ISSN 0386-4995

土木研究所報告

第 159 号

1978年宮城県沖地震災害調査報告
まえがき……栗林栄一…(2)
第1編　地震及び地震動……岩崎敏男…(2)
川島一彦
第2編　地震災害の概要……栗林栄一…(67)
田崎忠行
第3編　地形及び地質……菅原　捷…(91)
桑原啓三
第4編　地震災害……岩崎敏男…(112)
常田賢一
仲野公章
第5編　下水道施設の被害……市村訓男…(160)
第6編　河川堤防の被害……須賀堯三…(169)
佐々木　康
塩井幸武
第7編　ダムの被害……松本徳久…(201)
近藤　悟
第8編　道路盛土の被害……佐々木　康…(264)
谷口栄一
第9編　橋梁関係の被害……佐伯彰一…(278)
太田　実
小林茂敏
塩井幸武
川島一彦
西川和廣
第10編　地震後にとられた対策……田崎忠行…(418)
萩原良二
付　表……(433)

昭和 58 年 3 月

建設省土木研究所

Copyright © 1982 Fiscalycar by P.W.R.I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director P.W.R.I.

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

土木研究所報告
第159号 1983年3月

1978年宮城県沖地震災害調査報告

Report on the Disaster Caused by the Miyagi-ken-oki Earthquake of 1978

Synopsis :

This report summarizes the study on the disaster of the Miyagi-ken-oki (off Miyagi Prefecture) earthquake of June 12, 1978 with the magnitude of 7.4 on the Richter scale. It describes the damage features and analyses of civil engineering structures in rivers, roads and urban facilities, and the lessons from the experiences. It also deals with the disaster in a modern city of Sendai and its rehabilitation, which characterizes the earthquake effects.

Keywords : Miyagi-ken-oki Earthquake, Disaster

要 旨：

1978年6月12日に宮城県の東方沖に発生したマグニチュード7.4の地震は各種施設に多大な被害をもたらした。本報告は河川，道路，都市施設等における土木構造物の被害の実態，被害の力学的解析，得られた教訓について取りまとめたものである。さらに今回の地震の特徴の一つとされる仙台市を中心とする都市型の災害とその復旧について報告している。

キーワード：1978年宮城県沖地震，地震災害

目　　次

まえがき……(2)
第1編　地震及び地震動……(2)
第2編　地震災害の概要……(67)
第3編　地形及び地質……(91)
第4編　地盤災害……(112)
第5編　下水道施設の被害……(160)
第6編　河川堤防の被害……(169)
第7編　ダムの被害……(201)
第8編　道路盛土の被害……(264)
第9編　橋梁関係の被害……(278)
第10編　地震後にとられた対策……(418)
付　　表……(433)

まえがき

1978年6月12日（月曜日）の夕刻，宮城県，県北の金華山東方沖合の海底に震源をもつマグニチュードM=7.4の地震が発生した。この1978年宮城県沖地震は，死者28名を出し，仙台市を中心に宮城県はもとより福島県を初め周辺の県に影響を及ぼした。人口63万人を擁していた仙台市では，住宅及びライフライン施設等に随所に被害が生じ，近代的な大都市の地震災害の様相を示した。しかしながら火災の延焼からは免がれ，関係各機関の迅速な対応措置と関係住民の協力によって二次災害の拡大を防ぐことができたと言われている。

本報告は，地震動の強さの分布，都市型災害の特徴，地盤災害の形態，河川等水理施設及び道路施設の被害を調査すると共に震後の対応措置について調査し，吟味考察したものである。

現地調査は，別掲付表に示すとおり，34回，延68人によって震災直後の1978年6月14日から，1980年2月28日までの間，約1年半余にわたって行われた。

震後3年目に当る今日，ここに調査研究の結果を報告できることになった。著者一同に代って研究所内外の御関係の各位に厚く御礼申し上げる次第である。

1981年6月12日　地震防災部長　栗林栄一[1*]

第1編　地震及び地震動

岩崎敏男[2*]　Dr. Toshio Iwasaki
川島一彦[3*]　Dr. Kazuhiko Kawashima

目　　次

1.　地震の概要……(3)
2.　加速度強震記録の特性……(9)
〔1〕　最大加速度の分布……(9)
〔2〕　最大加速度の距離減衰特性……(11)
〔3〕　3方向成分間の最大加速度値の関係……(12)
〔4〕　53年2月20日の地震記録との比較……(13)
3.　代表的な加速度強震記録の特性……(15)
〔1〕　開北橋の強震記録……(15)
〔2〕　樽水ダムの強震記録……(15)
〔3〕　伊達橋の強震記録……(15)
4.　墓石転倒状況からみた地震動強度の分布……(30)
〔1〕　墓石の転倒と地震動強度に関する既往の研究……(30)
〔2〕　調査方法及び調査対象……(31)
〔3〕　調査結果……(32)
〔4〕　調査結果の考察……(57)
5.　まとめ……(64)
謝　　辞……(64)
参考文献……(64)

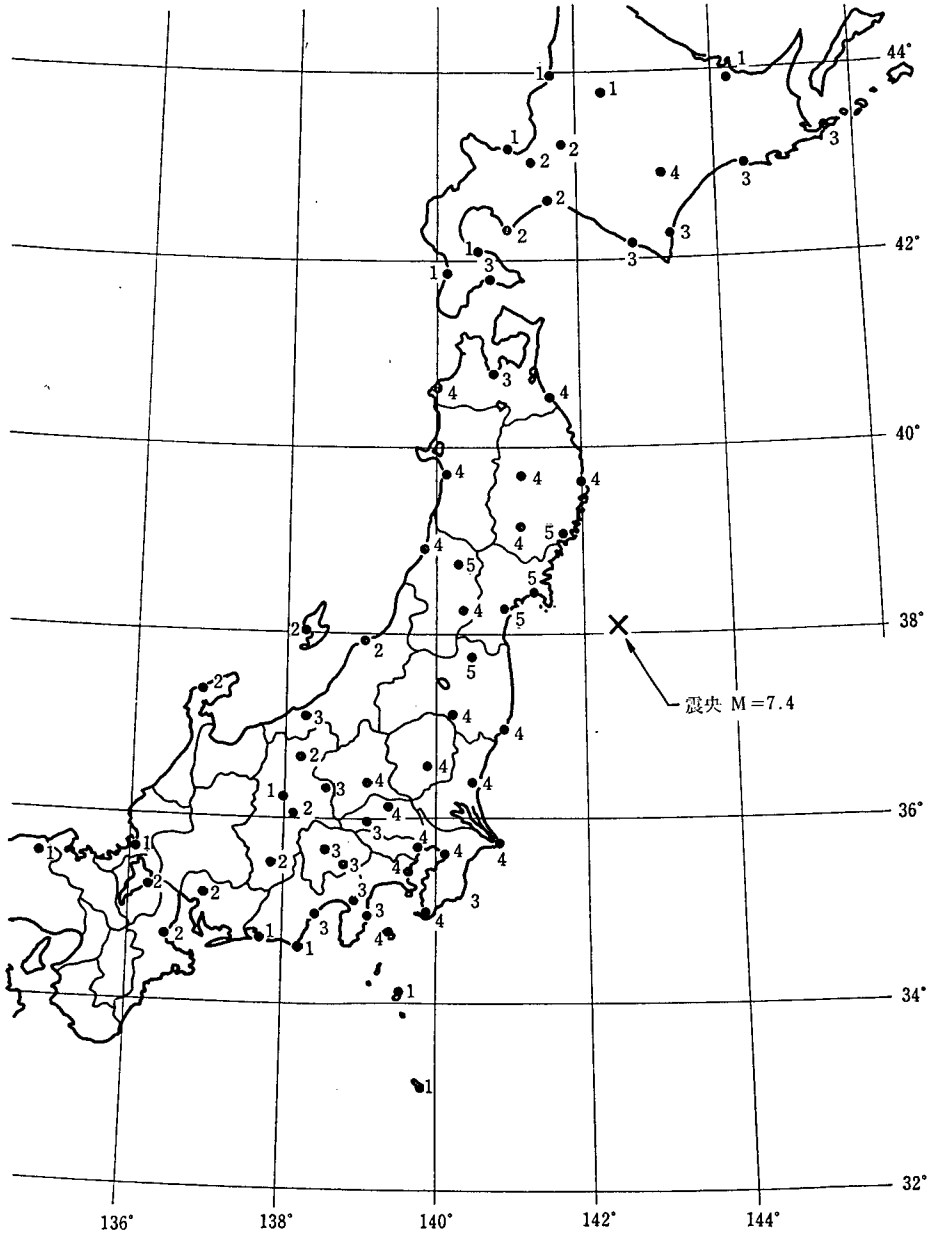
1* 地震防災部長（現豊橋技術科学大学教授）
2* 地震防災部振動研究室長（現耐震研究室長）工博
3* 地震防災部振動研究室主任研究員　工博

1. 地震の概要

昭和53年6月12日午後5時14分頃宮城県金華山東方沖約 60 km に震源を持つマグニチュード 7.4 の地震が発生し，気象庁により「1978年宮城県沖地震」と命名された。各地の震度は図—1·1 に示すとおりであり，仙台，福島，大船渡，新庄で震度5の強震，東京，千葉，前橋，秋田，盛岡，八戸等で震度4の中震であった。

本震後，余震と思われる地震が同海域に生じた。有感地震は表—1·1 に示すとおりであり，時間別及び日別の有感地震の発生回数は図—1.2 に示すように減少した。一連の余震の中で最も震度の大きかったのは，6月14日午後8時34分の地震で，福島で震度4，大船渡，宮古，盛岡等で震度3であった。

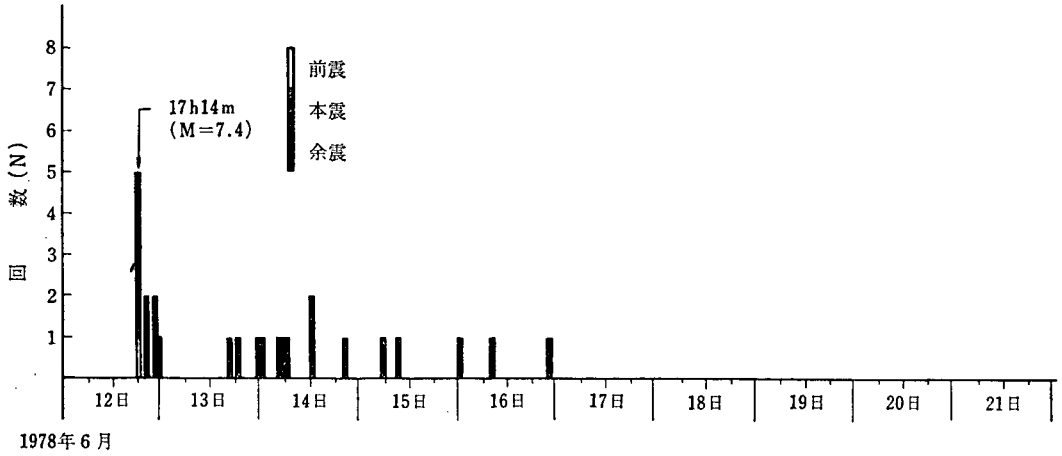
気象庁による本震及び余震の発生位置は図—1·3 に示すとおりである。この図には1968年2月20日の宮城県沖の地震（M=6.7）による本余震位置も示されている。2月の地震の本震は東経142度12分，北緯38度45分，今回の地震は東経142度13分，北緯38度9分とされているので，今回の地震は2月の地震のほぼ60km程真南



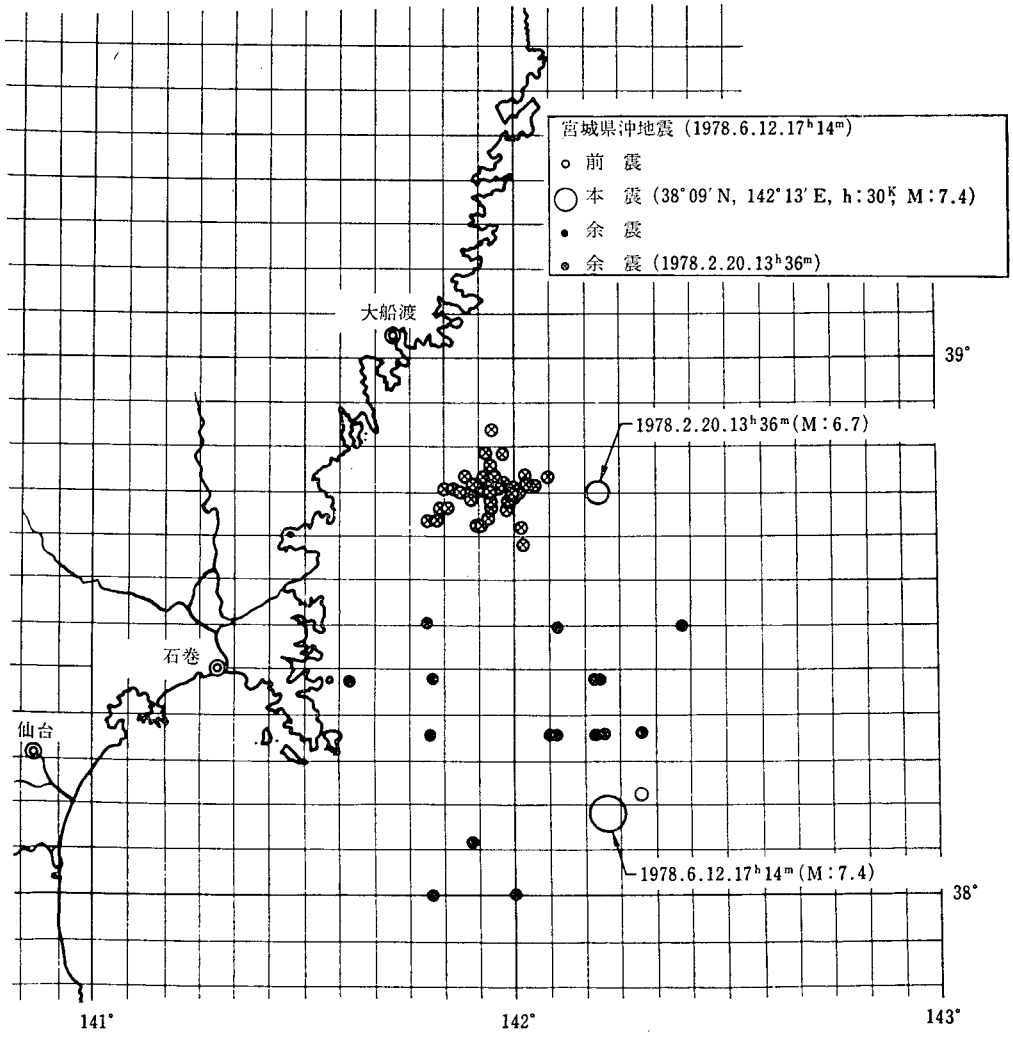
図—1·1　1978 年月宮城県沖地震による各地の震度（気象庁による）

表—1·1 宮城県沖地震の有感余震（気象庁による）

No.	日	時間	震度	気象台	震源（漸定値）		深さ
					北緯	東経	[km]
1	12	17 時 49 分	I	大船渡			
2	12	18 時 08 分	I	大船渡，福島			
3	12	18 時 13 分	II I	大船渡，宮古，八戸，福島 石巻，盛岡，仙台，白河，小名浜，宇都宮，東京	38.5°	124.4°	40
4	12	18 時 19 分	I	大船渡			
5	12	18 時 40 分	III II I	大船渡 石巻，宮古，盛岡 仙台，福島，東京	38.4°	142.2°	40
6	12	18 時 52 分	I	大船渡			
7	12	20 時 09 分	I	大船渡			
8		20 時 14 分	II I	大船渡 仙台，盛岡，宮古，福島，白河	38.3°	142.2°	50
9	12	22 時 05 分	I	福島			
10	12	22 時 30 分	I	大船渡			
11	12	23 時 43 分	I	大船渡			
12	13	16 時 15 分	I	大船渡，石巻	38.4°	141.6°	60
13	13	18 時 37 分	I	大船渡			
14	13	23 時 11 分	I	石巻			
15	14	00 時 00 分	I	大船渡			
16	14	04 時 43 分	I	大船渡			
17	14	05 時 45 分	II I	福島 白河，石巻，大船渡	38.1°	141.9°	40
18	14	06 時 23 分	I	大船渡，石巻	38.5°	141.8°	40
19	14	12 時 36 分	I	大船渡	38.3°	142.1°	60
20	14	12 時 47 分	I	大船渡	38.3°	142.2°	60
21	14	20 時 34 分	IV III II I	福島 大船渡，宮古，盛岡，一ノ関，石巻 東京，酒田，仙台，宇都宮，新庄，山形，熊谷，小名浜，青森，千葉，八戸，水戸 秋田，館山，横浜，浦河，甲府，釧路，名古屋，小樽，帯広，森，前橋，相川，新潟，銚子，室蘭	38.3°	142.3°	40
22	15	05 時 46 分	I	大船渡，石巻	38.5°	142.1°	40
23	15	09 時 45 分	I	石巻	38.3°	142.1°	30
24	16	00 時 03 分	III II I	福島 仙台，宮古，大船渡，水戸，白河，石巻 盛岡，小名浜	38.0°	141.8°	40
25	16	08 時 54 分	I	石巻，大船渡	38.0°	142.0°	40
26	16	22 時 40 分	I	大船渡，石巻，福島	38.0°	141.8°	40



図—1·2　1978宮城県沖地震の時間別有感前余震回数（気象庁による）



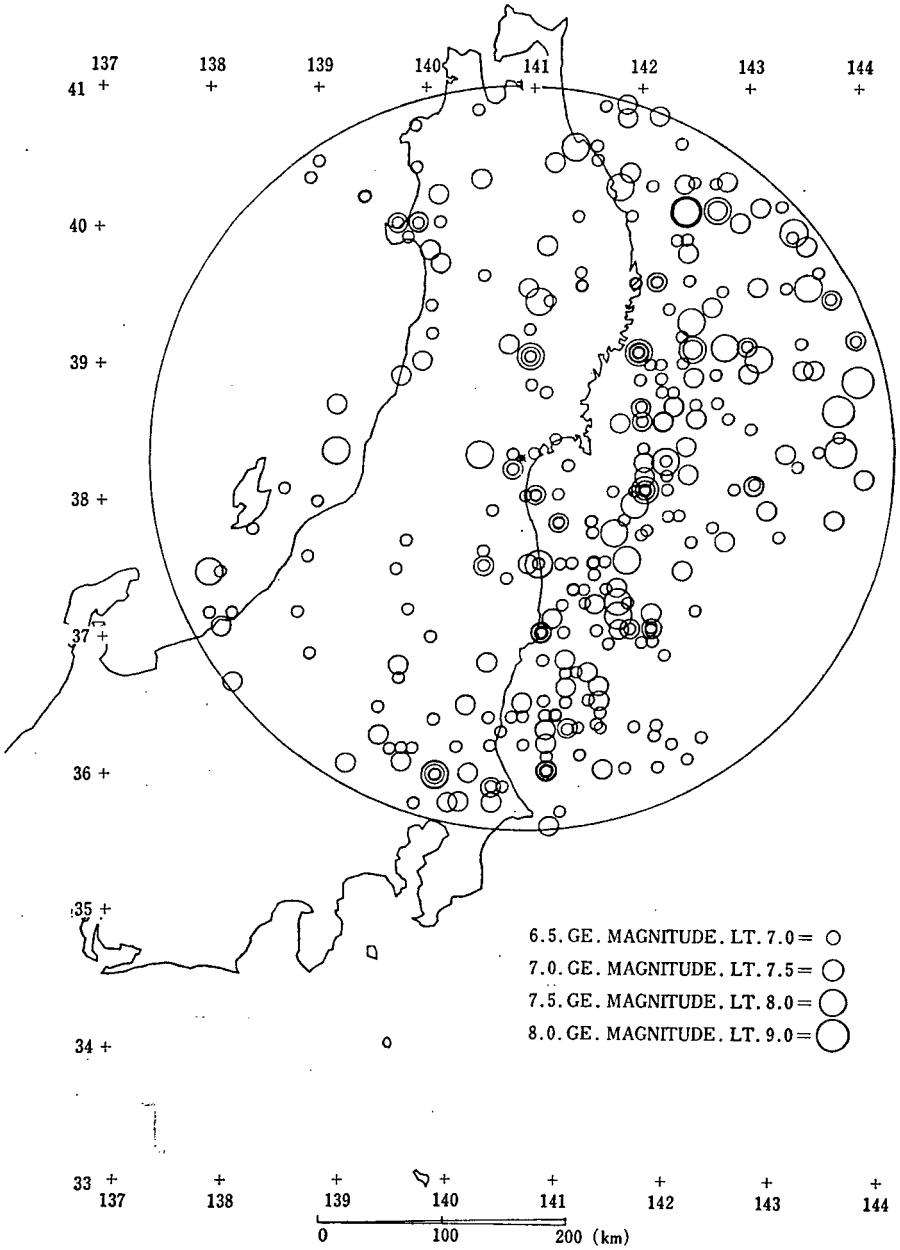
図—1·3　余震の分布（気象庁による）

に下がった地点で生じたことになる。

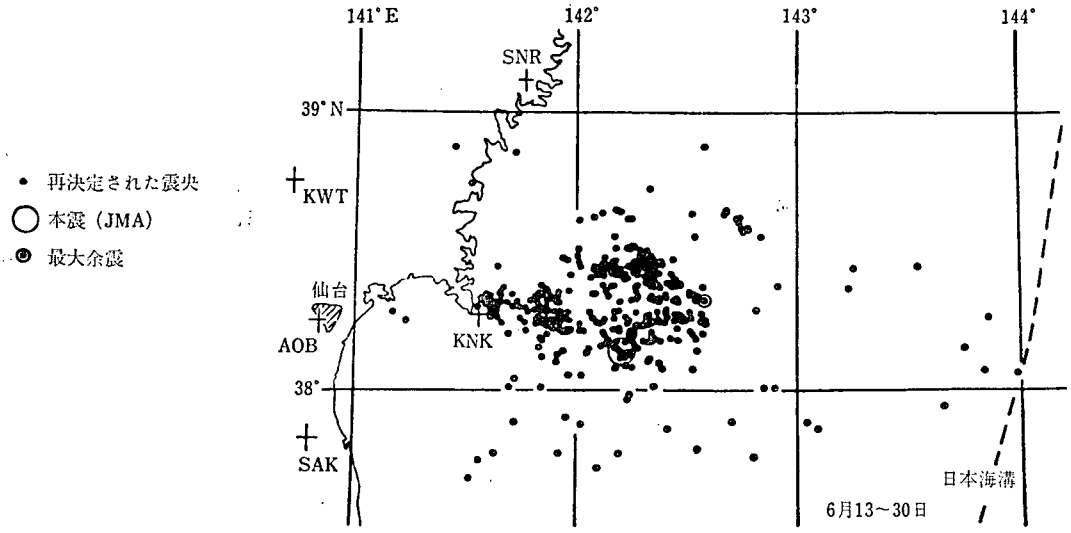
東北地方を中心とする過去の地震（$M \geqq 6.5$）発生状況は図—1·4 に示すとおりであり，今回の地震の発生した金華山沖は周辺地域に比べて地震発生頻度の高い地域であることが分かる。

余震観測に関しては東北大学を中心として詳細な観測が実施されている[1)~5)]，図—1·5 は増田ら[1)]による6月13日から6月30日までの余震分布を示したものである。また，図—1·6 は瀬野ら[3)]によって提案された今回の地震の断層モデルである。このモデルでは，断層面の大きさは長手方向に 80 km，短辺方向に 30 km，ディップ・アングルは 20 度とされている。また，図—1·7 は相田[6)]により津波の数値計算に基づいて提案された長手方向に 65 km，短辺方向に 25 km，ディップ・アングル 20 度の断層モデルである。いずれの断層面も西端が牡鹿半島先端近くまで伸びている。

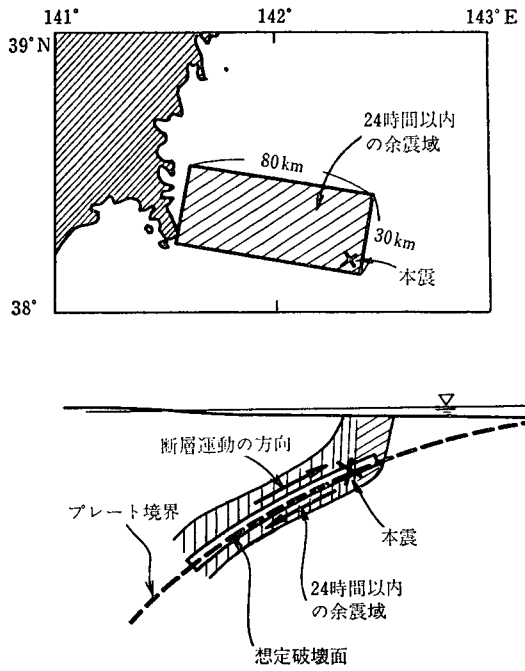
図—1·8 は東北地方の断面を東西方向から見た図（大塚らによる）であり，上方の黒く塗られた部分が日本列



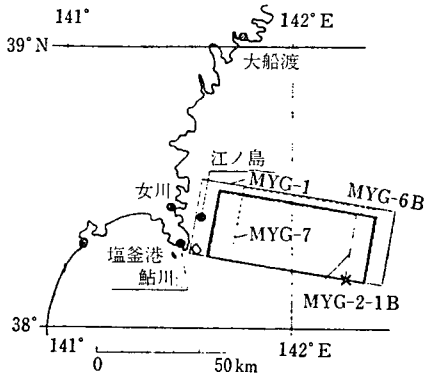
図—1·4 仙台を中心とする過去の地震発生状況［416~1977 年］（気象庁のデータによる）



図—1·5　余震分布（増田らによる）



図—1·6　1978 年宮城県沖地震の断層モデルの一例
（瀬野らによる）



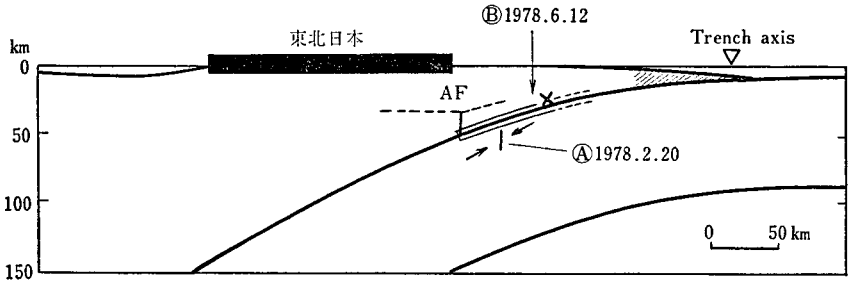
図—1·7　断層モデル（相田による）

島，その左側が日本海，右側が太平洋である。今回の地震は図に示されるように日本列島とその下にもぐり込む太平洋プレートとの境界面上に発生した典型的な地震と言われている。これに対して昭和53年2月20日の地震は日本列島にもぐり込む太平洋プレート内で生じたとされている。図—1·9 はこのような今回の地震の断層面の動きを模式的に表わした図である。

また，大塚ら[4),5)]は東北大学により精密に定められた余震分布（図—1·10）に基づいて図—1·11 に示すように大きく2つの断層面を考えている。これによれば，まず東側の断層面の南端に破壊が始まり，北へ約 36 km 伝播する。次に，東側断層面の破壊開始後約 12 秒後に西側の断層面の東側にもう1つの破壊が生じ西方へ向かって約 45 km 伝播する。このような断層モデルを仮定して世界各地で観測された表面波の波形を計算すると，実測結果と比較的よく一致するとしている。

また，今回の地震では本震の約5分前に，マグニチュード $M=5.8$ の前震が発生しているが，この影響を考慮して図—1·11 に示した断層モデルを更に詳細に検討した結果が図—1·12（瀬野，須藤らによる）であり，図—1·11 の東側の断層面を2つに分割し，合計 3 つの断層が想定されている。表—1·2 は以上のような断層モデルの諸元をまとめたものである。

今回の地震により比較的震源近くで採取された開北橋や樽水ダムにおける加速度強震記録には，後述するように加速度振幅が大きくなる箇所が2箇所現われており，上述のように本震に際して2つの断層が破壊したとする地震学の分野からの情報とよく符合しているように思われる。



図—1·8 東北地方の東西断面（瀬野，須藤，江口 1978）

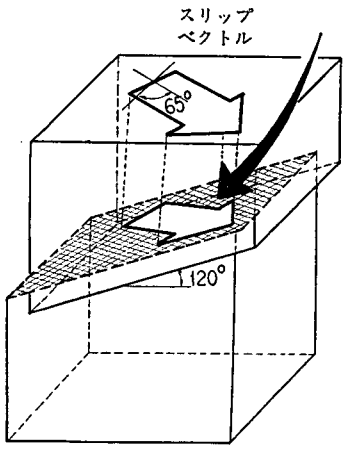
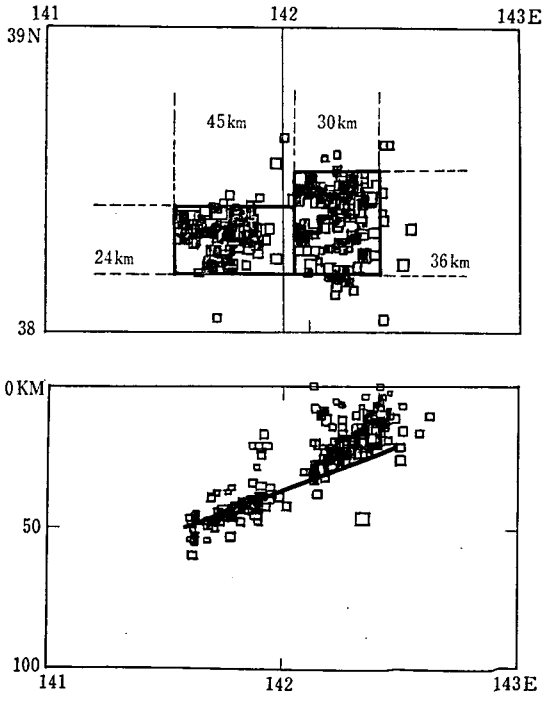
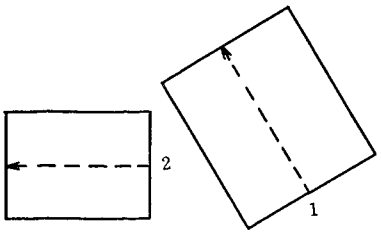


図 1·9 本震の断面の模式図（大塚，須藤，石橋）



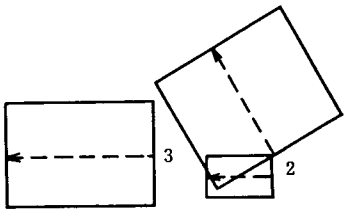
図—1·10 余震分布とその断面モデルの区分（大塚，須藤，石橋）



図—1·11　1978 年宮城沖地震の断面モデル（瀬野，須藤，Somerville，島崎，江口，1979）

表—1.2　1978 年宮城県沖地震に対する断層モデルのパラメーター（瀬野，須藤，Somerville，島崎，江口，1979）

断層の走行		N 10°E		
傾斜角		20°W		
スリップアングル		76°		
スリップベクトル		N 65°W		
地震モーメント		3.1×10^{27} dyne cm		
		1st segment	2nd segment	
断層長さ		37 km	(A) 24 km	(B) 24 km
断層の幅		34 km	46 km	34 km
深さ		23–34 km	34–50 km	28–50 km
モーメント比		1.0*	0.65–1.0	
破壊の方向		N 20°W	N 80°W	
くい違い量	(C)	1.9 m		
	(D)	1.8–2.1 m	1.6–2.0 m	2.1–2.7 m
応力降下	(C)	70 bars		
	(D)	90–105 bars	80–105 bars	125–160 bars
破壊速度		3.2(±3)km/sec		
立上り時間		2(±1)sec		



図—1.12　1978 年宮城沖地震の断面モデル（前震を考慮した場合）（瀬野，須藤，Somerville，島崎，江口，1979）

2. 加速度強震記録の特性

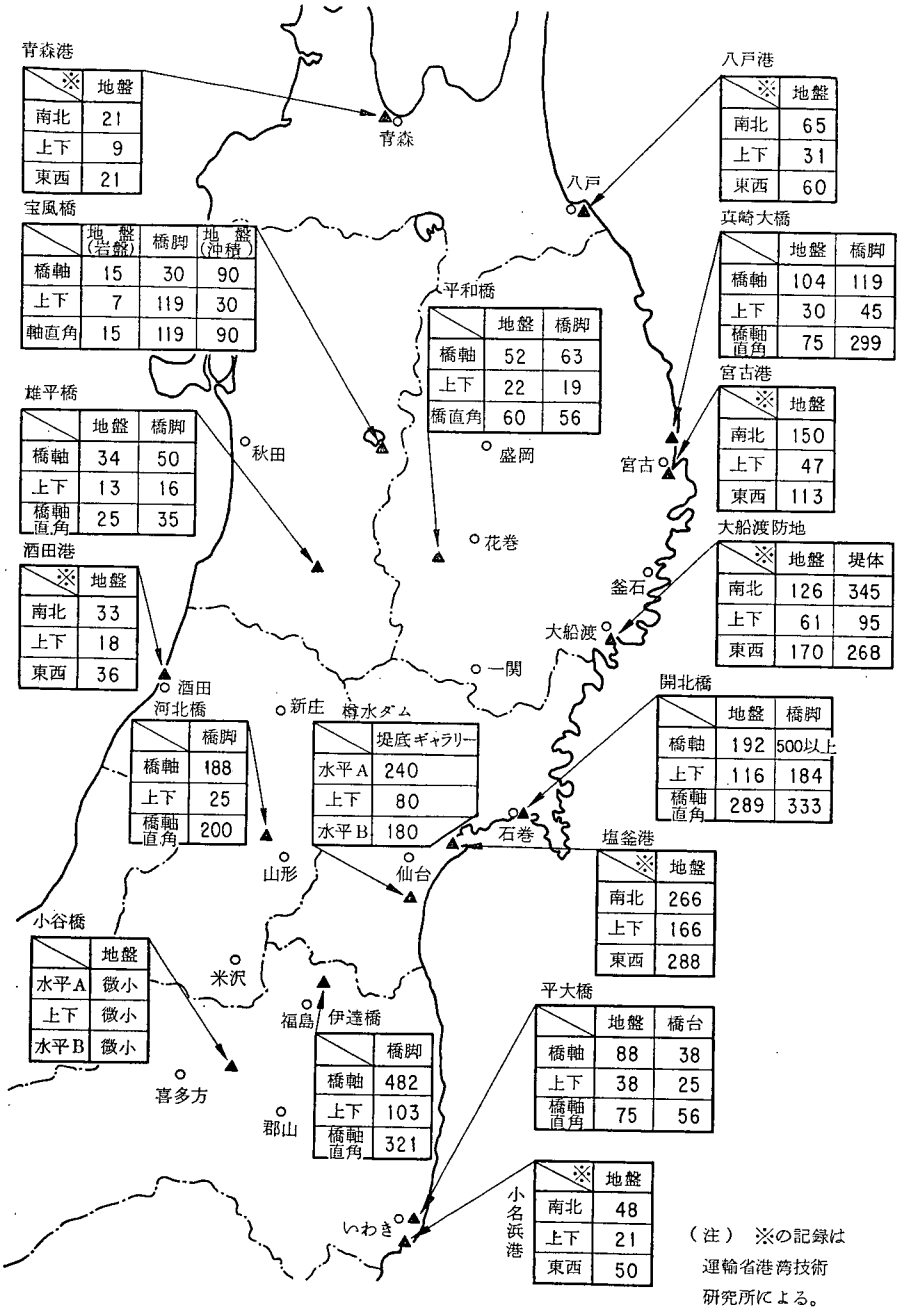
〔1〕 最大加速度の分布

今回の地震では，宮城県を中心として設置されていた工学用強震計が作動し，多くの強震記録を得ることができた。建設省及び運輸省が所掌する道路橋，ダム，港湾施設等の公共土木施設を中心として今回の地震により観測された最大加速度の分布は 図—1·13 に示すとおりである。強震計の設置箇所が限られているため，これより直接に地震動強度の分布を求めることはできないが，一般的な傾向としては次のような点を指摘することができる。

（1） 地盤上における水平 2 成分のうちのいずれか一方向の成分の最大加速度が 200 gal 以上であったのは，石巻市（開北橋周辺地盤上），塩釜市（塩釜港地盤上），仙台市（国鉄仙台鉄道管理局建物地下 1 階，東北大学工学部建物 1 階，七十七銀行本店地下 1 階，住友生命仙台ビル地下 2 階などの建物の記録），名取市（樽水ダム監査廊内）の記録の外に，後述するように福島市（伊達橋周辺地盤上）においては最大加速度が 300 gal 近い記録もある。

（2） 上記 (1) のうち，地盤上における水平 2 成分のうちのいずれか一方の最大加速度が 300 gal を超したと考えられるのは，石巻市（開北橋），塩釜市（塩釜港）及び仙台市（国鉄仙台鉄道管理局建物地下 1 階）の 3 地域と考えられる。最初の 2 地点における記録上の最大加速度はいずれも 300 gal 弱であるが，これらは共に SMAC–B 2 型強震計で観測されたものであり，短周期成分における計器補正を施すと 300 gal 以上になるものである。

（3） 地盤上における水平 2 成分のうちのいずれか一方の最大加速度が 100 gal 以上あったのは，上記 (1)，(2) 以外に宮古市（真崎大橋周辺地盤，宮古港地盤上），大船渡市（大船渡防地地盤），いわき市（平大橋周辺地盤上）の各地域と考えられる。



図—1·13 最大加速度の分布（1978 年 6 月 12 日宮城県沖地震，単位はガル）

〔2〕 最大加速度の距離減衰特性

地震動の最大加速度の距離による減衰を調べるために，水平2成分のうちの大きい方の最大加速度と距離の関係を示したのが図—1.14である。ここで，震央は最初に破壊の生じた点で一般には震源域の端の方に位置すると言われているから，断層からの地震エネルギーが解放された中心部の点とは必ずしも一致しない。このような点を考慮して，ここでは最大加速度の距離減衰特性を表わす距離の起点として，震源ではなく図—1.6に示した断層モデルの中心位置（東経142度，北緯38度20分とした）をとった。

図—1.14に示すように，距離の増加と共に最大加速度は指数関数的に低減するが，同一距離であっても加速度値には2〜3倍程度の開きがみられる。

現在までに我が国で得られた447成分の強震記録の加速度の解析結果によれば，第1種（岩盤）及び第4種（沖積地盤）上での最大加速度 A_{max}[Gal] の最大値は，マグニチュード M 及び震央距離 Δ[km] の関数として次式で与えられる[25)26)]。

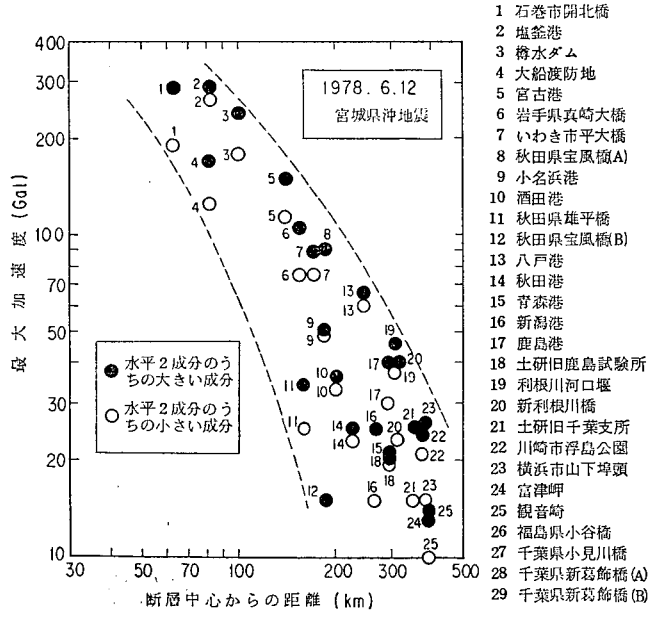
$$A_{max}=\begin{cases}46.0\times10^{0.208M}\times(\Delta+10)^{-0.086}\\12.8\times10^{0.432M}\times(\Delta+10)^{-1.122}\end{cases}\cdots(1\cdot1)$$

式(1·1)を用いて計算した今回の地震（M=7.4）に対する最大加速度 A_{max} と実測値との比較を図—1·15に示す。これによれば，今回の地震による強震記録は式(1·1)で推定される現在までの平均的な最大加速度より断層中心からの距離が約200 km以内の範囲においてかなり高めの結果となっていることが分かる。

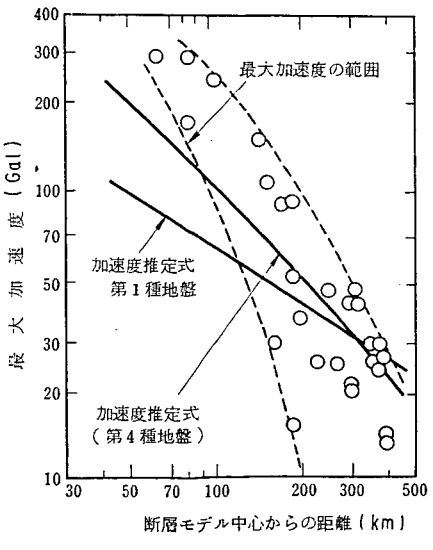
つぎに，図—1·14に示した最大加速度の距離減衰特性に対する観測点近傍のマクロな地層構成や断層から観測点までの伝播経路の特性の影響を検討した。図—1·14の結果では，同一の距離であっても記録された最大加速度には2〜3倍の開きがある。最大加速度と断層中心からの距離の関係は，図—1·16に示すようにA，B，Cの3つのグループに大別した。すなわち，Aグループは最大加速度と断層中心からの距離の関係においてそのおおむね上限となるグループであり，反対にCグループは，その下限となるグループ，又，Bグループは，AグループとCグループの中間に位置するグループである。いま，最大加速度の距離減衰特性をこのように分類できるとの想定のもとに，図—1·14をi）太平洋沿岸で観測された記録，ii）日本海沿岸で観測された記録，iii）内陸の主として山地部で観測された記録の3種類に分類するとi），ii），iii）の地域的な分類は上記A，B，Cの3グループとよい対応を見出しうる。したがって，以上のような結果から地震動が太平洋沿岸を伝播する場合と，内陸の山地を通過し，日本海沿岸に達するまでの場合とでは，最大加速度の減衰性に違いがある。

今回の地震で被害の著しかった宮城県東部の沖積地盤上での地震動の距離減衰は式(1·2)及び式(1·3)のようになる。ここで，式(1·2)はAグループ全体の記録から求めた関係式であり，式(1·3)はAグループのうち断層中心からの距離が170 km以内の記録から求めた関係式である。

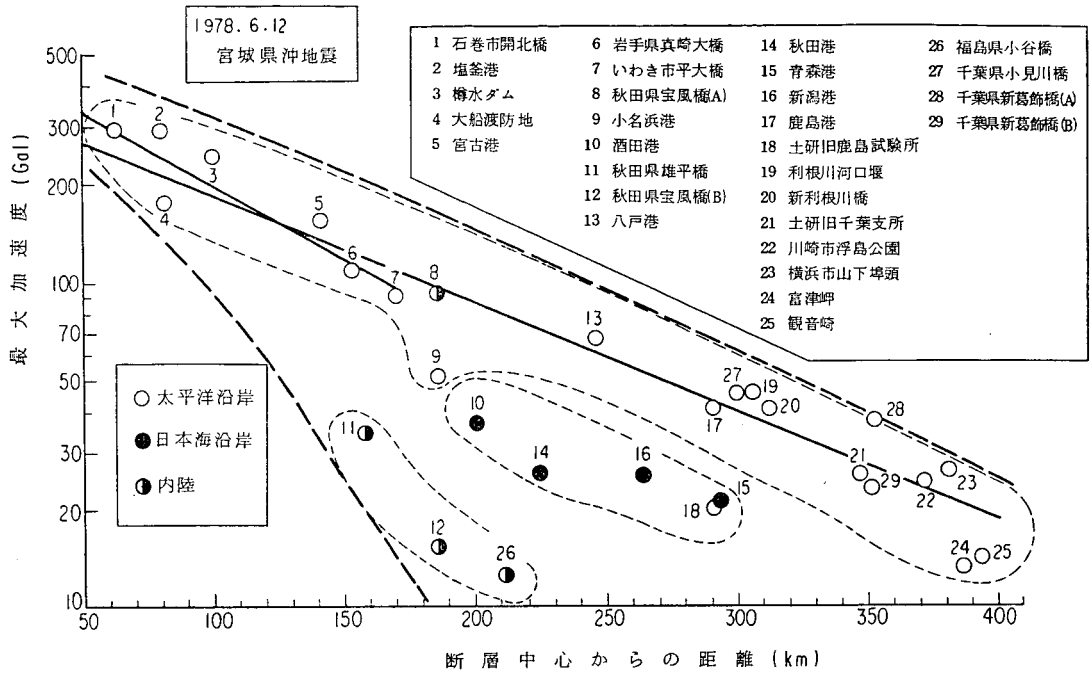
$$A_{max}=400\times10^{-0.00340\Delta}\quad(60\text{ km}<\Delta<400\text{ km})\cdots\cdots(1\cdot2)$$



図—1.14　水平成分最大加速度と断層中心からの距離の関係



図—1·15　最大水平加速度の距離減衰特性



図—1.16 地域別に分類した最大加速度 A_{max} と断層中心からの距離 Δ の関係（1978 年 6 月宮城県沖地震）

$$A_{max}=562\times10^{-0.00453\Delta} \quad (60\ \mathrm{km}<\Delta<170\ \mathrm{km}) \qquad \cdots\cdots(1\cdot3)$$

〔3〕 3 方向成分間の最大加速度値の関係

同一地点における直交する 3 成分（水平 2 成分及び鉛直成分）間の地震動加速度の最大加値の β_1, β_2 は,

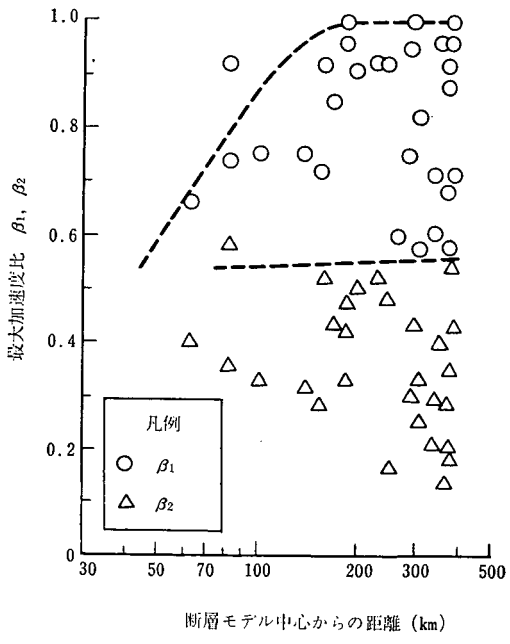
$$\beta_1 \equiv A_{H2}/A_{H1} \qquad \cdots\cdots(1\cdot4)$$

$$\beta_2 \equiv A_V/A_{H1} \qquad \cdots\cdots(1\cdot5)$$

ここで，A_{H1}, A_{H2} は水平 2 成分の最大加速度のうち，それぞれ大きい成分及び小さい成分，A_V は鉛直成分の最大加速度である。

このようにして，最大加速度比 β_1 及び β_2 を断層中心からの距離によって表わすと図—1·17 のようになる。水平成分間の比 β_1 に着目すると，データのばらつきが大きいが，断層中心距離が 200 km より小さい領域では β_1 は距離が減少するに従って全体として低下する。すなわち，水平 2 成分のうちの 1 成分が他成分より識別できるほどに大きくなる傾向が認められる。図—1·14 から明らかなように，断層中心距離が小さければ最大加速度 A_{H1} は一般に大きく，このような領域において A_{H2} が A_{H1} よりもかなり小さくなる可能性がある。

次に，鉛直成分と水平成分間の比 β_2 は β_1 ほど断層中心距離によって値が変化していない。β_2 の最大値は 0.6 であり，平均値は 0.35 である。



図—1·17 水平成分間の最大加速度比 β_1〜水平成分と鉛直成分間の最大加速度の比 β_2〜距離の関係

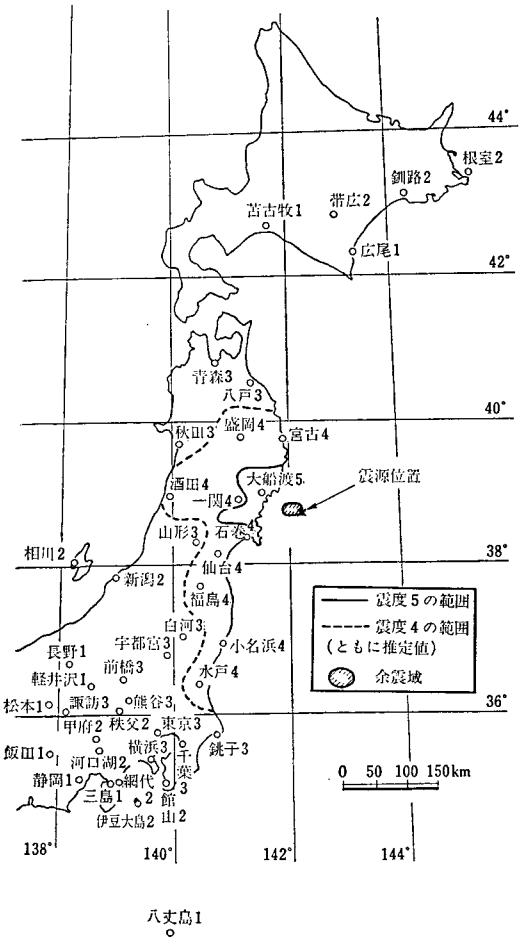
〔4〕 53年2月20日の地震記録との比較

今回の地震の約6箇月前（昭和53年2月20日）に岩手県大船渡の沖合約 50 km にマグニチュード 6.7 の地震（宮城県沖の地震）が発生している。震央は東経 142 度 12 分，北緯 38 度 45 分，震源の深さは約 50 km とされており，今回の地震の震央の約 60 km ほど真北の位置に相当している。各地の震度は図—1·18 に示すとおりであり，大船渡で震度 5，仙台，盛岡，福島等で震度 4 であった。

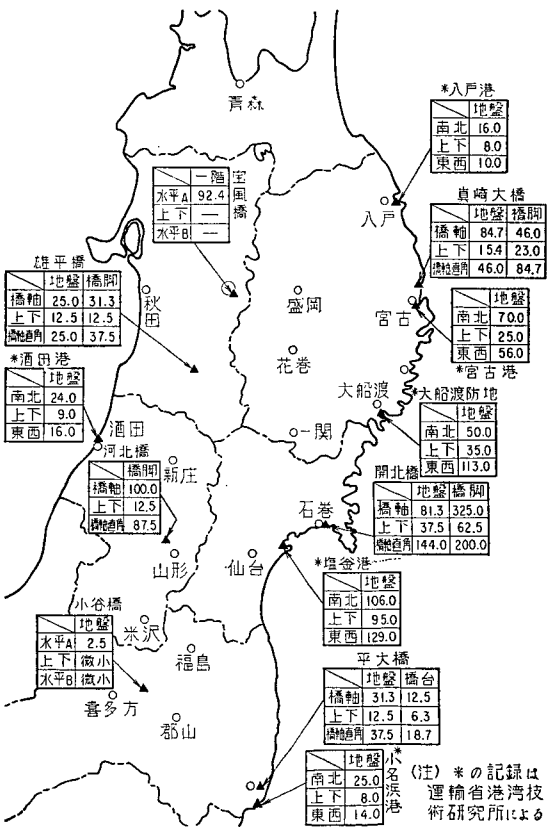
この地震により，6月の宮城県沖で加速度強震記録が採取されたとほぼ同程度の範囲で記録が得られており，建設省土木研究所及び運輸省港湾技術研究所の強震計により採取された加速度の最大値の分布は図—1.19 に示すとおりである。

これらの記録をもとに，最大加速度の距離減衰特性を示すと図—1·20 のようになる。ここで，距離の起点は震央にとっている。

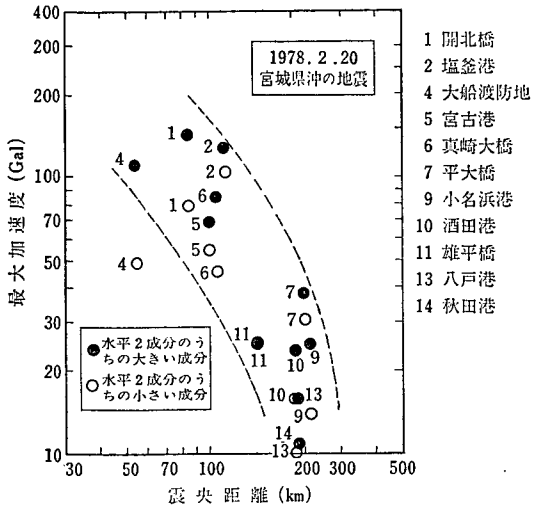
図—1·20 の結果を図—1·14 に示した今回の地震による最大加速度と比較するために，同一観測地点の同一方向どうしの記録を示したのが図—1·21 である。この結果によれば，最大加速度値が 50 gal 程度より小さい観測点においては2月の地震と6月の地震による最大加速度の比がややばらつく傾向にあるが，その他の観測点においては2月の地震に対する6月の地震の最大加速度の比は約2となっている。このうち，開北橋地盤上及び平大橋地盤上の記録につき，2月の地震記録に対する6月の地震記録の加速度応答スペクトル S_A の比を示したのが図—1.22 である。これによれば，固有周期が 0.1～1 秒程度の範囲では，この比は 2～3 程度であるのに対して，固有周期が 1.5 秒から2秒の範囲では 2～10 程度となっており，この範囲の周期成分に対しては6月の地震記録の加速度応答が顕著に大きくなっているのが分かる。



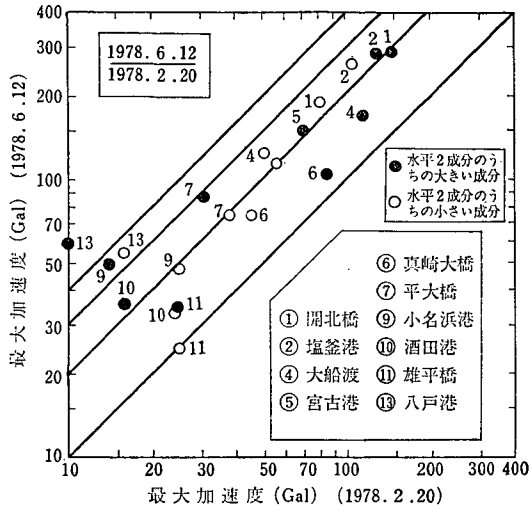
図—1·18 各地の震度（気象庁による）



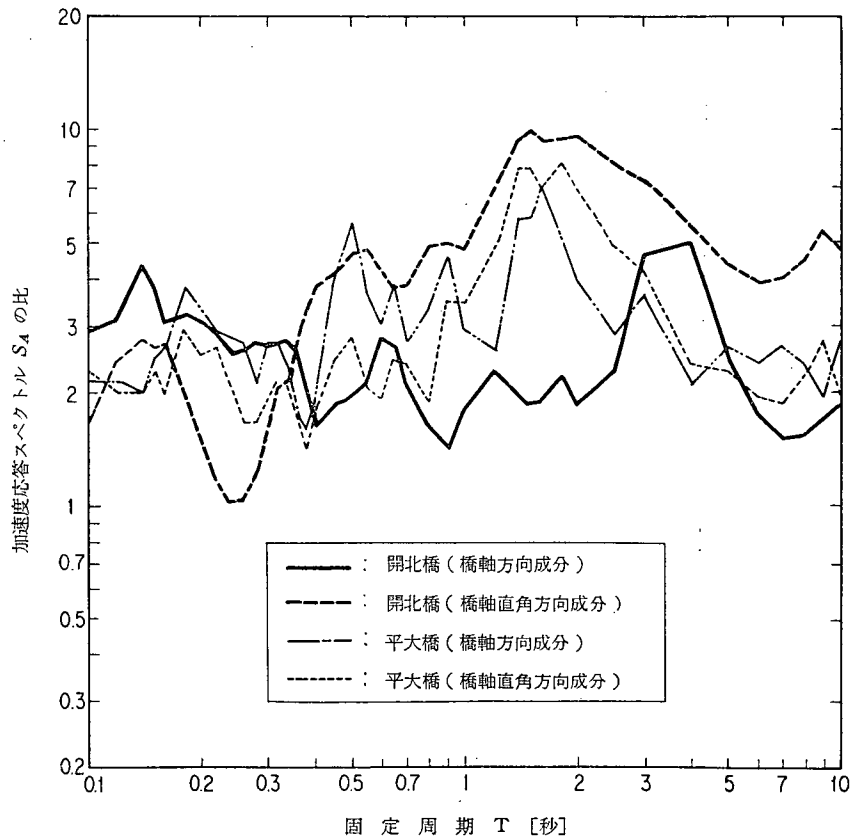
図—1·19 最大加速度の分布



図—1·20 最大加速度の距離減衰特性（1978年2月宮城県沖の地震）



図—1·21 昭和53年6月12日の宮城県沖地震と昭和53年2月20日の宮城沖の地震による最大加速度の比較



図—1·22 2月の地震記録に対する6月の地震記録の加速度応答スペクトル S_A の比
(S_A（6月）/S_A（2月），開北橋周辺地盤記録，平大橋周辺地盤記録)

3. 代表的な加速度強震記録の特性

〔1〕 開北橋の強震記録

開北橋は宮城県石巻市の一般県道河北～北上線と旧北上川の交差部に架かる橋長 285 m の 5 径間連続鋼箱桁橋（図—1·23）である。強震計（SMAC-B 2 型）は P2 橋脚の天端及び P2 から約 30 m 離れた左岸上流側の河川敷に 1 台ずつ設置されており，このうち地盤上の観測点で図—1·24 に示す強震記録が得られた。最大加速度は橋軸方向（E 42 度 S）には 193 gal，橋軸直交方向（N 42 度 E）には 287 gal であり，このうち 50 gal 以上の地震動の継続時間は両成分とも約 13 秒である。なお，橋脚天端でも記録が得られており，最大加速度は，橋軸方向には 500 gal 以上（SMAC-B 2 型強震計の限界加速度 500 gal を超えたため，完全な波形は記録できなかった），橋軸直角方向には 329 gal であった。

地震後に実施した地盤調査結果によれば，地盤上の強震計はせん断波速度 $V_S \simeq 1{,}300$ m/sec の中生代三畳系の砂岩～シルト岩（表面の 2～3 m は若干風化しているため，V_S はこれよりやや低い）に直接設置されていることが確められている。図—1·24 の強震記録には全体として約 3 Hz の振動数が卓越しており，また，8.5 秒と 11.5 秒付近の 2 回にわたり大きな加速度値を示している。

図—1·25 は地盤上の加速度記録を 4 秒ごとに区分し，それぞれの時間間隔内で振動数成分がどのように変化しているかをパワースペクトル密度で示したものである。これより，橋軸方向，橋軸直角方向とも初動の 4 秒間では約 3 Hz の地震動が卓越していること，この初動の 4 秒間がその後に続く地震動に比較して加速度レベルでは非常に優勢なパワーをもっていることが分かる。

図—1·26 は加速度応答スペクトル倍率 β 曲線（減衰定数 $h=5\%$）を示したものであり，比較のため平均応答スペクトルも併せて示されている。この平均応答スペクトルは，今回の地震による開北橋の記録を包含するように，地盤条件，マグニチュード M 及び震央距離 Δ のカテゴリーを，それぞれ 1 種，$6.8 \leqq M < 7.5$，60 km $\leqq \Delta <$ 20 km とした場合の値である。これより，橋軸直角方向成分の β 値は，固有周期が 0.1 秒から 4 秒に至るほぼ全領域に対して平均応答スペクトルと一致している。

開北橋では，今回の地震を含めて現在までに 9 回の地震により地盤上及び橋脚上で同時地震記録（最大加速度 25 gal 以上）が採取されている。地盤上の最大加速度と橋脚上の最大加速度の関係は図—1·27 に示すとおりであり，両者の間にはおおむね比例的な関係が認められる。両者の関係は，

$$\left.\begin{aligned} a_p &= 2.41 \times a_G^{1.10} \quad (\text{橋軸方向}) \\ a_p &= 2.03 \times a_G^{0.91} \quad (\text{橋軸直角方向}) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (1\cdot6)$$

今回の地震では，橋脚上の橋軸方向成分が振り切れて加速度記録を採取することができなかったが，今回の地震に対しても式 (1.6) を適用できるとの仮定のもとに，地盤上の最大加速度 191 gal に対応する橋脚上の橋軸方向の最大加速度を推定すると約 780 gal 程度となる。

〔2〕 樽水ダムの強震記録

樽水ダムは名取川水系増田川に設けられた堤高 43 m，堤長 256.5 m の中心コア型フィルタイプダムであり，強震計（SMAC-E 2 型）は監査廊（ギャラリー）内に 1 台，堤頂上に 1 台設置されていた（図—1·28）。今回の地震では堤頂上の強震計が不調であったため，ギャラリー内の強震計だけが作動し，図—1·29 に示す記録が得られた。最大加速度は，ダム軸方向（W 35 度 N）には 237 gal，ダム軸直角方向（N 35 度 E）には 177 gal である。

ダム軸方向の記録では 10.5～11 秒にかけての大きなパルス状の加速度波形がみられる。この記録を 4 秒間ごとに区分し，それぞれの時間間隔内でパワースペクトル密度を計算すると図—1·30 のようになり，最初の 4 秒間（8～12 秒）がその後に比較して加速度レベルで非常に優勢なパワー（卓越振動数は約 2 Hz）を持っており，その後の 12 秒間では約 1 Hz と 2～3 Hz の 2 つの振動数が卓越する傾向が認められる。

図—1·31 は加速度応答スペクトル倍率 β 曲線（減衰定数 $h=5\%$）を示したものであり，樽水ダム記録に対応するカテゴリーの平均応答スペクトル（第 1 種地盤，$6.8 \leqq M < 7.4$，60 km $\leqq \Delta <$ 120 km）も比較のために示している。この β スペクトルを前述の開北橋近傍地盤の β スペクトルと比較すると，類似点も多く見られるが，β 値は樽水ダム記録の方がおおむね 0.4 秒より短周期成分では低く，0.4 秒から 1.5 秒の範囲では逆に高くなっている。

〔3〕 伊達橋の強震記録

伊達橋は昭和 40 年に竣工した福島県伊達郡伊達町の一般県道伊達～霊山線と阿武隅川の交差部に架かる橋長 288 m，幅員 7 m の 4 径間連続鋼ワーレントラス橋である。一般図は図—1·32 に示すとおりであり，中央の P2 橋脚が固定支承，その他が可動支承となっている。伊達橋は地震により支承部及び下弦材を中心としてかなりの被害を受けた。被害を被った橋で強震記録が採取されたのは今回が最初である。

強震計（SMAC-B 2 型）は P2 橋脚天端に 1 台，橋から約 400 m 離れた中学校校庭に 1 台設置されていた

が，地盤上の強震計は前震と思われる記録を得たが，本震の記録を採取することができなかった。図—1.33 はP1橋脚及びP2橋脚の一般図を示したものである。

図—1·34 は橋脚上の加速度記録であり，最大値は橋軸方向に 478 gal，橋軸直角方向には，320 gal に達している。このうち，橋軸方向の最大加速度で 478 gal という値は主要動の開始後約 8.5 秒あたりの単一のスパイク状のパルスによるものである。図—1·35 はこの記録の加速度応答スペクトル曲線 β を示したものであり，0.5～1.0 秒あたりで増幅率の大きいことが分かる。

伊達橋橋脚上の記録で特徴的なことは，図—1·36 に示すように橋軸方向成分については 14 秒，また，橋軸直角方向成分については 9 秒をそれぞれ境として，その前と後では卓越振動数成分が全く違う点である。いずれの成分も前半に比較して後半の方が一見して振動数が高くなっており，これは上記の時間を境として高い振動数成分が混入しているためと考えられる。この程度の橋の卓越振動数成分としては，後半よりもむしろ前半の方が自然のように思われること，及び伊達橋では全支承が何らかの被害を受け，特に強震計の設置してあった P2 橋脚（固定支承）では沓のピンが破断し，上沓が下沓から完全に移動している状態にあったこと等から考えると，上述の時間あたりで支承が破壊され，それ以後は固定支承部において上沓と下沓が不連続な接触状態となったため，上述のように高い振動数成分が入り混ってきたと推定できる。

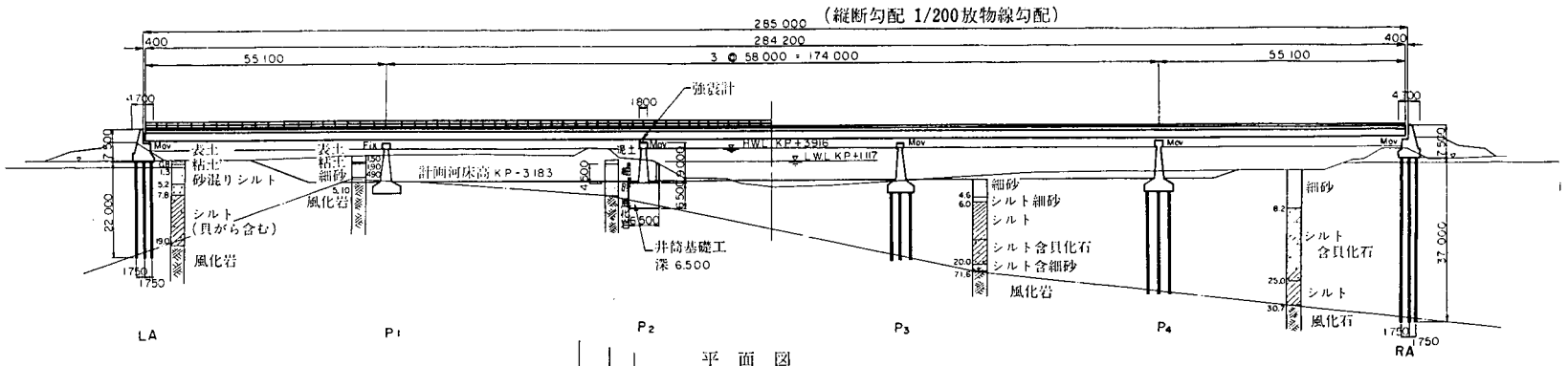
伊達橋においては，現在までに 13 回の地震により地盤上及び橋脚上の両方において強震記録（最大加速度おおむね 3 gal 以上）が採取されている。これらをもとに地盤上の最大加速度と橋脚上の最大加速度の関係を求めると図—1·37 のようになる。これより，橋脚上の最大加速度 a_P[gal] と地盤上の最大加速度 a_G[gal] の関係を求めると橋軸方向，橋軸直角方向及び上下方向に対してそれぞれ次のようになる。

$$\left.\begin{aligned} a_P &= 1.01\times a_G^{0.952} \quad (\text{橋軸方向}) \\ a_P &= 3.71\times a_G^{0.755} \quad (\text{橋軸直角方向}) \\ a_P &= 1.45\times a_G^{0.836} \quad (\text{上下方向}) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(1\cdot7)$$

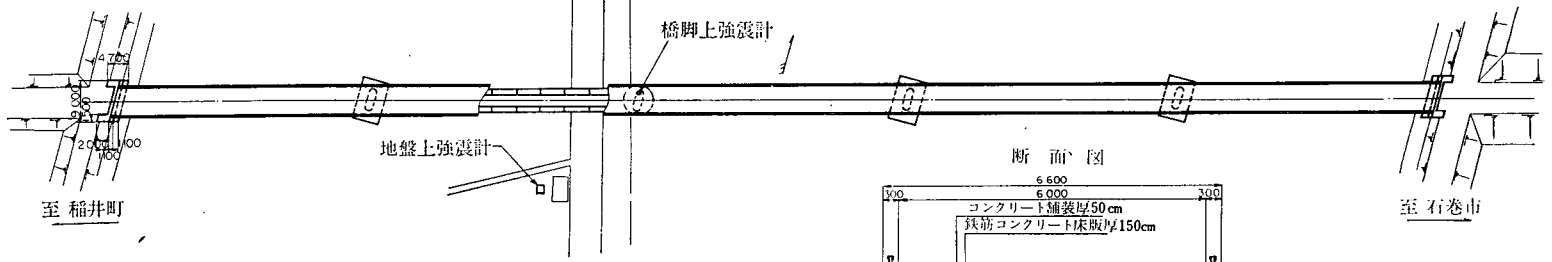
今回の地震では，橋脚上の記録だけが採取され，地盤上の記録が採れていないが，いま図—1·37 の関係を外挿することにより橋脚上の記録から地盤上の最大加速度記録を推定すると次のようになる。まず，図—1·34 に示した橋脚上の記録では，最大加速度は橋軸方向には 319 gal，橋軸直角方向には 475 gal である。この単一パルス状加速度を除くと，加速度はおおむね 200 gal 程度であり，いま，これを最大加速度と考えると，橋軸直角方向には地盤上最大加速度は 300 gal 程度となる。一方，橋軸方向には橋脚上の最大加速度 319 gal に対して地盤上の最大加速度は 300 gal 程度となり，橋軸方向の場合と同程度の加速度となる。このような点から，本橋周辺の地盤上では 300 gal 程度の最大加速度が生じたと推定できる。

側　面　図（5径間連続箱桁橋）

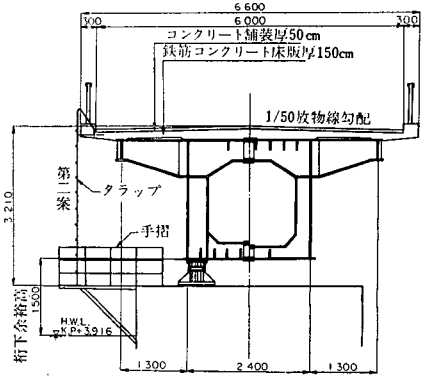
（縦断勾配 1/200放物線勾配）



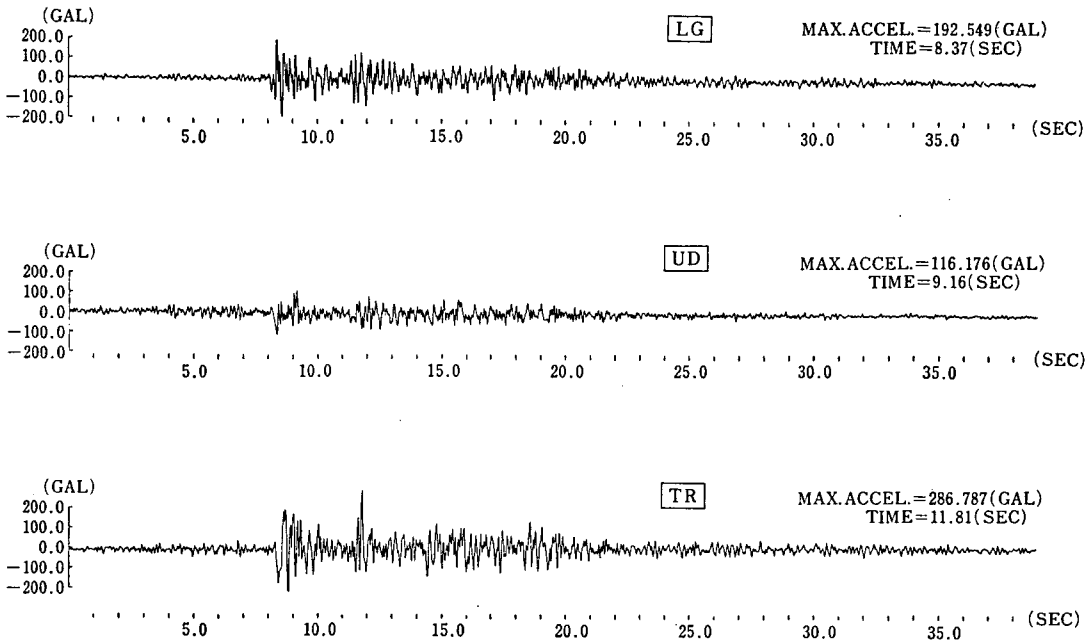
平　面　図



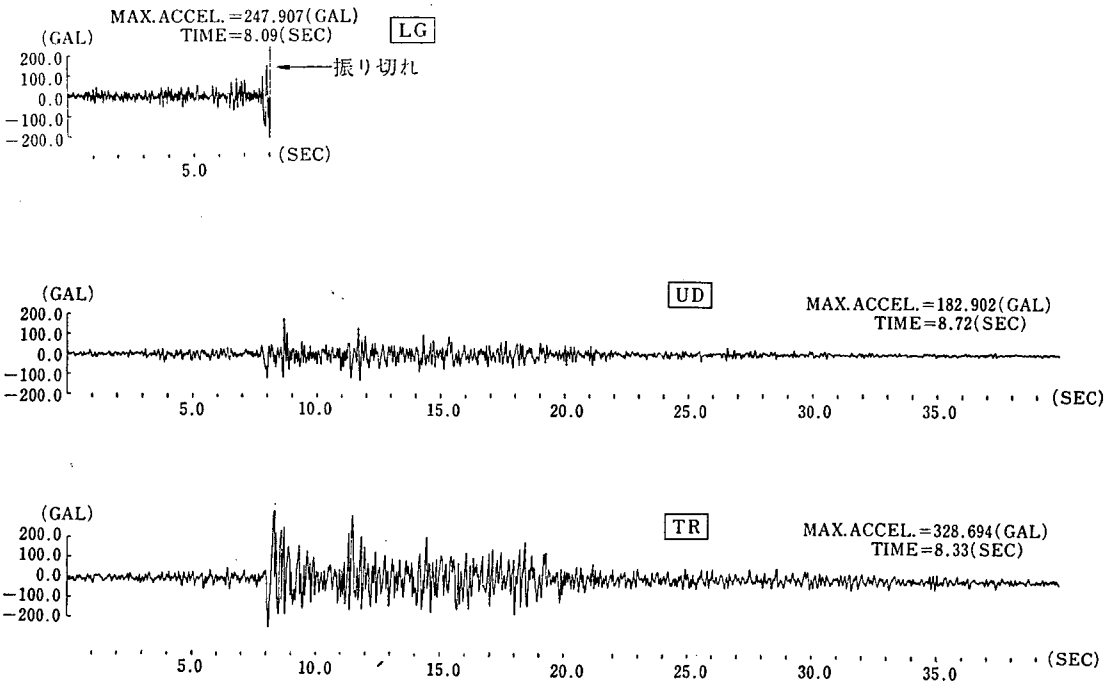
断　面　図



図—1·23　開北橋一般図

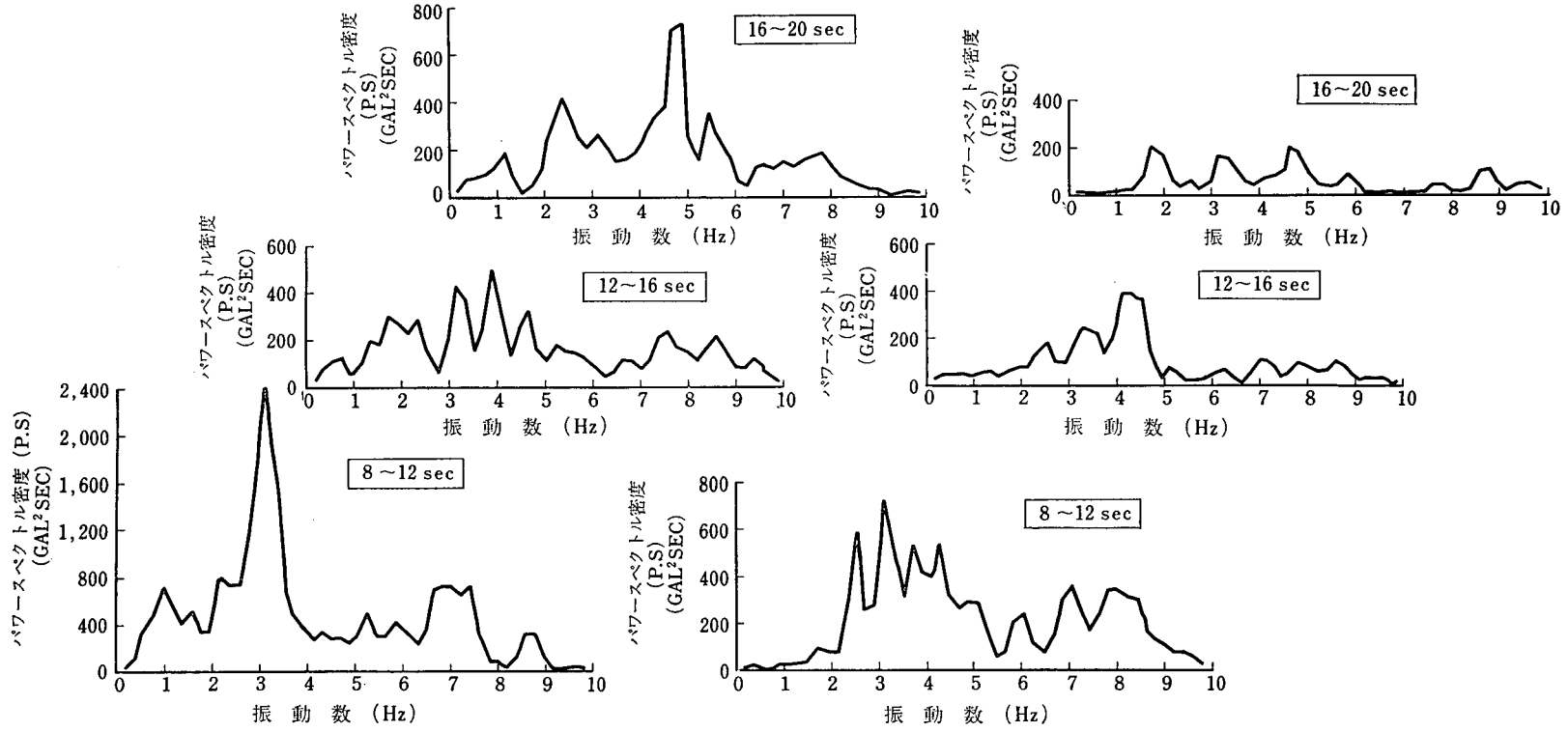


(a) 近傍地盤上



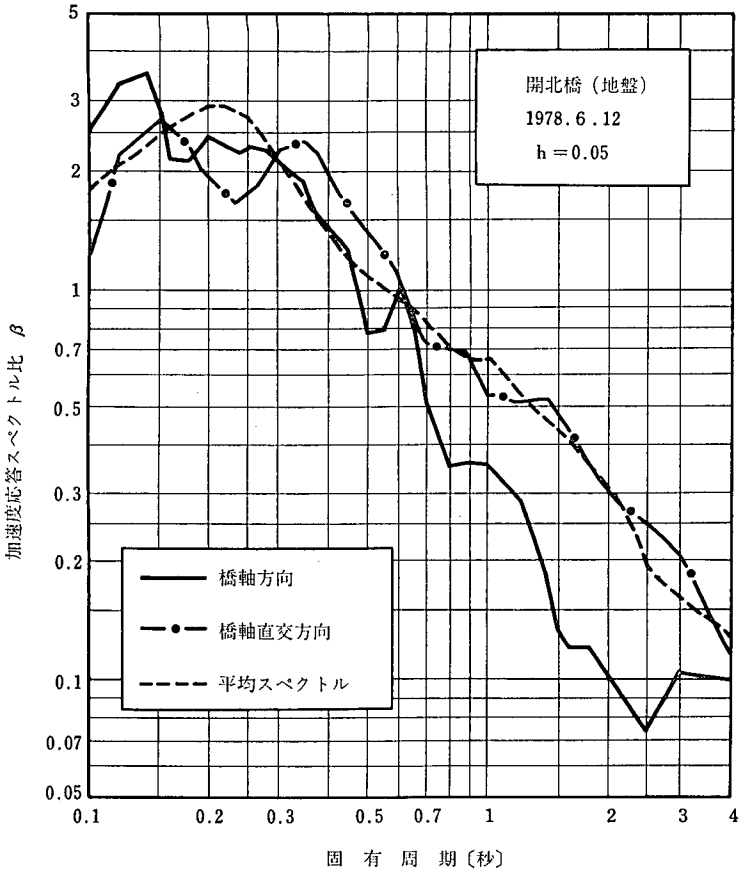
(b) 橋 脚 上

図—1·24 開北橋の加速度強震記録 (1978.6.12)

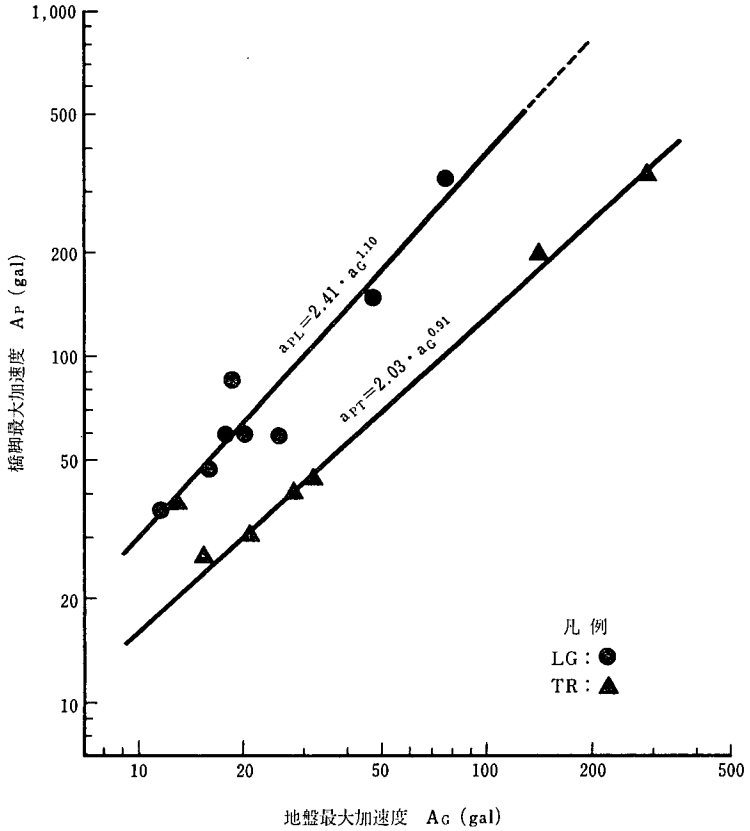


（a） 橋軸直角方向　　（b） 橋 軸 方 向

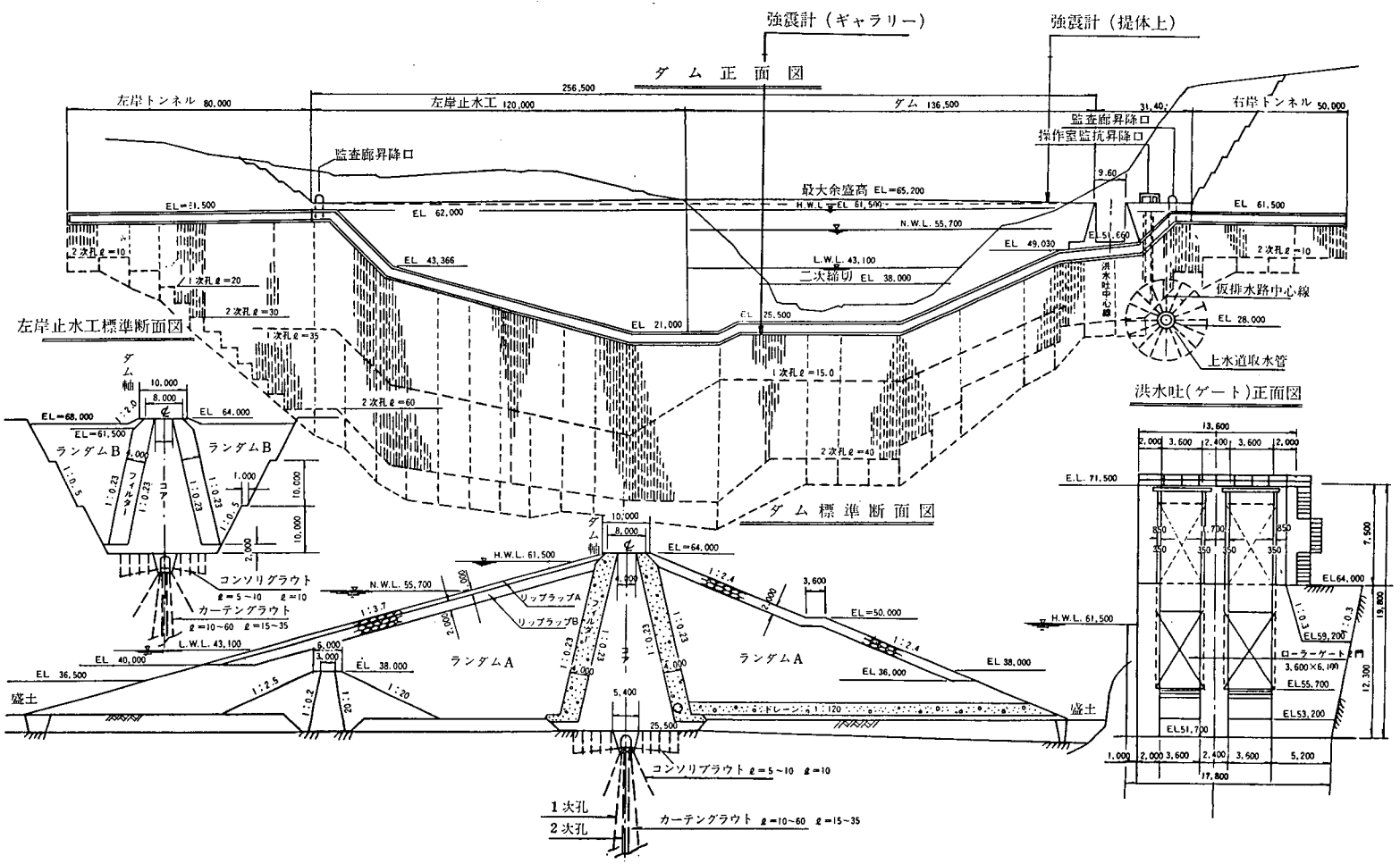
図—1・25 開北橋近傍地盤上の加速度強震記録のパワースペクトル密度



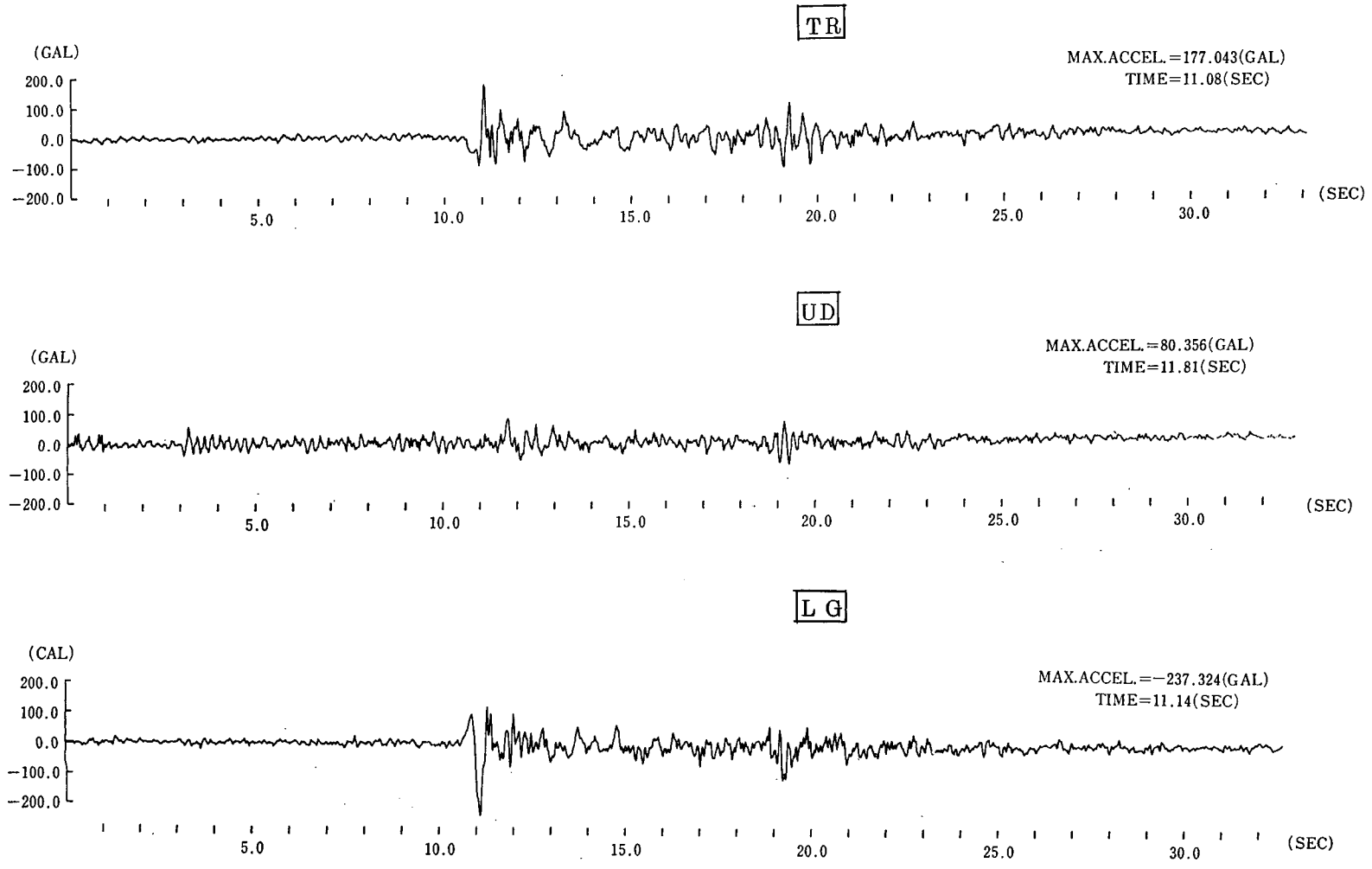
図—1·26 加速度応答スペクトルβ（地盤上）



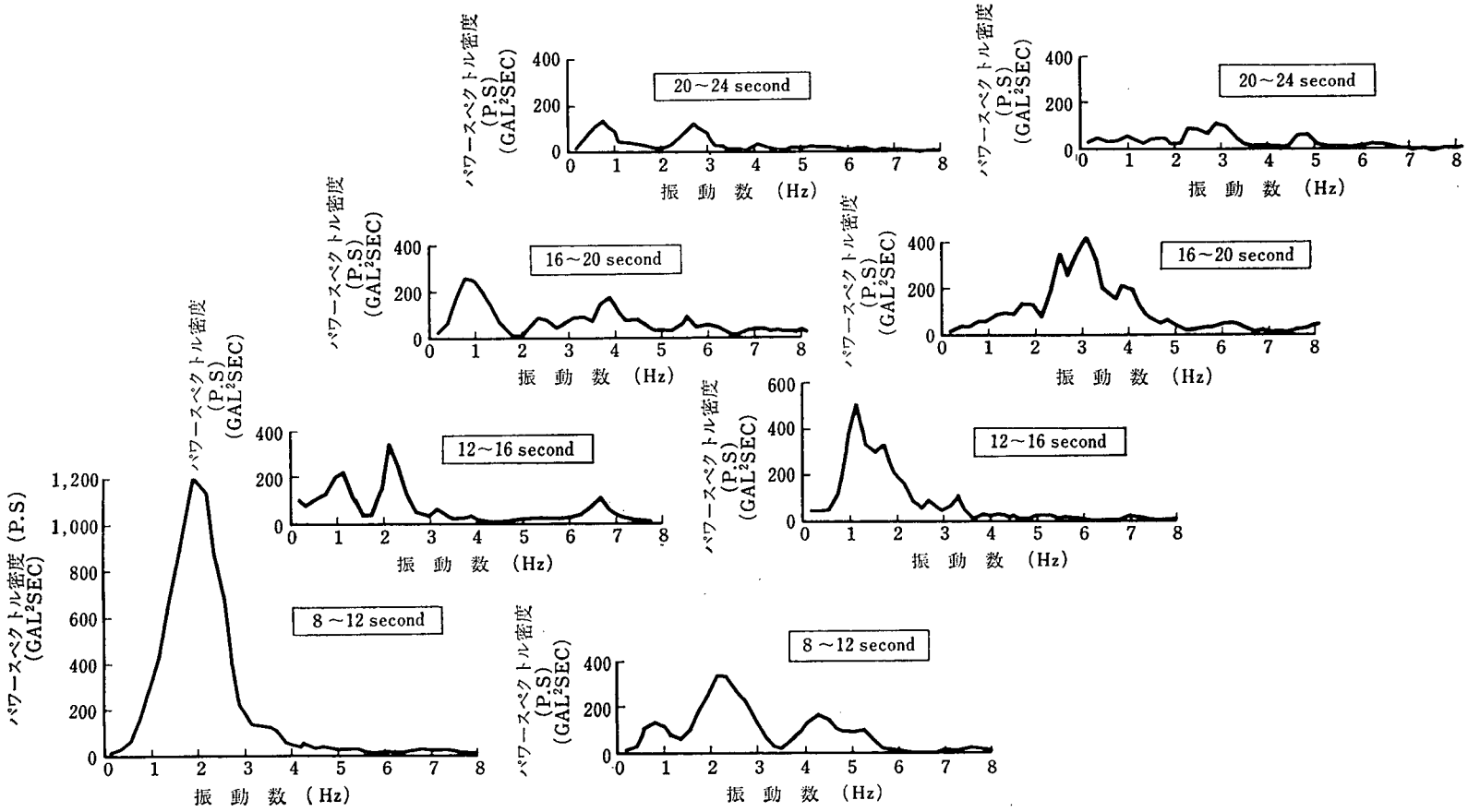
図—1·27 橋脚上の最大加速度と地盤上の最大加速度の関係（開北橋）



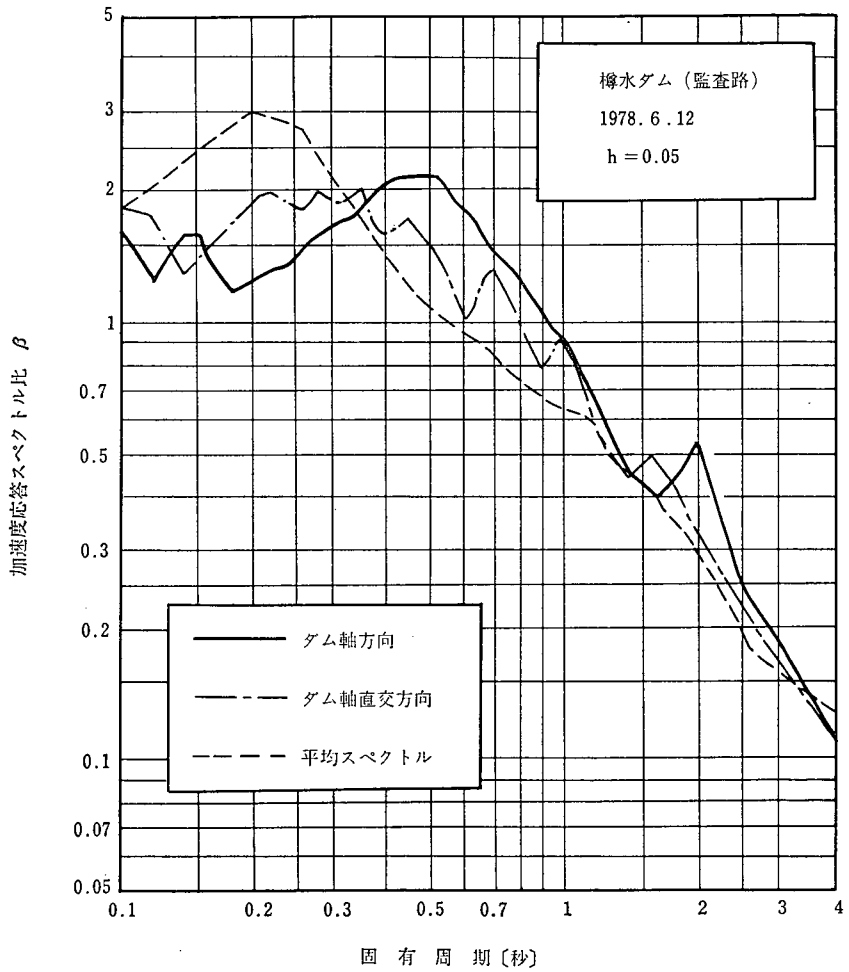
図—1·28　樽水ダムの強震観測システム



図—1・29 樽水ダムギャラリーにおける加速度強震記録 (1978.6.12)

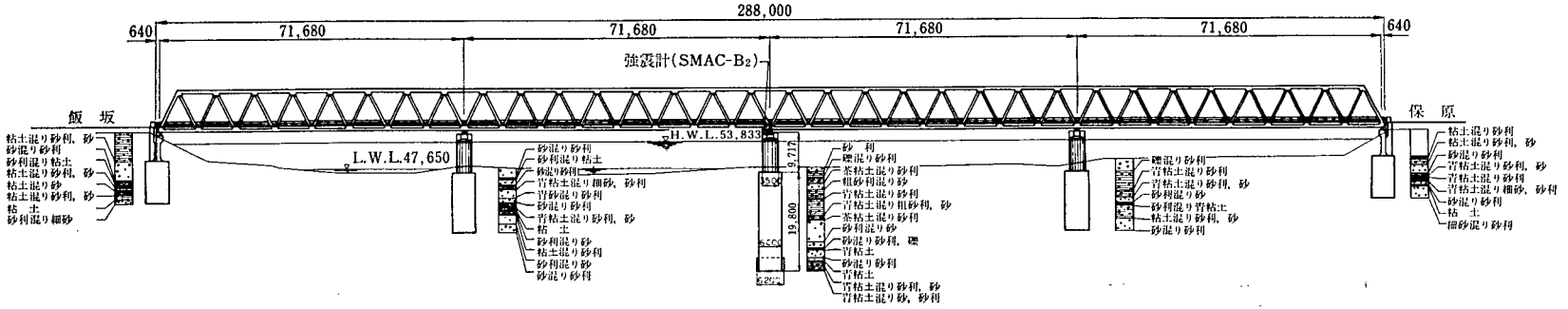


図—1・30 樽水ダム強震加速度記録のパワースペクトル密度

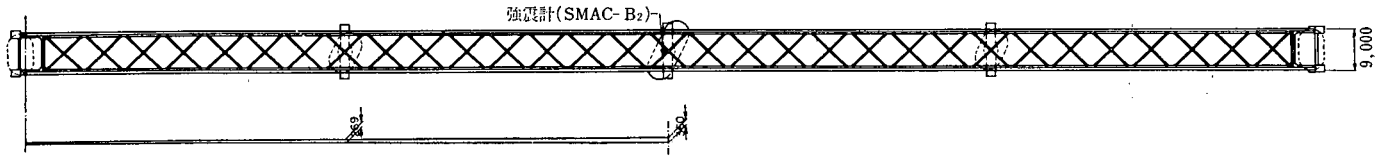


図—1・31 加速度応答スペクトルβ（樽水ダムギャラリー）

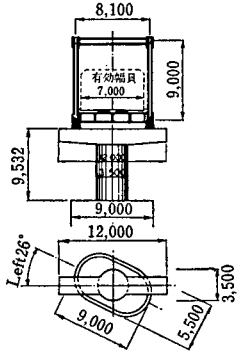
側 面 図



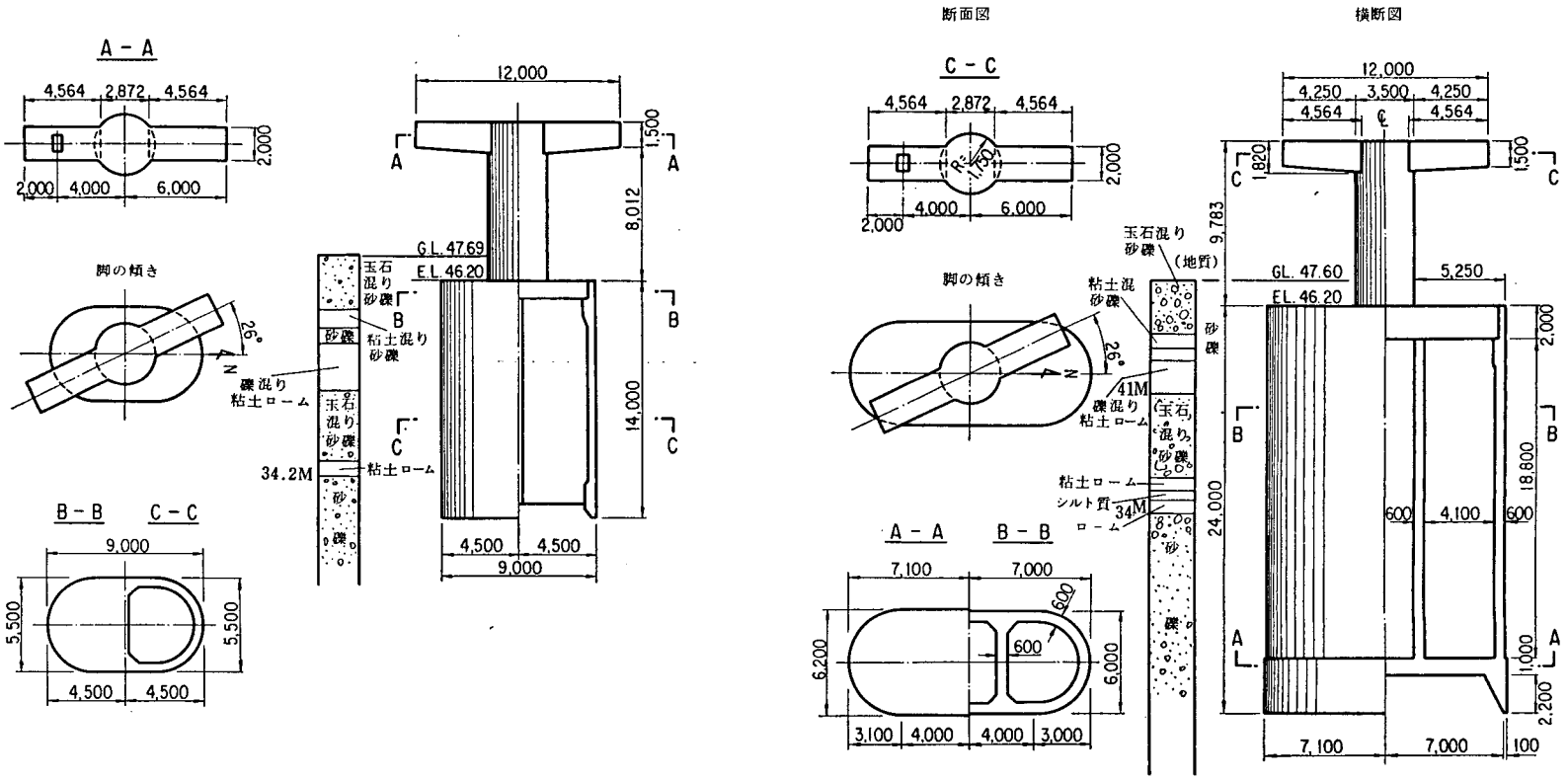
平 面 図



断 面 図

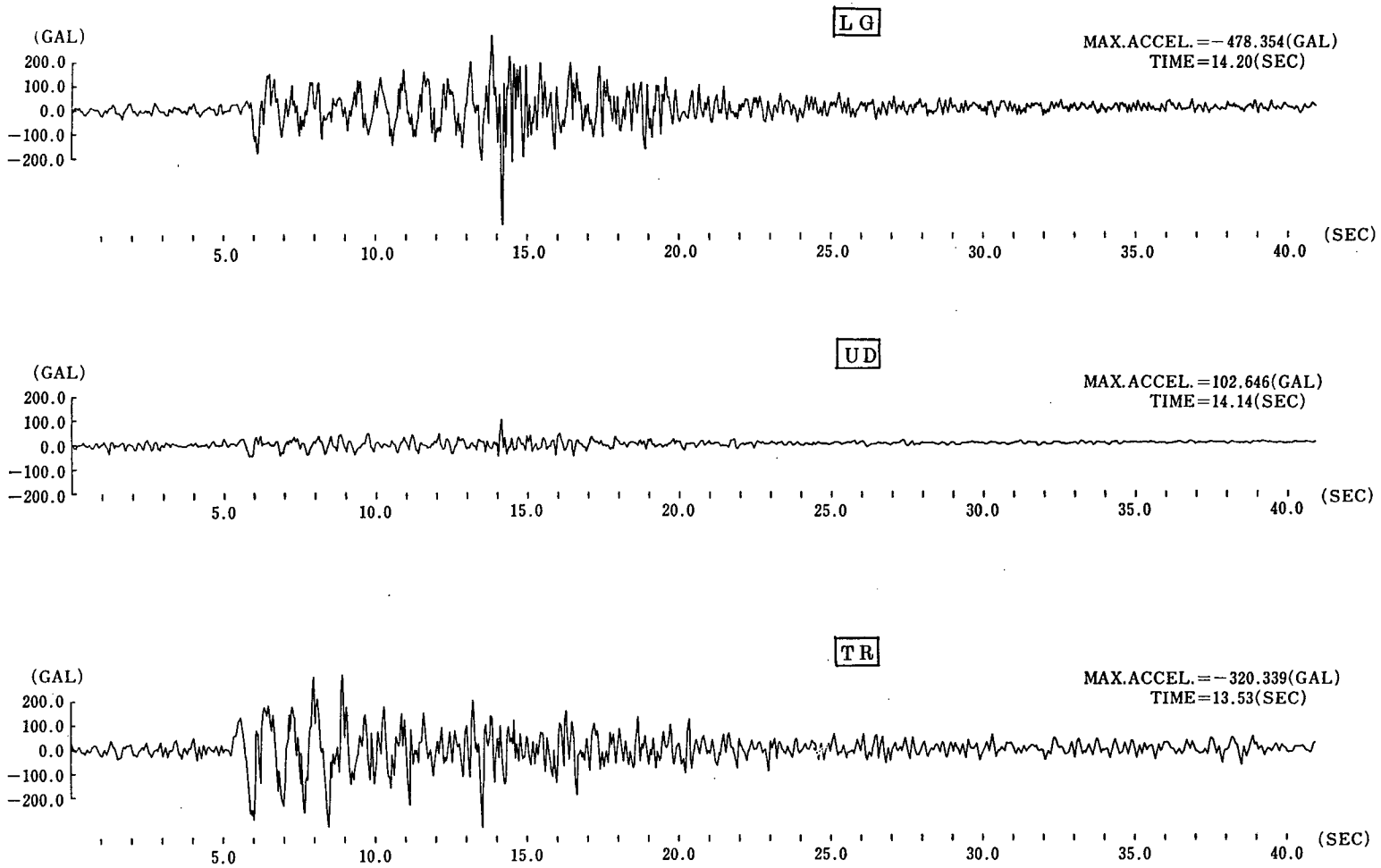


図—1・32 伊 達 橋 一 般 図

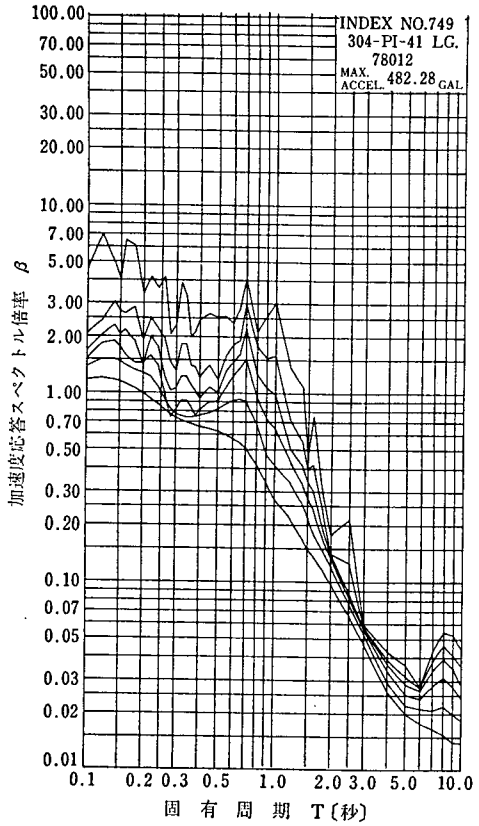


(a) P_1 橋脚　　(b) P_2 橋脚

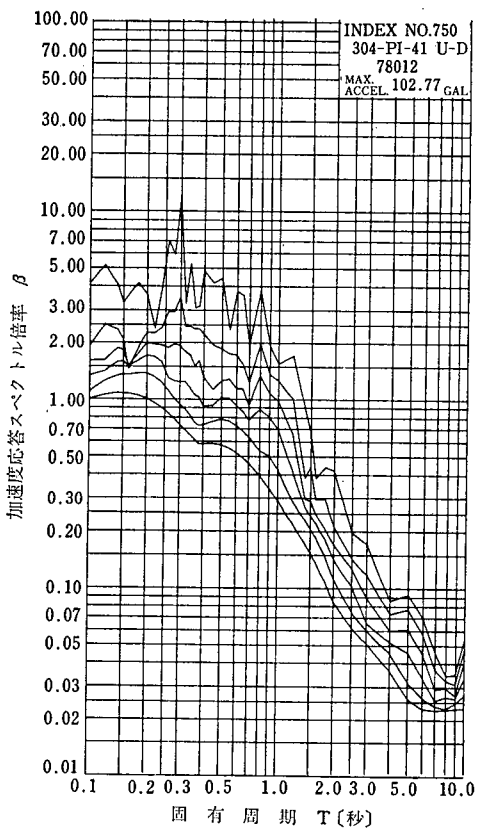
図—1・33 伊達橋橋脚



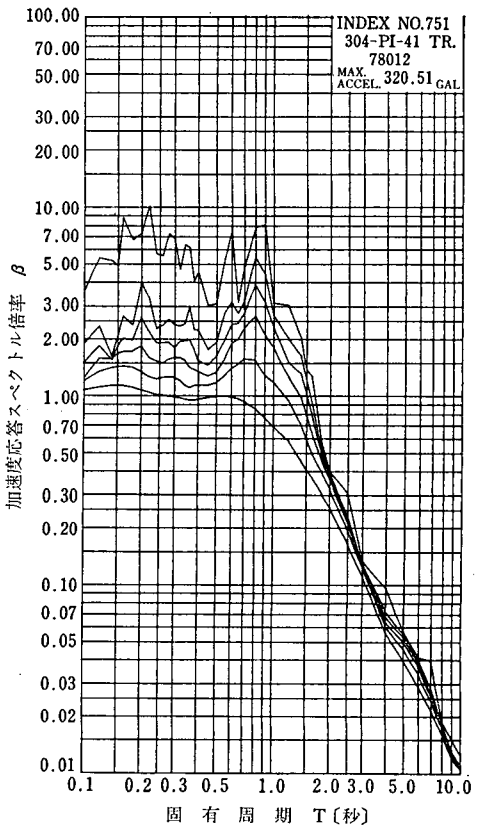
図—1・34　伊達橋橋脚上の加速度強震記録（1978.6.12）



(a) 橋 軸 方 向

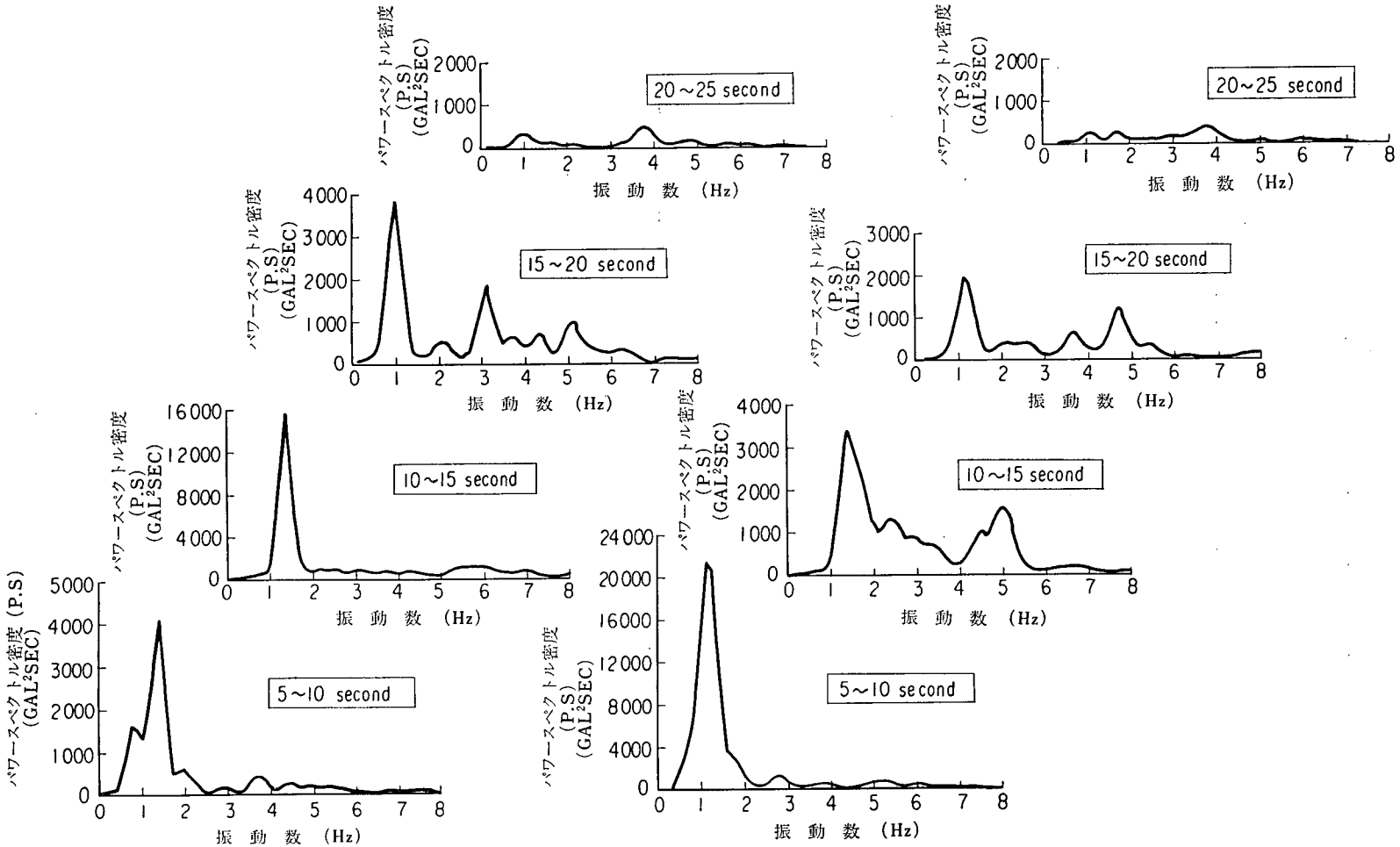


(b) 上 下 方 向



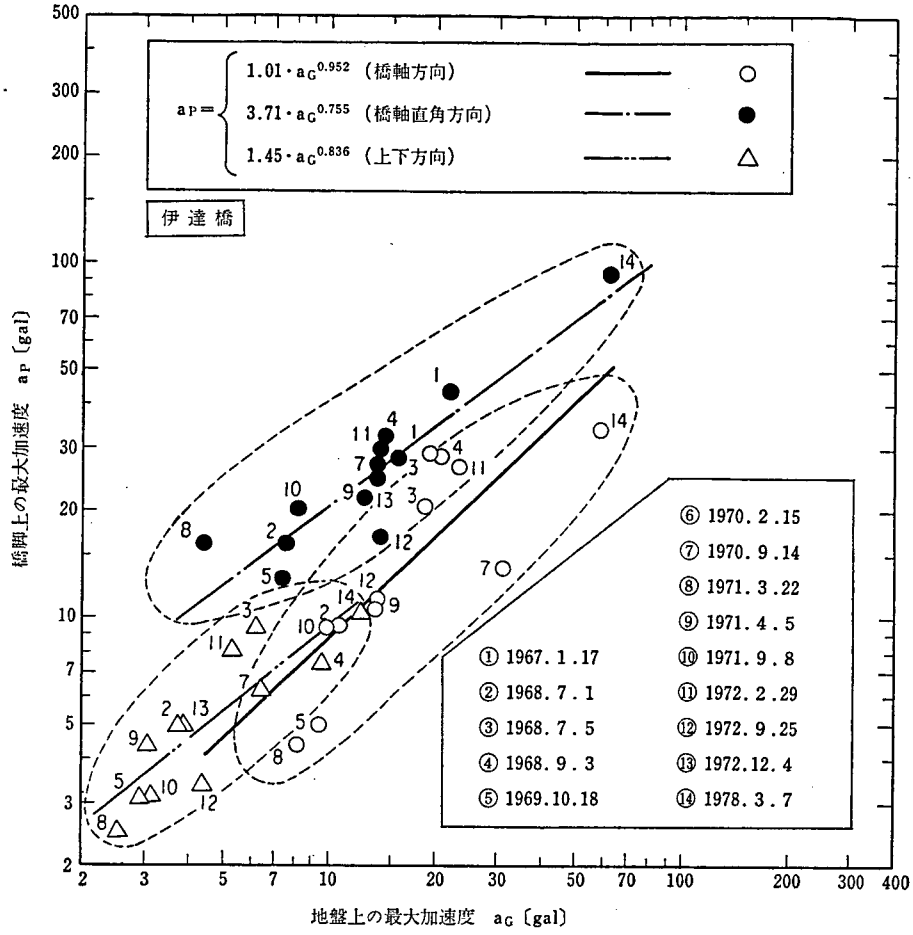
(c) 橋軸直角方向

図—1・35 加速度応答スペクトルβ（伊達橋，橋脚上，h=0，2，5，10，20，40%）



（a） 橋軸方向　　（b） 橋軸直角方向

図—1・36 伊達橋強震加速度記録のパワースペクトル密度



図—1・37 橋脚上の最大加速度と地盤上の最大加速度の関係（伊達橋）

4. 墓石転倒状況からみた地震動強度の分布

〔1〕 墓石の転倒と地震動強度に関する既往の研究

地震時における墓石の転倒状況から地震動の強度を求めようとする研究は，大森を初めとして多くの研究者によって進められてきている。まず，物部[14]は，単体の転倒には水平動と共に上下動の影響があることを指摘し，初めて上下動の影響を考慮した合震度という概念を提示した。すなわち，

$$\text{合震度 } K \equiv \frac{k_H g}{g - k_V g} = \frac{k_H}{1 - k_V}$$

$$= \frac{B_T}{H_T} \text{（墓石の幅高さ比）} \cdots\cdots (1\cdot 8)$$

ここで，

k_H, k_V：水平及び鉛直震度

g：重力の加速度

B_T, H_T：墓石の幅及び高さ

また，動力学的な観点からは，重力と地震力との合力が底辺に交わることは，墓石の転倒の必要条件ではあっても十分条件ではなく，たとえば，一度このような状態で墓石が転倒しかけても，地震動の向きが変われば転倒しないことを挙げ，一般には墓石を転倒させるには，墓石の比幅（B_T/H_T）により与えられる力よりもさらに大きい地震力の作用を必要とすることを指摘している。また，墓石の滑動による転倒にも言及し，墓石が底面においてモルタル等で礎石に定着されていたとしても，モルタルは一般には目地の周辺に近い部分だけに施される場合が多く，モルタルは墓石の転倒力により容易に破壊されて結局は墓石の滑動に抵抗するのは主にその底面に作用する摩擦力だけになる。したがって，墓石に水平方向と上

向きの地震力が同時に作用した場合に滑動する条件は

$$k_H W \geqq (1-k_V) W f \cdots\cdots (1\cdot9)$$

ここで，

W：墓石の重量

f：摩擦係数

となり，摩擦係数 f は

$$f \leqq \frac{k_H}{1-k_V} = K \cdots\cdots (1\cdot10)$$

となるから，合震度 K が摩擦係数 f より大きい場合に墓石は滑動すると初めて滑動の重要性を指摘している。さらに，墓石の強制揺動についても触れ，試算例により転倒条件を吟味している。

池上，岸上は，墓石の幅と高さの比が同じでも墓石が大きいと転倒しにくく，反対に，墓石が小さいと転倒しやすいという点を指摘し，昭和24年12月の今市地震における地震動の最大加速度を約 900 gal と推定すると共に，地震動加速度の推定を墓石の幅と高さの比だけから行うことは過小に見積る可能性があり，墓石の大きさを考えに入れる必要のあることを指摘している。また，小林[11]はモルタル製の単体模型を振動台に水平に取付けたモルタル板の上に置いて地動を加えることにより，単体の転倒とその大きさ，地動の振幅，周期等の関係について詳細な実験を行った。この結果によれば，(1) 周期を一定にして加振した場合には，単体が転倒する加速度の大きさはおおむね幅／高さに比例する，(2) 単体は加振の周期が大きな場合の方が倒れやすく，小さな加振周期の下では倒れにくい，(3) 形の相似なものでも単体の大きさが大きいもの程倒れにくい，などを指摘している。梅村，滝沢[12]は，剛床上に置かれた剛な単体の振動を解析的に研究し，種々の地震動加速度記録を作用させた場合の入力最大加速度と最大回転角の関係，大きさの影響，上下動の影響等を検討している。この結果によれば，単体の大きさが大きい程躍動しにくく，例えば，高さを 10 m とした場合には幅／高さを 0.2 とすると転倒に要する最大加速度は 1 000 gal にも及び，この程度の大きさになると実質上地震では転倒しないこと，入力地震動の卓越周期を S 倍とする事は墓石のスケールを $1/S^2$ 倍する事に相当し，きわめて大きな効果を持つこと，水平動の 1/2 倍程度の上下動は，転倒に大きな影響を与えないことなどを明らかにした。また，望月，小林[13]は単体の運動の形態をスリップ，ロッキング，ロッキング＋スリップ，ジャンプに分類し，それぞれ理論的な考察に基づき転倒に至る過程を吟味している。この結果，(1) 単体がロッキングするためには静摩擦係数が単体の幅／高さの値より大きくなければならず，この条件を満足しないものは，転倒せずに滑動して台石から落下する可能性が高い，(2) 正弦波加振の場合，単体は長周期の入力では，加振する周期にかかわりなくおおよそ一定の加速度によって転倒するが，短周期の入力では，転倒に要する水平加速度が大きい，などの点を明らかにし，単体の寸法によって定まるある周期より長周期側の成分の転倒加速度は若干の修正を加えた静的な方法によって推定できるが，これより短周期については，転倒に関与する諸条件の差異が大きく影響するため推定が困難であると結論している。

これらの研究成果に共通しているのは，墓石が転倒に至る条件には，従来一般に考えられているようなロッキング以外に様々な形態があり，また，ロッキングで転倒する場合に限っても転倒に要する加速度は墓石の寸法，形状等によって異なるという事実である。本報告では，個々の墓石が転倒するに至った過程及び転倒条件を吟味して地震動強度を推定するという方法ではなく，墓地全体の墓石転倒率と地震動強度の関係の経験則を求めようとするものである。

〔2〕 調査方法及び調査対象

墓石の調査は，昭和53年8月23日～11月3日に宮城県東部地区及び岩手県，福島県の一部地区の303箇所の墓地を対象として行った。これは，個人用のごく小規模な墓地を除く当該地区の寺院，公共墓地のおおむね全数に相当する。

調査は，地震発生後約2箇月後から行われたため，大部分の墓地において墓石の立直しが行われていた。そのため，直接に転倒した墓石の識別はできなかったため，墓地内の全墓石のうち，はっきり転倒したとの聞き込みの得られた墓石数をもとに，次式で墓石転倒率を求めた。

$$\text{転倒率 } R = \frac{\text{転倒墓石数}}{\text{全墓石数}} \times 100[\%] \cdots\cdots (1\cdot11)$$

しかしながら，墓石数の多い墓地，あるいは転倒した墓石の全数をはっきり特定しがたい墓地においては，墓地内のできるだけ代表と思われる一区間（10～15個以上の墓石から構成されるものを選んだ）を抽出し，この中から転倒した墓石の数を聞き込みにより把握し，次式により転倒率を推定した。

$$\text{転倒率 } R = \frac{\text{調査墓石中の転倒墓石数}}{\text{調査墓石数}} \times 100[\%] \cdots\cdots (1\cdot12)$$

ここで，調査の対象としたのは，次の条件を満たす墓石である。

i）高さ H_T は 70 cm 程度のものを標準とし，50 cm 以下もしくは 1 m 以上の墓石は除く。

ii）高さ H_T と幅 B_T の比は 0.4～0.5 の範囲にあるのが一般的であり，これらの定形から外れ，著

しく細長い墓石，あるいはずんぐりした墓石は除く。

iii) 角柱以外の形状の墓石は除く。

iv) 基礎の状態が著しく悪い墓石は除く。

式 (1·11) 及び式 (1·12) による転倒率の算定と併せて，転倒率の聞き込みも行い，上式による算定結果の検討資料とした。ここで，聞き込みによる転倒率 R は $R=0\%$, $0<R\leqq25\%$, $25<R\leqq50\%$, $50<R\leqq75\%$, $75<R\leqq100\%$ の5段階に分類して整理した。

また，墓石転倒率の調査と同時に，今回の地震動特性を解明するのに役立つと思われる以下の項目に対する調査も行っている。

i) 地形，地質，地盤条件……墓地周囲の地形，地質及び地盤条件の特徴が分かるように平面図，断面図から成るスケッチを示す。

ii) 墓石の転倒方向……地震動の方向を調べるために，墓石の転倒に方向性があったかどうか，あったとすればどの方向かを聞き込みによって調査した。

iii) 建築，その他の被害……寺社の建物の被害，仏壇の位牌，燭台，供物等の転倒があった場合には，これらの情報を記録した。

iv) 既往の地震との地震動強度の被害……宮城県地方に被害をもたらした比較的最近の地震としては，昭和37年4月の宮城県北部地震 ($M=6.4$)，昭和53年2月の宮城県沖の地震 ($M=6.7$) がある。これらに今回の地震 ($M=7.4$) を加え，合計3回の地震の中で，いずれの地震動を最も強く感じたかを聞き込みにより調査した。

v) その他，今回の地震に関連する地変等，聞き込みの得られた項目を記録した。

なお，調査対象地域は，墓石転倒率がゼロとなる境界線を把握しつつ，その範囲内にある宮城県東部，岩手県及び福島県の一部地域の転倒率を網羅すると共に，被害の著しかった仙台市周辺である。

〔3〕 調査結果

(1) 墓石転倒率の分析

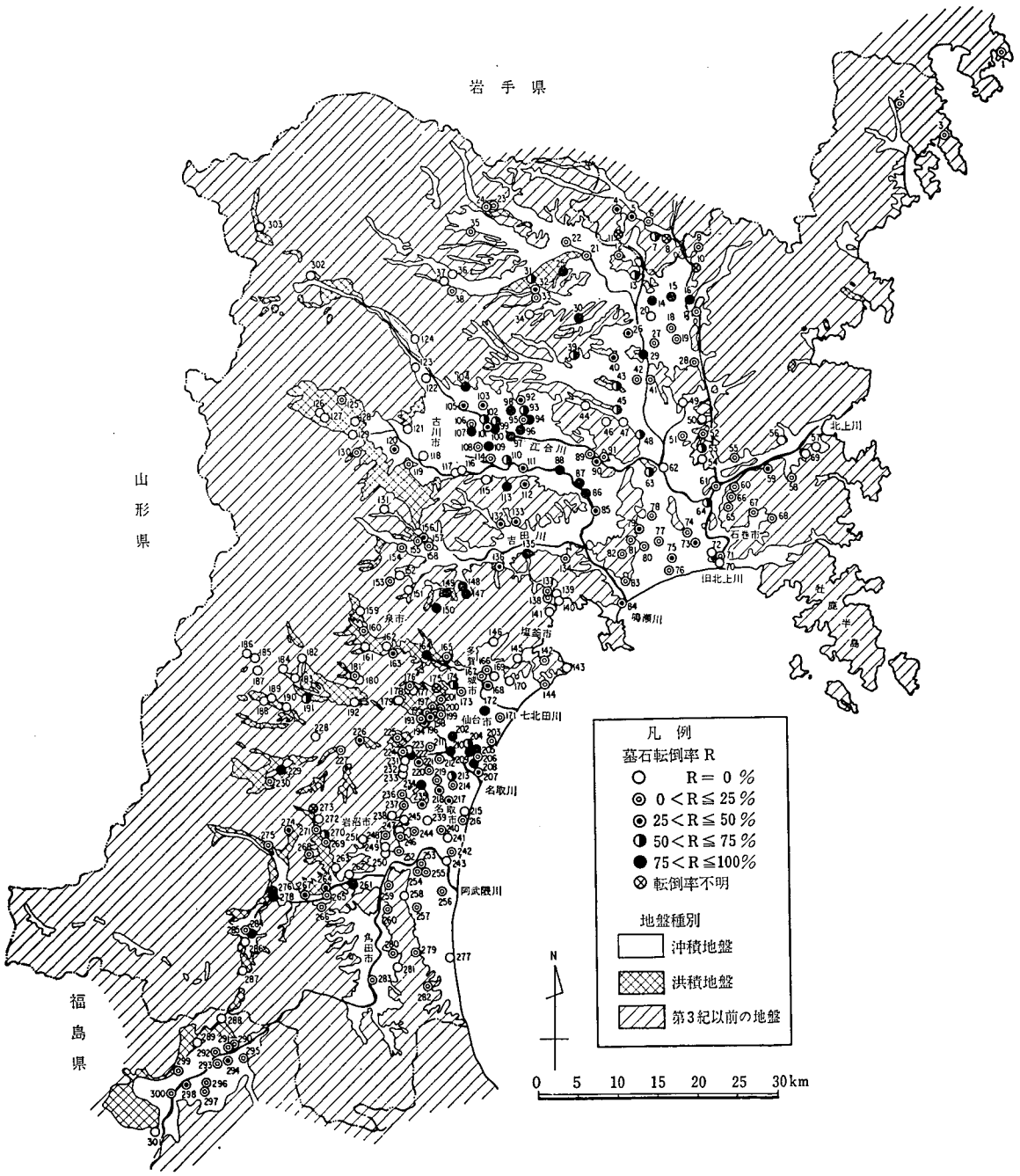
合計303箇所の墓地に対する墓石転倒率の調査結果によれば，式 (1·11) もしくは式 (1·12) で推定した墓石転倒率は，別途聞き込みにより得た墓石転倒率と大部分の墓地において一致しており，調査結果は地震直後の墓石の転倒状況をおおむねよく表わしているものと考えられる。

式 (1.11) もしくは式 (1·12) により推定した墓石転倒率 R を 0%，0～25%，25～50%，50～75%，75～100% の5段階に分けて示すと図—1·38 のようになる。図中には，沖積地盤，洪積地盤及び第3紀以前の地盤の3つに区分した地盤条件も同時に示されている。仙台市周辺地域では墓地の数が多いため，この地区だけを取り出すと図—1·39 のようになる。この結果より，墓石の転倒が生じているのは，宮城県の東半分及び福島県福島市周辺地域であり，これより西側の地域では，墓石は転倒していない。また，① 登米郡中田町付近，② 古川市周辺の江合川，鳴瀬川の流域，③ 黒川郡富谷町周辺，④ 仙台市及び名取市，⑤ 白石市周辺の阿武隈川及びその支川の各地域において墓石転倒率はいずれも 75% 以上となっている。これらのうち ③ を除く地域はいずれも北上川，旧北上川，江合川，鳴瀬川，名取川，阿武隈川，七北田川などの各河川の氾濫原に相当すると考えられる地域である。③ の黒川郡富谷町周辺は第3紀中新世に属する青麻層（砂岩系統）が分布しているが，一般に固結度が低いとされている。例えば，No. 147 の寺では「井戸用ボーリングを掘削したところ 100 m まで掘り下げてもなお砂地盤であった」との聞き込み等から判断すると，締まっていない砂質地盤が厚く堆積した地域ではないかと考えられる。これに対して，一般に山地に位置する墓地においては転倒率は0もしくはそれに近いものが多く，特に震源に最も近い牡鹿半島周辺の地域においても墓石転倒率がそれ程高くない。これらは，いずれも墓石の転倒率が周辺の地盤条件によって大きく変わることを示している。

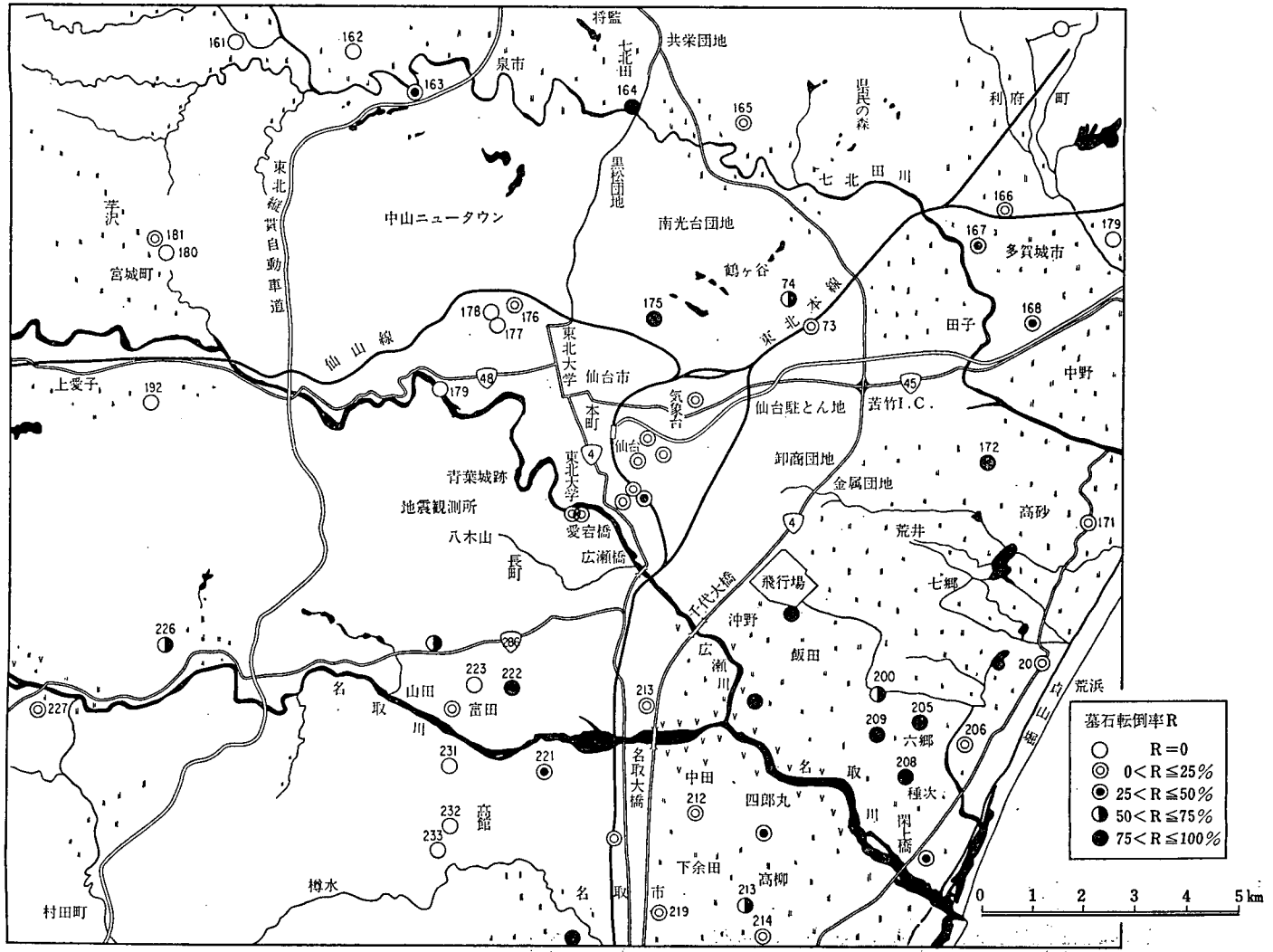
(2) 墓石の転倒方向

墓石の転倒方向に関し，方向性がないとの解答も含めて，はっきりした聞き込みの得られた墓地は全体の約 58% に相当する 177 墓地である（表—1·3）。これらについて転倒方向を示すと図—1·40 のようになる。このうち，15 箇所の墓地については，東西方向と南北方向の両方におおむね同程度に倒れた，もしくは，北東あるいは北西のように中間の方向に転倒したとの聞き込みが得られたので，これらの墓地はそれぞれ東西方向及び南北方向の両方に分配するものとして整理すると，調査地域の全体にわたって，東西方向に転倒した墓石が多かったとの聞き込みが得られたのは 74 件 (39%)，南北方向に転倒した墓石が多かったとの聞き込みが得られたのは 85 件 (44%)，特に方向性はなかったとの聞き込みが得られたのは 33 件 (17%) となる。

次に，この結果を，吉田川に沿う鳴瀬町～大郷町～大和町を結ぶ線より北の地域と南の地域に分けて集計すると，図—1·41 に示すようになる。すなわち，北部地域では，東西方向が卓越，南北方向が卓越，方向性特になし，の件数及び割合いはそれぞれ，46 (52%)，24 (27%)，19 (21%) となるのに対して，南部地域では，それぞれ 28 (27%)，61 (59%)，14 (14%) となり，上記吉田川あたりを境として，これより北の地域では東西方



図—1·38 墓石転倒率の分布



図—1·39 墓石転倒率の分布（仙台地区）

表—1·3 墓石調査結果一覧

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
											53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6>53.2	53.6≒53.2	53.6<53.2	53.6>37.4	53.6≒37.4	53.6<37.4	53.2>37.4	53.2≒37.4	53.2<37.4	
1	大船渡市末崎町中森	津波防波堤付近	麟祥寺	300	20	1	5	0～25		1	○									土葬
2	気仙沼市東中才	山すそ	興福寺秋葉堂	200	21	3	14	0～25	東	1	○									山上の墓石はほとんど転倒
3	〃 唐桑町	山腹、山すそ	馬場教祖墓地	300	34	3	10	0～75	東北	1	○			○						土葬が多い
4		斜面	寛祥寺	200				25～50		1										地山上に設けられている
5	花泉町涌津	丘	長禅寺	250				25～50		1	○			○						山の切り取り造成地上
6		斜面	導敬寺	80				0～25		1										
7	花泉永井寺前	〃	瑞昌寺	120～130				50～75	特になし	1		○		○						
8	花泉町永井川の口	丘	祥雲寺	150	3	2	66	75～100		1	○			○						小さい墓多い
9	東和町錦織字岩沢203	山腹	普慶院	2000		200	10	0～25	西	1	○									古生層粘板岩の露頭有
10	中田町大清水	山の斜面	大清水墓地					75～100		1										
11	花泉町油島幢伝沢	山地	満昌寺	200			80～90	75～100	北	1	○							○		小さい簡単な墓が多い
12	石越町赤谷24	山腹	昌学寺	400		40	10	0～25		1			○							
13	〃 ナハ31	丘陵	十八引墓地	500				50～75		1										丘を造成した新しい墓地
14	中田町石森字町128	平地(田畑、平地)	安永寺	600		480	80	75～100		3 or 4	○			○						
15	〃 館(上沼農工裏)	錦桜橋付近、沖積地盤平地	保昌禅寺	160	160	120	75	〃	西南北	〃	○									盛土上の墓は転倒率90%、造成地上では50%
16	東和町錦織芝山33	山腹	宝林寺	500		400	80	75～100	南	〃	○			○						
17	宮城県北部嶺鍛治屋(旧北上川、北上川合流部付近、錦桜橋付近)	地山	みろく寺	500	20	1	5	0～25	なし	1			○	○						
18	中田町宝江新井田神畑202	平地(宅地)	専福寺	100		20	20	0～25	東	3 or 4	○			○						

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≒53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≒37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≒37.4	53.2 <37.4	
19	中田町新井田	水田及び家屋	本源寺	100	100	10	10	0~25	なし	3 or 4	○			○						地盤は堅固だが地下水位高く雨がふると水が湧出
20	〃 本町88	平地（田畑、宅地）	海蔵寺	350		0	0	0	なし	〃	○									昔からこの付近の地盤は固いといわれてきた
21	若柳町字川南町浦96	平地（宅地）	柳徳寺	2000		200	10	0~25	東	3	○									
22	〃 柳林	迫川堤防付近	柳林寺	200	20	5	25	0~25		3 or 4	○			○						
23	栗駒町岩ケ崎	市街地	田鏡寺	500	40	4	10	0~25	東西	〃	○									
24	〃	〃	洞松院	200	20	0	0	0~25		〃	○			○					○	
25	石越町北郷字館1番地	平地（水田）	法泉寺	1000		800	80	75~100	東	3	○									
26	迫町佐沼字南之町	平地（宅地）	林昌寺	250		125	50	25~50		3	○			○						
27	南方町森	傾斜地	上行寺	250	250	3	1.2	0~25	東	1	○			○				○		
28	中田町鉄砲町	山地、傾斜地	浄土宗本覚寺	100	20	2	10	0~25	東又は西	1	○									
29	南方町大畑	水田	興福寺旧本堂	130	20	20	100	50~75	なし	3	○			○					○	山を削って墓地を造成
30	迫町新田字山遅48	斜面	慈眼寺	250~300				75~100		1			○						○	
31	志波姫町八樽原50	平地（田畑）	興福寺	1500		1050	70	50~75	北	3	○									
32	築館町萩沢木戸	斜面	光明寺	130		50	38	25~50	なし	2	○					○			○	
33	〃 玉沢55	〃	金蔵寺	21				0~25		1										
34	築館町字八沢	〃	養沢寺	150		0	0	0		1			○							
35	栗駒町袋	堤防沿水田地帯	満蔵寺	500	30	3	10	0~75	北西南東	3 or 4	○			○						昔から「地震の通り道」と呼ばれている。幅約5mにわたって帯状に墓石が転倒
36	迫町上要害	水田	起雲寺	50	50	0	0	0		1	○			○						小山上に造成周囲は水田
37	迫町高橋	山すそ	広最寺支部	300	20	0	0	0		1	○									

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≒53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≒37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≒37.4	53.2 <37.4	
38	迫町平館	山腹	山通園 音門寺	300	14	3	22	50~75	西	1	○					○				土葬が多い
39	迫町尼池	傾斜地	曹恵寺	50	20	13	65	50~75	東	1	○									
40	南方町新高石	山腹	八の森共同墓地(東山)	465	465	200	43	25~50	東西	3 or 4					○				○	
41	米山町江渡	山地	長眼寺	350	20	5	25	25~50	東又は南	1	○			○						
42	〃 西野	住宅地	專興寺	230	39	8	21	50~75	東又は西	3 or 4	○			○					○	
43	宮城県米山町中津山 銀屋敷	丘の中腹で高台	松壽院	800				50~75		1	○									
44	涌谷町宿	水田	長水寺	50	21	0	0	0	なし	2	○			○					○	
45	〃 鈴懸	山すそ、傾斜地	満福院	50	23	14	61	0~25		3 or 4	○									
46	〃 小里	山腹、傾斜地	西光地 薬門	200	200	0	0			1		○				○			○	
47	〃 陀々羅丘	山間部、斜面	陀々羅丘墓地	100	20	0	0	0		1										
48	〃 吉住	山腹切土、斜面	龍沢寺	60	16	9	56	50~75	なし	3 or 4	○			○				○		墳家が整地した墓地で基礎が軟弱なものが多い。山頂程転倒大
49	豊里町御岳堂	山地、傾斜地	月輪山 香林寺	700	70	0	0			1	○			○			○			
50	宮城県桃生町永井	山の斜面	浄音寺	200		0	0			1	○									
51	〃 〃 城内	山の斜面上	香積寺	200				0~25	北西	1			○							
52	〃 〃 樫崎	山のふもと	妙円寺	600				0~25	北	1	○									
53	〃 〃 太田	山の斜面	長谷寺	400				50~75	南	1		○								山頂では80%、山腹では30~40%の転倒率
54	〃 〃 門筈山	〃	光巌寺	300		0	0	−		1			○							
55	〃 〃 中島	山腹	天星寺	200	20	0	0	0~25	なし	1	○									
56	北上町大長尾	山すそ	長泉寺	50	50	0	0	0		1	○									

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≃53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≃37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≃37.4	53.2 <37.4	
57	河北町長面	山すそ	竜谷院	200	20	0	0	0		1	○									
58	〃 針岡	山腹	羽黒山松山寺	200	21	4	20	50~75	なし	1	○			○					○	調査地点は盛土上ではないと考えられる。
59	河北町大福地	山腹	千照寺	100	18	5	28	25~50		1	○									板状の岩が露出
60	〃 持領	山の斜面	高徳寺	300				0~25		1	○									
61	宮城県桃生郡河北町	山腹	延命寺	200		5~6	3	0~25	なし	1	○									
62	桃生町和渕	〃	神取寺	300	20	0	0	0		1	○			○						
63	涌谷町前谷地	〃	耕徳院	400	40	23	58	50~75	なし	1	○			○			○			この周辺では地下に亜炭層が分布(戦前に採掘)
64	河南町本町	旧北上川追彼川合流部天王橋付近	光明寺	200	59	36	61	50~75	東西	3 or 4	○			○				○		本堂も大被害
65	宮城県河北町東福田	山腹	長泉院	100		5~6		0~25	東	1	○									
66	〃 〃 大森	〃	建立寺	300		20	7	0~25	西	1	○									
67	〃 高木寺前	なだらかな斜面	吉祥寺	100		3	3	0~25	西	1	○									
68	〃 石巻市真野	山腹	長谷寺	200		20	10	0~25	東	1	○									
69	河北町釜谷	山すそ	観音寺	100	100	0	0	0		1	○									
70	石巻市門脇	石巻港付近平野部	稍平寺	200	20	0	0	0		3 or 4	○			○						
71	〃	山すそ	西光寺	800	100	1	1	0~25		1	○									この付近はもともと水田ではなく砂浜であった
72	石巻市門脇小学校付近	山全体が墓地	石巻共同墓地文殊院	1000	20	0	0	0		1	○			○						
73	石巻市蛇田	住宅地	愛宕山東雲寺	300	40	11	28	50~75	なし	3 or 4	○									
74	河南町須江(蛇田の北西)	山すそ	西雲寺	100	100	5	5	0~25		1	○									墓地は緩傾斜の地山(礫)上にある
75	矢本町寺沼	水田	寿昌院	200	35	9	26	75~100	東	3 or 4	○			○			○			寺のまわりは昔の沼寺のある場所だけは堅固

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≃53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≃37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≃37.4	53.2 <37.4	
76	矢本町大曲	水田	上台共同墓地	500	40	5	13	0~25	北又は南	3 or 4	○			○						
77	〃 中区	〃	東岡院	300	20	4	20	0~25	西	〃	○			○				○		
78	河南町広渕		広渕寺	100	53	9	17	50~75	〃		○									
79	河南町新田	丘陵地	耕徳寺	2000	40	14	35	0~25	南	3 or 4	○			○					○	
80	矢本町中小松	傾斜地	長光庵	100	30	4	13	0~25	南又は東	1	○			○					○	
81	〃 大塩	〃	清泰寺	50	40	4	10	0~25		1	○			○			○			
82	〃 引沢	山地	潤洞院	50	16	2	13	0~25	南	1	○			○			○			砂岩（風化している）
83	仙石線陸前小野駅付近、鳴瀬町小野	山すそ	山岳平	200	20	2	10	0~25	南北	1	○			○						
84	鳴瀬町新町	〃	長音寺	300	34	17	50	75~100	なし	3 or 4	○									
85	南郷町二郷後袋	平地（宅地、田畑）	東光寺	500~1000		半分位	50	25~50	南東北東	3	○			○						
86	南郷町大柳字天神原39	平地（道路、宅地）	玉蓮寺	180		140	80	75~100	東西南	3	○			○						
87	宮城県南郷町福ケ袋	平地で近くを鳴瀬川が流れる	福厳寺	300				75~100	西	3	○			○						
88	〃小牛田町塔ノ越	高台であり、周辺は水田	皎善寺	500				75~100	南	2	○			○						
89	涌谷町涌谷	住宅地	光明院	250	58	14	24	0~25	東、西西が多	3 or 4	○				○				○	
90	宮城県長柄町	住宅地で平地	〃	500				25~50	ばらばら	3	○			○						
91	涌谷町下町	山地（高台）	見龍寺	100	34	3	9	0~25	東、西東が多	1	○					○			○	
92	宮城県田尻町通木字寺下	水田に囲まれる高台（少し）	西林寺	70				25~50		2	○			○						
93	〃 〃 田尻	平地で周囲は宅地	東渓寺	600				50~75	東西	3	○			○						
94	〃 小牛田町中埣	水田に囲まれた平地	玄松院	300			100	75~100	東西	3	○			○						

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
											53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6>53.2	53.6≒53.2	53.6<53.2	53.6>37.4	53.6≒37.4	53.6<37.4	53.2>37.4	53.2≒37.4	53.2<37.4	
95	宮城県田尻町小牛田町中坪	平地	松景院	150				0~25	北	3	○			○						
96	〃 小牛田町萩坪的場	水田に囲まれる	谷陽院	1500				75~100		3	○			○						
97	〃 〃 北浦	川の近くの平地	真禅寺	2000			100		東	4	○			○						
98	〃古川市馬放字西田	平地で周辺は畑	長照院	80			100	75~100	西	3	○				○					
99	宮城県古川市上坪	川に近い平地	長昌寺	150				50~75	西	4	○									
100	〃 〃 鶴ケ坪	〃	江渕寺	100		100	100		南	4	○				○					
101	〃 〃 季坪	〃	富光寺	200				25~50	東西	4	○									
102	〃 〃 江合	江合橋付近	龍洞院	240	20	13	65	75~100	東又は西	3 or 4	○									
103	〃 〃 沢田		遍照院	85	22	9	41	25~100	西又は東	〃	○			○					○	
104	〃 〃 宮沢	水田	長久寺	7	7	7	100	75~100	西	〃	○									
105	〃 〃 飯塚	住宅地	千生寺(古川市西館)分院	70	20	7	35	25~100		〃	○									
106	〃 〃 諏訪	市街地	成願寺	50	20	5	25	0~25	西	〃	○			○						旧河床で砂が堆積している
107	〃 〃 西館	〃	瑞川寺	1500	20	16	80	75~100	西又は東	〃	○									
108	〃 〃 境ノ宮	田んぼの中にある(平地)	不明	100				0~25		4	○									
109	〃 〃 明神	平地	雲正寺	150			90	75~100	東西	4	○			○						
110	〃 〃 〃 中目六軒町	田んぼの中にある高台	万年寺	300				50~75	南東	4	○			○						
111	〃小牛町青生松ケ崎	すぐ近くを鳴瀬川が流れる	法円寺	150				25~50	南	3	○			○						
112	松山町次橋	山の斜面	柱雲寺	100				25~50	ばらばら	3	○					○				
113	三本木町伊場野	〃	滝谷寺	300			90	25~100	まちまち	1	○									

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
											53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6>53.2	53.6≃53.2	53.6<53.2	53.6>37.4	53.6≃37.4	53.6<37.4	53.2>37.4	53.2≃37.4	53.2<37.4	
114	宮城県古川市師山	少し高台	広禅寺	180		30	17	−	南	3	○									小さい墓が多い
115	三本木町三本木	山の斜面	大光寺	300			0	0		1	○									
116	〃 新沼	水田	長寿院	100	100	0	0	0		3 or 4	○						○			
117	古川市中新井田町下新田	〃	通龍山田通院	200	200	0	0	0		〃		○		○					○	
118	〃 下新田	〃	大祥寺	150	150	0	0	0		〃	○			○						
119	色麻町要害	水田	西昌寺	50	50	3	6	0~25	なし	2	○			○						
120	〃 寺	〃	西福寺	130	18	6		25~50	東	3 or 4	○			○			○			
121	中新田町岡町	住宅地	瑞雲寺	200	200	0	0	0		〃	○									
122	岩出山町八幡田	水田	東陽禅寺	30	30	0	0	0		〃	○									コンクリート状の「石」からなる地盤、墓地周辺の田んぼで噴砂
123	岩出山	住宅地	来迎寺	100	100	0	0	0		〃	○			○			○			
124	岩出山町上野月	道路沿いの山腹	天王寺	200	20	0	0	0		2			○	○						
125	宮崎町宮崎東町	家屋	洞雲寺	500	500	5	1	0~25	なし	2	○									
126	小野田町板橋	水田	法昌寺	50	50	0	0	0		2										
127	小野田町西小野田東上月	家屋、畑	皆伝寺	300	300	0	0	0		2	○									
128	〃 小泉	水田	龍泉院	100	100	0	0	0		2	○			○			○			
129	〃 下町	家屋、畑	龍川寺	400	20	0	0	0		2								○		
130	色麻町平沢	山腹、斜面	西福寺	50	50	1	2	0~25		1	○									
131	大衡村大瓜字東沼田34	山すそ、平地(田畑)	宝積寺	100		0	0	0	なし	1	○									
132	大郷町大松沢字論山	山すそ、東は堤、西は地山	真観寺	200		80	40	25~50	南	1	○									

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
											53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6 >53.2	53.6 ≃53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≃37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≃37.4	53.2 <37.4	
133	大郷町大松沢森2	山すそ、周辺は田畑	観音寺	1000		500	50	25～50	東南東	1	○									
134	松島町幡谷字観音50	寺は山すそ、田畑（平地）	西光院	100		10	10	0～25	北東	1	○			○						段丘堆積地形上
135	大郷町山崎畑中110	丘陵地、平地（田畑）	珠光寺	600		500	83	75～100	東	2	○			○						
136	〃中村字原町30	平地（水田）	東光寺	300		150	50	25～50		3	○									
137	松島町高城町明神2－29	寺は山すそ、田畑（平地）	龍澤寺	250		10未満	4	0～25	東南東	1	○									凝灰質砂岩露出
138	〃 〃 字帰命院下1の37	宅地	帰命院	260		大3小20	3	0～25	東北東	1	○			○						
139	松島町磯崎	宅地	願立寺	400		0	0	0	なし	1	○			○						凝灰岩及び凝灰質砂岩露出
140	〃 〃 29	〃	宝船寺	150		0	0	0	〃	1	○									〃
141	〃 松島字町内51	斜面地形 墓地周辺は畑	天麟院	15		0	0	0	〃	1	○			○						〃
142	七ケ浜町東宮浜	丘陵地	鳳寿寺	50	50	7	14	0～25	南西	1	○			○			○			
143	〃 花渕浜	山地頂上	花渕山同性寺	150	150	0	0	0		1	○			○						風化砂岩上
144	〃 松ケ浜	家屋(山地切土)	長養寺	250	250	1	0.4	0		1	○			○				○		
145	塩釜市泉ケ岡	山腹	慈雲寺雲上寺	1000	1000	0	0	0		1	○			○						
146	利府町利府	住宅地	円城寺	70	70	0	0	0		3 or 4	○			○			○			
147	大和町鶴巣太田字屋敷下105	山すそ、水田	慈雲寺	200		170	85	75～100	南東東南東	〃	○			○						井戸用ボーリングを100m掘削しても砂地盤であった
148	大和町鶴巣字幕柳	山すそ	井隠寺	200		160	80	75～100		〃	○			○						
149	富谷町今泉寺前38	山すそ、水田	善盛寺	400		400	100	75～100		1	○			○						斜面を造成したゆるい砂地盤上
150	〃 西成田長柴	〃 〃	法円寺	250		240	96	75～100	東南東	1	○			○						盛土上
151	大和町小野字堂前75	緩い丘陵地（田畑）	当寿院	200～300		0	0	0	なし	2	○									段丘堆積地形上

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53,2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≒53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≒37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≒37.4	53.2 <37.4	
152	大和町宮床字戸崎57	山すそ（田畑）	松岩寺	200		0	0	0	なし	1	○									
153	〃 〃 字長倉48	山腹	龍岩寺	不明		不明		0~25		1	○									自然斜面上
154	〃吉田字長福寺1番地	山すそ	禅興寺	80		4	5	0~25	西	1	○									自然斜面を切土した砂質土、山すその中下段が転倒
155	〃 〃一ノ坂28番地	平地（田畑）	保福寺	200		10	5	0~25	南東	2	○									
156	〃 吉岡石神沢51	丘陵地、宅地	中興寺	200		50	40	25~50	なし	2	○			○						
157	〃 〃 字町裏21	平地（宅地）	教楽寺	80		0	0	0	〃	2	○									
158	〃 〃 字志町78	〃	九品寺	500		3	0.6	0~25	北北北東	2	○									
159	泉市朴沢	近くに山があるが水田に囲まれている平地	興禅院	50		0	0	0		2	○									こけしが倒れた程度
160	根白石町西上	小高い丘の上に墓石が立っている	満興寺	300		1	0.3	0~25		2	○									
161	泉市小角字大満寺	山の斜面にある	大満寺	70		0	0	0		2	○									
162	〃 実沢一本橋	水田に囲まれている高台	西照寺	20		0	0	0		2	○									
163	〃 上谷刈	なだらかな斜面上にある	柳沢寺	40		15	38	25~50	西	2	○									
164	〃 市名坂	近くを七北田川が流れ住宅地に囲まれる	善正寺	100		80	80	75~100	四方八方	3 or 4	○			○						
165	〃 松森字鹿島	山の斜面	清水寺	200		5	3	0~25	南東	1	○									
166	多賀城市雨宮	住宅地、平地	慈雲寺	50	50	2	4	0~25	北	3 or 4	○									
177	仙台市後新田	平地、水田			55	11	20.0	0~25	北	〃										
168	〃 宿在家	〃 住宅地	誓渡寺	430		205	47.6	25~50	特になし	〃										
169	多賀城市高崎	〃 〃	化度寺	130	130	0	0	0		〃	○			○					○	
170	〃 八幡	斜面	不礙禅寺	100	100	0	0	0		1	○			○					○	宮古層群（堅固）

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≒53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≒37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≒37.4	53.2 <37.4	
171	仙台市岡田字浜通り	平地	昭徳寺	50~60				0~25		3 or 4										
172	〃 上岡田	〃 住宅地	福寿院		110	106	96.4	75~100	北	〃										
173	〃 東仙台	市街地の中の小山の山腹	圓護寺		400	20	5.0	0~25	北	〃										
174	〃 燕沢	山の頂上から斜面にある	善応寺	1000		700	70	50~75	北	〃										
175	高松2丁目14-18		万寿寺	90				75~100		2										
176	仙台市北山	山の斜面	覚範寺	600		7	1	0~25	東西	1	○									
177	〃 新坂町	平地	稱念寺	200		0	0			2	○									
178	仙台通町	住宅地に囲まれる	金玖院	350		0	0	0	なし	2	○									
179	仙台市八幡5-1-8	平地	来迎寺	40				0		1	○									
180	宮城県叶沢	山地	長泉寺	60				0		1	○			○						
181	〃 辛沢字谷地沢36-1		徳源寺	80				0~25		1	○									
182	大倉字高畠	山中（杉林）	青松寺	40		0	0	0		1	○									
183	熊ケ根字町	水田及び住宅地	興禅寺	200		0	0	0		2	○				○					
184	熊ケ根	雑草及び杉林	光西寺	60		0	0	0		2	○									
185	作並字北原	畑と林	興源寺	150		0	0	0		1	○									
186	作並字宿	雑草	〃	7		0	0	0		1	○									
187	清水尻	畑、林、雑草に囲まれている	引導場	40		0	0	0		2	○			○						
188	馬場	雑木林	西光寺	30		0	0	0		2	○			○						
189	秋保	山すそ	大雲寺	150		0	0	0		2	○			○						

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≃53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≃37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≃37.4	53.2 <37.4	
190	秋保町長袋	山すそ	向泉寺	200		0	0	0		1	○			○						
191	上愛子字大針	水田	龍角寺	100		60	60	50~75	なし	2	○									
192	宮城町下愛子字館37	山地（切土）	安養寺	210				0		2	○									
193	向山	住宅地	長徳寺	1500		10	1	0~25		2	○									
194	〃	〃	大満寺	1000		1.2	0.2	0~25		1	○									斜面の上部ほど被害大
195	仙台市弓ノ町	やや高台で住宅地に囲まれている	大安寺	600		10	2	0~25	南	2	○									
196	〃 南鍛治町	住宅地に囲まれる	東漸寺	700		200	29	25~50	南	2	○									
197	〃 東九番町	宅地	考勝寺	700		35	5.0	0~25	南	2										
198	〃 新寺小路	平地、市街地	阿遮陀寺			20	2.5		南	2										
199	仙台市新寺小路	平地、市街地	東秀院		600	18	3.0	0~25	南	2										
200	〃 荒町	市街地	皎林寺		500	30	6.0	0~25	南	2										
201	原ノ町2丁目1の66		陽雲寺	150		20		0~25	南北	2	○									
202	仙台市沖野	平地、水田住宅地	清涼寺		50	44	88	75~100	南北	3 or 4										
203	〃 荒浜	平地、畑、水田			300	2	0.7	0~25		〃										
204	〃飯田字尾敷17	平地	薬王寺	80~90			66.7	50~75	南北	〃	○			○						
205	〃 二木三本塚	〃	昌林寺	70				75~100	特になし	〃	○			○						
206	〃 井上	〃 水田			65	10	15	0~25	南北	〃										
207	藤塚	〃 畑			60	16	26.7	25~50	南北	〃										
208	寺西	〃 水田	来禅寺		120	111	92.5	75~100	南北	〃										

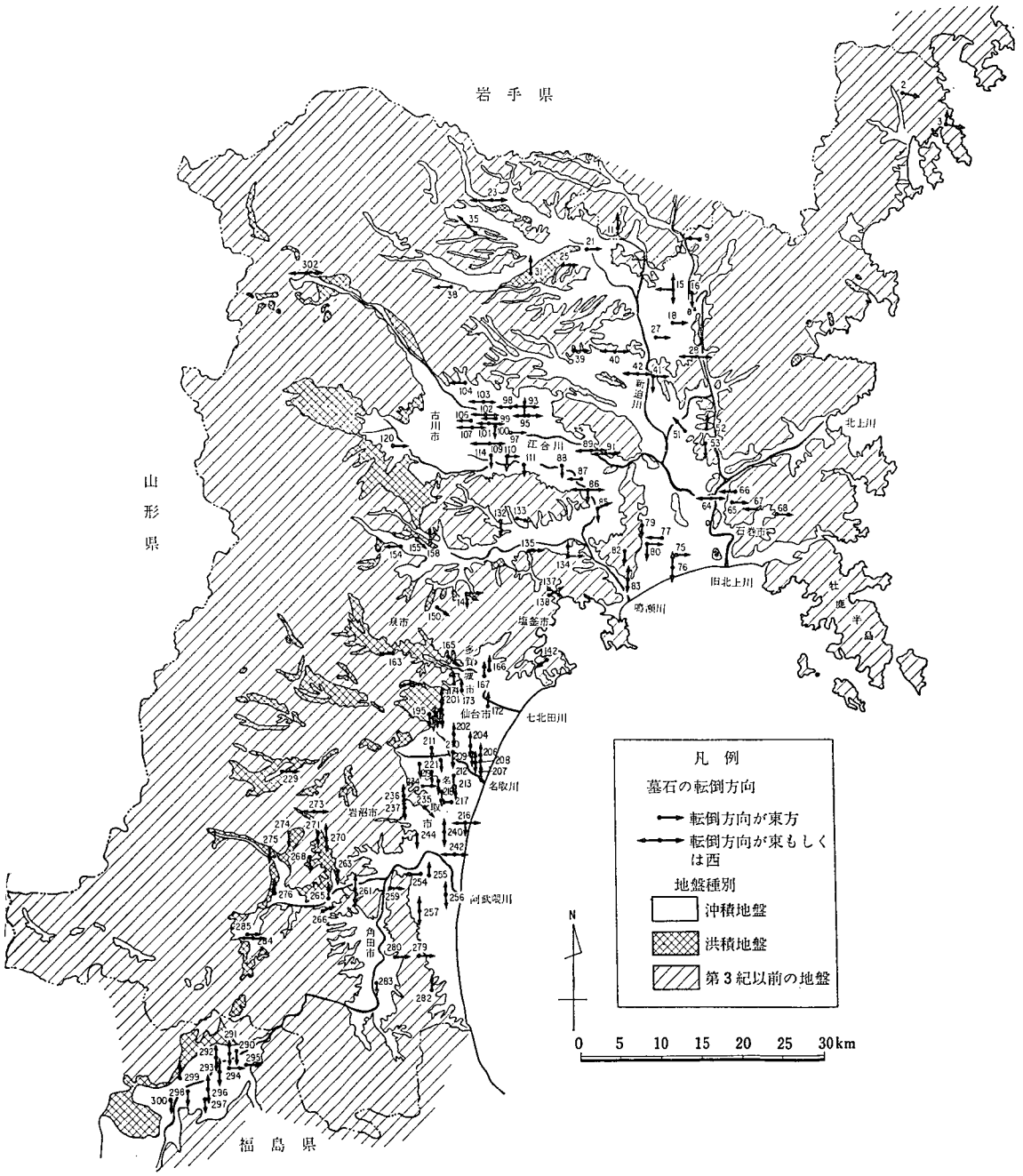
調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≃53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≃37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≃37.4	53.2 <37.4	
209	仙台市二木2番地	平地	長稱寺	100				75~100	南	3 or 4	○			○						
210	日辺	〃 住宅地			128	124	97		南	〃										
211	天王前	〃 〃	天王前寺		220	25	11.4	0~25	南	〃										
212	前沖北	〃 水田	妙音山 賓林寺		180	6	3.3		南	〃										
213	成田	〃 住宅地	大 寺		100	70	70	50~75	南	〃										
214	大曲	〃 水田	法徳禅寺		30	5	16.7	0~25	南	〃										
215	名取市下増田字屋敷67	〃	観音寺	100		0	0	0		〃	○			○						
216	岩沼市下野郷字浜154	〃	法円寺	100		5	5	0~25	西東南	〃	○									
217	名取市杉ケ袋67	〃	法雲寺	150		40	27	25~50	西	〃	○									
218	〃 増田字後島103番地	〃	東岩寺	80		32	39	25~50	南	〃	○			○						
219	名取市下余田	平地、住宅地	耕竜寺		300	4	1.3	0~25	南	〃										
220	〃 上余田	〃 水田	普門寺		138	14	10.1		南	〃										
221	仙台市柳生	〃	柳生寺	250		100	40	25~50	南	3	○			○						
222	富沢	畑と雑木林	西光寺	6		5	83	75~100		3	○									
223	富田	〃	金昌寺	300		0	0	0		3	○									
224	八幡	畑	成就院	400		2 or 3	1	0~25		3	○									
225	鉤取	住宅地	鉤取寺	1000		30	3	0~25	なし	1	○									
226	芝庭	山腹から山すそ	金剛寺	400		120	30	25~50	〃	1	○									
227	赤石	雑木林	赤石山	40		数個	1	0~25		1	○									

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
											53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6 >53.2	53.6 ≃53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≃37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≃37.4	53.2 <37.4	
228	秋保温泉	住宅、水田、樹林	泉明寺	40		0	0	0		1	○									
229	小野字根岸	山腹から山すその傾斜地	西風寺	70		60	85	75～100	東	1	○			○						
230	川崎	水田	竜雲寺	1000		数個	1	0～25		2	○									
231	名取市高館	山の斜面	新宮寺墓地	350		0	0	0	なし	1	○									
232	〃 〃 吉田	〃	秀麓寺	300		0	0	0		1	○									
233	〃 〃 〃	山地	紹楽寺	70		0	0	0		1	○			○						
234	手倉田	平地、道路に隣接	吉禅寺		70	62	88.6	75～100	東	3 or 4	○									
235	名取市植松町	山地、斜面	引磐寺	350		123	35	25～50	南東	1	○									
236	〃 仮宿	水田に囲まれる小高い丘の上	永禅寺	100		2	2	0～25	南北	1	○									
237	〃 愛島北月	山の斜面	福寿院	100		1	1	0～25	南北	1	○			○						
238	志賀八幡	山腹の傾斜地	洞林寺	200		0	0	0		1	○									
239	名取市堀内字亀159の1	平地	高照寺	80		0	0	0		3 or 4	○			○						
240	岩沼市下野郷江口68	〃	岩磐寺	100		15	15	0～25	南北	〃	○			○						
241	押分字南谷地238	〃	恵洪禅寺	230		0	0	0		〃	○			○						
242	〃早又字寺北182	〃 田畑の中	高林寺	250		10	4	0～25	東西	〃	○									
243	〃 寺島字浜里8	〃 田畑	専光寺	200		0	0	0		〃	○									250年前の本堂全壊
244	〃 朝日	山の斜面にある	法常寺	800		20～30	0.3	0～25	南	1	○									
245	〃 小川	小高い丘の上である	蓮華寺	70		0	0			1	○									
246	北長谷字畑向山	山すそ、山腹	長谷寺	100		2	2	0～25	なし	1	○									

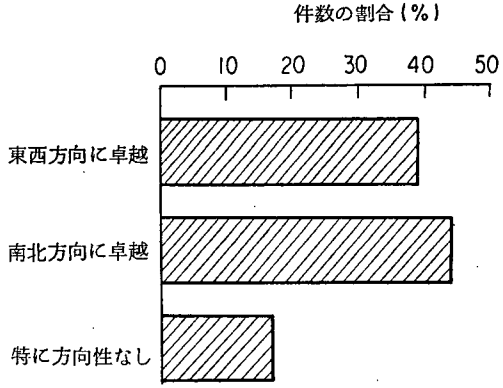
調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≒53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≒37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≒37.4	53.2 <37.4	
247	三色吉字竹倉部	山腹から山すその傾斜地	東安寺	50		0	0	0		1	○									
248	稲荷	山腹	堂光寺	60		3	5	0~25	なし	1	○									
249	上川名字梅沢	山すそ	能化寺	100		0	0			1	○									
250	〃 字滝ノ前	〃	石川寺	200		0	0			1	○									
251	入間田	山腹の傾斜地杉林	円竜寺	10		0	0			1	○									
252	亘理町逢隅牛袋字谷地161	平地、住宅地	光明寺	100		1	1	0~25		1	○									
253	南長谷字柳	山腹の傾斜地	鷹視寺	300		1	0.3	0~25		3	○									
254	亘理町逢隅十文字字宮前68	平地、田畑に囲まれる	満昌寺	103		4	4	0~25	西	3	○			○						
255	〃 〃 190	平地、周辺は畑、水田	高音寺	150		20	13	0~25	北	3	○									
256	〃荒浜字西木倉99	平地	富光寺	700		150	21	0~25	南北	3 or 4	○			○						
257	〃上町11	〃 住宅地	専念寺	500		50	10	0~25	南北	〃	○			○						
258	〃祝田100	山地	常因寺	100		0	0	0		1	○			○						
259	角田市鳩原	山林、山腹	福應寺	300	30	3	10	0~25	東	1	○			○						
260	角田市東根平貫字飛南5	山すそ	定迎寺	130		10	8	0~25		1	○			○						
261	〃 船岡	平地であり近くを白石川が流れる	蓮華寺	1000				75~100	南北	3	○			○						ずれ落ちるよりも飛び上がるようにして落下した墓石が多い
262	宮城県柴田町鹿入	斜面で山の中腹	神宮寺	50		0	0	0		1	○			○						
263	〃 村田町沼辺	山の斜面	洞昌寺	500		0	0		南	1	○									
264	大河原町仲町	宅地に囲まれる平地	最勝院西の寺	100		30	30	25~50		3	○									
265	大河原字町254	住宅地で近くを白石川が流れる	繁昌寺	200		20	10	0~25	北	3	○									飛び上がった墓石がある

調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
											53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6>53.2	53.6≒53.2	53.6<53.2	53.6>37.4	53.6≒37.4	53.6<37.4	53.2>37.4	53.2≒37.4	53.2<37.4	
266	大河原町大谷一軒地	山のふもと	安浄寺	200		15~6	8	0~25	東北東	1	○									
267	大河原町金ケ瀬	斜面上にある	香林寺	500		150	30	25~50		1	○									
268	宮城県村田町関場	山の斜面	竜泉院	600				0~25	南	1	○									
269	〃 村田市小泉	山腹	竜泰寺	250		2~3	1	0~25		1	○									小物も落ちなかった
270	〃 村田町大字村田	山の頂上から山腹	願勝寺	1000				50~75	南北	1	○									
271	〃 村田市大悦	山の斜面	竜島院	500		2	0.4	0~25	南	1	○									
272	〃 村田町大字足立	〃	西安寺	10		0	0			1	○									タイルが落ちる程度
273	〃 〃 足立	山の頂上	松山寺	200				75~100	東西	1	○									コップが落ちる程度
274	〃 蔵王町諏訪館	山腹	保昌寺	300				25~50	南	1	○									小物が落ちる程度
275	〃 〃 曲木	山のふもと	西安寺	200		15	7.5		南	2	○									〃
276	〃 〃 宮町42	白石川の近くで平地	三谷寺	500		480	96	75~100	北	3 or 4	○									20 cmの幅の地割れが生じた
277	山元町山元寺字浜35	平地	浄正寺	68		0	0	0		〃	○			○						砂丘上
278	蔵王町宮町13	〃	蓮蔵寺	400	20	17	85	75~100	四方八方	〃	○									
279	山本町小平字館53	山腹の斜面	竜頭寺	100	15	2	13	0~25	東	1	○			○						
280	角田市藤田北根206	山地、自然斜面	藤田寺	100		2	2	0~25	東	1	○			○						
281	〃尾山字山根6番地	〃 斜面	称名寺	100		0	0	0		1	○			○						仏壇の供物が倒れる程度
282	亘理郡山本町高瀬竹ノ内原27	平地、周辺は畑	金泉寺	300		60	20	0~25	北	1	○			○						
283	角田市枝野字沼尻52	平地	東善寺	200		20	10	0~25	南	3 or 4	○									
284	白石市柳町16	周囲は宅地	妙見寺	20		18~19	90	75~100	東西	3	○			○						比較的軟弱地盤、山手にも墓があるがその転倒率は0~25%

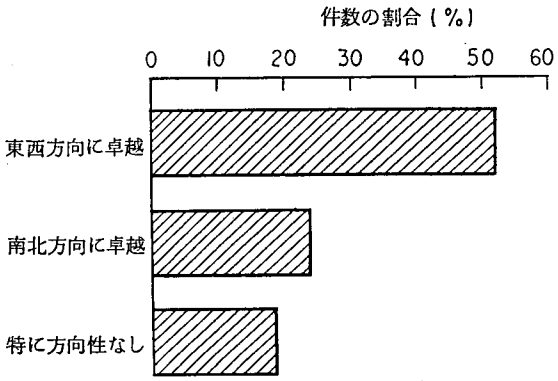
調査No.	墓地位置	墓地周辺の状況	寺名等	墓石転倒率				聞き込みによる転倒率(%)	転倒方向	地盤種別	地震動強度の比較									備考
				総墓石数	調査墓石数	転倒墓石数	転倒率(%)				53.6と53.2の比較			53.6と37.4の比較			53.2と37.4の比較			
											53.6 >53.2	53.6 ≃53.2	53.6 <53.2	53.6 >37.4	53.6 ≃37.4	53.6 <37.4	53.2 >37.4	53.2 ≃37.4	53.2 <37.4	
285	〃 寺囲	山のふもとにあり一部斜面上にある	清林寺	300		20	7	0~25	東	3 or 4	○			○						
286	〃 大平中目	斜面で高台	威徳寺	300		0	0	0		2	○									こけしが倒れた程度
287	斉川字町西浦	山の斜面	大義寺	500		5~6	1	0~25		1	○			○						
288	福島県国見町貝田	斜面の小段があり、近くを高速道路が通る	最禅寺	50		0	0	0		1	○			○						被害ほとんどなし
289	〃 〃 藤田	抵い丘の斜面上で周辺は宅地	大千寺	300		1	0	0~25		2	○			○						〃
290	〃 〃 東大枝	水田に囲まれる平地であるが、やや高台になっている	徳本寺	150		1	1	0~25	南	3 or 4	○			○						
291	〃 〃 川内	畑に囲まれる	興福寺	26				0~25	南北	3	○			○						
292	〃 〃 徳江	水田が多く、裏は林である	観音寺	20				0~25	南北	3 or 4	○			○						
293	〃 保原町二野袋	畑に囲まれるやや高台	長崇寺	90		10	11	0~25	南北	3	○			○						
294	〃 梁川町沼尻	平地で沼に隣接しており水田に囲まれる	昌福寺	33		10	30	25~50	東	3	○			○						
295	〃 〃 富野	住宅地と山	安養寺	300		6	2	0~25	東	2	○			○						
296	〃 保原町柏町	畑に囲まれる	山林寺	400		5	1	0~25	南北	3 or 4	○			○						
297	〃 〃 泉町	住宅地の中にある	長谷寺	300				0~25	南	〃	○			○						
298	〃 伊達町伏黒	近くを阿武隈川が流れ平地で水田に囲まれる	鳳凰山寺	400				25~50	南	3	○			○						
299	福島県桑折町桑折	高台にあり住宅地	伝来寺	200				0~25	北	3 or 4	○			○						
300	〃 〃 田町	宅地	寛寿寺	100		6	6	0~25	南	〃	○			○						
301	〃	信夫山山麓斜面	観音寺	700		0	0	0		1	○			○						
302	鳴子ダム付近	山すそ	末沢山洞川院	400	20	0	0	0	東西	1	○			○						
303	玉造郡鬼首	山腹	鬼頭寺	50	50	0	0	0		2	○					○				



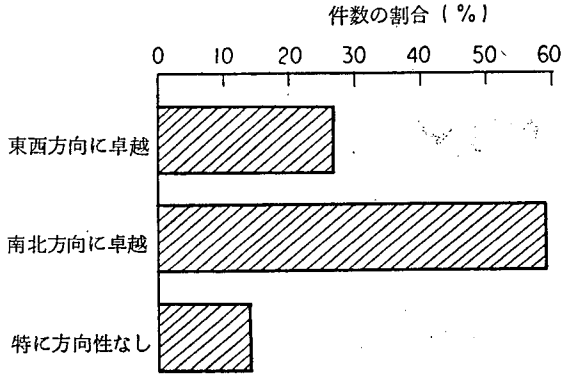
図—1.40 墓石の転倒方向



（a） 対象地域＝調査地域全域（総件数 192）



吉田川以北の地域（総件数８９）



吉田川以南の地域（総件数１０３）

（b） 対象地域を吉田川（鳴瀬町～大郷町～大和町）以北と以南に分けて整理した場合

図—1.41 墓石転倒の方向性

向に，南の地域では南北方向に転倒した墓石が多い。

（3） 寺社の建物の被害と墓石転倒率の関係

寺社の建物の被害として比較的聞き込みの頻度の高かった瓦の被害及び壁の被害と墓石転倒率の関係をまとめた結果が表—1・3 である。ここで，瓦の被害とは，瓦の落下，移動等を含めて瓦に何らかの異状を生じたとの聞き込みのあったもの，壁の被害とは，壁の剝離，亀裂等何らかの異状を生じたとの聞き込みのあったものをそれぞれ表わしている。表—1・4 より，瓦の被害及び壁の被害を生じなかったというはっきりした聞き込みを得たのは，それぞれ，152 墓地及び 79 墓地であり，全体の約 50% 及び 26% に相当する。なお，無人墓地等で，寺社の建物の被害について聞き込みの得られなかった墓地もあるため，上記以外はすべて被害があったという訳ではない。これらの結果によれば，一般に墓石転倒率が 50% を超えたような場合に瓦もしくは壁のいずれかに被害を生じなかったというケースはきわめてまれであり，特に，この場合に瓦及び壁の両方に被害を生じなかったケースは1件もなかった。表—1・3 の墓石転倒率を見直した結果，No. 8, 10, 11, 175, 273 の5地点については，データの信頼性が乏しいとの理由から，墓石転倒率の調査結果から除外することとした。

（4） 宮城県北部の地震及び宮城県沖の地震と今回の地震との地震動強度の比較

昭和37年4月30日の宮城県北部地震は，マグニチュード M=6.4 で，震央は宮城県道古川～佐沼線に近い長沼付近（東経 141.1°，北緯 38.7°）であり，内陸に発生したいわゆる直下型地震であったため，長沼周辺にかなりの被害が生じた。一方，昭和53年2月20日の宮城県沖の地震はマグニチュード 6.4 で，震源は今回の地震よりも約 60 km 程北の東経 142 度 12 分，北緯 38 度 45 分に位置しており，宮城県から岩手県の一部地区に被害が生じた。

これら既往の2回の地震と今回の6月の宮城県沖地震（M=7.4）との地震動強度の比較を聞き込みによって調査した結果を図—1・42（今回の地震と昭和 53 年2月の地震の比較）及び図—1・43（今回の地震と昭和 37 年4月の地震の比較）に示す。ここで，強度の比較の聞き込みは，3 回の地震の中で任意の 2 回の地震 A，B を選び，① A地震による振動の方を強く感じた，② B地震による振動の方を強く感じた，③ A, B 両地震とも同程度の振動であった，④ はっきりしない，覚えていないの4つに区分して行った。この結果をまとめると以下のようになる。

i） 今回の地震と昭和53年2月の地震の比較（図—1・42）

調査範囲のほぼ全域にわたって今回の地震の方が大きな振動を与えたことがわかる。昭和 53 年2月の地震による振動の方が激しかったとの聞き込みがあったのは，桃生郡桃生町で 1 箇所あるにすぎない。

ii） 今回の地震と昭和37年4月の地震の比較（図—1・43）

この場合にも，調査範囲のほぼ全域にわたって今回の地震の方が大きな振動を与えた。しかしながら，この場合には昭和 37 年4月の地震の震源地に近い登米郡，遠田郡の 2，3 の地点においては，昭和 37 年月の地震による振動の方が，今回の地震よりも激しかったとする聞き込みがある。

（5） 墓石転倒率と地盤条件の関係

図—1・38 に示した墓石転倒率と地盤条件の関係を検討すると以下のとおりである。

i） 岩盤地域においては，転倒率は 0%，0～25% に分類される箇所が多いが，なかには 50～75%，75～100% と高い転倒率を示す箇所もある。なかでも 75～100% と高い転倒率が多くみられたのは吉田川流域にあたる黒川郡富谷町周辺地区（墓地 No. 147～150）である。この地域は第3紀中新世の青麻層が分布しているが，固結度が低い砂岩であり，実際には砂地盤に近い性状を示すと言われている。

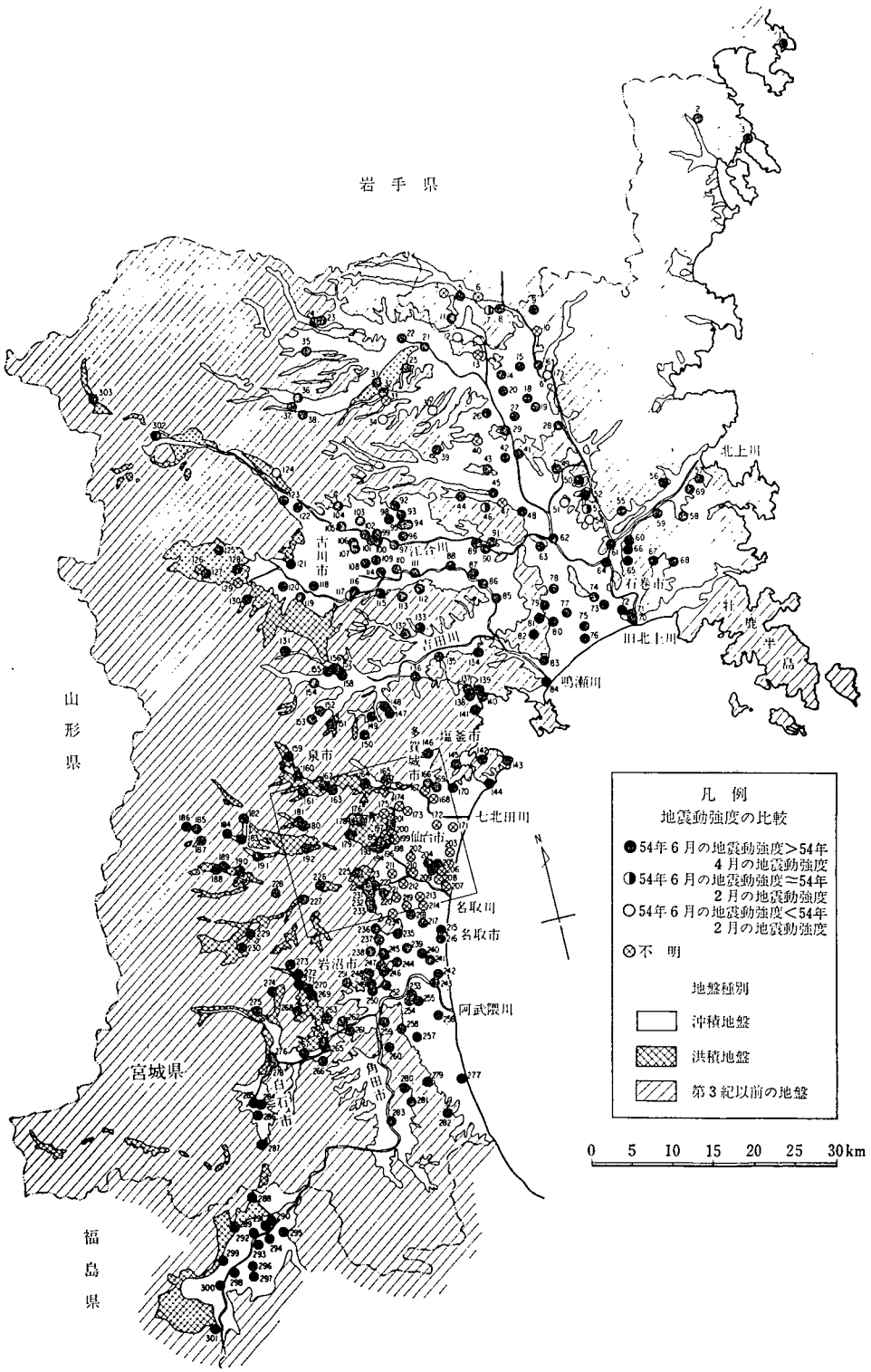
また，岩盤地域と分類された墓地の大部分は，傾斜地に造成されており，このような場合には，地形条件が地震動に与える影響があると考えられる。さらに，このような斜面上に造成された墓地では，ちょうど宅造地盤上の木造家屋が地盤のゆるみや滑動により被害を受けたと同じように，地山がしっかりした地盤であっても造成した表面の 20～30 cm の土がゆるみ，その結果大多数の墓石が転倒したという場合も見受けられた。

ii） 洪積地盤地域においては，墓石転倒率は一般に25% 以下であり，50% 以上となる事例が少ない。これは，洪積地盤地域は一般に段丘が発達しており，岩盤地域の場合のように斜面上の盛土による造成地における転倒が少ないためと考えられる。

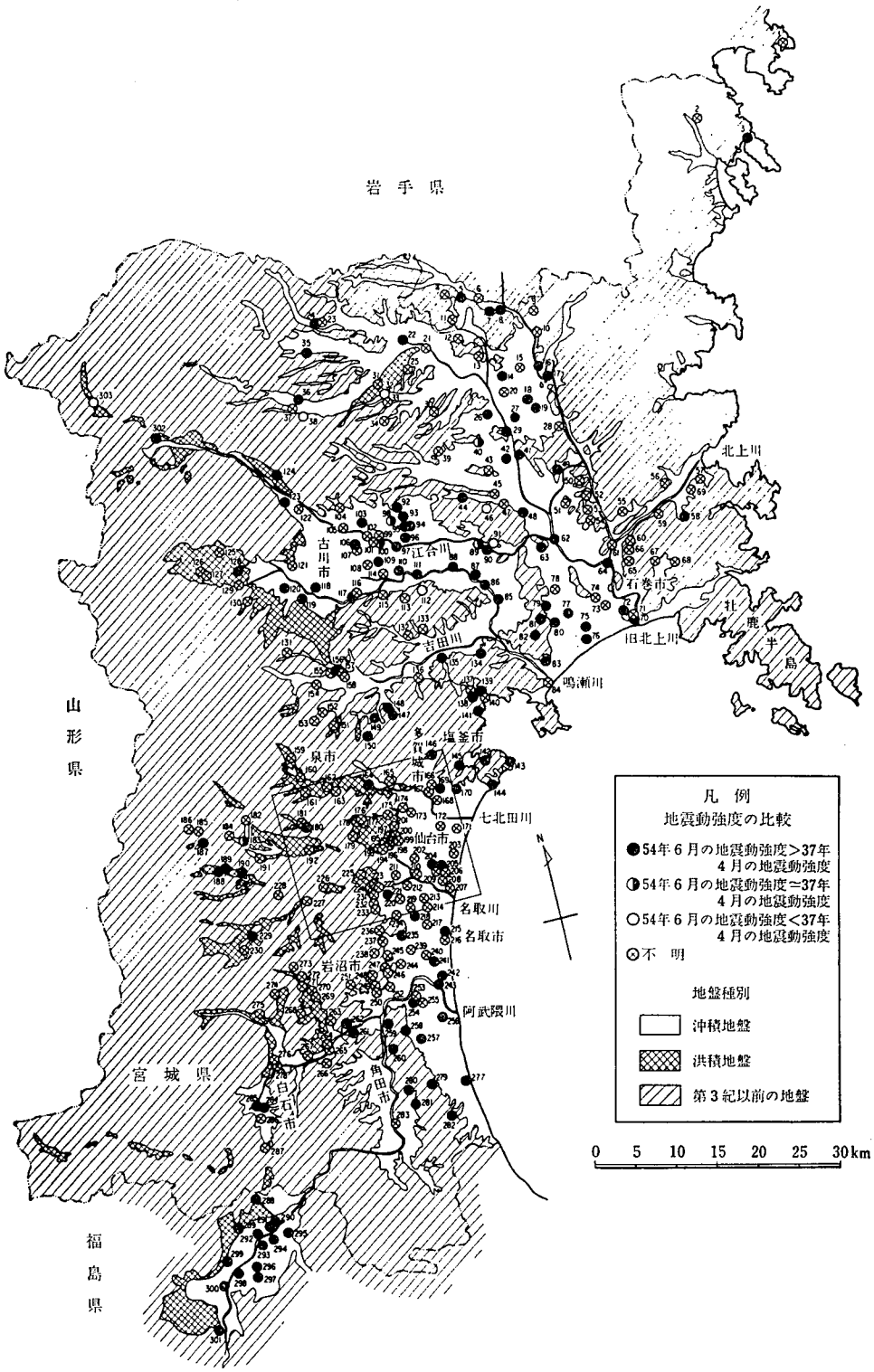
iii） 沖積地盤地域においては一般に 0～25% 及び 75～100% の転倒率を示す箇所が多く，沖積地盤といってもいわゆる軟弱層の厚さや地盤構成，微地形の影響を強く受けているものと考えられる。沖積地における転倒率の中で一つ興味深いのは，仙台平野において，名取川を境とし，北部地区と南部地区では転倒率の分布に大きな違いのある点である。名取川以北では転倒率が 50% 以上の墓地がかなり多いのに対して，名取川以南の仙台平野では，大部分の墓地において転倒率は 25% 以下となっている。

表—1·4 寺社の建物の被害と墓石転倒率の関係

転倒率 R[%]	瓦の被害なし		壁の被害なし		瓦も壁も被害なし	
	件数	頻度(%)	件数	頻度(%)	件数	頻度(%)
$0 \leqq R < 10$	94	31.0	53	17.5	43	14.2
$10 \leqq R < 20$	14	4.6	11	3.6	6	2.0
$20 \leqq R < 30$	13	4.3	3	1.0	4	1.3
$30 \leqq R < 40$	4	1.3	4	1.3	3	1.0
$40 \leqq R < 50$	3	1.0	1	0.3	2	0.7
$50 \leqq R < 60$	4	1.3	2	0.7	0	0
$60 \leqq R < 70$	4	0.7	5	1.7	0	0
$70 \leqq R < 80$	2	0.7	0	0	0	0
$80 \leqq R < 90$	6	2.0	0	0	0	0
$90 \leqq R \leqq 100$	8	2.6	0	0	0	0
小計	152	50.2	79	26.1	58	19.1
全調査件数	303	100.0	303	100.0	303	100.0



図—1・42　聞き込みによる1978年6月宮城県沖地震と1978年2月の宮城県沖の地震との地震動強度の比較



図—1·43 聞き込みによる1978年6月宮城県沖地震と1962年4月の地震との地震強度の比較

〔4〕 調査結果の考察

(1) 墓石転倒率と距離の関係

墓石転倒率を断層中心からの距離により整理すると図—1·44 のようになる。同図では，調査結果のすべて及び地盤条件を第1種地盤，第2種地盤，第3種もしくは第4種地盤の3種類に分類して整理した結果を示している。これらから，次のことが言える。

i) 墓石の転倒が生じ始めた断層中心から最遠点の距離は，第1種地盤及び第2種地盤の場合にはそれぞれ約 120 km 程度であるのに対して，第4種地盤の場合には，約 150 km 程度となっており，地盤が軟質であるなど，広い範囲にわたって墓石の転倒が生じている。

ii) 転倒率の値そのものについても地盤条件による差異がはっきり現われており，第1種地盤上では，一般に転倒率が低いのに対して，第4種地盤上では，高い転倒率から低い転倒率まで大きくばらついている。

iii) 図—1·44 に示した転倒率を 5 km 刻みに分け，それぞれの範囲内の墓地における転倒率の平均値 m とこれに標準偏差 σ を加減した結果を図—1·45 に示す。ただし，それぞれの距離の範囲内におけるサンプル数（墓地数）が5以下のものについては，平均値及び分散値を計算する意味あいが薄いと考え，ここでは省いた。この結果では，距離の増加による平均転倒率の減少がかなり明瞭に現われており，一般に第3種もしくは第4種地盤上の墓石の方が，第1種もしくは第2種地盤上の墓石よりも転倒率の距離減衰性が大きいこと，しかしながら平均転倒率そのものは，前者の方がはるかに大きいことが分かる。

(2) 墓石転倒率と最大加速度の関係の推定

図—1·16 に示した最大加速度と断層中心からの距離の関係と図—1·44 に示した墓石の平均転倒率と断層中心からの距離の関係を結びつけると図—1·46 のようになる。ここで，最大加速度と断層中心からの距離の関係としては，太平洋沿岸に沿う地域で観測された A グループの関係を用いている。また，転倒率と断層中心からの距離の関係としては，断層からの距離を 5 km 刻みにした場合の平均転倒率を用いることとし，図—1·44 に平均値を示している。

一方，断層から 150 km 以内で観測された No. 1～No. 6 の合計6地点のうち，開北橋 (No. 1)，樽水ダム (No. 3)，宮古港 (No. 5)，真崎大橋 (No. 6) の4箇所は比較的地盤条件の良好な（第1種もしくは第2種地盤相当）地点であり，塩釜港 (No. 2)，大船渡防地 (No. 4) の2箇所は比較的軟質な地盤条件（第3種もしくは第4種地盤相当）の地点である。これらから第1種から第4種の地盤条件に対して図—1·46 の右側の図中に示すように No. 1～No. 6 の強震記録の最大加速度と断層中心距離の関係が得られた。

このようにして，図—1·46 から断層中心からの距離を介して，地震動の最大加速度と墓石転倒率の関係を求めると図—1·47 のようになり，最大加速度 A_{max}[gal] と墓石転倒率 R[%] の関係は次のようになる。

$$A_{max}=\begin{cases}5.5R+200\cdots\cdots\text{第1種地盤}\\3.5R+100\cdots\cdots\text{第2種，第3種，第4種地盤}\end{cases}\quad\cdots\cdots(1\cdot8)$$

これによれば，最大加速度が 400 gal，300 gal，200 gal に対する墓石転倒率は，第1種地盤の場合にはそれぞれ約 36%，18%，0%，第2種，第3種，第4種地盤の場合にはそれぞれ約 80%，50%，30% となる。

墓石の転倒率と地震動強度の関係を求めた既往の研究，たとえば，十勝沖地震 (1952) に対して福富らが求めた墓石転倒率と地震動の最大加速度の関係[15]によれば，最大加速度 400 gal，300 gal，200 gal に対する墓石転倒率はそれぞれ約 80%，50%，30% であり，上記の第2種～第4種地盤の場合とほとんど同じ結果を与えている。また，大橋らは，伊豆大島近海地震 (1978) に際して地震動強度 A_{max} と墓石転倒率 R を次式のように提案している[10]。

$$A_{max}=2.67R+200\cdots\cdots(1\cdot9)$$

これによれば，最大加速度 400 gal，300 gal，200 gal に対する墓石転倒率はそれぞれ約 75%，40%，0% となり，加速度の小さい領域においては，式 (1.8) による結果よりも大きめの値を与えているが，それ以外では，式 (1.8) による第1種もしくは第2種の場合と，第3種もしくは第4種の場合のおおむね中間的な結果を与えている。

(3) 墓石の転倒から推定した最大加速度の分布

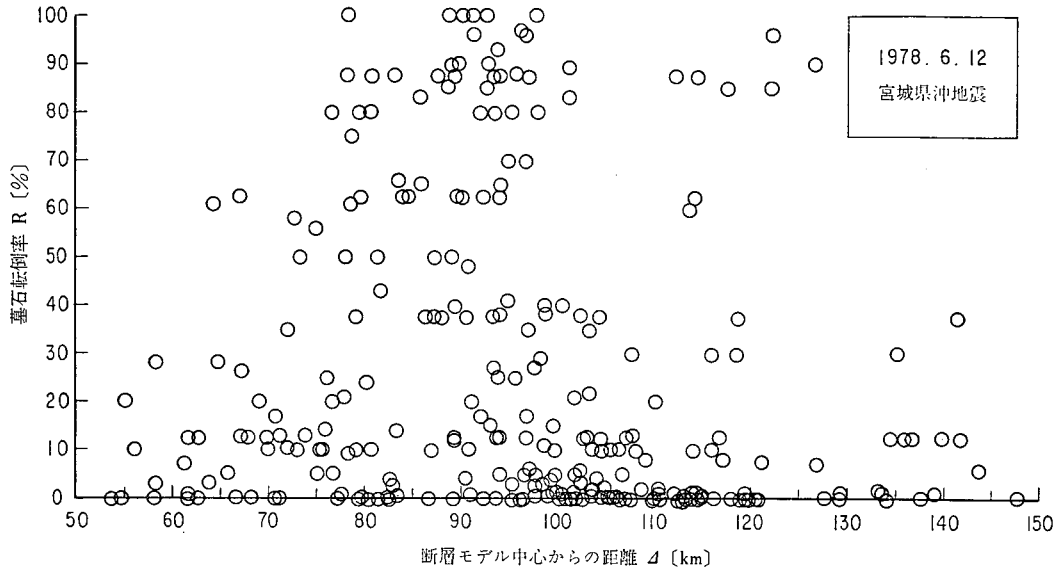
式 (1.8) をもとに，墓石の転倒率から最大加速度の分布を推定した。最大加速度を 0～100 gal，100～200 gal，200～300 gal，300～400 gal，400 gal 以上の5段階に分類して示すと図—1·48 のようになる。

これによれば新迫川流域の米山町，迫町から中田町に至る地域，江合川及び鳴瀬川流域の古川市周辺，名取川，広瀬川流域の仙台平野地区，白石川流域の白石市周辺地区の各地区では，地震動の最大加速度が 400 gal 以上であったと推定される。これらの地区は一般に沖積地盤である。

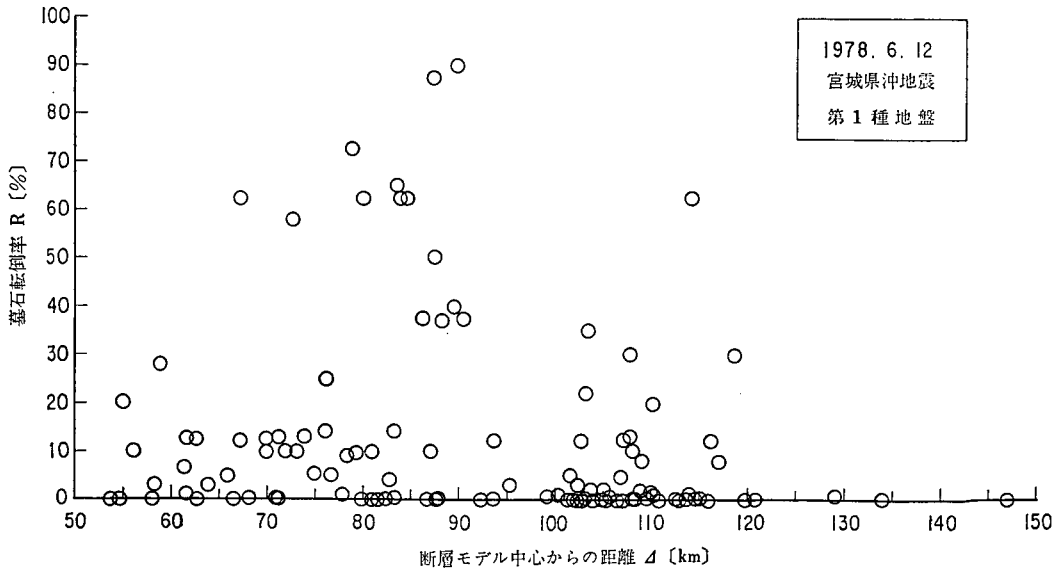
(4) 仙台地区の東西断面における墓石転倒率の分布

局地的な地盤条件が墓石転倒率に及ぼす影響を示す一例として，地盤条件の比較的よく調べられている仙台市

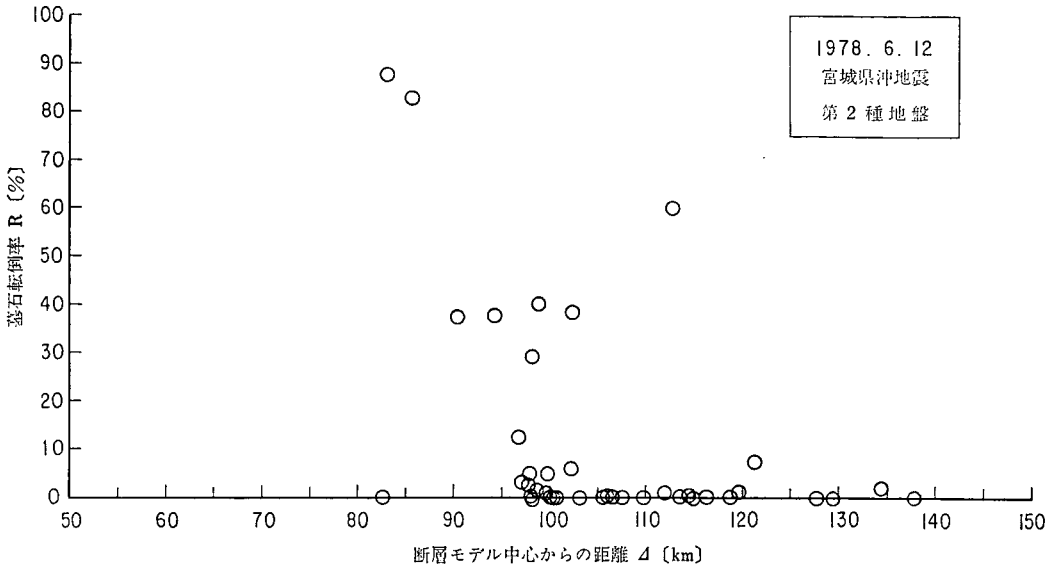
周辺地区をほぼ東西に見た地盤縦断図と墓石転倒率の関係を求めると図—1·49 のようになる。ここで墓石転倒率は図—1·38 に示した名取川以北及び七北田川以南の地域に存在する墓地での値を示している。この結果によれば，東北大学のある青葉山を中心とする丘陵地，広瀬川から利府～長町断層に至る旧仙台市街地，太平洋沿岸の砂丘地帯においてはいずれも転倒率はきわめて低いのに対して，仙台市の新市街地から太平洋沿岸の砂丘の後背地に至る地域では転倒率が高く，このように狭い範囲の地域でも地震動強度及びその特性が大きく変化することを示している。



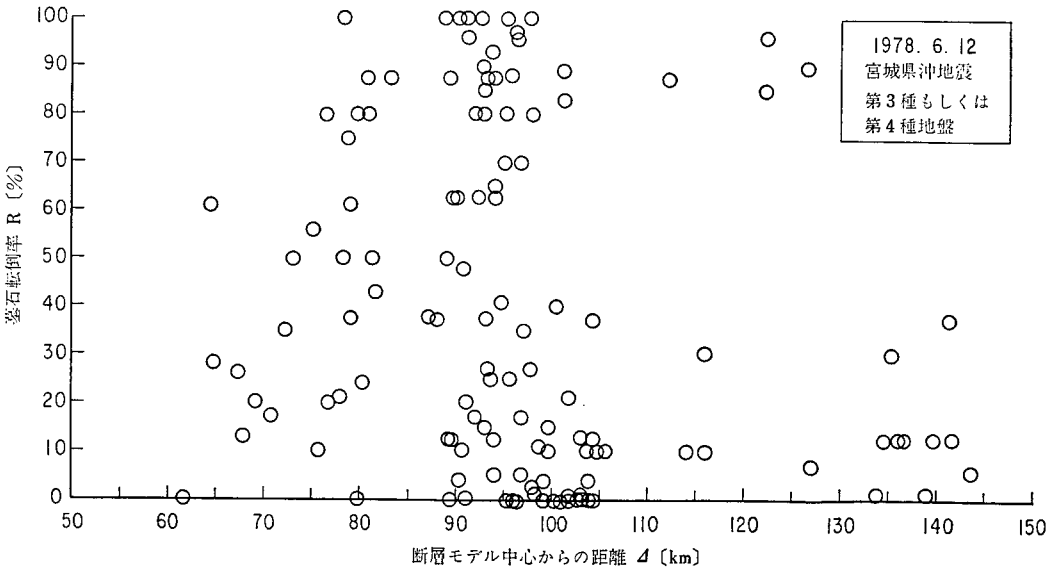
図—1·44 (1) 墓石転倒率と断層中心からの距離の関係（全データ）



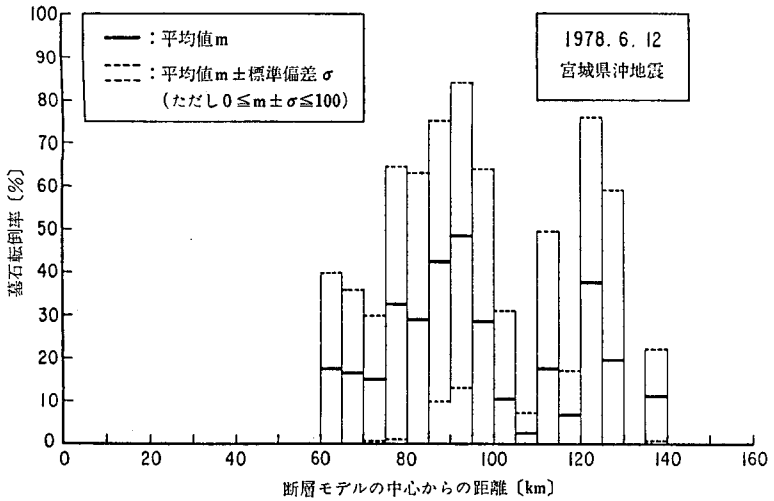
図—1·44 (2) 墓石転倒率と断層中心からの距離の関係（第1種地盤）



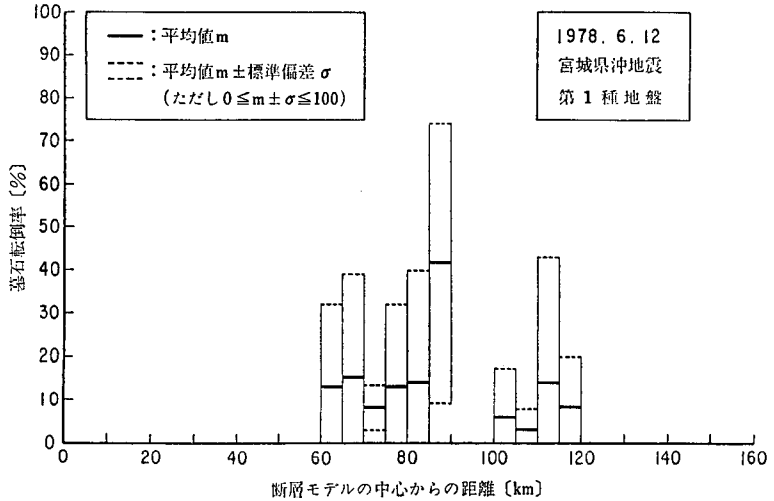
図—1・44 (3) 墓石転倒率と断層中心からの距離の関係（第2種地盤）



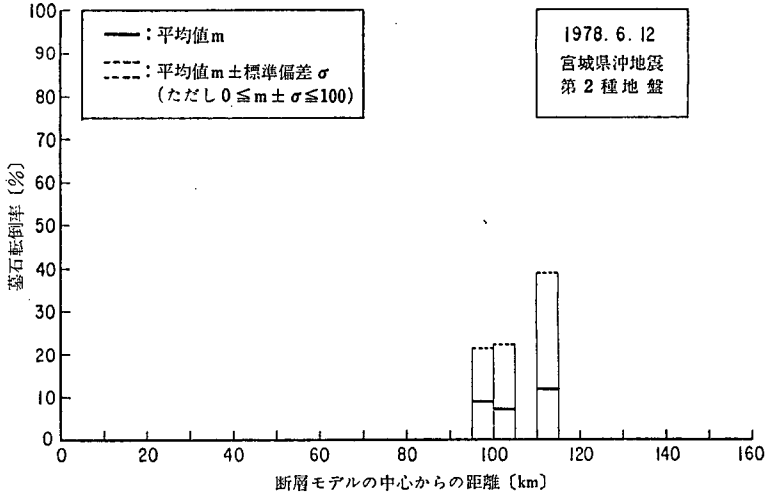
図—1・44 (4) 墓石転倒率と断層中心からの距離の関係（第3種及び4種地盤）



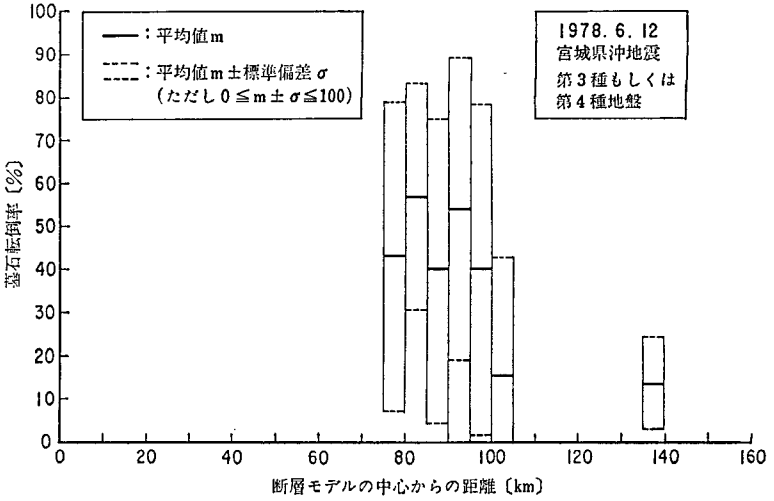
図—1・45（1） 墓石転倒率と断層中心からの距離の関係



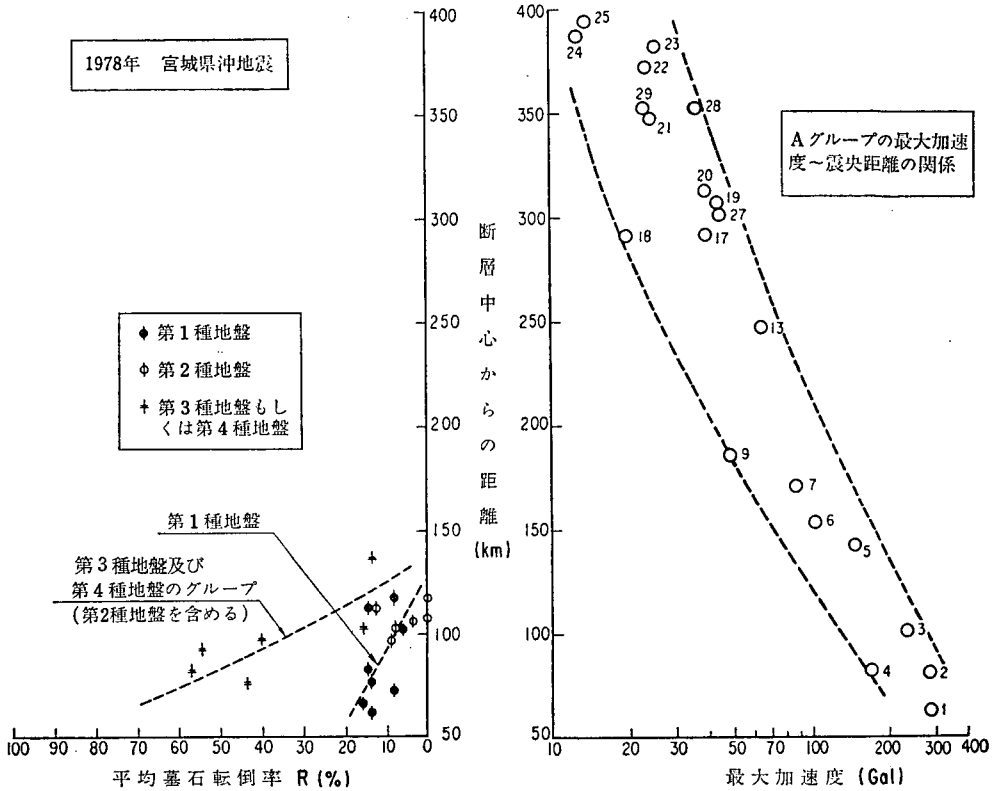
図—1・45（2） 墓石転倒率と断層中心からの距離の関係（平均値，標準偏差値）（第1種地盤）



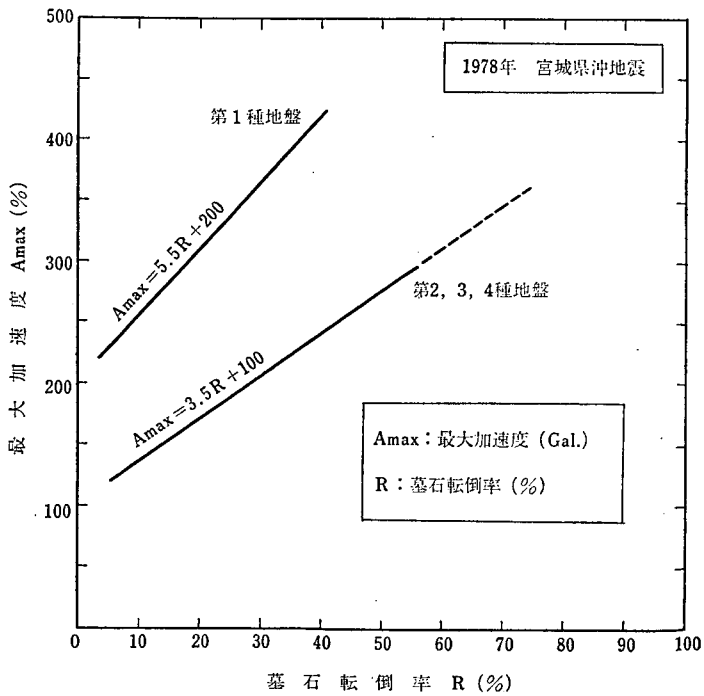
図—1・45（3） 墓石転倒率と断層中心からの距離の関係（平均値，標準偏差値）（第2種地盤）



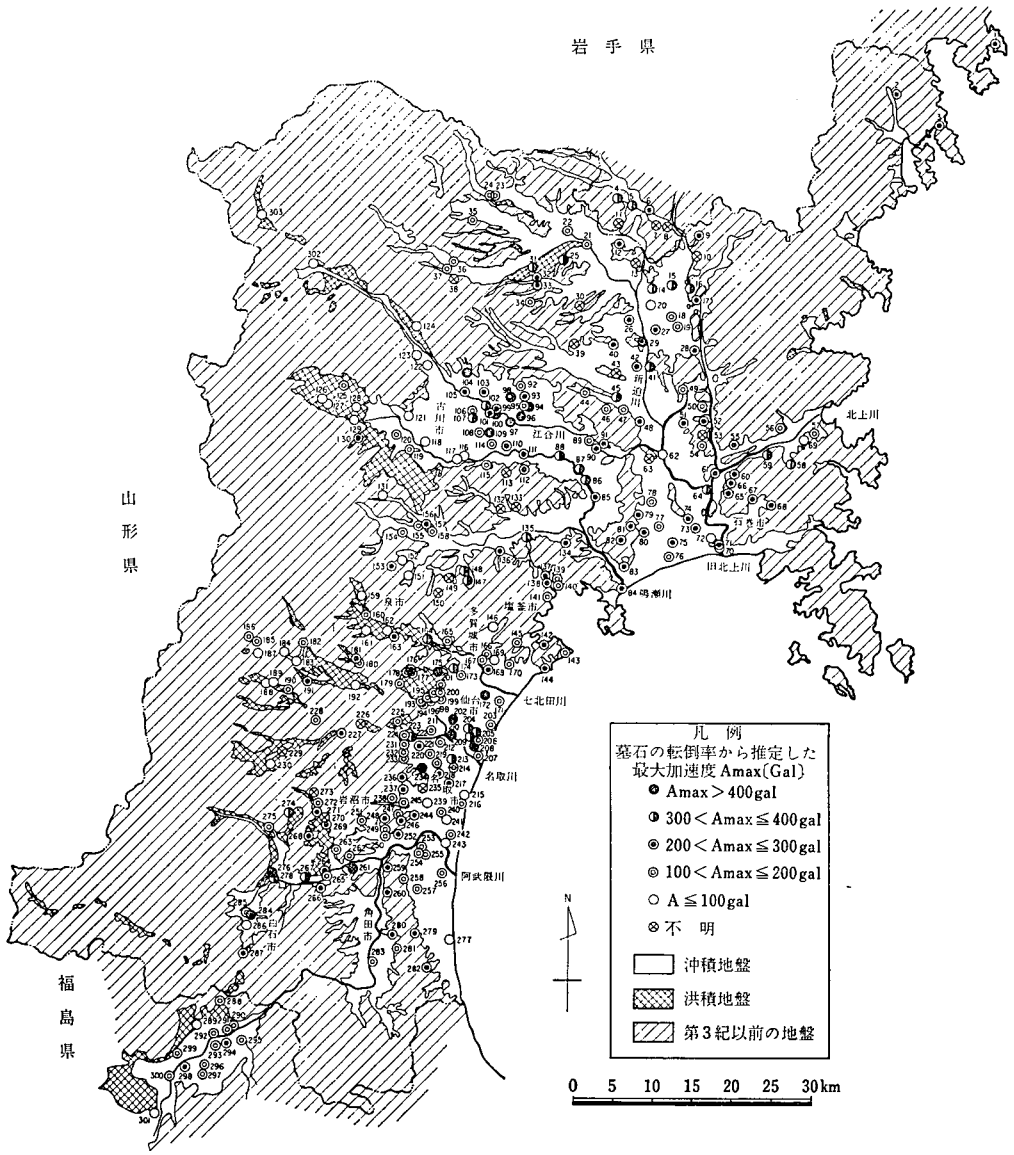
図—1・45（4） 墓石転倒率と断層中心からの距離の関係（平均値，標準偏差値）（第3種及び第4種地盤）



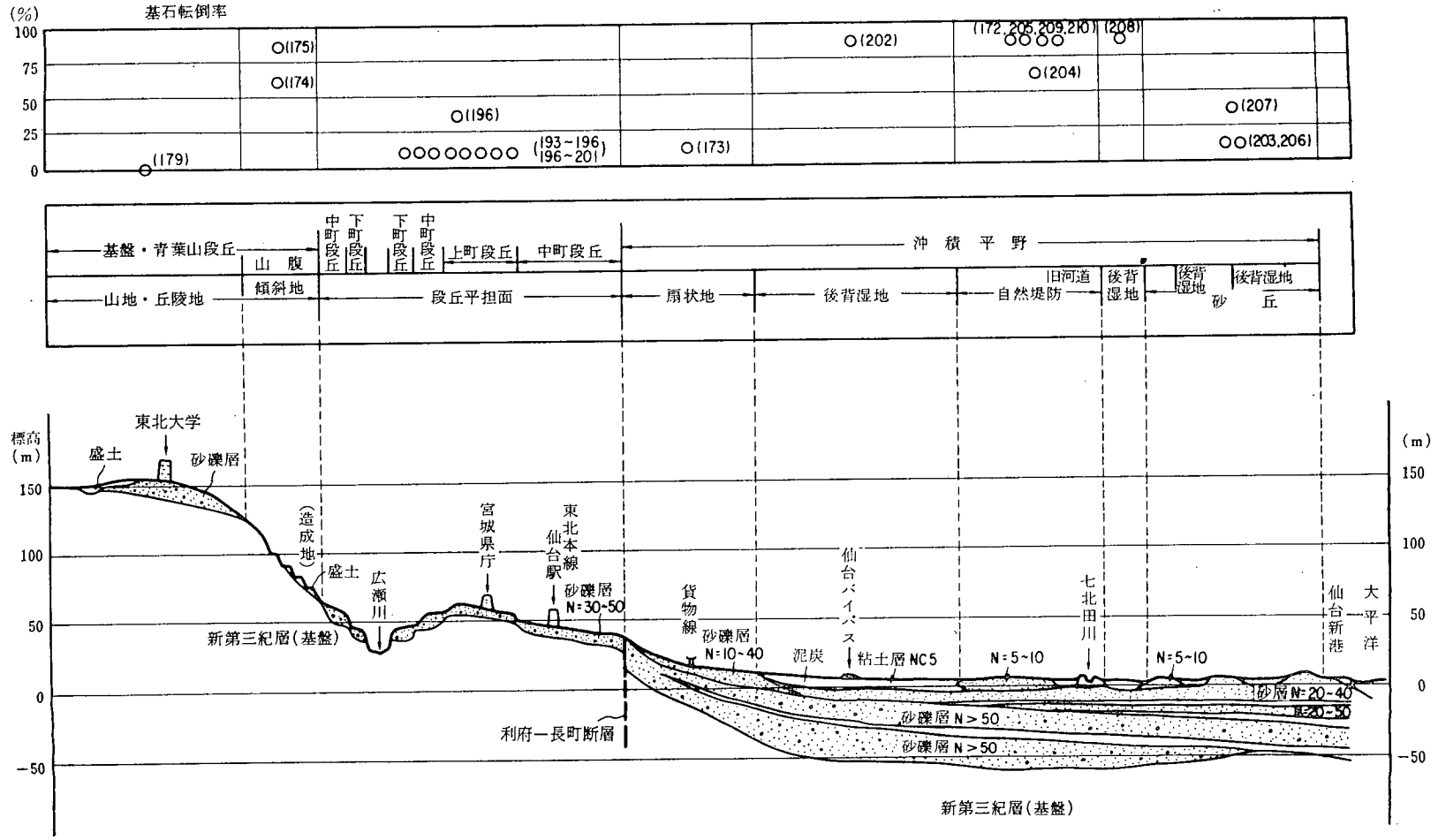
図—1・46　地震動の最大加速度，断層中心間距離及び墓石転倒率の関係



図—1・47　地震動の最大加速度と墓石転倒率の関係



図—1・48 墓石の転倒から推定した地震動最大加速度の分布



図—1・49　仙台市東西方向の地盤構造と墓石転倒率の関係

5. まとめ

1978年宮城県沖地震により公共土木施設周辺の地盤上で観測された加速度強震記録を整理解析するとともに，被害の著しかった宮城県東部地区を中心に303箇所における墓石の転倒状況を調査した結果，今回の地震による地震動特性に関し以下の結論が得られた。

（1） 地震動の最大加速度を断層中心からの距離によって整理すると，これらの関係は，（i）太平洋沿岸の地域で観測された記録，（ii）日本海沿岸の地域で観測された記録，（iii）内陸の山地で観測された記録の3グループのそれぞれで一定の傾向を示す。断層の中心から同一の距離における最大加速度は，上記の（i）に属するグループが最も大きく，以下，（ii），（iii）の順となる。

（2） 水平2成分間の最大加速度のうち，大きい方の成分 A_{H_1} に対する小さい方の成分 A_{H_2} の比 $\beta_1 \equiv A_{H_2}/A_{H_1}$ は，断層中心からの距離が200 km より小さい領域では，距離が減少するに従って全体として低下する傾向にある。一方，水平2成分の最大加速度のうちの大きい方の成分 A_{H_1} に対する鉛直方向成分の最大加速度 A_V の比 $\beta_2 \equiv A_V/A_{H_1}$ は，断層中心からの距離にかかわりなく 0.35 程度の値をとる。

（3） 今回の地震断層から最も近い（断層中心間距離約 60 km）石巻市開北橋近傍の岩盤上（中生代三畳系の砂岩～シルト岩，せん断波速度 $V_S \simeq 1{,}300$ m/sec）で採取された記録の加速度応答スペクトル特性は，現在までの強震記録を統計解析して求めた当該条件に該当する範ちゅうの平均応答スペクトルと比較的よく一致する。

（4） 墓石の転倒方向にはかなり明瞭な方向性が認められる。すなわち，吉田川付近を境としてそれより北の古川市，石巻市等では東西方向に転倒した墓石が多いのに対して，吉田川より南の仙台市，名取市等では，南北方向に転倒した墓石が多い。このように墓石の転倒に規則的な方向性を生じた理由は地震動に方向性があるという定説を裏付けている。

（5） 墓石の転倒は，沖積地盤上において，洪積地盤あるいは第3紀以前の地盤上におけるよりもきわめて大きい。墓石の転倒率が 75% を超したのは，（i）登米郡中田町付近，（ii）古川市周辺の江合川，鳴瀬川流域，（iii）黒川郡富谷町周辺，（iv）仙台市及び名取市，（v）白石市周辺の阿武隈川及びその支川の各地域であり，いずれも今回の地震による被害の著しい地域である。

（6） 宮城県地方に被害をもたらした比較的最近の3回の地震（昭和37年4月の宮城県北部地震（$M=6.4$）及び昭和53年2月の宮城県沖の地震（$M=6.7$）と今回の地震）による地震動強度の比較は次のとおりである。（i）今回の地震と53年2月の地震を比較すると，宮城県下の全域にわたって今回の地震による地震動の方が53年2月の地震よりも激しかった，（ii）今回の地震と37年4月の地震を比較すると，37年4月の地震の震源地に近い登米郡及び遠田郡の2，3の地点を除けば，今回の地震による地震動の方が37年4月の地震よりも激しかった。

（7） 墓石転倒率から求めた地震動の最大加速度がある程度以上の範囲にわたりおおむね 400 gal を超したと推定されるのは，（i）新迫川流域の米山町，迫町から中田町に至る地区，（ii）江合川及び鳴瀬川流域の古川市周辺地区，（iii）名取川，広瀬川流域の仙台平野地区，（iv）白石川流域の白石市周辺の一部地区の4地域である。

謝　辞

宮城県沖地震に際して，有用な強震記録が得られたのは，東北地方建設局，宮城県，福島県を初めとする強震計の管理点検に当っておられる方々の常日頃の地道な努力に負う所が大きい。これらの管理点検等の努力に対して心からお礼申し上げる次第である。

また，本解析に際しては巻末に示す多数の資料を参照させていただくとともに，運輸省港湾技術研究所の貴重な強震観測結果を多数使用させていただいた。さらに，本解析における強震記録の数値化，一次解析，及び墓石転倒率の調査は昭和53年度科学技術庁特調費によって行った。ともに末尾ながらここに記し，御関係の皆様に厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

1) 増田徹也「1978年宮城県沖地震の余震観測」地震学会秋期大会講演予稿集，1978.10.
2) 海野徳仁「1978年6月12日宮城県沖地震（速報）」地震学会秋期大会講演予稿集，1978.10.
3) 瀬野，須藤，江口「1978年6月12日宮城県沖地震の発生機構」地震学会秋季大会講演予稿集，1978.10.
4) 大塚，須藤，石橋「地震源での破壊過程の研究―宮城県沖地震，伊豆大島近海地震の場合―」第7回建築学会地震振動シンポジウム，1979.3.
5) 須藤，私信，1979.6.
6) 相田　勇「1978年宮城県沖地震に伴った津波の数値実験」地震学会秋季大会講演概要集，1978

7) 柴田，高橋「1978年2月20日及び6月12日の宮城県沖地震による仙台市内の強震記録」第7回建築学会地盤振動シンポジウム，1979.3.
8) 渡辺　丹「強震地動と地盤」第7回建築学会地盤振動シンポジウム，1979.3.
9) 渋谷純一「1978年6月の宮城県沖地震による建物の被害分布とその地盤の性質」第7回建築学会地盤振動シンポジウム，1978.3.
10) 大橋，岩崎，川島「墓石の転倒から推定した1978年伊豆大島近海地震による地震動強度の推定」土木技術資料，Vol. 20, No. 11, 1978.11.
11) 小林啓美「単体の転倒と震度」日本建築学会研究報告，日本建築学会，昭和25年10月
12) 梅村，滝沢「非定常入力による転倒振動の解析―剛床上の剛体の場合―」日本建築学会大会学術講演概要集，昭和45年
13) 望月，小林「単体の運動から地震加速度を推定するための研究―単体の動的振動の解析―」日本建築学会論文報告集，第248号，昭和51年10月
14) 物部長穂「地震動上下動に関する考察ならびに振動雑論」土木学会誌，第10巻第5号，大正13年
15) 福富，田畑，藤木，金安「墓石の転倒，移動等による十勝沖大地震の最大加速度と特異な地割れの観察」十勝沖地震調査委員会（大坪喜久太郎委員長），十勝沖地震調査報告，昭和29年
16) 土木研究所第1次調査団「1978年6月宮城県沖地震被害調査速報」土木技術資料，Vol. 20, No. 8, 1978.8.
17) 岩崎，川島，常田「1978年6月宮城県沖地震被害調査概報」土木研究所資料，第1422号，建設省土木研究所，1978.10.
18) 建設省土木研究所「土木構造物における加速度強震記録（No. 2)」土木研究所彙報，第33号，1978.10.
19) 岩崎，川島，高木「1978年宮城県沖地震による地震動記録とその特性」土木技術資料，Vol. 21, No. 4, 1979.4.
20) 岩崎，川島，高木「1978年宮城県沖地震による強震記録の特性」第6回土木学会関東支部年次研究発表会，1979.1.
21) 岩崎，川島，高木「1978年宮城県沖地震による強震記録とその特性」第7回建築学会地盤振動シンポジウム，1979.3.
22) 岩崎，川島「墓石の転倒からみた1978年宮城県沖地震による地震動の卓越振動方向」地震学会春季大会概要集，1979.4.
23) 岩崎，川島「墓石の転倒状況からみた1978年宮城県沖地震の地震動強度分布」地震学会春季大会概要集，1979.4.
24) 川島，坂山「墓石の転倒から推定した1978年宮城県沖地震による地震動強度の分布」土木学会年次学術講演会，1979.10.
25) 建設省「昭和51年度総合技術開発プロジェクト耐震技術に関する研究開発総合報告書」土木研究所資料第1250号，建設省土木研究所，1977年
26) 岩崎，若林，常田「加速度記録の統計解析」土木技術資料，Vol. 20, No. 4, 1978.4.
27) 建設省土木研究所「1978年宮城県沖地震による地域別地震動強度の分布に関する調査報告」土木研究所資料，第1512号，昭和54年

第2編　地震災害の概要

栗林栄一[1]*　Dr. Eiichi Kuribayashi
田崎忠行[4]*　Tadayuki Tazaki

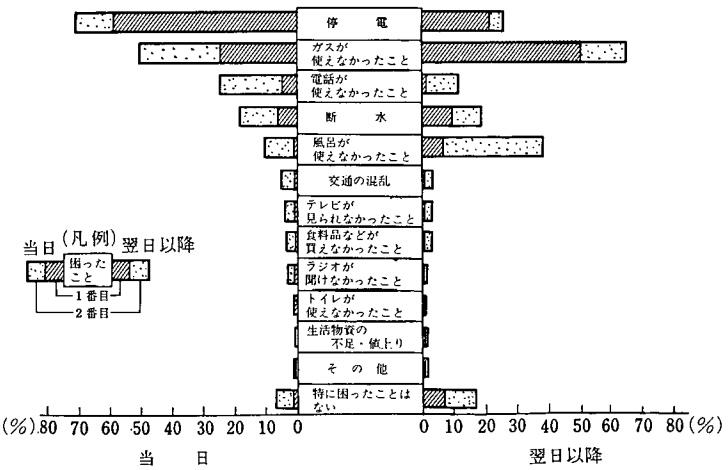
目　　次

1. 概　況……(1)
2. 人的被害及び物的被害……(3)
3. ライフライン機能損失……(4)
〔1〕道　路……(4)
〔2〕鉄　道……(16)
〔3〕港　湾……(16)
〔4〕空　港……(16)
〔5〕水道施設……(16)
〔6〕下水道施設……(16)
〔7〕医療施設……(16)
〔8〕電力施設……(17)
〔9〕ガス供給施設……(17)
〔10〕通信施設……(17)
4. 本地震による災害の特徴……(17)
〔1〕被害箇所の特性……(17)
〔2〕ライフラインの被害と機能損失……(20)
〔3〕地震による経済的間接損害……(22)
〔4〕本地震の都市型災害としての特徴……(23)
参考文献……(24)

1. 概　況

1978 年宮城県沖地震により引き起こされた災害の特徴としてまず第1に，地方中核都市である仙台市が被害を被ったことがあげられる。仙台市は人口 63 万人と宮城県の人口の約3割を擁しており，東北地方の政治，経済，文化の中心である。市内で多様な被害が発生した。まず道路，鉄道，電力，通信，水道，ガス，下水道のような，いわゆるライフライン施設と呼ばれる施設が程度の差こそあれ被害を受けた。特に電力，水道，ガスのような市民生活に密接に関係する施設の機能が停止したことにより，市民は日常生活のうえで大きな影響を受けた。このうちガスは供給戸数の 60%の供給が回復するのに 13 日を要した。水道は仙台市を初めとして 55 市町村の上水道 43 施設，簡易水道 29 施設で断水し，2町2施設（上水道 1，簡易水道 1）で時間給水などの減水措置がとられた。電力は地震直後東北地方全体で 681,600 戸で停電した。図—2・1 は東北大学都市化に関する研究会が行なった「'78 宮城県沖地震と市民生活に関する調査」の調査項目のうち，「今回の地震の直後（当日夜中ぐらいまでの間），地震のあと（翌日以降）生活上のことであなたが特に困ったことはどんなことでしたか。困った程度の順に2つ選んでください)」という設問に対する回答の分布を示したものである。これを見ても地震の当日と翌日というごく短期間に限ってみれば，電力，ガス，水道の供給停止が大きい影響を与えたということが分かる。

次に都市型災害としての特徴を示しているものに，新しい宅地造成地における被害がある。これの最も顕著なものは，福島県白石市寿山の緑ケ丘団地における大規模な地すべりで，1名の人命を失っている。仙台市南西部緑ケ丘や泉市南光台においても急斜面に造成された宅地がすべりを起こしている。このうち緑ケ丘の場合には，二次的な災害を防止するために強制的に家屋の取壊しが行われたり，住宅の被害に対して地震保険が支払われな



図—2・1　地震後困ったこと

* 耐震研究室主任研究員（現建設省道路局国道一課長補佐）

表—2·1 業種別前年対比鉱工業生産指数
（宮城県・原指数） （昭和50年＝100）

業種別＼区分	ウエイト	53年 年平均指数	53年 前年比
鉱工業	100.0	118.3	99.7
鉱業	0.9	98.9	107.5
石炭鉱業	0.0	85.4	87.1
金属鉱業	0.9	98.5	107.4
非金属鉱業	0.0	118.5	114.2
製造工業	99.1	118.5	99.6
重化学工業 鉄鋼業	2.5	169.8	106.1
重化学工業 非鉄金属工業	1.3	145.6	104.6
重化学工業 金属製品工業	5.3	126.4	107.6
重化学工業 機械工業	22.5	144.9	89.8
重化学工業 一般機械	4.3	128.8	108.5
重化学工業 電気機械	12.0	186.9	92.7
重化学工業 輸送機械	4.8	51.3	52.5
重化学工業 精密機械	1.4	152.7	95.4
窯業・土石製品工業	4.6	144.7	121.5
化学工業	15.6	68.8	72.4
石油・石炭製品工業			
軽工業 ゴム製品工業	3.3	117.6	108.1
軽工業 皮革製品工業			
軽工業 パルプ・紙・紙加工品工業	9.6	105.9	100.1
軽工業 繊維工業	4.5	123.4	105.2
軽工業 木材・木製品工業	3.9	138.4	108.4
軽工業 食料品・たばこ工業	24.0	113.4	117.4
軽工業 食料品工業	23.1	114.3	117.8
軽工業 たばこ工業	0.9	88.2	99.2
軽工業 その他の工業	2.0	121.0	115.7

いケースが多かったなど，個人住宅の所有者の受けた被害に対する社会的救済が問題となった。

災害の第2の特徴としては，仙台市が上に述べたようなライフランイ施設の被害を受けたにもかかわらず，パニックのような現象は発生しなかった。これは 4. で述べられているように，市民の災害に対する自衛意識が高く，比較的冷静に災害からの復旧に対処しえたということができよう。

仙台都市圏以外の地域の被害としては，まず道路施設のうち，国道346号宮城県東和町内において錦桜橋が落橋したことがあげられる。道路橋の落橋は 1964 年の新潟地震以来のことである。

河川堤防は北上川，鳴瀬川，名取川，阿武隈川の各水系で天端の沈下，法面の亀裂等の被害を受けた。おりから地震は6月の梅雨時期に当っていたが，各河川管理者は応急復旧を行ったために，洪水などの二次的な災害をまぬがれることができた。

表—2·2 宮城県内の死者の原因別内訳

原因	死亡者数
ブロック塀の下敷	10
石塀，門柱の下敷	6
家屋の倒壊によるもの	5
記念碑，屋根，土砂の下敷	3
地震のショックによるもの	3
計	27

表—2·3 負傷者の原因別内訳

原因	割合（%）
ガラスによるもの	22.5
転倒，転落によるもの	22.5
家具転倒によるもの	17.4
落下物によるもの	13.1
壁，天井の損壊によるもの	5.6
火傷	3.9
ブロック塀	1.6
その他	13.4
合計	100.0

NHKのアンケート調査による。

表—2·4 東北4県の被害金額一覧 （単位：千円）

被害区分	宮城県	岩手県	山形県	福島県	合計	備考
〔直接損害額〕						
建築物	78,885,514	156,640	1,154	195,820	79,239,128	
医療衛生施設関係	3,531,167	86,873	—	—	3,618,040	
商工関係	95,753,230	562,782	19,746	518,106	96,853,864	
農林水産関係	17,221,306	784,460	257,000	1,045,010	19,307,776	
文教施設関係	8,198,471	1,154,817	103,352	—	9,456,640	
治山・治水施設関係	10,949,892	580,401	1,713	5,177	11,537,183	
交通施設関係	17,496,563	740,882	16,606	349,742	18,603,793	
水道施設関係	1,733,399	10,105	1,444	—	1,744,948	
ガス施設関係	947,000	—	—	—	947,000	
電力施設関係	2,960,000	156,862	—	—	3,116,862	
通信施設関係	850,000	21,582	—	—	871,582	
下水道関係	838,453	—	—	—	838,453	
公園関係	87,211	10,456	—	—	97,667	
その他の施設関係	22,535,162	200,001	—	103,634	22,838,797	県有財産等
計	261,987,368	4,465,861	401,015	2,217,489	269,071,733	
〔間接損害額〕	—	—	—	—	不明	

商工関係では東北石油の石油タンクが被害を受けたことが大きな影響を与えた。東北石油を含めた石油産業は宮城県全体の製造業の総生産額の7.6%を生産しており(昭和52年現在)，この生産が一時的に減少した。昭和52年度と昭和53年度の宮城県における鉱工業生産指数が表—2·1である。化学工業，石油・石炭製品工業の指数の落ち込みが大きいことが分かる。

2. 人的被害及び物的被害

東北4県の人的被害は，死者28人，負傷者11,004人である。死者28人のうち27人は宮城県，1人が福島県である。表—2·2に宮城県の27人の死者の原因別内訳を示す。死亡原因のうち最も多い割合を占めるのがブロック塀の下敷によるものであった。表—2·3は宮城県内の負傷者のうち重傷160人，軽傷1,048人，不明83人の合計1,291人を対象としてNHKが行った追跡調査の結果である。これによると死者の原因で最も多かったブロック塀等による負傷は1.6%と少なく，代ってガラスによるもの，転倒・転落によるものが大きい割合を占めている。

物的損害の金額表示したものを東北4県について取りまとめたのが表—2·4である。これによると被害金額のうちでは，商工関係が最も大きい被害を受けており，建築物がこれに次いでいる。表—2·5に宮城県内の市町村別住宅被害を示す。

表—2·5 宮城県下の市町村別住宅被害

市町村名	住宅戸数	全壊	半壊	住宅震害率(%)
白石市	11,000	3	30	0.2
角田市	7,308	—	—	0
蔵王町	3,070	3	22	0.5
七ヶ宿町	819	—	—	0
大河原町	4,466	—	30	0.3
村田町	2,793	—	38	0.7
柴田町	7,307	—	39	0.3
川崎町	2,245	—	—	0
丸森町	4,711	—	—	0
仙台市	225,000	715	3,271	1.0
名取市	12,782	17	61	0.4
岩沼市	7,864	2	31	0.2
泉市	23,539	94	305	1.0
亘理町	6,084	5	60	0.6
山元町	3,408	3	63	1.0
秋保町	951	—	—	0
宮城町	4,395	—	—	0
大和町	3,919	3	34	0.5
富谷町	1,904	—	20	0.5
大衡村	1,109	—	—	0
塩釜市	15,713	15	67	0.3
多賀城市	12,074	10	16	0.1
七ヶ浜町	3,639	—	2	
利府町	2,202	—	5	0.1
松島町	3,546	8	27	0.6
大郷町	2,094	4	20	0.7
古川市	13,323	98	525	2.7
中新田町	3,465	—	—	0
小野田町	2,054	—	—	0
宮崎町	1,539	—	—	0
色麻村	1,723	—	—	0
松山町	1,683	28	16	2.1
三本木町	1,674	—	11	0.3
鹿島台町	3,449	10	55	1.1
岩出山町	3,905	—	—	0
鳴子町	3,299	—	—	0
涌谷町	5,156	20	56	0.9
田尻町	3,230	34	60	2.0
小牛田町	4,599	70	229	4.0
南郷町	1,765	8	73	2.5
築館町	4,132	—	—	0
若柳町	3,873	—	—	0
栗駒町	3,804	—	—	0
高清水町	1,111	—	—	0
一迫町	2,586	—	—	0
瀬峰町	1,348	—	—	0
鶯沢町	1,603	—	—	0
金成町	2,062	—	—	0
志波姫町	1,702	—	1	0
花山町	565	—	—	0
迫町	5,338	29	144	1.9
登米町	1,807	—	5	0.1
東和町	2,504	—	—	0
中田町	4,099	18	35	0.9
豊里町	1,726	3	19	0.7
米山町	2,562	45	69	3.1
石越町	1,496	3	20	0.9
南方町	1,849	14	16	1.2
津山町	1,162	—	—	0
気仙沼市	16,688	—	12	0
本吉町	2,836	—	—	0
唐桑町	2,104	—	—	0
歌津町	1,213	—	—	0
志津川町	3,547	—	—	0
石巻市	30,640	31	317	0.6
河北町	3,352	5	39	0.7
矢本町	5,295	5	45	0.5
雄勝町	1,958	—	—	0
鳴瀬町	1,993	48	141	5.9
河南町	4,039	14	102	1.6
桃生町	1,956	10	21	1.0
北上町	1,139	—	—	0
女川町	4,188	—	18	0.2
牡鹿町	2,153	2	1	0.1
宮城県合計	553,286	1,377	6,171	0.8

3. ライフラインの機能損害

ライフラインとは直訳すれば生命線であり，物資・エネルギーを供給する重要な施設であるため，これに対する被害は都市における諸活動の停滞を引き起こすという意味で影響が大きい。本章では地震によるライフラインの被害と機能損害について述べる。

〔1〕 道　路

高速自動車国道の東北縦貫自動車道は法面1箇所，路面沈下 99 箇所，橋梁3箇所，高架水槽等6箇所の被害を受けた。このため白河～築館間と一関～平泉・前沢間はただちに閉鎖された。巡回点検と応急復旧により順次再開され，6月 15 日午前7時には全線開通した。しかし一部区間で速度規制は続行された。図—2·2 に通行規制の状況を示す。

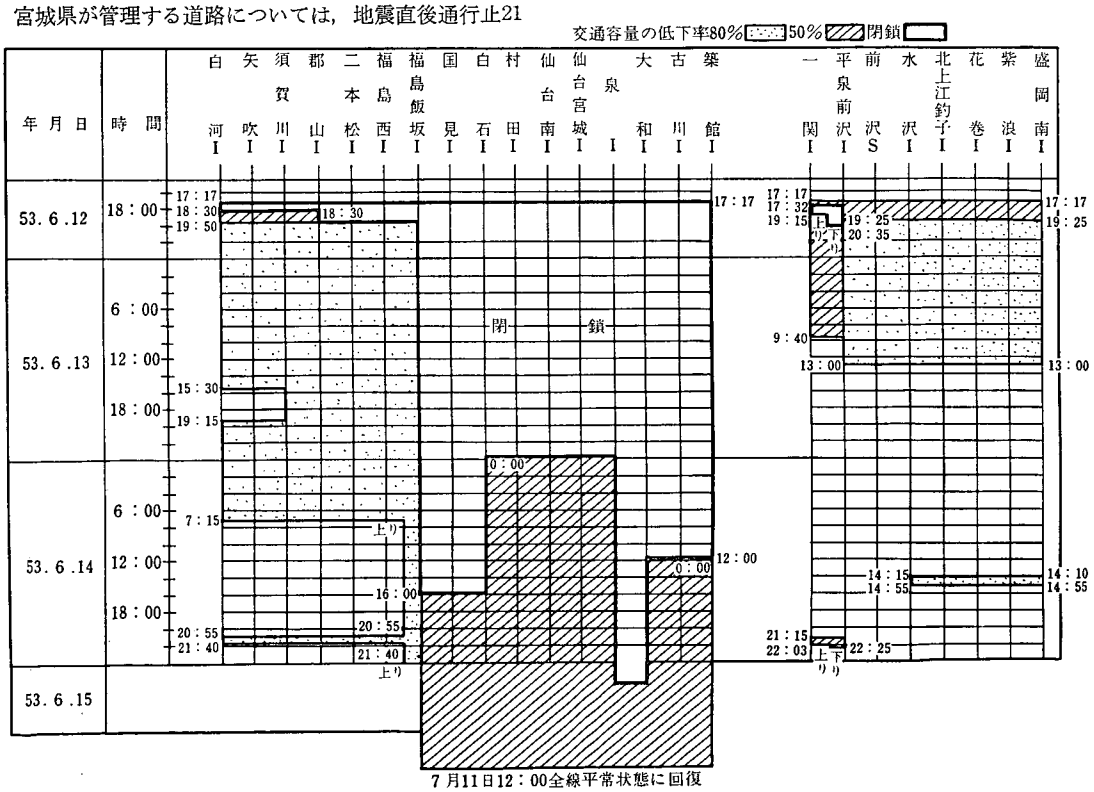
高速自動車国道以外の道路における交通規制を表—2·6 に示す。指定区間内一般国道（直轄国道）では 14 箇所の通行規制が行われた。このうちには，桁が沓から落下するなどの被害のあった国道 45 号鳴瀬町内の小野橋，橋脚天端沓座部分が損傷した同路線河南町の天王橋が含まれている。

宮城県が管理する道路については，地震直後通行止21箇所，大型車通行止3箇所，片側交互通行15箇所，徐行4箇所の交通規制が行われた。このうちにはゲルバー橋の吊桁が落橋した国道346号東和町内の錦桜橋が含まれる。

東北縦貫自動車道を除くすべての道路の交通規制を，原因別箇所数の割合の時間的変化で示したのが図—2·3である。これによれば地震発生直後には，路面亀裂，陥没，段差，隆起，落石などの，被害の規模はそれ程大きくないものの，交通に直接支障となるため交通規制が行われている。一方地震後1箇月以上経過すると，落石によるものの割合は減少し，代って橋梁被害によるものが増加している。交通規制の解除には被害復旧の難易が影響していることがうかがわれる。

地震による道路の被害が交通量に与えた影響を調査するために，日本道路公団の区間交通量，一般国道・主要地方道の交通量常時観測データを取りまとめたものを以下に示す。図—2·4 は東北縦貫自動車道の地震のあった週（6月11日～17日）における交通量をその前の週及び翌週のものと比較したものである。通行規制を行った地点では地震当日（6月 12 日）と翌日（13 日）に大幅に交通量が減少している。逆に通行止が解除になった 15 日以降 17 日までは，ここに掲げられているすべての区間で前週及び後週よりも交通量が多い。

図—2·5 は一般国道，主要地方道の交通量常時観測デ



図—2·2　東北縦貫自動車道交通規制状況（白河～盛岡南）

表—2·6 交通規制状況(1)

管理者	路線名	災害箇所	災害状況	規制	規制解除日時
建設省	国道 4 号	宮城県 白石市田町	水道管破壊による路面沈下	片側通行	6月13日1時30分
	〃 〃	宮城県 黒川郡富谷町志戸田	路面隆起 $h=20.4$ cm	〃	6月13日8時
	〃 6 号	福島県 相馬郡鹿島町川子	橋台背面沈下 $h=10$ cm	〃	6月12日19時
	〃 45 号	宮城県桃生郡鳴瀬町小野 (小野橋)	全橋にわたって桁移動	通行止*	6月17日18時積載量1t以下 (54年3月31日解除)
	〃 〃	宮城県 桃生郡鳴瀬町小野	法面崩壊 $V=400$ m³	片側通行	6月16日13時
	〃 〃	宮城県桃生郡河南町本町 (天王橋)	橋脚損傷，余震による亀裂の進行	大型車通行止	8月12日6時
	〃 〃	岩手県 大船渡市大船渡下平	路面亀裂 70 m	片側通行	6月16日19時30分
	〃 〃	岩手県 気仙郡三陸町大峠	〃 10 m	大型車通行止	6月15日17時
	〃 〃	岩手県 気仙郡三陸町越善来	〃 50 m	〃	〃
	〃 〃	岩手県 気仙郡三陸町越善来	〃 32 m	〃	〃
	〃 〃	岩手県 九戸郡野田村下安家	崩落土処理 $L=10$ m $V=100$ m³	〃	6月14日17時
	〃 48 号	宮城県 宮城郡宮城町作並	立木転倒	〃	6月12日19時50分
	〃 108 号	宮城県 桃生郡河南町須江	路面陥没 $L=6$ m $h=70$ cm	通行止	6月13日16時25分
	〃 〃	宮城県 古川市古川駅前	ガス漏れ	〃	6月12日19時50分
宮城県	国道 113 号	白石市材木岩	落石	〃	6月12日22時
	〃 284 号	気仙沼市	〃	〃	6月12日19時
	〃 286 号	仙台市羽黒台	土砂崩落	〃	54年3月10日17時
	〃 〃	仙台市赤石	落石の危険	〃	6月20日11時 片側規制(11月14日解除)
	〃 342 号	登米町登米大橋	上部工亀裂，下部工破損	大型車通行止**	54年12月25日12時
	〃 346 号	東和町錦桜橋	落橋	通行止	6月24日12時仮橋による (56年10月31日復旧)
	〃 346 号	米山町山吉田(山吉田橋)	橋台取付部の段差	大型車通行止 (5t制限)	7月8日10時
	主要地方道 奥松島・松島公園線	松島町手樽	道路陥没	通行止	6月13日11時，片側規制 (54年4月27日解除)
	〃 大和・松島線	大和町洞堀橋	橋台陥没	〃	6月12日20時30分
	〃 湯沢・築館・志津川線	花山村温湯	落石	〃	6月13日16時
	〃 石巻・鹿島台・大衡線	鹿島台町木間塚橋	床版に亀裂	〃	8月3日12時
	〃 女川・志津川線	雄勝町釜谷峠	路肩決壊・崩土	〃	6月13日12時
	〃 塩釜・亘理線	名取市閖上大橋	橋台沈下	〃	6月21日12時，大型規制 (54年10月1日0時解除)
	〃 石巻・鮎川線	石巻市渡波万石橋	橋脚に亀裂	〃	6月29日15時片側規制 (54年4月5日8時30分解除)
	〃 湯沢・築館・志津川線	東和町米谷大橋	トラス上弦材破損，支承破損	大型車通行止***	56年3月末復旧予定
	〃 古川・佐沼線	古川市休塚(江合橋)	橋台亀裂	大型車通行止	6月13日14時通行止 (9月11日12時解除)
	〃 石巻・女川線	石巻市中瀬(西内海橋)	橋台破損，桁移動	片側通行	6月17日30時分通行止 (6月27日15時解除)

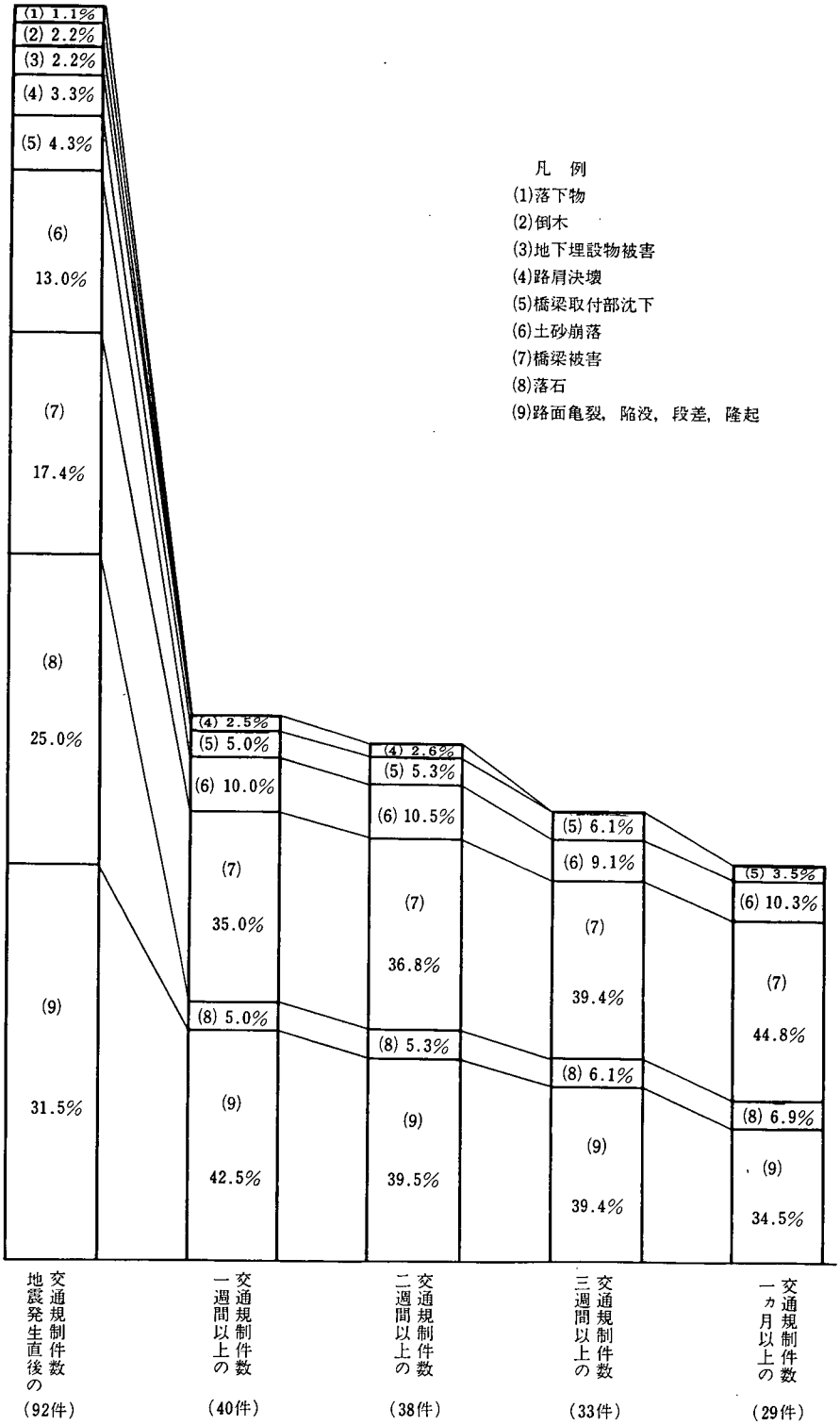
注 *：6月20日バイパス(鳴瀬橋)開通，53年10月18日～54年2月28日の期間は床版打換え(地震とは無関係)のため通行止。
**：地震直後は徐行規制であったが，6月16日21時より大型車通行止の規制が行われ，54年7月1日～54年12月25日の期間は復旧工事のため通行止。
***：6月19日～6月29日の期間は応急処理のため車両通行止，6月29日以降は大型車通行止の規制が続行されている。

表—2·6 交通規制状況(2)

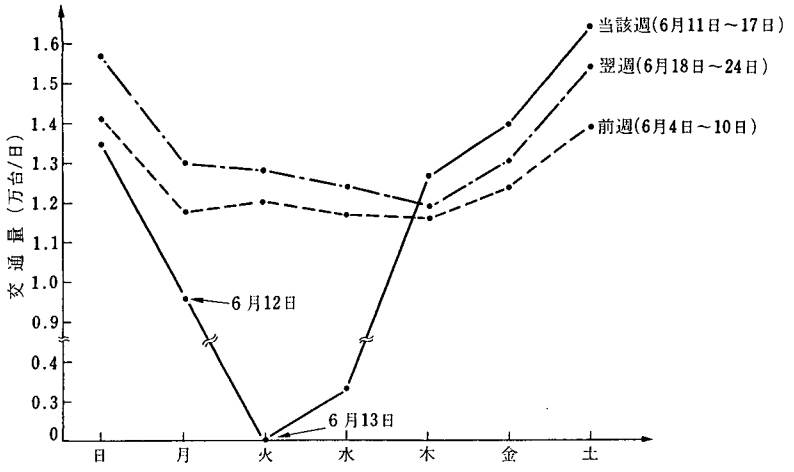
管理者	路線名	災害箇所	災害状況	規制	規制解除日時
宮城県	一般県道 仙台・山寺線	秋保町滝ノ原	落石	通行止	6月13日10時
	〃 定義・仙台線	宮城町定義	〃	〃	6月28日時間規制（7月29日18時30分解除）
	〃 気仙沼・本吉線	気仙沼市金取	路面亀裂・倒木	通行止	6月14日16時
	〃 升沢・吉岡線	大和町黒川病院付近	屋根瓦の落下	〃	6月13日11時
	〃 栗駒公園線	栗駒町上田～駒ノ湯	落石	〃	6月13日16時
	〃 有壁停車場線	金成町有壁駅前	〃	〃	6月12日20時
	〃 軍沢・迫線	花山村桧山	〃	〃	6月13日16時
	〃 有壁・若柳線	若柳町ごぼう橋	橋台沈下	〃	6月12日20時
	〃 涌谷・三本木線	小牛田町化粧板跨線橋	路面段差	〃	6月13日13時30分
	〃 北上・河北線	北上町牧の巣	路面亀裂	〃	7月22日12時大型規制（55年8月23日復旧）
	〃 釜谷・大須・雄勝線	雄勝町立浜	土砂崩落	〃	6月13日16時30分
	〃 東和・薄衣線	東和町良根	落石	〃	6月13日19時
	〃 瀬峰・豊里線	豊里町十五貫橋	橋台亀裂	〃	6月22日10時30分大型規制（54年5月1日10時解除）
	〃 大郷・利府線	利府町森郷	土砂崩落	〃	9月13日12時
	〃 粕川・幡谷線	大郷町不来内	〃	〃	7月25日0時
	〃 根白石・塩釜線	泉市八乙女八乙女橋	橋台取付部の沈下	〃	6月13日12時
	〃 北上・河北線	河北町大川	路面亀裂	〃	6月17日12時大型規制（55年8月23日復旧）
	〃 志津川・登米線	羽沢峠	路面亀裂・土砂崩落	〃	6月13日16時30分
	〃 鳴瀬・南郷線	鳴瀬町砂山	路面亀裂	〃	6月22日9時
	〃 大和・松山線	大和町相川善川橋	橋台亀裂	〃	54年4月26日8時30分
	〃 鹿島台・鳴瀬線	松島町竹谷字藤巻	路面亀裂	〃	7月4日8時
	〃 三本木・大和線	大衡村畑沢～大和町大角	道路陥没	〃	6月26日12時30分
	〃 不忘山・川崎線	川崎町前川	土砂崩落	大型車通行止	6月14日18時
	〃 釜谷・大須・雄勝線	雄勝町名振～船越	路面亀裂	〃	7月11日6時
	〃 西成田・泉線	富谷町	路面沈下	〃	55年1月20日17時
	有料道路 コバルトライン	全線	土砂崩落・路肩決壊・路面亀裂	通行止	7月1日7時
岩手県	国道 340 号	遠野市土渕町不動沢	落石	大型車通行止	6月12日19時30分
	〃 〃	下閉伊郡新里村茂市	落石	片側通行	6月13日17時
	〃 342 号	一関市厳美山谷	落石 6m³	〃	6月14日17時
	〃 〃	西磐井郡花泉町永井	路面亀裂 70m（深さ 1.5m）	〃	8月3日8時
	主要地方道 江刺・大迫線	和賀郡東和町愛宕	路面亀裂	〃	6月13日
	〃 一関・北上線	胆沢郡前沢町南在	山側土留はらみ出し	通行止	6月17日8時
	〃 〃	一関市山ノ目町柵ノ瀬踏切	路面亀裂 40m	片側通行	7月11日17時
	〃 〃	一関市山ノ目町柵ノ瀬橋	路面亀裂	〃	10月3日8時

表—2・6 交通規制状況(3)

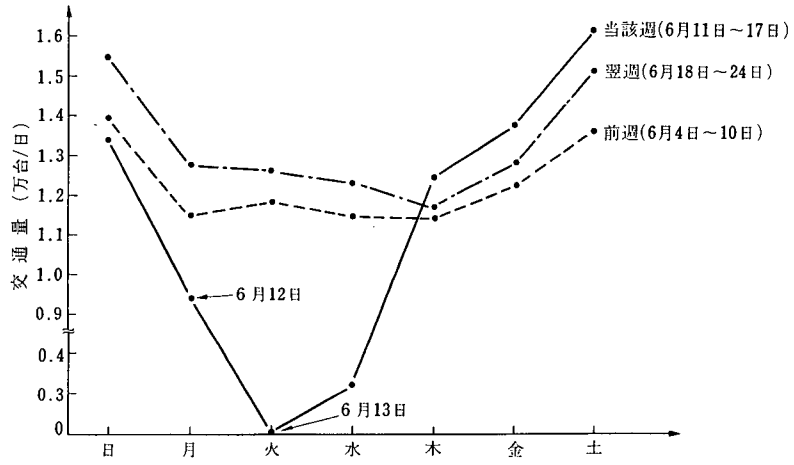
管理者	路線名	災害箇所	災害状況	規制	規制解除日時
岩手県	主要地方道 横手・住田線	胆沢郡胆沢町石淵ダム	落石の恐れ	通行止	6月14日8時
	一般県道 西安庭・津志田線	岩手郡雫石町	落石	大型車通行止	6月13日14時
	〃 盛岡・鶯宿温泉線	盛岡市北ノ浦	土砂崩落	通行止	6月13日19時30分
	〃 夏油温泉・江釣子線	和賀郡和賀町瀬美	落石	大型車通行止	6月13日10時
	〃 衣川・水沢線	胆沢郡胆沢町安寺沢橋	橋台背面陥没（深さ3m）	通行止	7月27日13時
	〃 愛宕・瀬原線	胆沢郡衣川村小田	土砂崩落	〃	6月14日10時
	〃 白崖・弥栄線	一関市弥栄	落石 5t	〃	6月13日
	〃 花泉・東山線	西磐井郡花泉町中山	路面沈下	片側通行	6月20日
	〃 東和・薄衣線	東磐井郡藤沢町七日町	落石・路面亀裂 1,000m	通行止	8月21日8時30分
	〃 広田・半島線	陸前高田市矢の浦	路面段差 10cm	片側通行	7月20日
	〃 〃	陸前高田市越田	路面段差 10cm	〃	7月20日
	〃 世田米・矢作線	気仙郡住田町折壁	落石	通行止	6月15日
	〃 土渕・達曽部線	遠野市附馬牛町駒木	路面亀裂 20m	片側通行	6月13日
	〃 〃	遠野市附馬牛町日渡	路面亀裂 15m	〃	6月13日
	〃 吉浜・上荒川線	釜石市唐丹町大石	落石	通行止	6月13日10時
	〃 唐丹・日頃市線	釜石市唐丹町赤坂峠	落石 1m³	〃	6月14日11時30分
	〃 吉里吉里・釜石線	釜石市鵜住居町白石	落石 1m³	大型車通行止	6月13日10時
	〃 釜石・遠野線	釜石市青木	落石	大型車通行止	6月13日15時
福島県	主要地方道 浪江・国見線	伊達郡桑折町伊達崎	伊達崎橋の沓の破損（6カ所） 路面亀裂・沈下 100m	通行止	6月13日17時大型規制（9月5日17時解除）
	一般県道 伊達・霊山線	伊達郡伊達町大字箱崎	伊達橋の沓破損(6箇所)，下弦材座屈(1箇所)，床版亀裂 (53.7m)	大型車通行止	11月30日17時



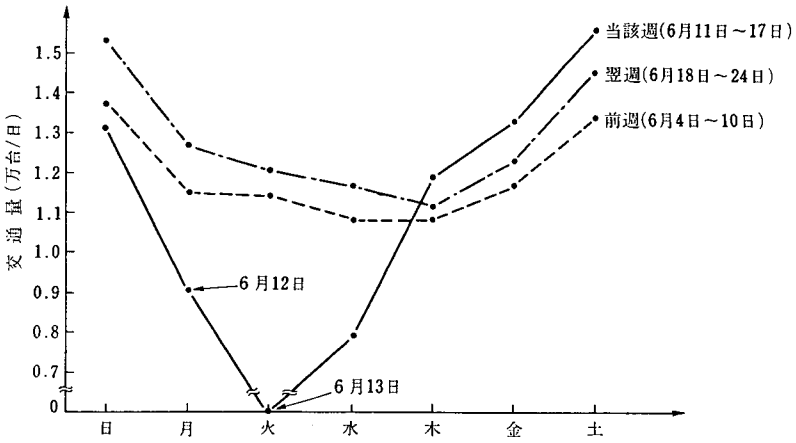
図—2・3 交通規制件数の原因別内訳の時間的変化（東北縦貫自動車道は除く）



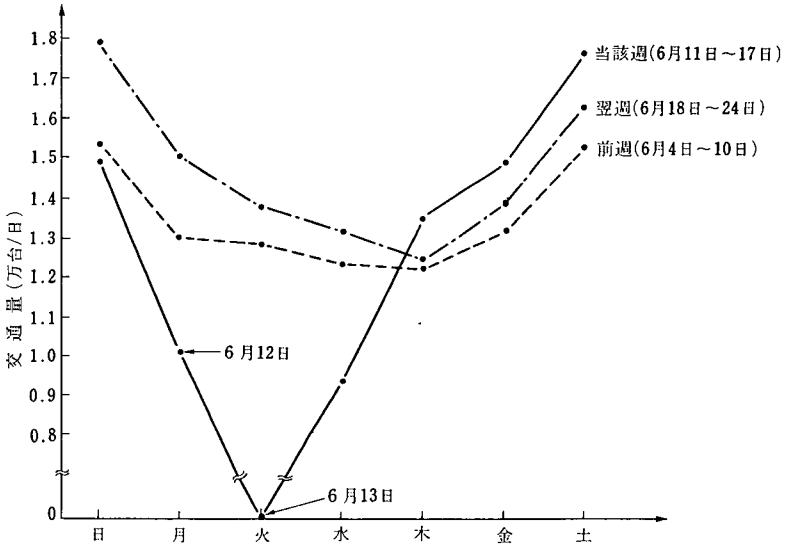
図—2・4（a） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（福島飯坂～国見区間）



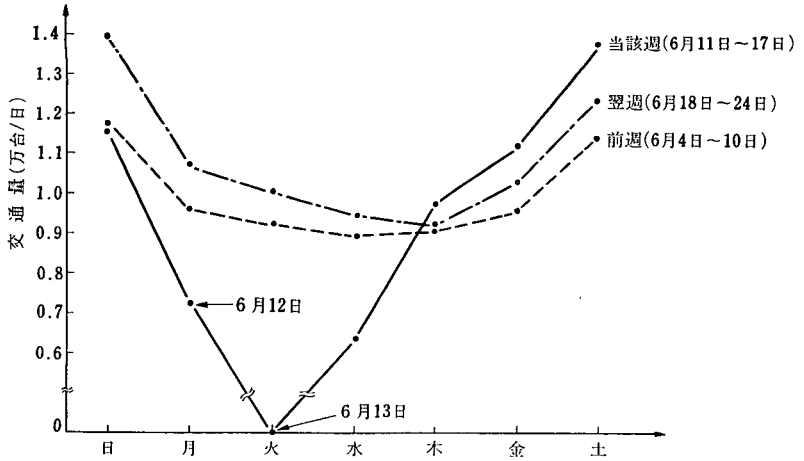
図—2・4（b） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（国見～白石区間）



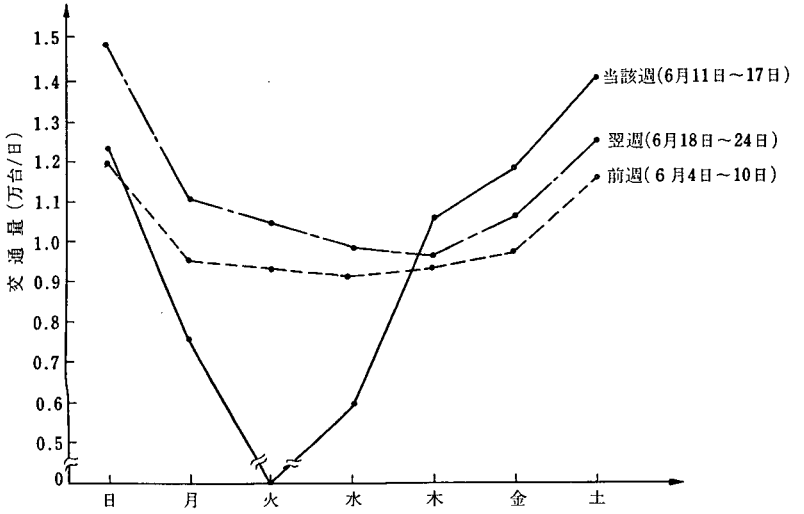
図—2・4（c） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（白石～村田区間）



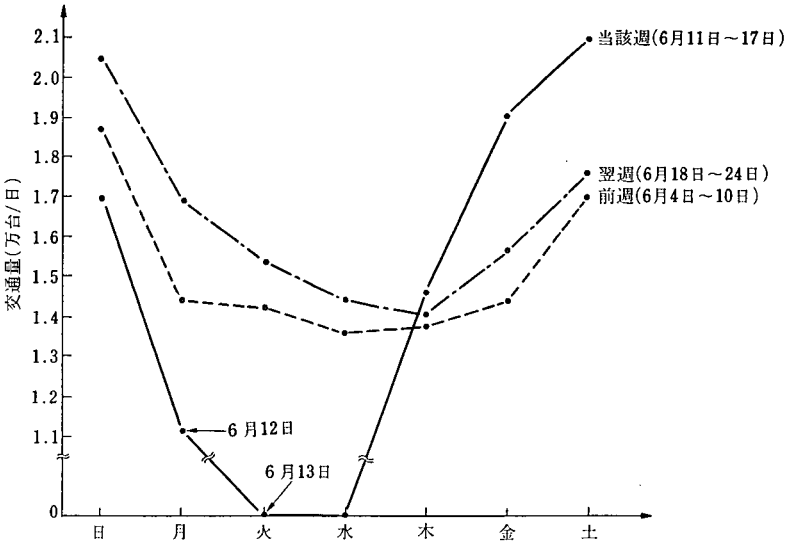
図—2・4（d） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（村田～仙台南区間）



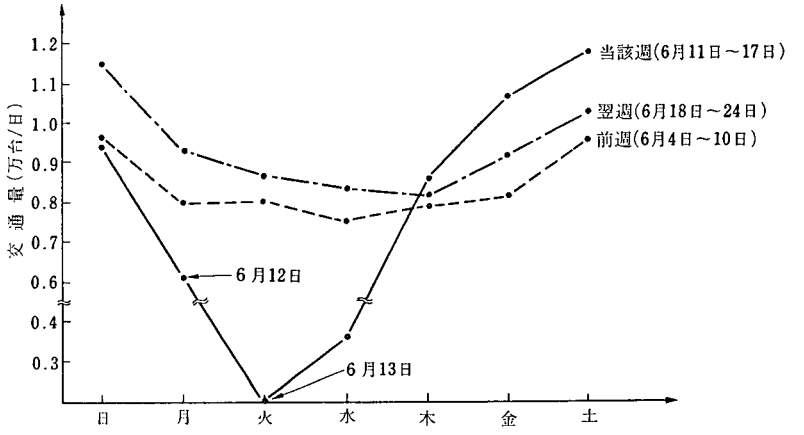
図—2·4（e） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（仙台南～仙台宮城区間）



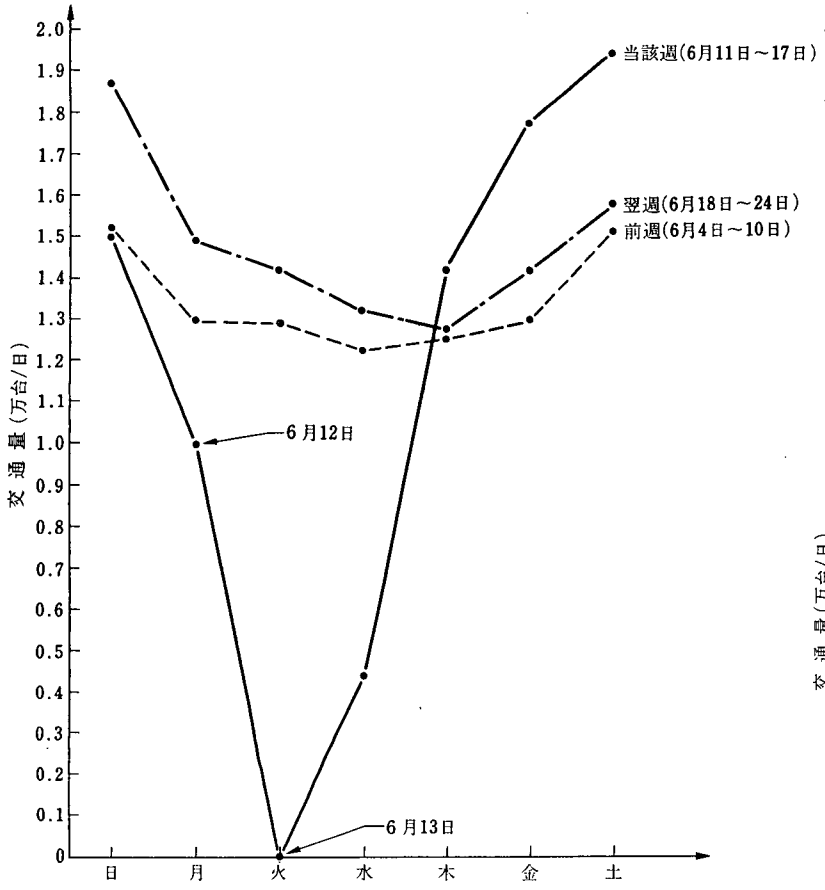
図—2·4（f） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（仙台宮城～泉区間）



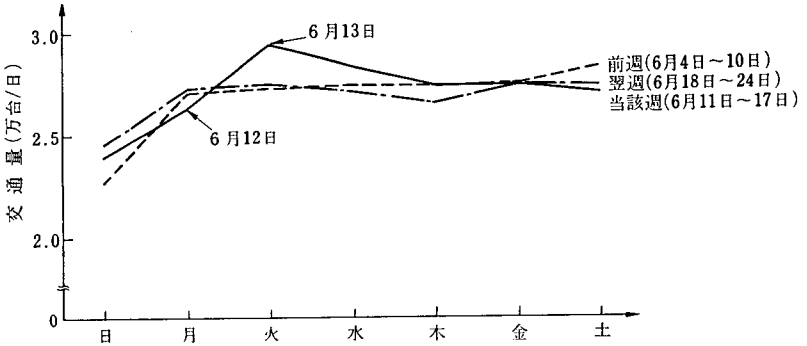
図—2·4（g） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（泉～和田区間）



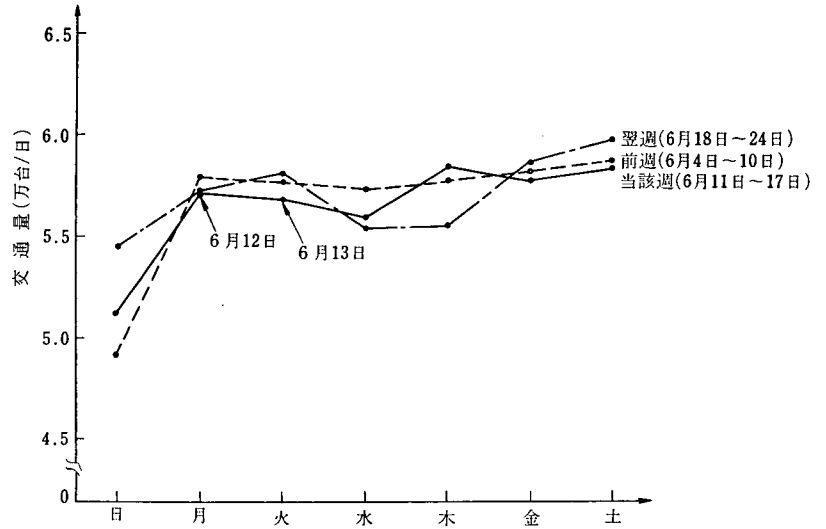
図—2·4（i） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（古川～築館）



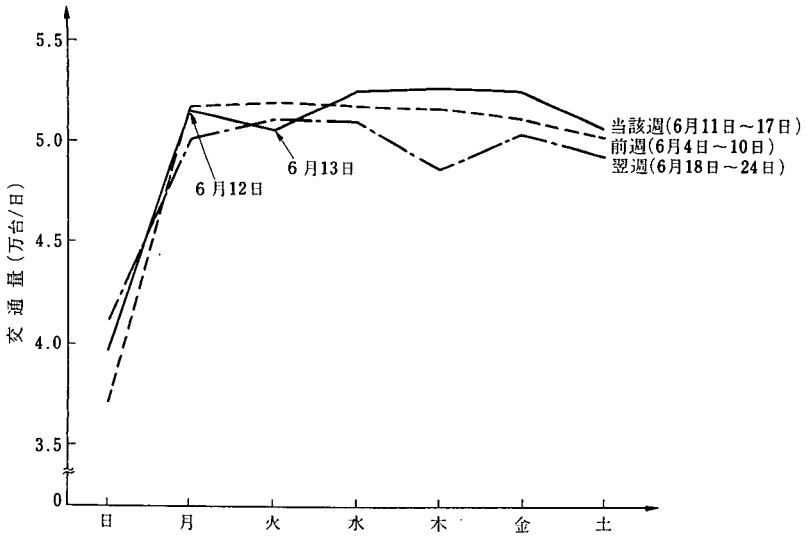
図—2・4（h） 東北縦貫自動車道の交通量の週変動図（大和～古川区間）



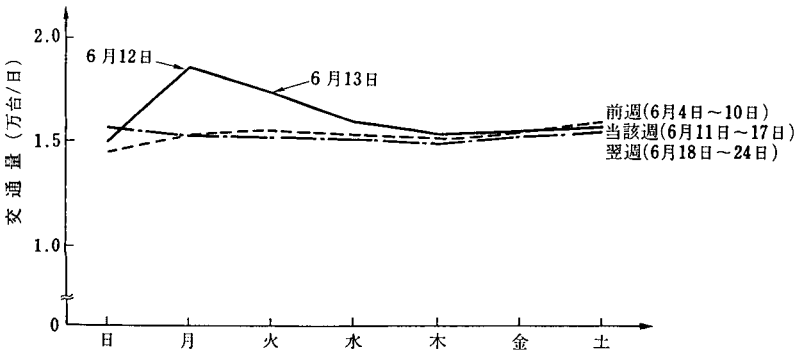
図—2・5（a） 交通量週変動図 国道4号宮城県柴田町槻木四日市場（岩沼）



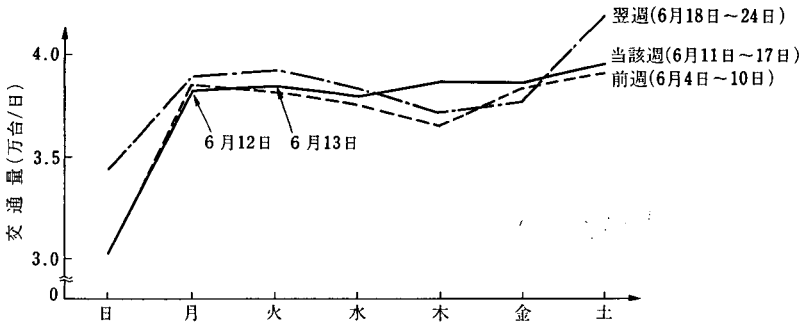
図—2・5（b） 交通量週変動図 国道4号宮城県仙台市郡山5丁目（石塚）



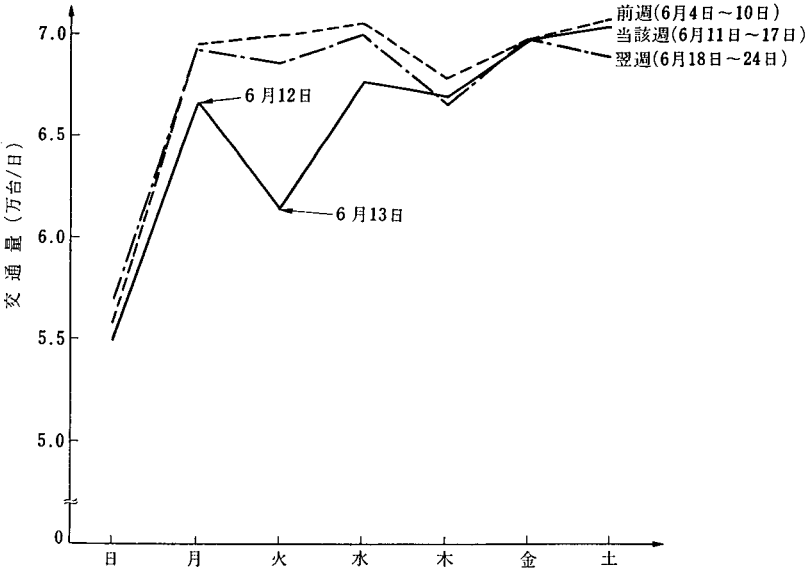
図—2·5（c） 交通量週変動図　国道４号宮城県仙台市６丁目（六丁目）



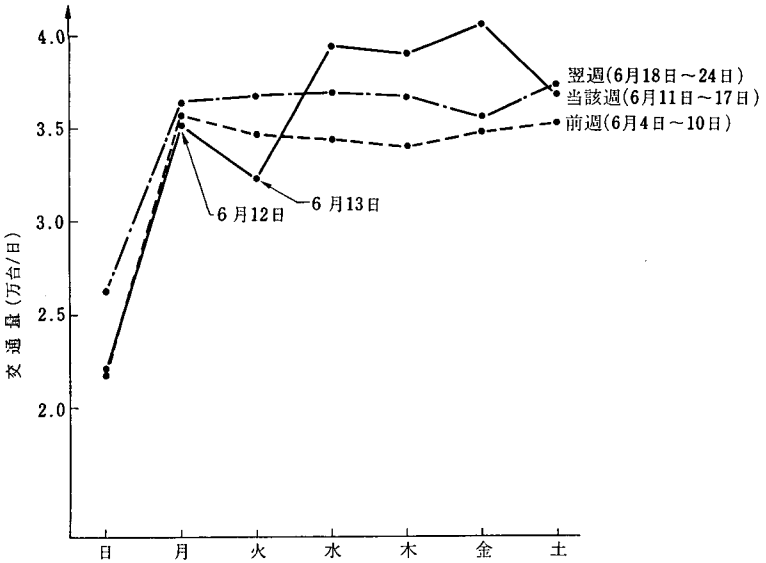
図—2·5（d） 交通量週変動図　国道６号宮城県亘理郡亘理町下郡（亘理）



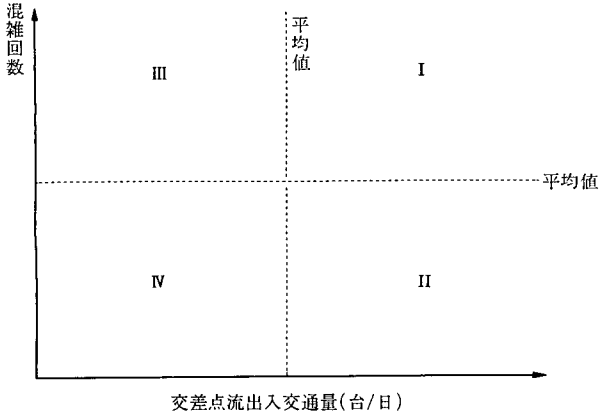
図—2·5（e） 交通量週変動図　国道45号宮城県仙台市田子沼（田子沼）



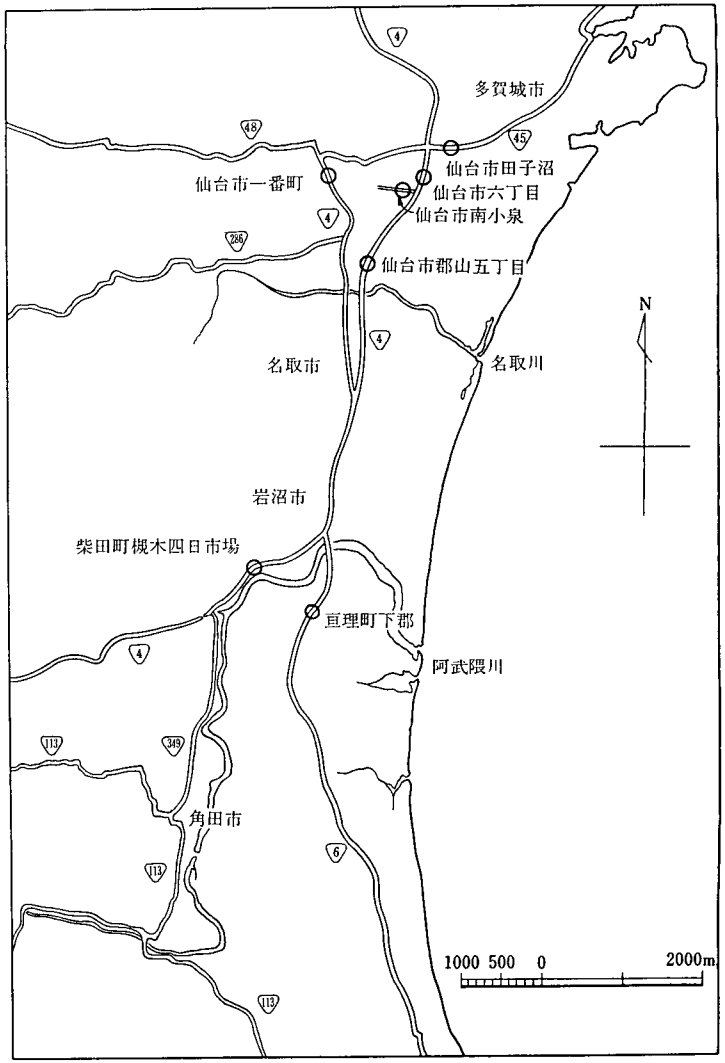
図—2·5（f） 交通量週変動図　国道４号宮城県仙台市一番町（電力ビル前）



図—2·5（g） 交通量週変動図　一般県道荒浜原町線宮城県仙台市南小泉２丁目（第一貨物）



図—2·6 交差点交通のパターン分類



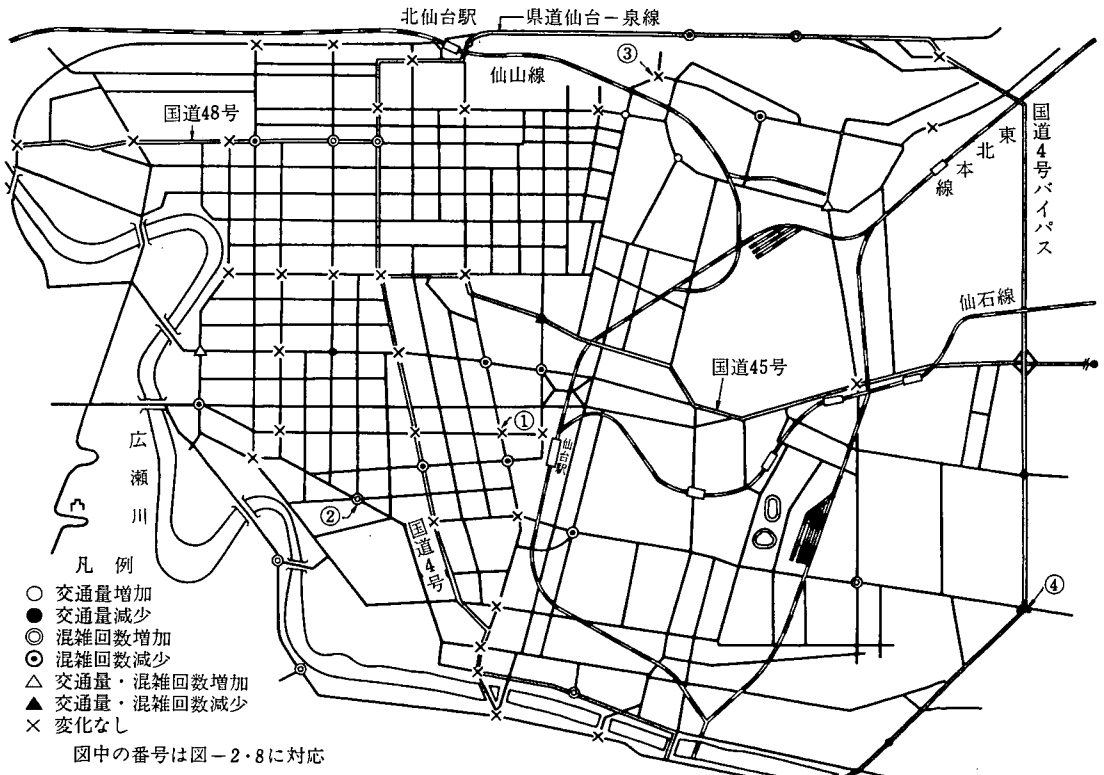
図—2·5（h） 交通量常時観測点位置図

ータの地震のあった週のものを，前週と翌週とを比較したものである。国道4号宮城県柴田郡柴田町，国道6号宮城県亘理郡亘理町では東北縦貫自動車道通行規制の影響を受けて6月 12～13 日に交通量が増加している。特に4号は一時的に交通渋滞が発生したため，これを避けた車輌が6号にまわり，6号亘理町では前週，翌週に比較して約 20% の交通量増加があった。これとは対称的に仙台市の中心部の4号仙台市一番町では，地震後の6月13日に約 10% 前週や翌週に比べて交通量が減少している。

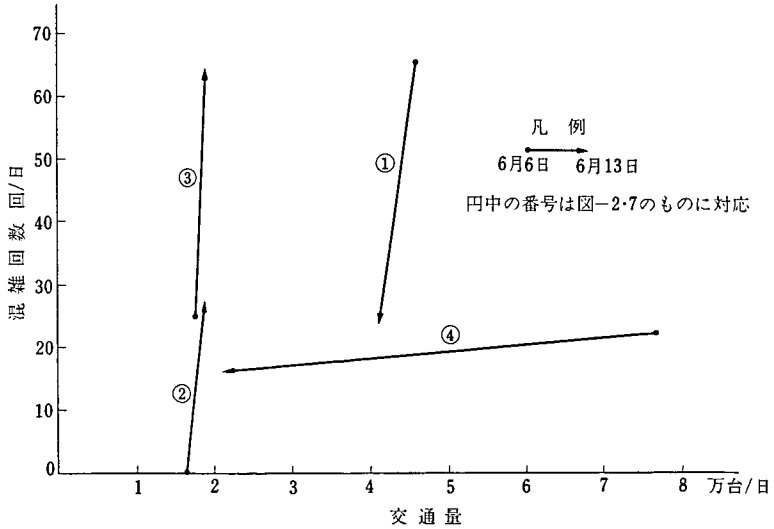
次に仙台市内の交通量及び混雑状況を調査するために，宮城県警察の交通管制センターに記録されている市内 79 箇所の交差点の交通量に関するデータを整理したものを示す。記録されているデータは交差点流入交通量と，渋滞長 300 m を1回とする混雑回数である。これらのデータを図—2·6 に示すように交差点流出入交通量と混雑回数の平均値によって4つの分類に整理し，地震直後の6月 13 日と，これより一週間前の6月6日のデータを比較した。図—2·7 は6月 13 日が6月6日に較べて交通量の増加した交差点（図—2·6 の記号で，Ⅲ→Ⅰ，Ⅳ→Ⅱ），減少した交差点（Ⅰ→Ⅲ，Ⅳ→Ⅱ），混雑回数が増加した交差点（Ⅱ→Ⅰ，Ⅳ→Ⅲ），減少した交差点（Ⅰ→Ⅱ，Ⅲ→Ⅳ），交差点，混雑回数が共に増加した交差点（Ⅳ→Ⅰ），共に減少した交差点（Ⅰ→Ⅳ），変化のない交差点に分類して示している。また図—2·7 の図中に番号で示されている代表的な交差点における交通量と混雑回数の変化を図—2·8 に示す。これらを見ると，仙台駅から西の都心部では一般に交通量はそれ程減少しないものの混雑回数が減少しているものが多い。図—2·8 中の①はこのような変化を示した代表的な例である。一方都心部の周辺地域である広瀬川沿いの地域，国道 48 号など市北部では混雑回数が増加しているところが多い。図—2·8 中②，③はその代表的な例である。これらはいずれも交通量はあまり変化がなく，混雑度が変化した例である。都心部の周辺地域に位置する柳町東一では，朝のピークが平常時よりも高くなっており，これが混雑回数を増加させた原因と考えられる。

国道4号仙台バイパスでは交通量や交通量の減少したところが多い。図—2·8 中④はその代表例を示したものである。

なお，地震と同時に宮城県警察の交通管制センターに設置されている交通信号機の自動管制システムが停電のため機能を停止し，仙台市内の 260 基の交通信号機が作動しなくなった。このため夕刻のラッシュに入った市内



図—2·7 宮城県警交通管制センターの交通量調査地点（仙台市）（この図は正しい地理的位置を表わしていない）



図—2·8　地震前後の交通量，混雑回数の変化

の交通は麻痺状態となったが，午後8時には交通管制センターの電源が回復したこと，交通警察官の配備，電源車の出動などにより漸次混雑は解消された。

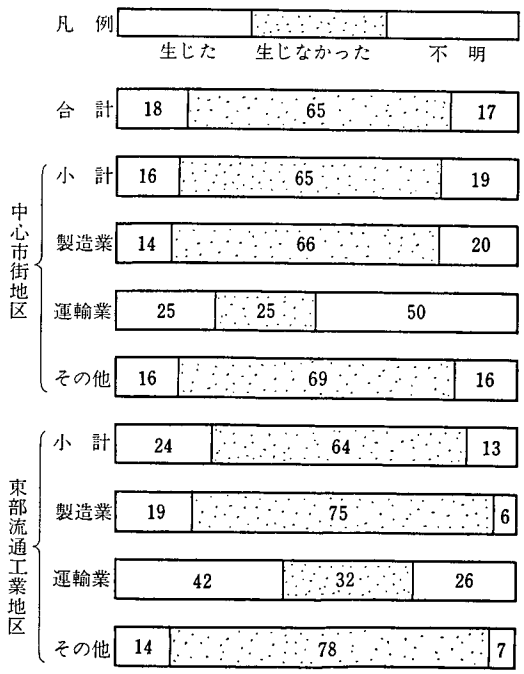
上に述べたような交通の混乱の影響を調査するために，仙台都市圏総合都市交通体系調査協議会では，仙台市の中心市街地区及び東部流通工業地区にある従業者20人以上の事業所約6,000のなかから200事業所を無作為に抽出し，アンケート調査を行った。この地域の主要仕入品目及び主要出荷品目の輸送手段を示したのが表—2·7，2·8である。仕入品目で80%，出荷品目で84%の事業所が輸送手段をトラックに依存している。地震による物資輸送に対する影響の有無に対する回答を示したのが図—2·9である。これによると18%の事業所で影響があったとしているが，このうち東部流通工業地区では24%が影響を受けた。図—2·10は影響が生じたとする事業所について代替手段の有無を調査した結果であるが，43%の事業所が代替手段を講じている。代替手段としては，鉄道からトラックへの振替輸送，道路の迂

表—2·7　主要仕入品目の主な輸送手段

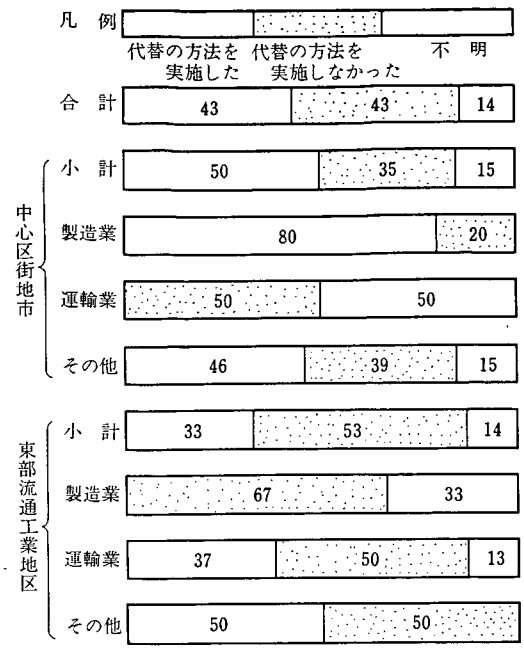
		事業所数	輸送手段（%）				
			自家用トラック	営業用トラック	国鉄	船舶	その他
合計		84	14	66	7	7	6
地区	中心市街地区	50	12	66	12	6	4
	流通工業地区	34	18	64	—	9	9
業種	製造業	20	20	65	10	—	5
	その他	64	13	66	6	9	6

表—2·8　主要出荷品目の主な輸送手段

		事業所数	輸送手段（%）				
			自家用トラック	営業用トラック	国鉄	船舶	その他
合計		63	25	59	5	—	11
地区	中心市街地区	32	19	66	9	—	6
	流通工業地区	30	33	50	—	—	17
業種	製造業	16	38	56	—	—	6
	その他	47	21	60	6	—	13



図—2·9　物質輸送に影響の生じた事業所の割合



図—2・10 物質輸送の代替状況

回，出発時間の調整，直送手段の実施などがあげられている。

〔2〕 鉄 道[1)]

地震発生と同時に，運行中の旅客列車 41 本及び貨物列車 21 本は運転を停止し，徒歩によって仙台鉄道管理局管内の全線区にわたって巡回点検が行われた。この結果常磐線は 14 日に，東北本線は仙台以南については 14 日，仙台以北については 15 日に運転が再開されたが，その後もしばらくの間徐行運転等がなされた。仙台線，気仙沼線については7月8日に全面復旧となったが，それまでの間は運行可能区間の折返し運転が行なわれた。

軌道関係の被害の主なものとしては，まず東北貨物線の行人塚高架橋の終端部と盛土部の境界部において，ロングレールが湾曲し，通り狂いの最大値は 470 mm に達した。また同貨物線の保春院前高架橋と盛土の境界部付近でロングレールが湾曲し，通り狂いは最大 570 mm に達した。仙台線の高城町～手樽の区間は松島湾旧入江の干拓地に盛土して築造されており，道床の沈下，盛土のり面のすべり等の被害が発生した。

車輌の被害としては，運転中の列車の被害はなかったが，東北本線長町駅構内で 8 輌，仙台運転所構内で 1 輌の留置中の車輌が脱線した。

〔3〕 港 湾

港湾施設としては，宮城県の石巻工業港，仙台港，福島県の相馬港等において被害があった。石巻工業港は釜入江という沼に築造された港湾であるが，流動化の発生に起因して岸壁法線のはらみ出し，エプロンのクラック，荷役機械の損傷を受けたが応急措置により港湾機能は確保された。

〔4〕 空 港

仙台空港においては，滑走路等にクラックが生じたりして一時発着が不能となったが，大きな障害がなく，間もなく平常運行がなされた。また，長距離輸送の確保のための協力要請に応じて，(株)全日本空輸は仙台—東京間の臨時に 1 往復増便して運行〔13 日(火)～14 日(水)，17 日(土)～18 日(日)〕を行った。

〔5〕 水道施設[2)]

地震によって仙台市，塩釜市，泉市，多賀城市，石巻市，利府町，鳴瀬町を中心に上水道施設に被害が生じ，宮城県下では 54 の市町村で断水した。仙台市では庁舎，導・送水施設，浄水施設，配水施設，配水管 215 箇所，給水装置 3,950 箇所の被害が発生し新興住宅団地を中心に約 7,000 戸で断水したが，14 日 2,000 戸，15 日 700 戸と断水戸数が漸次減少した。塩釜市では大倉川水系の導水管寸断により全域16,000戸で断水，泉市でも10,500 戸で断水し，これら給水施設，水道管の被害の大きかった市町村では断水解消まで 10～11 日間を要した。また，工業用水道についても配水管，送水施設等に被害を受け，20 数社の工場が 24～79 時間の断水を余儀なくされた。

〔6〕 下水道施設

宮城県では，仙台市を初め16市町において公共下水道事業が進められ，52年度現在での普及率は 18.5% であった。地震後は停電，断水，自家発電装置の故障，電気，機械系統の故障，圧送管の破損，流入管の破損によって運転不能となった。また管渠もマンホールを中心に被害が発生した。これらにより下水処理機能に障害が生じた。

これら機能障害の生じた施設では，応急復旧の結果，被害の大きかった仙台市郡山ポンプ場（6 月 23 日 16 時 25 分に復旧）を除いて 1～3 日で機能が回復した。

〔7〕 医療施設

仙台市を中心に，病院，診療施設の設備，備品等に被害が生じ，また停電によりX線撮影等の医療活動に支障が生じた。仙台市，泉市，名取市，塩釜市の病院長，診療所長 161 人に対するアンケート調査によると，63%の施設は引続いて診療を行っている[3)]。応急措置により入院患者等の事故を防ぐとともに，被害の少なかった医療

機関の連携により医療活動に大きな混乱は見られなかった。地震直後電話の輻輳，119 番通話の殺到で一時救急用の通信機能が混乱した。

〔8〕 電力施設[4)]

地震前の東北地方（青森，岩手，秋田，宮城，山形，福島）の総需要電力は 4,900 MW であったが，地震発生とともに宮城県を中心として東北地方にわたって 1,050 MW の負荷減少，1,000 MW の供給力減少が生じた。この影響で地震直後 681,600 戸（宮城 419,100 戸，福島 103,000 戸，山形 95,800 戸，岩手 58,600 戸等）が停電したが，復旧に伴い 12 日中は 280,000 戸，13日には 12,000 戸と停電戸数は減少し，14 日早朝には全面的に復旧した。復旧の状況を図—2·11 に示す。

〔9〕 ガス供給施設[5),6)]

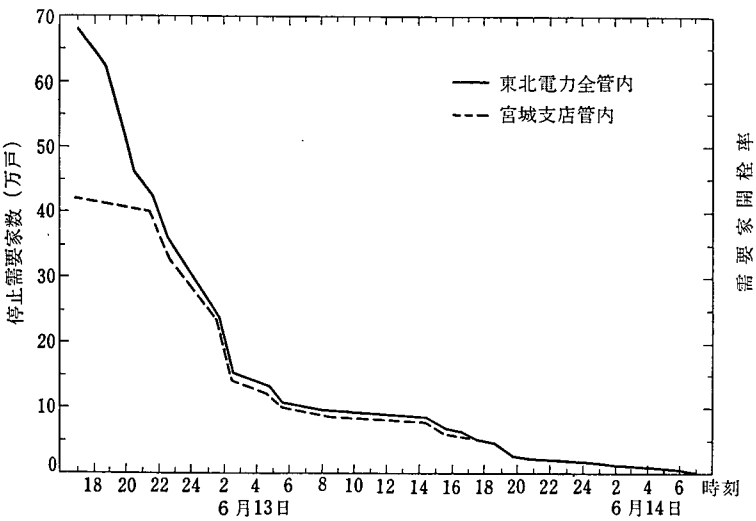
地震によるガス供給施設の被害は仙台（泉，多賀城を含む），塩釜，古川，石巻の 4 市に及んだ。このうち，仙台を除く塩釜，古川，石巻の 3 市ではガス製造施設に被害がなかったため，ガス漏れ防止検査の後，石巻 6 月13日，塩釜 6 月 16 日，古川 6 月 18 日にそれぞれ全面復旧した。しかしながら，仙台市においては港工場と原町工場のガス製造施設の被害，中圧導管 4 箇所，低圧導管 409 箇所などのガス導管の損傷が各所で生じ，地震発生の約 1 時間後に全面的に供給を停止した。復旧に伴い 6 月16日に一部で供給が再開され，中圧幹線（圧力 1 kg/cm² 以上：6 月 14 日に供給再開）から低圧本・支管，供給管，各戸敷地内配管（灯外内管）に至るまでの点検，修理の後，ブロック毎に供給を再開し，7 月 9 日に全面的に供給が可能になった。図—2·12 に仙台市のガス供給施設の復旧状況を示している。

また，宮城県内の簡易ガス事業（プロパン導管供給）84 地点群（16,266 戸）のうち供給停止地点数は 28 地点群（7,861 戸）に上ったが，6 月 14 日までに23地点群（4,444 戸）が復旧し，残りの 5 地点群（3,417 戸）についても漸次復旧した。

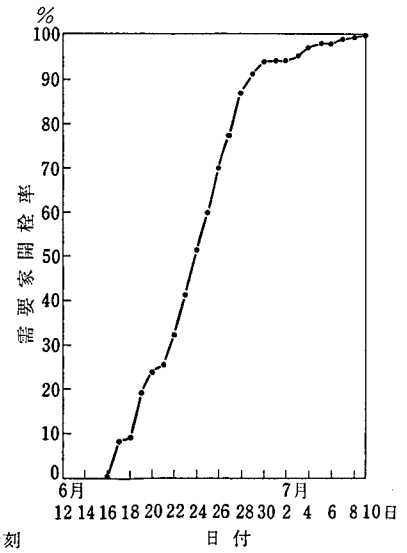
〔10〕 通信施設

地震により，宮城，福島，岩手，青森の 4 県における加入電話 1,738,000 台のうち断線，電話機の損傷等により 3,845 台の加入電話が被害を受けたが，6 月 20 日には全面復旧された。また，同軸ケーブルの損傷，マイクロアンテナの傾斜等により長距離伝送路が被害を受け，仙台出入・通過回線約 70,000 回線中約 24,000 回線が不通となったが，6 月 14 日には全面復旧している。なお，地震の発生とともに問合せ，見舞の電話が殺到し，異常輻輳状態が生じたが，6 月 14 日にはほぼ平常状態に戻った。

一方，宮城県における県と市長村を結ぶ防災無線は，一部固定局施設に被害を受けたが，無線通信不能は 1 町にとどまった。



図—2·11　電力供給の回復状況

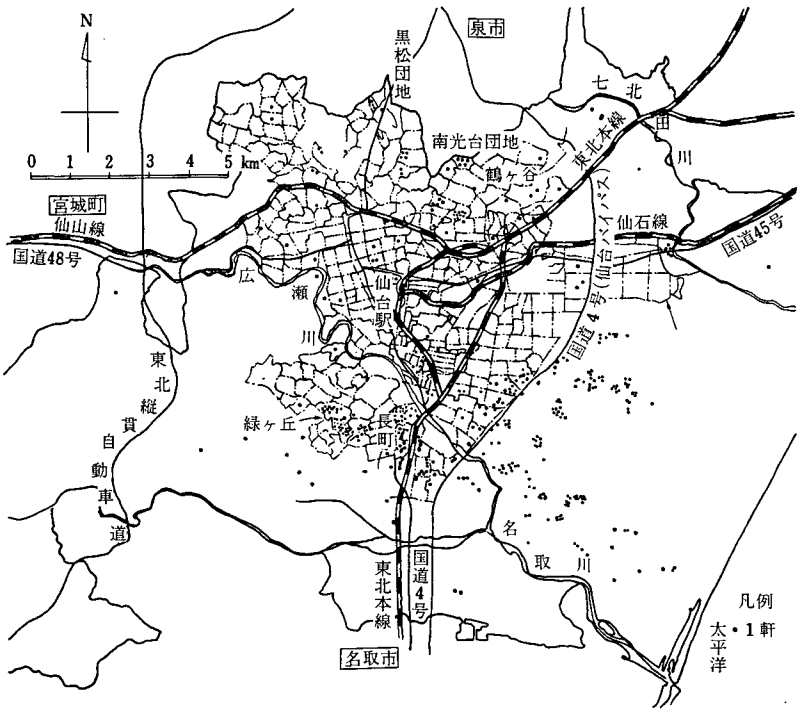


図—2·12　ガス需要家開栓件数の累積分布（仙台市ガス局）

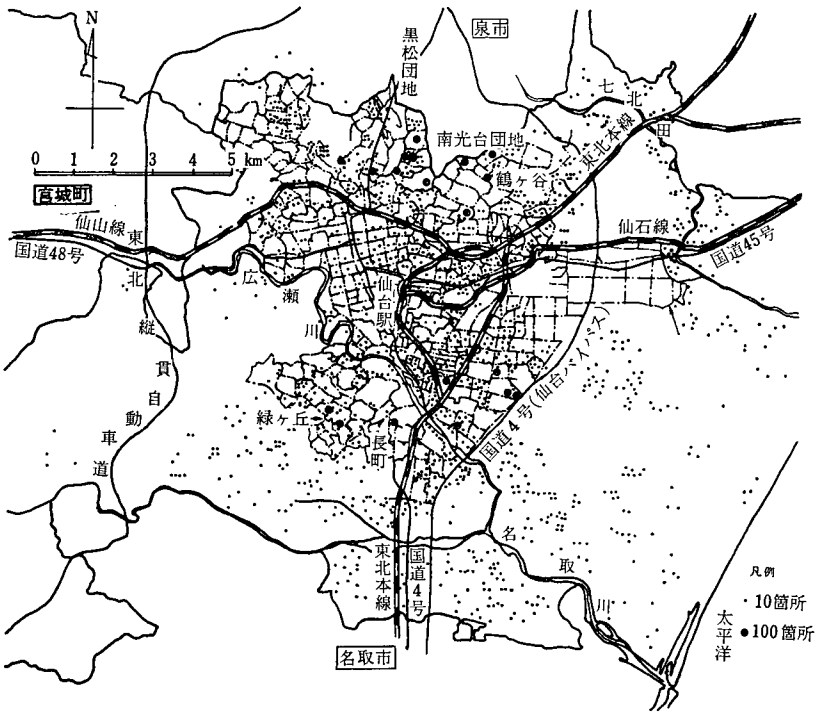
4. 本地震による災害の特徴

〔1〕 被災箇所の特性

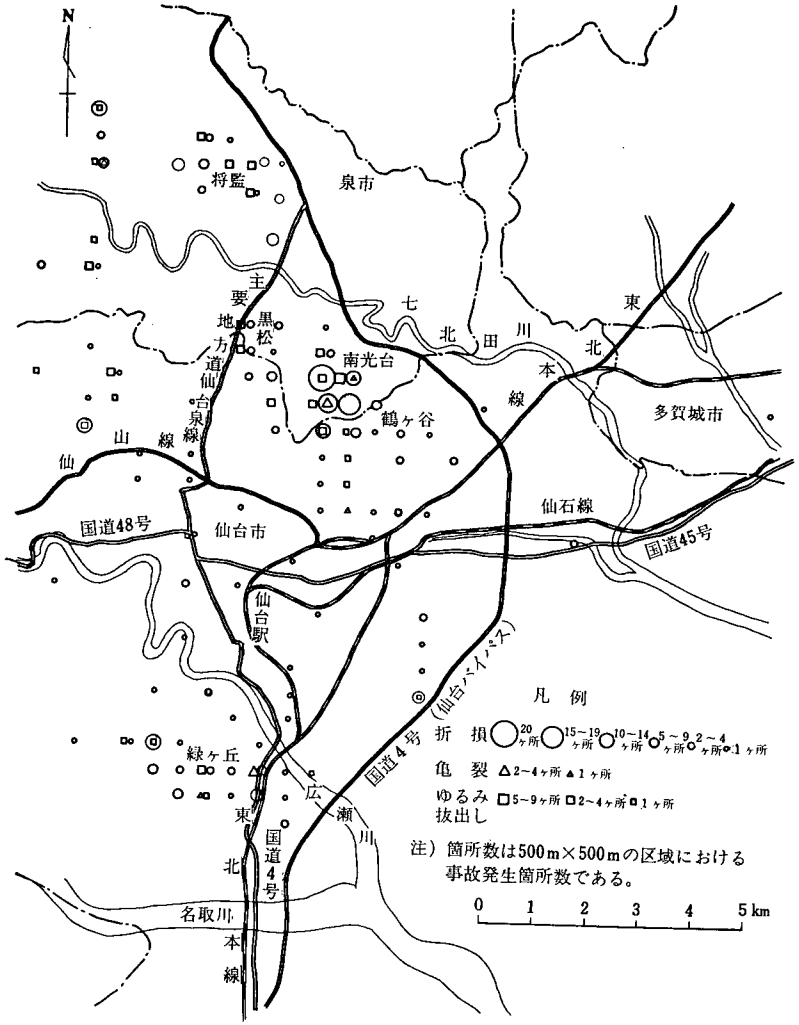
図—2·13 は仙台市内の全壊家屋及び塀の被害の分布を示したものであるが，全壊家屋の分布は仙台市東部（沖積層地域）と仙台市北部又び南西部の丘陵地を造成したいわゆる新興住宅地に集中している。さらに後者においてはがけ崩れの分布が集中している。また，これら



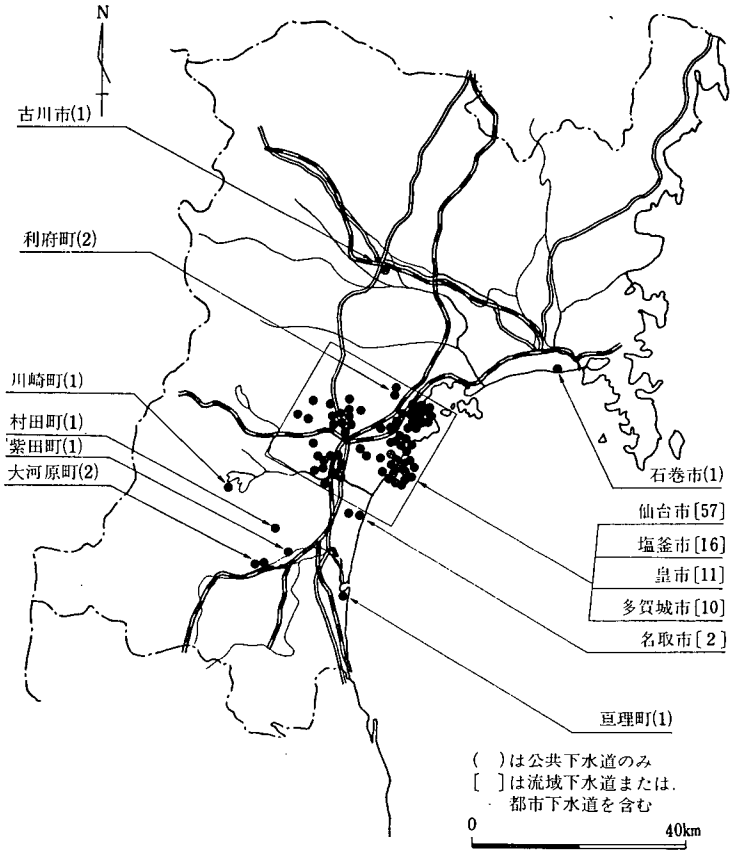
図—2・13（a） 全壊家屋分布図（仙台市「宮城県沖地震による一般住家の被害実態調査」による）



図—2・13（b） 塀の被害箇所分布図（仙台市「宮城県沖地震による一般住家の被害実態調査」による）



図—2・14　ガス供給管・内管の被害分布図



図—2・15　下水道関係の被害分布図

の分布と図—2·14 の水道施設，図—2·15 のガス施設の導管被害の分布も比較的よい対応を示している。これらのことから，本地震による施設被害の分布には，地形，地質の要因が大きかったということできよう。従来の震害調査をみても，沖積期の地層にある構造物は，洪積期以前の地層にある構造物に比較して被害を受けやすい傾向にあることは指摘されているところである。

また沖積層の地域に関しては，海岸に沿う海岸砂丘の背後に海岸に平行に発達した後背湿地に特に被害が著しかったとする説もあるが，地質の状況と施設の被害分布図からは明らかな対応は認められない。

元来仙台市西部青葉山，八木山，大年寺一帯から名取市箕輪，野田山にかけた丘陵地の頂上部には，厚さ 5m 内外のローム層と 10～20m の厚さの礫層が分布し，地表面下 2.5m 位までは N 値 5 程度，礫層は N 値 20～35 程度である。今回被害を受けた仙台市緑ケ丘地区は，このような地質条件のところを造成して住宅地としたものである。図—2·16 に示すように，丘陵部分を削って谷を埋めて造成された住宅地では，場所によって盛土高が10mを超え，しかも N 値10以下というようにきわめて未固結な地盤が分布していた。この部分のすべり又は沈下が住宅，水道管，ガス管等に被害をもたらした。

一方，仙台市北部から泉市にかけての住宅地の場合には上に述べたようなローム層，礫層はなく，硬岩と軟岩の互層となっている。住宅造成はこれらの地層をリッパー等によって切り崩して進められた。図—2·17 は泉市南光台団地における水道とガスの導管被害の分布を示している。同図には従来の谷を埋め立てした部分が併せて記入されているが，水道とガスの導管の被害箇所はその埋め立て地盤とこれに隣接した地域に集中している。

〔2〕 ライフラインの被害と機能損失

表—2·9 は宮城県におけるライフライン施設の損害率を被害額から求めたものを相互に比較したものである。ここでいう損害率は次のような方法によって求めている。まず，損害率は被害額と地震によって影響を受けた地域（被害地域）に地震当時存在していた資産額の比と定義する。さらに資産額を直接求めることが困難な場合には，当該地域の人口密度から推定し，損害率を次式によって算出した[7]。

$$\text{損害率}=\frac{LP}{WP_0}$$

L：被害額（円）
W：国　富（円）
P：国全体の人口
P_0：被害地域の人口

ここで，国富は地震発生年のものを用いることが望ましいが，そのような統計は現在のところ入手できない。また，ここでは損害率の値そのものより施設相互の比較を目的としているため，現在入手しうる昭和 45 年国富調査の統計を用いた。

表—2·9 に示すとおり港湾施設の損害率が最も高く，道路，ガス施設がこれに次いでいる。水道，電力施設の損害率は相対的に低く，さらに通信施設の損害率が最も低くなっている。損害率の求め方は上に述べたような仮定のもとに行っているため，数値の厳密な比較検討は困難であるが，損害率の序列は，おおむね今日の地震による被害の程度に対応している。

ライフライン施設の損害率の序列，機能損失にもそのまま対応すると考えられる。港湾施設のうち最も大きい被害を受けた石巻工業港では，被災した施設を応急的に修理し，比較的被害の軽微な埠頭を使って港湾機能を確保したが，これは機能損失が少なかったというよりは，被害を補完する代替施設が整備されていたとみるべきであろう。道路施設については地震直後に多数の箇所で通行規制が実施され，地震から 4 箇月を経過した時点で道路 1 箇所，橋梁 3 箇所の通行規制区間を残している。今回の道路被害の特徴としては橋梁の被害が多く，これによる機能損失の回復に長期間を要したことがあげられる。

ガス供給施設は 6 月末には全体の 94% の需要家の開栓を行ったものの，全面的な供給再開が地震後約 1 箇月を経過した 7 月 9 日となり，さらに供給が停止した地域が期間の差はあるものの仙台市のほぼ全域や隣接する市町村と広く，損害率の大きさに見合うような機能損失を被った。

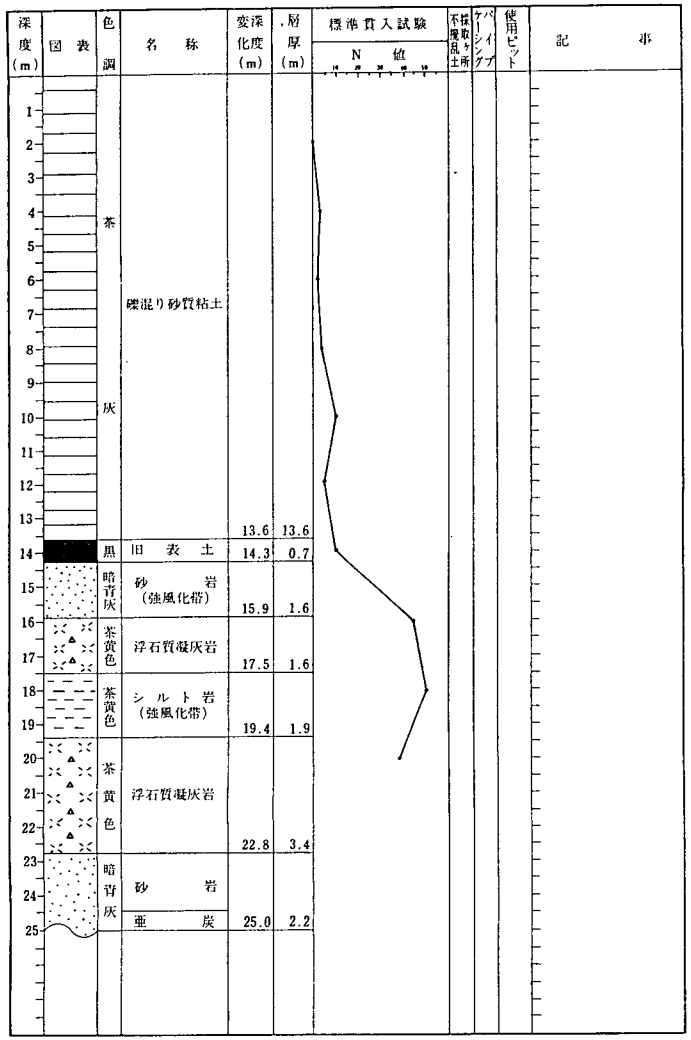
水道施設では地震被害による断水が仙台市で 6 月20日までであった。塩釜市の離島部においても 6 月 23 日中に解消し，機能損失の程度はガス供給施設に比べれば軽微だったといえる。しかしながら仙台市周辺部の新興住宅地のように，約 1 週間の断水が市民生活に大きな影響を及ぼしたところもあった。

電力施設については家庭用電力は 6 月 14 日に復旧したため，機能損失の程度はさほど大きなものではなかった。しかしながら市民生活を支えている多くの機器類は電力をエネルギー源としているため，非常用電源設備のないものについては機能停止を余儀なくされた。

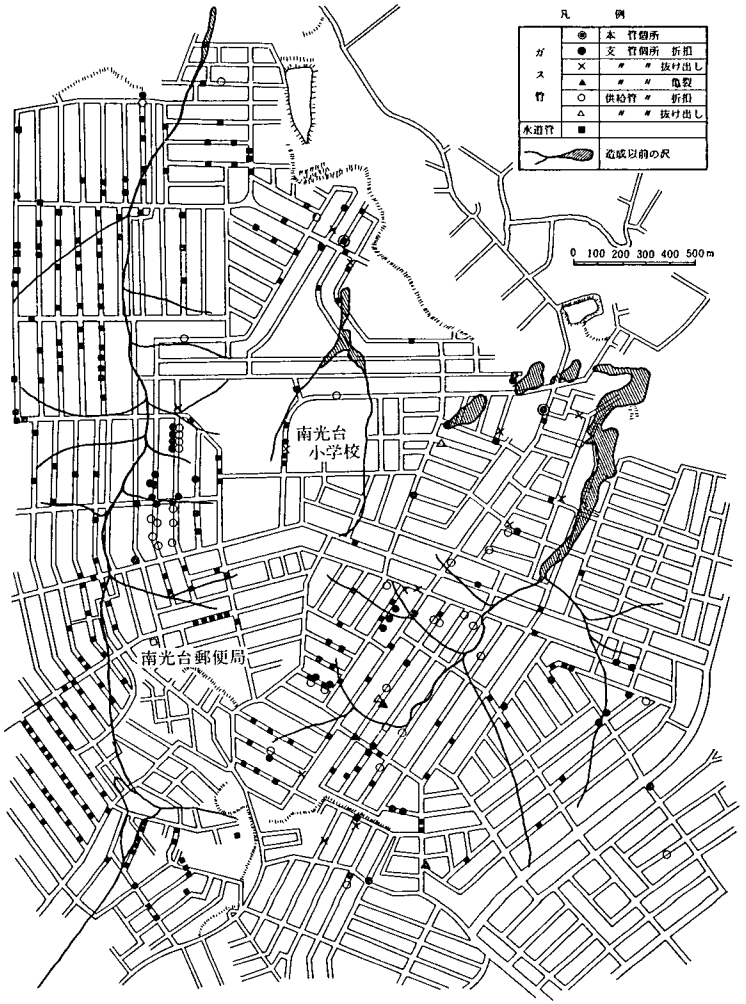
停電によって交通信号は非常用電源設備がなかったため，信号機及びこれを制御する仙台市の交通管制センターの機能が一時的に停止した。

産業用電力等の大口需要については，東北電力が節電協力を要請したため，企業によっては生産に影響のでたものもあった。

通信施設は損害率が最も小さかった施設であるが，機能損失も施設の被害によるものはほとんどなく，地震直



図—2・16 仙台市緑ヶ丘3丁目地内ボーリング柱状図（宮城県土木部砂防課）



図—2・17 泉市南光台地区のガス管，水道管の被害箇所分布図

表—2・9 ライフライン施設の損害率の比較

	被害額(L)(百万円)	国富(W)*1(10億円)	$\frac{L_K P}{W_K P_D}$
道路施設	6,689*2	8,121.5	0.047
港湾施設	3,746	2,076.5	0.103
水道施設	1,733	4,502.2	0.022
ガス施設	947	867.4	0.063
電力施設	2,960	8,133.7	0.021
通信施設	850	4,857.2	0.010

*1 昭和45年国富調査による。 P：111,933 千人
*2 高速自動車国道を含まない。 P_D： 1,955 千人

後に通話が殺到したことによって通話が困難な場合が若干あった程度であった。

このようにライフラインの機能損失は施設の損害率とよい対応関係にあったといえよう。

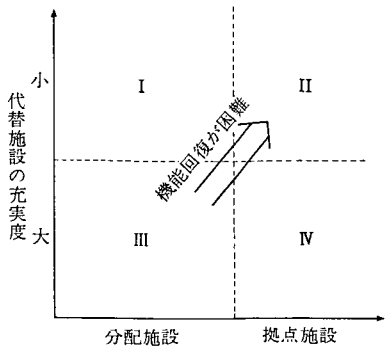
ライフライン施設を，輸送する媒体を製造ないし回収するための拠点施設と，これを需要家に分配したり他の拠点施設と結ぶための分配施設に分類して，この分類ごとのライフライン施設の機能損失を検討してみる。道路は分配施設，港湾は拠点施設からのみ成るものとしてここでは除外する。

残る4つの施設についてみると，まず第一分類として発電所，変電所のような拠点施設に被害が集中し，配電施設などの分配施設に被害の少なかった電力施設と，他の分類，すなわち浄水場，ガス製造工場，電話交換器などの拠点施設よりも，導管・通信線などの分配施設に比較的被害の多かった水道・ガス・通信施設に大別できよう。

両者を比較すると，拠点施設に被害を受けた電力施設は，被害自体はさほど大きくなかった割には，電力の供給を平常時のレベルに回復させるのにかなりの時間を要しており，あらためて拠点施設の重要性が認識された。

電力の場合，機能回復は地震直後において，東北地方における電力の広域的な融通によって補われた。一方，水道・ガス・通信施設については，主として分配施設が被災したが，機能損失の程度にはかなり差がみられた。通信施設は被害そのものが大きくなく，代替用の回線も整備されていたので機能損失は比較的小さかった。水道施設は，導管に設置されているバルブを閉めることによって被災箇所を送水ネットワークから分離することが可能であったこと，及び若干の濁水は許容しても送水の継続を優先させたことから，機能損失が比較的小さかった。ガス施設は媒体がガスという危険物であり，復旧作業に慎重を期する必要があったことと，被害箇所を全体のネットワークから切り離すための設備があらかじめ完備していなかったことなどから，機能の回復に多くの日数を要した。

以上の機能回復の難易度を拠点施設と分配施設という分類，代替施設の充実度を尺度として模式的に示したのが図—2・18である。個々の施設に固有の条件が存在するとはいえ，一般的には，図中の右上方へ向かうほど機能を回復する困難度が高いと考えられる。



図—2・18 ライフラインの機能回復の難易度

今回の地震においては，電力施設は図中の記号でⅣ，水道・通信施設はⅢ，ガス施設はⅠの分類におおむね属するといえよう。

〔3〕 地震による経済的間接損害

経済的間接損害とは，ある部門に発生した被害が経済構造を通じて他の部門に及ぼす損害の量である。たとえば電力・水道・ガスなどのいわゆるライフライン施設に被害があったとすると，施設自体の被害の外にこの施設を利用して生産活動を行っている部門が生産を縮小ないし停止するという影響を受ける。この部門の生産物を原材料にしている部門はさらに影響を受けることになる。このような経済構造の仕組みは産業連関表によって表現されているので，これを利用して間接損害を推定することとする。

産業連関表を用いた経済構造は次のように表わされる。

$$\boldsymbol{X}=\boldsymbol{A}\boldsymbol{X}+\boldsymbol{D} \quad \cdots\cdots(2\cdot1)$$

ここで

$\boldsymbol{X}=\begin{bmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix}$：生産額　$\boldsymbol{D}=\begin{bmatrix} d_1 \\ \vdots \\ d_n \end{bmatrix}$：最終需要

$\boldsymbol{A}=\begin{bmatrix} a_{11} \cdots a_{1n} \\ \vdots \quad \vdots \\ a_{n1} \cdots a_{nn} \end{bmatrix}$：投入係数行列

$$\boldsymbol{D}=(\boldsymbol{I}-\boldsymbol{A})\boldsymbol{X} \quad \cdots\cdots(2\cdot2)$$

$\boldsymbol{I}$：単位行列

地震によって第i部門の生産が x_i から α_{xi} に減少したものとし，式(2・2)は投入係数行列が不変とすると，

$$\boldsymbol{D}'=(\boldsymbol{I}-\boldsymbol{A})\boldsymbol{X}'$$

$$\boldsymbol{X}'=\begin{bmatrix} x_1' \\ \vdots \\ x_n' \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} x_1 \\ \vdots \\ \alpha_{xi} \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} \qquad \boldsymbol{D}=\begin{bmatrix} d_1' \\ \vdots \\ d_n' \end{bmatrix} \quad \cdots\cdots(2\cdot3)$$

表—2・10　ライフライン施設被害による間接損害率

	損害率	付加価値額（百万円）	間接損害額（百万円）
水道施設	0.0104	8,170.1	85
ガス施設	0.0295	3,007.2	89
電力施設	0.0098	59,102.9	579
通信施設	0.0047	33,483.7	157

間接損害額 IL を付加価値額の減少と定義すると，

$$IL=\sum_i d_i-\sum_i d_i'$$
$$=(1-\alpha)(1-a_{1i}-\cdots-a_{ni})x_i$$
$$=(1-\alpha)\text{（付加価値額）}_i \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2\cdot4)$$

本地震におけるライフライン施設が引き起こした間接損害について試算する。式（2・4）で（1−α）は生産額の損害率であるが，これは単純に統計上表われた生産額の減少率を用いるわけにはいかない。つまり，地震による被害を補なうために域外からの援助や代替施設の利用が行われるため，統計上の生産額は地震による被害が緩和された形で表わされることが多いからである。よってここでは施設の損害率で近似させることにする。表—2・10 は式（2・4）を用いて求めた間接損害額を示している。これによると，電力施設の間接損害が最も大きく，通信施設がこれに次ぎ，水道施設，ガス施設は小さい。

式（2・4）の付加価値額は，生産額と付加価値の和である。上記の間接損害の差は生産額の差によるところが大きい。電力施設は生産額が最も大きい。言い換えれば最も経済に与える影響が大きいゆえに間接損害も大きくなったものと考えられる。

この解析では産業連関表は地震後も常時のものと変らないと仮定している。しかしながら実際には地震は経済構造を変化させる。被害を受けた部門の生産物を利用していた部門は，地震後に代替物を用いて生産を継続しようとするであろう。地域的に代替物が無い場合には他地域から移入を試みると考えられる。例えば電力の供給が停止すれば自家発電で代替するなどはこの例である。

一方この解析には，社会的混乱による生産の停滞は考慮されいてない。また災害復旧のための財政支出等も考慮されていない。

〔4〕 本地震の都市型災害としての特徴

今回の地震による災害は，仙台市を中心とした都市部の住家，ライフライン施設が被害を被ったことと，これに加えて，ライフライン施設に依存していた都市活動が地震後に多かれ少なかれ停滞したという意味において，都市型災害の側面をもっている。このようなタイプの地震災害は，我が国では新潟地震以来 14 年ぶりである。

たとえば地震が発生しても，影響範囲内に人間の活動が及んでいない限りにおいては，災害と見なされない。都市型災害はこれと正反対に，人口及び諸施設が集中したがゆえに発生する災害ということができよう。表—2・11 は，今回の地震と震央の位置で約 5 km しか離れていなかった 1936 年の金華山沖地震と今回の地震を対比させたものである。金華山沖地震が宮城県沖地震に比較して被害が軽微であったことが分かる。人口の欄にあるように，この 2 つの地震の間に宮城県の人口は1.6倍になっている。仙台市についてみると昭和 19 年の統計で 26 万人の人口（宮城県全体の人口は 126 万人で昭和 10 年時点とほとんど変動がない）であったのに対して，昭和 50 年国勢調査時点では 62 万人となっている。市域の改定があったにせよ，この間に 2.4 倍の人口増となっており，都市化の傾向が顕著である。このことから，地震のマグニチュードはむしろ金華山沖地震の方が大きいが災害は宮城県沖地震の方が大きく，人口の集中化による都市の巨大化が災害を助長する一因であると考えられる。

このことを端的にあらわしたのが，仙台市を中心とする新興住宅地における住宅及びライフライン施設の被災であろう。（1）で述べたように，被害の多かった新興住宅地は，丘陵地を切り崩して造成したもの及び従来の田畑を埋め立てしたものが多い。一方，戦前からの市街地の大部分は，広瀬川の段丘上で洪積の礫層の上に発達しており，南部の長町地区等を除けばほとんど被害を受けていない。すなわち人口増加に示される都市化の影響によって，地震に対して脆弱な軟弱地盤及び急傾斜地の土

表—2・11　金華山沖地震（1936）との比較

地震名	発生年月日	M	震央	主な被害	地震当時の宮城県の人口
金華山沖	1936. 11. 3	7.7	λ=142.2°E φ=38.2°N	負傷者 4 名，全壊非住家 3，半壊住家 2，同非住家 2 道路欠損 35 カ所	1,234,801 人*1
宮城県沖	1978. 6.12	7.4	λ=142°13′E φ=38°9′N	2 章参照	1,955,274 人*2

金華山沖地震のデータは参考文献 8）による。
*1　昭和 10 年（1935 年）の人口である。（「昭和 42 年宮城県統計要覧」宮城県，昭和 44 年 12 月による。）
*2　昭和 50 年（1975 年）国勢調査による人口。

表—2・12 住宅の所有の関係別普通世帯数及び住宅に間借りの1人の準世帯数（昭和 50 年現在）

地域	住宅に住む普通世帯数						住宅に間借りの1人の準世帯
	総数	持ち家	公営借家	民営借家	給与住宅	間借り	
全国	31,321,700	18,151,500	2,343,300	8,547,900	2,056,300	222,600	547,200
宮城県	506,100	309,800	28,400	134,300	31,100	2,500	16,800
東京都	3,820,700	1,446,200	382,200	1,695,100	248,100	49,000	102,600
愛知県	1,580,400	855,300	148,500	448,100	120,900	7,500	19,200
大阪府	2,467,500	999,700	320,900	989,300	143,400	14,200	21,700
仙台市	186,100	76,400	10,300	80,500	18,200	700	12,000
東京都特別区部	2,920,900	1,064,100	229,900	1,391,100	194,000	41,700	87,500
名古屋市	611,700	244,100	68,800	246,800	48,700	3,200	12,600
大阪市	882,300	298,100	106,800	427,100	42,600	7,800	9,400

「総理府統計局：我が国の人口，昭和 50 国年勢調査解説シリーズ No. 1，昭和 52 年 1 月」による。

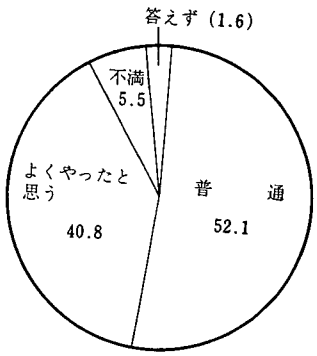
地利用が進み，災害が拡大したと考えられよう。

ライフライン施設が被害を受け，これによる機能損失が都市活動に多くの影響を与えた。機能損失はライフライン施設の直接の利用者への影響にとどまらず，これらを利用して機能している他の施設の機能を失なわしめるというような二次的な影響もあった。停電によって交通信号の機能が停止したのはこの一例である。ライフライン施設の機能損失は，人口集中に伴ってこれら施設が不可欠になったことの外に，機能の高度化，複雑化がこれを助長したということができよう。

このように今回の地震は都市型災害としての側面をもっていたにもかかわらず，東京，大阪などの巨大都市で想定しうる災害とは，住民の対応の仕方及び意識の点で大きな差があったと考えられる。表—2・12 は昭和 50 年の国勢調査における住宅の所有形態を示したものである。東京都特別区部では持ち家率が低いのに対して，間借り，借家の率が高い。一方仙台市の場合は全く逆の傾向をもっている。

また，現地の当局者の見解でも，仙台市民はいわゆる定住意識が他の巨大都市に比較して強いということであり，自らの都市は自らの手で守るという自衛意識が高かったことがうかがえる。図—2・19 は〔1〕概況で述べた東北大学の都市化に関する研究会のアンケートのなかで，地震の被害に対する仙台市の取組みや復旧対策についての設問の回答を示している[9]。これをみると，行政に対して不満のある人の割合は 5.5% にすぎず，大多数は今回の地震を人災ではなく，天災として認識している。

食料品を奪いあうようなパニック状態に到らなかったし，水道・ガス・電力の供給が停止したことによる苦情もそれほど多くはなかった。これらは食料品の供給が比較的円滑に行われたこと，都市施設の操業がガスを除いて比較的速やかに再開されたことも一因であろうが，前に述べた仙台市民の定住意識の効果も無視しえないと思われる。



図—2.19 仙台市の復旧対策への評価(%)

参考文献

1) 鉄道技術研究所「1978 年宮城県沖地震調査報告」鉄道技術研究報告 No. 1111，1979 年 3 月
2) 仙台市水道局「1978 年宮城県沖地震による被害とその対策の記録」昭和 53 年 10 月
3) 政策科学研究所「宮城県沖地震による都市機能および地域社会への影響に関する調査研究」1979 年 8 月
4) 東北電力（株）「1978 年宮城県沖地震による電力設備事故調査報告書」昭和 54 年 5 月
5) （社）日本瓦斯協会「宮城県沖地震と都市ガス
6) 仙台市ガス局「宮城県沖地震とガス復旧の記録」昭和 53 年 12 月
7) 栗林他「地震による資産別損害の分布性状に関する調査解析」土木研究所資料第 1297 号，1978 年
8) 栗林，田崎，羽立，萩原「1978 年宮城県沖地震災害調査報告—ライフラインの機能損失と復旧—」土木研究所資料第 1437 号，昭和 54 年 8 月
9) 仙台都市科学研究会「宮城県沖地震災害に関する諸調査の総合的分析と評価」

第3編　地形及び地質

菅原　捷[5*] Hayashi Sugahara
桑原啓三[6*] Keizo Kuwahara

目　次

1. 宮城県地域の地形及び地質の概要……(1)
〔1〕 宮城県地域の地形……(1)
〔2〕 宮城県地域の地質及び地質構造……(5)
2. 仙台周辺の地質及び地質構造……(7)
〔1〕 第三紀層……(7)
〔2〕 洪積層……(7)
〔3〕 沖積層……(10)
3. 地震被害と地質……(19)
4. まとめ……(21)
参考文献……(21)

1. 宮城県地域の地形及び地質の概要

〔1〕 宮城県地域の地形

宮城県地域の地形は地質と密接な関係があるが次の6地帯に大別される。すなわち①奥羽山脈地帯，②北上山地南部帯，③阿武隈山地北部帯，④仙台及び仙北丘陵地帯，⑤仙北及び北上川低地帯，⑥仙台及び阿武隈川低地帯である。

奥羽山脈地帯は，第三紀中新世のいわゆるグリーンタフ時代に生成した火山性堆積岩とその後第四紀にかけて活動した諸火山からなる。標高的には 300～500 m とそれほど高くないが開析の進んだ高地に蔵王山（1,841 m），栗駒山（1,628 m），船形山（1,500 m）等の第四紀火山が存在する。

北上山地南部帯は北上山脈の南縁で，北上川と太平洋に挟まれた地域である。地質は古生層及び中生層で標高 300～500 m の丘陵地をなす。東西約 25 km，南北約 60 km（宮城県下地域のみ）と分布は比較的狭い。

阿武隈山地北部帯は阿武隈山脈の北縁で，宮城県下ではその分布はきわめて狭い。山地の標高は 500～600 m と比較的高く，北縁の阿武隈川低地帯に急激に標高を低下させる。

仙台及び仙北丘陵地帯は，第三紀中新世及び鮮新世の火山性堆積が分布する地域と一部三畳紀の堆積岩が分布する地域で標高的には 50～200 m 程度である。奥羽山脈地帯と⑤及び⑥の低地に挟まれた広い地域である。

仙北及び北上川低地帯は北上川とその右支川，鳴瀬川，江合川，吉田川等に沿う沖積平野で標高的には 50 m以下の低地であり湖沼が多い。

仙台及び阿武隈川低地帯は，阿武隈川，名取川，七北田川，白石川等に沿う沖積低地である。

宮城県沖地震による被害は主として④⑤⑥の地帯に多発した。特に④地帯の仙台周辺丘陵地，⑤地帯の鳴瀬川や北上川の沖積平野，⑥仙台平野から阿武隈山地東縁の沖積海岸平野に集中しているのが特徴である。これらの地形的特徴は仙台市周辺に典形的に存在し，かつ地震による被害も集中しているので，以下仙台市周辺をやや詳しく述べる。

仙台市周辺の地形は，太平洋に面した沖積平野とその内側の段丘平坦面，丘陵性山地に区分できる[1]（図—3・1，3・2）。

沖積平野は七北田川，名取川，広瀬川，阿武隈川等の諸河川と太平洋沿岸流による土砂の運搬及び堆積によってできたものである。

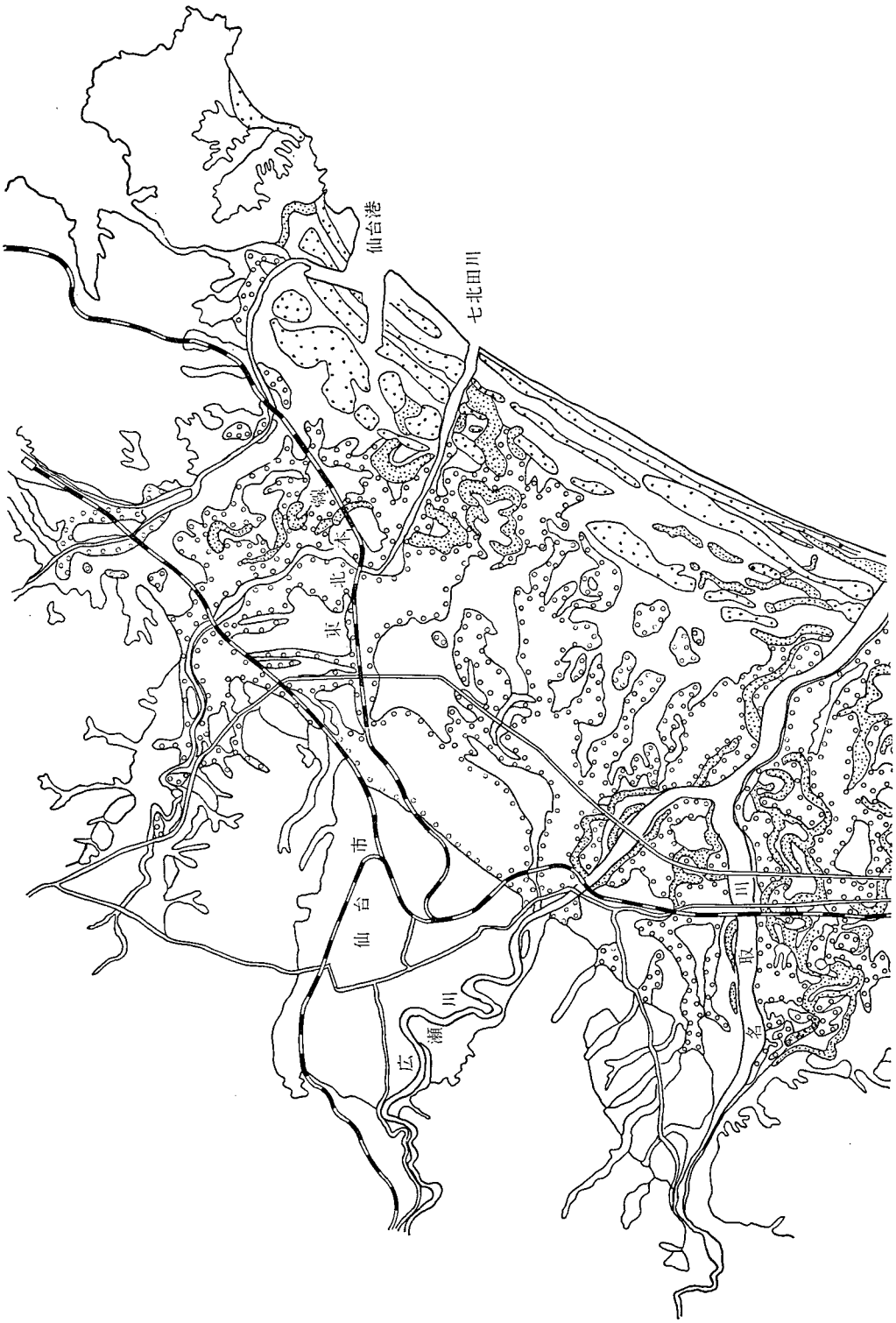
沖積平野には，微小な高まりをみせる浜堤や自然堤防と低地である旧河道や後背湿地が存在する。前者は主として粗砂や細砂等からなり，後者は腐食土（ピート）混りの粘土やシルト等からなる。特に仙台バイパスから西側では砂礫を主とした扇状地状デルタ堆積物からなり，地形も東側（海側）に緩く傾斜している。

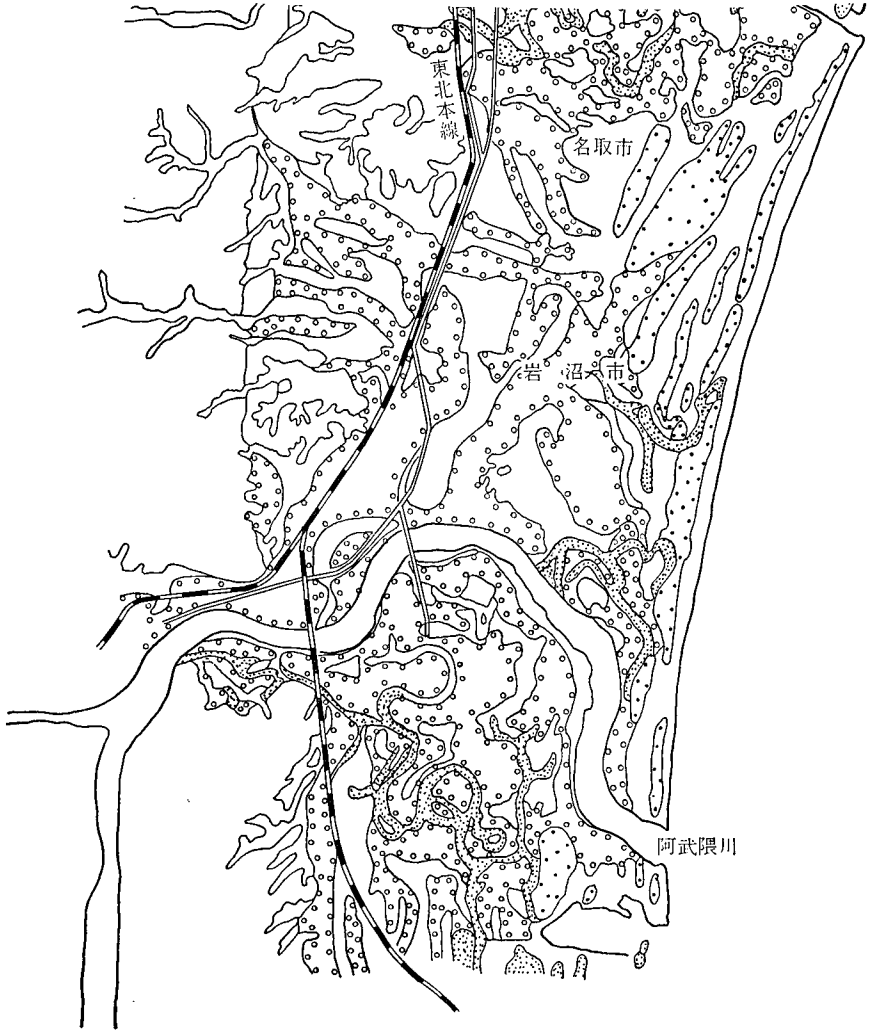
これらの地形の形成時代は新しく，約3,000年前の縄紋海進後とされている。その後，海退とともに前述の諸河川によって扇状地状デルタが形成されるとともに，平野の前面に太平洋沿岸流によって浜堤が形成され，その背後に河川の氾濫とともに後背湿地が形成されていった。

北上川の河口石巻市周辺も同様な地形・地質条件で数多くの浜堤とその背後の湿地からなる。また，北上川沿岸地域でも中生代以前の丘陵の谷間に開けた平野の大部分が同じような湿地となっている（図—3・3）。

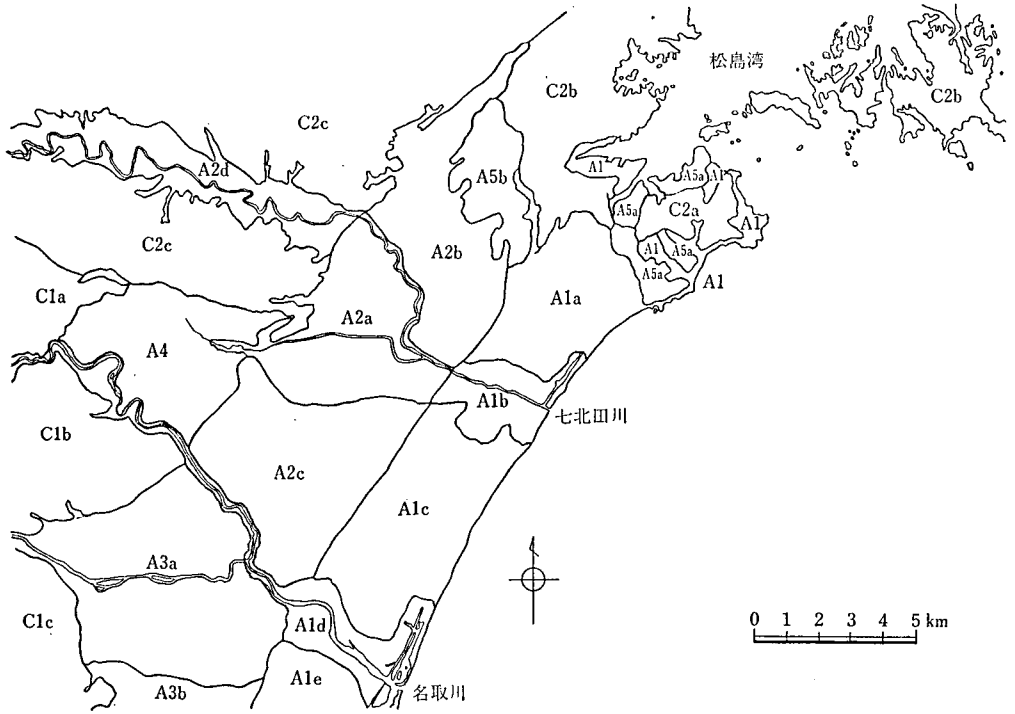
段丘平坦面の標高は 20～80 m 程度あり，仙台市旧市

5* 地質化学部地質研究室長（現水資源開発公団試験所，第三試験課長）
6* 国土開発技術研究センター参事（現地質化学部地質研究室長）


仙台港
七北田川
東北本線
仙台市
広瀬川
三



図—3・1 仙台市周辺の地形区分図，既往調査位置及び断面線位置図



図—3・2 仙塩地区の地形区（表—3・1 参照）[1]

表—3・1 仙台・塩釜・石巻地区の地形区分[1]

A 宮城野平野	A 1 中野・蒲生・荒浜・相の釜臨海部低地	A 1a 中野低地 A 1b 七北田川下流低地 A 1c 荒浜低地 A 1d 名取川下流低地 A 1e 相の釜低地
	A 2 苦竹・高砂・山王・霞の目低地	A 2a 苦竹低地 A 2b 高砂・山王低地 A 2c 霞の目低地 A 2d 七北田川谷底平野
	A 3 名取耕土低地	A 3a 広瀬川・名取川デルタファン A 3b 名取低地 A 3c 岩沼低地 A 3d 山麓部低地
	A 4 広瀬川・名取川河岸段丘	A 4a 台の原段丘 A 4b 上町段丘 A 4c 中町段丘 A 4d 下町段丘
	A 5 平野周辺部段丘	A 5a 七が浜段丘 A 5b 多賀城段丘 A 5c 小豆島段丘
B 石巻平野	B 1 釜・矢本臨海部低地	
	B 2 砂押・谷地中・稲井低地	B 2a 砂押低地 B 2b 谷地中低地 B 2c 稲井低地
C 陵平野・山地周辺部丘	C 1 国見・青葉山・高館山台地	C 1a 国見台地 C 1b 青葉山台地 C 1c 高舘山台地
	C 2 平野周辺部丘陵	C 2a 七が浜丘陵 C 2b 松島・桃生丘陵 C 2c 七北田丘陵 C 2d 鰐山台地
	C 3 北上山地南端部	

（図—2 及び 図—3 参照）

街地とその北方に広く発達する。

仙台周辺に発達するものは上位から台の原，上町段丘（以上を高位段丘），中町段丘（中位段丘）及び，下町段丘（低位段丘）が認められる。これらの段丘は洪積世末期（約7万年前）から沖積世前期（約6,000年前）にかけて形成されたもので，どの面も緩く海側（東側）へ傾斜している。下町段丘と沖積平野（低地）との境界は，国鉄東仙台駅～宮城野運動場～大年寺山脚部へ直線状に延びており，これが利府―長町断層と称されるもので，この付近を境にして今回の地震による被害の様相も異なる。各段丘は，厚さ 4～7 m 程度の砂礫層からなり，その基盤は起伏の著しい新第三紀層からなる。

丘陵性山地は主として新第三紀層からなる。ただし青葉山付近の丘陵地頂部（標高 100～200 m）には青葉山礫層と呼ばれる砂礫層が分布し，青葉山段丘と称されているものがあるが，標高的には他の段丘と異なった特異なものである。丘陵地の斜面は急傾斜しており，しばしば地すべりを生じている。

土地利用の面からみると，かつては市街地が段丘上にあり，扇状地状の自然堤防や浜堤部は集落や畑地として利用され，後背湿地や旧河道は荒地か水田として利用されているにすぎなかった。しかし近年になって市街地が急激に拡大し，沖積平野や丘陵地にも人家が建つようになり，今回の地震被害の発生地帯となっている。

〔2〕 宮城県地域の地質及び地質構造

宮城県の地質は地域別に次のようにまとめることができる[1),2)]（図―3・4）。

1) 中生代・古生代の地層からなる古い地質の地域。

2) 主として第三紀層からなる丘陵地域。これには新生代洪積世の段丘堆積物の地域も含まれる。

3) 西側の山形県との県境部に分布する新生代の火山噴出物からなる地域。

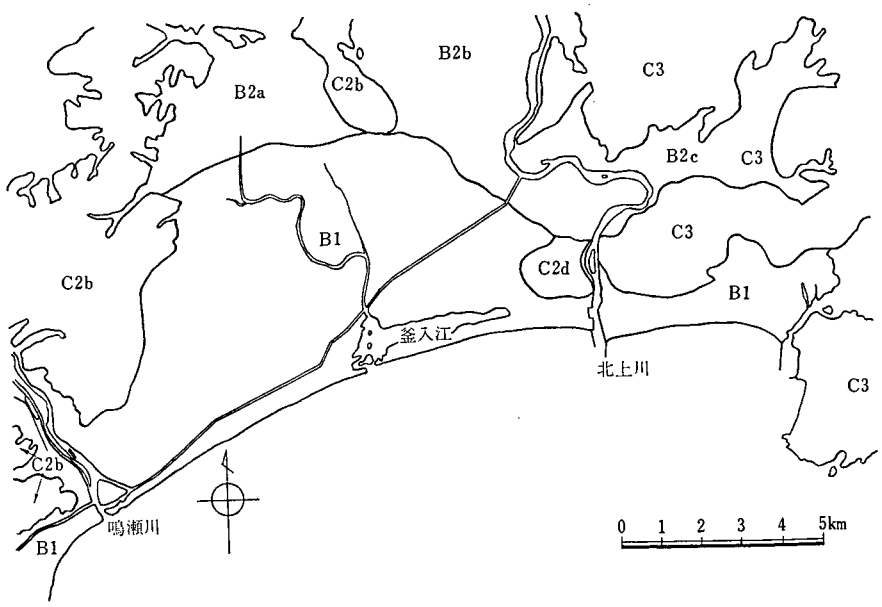
4) 仙台湾に面した平野を形成している新生代の沖積層の地域。

1）の古い地質の地域は，阿武隈山地の一部と北上山地の一部である。阿武隈山地と北上山地は古生代・中生代の堆積岩と，この時代に貫入した深成岩類などからなっている。阿武隈山地の北端部は，宮城県の南端部の角田地方にあたり，花崗閃緑岩類を主とし，角田市東方では南北に細長い山地を形成して，一部古生代の地層も分布している。花崗閃緑岩の地域は，風化が進み，地形は準平原化している。

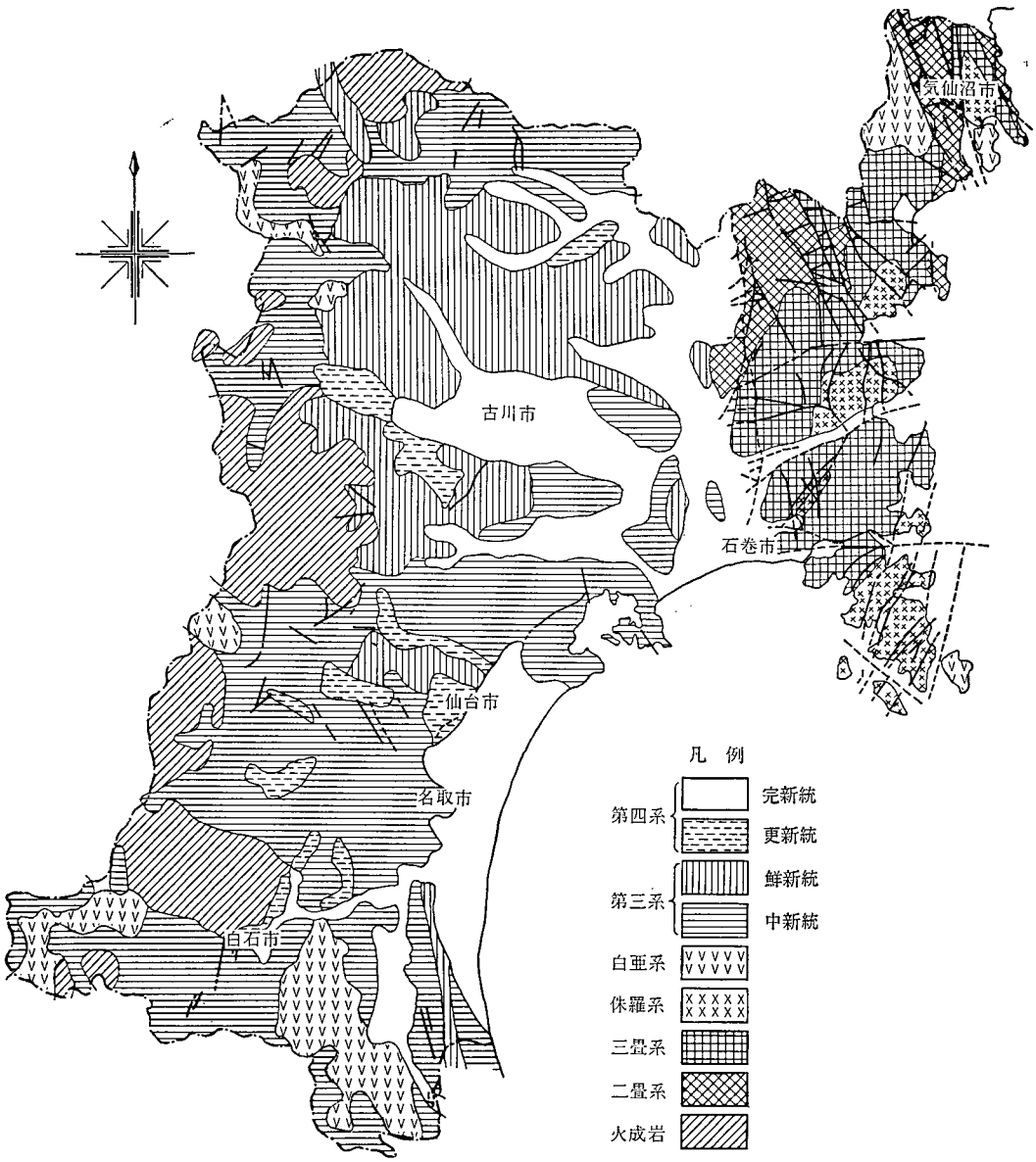
一方，北上山地の南端部は，宮城県北東部の北上川と海岸部に挟まれた地域に分布している。この地域は主として中生代の地層が多く分布し，その外古生代の地層及び金華山に代表されるような花崗閃緑岩類が分布している。また，宮城県中部の利府にも中生代の堆積岩が見られる。古生代・中生代の地層は，硬質の砂岩，珪質岩，粘板岩，石灰岩よりなっている。

2）は主として第三紀層よりなり，この地域は，北上山地と阿武隈山地の間の仙台湾から，仙台平野を通り北西にのびる地域及び山形県の県境にあたる奥羽山脈の裾野部を広く形成している。

東北地方にあっては，先の北上山地や阿武隈山地を形成した古い時代の造山運動が終息した後，新生代第三紀



図―3・3　石巻地区の地形区（表―3・1 参照）[1)]



図—3・4 宮城県地域の地質図

の中頃，中新世に入って，現在の盛岡と白河を結ぶ線の西側に激しい火山活動を伴った地殻運動が起った。この時，北上山地と阿武隈山地はそれぞれ別のブロックとなって動き，その切れ目の間が現在の仙台平野に相当する地域である。この新しい活動地域の産物は，激しい火山活動を象徴するように，凝灰岩又は凝灰岩質の岩石が多く，時代が新しいため，硬質の岩石ではなく，いわゆる軟岩といわれる種類に属するものである。また，火山岩として噴出したり，脈岩として貫入した熔岩性の岩石は硬質で，これらも，2) 地域に分布している。この地域は最も新しい造山運動によって形成されたため，地形は急峻で，東北地方の背骨たる奥羽山脈の土台をなしている。

3) は先の 2) 地域と深く関連しており，非常に新しい時代，新生代第四紀になって活動した火山の産物で，現在の地形・山容を形成しているものである。主に火山噴出物で構成され，安山岩などの火山岩，角礫凝灰岩，集塊岩などの火山性堆積物からなっている。北から栗駒連峰，船形連峰，蔵王連峰を形成している。

また，この時代，新生代第四紀の前期，洪積世には，数回の海浸及び海退により，段丘が形成され，段丘堆積物の分布があり，これらは主に 3) の地域の縁辺部に見られる。

4) 地域は新生代第四紀の後期，沖積世の堆積物からなる地域で，仙台平野を中心にして，その他の地域では，現在の河川の流域沿いに発達している。これらの堆積物は，数回の海浸の影響を受けて，河川からの供給物，海からの供給物などにより，平面的にも，断面的にも変化している。主に未固結の砂，シルト，粘土などの外，軟弱地盤地帯にはピートなどの有機物堆積層が分布している。

2. 仙台周辺の地質及び地質構造

仙台の北方利府町には前述のように中生代三畳紀の粘板岩が一部分布するが，仙台周辺では第三紀以降のものが大部分を占めている（表—3・2，図—3・5)。

〔1〕 第三紀層

第三紀層は仙台湾に沿って内陸部に広く分布するもので，中新世から鮮新世までの時代にわたり，多くの地層に細分されている。

（1） 中新層

第三紀層の基底は，名取市の背後に分布する高館安山岩，松島湾の東部に分布する塩釜集塊岩層，石巻の日和山礫岩層である。この上位にくるものは，松島湾に分布する佐浦層で，石巻市に近い野蒜にもわずかに現れ，陸成層で旧象の化石を産する。この上位にはやはり松島湾に分布する海成の網尻層及び青麻層が，利府町の番が森山や黒川部の富谷村から石巻地区の鳴瀬町にかけて分布している。青麻層の上位に整合に重なる七北田層は，仙台市の北東，七北田川の左岸の丘陵及び山地に分布する。

（2） 鮮新層

仙台市西方の三滝付近や菖蒲田浜，七が浜，代崎浜などに分布する三滝安山岩を最下部とする。三滝安山岩層は玄武岩質安山岩，同質集塊岩，凝灰岩などからなる。この層は埋木を含む陸成層と同時代のもので，互に移化することがある。この埋木を含む陸成層を亀岡層と呼ぶ。三滝安山岩の分布が仙台市付近に局限されているのに比べて，亀岡層は宮城県下に広く分布している。このことは鮮新世になると地盤が隆起して，陸地が広大な面積を占めていたことを示す。亀岡層は上位の浅海成の竜の口層に漸移する。この層は海棲貝化石と植物化石とを含む青灰色の泥岩を主とするが，外に凝灰質砂岩，凝灰岩なども挟む。

竜の口層をわずかに不整合で覆う陸成の地層を下から北山層，広瀬川凝灰岩層，八木山層と呼ぶ。北山層及び八木山層には亜炭が含まれている。

八木山層はしだいに海成の地層となり，これを大年寺層と呼ぶ。青灰色の砂質泥岩，砂岩，礫岩，凝灰岩などからなり，浅海産の化石を含んでいる。なお，大年寺層を洪積層に考える説もある。

〔2〕 洪積層

洪積層は主として段丘砂礫層である。これより，時代の古いものとしては，内陸部に下部更新世の北山石英安山岩層と新田凝灰岩層が広大な面積を占めて，鮮新世の地層の上にのっている。仙台市付近の青葉山礫層はこれよりやや新しい時代のものと考えられている。これは 80～100 m の高さに分布し，凝灰岩を 1～2 枚挟んでいる礫岩で，層厚は 20 m に達する。この層は東北日本の各地に広く発達する海蝕段丘層の一部と考えられている。

青葉山礫層の時代の次には，清滝凝灰岩層が内陸部に広く分布している。その後に船形山や栗駒山を形成した安山岩の火山活動がある。

広瀬川段丘礫層は仙台市街地を形成するもので，三滝安山岩からなる山地から流れ出る広瀬川が台の原，上町，中町，下町の 4 段の段丘をつくっている。台の原と上町の段丘を高位段丘，中町と下町段丘を低位段丘と呼ぶこともある。多賀城町や七が浜町にも段丘が見られるが，ローム層をのせ，その一部が赤色土壌化していることがあるので，これも高位段丘に相当する可能性がある。

また，仙台市を地形との関連でみれば市街地は 3 段の

表—3・2 仙台市周辺の標準地質層序

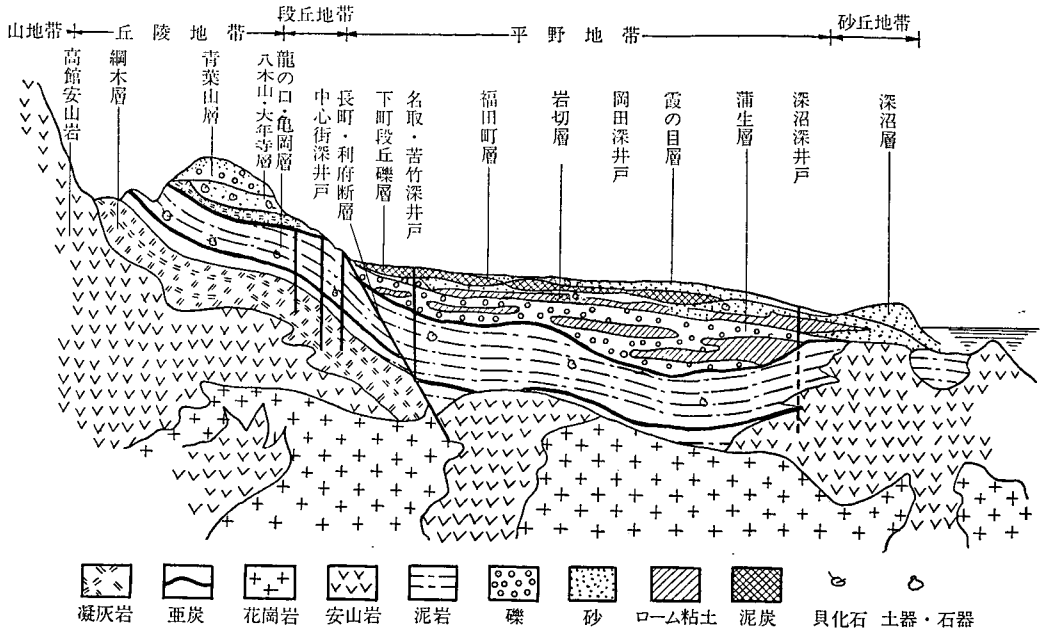
地質時代		地層名		厚さ m	地質柱状図	岩質	備考（絶対年代）
第四紀	完新世	平野堆積物（沖積層）		0～70		砂・シルト・粘土・泥炭・礫	現在に至る
	更新世	仙台下町段丘堆積物					（1万年）
		仙台中町段丘堆積物		2～7		礫・砂・シルト	
		仙台上町段丘堆積物		2～7			
		台の原段丘堆積物		2～10		火山灰	氷期と間氷期
		青葉山層		35 ±		礫岩・火山灰	陸化
新第三紀	鮮新世	仙台層群	大年寺層	30 －		青灰色シルト岩 砂岩	（70～150万年） 海退
			向山層	20 ±		亜炭・砂岩 シルト岩 凝灰岩	海進 仙台亜炭
			広瀬川凝灰岩部層	10 ±		軽石質凝灰岩	酸性火山灰流凝灰岩
				1～10		亜炭・シルト岩 礫岩・砂岩	メタセコイア化石林
			竜の口層	50～60		青灰色シルト岩 凝灰質砂岩 凝灰岩	海退・陸化 寒流系の海貝化石
			亀岡層	10～20		砂岩・シルト岩 礫岩・亜炭	海進
	中新世		白沢層 三滝玄武岩	330 － 200 －		凝灰岩 凝灰質シルト岩 砂岩 安山岩質玄武岩	（550万年？） カルデラ埋積 カルデラ火山活動 海退・陸化
			梨野凝灰岩	80 ±		凝灰岩	火山活動
		名取層群	湯元層	150 －		凝灰角礫岩 凝灰岩	海退 秋保石・火山活動
			綱木層	130 －		凝灰質砂岩 シルト岩をはさむ	
			旗立層	130 －		シルト岩 砂岩	
			茂庭層	20～60		砂岩・礫岩 石灰質砂岩	海進 火山活動 温暖な気候 植物化石
			高館層	60～250		玄武岩・安山岩同集塊岩	
			槻木層	20～150		礫岩・砂岩	
先第三紀		基盤岩				先第三系	（2600万年） 古生界・中生界の粘板岩・花崗岩類

地層の厚さ　＋ やや大　－ やや小　± 前後

有孔虫化石　植物化石　貝化石　象化石

凝灰岩（△角礫）　亜炭　砂岩（○礫岩）　噴出岩類　シルト岩　火山灰

（新版仙台の地学）



図—3・5　仙塩地区地質概念図[1)]

段丘崖で仕切られて，4つの平坦な段丘面からなっており，次のように区分されている。

1)　台の原段丘（海抜 50～100 m）
　　労災病院，警察学校の面
2)　上町段丘（海抜 35～75 m）
　　東北大学農学部，県庁の面
3)　中町段丘（海抜 30～65 m）
　　東一番町中心街の面
4)　下町段丘（海抜 20～40 m）
　　宮城野原，長町の面

仙台市街地は坂が多いので有名であるが，これは段丘面と段丘面との間にある段丘崖を切って通る道が坂となるためで，この外の段丘崖は石垣などで保護されて残っている。

以上の段丘面下には段丘礫層が分布しているが，台の原～上町～中町段丘での礫層の厚さとしては 5～7 m が中心になっている。しかし段丘礫層と，その下にくる基盤岩（第三紀鮮新世の凝灰岩類）との境界は平面ではなく，凹凸のある不整合面で境されているので，厚い所では 10 m に達している所もある。また中心街から広瀬川に進むにつれて，段丘礫層は薄くなる傾向があって，河岸の中町段丘面では 2～3 m になっているが，市民プールが位置している下町段丘の面で，かつての淵に相当する所には 10 m 以上の礫層が分布している。

下町段丘の礫層のうち，長町～利府構造線や三押峯～二つ沢逆断層線の東南にあたる広瀬橋付近では，特異な礫層の分布を示していて，その厚さは 30～35 m にも及んでいる。

下町段丘地帯から海岸に向って，緩やかに傾斜している平野地帯は海抜 1～15 m の沖積平野で，仙塩臨海工業地帯の拠点になっている。この平野下の地質層序や構造については次のようになっていると考えられる。

第四紀
- 現世～沖積世
  - 深沼層（砂丘堆積層）
  - 霞の目層（氾濫原）
  - 福田町層（湖沼堆積層）
  - 岩切層（海成堆積層）
- 洪積世
  - 仙台下町段丘礫層（海岸段丘堆積層）
  - 蒲生層（扇状地堆積層）

広瀬川段丘礫層は平野の地下にも分布するものとみられ，蒲生層と下町礫層とに区分しているが，地盤地質の見地からは基盤土層，最下部層，下部粘土層，下部砂礫層に細分されている。基盤土層は高位段丘層，最下部層は中町段丘層，下部砂礫層は下町段丘礫層に相当するものとみることができる（表—3・3）。

石巻地区には，段丘と確認されているものは見られないが，丘陵地の裾にゆるやかな微高地があって，低位段丘あるいは低位段丘相当層の存在が推定される。平野地下では基盤土層の存在は明瞭ではないが，最下部層，下部粘土層，下部砂・粘土互層が識別された。下部砂・粘土互層は仙塩地区の下部砂礫層，すなわち下町段丘礫層に相当すると思われる地層である。最下部層は中町段丘層に相当すると考えられている（図—3・6，表—3・4）。

表—3·3 仙台平野部地質層序対比表[7]

地質時代		層区分	奥津[1] 地質時代	B.P.(年)	奥津[1] 地層名	長谷[2] 地質時代	B.P.(年)	長谷[2] 地層名	北崎[3]
第四紀	沖積世	Ⅲ	沖積世	0～2,500	深沼層	沖積世	0～5,000	上部砂粘土層	最上層 (Um)
					霞ノ目層				
					福田町層				
		Ⅱ		2,500～10,000	岩切層			上部砂層	上部砂層 (US)
		Ⅰ					5,000～10,000	中部粘土層	上部粘土層 (UC) 上部粘土～基底砂層 (USs)
	洪積世	D	↑↓	10,000～20,000	下町段丘礫層～若林粘土	洪積世	10,000～18,000	下部砂礫層 (下部粘土層)	洪積土壌層 (Ds) 下部砂礫層 (Ls) 下部砂粘土層 (LSc) 下部粘土層 (LC) 最下部層 (Lm)
			洪積世		蒲生層	洪積世		最下部砂礫層	基盤土層 (B)
新第三紀	鮮新世	B.R.	新第三紀鮮新世		滝の日層 亀岡層 三滝層	新第三紀鮮新世		基盤岩	基盤岩

1) 奥津春生 (1969)：仙台平野の形成過程とその問題点，日本地質学会第76年学術大会
2) 長谷川弘太郎 (1967)：宮城県沖積平野の地質学的研究，東北大地質学生物教室研邦報，第64号別冊
3) 北崎梅香 (1965)：仙台湾臨海地区の地盤，都市地盤調査報告書，第10巻，建設省・宮城県

〔3〕 沖積層 (図—3·7, 3·8)

沖積層は平野部の上部を形成する地層である。仙塩地区のこの層は，岩切層，福田町層，深沼層，霞の目層に細分されている。岩切層は浅海成の堆積物で，貝殻混りの細砂層からなり，内陸部まで分布していると言われている。福田町層は沼沢地堆積物の暗灰色のシルト～粘土で，内陸部の段丘崖下に厚く分布し，所により泥炭層となっているとされている。深沼層は砂丘の堆積物で海岸地区に分布し，霞の目層は氾濫原堆積物で，霞の目飛行場の付近によく発達していて，土器などの遺物にとむ。石巻地区では釜層の上部・下部及び雲雀野層に分けられているが，どれも浅海性の堆積物である。

これらの沖積世に属する諸層は，地盤地質の見地から4層に細分してある。すなわち下位から (1) 上部粘土基底砂層 UCs, (2) 上部粘土層 Uc, (3) 上部砂層 Us, (4) 最上部層 Um である。このうち (1) と (2) とは仙塩地区では同時の堆積物であり，石巻地区では (1) は (2) の下位に分布する。

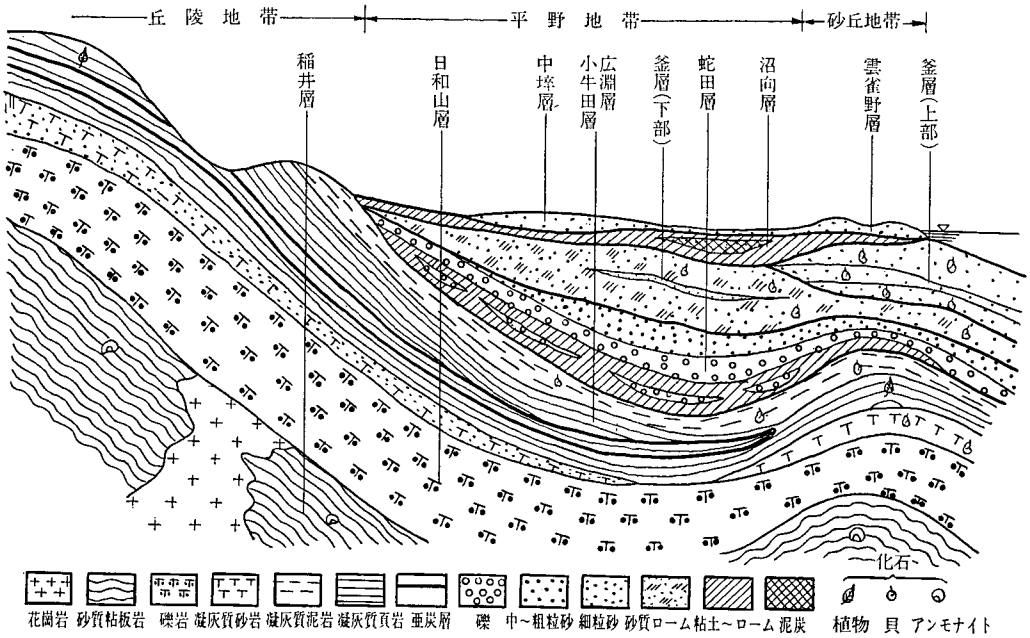
(1) 最上部層 Um

この地区で最も新しい地層で，現在の自然条件と密接な関係を示しているものである。仙塩地区の地質学的分類では河川氾濫原堆積物を霞の目層，泥炭地堆積物を福田町層，砂丘の堆積物を深沼層と呼んでいるが，地盤地質の見地からはこれらを一括して最上部層とした。このうち福田町層の下部は上部粘土層にはいるのである。土質としては褐色～暗灰色の砂～シルト混り砂～粘土で，N 値は砂でも7以下，粘性土では1～4のことが多く，まず10は超えない。この層が厚く分布するのは平野の中央部及び七北田川の流域で，5～10 m に及ぶことがある。

石巻地区でも仙塩地区のものとほぼ似た地層であるが，地質学的には雲雀野層と呼ばれている。定川の屈曲点の大曲の付近で厚く分布している外，釜，水押，袋谷地，渡波，万石浦などにその分布が見られる。海岸の浜堤及び北上川や定川の旧河道が主としてこの層からなっているが，内陸の浜堤部ではこの層は薄く，すぐ下に上部砂層が存在するようである。

(2) 上部砂層 Us

上部砂層は暗灰色の中～細粒の砂層で，仙塩・石巻両地区の平野部に広く分布している。地質の章では岩切層の一部及び釜層の上部とされているものがこれにあたる。N 値は10～30である。仙塩地区の海岸部では N 値が30を超えることも多いが，一般には15～20の値を示

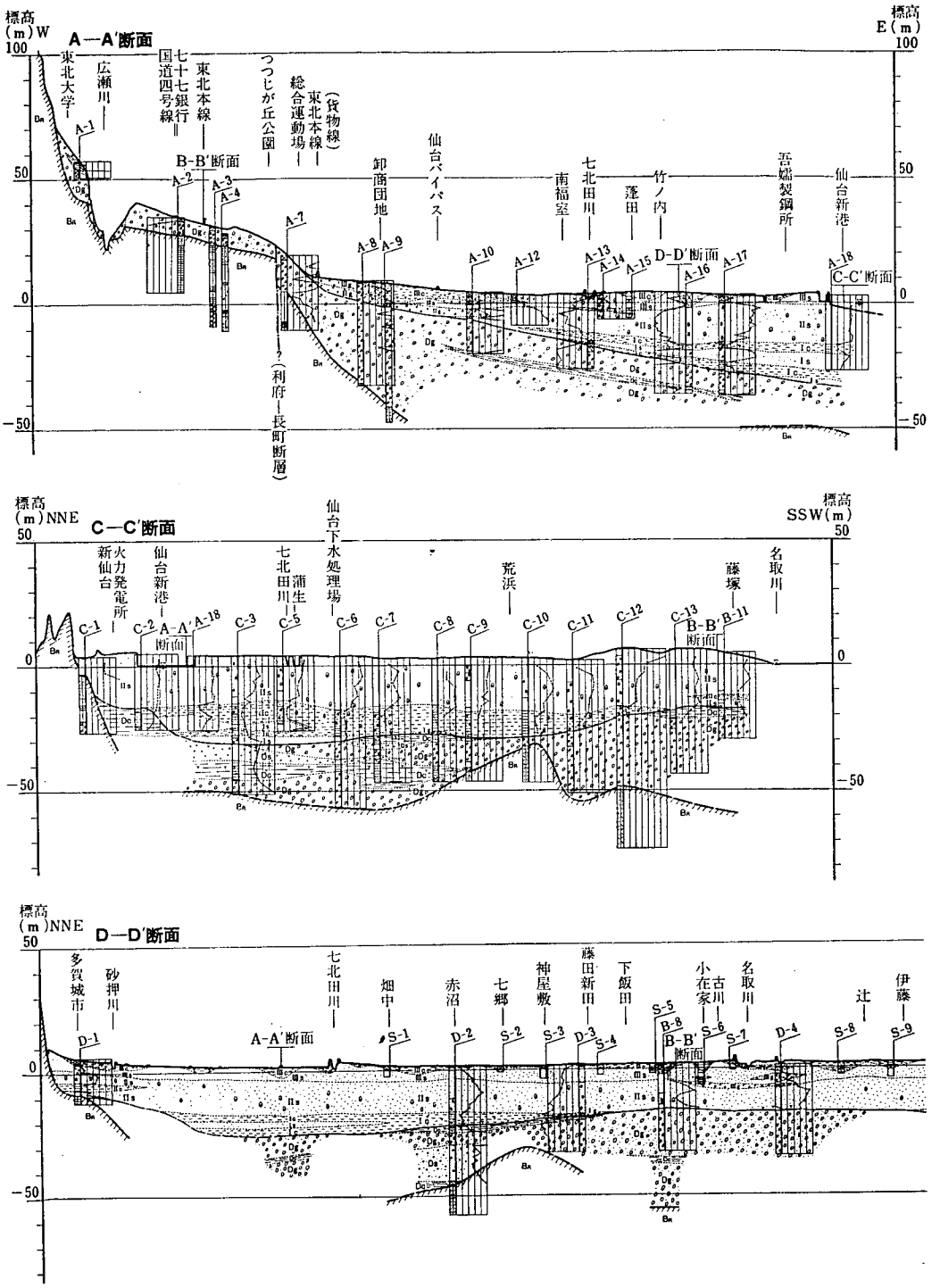


図—3・6　石巻地区地質概念図[1]

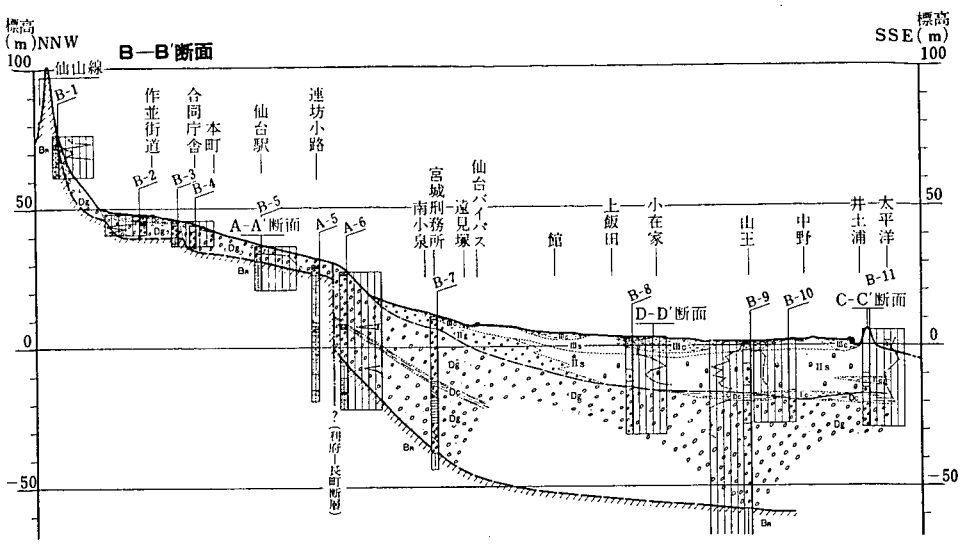
表—3・4　沖積平野の地質構成[7]

地質時代		層区分	記号	地質	層厚(m)		N値	堆積環境
第四紀	沖積世	III	IIIc IIIs IIIg	IIIc シルト・粘土層（腐食土質）	4－（一部7±）	5～10	0～5	後背湿地・旧河道
				IIIs 粗～細粒砂層（腐食土混じり）	7－		5～10（一部15～20）	自然堤防・浜堤
				IIIg 砂礫層（巨礫混じり）	5±		10～40	自然堤防（扇状地性）
		II	IIs IIc IIg	IIs 細粒砂層（貝殻混じり）	15±	15±	20～40（平均30）	浅海成
				IIc 粘土層				
				IIg 砂礫層（巨礫混じり）	5±		20～50	扇状地状デルタ
		I	Ic Is Ig	Ic 粘土層（貝殻，腐食土混じり）	5～10	15±	5～20（平均8）	浅海～内湾
				Is 砂層	5～7		20～50	
				Ig 砂礫層				
	洪積世	D	Dc Dg (Ds)	Dc 粘土層（泥炭，草炭混じり）	2～10	40±	10～30（平均20）	扇状地状デルタ
				Dg 砂礫層（巨礫混入）	30±		50以上	
				(Ds) 砂層（貝殻混じり）				
第三紀	鮮新世	B_R	B_R	凝灰岩，砂岩 シルト岩			岩盤	低温地及び浅海，内湾

注）記号中，(Ds)は阿武隈川付近，層厚中，－は以下，±は前後．


A—A′断面
標高(m)W
標高E(m)
東北大学
広瀬川
七十七銀行
国道四号線
東北本線
B-B′断面
つつじが丘公園
総合運動場
東北本線(貨物線)
卸商団地
仙台バイパス
南福室
七北田川
蓬田
竹ノ内
D-D′断面
吾妻製鋼所
仙台新港
C-C′断面
(利府—長町断層)
C—C′断面
標高(m)NNE
標高SSW(m)
新仙台
火力発電所
仙台新港
A-A′断面
七北田川
蒲生
仙台下水処理場
荒浜
藤塚
名取川
B-B′断面
D—D′断面
標高(m)NNE
多賀城市
砂押川
七北田川
畑中
赤沼
七郷
神屋敷
藤田新田
下飯田
小在家
古川
名取川
辻
伊藤
A-A′断面
B-B′断面

図—3・7 仙塩地区



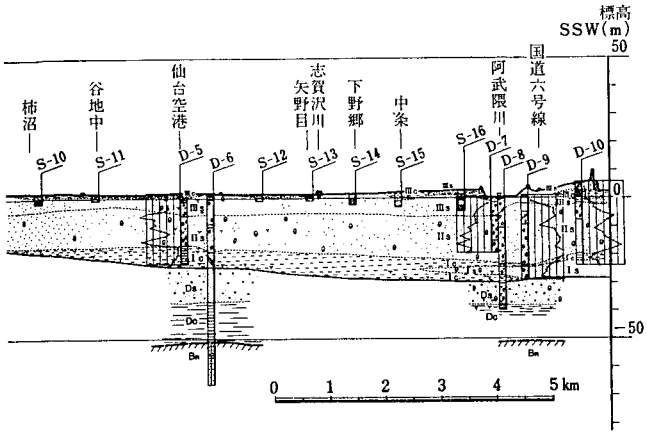
地質断面図凡例

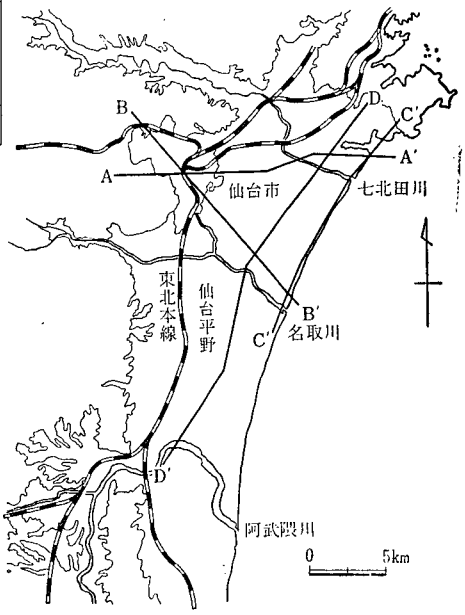
地質時代	層区分	記号	地質	層厚(m)		N値	推積環境
第四紀	沖積世	III	IIIc シルト・粘土層（盛土含む）	4～（一部1）	5～10	0～5	旧河道・旧河道
			IIIs 細～中粒砂層（盛土含む、まじり）	7～		5～10（一部15～20）	自然堤防・後背
			IIIg 砂礫層（礫質土まじり）	5±		10～40	自然堤防（扇状堆積）
		II	IIs 細粒砂層（貝殻まじり）	15±	15±	20～40（平均30）	浅海成
			IIc 粘土層				
			IIg 砂礫層（礫まじり）	5±		20～50	扇状地状デルタ
		I	Ic 粘土層（貝殻、腐食土まじり）	5～10	15±	5～20（平均8）	浅海～内湾
			Is 砂層	5～7		20～50	
			Ig 砂礫層				
	洪積世	D	Dc 粘土層（泥炭、草炭まじり）	2～10	40±	10～30（平均20）	扇状地状デルタ
			Dg 砂礫層（Ds)砂層（貝殻まじり）	30±		50以上	
第三紀	新第三紀	Bn	凝灰岩、砂岩、シルト岩			岩盤	陸、浅海および浅海、内湾

注）記号中、（Ds）は両荒脚川付近、層厚中、−は以下、±は前後。

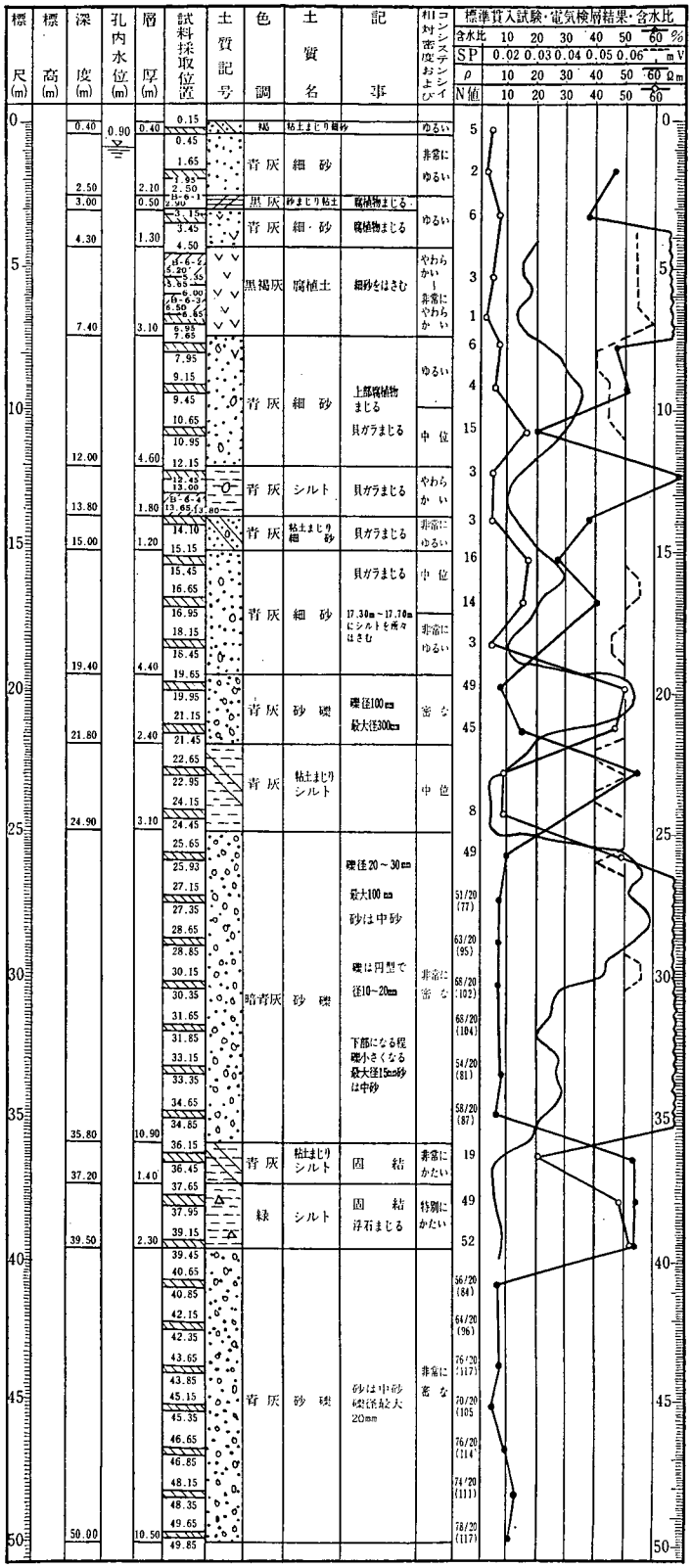
ボーリング柱状図凡例

地質時代	記号	名称	附記号
第四紀		表土	（混入物） T…礫混じり S…砂混じり V…礫混じり P…軽石混じり
		粘土層	
		シルト層	
		砂層	
		砂礫層	
新第三紀		泥岩	（挟有物） 凝灰質 **貝化石
		砂岩	
		礫岩	
		凝灰岩	
		安山岩	
		玄武岩	
		凝灰角礫岩	
		シルト岩	
三畳紀（中生代）		粘板岩（料所層）	

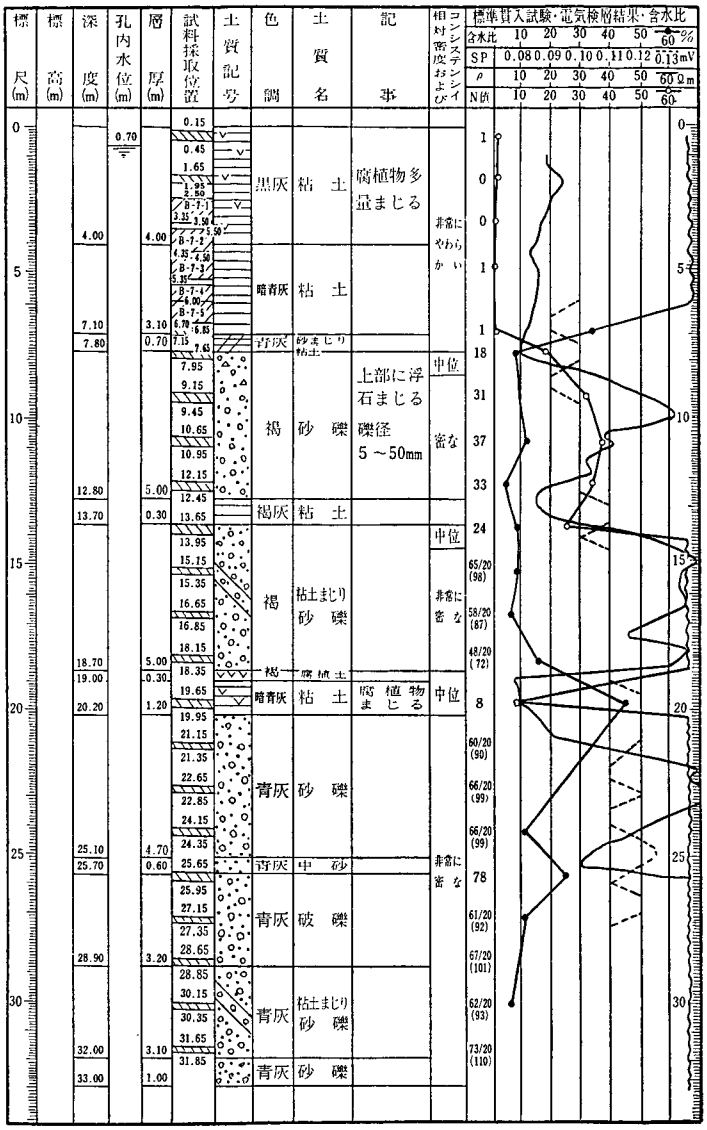




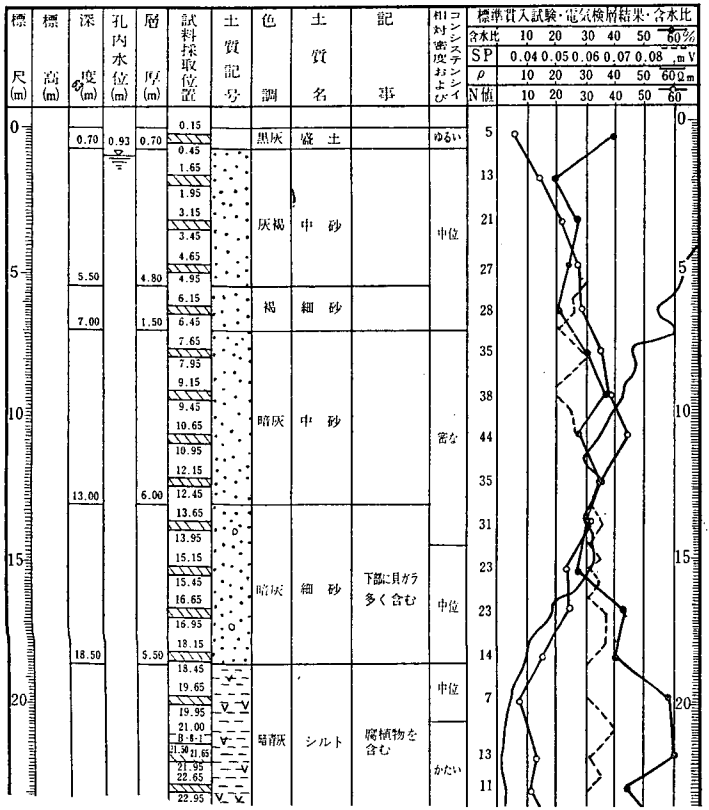
地質断面図（図—3・1 参照）[7]

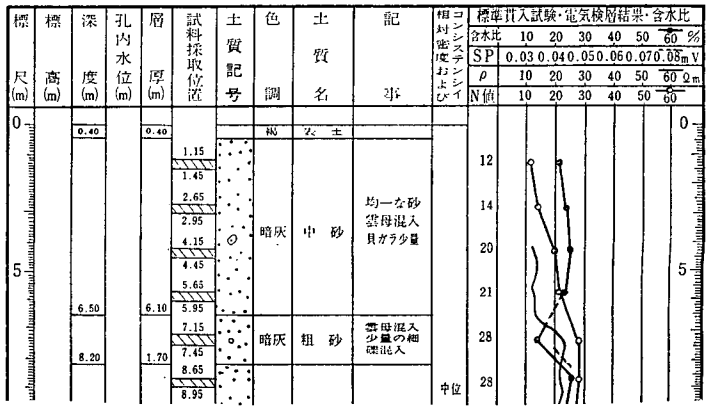


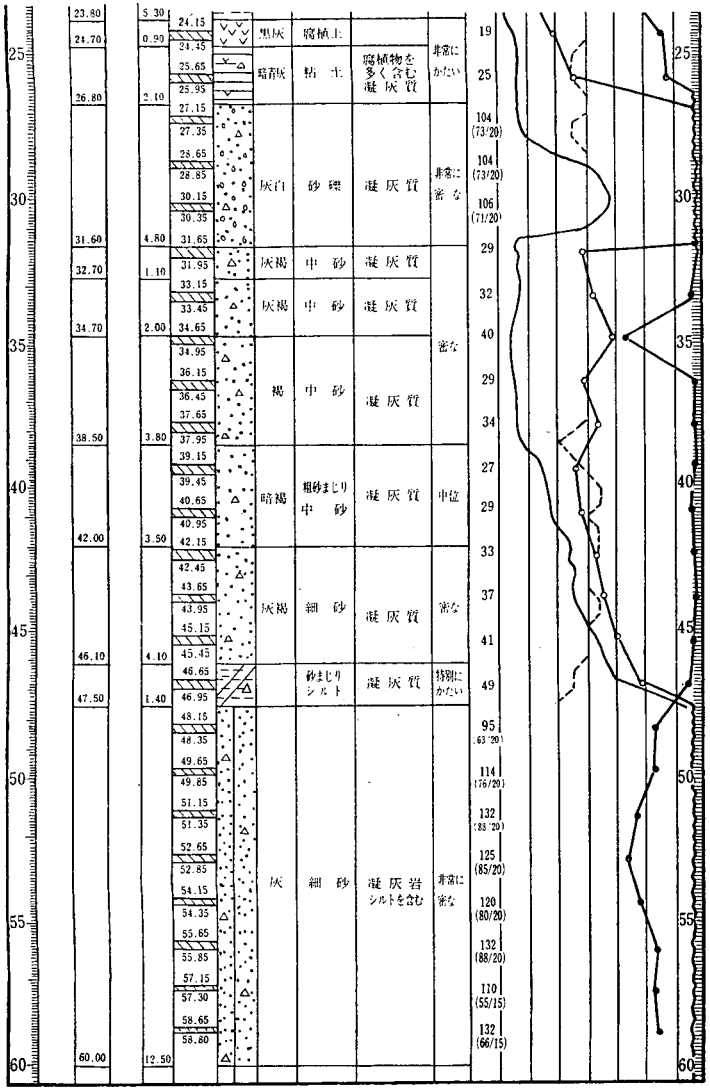
図—3・8(a) 仙塩地区及びボーリング柱状図[1)]



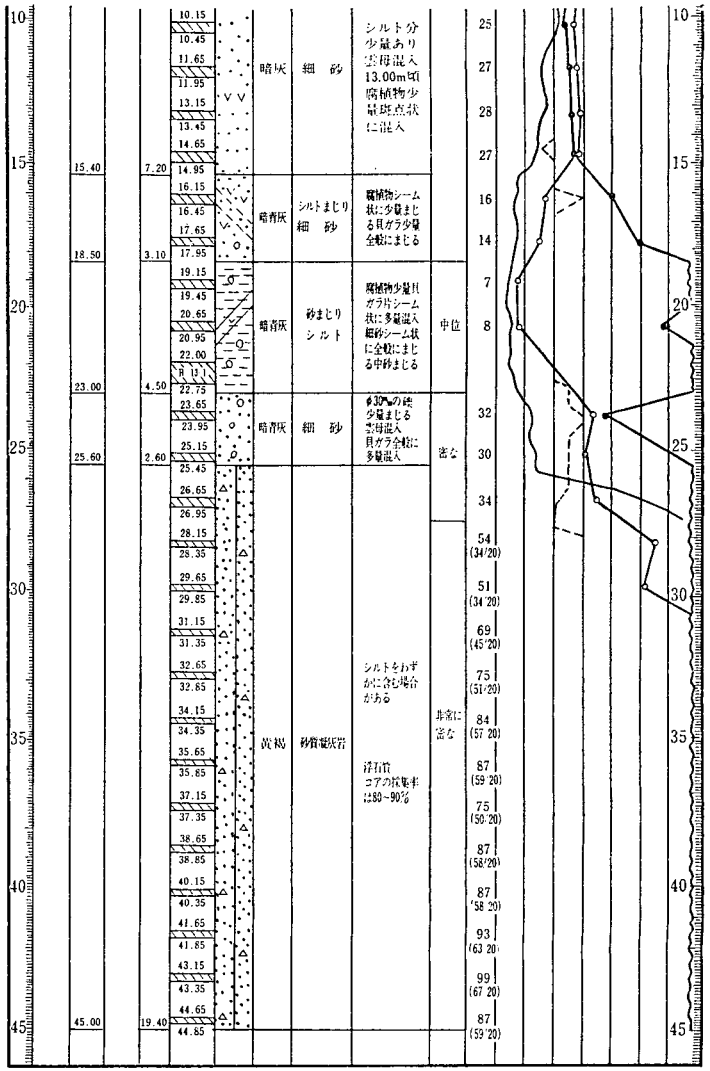
図—3・8(b)　仙塩地区ボーリング柱状図[1)]


標準貫入試験・電気検層結果・含水比
標尺(m)
標高(m)
深度(m)
孔内水位(m)
層厚(m)
試料採取位置
土質記号
色調
土質名
記事
コンシステンシイ相対密度および
含水比
SP
ρ
N値
黒灰
盛土
ゆるい
灰褐
中砂
中位
褐
細砂
暗灰
中砂
密な
下部に貝ガラ多く含む
中位
暗灰
細砂
青灰
シルト
腐植物を含む
かたい

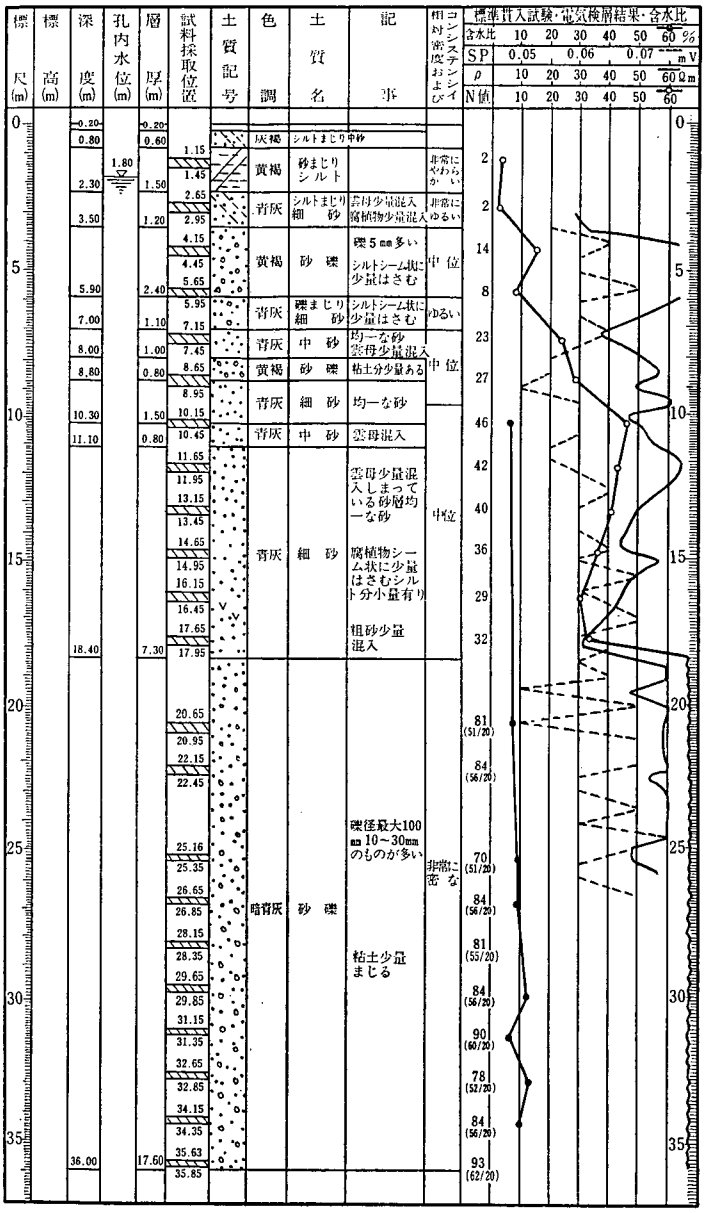

標準貫入試験・電気検層結果・含水比
標尺(m)
標高(m)
深度(m)
孔内水位(m)
層厚(m)
試料採取位置
土質記号
色調
土質名
記事
コンシステンシイ相対密度および
含水比
SP
ρ
N値
褐
玄土
暗灰
中砂
均一な砂
雲母混入
貝ガラ少量
暗灰
粗砂
雲母混入細
雲少量礫混入
中位



図—3·8(c)　仙塩地区ボーリング柱状図[1]（仙台市東部沖積層主部）



図—3·8(d)　仙塩地区ボーリング柱状図[1]（仙台市東方海たん部）



図—3・8(e) 仙塩地区ボーリング柱状図[1)]（名取川河口部）

している。上部の 5～6 m は腐植物混りの中粒の砂で，下部は貝殻混りになり，細粒の砂となることが多い。厚さは 10 m を越えることが多く，仙塩の海岸部では 25 m に達しさえする。

(3 a) 上部粘土層 Uc

上部粘土層は暗灰～青灰色のシルト～粘土層で，砂混りになることもある。仙塩地区のものは，内陸部では福田町層とされていることもあるし，海岸部では岩切層の中に含められているようである。石巻地区ではこの層の分布は海岸の一部と現海底に限られているため，はっきりした地層名が与えられていない。

この層の粘性土の力学的性質は，一軸圧縮強さで平均 0.5～0.6 kg/cm², 過圧密度で −1.0～1.3 kg/cm² を示している。仙塩地区のものは N 値で 2～3 から 8～13 にも及んでいる。砂混りとはいえ，正規圧密の粘性土が N 値 10 前後を示すことは稀なのであるが，力学試験の結果が低い数値を示しているので上部粘土層としたのであって，普通ならば最下部層の粘性土の N 値に近い部分を含むものと言える。仙塩地区では海岸付近から七北田川に沿って，かなり内陸部まで分布しているようである。

岩切中学校では −14 m までが砂混りの粘土層で，沖積粘土層とされており，この下位に下部砂礫層に相当する下町段丘礫層が分布すると言われている。この下流の Wk 1 の地点では，地下 11 m から N 値 3 のシルト～シルト混り砂が 8 m の厚さで分布する。岩切中学校の資料は貫入試験がされていないので多少の疑問が残るが，一応現地の意見をとって沖積世の上部粘土層としたのである。

石巻地区では釜入江から現海底へかけてと，渡波から万石浦へかけて厚い上部粘土層の分布が見られる。万石浦では貫入試験その他の試験結果が得られないため，その正確な厚さは分からない。

(3 b) 上部粘土基底砂層 UCs

上部粘土基底砂層は暗灰色の細砂ないしシルト混りの細砂からなる層で，仙塩地区では主として内陸部，石巻地区では現在の海底の上部粘土層の基底に分布する。砂では N 値が 8～15，シルト混り砂では 2～4 である。

仙塩地区では七北田川の流域に分布しており，岩切層とされているものの，一部がこれにあたるように思われる。仙塩地区の内陸部では上部粘土層とほぼ同じ範囲に分布しているようで，砂混りのシルト層を上部粘土層とし，細砂層を上部粘土基底砂層としたのにすぎない。正確に言えば，仙塩地区では上部砂層に対して下部砂層とでも言うべきものかと思われるが，この下位にくる下部砂礫層と紛らわしくなるのと，この砂層の N 値が 15 以下と低い値を示しているので支持層とはならないが，上部粘土層に比べて圧密沈下の虞は少ないとの 2 つの理由で，石巻地区の上部粘土層の下底にあたる上部粘土基底砂層の名を取ったのである。この層が 5～10 m と厚く分布している地域は，七北田川の中流部から洞の口，利府町へ通じる沖積平野に狭長な帯状になっている。

石巻地区のこの層は釜入江から現海底へかけて，上部粘土層の下底に 5～8 m の厚さで分布している。万石浦では上部粘土層の下底には砂層が無く，直接下部粘土層に接している。

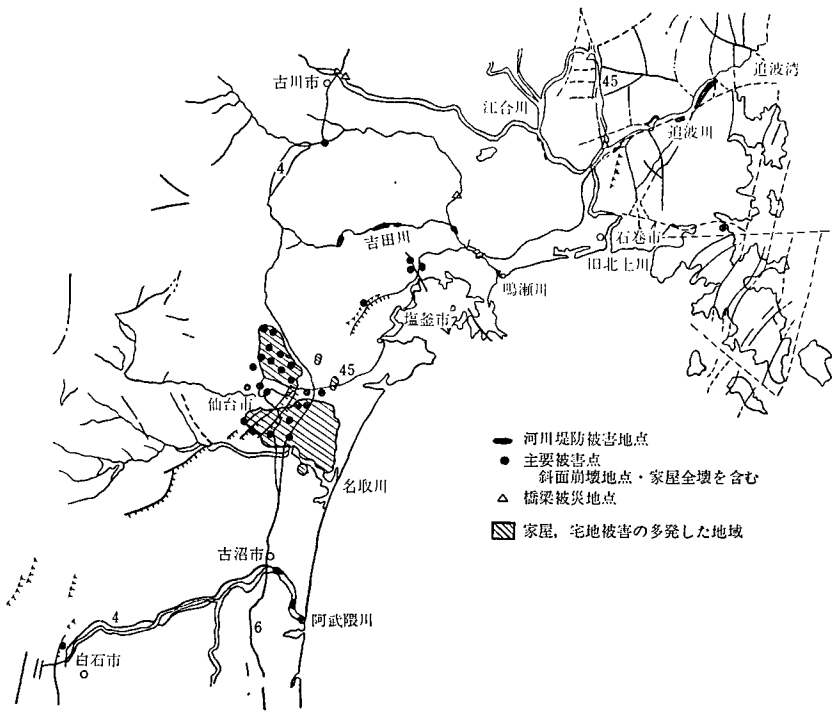
3. 地震被害と地質

斜面災害は白石市緑ケ丘，仙台市緑ケ丘，広瀬，松島町，利府町，牡鹿半島コバルトライン等で見られた。白石，仙台市の災害は盛土の崩壊が多く，自然斜面，切土斜面の崩壊は松島町付近に見られる。松島町付近の斜面崩壊は第三紀の凝灰質シルト岩であり，クラッキーで割目は開口している。

図—3·4～3·7 の地質図と 図—3·10 の被害分布図を対照すると，仙台市については緑ケ丘，朝日ケ丘の被害が多いことが示されるが，その地域は最近宅地開発された場所であり，そのため非常に災害が多かったということが分かる。バイパス沿いの黒丸はビルディングの被害を示しているが，この地域の地質は沖積層である。図—3·5，3·6 に仙台と石巻の地盤図を示す。これによると仙台も石巻もほぼ似た地盤構成になっていて，仙台が特に大きな被害を受けた理由が不明であるが，色々な人の研究によると基盤の傾斜が急なところは非常に被害が大きいことがわかっている。例えば，FEM の計算では斜面のところに大きな垂直変位が出てきている。基盤の傾斜を図示したものが図—3·9 である。国道 4 号のバイパス付近でビルディング等の被害が大きかった所は，ちょうど基盤の深くなったところに位置している。ただ石巻でも仙台とほぼ同じように基盤が下がっているのに，どうして石巻で被害が少なかったかということは，今後の調査を待たなければ分からない。図—3·10 に被災地と断層の位置関係を示している。白石の西地区の急傾斜地の崩壊は，以前リニアメントとして認められていた場所の近くで発生している。仙台市でもすぐ近くにリニアメントが認められ，利府—長町断層もそれよりやや東側に存在する。塩釜の西にも利府—長町断層が存在するが，これより北側に空中写真上で見られるリニアメントがあり，このリニアメント上に切土斜面の崩壊がある。松島では 20 万分の 1 の地質図でも表現できるような断層があるが，その地域でもかなり連続的に崩壊が見られた。以上だけから結論することはできないが，リニアメントと崩壊は何らかの因果関係があるように思われる。堤防



図—3・9 被害地と基盤深度



図—3・10 被害地と断層

の被害は現地の人の話によると旧河床，旧遊水地，旧破堤地に多かった。今度の地震でかなりの噴砂現象が見られたが，それが見られた所が何らかの被害を受けている。

4. まとめ

1978年6月12日宮城県沖地震に伴う地震災害の地形的・地質的背景を述べた。

被害を大きく受けた所は沖積層地域と第三紀鮮新世地域に集中している。前者は軟弱地盤とか均質な中粒～細粒砂が緩く締った地域であり，後者は宅地開発によって軟岩を切盛りした所である。地震対策上からはこれらの地形的・地質的条件を考慮して，都市計画，道路，鉄道，住宅建設等を行わなければならない。また，河川堤防や防波堤等の設計・維持管理にも同様のことが言える。

なお本稿を草するにあたり岡本隆一地質官（元地質化学部長）の御指導を得た。調査や解析・資料の作成には佐々木審技官の手をわずらわした。記して謝意を表します。

参考文献

1) 建設省計画局，宮城県編「仙台湾臨海地帯の地盤」都市地盤調査報告書　第10巻（1965）
2) 東北地方建設局「1978年宮城県沖地震災害報告書」（昭54）
3) 中川久夫，他「仙台付近の第四系および地形(1)，第四紀研究」第1巻，6号（1960）；(2)，第2巻，1号（1961）
4) 長谷弘太郎「宮城県沖積平野の地質学的研究，東北大地質学古生物学教室研報」第64号別冊(1967)
5) 奥津春夫「仙台平野の形成過程とその問題点」日本地質学会第76年学術大会（1969）
6) 桑原啓三「伊豆大島近海地震および宮城県沖地震について」土木研究所資料，第1529号（昭54）
7) 応用地質調査事務所「宮城県沖地震被害調査報告」（昭53）

第4編 地盤災害

岩崎敏男[2]* Toshio Iwasaki
常田賢一[7]* Kenichi Tokita
仲野公章[8]* Masaaki Nakano

目 次

1. 概 要……(1)
2. 地盤の液状化……(1)
〔1〕 地盤の液状化の概要……(1)
〔2〕 名取川（種次地区，閖上上地区）における地盤の耐震性調査……(18)
〔3〕 閖上大橋における地盤の耐震性調査……(25)
〔4〕 まとめ……(33)
3. 斜面崩壊地の地盤……(34)
〔1〕 斜面崩壊の概要……(34)
〔2〕 緑ケ丘三丁目の地盤調査……(35)
〔3〕 まとめ……(44)
参考文献……(48)

1. 概 要

地盤災害には，地震時における地盤強度の低下によりもたらされる各種の災害，すなわち，液状化，沈下，すべり，斜面崩壊等があげられる。ここでは，これらのうち，1978 年宮城県沖地震において著しかった砂質地盤の液状化及び斜面崩壊を中心として，これについて示すこととする。

地盤の液状化（流動化ともいう）に関しては，新潟地震（1964 年 6 月）以来，地盤の液状化が構造物に重大な被害をもたらすことが認識され[1),2)] 多くの研究が行われており，ある程度究明されつつある。しかしながら，地震発生の不確定性のために，実地震における液状化の被災経験はあるものの，実地震時の液状化に関する詳細な資料の蓄積は今だに少ないのが実情である。このような状況の中で発生した今回の宮城県沖地震では，宮城県内を中心として多数の地点で液状化が発生しており，液状化に関する資料が得られた。

当地震による地盤の液状化に関する調査としては，地震直後の初動調査とその後の詳細調査を実施した。初動調査では，液状化現象の発生地点，発生状況，構造物との被害の関連等の全般的かつ広範囲の状況把握を目的として資料の収集を行った[3),4)]。また，詳細調査では，初動調査で得られた資料の整理を行うと共に，初動調査で明らかとなった液状化に関する地盤の耐震性調査を行い，実現象との対応関係を検証した。ここで原位置における地盤調査，室内動的土質試験，動的応答解析等の地盤の耐震性調査を実施したのは，名取川河口付近の閖上大橋及び名取川河川堤防 2 箇所（種次地区，閖上上地区）である[5)~8)]。

ここでは，2.〔1〕で液状化の概要を紹介し，2.〔2〕及び 2.〔3〕でそれぞれ名取川河川堤防周辺地盤及び閖上大橋周辺地盤での詳細な調査結果を報告する。

また，斜面崩壊に関しては，今回の地震で特徴的かつ多大な被害をもたらしたものとして次の二つを指摘できる。一つは，高台を切盛りして造成された階段状住宅団地での盛土斜面の崩壊であり，他の一つは，一般にがけ崩れと言われる急傾斜地の崩壊である。これらの概要は，3.〔1〕で紹介する。

地震による斜面崩壊に関しては，最近いくつかの試み[9)]がなされ始められてはいるが，その機構等が解明されている部分は少なく，主に災害実態を整理している段階であり，現状では災害地の地盤調査結果等の基礎的な資料を蓄積して行くことも重要だと考えられている。したがって，ここでは，造成宅地の一つである仙台市緑ケ丘 3 丁目の地盤調査結果を 3.〔2〕で説明する。

また，地震による斜面崩壊においては，その機構等の解明と同等もしくはそれ以上に重要な問題として，復旧及び予防工法を含む対策法の問題が将来は重要視されると考えられるので，ここでは，将来の検討のための基礎資料とするために，急傾斜地の災害地での対策工の一例を 3.〔3〕のまとめの中で紹介する。

2. 地盤の液状化

〔1〕 地盤の液状化の概要

地震時に液状化する地盤に関して，昭和 46 年発刊の道路橋耐震設計指針[10)]では，「現地盤面から深さ 10 m より浅いところにある飽和砂質土層は，現位置における標

[2]* 振動研究室長（現耐震研究室長） [7]* 振動研究室研究員（北陸地方建設局高田工事事務所調査第 2 課長）
[8]* 急傾斜地崩壊研究室研究員

準貫入試験の N 値が 10 以下，均等係数が6以下かつ粒径加積曲線の D_{20} が 0.04～0.5 mm の区間にあるときに液状化するものとし，耐震計算上支持力を無視する土層として取扱う」と規定されている。同指針は新潟地震を契機として設けられたものであるが，その後の調査・研究に基づいて，より合理的な判定法が提案され，昭和55年現在では，道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編[1]として規定されるに至っている。これによると，「地下水位面が現地盤面から 10 m 以内の沖積層では，現地盤面から 20 m 以内の範囲において，平均粒径 D_{50} が 0.02 mm 以上 2.0 mm 以下である飽和砂質土層は，地震時に液状化の可能性があるため (2) 項によって液状化の判定を行うものとする」として，液状化の判定を行う必要のある地盤を定義して判定方法を規定している。

宮城県沖地震においても，これらの判定規準に該当すると思われる地盤において液状化が発生している。現在までに収集された液状化地点の概要を取りまとめたのが表—4・1 であるが，同表に示すように今回の地震で地盤の液状化が確認されたのは 30 地点である。また，図—4・1 は表—4・1 に記載した液状化地点の分布を示している。なお，図中の液状化地点番号は表—4・1 の番号に対応している。これらの液状化発生地点は，河川堤防，橋梁，港湾施設等の諸施設付近に集中しているが，地震直後の震害調査がこれらの土木構造物を対象として実施されているため，得られる情報が多くなる傾向にあると言えよう。実際には，これらの地点以外の場所においても液状化が発生していると思われるが，通常は液状化現象が普遍的なものでなく，液状化に関する特別の関心を持っているか，あるいは相当な被害を経験しなければ話題になりにくいといった性格があるため，詳細な液状化地点分布を得ることは困難である。

また，これらの液状化現象は地表面に噴出した砂により確認されたものであり，仮に地盤内で液状化していても地表面に出現しない場合，あるいは，出現したとしても規模が小さく物の陰になっているような場合には，液状化現象が認められないという性格を持つものであると言える。今回の地震でも，その発生が6月であったために農作物がそれ程成長しておらず，たとえば，名取川中村地区，江合川北和淵地区，旧北上川笠入地区のように，田畑での噴砂が比較的発見しやすかった箇所もある。

これらの液状化地点では，液状化の規模あるいは構造物への近接度等により被害の程度に差はあるが，橋梁，河川堤防，護岸等の構造物に被害の発生がみられている。しかし，新潟地震時と比較すると液状化規模が小さいため，構造物の被害も軽微であり，地盤の液状化が構造物被害の直接的な誘因となっているかどうかを即断するのは困難である。30 地点のうち，付近の構造物に比較的大きな被害の見られた地点としては，阿武隈川の阿武隈橋，同川の新浜水門，鳥の海の鳥屋崎地区，名取川の中村地区，同川の閖上上地区，同川の閖上大橋，鳴瀬川の木間塚橋があげられる。これらの被害地点に対して，噴砂が比較的広範囲に発生しているにもかかわらず，堤防被害が軽微であった江合川北和淵地区のような地点もある。

また図—4・1 には沖積堆積地盤の分布を併記しているが，液状化発生地点が沖積低地に集中しているのが分かる。このことは，地形あるいは地質と地盤液状化がある対応のあることを示唆するものであり，地形・地質と液状化発生に関する調査を実施することにより，液状化発生に関する有効な資料が得られるものと思われる。たとえば，今回の地震においても，名取川の中村地区あるいは江合川の北和淵地区では，旧河道上に噴砂が発生しており，微地形と液状化発生の良好な対応が示された。

また，今回の地震で注目すべき点は，名取川の中村地区での噴砂である。同地点では，同年2月の地震（M=6.7，東経 142 度 12 分，北緯 38 度 45 分：震央距離 ≒ 126 km）においても既に噴砂の発生が確認されており，6月の今回の地震（M=7.4，東経 142 度 13 分，北緯 38 度 4 分：震央距離 ≒ 109 km）で再度同一地点で液状化が発生したことになる。両地震の地震規模や震源を比較すると，今回の地震の方が同地点における地震動が大きかったものと推定される。

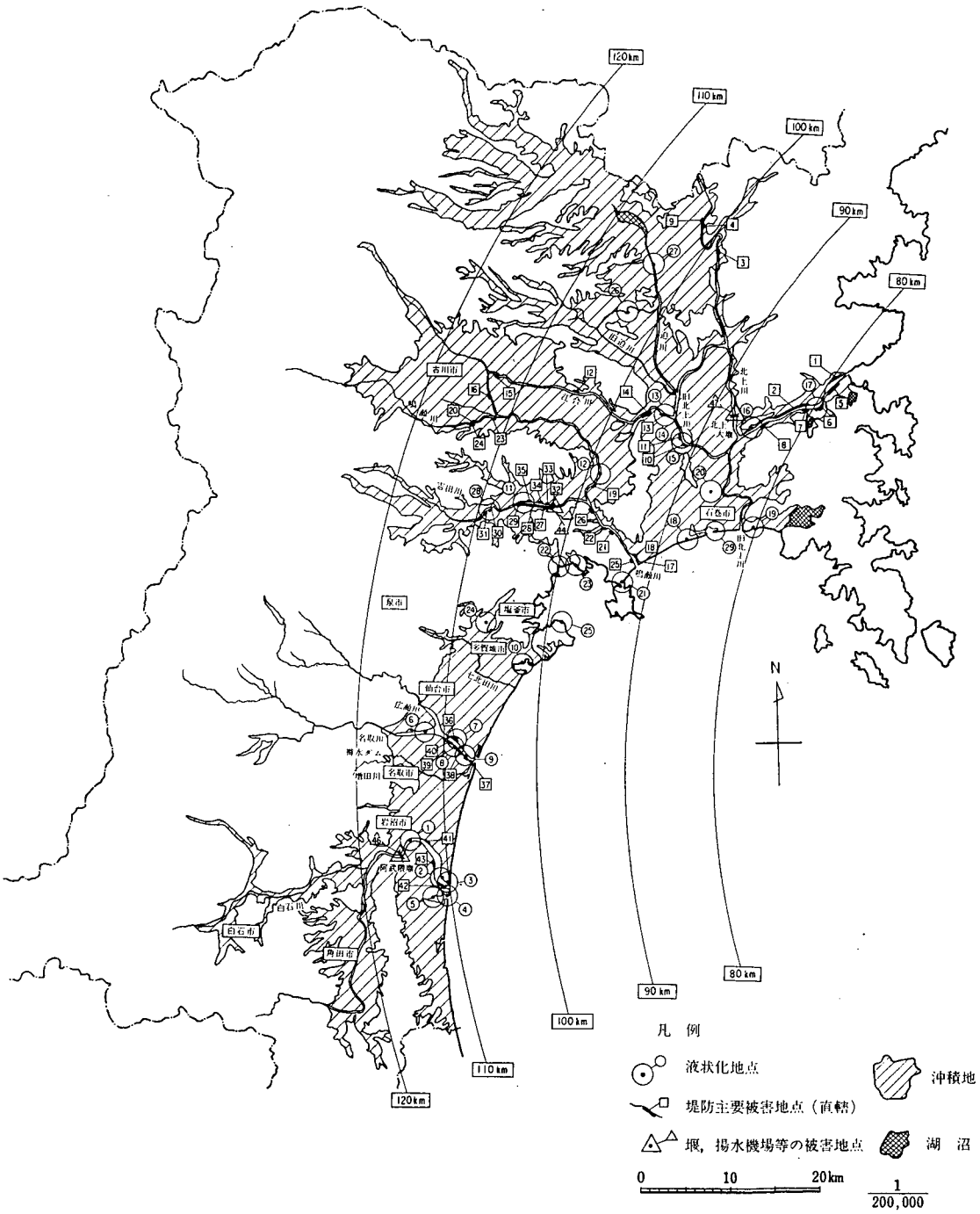
ある規模（マグニチュード）を持つ地震が発生した場合，液状化が発生するのはある震央距離の範囲内であることが歴代の地震から経験的に知られている。図—4・2 は明治以降の我が国での地震経験に基づいて得られている地震規模（M）と液状化の発生限界震央距離（R）との関係[2]を示したものである。表—4・1 からも明らかなように，今回の地震で液状化の発生している地点の震央距離 R は，最も近距離にある旧北上川河口の石巻漁港魚町地区及び北上川の釜谷地区の R=80 km から最も遠距離にある阿武隈川の阿武隈橋での R=114 km の範囲にある。これらの液状化震央距離は図—4・2 の斜線で示す範囲に位置し，液状化の限界震央距離と良好な一致を示していることが分かる。同図によれば，限界震央距離より震源に近い所では，液状化が発生すると考えてよいとされるが，今回の地震ではその震源が海域下にあり，限界震央距離より震源に近い領域が大部分海域であったため，液状化規模も小さく，その分布も海岸に近い地点に多く見られたものと思われる。

今回の地震で液状化が発生した地点については，表—4・1 にその概要を示したが，ここでは各地点に関して収集されている諸データを液状化地点ごとに取りまとめることにする。今までに収集された資料は，液状化状況写

表—4·1 液状化地点一覧表

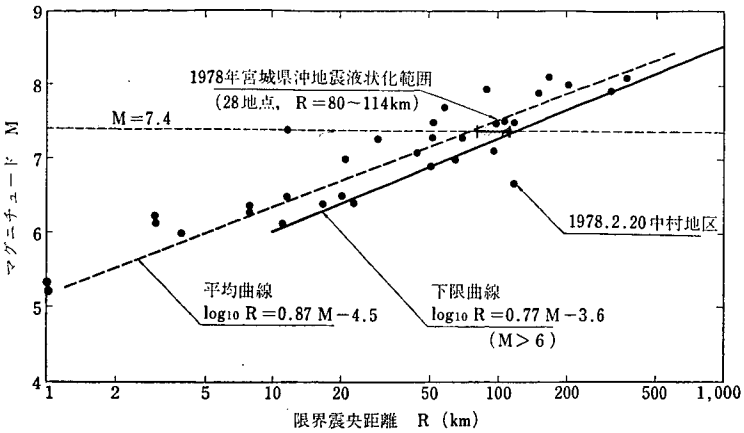
番号	河川名等	液状化地点	震央距離(km)	液状化概況	土木構造物等の被害	備考
1	阿武隈川	阿武隈橋(国道6号)	114	・右岸P_6(中州)周辺で噴砂[2](小)	・橋脚躯体にクラック(P_1～P_9) ・P_5～P_8は鉄筋露出，座屈 ・P_6の沓が2つに割れている	・右岸高水敷のコンクリート護岸下に亀裂 ・P_4，P_7の周辺地盤に亀裂
2	阿武隈川[2]	新浜水門(左岸，貞山運河取付部)	111	・堤外地側コンクリート張り護岸の法尻近くの護岸裏に噴砂(小)	・法肩と路面の段差，亀裂 ・堤外地側護岸法尻のはらみ出し ・堤内地側護岸法面のはらみ出し ・路面の亀裂	・水門には特に被害は見られない
3	阿武隈川	河口(左岸)	110	・堤防法尻付近で噴砂(小)	・堤防の亀裂，陥没 ・海岸堤防の継目部開口	
4	荒浜[3]	国民保養センター内(亘理町荒浜)	110	・グランドに亀裂，噴砂(小)		・消化槽の浮上(最大30cm)，噴砂 ・プール底面亀裂
5	鳥の海[3]	島屋崎地区(鳥の海周囲護岸)	112	・護岸堤防の堤内地側に噴砂(小)	・護岸堤防の陥没(最大1.5m) ・コンクリート矢板壁の傾斜	
6	名取川[2]	名取大橋(国道4号線(仙台バイパス))	112	・右岸のP_4の周囲に亀裂，噴砂(小)		
7	名取川	種次地区(河口より2.8km左岸)	109	・堤内地田地 4～5箇所(中) ・堤外地畑地 3～4箇所(中)	・堤防の陥没顕著(最大約1.5m) ・両法面の亀裂顕著(L=110 m)[1]	・旧河道上噴砂 ・1978.2.20の地震でも堤内地で噴砂
8	名取川	閖上上地区(河口より2.4km右岸)	109	・堤外地高水敷噴砂 ・新堤候沼周辺の噴砂	・堤防沈下(小)	・堤内地側の池が沈下により面積増加
9	名取川	閖上大橋(宮城県道22号線)	108	・右岸P_2～P_3の間の上流側の河[2]川敷に噴砂(中) ・橋脚周囲の地盤沈下(15 cm)	・橋脚の亀裂(P_1，P_3) ・取付道路の沈下 ・可動沓逸脱寸前	・下流100m程の中洲でも噴砂 ・左岸1.2km堤外地にも噴砂
10	仙台新港[2]		102	・桟橋舗装継目から噴砂(小)	・舗装一部沈下	
11	吉田川	山崎地区(鳴瀬川の河口から17km右岸)	106	・堤外地法尻に沿って噴砂(大)[3] ・堤内地にも噴砂(小)	・堤防沈下，亀裂顕著	
12	鳴瀬川[3]	木間塚橋(宮城県道32号線)	99	・右岸のP_3の上流側20m噴砂(小) ・低水敷の橋脚(P_3)に噴砂(小)	・P_3上の第2桁の沓座コンクリートの破損及び桁落ち(15 cm)	・全橋脚の周囲に隙間があり最大10 cm程度
13	江合川	北和淵地区(旧北上川合流点より0.8km右岸)	95	・堤内地{畑地 10数箇所，田地 数箇所 ・堤外地 草地 1～2箇所	・堤体の横断方向の亀裂 ・堤内地法尻の農道に亀裂(小)(L=50 m，B=7 cm，D=150 cm)[1]	・旧河道上噴砂
14	旧北上川	笈入地区(河口より19.9km右岸)	92	・堤内地{畑地 10数箇所，田地 数箇所 ・堤外地 畑地 1～2箇所	・堤内・外両側法面の法尻付近に亀裂 ・路面上堤内地側に亀裂(L=27m，B=5～8cm，D=10cm)[1]	
15	旧北上川	笈入地区(河口より19.2km右岸)	91	・堤内地 畑地 数箇所(小) ・堤外地 畑地 6～7箇所	・堤外地側の法尻付近に亀裂(L=59 m，段差 2 cm，B=3 cm，D=cm)[1]	
16	北上川	川前地区(河口より12.9km左岸)	85	・堤内地 噴砂 ・堤外地 噴砂	・堤防沈下(小)	
17	北上川	間垣(河口より4.2km右岸)	80	・堤内地流尻から隣接道路を横断して噴砂(小)	・坂路の段差，亀裂 ・裏小段坂路の亀裂	
18	石巻港[3]	大曲地区	87	・海岸護岸後背地に多数の噴砂	・コンクリート製海岸護岸の前傾	
19	旧北上川[5]	石巻漁港魚町地区	80	・全漁連石巻油槽所敷地周辺及び漁港の矢板岸壁の裏込めに噴砂	・矢板岸壁が海側に傾斜，エプロンが若干沈下	・全漁連石巻油槽所内部には被害が見られない
20	石巻市[3]	蛇田団地	86	・団地造成地に噴砂(小)		・旧河道上
21	洲崎浜[5]		93	・砂丘間低地に噴砂		
22	松島[3]	高城川河口左岸	100			・浄化槽浮上 ・ポンプ室沈下
23	松島[5]	手樽	98	・干拓堤防に噴砂		
24	利府町[3]	国鉄仙台車両基地車体検修所	107	・クレータ状噴砂(最大径70～80 cm) ・粗砂 ・地盤の沈下(10 cm程度)	・上部建屋に被害はない	・建屋の基礎はフーティングで盛土上に建設
25	七ケ浜町[4]	仙台火力発電所	102	・噴砂		
26	旧迫川[4]	米山町低落地区	104	・左岸堤外地に噴砂		・旧河道上
27	迫町[5]	迫町役場敷地	104	・噴砂		
28	吉田川	袋地区(河口より22.2km右岸)	109	・堤外地高水敷に噴砂	(L=100 m，B=20 cm，D=250 cm)[1]	
29	石巻港[7]	潮見埠頭	84	・埠頭舗装上に噴砂		
30	江合川	上谷地(左岸14.4～14.6km)	105	・堤外地噴砂	(L=140 m，B=30 cm，D=80 cm)	

(注記) 1) 北上川下流工事事務所の調査に基づく(L=被害延長，B=亀裂幅，D=亀裂深さ)。
2) (株)応用地質調査事務所の調査による。
3) 基礎地盤コンサルタンツ(株)の調査による。
4) 電力中央技術研究所の調査による。
5) 不動建設(株)の調査による。
6) パシフィックコンサルタンツ(株)の調査による。
7) 東北大学工学部西沢勝氏による。



図—4・1　河川関連施設の主要被害地点及び液状化地点（直轄関係）

真，液状化地点付近の地盤調査結果（例えば，地盤柱状図，物理特性試験結果，地形分類図等）が主体であるが，地点によっては資料が不充分なものも多いのが実情である。従って，本報告では，状況報告にとどめることを原則とし，液状化地点での構造物被害に関しても資料を添えるようにした。河川堤防及び橋梁の被害については，各々，「第6編河川堤防の被害」及び「第9編橋梁関係の被害」の各編を随意参照されたい。なお，液状化地点のうち，周辺構造物に被害の見られた名取川の種次地区，閖上上地区及び閖上大橋の3箇所においては，初動調査に引続いて地盤の耐震性に関する詳細な調査を実施した。その調査内容及び結果については，2.〔2〕「名取川（種次地区，閖上上地区）における地盤の耐震性調査」及び2.〔3〕「閖上大橋における地盤の耐震性調査」を参照されたい。



図—4.2　マグニチュードと液状化の限界震央距離の関係[2]

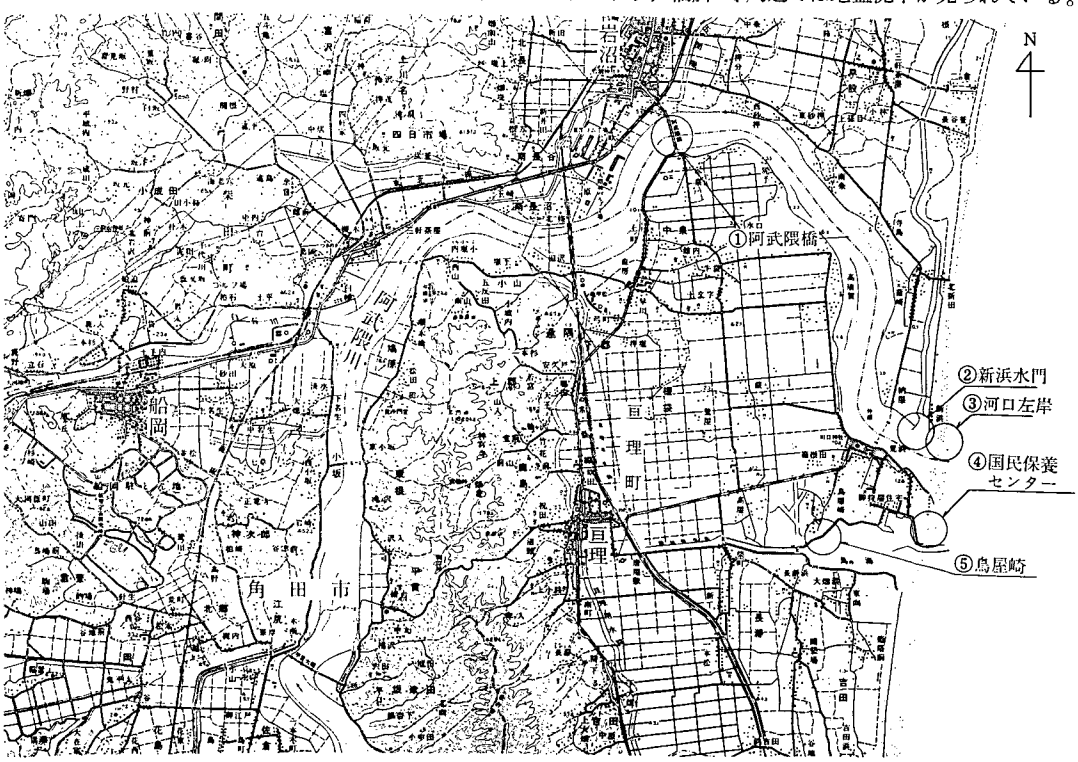
以下に河川流域を中心として各液状化発生地点の概要を示す。

（1） 阿武隈川流域

阿武隈川流域では，阿武隈橋，新浜水門，河口，荒浜及び鳥の海の5地点で液状化が報告されている。図—4.3にこれら液状化地点の位置を示す。

（i） 阿武隈橋（No. 1）

阿武隈橋では，右岸から6番目の橋脚（P_6）周辺の中洲で写真—4·1のような噴砂が報告されている[12]。同橋ではP_4及びP_7の周辺地盤に亀裂が確認されているが，P_6の噴砂も亀裂に伴うものと思われる。また，右岸P_2の高水敷と低水敷間のコンクリート張護岸尻の地表面には，亀裂が護岸に沿って上流側に走っているのが確認されており，橋脚P_4周辺では地盤沈下が見られている。



図—4·3　阿武隈川流域図（液状化位置分布）

同橋では，地震後に原位置地盤調査が実施されているが，橋脚 P_4～P_6 の付近の地盤柱状図を 図—4·4 に示す。同地点の地盤は柱状図からも明らかなように，表層の 5m 程度が N 値で 10～18 の粗砂であり，それ以深は比較的 N 値が高い砂層が続いているため，液状化が発生したのは表層の比較的浅い部分に限られるものと思われる。

（ii） 新浜水門[12] (No. 2)

新浜水門は阿武隈川左岸の貞山堀運河との取付部にあるが，堤外地側のコンクリート張り護岸の法尻近くで護岸が持ち上げられ（写真—4·2），護岸裏に噴砂が見られた。同地点では，護岸のはらみ出しを初めとして，法肩と路面との段差，亀裂あるいは路面の一部陥没・亀裂が見られている。しかし，水門自体には特に被害はなかった。

（iii） 阿武隈川河口[13] (No. 3)

阿武隈川河口の左岸では，堤防岸尻付近での噴砂，付近の堤防での亀裂・陥没及び海岸護岸の継目部の開口が見られている。

（iv） 荒　浜[13] (No. 4)

亘理町荒浜の国民保養センターでは，写真—4·3 のように浄化槽の浮上（最大 30cm）があり，その周辺に噴砂が見られている。また，グランドでも噴砂が見られた（写真—4·4）。また，同センター内のプールにおいては底面に亀裂が入り使用不能となった。

（v） 鳥の海[13] (No. 5)

阿武隈川右岸の河口付近に隣接する潟湖である鳥の海でも，周辺護岸に噴砂が見られている。また，鳥屋崎では護岸の陥没（最大 1.5m）及びコンクリート矢板壁の傾斜が起こり，堤内地側で小規模な噴砂が見られている。

（2） 名取川流域

名取川流域では，名取大橋，種次地区，閖上上地区及び閖上大橋の 4 地点で噴砂が確認されている。図—4·5 にこれらの液状化地点の分布を示す。

（i） 名取大橋 (No. 6)

国道 4 号の名取川に架かる名取大橋では，右岸の P_4 の周辺で亀裂に伴って噴砂が見られた[12]。

（ii） 種次地区 (No. 7)

名取川左岸 2.8 km 付近の種次地区中村築堤では，大規模な堤防の亀裂・沈下が発生し（第 6 編参照）地盤の液状化も起こっている。詳細は，2.〔2〕を参照されたい。

（iii） 閖上上地区 (No. 8)

中村地区のほぼ対岸に位置する名取川右岸 2.4 km 付近の閖上上地区では，新猿候沼周辺及び堤外地の高水敷において噴砂が見られている。詳細は，2.〔2〕を参照されたい。

（iv） 閖上大橋 (No. 9)

名取川の河口から 1.0 km 上流の県道 22 号の閖上大橋においても高水敷を中心に噴砂が見られた。詳細は，2.〔3〕を参照されたい。

（3） 鳴瀬川・吉田川流域

鳴瀬川及びその支流である吉田川流域では各々，木間塚橋及び山崎地区，袋地区の 3 地点において噴砂が見られている。図—4·6 に液状化地点を示す。

（i） 木間塚橋[12] (No. 12)

鳴瀬川河口から 14.2 km に位置する県道 32 号の木間塚橋においては，低水敷の橋脚 P_5 付近に小規模な噴砂が見られ，また，橋脚被害の大きかった P_3 の 20m 程上流でも噴砂が確認されている。

（ii） 山崎地区 (No. 11)

吉田川右岸の山崎地区では，堤防延長 5 km 程にわたり大規模な堤防の亀裂・沈下の被害があったが，地盤の液状化は，右岸 17 km（鳴瀬川河口から）付近の堤外地の噴砂が報告されている[13]。写真—4·5 はその様子を示すものである。堤防被災箇所の堤内地側は水田であったが，水田内には特に噴砂の跡は認められなかった。ただ，法尻付近は排水路復旧のため既に工事が実施されており初動調査の段階においても噴砂は確認できなかった。

図—4·7 は，地震直後に北上川下流工事事務所が実施した地盤調査[14]の実施位置図であり，図—4·8 は噴砂地点に近い地点での地盤柱状図例である。

（iii） 袋地区 (No. 23)

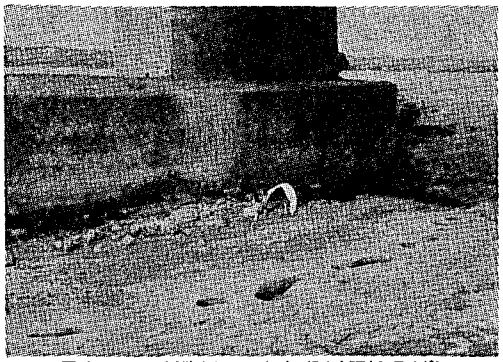
吉田川の右岸 22.2 km（鳴瀬川河口より）の袋地区では，堤外地高水敷の草地に亀裂に伴う水規模な噴砂が見られた。なお，当該地点では付近の堤防に亀裂が発生している。

（4） 旧北上川流域

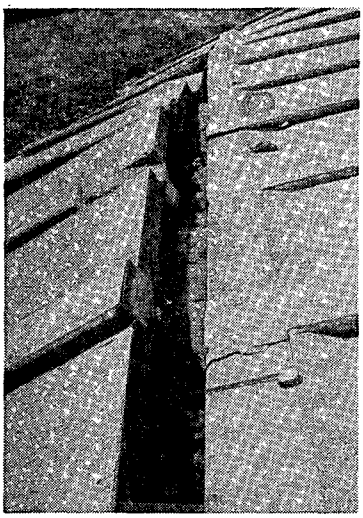
旧北上川流域では，その支流である迫川の米山町砥落と迫町，同じく支流である江合川の北和淵地区，上谷地，旧北上川沿いの笈入地区 19.2 km 地点と 19.9 km 地点，河口付近の大曲地区と石巻漁港魚町地区，石巻港潮見埠頭及び石巻市内の蛇田団地の10地点で噴砂が確認されている。図—4·9 にこれらの液状化地点の位置を示す。

（i） 北和淵地区 (No. 13)

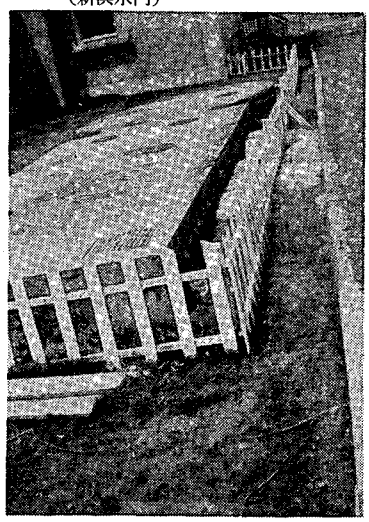
北和淵地区では，旧北上川の合流点から約 0.8 km 上流の江合川右岸で広範囲な噴砂が見られた[15]。図—4·10 は当該地点での噴砂の分布状況を示したものである。写真—4·6，4·7 は噴砂の模様を示したものであり，写真—4·6 は噴砂の全景を示し，また写真—4·7 は堤内地での状況例である。同地点は，図—4·10 に示すように旧河道上に沿って噴砂が分布しているのが明確に分かる。しかしながら，堤体には顕著な被害はなく，若干の亀裂が入った程度に止まっている。また，図—4·11 は初動



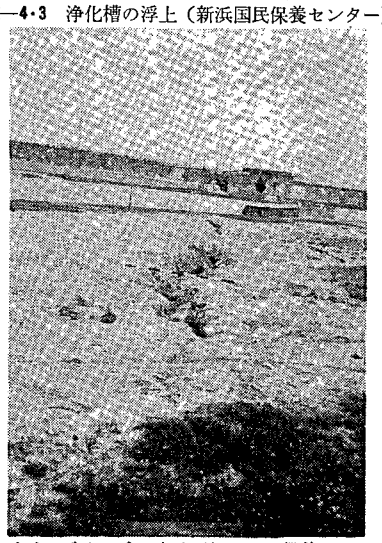
写真—4・1 橋脚周辺の噴砂（阿武隈橋 P_6）[12]



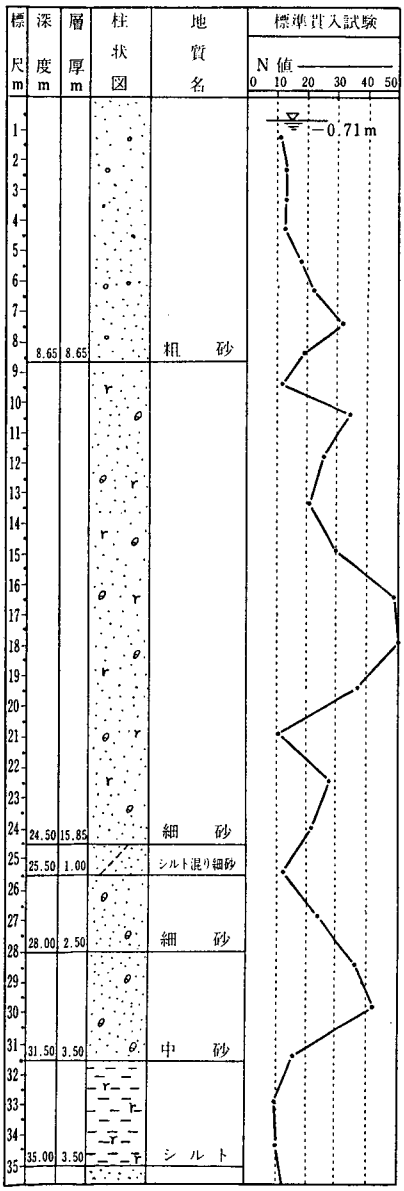
写真—4.2 はらみ出したコンクリート護岸裏の噴砂（新浜水門）[12]



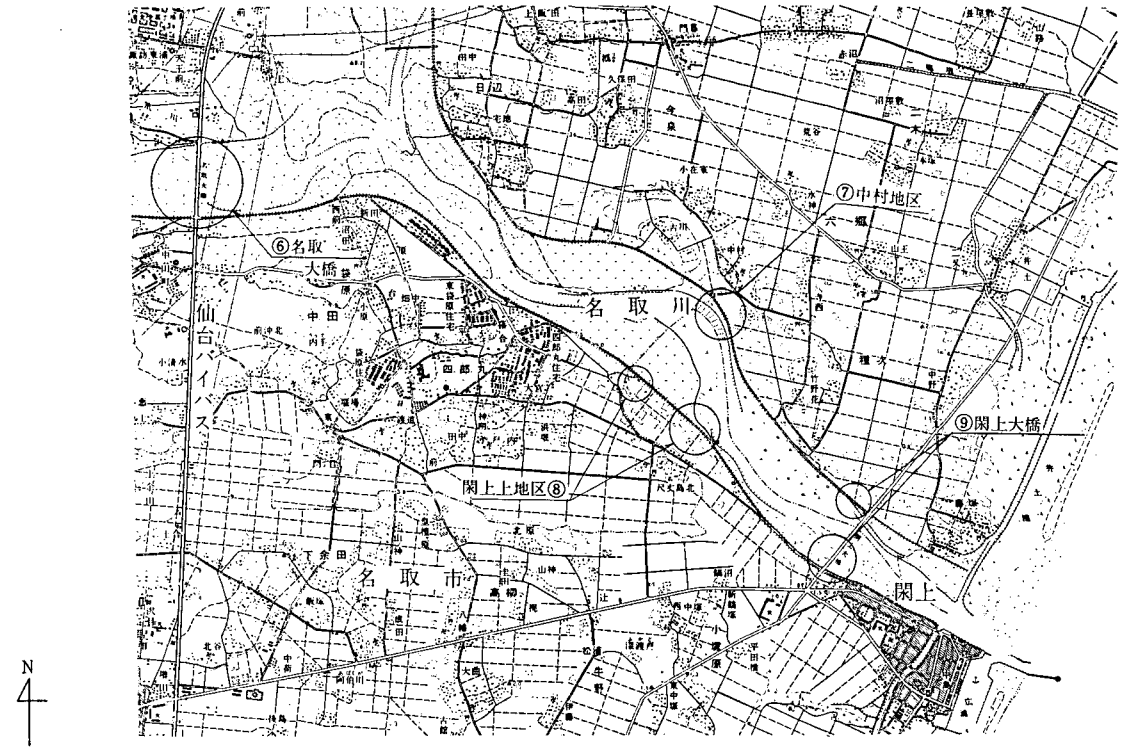
写真—4・3 浄化槽の浮上（新浜国民保養センター）[18]



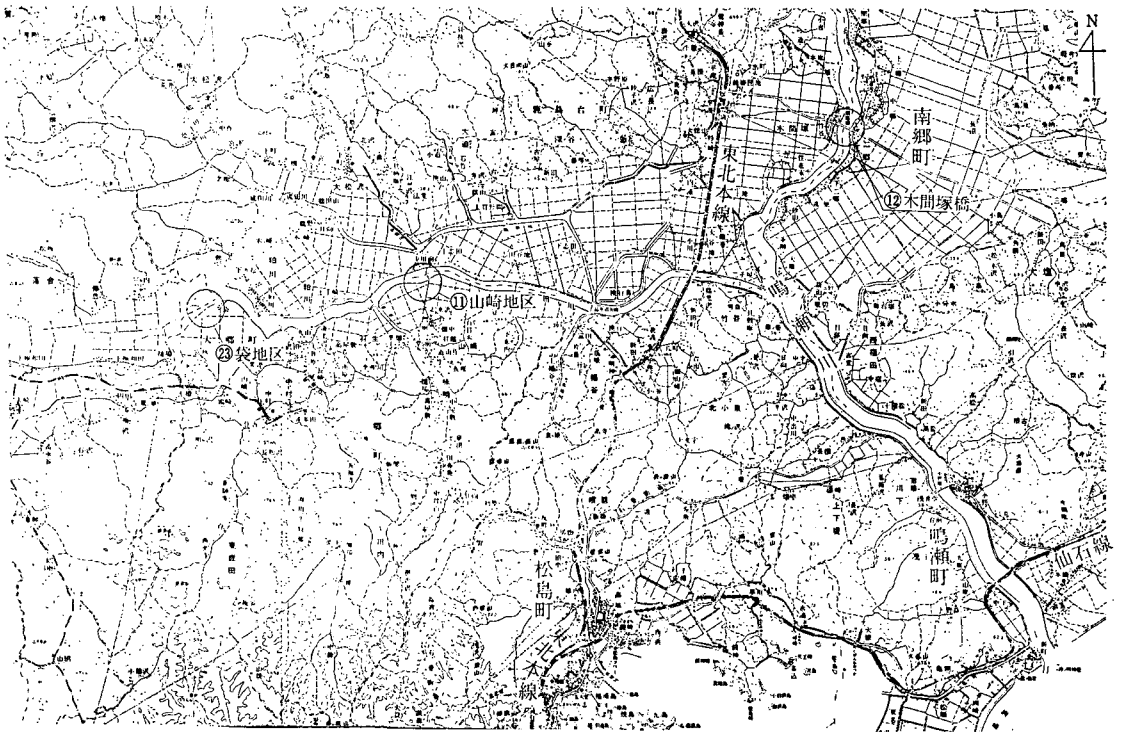
写真—4・4 グランドの噴砂（新浜国民保養センター）[18]



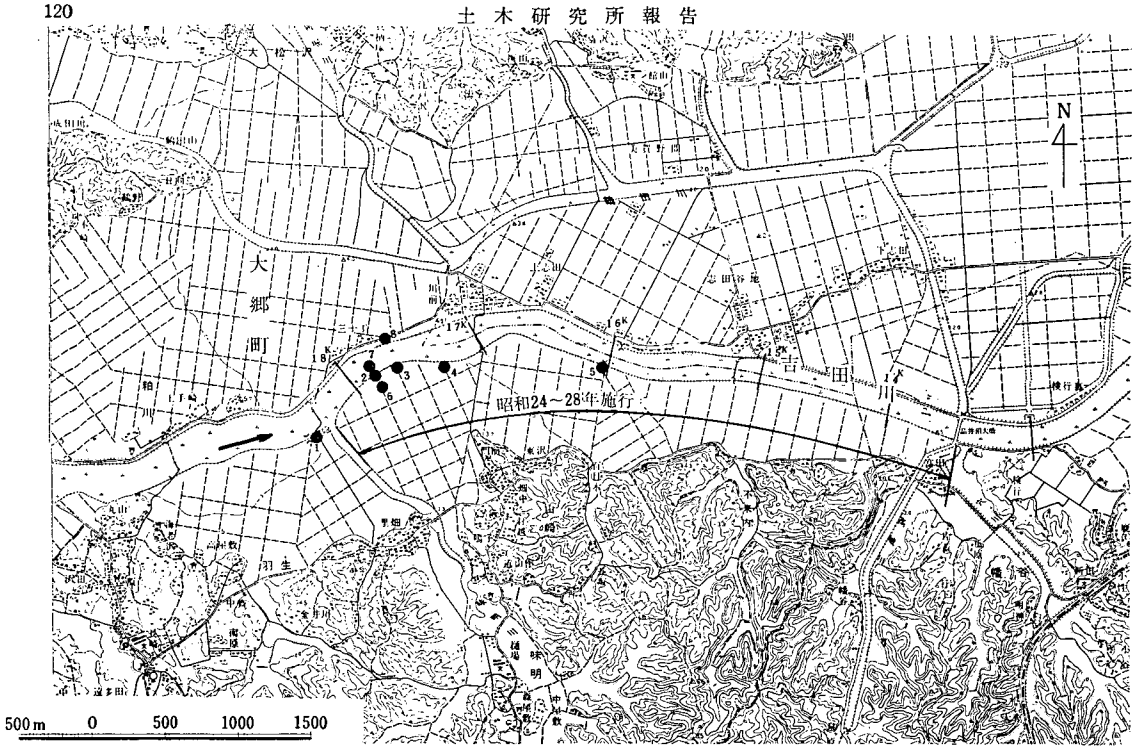
図—4・4 地盤柱状図［阿武隈橋 B-3］[22]



図—4.5　名取川流域図（液状化位置分布）



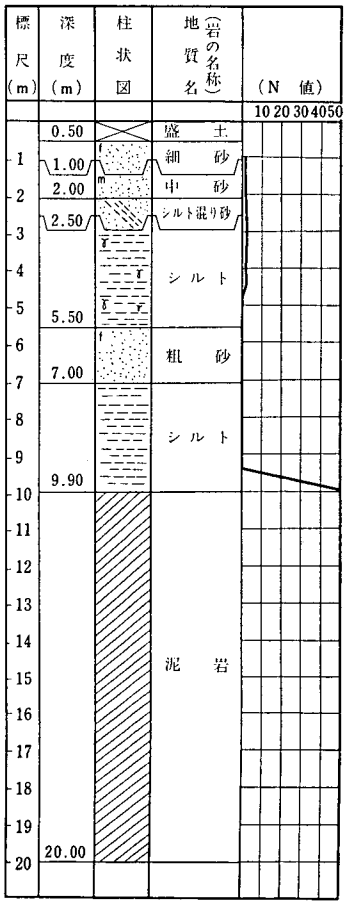
図—4.6　鳴瀬川・吉田川流域図（液状化位置分布）



図—4・7 機械ボーリング位置図（吉田川山崎地区）[14]



写真—4・5 噴砂例（吉田川堤外地山崎地区）[18]



図—4・8 吉田川地盤柱状（Br. No. 4）



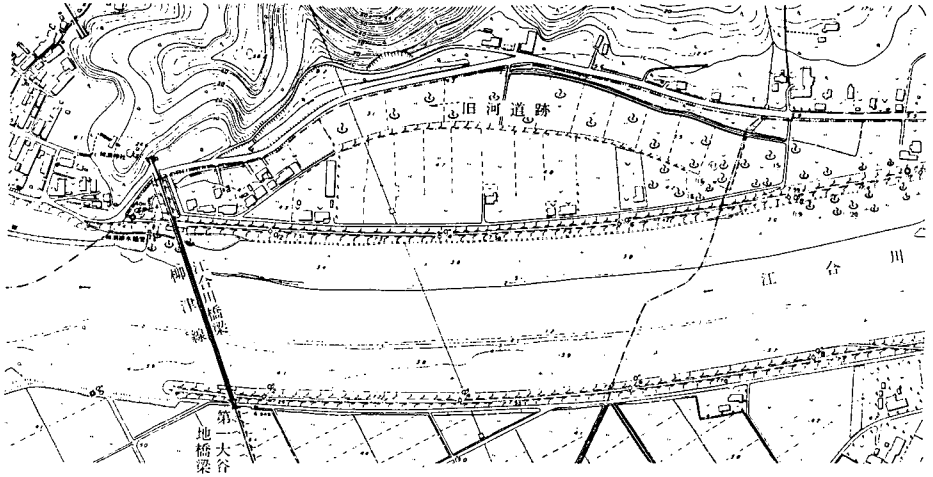
写真—4・6　噴砂全景（江合川右岸堤内地北和淵地区）



写真—4・7　噴砂例（北和淵江合川右岸堤内地）

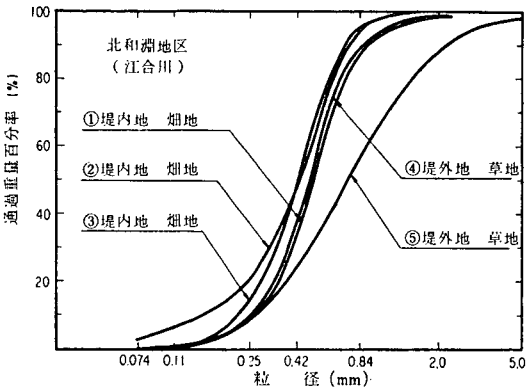


図—4・9　旧北上川流域図（液状化位置分布）



図—4・10　液状化分布概要図（江合川右岸北和淵地区）[15]

	試料名	D_{50}(mm)	D_{60}(mm)	D_{10}(mm)	U_c	G_s	e_{max}	e_{min}
①	EAI−1	0.500	0.553	0.256	2.16	2617	1.066	0.746
②	EAI−2	0.430	0.486	0.148	3.28	2638	1.071	0.705
③	EAI−3	0.422	0.467	0.220	2.12	2642	1.060	0.736
④	EAI−4	0.480	0.532	0.253	2.10	2648	0.952	0.673
⑤	EAI−5	0.725	0.890	0.268	3.32	2575	1.109	0.789



図—4·11 噴砂の粒度分布図（江合川右岸北和淵地区）

調査の際に採取した噴出砂の粒度分析結果である。堤外地の ⑤ の試料には，粒径の大きな軽石が含まれていたため粒度も大きくなっているが，他の試料については，平均粒径がほぼ 0.42～0.50(mm) の比較的粒径のそろった砂質土である。

（ii） 笈入地区（No. 14 及び No. 15）

旧北上川右岸の笈入地区では，数百 m 隔てた2地点で噴砂が見られた。写真—4·8 は No. 14 地点の噴砂状況を示すものである。No. 14 地点では，堤内地に数多くの小規模な噴砂が見られ，堤内・外両法面の法尻付近に亀裂が見られた。また，No. 15 地点でも堤外地で小



写真—4·8 噴砂例（笈入地区：旧北上川 19.9 km 地点堤内地）

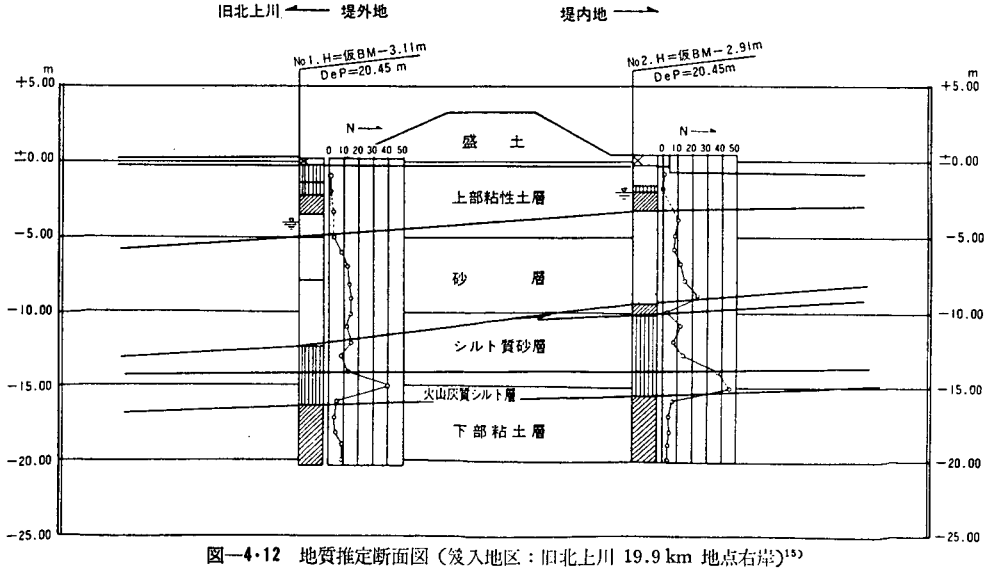
規模な噴砂が多く見られているが，路面の若干の沈下程度で特に顕著な被害はない。No. 14 地点では，地震直後に北上川下流工事事務所により，堤内・外両法尻付近でボーリング地盤調査が実施されている。図—4·12 はボーリング結果であり，図—4·13 は物理特性試験結果である。また，図—4·14 は土木研究所の初動調査で採取した噴砂の粒度分析結果である。

（iii） 大曲地区[13]（No. 18）

石巻港の西側で海岸に沿った石巻市大曲地区では，海岸護岸の後背地で多数の噴砂が報告されている。写真—4·9 は噴砂例であるが，付近の海岸護岸が前傾し継目に隙間が生じている。

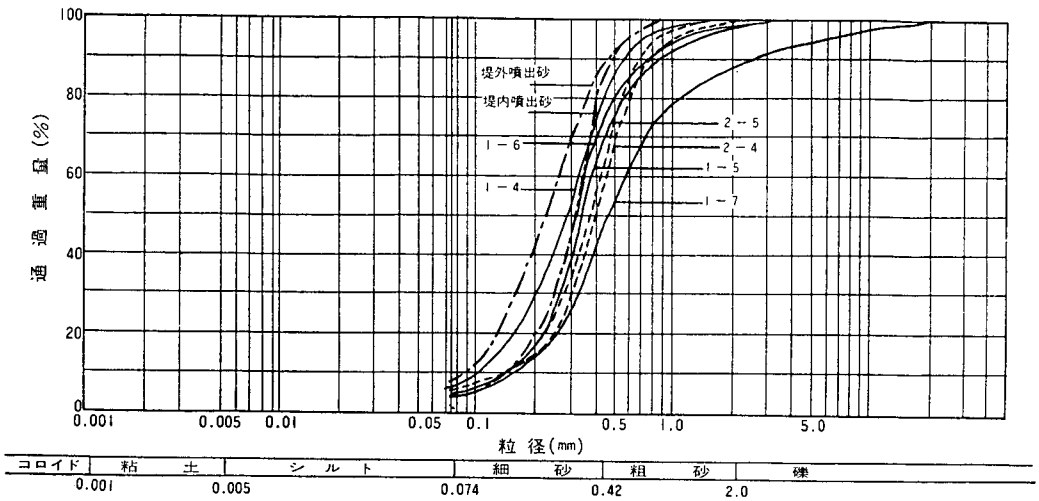
（iv） 魚町地区[16]（No. 19）

旧北上川河口の右岸に隣接し，海岸に沿った石巻市魚町地区では，全漁連石巻油槽所敷地周辺及び石巻漁港の矢板岸壁で噴砂が報告されている。写真—4.10 は全漁連石巻油槽所周辺の噴砂の模様であるが，建設時に地盤改良を施した油槽所敷地内では特に変状は無かったと報



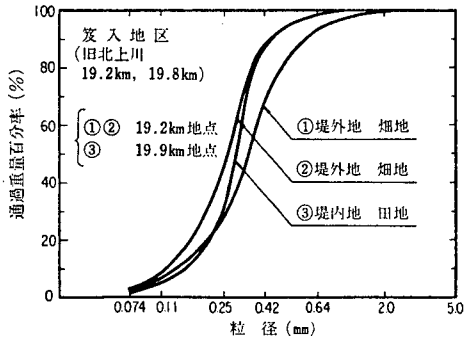
図—4·12 地質推定断面図（笈入地区：旧北上川 19.9 km 地点右岸）[15]

ボーリング＼深度	4	5	6	7
No. 1	6.15 m ~6.45	7.15 m ~7.45	9.15 m ~9.45	12.15 m ~12.45
No. 2	5.15 m ~5.45	7.15 m ~7.45		

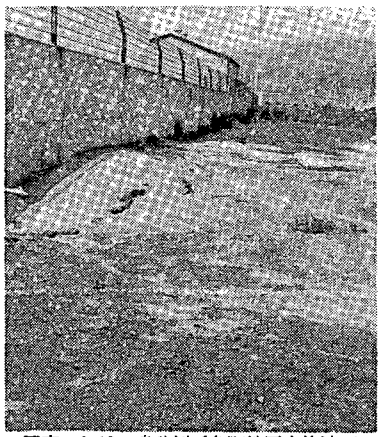


図—4·13　地盤調査結果及び噴砂の粒度分布（笈入地区：旧北上川 19.9 km 地点）[15]

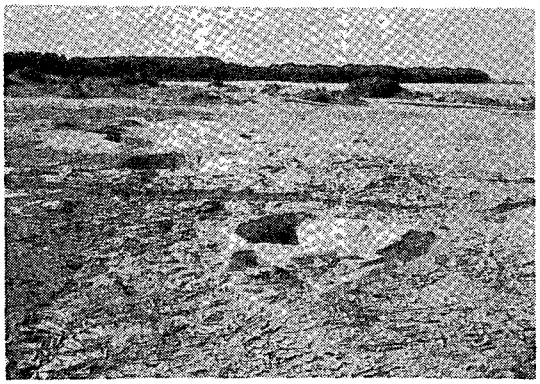
	試料名	D_{50} (mm)	D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	Uc	Gs	e_{max}	e_{min}
①	KI−1−1	0.345	0.385	0.135	2.85	2.530	1.107	0.743
②	KI−1−2	0.263	0.290	0.120	2.42	2.579	1.166	0.773
③	KI−2−1	0.292	0.313	0.154	2.03	2.556	1.198	0.766



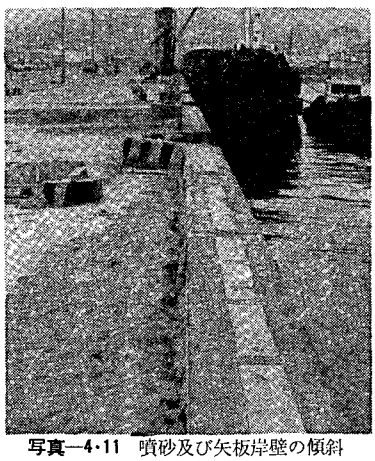
図—4·14　噴砂の粒度分布（笈入地区：旧北上川 19.9 km 及び 19.2 km 地点）



写真—4·10　噴砂例（魚町地区全漁連石巻油槽所敷地周辺）[16]



写真—4·9　噴砂例（大曲地区海岸護岸の後背地）[18]



写真—4·11　噴砂及び矢板岸壁の傾斜（魚町地区石巻漁港）

告されている。また，写真—4·11 は石巻漁港の岸壁での噴砂である。

（v） 潮見埠頭[13]（No. 29）

石巻港の潮見埠頭においても噴砂が報告されている。図—4·15 は，宮城県港湾課石巻港湾事務所が当該地点付近で実施（昭和 43 年）した地盤調査結果である。

（vi） 砥落地区[17]（No. 26）

米山町砥落地区の旧迫川左岸の堤外地で噴砂が報告されているが，当地点は，旧河道上にあることが特徴的である。

（vii） その他（No. 20, No. 27 及び No. 30）

旧北上川流域では以上の地点以外に，石巻市蛇田団地[13]，迫町町役場[17]及び江合川上谷地の 3 地点で噴砂が報告されている。いずれも小規模なものであるが，蛇田団地は旧河道に隣接する氾濫平野に造成された団地である。

（5） 北上川流域

北上川では，間垣地区及び川前地区の地点で噴砂が確認されている。

（i） 間垣地区（No. 17）

北上川の右岸 4.2 km 付近の堤内地では，写真—4·12 のように堤内地の法尻から道路を横断する亀裂に沿って噴砂が見られた。当地点では，写真のように坂路の段差・亀裂が生じているが比較的小規模である。図—4·16 は噴砂位置を示し，また図—4·17 は付近の地盤柱状図である[15]。

（ii） 川前地区（No. 16）

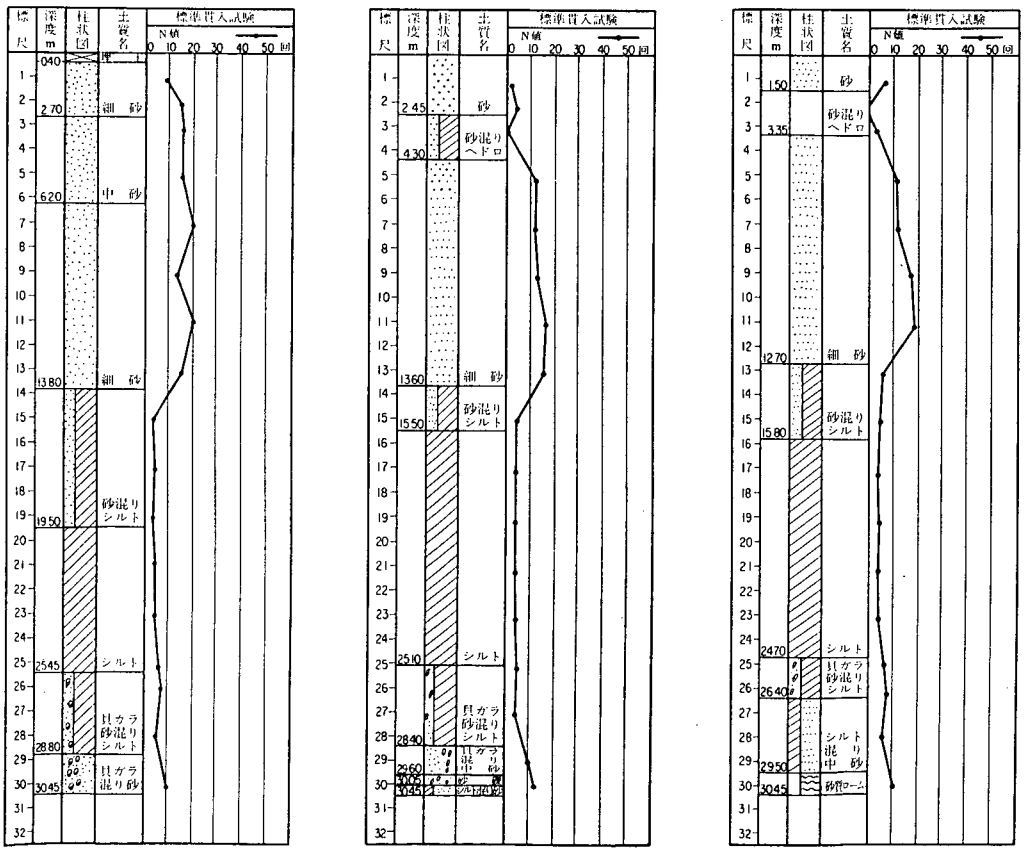
北上川の左岸 12.9 km 付近の川前地区では，堤内・外両地で噴砂が見られた。図—4·18 は噴砂の位置を示す。

（6） その他の地域

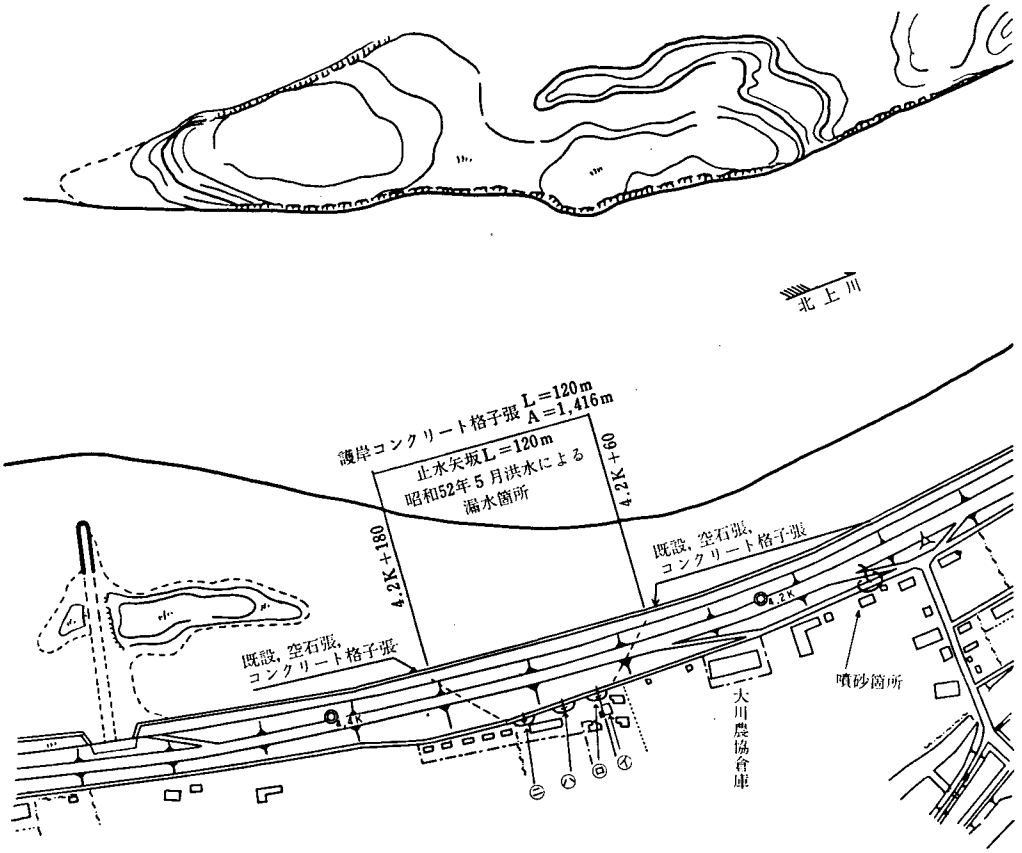
阿武隈川，名取川，鳴瀬川，旧北上川及び新北上川の各流域以外の地点においては，仙台新港（No. 10），仙台火力発電所（No. 25），松島高城川（No. 22），同手樽（No. 23），洲崎浜（No. 21）及び利府町（No. 24）の 6 地点で噴砂が報告されている。

（i） 仙台新港[12]（No. 10）

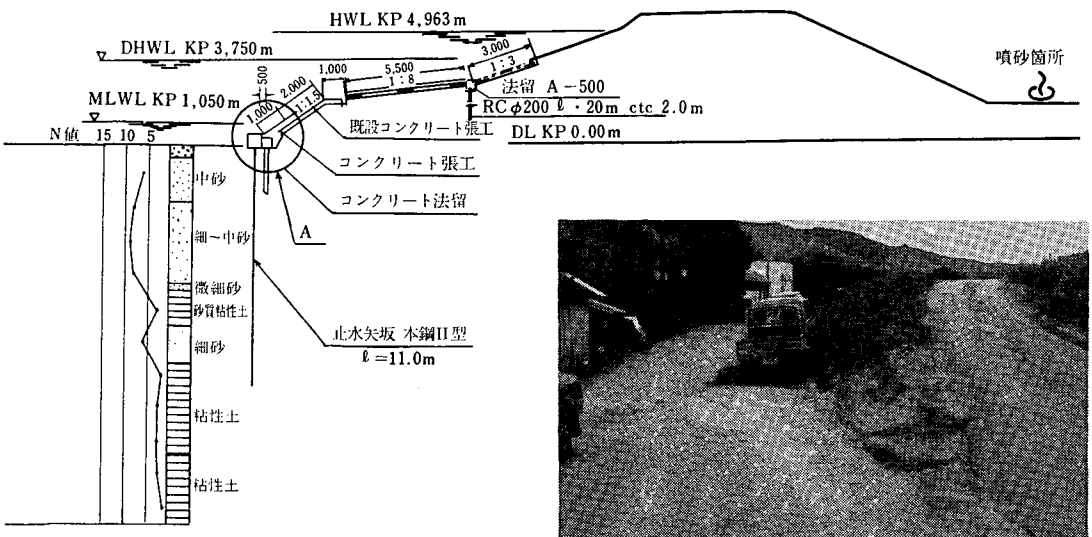
砂押川河口の砂丘部を開削して建設された仙台新港では，写真—4.13 のように桟橋舗装の継目から噴砂し，舗装が陥没した。



図—4·15 液状化地点付近の地盤柱状図（石巻港潮見埠頭）—宮城県石巻港湾事務所による—



図—4・16　噴砂箇所位置図（間垣地区：北上川 4.2 km 地点右岸）[15]



図—4・17　標準堤防断面図及び地盤柱状図（間垣地区）[15]

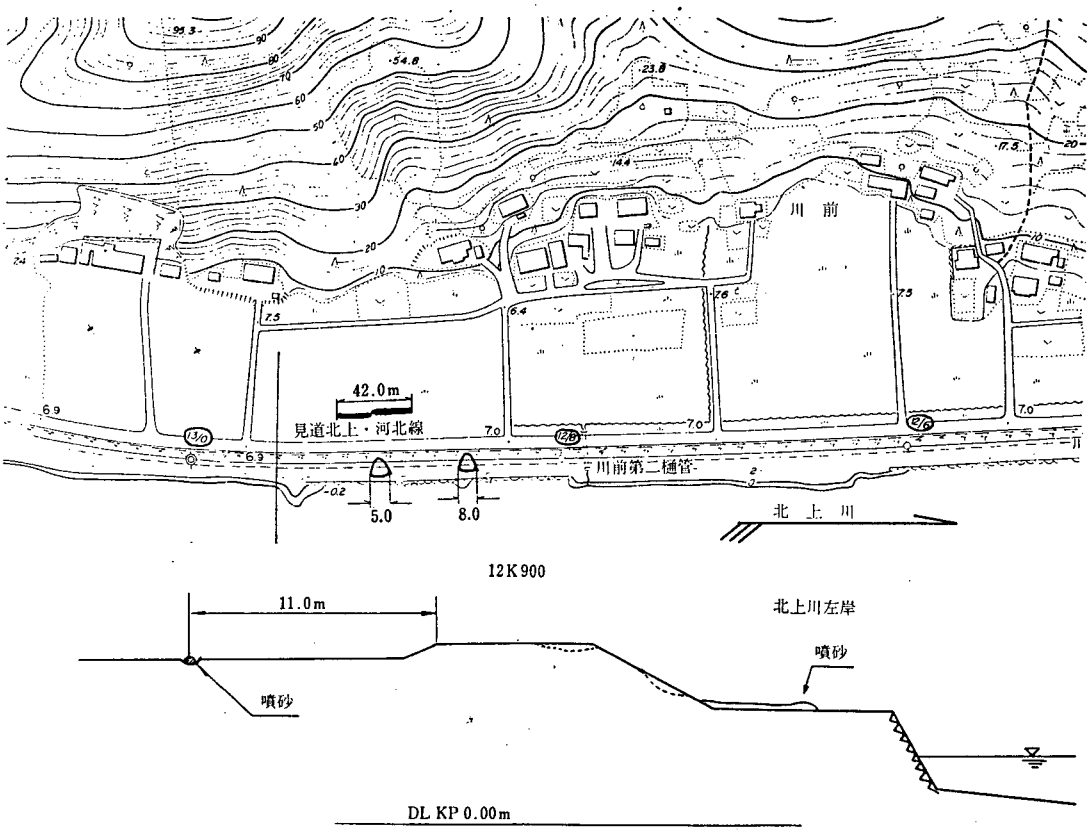
写真—4・12　噴砂例（間垣地区：北上川 4.2 km 地点右岸）

(ii) 利府町[13] (No. 24)

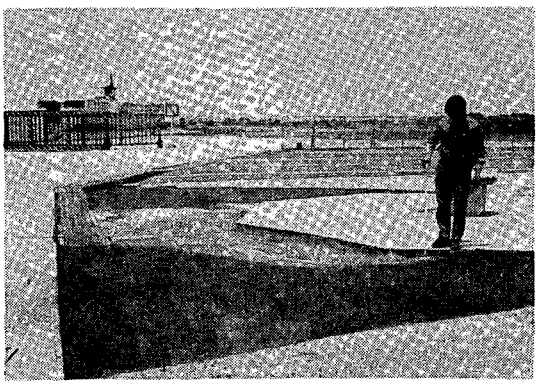
利府町に建設中の国鉄仙台車両基地車体検修所では，建屋の基礎盛土においてクレータ状噴砂（最大径 70～80 cm）及び地盤の沈下（10 cm 程度）が報告されている。

以上，表—4·1 の液状化地点に関して概要を報告したが，液状化の発生地点が地形条件に影響されていると考えられる箇所が多い。これに関しては従来から経験的に指摘されていることであり，今回の地震における液状化地点と微地形分類に基づく地形状件との関係を図—4.19 に示す。同図から，今回の地震で確認されている液状化地点の多くは，現河道，埋立地及び氾濫平野に属することが分かる。

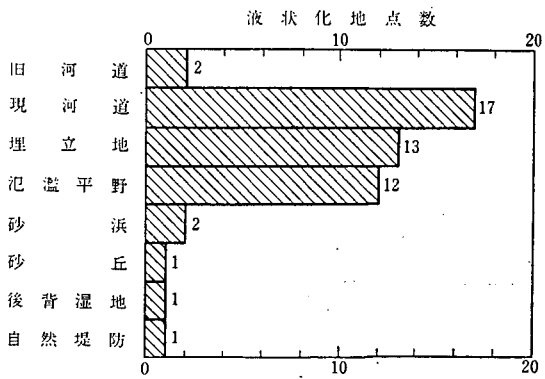
なお，表—4.2 に示す 19 箇所については，地盤条件（土質柱状，N 値等）に関する資料が得られているが，それを図—4.20(A)～(G) に示す。表—4.2 における推定最大加速度は，当地震において観測された強震記録の



図—4·18 噴砂箇所位置図（川前地区：北上川 12.9 km 地点左岸）[13]



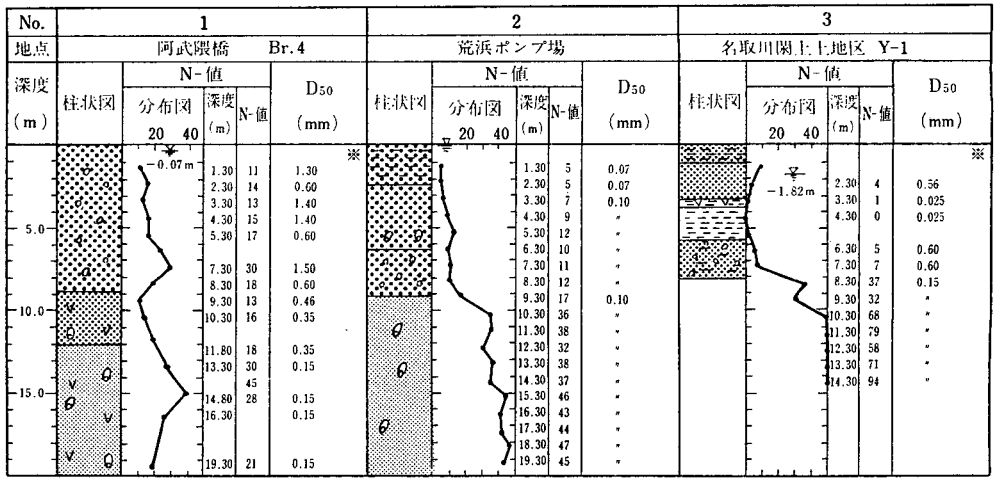
写真—4·13 桟橋舗装での噴砂（仙台新港）[12]



図—4·19 液状化地点の微地形及び表—4·2 による区分

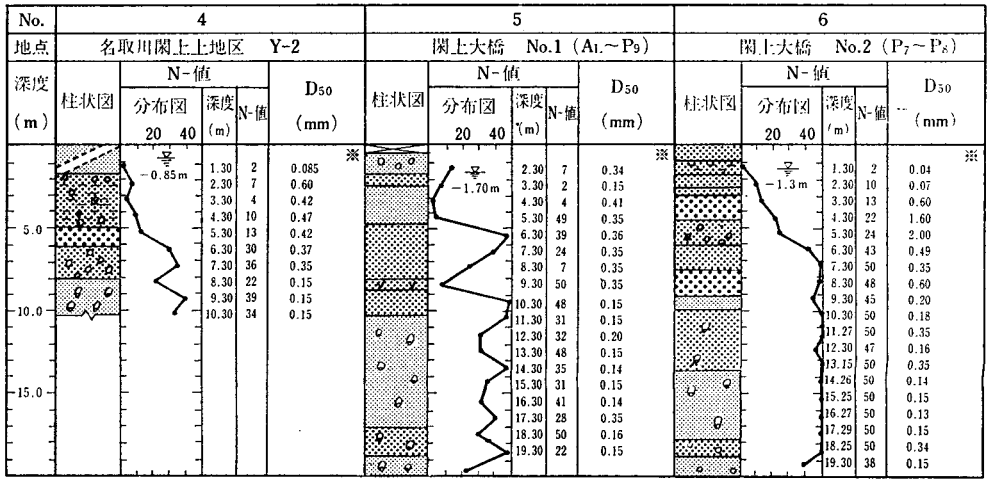
表—4・2　震央距離及び推定最大加速度

	地　点　名	震央距離 (km)	推定最大加速度 (gal)
1	阿武隈橋　B_r 4	115	175
2	荒浜ポンプ場	110	180
3	名取川閖上上地区　Y-1	109	180
4	〃　Y-2	109	108
5	閖上大橋　No. 1 (A_L～P_9)	108	185
6	〃　No. 2 (P_7～P_8)	108	185
7	〃　No. 3 (P_5)	108	108
8	吉田川右岸　15.9 km	106	190
9	笈入地区　19.9 km　No. 1	92	210
10	〃　No. 2	92	210
11	石巻漁港　改良前 1	80	230
12	〃　改良前 2	80	230
13	利府町（操作場）No. 12	107	185
14	潮見埠頭　No. 1	85	225
15	〃　No. 2	85	225
16	〃　No. 3	85	225
17	種次地区　N-4	109	180
18	〃　N-5	109	180
19	北和淵地区　W-2	95	215



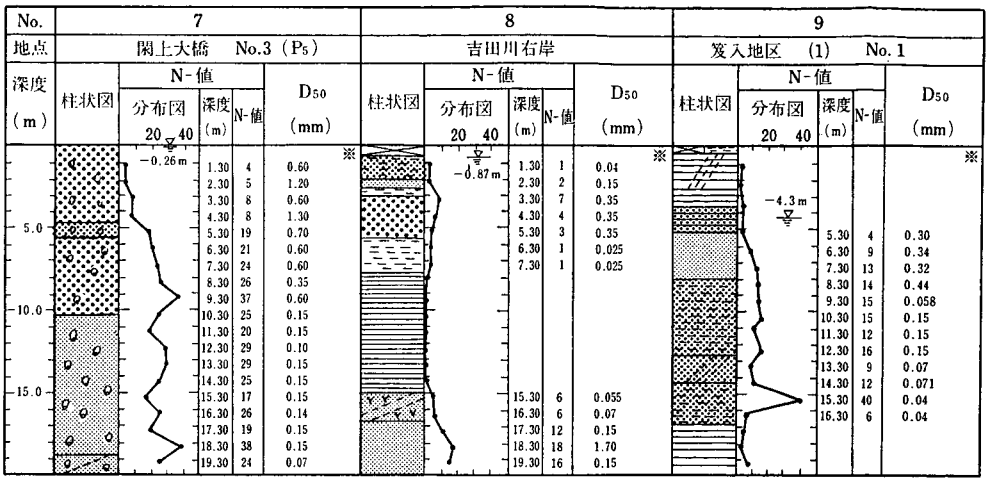
Ds：20～30 cm（写真判定による。）　Ds：皆無（写真判定による。）　Ds：25 cm（堤防法尻）

図—4・20（A）　土質柱状図（No. 1～3）



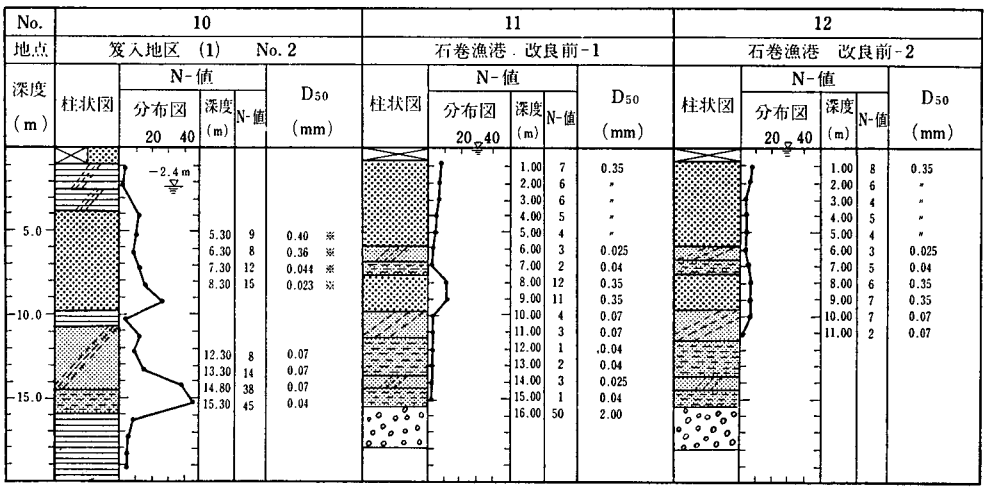
Ds：皆無（現地目視）　Ds：10～20 cm　Ds：10～20 cm

図—4・20（B）　土質柱状図（No. 4～6）



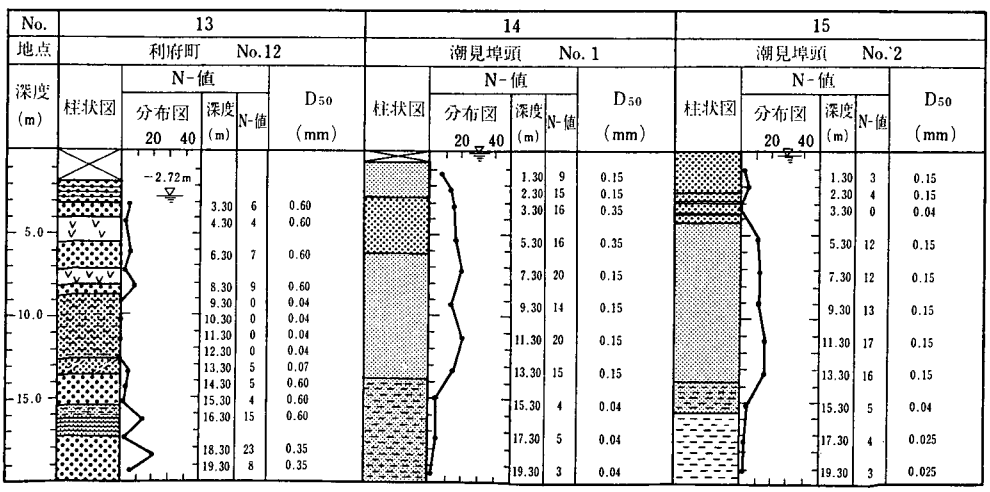
Ds：10～20cm（推定） Ds：不 明 Ds：皆無（現地目視）

図—4·20（C） 土質柱状図（No. 7～9）



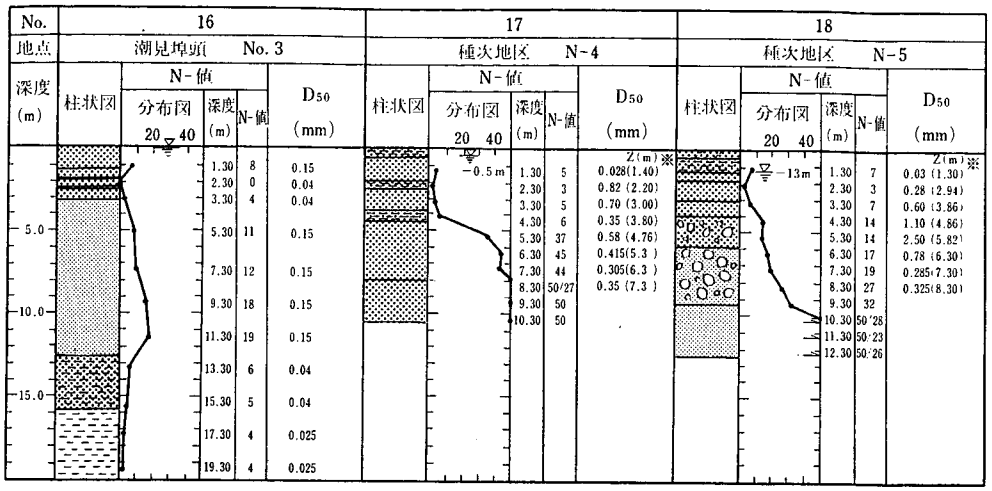
Ds：皆無（現地目視） Ds：不 明 Ds：不 明

図—4·20（D） 土質柱状図（No. 10～12）



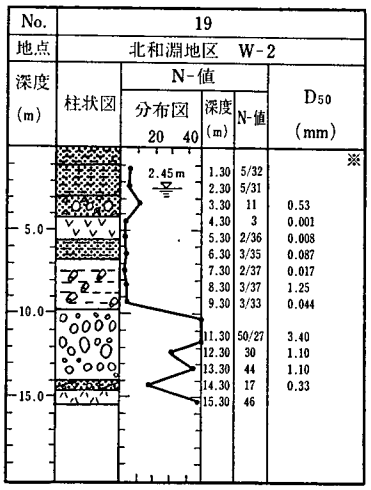
Ds：10cm Ds：皆無（写真判定） Ds：皆無（写真判定）

図—4·20（E） 土質柱状図（No. 13～15）



Ds：皆無（写真判定）　Ds：不　明　Ds：不　明

図—4·20（F） 土質柱状図（No. 16～18）



Ds　皆無（現地目視）

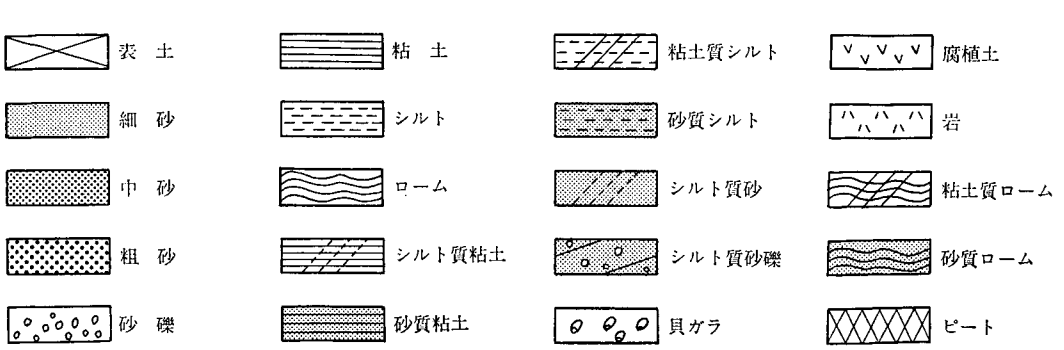
結果に基づいた。

〔2〕 名取川（種次地区，閖上上地区）における地盤の耐震性調査

（1） 調査地点概要

宮城県沖地震で地盤の液状化が発生すると共に周辺構造物に被害のあった名取川の種次地区及び閖上上地区の堤防付近において，地盤の耐震性に関する詳細な調査を実施した。両調査地点の位置図を図—4·5 に示す。

種次地区は名取川の河口より約 2.8 km 上流の左岸に位置するが，同地点では堤防の堤内地及び堤外地において噴砂が見られ，近傍の堤体の約 110 m にわたり陥没・

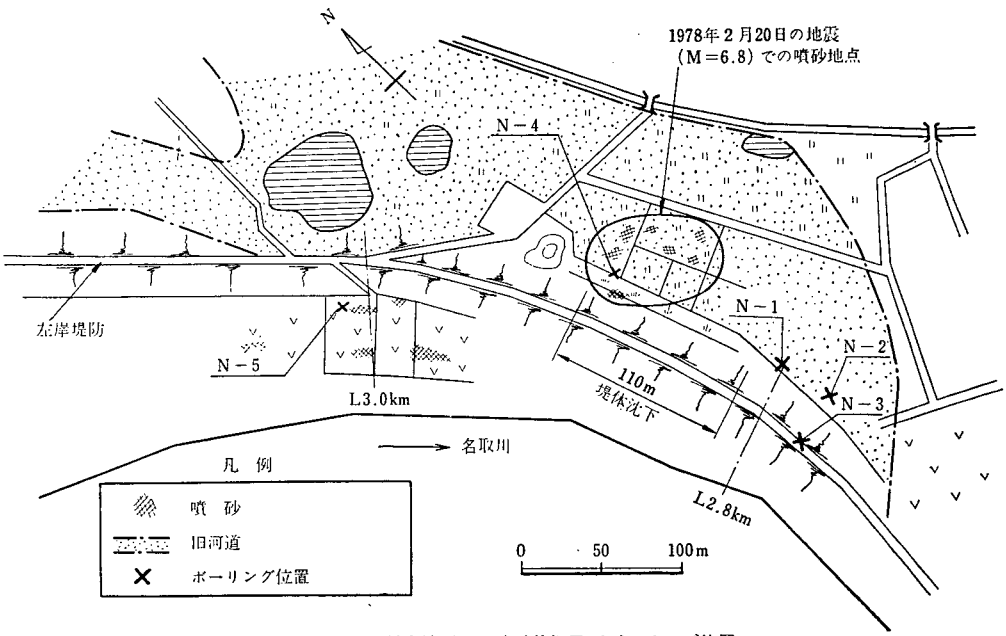


（注）※ D_{50}：実測値
Ds：地表面沈下量

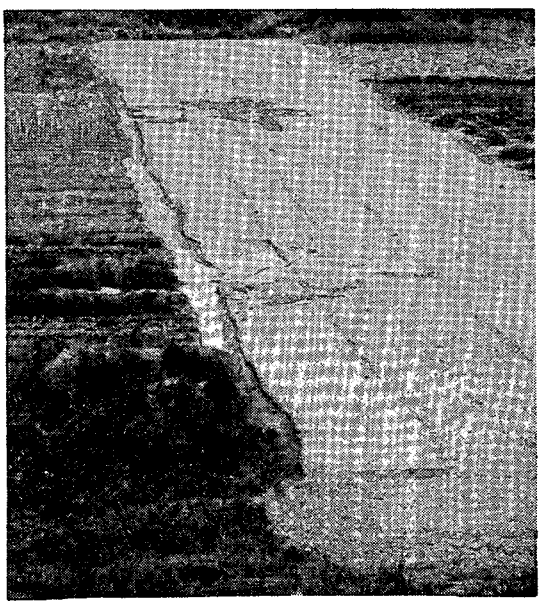
図—4·20（G） 土質柱状図（No. 19）及び土質凡例

亀裂が発生した。図—4·21 は噴砂の分布を示し，写真—4·14 及び写真—4·15 は，各々，堤内地及び堤外地での噴砂状況例である。図—4.22 は同地点の堤防の被害状況の平面図であるが，法面上の堤防法線方向の亀裂が顕著である（写真—4·16 参照）。また，図—4·23 は堤防天端の法線方向の沈下量分布の測量結果であり，最大で約 1.2 m の沈下となっている。さらに，図—4·24 は代表的な堤防横断図を示す。同地点では同年の 2 月の地震（M=6.8）でも図—4·25 に示すように，6 月の地震とほぼ同一地点で噴砂が発生している[18]。

閖上上地区は名取川の河口より約 2.4 km 上流の右岸に位置し，種次地区のほぼ対岸にある。同地点では中村地区と同様に堤内外両地において噴砂が見られ，堤内外法面及び堤内法尻付近に，各々亀裂及び陥没が発生した。図—4·26 は噴砂の分布を示し，写真—4·17 は堤内地法尻付近の陥没の状況を示したものである。



図—4·21 種次地区での噴砂状況及びボーリング位置



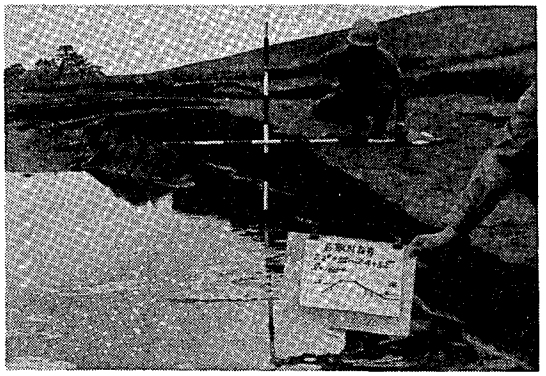
写真—4·14 噴砂例（中村地区堤外地）



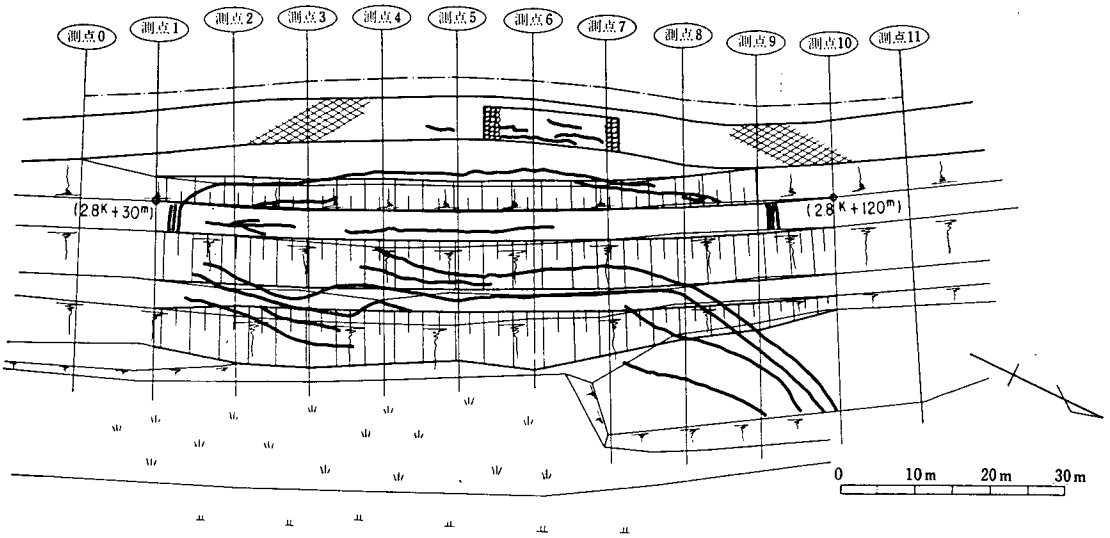
写真—4·15 噴砂例（中村地区堤内地田地）



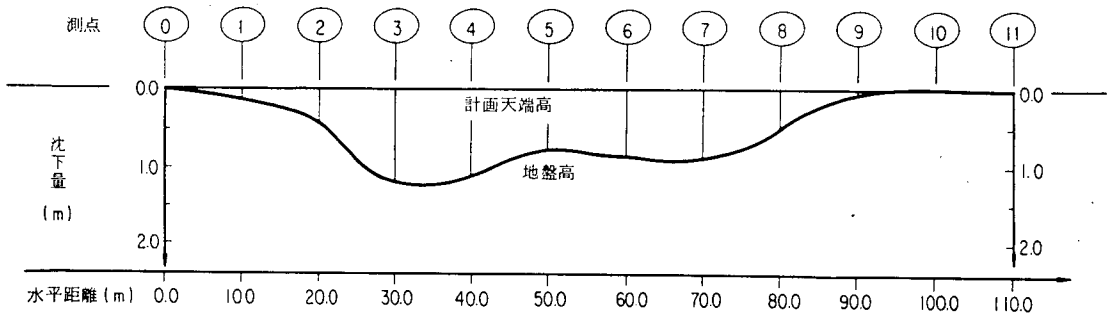
写真—4・16　堤防被害状況（中村地区）



写真—4・17　堤体法尻の亀裂（閖上上地区堤内地測）
—東北地建仙台工事事務所による—



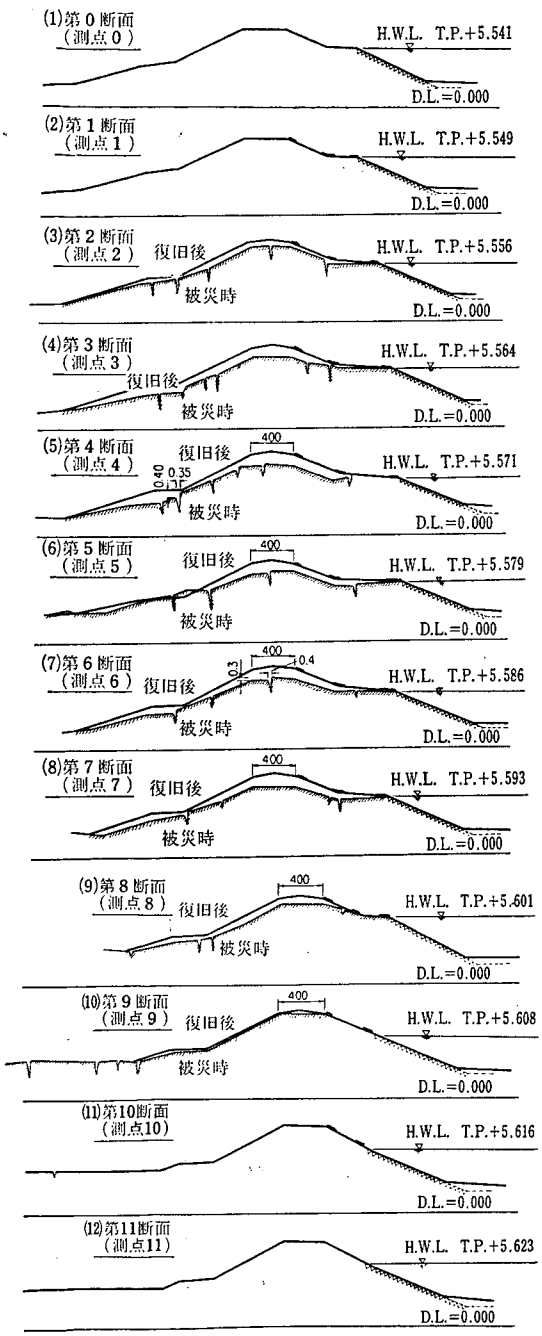
図—4・22　中村地区の河川堤防亀裂分布図（名取川左岸 3 km）
—東北地建仙台工事事務所の調査による—



計画天端高 (m)	7.484	7.498	7.518	7.526	7.540	7.554	7.568	7.582	7.596	7.610	7.625	7.640
地盤高 (m)	7.484	7.383	7.086	6.310	6.417	6.801	6.701	6.683	7.105	7.605	7.677	7.640
沈下量 (m)	0.000	0.115	0.432	1.216	1.123	0.753	0.867	0.899	0.471	0.005	0.048	0.000

図—4・23　中村地区の河川堤防の縦断方向天端沈下分布図（名取川左岸 3 km）

これらの2調査地点において，ボーリング，PS検層，標準貫入試験，不撹乱試料採取等の原位置調査を実施した。さらに，採取土の物理特性試験，室内動的土質試験及び地盤の地震応答解析を行い，これらの調査結果を基にして，同調査地点の地盤の液状化に関する詳細な検討を実施した。

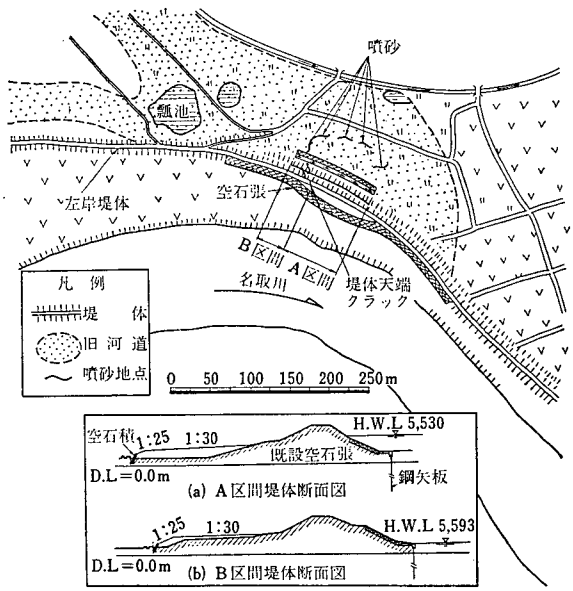


図—4·24 中村地区の河川堤防の横断方向変状図
(名取川左岸 3 km)

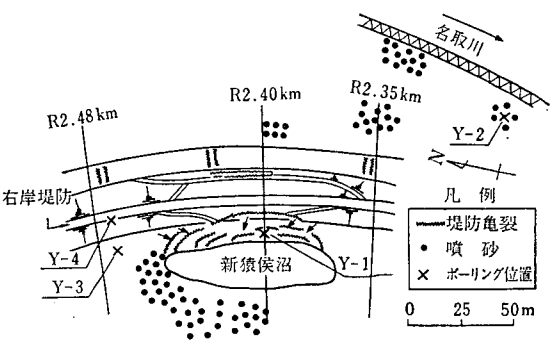
(2) 原位置地盤調査

原位置における調査は，種次地区においては図—4·21に示すように，N-1，N-2，N-4（共に堤内地法尻），N-3（堤内地法肩）及び N-5（堤外地法尻）の5箇所で実施し，一方，閖上上地区では図—4·26 に示すように，Y-1，Y-3（堤内地法尻），Y-4（堤内地法肩）及び Y-2（堤外地高水敷）の4箇所で実施した。これらの調査箇所のうち，N-4，N-5，Y-2 は噴砂の確認されている箇所であり，また，N-4，Y-1 は堤防の被害地点に相当し，それ以外は特に堤防に被害の見られなかった地点である。

図—4·27 (A)～(E) 及び図—4·28 (A)～(D) は，各々，種次地区及び閖上上地区におけるボーリング及び標準貫入試験の結果を示す。同図からも明らかなように，両地区とも比較的地盤が良好であり，深度 6～8 m 以深では N 値が 30～50 の締まった砂層となっている。



図—4·25 宮城県沖の地震（1978年2月）時の液状化状況（中村地区）[16]



図—4·26 噴砂分布及び地盤調査箇所
(閖上上地区)

図—4·29 は，N-3 及び Y-4 で実施した PS 検層の結果であるが，両地区共に深度 7～10 m 程度以深で S 波速度（V_s）が 230 m/sec 以上となっている。また，図—4·30 は，各々，地震直後に中村地区及び閖上上地区で採取した噴砂の粒度分布を示しているが，平均粒径（D_{50}）が 0.22～0.39 mm の比較的粒径のそろった砂質土であることが分かる。

（3） 動的強度試験

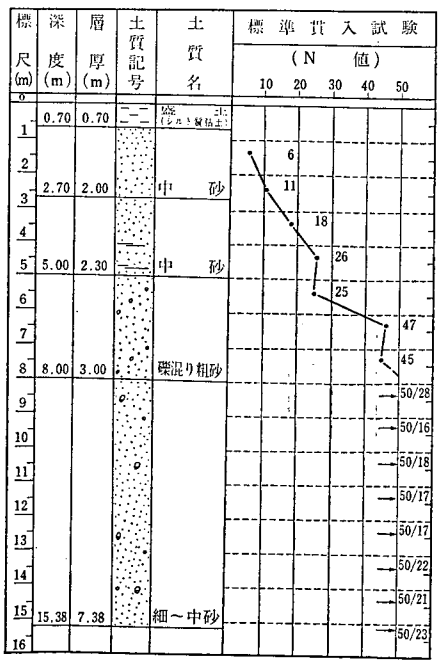
原位置で採取した不撹乱砂質土に対して振動三軸試験を行い，砂質土の動的強度を求めた。ここで定義している砂質土の動的強度（R_l）は式（4·1）で表わされる。

$$R_l=\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_v'}=\left\{\begin{array}{l}\text{動的軸歪両振幅（}DA\text{）が繰返し}\\ \text{回数 }N=20\text{ 回で 5～6\% になる}\\ \text{ときの応力比}\end{array}\right\} \quad \cdots\cdots(4\cdot1)$$

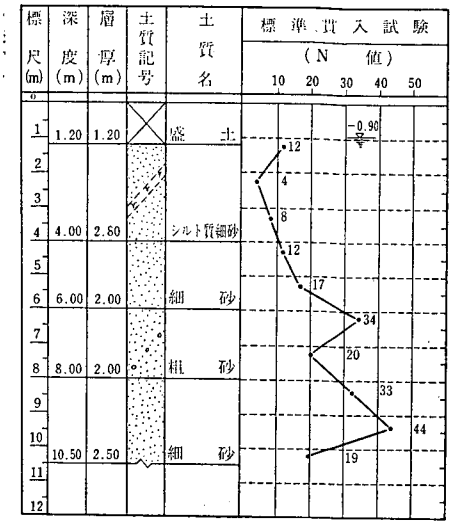
表—4·3 は実験対象とした試料の諸元及び実験結果を整理したものである。同表に基づき，　DR_l*（$=R_l-0.0042\,D_r$*），　D_r*（$=21\sqrt{N/(\sigma'_V+0.7)}$）　と平均粒径 D_{50} との関係を描いたのが図—4·31（閖上大橋での結果も含む）である。同図から，両調査地点での結果が，従来の結果と比較して一部ばらつきの大きくなる試料もあるが，ほぼ同様な傾向を示し平均値付近に分布している。

（4） 地盤の耐震性調査

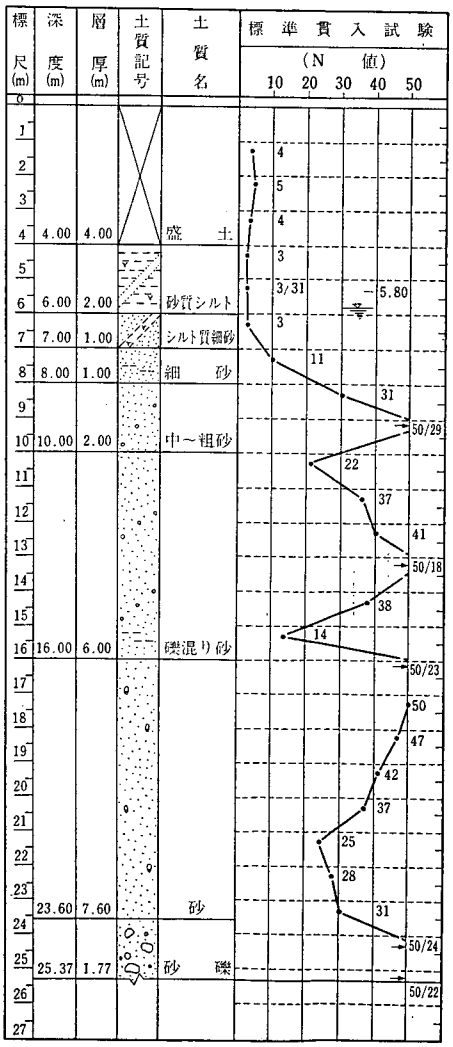
原位置地盤調査及び物理特性試験の結果に基づいて，当該地点における地盤液状化に関する解析を実施した。



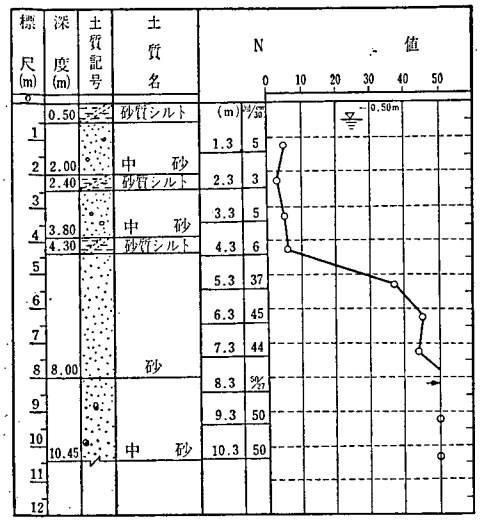
図—4·27（A）　ボーリング柱状図（種次地区 N-1）



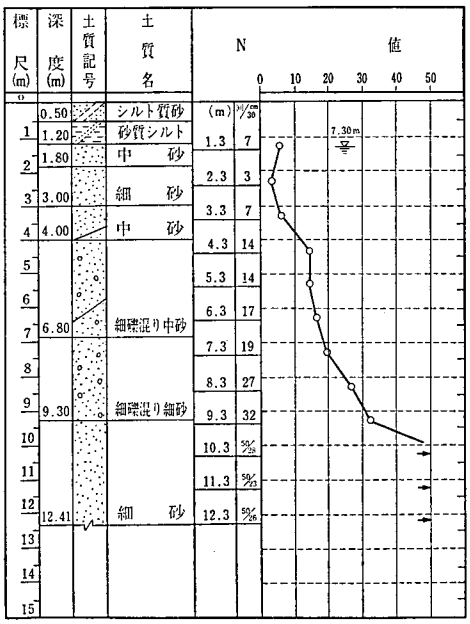
図—4·27（B）　ボーリング柱状図（種次地区 N-2）



図—4·27（C）　ボーリング柱状図（種次地区 N-3）



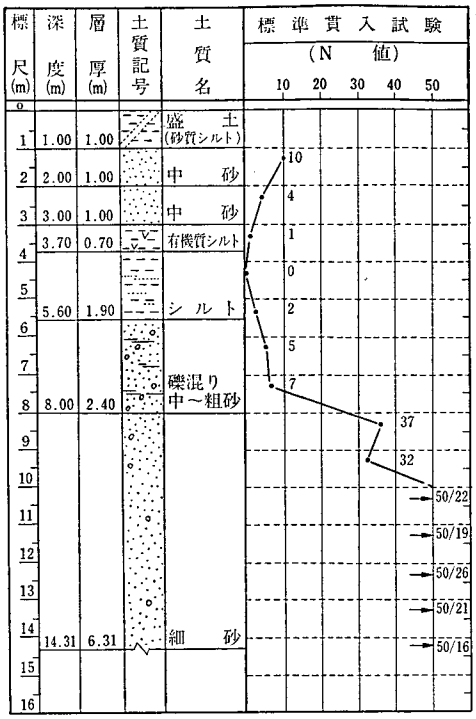
図—4・27（D） ボーリング柱状図（種次地区 N-4）



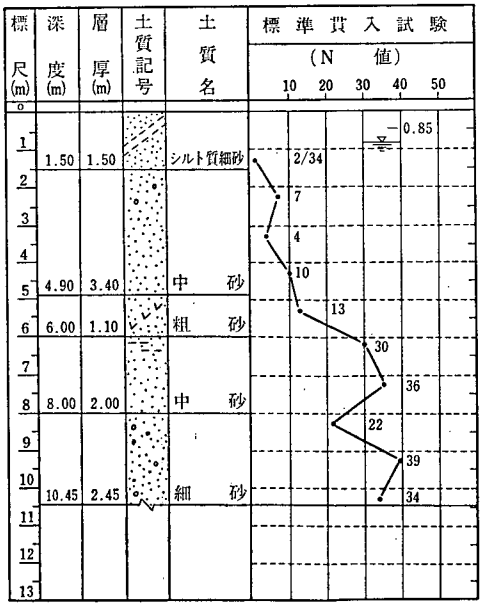
図—4・27（E） ボーリング柱状図（種次地区 N-5）

液状化の判定は，道路橋示方書耐震設計編[11]で規定している液状化に対する抵抗率（F_L）を判定指標として用いた。ここで，同式中の地盤の動的強度（R）及び地震荷重（L）の推算は簡易推定法及び詳細推定法を用いている。

簡易判定調査では，地盤の動的強度及び地震荷重は道路橋耐震設計編の簡易推定で推定している。ここで，液状化の判定対象とした砂層の諸特性（N値，σ'_V，σ_V 及び D_{50}）は，原位置地盤調査及び物理特性試験の結果を用い，実測値の得られていない土層の単位体積重量あるいは平均粒径の値は土質に応じて推定した。また，地震

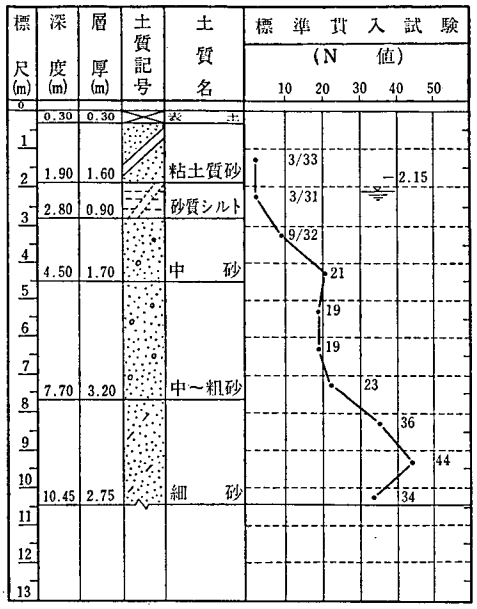


図—4・28（A） ボーリング柱状図（閖上上地区 Y-1）

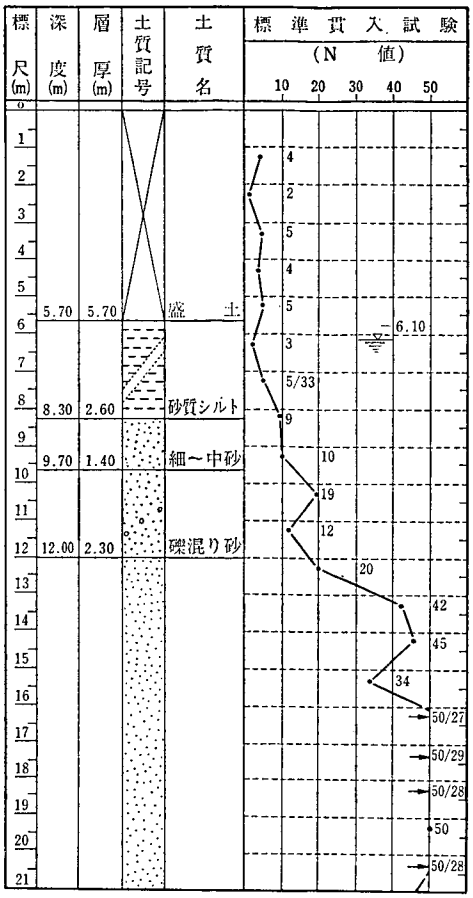


図—4・28（B） ボーリング柱状図（閖上上地区 Y-2）

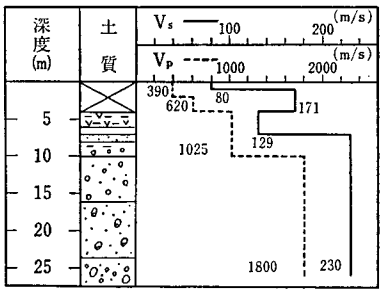
荷重を推算するために必要な最大地表面加速度（α_{smax}）としては，N-1，N-2，Y-1，Y-2，及び Y-3 地点では 180 gal，240 gal 及び 300 gal の 3 レベルとし，N-4 及び N-5 では詳細判定法での重複反射法による地表面加速度の値を用いた。



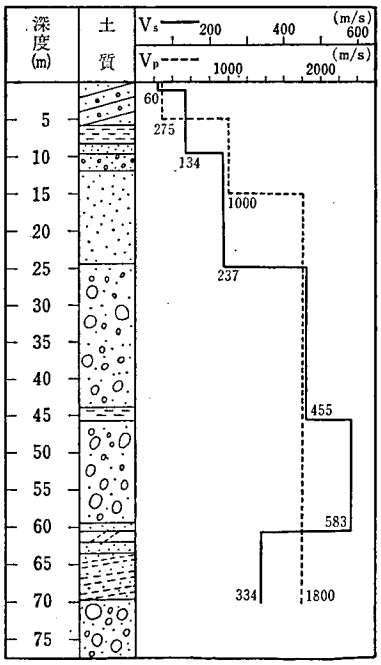
図—4·28 (C)　ボーリング柱状図（閖上上地区 Y-3）



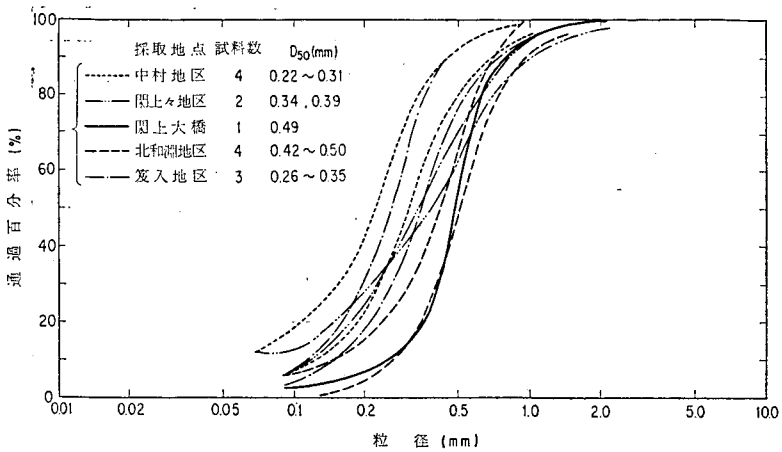
図—4·28 (D)　ボーリング柱状図（閖上上地区 Y-4）



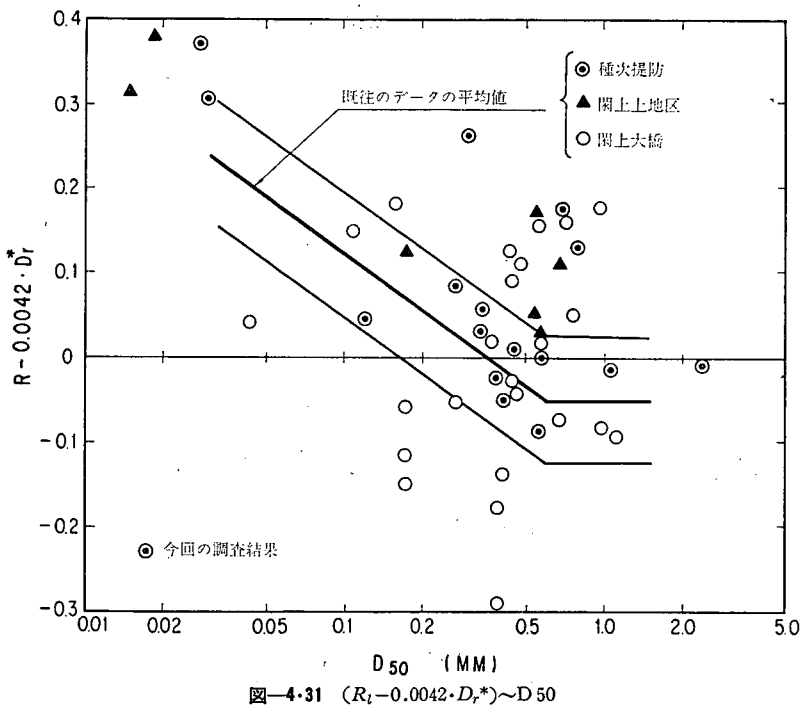
（a）　種次地区(N-3)



図—4·29　PS 検層結果　　（b）　閖上上地区 (Y-4)



図—4·30 噴砂の粒度分布



図—4·31 (R_l－0.0042·D_r*)～D 50

図—4·32(A)，(B) は土質柱状図，N 値，平均粒径 D_{50} 及び液状化に対する抵抗率 (F_L) の計算結果の深度分布を要約したものである。同図中で N-1，N-2 及び Y-3 は噴砂の見られていない地点であり，N-4，N-5，Y-1 及び Y-2 は噴砂が確認されている地点である。そして，中村地区の N-1 及び N-2 地点と N-4 及び N-5 地点の結果には，F_L の深度分布に差異が見られ，噴砂のあった N-4 及び N-5 地点では，各々，表層部の 2～5 m 及び 3～7 m で F_L＜1.0 となっているのに対して，噴砂の見られていない N-1 及び N-2 地点では，N-4 及び N-5 地点に比較して F_L の値は大きくなっているのが分かる。一方，閖上上地区においても，噴砂のあった Y-1 及び Y-2 地点と噴砂の発生がなかった Y-3 地点との結果にも明確な差があり，Y-1 及び Y-2 地点では，各々，表層部の 2～8 m 及び 1～6 m の範囲で F_L＜1.0 となっているのに対して，Y-3 地点では Y-1 及び Y-2 地点に比較して F_L の値は大きくなっている。

以上のように，液状化に対する抵抗率 (F_L) を用いた判定法によれば，当該地点では N-4，N-5，Y-1 及び Y-2 の各地点で，各々，2～5 m，3～7 m，2～8 m 及び 1～6 m の砂質土層で液状化が発生したものと推定される。

詳細判定法では，原位置で採取した不撹乱砂試料を用いて実施した振動三軸試験の結果から，地盤の動的強度を求め，地震荷重は重複反射法による地盤の地震応答解析から推定した。ここで，解析対象地点は N-1，N-2，N-4，N-5，Y-1 及び Y-3 の 6 箇所であるが，地盤のせん断剛性率 G 及び減衰定数 h のひずみ依存性を等価線形化法で考慮している[19),20)]。また，基盤の設定は深度約 65 m の砂礫層 (V_s＝334 m/sec) とした。地震動は，当地震で開北橋の地盤（岩盤）上で記録された橋軸直角方向の強震加速度波形（最大加速度 287 gal）を最大加速度 150 gal で入力した。

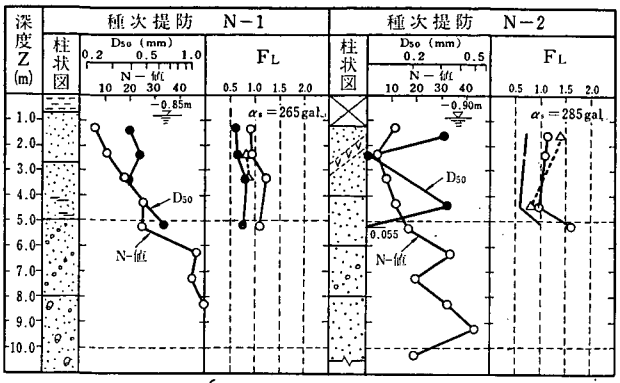
〔3〕 閖上大橋における地盤の耐震性調査

(1) 調査地点の被災状況

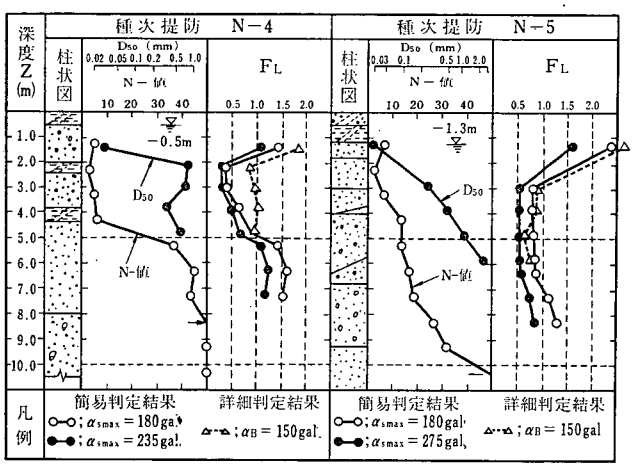
閖上大橋（県道 22 号）は名取川の河口から約 1 km に位置する橋梁であるが，同橋においても堤外地に液状化が発生した。当地点においても地震直後の初動調査を実施すると共に，引続き地盤の耐震性に関する詳細調査を行った。調査内容は，原位置における地盤調査及び液状化に関する地盤の耐震性解析である。

表—4.3 動的強度試験結果及び試料の特性

B_{or} 地点名 / 試料 No.	種次地区																閖上上地区						
	N-1（法 尻）		N-2（法 尻）		N-3（天 端）		N-4（法 尻）					N-5（法 尻）					Y-1（法 尻）		Y-2（法 尻）		Y-3（法 尻）		Y-4
	2	3	1	4	5	7	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	2	4	2	3	2	3	10
① 深　　度（m）	2.40	3.40	1.60	4.40	6.40	8.32	1.40	2.20	3.00	3.80	4.76	1.20	2.94	3.86	4.86	5.82	2.05	3.70	1.70	2.50	2.40	3.36	7.45
② 液状化応力比 R_l（式 4-1 による）	0.305	0.350	0.523	0.329	0.295	0.257	0.590	0.288	0.355	0.269	0.253	0.553	0.276	0.274	0.282	0.289	0.256	0.245	0.307	0.329	0.574	0.340	0.489
③ 圧密後相対密度 D_{rc}（%）	60.5	51.5	60.4	67.5	73.9	51.4	110.2	42.1	57.1	63.4	108.7	123.3	47.5	65.0	38.0	102.7	59.0	53.4	53.1	82.7	111.1	69.4	107.8
④ 平均粒径 D_{50}（mm）	0.460	0.385	0.310	0.335	0.122	0.420	0.028	0.820	0.700	0.350	0.580	0.030	0.280	0.600	1.100	2.500	0.580	0.560	0.174	0.690	0.019	0.550	0.0152
⑤ 有効上載圧 σ_V'（t/m²）	2.70	3.50	2.06	4.30	11.23	11.89	1.57	2.21	2.85	3.49	4.30	2.16	3.65	4.38	5.27	6.13	3.31	4.55	2.21	2.85	3.605	4.293	10.93
⑥ N　　値	11	19	8	13	5	31	5	3	4	6	17	7	5	11	14	15	7	1	4	6	5	12	7
⑦ $R_l^*=0.0882\sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_V'+0.7}}$	0.297	0.375	0.262	0.299	0.146	0.357	0.213	0.159	0.178	0.211	0.342	0.244	0.191	0.274	0.298	0.298	0.230	0.082	0.184	0.218	0.192	0.288	0.174
⑧ $DR_l^*=R_l-R_l^*$	0.008	−0.025	0.261	0.030	0.149	0.026	0.377	0.129	0.177	0.058	−0.089	0.309	0.085	0.000	−0.016	−0.009	0.026	0.163	0.123	0.111	0.382	0.052	0.315
⑨ $\tau_l=0.1\times R_l\sigma_V'$　(kg/cm²)	0.082	0.123	0.108	0.141	0.331	0.306	0.093	0.064	0.101	0.094	0.109	0.119	0.101	0.120	0.149	0.177	0.085	0.111	0.068	0.094	0.207	0.146	0.534
⑩ $D_r^*=21\cdot\sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_V'+0.7}}$ (%)	70.7	89.3	62.4	34.8	60.1	85.1	50.7	37.9	42.3	50.2	81.5	58.1	45.5	65.3	70.9	71.0	54.7	19.5	43.8	51.8	45.6	68.5	41.5



図—4·32 (A-1)　地盤の耐震性調査結果（種次堤防）



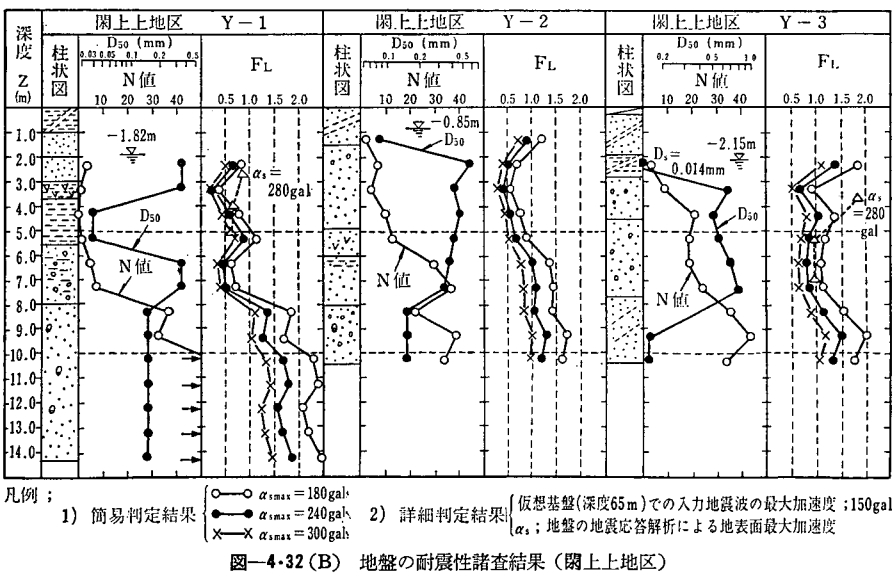
図—4·32 (A-2)　地盤の耐震性諸査結果（種次堤防）

閖上大橋においては，上下部構造において被害が見られ，橋脚でのひび割，支承部での破損が全体的に発生している。また，橋脚の傾斜に伴う橋桁の橋軸方向の移動も全橋にわたって起こっている。周辺地盤においては，液状化（噴砂）が発生しており，その状況は写真—4·18 に例示するとおりである。橋梁周辺の液状化の分布状況を図—4.33 に示すが，右岸の中州及び高水敷で多数の噴砂が見られる。同地点の液状化は地盤の亀裂に伴う噴砂として現われており，規模はそれ程大きくないが，P_5〜P_9 橋脚の直近に噴砂が分布している。ここで，上部工の橋面の移動量は，橋軸直角方向及び鉛直方向共に P_5〜P_9 橋脚の間で大きくなっており，同地点での地盤液状化と橋面の移動との間に何らかの関係があるものと思われる。左岸側では 200 m 程上流の堤防法尻付近の高水敷で噴砂が見られたが，同橋で最も被害の大きかった P_1 橋脚付近では噴砂が見られていない。また，橋脚周辺では地盤面が水面下にある P_3, P_4 及び P_6 橋脚を除く他の橋脚では，写真—4.19 のように相対的に 10〜20 cm の地盤沈下が報告されている[13]。なお，当地点は震央距離で約 108 km に位置し，液状化発生の限界震央距離に位置している。

（2） 原位置地盤調査

原位置においては下記の項目に関する調査を実施した。

1) ボーリング（標準貫入試験，ＰＳ検層用）
2) ＰＳ検層（弾性波探査）
3) 不撹乱砂質試料採取用ボーリング及び不撹乱砂質試料採取



図—4·32 (B)　地盤の耐震性諸査結果（閖上上地区）

ボーリングは図—4·33 に示すように，橋心から 15 m 下流側の P_9(B_r-No. 1)，$P_{7\sim8}$(B_r-No. 2)，P_5(B_r-No. 3)，P_3(B_r-No. 4)，及び $P_{1\sim2}$(B_r-No. 5) の 5 箇所において実施した。各孔において，標準貫入試験（N 値の測定）を実施し，P_9 のボーリング孔を使って PS 検層を行った。また，不撹乱試料は前記の各ボーリング孔の近傍に掘られたボーリング孔から採取している。

図—4·34 は標準貫入試験の結果をまとめた図である。当該地点では，橋梁建設時において地盤調査が実施(1968 年）されており，同図中にその結果も併記している。これらの図より，閖上大橋付近の地盤構成を要約すると次のようである。

1) 表層地盤は比較的浅く，深層で部分的に N 値の小さい土層があるが，N 値 50 以上の土層は右岸で 5～10 m，また，左岸でも 20 m 程度に現われている。

2) 表層地盤でも，N 値が 20 以下の土層はたかだか 5 m 程度であり，ごく表面付近に限られた。

3) 60 m 程度までの地盤は砂層，礫混り砂層が中心であり，一部砂質シルトを含んでいるが，相当の深度まで，これらの土層の互層となっている。

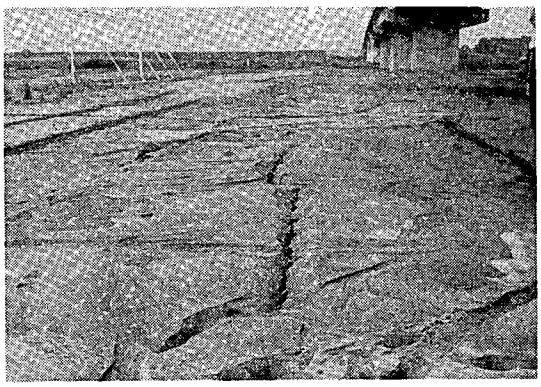
また，前回と今回の N 値深度分布の比較をすると，両者がほぼ同一値を示す孔もあれば，今回の結果が前回のそれより大きい孔があり，また，その逆となる孔もある。しかしながら，全般的には当地点の地盤構成の反映に大きな差は無いと言える。

図—4·35 は P_9 のボーリング孔における PS 検層の結果であるが，S 波速度は深度 12 m 以浅で 160 m/sec，12 m～23 m で 220 m/sec であり，それ以深では 390 m/sec 以上となっている。

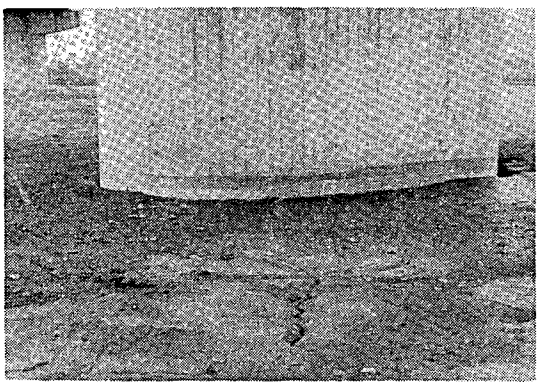
不撹乱砂試料は，$P_{1\sim2}$，P_5，$P_{7\sim8}$ 及び P_9 の 4 箇所で採取した。原位置で採取した試料は，運搬中の撹乱を防止するために凍結保存され，動的強度試験のために使用される。

(3) 物理特性試験

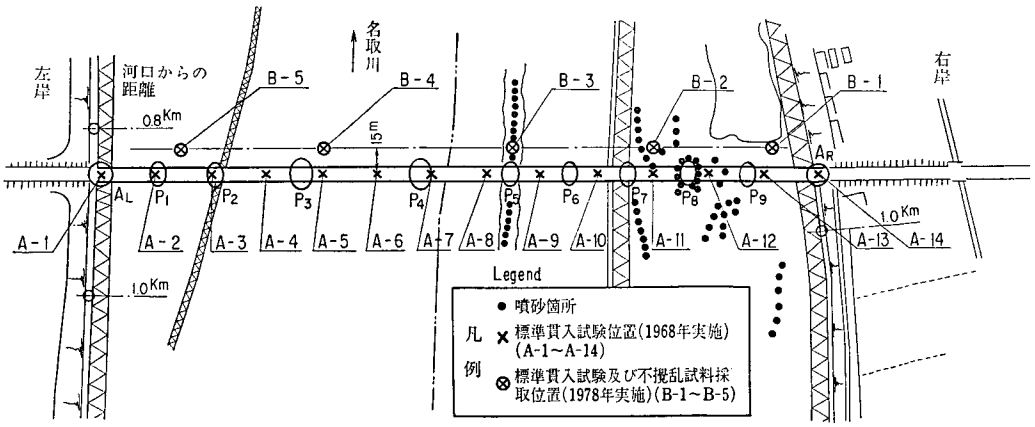
調査地点における地盤の物理特性を把握するために，ボーリング孔より採取した撹乱試料を用いて物理特性試験を実施した。なお，地震直後に P_8 の上流側で採取した噴砂の粒度分布を図—4·30 に示すが，平均粒径 0.48 mm の中砂である。しかし，地表面に噴出した砂は，噴出の際に地中に残留したり地表面に噴出後雨等で洗い流されたりして，地震後に採取された試料が必ずしも噴出層の粒度分布を正確に表わしているとは言い難い。従って，噴出砂に基づいて噴出層を推定する際には，これら



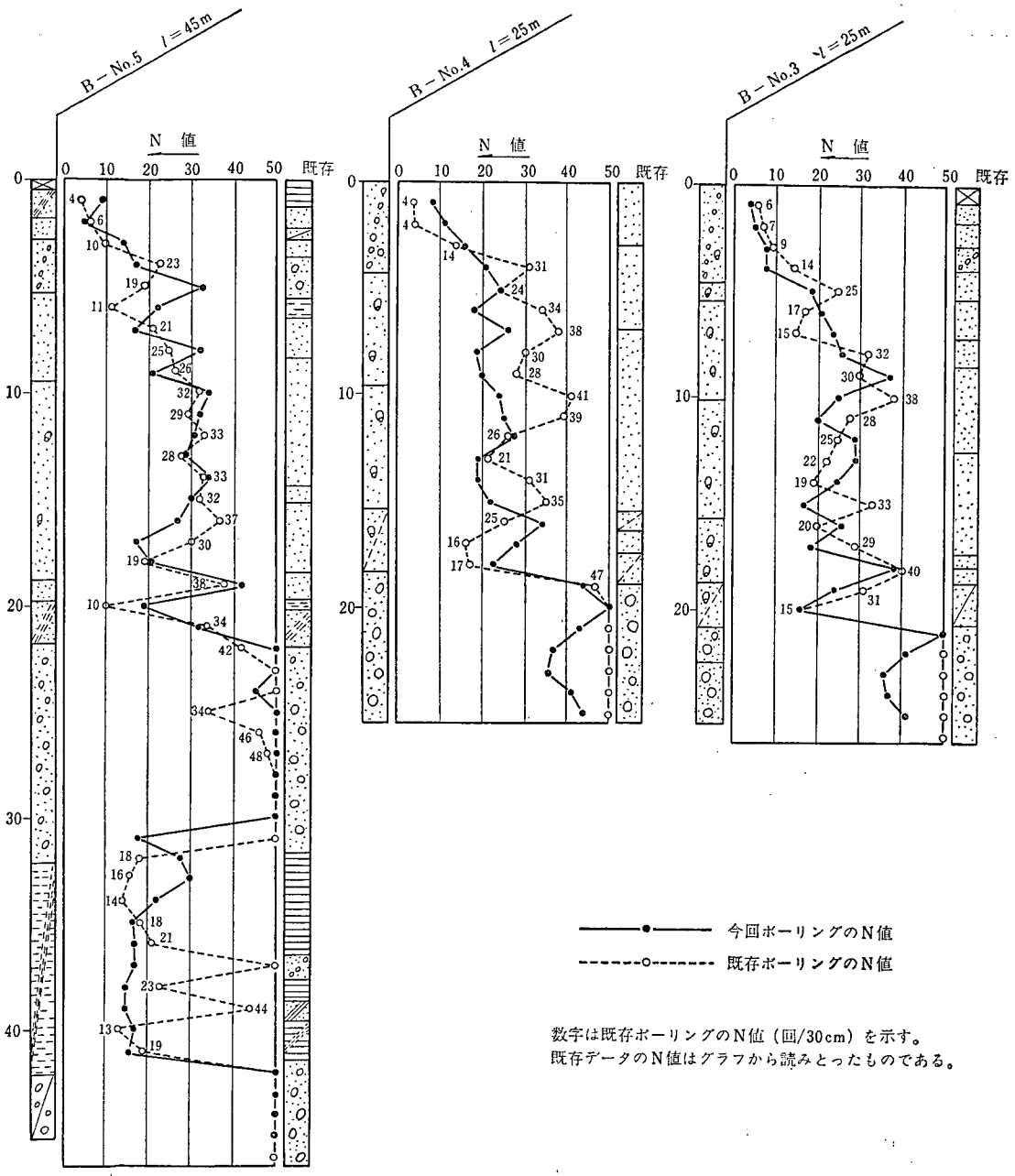
写真—4·18 噴砂例（閖上大橋 P_8～P_9 上流側高水敷）[12]



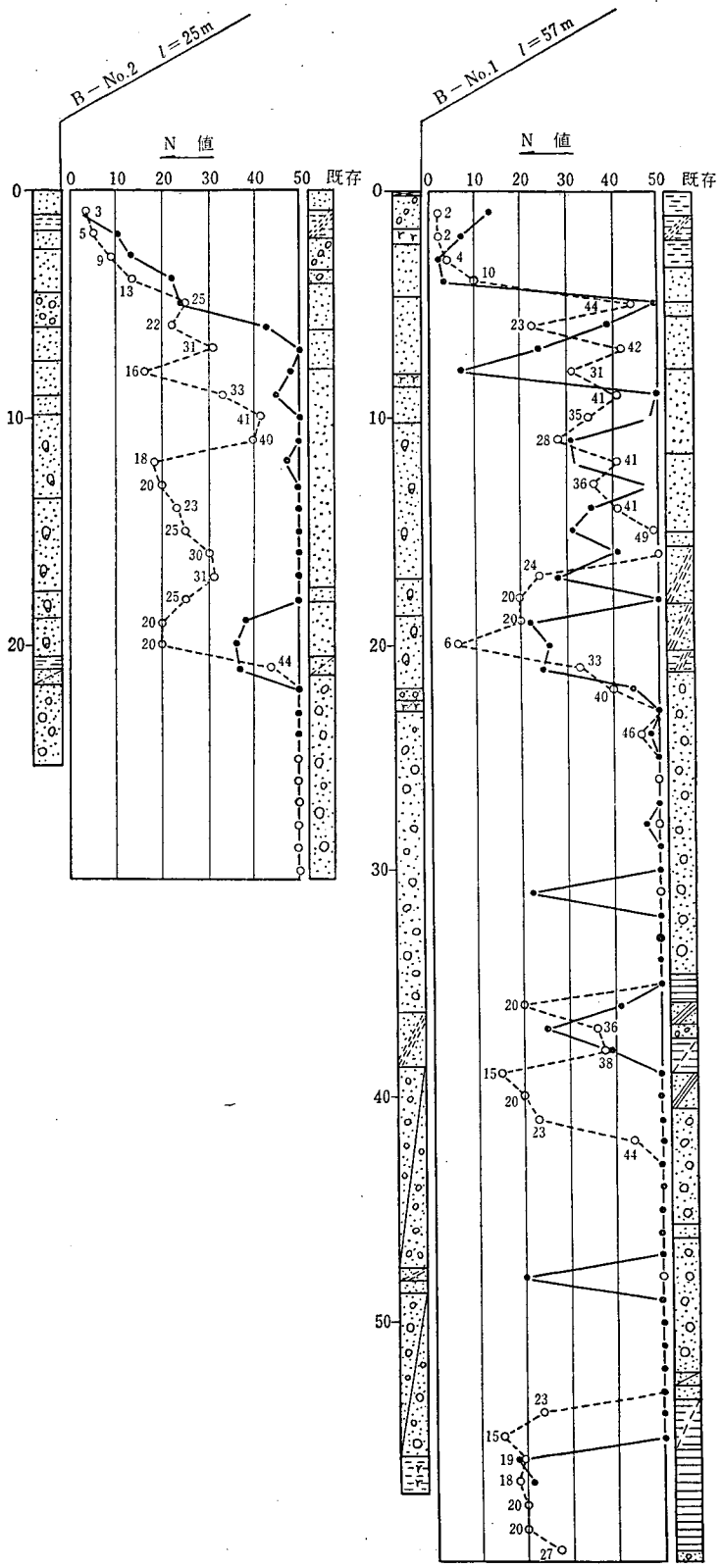
写真—4·19 橋脚周辺地盤の沈下（閖上大橋 P_6）[12]



図—4·33 閖上大橋における噴砂状況及びボーリング位置



図—4・34 閖上大橋における地盤柱状図



図—4·34 閖上大橋における地盤柱状図

の事項を念頭に入れておく必要がある。図—4·36 は，噴出砂の採取位置に近いボーリング孔である P_9 及び $P_{7\sim8}$ 孔での物理特性試験結果と噴出砂のそれを比較したものである。図中，D_{50} 及び U_c は各々，平均粒径と均等係数である。同図から，D_{50} に関しては，P_9 及び $P_{7\sim8}$ 孔共に深度 6 m 程度以浅で噴出砂と近似した値を示しているが，U_c 及び U_c' は $P_{7\sim8}$ 孔の結果が比較的噴出砂に類似している。これらのデータを見る限りでは，深度 6 m 以浅の砂層が液状化をしたものと思われる。

(4) 地盤の耐震性調査

原位置地盤調査に基づき，当該地点での液状化に関する地盤の耐震性調査を実施した。実施した調査内容は，次に示すとおりである。

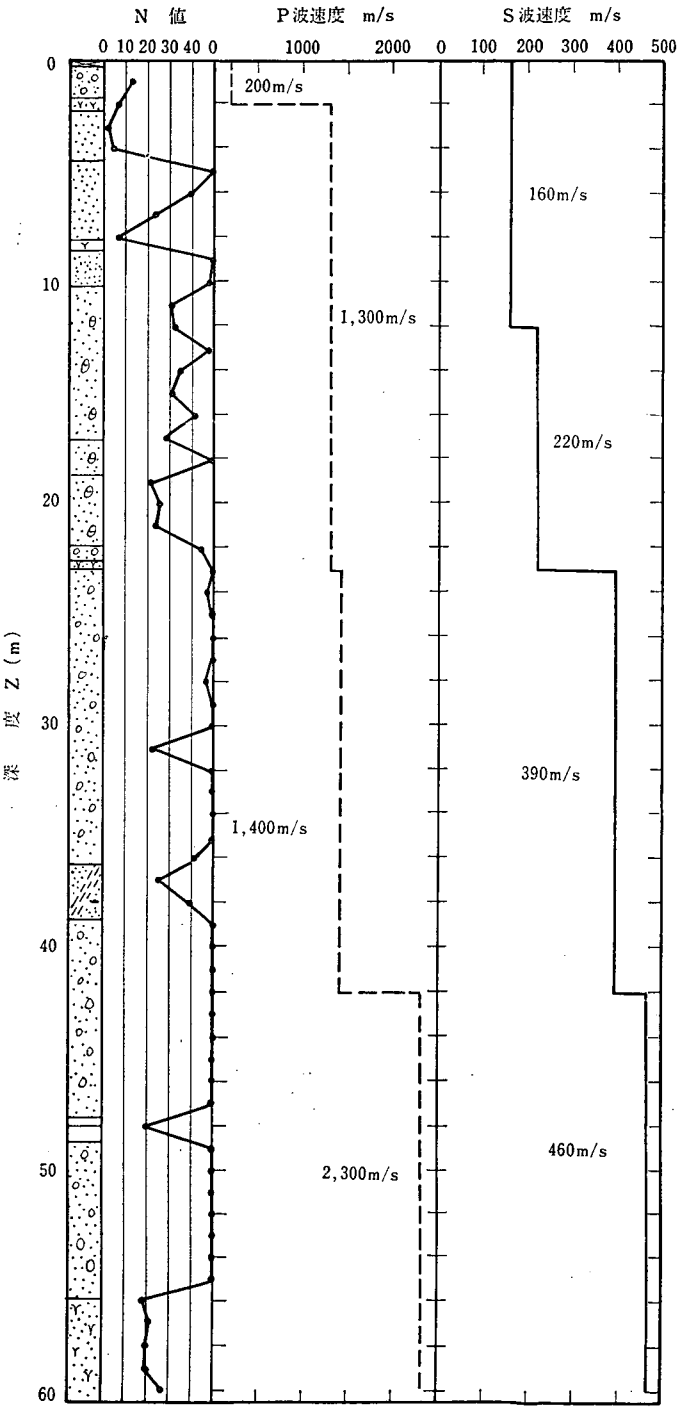
1) 地盤の動的強度調査
2) 地盤に作用する地震荷重調査
3) 液状化の判定

地盤の液状化の判定は，液状化に対する抵抗率 (F_L) を用いて行った。ここで，地盤の動的強度 (R) 及び地震荷重 (L) の推算の方法としては，簡易判定調査法及び詳細判定調査法の 2 法を実施した。

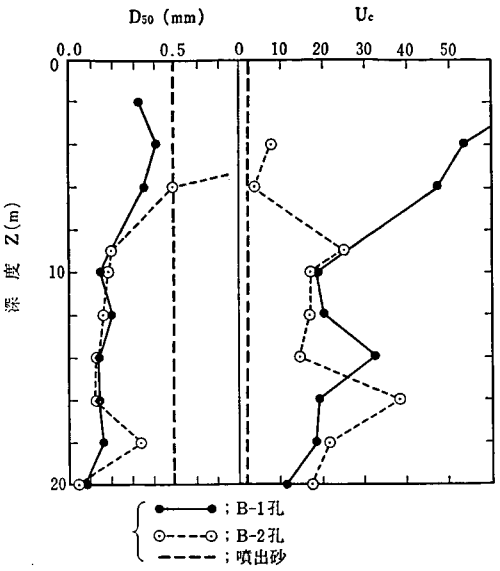
簡易判定調査での地盤の動的強度及び地震荷重の推定は前節と同様である。また，地震荷重を求めるための地表面震度としては，同橋付近では地震時の地表面加速度の観測記録が得られていないため，ここでは地表面震度 (K_s) を 0.18, 0.24 及び 0.30 の 3 種類設定した。

詳細判定調査では，原位置より採取した不撹乱砂試料を用いて実施した振動三軸試験の結果から，地盤の動的強度を求めた。振動三軸試験の結果を表—4.4 に示す。また，地震荷重は各ボーリング孔毎に地盤のモデル化を行い，重複反射法に基づく地震応答解析から算定したが，地盤のせん断剛性率 G 及び減衰定数 η のひずみ依存性を考慮した等価線型化法により計算した。基盤の設定は S 波速度で 460 m/sec の約 40 m の深さの砂礫層とし，宮城県沖地震の際，樽水ダムで記録されたダム軸直角方向成分波形（記録では最大加速度 184 gal）を 180 gal で入力した。

図—4·37 は簡易判定及び詳細判定の結果を一括して整理したものであり，標準貫入試験及び物理特性試験の結果も併記している。図—4·37 によれば，各ボーリング地点ともに $F_L < 1.0$ となる砂層は，比較的表層部分



図—4·35　PS 検層結果（橋脚 P_9 付近）



図—4·36　噴砂と B-1, B-2 のボーリング孔での試料との物理特性の比較

に集中していることが分かる。詳細法での地震応答解析による地表面加速度は 300～350 gal 程度であり，簡易法との比較を行う場合は K_s=0.30 の結果が参考になるものと考えられる。また，今回の地震で観測された強震記録から，地盤上での最大加速度と震央距離が 108 km 程度の地点では，水平方向最大加速度の範囲としては180～300 gal 程度であると考えるのが適当と思われる。

当該地点における地盤の液状化に関する耐震性について，次のことが指摘できる。

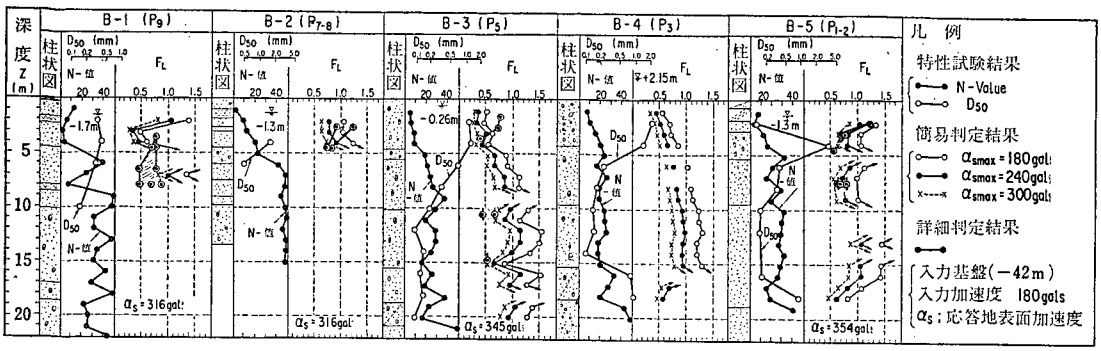
1)　調査地点の震央距離を考えると，当該地点での地震時の地表面震度は 0.18～0.30 程度と考えられるが，この場合液状化範囲は，P_9, $P_{7\sim8}$, P_5, P_3 及び $P_{1\sim2}$ において，各々，2～6 m，2～5 m，1～8 m，1～7 m 及び 3～9 m 程度である。

2)　深度の差はあるが，P_9, $P_{7\sim8}$, P_5 の液状化の判定は現象と対応している。P_3 は低水敷にあるため現象との対応はできない。また，$P_{1\sim2}$ では噴砂が確認されていないが，判定によれば液状化範囲が深いため，地表にまで噴砂が至らなかったのか，あるいは地表部分が草地であ

表—4·4　動的強度試験結果及び試料の特性

No.	試料番号	深度 (m)	σ_V' (kg/cm²)	N 値	G_s	e_{max}	e_{min}	e_c	D_{50} (mm)	U_c	R_{l20}
1	B-1-1	4.1～4.85	0.52	4	2.67	0.896	0.614	0.754	0.45	1.6	0.252
2	B-1-2	6.1～6.75	0.68	39	2.69	0.917	0.606	0.774	0.39	1.9	(0.176)
3					2.66	0.891	0.602	0.650	0.39	1.6	(0.289)
4	B-1-3	7.5～8.25	0.79	20	2.67	0.918	0.626	0.723	0.37	2.5	0.341
5	B-1-4	3.1～3.85	0.44	2	2.65	1.488	0.912	1.076	0.11	51.6	0.265
6	B-1-5	4.1～4.85	0.52	4	2.65	0.879	0.607	0.668	0.44	1.7	0.284
7	B-1-6	7.5～8.25	0.79	20	2.67	0.913	0.641	0.717	0.41	2.1	0.185
8					2.65	1.074	0.712	0.804	0.27	2.1	(0.267)
9	B-2-1	2.1～2.85	0.32	10	2.66	1.056	0.699	0.706	0.57	2.5	0.430
10	B-2-2	4.1～4.85	0.48	23	2.67	1.018	0.674	0.764	0.67	2.1	0.313
11	B-2-3	2.1～2.85	0.32	10	2.64	1.037	0.700	0.759	0.76	3.5	0.323
12	B-2-4	4.1～4.85	0.48	23	2.64	0.969	0.642	0.694	0.98	3.0	0.305
13	B-3-1	1.1～1.85	0.15	5	2.65	0.957	0.630	0.694	0.98	2.6	0.390
14	B-3-2	2.1～2.85	0.23	6	2.62	1.280	0.914	1.020	0.74	4.4	0.385
15	B-3-3	3.1～3.85	0.31	8	2.66	1.015	0.640	0.668	1.10	3.9	0.223
16	B-3-4	10.1～10.8	0.87	25	2.66	1.230	0.799	0.807	0.17	1.8	(0.291)
17					2.67	1.234	0.794	0.859	0.17	1.7	(0.202)
18	B-3-5	14.3～15.0	1.20	25	2.65	1.335	0.874	0.936	0.17	1.8	0.205
19	B-5-1	1.6～2.35	0.29	7	2.67	1.357	0.919	0.913	0.16	21.7	0.415
20	B-5-2	2.6～3.35	0.37	10	2.65	1.078	0.716	0.881	0.53	2.3	0.285
21					2.60	2.016	1.281	1.554	0.043	31.6	(0.310)
22	B-5-3	4.1～4.85	0.49	18	2.68	0.902	0.588	0.609	1.13	3.6	0.245
23	B-5-4	7.1～7.85	0.73	17	2.65	1.097	0.751	0.819	0.48	2.0	0.315
24	B-5-5	7.1～7.85	0.73	17	2.65	0.982	0.654	0.739	0.45	2.0	0.273
25					2.63	1.225	0.824	1.044	0.47	2.7	(0.260)

（注）　e_c：実験時間隙比，R_{l20} の項で（ ）付の値は次式により推定　$R_{l20}=R_l/1.42\,N_c^{-0.115}$



図—4・37 地盤の耐震性調査結果

り，草木の根により噴出しにくかったとも考えられる。

3) 当該地点における地盤液状化の簡易判定と詳細判定との結果の対応は比較的良好である。

4) P_5～P_9 橋脚での地震時の上・下部工の振れの大きさは，表層地盤の液状化により助長されたものと思われる。

〔4〕 ま と め

1978 年宮城県沖地震における地盤の液状化に関する調査の結果は，次のように要約される。

1) 今回の地震での液状化の発生地点は，従来の地震規模と限界震央距離との関係において液状化発生の限界震央距離内に位置し，これらの地点より震央距離が大きい地域では液状化が見られていない。従って，既往の液状化履歴から得られた地震規模（マグニチュード）と液状化発生の限界震央距離との関係の妥当性が，今回の地震の液状化現象からも確認された。

2) 今回の地震による液状化現象の規模は，新潟地震に比べて小規模で局所的であり，必ずしも構造物の被害を誘発してはいない。この原因としては，地震の規模（宮城県沖地震：M=7.4，新潟地震：M=7.5）もその一つと考えられるが，今回の地震では液状化発生の限界震央距離以内の地域が大部分海域であり，陸上部のほとんどが限界震央距離に位置していたことが考えられる。仮に，新潟地震の場合と同様に，限界震央距離以内に砂質地盤で構成される広域な沖積地帯が存在したとすると，液状化の規模が新潟地震に匹敵するものとなったことは充分考えられる。

3) 液状化の発生地点はほとんどが沖積低地にあり，液状化発生の有無は微地形分類上の地形と密接な関係がある。今回の地震での液状化発生地点は，微地形分類上で，現河道，埋立地及び氾濫平野に大部分が集中している。

4) 地震直後に採取された噴砂の平均粒径（D_{50}）は，0.22～0.50(mm) の範囲にある。

5) 液状化は，名取川の中村地区のように，既に噴砂を経験した地点において再度発生する可能性のあることが示された例もあれば，江合川右岸の古川市羽山堂のように，液状化の経験（1962 年 4 月 30 日，宮城県北部地震，M=6.8）のある地点で液状化の見られなかった例もある。しかし，今回の地震で羽山堂が震央距離で 113 km 程度と，液状化発生の限界付近に位置するのに対して，宮城県北部地震では震央にごく近かったことを考えるならば，当該地点での地震動の諸条件次第では，再度液状化する可能性のあることが推察される。つまり，地震規模（マグニチュードあるいは震央距離）によっては，液状化の再発生は充分考えられる。

6) 地盤の液状化と構造物の被害との関連については，名取川の中村地区あるいは閖上上地区のように，液状化（噴砂）の発生地点付近で堤防に実質的な被害を生じた箇所があると同時に，江合川北和淵地区のように広範囲な液状化が生じても，堤防にはそれ程顕著な被害の見られなかった箇所もある。従って，液状化現象を直接的に構造物の被害に結びつけるのは早計であり，液状化の諸特性（たとえば，平面的な広がり，深さ方向の分布等）あるいは地盤の状態（たとえば，地下水位，土質，液状化層厚，地表面の状態等）との対応付けの上から総合的に判断することが必要である。

7) 中村地区における地盤の耐震性調査結果によれば，噴砂の発生した N-4 及び N-5 地点では，各々，表層部の 2～5 m 及び 3～7 m の飽和砂質土層で地盤液状化が発生したものと推定される。また，噴砂の見られなかった N-1 及び N-2 地点は，N-4 及び N-5 地点に比較して液状化しにくい地盤であったと思われる。

8) 閖上上地区における地盤の耐震性調査結果によれば，噴砂の発生した Y-1 及び Y-2 地点では，各々，表層部の 2～8 m 及び 1～6 m の飽和砂質土層で地盤液状化が発生したものと推定される。他方，噴砂の見られなかった Y-3 地点は，Y-1 及び Y-2 地点に比較して液状化しにくい地盤であったと思われる。

9) 閖上大橋における地盤の耐震性調査結果によれば，噴砂の発生した P_9, $P_{7\sim8}$ 及び P_5 における液状化の

範囲は，各々，表層部の 2～6 m，2～5 m 及び 1～8 m であると推定される。また，低水敷に当る P_3 及び左岸高水敷の $P_{1\sim2}$ においては，各々，1～7 m 及び 3～9 m 程度であると推定されるが，$P_{1\sim2}$ 地点では，流動化の深度が比較的に他の地点より深く位置しているため，地表面への砂の噴出がなかったものと思われる。

10) 中村地区及び閖上地区における河川堤防の被害及び閖上大橋における上・下部工の被害は，地盤の液状化により助長されたものと推定される。

3. 斜面崩壊地の地盤

〔1〕 斜面崩壊の概要

国土庁のまとめ[21]によれば，今回の地震による山(崖)崩れの箇所数は，全国で 476 箇所であり，そのうちの大部分である 453 箇所が宮城県下で発生している。今回の災害の特徴は，第1章の概要で述べたように，主に宅造地盛土斜面と急傾斜地の崩壊である。以下に，これらの各々 2，3 箇所について，その概略を述べる。

(1) 階段状住宅団地内の崩壊

仙台市を取り巻く丘陵地には，昭和 30 年代から逐次住宅団地が形成された。これらの新興住宅団地は，高台を切盛りして階段状住宅団地となった所であり，崩壊等の被害は盛土部に集中した。また，斜面崩壊までには至らない場所でも盛土の部分には地割が生じた箇所が多く見られた。

被害の激しかった地区としては，白石市寿山地区，仙台市南西部の緑ケ丘地区，仙台市北部荒巻源新田及び北根一念防地区等があげられるが，ここでは，寿山地区と緑ケ丘地区について紹介する。

① 緑ケ丘3丁目

集水面積は狭いが谷地形を呈している所を埋めて宅地にした所である。斜面の中腹に盛土抑えとして擁壁が上下に2箇所設置されているが，上部の擁壁は写真—4・20で分かるように，手前の部分が下に押されずれている。この斜面の最上部には，写真—4.21 で分かるように，地山に設置されている送電用の鉄塔があるが，これには異常なかった。なお，この地区の地盤の詳細は〔2〕で述べる。

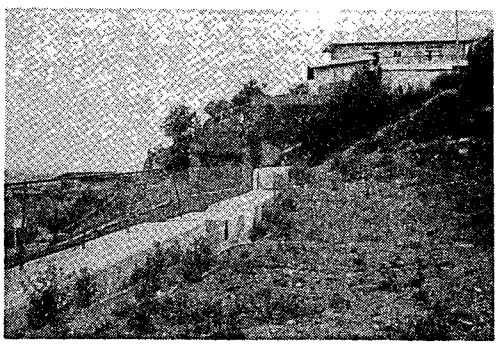
② 緑ケ丘1丁目

斜面の上から下まで住宅地で，崩壊はこの斜面の一番下の方で発生した。緑ケ丘3丁目と同じように比較的傾斜の緩い斜面での崩壊である。崩壊は幅 50 m，高さ 20 m 程度で幅が広い。ここでも盛土の部分が崩壊している。

③ 寿　　山

宅地造成がほぼ終了し，建築中の家も何軒かあった。崩壊した所は比高(下の平担地から尾根までの高さ)50 m 程度の斜面の中腹である。斜面の横断形は直線であるが，元は谷形の所で盛土されていた。

崩壊の規模は幅 120 m，高さ 30 m 程度であるが，崩壊土砂はかなり遠くにまで達した。写真—4・22 の右上は崩土を整地した跡である。ここも傾斜は比較的緩いが，谷形の所であったから水が集まりやすく，崩土の状況からも地震時にはかなりの水分を含んだ状態であった



写真—4・20 緑ケ丘3丁目の崩壊



写真—4・21
緑ケ丘3丁目の崩壊

と推察される。なお，ここでは死者1名が出た。

（2） 急傾斜地の崩壊（がけ崩れ）

宮城県下のがけ崩れ災害は，松島町など2市6町で，14箇所発生し，重傷者1名，家屋の全半壊25戸，崩壊土砂 30,000 m³ の被害を受けた。これらの被害は，急傾斜地崩壊危険地区の防止工事の未着手地区で発生した。これらのうち，代表的な8箇所について，その概要を表—4·5 に示し，さらに3箇所については以下に写真に沿って説明する。

① 高 山 下

写真—4·23 に示す比較的大きな崩壊である。地質は，指先で簡単に粉々にできる程著しく風化した凝灰岩であり，部分的に砂岩とシルト岩の互層がある。

② 愛 宕

写真—4.24 に示すように，高山下と同じような崩壊である。地質も高山下と同じであるが，風化の程度はやや弱い。この斜面は西側を向いており，先の高山下は東側，次の蛇沼山は北側と比較的近接した3箇所とも各々異なる。このことからは，斜面の向きと崩壊非崩壊とは直接的な関係はないようである。

③ 蛇 沼 山

写真—4.25 に示すように，崩壊地はほぼ垂直に立っており，剝落したような状態である。地質は第三紀鮮新世竜の口層のシルト岩，砂岩と白色凝灰岩の強風化岩である。この場所のような，傾斜が急で変質・亀裂が発達した岩よりなる斜面は，地震に対して弱いようである。

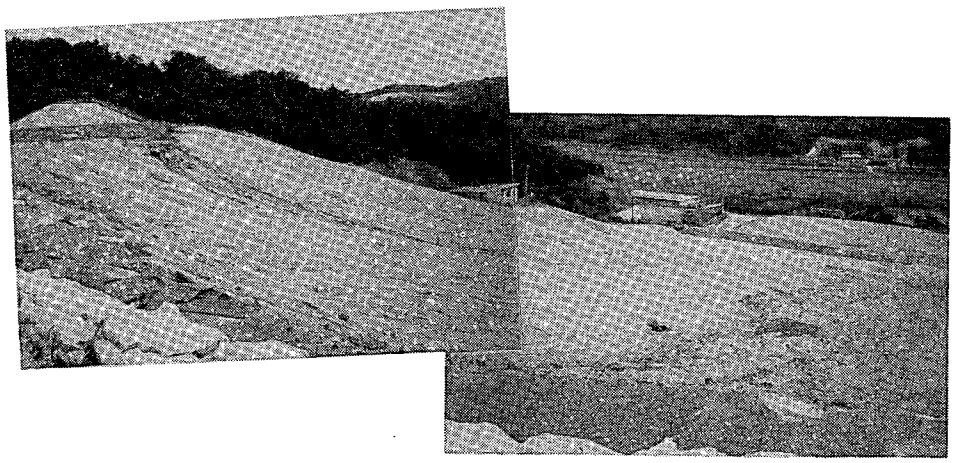
〔2〕 緑ケ丘3丁目の地盤調査

（1） 調査概要

この調査は，1978年宮城県沖地震で多数の被害が発生した高台の階段上住宅地の一つである仙台市緑ケ丘3丁目の斜面崩壊地において，地震時の斜面安定計算等に必要な基礎資料を作成するために行った地盤調査である。

調査地（崩壊地）の概要は，〔1〕，(1)，① で述べたが，ここでもその模式図を図—4.38 に示す。

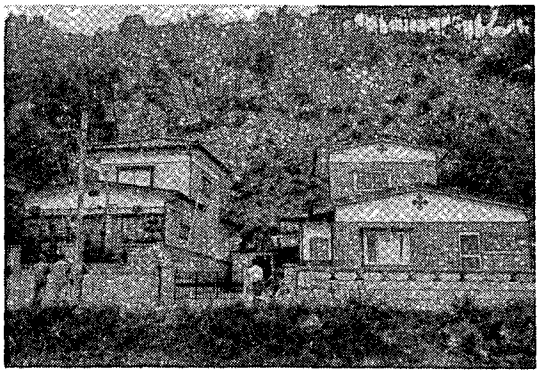
調査内容は，調査ボーリング（標準貫入試験を含む）2箇所延36 m，横方向にK値測定2孔延5回，及びスウ



写真—4·22 寿山団地の崩壊

表—4·5 宮城県の主な急傾斜地の崩壊地一覧表

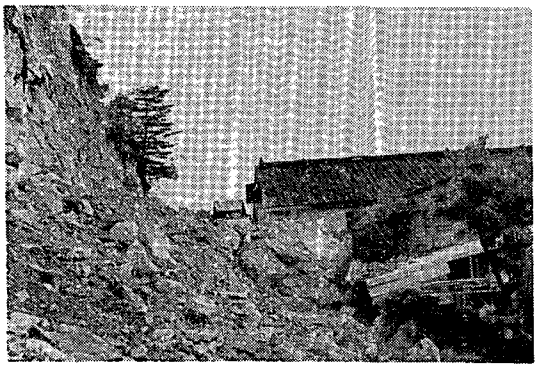
所在地			急傾斜地の概要				崩壊規模			危険度評価		工種
区域名	郡市	町村	高さ (m)	長さ (m)	勾配 (度)	人家戸数 (戸)	高さ (m)	幅 (m)	土量 (m³)	総点検	耐震	
愛宕	宮城郡	松島町	40	300	56	18	24	85	2,000	A 9	A26	擁壁工，法枠工
柿ノ浦	〃	〃	14	125	86	14	14	75	1,200	A 9	A29	〃
元手遵	〃	〃	11	200	87	7	11	100	100	A 9	A26	法面工
高山下	〃	〃	43	110	50	13	43	110	10,000	A 9	A29	移転
蛇沼山	志田郡	三本木町	23	110	78	8	23	110	1,500	A12	A31	擁壁工，植生工
北塩内	柴田郡	村田町	12	95	74	14	12	15	40	A16	A33	擁壁工，法枠工
伊里前	本吉郡	歌津町	15	15	55	15	10	15	40	B 8	B18	〃
磯	栗原郡	若柳町	15	50	70	7	5	50	30	A12	A26	擁壁工，ロックフェンス工



写真—4・23　高山下のがけ崩れ



写真—4・24　愛宕のがけ崩れ



写真—4・25　蛇沼山のがけ崩れ

ェーデン式サウンディング 16 箇所延 110 m であり，調査位置図を図—4.39 に示す。

（2） 地形・地質概要

緑ケ丘地区は，造成前は急傾斜の広葉樹で覆われた丘陵地で，その平担部は，洪積世の青葉山層（砂礫層）のローム層が 3～5 m の厚さで覆っていた地域である。被害の集中した箇所は，傾斜が 25～35 度の斜面で第三紀層の大年寺層（砂岩，泥岩）が露出し，谷を形成していた。これらの谷間を，青葉山層のロームや砂礫で埋め，さらに盛土をして造成した住宅団地である[12]。

調査地は，この宅地群の一角で深い谷部を埋めた盛土部であり，この地区は，昭和 50 年 9 月の集中豪雨により盛土（宅地）が崩壊した所で，家屋が損壊を被っている。そのため対策工として，同地区に畑埼流路工が施工されている。今回の地震では，この付近の盛土が更に流動し，流路工まで変位を生じた。

（3） 調査結果についての考察

① 地盤状況

調査地区内の地層構成は，図—4・40，4・41 の土質柱状図及び図—4・42，4・43 地層想定断面図に表わした。

調査ボーリング結果による地層区分は単純で，盛土及び基盤層の 2 層に区分される。図—4・44 のように，旧地形面の凹凸に沿って盛土されているため，その層厚は一定でない。層厚は，ボーリング No. 7 地点で 16 m，No. 2 地点では 8 m 確認された。以下，盛土及び基盤層の土性について述べる。

i） 盛 土 層

盛土の母材は凝灰質砂岩及びその上位に分布していた（？）段丘礫と推定される。土性は盛土の性格上砂質土，粘性土，礫等が不ぞろいに混入しており，これらの層分けは明確にできない。礫を除いていずれも粘性化しており，その内部性状は均質でなく，視察による粒度構成にもむらがあり，団粒状を形成しているものと思われる。掘進中においても漏水の箇所が多く，これは盛土自体の固結度が緩いことを表わしている。盛土を土質で区分すれば，礫混り砂質粘土が主体である。所々礫が多く集っている部分があり，粘土混り砂礫状を呈する。礫混り砂質粘土は礫，砂，粘土の混合状態であり，傾向としては幾分砂質系，下位は粘性系に分けられる。

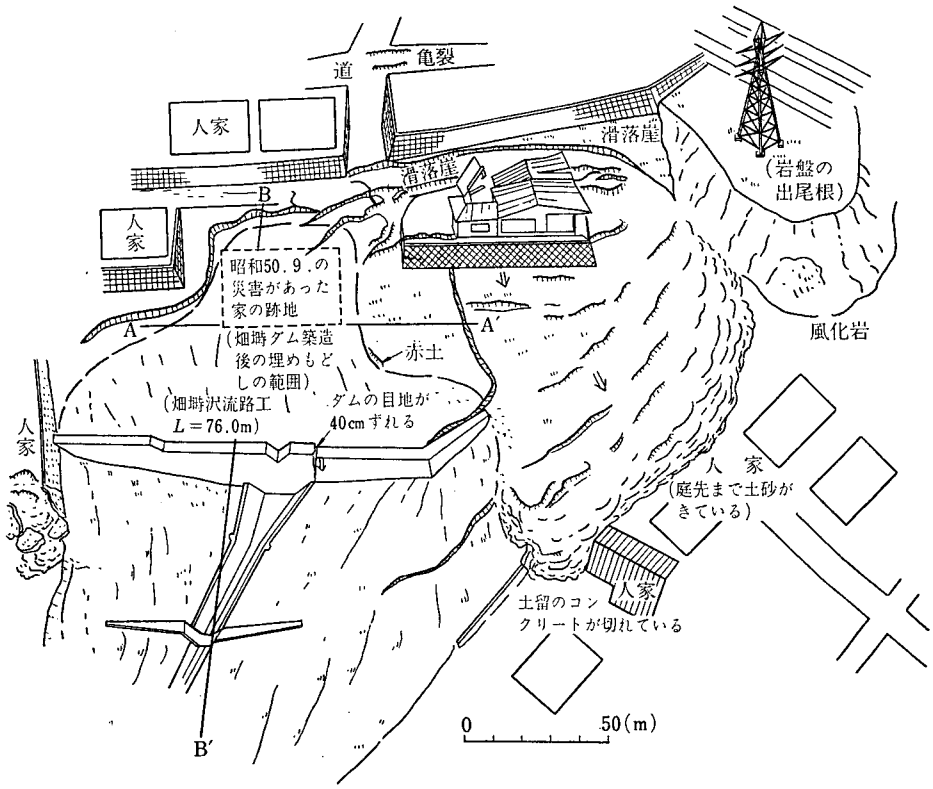
ii） 基 盤 層

調査地区の基盤層は，地形・地質概要でも述べたごとく凝灰質砂岩が分布している。ボーリングで確認した層は風化が激しく粘土化が著しい。特に上部 3 m 程度は粘土状である。以下は半固結～固結状となるが，手で簡単に割れる程度の硬さである。また，すりつぶすと細粒化しシルト質砂状になる。色調は茶灰～灰褐色を呈するが，縞状に褐色の帯が見られる。凝灰質砂岩の上面に分布していた旧表土は，施工時の乱れによって明確につかめなかった。

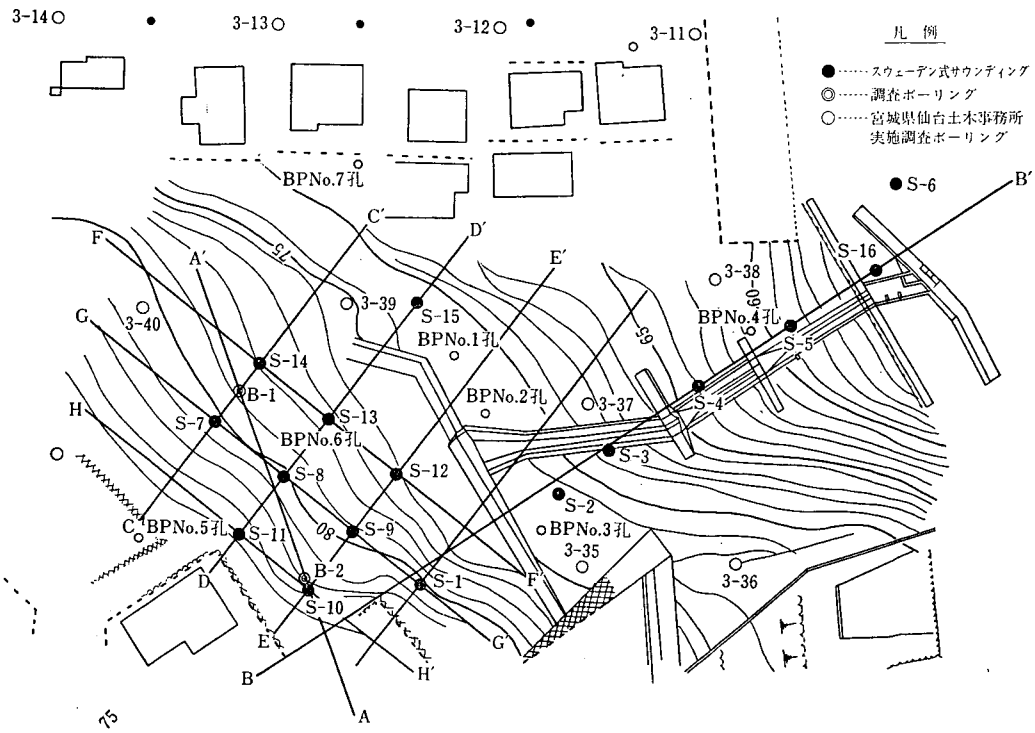
② サウンディング

試験時における全般的な感触としては，GL-5 m 前後までは貫入しやすく，以下はロッドに粘りつく感じで貫入が難しくなる。図—4.45 に盛土層の深度と貫入抵抗の関係を示した。GL-4 m 付近までは W_{sw}=50～100 kg，以下は N_{sw}=20～200 回転で深度方向に漸次抵抗が増加する傾向がみられる。

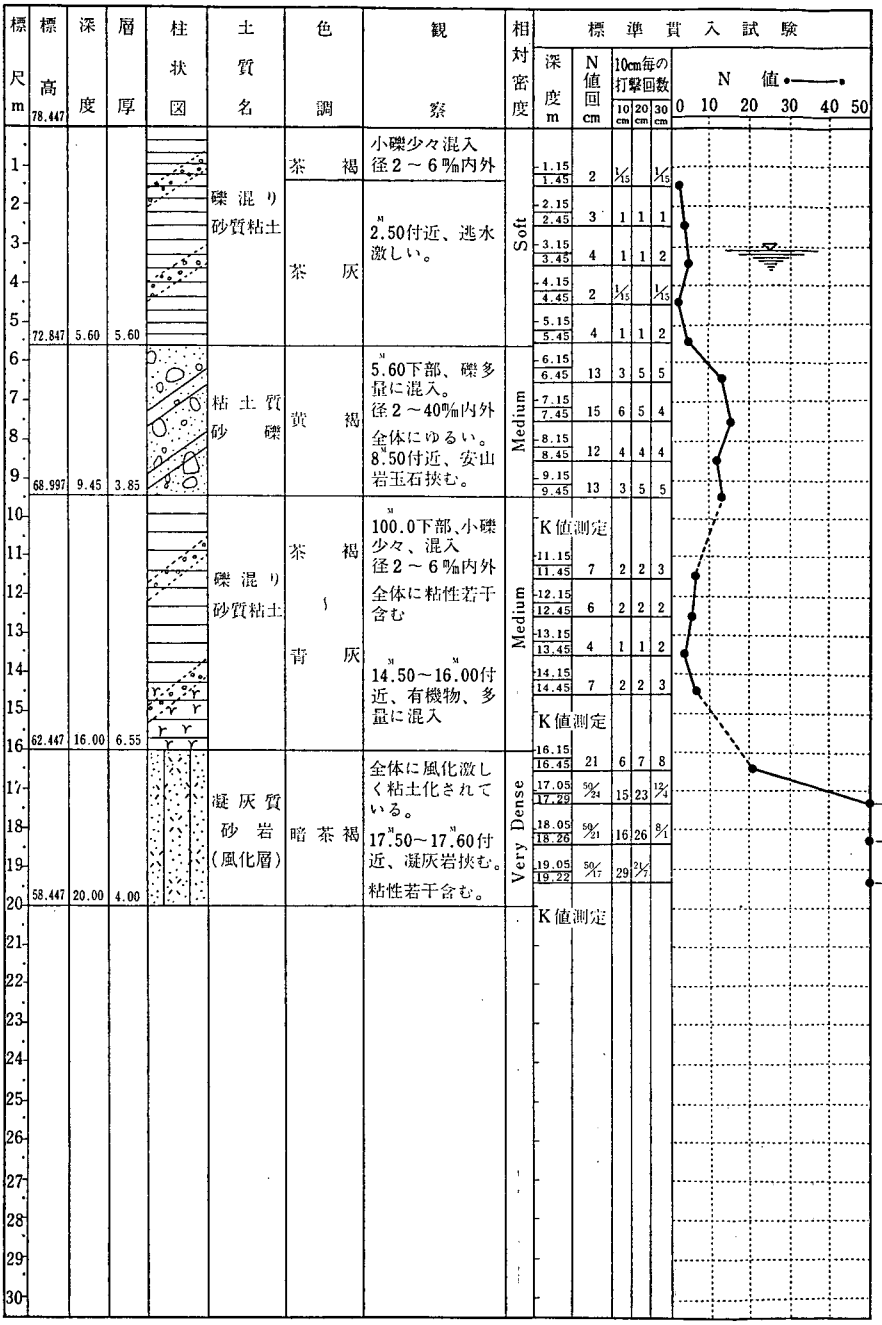
スウェーデン式サウンディングの抵抗値と N 値，一軸圧縮強度の関係は図—4.46 に示した（日本道路公団



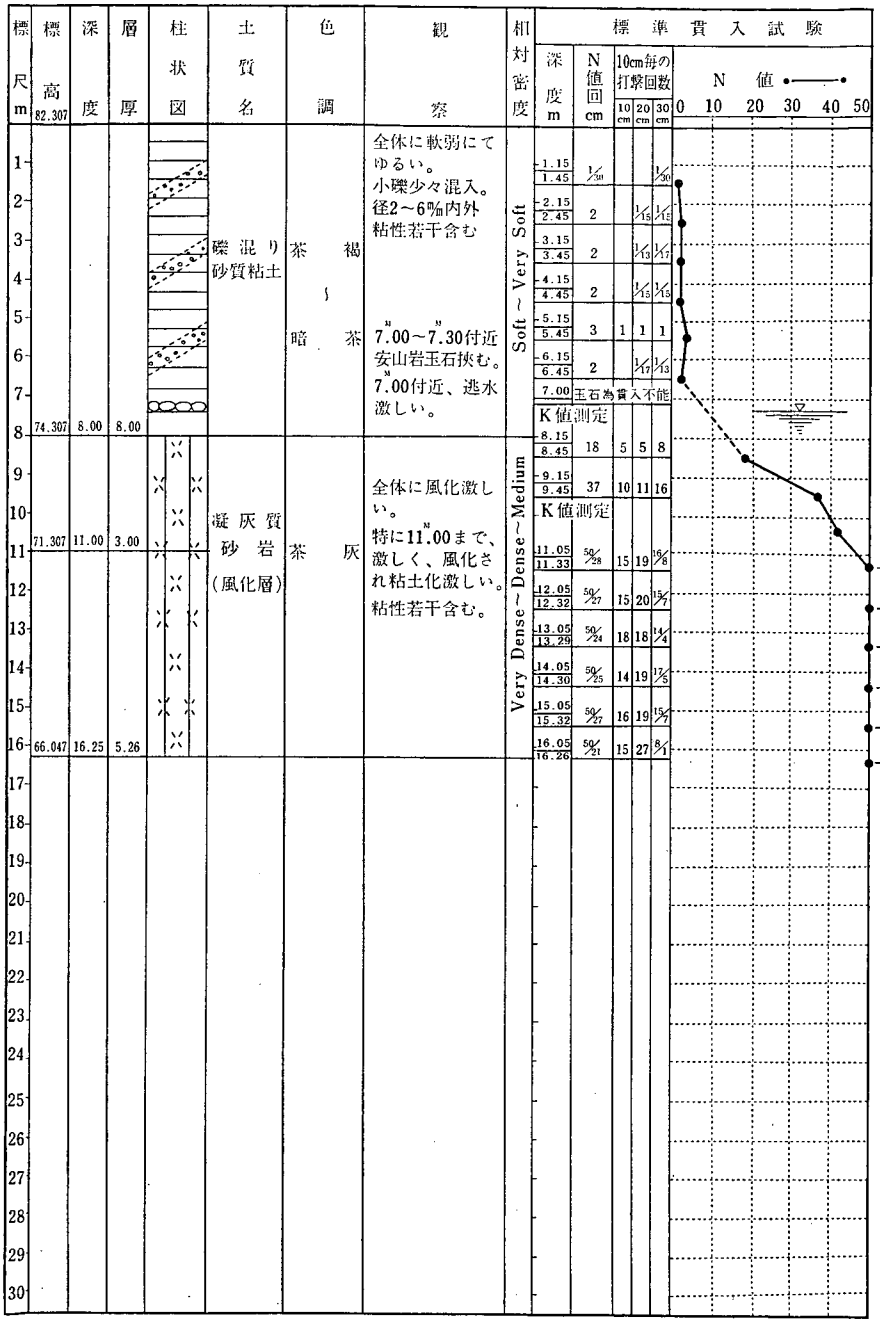
図—4・38 緑ケ丘3丁目の崩壊の模式図



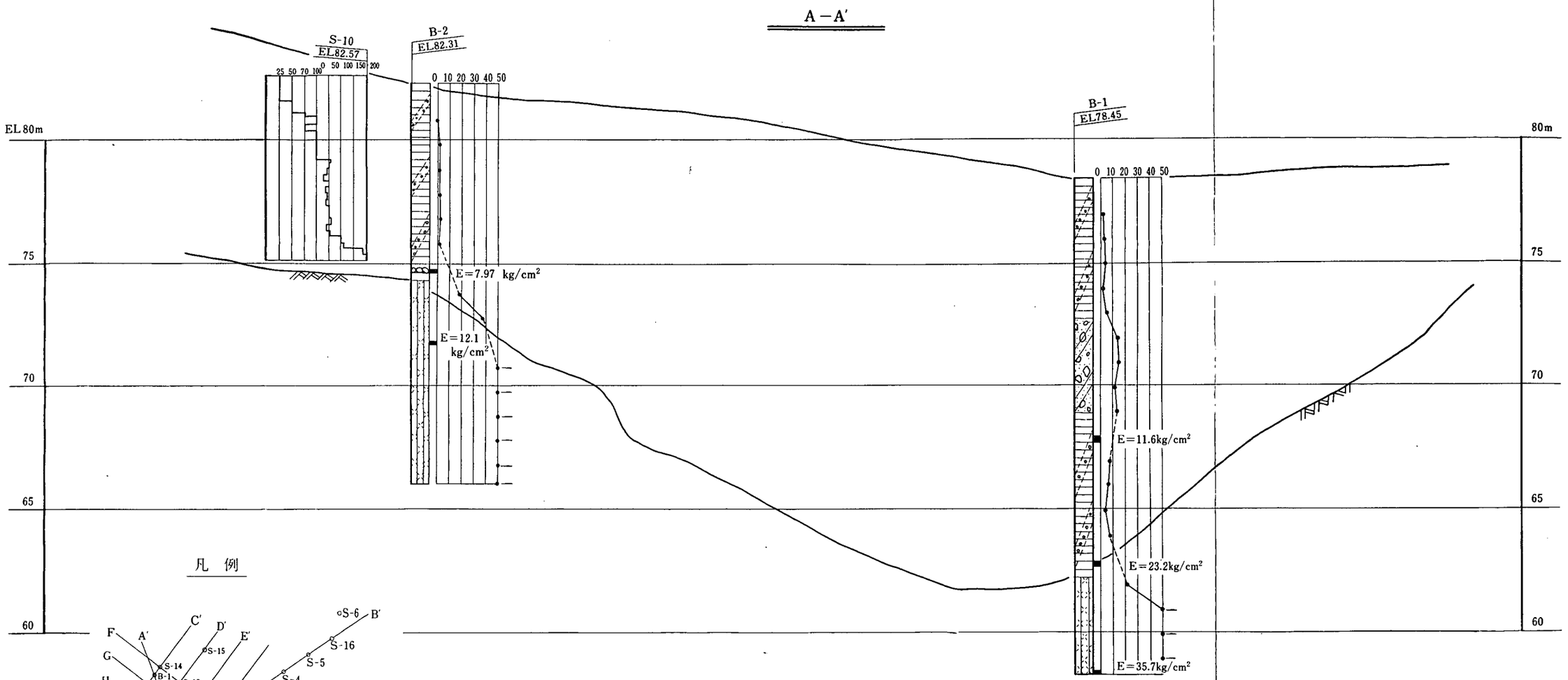
図—4・39 調査位置平面図



図—4·40　緑ケ丘三丁目（仙台市）地盤調査土質柱状図

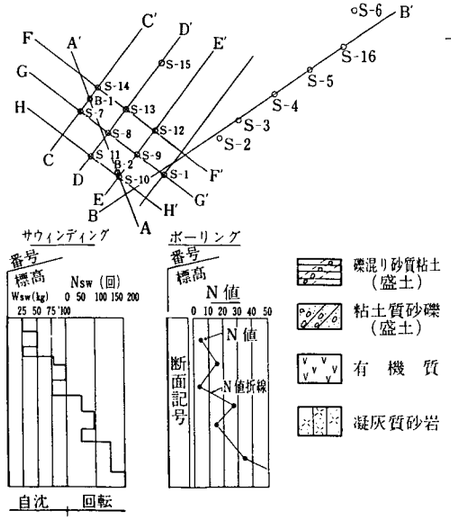


図—4·41 緑ケ丘3丁目（仙台市）地盤調査土質柱状図

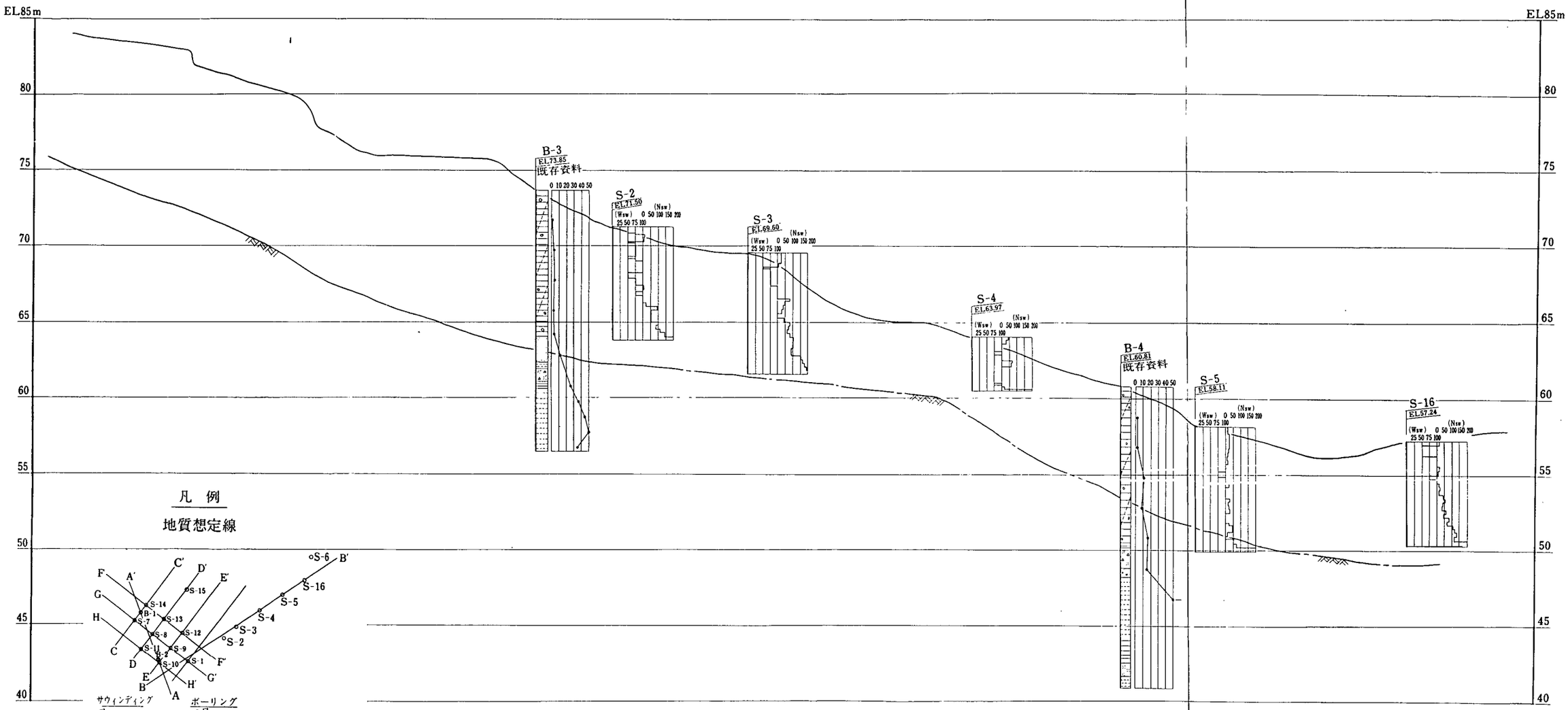


図—4・42　A-A′　測線地層想定断面図

凡　例



B－B′



図―4・43 B-B′ 測線地層想定断面図

資料)。これによれば，調査区域内の地層（礫混り粘性土）については，次式が参考となる。

$$q_u=0.0045\,W_{sw}+0.0075\,N_{sw} \cdots\cdots (4.2)$$

$$N=0.03W_{sw}+0.05\,N_{sw} \cdots\cdots (4.3)$$

一方，実測値との比較結果を図—4.47 で N 値と W_{sw}, N_{sw} の比較で示した。図の範囲では，かなり良い対応を示している。

③ 横方向 K 値測定

横方向 K 値測定はプレシオメーター法で行った。測定結果は整理して表—4.6 に示した。表から分かるように，盛土層と基盤層とでは，変形係数（E）が1オーダー異なる値を示している。

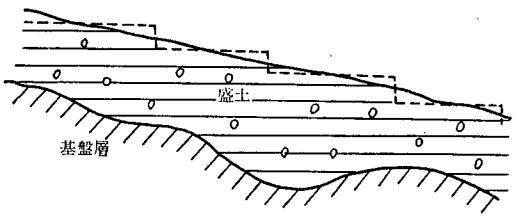
プレシオメーターから求められた変形係数と地盤の N 値との相関がなされている（図—4.48)。これに今回の測定 E 値（図中2重丸）を対比させると，N 値の低い部分ではばらつきがあるが，風化岩（$N>30$）ではほぼ

$$E=6.78\,N^{0.999} \cdots\cdots (4.4)$$

のラインにのっている。

〔3〕 ま と め

以上，斜面崩壊について，今回の地震で特徴的であった階段状住宅団地と急傾斜地の災害を取上げてその概要と地盤調査結果を紹介したが，ここでもこれら二つに分けてまとめを述べてみたい。



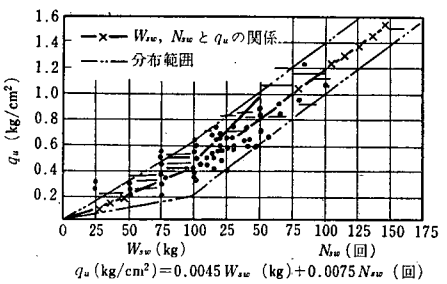
図—4.44 地盤の概念図

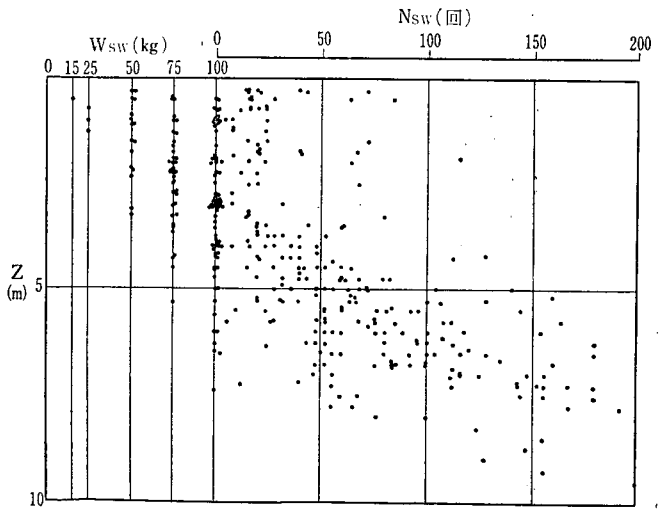
(1) 階段状住宅団地

住宅団地のうち，特に被害の深刻だったのは，昭和37年の宅地造成等規制法の制定前に造成された住宅団地で，崩壊はすべてと言ってよいくらい盛土部分に集中していた。そして，これらの斜面崩壊におけるすべり面の多くは，緑ケ丘3丁目の例のように地山と盛土の境界付近に存在した。

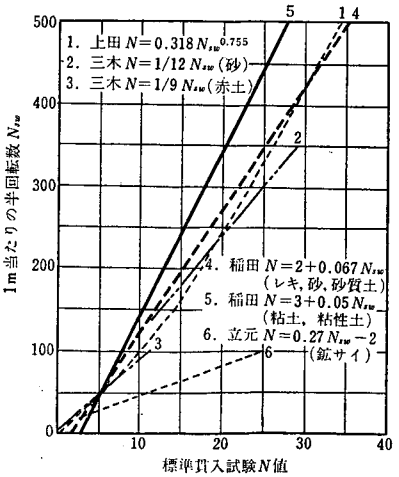
以上のような崩壊に対しては，例えば盛土でも N 値がいくら以上であればそう危険ではないといった工学的な目安があることが望ましいが，今回の緑ケ丘3丁目の地盤調査の結果例（図—4·40，4·41，表—4·6 等）では N 値 20 程度であった。しかし，このような値は，盛土厚や斜面の傾斜等に左右されるものであり，N 値 20 程度というのは，単なる一例と考えるべきである。今後の課題としては，このような調査例を蓄積し，モデル解析等も進めて，早急に工学的な目安を確立する努力が必要であろう。

次に住宅団地内の土木構造物の一つである擁壁についても目立ったことを述べておきたい。擁壁に関しては，玉石練積の箇所に多くの被害が発生しており，増積，段積の順に被害を受けたが，宅地造成等規制法施行後の擁壁構造は，コンクリート造りが多く，被害は少なかっ

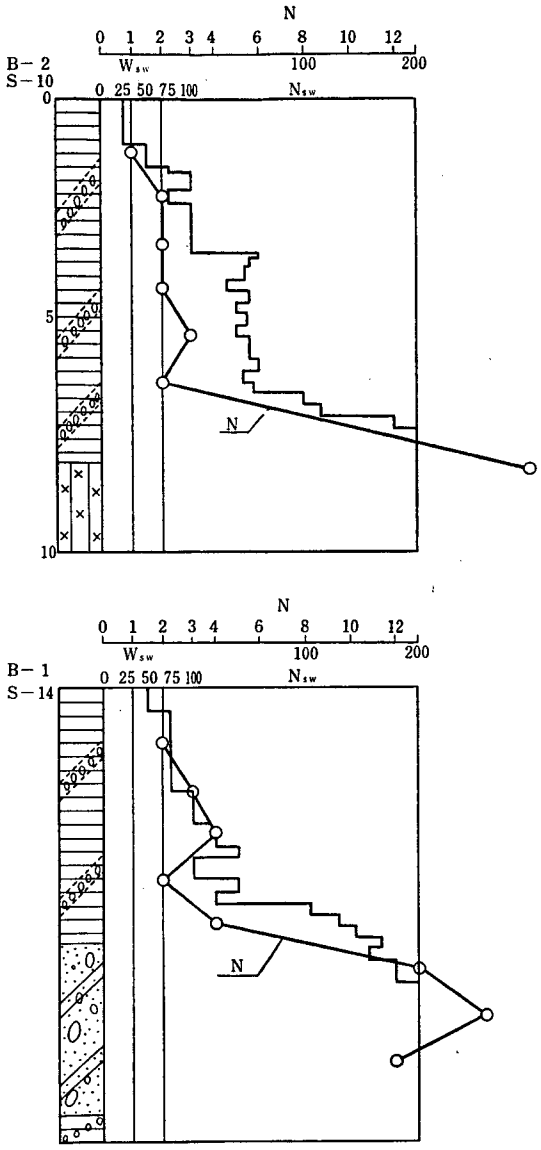




図—4·45 深度とスウェーデン式サウンディングの貫入抵抗



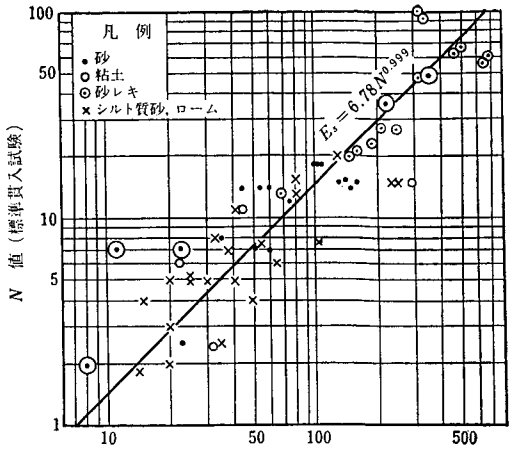
図—4·46 各種サウンディングの結果の関係



図—4·47　標準貫入試験とスウェーデン式サウンディングの対比

表—4·6　横方向K値測定結果

地　点	測定深度 (m)	土質名	N 値	E (kg/cm)	土　層
No. 1	GL 10.50	礫混り砂質粘土	7	11.6	盛　土
	15.50	〃	7	23.2	
	20.00	凝灰質砂岩	>50	357.0	基　盤
No. 2	7.50	礫混り砂質粘土	2	7.97	盛　土
	10.50	凝灰質砂岩	37	121.0	基　盤



図—4·48　N 値と変形係数 E_s との相関（プレシオメーター）

た。このようなことは，1978年伊豆大島近海地震においても見られたことであり，一般的に空石積，練石積及びブロック積を含めて積構造の擁壁は地震に対して弱く，土圧を考慮したコンクリート擁壁は比較的強いと言えるであろう。

（2）　急傾斜地の崩壊

急傾斜地の崩壊は，急傾斜地崩壊危険地区の防止工事の未着手地区で発生し，防止工事が完成した所では，大きな被害を受けなかった。崩壊のパターンを表—4·5 にあげた8箇所の例で述べると，愛宕と高山下のように砂状になるまで風化の進んだ地帯での比較的深いすべり面を持つ崩壊と，他の6箇所において見られるような，風化，変質，亀裂の発達した岩の崩落であった。

急傾斜地の崩壊においても，先の盛土斜面と同様に，安定度（危険度）の目安の評価が問題となるが，急傾斜地の場合，主に降雨に対しては，建設省により表—4.7 に示す危険度判定基準が示されており，行政的にも利用されている。また，地震に対しても，昭和 54 年度に，建設省河川局傾斜地保全課及び建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室により，表—4·8 に示すような判定基準が提案されている。これらの判定基準を，先の8箇所の崩壊地に適用した結果も，表—4·6 に示してある（表中，主に 降雨に対するものが“総点検”，地震に対するものが“耐震”で表わされている）。

この結果は，“総点検”及び“耐震”共に，伊里前の例を除いてすべて A ランク（危険度大）と評価しており，これらの判定基準が，概査的な危険度判定に有効であると考えられる。また，“総点検”と“耐震”との差異であるが，表—4·6 の結果で分かるようにほぼ同様の評価をしており，一般的には，降雨に対して弱い斜面は地震に対しても弱いということが言える。

表—4・7

（a） 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

要因		点数 自然斜面	点数 人工斜面	備考
1. 高さ	10m 以上	7	7	
	10m 未満	3	3	
2. 傾斜度	45° 以上	1	1	
	45° 未満	0	0	
3. オーバハング	有	3	3	
	無	0	0	
4. 表土の厚さ	0.5m 以上	1	1	
	0.5m 以下	0	0	
5. 湧水など	有	1	1	
	無	0	0	
6. 周辺の崩壊	有	3	3	
	無	0	0	
7. 急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準	満足		3	
	不満足		0	
8. 構造物の異常	有		3	
	無		0	

注：人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

（b） 急傾斜地危険度採点区分

ランク	点数 自然斜面	点数 人工斜面	備考
A	9 点以上	15 点以上	危険度 大
B	6点～8点	9点～14点	〃 中
C	5 点以下	8 点以下	〃 小

表—4・8 急傾斜地崩壊危険度判定基準（案）

要素	番号	調査項目	項目区分	配点
素因要素	①	斜面高（H_m）	$5 \leqq H < 10$	3
			$10 \leqq H < 30$	7
			$30 \leqq H < 50$	8
			$50 \leqq H$	10
	②	斜面勾配（α）	$1:0.6 \leqq \alpha$	7
			$1:1.0 \leqq \alpha < 1:0.6$	4
			$\alpha < 1:1.0$	1
	③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング	7
			構造物のある斜面のオーバーハング	4
			オーバーハングなし	0
	④	斜面の地盤	斜面の表面に転石，浮石が多い	10
			切土の面に玉石が多い	7
			風化，変質亀裂の発達した岩	6
			礫混り土砂	5
			風化，変質した岩	4
			亀裂の発達した岩	4
			土砂	4
			粘性土	1
			亀裂の発達していない岩	0
	⑤	表土の厚さ	0.5 m 以上	3
			0.5 m 未満	0
	⑥	湧水	あり	2
			なし	0
	⑦	落石，崩壊頻度	年1回以上	5
			年1回未満	3
			なし	0
管理要素	⑧	斜面の異常，変状	あり	a
			なし	c
	⑨	斜面安定工の異状，変状	あり	a
			なし	c
	⑩	家屋等に被害を与えた落石，崩壊	あり	a
			なし	c
	⑪	斜面上の有害行為	顕著である	a
			若干見られる	b
				c
	⑫	斜面安定工による斜面の安定度	やや低い	a
			普通	b
			高い	c
参考要素		崩土の到達距離と家屋の配置	L, H, L/H	
		その他特記事項		

表—Ⅰ

		素因要素点 13点以下	14～23点	24点以上
管理要素⑧～⑪	aがひとつ以上	Ⓐ	Ⓐ	Ⓐ
	bがひとつあとはc	Ⓑ	Ⓐ	Ⓐ
	全部がc	Ⓒ	Ⓑ	Ⓐ

表—Ⅱ

		表—Ⅰの判定 Ⓐ	Ⓑ	Ⓒ
管理要素⑫	a	A	A	B
	b	A	B	C
	c	B	C	C

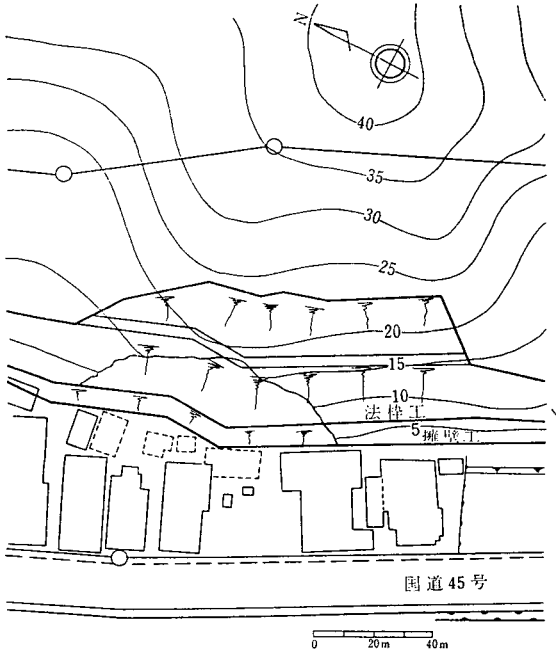
表—Ⅲ

ランク	A	B	C
内容	危険度が高い	やや危険	危険度が低い

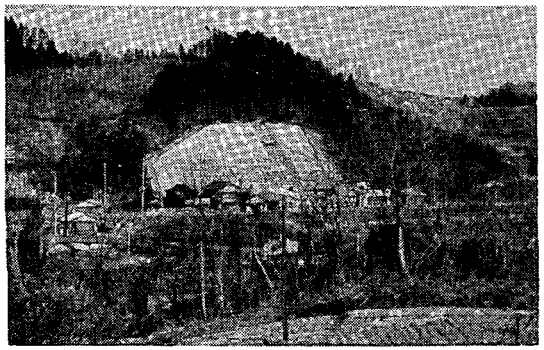
注：1. 自斜斜面でまったく斜面安定工がない場合は管理要素の⑨を除いて表—Ⅰで判定する。他の場合はすべて表—Ⅰと表—Ⅱにより判定する。

2. Cと判定された場合で
（i） 降雨に対する年度総点検でもCランクだった場合
（ii） 家屋と法尻の距離が斜面高の半分以上ある場合のいずれかを満足すればほぼ安全（C）とみなす。

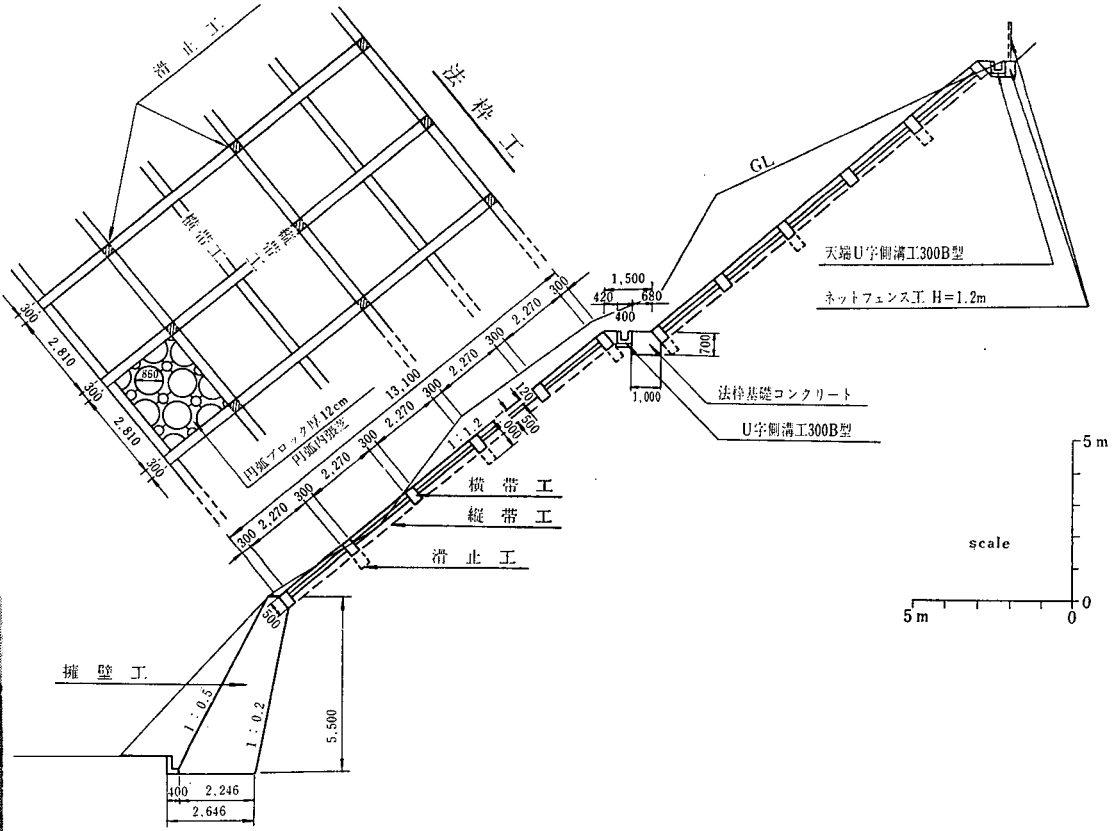
3. 防止工完了斜面でも周辺の状況等で判断し，素因要素の①～⑦の項目はすべて採点する。



図—4・49 愛宕地区平面図



写真—4・26 対策工が完成した愛宕地区



図—4・50 A箇所標準横断図

次に，急傾斜地の地震対策であるが，従来より急傾斜地崩壊防止施設は，地震について特にこれを外力として設計することはまれであったが，それでは地震については考慮していないかといえばそうではなくて，降雨に対して安定な施設は地震に対しても一般に安定性が高いという経験的配慮がされていたと言える。今回の地震による急傾斜地の崩壊に対する対策工事も，上記のような考え方を基本としてなされた。ここで，将来の詳細な耐震工法の検討の基礎資料とするために，宮城県が実施した愛宕地区の対策工の平面図と標準断面図（図—4·49，4·50）を一例として示しておく。また，対策工事が完了した状況を写真—4·26 に示しておく。

参考文献

1) 建設省土木研究所「新潟地震調査報告」土木研究所報告，第125号，昭和40年6月
2) 栗林，龍岡，吉田「明治以降の本邦の地盤液状化履歴」土木研究所彙報，第30号，1974.12
3) 土木研究所第1次調査団「1978年6月宮城県沖地震被害調査速報」土木技術資料 Vol. 20, No. 8, 1978.8
4) 岩崎，川島，常田「1978年6月宮城県沖地震被害調査概報」土木研究所資料，第1422号，1978.10
5) 岩崎，常田，安田「1978年宮城県沖地震における地盤の耐震性に関する調査」第14回土質工学会，1979.6
6) 岩崎，常田「1978年宮城県沖地震による地盤震害に関する調査」第15回地震工学研究発表会，1979.7
7) 岩崎，常田「1978年宮城県沖地震で被災した構造物の周辺地盤の耐震性調査」第34回土木学会年次学術講演会，1979.10
8) 岩崎，常田「1978年宮城県沖地震における地盤の流動化に関する調査」土木技術資料，Vol. 21, No. 12, 1979.12
9) 例えば，石原，吉田，長尾「崩壊地における不撹乱土の強度試験：東伊豆道路震災対策検討委員会報告書」pp. 91～106，東伊豆道路震災対策検討委員会，1979.3
10) 日本道路協会「道路橋耐震設計指針・同解説」昭和47年3月
11) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説　V耐震設計編」昭和55年5月
12) (株)応用地質調査事務所の調査報告に基づく
13) 基礎地盤コンサルタンツ(株)の調査報告に基づく
14) 建設省東北地方建設局北上川下流工事事務所「昭和53年度吉田川堤防地盤調査報告書」昭和53年6月
15) 建設省東北地方建設局北上川下流工事事務所「1978年6月12日宮城県沖地震による河川構造物等被害状況写真集」昭和53年7月
16) 不動建設株式会社「宮城県沖地震震害調査報告書」1978年7月
17) パシフィックコンサルタンツ(株)の調査による
18) 川島，高木「宮城県沖の地震（1978年2月）被害概報」土木技術資料，Vol. 20, No. 8, 1978年8月
19) 岩崎，龍岡，高木「砂のセン断変形係数と減衰の歪依存性について」第12回土質工学研究発表会，1977.5
20) 岩崎，龍岡，常田，吉田「共振法，振動三軸試験による沖積粘性土の動的変形係数」第13回土質工学研究発表会，1978.6
21) 宮城県「'78 宮城県沖地震災害の概況」p. 118, 1978.12
22) 建設省東北地方建設局仙台工事事務所「阿武隈橋地質調査報告書」昭和53年11月
23) 東北大学理学部地質学古生物学教室「1978年宮城県沖地震に伴う地盤現象と災害について」東北大地質古生物研邦報，No. 80, p. 1-97, 昭和54年3月
24) 科学技術庁研究調整局「1978年宮城県沖地震に関する特別研究報告書」昭和55年3月
25) 宮城県土木部「'78宮城県沖地震　公共土木施設等被災写真集」昭和54年3月
26) K. Yamamura, T. Iwasaki, Y. Sasaki, Y. Koga, E. Taniguchi, K. Tokida, "Ground Failures and Damages to Soil Structures from the Miyagiken-oki, Japan Earthquake of June 12, 1978", Proc. of U.S. National Conference on Earthquake Engineering-1979, Aug. 22-24, 1979, Stanford, California, U.S.A.
27) T. Okubo, M. Ohashi, T. Iwasaki, K. Kawashima, and K. Tokida, "Damage Features of Civil Engineering Structures due to the Miyagiken-oki Earthquake of 1978," Proc. of the 11th Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Sep. 4-7, 1979, Tsukuba, Japan

第5編 下水道施設の被害

市村訓男[9*] Kunio Ichimura

目 次

1. まえがき……(1)
2. 下水道施設の被害状況……(1)
〔1〕 管渠，マンホールの被害……(1)
〔2〕 ポンプ場及び処理場の被害……(4)
3. 施設被害に学ぶもの……(6)
〔1〕 管渠及びマンホールについて……(7)
〔2〕 ポンプ場，処理場施設について……(8)
〔3〕 その他……(9)
4. おわりに……(9)
参考文献……(9)

1. まえがき

我が国における近代下水道の歴史は，下水道法が初めて制定された明治33年（1900年）より数えて約80年を経ているにすぎず，しかも国家的施策として計画的な整備が行われるようになったのは，第1次下水道整備5箇年計画が開始された昭和38年（1963年）からであることを考えると，我が国がいかに地震国であるとはいえ，従来の震害から学べる教訓は決して多いとは言えない。

わが国の近代下水道が出会った地震のうち，最も早い時期のものとしては関東大震災（東京，震度5）があり，また新潟地震（新潟，震度5），十勝沖地震（八戸，震度5）も記憶に新しいが，これらはいずれも公共下水道としては未成熟の段階で被災しており，水洗化率もきわめて低い段階であった。したがって今回の宮城県沖地震における仙台市公共下水道のように，普及率58.9%（昭和52年度末）にまで整備された下水道施設が被災したのは最初の例と言えよう。

本報告は，地震直後被災地を訪れ，現地調査を行った栗林，安藤の調査資料[1]をもとに，宮城県土木部下水道課[2]，仙台市建設局下水道部[3]の協力を得て，宮城県沖地震による下水道施設の被害についてまとめ，考察したものである。

2. 下水道施設の被害状況

昭和52年度末現在，宮城県内で行われている下水道事業は，仙塩，阿武隈の両流域下水道事業，仙台市等16市町の公共下水道事業及び多数の市町村で行われている都市下水路事業があり，供用中の施設は流域下水道と公共下水道を合せ，処理場2箇所，ポンプ場34箇所，管渠614.5 km であり，都市下水路延長は64.5 km であった。このうち今回の地震により処理場2箇所，ポンプ場9箇所，管渠4 km，都市下水路0.1 km に被害を生じ，この被害の総額は798百万円にのぼっている（表—5·1 参照）。

被害の程度は千差万別といってもよいが，被害の形態は施設毎にある程度定型化しており，施設の弱点部分が浮き彫りされている感じがする。以下管渠，マンホール施設と処理場，ポンプ場施設について被害の様態を示す。

〔1〕 管渠，マンホールの被害

管渠の被害は表—5·1 に見るとおり，マンホールの被害を合せて総額579百万円にのぼっており，全体被害額の72.6% を占めている。また被害件数は2,126件である。管路の被害と埋設場所との関係は，仙台市を例にとると，中心市街地部分は礫層の上に形成されており，ほ

表—5·1 下水道施設被害総括表 （単位：百万円）

	総計		処理場		ポンプ場		管渠		マンホール		都市下水路	
	箇所数	金額	箇所数	金額	箇所数	金額	箇所数	金額	箇所数	金額	箇所数	金額
流域下水道	1	35	1	20	1	9			1	6		
公共下水道	12	738	1	32	1	134	8	368	8	204		
都市下水路	3	25									3	25
計		798		52		143		368		210		25

注 （1） 災害査定要望調書より作成
（2） 箇所数は事業主体（流域下水道は県，他は市町村）数

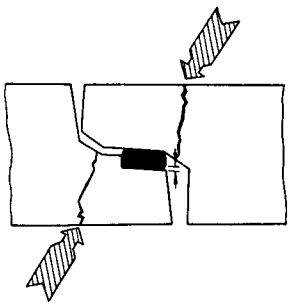
9* 下水道研究室長（現住宅・都市整備公団関連施設部調査役）

とんど被害がなかったのに対し，東部の泥炭層から成る軟弱地盤の上にある市街地や，北部，南部の丘陵地帯を切り土，盛り土して団地造成した地域に被害が集中している。

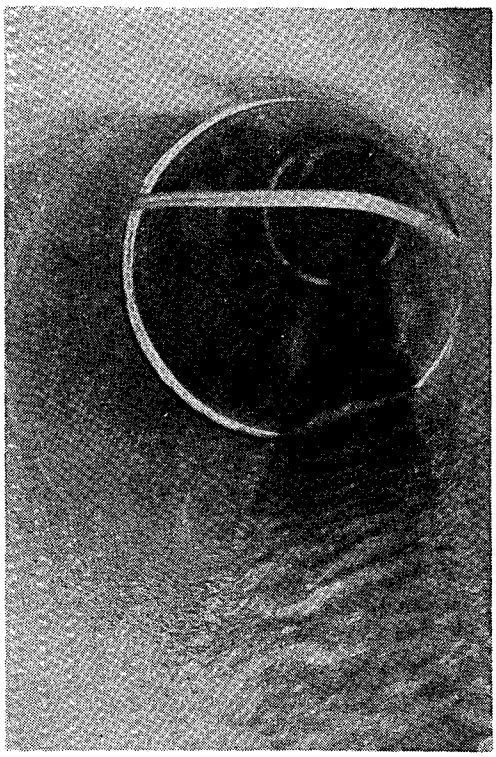
被害の様態は以下のとおりである。

① 管渠目地の破損，ずれ（1,189件）は，遠心力鉄筋コンクリート管（ヒューム管）の目地及び管基礎が，地震時における引張力や横断方向の力（図—5・1）に対抗できずに生じたものと思われる。この結果として，ヒューム管のヤーンやゴムリングが脱落し（写真—5・1），地下水が浸入し（写真—5・2），さらに，大量の土砂が流入した箇所もある（写真—5・3）。

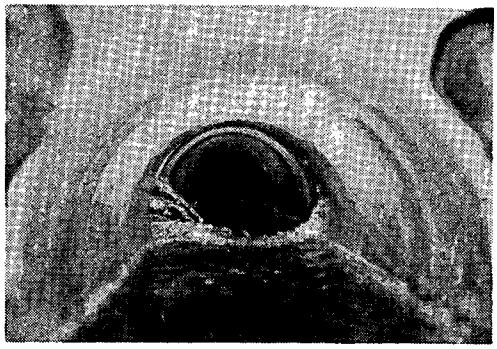
② 管体の亀裂，破損（246件）は，目地付近，杭基礎部分，マンホールとの接続部等に生じた。目地付近の破損（写真—5・4）は，管目地が振動により伸縮し，管体が衝突して破損したものである。杭基礎部分では振動により集中荷重が管体にかかり，管体腹部のひび割（図—5・2）が生じた箇所があった。マンホール付近では円周クラックが生じた箇所があった。



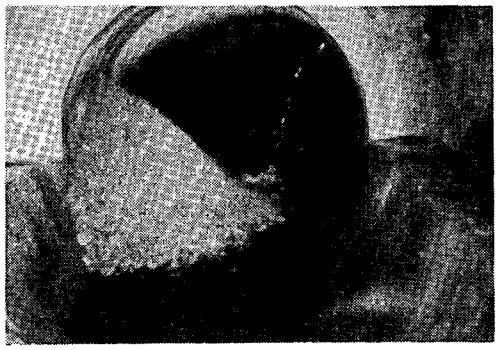
図—5・1　管継手部の破損



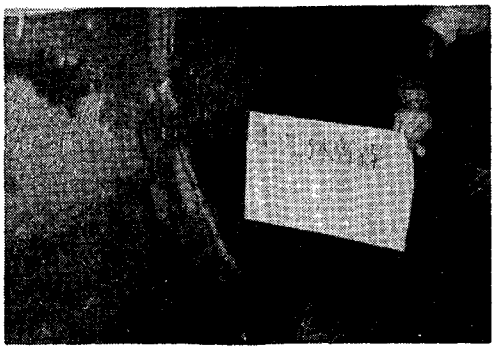
写真—5.1　ヒューム管のゴムリングの脱落



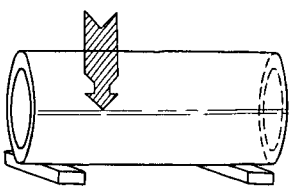
写真—5・2　管の破損による地下水の侵入



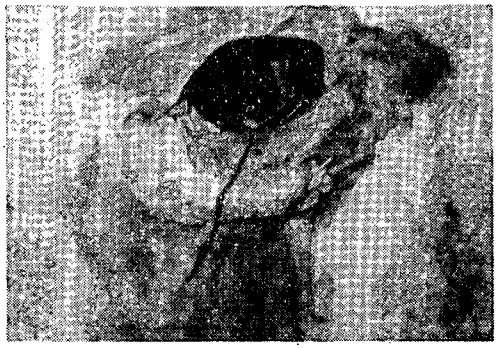
写真—5・3　管の破損による土砂の流入



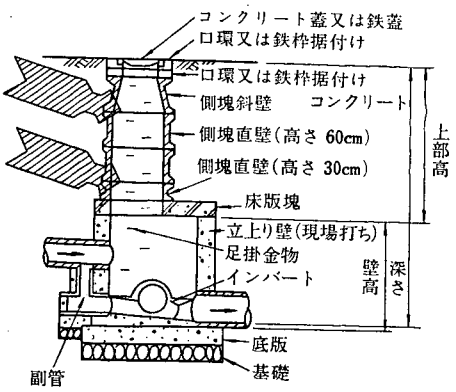
写真—5・4　目地付近の管体の破損



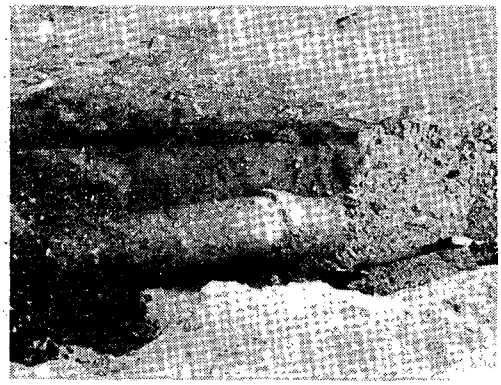
図—5・2　異常土圧山によるヒューム管の破損



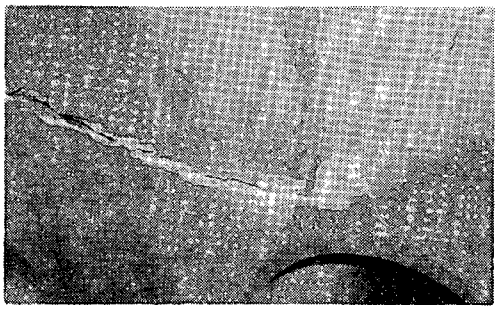
写真—5·5 取付管の破損



図—5·3 マンホール模式図



写真—5·6 岩盤層での管の座屈



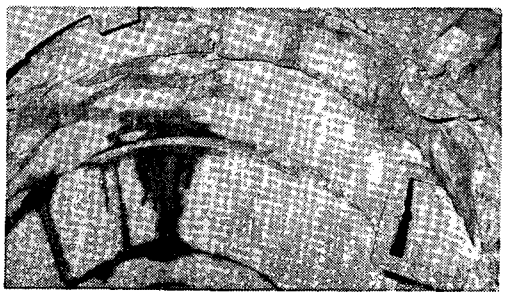
写真—5·8 マンホール立ち上り壁の破損



写真—5·7 雨水枡の破損



写真—5·9 マンホール斜壁及び直壁の破損



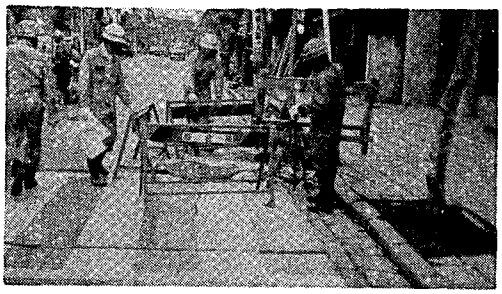
写真—5·10 マンホール目地のずれ

③ 取付管の破損（141 件）は管体取付部のモルタルが破壊された例が多い（写真—5·5）。

④ 管渠の沈下，浮き上り，蛇行（53 件）は，軟弱地盤で多く生じたが，逆に岩盤層で座屈（写真—5·6）したものも見られた。

⑤ この他管関係の被害としては，雨水枡，汚水枡の破損（40 件）（写真—5·7）及び伏せ越し管の破損（1 件）があり，総計 1,670 件であった。

⑥ マンホールは一般的に図—5·3 に示した形態を有している。立ち上り壁は現場打の無筋コンクリートであり，管渠はこの壁を貫入してモルタル接合される。側塊直壁及び側塊斜壁は，工場生産の鉄筋コンクリート製品であり，モルタル接合されている。被害を件数で示すと，立ち上り壁の破損（写真—5·8）が 112 件，斜壁，直壁等の破損（写真—5·9）55 件，目地ずれ（写真—5·10）147 件，鉄蓋受け枠の破損（写真—5·11）1 件，マ



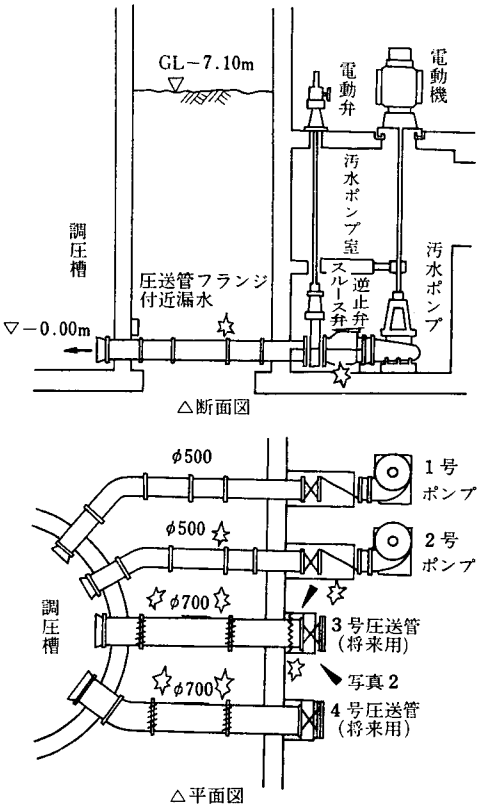
写真—5・11　マンホール鉄蓋受け枠の破損

ンホール完全破壊141件，計456件であった。

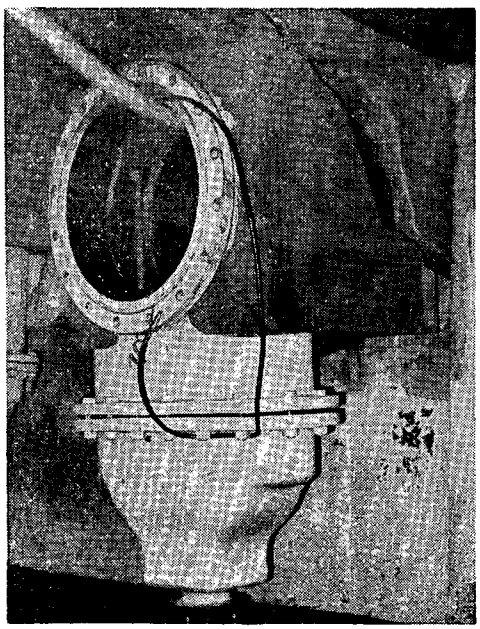
以上のように管渠，マンホールには多くの被害を出したが，下水道が最も整備されている仙台市で，処理場への流入幹線である第1・第2蒲生幹線等主要な幹線に被害が軽微であったため，局地的な被害にとどまった。復旧方法は，管，マンホールの目地ずれ等本体が破損していないものは据え直し等で措置し，他は全部又は一部を取り壊し，築造し直した。

〔2〕 ポンプ場及び処理場の被害

地震発生と同時に多くのポンプ場，処理場は，停電，機器破損により機能停止に陥った。しかし幸なことに，仙塩流域下水道は処理開始（6月1日）直後であり，まだ流入水がほとんど無く，逆に1日50万m³を処理する仙台市公共下水道は，合流式であるため管断面に余裕があり，管内貯留で汚水を貯め，1部生下水の滅菌放流をしながら1両日中の機能回復をまって，正常な運転を再開することができた。ただ仙台市郡山ポンプ場については吐出管が破損し，その復旧に時間がかかったため，約12日間，4万m³/日の生下水を名取川に滅菌放流せざるを得なかった。郡山ポンプ場は，市の南西部に存する中継ポンプ場で，排水面積は920 ha，排水能力は雨水7.687 m³/s，汚水 0.419 m³/s，計 8.106 m³/s であり，晴天時には汚水を下流のポンプ場へ圧送し，雨天時には余水を名取川へ放流している。今回被害を受けた汚水圧送部分を図—5・4 に示すが，汚水ポンプは2台設置してあり，将来増設予定の2台を含め計4台で汚水を揚水し，いったん調圧槽に合流し，その後場外に圧送するという形をとっている。地震により3号ポンプに接続する予定の鋳鉄製圧送管が切断された（図—5・4，写真—5・12，5・13）ほか，1号圧送管を除く2,3,4号の圧送管に漏水が見られた。この為調圧槽から汚水が逆流し，一時はポンプ室全体に汚水が溢れ，運転不能の状態になった。このため雨水ポンプで汚水を緊急放流せざるを得なかったわけであり，この状態は，調圧槽内部のラッパ管を取りはずして盲フランジを施工し，1号汚水ポンプを使った汚水圧送



図—5・4　郡山ポンプ場汚水圧送管（φ500，φ700 鋳鉄管）の被害

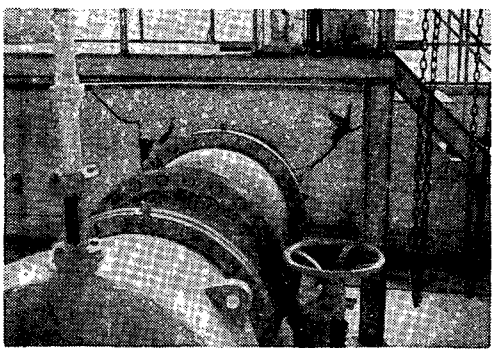


写真—5・12　鋳鉄製圧送管の切断

が再開されるまで12日間続いた。放流に際しては無論雨水沈殿池を用いて簡易沈殿を行い，また雨水放流ゲー



写真—5・13　鋳鉄製圧送管の切断



写真—5・14　ポンプ室建造物の不同沈下と吐出管の異常歪みによる壁面等の破損

ト室で 1.5～2.0 ppm 程度の塩素滅菌を行うなど配慮している。緊急放流に伴う放流水質，放流口上・下流の水質の様態は 表—5・2 に示すとおりである。

以上述べた郡山ポンプ場の被害を含め，ポンプ場及び処理場では以下のような被害が認められた。

① ポンプ場の被害は，圧送管の破壊5件，機械・電気設備6件，建築関係7件，その他場内沈下等3件で，計 21 件の被害であった。

② 処理場の被害は，機械・電気設備8件，建築 10 件，場内管きょ3件，その他場内沈下，コンクリートブロックの破損等4件，計 25 件であった。

③ 機械・電気設備の被害としては，停電時非常用電源である自家発電設備の作動不良（ポンプ場6件，処理場1件）が注目される。原因は発電機本体に係わるものはなく，水道の断水，冷却水ポンプの故障等により，冷却水が確保できなかったためであることは興味深い。

この他，制水弁巻立コンクリートの破損，ポンプ室建造物の不同沈下による床面，壁面，サッシ類の破損と吐出管の異常歪み（写真—5・14），制水弁のずれ及びスピンドルの破損（写真—5・15）等，建築物と機器類の接点における被害が目立った。また碍子の破損と絶縁油の漏洩によって停電した例（写真—5・16）もある。

④ 建築関係では，コンクリート建物の柱，壁のクラック（写真—5・17，5・18）があった。これは構造物近傍の不同沈下（写真—5・19）と共に，ケーブル，配管等の切断を伴うこともあり，軽視できないものである。

以上のべたように，ポンプ場処理場は，土木，建築，電気，機械，配管等種々の構成物が有機的に結びつけられて機能しており，地震時においては，これらの構成要素の挙動が必ずしも一致せず，それぞれの接点で破損す

表—5・2　郡山ポンプ場放流水等水質検査結果

（1） 昭和53年6月15日（木）11：00　天候　晴

	pH	COD (ppm)	BOD (ppm)	SS	大腸菌群数 (個/cc)
②吐口・放流水		54	111		2.5×10^{8}

（2） 昭和53年6月16日（金）11：00　天候　晴

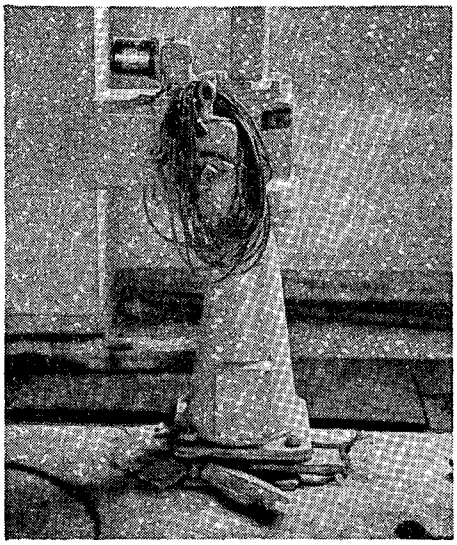
	pH	COD (ppm)	BOD (ppm)	SS	大腸菌群数 (個/cc)
②吐口・放流水		46	98		3.2×10^{2} (残塩 0.6 ppm) 1.6×10^{6} (残塩 0.1 ppm)

（3） 昭和53年6月19日（月）10：00～12：30　天候　晴
気温　30℃　　水温　19～52℃

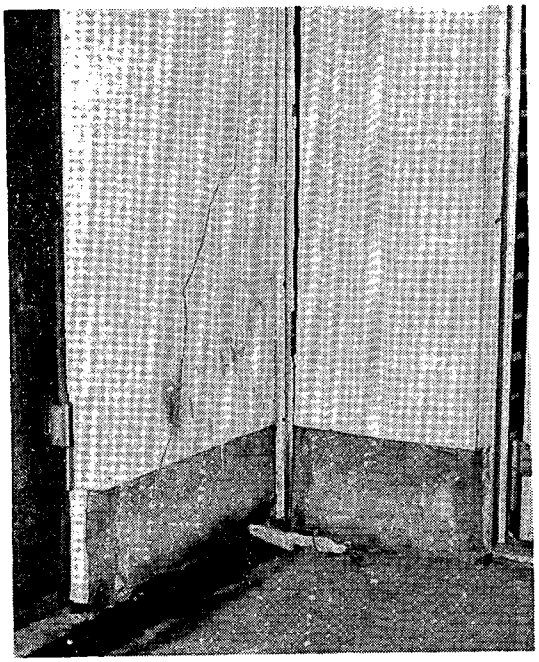
	pH	COD (ppm)	BOD (ppm)	SS (ppm)	大腸菌群数 (個/cc)
①ポンプ場・流入水	7.1	47	96	58	2.1×10^{5}
②吐口・放流水	7.2	34	64	30	5.1×10^{8}
③上流部・河川水	7.8	2	3	10	8.9×10^{1}
④下流部・混合水	7.2	2	5	5	4.1×10^{4}
⑤下流部・河川水	7.0	4	4	11	2.2×10^{4}

（4） 昭和53年6月22日（木）10：30～12：00　天候　曇

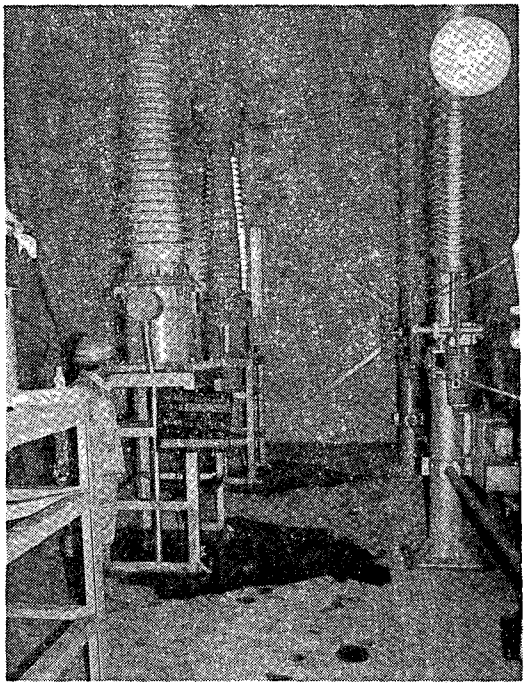
	pH	COD (ppm)	BOD (ppm)	SS (ppm)	大腸菌群数 (個/cc)
①ポンプ場・流入水	7.2	50	93	53	1.0×10^{6}
②吐口・放流水	7.1	42	70	35	1.4×10^{5}
③上流部・河川水	7.5	2	5	6	3.5×10^{2}
④下流部・混合水	7.0	6	6	9	8.6×10^{4}
⑤下流部・河川水	6.9	5	4	8	5.6×10^{4}
吐口放流水平均	7.1	45	85	30	4×10^{5}



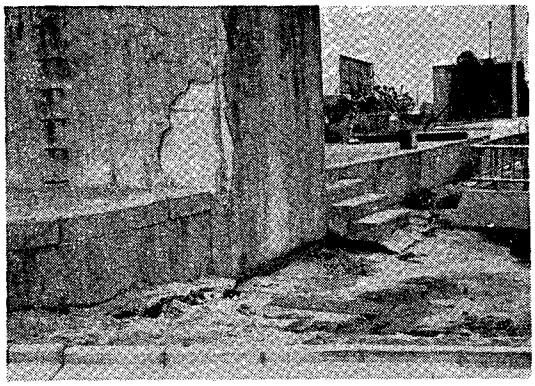
写真—5・15　制水弁のずれ及びスピンドルの破損



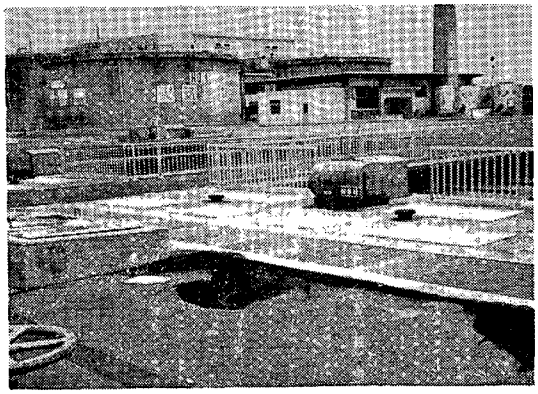
写真—5・17　コンクリート壁のクラック



写真—5・16　碍子の破損と絶縁油の漏洩



写真—5・18　鉄筋コンクリート柱の破損

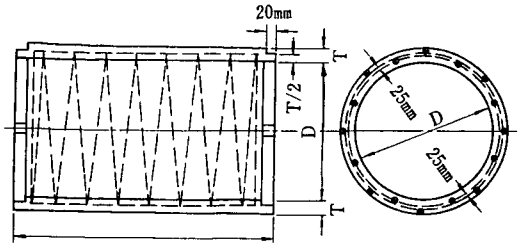


写真—5・19　構造物近傍の不同沈下

るという例が多かった。復旧方法は，軽微なものは据え直し，他は新品と取替えた。また，可とう性継手を新たに採用した箇所もある。

3. 施設被害に学ぶもの

以上のように，下水道各施設の被害は多岐にわたっており，各施設に固有のものもあれば，共通したものもある。各施設に固有の被害は，その原因を究明し，以後の



図—5・5 ヒューム管配筋図

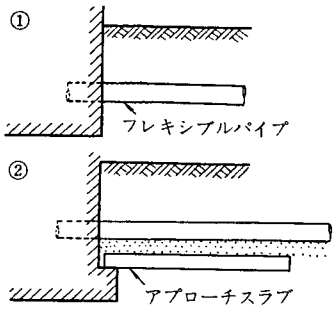
同類施設の建設に生かす必要がある。また各施設に共通して見られる被害については，設計法，施工方法の修正が必要であり，今後の研究により適切な打開策が打ち出されなければならない。

そこで以下に今回の地震で受けた施設の被害から，今後下水道施設を計画，設計，施工する際に考慮すべき反省事項を挙げておくこととする。

〔1〕 管渠及びマンホールについて

(1) ヒューム管等既製コンクリート管の強化

現在の既製コンクリートパイプの設計では，リング断面だけを考え，これに加えられる荷重だけしか考えていない。すなわち主鉄筋は断面にリング状ないしラセン状に加工した鉄筋であり，管の軸方向にはこれらの主鉄筋の整形を兼ねた配力筋が考慮されているにすぎない。したがって，管軸を梁とするような強力な曲げモーメントやせん断力が加えられると，管は比較的簡単に破損してしまうことになり，今後この点を配慮した配筋方法に改



図—5・6 構造物と管路の継合

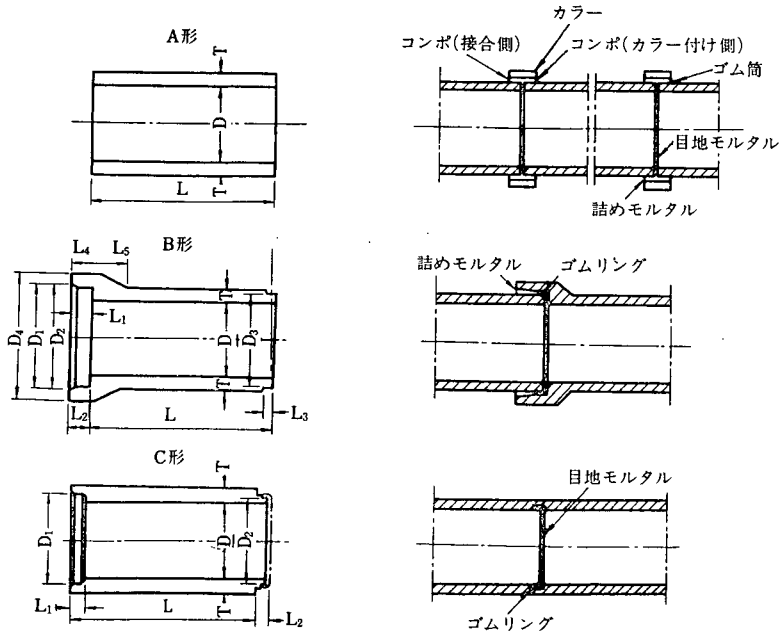
められることが望ましい（図—5・5）。

(2) 管とマンホール等構造物との接合部における耐震性の強化

上に述べたように，既製の鉄筋コンクリート管は管軸方向に加わる曲げモーメントに弱い。したがって，支持層に支えられたマンホールと接合する管のように，管自体が一端を剛結された片持ち梁として働く場合には，地震時不同な土荷重や構造物と管の固有振動数が異なるため，大きな曲げモーメントが作用し破損しやすい。このため，接合部には図—5・6のように，コンクリート管以外の可とう性のあるフレキシブル管にするとか，剛体構造物と一体になったアプローチスラブを用いて，接合部の保護を考慮する必要がある。

(3) 管継手部の改善

遠心力鉄筋コンクリート管の継手はカラー継手（A形），ソケット継手（B形）及びいんろう継手（C形）



図—5・7 遠心力鉄筋コンクリート管継手

が用いられている(図—5·7)。図からも明らかなように，継手部分には管断面の一点を要めとする開きに対する許容量が極めて少なく，この限界を越えると，要めの部分と反対側の開口部分に強い力が加わる。ところがA，B両形管は別として，C形管にあっては管継手部が肉薄となっており，特に配筋等によって補強もされていないのでむしろ最弱点部となっている。管継手部における許容曲げ角度を大きくすると共にC形管にあっては端部肉薄部の特段の補強が必要である。

（4） マンホールの斜壁及び直壁ブロックの一体化

マンホールの一般的構造は図—5·3に示したとおりであるが，コンクリート蓋又は鉄蓋，鉄枠，側塊，立ち上り壁等の相互間の固定では特に連結を考えていず，単にモルタルを介して静置しているにすぎない。このため側方から加えられる水平力には無抵抗に近く，相対的な位置づれを起こし易い。こうした横ずれは斜壁，直壁にかみ合せをつけるだけで防止可能であり，今後の改良工夫が望まれる。

〔2〕 ポンプ場，処理場施設について

（1） 緊急避難用のバイパス管の必要性

今回の被害で，ある意味で最大のものは郡山ポンプ場で緊急放流を余儀なくされたことであるが，合流式であったため，汚水による浸水を引き起こすことなく解決できた。分流式の場合には，通常公共用水域との間のバイパス管は計画されていないが，河川管理者等との協議により緊急時に対応できるようその採用を検討することが必要である。

（2） 圧送管，吐出管制水弁の複数化

郡山ポンプ場の事故は図—5·4に見るとおり，調圧槽が1つしかなかったことと，制水弁がそれぞれに1箇所しか設けていなかったことにより生じており，ポンプ場の死命を決する設備であるので今後は複数化すべきものと考える。

（3） 調圧槽における地震時サージングに対する対策

地震時における圧送管内及び調圧槽内の汚水の動きは非常に複雑で瞬間的に高い圧力の生じることが予想され，増設段階にある圧送管に大きな衝撃力が加わる。郡山ポンプ場の圧送管の破壊は制水弁（5 t）とそれを固定していたコンクリート（2 t）の振子運動によるものといわれている。しかし肉厚 12 mm の 700 mm 鋳鉄管を破壊する力は，許容応力度（23 kg/mm²）をとったとしても

$$23\times(724^2-700^2)\times\pi\times0.25=617,360\ \mathrm{kg}$$
$$\fallingdotseq 617\ \mathrm{t}$$

にも達する力であり，とても制水弁と固定用コンクリートブロックの振動力とは思えない。たまたま破壊した圧送管は振動加速度の大きい南北方向に敷設されており，サージングによる異常な水圧が衝撃的に圧送管端末にある制水弁にかかり，フランジを介して引張力として鋳鉄管に作用したのではなかろうか。このような衝撃力に対抗するためには，調圧槽内部にフラップ弁を設置するのが有効ではないかと思われる。

（4） 自家発電設備の耐震性の向上

停電に備えるべく設置されている自家発電装置が，水道の断水により冷却水の供給ができないため稼動しなかった例が，今回多く生じた。たとえば今回被害を受けた仙台市鶴ケ谷ポンプ場を例にとると，汚水中継ポンプ場で 0.135 m³/sec の規模であるが，これに見合う自家発電機は 100 kVA，130 馬力である。通常冷却水は1馬力当り 24 l/hr 必要だとされているから，1時間で 3,120 l の冷却水を消費することになる。ところが受水槽として 400 l のものを使用しており，約7分間で運転停止に至ってしまった。従って今後は冷却水の貯槽容量を大きくとって循環利用したり，自家用井戸より小型ポンプで地下水をくみ上げることを考えるべきであり，空冷式を採用することも検討すべきである。

（5） 重機械固定用アンカーボルトの設計施工法の見直し

ポンプ場，処理場には多数の重機械類があり，それらはアンカーボルトで基礎コンクリート等に固着されている。しかしアンカーボルトは，構造物のコンクリート打設の際に箱抜きにしておき，機械を据えつける時に埋めてモルタルを充填するという方法をとることが多く，単に位置の固定に留まっている例が多い。このため地震時にはアンカーボルトが簡単に引抜かれ，用をなさないことが多いので，構造物の鉄筋と連結させる方法を奨励すべきである。

（6） 掘削，埋戻地盤に埋設される管，ケーブル類の保護

施設築造の際，余掘りした部分は埋戻しをする必要があるが，埋戻し時の締め固めの程度には限界があるため地震時には震動による締固めが起こり，埋戻し部全体が圧密を受けて一挙に沈下することが多い。このため，埋戻し地盤と既存の地盤とを横断するように設けられた埋設管渠，ケーブル，床版などは不同沈下によって損傷被害を受ける。これを防ぐには埋設物自体をフレキシブルなものにするか，支持層と剛結した基礎工を設け，これに乗せるような方法を取る必要がある。

（7） 受電設備の耐震性の向上

ポンプ場，処理場の施設運転に必要なエネルギーの大半は電力であり，これを受ける設備の機能停止は，施設全体の機能停止に結びつきやすく，今回の地震でも受電設備の被災による停電が続発した。特に陶磁器でできた

碍子類は最も脆弱なものであり，その補強，保護方法の強化が望まれる。

（8） 水質試験室について

処理場の管理棟には通常，水質試験室が収容されているが，水質試験室には劇物，危険物を含む各種の薬品類，ガラス器具，精密な分析機器がガラス戸棚，ロッカー，机上に保管されている。地震に備え，戸棚，ロッカー等は床に固着し，実験台には滑り止め用の枠縁を設ける等の工夫を行うと共に，震動加速度が大きくなりがちな高階部への水質試験室の配置はできるだけ避けることが望ましい。仙台市の場合，管理棟5階に水質試験室があったため，薬品類がほとんど床に落下し発煙するなど混乱した状態になった。

〔3〕 その他

（1） 施設の台帳の整備

下水道法により，下水道管理者は形状方法，容量，能力，設置位置などを明らかにした基本台帳を作成し，保管しなければならないことになっている。しかし建設に追われている段階ではこの台帳の整理が進まない実態にある。このため地震により被害を受けても，埋設管の位置のずれなどについては直ちに照合し得ない場合が多く，復旧にもいらざる手間と時間がかかるので，台帳の整備を平常時から行っておくことが必要である。

（2） 測量基準点の高密度設置

地震によって施設が被災しても，その程度を正確に知るには台帳の記載事項と照合できるような正確な測量が必要である。しかし測量の基準となる仮ベンチマークも地震で動いているかも知れず，その正誤を知るには原基準点に戻るしかなく，それだけ作業が手間取る。そこで主要な下水道施設にはできるだけ密に多少の地震では，変位しないような，すなわちその地点の支持層に到達するような基礎をもつ基準点を設置しておくことが望まれる。

これにより被害の状況も迅速に把握できる。

（3） 被災箇所発見のための市民の協力要請と機械化

下水道施設は市街地全域の公道下に埋設されるので，被災後短期間に担当者だけで点検するのは困難である。そこで下水道の利用者である市民に呼びかけて異常を発見し，申告してもらう方法を確立しておく必要がある。また小口径管の検査を迅速確実にするため，テレビによるモニター装置の導入等を積極的に進める必要もある。

4. おわりに

以上，今回の下水道被害の概要とその教訓を簡単にまとめた。下水道施設は国民生活上のナショナルミニマムとして，また水質保全対策の中心的な施設として今後も大規模な投資が行われ，整備拡充が行われて行くと思われるが，今回の教訓や反省を生かし，より完全な施設を築造するように調査研究を重ねてゆく必要があろう。

参考文献

1) 栗林宗人，安藤　茂「宮城県沖地震に対する下水道施設の被害」土木技術資料 20-11 (1978)
2) 西田哲夫，菅野敏夫，竹川真一郎「'78 宮城県沖地震下水道施設被害報告 (1) (2)」下水道協会誌 Vol. 16, No. 180, 1979.5 及び No. 181, 1979.6
3) 安倍理夫「宮城県沖地震による仙台市公共下水道の被害」月刊下水道，Vol. 1, No. 2, 1978年10月号

第6編　河川堤防の被害

須賀堯三[10*] Dr. Kyozo Suga
佐々木　康[11*] Yasushi Sasaki
塩井幸武[12*] Yukitake Shioi

目　次

1．まえがき……(1)
2．河川施設の被害の概要……(1)
3．堤防の被害の分布……(4)
4．堤防被害と既往の震害履歴の関係……(7)
5．各河川の被害状況……(9)
〔1〕阿武隈川水系……(9)
〔2〕名取川水系……(9)
〔3〕鳴瀬川水系……(22)
〔4〕北上川水系……(25)
6．水門，堰の被害……(27)
〔1〕北上大堰……(27)
〔2〕阿武隈大堰……(30)
〔3〕阿久戸排水樋管……(30)
〔4〕その他構造物……(31)
7．あとがき……(31)
参考文献……(31)

1．まえがき

今回の地震によって河川施設にも多大な被害が生じた。大きな被害は主として宮城県内の河川に集中し，河川施設に生じた被害の中でも堤防，特に軟弱低平地に存在する土堤の被害が大規模であった。樋門や樋管等の構造物や護岸等に生じた被害は比較的軽微なものであった。

本編ではこのような河川施設の被害の概要，分布及び地盤条件との関連などについて報告する。

2．河川施設の被害の概要[1)]

今回の地震によって生じた被害は河川構造物に限定され，浸水被害はなかった。

今回の地震によって被災した河川は，治水，利水及びその他の機能の面から流域周辺の地域と極めて密接に結びついており，比較的早くから改修工事が進められているところである。被災した河川の地域は，河川の堆積作用により形成された沖積平野部であり，地盤の軟弱な地域に築造された堤防の被害が主体であった。堤防被害の形態は亀裂，法面崩壊，沈下及び法面はらみ等であり，被害発生箇所と基礎地盤の特性には密接な関係があるものと思われる。堤防以外の被害は，堤防ほど激しいものではないが，護岸，樋門樋管，堰などの一部にクラックや周辺の若干の陥没などが見られた外，河道に接する自然斜面からの岩石の崩落による河道の一部埋没が生じた。

被災河川の堤防整備状況を直轄河川について示すと表—6·1 のようである[2)]。これらは東北地建管内の直轄河川のうちでも進捗状況は比較的よく，被災箇所は新しいものでも昭和 30 年以前に施工されたものであっておよそ 25 年以上経過しており，堤体は比較的安定していたものと考えられる。被災堤防は宮城県内の暫定堤及び完成堤の総延長 422 km の 7% である 30 km に及ぶ。このうち被害が大きいところは緊急応急復旧で対処された 12 km の区間である。それらは，北上川下流 5.2～10.0 km の橋浦堤防（亀裂），吉田川右岸 13.4～18.2 km の山崎堤防（滑り，亀裂，沈下），名取川右岸 4.0 km 付近の四郎丸堤防（滑り，亀裂），同左岸 5.0 km 付近の日辺堤防（沈下，亀裂）及び同右岸河口付近閖上地先の特殊堤（段差，亀裂）などである。最も被害の大きかったと見られる山崎堤防では，滑り破壊によると見られる数条の開口縦亀裂が発生し，堤防天端の沈下量は最大 1.0～1.5 m に達した。

護岸の被害は亀裂，滑り，陥没などであるが，東北地建管内には水衝部に低水護岸が設置されている程度であり，また堤防護岸は構造物の上下流部を除いてほとんど施工されていないため，護岸の被害延長はそれほど多くない。

これらの河川被害のうち東北地建管内の直轄河川についての被害の総括表を示したものが表—6·2 である[3)]。

10* 河川研究室長　工博
11* 動土質研究室長
12* 基礎研究室長（現本州四国連絡橋公団設計部設計第三課長）

表—6・1 宮城県内の直轄管理区間における堤防被害（東北地建資料による）

河川名	管理区間延長 (km)	改修着手年	堤防延長 完成堤 (km)	堤防延長 暫定堤 (km)	堤防延長 計 (km)	被災堤防（災害） 延長 (km)	被災堤防（災害） 率 (%)	被災堤防（維持） 延長 (km)	被災堤防（維持） 率 (%)	被災堤防（計） 延長 (km)	被災堤防（計） 率 (%)
北上川	137.5	明 44	78.5	104.6	183.1	(19) 8.9	4.9	(35) 3.1	1.7	(54)12.0	6.6
鳴瀬川	82.4	大 10	22.2	111.0	133.2	(26) 7.7	5.8	(45) 2.6	2.0	(71)10.3	7.7
名取川	29.4	昭 16	28.6	3.4	32.0	(17) 3.0	9.4	(52) 2.8	8.8	(69) 5.8	18.1
阿武隈川	63.7	昭 11	20.5	53.5	74.0	(3) 0.5	0.7	(14) 1.2	1.6	(17) 1.7	2.3
計	313.0	—	149.8	272.5	422.3	(65)20.2	4.8	(146) 9.6	2.3	(211)29.8	7.1

注）被災堤防の（災害），（維持）はそれぞれ災害復旧事業，維持事業で復旧したことを示す。被災堤防延長の（ ）内は箇所数を示す。

緊急応急復旧は出水期をひかえ，早急に最少限在来にみあう機能を発揮しうることを考慮しなければならない。これは，二次災害の発生防止に努めるものであって，堤防 13,457 m，樋管 1 箇所，河道掘削 1 箇所を緊急応急復旧費 896 百万円で，堤防 18,054 m，護岸 53 箇所，樋管及び水路 10 箇所を維持費 120 百万円でそれぞれ施工された。

本復旧工事は緊急応急復旧事業費をもって施工された箇所を含めて 97 箇所，事業費 8,235 百万円余をもって昭和 54 年 3 月までに施工完了している。

表—6・2 河川別・工種別被害総括表

（単位：m）

河川名＼区分	維持事業								災害復旧事業																合計							
									緊急応急復旧事業								災害本復旧事業								小計							
	堤防		護岸		構造物		その他		堤防		護岸		構造物		その他		堤防		護岸		構造物		その他		堤防		護岸		構造物		その他	
	箇所	数量(m)	箇所	数量(m)	箇所	数量	箇所	数量	箇所	数量(m)	箇所	数量(m)	箇所	数量(m)	箇所	数量(m)	箇所	数量(m)	箇所	数量(m)	箇所	数量	箇所	数量	箇所	数量(m)	箇所	数量(m)	箇所	数量	箇所	数量
阿武隈川下流	(14)	(1,201)	(2)	(120)													(3)	(529)	(4)	(636.8)	(1)	堰	(1)	河岸	(17)	(1,730)	(6)	(756.8)	(1)	堰	(1)	河岸
	18	1,687	5	414					1	100					1	河岸	3	529	4	636.8	1	(戸当り)	1	河岸	—	—	—	—	—	—	—	—
名取川	(52)	(2,792)								(650)							(17)	(2,374)	(7)	(519)					(17)	(3,024)	(7)	(519)				
	56	3,419							6	2,370							17	2,374	7	519					—	—	—	—				
鳴瀬川	(45)	(2,556)	(3)	(56)	(1)				(1)	(70)			(1)				(25)	(7,675)			(1)				(26)	(7,745)			(2)	樋管		
	62	5,310	3	56	2	樋管			12	4,290			1	樋管			25	7,675				樋管			—	—			—	—		
北上川下流	(35)	(3,073)	(11)	(254)	(3)				(1)	(450)							(18)	(8,466)	(6)	(142.5)	(1)	堰			(19)	(8,916)	(6)	(142.5)	(1)	堰		
	50	6,633	15	354	3	水路			10	5,147							18	8,466	6	142.5	1	(戸当り)			—	—	—	—	—	—		
宮城県計	(146)	(9,622)	(16)	(430)	(4)				(2)	(1,170)			(1)				(63)	(19,044)	(17)	(1,298.3)	(3)		(1)	河岸	(65)	(20,214)	(17)	(1,298.3)	(4)	堰，樋管		
	186	17,049	23	824	5	樋管，水路			29	11,907			1	樋管	1	河岸	63	19,044	17	1,298.3	3	堰，樋管	1	河岸	—	—	—	—	—	堰，樋管，水路	—	—
阿武隈川上流	(2)	(45)			(1)																(1)								(1)	樋管		
	2	45			2	樋管															1	樋管			—	—	—	—	—	—		
北上川上流	(12)	(960)	(6)	(340)					(2)	(1,480)							(2)	(130)	(2)	(34.7)	(2)				(4)	(1,610)	(2)	(347)	(2)	樋管		
	12	960	6	340	1	樋管			3	1,550							2	130	2	34.7	2	樋管			—	—	—	—	—	—		
米代川			(1)	(11)															(1)	(50)							(1)	(50)				
			2	35															1	50							—					
最上川上流			(5)	(10)																												
			5	10																												
最上川中流			(5)	(732)	(2)																											
			5	732	2	樋管																										
最上川下流			(6)	(240)																												
			6	240																												
赤川			(6)	(145)																												
			6	145																												
計	(160)	(10,627)	(45)	(1,908)	(7)				(4)	(2,650)			(1)				(65)	(19,174)	(20)	(1,383)	(6)		(1)	河岸	(69)	(21,824)	(20)	(1,383)	(7)	堰，樋管	(1)	河岸
	200	18,054	53	2,326	10	樋管，水路			32	13,457			1	樋管	1	河岸	65	19,174	20	1,383	6	堰，樋管	1	河岸	—	—	—	—	—	堰，樋管，水路	—	—

注）維持事業：上段（ ）は，維持事業のみで復旧完了するもの。下段は災害本復旧事業で復旧完了するものを含む。
緊急応急復旧事業：上段（ ）は，緊急応急復旧事業のみで復旧完了するもの。下段は災害本復旧事業で復旧完了するものを含む。

3. 堤防の被害の分布

前節に述べたように今回の地震による被害は主として宮城県内の河川に集中している。宮城県内の河川施設の被害件数を整理してみると表—6·3 のようになる[4]。

宮城県管理の二級河川及び一級河川の補助区間における被害は堤防におけるものよりも護岸の方が多いが，直轄管理を行っている一級河川では大部分の被害が堤防に生じたことを示している。

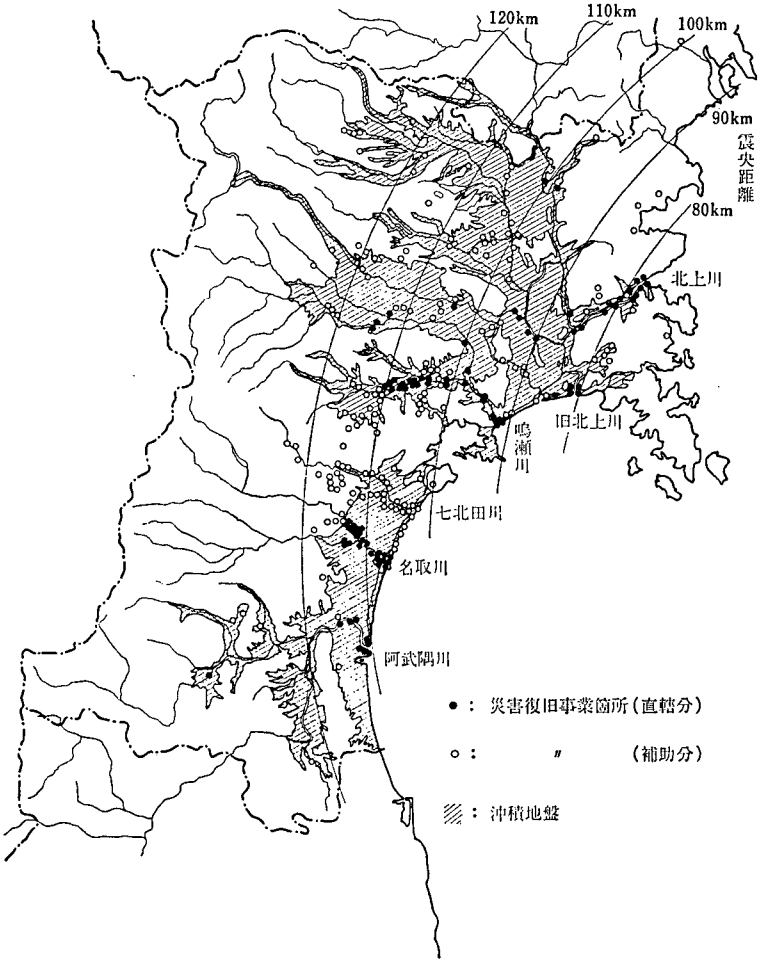
これらの被害箇所は，おおむね震央からの距離が 120 km 程度未満の所に生じており，また図—6·1 に示すようにその大部分は沖積低平地の河川堤防とみることができる。

堤防に被害の発生する程度は堤体の高さや構造，地盤の硬軟，地震波動の違いなど多くの要因に左右されると考えられるが，堤防に発生した被害延長の堤防延長に占める割合は図—6·2 に示したように震央距離の増大と共に減少する[5]。

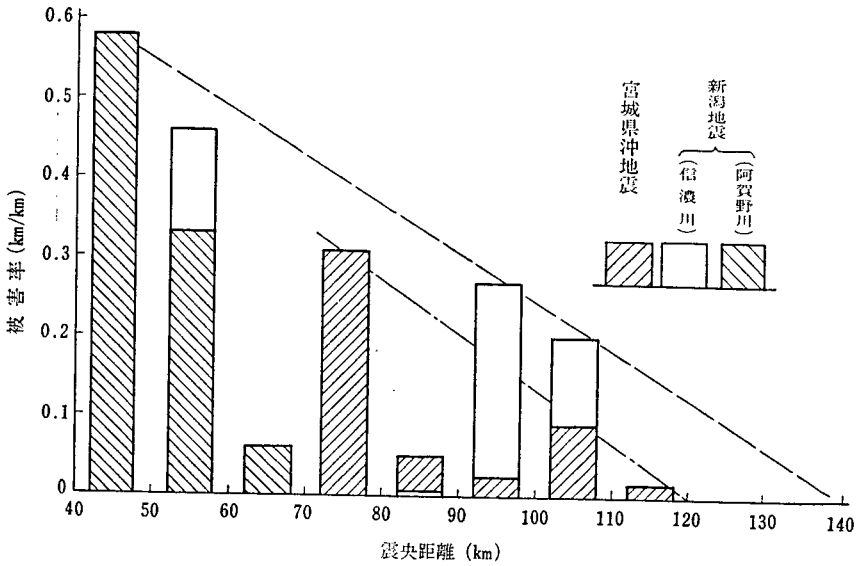
この図の被害率は，表—6·3 に示した直轄河川の堤防の被害延長を 10 km 毎に区分した震央距離区間に存在する河川延長の 2 倍に対する比率で表現しているので，厳密な意味での堤防の被害率とは若干異なるが，震央距離と発生した被害の概要を知ることができる。

表—6.3 宮城県沖地震による河川施設災害復旧事業件数（宮城県）

震央距離	直轄			補助			計
	堤防	護岸	その他	堤防	護岸	その他	
Δ=～80 km	8	—	—	—	7	—	15
80～ 90	3	6	1	—	14	2	26
90～100	14	—	1	5	6	2	28
100～110	35	7	1	33	26	3	105
110～120	5	4	1	10	36	4	60
120～	—	—	1	5	11	3	20
計	65	17	5	53	100	14	254



図—6·1 宮城県沖地震による河川堤防被害箇所



図—6.2　震央距離と被害率

震央距離 70～80 km の区間と 100～110 km 区間の被害率は他の区間に比して大きいが，特に 100～110 km の区間の被害には今回の地震によって大きな被害を受けた吉田川や名取川の堤防が含まれており，軟弱な粘性土地盤やゆるい砂質地盤が被害の発生程度に影響することを示している。なお，同図には新潟地震によって発生した堤防被害の同様な整理結果が併記してあるが，この被害率も震央距離の増大と共に減少する。

図—6·2に示した被害率の上限を包絡する直線からも，今回の地震では震央距離 120 km 程度，新潟地震では 140 km 程度以上になると被害の発生し難いことが判る。

このような限界震央距離から河川堤防に被害の発生し始める地盤の加速度を推定するためには，現在のところ被害率と震央距離との関係についての資料が十分整っていない。今回の宮城県沖地震に際して得られた強震記録[6]から推定すれば，上記の限界震央距離に対応する地盤の水平最大加速度は 60～200 gal の範囲にあり，太平洋に近い所の観測記録から得られた回帰式[7]

$$A_{max}=562\times10^{-0.00453\Delta}\ (60\ \text{km}<\Delta<170\ \text{km}) \quad \cdots\cdots(6.1)$$

ここに A_{max}：地盤水平加速度の最大値 (gal)

Δ：震央距離 (km) である。

によれば 160 gal 程度と推定される。

軟弱な粘性土地盤や緩い砂質地盤と推定される地域の堤防の被害率が大きいことを前述したが，次に堤防被害箇所の分布と地盤特性についてみてみよう。

長大な延長を有し，古い歴史を持つ構造物である河川堤防の堤体や基礎地盤の土質工学的な特性に関する資料はほとんど整備されていないが，微地形的な特徴から地盤の土質工学的な特性がある程度は推定される[8]。

表—6·4　基盤の地形分類と被害箇所，延長

	自然堤防	旧川微高地	砂丘	旧河道	氾濫平野	干拓地	計 (km)
堤防被害箇所	(13.1) 8.5	(7.7) 5	(6.2) 4	(13.8) 9	(53.8) 35	(5.4) 3.5	(100%) 65箇所
堤防被害延長	(8.6) 1.73	(8.0) 1.61	(1.3) 0.27	(4.4) 0.89	(60.0) 12.12	(17.8) 3.59	(100%) 20.21
護岸被害箇所	(47.1) 8	(17.6) 3	(11.8) 2	—	(17.6) 3	(5.9) 1	(100%) 17箇所
護岸被害延長	(26.9) 0.35	(9.2) 0.12	(39.2) 0.51	—	(21.5) 0.28	(2.3) 0.03	(100%) 1.30
合計被害箇所	(20.1) 16.5	(9.8) 8	(7.3) 6	(11.0) 9	(46.3) 38	(5.5) 4.5	(100%) 82箇所
合計被害延長	(9.7) 2.08	(8.0) 1.73	(3.6) 0.78	(4.1) 0.89	(57.6) 12.40	(16.8) 3.62	(100%) 21.51

注）（ ）内は計に対する百分率

表—6·3 に示した直轄河川の被害箇所のうち，堤防及び護岸に分類したものを，それぞれ治水地形分類図[9]に基づいて堤防周辺の微地形分類毎に箇所数及び延長を整理したものが表—6·4 である。同一箇所で 2 つの微地形分類にまたがるものは便宜上 0.5 箇所として示してある。

堤防被害箇所についてみると 65 箇所のうち，54% に相当する 35 箇所が氾濫平野に分類される地盤上の堤防であり，これに次いで 14% に相当する旧河道上の堤防の被害が多いことが分かる。被害延長についてみると，堤防被害の 60% は氾濫平野上の堤防に生じており，これに次いで干拓地上の堤防延長が長く，軟弱な基礎地盤上に築造された堤防の被害の大きかったことを物語っている。

宮城県内の直轄管理区間内の堤防全延長に対し同様な

表—6.5 宮城県沖地震による河川堤防の被害延長と被害率

河川名		自然堤防	旧川微高地	砂丘	旧河道・旧落堀	氾濫平野	旧湿地	干拓地	その他	計
阿武隈川	堤防被害延長 (m)	—	—	—	—	529 (3)	—	—	—	529 (3)
	護岸 〃 (m)	100(1)	—	508 (2)	—	28.8(1)	—	—	—	636.8(4)
	合計 〃 (m)	100(1)	—	508 (2)	—	557.8(4)	—	—	—	1,165.8(7)
	堤防総延長 (m)	17,390	15,340	3,700	1,580	31,640	—	—	31,890	101,540
	被害率 (%)	0.6	—	13.7	—	1.8	—	—	—	1.1
名取川	堤防被害延長 (m)	744(2.5)	1,612 (5)	40 (1)	37 (1)	591 (7.5)	—	—	—	3,024 (17)
	護岸 〃 (m)	155(3)	110 (2)	—	—	254 (2)	—	—	—	519 (7)
	合計 〃 (m)	899(5.5)	1,722 (7)	40 (1)	37 (1)	845 (9.5)	—	—	—	3,543 (24)
	堤防総延長 (m)	7,640	15,650	50	940	5,400	—	—	2,330	32,010
	被害率 (%)	11.8	11.0	80	3.9	15.6	—	—	—	11.1
鳴瀬川	堤防被害延長 (m)	110(2)	—	273 (2.5)	625 (5.5)	4,037 (12.5)	—	2,700 (3.5)	—	7,745 (26)
	護岸 〃 (m)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	合計 〃 (m)	110(2)	—	273 (2.5)	625 (5.5)	4,037 (12.5)	—	2,700 (3.5)	—	7,745 (26)
	堤防総延長 (m)	38,530	8,800	2,030	2,980	43,240	760	9,930	26,800	133,070
	被害率 (%)	0.3	—	13.4	21.0	9.3	—	27.2	—	5.8
北上川	堤防被害延長 (m)	868(5)	—	—	210 (1.5)	6,828 (11)	1,010 (1.5)	—	—	8,916 (19)
	護岸 〃 (m)	98(4)	—	—	44.5(2)	—	—	—	—	142.5(6)
	合計 〃 (m)	966(9)	—	—	254.5(3.5)	6,828 (11)	1,010 (1.5)	—	—	9,058.5(25)
	堤防総延長 (m)	59,680	17,810	740	4,070	87,010	6,130	280	68,150	243,870
	被害率 (%)	1.6	—	—	6.3	7.8	16.5	—	—	3.7
計	堤防被害延長 (m)	1,722(9.5)	1,612 (5)	313 (3.5)	872 (8)	11,985 (34)	1,010 (1.5)	2,700 (3.5)	—	20,214 (65)
	護岸 〃 (m)	353(8)	110 (2)	508 (2)	44.5(2)	282.8(3)	—	—	—	1,298.3(17)
	合計 〃 (m)	2,075(17.5)	1,722 (7)	821 (5.5)	916.5(10)	12,267.8(37)	1,010 (1.5)	2,700 (3.5)	—	21,512.3(82)
	堤防総延長 (m)	123,240	57,600	6,520	9,570	167,290	6,890	10,210	129,170	510,490
	被害率 (%)	1.7	3.0	12.6	9.6	7.3	14.7	26.4	—	4.2

注）○対象は宮城県内直轄管理区間内の河川堤防である。
○上表中の（ ）内の数字は被害箇所数を示す。ただし，2種類の微地形分類にまたがる被害箇所についてはそれぞれ0.5とした。
○被害率は（合計被害延長)/(堤防総延長）を示す。

微地形分類に基づいて分類し，被害延長を整理してみると表—6·5 が得られる。

これによると干拓地に分類される地盤上の堤防は 26 %に達する延長の被害を生じ，これに次いで旧河道，氾濫平野上の堤防がそれぞれ 10%，7% 程度被害を生じている。比較的被害の集中した北上川下流工事事務所管内の北上川，鳴瀬川，吉田川についてみると旧河道，干拓地に分類される地盤上の堤防の約 21% 程度が直接的な被害を受けている。

4. 堤防被害と既往の震害履歴の関係

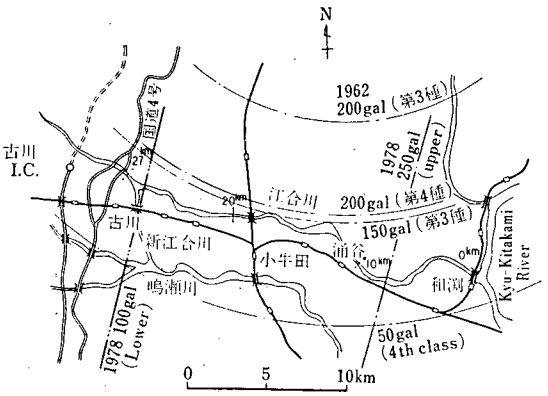
今回の地震の直後，各地で地表に噴砂，噴水現象が観察されており，地盤に液状化現象を生じたことを示している。このような箇所は 30 地点にのぼるとされており[10]，河川堤防の被害箇所の幾つかの地点においても噴砂現象が観察されていることから，堤防基盤の液状化現象が堤防に被害をもたらした主要な原因の 1 つであると考えられる。

北上川水系江合川の河川堤防は昭和 37 年 4 月 30 日発生の宮城県北部地震 (M=6.5) によっても被害を受けているが，図—6·3 に示すように江合川 0～27 km 付近の地表加速度は今回の地震とほぼ同程度と推定される。これらの両地震による被災箇所を示したものが図—6·4 であり，これらの被害の延長を前章に述べたものと同様に堤防基盤の微地形分類別に区分して集計したものが表—6·6 である。堤防の被害延長は 37 年では約 1.5 km，53 年では約 1 km であった。

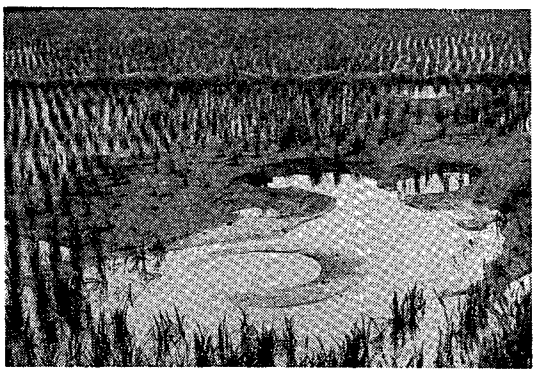
この被害箇所の中には，堤防周辺で観察された噴砂現象から（写真—6·1），液状化現象が原因と考えられるものも含まれている。両地震のいずれか，又は両者において液状化したと判定される地点は表—6·7 に示すような 6 箇所で，その半数は明らかに旧河道上に位置するほか，b 地点は旧河道の極く近傍に位置する。

表—6·6 江合川における地形分類別被害

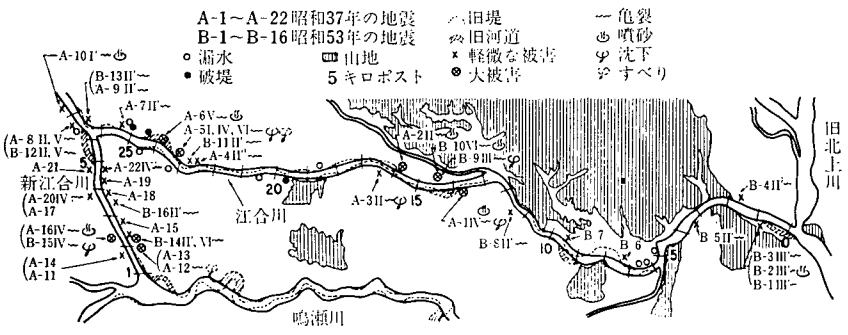
地形分類	堤防全延長		S37年地震被害			S53年地震被害		
	箇所	延長 (km)	箇所	延長 (km)	被害率 (%)	箇所	延長 (km)	被害率 (%)
旧河道	9	1.23	2	0.5	40.7	1	0.07	5.7
氾濫平野	47	22.17	4	0.43	1.9	4	0.52	2.3
旧川微高地	16	8.07	—	—	—	1	0.01	0.1
自然堤防	40	25.45	7	0.61	2.4	6	0.47	1.8
山地，丘陵，台地	6	0.84	—	—	—	—	—	—
計	118	57.76	13	1.54	—	12	1.04	—



図—6·3 江合川周辺の推定地表加速度



写真—6·1 江合川右岸，和渕堤防裏の噴砂



図—6·4 江合川における被害分布[4]

表—6·7　江合川堤防周辺基盤の液状化

地区名	地形分類	距離標(km)	液状化した地震
a和渕(B-1～3)	旧河道	右岸 0.6+125～1.0+46	宮城県沖地震(53)のみ
b二の袋(A-1)	氾濫平野	右岸 14.0～14.0+100	宮城県北部地震(37)のみ
c上谷地(B-9, 10)	自然堤防	左岸 14.4+70～14.6+100	両地震
d五軒屋敷(A-2)	旧河道	左岸 15.8～15.8+100	宮城県北部地震(37)のみ
e羽山堂(A-6)	旧河道	左岸 23.8～24.2	〃
f江合(A-10)	氾濫平野	右岸 27.1～27.2	〃

図—6·3 に示したように，この地域における両地震による地表加速度は 150～200 gal でほとんど同程度であったと推定されるにもかかわらず，37 年の地震に際して大きな被害を被った二の袋，羽山堂などの地点において今回は無被害であった。

二の袋及び羽山堂地点の堤防基盤の土層構成は図—6·5 に示すごとく，砂質土，粘性土の互層をなしている。それぞれの地点で 37 年当時液状化した可能性が大きいと推定される層は，同図に示すように羽山堂では −8.5～−10 m 付近，二の袋では −3.3～−7.5 m 付近と考えられる。

これらの層から採取した不撹乱試料について実施した繰返し三軸試験結果の液状化応力 R_2 及び相対密度 D_{r2} から，37 年当時の相対密度 D_{r1} を次式によって推定すると表—6.8 のようになる。

$$D_{r1} \leqq (L/R_2) \times D_{r2} \cdots\cdots (6.2)$$

ただし L は 37 年当時地盤に生じたと推定される応力比で，地表加速度を 150 gal と推定して深さ方向の低減を考慮[11]し算定した。

さらに図—6·5 に示すような液状化推定ゾーンが，表—6·8 に示すような相対密度から現在の状態まで締まるために必要な圧縮沈下量を，37 年当時の間隙比 e_1 及び現在の間隙比 e_2 を用いて試算してみると表—6·9 のようになる。

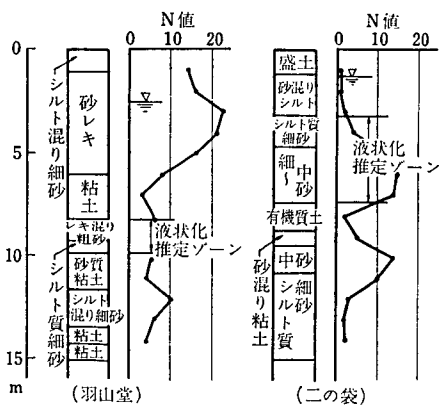
$$\Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot H \cdots\cdots (6.3)$$

37 年の地震によって液状化し，発生した間隙水圧の消散と共に生じた沈下量は，羽山堂で 1 cm 弱，二の袋で 40 cm 強と推定される。実際に 37 年の被災後の調査結果によれば，二の袋地点の堤体沈下量は約 50 cm，羽山堂では護岸に大きな被害があったが堤体沈下量はないとされている。

ここで示した試算は極めて大雑把なものであるが，37 年の地震で液状化に起因するとみられる被害箇所において，今回の地震によっては無被害であったことから，一度地震によって液状化した後砂層が締まる場合には，同程度の大きさの地震によっては再度液状化し難くなる場合のあることを示すものと考えられる。

このため，堤防基盤の微地形分類毎の被害延長と堤防延長の比は，図—6·6 に示したように旧河道については 37 年の 41% から 53 年の 6% 弱まで低下したものと考えられる。

なお，一方では名取川 2.8 km 付近の左岸堤防のように 53 年 2 月の地震で噴砂現象の観察された地点におい



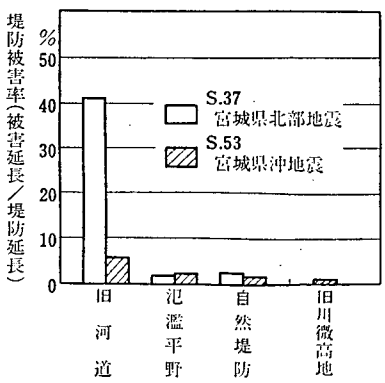
図—6·5　羽山堂二の袋土質柱状図

表—6·8　相対密度の推定

試料番号		繰返し三軸 R_2	繰返し三軸 D_{r2}	$\alpha_{max}=150$ gal L	$\alpha_{max}=150$ gal D_{r1}
羽山堂	S1-6(−9 m)	0.215	50.2%	0.206	48.0%
	S1-8(−12.7 m)	0.310	56.9	0.210	39.0
二の袋	S4-1(−1.7 m)	0.38	97.2	0.175	45.0
	S4-3(−4.7 m)	0.42	68.0	0.239	39.0

表—6·9　圧縮沈下量の推定

地点	e_{max}	e_{min}	液状化前 D_{r1}	液状化前 e_1	液状化後 D_{r2}	液状化後 e_2	液状化層 深度	液状化層 層厚(m)	沈下量(cm)
羽山堂	0.985	0.612	48.0	0.806	50.2	0.798	8.35～9.90	1.55	0.7
二の袋	1.754	0.898	39.0	1.420	68.0	1.172	3.25～7.40	4.15	42.5



図—6·6　地形分類と堤防被害率（江合川）

て，今回の地震に際しても再度液状化を生じた例もあるので，再液状化の可能性については今後とも検討が必要である。

5. 各河川の被害状況

今回の地震による被災箇所のうち災害復旧事業をもって修復した箇所は，宮城県内の直轄区間については表—6·10 に示すとおり[12]，堤防 65 箇所 20.2 km，護岸 17 箇所 1.3 km，樋門樋管 4 箇所，河道掘削 1 箇所である。

以下に各水系毎に東北地建資料[3]に基づき主要な被害状況を記す。

〔1〕 阿武隈川水系

(1) 荒浜護岸地区

右岸 0 km−70 m〜1.2 km+72 m 間の 3 箇所，延長 536.8 m のパラペットウォール付きの特殊堤が沈下前傾した（図—6·7）。また，前面法面のほぼ中間部に堤防と平行な亀裂を生じ，亀裂幅は法留工の沈下前傾が大きい所で 8〜10 cm に達した。また，特殊堤と排水樋管吐口部擁壁との接点の被害も大きく，擁壁の亀裂，特殊堤，法覆工との段差，目地の開き等を生じた。

(2) 寺島堤防地区

左岸 0.4 km+75 m 地点の寺島堤防では防潮水門取付堤防の護岸に亀裂を生じ，堤防天端が水門取付部で約 30 cm 沈下し，堤防両肩に幅約 10 cm，深さ 2 m に達する縦断亀裂が発生した（図—6·8）。

(3) 高須賀堤防地区

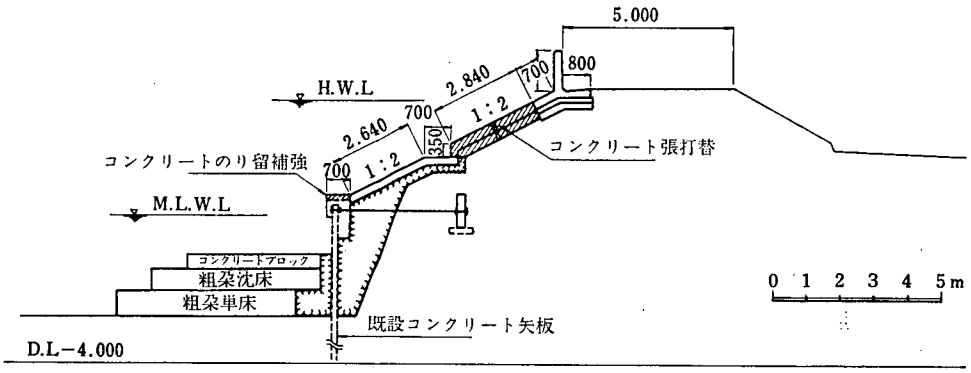
右岸 4.8 km〜4.8 km+120 m の間の高須賀堤防において延長約 100 m にわたって縦断亀裂が発生し，中間部において堤防天端が約 70 cm 沈下した。また，被災上流端に斜め横断亀裂が発生し幅約 30 cm，深さ 1.8 m に達していた。

その他，左支川白石川の七ケ宿ダム予定地点直下流左岸 37 km 地点の天然記念物である材木岩が崩壊し河道が埋塞した。

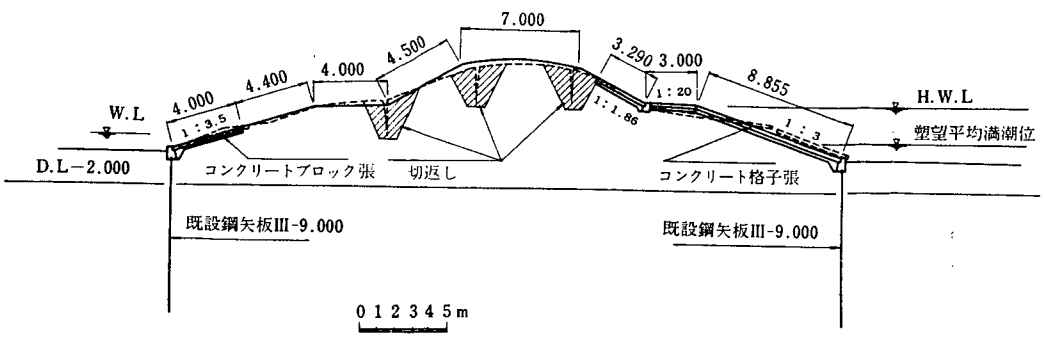
〔2〕 名取川水系

(1) 閖上上堤防地区

右岸 2.2 km+150 m から上流 160 m の閖上上堤防に



図—6·7 荒浜第三護岸災害復旧断面図[3]



図—6·8 寺島堤防災害復旧断面図[3]

表—6·10 被害箇所別被害内容一覧表

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3分類
							堤防	護岸	その他		
①	阿武隈川下流	宮城県亘理郡亘理町荒浜地内	本川右岸 0.0 km−70 m 〜0.0 km−41.2 m (荒浜護岸第1)	護岸	護岸(格子張) 28.8 m (排水樋管吐口翼型) 一式	旧:コンクリート格子張 (S48 直轄) 背:家屋連担 上:コンクリート格子張 下:〃		○		28.8	j
②	阿武隈川下流	宮城県岩沼市寺島地内	本川左岸 0.4 km+75 m〜0.4 km+123 m (寺島堤防護岸)	堤防	築堤(盛土) 48 m 護岸(格子張) 48 m (ブロック張) 48 m (止水矢板) 96 m	旧:コンクリート格子張 背:田 上:堤防 下:新浜水門	○			48	j
③	阿武隈川下流	宮城県亘理郡亘理町荒浜地内	本川右岸 0.8 km〜1.2 km−36 m (荒浜護岸第2)	護岸	護岸(格子張) 166 m (法留補修) 280 m (目地填充) 80 m (排水樋管吐口翼型) 一式	旧:コンクリート格子張 (S35〜38 直轄) 背:家屋連担 上:コンクリート格子張 下:〃		○		430	g
④	阿武隈川下流	宮城県亘理郡亘理町荒浜地内	本川右岸 1.2 km−6 m〜1.2 km+72 m (荒浜護岸第3)	護岸	護岸(格子張) 78 m (法留補修) 38 m	旧:コンクリート格子張 (S34 直轄) 背:家屋連担 上:コンクリート格子張 下:〃		○		78	g
⑤	阿武隈川下流	宮城県亘理郡亘理町藤倉地内	本川右岸 4.8 km〜4.8 km+120 m	堤防	築堤(切返し,盛土) 100 m 護岸(格子張) 120 m (止水矢板) 120 m	旧:S24〜31 施工堤防 背:集落—田 上:堤防 下:〃	○			120	j
⑥	阿武隈川下流	宮城県岩沼市押分地内	本川右岸 6.6 km−100 m〜6.8 km (押分堤防護岸)	堤防	築堤(切返し) 286 m (裏ブロック積) 286.5 m 護岸(止水矢板) 286 m	旧:堤防 S22 漏水複付 S49 ブロック平屋 背:田 上:堤防 下:〃	○			361	j
⑦	阿武隈川下流	宮城県亘理郡亘理町今泉地内	本川左岸 6.6 km+30 m〜6.6 km+130 m (今泉護岸)	護岸	護岸(格子張) 100 m	旧:コンクリート格子張 (S47 直轄) 背:堤防・田 上:コンクリート格子張 下:〃		○		100	c

(注) *1 東北地建資料[3]による *2 旧:被災地点の被災前の旧施設・構造物,背:背後地の状況,上:被災地点の直上流の堤防の状況,下:被災地点の直下流の堤防の状況
*3 地形分類の記号 a:山地・丘陵地 b:台地 c:自然堤防 d:旧川微高地 e:扇状地 f:天井川の部分 g:砂丘 h:旧河道・旧落堀 i:落堀 j:氾濫平野 k:湿地 l:旧湿地 m:干拓地 n:高い盛土地

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3 分類
							堤防	護岸	その他		
⑧	阿武隈川下流	宮城県亘理郡亘理町逢隈地内	本川右岸 10.6 km－450 m （阿武隈川大堰戸当）	堰 （ゲート戸当り金物）	ゲート戸当り金物取換及び補修一式				○	—	—
⑨	阿武隈川左支川白石川	宮城県白石市小原字清水地内	左岸 37 km 地点	河道掘削	河造掘削運搬 12,350 m³ 護岸（ブロック積） 150 m	旧：天然河岸 （天然記念物材木岩） 背：民家，国道113号 上：天然河岸 下：〃			○	—	—
⑩	名取川	宮城県名取市閖上字川前上地内	本川右岸 2.2 km＋150 m～2.4 km＋81 m （閖上上堤防護岸）	堤防	築堤（切返し，盛土） 160 m （裏ブロック積 裏止水矢板） 160 m 護岸（格子張） 160 m	旧：完成堤 （S27年施工） 背：沼，家屋 上：完成堤 下：〃	○			160	d
⑪	名取川	宮城県仙台市今泉字中村地内	本川左岸 2.8 km－1 m～2.8 km＋141 m （種次堤防護岸第1）	堤防	築堤（切返し，盛土） 142 m （裏ブロック積） 32 m （裏止水矢板） 142 m 護岸（格子張） 142 m	旧：完成堤 （S25～26年施工） 背：家屋 上：完成堤 下：〃	○			142	d
⑫	名取川	宮城県名取市閖上地内	本川右岸 0.0 km－17 m～0.6 km－29 m （閖上特殊堤）	堤防	特殊堤（切返し，盛土） 580 m （擁壁工） 289 m （裏ブロック積） 180 m （階段工） 7箇所 （縦断暗渠） 495 m その他	旧：特殊堤 （S28～38施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：閖上水門（S35～37施工）	○			589	c
⑬	名取川	宮城県仙台市藤塚地内	本川左岸 0.8 km＋70 m～1.0 km＋50 m （藤塚護岸第4）	護岸	護岸（格子張） 120 m	旧：空石張護岸 宮城県施工，施工年度不明 背：堤防，家屋 上：天然河岸 下：空石張護岸		○		120	c
⑭	名取川	宮城県仙台市藤塚地内	本川左岸 0.2 km＋35 m～0.2 km＋75 m （藤塚堤防護岸）	堤防	築堤（土羽工） 40 m 護岸（格子張） 40 m （止水矢板） 40 m	旧：完成堤 （S36～37施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃	○			40	g
⑮	名取川	宮城県仙台市種次地内	本川左岸 1.2 km－25 m～1.2 km＋95 m （種次堤防護岸第2）	堤防	築堤（切返し，盛土） 120 m 護岸（格子張） 120 m （止水矢板） 120 m	旧：完成堤 （S26～27施工） 背：田，家屋 上：完成堤 下：〃	○			120	d

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3分類
							堤防	護岸	その他		
⑯	名取川	宮城県名取市閤上字柳原地内	本川右岸 1.8 km+38 m～2.0 km+24 m (柳原堤防護岸)	堤防	築堤(土羽工) 230 m 護岸(格子張) 230 m (止水矢板) 230 m	旧：完成堤(S26 施工) 背：家屋，田 上：完成堤 下：〃	○			230	j+c
⑰	名取川	宮城県名取市閤上字柳原上地内	本川右岸 2.0 km+45 m～2.0 km+60 m (柳原護岸第1)	護岸	護岸(格子張) 15 m	旧：コンクリート格子張護岸(S48 施工) 背：堤防，家屋 上：コンクリート格子張護岸 下：ブロック張，護岸		○		15	c
⑱	名取川	宮城県名取市閤上字柳原上地内	本川右岸 2.2 km+165 m ～2.2 km+185 m (柳原護岸第2)	護岸	護岸(格子張) 20 m	旧：コンクリート格子張護岸(S47 施工) 背：堤防，家屋 上：ブロック張護岸 下：コンクリート格子張護岸		○		20	c
⑲	名取川	宮城県仙台市中村地内	本川左岸 2.4 km+95 m～2.6 km (中村護岸第1)	護岸	護岸(格子張) 164 m	旧：コンクリート格子張護岸(S47 施工) 背：堤防，家屋 上：コンクリート格子張護岸 下：天然河岸		○		164	j
⑳	名取川	宮城県仙台市中村地内	本川左岸 2.6 km+60 m～2.6 km+150 m (中村護岸第2)	護岸	護岸(格子張) 90 m	旧：コンクリート格子張護岸(S47 施行) 背：堤防，家屋 上：コンクリート格子張護岸 下：		○		90	j
㉑	名取川	宮城県仙台市中村地内	本川左岸 2.6 km+230 m ～2.6 km+280 m (中村護岸第2)	護岸	護岸(格子張) 50 m	旧：コンクリート格子張護岸(S47 施工) 背：堤防，家屋 上：天然河岸 下：ブロック張護岸		○		50	d
㉒	名取川	宮城県仙台市四郎丸地内	右岸 3.0 km−50m～4.2 km+40 m (四郎丸堤防)	堤防	築堤(切返し) 1,150 m 護岸(格子張) 500 m (止水矢板) 500 m	旧：完成堤(S26 施工) 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃	○			1,150	d
㉓	名取川	宮城県仙台市今泉地内	本川左岸 3.8 km−32 m～3.8 km+8 m (今泉堤防護岸第1)	堤防	築堤(切返し) 一式 護岸(格子張) 40 m (止水矢板) 40 m	旧：完成堤(S21～24 施工) 背：家屋，田 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路(As 補装)	○			40	d

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3 分類
							堤防	護岸	その他		
㉔	名取川	宮城県仙台市今泉地内	本川左岸 4.6km−36.5m 〜4.6km+5.5m （今泉堤防護岸第2）	堤防	築堤（切返し） 一式 護岸（格子張） 40m （止水矢板） 40m	旧：完成堤（S26〜27 施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路 （バス路線，As 舗装）	○			42	j
㉕	名取川	宮城県仙台市日辺地内	本川左岸 4.8km−38m〜5.0km+5m （日辺堤防護岸第1）	堤防	築堤（切返し） 250m 護岸（格子張） 250m （止水矢板） 250m	旧：完成堤（S27 施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路 （As 舗装，バス路線）	○			250	j
㉖	名取川	宮城県仙台市日辺地内	本川左岸 5.4km−1m〜5.4km+39m （日辺堤防護岸第2）	堤防	築堤（切返し） 一式 護岸（格子張） 40m （止水矢板） 40m	旧：完成堤（S27 施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路 （As 舗装，バス路線）	○			40	j
㉗	名取川	宮城県仙台市日辺地内	本川左岸 5.4km+120m 〜5.4km+160m （日辺堤防護岸第3）	堤防	築堤（切返し） 一式 護岸（格子張） 40m （止水矢板） 40m	旧：完成堤（S27 施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路 （As 舗装，バス路線）	○			40	j
㉘	名取川 左支川 広瀬川	宮城県仙台市日辺地内	支川左岸 0.0km+6.2m 〜0.0km+30.2m （日辺第四堤防）	堤防	築堤（切返し） 一式 護岸（格子張） 24m （止水矢板） 24m	旧：完成堤（S27 施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路 （As 舗装，バス路線）	○			24	j
㉙	名取川 左支川 広瀬川	宮城県仙台市三橋地内	支川左岸 0.4km+16m〜0.4km+56m （三橋堤防護岸第1）	堤防	築堤（切返し） 一式 護岸（格子張） 40m （止水矢板） 40m	旧：完成堤（S27 施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路 （As 舗装，バス路線）	○			40	j
㉚	名取川 左支川 広瀬川	宮城県仙台市三橋地内	支川左岸 0.6km−32.6m 〜0.6km+7.4m （三橋堤防護岸第2）	堤防	築堤（切返し） 一式 護岸（格子張） 40m （止水矢板） 40m	旧：完成堤（S27 完成） 背：家屋，田 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路 （As 舗装，バス路線）	○			40	j
㉛	名取川 左支川 広瀬川	宮城県仙台市飯田地内	支川左岸 1.0km+3.5m 〜1.0km+43.5m （飯田堤防護岸）	堤防	築堤（切返し） 一式 護岸（格子張） 40m （止水矢板） 40m	旧：完成堤（S31〜32 施工） 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路 （As 舗装，バス路線）	○			40	c

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3分類
							堤防	護岸	その他		
㉜	名取川左支川広瀬川	宮城県仙台市小泉字中河原地内	支川左岸 1.4 km−3.2 m〜1.4 km+28 m (若林護岸第1)	護岸	護岸(格子張) 60 m	旧：コンクリート格子張護岸(S51〜52 施工) 背：堤防，家屋連担 上：コンクリート格子張護岸 下：天然河岸		○		60	d
㉝	名取川左支川広瀬川	宮城県仙台市南小泉字中原地内	支川左岸 1.6 km−71.5 m 〜1.6 km−34.5 m (中河原堤防護岸)	堤防	築堤(切返し) 一式 護岸(格子張) 37 m (止水矢板) 37 m	旧：完成堤(S31〜32 施工) 背：家屋連担 上：完成堤 下：〃 堤防天端，兼用道路(As 舗装) 中河原排水樋管(S32 施工)	○			37	h
㉞	鳴瀬川	宮城県桃生郡鳴瀬町浜市	左岸 0.2 km+33 m〜0.3 km+53 m	堤防	築堤(切返し) 100 m	旧：暫定堤(S12〜17) 背：畑 上：暫定堤(S12〜17) 下：〃	○			100	g
㉟	鳴瀬川	宮城県桃生郡鳴瀬町浜市	左岸 0.6 km+67 m〜0.6 km+100 m	堤防	築堤(切返し) 33 m 護岸(格子張) 33 m (止水矢板) 33 m	旧：暫定堤(S12〜17) 背：家屋連担 上：暫定堤(S12〜17) 下：〃	○			33	g
㊱	鳴瀬川	宮城県桃生郡鳴瀬町浜市	支川左岸 *1 0.8 km+160 m 〜1.2 km+140 m (浜市第三堤防)	堤防	築堤(切返し，盛土) 280 m 護岸(格子張) 250 m (止水矢板) 250 m	旧：暫定堤(S12〜17) 背：家屋 上：暫定堤(S12〜17) 下：〃	○			280	g+h
㊲	鳴瀬川	宮城県桃生郡鳴瀬町野蒜	右岸 1.0 km〜1.0 km+130 m	堤防	築堤(切返し) 130 m 護岸(格子張) 130 m (止水矢板) 130 m	旧：暫定堤(S4〜9) 背：田 上：暫定堤 下：〃	○			130	j
㊳	鳴瀬川	宮城県桃生郡鳴瀬町浜市字中谷地	左岸 1.4 km+150 m 〜1.4 km+185 m	堤防	築堤(切返し，盛土) 35 m 護岸(格子張) 35 m (止水矢板) 35 m	旧：暫定堤(S12〜17) 背：田 上：暫定堤(S12〜17) 下：〃	○			35	h
㊴	鳴瀬川	宮城県桃生郡鳴瀬町小野	左岸 4.6 km+43 m〜4.6 km+88 m	堤防	築堤(切返し，盛土) 45 m 護岸(格子張) 45 m (止水矢板) 45 m	旧：暫定堤(S7〜10) 背：田 上：暫定堤(S7〜10) 下：〃	○			45	j

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3 分類
							堤防	護岸	その他		
㊵	鳴瀬川	宮城県志田郡鹿島台町木間塚	右岸 12.1 km+90 m ～12.1 km+160 m	堤防	築堤(切返し 裏ブロック積) 70 m 護岸(格子張) 70 m (止水矢板) 70 m	旧：暫定堤(S30～34) 背：田 上：暫定堤(S30～34) 下：〃	○			70	c
㊶	鳴瀬川	宮城県志田郡鹿島台町船越	右岸 17.7 km+50 m	樋管	門柱及び操作台コンクリート打換 管理橋中間支柱補強				○	—	
㊷	鳴瀬川	宮城県志田郡三本木町南屋敷	左岸 33.9 km+40 m～34.5 km (三本木左岸下流堤防)	堤防	築堤(切返し) 100 m 護岸(格子張) 100 m (止水矢板) 100 m	旧：暫定堤 背：田 上：暫定堤 下：〃	○			100	j
㊸	鳴瀬川	宮城県志田郡三本木町上桑所	右岸 34.5 km～34.7 km+70 m	堤防	築堤(切返し) 270 m 護岸(格子張) 233 m	旧：暫定堤 背：家屋連担 上：暫定堤 下：〃	○			270	j
㊹	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県桃生郡鳴瀬町宿浦	右岸 4.4 km+8 m～4.4 km+73 m	堤防	築堤(切返し) 65 m 護岸(格子張) 65 m (止水矢板) 65 m	旧：完成堤 背： 上：完成堤 下：〃	○			65	j
㊺	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県宮城郡松島町竹谷	右岸 9.0 km～9.0 km+70 m	堤防	築堤(切返し) 70 m 護岸(格子張) 70 m (止水矢板) 70 m	旧：暫定堤 背：田 上：暫定堤 下：〃	○			70	j
㊻	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町山崎	右岸 13.4 km～18.2 km	堤防	築堤(切返し，盛土) 4,780 m 護岸(格子張) 4,490 m (止水矢板) 4,490 m	旧：暫定堤(S24～28) 背：田 上：暫定堤(S26) 下：〃 (S24～28)	○			4,780	j+m
㊼	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県宮城郡松島町字幡谷	左岸 13.4 km+217 m ～13.6 km+59 m	堤防	築堤(切返し) 60 m 護岸(格子張) 60 m		○			60	m

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3分類
							堤防	護岸	その他		
㊽	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県宮城郡松島町字幡谷	右支川吉田川左岸 13.8 km～14.0 km+110 m （志田谷地第二堤防）	堤防	築堤（切返し） 130 m 護岸（格子張） 130 m （止水矢板） 130 m		○			130	m
㊾	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県志田郡鹿島台町大迫字志田	左岸 15.2 km+185 m ～15.4 km+104 m	堤防	築堤（切返し，盛土裏ブロック積） 120 m 護岸（格子張） 120 m （止水矢板） 120 m	旧：暫定堤（S24～27） 背：田 上：暫定堤（S24～27） 下：〃（S47～51）	○			120	m
㊿	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県志田郡鹿島台町大迫字中志田谷地	右支川吉田川左岸 16.6 km+80 m ～16.6 km+120 m （志田谷地第四堤防）	堤防	築堤（切返し） 40 m	旧：暫定堤（S24～26） 背：家屋 上：暫定堤（S24～26） 下：〃	○			40	c
(51)	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町粕川	左岸 20.0 km+100 m ～20.2 km+30 m	堤防	築堤（切返し） 60 m 護岸（格子張） 60 m （止水矢板） 60 m	旧：暫定堤（S25～28） 背：田 上：暫定堤（S25～28） 下：〃	○			60	j
(52)	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町粕川	右岸 20.0 km+110 m ～20.0 km+155 m	堤防	築堤（切返し） 45 m 護岸（格子張） 45 m （止水矢板） 45 m	旧：暫定堤（S27～30） 背：田 上：暫定堤（S27～30） 下：〃	○			45	j
(53)	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町中村	右岸 20.5 km+100 m	樋管	排水樋管 一式				○	—	
(54)	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町袋	右岸 22.0 km+100 m ～22.0 km+140 m	堤防	築堤（切返し） 40 m 護岸（止水矢板） 40 m	旧：暫定堤（S28～33） 背：田 上：暫定堤（S28～33） 下：〃	○			40	h
(55)	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町袋	右岸 22.1 km+110 m ～22.3 km+30 m	堤防	築堤（切返し） 130 m （裏ブロック積） 40 m 護岸（格子張） 130 m （止水矢板） 130 m	旧：暫定堤（S28～33） 背：田 上：暫定堤（S28～33） 下：〃	○			130	h

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3 分類
							堤防	護岸	その他		
⑯	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町袋	右岸 22.5 km+150 m ～22.7 km+80 m	堤防	築堤（切返し，裏ブロック積） 130 m 護岸（格子張） 130 m （止水矢板） 130 m	旧：暫定堤（S28～33） 背：田 上：暫定堤（S28～33） 下：〃	○			130	h
⑰	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町桧和田	右岸 23.9 km+50 m ～24.0 km+100 m	堤防	築堤（切返し） 150 m 護岸（格子張） 150 m （止水矢板） 150 m	旧：暫定堤（S28～33） 背：田 上：暫定堤（S28～33） 下：〃	○			150	h
⑱	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町羽生	左岸 0.0 km～0.0 km+80 m	堤防	築堤（切返し） 80 m 護岸（格子張） 80 m （止水矢板） 80 m	旧：暫定堤（S26） 背：田 上：暫定堤（S26） 下：〃	○			80	j
⑲	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町山崎 吉田川，右支川，味明川	右岸 0.0 km+0.0 km+578 m	堤防	築堤（切返し） 578 m 護岸（格子張） 578 m （止水矢板） 578 m	旧：暫定堤（S24～48） 背：田 上：暫定堤（S24～48） 下：〃	○			578	j
⑳	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町山崎 吉田川，右支川，味明川	右岸 0.0 km+631 m ～0.0 km+745 m	堤防	築堤（切返し） 114 m 護岸（格子張） 114 m （止水矢板） 114 m	旧：暫定堤（S24～48） 背：田 上：暫定堤（S24～48） 下：〃	○			114	j
㉑	鳴瀬川 右支川 吉田川	宮城県黒川郡大郷町山崎 吉田川，右支川，味明川	吉田川右支川味明川右岸 *1 0.0 km+770 m ～0.0 km+860 m （味明川第四堤防）	堤防	築堤（切返し） 90 m 護岸（格子張） 90 m （止水矢板） 90 m	旧：暫定堤（S24～48） 背：田 上：暫定堤（S24～48） 下：〃	○			90	j
㉒	北上川	宮城県桃生郡河北町長面地内	右岸 *1 0.0～0.8 km （長面堤防）	堤防	築堤（切返し，盛土） 800 m 護岸（格子張） 650 m （止水矢板） 650 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：水田	○			800	j
㉓	北上川	宮城県桃生郡河北町十三浜地内	左岸 *1 0.6 km～0.8 km+80 m （追波第一堤防）	堤防	築堤（切返し，盛土） 230 m 護岸（格子張） 230 m （止水矢板） 230 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：畑，大沢川	○			230	j

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種[*1]	備考[*2]	被害形態 堤防	被害形態 護岸	被害形態 その他	被害延長(m)	地形[*3]分類
⑭	北上川	宮城県桃生郡河北町釜谷地内	右岸 1.0 km−30 m～2.8 km+120 m	堤防	築堤（切返し・盛土） 1,770 m 護岸（格子張） 881 m （止水矢板） 881 m （格子張） 310 m （止水矢板） 310 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：水田	○			1,770	j
⑮	北上川	宮城県桃生郡北上町追波地内	左岸 1.4 km+90 m～1.6 km	堤防	築堤（切返し） 150 m 護岸（格子張） 150 m （止水矢板） 90 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：家屋連担 大沢川	○			150	j
⑯	北上川	宮城県桃生郡河北町針岡字間垣地内	右岸 3.8 km+70 m～3.8 km+160 m	堤防	築堤（切返し，盛土） 90 m 護岸（格子張） 90 m （止水矢板） 80 m （格子張） 66 m	旧：空石積（S10） 上：暫定堤 下：〃 堤内：家屋連担	○			90	i
⑰	北上川	宮城県桃生郡河北町針岡字間垣地内	右岸 4.0 km+210 m～4.2 km+80 m	堤防	築堤（切返し） 170 m 護岸（格子張） 170 m （止水矢板） 150 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：家屋連担	○			170	j
⑱	北上川	宮城県桃生郡河北町針岡字谷地地内	右岸 4.8 km+160 m ～5.0 km+120 m	堤防	築堤（切返し） 150 m 護岸（格子張） 150 m （止水矢板） 150 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：水田	○			150	j
⑲	北上川	宮城県桃生郡北上町橋浦地内	左岸 5.2 km～5.4 km+150 m	堤防	築堤（切返し） 360 m 護岸（格子張） 330 m （止水矢板） 330 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：水田及び家屋	○			360	l
⑳	北上川	宮城県桃生郡北上町橋浦地内	左岸 5.6 km+10 m～6.8 km+80 m	堤防	築堤（切返し・盛土） 1,300 m 護岸（格子張） 1,260 m （止水矢板） 1,260 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：水田	○			1,300	j+l
㉑	北上川	宮城県桃生郡北上町橋浦地内	左岸 7.0 km+120 m～7.2 km+26 m	堤防	築堤（切返し） 120 m 護岸（格子張） 120 m （止水矢板） 80 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：水田	○			120	j

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3 分類
							堤防	護岸	その他		
⑫	北上川	宮城県桃生郡河北町衣野巣地内	左岸 7.4 km～9.8 km+17 m	堤防	築堤（切返し盛土） 2,422 m 護岸（格子張） 2,422 m （止水矢板） 2,272 m	上：山付 下：暫定堤 堤内：水田	○			2,422	j
⑬	北上川	宮城県桃生郡河北町辻堂地内	右岸 14.4 km+75 m ～14.4 km+105.45 m （辻堂護岸）	護岸	護岸（格子張） 30.45 m	旧：コンクリート格子張（低水護岸：S51） 上：暫定堤 下：〃 堤内：家屋連担追波川		○		30.45	h
⑭	北上川 右支川 追波川	宮城県桃生郡河北町大森地内	右岸 14.4 km+126 m ～14.4 km+164 m	護岸	護岸（練石積） 38 m	背：家屋連担 旧：空石積（S52）		○		38	c
⑮	北上川 右支川 追波川	宮城県桃生郡河北町成田地内	右岸 17.2 km	堰（ゲート戸当り金物）	ゲート戸当り金物，休止装置取換及び補修一式	旧：北上大堰（S49）			○	—	
⑯	北上川 右支川 追波川	宮城県登米郡東和町米谷地内	左岸 37.2 km+66 m ～37.4 km+80 m	堤防	築堤（堤防裏，ブロック積） 220 m	上：完成堤 下：〃 背：家屋連担	○			220	(c)
⑰	北上川 右支川 追波川	宮城県登米郡東和町綿織地内	左岸 44.2 km～44.4 km+130 m	堤防	築堤（切返し） 300 m		○			300	c
⑱	旧北上川	宮城県石巻市中瀬地内	左岸 2.4 km～2.4 km+14 m	護岸	護岸（ブロック積） 14 m	旧：練石積 背：家屋		○		14	h
⑲	北上川	宮城県石巻市中央3丁目地内	右岸 2.6 km+20 m～2.6 km+30 m	護岸	護岸（ブロック積） 10 m	旧：空石積（M 13～35） 背：家屋連担		○		10	c

箇所番号	河川名	箇所名	距離標	復旧工種*1		備考*2	被害形態			被害延長(m)	地形*3 分類
							堤防	護岸	その他		
㊿	旧北上川	宮城県石巻市八幡町地内	左岸 2.6 km+163 m～2.8 km	護岸	護岸（ブロック積） 37 m	旧：空石積（M 13～35） 背：家屋連担		○		37	c
㊶	旧北上川	宮城県石巻市住吉町地内	旧北上川右岸 3.0 km～3.0 km+13 m （住吉第二護岸）	護岸	護岸（ブロック積） 13 m	旧：空石積（M 13～15） 背：家屋連担		○		13	c
㊷	北上川	宮城県桃生郡河南町和渕地内	右岸 19 km+50 m～19.1 km+66 m	堤防	築堤（切返し） 116 m 護岸（格子張） 116 m （止水矢板） 116 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：畑	○			116	j
㊸	北上川	宮城県桃生郡河南町和渕字笈入地内	右岸 19.4 km+180 m ～19.6 km+88 m	堤防	築堤（切返し） 108 m 護岸（格子張） 108 m （止水矢板） 108 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：水田	○			108	c
㊹	旧北上川右支川江合川	宮城県桃生郡河南町和渕字笈入地内	右岸 0.6 km+130 m～1.0 km+40 m	堤防	築堤（切返し） 240 m 護岸（格子張） 240 m （止水矢板） 240 m	上：完成堤 下：〃 堤内：水田	○			240	h+j
㊺	旧北上川右支川江合川	宮城県遠田郡涌谷町短名地内	左岸 1.6 km+80 m～1.6 km+180 m	堤防	築堤（切返し） 100 m 護岸（格子張） 100 m （止水矢板） 100 m	上：暫定堤 下：〃 堤内：家屋連担	○			100	c
㊻	旧北上川右支川江合川	宮城県遠田郡涌谷町上谷地地内	左岸 14.4 km+70 m ～14.6 km+10 m	堤防	築堤（切返し） 140 m 護岸（格子張） 140 m （止水矢板） 60 m	上：完成堤 下：〃 堤内：家屋	○			140	c
㊼	旧北上川右支川江合川	宮城県古川市楡ノ木地内	旧北上川新江合川右岸 2.6 km～2.6 km+130 m （新江合川右岸堤防）	堤防	築堤（切返し） 130 m 護岸（格子張） 130 m （止水矢板） 130 m	上：暫定堤 下：完成堤 堤内：水田	○			130	j

おいて天端に最大約 30 cm，深さ 1.5～3 m に達する縦断亀裂が発生し，特に堤内側小段及び法面には無数の亀裂が発生して沼に滑り崩壊を生じた（図—6·9）。この沼は，昭和 25 年 8 月の洪水による破堤跡であり，53 年 2 月の地震でも今回に比べ規模は小さいが同形態の被害を受け，切返しを実施した所である。

基礎地盤は −8 m まで N 値 0～10 の緩い砂とシルト層で，以深では比較的密に締った細～中砂となっている。また，沼の周辺及び堤外地の畑地まで広い範囲で噴砂現象が見られ，水溜りが 5 日間くらい見られた。

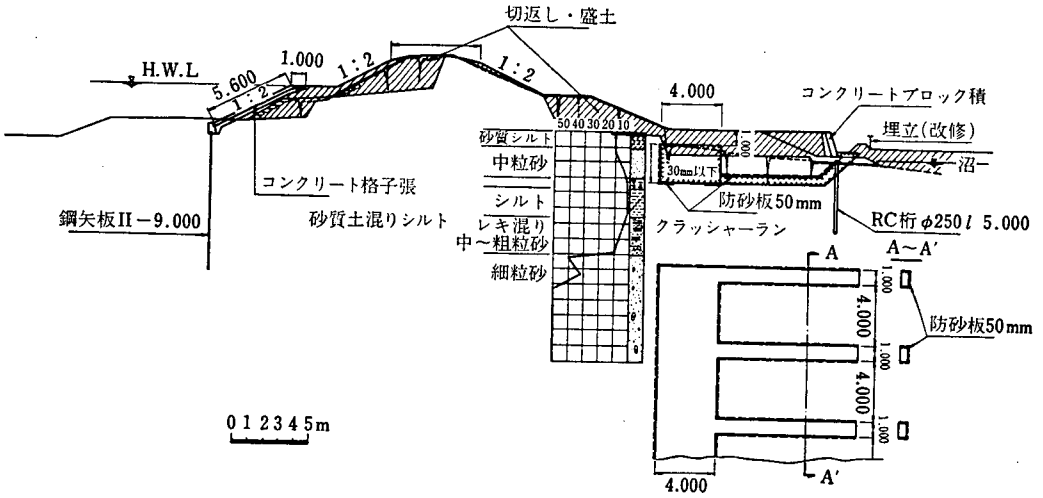
（2） 種次第一堤防地区

左岸 2.8 km から上流 142 m にわたって堤防天端が約 1.5 m 沈下，陥没し，最大幅約 30 cm，深さ 3 m に達する縦断亀裂が生じ，また，被災上下流端付近の 2 箇所に幅約 20～30 cm，深さ 1.5 m～3 m に達する横断亀裂が生じた（図—6·10）。

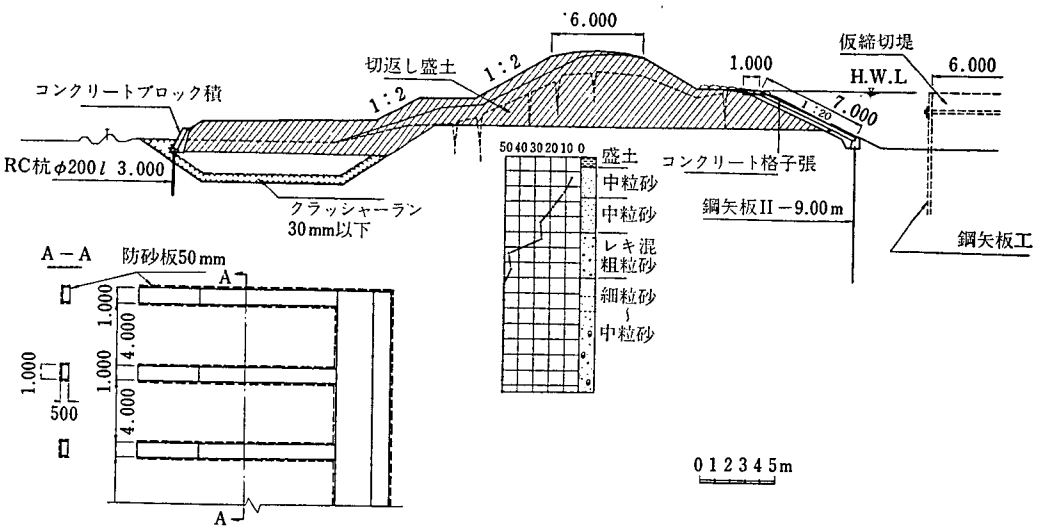
当該地区は自然堤防，旧堤及び旧河道が交差する付近にあたり，昭和 25 年 8 月洪水で破堤し，また，53 年 2 月の地震でも被害を受けた所である。堤体は礫を含む砂質シルトで構成され比較的締まった堤防であったが，基礎地盤は N 値 2～8 の緩い砂層であり，堤内地の水田に無数の噴砂現象が見られた。

（3） 閖上特殊堤地区

河口部の右岸特殊堤全延長 600 m のうち 0 km−17 m ～0.6 km−29 m 間，延長 589 m が被害を受けた。特に下流 289 m の擁壁のジョイントの開口，前後の傾き等が顕著で，パラペットウォールに 20 cm 以上のずれを生じた所もあり，擁壁の上下接合部に水平亀裂が走り，



図—6·9　閖上上堤防災害復旧断面図[3]



図—6·10　種次第一堤防災害復旧断面図[3]

下部擁壁は前傾し上部擁壁が後傾した箇所が多く生じた(図—6・11)。このような所では，裏盛土天端が 20～30 cm 沈下すると共に，幅 20 cm 程度の亀裂，段差が生じた。上流部 300 m については擁壁のジョイントに若干のずれを生じた程度で，擁壁そのものには大きな被害はなかったが，裏盛土と擁壁の取付部に沈下段差，堤内法尻付近の地盤に縦断亀裂が生じた。

なお，特殊堤は昭和 29 年頃施工されたもので，上流部 300 m は基礎から一体のコンクリート擁壁となっているが，下流部 289 m は下部擁壁の上に別途に L 型擁壁を嵩上げ継足した構造であり，被害を大きくした一因になったものと思われる。

（4） 今泉，日辺，三橋，飯田，中河原地区

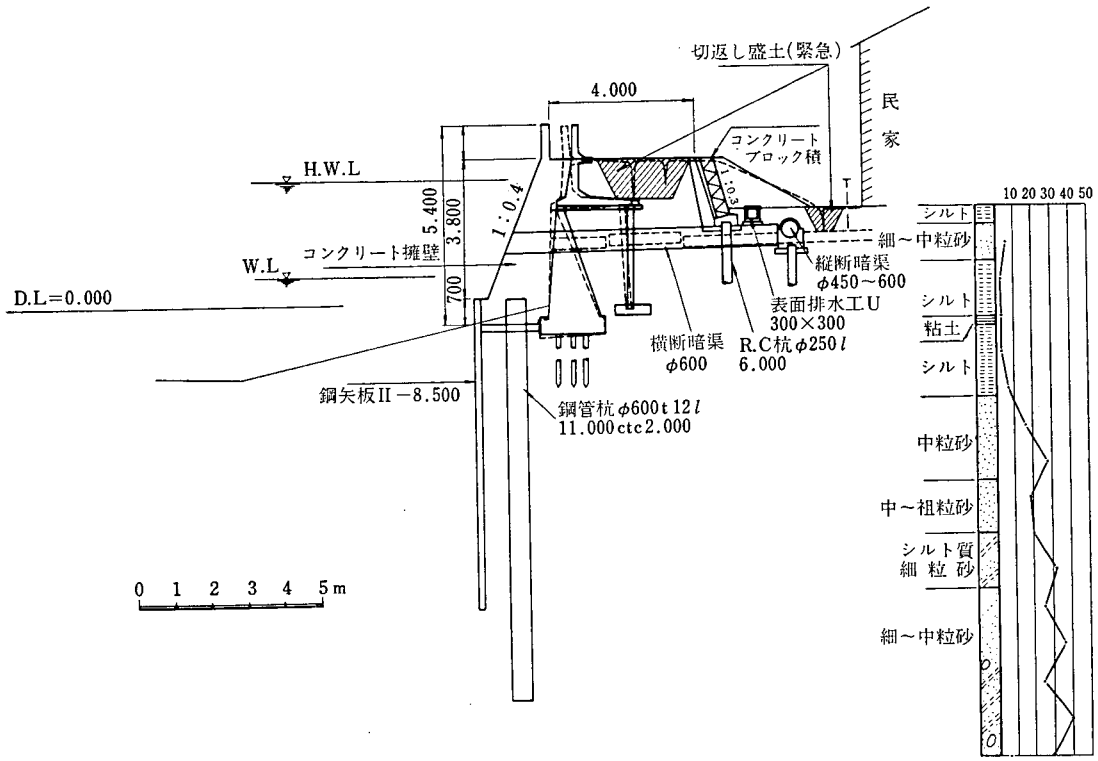
左岸 3.8～5.6 km の間及び左支川広瀬川左岸 0～1.6 km の間，延長 3,150 m の堤防に断続的縦断亀裂及び 9 の箇所の横断亀裂が生じた（図—6・12)。

特に横断亀裂は坂路等の取付いた堤防の断面形の急変部に多く生じていた。

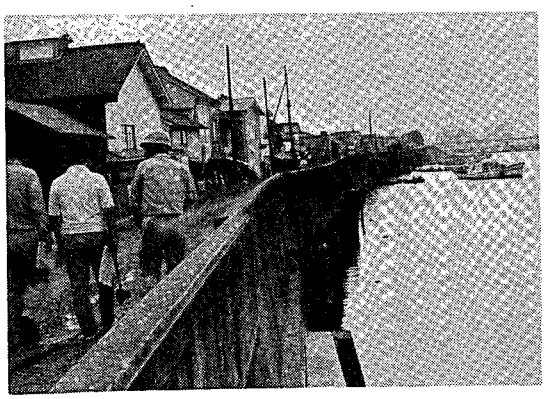
〔3〕 鳴瀬川水系

（1） 浜市堤防地区

左岸 0.2 km＋33 m～1.4 km＋185 m 間の堤防が断続



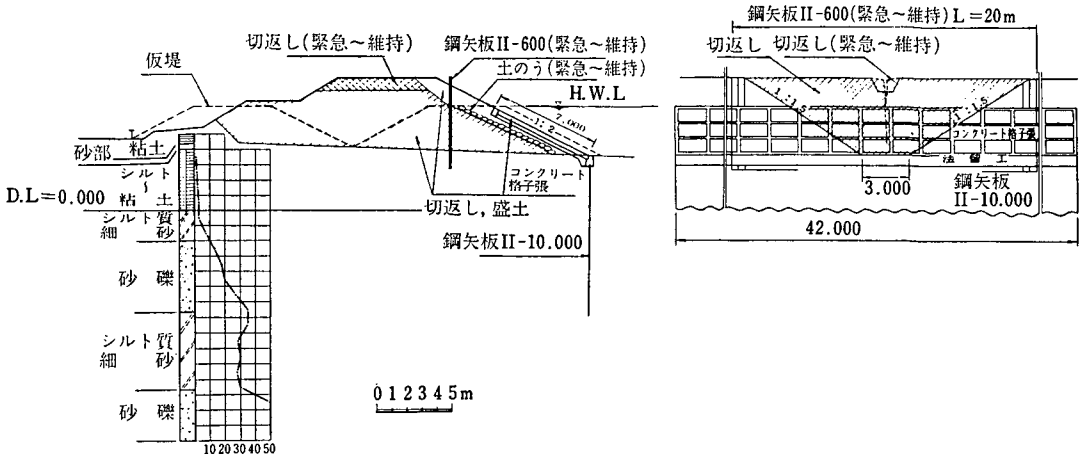
図—6・11 閖上特殊堤災害復旧断面図[5)]



写真—6・2 名取川右岸閖上特殊堤の被害



写真—6・3 名取川右岸閖上特殊堤の被害



図—6・12　今泉第二堤防災害復旧断面図[3]

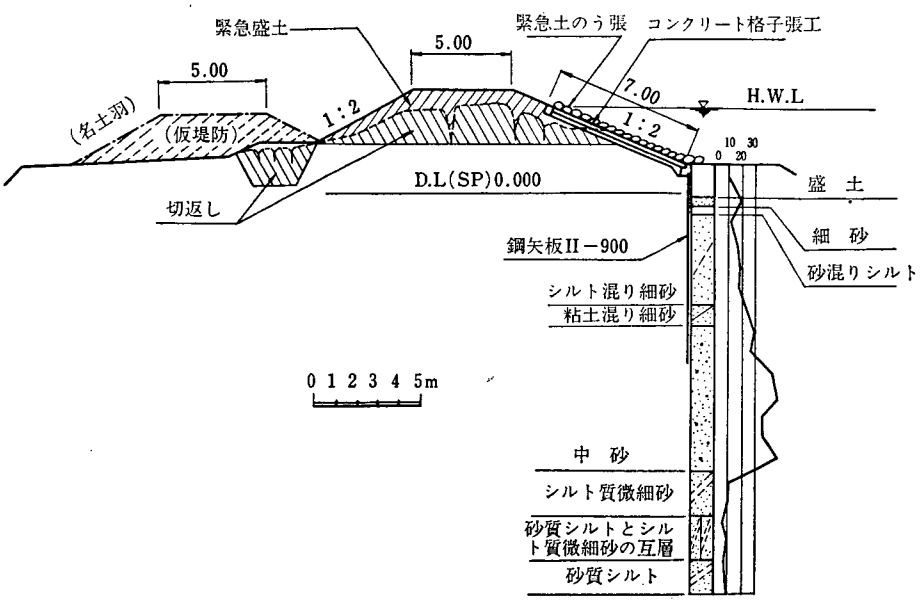
的に4箇所，延べ延長 418 m にわたって被災した。被害の内容は堤防天端及び，裏小段の縦断亀裂を伴った陥没，沈下である（図—6・13）。特に 0.8 km＋160 m～1.0 km＋90 m 間では堤防天端が 30～50 cm 陥没すると共に幅 10～30 cm，深さ 1～2 m の亀裂が生じた。当該地区は鳴瀬川旧放水路の河道部にあたり，旧川を締切った所で，地盤の N 値が 3～5 の軟弱な粘性土で，被害の規模を大きくしたものと思われる。

（2）　阿久戸排水樋管

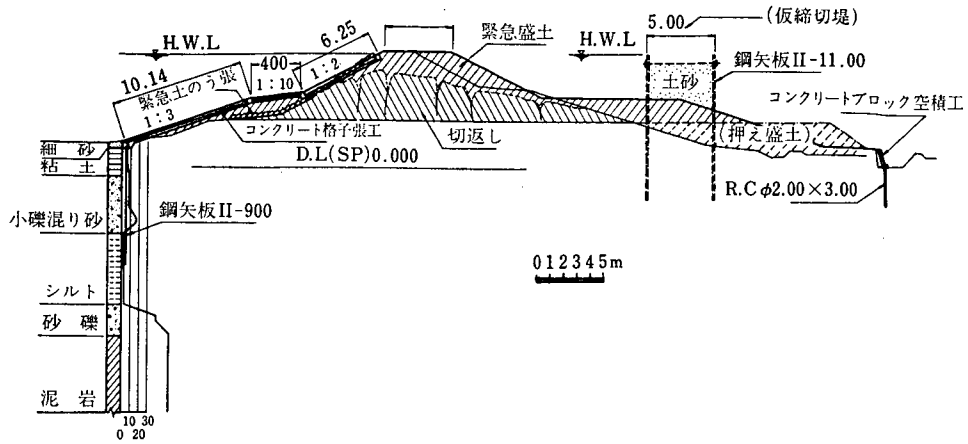
右岸 17.7 km＋50 m 地点の当該樋管における被害に



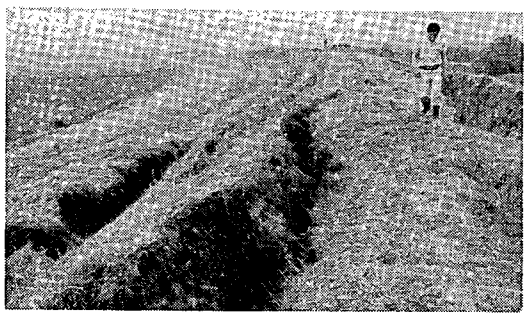
写真—6・4　鳴瀬川左岸浜市堤防の被害



図—6・13　浜市第四堤防災害復旧横断図[3]



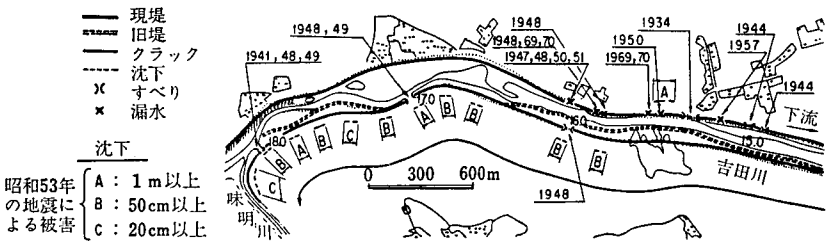
図—6·14　山崎（味明川）堤防災害復旧横断図[3]



写真—6·5　吉田川右岸，山崎堤防の被害



写真—6·6　吉田川右岸，山崎堤防の被害



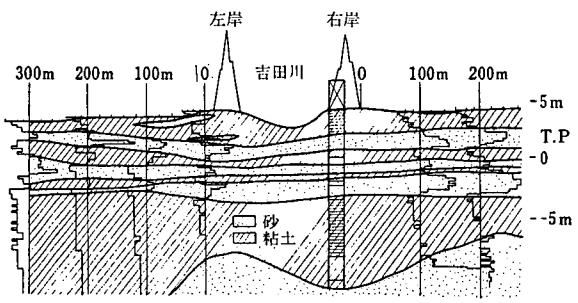
図—6·15　吉田川山崎堤防の被害分布

ついては 6,〔3〕に記述されている。

（3） 山崎堤防地区

右支川吉田川右岸 13.4～18.2 km 間の堤防 4,780 m が被害を受けた。この地区は今回の地震によってもっとも大きく被災した箇所で，堤防天端で 2～3 m に及ぶ堤体の陥没が生じ，天端，法面，小段に最大幅約 60 cm，深さ 1.5～3 m に達する亀裂や段差が数多く発生した（図—6·14）。

この地区の堤防は品井沼の外沼部に位置し，大正末期頃に築堤されたもので，その後昭和 24 年から右岸堤の引堤と両岸堤防の嵩上げによる増強が実施されている。図—6·15 には地震による堤防の被害箇所と合わせて旧堤位置も示したが，右岸堤の引堤工事に際しては軟弱粘性土層を通る滑り破壊によって施工は難渋を極めた所である。



図—6·16　山崎堤防基盤土層構成

堤防基盤は主として軟弱な粘性土層と薄い砂層との互層から構成されていて，左岸，右岸とも地盤の土質特性

に顕著な差が見られないにもかかわらず，右岸堤の大きな破壊に対して左岸堤では沈下，崩壊などの現象はほとんど見られなかった（図—6・16）。

（4） 志田谷地堤防地区

この地区は，山崎堤防の対岸にあたる吉田川左岸 13.4 km＋217 m～16.6 km＋120 m 間に断続的に 4 箇所，延長 350 m の堤防に幅 20～50 cm，深さ 2 m に達する縦断亀裂を生じた（図—6・17）。

（5） 袋堤防地区

吉田川右岸 22 km＋100 m～22.7 km＋80 m 間に断続的に 3 箇所，延べ延長 300 m が被災した。いずれも堤防天端又は小段に縦断亀裂を生じたものである（図—6・18）。なお，右岸 22.5 km 付近の高水敷には帯状に噴砂現象が見られた。

その他，前記山崎堤防と一連堤防となっている吉田川右支川味明川右岸堤及び左岸堤に山崎堤防と同様な被害が発生した。

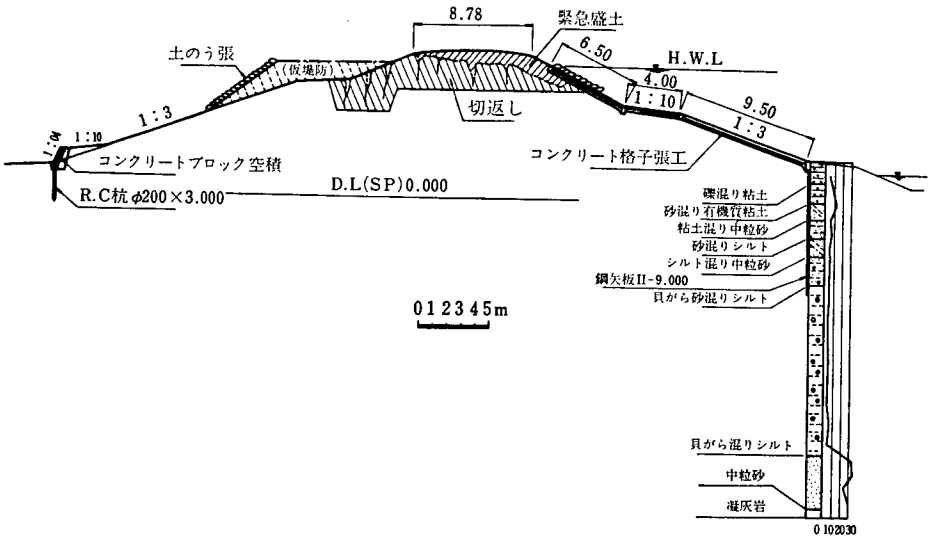
〔4〕 北上川水系

（1） 長面堤防地区

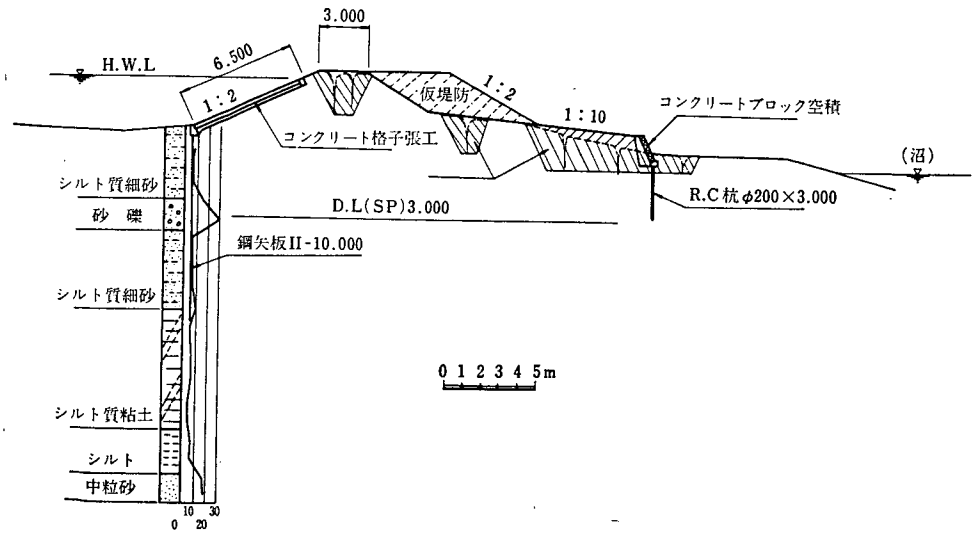
右岸 0～0.8 km 間，延長 800 m の堤防天端に幅 5～10 cm 程度の縦断亀裂が数条発生した。

（2） 釜谷堤防地区

前記長面堤防に連らなる区間において 4 箇所，延長 2,180 m の堤防及び 376 m の低水護岸が被害を受けた。被害規模のもっとも大きな所では堤防天端が約 80



図—6・17　志田谷地第三堤防災害復旧横断図[5]

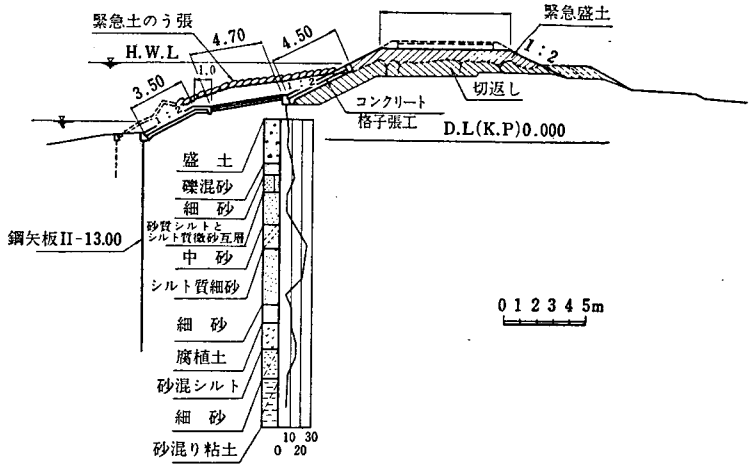


図—6・18　袋第二堤防災害復旧横断図[5]

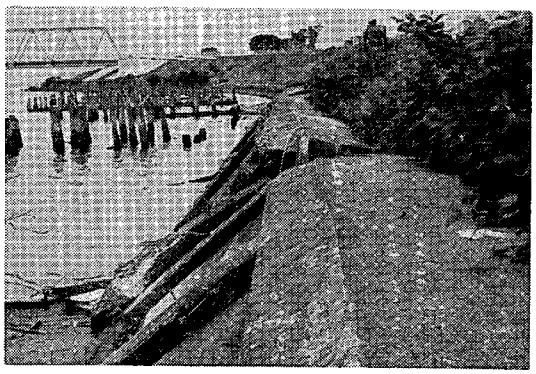
cm 沈下すると共に中央部，法肩，小段等に幅 30 cm に達する亀裂，段差が発生した（図—6・19）。低水護岸については護岸天端が隆起して格子が折損し，スラブが破壊された(写真—6・7，6・8)。なお，4～4.2 km の堤内地で噴砂現象が見られた。

（3） 橋浦堤防地区

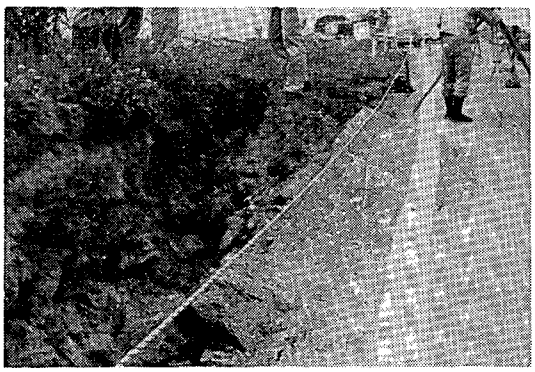
左岸 5.2 km～9.8 km＋17 m 間の堤防が断続的に 4 箇所，延長 4,202 m にわたって被害を受けた。県道と



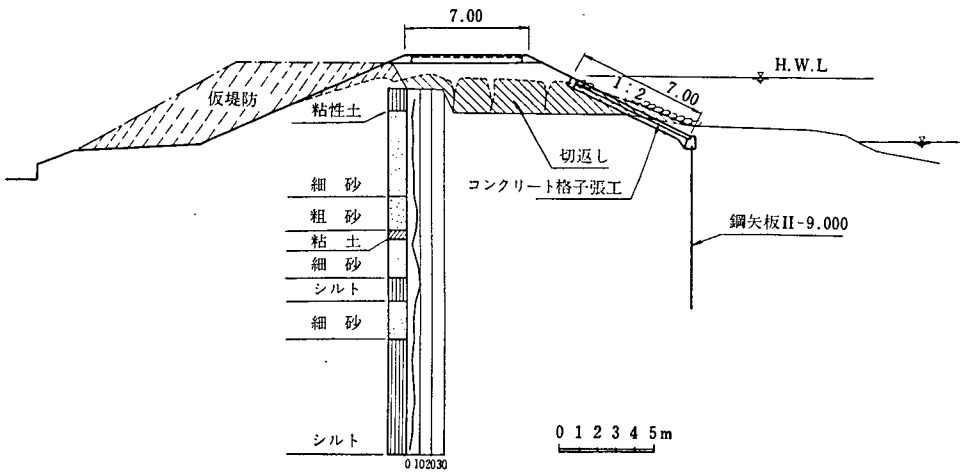
図—6・19　釜谷第二堤防災害復旧横断図[3)]



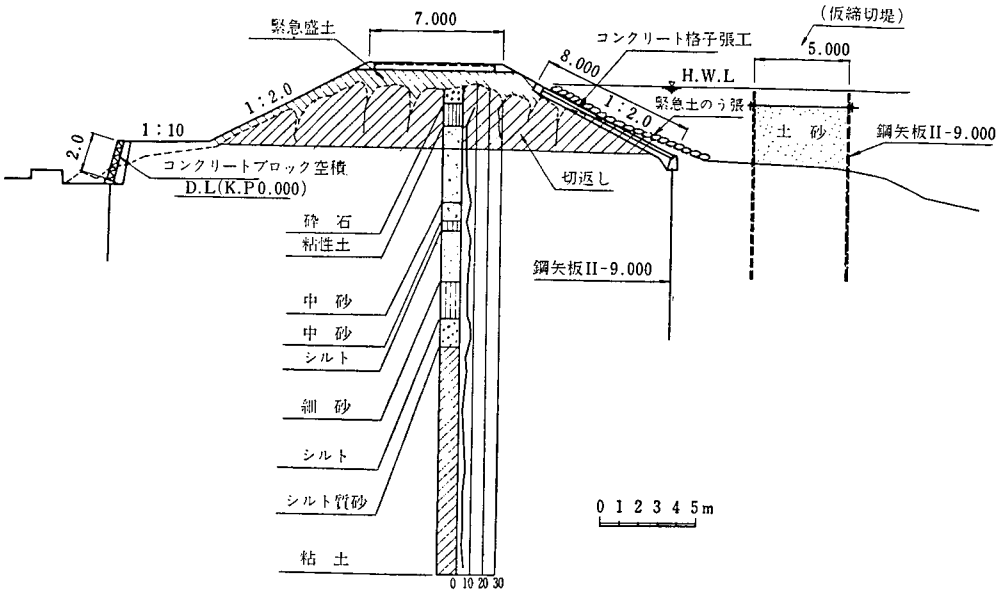
写真—6・7　北上川右岸，釜石堤防護岸の被害



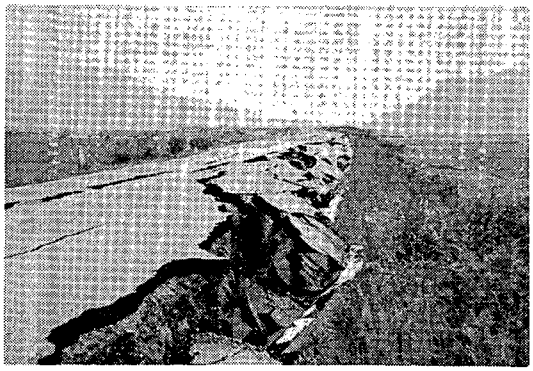
写真—6・8　北上川右岸，釜石堤防の被害



図—6・20　橋浦第四堤防災害復旧断面図（土堤部）[3)]



図—6·21　橋浦第四堤防災害復旧横断図（二重締切堤部）[5]

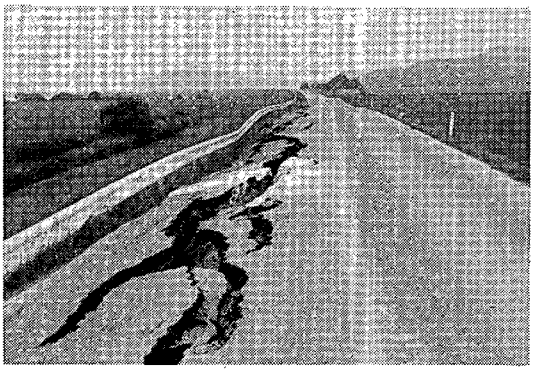


写真—6·9　北上川左岸，橋浦堤防の被害



写真—6·10　北上川左岸，橋浦堤防の被害

兼用になっている堤防天端が陥没，沈下し，被害の著しい箇所では幅1m，深さ約3mに達する縦断亀裂が発生した。特に8km付近には堤防天端が約50cm沈下し，天端幅の1/3程度が川側に陥没崩壊し，堤内法尻付近の



写真—6·11　北上川左岸，橋浦堤防の被害

水路が隆起する等，当該地区の北上川水系においてもっとも大きな被害を受けた所である（図—6·20，6·21，写真—6·9，6·10，6·11）。

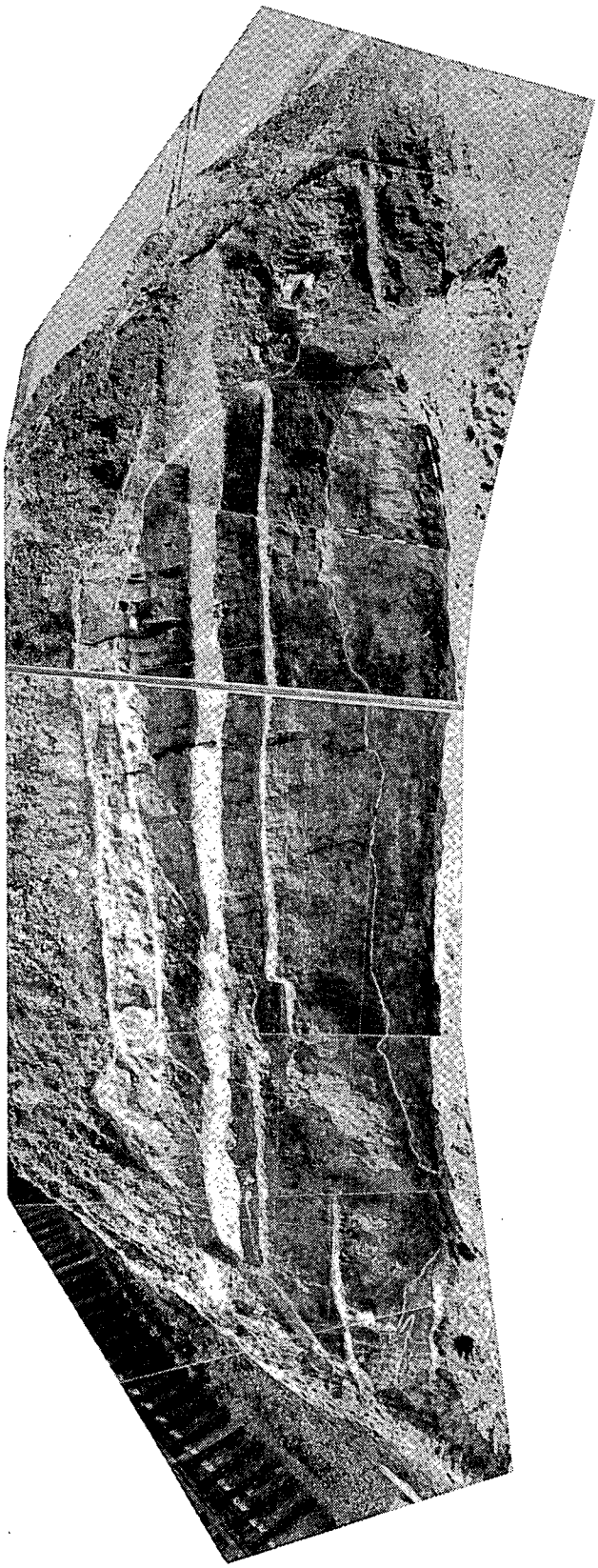
基礎地盤はN値が10以下の軟弱層であり，堤体材料に写真—6·12に示すように下部に川前の掘削土を転用していることが被害を大きくした一因と考えられる。

6．水門，堰の被害

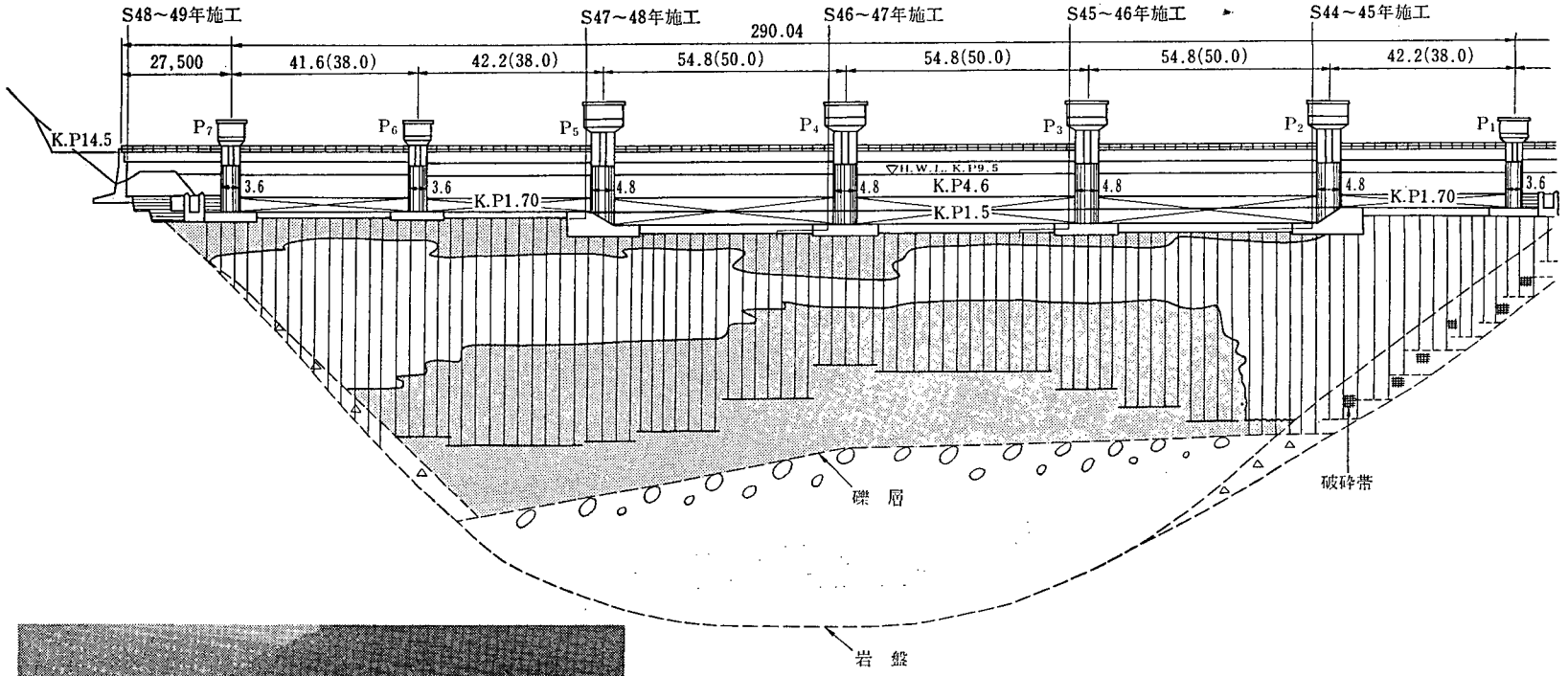
小門や堰などの河川構造物の被害は比較的軽微であった。主な被害の概要は次のとおりである。

〔1〕 北上大堰（図—6·22）

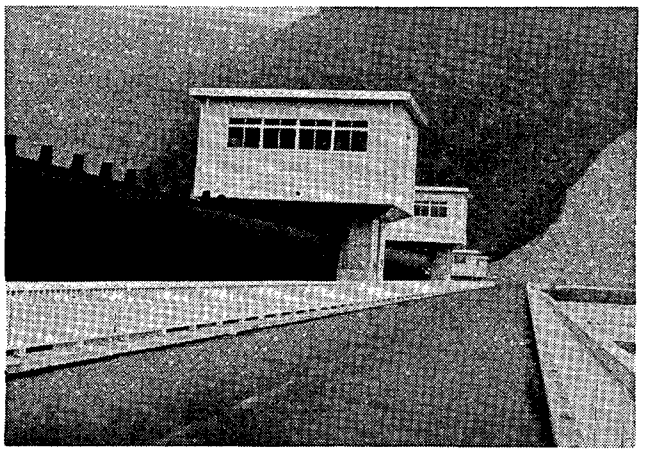
北上川河口に位置し，延長290.4m，堰上高6.1mの堰で支間50mのメインゲート3門，支間30mのサイドゲート3門からなる。昭和51年に完成しているが，



写真—6・12 橋浦堤防開削断面（北上川下流工事事務所）[13]



図—6·22 北 上 大 堰

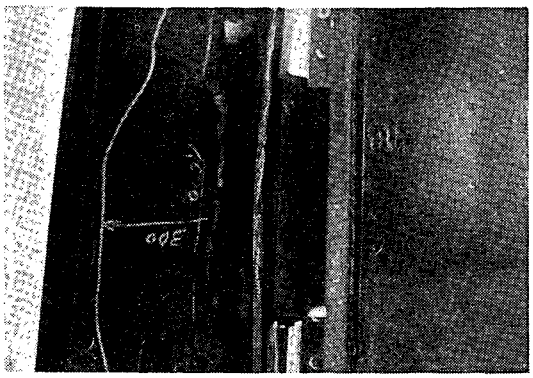


写真—6·13 北 上 大 堰

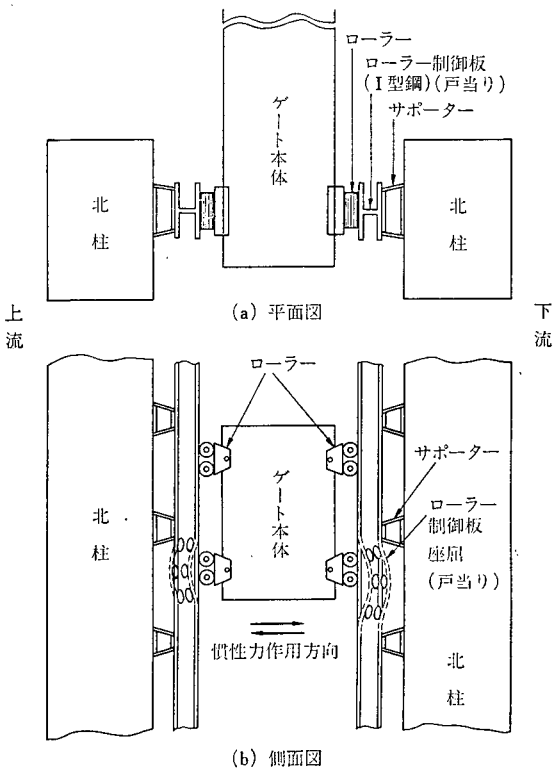
まだ使用されていない（写真—6·13）。

地震による構造上の重大な被害はない。ただ，地震時に巻上げられていたメインゲートの戸当り金物のI型鋼に，ゲートローラの接点付近で上下流方向の力によってウエブに局部的な座屈が起きた（図—6·23，写真—6·14）。それに伴って，I型鋼を堰柱に取付けているアンカー付近のコンクリートに亀裂の生じたものもある。これらの被害はI型鋼の取替えなどで簡単に修復できる[15]。

機器関係では，ゲートの巻上機の休止装置が7箇所で作動不良になった。スクリュースピンの変形が原因とみられる。



写真—6·14　戸当りの座屈



図—6·23　北上大堰の戸当りの被害

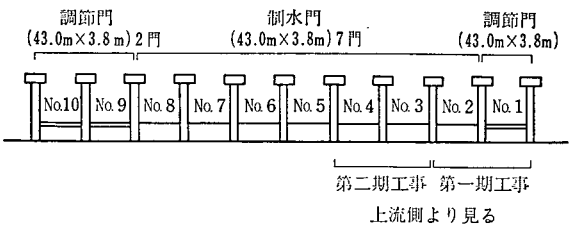
〔2〕 阿武隈大堰（図—6·24）

阿武隈川の河口に位置し，10門のゲートからなる。地震時は工事中で，第1期工事の2門と第2期工事の2門計4門が巻上げられた状態になっていた。

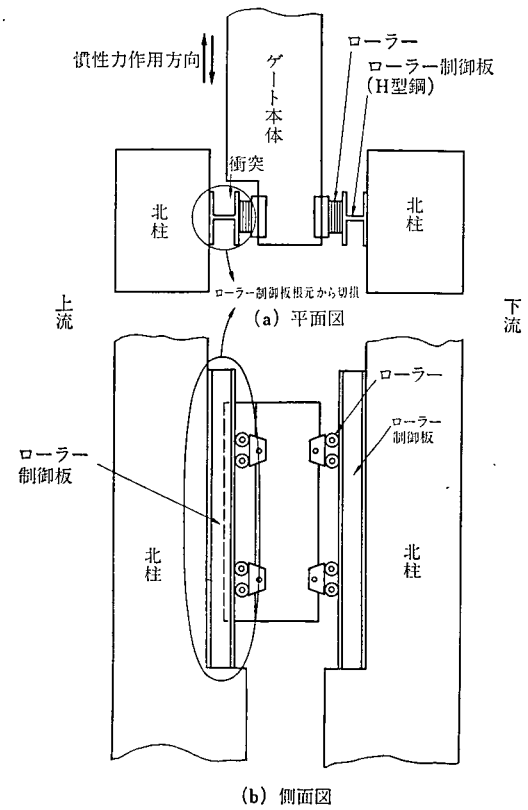
北上大堰と同様に大きな被害はないが，主にゲートの戸当り金物を中心に被害を受けた。図—6·25に見るとおり，堰軸方向の力によって戸当り金物のボルトの切断，アンカー板の浮き上り，戸当り金物のへこみなどが主な損傷である。

〔3〕 阿久戸排水樋管

鳴瀬川右岸 17.7 km に位置する阿久戸排水樋管は門



図—6·24　阿武隈大堰



図—6·25　阿武隈大堰の戸当りの被害

柱の折損，管理橋の中間支柱の傾斜などがあったために門扉の操作が不可能になった。しかし，地震時には門扉が下げられていたために被害は胸壁より上の門柱の折損，傾斜に限られ，戸当り金物や捲上げ機等の被害はなかった。

門柱，操作台については緊急応急復旧工事で全面改築された[3]。

〔4〕 その他構造物

その他の河川構造物の被害として，吉田川右岸 13.7 km の木来内（こずない）排水機場，北上川右岸追波排水機場（14.5 km）などでは各構造物間のとりあいなどに亀裂やずれが生じたが機能を損うほどのものではなかった[14]。

樋管では吉田川右岸 20.0 km の丸山排水樋管や同川右岸 20.6 km の中村排水樋管に軸方向の折れ曲りや沈下が生じたが致命的なものではなかった[14),16]。

宮城県管理の河川構造物でもコンクリート構造物の亀裂，沈下程度で大きな被害は見られなかった。特殊なものとして迫川の転倒堰の損壊，高城川の水路トンネル（延 1.3 km，3 条）の一部レンガ巻立部の亀裂，崩落，素掘部分の緩み崩落などがあげられる[17]。

宮城県地方は阿武隈川，名取川，鳴瀬川，北上川の一級河川の外に大小の中小河川による沖積地帯が発達している。したがって，河川構造物も少なくないが，上述のとおり，機能を損なうほどの被害はほとんど見られなかった。大半の構造物の動きが堤体で拘束されたためか，構造上の被害は少ない。また，堰柱のように挙動が独立しているものでも実質的な被害がなかったことは耐震設計に負うものとみなされる。

これらの調査には建設省東北地方建設局の調査資料を利用させていただいた。

7. あとがき

今回の地震は，全体としては都市型災害を発生させており，人工的な環境に支配された被害が中心であったが，河川施設，なかでも土砂を主材料とする堤防の地震に対する抵抗の弱さをあらためて教えてくれた。

特に旧河道部や軟弱地盤のような基礎地盤の弱点部は堤防に大きな被害をもたらすことを示した。また幾つかの地点で堤体を横断する亀裂が生じており，基礎地盤に対する配慮と共に，堤体を横断する構造物や堤体断面が変化する箇所では注意を要することを示唆しているものと考えられる。

今回の地震においては津波や，震後の出水による浸水被害は生じなかったことは不幸中の幸いであるが，特にこのような恐れのある所では復旧用の工事道路，資材の確保などの対応策に関する不断の配慮が必要であろうと考えられる。

復旧工法に関しても，震後の被災状況の把握のための調査上の留意点と共に，既往の事例を集積整理し，活用できるようにしておくことが必要と考えられる。

長大な延長にのぼる河川堤防の耐震性を向上するための補強策を全延長に対して構じることは容易でないが，耐震性の特に劣る地点の判別法，合理的な耐震性の判定法の確立，補強法の確立などと合わせて総合的な対策により被害をできるだけ小さくしてゆく努力が必要であろう。

なお，地震直後の被害調査や，これに引き続く調査の実施に際して与えられた東北地方建設局各位の御協力に対して心からの感謝の意を表したい。

参考文献

1) 須賀堯三「1978 年宮城県沖地震における河川の被災状況と技術上の課題」第 26 回河川講習会講演概要，河川協会，昭和 53 年 10 月
2) 東北地方建設局（部内資料）「1978 年宮城県沖地震被害の概要」昭和 53 年 7 月
3) 東北地方建設局「1978 年宮城県沖地震災害報告書」昭和 54 年 11 月
4) 佐々木康「宮城県沖地震による河川堤防の被害について」第 24 回土質工学シンポジウム，土質工学会，昭和 54 年
5) 佐々木康「河川堤防の地震被害」土と基礎，Vol. 28, No. 8, 昭和 55 年 8 月
6) 岩崎敏男，川島一彦，常田賢一「1978 年 6 月宮城県沖地震被害調査概報」土研資料第 1422 号，昭和 53 年 10 月
7) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和「1978 年宮城県沖地震による地域別地震強度の分布に関する調査報告」土研資料第 1512 号，昭和 54 年
8) 佐々木康，馬場干児「旧河道部の土質特性について」第 35 回年次学術講演会概要集，土木学会，昭和 55 年 9 月
9) 国土地理院「治水地形分類図」
10) K. Yamamura, et al.「Ground Failures and Damages to Soil Structures from the Miyagi-ken-Oki Earthquake of June 12, 1978」U.S. National Conf. on Earthquake Engineering 1979，昭和 54 年 8 月
11) 岩崎敏男他「砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例」第 5 回日本地震工学シンポジウム，昭和 53 年 11 月

12) 佐々木康，松尾　修「宮城県沖地震による河川堤防の被害箇所」土木研究所資料第 1573 号，昭和 55 年 3 月

13) 東北地方建設局，北上川下流工事事務所「北上川および吉田川堤防現況把握調査，写真集Ⅰ，堤体写真集」昭和 54 年 3 月

14) 東北地方 建設局北上川 下流工事事務所「1978 年 6 月 12 日 宮城県沖地震による 河川構造物等被害状況写真集」昭和 53 年 7 月

15) 川上　隆，渡部保雄「1978 年宮城県沖地震による河川構造物等の被害について」第 32 回建設省技術研究会報告

16) 丹野光正「地震時における大型ゲートの挙動について」第 33 回建設省技術研究会報告

17) 宮城県「'78 宮城県 沖地震災害の 概況—応急措置と復興対策—」昭和 53 年 12 月

第7編　ダムの被害

松本徳久[13*] Norihisa Matsumoto
近藤　悟[14*] Satoru Kondo

目　次

1. ダムにおいて観測された加速度記録……(1)
〔1〕 各ダムの記録の特徴……(1)
2. ダムの臨時点検結果……(12)
3. ダムの変状各論……(14)
〔1〕 牛野ダム……(14)
〔2〕 蒜但木ダム……(14)
〔3〕 皆瀬ダム……(17)
〔4〕 蛭沢ダム……(17)
〔5〕 遠部ダム……(19)
4. 地震前後におけるダムの挙動……(20)
〔1〕 樽水ダム……(22)
〔2〕 釜房ダム……(22)
〔3〕 大倉ダム……(23)
〔4〕 花山ダム……(23)
〔5〕 鳴子ダム……(23)
〔6〕 田瀬ダム……(23)
〔7〕 蔵王ダム……(23)
〔8〕 石淵ダム……(23)
〔9〕 湯田ダム……(23)
〔10〕 管野ダム……(23)
〔11〕 四十四田ダム……(23)
〔12〕 高坂ダム……(23)
〔13〕 木地山ダム……(23)
〔14〕 荒沢ダム……(23)
〔15〕 鎧畑ダム……(23)
〔16〕 旭川ダム……(23)
〔17〕 森吉ダム……(23)
〔18〕 萩形ダム……(23)
〔19〕 早口ダム……(24)
〔20〕 遠部ダム……(24)
〔21〕 素波里ダム……(24)
〔22〕 目屋ダム……(24)
〔23〕 飯詰ダム……(24)
5. 1978年宮城県沖地震におけるダムの挙動と被害についての考察……(48)
〔1〕 フィルダム……(48)
〔2〕 コンクリートダム……(48)
6. 振動応答解析結果と実測値の比較……(48)
6—1 湯田ダムの解析例……(48)
〔1〕 はじめに……(48)
〔2〕 湯田ダムの概要……(48)
〔3〕 実測記録の解析……(52)
〔4〕 動的解析……(52)
6—2 樽水ダムの解析例……(55)
〔1〕 概　要……(55)
〔2〕 応答計算……(56)
参考文献……(62)

1. ダムにおいて観測された加速度記録

1978年宮城県沖地震当時，加速度型地震計の設置されていた東北地方のダム（ただし建設省関係のみ）は，樽水，釜房，鳴子，皆瀬，湯田，四十四田の6ダムで，そのうち釜房ダムを除く5ダムで加速度記録が得られた。加速度記録をディジタル化し再プロットしたものとこれらの加速度記録の周波数特性（パワースペクトル）を合わせて 図—7·1～7·8 に示す。表—7·1 は以上の結果得られた加速度の最大値と卓越周波数である。岩盤における加速度の最大値と震央距離の関係をプロットしたものが，図—7·9 であり，この図には，参考のため岡本・田村[1]及び金井[2]による実験式から計算した最大加速度を記入してある。図—7·10 は岩盤における加速度波の卓越周期と震央距離との関係で，参考のため Seed[3]らによる卓越周期を記入してある。

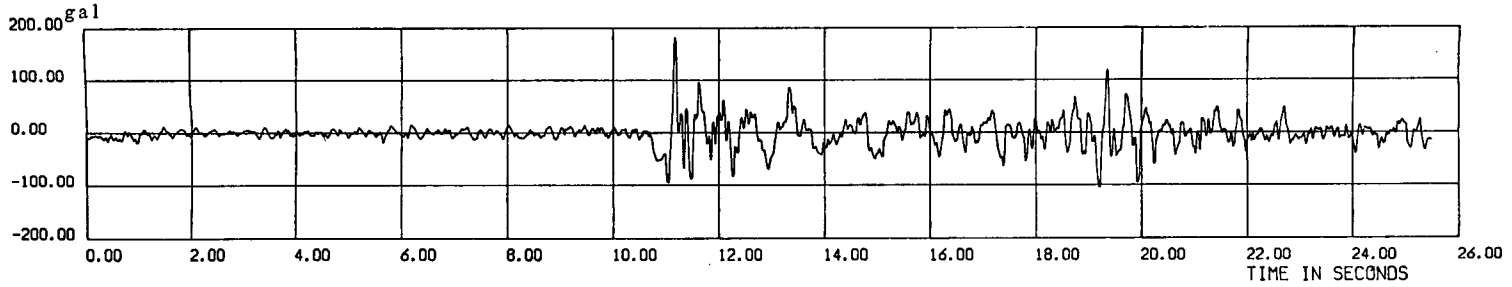
東北地方は，建設省のダムとしては地震計の配置密度が高く，点検整備もゆきとどいていたので，今回の地震については，ダムの耐震設計上役に立つ記録が得られた。

〔1〕 各ダムの記録の特徴

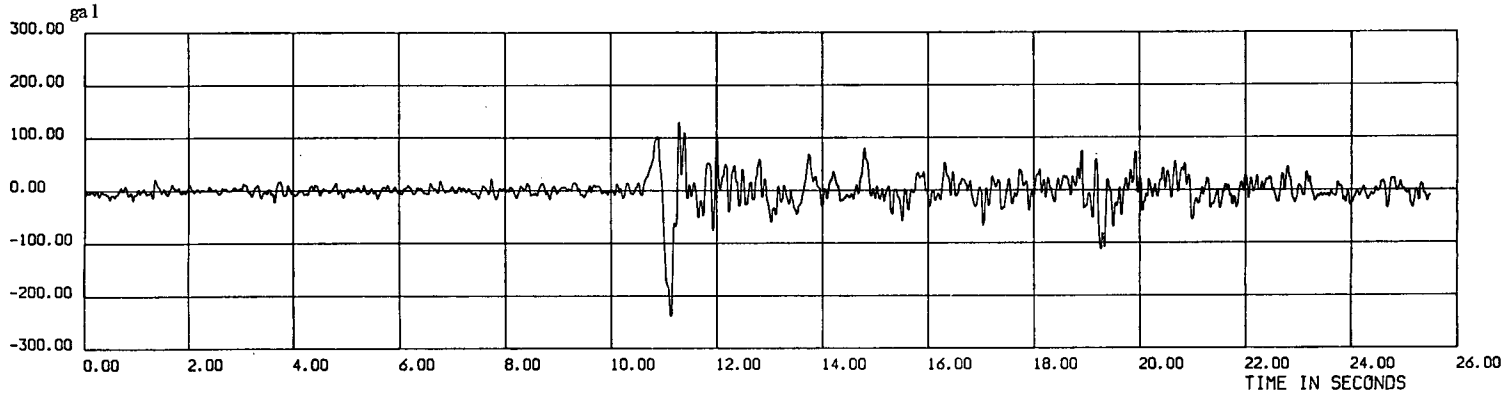
(1) 樽水ダム（図—7·1，図—7·2）

地震計は SMAC E2型であり，底設監査廊と堤体天端の2箇所に設置されていたが，天端の計器は故障中で底設監査廊のものだけ作動した。基礎における記録は，

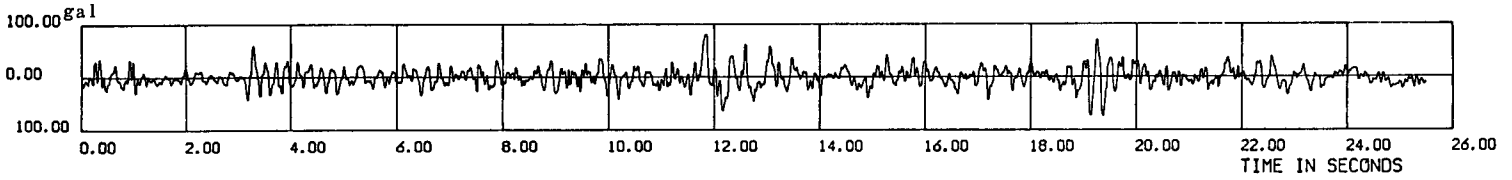
13* フィルダム研究室長
14* フィルダム研究室研究員（現中部地方建設局長島ダム工事事務所調査設計課長）



樽水ＨＢ（上下流）最大１８１.２ gal（ t＝１１.１８秒）（ Fc＝0.1 , Ft＝0.2 ）

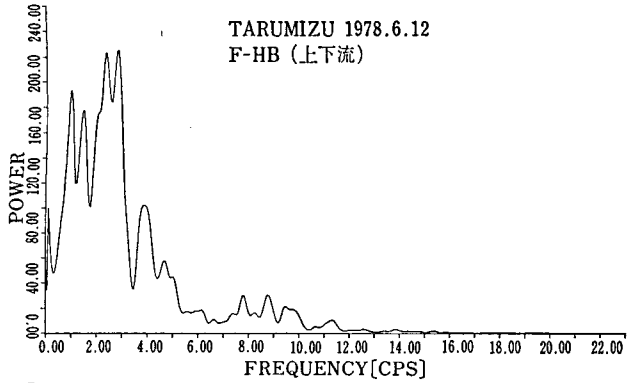


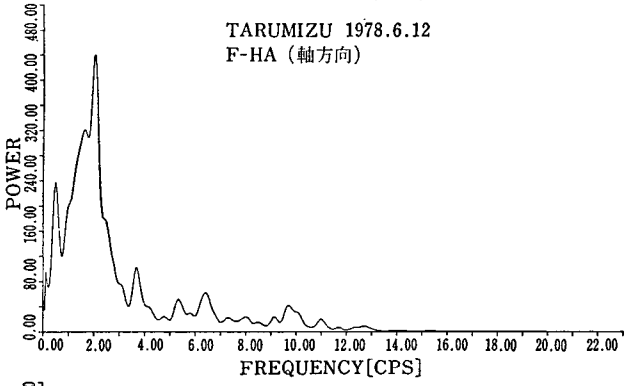
樽水ＨＡ（軸方向）最大２３８.４ gal（ t＝１１.１４秒）（ Fc＝0.1 , Ft＝0.2 ）

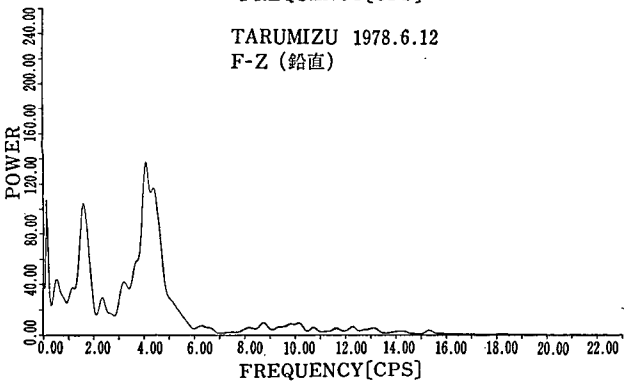


樽水ＦＺ（鉛直）最大７９.８ gal（ t＝１１.８４秒）（ Fc＝0.1 , Ft＝0.2 ）

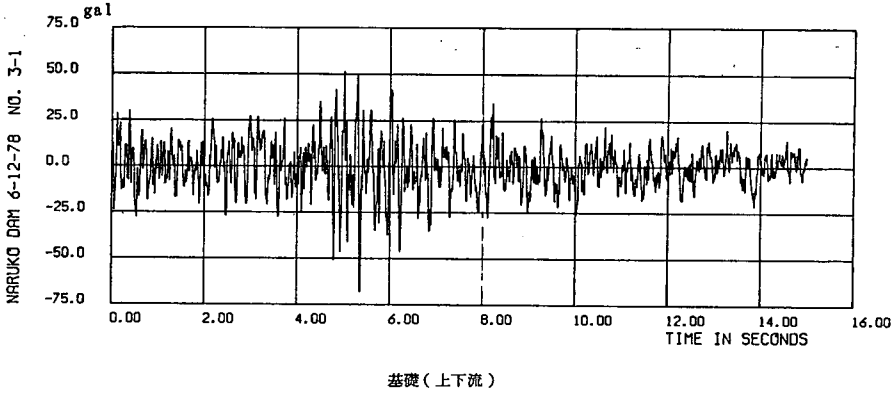
図―7･1　樽水ダム加速度記録



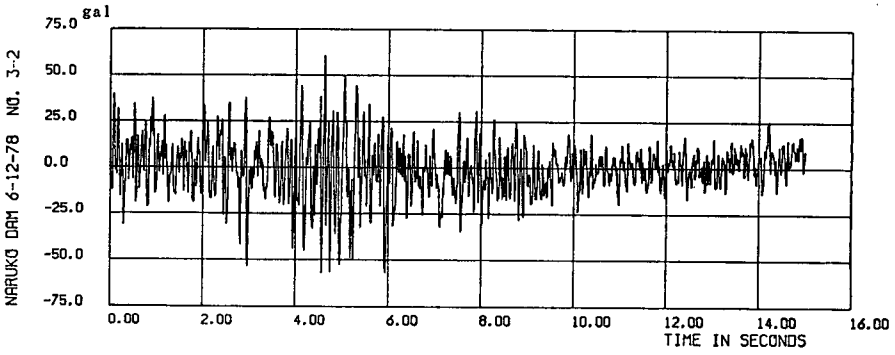




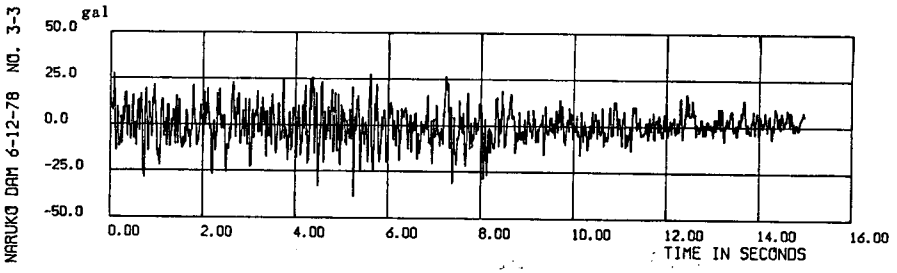
図—7·2 樽水ダム加速度記録のパワースペクトル



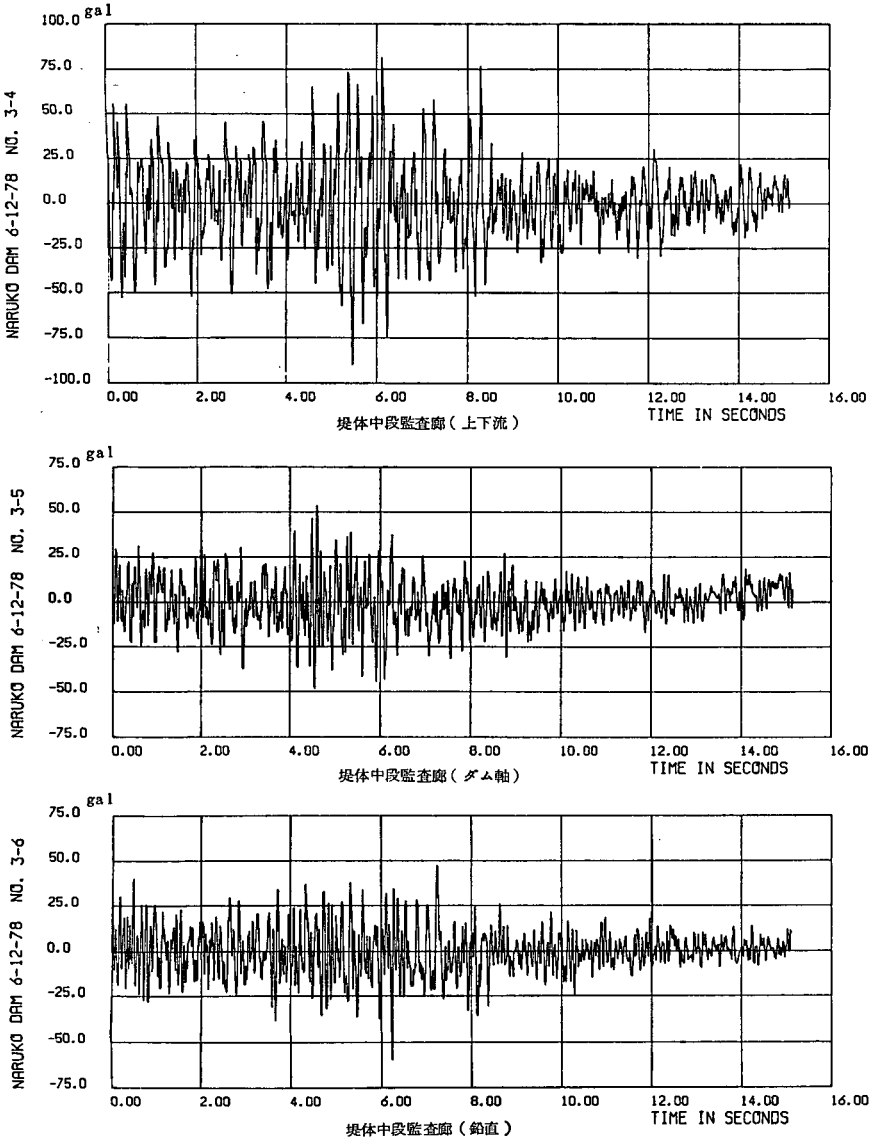
基礎(上下流)



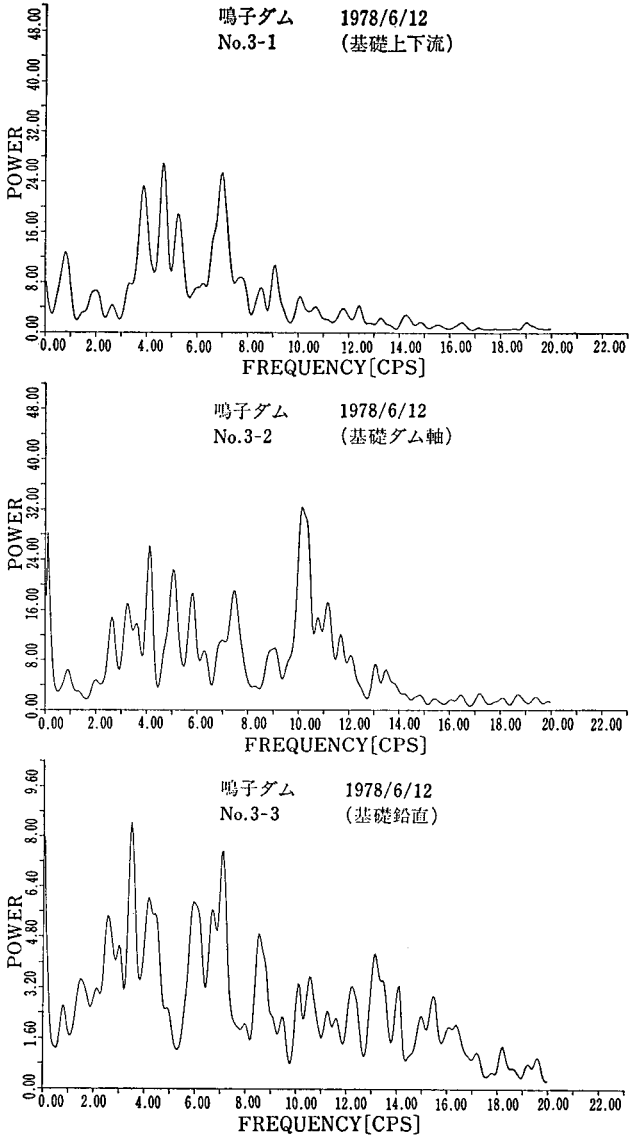
基礎(ダム軸)



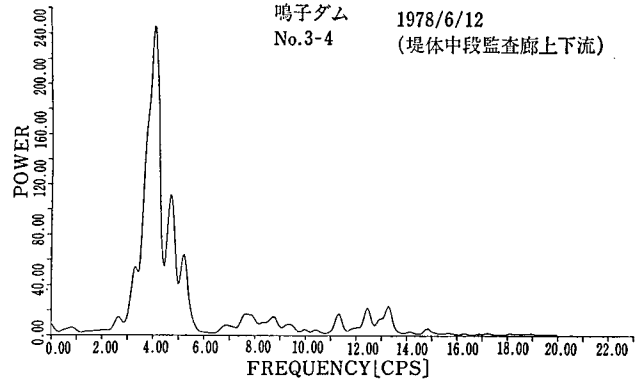
図—7·3 鳴子ダム加速度記録

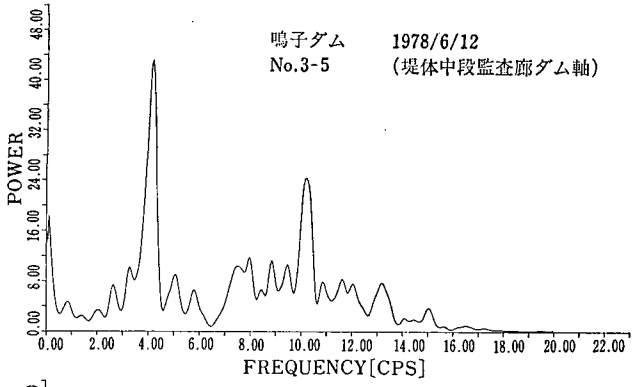


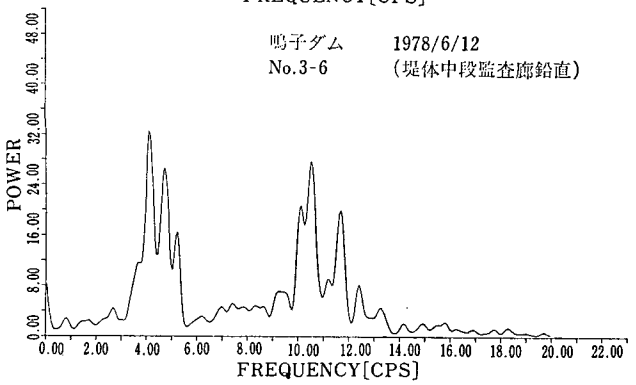
図—7·3　鳴子ダム加速度記録（続）



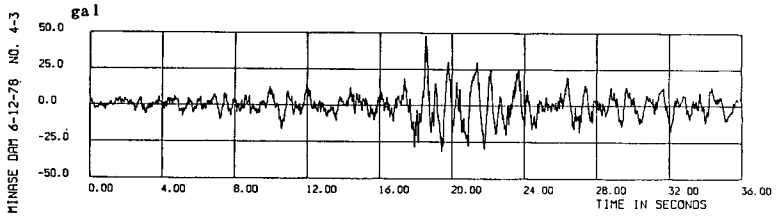
図—7·4　鳴子ダム加速度記録パワースペクトル



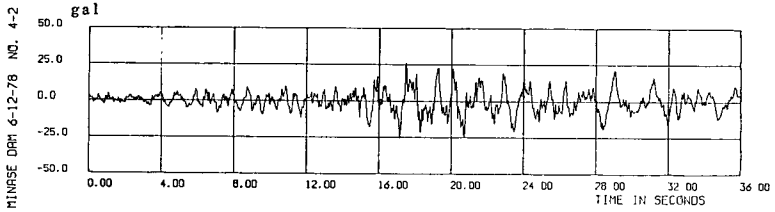




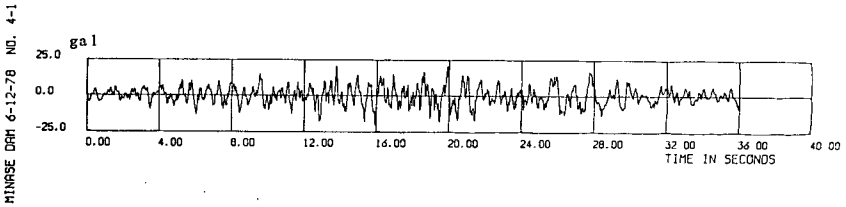
図—7・4　鳴子ダム加速度記録のパワースペクトル（続）



基礎上下流

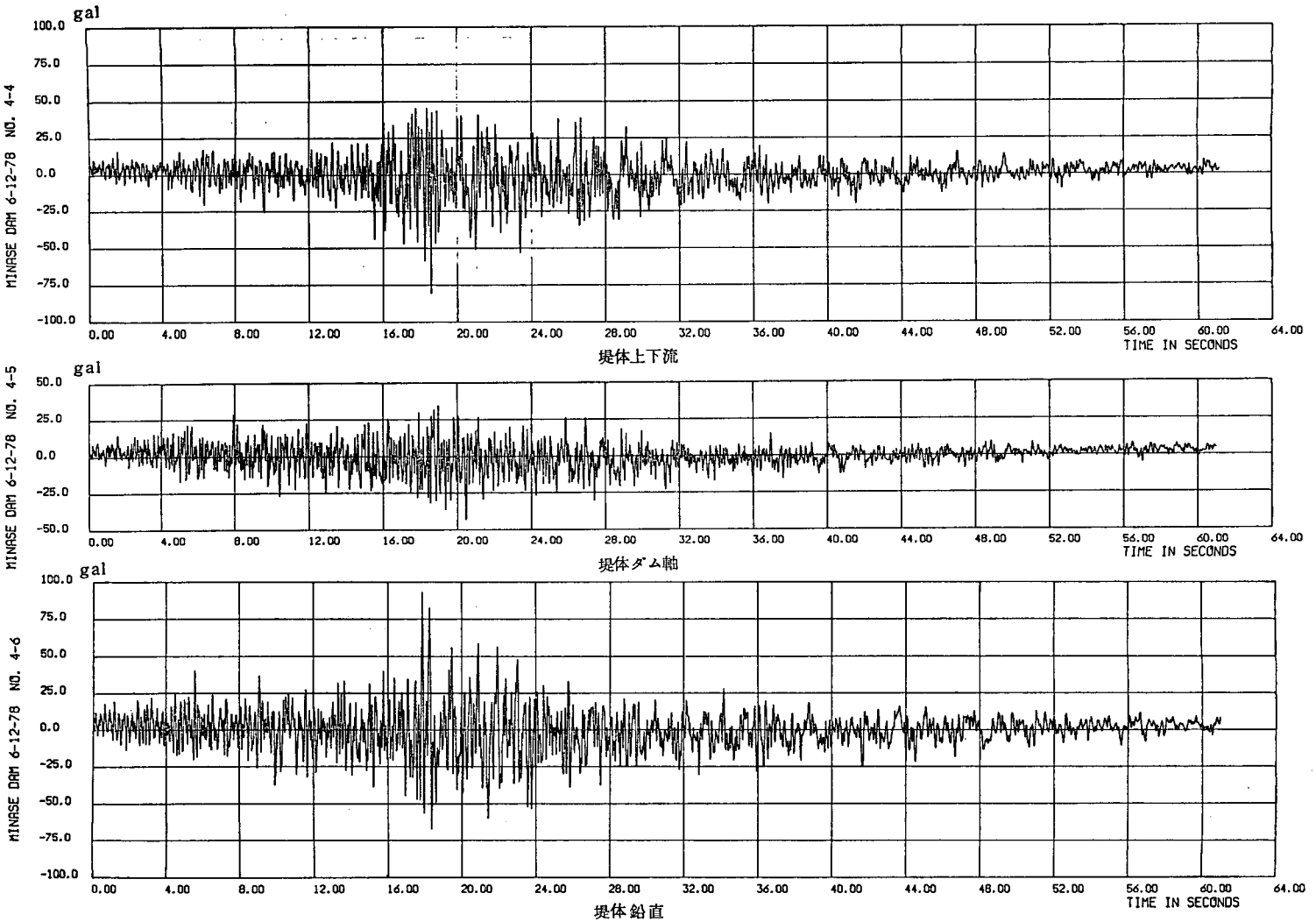


基礎ダム軸

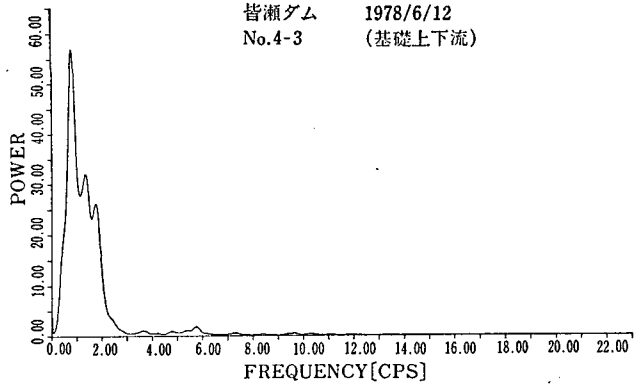


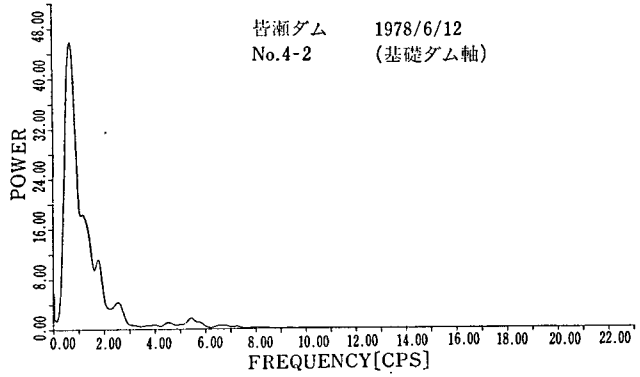
基礎鉛直

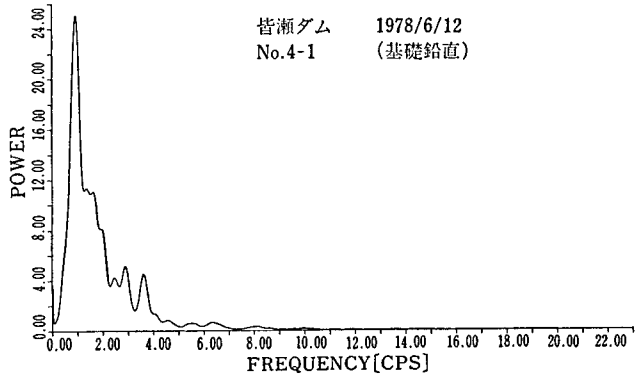
図—7・5　皆瀬ダム加速度記録



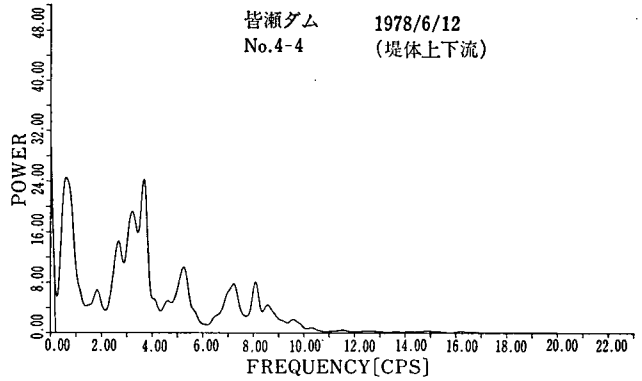
図—7・5 皆瀬ダム加速度記録（続）

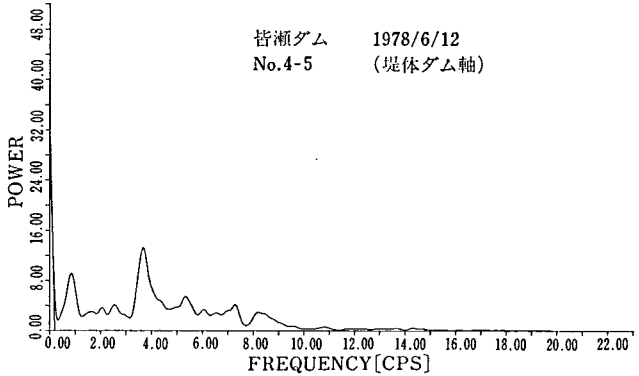


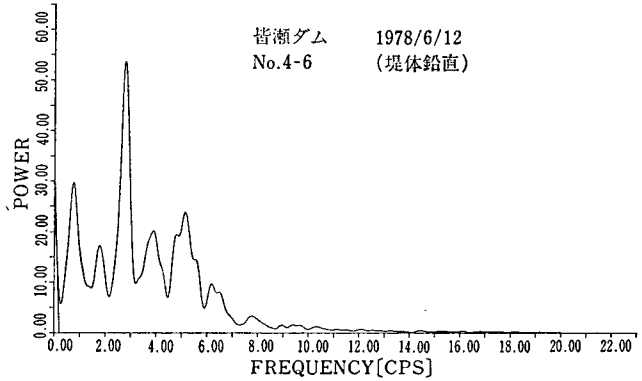




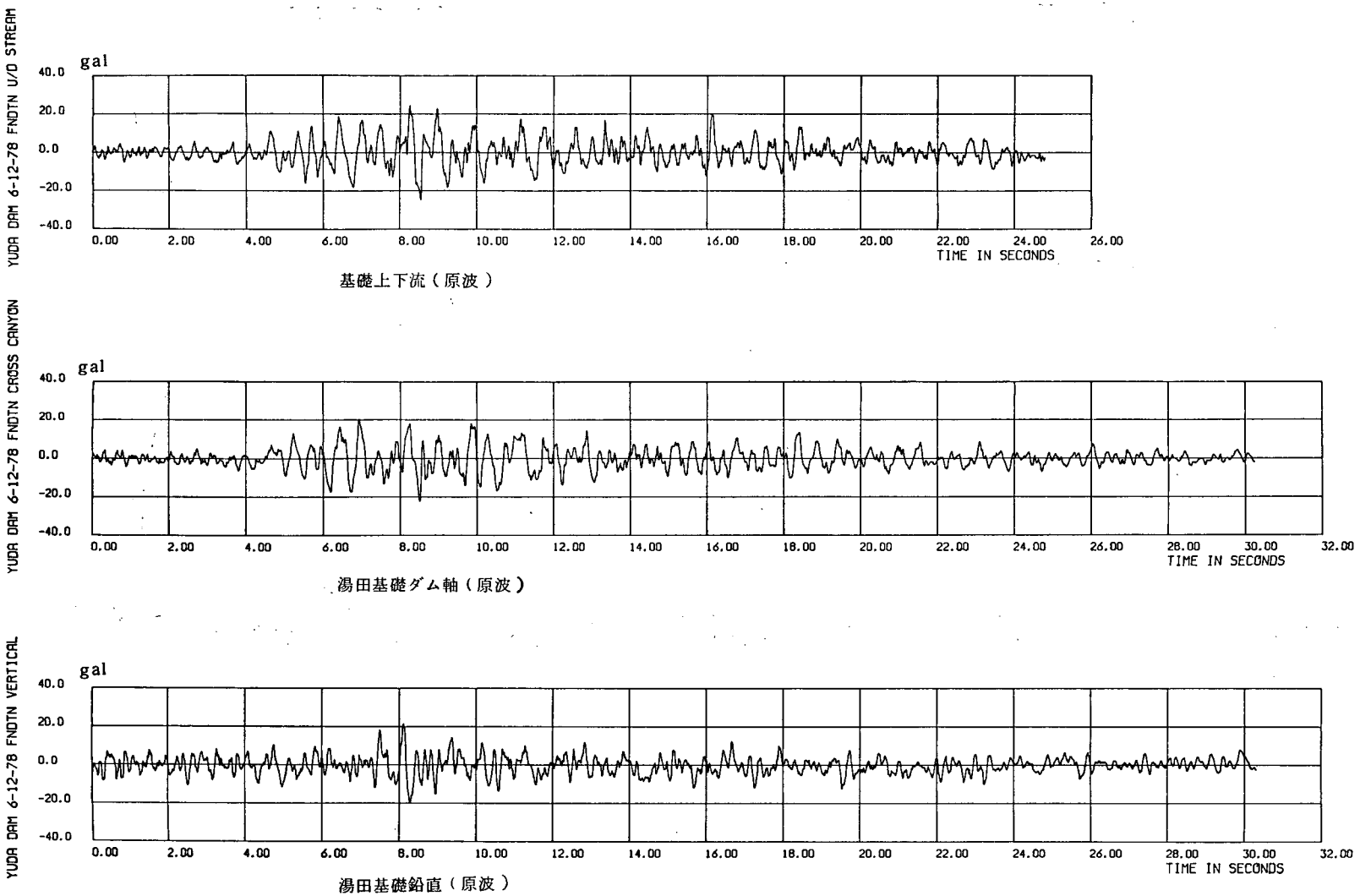
図—7.6 皆瀬ダム加速度記録のパワースペクトル



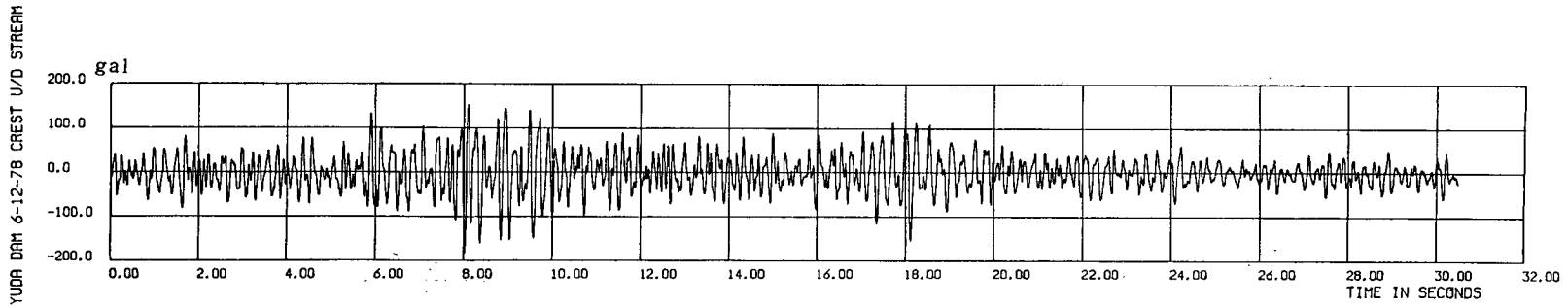




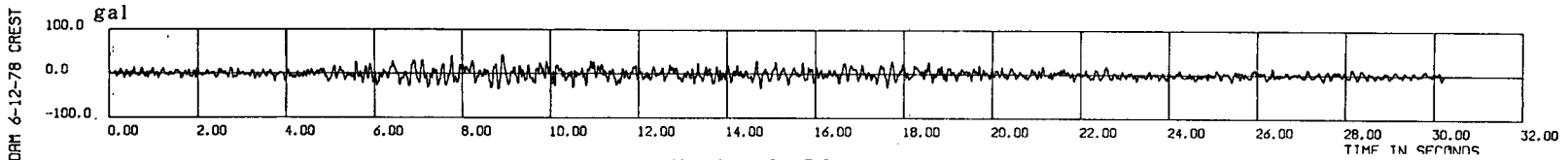
図—7·6 皆瀬ダム加速度記録のパワースペクトル（続）



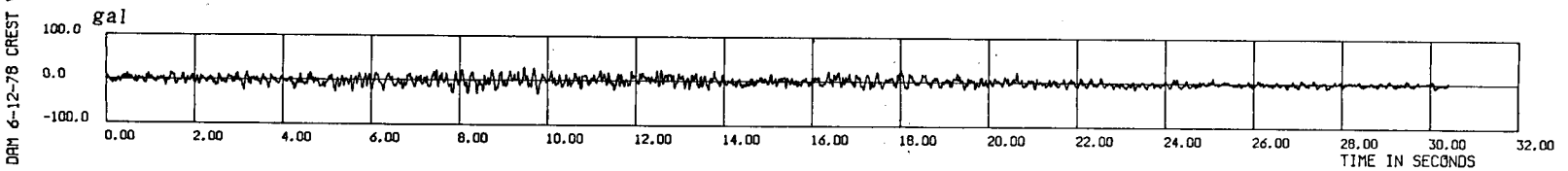
図—7·7　湯田ダム加速度記録



湯田　原波　堤体上下流　6－12－78

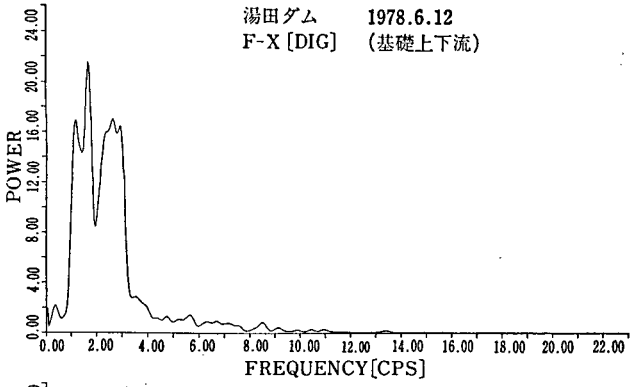


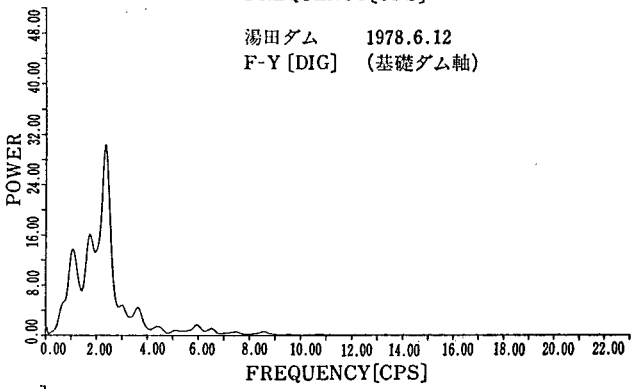
湯田　原波　堤体ダム軸　6－12－78

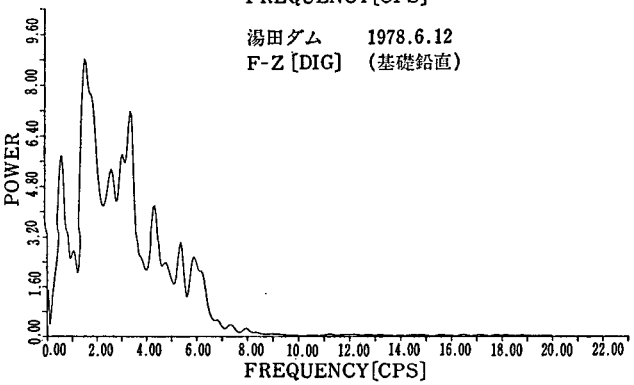


湯田　原波　堤体鉛直　6－12－78

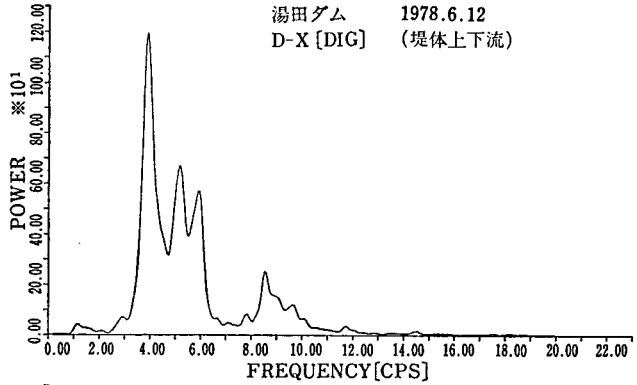
図—7·7　湯田ダム加速度記録（続）

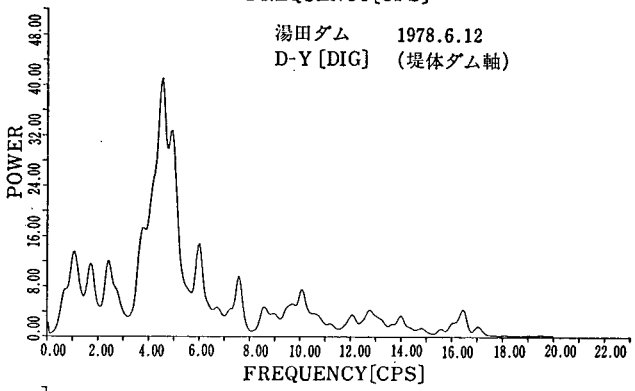


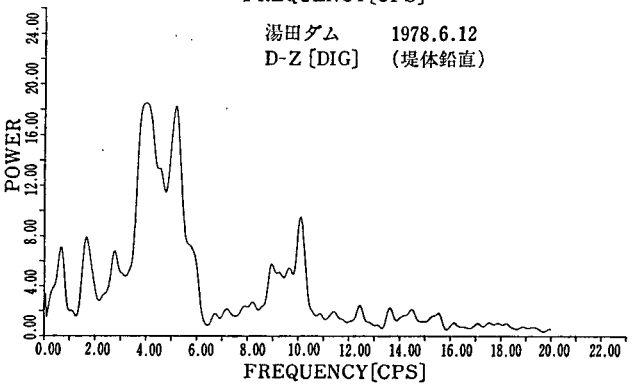




図—7・8 湯田ダム加速度記録のパワースペクトル





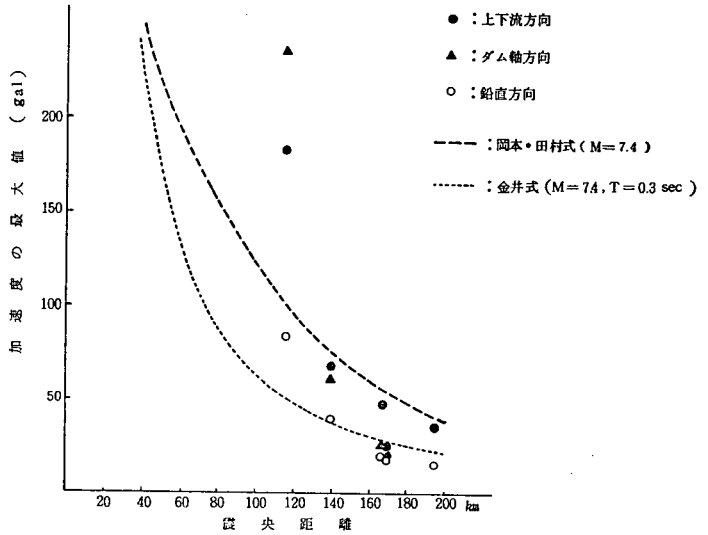


図—7・8 湯田ダム加速度記録のパワースペクトル（続）

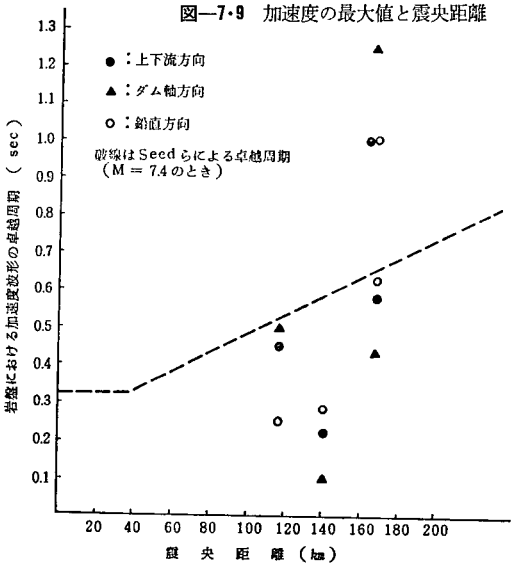
表—7・1　宮城県沖地震における加速度記録の概要

ダム	震央からの距離	地震計設置場所	地震計の方向	最大加速度 (gal)	卓越周波数[1] (Hz)
樽水 高さ 43 m ロックフィル	117 km	底設監査廊（岩盤）	上下流 ダム軸 鉛直	184 236 84	1.0, 1.5, **2.2** 0.6, **2.0**, 3.7 1.7. **4.0**, 4.6
鳴子 高さ 94.5 m アーチ	141 km	基礎岩盤	上下流 ダム軸 鉛直	68 61 39	3.8, **4.6**, 7.0 4.0, 5.0, **10.0** **3.5**, 6.0, 7.3
		堤体中段監査廊	上下流 ダム軸 鉛直	90 54 60	**4.0**, 4.7 **4.0**, 10.0 **4.0**, 4.5, 10.5
		天端橋梁	上下流 ダム軸	400 以上[2] 約 270	
皆瀬 高さ 65 m 表面遮水 ロックフィル	167 km	基礎止水壁内監査廊	上下流 ダム軸 鉛直	48 26 20	**1.0**, 2.5 **0.8**, 2.5 1.0, 2.8, 3.6
		堤体下流流面小段	上下流 ダム軸 鉛直	80 43 83	**0.8**, 3.8, 5.2 0.8, 3.8, 5.4 0.8, **2.8**, 5.4
湯田 高さ 89.5 m アーチ重力	169 km	基礎岩盤	上下流 ダム軸 鉛直	25 21 21	1.2, **1.7**, 2.8 1.2, 1.7, **2.3** 0.8, **1.6**, 3.4
		堤体天端	上下流 ダム軸 鉛直	183 42 31	**4.0**, 5.2, 5.9 **4.6**, 4.9, 6.0 4.0, **5.2**, 10.1
四十四田 高さ 50 m 重力 一部アース	195 km	基礎岩盤	ダム軸 鉛直	36 15	
		重力ダム 6 BL	上下流 ダム軸	129 29	
		重力ダム 18 BL	上下流 ダム軸 鉛直	34 36 12	
		アースダム	上下流 ダム軸 鉛直	95 44 47	
		堤外ブロック	上下流 ダム軸	149 69	

1) 卓越周波数のうち太字のものが最大のパワーをもつ。
2) スケールアウト



図—7・9　加速度の最大値と震央距離



図—7・10　卓越周期と震央距離

P波，S波の区別が明瞭なもので，S-P時間は10.5秒，最初のピークの波より9秒目に2度目の波が到着し，主要動の継続時間は約10秒である。近地地震のP～Sの表[4]によると，P～Sが10.5秒であれば震央距離96km（深さ0kmのとき），87km（深さ40kmのとき）となる。基礎の地質は，第3紀中新世の高館火山岩類である。ダムの基礎岩盤における加速度記録としては最大級（建設省のダムのなかで）であったが，ダムには何らの損傷も無かった。

（2） 鳴子ダム（図—7·3，図—7·4）

地震計は電磁型であり，表—7·1に示す3地点に計8成分設置してあった。天端における加速度記録のうち上下流方向はスケールアウトしており，地震計の固定が不十分なため，計器が滑動している。計器の滑動していないときの加速度の最大値は約400gal以上である。天端の地震計は越流部の天端橋梁に設置されている。図—7·3の記録は，原記録のスタート後13.5秒以降のものである。0.0秒より13.5秒までの間は記録感度が適切でなく数値化してない。堤体中段監査廊に設置されていた地震計の加速度記録の周波数解析によれば，上下流方向の第1次固有振動数は4.0Hzである。基礎岩盤における周波数は，上下流方向について3.5Hz～8.0Hz，ダム軸方向については3.0Hz～12.0Hz（このうち10Hzは最大のパワー），鉛直方向は1.0Hz～16.0Hzと比較的広帯域にあるのが特徴である。中段の堤体監査廊内の記録によると，ダム軸方向と鉛直方向については，基礎における周波数特性とほとんど同じで，この2方向については剛性が高いことが示されている。このダムの基礎岩盤の地質は花崗岩類であり，P波速度は4.5km/s，ジャッキ試験による静弾性係数は20,000kg/cm²～100,000kg/cm²である。基礎岩盤の加速度波の卓越周波数が高いのは岩盤が良好なためと考えられるが，なお検討を要する。

（3） 皆瀬ダム（図—7·5，図—7·6）

基礎の地震計は，洪積世の砂礫堆積層中に入れられたコアウオール下部の監査廊内に設置されており，コアウオールの基礎は第3紀の凝灰質頁岩に岩着されている。岩盤の加速度波の卓越周期が遅いのは，洪積層中のコアウオール底部監査廊内に地震計が設置されていたことと関係があるかもしれない。堤体の周波数特性は，天端ではなく法面の中位標高に地震計が設置されているためか，まず第1に基礎の低周波成分がそのまま現れ，次に3.8Hzの堤体の固有周期と思われるものが現れている。

（4） 湯田ダム（図—7·7，図—7·8）

湯田ダムには，岩盤及び堤体天体の2箇所にそれぞれ3成分の電磁型加速度計が設置されていた。岩盤の加速度波形の周波数特性は樽水ダムのものと似ている。岩盤の地震計は左岸岩盤グラウトトンネル内にあり，地表より56m奥にある。堤体の上下流方向の第1次固有周波数は4.0Hzである。ダムサイトの地質は，花崗岩が主体をなし，かなり断層が発達している。

（5） 四十四田ダム

このダムは，大部分をコンクリート重力ダム，右岸の一部をアースダムとする複合ダムである。表—7·1中の6BLとは重力ダムの非越流部の最大堤高部であり，18BLは重力ダムの最も右岸よりのブロックすなわちアースダムと境界をなすブロックである。堤外ブロックとは，建設時におけるケーブルクレーンのアンカーのコンクリートブロックで，基礎は火山泥流である。最大加速度のみに着目すると，コンクリート重力ダム6BLは，上下流方向に3.6倍程度増幅していること，ダム高としては同じ部分のアース部とコンクリート部を比較するとアース部の方が増幅率が大きいことなどが分かる。以上の傾向は1974年9月4日のM=5.6，震央距離82kmの地震の場合[5]とほぼ同じである（1974年の地震時の周波数特性は岩盤ダム軸=2.0Hz，6BL上下流=8.0Hz，6BLダム軸=2.0Hz，18BL上下流=2.5Hz，アース上下流=2.5Hz等）。今回の地震記録は紙送り速度が速すぎ，ディジタル化に困難があったので，ディジタル化しておらず詳しい周波数分析はできない。四十四田ダムの基礎岩盤は，コンクリート部においては，古生層の輝緑凝灰岩，粘板岩，チャート，アース部は岩手火山の活動による火山泥流堆積物である。

なお以上の加速度記録のパワースペクトルはバンド幅0.4HzのParzenのウィンドウをかけてある。また，図—7·1はF_c=0.1Hz，F_t=0.2Hzのディジタルフィルターをかけ基線の修正を行っている。ただしF_c，F_tはそれぞれCut-off Frequency，Termination Frequencyである。

2. ダムの臨時点検結果

1978年宮城県沖地震時において，東北地方にあった既設のダム（高さ15m以上）の分布を図—7·11に示す。図—7·11には，気象庁発表による震度分布も記入してある。ダムの型式別個数は次のようである。

総ダム数 198（東北地建管内：すなわち青森，秋田，岩手，山形，宮城各県内のダム及び福島県においては阿賀野川水系のダムを除いたダム）

コンクリートダム 62（重力57，中空重力2，アーチ3）

フィルダム 133（アース127，ロックフィル4，表面遮水壁型2）



図—7・11　東北地方のダム

一部コンクリートダム，一部アースダム 3)

地震後，ダム管理者によるダムの臨時点検が実施され，東北地建がこれをまとめている。点検項目は次のものである。

（a） ダム本体
- （イ） 漏水の有無及び漏水量の変化
- （ロ） コンクリート表面のひび割
- （ハ） ダム天端のひび割
- （ニ） 表面遮水壁，リップラップの変化
- （ホ） そ の 他

（b） 取付部周辺地山及び貯水池周辺地山
- （イ） 漏　　水
- （ロ） 亀　　裂
- （ハ） 崩　　落

表—7.2 コンメントの付されたダム

コメントの付されたダム	ダ ム 型 式	震央距離 (km)	基礎における加速度の最大値 (gal)
牛 野	ロックフィル	122	(93)*
蒜但木	アース	122	(93)
孫 沢	アース	128	(87)
皆 瀬	表面遮水ロックフィル	167	48(54)
蛭 沢	アース	170	(53)
遠 部	コンクリート重力	288	(13)

*（ ）は岡本・田村式による推定値

表—7.3 牛野ダム諸元

	項 目	記 事
ダサイト	河 川 名	鳴瀬川水系善川
	位 置	大衡村牛野
	流域面積	298 ha
ダム	型 式	傾斜コア式ロックフィルダム
	堤 高	21.427 m
	堤頂長	160.05 m
	堤頂幅	8.00 m
	側 法	内法 3 割，外法 2 割
	堤体積	113,546.5 m³
	余水吐	側溝余水吐 l=32.50 m
	取水設備	斜樋 l=33.833 m，D=600 m/m
	底 樋	l=136.75 m，D=1,000 m/m
貯水池	湛水面積	11.715 ha
	満水位	EL 91.00 m
	洪水位	EL 92.00 m
	最低水位	EL 75.00 m
	有効水位	16.00 m
	有効貯水量	500,000 m³
	受益面積	600 ha
附帯工事	付替道路	l=2,179.30 m，橋 4 箇所
	資材運搬道路	l=2,009.6 m，橋 2 箇所
事業	竣 功	昭和 48 年 3 月
	事 業 者	宮城県農地林務部

（ニ） 地すべり

以上の点検の結果，192 ダムで異常無く，表—7·2 の 6 ダムについてはコメントが付されたので以下詳述する[6]。

3. ダムの変状各論

〔1〕 牛野ダム

ダムの諸元を 表—7·3 に標準断面図を 図—7·12 に示す。このダムの変状は，上流面，張石部において，ダム軸方向に 72 m にわたり亀裂が発生したことである（写真—7·1)。地震時水位は EL 87.5 m であり，亀裂の発生位置は約 EL 89.0 m である。このダムは上流面傾斜コア型のロックフィルダムであり，コアを保護するため，上流面に間知石張が施工されており，石張とコアの間にはフィルタの働きをする切込砂利が 20～30 cm 施工されている。亀裂発生の原因は，ダム堤体と張石部の剛性すなわち張石が堤体の変形に追従できなかったことにあると推定される。宮城県の王城寺原補償工事事務所が，調査のため張石を一部めくり，切込砂利を掘ってコアを露出させたが，コアの密度は高く，亀裂はコアに達しておらず，止水性への影響はなかった。図—7·12 の上流面 EL 90.5 m の根止基礎コンクリートの上面には水がたまっていること，下流法先における漏水量はごくわずかで，地震前後で変化がないことの 2 点からも，コアの止水性には地震の影響がなかったことが分かる。

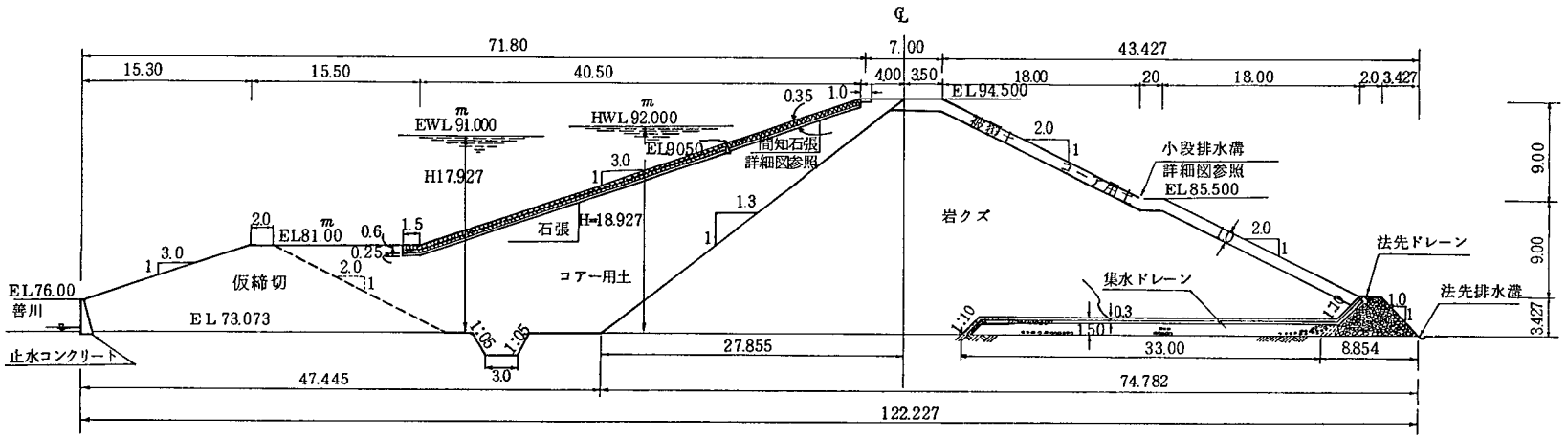
左岸アバットに斜樋のゲート操作室（RC 構造）が設けられているが，この天井のモルタルは地震により落ちていた。

ダム基礎の地質は，第 3 紀鮮新世萩ケ倉凝灰岩である。

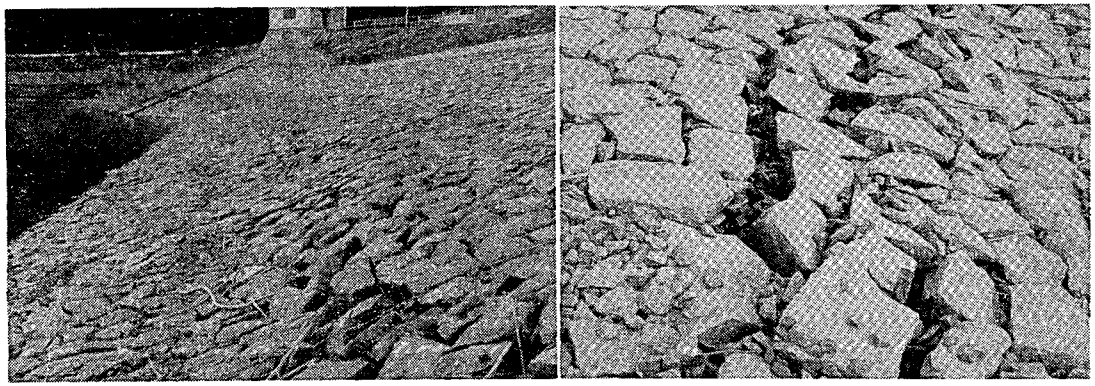
〔2〕 蒜但木ダム

ダムの諸元を 表—7·4 に，設計図書がないので実測（宮城県七北田・南川ダム建設事務所による）による断面図を 図—7·13 に示す。

本ダムの変状は天端におけるダム軸方向の亀裂（ダム中央付近）と上下流方向亀裂（左右アバット堤体取付部）であり，そのスケッチを 図—7·14 に，写真を写真—7·2 に示す。図—7·14(a) に示してあるように，ダム軸方向の亀裂は最も長いもので長さ 17 m，幅 4.5 cm，上下流方向のものは長さ 4.5 m，幅 1.5 m 程度である。この亀裂の深さを追跡するために，宮城県七北田・南川ダム建設事務所は，セメントミルクを亀裂に流しこみ，後にトレンチして，フェノールフタレインによりセメントミルクの回り具合を見た。これによると図—7·14(b)



図—7·12　牛野ダム標準断面図

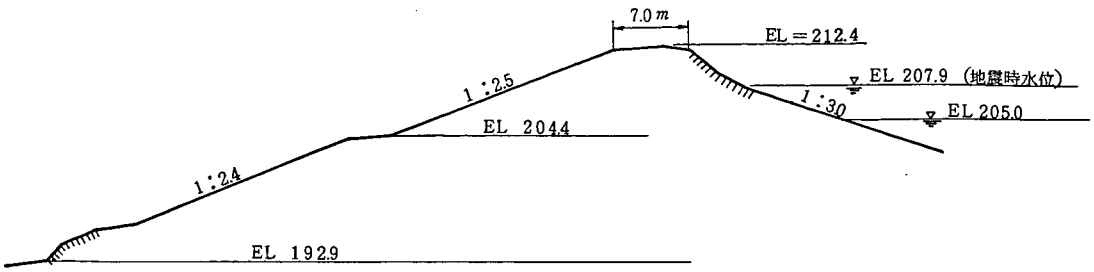


(a)　(b)

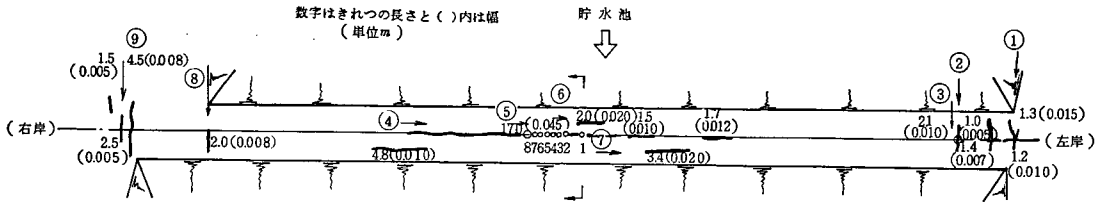
写真—7·1　牛野ダム上流面リップラップの亀裂

表—7·4　蒜但木ダム諸元

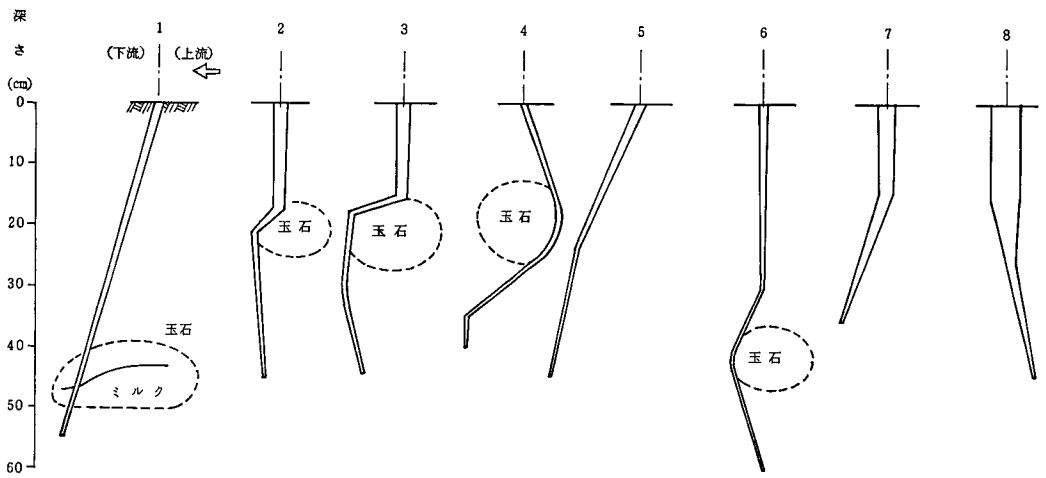
項　目	記　事
堤　高	21.6 m
頂　幅	7.0 m
堤頂長	70.0 m
堤体積	60,000 m³
流域面積	17.0 km²
湛水面積	6.65 ha
総貯水容量	492,000 m³
余水吐諸元	側溝延長　71.6 m (7.70 m) 排水量　113 m³/s (越流水深 1.0 m)
竣　功	昭和26年3月 (昭和6年着工，昭和19年洪水で流される)



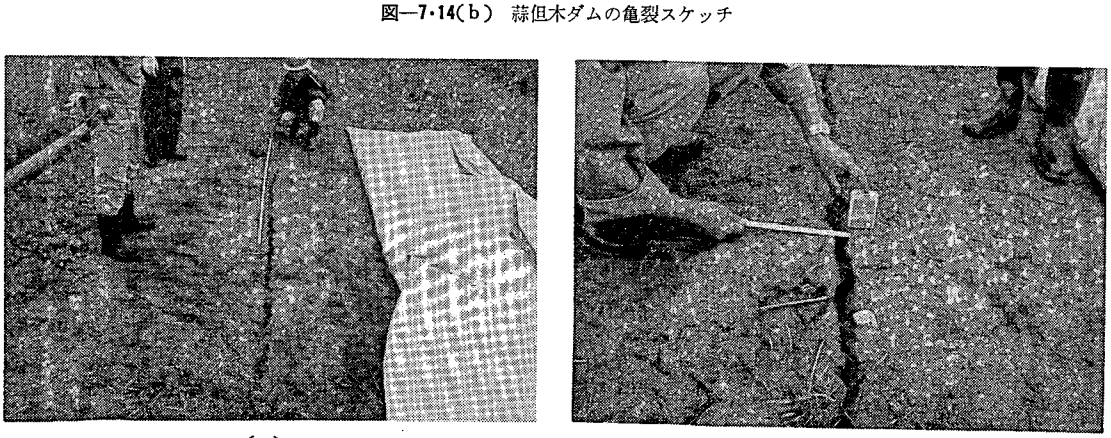
図—7・13 蒜但木ダム中央付近実測断面図



図—7・14(a) 亀裂平面図（天端）



図—7・14(b) 蒜但木ダムの亀裂スケッチ



(a) (b)

写真—7・2 蒜但木ダムの天端の亀裂

に示すように 40～60 cm 程度であった。

漏水は下流法先と，それより下流 10 m の地点の2箇所で集水されている。下流法先の漏水は水位が EL 205.0 m 以下でないことから，主として堤体からの漏水と考えられ，EL 209.3 m の水位で約 200 *l*/分，下流 10 mの地点の漏水は貯水池とは関係のない地山の湧水，堤体からの漏水，基礎の漏水の混合したもので，水位 EL 209.3 m で約 600 *l*/分である。いずれにせよこの規模のフィルダムとしては漏水量は多い。この外に EL 197.0 m 付近に 5 *l*/分程度の漏水もあり，浸潤面が下流面に出ている。漏水量は降雨による影響が強く，地震前後での増減は判断できない。

基礎岩盤は，中新世湯本層凝灰岩で，アバットで観察されるものは低溶結で，ジョイント間隔は 1 m程度である。このダムは施工時期から考えて，また現地観察によると，最近のフィルダムと異り，材料の質が悪く締固めが不十分である。

表—7.5　皆瀬ダム諸元

ダムサイト	河川名	雄物川右支川皆瀬川
	位置	秋田県雄勝郡皆瀬村貝沼
	流域面積	172 km²
貯水池	湛水面積	15 km²
	計画高水位	251 m
	常時満水位	250 m
	制限水位	237.5 m
	堆砂面	222.5 m
	利用水深	28.5 m
	洪水調節水位	13.5 m
	総貯水容量	31,600,000 m³
	有効貯水容量	26,300,000 m³
	堆砂容量	5,300,000 m³
	洪水調節容量	16,200,000 m³
	灌漑容量	12,000,000 m³
	発電容量	24,700,000 m³
	計画高水量	1,300 m³/sec
	計画放流量	400 m³/sec
	調節流量	900 m³/sec
ダム	型式	表面遮水壁型ロックフィルダム
	堤頂標高	255 m
	堤高	665 m
	堤頂長	215 m
	ロック堤体	146.8 m
	コンク堤体	68.2 m
	堤敷幅	約 150 m
	堤体積	ロック　約 480,000 m³ コンク　約 95,000 m³
	法勾配	上流面 1：1.35，下流面 1：1.40
	遮水壁厚	0.3～0.6 m
	粗石積厚	3.0～5.0 m
	地質	凝灰岩
	クレストゲート	14.0×75 m，二段ローラーゲート2門
	オリフィスゲート	3.5×3.5 m，ローラーゲート1門
	排水隧道	内径 5.2 m，延長 406 m ハウエルバンガーバルブ径 165×1 門
発電	最大有効落差	53.2 m
	最大使用水量	12.0 m
	常時使用水量	4.58 m³/sec
	最大出力	5,300 kW
	常時出力	2,700 kW
	年間発生電力量	23,878,000 kWH
灌漑	補給面積	10438.3 ha
	開田	653.1 ha
	増産米穀換算量	46,434 石
補償工事	県道橋付替	2橋
	村道付替	約 3,500 m
	村道橋付替	4橋

〔3〕 皆瀬ダム

ダムの諸元を 表—7·5 に断面図を 図—7·15 に示す。漏水量が地震前後で約 5% 増えた。皆瀬ダムのようなコンクリート床版表面遮水壁型ダムは，一般に漏水量が多く，一定期間毎に補修する場合が多い。

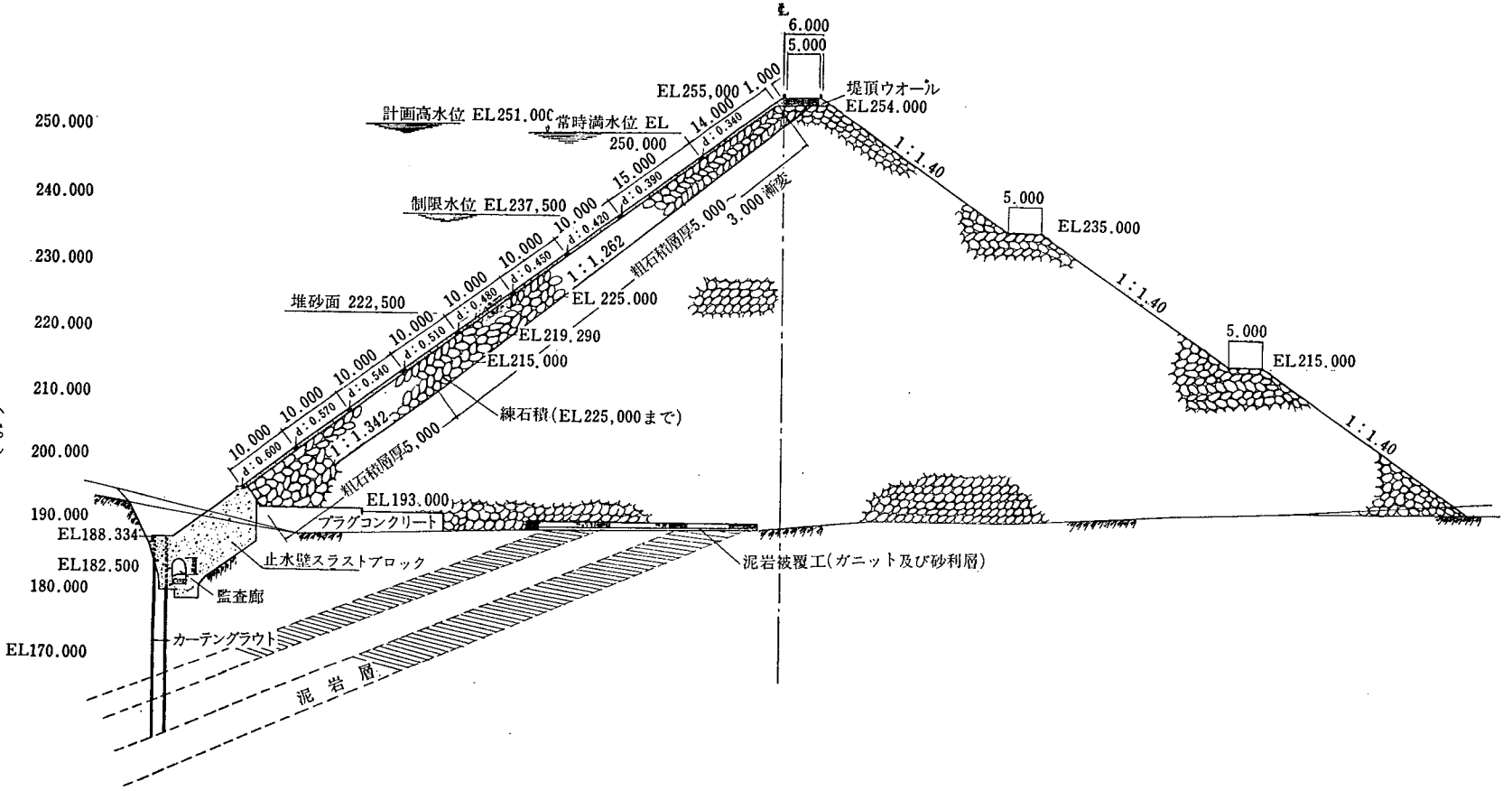
〔4〕 蛭沢ダム

ダムの諸元を 表—7·6 に，標準断面図を 図—7·16 に地質図を 図—7·17 に示す。基礎岩盤は中新世古口層の凝灰岩であり，図—7·17 に示されるように，河床には河床堆積物が約 15 m 厚で堆積している。このダムは昭和10年に農林省により着工され，昭和23年に竣功している。堤体材料は湛水域内の河床堆積物を使い，遮水部には堆積物中の細粒材を選択的に用いている。施工法はモッコによる材料の運搬と木蛸による突き固めである。また当時としては珍しく，コア敷基礎にグラウチングがなされている（昭和12～13年）。

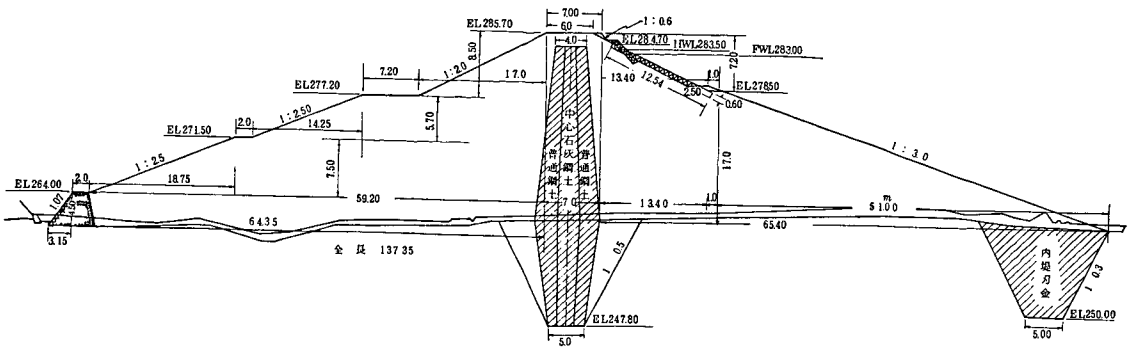
昭和23年完成後湛水してみると，漏水が多いために，昭和23～36年にかけて，主として水ガラスによるグラ

表—7·6　蛭沢ダム諸元

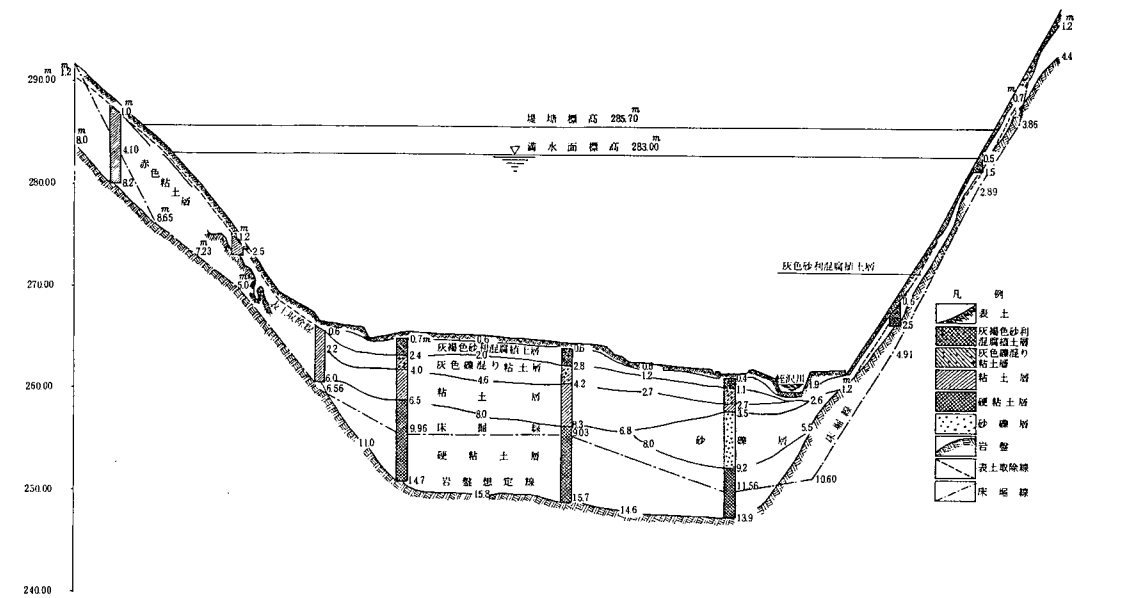
河川	最上川水系蛭沢川
型式	アースダム
堤高	24.2 m
堤頂長	240 m
堤体積	255,780 m³
集水面積	直接 0.398 km²，間接 1.68 km²
湛水面積	0.24 km²
総貯水量	2,075,000 m³
天端標高	285.7 m
洪水時満水位	283.0 m
地震時('78.6.12)の水位	270.0 m（貯水量 230,000 m³）
目的	灌漑
竣功	昭和23年（昭和10年着工）
管理者	土地改良組合



図—7·15 皆瀬ダム断面図



図—7·16　築堤標準断面図



図—7·17　蛭沢溜池堤敷地質調査図

ウチングを遮水ゾーンに行っている。

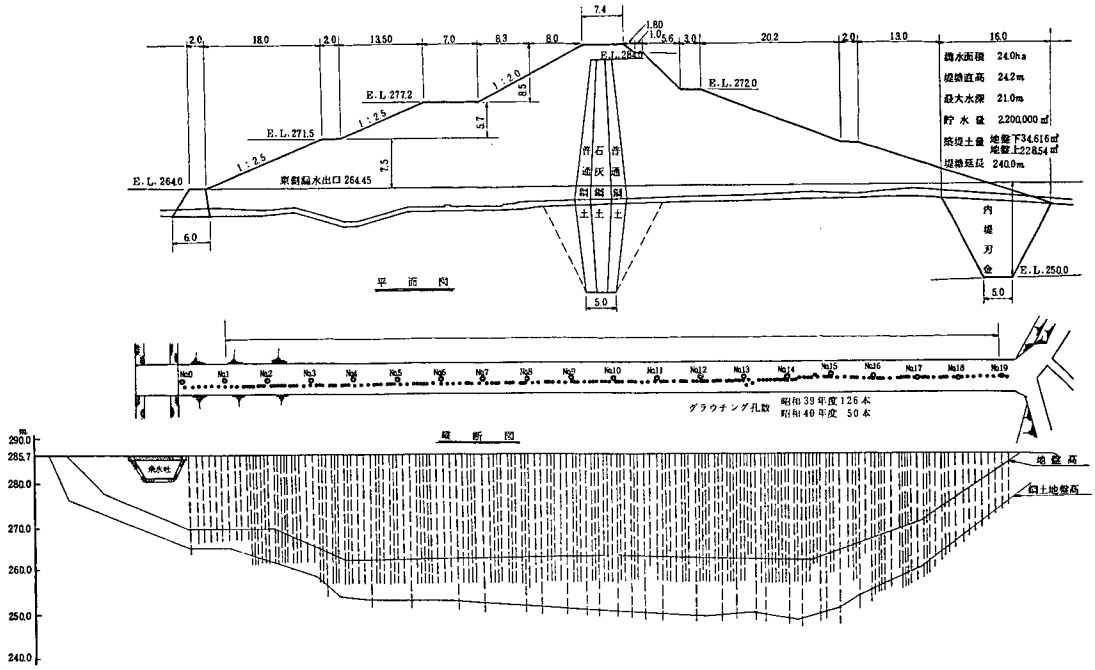
昭和39年に新潟地震を受けると（震央距離 100 km），堤頂長約 200 m のほぼ全長にわたりダム軸方向の亀裂が発生した。この地震後，補修のためポゾリス・セメントのグラウチングをコア内に行った。セメントは 50 kg 詰め 12,000 袋を注入した（図—7·18）。

今回の地震時には，貯水池水位は EL 270.0 m で，貯水池はほとんど空虚（貯水量 20 万トンで総貯水量の約 10%）に近かった。今回の地震により発生した亀裂のスケッチを図—7·19 に示す。亀裂は上流端より 1.5～2.0 m 中央寄りにほぼ堤頂全長にわたってダム軸方向に発生している。山形県東南置賜地方事務所は，地震後ピットを掘り（6.5 m 掘削）亀裂の深さを調査しているが，これによると，5.25 m の深さまで確認できた。亀裂の幅は深さ 2～3 m の地点で 10 cm 程度であった。ピットによる観察では，材料は 10 cm 径の凝灰岩礫，河床円礫，細粒土など雑多なものであり，乾燥側の含水比にある（ピットがコアであるのか上流ゾーンかは不明）。写真—7·3 にピット内で観察された亀裂を示す（写真は山形県東南置賜地方事務所の提供による）。

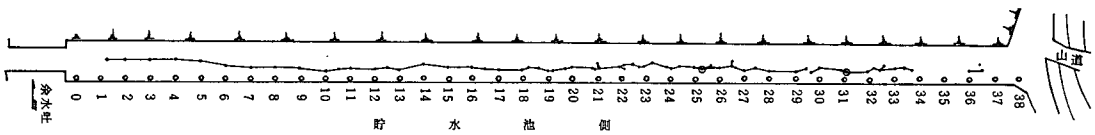
新潟地震と今回の地震の2回にわたって，天端付近に亀裂を発生している理由としては，よく締っていない河床堆積物をコアゾーン以外では残したままであること，堤体材料が不均一であること，堤体材料が低塑性で締め固めが不十分であること，堤体にグラウチングを行っているため堤体の変形能力を小さくしていることなどが考えられる。しかし以上の理由は，推定であり，正確な被害原因については，試験・解析を行った上で判断すべきである。

〔5〕 遠部ダム

ダム諸元を表—7·7 に，平面図，下流面図をそれぞれ



図—7·18 蛭沢ダム堤体グラウチング施工図



図—7·19 昭和53年6月12日発生宮城県沖地震による蛭沢溜池堤頂天端亀裂状況図

表—7·7 遠部ダム諸元

河川	岩木川水系平川
型式	コンクリート重力式
堤高	43 m
堤頂長	172 m
堤体積	75,273 m³
集水面積	8.3 km²
総貯水量	1,420,000 m³
ゲート	ラジアル2門，オリフィス1門
天端標高	EL 235.0 m
常時満水位	EL 228.2 m
地震時（'78.6.12）水位	EL 228.4 m
目的	治水，不特定
竣功	昭和51年3月
管理者	青森県土木部

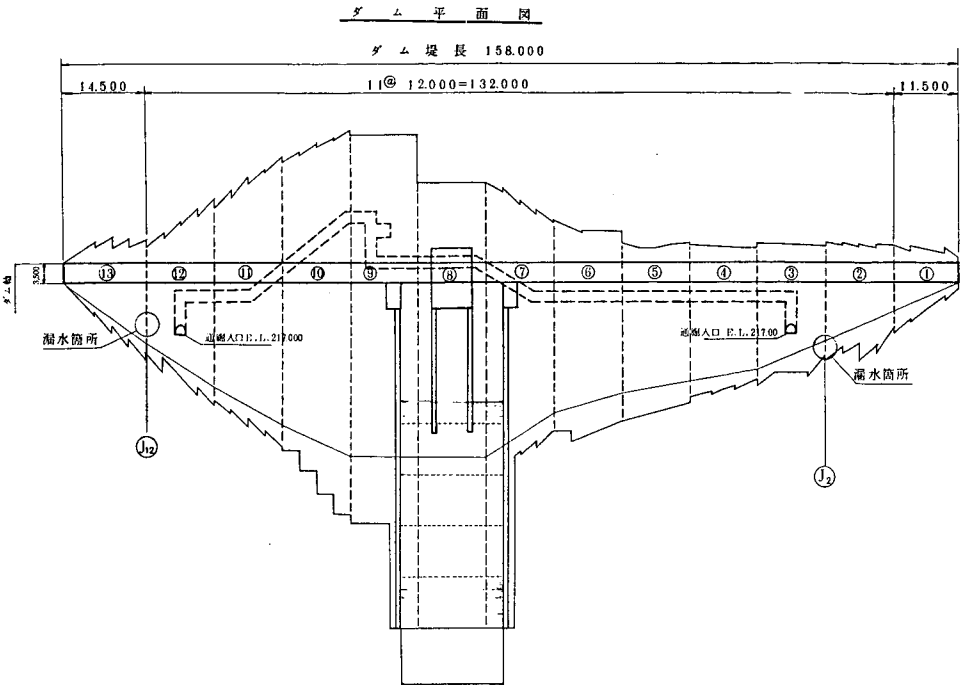
図—7·20，7·21 に示す。

変状は，12—13ブロック間ジョイントの漏水が地震後一時的に増加したこと，堤体内ドレーンの排水が地震後一時的に止まったことである。しかし両者とも6月13日8時には地震前の状態に戻っている。重力ダムでは，地震前後における漏水量（ドレーン孔とジョイントからのもの）の変動はよく観察されるところであり，この程度の漏水量の変化は問題ない。ただし震央距離が300 km 近いにもかかわらず漏水の変化があったのは，やや珍しい。

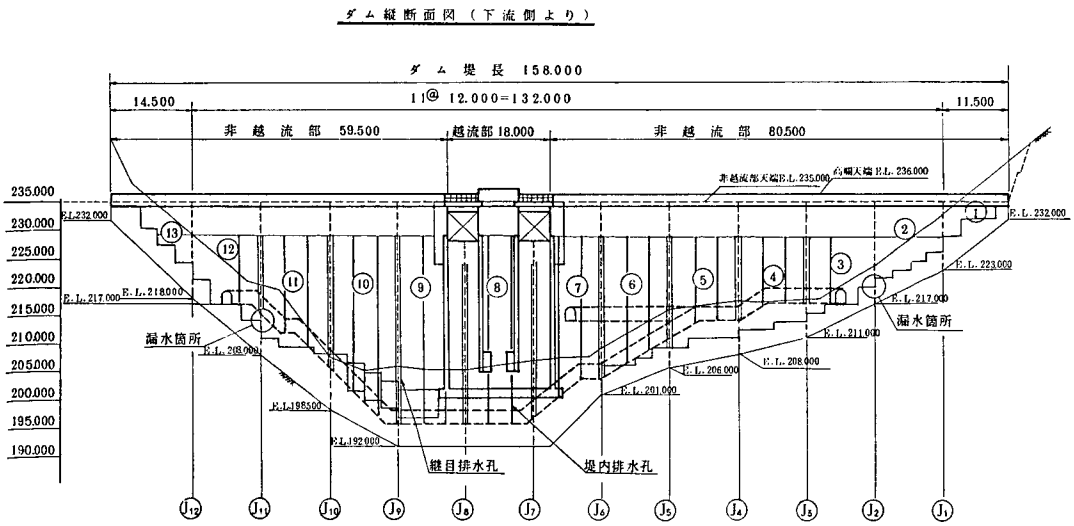
以上6ダムの調査については，建設省東北地建，各県土木部から資料提供を受けた外，著者らのうちの1人が参加した（財）国土開発技術研究センターダム耐震懇談会の1978年宮城県沖地震被害調査団の調査結果をふまえてまとめた。

4. 地震前後におけるダムの挙動

ダムの構造物としての安全管理のために，一般にコンクリートダムでは漏水量，揚圧力，変形，ロックフィルダムでは，漏水量，変形，アースダムでは，漏水量，変形，浸潤面が測定される。これらの測定が法令的に整備されたのは1976年（河川管理施設等構造令の制定）であるから，既設のダムでこれらの諸測定がすべてなされ



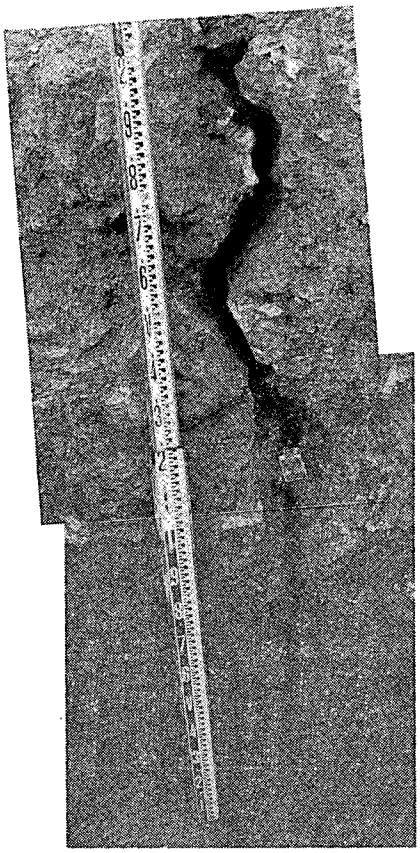
図—7·20　遠部ダム平面図



図—7·21　遠部ダム下流面図

ているわけではないが，すくなくとも漏水量は測定されている。そこで，建設省直轄及び補助ダム24ダムについて，主として地震前後における漏水量変化を調査した。表—7·8 に震央距離の短い順にダム名を示す。

ダムにおける漏水量とは，必ずしも堤体と基礎からの全漏水量を測定しているものではない。コンクリートダムでは通常堤体内の監査廊において，堤体内排水孔，ジョイント等からの漏水を集水し，これを堤体からの漏水量とし，基礎に設けた排水孔からの浸透水を基礎からの漏水量として測定している。フィルダムでは，底設の監査廊を設けた場合には，基礎の浸透流について，コンクリートダムと同様の測定が可能であるが，監査廊が設けられていない場合には，堤体下流法尻において締切り堰を設け，ここを流れる流量を全漏水量としている場合が多い。フィルダム下流法尻における漏水測定では，ダムからの漏水だけでなく，降雨の影響を受けやすく，精度



写真—7·3　ピット内で観察される亀裂

はコンクリートダムに比べ落ちるものである。コンクリートダムにおいても，フィルダムにおいても精度の差はあるにしても，測定している漏水量は真の全漏水量ではないが，これにある係数を乗じて比例したものと考えられ，ダムの安全管理における指標となるものである。また，このような意味での漏水量は当然貯水位の関数である。したがって貯水位が一定のとき漏水が増加するようであれば，ダムは一応注意すべき状態にあると考えられ，一定ないし減少すれば落ちついた状態にあると考えられる[7]。以下に 表—7·8 の 23 ダムについて，地震をはさんでの 3 箇年及び 5 箇月の貯水位と漏水量測定結果を示す。

〔1〕 樽水ダム (図—7·22)

このダムは，ロックフィルダムであり，前に述べたように基礎岩盤において 236 gal の最大加速度を記録したが，漏水量には全く影響はなかった。

〔2〕 釜房ダム (図—7·23)

このダムでは，地震を境として漏水量の増加が見られる。釜房ダムの完成直後（1970 年 5 月 11 日）の貯水位

表—7·8　地震前後の挙動調査ダム

ダム	管理者	震央距離 (km)	ダム型式	ダム高 (m)
1 樽水	宮城県	117	R	43.0
2 釜房	建設省	129	G	45.5
3 大倉	宮城県	129	MA	82.0
4 花山	宮城県	132	G	47.8
5 鳴子	建設省	141	A	94.5
6 田瀬	建設省	151	G	81.5
7 蔵王	山形県	151	HG	66.0
8 石渕	建設省	153	R	53.0
9 湯田	建設省	169	GA	87.5
10 管野	山形県	194	G	42.5
11 四十四田	建設省	195	G,E	50.0
12 高坂	山形県	196	G	57.0
13 木地山	山形県	196	HG	46.0
14 荒沢	山形県	211	G	61.0
15 鎧畑	秋田県	223	G	58.5
16 旭川	秋田県	248	G	51.5
17 森吉	秋田県	250	G	62.0
18 萩形	秋田県	254	G	61.0
19 早口	秋田県	281	G	61.0
20 遠部	青森県	283	G	43.0
21 素波里	秋田県	294	G	72.0
22 目屋	青森県	310	G	58.0
23 飯詰	青森県	330	E	38.0

ダム型式　R：ロックフィルダム
G：コンクリート重力式ダム
MA：マルチプルアーチダム
A：コンクリートアーチダム
HG：中空重力式ダム
GA：アーチ重力ダム
E：アースダム

149.97 m における測定値は次のようなものであった(主な排水孔のみ示す)。

		漏水量 (l/min)	圧力 (kg/cm²)
第5ブロック排水孔	5—1	51.6	0.6
	5—2	24.0	0.4
	5—3	18.66	0.4
第6ブロック排水孔	6—1	9.48	0.5
	6—2	6.60	0.5
	6—3	0.3	0.3
合計		129.1	

最大の漏水量を示した第 5 ブロックは，ダムの最大断面部にあたり，基礎の地質は比較的良好で，コンソリデーショングラウチングにおけるセメント注入量は平均40 kg/m，カーテングラウチングでは 33 kg/m，グラウト前の透水度は 4 Lu(ルジオン)，後は 0.7 Lu であった。

また第 5 ブロックにおける漏水は水温も高く，水質分析の結果から貯水と水質が異り，貯水池から直接漏水ではなく，地山からの漏水である。第 5，6 ブロックにおける漏水は完成後経年的に徐々に減少してきたが，例えば 5—1 孔は貯水位 149.0 m において，1970 年に 50

l/min であったものが，地震前の 1977 年の同じ貯水位で 9 l/min まで減少し，これが地震後に一時的に 25 l/min になったものの，地震後 1 年後の 1979 年 5 月の同貯水位時には，12 l/min となっている。一方，5—1 孔の揚圧力を図—7·23（その 3）で見ると，地震時にほんのわずか増加したもののその値は極めて小さい。同じブロックの別の排水孔 5—2，5—3 は揚圧力は地震後わずかに増加している。例えば，5—2 孔は

	貯水位 (m)	揚圧力 (kg/cm)	漏水量 (l/min)
1977 年 6 月 10 日	149.0	0.5	3.5
1978 年 5 月 17 日（地震直前）	149.0	0.6	4.5
1978 年 6 月 15 日（地震直後）	147.0	0.7	12.5
1979 年 4 月 3 日	149.0	0.45	5.5

したがって釜房ダムの 5 ブロックの漏水は次のように解釈できる。工事前から 5 ブロック基礎には温度の高い被圧地下水が存在していた。これがダムの排水孔ボーリングに導かれて「漏水」となる。しかし，この「漏水」は断層，ジョイント等の岩盤内の微細な亀裂を浸透路とするものであり，長年月の間には浸透路が目づまりを起し，漏水量は徐々に減少する。それが今回のような地震を受けると地下深所の間隙水圧が高まり，動水勾配がきつくなり漏水量が増加する。しかし増加した間隙水圧は 2～3 箇月を経て徐々に減少し，1979 年 4 月には完全に圧力は地震前の値に減っている。

〔3〕 大倉ダム（図—7·24）

このダムの漏水量観測は，通常時は 1 箇月に 2 回であり，地震後は念のために毎日観測した。これによれば，排水孔 No. 1 からの漏水が 0.2 l/分 増加したようにも見えるが，量の変化はごくわずかであり，全漏水量も極めて少ない。

〔4〕 花山ダム（図—7·25）

このダムの漏水量は地震後増加しているが，もともと漏水量は少なく増加量の絶対値も小さい。この漏水量は重力ダム内監査廊で集水したものであり，継目と排水孔からの漏水であるが継目からの方がやや多い。地震後漏水量は減少している。

〔5〕 鳴子ダム（図—7·26）

このダムの漏水量はもともと少ないが，地震の影響はみられない。

〔6〕 田瀬ダム（図—7·27）

漏水量変化は認められない。

〔7〕 蔵王ダム（図—7·28）

このダムは中空重力ダムで，ホロー内部に排水孔が設けられており，ここからの漏水とジョイントからの漏水をまとめて測定している。地震前の 53 l/min の漏水量が，地震後 87 l/min に増加したが，地震前の 1978 年 5 月の貯水位が EL 601.5 m で 66 l/min，地震後の 1979 年 5 月の満水時に EL 602.0 m で 64 l/min であるから，1 年後には漏水は元の状態に戻っている。このダムでは，プラムラインによって堤体のたわみも計測しているが，地震前後にはたまたま高湿度のため欠測されており，地震前後 3 箇年をながめると，たわみには地震の影響はみられない。

〔8〕 石淵ダム（図—7·29）

地震の影響はみられなかった。

〔9〕 湯田ダム（図—7·30）

漏水変化は認められない。

〔10〕 管野ダム（図—7·31）

漏水変化は認められない。

〔11〕 四十四田ダム（図—7·32）

漏水変化は認められない。

〔12〕 高坂ダム（図—7·33）

漏水変化は認められない。

〔13〕 木地山ダム（図—7·34）

漏水変化は認められない。

〔14〕 荒沢ダム（図—7·35）

漏水変化は認められない。

〔15〕 鎧畑ダム（図—7·36）

漏水変化は認められない。

〔16〕 旭川ダム（図—7·37）

漏水変化は認められない。

〔17〕 森吉ダム（図—7·38）

漏水変化は認められない。

〔18〕 萩形ダム（図—7·39）

漏水量変化は認められない。

〔19〕 早口ダム (図—7・40)

漏水量変化は認められない。

〔20〕 遠部ダム (図—7・41)

このダムは重力式コンクリートダムであるが，ドレーン No. 35 の漏水量は 4 *l*/min から 5 *l*/min に増加し，全漏水量は 46 *l*/min から 48.5 *l*/min とわずかに増加した。その後経年的に減少し，地震前の 1978 年 6 月の貯水位 228.5 m で 47 *l*/min が，地震後の 1979 年 6 月の貯水位 228.5 m で 45.5 *l*/min となっている。

〔21〕 素波里ダム (図—7・42)

漏水量変化は認められない。

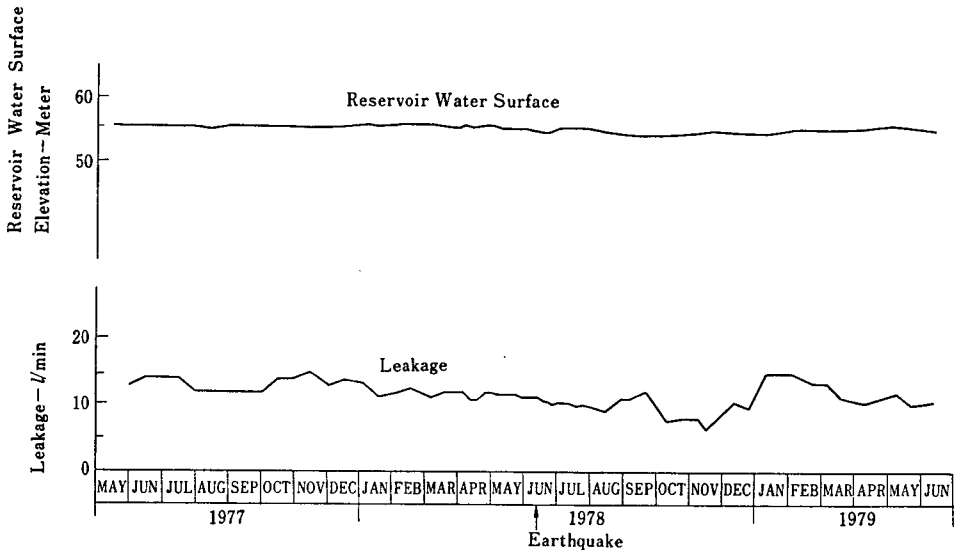
〔22〕 目屋ダム (図—7・43)

漏水量変化は認められない。

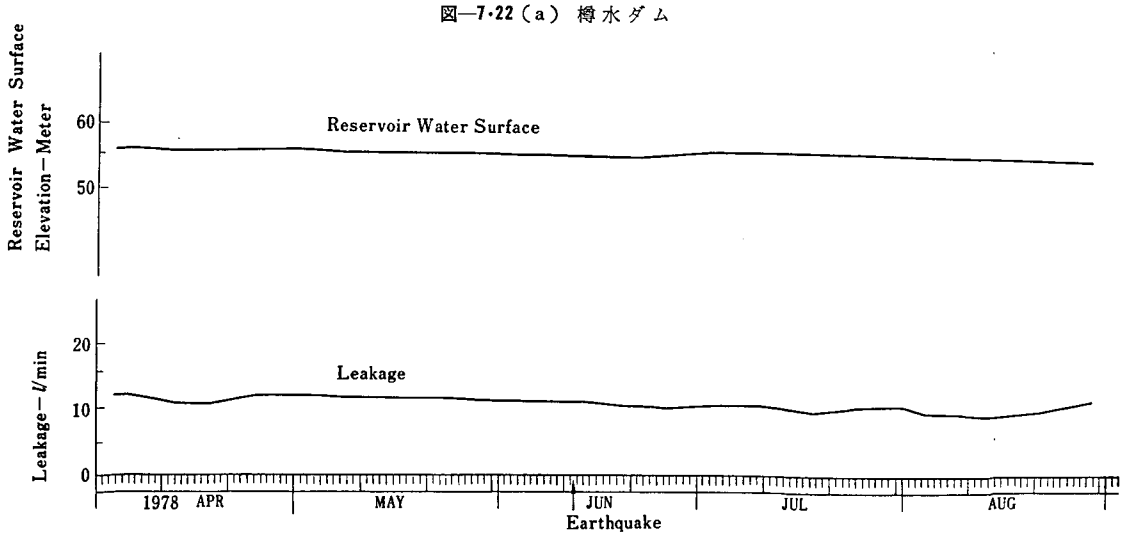
〔23〕 飯詰ダム (図—7・44)

漏水量変化は認められない。

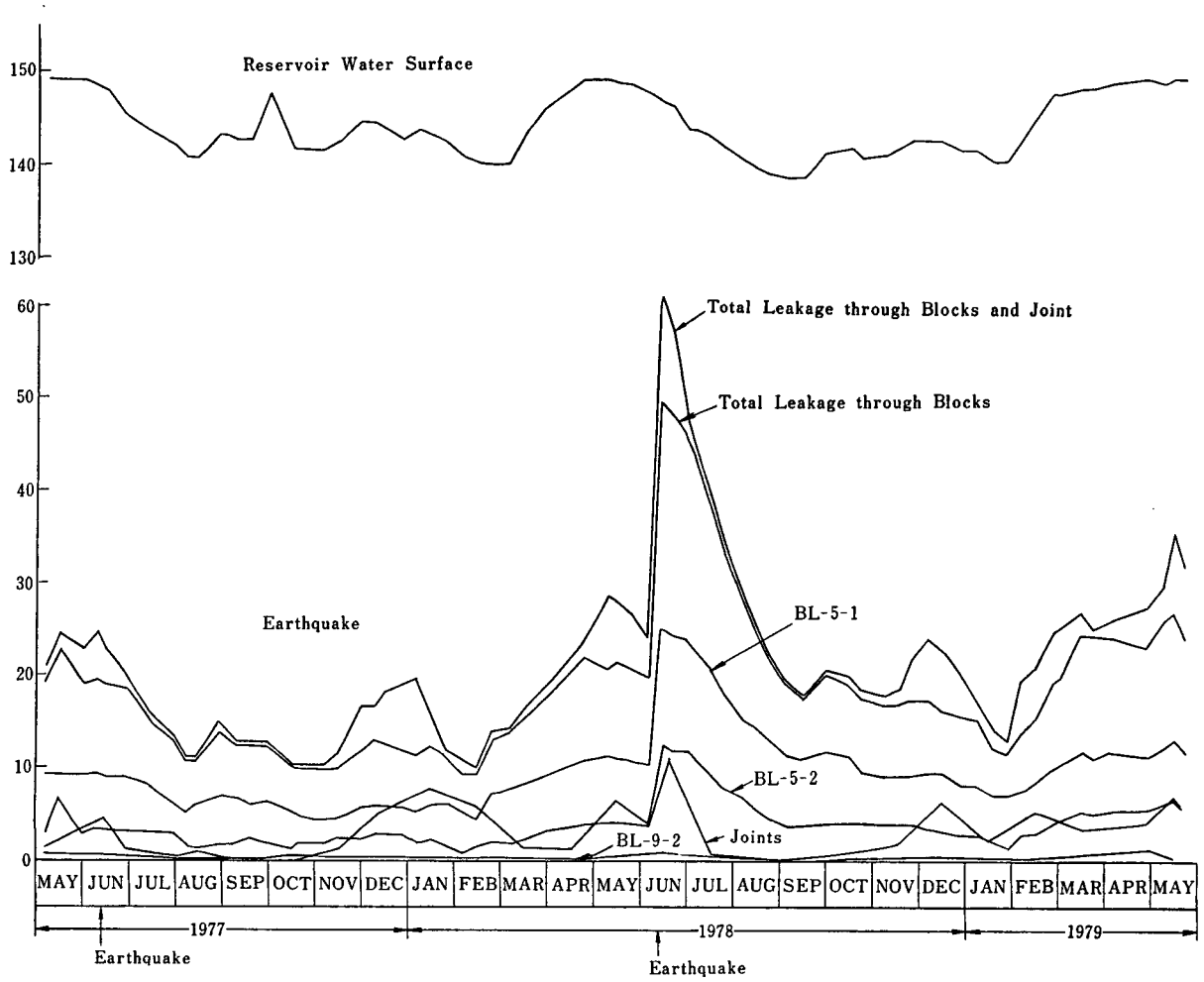
以上見てきたようにコンクリート重力式ダムでは，今回の地震において排水孔の揚圧力と漏水量が増加したものがあったが，増加量は小さくダムの安全性に関するようなものではなかった。また，いずれの場合も地震後 1 年程度で，増加した揚圧力，漏水量も減少し元の状態に戻っている。これらの現象はダム基礎の現象というよりは，むしろ一般の基礎地盤内の地下水の挙動と考えてもよいものであろう。コンクリート重力式ダムでは，ジョ



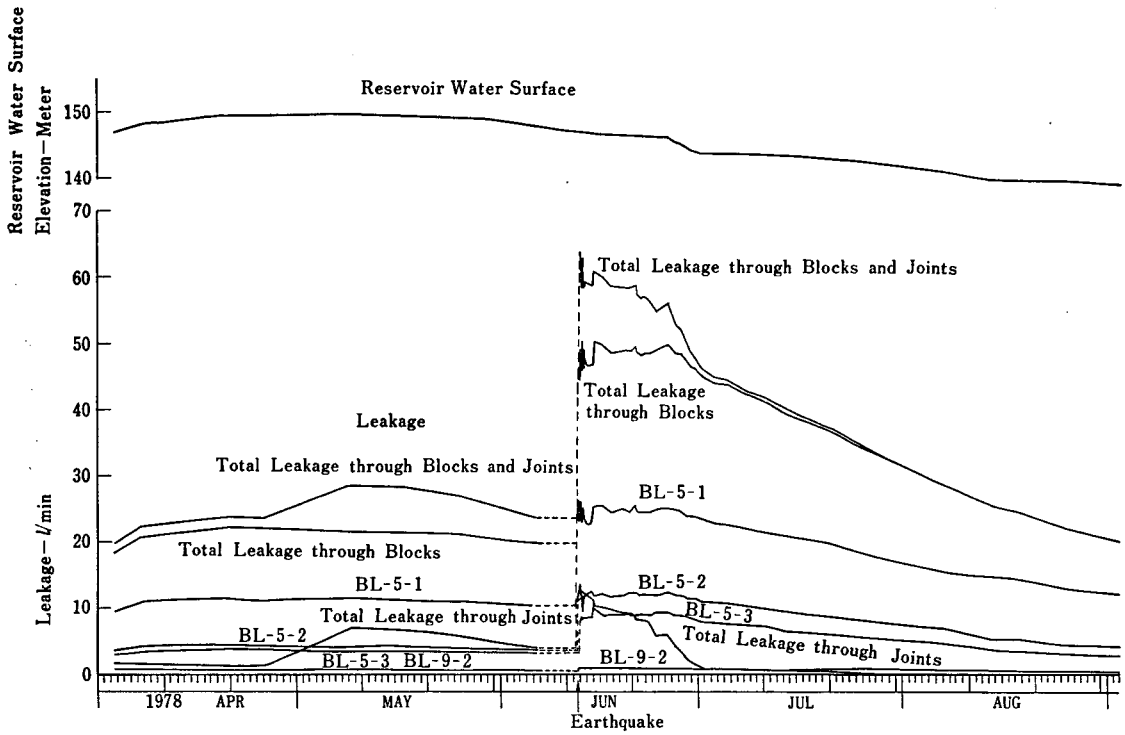
図—7・22 (a) 樽水ダム



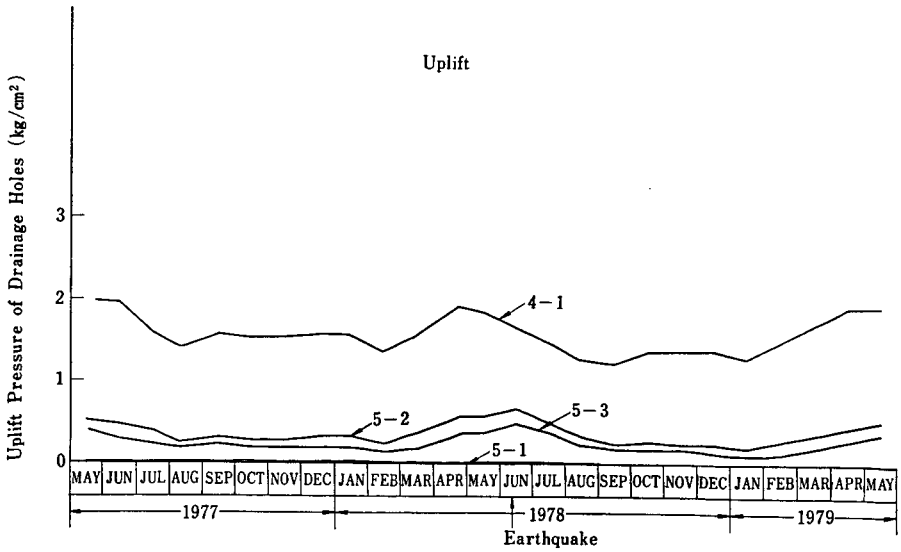
図—7・22 (b) 樽水ダム


Reservoir Water Surface
150
140
130
60
50
40
30
20
10
0
Total Leakage through Blocks and Joint
Total Leakage through Blocks
Earthquake
BL-5-1
BL-5-2
BL-9-2
Joints
MAY JUN JUL AUG SEP OCT NOV DEC JAN FEB MAR APR MAY JUN JUL AUG SEP OCT NOV DEC JAN FEB MAR APR MAY
1977
1978
1979
Earthquake
Earthquake

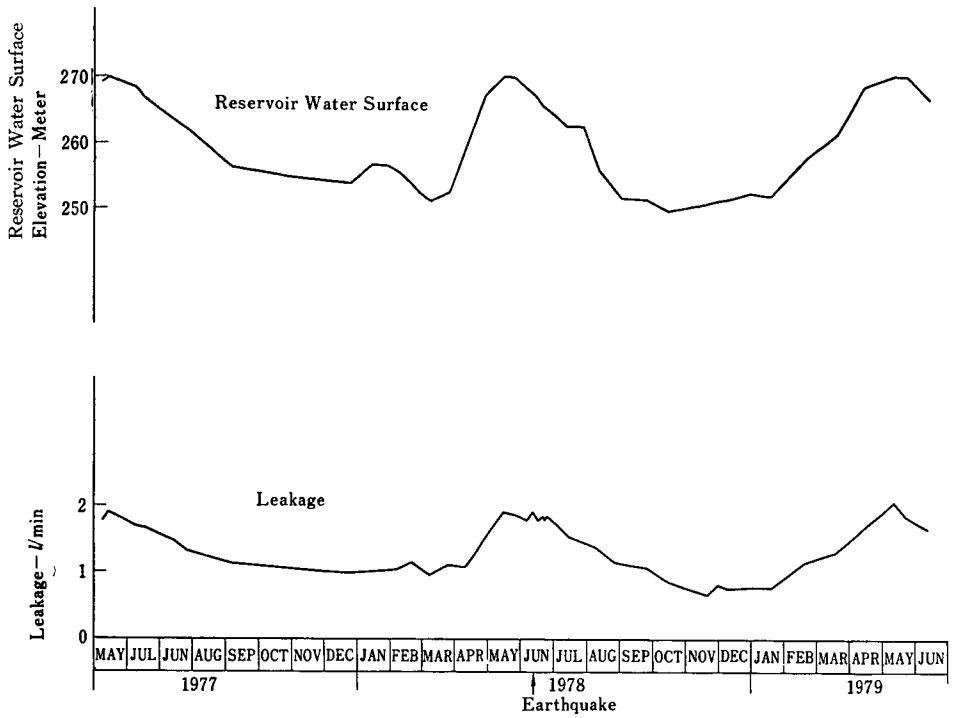
図—7・23（a） 釜房ダム



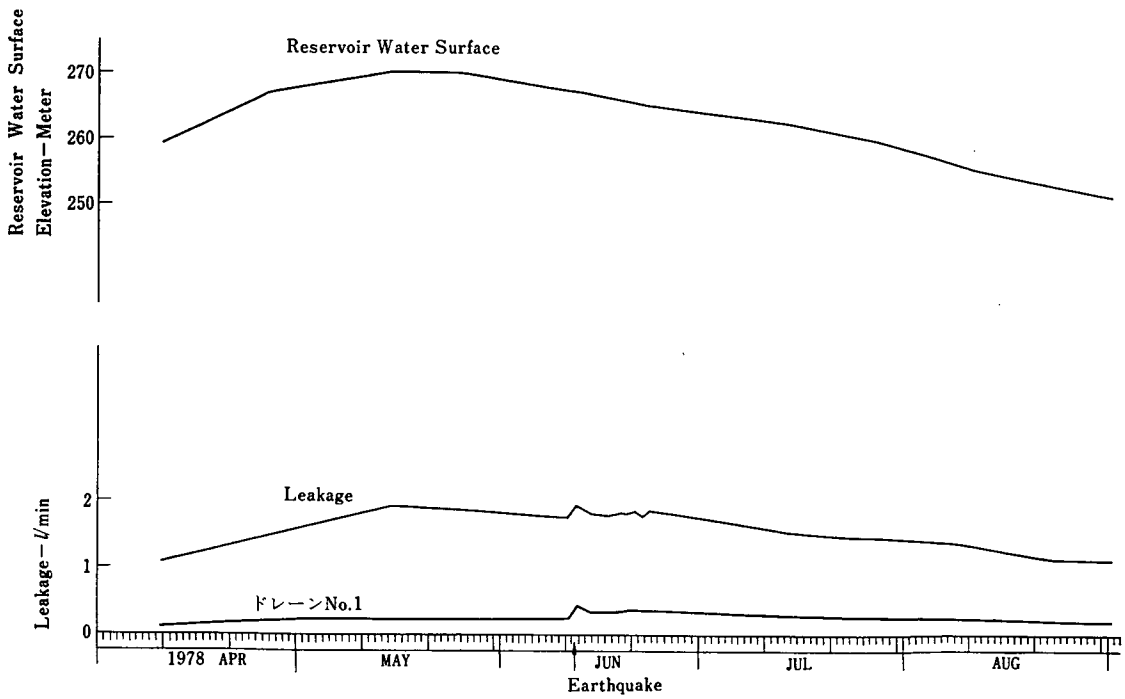
図—7.23（b） 釜房ダム



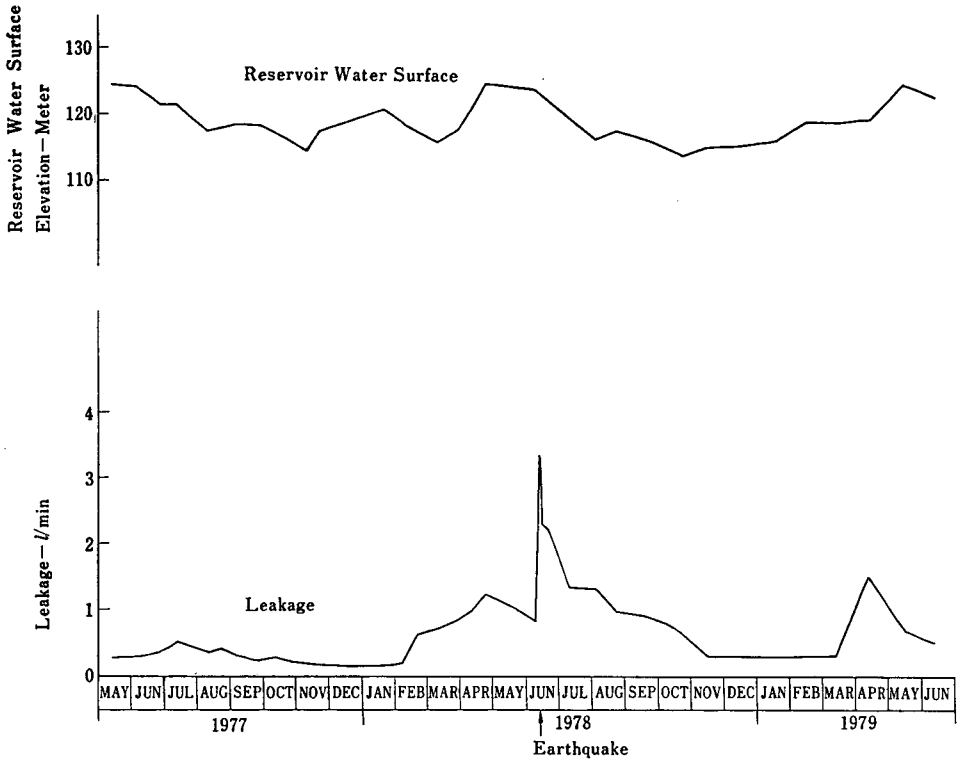
図—7.23（c） 釜房ダム



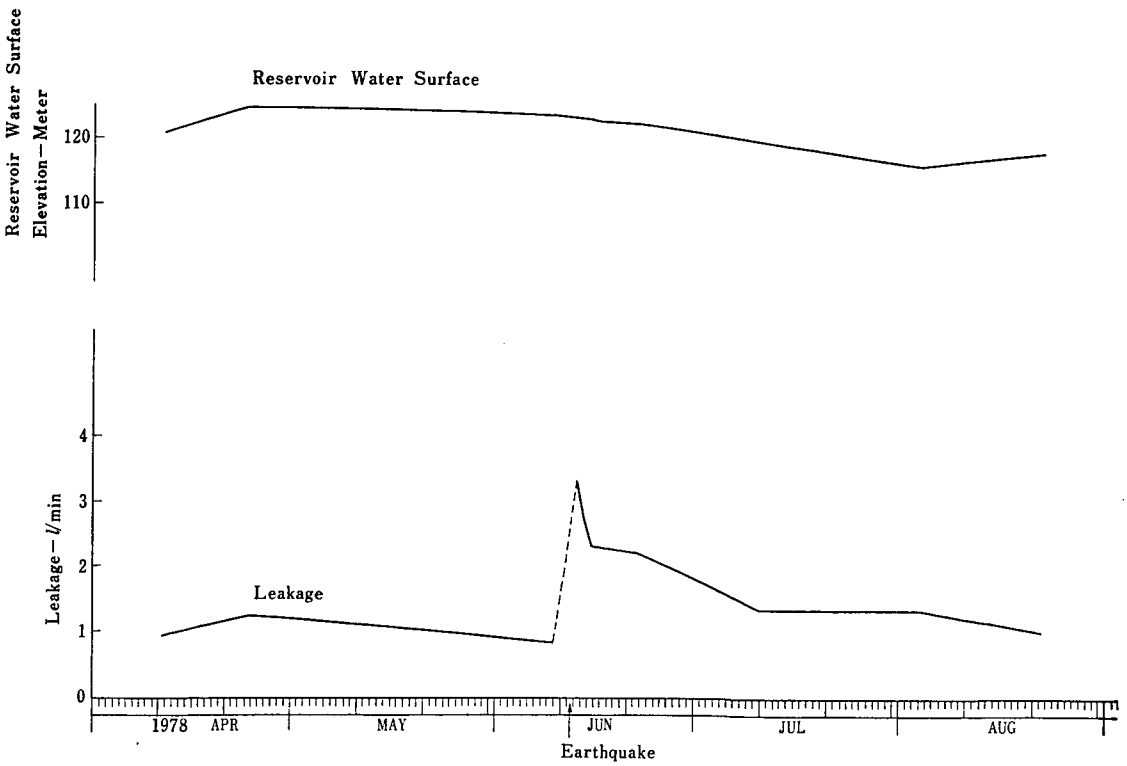
図—7·24（a） 大倉ダム



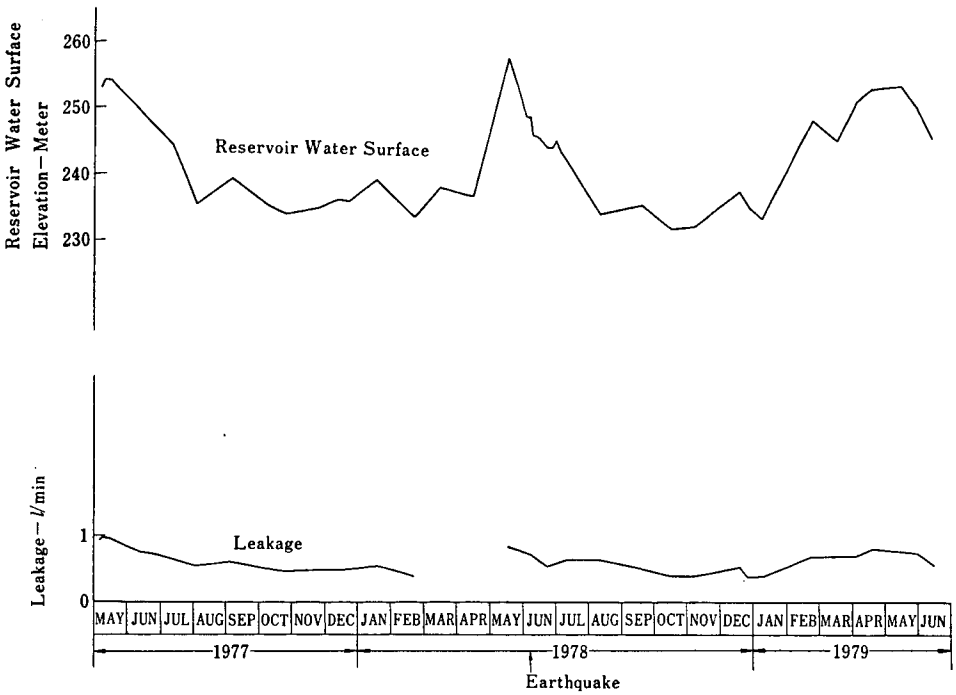
図—7·24（b） 大倉ダム



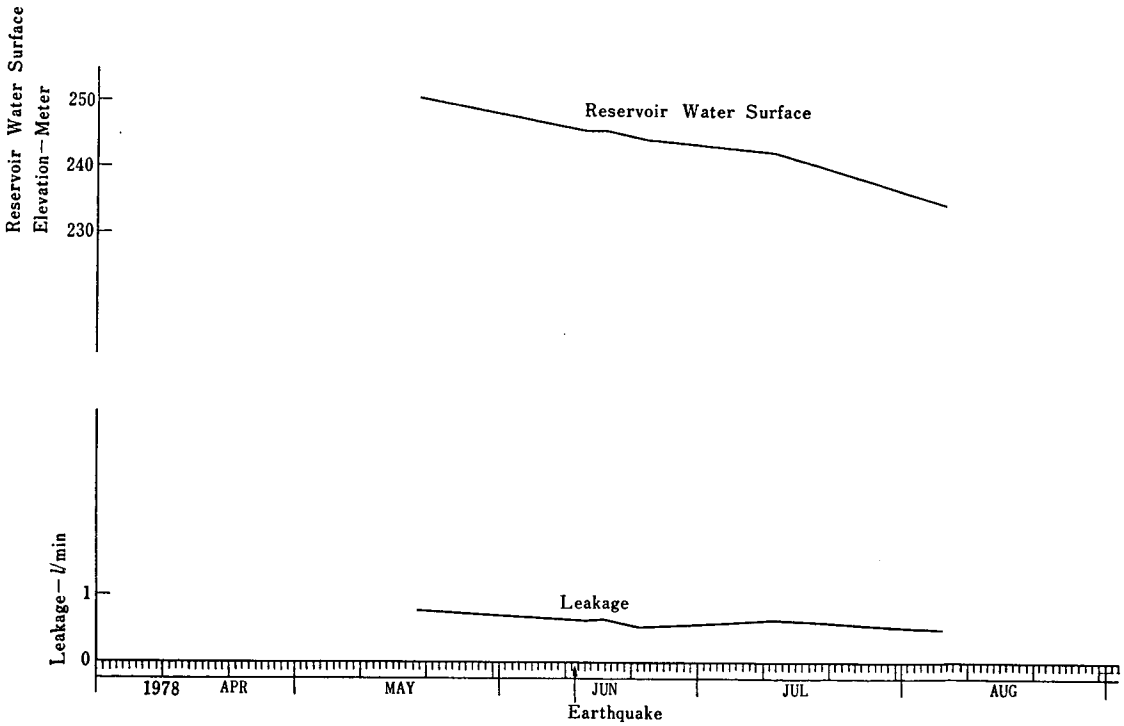
図—7·25（a） 花山ダム



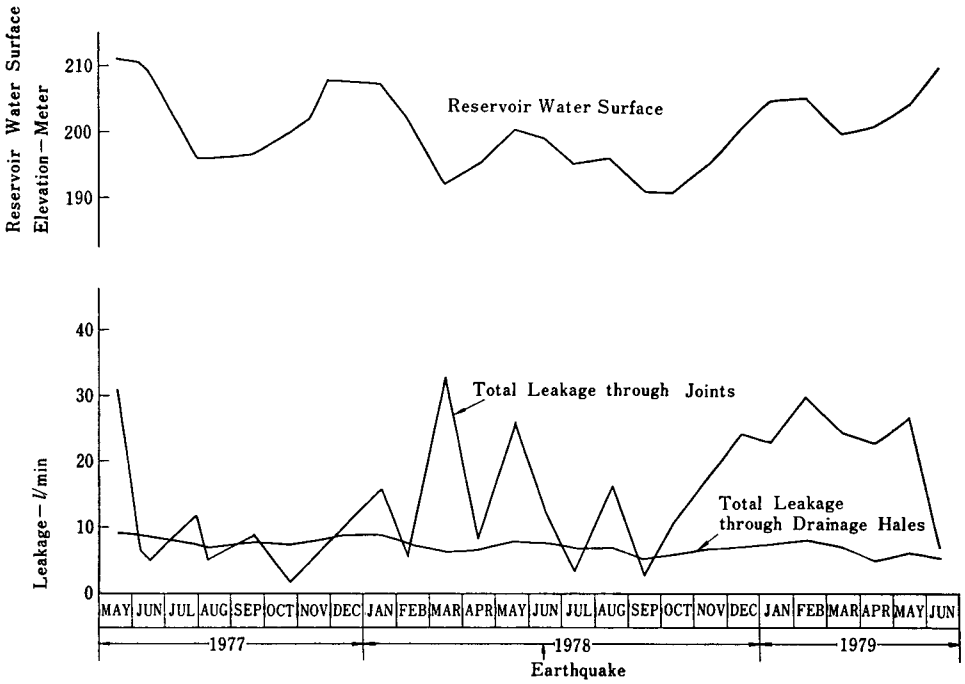
図—7·25（b） 花山ダム



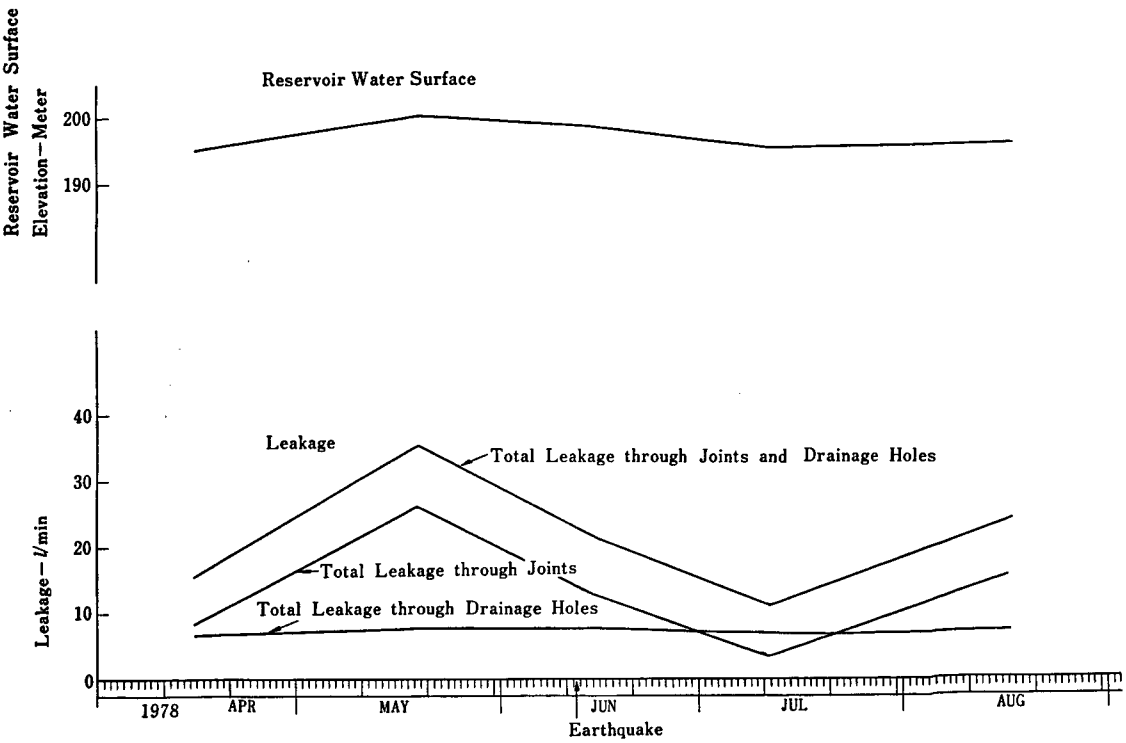
図—7·26（a） 鳴子ダム



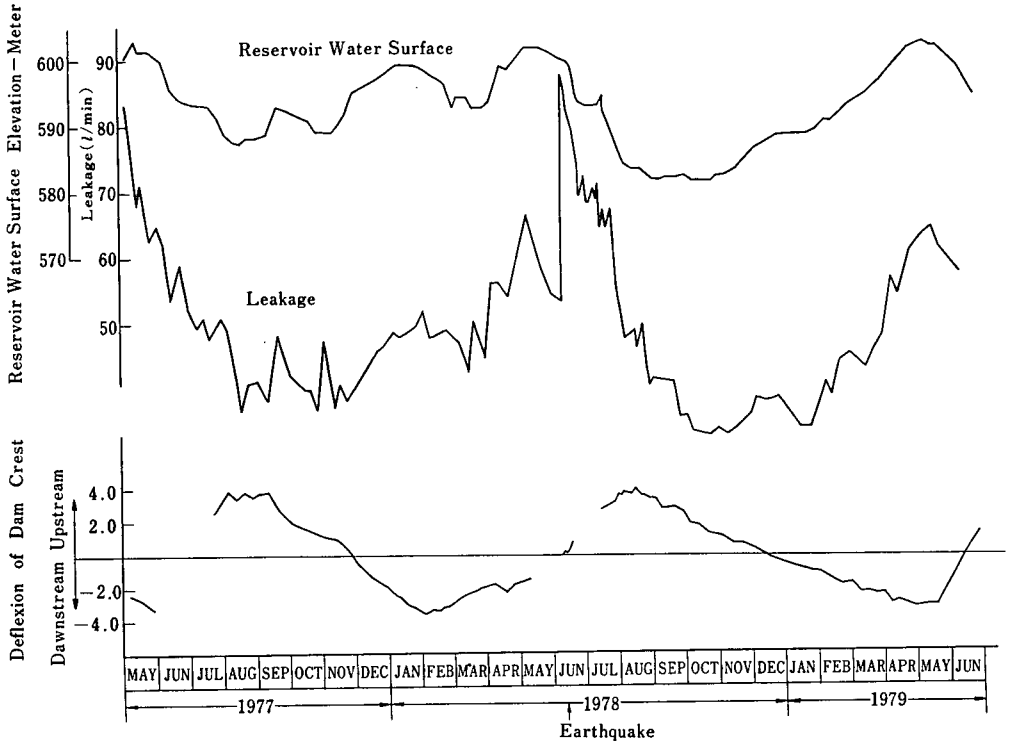
図—7·26（b） 鳴子ダム



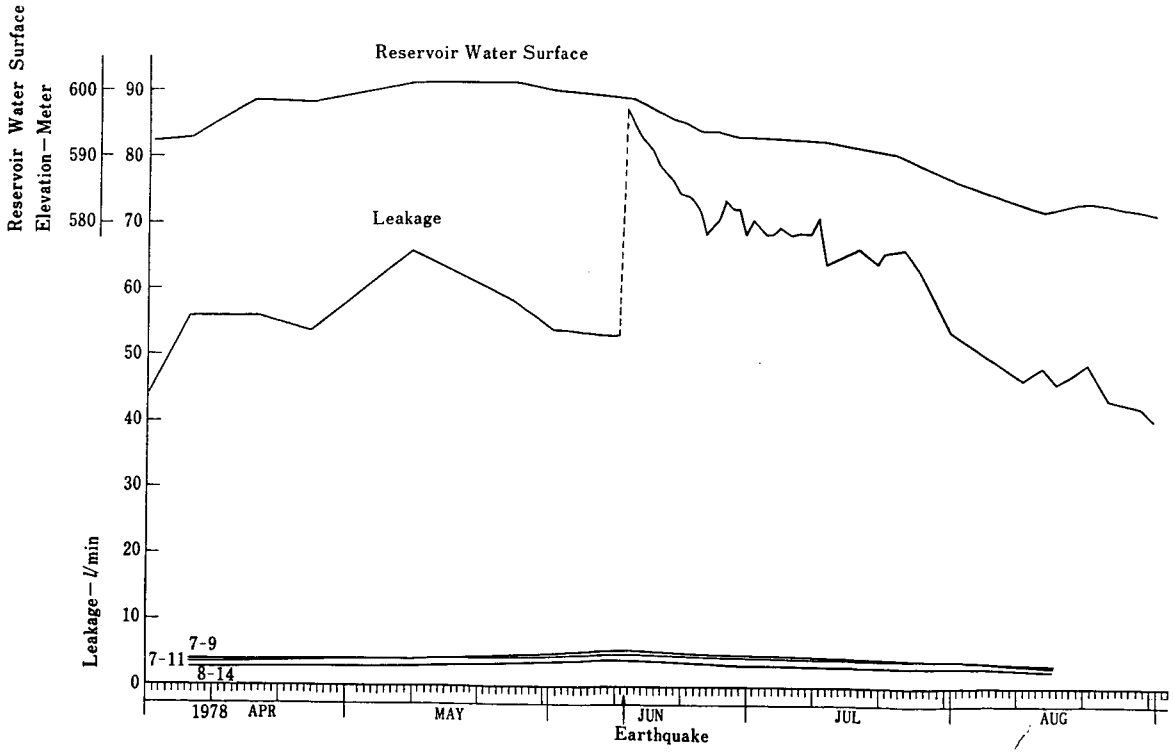
図—7·27（a） 田瀬ダム



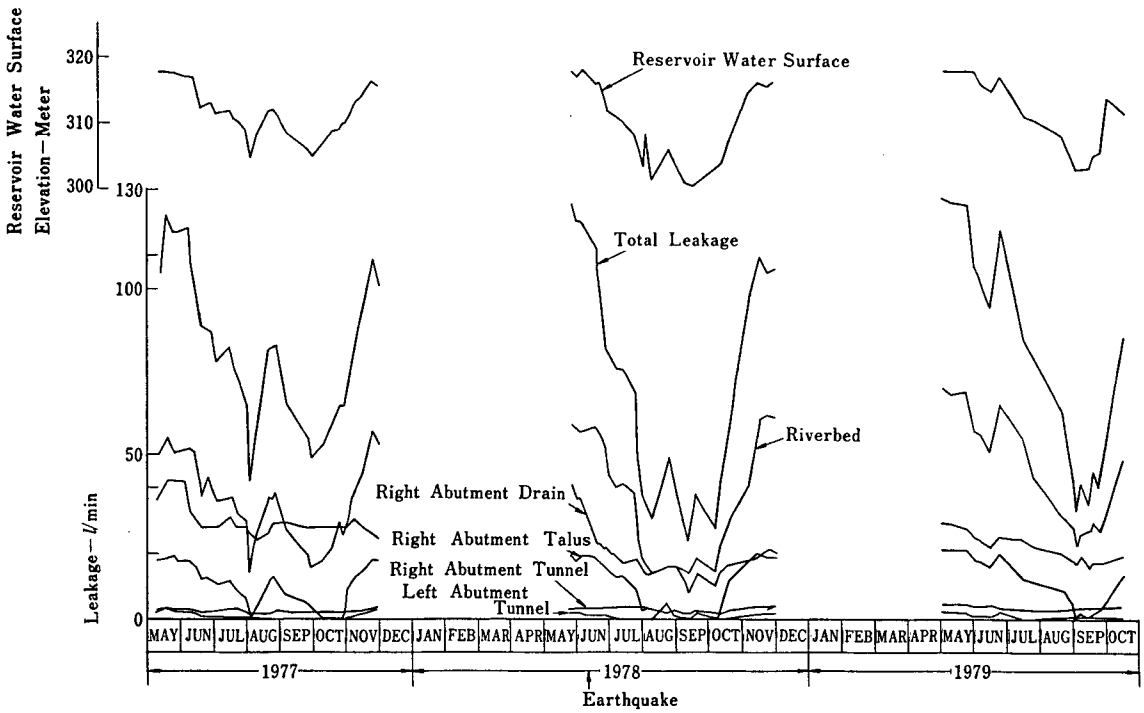
図—7·27（b） 田瀬ダム



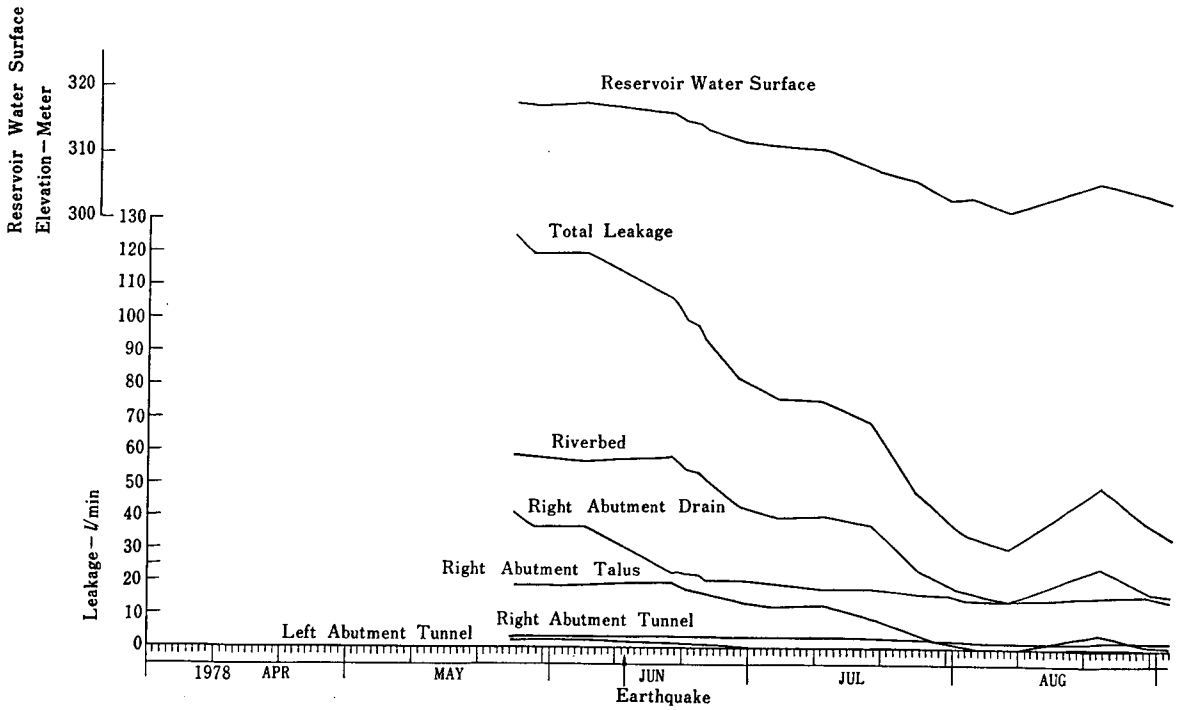
図—7.28（a） 蔵王ダム



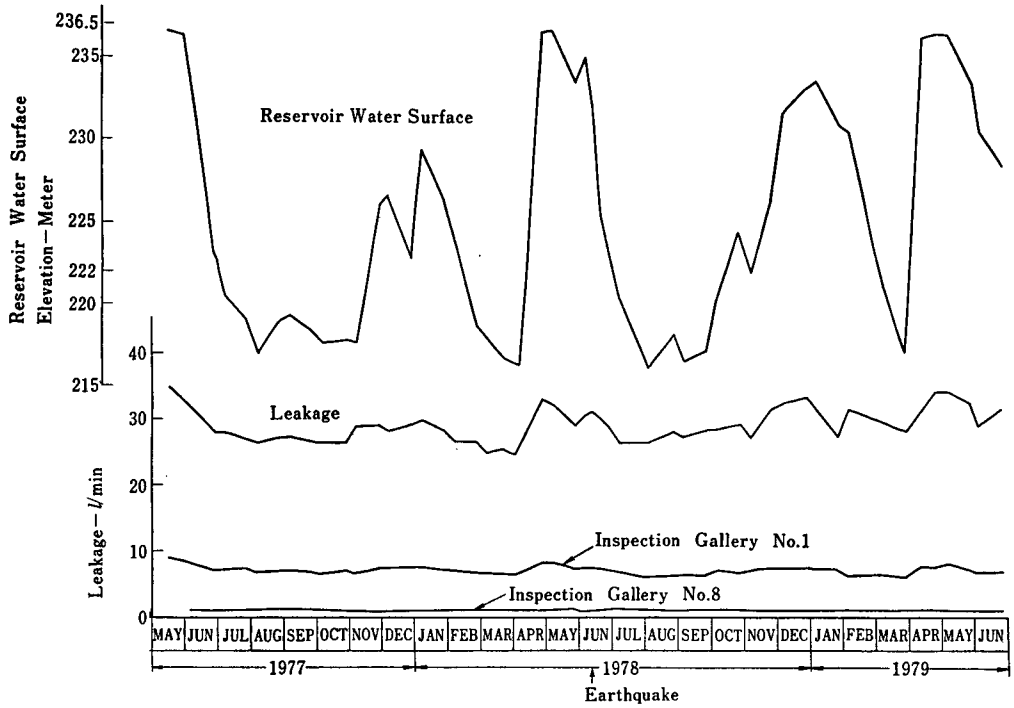
図—7.28（b） 蔵王ダム



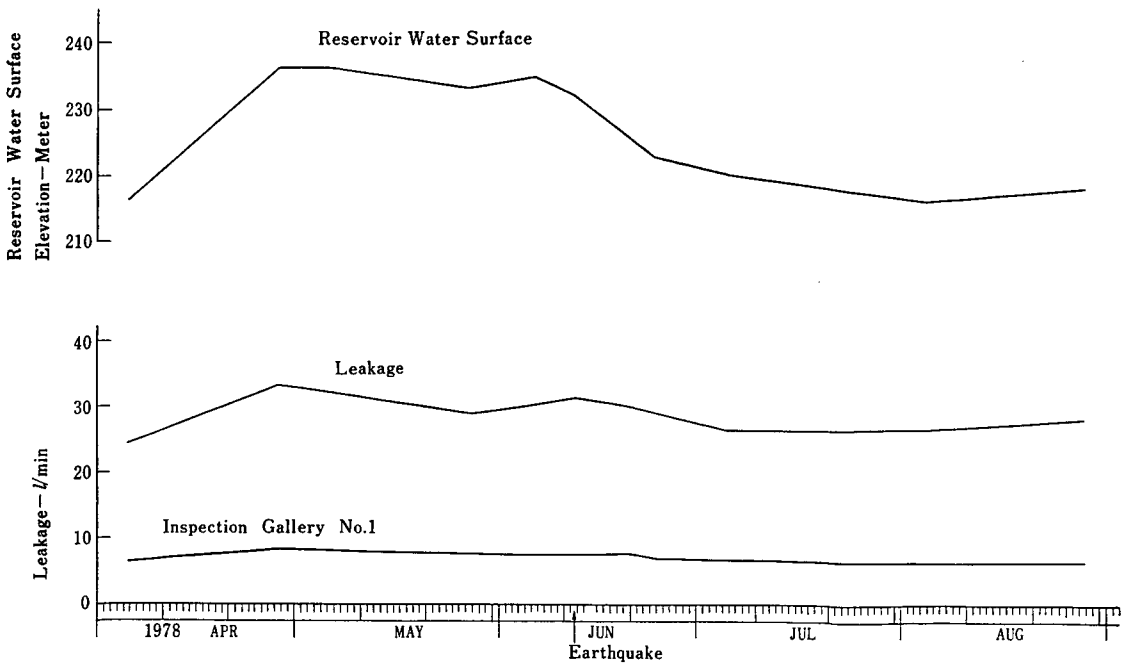
図—7.29（a） 石淵ダム



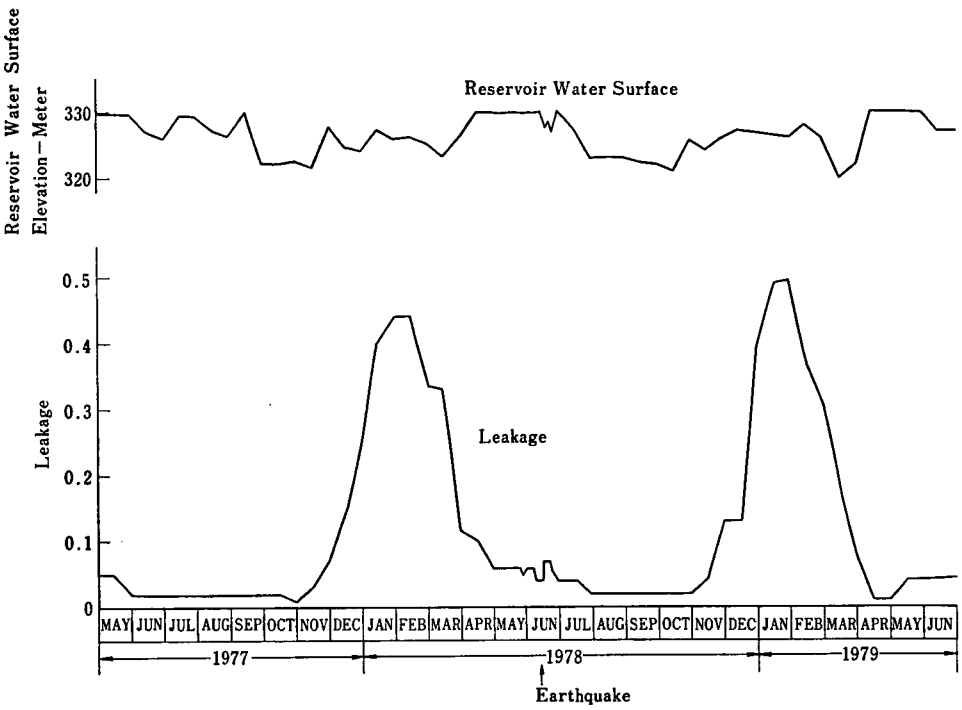
図—7.29（b） 石淵ダム



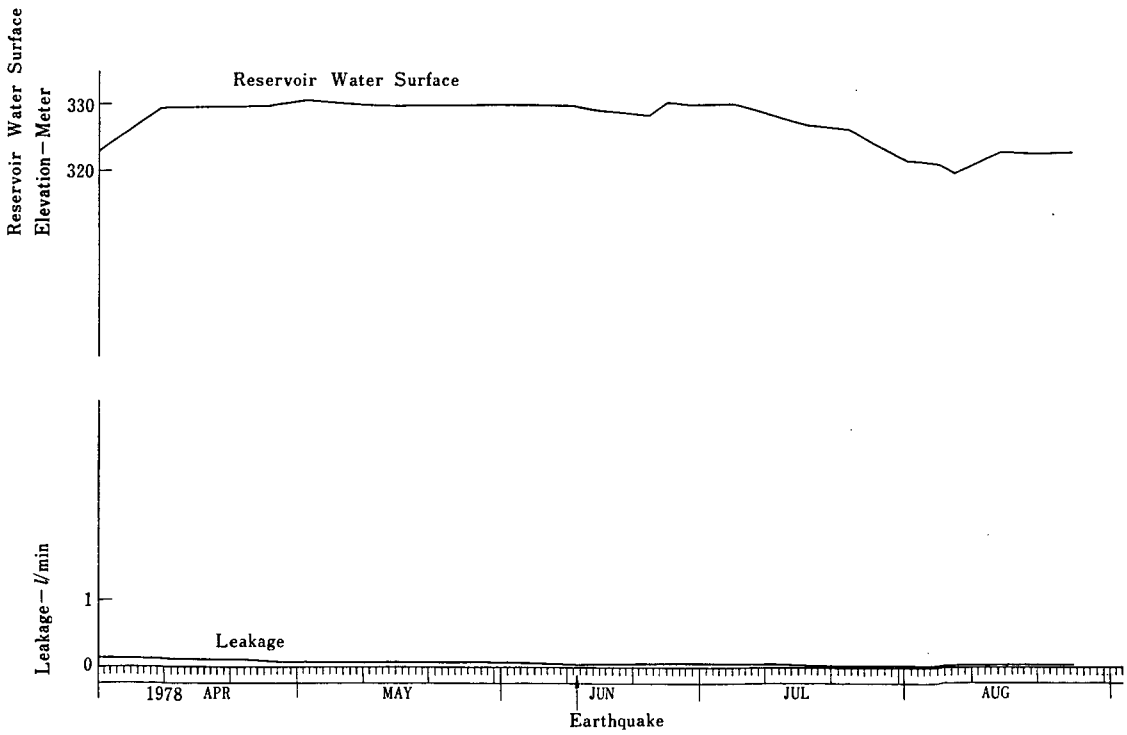
図—7.30（a） 湯田ダム



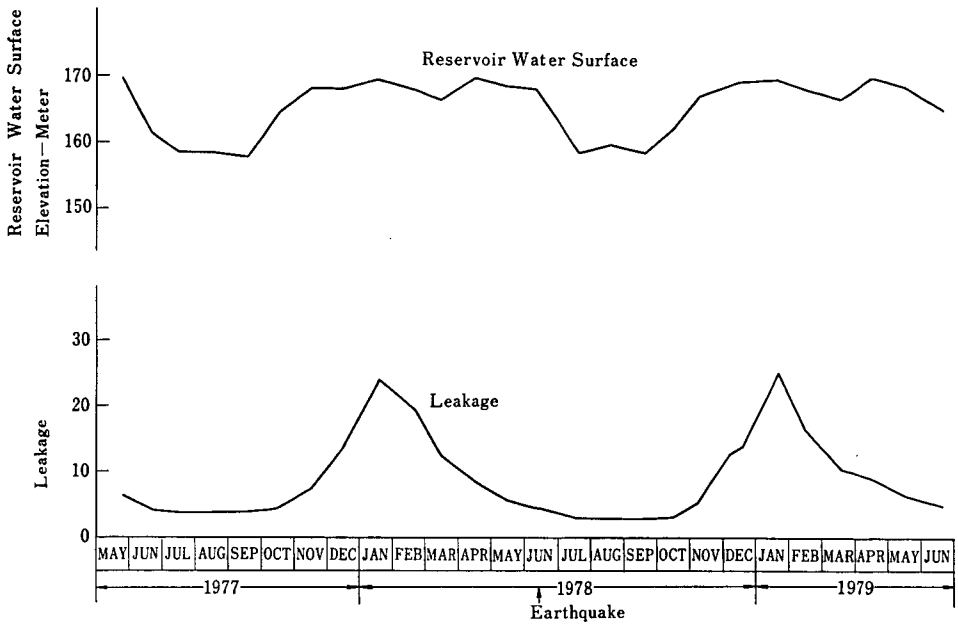
図—7.30（b） 湯田ダム



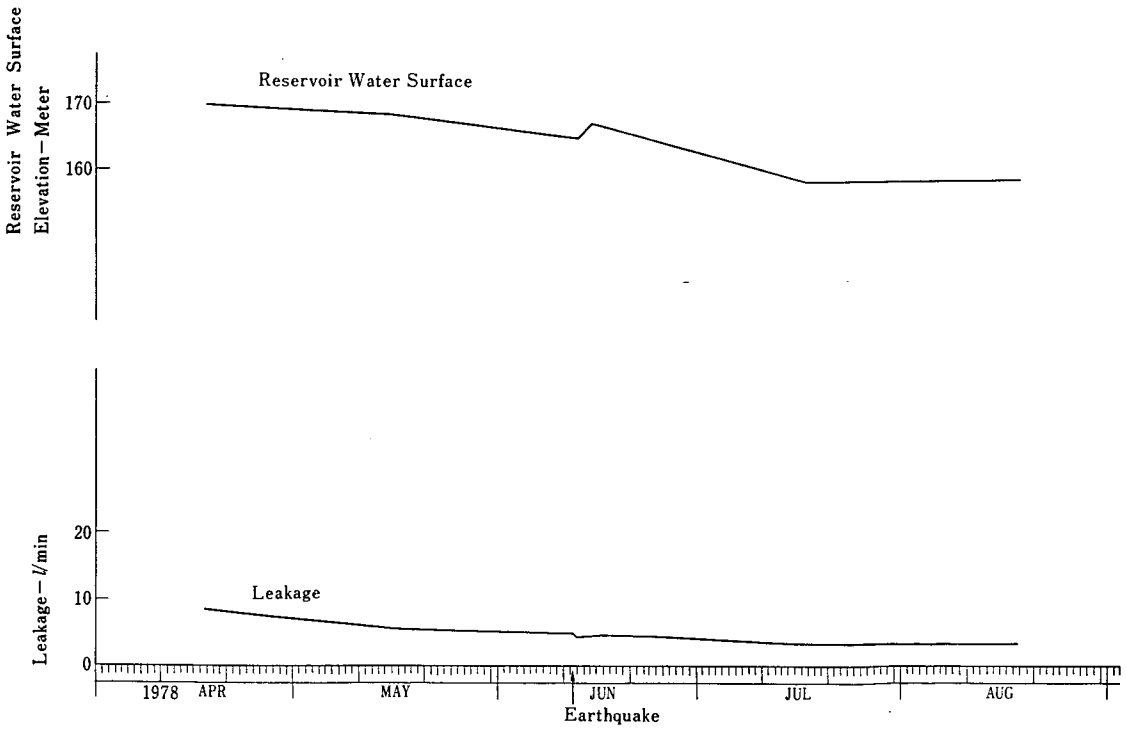
図—7·31（a） 管野ダム



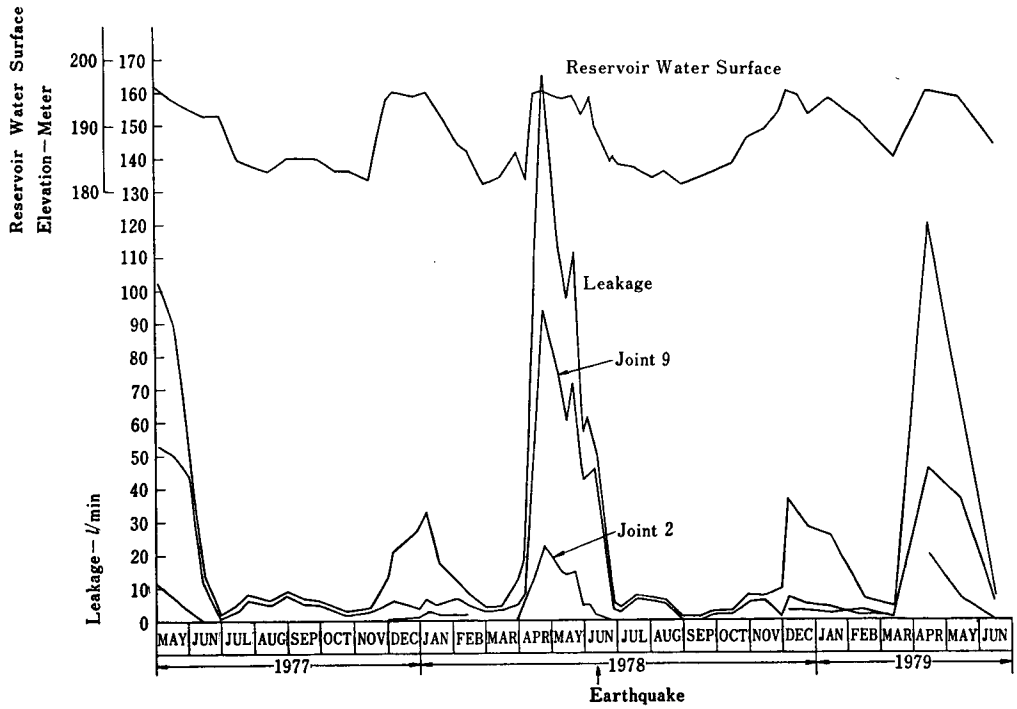
図—7·31（b） 管野ダム



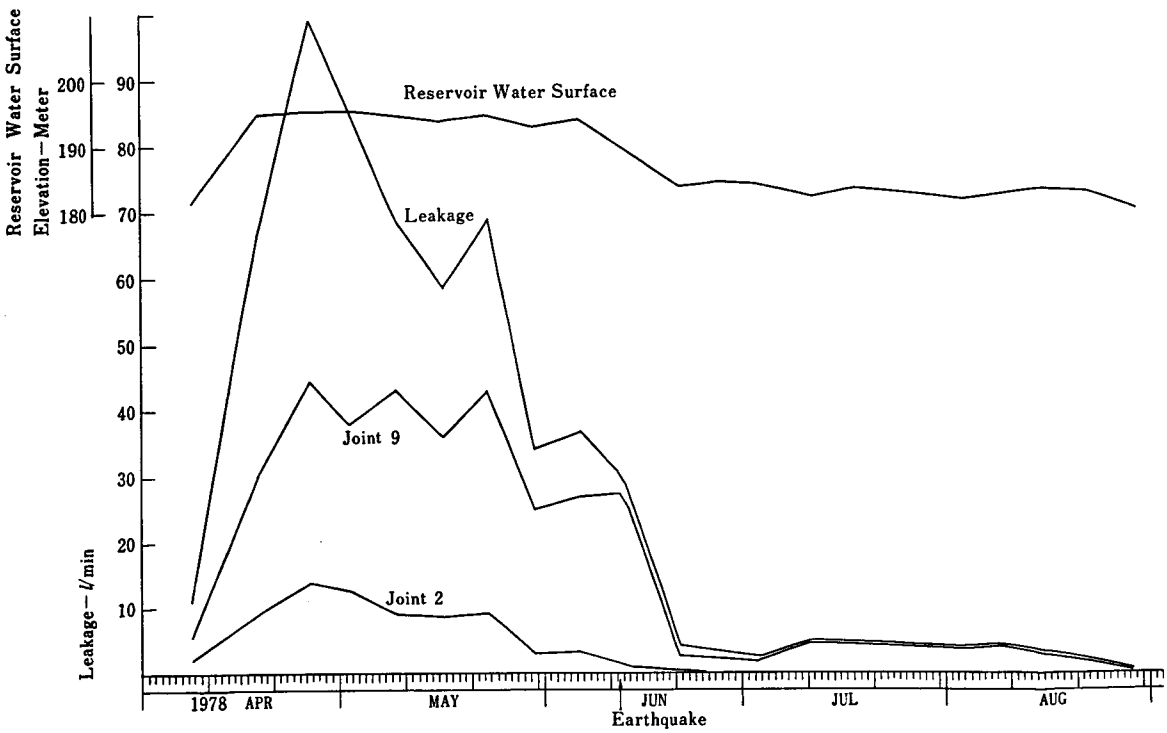
図—7.32（a） 四十四田ダム



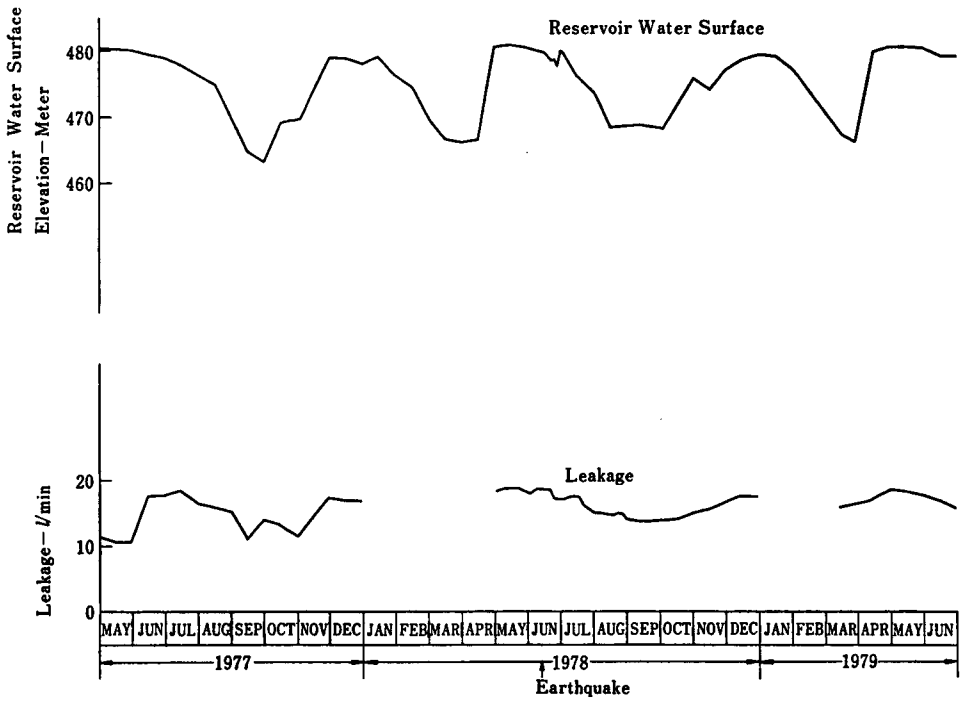
図—7.32（b） 四十四田ダム



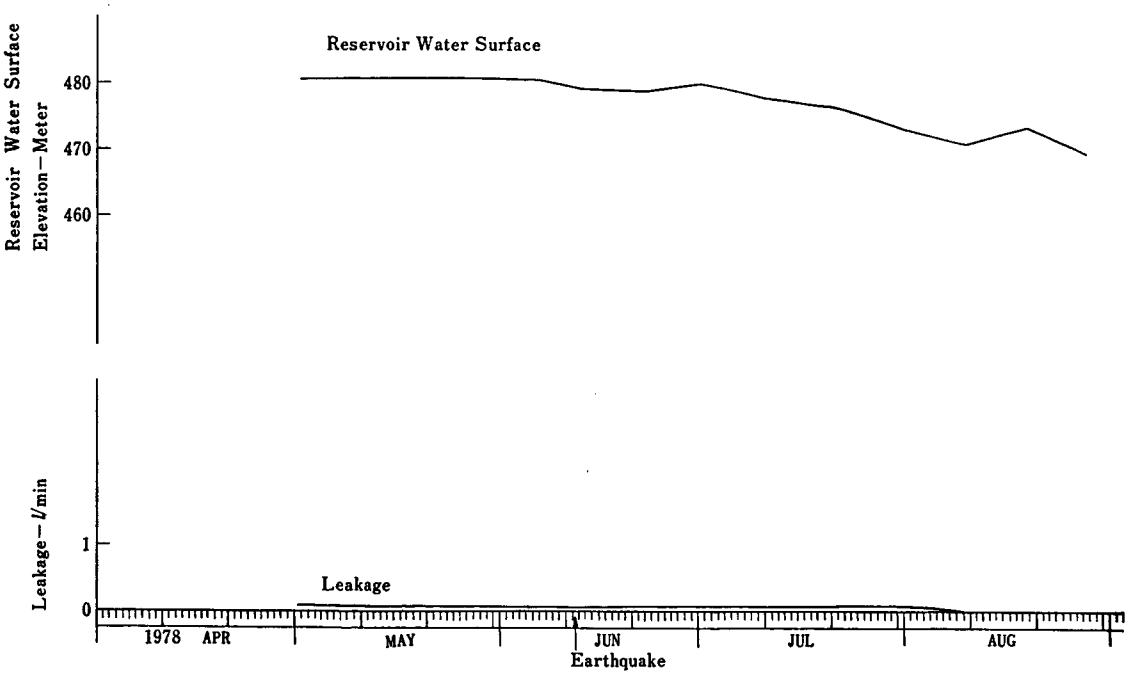
図—7·33（a） 高坂ダム



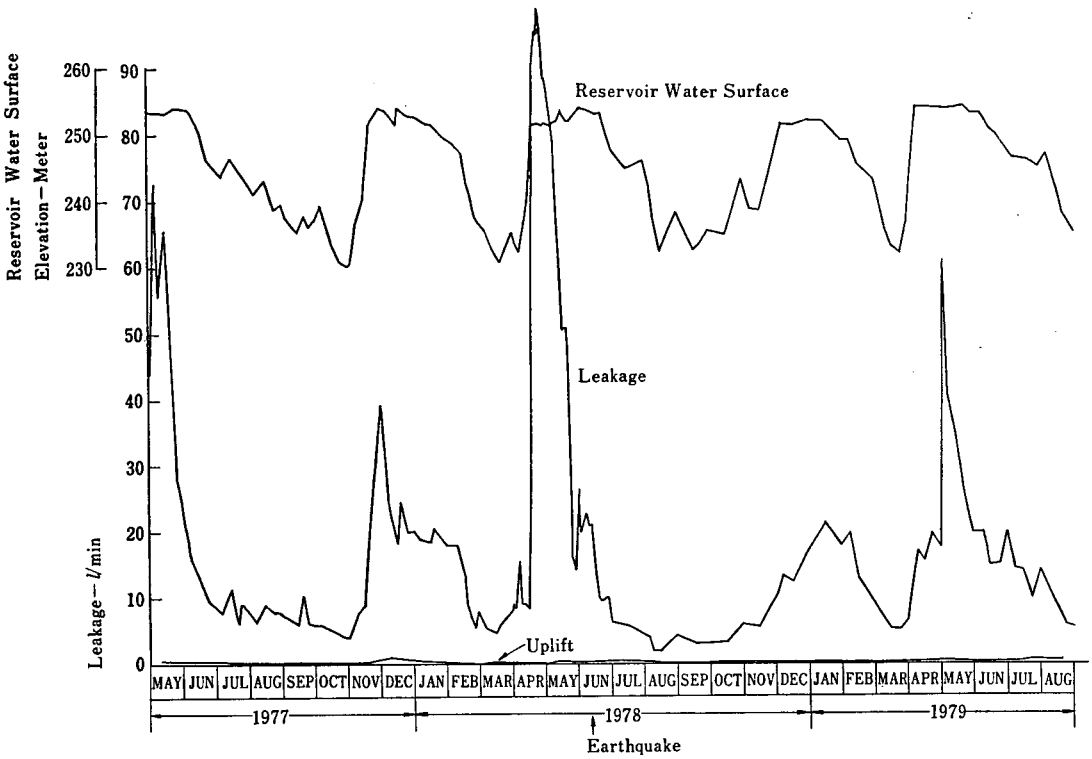
図—7·33（b） 高坂ダム



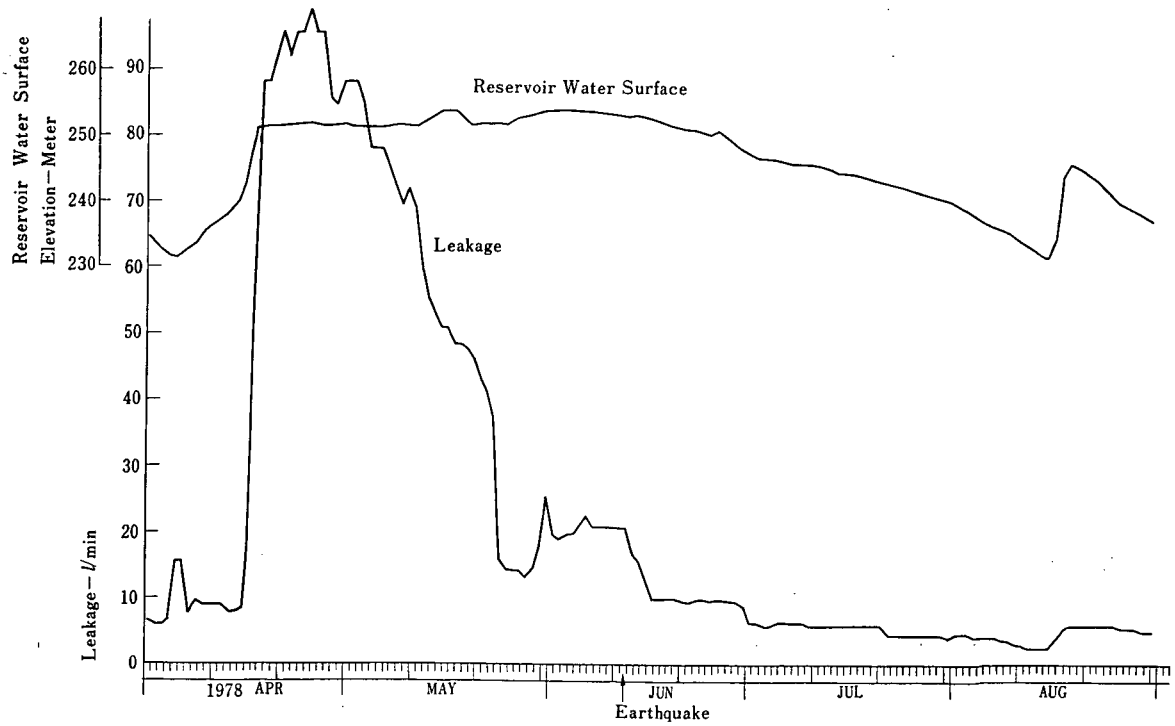
図—7・34（a） 木地山ダム



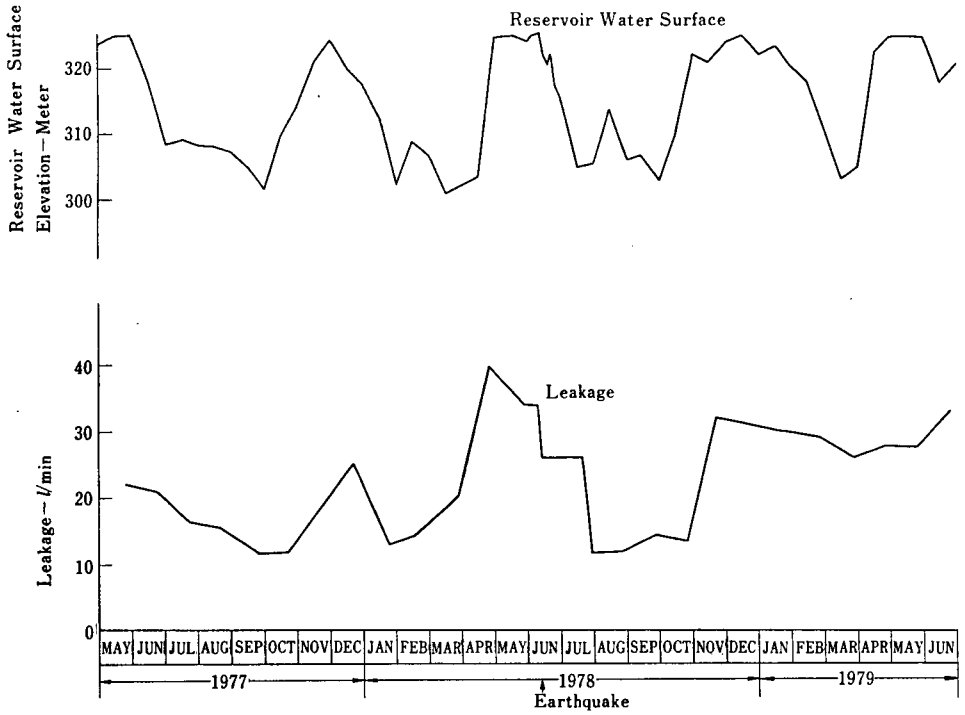
図—7・34（b） 木地山ダム



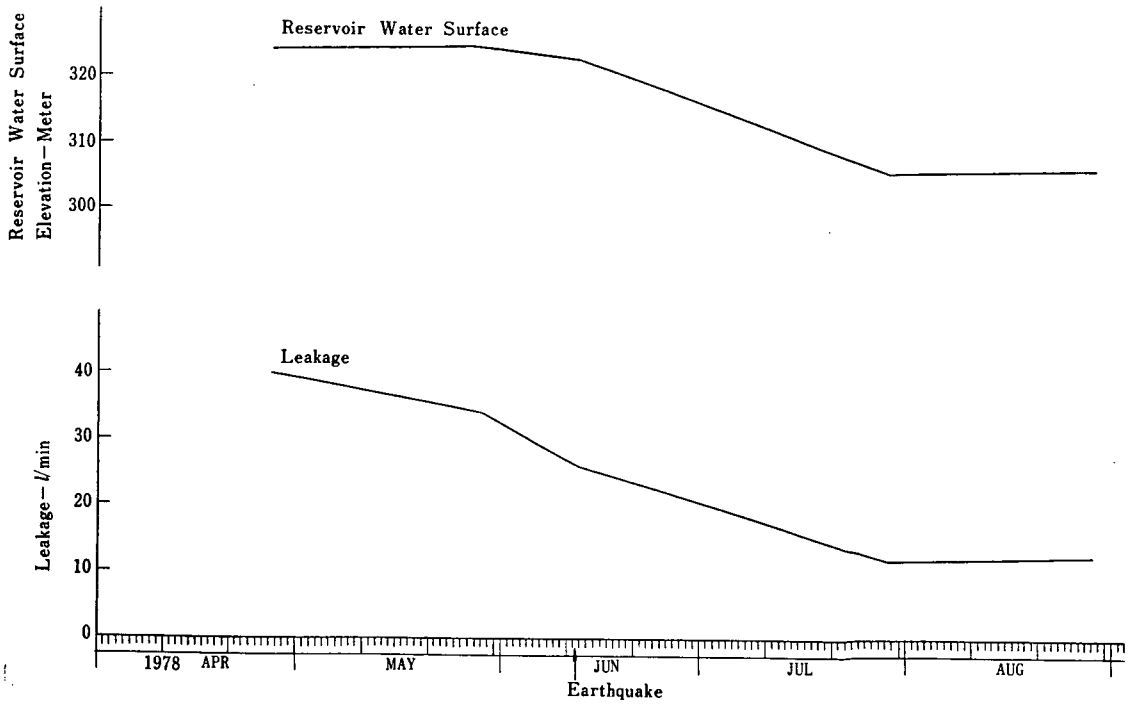
図—7.35（a） 荒沢ダム



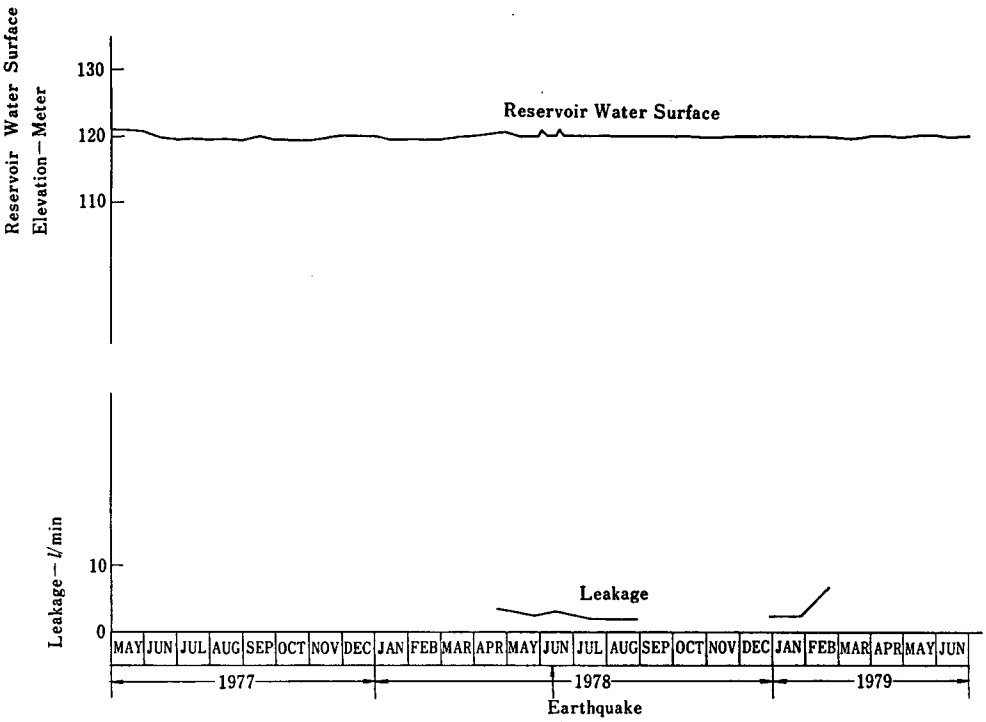
図—7.35（b） 荒沢ダム



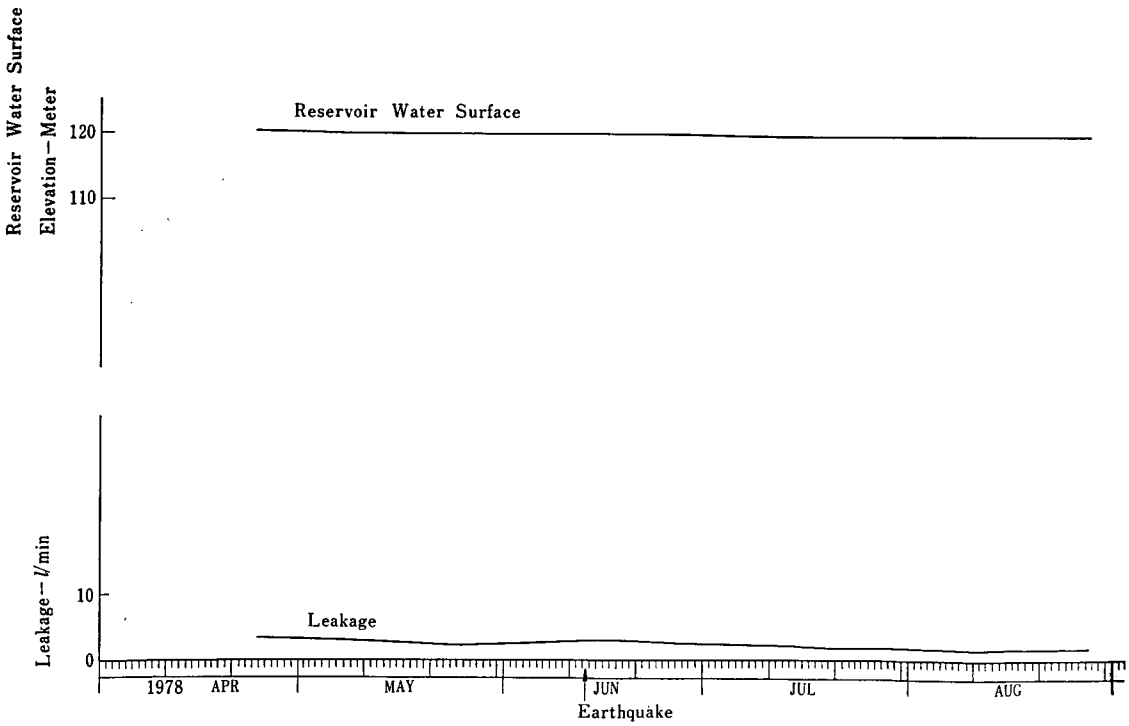
図—7·36（a） 鎧畑ダム



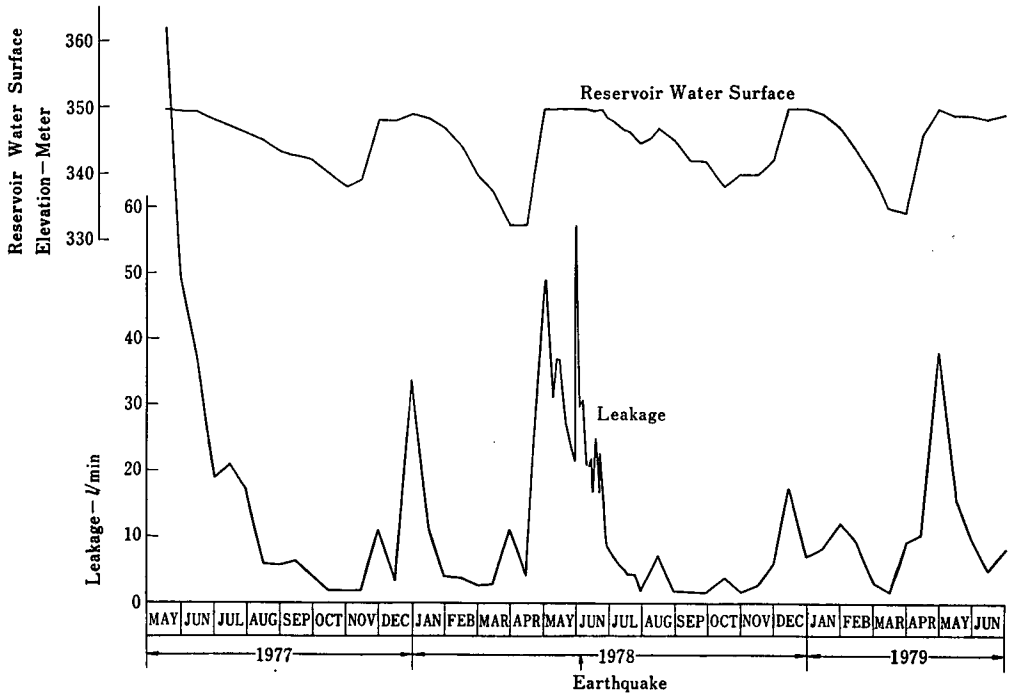
図—7·36（b） 鎧畑ダム



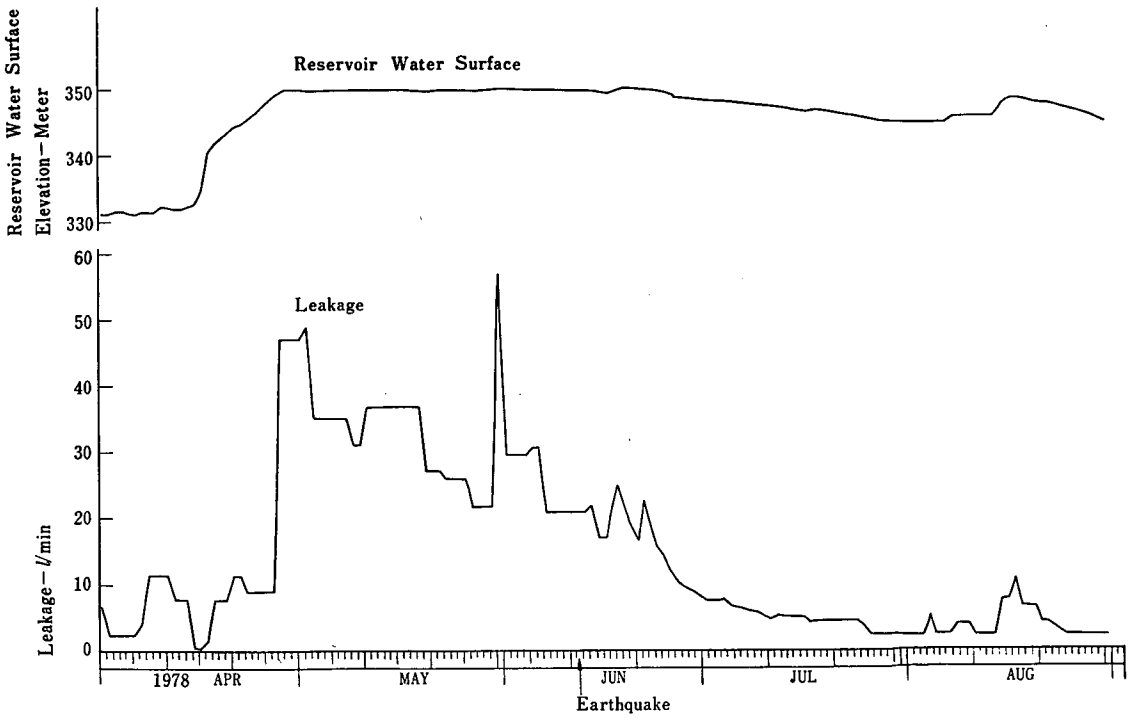
図—7·37（a） 旭 川 ダ ム



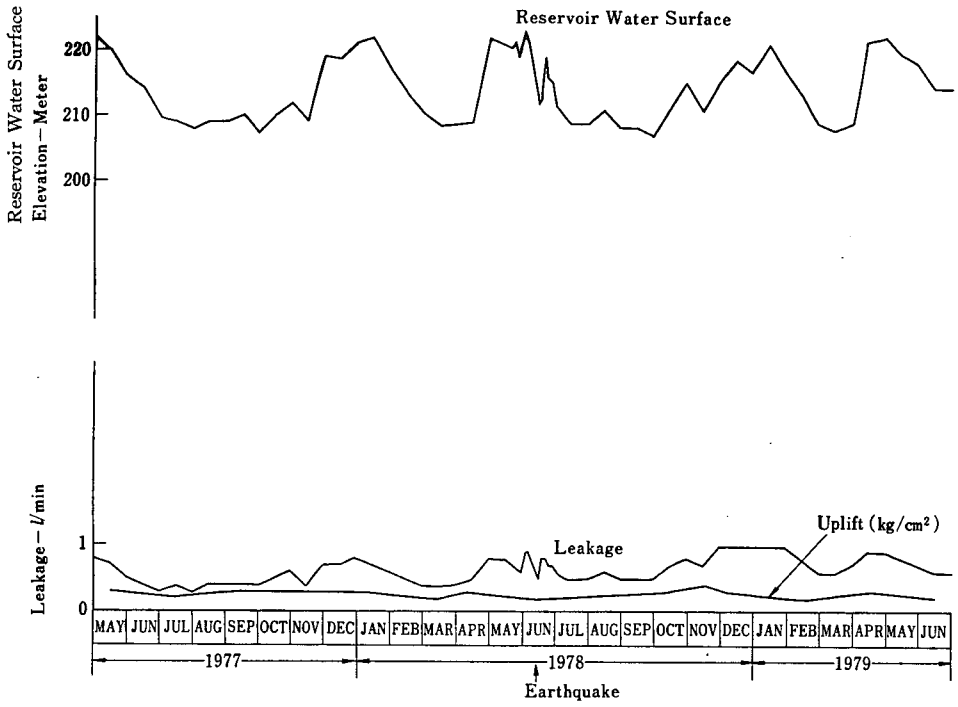
図—7·37（b） 旭 川 ダ ム



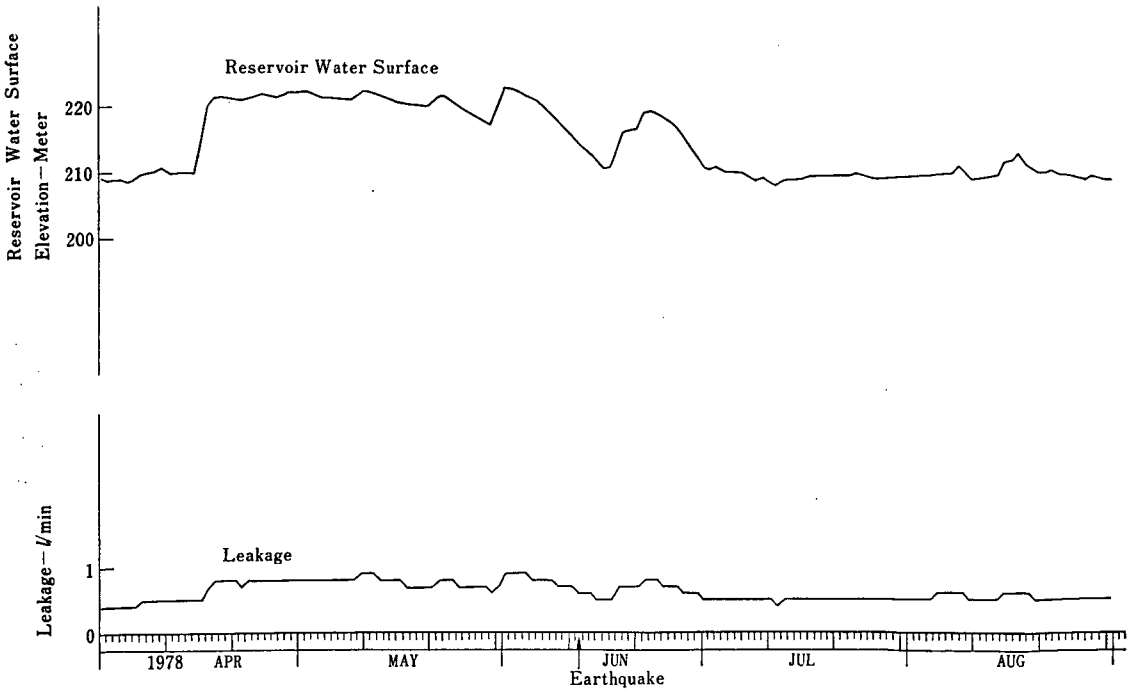
図—7·38（a） 森吉ダム



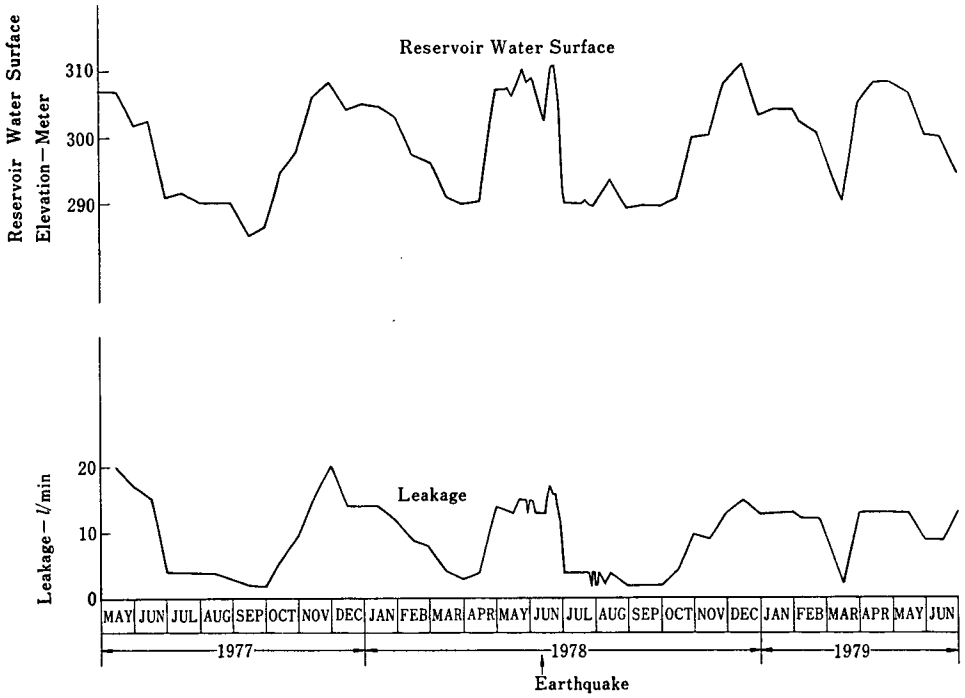
図—7·38（b） 森吉ダム



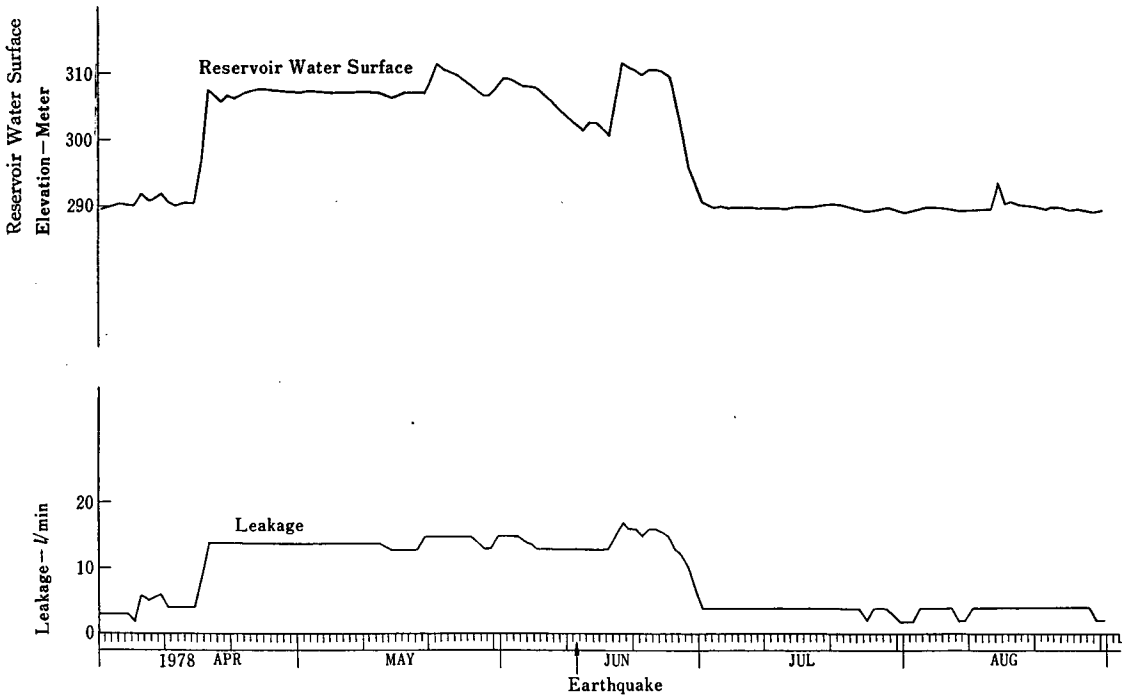
図—7·39（a） 萩形ダム



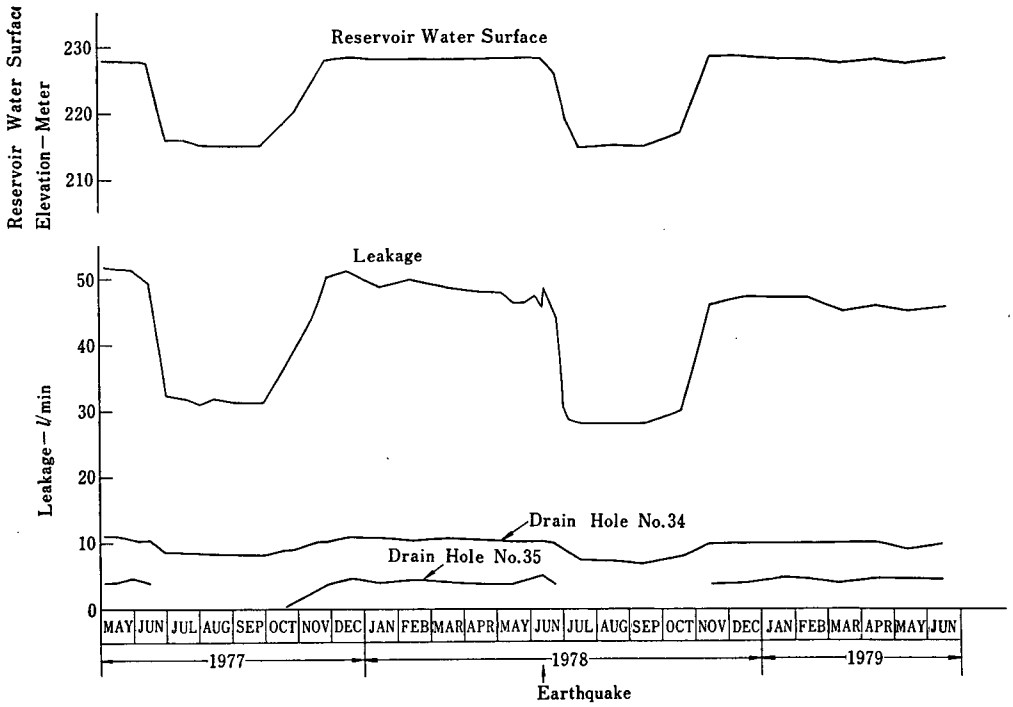
図—7·39（b） 萩形ダム



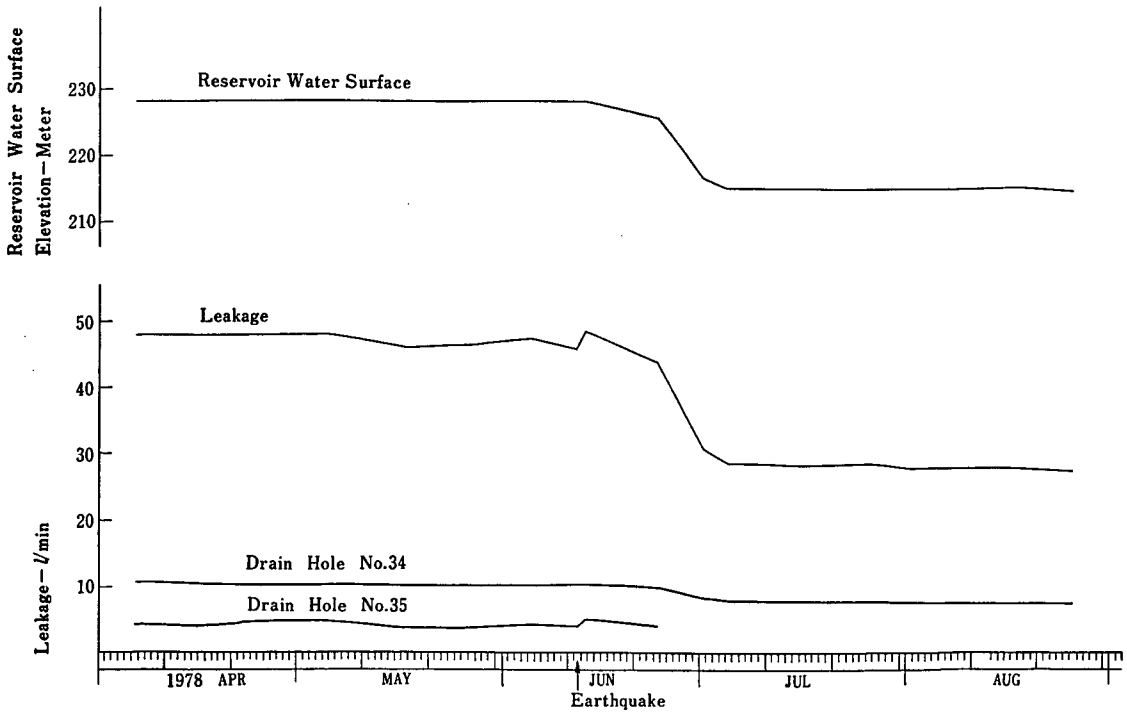
図—7·40（a） 早口ダム



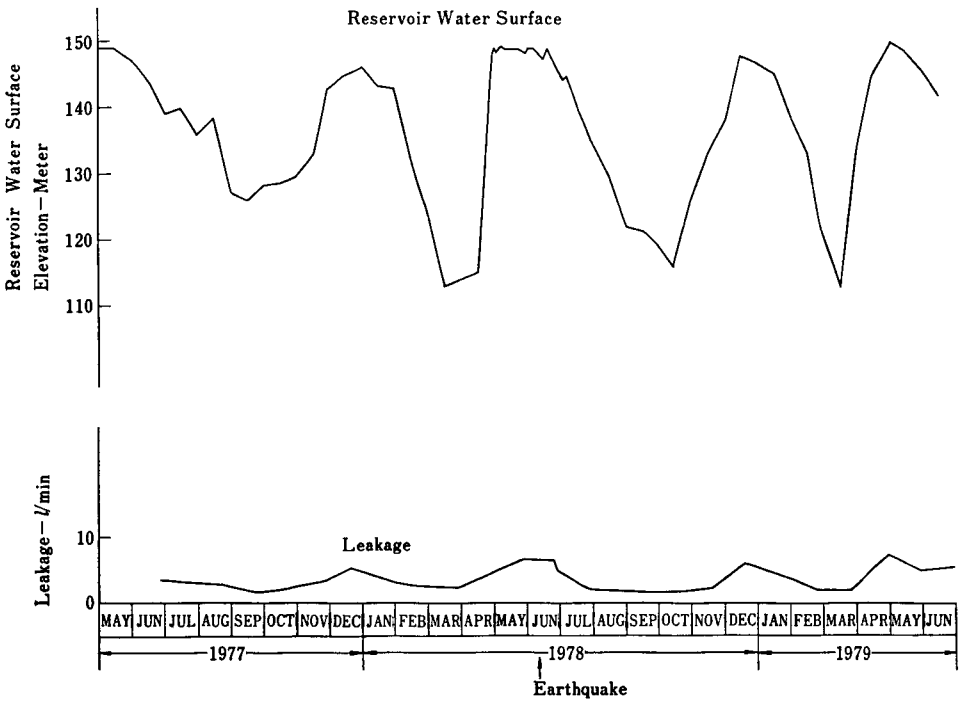
図—7·40（b） 早口ダム



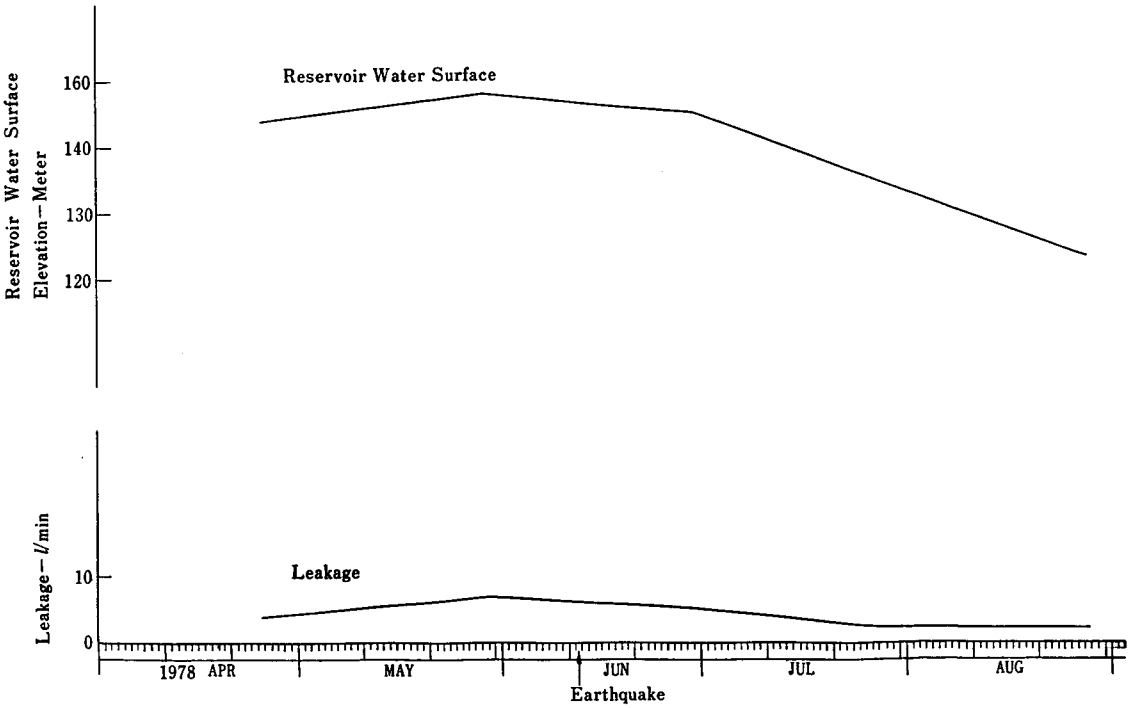
図—7·41（a） 遠部ダム



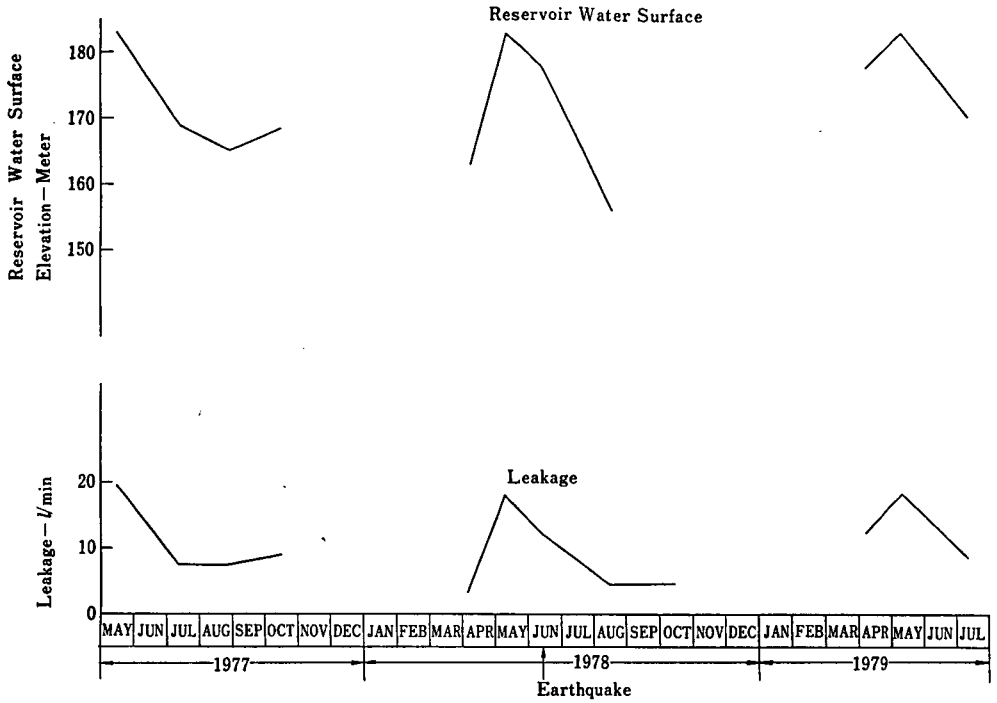
図—7·41（b） 遠部ダム



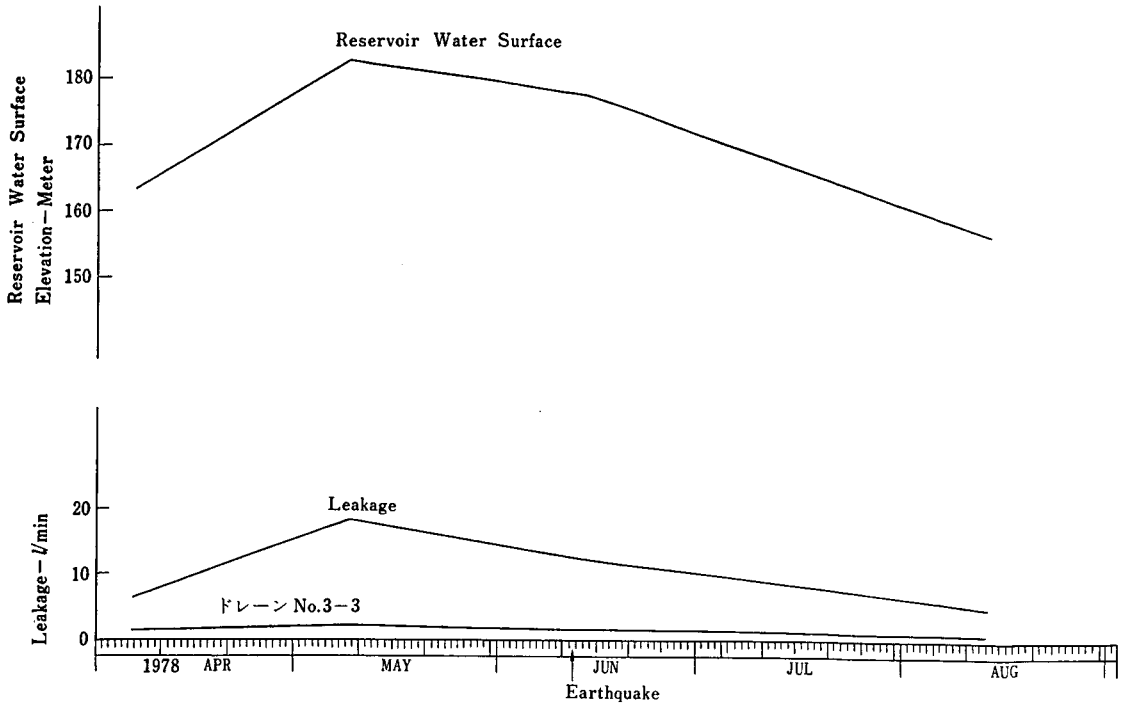
図—7·42（a） 素波里ダム



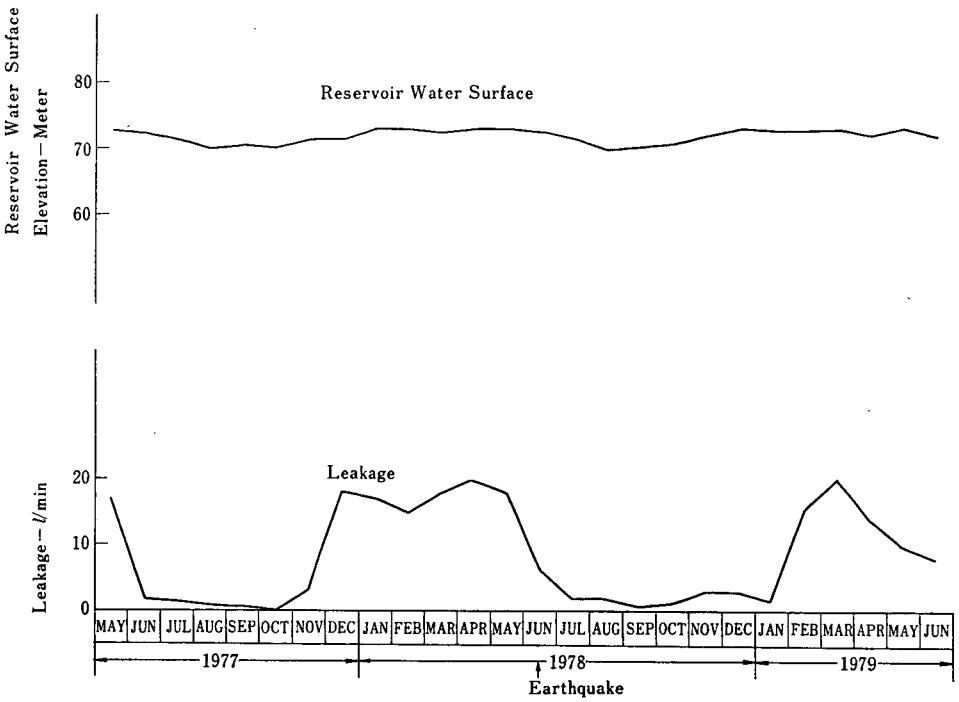
図—7·42（b） 素波里ダム



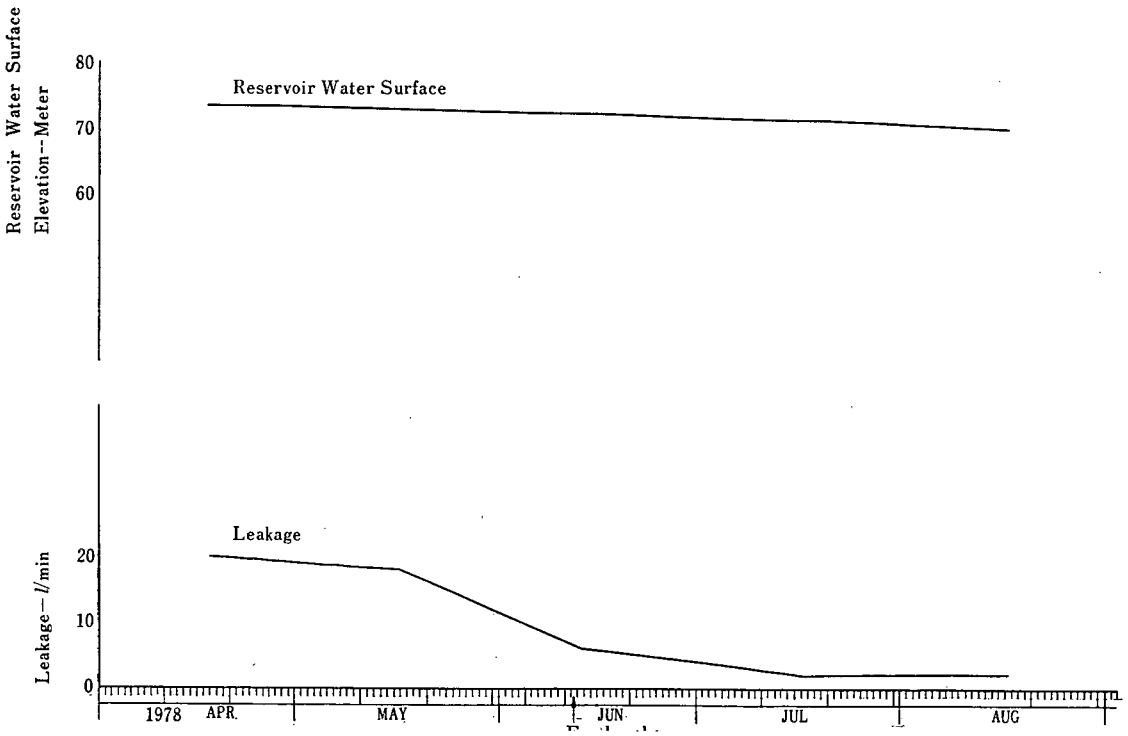
図—7.43（a） 目屋ダム



図—7.43（b） 目屋ダム



図—7・44（a） 飯詰ダム



図—7・44（b） 飯詰ダム

イントからの漏水が一時的に増加したものもあるが，2次元設計された重力式ダムの横継目の漏水はダムの力学的安定に関する問題ではなく，これらのものも地震後経年的に減少している。

5. 1978年宮城県沖地震におけるダムの挙動と被害についての考察

以上のダムの臨時点検及び挙動調査結果から，今回の地震におけるダムの耐震性をダムタイプ別に考察すると

〔1〕 フィルダム

㋑重機による転圧施工のされていない場合，㋺材料が悪いとき特に天端付近のコア材が低塑性である場合，㋩基礎によく締まってない河床堆積物を残した場合，これらの1条件又は複数が組み合わされると，地震において被害を出す可能性がある(蛭沢，蒜但木)。またフィルダムの表面に堤体と剛性の異る表面遮水壁，石張，コンクリートブロック張等を張った場合，これらの張りものは，地震時に堤体の変形に追従できずに亀裂を生ずる可能性がある（皆瀬，牛野)。

東北には既設のロックフィルダムは少なかった（4ダム）が，樽水ダムのように基礎において 236 gal の加速度を受けても何らの異常は無く（設計震度＝0.15)，ロックフィルダムの地震時の安定性は高いといえよう。

〔2〕 コンクリートダム

一部のコンクリートダムで横継目からの漏水又は排水孔からの漏水が一時的に少量増加するという現象が見られたが，約1年後には地震前の漏水量に戻っており，堤体の安定性に影響するものではなかった。もともと2次元設計のコンクリート重力式ダムの横継目は荷重分担が期待されていないから，漏水があったにしても堤体の力学的安定に影響するものではない。堤体自体については今回の地震で全く被害は無かった。

6. 振動応答解析結果と実測値の比較

6-1 湯田ダムの解析例

〔1〕 はじめに

アーチ重力式コンクリートダムである湯田ダムにおいて，1978年宮城県沖地震による加速度記録が基礎とダム天端で得られた。これらの加速度記録からダム天端の基礎岩盤に対する周波数応答関数を求め，また基礎岩盤の記録を入力とする2次元有限要素解析を行い，天端の時刻歴応答を実測応答と比較した。

地震荷重を考慮したコンクリートダムの設計において，歪の大きさがある限度以内であるときには，コンクリートの応力—歪特性は線型・弾性としてよいだろう。このとき弾性定数と減衰定数は室内試験または既設のダムの実物振動試験によって決定できるから，コンクリートダムの動的解析における最も難しい点は，貯水池のダム堤体に対する影響の評価方法であると考えられる。

貯水池の影響を考慮するひとつの方法は，貯水池とダム堤体をひとつの系として有限要素法解析を行うことである。ここにおいて，貯水池はせん断剛性を持たない弾性体要素として表現されよう。この方法の欠点は，貯水池内に有限要素節点を設けねばならず計算量が膨大となり，貯水池—ダム堤体系の実用的な解析方法とはなり難い。

第2の方法として，貯水池がダム堤体に与える影響をWestergaard の理論解による付加質量の概念[8]によって近似する方法がある。この理論解はダム堤体が剛であることを仮定しており，貯水がダム堤体に与える地震時動水圧はダム堤体に見かけ上付加された質量の慣性力によって表現される。この Westergaard の付加質量の概念によれば，貯水池—ダム堤体系の解析はダム堤体にのみ有限要素の節点を設ければよいので，貯水池全体に有限要素節点を設ける第1の方法に比べて計算量は少なく，十分実用計算となり得る。

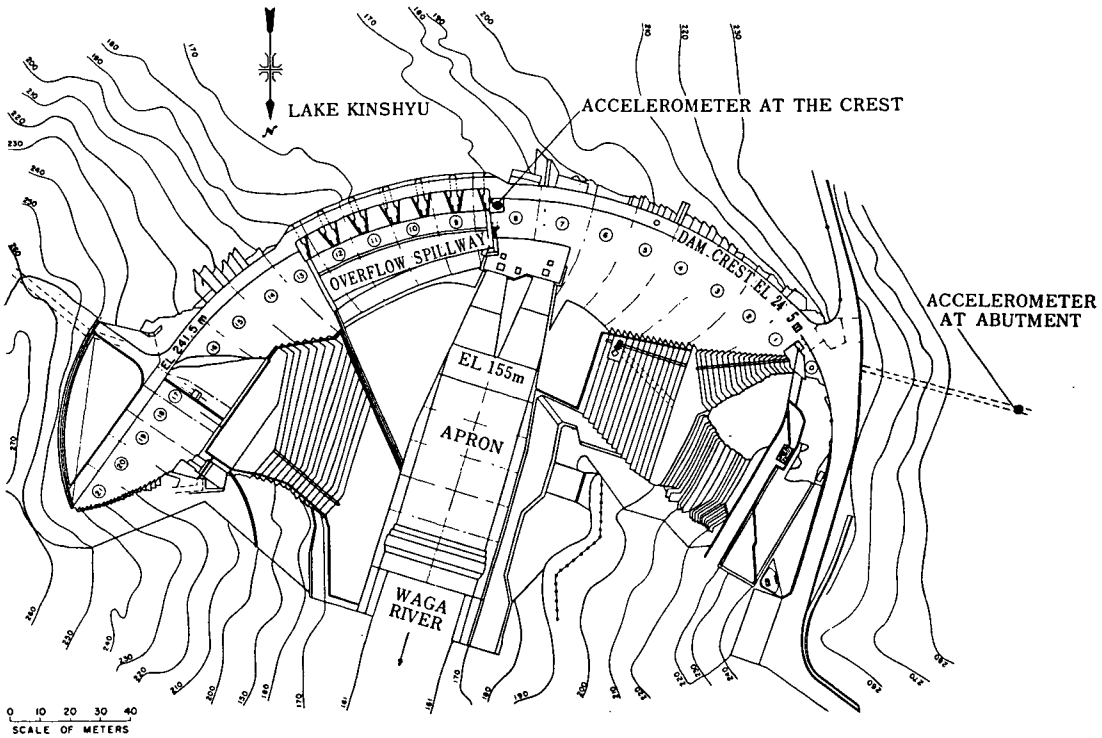
Chopra の副構造物概念[9] は貯水池—ダム系の動的相互作用問題を解く第3の方法である。この方法では，貯水池—ダム系は，貯水池とダムの二つの副構造物から構成されると考え，まず貯水池の波動方程式の解を求め，次にこの解をダム堤体を解析するときの入力として用いるものである。

現在のところ，上記後者二つの方法がコンクリートダムの動的解析方法として最も実用的であると考えられ，この二つの方法の得失は，実物ダムでの地震時挙動観測結果とこれら二つの解析方法による結果を突き合わせて比較することによって論じられよう。

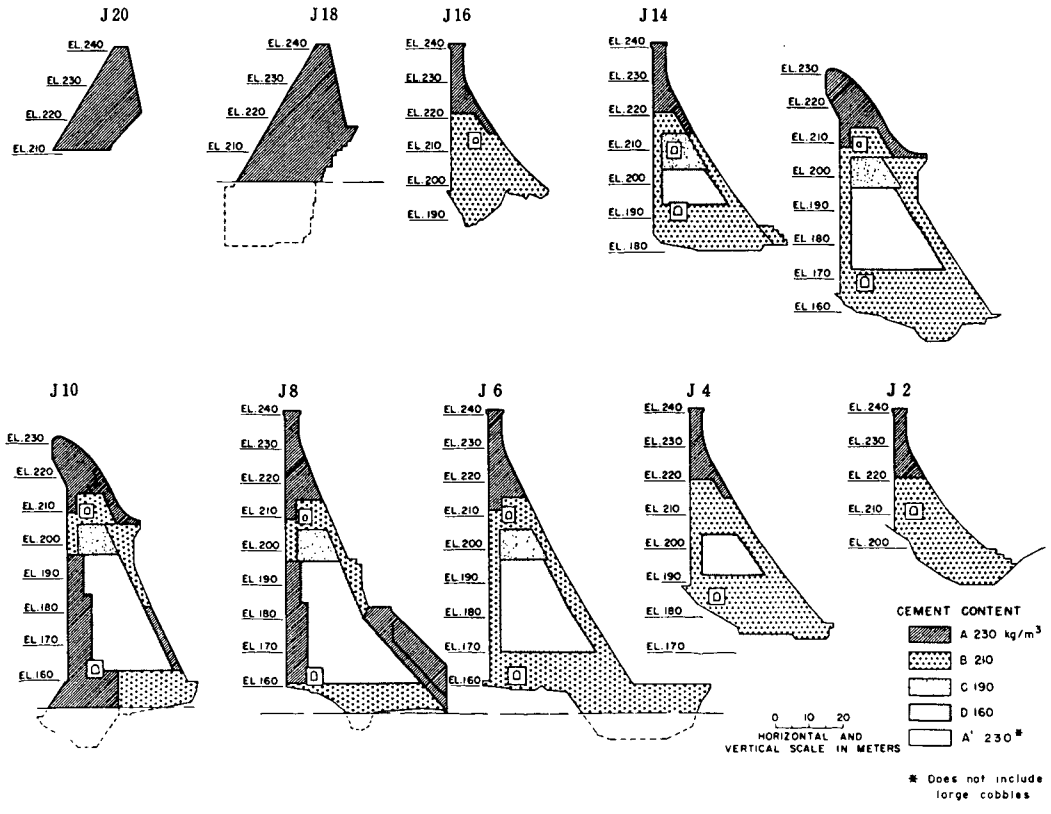
〔2〕 湯田ダムの概要

湯田ダムは 1964 年に 建設省東北地方建設局によって完成された高さ 89.5 m のアーチ重力式コンクリートダムである。ダムの平面図を 図—7・45 に，各ブロックジョイントにおける断面図を 図—7・46 に示す。ダム及び貯水池の諸元は 表—7・9 に示される。

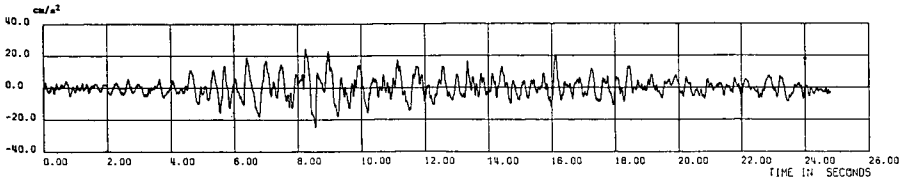
湯田ダムには，図—7・45 に示すように左岸アバットグラウトトンネル内（入口より 56 m 奥の位置）に1台，ダム天端に1台，合計2台の加速度地震計が設置されている。この地震計は電磁式で，1台について水平上



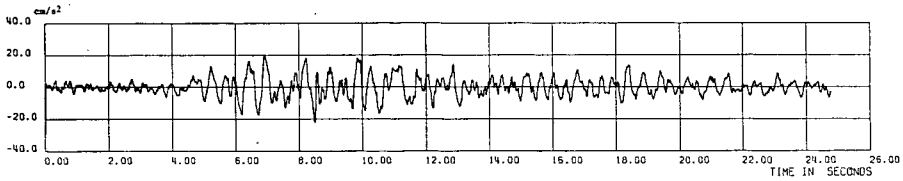
図—7・45 湯田ダム平面図



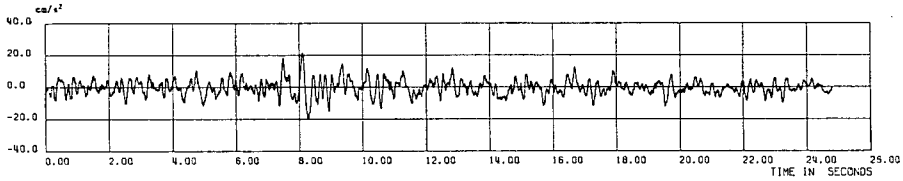
図—7・46 湯田ダムの断面



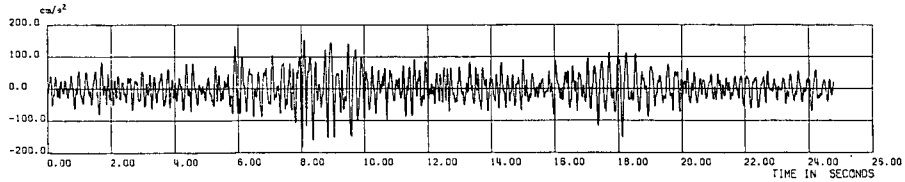
Horizontal Upstream/downstream component at foundation



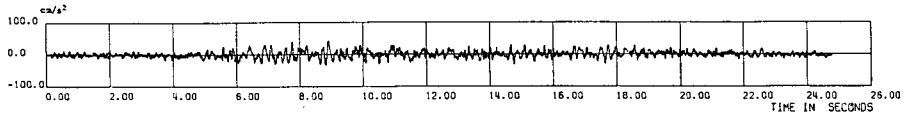
Horizontal Cross canyon component at foundation



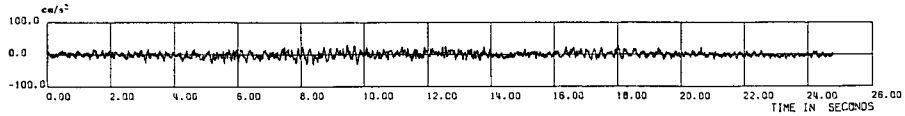
Vertical component at foundation



Horizontal Upstream/downstream component at dam crest

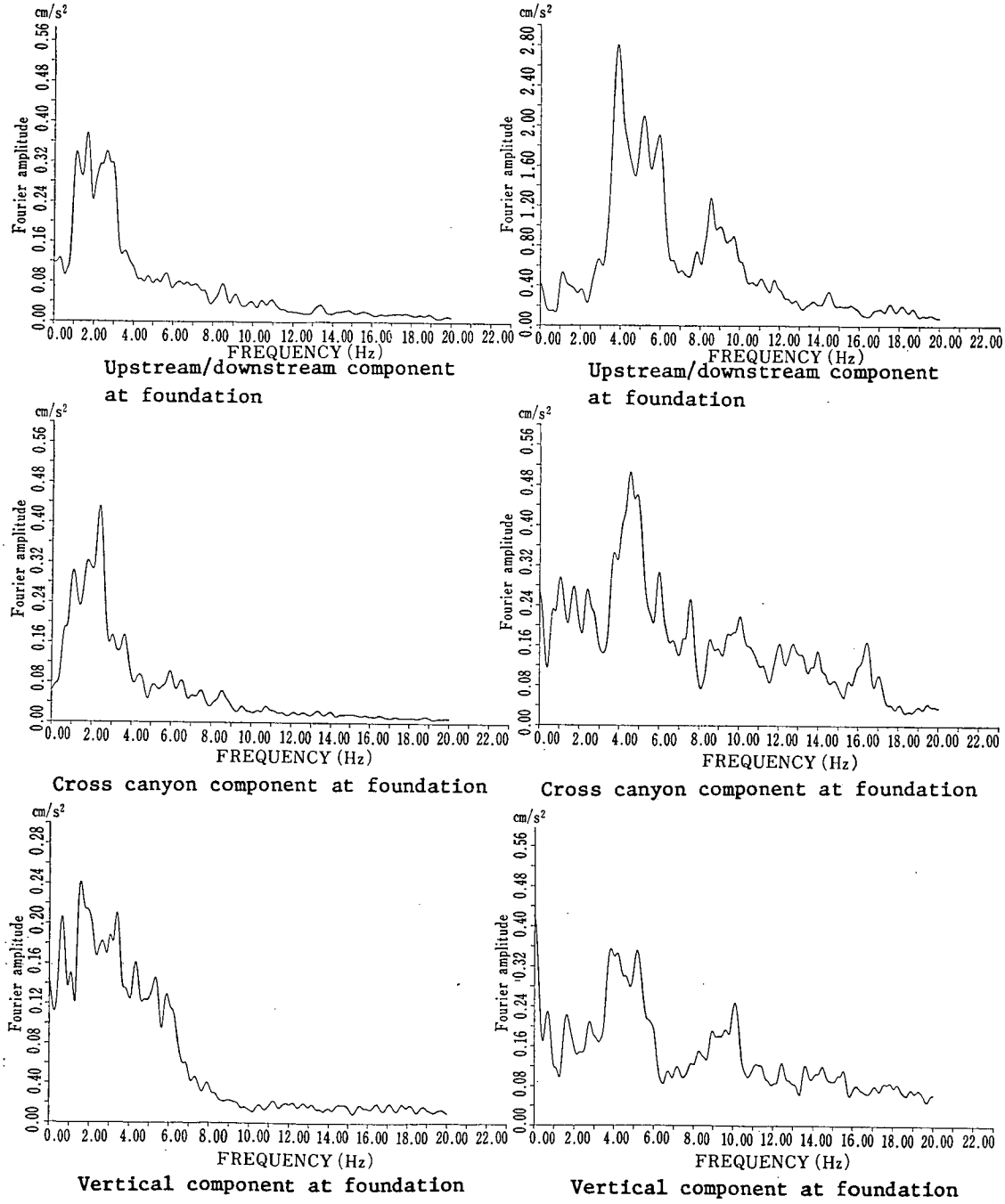


Horizontal Cross canyon component at dam crest



Vertical component at dam crest

図—7・47 湯田ダムで実測された加速度



図—7·48 実測加速度のフーリエスペクトル

表—7·9 湯田ダムの諸元

貯水池	貯水面積	6.3 km²
	総貯水容量	114×10⁶ m³
	最高水位標高	239.0 m
	洪水期水位標高	222.0 m
	常時満水位標高	236.5 m
洪水放流施設	オリフィス	2門
	最大放流量	600 m³/s
	越流洪水吐	6門
	最大放流量	2,040 m³/s
ダム	堤高	89.5 m
	上流勾配(クラウン)	0%
	下流勾配(〃)	40%
	堤頂幅	4.5 m
	基礎幅	33.0 m
	堤頂長	332.0 m
	堤頂半径	138.0 m
	中心角	110°
基礎の地質		主に花崗岩，部分的に安山岩

下流，水平ダム軸，鉛直の3成分を持ち，0.3 Hz から 30 Hz までの周波数範囲で 90% 以上の感度を持つ。

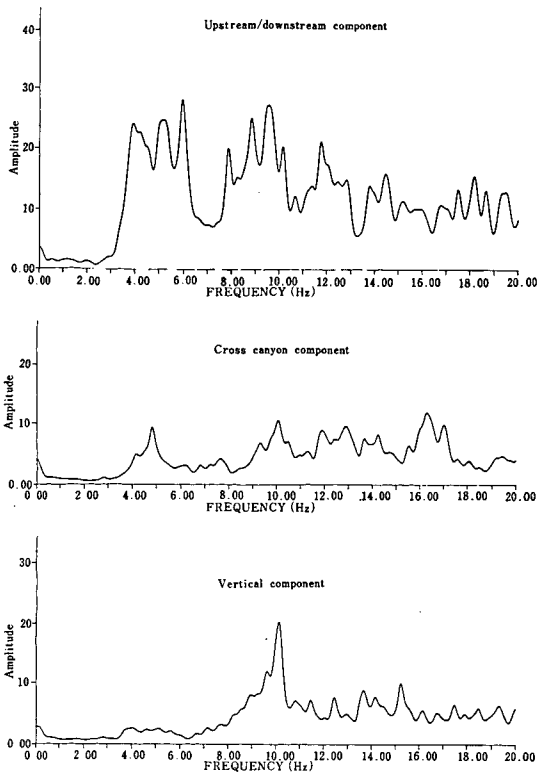
〔3〕 実測記録の解析

この地震による湯田ダムの加速度記録（ディジタル化したものを再プロットしたもの）を 図—7·47 に示す。堤体と基礎の加速度の最大値の比は上下流方向が 7.4，ダム軸方向が 1.9，鉛直方向が 1.4 である。基礎及び堤体の周波数特性（フーリエスペクトル）を 図—7·48 に周波数応答関数を 図—7.49 に示す。基礎岩盤における周波数特性は，水平方向は 2～3 Hz の低周波数，鉛直方向は 6 Hz 前後までの比較的広帯域である。

さて，上記のように実測から求めた周波数応答関数を考察するにあたっては，ディジタル化の過程における周波数成分の誤差の導入に注意を払う必要があるので，両地震における原記録の状態に触れておこう。1976年の地震記録においては，記録紙の紙送りスピードは 4 cm/sec であり，堤体上下流成分を除いては振幅が小さく，振幅の小さい成分については読みとり点は少なく，これらを全記録一様に 1/100 秒キザミに直線補間している。1978年の地震については，紙送りスピードは 10 cm/sec で，この地震では基礎は堤体の8倍の感度でとっていたために，各成分とも同程度の精度でディジタル化されている。

〔4〕 動的解析[10),11)]

湯田ダムはアーチ式重力ダムであり，試算荷重法によって設計されたダムである。つまり3次元構造物として解析されるべきであるが，ここでは以下2点の理由により2次元解析を行った。第1に通常のアーチダムよりも厚く上下流面はほぼ直線の単一曲率ダムであり，断面は重力ダムに近く，アーチ要素よりも片持梁要素の働きが大きい構造であること，第2に3次元解析では計算量が膨大となり，いくつもの異なる条件について計算するには不経済であることによる。



図—7·49 実測加速度より求めた周波数応答関数

計算は，P. Chakrabarti 及び A.K. Chopra によって開発された計算プログラム[12)]を用いて行ったが，計算プログラムに2点の修正を加えた。第1点は原プログラムでは変位の出力はあったが加速度の出力はなかったので加速度応答を求められるようにしたこと，第2点は貯水池のダムに対する影響を Westergaard の付加質量によって評価できるようにしたことである。

解析に用いた材料の物性値を 表—7·10 に示す。コンクリートの単位体積重量と弾性定数は室内試験の結果から決めた。減衰定数は既設のダムにおける現場実物試験の結果より 3% とした。

貯水池のダムに対する影響は，Westergaard の付加質量概念と Chopra の副構造物概念の2方法によって評価した。

Westergaard の理論では，貯水のダムに対する影響を評価するにあたって以下の5点の仮定を設けている。

1) 水は線型圧縮性を持ち，その粘性は無視する。

表—7·10　動的解析に用いた材料特性

水の単位体積重量	1.0 t/m³
コンクリートの単位体積重量	2.8 t/m³
コンクリートの弾性係数	2.5×10^6 t/m²
コンクリートのポアソン比	0.2
減　衰　定　数	3%

2)　ダム—貯水池系の運動は2次元とする。

3)　ダムの上流面は鉛直である。

4)　貯水池の底面は水平で，かつ貯水池は上流方向に無限に続き，この無限の点では地震時動水圧は無視できる。

5)　ダム堤体は剛でそのたわみが貯水に与える影響は無視できる。

以上の仮定をたてると，貯水の運動の振幅が小さいときには，貯水の運動は2次元の波動方程式によって表わされる。

$$\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\phi}{\partial y^2}=\frac{w}{gk}\frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} \quad \cdots\cdots(7\cdot1)$$

ここに ϕ：速度ポテンシャル

w：水の単位重量

g：重力の加速度

k：水の体積弾性係数

式(7·1)を上記仮定のもとに解くと，基礎岩盤における地震動の周期が貯水の基本周期よりも長いときに対してダム上流面の動水圧 σ は，

$$\sigma=-\frac{8\alpha wh}{\pi^2}\cos\frac{2\pi t}{T}\sum_{1.3.5}^{n}\frac{1}{n^2c_n}\sin\frac{n\pi y}{2h} \quad \cdots\cdots(7\cdot2)$$

ここに　T：基礎地盤における地震動の周期(正弦波)

α：基礎地盤における地震動の加速度振幅

h：貯水深

y：動水圧を考えている点までの水深

$$c_n=\sqrt{1-\frac{16wh^2}{n^2gkT^2}} \quad \cdots\cdots(7\cdot3)$$

式(7·2)によれば，加速度が上流側に働いたとき，動水圧の位相は 180° ずれてダム堤体に圧縮力として働くために，貯水のダム堤体に与える動水圧は，ダム堤体に見かけ上付加された質量によって生ずる慣性力として評価される。

一方 Chopra の理論においては上記 1) から 4) までの仮定は Westergaard と同じであるが，5) についてはダムは可撓性と仮定される点で異なる。また，地震動の周期が貯水池の周期よりも小さいときでも解が求められており，地震動の全周期成分を考慮している。

計算ではダムの最大断面と第5ブロックの2断面で，固有値及び固有モードを求めた。最大断面及び第5ブロックの第1次固有モードを求めた。最大断面及び第5ブロックの第1固有振動数は，それぞれ 3.30 Hz 及び 4.94 Hz であり，実測における上下流方向の固有振動数は 4.9 Hz であるからこれは第5ブロックの固有振動数に一致する。最大断面の固有振動数は実測の固有振動数よりも小さい。したがって，湯田ダムがアーチ式重力ダムで厳密には3次元構造物であることは先に述べたが，2次元解析のための代表的な1断面は固有振動数の一致から第5ブロックが適切であると言えよう。以下の解析では湯田ダムの代表2次元断面として第5ブロック断面を採用することにする。第5ブロック断面を図—7·50に示す。

湯田ダム基礎岩盤において記録された加速度記録を解析の入力加速度として，ダム堤頂における加速度と変位の応答を求めた。入力加速度と貯水のダム堤体に対する評価の組み合せは次の5条件である。

ケース	記　号	入　力	貯水池の評価
1	H-W	水平動	Westergaard
2	H-C	水平動	Chopra
3	HV-W	水平動＋鉛直動	Westergaard
4	HV-C ($\alpha^*=0.0$)	水平動＋鉛直動	Chopra
5	HV-C ($\alpha^*=0.85$)	水平動＋鉛直動	Chopra

＊ 貯水池底面における波動の反射率

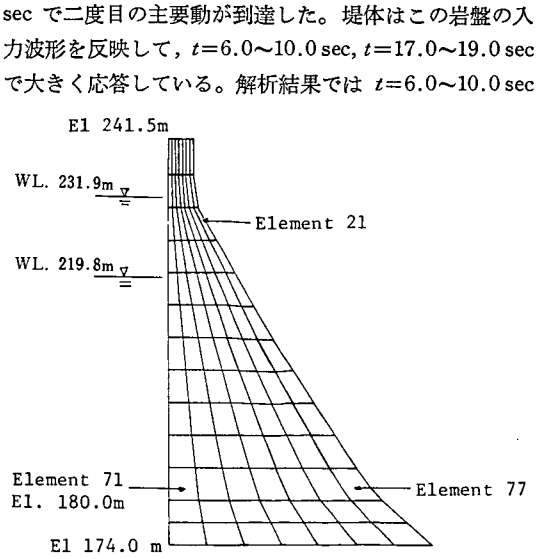
$$\left(\alpha=\frac{k-1}{k+1},\ k=\frac{C_r\cdot W_r}{C\cdot W}\right)$$

堤体天端における応答加速度を 図—7·51，7·52 に示す。

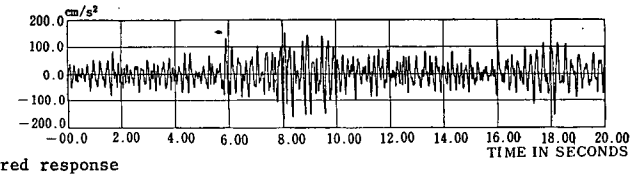
以上から解析結果と実測の比較を列記しよう。

1)　上下流方向加速度，変位

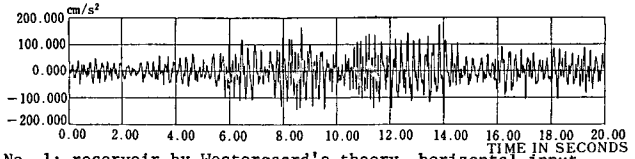
岩盤での記録によれば $t=4.5$ sec あたりよりS波が到達し，$t=6.0\sim9.0$ sec で加速度振幅は大きい。その後 $t=16.0$ sec まで加速度はやや小さめで，$t=16.0\sim19.0$ sec で二度目の主要動が到達した。堤体はこの岩盤の入力波形を反映して，$t=6.0\sim10.0$ sec, $t=17.0\sim19.0$ sec で大きく応答している。解析結果では $t=6.0\sim10.0$ sec



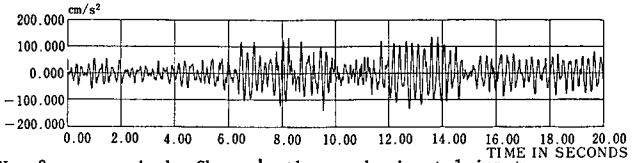
図—7·50　第5ブロック断面



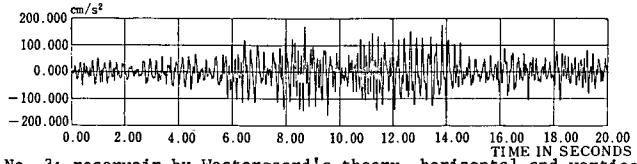
Measured response



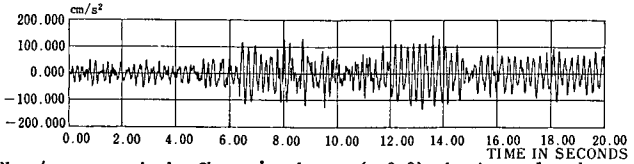
Case No. 1; reservoir by Westergaard's theory, horizontal input



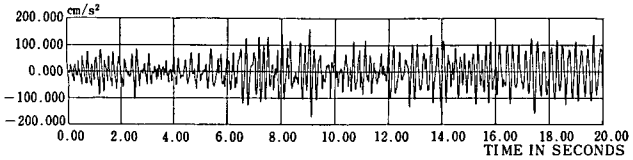
Case No. 2; reservoir by Chopra's theory, horizontal input



Case No. 3; reservoir by Westergaard's theory, horizontal and vertical input

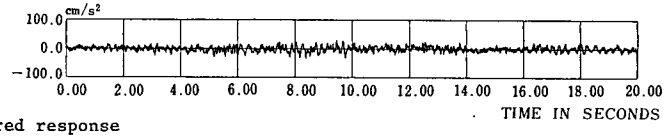


Case No. 4; reservoir by Chopra's theory (α=0.0), horizontal and vertical input

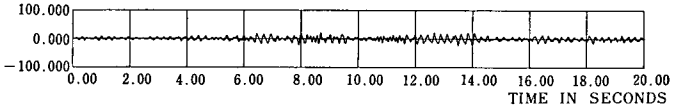


Case No. 5; reservoir by Chopra's theory (α=0.85), horizontal and vertical input

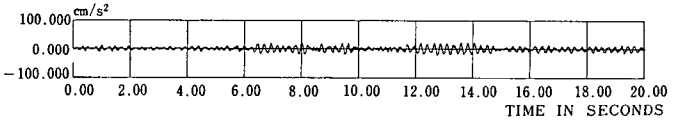
図—7·51 実測と計算の比較（天端水平加速度）



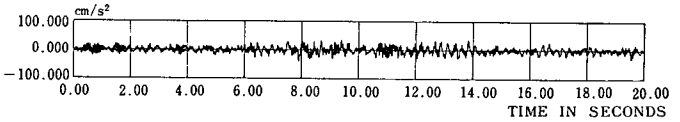
Measured response



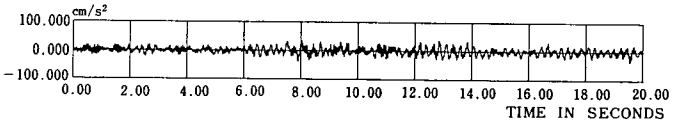
Case No. 1; reservoir by Westergaard's theory, horizontal input



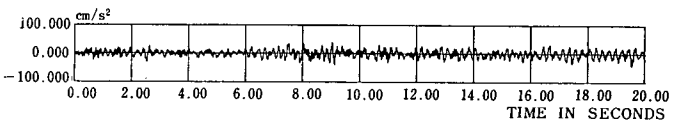
Case No. 2; reservoir by Chopra's theory, horizontal input



Case No. 3; reservoir by Westergaard's theory, horizontal and vertical input

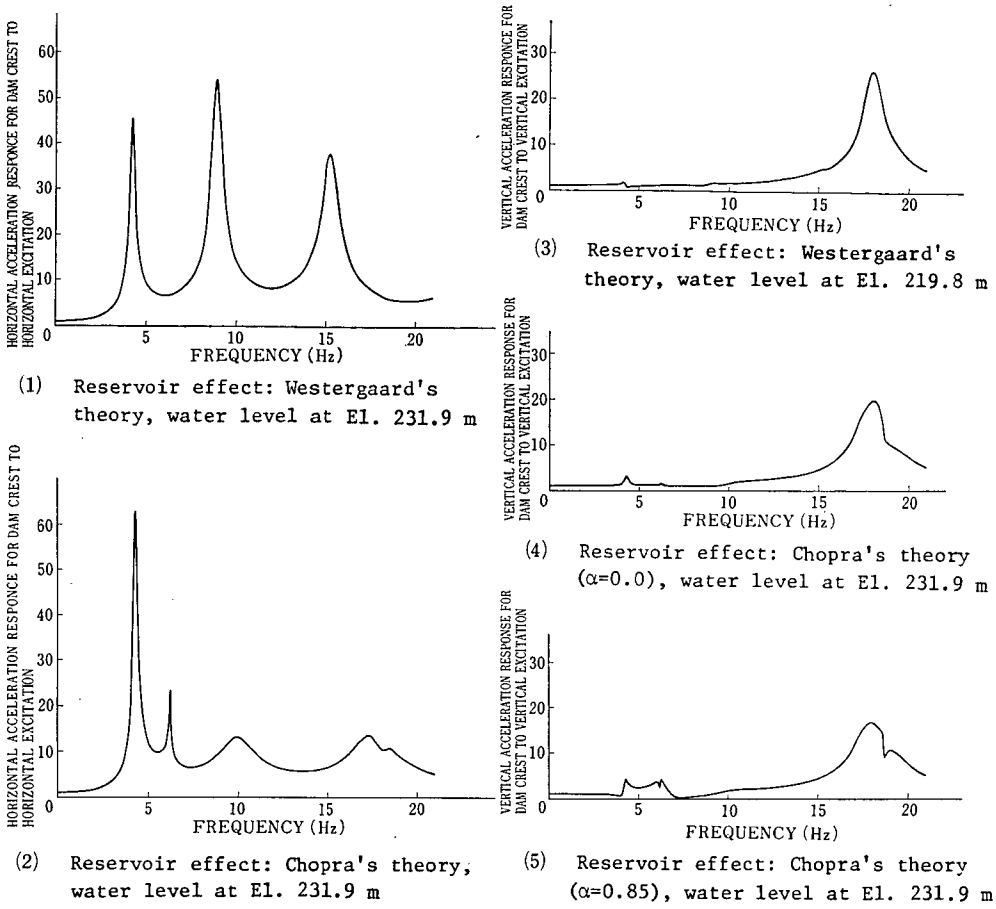


Case No. 4; reservoir by Chopra's theory (α=0.0), horizontal and vertical input



Case No. 5; reservoir by Chopra's theory (α=0.85), horizontal and vertical input

図—7·52 実測と計算の比較（天端鉛直加速度）



(1) Reservoir effect: Westergaard's theory, water level at El. 231.9 m

(2) Reservoir effect: Chopra's theory, water level at El. 231.9 m

(3) Reservoir effect: Westergaard's theory, water level at El. 219.8 m

(4) Reservoir effect: Chopra's theory (α=0.0), water level at El. 231.9 m

(5) Reservoir effect: Chopra's theory (α=0.85), water level at El. 231.9 m

図—7·53 解析モデルより求めた周波数応答関数

についてはどのケースも大きな振動を示し実測と合っているが，その後の実測において振動が減衰している。t=11.0～17.0 secの部分は解析の振幅は実測よりもやや大きい。ケース1～4はいずれも t=12.0～14.0 sec で共振的に振動している。Chopra の方法で鉛直動を考慮したケース4と5を比較すると，貯水池底の波動反射率の大きなケース5がやや大きめである。

2) 鉛直方向加速度，変位

基礎の実測鉛直加速度波形は水平動と異り，S波成分がはっきりせず，基礎，堤体とも加速度振幅はフラットである。解析応答加速度は，ケース1と2では鉛直動を考慮していないので，水平入力によって生ずる鉛直応答であり，鉛直動が入っていないため低周波成分が多く実測と合っていない。ケース3～5の鉛直応答はこれに基礎鉛直動による応答を加えたものであり，基礎鉛直動の高周波成分が入るために周波数成分的には実測に近い。しかし応答加速度の振幅についてはいずれのケースも実測にほぼ近いものと言えよう。

地震時の貯水位は EL 231.9 m であることは前に述べたが，これに対応した解析による周波数応答関数を図—7·53 に示す。

以上の動的解析結果から次のように言えよう。

実測の固有振動数と同じ振動数をもつ第5ブロック断面で全断面を代表させて応答計算を行ったが，Westergaard の理論及び Chopra の理論は実測結果の加速度及び変位とよく一致した。貯水池の堤体に対する影響の評価は実用的には，簡単な Westergaard の付加質量で近似できよう。

地震動の鉛直成分の影響は小さかった。

ダムのような巨大な構造物では実物実験は不可能であり，解析法の妥当性は実測データで検証されるべきである。コンクリートダムで実測地震動記録を解析と比較した例は極めて少ないので，本解析はこの点で意味を持つだろう。

6-2 樽水ダムの解析例

〔1〕 概　　要

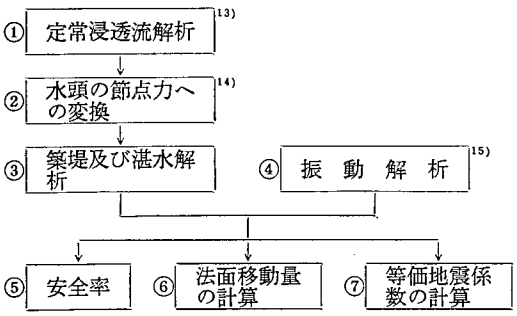
1978年宮城県沖地震の際，宮城県の樽水ダムでは岩盤で最大 236 gal という当時最大級の加速度波が記録された。樽水ダムは，震度 0.15 で設計されており，瞬間的ではあるが，設計震度の約1.6倍の加速度を受けたことになる。また，堤体の一次固有振動数は，微少地震の観測結果によると，約3.8 Hz で，地震動の卓越周波数は 2.0～5.0 Hz に近接しており，震度法で考えているように堤体が剛体のごとく振れたことは考えにくい。一方，堤体は沈下・クラック等の変状を何ら被らなかったし，漏水が急増した形跡もなかった。従って，震度法的な考え方では，この現象の説明は難しいと考え，動的解析を試みた。残念ながら天端に設置してあった地震計がスターターの故障のため作動せず，加速度記録が得られたのは基礎岩盤のみであるため，実測との比較検証はできない。しかし現段階での計算手法や物性値を用いて計算を行い，種々の安全性の判断基準に基づく結果が，ダムは何の被害も受けなかったという事実を説明できるなら，今後の動的解析の一資料として役立つものと考える。

以下，計算手法，計算に用いた物性値，計算結果の順に記す。なお，樽水ダムの諸元を 表—7·11 に示す。

〔2〕 応答計算

（1） 計算手法

計算手順は次の通り



①～⑦の説明

① 自由表面をもつ2次元定常浸透流として解析

② 浸透流解析のメッシュから築堤，振動解析のメッシュへ圧力水頭を変換し，水圧を求め節点力とする。

③ 応力-歪曲線は Duncan & Chang による双曲線近似，ポアソン比は Kulhawig·Duncan·Seed による近似を用いた接線係数による増分法で非線形を考慮した築堤解析を行う。各層につき2回計算を行う。1回目は次層を盛り立てる直前の物性値，2回目は1回目の結果による物性値を用いる。初期応力は $\sigma_x=\frac{\nu}{1-\nu}rh$，$\sigma_y=rh$，$\tau_{xy}=\frac{1}{2}rh\sin\alpha$（$h$ は要素中心での土かぶり高，α は法面の角度）

④ モデルの各周波数毎の単位の入力加速度に対する変位増幅関数を求め，これに入力波のフーリエ変換したものを周波数領域でかけ合わせてフーリエ逆変換を施し，応答変位を求める。加速度は増幅関数に円振動数の2乗を乗じ変位と同様に求める。増幅関数をフーリエ変換時の全周波数について求める事は膨大な方程式を解く事になるので，とびとびの周波数について計算し内挿する。また，解析周波数範囲を決め，高周波の計算を行わない等により計算時間を速める。

物性値の非線形性は Seed & Idriss 流の有効歪とせん断弾性係数 G，減衰定数 h との曲線を用い，$G\cdot h$ を変えながら各 $G\cdot h$ 毎に線形計算を行い，設計した $G\cdot h$ と計算された有効歪が曲線を満たすまで行う。いわゆる等価線型法により非線形性を考慮する。$G\cdot h$ は要素毎に与える事ができ，計算上は複数ばね $G^*=G(1-2h^2+2ih\sqrt{1-h^2})$ として計算する。

⑤ 安全率は計算された応力状態をモールの円で表わしたときの中心を変えずに包絡線に接するように拡大したときの半径と計算された半径の比として求める（図—7·54）。

⑥ Newmark の方法[16]による斜面上の剛塑性体の相対移動量を計算。

⑦ Chopra の方法により設定すべり面内の土塊に働く水平加速度を計算する。これは震度法における震度に相当する（図—7·55）。

（2） 計算に用いた物性値

1) 浸透流解析：コアのみ計算 $k=10^{-6}$ cm/s($k_h=k_V=k$)… 樽水ダム工事誌[17]の管理実績

2) 築堤解析：表—7·12 の値を用いた。

3) 振動解析：

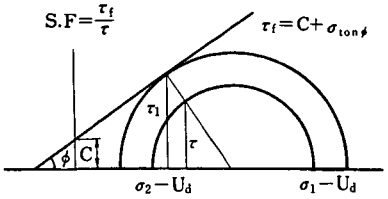
a) G_{max} は ρV_s^2 より求めた。V_s は 表—7·13 に示す沢田らの式（1975），$\rho\cdot\gamma$ は工事誌の設計密度より，ポアソン比は V_s と同様沢田の式[18]（1975）より求めた。

更に，これらの値をチェックするため，昭和53年11月から12月にかけて，堤体で弾性波探査を行い，V_s，V_p の実測を行った。

堤体における弾性波探査は屈折波法により行い，法面での起振をギャラリー内で受振する扇射法によりチェックした。P波探査は発破により，S波探査は板たたき法

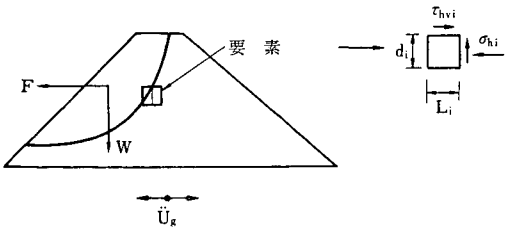
表—7·11 樽水ダム諸元

型式	中央コア型フィルダム
基礎地質	中新世の角礫凝灰岩及び安山岩の互層
堤高	43.0 m
堤頂長	256.5 m
堤体積	550,800 m³
法勾配	上流 1：3.7，下流 1：2.4
集水面積	9.7 km²
総貯水量	4,700,000 m³



$$U_d=\frac{(1+\nu)(\sigma_1^d+\sigma_2^d)}{3}$$

図—7·54　安全率の定義



$$F=\sum_{i=1}^{n}\{\tau_{hvi}\ L_i+\sigma_{hi}\ d_i\}$$

n＝すべり面に沿う要素の数

$K_{sv}=F/W$

図—7·55　等価地震係数の求め方

によった。測線は8測線 470 m（内追加P波探査4測線 117.5 m）で受振点間隔 2.5 ないし 5 m 180点（同75点），起振点間隔 17～50 m である。解析結果を図—7·56 に示す。なおP波はD測線を除く全ての測線，S波はA測線のみによる結果である。図より，1）速度層は法面にほぼ平行になっており理屈に合う。2）沢田らによる推定せん断波速度及びポアソン比と良く一致する。3）後述するように沢田らによる V_s から求めた G を用いて計算された第1次固有振動数は実測とほぼ同じであり，測定値は妥当な値と考える。以上，湛水中のダムであるため測定上制約を受け，下流ロック部の測定のみとなったが，沢田らの式と同様な結果が得られ，G_{max} はほぼ妥当なものと考える。

表—7·12　盛立材料の物性値

	K	K_{Vr}	n	R_f	G	F	d	ϕ	C	γ
コ　ア	100	500	0.8	0.8	0.45	0.075	10	31°	0	1.85
フィルター	600	3,000	0.3	0.8	0.3	0.075	10	35°	0	2.16
ロック	500	2,500	0.6	0.8	0.4	0.075	10	37°	0	2.11

表—7·13　速度分布モデル

Zone / Depth	Bock		Core (Low)
	N.S	S	
0～5 m	245		210
5～30 m	$250\,Z^{0.2}$		$140\,Z^{0.34}$
ν	$0.375-0.006\,Z^{0.58}$	$0.49-0.01\,Z^{0.95}$	$0.45-0.006\,Z^{0.60}$

表—7·14　単位体積重量

Zone / γ	γ_t	γ_{sat}	Zone / γ	γ_t	γ_{sat}
コア EL 30 以下	1.99	2.02	ロック	2.11	2.15
30 以上	1.85	1.90	リップラップ	1.84	2.15
フィルター	2.16	2.26	捨　土	1.68	1.68

図—7·57 に解析モデルを示す。要素数 251 節点数は 171 である。

b）物性曲線（図—7·58）

コ　　ア　Seed & Idriss Clay 1972 年

フィルター　Seed & Idriss Sand 1972 年

ロ　ッ　ク　電力中央研究所研究報告 37720

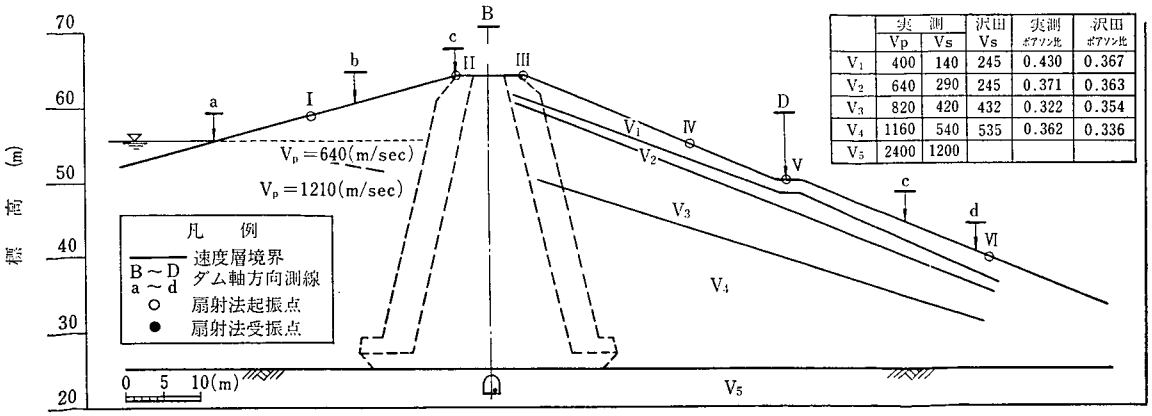
c）計算条件

解析最大周波数　20 Hz, 0～10 Hz 4, 10～15 8, 15～20 16　毎に方程式をとく。

繰り返し回数　3回

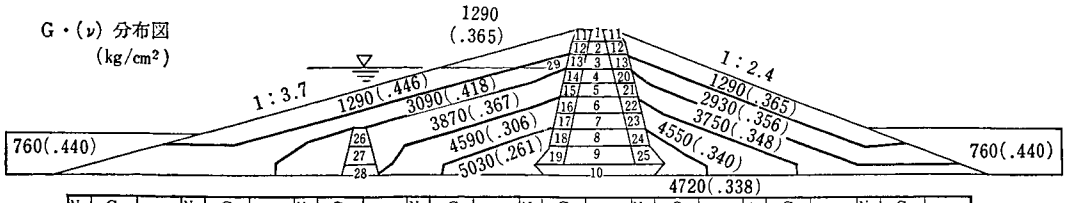
4）安全率

表—7·12 に示す C, ϕ を使用。



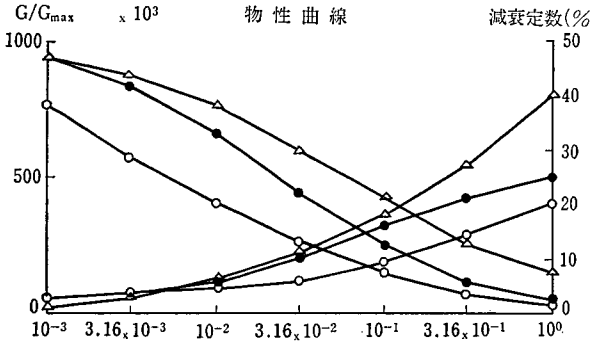
	実測 Vp	実測 Vs	沢田 Vs	実測 ポアソン比	沢田 ポアソン比
V_1	400	140	245	0.430	0.367
V_2	640	290	245	0.371	0.363
V_3	820	420	432	0.322	0.354
V_4	1160	540	535	0.362	0.336
V_5	2400	1200			

図—7·56　弾性波探査解析図



No.	G	ν	No.	G	ν	No.	G	ν	No.	G	ν	No.	G	ν	No.	G	ν	No.	G	ν	No.	G	ν
1	830	.440	2	830	.440	3	1520	.429	4	2000	.423	5	2440	.418	6	2840	.414	7	3210	.410	8	3610	.405
9	4030	.401	10	4680	.397	11	1320	.365	12	1320	.365	13	3160	.418	14	3720	.384	15	4480	.351	16	4570	.341
17	4910	.337	18	5260	.333	19	5610	.329	20	3720	.350	21	4180	.345	22	4570	.318	23	4910	.285	24	5260	.249
25	5610	.209	26	2120	.423	27	2590	.417	28	2930	.413												

図—7・57 解析モデル



図—5・58 歪依存曲線

5) 法面移動量の計算

上流法面 勾配 3.7 ϕ=40.4°30.3°20.2°
下流法面 〃 2.4 ϕ=37°32.4°27.8°18.5°

ロックリップラップの設計値は各々 40.4°37°

6) 等価地震係数の計算

振動計算により得られた要素の動的応力を用いる。

(3) 計算結果

① 築堤時にはコア部とフィルタ部の剛性の違いから，フィルタ部にやや応力が集中している。逆にコア部には弱いサイロ現象が見られる（図—7・59）。

② 湛水解析を行うと浮力により上流側の応力は減少し，ロックの表層部の一部に計算上引張応力が生ずる。なお，主応力の方向は一部を除いてあまり変化しない（図—7・60）。

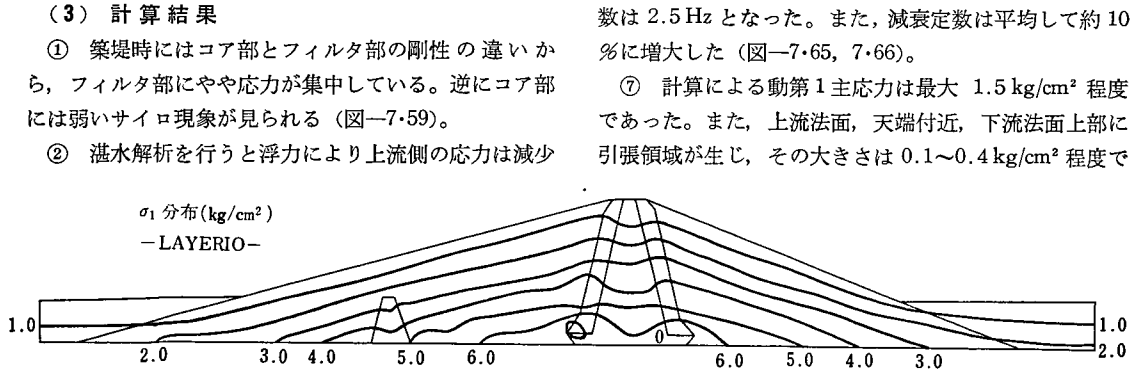
③ 計算された微少歪時の一次固有振動数は約 3.5 Hz で，東北大学柳沢の常時微動観測結果 3.7～3.85 Hz にほぼ等しく，沢田の式による初期せん断弾性係数値は良い結果を与える。

④ 応答加速度，変位は天端で各々 0.6G（入力波の約 3.2 倍），18 cm 程度となった（図—7・61～7・63）。

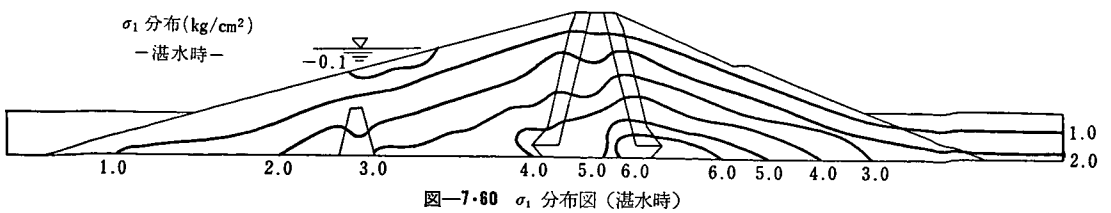
⑤ 有効せん断歪はロック・フィルター部ではほぼ均一で 0.02～0.03%，コア部では天端に近くなるに従い急激に増加し，その範囲は 0.04～0.25% となる（図—7・64）。

⑥ せん断弾性係数 G は，③の結果より用いた物性値曲線では，ロック部で 3 割，フィルター部で 5 割，コア部で 7～9 割程度の減となる。この結果 1 次固有振動数は 2.5 Hz となった。また，減衰定数は平均して約 10 %に増大した（図—7・65，7・66）。

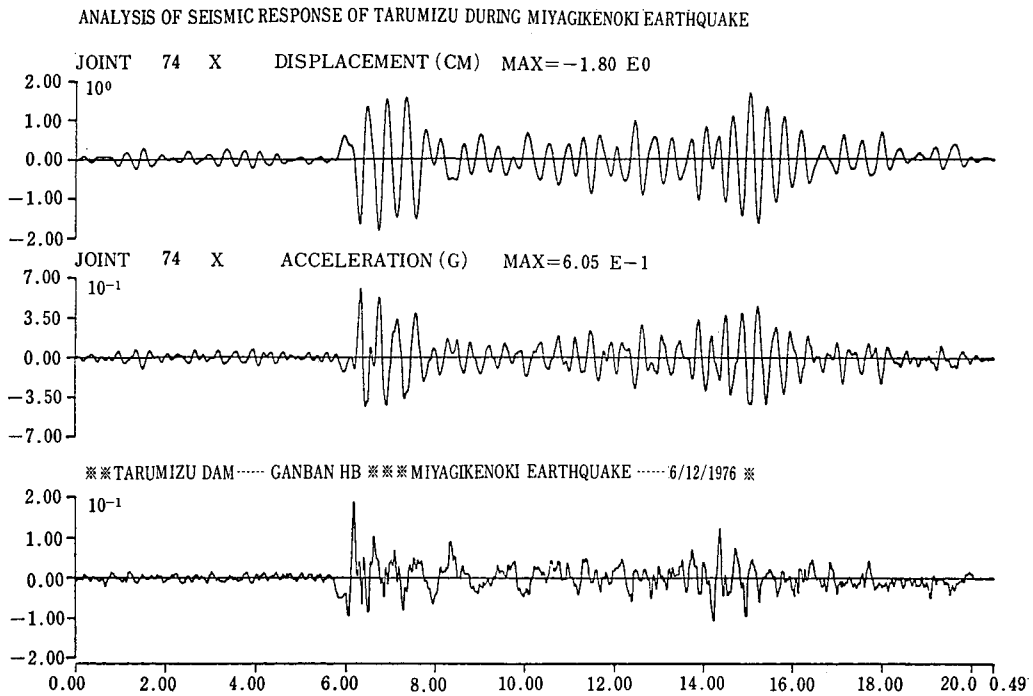
⑦ 計算による動第 1 主応力は最大 1.5 kg/cm² 程度であった。また，上流法面，天端付近，下流法面上部に引張領域が生じ，その大きさは 0.1～0.4 kg/cm² 程度で



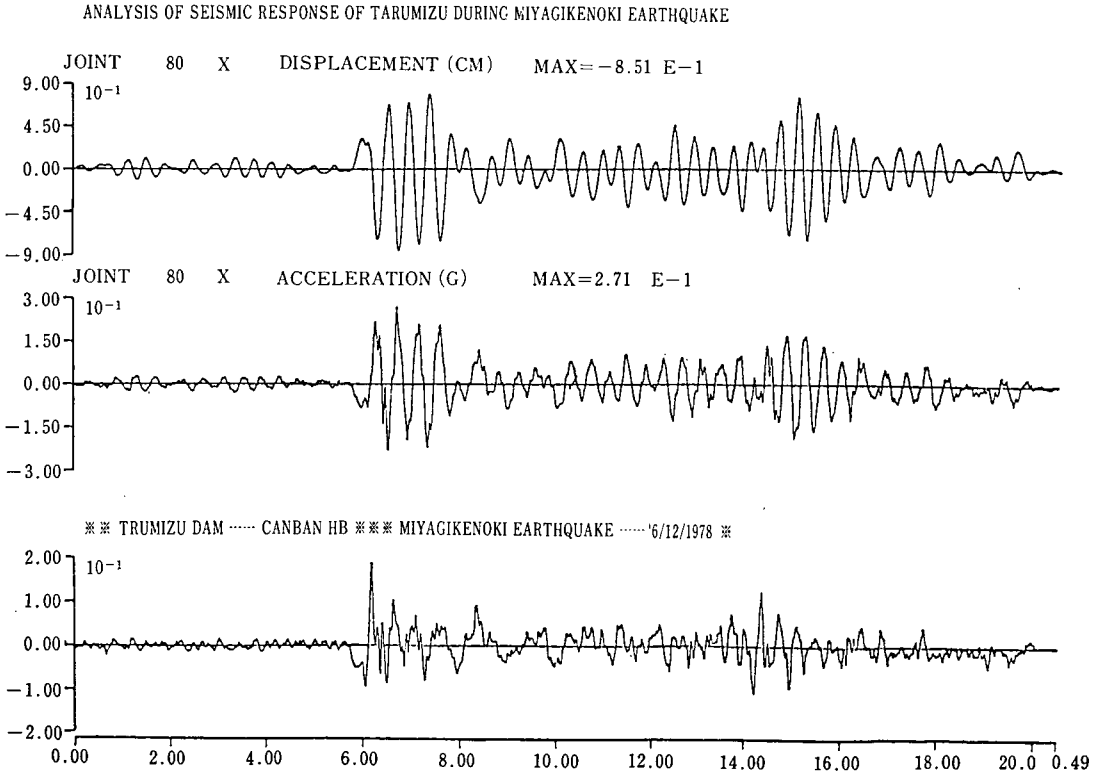
図—7・59 σ_1 分布図（築堤時）



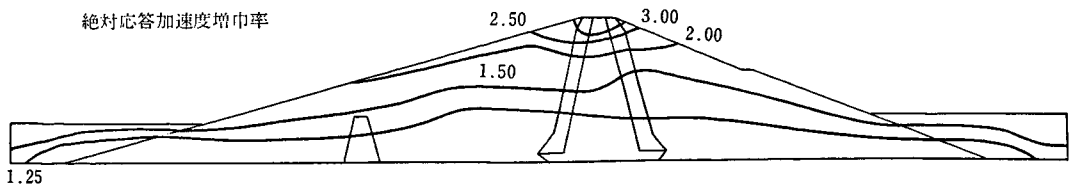
図—7・60 σ_1 分布図（湛水時）



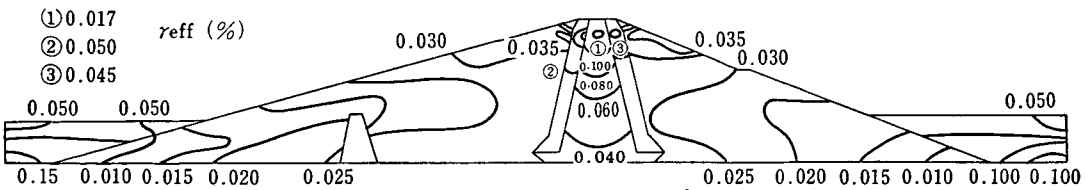
図—7·61 天端中央計算応答絶対加速度，相対変位時刻歴図



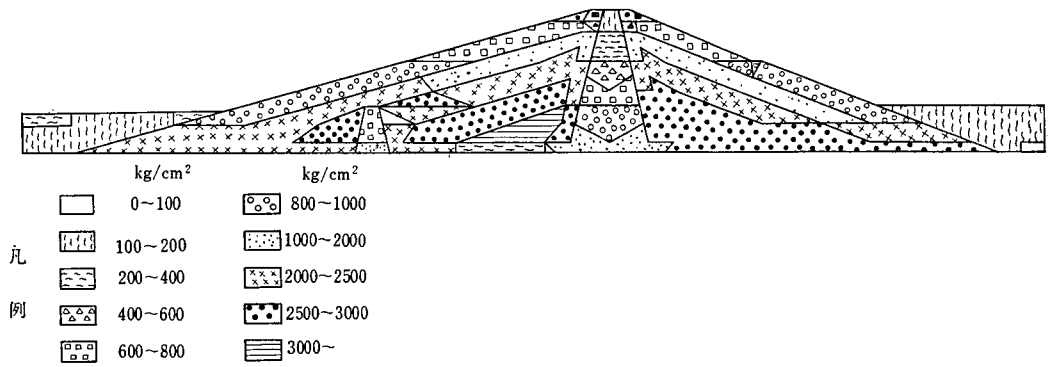
図—7·62 コア中央計算応答絶対加速度時刻歴図（EL 42.0 m）



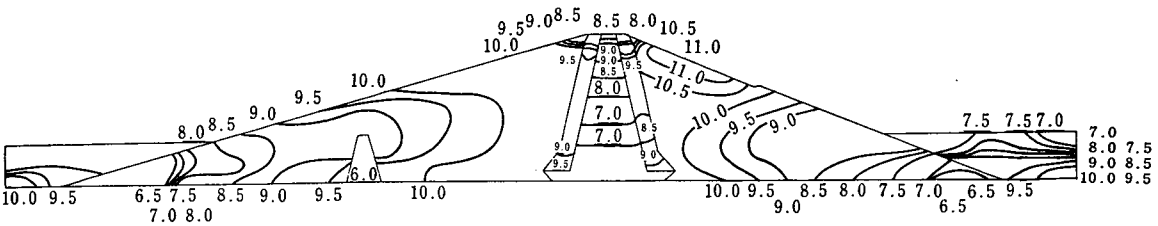
図—7·63 加速度増幅率



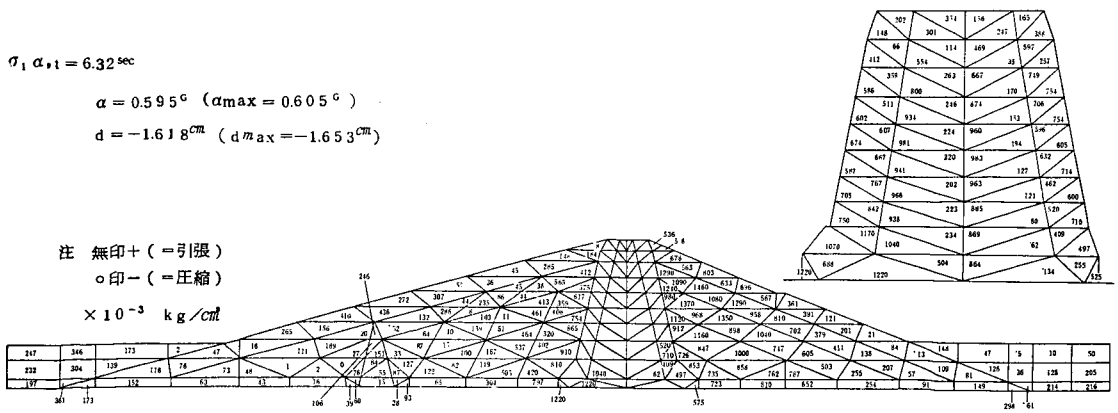
図—7·64 γ_{eff} 分布図



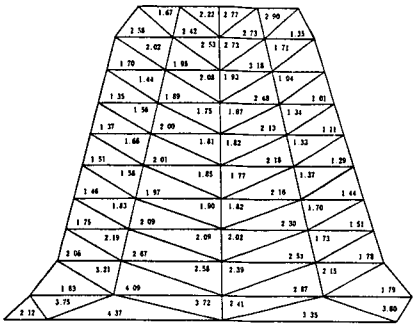
図—7·65 最終せん断弾性係数分布図



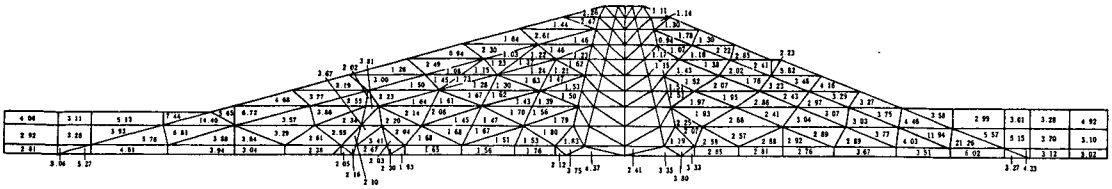
図—7·66 最終減衰定数分布図



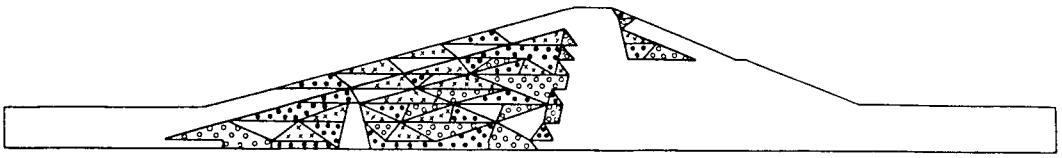
図—7·67 $\sigma_{1\alpha}$ t-6.32 sec 分布図

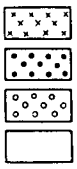


安全率　t = 6.32



図—7·68　点安全率図

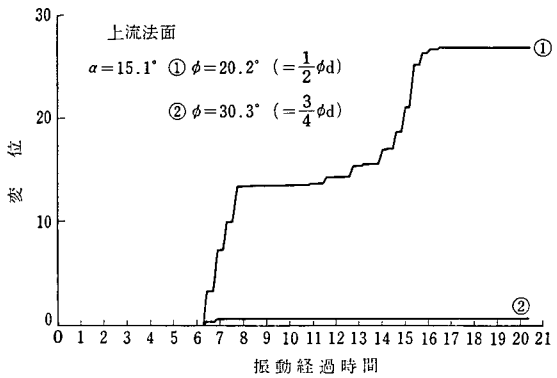




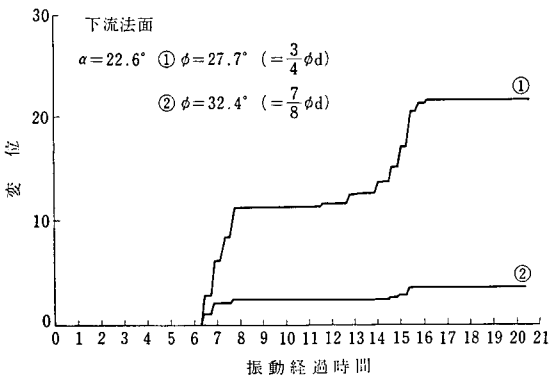
ゾーン	φ	C(kg/cm²)	σt0 (kg/cm²)
コア	31°	065	108
フィルター	35°	0.40	0.57
ロック	37°	0.45	060
捨土	14°	0.40	160

注　φ：設計値
　　C：試験値
　　σt0：C φ よりの計算値

図—7·69　安　全　率



図—7·70　上流法面計算変位図



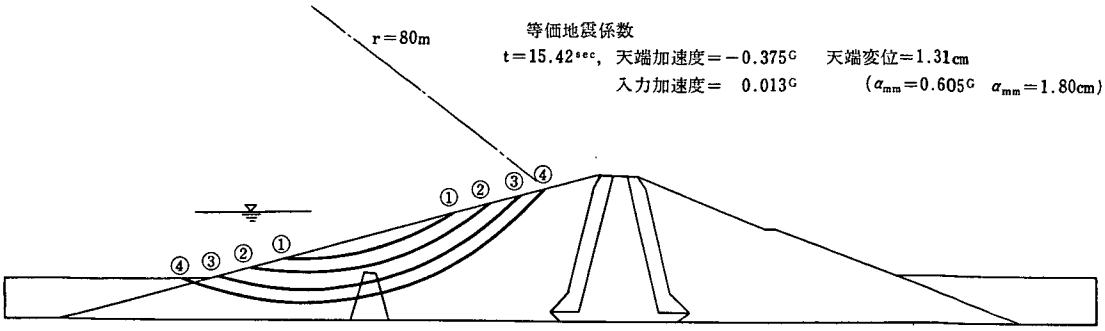
図—7·71　下流法面計算変位図

表—7·15　法面移動量

	上流法面			下流法面			
φ°	40.4	30.3	20.2	37	32.4	27.8	18.5
δcm	0	0.7	26.8	0	3.8	21.7	大

あった（図—7·67）。

⑧　天端の応答加速度がほぼ最大となる6.32秒時に，要素の安全率が1.0未満となる要素はわずかに2要素である。また，地震期間中の最少安全率が1.0未満となる要素数は18であり，これは堤体部の要素数230の8%にしかならない。また，最少安全率1.0未満の要素は1つを除いて皆上流側にあり，動間隙水圧を最大に見積ったことが原因の1つと考えられる。従って，地震期間中を通して，要素毎の点安全率の観点から見るとダムが十



円弧番号	すべり面に働く水平応力の合計	すべり土塊重量	等価地震係数
①	16t	173t	0.092
②	37	626	0.059
③	80	1,247	0.064
④	166	2,065	0.080

円弧④は地震係数0.15常時満水位の最小安全率を与える円弧にほぼ等しい。

図—7·72 等価地震係数

分安全であった事実と良く符合する（図—7·68, 7·69)。

⑨ 法面の計算移動量は，以下のようになった。これより，地震により移動は生じなかった事実と良く符合していると考える（図—7·70, 7·71)。

⑩ 上流側法面が最も危険と思われる15.42秒時に，震度法による堤体設計の際の最少安全率を与える円弧にほぼ等しい円弧に働く等価地震係数は 0.08 で，設計震度 0.15 の約半分であった。計算時刻数は1時刻で円弧の数も少ないので明確には言えないが，大きなすべり円に働く等価地震係数は，天端の応答加速度に比べかなり小さなものと考える。

以上により，樽水ダムが地震により何ら被害を受けなかった事実は，計算によりある程度説明され得たものと考える。

参 考 文 献

1) 岡本舜三「耐震工学」オーム社, 1971, p. 110
2) 金井 清「地震工学」共立出版. 1969, p. 95
3) H.B. Seed, I.M. Idriss, &F.W. Kiefer, : Characteristics of rock motions during earthquakes, EERC 68-5, U.C. Berkeley, 1968.
4) 鷺坂. 竹花「近地地震に於けるS波の走時表及び初期微動時表」験震時報 8 (1935). pp. 149-161
5) 建設省土木研究所「四十四田ダムの地震時挙動」土木研究所資料第1183号. 1977.
6) 北條紘次, 近藤 悟, 松本徳久「1978年宮城県沖地震と東北のダム」建設省土木研究所資料, 第1506号, 1979年4月.
7) R. Iida, K. Hojo, N. Matsumoto : Safety Monitoring of Dams during First Filling of Reservoirs, International Congress on Large Dams, New Delhi, 1979.
8) H.M. Westrgaard : Water Pressureres on Dams during earthquakes", Transactions, A.S.C.E., 98 pp. 418-433 (1933).
9) P. Chakrabarti, A.K. Chopra : Earthquake Analysis of Gravity Dams Including Hydrodynamic Interaction, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2, pp. 143-160 (1973).
10) 松本徳久, 近藤 悟, 依光春実「コンクリートダムの地震解析および実測との比較（その2)」土木技術資料, 21-8, (1979).
11) R. Iida, N. Matsumoto, S. Kondo : Comparrson of Measured and Computed Response of Yuda Dam During theJuly 7, 1976 and June 12, 1978 Earthquakes, 11th Joint Meeting, U.J.N.R., (1979).
12) P. Chakrabarti, A.K. Chopra : A Computer program for earthquake analysis of gravity dams including hydrodynamic interaction, Report No. EERC. 73-7, Univ. of California, 1973.
13) "SEEP", Geotechnical Engineering, College of Engineering University of California Berkeley, California, June, 1975.
14) Yozawa and J.M. Dancan : ISBILD, Report No. TE-73-4, UCB, December, 1973.

15) J. Lysmer, T. Udaka, C.F. Tsai and H.B. Seed : FLUSH, Report No. EERC 75-30, UC B, December, 1973.

16) N.M. Newmark, Effects of erthquake on dams and embankments, Geotechniqui, Vol. 15, No. 2, 1965.

17) 宮城県樽水ダム建設事務所「樽水ダム工事誌」1933-3.

18) 沢田義博，高橋 忠，桜井彰雄，矢島 浩「ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性—弾性波動に基づく考察」電力中央研究所研究報告，377008，1977-11.

第8編　道路盛土の被害

佐々木　康[11]*　Yasushi Sasaki
谷口栄一[12]*　Dr. Eiichi Taniguchi

目　　次

1. 被害の概要……(1)
〔1〕概　説……(1)
〔2〕被害の特徴……(4)
〔3〕道路盛土の被害例……(4)
2. 山岳道路盛土の被害の解析……(4)
〔1〕概　説……(4)
〔2〕被害の概要……(4)
〔3〕傾斜地盤上の盛土の被害要因の分析……(9)
参考文献……(14)

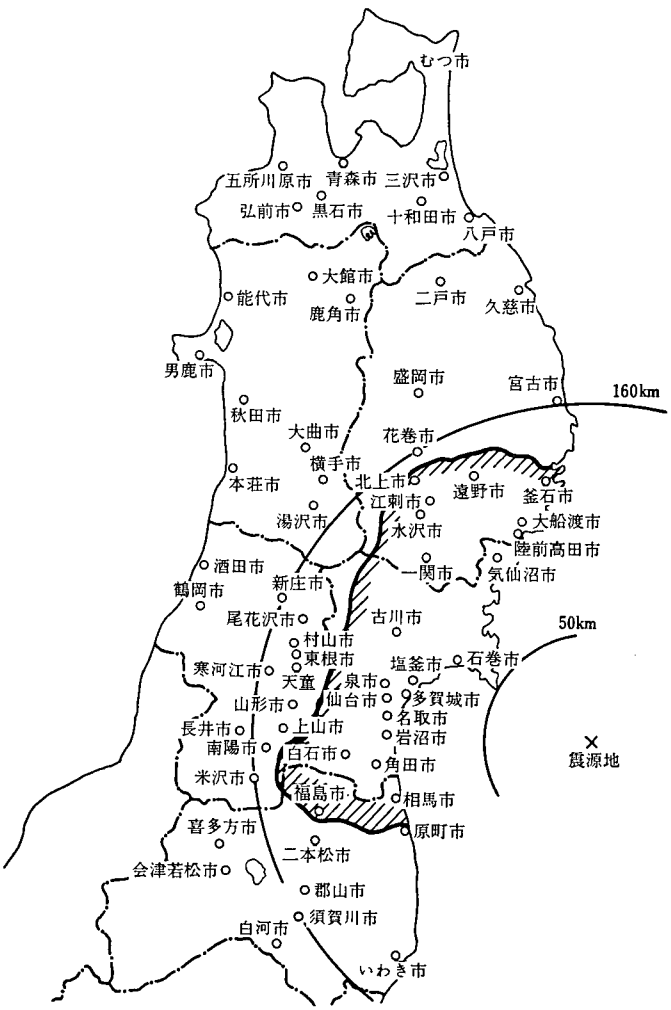
1. 被害の概要

〔1〕概　説

今回の地震により道路の被害があった地域は図—8·1 に示す地域であり，宮城県内の被害が特に大きかった。主な被災道路は国の管理する一般国道 4 号，6 号，13 号，45 号，47 号，48 号，108 号，県の管理する一般国道 113 号，342 号，346 号，347 号，349 号及び主要地方道 24 路線と一般県道 49 路線である。平野部の軟弱地盤上の盛土道路の路面及び法面の亀裂・沈下・崩壊等の被害が見られた。また，構造物背面の沈下による路面の段差と亀裂が多く発生した。東北自動車道においても法面崩壊，路面の亀裂等の被害が見られた。

災害復旧に当っては，公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法第 2 条第 2 項に規定する“本災”と小規模な災害（1 箇所当りの復旧費が 100 万円以下）で維持修善費で復旧すべき“維持的災害”に分けられるが，国が管理している一般国道の被害件数及び復旧費の県別・路線別の状況を表—8·1 に示す。表—8·1 より宮城県内の被害が圧倒的に多いことが分かる。図—8·2 に宮城県内の主な被害地を示す。

今回の地震により道路構造物はかなりの被害を受けたが，一般利用者の受けた被害は僅少であった。



図—8·1　今回の地震による道路の被災範囲（東北地建の報告書[1]による）

*11　動土質研究室長
*12　動土質研究室研究員　工博

表—8·1（a） 本災路線別・県別集計表　（単位千円）

区分＼路線・県		路線 4	6	45	108	計	県 福島	宮城	岩手	計	備考
橋梁破損	件数	1	2	3		6	1	5		6	千代大橋,阿武隈橋,小野橋，天王橋，歌津大橋，川子避溢橋
	復旧費	24,301	36,952	55,251		116,504	1,165	115,339		116,504	
路面亀裂等	件数	17	1	6	1	27		24	9	26	
	復旧費	56,143	2,166	21,124	1,788	81,221		77,492	3,721	81,221	
法面崩壊	件数	1	1	3		5	1	3	1	5	
	復旧費	5,878	1,567	60,344		67,789	5,878	59,068	2,843	67,789	
その他	件数	2		2	2	4		6		6	
	復旧費	6,357		85,984	14,885	107,226		107,226		107,226	
計	件数	21	4	14	3	42	2	38	2	42	
	復旧費	92,679	40,685	222,703	16,673	372,740	7,043	359,125	6,572	372,740	

注）橋梁破損：橋台，橋脚，伸縮継手，沓等の破損
路面亀裂等：路面，路肩，歩道等の亀裂，沈下，かん没
その他：石積，ブロック積，コンクリート擁壁等の破損

表—8·1（b） 維持的災害路線別集計表　（単位千円）

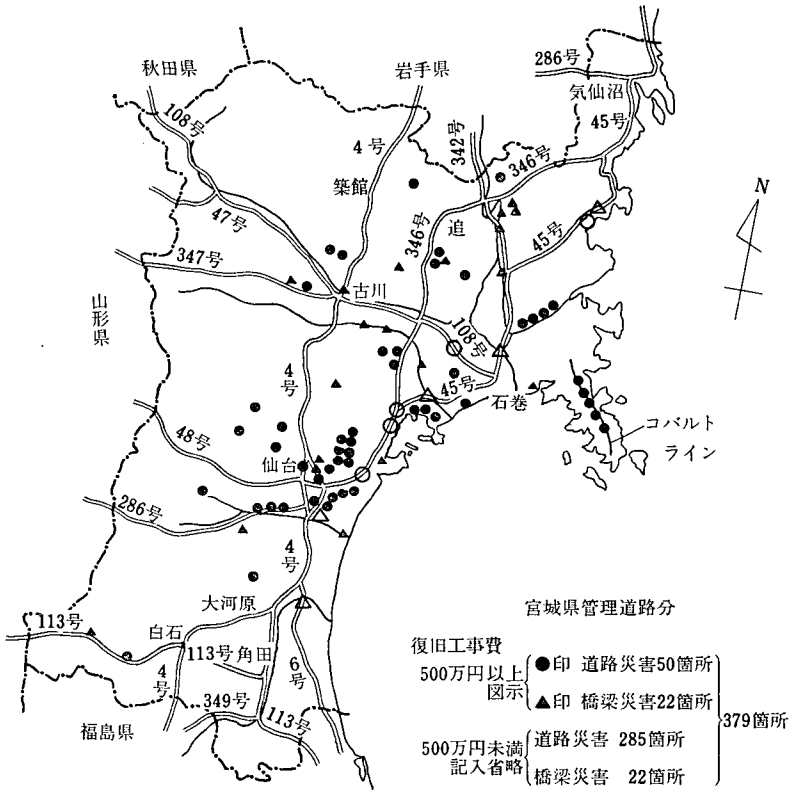
区分＼路線		4	6	13	45	47	48	108	計
橋梁破損	件数	13	2		3		1		19
	復旧費	29,570	1,180		10,200		50		41,000
路面き裂等	件数	31	6		67	1	2	7	114
	復旧費	120,510	2,230		22,090	50	80	3,780	148,740
法面崩壊	件数	1			5		1	1	8
	復旧費	3,300			3,820		270	4,700	12,090
その他	件数	19	1		29	1	1	7	58
	復旧費	6,390	380		6,290	100	50	1,260	14,470
計	件数	64	9		104	2	5	15	199
	復旧費	159,770	3,790		42,400	150	450	9,740	216,300

注）橋梁破損：胸壁，沓座，袖擁壁，橋脚，伸縮継手等の破損
路面亀裂等：路面，路肩の亀裂，沈下，かん没等
その他：取付道路，縁石，側道橋の橋台背面，歩道橋基礎，民家ブロック塀，照明灯，換気所，U字側溝，トンネル，ブロック積等の破損

表—8·1（c） 維持的災害路線別・県別集計表　（単位千円）

県名＼路線		4	6	13	45	47	48	108	計
福島	件数		6						6
	復旧費		3,120						3,120
宮城	件数	60	3		79	2	5	15	164
	復旧費	156,820	670		30,610	150	450	9,740	198,440
岩手	件数	4			25				29
	復旧費	2,950			11,790				14,740
計	件数	64	9		104	2	5	15	199
	復旧費	159,770	3,790		42,400	150	450	9,740	216,300

この外に路面の応急処理等の応急復旧費として 3,901 万円を要した．



図—8·2 道路・橋梁の主なる被害箇所図（災害復旧費500万円以上）
（宮城県の報告書[9]による）

表—8·2 国が管理している一般国道の道路被害の状況（本災分）

路線番号	箇所名	距離標(km)	被害状況 主たる被害	被害状況 その他
4	福島県二本松市金色久原	249.2	法枠ブロックのはらみ	
	宮城県白石市新館	303.9	舗装亀裂	
	〃 刈田郡蔵王町椚林	313.6	ブロック積みの段差	
	〃 仙台市郡山（千代大橋起点）	347.3	橋台背面段差	
	〃 〃 沖野（千代大橋終点）	347.7	〃	
	〃 〃 古城二丁目	348.4	構造物背面段差	
	〃 〃 卸町	351.7	〃	
	〃 〃 卸町	352.0	構造物背面段差	
	〃 〃 卸町	352.3	〃	
	〃 〃 卸町	352.4	〃	
	〃 〃 日の出町	353.1	〃	
	〃 〃 日の出町	353.8	〃	
	〃 〃 日の出町	354.0	〃	
	〃 〃 小鶴	354.2	〃	
	〃 〃 小鶴	354.4	〃	
	〃 〃 燕沢	355.3	〃	
	〃 〃 燕沢	355.5	盛土法面崩落	歩道沈下 ガードパイプ損傷
	〃 泉市七北田	363.5	舗装亀裂	
	〃 古川市沢田	397.5	橋台背面段差	
	〃 栗原郡高清水町本町	404.4	盛土板柵工傾倒	歩道沈下 縁石ブロック傾き
6	宮城県亘理郡山元町八手庭	321.3	舗装波状沈下	
	〃 〃 亘理町吉田	321.9	路肩コンクリート舗装段差	
45	宮城県仙台市福田町	7.3	盛土法面崩落	歩道沈下 防護柵損傷
	〃 宮城郡松島町高城	28.3	盛土板柵傾倒	歩道亀裂沈下
	〃 〃 松島町高城	28.4	橋台背面段差	
	〃 〃 松島町高城	28.5	〃	
	〃 〃 松島町高城	28.6	盛土法面崩落	歩道亀裂沈下
	〃 〃 松島町新橋	29.1	（河川）ブロック積傾倒	歩道擁壁傾倒
	〃 桃生郡鳴瀬町川下	37.2	舗装亀裂 段差	
	〃 〃 河南町合戦谷	66.0	舗装亀裂	
	〃 本吉郡志津川町清水浜	98.4	盛土亀裂	擁壁工亀裂 舗装亀裂
	岩手県大船渡市下船渡	165.5	舗装亀裂	舗装沈下
	〃 九戸郡野田村下安家	336.2	コンクリート擁壁傾倒	
108	宮城県桃生郡河南町広淵	5.0	ブロック擁壁傾倒	歩道亀裂沈下
	〃 〃 河南町須江	5.8	舗装段差	ブロック積破損
	〃 〃 河南町鳥谷坂	14.7	石積亀裂	舗装亀裂

〔2〕 被害の特徴

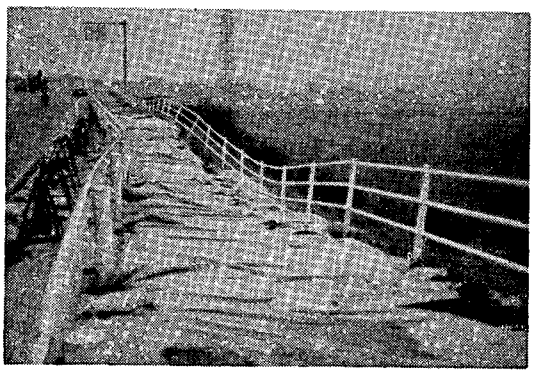
表—8·2 に国が管理している一般国道の主な被害の一覧表を示す。今回の地震による道路の被害の特徴をまとめると次のようになる。

1) 軟弱地盤上の盛土道路に路面の亀裂・段差等の被害が見られた。
2) 橋梁あるいはカルバート等の構造物背後の盛土の沈下による路面の段差が多数発生した。段差は大きいところでは 30 cm にもなった。
3) 盛土区間で現道拡幅，歩道設置のために腹付けした所で路面の亀裂が多数発生した。
4) 路面の亀裂は縦断方向がほとんどで，その位置は路肩あるいは歩道部が多い。
5) 擁壁は石積，ブロック積擁壁の亀裂，転倒等の被害が見られた。

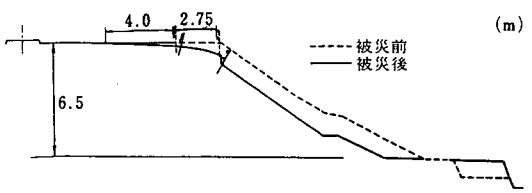
〔3〕 道路盛土の被害例

(1) 一般国道 4 号 355.3～355.5 km(仙台市燕沢)

この地点は軟弱地盤上に築造された盛土道路を有している。当該地点付近のボーリング資料より推定すると，高含水の軟弱粘土層が地表より7～10 m 堆積しているものと考えられる。盛土の高さは約 6.5 m である。今回の地震により延長約 80 m にわたって車道縁端部より外側の歩道部分が崩壊した。写真—8.1 に見られるように歩道部分が波打っており，最大沈下量は約 30 cm であった。図—8.3 に盛土の断面図を示す。



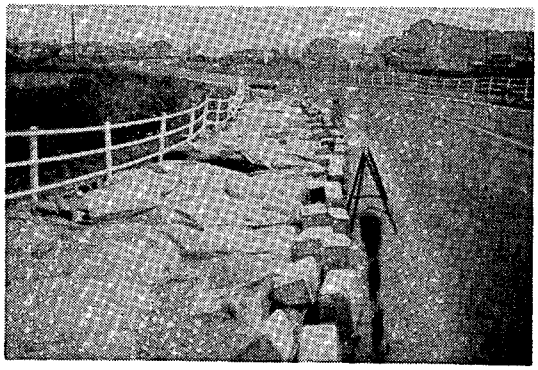
写真—8·1 一般国道 4 号線（仙台市燕沢）の盛土被災状況



図—8·3 盛土断面図（一般国道 4 号，仙台市燕沢）（東北地建の報告書りによる）

(2) 一般国道 45 号 28.3～28.6 km（宮城県宮城郡松島町高城）

この地点も沖積層の軟弱地盤上の盛土道路であり，盛土高さは 2.5～4 m である。当該地点は高城大橋（橋長 83 m）へのアプローチ部の盛土となっている。今回の地震により盛土法面にすべり破壊が生じ，歩道の部分が約 60 m にわたって沈下した。(写真—8·2)



写真—8·2 一般国道 45 号線（松島町高城）の盛土被災状況

2. 山岳道路盛土の被害の解析

〔1〕 概 説

牡鹿半島の県道牡鹿半島公園線（コバルトライン）は山岳地帯を走る道路であり，今回の地震により道路盛土がかなりの被害を受けた。コバルトラインは図—8·2 に示される位置にあり，女川町浦宿から牡鹿町鳥渡まで全長約 30 km の山岳道路であり，急峻な地形の所に盛土により築造されている。

ここではコバルトラインの地震による被害状況を述べると共に，被害の程度と盛土形状，基礎地盤の傾斜等の関係について解析を行ったので，その結果についても述べる。

〔2〕 被害の概要

表—8·3 にコバルトラインの 107 箇所の災害復旧箇所及び 23 箇所の無被害箇所の計 130 箇所の盛土形状及び地盤傾斜を示す。これらのデータは建設当時の施工断面図及び 1/1,000 平面図から判読したものである。

この判読作業に当って盛土形状を図—8·4 に示すように両盛，片盛，片切片盛に区分することとした。また盛土厚さは法肩から地盤までの深さをとることとし，次式によって求めることとした。

$$D=H\cdot(1-x\cdot\tan\theta) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(8\cdot1)$$

ここに D：盛土厚
H：盛土高　　x：盛土法勾配（割）
θ：地盤傾斜

表—8·3（a） コバルトライン被害箇所一覧表

整理番号	粁程	地形	盛土形状	地盤傾斜(度)	盛土高(m)	盛土勾配(割)	盛土厚(m)	小段の数	構造物	被害ランク	復旧断面積(m²)	備考
COB-1	0.78	山腹	両盛	13.0	14.5	1.99	7.8	2		β	5.7	
2	0.90	谷	〃	16.5	10.6	1.85	4.8	1		γ		無被害
3	1.68	〃	〃	11.0	13.5	1.56	9.4	1		γ		〃
4	1.83	山腹	片盛	18.4	13.5	2.67	1.5	3		γ		〃
5	1.98	谷	〃	25.0	25.6	1.89	3.0	4		α		大規模崩壊
6	2.18	山腹	〃	17.5	26.0	1.85	10.8	5		β	3.8	
7	2.42	〃	両盛	22.2	18.0	1.78	4.9	2		γ		無被害
8	2.74	谷	片盛	25.0	8.6	1.44	2.8	2		γ		〃
9	3.04	〃	両盛	19.2	27.0	1.56	12.3	5		γ		〃
10	3.52	〃	片盛	21.8	29.0	1.83	7.8	4		β	3.2	
11	3.86	〃	〃	30.0	34.8	1.53	4.1	6		β	2.1	
12	4.06	山腹	〃	37.6	8.0	0.50	4.9	—	擁壁	β	3.6	
13	4.40	〃	〃	27.4	31.0	1.52	6.6	5		γ		無被害
14	4.66	谷	片切片盛	28.5	14.1	1.32	4.0	1		γ	1.7	
15	4.90	山腹	〃	29.7	3.0	0.50	2.1	—	擁壁	γ	1.7	
16	5.05	谷	片盛	38.5	15.1	0.53	8.7	—	〃	β	3.2	
17	5.14	山腹	片切片盛	37.6	9.0	0.56	5.1	—	〃	γ	1.7	
18	5.27	尾根	〃	17.4	12.0	1.00	8.2	0		γ	1.6	広場駐車場
19	5.65	山腹	片盛	35.0	15.1	0.52	9.6	—	擁壁	γ		
20	5.75	谷	〃	23.9	40.0	1.85	7.2	6		β	3.2	
21	6.20	〃	〃	32.0	33.0	1.15	8.7	4		β	3.0	
22	6.52	山腹	片切片盛	41.4	12.0	0.50	6.7	—	擁壁	γ	1.7	
23	6.64	〃	片盛	30.0	15.2	0.52	10.6	—	〃	β	3.0	
24	6.93	尾根	〃	31.5	27.1	1.34	4.8	4		β	3.3	
25	7.22	谷	〃	25.0	22.7	1.86	3.0	3		β	2.9	
26	7.50	山腹	片切片盛	35.5	7.0	0.50	4.5	—	擁壁	γ	1.7	
27	7.56	〃	片盛	29.0	14.1	1.88	—	3		γ		無被害
28	7.76	谷	片切片盛	34.0	14.7	0.59	8.8	—	擁壁	γ		無被害
29	8.08	山腹	〃	36.1	28.0	1.14	4.7	1	ブロック積	γ	1.7	
30	8.25	〃	片盛	34.5	28.3	2.37	17.8	2		β	3.1	
31	8.35	谷	〃	22.4	48.0	2.21	4.3	9		γ	1.9	
32	8.42	山腹	〃	28.1	36.0	1.42	8.7	6		γ	1.5	
33	8.50	〃	片切片盛	33.5	28.7	1.34	3.2	6		β	3.4	
34	8.74	谷	片盛	18.0	9.0	1.77	3.8	3		γ		無被害
35	8.88	〃	片切片盛	29.9	17.0	1.41	3.2	2		β	2.1	
36	9.22	〃	両盛	18.9	45.0	2.09	12.8	7		γ		無被害
37	9.31	〃	〃	22.5	25.6	1.33	11.5	7		β	3.2	
38	9.48	〃	片盛	37.5	16.9	2.10	10.3	3		β	3.6	
39	9.60	〃	〃	25.0	34.5	2.06	1.4	7		γ		無被害
40	9.80	〃	両盛	24.4	20.0	2.25	—	3		β	3.1	
41	10.02	〃	〃	25.0	21.4	1.46	6.8	3		β		
42	10.23	〃	〃	18.4	27.0	1.67	12.0	5		β	3.0	
43	10.64	尾根	片切片盛	23.5	10.5	1.33	4.4	2		γ	1.8	
44	10.70	山腹	〃	32.8	18.0	1.67	—	3		β	3.1	
45	11.16	谷	両盛	16.8	40.0	2.15	14.0	4		γ		無被害

表—8·3 (b)　コバルトライン被害箇所一覧表

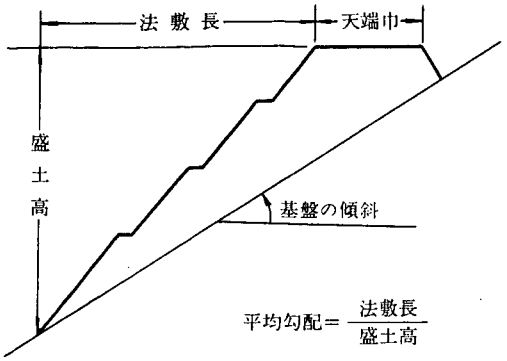
整理番号	粁程	地形	盛土形状	地盤傾斜(度)	盛土高(m)	盛土勾配(割)	盛土厚(m)	小段の数	構造物	被害ランク	復旧断面積(m²)	備考
COB-46	11.31	谷	両盛	26.9	31.0	1.42	9.0	4		β	3.3	
47	11.46	〃	〃	19.8	29.0	2.59	2.0	5		β	3.1	
48	11.68	山腹	片切片盛	32.8	3.0	1.00	1.1	0		γ	0.4	
49	11.78	尾根	〃	24.0	8.0	2.00	0.9	0		β	2.8	
50	11.94	山腹	〃	33.0	25.0	1.40	2.3	5		β		
51	12.28	谷	片盛	35.0	10.6	0.57	6.4	—	擁壁	γ	1.4	
52	12.41	〃	〃	23.1	28.0	2.86	—	6		γ	0.7	
53	12.52	〃	〃	32.0	30.0	1.32	5.3	6		β		
54	12.78	山腹	片切片盛	29.1	5.0	0.50	3.6	—	擁壁	γ	0.3	
55	13.06	〃	両盛	9.5	7.6	1.22	6.0	0		γ		無被害
56	13.36	〃	片盛	33.0	10.6	0.53	7.0	—	擁壁	β		
57	13.62	〃	片切片盛	41.4	7.0	0.64	3.1	—	〃	γ	0.7	
58	14.12	谷	片盛	30.0	19.6	1.32	4.7	3		γ	0.9	
59	14.20	—	切土							β	3.0	
60	14.51	谷	片切片盛	21.0	31.5	2.09	6.2	7		β	2.2	
61	14.59	山腹	片盛	26.6	11.0	1.64	2.0	2		γ	1.4	
62	14.79	谷	両盛	22.7	32.0	1.44	12.7	5		γ	0.8	
63	15.02	〃	片盛	32.5	25.4	1.33	3.9	4		β		
64	15.08	山腹	〃	12.0	10.9	1.27	8.0	1		γ		無被害
65	15.33	〃	〃	29.1	26.0	1.77	0.4	5		β		
66	15.70	谷	両盛	18.9	39.0	1.64	17.1	7		γ		無被害
67	15.80	〃	片切片盛	27.7	5.0	1.40	1.3	0		γ	1.2	
68	15.88	〃	両盛	30.0	26.0	1.51	3.3	6		β	3.4	
69	16.04	山腹	〃	33.0	34.2	1.21	7.3	6		γ		無被害
70	16.38	〃	片切片盛	33.9	47.0	1.34	4.7	7		γ	1.6	
71	16.64	尾根	〃	36.9	7.0	0.71	3.3	—	擁壁	β	2.8	
72	16.84	谷	両盛	30.3	44.0	1.18	13.7	6		β		
73	17.00	〃	〃	43.0	18.8	1.62	—	4		β	3.6	
74	17.27	山腹	片盛	27.2	16.0	1.63	2.6	2		γ	1.6	
75	17.60	—								γ	0.2	インターチェンジ付近不詳
76	17.88	谷	両盛	15.5	14.7	1.33	9.3	2		γ	1.7	
77	18.02	〃	〃	14.7	20.0	1.10	14.2	2		γ	0.7	
78	18.12	〃	〃	16.4	17.5	1.54	9.6	1		β	2.8	
79	18.35	〃	〃	14.4	18.0	1.17	12.6	1		γ		無被害
80	18.79	〃	片盛	20.6	32.0	1.97	8.3	3		β	3.0	
81	19.13	〃	両盛	14.5	17.0	1.88	8.7	1		γ	1.6	
82	19.35	山腹	〃	18.0	31.0	2.06	10.3	3		γ		無被害
83	19.53	谷	〃	11.3	10.0	0.70	8.6	—	擁壁	β	2.9	
84	19.70	尾根	片切片盛	31.5	18.1	2.09	5.1	1		β	3.5	
85	19.90	〃	〃	32.0	18.0	0.78	9.2	—	擁壁	β	3.5	
86	20.20	〃	〃	32.0	40.8	1.33	6.9	3		β	6.1	
87	20.38	〃	〃	30.0	23.0	1.36	4.9	7		β	2.5	
88	20.65	山腹	片盛	30.0	28.0	1.61	2.0	3		β	5.9	
89	20.88	〃	〃	22.5	23.0	1.61	7.7	3		β	2.8	
90	21.14	谷	両盛	14.5	10.7	1.81	5.7	2		γ		

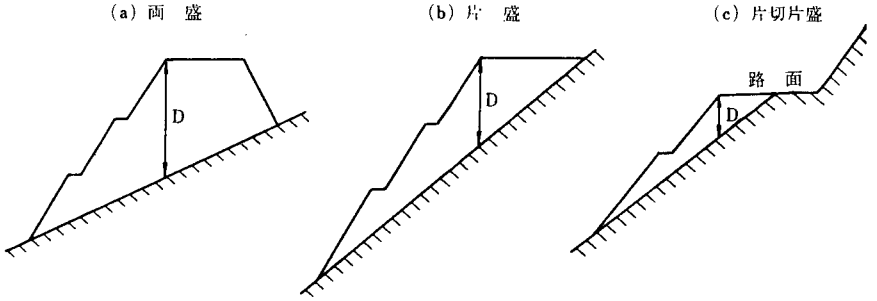
表—8·3 (c) コバルトライン被害箇所一覧表

整理番号	粁程	地形	盛土形状	地盤傾斜(度)	盛土高(m)	盛土勾配(割)	盛土厚(m)	小段の数	構造物	被害ランク	復旧断面積(m^2)	備考
COB-91	21.60	谷	両盛	12.5	9.1	1.79	5.5	1		β	5.7	
92	21.77	山腹	片盛	19.9	20.0	2.00	5.5	4		γ	1.6	
93	21.93	〃	片切片盛	27.1	10.0	1.00	4.9	0		β	3.0	
94	22.22	谷	片盛	10.5	9.0	1.78	6.0	0		β	3.3	
95	22.36	〃	〃	13.7	12.0	2.16	5.7	1		γ	1.8	
96	22.46	〃	両盛	16.6	24.0	2.08	9.1	3		β	3.0	
97	22.68	山腹	片切片盛	31.5	5.0	0.80	2.5		擁壁	β	3.2	
98	22.81	谷	片盛	25.5	22.0	1.55	5.7	1		β	3.0	
99	22.93	〃	両盛	26.6	26.0	1.27	9.5	2		β	2.8	
100	23.07	〃	片切片盛	34.6	17.0	1.18	3.2	1		γ		無被害
101	23.43	〃	両盛	15.8	16.0	2.00	6.9	2		γ	1.8	
102	23.61	尾根	片盛	13.2	3.5	2.57	1.4	0		γ	1.6	
103	23.77	谷	〃	25.7	26.0	2.46		3		γ	1.6	
104	23.96	〃	〃	32.0	34.8	1.34	5.7	3		α		大規模崩壊
105	24.28	〃	両盛	17.5	16.8	2.10	5.7	1		γ		無被害
106	24.54	山腹	片切片盛	30.0	10.8	1.15	3.6	0		γ	1.4	
107	24.62	谷	両盛	17.4	17.0	1.29	10.1	1		γ	1.3	
108	24.72	〃	片切片盛	32.0	38.0	1.34	6.2	3		β	4.8	
109	24.80	〃	〃	34.0	22.9	1.35	2.0	1		β	6.9	
110	24.88	山腹	〃	35.5	10.0	1.00	2.9	0		β	2.8	
111	25.31	〃	片切片盛	30.1	4.0	0.50	2.8		擁壁	γ	1.7	
112	25.37	谷	両盛	24.4	24.0	0.96	13.5		〃	β	2.6	インター
113	25.53	鞍部	〃	6.6	9.0	1.00	8.0	4	〃	β	5.6	交差部
114	25.72	山腹	片切片盛	34.0	24.2	1.80		3		β	2.8	
115	25.99	谷	両盛	26.1	39.0	1.28	14.5			β	3.4	
116	26.09	〃	〃	19.1	25.0	1.36	13.2	3		β	3.7	
117	26.40	山腹	〃	24.5	16.8	1.76	3.3	3		β	5.5	
118	26.58	〃	〃	21.0	21.5	1.86	6.1	3		β	2.8	
119	26.81	谷	〃	15.7	33.0	1.88	15.6	5		β	2.9	
120	26.95	〃	〃	24.9	23.0	1.57	6.2	3		β	3.1	
121	27.10	〃	片切片盛	30.0	34.1	1.30	8.5	2		β	3.1	
122	27.44	〃	片盛	31.5	20.8	1.24	5.0	1		β	7.4	
123	27.54	山腹	片切片盛	33.7	16.0	0.88	6.6	0		γ	1.2	
124	27.65	〃	〃	29.7	17.0	1.35	3.9	0		β	3.3	
125	27.73	谷	〃	28.0	16.0	1.44	3.7	1		β	3.1	
126	27.82	尾根	〃	25.0	13.0	0.66	9.0		擁壁	β	4.5	
127	27.93	山腹	〃	32.0	10.0	1.30	1.9	0		γ	1.3	
128	28.40	〃	片盛	21.0	13.0	1.81	4.0	2		γ		無被害
129	28.86	〃	両盛	11.0	10.0	1.86	6.4	2		γ		〃
130	28.95	〃	〃	9.3	20.0	2.00	13.4	3		γ	1.5	

被害ランク α, β, γ を表—8·4 に示す。

コバルトラインは傾斜地盤上に盛土された部分が多く，今回の地震により，路面の亀裂，法面崩壊，沈下等の被害を受けた。路面の亀裂は縦断方向のものが多かった。特に大きい被害を受けたのは，2 km 地点と 24 km 地点の 2 箇所である。写真—8·3，8·4 に被害状況を示す。図—8·5 に示すように 2 km 地点は傾斜角約 25° の斜面上に高さ 25.6 m の盛土が築造されていた。今回の地震により道路中央付近に縦断方向の亀裂が入り，法肩が長さ約 10 m にわたって崩壊した。24 km 地点も図—8·6 に示すように同様な盛土構造を有しており，32° の勾配の地盤上に高さ 34.8m の片盛の盛土が築造されていた。今回の地震により，写真—8·4 に示すように路面中央付近から円弧状にすべり破壊を生じ，沈下量は最大約30 cm であった。

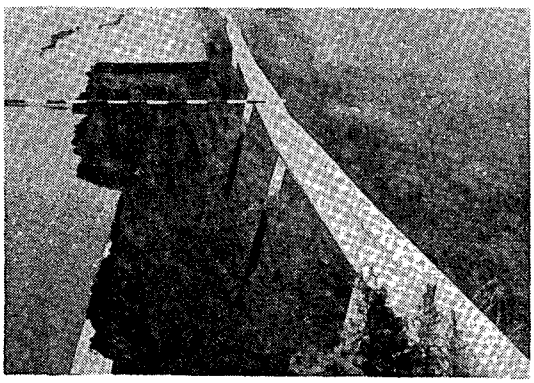




図—8·4　傾斜地盤上の盛土形状

表—8·4

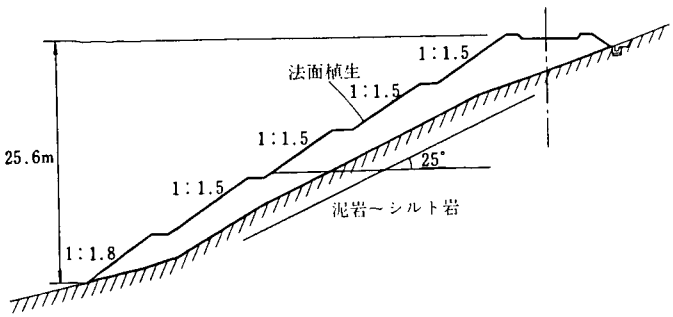
被害ランク α	盛土天端（路面）全巾にわたって重大な被害を受けており，車輌の通行がほとんど不能となっている場合。
被害ランク β	被害の程度はやや軽微にはなるが，平常の交通機能がそこなわれ，一車線通行を余儀なくされるなど一部分車輌の通行が不能な場合。
被害ランク γ	無被害又は一部被害を受けたとして交通も機能がほぼ確保される場合。



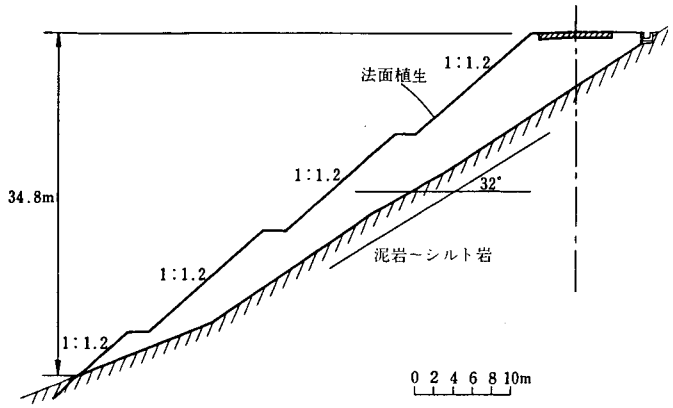
写真—8·3　道路盛土の被害
（コバルトライン 2 km 地点）



写真—8·4　道路盛土の被害
（コバルトライン 24 km 地点）



図—8·5 盛土断面図（コバルトライン 2km 地点）



図—8·6 盛土断面（コバルトライン 24km 地点）

〔3〕 傾斜地盤上の盛土の被害要因の分析

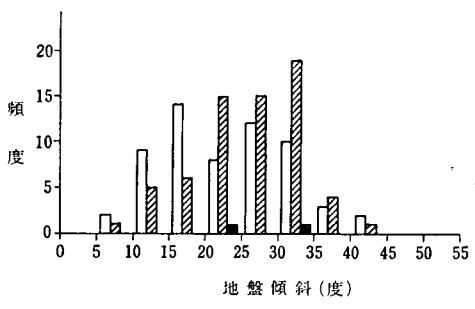
図—8·7～図—8·10 に表—8·3 に示した地点の地盤傾斜，盛土勾配，盛土高，盛土厚の被害ランク別頻度分布を示す。図—8·7，図—8·9 より地盤傾斜が急な程，また盛土高さが高い程被害が大きくなる傾向が見られる。図—8·11 は盛土高を縦軸にとり，地盤傾斜を横軸にとって被害ランクの分布を示したものである。

山岳部における傾斜地盤上の盛土についてみるとき，盛土高さと地盤傾斜とは互いに独立な値とならないことが多いことに注意しなければならない。すなわち図—8·12 に示したように，一般に山岳部では地山に腹付けをしたような形の盛土となることが多いので，このような場合では盛土高さ H と地盤傾斜 θ との間には次のような関係があることに留意しておく必要がある。

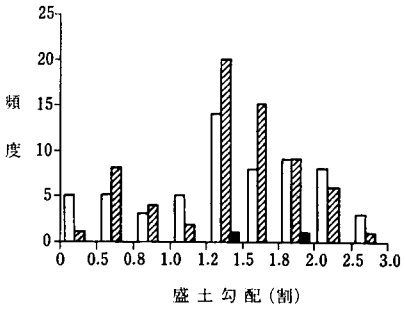
$$H=\frac{W\cdot\tan\theta}{1-x\cdot\tan\theta} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8.2)$$

ここに W：天端幅

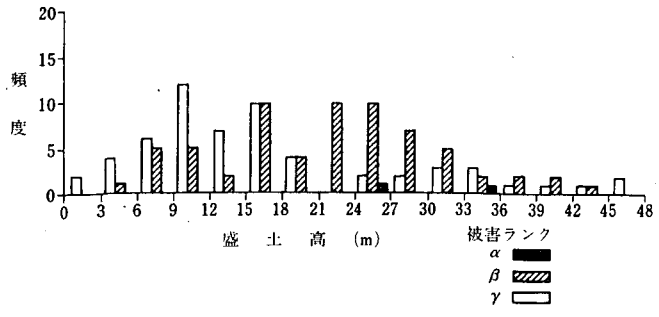
x：盛土の法勾配(割)



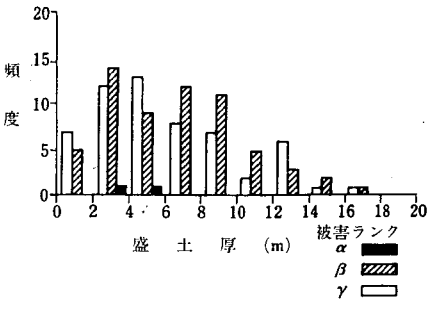
図—8·7 地盤傾斜と被害ランクの頻度の関係



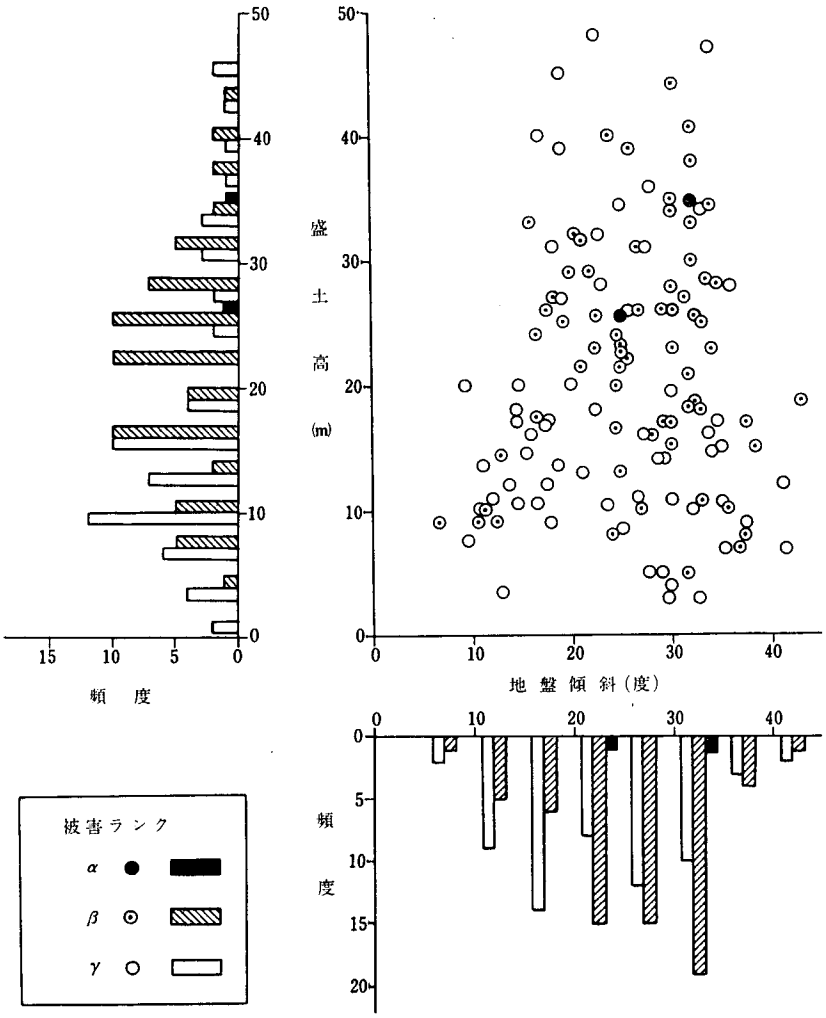
図—8·9 盛土高と被害ランクの頻度の関係



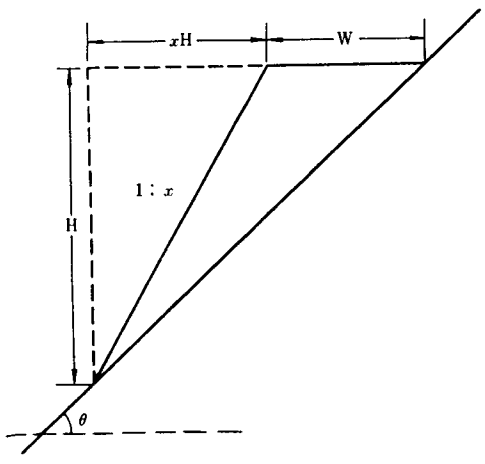
図—8·8 盛土勾配と被害ランクの頻度の関係（盛土勾配）



図—8·10 盛土厚と被害ランクの頻度の関係



図—8·11　地盤傾斜・盛土高と盛土被害の関係（コバルトライン）



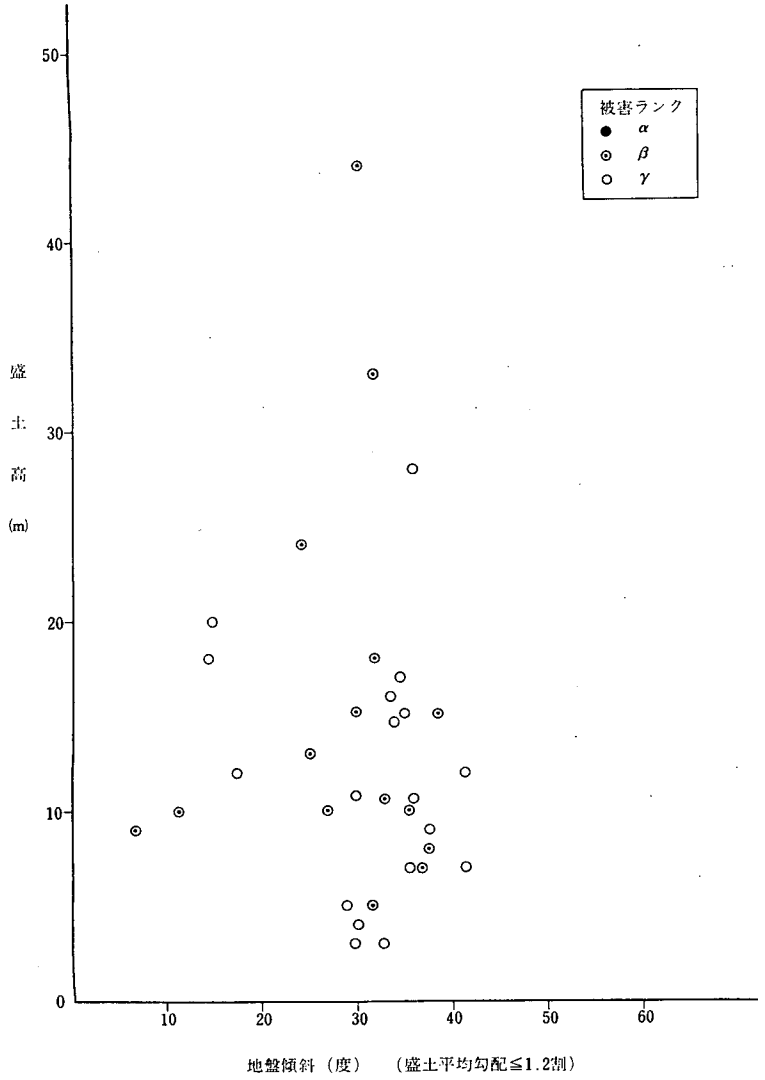
図—8·12　腹付盛土

盛土の法勾配が1.2割より緩く1.5割より急なコバルトラインでの事例では，式（8.2）にそって被害が分布していることが図—8·13に示されている。

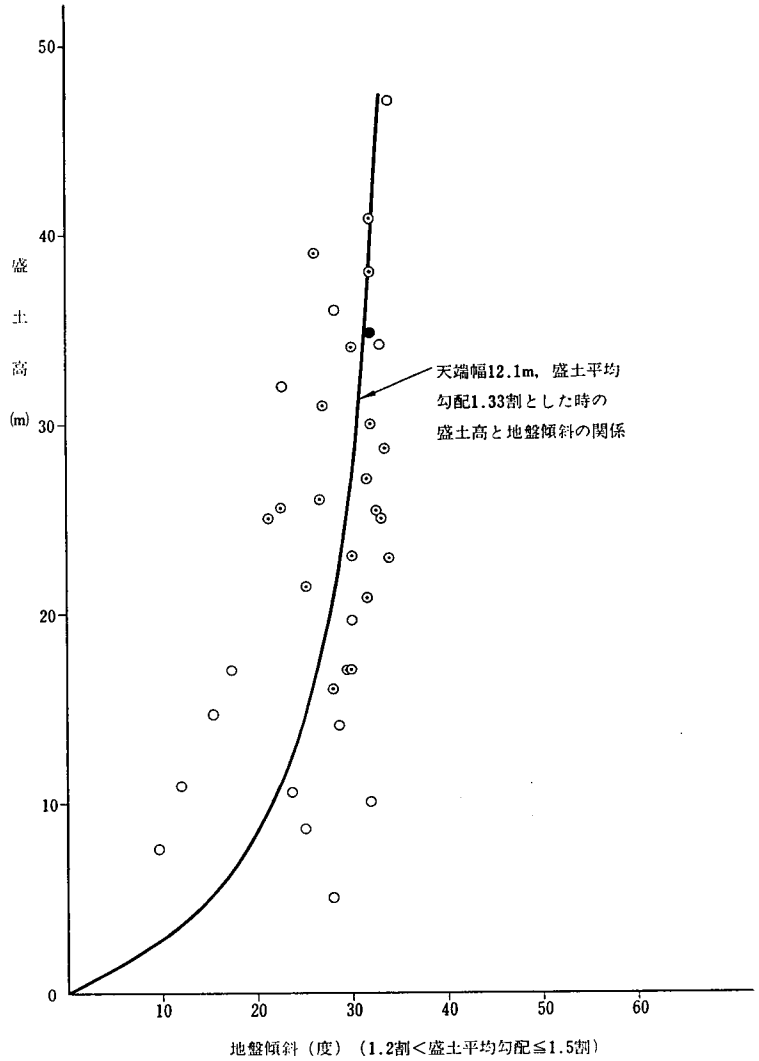
図—8.13は図—8·11に示した事例を盛土の平均法勾配毎に区分して整理したものである。同図で盛土の平均法勾配が1.2割より急な盛土の高さはせいぜい15m程度であることを示しているが，これは盛土法面の下部が擁壁でおさえられた構造となっているためである。このような構造では，盛土高さが低い5m程度の場合でも被害ランクβ程度の被害が生ずることを示している。

盛土の平均法勾配が1.5割を越えるものについては，盛土高が比較的低く，地盤傾斜の緩い場合でもβ程度の被害のものが存在するが，地盤傾斜15°以下のデータを除外してみると，その分布の様子は平均法勾配1.2割以上の盛土の被害と大差はない。

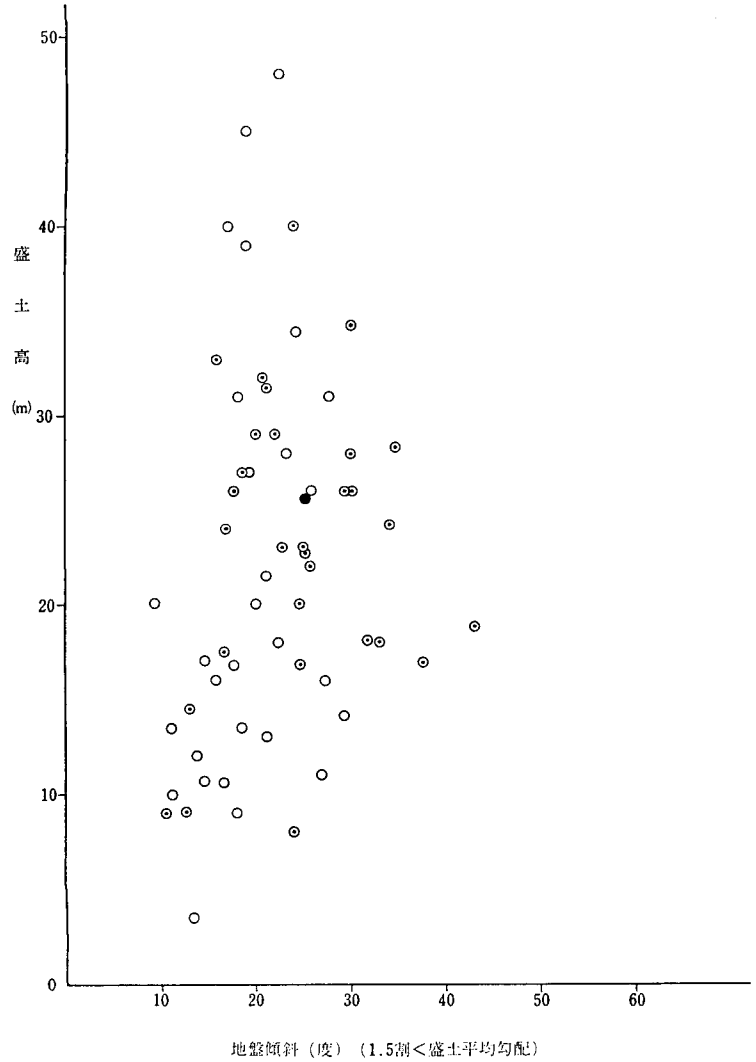
地盤傾斜15°程度以下の盛土では，むしろ平地地盤上



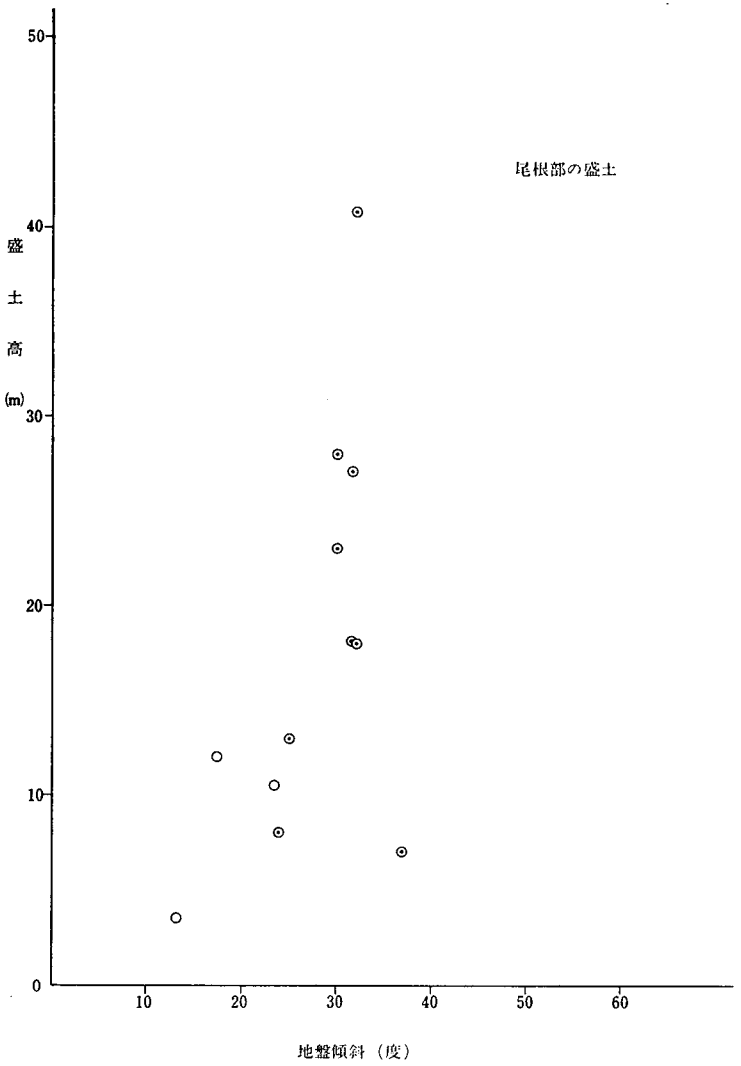
図—8·13（a） 被害ランクと盛土高，地盤傾斜の関係（コバルトライン）



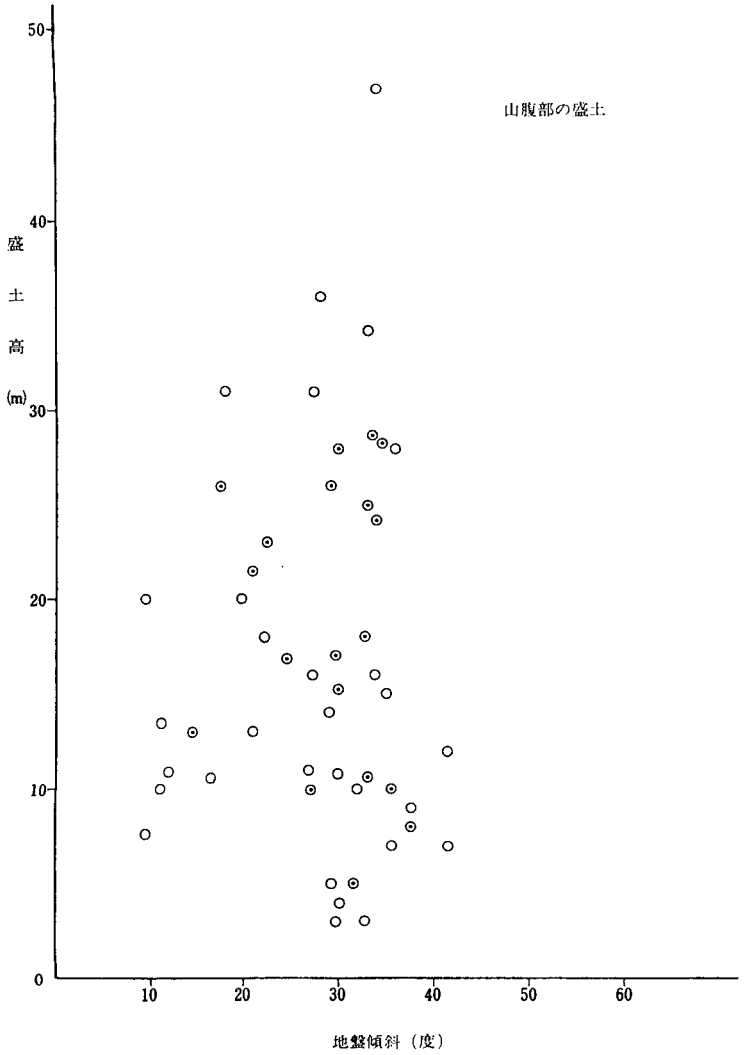
図—8·13（b） 被害ランクと盛土高・地盤傾斜の関係（コバルトライン）



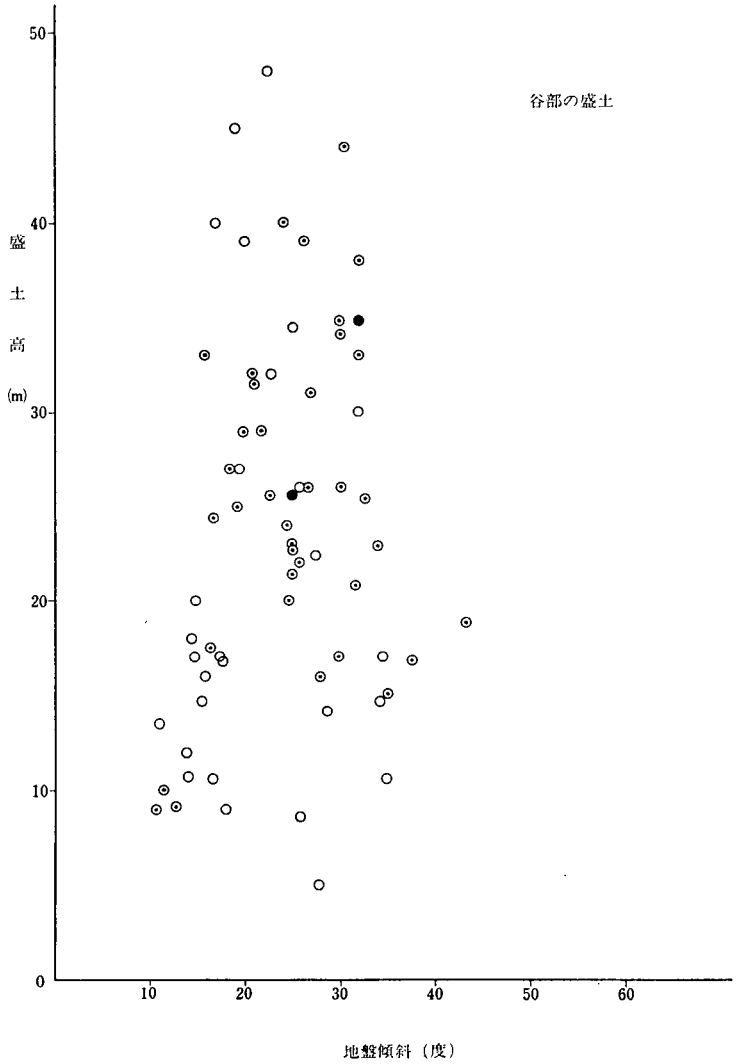
図—8·13（c） 被害ランクと盛土高・地盤傾斜の関係（コバルトライン）



図—8·14（a） 各地形の被害ランクと盛土高・地盤傾斜の関係（コバルトライン）



図—8·14（b） 各地形の被害ランクと盛土高・地盤傾斜の関係（コバルトライン）



図—8·14（c） 各地形の被害ランクとの盛土高・地盤傾斜の関係（コバルトライン）

の盛土の範ちゅうに分類するのが妥当であることを示しているとも考えられる。すなわちこのような盛土では盛土内の破壊面は，盛土と地山との境界で定まってくるよりは，盛土内だけのすべり面によって規定されていることになるのではないかと考えられる。

図—8·14 は図—8·11 の被害箇所を，尾根部の盛土，山腹部の盛土，谷部の盛土に分けて整理したものである。この図では尾根部，山腹部，谷部による被害程度の差は明らかではないが，谷部の盛土で盛土法勾配が緩くても被害が生ずること，及び被害ランク α の2地点はいずれも谷部に分類されることから，谷部の集水地形の傾斜地盤上の盛土は地震時に被害が大きくなることをうかがわせる。

以上の概略検討の結果得られた傾斜地盤上の盛土の被害の様子をまとめると次のようになる。

1) 盛土の高さは被害に及ぼす大きな要因となっており，被害ランク γ と β は盛土高さ約 20 m 前後を境に区分できそうである。また，地盤傾斜も大きな要因となっており，25°～30° 付近に一つの境界を設定できそうである。

2) 被害ランク α の事例が少ないため被害ランク α と β の境界を明確にし難いが，盛土高，地盤傾斜が大きくなると被害が大きくなる傾向はみられる。

3) 擁壁を伴う盛土については，盛土高が低いものでも被害ランク β の事例がみられ，コバルトラインで採用されているようなブロック積み擁壁と近接する盛土については特別な配慮が必要と考えられる。

4) 地盤傾斜角が緩い場合には，平地地盤上の盛土として扱う方が妥当と考えられる。

参考文献

1) 「1978 年宮城県沖地震災害報告書」建設省東北地方建設局，1979
2) 「'78 宮城県沖地震災害の教訓」宮城県，1980
3) 「'78 宮城県沖地震　①災害の記録」仙台市，1979 宝文堂
4) 佐々木康，谷口栄一，松尾修，館山悟「土構造物の地震被害事例」土木研究所資料第 1576 号，1980

第9編 橋梁関係の被害

佐伯彰一[16*] Shoichi Saeki
太田 実[17*] Minoru Ota
小林茂敏[18*] Shigetoshi Kobayashi
塩井幸武[12*] Yukitake Shioi
川島一彦[3*] Dr. Kazuhiko Kawashima
西川和廣[19*] Kazuhiro Nishikawa

目 次

1. 概 説……(1)
2. 道路橋の被害概況……(2)
〔1〕 被害橋の調査……(2)
〔2〕 宮城県における被害調査……(2)
〔3〕 東北縦貫自動車道の被害調査……(17)
3. 代表的な被害状況……(19)
〔1〕 千代大橋……(19)
〔2〕 新江合橋……(23)
〔3〕 阿武隈橋……(24)
〔4〕 小野橋……(27)
〔5〕 新飯野川橋……(28)
〔6〕 天王橋……(33)
〔7〕 閖上大橋……(34)
〔8〕 開北橋……(46)
〔9〕 江合橋……(49)
〔10〕 木間塚橋……(51)
〔11〕 錦桜橋……(52)
〔12〕 米谷大橋……(63)
〔13〕 柳津大橋……(64)
〔14〕 伊達橋……(65)
〔15〕 磐井川橋……(67)
4. 代表的な被害の解析……(69)
〔1〕 千代大橋……(69)
〔2〕 新江合橋……(70)
〔3〕 新飯野川橋……(72)
〔4〕 閖上大橋……(82)
〔5〕 開北橋……(86)
〔6〕 伊達橋……(91)
5. 被害の分類と原因に対する考察……(96)
〔1〕 支承部の被害の特徴……(69)
〔2〕 下部構造……(122)
〔3〕 上部構造の被害の特徴……(134)
6. 結 論……(137)
参考文献……(139)

1. 概 説

宮城県沖地震は昭和39年の新潟地震，昭和43年の十勝沖地震以来の規模の大きい地震であり，宮城県下を中心として，被害の軽微なものを含めて約100橋が被災し，被害額は約40億円に及んだ。

被害の分析や原因の究明の結果については，次章以降に詳しく述べることにするが，全体を通じて次のような特徴をあげることができる。

（1） 近年に架設された橋梁など被害を受けた率が小さく，耐震設計法の進歩の跡をうかがい知ることができる。

（2） 損傷の多くは主部材ではなく，地震時に直接的な力を受ける部材（例えば支承）及びこれに隣接する部材に生じている。

（3） 損傷原因としては，強度計算上の問題よりも細部構造の影響によるものが多い。

（4） 損傷箇所は上下部工の接点である支承部及びその周辺に集中しており，この点については新潟地震の場合とあまり変わっていない。

（5） 部材の設計上の問題だけでなく，部材の老朽化に係わる維持管理や施工の良し悪しが橋梁の耐震性に対する一つの要因となっている。

16* 構造橋梁部橋梁研究室長
17* 地質化学部コンクリート研究室長（現金沢工業大学教授）
15* 地質化学部コンクリート研究室長
19* 構造橋梁部橋梁研究室研究員

2. 道路橋の被害概況

〔1〕 被害橋の調査

橋梁の被害調査は，宮城県全県，岩手県の北上川沿いの地区及び福島県の一部について，橋長 15 m 以上の永久橋を対象として行われた。調査の対象となった橋梁は，建設省直轄管理のものが 55 橋，宮城県管理のものが 414 橋（ほぼ全数），岩手県管理のものが 170 橋及び福島県管理のものが 4 橋である。調査には 表—9·1(a)～(c) に示す様式の調査表を用いた。

調査の結果，何らかの被害が認められた橋梁の諸元及び被害の概要を 表—9·2 (1)～(8) に示す。また，被害橋の位置については 図—9·1 (a)(b) に示す。なお，図中には 表—9·2 に示された以外の橋も 若干含まれている。

被害橋梁を損傷箇所別に分類した結果を 表—9·3 に示す。これによると，被害橋総数 127 橋のうち上部構造に被害を受けたものが 21 橋，支承部では 72 橋，下部構造では 76 橋と，被害は支承部及び下部構造に多く生じており，上部構造の被害は比較的少ないことが分かる。なお，表—9·3 の集計には下部構造における橋台護岸の亀裂や沈下といった橋台躯体以外の被害や，上部構造における伸縮継手や高欄の被害については計上していない。

なお，これとは別に日本道路公団では仙台管理局管内（白河 IC～築館 IC）の全橋について調査を行っており，本線橋 179 橋及び跨道橋 109 橋が対象となっている。これについては〔3〕にまとめて紹介することとし，原則として以下に示す被害の統計には加えていない。ただし，3 章においては主だった被害について一部言及しているものもある。

〔2〕 宮城県による被害調査

宮城県では本調査結果を独自にまとめて報告[39]しているが，その中で被害橋の被害程度別分類を試みている。被害のランク別には現場の調査員により行われたが，判断の基準を示すとおよそ以下のとおりである。

表—9·1 (1)　全数調査に用いた橋梁震害調査票（総括表）

橋梁震害調査票 A
総括表

橋梁名	橋	コード番号									
Romazi		No.	−								
路線番号	(国，主要，一般，市，町，村)道 No.										
所在地	県　郡市　町村										
架設年月	年　月										
架橋河川	川（道路 鉄道）										
橋格(荷重)	(19，26，39，56) ・ (A，B，C)										
幅員	m（歩道　mを含む）										
橋長	m（　連）										
線形	直橋　斜橋　曲線橋										
橋種	ST　RC　PC　W										
路面位置	上路　中路　下路										
径間割	A　B　C										
上部構造形式	支承条件別	構造形式別									
	A										
	B										
	C										

上部構造形式の分類			
		スラブ	1
1	単純	ケタ	2
2	連純	箱ゲタ	3
3	ゲルバー	合成ゲタ	4
4	ランガー	トラス	5
5	無鉸		
6 (1,2,3)	鉸	アーチ	6
7	タイド		
8	ラーメン		
9	ローゼ		
10	吊橋		
11	その他		

上部構造地震係数	K_H=		K_V=								
橋面舗装	(厚さ　cm)										
支承	固定	面，線，ピン，球面，鉄筋埋込									
	ヒンジ	線，ピン，鉄筋埋込									
	可動	面，スベリ，ローラー，ロッカー，球面									

下部構造形式		AL	P1	P	P	P	P	P	AR
橋台橋脚の躯体	1.重力式								
	2.半重力式								
	3.版式								
	4.扶壁式								
	5.柱式（くい式）								
	6.ラーメン式								
	7.トレッスル								
	8.その他								
橋台橋脚の基礎構造		AL	P1	P	P	P	P	P	AR
	1.直接基礎								
	2.くい基礎（木）								
	3.くい基礎（RC）								
	4.くい基礎（鋼管）								
	5.くい基礎（特殊）								
	6.井筒(中空)								
	7.井筒(砂)								
	8.井筒（コンクリート）								
	9.ニューマチックケーソン								
	10.その他								
基礎地盤の性質 到達支持層の種類		AL	P1	P	P	P	P	P	AR
	1.粘性土層								
	2.中間土層								
	3.砂質土層								
	4.砂利層								
	5.軟岩								
	6.硬岩								
G.L.（河床）より最深到達層の深さ	1. 0～ 5m								
	2. 5～10m								
	3.10～15m								
	4.15～20m								
	5.20～25m								
	6.25～30m								
	7.30m以上								
		AL	P1	P	P	P	P	P	AR

橋梁名	橋	コード番号	No.		
				左岸側	中央付近	右岸側
G.L.と最終到達支持層との間の基礎地盤の種類および N値の最大値と最小値	砂質土				
	中間土				
	粘性土				
	N_{max}				
	N_{min}				
下部構造の地震係数	K_H=		K_V=		
橋梁事業費とその内訳	総事業費				千円
上部工費	千円	下部工費	千円	その他	千円
地震による被害	なし　軽微　小　中　大				

被害部分と変状の概要

地震後の交通能力
1. 制限なし
2. 速度制限
3. 重量制限ならびに速度制限
4. 車線制限ならびに重量制限
5. 軽車輌，歩行者のみ通行可能
6. 交通不能

図面資料の所在		
設計計算書	上部構	
	下部構	
図面	一般図	
	詳細図	
変状調査資料	全体	
	部分	
ボーリング資料	設計時	
	地震後	

現橋復旧工法

査定事業費　千円

上部構造施工会社名	
下部構造施工会社名	
調査年月日	年　月　日　調査者　所属

表—9・1(2)　全数調査に用いた橋梁震害調査票（変状調査票構造調査（上部））

橋梁名	橋	コード番号	瓜 — —J—
		路線番号	（国，県，市，町，村）道 瓜

調査の対象とした上部構造の位置	左岸側より 連目（ B）		
対応する下部構造の位置	A_L P P A_R	コード番号	左岸側 K— / 右岸側 K—
橋格	（19,24,39,56,64,71）・（A，B，C）	橋種	ST RC PC W
形式		路面位置	上路 中路 下路
支間長	m	巾員	m
舗装	（厚さ cm）		
床版厚	cm（鋼床版 mm）	設計震度	K_H= K_V=
支承	種類	固定沓：	可動沓：
	形式	固定支承：	可動支承：
	反力	R_P =	R_M =
伸縮継手形式			

被害程度の分類
1. 被害軽微，補修不要
2. 耐荷力の減少に影響のない損傷，補修を要す
3. 耐荷力の減少，局部的破損，部分的補強補修により再使用可
4. 耐荷力の減少，部分的破壊，部分構造の取替により再使用可
5. 橋全体の破壊（落橋を含む）

被害部分と変状および復旧対策

被害部分＼変状	剝離	亀裂	降伏	破断	座屈	変形	圧壊	剪断	変位	抜出	折損	落下		取替	補強	補修	補修不要
1. 舗装																	
2. 高欄																	
3. 伸縮継手																	
4. 床版																	
5. 床組																	
6. 対傾構，横構																	
7. 主ゲタ，主構																	
8. ソールプレート																	
9. 沓																	
10. 沓下面モルタル																	
11. アンカーボルト																	

備考

記号	制定年	等級	荷重		記号	制定年	等級	荷重	
19・A 19・B 19・C	大正8年	街路橋 国道橋 府県道橋	T−3000貫 T−2100貫 T−1700貫	U−12貫 U−15貫 U−12貫	56・A 56・B	昭和31年	1等橋 2等橋	T−20 T−14	L−20 L−14
26・A 26・B 26・C	大正15年	1等橋 2等橋 3等橋	T−12 T−8 T−6	U−600 U−500 U−500	64・A 64・B	昭和39年	1等橋 2等橋	T−20 T−14	L−20 L−14
39・A 39・B	昭和14年	1等橋 2等橋	T−13 T−9	U−500 U−400	71・A 71・B	昭和46年	1等橋 2等橋	T−20 T−14	L−20 L−14

例：大正15年3等橋の場合（19,㉖,39,56）・（A，B，Ⓒ）

調査年月日	年 月 日	調査者		所属	

表—9・1(3)　全数調査に用いた橋梁震害調査票（変状調査票構造調査（下部））

橋梁名	橋	コード番号	瓜 — —K—
		路線番号	（国，県，市，町，村）道 瓜

調査の対象とした下部構造の位置	左岸橋台（A_L） 橋脚 瓜	右岸橋台（A_R）			
対応する上部構造の位置	B	コード番号	左岸側 J— / 右岸側 J—		
橋格	（19,26,39,56,64,71）（A,B,C）	支間長	m	巾員	m
橋種	ST，RC，PC，W	上部構造物			
躯体構造形式					
基礎構造形式					
直接基礎	巾（巾員方向） B_C= m	くい	径 ϕ= cm		
井筒ケーソン形材寸法	巾（橋軸方向） B_L= m	形状寸法	長さ L= m		
	深さ（躯体底面より基面まで）D= m	本数	本数 N= 本		
躯体底面より天端までの高さ	高さ H= m	許容地耐力	t/m²		
到着支持層の種類	粘性土 中間土 砂質土 砂利層 軟岩 硬岩				
GL（河床）より最深到達支持層までの深さとN値	d= m N=				

被害程度の分類
1. 被害軽微，補修不要
2. 耐荷力の減少に影響のない損傷，補修を要する
3. 耐荷力の減少，局部的破損，部分的補強により再使用可
4. 耐荷力の減少，部分的破壊，部分構造の取替により再使用可
5. 全体的破壊（折損，破断，座屈など）再使用不能

被害部分と変状および復旧対策

	被害部分＼変状	剝離	亀裂	降伏	破断	座屈	変形	変位	折損	傾斜	滑動	転倒	沈下		取替	補強	補修
下部構造	1. 支承部																
	2. 躯体天端（コーピング）																
	3. 躯体中間																
	4. 躯体基部																
	5. 基礎																
取付道路	6. 橋梁との取付部																
	7. 盛土部																
	8. 擁壁部																
	9. 翼壁部																

備考

記号	制定年	等級	荷重		記号	制定年	等級	荷重	
19・A 19・B 19・C	大正8年	街路橋 国道橋 府県道橋	T−3000貫 T−2100貫 T−1700貫	U−12貫 U−15貫 U−12貫	56・A 56・B	昭和31年	1等橋 2等橋	T−20 T−14	L−20 L−14
26・A 26・B 26・C	大正15年	1等橋 2等橋 3等橋	T−12 T−8 T−6	U−600 U−500 U−500	64・A 64・B	昭和39年	1等橋 2等橋	T−20 T−14	L−20 L−14
39・A 39・B	昭和14年	1等橋 2等橋	T−13 T−9	U−500 U−400	71・A 71・B	昭和46年	1等橋 2等橋	T−20 T−14	L−20 L−14

例：大正15年3等橋の場合（19,㉖,39,56）・（A，B，Ⓒ）

調査年月日	年 月 日	調査者		所属	

表—9·2(1) 調査対象橋梁及び被害の概要（建設省直轄橋）

(A) 建設省直轄橋

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式		基礎型式	被害概要
									橋台	橋脚		
N－1	名取大橋	名取川	昭38	国道4号線	宮城県仙台市	541.0	14.5	単純合成鈑桁	半重力式	張出式	オープンケーソン	橋台沓座モルタル破損，一部アンカーボルト抜出し
N－2	大野田橋	笊川	昭7	国道4号線	宮城県仙台市	42.5	7.5	単純非合成鈑桁	不明	門形式	不明	橋台ウィングつけねに亀裂
N－3	長町跨線橋	東北本線	昭29	国道4号線	宮城県仙台市	68.0	9.0	非合成ゲルバー鈑桁	扶壁式	鋼ポスト式	コンクリート杭	橋台パラペットから桁座端部にかけて亀裂
N－4	梅田川橋	梅田川	昭44	国道4号線	宮城県仙台市	129.0	23.0	単純合成鈑桁	扶壁式	門形式	鋼管杭	橋台沓座モルタル破損，橋脚張出しにクラック 橋脚（ラーメン橋脚）に水平の亀裂 落橋防止装置ボルト破損，伸縮継手に段差
N－5	燕沢跨線橋	東北本線	昭44	国道4号線	宮城県仙台市	41.6	28.0	単純合成鈑桁	扶壁式	鋼ラーメン	鋼管杭	沓モルタル剝離，橋台裏込土沈下 （すき間5cm）　（25cm）
N－6	泉大橋	七北田川	昭44	国道4号線	宮城県泉市	150.4	21.0	ポステン単純T桁	半重力式	門形式	直接基礎	橋台パラペット亀裂，ゴムシューの移動，橋台裏込土沈下
N－7	高田橋	吉田川	昭6	国道4号線	宮城県黒川郡志戸田立河原	44.1	7.5	RC単純T桁	不明	逆T式	不明	沓座モルタル破損，コンクリート高欄破損
N－8	多田川橋	多田川	昭11	国道4号線	宮城県志田郡三本木町	77.7	7.5	RC単純T桁		門形式	井筒	6径間全部の桁が橋軸直角方向に移動，橋台パラペット亀裂，沓座モルタル破損，橋台背面土沈下
N－9	新江合橋	鳴瀬川	昭49	国道4号線	宮城県古川市	243.0	9.5	5径間連続非合成鈑桁	逆T式	張出式	鋼管杭	橋脚躯体下部の全周に亀裂，コンクリート剝離，橋台裏込土沈下，支点上の対傾構変形
N－10	荒瀬橋	迫川	昭37	国道4号線	宮城県栗原郡城主町	128.0	8.0	単純合成鈑桁	半重力式	逆T式	オープンケーソン	沓座モルタル破損，可動沓過大移動，橋台ウイング亀裂
N－11	有壁跨線橋	東北本線	昭40	国道4号線	宮城県栗原郡有壁	102.8	8.0	3経間連続合成鈑桁	扶壁式	逆T式	直接基礎	沓アンカーボルト変形，ジョイント部の破損

表—9·2(2) 調査対象橋梁及び被害の概要（建設省直轄橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式		基礎型式	被害概要
									橋台	橋脚		
N−12	千代大橋	広瀬川	昭40	国道4号線	宮城県仙台市郡山	310.0	9.0	単純活荷重合成桁（9連）	半重力式	張出式	オープンケーソン	橋脚コンクリート剝離し，鉄筋座屈，橋脚軀体に亀裂
N−13	阿武隈大橋	阿武隈川	昭7	国道6号線	宮城県亘理郡亘理町今泉	561.0	6.0 (+2.0)	鋼ワーレントラス 鋼単純鈑桁	扶壁式	門形式	A杭基礎 P井筒基礎 杭基礎	門型ラーメン橋脚の鉛直部にクラック及びコンクリート剝離，沓アンカーボルト切断
N−14	花京院跨線橋	仙山線 東北本線	昭27	国道45号線	宮城県仙台市	21.0	23.0	単純合成H桁				橋台桁座コンクリートに亀裂，橋台石積土留に亀裂
N−15	福田橋（上り線）	梅田川	昭32	国道45号線	宮城県仙台市福田町	51.4	10.5	単純合成H桁	不明	逆T式	コンクリート杭	橋台パラペット亀裂，橋台護岸亀裂
N−16	福田橋（下り線）	梅田川	昭46	国道45号線	宮城県仙台市福田町	53.9	10.5	単純合成鈑桁	扶壁式	逆T式	鋼管杭	沓モルタル破損，沓のずれ，橋台パラペット破損，橋台護岸亀裂，橋脚コンクリート一部剝離，親柱破損
N−17	福田大橋（上り線）	梅田川	昭32	国道45号線	宮城県仙台市福田町	108.8	10.5	非合成ゲルバー鈑桁	不明	逆T式	コンクリート杭	橋脚桁座端に亀裂，床版軽亀裂，横構の座屈及びリベットの破損，沓破損
N−18	矢本跨線橋	仙石線	昭43	国道45号線	宮城県矢本町萩生	25.0	9.5	単純合成鈑桁	扶壁式	不明	鋼管杭	橋台護岸に亀裂，床版にクラック，土留擁壁に亀裂
N−19	蛇田跨線橋	仙石線	昭44	国道45号線	宮城県石巻市	20.0	7.5	単純合成鈑桁	扶壁式	不明	鋼管杭	橋台護岸及びウイングに亀裂，土留擁壁に亀裂
N−20	鹿又跨線橋	石巻線	昭44	国道45号線	宮城県桃生郡河南町	25.0	7.5	単純合成鈑桁				橋台ウイング沈下，橋台背面土沈下
N−21	新飯野川橋	北上川	昭49	国道45号線	宮城県桃生郡河北町	441.5	10.0	3径間連続鋼床版箱桁				沓破損，橋台護岸亀裂 ウイングに亀裂
N−22	水守橋	南沢川	昭45	国道45号線	宮城県本吉郡津山町	35.5	9.5	単純合成鈑桁	重力式	逆T式	コンクリート杭	沓座モルタル破損，橋台桁座コンクリートに亀裂，橋台ウイングに亀裂，高欄破損，橋台裏込土沈下
N−23	達田橋	迫川	昭28	国道4号線	宮城県栗原郡沢辺	132.0	8.0	連続鈑桁	扶壁式	張出式	直接	可動沓大移動，カバープレートボルト破損

表—9·2(3) 調査対象橋梁及び被害の概要（建設省直轄橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式 橋台	下部型式 橋脚	基礎型式	被害概要
N-24	歌津大橋	海岸	昭47	国道45号線	宮城県本吉郡	303.6	7.5	ポステン単純T桁	重力式	張出式	鋼管杭	沓横方向ストッパー破損
N-25	小野橋	鳴瀬川	昭11	国道45号線	宮城県桃生郡小野町	247.3	5.5	鋼単純非合成鈑桁	半重力式	門形式	木杭井筒	沓損傷，桁橋軸直角方向に移動（最大65cm），橋脚沓座に亀裂，軸方向に10cm桁移動，アンカーボルト切断
N-26	天王橋	旧北上川	昭34	国道45号線	宮城県桃生町河南町本町	367.7	6.0	鋼ランガートラス(1連) 鋼ゲルバー鈑桁（7径間）	重力式	逆T式	井筒基礎	沓座コンクリートの破壊 ゲルバー固定沓破壊
N-27	岩出山橋	江合川	昭7	国道47号線	宮城県玉造郡岩出山町	224.0	7.5	RC単純T桁	不明	半重力式	不明	橋台パラペットに亀裂，橋台裏込上沈下 高欄破損
N-28	川渡大橋	江合川	昭9	国道47号線	宮城県玉造郡鳴子町	219.0	7.0	RC単純T桁				橋台パラペットに亀裂
N-29	大深沢橋	荒雄川支川	昭36	国道47号線	宮城県玉造郡鳴子町	99.7	7.5	単純鋼アーチ				沓座モルタル破損
N-30	生瀬橋	広瀬川	昭14	国道48号線	宮城県宮城町	72.2	6.8	RCゲルバーT桁	重力式	門形式	直接基礎	橋脚付根にコンクリート剥離 沓座モルタル破損
N-31	愛子跨線橋	仙山線	昭40	国道48号線	宮城県宮城郡宮城町	12.0	8.5					橋台パラペット，ウイングに亀裂 橋台地覆の破損
N-32	熊ヶ根橋	広瀬川	昭29	国道48号線	宮城県宮城郡宮城町	138.6	8.0	単純鋼アーチ	重力式	不明	直接基礎	橋台桁座コンクリート剥離
N-33	湯渡戸橋	広瀬川	昭28	国道48号線	宮城県宮城郡宮城町	96.7	6.0	単純上路トラス	重力式	逆T式	直接基礎	橋台桁座両端のコンクリート破損 沓座モルタル破損
N-34	泉橋	広瀬川	昭34	国道48号線	宮城県宮城郡宮城町	47.4	8.0	単純鋼アーチ	重力式	不明	直接基礎	橋台桁座両端のコンクリート破損 舗装に亀裂
N-35	荒雄橋	新江合川	昭24	国道108号線	宮城県古川市	115.0	7.5	単純非合成鈑桁	扶壁式	門形式	コンクリート杭	橋台桁座コンクリートに亀裂 沓座モルタル破損及びアンカーボルトゆるみ，盛土部の沈下

表—9·2(4) 調査対象橋梁及び被害の概要（宮城県管理橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式 橋台	下部型式 橋脚	基礎型式	被害概要
M－1	内川橋	白石川	昭43	国道113号	刈田郡七ケ宿町	90.4	6.0	活荷重合成鈑桁（3連）	壁式	小判式	井筒	沓座モルタル損傷
M－2	細渕2号橋	名取川 白石川	昭33	国道286号	柴田郡川崎町	51.5	5.5	アーチ＋RCラーメン	重力式	RC ラーメン	不明	RCラーメン橋脚横梁に亀裂
M－3	船岡大橋	白石川	昭39	一般県道 船岡船迫線	柴田郡船岡町	168.6	4.2	活荷重合成H型鋼鈑桁（13連）	不明	ラーメン	A1RC杭基礎 P_1～P_2 P_8～P_{12} 井筒 P_3～P_7 杭基礎	橋台前面ブロック積2～3cm 沈下 橋台に亀裂
M－4	淀ケ窪線	前川	昭52	一般県道 不忘れ・川崎線	柴田郡川崎町	19.7	7.0	単純PCプレテンT桁（1連）	逆T式		不明	橋台ウイングに亀裂
M－5	名取2号橋	名取川	昭50	国道286号	名取郡茂庭字入茂田町	95.2	14.5	鋼鈑桁（3連）	逆T式	張出式	直接基礎	橋台護岸に亀裂 橋台軀体に亀裂
M－6	杵塚橋		昭47	〃	仙台郡坪沼町	30.0	7.0	鋼鈑桁（1連）	逆T式		直接基礎	沓座モルタル損傷
M－7	落合橋	吉田川	昭49	主要地方道 塩釜・吉岡線	黒川郡大和町	176.5	11.8	単純合成鈑桁（5連）	逆T式	張出式	杭基礎	橋台沈下，橋台パラペット亀裂
M－8	七北田橋	七北田川	昭6	主要地方道 仙台・泉線	泉郡沸名坂町	88.4	11.7	RCT桁（8連）	重力式	ラーメン	直接基礎	橋台コンクリート剥離，亀裂
M－9	堂殿橋	坂本川	昭36	一般県道 丸森・山元線	亘理市山元町	16.0	6.0	単純RCT桁（1連）	重力式	ラーメン	不明	橋台護岸沈下，亀裂，桁に亀裂
M－10	磐司の橋		昭43	一般県道 仙台・山寺線	名取郡秋保町	24.8	4.0	単純合成鈑桁（2連）	重力式	逆T式	直接基礎	桁どうし接触 アンカーボルト抜出し
M－11	八乙女橋	七北田川	昭44	一般県道 根白石・塩釜線	泉郡上北田川東地内	30.88	5.54	単純合成鈑桁（1連）	半重力式		A1直接基礎	固定沓の浮上り，橋台パラペットに亀裂 橋台護岸沈下
M－12	品井沼大橋	吉田川	昭29	国道346号	宮城市	155.35	5.5	単純鋼鈑桁（10連）	逆T式	ラーメン	直接基礎	橋脚天端コンクリート剥離，橋台護岸沈下，亀裂，アンカーボルト抜出し，沓の損傷，床版に亀裂，固定沓モルタル損傷
M－13	井土新橋	名取川	昭49	主要地方道 塩釜・亘理線	仙台郡井土浜地内	45.8	11.5	単純PCプレテンホロー（3連）	逆T式	壁式	杭基礎	橋台護岸，パラペットに亀裂

表—9·2(5) 調査対象橋梁及び被害の概要（宮城県管理橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	線路名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式 橋台	下部型式 橋脚	基礎型式	被害概要
M-14	閖上大橋	名取川	昭47	主要地方道 塩釜・亘理線	仙台郡閖上地内	541.7	8.5	PC有鉸ラーメン 単純PCポステン	逆T式	柱式	A. 杭基礎 P. コンクリート井筒	橋脚コンクリート剝離，亀裂，可動沓逸脱寸前，主桁端に亀裂
M-15	井土橋	名取川	昭5	〃	仙台郡井土浜地内	19.0	4.5	単純RCT桁（2連）				外桁に亀裂，橋台護岸つみ石のくずれ親柱の傾斜
M-16	高砂大橋	七北田川	昭49	一般県道 蒲生・福田線	仙台郡高砂地内	155.5	1075	単純PCポステンT桁（5連）	逆T式	逆T式	杭基礎	橋台護岸の沈下，亀裂，橋台に亀裂
M-17	中の島橋	貞山運河	昭46	主要地方道 仙台・塩釜線	塩釜郡	408.2	20.0	単純PCポステンT桁（3連）	半重力式	柱式	直接基礎	橋台に亀裂
M-18	大代橋		昭38	一般県道 多賀城・菖蒲田線	多賀城郡大代地内	40.0	6.0	単純PCポステンT桁（1連）	半重力式		杭基礎	主桁がパラペットに接触，沓座モルタル損傷，橋台コンクリートに亀裂
M-19	北白川橋	白石川	昭28	一般県道 北白川・向山線	白石郡	19776	4.9	ゲルバー鈑桁	不明	ラーメン式	井筒基礎	橋台に亀裂 取り付け道路面に亀裂
M-20	貞山橋	貞山運河	昭48	一般県道 塩釜花渕浜・菖蒲田線	塩釜郡牛生地内	39.7	8.0	単純活荷重合成鋼鈑桁（4連）	逆T式	ラーメン	直接基礎	橋脚支承部コンクリートの剝離，アンカーボルト抜出し，取付道路沈下
M-21	下鶴田橋	鶴田川	昭52	一般県道 小牛田・松島線	黒川郡大郷町			鋼鈑桁（3連）				橋台躯体中間部に亀裂，橋脚天端コンクリート剝離，主桁移動，橋台護岸に亀裂横桁スラブアンカーの露出
M-22	西内海橋	旧北上川	昭8	主要地方道 石巻・鮎川線	石巻市中央2丁目	65.2	8.4	単純合成鈑桁（6連）	半重力式	張出式	不明	沓座破損
M-23	万石橋		昭7	〃	石巻市渡波地内	176.1	6.0	単純合成桁（18連）	半重力式	張出式	A 半重力式直接基礎 P 直接基礎	主桁どうし接触，橋脚天端支承部コンクリートの剝離，沓の移動
M-24	開北橋	旧北上川	昭44	主要地方道 石巻・河北線	石巻市水押町	284.2	6.0	5径間連続鋼箱桁	半重力式	逆T式	A. P_3.P_4.鋼管杭 P_1.直接基礎 P_2.井筒基礎	オイルダンパー用沓のアンカーボルト抜出し，モルタル破損，橋台パラペットに亀裂
M-25	辻堂橋			主要地方道 石巻・河北線	桃生郡河北町	39.7	5.12	連続H鋼仮設桁	半重力式	H鋼仮設	不明	橋台に亀裂
M-26	新北上大橋	北上川		主要地方道 女川・志津川線	〃	565.69	10.7	連続鋼ワーレントラス（2+2+3）	半重力式	逆T式	A・P_1～P_5.鋼管杭 P_6.特殊杭基礎	沓アンカーボルトの抜出し，可動沓での上沓のずれ，橋台護岸の沈下，橋台背面土の沈下

表—9·2(6) 調査対象橋梁及び被害の概要（宮城県管理橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式 橋台	下部型式 橋脚	基礎型式	被害概要
M-27	神取橋		昭40	主要地方道 河南・米山線	桃生郡河南町	287.0	6.0	ワーレンゲルバートラス（3連） 合成鋼鈑桁（3連）	半重力式	壁式	A_L直接基礎 P_1～P_3.ニューマチックケーソンP_4.P_5.AR鋼管杭	沓座モルタル破損，可動沓での上沓のずれ，伸縮継手の目開き
M-28	大和田橋		昭45	一般県道 稲井・沢田線	石巻市大和田地内	39.65	5.5	単純合成鈑桁（1連）	半重力式	不明	不明	上桁がパラペットと接触，沓座モルタル破損，橋台に亀裂，擁壁の沈下
M-29	西福田橋	鞍坪川	昭39	一般県道 鳴瀬・南郷線	桃生郡鳴瀬町	50.0	6.0	単純活荷重合成鋼鈑桁（2連）	半重力式	逆T式	杭基礎	固定沓アンカーボルト抜出し，沓座モルタル破損，可動沓における主桁の移動（3.0 Cm）
M-30	青木橋	淀川	昭39	一般県道 河南・鳴瀬線	桃生郡河南町	30.0	4.9	単純RCT桁（4連）	半重力式	RCパイルベント	杭基礎	上部工主桁支点に亀裂 橋台護岸沈下
M-31	寒風沢橋		昭39	国道108号	玉造郡鳴子町	20.6	6.0	単純合成鋼鈑桁（1連）	逆T式 扶壁式	不明	直接基礎	可動沓における桁移動，橋台擁護に亀裂 クシ型伸縮継手の密着，浮上り
M-32	荒雄川橋	江合川	昭37	国道108号	〃	142.0	6.0	単純合成鋼鈑桁（8連）	逆T式	壁式	A.直接基礎 P.井筒	沓座モルタル破損 アンカーボルトゆるみ
M-33	田町橋		昭39	国道346号	遠田郡涌谷町	15.0	6.5	単純ホロープレテンション桁（1連）	逆T式	不明	杭基礎	橋台前面コンクリート剝離 橋台護岸沈下，亀裂
M-34	涌谷大橋	江合川	昭32	国道346号	〃	147.9	7.8	単純合成鋼鈑桁（10連）			A.P_1.P_8.P_9.杭基礎 P_2～P_7井筒	沓座モルタル剝離 支承沓移動
M-35	五十鈴橋	旧迫川	昭42	国道346号	遠田郡涌谷町	119.6	6.0	ゲルバー鋼鈑桁（3連）	壁式	壁式	井筒	沓座モルタル破損，桁の移動，橋台護岸沈下
M-36	高川橋		昭12	国道347号	加美郡中新田町	21.8	6.0	単純RCT桁橋（3連）	重力式	パイルベント	A・直接基礎 P・パイルベント基礎	主桁に亀裂，橋脚沓座コンクリート剝離 橋台躯体側面に亀裂
M-37	田川橋	田川	昭24	〃	加美郡宮崎町	129.0	5.5	単純RCT桁橋（10連）	逆T式	ラーメン	A.直接基礎 P.井筒	床版に亀裂，橋台側面に亀裂，橋台擁壁に亀裂，主桁に亀裂
M-38	江合川橋	江合川	昭7	主要地方道 古川・佐沼線	古川市江合地内	155.0	9.8	単純合成桁（9連）	逆T式	ラーメン	A.杭基礎 P.井筒	ラーメン橋脚のコンクリート剝離，沓座モルタル破損，橋台に亀裂

表—9·2(7) 調査対象橋梁及び被害の概要（宮城県管理橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式 橋台	下部型式 橋脚	基礎型式	被害概要
M-39	鳴瀬橋	鳴瀬川	昭48	主要地方道 岩出山・吉岡線	加美郡中新田町	365.55	11.8	単純ポステン桁（10連）	逆T式	張出式	A_L.杭基礎 A_R.直接基礎 P_1~P_9 井筒	可動沓のサイドブロックに亀裂，可動沓ソールプレート変形 橋台護岸に亀裂
M-40	三ツ口橋	旧迫川	昭48	主要地方道 古川・登米線	遠田郡田尻町	258.5	8.0	単純ポステンT桁（10連）	扶壁式	張出式	PC杭	伸縮継手の切断，陥没，橋台護岸の沈下，支承モルタルの破損
M-41	木間塚橋	鳴瀬川	昭6	主要地方道石巻鹿島台大衝線	遠田志田郡南郷鹿島台町	236.0	4.5	単純鋼鈑桁（19連）	逆T式	ラーメン	A直接基礎 P井筒	沓座コンクリート剝離，伸縮継手破断，高欄地覆の破損
M-42	野田橋	鳴瀬川	昭10	主要地方道 鹿島台高清水線	遠田郡小牛田線	236.99	5.5	単純鋼鈑桁（13連）	逆T式	ラーメン	不明	支承部コンクリート亀裂，橋脚亀裂，支承軸直角方向に移動，高欄地覆の破損，アンカーボルト切断
M-43	敷玉橋	新江合川	昭27	主要地方道 古川・松山線	古川市石森町	113.5	7.9	単純鋼鈑桁（5連）	逆T式	ラーメン	直接基礎	主桁とパラペット接触，沓座モルタル破損，橋台ウイングの亀裂
M-44	志田橋		昭33	〃	古川市中ノ目松山町志引	266.2	6.0	ゲルバー鋼鈑桁（9連）	重力式	ラーメン	杭基礎	橋脚天端コンクリートの亀裂，アンカーボルト抜出し，沓座モルタル破損，可動沓残留変位大，橋脚躯体中間に亀裂
M-45	三軒橋		昭42	一般県道 河南・南郷線	遠田郡南郷町	290.6	6.0	単純H鋼桁（2連）	半重力式	張出式	杭基礎	沓座モルタル破損 支承沓の浮上り
M-46	長谷川橋	長谷川	昭34	一般県道 小野田・三本木線	加美郡小野田町	55.46	6.0	単純RCT桁橋（4連）	重力式	逆T式	不明	支承上主桁に亀裂
M-47	保野川橋	保野川	昭44	一般県道 小野田・三本木線	加美郡	73.45	7.6	単純PCT桁橋（3連）	逆T式	張出式	直接基礎	沓座コンクリート剝離 高欄地覆に亀裂
M-48	高倉橋	鳴瀬川	昭46	一般県道 坂本・古川線	志田郡三本木町	208.8	6.5	単純PCポステン桁（5連）	逆T式	張出式	杭基礎	可動沓の破損，沓座モルタルの破損，橋台護岸の沈下，アンカーボルト変形
M-49	桜の目橋	江合川	昭38	一般県道 古川・迫線	古河市桜の目地内	255.0	6.0	5径間ゲルバー鋼トラス	逆T式	壁式	直接基礎	可動沓の移動量大，沓座モルタル破損，アンカーボルト抜出し．床版に亀裂，橋台パラペットに亀裂
M-50	藤尾敷跨道橋		昭51	一般県道 岩出山上蝦沢線	古川市清滝地内	34.8	11.5	単純PC箱桁（1連）	逆T式		不明	橋台背面土沈下 橋台ウィングに亀裂
M-51	長泥橋	旧迫川	昭47	一般県道 涌谷・登米線	遠田郡涌谷町	135.1	8.4	単純活荷重合成鋼鈑桁(4連)+3径間連続鋼鈑桁	逆T式	パイルベント	杭基礎	固定沓，沓座モルタル破損，橋台護岸の沈下，亀裂（7.5 cm）

表—9・2(8) 調査対象橋梁及び被害の概要（宮城県管理橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式		基礎型式	被害概要
									橋台	橋脚		
M-52	町窓寺橋	蛭沢川	昭28	一般県道 岩出山・宮崎線	玉造郡岩出山町	15.0	4.5	単純RCT桁橋（2連）	重力式	壁式	不明	主桁に亀裂
M-53	大寺橋	善光寺川	昭29	主要地方道 古川・佐沼線	栗原郡瀬峰町	20.7	7.9	単純PCポステン桁（1連）	半重力式		不明	橋台に亀裂
M-54	杉橋	鳥沢川	昭44	主要地方道 若柳・岩ヶ崎線	栗原郡栗駒町	37.0	6.45	単純H型鋼鈑桁（1連）	逆T式		直接基礎	可動沓ソールプレート破損 橋台護岸に亀裂
M-55	箱渕橋	迫川	昭12	主要地方道 鳴子・岩ヶ崎線	栗原郡一迫町	38.5	4.6	単純RCT桁（3連）			直接基礎	主桁と横桁に亀裂, 橋台上面コンクリート剝離
M-56	島廻橋	二迫川	昭40	主要地方道 栗駒・岩出山線	栗原郡鶯沢町	11.6.0	6.0 4.5	単純H型鋼鈑桁（4連）	逆T式	不明	直接基礎	固定沓橋脚天端コンクリート亀裂, 可動沓セットボルト抜出し
M-57	念仏壇橋	照越川	昭53	主要地方道 河南・築館線	栗原郡築館町	24.9.	9.1	単純H型鋼鈑桁（1連）	半重力式		直接基礎	橋台側壁に亀裂
M-58	下田橋	瀬峰川	昭8	一般県道 瀬峰・河北線	栗原郡瀬峰町	19.25	3.5	単純H型鋼鈑桁（1連）	半重力式		不明	橋台躯体に亀裂, 橋台ウイングに亀裂
M-59	若柳大橋	迫川	昭43	一般県道 若柳・岩ヶ崎線	栗原郡若柳町	78.6	8.8	RC変断面ゲルバーT桁＋単純RCT桁（2連）	半重力式	ラーメン	不明	橋台躯体に亀裂
M-60	峰界橋	落堀川	昭36	一般県道 若柳・築館線	栗原郡若柳町	25.5	5.6	単純RCT桁（3連）	半重力式	パイルベント	A.直接基礎 P.井筒	主桁端部コンクリート破損
M-61	道場橋	地田川	昭51	一般県道 油島・栗駒線	〃	19.75	8.8	単純H型合成鈑桁（1連）	逆T式		直接基礎	可動沓ソールプレート切断, ピンチプレートの変形
M-62	山吉田橋	迫川	昭39	国道346号	登米郡米山町				逆T式	逆T式	杭基礎	固定沓沓座コンクリート破損, 桁沈下, 橋台護岸に亀裂
M-63	錦桜橋	北上川	昭31	〃	登米郡中田町	575.5	6.6	鋼単純ワーレントラス（5連）鋼ゲルバー鈑桁	扶壁式	半重力式	井筒	ゲルバー桁落橋, 沓の破損, 沓座モルタルの破損, 主桁と橋台パラペットの接触 アンカーボルト抜出し
M-64	登米大橋	北上川	昭20	国道342号	登米郡登米町	306.0	5.3	単純RCT桁（一部ゲルバー）（12連）	重力式	ラーメン	A.RC壁式 P.井筒	T桁に亀裂, 橋脚躯体に亀裂 沓座コンクリート亀裂

表—9·2(9) 調査対象橋梁及び被害の概要（宮城県管理橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式		基礎型式	被害概要
									橋台	橋脚		
M-65	錦橋	迫川	昭34	主要地方道 古川・佐沼線	登米郡迫町	102.0	9.5	単純PC箱桁（3連）	扶壁式	壁式	A.杭基礎 P.井筒	沓座モルタル破損 伸縮継手の破損
M-66	米谷大橋	北上川	昭3	主要地方道 湯沢築館志津川線	登米郡東和町中田町	181.4	5.5	鋼ゲルバートラス	重力式	ラーメン	A.直接基礎 P.ラーメン橋脚井筒	トラス上弦材切損，固定沓ピンの抜出し，沓座破損，上横構座屈
M-67	桜岡橋	迫川	昭45	古川・登米線	登米郡米山町松岡	195.0	6.0	単純合成鈑桁（8連）	逆T式	逆T式	杭基礎	沓座モルタル破損，伸縮装置破損，橋台護岸の沈下，
M-68	豊里大橋	旧北上川	昭42	主要地方道 河南・米山線	登米郡豊里町	348.96	8.0	単純合成鈑桁（12連）	逆T式	壁式	杭基礎	沓座コンクリート破損
M-69	今道橋	夏川	昭42	米谷・若柳線	登米郡石越町	99.5	6.0	単純合成鈑桁（5連）	逆T式	張出式	RC杭	沓座モルタル破損，桁沈下，橋台護岸沈下，亀裂
M-70	船場橋	夏川	昭49					単純I桁＋3径間連続鋼鈑桁			A.パイルベント P.杭基礎	沓サイドブロック破損，主桁の移動，沓モルタル破損
M-71	千貫橋	旧迫川	昭52	瀬峰・河北線			3.5	単純1桁（3連）	不明	張出式	不明	橋台護岸の沈下，亀裂（MA×50m）
M-72	吉田橋	二股川	昭42	東和・登米線	登米郡東和町	92.2	9.3	単純合成鈑桁（3連）	逆T式	張出式	井筒	可動沓サイドブロック破損，固定モルタル破損，橋台護岸の沈下
M-73	大関橋	大関川	昭42	〃	登米郡東和町	42.3	6.0	単純合成鈑桁（1連）	逆T式		井筒	主桁と橋台パラペット接触，沓浮上り，伸縮継手の目開き
M-74	柳津大橋	北上川	昭50	一般県道 河南・津山線	本吉郡津山町	450.0	10.5	連続鋼ワーレントラス（6連）	逆T式	逆T式	杭基礎	固定沓上のトラス部材の座屈，固定沓ヒットボルトゆるみ，沓サイドブロック破損，橋台取付護岸の沈下，亀裂
M-75	浪板橋	鹿折川	昭45	気仙沼・唐桑線	気仙沼市浪板地内	450.2	9.5	単純合成鈑桁（3連）	逆T式	逆T式	A鋼管杭 P杭基礎	橋台躯体に亀裂 取付擁壁沈下，亀裂

表—9·2(10) 調査対象橋梁及び被害の概要（岩手県管理橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式		基礎型式	被害概要
									橋台	橋脚		
I-1	岩喰橋		昭41	主要地方道 盛岡環状	滝沢玉山村	137.3	6.2	単純鋼ワーレントラス（1連）＋単純鋼鈑桁（3連）				可動沓での桁移動大，沓座モルタルの破損，橋台躯体に亀裂

表—9・2(11) 調査対象橋梁及び被害の概要（岩手県管理橋）

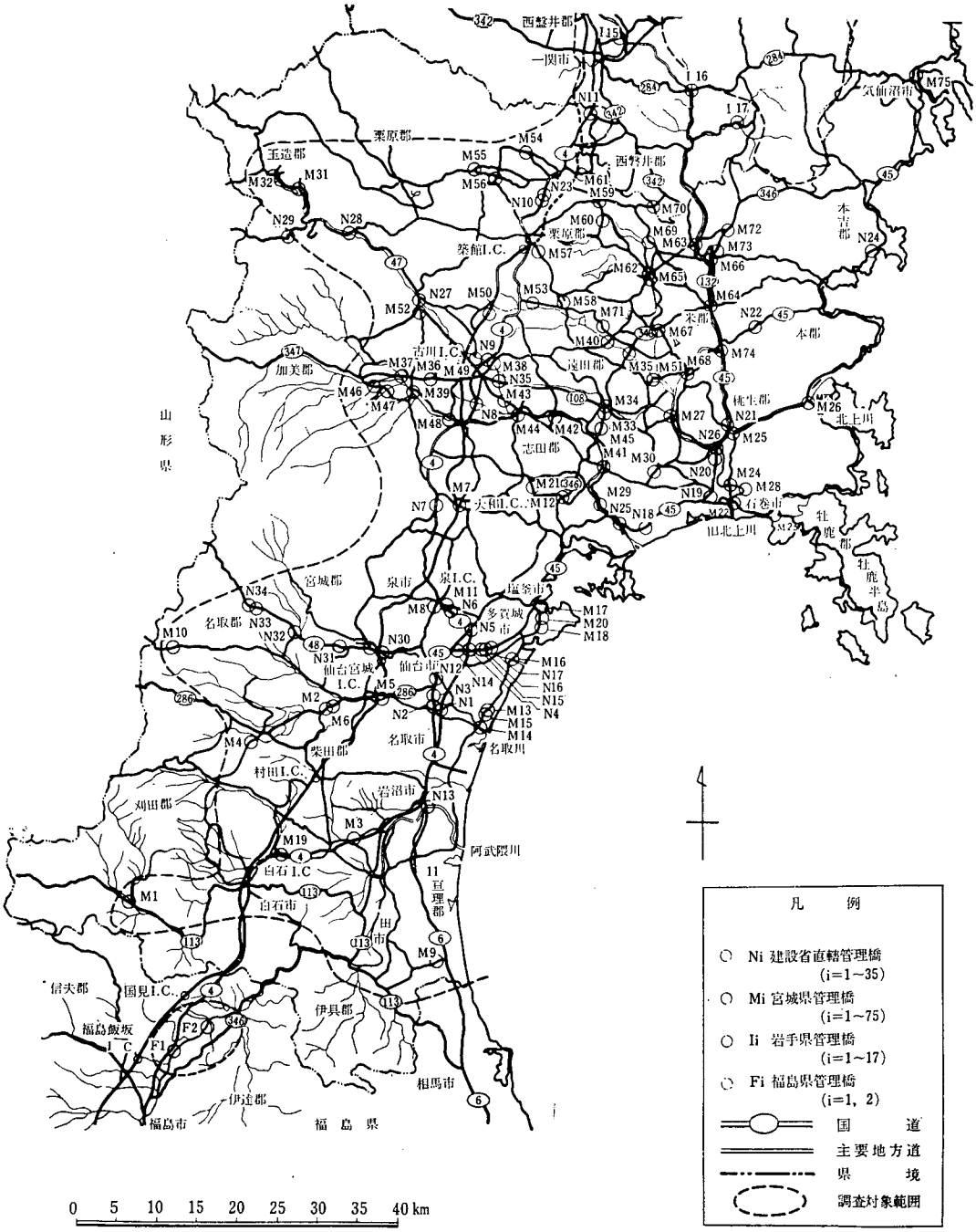
番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式		基礎型式	被害概要
									橋台	橋脚		
I－2	大正橋	北上川	昭34	一般県道 石鳥谷・大迫線	石鳥谷町	181.3	6.0	単純ランガー桁 （3連）				橋脚に縦亀裂
I－3	井戸向橋		昭45	町道	石鳥谷町	183.7	6.0	PCT桁（6連） 鋼鈑桁（5連）				固定沓沓座に亀裂， 伸縮継手目開き
I－4	東雲橋	北上川	昭37	一般県道 羽黒堂・枚橋線	石鳥谷町	237.5	4.5	単純RCT桁（8連）				橋台沓座コンクリート剥離，橋脚上沓コンクリート剥離
I－5	珊瑚橋	北上川	昭8 (昭46)	国道107号	北上市	254.6	7.0	3径間ゲルバートラス斜張橋＋2経間連続RCT桁				RC桁に亀裂，沓アンカーボルト抜出し，沓リベットの切損，伸縮装置落下，ゲルバー橋とRCT桁の衝突による床版欠損，沓セットボルトのゆるみ，親柱の変位
I－6	立花跨線橋	東北本線	昭42	国道107号	北上市	148.5	15.0	単純活荷重合成鈑桁（1連） 単純H型鋼鈑桁（3連） PCプレンテン鈑桁（6連）				H桁どうしが接触，沓座モルタル破損，アンカーボルトのゆるみ，橋脚天端コンクリート破損
I－7	国見橋	北上川	昭49	市道	北上市	537.0	6.0	4径間連続張出桁 PC箱桁（2連）				沓ストッパーの破損，ヒンヂ部の桁落ち込み，フィンガージョイントの不陸
I－8	金ケ崎橋	北上川	昭36	一般県道 江刺・金ケ崎線	金ケ崎町	510.0	6.0	単純PCT桁（10連） 3径間ゲルバートラス（1連） 単純鈑桁（1連）				沓座モルタルの破損，ローラー沓ローラーカバーの変形，ゲルバー部ヒンヂのストリンガー変形
I－9	桜木橋	北上川	昭6	主要地方道 水沢人首住田線	水沢市	359.0	6.0	13径間 ゲルバー鈑桁				ローラー沓ガイドブロックの逸脱，橋脚天端コンクリートの亀裂
I－10	小谷木橋	北上川	昭29	主要地方道 横手・住田線	水沢市	595.7	5.5	単純鈑桁（15連） RCT桁（9連）				主桁ヒンジ支点部に亀裂（RC桁）
I－11	藤橋	北上川	昭48	国道343号	水沢市	705.0	8.0	3径間連続鋼鈑桁（3連） 4径間連続鋼鈑桁（1連）				固定沓ピン切断， 沓座モルタルの破損

表—9·2(12) 調査対象橋梁及び被害の概要（岩手県管理橋）

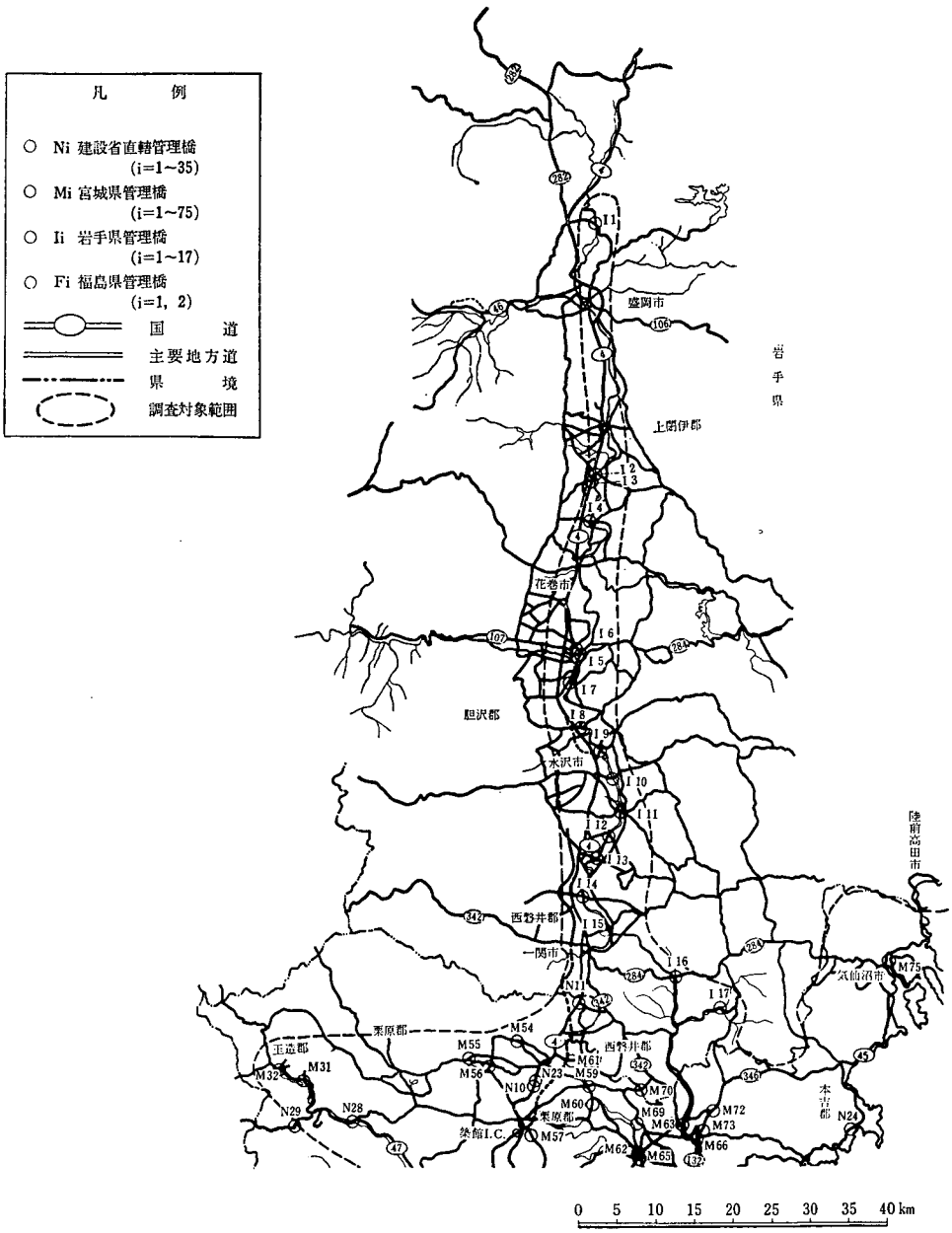
番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式		基礎型式	被害概要
									橋台	橋脚		
I−12	大曲橋	北上川	昭33	一般県道 大東・前沢線	前沢町	488.0	6.0	3径間ゲルバートラス（1連） 単純PCT桁（10連）				PCT桁端部に破損，支沓移動制限装置のツメ破損，アンカーボルト抜出し，重ねプレート式伸縮継手の変状
I−13	赤生津橋	北上川	昭46	一般県道 長坂東稲前沢線	前沢町	513.57	6.0	単純ワーレントラス（4連） 単純PCT桁（7連）				沓座コンクリート破損，PC桁支点上の割れ，アンカーボルト抜出し，床版下フランジリベットのゆるみ，セットボルトのゆるみ
I−14	高館橋	北上川	昭35	一般県道 相川・平泉線	西磐井郡平泉町	224.14	6.0	単純PCT桁（9連）				橋脚天端コンクリートに亀裂，沓座モルタル破損
I−15	柵の瀬橋	北上川	昭37	主要地方道 一関・北上線	一関市	219.0	6.0	単純ランガートラス（3連）				橋台護岸の沈下，下フランジリベットのゆるみ，固定沓セットボルトのゆるみ，可動沓カバープレートの変形，沓モルタルの破損，アンカーボルトの抜出し，橋台パラペットに亀裂，上横構座屈，橋門構の変形，縦桁連続リベットのゆるみ
I−16	北上大橋	北上川	昭13	国道284号	川崎村	205.0	6.0	ブレースドアーチ（1連） 3径間ゲルバー鈑桁（1連） 単純RCT桁（2連）				可動沓移動量大，アンカーボルト抜出し橋脚上支承コンクリートに亀裂，クシ型伸縮継手目開き
I−17	一本杉橋			一般県道 網木・東海線	藤沢町	36.5	6.0	単純H型鋼鈑桁（2連）				固定沓の変形， アンカーボルト抜出し

表—9·2(13) 調査対象橋梁及び被害の概要（福島県管理橋）

番号	橋名	架設河川名もしくは鉄道	架設年	路線名	所在地	橋長(m)	幅員(m)	上部型式	下部型式		基礎型式	被害概要
									橋台	橋脚		
F−1	伊達橋	阿武隈川	昭40	伊達・霊山線	伊達郡伊達町	288.0	7.0	4径間連続鋼ワーレントラス				支承ピンの逸脱及び破損，支承上トラス，下弦材の局部座屈
F−2	伊達崎橋	阿武隈川	昭35	梁川・霊山線	伊達郡伊達町	303.1	6.0	単純PCT桁（7連）				支承モルタルの破壊， 支承の亀裂



図—9・1(a) 橋梁被害分布(宮城県)



図—9·1(b)　橋梁被害分布〔岩手県（北上川水系）〕

ランクA耐荷力の減少に影響のある損傷
例えば，

鋼構造物……{1次部材の座屈及び亀裂
支承沓の破損及びローラーの抜出し
アンカーボルトの抜出しが大

RC 構造物……{1 mm 以上の亀裂
支承沓座の破壊

ランク　B　耐荷力の減少に影響のない損傷
例えば，

表—9·3　調査橋梁数及び被害橋梁数

	調査橋梁数	被害橋梁数			(注)合計
		上部構造	支承	下部構造	
建設省直轄	55	2	18	26	35
宮城県管理	414	14	39	41	73
岩手県管理	170	4	13	9	17
福島県管理	4	1	2	0	2
合　計	643	21	72	76	127

(注) 被害箇所が重複する橋梁については1橋として計算する。

鋼構造物……2次部材の変形
RC 構造物……ヘアクラック
取付護岸……沈下及び亀裂
ランクC永久構造物として問題ない軽微な損傷
ランクD特に異常が認められないもの

集計の結果を表—9.4に示す。これによれば，耐荷力の減少に影響するような被害は全体の 5% 以下と少なく，ほとんどが軽微な被害あるいは無被害であったことが分かる。

〔3〕 東北縦貫自動車道の被害調査

東北縦貫自動車道川口～青森線は，宮城県沖地震当時岩槻～築館間が既に開通していた。日本道路公団仙台管理局により実施された白河 IC～築館 IC 間の橋梁部の点検結果を表—9·5に示す。また，橋種別に被害の状況を区分すれば 表—9·6, 9·7 のようになる。

被害率は仙台地区を中心として高くなっており，被害箇所別では，沓，伸縮継手が圧倒的に多く，上部構造の被害は，コンクリート橋において上部構造が移動時に橋台パラペットに衝突し，若干の角落ちを生じた程度であり，ほとんど無いといってよい。

表—9·5 によると，跨道橋よりも本線橋の方が若干被害率が高くなっているが，これは後述するように IC 橋などに多用されているロッキングピア型式の3径間連続中空床版橋の被害が本線の被害のうち大きな割合を占めているためである。

跨道橋下部構造の被害は，沓座付近から発生した亀裂によるものがその大部分を占めている。

表—9·6 の被害概要からも分かるように，橋梁被害の 90% 以上が支承におけるものであるため，支承関係の

表—9·4 被害橋の程度別分類（宮城県による）

道路種別＼ランク	A	B	C	D	合計
国道	6	10	19	58	93
主要地方道	9	30	24	83	146
一般県道	4	32	37	102	175
合計	19	72	80	243	414

表—9·5 橋梁部の点検結果

			仙台管理局				
			郡山管内	福島管内	仙台管内	古川管内	合計
橋梁数	本線		42	56	49	32	179
	跨道橋		42	21	29	17	108
	計		24	77	78	49	299
被害橋梁数	本線		7	6	16	7	36
	跨道橋		0	4	7	6	17
	計		7	10	23	13	54
被害率	本線		17%	11%	33%	22%	20%
	跨道橋		0.0	19	24	35	15
	全体		8	13	29	27	19
被害種別橋梁数	本線	沓	7	5	13	7	32
		伸縮継手	18	3以上	13	5	39以上
		下部工	0	1	4	1	5
	跨道橋	沓	0	4	3	2	9
		下部工	0	1	6	6	13

注）被害橋梁数及び被害率の中には伸縮継手の被害数を含まない

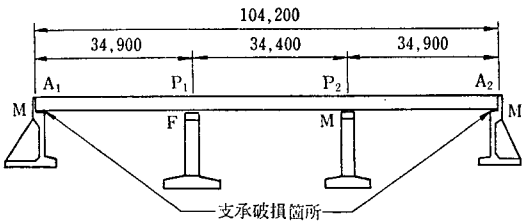
表—9·6 橋種別支承の被害（本線橋）

			橋梁数					被害橋梁数					被害率(%)
			郡山	福島	仙台	古川	計	郡山	福島	仙台	古川	計	
コンクリート橋	RC橋	単純中空床版橋	8	4	8	1	21	2	0	2	0	4	19
		2径間連続中空床版橋	1	5	0	2	8	0	0	0	1	1	12
		3径間 〃	1	4	1	1	7	0	2	0	0	2	29
		3径間 〃（ロッキング）	6	4	5	2	17	4	1	3	1	9	53
		4径間 〃	0	0	2	1	3	0	0	1	0	1	33
		5径間 〃	0	2	2	1	5	0	0	1	0	1	20
	PC橋	単純T桁橋	0	2	0	0	2	0	0	0	0	0	0
		単純合成桁橋	8	7	15	8	38	0	0	1	0	1	3
		2径間連続合成桁橋	4	3	1	0	8	1	1	0	0	2	25
		3 〃	1	2	0	0	3	0	0	0	0	0	0
		4 〃	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
		単純中空床版橋	2	1	0	1	4	0	0	0	0	0	0
		2径間連続中空床版橋	0	2	0	0	2	0	0	0	0	0	0
		3 〃	0	1	1	1	3	0	0	1	1	2	67
	小計		32	37	35	18	122	7	4	9	3	23	19
鋼橋	単純合成桁橋		5	3	4	4	16	0	0	1	1	2	13
	2径間連続合成桁橋		2	0	1	0	3	0	0	1	0	1	33
	3径間 〃		1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
	4径間 〃		0	2	0	0	2	0	0	0	0	0	0
	単純非合成桁橋		1	6	4	1	12	0	0	1	1	2	17
	2径間連続非合成桁橋		0	4	2	5	11	0	1	0	2	3	27
	3径間 〃		0	3	2	2	7	0	0	0	0	0	0
	2径間連続 BOX 桁橋		1	0	0	1	2	0	0	0	0	0	0
	単純 BOX 橋		0	1	1	1	3	0	0	1	0	1	33
	小計		10	19	14	14	57	0	1	4	4	9	16
合計			42	56	49	32	179	7	5	13	7	32	18

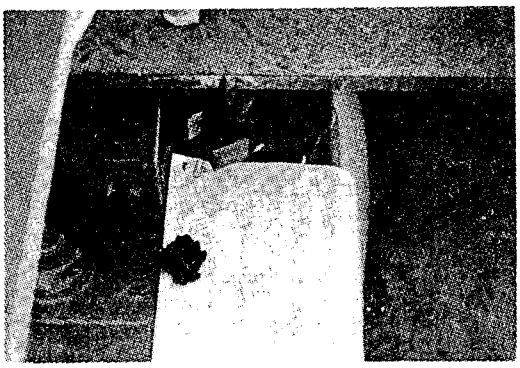
表—9・7　跨道橋の被害

橋種	橋梁数					被害橋梁数					被害率(%)
	郡山	福島	仙台	古川	計	郡山	福島	仙台	古川	計	
単純鋼合成桁橋	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
PC標準斜π橋	23	6	17	2	48	0	0	2	0	2	4
PC変形 〃	3	2	5	6	16	0	0	0	2	2	13
PC単純中空床版橋	0	2	0	3	5	0	2	0	0	2	40
PC2径間連続中空床版橋	5	8	0	0	13	0	1	0	0	1	8
PC3径間 〃	0	1	4	5	10	0	0	4	3	7	70
PC4径間 〃	0	0	0	1	1	0	0	0	1	1	100
PC2径間連続BOX橋	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
PC3径間 〃	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
PC方杖式ラーメン橋	0	2	0	0	2	0	1	0	0	1	10
RC2径間連続中空床版橋	7	0	1	0	8	0	0	1	0	1	13
RC3径間 〃	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
2径間連続鋼管橋	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
PC2径間連続水路橋	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
合計	42	21	29	17	109	0	4	7	6	17	16

注）PC斜橋及びPC変形斜π橋以外の橋梁においての被害は支承部が大部分である。



図—9・2　上沓ストッパの破損箇所（七北田橋）



写真—9・1　上沓ストッパの破損

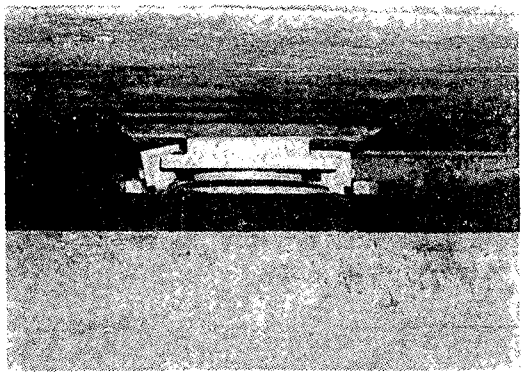
被害についていくつかに分類して以下に述べる。

支承の破損を大別すれば，上沓橋軸方向のストッパーの欠落，下沓サイドブロック（ストッパー）の破断，沓座モルタル破壊の3種類に分類できる。

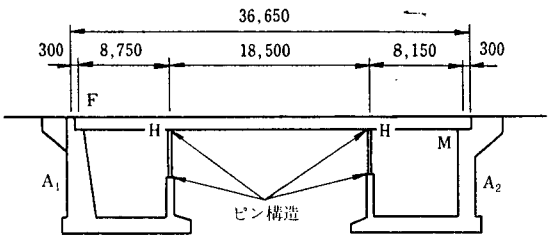
（1）　上沓ストッパーの欠損例

沓破損のうち，この種の破損例が最も多く，ここでは3径間連続プレートガーダー橋の例を図—9・2及び写真—9・1に示す。

この種の橋梁における固定沓の破損例は皆無に近く，また3径間以上の連続構造の場合，橋脚上の可動沓はほとんど正常であり，大半が両橋台可動沓に集中している。さらに，ストッパーの破損方向が A_1 橋台と A_2 橋台で反対になっていることが多い。すなわち，この場合，A_1，A_2 橋台とも橋台パラペットの反対側のストッパーが破損しており，上部工が移動して沓が破損したのではなく，橋台が動いて破損したものと解釈することができる。



写真—9・2　下沓サイドブロックの破損



図—9・3　下沓サイドブロックの破損箇所（白石第1インター橋）

（2）　下沓サイドブロックの破損例

沓破損状況は写真—9・2のとおりであり，その代表的構造例として3径間連続中空床版橋のロッキングピア形式を示せば図—9・3のとおりである。すなわち，中間橋脚は上下端ともにピン構造となっており，水平方向に対する抵抗力は両方向とも無く，橋軸直角方向の水平力は両橋台の沓で持つ構造となっている。地震時の水平力は，全部の沓で等分に負担するとの仮定で下沓のサイドブロックの断面計算がなされているが，上沓と下沓の間のすき間は施工誤差のために必ずしも等しくないので，実際の水平力の作用は各個撃破的に沓1個ごとに全水平力に近い力が作用し，次々に各沓が破壊したものと考えられる。また，設計上1橋台当りの水平力は上部工死荷重の1/2を対象として水平力を算出しているが，振動の方向や揺れ方によっては，計算値以上の水平力を分担す

るケースが出てくることは十分予想される。すなわち，片方の橋台を支点として反対側の橋台が揺すられた場合，又はねじれ等の影響がそれである。いずれにせよ橋軸直角方向の上下沓の余裕幅を完全に同一にすることは不可能であることから，今後この部分の設計方法については検討を要するところであると考えられる。

（3） 沓座関係破損例

沓座モルタルの圧壊例を写真—9·3に示す。本橋梁の上部工は3径間連続PC中空床版曲線橋で，下部工は両橋脚共円柱脚で上部工と剛結されている。

これは写真で明らかなように，沓座モルタルが比較的厚いうえに曲線橋であるため，縦揺れに対して特に反力が集中したためではないかと考えられる。また，写真—9·4に示す下部工の損傷は，沓座アンカーの応力集中によるものと考えられる。

3. 代表的な被害状況

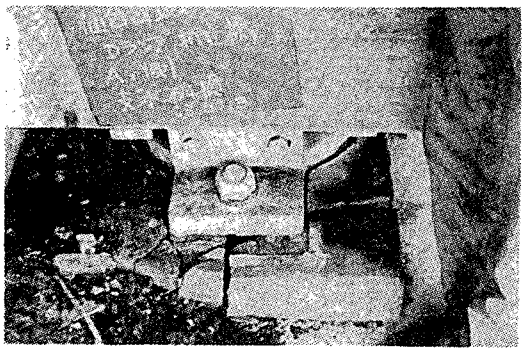
〔1〕 千代大橋

（1） 被害の状況

千代大橋は国道4号（仙台バイパス）が広瀬川を横断するために昭和40年に架設された9連の単純活荷重合成桁からなる橋長 310.0 m，幅員 19.0 m の1等橋である。下部構造は図—9·4に示すように張出式橋脚と半重力式の橋台からなっており，基礎の形式はオープンケーソンである。

本橋周辺の地盤は在来河床よりおよそ 2～4 m までは N 値 10～50 程度の粘土混り砂礫，それ以深はほとんど N 値 50 以上の玉石を混入する砂礫層となっている。

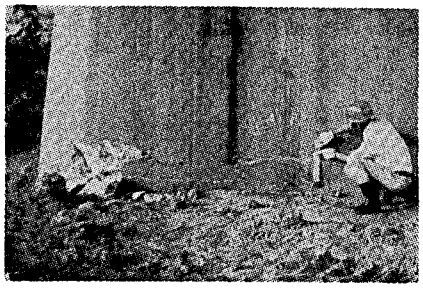
地震によって橋台2基，橋脚8基からなる下部工のうち，橋脚のすべてに被害が生じた。各橋脚の被害の状況は，図—9·5 のようである。P_1～P_4 は，フーチング上面より約50 cm 上方に躯体のほぼ全周にわたる水平ひび割が生じ，P_1 及び P_2 では局部的にコンクリートの圧壊剝落・鉄筋の変形を生じた。P_5～P_8 は，張出し部下縁位置付近の躯体竪壁に全周にわたる水平ひび割が生じ，P_6 では局部的に最大幅 70 cm，深さ 15 cm にわたりV字形にコンクリートが圧壊崩落し，その部分の鉄筋が露出した。被災状況の一例を 写真—9·5～9·7 に示す。



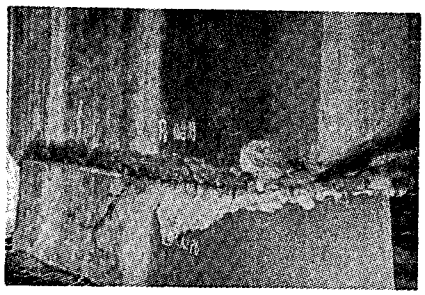
写真—9·3 沓座モルタルの圧壊



写真—9·4 沓座アンカー周辺のクラック



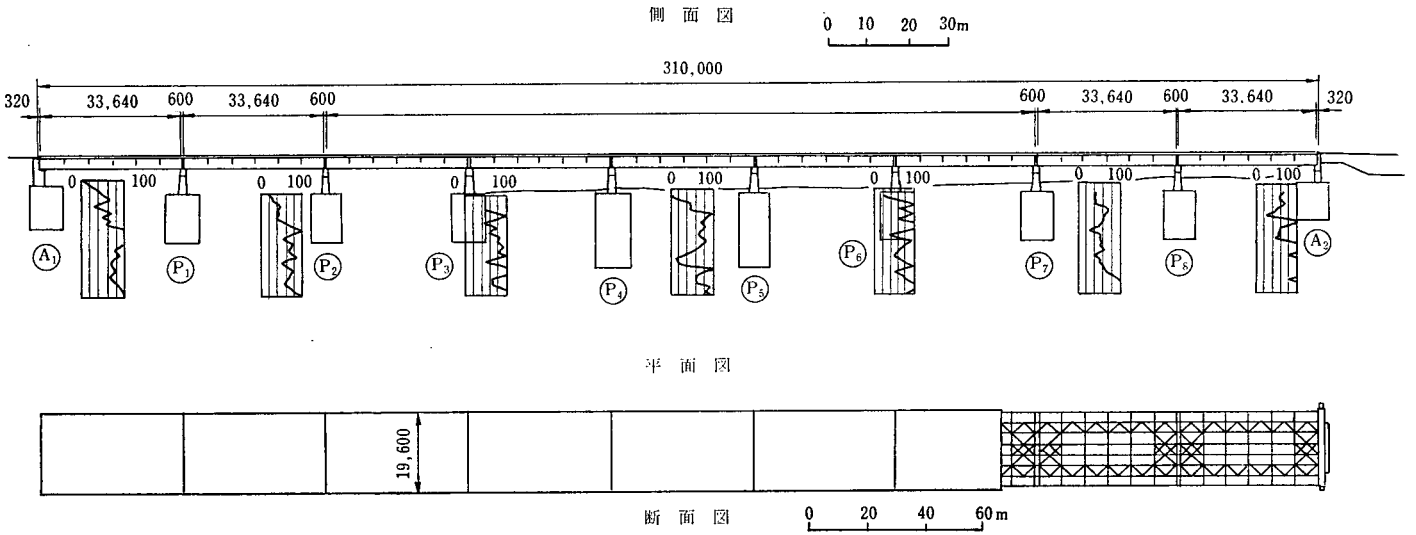
写真—9·5 被災状況（千代大橋 P_2）



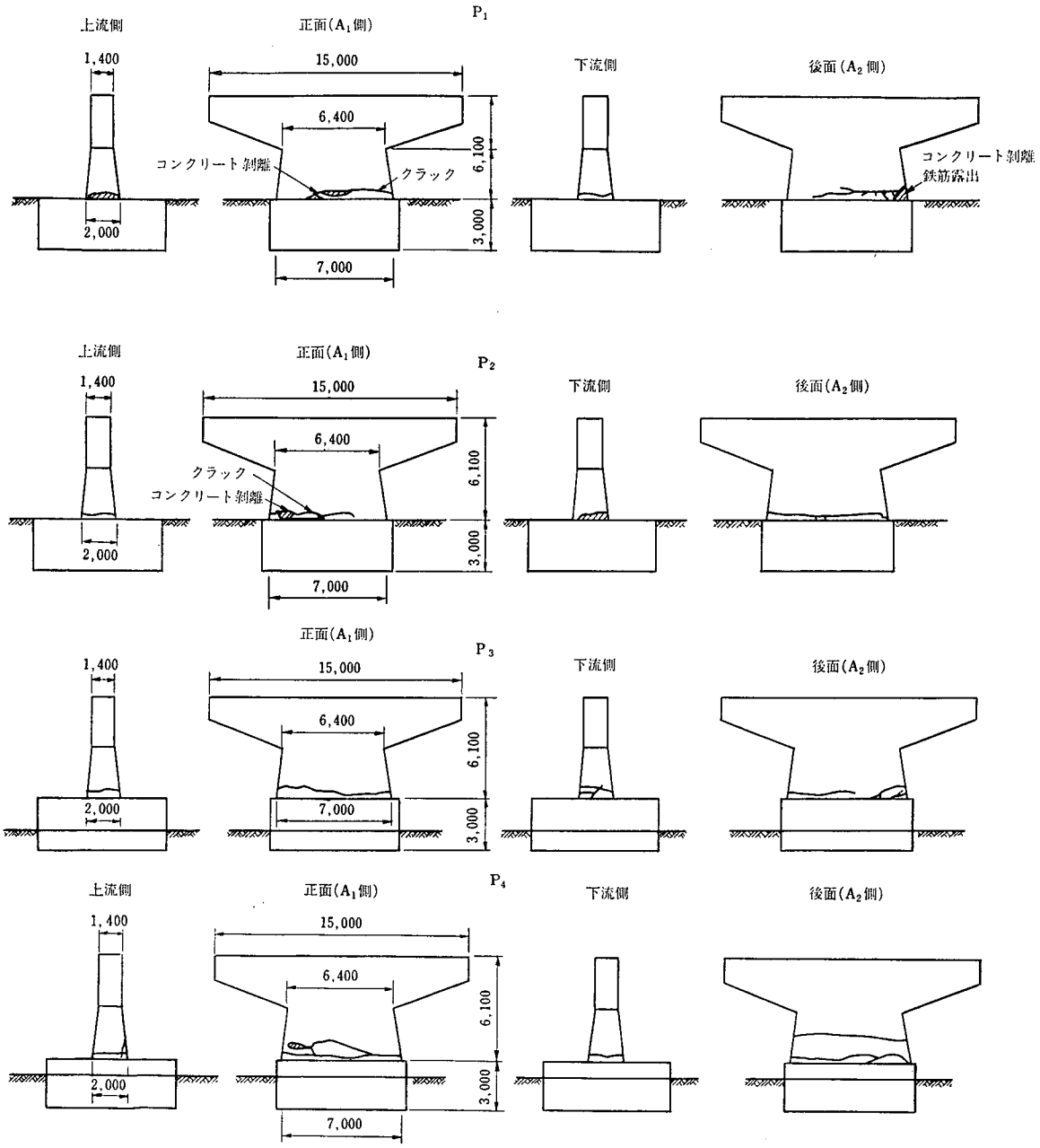
写真—9·6 被災状況（千代大橋 P_6）a）全景



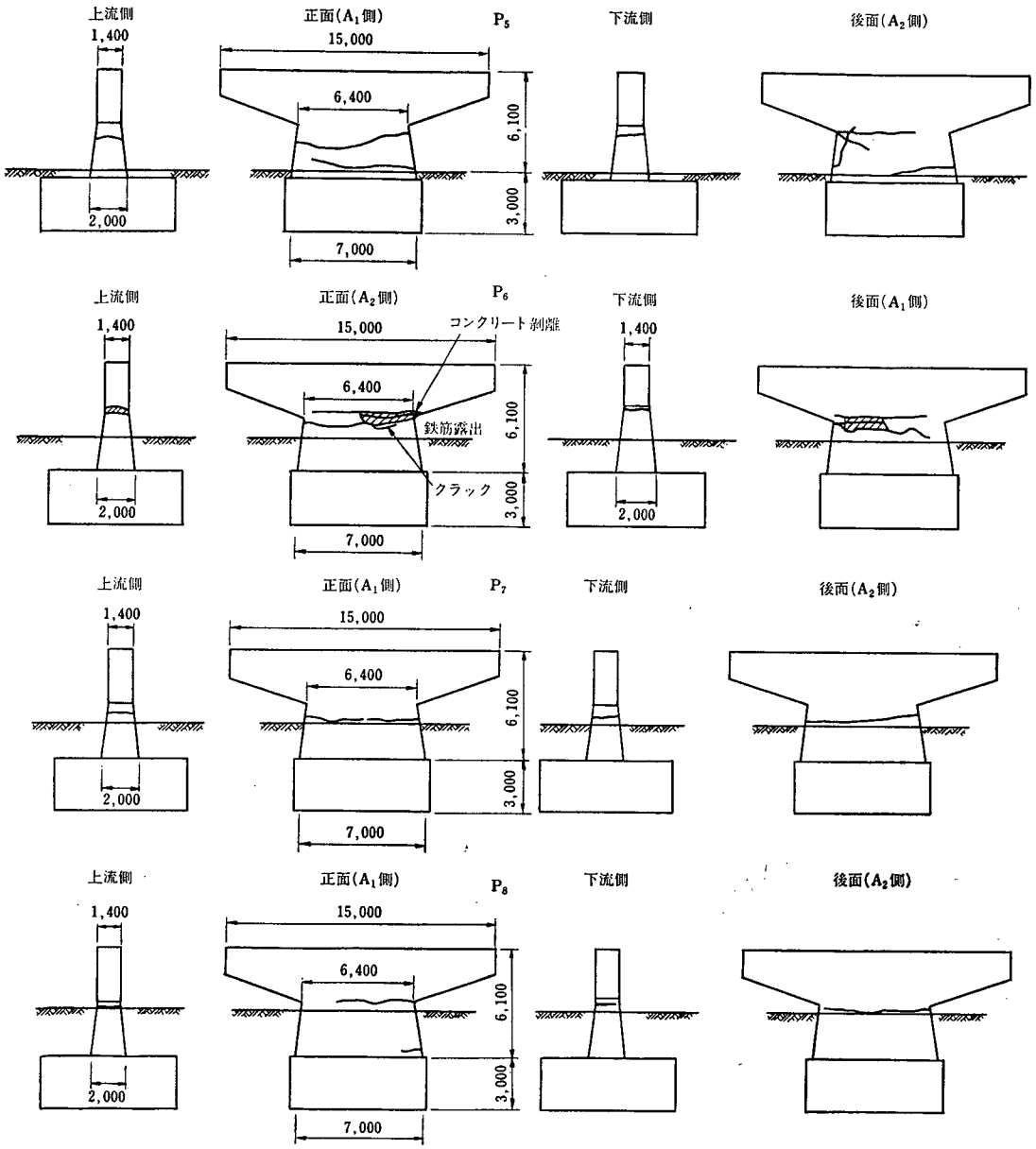
写真—9·7 被災状況（千代大橋 P_6）b）細部


側面図
0 10 20 30m
310,000
320
33,640
600
33,640
600
600
33,640
600
33,640
320
A1
P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P8
A2
平面図
19,600
断面図
0 20 40 60m
19,600
300
2,500
14,000
2,500
300
アスファルトコンクリート舗装厚 5cm
鉄筋コンクリート床版厚 17cm
2%放物線勾配
3%
2,600
5 @2,600×13,600
2,600
1,500
1,500
6,100～6,250
3,100～3,250
6,000

図—9·4 千 代 大 橋 一 般 図



図—9・5(1) 千代大橋橋脚クラック発生位置



図—9·5(2)　千代大橋橋脚クラック発生位置

（2） 復　　旧

復旧は一般交通を供用しながら行われた。

応急復旧は主鉄筋が座屈し上部工荷重を支持するのが危険と考えられた P_6 橋脚については，橋脚に近い位置に支保工を設置し上部工の反力を仮受させた。その後，クラックとコンクリート剝離の状況から早急に補修の必要と考えられた P_1, P_2, P_6 の3基について，応急復旧工事として躯体下端で 70 cm 厚，上端で 50 cm 厚の鉄筋コンクリートによる巻立補強を実施した。

本復旧は残った橋脚すべてについて，同様にクラックに樹脂注入を行い，更に外側に鉄筋コンクリートを巻立てて補強を行った[3),31)]。

〔2〕 新江合橋

（1） 被害の状況

新江合橋は国道4号（古川バイパス）が鳴瀬川を横断するために 昭和 49 年に架設された5径間連続非合成鈑桁からなる長さ 243 m，幅員 9.5 m の1等橋である。下部構造は図—9·6に示すように逆T式橋台2基，張出し式橋脚4基からなっており基礎形式は鋼管杭である。地震による上部工の被害は，P_1～P_4 のソールプレートと上沓のセットボルトのネジ山が破損し緩みが生じた。このうち P_2 のセットボルト9本が破損し飛散した。また，P_2 の G_1, G_2 主桁のアンカーボルトに一部緩みが生じた。

対傾構は P_1～P_4 の全支点上と P_2（固定）の両側に隣接する中間対傾構の斜材のL型鋼が座屈した。

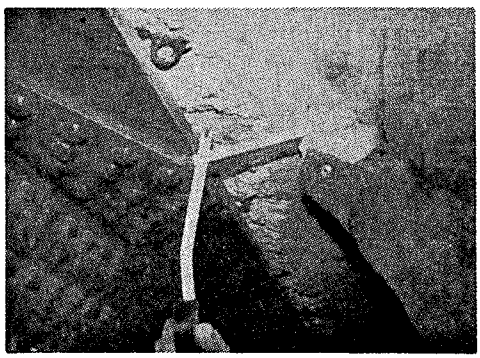
横構は P_2（固定）周辺で6箇所，P_1, P_3 周辺で各1箇所座屈した。

床版は P_2 支点上 G_2 及び G_3 主桁の上のフランジと床版のハンチとの接合部において，支点上の 前後約 10 m にわたりコンクリートが剝離し，床版とフランジの間に隙間が生じた（写真—9·8）。

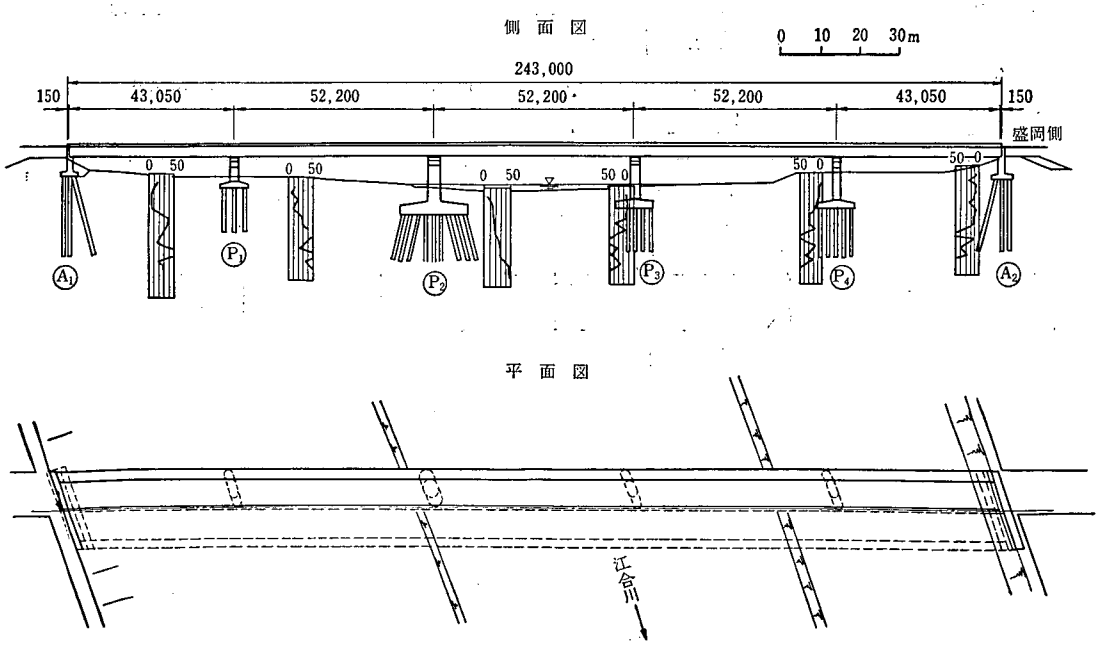
下部工の被害は6基のうち P_3（可動沓） 1基のみ被災した。その状況は 図—9·7 及び 写真—9·9 に示すとおりで，フーチング上面より約4m 上方に躯体の全周に及ぶ水平ひび割が生じ，部分的にコンクリートの圧壊・鉄筋の座屈を生じた。ただし，躯体の沈下・傾斜等は認められなかった。

（2） 復　　旧

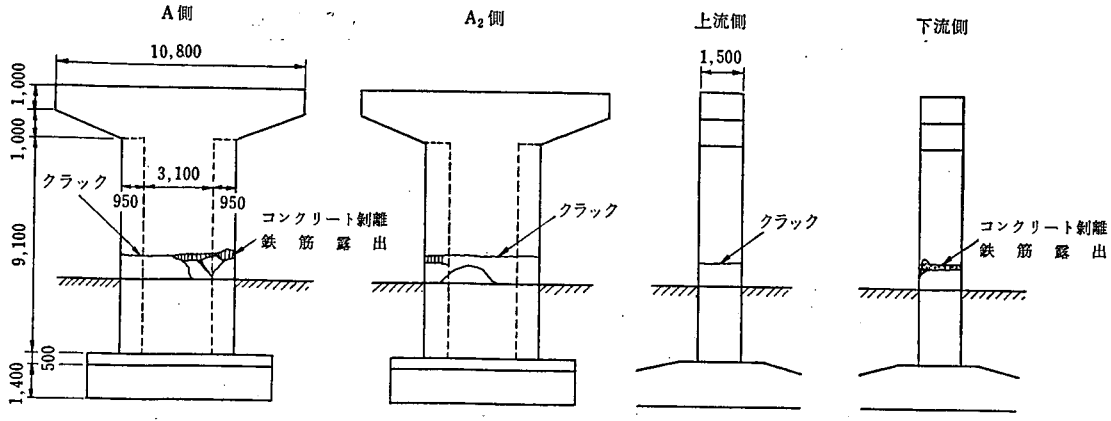
主鉄筋の座屈した橋脚コンクリートは樹脂注入等により補修し，更に外側に 60 cm 厚の鉄筋コンクリートの巻



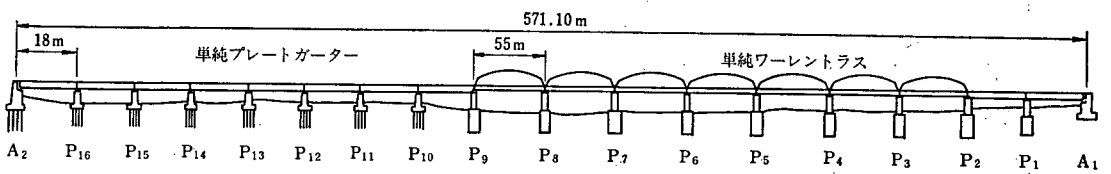
写真—9·8 新江合橋被災状況（床版ハンチ部の破損



図—9·6 新江合橋一般図



図—9·7　新江合橋 P_8 橋脚被災状況図



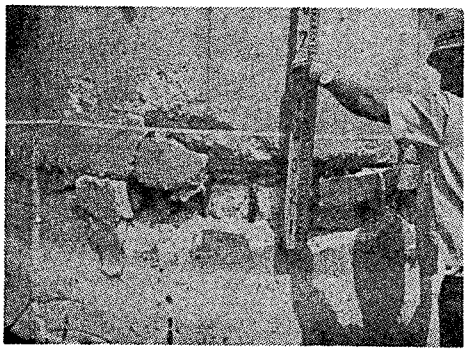
図—9·8　阿武隈橋一般図

立補強を行った。

上部工の復旧は，橋脚支点上の対傾構は鋼板型式に替え，中間対傾構は上下弦材も含めて取替えを行った。横構ガセットは旧ガセットを切断し，裏当て板付きガセットを現場溶接して取替えた。

床版と主桁上フランジとの間のクラックは樹脂系接着材を注入して補修した。

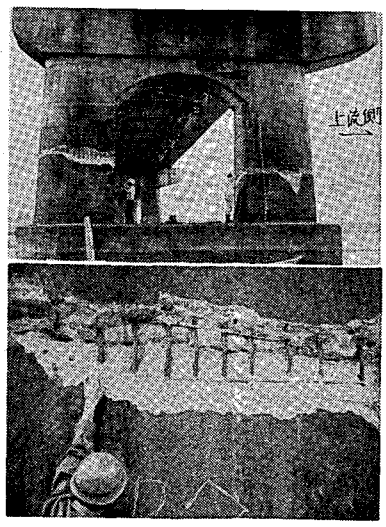
これらの復旧工事は，すべて交通を供用しながら行った[3]。



写真—9·9　新江合橋被災状況（P_8 橋脚の破損）

〔3〕 阿武隈橋

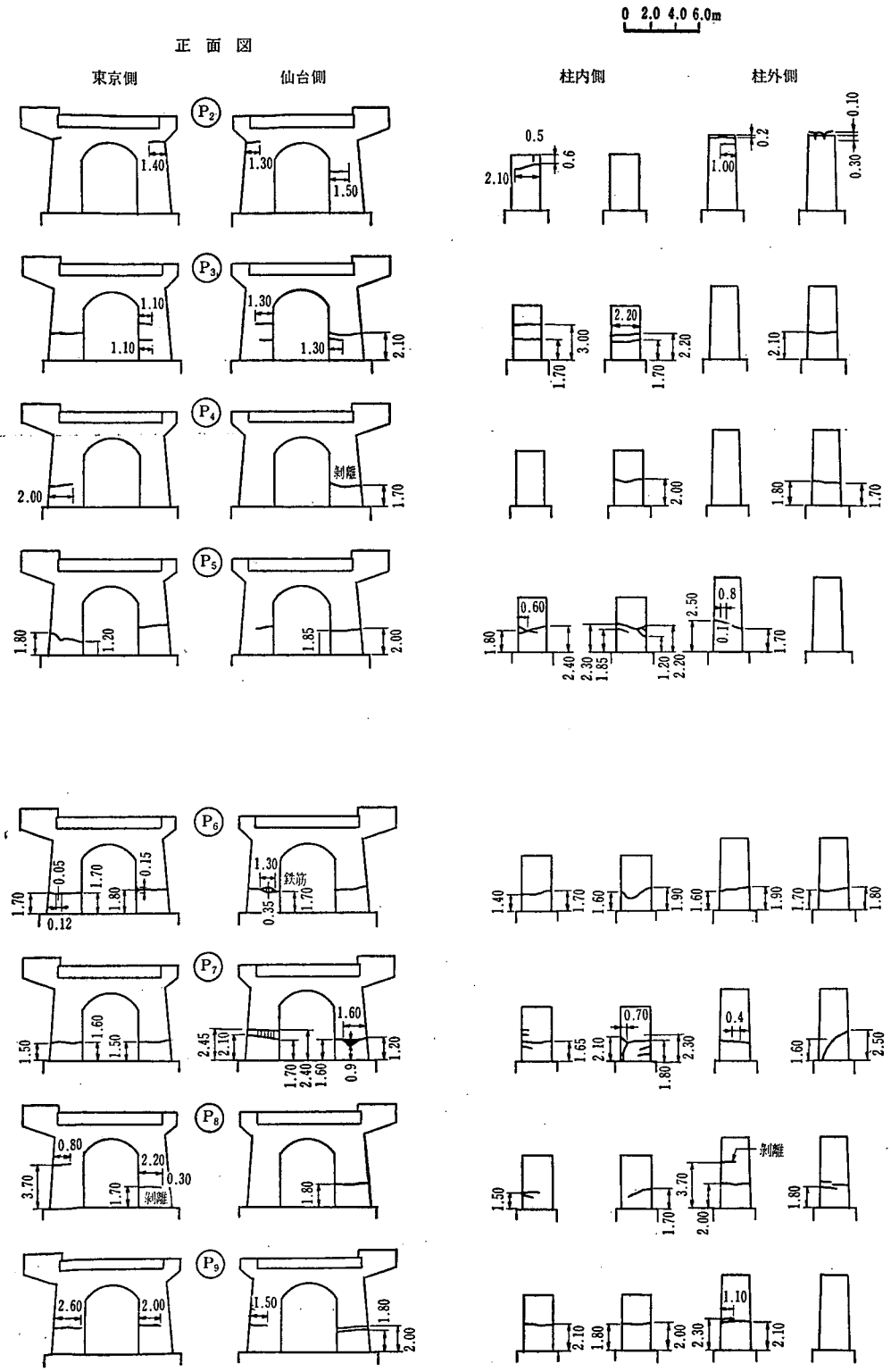
阿武隈橋は国道6号と阿武隈川に架かる 図—9·8 に示すように昭和7年に竣工した鋼ワーレントラス7径間及び鋼単純鈑桁10径間からなる幅員 6m の橋であり，上流側には幅員 2m の歩道橋が添加されている。下部構造のうち，橋脚が門型ラーメンで P_1～P_9 がケーソン基礎，P_{10}～P_{16} が木杭基礎である。橋台は扶壁式で A_1 が直接基礎，A_2 が木杭基礎である。被害は 図—9·9 に示すように P_6, P_7 を中心としてトラス部に係わる P_2～P_9 の8橋脚すべてに生じ，鉄筋コンクリートの門型ラーメン橋脚の鉛直部に全周にわたるほぼ水平の亀裂及びコンクリートの剝離が生じた。本橋は架設年次が古いため設計書等の資料が求められないが，写真から橋脚の主鉄筋は直径約 20mm の丸鋼であることが分かる。P_6 及び P_7 では左岸側には 写真—9·10 に示すようなコンクリート剝離と一部主鉄筋の座屈が認められる。右岸側からはクラックがわずかに見える程度である。また，トラス部の



a) P_7 橋脚の亀裂（建設省仙台工事事務所による）

b) P_7 下流側橋脚(左岸側)のコンクリート剝離（建設省仙台工事事務所による）

写真—9·10



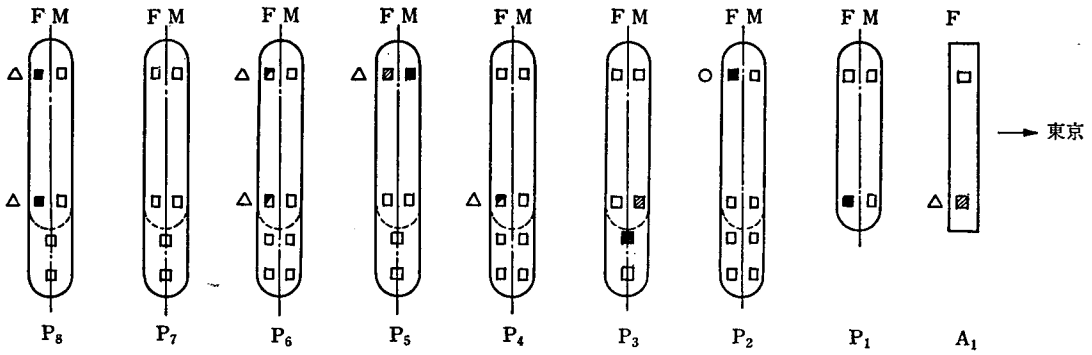
図—9・9 阿武隈橋橋脚のクラック

支承は固定がピン支承，可動がピンローラー支承であるが，図—9·10 に示すように両者共下沓アンカーボルトのほとんどが切断もしくは屈曲した。なお，鈑桁部分の支承は固定，可動共に鋼板支承である。本地点の地盤条件は 図—9·11 に示すとおりである。第三紀層の凝灰質シルト岩を基盤とし，その上部に沖積世の砂質土を主体とした地層が 45～50 m の厚さで堆積している。地震後には橋脚 P_6 の周りを中心に小規模な噴砂の跡が見られた。

本橋は日交通量 14,400 台に達するために，復旧にあたって全面的な交通止めを行うことができず，徐行させながら工事を行った。

復旧は，応急復旧と本復旧に分けられた。応急復旧の主なものは，被害の大きい P_6，P_7 の脚部の巻立てと P_{14} の落橋防止装置の取付である。本復旧は P_2，P_5 の巻立補強，各橋脚の縁端距離の確保，P_3，P_4，P_8，P_9 のヘアクラックへの樹脂油入などである[3),31)]。

なお，阿武隈橋は 1982 年新橋に架替えられた[26)]。



凡　例

■ ……アンカーボルトが切損又は抜けているもの。

▨ ……アンカーボルトのネジ山が損傷し，ナットが飛散しているもの。

◩ ……アンカーボルトが曲がっているもの。

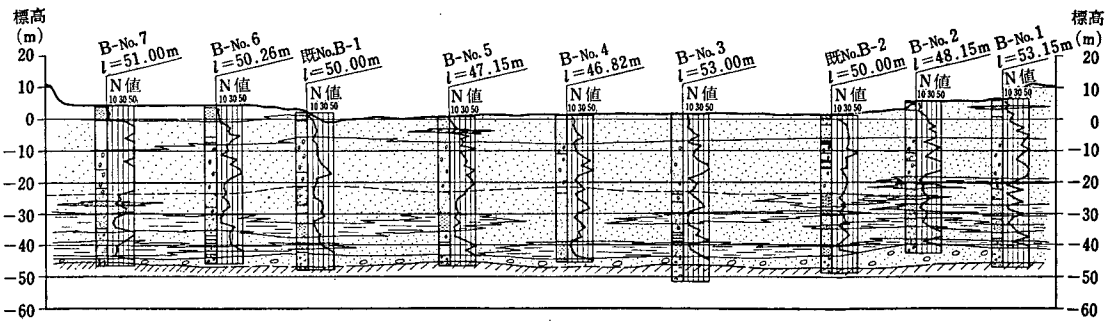
M ……可動沓

F ……固定沓

⊗ ……今回の地震以前に損傷したと思われるもの。

△ ……応急復旧で補修したもの。

図—9·10　アンカーボルトの被災箇所



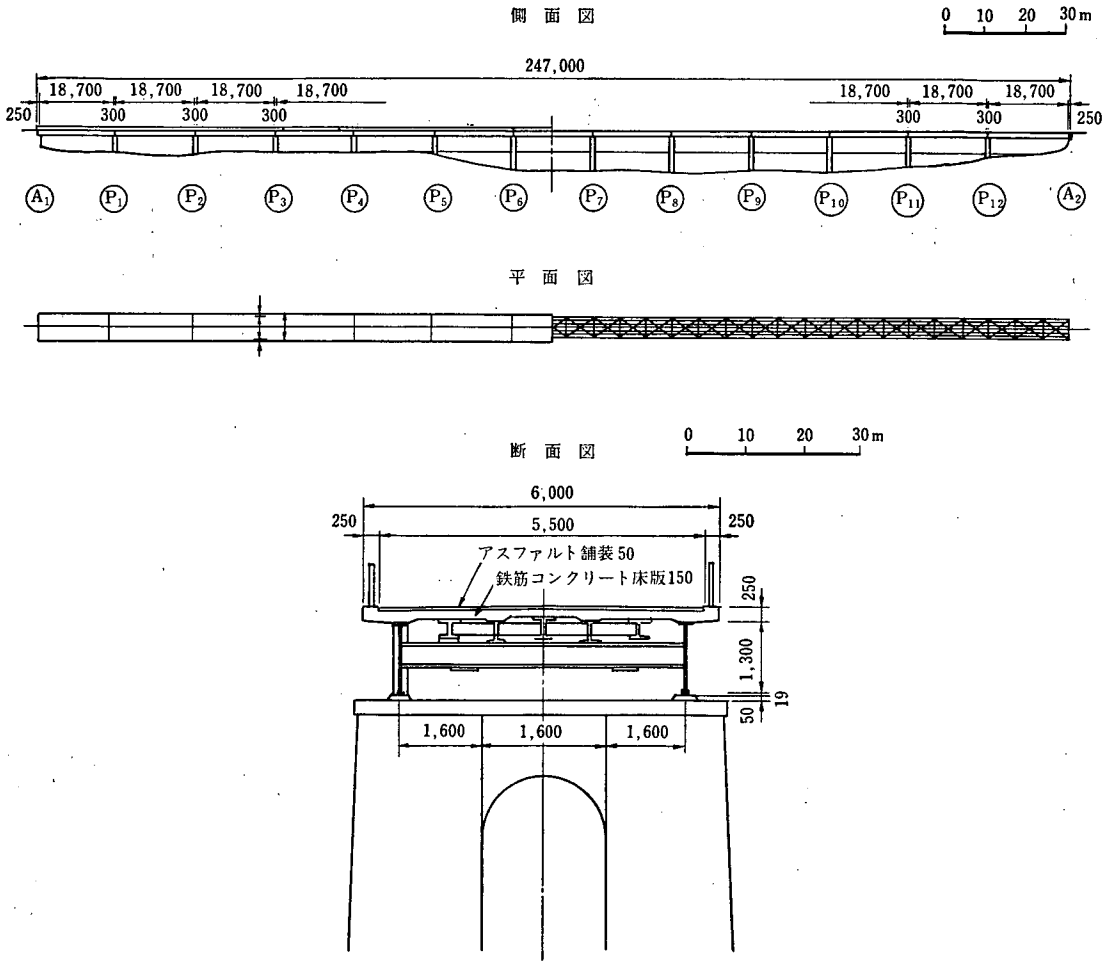
図—9·11　阿 武 隈 橋 地 盤 図

〔4〕 小 野 橋

小野橋は，図—9·12 に示すように国道 45 号線と鳴瀬川の交差部に昭和 11 年に架設された 13 径間単純鋼プレートガーダー橋である。下部構造は，橋台は半重力式橋台（木杭基礎），橋脚は RC 門形ラーメン橋脚（小判形井筒基礎）より成っている。

地震により，上部構造では 図—9·13 に示すように P_4～P_{12} の 9 径間に橋軸直角方向の桁移動を生じた。このうち，P_{10} での移動量は下流側に 65 cm にも達した。また，P_{11} の下流側沓座コンクリートには縦方向に約 70 cm，横方向に約 40 cm のクラックが発生すると共に，図—9·14 に示すように 12 橋脚中の 10 橋脚においてアンカーボルトが破断した。復旧方法については文献 31)，37) を参照されたい。

なお，小野橋のすぐ下流側には，幅員約 2 m の人道橋があったが，取付道路の裏込土が 50 cm 程度沈下しただけで橋本体には被害を生じなかった。



図—9·12 小 野 橋 一 橋 図

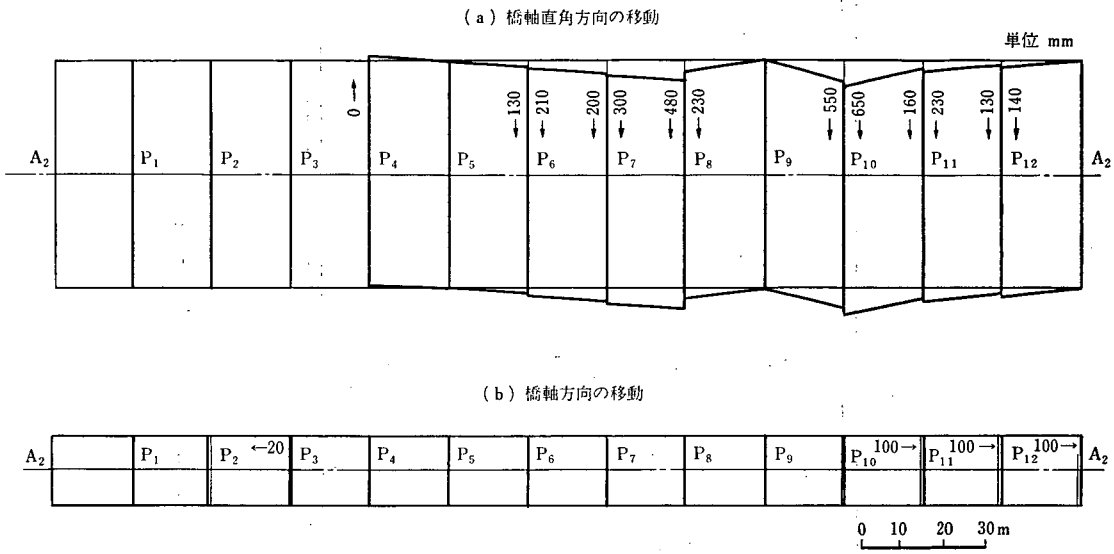
〔5〕 新飯野川橋

新飯野川橋は，宮城県桃生郡河北町において，国道45号と北上川の交差部に架設された3径間連続鋼床鈑桁2連の道路橋である。一般図は 図—9·15 に示すとおりであり，下部構造は，P_1～P_5 がニューマチックケーソン，A_L，A_R が鋼管杭基礎である。また，上部構造は，橋長 441.5 m（径間長 73.2 m @6），総幅員 10.8 m の一等橋である。

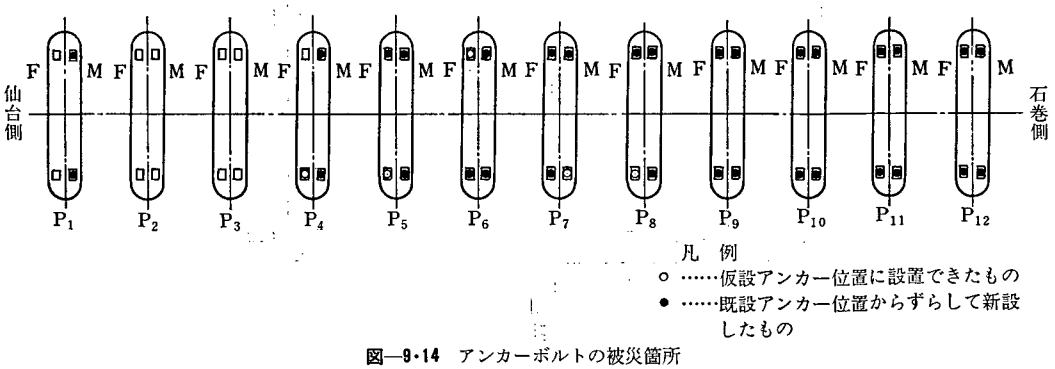
宮城県沖地震に際して，本橋は上・下部構造には被害を受けなかったが，P_4 橋脚上の固定支承が 図—9·16 に示すように上下流側とも破損し，桁が橋軸直角方向（下流側）に 38 mm（上流側支承）及び 48 mm（下流側支承）移動した。写真—9·11 及び 写真—9·12 は，地震直後に撮影された支承の被害状況を示したものであり，また，図—9·17 は P_4 橋脚固定沓の竣工図を示したものである。これらの結果をもとに，上・下流の被害状況をまとめると以下のようになる。

（1） 上流側支承

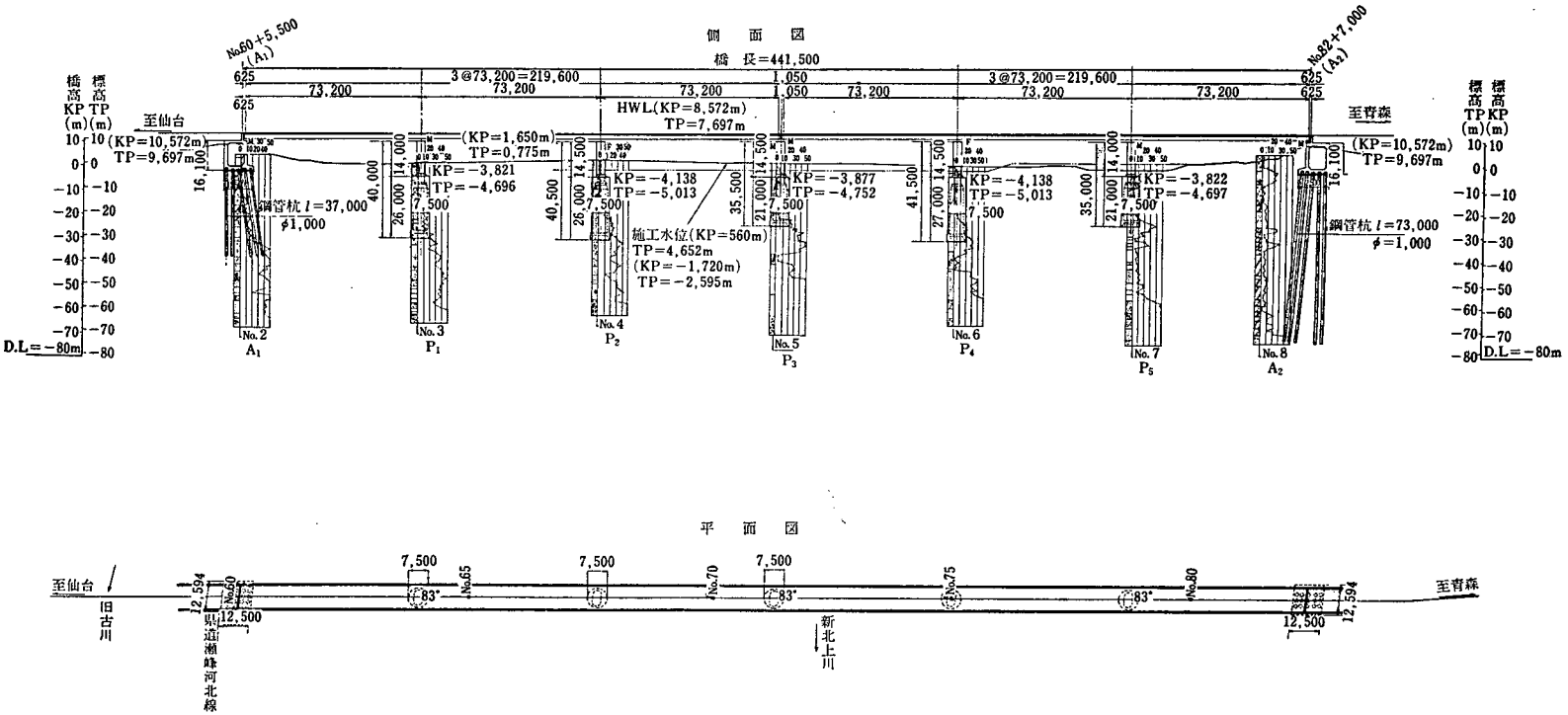
ピンの切欠部とかみ合う上沓の凸部（半円のドーナツ形）が完全に上沓から破断し，上沓が下沓に対して橋軸直角方向に約 38 mm 移動した。また，同時に左右のキャップボルトが破断してピンキャップが抜落ちた。地震後には，上沓及びピンボルトを取替え，その他の部材は



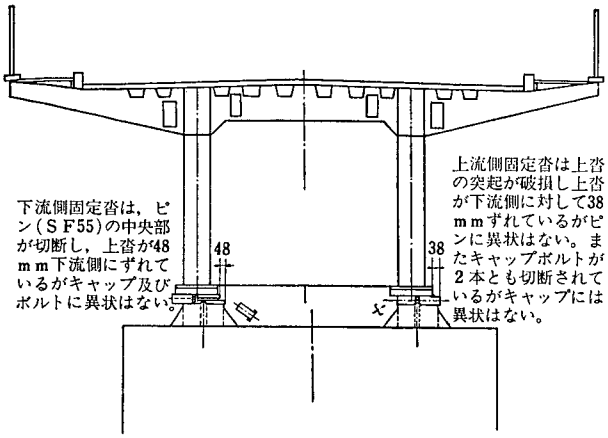
図—9·13 上部構造の移動状況



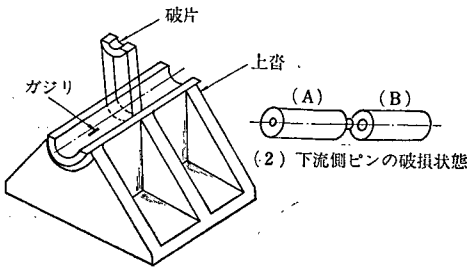
図—9·14 アンカーボルトの被災箇所



図—9·15 新飯野川橋一般図



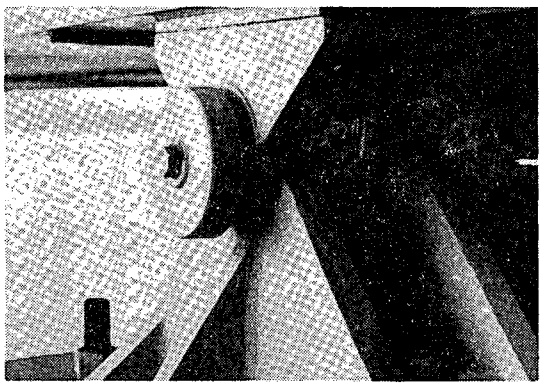
図—9.16(a)　P_4 橋脚における支承の被害状況



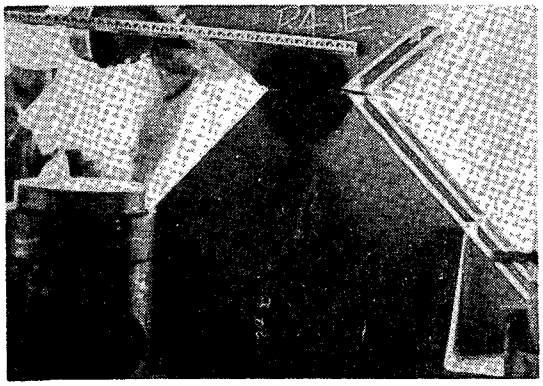
図—9·16(b)　支承の破損状況の模式図



（a）桁　外　側

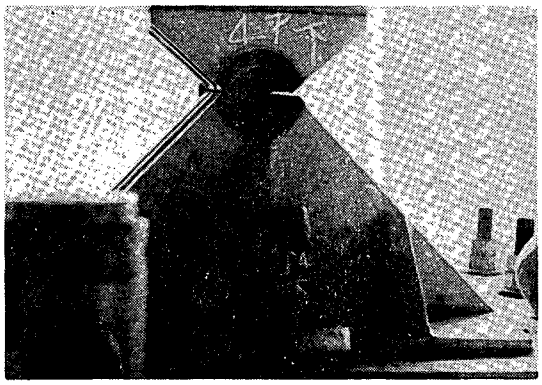


（a）桁　外　側



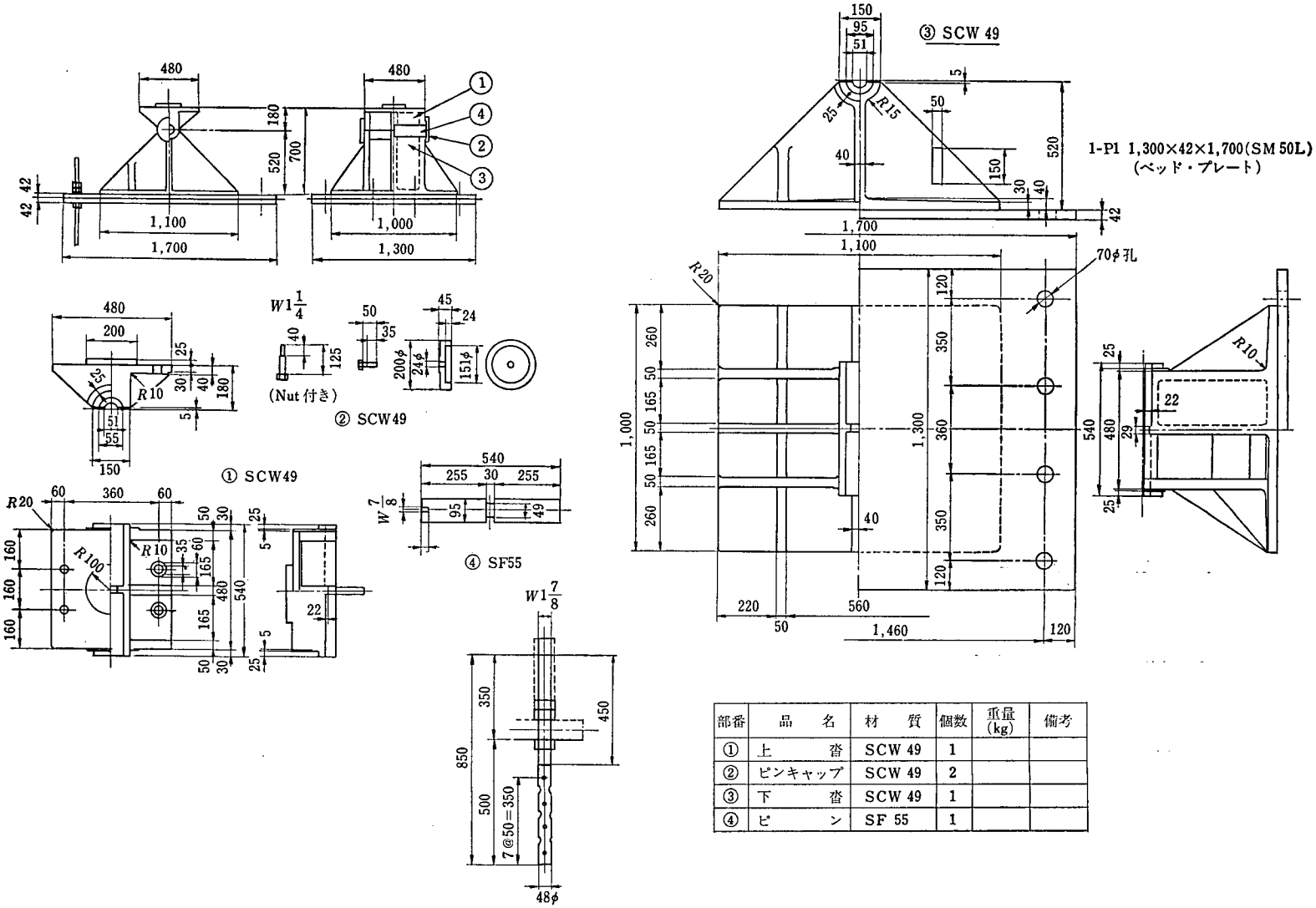
（b）桁　内　側

写真—9·11　P_4 橋脚上流側支承の地震直後の被災状況
（仙台工事事務所による）



（b）桁　内　側

写真—9·12　P_4 橋脚下流側支承の地震直後の被災状況
（仙台工事事務所による）



部番	品名	材質	個数	重量(kg)	備考
①	上沓	SCW 49	1		
②	ピンキャップ	SCW 49	2		
③	下沓	SCW 49	1		
④	ピン	SF 55	1		

図—9·17 P4 橋脚上固定支承の竣工図

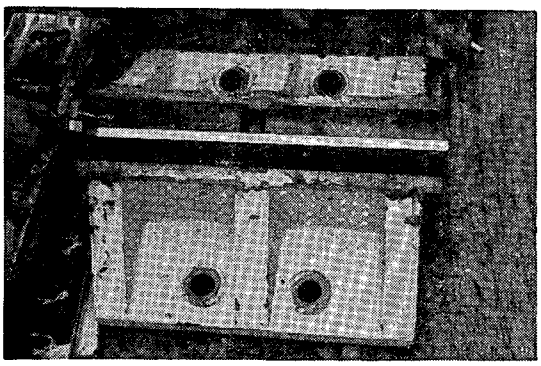
そのまま用いて補修された。

（2） 下流側支承

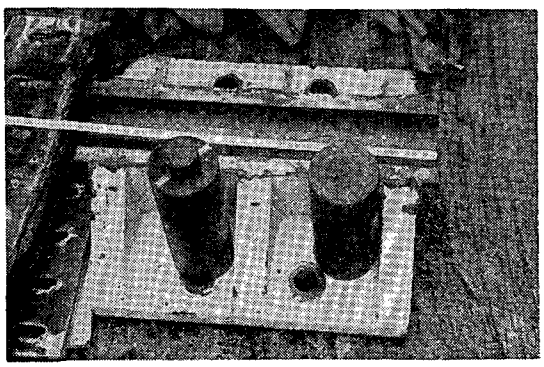
ピン切欠部の一部のコーナーから破断し，上沓が下沓に対して橋軸直角方向に約 48 mm 移動した。同時に，破断したピンの一方がピンキャップとキャップボルトを伴って橋脚コンクリート上に落下した。地震後には，ピンを取替え，その他の部材はそのまま用いて補修された。なお，上下流側の支承とも下沓下のモルタル，アンカーボルト及びセットボルトには被害を生じていない。

写真—9・13 及び 写真—9・14 は，このようにして取り替えられた上流側固定沓の上沓及び下流側固定沓のピンである。これらの写真は，いずれも地震後約1年を経過した昭和 54 年5月に撮影されたものであり，腐蝕しているのはこのためである。写真—9・15 は，上沓中央部のピン切欠部とかみ合う突起のあった位置を示したものである。また，写真—9・16 及び 写真—9・17 はそれぞれ破損したピンの破断面を示したものである。

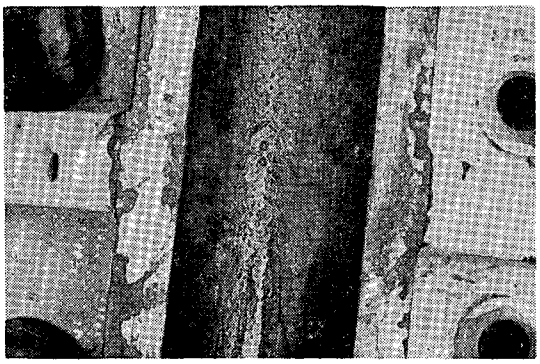
なお，復旧方法については文献 3）に紹介されているので参照されたい。



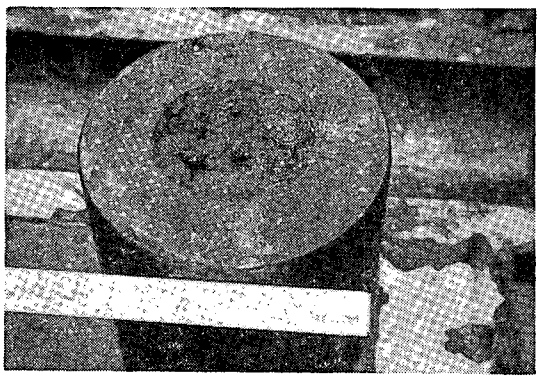
写真—9・13 地震後取換えた P_4 橋脚上固定支承の上沓及びピン（上沓は上流側支承，ピンは下流側支承のもの）



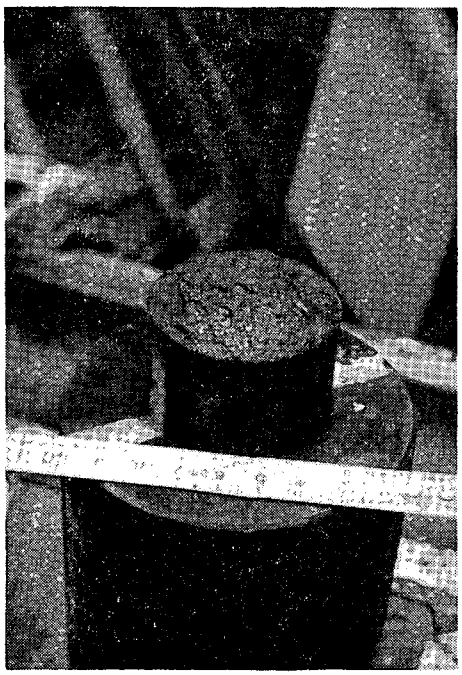
写真—9・14 写真—9・13 と同じ，ただし切損したピンを取外したところ



写真—9・15 写真—9・14 の拡大



写真—9・16 切損したピン（P_4 橋脚下流側固定沓）の凹部



写真—9・17 切損したピン（P_4 橋脚下流側固定沓）の凸部

〔6〕天王橋

天王橋は，一般国道45号，旧北上川に架かる橋で，昭和34年宮城県により架設され，その後昭和50年に側道橋が添加された。一般図を図—9·18に示すが，橋長が367.7m，幅員は車道部6.0m，歩道部2.0mとなっている。

上部構造の形式は，張出式鋼ランガー桁（3径間）及び鋼ゲルバー桁から成っている。橋脚における支承はすべてピン及びローラー支承，橋台では鋳鋼製線支承を用いている。また，ゲルバー吊桁ではすべて鋳鋼製線支承である。

下部構造の形式は，橋台が重力式，橋脚が逆T式で，基礎はすべて小判形井筒基礎である。

上部構造には被害は見られず，支承部でゲルバー桁P_6，P_7間の吊桁固定沓及び可動沓がそれぞれ2箇所ずつ破損している。

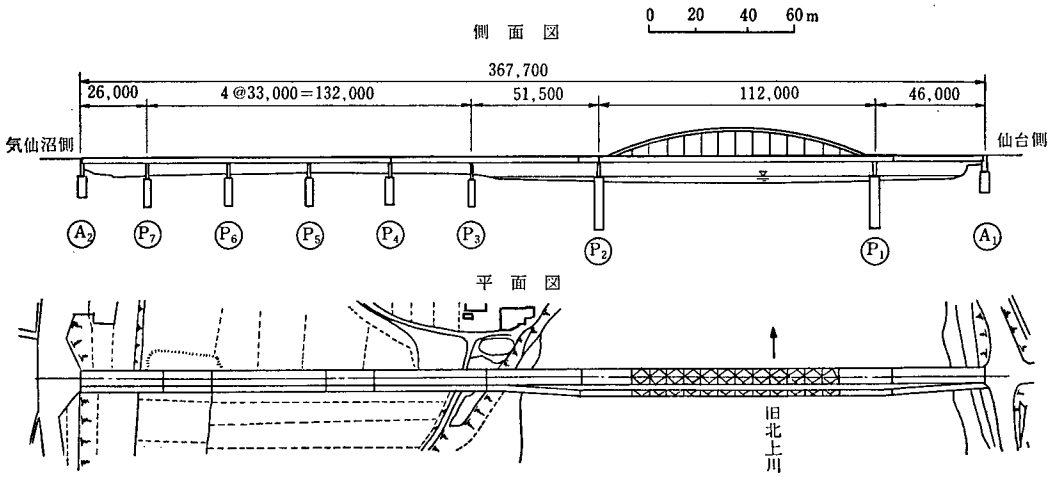
下部構造の被害は以下のとおりである。

A_1下流側固定沓の沓座コンクリートにクラックが生じた。

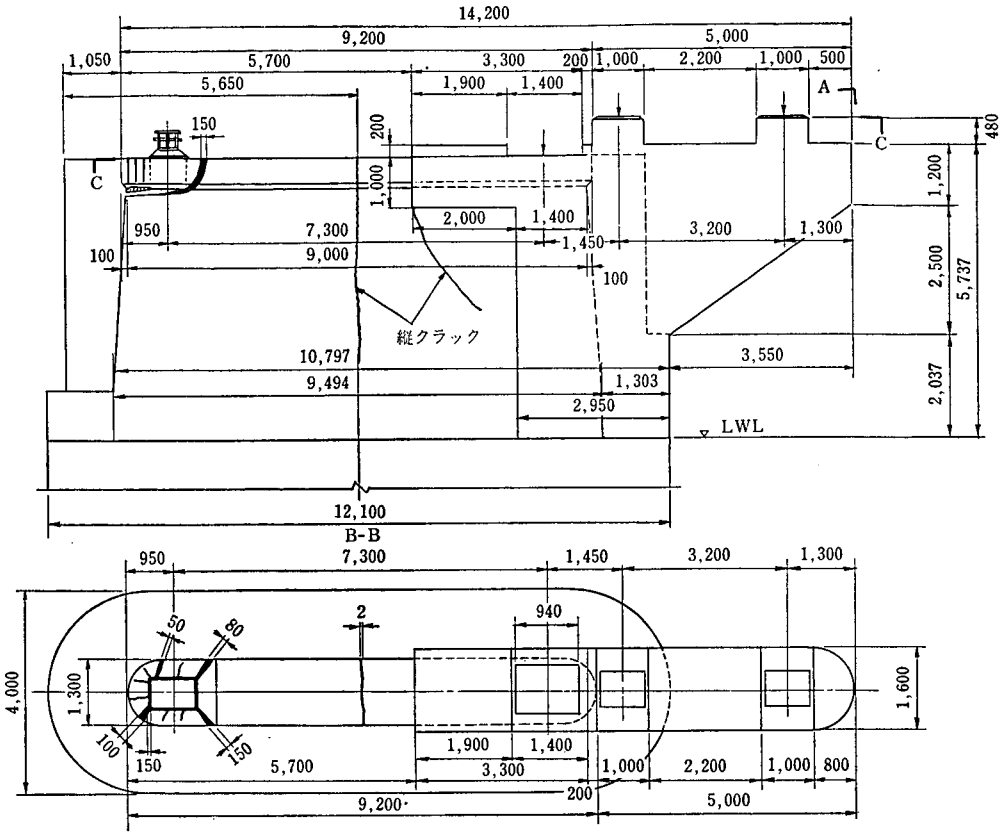
P_1下流側固定沓の沓座コンクリートに，下沓アンカーボルトの角から外側に向って大きなクラックが発生し，その最大幅は18cm，深さ60～70cmに及んでおり，主鉄筋の先端が露出している（図—9·19，写真—9·18）。また，橋脚中央部には垂直方向に橋脚天端より長さ5.2mにわたるクラックが生じている。

なお，歩道橋添加のため張出したコンクリート部分には，被害は認められなかった。

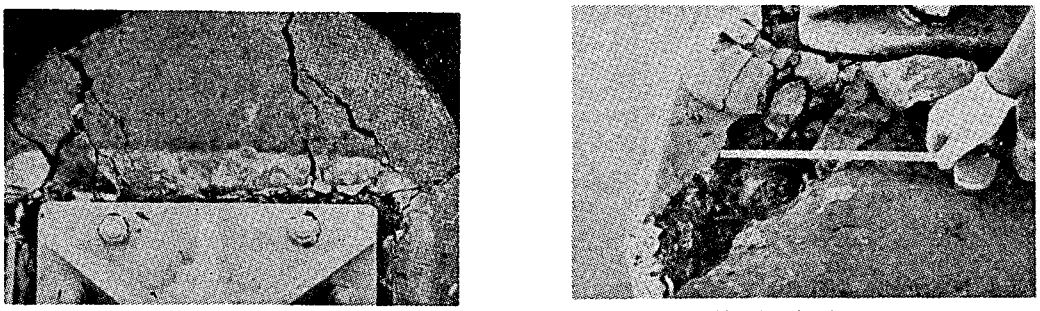
復旧方法については文献3）及び31）に紹介されているので参照されたい。



図—9·18 天王橋一般図



図—9・19 下 部 工 被 災 状 況

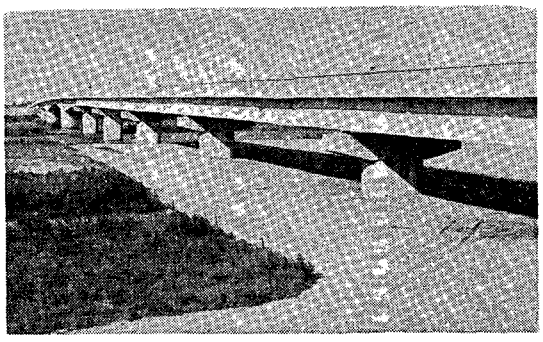


a) 下 流 端 部　　b) 左 岸 側

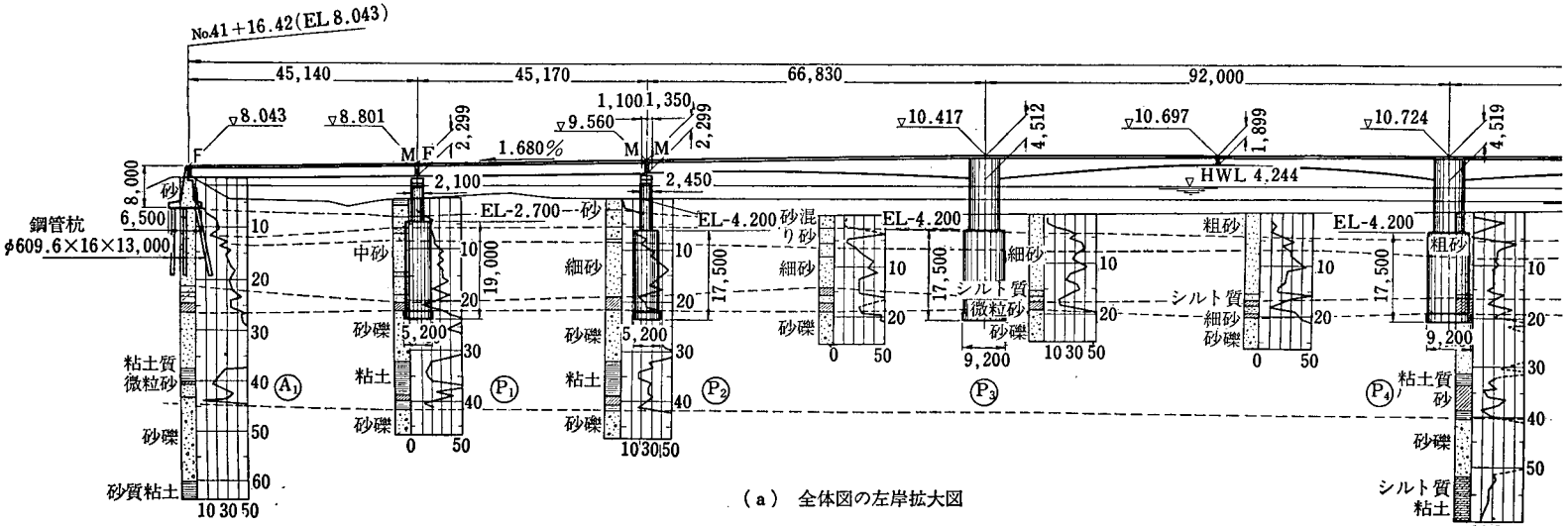
写真—9・18 被災状況（P_1 下流側沓）

〔7〕 閖上大橋

閖上大橋は図—9・20及び写真—9・19に示すように昭和49年に完成した3径間有鉸PCラーメン橋（66.83＋92.00＋66.83 m）及びPC単純桁（スパン約 45 m）7連から成る橋長 541.7 m，総幅員 8.6 m の1等橋である（写真—9・19参照）。下部構造のうち橋脚 P_1, P_2, P_5, P_6, P_7, P_8, P_9 は逆T型でオープンケーソンを基礎にもち，P_3, P_4 はニューマチックケーソン基礎で円筒橋脚でディビダーグの桁を支えている。橋台はいずれも逆T型で鋼

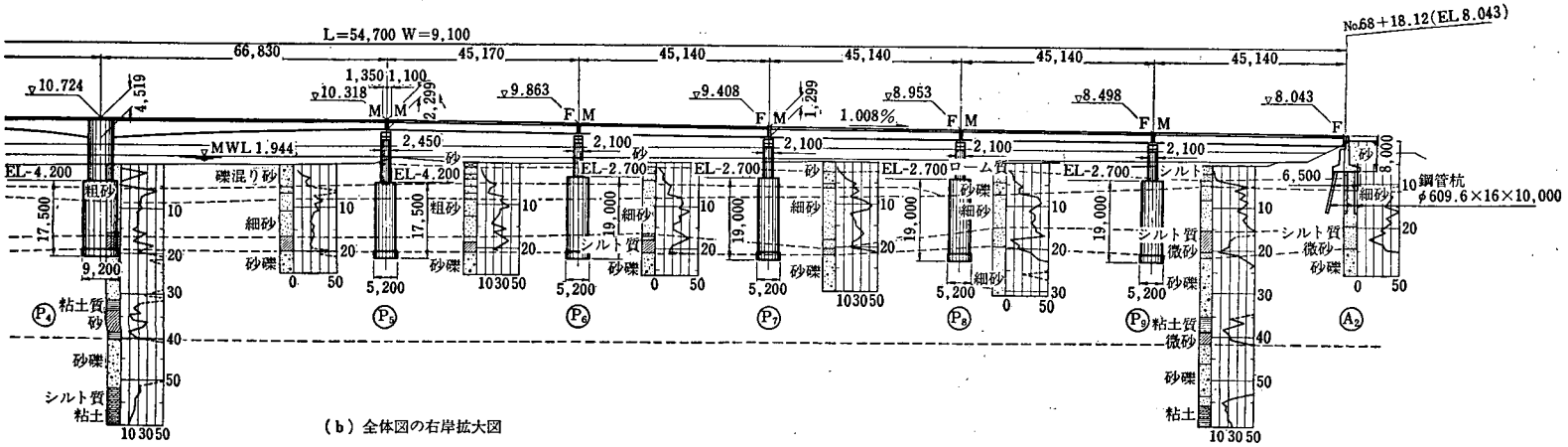


写真—9・19 閖上大橋全景（右岸側より）



（a） 全体図の左岸拡大図

（a） 全体図の左岸拡大図

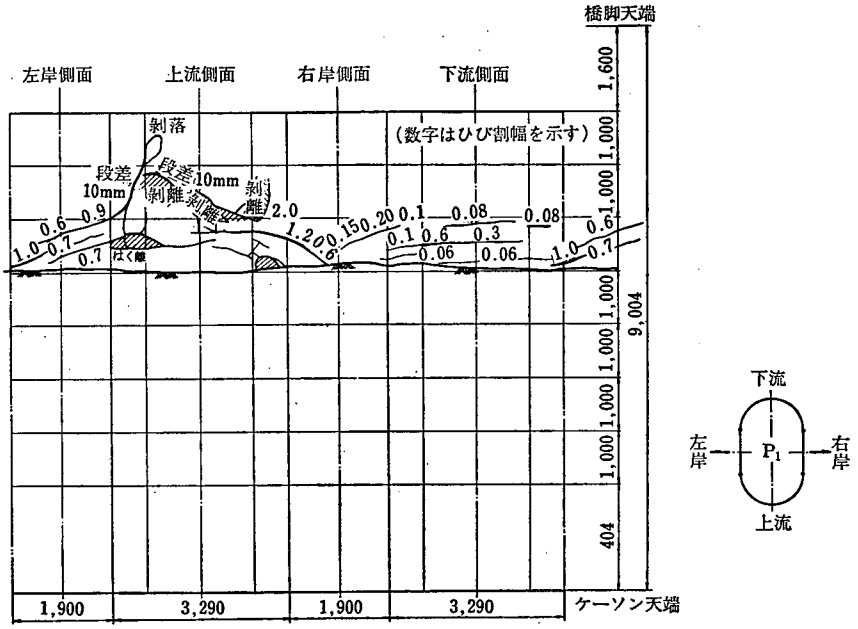


（b） 全体図の右岸拡大図

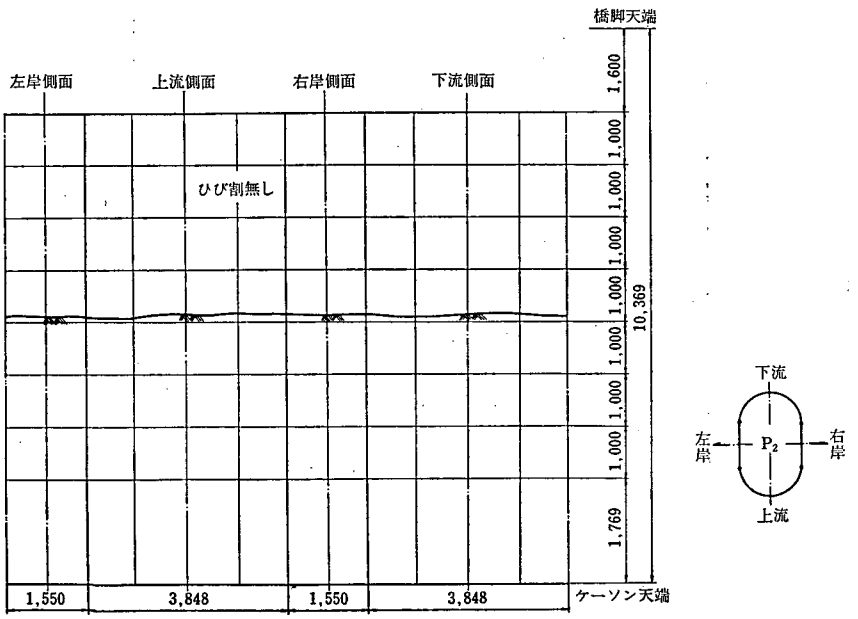
図—9・20 閖上大橋構造一般図

管杭基礎である。地震による被害が著しいのは橋脚であり，その他，伸縮装置（ゴムジョイント）の破損，可動支承（ローラー支承）の上沓と下沓の橋軸方向のずれ（離脱寸前），固定支承付近におけるPC単純桁ウェブの亀裂などがある。

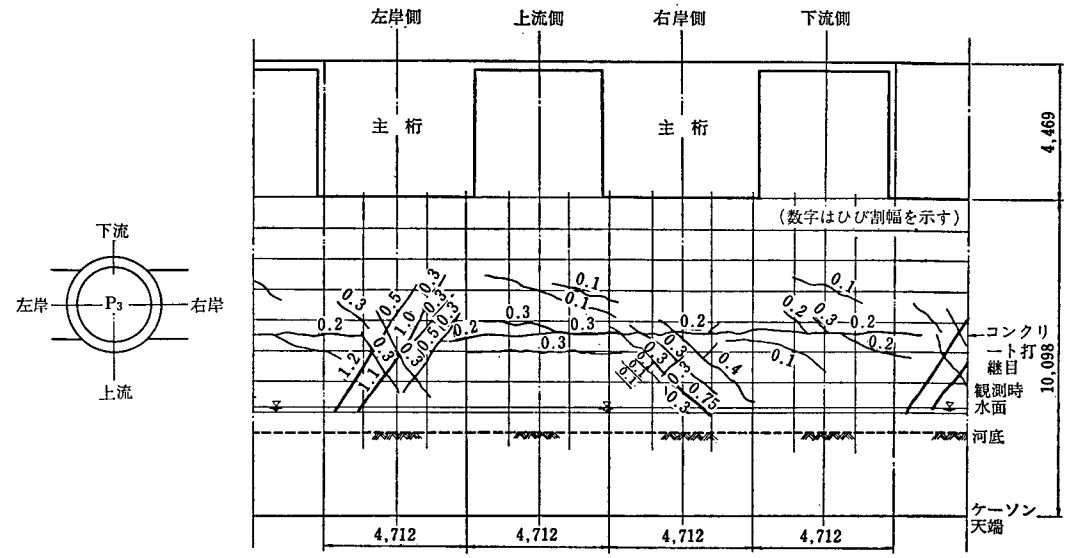
図—9・21は地震後に調査された全橋脚（P_1～P_9）の被害状況のスケッチである。この中で最も被害の大きいのはP_1橋脚であり，著しいコンクリートの剝離や10 mmに及ぶ表面の段差（ずれ）が認められた。写真—9・20はP_1橋脚の状況を上流側及び左岸側から撮ったものである。写真—9・21，9・22は有鉸PCラーメン橋を支えるP_3及びP_4橋脚の亀裂を示したものであり，多数の斜め及び水平の亀裂が認められる。この橋脚は厚さ50 cm，外径6 mの円環状断面を有しており（図—9・22参照），これらの亀裂は全断面にわたって入っていると考えられる。写真—9・23はP_7橋脚の状況を示したものである。



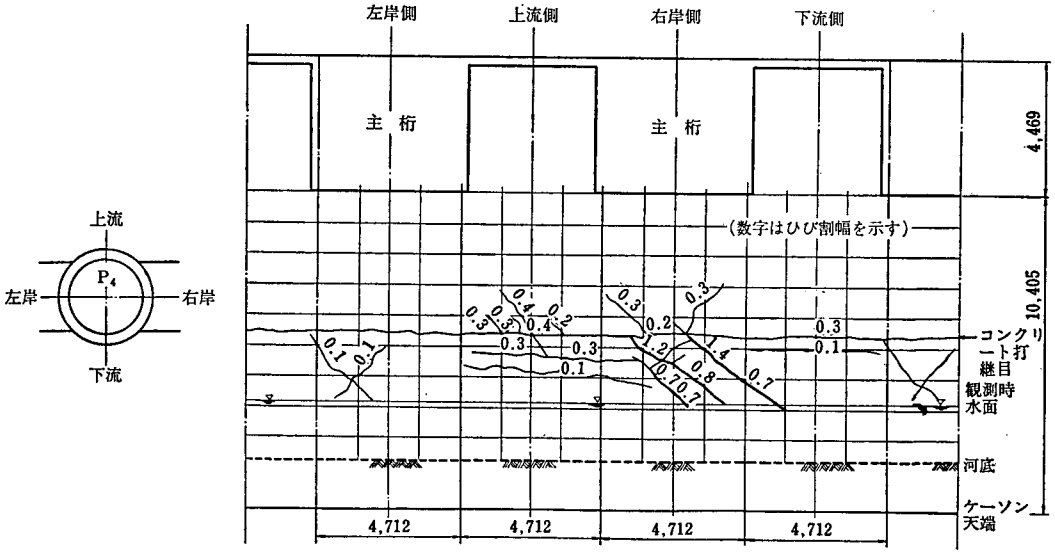
図—9・21(1)　P_1橋脚の亀裂



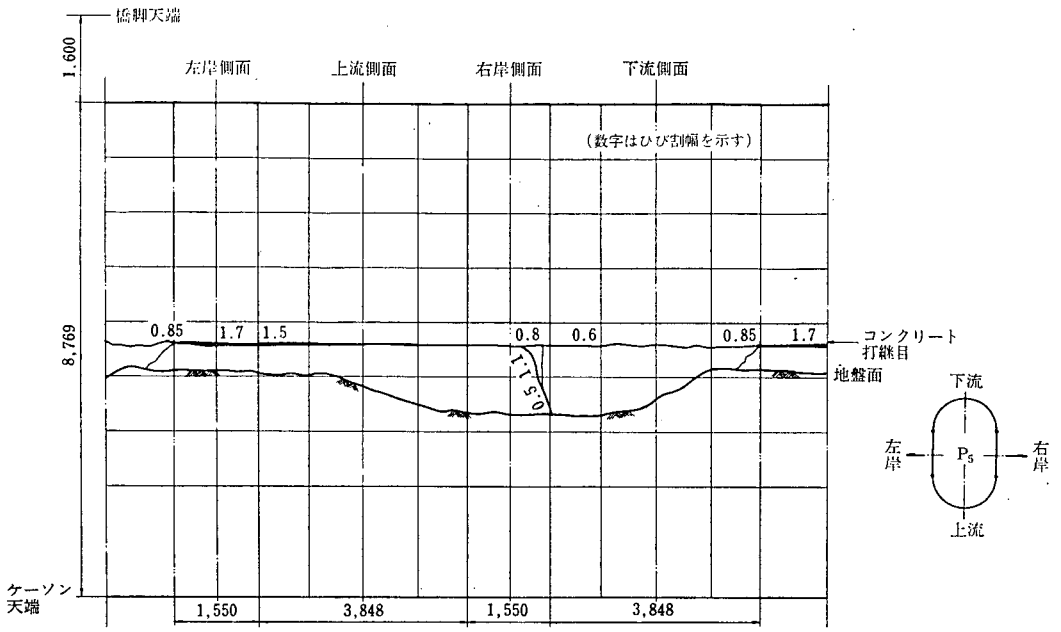
図—9・21(2)　P_2橋脚の亀裂



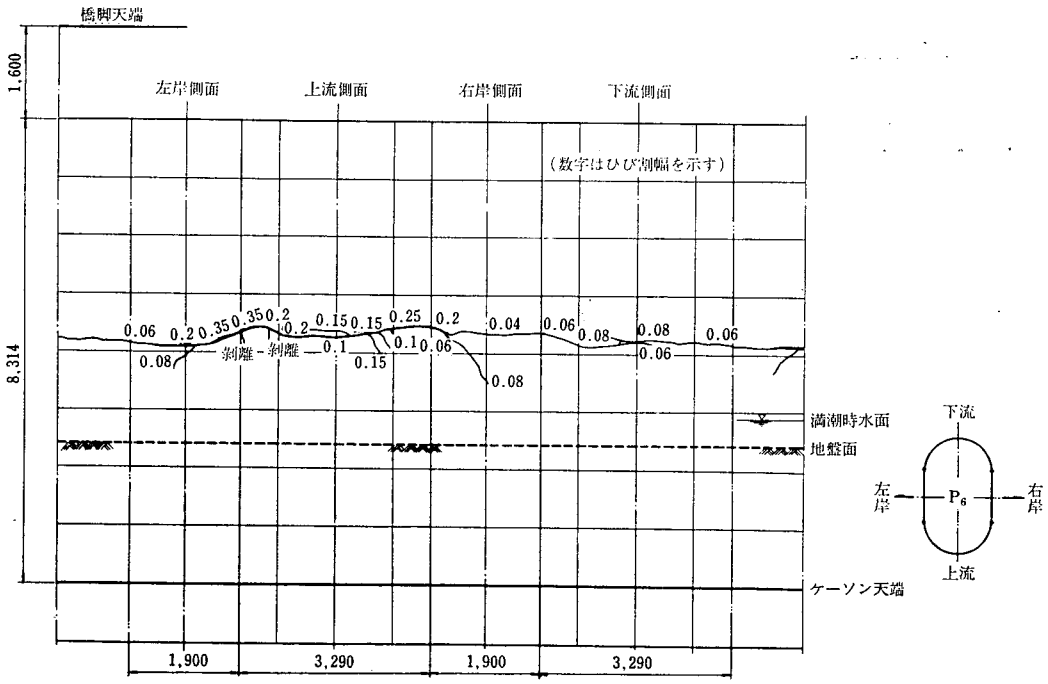
図—9·21(3) P_3 橋脚の亀裂



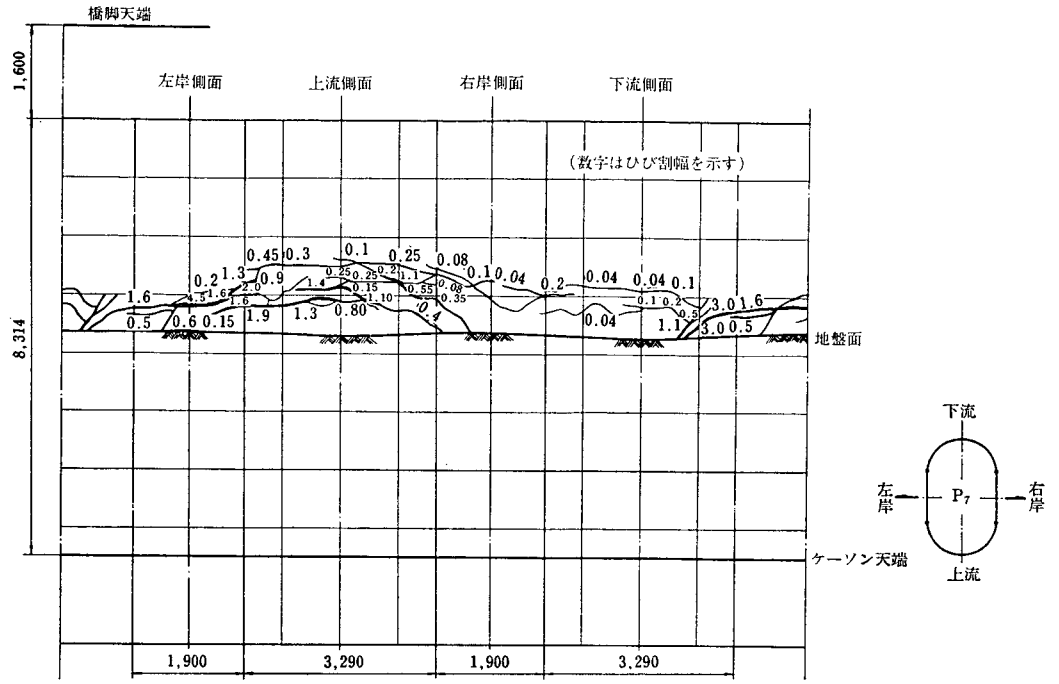
図—9·21(4) P_4 橋脚の亀裂



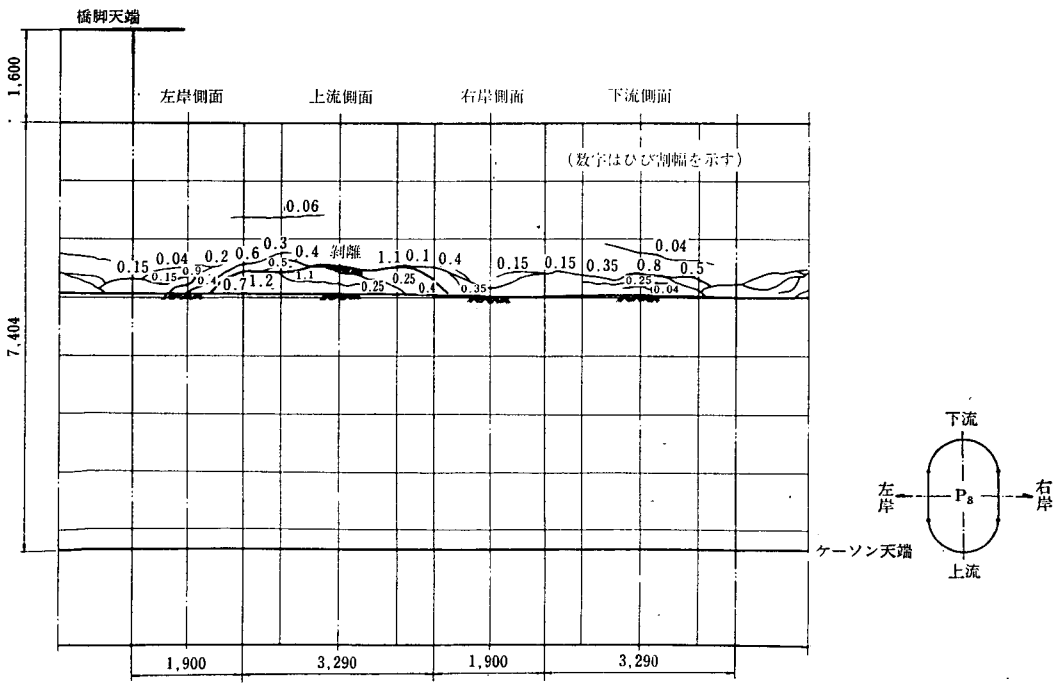
図—9・21(5)　P_5 橋脚の亀裂



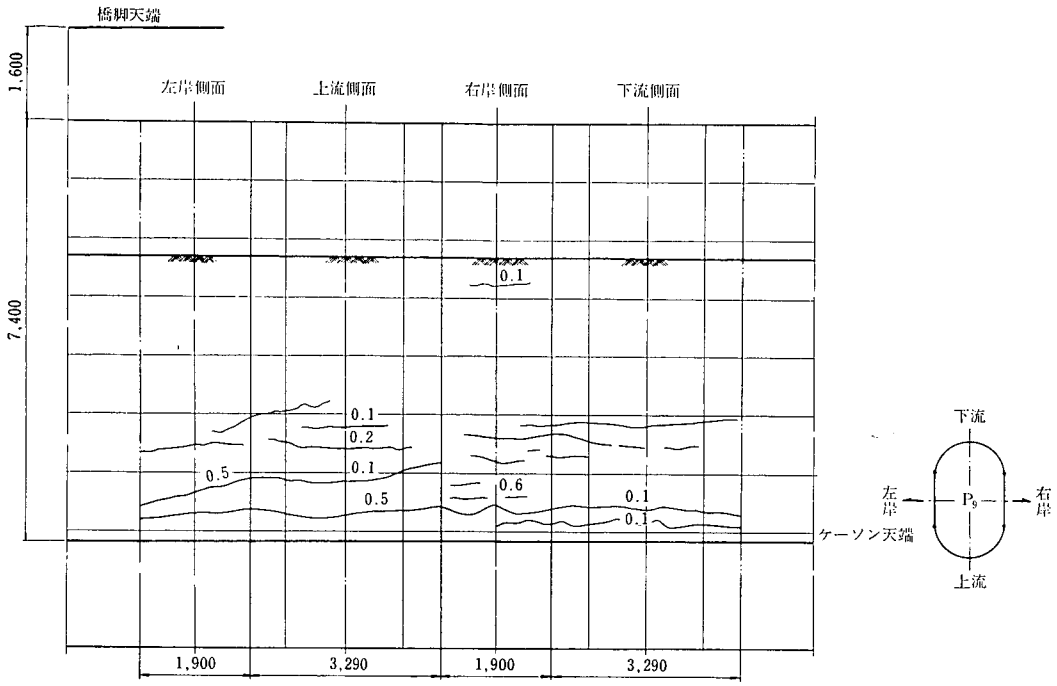
図—9・21(6)　P_6 橋脚の亀裂



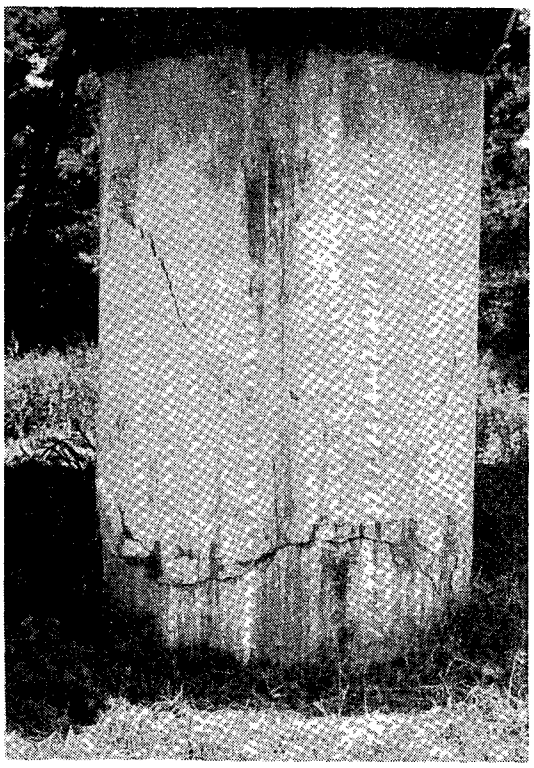
図—9·21(7) P_7 橋脚の亀裂



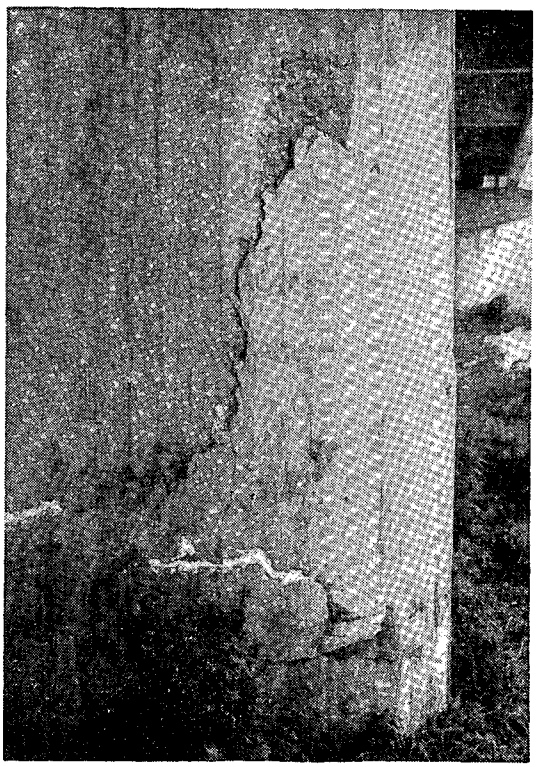
図—9·21(8) P_8 橋脚の亀裂



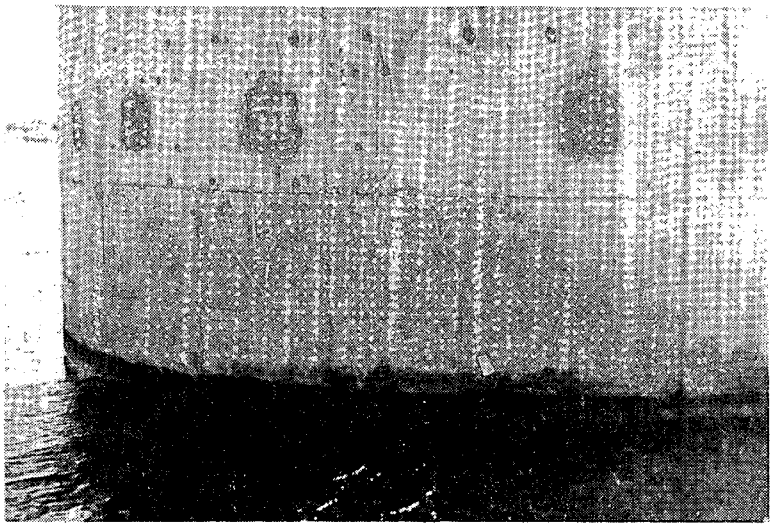
図—9·21(9) P_9 橋脚の亀裂



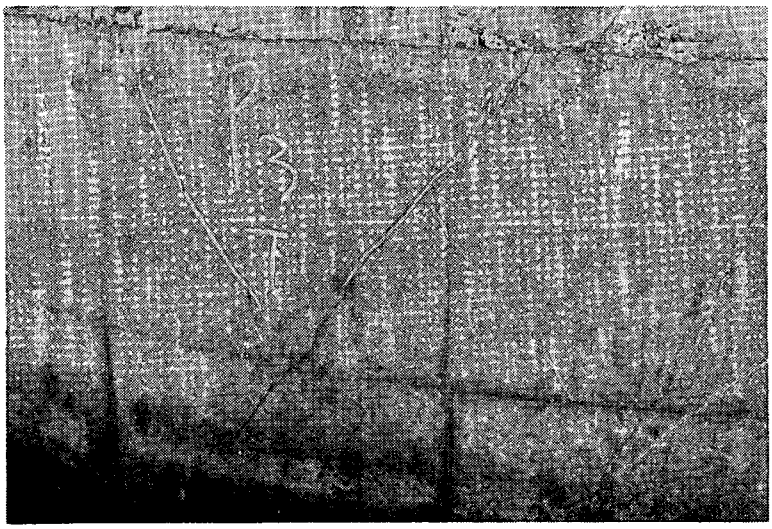
写真—9·20(a) P_1 橋脚の亀裂（上流側側面から）



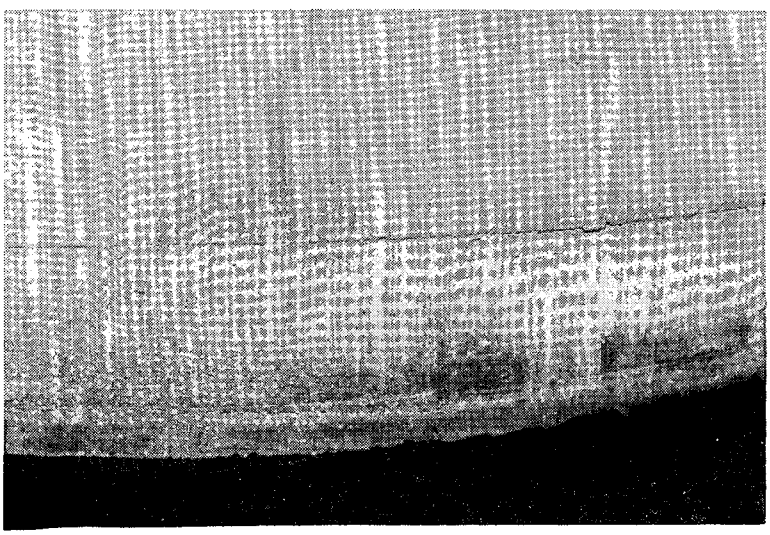
写真—9·20(b) P_1 橋脚の亀裂（左岸側から）



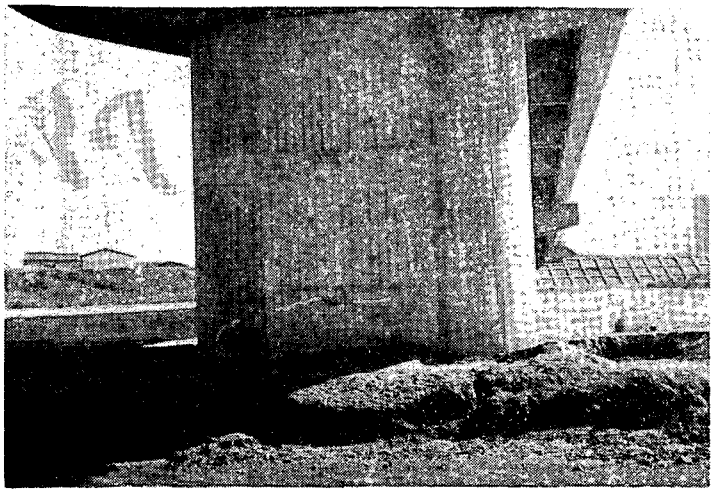
写真—9・21(a)
P_3 橋脚の亀裂（左岸側より）



写真—9・21(b)
P_3 橋脚の亀裂（写真—6・21(a) の拡大）



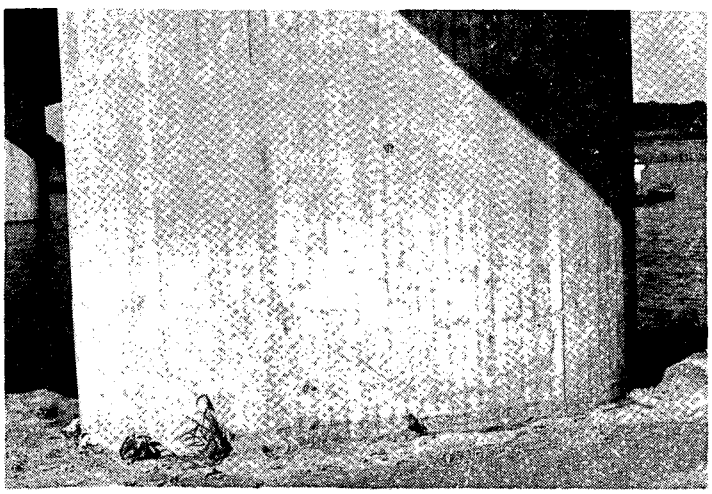
写真—9・22
P_4 橋脚の亀裂（右岸側）



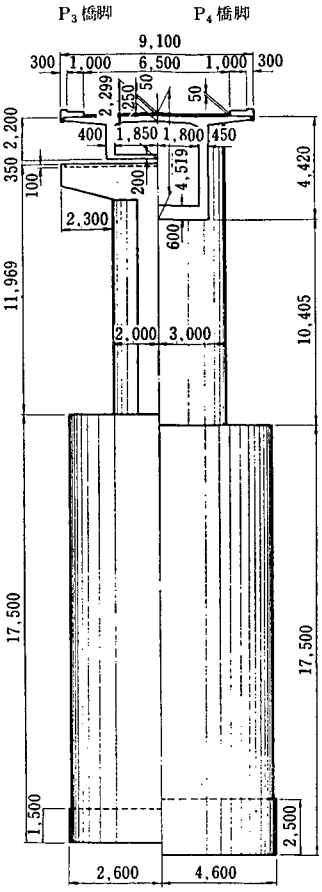
写真—9·23(a)　P_7 橋脚の亀裂（左岸側）



写真—9·23(b)　P_7 橋脚の亀裂（写真—9·23(a) の拡大）



写真—9·23(c)　P_7 橋脚の亀裂（右岸側）



図—9·22　関上橋 P_3, P_4 橋脚一般図

次に沓の被害状況をまとめると 表—9·8（沓の位置は図—9·23 参照）に示すとおりであり，ほとんどの可動沓において浮上り止めが外れ，アンカーボルトの付着切れが生じた。写真—9·24 は P_1 橋脚上の可動沓の移動を示したものであり，ローラーが異常に移動し，逸脱寸前となっているのが分かる。

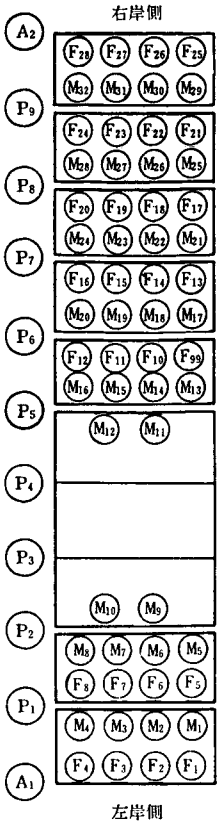
上部構造の被害は橋脚の被害に比較して軽微であり，写真—9·25 に示すような単純桁の固定支承部付近におけるウェブの斜めひび割が見られた程度であった。

図—9·24 は地震後に行われた測量の結果求められた上下流地覆位置における橋面の橋軸直角方向及び鉛直方向の移動量（右岸橋台と左岸橋台を結ぶ線を基準として求めた値），及び高欄継目における抜出し量（ただし，両端の値は高欄と親柱との離れ）を示したものである。地覆位置での橋面の移動量は橋軸直角方

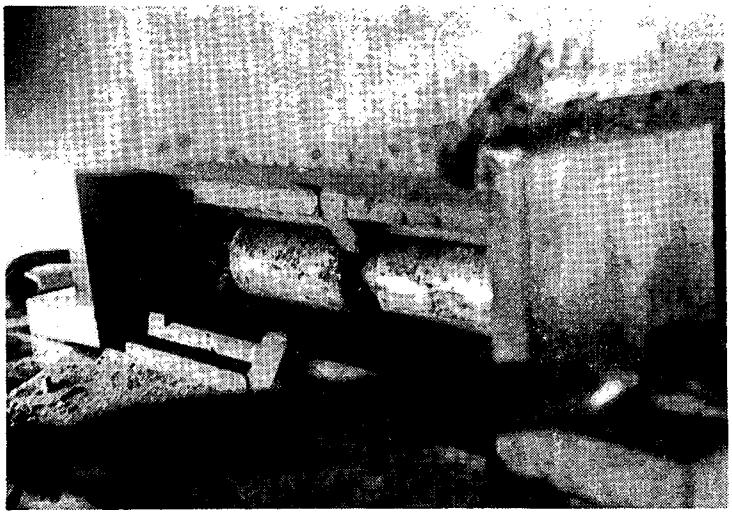
表—9.8 鋼上橋支承の破損状況

ピアーNo.	支承No.	被害
A_1	F_1	上下沓のリング取付用フランジ変形の疑い有り，アンカーボルトの状態より下沓のアンカー穴の変形も考えられる。アンカーボルト付着切れ有り。
	F_2	アンカーボルト付着切れ有り。
	F_3	F_1 と同様の傾向である。
	F_4	F_1 と同様の傾向である。
P_1	M_1	導板のローラーの接触部の圧壊，上沓切り欠き部圧壊，下沓凸部破損，浮上り止めの変形及び下背接触部えぐれ，アンカーボルトの曲り及び付着切れ有り
	M_2	M_1 とほぼ同様の傾向でありローラーは脱落寸前である。
	M_3	M_1 と同様の傾向である。
	M_4	M_1 と同様の傾向である。
	F_5	F_1 と同様の傾向である。
	F_6	F_1 と同様の傾向である。
	F_7	F_1 と同様の傾向である。
	F_8	F_1 と同様の傾向である。
P_2	M_5	ローラと導板の接触部圧壊，浮上り止めの変形及びアンカーボルトの付着切れ有り。
	M_6	導板の曲り変形により上沓とのはめ込み部に間隙有り，歯車とローラの取付ビス用タップ穴の破損，他は M_5 と同状態である。
	M_7	M_6 と同様の傾向である。
	M_8	導板とローラー接触部に圧こん有り，浮上り止め変形及びアンカーボルト付着切れ有り。
	M_9(Dw)	導板の曲り変形により上下沓とのはめ込み部の間隙大である。上沓切欠部圧壊，浮上り止めの変形及びアンカー付着切れにより下沓アンカー穴変形の疑い有り，歯車の変形による止めビス破損，ローラー側タップ孔破損も考えられる。
	M_{10}(Dw)	
P_3	M_{11}(Dw)	導板に曲り変形が認められ，下沓，ローラーにも影響しているものと思われる。浮上り止めも曲り変形が認められ，アンカーボルトが浮上り隙間が生じている。
	M_{12}(Dw)	M_9，M_{10} と同様の傾向である。
	M_{13}	上沓の切欠部圧壊，下沓凸部破損，浮上り止め下沓との接触部えぐれ及びアンカーボルトの付着切れ有り。
	M_{14}	M_{13} と同様の状態であり尚導板にローラーとの接触部の圧壊有り。
	M_{15}	ローラーに破損有り，導板の圧壊が著しく又曲げ変形により，上沓とのはめ込み部に間隙有り，歯車の変形によりビス孔の破損，他はM_{13}と同様である。
	M_{16}	M_{14} と同様の傾向にある。
P_6	F_9	上沓リング取付用フランジに変形の疑い有り，アンカーボルト付着切れ有り。
	F_{10}	上・下沓リング取付用フランジ変形の疑い有り，アンカーボルト付着切れ有り。
	F_{11}	同上
P_6	F_{12}	上・下沓リング取付用フランジ変形の疑い有り，アンカーボルト付着切れ有り。
	M_{17}	ローラーと導板の接触部の圧壊有り，アンカーボルトの付着切れ有り。
	M_{16}	同上
P_7	M_{19}	ローラーと導板の接触部の圧壊有り，アンカーボルトの付着切れ有り。
	M_{20}	同上
	F_{13}	上・下沓リング取付用フランジに変形の疑い有り及びアンカーボルト付着切れ有り。
	F_{14}	上沓リング取付用フランジに変形の疑い有り，及びアンカーボルト付着切れ有り。
	F_{15}	同上
	F_{16}	アンカーボルト付着切れ有り。
	M_{21}	ローラーと導板の接触部の圧壊，浮上り止めの変形及びアンカーボルト付着切れ有り。
	M_{22}	アンカーボルトの付着切れ有り。
	M_{23}	浮上り止めの変形，アンカーボルトの付着切れ有り。
	M_{24}	M_{21} と同様の傾向である。
P_8	F_{17}	上・下沓リング取付用フランジ変形の疑い有り，アンカーボルトの状態より下沓のアンカー穴の変形も考えられる，アンカーボルト付着切れ有り。
	F_{18}	下沓アンカー穴変形及びアンカーボルト付着切れ有り。
	F_{19}	F_{17} と同様の傾向である。
	F_{20}	上沓リング取付用フランジ変形の疑い有り，アンカーボルト付着切れ有り。
	M_{25}	アンカーボルト付着切れ有り。
	M_{26}	同上
	M_{27}	導板にローラーとの接触部に圧こん有り，アンカーボルトの付着切れ有り。
	M_{28}	M_{25} と同様の傾向である。
P_9	F_{21} F_{22} F_{23} F_{24}	可動沓の状態と同様に想定し耳桁部の上沓リング取付用フランジの変形及びアンカーボルトの付着切れが充分考えられる。
	M_{29} M_{30} M_{31} M_{32}	足場の関係上測定不可能であるが，脚の計測上及び下からの目視により，脚の傾斜及びローラーの異常な移動が認められ，上沓切欠部，浮上り止め及びアンカーボルト等の落橋防止機構及び脚傾斜により導板，ローラー接触部等の圧壊が充分考えられる。
A_2	F_{25} F_{26}	上・下沓リング取付用フランジ変形の疑い有り，アンカーボルト付着切れ有り。 上沓リング取付用フランジ変形の疑い有り，アンカーボルト付着切れ有り。
	F_{27}	同上
	F_{28}	F_{25} と同様の傾向である。リング取付用ボルト1本せん断，同ボルト用タップ孔1箇所破断

（注） ピアー No. 及び支承 No. は図—9・23 参照



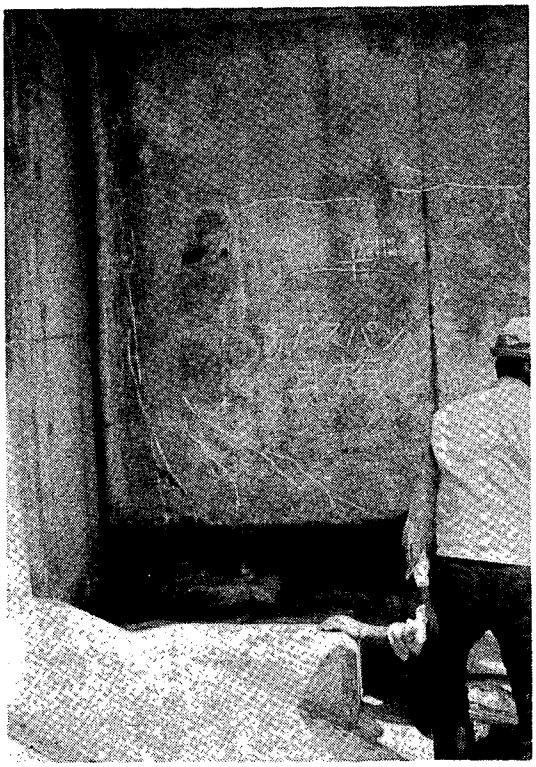
図—9·23　閖上大橋支承の配置



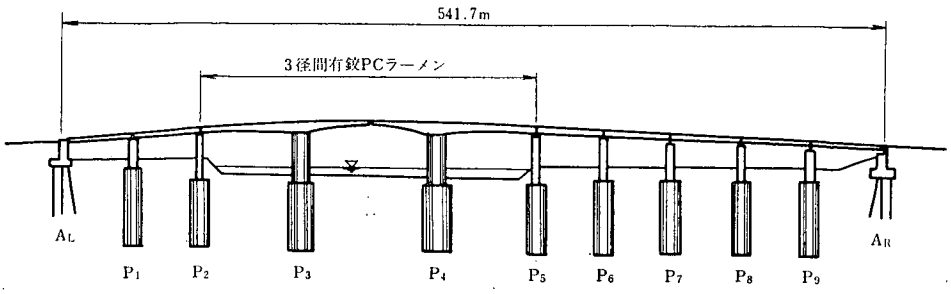
写真—9·24　P_1 橋脚上の可動沓の状況（逸脱寸前）

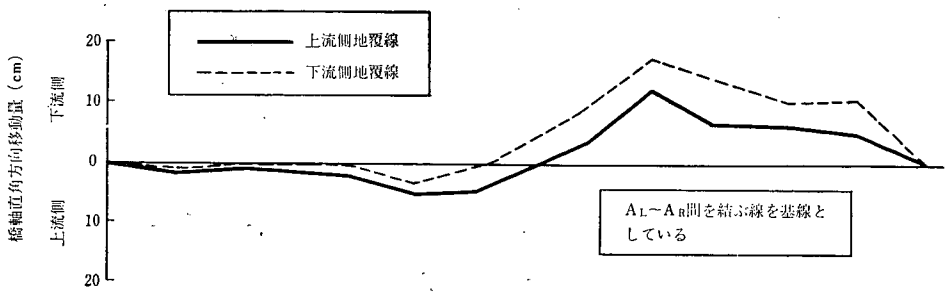
(Fi)　固定支承（i=1～28）

(Mi)　可動支承（i=1～32）

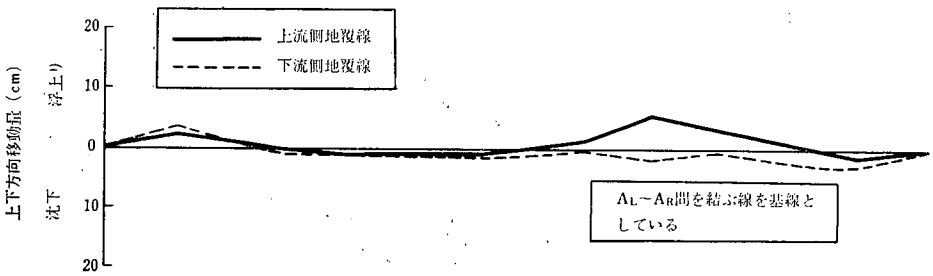


写真—9·25　左岸側第一スパン支承上主桁の亀裂（上流側）

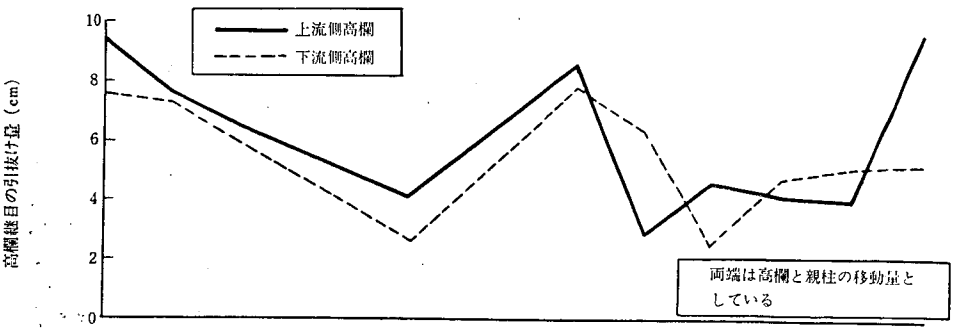




（a）橋軸直角方向移動量

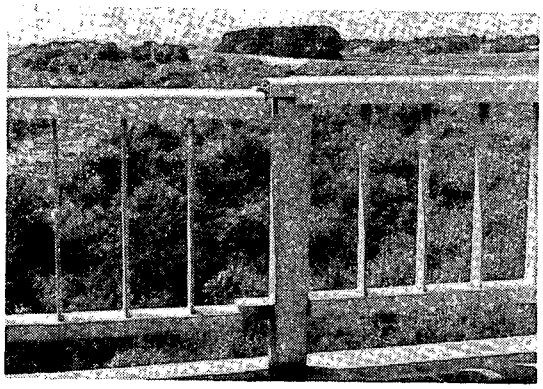


（b）上下方向移動量

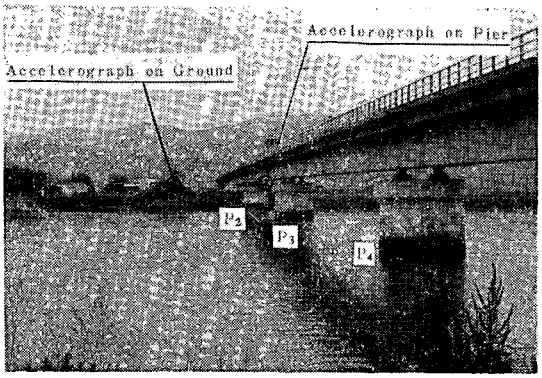


（c）高欄継目の引抜け量

図—9・24 橋面地覆の移動量及び高欄継目の引抜け量（閖上大橋）



写真—9·26　高欄手すりの抜出し



写真—9·27　開北橋（右岸上流側から左岸方向を撮影
強震計は P_2 天端に設置されている）

向，鉛直方向共に P_3～P_9 間で大きくなっている。この区間は地震後に噴砂が見られたことから，地震時に橋脚周辺地盤が液状化したことが分かっている。橋面の移動と液状化の関係について今後の調査が望まれる。また，図—9·24 に示した高欄の継目での抜出しに伴って，高欄の変形や破損が認められた。このような被害は主橋部と単純桁部の接続する P_2 及び P_5 橋脚上の高欄継手で著しく，写真—9·26 に示すように，一方の高欄が地震時に他方の高欄から抜出し，これが再び完全にもとのように戻らなかったために破損している。なお，橋脚上での高欄の抜出し量の最大値は約 8 cm であった。

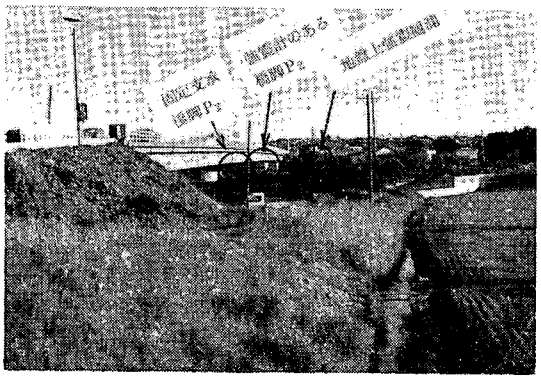
最後に，本橋周辺の地盤条件は 図—9·20 に示したとおりであり，橋軸方向には地盤構成はおおむね一様である。すなわち，地表面（河床もしくは高水敷）から 20 m 程度までは細砂層となっており，下部構造はこの細砂層の下に存在する砂礫層にまで達している。この砂礫層は厚さ約 10 m 程度とそれ程厚いものではなく，その下は粘土と砂礫の互層となり，少なくとも地表面下 60 m まではこのような構成が続いている。

下部構造のうち橋脚 P_1，P_5～P_9 については亀裂に樹脂モルタルの注入を行い，表面のチッピングの後，脚部を鉄筋コンクリートで巻立てた。P_3, P_4 の橋脚については締切工を施工し，表面をチッピングした後，外側に 50 cm 厚の鉄筋コンクリートの巻立を行った。

PC 単純桁部の支承及びアンカーボルトについては桁をジャッキアップして支承等の取替を行った[21]。

〔8〕 開 北 橋

開北橋は，宮城県石巻市の一般県道河北～北上線と旧北上川の交差部に架かる橋長 285 m の 5 径間連続の鋼ボックスガーダー橋である。一般図は 図—9·25 に示すとおりであり，P_1 が固定沓，その他（A_l, P_2, P_3, P_4, A_r）は可動沓となっている。ただし，可動沓には P_4, A_r を除いてダンパー（KSB 制動器，最大支持力 40 t，最大

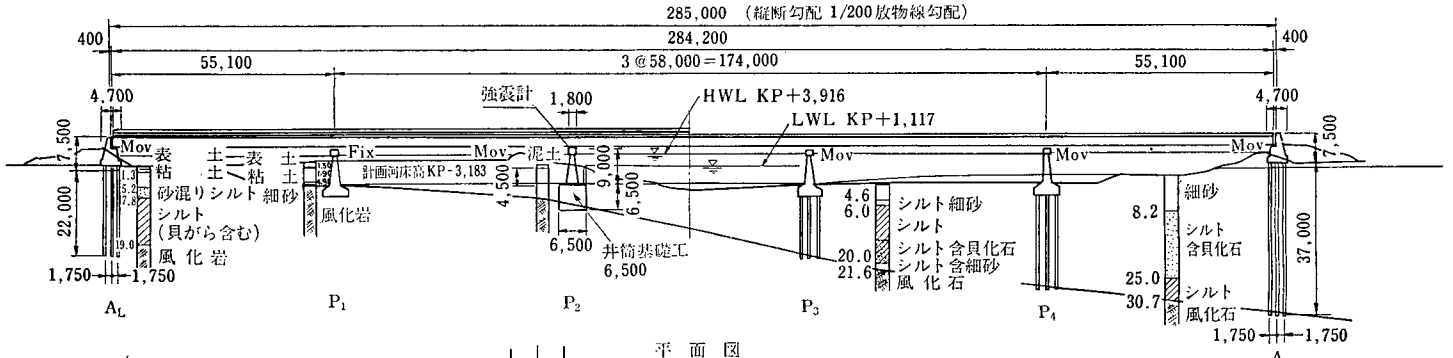


写真—9·28　P_2 橋脚と地盤上の観測点の位置関係（左岸上流側より右岸方向を撮影）

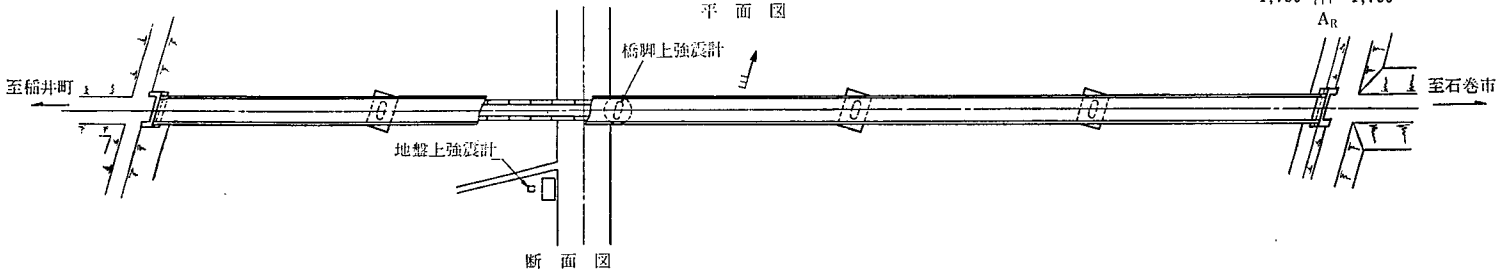
変位 ±50 mm）が取付けられている。地盤条件は図—9·25 に示したように左岸側では風化岩が露頭しており，P_1, P_2 はそれぞれ直接基礎，ケーソン基礎により岩着している。風化岩層は右岸側へは徐々に傾斜して沈み込んでおり，右岸側橋台位置では約 37 m の沖積堆積層が存在している。開北橋では橋脚が完成した時点から強震観測が行われている。強震計（SMAC-B 2 型）は P_2 の天端に 1 台，P_2 から約 30 m 離れた左岸上流側の河川敷に 1 台それぞれ設置されている。写真—9·27，9·28 はそれぞれ開北橋の全景及び地盤上の強震計と P_2 上の強震計の位置関係を示したものである。図—9·26 は宮城県沖地震による強震記録を示したもので，地盤上の最大加速度は橋軸方向には 191 gal，橋軸直角方向には 291 gal であり，このうち 50 gal 以上の地震動の継続時間は約 13 秒である。一方，橋脚天端での最大加速度は橋軸直角方向には 338 gal であり，橋軸方向には強震計の許容限界加速度 500 gal を超えたため，記録ペンが支持機構から外れ，橋脚の振動応答の全容を記録することができなかった。

このように強い地震力を受けたにもかかわらず，開北橋は上部構造，下部構造共に著しい被害を被っていな

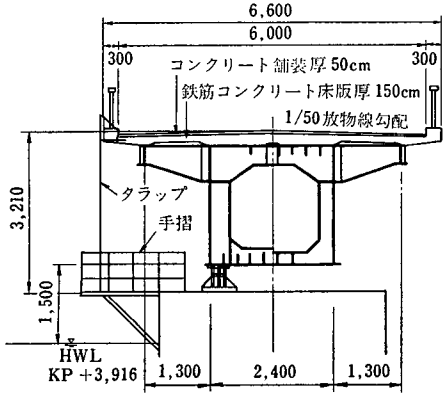
側　面　図（5径間連続箱桁橋）



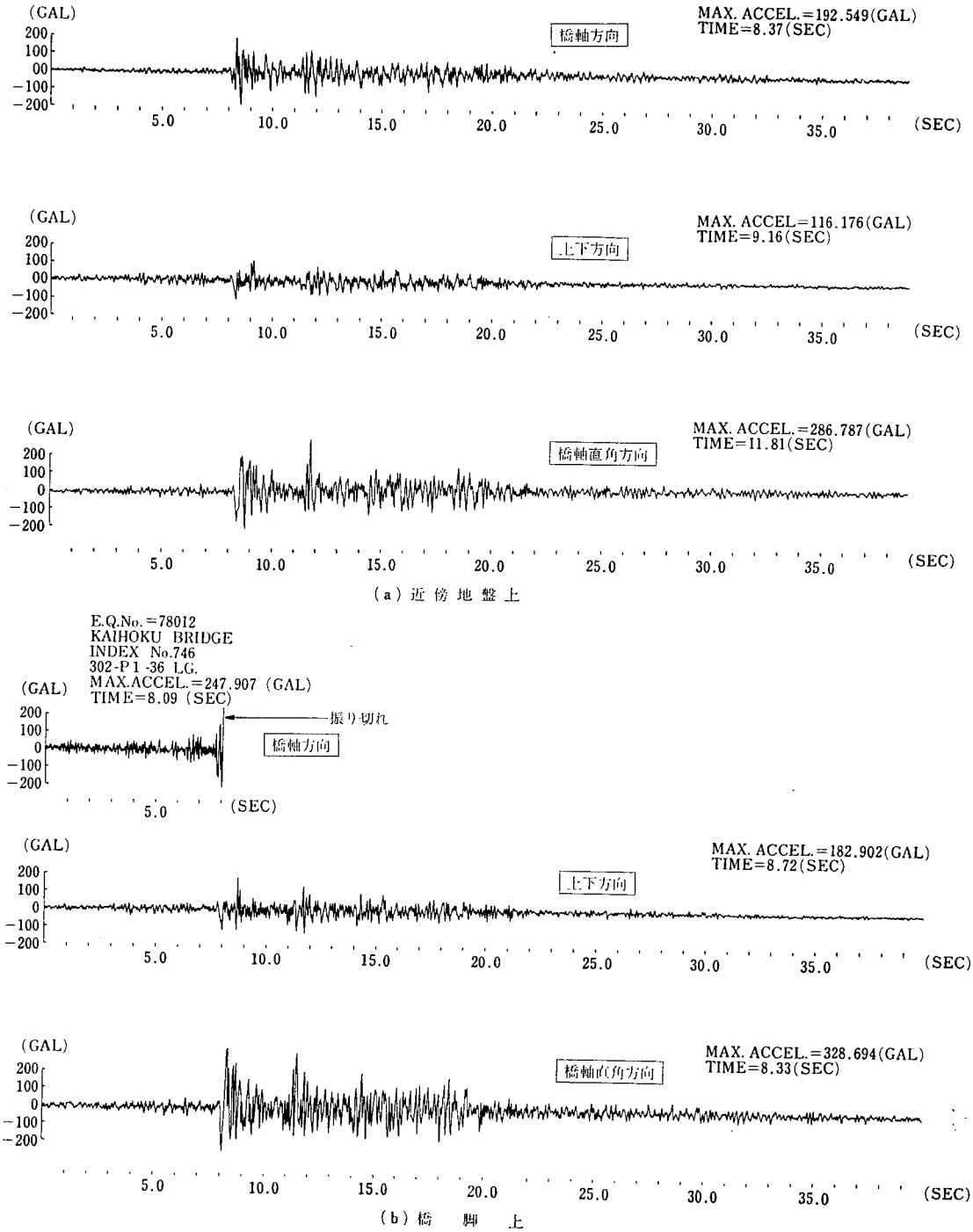
平　面　図



断　面　図

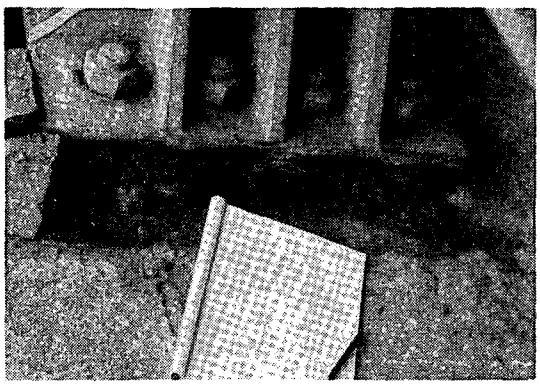


図—9·25　開　北　橋　一　般　図

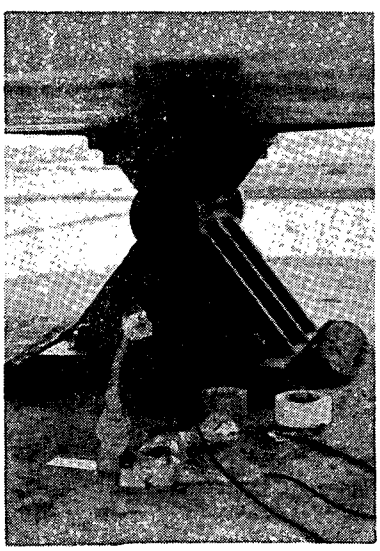


図—9·26 開北橋の加速度強震記録 (1978.6.12)

い。写真—9·29, 9·30 は P_1 橋脚上の固定支承であり，モルタルが剝離し，支承下のライナープレートが顔を出しているのが分かる。P_1 橋脚ではアンカーボルト（直径 32 mm）の抜出し及びせん断変形は共にほとんど生じていない。写真—9·31, 9·32 は P_2 橋脚上のダンパー及びその支承下モルタルの破損状況を示したものである。写真—9·31 では，ダンパー支承下のモルタルがほぼ完全に破損し，アンカーボルトが左岸側に 20 cm 程度せん断変形しているのが分かる。なお，これに関しては昭和 53 年 2 月 20 日の宮城県沖の地震に際しても多少の被害が報告されている。また，写真—9·32 によればダンパーのロッドは相当腐蝕しており，また，地震後にオイルが漏れ出た形跡は認められない。



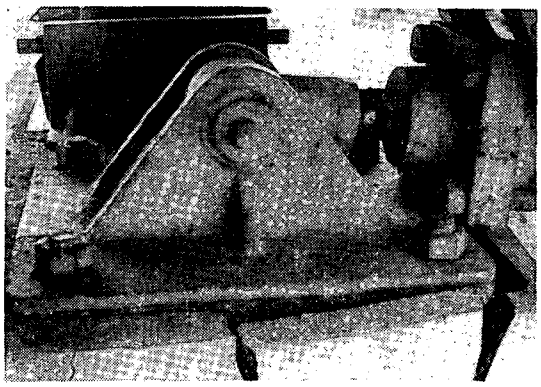
写真—9·29 P_1 橋脚上固定支承（下流側支承）



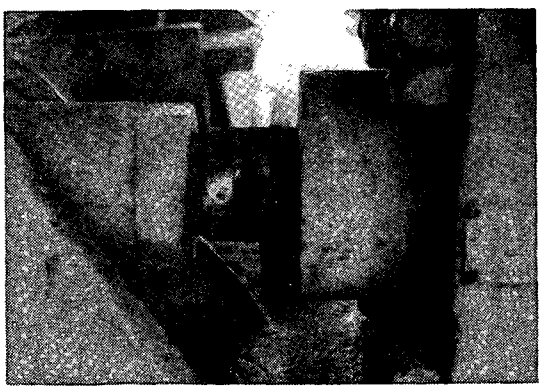
写真—9·30 P_1 橋脚上固定支承（手前は交通車輌による振動測定に用いた加速度計）

〔9〕江合橋

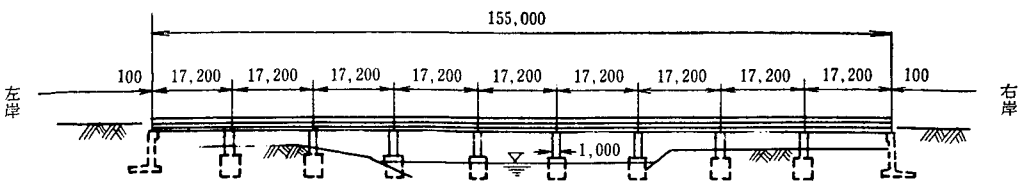
江合橋は 図—9·27 に示すように昭和 7 年に竣工した橋長 155.0 m，幅員 7.5 m の 9 連の単純鈑桁橋（スパン 17.2 m）である（写真—9·33）。下部構造は，橋台は杭基礎，橋脚は 図—9·28 に示すように直径 2.5 m，長さ 7 m の 2 本の独立した井筒ケーソンから成り，その上に鉄筋コンクリートの閉合ラーメン橋脚を設けてこれにより上部桁を支持している。また，昭和 40 年代後半にパイルベント方式で歩道の併設（幅 2 m）がなされ，各橋脚位置でつなぎ材で結ばれている。被害は P_2 から P_7 橋脚にいずれも 図—9·28 に示したようにラーメン橋脚の上，下横材に亀裂を生じた。なかでも，P_5, P_6, P_7



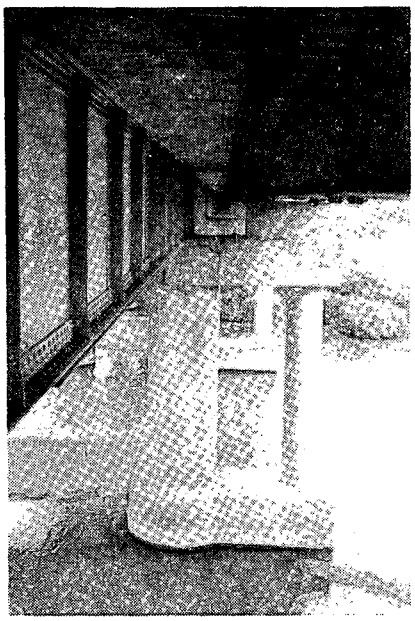
写真—9·31 P_2 橋脚上ダンパー支承（下流側の敷モルタルの破壊）



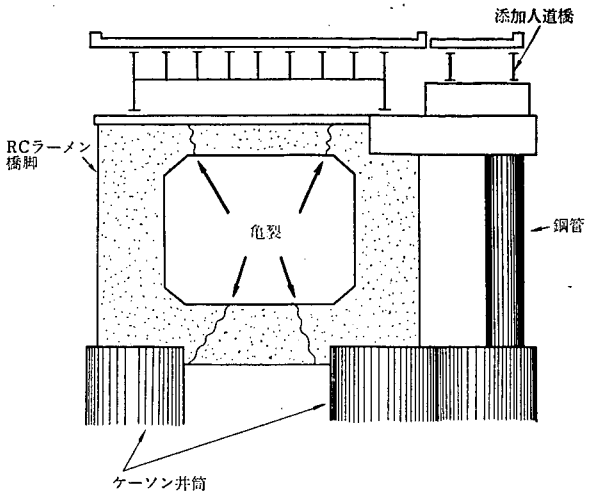
写真—9·32 P_2 橋脚上ダンパー（タンパーはさびておりオイルが漏れた形跡はない。）



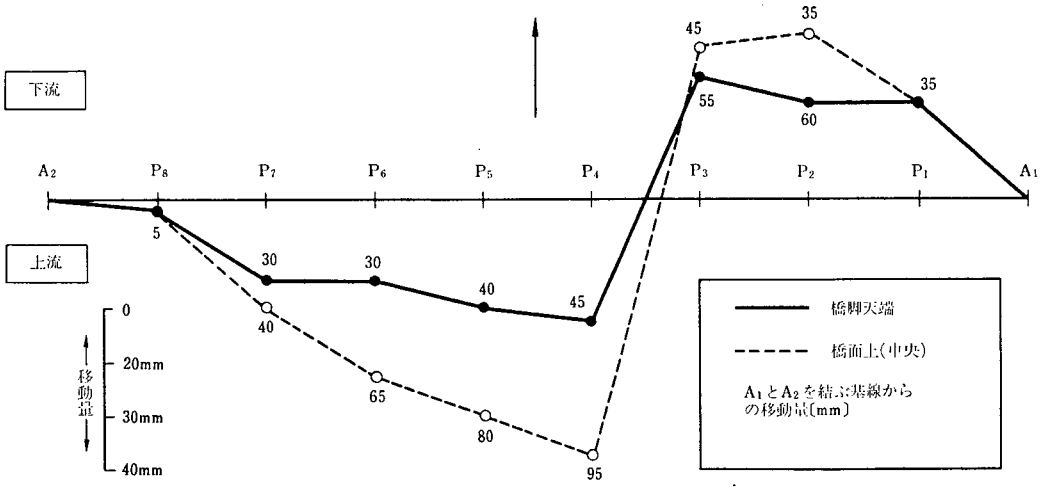
図—9·27 江合橋一般図



写真—9・33　添架歩道橋と本橋との接合部の状況
(P_4 橋脚より P_5 橋脚方向)



図—9・28　江合橋橋脚及び被害状況



図—9・29　江合橋橋脚天端及び橋面上の橋軸直角方向残留変位（宮城県による）

橋脚で被害が著しく，コンクリートが完全に剝離し，鉄筋が露出すると共に，横材がずり下がっているのが認められた。なお，沓及び上部構造には被害を受けていない。

地震後，宮城県が行なった橋脚の測量結果（A_1（古川方）と A_2（佐沼方）のそれぞれの中心を結ぶ線（基線）からラーメン橋脚内側の距離を測定した），図—9・29に示すとおりである。これによれば，水平面内橋軸直角方向の移動は右岸側に，中央部及び左岸側は上流側に向かっており，その最大値は約 4.5 cm である。

なお，本橋地点の地盤柱状図は 図—9・30 に示すとおりである。地表面下約 25 m にはシルト岩～砂岩が存在し，その上には軟質な沖積層が堆積している。また，最深部のケーソンは全長 7 m のうち 1 m が気中にあり，水深が約 2 m であるので実質的な根入長は 3～4 m であった。

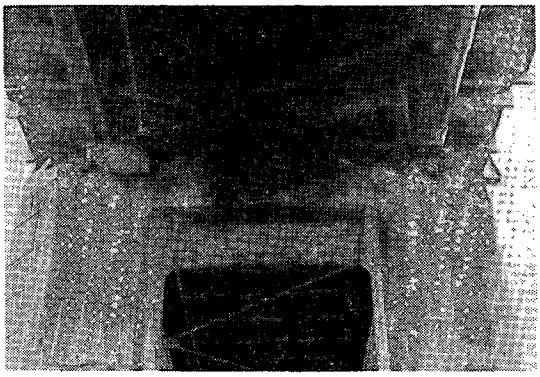
本橋は昭和 37 年の宮城県北部の地震（マグニチュード 6.4 の近距離地震）の際に，支承部のアンカーボルトの切断，沓の移動を中心として若干の被害を受けており，今回が 2 度目の地震被害である。

被害の程度が大きく，下部構造等の補強を施工した場合の工費が莫大となるために全面的な架替となった。下

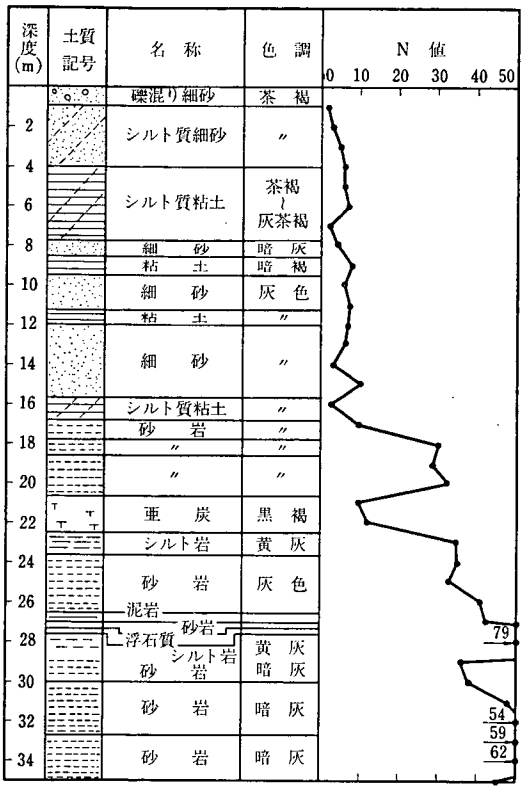
流側に仮橋を設けて現位置に新橋を建設した。

〔10〕木間塚橋

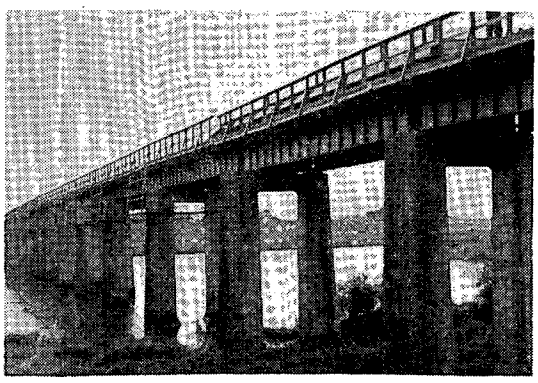
木間塚橋は 写真—9·34 に示すように昭和6年に架設された橋長 236.0 m (13.4 m＋17 @ 12.3 m＋13.4 m), 19 径間鋼単純鈑桁橋である。下部構造のうち橋脚は箱型ラーメンで ケーソン基礎である。橋台は逆 T 型の直接基礎である。被害は沓座コンクリートに集中し，写真—9·35 に示すように 沓座縁端距離の 不足と相まって，落橋寸前となった。なお，本橋地点の地盤柱状図は図—9·31 に示すとおりであり，地表面下約 32 m まではシルト～砂の互層となっており，その下に N 値 100 程度以上の砂礫層が存在している。なお，低水敷の P_5 橋脚周辺及び被害の大きかった P_3 橋脚周辺において噴砂が認められた。



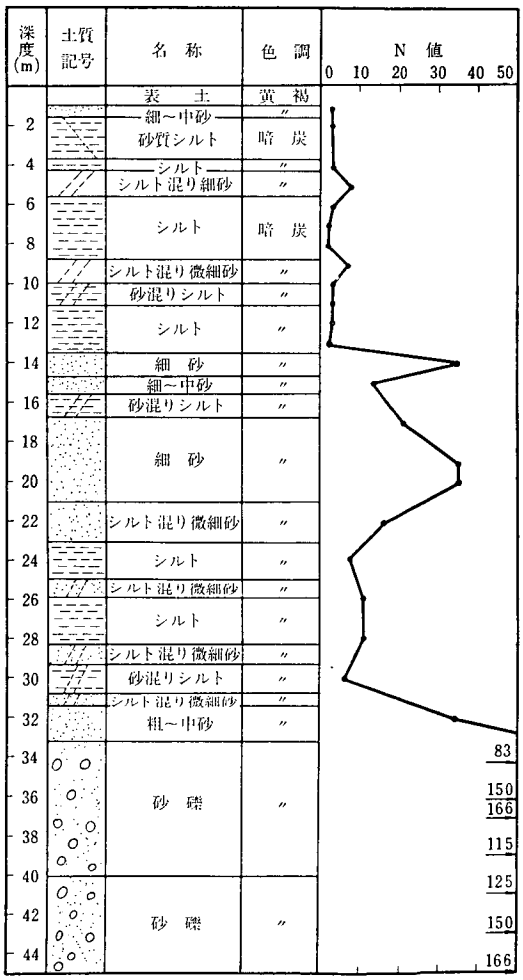
写真—9·35　沓座コンクリート剝離



図—30　ボーリング柱状図（江合橋）



写真—9·34　木間塚橋（被災後）全景



図—9·31　ボーリング柱状図（木間塚橋）

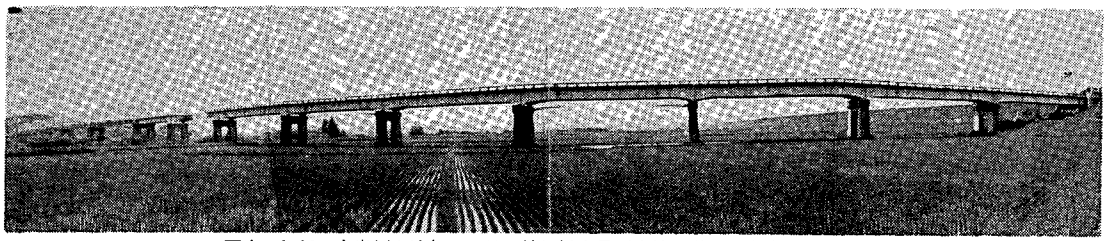
また，左岸からの第1橋脚上では伸縮継手のゴムジョイントが切断するほどの水平力を受けたが，橋脚上面を地震前に別の理由で拡幅補強していたために，沓座には被害が見られなかった。

木間塚橋は 写真—9·34 で見るとおり，橋脚の高さに比べて断面剛性，基礎の形状が貧弱であるために，現行の示方書に準じる補強を施工することは困難である。

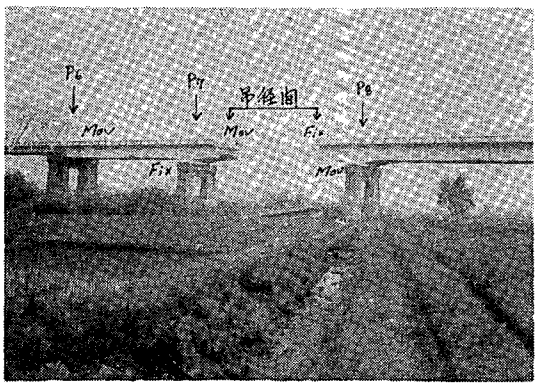
当面，被害のあった橋脚等の沓座の拡幅補強伸縮継手の取替などを行って供用を開始した。後年度，できるだけ早い機会に新橋に架替えることとなった。

〔11〕 錦 桜 橋

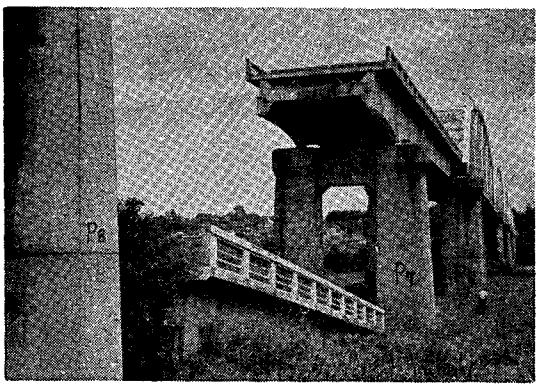
錦桜橋は5連の単純鋼ワーレントラスと9径間のゲルバー鈑桁から成り，昭和31年に竣工した架設時の構造一般図は 図—9·32 に示すとおりである。また，本橋周辺の地盤条件を図—9·33 に示す。落橋したのは P_7 と P_8（両橋脚の一般図をそれぞれ図—9·34，9·35 に示す）間のゲルバー吊桁であり，写真—9·36，9·37 に示すように，ほとんど真下に落下している。落ちた吊桁は写真—9·38 に示すとおりであり，左岸側（P_7 側）の桁端では伸縮装置に大きな変形や部材の折れ曲がりが生じ，床版の剝離が見られる。これらは落橋時に生じたものであろ



写真—9·36 右岸側上流部から見た錦桜橋全景（宮城県道土木事務所による）



写真—9·37(a) 落橋部（P_7～P_8 吊径間）（宮城県迫土木事務所による）



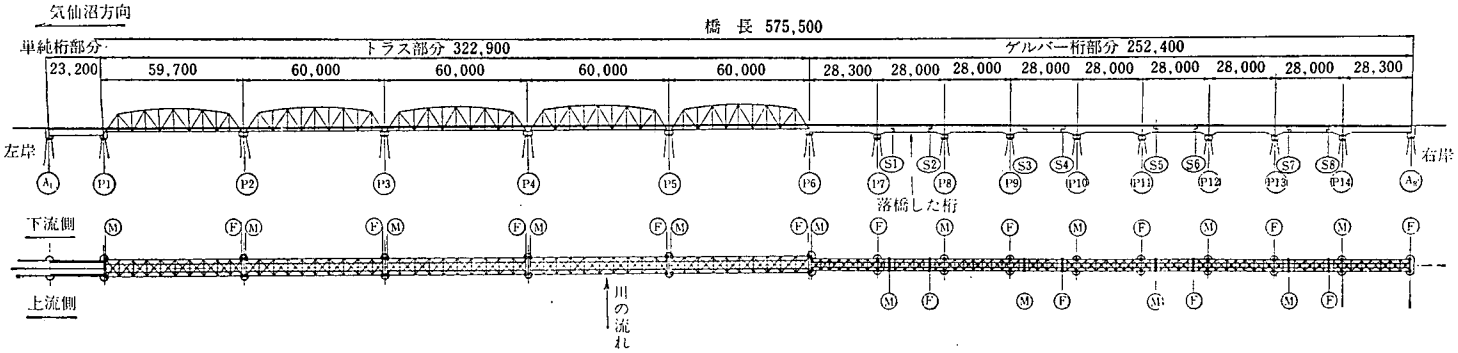
写真—9·37(b) 右岸側下流から見た落橋部（P_7～P_8 吊径間）（宮城県迫土木事務所による）



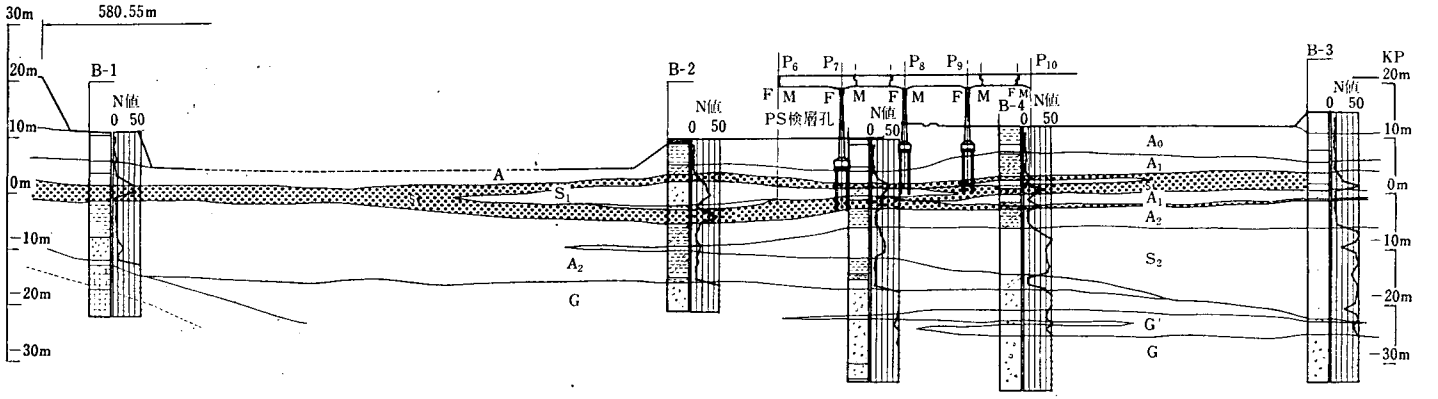
写真—9·38 左岸側から見た吊桁（宮城県迫土木事務所による）



写真—9·39 P_8 橋脚の右岸側に入った亀裂



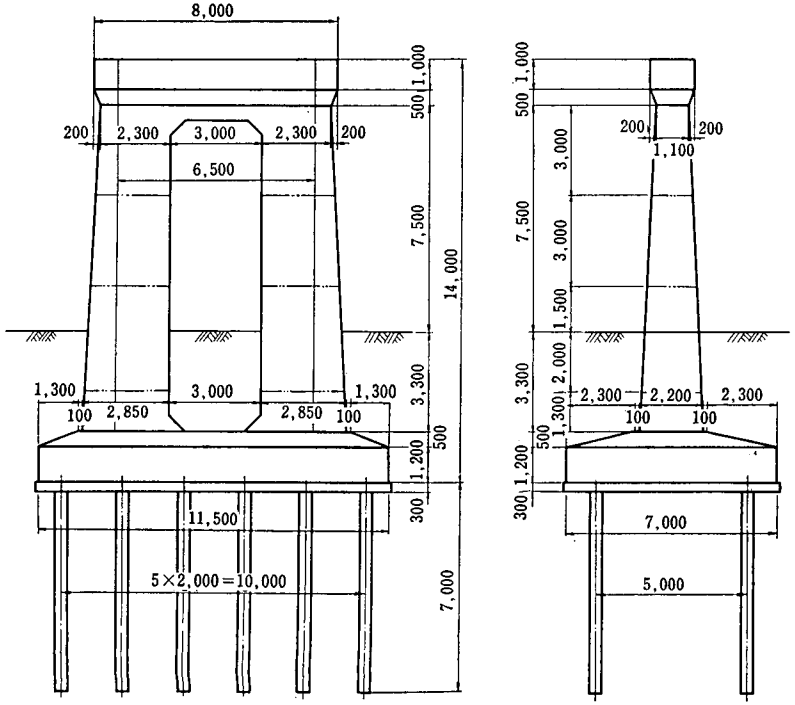
図—9·32 錦 桜 橋 構 図 一 般 図



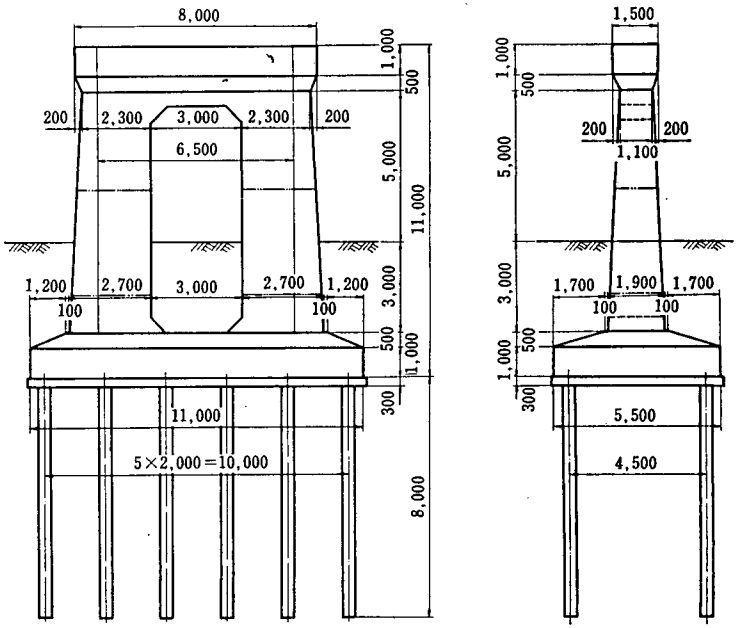
時代	層序	記号	土質及び岩質名
第四期 現世	沖積層		堤体盛土砂質シルト N≒5
		A_0	泥炭質タイ積物 シルト～砂質シルト 局部的に砂を挟む N＝3～4 堤体により圧密を受けているとN＝5～8
		A_1	現河床に堆積している砂質シルト平面的分布がみられるN＝3～6
		S_1	上部砂層局部的に礫を挟み密度は中位程度又B-4付近ではシルト薄層も認む
第四期 現世	沖積層	A_2	下部シルト層砂質シルトを主とし局部的に粘性が強いがB-1孔では礫を含むN＝6～9
		S_2	B-3孔を主として分布し下部シルト層に認められる密度はよく締っており N≒40を示す
第四期 更新世	洪積層 低位段丘堆積物	G	沖積層基底礫層とも考えられるもの，右岸部では砂層を挟有する全般に亜円礫を主とし N 値は大きい。

時代	層序	記号	土質及び岩質名
新第三紀	中新統		当橋梁地点では確認するまで掘さくはしていないシルト～砂岩，凝灰岩，安山岩類
二畳紀	高清水層		B-1孔左岸で確認粘板岩，硬岩，砂岩，石灰岩を含む傾斜不整合，当橋梁地点では（左岸）沖積層及第三紀層は欠除し沖積層よりすぐ本層となる硬質岩表面の傾斜は不明
	石越変山岩		
	登米層		

図—9·33 錦桜地質縦断図（宮城県による）



図—9·34 P_7 橋脚一般図（錦桜橋）



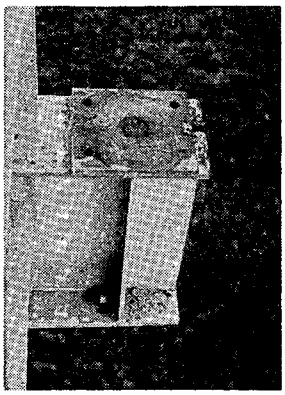
図—9·35 P_8 橋脚一般図（錦桜橋）

う。これに対して右岸側（P_8側）の桁端にはこうした被害があまり認められない。

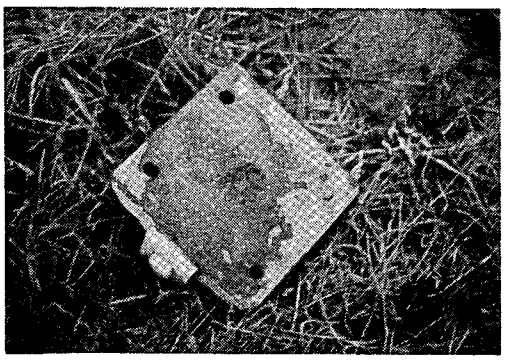
写真—9·39はP_8橋脚の右岸側コンクリート面に生じた亀裂（幅 2～3 mm）である。亀裂は左岸側には生じていなかった。

P_7橋脚上の上流側及び下流側のゲルバーヒンジの支持機構は写真—9·40に示すようになっており，吊桁が沓と共に落下しているのが分かる。この沓と桁の固定は直径約 19 mm のボルト4本と直径約 80 mm の突起で行われていた。写真—9·41はこのようにして落下したP_8側の固定沓（下沓）の裏及び表の状態を示したものである。一方，写真—9·42は落橋した吊桁の桁中央にあるせん断キイを示したものであり，ほとんど損傷していない。このような点からも吊桁部は橋軸直角方向に激しく振動して落下したのでなく，橋軸方向の振動が原因で落下したのではないかと考えられる。

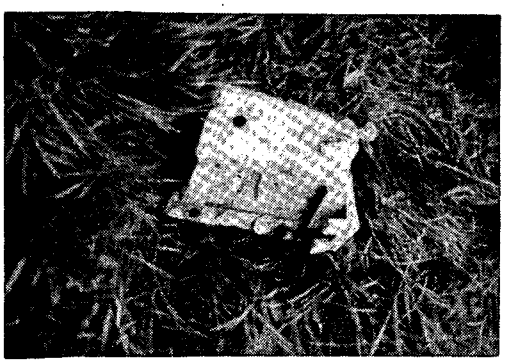
P_8と右岸橋台との間の鈑桁は後述するようにほとんどすべて右岸側（ほぼ真南の方向）へ移動しており，ゲルバー部では桁どうしが密着していた。例えば，P_8橋脚上では写真—9·43に示すように，桁が沓座から右岸側に滑り落ちており，正規の位置から約 55 cm の残留変



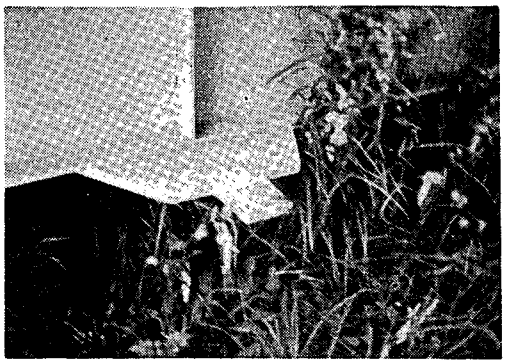
写真—9·40 ゲルバーヒンジの状態（左岸側可動沓）



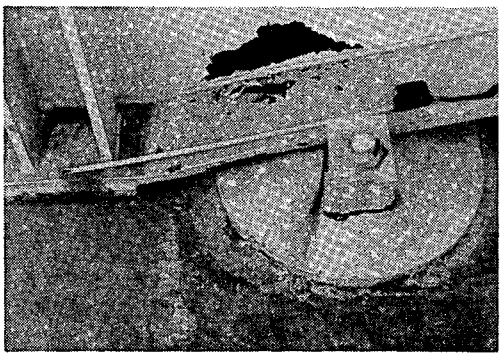
写真—9·41(a) 逸脱したゲルバー固定支承沓（裏側）



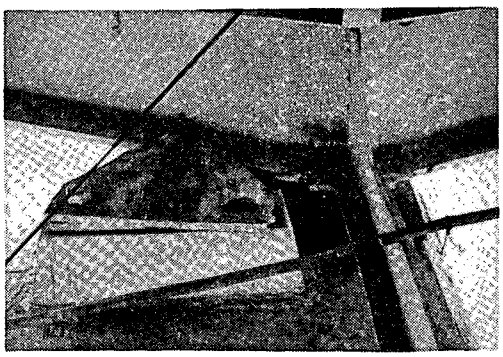
写真—9·41(b) 逸脱したゲルバー固定支承沓（下沓）



写真—9·42 せん断キイ（落橋した吊径間右岸側）



写真—9·43 P_8での桁の移動（右岸側橋軸方向への桁移動量は約 55 cm であり腹板の一部に局所座屈が生じている）

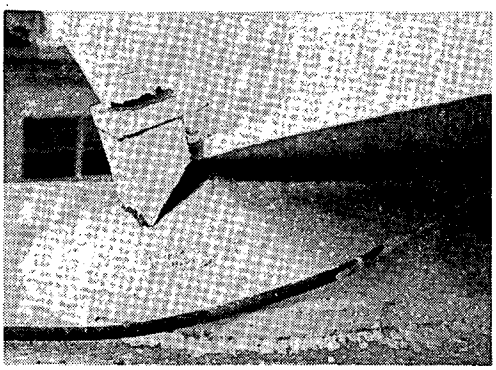


写真—9·44 P_8での桁移動（手前のストッパーの連絡ガセットが回転し，アンカーボルトが1本破断している）

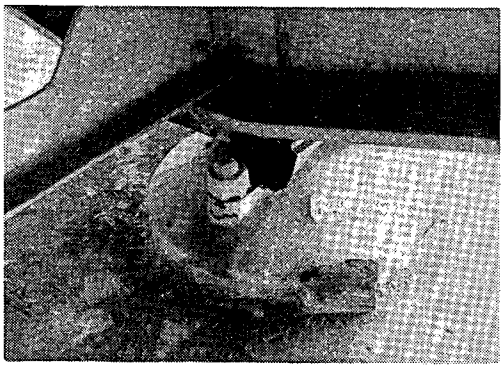
位を生じているのが認められた。この箇所では沓座と腹板が直接接触したため，写真に見られるような腹板の局部座屈（塗装の剝げている箇所）が生じていた。また，写真—9·44 は 写真—9·43 の主桁の裏側（内側）であり，桁移動制限装置（手前のコンクリートブロック上の連結ガセット）が回転し，アンカーボルトが破断した状況を示している。P_8 以外にも，P_8 から右岸橋台までの沓はほとんど破損しており，その代表的な破損の状況は写真—9·45 に示すような 横方向ストッパーの 破断もしくは亀裂である。

一方，右岸側の橋台では沓座コンクリートが写真—9.46 に示すように破壊し（これは本年2月の地震により破壊したものであり，桁を支保工で仮受けして復旧中に今回の地震を受けた）桁が橋台パラペットに衝突した。このため，桁が正規の位置から約15 cm 程右岸側に移動したため，橋台背面の取付部において舗装面が写真—9·47 に示すように盛り上った。

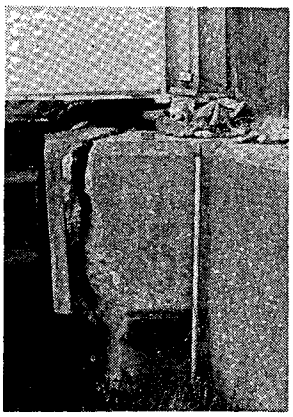
ワーレントラス部にも，桁の移動が生じ，写真—9·48 に示すような伸縮継手の目開きや接触が生じた。また，P_5 橋脚上流側の可動沓では 写真—9·49 に示すようにローラー全体がローラーカバーを押しのけて脱落した。下流側可動沓でも 写真—9·50 に示すようにローラーが逸



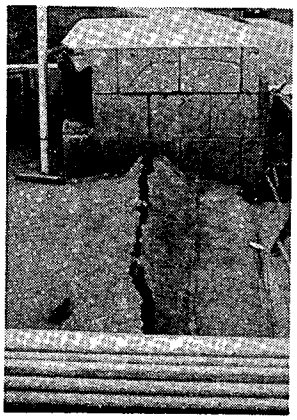
写真—9·45(a)　典型的な沓の破損例（P_{14} 可動沓下流側）



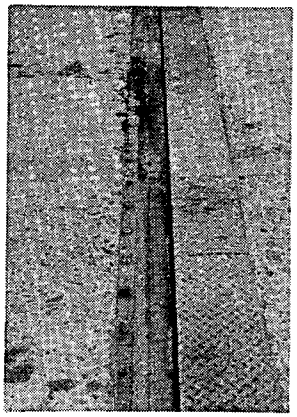
写真—9·45(b)　典型的な沓の破損例（P_{14} 可動沓上流側）



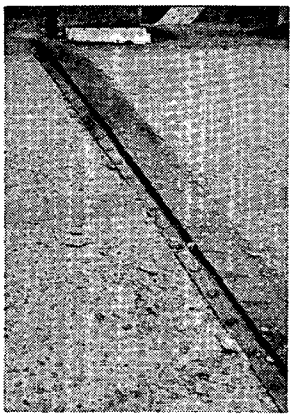
写真—9·46　右岸側橋台の沓座コンクリートの破壊



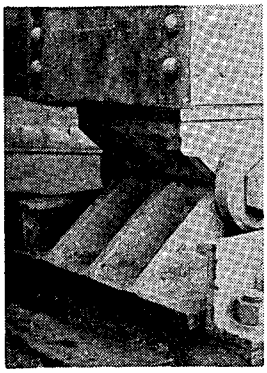
写真—9·47
桁がパラペットに突きささった結果できた舗装の盛り上り



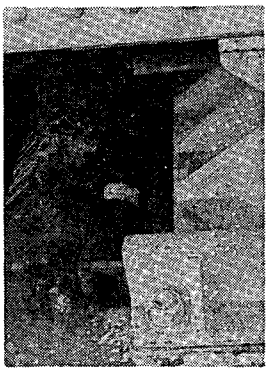
写真—9·48(a)
桁の橋軸方向移動に伴う継手の相対残留変位



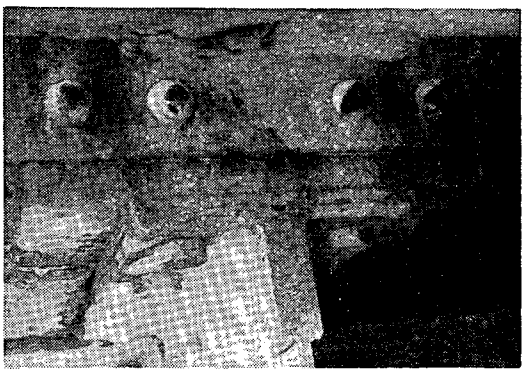
写真—9·48(b)
桁の橋軸方向移動に伴う継手の相対残留変位



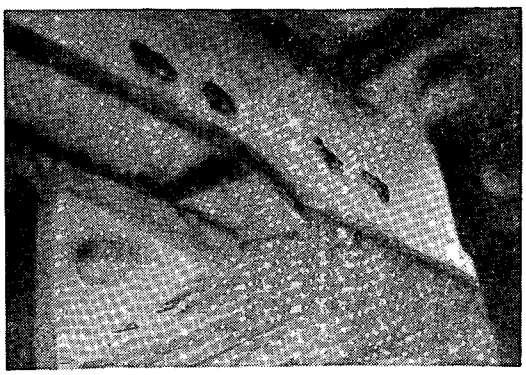
写真—9·49
P_5 上流側可動沓のローラーの完全抜出し（宮城県迫土木事務所による）



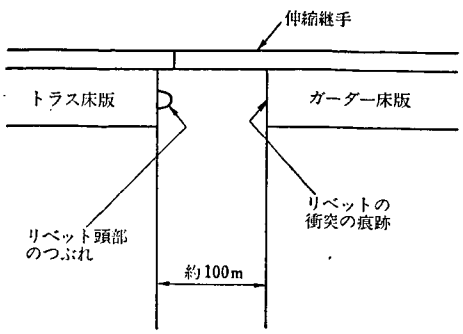
写真—9·50
P_5 下流側可動沓のローラーの一部抜出し（宮城県迫土木事務所による）



写真—9·51　トラス側床版端部のリベット先端のつぶれ



写真—9·52　鈑桁側床版端部についたリベットの衝突による痕跡



図—9·36　トラス床版とガーダー床版の接触

脱寸前の状態であった。P_6 橋脚上のトラス桁の端部と鈑桁の端部には，写真—9·51 に示すような床版端部のリベットとこれに向き合う鋼板の接触の跡が認められた。両者の位置関係は 図—9·36 に示すとおりであり，地震中にトラス桁が鈑桁と衝突したことを示しているものと考えられる。

本橋は昭和 37 年の宮城県北部地震（マグニチュード 6.4，震央は宮城県道古川～佐沼線に近い長沼付近，内陸に発生したいわゆる直下型地震であったため多大の被害を生じた）及び昭和 53 年 2 月 20 日の宮城県沖の地震（マグニチュード 6.7，震央は今回の地震の約 60 km 程真北の地点）により，それぞれ沓を中心としてかなりの被害を被っている。特に，本年 2 月 20 日の地震により沓，右岸側橋台の沓座コンクリートの剝離，P_8 橋脚の沓損傷等いずれも復旧中（一部は地震直前に復旧完了）に今回の地震を受けたことが被害の度合いを大きくしたものと思われる。

2 月の地震及び今回の地震後に宮城県土木部により詳細な被害調査が実施されており，そのうち，支承の被害，橋脚天端中心間の距離及び伸縮装置部の開口量に対する調査結果をまとめると，それぞれ表—9·9～9·11 のようになる。表—9·9 (b) によれば，昭和 53 年 2 月の地震によりすでに P_7～P_8 間の吊桁のゲルバー固定沓は上下流側ともセットボルトが緩んだ状態にあり，また，P_8 橋脚上の可動沓は横方向ストッパーが破壊されると共に，連結ガセットが回転し，アンカーボルトがせん断破壊していたことが分かる。さらに，P_9 橋脚上の固定沓においても桁が橋軸直角方向（下流側）に 25 mm 移動し，横方向ストッパーが破壊されるなど，P_8～P_9 間の桁及びこの桁に固定された落橋した吊桁は，今回の地震に際して最初から無拘束に近く，自由に運動し得る状態にあったと考えられる。一方，2 月の地震によるワーレントラス桁の支承の被害に注目すると，全体としては P_1 から P_2, P_3,…P_6 となるに従って被害の度合いが著しくなり，ことに，P_5 橋脚及び P_6 橋脚上の固定沓では

表—9·9(a) 錦桜橋支承部の被害状況—53 年 6 月 12 日の地震による被害

ピアーNo.	固定度	位置	被害
A_L	可動	線支承	被害なし
P_1	固定	上流側	被害なし
		下流側	沓座モルタル表面破損
	可動	上流側	2月の地震以後ローラの逸脱が進行（約55mm 抜出し）した。
		下流側	2月の地震以後ローラの逸脱が進行（約55mm 抜出し）した。
P_2	固定	上流側	沓座モルタル表面破損，アンカーボルト抜出しが進行
		下流側	沓座モルタル表面破損，アンカーボルト抜出しが進行
	可動	上流側	2月の地震以後ローラーの逸脱が進行した。
		下流側	2月の地震以後ローラーの逸脱が進行した。
P_3	固定	上流側	沓座モルタル表面破損，アンカーボルトすべて破断
		下流側	アンカーボルト切断（恐らく破断しているものと考えられる）
	可動	上流側	ローラー逸脱（約 96 mm）
		下流側	ローラー逸脱（約 96 mm）
P_4	固定	上流側	沓座モルタル表面破損，アンカーボルトの緩み，セットボルトの緩み
		下流側	沓座モルタル表面破損，アンカーボルトの緩み，セットボルトの緩み
	可動	上流側	ローラー逸脱（約 65 mm），上沓セットボルトの緩み
		下流側	ローラー逸脱（約 65 mm），上沓セットボルトの緩み
P_5	固定	上流側	沓座モルタル欠落，アンカーボルト及びセットボルトの緩み
		下流側	沓座モルタル欠落，アンカーボルト及びセットボルトの緩み
	可動	上流側	ローラー逸脱（傾斜しているが，約 200 mm 抜出し）
		下流側	ローラー完全に逸脱
P_6	固定	上流側	沓座モルタル破損，アンカーボルト抜出し，セットボルトの緩み
		下流側	アンカーボルト抜出し，セットボルトの緩み
	可動	上流側	モルタルベース破損，サイドブロック破損
		下流側	モルタルベース破損，サイドブロック破損
P_7	固定	上流側	サイドブロックの亀裂
		下流側	被害なし
$P_{7\sim8}$	可動	上流側	ボス部及び下沓セットボルト破断
		下流側	ボス部及び下沓セットボルト破断
	固定	上流側	ボス部及び下沓セットボルト破断
		下流側	ボス部及び下沓セットボルト破断
P_8	可動	上流側	右岸側へ桁が 55 cm 移動，サイドブロック破損，ガセット剝離
		下流側	右岸側へ桁が 55 cm 移動，サイドブロック破損，ガセット剝離
P_9	固定	上流側	サイドブロック破損，桁固定用ガセット回転
		下流側	サイドブロック破損，桁固定用ガセット回転
$P_{9\sim10}$	可動	上流側	セットボルトすべて緩んでいる，タップボルトの緩み
		下流側	セットボルトすべて緩んでいる，タップボルトの緩み
	固定	上流側	セットボルトすべて切断，ソールプレートの爪が変形
		下流側	セットボルトすべて切断，ソールプレートの爪が変形
P_{10}	可動	上流側	沓本体，アンカーボルトに関しては2月の地震以後変化なし，補修跡のブロック破壊
		下流側	沓本体，アンカーボルトに関しては2月の地震以後変化なし，補修跡のブロック破壊
P_{11}	固定	上流側	右岸側へ桁が 40 cm 移動，沓本体，付属品は2月の地震以後変化なし
		下流側	右岸側へ桁が 40 cm 移動，沓本体，付属品は2月の地震以後変化なし
$P_{11\sim12}$	可動	上流側	セットボルトの緩み（沓自体は被害なし）
		下流側	セットボルトの緩み（沓自体は被害なし）
	固定	上流側	セットボルトすべて破断，下フランジどうしが衝突した跡あり
		下流側	セットボルトすべて破断，下フランジどうしが衝突した跡あり
P_{12}	可動	上流側	右岸側へ桁が 29 cm 移動，サイドブロック破損
		下流側	右岸側へ桁が 29 cm 移動，サイドブロック破損
P_{13}	固定	上流側	右岸側へ桁が 30 cm 移動
		下流側	右岸側へ桁が 30 cm 移動，サイドブロックの破損が進行した。
$P_{13\sim14}$	可動	上流側	ソールプレート爪変形
		下流側	ソールプレート爪変形
	固定	上流側	セットボルト変形(?)，躯本体の摺動部ブロックが破損
		下流側	セットボルトすべて切断，ソールプレートが沓本体に接触し変形
P_{14}	可動	上流側	サイドブロック破損
		下流側	
A_R	固定	上流側	沓は右岸側に 25 cm 移動，十字リブ露出，アンカーボルト抜出し
		下流側	アンカーボルトせん断破壊

（注） 支承の種類 $P_{1\sim6}$ の固定沓はピン型支承沓，A_L，P_6 の可動沓～A_R は小判型線支承沓

表—9·9(b) 錦桜橋支承部の被害状況—53年2月20日の地震による被害（53年4月調査）（宮城県の調査結果による）—

ピアーNo.	固定度	位置	被害
A_L		線支承	被害なし
P_1	固定	上流側	沓本体は健全，ただし，沓周りモルタルが風化していない
		下流側	沓本体は健全，ただし，沓周りモルタルが風化していない
	可動	上流側	防塵用カバープレートが両方とも外れている，サイドブロック変形
		下流側	防塵用カバープレートが両方とも外れている，サイドブロック変形
P_2	固定	上流側	沓本体は健全，沓座モルタルはわずかに破損，アンカーボルト抜出し
		下流側	沓本体は健全，沓周りモルタルがない，アンカーボルト抜出し
	可動	上流側	防塵用カバープレートが両方とも脱落，その他は被害なし
		下流側	防塵用カバープレートが両方とも脱落，その他は被害なし
P_3	固定	上流側	沓本体は健全，アンカーボルト抜出し
		下流側	沓本体は健全，沓周りモルタルがない，アンカーボルト抜出し，変形
	可動	上流側	右岸側のカバープレート脱落，ローラー部見える
		下流側	右岸側のカバープレート脱落，ローラー部見える
P_4	固定	上流側	沓本体に被害なし
		下流側	沓本体に被害なし，上沓のセットボルト本とも緩みがある
	可動	上流側	沓本体に被害なし，両カバープレート脱落，ローラー右岸側に移動
		下流側	左岸側カバープレート脱落，サイドブロック変形，沓周りモルタル破損
P_5	固定	上流側	沓本体に被害なし，モルタル崩壊，アンカーボルト抜出し，変形，セットボルトの緩み
		下流側	沓本体に被害なし，モルタル破損，アンカーボルト抜出し，変形，セットボルトの緩み
	可動	上流側	ローラー右岸側へ 65 mm 移動，アンカーボルト異状なし
		下流側	右岸側カバープレート脱落，アンカーボルト異状なし
P_6	固定	上流側	沓本体は健全，アンカーボルト抜出し変形（沓が回転したように考えられる）
		下流側	上沓のセットボルトすべてせん断破壊，アンカーボルトの緩みあり
	可動	上流側	沓本体は，沓周りモルタルに破損
		下流側	沓本体は健全，ピンチプレートが右岸側に回転している。
P_7	固定	上流側	沓本体，付属品とも健全，沓周りモルタル一部破損
		下流側	沓本体，付属品とも健全，沓周りモルタル一部破損
$P_{7\sim8}$	可動	上流側	ソールプレートの口開きが左岸側によっている（吊桁が右岸側へ相対移動）
		下流側	桁ストッパーの溶接剝れ，ピンチプレートの両爪が変形（鉛直方向）
	固定	上流側	セットボルトが全て緩んでいる外は健全
		下流側	セットボルトが一部緩んでいる外は健全
P_8	可動	上流側	横方向ストッパー（主桁外側）が破壊され，浮上り防止板とともに紛失，横方向ストッパー（主桁内側）に亀裂，連続ガセット(⑧)が右岸方向に 10 度回転（ボルトは2本ともせん断破壊）沓周りモルタルは割れているだけでベースは健全
		下流側	横方向ストッパーに亀裂，連続ガセット回転（ボルトは1本せん断破壊）
P_9	固定	上流側	主桁外側及び内側の横方向ストッパーが破壊，桁中心が下流に 25 mm 移動
		下流側	主桁外側，連続ガセット回転（ボルト1本せん断破壊），桁が 20 mm 下流側に移動，沓周りモルタルは健全
$P_{9\sim10}$	可動	上流側	浮上り防止板が右岸側に 10 度回転
		下流側	浮上り防止板が右岸側に 10 度回転
	固定	上流側	すべて健全
		下流側	すべて健全
P_{10}	可動	上流側	主桁外側横方向ストッパーに亀裂，主桁内側のストッパーは既に紛失，連続ガセット回転（ボルト緩み）
		下流側	横方向ストッパー上下流側とも破壊してなくなっている。連続ガセット回転，ボルト1本せん断破壊，桁が下流側に 35 mm 移動
P_{11}	固定	上流側	横方向ストッパー上下流側とも完全に破壊（S.37年の地震により既にかなり破損していたと思われる）
		下流側	横方向ストッパー，桁が 10 mm 下流側に移動
$P_{11\sim12}$	可動	上流側	沓本体は健全
		下流側	沓本体は健全
	固定	上流側	沓本体は健全
		下流側	沓本体は健全
P_{12}	可動	上流側	沓本体は健全，桁が左岸側に 32 mm 移動
		下流側	沓本体は健全，桁が左岸側に 27 mm 移動
P_{13}	固定	上流側	横方向ストッパー上下流側とも完全に破壊，ソールプレートの爪破断に近い形で変形
		下流側	横方向ストッパー上下流側とも完全に破壊，ソールプレートの爪破断に近い形で変形
$P_{13\sim14}$	可動	上流側	浮上り防止板が右岸方向に 10 度回転，その他は異状なし
		下流側	浮上り防止板が右岸方向に 10 度回転，その他は異状なし
	固定	上流側	健　　全
		下流側	健　　全
P_{14}	可動	上流側	主桁内側の横方向ストッパー破壊
		下流側	主桁外側の横方向ストッパー破壊，桁は下流側に 10 mm 移動
A_R	固定	上流側	沓本体は健全，沓座コンクリートが大きくV字形に破壊された
		下流側	沓本体は健全，沓座コンクリートが大きくV字形に破壊された

（注） 支承の種類 $P_{1\sim6}$ の固定沓はピン型支承沓，A_L，P_6 の可動沓～A_R は小判型線支承

表—9・10　橋脚天端間距離の変化

区間	設計上の区間長 (mm)	橋脚天端間距離の測定値 (mm)				6月の地震による橋脚天端間距離の変化量 (mm)[3]		A_L を不動とした場合の各橋脚天端の移動量 (mm)[4]	
		53年2月20日の地震後[1]		53年6月12日の地震後[2]					
		上流側	下流側	上流側	下流側	上流側	下流側	上流側	下流側
A_L～P_1	23,200	23,379	23,381	23,406	23,402	27	21	27	21
P_1～P_2	59,700	59,780	59,767	59,832	59,757	52	−10	25	11
P_2～P_3	60,000	59,985	60,035	59,930	60,033	−55	−2	−30	9
P_3～P_4	60,000	60,030	59,956	59,972	59,943	−58	−13	−88	−4
P_4～P_5	60,000	60,134	60,053	60,031	60,049	−103	−4	−191	−8
P_5～P_6	60,000	60,102	60,188	60,498	60,216	396	28	205	20
P_6～P_7	28,300	28,311	28,275	28,005	28,280	−306	5	−101	25
P_7～P_8	28,000	28,004	27,969	27,870	27,887	−134	−82	−235	−57
P_8～P_9	28,000	28,009	28,073	28,160	28,154	151	71	−84	14
P_9～P_{10}	28,000	27,954	27,901	27,929	27,909	−25	8	−109	22
P_{10}～P_{11}	28,000	27,972	28,054	28,045	28,036	73	−18	−36	4
P_{11}～P_{12}	28,000	28,066	28,082	28,025	28,084	−41	2	−77	6
P_{12}～P_{13}	28,000	27,996	27,944	28,009	27,971	13	27	−64	33
P_{13}～P_{14}	28,000	28,035	28,010	27,973	28,003	−62	−7	−126	26
P_{14}～A_R	28,300	28,323	28,392	28,397	28,408	74	16	−52	42
合計 (橋長)[5]	575,500	576,080	576,080	576,082	576,132	—	—	—	—

(注) 1) 53年4月測定, 2) 53年6月測定 } 宮城県による測定値
3) (53年6月の測定値)—(53年2月の測定値), 従って, プラスは橋脚間が開く場合に, マイナスは反対に閉じる場合に相当する。
4) 上記3)の累積値, 従って, プラスは橋脚の残留変化が右岸側へ向う場合に, マイナスは左岸側に向う場合に相当する。

表—9・11　伸縮装置部の閉口量 (錦桜橋)

橋台橋脚及び吊支間番号	支承条件	開口量 (mm) 53年2月20日の地震後[1] 上流側	開口量 (mm) 53年2月20日の地震後[1] 下流側	開口量 (mm) 53年6月12日の地震後[2] 上流側	開口量 (mm) 53年6月12日の地震後[2] 下流側	6月の地震による開口量[3] 上流側	6月の地震による開口量[3] 下流側	橋台を基準とした桁の移動量[4] 上流側	橋台を基準とした桁の移動量[4] 下側測	橋種
A_L	可動	55	55	0	0	−55	−55	−55	−55	単純鈑桁
P_1	固定 可動	115	100	60	75	−55	−25	−110	−80	単純トラス (5連)
P_2	固定 可動	112	105	18	32	−94	−73	−204	−153	単純トラス (5連)
P_3	固定 可動	65	45	−10	−10	−75	−55	−275	−208	単純トラス (5連)
P_4	固定 可動	95	70	20	0	−75	−70	−354	−278	単純トラス (5連)
P_5	固定 可動	85	100	40	30	−45	−70	−397	−348	単純トラス (5連)
P_6	固定 可動	107	100	110	110	3	10	−396	−338	単純トラス (5連)
P_7	固定	—	—	—	—					ゲルバー桁
P_7～P_8	可動 固定	100 97	95 85	落橋部						ゲルバー桁
P_8	可動	—	—	—	—					ゲルバー桁
P_9	固定	—	—	—	—					ゲルバー桁
P_9～P_{10}	可動 固定	70 93	80 89	0 0	0 0	−70 −93	−80 −89	−582 −512	−591 −511	ゲルバー桁
P_{10}	可動	—	—	—	—					ゲルバー桁
P_{11}	固定	—	—	—	—					ゲルバー桁
P_{11}～P_{12}	可動 固定	97 98	78 90	0 0	0 0	−97 −98	−78 −90	−419 −322	−422 −344	ゲルバー桁
P_{12}	可動	—	—	—	—					ゲルバー桁
P_{13}	固定	—	—	—	—					ゲルバー桁
P_{13}～P_{14}	可動 固定	100 104	111 105	0 0	0 0	−100 −104	−111 −105	−224	−254	ゲルバー桁
P_{14}	可動	—	—					−124	−143	ゲルバー桁
A_R	固定	20	38	0	0	−20	−38	−20	−38	ゲルバー桁

(注)
1) 53年4月23日, 2) 53年6月15日 } 測定
3) (6月の地震後の測定値)—(2月の地震後の測定値)
4) P_1 から P_8 までは左岸橋台を基準として, $P_{9\sim10}$ から P_{14} までは右岸橋台を基準として, それぞれ求めている。

アンカーボルトの抜出し，上沓セットボルトの抜出し，沓モルタルの破損が生じている。このような P_6 橋脚上の固定支承の被害は，今回の地震の直前（2日程前）に補修されたばかりであり，モルタル等が十分強度を発揮する前に地震を受けたのではないかと推定される。いずれにしても，P_5, P_6 橋脚は2月の地震でも今回の地震でも被害の集中する傾向が見られる。

次に，表—9·10 及び 表—9·11 の調査結果をもとに今回の地震による橋脚天端間の距離の変化量及び伸縮装置開口量の変化量を次のように推定した。

$$\begin{pmatrix}\text{橋脚天端間距}\\ \text{離の変化量}\end{pmatrix}\equiv\begin{pmatrix}\text{6月の地震後}\\ \text{の橋脚間距離}\end{pmatrix}-\begin{pmatrix}\text{2月の地震後}\\ \text{の橋脚間距離}\end{pmatrix} \quad \cdots\cdots(9\cdot1)$$

$$\begin{pmatrix}\text{開口量の}\\ \text{変化量}\end{pmatrix}\equiv\begin{pmatrix}\text{6月の地震}\\ \text{後の開口量}\end{pmatrix}-\begin{pmatrix}\text{2月の地震}\\ \text{後の開口量}\end{pmatrix} \quad \cdots\cdots(9\cdot2)$$

このようにして推定した6月の地震による橋脚天端間距離の変化量及び伸縮装置開口量の変化量は，図—9·37 に示すように分布する。これによれば，橋脚天端間距離の変化量は全般的に天端上流側が下流側に比較し大きくなっており，特に，P_5～P_6 間の距離が約 40 cm 開き，P_6～P_7 間の距離が約 30 cm 狭まっているのが注目される。この測定結果が正しいとするならば，P_5, P_6 橋脚は大きく鉛直軸回りの回転運動をしたことになる。また，伸縮装置開口量の変化量は P_6 橋上脚を除くすべての点で狭まる方向に動いているのが分かる。ただし，落橋した P_7～P_8 間の吊桁部では開口量が求められないので記入されていない。

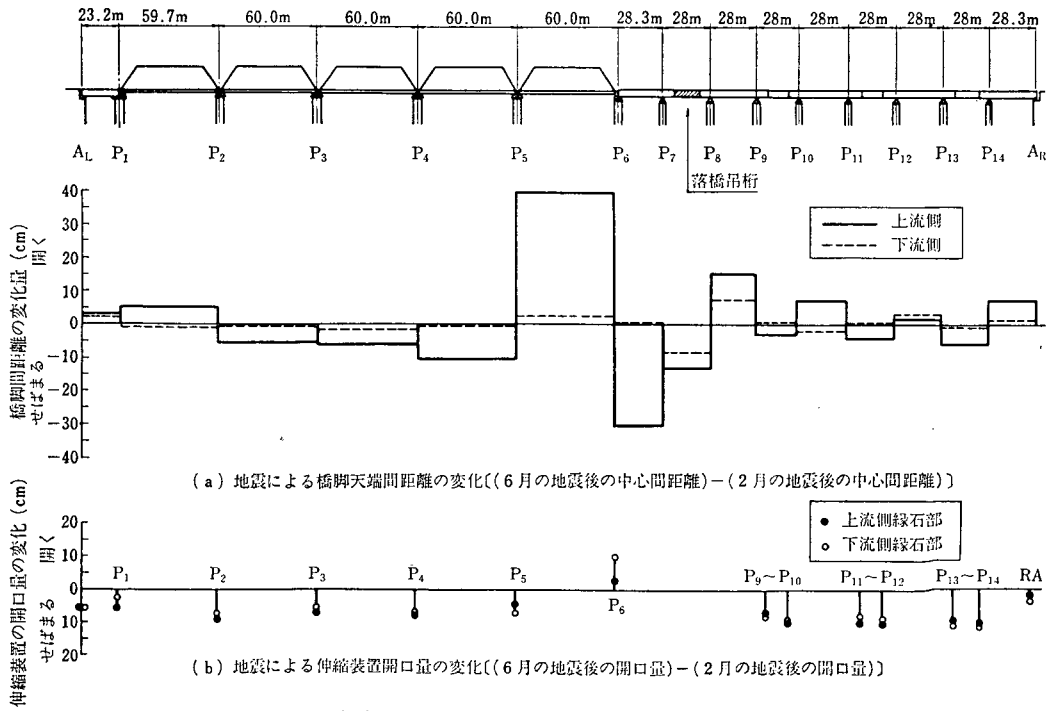
次に，図—9·37 に示した測定結果から，橋脚天端の移動量並びに桁の移動量を以下の仮定のもとに推定した。

a) 橋脚天端の移動は左岸橋台を基準として求めるものとし，左岸側から橋脚天端間距離の変化量を加え合わせることにより求める。

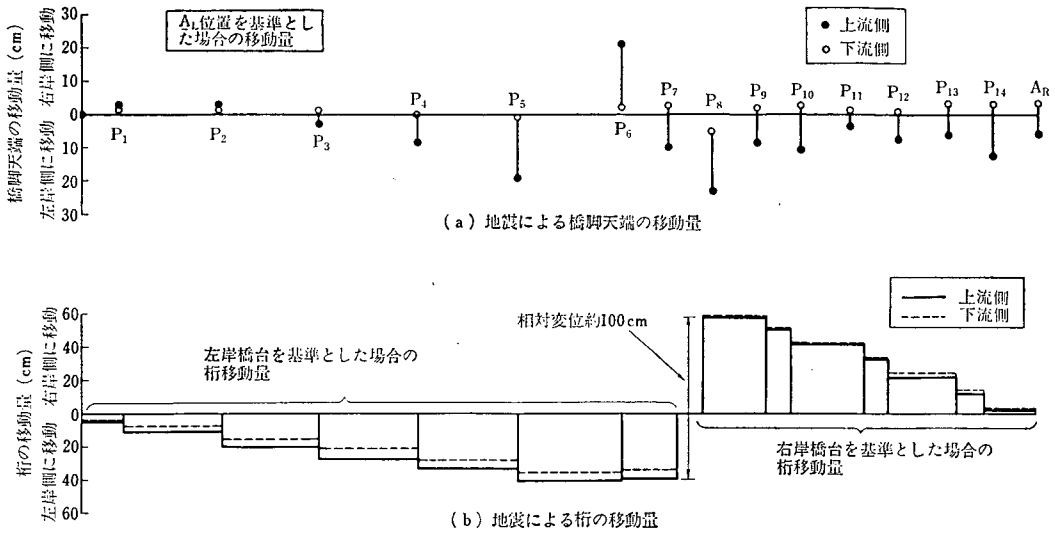
b) 桁の移動は，左岸橋台（LA）から P_7 橋脚ゲルバー張出部までの区間は左岸橋台を基準として，右岸橋台（RA）から P_8 橋脚ゲルバー張出部までは右岸橋台を基準としてそれぞれ求めるものとする。この際，桁自身の長手方向の伸縮量は無視できるものとする。

このようにして推定した橋脚天端の移動量及び桁の移動量を 図—9·38 に示す。この結果から次のような点が指摘できる。

（i） 橋脚天端の移動量は P_5～P_8 橋脚で大きい。ただし，移動量が大きいのは天端上流側であり，天端下流側はほとんど移動していない。天端上流側における P_5, P_6 橋脚の残留移動量はそれぞれ約 20 cm と求められており，この値は橋脚の残留変位量としてはやや大き過ぎるのではないかとも考えられる。しかし，表—9·9 (a) に示したように，P_5 橋脚上では沓のローラーが完全に逸脱（上沓は下沓に対して左岸側にずれ，ローラーは右岸側に抜出している）したり，P_6 橋脚ではワーレント



図—9·37 橋脚天端中心間距離及び伸縮装置開口量の変化（錦桜橋）



図—9·38　地震による橋脚天端及び桁の移動量（錦桜橋）

ラスの固定沓のアンカーボルトが完全に抜切っている等の点からみて，これら橋脚が相当激しく変位したであろうことは容易に想像される。

（ii）　P_8 橋脚では右岸側の側面に水平の亀裂が入っており，このような点は図—9·38 (a) の P_8 橋脚の天端移動が左岸側に向かっているという上記推定結果と調和的である。

（iii）　桁の残留移動は，今回の地震で落橋した P_8～P_9 吊桁部を境として，右岸側の鈑桁は右岸側に，左岸側のワーレントラス桁は左岸側にそれぞれ向かっている。残留移動量の絶対値に着目すると，両橋台位置で小さく，P_5～P_9 間で大きいおおむね放物線状の分布を示している。

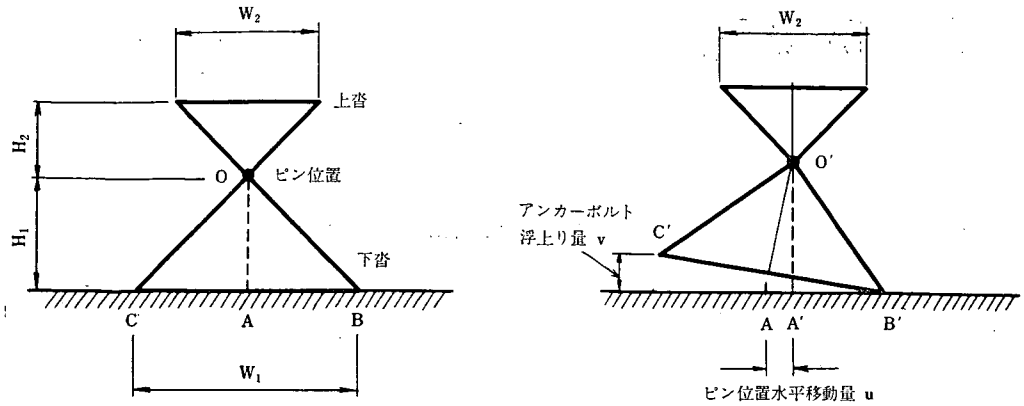
（iv）　P_8 橋脚上での桁の移動量は，上下流側とも右岸側に約 58 cm である。これに対して，P_7 橋脚上の桁の移動量は，上下流側とも左岸側に約 40 cm と求められており，この結果だけから判断すると，P_7～P_8 間で約 1 m の相対的な桁の残留変位があることになる。ただし，この値は，それぞれ右岸及び左岸の橋台を基準として独立に求めた値であること，伸縮装置の開口量に対する測定値をもとにしていること等から相当の誤差を含んでいる可能性がある。

（v）　P_8 橋脚上での桁の移動は，上下流側とも右岸側に約 58 cm であり，一方，P_8 橋脚天端の移動は上流側では約 24 cm，下流側では約 5 cm であり，共に左岸側を向いている。従って，図—9·38 に示した調査結果から求められる P_8 橋脚上での桁と沓の相対変位は，見かけ上桁が沓より右岸側へ向かってそれぞれ上流側で約 82 cm，下流側で約 63 cm 移動したことになる。地震直後の調査では桁の沓座からの移動量は約 55 cm（これは上流側で測定した値であるが，下流側でもほとんど違いはなかった）であり，上記の推定値は上流側で約 27 cm，下流側では 8 cm 程実測結果より大きく見積られていることになる。この違いは恐らく，2月の地震の後の測定と6月の地震の後の測定における測定箇所の多少の違い，測定精度の低い値（たとえば，伸縮装置の開口量）の和に伴う累積誤差等によるのではないかと考えられる。いずれにしても，この程度の誤差は含まれているものとして上記の結果を評価する必要があろう。

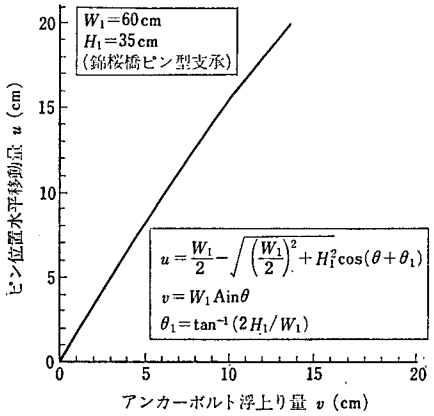
（vi）　上述したように，図—9·38 に示した桁の移動量から橋脚天端の移動量を差引いた値（両者は共に最終残留値であるので，地震時の応答を考えるうえでは，両者の絶対値和を考える方が実際の状況に近いと考えられる）は，桁と沓座の相対移動量に近似する。このようにすると，P_4 から P_{12} あたりの沓で相対移動量は大きくなり，このような傾向は表—9·9 (a) に示した沓の被害状況とよく調和している。

ここで，沓の被害にはアンカーボルトの引抜きがよく見られるが，アンカーボルトが引抜けることにより，沓はどの程度水平方向に移動できるかを検討するために，沓とアンカーボルトを図—9·39 のような簡単な力学モデルに置きかえてみた。このような理想的な場合には上沓を水平に引張ることにより，下沓Bは点を中心に回転運動をし，その結果生じるアンカーボルトの抜出し量 v[V] と沓ピンの水平移動量 u は次式のようになる。

$$u=\frac{W_1}{2}-\sqrt{\left(\frac{W_1}{2}\right)^2+H_1^2}\cos(\theta+\theta_1) \quad \cdots\cdots(9.3)$$



図—9·39 固定沓の浮上り量と水平移動のモデル化



図—9·40 固定沓の浮上り量と水平移動量の関係（錦桜橋の場合）

$$v[\mathrm{V}]=W_1\sin\theta \quad \cdots\cdots(9.4)$$

ここで，

θ：下沓の回転角（rad）

W_1, H_1：下沓の底面板及び高さ（cm）

$\theta_1=\tan^{-1}(2H_1/W_1)$

いま，錦桜橋のピン型支承沓（ワーレントラスの沓）を対象として，u と v[V] の関係を求めると，図—9·40のようになる。これによれば，アンカーボルトの抜出しを仮に 10 cm とすれば，桁は約 15 cm の水平移動ができることになる。しかしながら，これは理想的な場合であり，実際にはアンカーボルトの変形，沓モルタルの破壊等が同時に生じる場合が多いので，10 cm のアンカーボルトの抜出しがあったとすれば，15 cm 以上の桁移動が生じることも可能ではないかと考えられる。

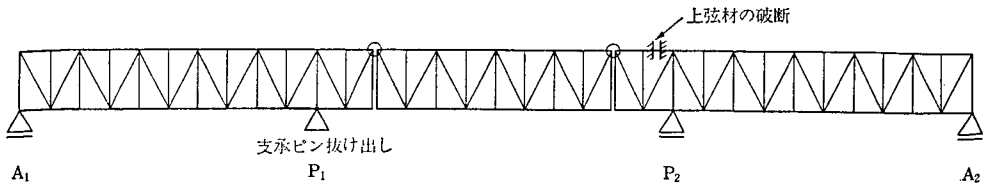
錦桜橋の復旧については 文献 41）などを 参照されたい。

〔12〕 米谷大橋

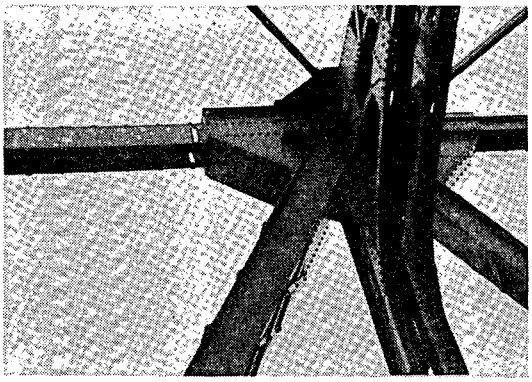
米谷大橋は，県道湯沢～築館～志津川線，北上川に架かる昭和 3 年に完成した宮城県管理の橋で，登米郡東和町と中田町の境に位置する。上部構造形式は，図—9·41に示すように 3 径間鋼ゲルバートラスで，橋長は 181.4 m (57.15+67.10+57.15)，幅員は 5.5 m である。支承は固定・可動それぞれピン・ローラー支承である。下部構造は重力式橋台及びラーメン橋脚，基礎は橋台が直接基礎，橋脚がケーソンで，地盤種別は第 4 種である。

地震の被害は上部構造及び支承部に生じている。

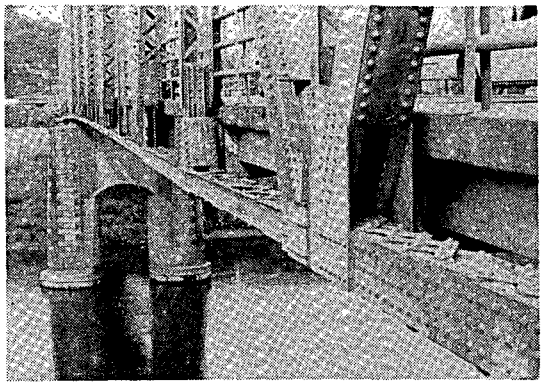
上部構造では右岸側ゲルバー張出し径間上弦材（上流側）が 写真—9·53 に示すように破断し，このため下弦材が 写真—9·54 のように異状変形した。また，縦桁及び横構取付ガセットの変形等も一部報告されている。し



図—9·41 被害個所（米谷大橋）



写真—9・53　右岸上流側ゲルバー張出部上弦材の切断箇所



写真—9・54　上弦材切断による下弦材の異常変形（落込み）

表—9・12　米谷大橋支承の被害状況（宮城県の調査結果による）

支点位置	支承型式	位置	被害
A_L	ローラー型支承沓（可動）	上流側	アンカーボルト，支承本体は被害なし，パラペット周囲の石積ブロックが落下
		下流側	アンカーボルトなし（地震によるものではない？），床版がパラペットに接触
P_1	ピン型支承沓（固　定）	上流側	ピン固定用ナット及び座金の欠落，上沓が回転して下沓に接触
		下流側	ピンローラーが 81 mm 上流側に逸脱，下流側ピンナット欠落
P_2	ローラー型支承沓（可動）	上流側	下沓カバープレート上面に沓の橋軸方向往復運動の跡あり
		下流側	下沓カバープレート上面に沓の橋軸方向往復運動の跡あり
A_R	ローラー型支承沓（可動）	上流側	アンカーボルト右岸側へ抜出し，変形
		下流側	アンカーボルト切断

かしながら，上記上弦材の破断に関しては地震の被害ではなく，疲労による破断，あるいは疲労亀裂が既に生じていたところへ地震動が作用したのではないかとの見方もある。

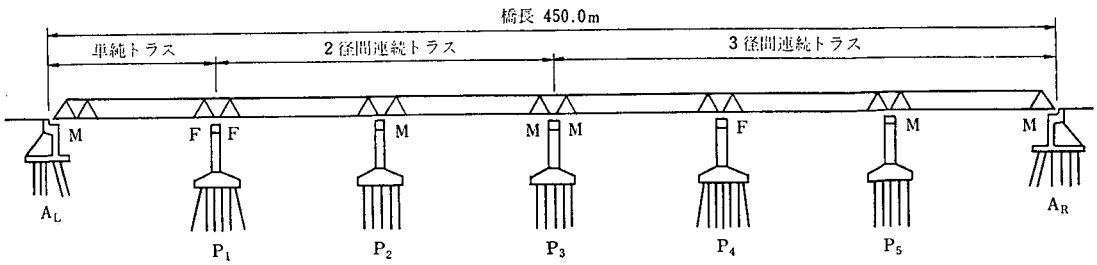
支承の状態は 表—9・12 に示すとおりで，P_1（左岸側橋脚）においては，上沓と下沓を結ぶ固定用のピンナット部が破壊され，上流側の沓ではピンローラーが約 8 cm 上流側に逸脱しかけた。また，右岸側橋台上の沓では，アンカーボルトの抜出し及び変形が生じた。

復旧については文献 41）を参照されたい。

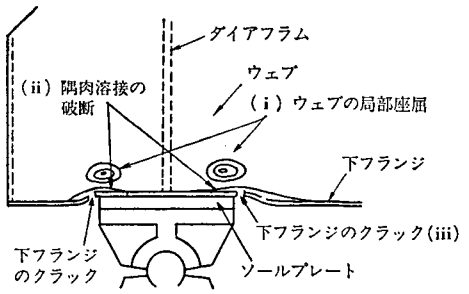
〔13〕 柳津大橋

柳津大橋は，一般県道河南～津山線，北上川に架かる宮城県管理の橋で，本吉郡津山町に位置する。上部構造形式は，3 径間，2 径間，単純下路ワーレントラスそれぞれ一連ずつで，橋長は 450 m（3×74.4+2×74.4+74.4）幅員は 10.5 m（6.5+4.0）である。支承は固定，可動それぞれピン及びローラー支承を使用している。基礎形式はすべて鋼管杭で，第 4 種地盤に設置されている。完成は昭和 50 年と新しく，昭和 46 年の道路橋耐震設計指針を適用している。

地震による被害は，主として支承と上部構造の取付部に生じており，3 径間連続トラスの可動支承が設けられている右岸の A_R 橋台部と，2 径間連続トラスの固定端となっている左岸から第一番目の P_1 橋脚部に損傷を受けている（図—9・42）。



図—9・42　柳　津　大　橋



図—9·43 柳津大橋 P_1 橋脚の損傷

P_1 橋脚部の損傷は，2径間連続トラスの固定支承取付部に生じたもので，損傷の主なものは図—9·43に示すように，(i) 下弦材ウェブの局部座屈，(ii) ウェブと下フランジ間及び下フランジとソールプレート間の隅肉溶接の破断，(iii) 下弦材フランジのクラック，(iv) 下フランジ，ソールプレート，上沓の変形である。

また，A_R 橋脚部では，ローラー支承の浮上がり止め(サイドブロック)を固定するタップボルト (M 24×75) が破断している。

なお，この橋の場合，下部構造及び支承座面の破損は見られず健全であった。

〔14〕 伊達橋

伊達橋は，一般県道伊達～霊山線，阿武隈川に架かる福島県管理の橋で，伊達郡伊達町に位置する。上部構造の形式は4径間連続ワーレントラスで，橋長は 288 m (4×71.68)，幅員は 7.0 m である。支承は固定・可動それぞれピン・ローラー支承である。下部構造は張り出し式円柱橋脚，基礎はすべてケーソン基礎である。完成は昭和40年で適用示方書は昭和31年鋼道路橋設計示方書の改訂案である。一般図を図—9·44 に示す。

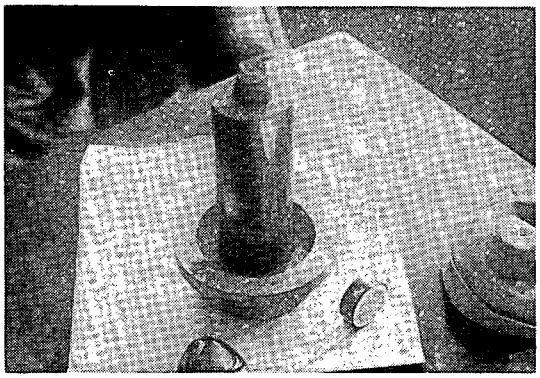
地震の被害は，可動支承と固定支承付近の上部構造に生じている。

P_1 及び P_3 橋脚上の支承4個は，すべて何らかの損傷を受けている。P_3 橋脚上（上流側）では，可動支承のピンが中央の切欠部で破断し，完全に抜出しており，その結果，桁が橋軸方向右岸側に約 28 mm，橋軸直角方向下流側に約 33 mm 移動している（写真—9·55)。P_1 橋脚（下流側）でも同様にピンが切断し，沓から抜出しかかっている（写真—9·56)。

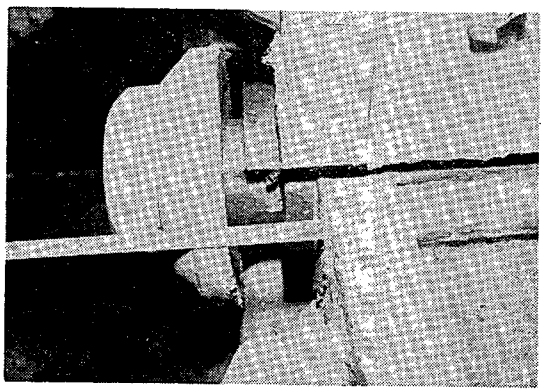
地震後調査した測量結果によれば，桁の移動及び上沓と下沓のずれの分布はそれぞれ図—9·45 に示すとおりである。両橋台間を結ぶ基線から測った橋軸直角方向への桁の移動量は，上沓と下沓のずれ量におおむね等しいことから，橋脚躯体そのものの移動量(残留移動量)はそれ程大きなものではないと推定される。桁の移動及び上沓と下沓のずれ量は，共に P_3 橋脚上で最も大きくなっている。

また P_2 橋脚上では，固定支承直上のトラス下弦材に写真—9·57 に示すような局部座屈を初めとして，柳津大橋 P_1 支承部と同様な損傷を受けた。

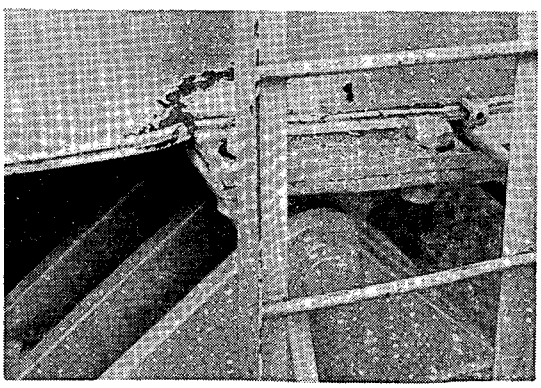
なお，P_2 橋脚天端中央には強震計が設置されており，橋軸方向 482 gal，橋軸直角方向 321 gal，上下方向 103 gal の最大加速度が記録されている。



写真—9·55 P_3 橋脚支承から抜落ちたピン

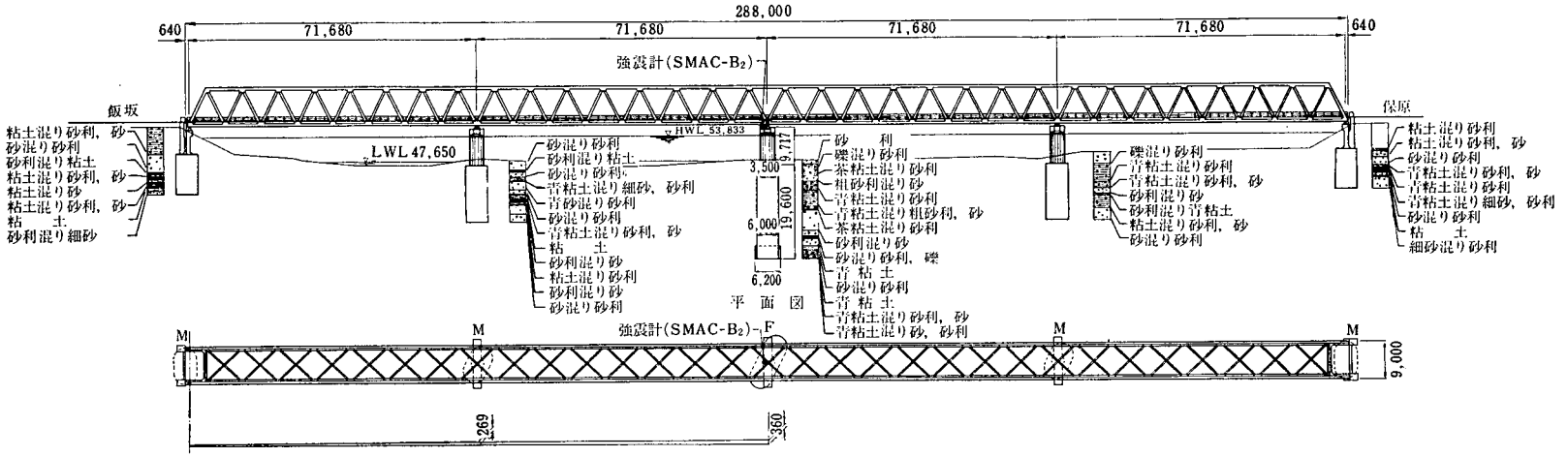


写真—9·56 P_1 橋脚（下流側）可動沓のピンの逸脱（福島県による）



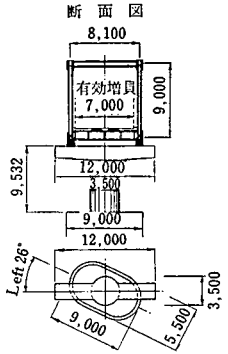
写真—9·57 P_2 固定沓上の下弦材の局部座屈

側 面 図

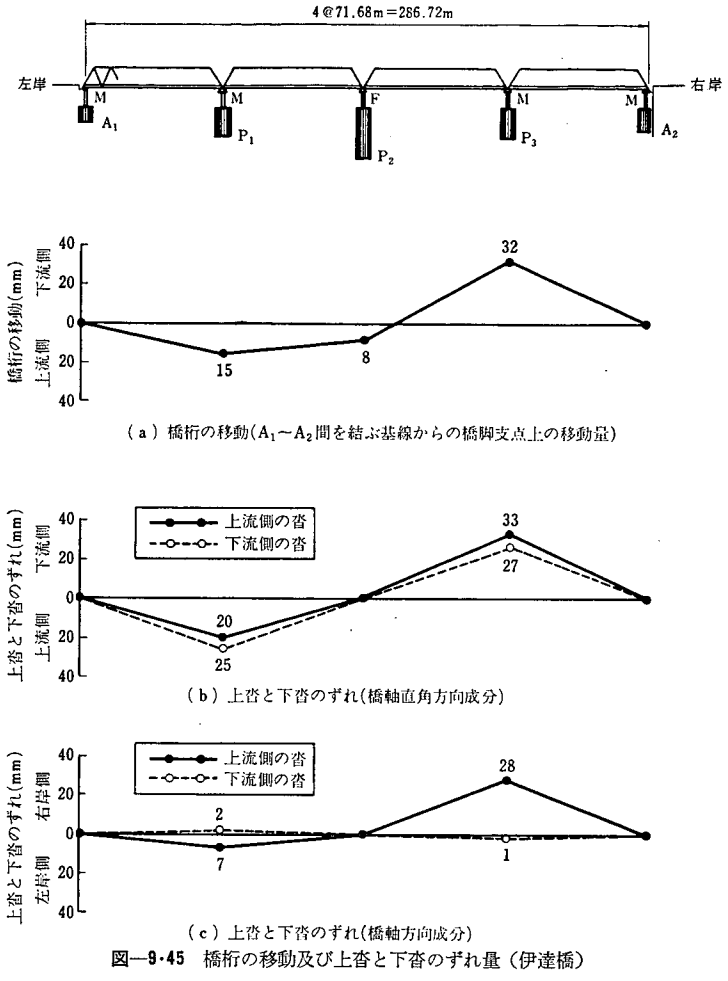


平 面 図

断 面 図



図—9·44 伊 達 橋 一 般 図



図—9·45　橋桁の移動及び上沓と下沓のずれ量（伊達橋）

〔15〕 磐井川橋

磐井川橋は東北縦貫自動車道川口～青森線の若柳金成IC～一関 IC 間に位置する鋼連続桁である。震災当時は築館 IC～一関 IC 間は未供用であったため，本橋梁は完成していたが未供用であった（供用開始は昭和 53 年 12 月である)。本橋の概要は次のとおりである。

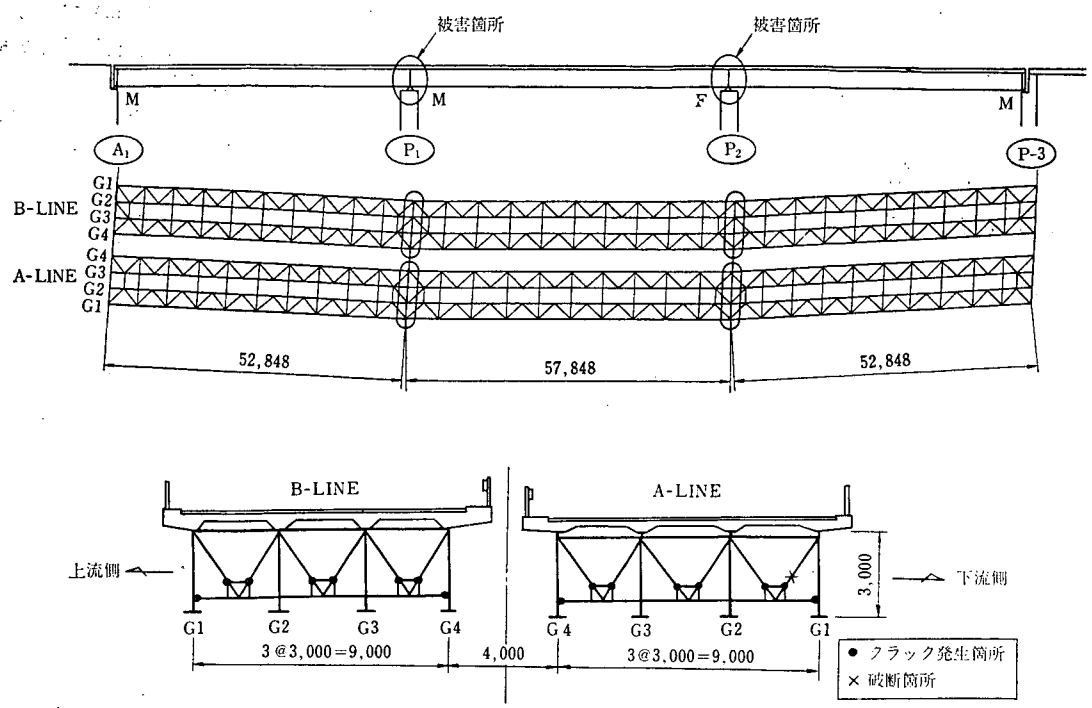
所 在 地：岩手県一関市赤萩～萩荘
河 川 名：磐井川
完成年月：昭和 52 年 9 月
橋　　格：一等橋（活荷重：TL-20, TT-43)
橋長及び幅員：l=164.46 m, W=2×10.0 m
設計震度：0.15
上部構造型式：3 径間連続非合成鈑桁
支　　承：固定　ピン支承（P_2 橋脚）
　　可動　ピン・ローラー支承
下部構造型式：A_1 橋台；扶壁式橋台，h=11.5 m，直接基礎
　　P_1 橋脚；小判形橋脚，h=22 m，直接基礎
　　P_2 橋脚；小判形橋脚，h=21 m，直接基礎
　　P_3 橋脚（ピアアバット)；壁式橋脚，h=18 m，直接基礎

本橋の地盤状況は，地表より深さ 3～6 m までが第四紀の段丘堆積層であり，それ以深は，新第三紀の砂層（下黒沢層）となっている。本橋の基礎はすべてこの下黒沢層まで根入れされている。

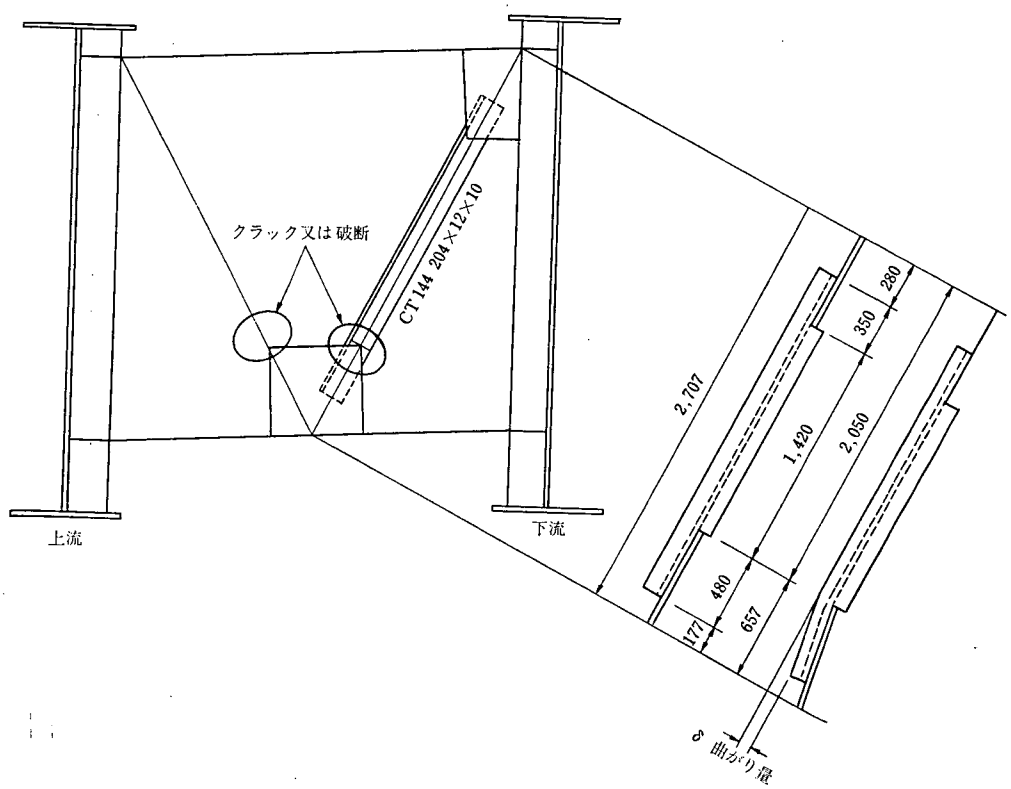
本橋の被害は，図—9·46 に示すように中間支点（P_1～P_2 橋脚）上の対傾構部分に集中している。

中間支点上対傾構では，対傾構の斜材及び斜材と下弦材との取合い部ガセットプレートが，共に対傾構面外に変形しており，ガセットプレートの回し溶接部のすべてに割が発生していた（図—9·47)。また，斜材のうち 1 本は，この回し溶接部から破断していた。

中間支点上での横構と対傾構取付ガセットでは，スカーラップ周辺の回し溶接部にクラックが生じた。この溶接部クラックは，中間支点上の両外桁において生じてお



図—9·46 磐 井 川 橋 一 般 図



図—9·47 磐 井 川 橋 対 傾 構

り全体で8箇所である。

4. 代表的な被害の解析

〔1〕 千代大橋

(1) 構造諸元

本橋橋脚の構造諸元は，図—9·48 のとおりである。

コンクリート及び鉄筋の許容応力度並びに地震時（設水平震度 $Kh=0.22$）設計断面力及び応力度は，次のようである。

許容応力度：コンクリート；$\sigma_{ca}=60$ kg/cm²（常時），90 kg/cm²（地震時）［$\sigma_{ck}=180$ kg/cm²］

鉄筋；$\sigma_{sa}=1{,}400$ kg/cm²（常時），2,100 kg/cm²（地震時）［SD 24］

断面力（下端）：$N=478+216.6=694.6$ t

$M=833.3$ tm

応力度（下端）：$\sigma_c=43.3$ kg/cm² ＜ 90 kg/cm²

$\sigma_s=1{,}370$ kg/cm² ＜ 2,100 kg/cm²

(2) 被害原因の推定

本橋脚の場合，被害の起こり方からみて，地震力はほぼ橋軸方向に作用したものと考えられる。そこで，コンクリートの引張強度を $\sigma_t=\frac{1}{10}\sigma_{ck}=18$ kg/cm²，鉄筋の降伏点応力度を $\sigma_y=2{,}400$ kg/cm²，コンクリートの終局ひずみを 0.0035 と仮定して，橋軸方向に関する橋脚のひび割時，鉄筋降伏時，終局時の水平荷重及び曲げモーメントを求めると，表—9·13 及び 図—9·49 のようである。

図—9·49 によれば，初めに ひび割が生ずるのは張出し部付根に近い躯体中間部（下端より 2.5 m）で，初めに降伏点及び終局点に達するのは張出し部付根断面であることになる。いま，張出し部付根断面が降伏点及び終局点に達するときの震度を逆算してみると，次のようになる。ただし，慣性力の対象となる質量は，図—9·50 に示すような1質点の質量で代表されるものとした。

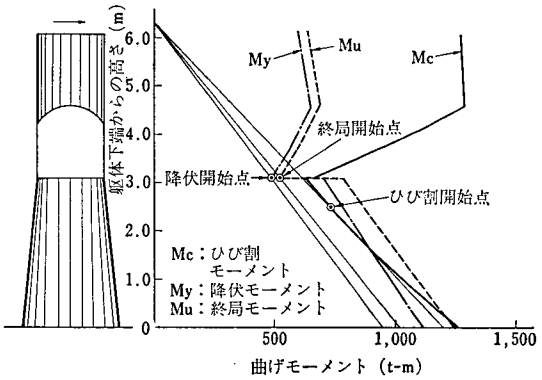
張出し点付根断面が降伏点に達するときの震度：$k(y)=\dfrac{157.7}{550.2}=0.287$

張出し部付根断面が終局点に達するときの震度：$k(u)=\dfrac{167.7}{550.2}=0.305$

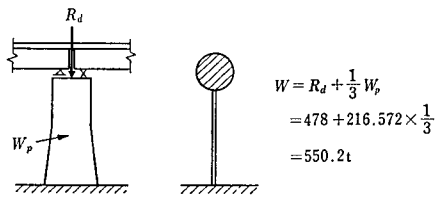
これより，張出し部付根断面は，震度 0.3 程度に相応する水平力によって終局状態に達することになる。これは，P_5～P_8 橋脚の 被害が張出し部付根位置に生じていることと符合するものであり，上記の仮定によればコンクリートの圧壊を生じた（終局状態に至った）P_6 橋脚では，少なくとも水平震度で 0.3 を超える大きさの水平力が作用したものと推定される。

表—9·13 水平荷重（橋軸方向）—その 1—

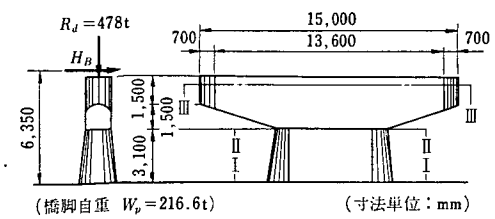
限界状態	水平荷重(t)	最初に当該限界状態に達する断面
ひび割	294.5	躯体中間部（下端より 2.5 m）
降伏	157.7	張出し部との境界断面（下端より 3.1 m）
終局	167.7	〃

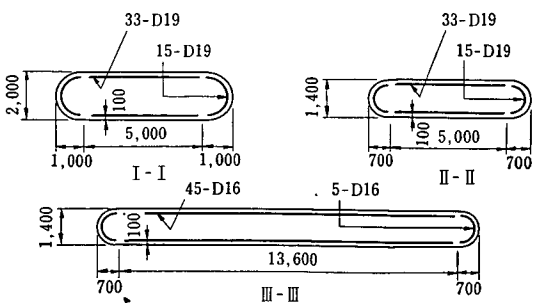


図—9·49 橋脚の曲げモーメント（その1）



図—9·50 質点の仮定





図—9·48 橋脚の断面形状及び配筋

なお，本脚において橋は帯鉄筋は橋脚全高にわたり φ 16 鉄筋が 30 cm 間隔で配置されている。

P_1～P_4 橋脚では，被害は橋脚下端部に生じており，上記の計算結果とは符合しない。そこで，これについて詳しく検討してみる。

a) 上記の計算では，張出し部の断面は実断面どおり高さ方向の断面変化を考慮し，張出し部下端ではその位置での躯体幅に等しい幅だけを有効と考えたが，実際には片持梁部分もある程度有効に作用すると考えられる。いま，極限の状態として，張出し部全体が 図—9·51 に示す B-B 断面に等しい断面からなるものと考えて，各限界状態に対応する水平荷重及び曲げモーメントを求めると，表—9·14 及び 図—9·52 のようであり，これより橋脚躯体が降伏点及び終局点に達するときの震度を逆算すると，次のようになる。

$$\left[\begin{array}{l}\text{橋脚下端が降伏点に達するときの震度}\\ \text{橋脚下端が終局点に達するときの震度}\end{array}\right.\begin{array}{l}: k(y)=\dfrac{173.8}{550.2}=0.316\\ : k(u)=\dfrac{195.4}{550.2}=0.355\end{array}$$

すなわち，橋脚頭部の片持梁部分がかなり有効に作用するときは，本橋脚の限界断面は躯体下端に移り，水平震度で 0.35 程度の大きさに相当する水平力によって終局状態に達することになる。

b) 本橋脚の 軸方向鉄筋は，図—9·53 に示すように躯体下端付近と張出し部付根付近とに重ね継手が設けられているが，P_1, P_2 橋脚のコンクリート剝離箇所を観察したところでは，橋脚下端部の継手において躯体の軸方向鉄筋と井筒から立上った鉄筋との施工誤差によるずれが認められ，継手部で鉄筋は当初からやや湾曲していた形跡が認められた。これは，地震力によって橋脚が曲げを受けたときの耐力に，何らかの影響を与えるものと考えられる。このような，鉄筋継手の施工誤差に伴う耐力低下の要素があったとすれば，橋脚下端が終局状態に達する震度は 0.35 よりも小さくなり，その程度によっては張出し部付根断面に先行して下端部に破壊が起こることも有り得ることになる。

c) P_1～P_4 は躯体全高にわたり 地表面上に 出ていたのに対し，P_5～P_8 は躯体の 下部 0.4～2.5 m が地中に没していた（図—9·54）。このことから，P_5～P_8 では地中にあった部分は周囲地盤の抵抗により躯体下端の曲げモーメントが軽減され，その結果弱断面が上方に移行する傾向があったことも推量される。

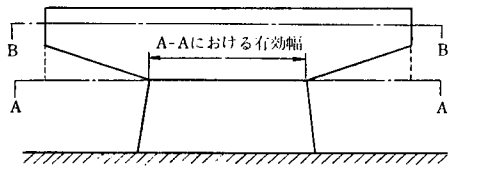
d) a), b), c) のような影響又はこれらの複合的な影響を考慮すれば，P_1～P_4 橋脚の 下端部における被害についても一応説明することができる。

〔2〕 新江合橋

（1） 構造諸元

被害を生じた P_3 橋脚の構造諸元は，図—9·55 のようである。

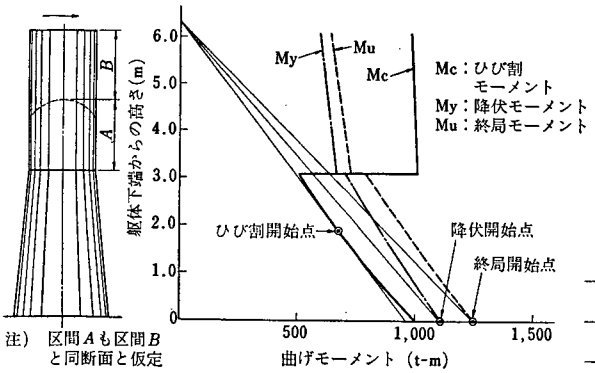
コンクリート及び鉄筋の許容応力度並びに地震時（設



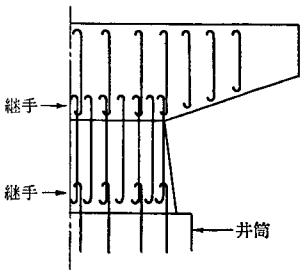
図—9·51 張出し部の扱い

表—9·14 水平荷重（橋軸方向)—その 2—

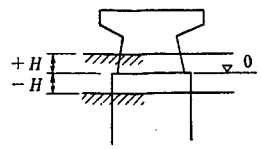
限界状態	水平荷重(t)	最初に当該限界状態に達する断面
ひび割	150.2	躯体中間部（下端より 1.85 m)
降伏	173.8	躯体下端
終局	195.4	躯体下端



図—9·52 橋脚の曲げモーメント（その 2）

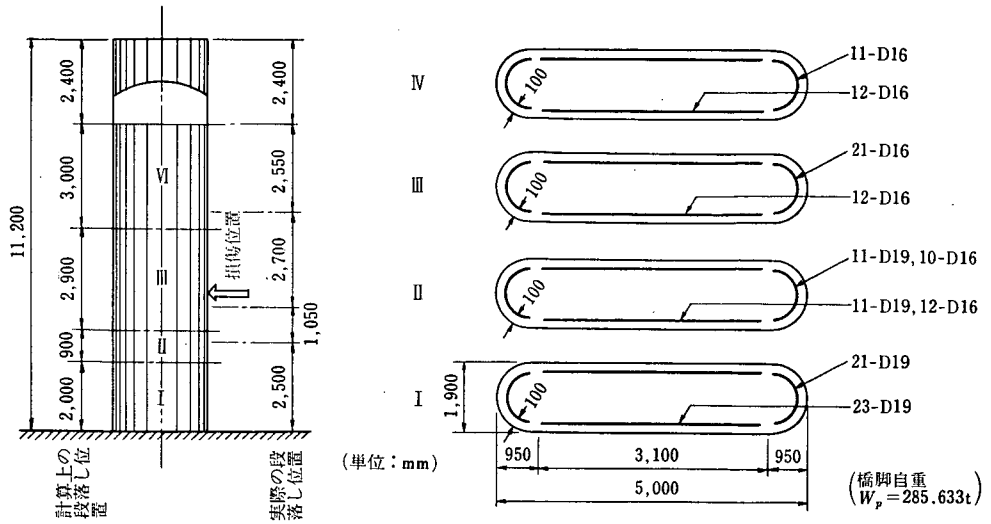


図—9·53 鉄筋の継手

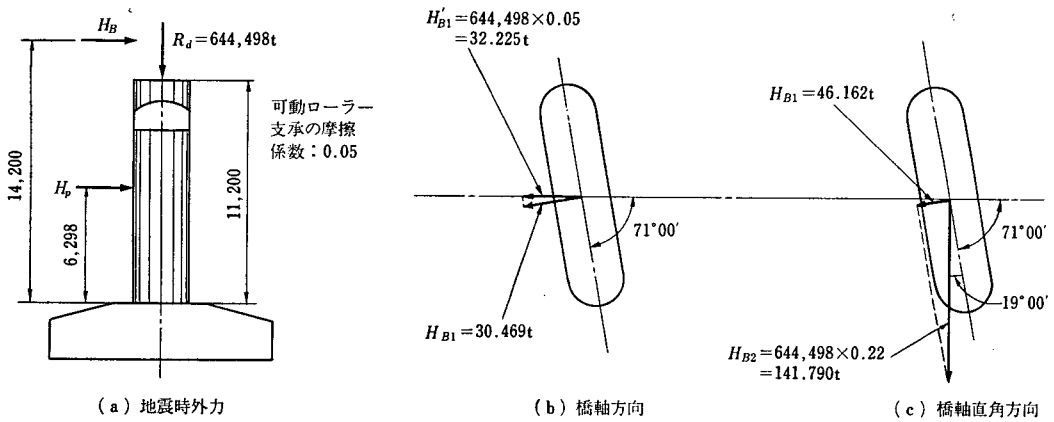


	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8
H(m)	0	0	−1.9	−1.1	+0.4	+2.0	+1.9	+2.5

図—9·54 地表面に対する躯体下端位置



図—9·55 P_3 橋脚の断面形状及び配筋



図—9·56 橋脚に対する地震時外力

計水平震度 kh=0.22) 設計断面力及び応力度は，次のとおりである（図—9·56 参照)。

許容応力度：コンクリート；σ_{ca}=70 kg/cm²（常時)，105 kg/cm²（地震時）[σ_{ck}=210 kg/cm²]

鉄筋；σ_{sa}=1,800 kg/cm²（常時)，2,700 kg/cm²（地震時）[SD 30]

断面力（橋軸方向，躯体下端)：

N=644.498+285.633=930.131 t

$H=H_B+H_P$=46.162+(285.633×0.22)=46.162+62.839=109.001 t

M=46.162×14.2+62.839×6.298=1,051.260 tm

応力度（下端)：σ_c=80.9 kg/cm² < 105 kg/cm²,

σ_s=2,322 kg/cm² < 2,700 kg/cm²

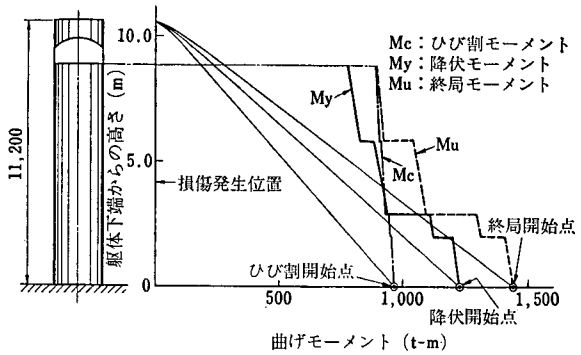
（2） 被害原因の推定

コンクリートの引張強度を $\sigma_{ct}=\frac{1}{10}\sigma_{ck}$=21 kg/cm²，鉄筋の降伏応力度を σ_y=3,000 kg/cm²，コンクリートの終局ひずみを 0.0035 と仮定して，橋脚のひび割時，鉄筋降伏時及び終局時の水平荷重及び曲げモーメントを，橋軸方向及び橋軸直角方向のそれぞれについて求めると，表—9·15 及び 図—9·57～9·58 に示すとおりである。

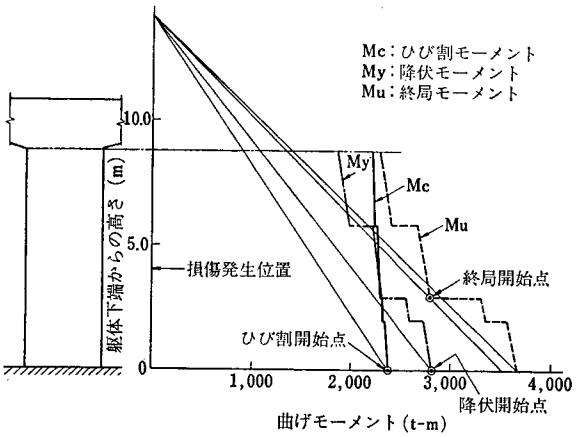
被害の起こり方（図—9·59 参照）からみて，地震力はほぼ橋軸直角方向に作用したと考えられる。そこで，橋軸直角方向の水平力が，橋脚断面の長辺方向に作用するものと考え，慣性力の対象となる質量が 図—9·60 に示すような1質点の質量で表わされるものと考えて，橋脚の降伏時及び終局時に対応する震度を逆算してみると次のようになる。

表—9·15 水平荷重

橋軸方向			橋軸直角方向		
限界状態	水平荷重(t)	最初に当該限界状態に達する断面	限界状態	水平荷重(t)	最初に当該限界状態に達する断面
ひび割	89.56	脚橋下端	ひび割	171.52	橋脚下端
降伏	114.11	〃	降伏	203.47	〃
終局	133.95	〃	終局	256.17	橋脚中間部(下端より約3m)
				265.20	橋脚下端



図—9·57 橋脚の曲げモーメント（橋軸方向）



図—9·58 橋脚の曲げモーメント（橋軸直角方向）

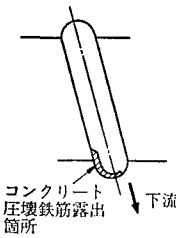
橋脚下端が降伏点に達するときの震度：$k(y)=\dfrac{203.47}{739.71}=0.275$

橋脚下端が終局状態に達するときの震度：$k(u)=\dfrac{265.20}{739.71}=0.358$

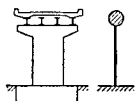
橋脚中間部が終局状態に達するときの震度：$k'(u)=\dfrac{265.17}{739.71}=0.346$

以上の計算結果から，橋軸直角方向の地震力により鉄筋の降伏が最初に生ずるのは橋脚下端であるが，最初に終局状態に達するのは躯体中間部（下端より約3mの位置）であり，実際に損傷が生じた位置（下端より約4m）もおおむねこれに符合している。なお，損傷発生位置を含む本橋脚の下方では，帯鉄筋はD13鉄筋が15cm間隔で配置されている。

P_3 橋脚にのみこのような被害が生じた理由については今後に検討の余地を残しているが，少なくとも P_3 橋脚に対しては上述の仮定のもとに，水平震度に換算して0.35程度に相当する大きさの地震力の作用を考えることにより被害状況を説明することができる。



図—9·59 コンクリート圧壊・鉄筋露出箇所（平面）



図—9·60 質点の仮定

〔3〕 新飯野川橋

(1) ピン切欠部の引張応力及び上下沓のピンのかみ合わせ部の応力の検討

$$W=R_4+\frac{1}{3}W_p$$
$$=644.498+285.633\times\frac{1}{3}$$
$$=739.71\text{t}$$

橋軸直角方向の地震時荷重に対して，(i) ピン切欠部の引張応力度，(ii) 上・下沓のピンかみ合わせ部の応力度を道路橋支承便覧（昭和48年）に示されている方法により検討すると 表—9·16 のようになる。なお，表—9·16 では1沓当りの橋軸直角方向の水平荷重は56tとして検討している。

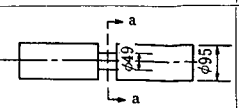
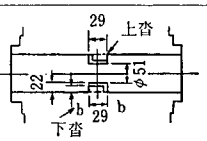
これによれば，表中に示すa–a断面では，引張応力度が許容応力度をわずかに上回っているが，この程度では破断の直接的な原因となるような値ではないと考えられる。

また，b–b断面では，せん断応力度は許容応力度以内に収まっている。

(2) 支承部の材質，強度及び破損状況の検討

支承部の材質，強度及び破損状況を検討するため，(i) 各部の寸法調査，(ii) 破損箇所の外観調査，(iii) 部材の成分分析，(iv) 部材の顕微鏡組織観察，(v) 破断面の顕微鏡観察，(vi) 高速引張試験を実施した。これらの試験の結果次の結果が得られた。

表—9·16 ピン切欠部の引張応力及び上下沓のピン突起物のせん断応力に対する検討

検討箇所		応力度 [kg/cm²]	許容応力度 [kg/cm²]
ピン切欠部の a-a の引張応力		2,979	1,700×1.7 =2,890
上，下沓の突起の b-b のせん断応力		1.239	1,000×1.7 =1,700

① ピンの直径について

破壊したピンの直径に切欠部の左右で約 1.4 mm の相異が認められた。このことはピンに作用した鉛直荷重がピンの左右いずれか一方で受け持たれていた可能性が強いことを示している。原設計においては，この部分の支圧応力度は 1,700 kg/cm² であるが，いま仮りに，ピンの片側のみで荷重を受け持った場合には，支圧応力度は 3,400 kg/cm² になり，許容支圧応力度の 3,125 kg/cm² をやや上回る。しかしながら，許容支圧応力度には安全率が見込まれていること，また，実験のピンには摩擦痕が若干あるだけで支圧による塑性変形などは認められなかったことから，支承の機能上は問題なかったものと考えられる。

② 上沓の材質について

上沓の材質は，竣工図面には SCW 49 と記載されている。元素分析結果では，炭素量が規格値より 0.03～0.04 高目に測定され，また，降伏点がやや低目に現われているが，溶接性構造用鋼材として重要な炭素当量が規格値に収まっていること，及び引張強度と衝撃値が規格に適合していたことを考え合わせると，上沓の材質は SCW 49 相当であると考えられる。

③ 上沓と上沓凸部破片について

上沓のピン座の凸部破壊面が，外観上非常に平滑であったために，当初上沓と上沓凸部の破片の一体性が疑問視された。しかしながら，上沓とその凸部破片の成分組成，金属組織が同一であることから，両者は本来一体であったことは間違いないと考えられる。また，上沓凸部が存在したと考えられる位置の表面付近の断面組織と上沓凸部破片の断面組織の塑性流動層に対称性がある点，及び上沓側の断面組織のせん断破壊の起点と考えられる位置にせん断破壊特有の亀裂が認められる点は，いずれも凸部破片が地震時の水平力によって上沓からせん断破壊したことを示している。

④ ローラーの破壊形式について

金属材料の破壊形式には，延性破壊とぜい性破壊があるが，ローラーの切欠部の破壊は，切欠部分に絞り現象が認められること，破面にディンプルパターンが認められることから，一応延性破壊と考えられる。しかし，この破面には，パーライト部分のへき開部分も認められ，一見ぜい性的破面と思われる部分も含んでいる。この破面は引張試験片の破面とは明らかに異なり，また，衝撃試験片の破面とも異なっている。

一般に延性破壊を示す金属材料でも切欠効果，ひずみ（又は荷重）速度，温度などの外的要因の条件によっては，ぜい性的破壊が生ずることがある。温度については，地震発生時が6月であったことからぜい性を示すほどの低温になったとは考えられない。次に，鉄鋼材料の機械的性質は，ひずみ速度が1,000倍上がると引張強度については10%程度，降伏点については50%，それぞれ増加するとされている。今回行った高速引張試験では，ひずみ速度を100倍に変えて行ったが，この範囲では試験結果に有意差が認められなかった。しかしながら，ひずみ速度の増加により引張強度及び伸びが共に著しく低下するのは軟鋼の場合，数十 m/sec の速度とされている。一般に，地震時における橋桁の振動速度は速くとも数十 cm/sec 程度と考えられる。従って，地震時の上沓に作用する水平力が橋桁の振動速度とおおむね同じと考えると，地震時に上沓に生じるひずみ速度程度では，鋼材にぜい性的な破壊が生じるとは考え難い。

一般に，切欠部材に応力が作用すると，応力集中が生じて塑性変形の拡大が拘束されるために，材料にぜい的破壊を生じやすくなる。本橋のローラーでは，ピン切欠部のコーナー仕上り半径は約 0.3 mm 程度であり，このような場合には，相当大きな応力集中が生じるものと考えられる。従って，上述したように温度及びひずみ速度の影響が小さいと考えられることとも併せ考えると，ピンがぜい性的な破壊をした原因は応力集中によると考えられる。

（3） 地震時橋軸直角方向の水平耐荷力の推定

上述した機械的強度試験の結果から，ピン及び上沓凸部の耐荷力を算出すると次のようになる。

① ピンの耐荷力

ピン材料（SF 55）の引張強さは，材料強度実験結果から，73.9 kg/mm² である。従って，表—9·16 中の a-a 断面の引張耐荷力は 18.8 cm²×7.39 t/cm²=139 t となる。

② 上沓凸部の耐荷力

上沓材料（SCW 49）の引張強さは，材料強度試験結果から 50.9 kg/mm² である。従って，せん断強さは $50.9/\sqrt{3}$ kg/mm² と考えられるので，表—9·16 中の b-b 断面のせん断耐荷力は，43.3×5.09 t/cm²/$\sqrt{3}$ =127 t となる。上沓凸部がせん断破壊する場合には，同時にキャップボルトが引張破壊するので，ボルトの耐荷力が加算される。ボルトの材質を SS 41 と仮定するとボルトの谷径が 18.6 mm であるので，ボルトの耐荷力は，2.7 cm²×4.1 t/cm²=1.1 t となる。

従って，上沓凸部の破壊時の耐荷力は 138 t となり，前述のピン耐荷力とほとんど同じ値になる。ピン及び上沓凸部の耐荷力と地震時橋軸直角方向の水平作用力の関係を考える際には，各個撃破の影響，ピンと上下沓の摩擦の影響，ピン切欠部分のコーナー部の応力集中の影響などについて，検討する必要があるが，本調査結果の範囲内では，地震時の橋軸直角方向に作用した水平力はピン及び上沓凸部の耐荷力から，一応1支承当り約 140 t（以上）と考えられる。

（4） 地震応答解析による支承作用力の推定

固定支承に作用した地震力を推定するために，新飯野川橋の地震応答を上下部構造及び周辺の表層地盤と共に解析した。解析に際して設けた仮定は以下のとおりである。

（i） 表層地盤はせん断震動する一次元のばね～質点系モデルに置換し，ばねの復元力特性及び履歴減衰特性は Ramberg-Osgood モデルにより表示する。基礎構造～上部構造は表層地盤に弾性的に支持された梁部材としてモデル化し，地盤と構造物を結ぶばねの効果及び逸散減衰定数を考慮して地震応答を計算する。

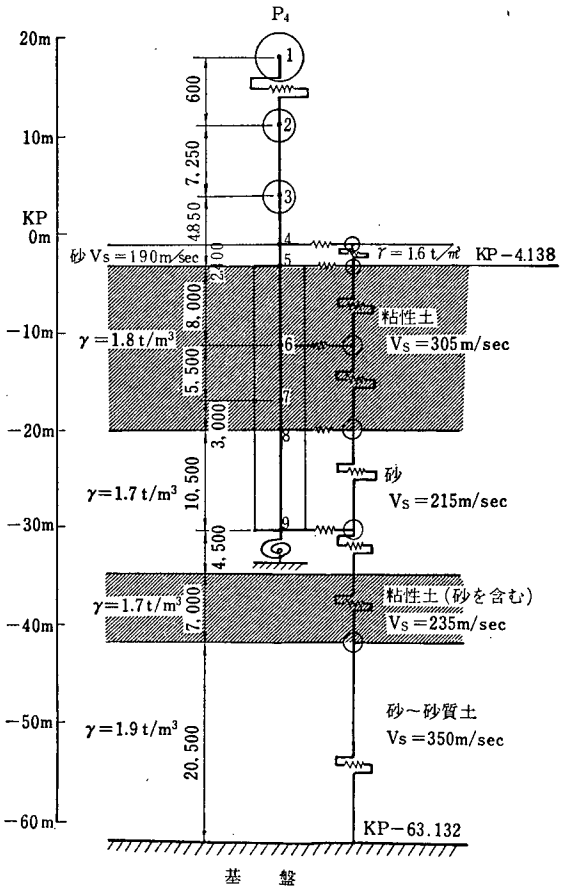
（ii） 新飯野川橋は P_3 橋脚を介して青森側の3径間（P_3～A_2）と仙台側の3径間（A_1～P_3）から構成されている。いま，いずれの側に対しても P_3 橋脚は可動支承で桁を支持しているが，一方の桁の振動を解析する際には，他方の桁の振動の影響は無視するものとし，A_1～P_3 と P_3～A_2 は独立して解析する。

（iii） 橋軸直角方向の解析では，桁は固定支承もしくは可動支承により橋脚先端に固定されているものとし，3径間全体の下部～上部構造をモデル化（以下これを全体系モデルと呼ぶ）する。ただし，解析上の桁の位置は桁の重心位置とする。

（iv） 橋軸方向の解析では，この方向の桁の伸縮変形の影響及び可動支承における摩擦の影響を共に無視し，固定橋脚（P_3～A_2 の場合には P_4 橋脚，A_1～P_3 の場合には P_2 橋脚）とその頭部に桁質量を付加することによって，下部～上部構造をモデル化（以下これを部分系モデルと呼ぶ）することとする。ただし，解析上の桁の位置は支承底面とする。なお，このようなモデル化によっても，固定支承に作用する地震動を精度よく推算できることを示すため，1ケースについては全体系モデルによる橋軸方向の解析を行い，部分系モデルとの比較を行う。

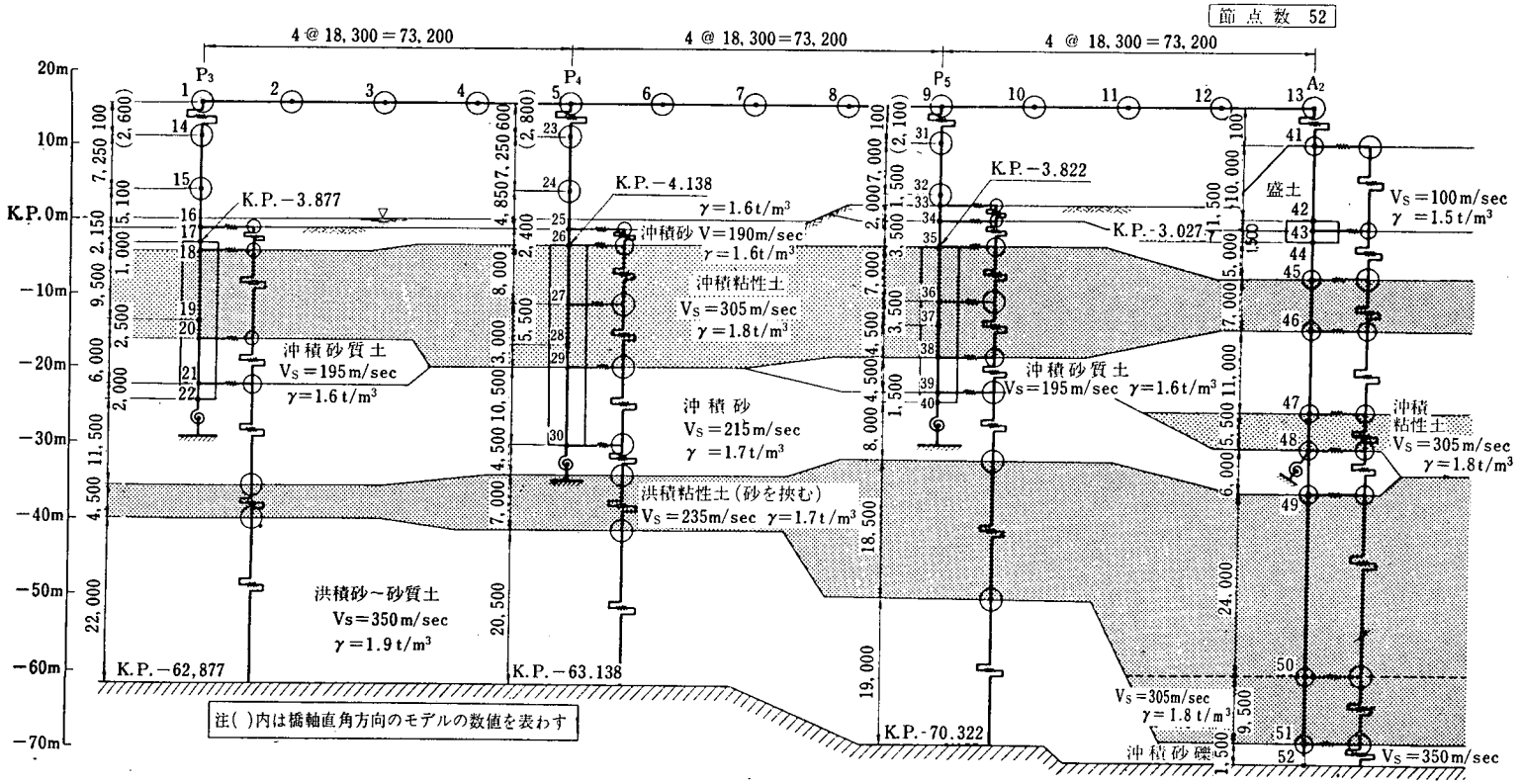
以上のような仮定に基づいて設定した解析モデルを図—9·61（橋軸方向）及び図—9·62（橋軸及び橋軸直角方向）に示す。基盤入力加速度としては宮城県沖地震による地震応答を推算するという観点から，図—9·63 に示すように，同地震により得られた開北橋近傍地盤上の強震記録及び樽水ダム監査廊内の強震記録を選んだ。図—9·64 はこれらの加速度応答スペクトル倍率 β を示したものである。このうち，開北橋の記録は表面が風化したシルト岩～砂岩上（せん断波速度 $V_s \simeq 1.3$ km/sec）で採取されたものである。開北橋と新飯野川橋との直線距離は約 8 km と両者は互いに非常に近くに位置しており，新飯野川橋地点における地震動特性を表わすものとして，開北橋の記録は最も有効と考えられた。基盤最大加速度はいずれの場合も 150 gal とした。

このようにして，地震応答解析により下部構造（ケーソン橋脚）及び支承の作用力を求めると図—9·65（橋軸直角方向）及び図—9·66（橋軸方向）のようになった。これより，P_4 の固定支承2個当りに作用する水平方向地震力の最大値を求めると 表—9·17 のようになる。この結果によれば，今回の地震により支承に被害を生じた P_4 固定沓に作用する橋軸直角方向の地震力は 2 沓当り最大で 174 t となり，P_3 可動支承の 60 t，P_5 可動支承の 126 t，A_2 橋台の 33 t をいずれも大きく上回っている。また，この値は設計上の地震力 132 t を約 30% 程度上回っており，この支承に地震力が集中する傾向が認められる。前章に示したように，P_4 固定支承の橋軸直角方向の耐荷力は，1沓当り 140 t（以上）と推定されている。いま，解析では基盤地震動を 150 gal としたが，第1章に示した今回の地震による最大加速度の距離減衰特性によれば，本橋地点では 300 gal 程度の地震動加速度があったと推定される。したがって，基盤地震動加速度を 250 gal 程度とすれば，P_4 固定沓1個当りに



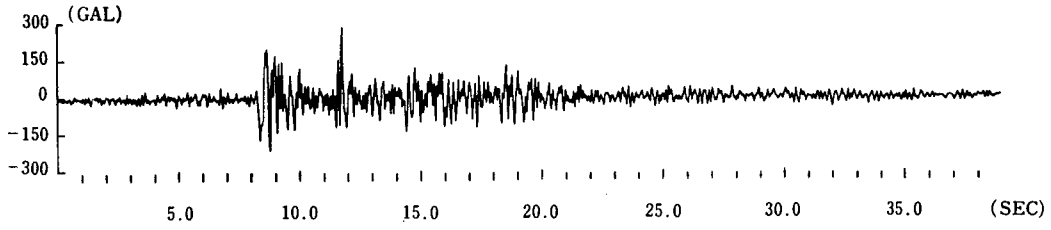
部分系モデル（橋軸方向）

図—9·61 P_3～A_2 の解析モデル

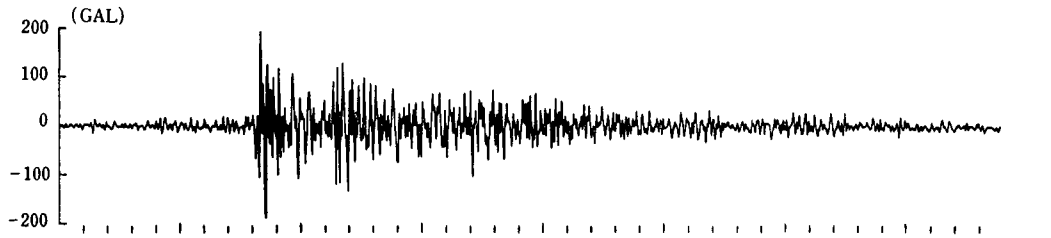


全体系モデル（橋軸方向および橋軸直角方向）

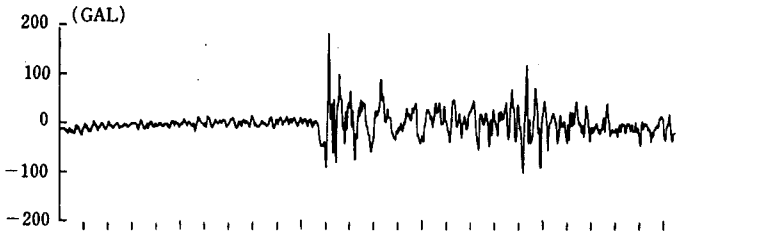
図—9・62 P_3～A_2 の 解 析 モ デ ル



(a)　開北橋近傍地盤上の記録（橋軸直角方向の成分）

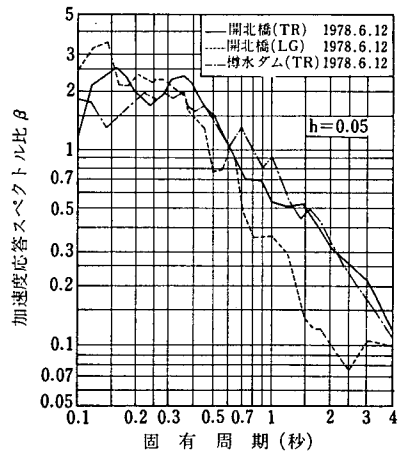


(b)　開北橋近傍地盤上の記録（橋軸方向の成分）

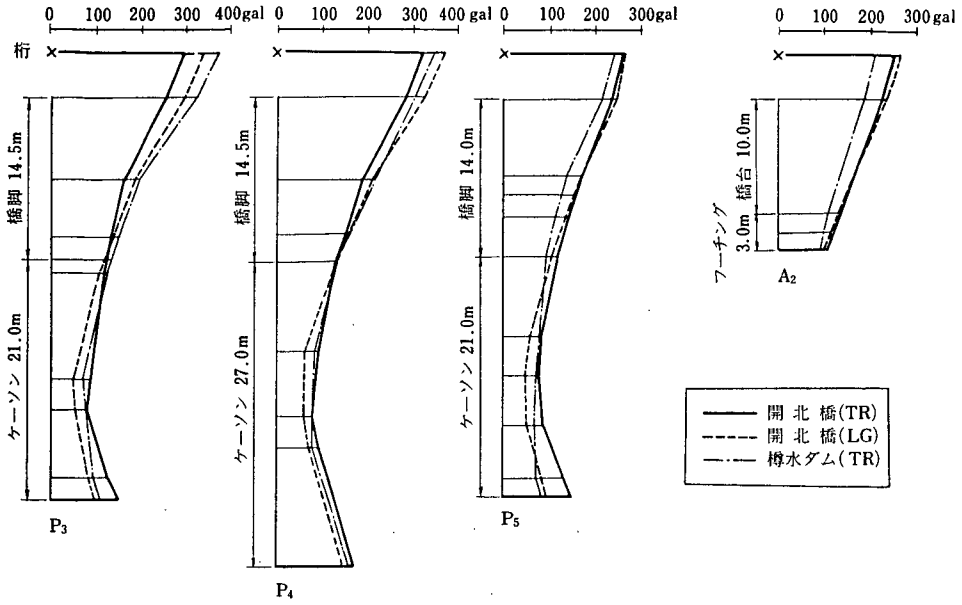


(c)　樽水水ダム監査廊内の記録(上下流成分)

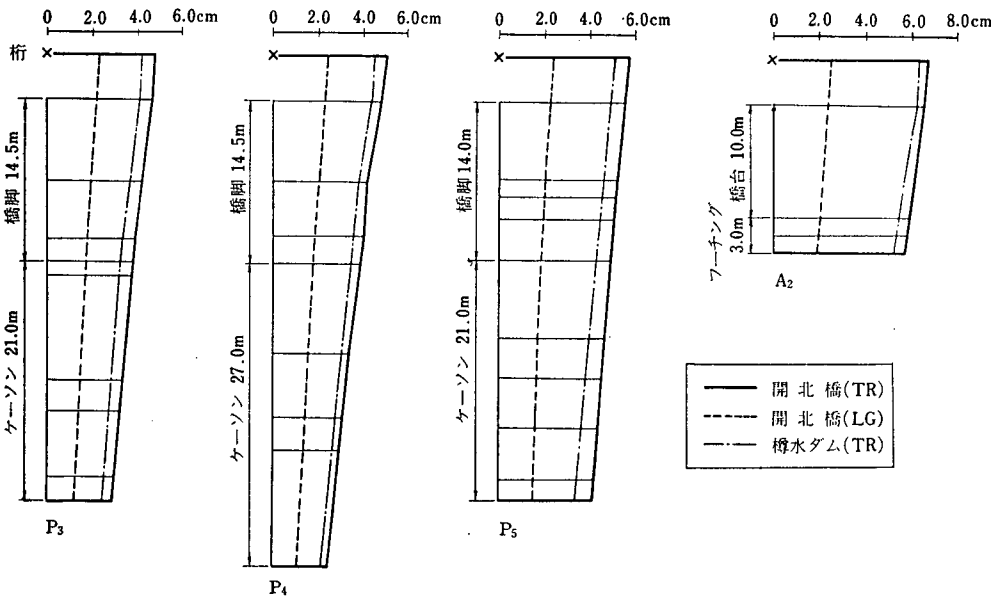
図—9·63　解析に用いた入力地震動記録



図—9·64　入力地震動記録の加速度応答スペクトル倍率 β

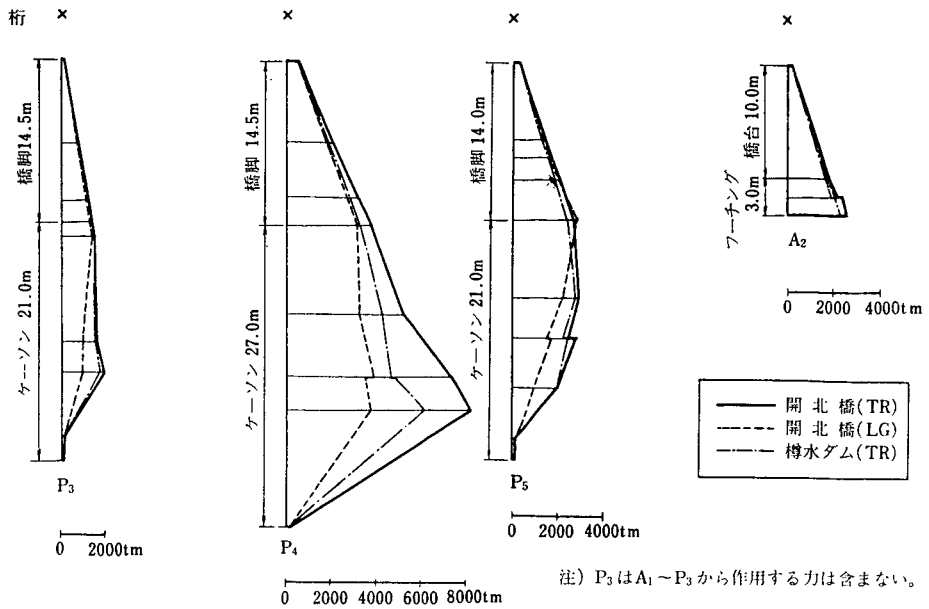


(a) 最大加速度の分布



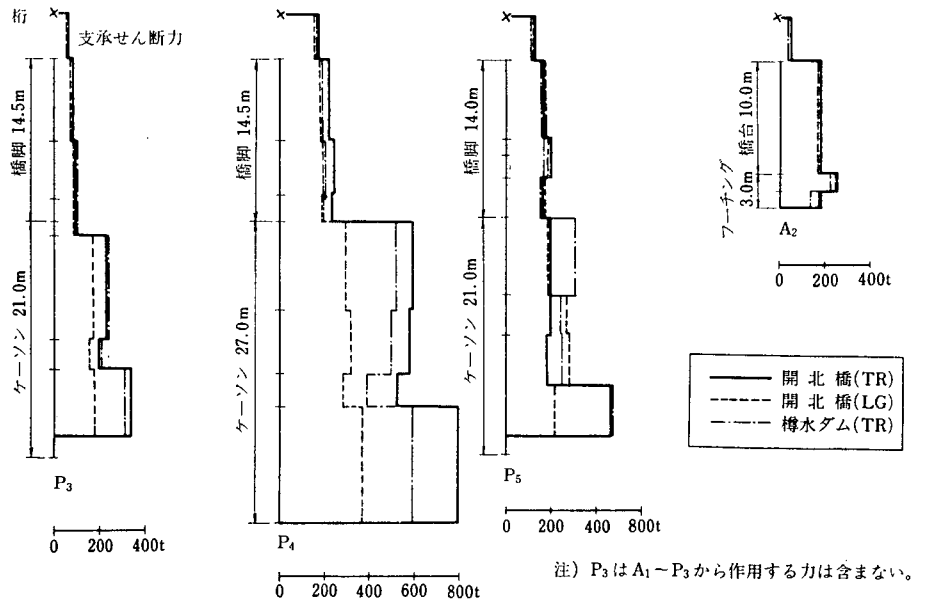
(b) 最大変位の分布

図—9·65(1) 橋軸直角方向に加振した場合の橋脚ケーソンに (P_3～A_2) 生じる最大応答値



注）P_3 は A_1～P_3 から作用する力は含まない。

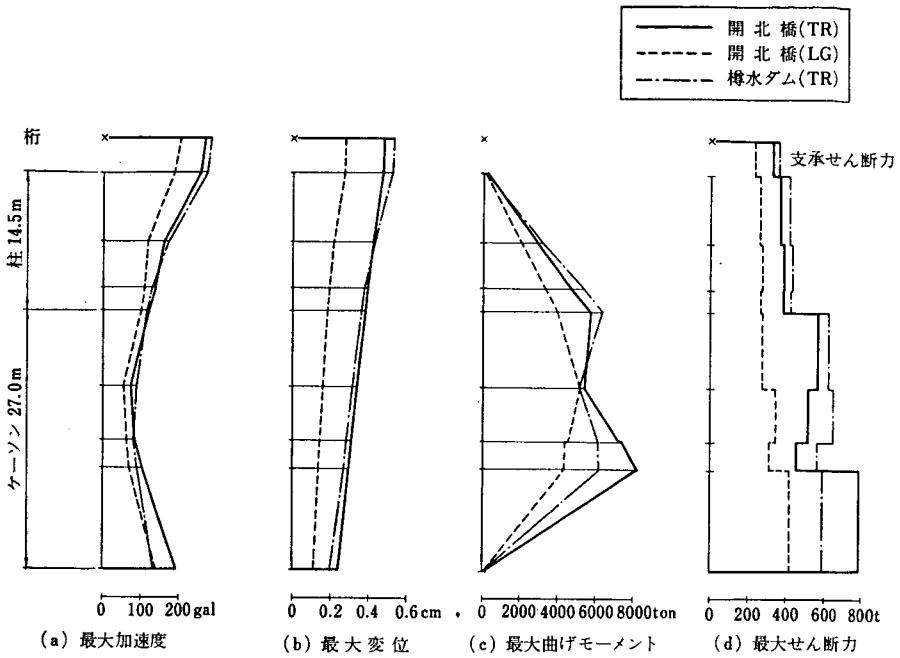
（c） 最大曲げモーメントの分布



注）P_3 は A_1～P_3 から作用する力は含まない。

（d） 最大せん断力の分布

図—9·65(2)　橋軸直角方向に加振した場合の橋脚ケーソン（P_3～A_2）に生じる最大応答値



図—9·66 橋軸方向に加振した場合の P_4 ケーソン橋脚の最大応答値（部分系モデルによる）

表—9·17 支承（2個当り）に作用する水平方向地震力

支承 位置	支承 種別	橋軸方向 計算値 開北橋 T_r	橋軸方向 計算値 開北橋 L_g	橋軸方向 計算値 樽水ダム	橋軸方向 設計値	橋軸直角方向 計算値 開北橋 T_r	橋軸直角方向 計算値 開北橋 L_g	橋軸直角方向 計算値 樽水ダム	橋軸直角方向 設計値	実験から求めた耐力
A_1	可動	—			—	26	—	—	49.5	
P_1	可動					119			132	
P_2	固定	329			306	162			132	
P_3	可動	(9)				57 60	52	54	49.5	
P_4	固定	330 (316)	332	346	306	174	150	160	132	1支承当り 140（以上）
P_5	可動	(25)				126	125	123	132	
A_2	可動	(9)				33	31	27	49.5	

（注）（i） 橋軸方向は部分系モデルを用いた。（ ）内は比較のため，全体系モデルで解析した結果を示す。
（ii） P_3 の上段，下段は，それぞれ，仙台側3径間（A_1～P_3）として解いた場合の結果，及び青森側3径間（P_3～A_2）として解いた場合の結果を示す。
（iii） 実験より求めた耐力は1支承当り（P_4 固定沓）の値である。
（iv） 計算値はすべて，基盤入力最大加速度 150 gal 当りの結果である。

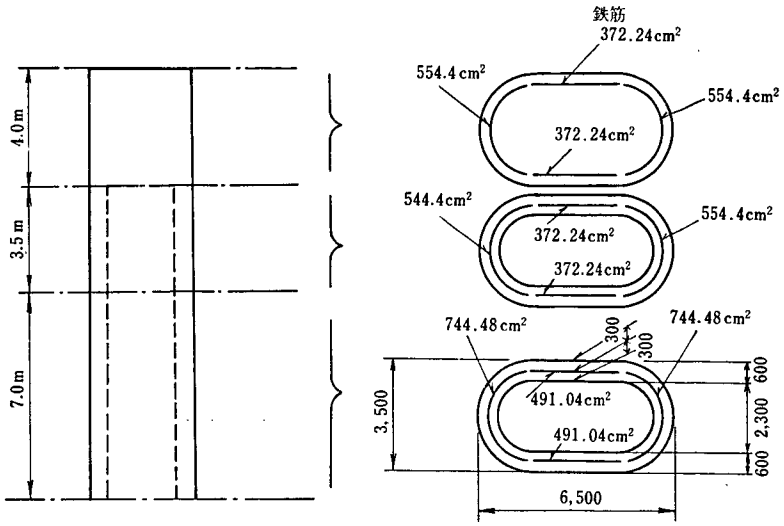
作用した橋軸直角方向の地震力は 145 t となり，上記により推定した耐荷力を上回ることになる。

（5） P_4 橋脚の地震時変形性能の照査

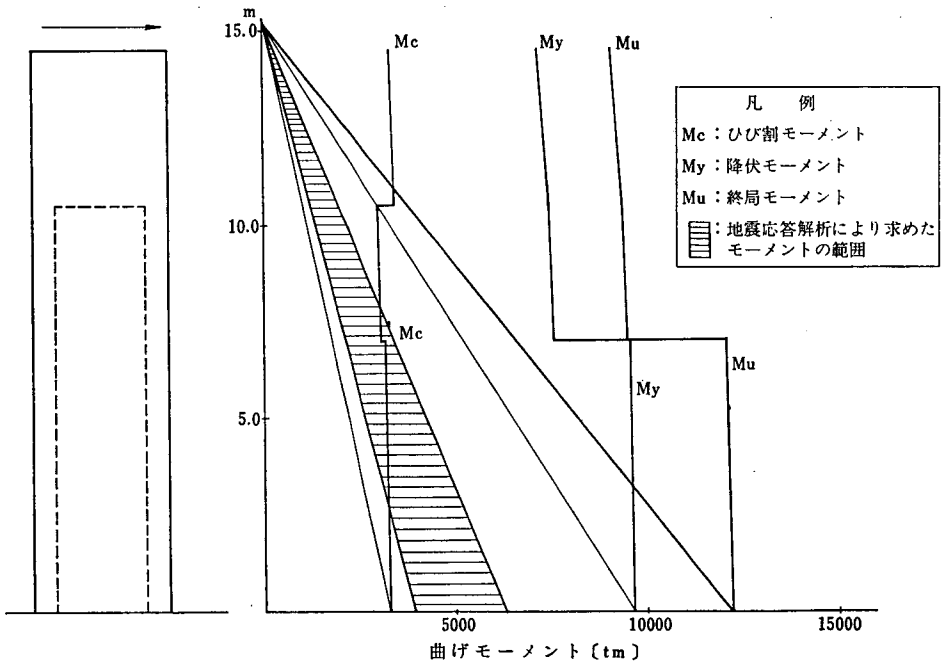
P_4 橋脚が，ぜい性的な破壊を生じることなく変形し得るじん性を有しているかどうかを，橋軸方向及び橋軸直角方向に対して次のように検討した。

コンクリートの引張強度を $\sigma_t=1.8\sqrt{\sigma_{ck}}=1.8\sqrt{210}=26$ ka/cm², 鉄筋の降伏点応力度を $\sigma_y=2{,}400$ kg/cm² (SD 30)，コンクリートの終局ひずみを 0.0035 と仮定して，図—9·67 に示す P_4 橋脚断面に対して，橋軸方向及び橋軸直角方向のひび割時，鉄筋降伏時，終局時の水平荷重及び曲げモーメントを求めると，図—9·68 及び図—9·69 のようになる。図中には，表—9·17 に示した地震応答解析により求めた橋脚の曲げモーメントを示している。この結果によれば，次の点が指摘される。

（i） 橋軸方向の曲げモーメントは橋脚の下半分につ



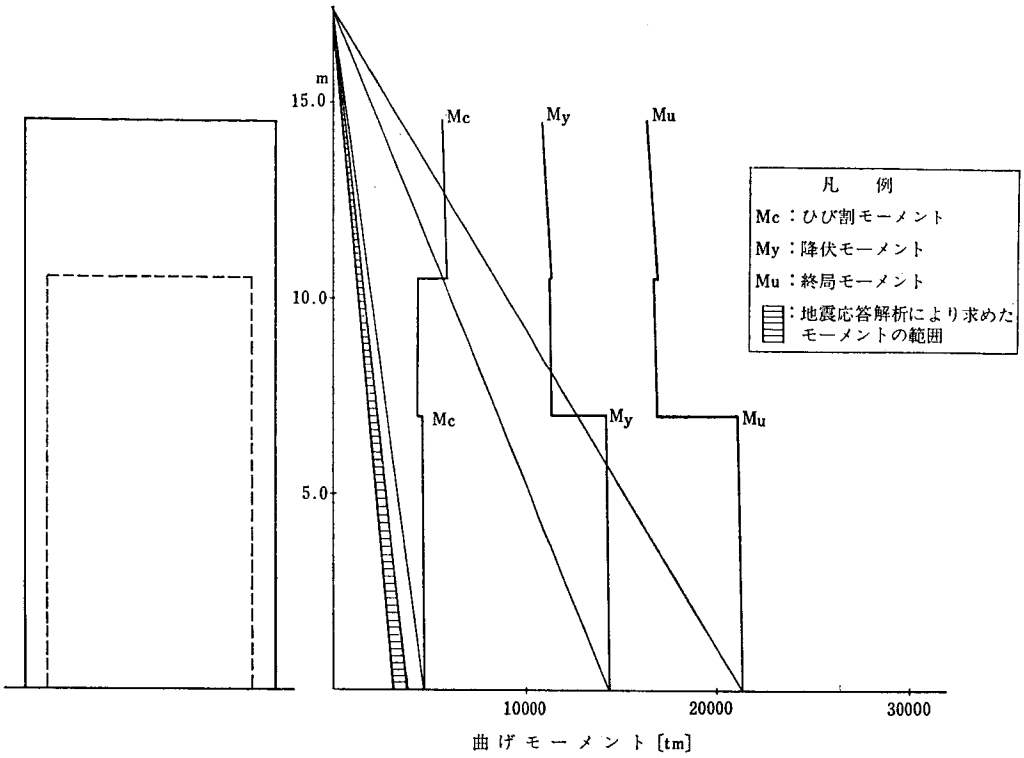
図—9·67 P_4 橋 脚 断 面



図—9·68 P_4 橋脚の橋軸方向のひび割モーメント M_c，降伏モーメント M_y，終局モーメント M_u と地震応答解析により求めたモーメントの比較

いてはひび割モーメント M_c を超えているが，降伏モーメントは超えていない。したがって，この場合には計算上求められた宮城県沖地震時の作用力によっては，橋脚の下半分についてひび割が生じる程度で実質的な被害は生じないことになる。これは，実際の状況（被害なし）と一致している。

（ii） 橋軸直角方向の曲げモーメントは，ひび割モーメント M_c に達していない。したがって，この場合にも橋脚は被害を生じない。この計算結果は実際の状況と一致している。



図—9·69 P_4 橋脚の橋軸直角方向のひび割モーメント M_c，降伏モーメント M_y，終局モーメント M_u と地震応答解析により求めたモーメントの比較

（iii） 前章に示したように，基盤地震動を 240 gal 程度とみなした場合には，橋軸方向に対しては橋脚の基部でわずかに降伏モーメント M_y を超すが，終局モーメント M_u にはまだ相当の余裕を持っている。

また，橋軸直角方向には降伏モーメント M_y に達しない。

（6） ま と め

固定支承のピン及び上沓の凸部に被害を受けた新飯野川橋の支承部の応力度及び耐力を検討すると共に，地震応答解析により支承に作用した地震力を推算した。この結果，以下の結論が得られた。

（i） 上沓凸部の破断は，上沓凸部が存在したと考えられる位置の表面付近の断面組織と上沓凸部破片の断面組織の塑性流動層に対称性がある点，及び上沓側の断面組織のせん断破壊の起点と考えられる位置にせん断破壊特有の亀裂が認められる点から，地震時の水平力によるせん断により生じたと考えられる。

（ii） ローラー切欠部の破壊は，切欠部に絞り現象があること，破面にディンプル現象が認められることから，延性破壊を生じたと考えられるが，一部にはぜい性的な破面も見られる。このようにぜい性的な破壊を生じた原因としては，温度の影響及びひずみ速度の影響が共に小さいことから，ピン切欠部の応力集中によって生じたと考えられる。

（iii） P_4 固定沓の 1 沓当りの橋軸直角方向の耐荷力は，ピン耐荷力及び上沓凸部の耐荷力のいずれの面からもおおむね 140 t 程度（以上）と考えられる。

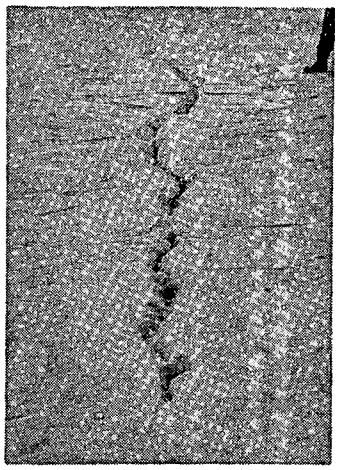
（iv） 周辺地盤の非線形挙動及び地盤と構造物の動的相互作用を考慮した上下部構造の地震応答解析結果によれば，今回の地震により被害を生じた P_4 橋脚の固定支承に，橋軸直角方向の地震時水平力が集中する傾向が認められる。

（v） 基盤の最大加速度を 150 gal として地震応答解析により推定した今回の地震による P_4 固定支承の橋軸直角方向の作用力は，2 支承当り 174 t となる。この値はピン切欠部の引張許容耐力 109 t 及びこれにかみ合う上下沓の突起の許容せん断耐力 147.2 t をそれぞれ 60% 及び 18% 上回っている。しかしながら，（iii）に示した 1 支承当りの橋軸直角方向耐力 140 t （以上）から求められる 2 支承当り 280 t （以上）の耐力に比較すると，計算上の作用力はこれよりも小さい。このような条件下で P_4 固定支承に被害を生じた原因としては，1）各個撃破により上下流側の支承のいずれか一方が先に破損し，これに伴ってもう一方の支承も被害を生じた，2）基盤

の最大加速度が 240 gal 程度以上あった，の2つが考えられる。いずれの考え方も他の条件との整合性を損なっていないが，両者がある程度複合して被害に結びついたとするのが最も妥当と考えられる。

（vi） 本橋の設計当時には，ピンの切欠部及びこれにかみ合う上下沓の突起の応力照査は規定されていなかったが，現行の基準では道路橋支承便覧にこのような箇所に対する応力照査の必要性，及び（ii）の応力集中を避けるためにコーナーに面取りをすることが指示されている。

（vii） 地震応答解析により求めた宮城県沖地震時の新飯野川橋橋脚の曲げモーメントは，いずれの方向も降伏モーメント M_y を下回っており，計算上は実質的被害は生じない。これは，実際の状況と一致している。



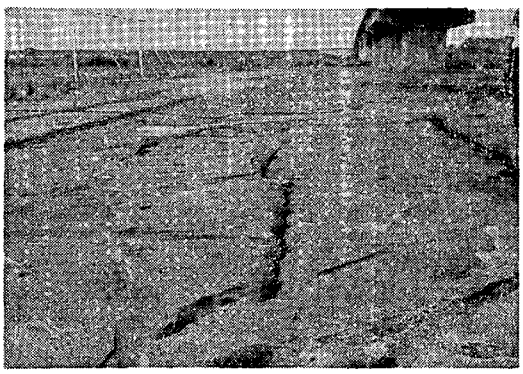
写真—9·58 閖上大橋周辺地盤の噴砂状況

〔4〕 閖上大橋

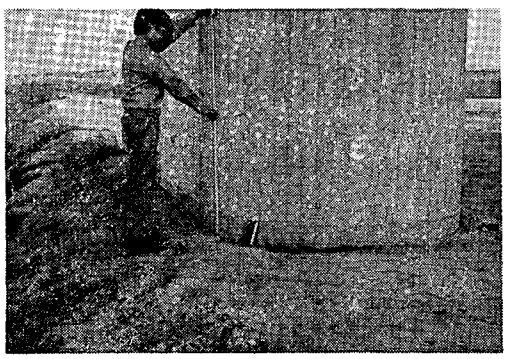
閖上大橋では，写真—9·58～9·60 に示すように橋脚周辺地盤の沈下（最大 20 cm）及び亀裂が発生し，液状化した土砂が噴出した。閖上大橋は〔3〕に示したように橋脚躯体のひび割，残留傾斜の発生等の被害を被ったが，ここでは当該橋に対する砂質地盤の液状化の影響を検討した結果を示す。

（1） 原位置調査

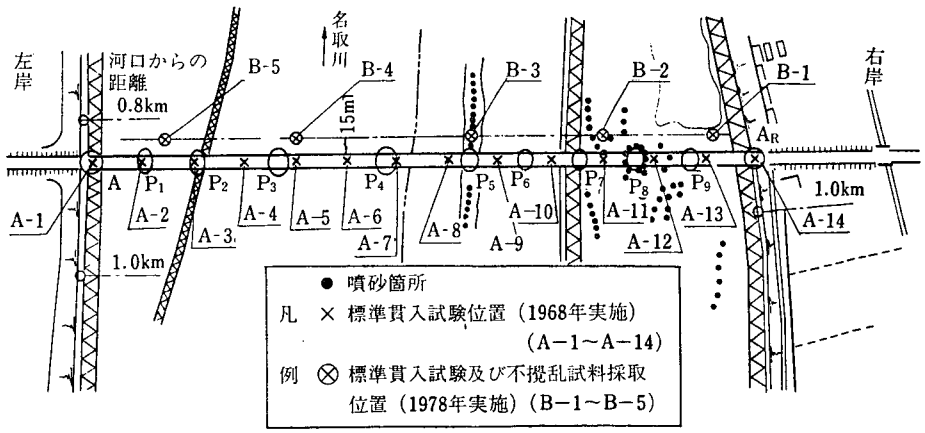
原位置において，(i) ボーリング，(ii) PS 検層（弾性波探査），(iii) 不撹乱砂試料採取を行った。ボーリングは 図—9·70 に示すように橋心から 15 m 下流側の P_9(B-1)，$P_{7\sim8}$(B-2)，P_5(B-3)，P_3(B-4) 及び $P_{1\sim2}$(B



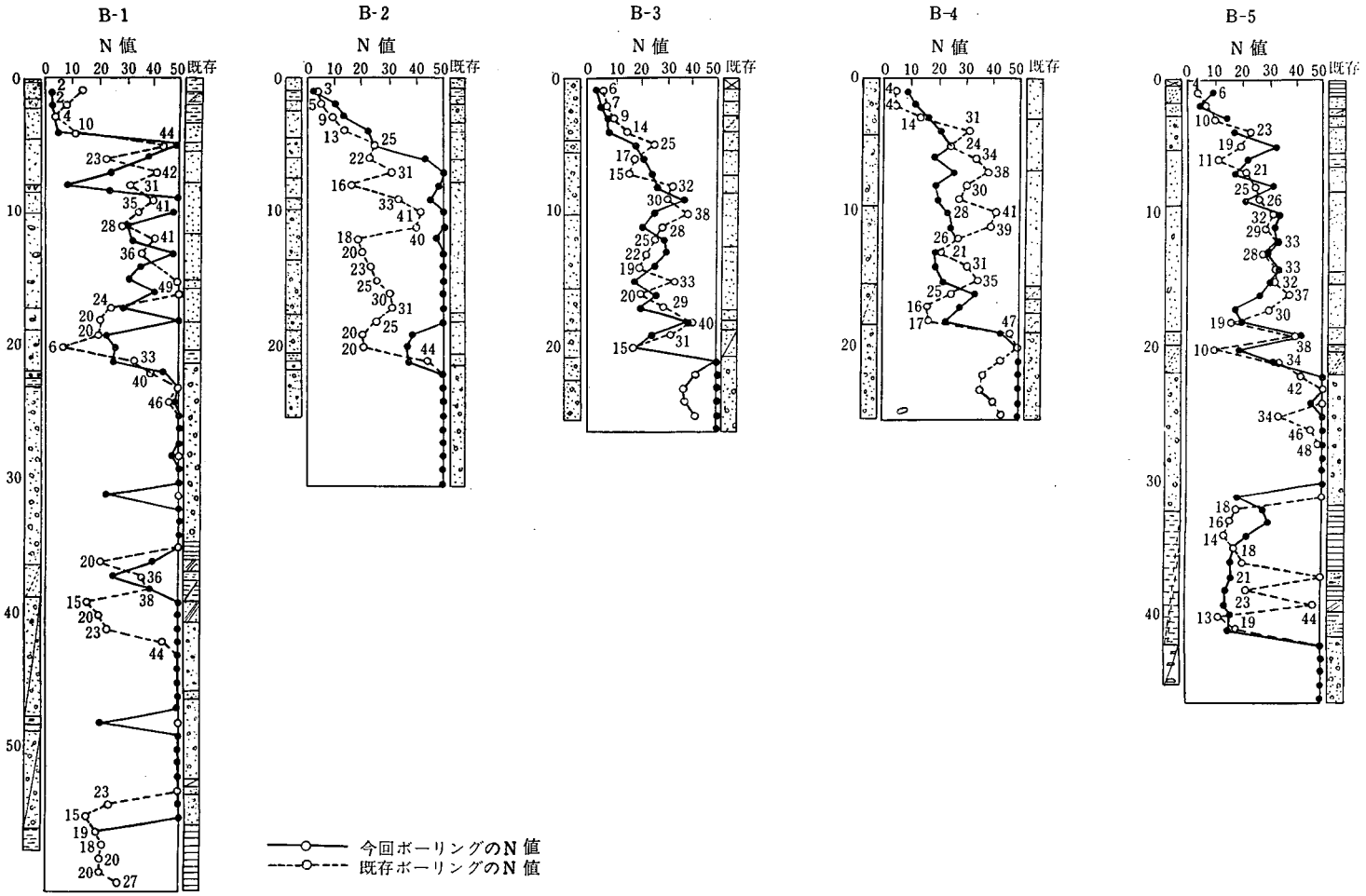
写真—9·59 噴砂例（閖上大橋：P_8～P_9 上流側高水敷）



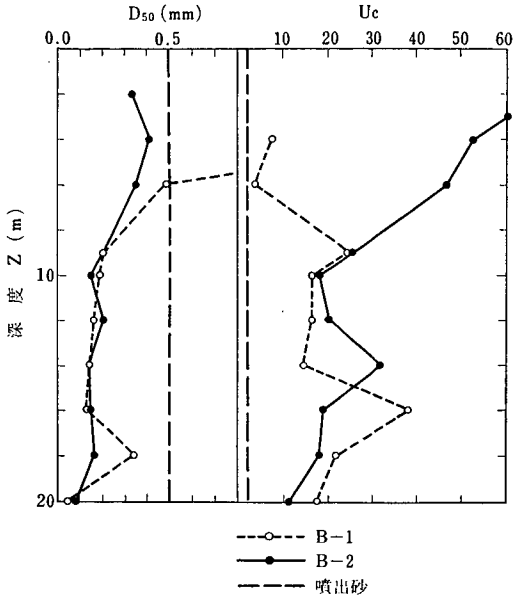
写真—9·60 橋脚周辺の地盤沈下（閖上大橋 P_7）



図—9·70 閖上大橋での噴砂状況及び地盤調査位置



図—9·71 ボーリング柱状図と標準貫入試験の N 値



図—9·72 ボーリングによる物理試験及び地震直後の噴砂から求めた D_{50} 及び U_c の比較

-5）の5箇所において実施した。各孔において，標準貫入試験を行い，さらに，P_9 のボーリング孔を使って PS 検層を行った。不撹乱試料は B-4 を除いた各ボーリング孔の近傍に掘削したボーリング孔から採取した。

図—9·71 は，標準貫入試験の結果をまとめたものである。当試地点では，橋梁建設時に地盤調査が実施されており，同図中にその結果を併記している。これより，閖上大橋付近では，軟弱な地盤は地表付近の 4～5 m までであり，これ以下では N 値 20 程度以上の比較的しっかりした地盤であること，しかしながら，深層でも部分的に N 値の小さい土層が現われることが分かる。

P_9 のボーリング孔における S 波速度は，深度 12 m 以浅で 160 m/sec，12～23 m で 220 m/sec であり，それ以深では 390 m/sec 以上となっている。

不撹乱試料は，採取直後に撹乱防止のため凍結保存し，試料室に運搬の後に室内動的三軸試験を行った。

（2） 地盤の物理特性

図—9·72 は噴出砂の採取位置に近い P_9 及び $P_{7\sim8}$ 孔での物理特性の試験結果を地表上に噴出した砂の試験結果と比較したものである。図中の D_{50} 及び Uc は，各々平均粒径及び均等係数である。この結果から，D_{50} に関しては P_9 及び $P_{7\sim8}$ 孔共に深度が 6 m 程度未満では両者はよく似た結果を示している。これらのデータを見る限りでは，深度 6 m 未満の砂層が液状化したものと考えられる。

（3） 地盤の液状化の判定

地盤の液状化の判定は式 (9·5) で定義される液状化に対する抵抗率 $[F_L]$ により行った。

$$F_L=R/L \quad \cdots\cdots(9.5)$$

ここに，R は地盤の動的強度であり，L は地震荷重であるが，これらの決め方としては簡易推定式による場合（簡易判定法）と動的強度試験，地盤の地震応答解析による場合（詳細判定法）の2通りがある。ここでは，両方により地盤の液状化の判定を行った。

簡易法では地盤の動的強度及び地震荷重をそれぞれ式 (9·6) 及び式 (9·7) で推算した。

$$R=\begin{cases}0.0042\,D_r^*+0.19 & [0.02\text{ mm}\leqq D_{50}<0.05\text{ mm}]\\ 0.042\,D_r^*+0.255\log_{10}(D_{50}/_{0.35}) & [0.05\text{ mm}\leqq D_{50}<0.6\text{ mm}]\\ 0.042\,D_r^*-0.05 & [0.6\text{ mm}\leqq D_{50}\leqq 2.0\text{ mm}]\end{cases} \quad \cdots\cdots(9.6)$$

$$L=\frac{\alpha_s}{g}\cdot r_d\cdot\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad \cdots\cdots(9.7)$$

ここに

D_r^*：$21\sqrt{N\sqrt{(\sigma'_v+0.7)}}$

N：N 値

σ'_v：有効上載圧（kg/cm²）

σ_v：全上載圧（kg/cm²）

D_{50}：平均粒径

α_s：地表面加速度（gal）

g：重力加速度（980 gal）

r_d：せん断力の低下減係数$=1.0-0.015\,Z$

Z：深度（m）

R と L の計算に際して N 値及び D_{50} は実測値を用いた。地表面加速度は直接当地点での強震記録が得られていないため，地表面での水平震度（α_s/g）を 0.18，0.24 及び 0.30 の3ケースに変化させた。

詳細判定法では，振動三軸試験で得られた地盤の動的強度の実測値（R_{l20}）に式 (9·8) に示す補正を加えて原位置での動的強度（R）を推算した。

$$R=C_1\cdot C_2\cdot C_3\cdot C_4\cdot C_5\cdot R_{l20} \quad \cdots\cdots(9.8)$$

ここに

C_1：平均主応力に関する補正，

$C_1=\dfrac{1+2\,K_0}{3}$（$K_0=0.5$ と仮定）

C_2：地震波の不規則性に対する補正，応答解析から得られた応答波形を用いて各深度毎に計算

C_3：サンプリング等による乱れに対する補正

C_4：サンプリング・再圧密等の密度化に対する補正

C_5：その他の影響に対する補正

（$C_3\cdot C_4\cdot C_5=1.0$ と仮定）

また，地震荷重は重複反射理論による地盤の地震応答解析により推算した。応答計算は，地盤のせん断変形係数と減衰定数の非線形性を等価線形法により近似的に考

慮して行った。入力地震動は今回の地震により樽水ダムで記録されたダム軸直角方向成分の波形を用いた。基盤面における最大加速度は 180 gal とした。

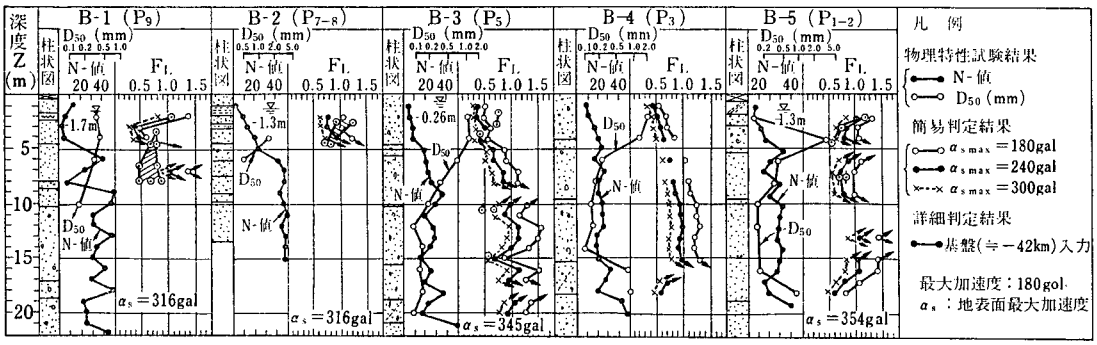
（4） 地盤液状化の判定結果

地盤の液状化に関する簡易判定及び詳細判定により求めた F_L 値の計算結果を図—9·73 に示す。同図中には，土質柱状図，N 値及び D_{50} の結果も併記している。今回の地震で観測された強震記録から，当地点の地盤上の水平方向最大加速度を推定すると 180～300 gal 程度である。また，地震応答解析により求めた地表面の最大加速度は，300～350 gal 程度である。従って，簡易法との比較を行う場合は K_s=0.30 の結果が参考になる。

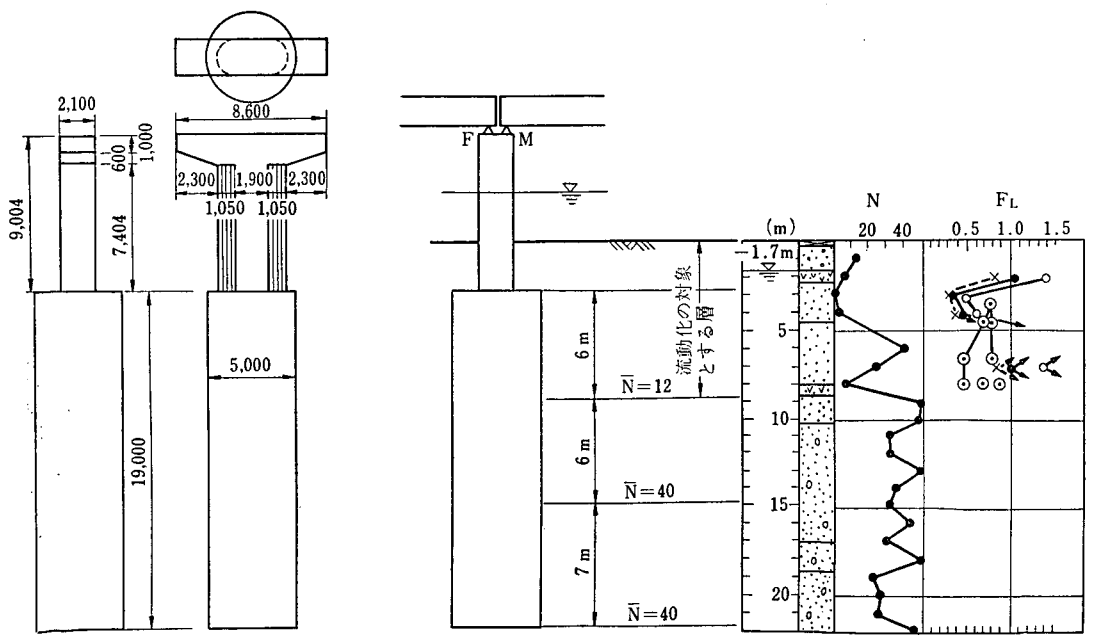
図—9·73 によれば，B-1, B-2, B-3, B-4 及び B-5 の各ボーリング孔で F_L＜1.0 となっている土層の深度は，各々，2～9 m, 2～5 m, 1～8 m, 1～7 m 及び 3～9 m 程度であり比較的表層部である。B-1, B-2 及び B-3 付近では噴砂が発生しており，F_L に基づく液状化の判定結果と良好な一致をしている。また，B-4 は低水敷であるため，噴砂は確認されていないが，図—9·73 によれば，表層部で液状化しているものと考えられる。B-5 では地表面での噴砂は観測されていないが，ここでの計算結果が正しいとすれば，3 m 程度以深では液状化が発生したが，これが地表面にまで到達するには至らなかったと考えることができる。

（5） 第9ケーソン橋脚に及ぼした液状化の影響について

次に，液状化したと推定される砂層が比較的厚い第9ケーソン橋脚を対象として，液状化がケーソンに及ぼす影響を計算により検討した。



図—9·73 液状化の判定結果



注．F_L 分布の凡例については図—9.56 を参照

図—9·74 第9橋脚，ケーソン一般図及び地盤液状化の判定結果

第9ケーソン橋脚の一般図及び地盤液状化の判定結果を 図—9·74 に示す。詳細法で求めた F_L 値は，0.5～0.8 の範囲でばらついている。従って，ここでは F_L の代表値（深さ方向の F_L のおおむね平均値）を (i) $F_L \leqq 0.6$, (ii) $0.6 < F_L \leqq 0.8$ の2ケースに分類し，それぞれに対する土質定数の低減係数 D_E を 1/3 及び 0 と仮定した。設計震度を 0.2, 0.25, 0.3, 0.35 と変化させ，震度法により橋脚天端の水平変位を求めた結果を 図—9·75 に示す。

この結果によれば，例えば，橋脚天端の変位は設計震度を 0.25 とし，$D_E=0$ の場合（液状化により完全に支持力が無くなったとした場合）には，2.9 cm，$D_E=1/3$ とした場合には 2.45 cm である。これより，完全に液状化した場合の橋脚天端の変位は，1/3 程度液状化した場合の変位に比べて 18% 程度増大することが分かる。このような傾向は他の設計震度の場合もほぼ同様であり，周辺地盤が液状化することにより下部構造の地震時の動きが大きくなることが計算上予想される。

（6） ま と め

閖上大橋近傍地盤の液状化に対する安定性を，今回の宮城県沖地震を対象として検討した。この結果，各地点で液状化する深度は異なるが，おおむね 7～8 m の深さまでの砂層が液状化する可能性のあることが計算上示された。これは地震直後に噴砂が認められたことからも裏付けられる。地盤が液状化した場合のケーソン橋脚に及ぼす影響を簡単に震度法によって試算したところ，液状化する度合いが大きい程，橋脚天端の変位が大きく求められ，液状化の発生が何らかの形で閖上大橋の被害に関係していたのではないかと考えられる。これに対する詳細な解析は今後の課題としたい。

〔5〕 開 北 橋

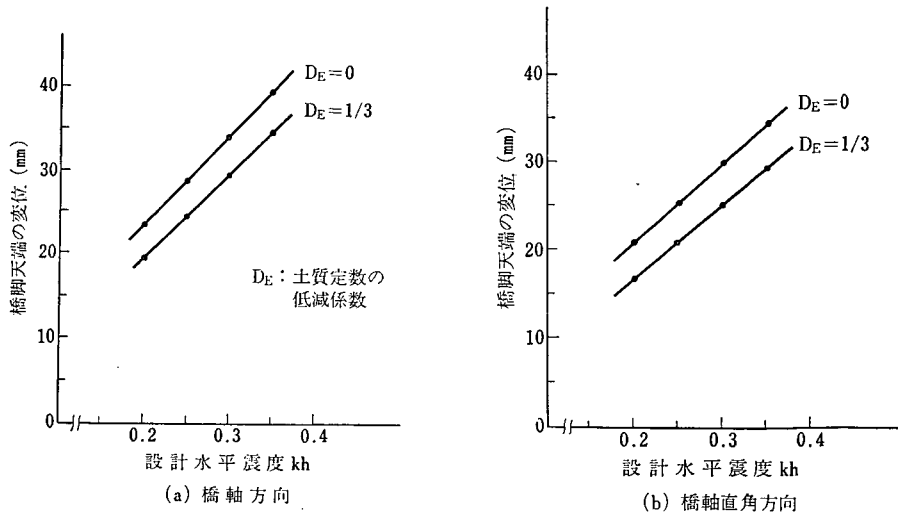
（1） 調 査 目 的

開北橋は，宮城県沖地震に際し，地盤上の最大加速度 191 gal（橋軸方向），291 gal（橋軸直角方向），橋脚上の最大加速度 500 gal 以上（橋軸方向，約 800 gal と推定される），338 gal（橋軸直角方向）と非常に大きな地震動を受けた。にもかかわらず，上部構造，下部構造共に被害を被らず，わずかに支承部の敷きモルタルが剝離し，アンカーボルトがせん断変形したにとどまった。被害を受けなかった橋に対してどのような地震入力条件のもとで被害に結びつかなかったかを解析することは，今後の耐震設計法の向上を図るうえで有効であると考えられる。開北橋では下部構造の竣工以来（上部構造架設前から），強震観測が実施されており，宮城県沖地震を含め現在までに合計9回の強震記録が得られている。ここでは，これら9回の強震記録に対する解析結果をもとに，開北橋の固有振動特性と地震応答特性を検討した。

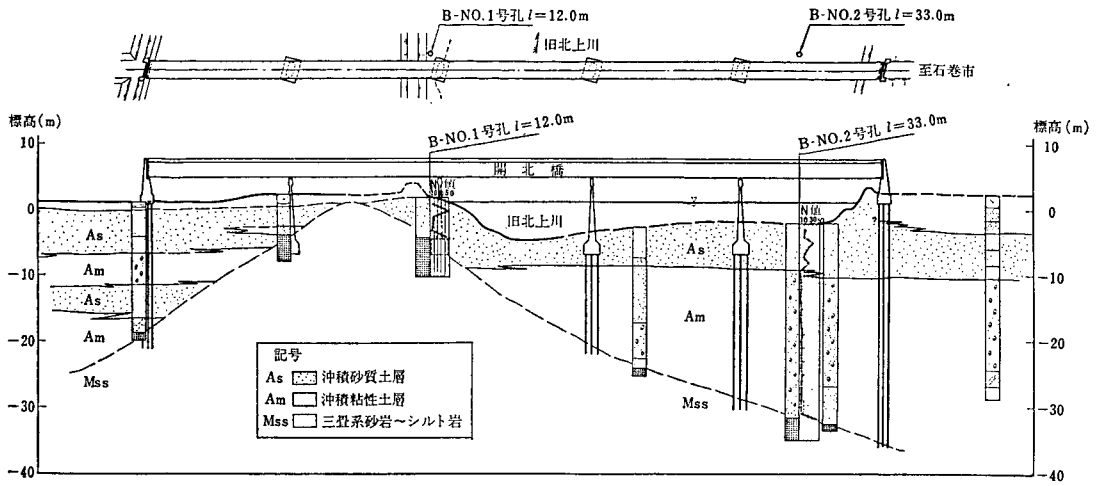
（2） 開北橋周辺の地形及び地盤条件

開北橋は石巻市の北方に位置し，旧北上川が北上山地南端部をその西端に沿って蛇行する地点に当っている。本橋周辺の山地は古生代二畳系の地層とこれを不整合に覆う中生代三畳系の地層から成っている。中生代二畳系の地層は砂岩～シルト岩を主体とし岩質は硬質であるが，沖積層は砂層，シルト層を主体としており，礫径の大きな砂礫層は発達していない。

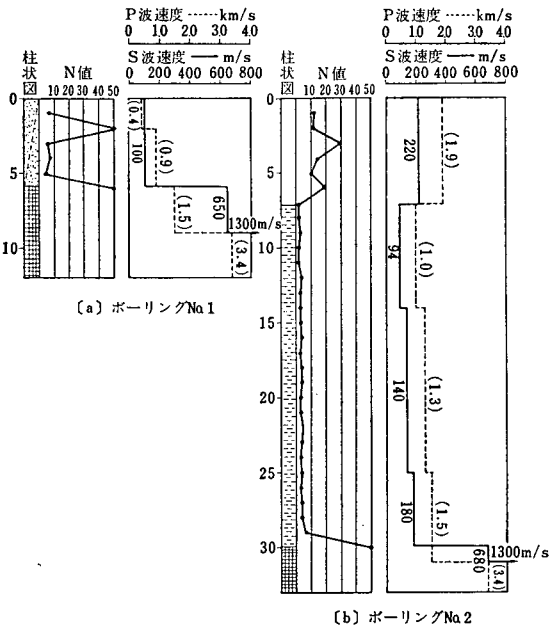
地震後に P_2 橋脚近傍及び P_4 橋脚と右岸側橋台の中央部でボーリング調査を実施した。これらの結果と開北橋建設時に実施されたボーリング資料を合わせると，本橋周辺の地質縦断面図は 図—9·76 に示すように推定される。また，上記2箇所のボーリング孔で実施した PS 検



図—9·75 流動化の判定に基づく計算結果



図—9·76　開化橋地盤構成（縦横比率 II：V＝2：5）



図—9·77　ボーリング No. 1 及び No. 2 地盤柱状図

層より求めたP波及びS波の速度分布を 図—9·77 に示す。この結果によれば，三畳系の砂岩～シルト岩（表面は風化している）は特徴的な分布をしており，左岸部の P_1，P_2 橋脚付近においては風化シルト岩～砂岩が浅く分布しているのに対し，右岸部及び左岸部ではこれよりも風化シルト岩～砂岩の深度は深くなっている。この風化シルト岩～砂岩のせん断波速度 V_s は 680 m/sec 程度であり，一応この地点における耐震設計上の基盤とみなし得る。

（3） 開北橋の強震記録

開北橋では，P_2 橋脚が完成した段階から強震観測が実施されてきている。地盤上及び橋脚上の2箇所の観測点のいずれか一方において数値化の可能な記録が得られたのは，1966年6月24日の宮城県東方沖地震以来，現在までに 表—9·18 に示す9回の地震に際してである。こ

表—9·18　開北橋強震記録

番号	地震発生年月日	マグニチュード震央距離	記録番号	成分	最大加速度 (gal)
1	1966. 6. 24	5.1 (63 km)	Gr-1	LG	25.10
				TR	12.78
			Pi-1	LG	58.41
				TR	37.33
2	1967. 1. 17	6.3 (72 km)	Gr-3	LG	17.43
				TR	20.58
			Pi-3	LG	58.87
				TR	29.85
3	1968. 6. 12	7.2 (195 km)	Gr-9	LG	11.51
				TR	15.15
			Pi-14	LG	35.37
				TR	26.04
4	1968. 7. 5	6.4 (81 km)	Gr-11	LG	18.14
				TR	27.50
			Pi-16	LG	86.20
				TR	40.47
5	1970. 9. 14	6.2 (95 km)	Gr-22	LG	19.66
				TR	31.85
			Pi-27	LG	59.03
				TR	43.73
6	1977. 6. 8	5.8 (45 km)	Gr-33	LG	46.62
			Pi-34	LG	148.9
7	1977. 6. 14	—	Gr-36	LG	15.67
			Pi-37	LG	46.58
8	1978. 2. 20	6.7 (80 km)	Gr-34	LG	76.24
				TR	141.3
			Pi-35	LG	326.4
				TR	197.0
9	1978. 6. 12 (宮城県沖地震)	7.4 (90 km)	Gr-35	LG	199.2
				TR	288.7
			Pi-36	LG	500 以上
				TR	331.2

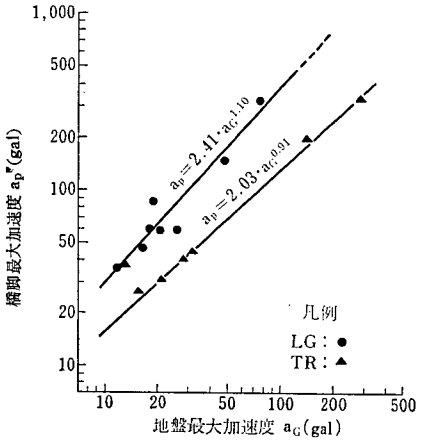
こで，No. 8 及び No. 9 の地震は，それぞれ1978年2月20日の宮城県沖地震及び1978年6月12日の宮城県沖地震（この地震による強震記録は 図—9·26 参照）である。9回の記録のうちの8回は金華山沖に生じた地震による記録であり，No. 3 だけが三陸沖に生じた地震である。

開北橋の上部構造の架設及び床版打設等の工事は，昭和42年5月1日から昭和44年3月21日にかけて行われており，架設作業に伴って昭和43年8月5日から同年10月5日にかけては橋脚上の強震計は一時撤去され，観測が中断されている（この間，地盤上の強震計は観測を継続）。従って，昭和43年8月5日以前の記録（地震 No. 1～4）は橋脚単独（上部工架設前）のもの，昭和43年10月5日以後の記録（地震 No. 5～9）は上部工架設後のものである。

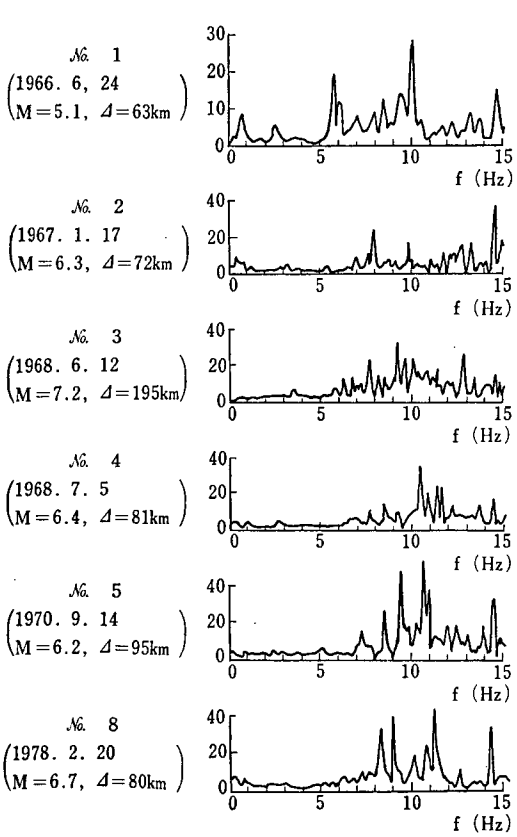
表—9·18 の強震記録から，地盤上の最大加速度 a_g [gal] と橋脚上の最大加速度 a_p [gal] の関係を求めると 図—9·78 のようになる。この関係では，上述した上部工架設前と架設後との間ではっきりした違いが認められない。いま，両者の関係を最小自乗法で求めると次式のようになる。

$$a_p=\begin{cases}2.41\times a_G^{1.10}\cdots\cdots\text{橋軸方向}\\ 2.03\times a_G^{0.91}\cdots\cdots\text{橋軸直角方向}\end{cases}\qquad\cdots\cdots(9.9)$$

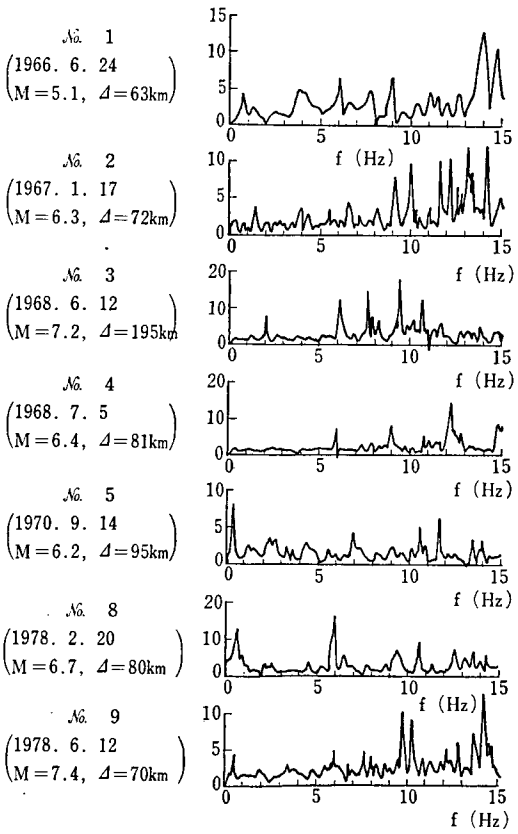
橋軸方向の場合には，増幅率のべき乗項が1.1と1.0よりも大きくなっているが，これは 図—9·61 から分かるように，加速度の大きいデータが少ないために式(9·9)が，一部の地震の影響を強く受けているためと考



図—9·78　橋脚上の最大加速度と地盤上の最大加速度の関係（開北橋）



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図—9·79　地盤から橋脚天端に至る伝達関数

えられる。式 (9·9) からは，地盤上の最大加速度 a_G と橋脚上の最大加速度 a_p は全体としておおむね比例関係にあると言えよう。なお，地盤上の最大加速度と橋脚上の最大加速度が比例するものとして，両者の関係を近似すると次式のようになる。

$$a_p=\begin{cases}3.5\times a_G\cdots\cdots\text{橋軸方向}\\1.3\times a_G\cdots\cdots\text{橋軸直角方向}\end{cases}\quad\cdots\cdots\cdots(9.10)$$

（4） 強震記録から求めた伝達特性

地盤上の観測点から橋脚天端に至る伝達関数の絶対値（増幅率）を求めると 図—9·79 となる。これより橋軸方向及び橋軸直角方向の伝達特性をまとめると次のようになる。

（i） 橋軸方向の伝達特性

a） 一般に 0～5 Hz 程度の範囲では伝達関数はおおむね平坦であり，かつ，増幅率も小さい。

b） 5 Hz 以上では増幅率は大きくなる。最も増幅率の高い振動数は地震 No. 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8 に対してそれぞれ 10.0 Hz, 14.5 Hz, 9.2 Hz, 10.5 Hz, 10.7 Hz, 10.9 Hz, 11.3 Hz とおおむね 9～11 Hz の範囲にある。

c） 上部工架設前の地震 No. 1, 2, 3, 4 に対する伝達関数を，上部工架設後の地震 No. 5, 6, 8 に対する伝達関数と比較すると，両者の間には著しい違いは認められない。

（ii） 橋軸直角方向の伝達特性

a） 一般に 0～10 Hz 程度の範囲では伝達関数はおおむね平坦であり，かつ，増幅率も小さい。

b） 増幅率の最も高い振動数は地震 No. 1, 2, 3, 4, 5, 8, 9 に対して，それぞれ 13.9 Hz, 13.2 Hz, 9.4 Hz, 12.3 Hz, 0.3 Hz（2番目に増幅率の高い振動数は 11.7 Hz），60 Hz, 14.2 Hz である。

c） 上部工架設前の地震に対する伝達関数を上部工架設後の地震に対する伝達関数と比較すると，両者の間には著しい違いは認められない。

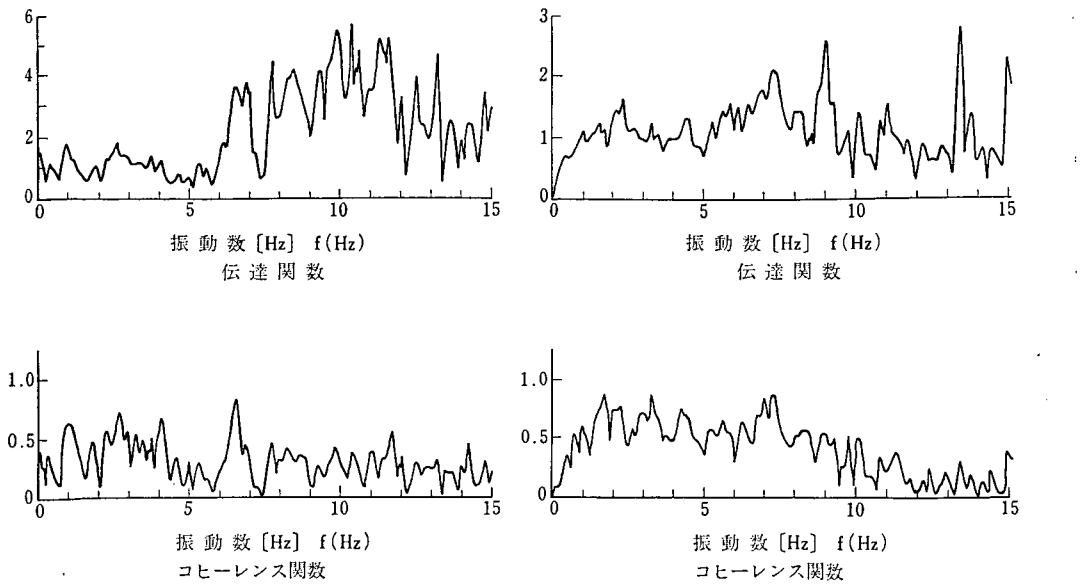
上述した強震記録のパワースペクトル及び伝達関数のアンサンブル平均を，各記録波形の振幅の2乗和が一定値となるように規準化して求めると 図—9·80 となる。図中には，パワースペクトル及びクロススペクトルのアンサンブル平均から求めたコヒーレンス関数も同時に示してある。この結果をさらに模式化すると，P_2 橋脚の伝達関数は次のようにモデル化することができると考えられる（図—9·81）。

$$H_{LG}(f)\simeq\begin{cases}1\cdots\cdots 0\leqq f\leqq 6\text{ Hz}\\3\cdots\cdots 6\leqq f\leqq 12\text{ Hz}\\2\cdots\cdots 12\leqq f\leqq 15\text{ Hz}\end{cases}\quad\cdots\cdots(9.11)$$

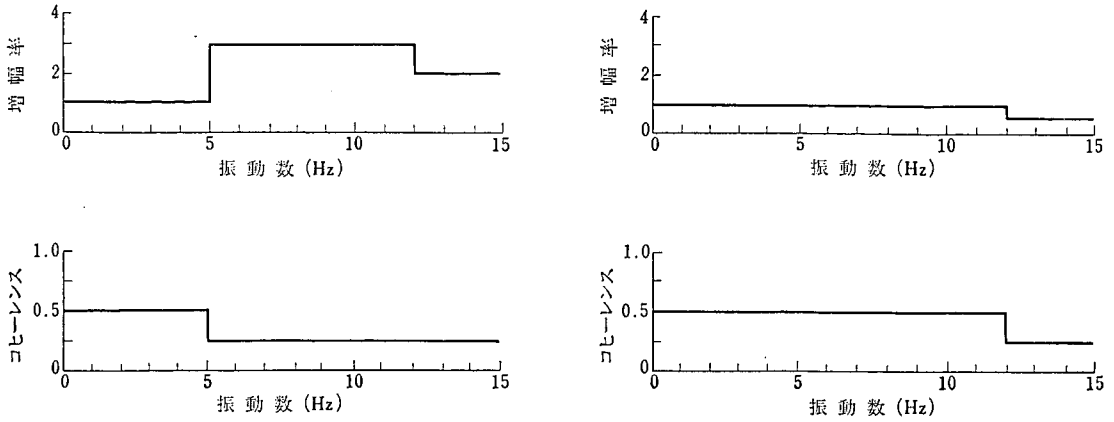
$$H_{TR}(f)\simeq\begin{cases}1\cdots\cdots 0\leqq f\leqq 11\text{ Hz}\\0.5\cdots 11\leqq f\leqq 15\text{ Hz}\end{cases}\quad\cdots\cdots(9.12)$$

ここで，$H_{LG}(f)$, $H_{TR}(f)$ はそれぞれ橋軸方向及び橋軸直角方向の増幅率である。式 (9·11)，(9·12) と図に示したコヒーレンス関数の両者から P_2 橋脚の地震応答特性を振動数ごとに分類すると，次のようなモデルとなる。

（i） 橋軸方向……$0\leqq f\leqq 6$ Hz の間は，P_2 橋脚は周辺地盤と同じように運動している。6 Hz 程度以上（ただし，少なくとも 15 Hz まで）となると，P_2 橋脚と周



図—9·80 アンサンブル平均値 パワースペクトル，伝達関数，コヒーレンス関数



(a) 橋軸方向　(b) 橋軸直角方向

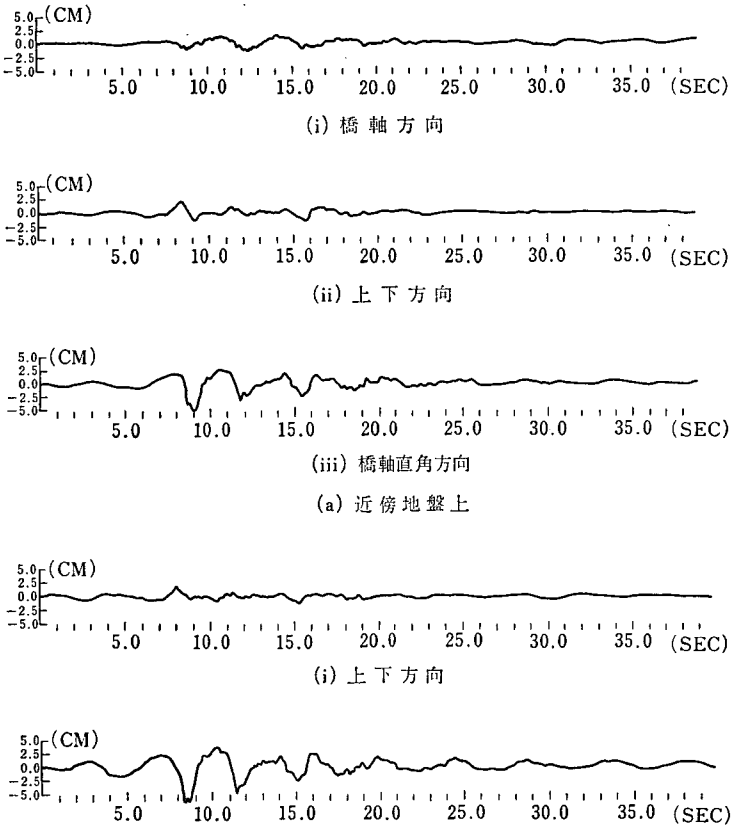
図—9·81　地盤上の観測点から P_2 橋脚天端に至る伝達関数（増幅率）及びコヒーレンス関係

辺地盤間の振動のコヒーレンスは低くなり，P_2 橋脚が周辺地盤と独立して振動していることを示している。$6 \leqq f \leqq 12$ Hz の範囲では増幅率が大きく，P_2 橋脚～地盤系の基本固有振動数がこの範囲にあると推定される。

（ii）橋軸直角方向……$0 \leqq f \leqq 11$ Hz の間は，P_2 橋脚は周辺地盤と同じように振動している。11 Hz 程度以上（ただし，少なくとも 15 Hz まで）になると，P_2 橋脚と周辺地盤間のコヒーレンスは低くなり，P_2 橋脚が周辺地盤と独立して振動していることを示している。

（5） 橋脚天端及び周辺地盤の変位応答

次に，P_2 橋脚天端及び地盤上の観測点で得られた加速度強震記録を 2 回数値積分し，それぞれの変位応答を求めると 図—9·82 のようになる。橋脚上の橋軸方向成分については前述したように記録が得られていないため，変位応答は計算されていない。ここで，数値積分に際しては強震記録の読取精度を考慮した補正を加えている。図—9·82 の結果によれば，橋脚天端の動きは基本的には周辺地盤の運動と非常に似ていること，橋軸直角方向に関しては橋脚天端の変位振幅の最大値は約 6 cm 程度であることが分かる。



(i) 橋軸方向

(ii) 上下方向

(iii) 橋軸直角方向

(a) 近傍地盤上

(i) 上下方向

(ii) 橋軸直角方向

(b) 橋脚上

図—9·82　変位波形

（6） まとめ

以上の解析結果は，次のようにまとめることができる。

（i）強震記録から求めた地盤上の観測点に対する橋脚天端の伝達関数の絶対値（増幅率）は，概念的に 図—9·81 のように表わすことができる。すなわち，橋軸方向の場合には，約 5 Hz 以下の振動数領域では橋脚は周辺地盤とおおむね同様に振動し（周辺地盤の影響を受けて振動する），5 Hz 以上少なくとも 15 Hz までは橋脚は周辺地盤とはある程度無関係に独自に振動している。ここで，5～12 Hz の間の増幅率が約 3 程度であり，こ

の範囲に可動支承により上部構造の影響を受けた橋脚～地盤系の基本固有振動数がある可能性が高い。ここで，通過車輌による振動測定の解析結果から，P_2 橋脚の橋軸方向振動に対する上部構造の影響（拘束）は著しいものではなく，強震時には P_2 橋脚は上部構造とは独立に振動したものと考えられる。いずれにしても，5Hz 以上の増幅率が大きいことが，式（9･10）に示した関係において橋脚上の最大加速度が地盤上の最大加速度に比較して3倍程度大きい原因であると言うことができる。

これに対して，橋軸直角方向の場合には 0～12Hz と比較的広い振動数範囲にわたって増幅率は1.0程度の値をとり，この範囲では P_2 橋脚は周辺地盤とおおむね同じ振動をしていると考えられる。さらに，12Hz 以上少なくとも 15Hz の範囲では増幅率は 1.0 以下となっている。このような点が式（9･10）に示した関係において，橋脚上の最大加速度が地盤上の最大加速度の 20～40% 増にとどまっている原因と言うことができる。

（ii） 上部工架設前の P_2 橋脚単独の場合の地震応答と上部工架設後の P_2 橋脚の地震応答の間には，周辺地盤から橋脚天端に至る最大加速度の増幅率及び伝達特性（ただし，0～15Hz）から見る限り顕著な差は認められない。

〔6〕 伊達橋

（1） 概　要

支承取付部に被害を受けた伊達橋については，福島県により震害原因の究明を目的とした詳しい調査が行われた。ここではその調査結果の一部を紹介することにする。

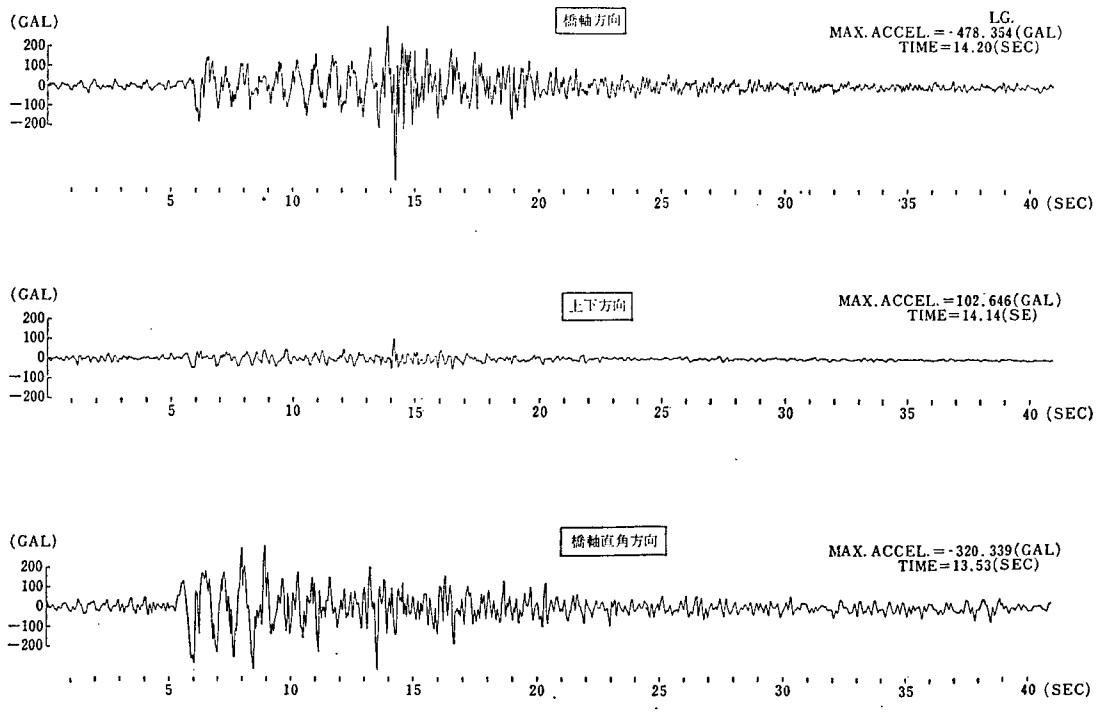
同調査は，地震概要と震害，設計諸元，既往地震による代表記録，地質調査（P S 検層を含む），地震応答計算及び支承部震害原因の考察を含んでいるが，ここでは，地震応答計算及び支承部震害原因の考察について述べる。

（2） 地震応答計算

（i） 振動モデルと入力地震波形

地震応答計算に際しては，構造を単純化するため橋軸方向と橋軸直角方向に分けた平面モデルを使用した。

入力地震波形は，P_2 橋脚上での観測記録（図―9･83）があるので，基本的にはこれを用いることにしたが，橋軸直角方向に関しては，隣接橋脚の影響が無視できないため，上下部一体モデルも作成し，P_2 橋脚上の記録を伝達関数を介して橋下端の波形に補正したものも使用した。



図―9･83 伊達橋橋脚上の加速度強震記録（1978.6.12）

以下に各振動モデルについて説明する。

① モデル LG-1（上部工のみ，橋軸方向）

図—9·84 に示すように，鉛直面内にトラスを組み，2格点ごとに鉛直方向及び水平方向の質量を集中配置したものである。

上部工では床関係の重量の占める割合が大きいため，集中荷重はすべて下弦材の位置に配置した。ただし，床版の剛性については無視した。また，トラスの結合条件は現実に近いように剛結とし，P_2 橋脚上の固定支承は，支承ピンの位置をヒンジ支点として下弦材軸心からの偏心量を考慮できるようにした。

② モデル TR-1（上部工のみ，橋軸直角方向）

図—9·85 に示すように，水平面内において，トラス橋を質量・梁系とみなし，橋脚の影響を無視したモデル。横構の剛性は無視し，トラスと床組の剛性を考える。

③ モデル TR-2（上下部工，橋軸直角方向）

図—9·85 に示すように，モデル TR-1 の上部工の各支点位置に，橋台又は橋脚躯体の剛性及び質量を付加し，躯体下端には井筒基礎の拘束分として水平ばね及び回転ばねを設けたものである。水平ばね及び回転ばねについては，道路橋下部構造設計指針（ケーソン基礎の設計編）に従って k_H, $k_r(k_\theta)$ を計算した。

（ii） 計算結果

図—9·86 は，モデル LG-1 の水平変位，鉛直変位及び P_2 橋脚上トラス部材の軸力，せん断力及び曲げモーメントの最大値を示したものである。橋軸方向の水平変位の最大値は，A_L 上で 8.9 cm，P_1, P_3 上で 10.6 cm であり，鉛直変位の最大値は第一径間中央で 16 cm，第2径間中央で 20 cm となっている。また，水平方向の加速度は最大 1 G 近くになる。

図—9·87 は，モデル TR-1 に対する水平変位，加速度及び断面力の最大応答を示したものである。桁の橋軸直角方向最大水平変位は約 2 cm，P_1, P_3 可動支承の水平反力 380 t（1支承当り 190 t），P_2 固定支承部の水平反力は 480 t（1支承当り 240 t）となっている。

図—9·88 は，モデル TR-2 に対する変位，断面力の最大値を示している。橋軸直角方向最大水平変位は，第1径間中央で 2.2 cm，第2径間中央で 1.7 cm，P_3 橋脚端で 1.0 cm である。TR-1 の結果と比較すると，変位についてはほぼ同じであるが，支承部の反力は P_1 可動支承部，P_2 固定支承部共 220 t（1支承当り 110 t）で，TR-1 の場合の 1/2 程度となっている。

（3） 支承部震害原因の考察

（i） P_3 可動支承ピンの破断について

① ピンの引張試験

ピンの強度と破断の検証をする目的で，P_1 可動支承から逸脱した破損ピンを用いた引張試験を行った。試験体は分断された2つの破損ピンから，長手方向に2つずつの材片を取り出し，JIS 4 号試験片に加工した。材料（SF 45 となっている）の機械的性質について，実験値と JIS 規格化との比較をしたのが 表—9·19 である。

表—9·19 ピン材料の機械的性質

	引張強さ σ_B kg/cm²	降伏強さ σ_y kg/cm²	伸び (%)
JIS 規格(SF 45)	4,500～5,500	2,300 以上	縦 27 以上 横 22 以上
実験結果	4,500～4,600	2,700～3,000	30～40(縦)

表—9·20 ピン及び突起の応力度

	作用力 P(kg)	断面積 A (cm²)	応力度 (kg/cm²)	許容応力度等 (kg/cm²)
突起のせん断応力度	49,942	47.75	τ=1,046	<1,360=800×1.7
ピン切欠部の引張応力度	49,942	12.57	σ_t=3,973	$>2{,}700\,\sigma_y$ $<4{,}500\,\sigma_B$(実験)

これによれば，引張強さ，降伏強さ，伸びのいずれもが規格値を満足しており，材料としては問題のないものであったことがわかる。

一方，破断面の形状は，写真—9·55 に示した破損ピンの破断面と酷似しており（カップアンドコーン破面），破損ピンは引張荷重により延性的な破壊をしたことが推測される。

② ピンの応力度照査

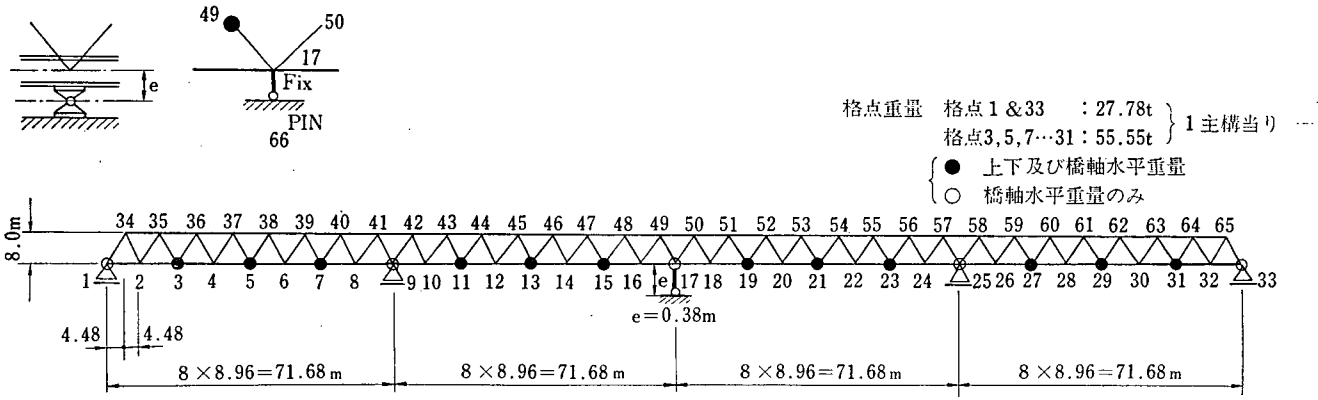
伊達橋の P_1, P_3 橋脚可動支承の橋軸直角水平力に対する応力度は，水平震度 K_H=0.2 に対して静的に計算すると 表—9·20 のようになる（ピン，突起の諸元は図—9·89, 9·90 参照）。

上下沓に設けられた突起のせん断応力度は，材料（SC 46）の許容応力度を下回っているが，ピン切欠部の応力度は大きく材料の降伏強度を上回っている。したがって，ピンが破断した原因はピン切欠部を細く絞り過ぎたことが主な原因であったと考えられる。

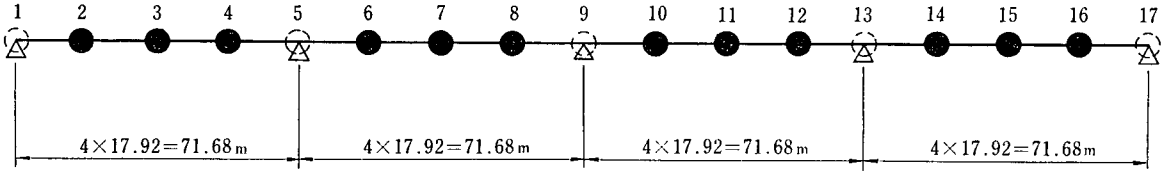
一方，ピンが完全に破断しているということは，ピン切欠部に引張強さ以上の応力が生じたことになる。このことからピン切欠き部には静的水平震度にして，0.2×4,500(引張強さ)÷3,973≒0.23 以上の地震力が作用したことになり，地震力が予想以上に大きかったことを示している。ちなみに，地震応答計算の結果によれば，水平地震力としてモデル TR-1 で K_H=0.96, TR-2 で 0.44 程度の力が生じたと推定されている。

（ii） 固定支承部下弦材の破損について

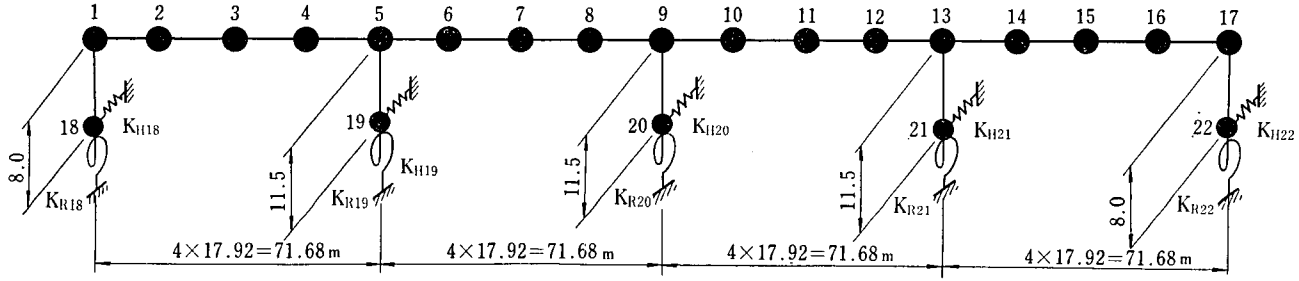
P_2 固定支承部の損傷について，下弦材ボトムプレートが破断した原因を検討するため，水平震度 K_H=0.2 とした場合に下弦材に生ずる引張応力度を計算した結果を 表—9·21 に示す。下弦材の寸法は 図—9·91 に示す



図—9·84 橋軸方向の解析モデル（モデル LG-1）

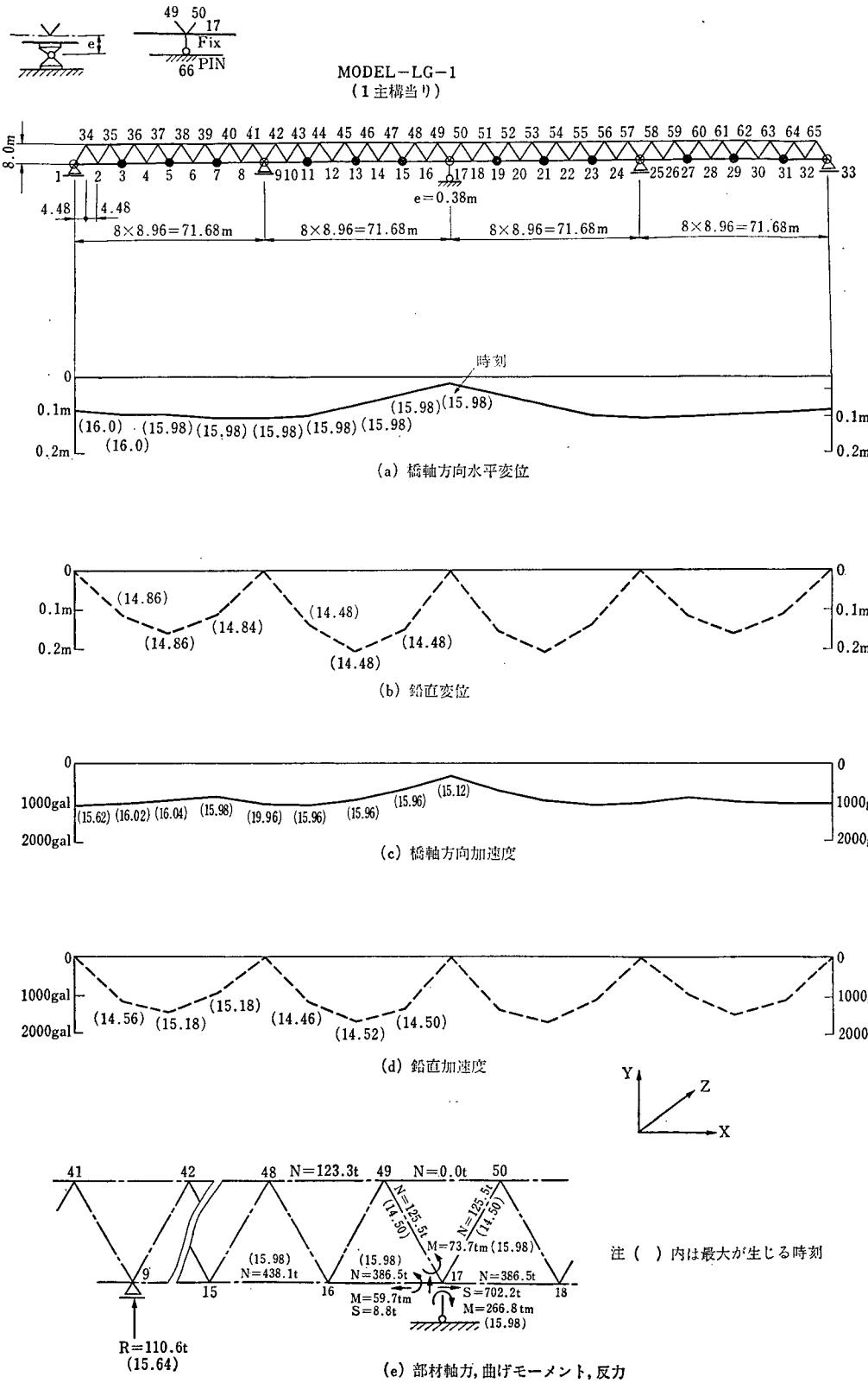


(a) MODEL−T_R−1（1橋当り）

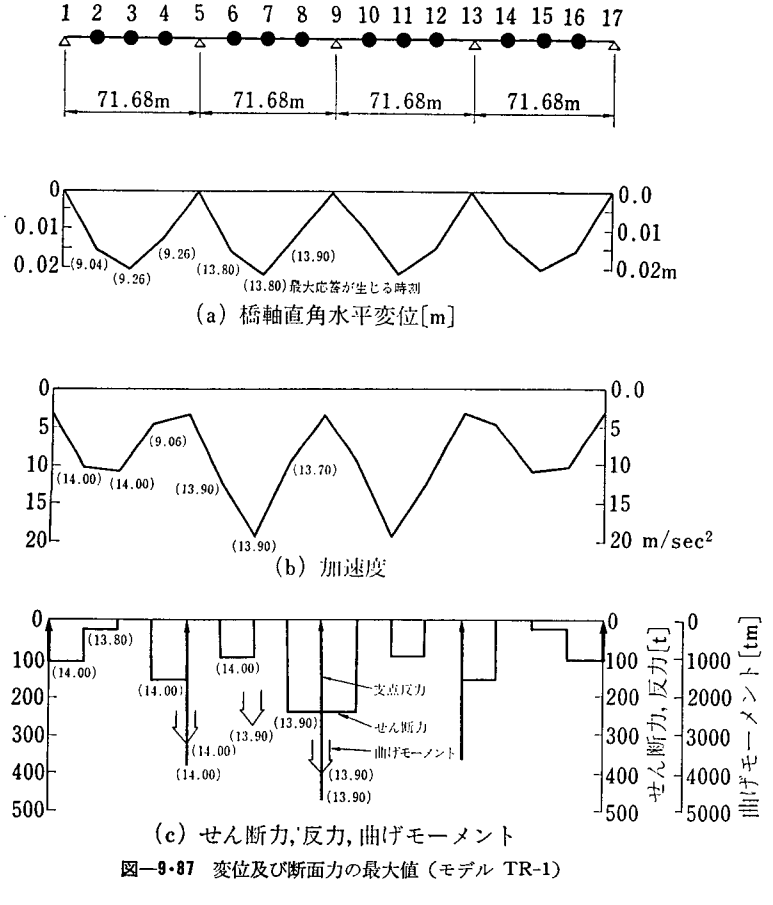


(b) MODEL−T_R−2（1橋当り）

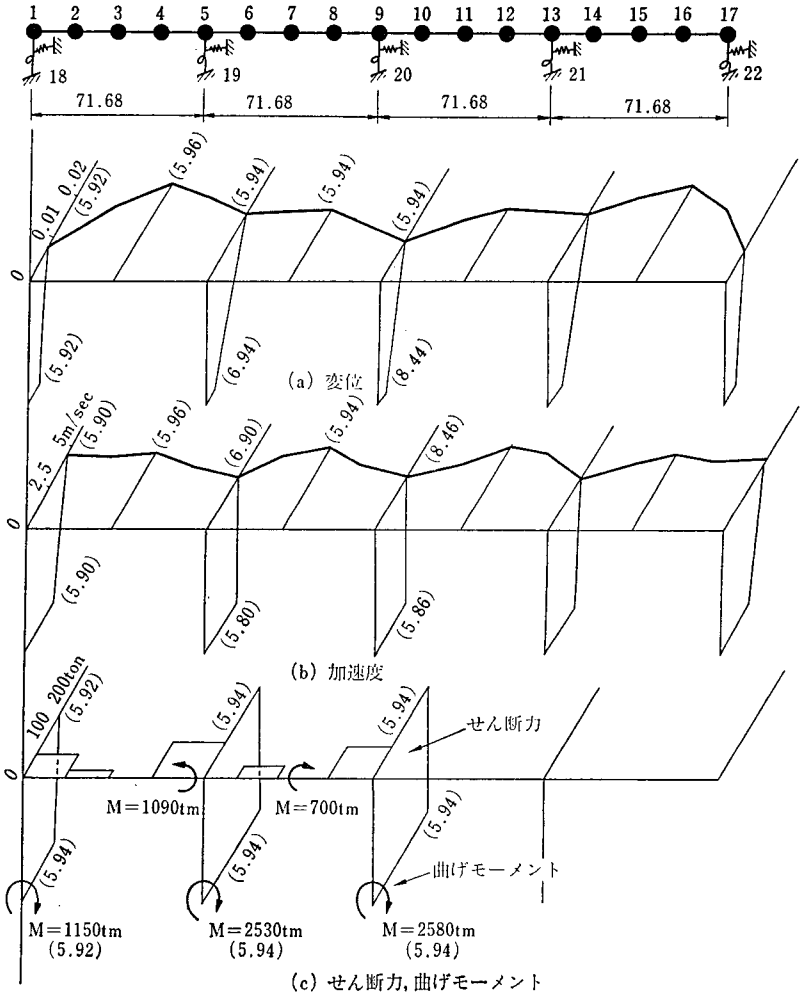
図—9·85 橋軸直角方向の解析モデル（モデル TR-1 及びモデル TR-2）



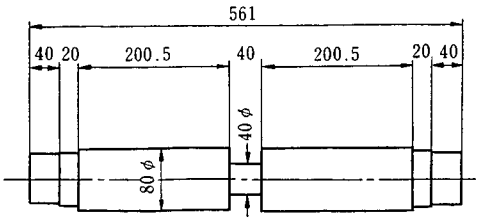
図—9·86 変位，断面力の最大応答 (Mopel-Lg-1 地震波 P_2 橋脚上 Lg 成分)



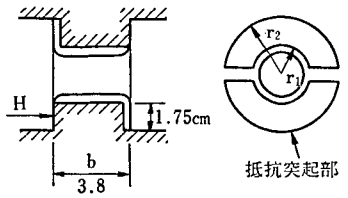
図—9・87 変位及び断面力の最大値（モデル TR-1）



図—9・88 変位及び断面力の最大値（モデル TR-2）



図—9·89　ピンの寸法



図—9·90　突起部の寸法

とおりである。なお，下弦材の中立軸と支承ピンとの偏心 e に起因する曲げ応力度については，その格点に集まる部材の剛度に比例して配分されると考えて算出した。

表によれば，偏心曲げモーメントによる応力が他の2つに比べて大きい割合を占めているのが注目されるものの，合計した応力度は SM 50 の地震時における許容応力度に対してかなりの余裕を残している。仮にここに仮定したような力が作用したために，下弦材に部材の引張強さを超える応力が生じ，その結果下弦材のフランジが切れたのだとすると，水平震度として少なくとも $K_H=0.54$ 以上が作用したことになる。

一方，地震応答解析によれば，支承取付部付近には水平震度 $K_H=0.8$ に相当する力が作用するという結果が得られており，一応の説明はつけることができるが，この部分の被害として腹板の局部座屈や支承上沓の変形なども同時に生じていることから考えて，ここで取上げた以外の力も同時に作用したと考える方が妥当のようである。

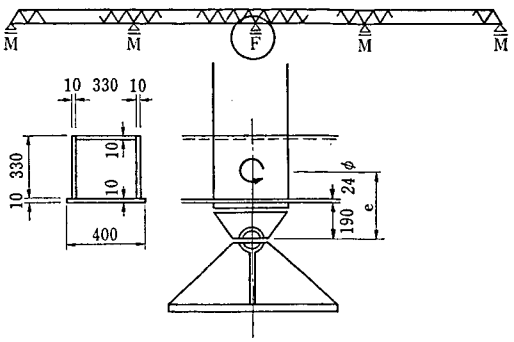
（4）　結　　論

以上の検討結果から，今後この種の橋梁（連続トラス橋）の設計に当って，次の点に留意する必要があると考

表—9·21　下弦材の引張応力度（$K_H=0.2$）

	(a)死荷重による応力度	(b)水平地震力による応力度	(c)偏心曲げモーメントによる応力度	(a)+(b)+(c)
下弦材の引張応力度	723 kg/cm²	643 kg/cm²	954 kg/cm²	2,320 kg/cm²

（注）　析料の許容引張応力度は 1,900×1.7=3,230 kg/cm²（SM 50）



図—9·91　P_2 支承付近の下弦材断面

えられる。

（i）　橋軸直角方向地震力による慣性力と，支承ピンとトラス下弦材中立軸との偏心に起因する大きな曲げモーメントが支承取付け部に作用するので，この周辺の細部設計には注意が必要である。例えば，①上沓の高さはできるだけ低くする，②下弦材腹板の支承両端上にダイヤフラム，スチフナを設け，局部座屈を防止する，③ソールプレートの幅や厚さを大にして，応力集中を小さくする，などの方法が考えられる。

（ii）　橋軸直角方向地震力に対するピンの設計に当っては，切欠部を極端に細くせず，十分に水平力に耐えるように設計しなければならない。

（iii）　地震応答解析からは，支承部には設計震度を大きく上回る力が作用するという結果が得られた。損傷を受けた部材の応力照査からも，設計震度がやや過小であるとの結果が得られている。ただし，単純にこの部分の設計震度を上げることは，他の部分への被害の転嫁を招かないとも限らないので，この点については慎重に対処する必要があろう。

5.　被害の分類と原因に対する考察

〔1〕　支承部の被害の特徴

（1）　支承の被害調査と調査対象

地震後に，宮城県（全県），岩手県（北上川沿いの地区）及び福島県の一部を対象として実施された被害調査（橋長 20 m 以上の永久橋）の結果，表—9·22 に示すように 451 橋につき支承部もしくは上下部の被害の有無が調査されている。このうち，宮城県内で調査された直轄橋 108 橋，宮城県管理橋 314 橋（合計 422 橋）については，同県内における県道，国道に架かる橋長 20 m 以上の永久橋のおおむね全数と考えることができる。これらの調査結果の中から，固定，可動の区別のはっきりしない 6 橋，支承個数等のはっきりしない 23 橋及び支承の種別等に関する資料の得られなかった 104 橋を除く

表—9·22　調査橋梁数及び支承部の被害の解析対象橋梁数

	調査橋梁数	固定・可動の区別不明	支承個数不明	支承の種別不明解	析対象橋梁数
建設省直轄	108	2	1	72	33
宮城県管理	314	4	22	30	258
岩手県管理	27	0	0	2	25
福島県管理	2	0	0	0	2
合　計	451	6	23	104	318

318 橋に対して支承部の被害状況を調査することができた。なお，固定，可動の区別，支承個数，支承の種別等がはっきりしないことから除外した合計 133 橋の大部分は，支承部に被害の無かった橋である。

（2）　支承の被害形態の分類

支承の被害を調査するに際して，被害の状況及び度合いを外観上の調査結果からある程度定量的な評価づけをするために，被害状況を以下のように分類することにした。

支承部の被害を機能から分類すると次のようになる。

- 支承部の被害
  - 支承本体の被害
    - 上部工慣性力を流す側の被害
    - 上部工慣性力の伝達を図る部材の被害
    - 上部工慣性力を受ける側の被害
  - 支承部周辺の被害
    - 支承を支持する部材の被害
    - 支承を定着するための部材の被害

このような力の伝達面からの機能上の分類と，被害状況を勘案して，ここでは支承の被害形態を表—9·23 及び図—9·92 に示すように分類した。分類に際して留意した事項は，以下のとおりである。

① セットボルトの被害——被害後の状況から，セットボルトがどのような原因で破壊したかを判断することは難しいが，セットボルトが緩んだ程度の被害か，あるいは破断しているか，さらには，セットボルトだけの被害ではなく，上沓の突起，ソールプレートに被害が及んでいるかを区別して調査することとした。

⑪ ローラーの被害——ローラーの被害形態には，ⓐ桁が移動したため，結果としてローラーから桁が逸脱した場合，ⓑ桁の残留移動はほとんどないが，ローラーが所定の位置から逸脱もしくは脱落した場合がある。いずれの被害形態もローラーの抜出し防止に対する対策が十分ではないと考えられるため，通常の許容移動量以上に抜出したローラーを調査した。

⑪ 上沓の逸脱防止構造——上沓の逸脱防止構造の被害としては，上沓の橋軸方向ストッパーの破断，サイドブロックの破断，サイドブロック及びピンチプレートの止めボルトの破断，ピンチプレートの回転などが多い。ここでは，これらの被害形態をまとめて，①上沓のストッパーの被害のように地震力を流す部材の被害，②サイドブロック，ピンチプレートの損傷のように地震力を伝える部材（その 1）の被害，③サイドブロック，ピンチプレートを固定しているねじ類のように地震力を伝える部材（その 2）の被害，④下沓ストッパーのように地震力を受ける部材の被害の 4 つに大別することとした。

⑫ 沓座モルタルの被害——沓座モルタルの被害形態には，各種のものが挙げられるが，これらは被害の程度の大小に関連していると考えられる。また，モルタルの被害については，施工の良否が大きな影響を占めている可能性が大きい。このような点から，被害の等級を細かく分類するよりも，他の被害との関連をつけることに主点を置き，沓座モルタルの亀裂（下沓周辺のあんこの部分が剝れた程度），沓座モルタルの破壊（下沓下のモルタルが完全に破壊している状況）の 2 つに分類した。

⑬ 沓座コンクリートの被害——沓座コンクリートの被害も沓座モルタルと同様に，被害程度に注目して，亀裂，破損，破壊の 3 つに分類した。ここで，亀裂は沓座コンクリートに亀裂がはいった程度の状態，破損は支承周辺のコンクリートが剝離し，下沓下のリブが機能しなくなった状態，破壊は破損よりも更に大きな被害で橋脚コンクリートが大きく沓座位置で剝離した状態，とそれぞれ定義した。

⑭ アンカーボルトの被害——アンカーボルトの抜出しの原因としては，ⓐ上下方向地震動による引抜け，ⓑ下沓の回転（転倒）による引抜け，ⓒ桁に作用する水平方向地震力によるせん断変形もしくは破断等が挙げられる。これらのうち，ⓐとⓑはアンカーボルトがせん断変形せずに引抜ける場合が多いと考えられる。これに対して，ⓒの場合には引抜けよりもむしろアンカーボルトが屈曲する場合が多い。このような点から，ここではアンカーボルトの被害を，アンカーボルトの引抜け（抜出し量が 1 cm 以上と 1 cm 以下に区別した），せん断変形（抜出し量 1 cm 以上と 1 cm 以下），破断の 5 種類に分類した。

（3）　調査結果

i）　被害支承の総数

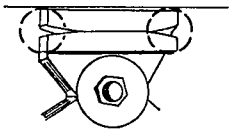
調査対象とした 318 橋に属する支承の総個数は表—9·24 に示すように 7,823 であり，このうちの約 88% に相当する 6,910 支承について，今回の調査により被害状況（無被害の確認も含む）を調査することができた。このうち，少なくとも 1 個の支承に被害を被った橋は合計 66 橋であり，これに属する 2,399 支承のうちの 442 支承に後述するような被害が認められた。以下，表—9·24 の結果をもとに，被害の特徴について述べることとする。

ii）　支承のタイプと被害の関係

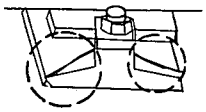
支承被害を支承のタイプ別に整理すると，表—9·25 及び図—9·93 のようになる。これによれば，今回調査の

表—9·23 被害形態による支承の被害

① 上沓，下沓の本体の被害	ⓐ 上沓の変形，破断 ⓑ 下沓の変形，破断		⑥ アンカーボルトの被害	ⓐ アンカーボルトの抜出し（1cm 以下）	変形を伴わない引抜け量が小さい状態（約 1cm 以下を目安）
② セットボルトの被害	ⓐ セットボルトの緩み ⓑ 曲げ，引張によるセットボルトの破断 ⓒ セットボルトの破断＋ソールプレートの被害＋ボス部の被害			ⓑ アンカーボルトの抜出し（1cm 以上）	変形を伴わない引抜け量が大きい状態（約 1cm 以上を目安）
③ ローラーの被害	ⓐ ローラーの逸脱	ローラーが完全に逸脱もしくは逸脱しかかっている状態		ⓒ アンカーボルトのせん断変形を伴う抜出し（1cm 以下）	変形を伴う引抜け量が小さい状態（約 1cm 以下を目安）
④ ピンの被害	ⓐ ピンの切断	ピンの抜出し，ピンの抜落ちの状態		ⓓ アンカーボルトのせん断変形を伴う抜出し（1cm 以上）	変形を伴う引抜け量が大きい状態（約 1cm 以上を目安）
	ⓑ ピンキャップの抜出し	上沓と下沓の上下方向ずれ止め防止の役目が失われている状態		ⓔ アンカーボルトの破断	水平方向地震動による切断
⑤ 上沓の逸脱防止構造の被害	ⓐ 地震力を流す部材の被害	上沓ストッパーの変形，破断	⑦ 沓座モルタルの被害	ⓐ 沓座モルタルの亀裂	下沓周辺のモルタルが剝れている程度
	ⓑ 地震力を伝える部材の被害(1)	サイドブロックを固定している止めボルトの緩み		ⓑ 沓座モルタルの破壊	下沓直下のモルタルが完全に破壊している状態
	ⓒ 地震力を伝える部材の被害(2)	サイドブロック自体の変形	⑧ 沓座コンクリートの被害	ⓐ 沓座コンクリートの亀裂	支承周辺のコンクリートに亀裂に入った程度
	ⓓ 地震力を受ける部材の被害	下沓ストッパーの破断		ⓑ 沓座コンクリートの破壊	支承周辺のコンクリートが剝離し，下沓底面の突起が機能しなくなったような状態
				ⓒ 沓座コンクリートの破壊	ⓑよりも更に大きな被害で沓座コンクリートが沓座位置で大きく剝離した状態

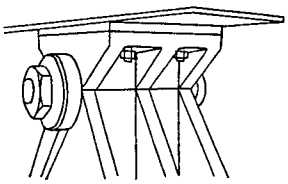


1－a 上沓の変形

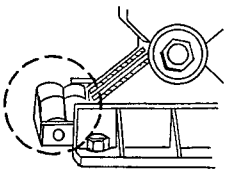


1－b 下沓の変形，破断

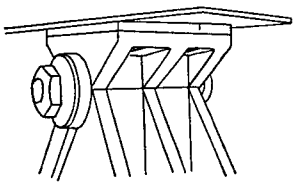
(i) 被害形態1(上沓，下沓の鋳物部の被害)



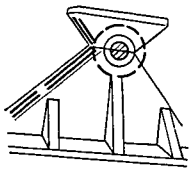
2－b セットボルトの緩み



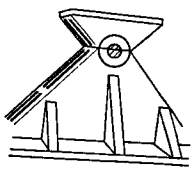
(iii) 被害形態3(ローラーの被害)



2－b セットボルトの破断

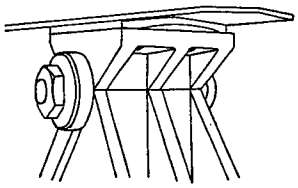


4－a ピンの切断



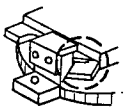
4－b ピンキャップの抜出し

(iv) 被害形態4(ピンの被害)

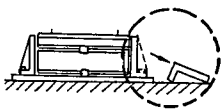


2－c セットボルトの破断やソールプレート，ボス部の被害

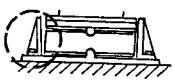
(ii) 被害形態2(セットボルトの被害)



5－a 上沓ストッパーの破断



5－b サイドブロック止めボルトの破断



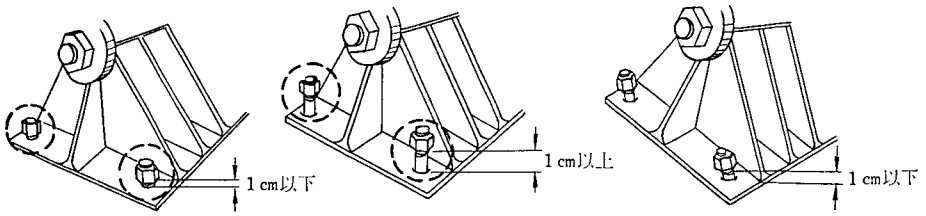
5－c サイドブロックの変形



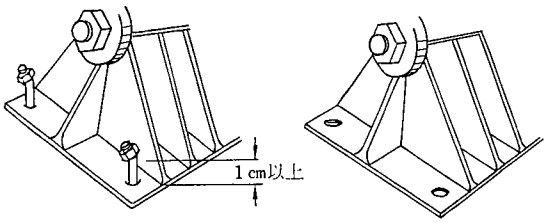
5－d 下沓ストッパーの破断

(v) 被害形態5(上沓の逸脱防止構造)

図—9・92(1) 支承被害形態の分類



6－a アンカーボルトの抜出し(1cm以下)　6－b アンカーボルトの抜出し(1cm以上)　6－c アンカーボルトのせん断変形を伴う抜出し(1cm以下)



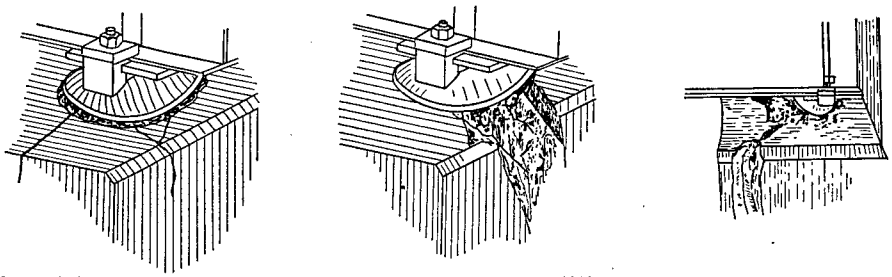
6－d アンカーボルトのせん断変形を伴う抜出し(1cm以上)　6－e アンカーボルトの破断

(vi) 被害形態6(アンカーボルトの被害)



7－a 沓座モルタルの亀裂　7－b 沓座モルタルの破壊

(vii) 被害形態7(沓座モルタルの被害)



8－a 沓座コンクリートの亀裂　8－b 沓座コンクリートの被壊　8－c 沓座コンクリートの被壊

被害形態8(沓座コンクリートの被害)

(viii) 被害形態8(沓座コンクリートの被害)

図—9・92(2)　支承被害形態の分類

表—9・24 調査橋梁数及び支承数の一覧

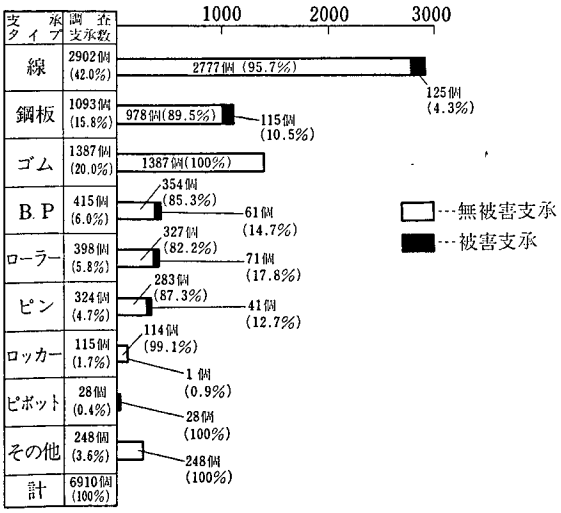
形式上部工構造 / 支承種類			鋼橋								コンクリート橋						合計	
			鈑桁類		トラス		その他		小計		T桁橋		その他		小計			
			支承数	橋数	支承数	橋数	支承数	橋数	支承数	橋数	支承数	橋数	支承数	橋数	支承数	橋数	支承数	橋数
固定(F)	鋼板	①	29	3					29	3	29	3			29	3	58	6
		②	231	20					231	20	297	21			297	21	528	41
		③	231	20					231	20	344	21			344	21	575	41
	線	①	73	25					73	25	10	3	3	1	13	4	86	29
		②	1,180	154					1,188	154	303	18	9	2	312	20	1,500	174
		③	1,440	154					1,140	154	345	18	53	2	398	20	1,838	174
	BP	①									28	1			28	1	28	1
		②	66	12			2	1	68	13	75	4	22	5	97	9	165	22
		③	67	12			2	1	69	13	120	4	22	5	142	9	211	22
	ピン	①	8	5	27	9	6	3	41	17							41	17
		②	181	15	106	27	34	12	321	54			3	1	3	1	324	55
		③	189	15	111	27	34	12	334	54			3	1	3	1	337	55
	ピボット	①									28	1			28	1	28	1
		②									28	1			28	1	28	1
		③									28	1			28	1	28	1
	ゴム	①																
		②	26	2					26	2	577	32	88	20	665	52	691	54
		③	26	2					26	2	577	32	88	20	665	52	691	54
	その他	①																
		②			12	1	4	2	16	3	7	2	106	6	113	8	129	11
		③			12	1	4	2	16	3	7	2	106	6	113	8	129	11
	小計	①	110	33	27	9	6	3	143	45	95	8	3	1	98	9	241	54
		②	1,692	203	118	28	40	15	1,850	246	1,287	78	228	34	1,515	112	3,365	358
		③	1,953	203	123	28	40	15	2,116	246	1,421	78	272	34	1,693	112	3,809	358
可動(M)	鋼板	①	33	3					33	3	24	1			24	1	57	4
		②	250	20					250	20	315	19			315	19	565	39
		③	335	20					335	20	321	19			321	19	656	39
	線	①	32	14					32	14	7	1			7	1	39	15
		②	1,369	154					1,168	154	225	16	9	2	234	18	1,402	172
		③	1,171	154					1,371	154	267	16	24	2	291	18	1,662	172
	BP	①	1	1					1	1	32	2			32	2	33	3
		②	97	12			6	1	103	13	83	5	64	5	147	10	250	23
		③	98	12			6	1	104	13	128	5	64	5	192	10	296	23
	ローラー	①	5	2	29	10	3	1	37	13	30	2	4	0	34	2	71	15
		②	137	12	140	27	54	12	331	51	57	2	10	1	67	3	398	54
		③	156	12	147	27	54	12	357	51	58	2	10	1	68	3	425	54
	ロッカー	①	1	1					1	1							1	1
		②	77	3	2	1			79	4	36	2			36	2	115	6
		③	79	3	4	1			83	4	75	2			75	2	158	6
	ゴム	①																
		②	26	2					26	2	577	32	93	20	670	52	696	54
		③	26	2					26	2	577	32	95	20	672	52	698	54
	その他	①																
		②					6	3	6	3	7	2	106	6	113	8	119	11
		③					6	3	6	3	7	2	106	6	113	8	119	11
	小計	①	72	21	29	10	3	1	104	32	93	6	4		97	6	201	38
		②	1,755	203	142	28	66	16	1,963	247	1,300	78	282	34	1,582	112	3,545	359
		③	2,065	203	151	28	66	16	2,282	247	1,433	78	299	34	1,732	112	4,014	359
FMが不明なもの	鋼板	①	9	4					9	4	22	6			22	6	31	10
	線	①	2	1					2	1							2	1
	小計	①	11	5					11	5	22	6		1	22	7	33	12
	ゴム	①									5				5		5	
		②	12	4					12	4	96	64		40	96	104	108	108
		③	12	4					12	4	101	64		40	101	104	113	108
合計		①	193		56		9		258		215		7		222		480	
		②	3,459		260		106		3,825		2,683		510		3,193		7,018	
		③	4,030		274		106		4,410		2,955		571		3,326		7,936	
F.M.が不明なものを除いた場合の合計		①	182		56		9		247		188		7		195		442	
		②	3,447		260		106		3,813		2,587		510		3,097		6,910	
		③	4,018		274		106		4,398		2,854		571		3,425		7,823	

(注) ① 被害支承数(被害橋数), ② 調査支承数(調査橋数), ③ 全支承数(調査橋数)

表—9・25　支承タイプ別被害数

		① 固定沓 橋数可	① 固定沓 動沓	② 支承数 支承数	② 支承数 橋数	③=①+② 合計 支承数	③=①+② 合計 橋数	支承被害率 ④/⑤	支承タイプの比率 ⑤/Σ③	備考
鋼板	④被害	58	6	57	4	115	—	10.5%	15.8%	可動・固定用沓
	⑤調査	528	41	565	39	1,097	—			
線	④被害	86	29	39	15	125	—	4.3%	42.0%	
	⑤調査	1,500	174	1,402	172	2,902	—			
BP	④被害	28	1	33	3	61	—	14.7%	6.0%	
	⑤調査	165	22	250	23	415	—			
ピン	④被害	41	17	—	—	41	—	12.7%	4.7%	固定用沓
	⑤調査	324	56	—	—	324	—			
ピボット	④被害	28	1	—	—	28	—	100%	0.4%	
	⑤調査	28	1	—	—	28	—			
ローラー	④被害	—	—	71	15	71	—	17.8%	5.8%	可動用沓
	⑤調査	—	—	398	54	398	—			
ロッカー	④被害	—	—	1	1	1	—	0.9%	1.7%	
	⑤調査	—	—	115	6	115	—			
ゴム	④被害	0	0	0	0	0	—	0%	20.0%	
	⑤調査	691	54	696	54	1,387	—			
その他	④被害	0	0	0	0	0	—	0%	3.6%	
	⑤調査	129	11	119	11	248	—			
合計	④被査	241	54	201	38	442	—	6.4%	100%	
	⑤調害	3,365	358	3,545	359	Σ③ 6,910	—			

（注）固定沓に被害を受けた橋数と可動沓る被害を受けた橋数には重複がある。



図—9・93　支承タイプ別支承被害数

できた 6,910 個の支承の内訳は，線支承が一番多く全体の 42.0%，次がゴム支承で 20.0%，以下鋼板支承で 15.8%，BP 支承 6.0%，ローラー支承 5.8%，ピン支承 4.7%，ロッカー支承 1.7%，ピボット支承 0.4% という順番になっている。

ここで，支承の種類ごとの被害率を

$$被害率=\frac{被害支承数}{調査支承数}\times 100(\%)\cdots\cdots\cdots\cdots(9\cdot13)$$

で定義すると，調査対象数がある程度多い支承に対しては，被害率はローラー支承 17.8%，BP 支承 14.7%，ピン支承 12.7%，鋼板支承 10.5%，線支承 4.3%，ロッカー支承 0.9%，ゴム支承 0% という順番になっている。ピボット支承の被害率は 100% と非常に大きくなっているが，この原因は，この沓を採用していた橋が調査範囲内で 1 橋しかなく，この橋のピボット支承がすべて被害を受けたためである。また，ゴム支承については，桁移動を生じた橋は認められたが，この場合でも，外観調査のできる範囲では支承自身に特別な被害が生じていないことから被害率は 0 となったものである。

なお，式 (9・13) により支承全体の被害率を求めると 442/6,910≒6.4% となる。

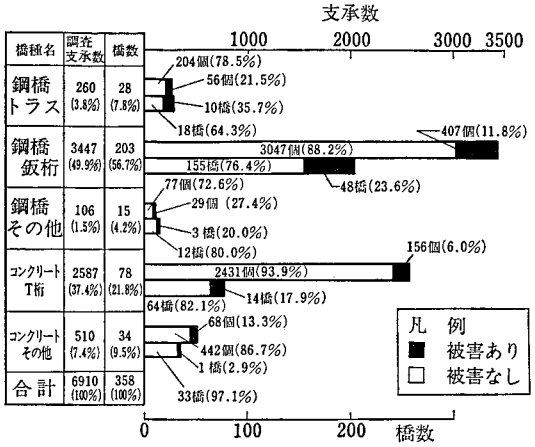
iii) 橋種別にみる支承被害数

6,910 個の支承を橋種別に分類すると表—9・26 及び図—9・94 に示すようになる。この結果によれば，調査支承数は鋼鈑桁に使用されていた支承数が全体の約 49.9%，コンクリート T 桁の支承が約 37.4%，以下，鋼トラスが 3.8%，その他 8.9% と続いている。

式 (9・13) で定義した被害率をそれぞれの橋種別に求めると，鋼鈑桁の支承が約 5.3% に対して，コンクリート T 桁の支承は約 7.3% であり，後者の方がやや高くな

表—9・26 橋種別支承被害数（橋梁タイプ）

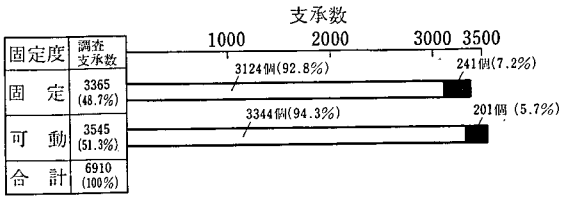
	調査		支承数橋数調査支承(橋数)内の(%)		被害		被害率	
	①支承数	②橋数	①/③支承数	②/④橋数	⑤支承数	⑥橋数	⑤/①支承数	⑥/②橋数
鋼トラス	260	28	3.8%	7.8%	56	10	21.5%	35.7%
鋼鈑桁	3,447	203	49.9%	56.7%	182	48	5.3%	23.6%
鋼橋その他	106	15	1.5%	4.2%	9	3	8.5%	20.0%
コンクリートT桁	2,587	78	37.4%	21.8%	188	14	7.3%	17.9%
コンクリートその他	510	34	7.4%	9.5%	7	1	1.4%	2.9%
合計	③6,910	④358	—	—	442	76	—	—



図—9・94 橋種別支承被害数（橋梁タイプ）

表—9・27 固定度支承被害数（支承条件）

固定度	調査		被害		被害率	
	①支承数	②橋数	③支承数	④橋数	支承③/①	橋数④/②
固定沓	3,365	358	241	54	7.2%	15.1%
可動沓	3,545	358	201	38	5.7%	10.6%
合計	6,910	—	442	—	6.4%	—



図—9・95 固定度別支承被害数（支承条件）

っている。また，鋼トラスに用いられていた支承の被害率が 21.5% と一番高い。

iv) 固定支承の被害と可動支承の被害

6,910 個の調査支承を支承の固定度別に分類すると表—9・27 及び図—9・95 に示すようになる。これによれば，調査支承数は，固定支承が 48.7%，可動支承が 51.3% とそれぞれおおむね同程度であるが，式 (9・13) で定義した被害率をみると，固定支承では 7.2% に対して可動支承では 5.7% と，前者の方がやや大きい。これを固定支承及び可動支承ごとに調べると次のようになる。

表—9・28 固定支承の被害

支承タイプ	全支承数	調査		被害		被害率 ②/①	被害支承の内訳 ②/Σ②
		①支承数	橋数	②支承数	橋数		
鋼板	575	528	41	58	6	11.8%	24.1%
線	1,838	1,500	174	86	29	5.7%	35.7%
BP	211	165	21	28	1	17.0%	11.6%
ピン	337	324	56	41	17	12.7%	17.0%
ピボット	28	28	1	28	1	100.0%	11.6%
ゴム	691	691	54	0	—	0%	0%
その他	129	129	11	0	—	0%	0%
合計	3,809	3,365	357	Σ②241	54		100.0%

① 固定支承の被害

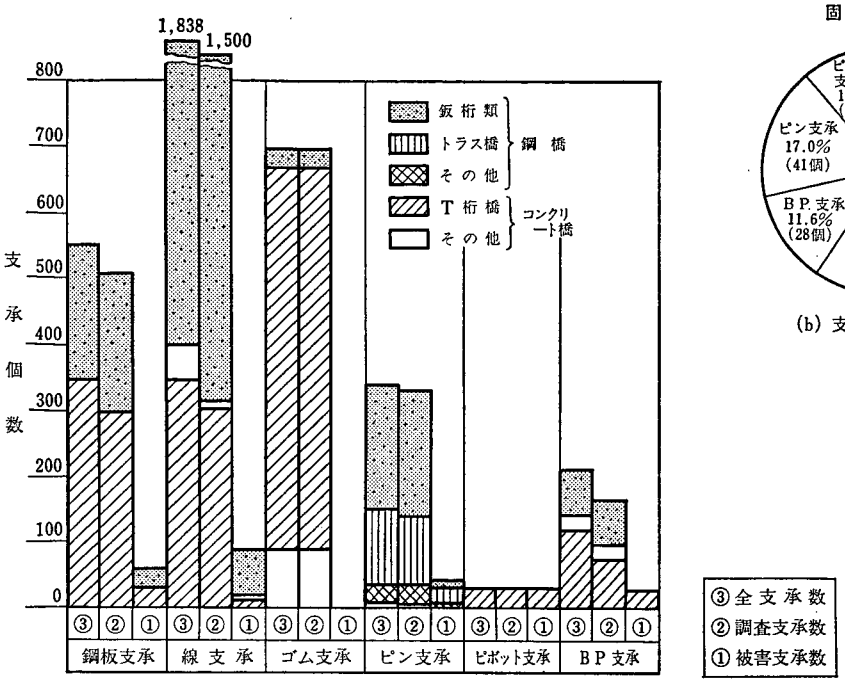
固定支承の被害に対して，支承の種類ごとに全支承数，調査支承数，被害支承数を示すと表—9・28 のようになる。固定の被害支承の総個数 241 個の内訳は，線支承が 35.7% で一番多く，以下，鋼板支承 24.1%，ピン支承 17.0%，BP 支承 11.6%，ピボット支承 11.6% となっている。ゴム支承については被害は計上されていない。

また，式 (9・13) に従って被害率を求めると，ピボット支承 100%，BP 支承 17.0%，ピン支承 12.7%，鋼板支承 11.8%，線支承 5.7% の順になっている。なお，BP 支承及びピボット支承については，被害のあった橋がそれぞれ1橋のみであり，調査データに偏りがあることに注意しなければならない。

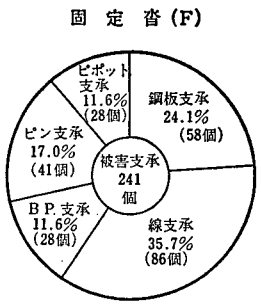
図—9・96 は，上述の関係をさらに橋種別に分類した結果を示すものである。

② 可動支承の被害

可動支承に対して，上記固定支承の場合と同様に全支承数，調査支承数，被害支承数を示すと表—9・29 のようになる。また，可動の被害支承の総個数 201 個の内訳は，ローラー支承が 35.3%，鋼板支承 28.4%，線支承 19.4%，BP 支承 16.4%，ロッカー支承 0.5% となっている。ゴム支承については被害が計上されていない。



(a) 上部構造種類別による分類



(b) 支承種類別の分類

図—9·96 固定支承の被害

表—9·29 可動支承の被害

支承タイプ	全支承数	調査 ①支承数	調査 橋数	被害 ②支承数	被害 橋数	被害率 ②/①	被害支承の内訳 ②/Σ②
鋼板	1,662	1,402	39	39	4	2.8%	19.4%
線	656	565	172	57	15	10.1%	28.4%
BP	296	250	23	33	3	13.2%	16.4%
ローラー	425	398	52	71	15	17.8%	35.3%
ロッカー	158	115	6	1	1	0.9%	0.5%
ゴム	698	696	54	0	—	0%	0%
その他	119	119	11	0	—	0%	0%
合計	4,014	3,545	357	Σ② 201	38		100.0%

また，式 (9·13) に従って被害率を求めると，ローラー支承 17.8%，BP 支承 13.2%，鋼板支承 2.8%，線支承 10.1%，ロッカー支承 0.9% の順になる。なお，固定支承の場合と同様に，ロッカー支承については被害のあった橋が1橋と少ないため，データの偏りに注意しなければならない。

図—9·97 は上述した関係をさらに橋種別に分類した結果を示すものである。

③ 固定支承と可動支承の被害率の比較

上述した固定支承及び可動支承の被害率を比較すると，ピン支承，ローラー支承，ロッカー支承，ピボット支承のようにいずれか一方のものを除けば，線支承では 5.7% (固定)，10.1% (可動)，鋼板支承では 11.8% (固定)，2.8% (可動)，BP 支承では 17.0% (固定——ただし，データがやや少ない)，13.2% (可動——同) となり，固定，可動のいずれも被害率からみる限りでは著しい違いは現われていない。

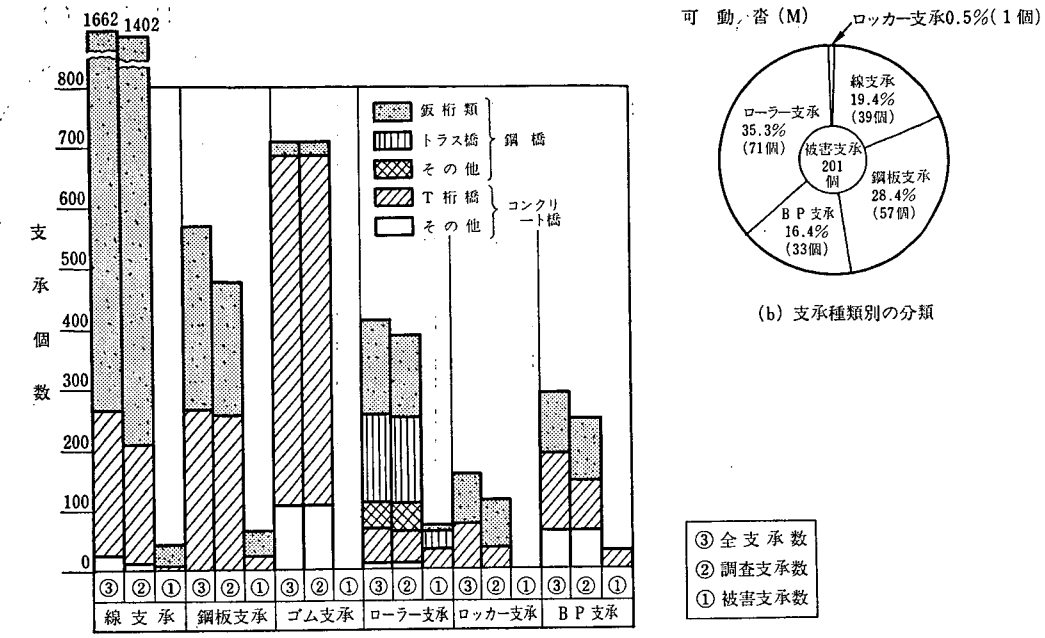
④ 被害形態別にみた固定支承と可動支承の比較

次に，支承の被害を図—9·92 及び表—9·23 に示したように被害形態別に分類し，それぞれ固定と可動の違いを調べた結果が図—9·98 である。図中では，固定，可動の別が今回の調査によって判別できなかった支承についても記すと共に，どの橋で被害を生じたかも分かるようにしている。これより，支承の被害形態ごとに，被害に及ぼす固定，可動の影響を検討すると次のようになる。

(a) 上沓，下沓の本体——被害例が少ないが，上沓については固定支承に，下沓については固定支承，可動支承ほぼ半々に被害が生じている。

(b) セットボルト——セットボルトの緩みは，やや固定支承に多い。また，セットボルトの破断と共に，ソールプレート，ボス部の被害につながるような大被害は固定支承にのみ生じている。

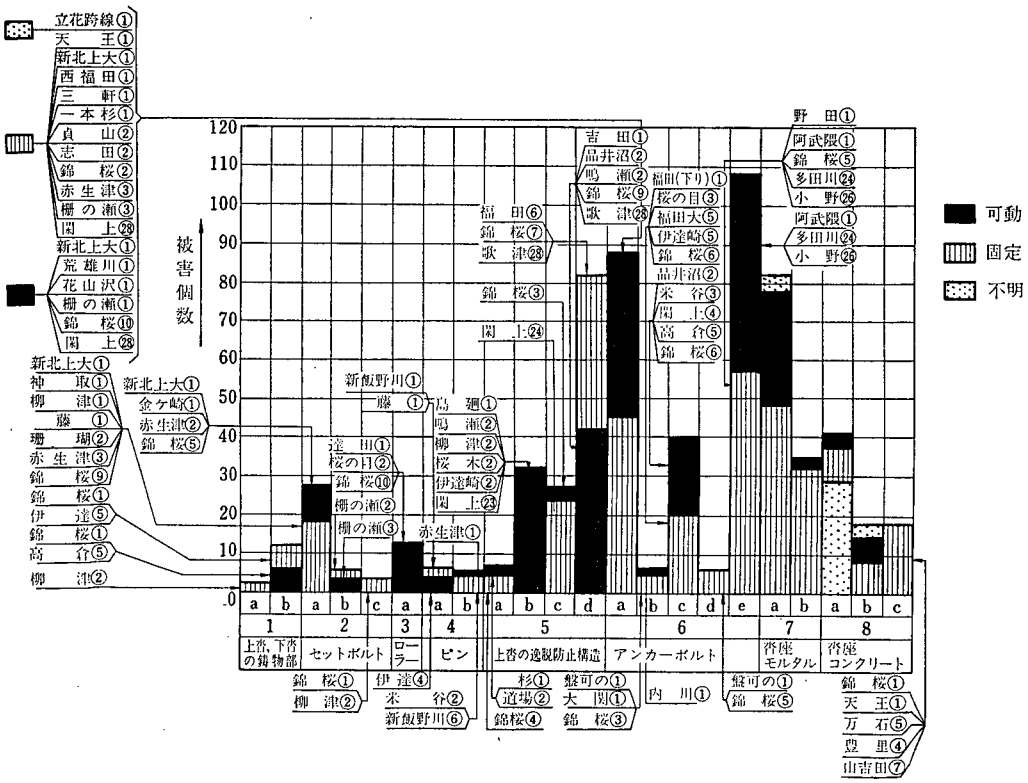
(c) ピン——被害例が少ないため，結果の信頼性が低いが，ピンの破断は可動支承の方が多く生じており，また，ピンキャップの抜出しは固定支承に多い。



(a) 上部構造種別による分類

(b) 支承種類別の分類

図—9・97　可動支承の被害



図—9・98　被害形態別にみた固定支承と可動支承の比較

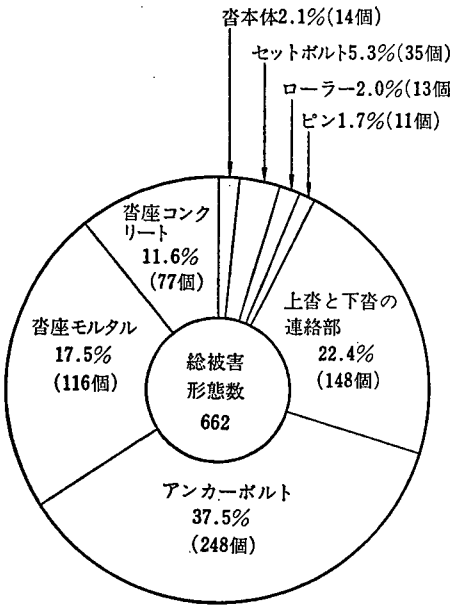
表—9・30　被害形態別にみた支承の被害

被害箇所	分類	線支承			鋼板支承			BP支承		ローラー支承	ピン支承	ロッカー支承	ピボット支承	ゴム支承	可動合計	固定合計	不明合計	総合計
		可動	固定	不明	可動	固定	不明	可動	固定	可動	固定	可動	固定	不明				
① 上沓，下沓の本体	ⓐ 上沓の変形及び破断										2				0	2		2
	ⓑ 下沓の変形及び破断	6	5								1				6	6		12
② セットボルト	ⓐ 緩み									9	18				9	18		27
	ⓑ 破断									3	2				3	2		5
	ⓒ セットボルト破断，ソールプレート，ボス部被害										3					3		3
③ ローラー	ⓐ 逸脱									13					13			13
④ ピン	ⓐ ピンの切断									4	2				4	2		6
	ⓑ ピンキャップの抜出し									1	4				1	4		5
⑤ 上沓の逸脱防止構造	ⓐ 地震力を流す部材	2	4					1							3	4		7
	ⓑ 地震力を伝える1次部材(1)							2		29		1			32			32
	ⓒ 地震力を伝える2次部材(2)									3			24		3	24		27
	ⓓ 地震力を受ける部材	12	12					30	28						42	40		82
⑥ アンカーボルト	ⓐ 抜出し（1cm 以下）	2	7	1						40	10		28		42	45	1	88
	ⓑ 抜出し（1cm 以上）	1	2								3				1	5		6
	ⓒ せん断変形を伴う抜出し（1cm 以下）	13	16							7	4				20	20		40
	ⓓ せん断変形を伴う抜出し（1cm 以上）		2								4					6		6
	ⓔ 破断		2		50	51				1	4				51	57		108
⑦ 沓座モルタル	ⓐ 亀裂	22	30	1	2	3	3	2		4	15				30	48	4	82
	ⓑ 破壊	2	30								2				2	32		34
⑧ 沓座コンクリート	ⓐ 亀裂	2	4	1		2	26			2	2			2	4	8	29	41
	ⓑ 破損	2	6	1	5	2								2	7	8	3	18
	ⓒ 破壊		17								1					18		18
合計		64	137	4	57	58	29	35	28	116	77	1	52	4	273	352	37	662

（d） 上沓の逸脱防止構造——地震力を流す部材(5-b)（図—9・92 (v) 参照，以下同様）及び地震力を受ける部材 (5-d) については，被害件数は固定支承，可動支承でおおむね半々になっている。しかしながら，地震力を伝える部材（その2）のうち，サイドブロックの被害 (7-c) については固定支承の被害が多いのに対して，サイドブロックを固定している止めボルト等の被害 (7-b) は，これとは反対に可動支承の方が被害が多い。

（e） アンカーボルト——1cm 以下のアンカーボルトの抜出し (6-a) 及びせん断変形を伴うアンカーボルトの 1cm 以下の抜出し (6-c) に対しては，固定支承及び可動支承の被害件数はおおむね同程度であるのに対し，1cm 以上のアンカーボルトの抜出し (6-b) 及びせん断変形を伴う 1cm 以上のアンカーボルトの抜出し (6-c) は，いずれも固定支承の方が圧倒的に被害件数が多い。したがって，可動支承の場合には，アンカーボルトの 1cm 以下の抜出しのような比較的軽い被害で終わる場合が多いのに対して，固定支承の場合には，1cm 以上のアンカーボルトの抜出しのように大きな被害につながるケースの多いことを示していると考えられる。また，アンカーボルトの切断 (6-e) については，みかけ上，固定，可動ともおおむね同程度の被害件数となっているが，多田川橋，小野橋といった昭和初期に竣工した古い橋の被害を特殊な場合と考えて除外すれば，固定，可動の被害件数はそれぞれ7件，1件となり，上述の傾向と矛盾しない。

（f） 沓座モルタル——下沓周辺のモルタルが剝がれる程度の被害（モルタル亀裂）は固定支承の方が可動支承よりもやや多い程度であるが，下沓直下のモル



図—9·99　形態別の被害件数

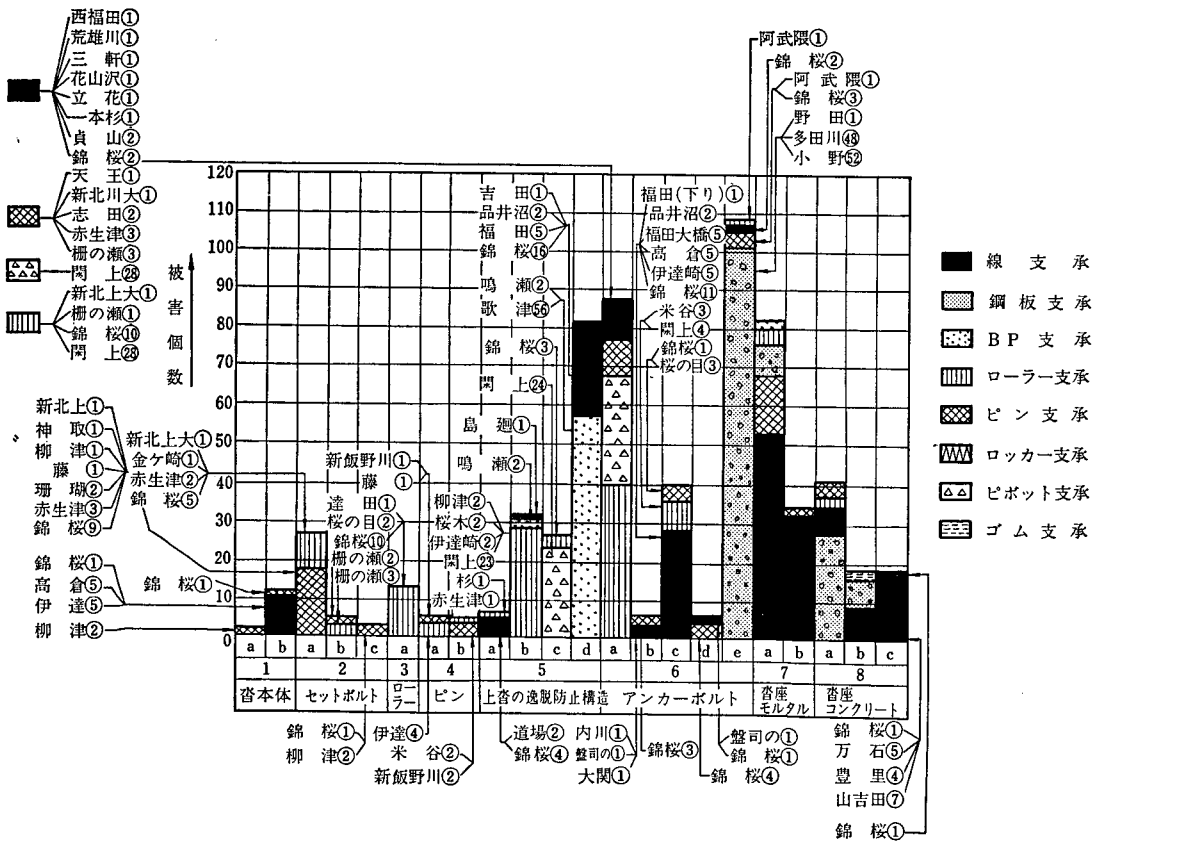
タルが完全に破壊する程度の被害（モルタル破壊）になると，圧倒的に固定支承の被害が多くなる。

（g）　沓座コンクリート———一般的傾向は沓座モルタルと同じであり，被害度が大きくなるにつれ固定支承の被害件数が可動支承の被害件数を大幅に上回っている。

v）　被害形態別にみた支承の被害

支承被害を表—9·23 及び図—9·92 に示した様式により被害形態別に 分類すると 表—9·30 のようになる。ここで，被害支承総数が 480 個（固定，可動不明なものも含めた総調査支承数—表—9·24 参照）に対して，被害形態の総数が 662 と一致しないのは，1個の支承で複数の 被害形態を 生じたものがあるためであり，平均すれば，1支承当りの被害形態は 662/480≒1.4 となる。これより，まず，被害形態別の件数を示すと 図—9·99 のようになり，アンカーボルトの被害が全体の 38% と最も多く，以下，上沓の逸脱防止構造の被害 22%，沓座モルタルの被害 18%，沓座コンクリートの被害 12% と続いており，これだけで全被害の 90% を占めている。

次に，これを支承の種類を考慮して被害形態ごとに小



図—9·100　被害形態別にみた支承の被害

分類すると図—9·100 のようになる。これより，被害形態ごとの特徴としては以下の点が指摘される。

① 上沓，下沓の本体——上沓の本体の被害はきわめて少ない。下沓の本体の被害は上沓の本体の被害に比較すると多いが全体としての件数は小さい。

② セットボルトの被害——セットボルトの被害は緩みが最も多く，破断に至るケース，あるいはセットボルトの被害からさらにソールプレート，ボス部へと被害が拡大するケースはそれ程多くない。

③ ローラーの被害——ローラーの被害は合計 13 件であるが，このうち，10 件は錦桜橋により生じている。錦桜橋の被害は，単に今回の地震の影響のみならず，過去の地震の履歴の影響が大きいことを考え合わせると，ローラーの被害は全体として少ないといえよう。

④ ピンの被害——ピンの被害としては，ピンキャップの抜出しが5件，ピンの抜出しが6件とそれ程多くはない。しかし，ピンキャップの抜出しが生じる場合には，ピンそのものに被害を生じている可能性が強いことを考えると，全体としてのピンの被害は 11 件となる。

⑤ 上沓の逸脱防止構造の被害——上沓の逸脱防止構造の被害件数では地震力を受ける側の部材，すなわち，下沓の突起の被害が最も多く，次に，サイドブロックを固定している止めボルトの被害，あるいはサイドブロック自体の被害のように，地震力を伝達する部材の被害が多い。これに対して上沓ストッパーのように地震力を流す側の部材の被害は比較的少ない。

下沓の突起の被害 (5-d) に関しては，この形態の被害件数に対する歌津大橋，錦桜橋の2橋の寄与率がきわめて大きいことに注意しなければならない。

地震力を流す部材の被害としては，サイドブロック等の基本構造部材の被害件数と同程度に，これらの基本部材を固定しているボルトナット，ピンチプレート等のいわば2次部材に被害が生じていることが注目される。

⑥ アンカーボルトの被害——アンカーボルトの被害の中では，(6-e) アンカーボルトの破断が最も多く計数されているが，これには，小野橋，多田川橋が全体の 93% を占めていることから分かるように，一部の古い橋の影響が強く現われていることが分かる。したがって，これら2橋を除けば残りの被害件数は少なくなるので，いま (5-e) の被害形態を別にすれば，(6-a) 及び (6-c) の被害形態が多いことが分かる。これらは共にアンカーボルトの 1cm 以下の抜出しによる被害形態であり，一般にはアンカーボルトが 1cm 以上抜出すことは少ないことを示している。

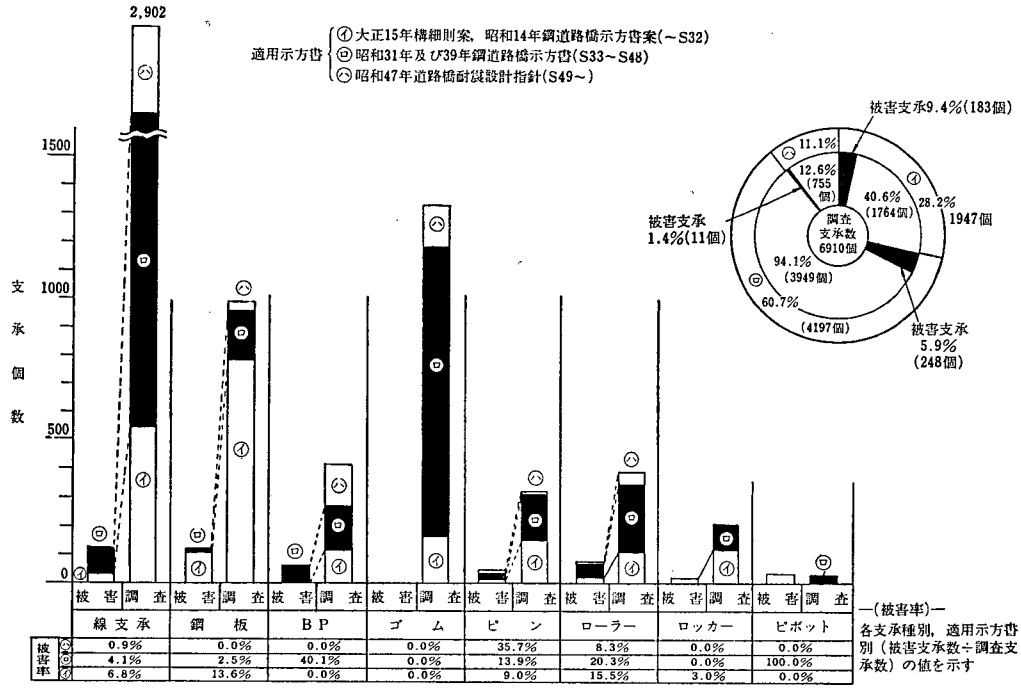
また，(5-a) の被害すなわちアンカーボルトがまっすぐ抜上るケースはローラー支承，ピボット支承，ピン支承などの一般に背の高い支承に多く生じるのに対して，

表—9·31　適用示方書と支承被害の関連性

支承名			適用方書 ㋑大正15年（道路構造に関する）細則案 昭和14年鋼道示案 支承数	橋数	㋺昭和31年鋼道路橋示方書 支承数	橋数	㋩昭和47年道路橋耐震設計指針 支承数	橋数	合計 支承数	橋数
鋼板	調査	固定	400	29	92	13	36	3	528	45
		可動	406	29	107	11	52	3	565	43
		小計	806	—	199	—	88	—	1,093	—
	被害	固定	53	4	5	2	0	0	58	6
		可動	57	4	0	0	0	0	57	4
		小計	110	—	5	—	0	—	115	—
	被害率		13.6%	—	2.5%	—	0.0%	—	—	—
線支承	調査	固定	306	32	1,031	129	163	17	1,500	178
		可動	296	30	943	127	163	17	1,402	174
		小計	602	—	1,974	—	326	—	2,902	—
	被害	固定	25	7	60	21	1	1	86	29
		可動	16	5	21	9	2	1	39	15
		小計	41	—	81	—	3	—	125	—
	被害率		6.8%	—	4.1%	—	0.9%	—	—	—
BP	調査	固定	47	4	56	7	62	10	165	21
		可動	67	6	96	7	87	10	250	23
		小計	114	—	152	—	149	—	415	—
	被害	固定	0	0	28	11	0	0	28	11
		可動	0	0	33	3	0	0	33	3
		小計	0	—	61	—	0	—	61	—
	被害率		0.0%	—	40.1%	—	0.0%	—	—	—
ピン	調査	固定	144	19	166	34	14	3	324	56
		可動	—	—	—	—	—	—	—	—
		小計	144	—	166	—	14	—	324	—
	被害	固定	13	3	23	12	5	2	41	17
		可動	—	—	—	—	—	—	—	—
		小計	13	—	23	—	5	—	41	—
	被害率		9.0%	—	13.9%	—	35.7%	—	—	—
ピボット	調査	固定	0	0	28	1	0	0	28	1
		可動	—	—	—	—	—	—	—	—
		小計	0	—	28	—	0	—	28	0
	被害	固定	0	0	28	1	0	0	28	1
		可動	—	—	—	—	—	—	—	—
		小計	0	—	28	—	0	—	28	—
	被害率		0%	—	100%	—	0%	—	—	—
ローラー	調査	固定	—	—	—	—	—	—	—	—
		可動	116	17	246	34	36	3	398	54
		小計	116	—	246	—	36	—	398	—
	被害	固定	—	—	—	—	—	—	—	—
		可動	18	4	50	11	3	1	71	16
		小計	18	—	50	—	3	—	71	—
	被害率		15.5%	—	20.3%	—	8.3%	—	—	—
ロッカー	調査	固定	—	—	—	—	—	—	—	—
		可動	33	3	82	4	0	0	115	7
		小計	33	—	82	—	0	—	115	—
	被害	固定	—	—	—	—	—	—	—	—
		可動	1	1	0	0	0	0	1	1
		小計	1	—	0	—	0	—	1	—
	被害率		3.0%	—	0.0%	—	0.0%	—	—	—
ゴム	調査	固定	64	6	561	48	66	12	691	66
		可動	64	7	565	50	67	12	696	69
		小計	128	—	1,126	—	133	—	1,387	—
	被害	固定	0	0	0	0	0	0	0	0
		可動	0	0	0	0	0	0	0	0
		小計	0	—	0	—	0	—	0	—
	被害率		0.0%	—	0.0%	—	0.0%	—	—	—
その他	調査	固定	2	3	111	13	16	1	129	17
		可動	2	2	113	13	4	1	119	16
		小計	4	—	224	—	20	—	248	—
合計	調査	固定	963	—	2,045	—	357	—	3,365	—
		可動	984	—	2,152	—	409	—	3,545	—
		小計	1,947	—	4,197	—	766	—	6,910	—
	被害	固定	91	—	144	—	6	—	241	—
		可動	92	—	104	—	5	—	201	—
		小計	183	—	248	—	11	—	442	—
被害率			9.4%	—	5.9%	—	1.4%	—	6.4%	—

1) 「その他」の含むもの：埋め込み，ベタのセ，エラスタイト，テフロン

2) 固定支承の被害橋と可動支承の被害橋には重複がある。



図—9·101 適用示方書と支承被害の関連

(6-c) の被害，すなわちアンカーボルトがせん断変形を伴って抜出すケースは，線支承のように背の低い支承に多く生じていることがわかる。

⑦ 沓座モルタルの被害——沓座モルタルの被害としては，下沓周辺のモルタルが剝れる程度の被害 (7-a)が全体の 70% であるのに対して，下沓直下のモルタルが完全に破壊する状態 (7-b) は約 30% 程度であることがわかる。いずれの被害形態でも線支承の場合に沓座モルタルの被害が多発していること（特に (7-b) の場合にこの傾向が強い）が分かる。

⑧ 沓座コンクリートの被害——沓座コンクリートの被害としては，支承周辺コンクリートに亀裂が入るか，あるいはコンクリートが剝離する場合が多い。

vi) 被害橋と適用示方書の関係

支承の被害について，被害件数及び被害率と設計に適用した示方書類の関係を表—9·31 及び図—9·101 に示す。ここで，適用示方書は支承部の設計法の変遷に応じて，表—9·32 に基づき次のように 3 種類に区分している。

㋑ 大正 15 年　道路構造に関する細則案
　 昭和 14 年　鋼道路橋示方書案
㋺ 昭和 31 年　鋼道路橋示方書
　 昭和 39 年　鋼道路橋示方書
㋩ 昭和 47 年　道路橋耐震設計指針

表—9·31 及び図—9·101 の結果をもとに上記㋑，㋺，㋩の適用示方書ごとに支承被害件数と式 (9·13) で定義した支承被害率を検討すると，以下のような特徴のあることが分かる。

① 調査支承数 (6,910) 中の被害支承数は ㋑，㋺，㋩ に対してそれぞれ，183，248，11 個である。㋑，㋺，㋩ それぞれに対する調査支承の内訳は，1,947，4,197，766 個であるから，被害率は ㋑ 183/1,947≒9.4%，㋺ 248/4,197≒5.9%，㋩ 11/766≒1.4% となる。したがって，適用示方書が新しくなるにつれ，明らかな支承の被害率の低下が見られる（図—9·102 参照）。

② 支承の種類別に ㋑，㋺，㋩ ごとの被害率を分類すると，線支承，ローラー支承，鋼板支承等では㋑→㋺→㋩となるにつれ，被害率がおおむね単調に低下しているのに対し，ピン支承では反対の傾向になっていることが注目される。

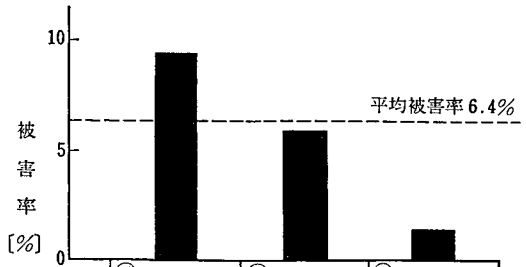
③ ㋩ に属する支承被害を整理すると 表—9·33 のようになり，下鶴田橋 (S. 52)，道場橋 (S. 51)，柳津大橋 (S. 50) の 3 橋がこれに該当すると考えられる。

次に，今回の地震による支承被害のうち，被害件数が最も多かったアンカーボルトの被害に着目し，被害橋を抜出した結果が 表—9·34 である。この結果より，アンカーボルトの被害に関しては，次の事項が指摘される。

① アンカーボルトの被害を受けた橋は一般に古い橋が多い。少なくとも ㋩ に属する昭和 47 年道路橋耐震設

表—9・32 適用示方書による支承関連規定の変遷

年代	示方書等名称	設計震度の規定	アンカーボルト				鋳鉄の許容応力度 (kg/cm²)	許容応力度の割増し	その他
			許容応力度 (kg/cm²)	許容付着応力度 (kg/cm²)	最小径 埋込み長	本数			
㋑ 大正 15 年6月 (1926)	道路構造に関する細則案 第2章 橋梁	具体的な規定なし，ただし，大正13年初めに橋台，橋脚，橋体等の耐震方法を定め，府県に配布。これでは，K_h=0.15～0.4（地方，土質により異なる）。東京，横浜では0.3以上を推奨	引張 1200 せん断 750	6*	規定なし	規定なし	規定なし	(D+E) 60%	*鉄筋の値「鋼橋設計法（上）」牧野 喬著 S. 12.10 による
㋺ 昭和 14 年2月 (1937)	鋼道路橋設計示書方案	K_h=0.2 K_v=0.1 を標準とする。	SS 41 引張 1300 せん断 600	5.5	15D以上	2本	せん断 300	Steel 80% Concrete 60% (D+EQ)	
㋩ 昭和 31 年5月 (1956)	鋼道路橋設計示方書	K_h=0.1～0.35 （地域，地盤別，それぞれ3種） K_v=0.1 慣性力の考え方現行と同じ	SS 41 引張 1,300 せん断 600	6.5	$\phi \geqq 25$ 10D以上	大支間 4本以下 小支間 2本以下	せん断 300	Steel 80% Concrete 50% (D+EQ)	
㋩ 昭和 39 年6月 (1964)	鋼道路橋設計示方書	同上	引張 SS 41 1400 SS 50 1700 SM 50 A 1900 せん断 SS 41 600 SS 50 700 SM150 A 800	同上	同上	同上	せん断 FC 15 300 FC 20 400 FC 25 500	同上	
㋥ 昭和 47 年4月 (1972) 昭和 48 年2月 (1973) 昭和 48 年4月 (1973)	道路橋耐震設計指針 道路橋示方書 道路橋支承便覧	地域，地盤，重要度により， K_h=0.1～0.24 修正震度法により K_h=0.05～0.30 K_v=0.1	同上 ただし，鋼材の種類は増加 (SM 41, S 30 C, S 35 C)	同上	同上	大支間 6本以下 小支間 2本	上記は同じ 他に FCD 40 また鋳鋼(SC, SCW, SCMn 等)	Steel 70% Concrete 50% (D+EQ+T+PS+PCR+PSH+CR+SH)	落橋防止構造 { 移動制限 { 桁連結 { 縁端距離 無収縮モルタルの使用を標準とする。



図—9·102 支承被害率と適用示方書の関係

表—9·33 昭和47年道路橋耐震設計指針に準拠した橋の支承被害一覧

橋梁名	竣工年	上部工形式	下部工形式	支承の形式	被害形態	被害支承数
下鶴田	S.52	単純鈑桁		線支承(固定)	7-a	1
道場橋	〃51	単純H鋼桁	直接	〃(可動)	5-a	2
柳津大橋	〃50	連続トラス	鋼管杭	ピン支承(固定)	2-a	1
					2-c	2
					1-a	2
				ローラ支承(可動)	5-b	2
					8-a	1
計3橋						11

注 1) 被害支承数は被害形態ごとに計数しているため，同一の支承で2形態以上の被害があった場合には，実際に被害のあった支承の数とここでいう被害支承数は一致しない。

計指針に準拠して設計された橋では，アンカーボルトに被害を被った橋は一橋もない。

② アンカーボルトの破断が生じたのは，阿武隈橋(S. 7)，錦桜橋(S. 31)，野田橋(S. 10)，多田川橋(S. 11)，小野橋(S. 11)の5橋であり，これらはすべて㋑に属する橋に生じている。このうち，錦桜橋を除けば，残りの4橋はすべて大正15年の道路構造に関する細則案に準拠して設計された橋である。

また，破断しないまでも，せん断変形を生じて抜出したアンカーボルトは㋑に属する橋が多く，さらに㋑の中でも昭和14年鋼道路橋設計示方書に準拠した橋が多い。

③ アンカーボルトの抜出しが生じたのは，一般に㋺に属する橋に多い。すなわち，アンカーボルトの1cm以下の抜出しは花山沢橋，錦桜橋の2橋を除けばすべて㋺に属する橋であり，また，1cm以上の抜出しを生じた3橋はいずれも㋺に属している。

一般に古い橋に被害が多いことから，地震の前にすでにアンカーボルトが腐蝕等により相当痛んでいたことが

表—9·34 アンカーボルトに被害を受けた橋の一覧
(49年以後の竣工橋には被害がない)

被害形態	支承形式	橋名	竣工年	件数	適用示方書
a. アンカーボルトの抜出し(1cm以下)	線支承	㊽西福田橋	S. 39	1	㋺
		㉙荒尾川橋		1	
		㊺三軒橋	S. 42	1	㋺
		㊻花山沢橋	S. 32	1	㋑
		㊸立花橋	S. 42	1	㋺
		㊹一本杉橋	S. 39	1	㋺
		㊺貞山橋	S. 48	2	㋺
		㊽錦桜橋	S. 31	2	㋑
	ピン支承	㉒天王橋	S. 34	1	㋺
		㊶新北上大橋	S. 47	1	㋺
		㊹志田橋	S. 33	2	㋺
		㊾赤生津橋	S. 46	3	㋺
		㊾棚の瀬橋	S. 37	3	㋺
	ピボット支承	㊶閖上橋	S. 47	28	㋺
	ローラー支承	㊶新北上大橋	S. 47	1	㋺
		㊾柵の瀬橋	S. 37	1	㋺
		㊽錦桜橋	S. 31	10	㋑
		㊶閖上橋	S. 47	28	㋺
b. アンカーボルトの抜出し(1cm以上)	ピン支承	㊽錦桜橋	S. 31	3	㋑
	線支承	㉚内川橋	S. 43	1	㋺
		㉗盤司橋	S. 43	1	㋺
		㉔大関橋	S. 42	1	㋺
c. せん断変形を伴う抜出し(1cm以下)	ピン支承	㊽錦桜橋	S. 31	1	㋑
		㊻桜の目橋	S. 38	3	㋺
	ローラー支承	㊻米谷橋	S. 3	3	㋑
		㊶閖上橋	S. 47	4	㋺
	線支承	⑭福田(下り線)橋	S. 32	1	㋑
		㊵品井沼橋	S. 29	2	㋑
		⑯福田大橋	S. 32	5	㋑
		㊼高倉橋	S. 47	5	㋺
		㊾伊達崎橋	S. 35	5	㋺
		㊽錦桜橋	S. 31	11	㋑
d. せん断変形を伴う抜出し(1cm以上)	線支承	㉗盤司橋	S. 43	1	㋺
		㊽錦桜橋	S. 31	1	㋑
	ピン支承	㊽錦桜橋	S. 31	4	㋑
e. アンカーボルトの破断	ローラー支承	⑬阿武隈橋	S. 7	1	㋑
	線支承	㊽錦桜橋	S. 31	2	㋑
	ピン支承	⑬阿武隈橋	S. 7	1	㋑
		㊽錦桜橋	S. 31	3	㋑
	鋼板支承	㉜野田橋	S. 10	1	㋑
		⑦多田川橋	S. 11	48	㋑
		㉑小野橋	S. 11	52	㋑

(注) 適用示方書 ㋑大正15年道構細則，昭和14年鋼道路示方書
㋺昭和31年鋼道路橋示方書，昭和39年鋼道路橋示方書

根本的な被害原因と考えられるが，同時に，上述したようにアンカーボルトの破断は大正15年の道路構造に関する細則案に準拠して設計された橋に多く，また，アンカーボルトのせん断変形は昭和14年の鋼道路橋設計示方書案により設計された橋に，さらに，アンカーボルトの抜出しは昭和31年及び昭和39年の鋼道路橋設計示方書により設計された橋に多いというように規則性を持って被害を生じている点は以下のように解釈することもで

きよう。

① 大正 15 年の道路構造に関する細則案では表—9・32 に示すように，アンカーボルトに対してはせん断応力を 750 kg/cm² (現在は 600 kg/cm²) と高くとっており，従って，許容応力度も 750×1.6=1,200 kg/cm² と大きい値を採取している。したがって，これにより設計されたアンカーボルトはせん断抵抗力が相対的に小さい。

② これが昭和 14 年の鋼道路橋設計示方書案になると，アンカーボルトの許容せん断応力は現行の設計法とほぼ同じの 600×1.6=960 kg/cm² と改められている。したがって，この時期に設計された橋では，アンカーボルトのせん断変形は生じても破断には至らず，また，埋込長が直径の 15 倍とされていたため，抜出しも少ない。

③ 昭和 31 年の鋼道路橋設計示方書では，アンカーボルトの許容せん断応力は 600×1.5=900 kg/cm² と改められ，さらにアンカーボルトの埋込長が直径の 15 倍から 10 倍へと改められた。この間の事情は昭和 39 年の鋼道路橋設計示方書においても変わっていない。したがって，昭和 31 年及び 39 年の鋼道路橋設計示方書に準拠した橋にアンカーボルトの抜出しが多いのは，埋込長が短かくなったことに関係があるのではないかと考えられる。

vii) 支承の被害と下部構造の被害の関連性

支承は，上部構造と下部構造を結ぶ接点としての機能を有していることから，支承の被害は上下部構造への被害の転嫁を防ぐ安全弁の一つであるとの指摘が多い。このような指摘の是非を確認するための一方法として，今回の地震により，支承の下部構造の両者に同時に被害を生じたケースがどの程度あるかを調査した。この結果を表—9・35 に示す。ここでは，今回の地震により，下部構造（橋脚を取上げた）に被害を生じた全ケース（53 橋脚）に対して，支承に被害があったか，なかったか，あったとすればどのような形態の被害かをまとめている。橋脚の被害については，今回の地震被害の（ほぼ）全数を網羅しているため，ここに示す以外の支承被害については，それが橋脚の被害を伴わずに単独に生じたことを示している。

表—9・35 の調査によれば，今回の地震で何らかの被害を被った 53 橋脚のうち，36 橋脚については支承に被害は生じておらず，残り 17 橋脚が支承にも被害を受けていることがわかる。橋脚及び支承に同時に被害を受けた橋は，①阿武隈橋，②志田橋，③江合川橋，④多田川橋，⑤閖上大橋，⑥福田橋（下り線），⑦天王橋の 7 橋である。このうち，⑦天王橋に関しては，橋脚(天端)の被害は，支承部周辺コンクリートの剝離によって生じた見かけ上の橋脚の被害であること，⑤閖上大橋に関しては，支承の被害は橋脚の被害に伴う過度の桁移動による副次的な被害ではないかと考えられること，を勘案すると，橋脚と同時に生じた支承の被害形態としては，(1) アンカーボルトの抜出し，(2) 沓座モルタルの被害，(3) 沓座コンクリートの被害の 3 ケースが多い。

いずれにしても，53 個の被害橋脚のうち，同時に支承にも被害を生じた橋脚が 17 個であるという点からは，下部構造の被害と支承の被害が互いに独立ではなく相互補完的な関係であること，言いかえれば，一方に被害を生じればもう一方には被害を生じにくいことを示していると考えられる。

viii) 支承個数の被害の関係

支承被害の原因の一つとして，ある特定の支承に何らかの原因で過大な地震力が集中し，これが破壊されることによりさらに次の支承に地震力の集中が起こり，次々と破壊が発生するというような各個撃破が指摘されている。このような被害が実際に生じ得るかどうかを知るためには，支承ごとの被害の発生順序，地震前の遊間の分布等に関する詳細な資料を必要とし，容易ではない。そこで，このような手掛りを得ることを目的とし，1 支承線上の支承個数 n と支承被害の関係を次のように調査した。現行の設計では，1 支承当りの地震力は，上部工に作用する地震力を支承数で割って均等に分担するとして求めている。したがって，1 支承線上の支承数が多ければ，1 個当りの支承が受け持つ抵抗力は小さく設計されているはずであり，もし，各個撃破による破壊が生じやすいとするならば，このような場合には支承の被害が多くなるのではないかと考えられる。なお，1 支承線上の支承個数 n は箱桁等の場合を除き，原則として主桁本数から求めている。

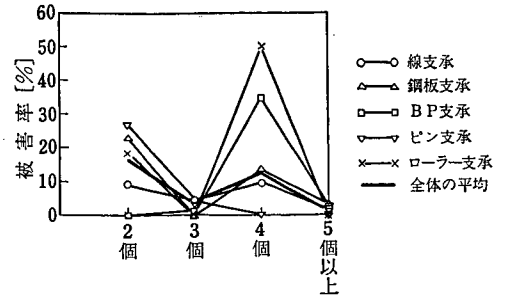
支承に被害のあった橋に対して，これを支承種類別及び上部構造橋種別に分類してそれぞれに対して支承被害率を求めると，図—9・103 及び図—9・104 のようになる。ここで，1 支承線上の支承数 n は，① 2 個，② 3 個，③ 4 個，④ 5 個以上，の 4 段階に分類している。この結果をまとめると次のような点が指摘される。

① 支承種別にみた支承被害率と支承線上の支承数 n の関係（図—9・103）

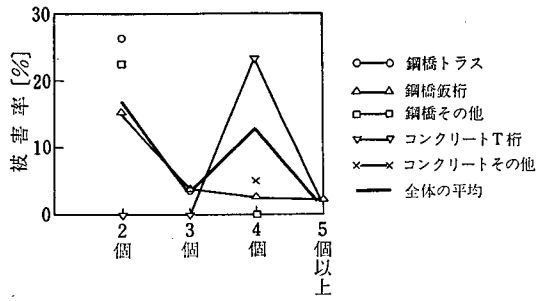
いずれの場合にも n が 5 以上の場合には，被害率は減少する。また，$n=3$ の場合には，その他の場合に比較して被害率が減少する傾向を示す。鋼板支承及びピン支承では $n=2$ の場合に被害率が高く，これ以外の n 場合には被害率は小さいのに対して，ローラー支承，BP 支承などでは $n=4$ の場合に被害率が高くなる傾向にあり，両者は反対の傾向を有している。しかしながら，全体としてはこのような両者の特徴を反映して $n=2$ の場合が一番被害率が高く，以下，$n=4$, $n=3$ の場合と続

表—9・35 下部構造の被害と支承の被害が同時に生じたケース

橋名	橋脚の被害			支承の被害				備考
	橋脚位置	形式	被害形態	上・下流	固定度	形式	被害形態	
梅田川橋	上り P_1	ラーメン橋脚	柱の横方向の亀裂				—	
	下り P_1	〃	〃				—	
阿武隈橋	P_2	〃	〃	上	可動	ローラー支承	6-e	
	P_3	〃	〃				—	
	P_4	〃	〃				—	
	P_5	〃	〃				—	
	P_6	〃	〃				—	
	P_7	〃	〃				—	
	P_8	〃	〃	下	固定	ピン支承	6-e	
	P_9	〃	〃					
野田橋	P_2	〃	〃				—	
志田橋	P_3	〃	〃	上，下	固定	ピン支承	7-a，8-a 6-a，7-a	
	P_4	〃	〃				—	
	P_6	〃	〃	下	固定	〃	6-a	
錦桜橋	P_8	〃	〃				—	支承の被害は53年2月の地震による
古内跨道橋	P	〃	〃				—	
登米大橋	P_{12}	〃	〃				—	
江合川橋	P_1	〃	梁の縦方向の亀裂	下	可動	鋼板支承	7-a	
	P_2	〃	〃				—	
	P_3	〃	〃	下	固定	〃	7-a	
	P_4	〃	〃				—	
	P_5	〃	〃				—	
	P_6	〃	〃				—	
	P_7	〃	〃	下	可動	〃	7-a	
	P_8	〃	〃	〃	固定	〃	7-a	
多田川橋	P_1	〃	壁中央部の亀裂	全支承		鋼板支承	6-e	
閖上大橋	P_1	一本柱橋脚	柱の横亀裂	上，下	可動	ローラー支承	5-b，6-c	
	〃	〃	〃		固定	ピボット支承	5-c，6-a	
	P_3	〃	〃				—	
	P_4	〃	〃				—	
	P_5	〃	〃	〃	可動	ローラー支承	5-b，6-a	
	P_6	〃	〃	〃	固定	ピボット支承	5-c，6-a	
	〃	〃	〃	〃	可動	ローラー支承	6-a	
	P_7	〃	〃	〃	固定	ピボット支承	5-c，6-a	
	〃	〃	〃	〃	可動	ローラー支承	5-b，6-a	
	P_8	〃	〃	〃	固定	ピボット支承	5-c，6-a	
	〃	〃	〃	〃	可動	ローラー支承	6-a	
	P_9	〃	〃	〃	固定	ピボット支承	5-c，6-a	
	〃	〃	〃	〃	可動	ローラー支承	5-b，6-a	
新江合橋	P_3	壁式橋脚	横方向の亀裂				—	
千代大橋	P_1	〃	〃				—	
	P_2	〃	〃				—	
	P_3	〃	〃				—	
	P_4	〃	〃				—	
	P_5	〃	〃				—	
	P_6	〃	〃				—	
	P_7	〃	〃				—	
	P_8	〃	〃				—	
福田橋(下り)	P_2	〃	〃	下		線支承	8-a	
福田橋(下り)	P_3	〃	〃				—	
天王橋	P_1	〃	縦方向の亀裂	下	固定	ピン支承	6-a，8-c	沓座コンクリートの破損に伴う橋脚の被害
下鶴田橋	P_1	〃	橋脚天端破損				—	
東雲橋	P_4		〃				—	
	P_6		〃				—	
国見橋	P_3		〃				—	
	P_5		〃				—	
北上川橋	P_1		橋脚の沈下				—	
一本杉橋	P_1		〃				—	



図—9·103　支承種別にみた支承被害率と1支承線上の支承個数 n



図—9·104　橋種別にみた支承被害率と1支承線上の支承個数 n

き，n=5 以上となると被害率は小さくなる。

② 橋種別にみた支承被害率と1支承線上の支承数 n の関係（図—9·104）

鋼橋トラス，トラス，鈑桁以外の上部構造型式（鋼橋その他と表示），T 桁以外のコンクリート桁（コンクリートその他と表示）のように，ある特定の n に対する橋しかないものについては該当する n に対する結果だけを示している。これによれば，鋼橋鈑桁のように，n の増加に伴って単調に支承被害率が減少するものと，コンクリートT桁橋のように n=4 の場合にだけ被害率が高くなるものがある。全体としては上述のように n=2 の場合が一番高く，以下，n=4, n=3, $n \geqq 5$ 以上の順となる。

1支承線上の支承個数 n が確認できた総調査支承数は 6,511 個であり，この内訳は，n=2, 3, 4 及び5以上に対して，それぞれ 925, 1,694, 1,552, 2,340 である。一方，被害支承数は前述の通り 442 であり，この内訳は，n=2, 3, 4 及び5以上に対してそれぞれ 157, 52, 205, 28 である。従って，それぞれの n ごとに支承被害率を求めると，157/925=17.0% (n=2)，52/1,694=3.1% (n=3)，205/1,552=13.2% (n=4)，28/2,340=1.2% ($n \geqq 5$) となる。

以上より，1支承線上の支承数が増加すると支承の被害が生じやすくなるという一般的な傾向は現われておらず，特に，$n \geqq 5$ 以上の場合には被害率が他よりも低くなることを示している。$n \geqq 5$ の場合には，支承の数からみれば n=2 の場合の 2.5 倍以上であり，支承数が多ければそれだけ被害を被る確率が多いとも考えることができるが，上記の被害率からみる限りは，このような考え方によっても，なお，n が5以上の場合の被害率は n=2 もしくは n=4 の被害率に比較して小さいと言うことができよう。したがって，たとえ主桁本数が多く，そのために n が大きくなったとしても，支承が各個撃破によって次々と破壊されることは一般に考えにくい。しかしながら，ある特定の支承に地震力が集中し，その支承だけが破壊されるということはあり得ると考えられる。

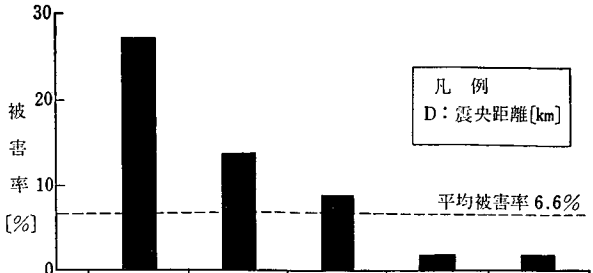
ix) 支承被害に及ぼす地震動強度の影響

支承被害に及ぼす地震動強度及びその特性の影響を検討するために，まず支承被害と断層中心から橋梁位置までの距離の関係を求めると，図—9·105 のようになる。ここで，震源距離を用いずに，断層中心からの距離をとったのは，震源は断層の破壊が最初に生じた点を示すにすぎず，また，一般には断層の端に位置する場合が多い（今回の地震では，断層のおおむね東南端に位置する）ことから，地震エネルギーが解放された面積からの距離を表示するためには，断層面の中心からの距離（断層中心間距離）を用いる方が適当であると考えたためである。また，ここでは，断層中心からの距離を，① 60 km 以下，② 60～80 km，③ 80～100 km，④ 100～120 km，⑤ 120 km 以上の5段階に分類した。

この結果によれば，式 (9·13) で定義した支承全体の被害率は，断層中心からの距離が，① 60 km 以下では 27.0% に上るのに対して，以下，距離が増加するとともに，② 13.3%，③ 8.5%，④ 1.3%，⑤ 1.6% と減少していき，約 100 km 以遠では被害率は急に減少することが分かる。

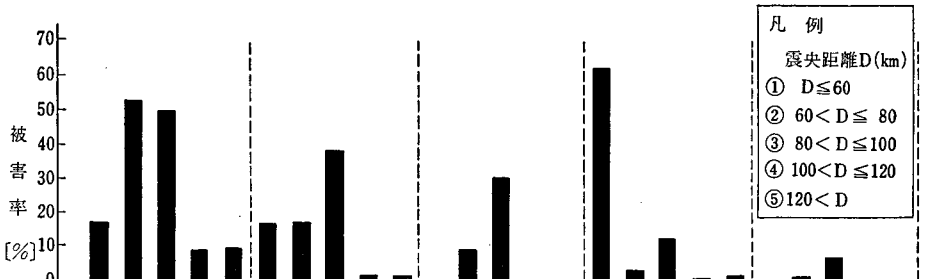
また，これを支承の種類ごとに分類して示すと図—9·106 のようになる。比較的資料数の多い線支承，BP 支承，ピン支承，ローラー支承，鋼板支承についてみると，線支承，鋼板支承，BP 支承では，共に断層中心からの距離が増加するとともに，急激に被害率が減少していく傾向が認められる。これに対して，ピン支承及びローラー支承の場合には，断層中心からの距離が 60 km 以下の場合に被害率がそれほど高くなく，60～100 km の距離において被害率が高いという傾向が現われている。

次に，1章に示した地震動強度の分布調査結果に基づき，支承被害率と地震動の最大加速度の関係を求めると



	① D≦60	② 60<D≦80	③ 80<D≦100	④ 100<D≦120	⑤ 120<D
被害率	27.0%	13.3%	8.5%	1.3%	1.6%

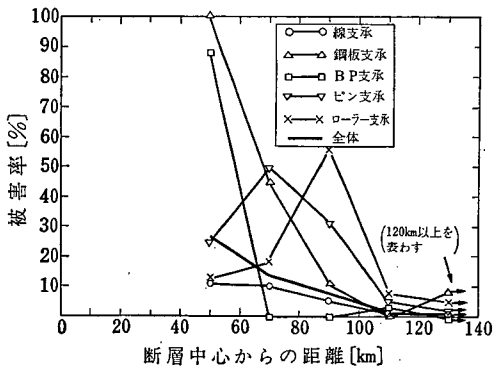
（a） 全体で整理した場合



	鋼橋トラス					鋼橋鈑桁					鋼橋その他					コンクリートT桁					コンクリートその他				
	①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
被害率(%)	16.7	53.2	50.0	9.1	10.0	15.7	16.5	38.0	1.3	1.0	0	9.4	30.0	0	0	62.2	3.6	12.3	0.6	1.7	0	1.8	6.9	0	0

（b） 橋種ごとに整理した場合

図—9・105 支承被害率と震央距離の関係



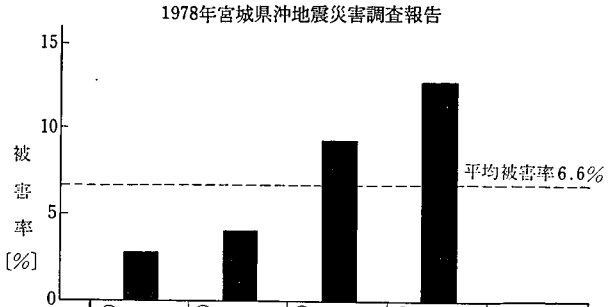
図—9・106 支承種類別の断層中心からの距離による支承被害率の分布

図—9・107のようになる。ここで，対象としたのは地震動強度の分布が調査されている宮城県及び福島県の一部で，調査対象支承総数5,130個である。地震動の最大加速度は，近くに強震計による記録がある場合にはこの結果に，また，強震計が近くにない場合には当該橋の属する地盤種別（第三紀以前の地盤，第四洪積世及び沖積世の地盤の3種に分類）と同種地盤上にあり，当該橋を中心とする半径 5 km もしくは 10 km（5 km 以内に墓地がない場合）の範囲内の複数箇所における墓石転倒率の単純平均から推定した値を用いた。また，ここでは，最大加速度の範囲を，① 100 gal 以下，② 101～200 gal，③ 201～300 gal，④ 301～400 gal，⑤ 401 gal 以上の5段階に分類した。

この結果によれば，式（9・13）で定義した支承全体の被害率は，最大加速度の分類が上記の①→②→③→④となるに従い，それぞれ 2.7%→3.9%→9.2%→12.8% と単調に増加することが分かる。しかしながら，地震動の最大加速度が 400 gal 以上あったと推定された古川市周辺の一部，仙台平野の一部，白石市周辺の一部地区内に該当する橋梁数が，7橋と少なく，また，これらがいずれも支承に被害を被っていないことから，⑤ 401 gal 以上での支承被害率は 0% となっている。

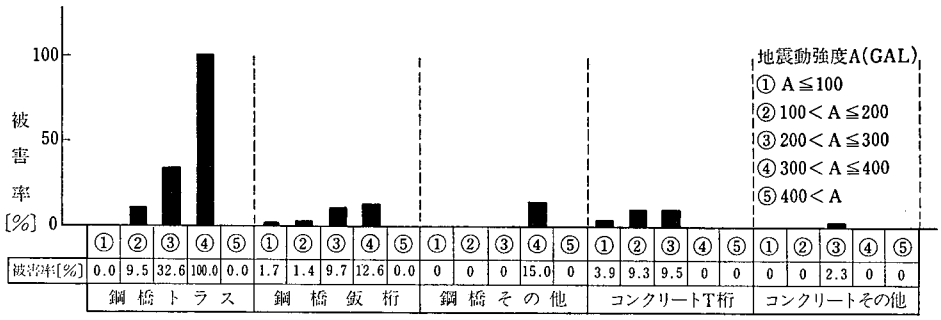
次に，被害率を比較的資料数の多い線支承，鋼板支承，BP 支承，ピン支承，ローラー支承について支承の種類ごとに分類すると図—9・108 のようになる。これによれば，いずれの支承の場合にも被害率は一般に最大加速度の高い場合ほど大きくなる傾向にあるが，なかには，鋼板支承のように一部で反対の傾向を示すものも現われている。

x） 支承被害に及ぼす地盤条件の影響



	① A≦100	② 100<A≦200	③ 200<A≦300	④ 300<A≦400	⑤ 400<A
被害率	2.7%	3.9%	9.2%	12.8%	0.0%

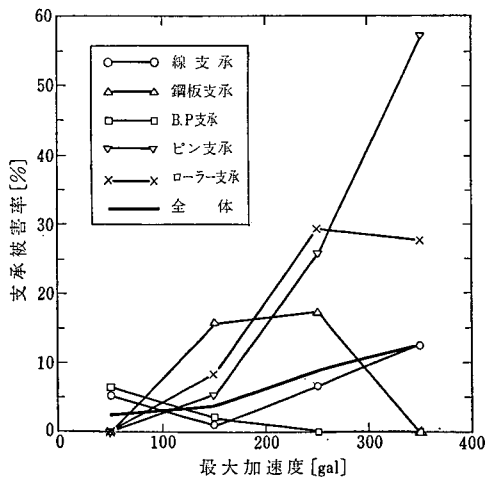
（a） 全体で整理した場合



	鋼橋トラス					鋼橋鈑桁					鋼橋その他					コンクリートT桁					コンクリートその他				
	①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
被害率[%]	0.0	9.5	32.6	100.0	0.0	1.7	1.4	9.7	12.6	0.0	0	0	0	15.0	0	3.9	9.3	9.5	0	0	0	0	2.3	0	0

（b） 橋種ごとに整理した場合

図—9·107 支承被害率と地震動強度の関係



図—9·108 支承種類別の支承被害率と地震動強度の関係

支承被害に及ぼす地盤条件の影響を検討するため，地盤条件を①第三紀以前の地盤，②第四紀洪積世の地盤，③第四紀沖積世の地盤の3種に分類し，それぞれごとの支承被害率を求めた結果が図—9·109 である。道路橋耐震設計指針（日本道路協会，昭和 47 年）によれば，おおむね上記①は1種，②は2種，③は3種及び4種地盤に該当する。ここで対象としたのは，地盤条件を調査し得た宮城県内の橋であり，調査対象総支承数は 5,947 個である。

この結果によれば，支承全体について支承被害率をみると，① 第三紀以前の地盤及び ② 洪積世の地盤上ではそれぞれ 1.5% 及び 0.6% であるのに対し，③ 沖積世の地盤では 9.2% と，沖積世の地盤における被害がそれ以前の時代の地盤に比較して極めて大きいことが分かる。

（4） 調査結果の考察

ⅰ） 下部構造との取付部の被害

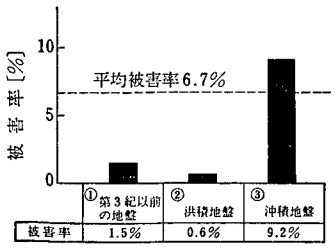
下部構造との取付部における支承の被害形態には，次の4種がある。

① アンカーボルトの破断（主としてせん断破壊）
② アンカーボルトの抜出し
③ 沓座モルタルの破損，破壊
④ 沓座コンクリートの破損

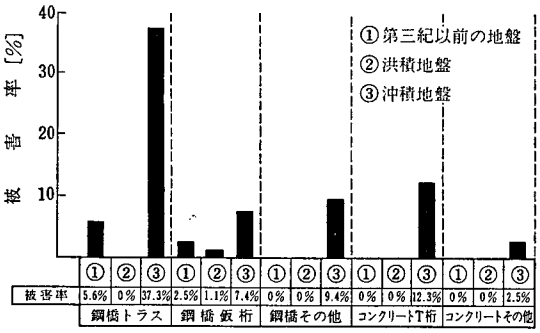
これらのうち④は，下部構造躯体の配筋に原因がある場合が多いと考えられるため，下部構造の被害として取扱うことにする。以下①～③のそれぞれにつき被害の特徴について考察する。

① アンカーボルトの破断

アンカーボルトの破断した橋梁について，その完成年



（a） 全体で整理した場合



（b） 橋種ごとに整理した場合

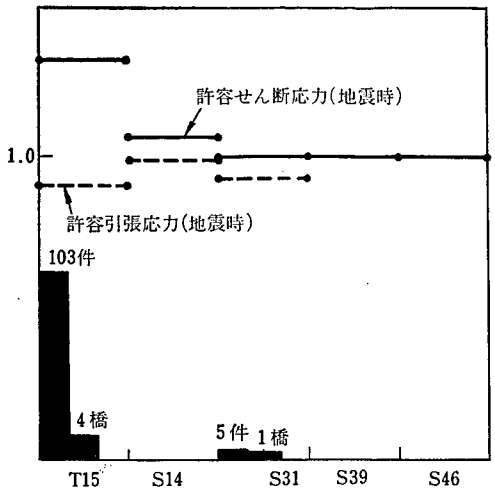
図—9·109 支承被害率と地盤条件の関係

表—9·36 アンカーボルトの破断

橋梁名	完成年	支承の種類	件数
多田川橋	S. 11	鋼板	48
小野橋	〃 11	〃	52
野田橋	〃 10	〃	1
阿武隈橋	〃 7	ピン，ローラー	2
錦桜橋	〃 31	ピン，線	5

及び支承の種類を表—9·36 に示す。これによれば，アンカーボルトが破断したのは合計 5 橋であり，このうち，錦桜橋を除く 4 橋はいずれも昭和 7 年～11 年の昭和初期に竣工した橋である。錦桜橋については別途考察することとし，これ以外の橋においてアンカーボルトが破断した原因としては，次の 2 つを挙げることができる。ひとつは，アンカーボルトが長年月風雨にさらされたことにより腐食が進行し当初は有していた強度を持っていなかったこと，2 番目に，これらの橋がすべて大正 15 年の道路構造に関する細目案によっていることから，当時の示方書の規定が，それ以後に比べてアンカーボルトの破断強度に対して余裕が少なかったのではないかという点が考えられる。

前者については，地震後の調査において相当数のアンカーボルトが実際にかなり腐食していることが確認されており，破断の一要因と考えることは妥当と考えられる。



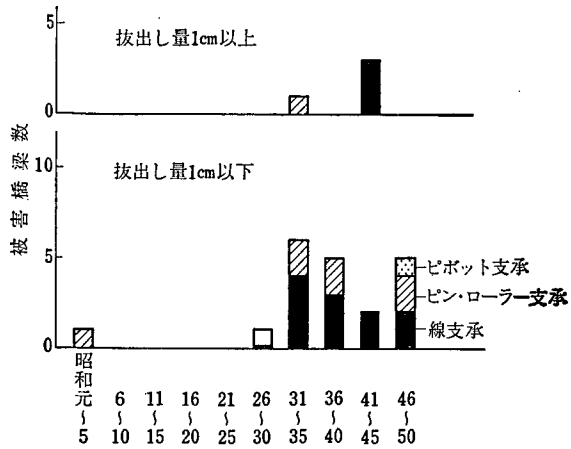
図—9·110 アンカーボルトの許容応力の変遷と被害件数

次に表—9·36 に示したアンカーボルトが破断した原因としては，鋼板支承を用いた 3 橋については，せん断力により，また，ピン，ローラー，線支承を用いた 2 橋については，せん断あるいは支承の転倒モーメントによる引抜き力を考えることができる。アンカーボルトのせん断と引張り許容応力度に関連した規定の変遷は表—9·32 に示したとおりであるが，これより現在までの示方書に規定されていた SS 41 相当のアンカーボルトの地震時許容応力度を示すと，図—9·110 のようになる。また，図中には表—9·36 に示したアンカーボルトに被害を受けた橋の数及び被害支承件数も同時に示されている。この結果によれば，大正 15 年の細則案では，アンカーボルトの許容応力を 750 kg/cm² (現行 600 kg/cm²)，地震時の割増しを 60% (現行 50%) といずれも現行の規定より大きめ (1.33 倍) に見積っている。また，大正 15 年の細則案ではボルトの最小径に対する規定がないため，小規模な橋では，設計上求められる小さな地震時水平力から要求されるとおりの相当細い径のアンカーボルトを使用していたと考えられる。したがって，こうした橋では竣工後の腐食により，アンカーボルトの断面寸法の不足を生じやすかったことは想像に難くない。こうした点が，図—9·110 に示したように，大正 15 年の細則案に準拠した橋にアンカーボルトの破断が多い原因の 1 つと考えることができる。

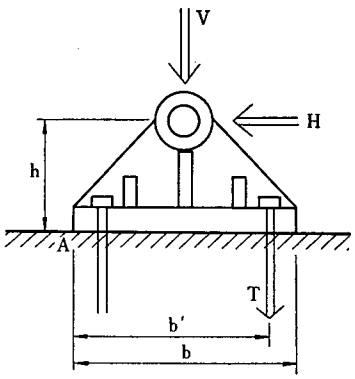
② アンカーボルトの抜出し

アンカーボルトが抜出すためには，アンカーボルトに引抜き力が作用し，また，この引抜き力がアンカーボルトの付着強度を超えなければならない。

このような点から，以下に実際の支承を対象とした試算により，アンカーボルトの抜出す原因について検討を加えることとする。なお，アンカーボルトの抜出しの被



図—9·111　アンカーボルト抜出し，完成年，支承の種類と被害橋数



図—9·112　アンカーボルトに引抜力が生じる条件

害を受けた橋の数及び支承の種類を完成年代別に分類すると図—9·111 のようになる。これによれば，支承の被害は，線支承が最も多く 63% を占めており，次のピン，ローラー支承の 33% と合わせると，両者でアンカーボルトの抜出した被害の大部分を占める。竣工年代をみると，昭和 31 年以降に集中しており（昭和 48 年まで），昭和 31 年の示方書（昭和 39 年含む）に準拠して設計されたものが多い。このような傾向に基づき，線支承とピン支承について試算を行うこととした。

⑧　アンカーボルトに引張力が作用する条件

アンカーボルトに作用する力を，次のように求める。

図—9·112 に示すピン支承に作用する外力として，鉛直力 V，水平力 H を考え，アンカーボルトの引張力を T とすると，点A まわりのモーメントのつりあいから，次式が得られる。この場合，下沓底面とコンクリートとの間の付着及び下沓突起とコンクリートとの間の支圧は，アンカーボルトに力が作用する段階では共に期待できないものと無視している。

$$V\times\frac{b}{2}-H\times h+T\times b'=0 \quad \cdots\cdots(9\cdot14)$$

これより T は次のようになる。

$$T=\frac{1}{b'}\left(H\times h-V\times\frac{b}{2}\right) \quad \cdots\cdots(9\cdot15)$$

T が引張であるためには，$T>0$ より次式が得られる。よって

$$\frac{h}{b}\geqq\frac{V}{2H} \quad \cdots\cdots(9\cdot16)$$

ここで地震時水平力 H 及び鉛直力 V を次式で与える。

$$\left.\begin{aligned}H&=\alpha RK_h\\V&=R(1-K_V)\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(9\cdot17)$$

ここで，

H, V：地震時水平及び鉛直力

K_h, K_V：水平震度，鉛直震度

R：反力

α：反力の倍数（単純桁の場合には $\alpha=2$）

式 (9·17) を式 (9·10) に代入すると，アンカーボルトに引抜力が作用する条件は次のように与えられる。

$$\frac{h}{b}>\frac{1-K_V}{2\alpha K_h} \quad \cdots\cdots(9\cdot18)$$

いま，設計震度を $K_h=0.24$, $K_V=0.1$ とすれば式 (9·18) より計算される h/b は次のようになる。

$$\frac{h}{b}>\begin{cases}0.94 & \alpha=2 \text{ の場合}\\0.63 & \alpha=3 \text{ の場合}\\0.46 & \alpha=4 \text{ の場合}\\0.38 & \alpha=5 \text{ の場合}\end{cases}$$

道路橋支承標準設計における B.P. 支承とピン支承について h/b を調べるとおおよそ次の範囲にある。

BP 支承——$h/b=0.254\sim0.310$

(150 t〜1,000 t)

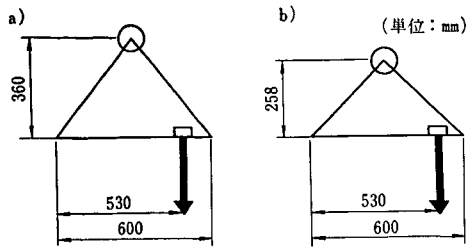
ピン支承——$h/b=0.376\sim0.446$

(120 t〜760 t)

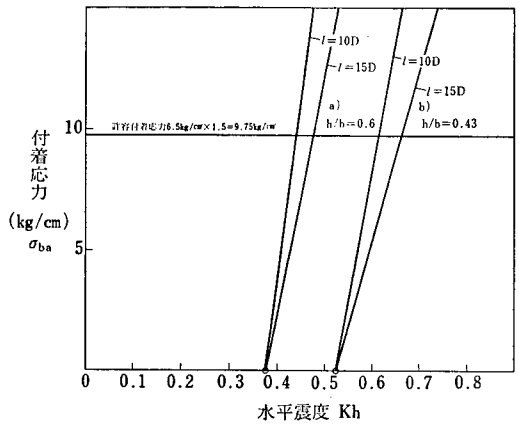
従って，上述の仮定によればアンカーボルトに引張力が生じるのは，BP 支承では $\alpha>5$ の場合，ピン支承では $\alpha>4$ の場合と考えることができ，いずれにしても一般には多径間連続橋の場合である。

⑮　ピン支承に対する検討

上述の仮定のもとに，どの程度の水平震度によりアンカーボルトが引抜けるかを検討する。試算には，⑦ 比較的 h/b の大きい支承（背の高い支承）として錦桜橋の単純トラスのピン支承 ($h/b=0.6$) を，また，④ 標準設計に近いものとして，⑦ と同寸法の底面幅で，$h/b=0.43$ の 2 種類の支承を用いた。対象とした支承の寸法は図—9·113 のとおりである。また，アンカーボルトは，$\phi=38$ mm，4 本とし，埋込長は，錦桜橋の竣工時の示方書を参照して，$l=15$, $D=570$ mm とした場合と，現行の示



図—9・113 試算に用いた支承の寸法



図—9・114 試 算 結 果

方書における最小値 $l=10$, $D=380$ mm とした場合の両方を考えた。また，死荷重反力は，アンカーボルトの径から仮定した。いま，鉛直震度を $K_V=0.1$ とすると，式 (9・9) より $\alpha=2$ (単純桁) の場合には，地震時水平力及び鉛直力は，次のようになる。

$$\left.\begin{aligned} V&=R\times(1-K_V)=0.9\,R\\ H&=2\,R\times K_h=2\,RK_h \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(9\cdot19)$$

したがって，式 (9・15) より，アンカーボルトに作用する引抜力 T は次のようになる。

$$T=\frac{R}{b'}(2\,h\cdot Kh-0.45\cdot b) \cdots\cdots\cdots\cdots(9\cdot20)$$

一方，アンカーボルトの引張力 T と，付着応力度 σ_B の関係は，次式で与えられる。

$$\sigma_B=T/\pi D\times\tau D\times n/2$$

$$=\frac{2\,T}{\tau n\pi D^2} \cdots\cdots\cdots\cdots(9\cdot21)$$

ここで，

D：アンカーボルト

τ：アンカーボルト埋め込み長$=\tau\cdot D$ ($\tau=10$ もしくは 15)

n：アンカーボルト本数

式 (9・20), (9・21) により計算した付着応力度を図—9・114 に示す。

いま，許容付着応力度を6.5 kg/cm²×1.5=9.75 kg/cm² とすれば，㋐錦桜橋タイプの背の高いピン支承では，水平震度 Kh が 0.38 になるとアンカーボルトに引張力が発生し始め，$l=10\,D$ の場合には，$Kh=0.44$, $l=15\,D$ の場合には $Kh=0.47$ 程度で，共に付着応力度が許容値を越すことが分かる。一方，㋑ $h/b=0.43$ と比較的背の低いタイプの支承では，水平震度 0.52 までアンカーボルトに引張力が発生せず，付着応力度が許容値に達するのには，$l=10\,D$ の場合には 0.66，$l=15\,D$ の場合には 0.61 である。

以上の結果をまとめると次のような点が指摘できる。

㋐ $h/b=0.6$ タイプの支承でも $h/b=0.43$ のタイプの支承でも，鉛直震度 K_V を 0.1 にとり，また，単純桁の場合を想定 ($\alpha=2$) すると，アンカーボルトに引張力が発生する水平震度は，0.38($h/b=0.6$)，0.52($h/b=0.43$) と通常，震度法における設計で想定する値に比較して大きい。

しかしながら，いったんアンカーボルトに引張力が発生してから，アンカーボルトの付着応力が許容値に達するまでに必要とする設計震度の増分は，0.09($h/b=0.6$, $l=15\,D$ の場合)～0.14($h/b=0.43$, $l=15\,D$ の場合) と比較的小さい。このことは，両タイプの支承とも引張力が生ずるために必要な水平震度は比較的高いものの，これを越えた場合には，アンカーボルトに作用する力が急激に大きくなることを示している。

㋑ 上述の試算は，単純橋に対するものであるが，仮に3径間連続橋で端支点に固定沓が用いられているような場合には，$\alpha=6$ を想定するとアンカーボルトに引張力が発生する限界の震度は，0.13($h/b=0.6$ の場合)，0.17($h/b=0.43$ の場合) となり，いずれも通常の設計で考慮される水平震度以下の値となる。

㋒ 上述の試算から，アンカーボルトの埋込長を $10\,D$ から $15\,D$ に増加させることの効果は，例えば，$h/b=0.6$ の支承の場合には，アンカーボルトに引張力が発生し始める限界の水平震度を 0.44 から 0.47 に増加させる程度なのに対して，支承の高さを $h/b=0.6$ から $h/b=0.43$ に低くすることの効果は，例えば，$l=10\,D$ の場合には，限界水平震度を 0.38 から 0.52 に増大させることから分かるように極めて大きい。したがって，いたずらにアンカーボルトの埋め込み長を増やして，施工を難しくするよりも，支承の形 (h/b) を少しでも低いものにしておくことが，地震に対しては，本質的に有効と言えよう。

㋓ 錦桜橋のトラス桁に対する試算例 ($h/b=0.6$, $\alpha=2$, $l=15\,D$) では，アンカーボルトに引張力が生じ始める際の水平震度は 0.38，付着が許容応力度に達する時の水平震度は 0.47 となる。この程度の水平震度の値は，地震時に橋に生じる応答加速度を基準に考えれば，起こり得る値である。一般に上下部構造の設計では，大地震

時に生じる瞬間最大的な力に基づく震度に比較して，より小さな値を設計震度に用いている。これは，上下部構造が多くの構造部材の集合体であるため，それぞれの要素が持つ安全率が組み合わさって，全体としてはかなりの余力を持っていると考えられており，また，過去の震害例に照らしても経験的にそれ程不都合でないことが確かめられている。これに対して，支承の場合には，作用する外力が各部材に直接加わることが多いため，地震時の瞬間的な力であってもこれにより被害が生じ得ると考えられる。

㋑　上述の検討に用いた許容付着応力度は，現行の示方書に規定されている許容値であり，実際にボルトが抜出すときの応力度は，これよりも一般にかなり大きい。ある実験によれば，通常アンカーボルトに用いられる孔付丸鋼の限界付着応力度は，埋込施工で約 35 kg/cm² 程度とされており，上述の検討で用いた許容値の 3～4 倍となっている。しかし，実際の施工では，実験室で行う実験の場合のような細心の注意を払った施工が行いにくいため，付着応力の限界値には相当の幅があるのが普通である。したがって，上述のように実用性をも考慮した値が，一応の目安になると考えられる。

ⓒ　線支承に対する検討

被害を受けた線支承の大部分は，小判型支承である。線支承における h/b の値は，標準設計（S. 51）に示されたもので，0.29 前後の被害を受けた橋で，0.31～0.36 程度とピン支承の場合に比べて小さい。一方，これらの支承において，アンカーボルトに引張力が生ずる水平震度の条件は式（4·7）により，$h/b=0.29$ の場合には $Kh=0.78$ 以上，$h/b=0.36$ の場合には $Kh=0.625$ 以上であり，ピン支承の場合よりもボルトの抜出しは生じにくいはずである。したがって，線支承においては，ピン支承とは異なった事情でアンカーボルトの引抜けが生じたものと考えられる。

線支承のアンカーボルトに引抜けによる被害を受けた 15 橋のうち，12 橋までが同時に沓座モルタルにも損傷を受けている。このことから，沓座モルタルの破損とアンカーボルトの抜出しには，互いに関連があると考えられる。たとえば，図—9·115 のように，支承の据え付け高さの調節のために，沓座のモルタルを高く盛り上げた場合には，沓座モルタルが破損することにより，図—9·116 のように背が高くなったのと同等の状態になると共に，転倒モーメントに対して抵抗する際の支点が失われた形となり，転倒に対する安定を欠くと考えられる。

また，線支承は比較的小規模な橋に用いられることが多く，中には 1 本のアンカーボルトで固定されている場合がある（被害橋のうち，ボルト数が確認出来たものが 6 橋あり，そのうち 4 橋までが 1 本アンカーであった）。1 本のアンカーボルトで固定されている場合には，施工のばらつきがそのままアンカーボルトの耐力の影響を与えると共に，アンカーボルトを中心とした水平面内の回転モーメントが生じやすいなどの点から，沓座モルタルの破壊の原因となり易いと考えられる。

③　沓座モルタルの被害

沓座モルタルの被害を完成年代別，支承の種類別に示すと図—9·117 のようになる。この結果によれば，線支承の被害が非常に著しく，全数では全体の約 73%，被害の著しいものに限った場合には，全体の約 94% を占めている。

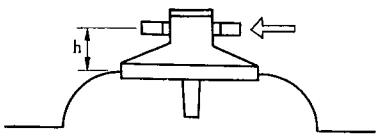
破壊形態を大別すると次の 2 つのタイプがある。

ⓐ　支承位置を調整するためにモルタルを高く盛り上げた場合。この場合には，下沓の周囲に沿って亀裂が入っていることが多い。

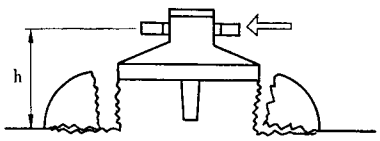
ⓑ　沓座モルタルの盛り上げは，それ程高くないが，沓下のモルタルが粉々になったもの。

ii）　支承本体の被害

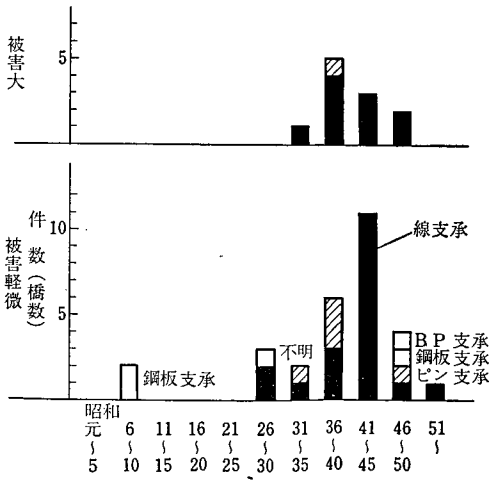
支承本体の被害は，主に可動支承の移動量を制限する装置と下沓に設けられた上沓の逸脱防止装置など，衝撃



図—9·115　モルタル高さの高い場合の線支承



図—9·116　モルタル高さの高い場合の線支承の破壊



図—9·117　沓座モルタルの被害

表—9·37 上沓ストッパーの被害

橋梁名	支承	完成年
杉橋	BP	S．44
道場橋	線	〃 51
錦桜橋	〃	〃 31

力を受け易い部分に集中しているのが特徴である。ピン支承のピン及びピンキャップの破損もこの中に含むことができる。

① 桁移動制限装置

⑧ 上沓ストッパー

上沓モトッパーとは，上沓あるいはソールプレートに設けた爪であり，下沓の突起とかみ合わせて橋軸方向の移動を制限しようとするものである。この種の移動制限装置は，昭和 47 年の道路橋耐震設計指針より設置が義務づけられているが，被害橋の中には対象となる橋が少なく，したがって被害件数も少ない。表—9·37 に示す通り 3 橋を数えるだけである（杉橋と錦桜橋については後から加えたものと思われる）。道路橋耐震設計指針（昭和 47 年）では，移動制限装置の設計には通常の設計震度の 1.5 倍の値を用いるように規定されているが，地震に対する可動量の規定はなく，今後地震時に桁移動制限装置が果たすべき機能の明確化を図り，地震の影響を取り入れた可動移動量を検討する必要があろう。

⑥ 下沓突起とサイドブロック

上沓突起及びサイドブロックは，いずれも下沓にあって，上沓が下沓から橋軸直角方向に逸脱するのを防ぐ働きを持つ。ここでは，下沓と一体となっているものを下沓突起，下沓にボルト等で取付けてあるものをサイドブロックと呼んで区別した。下沓突起は，上沓ストッパーと組み合わせて橋軸方向の移動制限も兼ねている。

下沓突起の破損の原因としては，遊間の不揃いによる各個撃破，鋳鉄の使用にぜい性的な破壊形態などが考えられる。下沓突起及びサイドブロックの破損した橋梁をそれぞれ表—9·38 及び表—9·39 に示す。サイドブロックの被害では，ほとんどがサイドブロックの止めボルトで破断しており，一例だけがサイドブロック本体に変形を生じている。

② ピン及びピンキャップ

ピンを用いた支承では，図—9·118 に示すようにピンキャップだけでなく，ピン自体も切欠きを設けて上下沓とかみ合わせ，橋軸方向の移動制限の機能を持つ場合が多い。

ピンが破断したのは表—9·40 に示す 3 橋であり，このうち新飯野川橋と伊達橋のピンの破断状況を 図—9·119 に示す。伊達橋の場合は，ピンの細くなっている部分のほぼ中央で延性的に破壊しているので，設計震度を超えた地震力が作用したことが直接の原因と考えられている。これに対して，新飯野川橋では，切欠きの隅角部でぜい性的な破断をしており，この部分の応力集中が大きいことを示唆している。

また，表—9·40 から分かるようにピンが破断した支承は，すべて連続橋の中間支点であることが特徴として指摘される。

③ ローラー

ローラーの被害は，表—4·41 に示す 4 橋に生じてい

表—9·38 下沓突起の被害

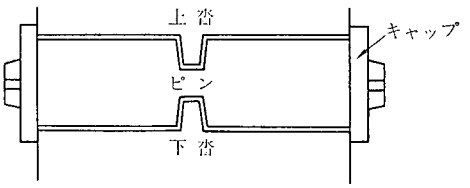
橋梁名	支承	完成年
福田大橋	線	S．32
歌津大橋	BP	〃 47
品井沼大橋	線	〃 29
鳴瀬橋	BP	〃 48
今道橋	線	〃 42
錦桜橋	〃	〃 31

表—9·39 サイドブロックの被害

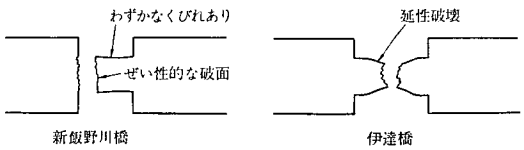
橋梁名	支承	完成年	破損位置
関上大橋	ピボット ローラー	S．47	本体 ボルト
島廻橋	鋼ロッカー	〃 40	ボルト
柳津大橋	ローラー	〃 50	〃
桜木橋	〃	〃 6	〃
伊達崎橋	〃	〃 35	〃

表—9·40 ピンの破断

橋梁名	上部構造の形式	完成年
新飯野川橋	3径間連続鋼床版BOX	S．49
藤橋	3径間連続プレートガーター	〃 48
伊達橋	4径間連続トラス	〃 40



図—9·118 ピンの役割



図—9·119 ピンの破断状況

表—9·41　ローラーの被害

橋梁名	被害程度他	完成年
達田橋	小	S．38
桜の目橋	10cm 前後	〃 38
錦桜橋	甚大	〃 31
閖上大橋	10cm 前後（1本ローラー）	〃 47

表—9·42　上部構造とのセットボルトに被害を受けた橋

管理者	橋梁名	セットボルトの緩み	セットボルトの破断	支承の種類	上部の構造	完成年
宮城県	新北上大橋	○		ピン・ローラ	連続トラス	S．47
〃	神取橋	○		ピン	ゲルバートラス	〃 40
〃	柳津大橋		○	ピン	連続トラス	〃 50
〃	錦桜橋	○		ピン・ローラ	単純トラス	〃 31
岩手県	珊瑚橋	○		ピン	ゲルバートラス	〃 8(46)
〃	金ケ崎橋	○		ローラ	〃	〃 36
〃	藤橋	○		ピン	連続プレートガーダー	〃 48
〃	赤生津橋	○		ピン・ローラ	単純トラス	〃 46
〃	柵の瀬橋		○	ピン・ローラ	ランガートラス	〃 37

る。これらの中には，ローラー自身に変形を生じたケースは一例もなく，すべてローラーが本来設計上の位置に戻らなくなったケースである。この原因としては，次の2つが考えられる。

ⓐ　ローラーの移動時に，往きと還りとで躯本体との抵抗に差があったため，不可逆的な動きを生じた。

ⓑ　下部構造の相対的な残留変位が生じた。

iii）　上部構造との取付部

上部構造と支承を固定しているセットボルトの被害は，表—9.42 に示す 9 橋に生じている。セットボルトの被害は，この表からも分かるように，すべてピン支承あるいはローラー支承であり，また，大部分が連続あるいはゲルバー構造の場合である。このうち，セットボルトの破断に至ったケースは2例であり，あとはナットの緩み程度の軽い被害であった。

（5）　ま　と　め

以上のような調査結果をまとめると，以下のような特

表—9·43　支承部被害の特徴

検討項目	分類	支承被害率	備考
支承の種類	ローラー支承 BP支承 ピン支承 鋼板支承 線支承	17.8% 14.7% 12.7% 10.5% 4.3%	
上部工種類の影響	鋼橋鈑桁 コンクリート下桁	5.3% 7.3%	
固定度の影響	固定支承 可動支承	7.2% 5.7%	程度の重い被害が多い 程度の軽い被害が多い
被害形態	アンカーボルト 桁移動制限装置 沓座モルタル 沓座コンクリート	（注 1）全体の 38% 〃 22% 〃 18% 〃 12%	桁移動制限装置では下沓突起，サイドブロックの止めボルトに被害が多い。
適用示方書	大正 15 年，昭和 14 年 昭和 31 年 昭和 47 年	28.2% 5.9% 1.4%	一般に被害率は近年の示方書になるにつれて減少しているが，ピン支承についてだけは，反対の傾向になっている。
支承被害と下部構造被害の関係	橋脚被害あり，支承被害あり， 橋脚被害あり，支承被害なし	13/53≒25%（注 2） 40/53≒75%	下部構造と支承において一方に被害があれば，もう一方には被害を生じにくい傾向が認められる。
震央距離	60 km 以下 60～ 80 80～100 100～120 120 以上	27.0% 13.3% 8.5% 1.3% 1.6%	震央距離が 100 km 以上になると，被害は急に減少する傾向がある。
地震動強度	100 gal 以下 100～200 200～300 300～400 400 以上	2.7% 3.9% 9.2% 12.8% 0	400 gal 以上において支承被害率が少ないが，これはたまたまこのランクに属する橋が橋と少ないためと考えられる。
地盤条件	第三紀以前の地盤 第四紀洪積世の地盤 第四紀沖積世の地盤	1.5% 0.6% 9.2%	第四紀沖積世の地盤上で大部分の被害が生じている。
1支線上の支承個数（主桁本数）	2 個 3 個 4 個 5 個以上	17.0% 3.1% 13.2% 1.2%	全体として支承数が5以上となると，被害率は小さくなる。

（注1）　被害形態別の頻度を示している。

（注2）　橋脚に被害のあった 53 例につき，その橋脚で同時に支承に被害のあったケースが 17 例，被害のなかったケースが 36 例。

徴が指摘できる（表—9・43 参照）。

i） 今回の地震により被害を被った支承総数は 442 個であり，これは調査支承数 6,910 個の 6.4% に相当する。また，表—9・23 に示した様式により支承の被害形態を分類すると，被害形態別の被害総数は 662 となり，平均すれば，1 被害支承当り，1.4 個の被害形態を有している。

ii） 固定支承と可動支承の被害率を比較すると，前者が 7.2% に対して後者が 5.7% と，被害率そのものに著しい違いはない。しかしながら，被害の内訳を被害形態別にみると，固定支承の方が可動支承よりも全体として重度の被害が多い。

iii） 支承の被害を形態別に分類すると，アンカーボルトの被害が一番多く（全体の 38%），以下，上沓の逸脱防止構造の被害（22%），沓座モルタルの被害（18%），沓座コンクリートの被害（12%）と続いており，これだけで全体の 90% を占める。

iv） アンカーボルトに被害を受けた橋は一般に古い橋が多い。昭和 47 年道路橋耐震設計指針に準拠した橋では，一橋も被害を生じていない。また，アンカーボルトが破断したケース，せん断変形したケース，抜出したケースは，それぞれ，大正 15 年の道路構造に関する細則案に準拠した橋，昭和 14 年の鋼道路橋設計示方書案に準拠した橋，昭和 31 年及び 39 年の鋼道路橋設計示方書に準拠した橋に多く，アンカーボルトの設計法の変遷に応じて被害の形態が異なる傾向が認められる。

v） 上沓の逸脱防止構造の被害では，下沓の突起のように地震力を受ける側の部材の被害が最も多く，次に，サイドブロックを固定している止めボルトの被害のように地震力を伝達する 2 次部材の被害が多い。これに対して，上沓ストッパーのように，地震力を流す側の部材の被害は比較的少ない。

vi） 設計に用いられた技術基準類を ㋑ 大正 15 年の道路構造に関する細則案，昭和 14 年の鋼道路橋示方書案，㋺昭和 31 年の鋼道路橋示方書，昭和 39 年の鋼道路橋示方書，㋩ 昭和 47 年の道路橋耐震設計指針の 3 グループに分類し，それぞれのグループごとの支承被害率を求めると，㋑ 28.2%，㋺ 5.9%，㋩ 1.4% となり，技術基準類の整備，施工法の進歩の度合いに歩調を合わせて被害が単調に減少していることが分かる。

vii） 支承被害率は，地震断層の中心からの距離の増加及び地震動の最大加速度の減少と共に単調に減少する。地震断層の中心から 100 km 以上，地震動の最大加速度が 150 gal 以下の地域においては支承被害率は小さい。

viii） 支承の被害は，第四紀沖積世の地盤上の橋に多く，この場合の支承被害率が 9.2% と大きいのに対して，第三紀以前の地盤及び第四紀洪積世の地盤上の橋における支承被害率はそれぞれ 1.5%，0.6% ときわめて小さい。

ix） 沓座モルタルの被害は，線支承の場合に著しく，全数では全体の約 73%，被害の著しいものに限った場合には，全体の約 94% がこれに該当する。

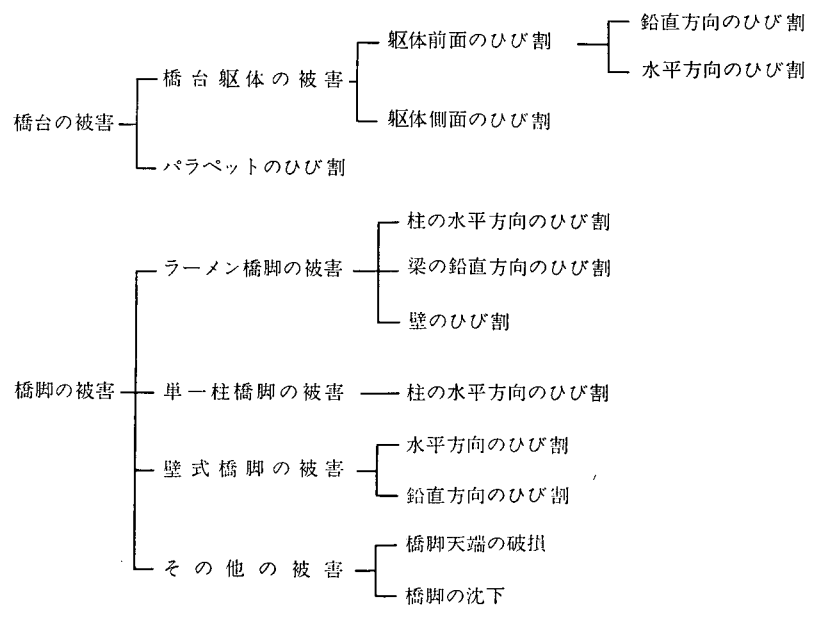
〔2〕 下部構造

（1） 被害形態

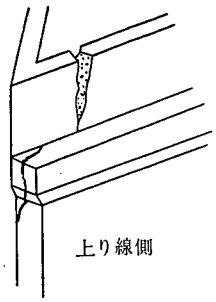
i） 調査対象

宮城県沖地震後に実施された，建設省東北地方建設局管内の直轄国道の橋 55 橋，宮城県道の橋 400 橋，岩手県道の橋 170 橋，及び福島県道の橋 4 橋の合計 629 橋についての全橋調査の結果によれば，これらのうちの 156 橋に，ごく軽微な被害を含めて何らかの被害があったとされている。

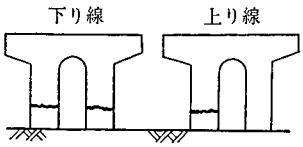
これらのうち，構造部材と直接関係のない橋台ウイングの被害を除くと，橋脚及び橋台に被害があったのは，



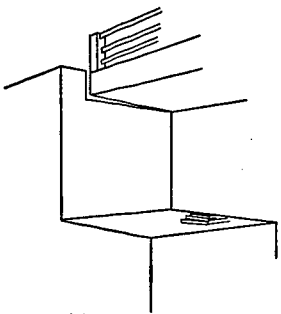
図—9・120 被害の分類



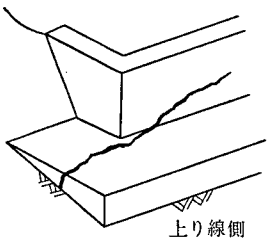
(1) 長町跨線橋(A_1)



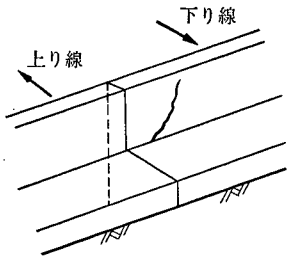
(2) 梅田川橋(P_1)



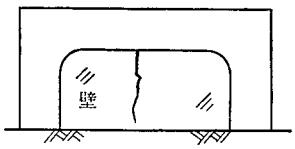
(3) 梅田川橋(A_2)



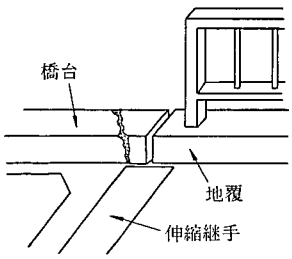
(4) 泉大橋(A_1)



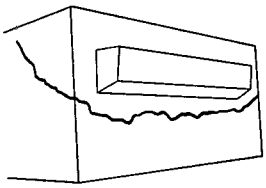
(5) 泉大橋(A_1)



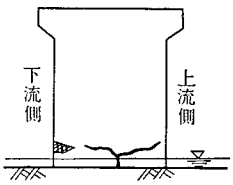
(6) 多田川橋(P_1)



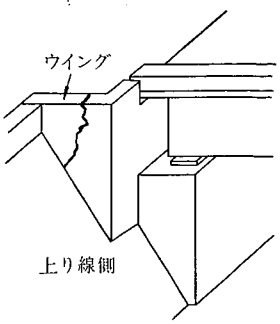
(7) 多田川橋(歩道橋)(A_2)



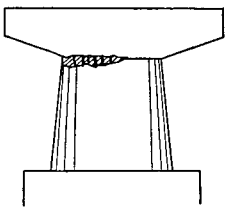
(8) 新江合橋(A_1)



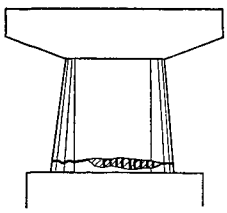
(9) 新江合橋(P_3)



(10) 荒瀬橋(A_1)

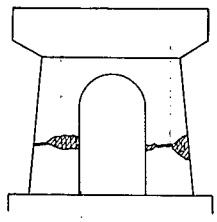


(11) 千代大橋(P_5～P_8)

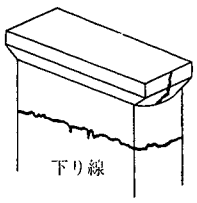


(12) 千代大橋(P_1～P_4, P_7)

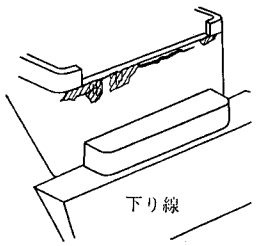
図—9·121(1)　橋脚・橋台の被害状況



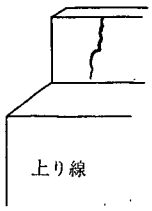
(13) 阿武隈橋(P_2～P_9)



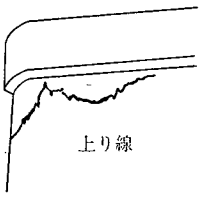
(14) 福田橋(P_2)



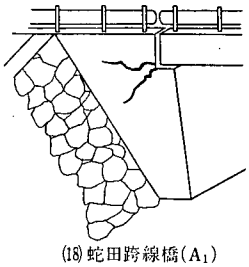
(15) 福田橋(A_2)



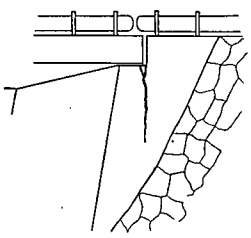
(16) 福田橋(A)



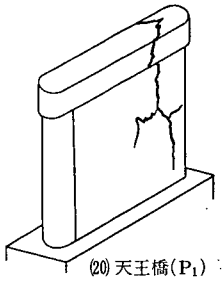
(17) 福田大橋(P_3)



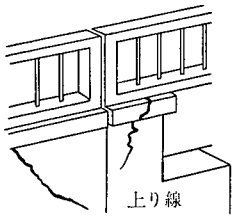
(18) 蛇田跨線橋(A_1)



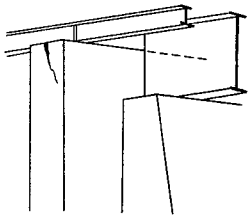
(19) 蛇田跨線橋(A_2)



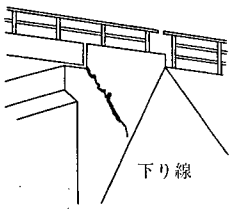
(20) 天王橋(P_1)



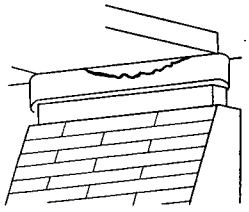
(21) 岩出山大橋(A_1)



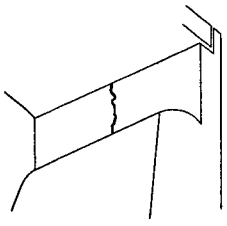
(22) 川渡大橋(歩道橋)(A_2)



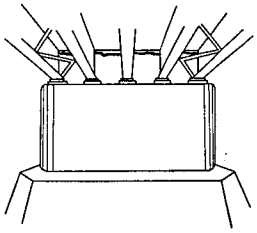
(23) 愛子跨線橋(A_1)



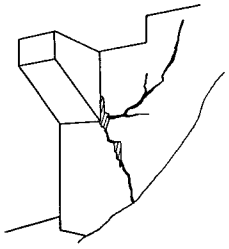
(24) 高倉川橋(A_2)



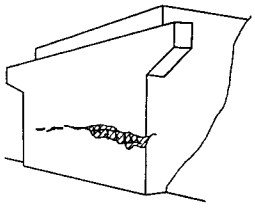
(25) 名取2号橋(A_R)



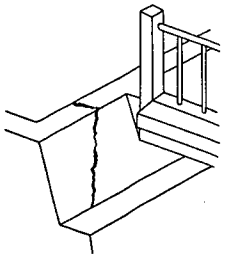
(26) 落合橋(A_L)



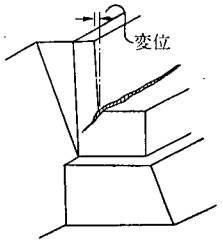
(27) 七北田橋(A_L,A_R)



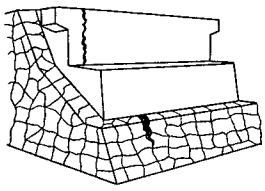
(28) 七北田橋(A_R)



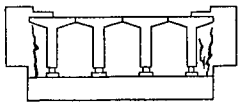
(29) 新鐙川橋(A_L,A_R)



(30) 八乙女橋(A_L,A_R)

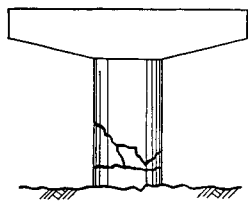


(31) 品井沼大橋(A_R)

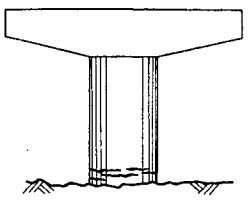


(32) 閖上大橋(A_L)

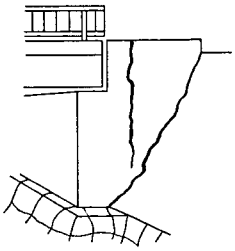
図—9·121(2) 橋脚・橋台の被害状況



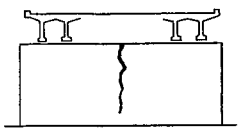
(33) 閖上大橋(P_1)



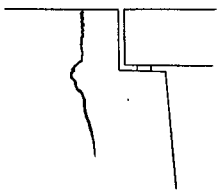
(34) 閖上大橋(P_3～P_9)



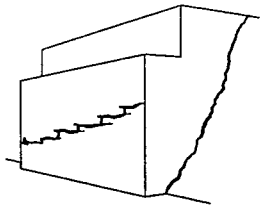
(35)高砂大橋(A_L)



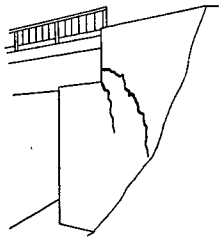
(36) 中の島橋(A_R)



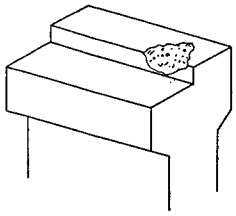
(37) 大代橋(A_L)



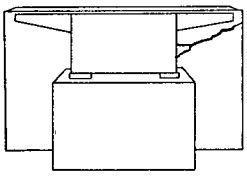
(38) 下鶴田橋(A_L)



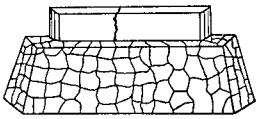
(39) 下鶴田橋(A_L)



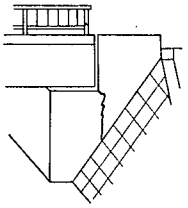
(40) 下鶴田橋(P_1)



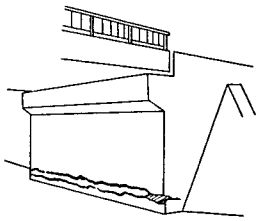
(41) 開北橋(A_L)



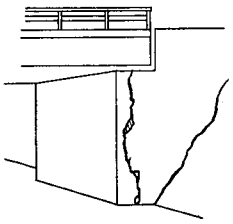
(42) 辻堂橋(A_L)



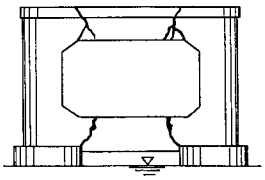
(43) 大和田橋(A_L)



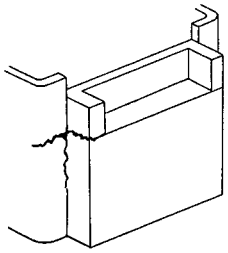
(44) 田町橋(A_L)



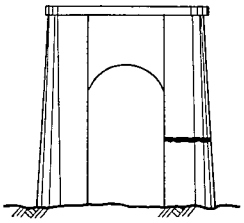
(45) 高川橋(A_L,A_R)



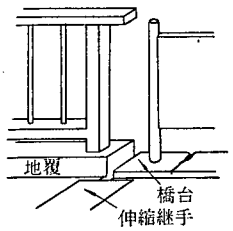
(46) 江合川橋(P_1～P_8)



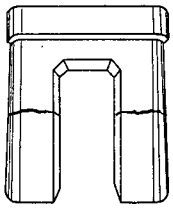
(47) 江合川橋(A_L)



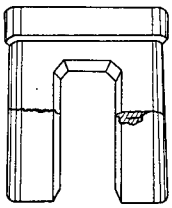
(48) 野田橋(P_3)



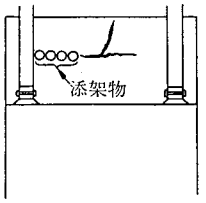
(49) 敷玉橋(A_R)



(50) 志田橋(P_3,P_6)

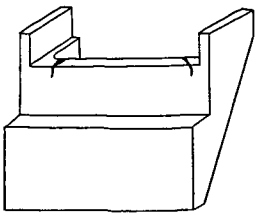


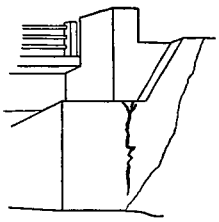
(51) 志田橋(P_4)

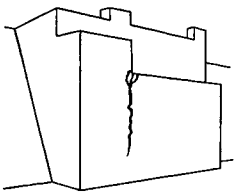


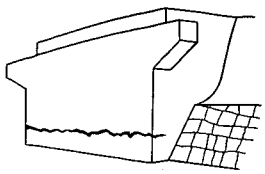
(52) 桜の目橋(A_R)

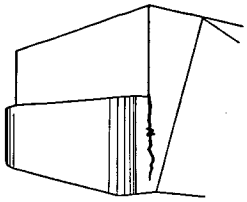
図—9·121(3)　橋脚・橋台の被害状況

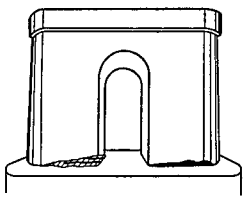

(53) 藤屋敷跨道橋(A)

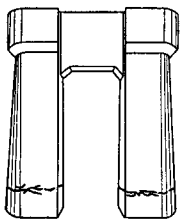

(54) 大寺橋(A_L)

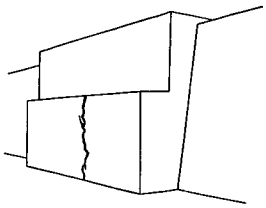

(55) 大寺橋(A_L)

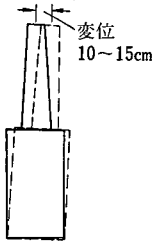

(56) 若柳大橋(A_L)


(57) 下田橋(A_R)

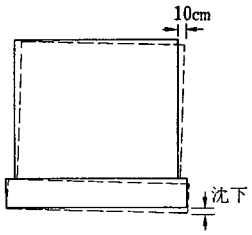

(58) 登米橋(P_{12})


(59) 錦桜橋(P_8)

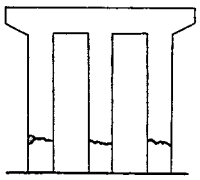

(60) 浪板橋(A_L)

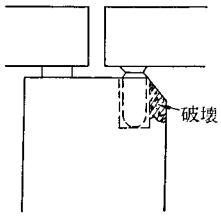


(61) 北上川橋(P_1)

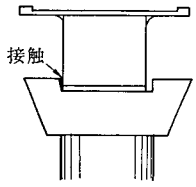


(62) 一本杉橋(P_1)

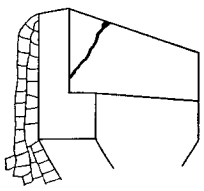

(63) 古内跨道橋(P)



(64) 東雲橋(P_4,P_6)



(65) 国見橋(P)


(66) 栃の瀬橋(A_R)

図—9・121(4) 橋脚・橋台の被害状況

47 橋である。ここでは，これら 47 橋における被害状況の調査結果を示すこととする。

ii) 被害形態の分類

47 橋における橋脚・橋台の被害状況を示すと図—9・120 のとおりである。これらのうち図—9・121(1)～9・121(23)は建設省直轄管理の橋，図—9・121(24)～9・121(60)は宮城県管理の橋，図—9・121(61)～9・121(66) は岩手県管理の橋及び一部日本道路公団管理の橋である。

これらの橋脚・橋台の被害状況から，被害をその形態により図—9・120 に示すように分類した。

iii) 被害形態ごとの被害数

図—9・120 に示す被害形態によって図—9・121 に示す橋脚・橋台の被害を分類すると，表—9・44 のようになる。ここでは，同一の橋において複数の被害形態が存在する場合には，それぞれを独立に計上して示してある。

これによれば，橋脚・橋台の被害総数は 93 (47 橋)であり，橋脚・橋台別の被害数及び被害の内訳は図—9・122 のようである。

これより，次のことが指摘される。

① 橋台の被害としては，橋台躯体及びパラペットの被害がほぼ同程度に起こっている。

② 橋脚の被害は，壁式及び単一柱式橋脚に比べてラーメン橋脚に多く生じている。

③ ラーメン橋脚及び壁式橋脚における被害の大部分は，柱の水平方向のひび割である。

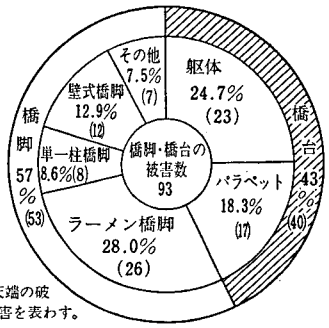
④ 調査対象とした 47 橋の橋脚総数は 131 基，橋台

表—9·44 橋脚・橋台の被害

被害箇所		橋名	被害数	被害合計	被害内容	図-9.121番号
橋台	躯体	躯体前面の鉛直方向のひび割	名取2号橋（A_R）	1	23	橋台前面鉛直方向のひび割	(25)
			中の島橋（A_R）	1		橋台中央部に鉛直方向のひび割	(36)
			辻堂橋（A_L）	1		橋梁中央部に鉛直方向のひび割	(42)
			大寺橋（A_L）	1		歩道部橋台とのコンクリート打継目に鉛直方向のひび割	(55)
			浪板橋（A_L）	1		橋台中央部に鉛直方向のひび割	(60)
			品井沼大橋（A_L）	1		橋台前面に鉛直方向のひび割	(31)
		躯体前面の水平方向のひび割	高倉川橋（A_L）	1		枕梁中央部にひび割	(24)
			七北田橋（A_R）	1		橋台前面にひび割，剝離，鉄筋座屈	(28)
			下鶴田橋（A_L）	1		橋台前面中央部に水平方向のひび割	(33)
			田町橋（A_L）	1		躯体中間部切断（橋軸方向に10 mmのずれ）	(44)
			若柳大橋（A_L）	1		橋台前面に水平方向のひび割	(56)
			新江合橋（上り線A_1）	1		橋台前面の巻きコンクリートにひび割	(8)
		躯体側面のひび割	愛子跨線橋（A_1）	1		躯体側面にひび割	(23)
			七北田橋（A_L，A_R）	2		躯体側面にひび割	(27)
			下田橋（A_R）	1		躯体側面に鉛直方向のひび割	(57)
			下鶴田橋（A_L）	1		躯体側面に斜め方向のひび割	(39)
			大和田橋（A_L）	1		躯体側面に鉛直方向のひび割	(43)
			高川橋（A_L，A_R）	2		躯体側面に鉛直方向のひび割	(45)
			大寺橋（A_L）	1		躯体側面に鉛直方向のひび割	(54)
			蛇田跨線橋（A_1，A_2）	2		側面にひび割，剝離（A_1 上り線側，A_2 下り線側） 側面に鉛直方向のひび割（A_2上り線側）	(18) (19)
	台	パラペットのひび割	長町跨線橋（A_1）	1	17	パラペット前面から橋座端部にかけて大きなひび割	(1)
			梅田川橋（下り線A_2）	1		パラペット前面にひび割	(3)
			泉大橋（上り，下り線 A_1）	2		パラペット前面から橋座端部にかけてひび割	(4) (5)
			福田橋（下り線A_2）	1		パラペット前面のコンクリート剝離	(15)
			福田橋（上り線A）	1		パラペット前面にひび割	(16)
			岩出山大橋（上り線A_1）	1		パラペット側面にひび割	(21)
			落合橋（A_L）	1		パラペット天端付近に水平方向のひび割	(26)
			新鐙川橋（A_L，A_R）	2		パラペット前面端部に斜め方向のひび割	(29)
			八乙女橋（A_L，A_R）	2		パラペット基部のひび割によりパラペットが橋軸方向に傾斜	(30)

被害箇所			橋名	被害数	被害合計	被害内容	図-9.121番号
橋脚		パラペットのひび割	閖上大橋（A_L）	1		パラペット前面にひび割	(32)
			桜の目橋（A_R）	1		パラペット前面にひび割	(52)
			藤屋敷跨道橋（A）	1		パラペット天端にひび割	(53)
			開北橋（A_L）	1		パラペット前面にひび割	(41)
			柵の瀬橋（A_R）	1		パラペット前面にひび割	(66)
	ラーメン橋脚	柱の水平方向のひび割	梅田川橋（上り，下り P_1）	2	26	橋脚の柱中間部に水平方向のひび割	(2)
			阿武隈橋（P_2～P_9）	8		橋脚，門柱のほぼ1/3の高さの位置に水平方向のひび割（P_2～P_5，P_8，P_9），剝離，鉄筋座屈（P_6，P_7）	(13)
			野田橋（P_3）	1		橋脚の柱に水平方向のひび割	(48)
			志田橋（P_3，P_4，P_6）	3		橋脚の柱中間部に全周にわたる水平方向のひび割（P_3，P_6），剝離，鉄筋座屈（P_4）	(50) (51)
			錦桜橋（P_2）	1		橋脚の柱基部にひび割，剝離，鉄筋座屈	(59)
			古内跨道橋（P）	1		橋脚の柱基部にひび割，剝離，鉄筋座屈	(63)
			登米大橋（P_{12}）	1		橋脚基部にひび割，剝離，鉄筋座屈	(58)
		梁の鉛直方向のひび割	江合川橋（P_1～P_8）	8		橋脚上下横梁端部に斜め方向のひび割	(46)
		壁のひび割	多田川橋（P_1）	1		橋脚の壁中央部に鉛直方向のひび割	(6)
	単一柱脚橋	柱の水平方向のひび割	閖上大橋（P_1，P_3～P_9）	8	8	橋脚の柱にひび割剝離，表面段差（P_1），柱中間部に水平方向のひび割（P_3～P_9）	(33) (34)
	壁式橋脚	水平方向のひび割	新江合橋（P_3）	1	12	橋脚中間部でコンクリート剝離，鉄筋座屈	(9)
			千代大橋（P_1～P_8）	8		橋脚基部に水平方向のひび割，剝離（P_3，P_4，P_7），鉄筋座屈（P_1，P_2），首部に剝離（P_5，P_8），鉄筋座屈（P_6）	(11) (12)
			福田橋（下り線P_2）	1		橋脚中間部に水平方向のひび割	(14)
			福田大橋（下り線P_2）	1		橋脚上部にほぼ水平方向のひび割	(17)
		鉛直方向のひび割	天王橋（P_1）	1		橋脚中間部にほぼ鉛直方向のひび割	(20)
	その他	橋脚天端の破損	下鶴田橋（P_1）	1	7	橋脚天端の桁架け違い部破損（桁の衝突による）	(40)
			東雲橋（P_4，P_6）	2		橋脚天端の沓箱抜き部前面の破損（ロッカー沓の衝突による）	(64)
			国見橋（P_3，P_6）	2		橋脚天端のコンクリートストッパー部の破損（桁の直角方向への移動による）	(65)
		橋脚の沈下	北上川橋（P_1）	1		ロッキングによる橋脚の残留傾斜	(61)
			一本杉橋（P_1）	1		橋脚の沈下及び直角方向への傾斜	(62)

注 1)「被害合計」は被害箇所の合計で，被害を受けた橋脚，橋台数とは一致しない。
2) ウイングの被害は除外した。



注) 1) ( )内数値は被害数を示す。
2)「その他」は，橋脚天端の破損，橋脚の沈下の被害を表わす。

図—9·122　橋脚・橋台の被害の内訳

総数は 94 基で，これらのうち被害を受けたのは橋脚 53 基，橋台 40 基である。従って，被害の程度を別にすれば，被害率は橋脚が 53/131≒40%，橋台が 40/94≒43% で，両者はおおむね同程度である。

（2）　沓座コンクリートの被害

沓座周辺の被害としては，アンカーボルトの引抜け，モルタルの破壊及び沓座コンクリートの破壊があり，これについては既に〔4〕に述べたとおりである。本節では，下部構造躯体の被害のうち沓座コンクリートの被害に対して検討することとする。

i）　沓座コンクリートの被害

表—9·30 によれば，被害形態別に分類した場合の沓座コンクリートの被害（被害形態 8）は，全被害総数の 12% に相当する 77 件を占めている。このうち，沓座が破損して支承のリブで水平力を支持できなくなっている被害形態 8-b ランク以上の被害形態は 36 件ある。

この被害を橋数に直すと，宮城県管理橋梁 16 橋，岩手県管理橋梁 3 橋，東北地建管理橋梁 8 橋となり，この一覧を竣工年度順に示すと表—9·45 のようになる。

ii）　被害の要因

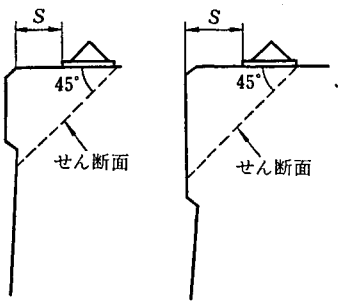
沓座のせん断破壊は，その被害が固定沓に集中していることから分かるように，一般に沓に作用する水平力により，せん断強度を超えるせん断応力度が沓座部に生じることにより発生すると考えられている。

沓座部の抵抗力を支配する要因としては，支承縁端距離及び沓座部の鉄筋補強があげられる。

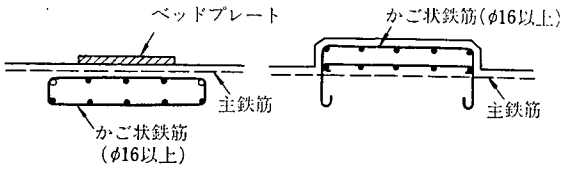
支承縁端距離については，被害橋梁の全数にわたりこれを測定することができなかったが，一部写真等によって調査した範囲では，支承縁端距離の小さい橋に被害が多いと考えられる。

沓座部鉄筋補強に関しては，たとえば沓座コンクリートの一部が欠落ちた豊里大橋や山吉田橋の例のように，沓座のせん断破壊に抵抗するための特別な配筋は見られない。

支承縁端距離及び鉄筋補強に関する既往の示方書類の変遷を調べると次のようになる。



図—9·123　支承線端距離



図—9·124　かご状鉄筋の配置

iii）　沓座部の設計法の変化

道路橋の沓座部の設計法については，昭和 43 年 3 月の道路橋下部構造設計指針，橋台・橋脚の設計篇の規定が最初であり，現在もこの規定が適用されている。

指針は上記の規定の解説の中で，沓座部のせん断破壊は図—9·123 に示すような面で発生すると考え，支承縁端距離 S は次式によって求めることとしている。

$$S \geqq 20+0.5l \qquad l \leqq 100\,\mathrm{m}$$

$$S \geqq 30+0.4l \qquad 100 < l \leqq 150\,\mathrm{m}$$

ここで，l はスパン長（m）である。この支承縁端距離の値 S は，沓座部のコンクリートの欠落ちや地震時に桁が落下するのを防止するという点から定められている。

なお，この指針以前には，沓座部の設計を具体的に条文化した基準類はなく，責任技術者の判断により設計が行われていた。したがって，支承縁端距離に対する規定が出された後とそれ以前では，両者の縁端距離は一般に大きな違いがあり，43 年の指針以前の橋では支承縁端距離の小さいものが多い。沓座のせん断破壊を生じている橋梁が 43 年以前に竣工したものに比較的多いという点は，このような縁端距離の影響が大きいことを表わしていると考えられる。

沓座部の鉄筋による補強については，上記の指針は沓から伝わる鉛直荷重によるコンクリートの割裂を防止し，アンカーボルトから伝わる水平力や引抜き力によってコンクリートが破壊するのを防ぐために，同じく解析の中で図—9·124 に示すようなかご状鉄筋を設けることを勧めている。

しかし，この記述は，必しも支圧面の水平力に対する補強ではないこと，またこれと同様な補強は，昭和 43

表—9·45(1)　沓座付近に被害を受けた橋梁

（宮城県管理）

橋名	架設年(昭和)	上部形式	下部形式	支承形式	幅員(m)	被害付近スパン長(m)	被害状況	被害ランク a＝亀裂 b＝破損 c＝破壊
木間塚橋	6	単純鈑桁	台：逆T式 脚：ラーメン	鋼板支承	4.5	13.4×2 17①/2.3	支承縁端距離不足により，沓座コンクリートがほとんどの下部工で破壊	c
萬石橋	7	単純合成鈑桁(H)	台：半重力式 脚：壁式(引出し数)	鋼板支承	6.0	9.90	支承縁端距離が不足しているため橋脚天端コンクリートが破壊（P_{16}）	b
西内海橋	8	単純合成鈑桁(H)		線支承	8.4	10.35	沓座コンクリートの破損	b
野田橋	10	単純鈑桁	台：逆T式 脚：ラーメン式	鋼板支承	5.5	18.20	支承部コンクリートの破損	b
高川橋	12	単純 RCT 桁	台：重力式 脚：ハイルベント	鋼板支承	6.0	3@7.2	橋脚沓座張出し部破損（P_1, P_2）	a
貞山橋	13	単純合成鈑桁	台：逆T式 脚：ラーメン式	線支承	8.0	9.90	P_1, P_2 橋脚支承部コンクリート亀裂及び剝離，アンカーボルトの抜出し	b
登米大橋	20	単純 RCT 桁＋RCT 桁ゲルバー	台：重力式 脚：ラーメン式	ゴム支承	5.3	18.20	右岸橋台沓座コンクリート亀裂	b
品井沼大橋	29	単純鈑桁	台：逆T式 脚：ラーメン式	線支承	5.5	21.0	P_1 上流側天端コンクリートの剝離（支承部剝離，亀裂）	b
錦桜橋	31	ゲルバー鈑桁		線支承	6.0		沓座コンクリートの破壊	c
志田橋	33	ゲルバー鋼鈑桁	台：重力式 脚：ラーメン式	ピン支承	6.0	29.5	P_3 支承アンカーボルトの抜け出し及び沓座モルタル破損 P_3 橋脚天端に亀裂（P_3は固定支承のみ）	a
荒雄川橋	37	単純合成鈑桁	台：直接基礎 脚：井筒基礎	線承支	6.0	22.5	沓座コンクリートの亀裂	a
山吉田橋	39	単純合成鋼板桁	台：逆T式 脚：逆T式	線支承	6.0	34.4	固定沓，沓座の破壊 P_3, P_4, P_5	b
島廻橋	40	単純鈑桁	台：逆T式 脚：ラーメン式	線支承	A_L6.0 A_R4.5	25.0	P_2 橋脚の固定沓側の橋脚天端に亀裂	a
豊里大橋	42	単純合成鈑桁＋単純鋼鈑桁(H)	台：逆T式 脚：壁式	線支承	8.0	12.9 33.6	H鋼桁下部工の沓下部がせん断破壊（P_3）固定沓	b
保野川橋	44	単純 RCT 桁	台：逆T式	ゴム支承	7.6	21.5 31.0	沓座コンクリートの亀裂（A_L, A_R）	a
柳津大橋	50	単純トラス	台：控え壁式杭（鋼管）基礎	ローラ支承	10.5	74.4	沓座コンクリートの亀裂	a

年に指針として規定される以前から行われていたことを考え合わせれば，沓座被害を左右する重要な要因にはならないと考えられる。

以上のことから，道路橋下部構造設計指針の影響は，補強鉄筋ではなく縁端距離に大きく現われており，縁端距離が大きくなったことが，昭和 43 年以降の橋梁に沓座部の被害が少ないことの原因と推定される。

iv)　下部構造指針によった場合の沓座部の応力度に対する安全性の検討

上述したように下部構計設計指針では，支承縁端距離は地震時の桁の落下防止や沓座の欠け落ち防止などの観点から定められたものである。しかし，沓座コンクリートのせん断応力度の照査の具体的な方法を定めていないところから，この指針の規定に準拠して支承縁端距離を決定した場合，せん断応力度が許容応力度に対してどの程度の余裕を持っているかについて検討を行った。モデ

表—9·45(2) 沓座付近に被害を受けた橋梁

（建設省管理）

橋名	架設年(昭和)	上部形式	下部形式	支承形式	幅員(m)	被害付近スパン長(m)	被害状況	被害ランク a＝亀裂 b＝破損 c＝壊壊
荒雄橋	24	単純鈑桁		鋼板支承	7.5	11.5	橋台桁座コンクリートに亀裂，沓座モルタル破損及びアンカーボルト緩み	a
花京院跨線橋	26	単純合成鈑桁			21.0		橋台桁座コンクリートに亀裂	a
油渡戸橋	28	単純上路トラス	重力式橋台 直接基礎	ピン支承	5.9		橋台桁座両端のコンクリート破損	a
熊ケ根橋	29	単純鋼アーチ	重力式橋台 直接基礎		8.0		橋台桁座コンクリート剝離	a
福田橋（下り線）	32	単純合成鈑桁	半重力式橋台 杭基礎	線支承	10.5	16.5	沓座コンクリートの亀裂	a
天王橋	34	鋼ランガートラス 鋼ゲルバー(7)	井筒基礎 逆T式	ピン支承	6+2	33.0	沓座コンクリートの破壊（ピン支承及びピンローラ支承）	c
梅田川橋	44	単純合成鈑桁	重力式橋台 杭（鋼管）基礎	線支承	23.0	23.4	沓座コンクリートの亀裂	a
水守橋	45	単純合成鈑桁	重力式橋台 杭(RC)基礎	線支承	7.0	19.71	沓座モルタル破損，橋台桁座コンクリートに亀裂，橋台ウイングに亀裂	a
（岩手県管理）								
桜木橋	6	ゲルバー鈑桁		ローラー支承	6.0		沓座コンクリートの亀裂	a
北上大橋	13	ブレースドアーチ(1) 3径間ゲルバー(1) 単純RCT桁(2)	直接域礎				橋脚上，支承コンクリートに亀裂	a
東雲橋	37	単純RCT桁		鋼板支承	4.5		橋台沓座コンクリート剝離，橋脚上沓コンクリート剝離	b
立花跨線橋	42	単純H鋼桁 単純PCスラブ		線支承 ゴム支承			沓座コンクリートの破損	b
赤生津橋	46	単純PCT桁 単純トラス		鋼板支承 ピン支承	6.0	41.14 56.0	沓座が破損	a

ルではできるだけ標準的なものとなるよう選定した。

上部構造としては，PC の単純桁を考え，建設省標準設計より，スパン長 23.0～40.0 m のものを用いた。沓は震度 $K_h=0.3$ とした場合の固定沓に作用する水平力をもとに，沓の標準設計より 表—9·46 のように選定した。スパン長から支承縁端距離を定め，沓の種類から沓の下突起形状が定まると，せん断力に抵抗しうるコンクリート断面積が求まる。これより生ずる水平方向力に対するせん断応力度が表—9·46 のように算定される。このようにして求められたせん断応力度は，国鉄で定めている許容せん断応力度（図—9·125 地震時は 1.5 倍に割増す）と比較してもかなり小さい値となる。現実の破壊面は深くなるので 表—9·46 の値はさらに小さくなる。以上から，下部構造設計指針で定めた縁端距離を確保しておけば，普通の地震時荷重に対しては安全であると考えられる。

ただし，多径間連続桁の固定支承など，特別に大きな水平力が働くと考えられる場合の沓座については，鉄筋による補強などが必要となる場合がある。こうした場合には十分な配慮が求められる。

v） 沓座の鉄筋による補強

鉄筋による沓座の補強には，大別して，鉛直荷重による沓座コンクリートの割裂を防止するものと，水平力によるせん断破壊に抵抗するものの 2 種類がある。

現行の道路橋下部構造指針では前者に相当する記述は盛り込まれているが，後者に対する具体的な規定は設けられていない。上述のように標準的な橋においては，鉄筋等により沓座を補強する必要はないが，特別に大きな水平外力が加わる場合や，十分な縁端距離を取りにくい場合に対する規定の整備が今後必要とされよう。

（3） 地盤流動化の影響

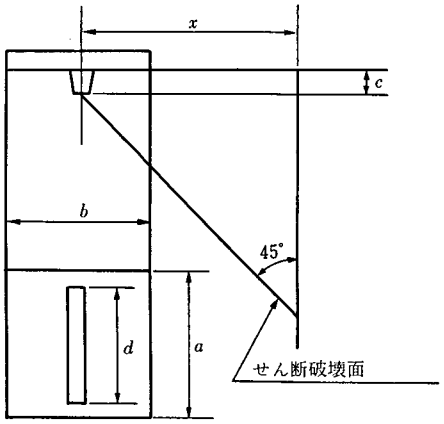
今回の地震により，砂質地盤の流動化が発生した地点は30箇所が調査されており，その概要を表—9・47に示す。表—9・47のうち，道路橋の架設地点近傍の発生地点は，阿武隈橋，名取大橋，閖上大橋，木間塚橋の4地点である。このうち，名取大橋を除く3橋については，下部構造躯体部，支承部あるいは上部構造にかなりの被害があり，地盤の液状化も被害原因の一因となったものと考えられる。

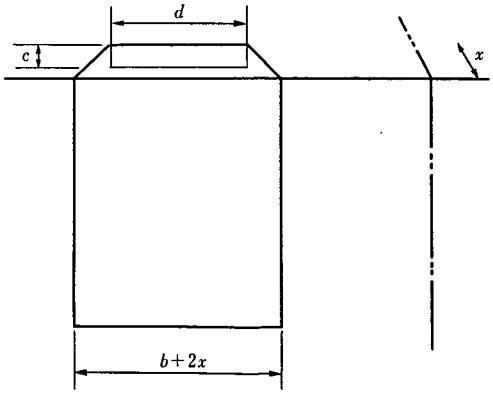
阿武隈大橋については，被害の激しかった P_6 橋脚付近の中州で，写真—9・61，9・62に示す噴砂があり，地盤が液状化したことが明確である。東北地方建設局が地震後に当該地点付近で実施した地盤調査によると，本橋の P_6 付近で深さ3m程度が液状化したものと推定され，これによる水平支持力の低下が本橋の被害につながったものと推察される。

また，閖上大橋については，右岸側高水敷と左岸堤外地（ただしやや上流部）において，地表面の亀裂からの噴砂が多数みられた。また，橋脚周辺では水面下にある P_3，P_4，P_6 橋脚を除く他の橋脚では，相対的に10～20cmの地盤沈下があり，明らかに地盤が液状化したことが確認されている。本橋ではほとんどすべての橋脚躯体部に亀裂が発生し，さらに支承部及び上部構造の一部が損傷を受けた。地震後に当該地点で実施した地盤調査によると，本橋周辺地盤では5～9mの深さまで液状化したと判定されている。

表—9・46 現行指針による沓座コンクリートのせん断応力の検討

スパン l(m)	標準設計 No.	沓一個当りの死荷重反力 $D.L.$ (kg)	$R_H=0.3$ としたとき水平反力 (kg) $R_H=D.L.\times2\times0.3$	標準的な沓の寸法※ a, b, c, d (cm)	支承縁端距離 x'(cm)	リブからの縁端距離 x(cm)	せん断面積 A_r(cm²)	せん断応力度 τ(kg/cm²)
23.5	04-PCT-530	34,700	20,800	$a=69.0$	31.5	50.5	11,525	1.80
24.0	04-PCT-569	36,500	21,900	$b=38.0$	32.0	51.0	11,713	1.87
25.0	04-PCT-608	38,700	23,200	$c=6.0$	32.5	51.5	11,899	1.95
27.5	04-PCT-647	43,000	25,800	$d=48.1$	33.75	52.75	12,376	2.08
30.0	04-PCT-704	46,000	27,600		35.0	54.0	12,860	2.15
32.5	04-PCT-731	52,800	31,700	$a=78.0$ $b=43.0$	36.25	57.75	14,946	2.12
35.0	04-PCT-770	58,000	34,800	$c=7.0$ $d=53.5$	37.5	59.0	15,478	2.25
40.0	04-PCT-809	71,000	42,600	$a=84.0$, $b=48.0$ $c=8.0$, $d=57.0$	40.0	64.0	18,192	2.34





コンクリートのせん断破壊が上図のように発生すると仮定する。

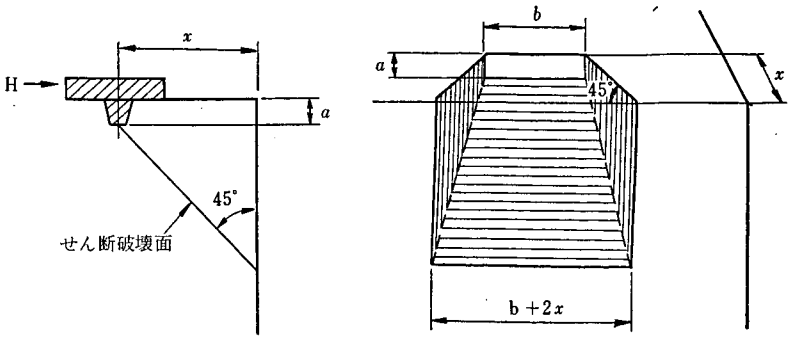
この場合，せん断面積は，次式で求められる。

$$A_r=\sqrt{2}\cdot\chi(2\chi+2c+d)\ (cm^2)$$

水平反力によって生ずるせん断応力度は，次式により求める。

$$\tau=R_H/A_r(kg/cm^2)$$

※沓はベアリングプレート支承を使用したものとする。(BP-A-203, 205, 207)



$$\left.\begin{aligned}\tau&=\frac{H}{A\tau}\\ A\tau&=\sqrt{2}x(2x+2a+b)\end{aligned}\right\}$$

		設計基準強度σck(kg/cm²)			
		180	240	300	400
普通コンクリートの場合	鉄筋の計算をしない場合τ_{a1}	2.0	2.3	2.7	3.0
	鉄筋の計算をする場合 τ_{a2}	7			
人工軽量骨材コンクリートの場合	鉄筋の計算をしない場合τ_{a1}	1.3	1.7	1.8	2.2
	鉄筋の計算をする場合 τ_{a2}	5			

図—9・125 建造物設計標準（国鉄）によるせん断応力度の検討

以上より，道路橋の耐震設計に当っては，地盤の液状化の影響を考慮する必要のあること，及び液状化の判定に当っては，最近土木研究所が提案した簡易法（より厳密には詳細法）が十分な精度で適用可能なことが指摘される。

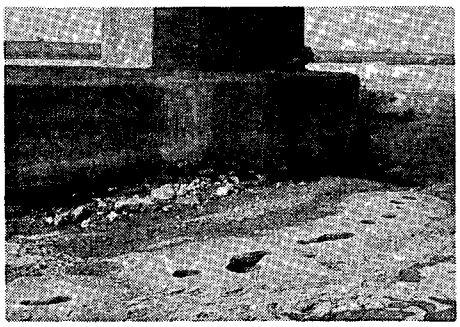
〔3〕 上部構造の被害の特徴

(1) 被害の概要

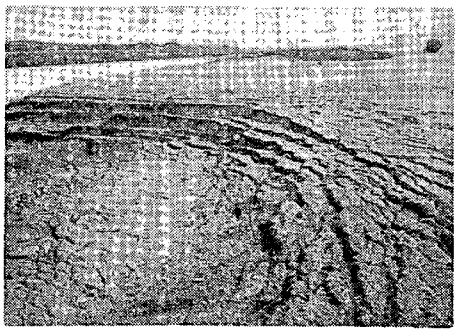
この節では地震後に行った現地調査を初め，各県，地方建設局による震害調効報告などから，耐荷力の減少につながるような比較的大きな被害を受けたもの，あるいは被害例が多かったものについて取上げ，その特徴と原因について考察する。

上部構造の被害は，下部構造や支承部の被害に比べると少ない。比較的目立った被害を受けた橋とその状況について表—9・48 に示す。鋼橋では落橋したものが1橋，支承部のトラス部材が変形したものが2橋，支点付近の対傾構や横構が変形あるいは破断したものが6橋，ゲルバートラスの上弦材が破断したものが1橋あった。一方コンクリート橋では，支点上の主桁に亀裂を生じたものが，PC 桁橋で1橋，RCT 桁や RC ゲルバー橋で9橋あり，支間中央部に亀裂を生じたものが1橋あった。

これらの被害橋に共通することは，損傷部が支点上あ



写真—9・61 橋脚周辺の噴砂（阿武隈橋：P_6）



写真—9・62 橋脚周辺の地盤沈下（阿武隈橋：P_4）

表—9・47　宮城県沖地震による液状化地点

番号	河川名等	流動化地点	震央距離(km)	流動化概況	土木構造物等の被害	備考
1	阿武隈川	阿武隈橋（国道6号）	114	・右岸P_6(中州)周辺で噴砂[2](小)	・橋脚躯体にクラック(P_1～P_9) ・P_5～P_8は鉄筋露出，座屈 ・P_6の沓が2つに割れている	・右岸高水敷のコンクリート護岸下に亀裂 ・P_4，P_7の周辺地盤に亀裂
2	阿武隈川[2]	新浜水門（左岸，貞山運河取付部）	111	・堤外地側コンクリート張り護岸の法尻近くの護岸裏に噴砂(小)	・法肩と路面との段差，亀裂 ・堤外地側護岸法尻のはらみ出し ・堤内地側護岸法面のはらみ出し ・路面の亀裂	・水門には特に被害は見られない
3	阿武隈川	河口（左岸）	110	・堤防法尻付近で噴砂（小）	・堤防の亀裂，陥没 ・海岸堤防の継目部開口	
4	荒浜[5]	国民保養センター内（亘理町荒浜）	110	・グランドに亀裂，噴砂（小）		・浄化槽の浮上(最大30 cm)噴砂 ・プール底面亀裂
5	鳥の海[5]	鳥屋崎地区（鳥の海周囲護岸）	112	・護岸堤防の堤内地側に噴砂(小)	・護岸堤防の陥没（最大 1.5 m） ・コンクリート矢板壁の傾斜	
6	名取川[2]	名取大橋（国道4号線仙台バイパス）	112	・右岸のP_4の周囲に亀裂，噴砂（小）		
7	名取川	中村地区（河口より2.8 km 左岸）	109	・堤内地田地 4～5 箇所（中） ・堤外地畑地 3～4 箇所（中）	・堤防の陥没顕著(最大約 1.5 m) ・両法面の亀裂顕著(L=110 m,)	・旧河道上噴砂 ・1978.2.20 の地震でも堤内地で噴砂
8	名取川	閖上上地区（河口より2.4 km 右岸）	109	・堤外地高水敷噴砂 ・新貞候沼周辺の噴砂	・堤防沈下（小）	・堤内地側の池が沈下により面積増加
9	名取川	閖上大橋（宮城県道 22 号線）	108	・右岸P_2～P_3の間の上流側の河[2]川敷に噴砂（中） ・橋脚周囲の地盤沈下（15 cm）	・橋脚の亀裂（P_1，P_3） ・取付道路の沈下 ・可動沓逸脱寸前	・下流 100 m 程の中洲でも噴砂 ・左岸 1.2 km 堤外地にも噴砂
10	仙台新港[2]		102	・桟橋舗装継目から噴砂（小）	・舗装一部沈下	
11	吉田川	山崎地区（鳴瀬川の河口から17 km 右岸）	106	・堤外地法尻に沿って噴砂(大)[3] ・堤内地にも噴砂（小）	・堤防沈下，亀裂顕著	
12	鳴瀬川[2]	木間塚橋（宮城県道 32 号線）	99	・右岸のP_3の上流側 20 m 噴砂（小） ・低水敷の橋脚P_3に噴砂(小)	・P_3上の第2 桁の沓座コンクリートの破損及び桁落ち（15 cm）	・全橋脚の周囲に隙間があり最大 10 cm 程度
13	江合川	北和淵地区（旧北上川合流点より0.8 km 右岸）	95	・堤内地 畑地 10 数箇所，田地 数箇所 ・堤外地 畑地 1～2 箇所	・堤体の横断方向の亀裂 ・堤内地法尻の農道に亀裂(小)(L=50 m，B=7 cm，D=150 cm)[1]	・旧河道上噴砂
14	旧北上川	笠入地区（河口より19.9 km右岸）	92	・堤内地 畑地 10 数箇所，田地 数 所 ・堤外地 畑地 1～2 箇所	・堤内・外両側法面の法尻付近に亀裂 ・路面上堤内地側に亀裂（L=27 m，B=5～8 cm，D=10 cm)[1]	
15	旧北上川	入地区（河口より19.2 km右岸）	91	・堤内地 畑地 数箇所（小） ・堤外地 畑地 6～7 箇所	・堤外地側の法尻付近に亀裂（L=59 m，段差 2 cm，B=3 cm，D=10 cm)[1]	
16	北上川	川前地区（河口より12.9 km左岸）	85	・堤内地 噴砂 ・堤外地 噴砂	・堤防沈下（小）	
17	北上川	間垣（河口より 4.2 km 右岸）	80	・堤内地法尻から隣接道路を横断して噴砂（小）	・坂路の段差，亀裂 ・裏小段坂路の亀裂	
18	石巻港[5]	大曲地区	87	・海岸護岸後背地に多数の噴砂	・コンクリート製海岸護岸の前傾	
19	旧北上川[5]	石巻漁港魚町地区	80	・全漁連石巻油槽所敷地周辺及び漁港の矢板岸壁の裏込めに噴砂	・矢板岸壁が海側に傾斜，エプロンが若干沈下	・全漁連石巻油槽所内部には被害が見られない
20	石巻市[5]	蛇田団地	86	・団地造成地に砂噴（小）		・旧河道上
21	洲崎浜[5]		93	・砂丘間低地に噴砂		
22	松島[5]	高城川河口左岸	100			・浄化槽浮上 ・ポンプ室沈下
23	松島[5]	手樽	98	・干拓堤防に噴砂		
24	利府町[5]	国鉄仙台車両基地車体検修所	107	・クレータ状噴砂（最大径70～80 cm） ・粗砂 ・地盤の沈下（10 cm程度）	・上部建屋に被害はない	・建屋の基礎はフーティングで盛土上に建設
25	七ケ浜町[4]	仙台火力発電所	102	・噴砂		
26	旧迫川[6]	米山町砥落地区	104	・左岸堤外地の噴砂		・旧河道上
27	迫町[5]	迫町役場敷地	104	・噴砂		
28	吉田川	袋地区（河口より22.2km右岸）	109	・堤外地高水敷に噴砂	(L=100 m，B=20 cm，D=250 cm)[1]	
29	石巻港[7]	潮見埠頭	84	・埠頭舗装上に噴砂		
30	江合川	上谷地（左岸 14.4～14.6 km）	105	・堤外地噴砂	(L=140 m，B=30 cm，D=80 cm)	

るいは支点付近に集中していることである。

（2） 被害形態別にみた被害の特徴と原因

i） 落　　橋

錦桜橋ではゲルバー桁の吊橋が一連落下したが，このように桁が落下するに至ったのはこの一例だけである。

この橋の場合，4箇月前の地震において支承部にかなりの損傷を受けており，その修復途上に今回の地震に遭遇したという特殊な事情があり，このことが落橋の一つの要因になっている。また，この橋では，基礎の根入れが現在の設計法と比較すると若干浅いこと，落下した桁はトラス部とプレートガーダー部の境界付近に位置しており，両者の重量が異なり，振動特性が違うことにより，落下桁両側の定着桁が非常に大きくかつ不揃いな動きをしたことが予想され，これが落橋の直接的な原因になったと考えられる。

以上のように，本橋における落橋は，地震当時不完全であった支承部や，下部構造に起因するものであり，便宜的に上部構造の被害として扱っているが，上部構造自体には何ら問題はない。

ii） 連続トラス固定支承部の被害

柳津大橋及び伊達橋では，連続トラス下弦材の固定支承（ピン支承）取付部に，図—9·126 に示すような下フランジの破断，隅肉溶接の破断，ウェブの局部座屈といった被害を受けた。被害を受けたのは，いずれも4径間連続橋の中央支点，あるいは2径間連続橋の端支点に設けられた固定支承上と，地震による橋軸方向慣性力が集中して作用する部分であることが共通している。

被害の原因としては次のようなことが考えられる。上部構造の橋軸方向慣性力は，トラス下弦材から支承を通して下部構造に伝えられるが，トラス下弦材の中立軸と慣性力を直接受け止める支承のピンとの間隔が大きいと，下弦材と上沓との取付部に大きな偏心曲げモーメントが作用し，これにより上沓取付部周辺が損傷を受けることが予想される。現在では，このような力に対し，支点部の下弦材を補剛材などで補強するのが普通であるが，以前はこれが十分徹底されておらず，被害を受けた2橋のように，何ら対策が施されていない場合も多く見受けられる。

損傷は，最初に下弦材腹板が局部座屈し大きな変形を生じた結果，フランジ，ソールプレートに被害が及んだものと考えられる。

連続トラス固定支承上下弦材腹板の局部座屈について，伊達橋の場合を例にとって簡単な計算を試みた。伊達橋は全長 288 m の4径間連続トラスの中央橋脚（P_2）上に固定支承を配置しており，トラス当りの各支点における死荷重に対する反力は図—9·128 のとおりである。

P_2 上の固定支承が地震力により受ける慣性力は，可動支承の摩擦係数を無視すると次式で与えられる。

$$H_{P_2}=W\cdot K_h \quad \cdots\cdots(9\cdot21)$$

ここに，W：上部構造の死荷重

K_h：水平震度

次に P_2 支点上のトラス下弦材及び固定支承上沓の諸元を図—9·129 に示す。図に示したように，トラス下弦材の中立軸と，慣性力を受け止める固定支承ピンの中心までの距離（偏心量 e）は 355 mm である。下弦材の中立軸とピンとの偏心に起因する偏心曲げモーメントは次式で表わされる。

$$M_{P_1}=H_{P_1}\times e \quad \cdots\cdots(9\cdot22)$$

支承部に上記の曲げモーメントが作用した場合，下弦材腹板に生じる応力分布は図—9·130 のようになると考えられる。

$$\sigma_M=\frac{6M}{bl^2} \quad \cdots\cdots(9\cdot23)$$

さらに死荷重による腹板の圧縮応力 σ_d を均等分布するものとして考慮すると次のようになる。

$$\sigma_{max}=\frac{RdP_2}{lb+LB}+\sigma_M \quad \cdots\cdots(9\cdot24)$$

式（9·21）～式（9·24）を用い，水平震度を設計震度である $K_h=0.2$ と仮定して，腹板に生ずるであろう最大圧縮応力を求めた結果を 表—9·49

表—9·48 上部構造の被害

	橋名	管理	形式	竣工 S	地盤種別	被害状況
1	錦桜橋	宮	ゲルバー鋼桁	31	4種	ゲルバー吊桁の落橋
2	柳津大橋	〃	連続トラス	50	〃	固定支承上のトラス部材の座屈
3	米谷大橋	〃	ゲルバートラス	3	〃	定着トラス上弦材の破断
4	伊達橋	福	連続トラス	40	—	固定支承上のトラス部材の座屈
5	新江合橋	直	連続鋼桁	49	3種	中間支点上対傾構の座屈
6	福田大橋	〃	ゲルバー鋼桁	30	4種	支点付近横構の座屈，リベットの破損 支点上対傾構の座屈，リベットの破損
7	藤橋(54)	岩	連続鋼桁	46	2種	端支点上対傾構の座屈
8	柵の瀬橋(51)	〃	ランガー	37	〃	支点上橋門構，横構の変形
9	磐井川橋	公	連続鋼桁	52	—	中間支点上対傾構の座屈
10	和賀川橋(54)	〃	〃	44	—	中間支点上対傾構の座屈
	コンクリート橋					
11	閖上大橋	宮	PC-T桁	47	3種	主桁支点上の亀裂
12	堂殿橋他8橋	宮・岩	RC-T桁及び-PCゲルバー	—	—	主桁支点上の亀裂
13	登米大橋	宮	RC-T桁	20	—	主桁に亀裂

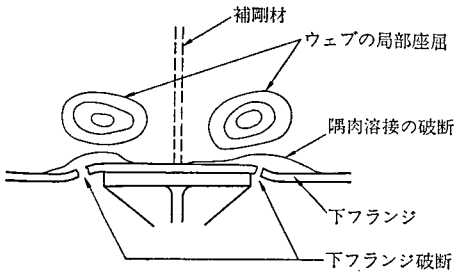
に示す。ここに，

L, B：400，10 mm

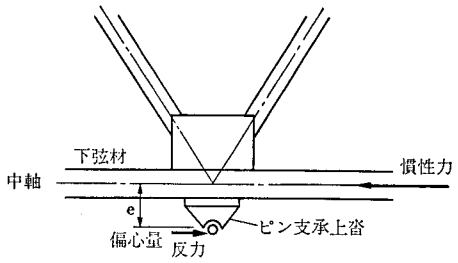
W：$\sum Rd_i$=916.7 t

とした。

このように，支承上の腹板には許容応力や降伏応力をはるかに上回る応力が生じるという結果になった。式(9·21)のような水平力が P_2 支点に働くのは，連続トラス全体が橋軸方向に剛体的な運動をした場合に限られるから，実際には部材の変形によりかなりのエネルギーが吸収され，表に示したような極端に大きな応力が生じるとは考えられない。しかしながら，連続橋の固定支承のように大きな橋軸方向水平力を受け易く，かつ，ピン支承のように上部構造の慣性力との偏心が大きいため，上部構造と支承の取付け部に大きな偏心モーメントを受ける場合には，トラス下弦材の腹板を局部座屈させるような大きな応力が生ずるであろうことは十分予想できる。



図—9·126　柳津大橋の被害



図—9·127　支承部に働く力

iii)　対傾構，横構の被害

対傾構及び横構に被害を受けたのは，新江合橋，福田大橋，藤橋，柵の瀬橋及び地震当時未供用だった東北縦貫道の磐井川橋，和賀川橋の6橋である。これらの被害橋に共通して，次のような特徴をあげることができる。

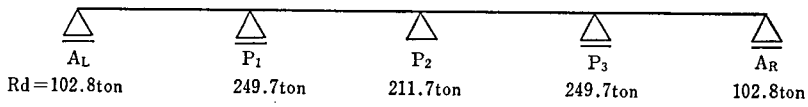
①　被害を受けた対傾構はほとんどが支点上にあり，連続橋では中間支点上の対傾構が多く被害を受けている。

②　横構の被害はすべて対傾構の被害に隣接している。

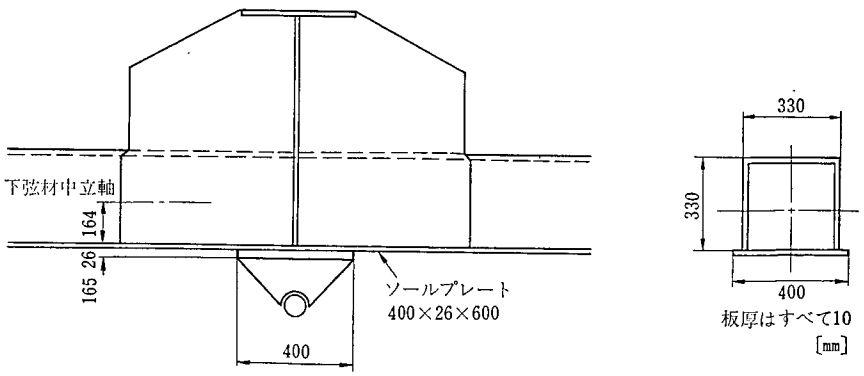
③　被害の程度は，ほとんどの場合部材の形鋼が座屈変形を生じた程度であるが，福田大橋では一部取付リベットが破断し，磐井川橋では対傾構部材とガセットプレート及び主桁相互の溶接部で破断，あるいは亀裂が生じた例があった。

④　同一支点上に複数組の対傾構を有するものでは，すべてが被害を受けた場合と，一組の対傾構が集中して被害を受けた場合がある。

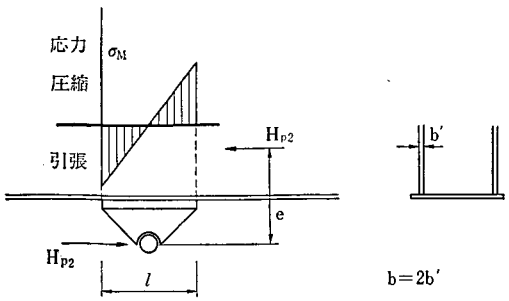
①については，地震荷重の場合，中間対傾構による桁



図—9·128　伊達橋の支点反力（死荷重，1トラス当り）



図—9·129　伊達橋 P_2 上トラス下弦材の諸元



図—9·130 下弦材腹板に生じる応力分布

表—9·49 下弦材腹板に生じる最大応力

死荷重による応力 σ_d	1,764 kg/cm²
曲げモーメントによる応力 σ_M	12,204 kg/cm₂
合 計 σ_{max}	13,968 kg/cm₂

注） 腹板には SM 50 A を使用 σ_{ta}=1,900 kg/cm²
$\sigma_y \geqq$3,300 kg/cm²

間の荷重配分は小さく，支点上の対傾構に集中することが理由であると考えられる。② は横構の被害が対傾向の被害の結果生じたことを示すものであろう。

③ の磐井川橋では，対傾構部材の偏心を小さくする目的で，形鋼の一部を切欠いてガセットプレートに溶接しており，この部分の応力集中，残留応力などが破断あるいは亀裂を生じた原因となったものと思われる。

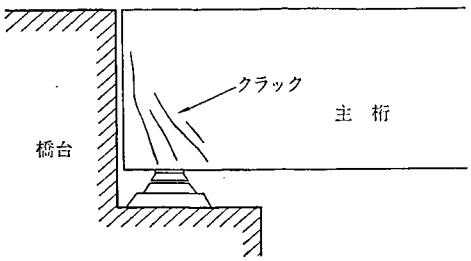
④ からは，支承の上下沓間の遊間にばらつきがあったことが原因となったことが考えられる。一支点上に 3 個以上の支承がある場合，対傾構は 2 組以上設けられることになる。対傾構の設計では，通常複組の対傾構が均等に地震力を分担するものとして計算されるが，支承の遊間にばらつきがあると，一組の対傾構に地震力が集中することになる。遊間のばらつきとしては 3～4 mm 位は現実に生じ得る値であるが，仮に主桁間隔が 3 m とし，対傾構の下弦材が 4 mm 縮んだとすると，下弦材には，

$$\sigma_c=\frac{4}{3{,}000}\times E=2{,}800\ \mathrm{kg/cm^2}$$

という圧縮応力が生じることになる。したがって，対傾構に支承の遊間のばらつきを吸収するような変形能力を期待するのは無理であるということが言える。

対傾構部材の座屈の一つの原因として，部材に用いられる山形鋼，CT 形鋼などの中心軸が継手面とずれるため，部材に軸力だけでなく偏心曲げモーメントが働くことにより，座屈強度が著しく低下することが考えられる。現在では，形鋼を圧縮部材として用いる場合，偏心曲げの影響を考慮するのが普通であるが，比較的古い橋においては，必ずしも十分考慮されていなかったのではないかと推測される。

なお，ここで取上げた日本道路公団の和賀川橋，磐井川橋は，いずれも地震当時未供用であった東北自動車道築館 IC 以北に位置しており，〔2〕,(3) における集計には含まれていない。



図—9·131 閖上大橋

iv） ゲルバートラス上弦材の破断

米谷大橋では，ゲルバートラス定着側の引張部材が破断した（〔3〕,(12) 参照）が，この橋は完成が昭和 3 年と古いこと，破断面とリベット孔が一致していることなどから，疲労により地震前にすでに亀裂が発生していたのではないかとの推測がされている。

v） コンクリート橋主桁支承上のクラック

コンクリート橋上部構造の被害は，そのほとんどが支承直上に入ったクラックである。被害橋は，閖上大橋を除けばすべてが RCT 桁の小規模橋か，比較的古い RC ゲルバー橋であり，閖上大橋以外の PC 橋には被害は見られない。

代表的な被害状況を図—9·131～9·133 に示すが，その形態から大きく 2 つに分類できる。一つは図—9·131 及び図—9·132 に示すように，桁が橋軸方向に強く引かれたために，支承取付部から斜めにクラックが入る場合で，もう一つは図—9·133 に示すように，桁の橋軸方向の運動により支承上に偶力を生じ，曲げに伴う引張応力によりクラックが垂直に入る場合である。

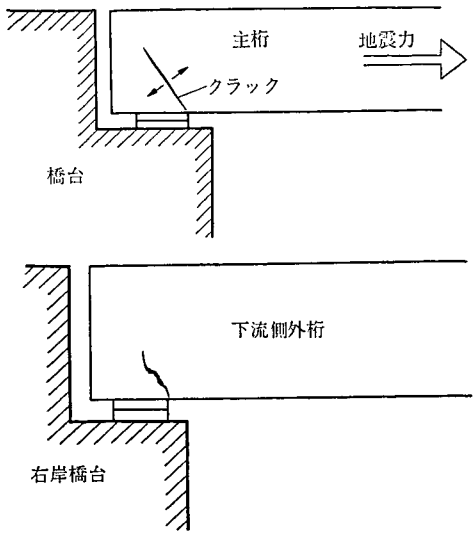
RC 橋については被害例が比較的多かったことから考えて，桁端における水平力に対する強度の余裕が十分でなかったことが主な原因と考えられる。閖上大橋については，他の PC 橋に被害が見られなかったこと，下部構造，支承部に大きな被害を受けていることなどから，予期せぬ大きな地震力が作用しためと考えるのが妥当であろう。

iv） コンクリート橋主桁の亀裂

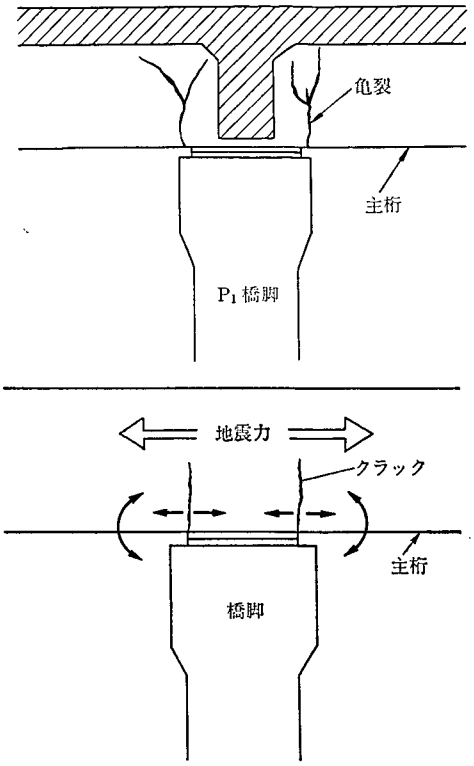
主桁の支点付近以外に大きな亀裂を生じたのは，登米大橋 1 橋である。この橋は昭和 20 年完成と非常に物資が乏しい時期に製作されていることから，鉄筋量が十分でなかったのではないかと考えられる。

（3） ま と め

宮城県地震における橋梁上部構造について調査した結果，次の点が明らかになった。



図—9·132 堂　殿　橋[89]



図—9·133 町 窓 寺 橋[89]

（i） 総体的にみて，上部構造の一次部材が耐荷力を失う程の損傷を受けた例はきわめて少なく，これまでに行われてきた設計法は，上部構造に関する限り大きな誤りはなかったものと考えられる。

（ii） 被害は支承部周辺に集中しており，この部分の安全率が，他の部分に比べ事実上低くなっていることが考えられる。

（iii） 支承に隣接した部材（対傾構）の被害には，支承遊間のばらつきによる各箇撃波の影響もみられる。

（iv） 主桁あるいは主構の支承取付部における被害は，上部構造の橋軸方向慣性力に起因するものがほとんどであり，被害を受けた橋は，このような力に対する考慮が十分でないものであった。

〔6〕 結　　論

宮城県沖地震による代表的な震害橋の被害状況及び被害橋の解析，並びに，被害の分類と原因を検討した。これらの調査結果のまとめについてはそれぞれの節に示してあるが，これらを総括すると以下のようになる。

1） 上部構造，下部構造，支承ごとにある程度以上の被害を受けた橋数は，それぞれ，21 橋，47 橋，66 橋であり，支承部及び下部構造に被害を受けた橋が多い。

2） 支承の被害のうち，最も頻度の高い被害（全体の約 38%）はアンカーボルトの抜出し，屈曲，破断であった。アンカーボルトに被害を受けた橋は一般に老朽橋が多く，道路橋耐震設計指針（昭和 47 年）に準拠した橋では，1 橋も支承被害は生じていない。アンカーボルトの被害を支配する要因の 1 つとして，ボルトの腐蝕の影響を挙げることができる。すなわち，アンカーボルトが破断したケースは，ほとんどすべて昭和初期に竣工した橋であり，腐蝕の進行による断面の減少が原因となって破断したと考えられる事例が多い。

3） アンカーボルトの被害に次いで多かったのが，上沓の逸脱防止構造の被害である。この被害は支承材料の特性及び作用力，形状の特性から (i) 線支承，B.P. 支承の下沓突起の破断，及び，(ii) ソールプレートのストッパー，サイドブロック，サイドブロックの止めボルトの破断の 2 つに分けることができる。前者の被害の大部分は，ねばりの少ない鋳鉄製の突起の破断であり，後者の被害は応力集中の影響，各個撃破の影響，設計で想定する以上の瞬間的な地震力の作用などによるものと考えられる。

4） 沓座モルタルの被害はアンカーボルトの抜出しとともに生じる場合が多く，また，線支承の場合が全体の約 3/4 を占めている。沓座モルタルの被害は箱抜きによる沓座モルタルの施工の不完全な場合，盛り上げが高すぎる場合，アンカーボルト 1 本で固定している場合に多く見られた。

5） 沓座コンクリートの被害の大部分は昭和 40 年代前半までに竣工した橋に生じており，支承縁端距離の不足が原因と考えられる。

6） ピン支承のピン切欠部の破断，及びこれにかみ合う上沓，下沓の突起の破断が生じている例が 3 例ある。

これらの被害は，ピン切欠部及び突起部の応力集中が原因と考えられる。

7) 被害状況からみると，躯体に何らかの被害を受けた53橋脚（今回の地震による橋脚被害の全数）のうち，同時に支承にも被害を生じたものが17例，支承に被害を生じなかったものが36例であること，また，これ以外の支承被害はすべて橋脚に被害を生じていない場合に生じていることから，両者の被害が互いに相互補完的な関係にあること，言いかえれば，一方に被害を生じればもう一方には被害を生じにくいという傾向を示唆していると考えられる。

8) 橋脚躯体の被害としては，躯体の水平クラックが顕著であった。クラックの生じた断面はコンクリートの打ち継目が多かった。また，道路橋耐震設計指針（昭和47年）に準拠して設計施工された橋にはほとんど被害がなく，それ以前に設計施工された橋に被害が多い。

9) 躯体前面にひび割が生じた被害が多数見られた。これは橋台と桁の衝突等により荷重が橋台前面から作用し，躯体前面に引張力によるクラックが発生したものと考えられる。また，パラペット，ウィング等の被害は多数生じた。

10) 落橋に至る被害を受けたのは，ゲルバー吊桁一1件だけであった。この橋の場合には，わずか4箇月前の地震においてかなりの被害を受けており，今回の地震時には，支承部が本来の機能を十分に回復していなかったという特殊な事情を考慮する必要がある。

昭和47年に制定された道路橋耐震設計指針，及び道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年）では，落橋防止構造に関する明確な規定を設け，大地震時においても落橋だけは防げるよう対策を構じているが，今回の地震ではこの規定の効果を確認するような状況には至らなかった。

11) 鋼橋，コンクリート橋を問わず，主桁あるいは主構の被害は固定支承直上に生じた場合が多い。被害例には，橋軸方向水平力に起因する力（支承部に働く曲げモーメントやせん断力）についての考慮が十分でなかったことが原因と考えられるものが少なからずあったが，それらのほとんどは支点付近の補剛材の配置や配筋といった細目上の工夫で損傷を防止し得るとは考えられる。

12) 対傾構の被害例には一支点上のすべての対傾構が同様な被害を受けずに，1組か2組の対傾構が集中して被害を受けた場合が見受けられた。これは全部の対傾構が等しく荷重を分担せずに，支承の上下沓間に設けられている橋軸直角方向の遊間のばらつきにより，特定の対傾構に地震力が集中して作用したためと考えられる。

13) 今回の地震に際して得られた強震記録によれば，開北橋橋脚上では橋軸直角方向に338 gal，伊達橋橋脚上では橋軸方向に482 gal の最大加速度が得られており，これらを単純に震度に換算すると，それぞれ瞬間的に338/980＝0.34, 482/980＝0.49の震度を受けたことになる。このように強い地震力を受けながら大被害を被った橋が少なかった原因としては，1) 採用している設計法が震度法であり，十分な安全率を見込んでいること，2) 大きな地震力が作用するのはごく瞬間的であること，さらに3) 橋の地震応答は地震動の特性，地盤条件，上下部構造の振動特性等が複雑に影響し合うこと，などが指摘される。設計震度の合理的な把握は，橋の総合的な耐震性の把握に係わる問題であり，今後，強震時の地震動の特性，地盤から橋への振動の伝わり方，強震時の橋の振動特性等を踏えて，実際の観測結果と整合している設計震度の与え方，また，これに対する具体的な設計法の体系化を図っていくことが望まれる。

14) 支承部の被害率を地盤別ごとに分類すると，第四紀洪積世以前の地盤上における被害率が低いのに対して，第四紀沖積世の地盤上における被害率が高く，両者の間に著しい違いがある。

15) 今回の地震により合計30箇所において砂質地盤の液状化が確認されたが，このうち，架橋地点近傍で発生したのは4箇所である。このうち，3橋については，下部構造躯体部，支承部あるいは上部構造にかなりの被害があり，地盤液状化が橋の被害原因の一因もしくは被害の拡大を増長させる一因になったと推定される。

謝　辞

地震被害の調査に際しては，東北地方建設局企画部，道路部，仙台工事事務所，宮城県土木部，福島県土木部，岩手県土木部，日本道路公団の各機関の多大な御協力を賜わった。また，地震被害の解析に際しては，日本道路協会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会（大橋昭光分科会長）の委員及び幹事から種々有用な御指摘をいただいた。共に，末尾ながらここに記し，上記関係機関の各位に厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

1) 日本道路協会「宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書」橋梁委員会・総括小委員会，宮城県沖地震道路橋被害調査分科会，1980.3
2) 大橋昭光「宮城県沖地震道路橋被害調査報告」道路，1980.6
3) 建設省東北地方建設局「1978年宮城県沖地震災害報告書」1979.11
4) 宮城県土木部道路建設課「1978年6月宮城県沖地震による橋梁震害調査報告書」1978.11
5) 土木学会東北支部「1978年宮城県沖地震調査報

告書」1980.4
6) 建設省土木研究所振動研究室「1978 年 6 月宮城県沖地震被害調査概報」土木研究所資料，第 1422 号，1978.10
7) 土木研究所第一次調査団「1978 年 6 月宮城県沖地震被害調査速報」土木技術資料，Vol. 20, No. 8, 1978.8
8) 川島一彦，高木義和「宮城県沖の地震（1978 年 2 月）被害概報」土木技術資料，Vol. 20, No. 8, 1978.8
9) 宮城県仙台土木事務所「橋梁 1 号橋梁架換地質調査報告書」1969.3
10) 建設省東北地方建設局仙台工事事務所「1978 年 6 12 日宮城県沖地震，管内橋梁緊急点検調査報告書」1978.7
11) 宮城県土木部「江合橋災害調査報告書」1978.7
12) 宮城県迫土木事務所「錦桜橋変状調査報告書」1978.4
13) 宮城県迫土木事務所「錦桜橋他 2 橋変状調査報告書」1978.6
14) 宮城県迫土木事務所「昭和 53 年宮城県沖地震震害調査報告書」1978.8
15) 岩手県土木部道路建設課「昭和 53 年宮城県沖地震震害調査報告書（主に北上川流域の橋梁について）」1978.8
16) 鉄道技術研究所「1978 年宮城県沖地震調査報告」鉄道技術研究所報告，No. 1111，鉄道技術研究所，1979
17) 高速道路調査会「耐震設計に関する調査研究」橋梁構造研究委員会，耐震設計研究班，1979
18) 福島県「伊達橋震害解析調査報告書」福島県福島建設事務所，1980
19) 山本茂樹「宮城県沖地震による橋梁の被害と復旧（道路）」橋梁，Vol. 14, No. 10, 1978.10
20) 谷内田昌照「宮城県沖地震による橋梁の被害と復旧（鉄道）」橋梁，Vol. 14, No. 10, 1978.10
21) 鹿島建設株式会社「閖上大橋震害調査報告書」1978.7
22) 建設省土木研究所「開北橋における強震記録の解析」土木研究所資料第 1532 号，建設省土木研究所，1979
23) 建設省土木研究所「新飯野川橋橋脚の地震応答特性ならびに 1978 年宮城県沖地震による被害原因の検討」土木研究所資料第 1581 号，建設省土木研究所，1980
24) 岩崎敬男，川島一彦，高木義和「開北橋における地震動入力と動的相互作用の解析」土木技術資料 Vol. 22, 1980
25) 越田　昭，安井昌幸，本江裕元「宮城県沖地震による橋梁の被害調査および検討」建設省直轄技術研究会，1979
26) 吉越治雄「宮城県沖地震後に計画された新阿武隈橋の設計計画について」建設省東北地方建設局技術研究会，1979
27) 倉西　茂，小沢健作，川村友見「橋梁の被害」日本鋼構造協会，Vol. 14, No. 153, 1978
28) 倉西　茂「橋梁等の被害の特徴」53 年度文部省科学研究費報告
29) 尾坂芳夫，三浦　尚「コンクリート構造物の被害」53 年度文部省科学研究費報告
30) 原田康夫他「宮城県沖地震による橋梁の被害」横河技報，No. 9, 1979
31) 納　宏「直轄国道の被害と復旧」橋梁と基礎，No. 12, 1978
32) 宮崎修輔「鉄道の被害と復旧」橋梁と基礎，Vol. 12, No, 12, 1978
33) 児島啓三「高速道路の被害と復旧」橋梁と基礎，Vol. 12, No. 12, 1978
34) 藤本俊郎「宮城県における橋梁被害」橋梁と基礎，Vol. 12, No. 12, 1978
35) 渋谷祥夫「鉄道における震害」基礎工，Vol. 6, No. 11, 1978
36) 塩井幸武「道路における震害」基礎工，Vol. 6, No. 11, 1978
37) 岩崎敏男，川島一彦，吉越治雄「1978 年宮城県沖地震における新飯野川橋の支承部の作用力に関する解析」土木技術資料，Vol. 1
38) 斉木三郎「支承の耐震性について」カラム，No. 73, 1979
39) 日本支承協会「宮城県沖地震による支承部の被害」プレストレスコンクリート，Vol. 21, No. 4, 1979
40) 川島一彦，西川和廣「宮城県沖地震による道路橋の支承被害」土木技術資料，Vol. 1
41) 藤本俊郎「宮城県における橋梁整備の現状と今後の計画」橋梁，1974.4
42) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和，相沢興「開北橋における地盤とケーソン橋脚の動的相互作用の解析，土木学会論文報告集，第 322 号，1982.6

第10編 地震後にとられた対策

田崎忠行[4]*
萩原良二[20]*

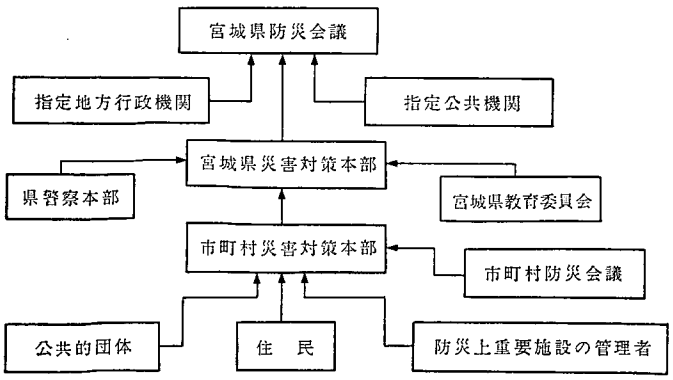
目 次

1. 地震後の応急対策……(1)
〔1〕概 説……(1)
〔2〕組織体制と運用……(1)
〔3〕情報収集・連絡……(3)
〔4〕地震に関する情報……(3)
〔5〕避難と救援……(3)
〔6〕消火活動……(4)
〔7〕公共公益施設の応急復旧……(4)
〔8〕学校運営……(12)
〔9〕その他……(12)
2. 復興対策……(12)
〔1〕概 説……(12)
〔2〕災害復興体制……(13)
〔3〕災害復旧事業……(13)
〔4〕公共施設の恒久復旧対策……(13)
〔5〕関係行政機関のとった金融・税制上の措置……(14)
3. 地震防災に関して得られた教訓……(14)
参考文献……(15)

1. 地震後の応急対策

〔1〕概 説

梅雨入りが発表された翌日の夕刻，宮城県沖約 100 km，深さ約 40 km の地点で発生したマグニチュード 7.4 の地震によって死者 28 名を初めとした甚大な被害が東北地方にもたらされた。沖積層が厚く堆積した地域，丘陵地を切盛りして宅地造成を施した地域では家屋の損壊が著しく，本震後も余震及び降雨による二次災害の危険にさらされることとなった。また，鉄道，道路の被害は列車の運休，道路交通の規制を余儀なくし，東北地方太平洋岸の交通機能はマヒ状態に陥ると共に，仙台市を初めとする都市地域では信号機の停止による交通混乱，水道，電気，ガスの供給停止，電話の不通等市民生活に大きな支障が生じた。



図—10・1 宮城県における災害対策体制概要図

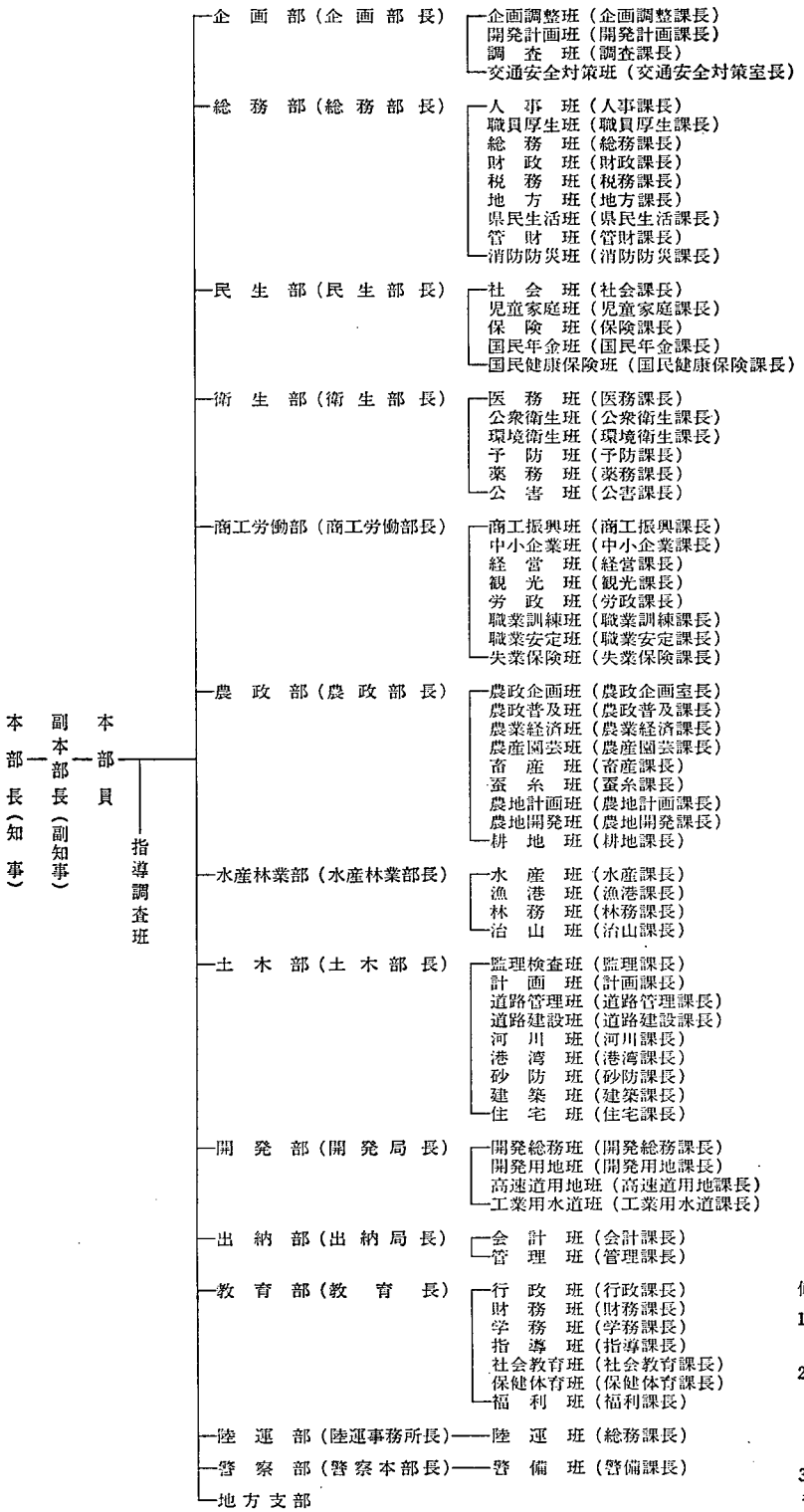
今回の地震では幸いにも，火災発生 12 件，このうち初期消火できなかったものは 3 件と数少なく，火災が拡大するのを防止できたこと，石油コンビナートでは石油タンクに亀裂が生じ重油が流失したものの，新潟地震で見られたような大規模炎上は起きなかったこと，また，関係各機関の迅速な応急対策活動と市民の冷静な行動により大きな混乱が見られなかったことは特筆すべきである。

〔2〕組織体制と運用

被害の集中した宮城県では，図—10・1 に示したような災害対策組織体制の下に，地震発生後直ちに県災害対策本部（図—10・2）を設置すると共に，広域災害の発生に対応して組織の全力をもって活動体制を強化するよう，3 号配備」を指令した。また，仙台市を初めとする 56 市町村及び関係各機関においても順次災害対策本部が設置された（表—10・1 参照）。災害対策体制がとられた機関は以下のとおりである。

- 宮城県災害対策本部（6 月 12 日午後 5 時 30 分設置）
- 各市町村災害対策本部（6 月 12 日午後 5 時 30 分設置）
- 指定地方行政機関災害対策本部（東北管区警察局，仙台通商産業局，仙台陸運局，仙台管区気象台，東北地方建設局（等

20* 耐震研究室研究員



備　考

1. 部長および班長はそれぞれの所属長をもって充てる。
2. 副部長は，部長所属の次長（但し警察部にあっては，警備部長，陸運部にあっては総務課長）をもって充てる。
3. 副班長は，班長所属の課長補佐をもって充てる。

図—10・2　宮城県災害対策本部編成図

表—10・1 災害対策本部設置市町村

市町村 / 設置月日	市 町 村
6月12日	仙台市，石巻市，塩釜市，古川市，気仙沼市，白石市，名取市，角田市，多賀城市，泉市，岩沼市 蔵王町，大河原町，村田町，亘理町，山元町，松島町，七ヶ浜町，宮城町，利府町，大和町，大郷町，富谷町，大衡村，中新田町，松山町，三本木町，鹿島台町，岩出山町，鳴子町，涌谷町，田尻町，小牛田町，南郷町，迫町，登米町，東和町，豊里町，米山町，河北町，雄勝町，河南町，桃生町，鳴瀬町，北上町，女川町，牡鹿町，志津川町，津山町，本吉町，唐桑町，歌津町
6月13日	宮崎町，中田町，南方町，矢本町

・自衛隊（東北方面総監部，第 22 普通科連隊）
・指定公共機関（日本国有鉄道仙台鉄道管理局，日本電信電話公社宮城電気通信部，日本赤十字社宮城県支部，日本放送協会東北本部，日本通運仙台支店，東北電力宮城支店等）
・宮城県警察本部

特に被害の著しい 2 市 4 町に災害救助法が適用され（表—10・2），関係機関の相互援助協力の下に緊急避難者の収容，応急仮設住宅の設置，炊出し，飲料水供給等の各種救助活動が実施された。

また，宮城県は災害対策本部を 7 月 10 日に地震災害復興対策推進本部に切り替え，その事務局として宮城県沖地震災害復興対策室を設け，復興対策の総合窓口とすると共に事業推進の連絡調整の業務を担当することとした。

表—10・2 災害救助法適用市町村

適用市町村	適用日時
仙台市	6月12日17時15分
迫町	6月13日9時0分
米山町	6月13日10時0分
小牛田町	6月13日12時0分
鳴瀬町	6月14日21時0分
泉市	6月22日10時0分

〔3〕 情報収集・連絡

災害を最小限に食い止めるには情報の収集・連絡が円滑に行われ，被害状況の把握，災害対策組織の結成と運営，避難，救援，復旧活動が迅速に実施されなければならない。

地震直後，停電，電話の輻輳，交通渋滞などによって情報の収集・連絡活動に支障が生じたが，電気通信施設の応急復旧が早急に実施され，通信機能が早期に回復すると共に，非常・緊急通信ルートの設定などの措置が講じられ，以後の対策に必要な情報の収集・連絡に努力が注がれた。このため，通信の途絶した地域も無く，地震直後の迅速かつ正確な情報の収集・連絡が適切な避難，救援活動，効率的な復旧活動に大きく貢献したものと思われる。

また，ラジオ，テレビ，広報車等による市民への情報提供が行われ，市民の不安の緩和，解消に役立った。

〔4〕 地震に関する情報

地震後の応急対策に携わる人々はもとより，一般市民が地震に関する正確な情報を得て，津波などによる二次災害を防止し，流言などによる混乱を防ぐためには，地震に関する情報が時々刻々公式に発表される必要がある。

今回の地震では，地震後気象庁によって地震情報等が 11 回にわたって発表された。また，6 月 12 日 17 時 14 分に宮城県沖約 100 km で発生した地震直後の 17 時 21 分に東北地方の太平洋沿岸，17 時 24 分に千葉県及び茨城県の沿岸に津波警報，17 時 28 分に北海道太平洋沿岸に津波注意報が発表され，津波災害の虞のある気仙沼市等の市町村に避難命令が出された。観測された津波の高さは東北地方の太平洋沿岸で 14～22 cm（八戸 21 cm，宮古 18 cm，鮎川 17 cm）程度で，幸いにも被害は無く，20 時 15 分に北海道太平洋沿岸の津波注意報が，20 時 30 分に東北地方の太平洋沿岸，千葉県及び茨城県沿岸の津波警報がそれぞれ解除された。

〔5〕 避難と救援

地震後，家屋の倒壊・半壊，津波警報等により避難した者は約 13,650 人を数えた。このうち津波警報による避難者は警報解除と共に避難を終了したが，地盤の亀裂・崩壊等による住宅被害の著しかった仙台市の新興住宅団地などは，季節的にも梅雨でもあることから二次災害の危険性があるため，警戒体制が地元の協力の下に推進された。仙台市における住宅被害等による避難の状況を表—10・3 に示している。

地震後 1 箇月以上経った 7 月 22 日においても，仙台市の緑ケ丘地区，黒松団地一念坊地区，及び源新田地区の警戒区域の 163 を初め，7 市 12 町において 760 世帯，2,558 人が応急仮設住宅，公営住宅，借家，縁故，自家

表—10・3　仙台市における避難の状況（地震後6月15日まで）

日　時	地　区	被災状況	避難人員	避難場所	その後の経過
6月13日0時30分	緑ヶ丘1丁目一帯	ガケ崩れの危険 道路の地割れ	約70名	鹿野小	6月13日夜約 80名 6月14日夜約100名
2時00分	二ッ沢（少年院向い）	土砂崩れ	4世帯20名	〃	6月13日夜　20名 6月14日夜約 20名
〃	源新田52—128	ガケ崩れのおそれ	3世帯11名	北根集会所	6月13日夜　8名 6月14日夜約 8名
〃	鶴ヶ谷団地	高層アパートで停電のため	75名	○鶴ヶ谷2丁目 第一集会所（15名） ○鶴ヶ谷6丁目 第三集会所（30名） ○鶴ヶ谷東小（30名）	6月13日午前中に避難解除
〃	高砂サニーハイツ	給水塔破裂のため	約120名	高砂小	6月13日午前中に避難解除
〃	新田サイトウマンション		約40名	新田公会堂	6月13日午前中に避難解除
16時00分	砂押町14—2	ガケ崩れ	1世帯5名	知人宅	
〃	砂押町15—3	ガケ崩れ	1世帯6名	知人宅	
〃	小松島2丁目27—23	ガケ崩れ	1世帯	知人宅	
6月14日12時30分	安養寺1丁目1—6	ガケ崩れ	1世帯	知人宅	
〃	北根—念坊1—87	ガケ崩れのためアパート倒壊	7世帯11名	知人宅	
〃	〃　1—59	ガケ崩れのためアパート倒壊のおそれ	9世帯9名	知人宅	
6月15日13時20分	かに沢5—1	家屋倒壊のおそれ	1世帯	知人宅	

作業場等に仮住いをしているのが実情であり，その後も避難を余儀なくされている住民が残されている。

負傷者の医療活動は，交通混乱などによって仙台市消防局に所属する5班の救急隊の出動（総計 25 回）には制約があったが，被害の軽微な官公立病院及び私的医療機関の連携等によって行われ，各医療機関は建物や医療機器，薬材料等に被害を受けながらも負傷者の治療に専念した。

〔6〕 消火活動

地震後発生した火災は仙台市において 8 件であったが，このうち炎上火災となったものは，東北大学理学部化学棟，東北薬科大学，仙台市ガス局有水式ガスホルダー(低圧タンク)の3件のみで，消火活動によって火災が拡大することなく無事鎮火した。前者2件は化学薬品が落下し，化学反応によって出火したもので，薬品類の落下を防ぐために管理上の検討が必要であると思われる。また，危険物貯蔵タンクの炎上は仙台市ガス局のガスタンク1基のみであったが，東北石油(株)仙台製油所の重油タンク3基から重油が流出する事故が発生しており，危険物貯蔵タンクの耐震対策の重要性が実感された。

今回の地震では，交通渋滞により消火活動に多少の支障を生じたが，各炎上火災現場に消防隊が出動し，出火件数が少なかったこと，自然水利及び私設貯水槽を活用できたことなどから火災による被害を最小限に食い止められた。このように火災による被害が少なかった理由としては，夕食炊飯前であったこと，季節的にストーブを使用していなかったこと，約8分前に震度3の前震があったこと，及び 1978 年2月 20 日に宮城県沖に発生した地震（マグニチュード 6.7）の教訓が生かされたことが考えられる。

〔7〕 公共公益施設の応急復旧

（1） 道　路

地震により仙台市，石巻市，塩釜市，古川市で 744 箇所の交差点の信号機が，灯器が曲がるなどの被害を受けた。さらに，地震後の停電により交通信号機は一斉に停止し，都市内の交通は一時混乱状態となった。そこで，交通警察官が緊急配備されると共に，電源車を出動させて主要交差点の信号機を作動させたため漸次混雑は解消されたが，地震後の交通渋滞は5時間近く続いた。

一方，東北地方の幹線道路を管理する東北地方建設局，宮城県等は地震発生後直ちにパトロールに出動し，被害状況の把握と被害状況に応じて通行止，片側通行，大型規制等の交通規制を行った。また，地震後東北地方太平洋岸の鉄道網及び東北縦貫自動車道の機能は停止状

態となっていたため地域全体の交通機能がマヒする危険性があり，被災箇所の応急復旧，迂回路の設定等交通路の確保に全力が注がれた。道路の被害は路面亀裂，橋台背面の沈下等による路面段差，橋梁破損等であったが，これらの被害に対する応急対策として，路面亀裂に対しては砂及びストレートアスファルトによる応急処理，路

表—10・4 国の直轄国道の被害状況と復旧工法（復旧費が百万円を超す復旧箇所）

路線名	箇所名	距離標(km)	被害状況		復旧工法
			主たる被害	その他	
4	二本松市金色久原	249.2	法枠ブロックのはらみ		ブロックの据え直し　擁壁工施工
	白石市新館	303.9	舗装亀裂		舗装打換工
	宮城県刈田郡蔵王町椚林	313.6	ブロック積みの段差		ブロックの積み直し
	仙台市郡山(千代大橋起点)	347.3	橋台背面段差		アスファルト舗装すりつけ
	〃　沖野(千代大橋)	347.5	橋脚破損		主桁仮受後橋脚コンクリート巻立補強
	〃　沖野(千代大橋終点)	347.7	橋台背面段差		アスファルトの舗装すりつけ
	〃　古城二丁目	348.4	構造物背面段差		〃
	〃　卸町	351.7	〃		〃
	〃　〃	352.0	〃		〃
	〃　〃	352.3	〃		〃
	〃　〃	352.4	〃		〃
	〃　日の出町	353.1	〃		〃
	〃　〃	353.8	〃		〃
	〃　〃	354.0	〃		〃
	〃　小鶴	354.2	〃		〃
	〃　〃	354.4	〃		〃
	〃　燕沢	355.3	〃		〃
	〃　〃	355.5	盛土法面逸落	歩道沈下　ガードパイプ損傷	盛土　歩道舗装　ガードパイプ据え直し
	泉市七北田	363.5	舗装亀裂		舗装打換工
	古川市沢田	397.0	橋台背面段差		アスファルト舗装すりつけ
	宮城県栗原郡高清水町本町	404.4	盛土板柵工傾倒	歩道沈下　緑石ブロック傾き	コンクリート擁壁　歩道舗装　ブロック据え直し
6	福島県相馬郡鹿島町川子	283.4	橋台亀裂		橋台補強
	宮城県亘理郡山元町八手庭	321.3	舗装波状沈下		アスファルト舗装
	〃　〃　亘理町松崎	321.9	路肩コンクリート舗装段差		コンクリート舗装打換工
	宮城県亘理郡亘理町今泉(阿武隈橋)	333.6	橋脚破損	沓破損	橋脚　コンクリート巻立補強　沓座拡幅補修
45	仙台市福田町	7.3	盛土法面崩落	歩道沈下　防護柵損傷	土留鋼矢板　歩道舗装　防護柵設置
	宮城県宮城郡松島町高城	28.3	盛土板柵傾倒	歩道亀裂沈下	盛土ブロック積み　歩道舗装
	〃	28.4	橋台背面段差		アスファルト舗装すりつけ
	〃	28.5	〃		〃
	〃	28.6	盛土法面崩落	歩道亀裂沈下	盛土　歩道舗装
	〃　新橋	29.1	(河川) ブロック積傾倒	歩道擁壁傾倒	擁壁工(河川にブロック積，歩道コンクリート擁壁)
	〃　桃生郡鳴瀬町川下	37.2	舗装亀裂　段差		舗装打換工
	〃　小野(小野橋)	38.0	主桁移取	沓　沓座　仲縮継手床版　橋脚	主桁復元　継手補修　床版補修　橋脚補修
	〃　河南町本町(天王橋)	58.3	橋脚亀裂	橋台損傷　沓損傷	橋脚補強　橋台補強　沓更新
	〃　〃　合戦谷	66.0	舗装亀裂		舗装打換工
	〃　本吉郡志津川町清水浜	98.4	盛土亀裂	擁壁工亀裂　舗装亀裂	抑止杭　盛土
	〃　〃　歌津町伊里前(歌津大橋)	102.5	沓損傷		沓補強
	岩手県大船渡市下船渡	165.5	舗装亀裂	舗装沈下	舗装打換工
	〃　九戸郡野田村下安家	336.2	コンクリート擁壁倒		コンクリート擁壁新設
108	宮城県桃生郡河南町広淵	5.0	ブロック擁壁傾倒	歩道亀裂沈下	ブロック積　歩道舗装
	〃　須江	5.8	舗装段差	ブロック積破損	アスファルト舗装　ブロック積
	〃　鳥谷坂	14.7	石積亀裂	舗装亀裂	コンクリート擁壁　舗装打換工

面段差に対してはアスファルト合材による段差解消，橋脚の破損に対しては補強コンクリート巻立て等の措置が講じられた。例として，一般国道指定区間の被害に対してとられた復旧工法の概要を表—10・4 に示している。

東北縦貫自動車道については，地震発生直後の午後5時17分に白河～築館インターチェンジ間，午後5時32分に一関～平泉・前沢間をそれぞれ閉鎖した。その後，路面の状況及び橋梁取付部の段差等の応急復旧工事の進捗状況により順次開通し，6月15日午前7時泉～大和インターチェンジ間の閉鎖解除を最後に全線開通した。しかしながら，開通後も一部区間において復旧工事のために速度規制が行われ，7月11日に正規の状態に回復した。

（2） 鉄　道

国鉄関係の施設は橋脚，路盤，ホーム等に被害を受け，宮城県を中心として東北太平洋岸の鉄道網は全線不通となった。これに対して国鉄では重要性の高い東北本線の復旧に全力を注いだため，6月13日の午前中には仙台以南で運行が可能となり，仙台以北については6月18日に全区間開通した（貨物線は6月30日に全区間開通）。その他の路線についても復旧作業が急がれたが，全面復旧には1箇月近い日数を要した(表—10・5参照)。

表—10・5　鉄道再開状況（仙台鉄道管理局）

線名	不通区間	上下別	開通時刻 月日	開通時刻 時刻
東北本線	南仙台・仙台	上	6月13日	8：20
		下	6月13日	10：20
	利府・仙台	上	6月13日	19：35
	岩切・鹿島台	上下	6月16日	17：00
	鹿島台・小牛田	上下	6月16日	9：00
	小牛田・瀬峰	上	6月18日	17：10
		下	6月14日	23：40
	瀬峰・石越	上	6月18日	22：30
		下	6月15日	0：20
東北(貨物)線	長町・宮城野	上下	6月30日	16：45
	宮城野・東仙台	上下	6月18日	17：00
丸森線	槻木・丸森		6月18日	17：00
仙山線	仙台・山寺		6月14日	19：30
陸羽東線	小牛田・西古川		6月14日	13：30
石巻線	小牛田・石巻		6月16日	17：00
	石巻・女川		6月16日	17：00
気仙沼線	前谷地・柳津		6月19日	17：00
	柳津・志津川		7月1日	18：00
	志津川・本吉		7月6日	24：00

（3） 港　湾

仙台港，石巻工業港等で港湾施設に被害を受けたが，被害の軽微な施設で代替されるなど応急措置により港湾機能は確保された。また，塩釜港等の漁港においても岸壁等に被害を受け，水揚げ作業に支障を生じたが，応急復旧，使用調整によって機能の確保に努めた。

（4） 空　港

仙台空港では被害が軽微であったことから，地震後間もなく平常運行が実施され，長距離輸送の確保に貢献した。

（5） 水道施設

宮城県を中心に各市町村の上水道施設に被害が生じ，各所で断水したため，直ちに復旧作業が開始された。

仙台市水道局では，地震発生直後配水量が急上昇していることなどから配水管の破裂，折損等が多数発生しているものと判断されたので，午後5時30分「仙台市水道局防災配備計画」による「第三配備」を指令し，全職員を非常招集すると共に水道局震害対策本部を設置し，事故処理体制に入った。午後7時には常備の給水車4台の出動体制を整えると共に，水道局所有の給水タンク40基を積載する自動車を配備，午後9時には仙台市公認水道工事業者13社，給水車14台の応援を得て出動準備を完了した。その後さらに応援の追加を求め，動員車輌台数，出動回数ともに最大となった6月14日の朝には37台の給水車を配備し，新興住宅団地，高層マンション等断水の続いている地区の給水活動を行った。また，地盤の亀裂，崩壊等の二次災害を防止するために通水できなかった緑ケ丘地区，黒松一念坊地区には，臨時の共用栓を設置するなどの処置がとられた。表—10・6に6月12日から6月21日までの応急給水状況を示しているが，復旧作業の進捗に伴って6月14日を境に給水出動回数は漸減した。この間，延べ149台の給水車が637回出動し，702 m³ の水を給水した。

また，施設被害の著しかった塩釜市，泉市では自衛隊に給水活動を要請すると共に，他県の応援を得て復旧に当たったが，全面復旧には10日以上を要している(表—10・7 参照)。

（6） 電力施設

地震による電力施設（東北電力）の機能障害及び復旧状況は次のとおりであった。

（i） 水力発電施設

水路，水槽の土留壁，取水口，水槽の巡視路等に被害があったがいずれも発電には支障なく，6月14日22時48分に全面的に復旧された。

（ii） 火力発電施設

仙台火力発電所2，3号機（出力各17万5千 kW），

表—10・6 仙台市における応急給水状況（地震後～6月21日：仙台市水道局）

月日	給水車 総数(台)	局(台)	応援(台)	従事者 総数(人)	局(人)	応援(人)	延給水回数(回)	応急給水量(m^3)	主な給水対象
6月12日（月）	5	5	0	20	20	0	7	7	鶴ヶ谷団地，旭ヶ丘，緑ヶ丘
13日（火）	29	7	22	72	50	22	165	180	自由ヶ丘，双葉ヶ丘，泉ヶ丘
14日（水）	37	7	30	90	60	30	213	230	幸福ヶ丘，北根一念坊
15日（木）	27	7	20	70	50	20	120	130	富沢，袋原，出花，荒井，伊在ほか
16日（金）	17	7	10	50	40	10	60	65	黒松，幸町公団アパート
17日（土）	10	6	4	30	26	4	26	30	桜ヶ丘，鶴ヶ谷アパート
18日（日）	10	6	4	30	26	4	18	20	サニーハイツ
19日（月）	8	5	3	18	15	3	18	20	台原ライオンズマンション
20日（火）	4	4	0	9	9	0	7	14	日水アパート，東六小学校
21日（水）	2	2	0	5	5	0	3	6	ほか
計（延）	149	56	93	394	301	93	637	702	

表—10・7 応急給水，配水管復旧工事における応援活動（日本水道協会東北地方支部相互応援計画に基づくもの）

県支部	応援都市	期間（出発日含む）	応援先	応援業務の内容	派遣内容等
青森	八戸市	6月13日～6月16日	塩釜市	応急給水作業	給水タンク15個，車輌10台 業者運転手20名，水道職員4名
秋田	秋田市	6月14日～6月18日	泉市	配水管復旧工事	業者2社7名，車輌2台
山形	山形市	6月14日～6月16日	塩釜市	応急給水作業	給水車1台，水道職員3名
	〃	6月15日～6月16日	泉市	配水管復旧工事	業者1社4名
	米沢市	6日14日～6月16日	塩釜市	応急給水作業	給水車1台，水道職員3名
	上山市	〃	〃	〃	給水車1台，水道職員2名
	寒河江市	〃	〃	〃	給水車1台，水道職員1名
福島	福島市	6月14日～6月17日	泉市	配水管復旧工事	業者4名
	郡山市	〃	〃	〃	業者4名
	原町市	〃	〃	〃	業者4名
岩手	盛岡市	6月14日～6月18日	泉市	配水管復旧工事，幹線通水試験作業，漏水調査	6月14日～17日水道職員16名，車輌7台 6月17日～18日水道職員4名，業者16名，業者車輌4台（重機含む）
	水沢市	6月14日～6月17日	泉市	配水管復旧工事	水道職員1名，業者4名，車輌2台
	北上市	〃	〃	〃	水道職員1名，業者4名，車輌2台
	花巻市	6月17日～6月18日	〃	〃	水道職員1名，業者4名，車輌2台
宮城	気仙沼市	6月15日～6月18日	泉市	応急給水作業	給水車2台
	〃	6月17日～6月19日	塩釜市	配水管復旧工事	工事業者3班
	仙台市	6月15日～6月17日	泉市	〃	工事業者2班
	〃	6月17日～6月19日	塩釜市	〃	水道職員3名，工事業者5班

新仙台火力発電所1号機（出力35万kW）及び2号機（60万kW），八戸火力発電所3号機（出力25万kW）は地震により手動停止を行った（仙台火力発電所は停止中）。点検・復旧作業の結果，八戸火力発電所3号機は6月12日18時54分，仙台火力発電所1号機は6月16日12時54分，2号機は6月26日13時45分，3号機は7月20日15時39分，新仙台火力発電所1号機は6月18日18時16分，2号機は6月19日13時02分にそれぞれ復旧を完了した。

（iii） 送電施設

ヘリコプター3機を出動させて送電線の巡視を行うと共に，地上巡視によって全域の総点検を実施したが，被害は軽微であったため送電には特に支障を生じなかった。

（iv） 変電施設

仙台変電所は壊滅的な被害を受けたが，3号主要変圧器は6月14日に，1号・4号主要変圧器は6月15日に，蔵王幹線，宮城幹線，新仙台火力A線は6月15日，16日，18日にそれぞれ順次に復旧した。宮城変電所については，1号，3号主要変圧器が6月12日，16日にそれぞれ復旧し，その他154kV，66kV系の変電所も順次復旧した。

（v） 配電施設

仙台市東南部を中心に，電柱の倒壊・折損・傾斜，電線の断線，柱上変圧器の傾斜等の被害があったが，多くの人員を動員して復旧作業に当たったため6月 14 日6時 50 分には高圧線全線に送電が可能となり，全面復旧した。

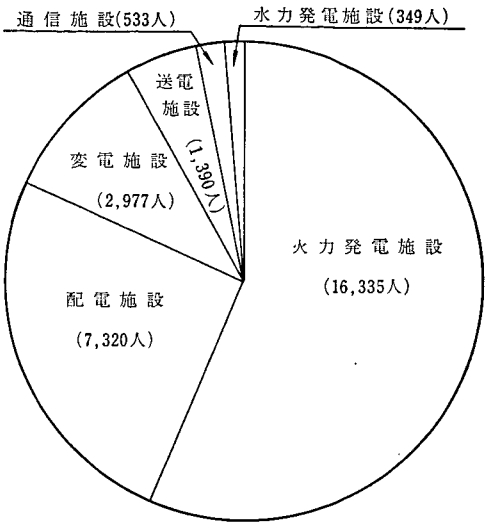
（vi） 通信施設

4系統のマイクロ回線が被害を受けて通信が停止したが，基幹の3系統は6月12日21時38分，残り1系統も6月13日10時35分に復旧した。

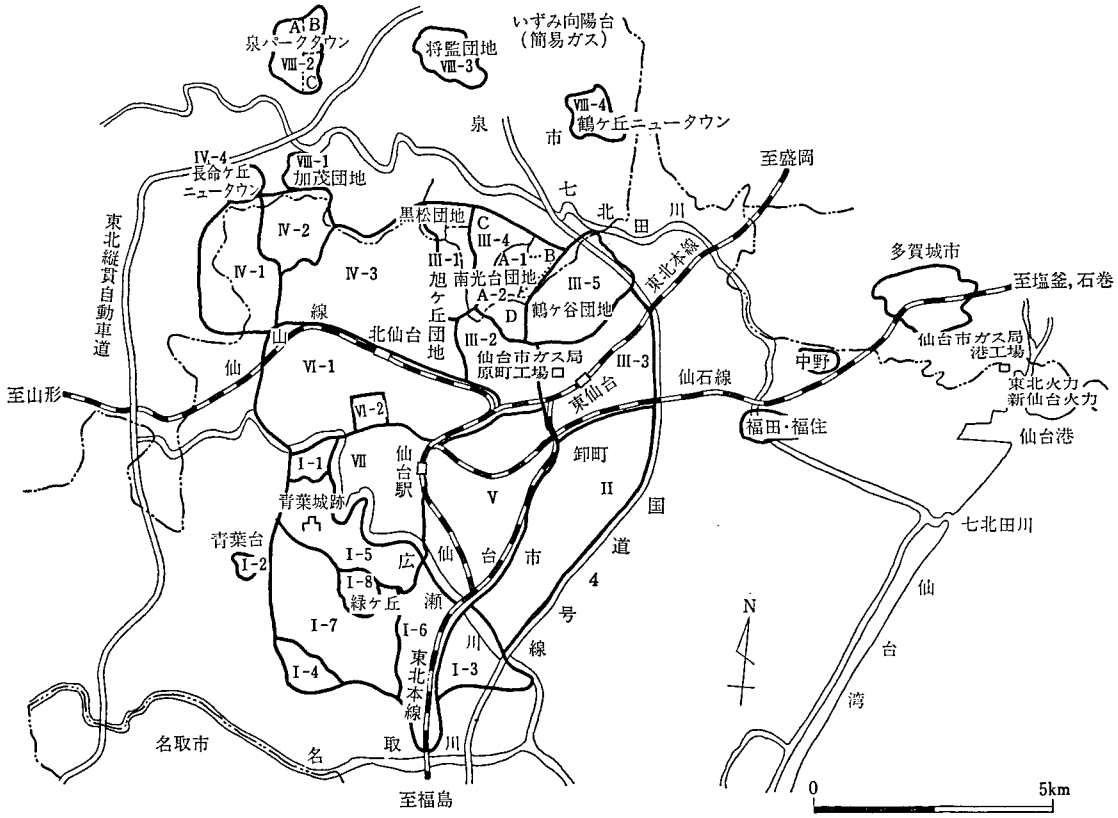
地震発生後，図—10·3のような内訳で各施設の復旧に大量の人員を動員し，公共性の高い需要，仙台市内などの重要負荷に対する供給の確保に努めると共に，地域間の相互融通システムにより6月 14 日早朝には電力供給機能はほぼ確保された。

（7） ガス供給施設

仙台市，多賀城市及び泉市の 135,863 戸へガスを供給している仙台市ガス局では，地震により原町工場内の低圧有水ホルダーの倒壊災上及び構内配管の折損，港工場



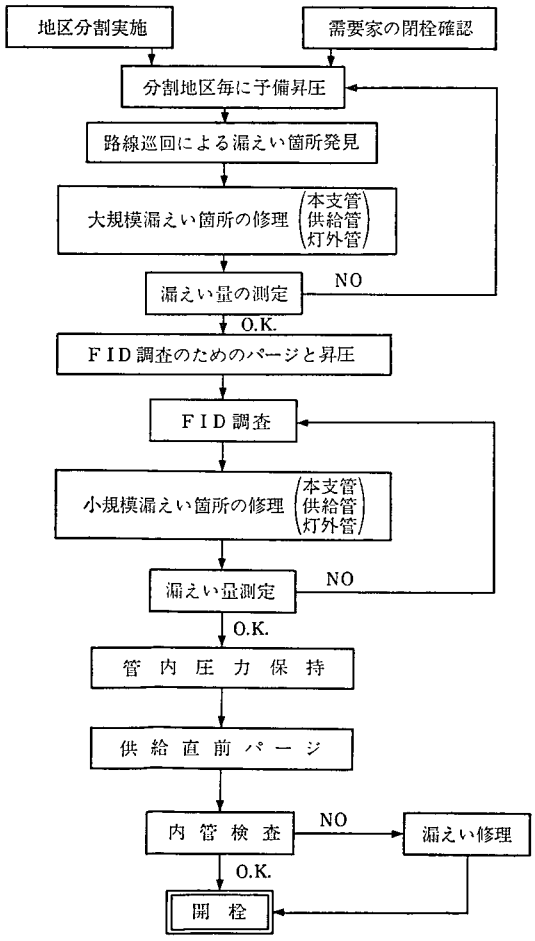
図—10·3 電力施設の復旧に要した延べ人員の内訳
（6月30日まで計28,904人）



図—10·4 仙台市ガス局による復旧作業地区分割図

ではプラントの停電トリップ等によりガスの製造は停止，早期再開は不可能となった。また，市内各地から漏えい通報（受付件数200件）が殺到したため，6月12日18時に供給停止を決定，地震発生の約1時間後の18時15分に港工場出口の幹線バルブを閉じ，供給を全面的に停止した。これに伴い，18時30分にテレビ・ラジオ等の報道機関への依頼，広報班10班の編成によってガス供給停止の広報と各需要家のガスメータコックの閉止を呼びかけた。

地震直後に設置された仙台市ガス局災害対策本部及び日本瓦斯協会の応援体制の下に，住宅地への供給優先の方針で復旧が進められた。復旧作業の方法としては，多数のガス管被害箇所が予想されたため，図—10·4 のように供給地域（仙台市，多賀城市，泉市）を8ブロックに分割，さらに被害の多いブロックを2～8セクターに細分割して 図—10·5 のような手順で点検，修理を行った。復旧作業にはガス事業者 22 社，延べ 10,583 人の



図—10·5 ガス供給施設の復旧作業の流れ（地区分割～開栓：仙台市ガス局）

応援（6月13日～7月9日）を受け，ガス局職員，応援人員を合わせて延べ 25,635 人を動員して7月中旬までに復旧作業を終えたが，その後万全を期するために年内中を目処に導管やマンホールなどの地下埋設施設の総点検を続行した。

石巻市，塩釜市及び古川市においても，都市ガス供給施設に被害を生じ，石巻ガス(株)は21時20分，塩釜瓦斯(株)は19時10分，古川ガス（株）は18時にそれぞれガスの供給を停止した。復旧に当っては供給地域をブロック分けし，外部からの応援を受けて，石巻ガス(株)が6月19日，塩釜瓦斯(株)が6月30日，古川ガス(株)が7月1日にそれぞれ全面的に供給を再開した。

（8） 通信施設

地震発生と共に，日本電信電話公社では東北通信局及び関係通信部，現場機関に災害対策本部を設置し，対策に当った。仙台局を初めとして東北通信局管内で165局（宮城通信部内100局）が停電（この内7局は24時間以上の停電）したため，9台の移動電源車を出動させて巡回給電を行い，全局の電力が回復するまでの間（約40時間）通信用電源を確保した。また，同軸ケーブルの被害9箇所では仮ケーブルを設置するなどの応急措置をとったため早期に通信機能が回復した。しかしながら6月12日夜から 14 日にかけて電話が殺到し，異常輻輳状態が生じたため，RCIE（規制対地識別装置）による一般通話の 25～75% 規制，非常・緊急通話ルートの設定を実施し，重要通話の確保を図った。一方，停電により100円公衆電話及び大形青公衆電話が使用不能となったため，仙台駅前周辺の100円公衆電話 29 箇所の電源を確保して使用できるようにした。また，被災住民の避難場所には災害特設電話を 12 箇所計 29 台を設置した。

電報については，地震後間もなく機能は回復し，6月15日までの3日間に東北管内全体で15万通（仙台市6万4千通）を着信したが，見舞電報と緊急性の強い電報を区分して後者を優先的に配達し，6月 17 日には配達を完了した。

なお，これらの応急復旧作業には延べ5,000人（この内建設業界からの応援は延べ約400人）を要した。

（9） 河川施設

新北上川河口付近，鳴瀬川大郷町付近，名取川河口付近等で堤防の亀裂，沈下，法面のはらみ等の被害を生じたが，東北地方建設局では直ちに現地パトロールによる被害状況を調査し，出水期を迎え二次災害の防止のため応急復旧工事は6月15日に着手，6月30日におおむね終了している。また，本復旧としては被害の著しい堤防の開削築堤，コンクリート護岸等の施工を行った。表—10·8 にその概要を示している。

ライフラインと呼ばれている主な公共公益施設の機能

の回復状況を表—10・9 及び図—10・6 に示している。ここで算出した機能回復率は，各施設ごとに得られたデータの特性に応じて定義したものであり，必ずしも統一された尺度となっていない。しかしながら，これらの図表から各施設の機能回復の難易などに関する傾向を考察することができる。

1) 通信施設及び電力施設の機能の回復は早く，地震の発生した翌日にはほぼ回復している。これらの施設は他の施設に比べて被害の程度が小さかったことと，代替施設，代替ルート等によって応急的に機能を代替させることが可能であったことなどから機能の回復が早かったものと考えられる。しかしながら，特に電力施設の機能喪失は他の施設の機能を阻害する要因となる場合があり，たとえ短期間であってもその機能喪失による影響は大きいと言える。

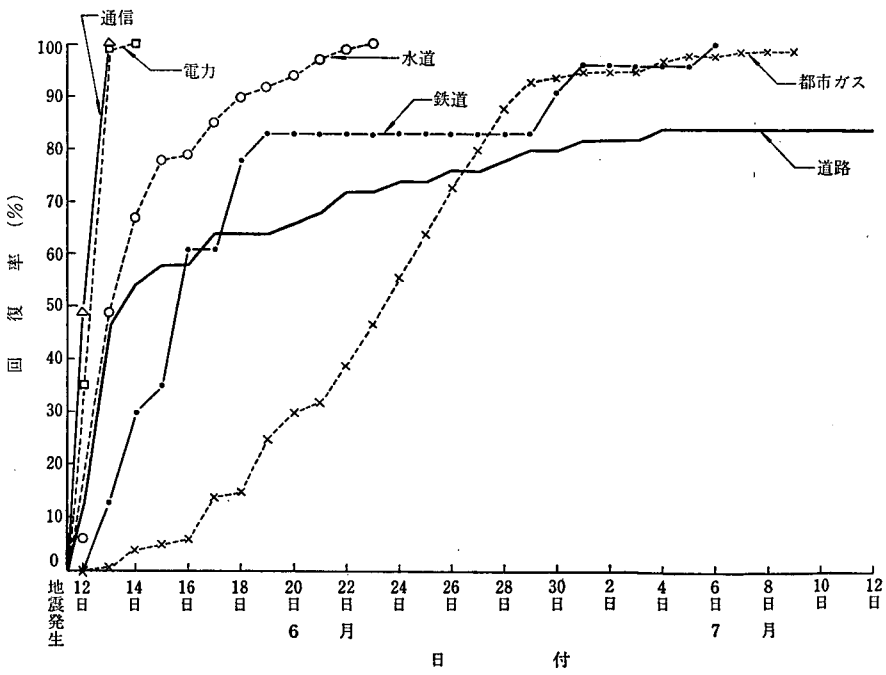
2) 水道施設の機能は全体として比較的早期に回復しているが，供給の停止が長引いた地域では日常生活に大きな支障をきたした。

3) ガス供給施設は，被害が著しかったことと，安全性を確保しながら復旧作業を進める必要があるため，機

表—10・8 河川堤防の被災・復旧状況

河川名	管理区間延長(km)	改修着手年	堤防延長(km) 完成堤	暫定堤	計	被災堤防延長(km) 緊急災害	緊急維持	計	災害本復旧	摘要
北上川下流	137.5	明 44	78.5	104.6	183.1	5.3	4.2	(0.052) 9.5	8.9	江合川を含む
鳴瀬川	82.4	大 10	22.2	111.0	133.2	4.3	6.4	(0.080) 10.7	8.1	
名取川	29.4	昭 16	28.6	3.4	32.0	2.3	9.0	(0.353) 11.3	3.0	
阿武隈川下流	63.7	昭 11	20.5	53.5	74.0	0.1	2.5	(0.035) 2.6	0.6	
合計	313.0		149.8	272.5	422.3	12.0	22.1	(0.081) 34.1	20.6	

注) ○ 被災堤防延長「計」欄の（ ）は，堤防現況長に対する被災長の率である。
○ 「災害本復旧」は1箇所当り復旧費100万円以上で災害報告中のものであり，延長は「計」の中に含まれる。
○ 被災堤防延長の「緊急災害」欄は緊急応急復旧で対応した堤防延長，「緊急維持」欄は維持費で対応した堤防延長を示している。



図—10・6 公共公益施設の機能の回復状況の比較

表—10・9 公共公益施設の機能の回復状況

公共公益施設 / 月日	道路[1] 不通箇所数（箇所）	道路[1] 回復率 (再開箇所数累計)/(地震直後の不通箇所数) ×100（%）	鉄道[2] 不通区間数（区間）	鉄道[2] 回復率 (再開箇所数累計)/(地震直後の不通区間数) ×100（%）	水道[3] 断水施設数（箇所）	水道[3] 回復率 (断水解消施設数累計)/(地震直後の断水施設数) ×100（%）	電力[4] 供給停止戸数（千戸）	電力[4] 回復率 (供給再開戸数累計)/(地震直後の供給停止戸数) ×100（%）	都市ガス[5] 供給停止戸数（戸）	都市ガス[5] 回復率 (供給再開戸数累計)/(地震直後の供給停止戸数) ×100（%）	通信[6] り障回線数（千回線）	通信[6] 回復率 (回復回線数累計)/(地震直後のり障回線数) ×100（%）
地震直後	50	0	23	0	72	0	419.1	0	151,252	0	48.0	0
6月12日	44	12	23	0	68	6	271	35	151,252	0	24.5	49
13日	27	46	20	13	37	49	5	99	150,805	0.3	0	100
14日	23	54	16	30	24	67	0	100	144,866	4		
15日	21	58	15	35	16	78			144,309	5		
16日	21	58	9	61	15	79			142,878	6		
17日	18	64	9	61	11	85			130,824	14		
18日	18	64	5	78	7	90			128,167	15		
19日	18	64	4	83	6	92			113,302	25		
20日	17	66	4	83	4	94			105,538	30		
21日	16	68	4	83	2	97			102,150	32		
22日	14	72	4	83	1	99			92,581	39		
23日	14	72	4	83	0	100			80,088	47		
24日	13	74	4	83					66,247	56		
25日	13	74	4	83					54,850	64		
26日	12	76	4	83					41,008	73		
27日	12	76	4	83					30,732	80		
28日	11	78	4	83					17,889	88		
29日	10	80	4	83					11,109	93		
30日	10	80	2	91					8.709	94		
7月1日	9	82	1	96					8,239	95		
2日	9	82	1	96					8,039	95		
3日	9	82	1	96					7,129	95		
4日	8	84	1	96					4,009	97		
5日	8	84	1	96					3,299	98		
6日	8	84	0	100					2,559	98		
7日	8	84							2,099	99		
8日	8	84							949	99		
9日	8	84							759	99		
10日	8	84							—	—		
11日	8	84							—	—		
12日	8	84							—	—		

注 1) 国道，主要地方道，一般県道の不通箇所の再開状況を示している。
2) 東北本線（上り6区間，下り5区間），東北（貨物）線（上り2区間，下り2区間），丸森線（1区間），仙山線（1区間），陸羽東線（1区間），石巻線（2区間），気仙沼線（3区間）の不通区間（23計区間）の再開状況を示している。
3) 宮城県内の上水道における断水施設数（計72施設）の断水解消状況を示している。
4) 東北電力による供給が停止した需要家に対する供給再開状況を示している。
5) 都市ガスの供給が停止した需要家（仙台市ガス：135,863戸，石巻ガス（株）：7,095戸，塩釜瓦斯（株）：6,235戸，古川ガス（株）：2,059戸，計151,252戸）に対する供給再開状況を示している（家屋復旧の困難な家庭及び留守家庭を除き7月9日に復旧完了）。
6) 日本電信電話公社所有の伝送路のり障回線の回復状況を示している。

能の回復は最も遅くなっている。

4) 鉄道施設及び道路施設は，被害の特性と程度，路線の重要性などに応じて順次不通区間が減少しているが，被害の軽微な区間は早期に開通し，被害の著しい区間は長期にわたって不通となっており，その差は著しい。鉄道に比べて道路は全面的なネットワークを構成しているため，地震直後においても，迂回などによって全体としての機能をある程度維持しており，復旧工事のために長期にわたる不通区間を多少残しながらも，代替路を利用することによって全体の交通を処理している。

これらの施設の機能を地震後も維持し，早期に回復するためには，施設の耐震性の向上と共に，代替システムの充実及び復旧体制の整備が重要である。

〔8〕 学校運営

地震発生の翌日は安全確認などのため，休校措置をとった学校が117校（小学校 99 校，中学校 9 校，高校 9 校），授業を打切った学校が 137 校（小学校 74 校，中学校 30 校，高校 33 校）に達したが，施設の点検，仮教室の手配，危険箇所の整理を行い，通学路の危険な小学校 1 校（6 月 27 日に授業再開）を除き 2 ～ 3 日程度で平常の授業に戻った。また，給食設備の被害，電気・都市ガスの供給停止等のため，小学校，中学校合わせて 143 校が約 1 週間給食を停止した。

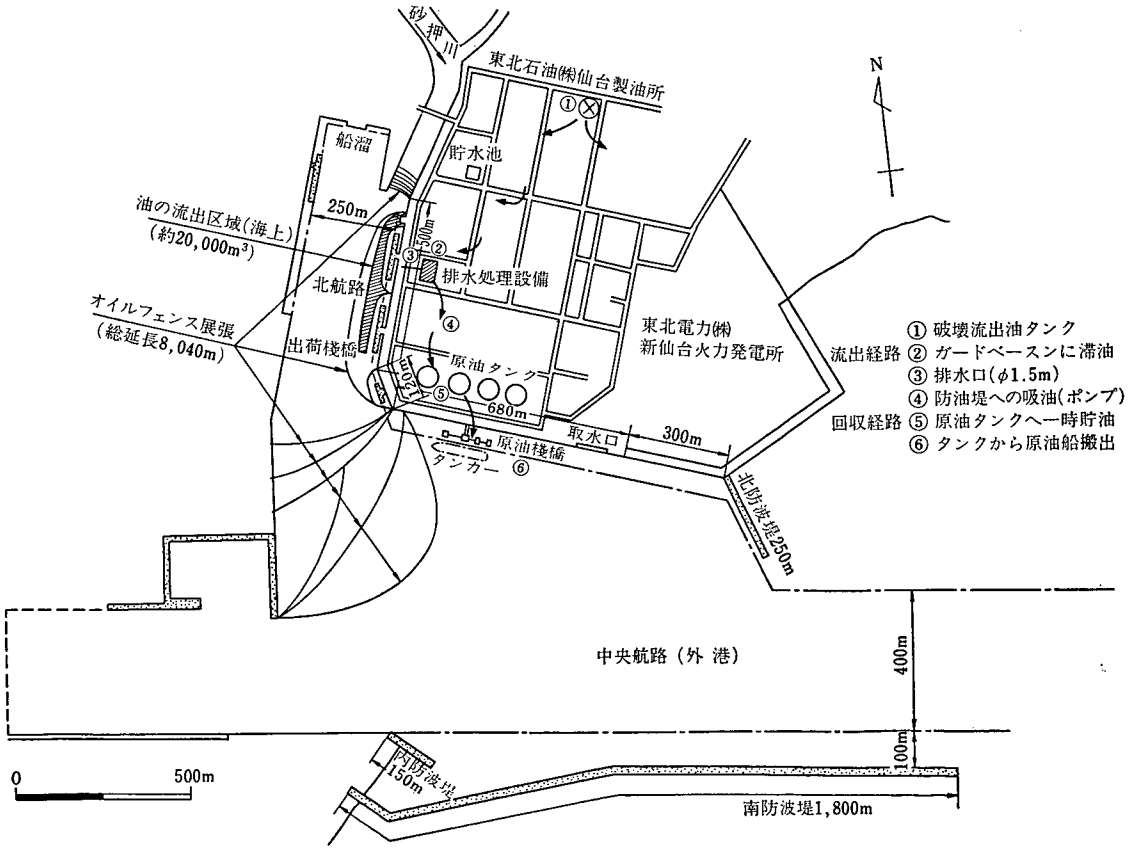
〔9〕 その他

地震発生直後，東北石油(株)仙台製油所の石油タンク 87 基の内の 3 基に，不等沈下などによる亀裂損傷が生じ，重油が流出，防油堤を越えて構内に溢流，その一部が排水口から仙台港北航路の海面に流出した。これに対して，オイルフェンスの展張等の拡散防止対策がとられ，幸いにも海汚染の拡大は免れた。各タンクの点検と重油等の回収作業が行われ，流出した重油の回収は 6 月 18 日に完了した。その時の状況を図—10·7 に示している。

2. 復興対策

〔1〕 概　説

応急対策が地震直後の混乱期において，住民の生命の維持と，諸施設の失われた機能を応急的に復旧することを目的とするのに対して，復興対策は地震によって引起



図—10·7　油の流出状況と施設配置図（東北石油(株)仙台製油所）

こされた社会的及び経済的な損失を補い，地震発生以前の状態にまで回復させようとする対策である。これには地震によって破壊された施設を保持させるような対策，震害の体験を通じて施設より耐震化するための対策及びそのための調査，復興事業をより円滑に実施するための組織体制の整備などが含まれる。以下に復興対策に関して国・地方自治体及び公益企業体がとった措置について紹介する。

〔2〕 災害復興体制

関係行政機関及び公益企業体は，次節以降に述べるように，それぞれの組織体制を適切に運用しながら復興対策に取組んでいる。特に宮城県庁では，総務部消防防災課を中心とする応急対策が終了する段階の昭和 53 年 7 月 10 日に地震災害復興対策室を発足させ，専ら災害復興にあたらせた。同対策室では県庁内各部局の復興体制の連絡調整をはかると共に，県内の地形，地質などの情報をもとに地震災害危険度を分類する，いわゆるマイクロゾーニングについても検討している。

〔3〕 災害復旧事業

復興対策のため，公共土木施設，農林水産施設，教育施設，水道施設などについて災害復旧事業が実施された。このうち国庫補助の対象となる公共土木施設災害復旧事業を表—10・10 に，水道施設の災害復旧事業申請額を表—10・11 にそれぞれ示す。公共土木施設災害復旧事業のなかには，仙台市黒松，緑ケ丘等の宅地造成地において被災した公共土木施設の復旧及び災害の拡大を防止するための地すべり防止工事，砂防施設災害復旧，水路災害復旧が含まれている。

〔4〕 公共施設の恒久復旧対策

（1） 鉄道施設

国鉄では新幹線及び在来線の土木構造物の被害に鑑み，鉄道土木構造物耐震強化研究委員会（委員長 岡本舜三 埼玉大学学長）を発足させ，構造物の耐震強化の方策等について検討を行っている。

（2） 水道施設

仙台市水道局等の各水道施設管理者は，被災を受けた導管等を管径，材質，破損の程度によって分類整理し，今後の耐震対策に資するために水道管の地震災害に関する資料を作成した。

（3） ガス施設

(社)日本瓦斯協会は仙台市ガス局及び他のガス会社と協力して，被災の状況，応急復旧に関する資料を取りまとめた。

特に東京ガス株式会社では，今回の地震後のガス供給再開までの経緯を教訓として，再開作業をできるかぎり効率的に行うために供給エリアをいくつかのブロックに区切り，なおかつ各ブロックは隣接のブロックとバルブを介して接続し，緊急の際には各ブロックを独立に復旧作業ができるような方策について検討を行っている。

（4） 電力施設

電力施設の被害は発電所，変電所のようないわゆる拠点施設に多かった。特に変電所等の機器については，従来からその耐震性について解析及び実験による検討がなされているが，今回の地震被害に鑑みて電気事業連合会では変電設備耐震対策特別委員会を発足させ，原因の究明及び耐震設計法の改善などの今後の対策の検討にあた

表—10・10 宮城県における公共土木施設災害復旧事業

工種	県工事 申請 箇所数	県工事 申請 金額	県工事 決定 箇所数	県工事 決定 金額	市町村工事 申請 箇所数	市町村工事 申請 金額	市町村工事 決定 箇所数	市町村工事 決定 金額	計 申請 箇所数	計 申請 金額	計 決定 箇所数	計 決定 金額
河川	138	1,912,146	139	1,573,696	24	113,303	24	91,112	162	2,025,449	163	1,664,808
海岸	14	433,656	14	350,360					14	433,656	14	350,360
砂防設備	1	129,256	1	98,783					1	129,256	1	98,783
道路	339	1,683,673	335	1,401,613	219	1,526,148	214	1,260,573	558	3,209,821	549	2,662,186
橋梁	40	319.668	39	272,111	26	414,027	26	346,570	66	733,695	65	618,681
計	532	4,478,399	528	3,696,563	269	2,053,478	264	1,698,255	801	6,531,877	792	5,394,818

但し，昭和 53 年 10 月 2 日現在の保留分を除く。

表—10・11 仙台市における上水道施設災害復旧事業補助申請額

区分	事業費（千円）
取貯水施設	565
浄水施設	9,057
配水所施設	14,126
配水管施設	79,303
その他	74,321
計	177,372

っている。

（5） 通信施設

日本電信電話公社では電気通信研究所，建設技術開発室，東北電気通信局が主体となって被害原因の解明，今後の対策について検討を行っている。特に直埋設の同軸ケーブルの被害については未経験の分野もあり，今後さらに積極的に研究することとしている。

（6） その他

道路，河川等の公共施設は，それぞれの管理する機関において復旧対策及び今後とるべき恒久対策の検討を行っている。

〔5〕 関係行政機関のとった金融・税制上の措置

宮城県は，被災した個人ないし企業を対象として，以下に述べるような金融及び税制上の措置を講じた。

（1） 金　融

民生貸付金：世帯更生資金貸付金
母子寡婦福祉資金
天災復興資金

中小企業金融：中小企業緊急融資制度
政府系金融機関災害融資

激じん災害の指定

仙台市，石巻市，塩釜市，古川市，名取市，泉市，亘理市，松山市，鹿島台町，涌谷町，田尻町，小牛田町，南郷町，迫町，中田町，米山町，南方町，矢本町，河南町，桃生町，鳴瀬町

農林漁業資金関係

農林漁業金融公庫資金及び農業近代化資金利子補給

（2） 個人住宅

住宅金融公庫災害住宅復興資金
災害住宅復興嵩上協調融資
激じん災害指定外住宅復興資金（建設）の利子補給
労働金庫災害特別融資制度
農家住宅復興資金

（3） 市町村対策災害資金

市町村振興資金

（4） 教育関係

私立学校施設災害復旧補助
私立学校災害復旧資金利子補給
授業料の減免
私学復興財団特別災害（激じん）融資

（5） その他

税の減免
建築確認手数料の減免

3. 地震防災に関して得られた教訓

本地震を通して，今後の地震防災対策に関する次のような項目の必要性が教訓として得られた。

（1） 土地利用規制

家屋等の地震被害は，地盤の軟弱な地域と急傾斜地地域に集中的に生じる傾向が見られる。したがって，地震防災上の観点からすれば，これらの地域における土地利用を抑制することが望まれる。また，やむを得ずしてこれらの地域における土地利用を行う場合には，地震災害を防止するだけの十分な対策（地盤改良，斜面崩壊防止工等）が必要である。

（2） 施設の耐震性の向上

地震防災対策においては，各々の施設の耐震性の向上が基本となる。このことから，各施設の耐震補強対策の推進，耐震設計基準の整備が今後とも必要である。

（3） 各施設の耐震性確保に関する優先度の設定と，大規模地震に対しても機能を保持しうる信頼性の高い施設の確保

全ての施設が同一レベルの耐震性を有すよるうにすることは，多大な投資を必要とする。例えば，仮に被災してもその影響度が小さく，復旧が容易に行えるような施設に対しては，耐震対策に多くの投資をする必要もないであろう。このようなことから，各施設の重要度に応じて確保すべき耐震性のレベルを設定することが合理的である。また，大規模地震によって多くの施設が被害を受けるような状況においても，地震後の応急活動が効率的に行えるだけの機能を保持しうる信頼性の高い施設を設けておくことが，防災対策上重要であると考えられる。

（4） 地震前後における情報連絡網の整備

地震が予知された時の事前対策，地震直後の応急対策を効率的に実施するためには，正確な情報を収集し，迅速に伝達するためのシステムを整備しておく必要がある。

（5） 代替施設・ルート等の整備

ライフラインのように，ネットワークで機能するような場合には，一箇所で生じた被害がシステム全体の機能を低下させる危険性がある。したがって，地震時に被災しやすい施設などに対しては，予めその機能を代替するものを準備しておくことが望まれる。

（6） 地震後の施設点検マニュアル（点検箇所，点検方法等）の作成

重要施設に対しては，地震直後に点検を行って被害の有無を調べ，被害があった場合には継続利用が可能かどうかなどの判定を早急に行う必要がある。そのためには，予め点検すべき箇所を整理し，その点検方法などに関するマニュアルを作成しておくことが望まれる。

（7） 被災施設の応急復旧マニュアル（復旧資材の配置，復旧方法等）の作成

被災施設の応急復旧を効率的に行うためには，予め各施設の被災形態を想定し，各々の被災形態に対応した応急復旧方法を検討して，被災施設の応急復旧マニュアルを作成しておくことが望まれる。

（8） 復旧及び復興体制（金融，税制，保険などを含む）の整備

市民生活及び経済活動の早期回復のためには，被災施設の復旧，被災地域の復興が速やかに行われる必要がある。また，将来の災害に備えて計画的に復興を進めることが望まれる。そのためには，事前に復旧・復興計画を作成し，それを遂行するための体制作りを行っておく必要がある。

参 考 文 献

1) 建設省土木研究所「1978 年宮城県沖地震災害調査報告―ライフラインの機能損失と復旧―」土木研究所資料第 1437 号，昭和 54 年 8 月
2) 建設省東北地方建設局「1978 年宮城県沖地震災害報告書」昭和 54 年 11 月
3) 宮城県「'78 宮城県沖地震災害の概況＝応急措置と復興対策＝」昭和 53 年 12 月
4) 仙台市「'78 宮城県沖地震 ① 災害の記録」昭和 54 年 6 月
5) 日本瓦斯協会「宮城県沖地震と都市ガス」昭和 54 年 4 月
6) 東北電力株式会社「1978 年宮城県沖地震による電力設備事故調査報告書」昭和 54 年 5 月

付表　現地調査リスト

年　月　日	研　究　室	氏　名	目　的
53. 6. 14 ～17	動土質 振動 耐震	古賀泰之 川島一彦 常田賢一 田崎忠行 羽立隆幸	初動調査
6. 22 ～24	橋梁	佐伯彰一	地建及び宮城県管理の橋梁の被害調査
6. 25 ～27	振動	岩崎敏男	再調査
6. 29 ～7. 1	フィルダム	松本徳久	ダムの現地調査
7. 3 ～5	動土質	沢田健吉 古賀泰之 谷口栄一 舟見清己	河川堤防被害調査
7. 5 ～6	下水道	栗林宗人 安藤茂	下水道施設被害状況調査
7. 11 ～14	所長 振動	中沢弐仁 川島一彦	道路，河川施設の被害及び復旧状況調査
7. 18	耐震	田崎忠行 羽立隆幸	水道施設被害調査
7. 16 ～17	橋梁	佐伯彰一	宮城県の依頼により，橋梁の被害調査と復旧方法に対する技術指導
7. 17	振動	岩崎敏男 川島一彦	水道施設の被害状況調査
8.	コンクリート	太田実 小林保	
8. 10 ～12	急傾斜地崩壊	安江朝光 反町雄二	仙台市周辺の急傾斜地及び宅地造成地の崩壊状況調査
8. 31 ～9. 2	振動	岩崎敏男 常田賢一 吉田精一	北上川及び名取川堤防被害調査及び解析打合せ（東北地建河川部，仙台工事）
9. 4 ～6	動土質	沢田健吉 古賀泰之	河川堤防復旧工法指導
9. 19 ～21	振動	岩崎敏男 川島一彦 常田賢一 高木義和 吉田精一 後藤勝志	新飯野川橋及び名取川堤防の地震被害解析方針の打合せ（仙台工事）
	耐震	栗林栄一 田崎忠行 羽立隆幸	ライフライン被害調査
9. 21	動土質	谷口栄一	宅造地被害調査
9. 29 ～30	振動	常田賢一	名取川堤防地盤調査打合せ
10. 12 ～13	〃	〃	〃
10. 12 ～14	地震防災部	大橋昭光	道路，河川施設の被害及び復旧状況調査
10. 24 ～12.22	急傾斜地崩壊	反町雄二	仙台市緑ヶ丘3丁目崩壊地の地盤調査
10. 26 ～28	地質	桑原啓三	地震被害調査
11. 12 ～15	振動	川島一彦 高木義和	開北橋の振動測定
11. 30 ～12. 1	耐震	田崎忠行	ライフライン被害調査

年 月 日	研 究 室	氏 名	目 的
53. 12. 7 ～9	動 土 質	佐々木 康	復旧工事状況調査
54. 1. 29 ～30	〃	佐々木 康 松尾 修	河川堤防開削調査
2. 13 ～14	〃	谷口 栄一 館山 悟	〃
5. 14 ～19	振 動	川島 一彦 高木 義和 相沢 興	開北橋の振動測定，錦桜橋支承部被害状況調査
8. 21 ～24	動 土 質	佐々木 康 松尾 修	道路盛土被害調査
10. 11 ～12	振 動	常田 賢一 吉田 精一	名取川及び吉田川被害解析打合せ
12. 3 ～7	〃	高木 義和	錦桜橋振動実験
12. 3 ～5	耐 動	萩原 良二	〃
12. 4	〃	岩崎 敏男	〃
55. 1. 17 ～19	〃	宮田 忠明 高梨 弥生 小山 達彦	資料調査
2. 26 ～28	振 動	岩崎 敏男 相沢 興	北上川下流堤防及び道路橋支承部の被害調査
計 34 回		計 68 名	

（昭和 56 年 6 月 12 日原稿受理）

1978年宮城県沖地震災害調査報告

土木研究所報告
第159号　1983年3月

要　旨：

1978年6月12日に宮城県の東方沖に発生したマグニチュード7.4の地震は各種施設に多大な被害をもたらした。本報告は河川，道路，都市施設等における土木構造物の被害の実態，被害の力学的解析，得られた教訓についてとりまとめたものである。さらに今回の地震の特徴の一つとされる仙台市を中心とする都市型の災害とその復旧について報告している。

キーワード：1978年宮城県沖地震，地震災害

Report of the Public Works Research Institute, Ministry of Construction
Vol. 159, March 1983

Report on the Disaster Caused by the Miyagi-ken-oki Earthquake of 1978

Synopsis :

This report summarizes the study on the disaster of the Miyagi-ken-oki (off Miyagi Prefecture) earthquake of June 12, 1978 with the magnitude of 7.4 on the Richter scale. It describes the damage features and analyses of civil engineering structures in rivers, roads and urban facilities, and the lessons from the experiences. It also deals with the disaster in a modern city of Sendai and its rehabilitation, which characterizes the earthquake effects.

Keywords : Miyagi-ken-oki Earthquake, Earthquake Disaster

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 159 March 1983

Report on the Disaster Caused by the Miyagi-ken-oki Earthquake of 1978.

Eiichi Kuribayashi
Toshio Iwasaki
Kazuhiko Kawashima
Tadayuki Tazaki
Hayashi Sugahara
Keizo Kuwahara
Kenichi Tokita
Masaaki Nakano
Kunio Ichimura
Kyozo Suga
Yasushi Sasaki
Yukitake Shioi
Norihisa Matsumoto
Satoru Kondo
Eiichi Taniguchi
Shoichi Saeki
Minoru Ota
Shigetoshi Kobayashi
Kazuhiro Nishikawa
Ryoji Hagiwara
