ISSN 0386-4995

土木研究所報告

第196号

目　次

平成7年（1995年）兵庫県南部地震災害調査報告
まえがき……坂本　忠彦　3
第1編　地震および地震動……萩原　良二，田村　敬一，本田　利器，宇佐美　淳　5
第2編　被害の概要……萩原　良二，田村　敬一，金子　正洋，濱田　禎　25
第3編　地形・地質と地震災害……脇坂　安彦，黒木　貫一，秋山　一弥，佐々木靖人　31
第4編　地盤の液状化・流動……松尾　修，二宮　嘉朗　97
第5編　道路橋の被害……大塚　久哲，鈴木　基行，運上　茂樹，寺山　徹，野崎　智文，星隈　順一，長屋　和宏，萩原　良二，田村　敬一，二宮　嘉朗，本田　利器，西川　和廣，神田　昌幸，山本　悟司，上仙　靖，中野　正則，木村　嘉富，石田　雅博，河野　広隆，山田　晴利，畠中　秀人，西川　昌宏　123
第6編　道路施設の被害及び道路交通への影響……上田　敏，木嶋　健，山田　晴利，田中　靖資，畠中　秀人，西川　昌宏，瀬尾　卓也，大脇　鉄也，池田　拓也，木村　慎，塚田　幸広，宮武　裕昭，三木　博史，森　範行，三原　慎弘，松尾　修，堤　達也　227
第7編　河川施設等の被害……宇多　高明，栗城　稔，田中　茂信，塚田　幸広，松尾　修，坂野　章，末次　忠司，小林　裕明，宮武　裕昭　271
第8編　ダム施設の被害……藤沢　侃彦，永山　功，中村　昭，佐々木　隆，岩下　友也，松本　徳久　321
第9編　斜面災害及び砂防施設の被害……石川　芳治，綱木　亮介，門間　敬一，武士　俊也　341
第10編　下水道施設の被害……田中　修司，小川　文章　403
第11編　地下構造物の被害……大塚　久哲，真下　英人，星隈　順一，高宮　進，池口　正晃　443
第12編　震災後における建設機械の活用……吉永　弘志，岡崎　治義，吉田　正　471
あとがき……小浪　博英　493

平成8年3月

建設省土木研究所

Copyright © (1996) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所報告
第196号 1996年3月

Report of PWRI
Vol.196 Mar.1996

平成7年（1995年）兵庫県南部地震災害調査報告

Report on the Disaster Caused by the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake

要 旨

本報告は，平成7年（1995年）兵庫県南部地震に関する災害調査結果をとりまとめたものである。地震動，地形・地質，地盤災害に関わる調査結果のほか，道路，河川，ダム，砂防，下水道，地下構造物等の公共土木施設に関わる被害の調査分析結果，及び，建設機械の運用状況について示している。

キーワード：平成7年（1995年）兵庫県南部地震，地震災害，公共土木施設

Synopsis

This report summarizes investigation results on the disaster caused by the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake. It includes the characteristics of seismic ground motion, geological/ topographical features and ground failure. It also includes damage characteristics/ failure mechanisms of civil engineering structures, and working condition of construction machinery.

Key Words: 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, Earthquake Disaster, Civil Engineering Structures

平成8年1月22日原稿受理（Received on January 22, 1996）

ま　え　が　き

平成７年１月17日午前５時46分，淡路島の北端を震源としてマグニチュード7.2(気象庁発表）の兵庫県南部地震が発生した。近年の釧路沖地震（M7.8)，北海道南西沖地震（M7.8)，北海道東方沖地震（M8.1）と比較してマグニチュードこそ小さいものの，都市の近傍で生じた直下型地震であったことから，神戸市等阪神地域及び淡路島北部の一部では震度７の激震を記録した。人口や資産が密集する地域に強い地震動が生じた結果，死者6,308人，行方不明者２人，負傷者43,177人，全壊100,302棟，半壊108,741棟（平成７年12月27日現在，消防庁調べ）に達する大災害となった。

被害は建築物のみならず，鉄道，高速道路，公共土木施設(高速道路を除く)，港湾，埋立地，文教施設，農林水産関係，保健医療・福祉関係施設，廃棄物処理・し尿処理施設，水道施設，ガス・電気施設，通信・放送施設，商工関係施設等多岐にわたっており，被害総額は約９兆9,000億円に達するといわれている(兵庫県調べ)。活断層による直下型の大規模地震という従来あまり想定していない地震であったとしても6,000人余の人命が失われ，多くの土木構造物が甚大な被害を受けたことに学び，今後我々が研究すべき課題は多い。

土木研究所では，地震発生後直ちに災害対策本部を設置するとともに，地震直後の被害状況を把握し，復旧工事に緊急に必要な調査項目の検討に資するため，土木関連の各分野の調査団を現地に派遣した。この成果は，平成７年３月に速報として公刊されている。本報告は，速報の刊行から１年を節目として，現時点まで作業を進めて得られた調査・分析結果をとりまとめたものである。各種公共土木構造物の復旧対策や耐震設計基準の改訂等に向けた検討は現在も続行中であり，将来に向けて検討すべき項目は未だ残されているが，本報告書によって兵庫県南部地震の被害とそれらがもたらした教訓が体系的に整理され，今後の地震防災対策の一助となれば幸いである。

最後に，今回の地震により被災された方々に心からお見舞申し上げるとともに，当所調査団の調査及び本報告書のとりまとめに際して御協力を頂いた関係各位に厚く御礼申し上げる次第である。

１９９６年３月

土木研究所長　坂　本　忠　彦

第１編　地震及び地震動

第1編　地震及び地震動

萩原　良二[*1]
田村　敬一[*2]
本田　利器[*3]
宇佐美　淳[*4]

by Ryoji HAGIWARA
Dr. Keiichi TAMURA
Riki HONDA
and
Jun USAMI

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．地震動の特性 …… 5
　2．1　主な強震記録 …… 5
　2．2　強震観測に基づく地震動の特性 …… 15
　2．3　地震応答解析に基づく地震動の推定 …… 15
3．まとめ …… 19
謝　辞 …… 20
参考文献 …… 20

＊1　前地震防災部振動研究室長（現　建築研究所国際地震工学部第二耐震工学室長）
＊2　地震防災部振動研究室長、工博
＊3　地震防災部振動研究室研究員
＊4　地震防災部振動研究室研究員

1　概　要

平成７年１月17日の午前５時46分頃，淡路島の北方，深さ14kmを震源とするマグニチュード（M）7.2の地震が発生した。震央位置は，北緯34°36′，東経135°03′の明石海峡とされている。この地震は，気象庁により「平成７年（1995年）兵庫県南部地震」と命名された。

この地震により，兵庫県を中心に6,000人以上の死者がでた他，道路，鉄道，港湾等の土木施設に大きな被害が生じた。

気象庁による各地の震度は，図-1・1に示すとおりであり，神戸市須磨区から西宮市までの海岸線に沿った帯状の地域，西宮市，宝塚市，淡路島の一部で震度７の揺れになった他，神戸と洲本で震度６を記録した。震度７は，1948年福井地震（M7.1）の後設定されたもので，実際に適用されたのは今回が初めてである。震度７は，地震後に気象庁によりなされた被害の実態調査に基づいて判定され，家屋の倒壊など多くの被害がみられた地域に適用された。神戸海洋気象台で震度６を観測したのは，気象台開設以来初めてである。

今回の地震は，震源域が都市の直下に位置するいわゆる「都市直下型」地震であった。内陸の浅いところで発生する直下型地震は，地震の規模マグニチュードがそれほど大きくなくても，被害が大きくなるのが一般的である。今回もマグニチュードは7.2と最近発生した平成５年（1993年）北海道南西沖地震，平成６年（1994）北海道東方沖地震等に比べると規模は小さいが，被害は比較にならない規模となった。

図-1・2は，10月31日までの本震及び余震の分布を示している。余震は，淡路島の北淡町室津付近から淡路町長浜，須磨を経て西宮市甲山に至る南西から北東方向に約60kmの範囲に分布している。また，図-1・3は３月31日までの地震回数のヒストグラムを示している。余震の回数は多少の変動はあるが，減少傾向を示していることがわかる。図-1・4に本震のメカニズム解の例[2]を示す。メカニズム解は，P波初動の押し引きから求めたものであり，下半球に投影したものである。本地震のメカニズムは，北東－南西走行の右横ずれ断層であり，断層面は野島断層などの活断層の走行と一致している。また，淡路島では野島断層が地表面に現れ，断層運動による1.5～2.5mの右ずれ変位が観測された。今回の震源域付近には，野島断層の他，須磨断

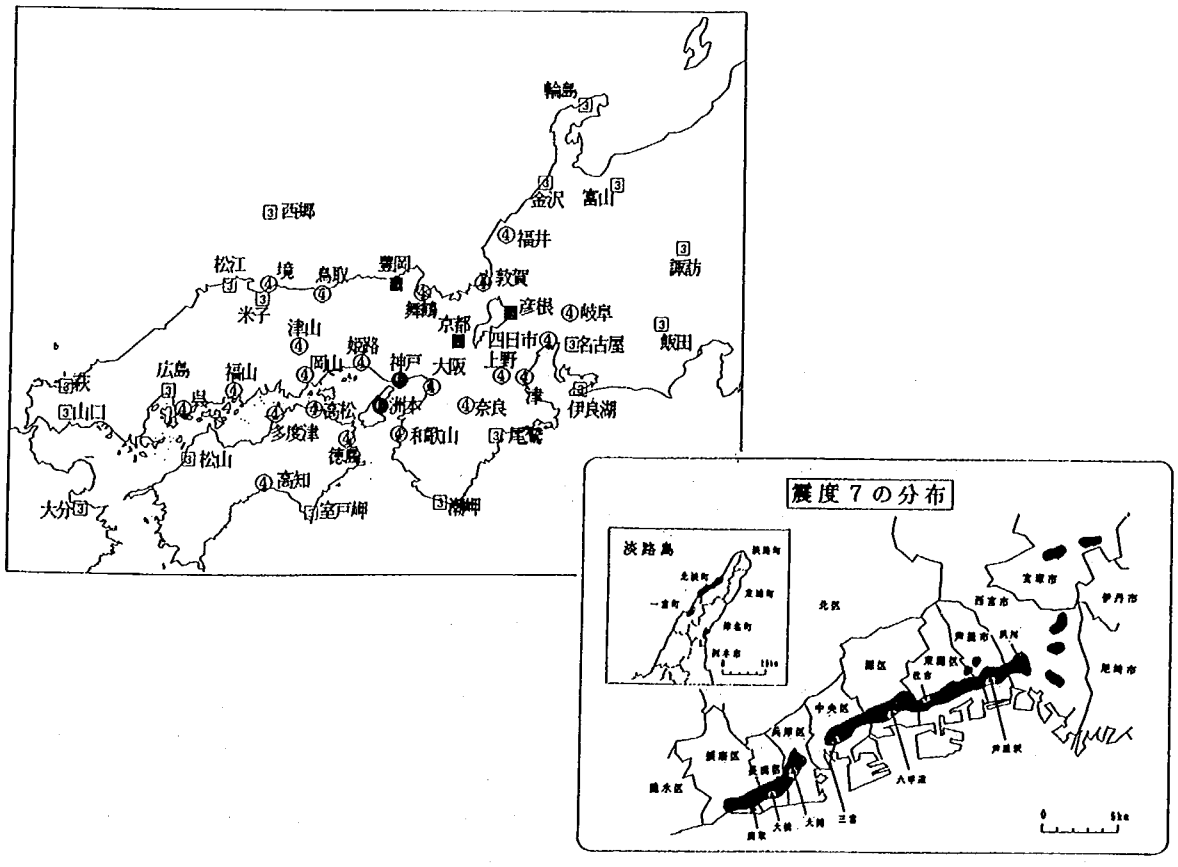


図-1・1　気象庁による各地の震度

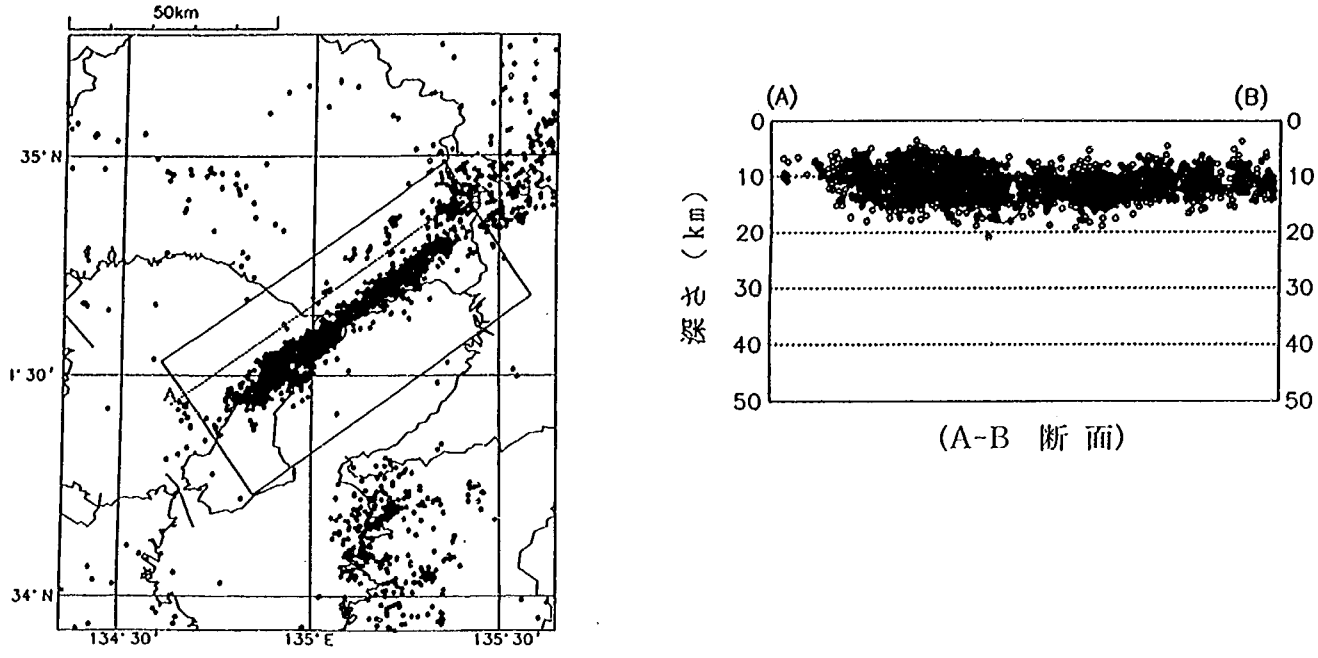


図-1・2 余震の震央分布図（平成７年１月17日～10月31日）
（大阪管区気象台による）

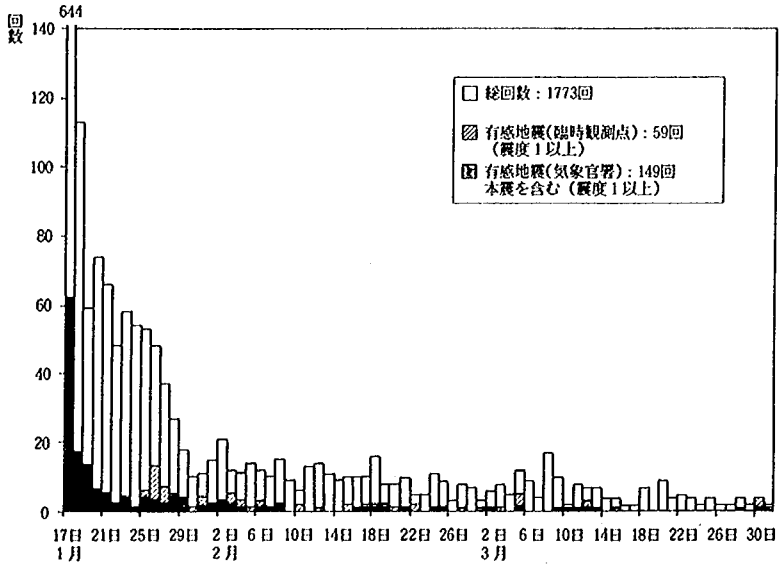


図-1.3 地震回数ヒストグラム（平成７年１月17日～３月31日）
（大阪管区気象台による）

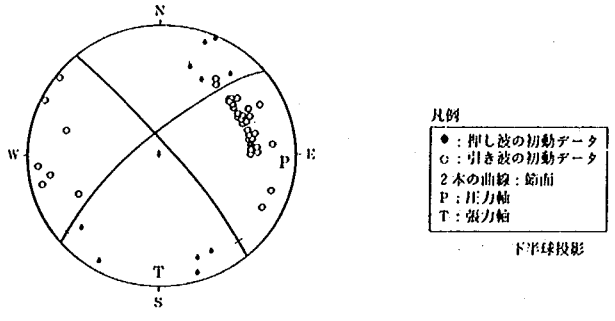


図-1・4 本震のメカニズム解の例[2]

層，諏訪山断層，芦屋断層等があり，これらの断層も動いたものと推定されている[1]。

このように内陸で活断層が動いて発生した地震は，濃尾地震(1891年，M8.1)，北伊豆地震(1930年，M7.3)等が有名である。参考までに根尾谷断層系が動いた濃尾地震では，ずれの大きさは約８m，長さは約80kmとされている。

2　地震動の特性

2．1　主な強震記録

今回の地震で激甚な被害を生じた地域では，気象庁，建設省，運輸省のほか，神戸市，阪神高速道路公団，関西地震観測研究協議会，ＪＲ西日本，大阪ガス等により多数の貴重な強震記録が得られている。各機関により発表されている地震動の最大加速度を示すと図-1・5及び表-1・1のようになる。表-1・1に示される強震記録のうち，1）を付した記録はSMAC型強震計で得られたアナログ記録を数値化し，1/100秒間隔のディジタル記録に変換した後に，1/3～12Hzの周波数帯においてバンドパスフィルター及び計器補正処理を施した[3]記録の最大値である。図-1・6は，地盤上の最大加速度の大きさを円の大きさで表したものである。ここでは，水平２成分が得られている場合にはその大きい方を，また，水平２成分の合成値しか得られていない場合にはその合成値を示している。ここでは，地盤上で50gal以上を記録した主な観測地点の値を示している。

これによれば，今回の地震では，従来我が国でほとんど観測されたことがない極めて大きく，かつ短時間に衝撃的な地震動が生じている。地盤上の観測記録の水平成分の最大加速度が600galを超える地点は神戸海洋気象台（気象庁），鷹取（ＪＲ西日本），葺合（大阪ガス），宝塚（ＪＲ西日本），西宮（大阪ガス）の５箇所あり，広範囲な地域に大きな最大加速度が生じている。特に，神戸海洋気象台では，図-1・7に示すように南北方向の最大加速度が818galと非常に大きな地震動が観測されている。神戸海洋気象台は，周辺地盤に対して約20m盛り上がった丘の上に建てられていることから，地形条件の影響についての検討も必要であるが，硬質な洪積層における記録であり，我が国でこれまでこのような大きな地震動が観測された例はほとんど無いことから，今回の震災を解析する上で重要な記録である。

地盤上の記録に対して，南北成分と東西成分を比較すると図-1・8のようになる。神戸海洋気象台では南北方向成分が卓越しているが，大多数の記録では東西方向と南北方向はほぼ同程度の加速度となっている。

また，今回の地震では上下成分についても，現在までにほとんど観測されたことがない大きな加速度が多数得られている。地盤上の記録に対して，水平成分と上下成分を比較すると図-1・9のようになる。ここで，水平成分の値としては，水平２成分を合成して算出した水平面内における最大値を用いている。最大加速度を見ると，水平成分が350gal以下の場合には水平成分を上回る上下成分が観測されている箇所があるが，水平成分がこれよりも大きくなると上下成分は水平成分のおおむね1/2～2/3程度の値となっている。なお，水平成分が430gal程度で上下成分が550gal程度と水平成分を上まわる上下成分が観測された記録があるが，これは図-1・10に示されるようにポートアイランドの地表において観測された波形である。この上下方向地震動を詳しくみてみると通常の地震動波形と異なるスパイク状の成分が含まれており，このために上下成分が大きく評価されている。これについては，周辺地盤では液状化が生じていることから，この影響を受けているか，あるいは単純に記録過程のノイズである可能性もある。したがって，このスパイクとは反対方向の最大値を最大加速度とみなすと，地表における上下成分の最大加速度は約406gal程度となる。この場合には水平成分の95％程度に相当することになる。

次に，阪神高速道路５号湾岸線東神戸大橋周辺の地盤では，図-1・11に示すような強震記録が得られた。ほぼ南北方向に当たる橋軸直角方向には，地表面では327gal，地表面下33mでは446galという大きな値が観測されている。地盤中の最大加速度の分布を示すと，図-1・12のようになる。ここには，ポートアイランドの地中地震記録についても示している。地表面の方が震動が小さくなっているのは地表付近の地盤が軟質であり，部分的に液状化も生じていることから，今回のような強い震動を十分に伝えることができなかったためと考えられる。従来，東神戸大橋建設地点のような軟質地盤では地下に比べて地表での地震動の増幅が大きいと言われてきたが，大きな地震動をうけると加速度に対する軟質地盤の増幅特性が低下することが実証されたのは今回が最初であり，今後の耐震設計上重要な記録である。

また，図-1・10に示したポートアイランドにおいてもこれと同様な地表付近の軟質地盤による増幅特性の低下が観測されている。ここにおいては図-1・12に示したように，地表のほか地表面下83m，32m，16mの計４箇所で地震記録が得られている。南北成分に着目すると地表面下32mでは544galと大きな値が観測されている。このような大きな加速度が地表面下で観測されたのは世界的にみても今回が最初である。このような強い地震動を地表付近の軟質地盤が十分に伝えることができなかったため，地表面では最大加速度は341gal

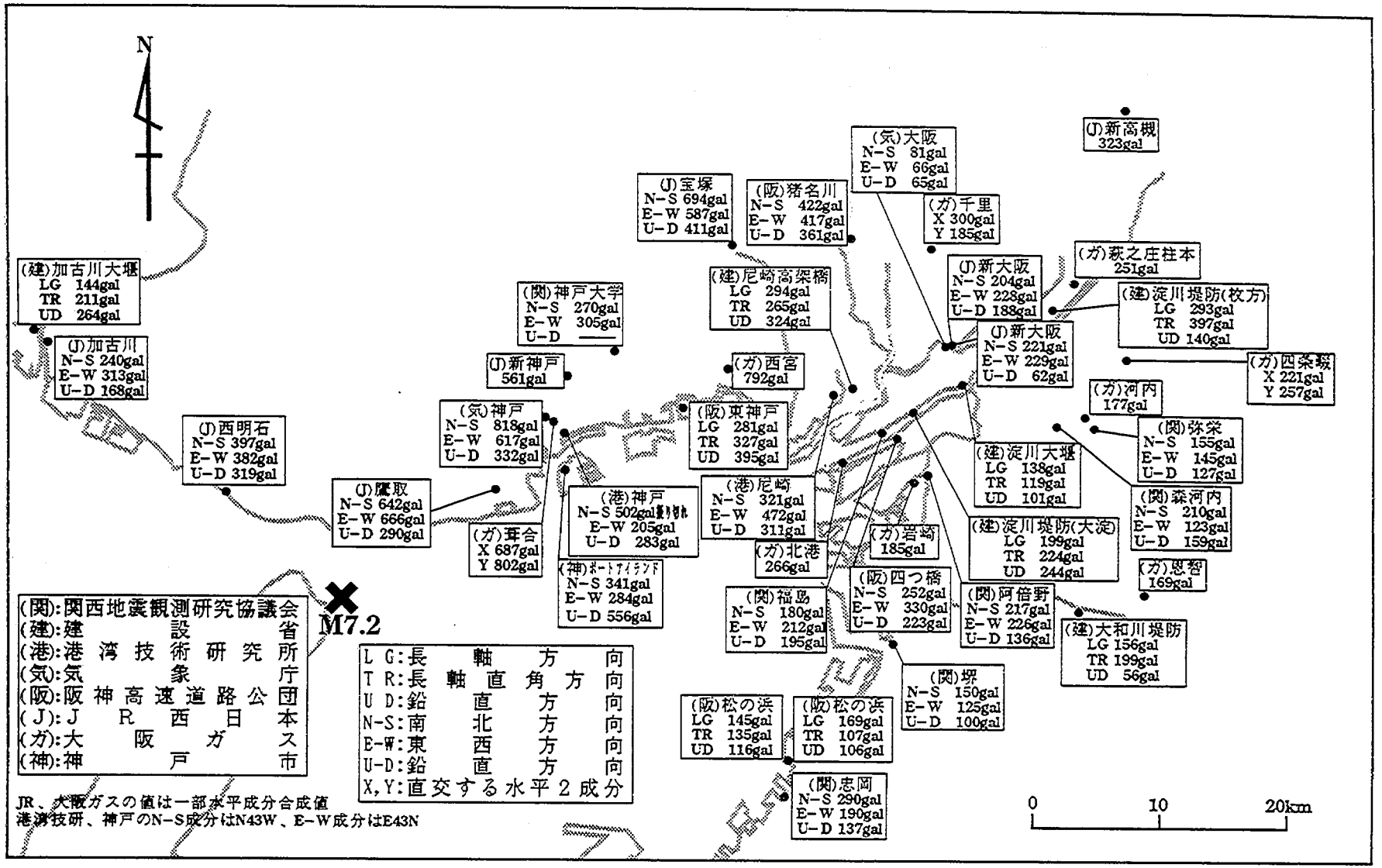


図-1・5　主な強震観測地点で観測された最大加速度の値

表-1・1 (1/3)　各機関により報告されている強震記録

番号	観測点名	設置場所	観測機関	震央距離 (km)	N－S	E－W	U－D
1	加古川大堰[1]	GR	近畿地建	27	144[2]	211[2]	264
		ES			211[2]	220[2]	146
2	尼崎高架橋[1]	GR	近畿地建	37	294[2]	265[2]	324
		PI			781[2]	286[2]	228
3	安治川大橋（右）[1]	PI 1	近畿地建	38	222[2]	155[2]	107
	（左）[1]	P12			311[2]	207[2]	115
4	紀ノ川堤防[1]	UG	近畿地建	42	70[2]	60[2]	44
		GR			140[2]	113[2]	119
		BK			130[2]	105[2]	65
5	紀ノ川大橋[1]	GR	近畿地建	44	145[2]	106[2]	52
		PI		43	162[2]	67[2]	46
6	淀川堤防（大淀）[1]	GR	近畿地建	42	203[2]	222[2]	239
		BK			199[2]	358[2]	556
7	淀川大堰[1]	GR	近畿地建	45	138[2]	119[2]	101
		ES 1			262[2]	203[2]	97
8	鳴門	GR 1	本四公団		119	136	48
		GR 2			71	113	30
		MT 1			228	157	49
		MT 2			301	260	—
		AB			139	146	42
		G			99	—	108
9	大和川堤防[1]	GR	近畿地建	49	156[2]	199[2]	56
		BK			128[2]	218[2]	144
10	淀川堤防（枚方）[1]	GR	近畿地建	60	293[2]	397[2]	140
		BK			336[2]	464[2]	219
11	吉野川堤防（徳島）[1]	GR	四国地建	73	133[2]	119[2]	50
		BK			132[2]	113[2]	41
12	吉野川堤防（石井）[1]	GR	四国地建	78	119[2]	91[2]	97
		BK			135[2]	111[2]	112
13	天ヶ瀬ダム[1]	DA 3	近畿地建	78	166[2]	324[2]	125
		GR			107[2]	56[2]	28
		DA 1			95[2]	43[2]	25
		DA 2			134[2]	122[2]	45
14	琵琶湖大橋[1]	G	滋賀県	99	252[2]	204[2]	38
15	赤木大橋[1]	GR	和歌山県	118	60	43	9
		AB			52	37	6
16	神戸海洋気象台	GR	気象庁	15	818	617	332

表-1・1 (2/3)　各機関により報告されている強震記録

番号	観 測 点 名	設置場所	観 測 機 関	震央距離 (km)	N－S	E－W	U－D
17	大坂管区気象台	GR	気　象　庁	44	81	66	65
18	舞鶴海洋気象台	GR	気　象　庁	98	67	52	39
19	岡山地方気象台	GR	気　象　庁	104	77	59	36
20	鳥取地方気象台	GR	気　象　庁	123	77	74	15
21	彦根地方気象台	GR	気　象　庁	132	137	147	39
22	東神戸大橋	GR	阪 神 公 団	30	281[3]	327[3]	395
		UG-33m			425[3]	446[3]	—
		FU-33m			337[3]	355[3]	398
		MT 1			1,142[3][4]	1,143[3][4]	—
		MT 2			339[3]	884[3]	—
23	松の浜　P23	GR 1	阪 神 公 団	39	169[5]	107[5]	106
		FU 1			137[5]	103[5]	70
		PI 1			224[5]	450[5]	153
		G 1			236[5]	—	—
	P 32	GR 2			145[5]	135[5]	116
		FU 2			104[5]	126[5]	69
		PI 2			201[5]	357[5]	77
		PI 3			222[5]	—	—
		G 2			—	—	189
24	猪名川	GR	阪 神 公 団	47	422	317	361
		UG-30m			200	185	152
25	四ツ橋	GR	阪 神 公 団	47	252	330	223
		PI			568	243	129
26	神　戸	GR	港 湾 技 研	17	502[4][6]	205[6]	283
27	神戸第 8	ST	港 湾 技 研	18	394[6]	683[6]	334
28	尼　崎	GR	港 湾 技 研	35	321	472	311
29	和歌山	GR	港 湾 技 研	45	157	109	67
30	小松島	GR	港 湾 技 研	75	89	96	32
31	敦　賀	GR	港 湾 技 研	150	55	51	20
32	神戸大学		関 西 協 議	22	270	305	447
33	忠　岡		関 西 協 議	35	290	190	137
34	堺		関 西 協 議	39	150	125	100
35	福　島		関 西 協 議	40	180	212	195
36	阿倍野		関 西 協 議	43	217	226	136
37	森河内		関 西 協 議	49	210	123	159
38	弥　栄		関 西 協 議	52	155	145	127
39	千　早		関 西 協 議	59	91	109	74
40	西明石	GR	J R 西 日 本	12	397	382	319
41	鷹　取	GR	J R 西 日 本	11	642	666	290

表-1・1 (3/3)　各機関により報告されている強震記録

番号	観測点名	設置場所	観測機関	震央距離 (km)	N－S	E－W	U－D
42	加古川	GR	ＪＲ西日本	26	240	313	168
43	宝塚	GR	ＪＲ西日本	37	694	587	411
44	新大阪	GR1	ＪＲ西日本	44	204	228	188
		GR2			221	229	62
45	ポートアイランド	GR	神戸市	16	341	284	556
		UG-16m			565	543	－
		UG-32m			544	462	200
		UG-83m			679	303	187
46	茸合	GR	大阪ガス	18	687[7]	802[7]	－
47	中之島	GR	大阪ガス	42	107[8]	106[8]	－
48	千里	GR	大阪ガス	49	300[8]	185[8]	－
49	四条畷	GR	大阪ガス	55	221[8]	257[8]	－
50	平城	GR	大阪ガス	65	112[8]	140[8]	－
51	伏見	GR	大阪ガス	73	178[8]	152[8]	－

注　設置場所の欄の略号は下記の通りである。
ＧＲ：地盤上　ＰＩ：橋脚上　ＥＳ：堰柱上　ＵＧ：地中　ＢＫ：堤防上　ＤＡ：ダム堤体
Ｇ　：桁上　ＡＢ：橋台上　ＦＵ：基礎部　ＭＴ：主塔部　ＳＴ：構造物
なお，略号の後に-33m等とあるのは地下33mにおける記録であることを示す。
掲載対象は，地盤上で50gal以上、もしくは構造物上で200gal以上を記録した観測地点の値であるが，時刻歴波形が確認できていないため本表中には掲載していない記録もある。
1）川島らの方法[3]による計器補正を施した記録。
2）LG（構造物長軸方向）成分，TR（構造物直角方向）成分をそれぞれNS，EWの欄に記述。
3）N78°W，N12°Eの数値をそれぞれNS，EWの欄に記述。
4）表記されている値で計器振り切れ。最大加速度値は不明。
5）N59°E，S31°Eの数値をそれぞれNS，EWの欄に記述。
6）N43°W，E43°Nの数値をそれぞれNS，EWの欄に記述。
7）N120°W，N30°W（角度は概略値）の数値をそれぞれNS，EWの欄に記述。
8）直交する水平２成分の数値をそれぞれNS，EWの欄に記述。

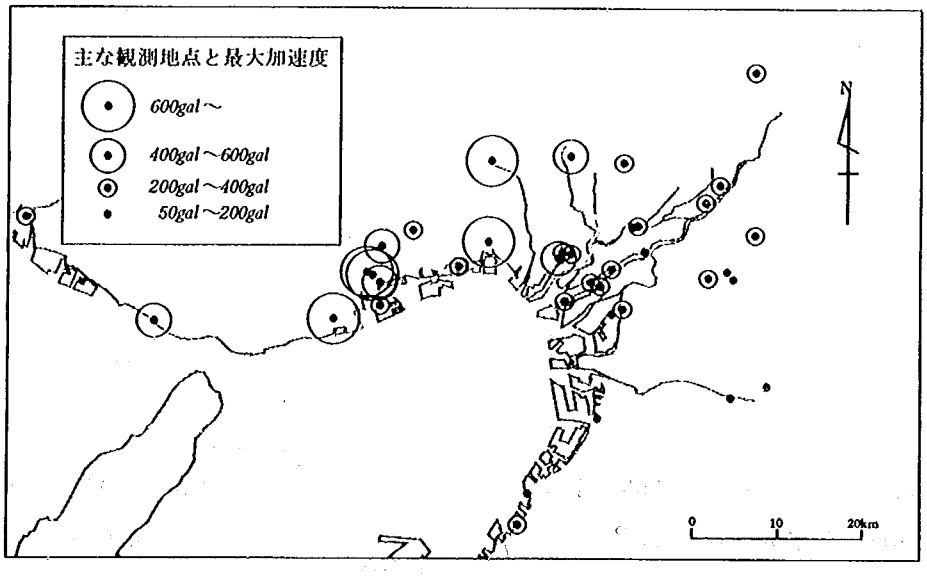
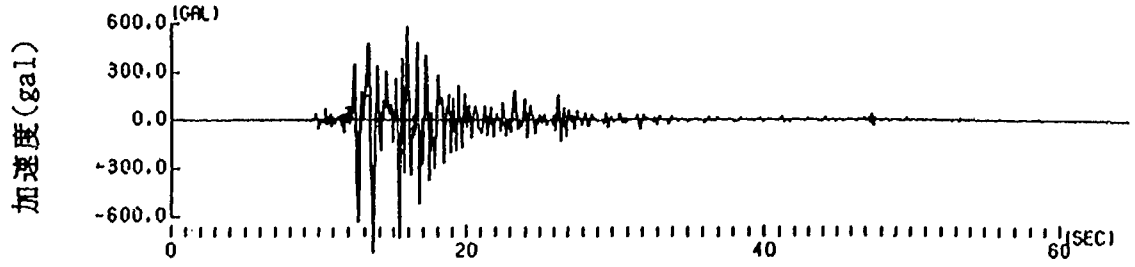
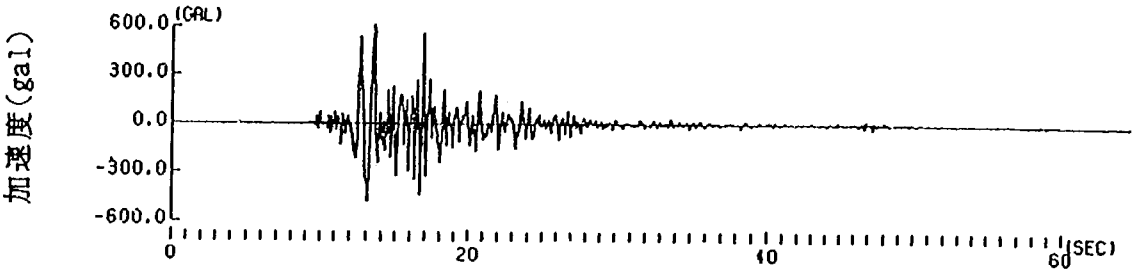


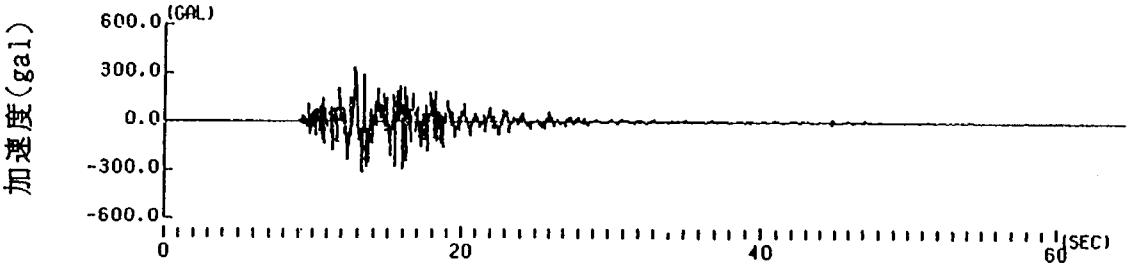
図-1・6　主な強震観測地点で観測された最大加速度の分布



(a)N S 成分（最大値818gal）



(b)E W成分（最大値617gal）



(c)U D 成分（最大値332gal）

図-1・7　神戸海洋気象台における観測波形

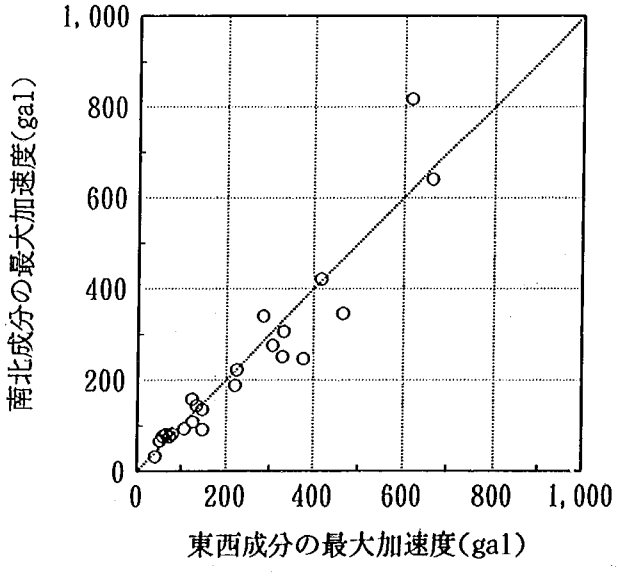


図-1・8　南北方向と東西成分の最大加速度の比較

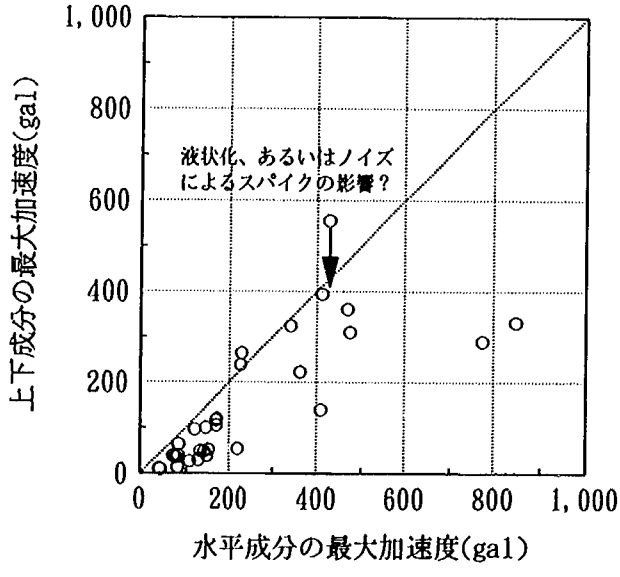
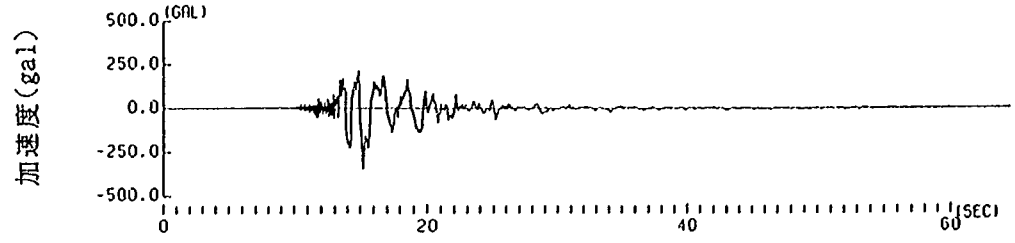
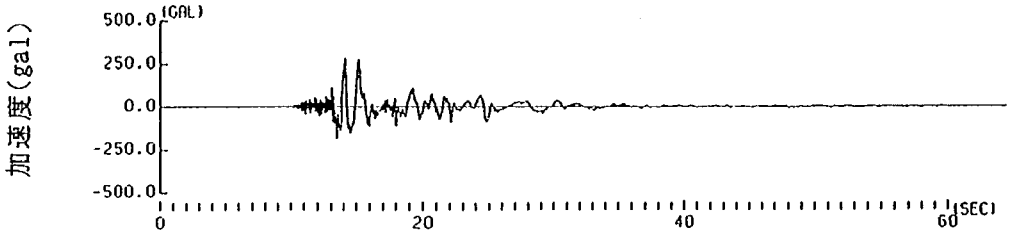


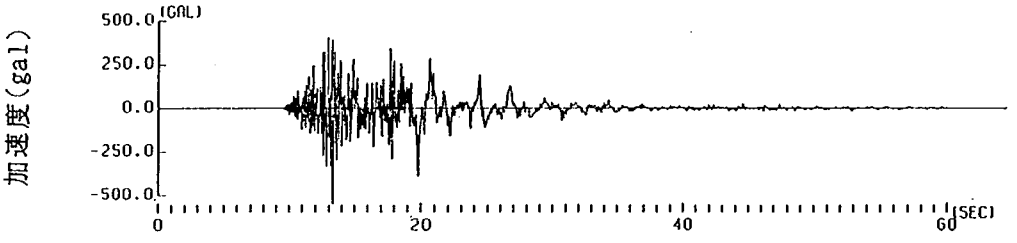
図-1・9　水平成分と上下成分の最大加速度の比較



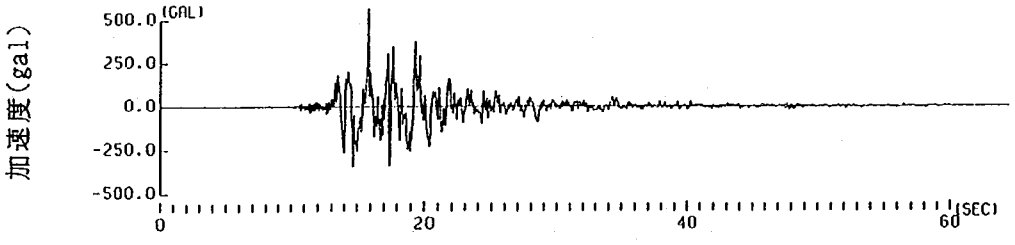
(a)地表：ＮＳ成分（最大値341gal）



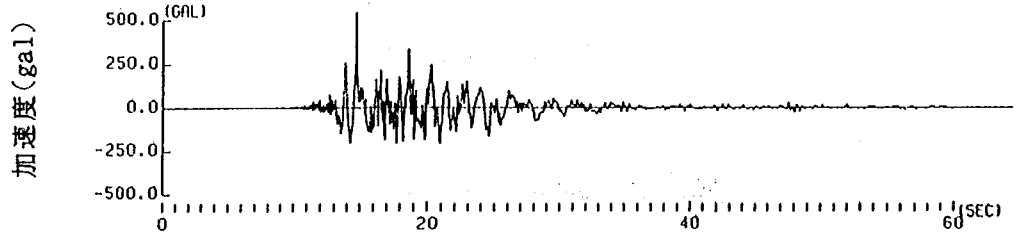
(b)地表：ＥＷ成分（最大値284gal）



(c)地表：ＵＤ成分（最大値556gal;正側最大値406gal）

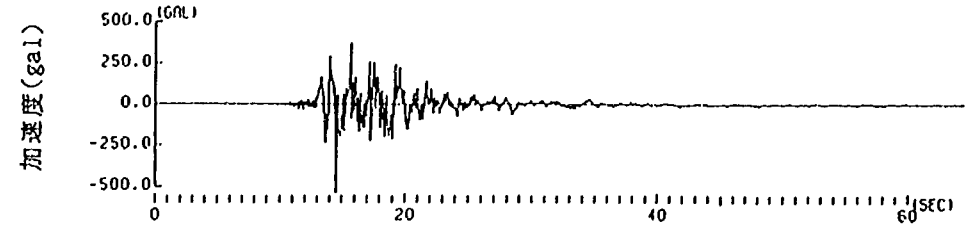


(d)地下16m：ＮＳ成分（最大値565gal）

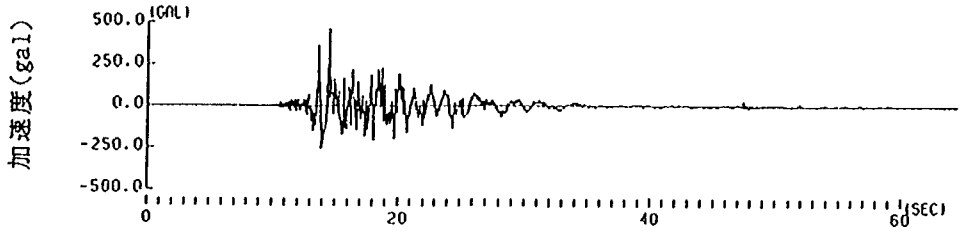


(e)地下16m：ＥＷ成分（最大値543gal）

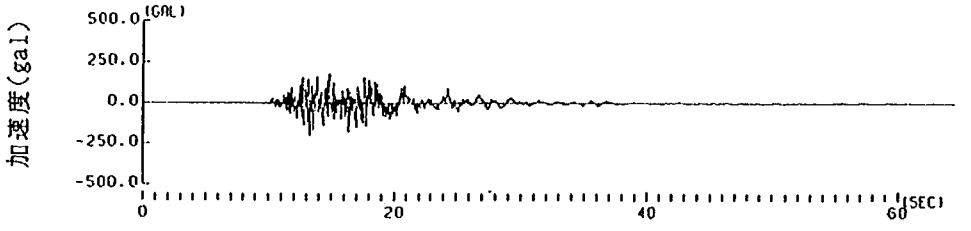
図-1・10　ポートアイランドにおける観測波形（1/2）



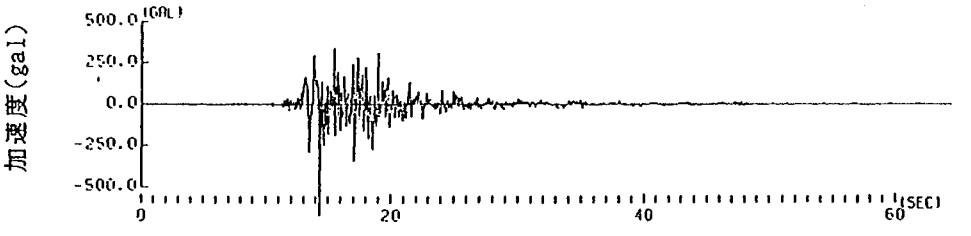
(f)地下32m：ＮＳ成分（最大値544gal）



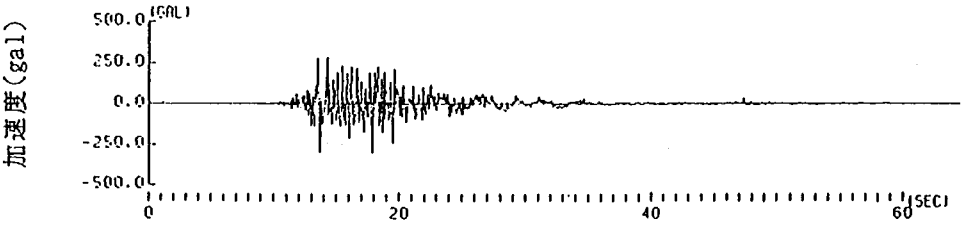
(g)地下32m：ＥＷ成分（最大値462gal）



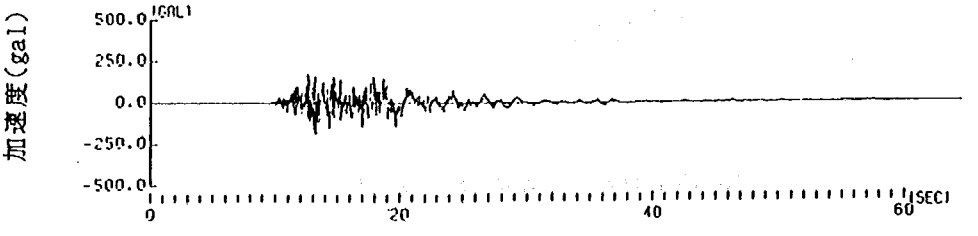
(h)地下32m：ＵＤ成分（最大値200gal）



(i)地下83m：ＮＳ成分（最大値679gal;正側最大値335gal）

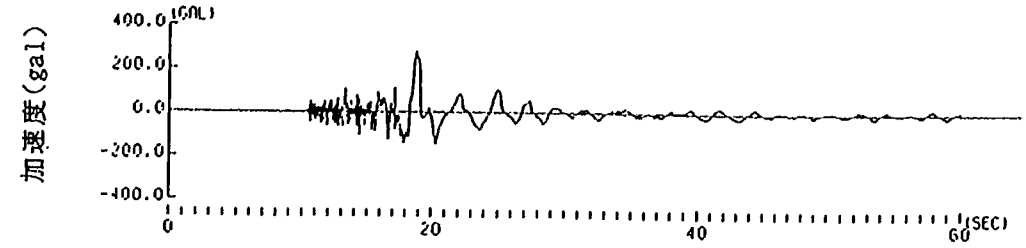


(j)地下83m：ＥＷ成分（最大値303gal）

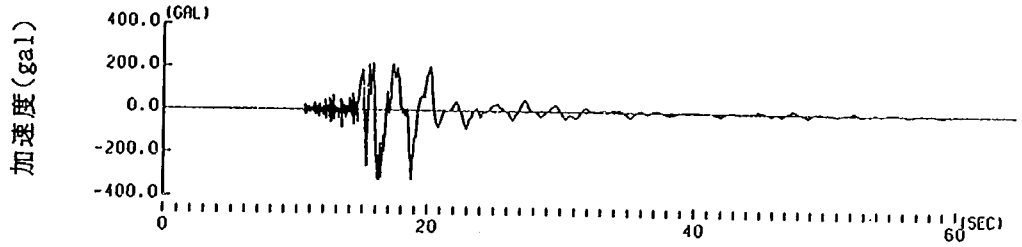


(k)地下83m：ＵＤ成分（最大値187gal）

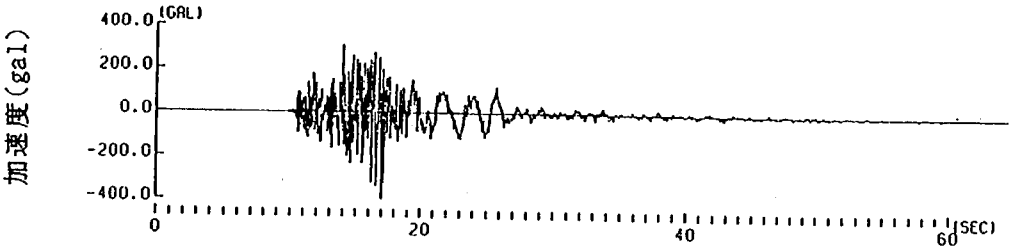
図-1・10　ポートアイランドにおける観測波形 (2/2)



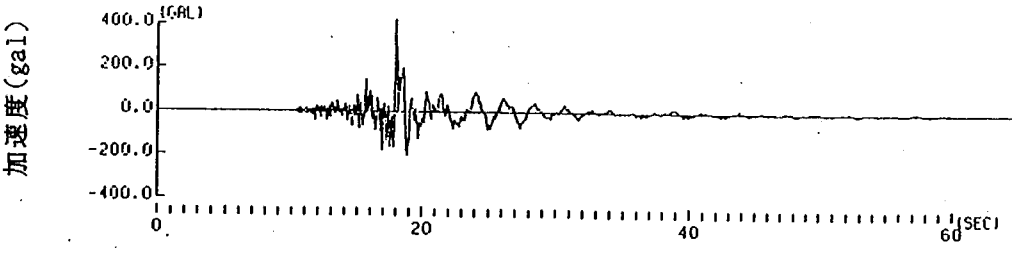
(a)N 78° E 成分（最大値281gal）



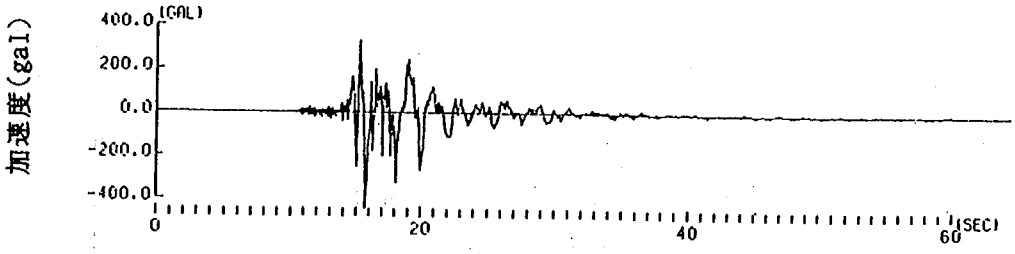
(b)N 12° W成分（最大値327gal）



(c)U D 成分（最大値395gal）



(d)地下33m：N 78° E 成分（最大値425gal）



(e)地下33m：N 12° W成分（最大値446gal）

図-1・11　東神戸大橋近傍地盤における観測波形

と，神戸海洋気象台の記録に比較すると小さめの値になっていると考えられる。しかし，地震動の最大速度や最大変位を計算すると表-1・2のようになり，地震動の最大速度は神戸海洋気象台では90cm/sec，東神戸大橋周辺地盤では91cm/secといずれの箇所においても極めて大きな値となっており，さらに，地震動の最大変位は神戸海洋気象台では21cmであったのに対し，東神戸大橋周辺の地盤では49cmとこれよりも大きくなっている。また，表-1・2には後述する応答スペクトルの値も示しているが，これによっても東神戸大橋周辺地盤における長周期領域の応答スペクトルは，神戸海洋気象台における記録よりもはるかに大きく，きわめて大きな影響を構造物に与えた地震動であったということができる。

なお，ポートアイランドの観測記録には，上述した地表面の上下成分以外に，地表面下83mにおける南北成分にもスパイク状の波形が含まれている。このため南北成分の最大加速度は679galと東西成分の303galに比較して異常に大きくなっている。これに対しては，ＡＤ（アナログ・デジタル）変換時のノイズ等の影響が考えられる。このため，ここでは参考のためにスパイクの生じた側とは反対方向の最大加速度を求めると335galとなり，東西成分とほぼ同じ値になる。このた

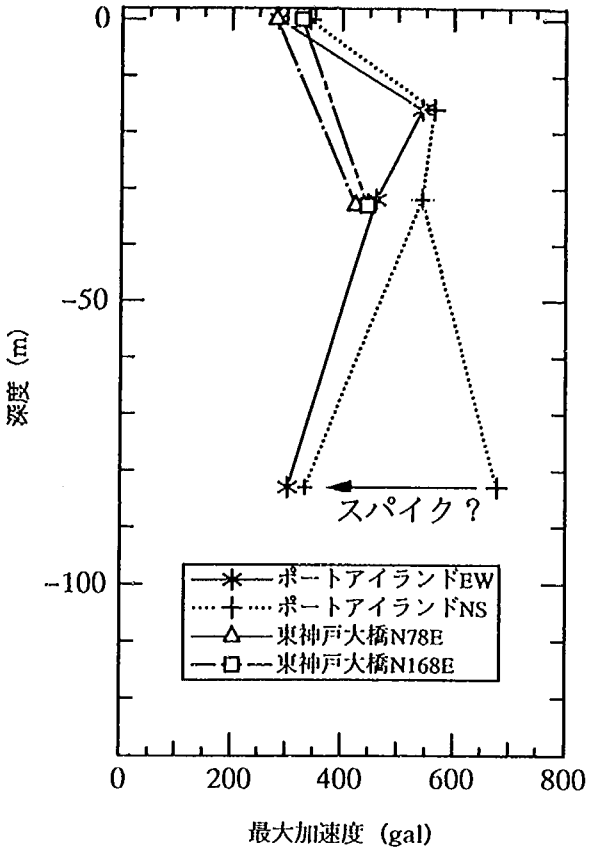


図-1・12　最大加速度の深さ方向の分布

表-1・2　既往地震との地震動特性の比較

地震動特性値 ＼ 地震名 ／ 観測地点		兵庫県南部地震（1995） M＝7.2			釧路沖地震（1993） M＝7.8		宮城県沖地震（1978） M＝7.4	日向灘地震（1968） M＝7.5	日本海中部地震（1983） M＝7.7	十勝沖地震（1968） M＝0.9
		神戸海洋気象台	東神戸大橋	ポートアイランド	釧路気象台	大楽毛橋周辺地盤	開北橋周辺地盤	板島橋周辺地盤	津軽大橋周辺地盤	八戸港
最大加速度 (gal)	水平	818	327	341	922	577	414	216	278	181
	鉛直	332	395	556*1 (406)	467	279	169	57	205	119
最大速度 (cm/sec)	水平	90	91	91	60	27	27	19	37	32
	鉛直	40	35	62	23	8	8	5	12	9
最大変位 (cm)	水平	21	49	40	6	6	4	2	12	9
	鉛直	11	15	28	2	1	2	1	2	2
加速度応答 (水平成分) (h＝5%) (gal)	T＝0.5秒	2,070	720	641	3,711	716	471	490	932	614
	T＝1.0秒	1,498	934	954	480	520	155	246	721	562
	T＝2.0秒	378	724	680	91	89	82	54	328	180
	T＝3.0秒	167	579	331	34	93	52	18	197	153
速度応答 (水平成分) (h＝5%) (cm/sec)	T＝0.5秒	161	46	42	308	59	37	32	71	45
	T＝1.0秒	244	119	115	115	97	36	50	108	87
	T＝2.0秒	160	218	210	64	42	32	31	115	54
	T＝3.0秒	91	311	156	63	66	32	24	117	79

注）1923年の関東地震における本郷の最大水平加速度は300～400galと推定されている。
*1ノイズ等による値である可能性もあるため，反対方向の最大値も（　）内に示した。

め，図-1・12にはこの値も示している。

2．2　強震観測に基づく地震動の特性

神戸海洋気象台の強震記録から加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルを計算すると図-1・13のようになる。ここで，減衰定数は5%としている。加速度応答スペクトルは固有周期が0.4秒～1秒の間では実に2Gに，また，速度応答スペクトルは固有周期0.6～1.5秒の範囲では200cm/secを超えており，非常に大きな影響を構造物に与えた地震動であったことを示している。図-1・14は現在までに地盤上で得られた主要な強震記録の加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルを示したものである。これによれば，つい最近観測された平成5年釧路沖地震による釧路気象台の記録をのぞけば，従来観測されてきた加速度応答スペクトルの最大値はおおむね1G程度であり，しかも，最大値が生じる固有周期は0.3～0.7秒程度である。速度応答スペクトルの最大値も釧路気象台の記録以外はほとんど100cm/secを超えていない。こうした既往の強震記録と比較すると，今回の地震による神戸海洋気象台の記録は，固有周期1秒程度までの広い周期帯域にわたって，きわめて大きな加速度応答及び速度応答を示しており，群を抜いて大きな地震動であったことが分かる。

なお，平成5年釧路沖地震における釧路気象台では最大加速度が922galという大きな値が観測されている。このため，図-1・14に示したように加速度応答スペクトルが最大で4G，速度応答スペクトルは最大で308cm/secという大きな値が得られている。ただし，釧路気象台の記録と神戸海洋気象台の記録を比較すると，固有周期0.3秒から0.5秒の間では釧路気象台の方が加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルが大きいが，構造物に対する影響の大きい固有周期0.5秒以上の領域では神戸海洋気象台の方が加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルははるかに大きい。例えば，固有周期1秒を例にとれば，表-1・2に示すように，加速度応答スペクトルは釧路気象台では480galであったのに対し，神戸海洋気象台では1,498galとなっている。同様の傾向は速度応答スペクトルにもみられており，固有周期1秒における値を比較すると，釧路気象台での記録が115cm/secであるのに対して，神戸海洋気象台における記録では244cm/secと2倍以上の値となっている。

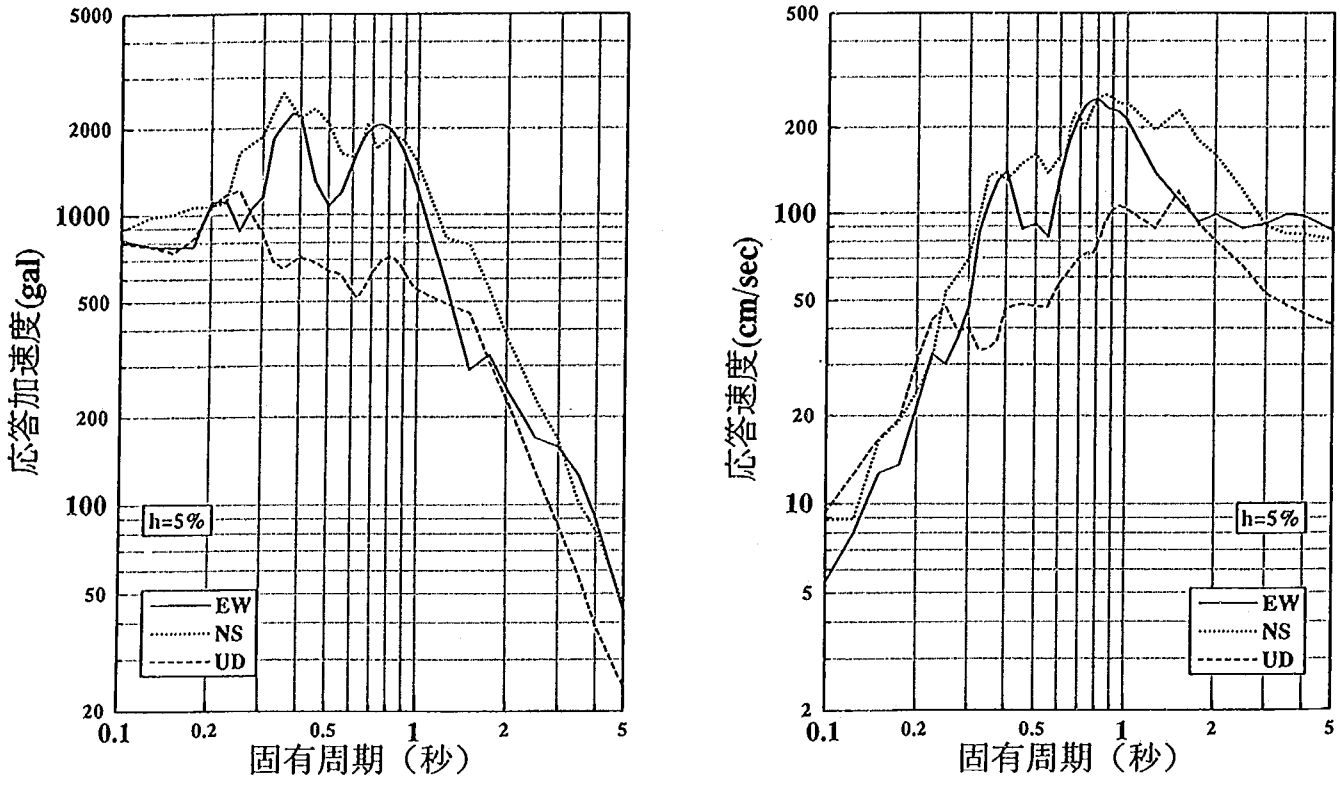
さらに，表-1・2に示したように，地震動の最大速度及び最大変位を計算すると，釧路気象台ではそれぞれ60cm/sec，6cmであるのに対して，神戸海洋気象台では90cm/sec，21cmとこれを大きく上まわっている。

我が国では，昭和39年新潟地震のあとから本格的に強震観測が開始され，正確な地震動特性の把握が可能になったが，以上に示した点からみて今回の地震による地震動は，我が国で観測された実質的に最大の地震動ということができる。

次に，図-1・11に示した阪神高速道路5号湾岸線の東神戸大橋近傍地盤上で得られた強震記録から加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルを計算すると図-1・15のようになる。上述したように，本地点では地表付近の軟質地盤が強い地震動を十分伝え得なかったために，最大加速度自身は地表面下33mよりも小さくなっている可能性があるが，反対に長周期領域における加速度及び速度応答スペクトルはきわめて大きくなっている。これは，図-1・13及び表-1・2に示した神戸海洋気象台の応答スペクトルと比較しても明らかであり，加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルは，固有周期1秒以上の領域では神戸海洋気象台よりも圧倒的に大きな値を示している。例えば，固有周期2秒を例にとれば，加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルは，神戸海洋気象台の記録では378gal，160cm/secであるのに対して，東神戸大橋では724gal，218cm/secである。同様の傾向は図-1・16に示すポートアイランドの記録についてもみることができる。構造物が地震により被害を受けると固有周期が伸びるため，長い固有周期領域で大きな応答スペクトルを有する地震動は，一般に大きな影響を構造物の耐震性に与える。したがって，5号湾岸線東神戸大橋周辺では，一般の木造家屋等短周期構造物に対する影響は神戸海洋気象台に比較すると小さかったかもしれないが，橋梁，特に橋脚高さが高く，固有周期の長い橋梁に対しては非常に大きな影響を与える地震動が生じたことが分かる。

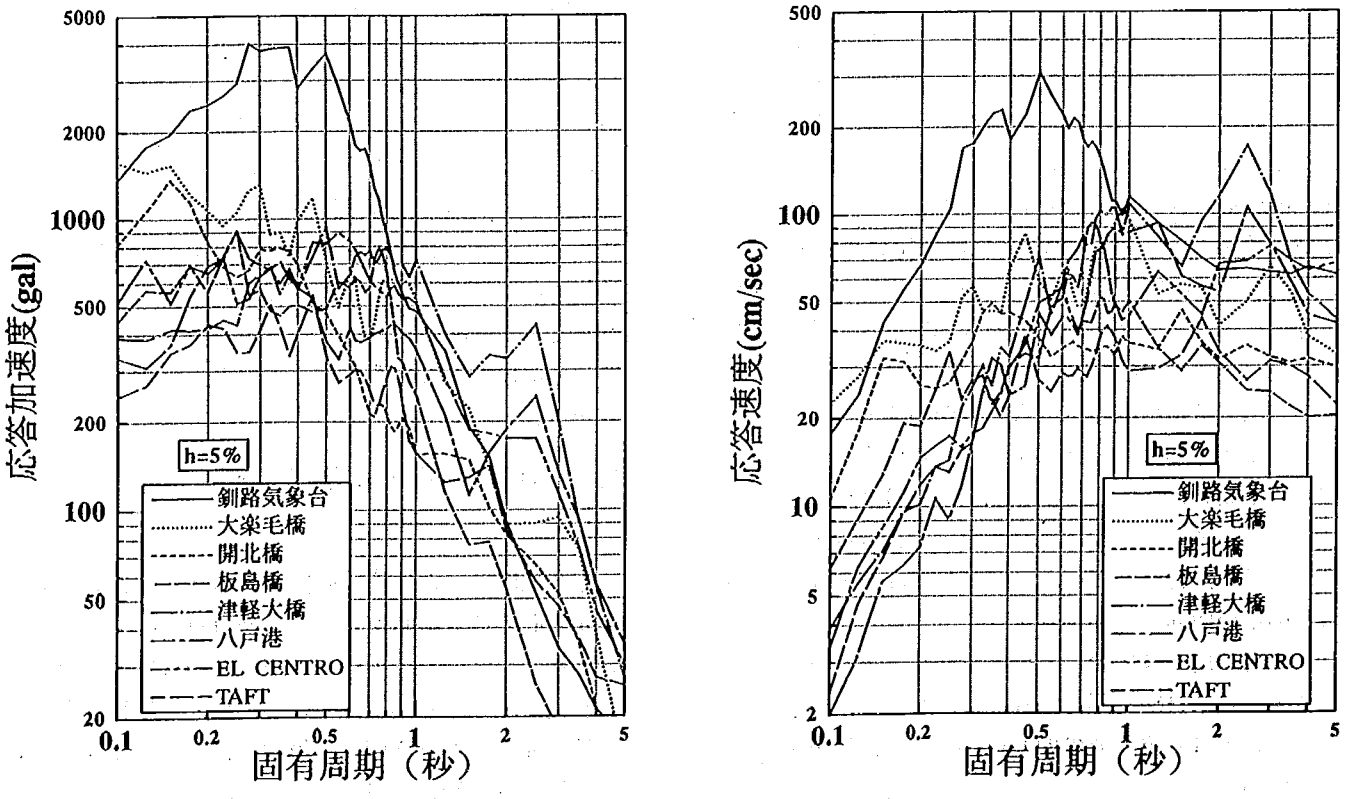
2．3　地震応答解析に基づく地震動の推定

深江地区，三宮地区，長田地区の3断面において，南北方向の地質縦断を示すと，図-1・17のようになる。いずれの地区においても，六甲山系の岩盤線が海岸に向かって深く潜り込み，そのうえに大阪層群，上部洪積層，沖積層という順で地層が堆積している。地震動の特性を解析的に検討するために，深江地区を通る南北方向の断面を図-1・18に示すように2次元平面ひずみ状態の有限要素法によりモデル化し，等価線形化手



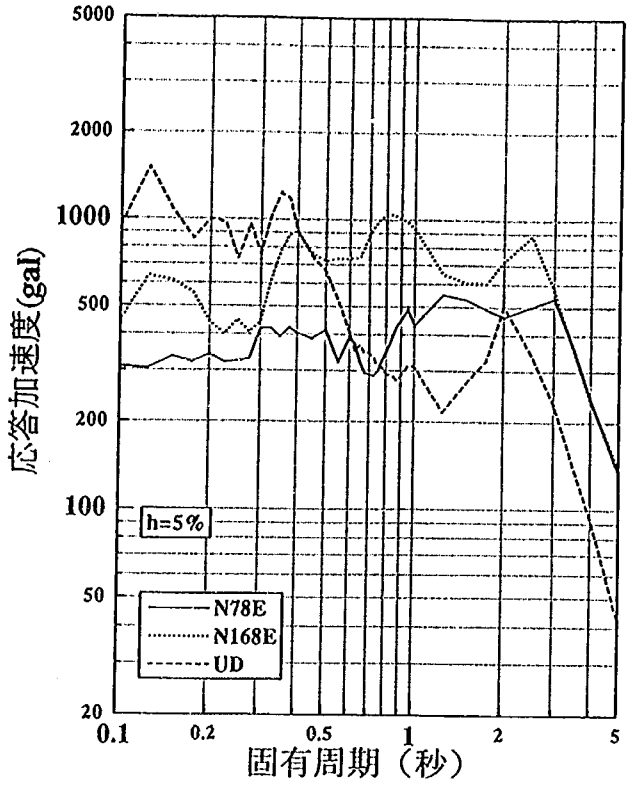
(a) 加速度応答スペクトル　　(b) 速度応答スペクトル

図-1・13　神戸海洋気象台の観測波形の応答スペクトル

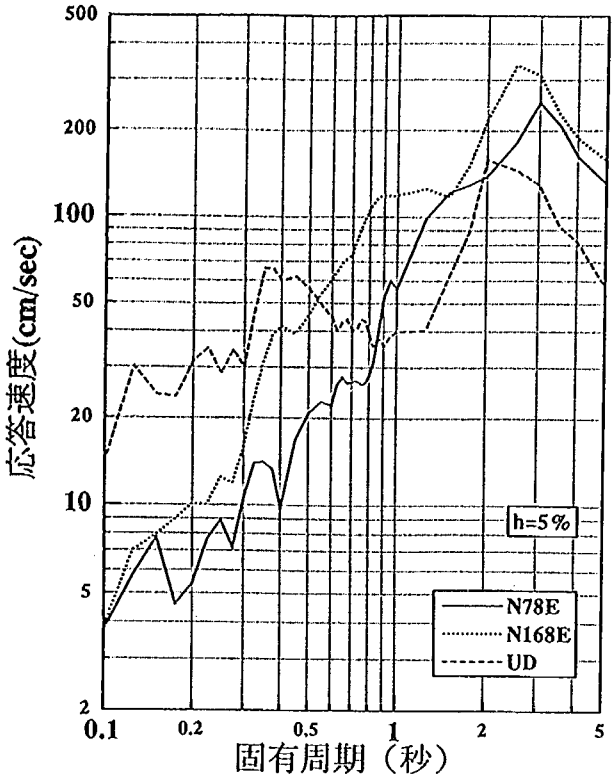


(a) 加速度応答スペクトル　　(b) 速度応答スペクトル

図-1・14　既往の強震記録の応答スペクトル

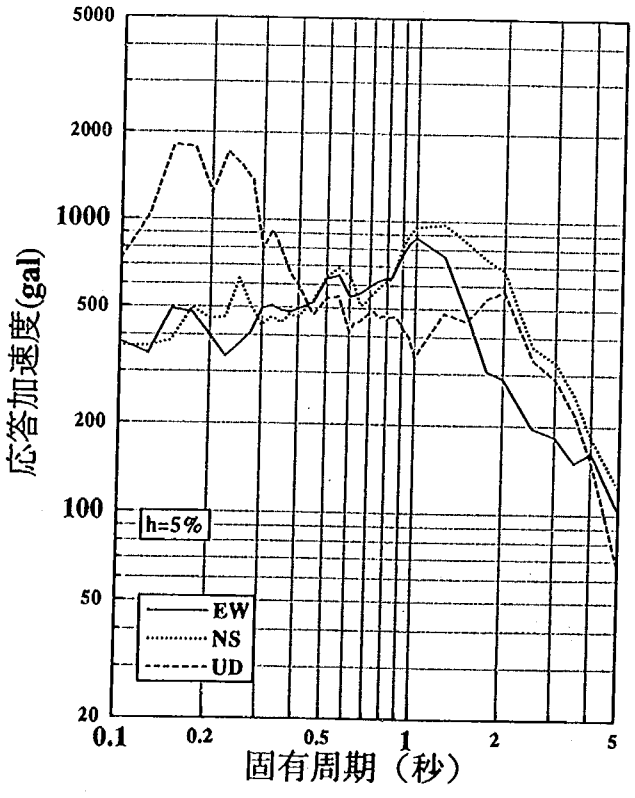


(a)　加速度応答スペクトル

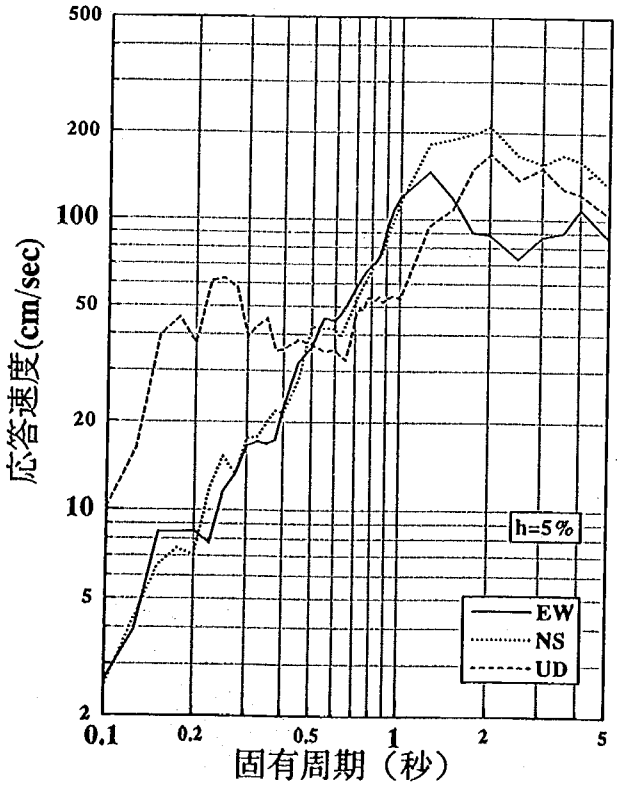


(b)　速度応答スペクトル

図-1・15　東神戸大橋近傍の地盤上での観測波形の応答スペクトル

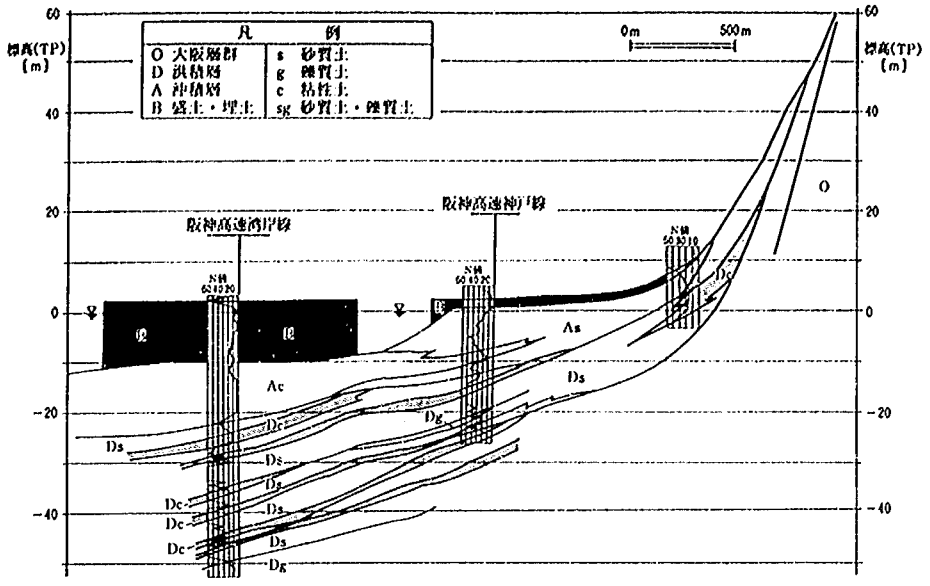


(a)　加速度応答スペクトル

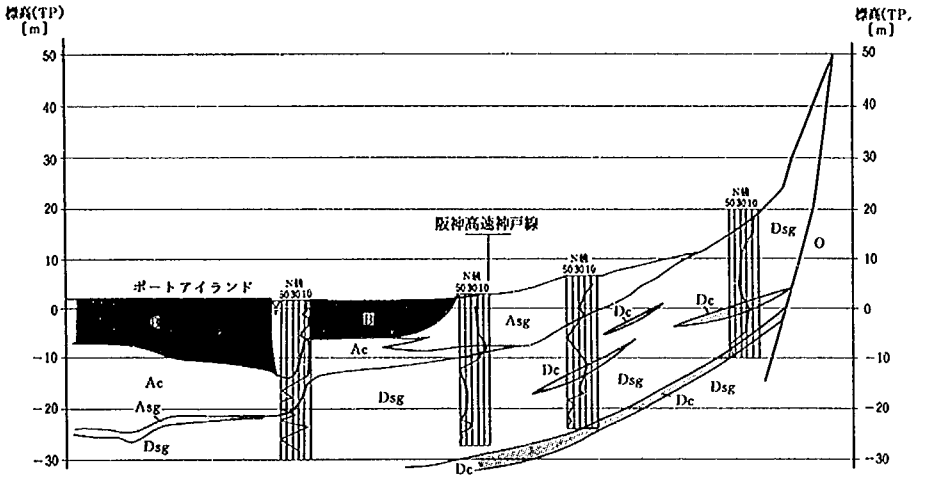


(b)　速度応答スペクトル（秒）

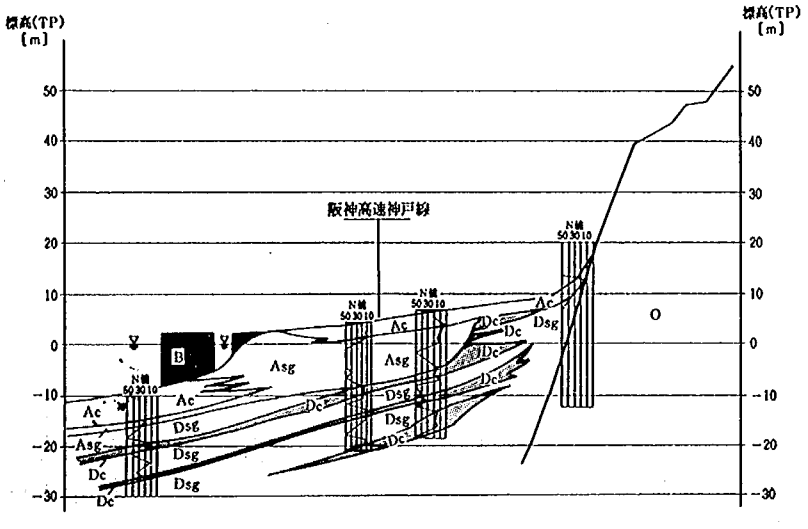
図-1・16　ポートアイランドの地盤上での観測波形の加速度応答スペクトル



(a) 深江地区



(b) 三宮地区



(c) 長田地区

図-1・17 南北方向の断面図

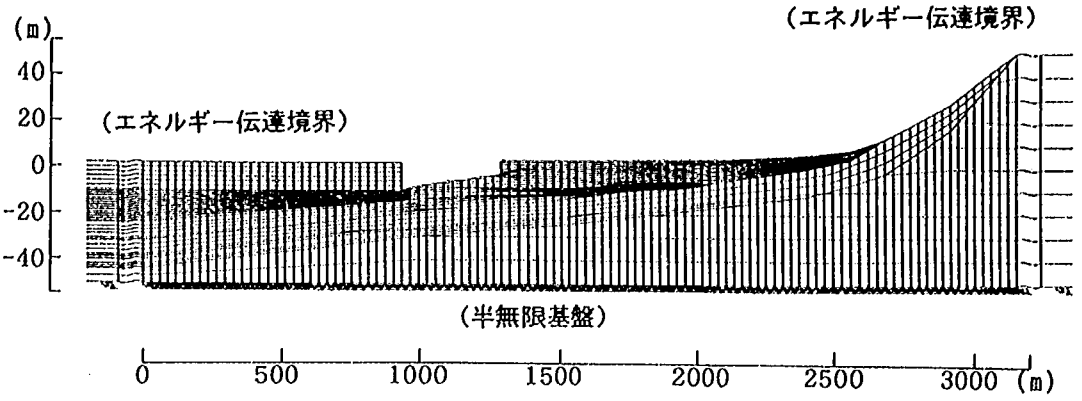


図-1・18　応答解析で用いた地盤モデル

法による時刻歴応答解析を行った。深い地盤の増幅効果も無視できないが，深層の地盤条件が十分分からないことからここでは地表面下約50mの層を解析上の基盤面と仮定し，ここから上の地盤を接点数2,779，要素数2,675の四角形要素でモデル化することとした。基盤面及び側面には粘性境界要素を加えた。入力地震動としては，東神戸大橋周辺地盤の地表面下33mで観測された記録を本モデルの深さ33mの位置に与えた。ただし，今回のように断層からきわめて近い地盤の地震応答を解析する際に，鉛直下方から伝播すると仮定した入力地震動の与え方は問題がある可能性があるので今後の検討が必要である。

地盤のせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性は，既往の室内実験結果に基づき，有効拘束圧に応じて図-1・19に示すように仮定した。ただし，減衰定数が0.2を超す領域ではデータの信頼性を考慮して減衰定数を0.2とした。

図-1・20はこのようにして求めた地盤に生じる最大せん断ひずみの分布である。地震動が大きいために，せん断ひずみは沖積層の下面付近において非常に大きくなっており，最大値では0.02を超える箇所がある。一般に，せん断ひずみが0.01～0.02程度に達すると，地盤にはクラック等が発生するといわれており，このような大きなせん断ひずみが生じる領域における地盤の地震応答を等価線形化手法により求めることは解析手法の適用性を超している。

図-1・21は，地表面における最大加速度及び最大変位の分布を示したものである。最大加速度は，本山南町付近でやや大きく，また臨海部ではやや小さくなっているが，全体として南北方向の断面で概ね700gal程度となっている。また，変位は加速度とは反対に臨海部で約55cm程度と最も大きく，六甲山に近づくと約30

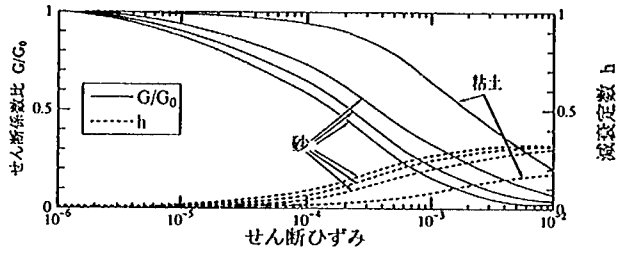


図-1・19　解析に用いた地盤の動的変形曲線

cm程度となっている。なお，等価線形化手法を用いているので，入力地震動の卓越周期と地盤の固有周期が近くなると加速度や変位が大きく評価されやすい。

ただし，上述したように，この解析結果は各種の仮定をおき，現在，利用できる手法で解析したものであり，特にせん断ひずみが10^{-2}オーダーというきわめて大きな値となっていることに注意する必要がある。

3　まとめ

平成７年兵庫県南部地震の地震諸元，観測記録の解析等により，本地震および地震動特性に関して，下記の知見を得た。

(1)　マグニチュードこそ7.2と我が国で近年発生した地震の中でも最大ではなかったが，都市域の直下で発生したいわゆる「都市域直下型地震」であったため，初めて震度７が適用されるなど甚大な被害を生じさせる地震であった。

(2)　従来我が国でほとんど観測されたことがない極めて大きな地震動が広範囲に生じた。

(3)　軟質な地盤において地中よりも地表での最大加速度が小さくなり，大きな地震動を受けると加速度に対する軟質地盤の増幅特性が低下する現象が確認さ

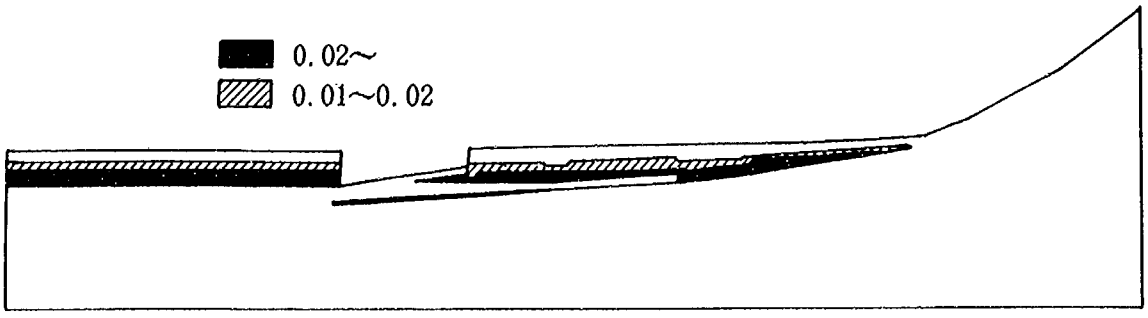


図-1・20　せん断ひずみの分布

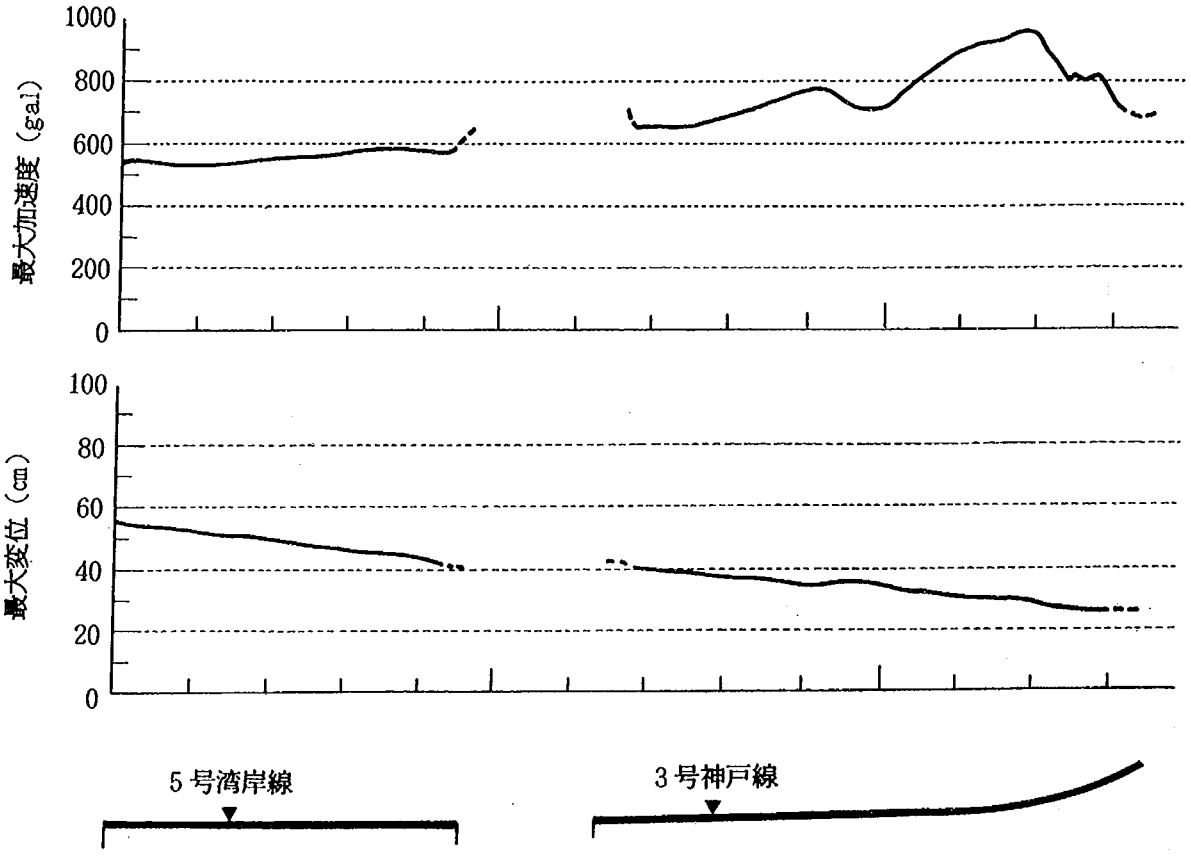


図-1・21　地表面における最大加速度及び最大変位の分布

れた。

謝　辞

本報告で用いた強震記録等の情報の入手にあたっては，気象庁，近畿地方建設局，運輸省港湾技術研究所，神戸市，阪神高速道路公団，(財)鉄道総合技術研究所ほかの関係各位のお手を煩わした。ここに記して謝意を表する。

参考文献

1）例えば，松田時彦「1995年兵庫県南部地震はどこまで予測されていたか」，月刊地球，号外No.13，1995年8月

2）吉川澄夫，伊藤秀美「1995年兵庫県南部地震の概要」，月刊地球，号外No.13，1995年8月

3）川島一彦，高木義和，相沢興「数値化精度を考慮したSMAC-B2型強震記録の計器補正法および変位計算法」，土木学会論文報告集，第325号，1982年9月

4）Yutaka Nakamura "Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken-Nanbu Earthquake", JR Earthquake Information No. 23c, Railway Technical Research Institute, Feb. 1995.

第２編　被害の概要

第2編　被害の概要

萩原　良二[*1]
田村　敬一[*2]
金子　正洋[*3]
濱田　　禎[*4]

by Ryoji HAGIWARA
Dr. Keiichi TAMURA
Masahiro KANEKO
and
Tadashi HAMADA

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．土木施設の被害 …… 3
　2．1　地盤災害 …… 3
　2．2　道路橋及び道路施設等の被害 …… 3
　2．3　河川施設等の被害 …… 5
　2．4　ダム施設の被害 …… 5
　2．5　砂防施設の被害 …… 5
　2．6　下水道施設の被害 …… 5
　2．7　地下構造物の被害 …… 5
3．ライフライン施設の被害 …… 5
　3．1　水道施設の被害 …… 5
　3．2　電力施設の被害 …… 5
　3．3　ガス施設の被害 …… 6
　3．4　電話施設の被害 …… 6

＊1　前地震防災部振動研究室長（現　建築研究所国際地震工学部第二耐震工学室長）
＊2　地震防災部振動研究室長，工博
＊3　地震防災部振動研究室主任研究員
＊4　地震防災部振動研究室研究員

１．概　要

平成７年１月17日午前５時46分頃，淡路島の北端付近（北緯34°36′，東経135°03′）を震源とする兵庫県南部地震が発生した。気象庁によると，震源の深さは14 km，マグニチュード（M）は7.2であり，近年，北海道周辺で発生した平成５年（1993年）釧路沖地震（M7.8），平成５年（1993年）北海道南西沖地震（M7.8），平成６年（1994年）北海道東方沖地震（M8.1）に比較すると小さい。しかし，今回の地震は，震源域が都市の直下に位置するいわゆる「都市直下型」地震であり，神戸市等阪神地域及び淡路島北部の一部では，震度７の激震を記録した。

今回の地震は，神戸市を中心に多大な災害を引き起こし，建築物の崩壊や市街地の火災により多くの人命が失われるとともに，各種土木施設にも甚大な被害が生じた。地震の被害状況は，表-2・1のとおり，死者6,308名，行方不明２名，負傷者43,177名，全壊100,302棟，半壊108,741棟に達しており（平成７年12月27日現在，自治省消防庁災害対策本部），また，被害総額の状況（推計）は表-2・2のとおりとなっている（平成７年４月５日現在，兵庫県調べ）。

以下，土木施設の被害及びライフライン施設の被害について記述する。なお，道路，下水道，地下構造物等はライフライン施設ではあるが，建設省所管の施設でもあり，ここでは，土木施設の被害において記述する。

２．土木施設の被害

建設省が所管している土木施設については，道路施設，河川施設，海岸保全施設，ダム施設，砂防施設，下水道施設，公園施設，地下構造物等に被害が生じた。被害の詳細については次編以降に詳述するので，ここでは被害の概要について簡単に紹介する。

２．１　地盤災害

地盤の液状化およびそれに伴う地盤流動が広範囲にわたって発生した。液状化は，ポートアイランド，六甲アイランドをはじめとする湾岸の人工島，兵庫県明石市から大阪府貝塚市に至る湾岸埋立て地や沖積地盤，及び淀川，武庫川流域の低地等に生じた。ただし，震源に近い神戸市周辺の内陸部は洪積層や砂礫が比較的卓越した地盤が多いため，液状化の発生は多くなかった。人工島では，礫を多く含むまさ土が液状化した。地盤流動は人工島や湾岸埋立て地で護岸が前面へ変位したのにともない発生し，その影響範囲は100m以上にも及んだ。斜面災害も自然斜面，宅地造成地，切土・盛土斜面などで見られた。

２．２　道路橋及び道路施設等の被害

道路橋では土木施設の中でも甚大な被害が生じ，阪神高速道路３号神戸線では多数の橋脚が損傷し，これに伴って桁の落下や沈下が生じた。

橋梁を除く道路構造物に関しては，今回の地震での

表-2・1　被害状況（平成７年12月27日現在）

人的被害	死者		6,308名	文教施設	1,039箇所
	行方不明者		2名	道路	9,948箇所
	負傷者	重傷	1,883名	橋梁	323箇所
		軽傷	26,615名	河川	430箇所
		調査中	14,679名	崖くずれ	379箇所
		計	43,177名	ブロック塀等	1,464箇所
住家被害	全壊		100,302棟	水道断水	約129万戸
	半壊		108,741棟	ガス供給停止	約86万戸
	一部破損		227,373棟	停電	約260万戸
	合計		436,416棟	電話不通	30万回線超
非住家	公共建物		750棟	火災	294件
	その他		3,952棟		

1）水道断水については厚生省調べ。ピーク時の数。
2）ガス供給停止については資源エネルギー庁調べ。ピーク時の数。
3）停電については資源エネルギー庁調べ。ピーク時の数。
4）電話不通については郵政省調べ。ピーク時の数。

表-2・2　被害総額の状況（推計）

（平成７年４月５日）

項　　目	金　　額	概　　要
1　建築物	約　5兆8,000億円	倒壊・使用不能建物等（＊注：建築着工統計の建築単価から推計）
2　鉄　道	約　3,439億円	JR西日本・阪急電鉄・阪神電鉄・神戸電鉄・山陽電鉄　等
3　高速道路	約　5,500億円	阪神高速道路・中国縦貫自動車道路・名神高速道路　等
4　公共土木施設 （高速道路を除く）	約　2,961億円	道路　約 1,181億円，　河川　約 39億円，　海岸　約　4億円，　砂防　約　7億円 下水道　約　698億円，　街路　約 36億円，　公園　約 140億円，　国直轄事業　約 526億円
5　港　湾	約　1兆　円	神戸港，　尼崎西宮芦屋港等　公共施設　約 7,600億円，　民間施設　約 2,400億円
6　埋立地	約　64億円	佐野，志筑地区　約　7億円 南芦屋浜，芦屋浜地区　約　40億円 西宮，甲子園地区　約　17億円
7　文教施設	約　3,352億円	県立学校　約 141億円，　市町村立学校　約 1,705億円，　社会教育施設　約 326億円 体育施設等　約 139億円，　文化財　約　99億円，　県立大学　約　3億円 私立学校　約 340億円，　国公立大学　約　91億円，　私立大学　約 379億円 文化施設（公立ホール等）　約 93億円
8　農林水産関係	約　1,181億円	農地・ため池等　約 244億円，　治山施設　約　82億円，　漁港　約 199億円 農業生産施設等　約 105億円，　水産業施設　約　48億円，　林産施設　約　17億円 卸売市場　約 245億円，　食品関係施設等　約 241億円
9　保健医療・福祉関係施設	約　1,733億円	病院　約 666億円，　診療所　約 274億円，　試験研究機関　約　9億円 看護学校　約　19億円，　火葬場　約　11億円，　保健センター等　約 28億円 福祉関係施設　約 404億円，　生活協同組合施設　約 322億円（医療除く）
10　廃棄物処理・し尿処理施設	約　44億円	
11　水道施設	約　541億円	上水道　約 483億円，　工業用水道　約 48億円
12　ガス・電気	約　4,200億円	ガス　約 1,900億円，　電気　約 2,300億円
13　通信・放送施設	約　1,202億円	電気通信施設　約 984億円（うちNTT約 800億円），　放送施設　約 35億円 ケーブルテレビ　約 175億円，　兵庫衛星通信　約 8億円
14　商工関係	約　6,300億円	機械・装置等設備　約 6,300億円（建築物　1兆7,700億円除く）
15　その他の公共施設等	約　751億円	県庁舎等　約 136億円，　市町庁舎等　約 515億円，　警察庁舎等　約 100億円
計	約　9兆9,268億円	

（兵庫県調べ）

被害は比較的軽微であったといえるが，被災後の阪神地区での自動車交通が国道２号及び43号に集中し，緊急車の通行にも支障をきたすほどの大渋滞を生じた。

２．３　河川施設等の被害

今回の地震により近畿地建管内の直轄管理河川では４河川32箇所で堤防沈下などの災害復旧工事を伴う被害が発生し，また，海岸堤防・護岸は全体で104箇所が被災を受けた。特に，淀川本川や支川の猪名川では堤防が沈下したり，堤防法面に大きな亀裂・段差が発生するなど，大きな被害を生じたが，そのような施設は限定的であり，地震動の大きさに対しては被害はそれほど大きくなかったといえる。

２．４　ダム施設の被害

１月21日までに，近畿，中部，中国及び四国地方建設局管内の総計251ダムでダム管理者による臨時点検（一次，二次点検）が実施された。その結果，ダムの安全性に影響を及ぼすような被害はなかった。ただし，軽微な変状として淡路島にある２つのアースフィルダムで天端舗装に小亀裂が発生したこと，一部のダムで基礎排水孔からの排水量が若干増加したことなどが報告された。

２．５　砂防施設の被害

今回の地震により，砂防設備(砂防ダム，流路工等)には安全上重大な問題となるような大きな被害はなかったが，六甲山系と周辺及び淡路島において計47箇所の砂防設備（砂防ダム，流路工等）に小規模な亀裂（クラック）や護岸への損傷等が起きた。また，急傾斜地崩壊防止施設については，46区域において何らかの被害を受けているが，大多数が小規模な亀裂程度のものであった。さらに，地すべり防止施設では，２箇所で非常に軽微な被災が発生したのみであった。

２．６　下水道施設の被害

今回の地震により，兵庫県，大阪府及び京都府内の43処理場が被災し，うち兵庫県内の８処理場において処理機能に影響を生じた。このうち７処理場については，被害程度が大きかったが，５月はじめに復旧した。また，管路施設の被害は，被害のあった１府１県10市の管渠総延長の約1.1％にあたる約162kmに及んでおり，傾斜地での目地ずれやクラック等の被害が多くみられた。

２．７　地下構造物の被害

共同溝は，神戸市内及び尼崎市内の２箇所に合計約７kmの延長にわたって敷設されていたが，いずれも被害は軽微で，構造本体の安定性や収容物の機能に影響を及ぼすような損傷は生じなかった。キャブシステムは神戸市内で総延長約４ｋｍが供用されていたが，キャブシステムの周辺地盤が沈下した程度の変状が報告されているのみである。公共地下駐車場では，構造本体の被害は軽微で，ほとんど設備関係の被害であった。

３．ライフライン施設の被害

本章では，水道施設，電力施設，ガス施設及び電話施設の被害の概要について，他機関からの資料をもとに紹介する。

３．１　水道施設の被害

日本水道協会の調査によれば，神戸市，西宮市，尼崎市及び宝塚市における地震発生後の給水管の被害状況（修繕件数）は，それぞれ概数で64,300件，36,400件，13,300件及び7,500件となっており，極めて多数の給水管に被害が生じたことが知られる。この地域では，給水管の約９割は可撓性の低い硬質塩化ビニール管であり，地震時の地盤，建築物，配水管等との相対変位に追随できなかったことが被災の原因である。

配水管の被害箇所の概数は，神戸市で1,960カ所，西宮市で890カ所となっており，排水管延長に対する被害率（箇所／km）はそれぞれ，0.45，0.92である。被害様態は，管路の折れ・割れ，継手の離脱，属具の破損等である。そのほか，浄水場，ポンプ場，貯水池，配水池等においても，構造物等に被害が生じた。

復旧日数は，機能支障が残る所帯数が2.5％以下となった時点の日数として，神戸市は56日，西宮市は46日であった。

３．２　電力施設の被害

地震発生時，送変電設備，配電設備の被害により，兵庫県南東部，大阪府北部，淡路島を中心に260万戸軒で停電が発生した。電力各社や協力会社等の支援をうけての復旧作業により，地震発生から153時間後の１月23日15時，関西電力は送電可能な箇所への応急送電を完了した。

設備被害の地震に伴う復旧費用の概算は2,260億円

表-2・3 復旧費用の概算額

(単位：百万円)

設備別	金額	被害の概要
発電設備	42,000	10発電所（20ユニット）のボイラーチューブ損傷，機器基礎不等沈下ほか
送電設備	38,300	鉄塔11基，ジャンパー支持がいし3基 電線3径間の損傷ほか 地中送電102線路のケーブル，管路，人孔他の損傷ほか
変電設備	16,700	50変電所の変圧器，しゃ断器，建物他の損傷
配電設備	96,000	支持物1万基他，電線，変圧器の損傷 地中ケーブル5千条他，管路，人孔の損傷ほか
通信設備	4,000	通信ケーブル171径間損傷ほか
その他	29,000	社屋，社宅，厚生施設等の建物損壊ほか
合計	226,000	

にのぼった（平成7年1月26日現在，表-2・3参照）。

3．3 ガス施設の被害

地震による被害は，低圧管及び内管の供給設備に生じた。被害の状況としては，ネジ接合部の損傷がほとんどであり，溶接接合管では被害は生じていない。また，LNGタンク，製造プラント，高中圧導管には被害は生じなかった。

今回の地震では，ガスの供給が全て復旧するまでにおよそ3ヶ月を要した。ガスの復旧作業を妨げた特徴的な事象として，交通渋滞，放置車両や駐車両，瓦礫やごみ，ガス管への水・土砂の流入が挙げられる。

ガス会社では，地震後病院などの公共性の高い施設へのガス復旧を早期に実施した他，全国からガス復旧のための応援を召集する等，地震後のライフライン確保のための対応をとった。

神戸高速鉄道大開駅の崩壊により道路が陥没する被害が生じたが，この大きな陥没に対して，本管路はガス漏れを生じることはなく，十分な変形性能が確保されていた。なお，ガス施設の被害が原因で道路施設に影響が及んだ事例はなかった。

3．4 電話施設の被害

地震発生当日の17日には不通回線の総数は概数で285,000回線に達したが，19日には85,000回線に減少し，31日には損壊家屋における不通回線38,000を除いて，すべての復旧が完了した。

アクセス設備の被災状況をNTTの被災8支店管内においてみると，電柱の被害は3,613本(総数の1.5%)，架空ケーブルの被害は335km（総延長の1.7%），地下ケーブルの被害は延べ26km（総延長の0.23%），管路の被害は延べ217km（総延長の5.9%），マンホールの被害は2,650個（総数の10%）に及んでいる。地下ケーブルの被災は架空ケーブルの被災に比べて7分の1程度である。

電柱の被害は家屋倒壊による電柱倒壊・傾斜，火災による焼損，液状化による電柱沈下により生じており，架空ケーブル被害は，家屋倒壊によるケーブル切断・損傷，火災による焼損により発生している。また，地下ケーブルの被害は管路の折損・マンホールダクトの損傷により生じている。マンホールの被害は，首部ずれ，本体・ダクト破損により発生している。管路の被害は，一般管路の折損，破損のほか，橋梁添架，専用橋においても生じた。ただし，伸縮機能を持つダクトスリーブや離脱防止継手を適用した管路の被害はほとんど生じなかった。マンホールと管路の被害に関しては，液状化した地域ほど被災が多く，ついで震度7地域において被害が目立った。また，古い建設年度のものほど被害率が高かった。

第３編　地形・地質と地震災害

第3編　地形・地質と地震災害

脇坂　安彦*1　　黒木　貴一*2
秋山　一弥*2　　佐々木靖人*3

by Yasuhiko WAKIZAKA
Takahito KUROKI
Kazuya AKIYAMA
and
Yasuhito SASAKI

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．被災地域の地形と地質の概要 …… 3
2．1　地形の概要 …… 3
2．2　地質の概要 …… 4
2．3　第四紀断層の概要 …… 6
3．　阪神地域の地形 …… 9
3．1　地形分類の方法 …… 9
3．2　大阪地域の地形 …… 9
3．3　神戸地域の地形 …… 9
4．　阪神地域の基盤の構造と第四系の地質 …… 11
4．1　第四系の基盤の構造 …… 11
4．2　第四系の地質 …… 12
4.2.1　大阪層群 …… 12
4.2.2　高位段丘層 …… 14
4.2.3　中位段丘層 …… 14
4.2.4　低位段丘層 …… 14
4.2.5　沖積層 …… 14
5．　淡路島北部地域の地形 …… 15
6．　淡路島北部地域の第四系の地質 …… 15
6．1　大阪層群 …… 15
6．2　高位段丘層 …… 19
6．3　中位段丘層 …… 19
6．4　低位段丘層 …… 19
6．5　最低位段丘層 …… 19
6．6　沖積層 …… 19
7．　地形・地質と地震災害との関係 …… 19

7．1　地震災害の概要 …… 19
7.1.1　土木構造物の被害 …… 20
7.1.2　地盤災害 …… 20
7.1.3　建築物の被害 …… 25
7.1.4　墓石等の転倒 …… 25
7．2　地形と地震災害との関係 …… 27
7.2.1　大局的にみた地形と地震災害との関係 …… 27
7.2.2　詳細にみた地形と地震災害との関係 …… 29
7.2.3　地形と地震災害との関係 …… 43
7．3　第四紀断層と地震災害との関係 …… 44
7.3.1　甲陽断層 …… 44
7.3.2　芦屋断層 …… 45
7.3.3　五助橋断層 …… 47
7.3.4　渦ヶ森断層 …… 47
7.3.5　須磨断層 …… 47
7.3.6　会下山断層 …… 48
7.3.7　横尾山断層 …… 48
7.3.8　高塚山断層 …… 50
7.3.9　甲陽断層の南東側の断層 …… 50
7.3.10 野島断層 …… 51
7.3.11 浅野断層 …… 57
7.3.12 第四紀断層と地震災害との関係 …… 59
7．4　地質と地震災害との関係 …… 59
8．　まとめ …… 60
謝　辞 …… 60
参考文献 …… 61

＊1：環境部地質研究室主任研究員
＊2：環境部地質研究室研究員
＊3：前環境部地質研究室研究員（現　九州地方建設局河川部建設専門官）

１．概　要

1995年兵庫県南部地震は淡路島北方の地下約20kmを震源とした直下型地震であった。直下型地震であったために震源に近い淡路島北西部では，地震断層が出現した。これは今回の地震による地盤災害の大きな特徴である。そのほかにも地盤災害として，埋立て地での液状化・沈下，斜面での亀裂・滑動・崩壊，盛土地盤での亀裂などが発生した。このような地盤災害のほかにも土木構造物や建築物などの社会資本にも多大なる被害が生じた。本編では，被災地域の地形および地質の概要，地震災害の概要，地形・地質と地震災害との関係，特に地形と地震災害との関係について報告する。

なお，現地調査による被害状況の一部は，すでに土木研究所資料第3362号[1]に報告したものである。

２．被災地域の地形と地質の概要

２．１　地形の概要

兵庫県南部地震による被災地周辺の地形概要の検討を日本第四紀学会[2]を簡略化し，地形分類図（図-3・1）を作成して行った。

図-3・1では，地形を山地，高位段丘，中位段丘，低位段丘，沖積低地等に区分した。

山地は大阪湾を囲むように配列する。西に淡路島があり，神戸市の背後に六甲山地，大阪平野の北を限るようにして北摂山地，大阪平野と奈良盆地との境には金剛山地や生駒山地があり，中央構造線に沿っては和泉山脈がある。それらの地質や形成過程等については経済企画庁総合開発局[3]や国土庁土地局[4]に総括的な記載がある。

高位段丘は，関東の多摩面に相当する更新世中期の段丘であり，対象地域の著名なものでは千里丘陵がそれに相当する。

中位段丘は，下末吉（しもすえよし）期以降で武蔵野期にいたる期間（約13万～６万年前）に形成された

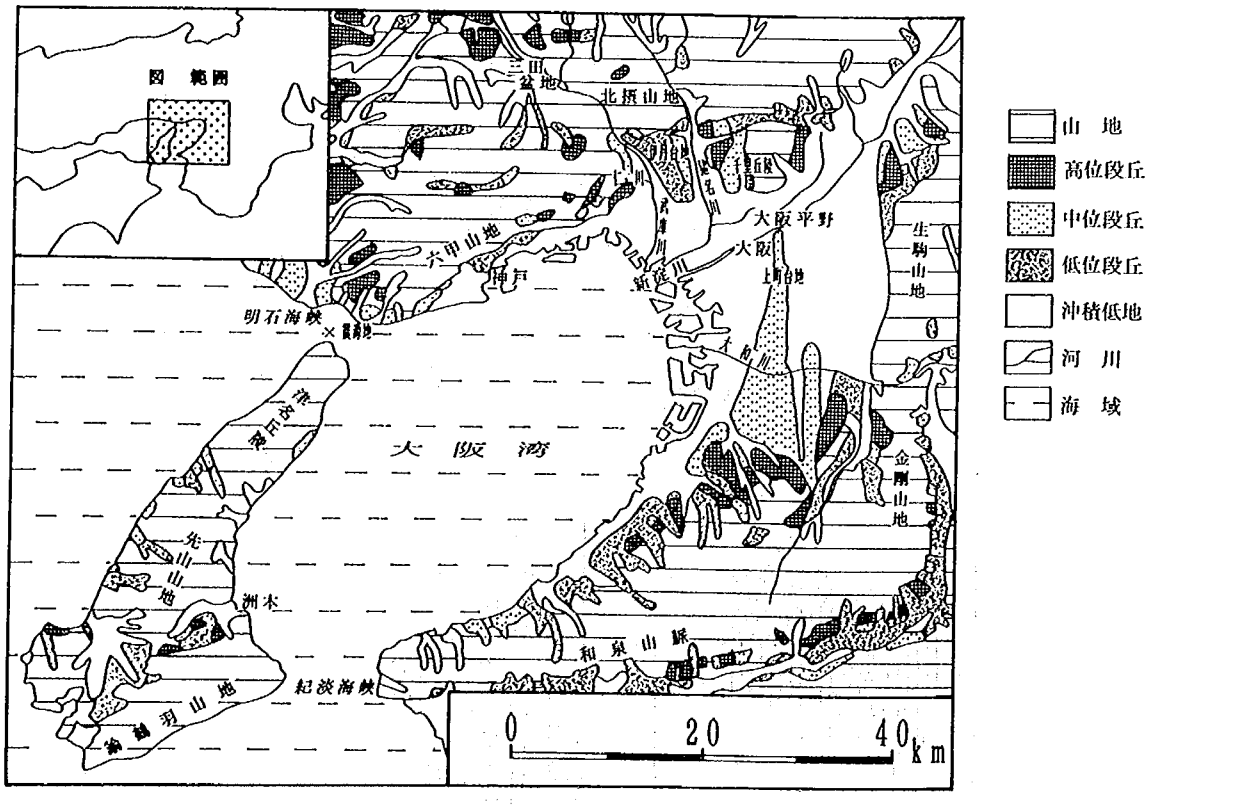


図-3・1　被災地域の地形の概要
日本第四紀学会[2]を簡略化して作成。高位段丘には丘陵地，沖積低地には埋立地，六甲山地南麓の扇状地が含まれている。

段丘を一括したものである。市原[5]によれば大阪平野の上町台地は中位段丘に相当するものとされる。

低位段丘は，武蔵野期以降立川期（6～1万年前）に形成されたもので，関東の立川段丘などに相当するものである。市原[5]によれば伊丹台地の主部がこれに相当するものとされる。

沖積低地は，ウルム氷期最盛期以降（約1万8千年前以降）の低地である。特に六甲山地南麓では，沖積低地と連続性の良い扇状の地形（扇状地）が分布している。また，海岸部の埋立地もその地形面の連続性から沖積低地に含めた。

被災地域は，大まかな地形分布の特徴から，広大な沖積低地や段丘が分布する武庫川左岸の大阪地域，武庫川右岸で六甲山地が背後に迫り，段丘・扇状地・沖積低地が山地側から順に配列する神戸地域，海岸まで山地が迫っているため平坦地が少なく，現在，高速道路整備等のため山地の地形改変が著しい淡路地域に分けることができる（図-3・1）。それぞれの地域の地形の詳細については後述する。

2．2　地質の概要

被災地域の地質の概要を図-3・2に，層序を表-3・1に示す。神戸地域では第四紀の未固結堆積物の基盤岩として有馬－高槻構造線以南に六甲花崗岩類，神戸層群，甲山安山岩，同構造線以北に丹波層群および有馬層群が分布している。未固結堆積物には，山地部に大阪層群，平地部に大阪層群，沖積層，埋立ての土砂，山地と平地の境界部に段丘堆積物がある。淡路島では第四紀の未固結堆積物の基盤として，和泉層群（島の南部）および領家花崗岩類（中・北部），未固結堆積物として大阪層群，段丘堆積物，沖積層が分布している。以下に各地質の概要について古い順に述べる。

丹波層群は，池田市において有馬－高槻構造線以北に分布している。頁岩を主体とし，チャート・緑色岩類から構成されている。神戸市東灘区の山地部にも花崗岩に取り囲まれてルーフペンダント状に分布している。砂岩を主体にし，砂質頁岩や頁岩との互層から構成されている[7]。

有馬層群は宝塚北部に分布し，2枚の水底堆積物（僧川層・玄能池層）を挟んで下部・中部・上部累層に区

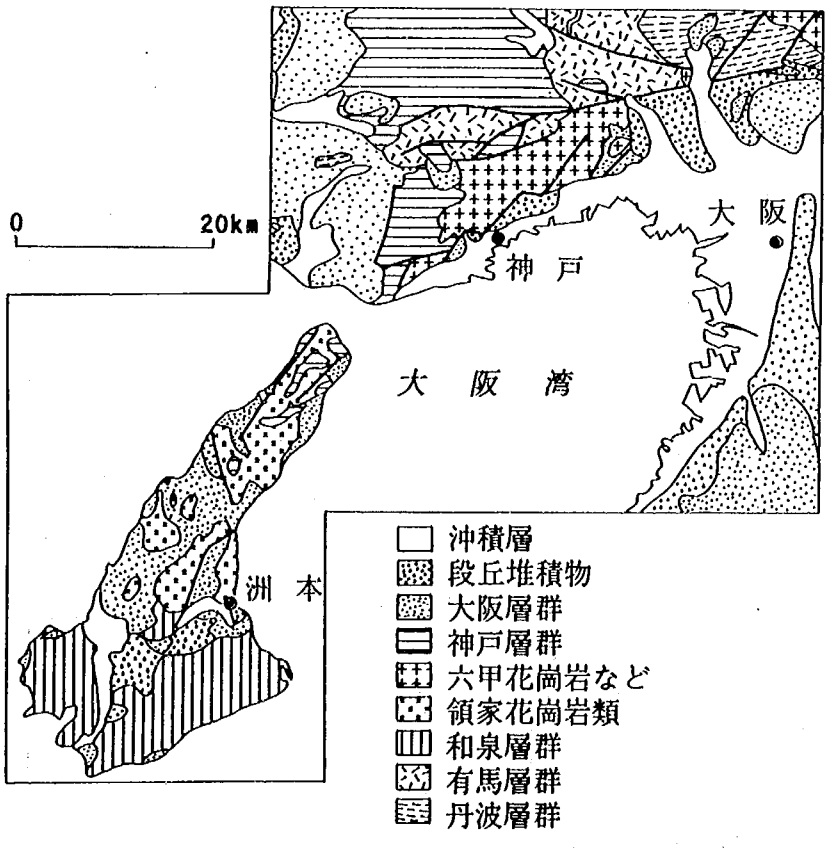


図-3・2　被災地域の地質の概要
地質調査所[6]より作成。

表-3・1　被災地域の概略地質層序

時代		地層・岩体名	岩質	露出地域
第四紀	完新世	沖積層・埋め立て地	粘土・砂・礫	阪神・淡路島
	更新世	段丘堆積物	粘土・砂・礫	阪神・淡路島
	更新世～鮮新世	大阪層群	粘土・砂・礫	阪神・淡路島
第三紀	中新世～始新世	神戸層群	泥岩・砂岩・礫岩	阪神
			凝灰質泥岩・凝灰質砂岩・凝灰質礫岩	阪神・淡路島
白亜紀		六甲花崗岩	黒雲母花崗岩	阪神
		領家花崗岩	花崗岩・花崗閃緑岩	淡路島
		和泉層群	砂岩・頁岩・互層	淡路島
		有馬層群	流紋岩・同質火砕岩	阪神
ジュラ紀～石炭紀		丹波層群	砂岩・粘板岩・頁岩	阪神

分されている[8]。これらは，結晶質凝灰岩・火山礫凝灰岩・凝灰角礫岩などの火砕岩，斜長流紋岩・流紋岩の溶岩から構成されている。

淡路島の和泉層群は積算層厚約10,000mの地層で，下位から西淡累層・阿那賀累層・北阿万累層・灘累層・下灘累層に区分されている[9]。本層群は砂岩頁岩互層を主体とした地層である。岩石は完全に固結しているが，流れ盤は崩壊を起こすことが多い。中央構造線に接している部分では著しく破砕されている[10]。

淡路島の領家帯の花崗岩類は相互の関係と岩相によって，３時期（古期に属する第１期，新期に属する第２・３期）に分けられる[11]。淡路島の花崗岩類の研究を最初に行った諏訪・濡木[12]によると，領家古期花崗岩類・領家新期花崗岩類・中国地方の後期白亜紀花崗岩類に位置づけされていた。しかし，近年の水野ほか[13]の研究によると，領家帯を特徴づける変成岩類が付随していないので，領家帯への位置づけについて言及することは困難であるとされている。水野ほか[13]によると淡路島北部には，都志川花崗岩・志筑トーナル岩・野島花崗閃緑岩・篝（かがり）場山花崗岩・岩屋花崗岩・東山寺花崗岩が分布している。地震断層が現れた付近には，野島花崗閃緑岩が分布している。野島花崗閃緑岩の岩体中央の小田から野島にかけては，一般に中粒で弱片状の角閃石黒雲母花崗閃緑岩～花崗岩である。河床や急斜面では堅硬な岩盤が露出していることが多いが，全般的には風化が著しい[10]。

六甲山地には主に六甲花崗岩が分布しているが，山地南部には布引花崗閃緑岩，宝塚東方には石切山花崗岩，六甲山中の的場山付近と神戸市灘区六甲山町付近には土橋石英閃緑岩が分布している。六甲花崗岩は，主に中～粗粒の黒雲母花崗岩（いわゆる「本みかげ」）で，桃色のカリ長石・斜長石・石英・黒雲母からなる[14]。細粒・中粒・粗粒の３タイプに分けることができ，細粒部と中・粗粒部との違いは，花崗岩の形成過程および風化・崩壊の面から重要な意味があるとされている[15]。

神戸層群は神戸市の西神地区（北区・西区・須磨区）と淡路島に分布している。西神地区の神戸層群は下位から多井畑累層・白川累層・藍那累層に区分されている。これらの地層は北へ傾斜しており，北側ほど上位の地層が分布している[16]。神戸層群の堆積年代は，従来は新第三紀中新世とされていた（例えば，藤田・笠間[17]など）。近年，尾崎・松浦[18]によって三田盆地地域の神戸層群中の凝灰岩のフィッショントラック年代として33.3±2.6Ma，35.9±2.1Ma，32.8±2.1Ma，K-Ar年代として36.9±0.8Ma，36.7±0.8Ma，36.2±0.8Ma，35.8±0.7Maが得られている。このことから尾崎・松浦[18]は，三田盆地および神戸市西部の神戸層群の年代を古第三紀始新世末～漸新世前期とし，従来よりも古いものと解釈している。淡路島北部の神戸層群は岩屋層[19),20)]，岩屋累層[21)]と呼ばれ，浮遊性有孔虫から約16～15Maの地層と考えられている。したがって，岩屋累層と神戸側の神戸層群は年代が異なると考えられるようになってきている[13]。岩屋累層を鹿間[20)]は上・下部層に，野田[22)]は上・中・下部層に，水野ほか[13]は，野田[22)]とは別の基準で上・中・下部層に区分している。

甲山安山岩は西宮市にある甲山を形成している斜方輝石安山岩である。大阪層群中に甲山安山岩の礫が含まれていることから，甲山安山岩は第三紀中新世の火山活動によって生成されたものであると考えられている[7]。

大阪層群は，一見，丘陵地にだけ分布しているようにみえるが，実際は段丘・沖積平野・内湾・湖水の下に厚く潜在分布している。主に未固結の礫・砂・シルト・粘土層からなる。大阪層群はMa３[注1)]と呼ばれる海

注１）：Maは海成粘土（Marine clay）の略である。

成粘土層を境に「大阪層群上部」と「大阪層群下部」とに古くから区分されていた。藤田・笠間[7]は大阪層群中の不整合から下部亜層群（大阪層群下部の下位・中位に相当），中部亜層群(大阪層群下部の上位と大阪層群上部の下位に相当)，上部亜層群(大阪層群上部の上位に相当）に区分し直している。下部亜層群は陸水成の砂礫・シルト層からなり，中部亜層群・上部亜層群は下位からMa-1（マイナス１）・Ma0・Ma1・・・Ma10の12枚の海成粘土層と陸水成の砂礫・シルト層との規則的な互層から構成されている。最上部のMa5よりも上位の地層は満地谷（まんちだに）累層と呼ばれている。以上の間には複数枚の火山灰層が挟まれている。近年，市原・井上[23]では，大阪層群はMa3層下部に挟在されるアズキ火山灰層の下限を境にして下部(広義)と上部に分けられている。さらに大阪層群下部は鮮新統－更新統境界（福田火山灰層の上限）を境にして最下部・下部（狭義）に，大阪層群上部はMa6層の上限を境にして上部下半部と上部上半部（最上部）とに区分されている。本稿では市原・井上[23]の区分に従うこととする。大阪層群の層厚は丘陵地で約300～400m，低地部では約1,000mに達するとみられている[24]。

六甲山地東南麓には，高位・中位・低位の段丘堆積物が分布している。高位段丘中には大阪層群の海成粘土層と連続的な名称のMa11が，中位段丘中にはMa12が挟まれている。

淡路島にも高位・中位・低位・最低位の段丘堆積物が分布している。

大阪平野の沖積層は，下部の砂泥互層，中部の海成粘土層（Ma13）および上部の砂層に分けられる。しかし，この区分は神戸市街地周辺では適用が出来ない。

埋め立て地は瀬戸内海の浚渫粘土や六甲山地の風化花崗岩（マサ土）などによって造成されている。

2．3　第四紀断層の概要

図-3・3(a)は近畿地方の第四紀断層の分布を示したものである。図の範囲の近畿地方の第四紀断層には，２系統のものがある[7]。１つは横ずれ断層系で，北摂山地から丹波山地にかけて分布している。NW－SE系のものは左ずれ，NE－SW系のものは右ずれで，両者は共役の関係にある。もう１つは奈良周辺でN－S方向の逆断層を形成しているものである。

これら横ずれ系と逆断層系の断層はいずれも第四紀において，断層の分布から東西方向の水平圧縮応力場で形成されたものと考えられている[7]。Ichikawa[26]は

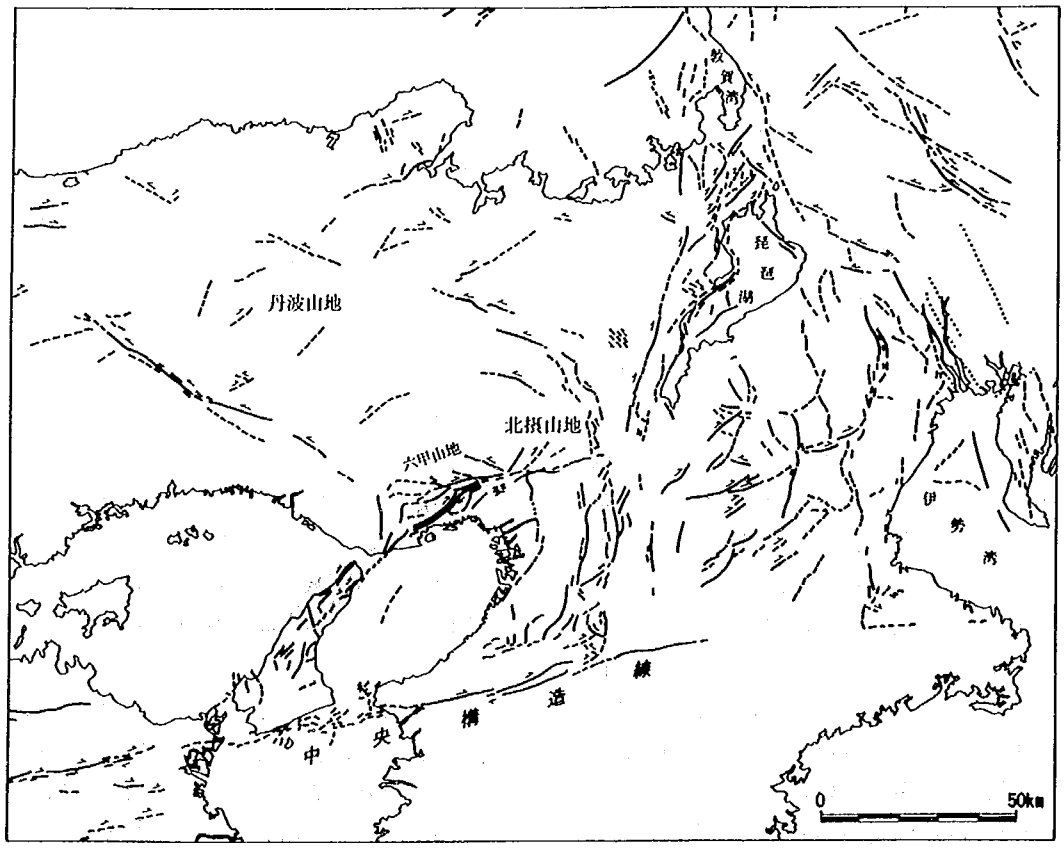


図-3・3(a)　近畿地方の第四紀断層の分布
活断層研究会[25]より作成。

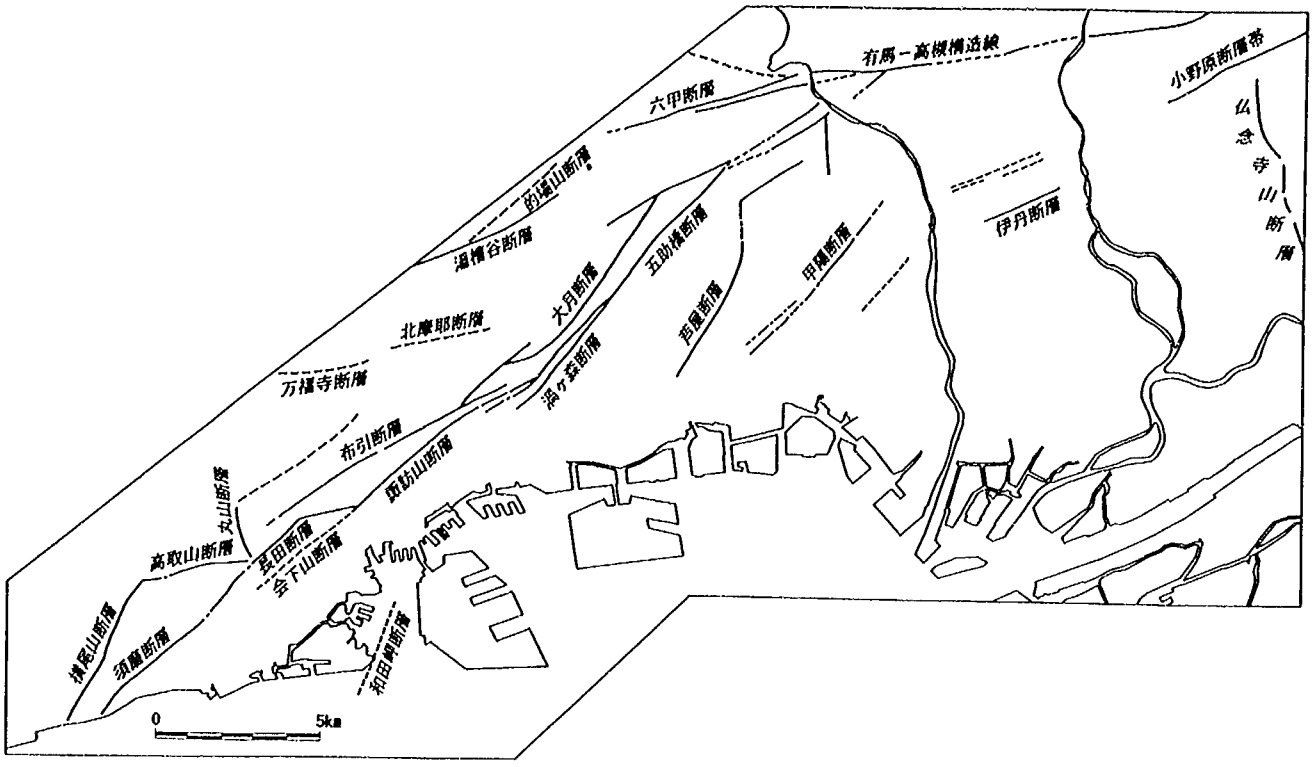


図-3・3(b)　阪神地域の第四紀断層の分布
藤田・笠間[7),17)]および活断層研究会[25)]より作成。

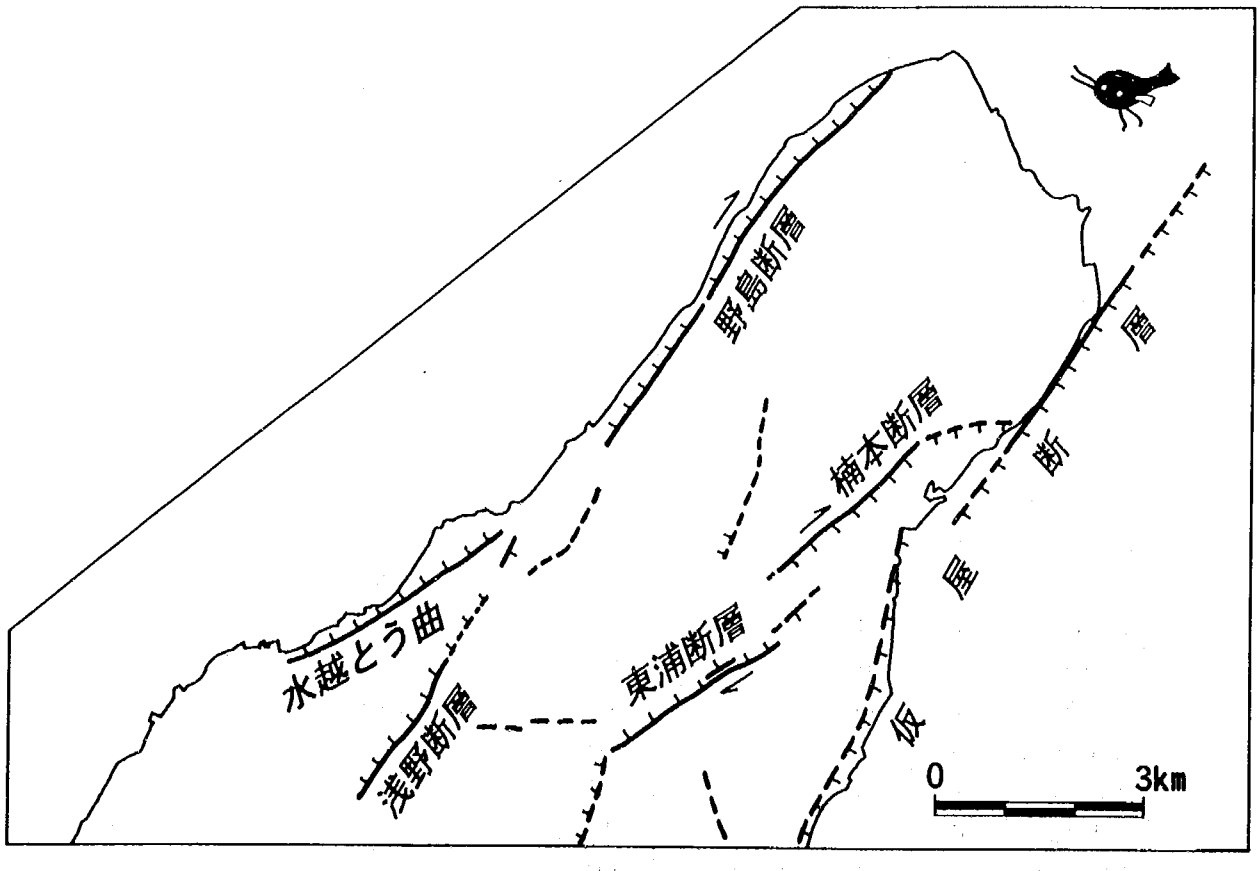


図-3・3(c)　淡路島北部の第四紀断層の分布
水野ほか[13)]および活断層研究会[25)]より作成。

近畿地方の大地震，大井田・伊藤[27]は近畿地方の中規模浅発地震の発震機構を解析し，図の範囲の地震はほぼ東西圧縮で発生していることを報告している。すなわち，近畿地方においては図に示した第四紀断層が出現した時代から現在までの地殻応力場は，変化していないことになる。石橋[28]は近畿地方を含めた西南日本内帯の東西圧縮は中国大陸を載せたアムールプレートの東進によるものと考えている。

Huzita[29]は中央構造線を底辺として，淡路島から六甲山，琵琶湖西岸を通って敦賀湾へ抜ける線と伊勢湾から琵琶湖北部を通って敦賀湾へ抜ける線とで囲まれた地域を「近畿トライアングル」と呼んでいる。近畿トライアングルを１つの断層区として区分することは活断層研究会[25]や垣見[30]などでも行われている。近畿トライアングルのなかの断層は，既述のように南北方向の逆断層が主で，これにNNE－SSWからENE－WSW方向の右ずれ断層が加わっている。断層は山地と盆地との境界を走るものが多い。活動度はＢ級のものが多いが，六甲山地南麓ではＡ級のものもある[25]。

北摂山地から丹波山地の断層の数は，近畿三角地域に比べると急激に少なくなる。

兵庫県南部地震の余震の震源分布（例えば気象庁[31]，平田[32]など）をみると，兵庫県南部地震の震源域は近畿トライアングルの西側の境界線に一致していることがわかる。図-3・3(b)，(c)は震源域周辺の第四紀断層の分布を示したものである。震源の淡路島から神戸市，宝塚市にかけては，余震分布と重なってNE－SW方向の断層が卓越している。これらの断層は総称して六甲断層系と呼ばれている。余震分布や本震の発震機構が東西圧縮であること，さらに六甲断層系の一つである野島断層沿いに地震断層が出現したことなどから，兵庫県南部地震は六甲断層系の活動により発生したものと考えられる。

六甲断層系に属する断層および周辺の断層には表-3・2に示すものがある。これらの断層によって，六甲山地は階段状に隆起している。また，これらの断層に

表-3・2　六甲断層系およびその周辺の断層（活断層研究会[26]より作成）

断層名	確実度	活動度	長さ（km）	走向	傾斜	上下成分隆起側	横ずれ成分向き
湯槽山断層	I	B	6	NE		S (150m)	
大月断層	I	B	12	NE		N (8.5)	右 (400m)
五助橋断層	I	B	14	NE		N (50)	右 (400)
芦屋断層	I	B	8	NE	W	E (300)	右
甲陽断層	I	B	5	NE	W	NW (150)	
伊丹断層	I	B	8	ENE		N (7.5)	
的場山断層	II	C	3	NE		SE	
北摩耶断層	III	C	3	EW			
万福寺断層	II	B	6	EW	N	N (100)	
布引断層	I	B	10	NE		N (100)	
諏訪山断層	I	B	8	NE		N (400)	
会下山断層	I	B	2	NE		S (60)	
丸山断層	II	C	2	NS	W	E (100)	
高取断層	I	B	2	ENE	S	S (150)	
須磨断層	I	B	(8)	NE		N (300)	
横尾山断層	I	B	(1)	NE	E	SE (150)	
野島断層	I	B	(7)	NE	E	E (300)	右 (2-20)
楠本断層	I	B-C	(3)	NE		NW (200)	右 (10-90)
仮屋断層	II	B	(5)	NNE		W (300)	
東浦断層	I	B	4	NE		S	右 (40-200)
妙見山北西	II	C	3.5	NNE		SE	
水越とう曲	I	B	4	NE		SE	
浅野断層	I	B	4	NE		SE (150)	

は右ずれ成分が認められる。個々の断層の活動度はB級であるが，これらの運動の総和（1.0m/1,000年）はA級である[25]。淡路島ではこれらの断層によって山地が隆起している。

有馬温泉付近から高槻市にかけてはENE～WSW方向の有馬－高槻線が走っている。余震の震源分布はこの有馬－高槻構造線の北側にはあまり認められなくなる。

3．阪神地域の地形

3．1　地形分類の方法

神戸側の被災地のうち特に被害が著しかった大阪府箕面市から兵庫県宝塚市を通って大阪府尼崎市の地域（図-3・1の「大阪地域」にほぼ相当）および宝塚市から西宮市を通って神戸市垂水区の地域（図-3・1の「神戸地域」にほぼ相当）について，詳細な地形の検討を行った。

地形分類に当たっては，建設省国土地理院の作成した地形図，米軍撮影の４万分の１空中写真ならびに明治・大正時代の旧版地形図，および藤田・笠間[7),17)]，藤田・前田[33)]，水野ほか[13)]，建設省国土地理院[34)~39)]などを用いた。図-3・4は主に大阪地域，図-3・5は主に神戸地域の地形分類図である（図-3・4および3・5は一部重複している）。

地形分類に当たっては，地表面の平坦性，堆積物の厚さ・粒度，人工改変地か否かを判断の基準とした。

地形区分は，山地，山地・丘陵の開発平坦地，高位段丘，中位段丘，低位段丘，最低位段丘，扇状地，緩扇状地，自然堤防，埋立地，沖積低地，水域である。

最低位段丘は，立川段丘形成後の段丘面である。埋立地は明治や大正以降のもので，それ以前のものは沖積低地に含めた。扇状地は山地を刻む谷から発達する現世のものとし，緩扇状地は扇状地と沖積低地の間にある緩傾斜の地形とした。自然堤防には砂丘，砂州，天井川沿いの微高地等を含め，沖積低地には凹地・浅い谷，盛土地，後背低地，旧河道を含めている。その他の区分は図-3・1と同様である。

3．2　大阪地域の地形

大阪地域は，武庫川左岸で千里丘陵より西，すなわち大阪平野北西部の沖積低地や段丘が多く分布する地域である（図-3・4）。

北方の山地を刻む谷からは扇状地が発達しており，離水したものは中位，低位，最低位段丘となっている。扇状地の末端から緩扇状地が発達し，低位段丘に漸移している。

図-3・4の中央にみられる低位段丘が伊丹台地と呼ばれるもので，北方は沖積低地と10数mの段丘崖で接するが，南方では高度差がなくなり沖積低地に没する。

東方にある南北に３kmと長い中位段丘が豊中台地で，その東に千里丘陵の人工改変地が広くみられる。

沖積低地の河道近くには自然堤防が，海岸付近には砂州が発達する。かつて河川は河口付近で分流していたため，空中写真では河道変遷の痕跡も多く認められるが，建設省国土地理院[38)]には川西市にわずかに区分されるのみなので，図-3・4では旧河道は沖積低地に含めている。

海岸付近には埋立地があり，明治以降海岸線は海側へ概ね２km延伸していることがわかる。

3．3　神戸地域の地形

神戸地域は，武庫川右岸（図-3・4）と六甲山地南側（図-3・5）の南西から北東方向に伸びる細長い地域であり，いわゆる「震災の帯」[40),41)]が出現した激甚被災地域である。

前述のように，この地域には山地から段丘，扇状地，緩扇状地，沖積低地，埋立地と規則的な配列がみられる。

仁川（図-3・1参照）の南に中位段丘に相当する上ヶ原面がみられ，その西側には人工改変地が広く分布している。

仁川をはじめ，武庫川に流れ込む河川及び山地や段丘を開析する谷から扇状地が発達する。

神戸市の都市化のために人工改変が進んでおり，それは図-3・5でも明らかである。特に六甲山地西方の播磨灘北東岸地域では，従来，八木[42)]により，段丘は８面（高位段丘：明美Ⅰ面，明美Ⅱ面，中位段丘：山手台面，金ヶ崎面，魚住面，西八木面，低位段丘：伊川谷面，最低位段丘：舞子面）に区分されていたが，地形境界が非常に不明瞭になっている。

神戸市中心部でも段丘の地形境界は不明瞭なものが多い。すなわち，高位段丘では人工改変以前に開析が進んでおり，低位段丘は段丘崖が写真判読では不明瞭となっている。しかしながら中位段丘はかろうじて分類が可能で，なかでも図-3・5の中央部の中位段丘は平坦面が良く残され，かつ海岸付近まで分布していることが注目される。

この中位段丘と六甲山地の間には凹地があり，そこ

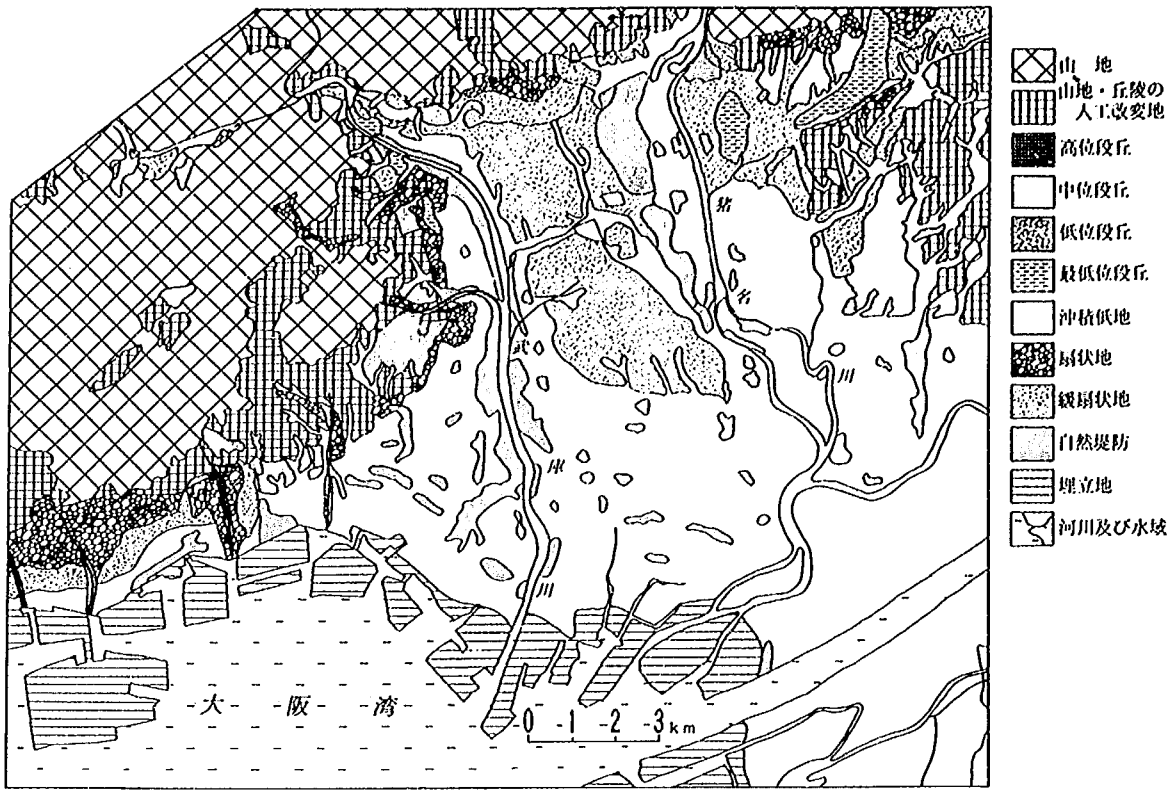


図-3・4 大阪地域の地形
自然堤防には砂丘・砂州・天井川沿いの微高地等が含まれている。

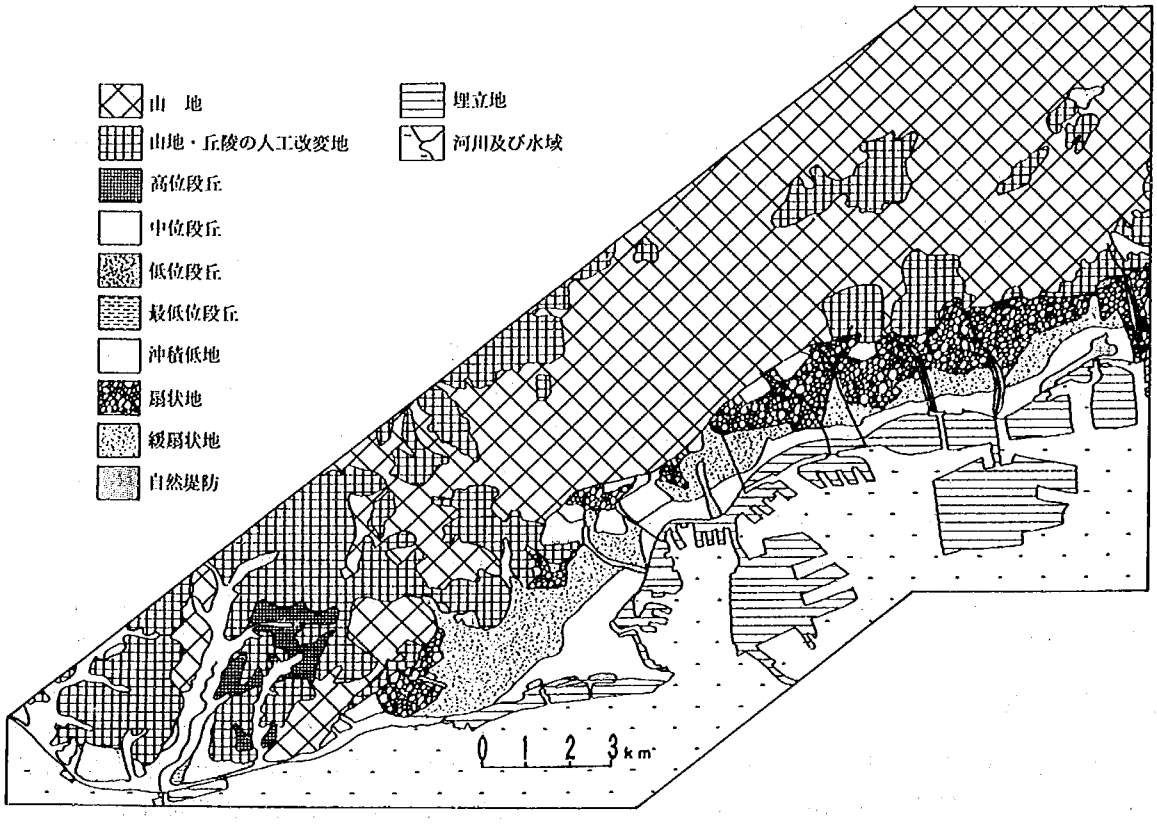


図-3・5 神戸地域の地形
自然堤防には砂丘・砂州・天井川沿いの微高地等が含まれている。

に扇状地の発達がみられるが，ここでは地質構造的な要因で中位段丘の保存が良いと考えられる。また，開析谷中や，扇状地と六甲山地の間にも小規模であるが断片的に段丘がみられる。

河川は東方と西方では天井川となっている一方で，中央部では緩扇状地さえも刻み，谷を形成する。この地形の特色にも山地側の隆起の差異による排出土砂量の違いを反映した地質構造的な要因があるものと考えられる。

建設省国土地理院[35),38)]によれば神戸地域には，扇状地に隣接したり，あるいは扇状地に取り込まれるように最低位段丘が区分されているが，明瞭に区分できるもの以外は沖積低地に含めた。

臨海には六甲アイランドとポートアイランドなどの埋立地がある。

4．阪神地域の基盤の構造と第四系の地質

4．1　第四系の基盤の構造

広大な平野の厚い堆積層はそれが広がる平野全域の地下構造環境と相まって，地震動の長周期成分を卓越させる働きがあるため，大型構造物の耐震問題に重要な関わりを持っているとされている[43)]。このように耐震問題の検討や地震災害の原因を究明する際には，平野の地下構造環境すなわち堆積層の基盤岩の構造と堆積層そのものの構造・特性を把握することがきわめて重要であると考えられる。そこで，まず本節において大阪平野周辺の堆積層（主に第四系の堆積物，一部，新第三系を含む）の基盤岩の構造について述べることにする。堆積層（第四系）については，次節で述べる。

大阪平野の北部で基盤岩が露出しているのは，神戸市から西宮市にかけての六甲山地と宝塚市から箕面市にかけての北摂山地である。主な構成岩石は六甲山では花崗岩類，北摂山地では有馬層群の火山岩類である。図-3・8の周辺の大阪平野の地下でボーリングによって直接，基盤岩が確認されているものには，次のようなものがある。OD-2ボーリング（大阪市都島区都島南通り）では深度656.2mで，基盤の領家花崗岩類（斑れい岩・閃緑岩）に達している[44),45)]。OD-1ボーリングでは基盤岩の上に下位から大阪層群の最下部，下部，上部（海成粘土層はMa3まで）の地層が確認されている[45)]。この他，尼崎市杭瀬で深度1,352m，尼崎市次屋で深度1,216mで基盤の領家花崗岩類に達している[46)]。

ボーリング以外の方法では，1988年に大阪北港北埋立地で行われた発破実験で基盤深度分布が得られている[47)]。図-3・6にその基盤深度分布の一部を，また，図-3・7a）にこの分布から得られる六甲山麓の断面図を示す。また，入倉[49)]は反射法探査の結果を基に図-3・7b)のような基盤の構造を推定している。図-3・7のa）とb)とを比較すると，六甲山麓の基盤の構造が異なっている。a）では基盤岩は六甲山麓から平野の地下に向かって滑らかに潜り込んでいるが，b）では山麓で逆断層型の六甲断層群によって急激に深度を増している。反射法による結果の方がより細部の構造を表現し

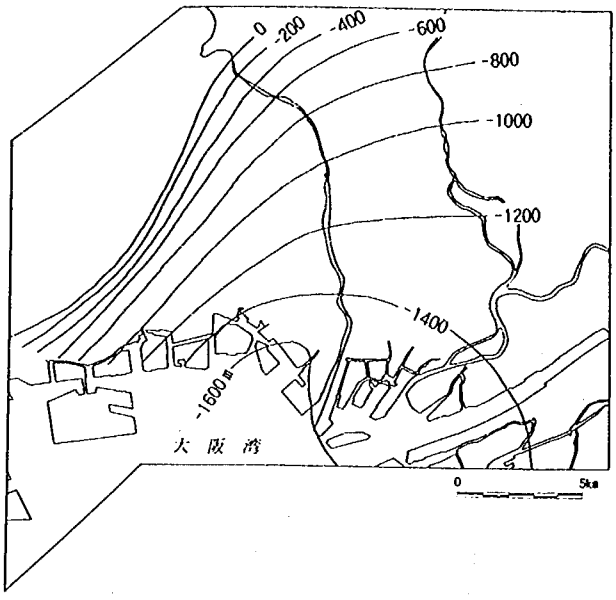


図-3・6　発破実験から推定された基盤深度分布
鳥海ほか[47)]より作成

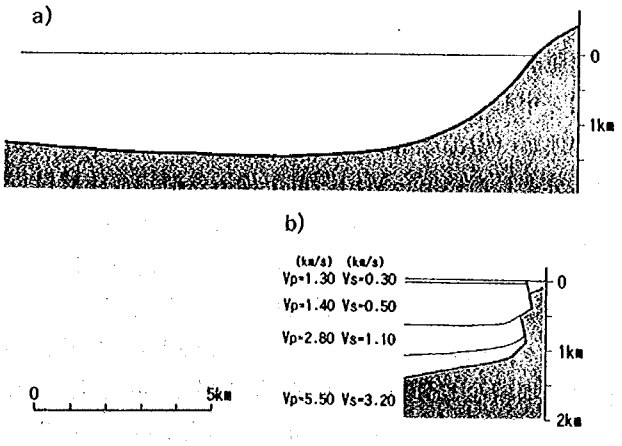


図-3・7　六甲山麓の基盤の構造
a）発破実験から推定された断面。断面線は図-3・6を参照。（財）災害科学研究所[48)]より作成
b）反射法から推定された断面。入倉[49)]より作成

ているものと思われる。いずれにしても大阪平野の海沿いの地域では，基盤岩の深度は1,000m以上あることには相違はない。

4．2 第四系の地質

阪神地域の第四系には，大阪層群，段丘堆積物および沖積層がある（図-3・8)。これらのうち大阪層群は新第三紀鮮新世～第四紀更新世中期にかけての地層であり，下部は第三紀にかかっているが，主要部は第四紀の地層であるので，本項に記述する。

4.2.1 大阪層群

六甲山南麓で大阪層群が露出しているのは，西宮市から芦屋市にかけての甲陽断層の周辺および神戸市の新湊川から妙法寺川にかけての地域である。

西宮市から芦屋市にかけての大阪層群は，8層の海成粘土層（Ma1～Ma8）を挟んでいる。市原・井上[23]はこれらの大阪層群を既述のようにMa3下部のアズキ火山灰層の下限を境にして下部・上部に分け，さらに上部をMa 6の上限を境にして上部下半部と上部上半部に区分した。

そのほかの六甲山南麓に分布する大阪層群も下～上部の地層である[24]。

以上の六甲山南麓の大阪層群については藤田・笠間[7]および林・市原[50]により詳細に記載されている。以降，これらに従って六甲山南麓の大阪層群について地域別に述べる。

逆瀬川－仁川間の大阪層群はすべて甲陽断層の北西側にあって断層運動の影響を受けていない。宝塚ゴルフ場付近の大阪層群は甲陽園付近よりもかなり下位の下部亜層群で，古生層礫が多い砂礫質の地層である。甲山を中心とする北山山塊にはMa1層準よりやや下位の地層（中部亜層群）が基盤に急激にアバットしながら分布している。Ma1の直下にある植物遺体層付近はMa0に対する扇状地相と考えられている。(以上，藤田・笠間[7])。林・市原[50]によると，この地域ではMa1層基底よりも下位の大阪層群は，仁川自然植物園周辺・五ヶ池周辺・甲山墓園周辺・湯元町などに基盤の凹凸を埋積して分布している。最大層厚50m以上で，基盤の花崗岩に接している部分では淘汰不良の花崗岩礫からなっているが，基盤から離れるとシルトや花崗岩質砂から構成されている。他方，Ma1よりも上位の地層は，仁川駅～仁川自然植物園・西宮ゴルフ場北方・甲山山麓に分布し，層厚は40m以上ある。下半部は，花崗岩質砂優勢の砂層・シルト層の互層，上半部は砂礫からなる。

仁川－夙川間では大阪層群は既述のように甲陽断層以北には大阪層群下部，以南には大阪層群上部が分布している。大阪層群下部は30-40°に急傾斜したMa1～Ma3に至る海成粘土層とチャート礫の多い砂礫層との互層から構成されている。一部の地層は甲陽断層による引きずりや甲陽断層の副断層（神原断層）による複雑な構造を呈している。大阪層群上部にはMa5に相当する厚い海成粘土層が，やや北東に傾斜して分布している。したがって甲陽断層をはさんでこの地域ではMa4が欠如している。Ma5粘土層の上面には削り込みが認められ，北方に薄化消滅し，Ma5粘土層の上位は礫質になる。Huzita[51]はこのMa5の上面の不整合と層相変化に基づいて，Ma5よりも上位の地層を「満池谷累層」と命名している。満池谷累層は甲陽断層の付近では40°位まで傾斜することもあるが，急に水平近くに戻る。神原付近以東では土石流状の様相を呈し，山麓扇状地であったことが示唆される。(以上，藤田・笠間[7])。林・市原[50]によると満池谷累層には，Ma6・Ma7・Ma8の粘土層が含まれている。

夙川－芦屋川間の甲陽断層以南には層準決定が困難なかなり厚い海成粘土が分布する。大部分が満池谷累層と思われ，扇状地堆積層から海成粘土層への移過状態を示していると考えられている。以北には甲陽断層の影響を強く受けた甲陽園付近の大阪層群が延長して分布している。(以上，藤田・笠間[7])。

住吉川および芦屋川上流域の大阪層群は甲山北西の西宮カントリークラブゴルフ場付近（北山山塊）と層相が酷似しており，中部亜層群の扇状地相と考えられる[7]。

柚谷川から会下山にかけては諏訪山断層および会下山断層の南側に大阪層群上部亜層群がそれぞれ狭く点在している。

会下山付近には広く大阪層群が分布している。藤田・笠間[17]は次のように記載している。この地域では全域にわたってMa1海成粘土層が確認され，これを基準として中部亜層群と下部亜層群に区分されている。Ma1の下位は砂礫層（チャート礫を主とする）と淡水成の緑青色粘土からなる。この付近の海成粘土はMa5が最上位である。林・市原[50]によると次のようである。この地域の大阪層群は基盤の花崗岩類および神戸層群とは断層関係にあり，断層沿いの大阪層群は急傾斜している。よって，大阪層群の基底は不明であるが，層厚は160m以上に達する。Ma1よりも下位の地層は砂層・砂礫層・淡水成粘土・シルト層の互層，Ma1～Ma2

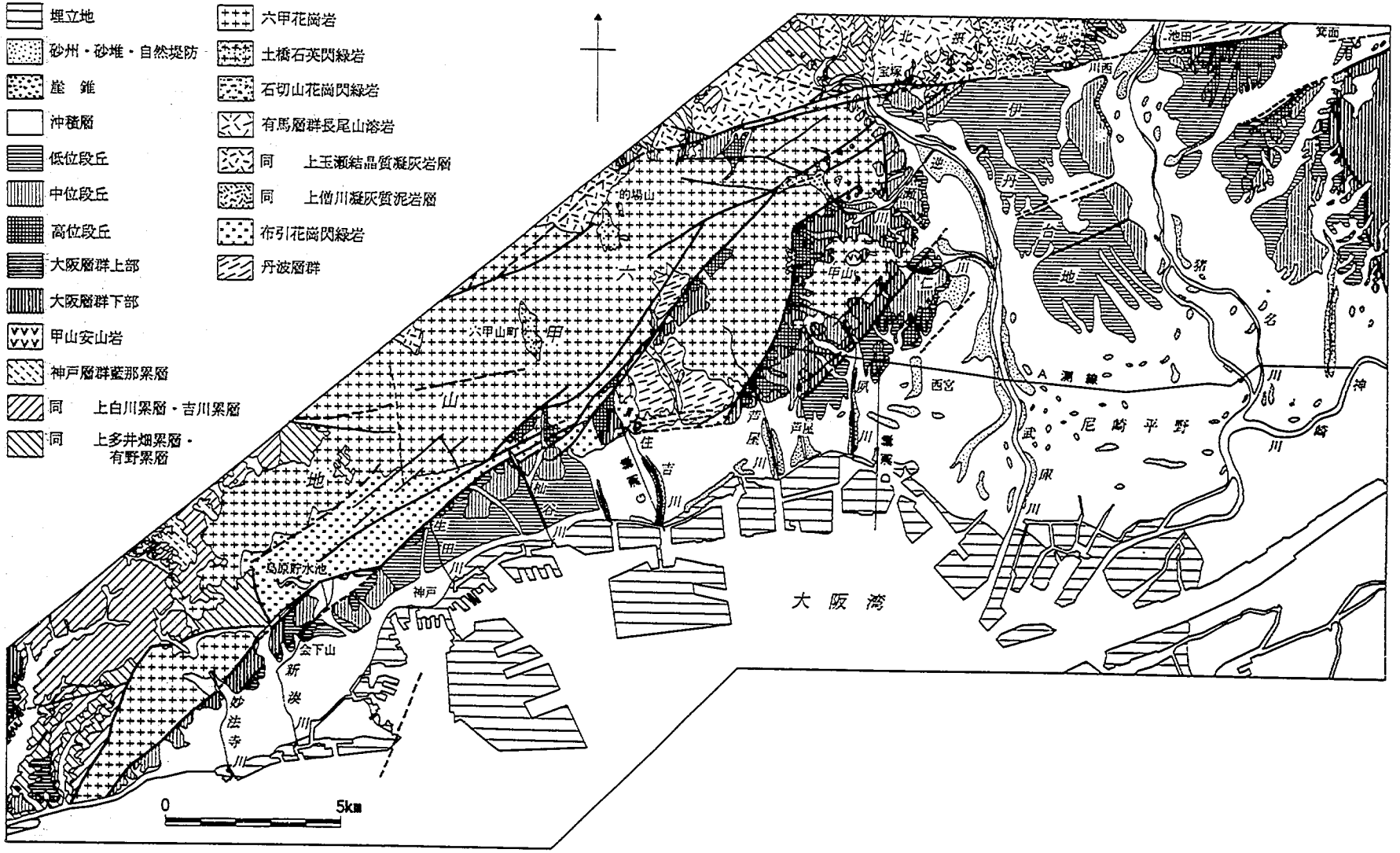


図-3・8　阪神地域の地質

藤田・笠間[7),17)]より作成。ただし，大阪層群の区分および一部の分布は林・市原[50)]に従った。図中のA,D,G測線は図-3・9の断面図の位置を示す。

は粘土層と砂礫層の互層，Ma2上面～Ma6は厚い砂礫層と海成粘土層（Ma3・Ma4・Ma5・Ma6）の互層からなる。これらの上位に主に砂礫からなる会下山累層がある。

大阪層群は開発地域における地盤沈下，地下水などと密接に関係している[10]。

4.2.2 高位段丘層

西宮市の仁川から芦屋市の夙川間の甲陽断層の南東側の地形面は，藤田・笠間[7]により中位段丘の上ヶ原面よりも数m高い高位段丘すなわち高座（たかくら）面と呼ばれ，既述の大阪層群の満池谷累層の堆積面であるとされていた。しかし，林・市原[50]では満池谷累層の層準はMa8とされ，高座面はMa8と斜交していることから，満池谷累層の堆積面ではないとしている。よって満池谷累層は中位段丘堆積物に含まれるものであるとしている。本稿では今回実施した後述の図-3・22の地形判読に従って高座面は高位段丘相当の地形面としておく。

甲陽断層の北西側には標高100-150mから250m付近の段丘面があり，鷲林寺面と呼ばれている。鷲林寺面は芦屋断層の断層崖に沿って崖錐状の花崗岩の巨礫を含む砂礫層が堆積して形成されたものである。これらの堆積物は崖錐性の山麓小扇状地の複合体であるとされている[7]。

千里丘陵西部の高位段丘も満池谷累層相当層から構成されている。

4.2.3 中位段丘層

西宮市の仁川周辺には上ヶ原面，宝塚市の逆瀬川周辺には千種面と呼ばれる中位段丘が分布する。それぞれ仁川，逆瀬川の山麓扇状地面である。段丘の構成層は10m未満の砂礫層が多く，高位段丘層のような赤色化は認められない。

諏訪山断層の南側にも市街地化のため不明瞭であるが，山麓扇状地性の中位段丘が存在する。

伊丹台地の東縁にも加茂面と呼ばれる中位段丘層がある。川西市久代町における井戸の断面では上位から礫層（伊丹礫層）・海成粘土層（伊丹粘土層）・礫層（川西礫層）・粘土層（川西粘土層）が確認されている。伊丹粘土層は台地の北側ではだんだん薄くなって消滅し，南側では厚くなり地表下に没する。伊丹粘土層の年代は29,800±1,200年，32,700±3,300(2,500)年が得られている[7]。伊丹粘土層は尼崎平野，大阪湾の多くのボーリングからMa12につながることが確認されている。Ma12のN値は10前後で大阪層群の海成粘土層の値よりも小さい。この粘土層を覆う伊丹礫層は尼崎平野のほぼ全域にわたって分布しており，建築物の支持層を果たしている。伊丹礫層中には古武庫川，古猪名川による切れ込みが生じている。伊丹礫層は，大阪市内の天満層下部礫層に相当すると考えられている[7]。一方，古谷[52]は天満層は伊丹礫層・伊丹粘土層を不整合に覆っているとし，両者よりも上位の地層と考えている。本稿では，古谷[52]の判断に従うこととする。従って，上述の尼崎平野に分布する礫層は天満層ということになる。

4.2.4 低位段丘層

伊丹台地の中位段丘（加茂面）の西側には，安倉面・中野面・山本面の低位段丘が存在する。いずれの面の下にも伊丹粘土層が存在する。

六甲山地の南側の神戸市街地にも低位段丘は分布している。詳細は明らかではないが，主として砂層から構成されていると思われる。国道2号線付近の低位段丘の末端崖は縄文海進の海岸線に相当する。ただし，図-3・5の地形分類図では，この付近は緩斜面をなしているので，扇状地・緩扇状地として区分した。

古谷[52]によると，大阪平野下の天満層は低位段丘層に相当する（しかし，天満層については，次項で述べるような知見が見出されている）。

4.2.5 沖積層

沖積層はウルム氷期最盛期以降の堆積物とするのが一般的である。関西地域では2万年前から1万年前までの堆積物がほとんど見つかっていないので，諏訪ほか[53]は，1万年前以降の堆積物を沖積層として扱っている。大阪平野の沖積層はこれまでに梅田層[54]，難波累層[55]などと呼ばれてきた。

大阪平野の沖積層は上部沖積層・中部沖積層・下部沖積層に区分されている。上部沖積層は緩い砂質土で，均等係数が3～10と小さく，液状化の恐れのある層である。N値は地表から4～5m付近までは10以下，それ以深は10～20程度になる。中部沖積層は軟弱な沖積粘土でMa13と呼ばれている。N値は2以下で，0の所がほとんどである。下部沖積層はほとんどが砂質土であるが，粘性土も狭在している。砂質土のN値は10～30程度，ほとんどの粘性土のN値は0である。（以上，諏訪ほか[53]）。最近，三田村ほか[56]は低位段丘堆積層に相当する天満層の模式地付近の標高-20m前後の砂粘土互層中の材化石の^{14}C年代を8,400±120BP，8,530±90

BPと報告している。このことから古谷[57]は天満付近の天満層は完新統であること，天満層は大阪層群から難波累層にいたる種々の地層を含んでおり，その大半は難波累層である可能性が強いことを述べている。このように大阪地域の沖積層と洪積層の区分は，今のところ流動的で不明確である。

図-3・9a）は猪名川付近から武庫川を経て西宮市の丘陵地に至るほぼ東西方向の地質断面を示したものである。下位より大阪層群，Ma11およびMa12を挟む洪積層があり，その上位に沖積層が堆積している。沖積層はMa12の上面よりも上部にあると考えられるが，既述のような理由で，沖・洪積層の境界の詳細は不明である。図の東半部には上記の上部・中部・下部の沖積層の層序が不規則ながらも認められる。また，同図b）は西宮市の海岸から丘陵地にかけてのほぼ南北方向の地質断面である。図のように沖積層はMa13を挟んで明瞭に３部層に分かれている。

神戸市周辺の沖積層全体には上記のような層序は認められない。中部沖積層の粘土層（Ma13）が認められるのは国道２号線から海よりの地域のみである。国道２号線付近は低位段丘の項で述べたように縄文海進時の海岸線である。神戸市の陸域の沖積層は大阪地域に比較して，粗粒（砂～砂礫）な堆積物から構成されている。すなわち神戸市周辺ではこの線よりも山側では扇状地性・土石流性の物質が堆積し，他方，海側では粘土主体の物質が同時異相的に堆積していたものと考えられる。（以上，諏訪ほか[53]）。図-3・9c）は神戸市東灘区のほぼ南北方向の地質断面である。図のようにMa13が認められるのは海側の地域のみであり，それよりも山側では堆積物は砂礫質となり層序の組立が難しい。また，山側の堆積物は礫質であるので，Ｎ値によって洪積層と区分するのは困難である[53]。

５．淡路島北部地域の地形

淡路地域では，主に藤田・前田[33]，水野ほか[13]，高橋ほか[61]と４万分の１空中写真ならびに国際航業（株）撮影の「１／１万兵庫県南部地震空中写真」を用いて地形区分を行った（図-3・10）。区分は山地，山地・丘陵の人工改変地，高位段丘，中位段丘，低位段丘，最低位段丘，自然堤防，埋立地，沖積低地，河川および水域である。

淡路地域の段丘地形は，海岸までせまる山地にへばりつくように分布し，なかでも傾斜する平坦面がよく保存されている中位段丘が広く分布する。淡路地域の地形は，野島断層，楠本断層付近のように断層に境されることが多く，断層が中位段丘と山地の境界（段丘崖斜面）にあたることも多い。たとえば志筑断層の南西にある扇状地形を呈し，低位面とは段丘崖で境され，高位段丘ほどの開析はみられない平坦な中位段丘の分布は典型的である。高橋ほか[61]によれば海岸沿いの段丘は海成段丘とされる。

中位段丘の上位には，開析が進んでいるものの定高性のある頂部が連続する高位段丘が分布する。高位段丘は中位段丘とともに，大阪層群に属する地質分布域にあるため，それらの構成物は少なからず大阪層群に由来する二次堆積物か，もしくはそのものが主体となっていると考えられる。

谷沿いには低位段丘が多く見られるが，それに比べて谷の出口に扇状地の発達は少ない。

東岸の仮屋付近には沖積低地が広く分布し，砂州も見られる。

山地では高速道路の計画路線に沿って，山地・丘陵地の人工改変地が各所で見られる。

６．淡路島北部地域の第四系の地質

淡路島北部に分布している第四系には，大阪層群，段丘堆積物および沖積層がある（図-3・11）。大阪層群の年代は新第三紀にもかかっているが，大阪・神戸地域と同様に第四系の項にて述べることとする。

６．１　大阪層群

淡路島北部において大阪層群は，西部海岸の富島から育波にかけてと東部海岸の仮屋付近にまとまって分布している。淡路島北部地域の大阪層群は水野[62]の区分に従えば，最下部から下部に相当する。水野ほか[13]は，この地域の大阪層群を下位の富島累層と上位の仮屋累層に分けている。以下，水野ほか[13]に基づいて記述する。

富島累層はシルト～粘土層，砂層，礫層の互層から構成され，上部層準に広域にわたって礫層が発達する。この礫層の下面を境にして，富島累層は下部・上部に分けられている。下部は浅野互層および舟木礫層，上部は小倉礫層からなる。

浅野互層は北淡町小倉から富島，浅野，室津から生田，東浦町仮屋から釜口に分布している。層厚約100mで，主にシルト～粘土層と砂層の互層から構成されている。

舟木礫層は北淡町富島の東，舟木，浅野断層沿い，

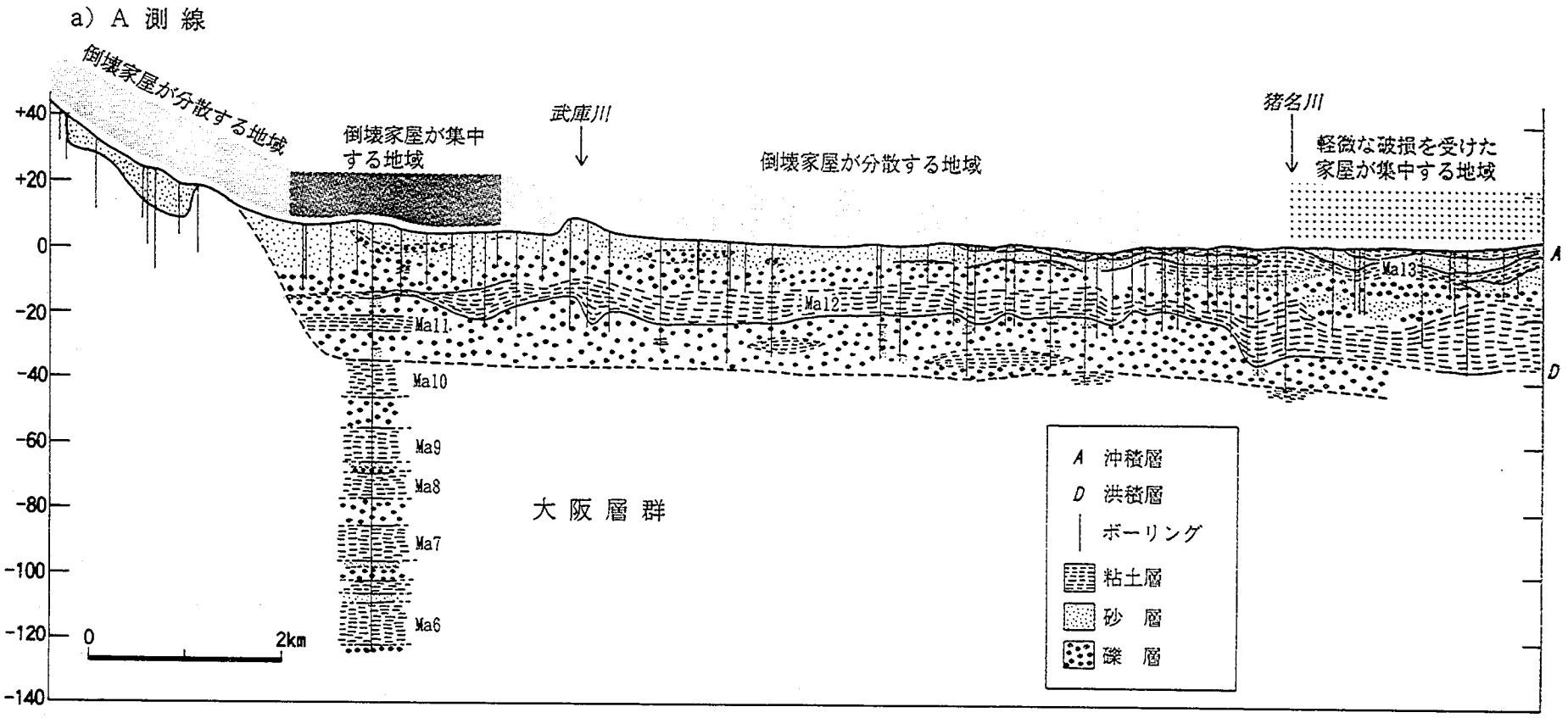


図-3・9(1) 阪神地域の沖洪積層の断面

断面の位置は図-3・8に記入してある。日本建築学会近畿支部・土質工学会関西支部[58]および土質工学会関西支部・関西地質調査業協会[59]のボーリング柱状図より作成。この地域の沖積層と洪積層の境界はMa12の上面よりも上位にあることは確実であるが、詳細は今のところ不明である。

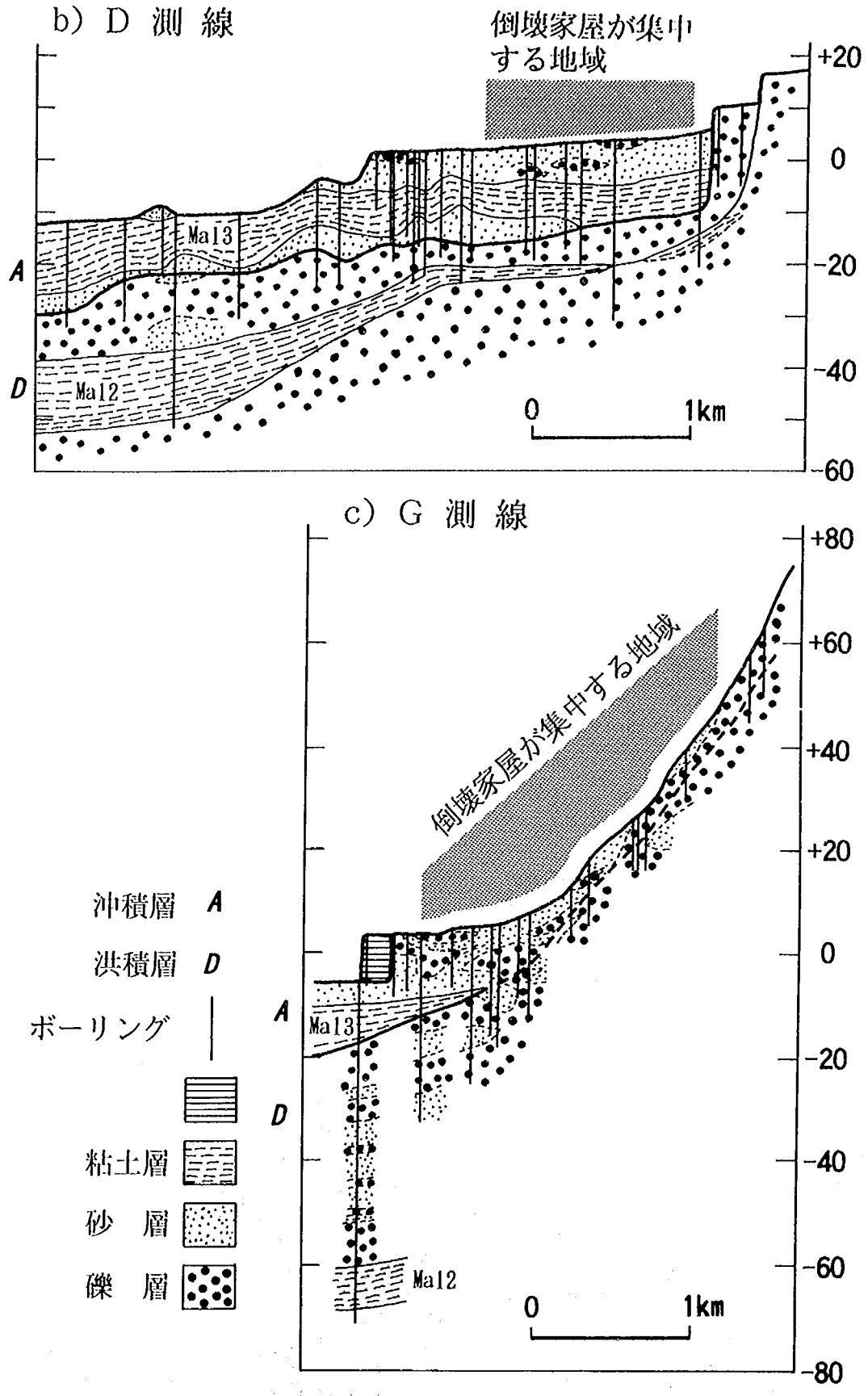


図-3・9(2)　阪神地域の沖洪積層の断面
断面の位置は図-3・8に記入してある。日本建築学会近畿支部・土質工学会関西支部[58]，土質工学会関西支部・関西地質調査業協会[59]および神戸市総合企画局調査課[60]のボーリング柱状図より作成。

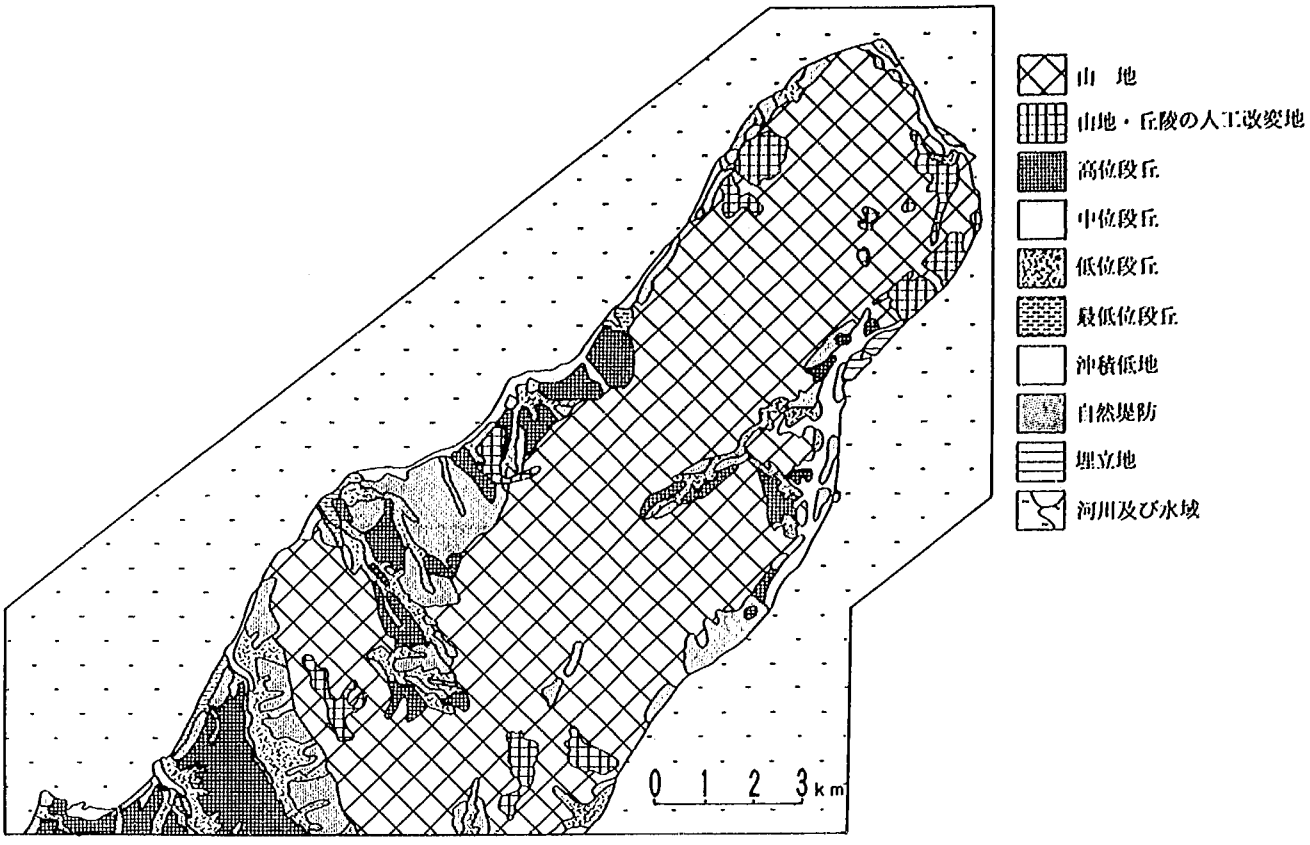


図-3・10 淡路島北部地域の地形
自然堤防には砂州等が含まれている。

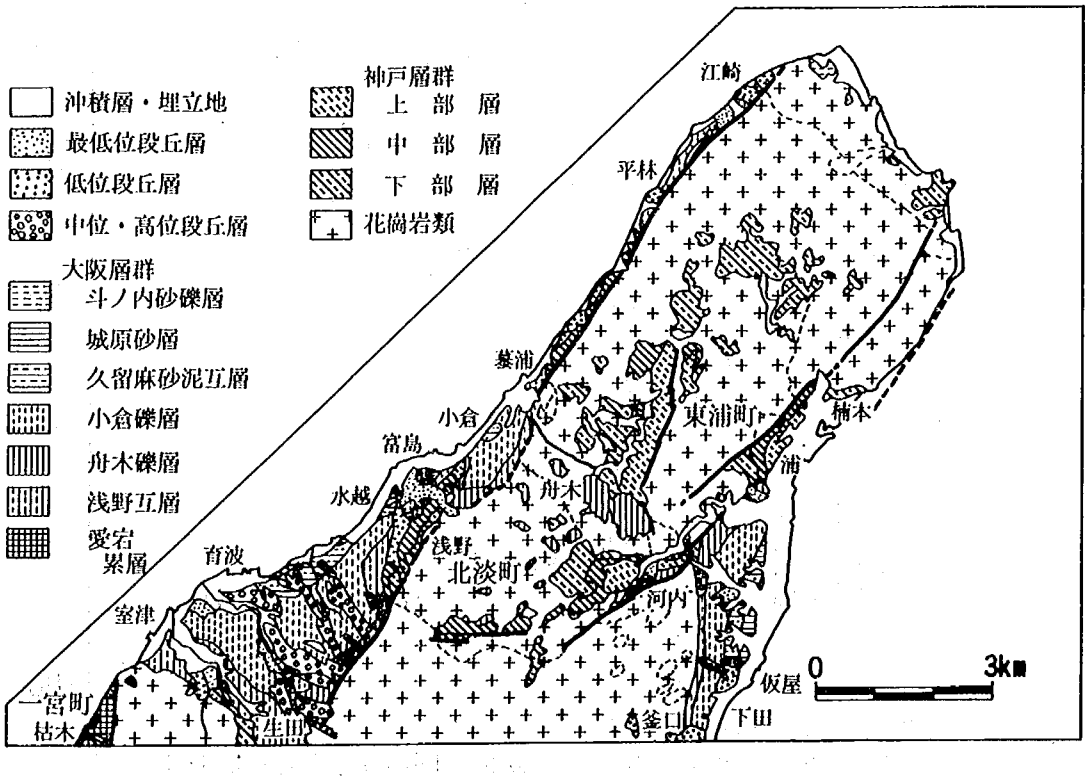


図-3・11 淡路島北部地域の地質
藤田・前田[33]および水野ほか[13]を簡略化して作成。

東浦町河内，仮屋の北部，浦に分布している。層厚約100mで，浅野互層とは指交関係にある礫層である。

小倉礫層は北淡町江崎から平林，小倉，浅野から生田，東浦町仮屋から釜口に分布している。層厚は小倉から浅野付近で約100m，仮屋付近で約250mである。礫層主体で，シルト～粘土層および砂層を挟む。

仮屋累層はシルト～粘土層と砂層との互層を主とし，上部では砂層または砂礫層が発達する。この上部の砂層，砂礫層の下面を境にして下部と上部に二分されている。下部は久留麻（くるま）砂泥互層，上部は城原砂層，斗ノ内砂礫層および松帆礫層から構成されている。

久留麻砂泥互層は北淡町江崎，小倉，富島から浅野の西部，東浦町仮屋に分布している。層厚は浅野西部で約100m，仮屋で約200mで，シルト～粘土層と砂層の互層が主である。

城原砂層は，東浦町仮屋東部に分布する層厚約100mの細礫混じりの砂層（薄いシルト層を挟む）である。

斗ノ内砂礫層は，北淡町浅野西部に分布する層厚約30mの砂層および円～亜角礫層からなる砂礫層である。

松帆礫層は図-3・11の範囲には分布していない。

6．2　高位段丘層

北淡町富島から一宮町枯木にかけての地域には，高位段丘は山麓線に沿ってわずかに分布している。東浦町楠本から下田にかけての地域には標高60～70ｍ付近に分布している。仮屋付近では高位段丘層の層厚は約８ｍあり，粗砂主体の地層から構成されている。中に含まれている礫は，くさり礫化したものが多い（以上，水野ほか[13]）。

6．3　中位段丘層

北淡町江崎から野島にかけての地域の中位段丘は，野島大川付近の標高20～40ｍにかけて狭く分布している。段丘層は大阪層群を不整合に覆う層厚約５ｍの花崗岩の亜角礫，砂から構成されている。

北淡町富島から一宮町枯木にかけての地域には，育波川，斗ノ内川などの扇状地性の河岸段丘面として広く分布している。この地域の中位段丘は地形的に４つの面に細分される。また，枯木川に沿う海岸付近にもわずかに分布している。枯木では大阪層群を覆う厚さ５ｍ以上の花崗岩の亜角礫が認められる。

東浦町楠本から下田の中位段丘は，高位段丘の北側の標高30～55mに分布している。仮屋の付近では段丘層の層厚は約４ｍある。この他，今出川の上流右岸にも小さな扇状地状の段丘がみられる（以上，水野ほか[13]）。

6．4　低位段丘層

北淡町江崎から野島にかけての地域では，低位段丘は江崎，平林，野島大川などに扇状地状に発達している。段丘面の標高は10～40mである。江崎灯台の東では，岩屋花崗岩を不整合に覆って厚さ16mの礫層が確認される。平林では厚さ8.6mの亜角礫および砂層が分布している。

北淡町富島から一宮町枯木では，富島川，育波川，室津川などの河川に沿って断続的に認められる。

以上の段丘層はほとんど風化していない（以上，水野ほか[13]）。

6．5　最低位段丘層

北淡町江崎から野島にかけての最低位段丘は，江崎付近に認められる。標高30m以下で，段丘層は４ｍ以上の厚さがある。

北淡町富島から一宮町枯木にかけての地域では，富島川，育波川，室津川沿いや斗ノ内，水越南方の海岸沿いに断続的に分布している。段丘層は花崗岩の円～亜円礫および砂～シルトなどから構成されている。

東浦町楠本から下田では，層厚３ｍ以上の段丘層が浦川沿いに分布している（以上，水野ほか[13]）。

6．6　沖積層

淡路島北部における沖積層は，小河川沿いに狭く分布しているのみである。

浦川の中流域では３～４ｍ，下流域では10mの砂礫層が分布している。富島川では大阪層群を覆って厚さ５ｍの砂礫層がある。小倉川の付近では大阪層群を覆って６～７ｍの砂礫層が堆積している。慕浦では大阪層群を覆って下位より，粘土（層厚５ｍ），腐植土（２ｍ），砂礫層（４ｍ）が確認されている。東浦町仮屋では層厚約10mの柔らかい粘土・シルト・砂が分布している（以上，水野ほか[13]）。

7．地形・地質と地震災害との関係

7．1　地震災害の概要

兵庫県南部地震により各種の地盤災害を始め，土木構造物や建築物などに多大なる被害が発生した。ここ

では，まず地震によって神戸側に発生した各種災害の状況について，現地調査の結果やこれまでに出版された文献資料を基に述べることにする。

7.1.1 土木構造物の被害

土木構造物関係では道路，鉄道，海岸堤防・岸壁などに被害があった。図-3・12はこれらの被害の分布を示したものである。道路，鉄道の被害（橋梁・高架橋の落下・橋脚の破損）は神戸市長田区から西宮市，伊丹市にかけて生じている。被害の分布のうち，神戸市長田区から西宮市にかけてのものは，建築物の被害によって見出されているいわゆる「震災の帯」[40),41)]の地域（図-3・15参照）と一致している。しかし詳細にみると，道路，鉄道の被害が特に集中しているのは，必ずしも「震災の帯」と一致しているわけではない。すなわち，被害が集中している範囲は，神戸市中央区元町駅以東の建築物の倒壊が著しかった地域であって，中央区湊町から長田区にかけての建築物の倒壊が著しかった地域では，道路，鉄道の被害はあまり発生していない。

図-3・13は道路の被害のうち，舗装面にクラックが生じた範囲を示したものである。大局的には「震災の帯」および上記の道路・鉄道の被害分布と一致しているが，細かい部分では不一致が認められる。「震災の帯」と最も異なっているのは，神戸市東灘区から芦屋市にかけてクラック発生範囲に山側から海側にかけて不連続（クラックが生じていない箇所）が認められる点である。これは，現地調査の結果から指摘した地域による被害形態の相違[65)]を表現しているに外ならない。

海岸堤防・岸壁の被害は，上記の道路，鉄道の被害が著しかった箇所の海岸で生じている。ポートアイランドなどでの現地調査によると，これらの被害の直接的な原因は地盤の液状化であったと考えられる。このことは海岸堤防・岸壁の被害地が，液状化の発生地（図-3・14参照）とほぼ一致していることからも推察される。

7.1.2 地盤災害

地盤災害としては第四紀断層の変位によるもの（地震断層），斜面崩壊，地すべり，液状化が確認された。これらのうち第四紀断層による地盤災害については，後節で詳しく述べることにする。図-3・14は斜面災害および液状化の発生地点の分布を示したものである。

(1) 斜面災害

斜面災害は山岳地（六甲山地）に発生したものと丘陵地に発生したものとに大きく分けることができる。したがって，低地に現れた「震災の帯」とは一致していない。今回の地震では丘陵地の盛土での災害が顕著であった。

現地地表調査のみで土地が盛土であるか否かを判断することはなかなか困難であるが，西宮市の丘陵地で盛土と判断された箇所には，地すべりを始め道路面の亀裂など何らかの変状が生じていた。例えば次のような事例が観察された。

西宮市木津山町の斜面で地すべり様の地盤の重力的滑動が生じている（図-3・25のKy-4地点。写真-3・1）。斜面の上部では地盤の滑動による道路の屈曲，開口亀裂や地盤の沈下が発生し，斜面の末端では圧縮性の亀裂が生じている。このような現象は地すべり地にみられるものである。この箇所の変状は盛土に関連したものと思われる。

釜井ほか[68)]は丘陵地の斜面災害（地すべり）を広範囲に調査し，地形・地質的特徴から次の4タイプに区分している。

a）大阪層群の層すべり
b）宅地造成地の人工谷埋め・盛土に関係した地すべり
c）段丘崖の崩壊（スランプ）
d）段丘崖直下に分布する緩斜面堆積物（崖錐）の地すべり

これらのうち最も発生が多かったタイプはb）で，全体の60％を占めている[68)]。

盛土に関連した災害のほかに断層に関連した斜面災害，旧崩壊地に関連した次のような例が観察された。

須磨断層や会下山断層沿いの斜面では，局所的に重力性の変状が多い部分がある。例えば，堂谷池の北西斜面は須磨断層沿いの切土のり面の崩壊である。こののり面は，花崗岩からなる断層崖の脚部を切土したものである。現地踏査によると須磨断層自体に地表面の変位は認められないことから，崩壊した原因は地震動によるものと推定される。この箇所は元来断層崖であるため周辺に比べ地形が急峻で，地質も破砕等の影響によるものか，かなり風化が進んでいる。このようなことが崩壊の素因をなしているものと推定される。なお，須磨断層以外にも，会下山断層の周辺では，斜面の滑りが周辺に比べやや多く発生しているようであり，断層周辺では何らかの影響で地震動が周辺より強かったために斜面の変動が多く誘発されている可能性がある。以上のような斜面の上部の開口亀裂，末端の圧縮性亀裂は程度の差はあるが，あらゆる斜面で認め

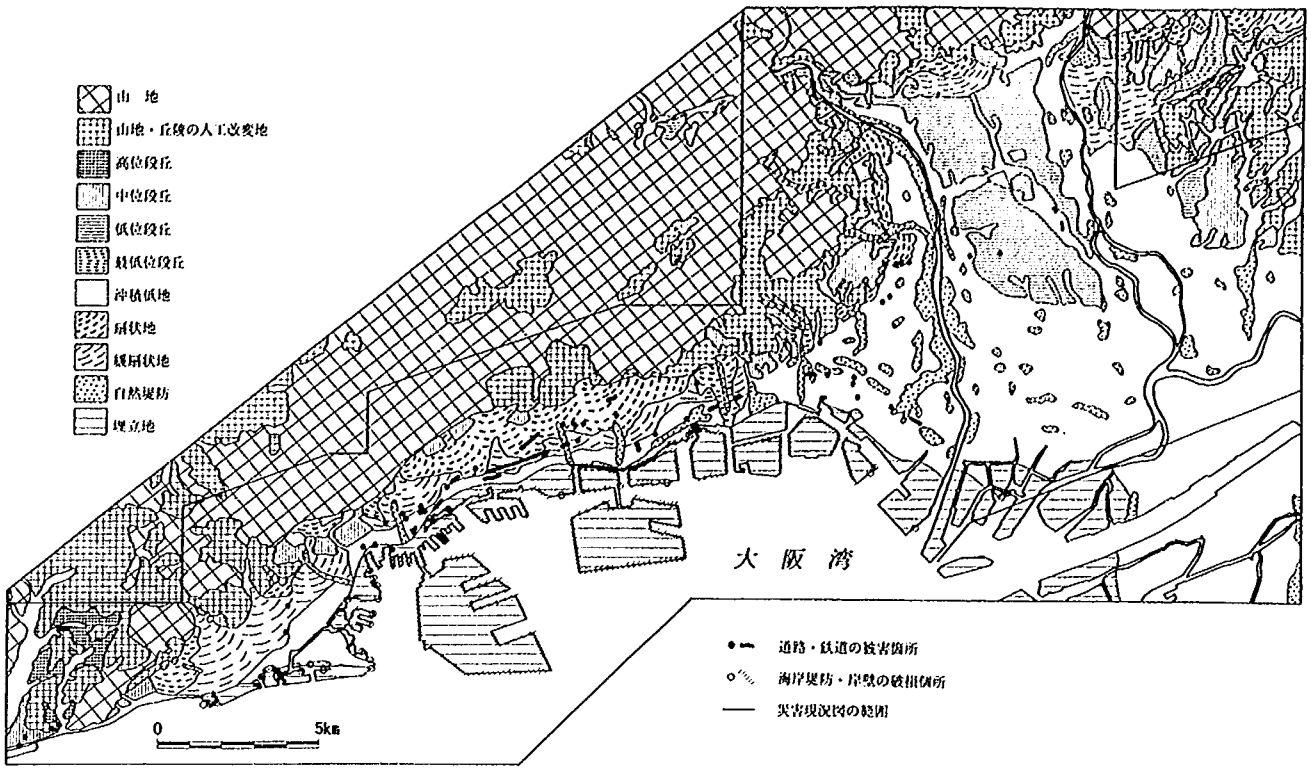


図-3・12　土木構造物の被害状況
国土地理院[63]より作成。

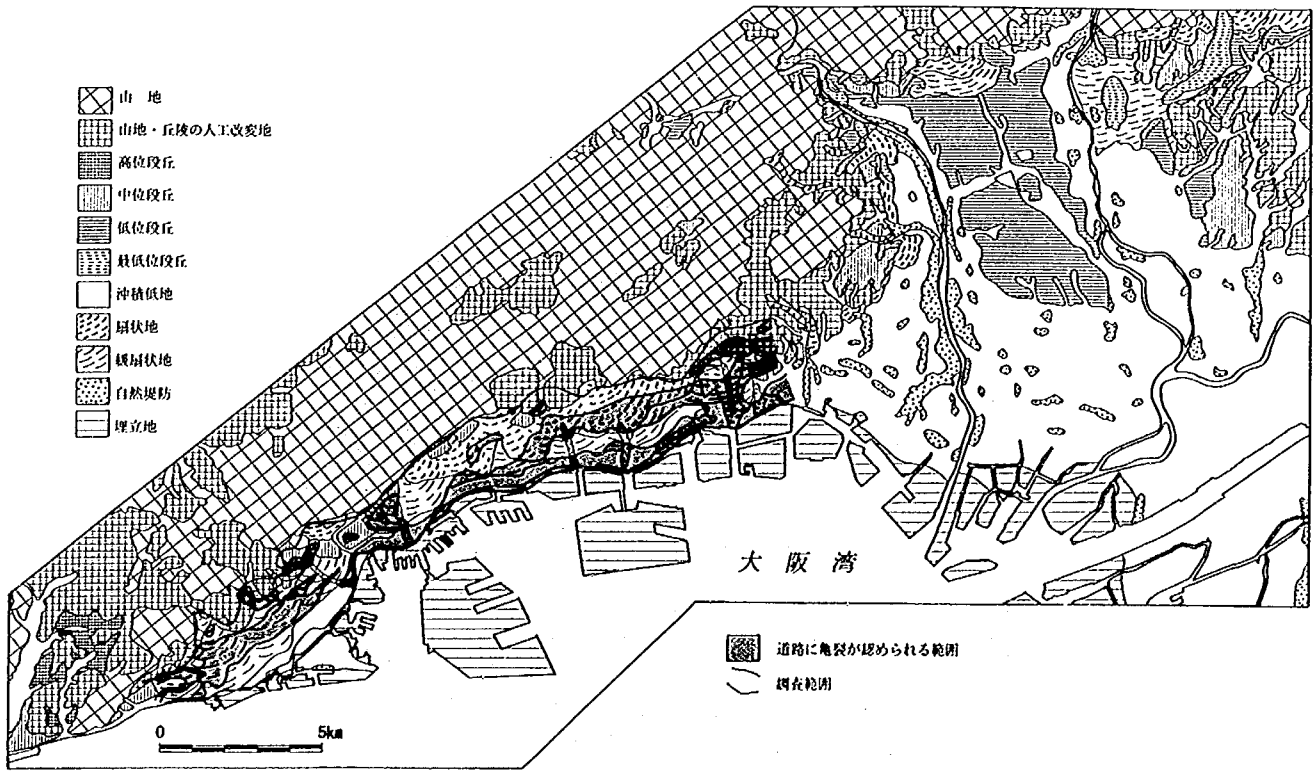


図-3・13　道路のクラックの状況
竹村[64]より作成。

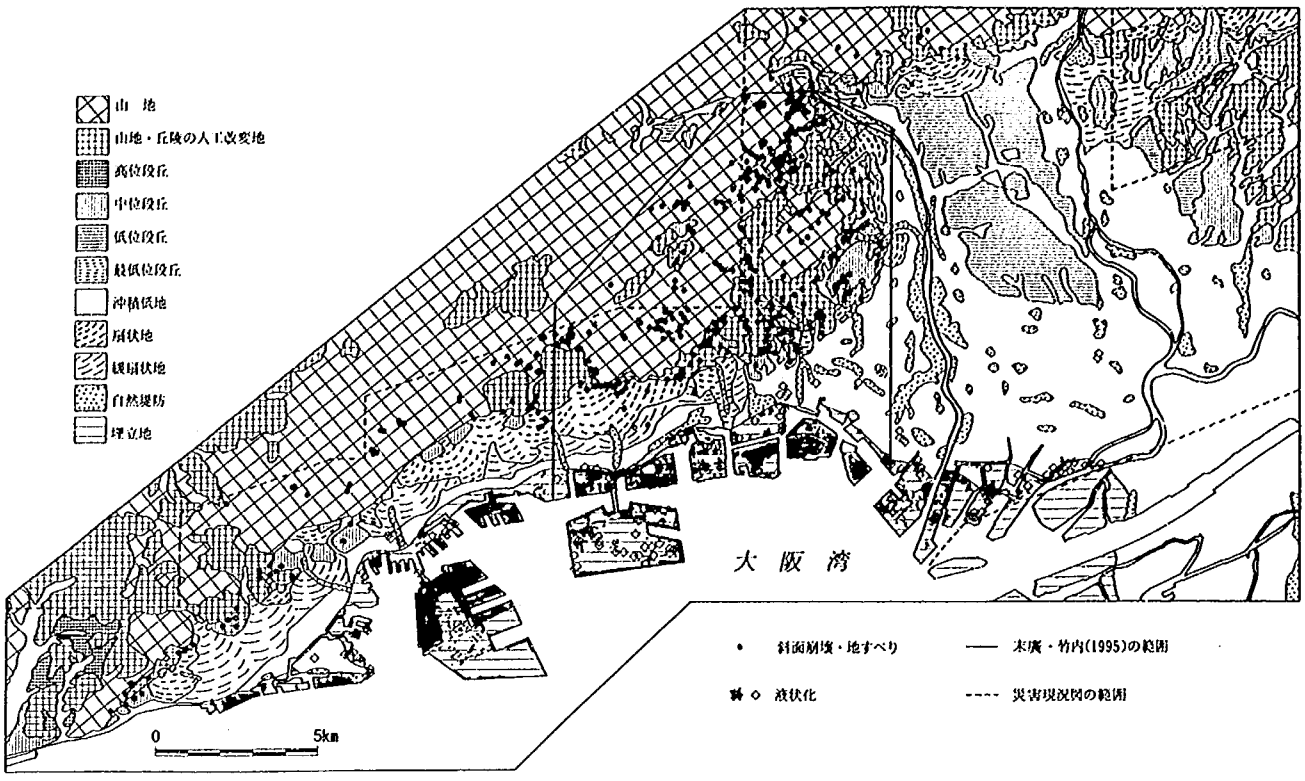


図-3・14 地盤災害の状況
国土地理院[63]，末廣・竹内[66]および釜井ほか[67]より作成。

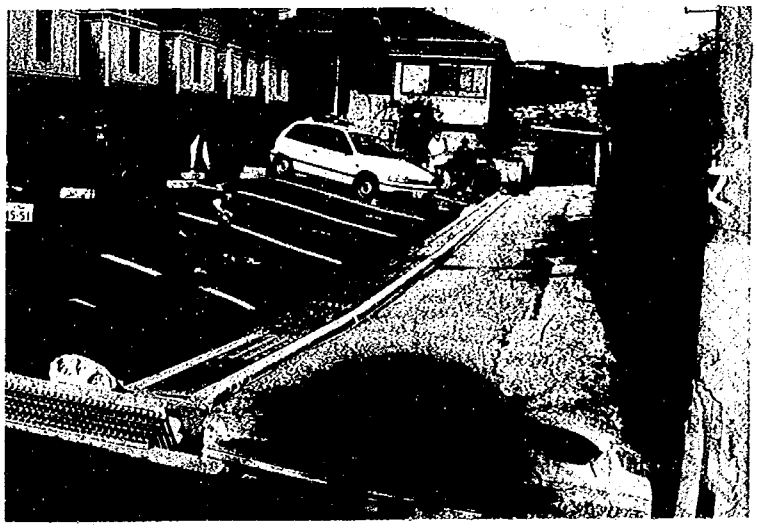


写真-3・1 西宮市木津山町における地すべり状の変状
開口亀裂が出現し，地表が斜面の下部へ向って滑動している。

られた。このため，断層崖を形成している第四紀断層が，仮に地盤に変位を起こしたとしても，変位の認定は困難になるものと考えられる。

神戸市須磨区一の谷町の小規模なスプーン状の谷状地形の住宅地では，次のような変状が生じた。路面には段差と右ずれ（それぞれ5～10cm程度）が生じており，その延長線上のブロック塀が崩れている。また家屋は数度傾いている。このスプーン状の谷状地形は小規模な地すべりまたは崩壊跡地とみられ，被害のある家屋はこの谷状地形の右岸側側部にまたぐように建造されていたため被害にあったものである。

田結庄・藤田[69]は五助橋断層沿いの北側の急斜面，鶴甲や渦ヶ森付近の大月断層沿いや渦ヶ森断層の北側急斜面，芦屋断層北側の急斜面，須磨断層北側の急斜面で山腹崩壊が多くみられ，諏訪山断層，布引断層沿いには山腹崩壊はあまり生じていないことを述べている。そして，これらの断層沿いで崩壊が多いのは，破砕帯や風化作用の程度が関係しているのではなく，起伏量などの地形条件が関与しているとしている。

岡本・田中[70]は地すべりは芦屋断層，甲陽断層，有馬－高槻構造線沿いの大阪層群分布域，岩盤崩壊は五助橋断層，芦屋断層，有馬－高槻構造線沿いで多発してると報告している。彼らの図を見る限りでは，地すべり・岩盤崩壊は断層線上で発生しているわけではなく，大局的にみると断層付近でこれらの災害の発生が多いということであろう。

以上のように山岳地における斜面災害の発生は，既存の断層と何らかの関連を持っていると考えられる。

(2)　液状化および側方流動

液状化の発生地点は既述の海岸堤防・岸壁の被害地とほぼ一致している（図-3・12参照）。これらのほかにも液状化は内陸部の低地においても発生している。液状化の発生地点も「震災の帯」とは重なっていない。

ポートアイランドや六甲アイランドのような埋立地が地震の際に液状化を起こしやすいことは，従前より指摘されていたことである。ポートアイランドの液状化の状況は，現地調査によると以下の通りであった。

ポートアイランドの道路面はいたるところ淡褐色になっており，液状化による噴砂が生じていることが明らかであった。一部の地域では噴砂により砂とともに岩石塊や混入していたアスファルト塊も噴き上げている（写真-3・2）。しかし，詳細にみると液状化による噴砂が生じているのは，島の縁辺部であって中央部では噴砂は生じていない（このことは図-3・14にも示されている）。また，南側の区画でも，噴砂は生じていない。

島の縁辺部の岸壁では，液状化による側方流動が原因と思われる地盤の沈下が生じている。岸壁そのものは沈下していないようにみえるところが多く，そのすぐ内側の地盤が沈下している。地盤の沈下は海側ほど著しい。

岸壁よりもさらに内側の噴砂が生じていた場所でも，地盤の沈下が生じている（写真-3・3）。この沈下の範囲は非常に広い。沈下が認められる付近でも，ポートアイランド線の橋脚や高層ビルなどには外見上の被害は認められない。

藤田[71]によると，ポートアイランドは六甲山系西縁部の高倉山・横尾山などの風化花崗岩の掘削土砂で埋立てられている。噴砂しているのはこの風化花崗岩（マサ土）である。南側の区画で噴砂していないのは，埋立てに使用した材料の違いあるいは埋立ての工法の違いに起因していると考えられるが，いずれであるかは定かではない。

諏訪ほか[72]は大阪湾沿岸の液状化の被害状況と埋立に用いられた材料との関係を調査し，材料によって液状化の発生の有無が分かれていることを報告している。すなわち，液状化を起こしたのはまさ土・海砂・焼却灰を中心とした廃棄物で，神戸層群軟岩・和泉層群岩砕・洪積粘土では液状化が生じていないとされている。

明治18年発行の地形図（旧版地形図）を見ると，神戸市・西宮市・芦屋市周辺には多数の池が存在した。現在，それらの池のほとんどは埋め立てられている。このような場所では，例えば次のような地盤の亀裂の発生や液状化による噴砂が生じていることが現地にて観察された。

西宮市甲陽園本庄町にある甲陽園小学校は大池の畔に立地している。この小学校の校庭には大池の岸とほぼ同じ方向（N20°E）に多数の亀裂が生じ，これらの亀裂により池に向かって地盤が階段状に沈下している（写真-3・4）。最大の沈下量は約60cmである。亀裂の延長上にある阪急電鉄甲陽線の線路は屈曲している（写真-3・5）。また，池に近い場所では，噴砂も発生している。この周辺の地形を明治18年発行の地形図と比較すると，最大の沈下量を示した地点および噴砂が発生した地点は，いずれも以前は池であったことがわかる。また，校庭全体も国土地理院発行の土地条件図を見ると埋め立て地となっている（このことは甲陽園小学校の先生からも聞き取りにより確認済み）。このように，この場所での地盤の亀裂・沈下・噴砂の発生は



写真-3・2　ポートアイランドでの噴砂
アスファルトや岩石塊も噴き上げられている。



写真-3・3　ポートアイランド内部の地盤の沈下

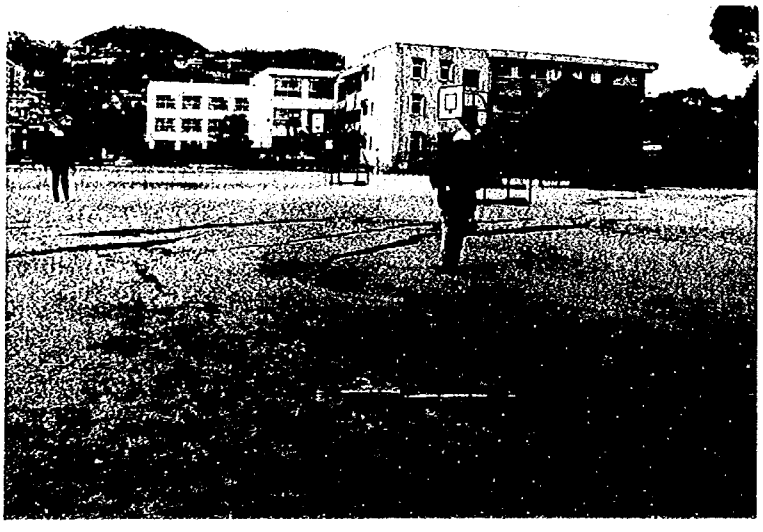


写真-3・4　西宮市甲陽園本庄町の甲陽園小学校の校庭のクラック

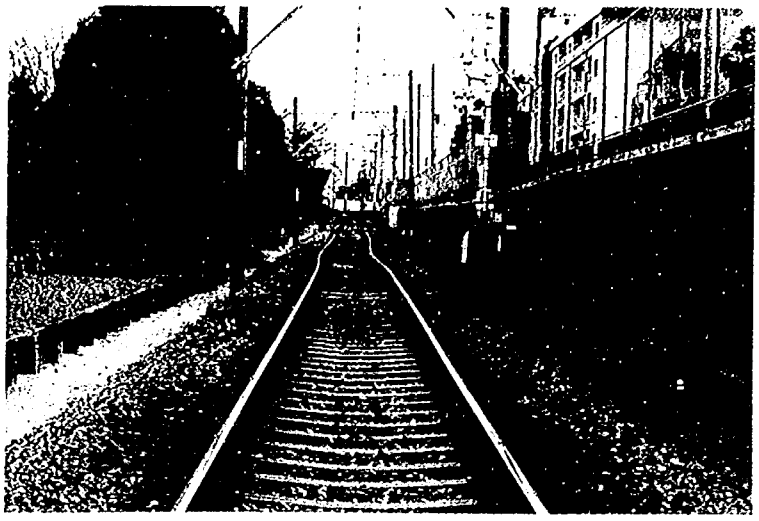


写真-3・5　甲陽園小学校の西側の阪急電鉄甲陽線の線路の変状

池を埋立てたことが素因となっているものと考えられる。

神戸市須磨区須磨寺町の堂谷池の周囲では，池を取り囲むように開口亀裂が発生しており，地盤が池の中心部に向かって側方流動したと推定される。堂谷池周辺では，この開口亀裂上の家屋が全壊しているが，開口亀裂上にない同様の構造の家屋は大きな被害がないことから，開口亀裂の発生が被害を拡大したと思われる。堂谷池は少なくとも明治18年以前に作られたため池であるが，地形的には元来，北西が山地，南西が段丘，東が扇状地で囲まれた三角形の局所的な沖積低地に位置し，山地側からは表流水や湧水の供給もあることから，池を作る以前から湿地性の堆積物が分布していたと推定される。したがってこのような軟質な堆積物が側方流動を引き起こしているものと思われる。盛土，特に擁壁の周辺や切り盛り境では，上部に開口亀裂，側部では横ずれと縦ずれ，末端部では圧縮亀裂が生じている。例えば，国道２号線に面したＪＲの線路の盛土擁壁下の歩道上では，リッジ状の圧縮亀裂が発生し，山陽電鉄本線の擁壁の下の平坦部には，撓曲状の盛り上がりが生じた。

以上のように，内陸部において昔の池を埋め立てた箇所では，地盤の液状化によると思われる色々な現象が発生している。このような現象は上記２例のほかにも各所で観察された。

7.1.3　建築物の被害

建築物の被害は今回の地震において最も甚大なものであった。建築物の被害の分布は建設省国土地理院によって，１万分の１地形図上に災害現況図[73),63)]として詳細にとりまとめられている。図-3･15はこの第Ⅱ版[63)]の図面を基に建築物被害の分布を大局的にまとめたものである。図の「倒壊家屋が集中する地域」が鳴本ほか[40),41)]のいわゆる「震災の帯」にほぼ相当している。災害現況図と図-3･15に基づいた建築物の被害状況は，次節で詳しく述べる。

図-3・16は建築物の被害状況から震度分布を推定したものである。建築物を指標に取っている点では，図-3・15と同じである。図-3・15の「建築物の倒壊が著しい地域」は，図-3・16の震度７以上の地域とほぼ一致している。

7.1.4　墓石等の転倒

図-3･17は墓石の転倒率の分布を示したものである。図のように80％以上の転倒率の地域は，建築物の被害分布からみた「震災の帯」とほぼ一致している。すなわち80％以上であるのは神戸市兵庫区から西宮市にかけてと，宝塚市の北摂山地の山麓である。しかしながら，墓石の転倒率は建築物の被害分布と比較すると，神戸市長田区で低いことが異なっている。

墓石などの転倒状況は現地で観察すると次のようである。須磨区西部の須磨浦公園付近で測定された円柱状～球状の石塔や灯籠等の転倒方向は，全てが南西方向である。しかし長田区等では南北方向に転倒するものが多く，灯籠底部にも南北方向の擦痕が認められる。なお，長田区では，同じ神社であっても，灯籠の長さにより，短いものは北に，長いものは南に倒れている箇所があった。このことから，灯籠の転倒方向は，振動の水平成分の卓越方向（主要動の卓越方向）を間接的に表すものと判断される。また，須磨区西部の敦盛

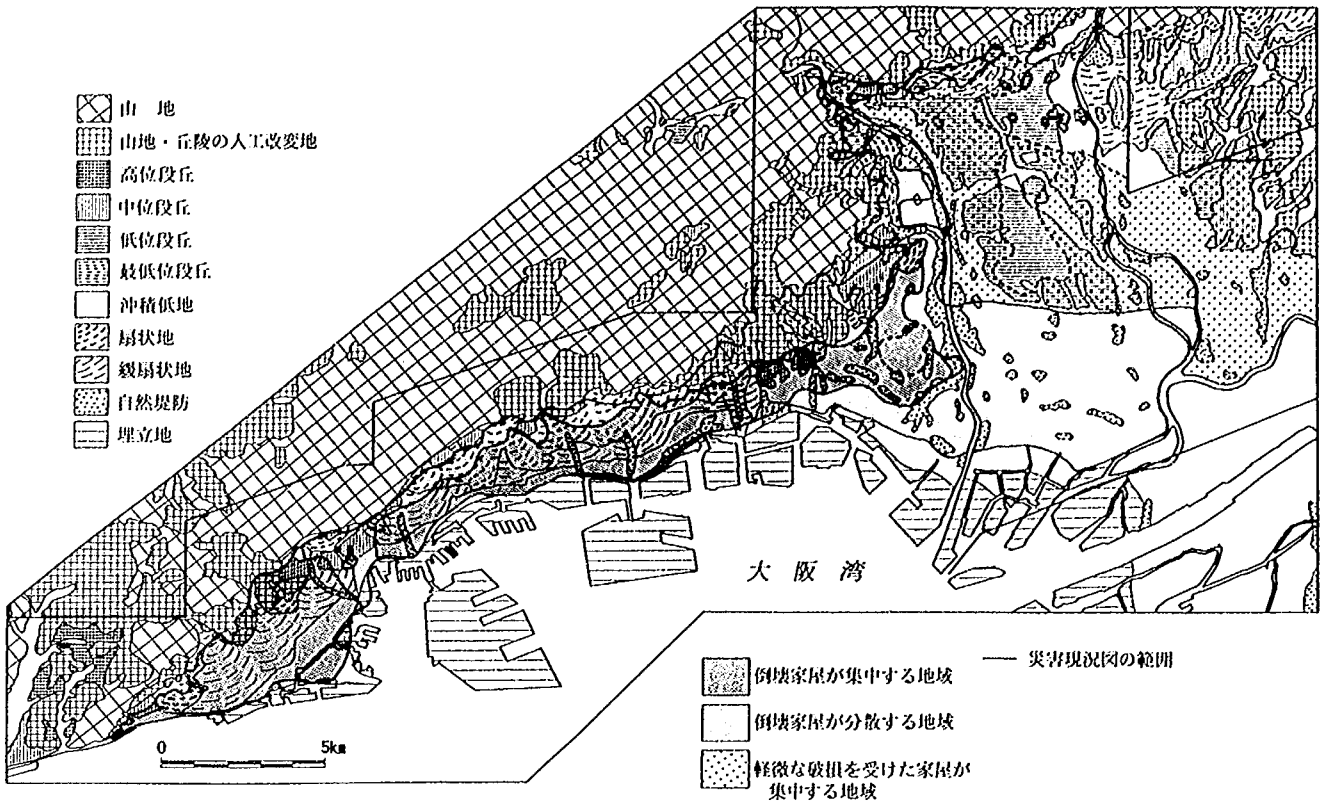


図-3・15　建築物の被害状況(1)
国土地理院[63]より作成。

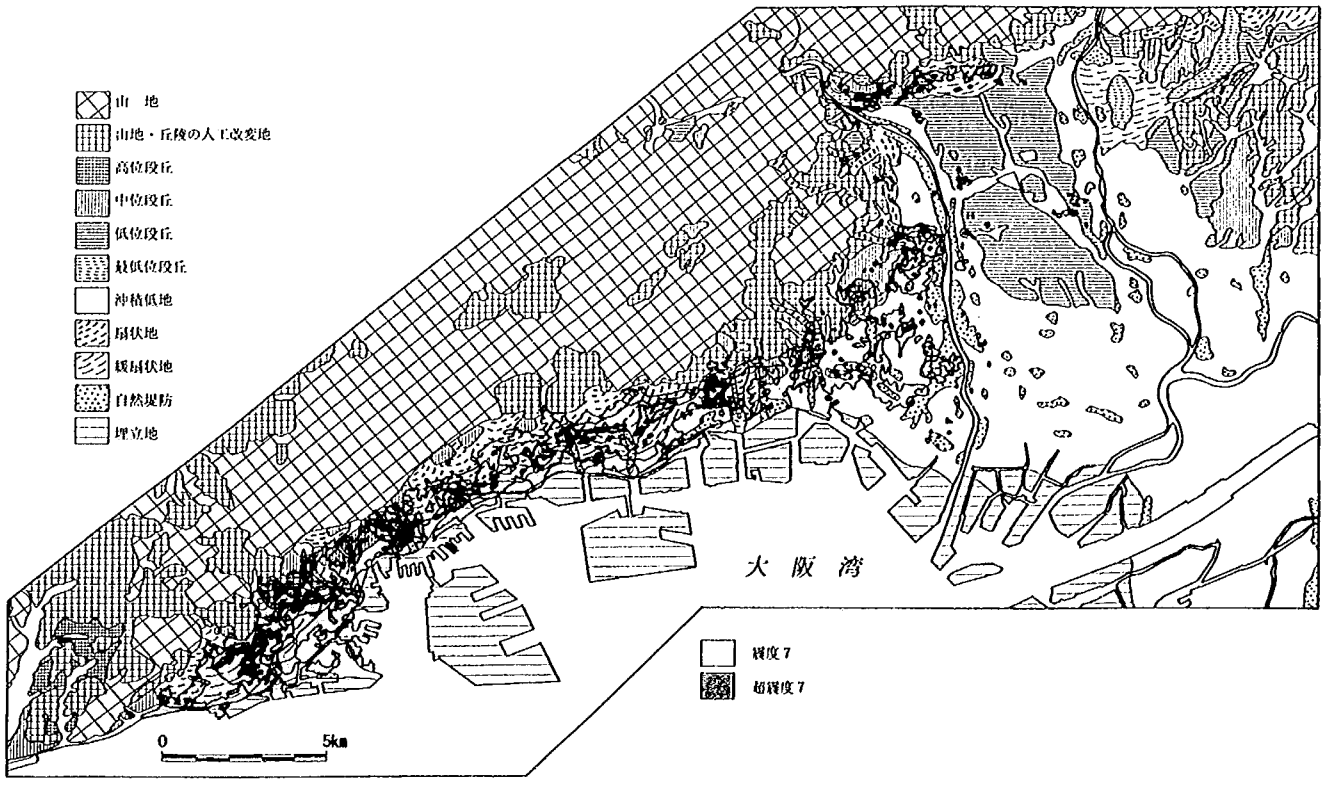


図-3・16　建築物の被害状況(2)
石川[74]より作成。なお，超震度7は石川[74]による独自の定義である。

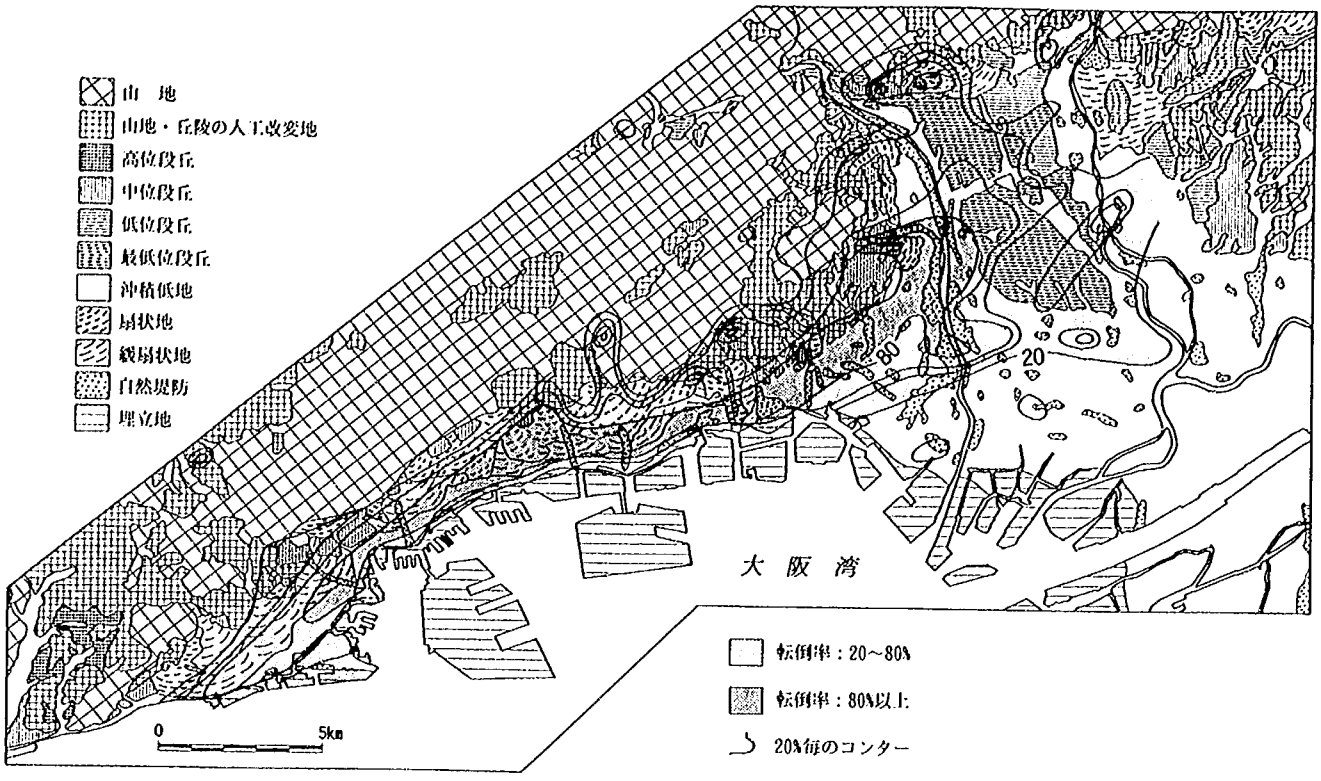


図-3・17　墓石の転倒状況
野村・川崎[75]より作成。

塚では，長さ15cmのほぞが抜けて落下しており，上下方向の強い地震動も転倒に寄与していると思われる。

一方，墓石は，角形であることから円柱状～球状の記念碑や灯籠等に比べ転倒方向のばらつきが大きい。

家屋の倒壊方向は，ばらつきは大きいが長田区等では南又は北（特に南）が多い。電柱の傾動方向は，家屋よりもさらにばらつきが大きい。

以上の現地調査の結果では，墓石等の倒壊・転倒方向から，強い振動（主要動）の卓越方向の水平成分が，須磨区西部付近では南西-北東方向，長田区付近では南北方向であったこと，また少なくとも須磨区西部では強い上下方向の振動も倒壊・転倒に寄与していることが推定される。

芦屋市霊園は芦屋断層の推定位置付近にある。霊園の南側（甲南中学校・高等学校のすぐ北側）では，墓石はほとんど西側に転倒している（わずかに東側に転倒しているものもある。これに対して北側の高標高部では，墓石はほとんど転倒していない。この現象と断層との関係は不明であるが，地質との関係が推定される。すなわち，墓石が転倒していない高標高部の地質は確実に六甲花崗岩であり，一方，低標高部では高位段丘堆積物であると推定される。このような地質の相違が墓石の転倒に関与しているものと考えられる。

墓石の転倒方向を広域的に調査・解析した報告として，次のようなものがある。

池田[76]および池田ほか[77]は墓石の動きによってできた擦り傷の方向から地震の初動方向を解析し，「震災の帯」の付近で向きが逆になることから，神戸市須磨区から西宮市にかけて伏在断層の存在の可能性を示唆している。

菊山・横山[78]は墓石・灯篭の転倒方向は地点毎にいくつかの方位に，あるいは一方位に集中することが多く，転倒方向は主要動方向を表し，転倒方向分布は震源位置・地震波の伝播方向を考えた際に比較的単純に理解できるとしている。

7．2　地形と地震災害との関係

7.2.1　大局的にみた地形と地震災害との関係

前節で述べたように現在までに各種被害の状況について多数の報告がなされている。これらの中で，災害の状況を最も広範囲に，同一の精度で，詳細に表現しているのは，建設省国土地理院作成の「平成７年兵庫県南部地震災害現況図（第Ⅱ版）[63]」である。また，前節で述べたように，この災害現況図による建築物の被害分布と土木構造物の被害分布，墓石の転倒率の分布などはほぼ一致している。よって，以降の地形と災害

状況との関連の検討には，災害の状況を表した資料として，この「災害現況図」を用いることとした。

建物の被害の程度は災害現況図から，

1）倒壊家屋が集中する地域：災害現況図で「倒壊および大きな破損」，「倒壊および大きな破損で，3階以上の高層建物」が集中している地域，

2）倒壊家屋が分散している地域：災害現況図で「倒壊および大きな破損」，「倒壊および大きな破損で，3階以上の高層建物」が分散している地域，この地域には「軽微な破損」の家屋は集中している，

3）軽微な破損をうけた家屋が集中する地域：災害現況図で「軽微な破損」の家屋が集中している地域，

の3地域に区分した。これらの地域区分は災害現況図上で視覚的に行ったものであり，定量的な基準に基づいて行われたものではない。これらの地域区分と10万分の1地形分類図（図-3・4および図-3・5の原図）との重ね合わせを行い（重ね合わせた図は前出の図-3・15），大局的にみた災害の状況と地形との関係を検討した。

それぞれの地域の特徴は以下の通りである。

(1) 倒壊家屋が集中する地域

倒壊家屋が集中する地域は神戸市須磨区の鉢伏山から武庫川にかけて，山地の裾の低地に帯状に分布している。これは，鳴本ほか[33),34)]のいわゆる「震災の帯」に相当している。しかし，形状（境界線）の細部などは必ずしも一致していない。この帯は神戸市中央区と兵庫区との境界付近でいったん消失し，不連続となっている。また，不連続な地域内においても倒壊家屋の集中する地域が島状に分布している。以上のことから倒壊家屋が集中する地域は西側よりa）からc）の3地域に細分することができる。

a）神戸市須磨区（鉢伏山付近）から兵庫区と中央区の行政界（旧湊川）までの帯状の地域。

倒壊家屋が集中する地域（神戸市兵庫区の兵庫運河周辺は，倒壊家屋が少ないように見えるが，これはこの周辺に一般家屋が少ないからである。一般家屋のほとんどは「倒壊および大きな破損」の被害を受けているので，この周辺も倒壊家屋が集中する地域に含めた）は，山地または山地・丘陵の改変地と低位地形面との境界から，明治時代の旧海岸線（沖積低地と埋立地との境界）までの地域全体に分布しており，災害現況図[63)]に基づく限りは地形との関係は認められない。この地域に含まれる地形は中位段丘，沖積低地，扇状地，緩扇状地，自然堤防（砂州，天井川沿いの微地高地を含む）であり，なかでも緩扇状地の占める割合が大きい。また，集中する地域の一部は山地・丘陵の改変地内にも分布する。この集中する地域の東縁には旧湊川の天井川沿いの微高地や中位段丘が分布している。

b）神戸市中央区大倉山公園付近の島状に分布する地域。

倒壊家屋が集中する箇所は中位段丘の縁およびそのまわりの緩扇状地に島状に分布している。この地域は「震災の帯」の中でも山地から海岸までの距離が1.5kmと最も短いところである（ただし，西端の被害が始まる須磨区鉢伏山付近を除く）。

c）神戸市中央区（旧生田川の西，県庁付近）から武庫川右岸までの帯状の地域。

倒壊家屋が集中する地域の地形は中位段丘，低位段丘，沖積低地，扇状地，緩扇状地，自然堤防（砂州，天井川沿いの微高地を含む）であり，なかでも扇状地・緩扇状地・沖積低地の占める割合が大きい。集中する地域の北側境界は西半部では扇状地内にあるが，東にいく程，より低位面中に存在しており，山地，山地・丘陵地の人工改変地には集中する地域は分布していない。南側境界は芦屋市夙川付近以西では明治時代の旧海岸線に沿っているが，夙川付近以東より内陸側に入り，砂州列の配列方向と調和的である。東側の境界は武庫川左岸の自然堤防および沖積低地内となっていて，武庫川より東方には倒壊家屋の集中はほとんど存在しないことが注目される。東側境界の南側は，旧武庫川の自然堤防と一致している。北東側の境界は仁川の右岸付近である。このように，地形との関係が認められる部分もある。

(2) 倒壊家屋が分散する地域

倒壊家屋が分散している地域は西側から次の地域に細分される。

a）前述の倒壊家屋が集中する地域の北側を取り巻くように分布する部分と武庫川右岸に沿って北方（宝塚市方面）に伸びる地域および武庫川と猪名川間の沖積低地の地域。

この地域の地形は山地・丘陵地の改変地，中位段丘，沖積低地，扇状地，緩扇状地，自然堤防（砂州，天井川沿いの微高地）である。北側の境界は山地と下位面との境界とほぼ一致している。また，武庫川と猪名川の間の沖積低地にも分布しているが，北側の境界は伊丹台地と沖積低地の境界に一致し，東側境界は猪名川となっている。南側境界は明治時代の旧海岸線に一致する。

b）伊丹段丘北東部およびその周囲の沖積低地に点在

する地域。

この地域の倒壊家屋は伊丹段丘（低位段丘）およびその周囲の沖積低地や自然堤防に島状に点在している。地形との対応は特にみられず，旧集落との対応が比較的良いようである（図-3・21参照）。

c）宝塚市から猪名川右岸の間で山裾に沿って連続して分布する地域。

この地域の地形は沖積低地，低位段丘，自然堤防であり，帯状になっている。北側境界は山地・丘陵地の改変地と低位面との境界に，南側境界は低位段丘および自然堤防と沖積低地との境界に一致している。

(3) 軽微な破損をうけた家屋が集中する地域

軽微な破損をうけた家屋が集中する地域は，武庫川左岸の低位段丘（伊丹段丘）およびその周囲の沖積低地と猪名川から神崎川までの沖積低地，中位・低位段丘（豊中段丘）である。伊丹段丘の中央部には，被害が認められない地域がある。

7.2.2 詳細に見た地形と地震災害との関係

建設省国土地理院作成の災害現況図（第II版，縮尺1万分の1[63]）と土地条件図（大阪西北部[38]，神戸[35]；縮尺2万5千分の1）を重ね合わせて，1万分の1地形図幅毎の構成地形，災害状況についての考察を行った。対象とした図幅は図-3・18で示した全20面の内，箕面，西九条図幅を除いた計18面である。なお，土地条件図は大阪西北部[38]が1983年3月，神戸[35]が1966年6月の発行であり，現時点での地形と一致しない地域（特に人工地形）があることを念頭におかなければならない。

また，以上のほかに「中央区地域（三宮図幅と湊川図幅の一部）」，「東灘区地域（芦屋図幅および六甲アイランド図幅の一部）」，「仁川地域（甲山図幅の一部）」および「宝塚山麓地域（宝塚図幅および川西図幅の一部）」の主要4地域については，今回詳細な地形判読を行い，その結果と地震災害との関係についても検討を行った。

以上の土地条件図，主要4地域および図-3・1，3・4，3・5の地形区分は，出典等の違いもあり，必ずしも一致していない。そこで表-3・3にこれらの地形区分の対応関係を示した。

(1) 主要4地域の地形分類

主要4地域の地形分類は米軍撮影の空中写真（1万

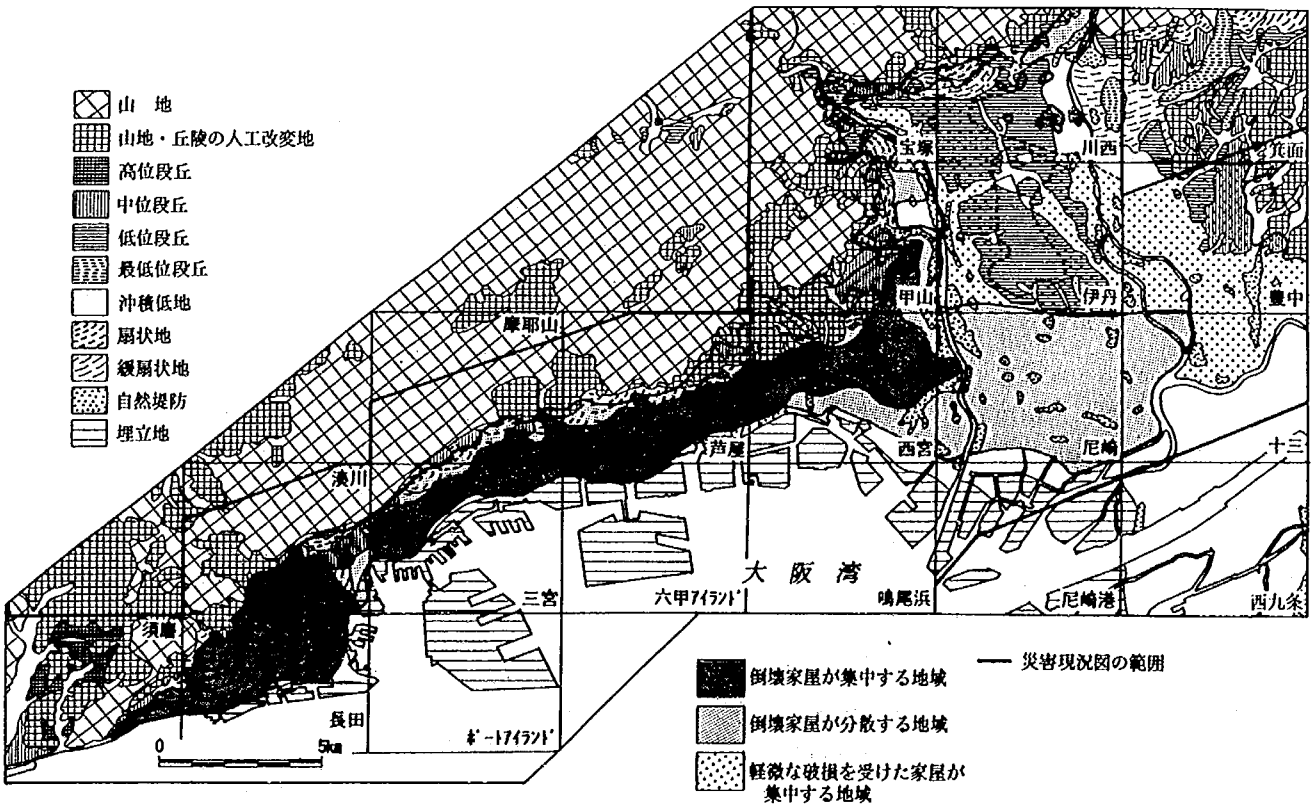


図-3・18　災害現況図[63]と土地条件図[35][38]との重ね合わせを行った地域
摩耶山，三宮およびポートアイランド図幅以東は土地条件図「神戸」と，
それら以外は「大阪西北部」と重ね合わせを行った。

表-3・3 本文および図で用いた地形区分の対比

図-3・1	図-3・4, 3・5, 3・10	図-3・20, 3・21 3・22, 3・23	土地条件図「大阪西北部」[38]および 本文「7.2地形と地震災害との関係」	土地条件図「神戸」[35]および 本文「7.2地形と地震災害との関係」
山　地	山地 山地・丘陵の人工改変地	山地・丘陵地 人工改変地 谷斜面	斜面など（本文では山地と称す） 平坦化地 高い盛土地	斜面など（本文では山地と称す）
高位段丘	高位段丘	高位段丘 谷斜面 段丘崖斜面	高位面 平坦化地	洪積段丘上位 平坦化地
中位段丘	中位段丘	中位段丘 谷斜面 段丘崖斜面	上位面 中位面 平坦化地	洪積段丘中位 平坦化地
低位段丘	低位段丘	低位段丘 段丘崖斜面	下位面	洪積段丘下位 高い盛土地
沖積低地	最低位段丘 沖積低地	沖積低地 旧河道 旧静水域	低位面 土石流段丘 谷底平野・氾濫平野 後背低地 旧河道 高い盛土地 凹地・浅い谷 盛土地	沖積段丘 谷底平野 氾濫平野 対比困難な段丘 盛土地
	自然堤防	微高地	自然堤防 砂（礫）堆 砂（礫）州 天井川沿いの微高地	自然堤防 砂（礫）堆 砂（礫）州 天井川沿いの微高地
	扇状地	扇状地	扇状地	扇状地 平坦化地 対比困難な段丘
	緩扇状地	緩扇状地	緩扇状地	緩扇状地性低地 高い盛土地
	埋立地	埋立地	高い盛土地 盛土地	盛土地
河　川 海　域	河川及び水域	沼沢地 河川・海域	水部	水部

分の１）を用いて実施した。

分類は，地盤条件を最も適切に表すと想定される堆積物に関わる地形を考慮したため，年代を考慮した段丘区分図(侵食面も含めた)，洪水予測のために河川営力を考慮した洪水予測図，火山活動による被害予測図などとは相容れない部分も多々ある。

地形区分は，山地・丘陵地，人工改変地（米軍の空中写真撮影時点で既に，山地・丘陵地及び谷斜面を平坦化した地域），谷斜面（山地・丘陵地，段丘の開析谷壁），段丘崖斜面（丘陵地・段丘の段丘末端崖），高位段丘(平坦面が残っているもの)，中位段丘，低位段丘，扇状地，緩扇状地，沖積低地，微高地（自然堤防，砂堆，砂州，人工的な盛土，変位地形等），埋立地，旧河道，旧静水域（旧湿地，旧沼沢地），沼沢地，河川・海域である。これらの区分は，図-3・4，3・5および3・7とほぼ同じであるが，新たな分類として谷斜面，段丘崖斜面，旧河道，旧静水域を加えた。

以上の地形区分は，まず高度，次に地形を形成する物質の粒度（礫質・砂質・シルト質・粘土質の区別），地形形成物質の締まり具合，さらに卓越する物質移動の要因（下刻・側刻・面状洪水・クリープの区別）を基準に行った。

谷斜面は，下刻が卓越する急斜面であり遷急線（後氷期開析前線[79]）から河床部までの谷壁で，大雨による斜面崩壊（表層崩壊）が頻発する場である。谷斜面は中位段丘より高位の地形である山地・丘陵地などに広く分布し，人工改変による埋土がなされている地域では，地震動に対して非常に不安定な場となっていることが想定される。

段丘崖斜面は，段丘の前面に位置する緩斜面で，線的な下刻の卓越する谷壁の発達はなく，斜面崩壊（表層）や地すべり性の崩壊が発生する場で，階段状の人工改変地がよくみられる。

旧河道，旧静水域は，表層がより軟弱な物質で形成されているという理由から，沖積低地，扇状地，低位段丘と区分した。

扇状地と緩扇状地は傾斜の違い以外に，土石流堆の有無も区分の基準としている。

微高地は，自然堤防，砂堆，砂州，人工的な盛土，変位地形によるもの等，様々なものを一括したが，特

準すべきものについては各々の地域の説明で補う。

(2) 各図幅を構成している地形と被害の状況

各図幅の構成地形および家屋，建物の被害状況についてまとめたものを表-3・4に示す。表では，各地形面上の被害の度合いを「倒壊および大きな破損が集中：前項および図-3・15の『倒壊家屋が集中する地域』にほぼ相当」，「倒壊および大きな破損が分散：『倒壊家屋が分散する地域』にほぼ相当」，「軽微な破損が集中：『軽微な被害を受けた家屋が集中する地域』の一部に相当」，「軽微な破損が分散：『軽微な被害を受けた家屋が集中する地域』の一部に相当」，「被害なし」の5通りに区分した。また，各図幅の鉄道，道路の被害状況について表-3・5および図-3・19に示した。

各図幅の構成地形および地形と災害との関係は以下の通りである。

1）須磨図幅

構成地形は山地，中位・対比困難な段丘，扇状地，天井川沿いの微高地，谷底平野，盛土地および人工平坦化地である。鉢伏山の東側では山地の裾から明治時代の旧海岸線にかけてほとんど全域にかけて被害が生じていて，「震災の帯」を形成している。被害は「倒壊および大きな破損」が大部分をしめ，3階以上の高層

表-3・4　各図幅を構成する地形と被害の状況

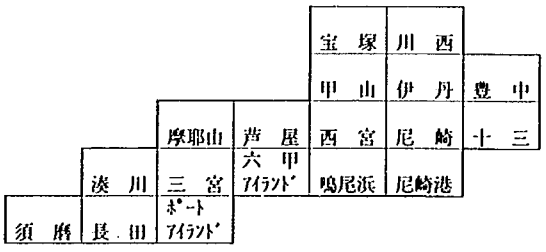
図幅名	被害の度合い		建物の被害		地形区分																							
					山地	台地・段丘						山麓堆積地形			低地の微高地			低地の一般名			旧河道	人工地形		
	程度	分布	低層	高層		高位面	上位面	中位面	下位面	低位面	対比困難	上石流段丘	扇状地	緩扇状地	自然堤防	砂州・砂堆	天井川微高地	凹地・浅い谷	谷底平野	後背低地		高盛土地	盛土地	平坦化地
須磨	倒壊	集中	多	多	○			●			●		●				◎		●				●	◎
	軽微	集中	多	多	○			●			●		●				●		●				●	◎
湊川	倒壊	集中	多	多	○			●		●	●		●	●		●	●		●				●	●
	軽微	集中	多	多	○			●		●	●		●	●		●	◎		●				●	●
長田	倒壊	集中	多	多	○			○	○		●		●	●		●	●						●	●
	軽微	集中	多	多	○			●	●		●		●	●		●	●						●	●
摩耶山	倒壊	集中	多	多	○						●		●	●			○							◎
	軽微	集中	多	多	○						●		●	●			○							●
三宮	倒壊	集中	多	多	○			●			●		●	●			●					●	●	◎
	軽微	集中	多	多	○			●			●		●	●			●					●	●	◎
ポートアイランド	倒壊	微	—	—																				
	軽微	集中	少	多																		●		
芦屋	倒壊	集中	多	多	○		◎		●	●			●	●		●	●					○	●	◎
	軽微	集中	多	多	○		◎		●	●			●	●		●	●					◎	●	◎
六甲アイランド	倒壊	集中	多	多													●					◎	●	
	軽微	集中	多	多													●					●	●	
宝塚	倒壊	集中/分散	多	極少	○		●○		●◎	◎			◎	●	○		○	○	○				●○	○
	軽微	集中/分散	多	極少	○		●		●	◎			◎	●	○		○	○	○				●	◎
甲山	倒壊	集中/分散	多	極少/多	○		◎		◎	◎		◎	●		●		◎	○	○				●	◎
	軽微	集中/分散	多	少/多	○		●		●	◎		◎	●		●		◎	○	○				●	●
西宮	倒壊	集中	多	多	○		●					◎	●	●	●	●	●		○	○		◎	●	●
	軽微	集中	多	多	○		●					◎	●	●	●	●	●		◎	○		◎	●	●
鳴尾浜	倒壊	分散	極少	極少																		◎	◎	
	軽微	分散	少	極少																		◎	◎	
川西	倒壊	分散	多	極少	○				◎	○			◎	◎	◎		◎	○	○		○		◎	○
	軽微	分散	多	極少	○				◎	◎			◎	◎	◎		○	○	○		○		○	◎
伊丹	倒壊	微	—	—																				
	軽微	分散	多	少	○				◎						◎		○	○	○				◎	
尾崎	倒壊	分散	多	少											◎○	◎	◎		○	○			◎	
	軽微	分散	多	少											◎	◎	◎		○	○			◎	
尾崎港	倒壊	分散	少	なし																		○	◎	
	軽微	分散	少	なし																		○	◎	
豊中	倒壊	微	—	—																				
	軽微	分散	多	極少	○		◎		◎						◎		○		○	○			◎	○
十三	倒壊	分散	多/なし	なし											◎○				○	○			◎○	
	軽微	分散	多	極少											◎				○	○			◎	

凡例　○：図幅中に認められる被害がない地形，◎：被害が分散して認められる地形，●：被害が集中して認められる地形
同一図幅内で被害程度に差がある場合は，両方の被害程度を表した。

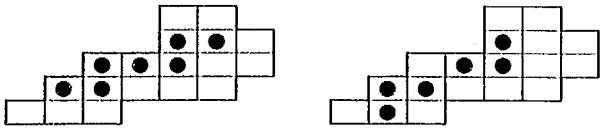
表-3・5　各図幅毎の鉄道および道路の被害状況

図幅名	地形区分																					
	山地	台地・段丘						山麓堆積地形			低地の微高地			低地の一般名			旧河道	人工地形		
		高位面	上位面	中位面	下位面	低位面	対比困難	土石流段丘	扇状地	緩扇状地	自然堤防	砂州・砂堆	天井川徴高地	凹地・浅い谷	谷底平野	後背低地		高盛土地	盛土地	平坦化地
須磨																				
湊川										T									D	
長田										D										
摩耶山							T			T										
三宮					T.D				T	T.D								D	D	T
ポートアイランド																				
芦屋						T			T	T								D	D	
六甲アイランド																				
宝塚																				
甲山									T										T.D	
西宮									T		D	D	D						D	
鳴尾浜																				
川西																				
伊丹					T														T	
尼崎																				
尼崎港																				
豊中																				
十三																				

凡例　T：鉄道の被害，D：道路の被害



鉄道の被害　　道路の被害



●：被害が認められる図幅

図-3・19　鉄道および道路の被害状況の地域特性

建築物および2階以下の低層建築物のいずれにも被害がみられる。山地，台地の改変平坦化地では被害が少ない。また，中位段丘では「軽微な破損」が多い。この「震災の帯」を除く他の地域では「軽微な破損」が島状に点在している。公共施設では学校が被害を受けているが，鉄道，道路の被害はない。

2）湊川図幅

構成地形は山地，中位・低位・対比困難な段丘，扇状地，緩扇状地，砂州，天井川沿いの徴高地，谷底平野，盛土地および人工平坦化地である。家屋・建物の被害は高層，低層いずれの建築物でも被害がみられ，火災による消失家屋も存在する。このうち，「倒壊およ

び大きな破損」が山地の裾から旧海岸線まで全体的に分布している。山地・台地の人工平坦化地の被害は多いが，旧湊川の天井川沿いの微高地から大倉山付近にかけては被害が少なくなっている。大倉山付近には，中位段丘が海岸の近くまで広く分布している。この東側では「軽微な破損」が中位および低位段丘に広く分布しており，「倒壊および大きな破損」が中位段丘，緩扇状地に島状に分布する。公共施設では学校，鉄道，道路に被害があり，鉄道の被害は緩扇状地，道路の被害は盛土地にみられる。

湊川図幅と三宮図幅の地域の一部に相当する「中央区地域」については既述のように詳細な地形区分を行った。図-3・20は中央区地域の地形分類図である。この地域の地形は次のようである。

六甲山地を刻む開析谷に沿って，高位や中位段丘が断片的に残されている。

六甲山地南縁は断層によって線的に切られ，そこに三角末端面がみられる。その前面には，中位段丘，低位段丘，扇状地，沖積低地が発達する。扇状地は，低位面を被覆する形態を呈する。

図の中央部では再び高度が増し，高位段丘や中位段丘の発達する地域（本稿では中位段丘地帯とする（北東から南西：2km，北西～南東：0.8kmの方形の地帯））がみられるが，特に中位段丘の発達がよい。中位段丘地帯には，わずかに残された高位段丘がみられ，北東に残丘状にある高位段丘面上には神戸海洋気象台が立地する。中位段丘地帯は東で若干低く，中央部で高く，西では再び低くなり沖積低地に埋没する。中位段丘地帯は，北西～南東方向に流れる小河川によって分断されており，それより北東側の中位段丘地帯は北に高い扇状地状の形態を呈している。この形態は灘区地域等のより東方にみられる扇状地の形態を呈する地

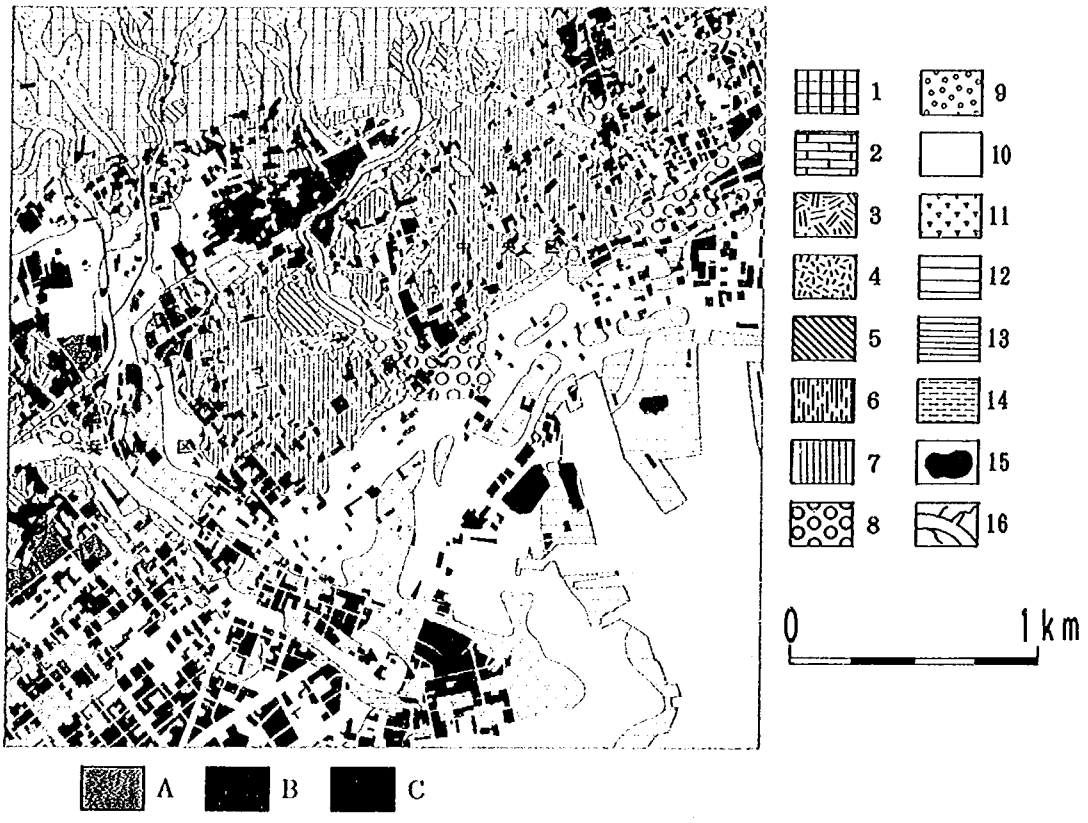


図-3・20　神戸市中央区地域の地形分類と建築物の被害状況

被害状況の図は，建設省国土地理院長の承認を得て，同院の技術資料D・1-No.322「災害現況図（第II版）[63]」を複製したものである。

1：山地・丘陵地，2：人工改変地（山地・丘陵地・谷斜面を平坦化），3：谷斜面（山地・丘陵地・段丘の開析谷），4：段丘崖斜面，5：高位段丘，6：中位段丘，7：低位段丘，8：扇状地，9：緩扇状地，10：沖積低地，11：微高地（自然堤防・砂堆・砂州・人工的な盛土・変位地形等），12：埋立地，13：旧河道，14：旧静水域（旧湿地・旧沼沢地），15：沼沢地，16：河川・海域。

A：火災，B：軽微な破損，C：倒壊および大きな破損。

形群と近似する。

一方，南西側のものは南北に凸型の地形面を持つため，その東および西側では明瞭な段丘崖斜面を有し，北および南西部では明瞭な段丘崖斜面を持たずに低位段丘あるいは沖積低地に没する。その北側には低位段丘を刻む旧河道がみられる。

旧河道は，その東にある小河川の河道方向との連続性から考えて，低位段丘形成後に河川争奪を受けた結果，形成されたものと考えられる。この旧河道に沿った北東～南西方向に，藤田・笠間[17]によると会下山断層がある。

河川の屈曲形態や地形配列から考えて，地表では中位段丘地帯を形成するミクロな地塊が，相対的に南西方向にずれてきていることが明白である。すなわち，これらの地形の特徴から，六甲山地と中位段丘帯に挟まれる凹地域は，小規模のプルアパートベイズンと考えられる。

図の北西端には緩扇状地が区分されるものの，それ以外の場所では扇状地と緩扇状地，あるいは緩扇状地と沖積低地の区分は困難である。

沖積低地は，中央区地域の東にある灘区地域，東灘区地域のものと比べると，低平かつ広範囲に及ぶ。さらに空中写真の撮影当時から人工改変が進み微高地や旧河道は判読しがたい。沖積低地には少なくとも２列の浜堤が確認できる。また北西～南東に延長する微高地は，河道に沿う自然堤防であるが，現在，河川はない。

以上の地形分類と被害との関係は次のようである。山地・丘陵地，高位段丘を除く地形面で被害がある。中位段丘の周辺部に被害が多いが，中位段丘内部では少ない。低位段丘では，中位段丘と山地の間に発達している面では，倒壊家屋は少なく軽微な破損を受けた家屋が集中しているが，その他の面では倒壊家屋が目立つ。扇状地，緩扇状地，微高地，沖積低地および埋立地では被害は大きい。沖積低地の海岸に近いところでは被害が少ないようにみえるが，この地域には工場や倉庫が多く立地し，家屋が少ないためである。この地域では被害の程度により，山地・高位段丘，中位段丘，その他の低位地形面の３ブロックに区分され，前者ほど被害は少ない。

3）長田図幅

構成地形は山地，中位段丘，下位段丘，対比困難な段丘，扇状地，緩扇状地，砂州，天井川沿いの微高地，盛土地および人工平坦化地である。家屋・建物の被害は「倒壊および大きな破損」が大部分を占め，火災による焼失家屋が多い。高層・低層いずれの建築物でも被害がみられ，被害は山地，台地の改変平坦化地から明治時代の旧海岸線にかけて全体的に分布している。山地，台地の改変平坦化地は被害が多いが，山地に向かうにつれて被害の程度が軽減し，「軽微な破損」が多くなる。旧海岸線より海側の埋立地では液状化現象がみられる地区がある。公共施設では学校，道路に被害がみられ，道路の被害箇所は緩扇状地で発生している。

4）摩耶山図幅

構成地形は山地，対比困難な段丘，扇状地，緩扇状地，天井川沿いの微高地および人工平坦化地である。家屋・建物の被害は「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」が分布している。海側の低位面では「倒壊および大きな破損」が集中し，山地に近づくにつれて「軽微な破損」が多くなっており，阪急電鉄付近が両者の境界になっているようにみえる。高層・低層いずれの建築物でも被害は多く，火災による消失家屋もみられる。山地，台地の改変平坦化地および段丘（対比困難な段丘）では倒壊家屋は少なくなる。公共施設では学校，鉄道に被害がみられ，鉄道の被害地は緩扇状地である。

5）三宮図幅

構成地形は山地，中位・対比困難な段丘，扇状地，緩扇状地，天井川沿いの微高地，盛土地，高盛土地（埋立地）および人工平坦化地である。家屋・建物の被害は「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」であり，高層・低層いずれの建築物も被害を受けている。三宮駅周辺は高層建築物が多いが，それらの被害が顕著である（写真-3・6）。山地に近づくほど「軽微な破損」が多くなっており，埋立地では「軽微な破損」を受けた工場や倉庫の被害が多い。公共施設では学校，鉄道，道路に被害がみられる。鉄道の被害は段丘（対比困難な段丘），緩扇状地，盛土地で多く発生している。道路の被害も同様に段丘（対比困難な段丘），緩扇状地，盛土地で発生している。

6）ポートアイランド図幅

ここでみられるのは高盛土地（埋立地）のみである。高層・低層建築物のいずれにも被害がみられるが，高層建築物が集中しているため，これらの被害が目立っている。被害の程度は一軒の「倒壊および大きな破損」を除いてすべて「軽微な破損」となっている。液状化現象が広範囲にみられるが，建築物のある中央の地域および南の造成中の地域にはあまりみられない。

7）芦屋図幅

構成地形は山地，上位・下位・低位段丘，扇状地，

緩扇状地，砂州，天井川沿いの微高地，盛土地，高盛土地（埋立地）および人工平坦化地である。山地と低位面との境界から明治時代の旧海岸線にかけてほとんど全域で被害が生じている。被害は「倒壊および大きな破損」が大部分を占めていて，高層・低層いずれの建築物にも被害がみられる（写真-3・7）。山地の改変平坦化地および低位段丘では，西側から標高の低い東側に向かって被害が多くなる傾向にある。旧海岸線より海側の埋立地では液状化現象のみられる地区がある。埋立地の建築物の被害は「軽微な破損」である。公共施設では学校，道路，鉄道に被害がみられ，道路の被害は盛土地で，鉄道の被害は低位段丘，扇状地，緩扇状地，盛土地で生じている。道路の被害のうち深江町の被害は，砂州と芦屋川の扇状地に囲まれた盛土地の全域で生じている（写真-3・8）。

芦屋図幅および六甲アイランド図幅の一部の「東灘区地域」では既述のように詳細な地形分類を行った。図-3・21は東灘区地域の地形分類図である。

図の北は六甲山地の南縁部にあたり，谷斜面が発達している。

山地・丘陵地及び谷斜面と，そのほかの地形（低位段丘や扇状地など）とは，東西方向の活構造によって線的な境界で境される。

山地・丘陵地の縁には中位段丘，高位段丘が断片的にみられる。

低位段丘は扇状地の扇頂付近に分布するとともに，扇状地の発達域からはずれた扇央付近にもみられる。

河道沿いには，堤防状でかつ多分に人工的な要素を含むが，現在の河床レベルと地形面の高さの違いに準拠すれば低位段丘と分類されるものや，扇状地，自然

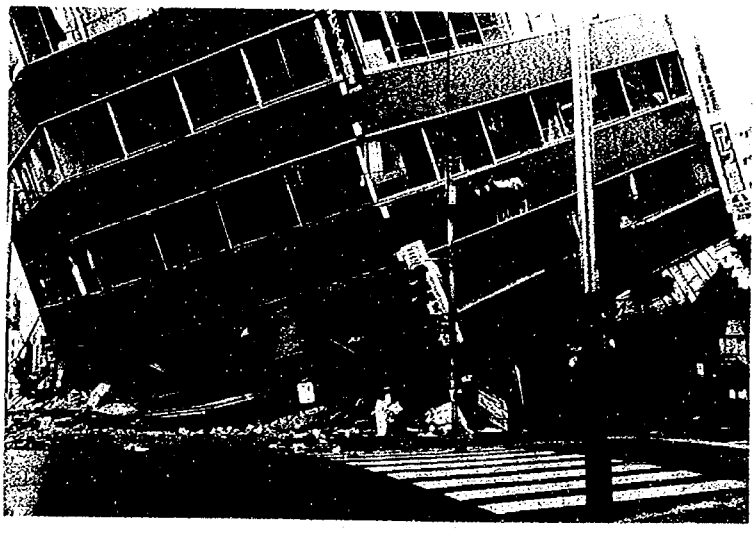


写真-3・6　三宮駅付近の高層建築物の被害状況



写真-3・7　芦屋市三条南町における一般家屋の被害状況

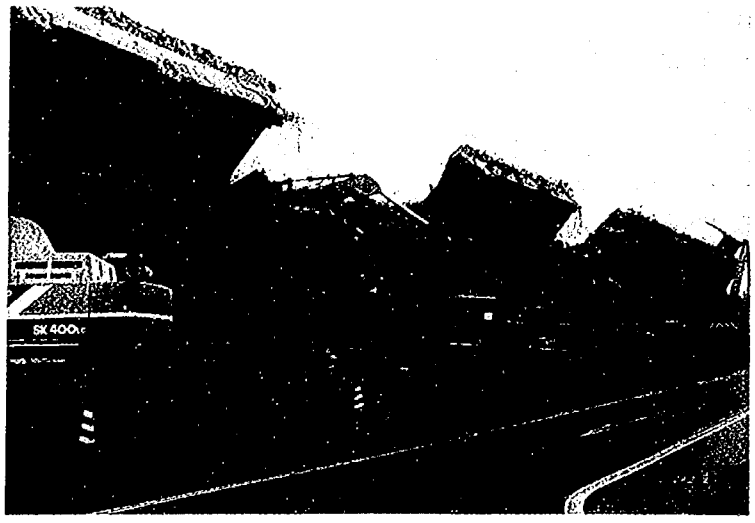


写真-3・8 芦屋市深江本町の阪神高速3号線の被害状況
高架橋および周辺の家屋は被災しているが，道路のアスファルトには，クラックは認められない。「7.1.1 土木構造物の被害」参照。

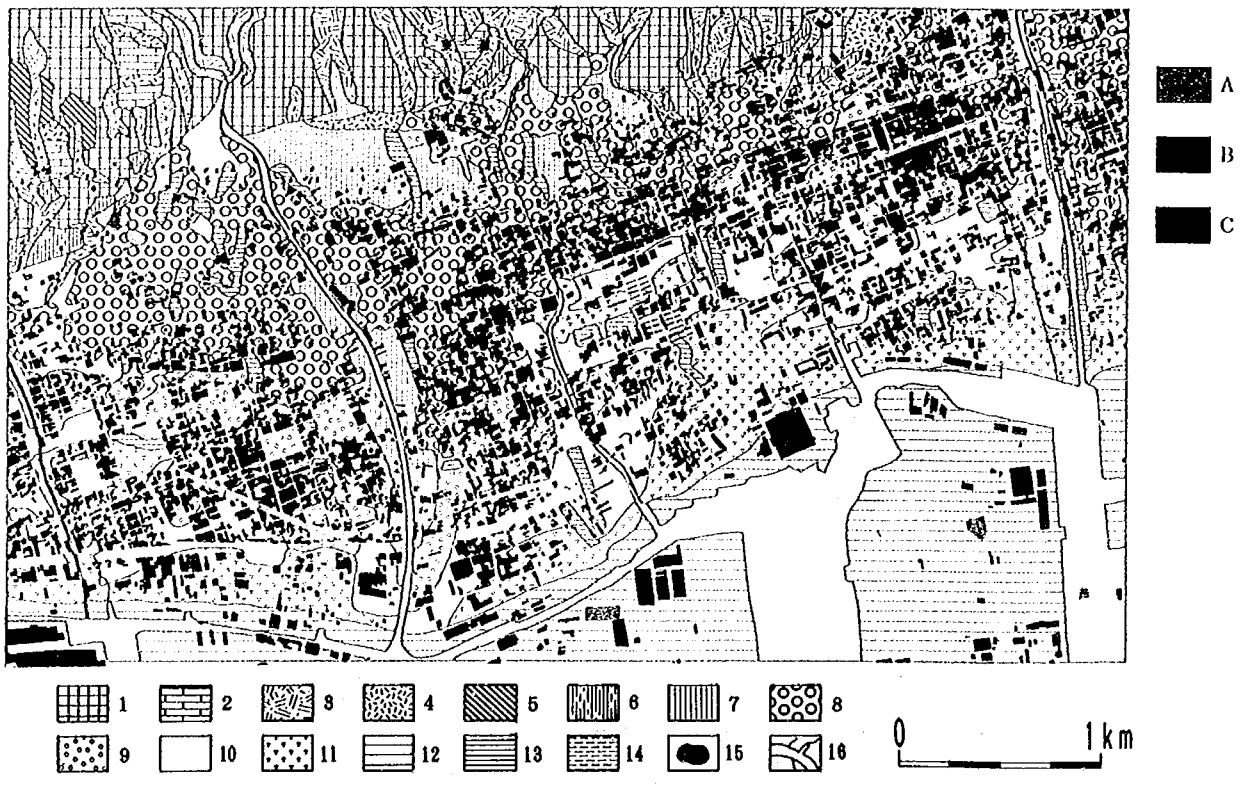


図-3・21 神戸市東灘区地域の地形分類と建築物の被害状況
被害状況の図は，建設省国土地理院長の承認を得て，同院の技術資料D・1-No.322「災害現況図（第II版）[63]」を複製したものである。
1：山地・丘陵地，2：人工改変地（山地・丘陵地・谷斜面を平坦化），3：谷斜面（山地・丘陵地・段丘の開析谷），4：段丘崖斜面，5：高位段丘，6：中位段丘，7：低位段丘，8：扇状地，9：緩扇状地，10：沖積低地，11：微高地（自然堤防・砂堆・砂州・人工的な盛土・変位地形等），12：埋立地，13：旧河道，14：旧静水域（旧湿地・旧沼沢地），15：沼沢地，16：河川・海域。
A：火災，B：軽微な破損，C：倒壊および大きな破損

堤防や砂州などの微高地がある。

扇状地は，土石流堆と線的な谷状の凹地形（旧河道とした）で構成されるが，後者のみ分類した。また，扇端と扇状地の側方にあたる地域では，河川による堆積物供給がなされず，土石流堆がみられない。したがって，低位段丘以前の地形面が侵食されてできた侵食扇状地の可能性も残される。

扇状地の下流には，土石流堆のみられない緩扇状地があるが，沖積低地との違いは明瞭でない。

沖積低地には少なくとも３列の砂州による微高地と旧河道がみられる。

海岸には埋立地が広く形成されている。

以上の地形分類と地震被害との関係は次のようである。この地域も中央区地域と同様に山地・丘陵地および高位段丘を除く地形面に被害がある。山地の縁に発達する中位段丘では被害が少ないが，東方へ向かうほど被害が多くなり，最も東側にある中位段丘はほぼ全面に倒壊家屋，軽微な破損を受けた家屋が分布している。扇状地，緩扇状地，沖積低地，自然堤防，砂州では被害が集中しているが，より海岸に近い地形面になると被害は減少してくる。谷斜面で軽微な被害がみられるところがあるが，現在は平坦化地となっていて，盛土されていると考えられる。

８）六甲アイランド図幅

地形は高盛土地（埋立地）が大半で，他に天井川沿いの微高地，盛土地がある。旧海岸線より陸側では家屋・建物の被害は「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」がみられる。海側の埋立地でも工場や倉庫，高層建築物の被害がみられるが，被害の程度は「軽微な破損」が大半である。埋立地では液状化現象の発生が多い。

９）宝塚図幅

地形は山地，上位・下位・低位段丘，扇状地，緩扇状地，自然堤防，天井川沿いの微高地，凹地・浅い谷，谷底平野，盛土地および人工平坦化地である。家屋・建物の被害は「軽微な破損」と「倒壊および大きな破損」が分布している。武庫川右岸においては，「倒壊および大きな破損」は下位，低位段丘にやや集中して分布し，扇状地では分散している。武庫川左岸の山地の裾から低位面にかけては被害が帯状に集中している。ここでの「倒壊および大きな破損」および「軽微な破損」は下位段丘，緩扇状地に多く，他にその北側の上位段丘，扇状地にも分布しているが，被害は山地に近づくほど少なくなっている。また，この帯の南側の盛土地でも被害は少ない。山地，台地の改変平坦化地および天井川沿いの微高地では，被害がほとんどない。数軒を除いて２階以下の低層建築物の被害であり，公共施設の被害はみられない。

宝塚図幅および川西図幅の一部である「宝塚山麓地域」についても既述のように詳細な地形分類を実施した。図-3・22は宝塚山麓地域の地形分類図である。

扇状地は低位段丘を覆って分布している。中位段丘に対しては，東では中位段丘を開析して発達するが，西では中位段丘を覆って分布している。

有馬－高槻構造線沿いには，谷のずれや線状模様がみられる。

高位段丘に対比され定高性を持つが，開析の進んだ尾根状の地形は，山地・丘陵地に含めた。

中位段丘は山地の縁に断片的にみられるが，西では広い平坦面が残っている。

低位段丘は，伊丹台地（図-3・4参照）の北端部に当たる。低位段丘上には多くの旧河道が発達する。旧河道に囲まれた場所（低位段丘原面と考えられる）は相対的に微高地となっているが，これらの微高地は元々自然堤防や低位段丘の変位地形であったため，侵食から取り残されたものと思われる。微高地には集落が分布している。伊丹台地北東では西傾斜の，北西では東傾斜の変位地形がみられ，図-3・22では中央部の南に段丘崖斜面を伴った微高地として分類されている。

武庫川右岸では，北東傾斜する中位段丘を開析して扇状地が発達する。

このように，宝塚山麓地域は，２～３のブロック毎の地塊運動と，東西に10km程度の周期を持つ褶曲運動を反映した地形分布を示す。

以上の地形分類と地震被害との関係は次のようである。山地・丘陵地での被害はない。扇状地は一様に被害を受けている。緩扇状地での被害は分散する。中位段丘は図中の西方で広くみられるが，一様に被害を受けている。低位段丘は広い面積を占めているが，被害は山地に近い西方部に多い。

10）甲山図幅

地形は山地，上位・下位・低位段丘，土石流段丘，扇状地，自然堤防，天井川沿いの微高地，凹地・浅い谷，谷底平野，盛土地および人工平坦化地である。家屋・建物の被害は「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」が山地の裾から低位段丘にかけて分布している。仁川より南側の扇状地，盛土地で被害が集中し，北側の武庫川右岸地域および南側の土石流段丘ではやや被害が分散する。山地，台地の改変平坦化地でも被害がみられるが，より低位段丘に接するものほど

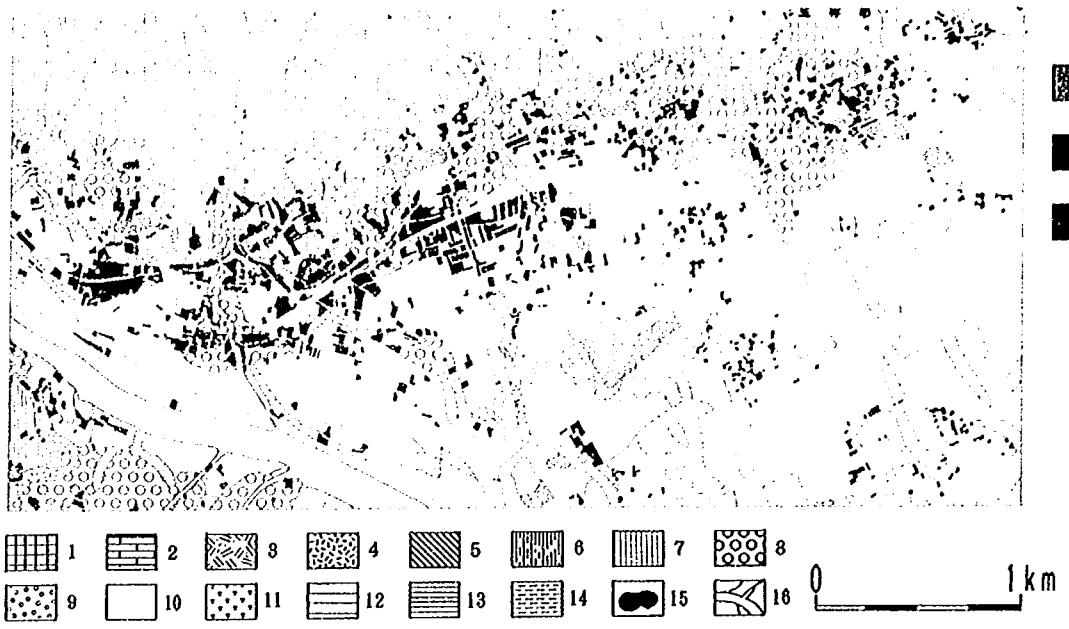


図-3・22 宝塚山麓地域の地形分類と建築物の被害状況
被害状況の図は，建設省国土地理院長の承認を得て，同院の技術資料D・1-No.322「災害現況図（第II版）[63]」を複製したものである。
1：山地・丘陵地，2：人工改変地（山地・丘陵地・谷斜面を平坦化），3：谷斜面（山地・丘陵地・段丘の開析谷），4：段丘崖斜面，5：高位段丘，6：中位段丘，7：低位段丘，8：扇状地，9：緩扇状地，10：沖積低地，11：微高地（自然堤防・砂堆・砂州・人工的な盛土・変位地形等），12：埋立地，13：旧河道，14：旧静水域（旧湿地・旧沼沢地），15：沼沢地，16：河川・海域。
A：火災，B：軽微な破損，C：倒壊および大きな破損。



写真-3・9 阪急電鉄今津線甲東園駅付近の高層建築物の被害状況

被害が多い。高層・低層いずれの建築物にも被害がみられるが，高層の建築物の被害（写真-3・9）は仁川より南側で多くなる。公共施設の被害をみると，学校，鉄道，道路に被害がみられるが，いずれも仁川の南側に限られる。学校の被害は仁川より南側で目立って多くなり，特に新池の北側にある西宮市立西宮高校は，校舎が重程度の被害を受け，また液状化現象が生じている。これは同校が昔の池を埋め立てた土地にあるた

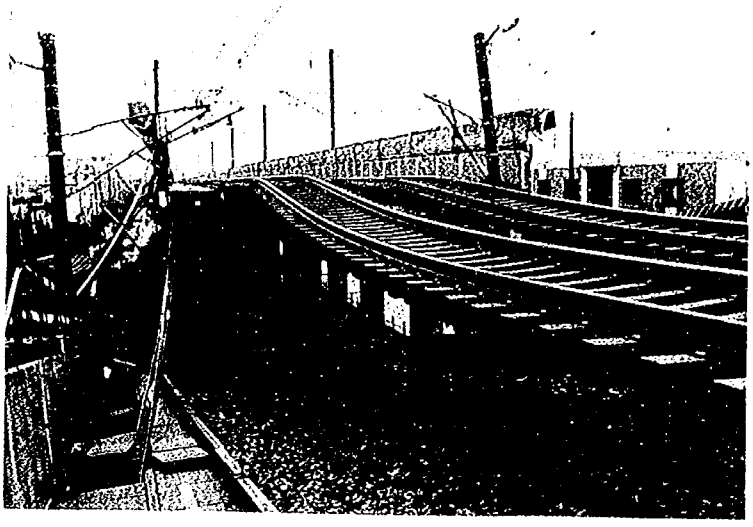


写真-3・10　JR山陽新幹線六甲トンネル大阪駅側坑口付近の被害状況

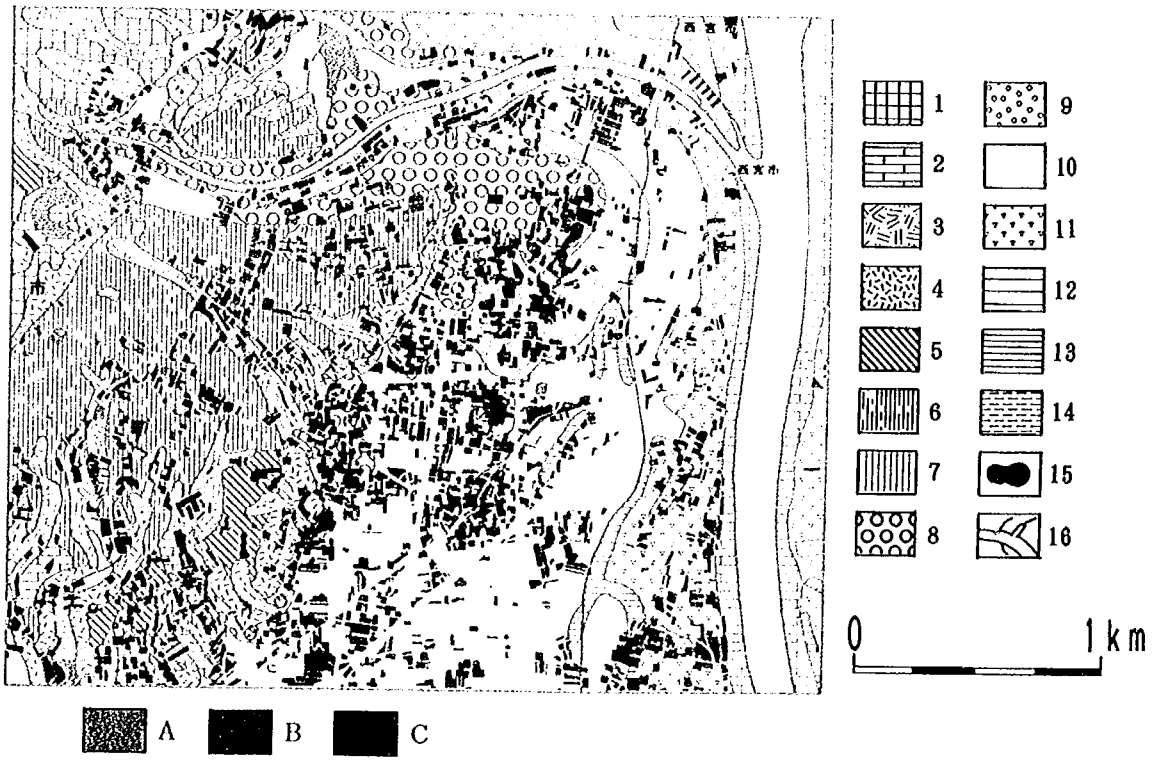


図-3・23　仁川地域の地形分類と建築物の被害状況

被害状況の図は，建設省国土地理院長の承認を得て，同院の技術資料D・1-No.322「災害現況図（第II版）[63]」を複製したものである。

1：山地・丘陵地，2：人工改変地（山地・丘陵地・谷斜面を平坦化），3：谷斜面（山地・丘陵地・段丘の開析谷），4：段丘崖斜面，5：高位段丘，6：中位段丘，7：低位段丘，8：扇状地，9：緩扇状地，10：沖積低地，11：微高地（自然堤防・砂堆・砂州・人工的な盛土・変位地形等），12：埋立地，13：旧河道，14：旧静水域（旧湿地・旧沼沢地），15：沼沢地，16：河川・海域。

A：火災，B：軽微な破損，C：倒壊および大きな破損。

めと考えられる。鉄道では新幹線の高架が４箇所で被害を受けている（写真-3・10）が，被害箇所はすべて扇状地と盛土地の境界である。道路では２箇所の被害があり，いずれも盛土地で発生している。

甲山図幅の一部になる「仁川地域」においても既述のように詳細な地形分類を行った。図-3・23は仁川地

域の地形分類図である。

西に平坦な中位段丘が広く発達するが，開析が進み谷斜面も多い。この谷斜面は現在住宅地になっており，人工的な埋土（盛土）による改変地形が増加している。また，谷斜面の上流延長部には浅い凹地がみられ，まれに貯水池としての利用がみられることもあるが，それも含めて谷斜面とした。

南の中位段丘と沖積低地の間には，高位段丘を分類した（藤田・笠間[7]の高座面。しかしながら，既述のように林・市原[50]によると高位段丘ではなく，中位段丘である）。高位段丘は沖積低地とは明瞭な段丘崖斜面を持つが，中位段丘とはなだらかに連続している。また平坦ではあるが，西傾斜していることから中位段丘の変位地形の可能性も残る。

扇状地は図-3・23の北を東流する仁川（図-3・4参照）に低位段丘を覆うように発達するものと，中位段丘の開析谷から小規模に発達するものがみられる。

北西部には山地・丘陵地と崖斜面が多く分布するが，現在では住宅地に変わっており，盛土や切土による人工改変地が多いものと考えられる。しかし，さらに詳細な区分には，より大縮尺の地形図および空中写真が必要である。

武庫川沿いには自然堤防あるいは人工改変による微高地が分布し，沖積低地には旧河道がみられる。

以上の地形分類と地震被害との関係は次の通りである。山地・丘陵地での被害はない。その他の地形面ではどこでも被害を受けているが，緩扇状地および沖積面に特に被害が集中する箇所がある。この地域では高位段丘にも被害がみられ，また，図の西方の山地，丘陵地，段丘の開析谷斜面にも被害がみられる。ここは現在では人工的な盛土による改変面になっており，これが原因と考えられる。

11）西宮図幅

地形は山地，上位段丘，土石流段丘，扇状地，緩扇状地，自然堤防，砂州，天井川沿いの微高地，谷底平野，後背低地，盛土地，高盛土地（埋立地）および人工平坦化地である。家屋・建物の被害は「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」であるが，後者の方が大部分を占める。高層・低層いずれの建物でも被害が多い。大局的には被害は山地・台地の改変平坦化地から明治時代の旧海岸線にかけて起きている。しかし，詳細にみると倒壊家屋が集中する地域の南側の境界は，夙川より西側では明治時代の旧海岸線に一致しているが，東側では旧海岸線よりも内陸側にあって砂州列の南側に沿うような形となっている。阪急西宮北口付近は，被害が少ない空白域となっているが，ここには球場や多くの工場が立地し，一般家屋が少ないためである。武庫川右岸の旧天井川沿いの微高地では被害は周辺よりも少なくなっている。また，北側の人工改変地でも被害は少ない傾向にある。旧海岸線よりも海側の埋立地では液状化現象が多く発生している。旧海岸線より内陸部でも15箇所ほど液状化現象がみられるが，その多くはグラウンド，公園である。これらの地点は旧版地形図によると田，湿田，川のあったところである。この地域では学校，鉄道，道路などの公共施設の被害が多く，工場などの被害も多い。

12）鳴尾浜図幅

盛土地および高盛土地（埋立地）が分布する。低層・高層いずれの建築物でも被害があるが，家屋が少ないので被害を受けた数は少ない。被害の程度は「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」である。埋立地では液状化現象がみられる。

13）川西図幅

地形は山地，下位・低位段丘（伊丹段丘），扇状地，緩扇状地，自然堤防，天井川沿いの微高地，凹地・浅い谷，谷底平野，旧河道地，盛土地および人工平坦化地である。家屋・建物の被害は「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」がみられる。西部の扇状地では被害が帯状になっていて，「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」が同程度混在して分布している。これに対して，ほかの地形区分では両者はそれぞれ別のグループを作って分布している。また，猪名川右岸の地域では「倒壊および大きな破損」がみられるが，左岸側では全くみられない。さらに左岸側では「軽微な破損」も非常に少なくなっており，左右岸で被害状況が非常に対照的である。「倒壊および大きな破損」は，山裾の扇状地，緩扇状地，盛土地，下位段丘に帯状に分布し，猪名川右岸の自然堤防，盛土地および下位段丘（伊丹段丘）にも点在している。「軽微な破損」は山裾の扇状地，緩扇状地，下位段丘に帯状に分布するほかは，下位段丘（伊丹段丘）に点在する。山地・丘陵の改変平坦化地は被害がほとんどない。被害が点在している地域と地形との間には特に対応はないが，旧版地形図上の旧集落地と比較的対応がよい（図-3・22）。この図幅内の地域では公共施設の被害はなく，また，3階以上の高層建築物の被害は数軒で，ほかは2階以下の低層建築物の被害である。

14）伊丹図幅

地形は下位段丘（伊丹段丘）が主で，ほかに自然堤防，天井川沿いの微高地，凹地・浅い谷，谷底平野お

よび盛土地である。家屋・建物の被害は数軒の「倒壊および大きな破損」の他は「軽微な破損」が分散して分布する。被害を受けたのはすべて2階以下の低層建築物である。被害は全体的にあり，地形区分との関係は認められない。公共施設では阪急伊丹線伊丹駅舎およびその南の軌道が被害を受けている。これらの立地する地形は谷を埋めた盛土地である。また，新幹線の高架が2箇所で被害を受けているが，地形区分では盛土地および下位段丘面となっている。

15）尼崎図幅

地形は大半が盛土地で，自然堤防，砂州，天井川沿いの微高地，谷底平野，後背低地である。家屋・建物の被害は「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」であり，全体的に分散している。ほとんどが2階以下の低層建築物の被害である。明治時代の旧海岸線より海側は埋立地であり，陸側は旧版地形図では大部分が田になっている。なお，埋立地には工場が多く立地しているため，家屋の被害は少ない。武庫川両岸の自然堤防では，右岸側は被害が大きいが，左岸側にはほとんど被害がない。西隣の西宮図幅と合わせてみると武庫川を境にして右岸側に被害が多く，左岸側で少なくなっている。ただし，右岸側の天井川沿いの微高地では被害が少なくなっている。左岸側の自然堤防ではその周囲の盛土地に比べて被害は少ない。砂州間地（盛土地）は周囲よりも被害は多い。旧海岸線の海側（埋立地）および陸側では液状化現象がみられる。液状化現象のみられた旧海岸線の陸側の地域は，旧版地形図作成時には干拓地となっていて，すでに人工改変を受けていた。公共施設では小学校1校(小松小学校)が「軽微な破損」の被害を受けているが，この小学校のある地点は旧版地形図では池になっている。

16）尼崎港図幅

ここは盛土地のみであり，過去には干拓地や田のあった地域である。工場が多いので一般家屋は少ない。被害としては「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」がある。一軒の高層住宅の被害のほかは低層住宅の被害であるが，被害は少なく分散している。液状化現象が発生している箇所が認められる。

17）豊中図幅

地形は山地，人工平坦化地，盛土地，上位・下位段丘(豊中段丘)，自然堤防，天井川沿いの微高地，谷底平野，後背低地である。家屋・建物の被害は数軒の「倒壊および大きな破損」があるほかは，「軽微な破損」が分散している。「軽微な破損」は10数軒の高層建築物の被害のほかは低層建築物の被害である。豊中段丘（上位，下位段丘）およびその周辺の自然堤防，盛土地に被害が分散しているが，特に地形や過去の集落との対応はみられないが，盛土地では周囲より若干被害が多いようである。段丘上には谷を埋めた盛土地があるが，周囲の段丘面と被害の程度は変わらない。北東の千里丘陵は人工改変を受けており，改変面上の被害はないが，丘陵を刻む天竺川両岸の盛土地および自然堤防には被害がみられる。また，2箇所ある猪名川の旧河道付近は盛土されており，若干の家屋が存在するが，周囲と比べて被害の程度は変わらない。この図幅内では公共施設の被害はなく，また，液状化現象もみられない。

18）十三図幅

地形は盛土地が大半で，他に自然堤防が分布し，一部に谷底平野，後背低地がみられる。家屋・建物の被害は低層建築物が大半で，猪名川右岸（尼崎市）では「軽微な破損」および「倒壊および大きな破損」が分散しているが，左岸（豊中市，大阪市淀川区，西淀川区）では「軽微な破損」しか分布せず，「倒壊および大きな破損」は猪名川右岸地域に限られている。また，図幅内においては明らかに被害の程度は東から南東方向に向かって少なくなっている。盛土地の部分は旧版地形図では田であったところである。地形や過去の集落と被害の対応は特になく，一様に被害が分散している。この図幅内では公共施設の被害はなく，液状化現象もみられない。

(3) 地形区分毎にみた地震災害

以上の各図幅の地形と被害との関係を地形区分毎にまとめてみた（図-3・24)。図中の被害程度の区分は，表-3・3と同じである。地形毎の詳細は以下の通りである。

1）山地

今回用いた地形区分上の山地には斜面崩壊，地すべりなどはみられるが，家屋・建物の被害はない。原地形が山地であった人工平坦化地には，被害が認められる箇所がある。

2）台地・段丘

ここでは各段丘を一括して考察する。須磨から西宮にかけての段丘の被害は大きいといえるが，上位面ほど被害は少なくなっている。また，宝塚から川西までの段丘上にも倒壊家屋が集中する地域がある。ここでは上位面ほど被害は大きくなっている。伊丹段丘，豊中段丘上では倒壊家屋は存在せず，また，軽微な破損を受けた家屋も少なく分散している。特に伊丹段丘の中央部には，ほとんど被害が認められない箇所がある。

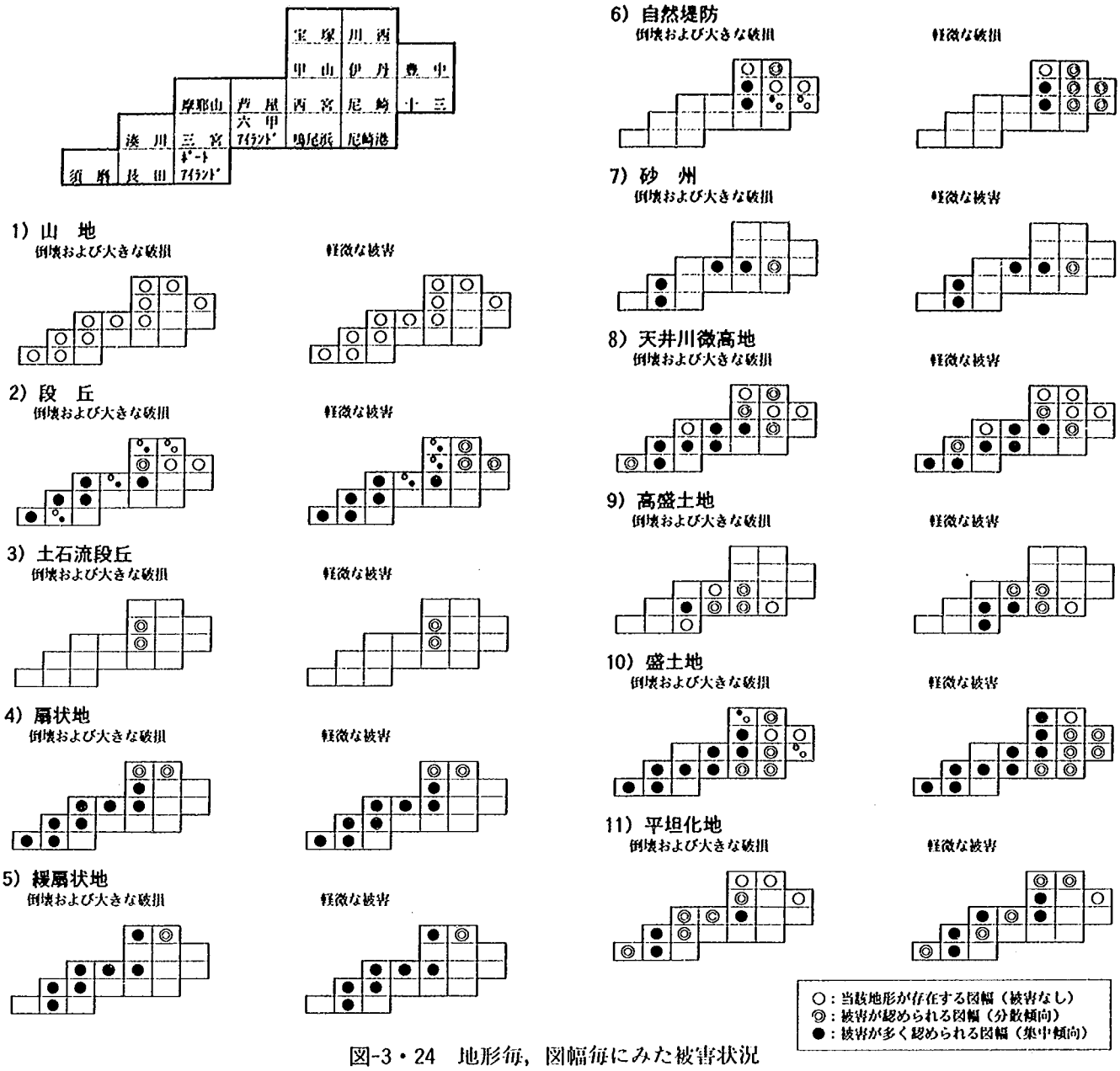


図-3・24 地形毎，図幅毎にみた被害状況

3）山麓堆積地形（土石流段丘・扇状地・緩扇状地）

土石流段丘は，甲山および西宮の図幅にみられるのみで，山地に接して分布している。現在は整地され，住宅が多いが，被害はやや分散傾向となっている。

扇状地は山地のみられる図幅に分布しているが，どの地域でも被害を受けている。しかし，神戸市中央区の旧生田川付近から東側では，高位標高の扇頂部付近の被害程度は小さくなっている。震源から遠い宝塚，川西地域では，さらに被害が減少している。

緩扇状地は被害を大きく受けており，地震による被害を受けやすい地形であるといえる。震源から遠い川西地域では被害がやや減少している。

4）低地の微高地（自然堤防・砂州・天井川沿いの微高地）

自然堤防は宝塚から西宮以東の図幅にみられる。分布面積の小さい宝塚を除いて，どの地域でも被害を受けているが，被害が集中するのは甲山，西宮および尼崎の武庫川右岸地域に限られる。武庫川より東側では被害は小さく，特に伊丹，豊中，十三においての被害は小さい。

砂州は湊川，長田および芦屋から尼崎の図幅にみられる。被害は全般的に大きいが，西方の尼崎にみられる砂州（武庫川左岸）においては被害が少なくなっている。

天井川沿いの微高地は，ポートアイランド，鳴尾浜，尼崎港（以上は埋立地のみで構成されている）と十三

を除くすべての図面上でみられる。須磨から西宮にかけて被害は多いといえるが，山地に近い図幅（須磨，淡川，摩耶山）では被害が減少している。西宮より北方および東方では被害は小さくなる。特に北方の宝塚および東方の伊丹，豊中での被害はほとんどない。

5）低地の一般面

凹地・浅い谷，谷底平野，後背低地の地域は田畑に利用されていることが多いので，家屋，建物はなく被害を受けていないようにみえる。

6）旧河道

旧河道は大半が盛土されている。図をみる限りでは周辺と被害に差はない。

7）人工地形（高盛土地・盛土地・人工平坦化地）

高盛土地は三宮，ポートアイランド，六甲アイランドに埋立地としてみられ，被害は大きいが，東方へ向かうほど被害は少なくなっている。この埋立地上には工場や倉庫が多く立地しており，中高層住宅が多く，低層建築物が少ないために他の地域とは被害の受け方が異なっている。

盛土地は，すべての図幅において被害が認められ，地震による被害を最も受け易いといえる。しかし，武庫川の左岸側の地域での被害は少なくなっている。また，谷を埋めた盛土地（段丘上に多い）では，図をみる限りでは，その周囲の地形面と被害に差はないようである。

人工平坦化地とは，山地，丘陵地，台地などの斜面を主として切取りにより整地した平坦地とされている。被害が大きいところは淡川，長田，西宮である。これらの人工平坦化地は周囲の地形から考えて段丘を改変したものであると考えられ，周囲の段丘と同様の被害を受けていると思われる。これを細かくみると，より山地に近い面上ほど被害が少なく，低位面に接する縁辺部に向かうに従って被害が多くなる傾向にある。他の地域の人工平坦化地では被害が著しく少ないが，これは山地を改変したものと考えられる。

8）斜　面

斜面は建設省国土地理院作成の土地条件図[35),38)]には区分されていないが，今回の地震により各種の被害が発生したので，特にここで一地形要素として取り上げることにする。

山岳地以外の斜面には断層崖・段丘崖・天井川の自然堤防の斜面などの様々なタイプが存在する。これらの斜面では開発が進むにつれ，切土・盛土が行われてきている。元々このような斜面は平地に比べると重力的に不安定であったことに加え，この盛土が行われていることが，斜面上で地震災害が多かった原因であると考えられる。

7.2.3　地形と地震災害との関係

以上述べてきた地形と地震災害との関係は次のようにまとめられる。

地形と特に建築物の被害に着目した地震災害との関係は、武庫川を境にした2地域で異なっている。

まず、武庫川の右岸の地域では、全般的に山麓から旧海岸線付近までの低地のほぼ全面に「倒壊家屋が集中」および「倒壊家屋が分散」する程度の被害を受けており、高位面ほど被害は少ない。倒壊家屋が集中する（いわゆる「震災の帯」にほぼ相当）のは詳細にみると、須磨区鉢伏山から兵庫区・中央区の行政界までは、山地または山地・丘陵の改変地と低位地形面との境界から、明治時代の旧海岸線（沖積低地と埋立地との境界）までの構成地形（中位段丘、沖積低地、扇状地、緩扇状地、自然堤防（砂州、天井川沿いの微地高地を含む）、緩扇状地の占める割合が大きい）全体に分布しており、災害現況図[63)]に基づく限りは地形との関係は認められない。

中央区の旧生田川の西から武庫川右岸では、中位段丘、低位段丘、沖積低地、扇状地、緩扇状地、自然堤防であり、なかでも扇状地、緩扇状地、沖積低地の割合が大きい。この地域では次のように地形と被害との間に関係が若干、認められる。神戸市東灘区付近の中位段丘や、甲山南東麓の中位段丘では倒壊家屋の集中がない。また、倒壊家屋が集中する南側の境界は、夙川の西側では明治時代の旧海岸線に一致し、東側では砂州列の配列と調和的である。同様に倒壊家屋が集中する地域の東端の南縁は、旧武庫川の自然堤防と一致している。

大倉山付近では、中位段丘が海岸線付近まで張り出しており、よって、被害程度も小さく不連続になるものと考えられる。

武庫川の左岸では次のようである。この地域には倒壊家屋が集中している地域は存在しない。倒壊家屋が分散しているのは、宝塚市から猪名川にかけての山麓の地域、伊丹台地の南側の武庫川から猪名川にかけての地域、伊丹台地北東部およびその周囲の沖積低地の地域である。宝塚市から猪名川にかけての地域では、西半部は上位段丘、下位段丘、緩扇状地、中央部では扇状地、東半部では下位段丘、盛土地、自然堤防に分布している。中央部での分布が扇状地の範囲とほぼ一致しているほかは地形との関係は認められない。伊丹

台地南側の武庫川から猪名川にかけての地域では、構成地形が全体的に沖積低地であり、沖積低地全体に分布している。東端が猪名川と一致していることが注目される。詳細にみると、自然堤防の部分では倒壊家屋が分布していることが少ない。伊丹台地北東部およびその周辺の沖積低地では、周辺よりも若干高度が高い旧集落に分布している。

軽微な破損を受けた家屋が集中する地域の南端は伊丹段丘の南端と一致し、南東端は神崎川と一致している。東端の南半部は千里丘陵の西端に一致するが、北半部は不規則となり地形との一致がない。北端は北摂山地南麓の段丘や扇状地とほぼ一致している。これらに囲まれたなかに伊丹台地の中央部で被害がほとんど認められない箇所が分布している。

以上のように特に建築物に着目した被害状況は武庫川の左右岸で様相を異にしている。武庫川の右岸側では武庫川に近づくほど地形と被害との間に関係が認められるようになる。一方、武庫川の左岸側では自然堤防や旧集落のある微高地上で被害が小さいなど、右岸側に比べ、より微細な地形と被害との間に関係が認められるようになってくる。しかしながら全般的な被害の程度と分布は、地形のみでは説明が不可能である。

地形と今回の地震による被害との関係については、既にいくつか報告されている。たとえば、高橋[80]は神戸地域の沖積低地では低湿な場所で被害が大きく、砂堆のような微高地では被害が少ないと述べている。

池田[81]は神戸地域の山地から沖積低地までの各地形区毎に被害状況を述べ、地盤の差が主因となって被害の差が生じたとしている。同時に、地形と被害が一概には関係しない点も指摘している。

関口ほか[82]は、地形と被害の関係を定性的に大まかに示した。それによれば、被害は六甲山地南側山麓の緩扇状地沿いに集中している。また、扇状地・台地・丘陵地・海岸の埋め立て地では比較的、被害が小さい、断層沿いの急斜面では斜面崩壊がみられる、被害が帯状に分布する地域では、被害は地形や建築物に関係なくみられる、地すべり性の斜面移動被害が段丘崖でみられるなどが報告されている。

財団法人建築工学研究所[83]は神戸市、芦屋市、西宮市を対象に建築物、道路、鉄道、港湾、河川、自然斜面および宅地盛土の被害と地形・地質との関係を地域毎に網羅的に整理している。

石川[84]は六甲山地南麓部を東部域（神戸市東灘区）、中央部域（中央区）、西部域（長田区）に区分し、地域毎に被害の現れる地形、地質などには特徴があることを示した。被害が著しいのは、西部域では沖積低地、中央部域では埋谷性の地域、東部域では緩扇状地であるとしている。

吉岡ほか[85]は神戸地域の被害と地形の関係について論じ、浜堤などの微高地で被害が少ないことを述べた。しかし微地形によって規制される被害分布は局所的なものであるとし、「震災の帯」状の被害地域の形成理由を明らかにするには、伏在断層、基盤の分布、建物の年代を検討する必要があるとしている。

香川[86]は神戸地域から離れた大阪府豊中市で、被害と地形条件は関係が深いことを明らかにしている。

以上のように被害が甚大であった神戸市周辺では、地形と地震被害との関係については、著者らも含めて報告者それぞれが各々の見解を述べたに過ぎず、現時点では被害状況を地形学の観点から十分に説明できる統一した見解は出されていない。

7．3　第四紀断層と地震災害との関係

調査を行った既存の第四紀断層は、甲陽断層・芦屋断層・五助橋断層・渦ヶ森断層・須磨断層・会下山断層・横尾山断層・高塚山断層・野島断層・浅野断層である。これらのほかに地震断層が認められたとの報道（1995年１月24日付け産経新聞）があった甲陽断層の南東側の地域についても調査を行った。これらの調査結果のうち、渦ヶ森断層・会下山断層・野島断層・浅野断層を除いたものについては、熊木ほか[87]に既に概要を報告した。

7.3.1　甲陽断層

甲陽断層は、活断層研究会[25]によると確実度Ⅰ、活動度Bの第四紀断層である。甲陽断層の調査は、西宮市南越木岩町（阪急電鉄甲陽線苦楽園口駅付近）から木津山町にかけての範囲で主に道路に沿って行った。図-3・25は調査のルートと道路面等に認められた亀裂等を示したものである。図のように道路面の亀裂は特に甲陽断層が通っていると思われる付近で多くなることはない。また、甲陽断層方向の亀裂が連続することもない。道路面の亀裂の多くは道路の伸長方向と直交して入っているか、交差点の道路と道路の会合部やマンホールの部分に入っている。これらの亀裂は道路面の外へは延長していない。したがって、これらのような亀裂は断層の動きによる地盤の変位によって生じたものではなく、地震動によって道路の構造的に弱い部分、応力が集中しやすい部分に生じたものと考えられる。

図-3・25のKy-1，2，3の地点では液状化による噴砂

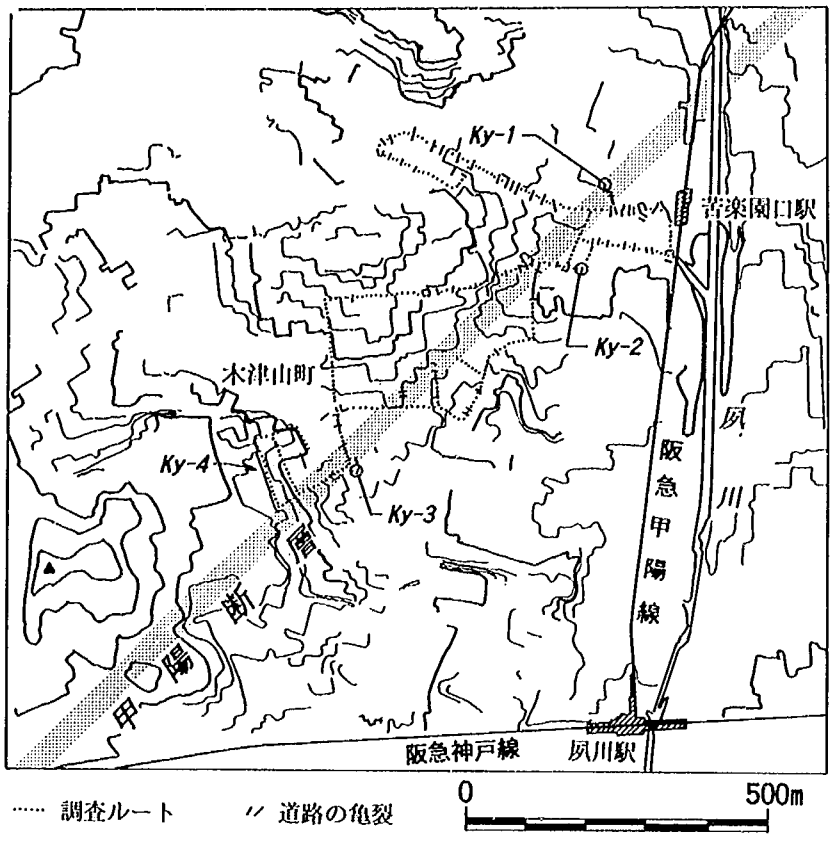


図-3・25　甲陽断層の調査ルートと道路面等の亀裂の分布
図中の甲陽断層の位置は藤田・笠間[7]から転記したものであり，必ずしも図に見合った精度はない。

が認められた。また、Ky-4の地点では斜面の重力的な滑動が認められた（写真-3・1参照）。

西宮市鹿塩から関西学院大学を通って甲陽園本庄町までのルートでも甲陽断層の概略調査を行ったが、甲陽断層の動きによると思われる地盤の変位は見いだせなかった。

以上のように調査の範囲内では、甲陽断層の動きによると推定される地盤の変位は見出だされなかった。

しかしながら、平野・波田[88),89)]は甲陽断層に沿っても変位地形が認められ、断層が活動したものと報告している。平野・波田[88)]によると、西宮市上ヶ原の畑ではほとんどすべての畝が系統的に５cm右横ずれし、西宮市高塚町では道路側溝が約30cm右横ずれし、神戸市東灘区白井池では約35cmの右横ずれしていることが認められている。山科[90)]は神戸側に顕著な形での地震断層は出現しなかったとしながらも、苦楽園口駅西方で道路を横切る右横ずれ数cmの亀裂群、夙川小学校付近、殿山町、阪急神戸線付近にも右横ずれ数cm～10cm程度の亀裂群があり、全体として北東～南西方向の地変線を形成していることを報告している。宮田ほか[91)]は電柱と地面との間にできた隙間から地表面の動きを推定し、甲陽断層の南西延長部の動きが大きいことから、この部分の地下に断層が潜在する可能性を示している。

7.3.2　芦屋断層

芦屋断層は、活断層研究会[25)]によると確実度Ⅰ、活動度Bの第四紀断層である。芦屋断層の調査は芦屋市山手町周辺で行った。この周辺の地質は次のようになっている。おおよそ阪急神戸線よりも南側では沖積層が分布している。それより北側に上っていくと東芦屋町の付近には大阪層群が分布し、山手町付近の平坦面には高位段丘堆積物が分布している。建築物の被害状況を見ると、標高が低く沖積層が分布している付近では、全半壊しているものがあるが、標高が上がり大阪層群・高位段丘堆積物の分布地域になると損壊している家屋が極端に少なくなる。

ところが、芦屋断層が通っていると推定される付近では、高位段丘堆積物の分布域であるにもかかわらず道路面の亀裂が他よりも多く（写真-3・11）、また周辺



写真-3.11　芦屋断層付近の道路の被害
道路の右側部は盛土と思われる



写真-3・12　五助橋断層付近の斜面崩壊



写真-3・13　石屋川の護岸の変状

の家屋にも損壊しているものが比較的多く見受けられる。ただし、道路の西側は比高で３m程低くなっており、コンクリート製の擁壁があることから、この部分の道路は盛り土であると考えられる。また、道路面の亀裂の多くは道路と平行し、亀裂によって道路面は多少西側に沈下している。したがって、この道路面の亀裂は直接的には盛り土部分の崩壊と考えられるが、芦屋断層の推定位置付近のみ崩壊していることは、断層との何らかの関係を示唆している可能性がある。

このように調査の範囲内では、芦屋断層による直接的な地盤の変位は認められなかったが、断層の推定位置付近では道路の亀裂や家屋の被害が他よりも多く見受けられ、断層の影響が示唆される。

しかしながら、平野・波田[88),89)]および平野・藤田[92)]は芦屋断層に沿っても変位が認められるとしている。

平野・波田[88)]、平野・藤田[92)]によると、神戸市東灘区森北町の甲南女子大学正門付近で歩道の両端、石垣、中央分離帯がN30°Eの方向にそれぞれ約15cm右横ずれ、森北町６丁目住宅地でコンクリート製基礎が約20cm右横ずれ、高橋川橋詰めで道路南西側でアスファルトが約20cm右横ずれ、東北側で側溝が約20cm右横ずれしている。また、宮田ほか[91),93)]および前田・宮田[94)]は電柱の動き、石垣・コンクリート擁壁・側溝などを切る右横ずれのせん断、震度７のなかで特に被害の著しい箇所の分布などから、芦屋断層が市街地に向かって南西方向に伸びている可能性が高いと考えている。

7.3.3　五助橋断層

五助橋断層は、活断層研究会[25)]によると確実度Ⅰ、活動度Bの第四紀断層である。五助橋断層の調査は、芦屋市奥池町にて行った。奥池町付近は山間の緩斜面で、五助橋断層はこの緩斜面（平坦面に近い）と山地の境界の山麓線を走っている。緩斜面には高位段丘堆積物、そのほかの地域には六甲花崗岩が分布している。この地域では緩斜面上の大部分には道路の亀裂や家屋の倒壊は認められない。また、奥池貯水池の堤体（ロックフィルタイプ）にも変状は認められない。ところが山麓の五助橋断層の推定位置付近になると、道路面に亀裂が観察されるようになるとともに、斜面の崩壊も認められるようになる（**写真-3・12**）。ただし道路面の亀裂の多くは道路の伸長方向に直交して入っており、また、すべて道路面以外には延長していない。これらのうち、一部の斜面崩壊および開口亀裂は、道路の盛り土部で生じているので、盛り土の重力的な不安定さが崩壊の直接の原因と考えられる。また、そのほかの崩壊や道路面の亀裂も地形・地質境界（不整形地盤）に起因するものと考えられるが、五助橋断層との関係も完全には否定できない。

中井・須内[95)]は五助橋断層に沿って現れた変状として、景観ブロックの特定部分の倒壊、道路に沿った切り盛り境界からのすべり・アスファルトの割れ目、アスファルトを横切るせん断性の割れ目、家の壁の特徴的な剥離、地震直後からの断層からの湧水、擁壁の右横ずれせん断、断層の走向方向に沿って揺すられたようにみえる石積み擁壁の崩壊、跳ね石、断層線上での急斜面崩壊、奥池貯水池の堤体の崩壊をあげている。そして、芦屋市奥池付近などで0.2～2.5cmの右横ずれを報告している。平野・波田[88)]および平野・藤田[92)]は、神戸市東灘区の住吉霊園でコンクリート舗装が系統的に多くは右横ずれ（ネットスリップは50cm程度）していること、芦屋市奥池町の蛇谷入口でアスファルト路面が切れ、側溝が約５cm右横ずれしていることなどから、五助橋断層は変位したものとしている。松岡[96)]も道路沿いのセメント壁面がの2.5cm右横ずれを示していることから、五助橋断層が動いたものとしている。また、宮田ほか[91),93)]および前田・宮田[94)]は電柱の動きなどから、五助橋断層の南西延長部が市街地中に存在すると推定している。

7.3.4　渦ヶ森断層

渦ヶ森断層の調査は神戸市灘区一王山町で行った。渦ヶ森断層を北北西－南南東方向に横断する道路では、渦ヶ森断層の推定位置付近にのみ亀裂が認められる。この亀裂の西側の延長のビルにも若干の変状が認められ、また東側の延長の石屋川の護岸にも変状が認められる（**写真-3・13**）。しかし、これらのことと渦ヶ森断層との因果関係については、調査の範囲が非常に狭いために不明である。

平野・波田[88)]は渦ヶ森断層上の神戸市東灘区御影山手５丁目などの市街地で路面の損傷がひどく建造物の被害が集中すること、南西側の桜ヶ丘町でマンション・一般家屋・墓地の被害が多いこと、石屋川の護岸も一部破損していること、国道43号線の岩屋交差点で高架橋が損傷していることなどから、渦ヶ森断層は活動しているとみている。

7.3.5　須磨断層

須磨断層は、活断層研究会[25)]によると、確実度Ⅰ、活動度Bの第四紀断層であり、淡路島側の仮屋断層の延長と推定されている。また、本州四国連絡橋公団[97)]

によると、仮屋断層と今回の地震で活動した野島断層が明石海峡で併合して須磨断層付近に延びるように地質的に解釈されている。ただし、今回活動した野島断層は南東側が隆起しているのに対し、須磨断層を含む神戸側の第四紀断層の多くは北西側が隆起しているため、野島断層の延長は須磨断層に直接連続せず、明石海峡で雁行しているという見方もある。

この須磨断層に関し、1995年1月25日付の朝日新聞朝刊に、「阪神大震災によるとみられる断層が地表面まで現れている」と報道された。今回の調査では、地震断層の調査の一貫としてこの須磨区の国道2号線上の亀裂の現地調査を行った。調査ルートは神戸市垂水区のJR塩屋駅から、須磨区のJR須磨駅までの国道2号線沿いである（図-3・26のSm-1)。調査の結果、JR塩屋駅から敦盛塚（図-3・27）手前までにかけては、路面の亀裂はほとんど見られず、また須磨浦公園（図-3・27）よりも東方では、非系統的な亀裂が見られるのみであった。観察結果をまとめると次の通りである。

a）敦盛塚から須磨浦公園付近まで国道2号線沿いの道路上に亀裂が周辺に比べやや発達する地帯がある（図-3・27)。

b）亀裂の見られた位置は、断層崖や断層露頭から推定される須磨断層の位置よりも、200～400m程度南方である。

c）亀裂群は道路に直交するものが多く、開口幅数mm程度である。ただし、亀裂が縁石を越え歩道に延びる際に階段状に右側にシフトするものが多い。シフトを考慮すると、亀裂の方向は南北方向が多い（これは須磨断層の延びの方向とは斜交する)。

d）亀裂群は道路沿いに25～60m毎に比較的規則的に10数本現れる。

e）亀裂のずれは、数mm～2cm程度の右横ずれを伴うものが多いが、全く横ずれのないものもあり、まれに左ずれを示すものもある。

f）亀裂の延長上には、敦盛塚に類似のトレンドで亀裂が伸びるもの以外には特に系統的な変状は見られない。

以上のことから、図-3・27の部分ではいわゆる地震断層本体は存在せず、断層のずれに伴う地下深部の変位や地震動の二次的な現れとみなすことが適当である。しかし平坦地にもかかわらず周辺に比べ亀裂がやや多く、系統的に右ずれを示すことから、地下に地震断層本体が伏在する可能性は残っている。この点に関し、建設省国土地理院の水準測量の結果、垂水区から須磨区にかけての水準点の間に約26cmの東落ちの鉛直変動があったことが報告されている[98]。したがって地震断層本体は調査部分に生じていないとしても、亀裂の密な部分を含む周辺の地域に変位があった可能性がある。

次に、地形および露頭から確認されている須磨断層について変位の確認調査を行った。

地形や露頭から確認されている須磨断層は、前述の亀裂の見られる地域より北方数100mに分布し、山地と丘陵地の境界をなしている。今回の調査では、この地形等から確認されている須磨断層の活動の有無を確認するために、断層をまたぐように幾つかのルートで亀裂の有無を調査した。調査地域を図-3・26に示す。調査の結果は次の通りである。

a）地形や露頭から確認されている須磨断層沿いの地表に特に断層のずれによると思われる変状は認められない（図-3・26のSm-1～5)。

b）断層近傍にも被害の集中は認められず、むしろ断層に近づくにつれて被害は少なくなるようである。

c）断層付近で局所的に斜面崩壊が見られる（図-3・26のSm-4)。

以上より、地形および露頭から確認されている須磨断層については、少なくとも地表に達する変位は発生しなかったと見ることが適当である。

7.3.6 会下山断層

会下山断層は、活断層研究会[25]によると確実度Ⅰ、活動度Bの第四紀断層である。この断層をまたぐルート（図-3・26のEg-1）で地表の変状の調査を行った。調査結果を整理すると次の通りである。

a）道路面のクラックは多くあるが、方向やずれなどは系統的でなく、斜面の滑り等の重力性のものが大半である。

b）断層線上付近で鉄筋コンクリート構造物の破壊が生じており、周辺部に比べ局所的にやや強い地震動があった可能性がある。

したがって、地震動としては周辺よりもやや強かった可能性は残るが、地震断層によると思われる地表のずれは確認できなかった。

平野・波田[89]は会下山断層に沿っても部分的に変位が認められたことを図示している。

7.3.7 横尾山断層

横尾山断層は、活断層研究会[25]によると確実度Ⅰ、活動度Bの第四紀断層である。断層をまたぐルート（図-3・26のYo-1、2）で調査を行ったが、断層によると思

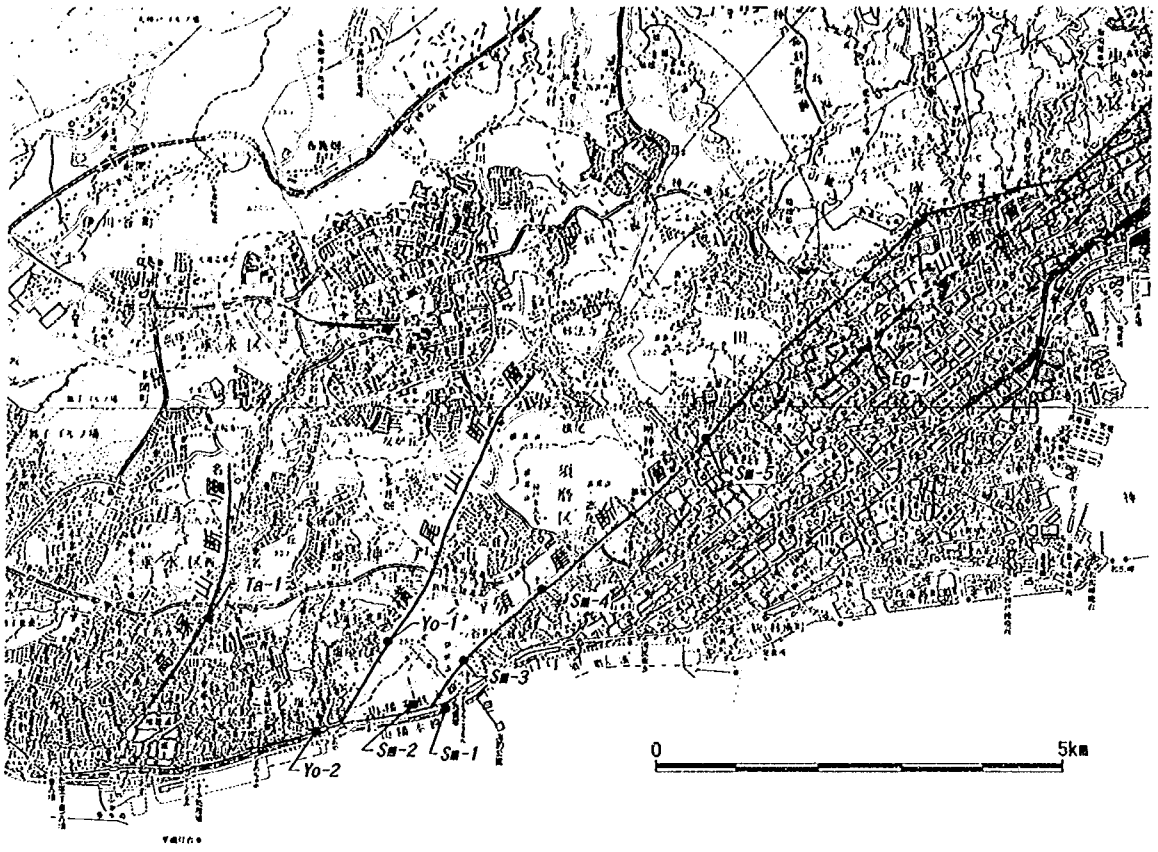


図-3・26　神戸市西部にて調査を行った断層と調査ルート
国土地理院発行５万分の１地形図「須磨」および「神戸」を使用。

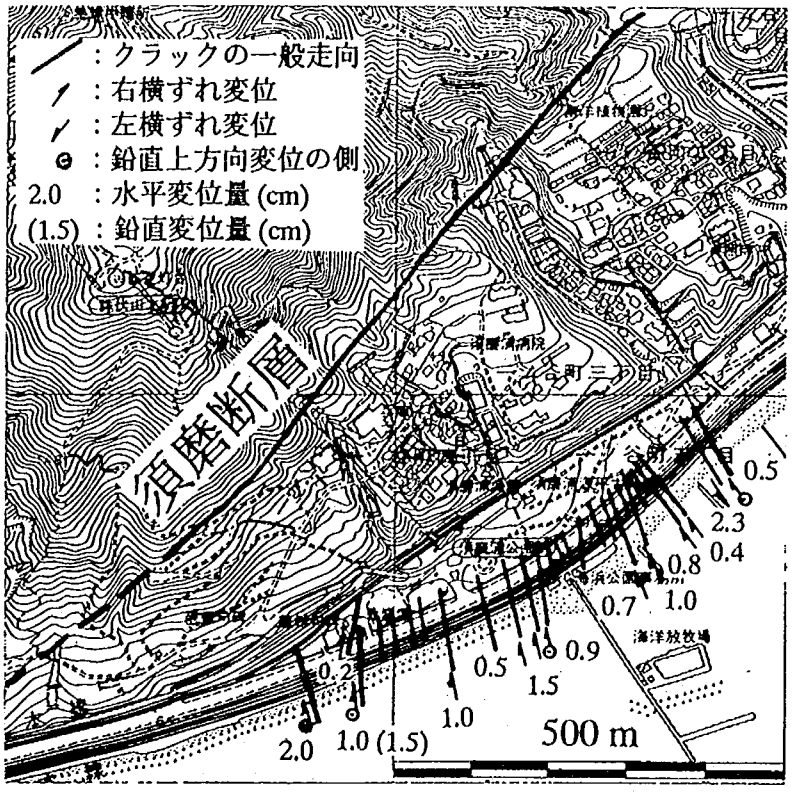


図-3・27　須磨断層付近（神戸市須磨区一ノ谷町）の国道２号線沿いにみられる亀裂群
国土地理院発行１万分の１地形図「須磨」を使用。

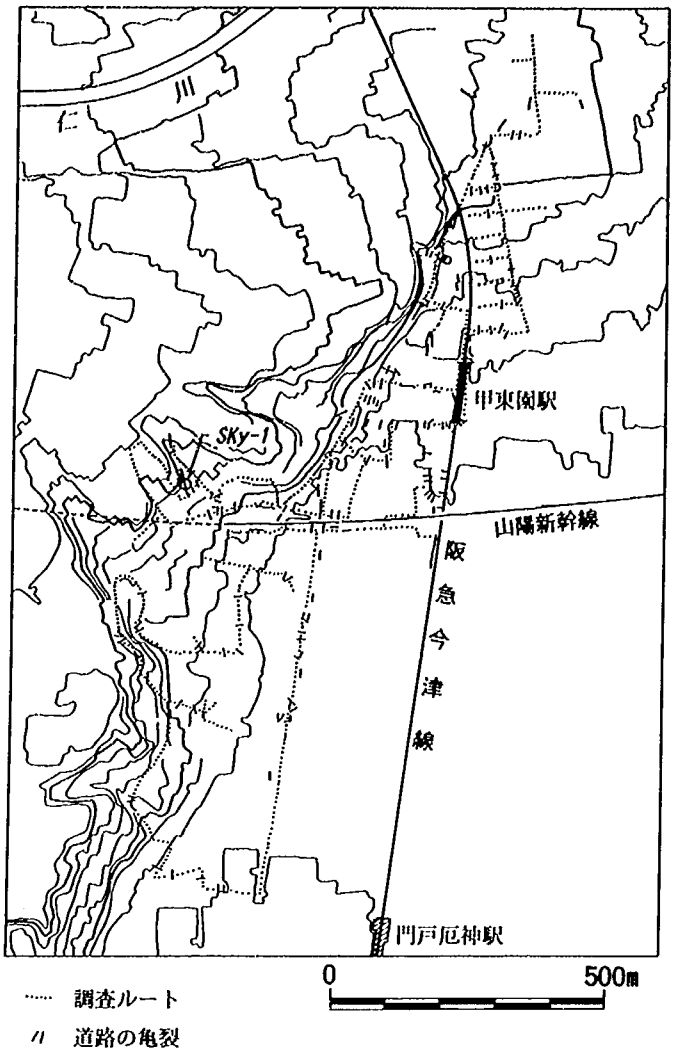


図-3・28 甲陽断層の南東側の断層の調査ルートおよび道路面等の亀裂の分布

われる地表のずれは確認できなかった。図-3・26のYo-1の周辺は家屋の被害も少なかった。ただし、横尾山断層が海側に抜けると推定されているJR塩屋駅付近（図-3・26のYo-2）で、若干の家屋の被害や線路の被害が見受けられた。これは、JR塩屋駅付近が沖積低地に該当し、地盤がやや軟弱であったことと関連があると考えられる。

7.3.8 高塚山断層

高塚山断層は、活断層研究会[25]によると確実度Ⅰ、活動度Cの第四紀断層である。断層をまたぐ道路上(図-3・26のTa-1）には、断層によると思われる地表のずれは確認できなかった。

7.3.9 甲陽断層の南東側の断層

甲陽断層の南東側には、活断層研究会[25]によって確実度Ⅲの断層が引かれている。1995年1月24日付けの産経新聞には、甲陽断層とこの確実度Ⅲの断層の間に地震断層が発見されたことが発表された。そこでこのことを確認するために図-3・28のルートで調査を行った。

調査地域には甲陽断層の方向とほぼ平行に崖線（線状模様)が存在する。この崖線は藤田・笠間[7]によると、高位段丘（高座面、しかしながら既述のように林・市原[50]によると中位段丘）の段丘崖であり、崖には大阪層群の上部が分布している。

調査地域の道路面には図-3・28のように多数の亀裂が観察される。ほとんどの亀裂は甲陽断層の場合と同じく道路の伸長方向に直交して入っている。ほとんど

すべての亀裂は道路面のみに認められ、周囲には延長しない。亀裂には周辺地域の第四紀断層の横ずれ成分と同じく右横ずれを示すものや反対に左横ずれを示すものもある。いずれにしても線状模様の付近で道路面の亀裂が多くなったり、連続性が良くなる事実は認められない。よって、調査の範囲内ではこの線状模様に起因する地盤の変位は認められないと結論される。

なお、段丘崖上では開口性の亀裂が認められ、段丘崖の末端では圧縮性の亀裂が観察された。また、SKy-1地点では斜面上の開口亀裂からの噴砂が認められた。

また、山陽新幹線の高架橋は段丘崖と沖積低地との境界付近（六甲トンネルの坑口付近）で倒壊している（**写真-3・10参照**）。

平野・波田[88]は上記調査箇所と同一箇所について調査を行い、被害が集中すること、新幹線の高架橋の破損が著しいこと、右横ずれ変位の可能性を示す箇所があり、この線上での道路の変状が著しいことから、この付近に「門戸断層」の存在を提案している。

7.3.10　野島断層

淡路島北部の西海岸付近には海岸線とほぼ並行して地震断層が出現した。地震断層は北淡町野島江崎の江崎灯台から野島平林、野島大川、野島蟇浦、梨本、小倉、富島までの区間に現れた。図-3・29は現地調査および空中写真の判読により求めた地震断層の位置を示したものである。現地にて特に断層の追跡を行ったわけではないので、図の断層の分布は断続的であるが、多数のこの地震断層に関する報告[99)~109)]を総合すると、地震断層はほぼ連続的に江崎灯台から富島まで分布している。なお、林ほか[110),111)]およびLin and Uda[112)]は、富島よりもさらに南側の斗ノ内から育波および一宮町尾崎周辺にも地震断層が出現したと報告しているが、現地調査では確認されなかった。

この地震断層は従来より存在が知られていた「野島断層」（図-3・30、**写真-3・14**）沿いに出現したものである。ただし、図-3・29と3・30との比較でわかるように、梨本から小倉を通って富島に至る地震断層は従来知られていた野島断層とは位置が異なっている。野島断層は活断層研究会[25)]によると確実度Ⅰ、活動度B、長さ７kmの断層、水野ほか[13)]によると南東上がりの断層崖を形成している第四紀断層である。断層上の３地点で断層露頭が認められるほか、数地点で断層活動に伴う大阪層群の層理面の急傾斜が観察されている[13)]。

以下、地震断層の状況について、現地調査の結果に基づいて述べる。現地調査は1995年２月28日から３月２日にかけて３日間実施した。地震発生後１ヶ月半ほど経過した後であるので、地震断層の出現地点の状況は必ずしも出現直後とは一致していない。

Nj-1地点は地震断層の北端の部分に当たる。海岸線沿いの道路から江崎灯台に上る階段にかけて亀裂や段差などの変状が生じている（**写真-3・15**）。これらの変状は圧縮応力下で生じたような形態を示す。鉛直方向には相対的に山側が上昇している。路面のセンターラインは左横ずれを示している（**写真-3・16**）。今回の地震断層の水平方向のずれは、ほとんどの箇所で右横ずれであるので、一致していない。路面の部分は地震断

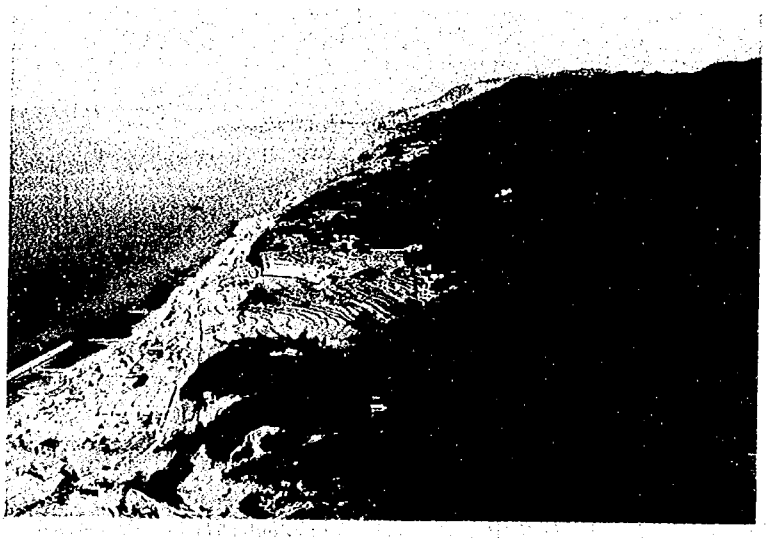


写真-3・14　野島断層の地形
山麓線沿いに野島断層が走っている。梨本の上空にて撮影

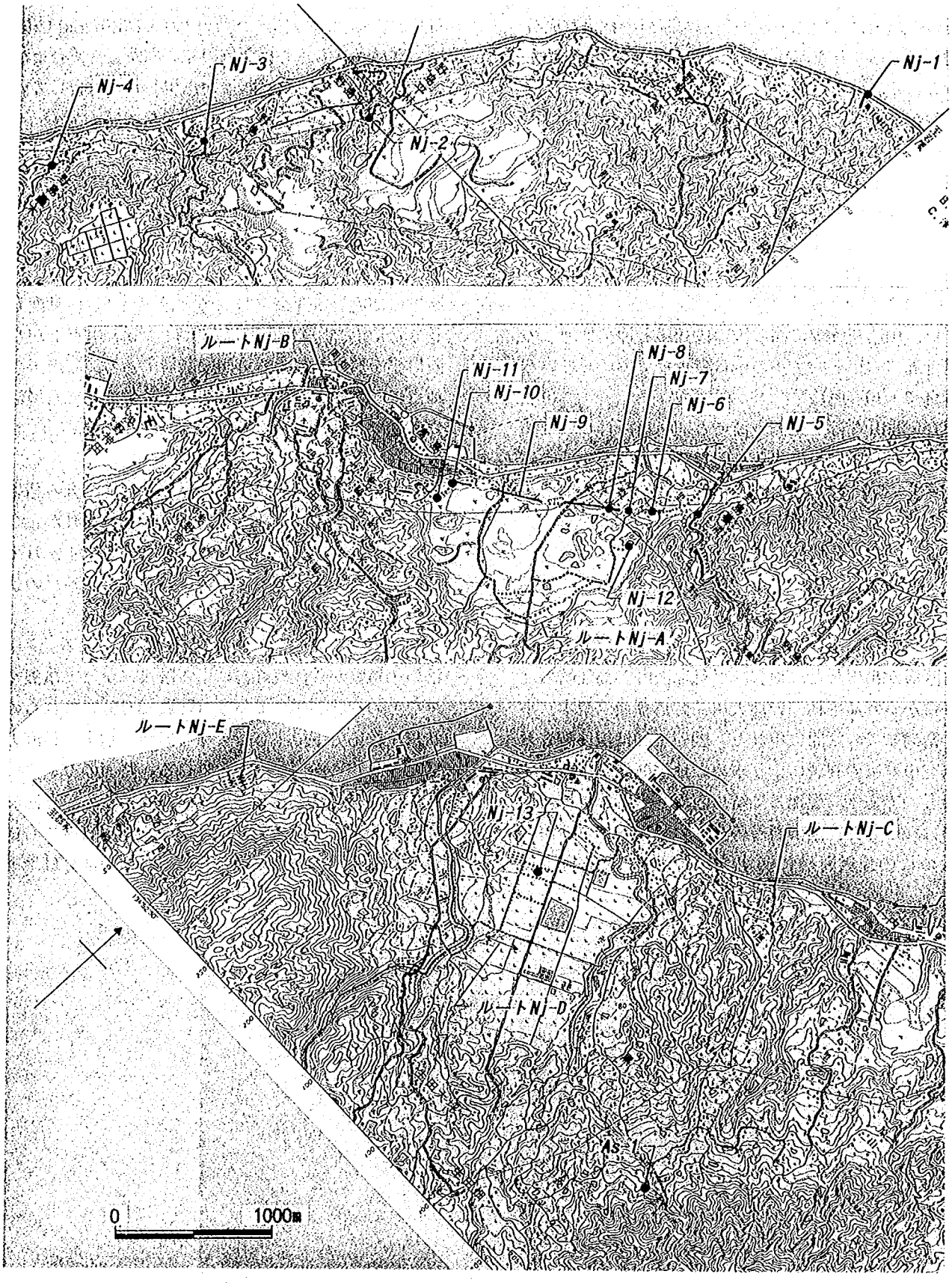


図-3・29 現地調査および空中写真判読による野島断層沿いの地震断層および現地調査地点
国土地理院発行2万5千分の1地形図「明石」および「仮屋」を使用。

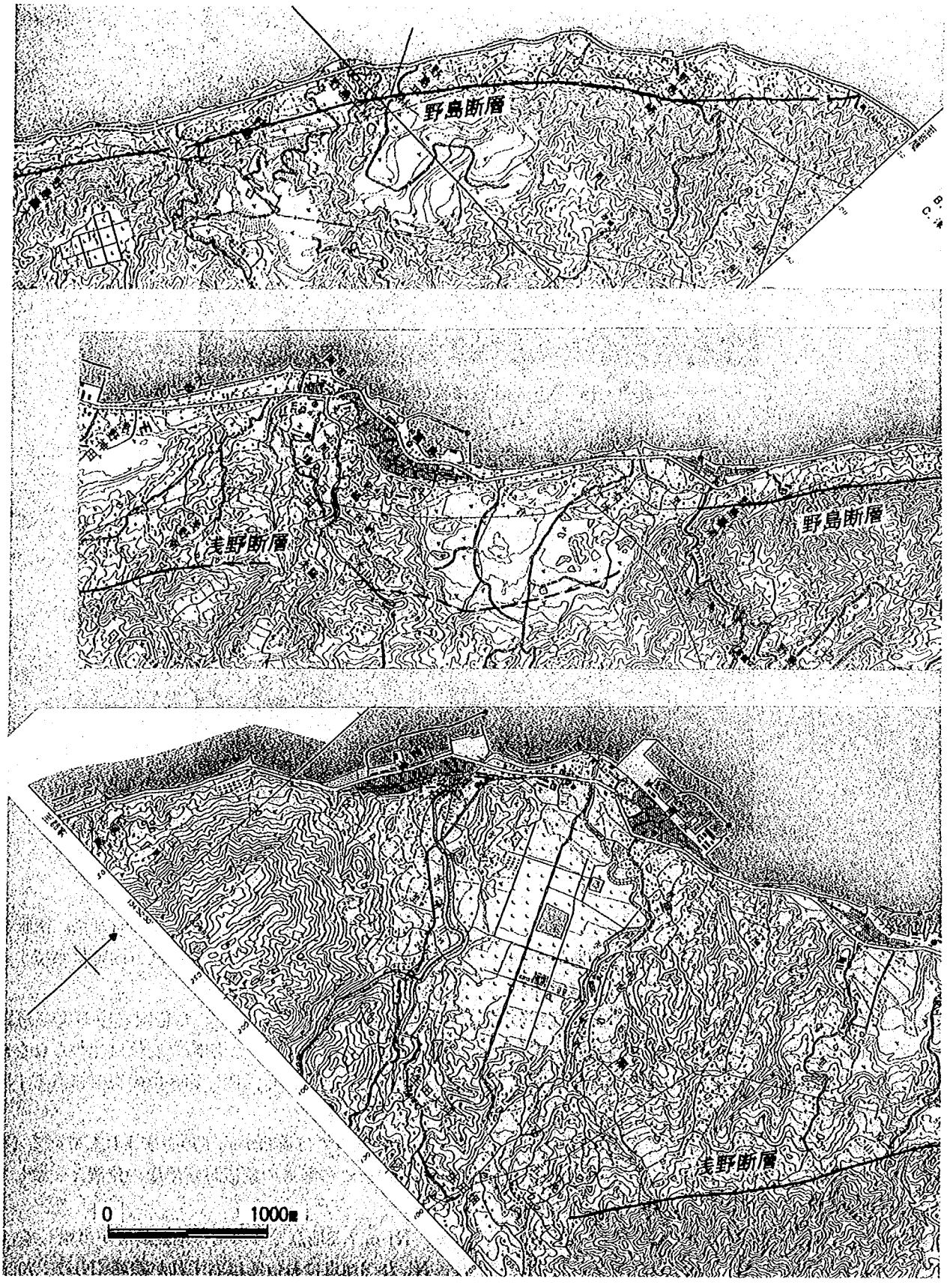


図-3・30　従来より知られていた野島断層および浅野断層の位置
断層の位置は水野ほか[13]による。国土地理院発行２万５千分の１地形図「明石」および「仮屋」を使用。

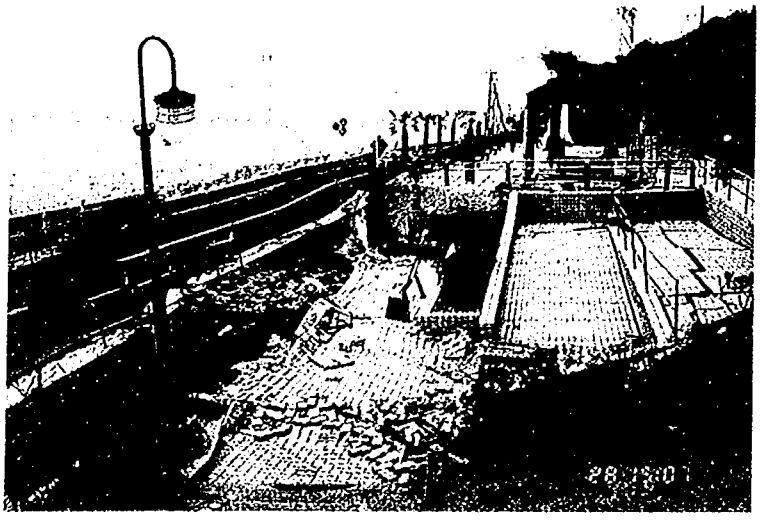


写真-3・15　Nj-1地点における道路等の変状

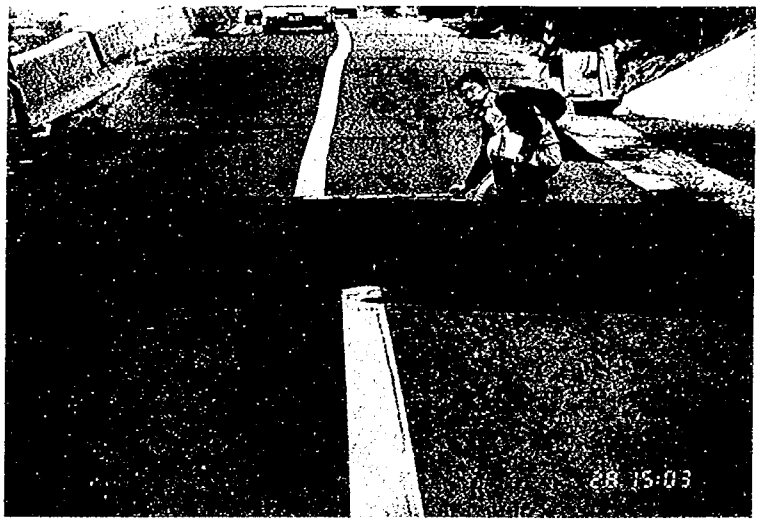


写真-3・16　Nj-1地点における道路の左ずれ

層の本体でないのかもしれない。

Nj-2地点では、野島花崗閃緑岩中の既存の断層が動いた証拠が観察された（写真-3・17）。この断層は今回の地震により動いたものと思われる。それは、道路の切取りのり面にある断層を境にして、約10cmの右ずれ（条線の方向はN40°E）が生じている、断層部に非常に新しい崩落跡が認められるためである。しかし、断層面の走向・傾斜はN84°E・70°Sであり、野島断層の方向とは大きく斜交している。したがって、この断層は地震断層の主部ではなく、派生断層かあるいは既存の断層が地震時に応力を受けて二次的に動いたものと考えられる。Nj-2地点の近傍で皆川ほか[109]、大槻ほか[113),114)]は野島断層沿いにシュードタキライト様岩の産出を報告している。

Nj-3地点の周辺では山側から海側にかけて40mの範囲にわたって道路面の変状が認められた。明瞭な横ずれ変位は見出せなかった。鉛直方向には累積すると数10cm海側に沈下している。

Nj-4地点ではまさ土化した花崗岩中および道路面に断層が出現している。明瞭な変位は認められなかった。断層の部分から海側に約3mの距離にある小屋は全壊している。

Nj-5地点では道路が約1m右横ずれしている（写真-3・18）。この断層の位置は断層崖の位置と一致している。

Nj-6, 7, 8地点では田圃に地震断層が出現している。Nj-7, 8地点においては右ずれが顕著（Nj-7：70cm, Nj-8：100cm）である（写真-3・19）。鉛直方向のずれは山側が約20～50cm沈下している。これはほかの地点の鉛直方向のずれと異なっており、また、野島断層の

センスとも反対である。なお、Nj-8地点の近傍において、地震後に野島断層のトレンチ調査が実施されている[115),116)]。

Nj-9地点においては平坦化された造成地上に連続的に地震断層が現れた（写真-3・20）。断層が現れた箇所の地質は大阪層群の恐らく仮屋累層久留麻砂泥互層と富島累層小倉礫層と思われる。この付近の断層の最大変位は水平変位約140cm（右ずれ）、垂直変位約60cm（山側隆起）である。断層面の地質は細粒砂で、断層面そのものには薄く粘土が張り付いている。粘土にはほぼ水平方向の条線が認められる。今回形成された断層面以外にも細粒砂の中には鏡肌が観察され、過去の活動が示唆される。写真-3・21のように地震断層のごく周辺であっても家屋は倒壊していない。また、この断層の周辺では液状化による噴砂の跡が観察された。林ほか[117),118)]は、同心円状の噴砂痕の多くが地震断層の変位によって切られていることから、液状化は地震発生から地表地震断層出現までのわずかな時間に起こったものとしている。

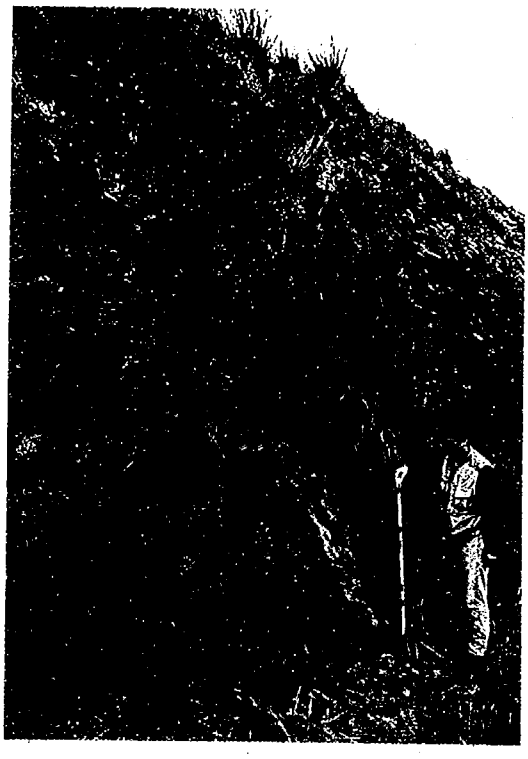


写真-3・17　Nj-2 地点で観察された野島花崗閃緑岩中の既存断層の変位

Nj-10と11地点付近のルートマップを図-3・31に示す。Nj-10地点付近の北側（海側）には急崖が存在し、その急崖と並行して南側に数本の亀裂が認められる。水野ほか[13)]はこの付近に大阪層群に認められるとう曲を推定し「水越とう曲」と呼んでいる。すなわちこの急崖はとう曲崖と思われる。Aの亀裂には約70cmの

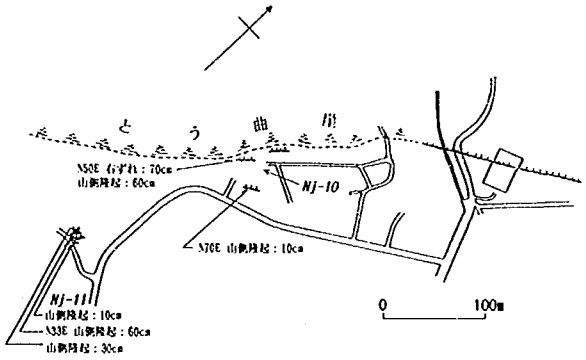


図-3・31　Nj-10および11地点周辺のルートマップ

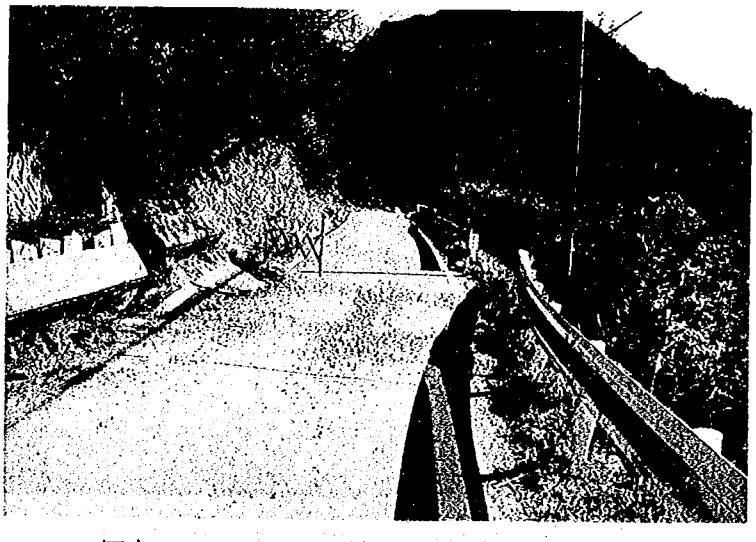


写真-3・18　Nj-5 地点における道路の右横ずれ



写真-3・19　Nj-8 地点の田圃のあぜ道の約1mの右ずれ
鉛直方向には写真の手前側（山側）が約50cm沈下している。

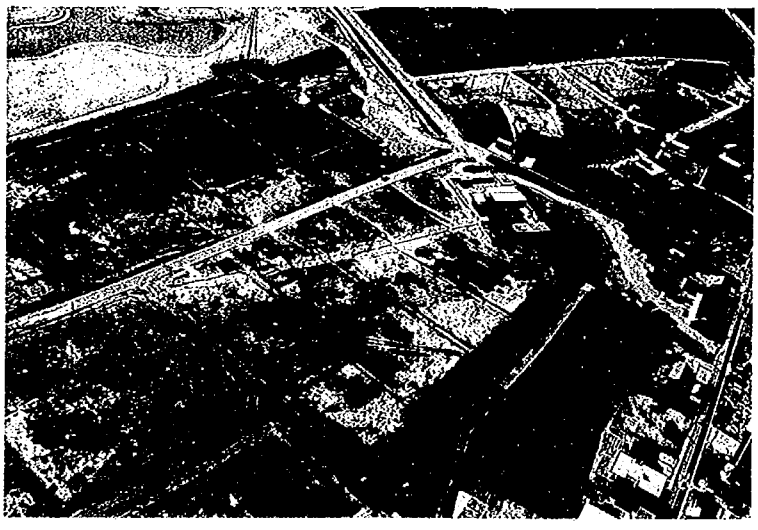


写真-3・20　小倉地区に出現した連続性の良い地震断層
中央のシートがかぶせてある部分に断層が走っている。



写真-3・21　Nj-9 地点における地震断層と周辺の家屋の状況
断層は写真-3・20と同じ部分である。

右ずれと60cmの山側隆起が認められ地震断層本体と思われる。周辺の地質は水野ほか[13]の地質図によると神戸層群岩屋累層上部層と思われる。Nj-11地点の亀裂にも右ずれと山側隆起が認められ地震断層本体と思われる。写真-3・22で倒壊している家屋はAの地震断層上に位置している。しかし、地震断層上にない隣家には変状は生じていない。

Nj-12地点ではため池の堤体付近に大阪層群の礫層と野島花崗閃緑岩が断層接触しているのが観察される。ため池の右岸側の平坦化地ではほぼこの断層の延長上に複数の亀裂が認められる（図-3・32、写真-3・23)。主要な亀裂には最大45cmの右ずれが認められる。垂直変位は認められない。これらの亀裂のほぼ延長上に当たる部分にも亀裂が認められ(Nj-12a地点)、この

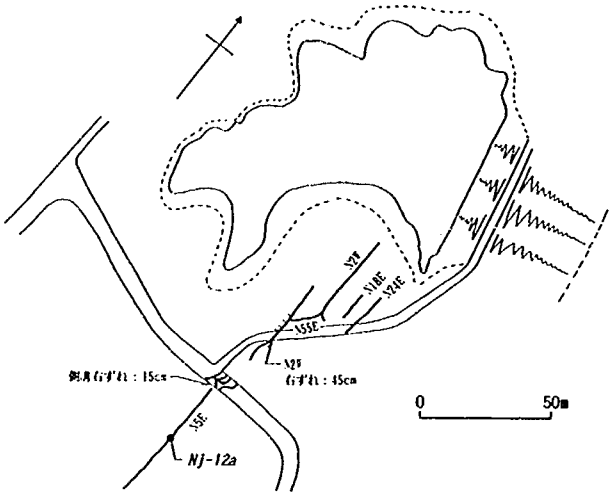


図-3・32　Nj-12地点周辺のルートマップ

亀裂面には水平の条線が観察された（写真-3・24)。また、亀裂周辺の大阪層群中の礫の長軸は直立している。これらの亀裂も今回の地震によって活動した地震断層と考えられるが、その方向は野島蟇浦から小倉に向かうものとは斜交している。ルートNj-Aにてこの断層の延長を追跡したが、確認できなかった。

ルートNj-Bでは、道路の盛土部の崩壊が認められたほかは、特に変状は観察されなかった。

ルートNj-Cでは、道路の急坂部に複数の亀裂が認められた。これらの亀裂には系統的な変位は全く認められないので、斜面表層の重力的滑動により形成されたものと思われる。

ルートNj-Dでは、Nj-13地点の田圃において噴砂が観察された。この付近の田圃にはわずかな上下方向のうねりが認められる。林ほか[11]はこのうねりを「育波とう曲」と命名している。この付近には水野ほか[13]によると大阪層群中の背斜が存在している。

ルートNj-Eでは道路の急坂部に幅約30mにわたって、複数の亀裂が認められた。

7.3.11　浅野断層

浅野断層は位置的には野島断層のほぼ延長上にあるものであるが、段丘面の変位や河谷の系統的な屈曲などの第四紀後期の活動を示す明瞭な証拠が認められないものである[13]。活断層研究会によると確実度Ⅰ、活動度Bである。この断層付近で図-3・29に示すルートで調査を行った。

As-1地点では、大阪層群富島累層舟木礫層と志筑トーナル岩が断層接触している（写真-3・25)。この露



写真-3・22　地震断層上に位置していた家屋の被害。
断層上にない隣家には被害は認められない。断層により手前の側溝に右ずれが生じている。

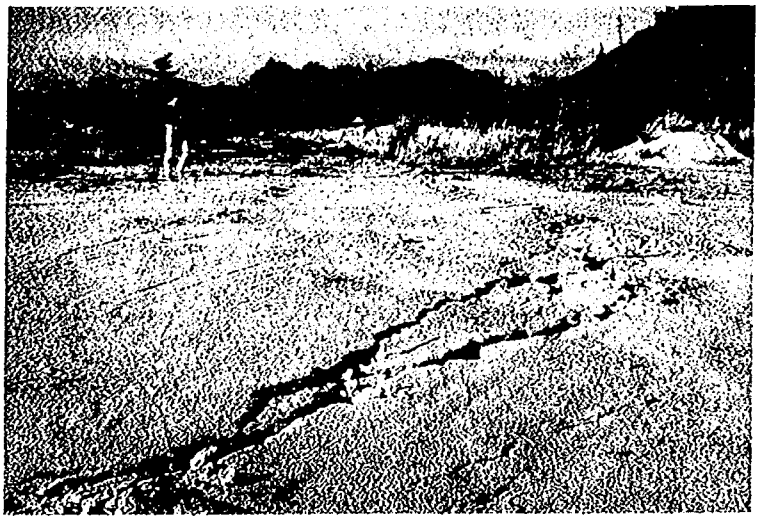


写真-3・23　Nj-12 地点に認められる亀裂



写真-3・24　Nj-12a 地点の亀裂に認められる水平方向の条線

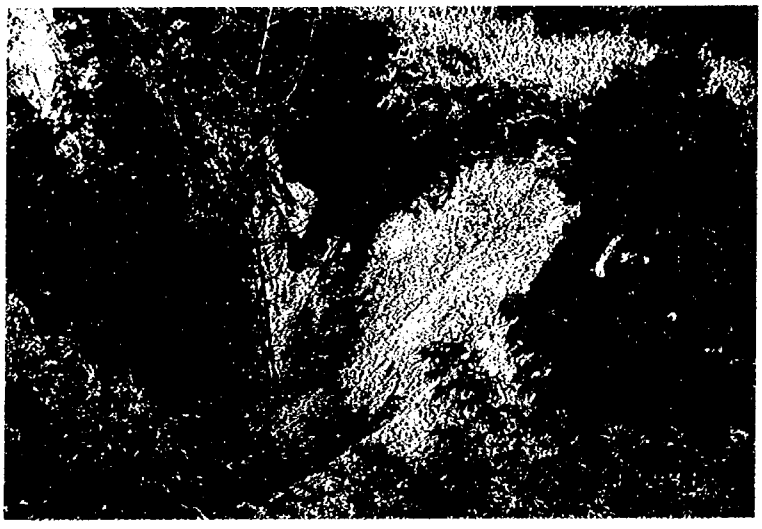


写真-3・25　As-1 地点で観察される浅野断層の露頭。
断層の左側は志筑トーナル岩，右側は大阪層群。

頭を観察する限りでは、今回の地震によって浅野断層に沿う変位は生じなかったと思われる。

7.3.12　第四紀断層と地震災害との関係

以上の第四紀断層と地震災害との関係をまとめると次のようになる。

今回の調査によって地震断層が明瞭に認められたのは、野島断層沿い箇所のみである。ただし、北淡町野島蟇浦から小倉、富島にかけての地震断層は、従来、野島断層として認定されていなかった箇所である。調査の範囲内では野島断層以外の断層では、地震断層の出現の証拠は得られなかった。

野島断層沿いに出現した地震断層は、最大水平変位２ｍ弱（右ずれ）、最大垂直変位１ｍ強（山側隆起）の地表の変位を示した。地震断層が生じた地点の地質は野島花崗閃緑岩と神戸層群、大阪層群との境界、あるいは大阪層群、神戸層群であった。このように断層沿いに沖積層が分布していなかったためか、断層周辺では神戸地区のような甚大な建築物等の被害は生じなかった。断層近傍であっても、断層直上でなく、かつ大阪層群よりも古い地質上に家屋が立地している場合には、大きな被害は認められなかった。日吉[119]は野島断層周辺のため池の被害調査を行い、断層から30m離れると被害を受けていないのもが現れてくると報告している。

神戸側では地震断層は確認できなかったが、芦屋断層、五助橋断層、須磨断層などでは断層に近くなると、断層を挟んである程度の区間で道路面の亀裂、斜面災害、家屋の被害などが周囲よりも多くなり、断層と被害との関係が示唆された。この要因としては、地震に伴い各断層の地表部も変位をし地震動も大きかったこと、断層の周辺は破砕されており地盤条件が不良であることが考えられる。大塚ほか[120]は1984年５月30日に発生した地震（M5.6）で、震央距離約60kmにある大月断層（六甲断層系の一つ）の断層粘土部で断層近傍よりも大きな地殻変動を観察している。そして、大きな地殻変動の原因を、震源での応力解放とほぼ同時に起こるテクトニック応力の変化・再分配の時、変形のかなりの部分を断層破砕帯が受け持ったためであると考えている。したがって、起震断層の地表への延長である六甲断層系も今回の現地調査程度では確認できなかったが、変位をした可能性が考えられる。しかし、野島断層の例をみると、たとえ１ｍ前後の変位を伴う地震断層が出現しても周辺の地盤状況が良好であれば、断層の直上以外は被害がほとんど生じていない。したがって、断層近傍で周囲よりも被害が大きくなるのは、断層の変位そのものよりも断層破砕帯の地盤条件によっているものと考えられる。

著者らの調査の範囲内では神戸側において地震断層は確認できなかったが、これまでの多数の報告によると、甲陽断層[88),89)]、芦屋断層[88),89),92)]、五助橋断層[88),89),92),95),96)]、渦ヶ森断層[88),89)]、会下山断層[89)]などの既存の断層のほか、長田断層[89)]、兵庫断層[89)]、元町断層[89)]、月見山断層[89)]、門戸断層[88)]、城山断層[88)]に右横ずれが確認され、断層による変位とされている。これらの北東－南西方向の右ずれ断層の共役断層（左ずれ）も報告されている[88),89)]。千葉・若松[121)]は神戸市東灘区住吉川下流部でスラスト性の断層を見出し、北東－南西方向の断層の末端部が現れたものと考えている。

上記の報告箇所と同一箇所（甲陽断層・芦屋断層・五助橋断層・渦ヶ森断層のそれぞれ一部）を調査した限りでは、各報告のように単独の右ずれは認められたが、系統的な右ずれが連続することはなく、断層変位が地表に出現したとは認められない。すなわち、同一の現象を観察して断層変位と認めるか否かは基準次第であり、その基準が報告者によって異なっているために上記のような見解の相違が生じたものと考えられる。

以上の断層は直接地表部で何らかの変位が確認されたものであるが、宮田ほか[91),93)]および前田・宮田[94)]は、電柱の動き、震度７の地域のなかでの特に被害の大きい箇所の分布、石垣などを切る右ずれのせん断などから、会下山断層・五助橋断層・芦屋断層・甲陽断層および未知の２断層の南西延長が市街地に存在している可能性を示している。村田ほか[122)]は重力探査の結果から、甲陽断層が地質図に記載されているよりもさらに南西方向に伸長しているとしている。

また、嶋本ほか[40),41)]は「震災の帯」の分布から、「震災の帯」の地下に伏在断層の存在を推定している。池田[76)]および池田ほか[77)]は、墓石の動きから推定した地震の初動方向から嶋本ら[40),41)]と同様な位置に伏在断層の存在を考えている。遠藤ほか[123),124)]は反射法弾性波探査と重力探査の結果から芦屋市、神戸市の被害集中域の地下に伏在断層が存在するとしている。

7．4　地質と地震災害との関係

地質と地震災害との関係を論ずるには、被災地周辺の地質条件、なかでも表層付近の沖積層の構造、構成地質および工学的特性を明らかにしておかなければならない。著者らは現在この目的で被災地周辺の既存

ボーリングデータをとりまとめるとともに、新たなボーリング調査および長周期微動観測（近畿地方建設局が実施）を行っている。これらは現在進行中であり、したがって、地質と地震災害との関係の詳細については、別稿にて論ずることとし、本稿では現時点で考えられることのみ記述することとしたい。

大阪、神戸地域の沖積層の地質断面と建築物の被害状況については図-3・9に示した。図-3・9a）は猪名川から武庫川に至るほぼ東西方向の断面である。家屋の被害状況と比較してみると、大阪層群が地表近くまで分布している西側で被害状況が「倒壊家屋が集中」から「倒壊家屋が分散」に変わっており、大阪層群の分布深度が被害程度と関係していることが示唆される。武庫川の西側で「倒壊家屋が集中」から「分散」に変わる地点、猪名川の付近で「分散」から「軽微な被害」に変わる地点では、それぞれMa12海成粘土層の層厚が変化している。すなわち、被害の程度が大きい地域の方がMa12の厚さが薄い。また、猪名川より東側の「軽微」であった地域付近では、沖積層中にMa13粘土層が認められる。吉田[125]は神戸市ポートアイランドで深度別に得られた強震記録を用いて地震応答解析を実施し、粘性土の部分で加速度の値が非常に小さくなることを報告している。そして、最大変位、最大せん断力の分布から粘性土の部分の歪みが大きく、大きな非線形挙動をしたためであるとしている。以上のように粘土層の分布が、地表での被害状況に関与していると推察される。

図-3・9b）は西宮市におけるほぼ南北方向の沖積層の地質断面である。この図で「倒壊家屋が集中」しているのは、やはりMa12粘土層の層厚が薄くなっている部分である。

図-3・9c）は神戸市東灘区のほぼ南北方向の断面である。「倒壊家屋が集中する地域」の内、海側の境界はほぼMa12粘土層の層厚が薄くなる部分に相当している。一方、山側の境界については深部の地質情報の不足もあり、不明である。

以上のように、建築物の被害程度（すなわち震災の帯）には、地表付近の粘土層の層厚が関与しているものと思われる。

8. まとめ

兵庫県南部地震では神戸、大阪、淡路島地域に各種の甚大なる災害が生じた。本稿では被災地域の地形・地質および災害状況を概観すると共に地形と災害との関係、第四紀断層と災害、地質と災害との関係について考察してきた。しかしながら、地震災害の発生要因について論ずるには未だ資料不足であり、明確な結論は得られていない。今後、沖積層の基盤構造、沖積層の構造および特性について詳細に資料を整えた上で、地震災害の発生要因については総合的に論ずることとしたい。

現時点では地形、第四紀断層および地質と災害との関係は次のようにまとめられる。

(1) 地形と地震災害との関係は武庫川の左右岸で異なっている。倒壊家屋が集中するいわゆる「震災の帯」は武庫川の右岸のみで左岸側には分布しない。

(2) 武庫川の右岸側では、西側は地震災害と地形との間に関係は認められず、東側ほど両者の間に若干の関係が認められるようになってくる。すなわち神戸市東灘区および甲山南東麓の中位段丘では倒壊家屋の集中がない。また、神戸市中央区の旧生田川から夙川にかけては、倒壊家屋の南限は明治時代の旧海岸線と一致し、夙川以東では南の境界線（南限）の形は砂州列の配列と調和的である。

(3) 武庫川の左岸側では右岸側に比べ地形との関係が認められる。軽微な破損を受けた家屋が集中する地域と倒壊家屋が分散する地域との境界が、ほぼ伊丹台地の南端と一致している。倒壊家屋が分散する地域の東縁、軽微な破損を受けた家屋が集中する地域の南東縁はそれぞれ猪名川、神崎川と一致している。伊丹台地の北東部で倒壊家屋が分散する地域は、旧集落の微高地と一致している。

(4) 地震断層が出現した明瞭な証拠が得られたのは、野島断層沿いの箇所のみであった。その他の断層では調査の範囲内では、地震断層は出現していない。

(5) 野島断層では地盤が大阪層群よりも古いものであれば、断層直上にない限り被害は大きくなかった。

(6) 芦屋断層・五助橋断層・須磨断層などでは、断層近傍で周囲よりも被害が大きくなる傾向が認められた。これは、野島断層周辺の状況と比較すると、断層近傍で断層破砕により地盤条件が周囲よりも悪かったためであると考えられる。

(7) 建築物の被害と沖積層の地質とを比較してみると、地表付近の粘土層（Ma12およびMa13）の層厚が薄い程、被害程度が大きい傾向が認められる。

謝辞

1995年1月21日～23日の現地調査では、サンコーコンサルタント㈱の遠藤禎一支店長、矢野哲太郎部長代

理、柴田辰広課長代理にいろいろとご協力いただいた。また、１月27日～29日および28日～30日の現地調査は建設省国土地理院、専修大学、京都大学との合同で行ったものである。調査に参加された、国土地理院熊木洋太課長、宇根　寛課長、関口辰夫係長、大谷知生技官、専修大学文学部太田陽子教授、京都大学理学部戸田茂氏には、現地にて種々のご教示をいただいた。国土地理院関口辰夫係長には「災害現況図」を、金子純一課長、杉山正憲課長補佐には旧版地形図を提供していただいた。以上の方々に厚く御礼申し上げる。

参考文献

1）建設省土木研究所企画課編：平成７年兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報，土木研究所資料，3362号，pp. 4-45.

2）日本第四紀学会編：日本第四紀地図．東京大学出版会，東京，119ｐ．1987.

3）経済企画庁総合開発局：縮尺20万分の１土地分類図付属資料（兵庫県），124p. 1974.

4）国土庁土地局：縮尺10万分の１土地分類図付属資料（大阪府），87p. 1976.

5）市原　実：大阪・明石地域の第四紀層に関する諸問題．地球科学，49, pp. 15-25, 1960.

6）地質調査所：100万分の1日本地質図　第３版．1992.

7）藤田和夫・笠間太郎：大阪西北部地域の地質．地域地質研究報告（５万分の１図幅）．地質調査所、112p. 1982.

8）Kasama, T and Yosida, H: Volcanostratigraphy of the late Mesozoic acid pyroclasitic rocks of the Arima Group, Southwest Japan. Journal of Geosciences, Osaka City University, 20, pp. 19-42. 1976.

9）Morozumi, Y: Late Cretaceous (Campanian and Maastrichitian) ammonites from Awaji Island, Southwest Japan. Bulletin of Osaka Museum of Natural History, 39, pp. 1-58. 1985.

10）近畿地方土木地質図編纂委員会：近畿地方土木地質図解説書．(財)国土開発技術研究センター，東京，376p. 1981.

11）中島和一：領家帯の花こう岩類，淡路島．日本の地質，6，近畿地方，共立出版，東京，pp. 45-46, 1987.

12）諏訪兼位・濡木輝一：淡路島の領家帯．地球科学，22巻，pp. 11-18, 1968.

13）水野清秀・服部　仁・寒川　旭・高橋　浩：明石地域の地質．地域地質研究報告（５万分の１地質図幅），地質調査所，90p. 1990.

14）田結庄良昭：山陽帯の花こう岩類，六甲山地．日本の地質，6，近畿地方，共立出版，東京，p. 50, 1987.

15）藤田和夫・笠間太郎・市原　実・粉川昭平：西宮地方の地質と構造－その自然史－．西宮市史，西宮市，１巻，pp. 174-316, 1959.

16）石田志郎・佐藤隆春：神戸層群．日本の地質，6，近畿地方，共立出版，東京，pp. 124-126, 1987.

17）藤田和夫・笠間太郎：神戸地域の地質．地域地質研究報告（５万分の１地質図幅），地質調査所，115p. 1983.

18）尾崎正紀・松浦浩久：三田地域の地質．地域地質研究報告（５万分の１地質図幅），地質調査所，93p. 1988.

19）鹿間時夫：明石層群に就いて．地質学雑誌，43巻，pp. 565-589, 1936.

20）鹿間時夫：神戸層群と其の植物群．地質学雑誌，45巻，pp. 621-640, 1938.

21）池辺展生編：17万分の１兵庫県地質鉱産図及び同説明書．兵庫県，171p. 1961.

22）野田睦夫：淡路島常盤・中持の神戸層群．兵庫地学，31巻，pp. 7-13, 1984.

23）市原　実・井上和俊：大阪層群と段丘堆積層・沖積層　はじめに．市原　実編：大阪層群，創元社，大阪，p. 13, 1993.

24）吉川周作：大阪層群．日本の地質，6，近畿地方，共立出版，東京，pp. 133-140. 1987.

25）活断層研究会：新編日本の活断層，東京大学出版会，東京，437p. および付図，1991.

26）Ichikawa, M.: Reanalyses of mechanism of earthquakes which occurred in and near Japan and statistical studies on the nodal plane solutions obtained 1926-1968. Geophysical Magagine, 35, pp. 207-274, 1971.

27）大井田　徹・伊藤　潔：近畿地方東部および中部地方における浅発地震の発震機構．地震，２輯，27巻，pp. 246-261, 1974.

28）石橋克彦：南部フォッサマグナ地域のプレート運動－日本海沈み込み説の適用－．月刊地球，6巻，pp. 61-67, 1984.

29）Huzita, K.: Tectonic development of th median zone (Setouti) of Southwest Japan since

Miocene. Journal of Geosciences, Osaka City University, 16, pp. 103-144, 1962.
30) 垣見俊弘：地形・地質学からみた地震地体構造. 萩原尊禮編, 日本列島の地震　地震工学と地震地体構造, 鹿島出版会, 東京, pp. 145-175, 1991.
31) 気象庁：地震. 気象要覧, 1147号, pp. 37-42, 1995.
32) 平田　直：兵庫県南部地震の余震活動. 科学, 65巻, p. 199, 1995.
33) 藤田和夫・前田保夫：須磨地域の地質. 地域地質研究報告（5万分の1地質図幅), 地質調査所, 101p. 1984.
34) 建設省国土地理院：土地条件調査報告書（大阪平野). 99p. 1965.
35) 建設省国土地理院：1：25,000土地条件図（神戸). 1966a.
36) 建設省国土地理院：土地条件調査報告書（京都・播磨地域). 127p. 1966b.
37) 建設省国土地理院：土地条件調査報告書付図（京都・播磨地域). 50p. 1966c.
38) 建設省国土地理院：1：25,000土地条件図（大阪西北部). 1983a.
39) 建設省国土地理院：土地条件調査報告書（大阪地区). 179p. 1983b.
40) 嶋本利彦・堤　昭人・大友幸子・川本英子：神戸市・芦屋市・西宮市における地震被害と推定地震断層.「1995年1月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録, 日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会, pp. 41-42, 1995.
41) 嶋本利彦："震災の帯"の不思議. 科学, 65巻, pp. 195-198.
42) 八木浩司：播磨灘北東岸地域における段丘面の時代対比. 地理学評論, 56巻, pp. 324-344, 1983.
43) 岡田　廣・松島　健・森谷武男・笹谷　努：広域・深層地盤調査のための長周期微動探査法. 物理探査, 43巻, pp. 402-417, 1990.
44) Ikebe, N., Iwatsu, J. and Takenaka, J.: Quaternary geology of Osaka with special refer-ence to land subsidence. Journal of Geosciences, Osaka City University, 13, pp. 39-98, 1970.
45) 吉川周作・中川康一・川辺孝幸・古谷正和・大四雅弘：大阪市深層ボーリング, OD-2・OD-1コアの再検討. 地質学雑誌, 93巻, pp. 653-665, 1987.
46) 市原　実・駿河　進・佐藤光男：12万5千分の1「大阪・奈良地域の地質断面図」, アーバンクボタ, 30, 1991.
47) 鳥海　勲・竹内吉弘・大場新太郎・堀家正則・井上　豊・馬場研介：大阪平野の地下構造－北港発破実験（1988年）による－. 地震, 2輯, 43巻, pp. 373-378, 1990.
48) 防災害科学研究所：大阪平野の地震特性－フェーズII－長周期地震動特性. 303p. 1990.
49) 入倉幸次郎：活断層と地震動. 京都大学防災研究所公開講座（第6回)　阪神・淡路大震災に学ぶ, 京都大学防災研究所, pp. 29-48, 1995.
50) 林　隆夫・市原　実：大阪層群と段丘堆積層・沖積層　大阪盆地北西部. 市原　実編：大阪層群, 創元社, 大阪, pp. 41-48, 1993.
51) Huzita, K.: Stratigraphic significance of the plant remains contained in the Late Cenozoic formations in Central Kinki. Journal of Institute of Polytechnic, Osaka City University, 2, pp. 75-88, 1954.
52) 古谷正和：大阪平野西部の上部更新統. 地質学雑誌, 84巻, pp. 341-358, 1978.
53) 諏訪靖二・岩崎好規・山本浩司・松山紀香：沖積地盤の特性について. 日本応用地質学会関西支部創立20周年記念論文集, 地球環境と応用地質, pp. 167-184, 1991.
54) 山根新次：大阪市地質概観. 小川博士還暦記念地学論叢, pp. 187-203.
55) 梶山彦太郎・市原　実：大阪平野の発達史. 地質学論集, 7号, pp. 101-112.
56) 三田村宗樹・松山紀香・三木紀子・岩崎好規：大阪平野天満地域の沖積層と^{14}C年代. 日本地質学会第99回学術大会講演要旨集, p. 215, 1992.
57) 古谷正和：大阪層群と段丘堆積層・沖積層　大阪平野地下. 市原　実編：大阪層群, 創元社, 大阪, pp. 68-86, 1993.
58) 日本建築学会近畿支部・土質工学会関西支部編：大阪地盤図. コロナ社, 東京, 337p. 1966.
59) 土質工学会関西支部・関西地質調査業協会編：新編大阪地盤図. コロナ社, 東京, 285p. 1987.
60) 神戸市企画局総合調査課編：神戸の地盤. 253p. 1980.
61) 高橋　浩・寒河　旭・水野清秀・服部　仁：洲本地域の地質. 地域地質研究報告（5万分の1地質図幅), 地質調査所, 107p. 1992.
62) 水野清秀：大阪層群と段丘堆積層・沖積層　淡路島. 市原　実編：大阪層群, 創元社, 大阪, pp. 127-

142, 1993.
63) 建設省国土地理院：平成７年兵庫県南部地震災害現況図（第II版）. 国土地理院技術資料 D・I-No. 322, 1995.
64) 竹村厚司：神戸市・芦屋市市街地における舗装の亀裂の分布. シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集, 日本地質学会環境地質研究委員会, pp. 65-68, 1995.
65) 脇坂安彦・佐々木靖人・倉橋稔幸：地質関係の被害. 土木技術資料, 37巻, 4号, pp. 24-27, 1995.
66) 末廣　基・竹内誠司：甲陽・芦屋・五助橋断層周辺の被害状況.「阪神大震災」緊急合同報告会資料集, 日本地質学会・日本応用地質学会・ほか, pp. 71-76, 1995.
67) 釜井俊孝・鈴木清史・磯部一洋：兵庫県南部地震による都市地域の斜面変動－人工地形改変に伴う都市型斜面災害－.「阪神大震災」中間報告会－人工改変と地震災害－予稿集, 日本応用地質学会, pp. 112-118, 1995.
68) 釜井俊孝・鈴木清史・磯部一洋：1995年兵庫県南部地震による阪神都市地域の斜面災害. 応用地質, 36巻, pp. 47-50, 1995.
69) 田結庄良昭・藤田智子：兵庫県南部地震による六甲山系山腹の斜面崩壊の分布と特徴. 第５回環境地質学シンポジウム論文集, 日本地質学会環境地質研究委員会, pp. 51-56, 1995.
70) 岡本成夫・田中英幸：地震による地盤変状状況.「阪神大震災」緊急合同報告会資料集, 日本地質学会・日本応用地質学会・ほか, pp. 45-50, 1995.
71) 藤田　崇：大阪湾の埋め立て. 日本の地質, 6, 近畿地方, 共立出版, 東京, p. 211, 1987.
72) 諏訪靖二・濱田晃之・田淵俊幸：兵庫県南部地震によるウォータフロント構造物の被害.「1995年１月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録, 日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会, pp. 75-80, 1995.
73) 建設省国土地理院：平成７年兵庫県南部地震災害現況図. 1995.
74) 石川浩次：神戸の地質・地盤と構造物の帯状、島状被害.「阪神大震災」中間報告会－人工改変と地震災害－予稿集, 日本応用地質学会, pp. 口絵17-20, 1995.
75) 野村亮太郎・川崎輝雄：墓石・石造物の転倒などから見た地震被害分布と地形特性.「1995年１月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録, 日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会, pp. 49-50, 1995.
76) 池田安隆：神戸の直下で伏在断層が動いた？ 科学朝日, 緊急増刊, pp. 30-31, 1995.
77) 池田安隆・東郷政美・澤　祥・加藤茂弘・隅元崇：墓石のずれから推定される初動分布と伏在地震断層の挙動.「1995年１月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録, 日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会, pp. 45-46, 1995.
78) 菊山浩喜・横山俊治：墓石・灯籠の転倒からみた1995年兵庫県南部地震の地震動. シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集, 日本地質学会環境地質研究委員会, pp. 91-96, 1995.
79) 羽田野誠一：山地の地形分類の考え方と可能性. 東北地理, 38巻, pp. 87-89, 1986.
80) 高橋　学：古環境からみた阪神大震災－過去の土地条件を知る－. 地理, 40巻, 4号, pp. 114-117, 1995.
81) 池田　碩：阪神大震災と地形災害. 地理, 40巻, 4号, pp. 98-105, 1995.
82) 関口辰夫・堀野正勝・根本寿男・津沢正晴：兵庫県南部地震の災害状況図と地形特性について.「1995年１月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録. 日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会, pp. 53-54, 1995.
83) 財団法人建築工学研究所：阪神大震災被害状況調査報告書（概要版）. 177p. 1995.
84) 石川浩次：兵庫県南部地震による建造物の被害と地形・地質および地盤条件. 地質ニュース, 491号, pp. 17-23, 1995.
85) 吉岡敏和・宮地良典・寒川　旭・下川浩一・奥村晃史・水野清秀・松山紀香：兵庫県南部地震に伴う阪神地区の被害分布と微地形. 地質ニュース, 491号, pp. 24-28, 1995.
86) 香川貴志：兵庫県南部地震による豊中市の被災状況. 地理学評論, 68巻, pp. 550-562, 1995.
87) 熊木洋太・宇根　寛・国土地理院災害地理調査班・脇坂安彦・佐々木靖人・太田陽子・戸田　茂：六甲山地周辺地域の活断層と地変.「1995年１月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録, 日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会, pp. 51-52. 1995.
88) 平野昌繁・波田重熙：六甲山地南部の断層の活動と変位地形.「阪神大震災」緊急合同報告会資料集, 日本地質学会・日本応用地質学会・ほか, pp. 24-27, 1995.
89) 平野昌繁・波田重熙：神戸市街地西部の断層の活動と変位地形. シンポジウム「阪神・淡路大震災と地

質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 79-84, 1995.
90) 山科健一郎：兵庫県南部地震の神戸側の地震断層．シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 41-44, 1995.
91) 宮田隆夫・洪　景鵬・前田保夫：神戸市街地の隠れた活断層．シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 45-48, 1995.
92) 平野昌繁・藤田　崇：1995年阪神大震災に伴う地盤災害－とくに断層に沿う変位地形について．地球科学，49巻，pp. 77-84, 1995.
93) 宮田隆夫・洪　景鵬・前田保夫：神戸－芦屋間における潜在活断層とその動き．「阪神大震災」緊急合同報告会資料集，日本地質学会・日本応用地質学会・ほか，pp. 28-29, 1995.
94) 前田保夫・宮田隆夫：神戸－西宮間における活断層の観察．「1995年1月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録，日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会，pp. 43-44, 1995.
95) 中井卓巳・須内寿男：五助橋断層周辺に現れた変状．シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 69-24, 1995.
96) 松岡　篤：六甲山地の断層系と1995年兵庫県南部地震における断層変位．シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 75-78, 1995.
97) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋の設計地盤常数設定報告書．p. 2, 1988.
98) 建設省国土地理院：近畿地方の地殻変動．地震予知連絡会会報，54巻，pp. 663-686, 1995.
99) 中田　高・蓬田　清・尾高潤一郎・朝日克彦・坂本晃章・千田　昇：兵庫県南部地震で淡路島に現れた地震断層．「1995年1月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録，日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会，pp. 29-30, 1995.
100) 中田　高・蓬田　清：地震断層からみた兵庫県南部地震．科学，65巻，pp. 202-204, 1995.
101) 中田　高・蓬田　清・尾高潤一郎・朝日克彦・坂本晃章・千田　昇：1995年兵庫県南部地震の地震断層．地学雑誌，104巻，pp. 127-142, 1995.
102) 太田陽子・堀野正勝・国土地理院災害地理調査班：年兵庫県南部地震の際に出現した野島地震断層と被害状況．地学雑誌，104巻，pp. 143-155, 1995.
103) 原口　強・岡村　眞・鷺口耕治：1995年兵庫県南部地震に伴う野島地震断層調査．応用地質，36巻，pp. 51-61, 1995.
104) 粟田泰夫・吉岡敏和・水野清秀・下川浩一・宮地良典・杉山雄一・寒川旭・釜井俊孝・磯部一洋・奥村晃史・佃栄吉・吉田史郎・鎌田浩毅・松山紀香：1995年兵庫県南部地震に伴う地震断層と地盤災害．「1995年1月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録，日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会，pp. 55-58, 1995.
105) 粟田泰夫・水野清秀・杉山雄一・下川浩一・井村隆介・木村克己：1995年兵庫県南部地震に伴って出現した地震断層．地質ニュース，486号，pp. 16-20, 1995.
106) 粟田泰夫・地質調査所緊急調査グループ：1995年兵庫県南部地震に伴って淡路島に出現した地震断層．「阪神大震災」緊急合同報告会資料集，日本地質学会・日本応用地質学会・ほか，pp. 30-33, 1995.
107) 粟田泰夫・水野清秀・杉山雄一・下川浩一・井村隆介・木村克己・奥村晃史・佃　栄吉：1995年兵庫県南部地震で淡路島に出現した地震断層．シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 11-14, 1995.
108) 皆川潤・大槻憲四郎・日吉　直・松井和夫・青野正夫：野島地震断層と構造物被害について．「阪神大震災」中間報告会－人工改変と地震災害－予稿集，日本応用地質学会，pp. 22-37, 1995.
109) 皆川潤・大槻憲四郎・青野正夫・大友淳一・中村教博：野島地震断層の性状．応用地質，36巻，pp. 154-166, 1995.
110) 林　愛明・井宮裕・宇田進一・飯沼清・三沢隆治・吉田智治・あべ松保貴・和田卓也・川合功一：兵庫県南部地震により淡路島に生じた野島地震断層の調査．地学雑誌，104巻，pp. 113-126, 1995.
111) 林　愛明・井宮裕・宇田進一・三沢隆治：野島地震断層の性状．応用地質，36巻，pp. 41-46, 1995.
112) Lin, A. and Uda, S.: Morphological characteristics and fault segmentation of the Nojima Earthquake Fault. The proceedings of Symposium on the Great Hansin-Awaji Earth-quake and its geo-environments, Geological Society of Japan, pp. 1-20, 1995.
113) 大槻憲四郎・皆川　潤・青野正夫・中村教博：淡路島の野島地震断層で発見されたシュードタキライ

ト様岩．シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 31-36, 1995.
114) 大槻憲四郎・菅川　潤・青野正夫：野島断層の性状－断層破砕帯の内部構造とシュードタキライト様岩－．第5回環境地質学シンポジウム論文集，日本地質学会環境地質学研究委員会，pp. 99-102, 1995.
115) 鈴木康弘・松田時彦・中田　高・坂本晃章・尾高潤一郎・後藤秀昭・朝日克彦・千田　昇・竹内　章・吾妻　崇・岡田篤正・中村俊夫：兵庫県南部地震の地震断層の活動歴－北淡町梨本地区でのトレンチ発掘調査（中間報告）－．「1995年1月17日兵庫県南部地震調査速報会」記録，日本第四紀学会・第四紀研究連絡委員会，pp. 33-34, 1995.
116) 鈴木康弘・中田高・渡辺満久・澤祥・今泉俊文・松田時彦・野島断層トレンチ調査団：野島断層のトレンチ調査（中間報告）．第5回環境地質学シンポジウム論文集，日本地質学会環境地質学研究委員会，pp. 75-80, 1995.
117) 林愛明・宇田進一・三沢隆治：兵庫県南部地震により野島断層沿いに起きた瞬間型の液状化．応用地質，36巻，pp. 213-218, 1995.
118) 林愛明・宇田進一・三沢隆治：野島地震断層沿いの大阪層群中に発生した液状化現象とその発生機構．第5回環境地質学シンポジウム論文集，日本地質学会環境地質学研究委員会，pp. 109-114, 1995.
119) 目吉　直：淡路島北部の野島断層とため池の変状との関係．土と基礎，43巻，11号，pp. 59-60, 1995.
120) 大塚成昭・大村　誠・藤森邦夫・田中　豊：六甲断層地域で観測された1984年山崎地震による特異な地殻変動．地震，2輯，39巻，pp. 405-417, 1986.
121) 千葉達朗・若松尚則：神戸市東灘区海岸付近でのスラストの発見とその構造地質学的意義．シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 61-64, 1995.
122) 村田泰章・牧野雅彦・遠藤秀典・渡辺和明・渡辺史郎・卜部厚志：重力探査法による神戸市及び芦屋市の活断層調査．物理探査学会第93回学術講演会論文集，pp. 135-139, 1995.
123) 遠藤秀典・渡辺史郎・牧野雅彦・村田泰章・渡辺和明・卜部厚志：兵庫県南部地震による阪神地域の被害と伏在断層の分布．「阪神大震災」中間報告会－人工改変と地震災害－予稿集，日本応用地質学会，pp. 55-71, 1995.
124) 遠藤秀典・渡辺史郎・牧野雅彦・村田泰章・渡辺和明・卜部厚志：阪神地域の地下地質構造と被害分布．シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp. 219-224, 1995.
125) 吉田　望：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析．土と基礎，43巻，10号，pp. 49-54, 1995.

第4編　地盤の液状化・流動

第4編　地盤の液状化・流動

松尾　修*1
二宮　嘉朗*2

by Osamu MATSUO
and
Yoshio NINOMIYA

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．液状化 …… 3
2．1　液状化の発生状況 …… 3
2．2　液状化に伴う構造物の被害事例 …… 3
2．3　液状化実績の分析 …… 7
2．4　地盤改良の効果 …… 13
3．地盤流動 …… 14
3．1　地盤流動の発生状況 …… 14
3．2　地盤流動の事例 …… 21
4．まとめ …… 24
謝　辞 …… 25
参考文献 …… 25

＊1　地震防災部動土質研究室長
＊2　地震防災部振動研究室主任研究員

1．概　要

本編では，地震により生じた各種の地盤災害のうち，地盤の液状化現象および液状化に伴って生じた地盤流動について報告する。地形・地質条件と液状化との関係については第3編を参照されたい。

2．液状化

2．1　液状化の発生状況

液状化の発生地点については，建設省国土地理院をはじめとするいくつかの機関等により被災マップとして報告されている[1)~3)]。これらは地震後に撮影された航空写真の判読結果および一部現地調査の結果をもとに作成されたものであり，小規模な噴砂地点のようなミクロな情報まではカバーされていないが，地形・地質との関係あるいは構造物被害との関係等を把握するのに極めて有用な資料となっている。なお，液状化発生地点分布図については第3編に引用されているので参照されたい。

これらの資料から液状化発生地点を概観すると，まず人工埋立てにより造成された臨海人工島及び陸側の埋立て地において広域的に液状化が発生した。臨海人工島であるポートアイランドと六甲アイランドのそれぞれの噴砂の発生状況を比較すると，前者ではほぼ全域的に噴砂で覆われたのに対し，後者ではやや限定的であった。この違いの理由の一つとして，前者では，須磨の高倉山付近を土取り場とする細粒分が少なく，砂礫分の多い良質のまさ土が主として用いられているのに対し，後者では，六甲山地から西方にかけて分布する神戸層群の岩ズリ，淡路島から採取されたまさ土化した風化花崗岩，または部分的に建設残土などが埋立て材料として用いられたことが指摘される。

また，海岸線に沿って西は明石市から，神戸市，宝塚市，尼崎市，大阪市，堺市及び貝塚市において液状化が確認されている。また，内陸部においては，淀川，中島川，武庫川等の流域に沿った沖積低地において噴砂あるいは液状化による構造物被害が多く認められている。さらに，神戸市，西宮市，芦屋市その他の内陸部においても噴砂や地盤の亀裂などが局所的に発生したが，これらの地点の中には以前溜め池であったところを埋め立てた場所が多く含まれている[4)]。この他，震源地に位置する淡路島において，津名町その他の沿岸部で，さらに南は四国の鳴門市でも液状化が確認されている。

以上のことから，今回の地震における液状化発生の特徴をいくつか挙げれば次のとおりである。

(1)　湾岸埋め立て地において広域的に液状化が発生した。この埋め立て地盤はその主要な部分が礫分を含む広範囲の粒径をもつまさ土で構成されている。このような土は平均粒径が大きいため，従来は液状化可能性を検討する対象とはなっていなかった。今回これが大規模に液状化したが，液状化強度がそれほど高くなかったのか，あるいは今回の地震動が強大であったためなのか明らかにする必要がある。

(2)　神戸市およびその周辺の内陸部では，地震動の強さの割には液状化の発生は比較的限定的であった。これは，この地域が六甲山系と海にはさまれて急峻な地形をなしており，洪積層あるいは沖積礫質土層が卓越しており，緩い砂質土が堆積しやすい沖積低地がきわめて限定的にしか存在していないためである。

(3)　震源からやや離れた淀川流域の沖積低地で液状化が発生した。この地域ではN値が10程度の沖積砂質土が比較的広範囲に分布していた。

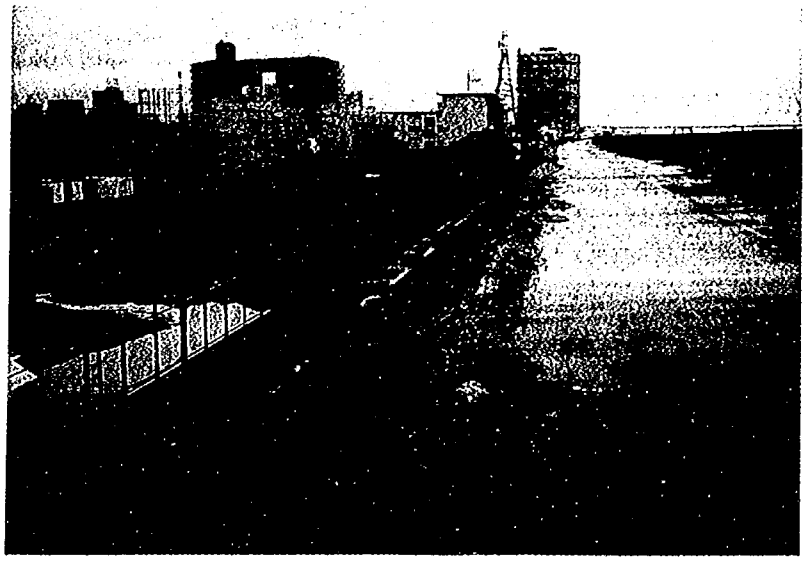
(4)　液状化に伴う地盤流動が湾岸埋め立て地で広範囲に発生した。

2．2　液状化に伴う構造物の被害事例

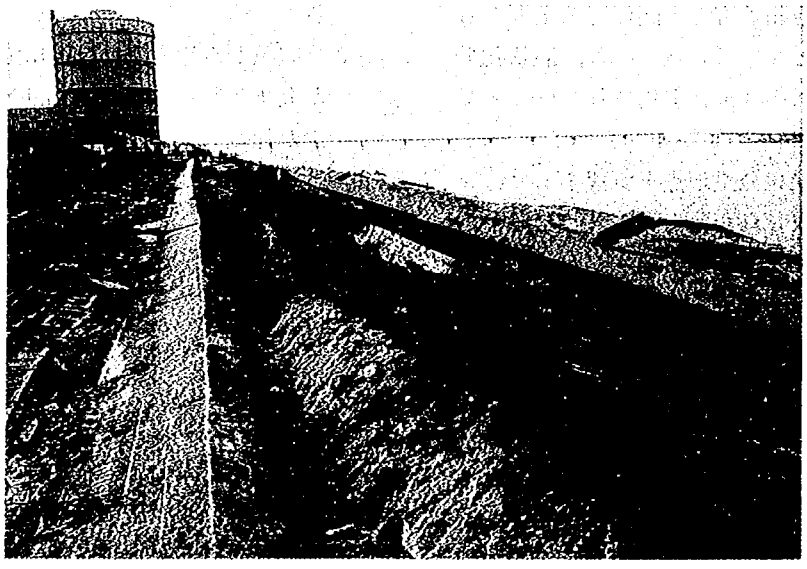
ここでは，建設省の所管する公共土木施設の液状化による被害の代表的な事例を紹介する。個々の被害に関するより詳細な記述については，それぞれ関係する編を参照されたい。

(1)　河川堤防[5)]（第7編参照）

淀川左岸の河口部に位置する酉島築堤では，キロポスト0.2－2.2kmの約2kmにわたって沈下，滑動等の大規模な被害が発生した。このうち約1.4km区間で沈下量は2mを超え，最大沈下量は3mに達した。被災前後の堤防の状況を写真-4・1に示す。また，キロポスト1.4km地点の地質断面図を図-4・1に示す。同図に示されているように，堤防天端は3m近く沈下し，川表側のり面に設けられたコンクリートパラペットは川側へ5～10mも滑動している。基礎地盤に着目すれば，表層部に層厚約10mの上部沖積砂層が堆積している。この砂層のN値は上半分で5前後，下半分で10前後の値となっており，比較的緩い砂質土層である。被害の生じた堤防の周辺の地盤に多くの噴砂が確認されたことから，この上部砂質土層が液状化したのは間違いない。また，図-4・1で盛土材料（記号：B3-s）が砂質土層に



(a) 地震前の状況
(約1.7km地点から下流側を臨む。淀川本川は右手)



(b) 地震後の状況
(約1.4km地点から下流側を臨む。)

写真-4・1 淀川左岸酉島築堤の被災前後の状況
(近畿地方建設局淀川工事事務所提供)

めり込むような様相を示している。堤体のめり込みは今回の地震により形成されたものと推定されるが，これは上部砂質土層が液状化して支持力を失ったことによるものと考えられる。また，盛土材料も同様に砂質土であり，N値もかなり低い。N値が低いのは崩壊により緩んでしまったことの影響もあると考えられるが，この盛土材料はもともと河床の土砂を浚渫して用いたものであり，上部砂質土層と同じ材料を含んでいる。したがって，地下水位以下の盛土体自身が液状化して被害を大きくした可能性も考えられる。

図-4・2にはボーリングにより採取された試料を分析して得られた，上部砂質土層の上半分の層 (As2-2) の粒度分布を示す。平均粒径は0.03～1.0mmの範囲にあり，0.1～0.5mmにおいて卓越している。また，細粒分含有率（粒径0.075mm以下）は0～75%の範囲にあり，20%前後が卓越している。粒度分布から見れば，この砂質土は，道路橋示方書[6]に言う液状化の可能性がある砂質土層の範囲（平均粒径D_{50}が0.02mm以上2.0

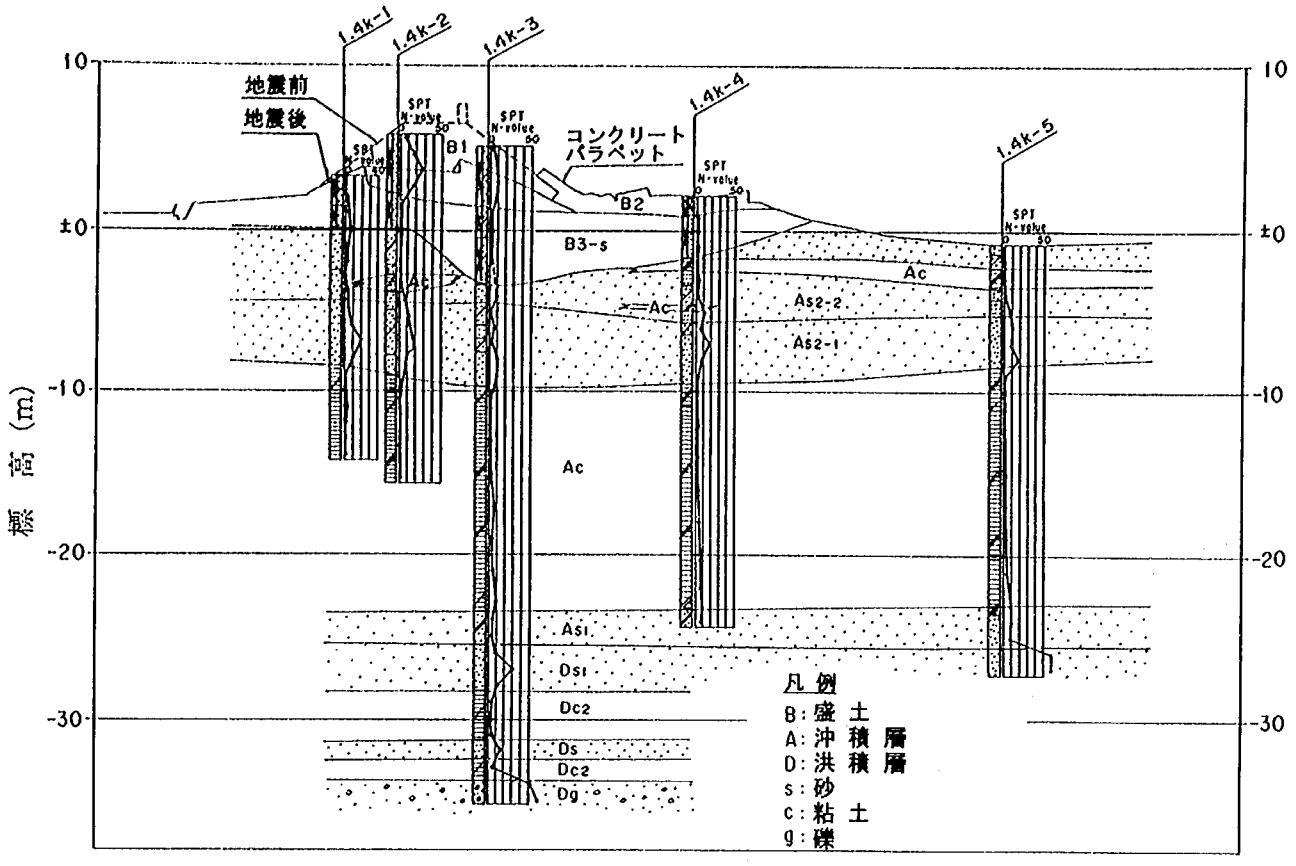


図-4・1　淀川左岸酉島築堤の地質横断面図（キロポスト1.4km地点）

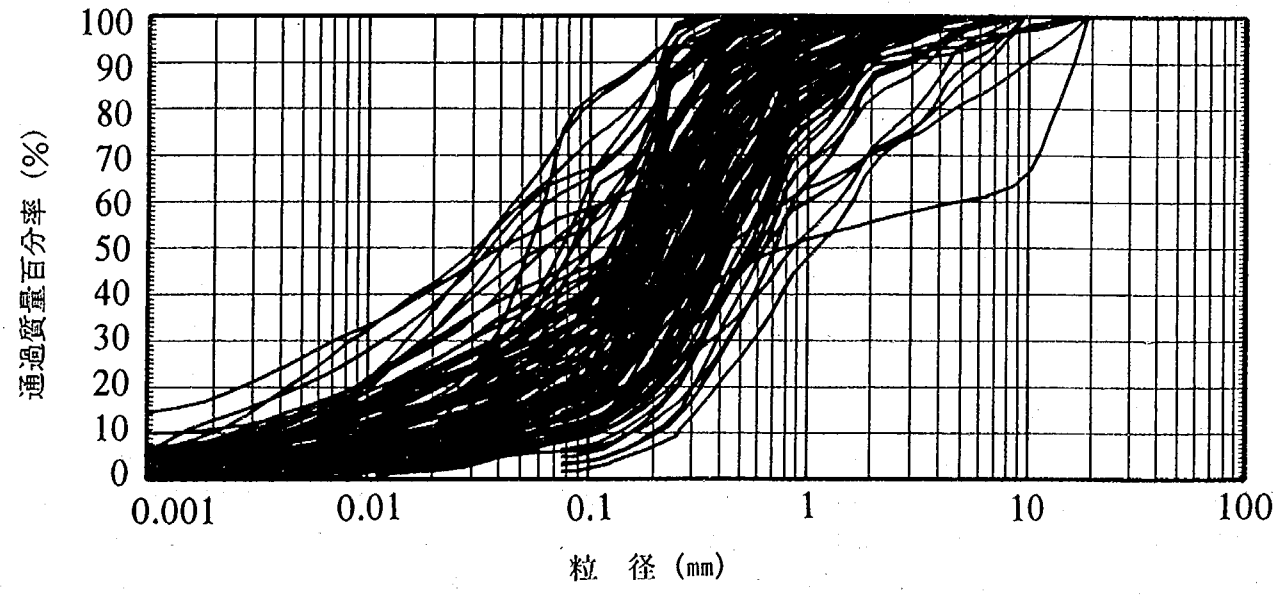


図-4・2　淀川左岸上部砂質土層の粒径加積曲線

mm以下）に合致している。図-4・3は，1.4km地点の上部砂質土層から採取された不撹乱試料を用いて実施した繰返し三軸試験により得られた繰返し強度の結果である。なお，試料は内径70mm，外径97mmのダブルチューブ・ツウィストサンプラーを用いて採取され，採取後現地で水抜きしてサンプラーごと凍結して試験室まで運搬し，試験に供された。同図より，繰返し回数20回で両振幅軸ひずみ５％に達するに要する繰返し

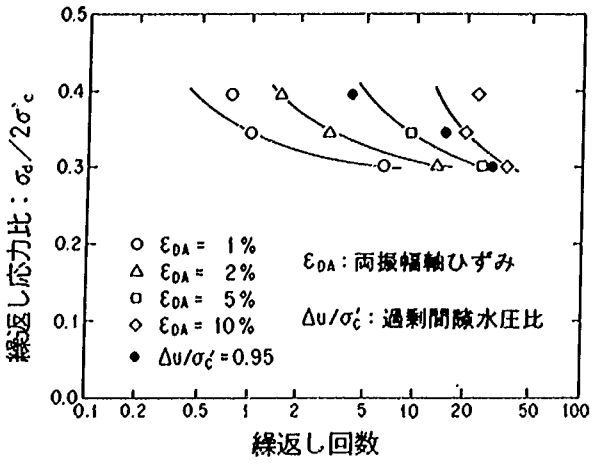


図-4・3 淀川左岸上部砂質土層の液状化試験結果
(左岸 キロポスト1.4km地点)

応力比，いわゆる液状化応力比は0.31と得られる。ちなみに，淀川左岸の6.4km地点の大淀観測点の堤内地地表面で観測された地震動加速度の最大値（堤防横断方向221gal，縦断方向203gal)[7]を用いて，道路橋示方書の方法により液状化抵抗率 F_L を求めると1.0より小さな値となり，これからもこの上部砂質土層が液状化したことが裏付けられる。

(2) 下水処理場（第10編参照）

埋め立て地に位置する下水処理場のうち10箇所で液状化の発生が見られた。特に，神戸市東灘下水処理場は最も大きな被害を受けた。ここでは，隣接する魚崎ポンプ場からの導水管の破断，あるいは管理棟の水平変位，傾斜，さらには沈澱池の被害等がみられた。敷地内の多くの箇所に噴砂が見られ，また，運河に面した敷地境界の擁壁護岸が液状化に伴う側方流動により前方へ大きく変位した。液状化及び側方流動が被害の発生に関与したことは一見して明らかであり，現在被害原因の究明等を目的とした調査検討が精力的に行われている。

(3) 共同溝（第11編参照）

共同溝は致命的な被害が生じたものはなく，また，液状化現象に特有の浮き上がり被害も目立ったものは報告されていない。ただし，芦屋浜に位置する芦屋浜共同溝（芦屋市の管理）では，宮川を横断する場所で継ぎ手部に40cm程度の大きな鉛直方向のずれが生じた。現時点までの調査によれば，これは管体が浮き上がったのではなく，宮川の護岸が崩壊したことにより川側の管体がこれにひきずられて下がったものとみられる。さらに，この地区は埋め立て地であり，広く噴砂が見られた。宮川の護岸に沿ってもかなりの噴砂が観察されており，ほぼ全域的に地盤の液状化が発生したものと考えられる。しかしながら，地下水位は比較的深く，共同溝の底面あるいはそれ以深に位置していた。このため，共同溝には浮き上がり被害が生じ得なかったものと考えられる。また，ポートアイランドにも第3共同溝が敷設されており，周辺において著しい噴砂がみられたが，浮き上がり被害が報告されていない。共同溝の被害，より適切には被害が少なかったことと地盤の液状化との因果関係については現在分析中であり，機会を改めて報告する。

(4) 道路盛土（第6編参照）

道路盛土についても明らかに液状化によると考えられる被害は報告されていない。ただし，崩壊が生じた盛土箇所の大部分がため池あるいは沢を横断する場所に位置していたことから類推すれば，これらの被害に水の存在が関与していた可能性が大きい。すなわち，盛土の谷側のり先が水浸，あるいは盛土底部が浸透水により浸潤しており強度低下した，あるいはこの部分が地震動により液状化あるいは不完全液状化して強度低下したことが，盛土の崩壊を招いたのではないか，という因果関係が考えられる。

(5) 道路橋（第5編参照）

液状化が原因したと考えられる道路橋の被害は，湾岸埋め立て地を通る阪神高速道路湾岸5号線で発生した。西宮港大橋の東側取付高架橋では落橋が生じたが，ここでは多量の噴砂が生じるとともに，護岸が約2mも側方移動し，これに伴い埋立地盤が海側に側方流動を生じた。埋立地盤表面には護岸と平行して亀裂が生じた。また，西宮港大橋の東側橋脚の近傍では内陸側に向かって埋立地盤に放射状の亀裂が見られた。これらのことから，落橋の原因として，強烈な地震動によって橋脚に大きな応答変位が生じたことに加えて，基礎地盤の液状化が応答変位をさらに増幅させたこと，及び地盤の側方流動により橋脚が海側に押されたこと等が考えられる。

なお，この埋め立て地はまさ土を埋め立てて造成された地盤であるが，橋脚近傍の地盤より採取された埋立層の粒度分布を図-4・4に示す。細粒分から礫分までの広い粒度の土を含む非常に粒度配合の良い土であり，平均粒径も約4mmとなっている。従来の設計基準[6]では平均粒径が2mmまでの砂質土が液状化する可能性のある土として規定されていたが，今回液状化した土はこれを超えている。今後，地盤の液状化判定を大きな地震動に対して行う場合には，ここに示したような礫質土も検討の対象に含める必要がある。

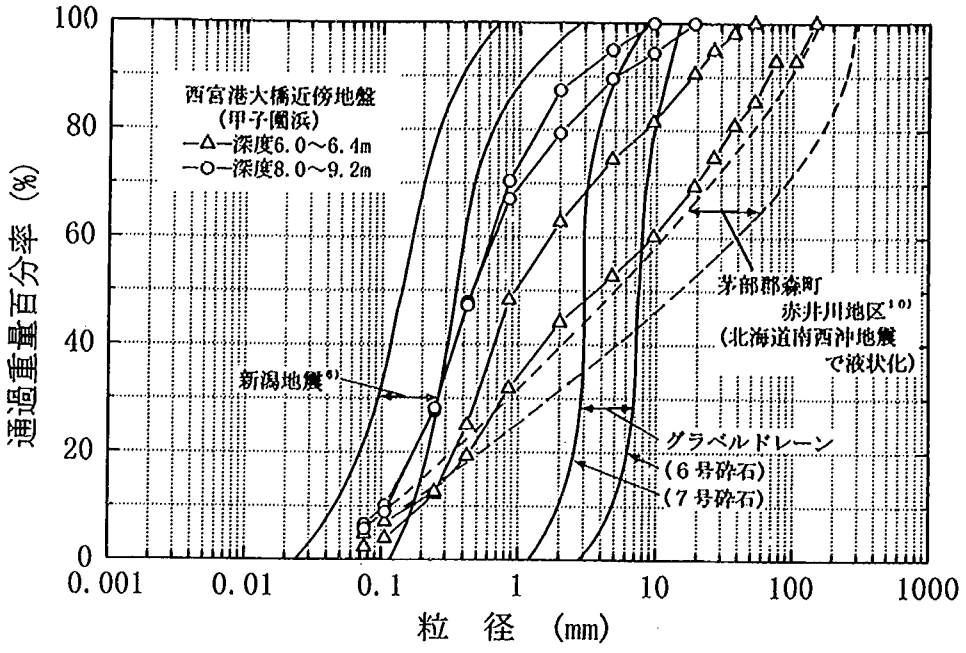


図-4・4　西宮港大橋近傍の埋立土の粒径加積曲線

2．3　液状化実績の分析

本節では，今回の地震で液状化の発生が認められた地盤について，粒度特性，N値の大きさ等について分析した結果を述べる。

2.3.1　液状化した地盤の粒度特性

ここでは，阪神高速神戸線（武庫川－月見山）及び阪神高速湾岸線（鳴尾浜－六甲北）における既存および地震後に実施された土質調査試験データを収集し，液状化・非液状化と粒度特性の分析を行った結果を示す。分析に用いたボーリングデータおよび粒度データの数を表-4・1に示す。また，ボーリング地点を図-4・5に，粒度試験結果一覧を表-4・2にそれぞれ示す。

図-4・6は液状化地点・非液状化地点別に粒度曲線をまとめて示したものである。ここで，対象地点が液状化したか否かの判断は，調査地点近傍に噴砂が見られたかどうか（原則として濱田ら[2]のマップによった）により行った。

表-4・1　分析に用いたボーリングデータおよび粒度データの内訳（阪神高速神戸線及び湾岸線）

	液状化地点		非液状化地点	
	地点数	データ数	地点数	データ数
神戸数	10	19	17	32
湾岸線	11	21	0	0

まず，阪神高速神戸線では，液状化地点の平均粒径は0.1～1.0mmの範囲にあり，細粒分含有率（粒径0.074mm以下の土粒子の含有率）は40%以下となっている。これに対して非液状化地点では平均粒径が1～10mmのものが少なからず含まれている。湾岸線についてみると，図-4・4に示すものと同様に，非常に粒度分布が広いことがわかる。また，平均粒径も神戸線のデータに比べて大きく，0.4～10mmとなっている。ちなみに，湾岸線では液状化しなかったと判定された地点のデータはない。

図-4・7(a)はこれらすべての粒度データについて，平均粒径と細粒分含有率との関係をプロットしてみたものである。同図(b)には，比較のために既往のプロット図を示している。ちなみに，図(b)のデータのほとんどは自然堆積地盤のものである。図(a)のプロットはこれとかなり傾向が異なり，特に平均粒径が0.1mm以上において細粒分含有率がかなり大きいのがわかる。これは湾岸線の粒度配合の良い埋立土の特徴を示している。

なお，今回の地震では，従来液状化の可能性が低いとされていた礫質土が湾岸埋め立て地で広範囲にわたって液状化したことが注目された。礫質土の液状化現象はわが国で起こった過去の地震で皆無であったわ

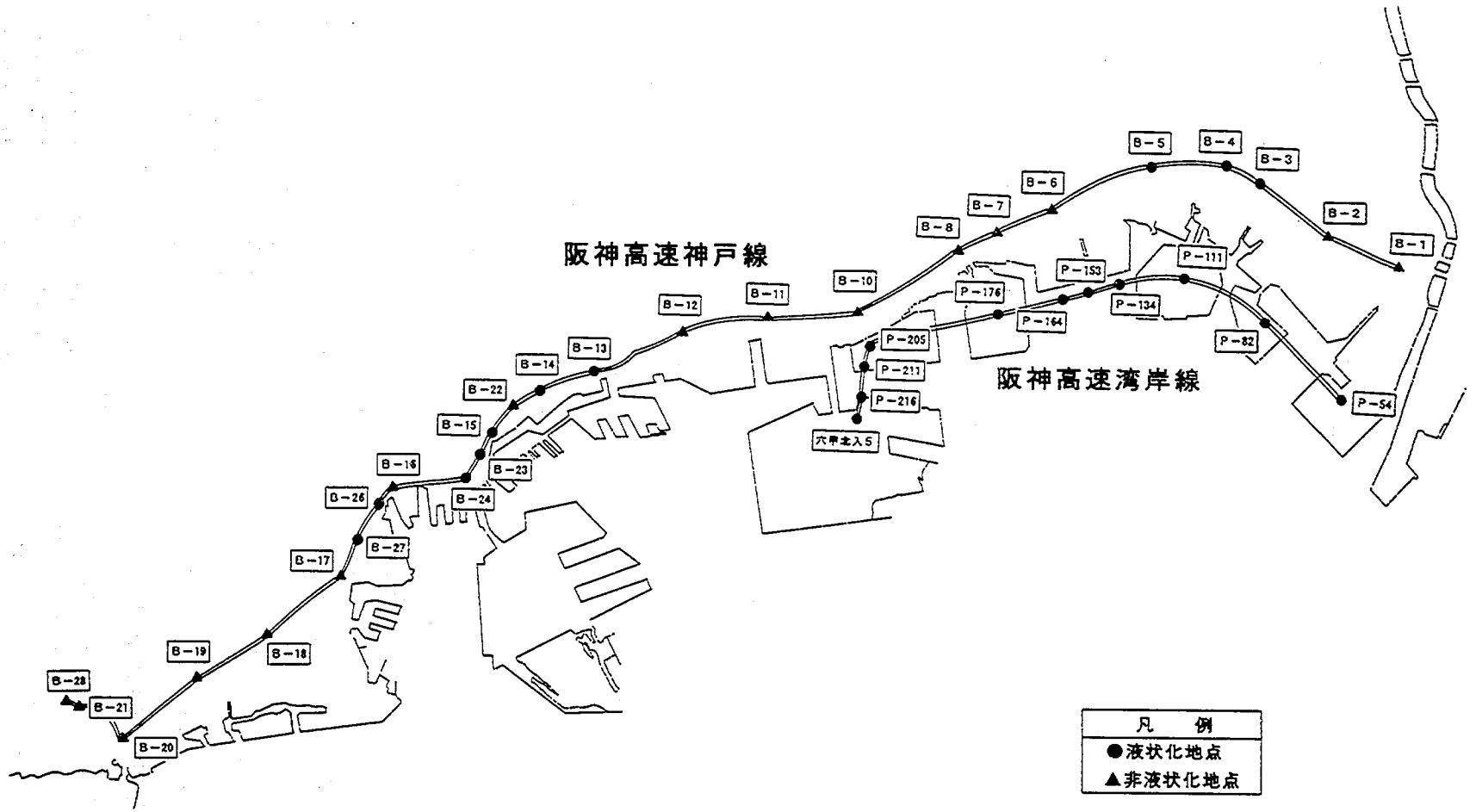


図-4・5 ボーリング地点位置図（阪神高速神戸線及び湾岸線）

表-4.2(a)　粒度試験結果一覧表（阪神高速神戸線）

No.		調査地点名・ボーリング名	土　　質	深　度 (m)	平均粒径 (mm)	最大粒径 (mm)	均等係数	細粒分含有率 (%)
1	非液状化	神戸線・B-1	細粒分混じり砂	2.3	0.97	19.0	6	6
			粒度の悪い砂	5.3	0.95	19.0	4	4
2	非液状化	神戸線・B-2	細粒分混じり砂	3.3	0.97	19.0	12	8
			細粒分混じり砂	5.3	0.68	9.5	7	7
3	液状化	神戸線・B-3	細粒分混じり砂	4.3	0.74	9.5		10
4	液状化	神戸線・B-4	細粒分混じり砂	4.3	0.65	19.0	3	5
			細粒分混じり砂	6.3	0.19	9.5		10
5	液状化	神戸線・B-5	細粒分混じり砂	6.3	1.0	19.0	12	8
6	非液状化	神戸線・B-6	砂質土	3.0	0.50	19.0	4	6
			細粒分混じり礫	6.2	2.2	26.5	18	5
7	非液状化	神戸線・B-7	礫・細粒分混じり砂	2.3	0.62	9.5	6	7
			細粒分混じり砂	4.3	1.1	19.0	10	7
8	非液状化	神戸線・B-8	礫・細粒分混じり砂	6.3	0.24	9.5		11
9	非液状化	神戸線・B-9	細粒分混じり砂	5.3	3.5	26.5	44	8
10	非液状化	神戸線・B-10	細粒分混じり砂	3.3	0.40	19.0		12
			礫・細粒分混じり砂	6.3	0.47	9.5	6	7
11	非液状化	神戸線・B-11	礫・細粒分混じり砂	4.3	0.36	9.5		12
			礫混じり砂質土	5.3	0.38	19.0	17	15
12	非液状化	神戸線・B-12	礫混じり砂質土	2.2	0.31	19.0	76	28
			礫・細粒分混じり砂	4.3	0.59	19.0	6	8
13	液状化	神戸線・B-13	礫・細粒分混じり砂	1.3	0.56	9.5	6	8
			礫・細粒分混じり砂	5.3	0.90	19.0	10	7
14	液状化	神戸線・B-14	シルト質砂	4.3	0.28	4.8	61	26
			シルト質砂	6.3	0.16	4.8	44	30
15	液状化	神戸線・B-15	シルト質砂	6.0	0.33	19.0	47	17
16	非液状化	神戸線・B-16	粒度の悪い礫	6.3	2.4	9.5	4	4
17	非液状化	神戸線・B-17	細粒土	3.3	0.025	4.8		55
			細粒土	4.3	1.2	19.0	8	20
			細粒分混じり砂	6.3	4.8	26.5	59	6
18	非液状化	神戸線・B-18	細粒分混じり礫	5.3	5.2	26.5	25	5
			細粒分混じり礫	8.3	5.6	26.5	51	6
19	非液状化	神戸線・B-19	細粒分混じり礫	6.2	8.1	26.5	53	6
			シルト質砂	9.3	0.18	19.0	52	31
20	非液状化	神戸線・B-20	細粒分混じり礫	5.3	8.7	26.5	80	5
			細粒分混じり砂	8.5	0.92	19.0		11
21	非液状化	神戸線・B-21	砂質土	5.3	0.56	19.0		16
			細粒分混じり砂	8.3	0.95	19.0	14	8
22	液状化	神戸線・B-23	細粒分混じり砂	2.3	0.76	9.5	12	9
			細粒分混じり砂	6.3	0.25	19.0	3	8
23	液状化	神戸線・B-24	細粒分混じり砂	4.3	0.80	9.5	12	9
			シルト質砂	8.3	0.17	19.0	52	27
24	液状化	神戸線・B-26	細粒分混じり砂	4.3	1.0	9.5		12
			シルト質砂	6.3	0.098	9.5	120	44
			シルト質砂	10.3	0.14	4.8		42
25	液状化	神戸線・B-27	細粒分混じり砂	4.3	0.91	9.5	11	8
			シルト質砂	6.3	0.15	4.8	17	28
			シルト質砂	9.3	0.29	9.5	500	35
26	非液状化	神戸線・B-28	細粒分混じり砂	6.3	0.63	9.5		13
			砂質土	10.3	0.76	9.5		15

表-4.2(b) 粒度試験結果一覧表（阪神高速湾岸線）

No.		調査地点名・ボーリング名	土質	深度 (m)	平均粒径 (mm)	最大粒径 (mm)	均等係数	細粒分含有率 (%)
1	液状化	武庫川工区 海P-54	シルト質砂	4.3	0.48	19.0	375	31
			シルト混じり礫	6.3	2.3	26.5	51	9
2	液状化	甲子園浜 海P-82	礫質土	4.3	1.4	19.0		15
			粒度の良い礫	7.3	8.8	19.0	46	4
3	液状化	西宮浜第1工区 海P-111	細粒分混じり礫	6.3	3.6	26.5		12
			細粒分混じり礫	10.3	1.9	26.5		14
4	液状化	芦屋浜 海P-134	シルト質砂	7.3	0.47	19.0	619	30
5	液状化	芦屋市 海P-153	シルト混じり砂	5.3	0.97	19.0	57	14
			シルト質礫	9.3	2.6	19.0	669	20
			シルト質砂	13.3	0.82	19.0	430	22
6	液状化	芦屋沖第2工区 海P-164	玉石混じり砂礫	5.3	1.3	19.0	187	21
			玉石混じり砂礫	8.3	4.6	37.5	77	10
7	液状化	深江浜第2工区 海P-176	礫・細粒分混じり砂	6.3	1.2	19.0		14
			礫・細粒分混じり砂	10.3	1.3	19.0		11
8	液状化	魚崎浜南工区 海P-205	細粒分混じり砂	13.3	1.0	26.5		12
9	液状化	魚崎浜南区 海P-211	細粒分混じり砂	4.3	1.0	26.5		14
			細粒分混じり砂	13.3	0.54	9.5		11
10	液状化	六甲第1工区 海P-216	砂質土	5.3	0.55	19.0	52	40
			細粒分混じり礫	9.3	1.2	19.0	74	12
11	液状化	六甲第1工区 P5+11	粘土質砂	6.3	0.35	19.0		33
			シルト質砂	15.3	0.97	19.0	94	15

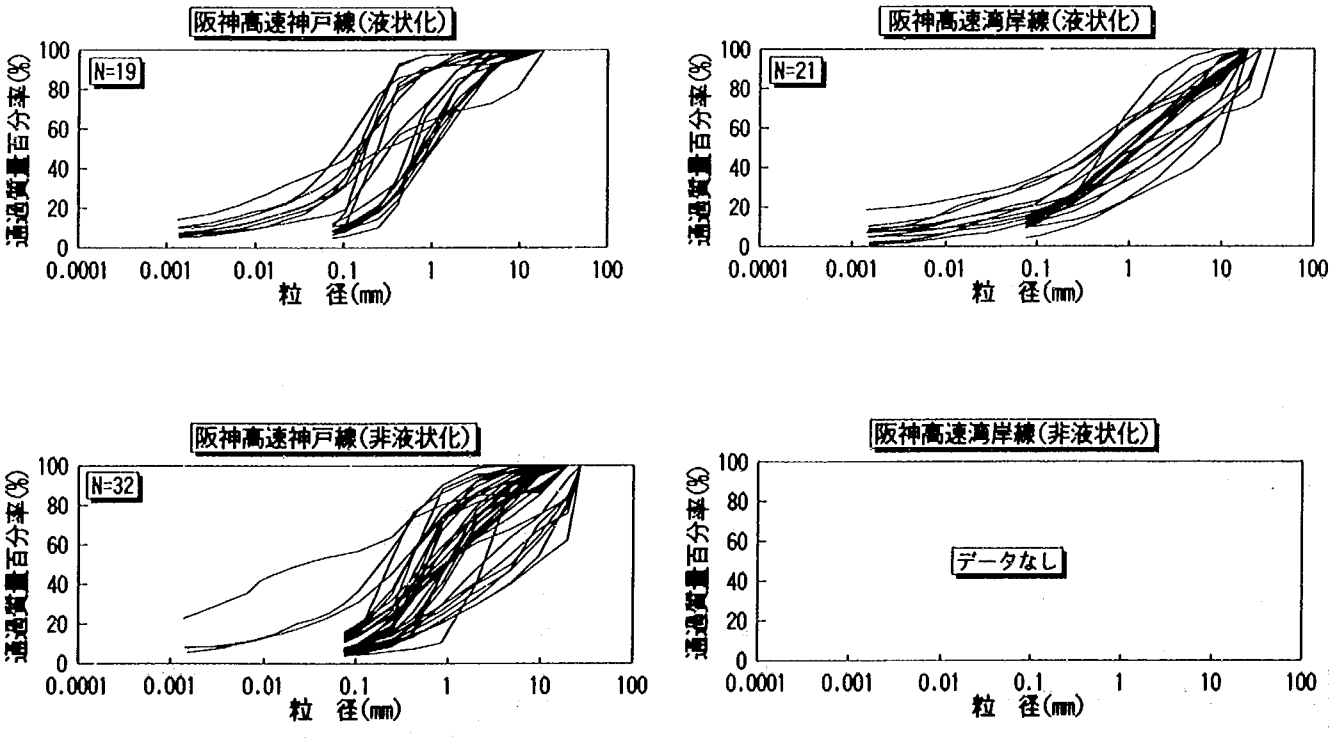
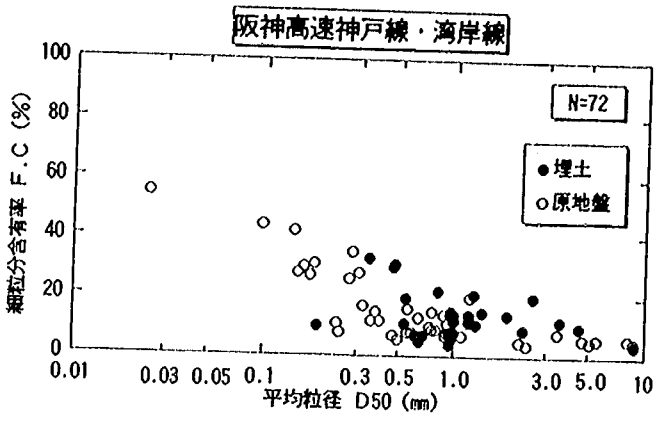
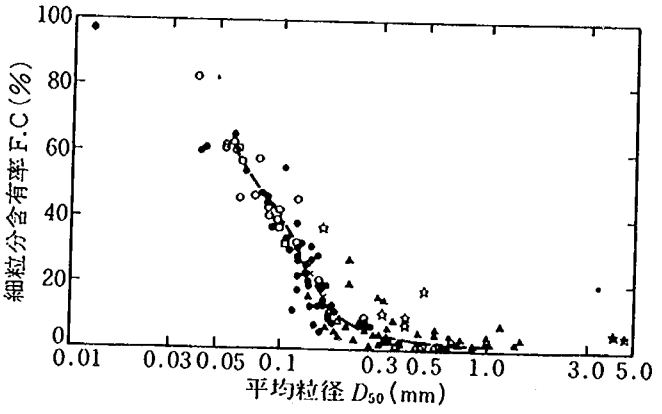


図-4・6 液状化地点・非液状化地点における粒度分布



(a) 阪神高速神戸線および湾岸線のデータ



(b) 道路橋示方書に用いられた砂質土のデータ

図-4・7 平均粒径と細粒分含有率の関係

けではない。礫質地盤が液状化した事例として，1948年福井地震における九頭龍川流域の丸岡町の事例[9]，および1993年北海道南西沖地震における森町（駒ヶ岳南麓）の事例[10]が報告されている。

つぎに，淀川左岸上部砂質土層の粒度曲線については既に図-4・2に示したが，従来から言われている，液状化する可能性のある粒度[6]の範囲にあることがわかる。

2.3.2 地震時せん断応力比，N値と液状化・非液状化の関係

今回の地震において，砂質土その他の土層が液状化したか否かが，当該地盤に生じた繰返しせん断応力比や土層のN値などとどのように関係しているのかを分析した結果を以下に述べる。

分析の方法は以下のとおりである。

(a) 神戸市から大阪市（淀川）に至る地域から，既存の標準貫入試験データを収集する。

(b) それぞれの地点について，その地点が今回の地震により液状化したかどうかを文献1)～3)等により判断する。

(c) ボーリング柱状図から，地下水位以深8m以内に存在する平均粒径0.02mm以上の土層のうち最小のN値を読みとる。ただし，局所的に1点だけ低いN値のデータは除外する。

(d) その地点に作用したであろう地表面最大加速度を，近傍の強震記録より推定する。推定した地表面最大加速度の値から，道路橋示方書の方法[6]により，上記(c)の深度における最大せん断応力比を下式により計算する。

$$L_{max} = r_d \cdot \sigma_v / \sigma_v' \cdot \alpha_{smax} / g$$

ここに，

L_{max} ：最大せん断応力比

r_d ：せん断応力の深さ方向の低減係数（$r_d = 1 - 0.015 \cdot z$，ここに z：地表面からの深さ(m)）

σ_v ：全土被り圧（kgf/cm^2）

σ_v' ：有効土被り圧（kgf/cm^2）

α_{smax} ：地表面最大加速度

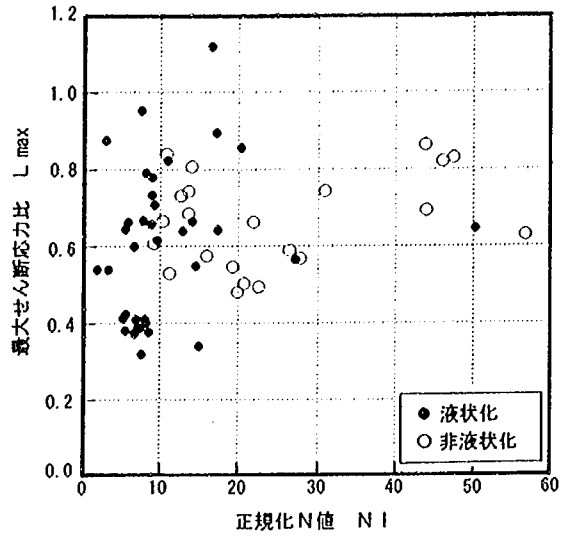
g ：重力の加速度

その結果を図-4・8(a)に示す。同図で，横軸はN値を有効土被り圧1kgf/cm²相当に換算した換算N値（N_1）を示している。換算の方法は下式のとおりである。

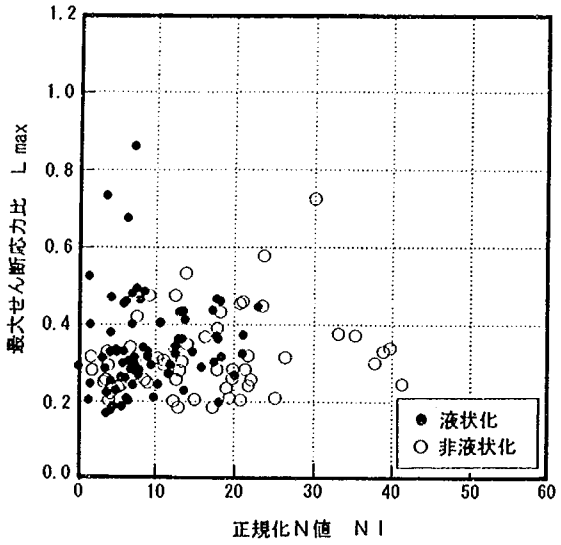
$$N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma_v' + 0.7)$$

同図より，液状化したと判断された地点については，1点を除けばいずれも N_1 が20以下となっている。他方，液状化しなかったと判断された地点については全般的に N_1 が大きいところにプロットされているが，N_1 が小さいところにも何点かのデータが存在しており，必ずしも液状化地点と非液状化地点のプロットが明確に分離されていない。非液状化と判断された N_1 が小さいところのデータについては，深度が深かったりあるいは層厚が薄いものが含まれているため，実際には液状化していたことも考えられる。また，同図(b)は，同様の整理方法で，過去の地震のデータをプロットしたものである。液状化と非液状化のデータの境界は明確ではないが，液状化と判断された地点の N_1 値の最大値はほぼ20となっている。図(a)および(b)のデータをまとめてプロットした図を(c)に示す。

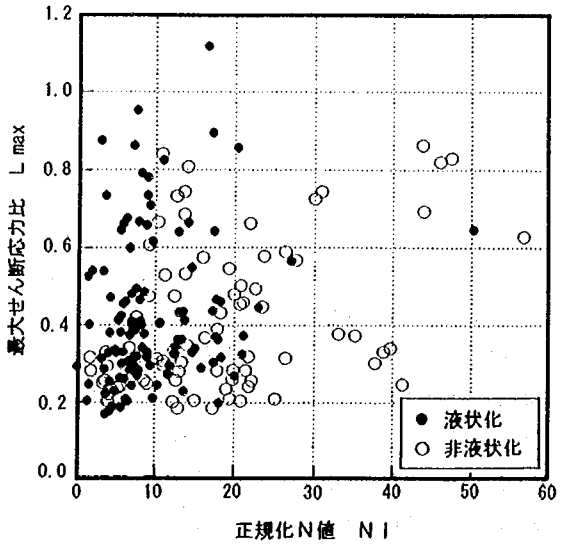
図-4・8は平均粒径が0.02mm以上の土層を分析の対象としていた。平均粒径0.02mm以上という制限は道



(a) 兵庫県南部地震

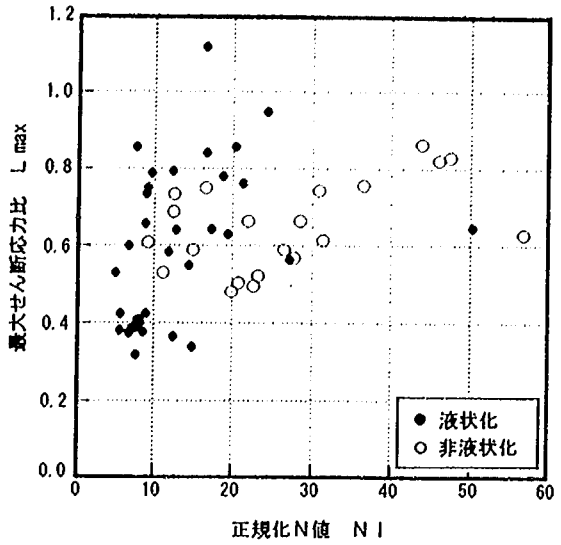


(b) 兵庫県南部地震以外

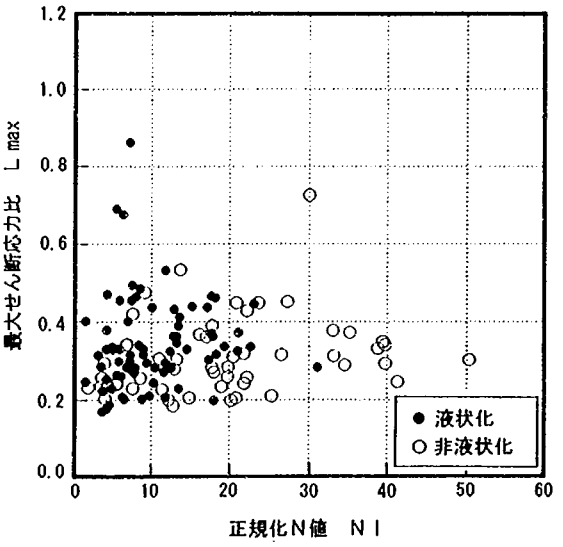


(c) 全データ

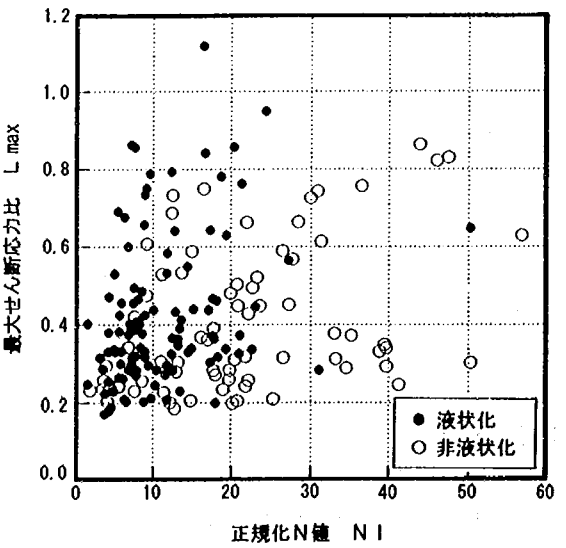
図-4・8 N値と最大せん断応力比の関係
(地下水位8mまで；0.02mm≦D_{50})



(a) 兵庫県南部地震



(b) 兵庫県南部地震以外



(c) 全データ

図-4・9 N値と最大せん断応力比の関係
(地下水位8mまで；0.02mm≦D_{50}<10mm；0%≦Fc<40%)

路橋示方書[6]に準拠したものであるが，液状化する可能性のある土を細粒分含有率で制限したほうがよいという考えがある[11]。また，図-4・6に示したように，粒度の粗い方についても平均粒径10mmを限界とすることができるようにみえる。そこで，検討対象を平均粒径が0.02～10mm，細粒分含有率が0～40%の土層のみに絞って図-4・8と同様の分析を行った結果を図-4・9に示す。検討対象土層を絞ったため，当然のことながら，プロットは図-4・8に比べ全体として右側に寄っている。これによれば，液状化する限界の N_1 値は20～25となっている。

なお，図-4・8および図-4・9の結果を解釈するにあたっては，液状化の判断その他に誤差を含んでいることに十分注意する必要がある。すなわち，まず検討対象地点が液状化したかどうかの判断は主に噴砂の発生が確認されたかどうかによっているが，たとえば比較的深い土層が液状化した場合には必ずしも噴砂の発生を伴わなかったり，あるいは地表面に変状を生じない可能性がある。また，どの深さの土層が液状化したかの判断はさらに難しい。そこで，ここでは N_1 値の小さいデータに限って採用している。さらには，最大せん断応力比を求める際に用いた地表面最大加速度の推定誤差もある。これらの誤差が含まれていることを了解した上で両図を改めて眺めて，今回の地震のように大きな地震動が発生しても N_1 値が20ないしは25以上であれば液状化は生じないと結論してよいと考えられる。

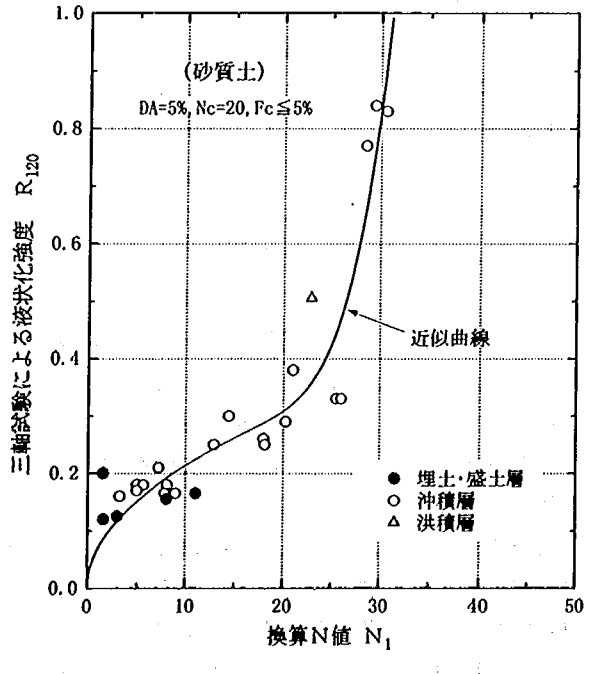


図-4・10　砂質土の N_1 値と繰返し三軸強度比の関係
（凍結サンプリング試料；0%≦Fc<5%）

図-4・10は，参考として，凍結サンプリングにより得られた細粒分が5%以下の砂質土試料の N_1 値と繰返し三軸強度比 Rl_{20} の関係を既往の文献より収集してプロットしたものである。凍結サンプリングは，従来のチューブサンプリング方式に比べて，サンプリングに伴う試料の乱れがほとんどない，高品質の試料を採取できるサンプリング方法であり，この試料を用いた試験によれば信頼性の高い液状化強度を得ることができると言われている[12]。図-4・10で，液状化が生じ得る最大の N_1 値は約30となっている。図-4・10と図-4・8，4・9では縦軸が異なっているが，図-4・10の縦軸を図-4・8，4・9の縦軸に対比させるためには，図-4・10の縦軸の値を3ないし4割程度割り増しすればよい（厳密には両者の関係は，液状化強度特性と地震動の不規則性の程度により異なり，その比は必ずしも一様ではない。ここでその関係を示すのは紙数を要するので省略する。対比の方法については道路橋示方書[6]の参考資料を参照されたい。）。そうすると図-4・10で液状化限界 N_1 値は25余りとなり，図-4・8，4・9の液状化限界 N_1 値20～25とおおよそ一致する。

以上の結果から，N_1 値が20程度を超えると液状化強度が急激に増大し，少なくとも30以上では今回の地震動規模の地震では液状化は生じないであろうことが結論できる。このことは，今後今回地震クラスの地震動に対する液状化判定法を作成する際には十分反映すべきことである。

2．4　地盤改良の効果

ここでは，今回の地震以前に行われていた地盤改良が，液状化防止に有効に機能した主要な事例をとりまとめる。

(1)　ポートアイランド及び六甲アイランド内で改良されていた地盤

ポートアイランド及び六甲アイランド内では，表層の埋立層の支持力増加やその下部の沖積粘土層の圧密促進のために，サンドドレーンやロッドコンパクション工法等を用いて地盤改良が行われていた。原田他[13]は，上記2つの人工島において地盤改良後に行われた標準貫入試験の結果を工法別にまとめ，改良された地盤のN値は未改良地盤に比べて明らかに大きいことを述べ，さらに，地震による地盤の沈下量と地盤改良の関係を整理し，図-4・11に示す結果を得ている。未改良地盤では30～50cmの沈下が生じたのに対し，改良地

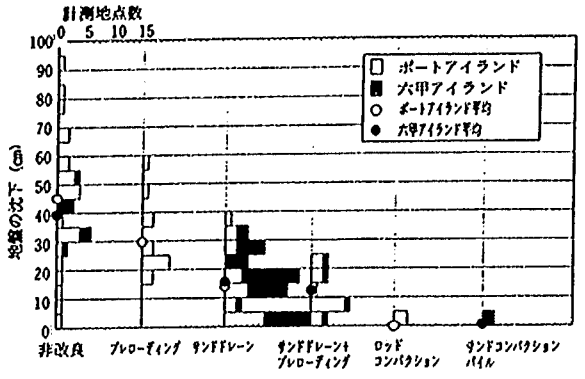


図-4・11 地盤改良工法と地盤の沈下量の関係[13]

盤では明らかに沈下量が低減している。特に，振動締固め工法に属するサンドコンパクションパイル及びロッドコンパクションで改良された地盤の沈下はほとんどないことがわかる。

(2) グラベルドレーンにより改良した地盤

斎藤ら[14]は，淀川左岸沿川の住宅建設予定地で支持地盤の液状化対策として締固め砕石ドレーン工法を施工していたが，今回の地震で近傍の淀川堤防や住宅では液状化による被害が生じたのに対し，その現場では液状化の痕跡は見出されなかったことを報告している。

(3) 深層混合処理工法により改良した建築物基礎

奥村ら[15]は，神戸港の中突堤先端の埠頭に建設されたホテルの基礎地盤を格子状の深層混合処理工法で改良していたところ，液状化による基礎の被害はなかったことを報告している。基礎地盤の上部10数mは礫混じりの砂質土からなる埋立土であり，N値が10以下と低かったことから，基礎杭本数の節減と液状化防止を兼ねて上記工法が採用された。ホテルの周囲の岸壁が海側に大きく移動したり，北側の公園などでは大規模な噴砂が生じたことと対比して，本工法が液状化対策として有効に機能したと報告している。

3．地盤流動

3．1 地盤流動の発生状況

兵庫県南部地震では，液状化に伴う地盤流動が臨海人工島を中心に広い範囲で見られた。過去には，1964年に発生した新潟地震や1983年の日本海中部地震において，信濃川岸壁の変状に伴う背面地盤の流動や能代市における地表面が傾斜した地盤における地盤流動の発生[16]などが報告されている。今回は河川の岸壁の河心への移動に伴なう地盤の大きな流動は報告されていない。また，主に地表面が傾斜していることに起因する大きな地盤流動もなかったようである[2]。今回顕著に液状化による地盤流動が見られたのは，埋立てによって造成された臨海人工島や陸側埋立て地の岸壁の背面地盤である。GPS測量の結果によると，ポートアイランドと六甲アイランドの岸壁は海側へ0.3m～6.9m移動したことが報告されている[17]。これらの岸壁の多くはケーソン式岸壁で，神戸港全体の約9割を占めている[17]。

図-4・12に地震前後の航空写真結果[2]から整理した護岸の移動量を示す。ポートアイランドから深江浜までの人工島における移動量が大きい。岸壁の形式で移動量を整理すると重力式の岸壁に分類されるケーソン式岸壁の変状が大きく，矢板式岸壁やセル式構造，耐震強化岸壁の変状は小さかったという報告がある[18]。これらの構造を図-4・13～15に示す[18]。ケーソン式護岸は図-4・13に示すように置換砂，基礎捨石の上に鉄筋コンクリート製ケーソンを設置している構造になっている。それに対して，図-4・14は置き鋼板セル式係船岸で，セルは根入れがない構造である[19]。また，岸壁は鋼管杭で支えられている。図-4・15は耐震強化岸壁で，重力式岸壁であるケーソン護岸背面に裏込石，セルがある構造となっている。

ケーソン式岸壁の変状としては，鉄筋コンクリート製ケーソンが沈下・傾斜を伴って海側へ移動し，背面の地盤もそれに伴って沈下しているのがほとんどである[17]。ケーソン背面は裏込割石で埋め立てているため，ケーソン直近の地盤は液状化し難くなっているが，臨海人工島や陸側埋立て地では広い範囲で緩い砂質土で覆われており，ケーソンの移動には背面地盤の液状化に伴う土圧の上昇の影響があったことが考えられる。また，それと同時に，大きな地震動に伴う慣性力も影響したものといえる。このケーソンの移動に伴い，ケーソン背面の広い範囲で液状化した地盤が側方に変状したものと考えられる。図-4・15の耐震強化岸壁の場合，単なるケーソン式護岸と違い背面地盤の液状化に伴う土圧の上昇がほとんどなく，護岸の変状を抑えられたものと考えられる。

今回の地盤流動は，新潟地震の時に発生した新潟市信濃川周辺の地盤変状と似ている。すなわち，水際の土留め構造物が液状化に伴う土圧の上昇や地震動などによって，川（海）側へ移動し，液状化した背面地盤が流動した。新潟地震では，八千代橋～万代橋間で川幅は16m～23m狭まったという航空写真の結果[16]があ

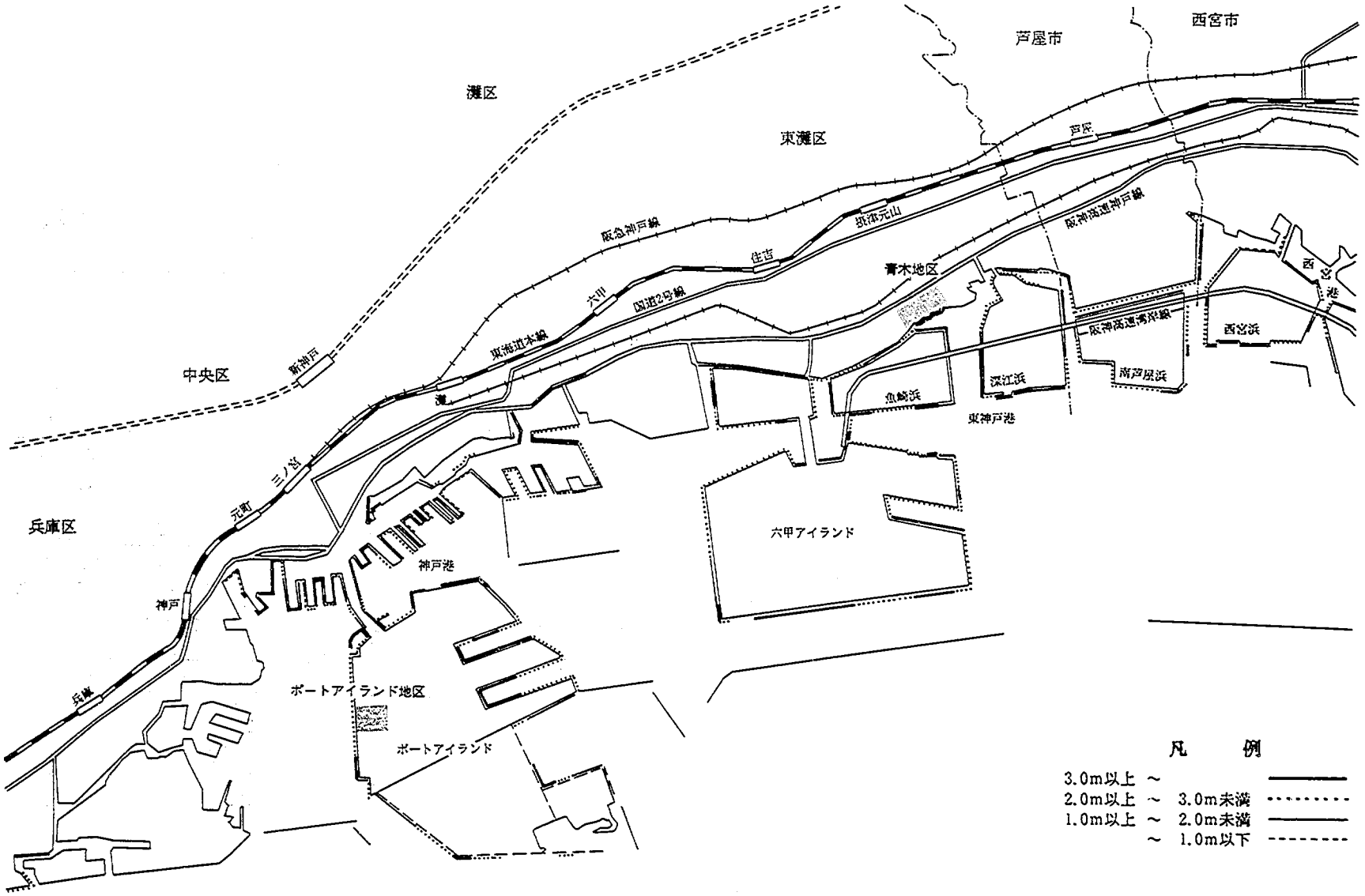


図-4・12　地震前後の護岸の水平移動量

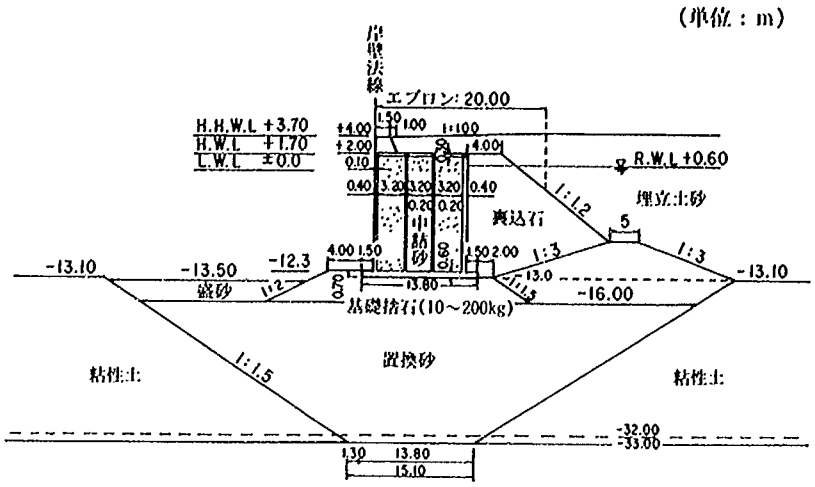


図-4・13 ポートアイランド岸壁標準断面図

神戸港摩耶埠頭岸壁 (－12m)

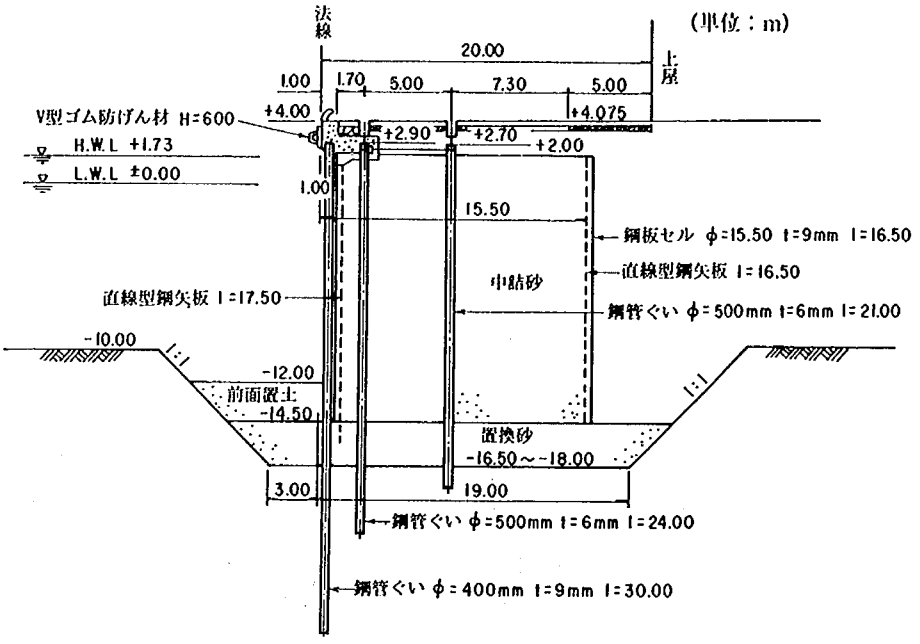


図-4・14 摩耶埠頭コンテナバース東側岸壁

神戸港摩耶埠頭岸壁 (－10m) (改良)

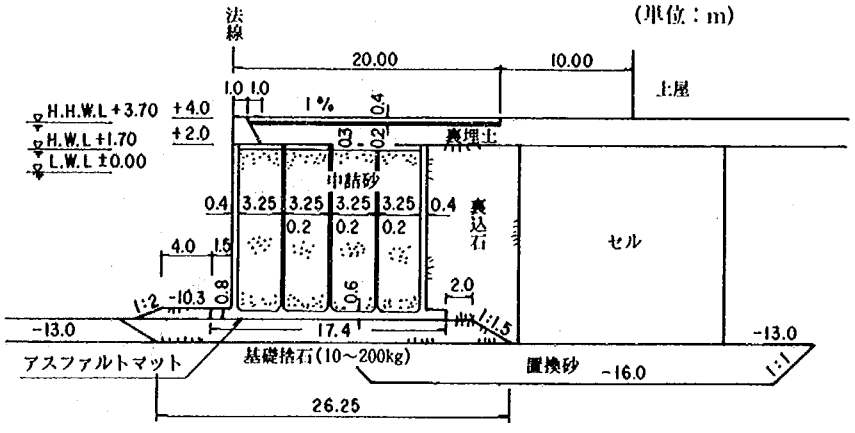


図-4・15 摩耶埠頭耐震強化岸壁標準断面図

り，その半分の移動が片側の岸の移動量とすると，今回のケーソン式岸壁の護岸線に垂直な方向の移動量が最大６～７mであったことと照らしあわせると，護岸線の変状は新潟地震と比べて少なかったといえる。新潟地震の信濃川周辺における護岸からの距離と水平地盤変状量[20]から整理したものをし図-4・16に示す。Bartlet, youdらも護岸からの距離と水平地盤変状量を整理し，次の式を得ている[21]。

$$DH = 11.6 - 4.38\ logL$$

ここで，ＤＨは地盤の水平移動量(m)，Ｌは護岸からの距離（m）を示す。図では300m以上まで影響があるように見える。

一方，神戸地区で人工島の形状が比較的正方形に近い深江浜の水平地盤移動量の東西方向成分を図-4・17に示す。人工島の護岸線は東西方向及び南北方向に沿っており，そのため東西方向に沿った護岸の南北方向への移動に伴う地盤の移動量は東西方向の移動量にはほとんど影響しないと考えられる。そのため，南北方向の護岸の移動に伴う地盤流動の影響範囲が明瞭になる。これによると，100m～200mで地盤の水平移動の影響はほとんどないといえる。また，石原らが地盤の

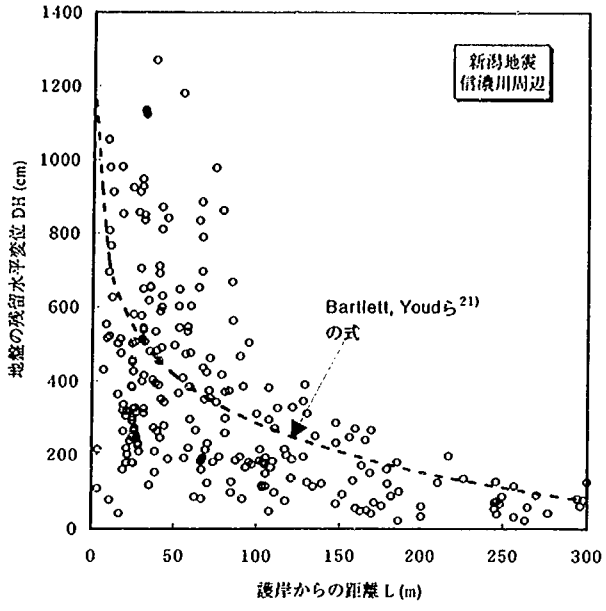


図-4・16　新潟地震における地盤の水平移動量[20]

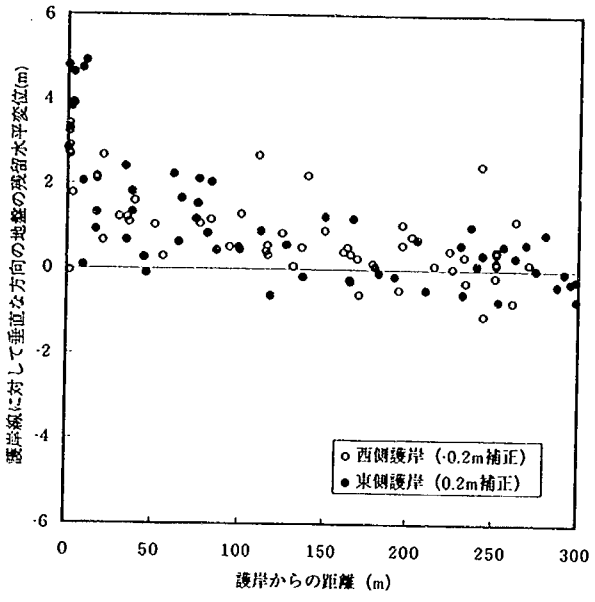


図-4・17　深江浜における東西方向の地盤の水平移動量

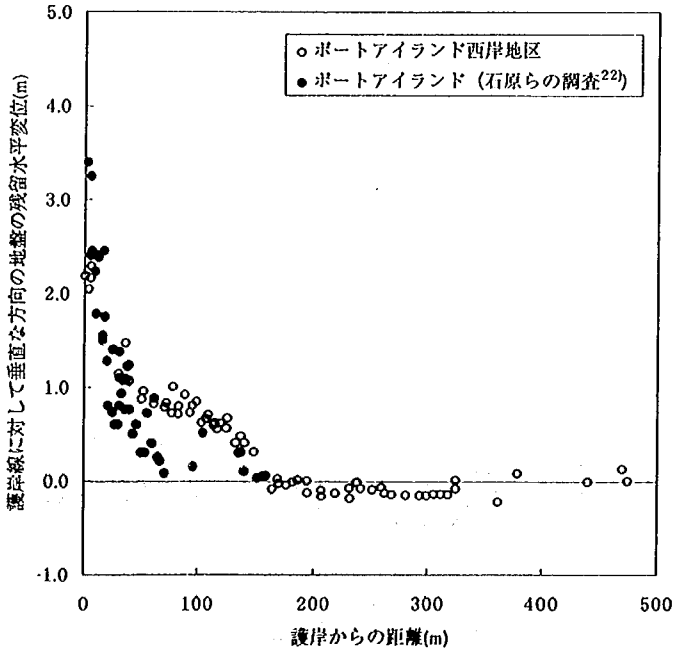


図-4・18　ポートアイランドにおける護岸から垂直な方向の地盤の水平移動量

クラックの幅より調べた地盤の水平移動量[22]及び当所が行った航空写真及び現地測量より得た地盤移動量結果を図-4・18に示す。この図でも，100～200m程度で水平移動量は無視出来ると考えられ，新潟地震より地盤の移動量は少なかったといえよう。地盤移動量に影響する要因は多く，また各要因が複雑に絡んでいるため，今回の地震で，新潟地震と比較して護岸から短いところで地盤の移動が無視できる量になったのか，その要因を断定する事は難しい。ただ水際の護岸の移動量が新潟地震の時の河岸の移動量より少なかったことが影響していることは確かであろう。なお，河川近傍での変状量の例として，比較的護岸の変状が大きかった淀川近傍の地盤の移動量を図-4・19に示す。護岸移動量は最大で１m程度で，地盤移動量も少ない。陸側埋立て地での変状量の例として，神戸市青木でのものを図-4・20に示す。護岸変状量は淀川地区より大きいが，100m程度でほぼ地盤の変状は収まっている。

最後に護岸変状状況を写真-4・2～9に示す。

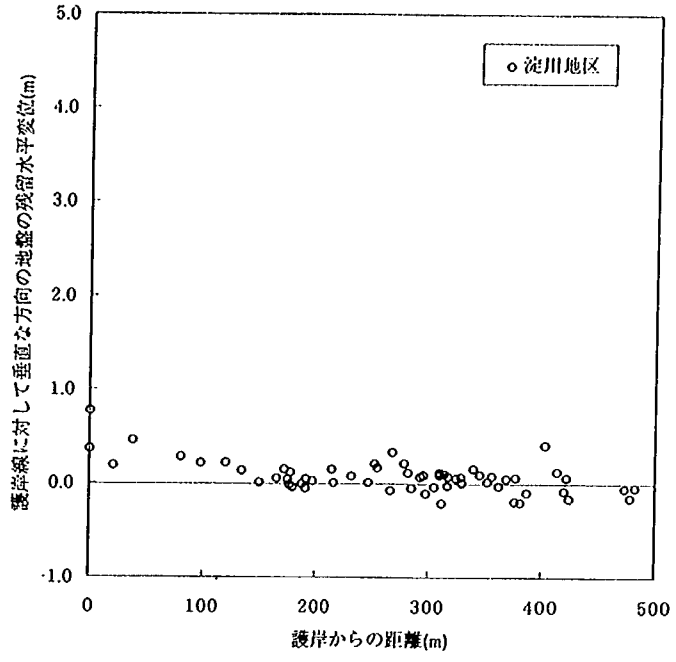


図-4・19　淀川近傍における護岸から垂直な方向の地盤の水平移動量

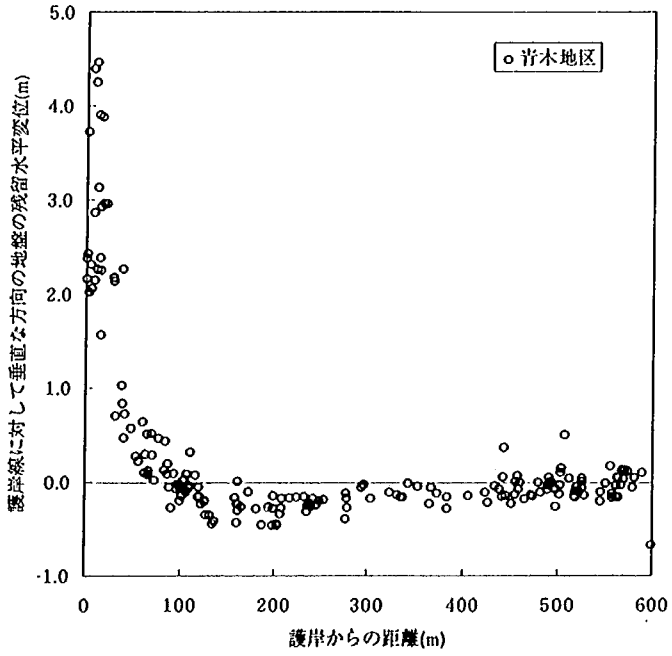


図-4・20　神戸市青木における護岸から垂直な方向の地盤の水平移動量

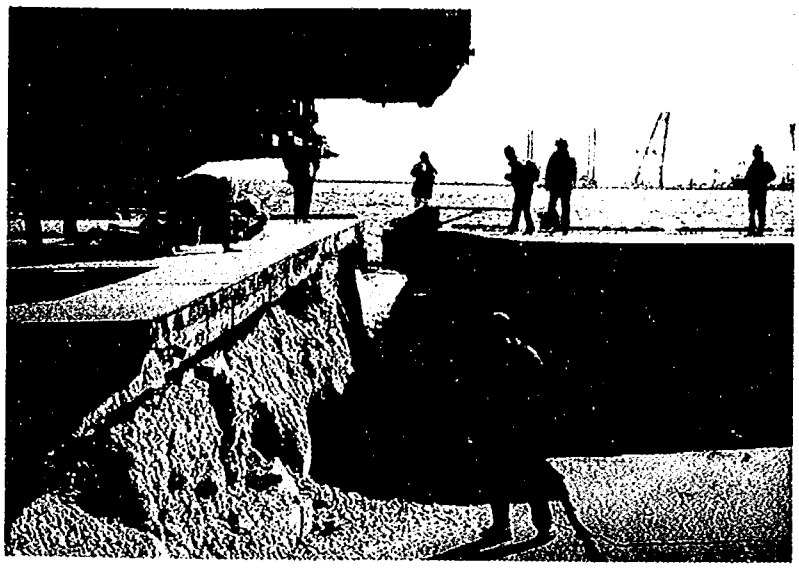


写真-4・2　岸壁の変状にともなう埠頭施設の変状



写真-4・3　ポートアイランド北公園における被災状況

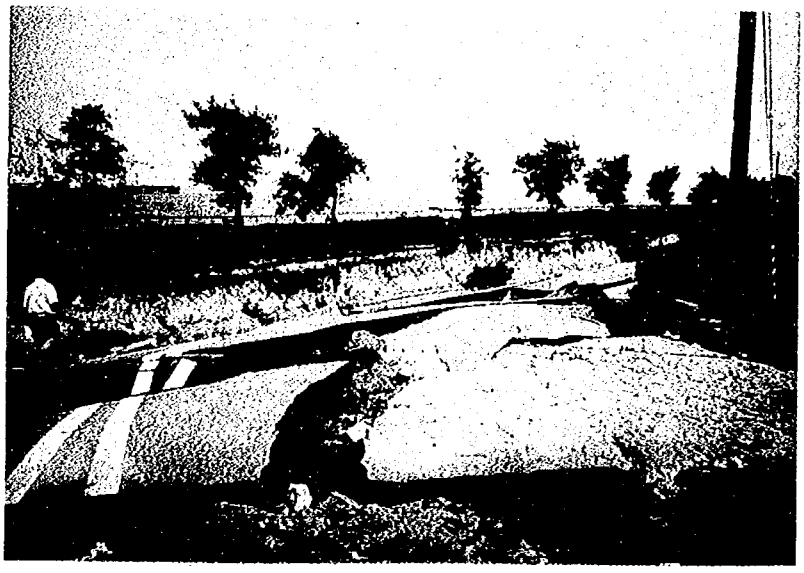


写真-4・4　ポートアイランドライナー埠頭における被災状況

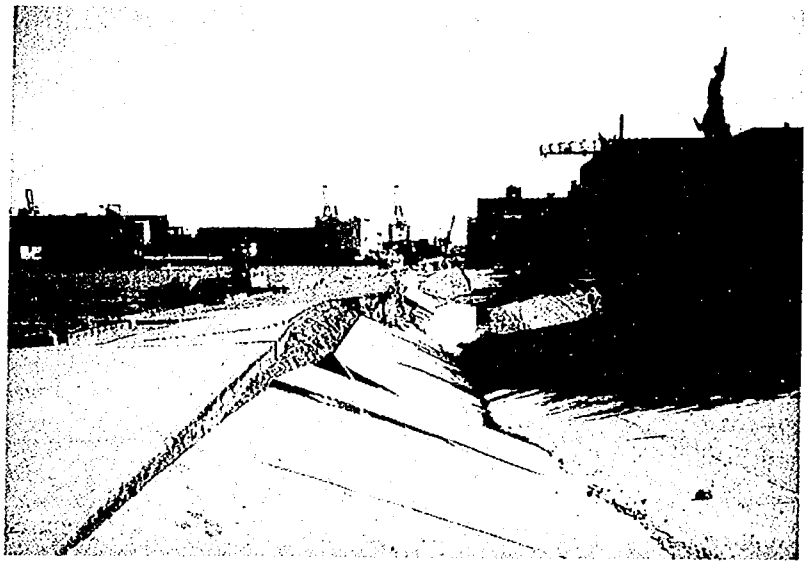


写真-4・5　岸壁背面地盤の変状

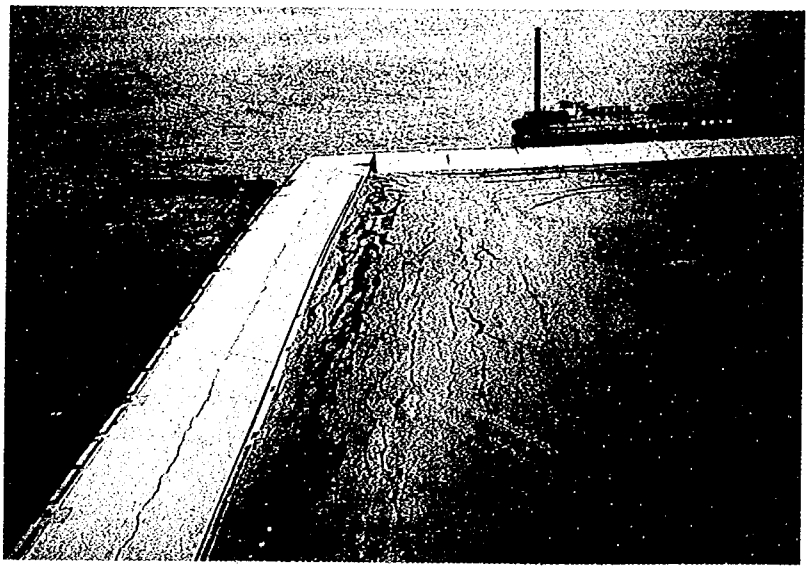


写真-4・6　ケーソン式岸壁の背面地盤における地盤のクラック
(甲子園浜西宮港大橋近傍)



写真-4・7　ケーソン式岸壁の背面地盤の変状
(甲子園浜西宮港大橋近傍)

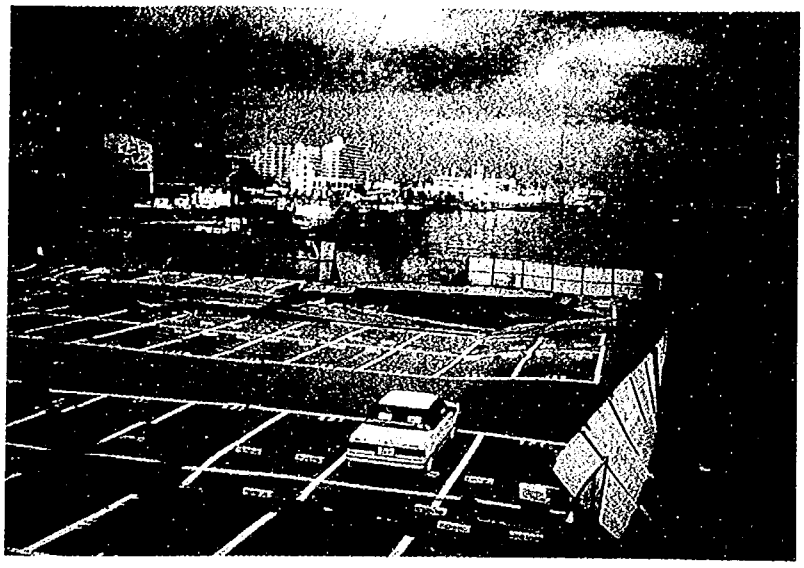


写真-4・8　神戸市魚崎南町駐車場の変状



写真-4・9　神戸市魚崎浜町下水道局東灘処理場

3．2　地盤変状被害事例

地盤流動により，構造物等に被害のあったものとして次のものがある。

(1)　神戸市下水道局東灘処理場

図-4・21に東灘処理場の平面図を示す。魚崎運河を挟んで，南側に水処理施設，汚泥処理施設や管理本館などの施設，北側にポンプ場や流量調整池などの施設に分かれる。運河の両岸が水路側に変状している。南側の岸（L型擁壁）の変状とともに，背面地盤が変状し，水路を跨ぐ旧連絡橋の基礎が2m程度移動した(写真-4・10)。この旧連絡橋の東側にある新連絡橋も基礎が移動し，橋脚が傾斜している（写真-4・11)。また，砂濾過池などの杭基礎に破損が見つかった。ただし，これが地盤流動によるものか，液状化地盤での地震動による破損なのかは検討を要する。また最初沈殿池流入渠は，継手部で破断し，岸側へ変状している（写真-4・12)。北側の岸（ケーソン擁壁）近傍にある沈砂スクリーンカス洗浄棟は地盤流動により底版が沈下するとともに岸側に移動している（写真-4・13)。

(2)　埠　頭

護岸ケーソンが海側に移動して，その背面地盤も側方移動するとともに，大きく地盤沈下しているところが多い（写真-4・14)。背面に杭基礎構造で枕梁を設置しているところでは，その部分のみが取り残されている（写真-4・15)。

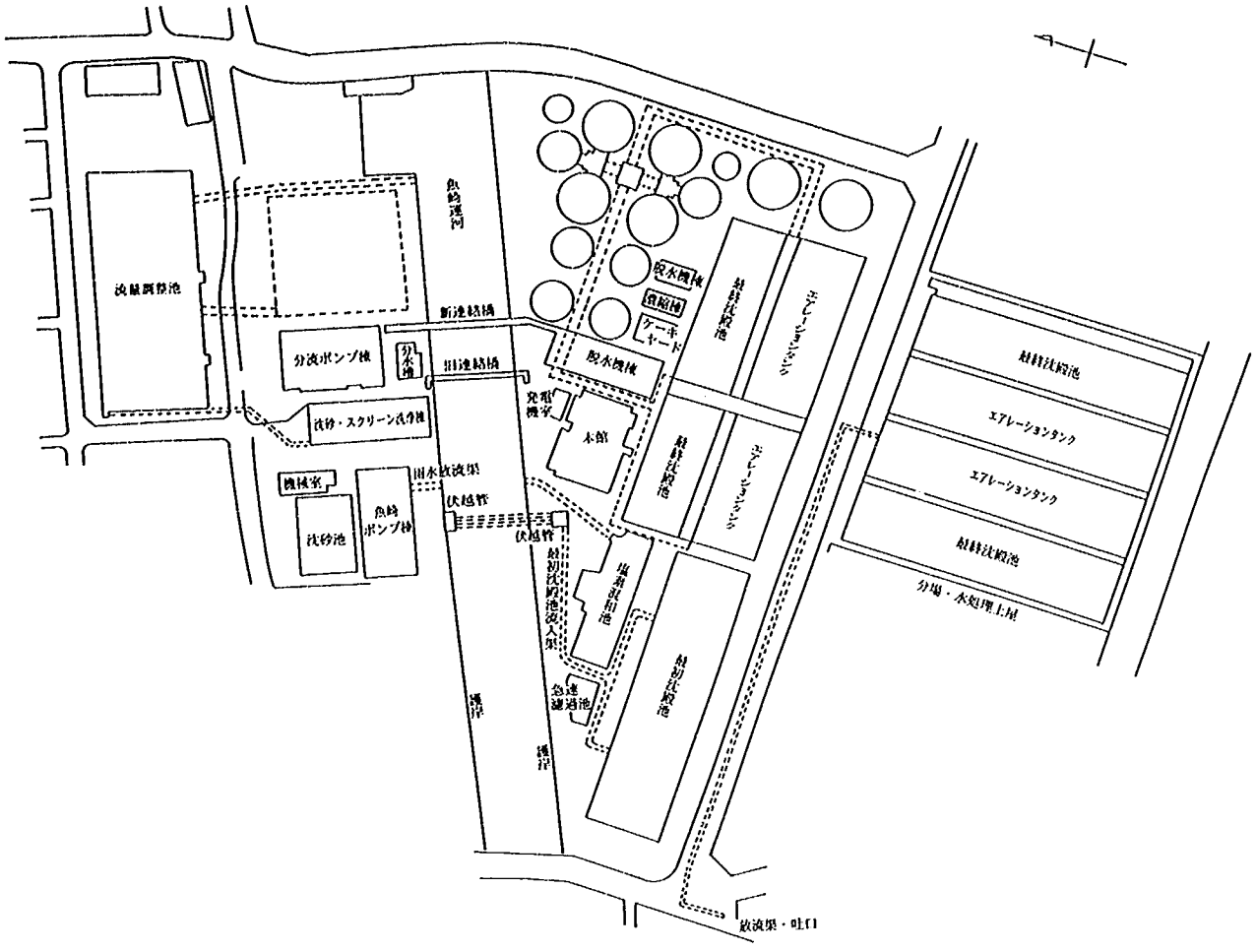


図-4・21 東灘処理場平面図



写真-4・10 旧連絡橋の基礎の移動
(東灘処理場，護岸側へ2m程度移動)

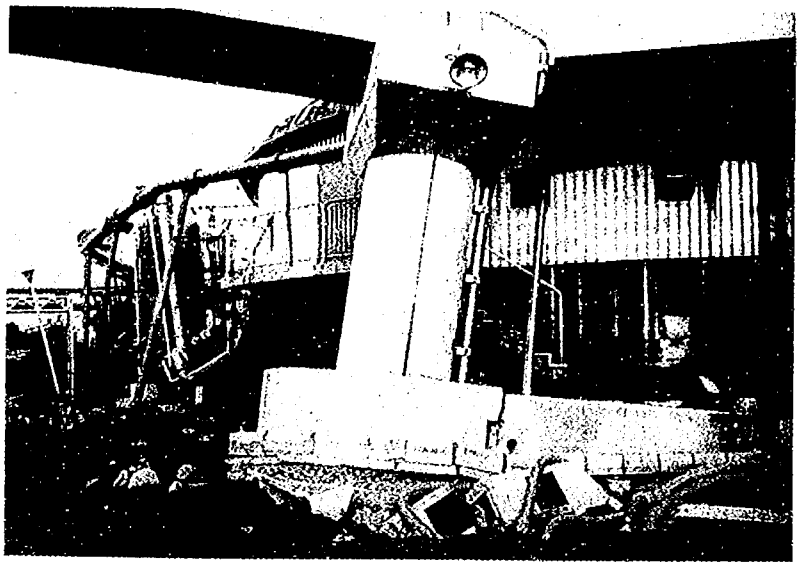


写真-4・11　新連絡橋の橋脚の変状（東灘処理場）

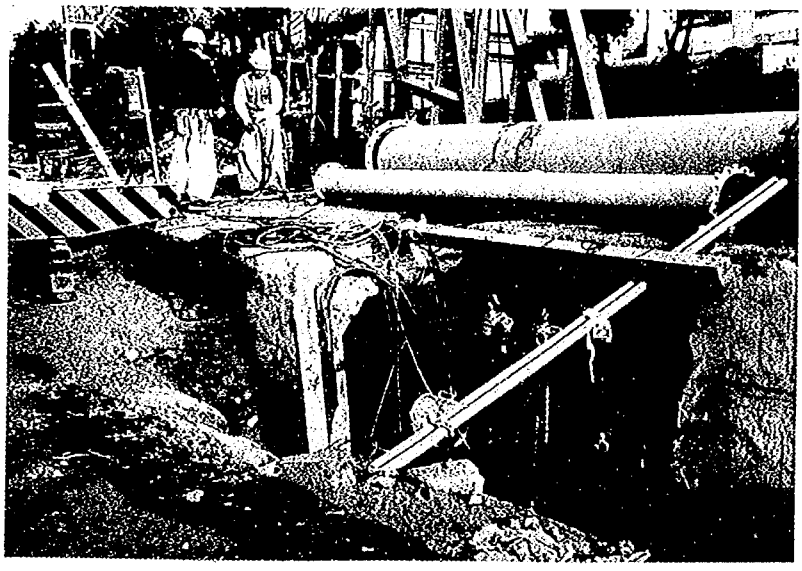


写真-4・12　最初沈殿池流入渠の継手部の破断・変状
（東灘処理場）

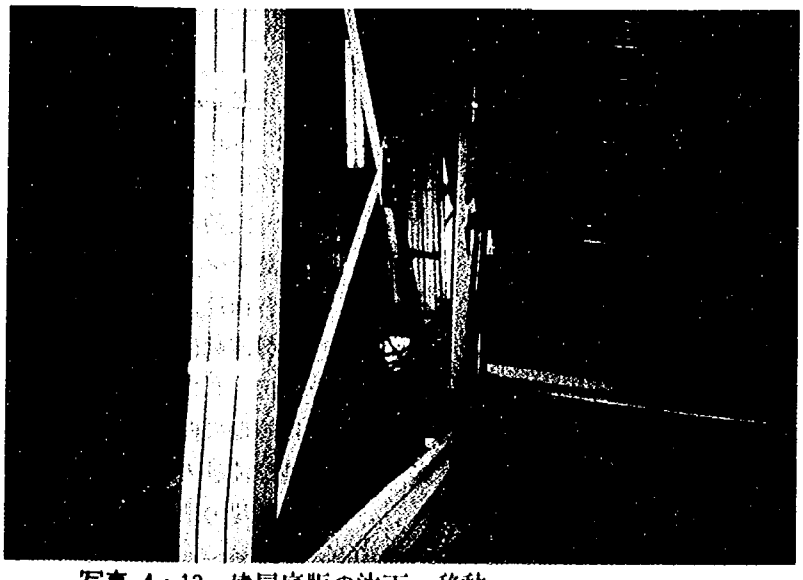


写真-4・13　建屋底版の沈下・移動
（東灘処理場・沈砂スクリーンカス洗浄棟）



写真-4・14　護岸ケーソンの水平移動に伴う背面地盤の沈下



写真-4・15　枕梁を設置した杭基礎の状況

4．まとめ

兵庫県南部地震による地盤の液状化および液状化に伴って生じた地盤流動についてまとめると以下のとおりである。

(1) 液状化は，人工埋立てにより造成された臨海人工島及び陸側の埋立て地において広域的に発生した。また，内陸の沖積地盤でも淀川及び武庫川流域の低地などで発生した。

(2) 礫を多く含む粒度配合の非常に良いまさ土を用いた埋立地盤が液状化した。

(3) 液状化したと判断された土の平均粒径は最大で10mm程度であった。

(4) 液状化したと判断された土の換算N値（土被り圧1 kgf/cm² 相当に換算したN値）は，最大で20ないし25程度であった。

(5) 地盤流動は，六甲アイランドをはじめとする臨海人工島を中心とする埋立て地で，主にケーソン式護岸の背面地盤で発生した。

(6) 地盤流動は護岸の水平移動と埋立て地盤の液状化を原因として発生し，その影響範囲は大きいところで内陸側に向かって100m～200mに及んだ。

(7) 地盤流動の影響として，構造物基礎，建築物，下水処理場の地中構造物などに残留変位が生じた。

謝　辞

本編に掲載した兵庫県南部地震における液状化及び地盤流動に関するデータは，阪神高速道路公団，建設省近畿地方建設局兵庫国道工事事務所及び淀川工事事務所，神戸市下水道局東灘処理場の提供によるものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

1）建設省国土地理院：平成７年兵庫県南部地震災害現況図，縮尺1：25,000，平成７年１月26日；平成７年兵庫県南部地震災害現況図（第Ⅱ版），縮尺1：10,000，国土地理院技術資料D･I-No.322，平成７年４月

2）濱田政則，磯山龍二，若松加寿江：The 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake - Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area（「1995年兵庫県南部地震における液状化，地盤の永久変位，地盤条件」），㈶地震予知総合研究振興会，1995年９月

3）国際航業㈱：阪神大震災の被災マップ，縮尺1：10,000，1995年２月

4）中村裕昭他：1995年兵庫県南部地震における液状化調査，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第３部（A），pp.452～453，1995年９月

5）Matsuo, O.: Damage to River Dikes, Special Issue of Soils & Foundations on the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Vol. pp, 235-240, 1996.1.

6）㈳日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編，平成２年２月

7）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.21)，土木研究所彙報第64号，平成７年６月

8）安田進：液状化簡易予測式に与える粒度分布形状の影響，土木学会第38回年次学術講演会講演概要集，III，pp. 377-378, 1983年

9）吉藤田喜久雄，若松加寿江，久保純子：福井地震による液状化発生地点の地形・地盤条件，第24回土質工学研究発表会，pp. 891-894, 1989年

10）田中幸久ほか：1993年北海道南西沖地震における礫地盤液状化の原因究明(その１)，電力中央研究所報告，U94007, 1994年

11）㈳日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 163-169, 1988年

12）Yoshimi, Y., et al.: In situ liquefaction of clean sands over a wide density range, Geotechnique, Vol. 44, No. 3, pp. 479-494, 1994.

13）原田健二，安田進，新川直利：兵庫県南部地震により液状化した地盤の沈下量と改良工法の効果に関する考察，第30回地震工学研究発表会，pp. 229-232, 1995年

14）斎藤彰，伊藤克彦，大柿文治：液状化対策工法としての砕石ドレーン工法の開発，土木学会論文集，No. 522/VI-28, pp. 35-38, 1995年９月

15）㈱竹中土木，㈱竹中工務店：深層混合処理工法による格子状改良壁の耐液状化効果(第１報)，1995年２月

16）濱田政則ほか：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文報告集，第376号，pp. 211-220, 1986年

17）井合進：ケーソン式岸壁の被害の特徴，土木学会誌80-6，pp. 46-49，1995年6月

18）上部達生：兵庫県南部地震による港湾施設等の被害，土木学会誌80-4，pp. 6-10，1995年4月。

19）運輸省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説（下）改訂版，1989年6月

20）㈶地震予知総合研究振興会：地盤変状と地中構造物の地震被災に関する研究，昭和63年度調査研究報告書，1989年3月

21）Bartlett, S.F., Youd, T.L.: Empirical Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spread, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 4, 1996.4.

22）石原研而：液状化による地盤変状と構造物基礎に及ぼす影響．土と基礎44-2, pp. 7-9, 1996年2月

第５編　道路橋の被害

第5編　道路橋の被害

大塚　久哲*1　鈴木　基行*2　運上　茂樹*2　寺山　徹*3
野崎　智文*4　星隈　順一*4　長屋　和宏*5　萩原　良二*6
田村　敬一*7　二宮　嘉朗*8　本田　利器*9　西川　和廣*10
神田　昌幸*11　山本　悟司*12　上仙　靖*13　中野　正則*14
木村　嘉富*15　石田　雅博*16　河野　広隆*17　山田　晴利*18
畠中　秀人*19　西川　昌宏*19

by Dr. Hisanori OTSUKA, Dr. Motoyuki SUZUKI, Dr. Shigeki UNJOH
Toru TERAYAMA, Tomohumi NOZAKI, Jun-ichi HOSHIKUMA
Kazuhiro NAGAYA, Ryoji HAGIWARA, Keiichi TAMURA
Yoshio NINOMIYA, Riki HONDA, Kazuhiro NISHIKAWA
Masayuki KANDA, Satosi YAMAMOTO, Yasushi JOHSEN
Masanori NAKANO, Yoshitomi KIMURA, Masahiro ISHIDA
Hirotaka KAWANO, Dr. Harutoshi YAMADA, Hideto HATAKENAKA
and Masahiro NISHIKAWA

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．主要な道路橋の被災状況 …… 5
2．1　一般国道 …… 5
2.1.1　一般国道2号　浜手バイパス …… 5
2.1.2　一般国道43号　岩屋高架橋 …… 7
2.1.3　一般国道171号　門戸高架橋 …… 7
2.1.4　その他一般国道 …… 9
2．2　高速自動車国道 …… 10
2.2.1　名神高速道路　瓦木西高架橋 …… 10
2.2.2　名神高速道路　武庫川橋 …… 10
2.2.3　名神高速道路　守部高架橋 …… 11
2.2.4　名神高速道路　大西高架橋 …… 12
2.2.5　中国自動車道　宝塚高架橋 …… 12
2．3　阪神高速道路 …… 13
2.3.1　阪神高速道路3号神戸線（西宮市甲子園高潮町） …… 13
2.3.2　阪神高速道路3号神戸線（西宮市浜脇町札場） …… 13
2.3.3　阪神高速道路3号神戸線（西宮市市庭　建石交差点） …… 13
2.3.4　阪神高速道路3号神戸線（神戸市東灘区深江本町） …… 13
2.3.5　阪神高速道路3号神戸線（神戸市中央区波止場町） …… 13
2.3.6　阪神高速道路3号神戸線　湊川ランプ …… 15

2.3.7 阪神高速道路3号神戸線（神戸市東灘区深江本町西側） …… 15
2.3.8 阪神高速道路3号神戸線（西宮市今津二葉町） …… 20
2.3.9 阪神高速道路3号神戸線（JR和田岬線跨線橋） …… 21
2.3.10 阪神高速道路5号湾岸線 西宮港大橋 …… 23
2.3.11 阪神高速道路5号湾岸線 新夙川橋 …… 23
2.3.12 阪神高速道路5号湾岸線 新芦屋川橋 …… 24
2.3.13 阪神高速道路5号湾岸線 東神戸大橋 …… 25
2.3.14 阪神高速道路5号湾岸線 六甲アイランド橋 …… 27
2．4 神戸新交通 …… 28
2.4.1 ポートアイランド線 …… 28
2.4.2 六甲アイランド線 …… 30
2．5 県道・市道 …… 32
3．道路橋の被災の特徴と分析 …… 32
3．1 被災の特徴 …… 32
3.1.1 被災総括 …… 32
3.1.2 橋脚の被災の特徴 …… 35
3.1.3 上部構造の被災の特徴 …… 35
3.1.4 支承の被災の特徴 …… 37
3.1.5 橋脚基礎の被災の特徴 …… 38
3．2 被災の分析 …… 40
3.2.1 マクロ分析 …… 40
3.2.2 橋脚基礎の被災の分析 …… 41
4．道路橋の被災メカニズムの推定 …… 46
4．1 一般国道43号 岩屋高架橋 …… 46
4．2 阪神高速道路3号神戸線（神戸市東灘区深江本町） …… 49
4．3 阪神高速道路3号神戸線（西宮市甲子園高潮町） …… 67
4．4 阪神高速道路3号神戸線（西宮市市庭町建石交差点） …… 75
4．5 阪神高速道路3号神戸線（西宮市浜脇町札場） …… 79
4．6 阪神高速道路5号湾岸線 西宮港大橋 …… 88
5．まとめ …… 102
謝 辞 …… 103
参考文献 …… 103

＊1 地震防災部耐震研究室長，工博
＊2 地震防災部耐震研究室主任研究員，工博
＊3 地震防災部耐震研究室主任研究員
＊4 地震防災部耐震研究室研究員
＊5 地震防災部耐震研究室
＊6 前地震防災部振動研究室長（現 建築研究所国際地震工学部第二耐震工学室長）
＊7 地震防災部振動研究室長
＊8 地震防災部振動研究室主任研究員
＊9 地震防災部振動研究室研究員
＊10 構造橋梁部橋梁研究室長
＊11 構造橋梁部橋梁研究室主任研究員
＊12 前構造橋梁部橋梁研究室研究員（現 近畿地方建設局浪速国道工事事務所調査第一課長）
＊13 構造橋梁部橋梁研究室研究員
＊14 構造橋梁部基礎研究室長
＊15 構造橋梁部基礎研究室主任研究員
＊16 構造橋梁部基礎研究室研究員
＊17 材料施工部コンクリート研究室長
＊18 道路部新交通研究室長，工博
＊19 道路部新交通研究室研究員

1．概　要

今回の地震により被災した主要な道路橋を示すと表-5・1のようになる。図-5・1はこれらの位置を示したものである。被災は，一般国道2号，43号および171号を始め，名神高速道路・中国自動車道，阪神高速道路3号神戸線・5号湾岸線の高架道路橋などに生じた。また，県道・市道の一般橋梁にも被害が生じた。

主要な被災状況について，その概要を示すと以下の通りである。

(1) 一般国道

一般国道171号門戸高架橋では，跨線橋部の単純桁が落橋した。桁連結タイプの落橋防止装置が取り付けられていたが，これが損傷し，桁が落下したものである。

43号岩屋高架橋においては，RC橋脚及び鋼製橋脚が被災した。鋼製橋脚のうちの1基は躯体部が損傷を受け，梁が地上付近まで沈下した。

2号浜手バイパスの2径間連続鋼箱桁と3径間連続鋼箱桁が隣接する箇所では，橋軸直角方向におよそ3.5mの相対変位が生じた。また，鋼製2層ラーメン橋脚の中には橋脚中間高さ位置において最大で5cm程度の面外変形を伴う鋼板の損傷が生じたものがある。

(2) 高速自動車国道

名神高速道路においては，西宮IC～尼崎IC区間内の守部高架橋において，5径間連続RC中空床版橋を支持するRC壁式橋脚に損傷を生じた。ほぼ同様な被害は，大西高架橋においても生じている。また，武庫川橋では支承からの桁の落下，桁腹板の損傷，橋台と桁間の連結装置の損傷などが生じた。また，RC橋脚も被災している。瓦木西高架橋では，斜角を有する3径間中空床版橋のうちの2径間が，ロッキングピアの傾斜に伴い落橋した。

中国自動車道においては，宝塚高架橋において，5径間連続RC中空床版橋を支える3柱式RC橋脚が被災した。

(3) 阪神高速道路

阪神高速道路3号神戸線においては，西宮市甲子園高潮町においてRC橋脚の被災に伴い，単純桁2連が落下した。

西宮市浜脇町札場においては，隣接する鋼単純桁2連が落下した。落下した桁の前後の桁にも大きな水平移動が生じている。

表-5・1　主な被災橋梁

番号	路線名	橋梁名または地区名	被災の状況
1	一般国道171号	門戸高架橋	跨線橋部の単純桁が線路上に落橋
2	一般国道43号	岩屋高架橋	RC橋脚の損傷，鋼製橋脚の損傷
3	一般国道2号	浜手バイパス	上部構造の支承からの脱落，鋼製ラーメン橋脚の損傷
4	名神高速道路	大西高架橋	RC壁式橋脚の損傷，桁の沈下
5	名神高速道路	守部高架橋	RC壁式橋脚の損傷，桁の沈下
6	名神高速道路	武庫川橋	RC橋脚の損傷，支承の損傷による桁の段差発生
7	名神高速道路	瓦木西高架橋	ロッキングピアを有する斜床板橋の落下
8	中国自動車道	宝塚高架橋	RC橋脚の損傷，桁の沈下
9	阪神高速道路3号神戸線	西宮市甲子園高潮町	RC橋脚の損傷，桁の落下
10	阪神高速道路3号神戸線	西宮市市今津二葉町	鋼製橋脚の損傷
11	阪神高速道路3号神戸線	西宮市浜脇町札場	単純桁2径間の落下
12	阪神高速道路3号神戸線	西宮市市庭町処石交差点	鋼製橋脚の損傷，桁の沈下
13	阪神高速道路3号神戸線	西宮市市庭町戎神社前	RC橋脚の損傷
14	阪神高速道路3号神戸線	神戸市東灘区深江本町	ピルツ橋18径間のRC橋脚の倒壊
15	阪神高速道路3号神戸線	神戸市東灘区深江本町西側	RC橋脚の損傷，桁の沈下
16	阪神高速道路3号神戸線	神戸市中央区波止場町	RC橋脚の損傷，桁の沈下
17	阪神高速道路3号神戸線	JR和田岬線跨線橋部	鋼製橋脚の損傷
18	阪神高速道路3号神戸線	湊川ランプ	RC橋脚の損傷，ランプ橋の落下
19	阪神高速道路5号湾岸線	西宮港大橋	鋼箱桁橋1径間が落下，ニールセンローゼ桁橋支承の損傷
20	阪神高速道路5号湾岸線	新夙川橋	支承の損傷，桁の段差発生
21	阪神高速道路5号湾岸線	新芦屋川橋	鋼製ラーメン橋脚の損傷
22	阪神高速道路5号湾岸線	東神戸大橋	斜張橋端部のペンデル支承損傷，桁の段差発生
23	阪神高速道路5号湾岸線	六甲アイランド橋	ローゼ橋支承の損傷，主構の傾斜・段差発生

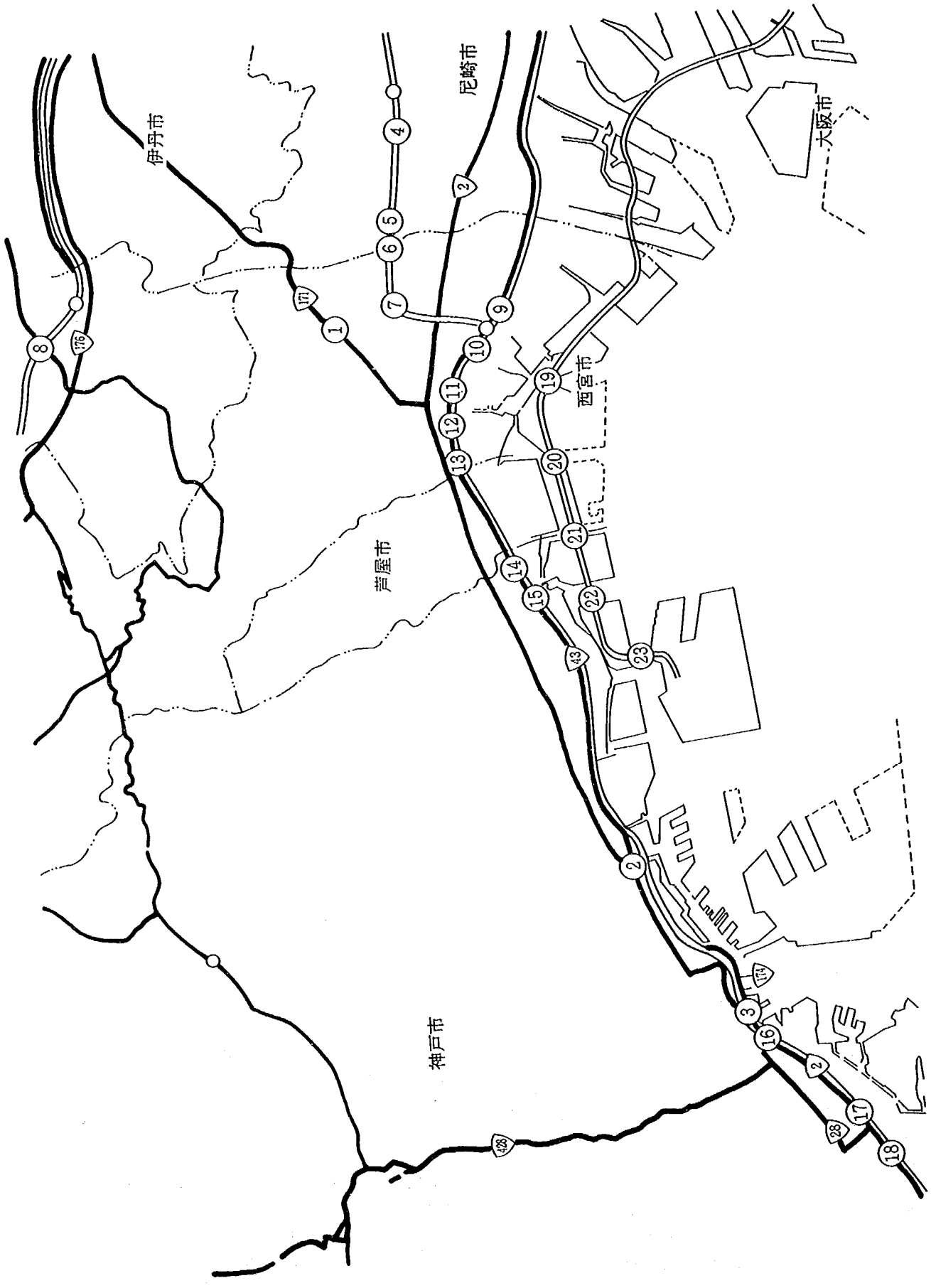

伊丹市
尼崎市
大阪市
西宮市
芦屋市
神戸市
171
176
2
43
28
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23

図-5・1 主な被災橋梁

西宮市市庭町の建石交差点においては，鋼製橋脚が損傷を受け，桁が沈下した。

神戸市東灘区深江本町においては，18径間のピルツデッキ形式橋梁が被災した。

神戸市中央区波止場町においては，単柱式RC橋脚が被災した。橋脚は上部構造の横桁下に配置された支承を柱頭部で直接支持する形式となっている。

神戸市長田区湊川ランプにおいては，ランプ部のRC橋脚が被災した。橋脚の損傷に伴い，2径間連続鋼箱桁曲線橋が一部落下した。また，隣接するランプ橋では，支承の損傷により鋼箱桁が橋軸直角方向にずれた。

深江本町の西側においては，RC橋脚が被災し，これに伴って鋼箱桁が部分的な損傷を伴い沈下した。

西宮市今津二葉町においては，ラーメン形式の鋼製橋脚基部が被災した。

JR和田岬線跨線橋部においては，鋼製橋脚が損傷した。

阪神高速道路5号湾岸線においては，甲子園浜において西宮港大橋の東側に隣接する鋼箱桁単純橋が1径間落下した。西宮港大橋においては，鋳鋼製のピボット沓が損傷した。新夙川橋においては陸上部の端支点の沓が損傷し，桁補剛材が変形した。

新芦屋川橋の鋼製橋脚において軽微な座屈が生じた。

東神戸大橋では鋼製ラーメン橋脚の腹板に損傷が生じ，さらにペンデル支承のピンの脱落が生じた。

六甲アイランド橋では，沓の損傷により主桁が脱落し，上部工全体が傾斜するなどの被害が生じた。

(4) その他

神戸新交通のポートアイランド線および六甲アイランド線では，3径間連続桁の沓からの脱落，RC橋脚では軸方向鉄筋段落とし部からのひびわれ発生や鉄筋のはらみだし，鋼製橋脚においては局部座屈や傾斜が生じた。

また，建設途中にあった明石海峡大橋においては，海底地盤の変動により，本州側のアンカレイジ，主塔基礎ともにほぼ北東方向に約80cm，淡路島側の主塔基礎がほぼ西北西方向に約50cm，アンカレイジがほぼ西南西方向に約50cm変位した。この結果，中央径間長が約80cm，淡路島側の側径間長が約30cmそれぞれ長くなった。（本州四国連絡橋公団の「兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響調査報告書」（平成7年8月）による）。

2．主要な道路橋の被災状況

2．1　一般国道

2.1.1　一般国道2号　浜手バイパス

(1) 橋梁の概要

浜手バイパスは，神戸駅南口から生田川付近までを結ぶ上り線2,657m，下り線2,202mの一般国道2号のバイパス道路であり，全線が高架橋で，上下線分離のダブルデッキ構造となっている。完成年次は昭和61年である。

上部構造については87橋（連続橋は1橋として計上），下部構造についてはRC橋台4基，橋脚74基（RC，鋼製とも37基）であった。上部構造は，単純合成鈑げた橋，連続鋼床版箱げた橋，連続非合成鈑げたおよび箱げた橋，PC（プレストレストコンクリート）ポストテンション下げた橋で構成されている。ダブルデッキ部は2層のRCあるいは鋼製のラーメン橋脚（ラケット橋脚を含む）となっている。基礎は杭基礎が多く，一部ケーソン基礎も使用している。支承はPCげたはゴム支承，鋼橋はBP支承，ピボット支承およびピボットローラー支承であった。また，地盤条件はII種地盤である。

昭和55年道路橋示方書V耐震設計編に基づいて震度法および修正震度法で設計されており，設計水平震度は，橋軸方向，橋軸直角方向ともに0.22～0.28としている。

(2) 被害状況

浜手バイパスの被害の特徴としては，支承の破壊が顕著でけたが支承より離脱して橋軸直角方向への大きなずれが生じた事例や，鋼製橋脚に各種の局部座屈が生じたことなどが挙げられる。

けたの移動では，図-5・2に示すように，特にP34橋脚からP44橋脚の区間で顕著であった。各支承は損傷を受けており，例としてP40橋脚上層部のピボット支承（固定支承）の損傷状況を**写真-5・1**及び**写真-5・2**に示している。上沓のボルトが4本とも破断し，けたが山側へ約50cm移動していることがわかる。このケースでは沓座には特に変状は見られなかった。P39橋脚では，**写真-5・3**のように，支承板が脱落してけたが橋軸直角方向（山側）へ移動している。このように，橋軸直角方向に移動しているけたが多く見られた。最も大きな移動が生じたのは，P34～P36橋脚間上層部の2径間連続鋼箱げたとP36～P39橋脚間上層部の3径間連続鋼箱げたであり，これら両げたのジョイント部となるP36橋脚上層部では，**写真-5・4**に示すように，橋

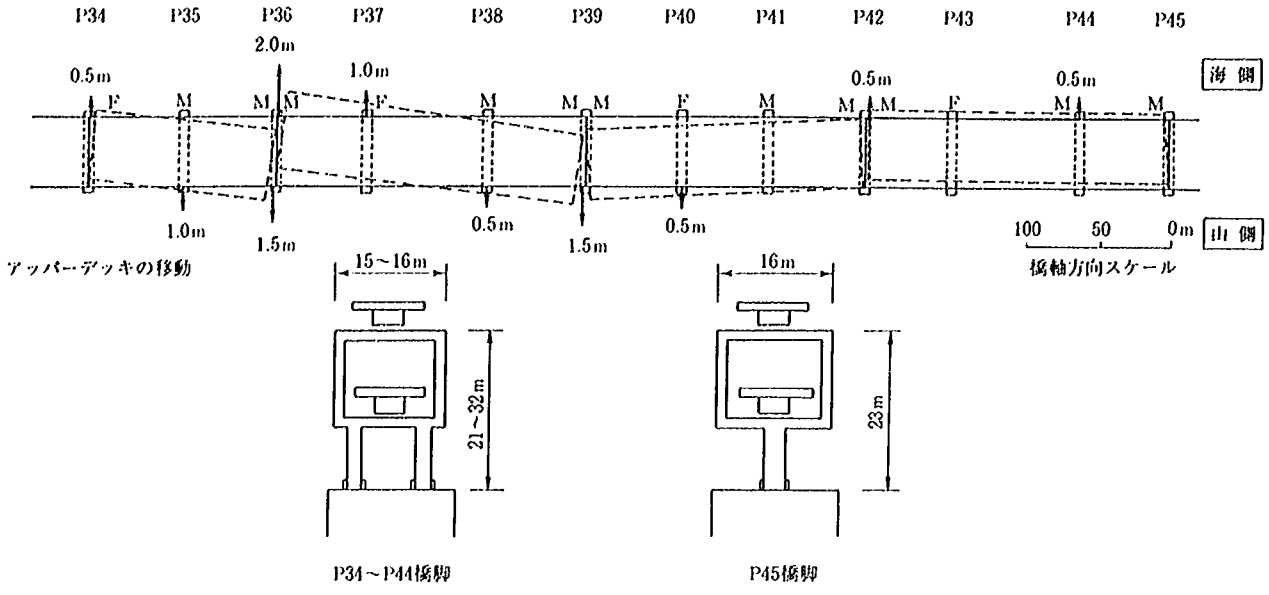


図-5・2 一般国道2号浜手バイパス

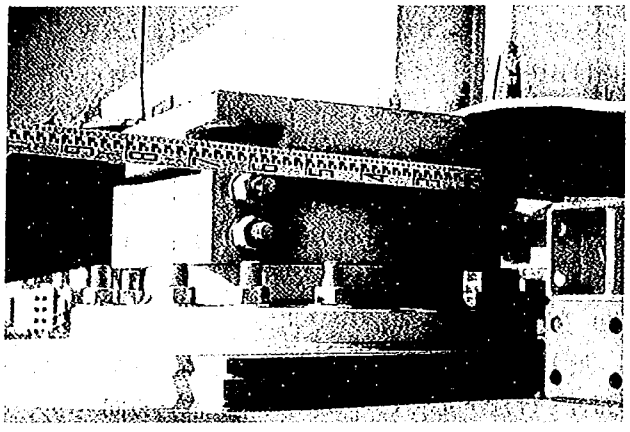


写真-5・1 P40橋脚アッパーデッキ下フランジが支承板上沓から離脱（ボルトの破断）

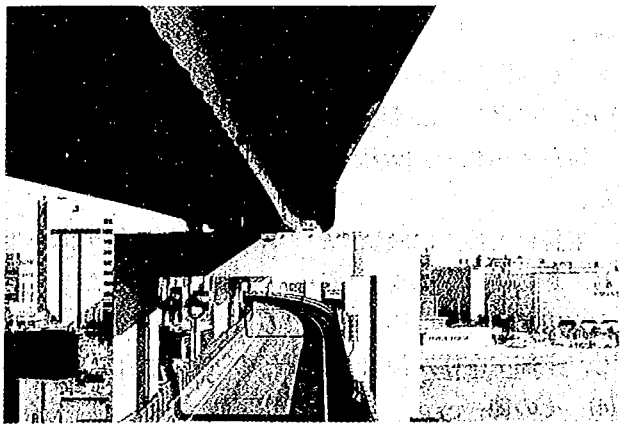


写真-5・3 P39橋脚アッパーデッキの橋軸直角方向への移動

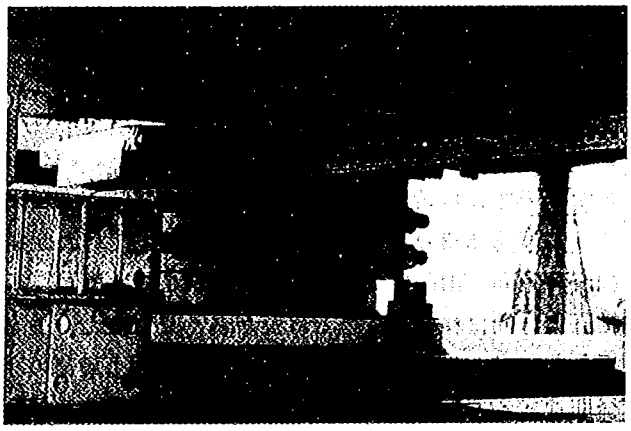


写真-5・2 P40橋脚アッパーデッキ下フランジが支承板上沓から離脱（約50cm移動）

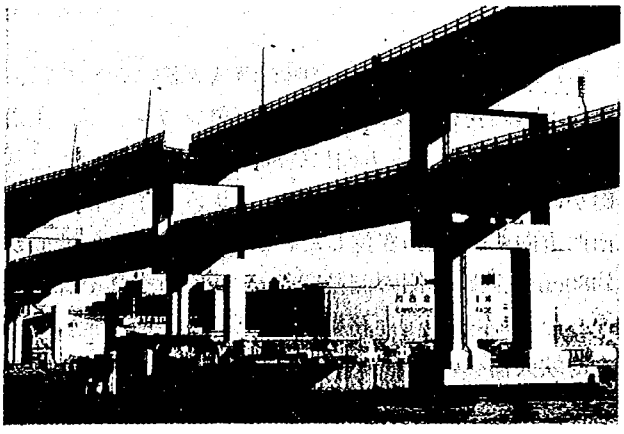


写真-5・4 P36橋脚アッパーデッキ部に生じた桁のずれ

軸直角方向におよそ3.5mの相対変位が生じていた。橋軸直角方向のけたの移動が特に大きい箇所は２径間もしくは3径間の連続橋となっており，残留変位から判断すると中間支点まわりの回転が付加されて移動量が大きくなったと考えられる（図-5・2)。

鋼橋に用いられているBP支承，ピボット支承及びピボットローラー支承は，設計条件を超える地震動により多くが破壊されたが，破壊の形態はけたの下フランジと上沓の離脱，支承本体の損傷，沓座の損傷と多岐にわたり，サイドブロックの損傷，セットボルトの破断の他，BP支承の支承板の抜け出し，ピボットローラー支承のローラーの脱落などが見られた。

橋脚については，けたの移動や支承の損傷程度が大きな区間では，橋脚にも損傷が生じていた。例えば，P41橋脚は，写真-5・5及び写真-5・6に示すように，２層鋼製ラーメン橋脚であるが，柱中間高さ位置（地盤面から3.7mの高さ）において縦補剛材間の板パネルが局部座屈しており，最大で５cmの面外変形が生じていた。さらに，P49等の円形の鋼製橋脚においては，写真-5・7に示すように，いわゆる提灯座屈が生じたものがあった。

橋脚は倒壊したものはないが，矩形鋼製橋脚の局部座屈，鋼製円柱橋脚の提灯座屈，水平方向の地震力によるRC橋脚の曲げ破壊等が観察された。

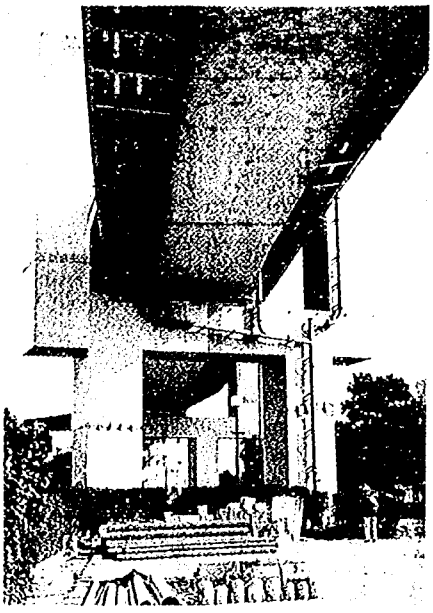


写真-5・5　鋼製ラーメン橋脚（P41）の損傷（柱中間部）

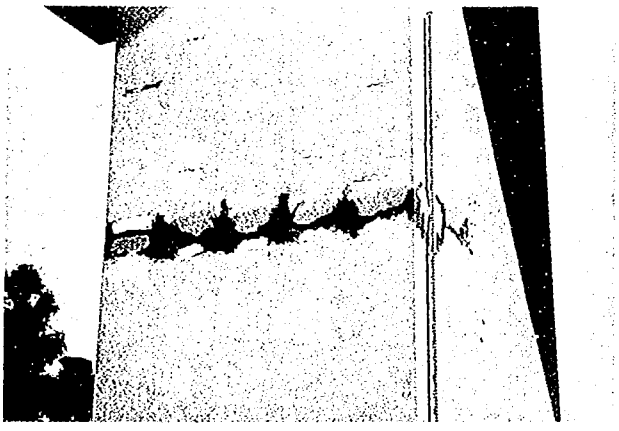


写真-5・6　鋼製ラーメン橋脚（P41）の損傷（拡大）

2.1.2　一般国道43号　岩屋高架橋

岩屋高架橋は一般国道2号をまたぐ高架橋であり，一般国道2号との交差点部では鋼桁２径間および連結PC桁橋の端径間を鋼製橋脚4基で支えている。

本橋の概要，被災状況および被災メカニズムについては4・1を参照のこと。

2.1.3　一般国道171号門戸高架橋

(1)　橋梁の概要

門戸高架橋は，阪急電鉄今津線門戸厄神駅南側に位置する跨線橋であり，図-5・3に示すように，橋長328.6m，幅員11.5m(跨線部14.5m)の19径間単純橋である。なお，図中には，後述する橋脚躯体に生じた損傷の程度についても記述している。上部構造は，PC桁，RC床版，鋼板桁の3種類が適用されており，下部構造は，P１～P５橋脚及びP10～P18橋脚が円形断面単柱，P６～P９橋脚が40°の斜角を有する矩形断面三柱ラーメン式であり，基礎型式はいずれも杭基礎である。本高架橋の竣工は昭和42年であり，耐震設計に関する適用基準は，昭和39年鋼道路橋設計示方書である。

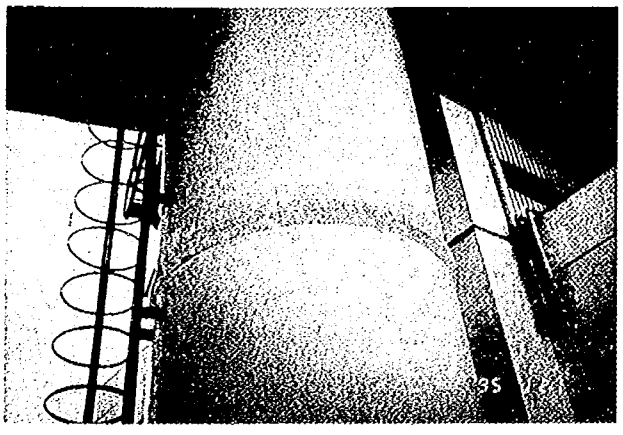


写真-5・7　円形鋼製ラーメン橋脚（P49）の損傷

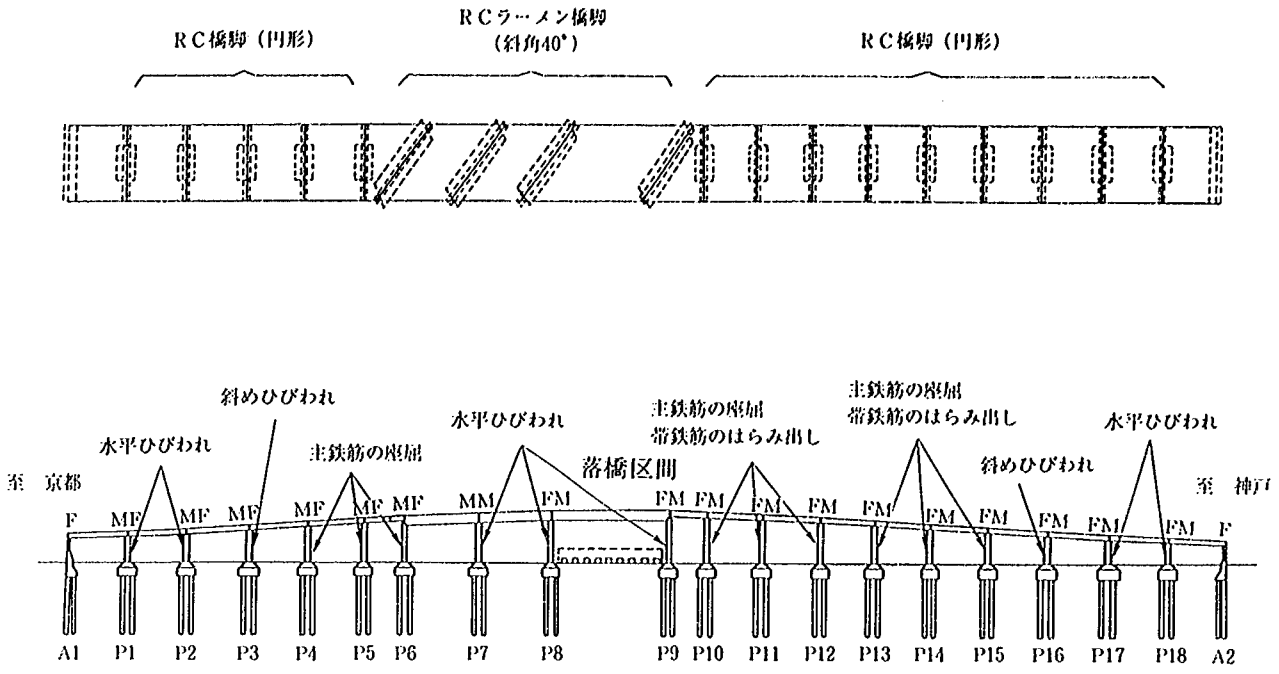


図-5・3 門戸高架橋概要および橋脚の被災状況

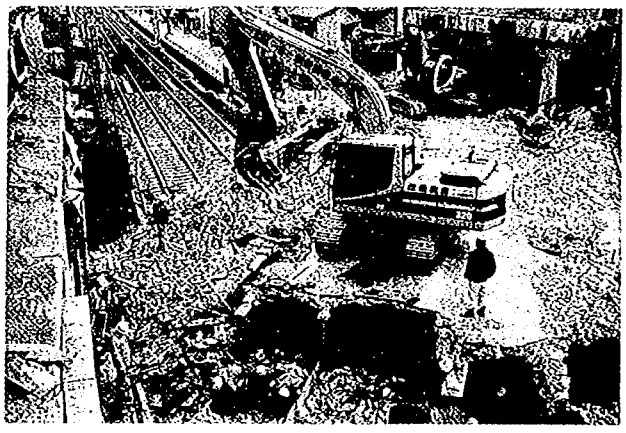


写真-5・8 跨線橋部の落橋状況
（P 8 橋脚からP 9 橋脚を望む）

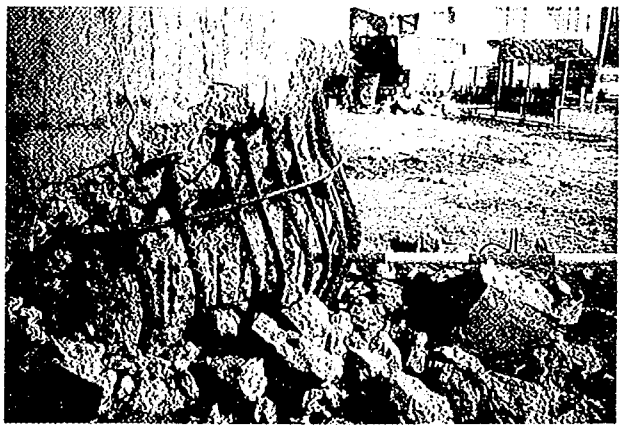


写真-5・10 P15橋脚の主鉄筋のはらみだしとコアコンクリートの損傷



写真-5・9 P15橋脚の損傷状況

(2) 被害状況

今回の地震により，阪急電鉄跨線部に当たるP 8 ～P 9 橋脚間の鋼箱桁（支間34.0m）が写真-5・8に示すように，軌道上に落橋する被害が生じた。また，P 1 ～P18橋脚の全ての橋脚で，図-5・3に示す損傷が生じていた。

写真-5・9は，円形橋脚（P15橋脚）の損傷状況を示したものである。P15橋脚では，写真-5・10に示すように，基部付近で被りコンクリートが剝落するとともに，軸方向鉄筋が大きく座屈して曲げ破壊していた。同様な被害が，P 4，P 5，P10～P14橋脚で生じていた。P 1 ～P 3 橋脚及びP15～P18橋脚では，基部付近に曲げ水平ひびわれが生じた程度の損傷であった。

写真-5・11は，ラーメン橋脚（P6橋脚）の損傷を示したものである。南側の柱では，写真-5・12に示すように，軸方向鉄筋が段落しされている柱中間部において，曲げ損傷からせん断破壊に移行する段階の損傷が生じた。また，中間柱及び北側柱でも同様に中間部において水平ひびわれが生じていた。

2.1.4　その他一般国道

直轄管理区間内の国道２号，43号，171号及び176号にある橋梁のうち，今回の地震により大きな影響を受けた川西市，宝塚市，伊丹市，尼崎市，西宮市，芦屋市及び神戸市にある橋梁を対象として被災の調査を行った。調査対象の橋梁のうち，最大支間長が15m以上の橋梁は21橋である。それぞれの被災状況をまとめた結果を表-5・2に示す。なお，一般国道２号浜手バイパス，一般国道43号岩屋高架橋及び一般国道171号門戸高架橋の被災状況は2.1.1～2.1.3において記述しているので本表には記載していない。

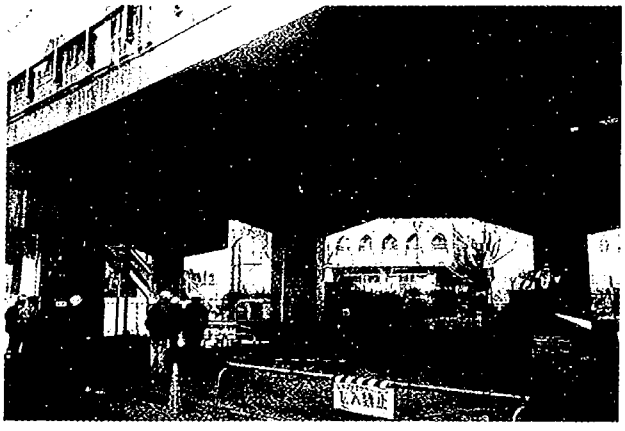


写真-5・11　３柱式ラーメン橋脚（Ｐ６）の損傷
（斜角が40°と小さい）



写真-5・12　Ｐ６橋脚柱中間高さでの損傷
（この位置で主鉄筋が段落としされており，ここから発生した曲げひびわれが斜めひびわれに進展している）

表-5・2　直轄国道の橋梁の被災

No.	路　線	橋　梁　名	橋長(m)	最大支間長（m）	被　災　状　況	備　考
1	国道２号	西灘橋	17.0	16.0	床版端部に剥離	
2	国道２号	明治橋	27.0	27.0	上部構造・橋台の移動，移動制限装置の変形	
3	国道２号	新湊川大橋	42.0	17.0	沓座モルタルにクラック	
4	国道２号	天神橋	77.0	26.0	ラーメン橋脚隅角部及び橋台竪壁にクラック	
5	国道２号	菅公橋	48.0	24.0	橋脚，橋台基部のコンクリート剥離	
6	国道43号	蓬川橋	34.0	33.0	橋台に軽微なクラック，沓セットボルトの変形	
7	国道43号	甲子園高架橋	457.6	70.0	支承本体の割れ，支承ストッパーの破損	
8	国道43号	津門川橋（拡幅部）	17.0	16.0	橋台に軽微なクラック，支承ストッパーに損傷	
9	国道43号	芦屋川橋	49.0	33.0	支承アンカーボルトに破損	
10	国道43号	住吉川橋	24.0	23.0	支承サイドブロック・ストッパーの欠損 橋台ハラヘットにクラック	
11	国道171号	軍行橋	275.0	45.0	沓座モルタル剥離	
12	国道171号	伊丹橋	16.0	15.0	橋台にクラック	
13	国道171号	北村高架橋	*	45.0	橋脚のコンクリート剥離，鉄筋の露出	
14	国道171号	寺本高架橋	*	42.0	橋脚基部にコンクリートの剥離	
15	国道171号	昆陽里高架橋	*	40.0	橋脚基部にクラック	
16	国道171号	常松高架橋	360.5	27.6	橋脚にクラック	
17	国道171号	甲武橋	283.0	23.0	一部の橋脚基部や梁部にクラック	
18	国道176号	生瀬橋	93.0	25.0	橋台ハラヘットにクラック	

2．2 高速自動車国道

今回の地震で被害を受けた高速自動車国道は名神高速道路と中国自動車道である。

名神高速道路はわが国最初の高速道路であり，栗東IC～尼崎IC間が昭和38年７月16日，尼崎IC～西宮IC間が昭和39年９月６日にそれぞれ開通した。この路線は東西を結ぶ重要路線のひとつであり，平成５年の統計で名神の尼崎IC～西宮IC間で約54,000台/日の利用交通量があった。

この路線のうち被害の大きい橋梁は，尼崎IC～西宮ICの間にある。これらの橋梁の設計は，昭和31年に道路協会から出された「鋼道路橋設計示方書」および土木学会「コンクリート標準示方書」に基づいている。耐震性の検討に関しては，設計震度として一般にkh＝0.2を用いた震度法によっている。

中国自動車道は中国吹田IC～中国豊中IC間が昭和45年３月１日，中国豊中IC～宝塚IC間が昭和45年７月23日，宝塚IC～西宮北IC間が昭和50年10月16日にそれぞれ開通した。この路線は，阪神地区の東西交通を支える重要路線のひとつであり，平成５年の統計で中国道宝塚IC～西宮IC間で約96,000台/日の利用交通があった。この路線で橋脚の主要な被害を生じたのは，中国自動車道宝塚IC付近である。

以下に，両路線における橋梁被災の状況を示す。

2.2.1 名神高速道路 瓦木西高架橋

東名高速道路の武庫川から西に約1.8kmにわたってRC連続高架橋が続くが，このひとつである瓦木西高架橋（橋長922.05m）が県道と交差する箇所で落橋した。この落橋は名神高速道路で唯一のものである。

瓦木西高架橋の基本構造は，上部構造はRC連続中空床版，下部構造は壁式のRC橋脚からなり，当時の標準

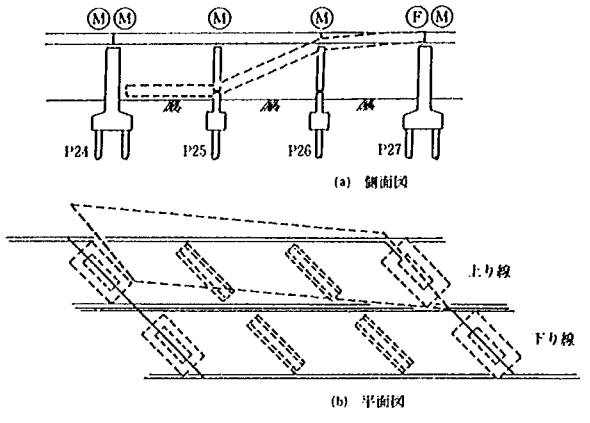


図-5・4 瓦栖高架橋

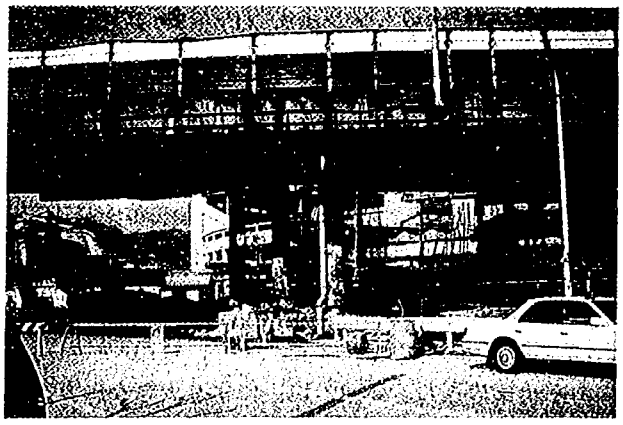


写真-5・13 瓦栖高架橋のロッキングピア

的な高架橋形式である。落橋した当該箇所(P24～P27)は県道と交差しているため斜角が52度となっている(図-5・4)。

上部構造は桁長が51.5m（支間：16.4m＋18.7m＋16.4m）のRC3径間連続中空床版である。

下部構造のうち端部の掛違い橋脚はRC壁式橋脚であるが，中間の２脚はロッキングカラム橋脚となっている。このロッキングカラム橋脚は，脚柱が1脚当たり３本の円柱で構成されており，それぞれの円柱の上下端は全方向回転可能なヒンジ構造を有し，軸力は負担するが水平方向へは力を伝えない構造である。支承条件は端部のRC壁式橋脚（P27）による1脚固定であり，固定部はＸ型の鉄筋で構成されるメナーゼヒンジ構造，可動脚は鋼製ベアリングプレート支承を用いている。基礎構造はすべて場所打ちRC杭であるが，RC壁式橋脚は2列配置，ロッキングカラム橋脚は単列配置となっている（写真-5・13)。

被害状況としては上り線の上部構造が，可動端であるP24橋脚から外側に回転して落下している。固定端となっているP27は上部構造の拘束を保ってはいるが，桁の落下（回転）に伴い，亀裂が生じている。

なお，本区間と同形式の橋梁は，瓦木西高架橋全体を含めた約1.8kmの連続高架橋区間に他にもあるが，当該箇所の下り線も含め大きな被害は生じていない。

2.2.2 名神高速道路 武庫川橋

武庫川橋は，尼崎IC～西宮IC間のほぼ中間に位置し，２級河川武庫川をわたる橋長281.25mの鋼連続鈑桁橋である。上部構造の構造は，Ｉ型断面の３本の主桁で構成される３径間連続桁であり，スパン46.0m，桁長140.4mの橋が2連で構成される。床版は鉄筋コンクリート床版である。下部構造は河川内に設置されているため，すべてケーソン基礎を有する小判型のRC橋脚

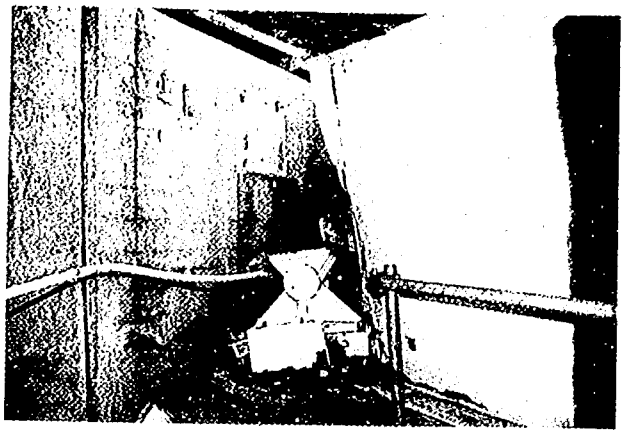


写真-5・14　破損した武庫川橋の支承

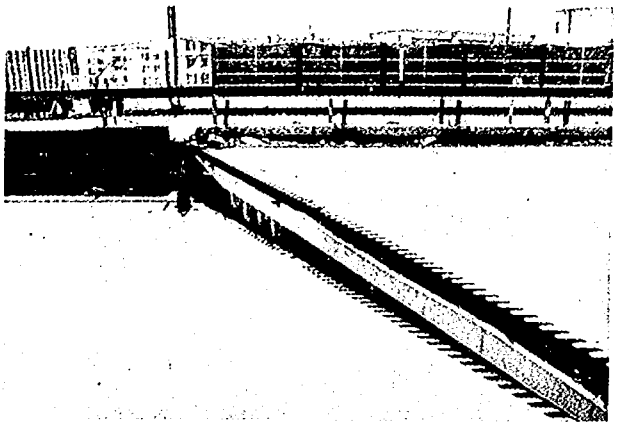


写真-5・15　武庫川橋上に生じた段差

であり，高さ方向に変断面である。河川の流線方向と平行に下部構造が設置されているため橋梁全体が66度の斜角を有している。支承条件は中間の1脚固定となっており，固定部は鋼製ピン支承，可動部は鋼製ローラー支承である。

被害状況としては上り線西宮側の端支点部で支承が破損しており，主桁がローラー支承から逸脱して橋台天端（沓座）に落下している。その結果，路面のジョイント部において中央分離帯側に段差が生じている（写真-5・14，5・15）。

また，桁端部には橋台と主桁をチェーンで連結する構造の落橋防止装置が設置されていたが，橋台側のアンカーボルトが破断しており，主桁側の桁端部は対傾構を含めて変形している。現場の状況を見ると，落橋防止装置は破断していたが，主桁は沓座端部に設けられているパラペットに衝突して止まっている。

可動橋脚には，張り出し部の下に水平方向のひび割れが生じており，一部ではかぶりコンクリートの剥離も見られた。一方，固定橋脚には顕著な被害は見られていない（写真-5・16）。

そのほか，鋼製支承のサイドブロックの破損が生じている。

2.2.3　名神高速道路　守部高架橋

名神高速道路の尼崎IC～西宮IC間（6.6km）のうち，尼崎IC～武庫川の区間はRC構造の高架橋（守部高架橋，水堂高架橋，大西高架橋）が2.7kmにわたり連続する。守部高架橋はこの高架橋区間の西側に位置し，ほかの2橋と同様に当時の標準的な形式で構成されている。

上部構造の構造は，一部の交差区間を除き，基本スパン17.0mで1連の桁長が85.0mのRC5径間連続中空

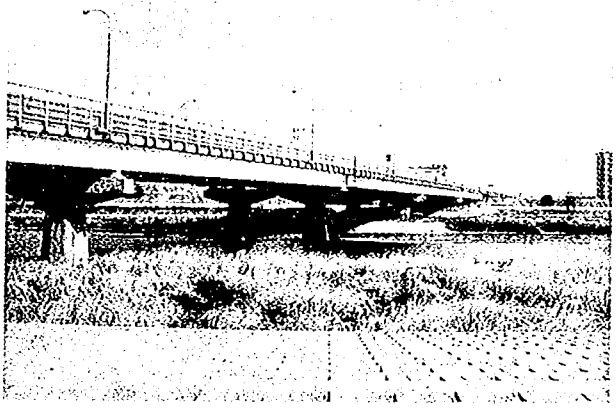


写真-5・16　武庫川橋

床版が標準である。標準部の下部構造はすべて壁式のRC橋脚となっており，中間の2脚が固定脚である。支承構造は，可動脚は鋼製ベアリングプレート支承を用い，固定脚はX型の鉄筋で構成されるメナーゼヒンジ構造となっている。基礎構造はすべて場所打ちRC杭であるが，固定橋脚では2列配置，可動橋脚では掛け違い橋脚を含め単列配置となっている。

被害は固定橋脚となっている中間の2脚に集中しており，鉄筋の段落とし部のせん断損傷や，橋脚基部の曲げひび割れなど，多数の損傷が発生している（写真-5・17）。

その中でも損傷が大きいものが上り線に2連あり，固定橋脚の段落とし部において，かぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋のはらみ出しなどを伴うせん断破壊が生じており，その結果，上部構造が最大で80cm近く沈下した。上部構造の沈下により，路面が波打った状況となっており，床版のひび割れ，伸縮装置の損傷，舗装のひび割れ等の被害が生じている（写真-5・18）。

そのほか，メナーゼヒンジ近傍の橋脚頭部が損壊し



写真-5・17　守部高架橋のせん断破壊した壁式RC橋脚

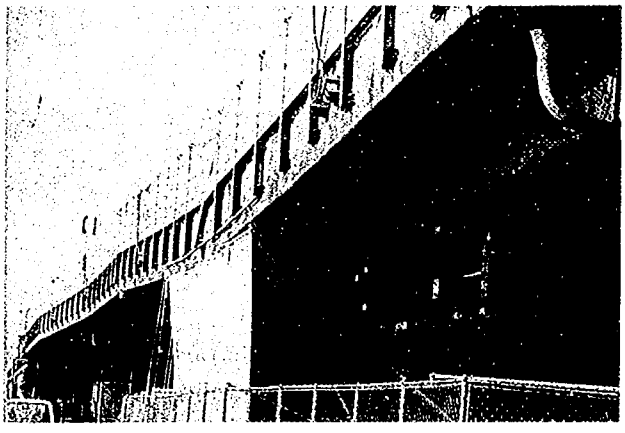


写真5・18　上下に波打った状態となった守部高架橋

ていたり，また可動橋脚においても基部に曲げひび割れが生じているものが見られた。なお，橋梁の構造は上下線で同じであるが，被害の程度は必ずしも同様にはなっていない。

2.2.4　名神高速道路　大西高架橋

大西高架橋は守部高架橋の吹田側に位置する高架橋で，守部高架橋と同様の構造形式で5径間連続RC中空床版を壁式橋脚で支えている。

被害は守部高架橋と共通しており，中央の2脚固定部の壁式橋脚が，段落とし部でせん断破壊を生じ，脚天端の沈下に伴い，上部構造の沈下が生じている。沈下量は最大で約30cm近くに達している（写真-5・19，5・20）。

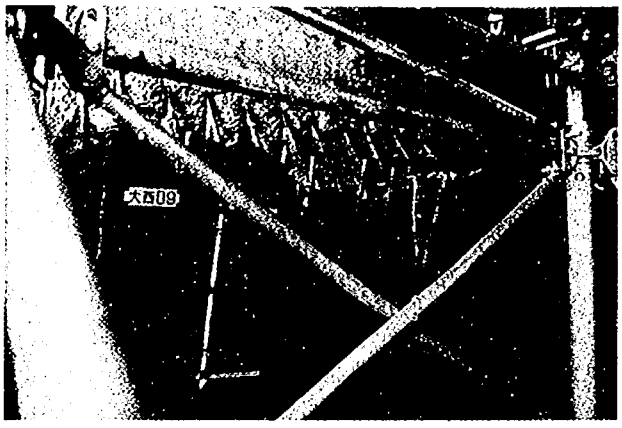


写真-5・19　大西高架橋のせん断破壊した壁式RC橋脚

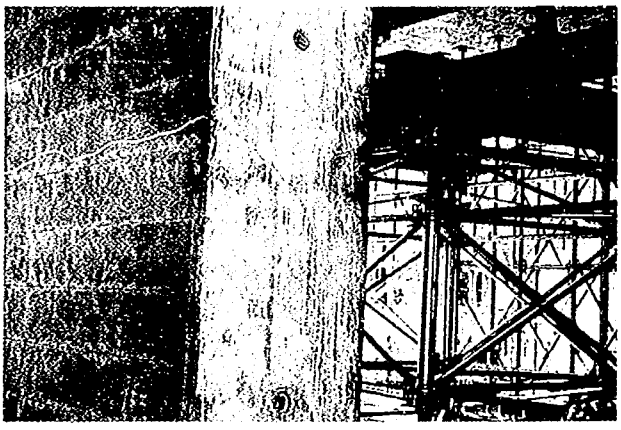


写真-5・20　大西高架橋の壁式RC橋脚に生じたせん断ひび割れ

2.2.5　中国自動車道　宝塚高架橋

この高架橋は，上部構造の構造が5径間連続の中空RC床版が連続する構造となっている。下部構造は3柱式のRC橋脚で，中央の2脚が固定となっている。

被害は固定橋脚に集中しており，脚中間部にせん断ひび割れを生じている。最も被害が大きかったのは，橋脚高の低い広島側の固定脚で，せん断破壊の結果，脚天端が沈下し，上部構造にも沈下が及んでいる。最終的なせん断の方向は広島側から吹田方向に向かっている（写真-5・21，5・22）。

また，可動橋脚では地表面付近に曲げひび割れが発生したほか，ローラー支承の破損が多くみられた。

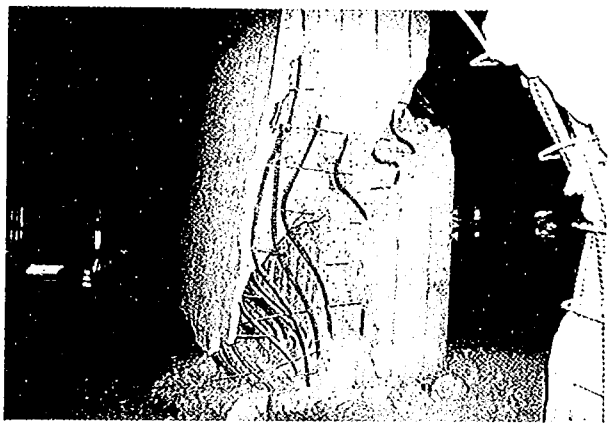


写真-5・21　宝塚高架橋のせん断破壊したRC橋脚

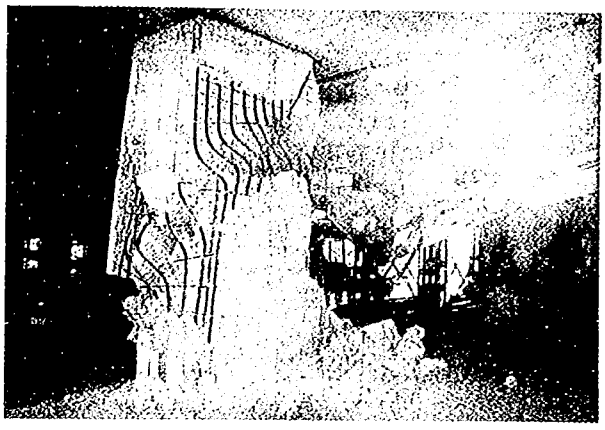


写真-5・22　宝塚高架橋のせん断破壊したRC橋脚

2．3　阪神高速道路

2.3.1　阪神高速道路3号神戸線(西宮市甲子園高潮町)[西P167]

(1)　橋梁の概要

阪神高速道路３号神戸線　西P167は昭和54年度に竣工した単柱式円形橋脚であり，単純桁２径間(40,30 m)を支持している(適用基準は昭和46年道路橋示方書である)。

(2)　被害概要

西P167橋脚が，橋軸方向に橋脚の柱中間部および柱基部で破壊し，３つに分裂して崩壊した。その結果，西P167橋脚上の単純桁２径間が落下した。両方の桁間には桁連結装置が設けられていたが破断していた。なお，詳細については4.3を参照のこと。

2.3.2　阪神高速道路3号神戸線（西宮市浜脇町札場）

本橋は，阪神高速道路神戸線の本線であり，西宮戎神社のやや東に位置する。上部構造は鋼単純箱げた橋，橋脚は円柱断面および角形断面のPC張り出し式RC橋脚である。鋼単純箱げた橋４径間のうち，中央の2径間が落下した。

本橋の概要，被災状況および被災メカニズムについては，4.5を参照のこと。

2.3.3　阪神高速道路３号神戸線(西宮市市庭　建石交差点)

本橋は一般国道43号建石交差点をまたぐ高架橋であり，被災した神P55橋脚は鋼製のT型柱を水平ばりの両端でピン支承を介してRC柱によって支える特殊な形式となっている。本橋脚はランプの分岐点にあるため，本線部とランプ部を支持する構造となっている。

本橋の概要，被災状況および被災メカニズムについては4.4を参照のこと。

2.3.4　阪神高速道路３号神戸線　(神戸市東灘区深江本町)

本橋は，一般国道43号上の阪神高速道路3号神戸線の高架橋であり，18径間のピルツデッキ形式橋梁が延長635mの区間で被災した。

本橋の概要，被災状況および被災メカニズムについては，4.2を参照のこと。

2.3.5　阪神高速道路３号神戸線(神戸市中央区波止場町)[橋脚P456～P458]

(1)　橋梁の概要

阪神高速道路３号神戸線の神戸市中央区波止場町地区高架橋で，上部構造は橋脚上にかけ違いのある単純鋼板桁で桁内に横梁を設けた形式となっている（図-5・5)。橋脚は矩型単柱式で上部構造の横桁の両端を橋脚２本で支持している。

本橋梁の完成は昭和40年度であった（適用基準は昭和39年道路橋示方書である)。

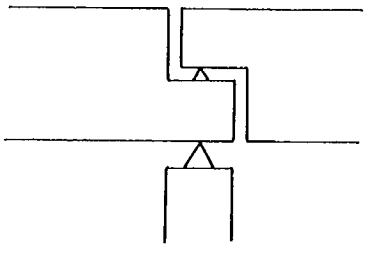


図-5・5　かけ違い部

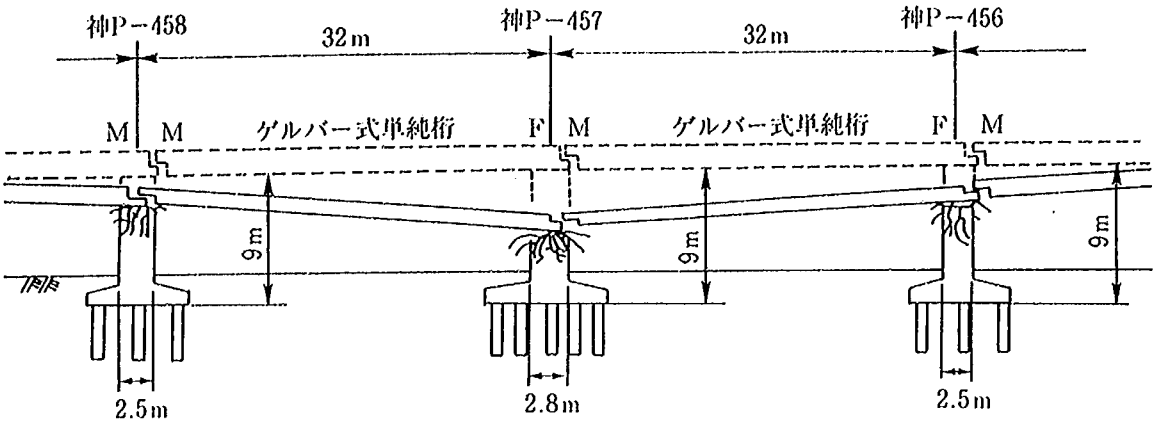


図-5・6 損傷状況

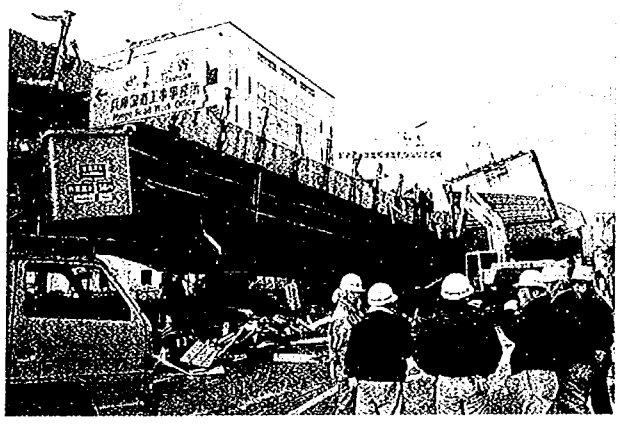


写真-5・23 橋脚の破壊による落橋



写真-5・25 柱頂部コンクリートが破壊し軸方向鉄筋が座屈



写真-5・24 完全に破壊した橋脚



写真-5・26 柱中間部まで破壊が進行した橋脚

(2) 被害状況

橋脚が天端付近から圧壊し，上部構造が地上付近まで沈下した（図-5・6，写真-5・23，5・24）。支承アンカーの損傷，橋脚天端付近の圧壊（写真-5・25，写真-5・26～5・28）と，段落とし部での損傷が見られた。上部構造はゲルバー部の桁連結装置が破壊していた。

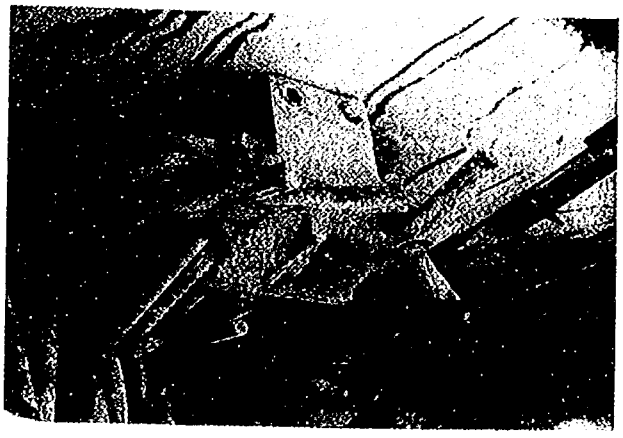


写真-5・27　破壊した支承（アンカーが屈曲）
(P459)

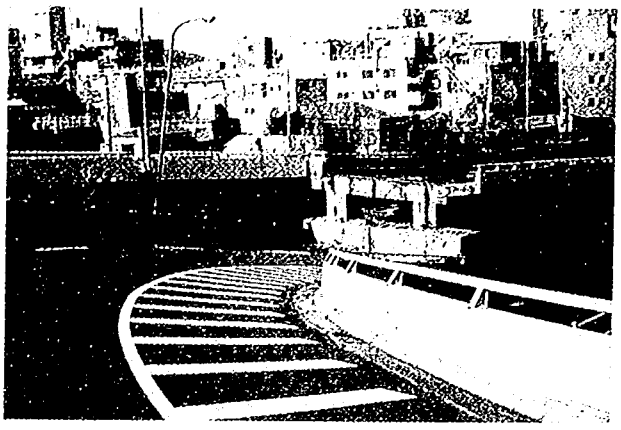


写真-5・29　東入ランプ　落橋部



写真-5・28　柱の上部が破壊し横梁が沈下

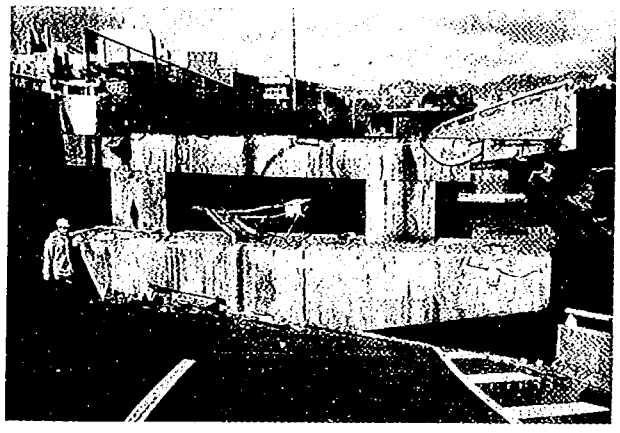


写真-5・30　東入ランプ　落橋部橋脚
（湊川東入4）

2.3.6　阪神高速道路3号神戸線　湊川ランプ

(1)　橋梁の概要

湊川ランプは，阪神高速道路3号神戸線の出入ランプである。ランプ部は，4本の出入路とも曲線部が2径間連続曲線鋼箱げたとなっており（図-5・7），単純鋼プレートガーダー橋および単純RC中空床版橋が隣接している。曲線部の橋脚の構造は，鋼製角柱，RC円柱，RC円すい形，RC壁式およびRCラーメンである。基礎形式は杭基礎と直接基礎である。本ランプ部の竣工は昭和42年であり，適用示方書は昭和39年鋼道路橋示方書である。

(2)　被害状況

東入ランプおよび西出ランプ部の2径間連続曲線鋼箱げた橋が落下した（図-5・8，写真-5・29～5・34）。これら2橋はともに，中間支点となるRC円すい形橋脚が段落とし部で破壊するとともに（写真-5・35，5・36），曲線鋼箱げた橋の支承およびけた連結装置が破壊され（写真-5・30，5・37），ランプの内側，すなわち曲率の外側への移動量が大きくなって，一方のけた端部が橋脚天端よりずり落ちて落橋に至った。特に，西出ランプは鋼箱げたが角折れ状態で座屈している。

東出ランプおよび西入ランプ部の2径間連続曲線鋼箱げた橋は，支承およびけた連結装置の破壊等の損傷を受け（写真-5・38），固定支承を有する中間支点部の橋脚を中心とするような反時計回りの回転が生じたが，落橋には至らなかった（写真-5・39）。

鋼製橋脚に関しては，本線の鋼製橋脚には損傷が生じたが，ランプ部は損傷が少なかった。

2.3.7　阪神高速道路3号神戸線（神戸市灘区深江本町西側）［神P150］

(1)　橋梁の概要

阪神高速道路3号神戸線　神P150（昭和44年度完成）は，3径間連続鋼箱桁（45，75，45m）の固定支承を支持する矩形RC橋脚である。本橋脚の断面図および側面図を図-5・9に示す。（適用基準は昭和39年道路橋示方書である。）

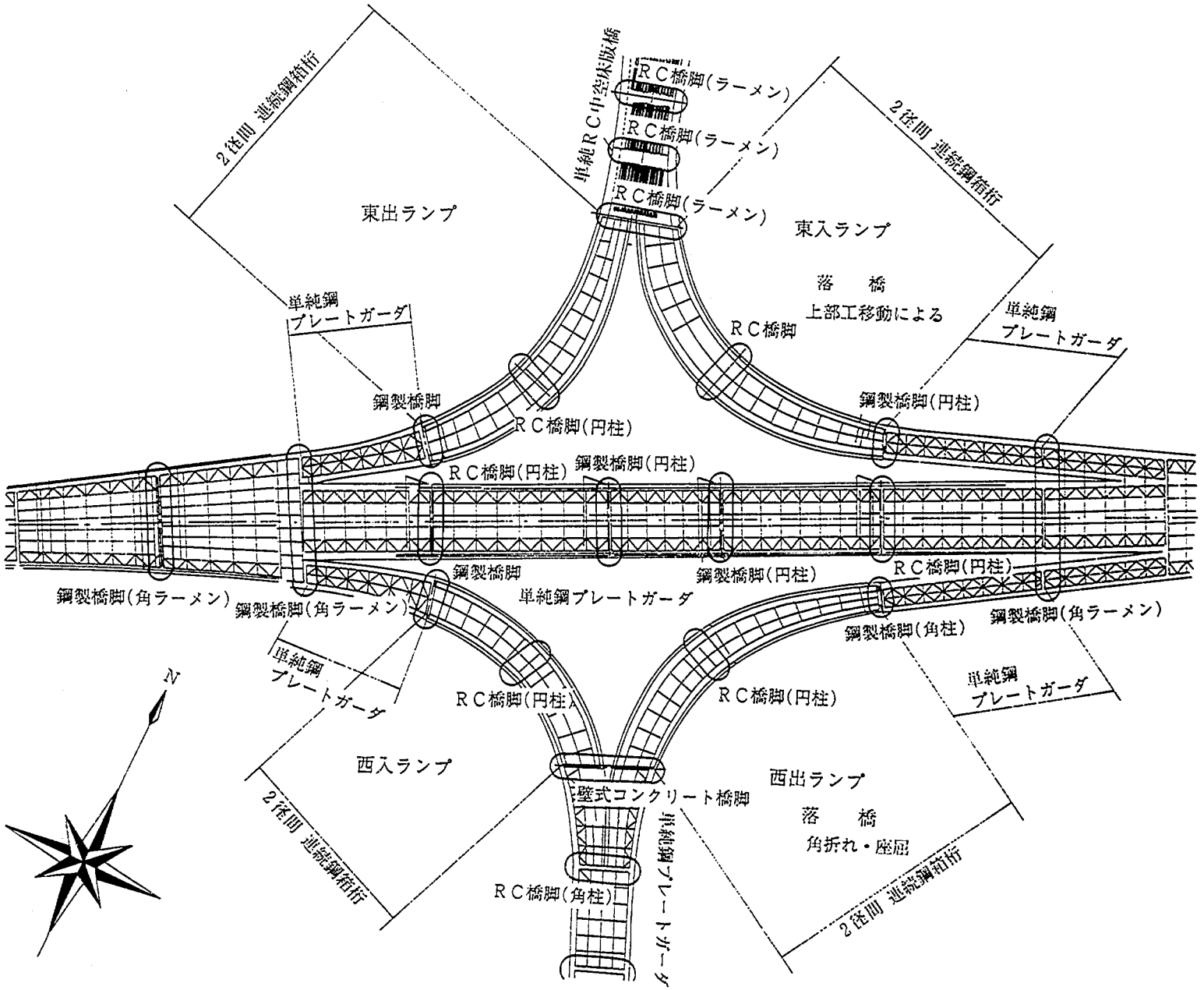


図-5・7 淡川ランプ上部工平面図

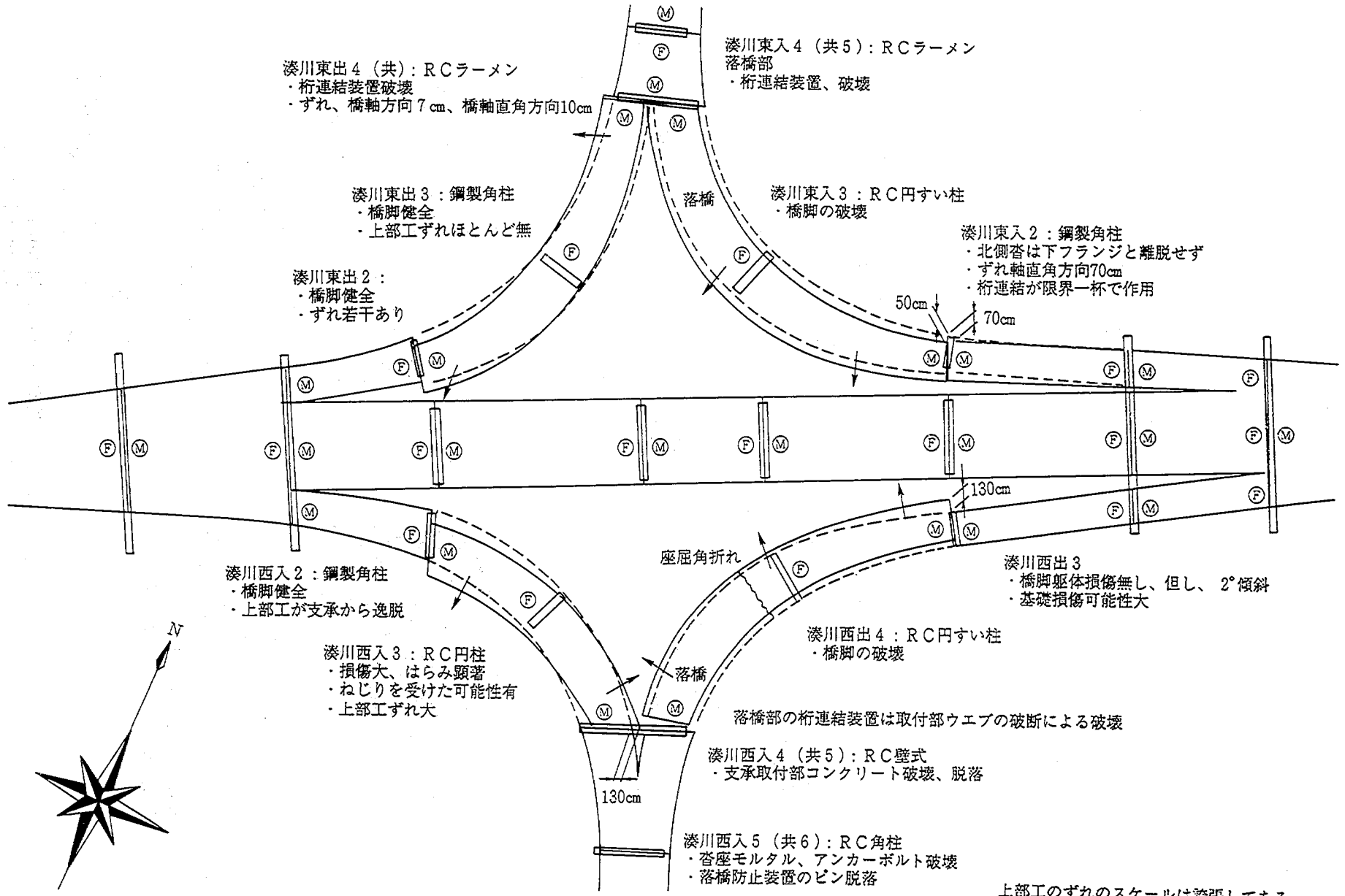


図-5・8　湊川ランプ被害状況図

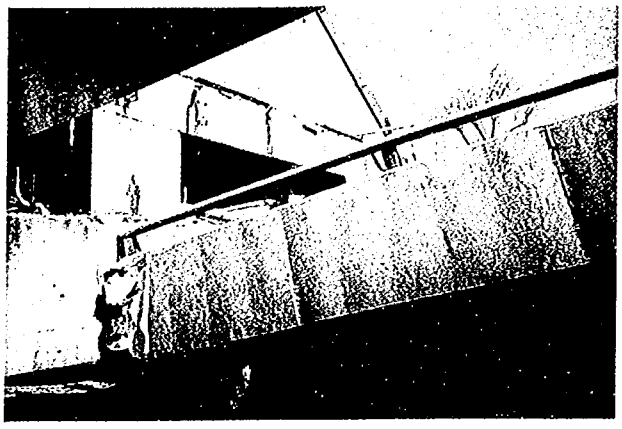


写真-5・31　東入ランプ　落橋部側面

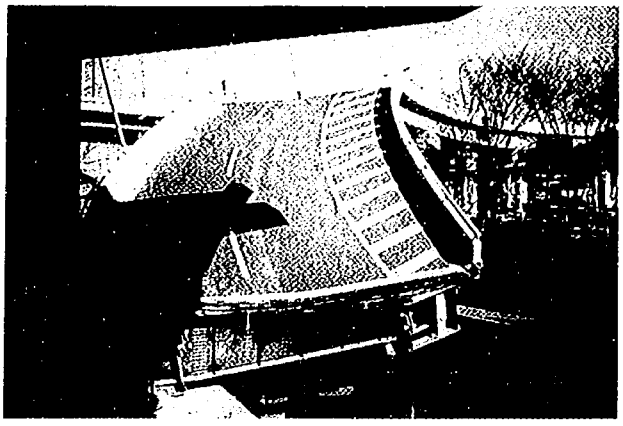


写真-5・34　西出ランプ　落橋部桁端部

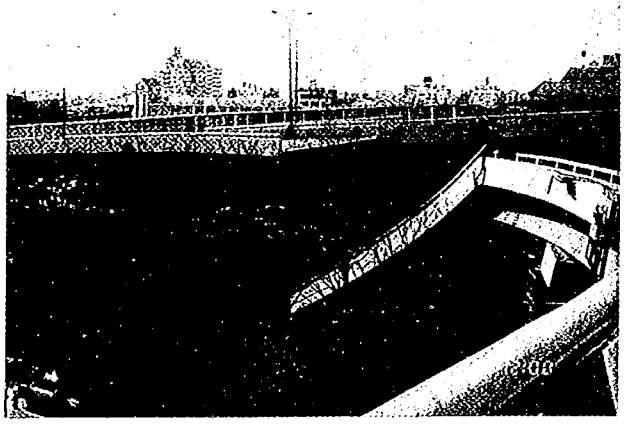


写真-5・32　西出ランプ　落橋部



写真-5・35　湊川東入3
橋脚の被災状況（落橋部）

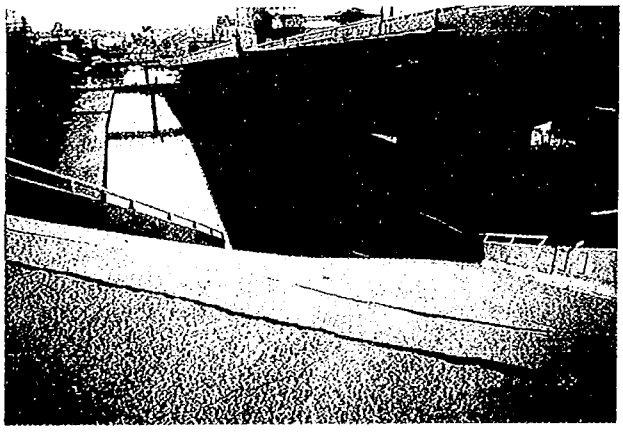


写真-5・33　西出ランプ落橋部より
湊川西入4（共5）橋脚を望む



写真-5・36　湊川西出4
橋脚の被災状況（落橋部手前）

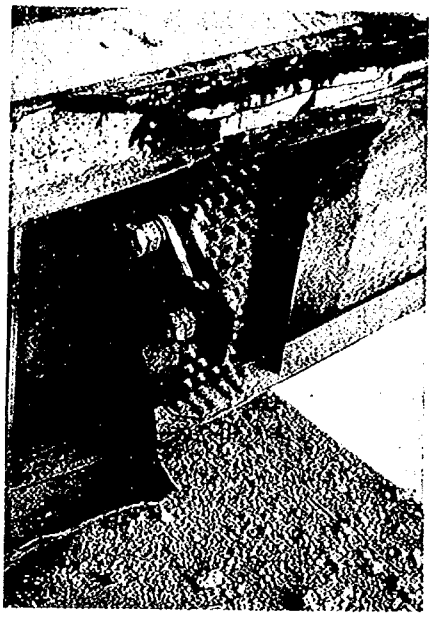


写真-5・37　西出ランプ
落橋部桁連結装置の破壊状況

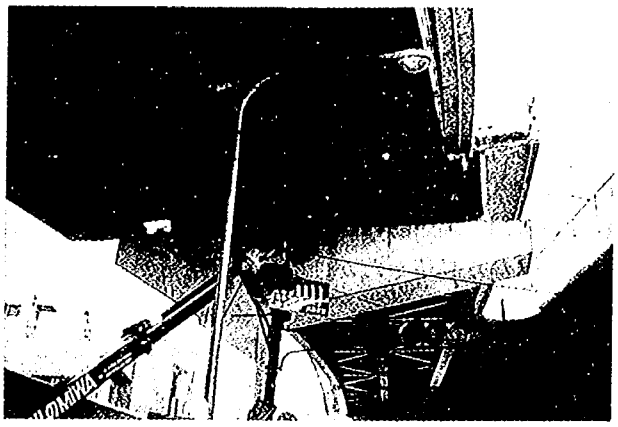


写真-5・39　湊川西入2
橋脚における上部工のずれ

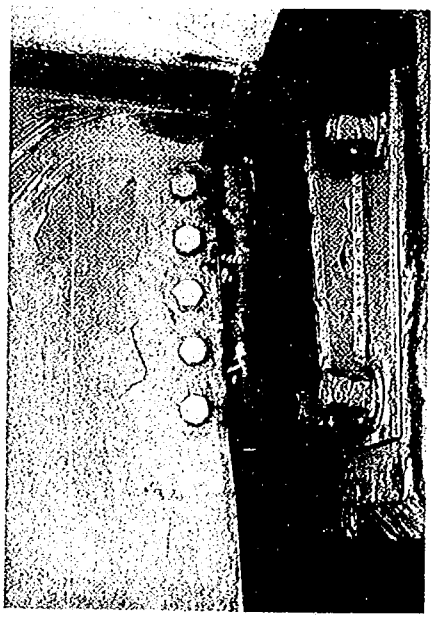
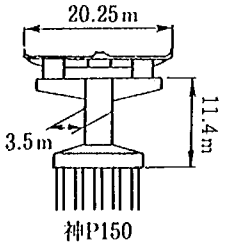


写真-5・38　東出ランプ
橋落橋防止装置横方向のずれにより破壊



写真-5・40　湊川西入3
橋脚被災状況



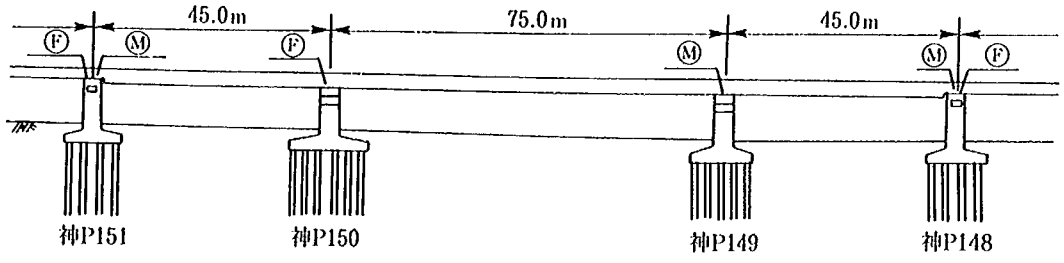


図-5・9　3径間連続桁の固定支承

(2) 被害概要

P150は橋脚天端から橋軸方向に大きく斜めひび割れを形成し，せん断破壊した（写真-5・41）。橋軸直角方向に配置されている軸方向鉄筋は橋脚上端から抜け出して鉛直に立っているが，橋軸直角側方向に配置されている軸方向鉄筋は大きく折れ曲がっている。また，桁が支承から脱落したが，落橋には至っていない。

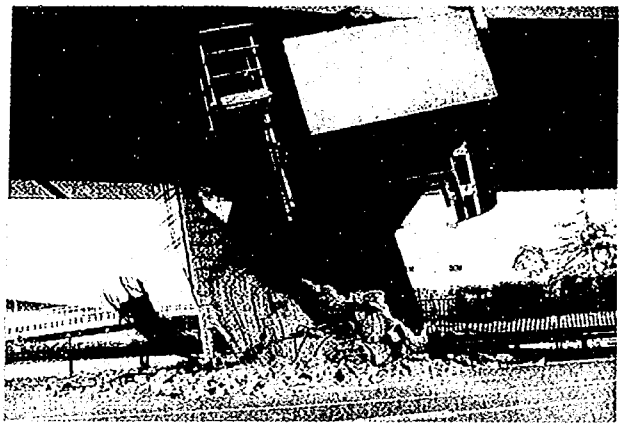


写真-5・41 橋軸方向にせん断破壊した橋脚（P150）

2.3.8 阪神高速道路3号神戸線（西宮市今津二葉町）

(1) 橋梁の概要

神P6橋脚は，図-5・10に示すように本線単純桁およびインターチェンジ出入路を支持している鋼製ラーメン橋脚である。橋脚基部から3mの位置まで中埋めコンクリートおよび根巻きコンクリートが施工されており，橋軸方向面は5.55mの位置までテーパーがついた構造となっている。橋梁の概要は以下のとおりである。

1）竣工年度　：昭和44年度
2）適用示方書：昭和39年　鋼道路橋設計示方書
3）設計震度　：水平震度　$k_h=0.2$
4）上部構造　：神P5～神P6　単純合成鋼箱桁橋
　　（支間長57.1m）
　　神P6～神P7　単純合成鋼鈑桁橋
　　（支間長37.4m）
　　ランプ橋　単純合成鋼箱桁橋
　　（支間長69.2m，64.1m）
5）橋脚構造　：ラーメン橋脚
6）基礎構造　：杭基礎
7）使用材料　：鋼材（SM50）

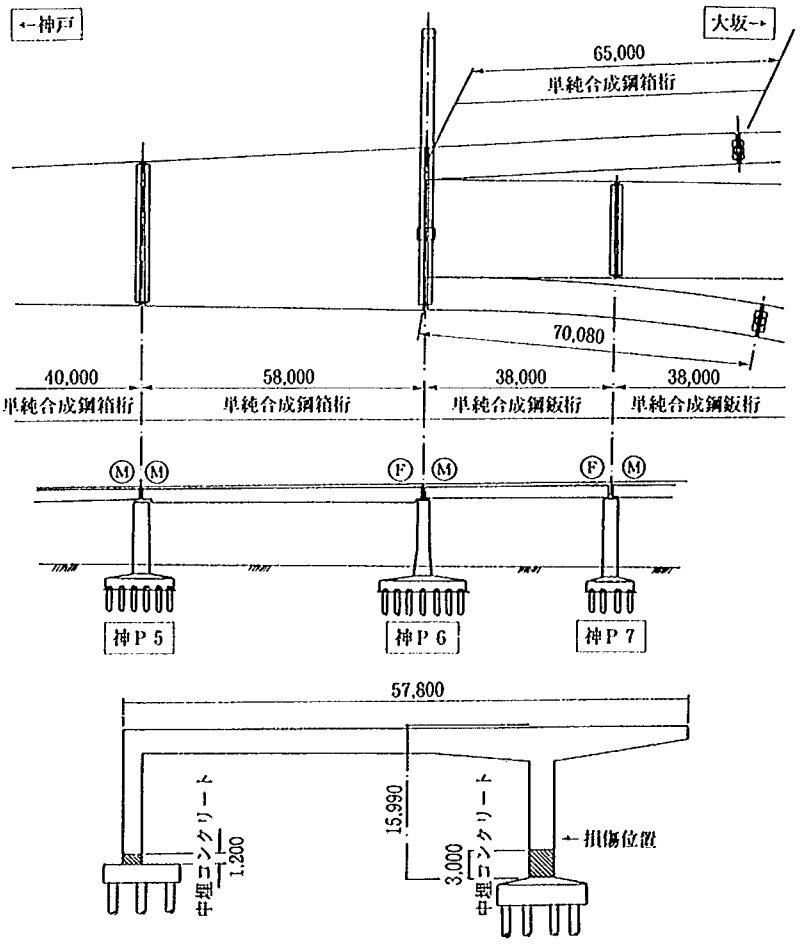


図-5・10 神P6橋脚一般図（単位：mm）



写真-5・42　神P6海側橋脚の西面（神戸側）および南面（海側）の座屈

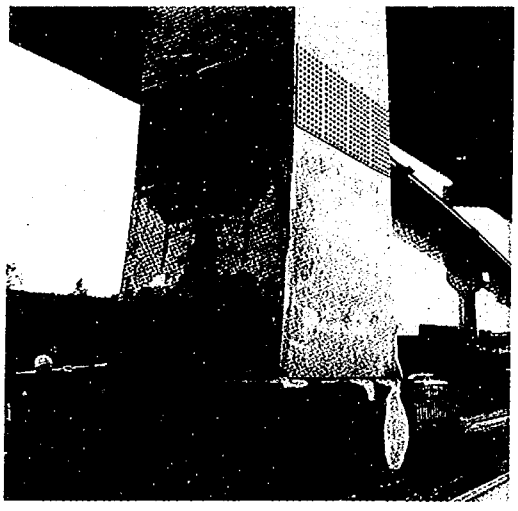


写真-5・43　神P6海側橋脚の東面（大阪側）および北面（山側）の座屈

(2) 被災状況

神P6橋脚は，写真-5・42および写真-5・43に示すように根巻きコンクリート上のダイヤフラムと添接板下のダイヤフラム間で，補剛板全体にわたり座屈している。座屈の様子から縦補剛材が約70cm間隔で配置されていることがわかる。橋脚4面のうち，橋軸直角方向面（面外パネル）が2面とも約15cmはらみ出し，橋軸方向面（面内パネル）が2面ともへこんでいる。なお，ラーメンの北側橋脚部には特に変形は見られない。

2.3.9 阪神高速道路3号神戸線（JR和田岬線跨線橋）

(1) 橋梁の概要

本橋は，写真-5・44に示すように上下線が国道2号線をまたいで分離した構造となっている。橋梁の概要は以下のとおりであり，下り線の一般図を図-5・11に示す。橋脚基部から3.4m（地面から1.5m）の位置まで中埋めコンクリートが施工されている。

1）竣工年度　：昭和42年度
2）適用示方書：昭和39年　鋼道路橋設計示方書
3）設計震度　：水平震度　JR跨線橋部（神P583～神P584上下線）$k_h=0.3$，一般部　$k_h=0.2$
4）上部構造　：連続鋼床版箱桁橋，単純合成鈑桁橋
5）橋脚構造　：単柱（円柱）
6）基礎構造　：直接基礎（神P580上下線）
　　ケーソン基礎（神P581～P585上下線）

(2) 被害状況

神P584（下り線）橋脚では，写真-5・45に示すように基部から8.5mの断面変化部とダイヤフラムとの中間部付近で全周にわたりいわゆる提灯座屈し，その位置から橋軸直角方向（北側）に傾斜している。また，座屈部には写真-5・46に示すようなわれが生じている。写真ではわかりにくいが中埋めコンクリート上端部付近においても北側が座屈している。

神P585（下り線）橋脚では，写真-5・47および写真-5・48に示すように中埋めコンクリート上端部付近で，東，北，西側が座屈しており，その位置から橋軸直角方向（北側）に傾斜している。



写真-5・44　阪神高速道路3号線JR和田岬線跨線橋（国道2号線を跨いで上下線が分離している）

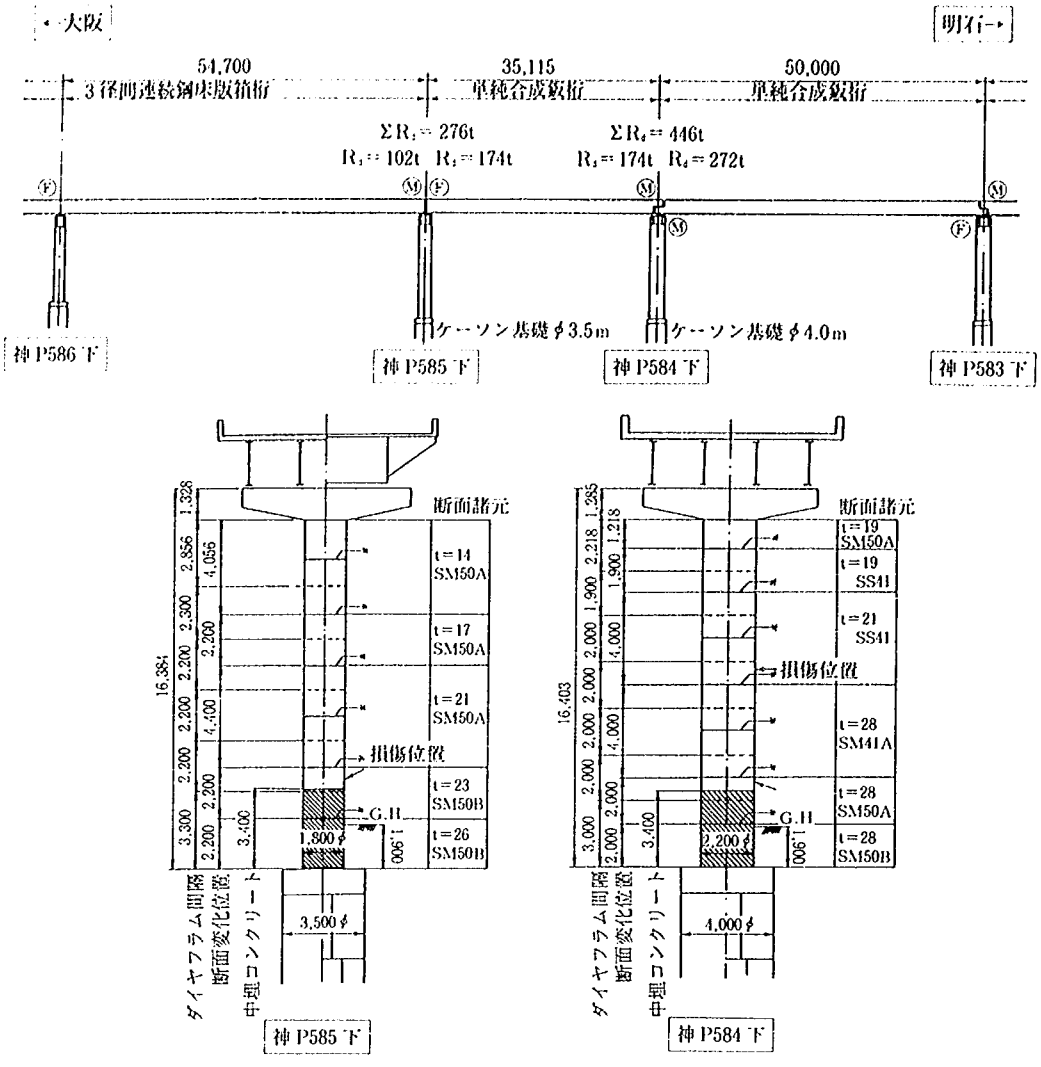


図-5・11　和田岬ランプ高架橋一般図（単位：mm）

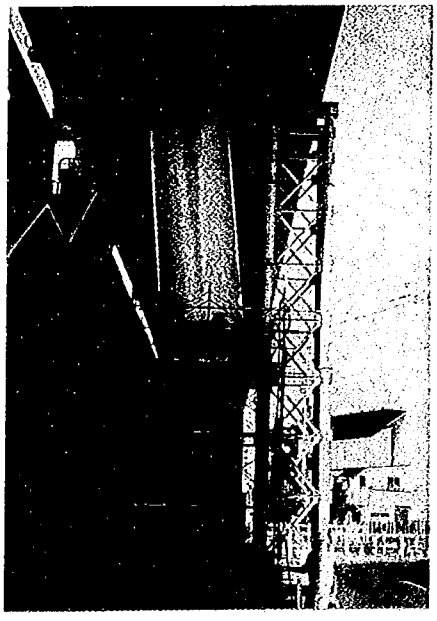


写真-5・45　神584橋脚の損傷
（柱中間部での破壊により傾斜している）



写真-5・46　神584橋脚柱中間部の損傷
（鋼板の座屈と破断が生じている）



写真-5・47　神585橋脚の損傷と橋脚の傾斜（中詰めコンクリートの直上で鋼板が座屈している）

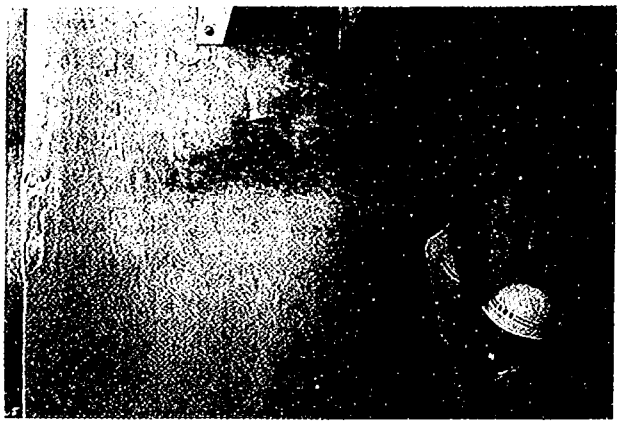


写真-5・48　神585橋脚の座屈状況

2.3.10　阪神高速道路5号湾岸線　西宮港大橋

本橋は阪神高速道路湾岸線の本線であり，甲子園浜と西宮浜を結んでいる。主径間の上部構造はニールセンローゼ桁，大阪側の橋脚は鋼ラーメン橋脚となっており，その大阪側の側径間の単純合成桁が落下した。

本橋の概要，被災状況および被災メカニズムについては，4.6を参照のこと。

2.3.11　新夙川橋

(1)　橋梁の概要

新夙川橋は，阪神高速道路5号湾岸線の一部として，西宮浜と芦屋浜との間の夙川航路を跨ぐ橋として平成5年に完成した。一般図を図-5・12に示す。

上部構造は，平成2年の道路橋示方書により設計された3径間鋼床版ゲルバー箱桁橋で，橋長は310mである。芦屋浜側（西側）の橋脚海P-134付近上に料金所があるため，幅員は28mから69mまで変化している。支点条件は，埋め立て地にある端支点が可動，航路内の中間支点が固定である。

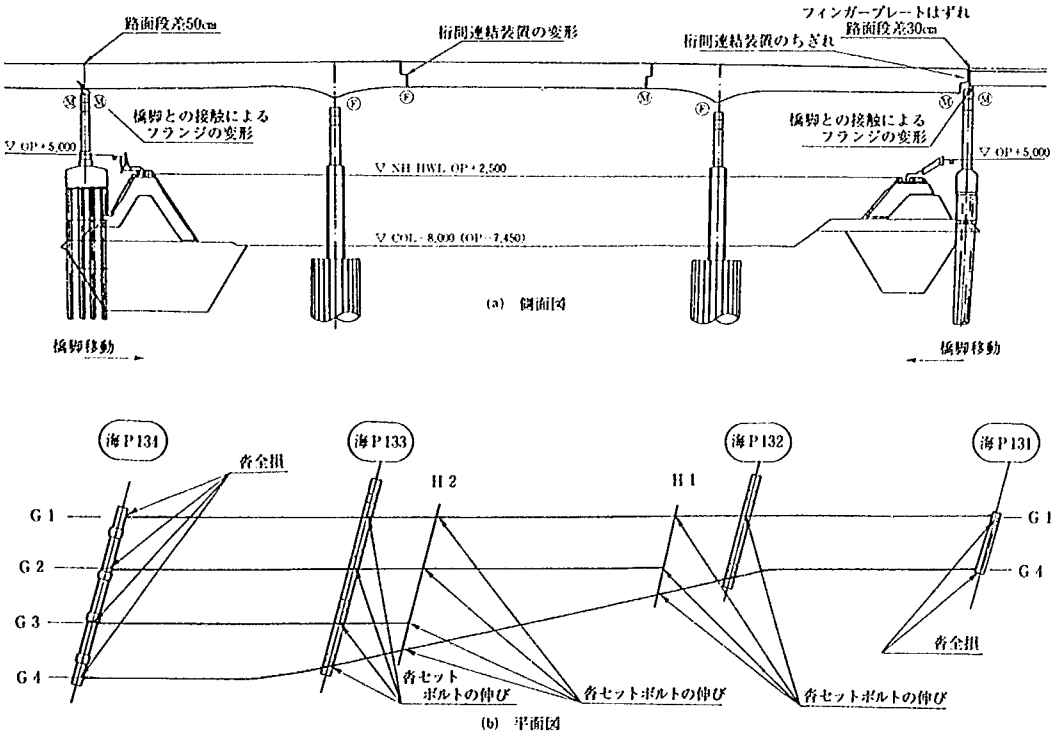


図-5・12　新夙川橋の被災状況（単位：mm）

西宮浜にある橋脚海P-131は2柱式RCラーメン橋脚，基礎は直径6mの2脚式オープンケーソン基礎で，それぞれ昭和55年の道路橋示方書により設計されている。芦屋浜にある橋脚海P-134は4柱式鋼製ラーメン橋脚で平成2年の道路橋示方書により，基礎は直径1.5mの場所打ち杭基礎で昭和55年の道路橋示方書により，それぞれ設計されている。地盤条件は，地表面から約15mの埋立土層，さらに7m程度の沖積粘性土層，7m程度の沖積砂質土層があり，その下に洪積層がある。各基礎は，洪積砂礫層を支持層としている。

(2) 被災状況

周辺の埋め立て地では液状化が生じており，護岸は海側へ大きく移動するとともに，沈下が生じていた。このため，地表面に多くのひび割れが生じた(写真-5・49)。

本橋梁における4基の橋脚の支点条件は中央支点が固定，端支点が可動であるが，地震による被害は陸上部にある端支点(海P-131，海P-134)に集中していた。端支点はピボットローラー支承で，両端支点ともに上・下沓が分離して，橋軸方向に逸脱し，傾いた状態で桁を支持していた(写真-5・50)。そのため，支承の角が下フランジに接触し，支点上補剛材および下フランジ縦補剛材が変形した。支承が逸脱したため隣接桁との間に段差が生じ，海P-131上では桁間を結合する桁連結装置が破壊した。ゲルバーヒンジ部の支承は，破壊はしなかったものの，桁連結装置が変形していた。

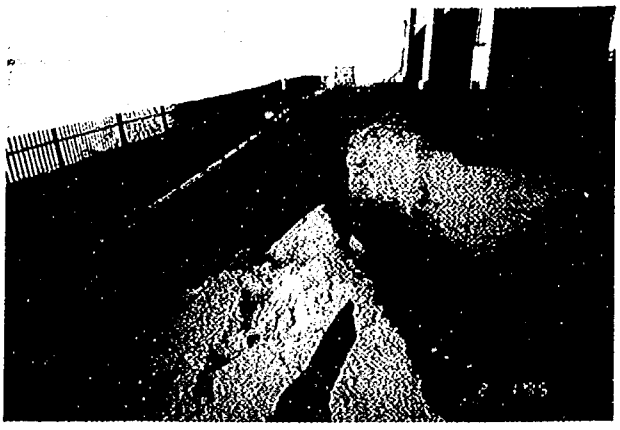


写真-5・49 新夙川橋の護岸付近の地表面のひび割れ

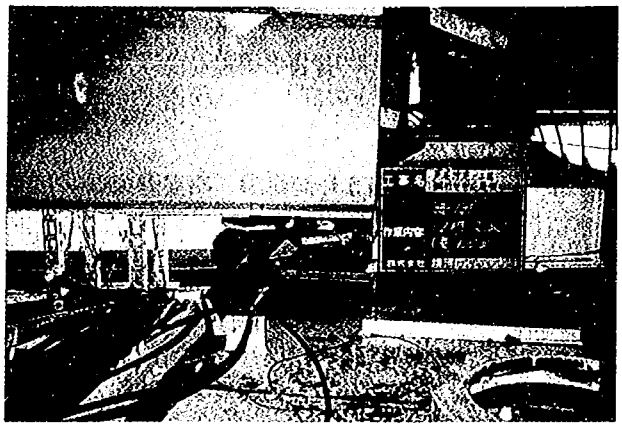


写真-5・50 新夙川橋の支承の損傷

2.3.12 阪神高速道路5号湾岸線 新芦屋川橋

(1) 橋梁の概要

新芦屋川橋は，5号湾岸線の深江浜出入路と芦屋沖出入路との間に位置する。橋脚は2層ラーメン構造を有する鋼製橋脚となっている。本橋梁が結ぶ2地点はどちらも埋め立て地である。海P164のピアから海P167のピアにかけては3径間連続鋼床版ゲルバー桁の構造になっている。橋梁の全体図を図-5・13に示す。全体

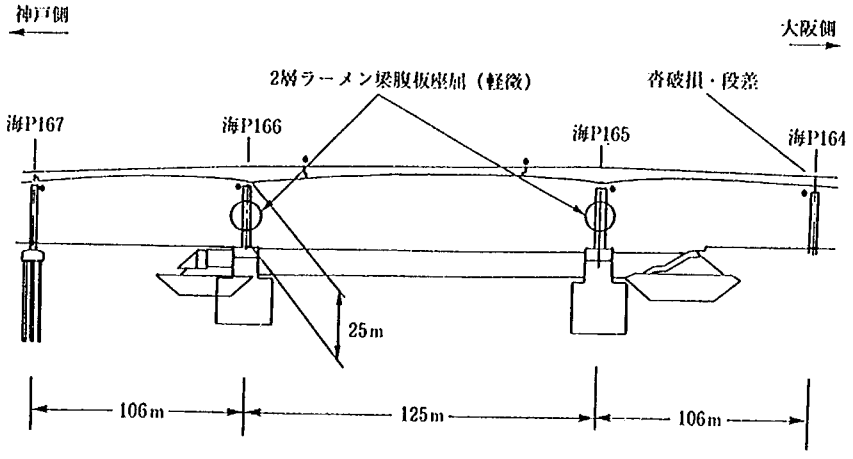


図-5・13 新芦屋川橋概要図

図には被害の概要も示してある。海P164の上部構造及び橋脚の設計は，平成２年度の道路橋示方書によっており，その設計震度は0.3である。また，同ピアの基礎構造の設計は，昭和55年度の道路橋示方書によっており，その設計震度は0.24である。

(2) 被害の状況

本橋梁の橋脚及びその近傍に位置する橋脚の被害は，今回の地震の被害としては比較的軽微であり，図-5・13に示した程度の被害になっている。海P166では，下層横梁の柱に近い部分で，主径間側の腹板面に一部軽微な座屈が生じた。海P165でも同様なせん断座屈がみられる。海P164では，大阪側（海P163側）の桁の沓が破損して桁が沈下し，写真-5・51に示すような段差が生じている。

一方，周辺の地盤では液状化が生じ，20cm～１m程度沈下している。一部の地盤には高架橋に平行に複数のクラックが生じている。地盤の状況を写真-5・52に示す。ただし，橋脚のフーチング部分は沈下しておらず，写真-5・53に示すように，地盤から突出した形で残っている。

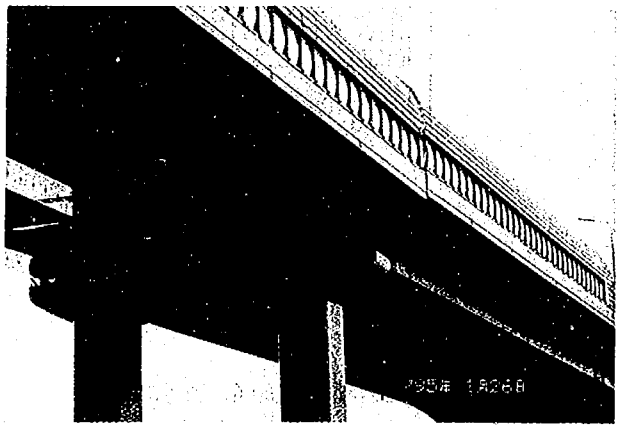


写真-5・51　海Ｐ164上で生じた桁の段差



写真-5・52　周辺の地盤の状況

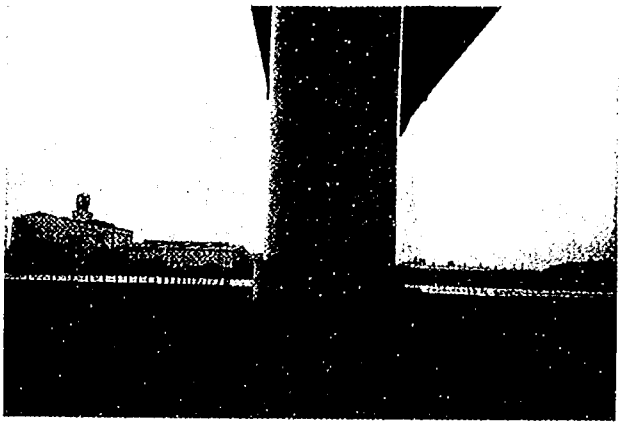


写真-5・53　周辺の地盤の沈下の状況

2.3.13　阪神高速道路５号湾岸線　東神戸大橋

(1) 橋梁の概要

東神戸大橋は，深江浜と魚崎浜との間の東神戸水路を跨ぐ全長885m，センタースパン485m，サイドスパン200mの３径間ダブルデッキ構造を有する長大鋼斜張橋であり，平成４年度（1993年）に完成した。

主桁の全支点は橋軸方向に可動で，ハープ型２面配列ケーブルを介し主桁を塔に弾性固定するオールフリー基本構造系である。また，ベーンダンパーを端橋脚に配し，主桁の橋軸方向の地震時水平移動を拘束している。主塔は，鉛直な柱と円弧のテーパーを有する横梁とを組み合わせたH型鋼製主塔である。また主構は鉛直材のないワーレントラスであり，床組は主構に合成されている。主構は，魚崎浜側でわずかにカーブしているが，ほぼ直橋とみなしうる。

主塔基礎はフローティング工法によるニューマチックケーソン，陸上部の基礎は場所打ち基礎杭である。橋脚は全て鋼ラーメンタイプであり，設計では海面下34.3mを支持層としている。

設計は，基本的には道路橋示方書により行われている。

(2) 被害状況

本橋の魚崎側において斜張橋部と連続橋部の境（P21）で路面に段差が生じたが，伸縮継手部が長いこともあり，車両の通行は可能であった（図-5・14～16，写真-5・54）。損傷は端橋脚部に生じた。本橋梁の端部は，斜張橋端部の浮き上がりを抑えるペンデル支承および振動減衰のためのベーンダンパーなどにより支えられているが，P21橋脚の2つのペンデル支承において桁とロッカーをつなぐピンが脱落した（写真-5・55）。また，ベーンダンパーも桁とダンパー上面板を連結するボルトが破断し，ダンパーの上面が桁から離れ，ダ

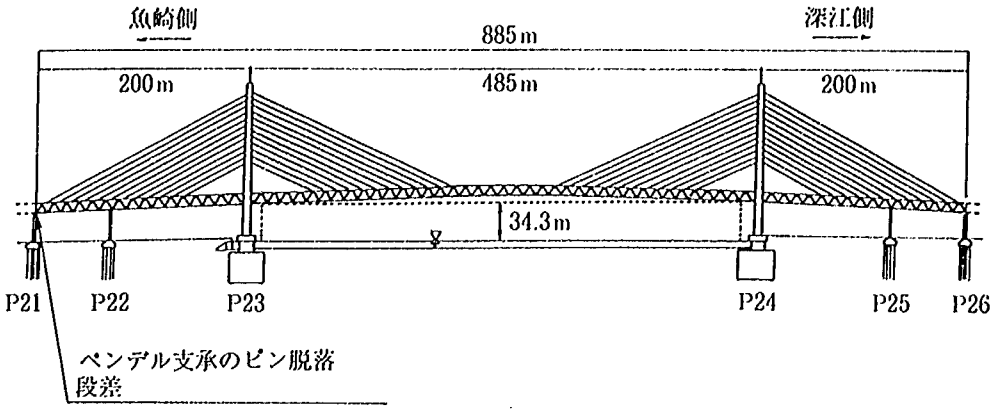


図-5・14 東神戸大橋（側面図）と被害箇所

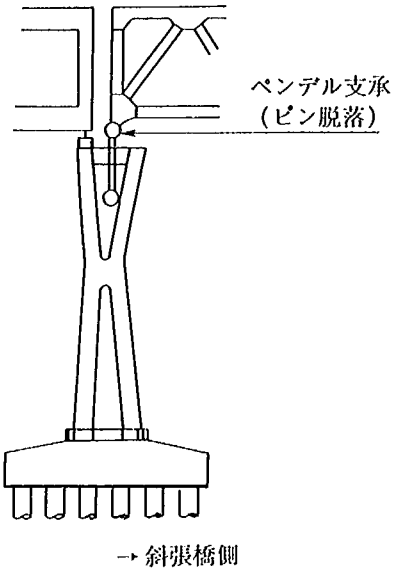


図-5・15 P21橋脚（側面図）

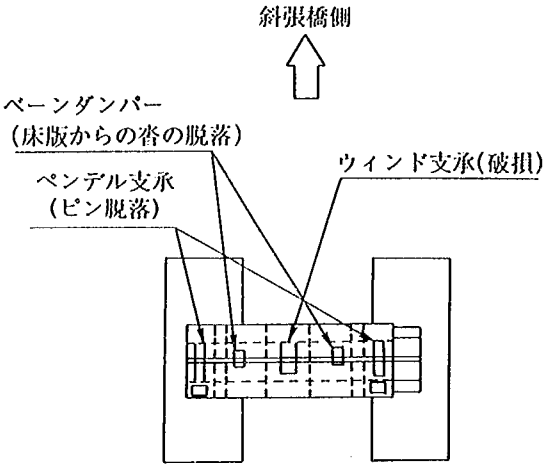


図-5・16 P21橋脚（平面図，支承の状況）

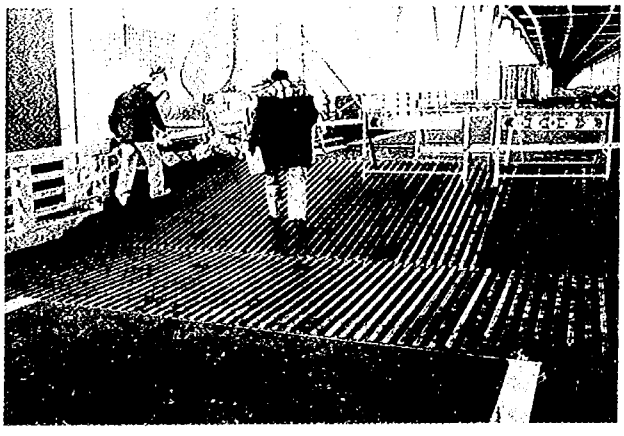


写真-5・54 斜張橋部の段差の状況（P21）

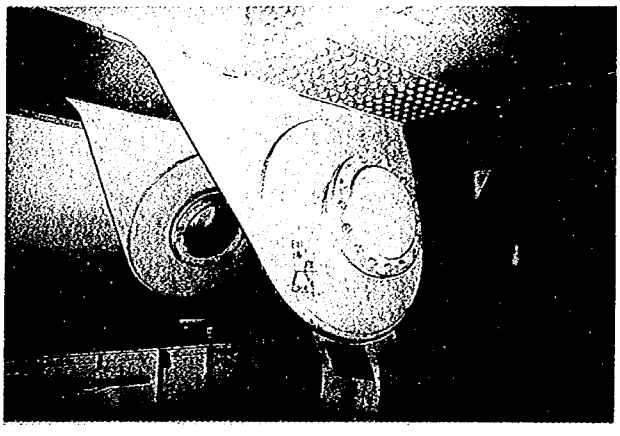


写真-5・55 ペンテル支承の破壊状況
（ピンが外れ，完全に結合部が離れた）

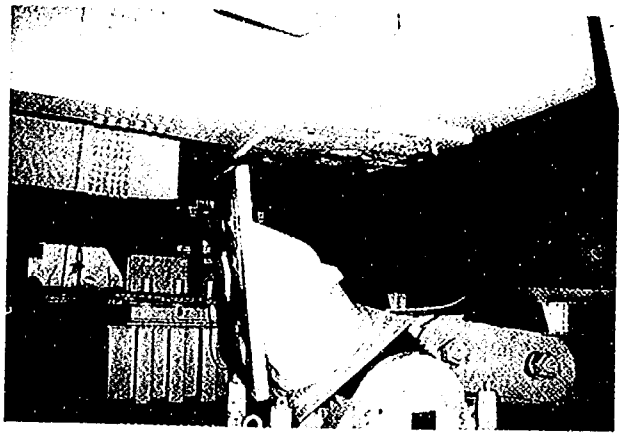


写真-5・56　ベーンダンパー
（ダンパー上面が桁から外れ，ダンパーが傾いた。右奥に見えるのは橋脚と連続橋間の落橋防止構造）

ンパーが傾いた（写真-5・56）。このほか，同じP21橋脚にある連続橋の支承も破損した。

2.3.14　阪神高速道路5号湾岸線　六甲アイランド橋

(1)　橋梁の概要

六甲アイランド橋は，魚崎浜と六甲アイランドを結ぶ湾岸線の橋梁であり，上路（六甲アイランド行き），下路（大阪行き）のダブルデッキ構造で結ぶ，径間長217mのローゼ橋である（図-5・17，18）。

橋脚基礎は魚崎側，六甲アイランド側ともにケーソン基礎を採用している。橋脚はともに高さ約26mの1層ラーメン構造で鋼製となっている。アプローチの連続橋の一部でRC構造の単柱となっている。

設計は，道路橋示方書（平成2年版）により行われた。

なお，本橋梁は，平成4年度（1993年）に六甲アイランドの出入路部分まで完成しており，アイランド内への延長部分は未竣工である。

(2)　被害状況

六甲アイランド側橋脚P214で支承（可動側）の水平ストッパーが破損したため，橋体が支承より脱落し，橋軸直角方向に（東）に約3.1m移動した（写真-5・57）。このため，P214の東側主構が橋脚からはみ出し，端部の横桁は橋体をジャッキアップするための架台の上に乗り上げた。その結果，主構が東側で1.57m，西側で0.9m下がり，傾斜し，下路端横桁が東側架台の所で大きく変形した。P214側の上路アプローチ桁は上路端横桁にめり込み，上路端横桁の一部が損傷した。なお，上横

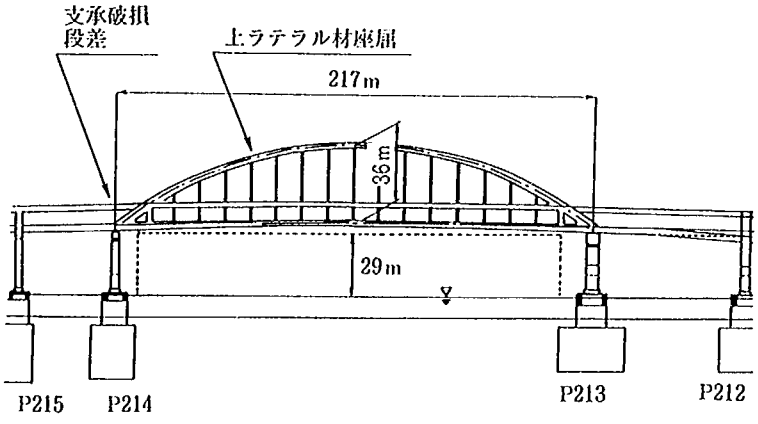


図-5・17　六甲アイランド橋（側面図）

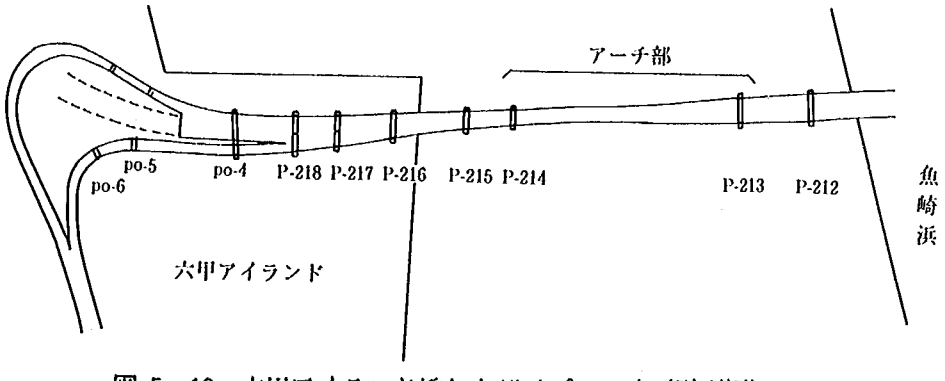


図-5・18　六甲アイランド橋およびアプローチ（平面図）
（橋脚番号は未定なため，仮に付した番号である。）

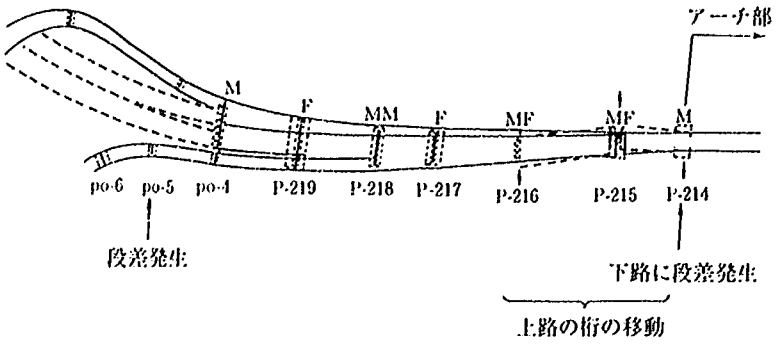


図-5・19 六甲アイランド側アプローチ部の変位状況（平面図）

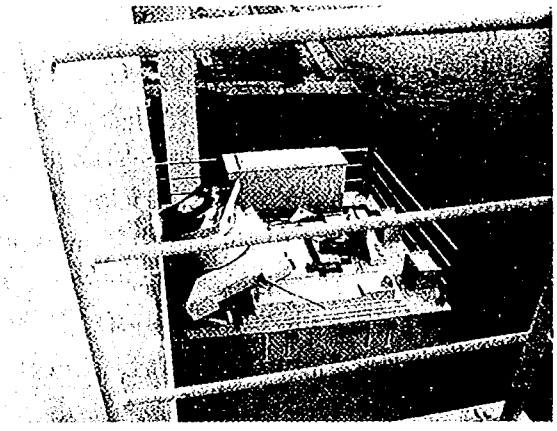


写真-5・57 主構部支承の破壊

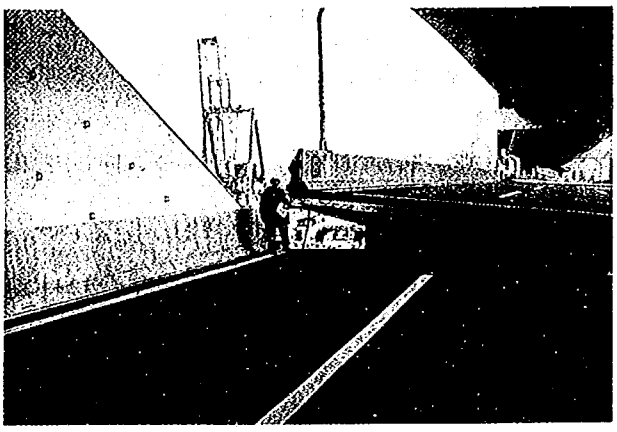


写真-5・58 アーチ部と連続橋部との段差
（アーチ部下路より六甲アイランドを望む）

構1本と支材5本が座屈変形していた。さらに，P215のラーメン橋脚の水平材にはパネルのせん断座屈が生じていた（図-5・19，写真-5・58）。

魚崎浜側の支承には損傷はなかったが，橋体がP214橋脚上で移動しているため，P213橋脚が面外にねじられた。

2．4 神戸新交通 ポートアイランド線・六甲アイランド線

2.4.1 神戸新交通ポートアイランド線（軌道法区間）

(1) 橋梁の概要

ポートアイランド線は昭和53年(1978年)5月に工事に着手し，昭和56年(1983年)2月に営業が開始されており，営業区間6.4kmで9駅を有している。設計基準は，「神戸新交通ポートアイランド線土木構造物設計基準（案)/昭和53年6月/神戸市」に準拠している。設計水平震度は市街地（2種地盤）で0.20，埋立地（4種地盤)で0.24が用いられており，地上10m以上の部分については高さによる補正が行われている。構造の特徴及び地盤条件は，路線地域別に以下のようになっている。

1）市街地区間

上部構造は，三宮駅を出て直後の曲線部で3径間連続桁が用いられている。国道2号線横断部においては橋長58mの単純鋼床版桁が用いられ，他の主要交差点及び道路横断部においては2径間及び3径間連続桁が多用されている。その他の区間においては，支間20～40mの単純合成桁となっている。

橋脚は，主にRC単柱構造が用いられ，道路横断部においては鋼製ラーメン橋脚となっている。基礎は，国道2号区間の中央部以北は直接基礎となっており，以南は主に場所打ち杭となっている。

地盤条件は，国道2号区間中央部以北においては，支持層となる砂礫層が地表近くに存在する。区間中央部から第四突堤までは，支持層がKP-20mより深い位置に存在する。

2）第四突堤区間

上部構造は，主に単純鋼床版桁が用いられている。

橋脚は，鋼製単柱構造を用いており，基礎は旧護岸の捨石層を支持層とした直接基礎となっている。

地盤条件は，地表面下4.0～5.0mの位置に旧護岸の捨石層が6.0～7.0mの厚さで堆積している。捨石層の下層に2.0～3.0mの軟弱地盤層が堆積している。

3）ポートピア島内区間（中公園駅～南公園駅）

上部構造は，直線部において支間20～25m程度でPC箱桁，支間30m前後で合成箱桁及び鋼床版箱桁が用いられている。曲線部においては，連続鋼床版箱桁が用いられている。

橋脚は，主にRC単柱構造となっており，基礎は鋼管杭が用いられている。

地盤条件は，支持層とされる層がKP-30mより深い位置にあり，その上層に軟弱地盤が存在する。

(2) 被災状況

ポートアイランド線の被災状況の概略を図-5・20に示す。

1）市街地区間（橋脚配置図　図-5・21）

三宮駅から国道２号線区間までの間（P0～P6）では，３径間連続桁が支承からはずれ，桁下部に損傷が生じた。隣接する連続桁を支える鋼製橋脚（P5）が局部座屈により傾斜した。

国道２号線区間では，P14で支承からはずれ桁が移動した。P15，P16では，橋脚のコンクリートが剥離した。P17は，写真-5・59のとおり橋脚が破壊，傾斜した。P17にかかる桁はどちらも単純桁であり，P16側は固定沓，P18側は可動沓となっている。P17では，写真-5・59で見られるように落橋防止装置が破断しており，桁が橋脚の天端にひっかかる状態となった。P16では橋脚部で鉄筋がはらみ出している一方，P18では，橋脚部に水平のクラックが生じている程度である。P21からP25においては，橋脚部のコンクリートが剥離し，鉄筋がはらみ出している。貿易センター駅南側のP35～P37の２径間連続桁がP35側で沓座から脱落し（写真-5・60），P36の支点部で桁が局部座屈した。

2）第四突堤区間

橋脚16基が西側に傾斜した（写真-5・61）。

3）ポートピア島内区間（中公園駅～南公園駅）

ポートアイランド島内は，液状化して地盤が沈下したが，他の区間に比較して構造物の被害は少ない。

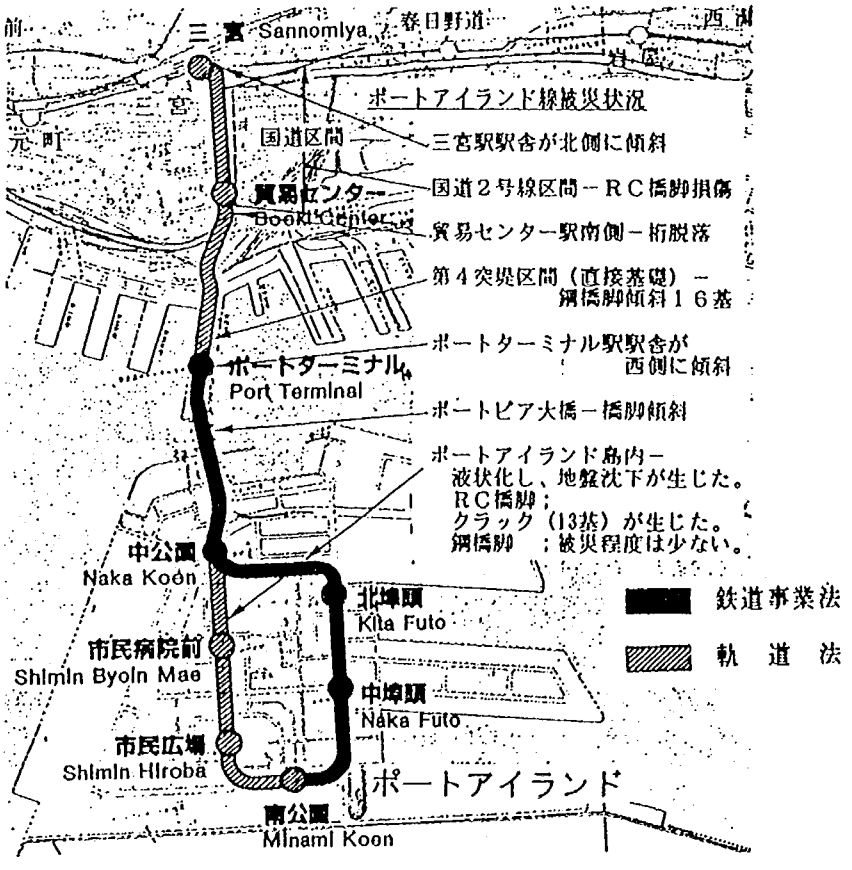


図-5・20　ポートアイランド線被災状況

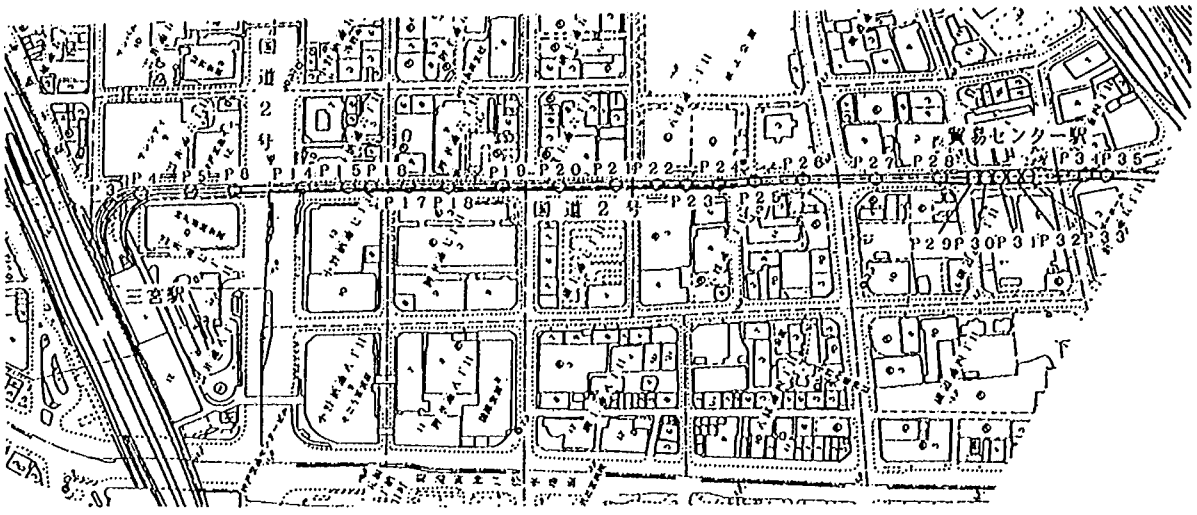


図-5・21 市街地区間橋脚配置図

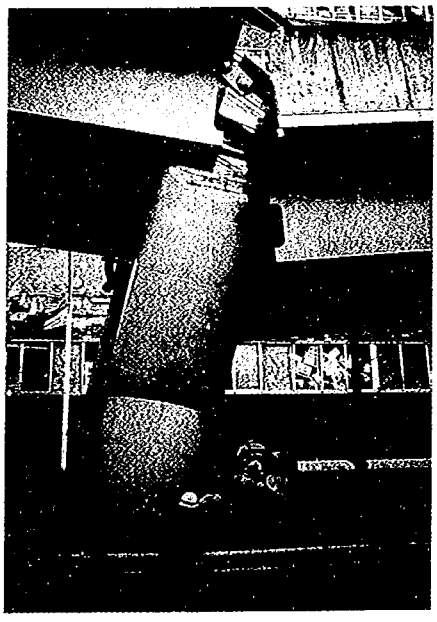


写真-5・59 RC橋脚の被災状況（P17）

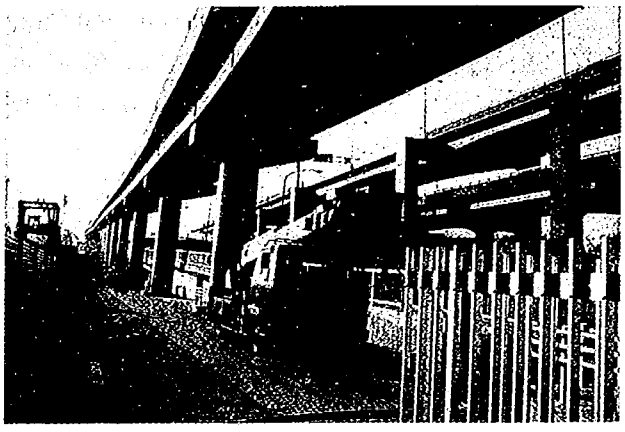


写真-5・61 第四突堤区間 橋脚の傾斜

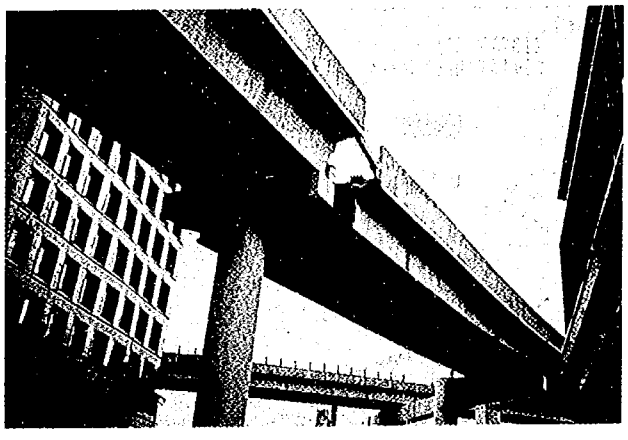


写真-5・60 貿易センター駅南側 連続桁の脱落

2.4.2 神戸新交通 六甲アイランド線（軌道法区間）

(1) 構造物の概要

六甲アイランド線は，昭和61年（1986年）に工事に着手し，平成2年2月に営業が開始されており，営業区間4.5kmで6駅を有している。設計基準は，「神戸新交通六甲アイランド線土木構造物設計基準（案）/昭和60年8月/神戸市」に準拠している。設計水平震度は住吉駅から国道2号線区間は0.22（3種地盤），住吉川右岸区間は0.20（2種地盤），住吉川公園付近は0.22（3種地盤），六甲アイランド島内は0.24（4種地盤）が用いられており，耐震地盤面より下部構造天端までの高さが15mを越える場合には応答を考慮した修正震度法における設計を行うものとしている。構造の特徴及び地盤条件は，路線地域別に以下のようになっている。

１）住吉駅～国道２号線区間

上部構造は，主に単純合成鋼箱桁が用いられている。他には，JR線沿いから住吉川沿いにかけての曲線部に４径間連続非合成鋼箱桁が用いられている。

橋脚は，住吉駅駅舎部で鋼製ラーメン橋脚，その他の区間においては鋼製単柱構造となっている。基礎は，住吉駅付近では深礎杭基礎，他の箇所では直接基礎となっている。

２）国道２号線～南魚崎駅区間

上部構造は，主に単純合成鋼箱桁が用いられている。阪神電鉄横断部及び国道43号線・阪神高速道路交差部においては，単純下部式鋼床版箱桁が用いられている。

橋脚は，駅舎部以外では全て鋼製単柱構造となっている。基礎は，反高橋以北では直接基礎，以南では主にベノト杭基礎及び深礎杭基礎が用いられている。南魚崎駅に隣接する住吉公園内においてはオープンケーソン基礎となっている。

３）六甲アイランド島内（アイランド北口駅～マリンパーク駅）

上部構造は単純合成鋼箱桁が，橋脚はRC単柱及び鋼製単柱構造が主に用いられている。基礎は，全て鋼管杭基礎となっている。

(2) 被災状況

六甲アイランド線の被災状況の概略を図-5・22に示す。

１）住吉駅～国道２号線区間

住吉駅近くの２径間連続鋼箱桁が脱落し，桁端部が損傷した。同時に連続桁の中央に位置する橋脚が北側に傾斜した（写真-5・62）。

２）国道２号線～南魚崎駅区間

この区間では，６基の鋼製橋脚で，マンホール周辺に局部座屈が生じた（写真-5・63）。また傾斜した橋脚が多く見られ，この区間の49基中20基に0.5度以上の傾斜が生じた。特に阪神電鉄横断部及び国道43号線・阪神高速道路交差部の深礎杭基礎形式となっている箇所の４橋脚で１度以上の大きな傾斜が生じた。

３）六甲アイランド島内（アイランド北口駅～マリンパーク駅）

六甲アイランド島内では，液状化の程度も小さく，大きな被害は見られなかった。



図-5・22　六甲アイランド線被災状況



写真-5・62 住吉駅東側 橋脚の傾斜



写真-5・63 住吉川右岸 鋼製橋脚の局部座屈

表-5・3 市道・県道の被災橋梁

No.	路線	橋梁名	橋長(m)	大支間長(m)	被災状況	備考
1	市道	加島高架橋	493.0	25.5	支承サイドブロックの変形，セットボルトの変形	
2	市道・魚崎浜町1号線	魚崎大橋	42.0	30.0	橋台でクラック及び鉄筋露出，沓座コンクリートの破損	
3	市道・御影浜町2号線	御影大橋	31.8	30.9	主桁端部にクラック，橋台パラペットで鉄筋露出	
4	市道・灘浜住吉川線	高羽大橋	60.6	21.0	パイルベントの柱部のコンクリートの剥離	
5	市道・深江浜町1号線	深江大橋	131.4	34.0	橋台壁のせん断クラック，上部構造横桁の破損，支承のずれ及びアンカーボルトの破損	
6	市道・魚崎浜町6号線	東魚崎大橋	64.8	21.6	沓座コンクリート破損，橋脚基部での大きなクラック，橋台パラペット部のせん断破壊	
7	市道・東淀川第221号線	毛斯倫大橋	198.8	76.5	橋脚上のローラー支承が破損	
8	県道・西宮豊中線	稲津跨線橋	548.2	26.0	橋脚に軽微なクラック	
9	県道・大阪中央環状線	下河原高架橋	313.8	60.0	橋脚段落し部でコンクリート剥離及び鉄筋露出	
10	県道・大阪中央環状線	蛍ヶ池高架橋	282.5	25.5	橋脚にクラック，支承のうち1箇所に上沓ストッパーの亀裂	
11	県道・芦屋鳴尾浜線湾岸側道1号線	夙川橋	674.8	135.0	地盤流動による橋脚の移動，支承の脱落・転倒，桁端部の変形	
12	県道・福良江岩屋線（淡路島）	新明神橋	33.5	32.7	沓の浮き上がり	
13	県道・芦屋鳴尾浜線湾岸線側道1号線	西宮港大橋	967.0	252.0	ローラー支承におけるローラーの上沓からの離脱上部桁の変形，RC橋脚ではクラック発生	
14	県道・甲子園尼崎線	中州橋	47.6	47.4	橋台パラペットの破損，支承の転倒	
15	県道・芦屋鳴尾浜線湾岸線側道1号線	鳴尾橋	1,231.5	120.0	支承セットボルトのゆるみ	

2．5 県道・市道

今回の地震により大きな影響を受けた川西市，宝塚市，伊丹市，尼崎市，西宮市，芦屋市及び神戸市にある県道及び市道の橋梁を対象として被災の調査を行った。これらの橋梁の中で，被災を生じた主な橋梁の被災状況をまとめた結果を表-5・3に示す。

3．道路橋の被災の特徴と分析

3．1 被災の特徴

3.1.1 被災総括

今回の地震では，直轄国道（2号，43号，171号，176号），高速自動車国道(名神，中国)，阪神高速道路（3号神戸線，5号湾岸線）の幹線道路の橋においても各種の被害が生じた。被災のタイプとその程度を調査するために被災橋の特性を集計することとするが，その際には，どの範囲を対象とするかが重要である。ここでは，今回の地震により大きな影響を受けた道路橋が川西市，宝塚市，伊丹市，尼崎市，西宮市，芦屋市，神戸市の各区域にあることから，この区域にある上記直轄国道，高速自動車国道，阪神高速道路の橋を対象に，被災状況を集計することとした。

対象橋梁は，集計の結果，合計で上部構造が4,157径間，橋脚が3,396橋脚，支承が5,741支承線となる。

ここで，各部材の集計の考え方としては，橋脚についてはすべて1つの橋脚を単位として集計している。支承については，同一の支承線上にある支承を1つの単位（支承線）とした。上部構造については，2つの

支承線間の径間を単位として集計しており，上下線で上部構造が別々になっている場合は，別の径間として集計している。

表-5･4に路線別の橋脚，支承，上部構造の被災度の集計結果を示す。ここで，被災度は道路震災対策便覧･震災復旧編（㈳日本道路協会，昭和63年２月）に準じて，表-5･5に示すように，As～Dランクに分類している。この被災度の分類は構造部材の残留耐力や変形性能に基づいて求めたものであり，同じ構造部材の中では相対的な損傷の程度を表わすものであるが，異なる構造部材間では同じ被災度であっても損傷の程度は必ずしも対応するものではない。

調査対象区域内全体の集計をみると，鋼製橋脚は355橋脚，RC橋脚は3,041橋脚を数え，このうち比較的被災度が高いB以上と判定された橋脚は，鋼製が51橋脚（全数の14%），RC製が394橋脚（全数の13%）となっている。

支承については，全体で5,741の支承線数があるが，

表-5・4　路線別の被災度（橋脚：橋脚数，支承：支承線数，上部構造：径間数）

路線名		部材名		被災度 As	A	B	C	D	計
直轄国道	国道２号	橋脚	鋼製	0 (0%)	0 (0%)	9 (26%)	5 (14%)	21 (60%)	35 (100%)
			RC	0 (0%)	0 (0%)	19 (24%)	15 (19%)	46 (58%)	80 (100%)
		支承		− −	63 (24%)	10 (4%)	2 (1%)	190 (72%)	265 (100%)
		上部構造		0 (0%)	10 (4%)	52 (23%)	15 (7%)	153 (67%)	230 (100%)
	国道43号	橋脚	鋼製	1 (13%)	3 (38%)	0 (0%)	0 (0%)	4 (50%)	8 (100%)
			RC	13 (9%)	23 (16%)	1 (1%)	2 (1%)	105 (73%)	144 (100%)
		支承		− −	8 (3%)	13 (4%)	13 (4%)	272 (89%)	306 (100%)
		上部構造		15 (8%)	31 (16%)	3 (2%)	8 (4%)	142 (71%)	199 (100%)
	国道171号	橋脚	鋼製	0 (0%)	0 (0%)	2 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	2 (100%)
			RC	0 (0%)	6 (4%)	11 (7%)	60 (38%)	79 (51%)	156 (100%)
		支承		− −	6 (3%)	5 (2%)	16 (7%)	195 (88%)	222 (100%)
		上部構造		1 (0%)	3 (1%)	8 (4%)	22 (11%)	174 (84%)	208 (100%)
	国道176号	橋脚	鋼製	0	0	0	0	0	0
			RC	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	20 (100%)	20 (100%)
		支承		− −	0 (0%)	0 (0%)	2 (4%)	45 (96%)	47 (100%)
		上部構造		0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	77 (100%)	77 (100%)
	小計	橋脚	鋼製	1 (2%)	3 (7%)	11 (24%)	5 (11%)	25 (56%)	45 (100%)
			RC	13 (3%)	29 (7%)	31 (8%)	77 (19%)	250 (63%)	400 (100%)
		支承		− −	77 (9%)	28 (3%)	33 (4%)	702 (84%)	840 (100%)
		上部構造		16 (2%)	44 (6%)	63 (9%)	45 (6%)	546 (76%)	714 (100%)
阪神高速	３号神戸線	橋脚	鋼製	3 (2%)	8 (5%)	12 (7%)	112 (69%)	28 (17%)	163 (100%)
			RC	64 (7%)	78 (8%)	102 (11%)	225 (24%)	474 (50%)	943 (100%)
		支承		− −	371 (18%)	274 (13%)	383 (18%)	1090 (51%)	2118 (100%)
		上部構造		26 (2%)	67 (5%)	243 (19%)	215 (16%)	753 (58%)	1304 (100%)
	５号湾岸線	橋脚	鋼製	0 (0%)	0 (0%)	13 (9%)	21 (15%)	109 (76%)	143 (100%)
			RC	0 (0%)	0 (0%)	1 (0%)	22 (11%)	179 (89%)	202 (100%)
		支承		− −	30 (5%)	72 (12%)	196 (34%)	286 (49%)	584 (100%)
		上部構造		1 (0%)	0 (0%)	8 (2%)	28 (6%)	425 (92%)	462 (100%)
	小計	橋脚	鋼製	3 (1%)	8 (3%)	25 (8%)	133 (43%)	137 (45%)	306 (100%)
			RC	64 (6%)	78 (7%)	103 (9%)	247 (22%)	653 (57%)	1145 (100%)
		支承		− −	401 (15%)	346 (13%)	579 (21%)	1376 (51%)	2702 (100%)
		上部構造		27 (2%)	67 (4%)	251 (14%)	243 (14%)	1178 (67%)	1766 (100%)
高速国道	名神	橋脚	鋼製	0	0	0	0	0	0
			RC	2 (0%)	40 (4%)	21 (2%)	312 (30%)	664 (64%)	1039 (100%)
		支承		− −	401 (28%)	65 (4%)	11 (1%)	974 (67%)	1451 (100%)
		上部構造		3 (0%)	27 (2%)	247 (21%)	651 (56%)	229 (20%)	1157 (100%)
	中国	橋脚	鋼製	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	4 (100%)	4 (100%)
			RC	0 (0%)	9 (2%)	4 (1%)	121 (26%)	323 (71%)	457 (100%)
		支承		− −	112 (15%)	174 (23%)	85 (11%)	377 (50%)	748 (100%)
		上部構造		0 (0%)	24 (5%)	31 (6%)	193 (37%)	272 (52%)	520 (100%)
	小計	橋脚	鋼製	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	4 (100%)	4 (100%)
			RC	2 (0%)	49 (3%)	25 (2%)	433 (29%)	987 (66%)	1496 (100%)
		支承		− −	513 (23%)	239 (11%)	96 (4%)	1351 (61%)	2199 (100%)
		上部構造		3 (0%)	51 (3%)	278 (17%)	844 (50%)	501 (30%)	1677 (100%)
計		橋脚	鋼製	4 (1%)	11 (3%)	36 (10%)	138 (39%)	166 (47%)	355 (100%)
			RC	79 (3%)	156 (5%)	159 (5%)	757 (25%)	1890 (62%)	3041 (100%)
		支承		− −	991 (17%)	613 (11%)	708 (12%)	3429 (60%)	5741 (100%)
		上部構造		46 (1%)	162 (4%)	592 (14%)	1132 (27%)	2225 (54%)	4157 (100%)

注）橋台・カルバートは橋脚の集計からはずした

表-5・5 被災度の区分

(a) 橋　脚

被災度	定　義
As	倒壊したもの 損傷変形が著しく大きなもの
A	亀裂，座屈，鉄筋の破断等の損傷，または変形が大きなもの
B	鋼材の座屈や部材の変形が部分的にみられるもの 鉄筋の一部の破断やはらみだし及び部分的なかぶりコンクリートの剥離や亀裂がみられるもの
C	鋼材の座屈や変形が局部的かつ軽微なもの ひび割れの発生や局部的なかぶりコンクリートの剥離がみられるもの
D	損傷がないか、あっても耐荷力に影響のないきわめて軽微なもの

(b) 上部構造

被災度	定　義
As	落橋したもの
A	鋼桁において下フランジが破断したもの，またはウェブに相当規模の局部座屈が生じたもの コンクリート桁において大きな剥離，脱落があるもの トラス等の１次部材が破断したもの
B	鋼桁において下フランジが変形したものまたはウェブに局部座屈が生じたもの コンクリート桁において剥離や大きなひび割れが生じたもの 鈑桁の１次部材が変形もしくは座屈したもの トラス等の１次林材が座屈もしくは変形したもの
C	鋼桁において局部的・小程度の変形・座屈が生じたもの コンクリート桁にひび割れが生じたもの 鈑桁・トラスの２次部材が変形もしくは座屈したもの
D	損傷がないか，あっても耐荷力に影響のないきわめて軽微なもの

(c) 支　承

被災度	定　義
A	セットボルト，アンカーボルトの破断やソールプレート，ボス部の被害があるもの 沓座コンクリートが破壊したもの
B	ピンの切断，上沓ストッパーの破断があるもの ローラー，アンカーボルトの抜け出しがあるもの 移動制限装置が破損したもの 沓座モルタルが破壊したもの
C	上沓，下沓が変形したもの セットボルトがゆるんだもの 移動制限装置に変形もしくは亀裂が生じたもの 沓座コンクリート・沓座モルタルに亀裂が生じたもの わずかな層間剥離，層間ずれ，変形を生じたもの
D	損傷がないか，あっても耐荷力に影響のないきわめて軽微なもの

表-5・6　橋脚の準拠基準による分類（橋脚数）

路線名		準拠した設計基準等				計
		昭和39年もしくはそれ以前	昭和46年	昭和55年	平成2年	
直轄国道	国道2号	43 (37%)	72 (63%)	0 (0%)	0 (0%)	115 (100%)
	国道43号	152 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	152 (100%)
	国道171号	158 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	158 (100%)
	国道176号	13 (65%)	2 (10%)	5 (25%)	0 0%)	20 (100%)
	小計	366 (82%)	74 (17%)	5 (1%)	0 (0%)	445 (100%)
阪神高速	3号神戸線	890 (80%)	216 (20%)	0 (0%)	0 (0%)	1106 (100%)
	5号湾岸線	0 (0%)	0 (0%)	289 (84%)	56 (16%)	345 (100%)
	小計	890 (61%)	216 (15%)	289 (20%)	56 (4%)	1451 (100%)
高速国道	名神	1039 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	1039 (100%)
	中国	461 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	461 (100%)
	小計	1500 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	1500 (100%)
総　計		2756 (81%)	290 (9%)	294 (9%)	56 (2%)	3396 (100%)

被災度がB以上と判定された支承は1,604支承線（全数の28%）となっている。

また上部構造については，全体で4157径間のうち落橋や大きな沈下に至る大被害を生じたのは9箇所46径間（全数の1%）である。

適用された設計基準と被災の特徴の関係を把握するために，設計時に準拠した基準の年次を橋脚について集計した結果が表-5・6である。全体の81%にあたる橋脚が昭和39年鋼道路橋設計示方書もしくはそれ以前の設計基準に準拠して設計されたものであり，昭和46年道路橋耐震設計指針，昭和55年または平成2年の道路橋設計示方書に基づいて設計された橋脚の割合は各々全体の数%から10%程度である。特に主鉄筋の段落しの考え方に改訂が加えられた昭和55年道路橋示方書以降により設計された橋脚は，直轄国道176号に5橋脚と阪神高速道路5号湾岸線に345橋脚あるのみである。

なお，同じ時期に架設された橋梁でも被災の程度が異なっている。被災地域の地質，地盤条件からみると地震動も場所によってかなり変化した可能性があり，さらに構造物の振動特性も個々に異なっていることから，地震動の特性により影響の受け方も個々に異なったことが要因の1つと考えられる。

以下の分析では，上部構造については，一連の路線において，被災の件数や母数がある程度多く，また，設計年次の範囲を広くとれることから，阪神高速道路3号神戸線及び5号湾岸線について被災の特徴を見ていくこととする。また，橋脚及び支承については各路線ともある程度の割合で損傷したものが存在し，様々な種類の支承に関する被災の特徴を調べるため，全ての路線を対象とする。

3.1.2　橋脚の被災の特徴

表-5・7は，鋼製橋脚と鉄筋コンクリート橋脚毎に橋脚の準拠基準別の被災度を集計した結果を示したものである。昭和46年道路橋耐震設計指針以前の基準が適用された橋脚においては，被災度がB以上と判定されたものは3,046橋脚中431橋脚で14%である。一方，昭和55年道路橋示方書以降の基準が適用された橋脚においては，被災度がBと判定されたものが350橋脚中14橋脚で4%になっており，被災度がAランク以上のものはない。

この中で，連続した高架橋という点で構造が比較的類似している阪神高速道路3号神戸線と5号湾岸線を対象として，橋脚の材料及び形式と被災度の関係を集計した結果が表-5・8である。橋脚は鋼製，鉄筋コンクリート製に分類し，おのおのを単柱とその他に分類した。ここで単柱とは，円形や正方形断面のほか，断面の縦横比がおおむね2程度以下の1本柱形式，ラケット形式等をいう。また，その他の形式には小判型，ラーメン形式，壁式やその他特殊な形式の橋脚などを含んでいる。3号神戸線にはもとより，5号湾岸線においても東神戸大橋の観測値で代表されるような大きな地震力が作用したことが考えられるが，昭和46年以前の示方書が適用されている3号神戸線では，被災度がAsもしくはAと判定された橋脚は鉄筋コンクリート橋脚及び鋼製橋脚を合わせて全体の14%に相当するのに対して，昭和55年以後の示方書が適用されている5号湾岸線では，このような被災は生じていない。

3.1.3　上部構造の被災の特徴

阪神高速道路の3号神戸線及び5号湾岸線にある合

表-5・7 橋脚の準拠基準別損傷度（橋脚数）

構造	準拠基準年次	橋脚の被災度					合計
		As	A	B	C	D	
鋼製橋脚	昭和39年以前	4 (4%)	11 (10%)	9 (8%)	72 (67%)	12 (11%)	108 (100%)
	昭和46年	0 (0%)	0 (0%)	14 (13%)	45 (43%)	45 (43%)	104 (100%)
	昭和55年	0 (0%)	0 (0%)	11 (9%)	19 (15%)	97 (76%)	127 (100%)
	平成2年	0 (0%)	0 (0%)	2 (13%)	2 (13%)	12 (75%)	16 (100%)
	小計	4 (1%)	11 (3%)	36 (10%)	138 (39%)	166 (47%)	355 (100%)
鉄筋コンクリート橋脚	昭和39年以前	78 (3%)	155 (6%)	143 (5%)	672 (25%)	1600 (60%)	2648 (100%)
	昭和46年	1 (1%)	1 (1%)	15 (8%)	63 (34%)	106 (57%)	186 (100%)
	昭和55年	0 (0%)	0 (0%)	1 (1%)	22 (13%)	144 (86%)	167 (100%)
	平成2年	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	40 (100%)	40 (100%)
	小計	79 (3%)	156 (5%)	159 (5%)	757 (25%)	1890 (62%)	3041 (100%)
合計	昭和39年以前	82 (3%)	166 (6%)	152 (6%)	744 (27%)	1612 (58%)	2756 (100%)
	昭和46年	1 (0%)	1 (0%)	29 (10%)	108 (37%)	153 (53%)	290 (100%)
	昭和55年	0 (0%)	0 (0%)	12 (4%)	41 (14%)	241 (82%)	294 (100%)
	平成2年	0 (0%)	0 (0%)	2 (4%)	2 (4%)	52 (93%)	56 (100%)
	小計	83 (2%)	167 (5%)	195 (6%)	895 (26%)	2056 (61%)	3396 (100%)

表-5・8 橋脚構造と被害程度の関係（橋脚数）

(a) 3号神戸線

橋脚材質	形式	被災度					計
		As	A	B	C	D	
鋼製橋脚	単柱	2 (4%)	8 (15%)	3 (6%)	32 (60%)	8 (15%)	53 (100%)
	その他	1 (1%)	0 (0%)	9 (8%)	80 (73%)	20 (18%)	110 (100%)
	小計	3 (2%)	8 (5%)	12 (7%)	112 (69%)	28 (17%)	163 (100%)
鉄筋コンクリート橋脚	単柱	50 (7%)	69 (9%)	85 (12%)	199 (27%)	329 (45%)	732 (100%)
	その他	14 (7%)	9 (4%)	17 (8%)	26 (12%)	145 (69%)	211 (100%)
	小計	64 (7%)	78 (8%)	102 (11%)	225 (24%)	474 (50%)	943 (100%)
合計	単柱	52 (7%)	77 (10%)	88 (11%)	231 (29%)	337 (43%)	785 (100%)
	その他	15 (5%)	9 (3%)	26 (8%)	106 (33%)	165 (51%)	321 (100%)
	小計	67 (6%)	86 (8%)	114 (10%)	337 (30%)	502 (45%)	1106 (100%)

(b) 5号湾岸線

橋脚材質	形式	被災度					計
		As	A	B	C	D	
鋼製橋脚	単柱	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	6 (100%)	6 (100%)
	その他	0 (0%)	0 (0%)	13 (9%)	21 (15%)	103 (75%)	137 (100%)
	小計	0 (0%)	0 (0%)	13 (9%)	21 (15%)	109 (76%)	143 (100%)
鉄筋コンクリート橋脚	単柱	0 (0%)	0 (0%)	1 (1%)	2 (2%)	93 (97%)	96 (100%)
	その他	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	20 (19%)	86 (81%)	106 (100%)
	小計	0 (0%)	0 (0%)	1 (0%)	22 (11%)	179 (89%)	202 (100%)
合計	単柱	0 (0%)	0 (0%)	1 (1%)	2 (2%)	99 (97%)	102 (100%)
	その他	0 (0%)	0 (0%)	13 (5%)	41 (17%)	189 (78%)	243 (100%)
	小計	0 (0%)	0 (0%)	14 (4%)	43 (12%)	288 (83%)	345 (100%)

(c) 阪神高速計

橋脚材質	形式	被災度 As	A	B	C	D	計
鋼製橋脚	単柱	2 (3%)	8 (14%)	3 (5%)	32 (54%)	14 (24%)	59 (100%)
	その他	1 (0%)	0 (0%)	22 (9%)	101 (41%)	123 (50%)	247 (100%)
	小計	3 (1%)	8 (3%)	25 (8%)	133 (43%)	137 (45%)	306 (100%)
鉄筋コンクリート橋脚	単柱	50 (6%)	69 (8%)	86 (10%)	201 (24%)	422 (51%)	828 (100%)
	その他	14 (4%)	9 (3%)	17 (5%)	46 (15%)	231 (73%)	317 (100%)
	小計	64 (6%)	78 (7%)	103 (9%)	247 (22%)	653 (57%)	1145 (100%)
合計	単柱	52 (6%)	77 (9%)	89 (10%)	233 (26%)	436 (49%)	887 (100%)
	その他	15 (3%)	9 (2%)	39 (7%)	147 (26%)	354 (63%)	564 (100%)
	小計	67 (5%)	86 (6%)	128 (9%)	380 (26%)	790 (54%)	1451 (100%)

表-5・9　桁の損傷位置（径間数）

損傷位置	被災度 A	B	C	D	計
支承部	112 (7%)	142 (8%)	62 (4%)	1364 (81%)	1680 (100%)
落橋防止装置の取付部	4 (0%)	24 (2%)	38 (3%)	1317 (95%)	1383 (100%)
桁中央部	1 (0%)	5 (0%)	2 (0%)	1672 (100%)	1680 (100%)
鋼桁の切り欠き部	26 (14%)	29 (16%)	12 (6%)	120 (64%)	187 (100%)
合計	143 (3%)	200 (4%)	114 (2%)	4473 (91%)	4930 (100%)

注　1）対象は阪神高速道路3号神戸線・5号湾岸線
　　2）落橋したものは加えていない
　　3）同一の桁に複数の損傷がある場合にはこれを重複計上しているので，総計は1766径間を上回っている

計1,766径間の上部構造について，その損傷形態を分類すると表-5・9のようになる。この表に示す損傷は支承本体や落橋防止装置本体の被害ではなく，それらを取り付けている部位における桁の損傷を対象としている。同一の桁に複数の損傷がある場合にはこれを重複計上しているので，総計は1,766径間を上回っている。また切り欠き部とは鋼桁において桁端部に図-5・23に示すような切り欠きを設けた構造である。落橋した場合には，落下に伴って結果的に生じた損傷と落下以前に生じた損傷との区分ができないため，集計には加えていない。

これによれば，上部構造の被災としては，支承部の損傷が目立っており，被災度がAと判定されたものが支承部全体の7％になっている。また，母数がやや少ないが，桁端部に切り欠きを設けた鋼橋では全体の14％に被災度Aと判定される損傷が生じている。また，落橋防止装置の取り付け部においてもある程度の損傷が生じている。全体として桁の損傷は，支承部や落橋防止装置の取付部等，荷重が集中する箇所に多い。

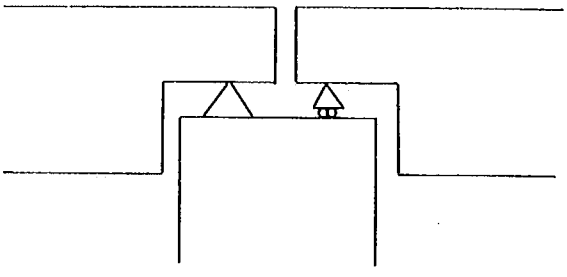


図-5・23　切り欠き部を設けた桁

3.1.4　支承の被災の特徴

全ての対象路線を対象として被災度を調査できた支承線数は5,741支承線であり，このうち金属沓とゴム沓について集計すると，表-5・10に示すように金属沓が4,773支承線，ゴム沓が244支承線である。その他にメナーゼ支承，剛結支承等特殊なタイプのものがあるが，表-5・10中には含まれていない。材料別の支承の被災割合を比較すると，被災度がAランクと判定された金属沓は全体の21％であるのに対して，Aランクの被災を受けたゴム沓はない。ゴム沓の中には免震支承が2支承線含まれているが，これは被災を受けていない。

表-5・10 支承材料と被害度の関係（支承線数）

沓形式	被災度 A	B	C	D	計
金属沓	986 (21%)	603 (13%)	681 (14%)	2503 (52%)	4773 (100%)
ゴム沓	0 (0%)	6 (2%)	19 (8%)	219 (90%)	244 (100%)
合計	986 (20%)	609 (12%)	700 (14%)	2722 (54%)	5017 (100%)

表-5・11 金属支承の被災度（支承線数）

a）固定支沓

沓形式	被災度 A	B	C	D	計
BP	133 (13%)	146 (14%)	126 (12%)	634 (61%)	1039 (100%)
ピン	86 (34%)	28 (11%)	23 (9%)	116 (46%)	253 (100%)
ピボット	12 (12%)	9 (9%)	45 (44%)	36 (35%)	102 (100%)
線	32 (9%)	17 (5%)	55 (15%)	269 (72%)	373 (100%)
合計	263 (15%)	200 (11%)	249 (14%)	1055 (60%)	1767 (100%)

b）可動支沓

損傷位置	被災度 A	B	C	D	計
BP	479 (26%)	239 (13%)	224 (12%)	909 (49%)	1851 (100%)
ローラー	238 (30%)	141 (18%)	152 (19%)	257 (33%)	788 (100%)
線	6 (2%)	23 (6%)	56 (15%)	282 (77%)	367 (100%)
合計	723 (24%)	403 (13%)	432 (14%)	1448 (48%)	3006 (100%)

被災が比較的多かった金属沓の被災度を支承タイプ別に集計すると，表-5・11のようになる。固定支承としては，ピン支承，ピボット支承，BP支承が，また可動支承としてはローラー支承，BP支承の被災度が高い。

3.1.5 橋脚基礎の被災の特徴

阪神高速道路3号神戸線および5号湾岸線，一般国道2号浜手バイパス，名神高速道路，中国自動車道を対象として橋脚基礎の被災状況を調査した。ただし，名神高速道路および中国自動車道については橋脚の被災度が比較的大きな7つの高架橋（名神高速道路では大西，水堂，守部，津門，瓦木西高架橋，中国自動車道では宝塚，神田高架橋）を対象としている。

一般国道2号浜手バイパス，阪神高速道路3号神戸線および名神高速道路と中国自動車道の高架橋については，橋脚の構造形式や被災度の大小，地域等の要因を考慮して，特定の橋脚形式や被災度に集中しないように調査実施橋脚を選定した。これに対して，阪神高速道路5号湾岸線については液状化に伴う地盤流動が大きい箇所を中心として調査実施橋脚を選定した。

調査対象区間にあった橋脚数と，このうち調査を実施した橋脚数は，表-5・12のとおりである。調査を実施した橋脚基礎は，大部分が杭基礎(場所打ち杭基礎)である。直接基礎については，良好な地盤に設置されており，周辺地盤において基礎が大きく変形したような形跡が認められないことから被災度は小さいと考えられたが，念のため17基を選定し，調査を実施した。ケーソン基礎については，液状化に伴う地盤流動の影響を受け橋脚の残留水平変位が大きいものを中心に調査を行った。地中連続壁基礎はその数が少ないこと，周辺地盤に地盤流動が生じていても橋脚には残留水平変位がほとんど生じていないことなどから，5基選定し，調査を行った。

直接基礎では，フーチング上面まで掘削して目視観察によりフーチングにおける亀裂の有無を調べた。杭基礎(場所打ち杭基礎)，ケーソン基礎，地中連続壁基礎では，地中深部まで掘削して基礎本体の亀裂を目視調査することは困難であるため，ボアホールテレビシステムによる調査を行った。これは，フーチング上面より杭体あるいは基礎本体にコアボーリングを行い，その孔にボアホールカメラを挿入し，基礎本体内部の亀裂を観察する方法である。なお，ボアホールテレビシステムにより観察された亀裂幅は，コンクリートの削孔時に亀裂周辺のコンクリートまで削り取ったり，撮影時の照明による亀裂周辺の陰影のため，実際に基礎を掘削して調べた亀裂幅の3倍程度以上に大きく評価されていた。このため，被災度の判定にあたっては

表-5・12　調査対象区間の橋脚数と調査実施橋脚数（橋脚数）

路線名	区分	基礎形式				計
		直接基礎	ケーソン基礎	杭基礎	地中連続壁基礎	
阪神高速道路3号神戸線	調査対象区間全橋脚	133（12%）	44（4%）	929（84%）	0（0%）	1106（100%）
	調査実施橋脚	12	2	109	0	123
阪神高速道路5号湾岸線	調査対象区間全橋脚	0（0%）	52（15%）	280（81%）	13（4%）	345（100%）
	調査実施橋脚	0	8	153	5	166
一般国道2号浜手バイパス	調査対象区間全橋脚	0（0%）	15（21%）	57（79%）	0（0%）	72（100%）
	調査実施橋脚	0	5	20	0	25
名神高速道路および中国自動車道	調査対象区間全橋脚	152（22%）	0（0%）	532（78%）	0（0%）	684（100%）
	調査実施橋脚	5	0	21	0	26

表-5・13　杭基礎の被災度の区分

被災度	定義
a	基礎の沈下と同時に大きな残留水平変位がみられるもの
b	基礎に大きな残留水平変位がみられるもの 杭体に曲げ亀裂がみられるもの
c	杭体に小さな曲げ亀裂がみられるもの
d	杭体に損傷がないか，曲げ亀裂があっても軽微なもの

表-5・14　杭基礎の被災度（橋脚数）

路線名	被災度				
	a	b	c	d	計
阪神高速道路3号神戸線	0（0%）	0（0%）	17（16%）	92（84%）	109（100%）
阪神高速道路5号湾岸線	0（0%）	17（11%）	57（37%）	79（52%）	153（100%）
一般国道2号浜手バイパス	0（0%）	0（0%）	10（50%）	10（50%）	20（100%）
名神高速道路中国自動車道	0（0%）	0（0%）	0（0%）	21（100%）	21（100%）

ボアホールテレビシステムにより求めた亀裂幅の1/3を実際の亀裂幅と見なして評価した。

阪神高速道路5号湾岸線においては，液状化に伴う橋脚周辺の地盤の流動により橋脚に残留水平変位が生じたものがあった。このため，地震後にG.P.S. (Global Positioning System) と呼ばれる，人工衛星を用いた測量により橋脚位置を測定し，管理図書と比較することにより，橋脚の残留水平変位を調査した。なお，橋脚の残留水平変位の求め方については，3.2.2橋脚基礎の被災の分析の中で詳述する。

(1)　杭基礎の被災状況

杭基礎の被災度を，表-5・13に示すようにaからdランクに区分した。表-5・5に示した橋脚や上部構造，支承のようにA，B，C，Dとせず被災度を小文字で表したのは，杭基礎では橋脚のように，杭基礎全体の安定性に影響のある大きな沈下や杭体の破断，鉄筋の破断などの大きな被災は生じていないが，液状化に伴う地盤の流動化によって残留水平変位を生じたものがあり，被災の特性が表-5・5とは異なるためである。

各路線における杭基礎の被災状況を表-5・14に示す。

これによれば，杭基礎のうち被災度が最も大きかったのは阪神高速道路5号湾岸線で，ここでは被災度bと判定された基礎が調査実施橋脚の11%となっている。これらの被災は液状化とそれに伴う地盤の流動化などによって生じたものと考えられる。阪神高速道路5号湾岸線以外の路線では，被災度はcまたはdであり，被災の程度は小さい。

(2) 直接基礎の被災状況

阪神高速道路3号神戸線および中国自動車道において17基の直接基礎を調査したが，いずれにも亀裂等の損傷は認められなかった。

(3) ケーソン基礎の被災状況

阪神高速道路5号湾岸線において8基，同3号神戸線において2基，一般国道2号浜手バイパスにおいて5基のケーソン基礎の調査を行った。阪神高速道路5号湾岸線では，水路近傍で杭基礎の被災度cランク相当の曲げ亀裂がケーソン本体に発生していたものが1基あった。この基礎には比較的大きな残留水平変位が生じており，周辺地盤には流動化による地盤変状が生じていることから，この影響を受けたものとみられる。しかし，この1基を除くと，他のケーソン基礎では，損傷はないか，もしくは損傷があってもごく軽微なものであった。

(4) 地中連続壁基礎の被災状況

阪神高速道路5号湾岸線において5基の地中連続壁基礎について調査を行った結果，基礎本体に杭基礎の被災度dランク相当の曲げ亀裂が認められたが，軽微なものであった。

3．2 被災の分析

3.2.1 マクロ分析

今回の被災地域の中で，比較的類似した構造条件や地盤条件が連続する阪神高速道路3号神戸線を対象として被災の傾向を分析した。ここでは，上部構造の種別と橋脚の被災度の関係，上部構造の支間長と橋脚の被災度の関係，橋脚の高さと橋脚の被災度の関係及び橋脚の被災度と支承の被災度の関係について整理する。

(1) 上部構造の種別と橋脚の被災度の関係

上部構造を鋼桁とコンクリート桁に分類し，その上部構造を支えている橋脚の被災度を整理した結果が表-5･15である。鋼桁を支える橋脚数は総数で956橋脚であり，被災度がA以上と判定された橋脚は128橋脚で全体の13%にあたる。これに対して，コンクリート桁を支える橋脚数は総数で126橋脚であり，被災度がA以上と判定された橋脚は23橋脚で全体の18%にあたり，両者の割合はほぼ等しく，上部構造の種別によって橋脚の被災度が異なる傾向は認められない。

(2) 支間長と橋脚の被災度の関係

橋脚が支持している上部構造の支間長の平均値を橋脚の被災度ごとに求めた結果が表-5・16である。橋脚が支持している上部構造の支間長は複数存在するもののうち，最も長い支間長とした。

表-5・16によれば，橋脚が支持している上部構造の平均支間長はいずれも35mから43m程度の範囲にあり，支間長と橋脚との被災度の関係は認められない。

(3) 橋脚の高さと橋脚の被災度の関係

橋脚の被災度に対する橋脚の高さの影響を検討する

表-5・15 上部構造の種別と橋脚の被災度の関係（橋脚数）

橋脚の支持する上部構造の種別	橋脚の被災度					合計
	As	A	B	C	D	
コンクリート桁	19 (15%)	4 (3%)	12 (10%)	12 (10%)	79 (63%)	126 (100%)
コンクリート桁と鋼桁	0 (0%)	2 (8%)	2 (8%)	4 (17%)	16 (67%)	24 (100%)
鋼桁	48 (5%)	80 (8%)	100 (10%)	321 (34%)	407 (43%)	956 (100%)
合計	67 (6%)	86 (8%)	114 (10%)	337 (30%)	502 (45%)	1106 (100%)

注) 対象は阪神高速道路3号神戸線

表-5・16 上部構造の支間長と橋脚の被災度の関係（m）

	橋脚の被災度					合計
	As	A	B	C	D	
平均支間長	39.2	42.9	38.1	42.1	35.2	38.4

注) 対象は阪神高速道路3号神戸線

表-5・17　橋脚の高さと橋脚の被災度の関係（m）

橋脚の材料	橋脚の被災度					合計
	As	A	B	C	D	
鋼製橋脚平均高さ	15.6	15.3	14.8	16.4	16.4	16.2
RC製橋脚平均高さ	12.9	13.2	12.4	15.3	12.6	13.3
平均橋脚高さ	13.0	13.4	12.7	15.6	12.8	13.7

注）対象は阪神高速道路3号神戸線

表-5・18　橋脚の被災度と支承の被災度の関係（支承線数）

		橋脚の被災度					合計
		As	A	B	C	D	
支承の被災度	A	10 (3%)	34 (10%)	48 (14%)	157 (44%)	106 (30%)	355 (100%)
	B	7 (3%)	21 (8%)	33 (12%)	106 (39%)	104 (38%)	271 (100%)
	C	5 (1%)	21 (6%)	22 (6%)	148 (39%)	183 (48%)	379 (100%)
	D	48 (5%)	82 (8%)	110 (10%)	324 (31%)	490 (46%)	1054 (100%)
	合計	70 (3%)	158 (8%)	213 (10%)	735 (36%)	883 (43%)	2059 (100%)

注1）対象は阪神高速道路3号神戸線
注2）本表では，橋台上の支承を計上していないので総計は2118支承線を下回っている

ために，橋脚を鋼製とRC製に分類し，橋脚の被災度ごとに橋脚の高さの平均値を求めた結果が表-5・17である。これによると，鋼製橋脚の場合，被災度にかかわらず，橋脚の平均高さは14.8mから16.4mの範囲にばらつき，RC橋脚の場合も平均高さは12.4mから15.3mの範囲にばらついている。橋脚の高さと橋脚の被災度との関係は認められない。

(4)　橋脚の被災度と支承の被災度の関係

橋脚の被災度と支承の被災度の関係を集計した結果が表-5・18である。被災度がAと被害が著しかった支承は全体で355支承線あるが，このうち橋脚の被災度がA以上の支承線は全体の13%にあたる44支承線である。一方，被災度がDと被害が小さかった支承線は合計1,054支承線あるが，このうち橋脚の被災度がA以上と大きかった支承線は130支承線で全体の13%にあたる。両者の比率は概ね同じであり，支承の被災度にかかわらず，橋脚の被災度の割合は同じような傾向を示している。

3.2.2　橋脚基礎の被災の分析

橋脚基礎では，橋脚のようにコンクリートの剥離や鉄筋の破断といった耐力に係わる大きな被害は生じていないが，多少の曲げ亀裂は生じており，また，大きな残留水平変位を生じたものもある。このため，ここでは，表-5・13に示した被災度の区分に基づき，調査数の多い阪神高速道路3号神戸線と5号湾岸線を対象に，杭基礎の被災度とその要因との関連性について整理した。

表-5・19　橋脚の被災度と杭基礎の被災度の関係（阪神高速道路3号神戸線）

（橋脚数）

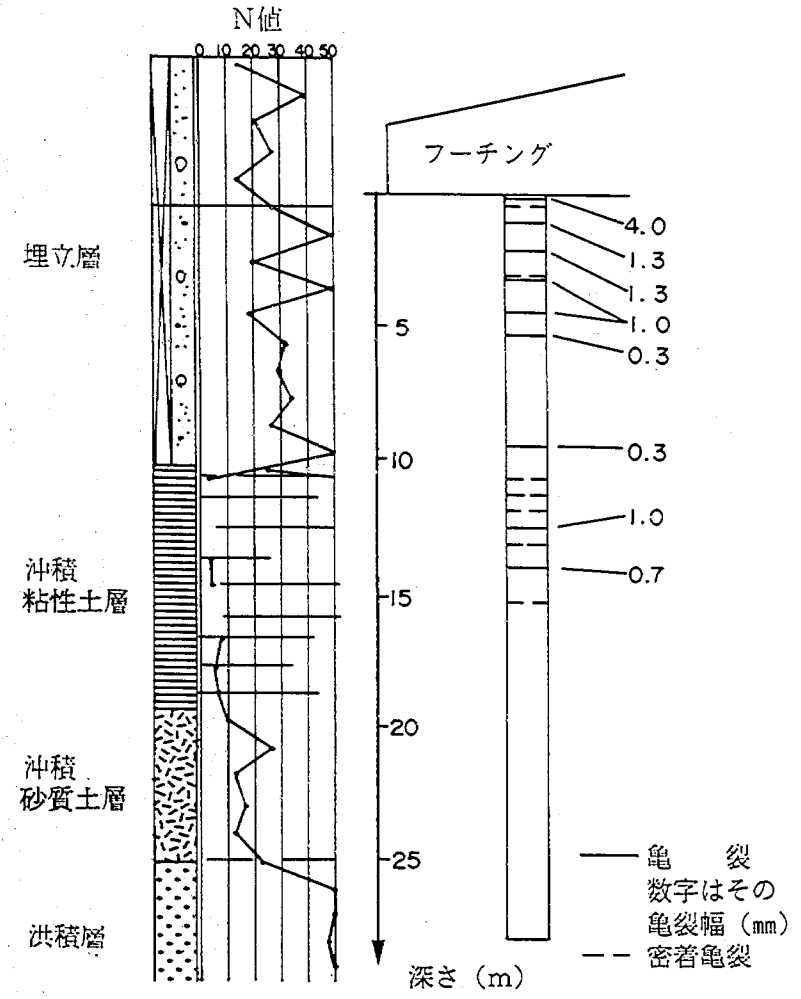
橋脚被災度	杭基礎被災度 a	b	c	d	計
As	0	0	2	21	23
A	0	0	0	8	8
B	0	0	0	13	13
C	0	0	4	16	20
D	0	0	11	34	45
計	0	0	17	92	109

表-5・20　橋脚の被災度と杭基礎の被災度の関係（阪神高速道路5号湾岸線）

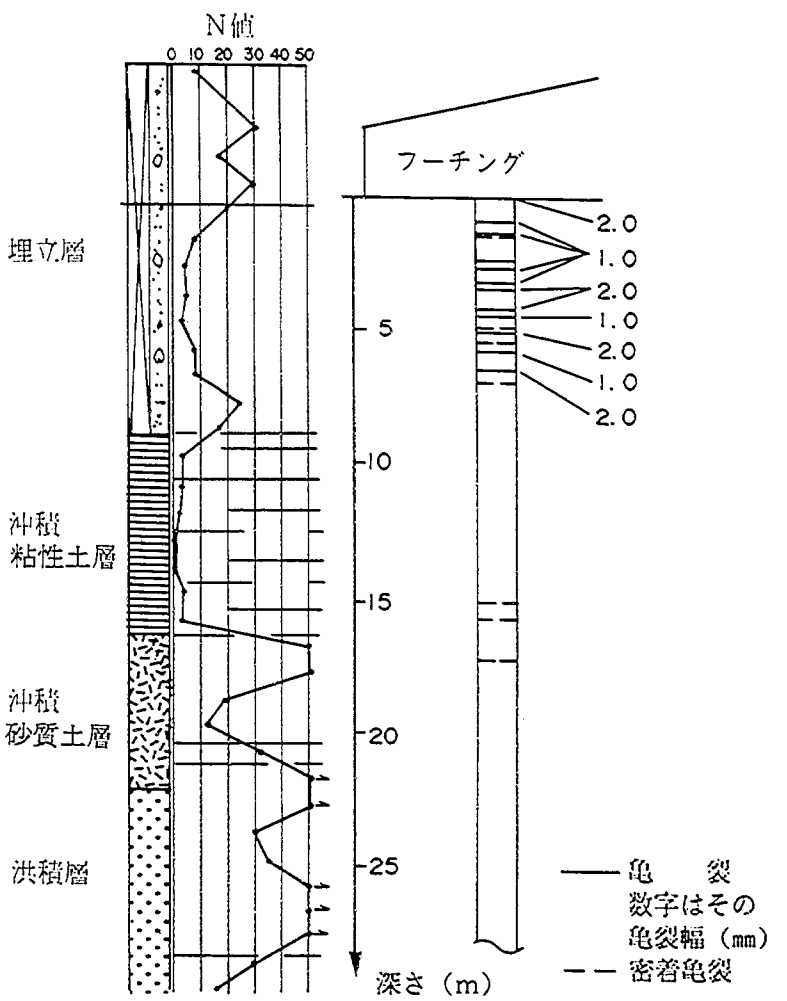
（橋脚数）

橋脚被災度	杭基礎被災度 a	b	c	d	計
As	0	0	0	0	0
A	0	0	0	0	0
B	0	0	3	2	5
C	0	4	12	4	20
D	0	13	42	73	128
計	0	17	57	79	153

3号神戸線および5号湾岸線における橋脚の被災度と杭基礎の被災度との関係をそれぞれ，表-5・19および表-5・20に示す。3号神戸線においてはほとんどの杭基礎が被災度dと判定されているため，橋脚の被災度との間には特に有意な傾向は認められない。5号湾岸線においては，被災度Dの橋脚では杭基礎の被災度



(a) 亀裂幅が大きい事例



(b) 橋脚の残留水平変位が大きい事例

図-5・24 杭体の亀裂の事例

がdであったものが多くあるが，橋脚の被災度がほとんどDあるいは被災度Cであったため，杭基礎の被災度との間に明確な傾向は認められない。

5号湾岸線は，埋立層の厚さが9mから22mの埋め立て地盤上に建設されており，兵庫県南部地震において，多くの基礎の周辺地盤で液状化が発生するとともに，水路の近傍では地盤が水路側へ移動した。このため，大きな残留水平変位を生じた橋脚や，杭体に曲げ亀裂が生じた基礎もあった。杭体の亀裂の事例を図-5・24に示す。(a)は今回の調査の中で亀裂幅が最も大きかった例である。杭体の亀裂は最大でも幅4mmであり，亀裂の多くは埋立層内，とくに杭頭部において生じている。また，沖積粘性土層に多少の亀裂が生じている。フーチング底面から5mの範囲に着目すれば，亀裂幅の小計は8.6mm (4+1.3+1.3+1.0+1.0) となり，杭の単位長さ当たりに換算すれば1.7mm/m程度となる。これは，杭体の直径が1.5mであることを考慮すれば極めて限定された損傷ということができる。図-5・24(b)は，橋脚の残留水平変位が最も大きい杭基礎の事例である。フーチングの底面から約6mの範囲にわたり，幅0.5mm以上の亀裂が12本発生していたが，その亀裂幅は最大でも2mm程度と小さいものであった。

同様にして，5号湾岸線において調査した杭基礎のうち，最も被災度が高いbランクと判定された杭基礎17基について，亀裂の発生状況を整理すると表-5・21となる。埋立層においては17基すべてに亀裂が発生していた。17基の平均でみると，層厚14mの埋立層において，幅1.5mmの亀裂が10本生じている。杭体の損傷としては極めて軽微であるといえる。沖積粘性土層においても亀裂が生じているが，埋立層に比べるとわずかなものである。

5号湾岸線においては水際線近くの橋脚の周辺地盤に液状化およびそれに伴う流動化が生じ，橋脚のなかには大きな残留水平変位が生じていたものがあった。このため，橋脚の周辺地盤の水平変位と橋脚の残留水平変位との関係を整理した。

表-5・21　被災度bと判定された杭基礎17基における杭体の亀裂の発生状況（阪神高速道路5号湾岸線）

着目層	亀裂が生じた橋脚数(基)	平均層厚(m)	着目層に生じた平均亀裂本数(本)	平均亀裂幅(mm)
埋立層	17	14	10	1.5
沖積粘性土層	3	6	3	1.2

地盤の水平変位は，濱田らによる航空写真測量の結果を用いた。濱田らは六甲アイランドに設けられた3点の測点を写真測量の基準点として用いていたが，ここでは阪神高速道路5号湾岸線の橋脚位置を測量する際に設けられた6点の測点を基準点とした。その一例として，六甲アイランドおよび魚崎浜おける六甲アイランド大橋取付部付近の地盤の水平変位を，橋脚の残留水平変位とともに示した結果が図-5・25および図-5・26である。なお，濱田らの航空写真測量ではマンホールのふたなどの地表面固定物の変位ベクトルを求めているが，ここでは，これに加えて20m間隔に切った格子の交点における変位ベクトルも求めた。橋脚の残留水平変位は，航空写真測量とは別に地震後の測量により求めたもので，橋脚の地上高さ約1mにおける移動量を表わしている。

なお，このようにして地盤および橋脚の水平変位ベクトルを求めると，5号湾岸線のほぼ全線にわたって南西方向に20cm程度の変位が一様に含まれていた。また，5号湾岸線の近傍の三角点も南西方向へ同程度移動している。これについては，断層運動に伴う基盤変位であるとか，広域的な地盤の移動であるとか，いろいろな見方ができるが，ある範囲でほぼ一様に変位が生じていることから，ここではこの値を差し引いた値を地盤の水平変位及び橋脚の残留水平変位と見なして整理した。なお，地震前後の写真測量の精度や航空写真の読みとり誤差などいろいろな理由により，このようにして求めた水平変位ベクトルにはある程度の誤差が含まれている。今回の解析では，地盤の水平変位の測量精度は少なくとも±30cm程度，橋脚の残留水平変位の測定精度は±10cm程度と推定される。

六甲アイランド，魚崎浜および深江浜における橋脚の残留水平変位と橋脚の周辺地盤の水平変位との関係を図-5・27に示す。この結果には大きなばらつきがあるが，全体としては橋脚の残留水平変位は周辺地盤の水平変位が増加するにしたがって大きくなる傾向がみられる。しかし，ある地盤変位が生じた場合に橋脚にどれだけの変位が生じるかは基礎の剛性によって異なり，杭基礎に比較して剛性が大きいケーソン基礎や地中連続壁基礎では残留水平変位が小さくなっている。

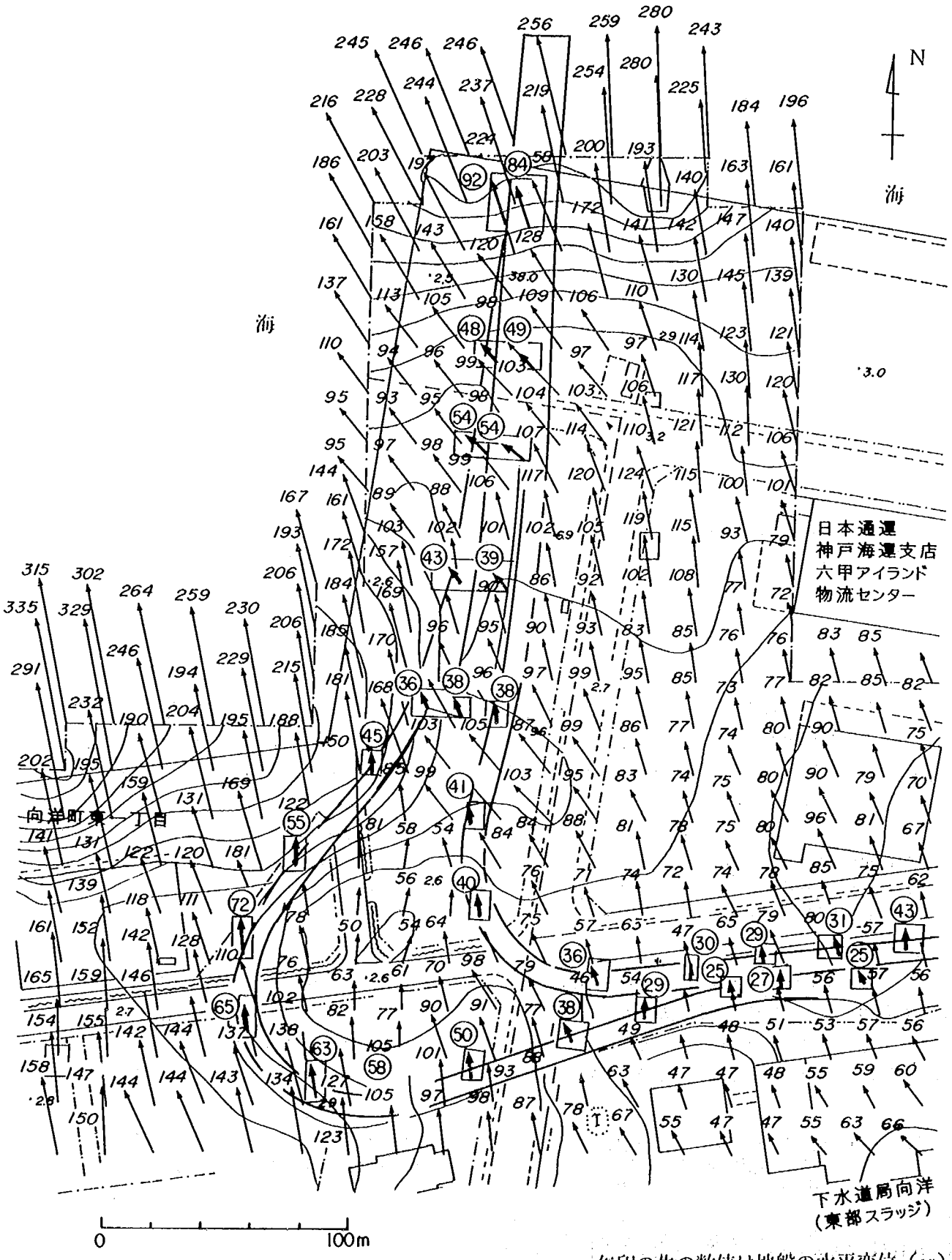


図-5・25 六甲アイランドにおける地盤の水平変位および橋脚の残留水平変位図
（地盤の水平変位は濱田らによる測量結果を補正）

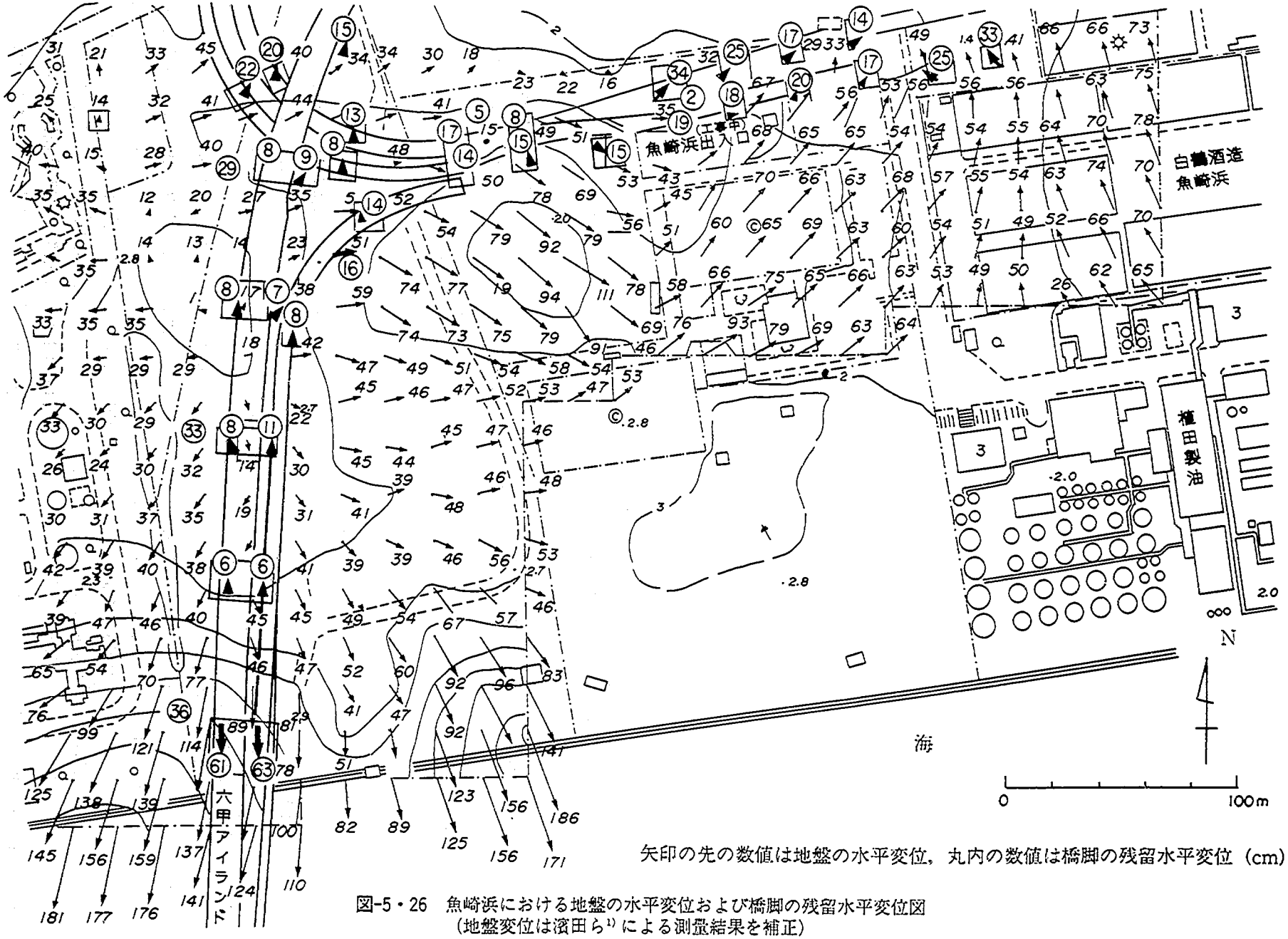


図-5・26　魚崎浜における地盤の水平変位および橋脚の残留水平変位図
（地盤変位は濱田ら[1]による測量結果を補正）

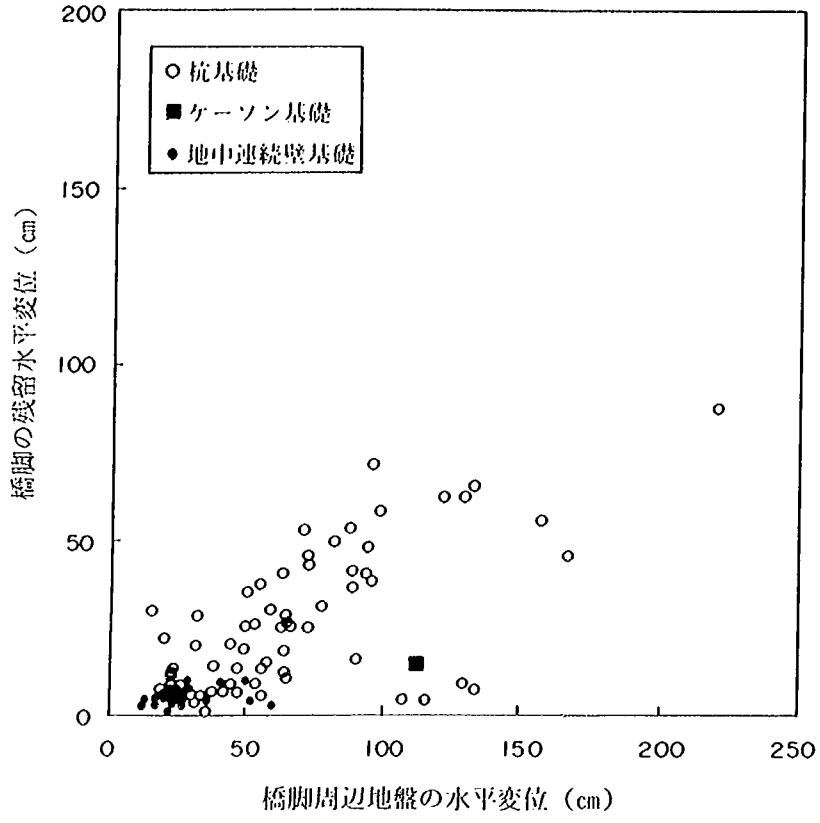


図-5・27 地盤の水平変位と橋脚の残留水平変位の関係
（六甲アイランド，魚崎浜，深江浜における阪神高速道路5号湾岸線の橋脚を対象）

4．道路橋の被災メカニズムの検討

4．1 一般国道43号 岩屋高架橋

(1) 橋梁の概要

本橋は，一般国道2号をまたぐ橋長532mの高架橋である。一般国道2号との交差点部は，図-5・28に示すように鋼桁2径間および大阪側の連結PC桁橋の端径間を鋼製橋脚4基（P8～P11）で支えている。このうち被災したP9橋脚の概要は以下のとおりである。

1）竣工年度：昭和47年度

2）適用示方書：昭和39年 道路橋下部構造設計指針（くい基礎の設計篇）
昭和41年 道路橋下部構造設計指針（調査及び設計一般篇）
昭和47年 道路橋示方書
昭和46年 道路橋耐震設計指針

3）設計震度：水平震度k_h＝0.22

4）上部構造：単純合成鋼箱桁橋（支間長57m）
3径間連結PC桁橋（支間長21.35m）

5）橋脚構造：張り出し式T型単柱鋼製橋脚

6）基礎構造：杭基礎

7）地　　盤：砂層および砂礫層（II種地盤）

8）使用材料：鋼材（SM50）

(2) 被災状況

P9橋脚は，写真-5・64に示すように柱部が鉛直方向に押しつぶされており，橋脚基部の中埋めコンクリートの位置まで横ばりが2.7m程度沈下している。これに伴い上部構造も沈下したものの，落橋までには至らなかった。

柱を構成する補剛板は，写真-5・65に示すように4面とも角溶接部で引き裂かれて独立し，それぞれ連結板下の位置で「くの字」に折り曲げられている。4面の補剛板はいずれも連結板下の位置にあるダイヤフラム部で切断されているが，その付近および横ばりとの隅角部直下の角溶接部には局部座屈は見られない。さらに，基部の中埋めコンクリート境界部に切断された補剛板が東西面（橋軸方向）に残っており，これらも

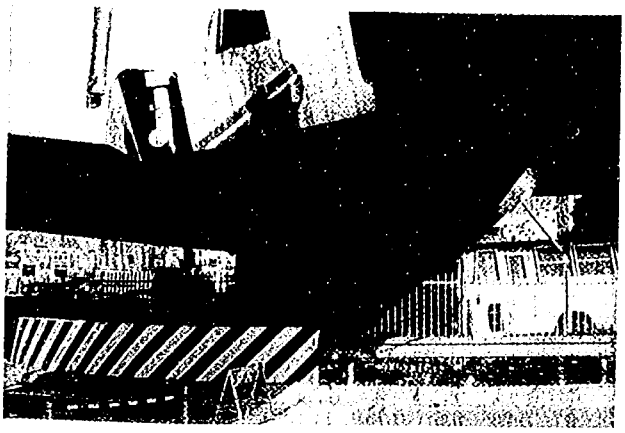


写真-5・64　柱部の被災状況（南側（海側）より）

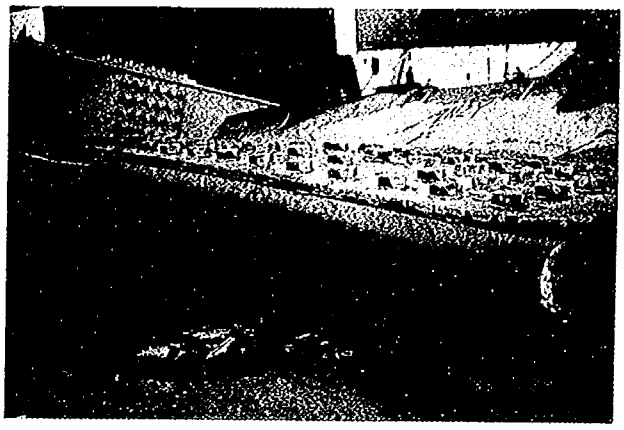


写真-5・65　北側（山側）の補剛板（連結部付近）

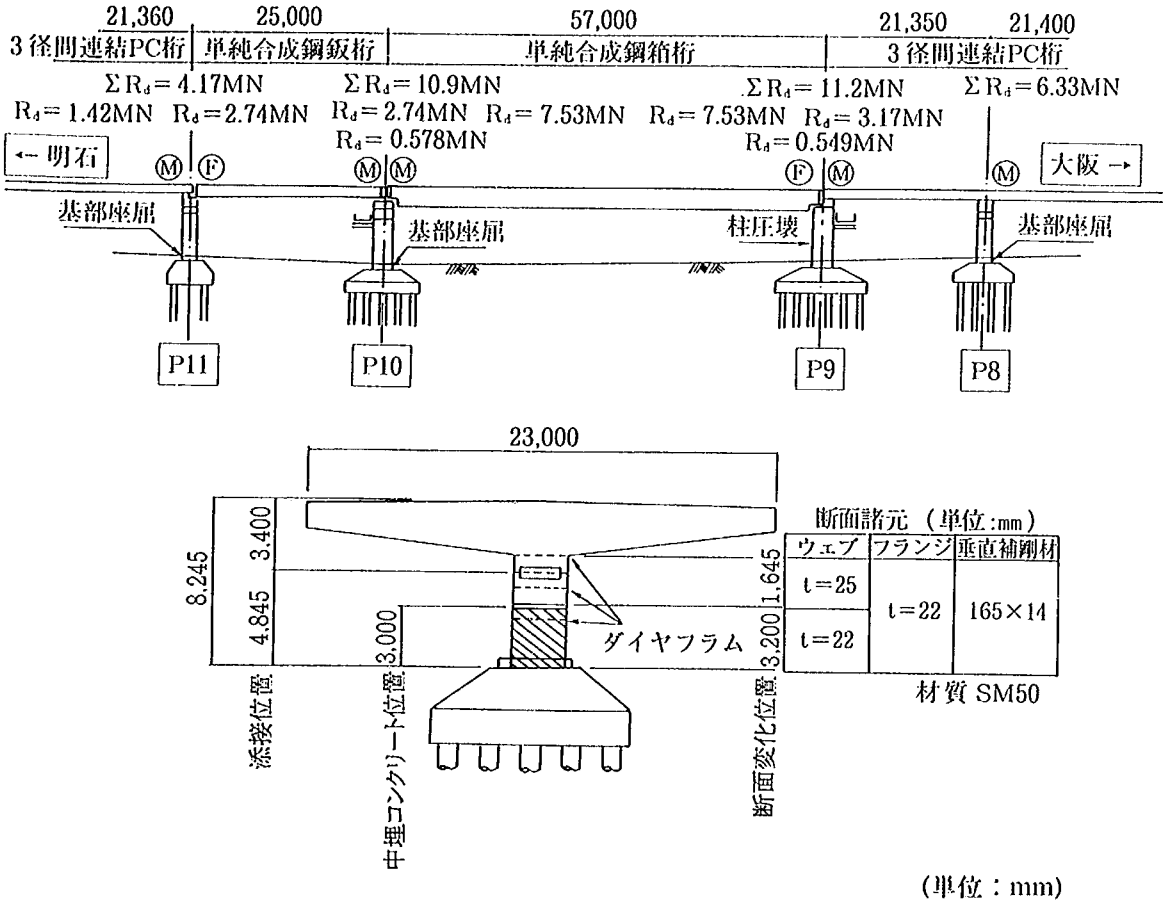


図-5・28　P 9 橋脚一般図

座屈は生じていない。

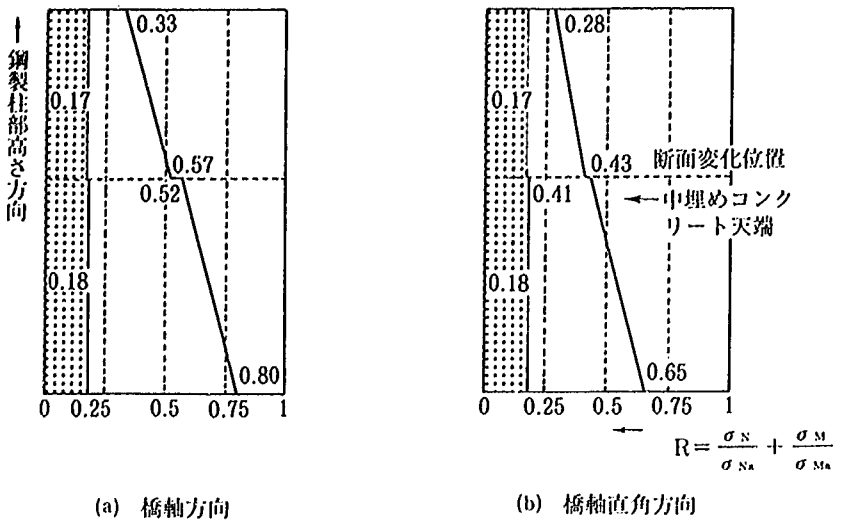
橋脚基部から3mの位置まで，中埋めコンクリートおよび巻立てコンクリートが施工されており，南面および北面の補剛板との間にすきまが生じている。

(3) 被災メカニズムの推定

1）構造特性

本橋脚は，図-5・28に示すように上下車線を一体で支持しているため，柱の高さに比べて相対的に横ばりが長い（柱部高さ5.7m，横ばり長さ23.0m）。柱部の板厚は，フランジ（橋軸直角方向面）については22mmであり，ウェブ（橋軸方向面）については隅角部で決まっている上側の板厚が25mm，柱基部で決まっている下側が22mmと基部側の板厚が薄い。

図-5・29は，設計時における死荷重＋地震時の荷重



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

ここで，R：許容応力度に対する計算応力度の比
σ_N：軸方向応力度（kgf／cm²）　σ_{Na}：許容軸方向応力度（kgf／cm²）
σ_M：曲げ応力度（kgf／cm²）　σ_{Ma}：許容曲げ応力度（kgf／cm²）

図-5・29　設計水平震度に対する橋脚の応力図（P 9 橋脚）

表-5・22　材料試験結果（P9橋脚）

位置	鋼種	板厚 (mm)	試験結果					
			No.	板厚(mm)	降伏強度 (N/mm²)		引張強度 (N/mm²)	
フランジ	SM50	22	1	22.0	356	JIS 規格 ≧315	529	JIS 規格 490～610
			2	21.9	361		536	
			3	22.1	333		515	
			平均	22.0	350		527	

組み合わせにより生じる柱部の応力度と許容応力度との比を，橋軸方向および橋軸直角方向に対して示したものである。この図に示すように柱基部の断面は，橋軸方向の地震力で決定されているものの，柱基部に生じる応力度は許容応力度に対して最大80%程度と余裕があることがわかる。このため上部構造等の死荷重は大きいものの，許容応力度に占める死荷重応力度の割合は18%程度（図中の網掛け部）と一般的な鋼製橋脚とほぼ同様な比率である。なお，設計計算は当時の基準に対し妥当なものである。

柱部フランジで変形が比較的小さく試験片が採取できたものについて材料試験を行った結果，表-5・22に示すように板厚および材料強度いずれも基準を満足していた。また，破断した角溶接部を観察した結果，部分溶込みグループ溶接の溶接サイズは最小溶接サイズの規定（7 mm）を満たしており，かつ内側に隅肉溶接が施されていた。さらに，この角溶接部には欠陥はとくに認められなかった。

2）被災要因の分析

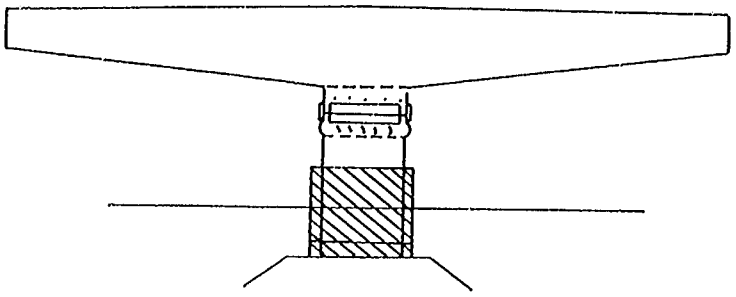
柱部が鉛直荷重で降伏あるいは局部座屈強度に達するには7,110tf必要であり，死荷重による鉛直荷重は1,240tfであることから，鉛直方向の地震力で被害を生じるためには橋脚にかかる重さの4.7倍もの鉛直地震力が作用する必要があり，その可能性は小さい。

この付近には極めて大きな地震動が作用したと推定されることから，鋼製柱基部付近の設計水平震度との関係から見ると，主として水平の地震力により局部座屈を生じたと考えられる。

3）被災原因および被災メカニズムの推定

以上のような検討から，本橋脚が崩壊に至った原因は極めて大きな地震力が作用したことと考えられる。被災のメカニズムとしては，図-5・30に示すようにまず中埋めコンクリート上の連結板上下において，連結板を含むダイヤフラム間のパネルで座屈変形を生じた

①連結板上下の局部座屈



②角溶接部のわれ、横ばりの沈下

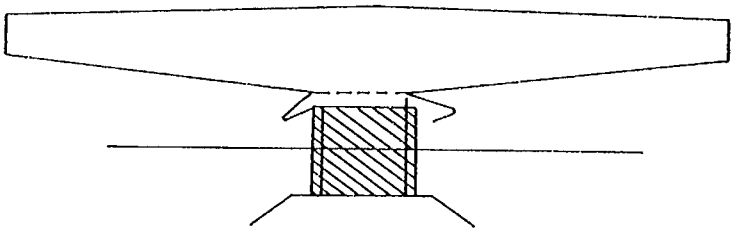


図-5・30　被災メカニズム

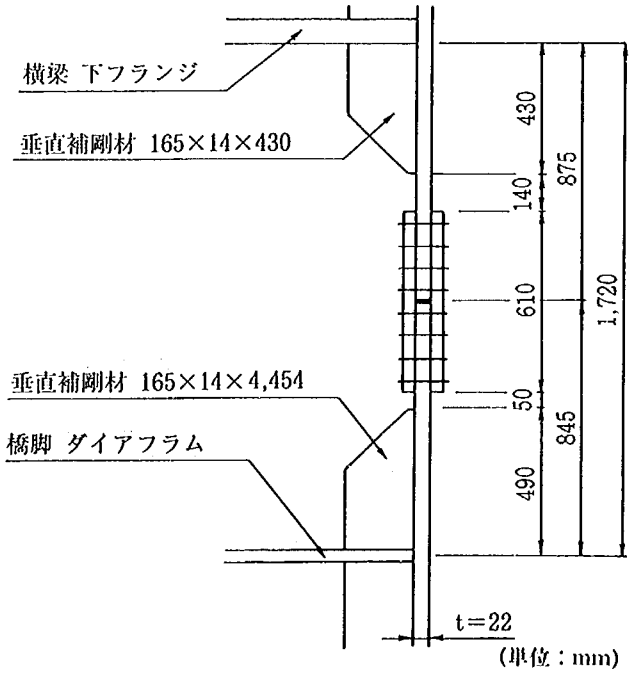


図-5・31　連結板付近の構造図

ものと考えられる。変形が大きくなるにしたがい連結板上下の部分に折れ曲がりを生じ，この部分の角溶接部が裂け始め鉛直力を支えるための耐荷力を失って，最終的に直下に崩壊したものと推定される。

なお，**写真**-5・65に示す折れ曲がりの状態は一般的な局部座屈とは異なるが，これは図-5・31に示すように連結板上下における垂直補剛材の不連続によって起こったものであると考えられる。この部分は設計上局部座屈に対して問題はないものの，想定を超える大きな地震力を受け一旦座屈を生じると変形が集中し，最終的には折れ曲がるような状態になったものと考えられる。

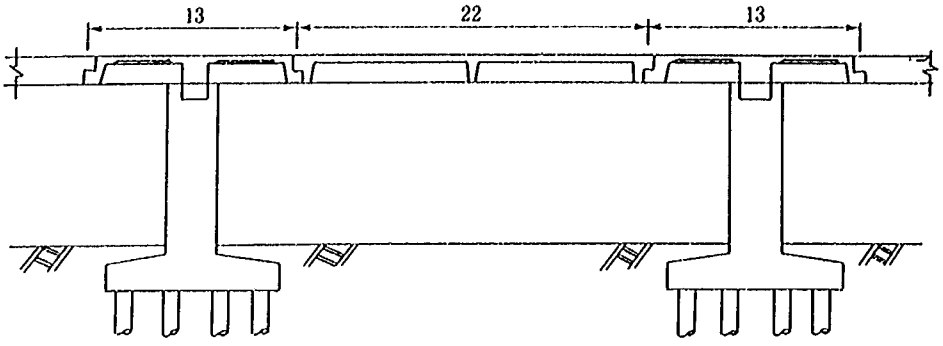
4．2　阪神高速道路３号神戸線　神戸市東灘区深江本町

(1)　橋梁の概要

本橋は，一般国道43号上に建設された阪神高速道路３号神戸線の橋長635mの高架橋である。上部構造は，図-5・32に示すように支間中央部にゲルバー吊桁を有する18径間のプレストレスコンクリート橋で，橋脚と橋桁が剛結されたピルツ構造が用いられていた。ゲルバー吊桁とピルツの定着部は，図-5・33に示すように橋軸方向にはPC鋼棒により，また，橋軸直角方向には落し込み式のせん断キーによりそれぞれ連結された構造となっていた。

橋梁諸元は以下に示すとおりである。

1）竣 工 年 度：昭和44年度
2）適 用 示 方 書：昭和39年鋼道路橋設計示方書
3）設 計 震 度：水平震度k_h＝0.2
　　鉛直震度k_v＝±0.1
4）上 部 構 造：２点ヒンジのPCゲルバー桁
5）橋 脚 構 造：ピルツ構造：神P126（大阪側）～神P142（神戸側）
　　１本柱円形断面（直径：3.1m，3.3m）（図-5・34）
　　躯体の高さ：9.9m（神戸側）



〔単位：m〕

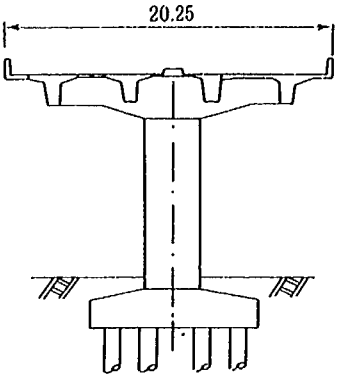
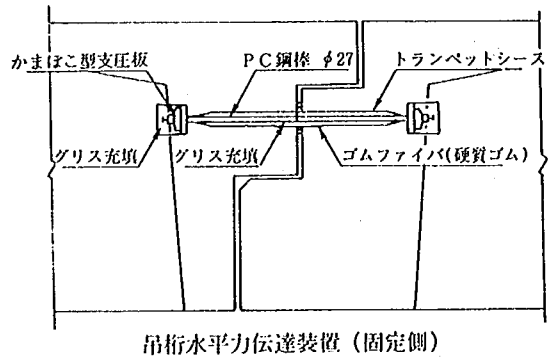
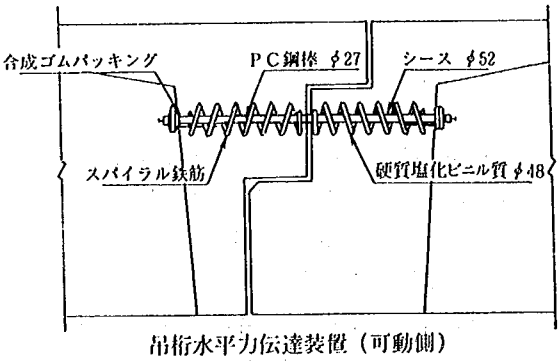


図-5・32　阪神高速道路3号神戸線深江地区高架橋の一般図

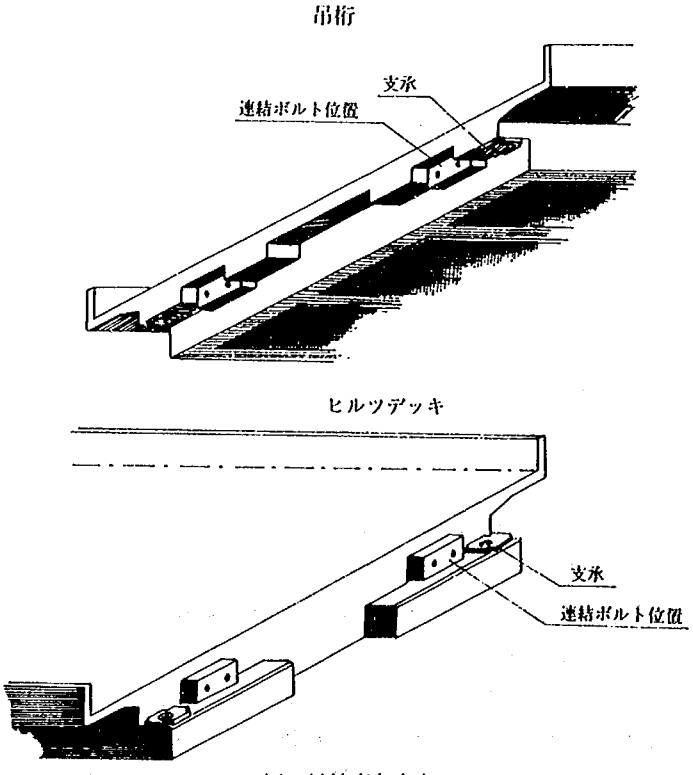


吊桁水平力伝達装置（固定側）



吊桁水平力伝達装置（可動側）

(1)　橋軸方向



(2)　橋軸直角方向

図-5・33　ゲルバー部の連結構造

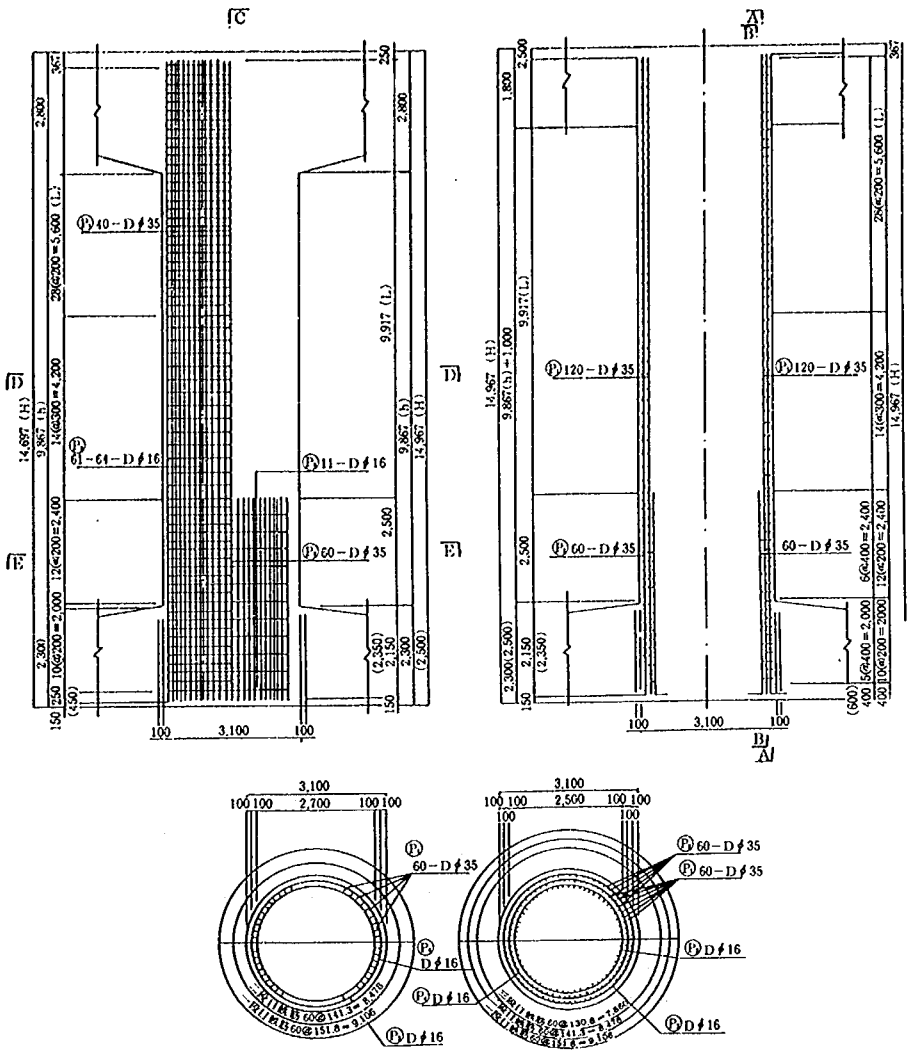


図-5・34　橋脚の配筋図（神P138橋脚）

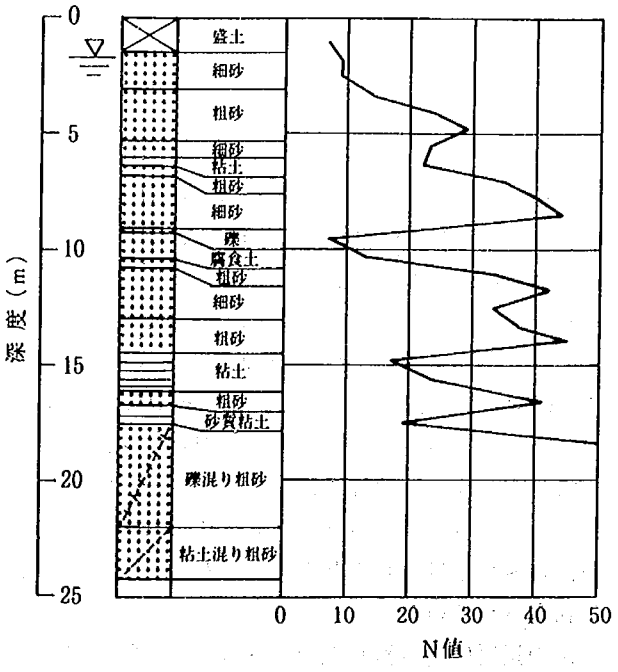


図-5・35　地盤条件（神P138橋脚近傍）

～12.4m（大阪側）

6）基礎構造：場所打ちコンクリート杭基礎
（直径1m，長さ10m～15m）

7）地　　盤：砂層または砂礫層地盤から構成されるII種地盤（図-5・35）

8）設計材料条件：コンクリートの設計基準強度：
270kgf/cm²
鉄筋：SD30

なお，地震時の断面応力度が大きくなる神P138橋脚（ϕ3.1mの断面）及び神P127橋脚（ϕ3.3mの断面）に対して，当時の適用示方書に基づいて地震時の断面応力度を求めた結果が表-5・23である。ここでは，橋軸方向が橋軸直角方向よりも断面応力度が大きくなるので橋軸方向に対する検討結果を示している。これによれば，コンクリート及び鉄筋の応力度はいずれも許容値に収まっている。

表-5・23 当時の設計基準に従って算出した地震時応力度

(a) 神P138橋脚（φ3.1mの断面）

照査断面		基部		段落し部	
水平震度 k_h		0.2			
鉛直震度 k_v		+0.1	−0.1	+0.1	−0.1
断面力	モーメント (tf·m)	3,714	3,714	3,198	3,198
	軸力 (tf)	1,619	1,325	1,588	1,300
	せん断力 (tf)	347	347	341	341
鉄筋量		D35−180本（3段）A_s=1,722cm²		D35−120本（2段）A_s=1,148cm²	
応力度	σ_c (kgf/cm²)	123	122	125	125
	σ_s (kgf/cm²)	1,827	1,990	2,014	2,246
	τ (kgf/cm²)	4.6	4.6	4.5	4.5
許容応力度	σ_{ca} (kga/cm²)	135			
	σ_{sa} (kgf/cm²)	2,700			
	τ_a (kgf/cm²)	11.25			

(b) 神P127橋脚（φ3.3mの断面）

照査断面		基部		段落し部	
水平震度 k_h		0.2			
鉛直震度 k_v		+0.1	−0.1	+0.1	−0.1
断面力	モーメント (tf·m)	4,871	4,871	4,137	4,137
	軸力 (tf)	1,743	1,426	1,695	1,387
	せん断力 (tf)	371	371	363	363
鉄筋量		D35−198本（3段）A_s=1,894cm²		D35−132本（2段）A_s=1,263cm²	
応力度	σ_c (kgf/cm²)	134	133	135	135
	σ_s (kgf/cm²)	2,152	2,314	2,376	2,608
	τ (kgf/cm²)	4.3	4.3	4.2	4.2
許容応力度	σ_{ca} (kga/cm²)	135			
	σ_{sa} (kgf/cm²)	2,700			
	τ_a (kgf/cm²)	11.25			

注) σ_c：コンクリートの圧縮応力度
σ_s：鉄筋の引張応力度
τ ：コンクリートのせん断応力度

(2) 橋脚の被災状況

神P126からP142に至る17本の橋脚が，おおむね中間高さで破壊し，上部構造が北側（山側）に倒壊した。写真-5・66，写真-5・67，写真-5・68は，主要な橋脚の被災状況を示したものである。橋脚は，かぶりコンクリートの剥離だけでなく，内部のコンクリートまで砕け，主鉄筋の座屈や破断が生じている。橋脚の南側の側面には，軸方向鉄筋とともにかぶりコンクリートがはぎ取られたような損傷を受けている。ただし，損傷程度を見ると，軸方向鉄筋の段落し位置付近で著しく，これが損傷の起点であり，橋脚が倒壊する過程で南側の面の軸方向鉄筋やかぶりコンクリートがはぎ取られていったことを示している。損傷区間の両端に相当する神P126及び神P142橋脚では，軸方向鉄筋の段落し位置において山側にせん断破壊している。

(3) 橋脚基礎の被災状況

倒壊した17基の橋脚について，ボアホールテレビシステム，および，基礎周辺を掘削した目視観察により，杭基礎の被災状況を調査した。杭の被災度にはばらつきがあるが，被災度の最も高い神P126でも，写真-5・69に示すように杭頭付近に幅2mm程度のひび割れが発生している程度であり，コンクリートの圧壊や鉄筋のはらみだしは生じておらず，この基礎の被災度はcと判定されている。

杭の損傷による杭基礎全体への影響を確認するために，神P126の杭基礎において杭の載荷試験を行った。



写真-5・66　ピルツ区間の倒壊



写真-5・68　橋脚の損傷部

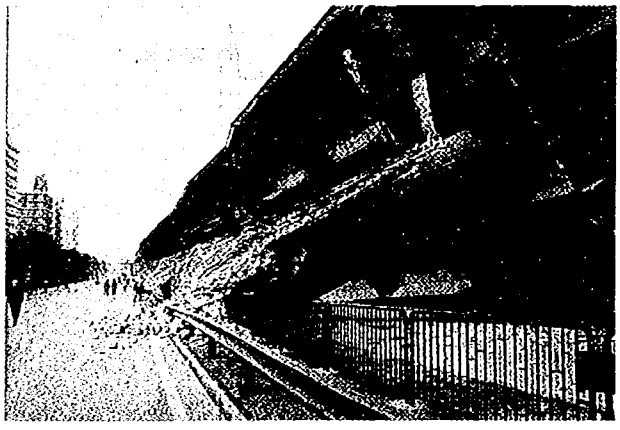


写真-5・67　倒壊した橋脚

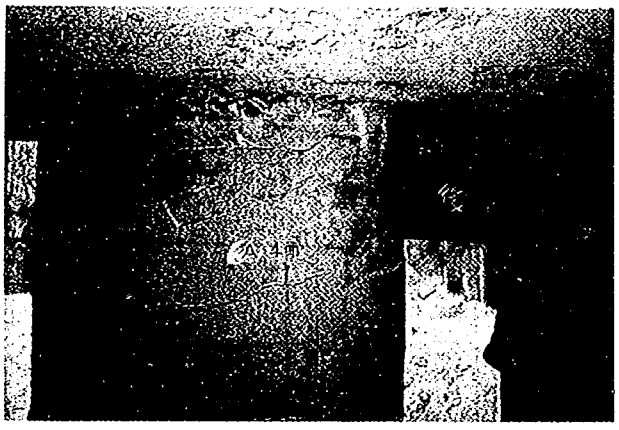


写真-5・69　杭の被災状況（神Ｐ126）

杭の載荷試験は，杭体曲げ試験，鉛直載荷試験，水平載荷試験の３種類であり，19本の杭のうち３本の杭を切断し，それぞれを試験杭とした。また，切断した杭体より供試体を採取し，コンクリートコアの圧縮強度試験および鉄筋の引張強度試験を行った。コンクリートコアの圧縮強度試験結果を表-5・24に示す。杭体のコンクリートの強度の平均値は設計基準強度240kgf/cm² の約1.8倍であり，大きな強度発現を示している。鉄筋の引張試験結果を表-5・25に示す。５本中３本の鉄筋には降伏点が明確にでておらず，鉄筋が降伏点を超す応力履歴を受けたことを示している。なお，杭の切断面において杭体の配筋を調査したところ，図面通りであった。

表-5・24　杭頭部のコンクリートコアの圧縮強度試験結果（神Ｐ126）

コアNo.	圧縮強度（kgf/cm²）
1	396
2	429
3	450
平均値	425

杭体曲げ試験は，図-5・36に示すように亀裂が生じた杭頭部について行った。フーチング下面から2.8mの位置において杭体を切断して試験杭とし，隣接する杭を反力体としてフーチング下面2.5mの位置に水平力を載荷した。載荷は一方向多段階載荷とし，杭頭部の降伏曲げモーメントの計算値の約60％に相当する25tfまで載荷した。水平荷重と載荷位置での水平変位の関係を図-5・37に示す。この図では，杭頭部における剛性低下の影響を把握するために，杭頭部が健全であるとみなした場合の杭の水平荷重～水平変位の関係を解析的に求め，これを載荷試験結果と比較している。ここで，健全な杭の解析においては，「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」（平成７年２月24日，建設省）（以下「復旧仕様」という）に示されたコンクリートの応力度～ひずみの関係を用い，また，フーチングからの主鉄筋の抜け出しによる水平変位を見込んでいる。上述した材料試験により，杭体の鉄筋の降伏強度は3,750kgf/cm²，コンクリートの圧縮強度

表-5・25 杭頭部の鉄筋（D29）の引張試験結果（神戸P126）

鉄筋 No.	降伏強さ (kgf/cm²)	引張強さ (kgf/cm²)
1	3,860	5,790
2	3,640	5,390
3	降伏点なし	5,540
4	〃	5,350
5	〃	5,350
平均	3,750	5,480
規格値	>3,000	4,900～6,300*

*）現行JISの規格値は，4,500～6,100kgf/cm²

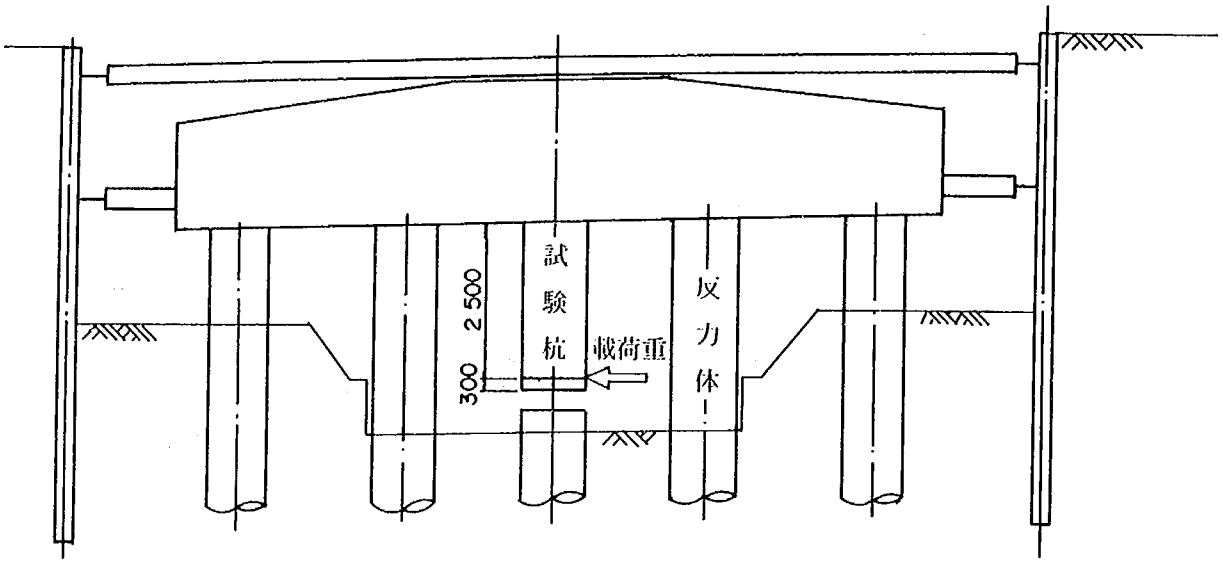


図-5・36 杭体曲げ試験（神P126）

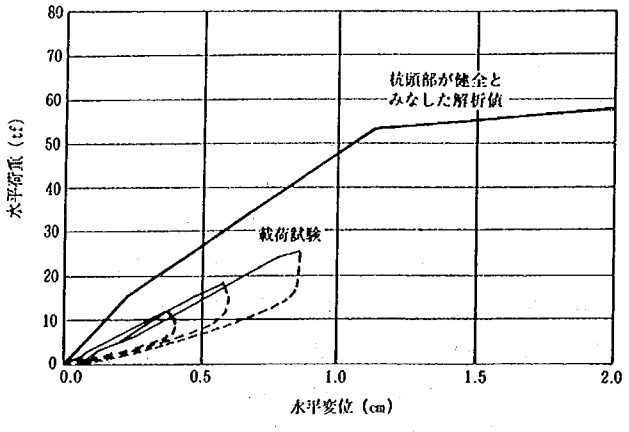


図-5・37 杭体曲げ試験による荷重載荷位置での水平荷重～水平変位（神P126）

は425kgf/cm²とした。同じ水平荷重に対し，載荷試験の水平変位は杭頭部が健全であるとみなした場合の解析値より大きくなっており，杭頭部の剛性が低下していることがわかる。

鉛直載荷試験および水平載荷試験では2本の杭をフーチング下面から1.2mの位置でそれぞれ切断して，それ以深の杭を試験体として，その杭頭にそれぞれ鉛直荷重，水平荷重を載荷した。鉛直載荷試験における載荷重～沈下量の関係を図-5・38に示す。現在の道路橋示方書による設計極限支持力436tfを超える450tfまでの支持力があることを確認した。この時の杭頭沈下量は1.3cmであり，一般に杭の極限支持力を算定する際の沈下量と見込まれている杭径の10%である10cmと比較するとはるかに小さい値であるため，この杭の極限支持力は設計極限支持力を上回っている。水平載

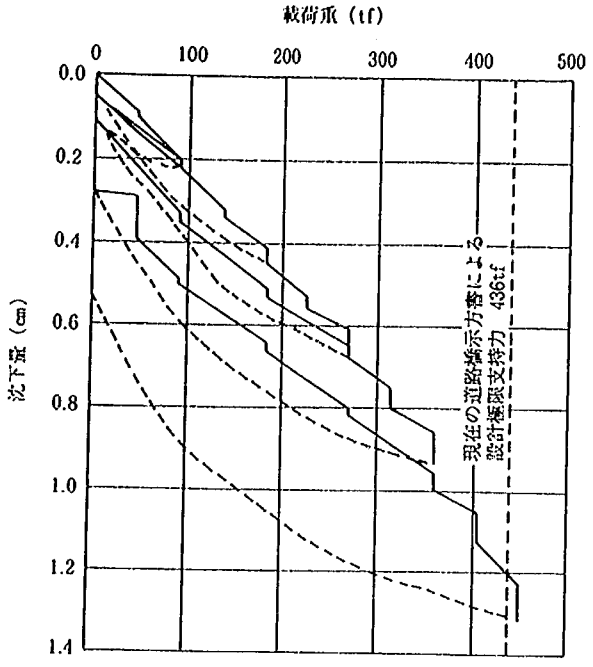


図-5・38　杭の鉛直載荷試験における載荷重～沈下量曲線（神Ｐ126）

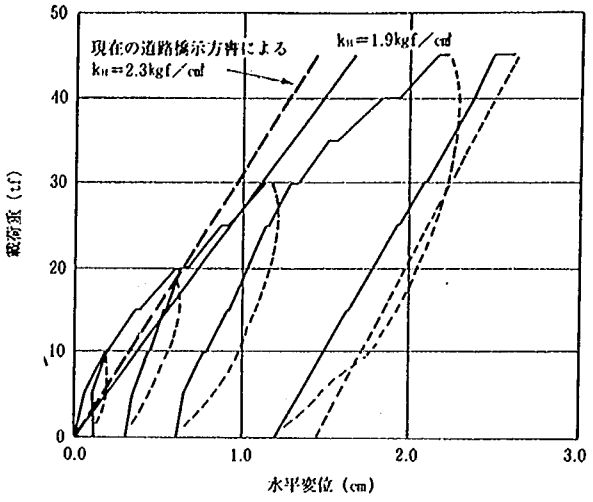
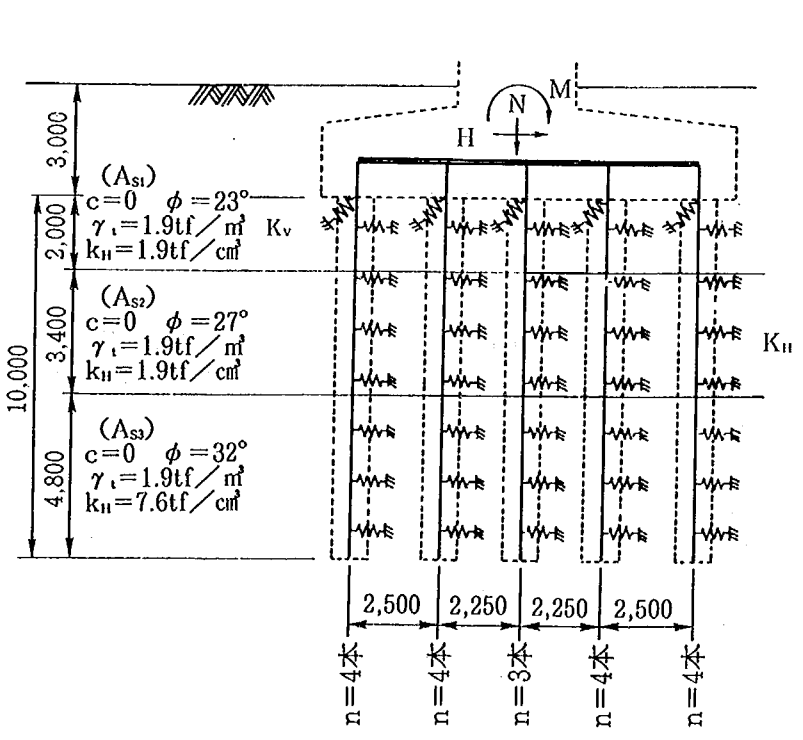
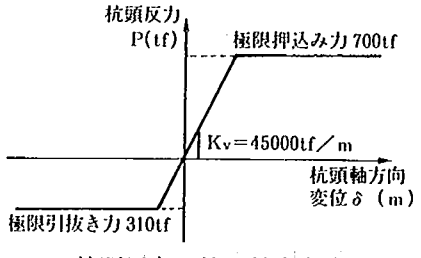
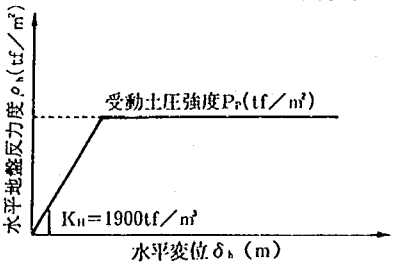


図-5・39　杭の水平載荷試験における載荷重～水平変位曲線（神Ｐ126）

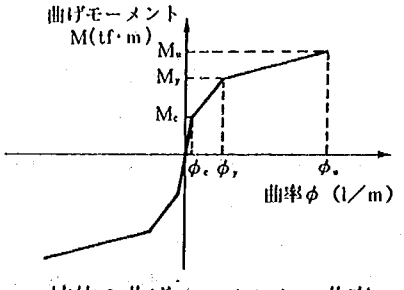




杭頭反力～杭頭軸方向変位



水平地盤反力度～水平変位



杭体の曲げモーメント～曲率

図-5・40　杭基礎の非線形挙動を考慮した方法による解析モデル（神Ｐ126）

荷試験における載荷重～水平変位曲線を図-5・39に示す。この図より水平変位が杭径の1％の時の水平方向地盤反力係数を求めると1.9kgf/cm³となるが，道路橋示方書により標準貫入試験のN値から水平方向地盤反力係数を推定すると2.3kgf/cm³程度の値が得られ，ほぼ一致している。

地震による杭の損傷が杭基礎全体の挙動に及ぼす影響を評価するために，神P126の基礎を対象として「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）（平成7年6月，㈳日本道路協会）に示された，基礎の非線形挙動を考慮した方法により杭基礎の抵抗特性を解析した。解析モデルを図-5・40に示す。地盤抵抗および杭体の曲げ剛性については，前述の載荷試験，材料試験から得られたデータを基に設定した。ここで，図-5・37のように杭体の曲げ試験から地震の影響により杭頭の曲げ剛性が低下しているため，図-5・41に示すように杭の水平荷重～水平変位関係において，解析が曲げ試験結果を再現できるように杭頭の曲げ剛性を杭頭が健全であるとした場合の約2/3の値に低下させた。

以上のようにして杭基礎全体の水平荷重～水平変位の関係を解析した結果が図-5・42である。損傷を受けていない場合と杭頭部の損傷を考慮した場合を比較すると，損傷を考慮した場合では同じ水平荷重に対する水平変位はわずかに増加しているが，杭基礎の最大水平耐力の低下はほとんどみられず，杭基礎全体で見れば杭体の損傷による影響は軽微であるといえる。

(4) 橋脚の材料の特性

本橋では，橋脚に大きな被害を受けたので橋脚の被災メカニズムを検討することとした。実際の被災状況を解析するためには材料のもつ実強度を把握する必要がある。ここでは，現場から採取したコアの強度試験を行い，コンクリートの強度を推定した。コア試験は，各橋脚ごとに3供試体に対して行なった。本来，コンクリート強度の推定を行うためには，高い応力を受けていない橋脚躯体部分から採取したコアに対する試験値を用いる必要があるが，柱によっては柱表面から剥離し落下した塊（以下剥落塊と呼ぶ）からしかコアの取れないものもあった。

圧縮試験の結果を表-5・26に示す。図-5・43及び図-5・44に示すように原型をとどめて残った柱躯体から採取したコアと剥落塊から採取したコアは明らかに異なった強度特性の分布を示している。両者の物性値はそれぞれかなり良好な正規分布をしており，強度，弾性係数ともに変動係数は20％程度であった。

この結果から見ると，躯体部のコンクリートの強度は設計基準強度の約1.6倍あり，大きな長期強度の発現を示している。弾性係数の平均値も2.83×10^5kgf/cm²程度であるので，標準的な値といえる。剥落塊から採取したコアではコンクリート強度も弾性係数も躯体部から採取したコアに比較して低くなっており，かなり大きな応力を経験していることを示している。コア抜きの際の影響を考えると，地震前に柱のコンクリートが保有していた実強度は，躯体部のコアの実測値よりもさらに大きかったと考えられる。なお，コンクリート強度や弾性係数から見る限り，アルカリ骨材反応の影響は受けていないといえる。

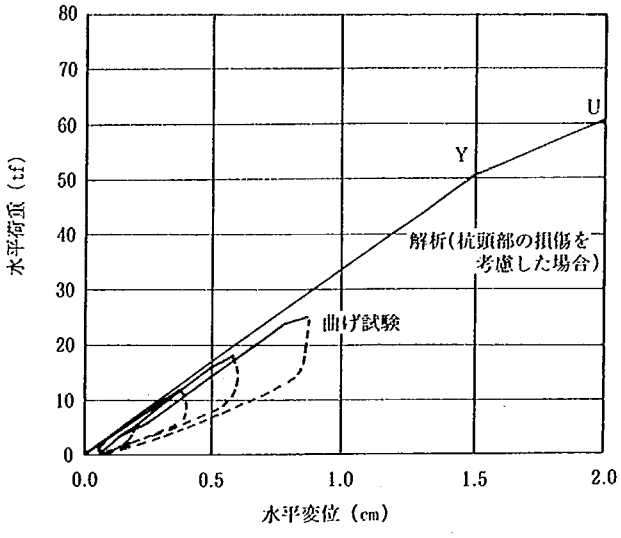


図-5・41 杭体曲げ試験による荷重載荷位置での水平荷重～水平変位曲線（神P126）

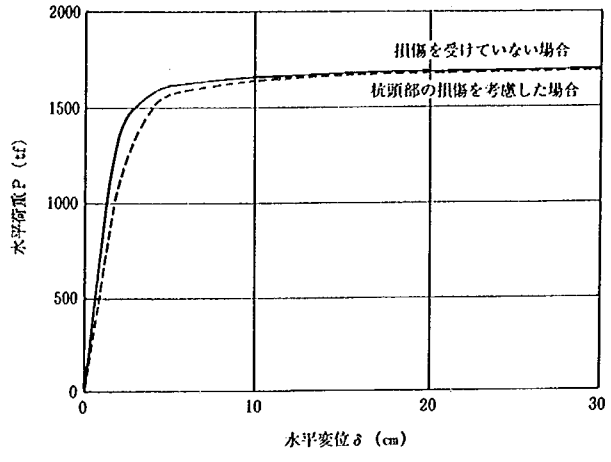
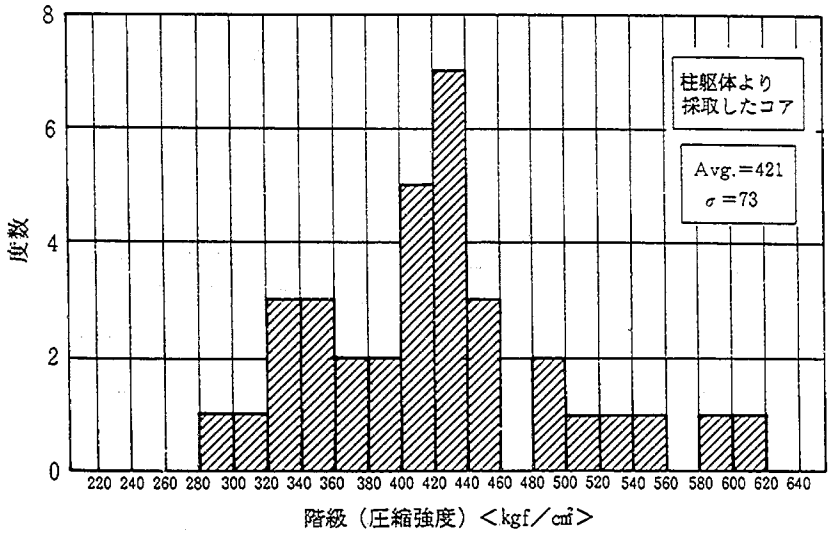


図-5・42 杭体の被災による基礎全体の水平荷重～水平変位曲線への影響（神P126）

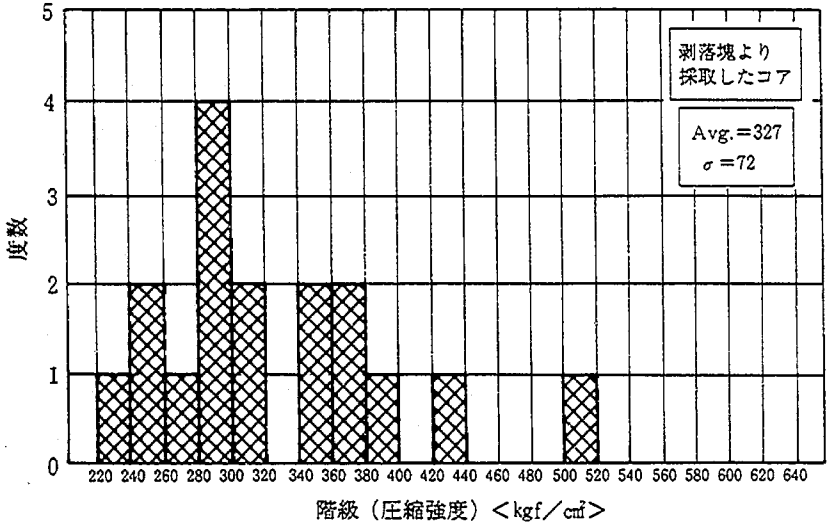
表-5・26　コンクリートコアの強度試験結果

橋脚No.	コアNo.	コア高さ (cm)	コア平均直径 (cm)	圧縮荷重 (tf)	圧縮強度 (kgf/cm²)			弾性係数(＊10³kgf/cm²)		備考
					測定値	補正値	平均値	測定値	平均値	採取位置
126	1	19.9	9.92	23.68	306	307	359	2.09	2.64	U
	2	18.9	9.91	31.23	405	402		2.88		U
	3	19.6	9.92	28.57	370	369		2.96		U
127	1	17.5	10.00	34.51	439	431	435	2.97	2.81	UまたはL
	2	20.0	10.00	33.63	428	428		2.90		UまたはL
	3	17.5	10.05	36.16	456	446		2.57		UまたはL
128	1	19.9	9.93	40.92	528	528	374	3.24	2.42	U
	2	19.4	9.94	22.55	291	289		2.11		K
	3	15.2	9.93	24.48	316	304		1.91		K
129	1	15.9	9.93	35.36	457	442	459	3.07	2.91	L
	2	14.3	9.94	44.87	578	551		2.70		U
	3	17.4	9.92	30.24	391	384		2.97		L
130	1	20.1	9.94	33.43	431	431	388	3.03	2.41	L
	2	20.1	10.00	29.08	370	371		2.15		K
	3	17.6	10.01	29.13	370	363		2.04		K
131	1	20.1	9.93	20.67	267	267	314	1.95	2.13	K
	2	20.2	9.92	21.68	281	281		1.99		K
	3	17.5	10.00	31.60	402	394		2.45		U
132	1	20.1	9.95	31.61	411	412	404	3.17	3.05	L
	2	20.0	9.92	33.20	430	430		3.27		L
	3	18.0	9.92	29.04	376	370		2.71		U
133	1	20.0	9.93	31.94	412	413	455	3.12	2.66	U
	2	12.4	9.93	35.85	463	431		2.54		K
	3	12.5	9.92	43.20	559	520		2.31		K
134	1	10.0	9.93	29.70	384	342	278	1.94	1.51	L
	2	12.4	9.92	21.07	273	254		1.28		K
	3	12.5	9.91	19.75	256	238		1.32		K
135	1	20.0	9.94	26.24	338	338	447	2.21	2.93	U
	2	17.2	9.93	40.86	528	516		3.96		U
	3	18.4	9.93	38.17	493	487		2.62		L
136	1	20.0	9.92	19.85	257	257	298	1.58	1.68	K
	2	17.5	9.91	22.54	292	287		1.72		K
	3	10.0	9.92	30.37	393	350		1.73		K
137	1	15.0	9.94	28.44	366	352	370	2.62	2.47	U
	2	19.9	9.92	30.76	398	398		2.63		K
	3	14.9	9.92	28.92	374	359		2.17		K
138	1	19.9	9.92	31.40	406	407	345	3.08	2.84	U
	2	20.0	9.93	25.90	334	335		2.99		U
	3	19.9	9.92	22.61	293	293		2.46		U
139	1	12.4	10.00	37.02	471	438	451	2.54	2.45	U
	2	10.0	10.00	51.27	653	581		2.78		L
	3	17.5	9.93	26.49	342	335		2.03		L
140	1	15.0	10.00	49.67	632	607	401	3.58	2.49	L
	2	20.0	10.02	22.82	289	289		2.02		K
	3	20.0	9.92	23.79	308	308		1.88		K
141	1	20.1	9.92	33.29	426	432	393	2.85	2.85	UまたはL
	2	20.1	9.98	31.41	402	402		2.80		UまたはL
	3	19.9	9.98	27.56	352	352		2.90		UまたはL
142	1	20.1	9.97	34.56	440	441	451	2.84	2.91	UまたはL
	2	19.9	10.10	38.96	486	485		2.90		UまたはL
	3	20.1	9.98	33.41	427	427		3.00		UまたはL

U：柱躯体上部より採取
L：柱躯体下部より採取
K：剥離塊より採取

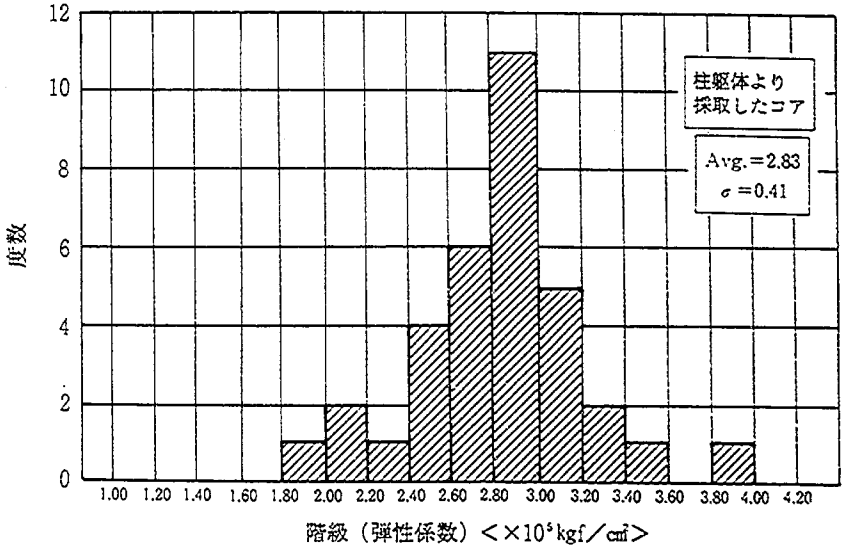


(1)　柱躯体より採取したコア

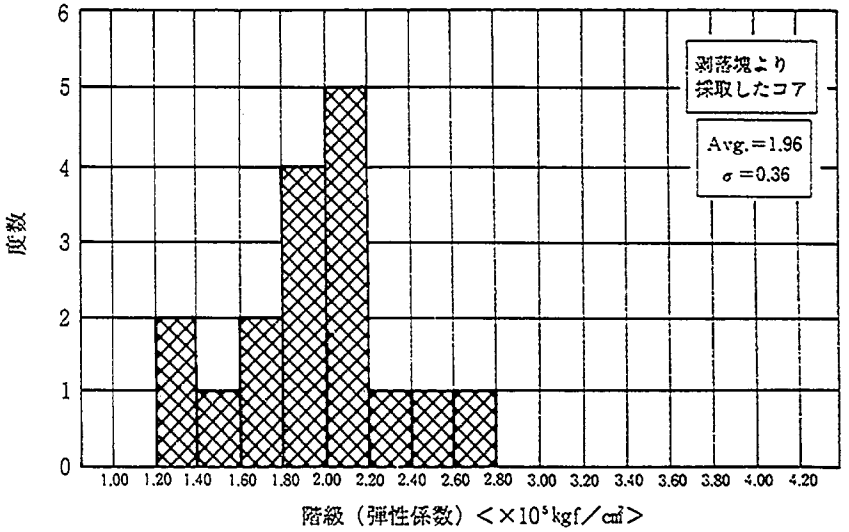


(2)　剥落塊より採取したコア

図-5・43　コア強度の分布状況



(1)　柱躯体より採取したコア



(2)　剥落塊より採取したコア

図-5・44　コア弾性率の分布状況

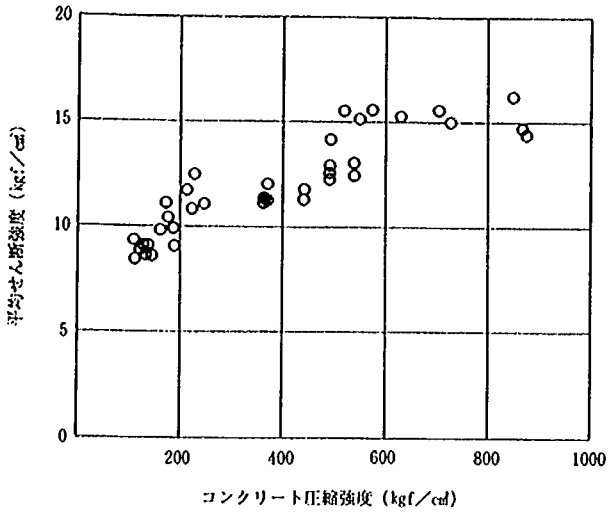


図-5・45　既往の実験に基づく鉄筋コンクリート梁のせん断破壊時の平均せん断応力の関係

一方，コンクリートのせん断強度は，建設省土木研究所やJRで過去に行われた本橋の橋脚と配筋量や強度等の条件が近い梁供試体に対する実験結果から推測することとした。実験に用いられた梁供試体の有効高さは35cm程度である。図-5・45に示すように，帯鉄筋のないせん断スパン比が3程度の梁の載荷実験によれば，コンクリート強度が400kgf/cm²程度の場合には，平均せん断強度は12～15kgf/cm²程度である。ただし，実橋脚は実験供試体よりも寸法が大きいため，部材寸法の影響に対する検討が必要な場合がある。せん断強度に対する部材の寸法効果についてはいろいろな考え方がある。例えば，最も大きく寸法効果を見込んでいるのは土木学会コンクリート標準示方書設計編で，せん断強度は部材の有効高さの1/4乗に反比例して低減するとしている。これに対して建築学会のRC構造設計規準及びCEB-FIPのModel Code 78では，それぞれ，40cm，60cm以上になると寸法効果はないとしている。また，ACIのBuilding Code 318-89では寸法効果を見込んでいない。建設省土木研究所で行われた試験では，梁の有効高さが75cm以上になると寸法効果は認められない。以上のように寸法効果についてはいろいろな考え方があり，図-5・45に用いた供試体の寸法は，この種の実験に一般に用いられている程度の大きさであることから実測強度の12～15kgf/cm²をあまり下げなくもよいのではないかとの見方もあるが，ここで大きな安全率をみると，コンクリートのせん断強度としては8kgf/cm²程度を見込めるものと考えられる。

鉄筋としては，主鉄筋にSD30のD35が，帯鉄筋にSD30のD16が用いられていた。配筋は図面通りであった。

鉄筋の母材強度の試験結果は表-5・27及び表-5・28に示す通りであり，主鉄筋，帯鉄筋ともに規格値を上回っている。鉄筋が高い応力履歴を受けたものが多いようで，降伏値が明確に出ない鉄筋が多かったが，こうした鉄筋を除けば主鉄筋・帯鉄筋ともに降伏強度としては平均値で3,500kgf/cm²程度が測定された。

圧接部の強度を32体の試験から求めた結果が，表-5・29である。これによれば，32体中27体では，圧接

表-5・27　主鉄筋（D35）の引張強度試験結果（母材強度）

橋脚No.	鉄筋No.	降伏荷重(tf)	降伏強さ(kgf/cm²)	最大荷重(tf)	引張強さ(kgf/cm²)
134	2	33.4	3,490	52.9	5,530
138	1	降伏点なし		54.2	5,670
138	2	〃		56.0	5,850
138	3	36.5	3,810	54.3	5,680
139	1	32.7	3,420	50.7	5,300
139	2	32.5	3,400	53.0	5,540
142	1	36.4	3,810	54.2	5,670
平　均			3,590		5,600
規格値			>3,000		4,900-6,300

表-5・28　帯鉄筋（D16）の引張強度試験結果

橋脚No.	鉄筋No.	降伏荷重(tf)	降伏強さ(kgf/cm²)	最大荷重(tf)	引張強さ(kgf/cm²)
126	1	降伏点なし		11.07	5,574
126	2	〃		11.51	5,796
129	1	7.00	3,520	10.77	5,423
129	2	7.36	3,710	11.14	5,609
131	1	降伏点なし		11.63	5,856
132	1	〃		11.10	5,589
133	1	〃		11.16	5,619
134	1	〃		11.77	5,926
140	1	8.20	4,130 降伏点不鮮明	12.10	6,092
140	2	降伏点なし		12.16	6,123
平　均			3,620		5,793
規格値			>3,000		4,900-6,300

表-5・29 主鉄筋（D35）の圧接部の引張強度試験結果

橋脚No.	鉄筋 No.	降伏荷重 (tf)	降伏強さ (kgf/cm²)	最大荷重 (tf)	引張強さ (kgf/cm²)	破断位置
127	1	降伏点なし		51.9	5,430	圧接部
127	2	〃		52.6	5,500	母材
128	1	〃		51.0	5,330	圧接部
129	1	〃		48.9	5,110	圧接部
130	1	〃		49.9	5,220	母材
131	1	〃		54.5	5,700	母材
132	1	〃		51.9	5,430	圧接部
133	1	〃		51.8	5,420	母材
134	1	〃		56.2	5,870	母材
135	1	〃		41.8	4,370	圧接部
135	2	〃		55.8	5,820	母材
135	3	〃		40.8	4,270	圧接部
135	4	〃		54.7	5,720	母材
135	5	〃		45.4	4,750	圧接部
136	1	〃		45.1	4,710	圧接部
137	1	〃		55.5	5,800	母材
138	1	〃		53.9	5,630	母材
138	2	〃		55.0	5,750	母材
138	3	〃		54.4	5,690	母材
139	1	〃		53.4	5,580	母材
139	2	〃		53.1	5,550	母材
140	1	〃		33.0	3,450	圧接部
140	2	〃		51.5	5,380	母材
140	3	35.8	3,720	50.6	5,290	圧接部
141	1	降伏点なし		50.0	5,230	圧接部
141	2	〃		52.0	5,440	圧接部
141	3	〃		53.6	5,600	母材
141	4	〃		53.2	5,560	圧接部
141	5	〃		52.0	5,440	母材
141	6	〃		52.6	5,500	母材
141	7	〃		54.5	5,700	圧接部
142	4	〃		47.1	4,920	圧接部
平均		—			5,320	圧接部
規格値		>3,000			4,900-6,300*	15/32

*）現行JISの規格値は，4,500-6,100kgf/cm²

部の強度は鉄筋の引張強さの規格値を上回っていた。圧接部の強度が鉄筋の引張強さの規格値を下回ったものが5本(橋脚No.135-1, 135-3, 135-5, 136-1, 140-1)あったが，そのうちの2本は鉄筋の引張強さの規格値の95%以上となっている。残りの3本は鉄筋の引張強さの規格値の70～89%であったが，いずれも鉄筋の降伏強度の規格値を上回っている。試験では，圧接部が破断したもの（全体の5割弱）と母材で切れたものの両方がある。実際の橋脚において南側の面で破損した箇所を見ると，鉄筋の破断は圧接部で破断したものと母材で切れたものの両方があり，このことは試験結果と一致している。

地震時に圧接部で切れた鉄筋にどの程度の応力が作用したかを推測するために，圧接切れした鉄筋の試験体を切り，引張試験を実施した。表-5・30に示すように，この試験では8本中7本の鉄筋で降伏点が見られ

表-5・30　破断した圧接の近傍の主鉄筋（D35）の引張強度試験結果

橋脚No.	鉄筋No.	降伏荷重(tf)	降伏強さ(kgf/cm²)	最大荷重(tf)	引張強さ(kgf/cm²)
134	1	降伏点なし		55.9	5,840
134	2	〃		55.2	5,770
137	1	〃		54.3	5,680
138	1	〃		54.6	5,710
138	2	36.0	3,760	54.9	5,740
138	3	降伏点なし		54.9	5,740
141	1	〃		55.2	5,770
141	2	〃		55.2	5,770
平　均					5,750
規格値		>3,000			4,900-6,300

ず，降伏強度をかなり上回る応力度を鉄筋が経験したことを示している。また，8本中3本の鉄筋にはBauschinger効果による弾性係数の低下が見られた。これも鉄筋に降伏値を超える大きな正負の繰り返し荷重が作用したことを示している。

なお，地震直後の調査によれば，鉄筋に有害なさびは認められていない。

以上の点から，本橋脚に用いられたコンクリート及び鉄筋は材料特性の規格値を満足しているといえる。

(5)　被災メカニズムの推定

(2)に示したように被災は，主鉄筋段落し部で最も著しく，ここが起点となって橋の倒壊を生じたと推定されるが，複雑な振動特性を有する18径間もの橋の振動を正しく推定し，また，せん断を伴う橋脚の破壊メカニズムを解明することは極めて困難である。ここでは，1）全橋の線形動的解析及び2）曲げによる損傷が先行しせん断破壊に移行するまでの過程を考慮できる橋脚の非線形動的解析に基づき可能な限り被災メカニズムの検討を行ってみることとした。

1）全橋の固有振動特性

ゲルバー部では橋軸方向にはPC鋼棒で，橋軸直角方向にはせん断キーで結合されているために，18径間のピルツ構造はある程度一体となって振動する性質を持っている。したがって，ピルツ及び吊桁が全橋としてどのように振動したかを検討するために，全橋モデルを用いた線形地震応答解析を行った。なお，本解析は線形解析であるため，橋が弾性的に振動する範囲に限り，解析結果は有効である。橋に生じる変形が大きくなると実際には橋脚などが非線形の挙動を示すが，こういう状態に対しては本解析の適用外となる。なお，橋脚が非線形挙動する場合の解析については後述する。

解析では，橋を線形の3次元骨組構造としてモデル化し，ピルツ構造区間については，その構造特性を忠実に表すために上部構造を格子構造とした。杭の剛性はフーチング底面位置における等価線形ばねにモデル化し，ばね定数は道路橋示方書に従って求めた。ピルツ区間に隣接する橋の影響があると予想されるため，両側につながる各2径間分ずつの高架橋もモデルに含めた。

図-5・46は，ピルツ区間の固有振動モードを示したものである。ここでは，橋軸方向及び橋軸直角方向の振動モードに分けて示している。図-5・46(a)に示す橋軸方向の1次振動モードは，主として神P127橋脚が振動するモードであり，固有周期は0.78秒である。また，図-5・46(b)に示す5次振動モードは，神戸側の神P139～P140の間が振動するモードであり，固有周期は0.71秒である。これらは，代表例を示したものであり，他の箇所の振動が卓越するモードもいろいろある。図-5・46(a)，(b)いずれの場合にもピルツ橋脚が橋軸方向に曲げ変形する結果，図-5・47に示すように橋脚天端にはこの方向に回転が生じる。このため，ゲルバーヒンジ部には橋軸方向に折れ角が生じる。

一方，図-5・46(c)に示すように橋軸直角方向の1次振動モードは，大阪側の約1/2の区間が振動するモードであり，固有周期は0.75秒である。同様に橋軸直角方向の2次振動モードは，図-5・46(d)に示すように神戸側の1/2の区間が振動するモードであり，固有周期は0.71秒である。橋軸直角方向に橋脚が曲げ変形すると，桁にも橋軸まわりの回転が生じる。上述した橋軸方向の振動モードには，ある特定の1，2スパンの桁が振動するモードが多数現われるのに対し，橋軸直角方向には比較的多数のスパンが連成して振動するモードとなることが特徴である。

2）橋脚の非線形応答特性

上述の解析では，全体系としての橋の振動特性はわかるが，橋脚が非線形域に入ったあとの振動についてはわからない。このため，橋脚の非線形特性を考慮した地震応答解析を行った。

解析対象としたのは，神P138橋脚である。本橋の場合には，橋脚の耐力と応答の関係はいずれの橋脚でもほぼ同じであるため，ここではわずかであるがこの条件が厳しい神P138橋脚を選定した。この水平耐力及びせん断耐力を表-5・31に示す。ここで，耐力の算出に

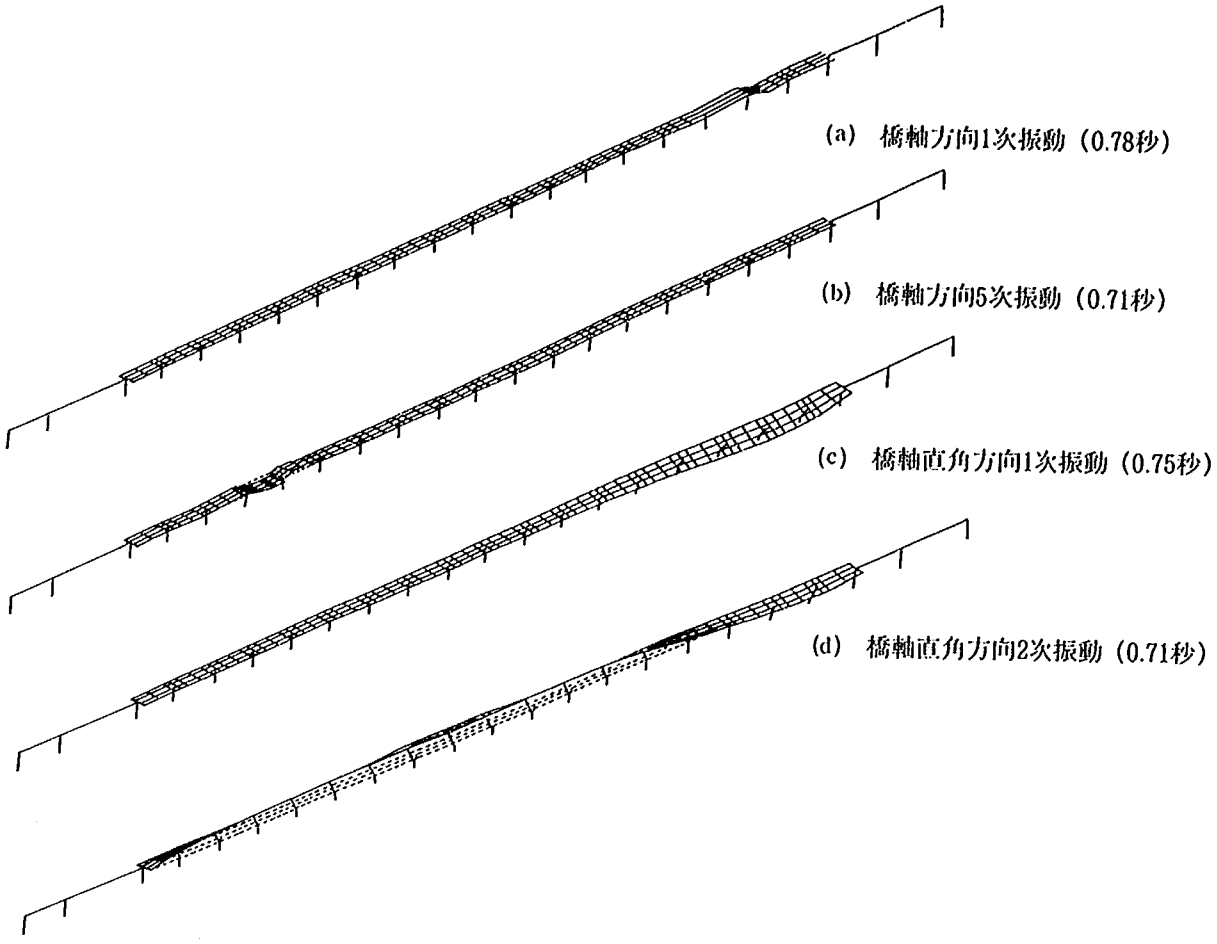


図-5・46 固有振動モード

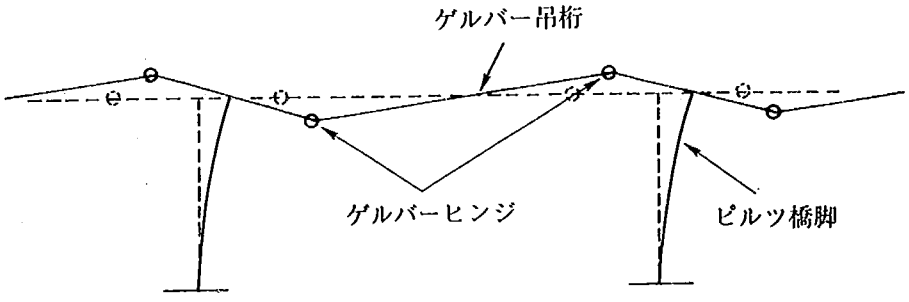


図-5・47 橋軸方向振動による橋脚天端の回転

表-5・31 橋脚の地震時保有水平耐力及びせん断耐力（神P138橋脚）

断面	地震時保有水平耐力					せん断耐力 (tf)
	降伏		終局		終局塑性率 δu／δy	
	耐力Py (tf)	変位δy (cm)	耐力Pu (tf)	変位δu (cm)		
段落し部	486	3.68	661	11.76	3.20	780
基部	540	—	741	—	—	945

際しては，前述の(3)に示した試験結果に基づき，コンクリートの圧縮強度に関しては安全側の評価とするために躯体から採取したコアの平均値から標準偏差の約1倍を差し引いた350kgf/cm²を，弾性係数については平均値相当の2.80×105kgf/cm²を，また，平均せん断強度としては8kgf/cm²を用いた。主鉄筋及び帯鉄筋の降伏強度は試験結果に基づき3,500kgf/cm²とした。

表-5・31からは，橋脚基部よりも段落し部において降伏が先行することがわかる。一般に段落し部の主鉄筋が降伏すると，主鉄筋の定着長，帯筋の配置などの条件に応じて，その断面のせん断耐力が低下していく。このため，橋脚は，大きな曲げ履歴を受けた後，せん断耐力の低下とともにせん断破壊へ移行して倒壊に至ったのではないかと推測される。ただし，実際には，(3)に示したように材料試験の結果から地震時に大きな曲げの繰返しを受けたことが推測されており，段落し部においても主鉄筋降伏後もかなりせん断耐力が残存していた可能性がある。

表-5・31からは以上のような被災メカニズムが推定されるが，これを裏付けるために，１本の橋脚だけを取り出した動的解析を行うこととした。ただし，現在のところ，上記のようなせん断耐力の低下の過程を考慮できる一般的な解析手法は確立されていない。このため，鉄筋コンクリート橋脚の曲げに伴う非線形性を考慮できる非線形動的解析を行い，曲げ損傷が先行し，せん断破壊に至るまでの過程を検討することとした。

本地点では比較的地盤条件が良好であり，地盤自体にもすべり等の破壊は生じていないことから，フーチング底面から上をモデル化することとし，杭の剛性はフーチング底面位置における等価線形ばねとしてモデル化した。ばね定数は道路橋示方書に従って求めた。解析では，桁，橋脚，フーチングを図-5・48に示すようなばね～質点系にモデル化した。桁は回転慣性も考慮して１つの集中質量にモデル化した。橋脚に対しては図-5・49に示す剛性低下型の履歴モデルを用いた。この履歴モデルは武藤モデルと呼ばれ，曲げによる損傷が支配的で，変形に伴って耐力が向上する状態の鉄筋コンクリート部材の非線形特性を表現できるものである。

入力地震動としては，今回の地震によって観測された地盤上の加速度記録を用いることとし，今回の地震により構造物に与える影響が大きい神戸海洋気象台の記録を用いることとした。入力地震動の最大加速度は，818galである。入力地震動はフーチング底面位置に作用させた。

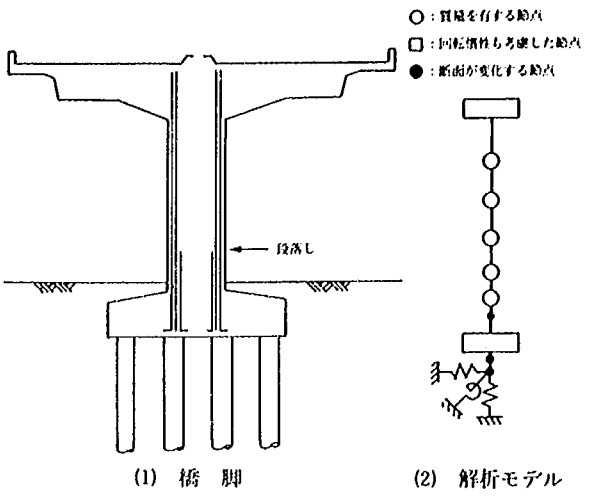


図-5・48　非線形動的解析モデル（橋軸直角方向）

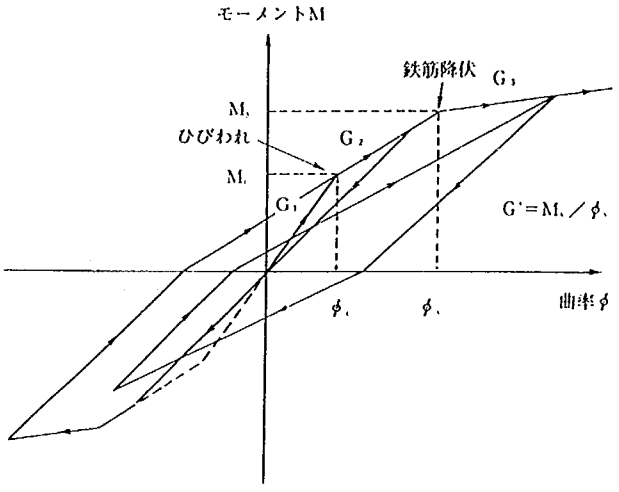
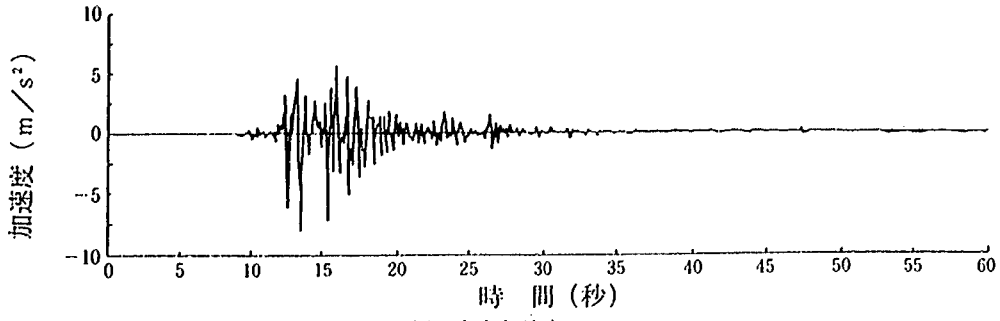
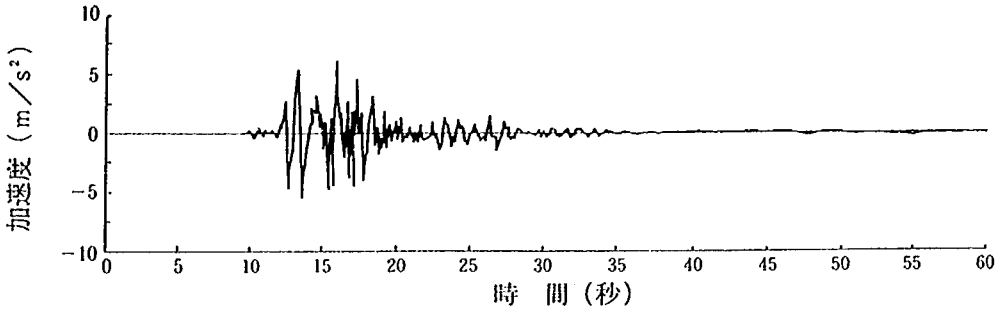


図-5・49　剛性低下型非線形履歴モデル

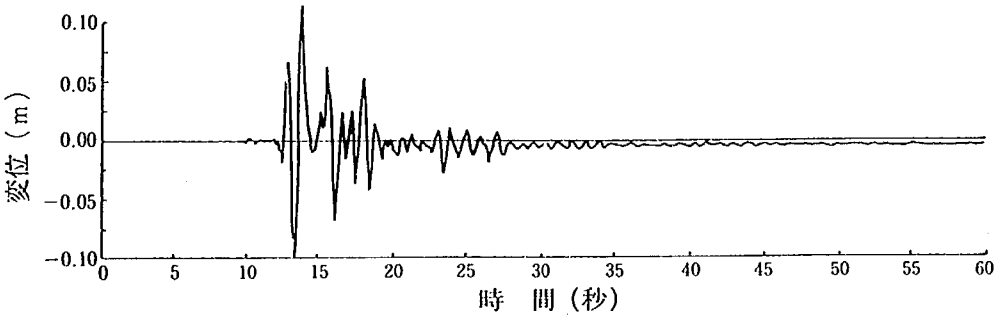
応答波形を図-5・50に，また，橋脚基部及び段落し部における曲げモーメント～曲率の関係とこれを橋脚天端に作用する水平力～変位の関係に直した結果を図-5・51及び図-5・52に示す。図-5・50(4)及び図-5・51に示すように基部では時刻13秒頃に降伏点（①）をわずかに超え，地震力が反転したために橋脚は反対側に向かって変形し，②で曲率の塑性率で約３に達する応答を生じた後，再度反対側に向かって変形して③に至る。一方，段落し部については，図-5・50(5)及び図-5・52に示すように，基部とほぼ同様の時刻歴応答を有する。ただし，履歴曲線を見てみると，曲率は基部よりも段落し部の方が大きくなっており，基部よりも段落し部において大きな変形が生じていることがわかる。既往のRC橋脚に対する載荷実験によれば，降伏を上回るような荷重履歴のもとでは，主鉄筋の定着長や帯鉄



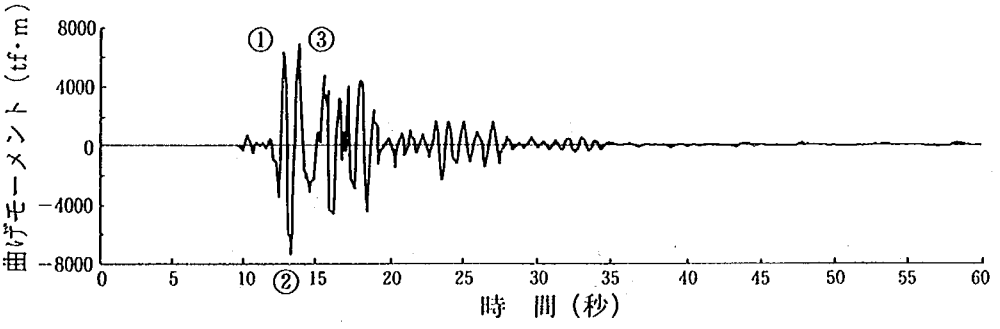
(1) 入力加速度



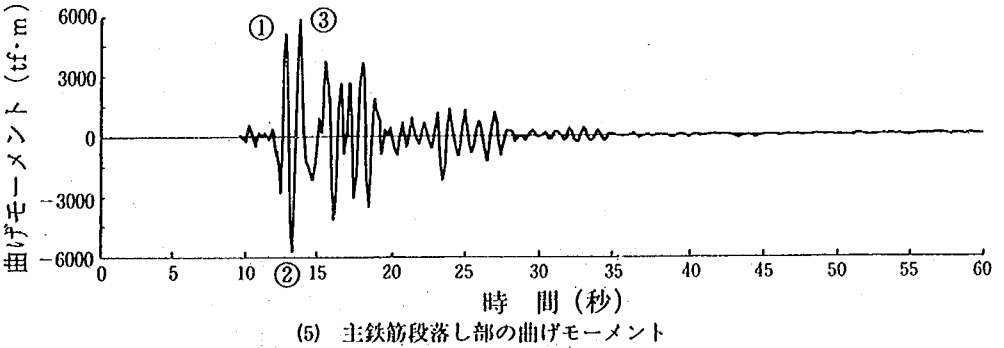
(2) 橋脚天端の応答加速度



(3) 橋脚天端の応答変位

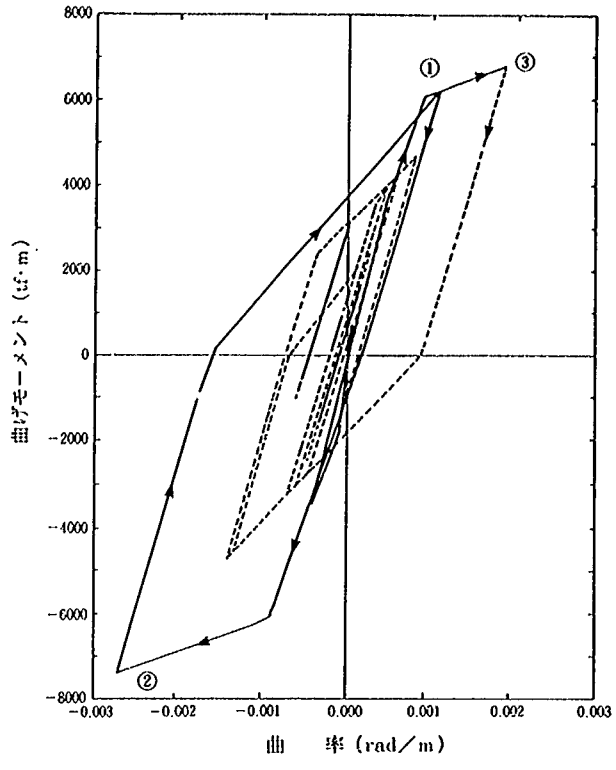


(4) 橋脚基部の曲げモーメント

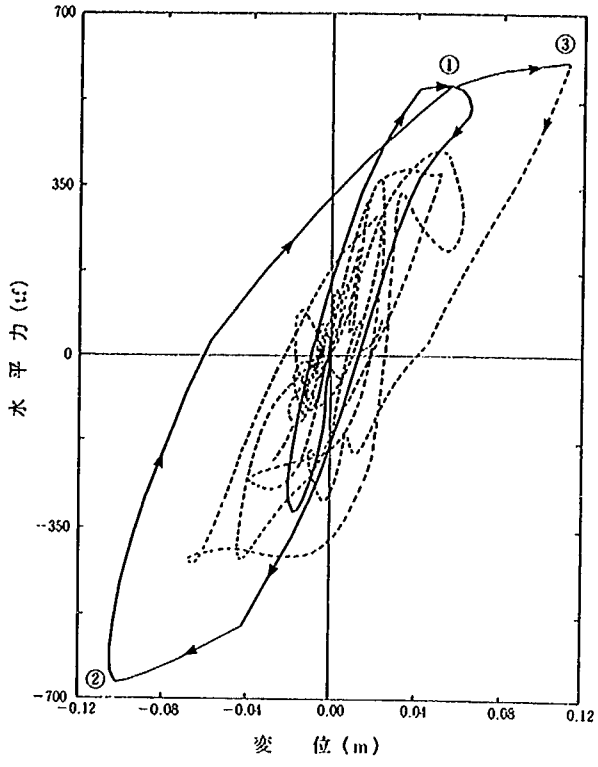


(5) 主鉄筋段落し部の曲げモーメント

図-5・50 神P138橋脚の時刻歴応答
（神戸海洋気象台記録を入力した場合）

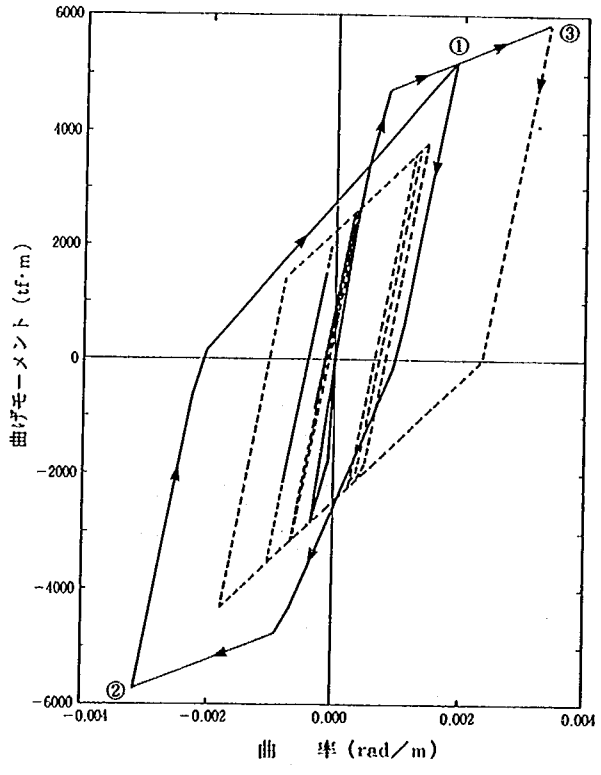


(1)　曲げモーメント～曲率関係

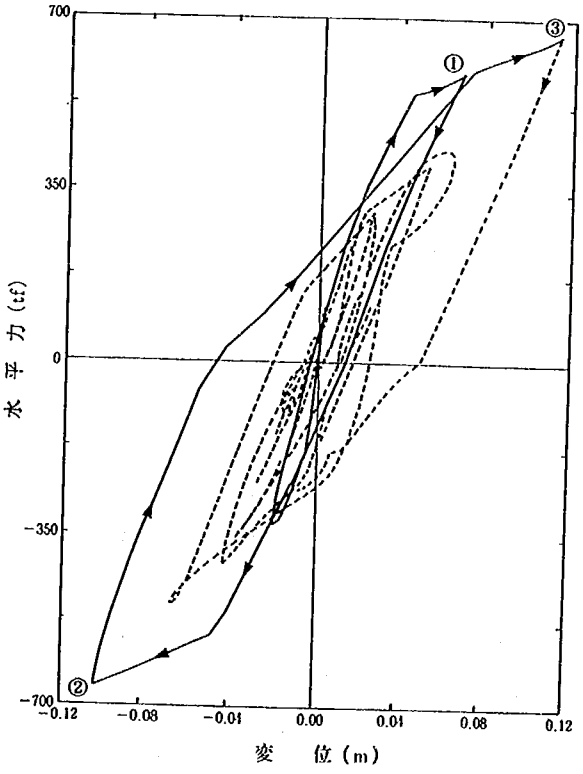


(2)　水平力～変位関係

図-5・51　神Ｐ138橋脚の基部の履歴曲線
（神戸海洋気象台記録を入力した場合）



(1)　曲げモーメント～曲率関係



(2)　水平力～変位関係

図-5・52　神Ｐ138橋脚の主鉄筋段落し部の履歴曲線
（神戸海洋気象台記録を入力した場合）

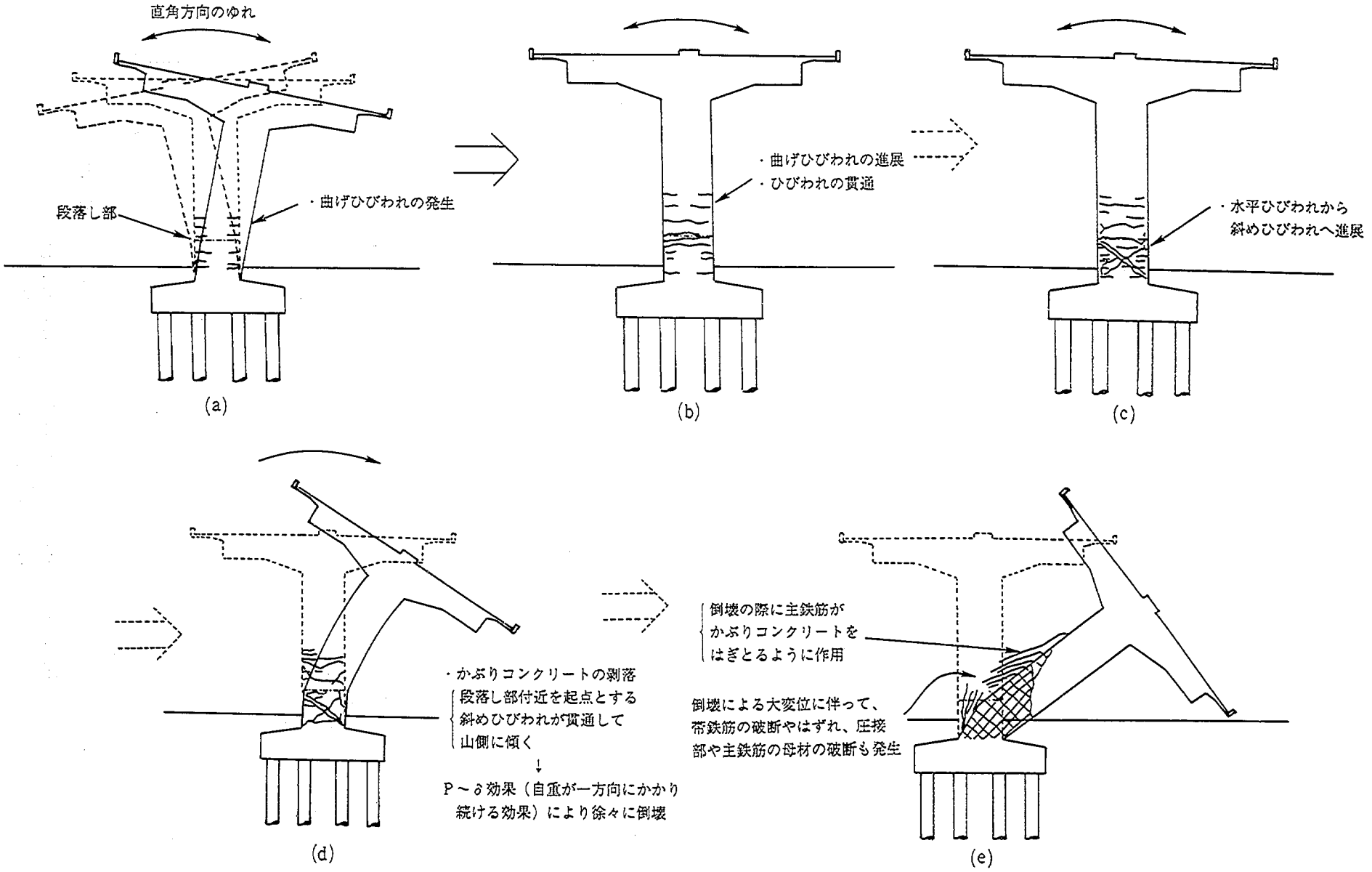


図-5・53　橋脚の被災メカニズムの推定

筋の配置方法等の条件によっては，段落し部において比較的少ない繰返し載荷でもせん断耐力の低下を起こし，曲げ損傷からせん断破壊に移行する場合もあることが知られている。したがって，上記①以後のある段階で，本橋脚においてはせん断破壊が生じ，このため，橋脚は急速に地震時保有水平耐力を失ったのではないかと考えられる。

ただし，解析結果の解釈に際しては，入力地震動には地盤や地形条件によって大きな違いがあり，本地点で生じた地震動は神戸海洋気象台で生じた地震動とは同じではないことに注意しなければならない。また，橋脚のせん断破壊が進み，橋脚天端の水平変位が大きくなると，P～δ効果（自重による付加曲げモーメント）の影響が大きくなることも重要である。

3）被災原因及び被災メカニズムの推定

以上のような損傷状況及び非線形地震応答解析に基づく推定を総合すると，本橋では設計で想定していた以上の大きな地震力の作用を受けたために，図-5・53(a)～(b)に示すように基部及び主鉄筋の段落し部において主鉄筋の曲げ降伏が発生し，コンクリートの曲げひび割れの進展とともに段落し部においてコンクリートのせん断ひび割れに移行したと推定される。これ以後の被災メカニズムを解析的に追跡することは困難であるが，図-5・53(c)～(e)に示すように段落し部の斜めひび割れ，かぶりコンクリートの剥離，段落し部から基部へ向かう大きな亀裂が進展し，これに伴って，水平地震動と同時にP～δ効果による自重の作用も生じ，ゆっくりと倒壊していったのではないかと推定される。図-5・53(d)から(e)の過程で，段落し部から橋脚躯体上方に向かって主鉄筋がかぶりコンクリートをはぎ取りながら橋脚躯体からむしり取られていき，この時，帯鉄筋の破断・はずれ，圧接部及び主鉄筋母材の破断等も生じたと推定される。

4．3　阪神高速道路3号神戸線　西宮市甲子園高潮町

(1)　橋梁の概要

本橋は，阪神高速道路3号神戸線の西宮市甲子園高潮町地区にある高架橋であり，その諸元は以下に示すとおりである。また，図-5・54に本橋梁付近の一般図を示す。

1）竣工年度：昭和54年度

2）適用示方書：昭和47年　道路橋示方書
昭和39年　道路橋下部構造設計指針　杭基礎の設計編
昭和43年　道路橋下部構造設計指針　橋台・橋脚の設計編

3）設計震度：水平震度　k_h=0.23
鉛直震度　k_v=±0.11

4）上部構造：西P166～167間；単純鋼鈑桁（径間長30m）
西P167～168間；単純鋼鈑桁

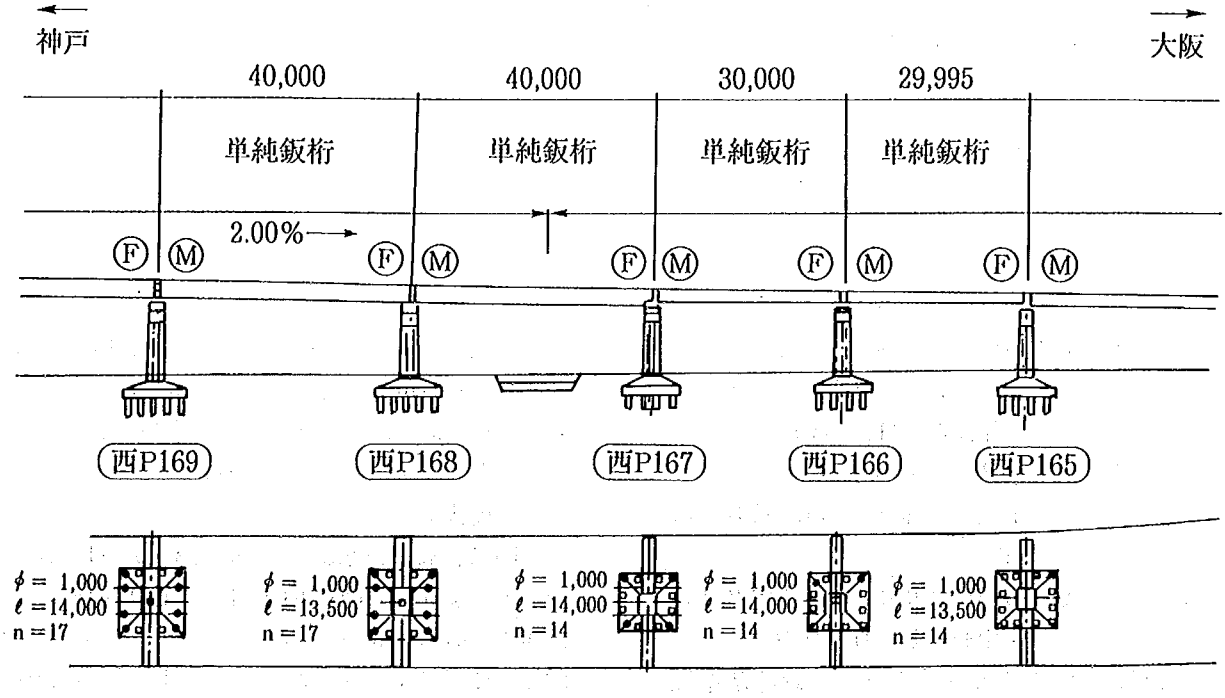


図-5・54　橋梁一般図

表-5・32 当時の設計基準に従って算出した地震時応力度

(a) 西P167橋脚基部

照査方向		橋脚		橋軸直角	
水平震度 k_h		0.23			
鉛直震度 k_v		+0.1	−0.1	+0.1	−0.1
断面力	モーメント (tf·m)	2,896	2,894	2,930	2,929
	軸力 (tf)	1,195	958	1,195	958
	せん断力 (tf)	268	268	248	248
鉄筋量		D35−150本 (2.5段) A_s=1,435cm²			
応力度	σ_c (kgf/cm²)	128	127	130	128
	σ_s (kgf/cm²)	2,032	2,191	2,065	2,226
	τ (kgf/cm²)	4.4	4.4	4.0	4.0
許容応力度	σ_{ca} (kga/cm²)	135			
	σ_{sa} (kgf/cm²)	2,700			
	τ_a (kgf/cm²)	11.25			

(b) 西P167橋脚上側段落し部

照査方向		橋軸		橋軸直角	
水平震度 k_h		0.23			
鉛直震度 k_v		+0.1	−0.1	+0.1	−0.1
断面力	モーメント (tf·m)	1,614	1,611	1,746	1,746
	軸力 (tf)	1,111	891	1,111	891
	せん断力 (tf)	251	251	231	231
鉄筋量		D35−60本 (1段) A_s=574cm²			
応力度	σ_c (kgf/cm²)	102	104	111	113
	σ_s (kgf/cm²)	1,690	2,017	1,962	2,305
	τ (kgf/cm²)	4.1	4.1	3.8	3.8
許容応力度	σ_{ca} (kga/cm²)	135			
	σ_{sa} (kgf/cm²)	2,700			
	τ_a (kgf/cm²)	11.25			

注) σ_c：コンクリートの圧縮応力度
σ_s：鉄筋の引張応力度
τ ：コンクリートのせん断応力度

(径間長40m)

5) 橋脚構造：西P167；RC張り出し式橋脚，単柱円形断面（直径：2.8m 躯体高さ：11.713m)

6) 基礎構造：西P167；場所打ちコンクリート杭基礎(直径：1m，杭長：14m)

7) 地盤：砂礫混じり砂，シルト混じり砂を中心としたII種地盤

8) 設計材料条件：柱のコンクリート設計基準強度：270kgf/cm²

鉄筋：SD30

なお，損傷を受けた西P167橋脚の地震時の断面応力度を上記の適用示方書に基づいて求めた結果は表-5・32の通りであり，コンクリートおよび鉄筋の応力度はいずれも許容値に収まっている。

(2) 被災状況

西P167橋脚が，写真-5・70，写真-5・71，写真-5・72に示すように，橋軸方向に橋脚の柱中間部および柱基部で破壊し，3つに分断して崩壊した。その結果，図-5・55に示すように西P167橋脚上の単純桁2径間が落下した。両方の桁間には桁連結装置が設けられてい

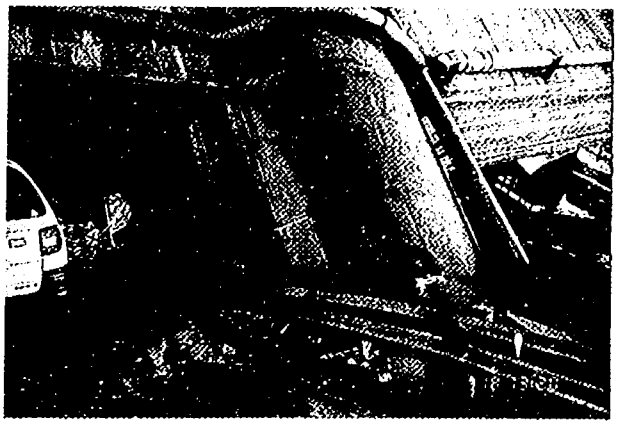


写真-5・70　破壊した橋脚の柱上部分
［西P167橋脚　神戸側］



写真-5・72　破壊した橋脚の基部
［西P167橋脚］

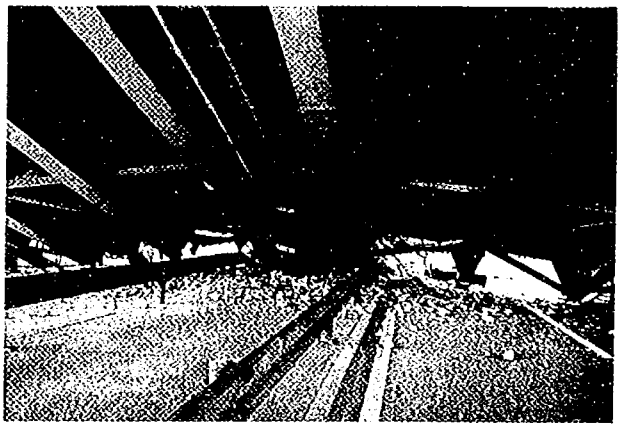


写真-5・71　破壊した橋脚の柱中間部分
［西P167橋脚　大阪側］

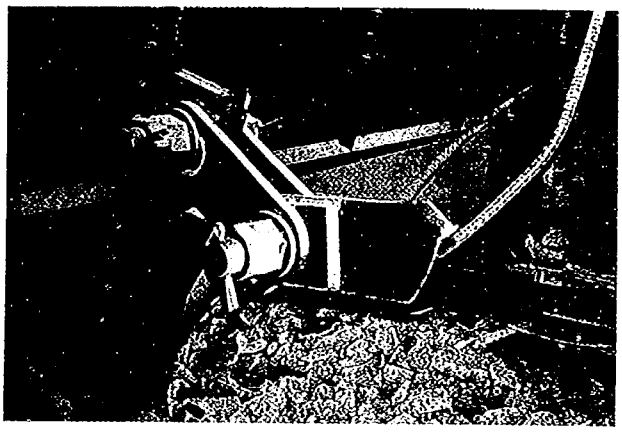


写真-5・73　破断した桁連結装置
［西P167橋脚］

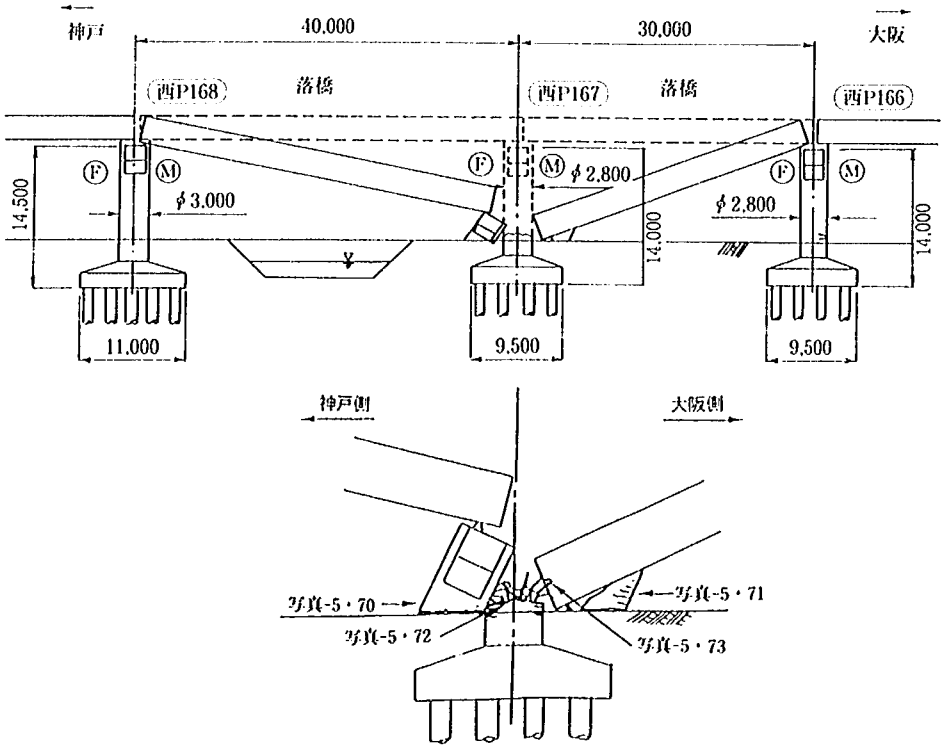


図-5・55　被災状況

たが，写真-5・73のように破断していた。なお，写真-5・71に示す大阪側に落下した柱中間部分の側面部には水平方向の残留曲げひび割れが見られた。

(3) 材料の特性

コンクリートについては，西P167橋脚から採取したコアの強度試験を3体行った。その結果を表-5・33に示す。圧縮強度の平均値は485kgf/cm²，標準偏差は18 kgf/cm² であり，設計基準強度（270kgf/cm²）に対して大きな値を示している。また，弾性係数の平均値は3.46×10⁵ kgf/cm² であり，標準偏差は0.08×10⁵kgf/cm² である。

なお，材料試験の結果や現地調査結果から判断すると，アルカリ骨材反応の影響はないと考えられる。

鉄筋については，図-5・56に示すように軸方向鉄筋としてはD35（SD30）が，帯鉄筋としてはD16（SD30）が用いられており，現地での調査から配筋も図面通りに施工されていた。軸方向鉄筋について，西P167橋脚から採取した3本の引張試験を行った。この結果は表-5・34の通りであり，いずれも降伏の規格値を上回っている。降伏点の平均値は3,680kgf/cm²，引張強さの平均値は5,820kgf/cm² である。西P167橋脚から採取した圧接部を含む2本の鉄筋の引張試験結果は表-5・35

表-5・33 コンクリートの圧縮強度試験結果

圧縮強度（kgf/cm²）			弾性係数（×10⁵ kgf/cm²）		
測定値	平均値	標準偏差	測定値	平均値	標準偏差
485	485	18	3.45	3.46	0.08
507			3.56		
462			3.36		

表-5・34 鉄筋の引張強度試験結果

	径	降伏点（kgf/cm²）			引張強さ（kgf/cm²）		
		測定値	平均値	標準偏差	測定値	平均値	標準偏差
軸方向鉄筋	D35	3,700	3,680	71	5,940	5,820	177
		3,750			5,950		
		3,580			5,570		
帯鉄筋	D16	降伏点なし	3,650	—	5,840	5,740	100
		3,650			5,640		
規格値		>3,000			4,900～6,300		

表-5・35 鉄筋圧接部の引張強度試験結果

径	降伏点（kgf/cm²）			引張強さ（kgf/cm²）			
	測定値	平均値	標準偏差	測定値	平均値	標準偏差	破断位置
D35	降伏点なし	—	—	5,560	5,460	105	母材
	降伏点なし			5,350			圧接部
規格値	>3,000			4,900～6,300			

表-5・36 破断した鉄筋圧接部近傍主鉄筋の引張強度試験結果

径	降伏点（kgf/cm²）			引張強さ（kgf/cm²）		
	測定値	平均値	標準偏差	測定値	平均値	標準偏差
D35	降伏点なし	—	—	5,710	5,640	97
	降伏点なし			5,500		
	降伏点なし			5,700		
規格値	>3,000			4,900～6,300		

の通りであり，圧接部の強度は鉄筋の引張強さの規格値を上回っており，所要の強度を有している。また，西P167橋脚で圧接切れした鉄筋の試験体を圧接部近傍で切り取り，引張試験を行った結果は表-5・36に示す通りであるが，これも鉄筋の引張強度の規格値を上回っている。なお，表-5・35および表-5・36に示すように，圧接部およびその近傍の鉄筋においては降伏点は明瞭に現れなかったが，これは地震によりすでに降伏点を上回る応力履歴を受けたためと考えられる。

また，橋脚柱から採取した２本の帯鉄筋の引張試験を行った結果を図-5・56に示す。１本の帯鉄筋の降伏点は3,650kgf/cm² であり，規格値を上回っている。もう1本は高い応力履歴を受けたためか，明確な降伏点は現れなかったが十分な引張強さを有している。

なお，被災直後の現地調査結果によれば，有害な鉄筋の錆は認められていない。

以上のことから，西P167橋脚で用いられたコンクリートおよび鉄筋は，材料特性の規格値を満足してい

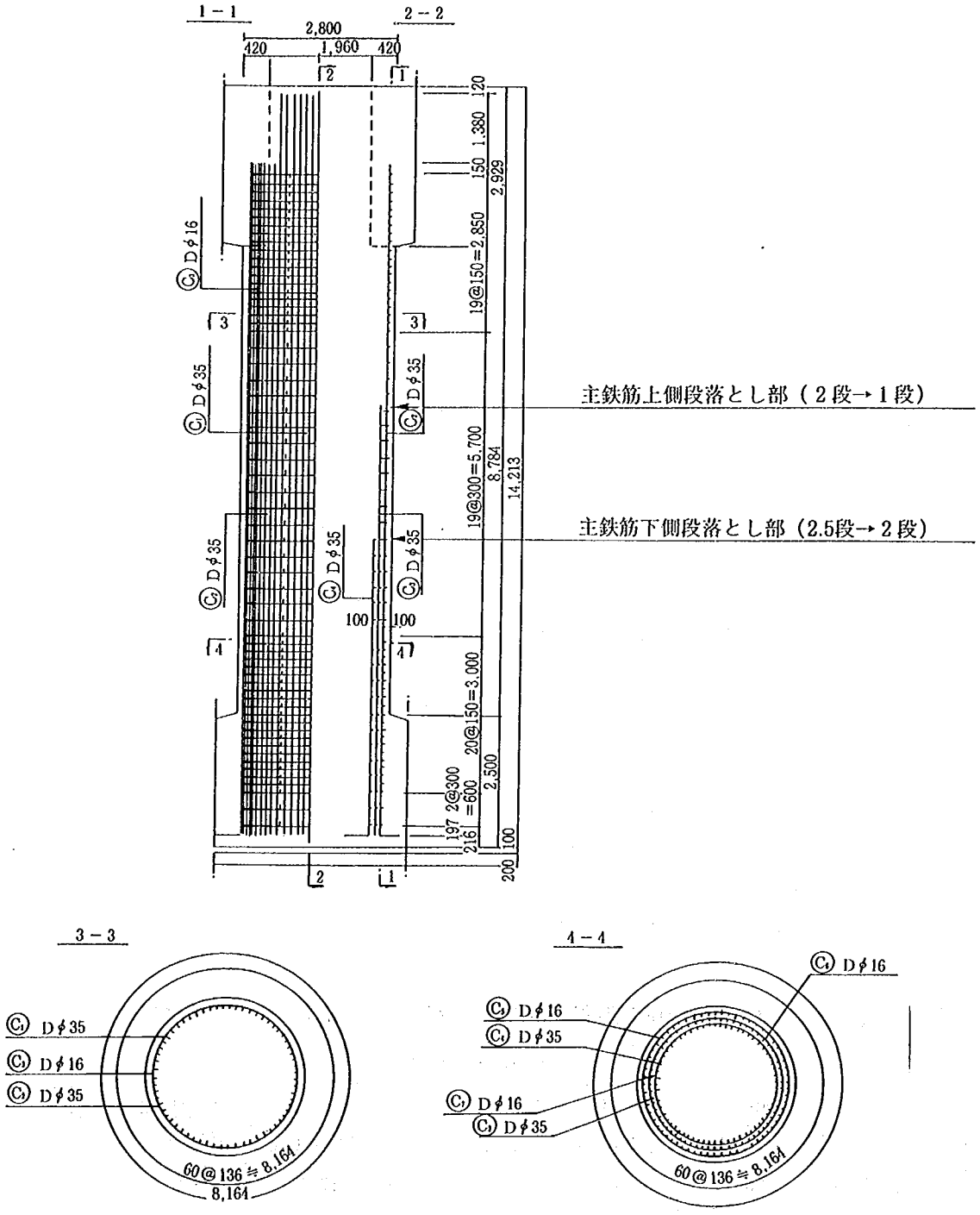


図-5・56　橋脚の配筋図（西Ｐ167橋脚）

るといえる。

(4) 被災メカニズムの推定

(3)で示した材料の特性値に基づいて西P167橋脚の解析に用いる水平耐力およびせん断耐力を表-5・37に示すように定めた。コンクリートの圧縮強度については平均値より標準偏差の1倍を引いた値の467kgf/cm²を，弾性係数は3.46×10^5kgf/cm²を解析に用いた。コンクリートの平均せん断強度については，3.1と同様に建設省土木研究所やJRで行われた実験等に基づいて，部材寸法などを考慮し安全側の値の8 kgf/cm²と仮定して解析に用いた。また，安全側を考慮して解析に用いる軸方向鉄筋および帯鉄筋の降伏強度を3,500kgf/cm²に設定している。

表-5・37からは，橋脚基部よりも上側の段落し部において降伏が先行することがわかる。3.1でも示したように，段落し部の主鉄筋が降伏すると主鉄筋の定着長，帯鉄筋の配置などの条件に応じて，その断面のせん断耐力が低下していく。せん断を伴う橋脚の破壊メカニズムを解析することは，現状ではきわめて困難であるが，ここでは，曲げによる損傷が先行し，せん断破壊に移行するまでの過程を考慮できる，橋脚の非線形応答解析に基づき，可能な限り被災メカニズムの検討を行ってみることとした。

1）橋脚の非線形応答解析

西P167橋脚に対し，3.1と同様の非線形応答解析を行った。なお，この橋脚にどのような地震力が作用したかについて正確に推定することは困難であるが，第1章で示したように大きな地震力が作用したことが考えられることから，解析には，神戸海洋気象台で実際に観測された地盤上の加速度記録を，入力地震動として用いることとした。

神戸海洋気象台の記録をフーチング底面位置に作用させた場合の応答波形を図-5・57に示す。また，橋脚基部および上側の段落し部における曲げモーメント～曲率の関係およびこれを橋脚天端の水平力～変位の関係に直した結果を図-5・58および図-5・59にそれぞれ示す。図-5・57(4)および図-5・58に示すように，橋脚基部では13秒頃に降伏点を過ぎ，①で曲率の塑性率で2以上に達する大きな応答を生じた後，②から③に至る。また，図-5・57(5)および図-5・59に示すように，段落し部においても13秒頃に降伏点を過ぎ(①)，②で曲率の塑性率で約2に達する応答を生じた後，反対側に変形し，③に至る。曲率のじん性率は，橋脚基部の方が段落し部より大きいが，段落し部では主鉄筋の降伏後，主鉄筋の定着長や帯鉄筋の配置方法の条件によっては，比較的少ない繰返し載荷でも，せん断耐力の低下をおこし，曲げ損傷からせん断破壊に移行する場合もある。したがって，上記①以後のある段階で，段落し部においてせん断破壊が生じ，このため橋脚は急速に地震時保有水平耐力を失ったのではないかと考えられる。

2）被災原因および被災メカニズムの推定

以上のような損傷状況および橋脚の非線形応答解析に基づく推定を総合すると，この橋梁は，設計で想定した以上の大きな地震力を受けたために，図-5・60①，②に示すように橋脚基部および柱中間の主鉄筋段落し部で曲げ損傷が発生し，主鉄筋段落し部においてコンクリートの曲げひび割れの進展とともにせん断ひび割れに移行したものと推定される。その後の被災メカニズムを解析的に追うことは困難であるが，損傷状況からみると，図-5・60③に示すように柱中間部に生じたせん断破壊面に沿って，柱の上部分が神戸側へずれ落ちて桁が沈下し，さらに，図-5・60④のように桁連結装置が破断するとともに大阪側の桁（可動沓）が橋脚からはずれ，柱の一部に衝突しながら落下したと推定される。なお，落下した桁や柱の上部分によって，柱基部が押しつぶされて崩壊したものと推定される。

表-5・37 橋脚の地震時保有水平耐力及びせん断耐力（西P167橋脚）

断面	地震時保有水平耐力					せん断耐力 (tf)
	降伏		終局		終局塑性率 δu／δy	
	耐力Py (tf)	変位δy (cm)	耐力Pu (tf)	変位δu (cm)		
上側段落し部	367	4.8	495	17.4	3.6	569
基部	385	—	535	—	—	828

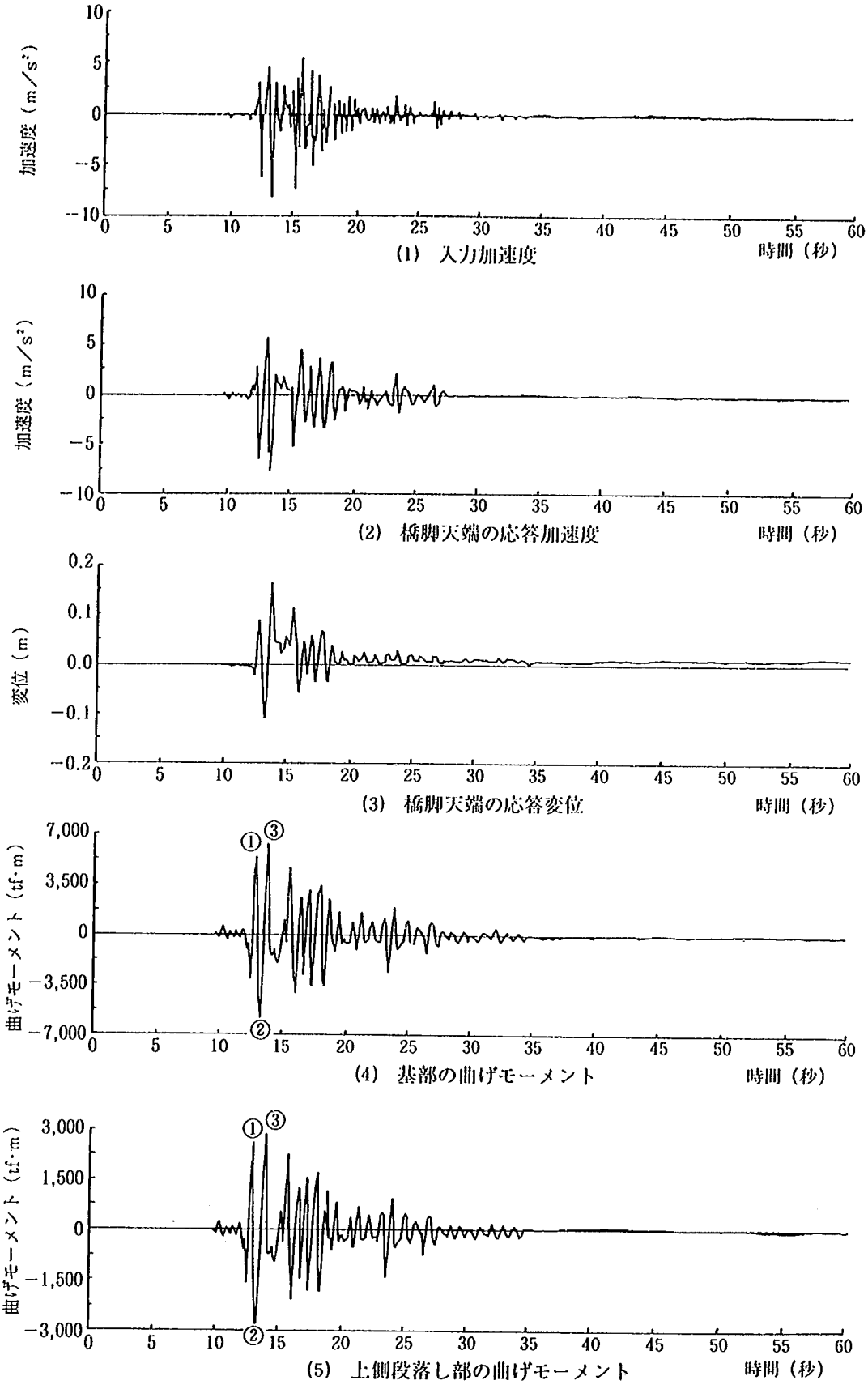
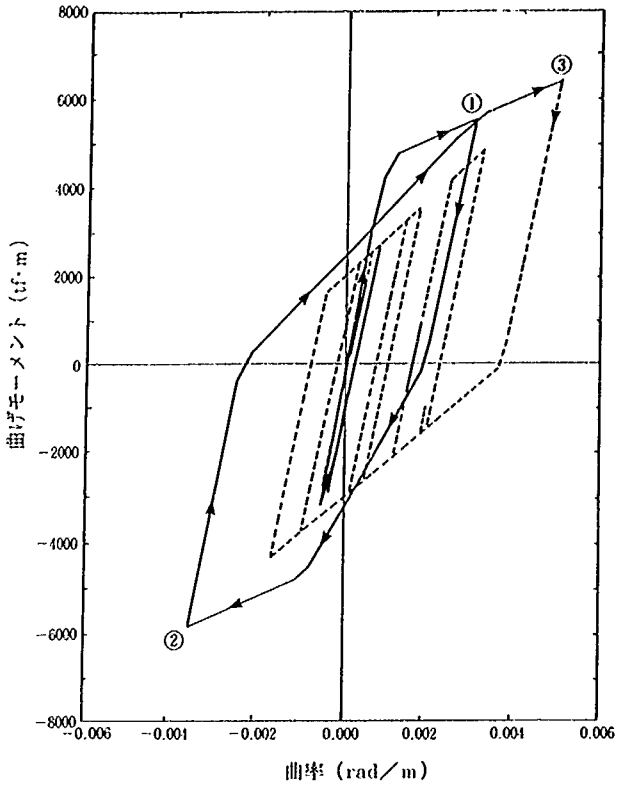
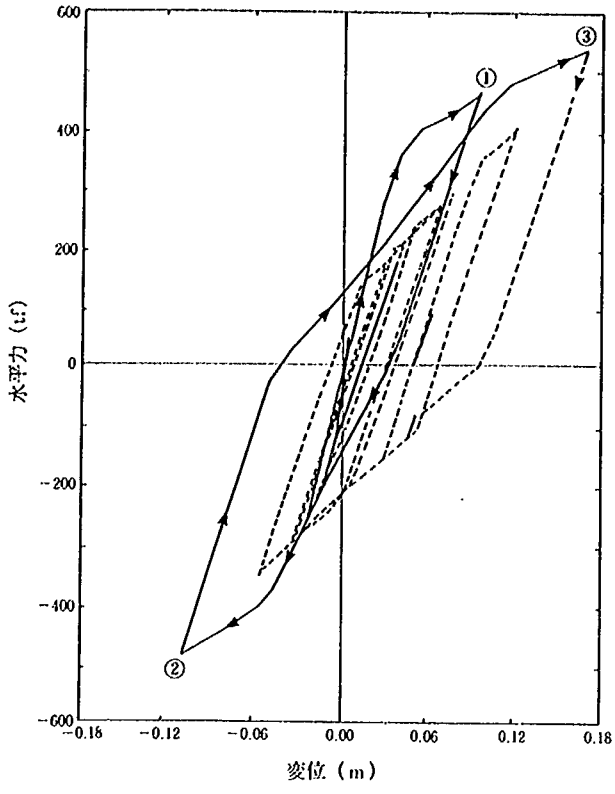


図-5・57　西P167橋脚の時刻歴応答（神戸海洋気象台記録を入力した場合）

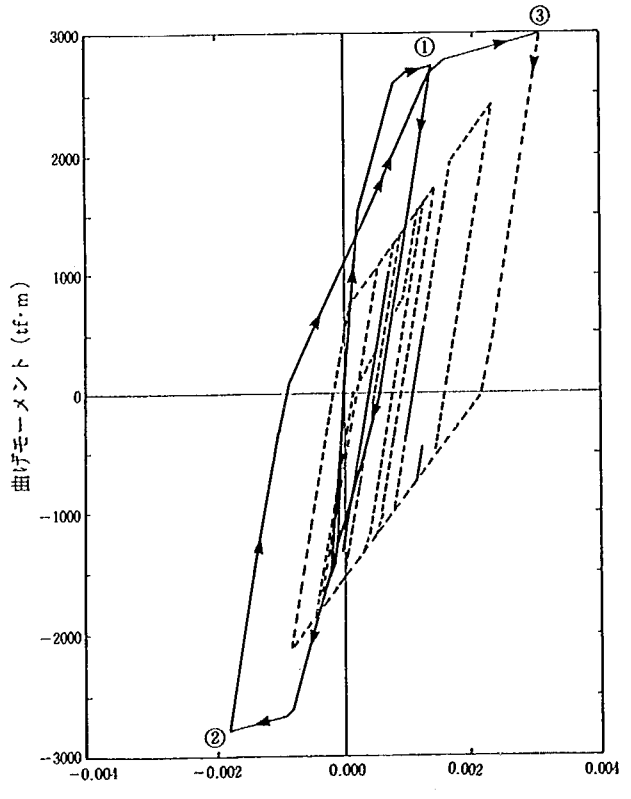


(1) 曲げモーメント～曲率関係

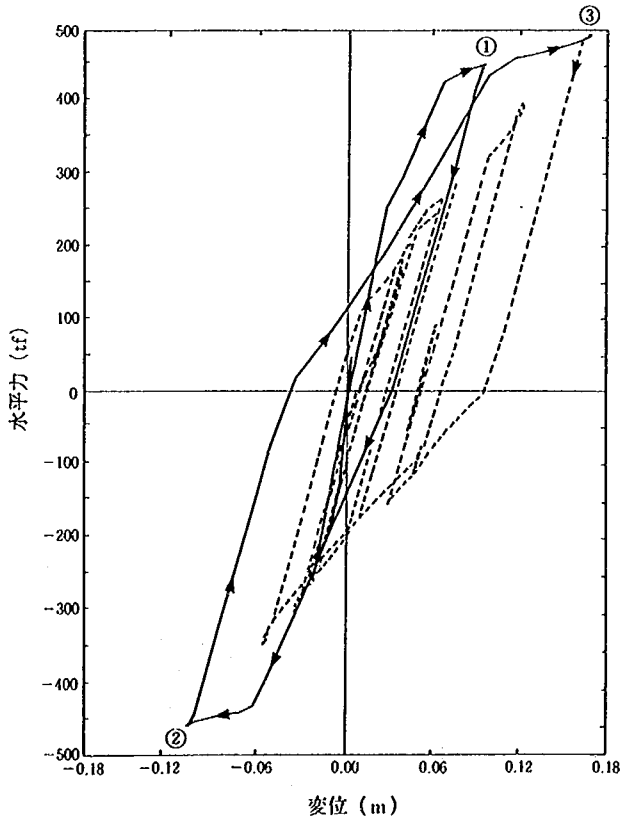


(2) 水平力～変位関係

図-5・58 西P167橋脚 基部の履歴曲線（神戸海洋気象台記録）



(1) 曲げモーメント～曲率関係



(2) 水平力～変位関係

図-5・59 西P167橋脚 上側段落し部の履歴曲線（神戸海洋気象台記録）

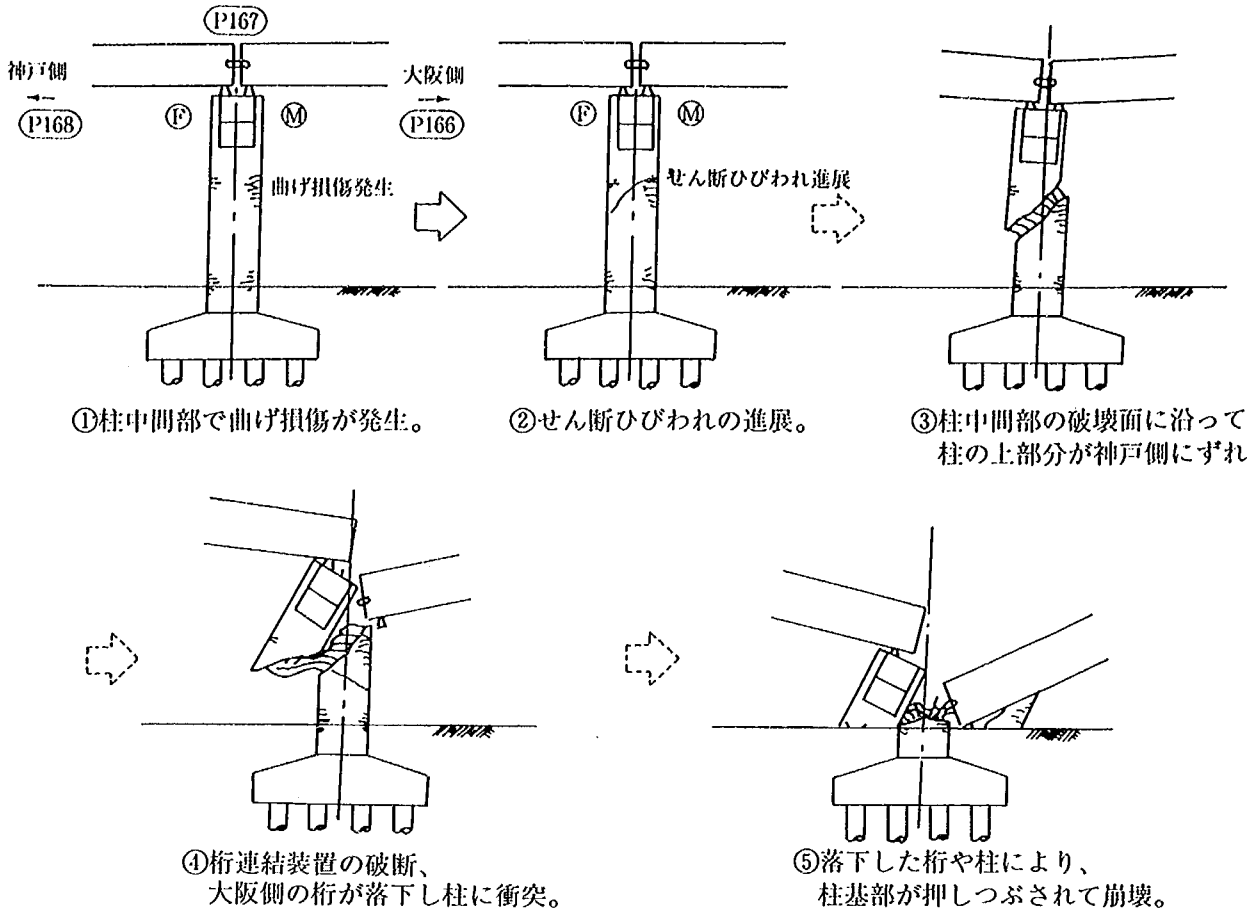


図-5・60　推定される被災メカニズム（西P167橋脚）

4．4　阪神高速道路３号神戸線（西宮市市庭　建石交差点）

(1)　橋梁の概要

本橋は一般国道43号建石交差点をまたぐ高架橋であり，被災した神P55橋脚は図-5・61に示すように，鋼製のT型柱を横ばりの両端でピン支承を介してRC柱によって支える特殊な形式となっている。本橋脚はランプの分岐点にあるため，本線部（４車線）とランプ部（２車線）の両者を支持する構造となっている。本橋脚の概要は以下のとおりである。

１）竣　工　年　度：昭和44年度
２）適用示方書：昭和39年　鋼道路橋設計示方書
　　昭和39年　道路橋下部構造設計指針（くい基礎の設計篇）
３）設計水平震度：水平震度k_h＝0.20
　　鉛直震度k_v＝±0.10
４）上　部　構　造：単純合成鋼箱桁橋（支間長70m），単純合成鋼鈑桁橋（支間長45m）
５）橋　脚　構　造：特殊形式のラーメン橋脚
６）基　礎　構　造：杭基礎
７）地　　盤：砂層および砂礫層（II種地盤）
８）使　用　材　料：鋼材（SM50）

(2)　被災状況

本橋脚は，**写真-5・74**に示すようにラーメン橋脚の中央にある鋼製柱部分が鉛直方向に押しつぶされており，横ばりが基部の中埋めコンクリートの位置まで６m程度沈下している。沈下した柱については，橋軸方向および橋軸直角方向に大きな移動は見られない。また，これに伴い上部構造も沈下したものの，落橋までには至らなかった。

鋼製柱は，**写真-5・75**に示すように補剛板の角溶接部付近に生じた割れにより，４面すべてが板状に折り曲げられている。西面（橋軸方向明石側）の補剛板は，隅角部から柱中間部付近までの部分が破断し落下しており，残りの基部付近の鋼板が橋脚内部に折り曲げられている。また，西面を除く３面は，橋脚基部の根巻きコンクリート上部付近で補剛板が切れ外側に開いている。根巻きコンクリートは，４面とも中間部付近まで外側に剝がれ鉄筋が露出している。

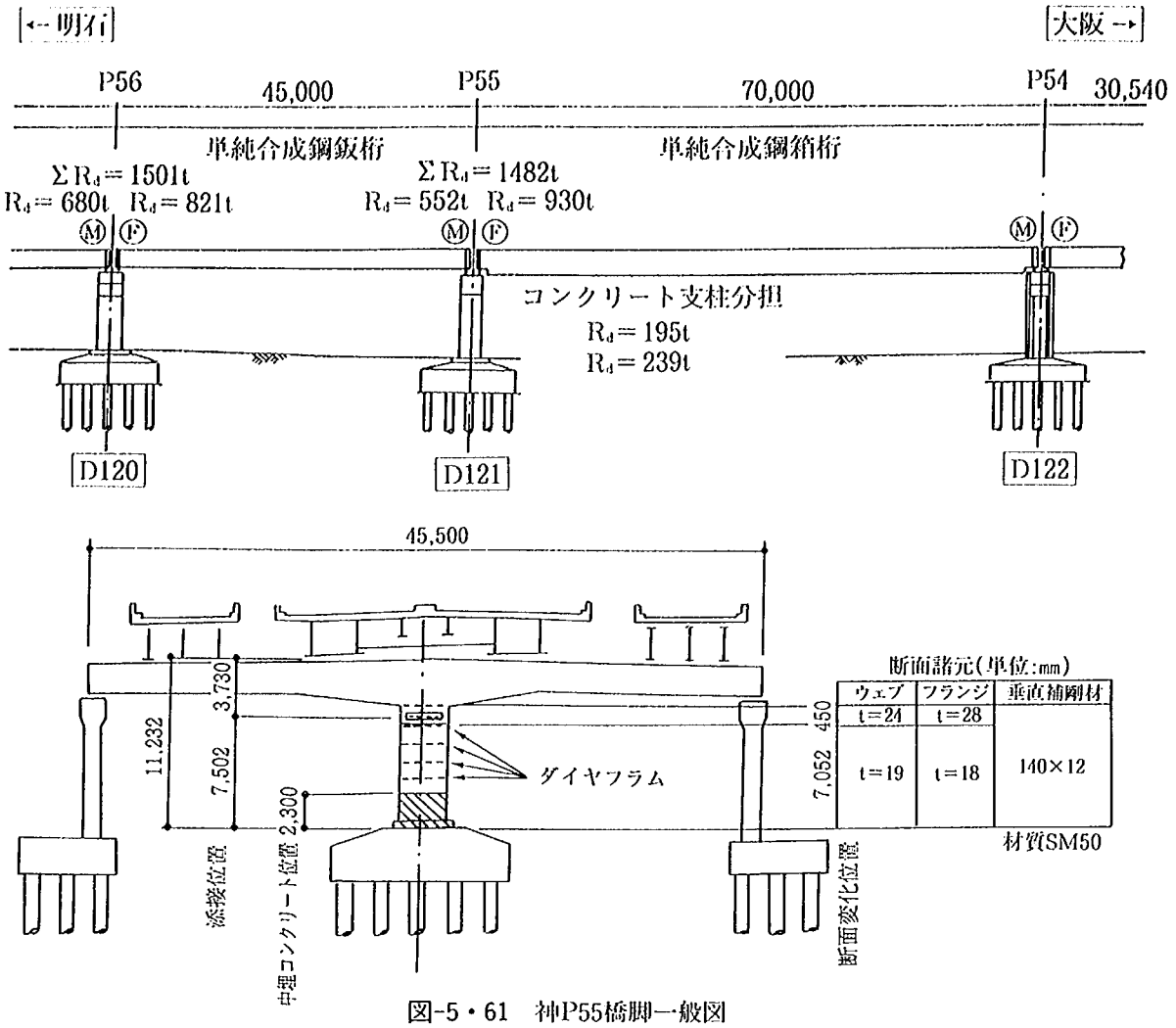


図-5・61 神P55橋脚一般図

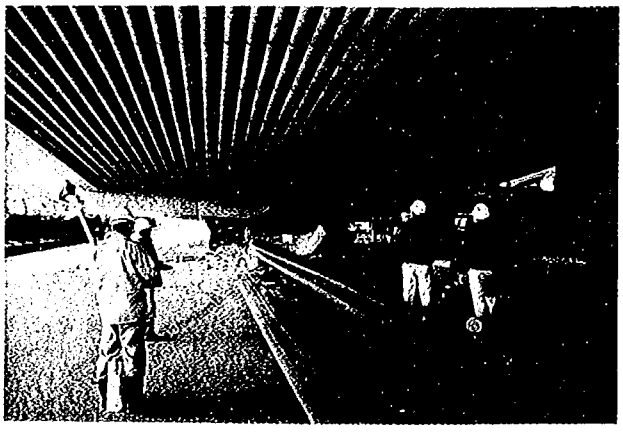


写真-5・74 柱部の被災状況（東側より桁下には吸音材が設置されている）

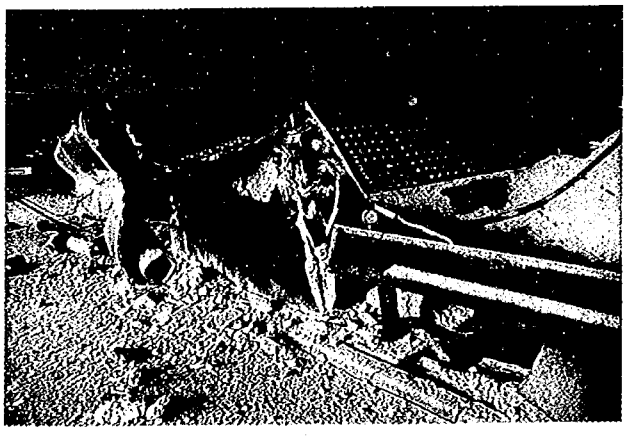


写真-5・75 鋼製柱基部

横ばりは，写真-5・76に示すように隅角部および横ばり中間位置の断面変化点で座屈しており，断面変化点では大きく折れ曲がっている。断面変化点は，本線部の外げた位置にほぼ一致している。

横ばり両端を支えているRC柱は，写真-5・77に示すように柱部にはほとんど損傷は見られないが，横ばりとの間の支承が破損しており，また柱天端には横ばり支承部の破損に伴うものと考えられる損傷が見られる。海側のRC柱上において，横ばりが神P56側に30cm程度移動している。RC柱支点位置の横ばり下面に，支

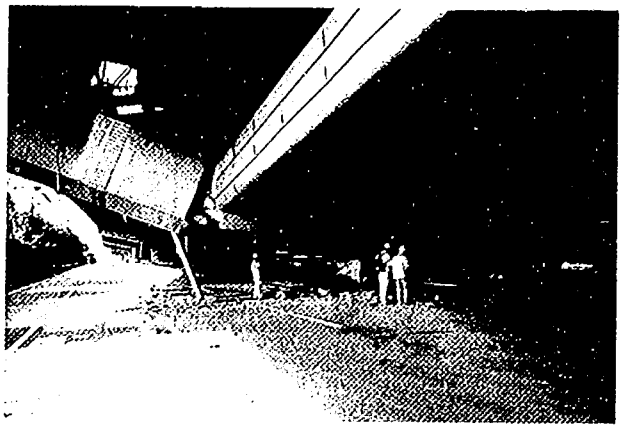


写真-5・76　横ばり座屈

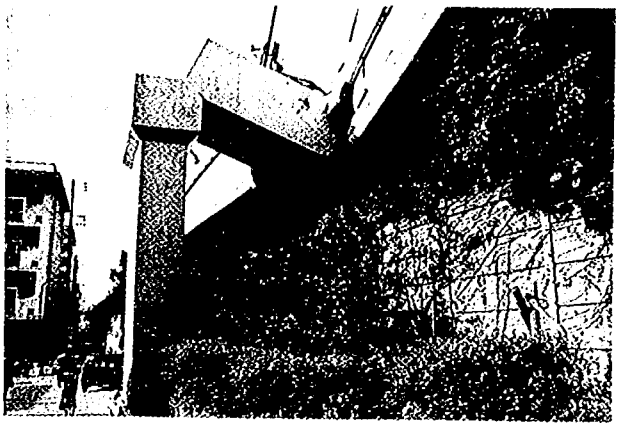
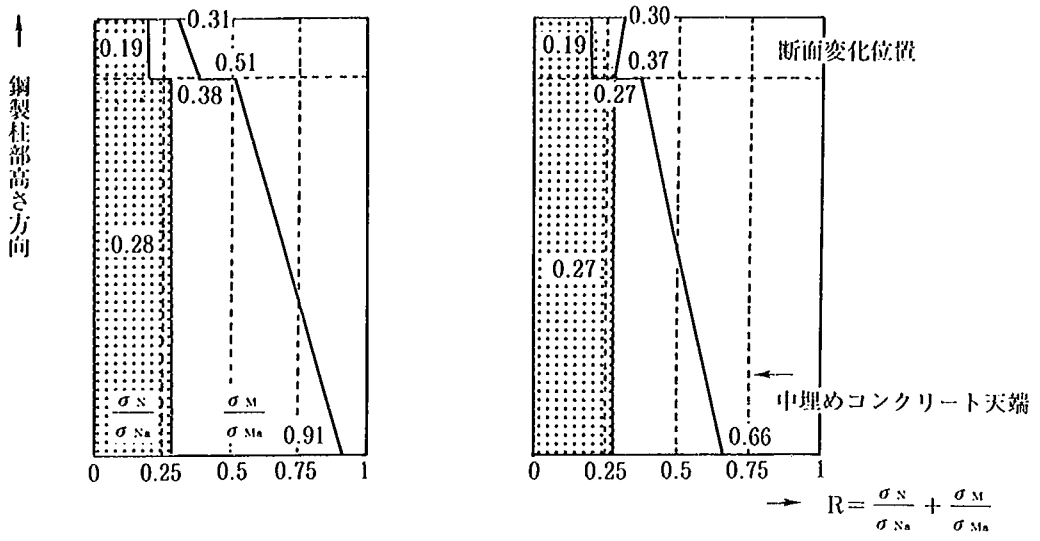


写真-5・77　RC柱



(a)　橋軸方向　　(b)　橋軸直角方向

ここで，R：許容応力度に対する計算応力度の比

σ_N：軸方向応力度（kgf／cm²）　　σ_{Na}：許容軸方向応力度（kgf／cm²）

σ_M：まげ応力度（kgf／cm²）　　σ_{Ma}：許容曲げ応力度（kgf／cm²）

図-5・62　設計水平震度に対する橋脚の応力図（神P55橋脚）

承によって付けられたと見られる橋軸直角方向の傷跡が見られる。

(3)　被災メカニズムの推定

1）構造特性

本橋脚は，1次施工では本線を支持するT型単柱，2次施工では本線とランプの両者を支持するラーメン橋脚（完成形）となることを想定して設計された。図-5・62は，設計時における死荷重＋地震時の荷重の組み合わせにより生じる柱部の応力度と許容応力度の比を，橋軸方向および橋軸直角方向に対して示したものである。鋼製柱の断面は，橋軸方向には単柱式の死荷重＋地震時の荷重組み合わせ（許容応力度の91%）で決まっている。また橋軸直角方向には単柱式の活荷重＋死荷重の荷重組み合わせ（許容応力度の98%）で決まっているので，地震時においては許容応力度の66%と余裕がある。本橋脚はランプ部と本線部を一体として支持する構造であるため，鋼製柱の許容応力度に占める死荷重応力度の割合は，橋軸方向で28%，橋軸直角方向で27%と一般的な鋼製橋脚（15%前後）と比べて大きい（図中の網掛け部）。

本橋脚は鋼製柱とRC柱の両者で荷重を分担する構造であり，死荷重分担率は鋼製柱が78%を，また2本のRC柱が残りの22%を分担している。水平地震力の分担率については，橋軸方向に対しては鋼製柱が66%，RC柱が34%，橋軸直角方向に対しては鋼製柱が84%，RC柱が16%となっている。鋼製柱の板厚は，フランジ

表-5・38 材料試験結果

位置	鋼種	板厚 (mm)	試験結果					
			No.	板厚(mm)	降伏強度 (N/mm²)		引張強度 (N/mm²)	
フランジ	SM50	18	1	18.4	366	JIS 規格 ≧315	578	JIS 規格 490～610
			2	18.3	369		582	
			3	18.3	373		586	
			平均	18.3	369		582	

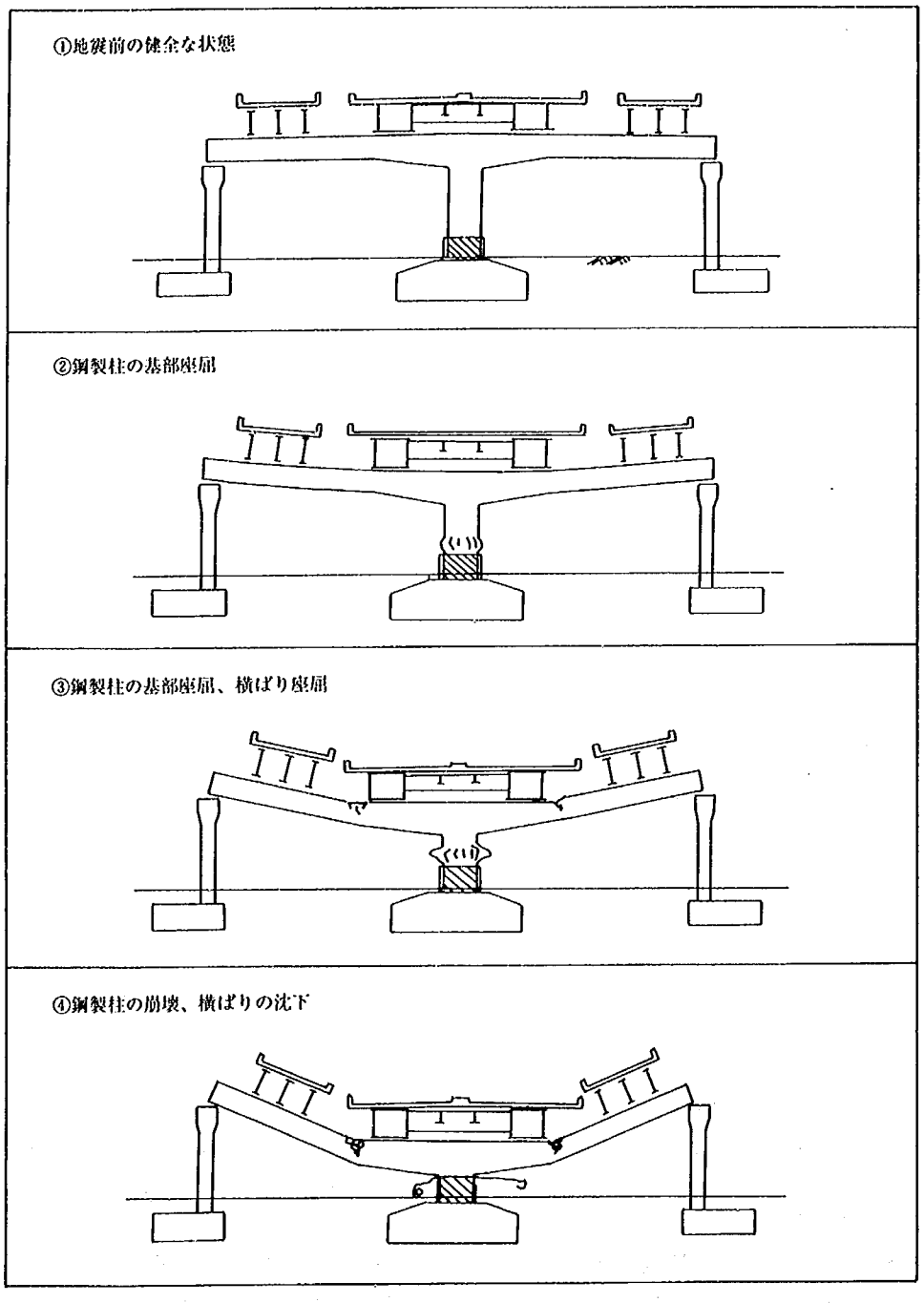


図-5・63 被災メカニズム

（橋軸直角方向面）ではラーメン隅角部の28mmから基部の18mmへ，ウェブ（橋軸方向面）ではラーメン隅角部の24mmから柱中間部が19mm，柱基部が21mmへと変化している。なお，設計計算は当時の基準に対し妥当なものである。

橋脚の角溶接部のわれた部分を観察した結果，全断面にわたる溶接が行われており，溶接のサイズ不足，欠陥は特に見られない。

また，鋼製柱基部付近で変形が比較的少ない試験片について材料試験を行った結果，表-5・38に示すように板厚および材料強度いずれも基準を満足していた。

(4) 被災要因の分析

鋼製柱が鉛直荷重で降伏あるいは局部座屈強度に達するには6,640tf必要であり，死荷重による鉛直荷重は1,519tfであることから，鉛直方向のみの地震力で被害を生じるためには橋脚にかかる重さの3.3倍もの鉛直地震力が作用する必要があり，その可能性は小さい。

この付近には極めて大きな地震動が作用したと推定されることから，鋼製柱基部付近の設計水平震度との関係から見ると，主として水平の地震力により局部座屈を生じたと考えられる。

(5) 被災原因および被災メカニズムの推定

以上のような検討から，本橋脚は設計で想定した以上の地震力の作用を受け，図-5・63に示すように鋼製柱の基部に局部座屈を生じ，その後，RC柱に支えられた横ばりの重さにより鋼製柱が徐々に沈下したのではないかと考えられる。これに伴い横ばりへの負担が増加し，横ばりの本線部外げた位置（断面変化点）が座屈したと考えられる。これによりRC柱が分担していた死荷重が鋼製柱に移動し，死荷重の負担が大きくなったため鋼製柱の沈下および横ばりの変形がさらに進んだと考えられる。このように鋼製柱の局部座屈が進んだ後，角溶接部が裂けるかRC柱の支承が損壊することをきっかけに死荷重を支えきれなくなり，鋼製柱の4面の補剛板がはがれ，中埋めコンクリートの位置まで横ばりが沈下したと推定される。RC柱の支承はもっと早い時期に損傷したことも考えられるが，その場合でも損傷はほぼ同様なメカニズムをたどったと考えられる。以上のように，鋼製橋脚は地震直後に崩壊したものではなく，徐々に沈下したものと推定される。

4．5　阪神高速道路3号神戸線（西宮市浜脇町札場）

(1) 橋梁の概要

本橋梁は，阪神高速道路神戸線本線の高架橋であり，西宮戎神社のやや東に位置する。被災を受けた橋梁は，4径間の鋼単純箱桁橋のうち中央の2径間である。被災した単純桁橋の東側（大阪側）は5径間の鋼床版ゲルバー箱桁橋に，西側（明石側）は3径間連続鋼箱桁橋に接続している。一般図を図-5・64及び図-5・65に示す。

1）竣工年度：昭和44年度
2）適用示方書：昭和39年鋼道路橋設計示方書
　昭和39年道路橋下部構造設計指針，くい基礎の設計篇
　昭和43年道路橋下部構造設計指針，橋台・橋脚の設計篇
3）設計震度：水平震度$k_h=0.2$
　鉛直震度$k_v=\pm0.1$
4）上部構造：鋼単純箱桁橋（支間52m）
5）橋脚構造：神P39；PC張り出し式RC橋脚，単柱角形断面
　神P40～神P43；PC張り出し式RC橋脚，単柱円形断面
6）基礎構造：場所打ちコンクリート杭基礎（直径1m，長さ16.4m）
7）地　　盤：砂層または砂礫層（II種地盤）
8）使用材料：鋼材：SM50，SS41
　コンクリートの設計基準強度：270 kgf/cm²
　鉄筋：SD30

(2) 被災状況

神P39～神P43間の鋼単純箱桁橋4径間のうち，中央の2径間が，神P40およびP41上の可動支承側の桁端が橋脚天端から脱落して落下している（図-5・64，写真-5・78）。大阪側に隣接するゲルバー桁橋の端部が神P39橋脚上の単純桁に衝突し，玉突き状態で次々に明石側に移動し，神P43橋脚上で隣接する連続桁橋の端部に衝突しているように見受けられる。また，神P39および43橋脚は基部において損傷している（写真-5・79，写真-5・80）。

(3) 被災メカニズムの推定

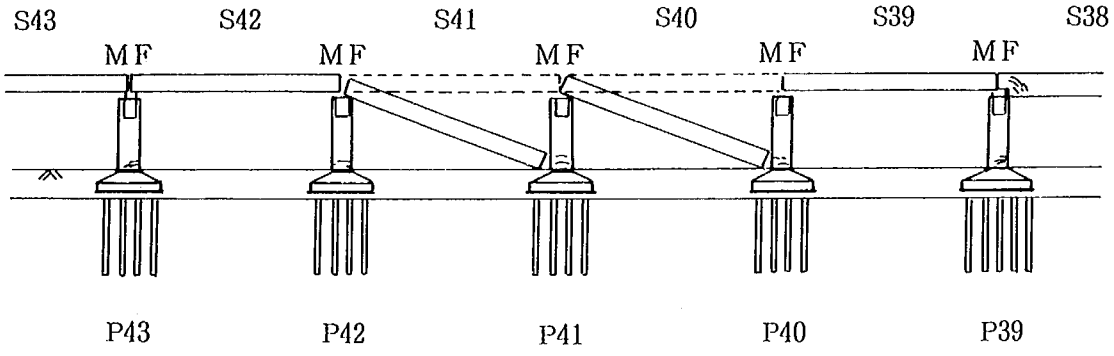
1）上下部構造変位の分析

a）橋脚の残留変位

図-5・66に，地震後における橋脚天端の相対変位量の計測結果を示す。地震後の応急対策のため，直接計測不能な支間があったため，橋梁に沿って基準線を設け，橋脚天端の四隅を測量した。直接計測可能であった神P40～神P42の結果と照合し，精度を検証している。また，地震前における橋脚間距離については，竣

上部工

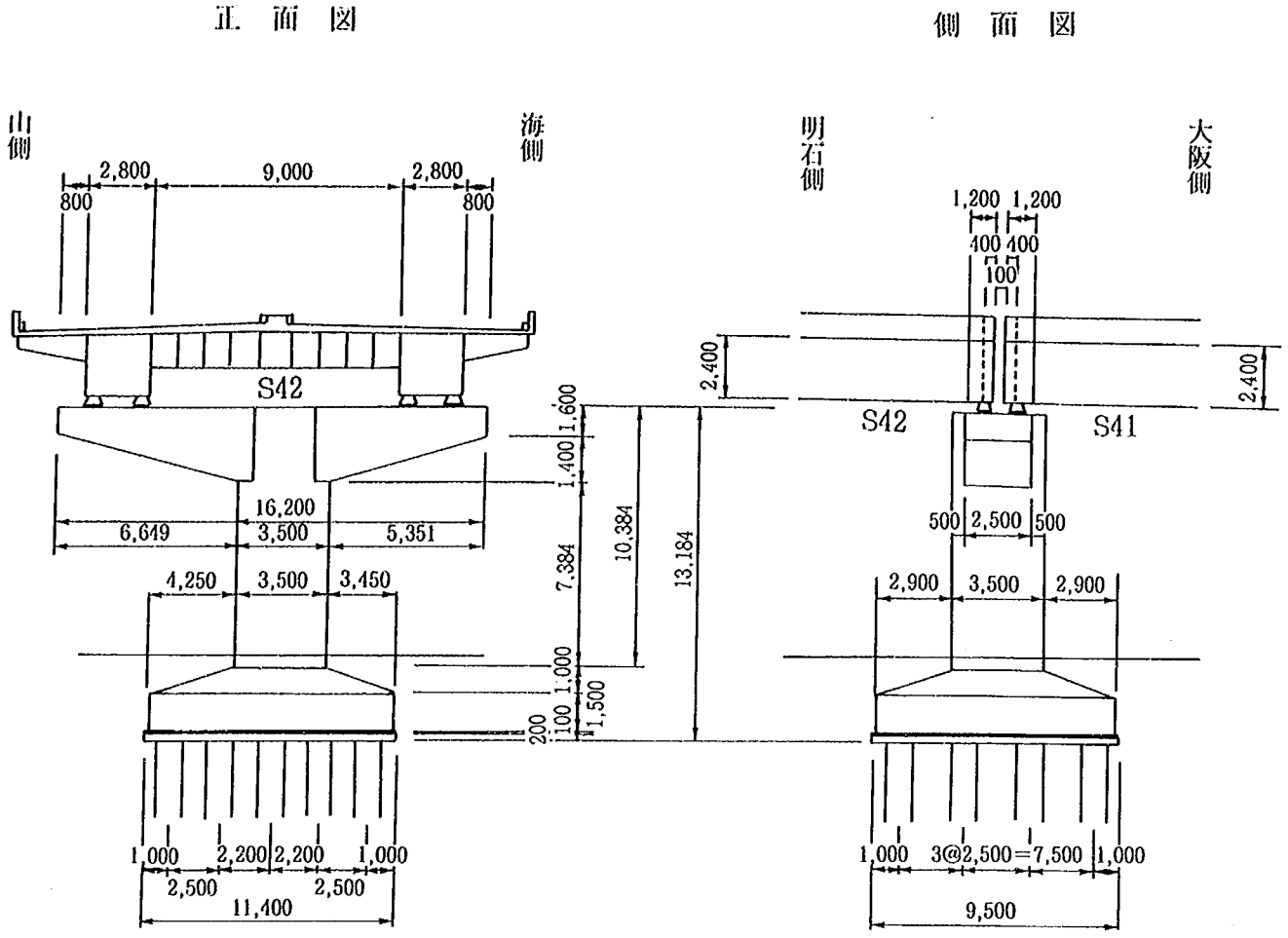
上部工No.	S43	S42	S41	S40	S39	S38
上部工形式	3径間連続鋼箱桁	単純鋼箱桁	単純鋼箱桁	単純鋼箱桁	単純鋼箱桁	5径間ゲルバー鋼箱桁
支間長(mm)	45,000	52,000	52,000	52,000	52,000	87,000
桁の損傷状況	P43側にS42と衝突した形跡	P43にS43と衝突した形跡	落橋 脱落側の桁端ウェブ・上フランジに損傷	落橋 脱落側の桁端ウェブ・上フランジに損傷		P39側桁端切欠き部に座屈
桁連結装置の状況		連結ピン取付部ウェブの座屈	連結ピンとウェブの破断	S41側連結ピンの破断	S40側連結ピンの破断	S39側取付部ウェブの破断
支承形式		ローラー / ピン	ローラー / ピン	ローラー / ピン	ローラー / ピン	ローラー / ピン
支承の損傷状況	上沓逸脱及び破壊	上沓脱落	上沓脱落 / 上沓脱落	上沓逸脱及び破壊	上沓逸脱及び破壊 / 上沓逸脱及び破壊	上沓脱落 / 上沓逸脱及び破壊



下部工

橋脚No.	神P43	神P42	神P41	神P40	神P39
橋脚高(mm)	10,238	10,384	10,294	10,234	10,204
断面形状・寸法(mm)	円形 φ3500	円形 φ3500	円形 φ3500	円形 φ3500	角形 3500×3500
橋脚躯体の損傷状況	基部に曲げ破壊	基部に曲げひびわれ	基部に曲げひびわれ	基部に曲げひびわれ	橋軸方向の曲げせん断破壊
杭本数	16	18	18	18	22
被災度	A	C	C	C	B

図-5・64　阪神高速道路3号神戸線札場地区被災状況



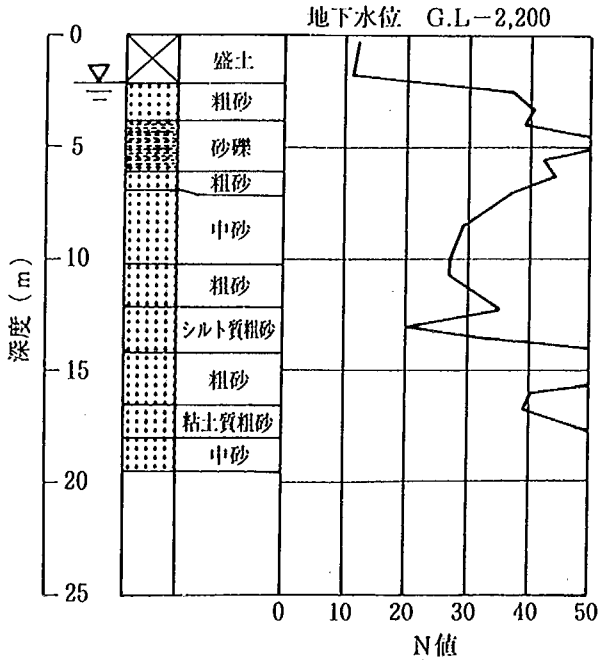


図-5・65　神P42橋脚及び地盤の柱状図



写真-5・78　落橋した2径間の単純鋼箱桁
（神P40より西方向をみる）



写真-5・79　橋軸方向（東側）が破損した神P39橋脚

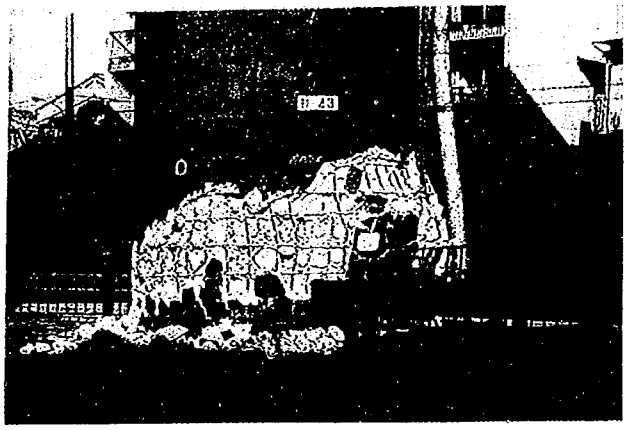
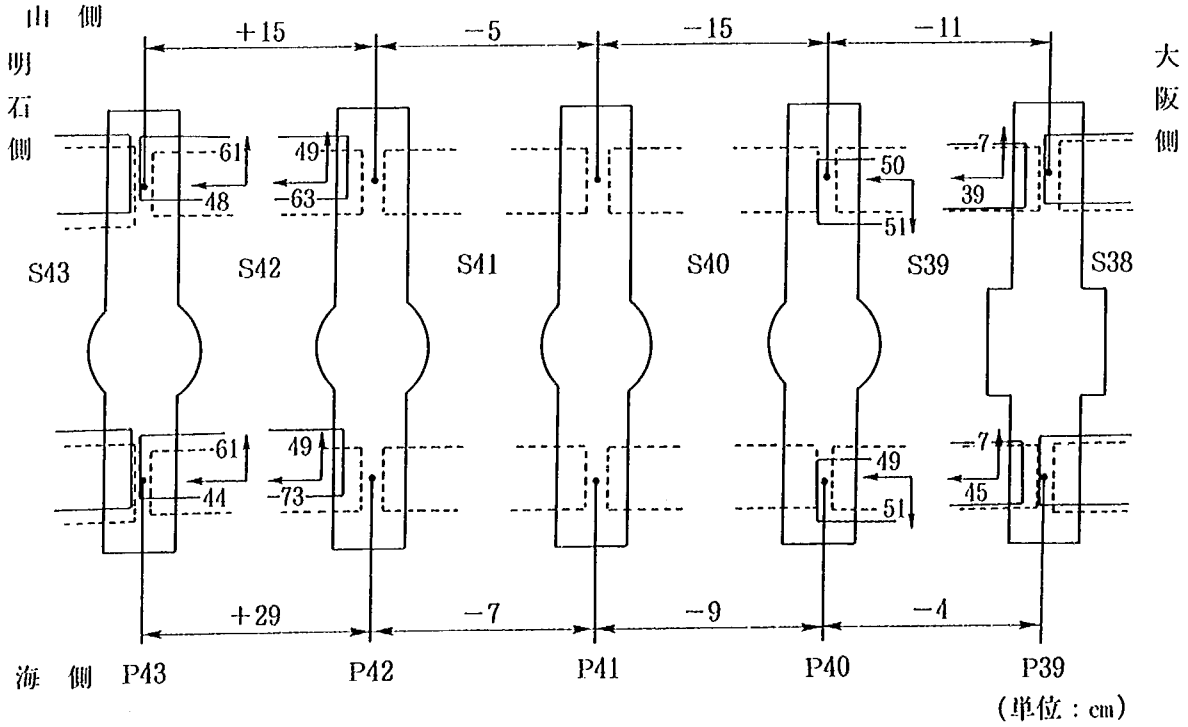


写真-5・80　橋軸方向（東側）が破損した神P43橋脚



写真-5・81　神P39に衝突して座屈したS38主桁端部



注1）隣接する橋脚天端間の値は、被災前後における主桁中心位置間の距離の変化を示す。
注2）主桁部の矢印と値は、橋脚天端における主桁の橋軸方向及び橋軸直角方向の残留変位を示す。

図-5・66　橋脚及び桁の残留変位

工図の値を真値とした。なお，後の分析を容易にするため，図にはそれぞれの主桁の中心位置における変位量を示している。

中央の神P41橋脚を基準とすると，神P39および神P40はいずれも明石側に，神P42は大阪側に移動しており，この区間の橋脚間隔をわずかずつ短くする方向に変形が残留しているが，神P43については，明石側に移動しており，神P42との間隔が開いている。

回転方向の変形は，神P43においてもっとも大きく，橋脚の山側と海側の橋脚端で17cm程度（両主桁間では14cm）の差がある。

b）上下部構造の相対変位

図-5・66には，各橋脚上における落橋を免れた上部構造と下部構造の相対変位を示している。

神P39橋脚上では，隣接するゲルバー橋がS39桁に衝突し，さらに桁端の切り欠き部が橋脚に衝突している（写真-5・81）。この影響でS39桁は明石側及び山側に移動している。

神P40橋脚上では，S39桁の固定支承が破壊し，明石側及び海側に移動している。

神P42橋脚上では，S42桁はS41桁に押し出され，明石側及び山側に移動している。

神P43橋脚上では，S42桁の固定支承が破壊し，明石側に移動している。

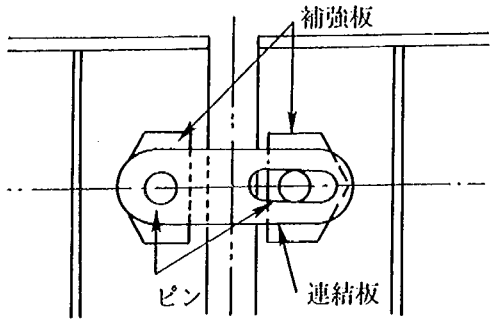
また，S43桁の可動端は，支承のセットボルトが破断し，明石側に移動している。

c）落橋防止装置の損傷

橋桁間には桁連結方式の落橋防止装置が，昭和58年及び60年に設置されている。落橋防止装置の設計は，当時の設計基準に従うと同時に，阪神高速道路公団の構造物設計基準に沿って設計荷重の割り増しが行われている。なお，落橋防止装置は以上の基準に適合した設計となっていた。照査の一例を表-5・39に示す。

神P43上の装置を除き，ピンあるいは取り付け部の主桁ウェブが破断していた。ほとんどが連結板あるいはウェブの変形を伴っており，圧縮あるいは橋軸直角

表-5・39　落橋防止装置の設計（神P41橋脚上）

部材	寸法・材料	設計水平震度K_h	割増係数 γ	設計水平力 H (tf)	応力度照査 作用応力度　許容応力度 (kgf/cm²)
ピン	ϕ64mm SS41	0.22	1.5	95.0	せん断応力度 τ =1,493<1,700 (1,000×1.7) 支圧応力度 σ_b=2,360<3,570 (2,100×1.7)
連結板	t=25×2 (mm) SS41				せん断応力度 τ =1,180<1,360 (800×1.7) 支圧応力度 σ_b=2,322<3,570 (2,100×1.7) 引張応力度 σ_t=1,172<2,380 (1,400×1.7)
補強板	t=10+28×2 (mm) SS41				支圧応力度 σ_b=2,360<3,570 (3,100×1.7)
落橋防止装置概略図					

注1）設計水平震度は昭和55年道路標示方書に準拠（重要度係数1.1）
2）割増係数は阪神高速道路公団施設基準（昭和60年4月）による

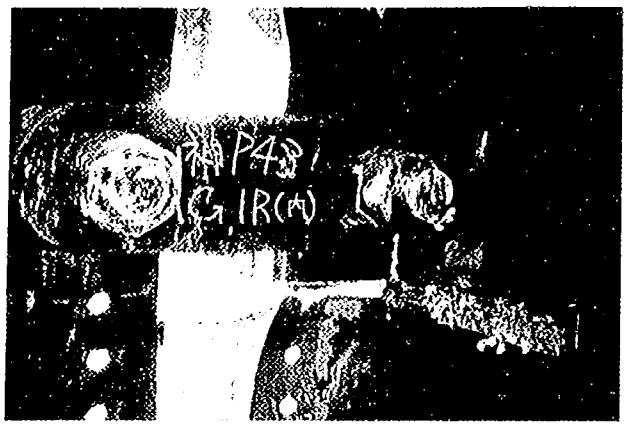


写真-5・82 圧縮により座屈変形したP43落橋防止装置取り付け部のウェブ

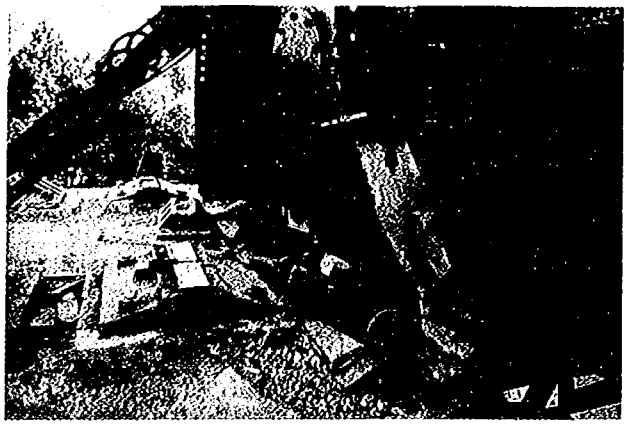
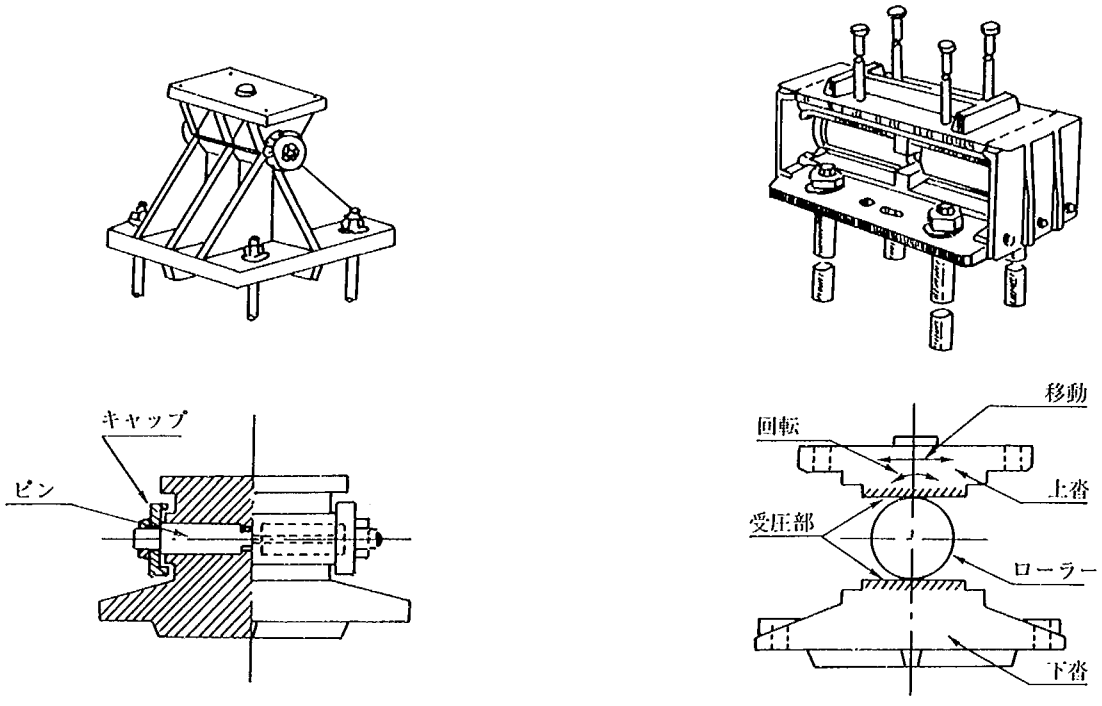


写真-5・83 P42上，桁端付近の損傷状況（海側桁）（S41桁の下フランジの衝突によるウェブの変形がみられる）



(a) 固定側支圧型ピン支承　　(b) 可動側一本ローラー支承

図-5・67 神P39～P43に用いられた支承形式

方向の力の履歴を受けたことを示している。また，神P43上の落橋防止装置は，すべて取り付け部が圧縮力により変形しており，S42桁が連続桁に衝突したことを示している（写真-5・82）。

d）支承の損傷

神P43上の固定支承がセットボルトの破断により桁から外れているのを除けば，ほとんどの支承において上沓が下沓から脱落している。使用されていた支承は，図-5・67に示す鋼製の支圧型ピン支承及び一本ローラー支承である。支承本体は標準タイプであり，当時の基準に適合した設計が行われていたが，大きな橋軸方向の地震力及び移動によって逸脱している。

e）桁端部の損傷

写真-5・83及び写真-5・84には，神P42上におけるS42桁端の損傷状況が示されているが，向かい合う落橋したS41桁の下フランジが衝突し，S42桁のウェブに食い込んだ痕跡が確認できる。この窪みは30cm以上はあり，S41桁の落下の一因になったものと推察される。また，写真-5・85及び写真-5・86に見られるように，落橋したS40桁の端部及び神P40橋脚の縁端部が損傷し



写真-5・84　P42上，桁端付近の損傷状況（山側桁）〔S41桁の下フランジの衝突によるウェブの変形がみられる〕

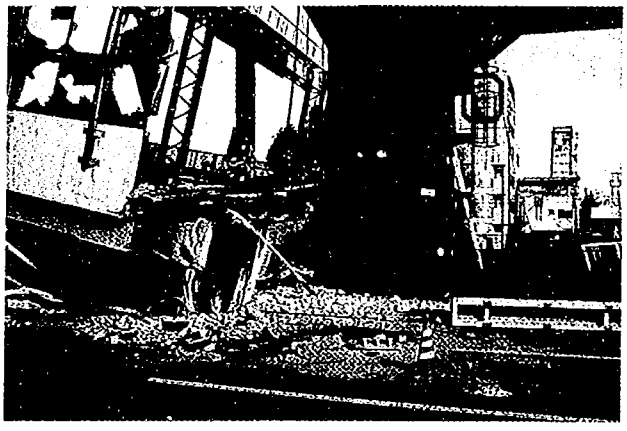


写真-5・85　落橋したS40の桁端部（神P40側）



写真-5.86　桁がずり落ちたときに損傷した神P40橋脚縁端部

ており，桁がずり落ちていった様子が推測される。

f）桁端から下部構造頂部縁端までの距離S_E

神P39～神P43区間の支間はそれぞれ52mであり，昭和43年の道路橋下部構造設計指針（橋台・橋脚の設計篇）に規定されている支承縁端距離Sは46cmとなるが，本橋では50cm確保されている。また，昭和55年以降の道路橋示方書V耐震設計編に規定されたけた端部から下部構造頂部縁端までの桁の長さS_Eについても，規定値96cmに対して本橋では120cmと余裕のある値となっている。

g）振動による橋脚天端の変位

地震時における橋脚の動的な変位について検討するため，落橋区間である神P40～神P42橋脚の動的解析を行って橋脚天端の応答変位を算出した。神P40～神P42橋脚は諸元が共通であり損傷も小さかったことから，神P41で代表している。検討に当たっては，設計時におけるボーリングデータに基づき，基礎の変位及び回転角を考慮した。

解析に用いる材料の特性値は，実際の橋脚からサンプルを採取して試験を行った結果に基づいて設定した。神P41の材料試験の結果を表-5・40及び表-5・41に示す。解析に用いる値は3章1及び2と同様に，コンクリートについては平均値-1σの値を，鉄筋の降伏強度については3,500kg/cm²を使用した。なお，解析には神戸海洋気象台で実際に観測された地盤上の加速度を入力地震動として用いた。

解析の結果を表-5・42に示す。応答変位は15.4cmであった。なお，基礎の変位及び回転の影響は約10%程度であった。

2）移動量等による落橋の可能性の検討

表-5・43は，地震後の神P43橋脚とS42桁の残留位置を起点とし，他の3径間の桁がすべて神P43側に寄って移動した場合の落橋の可能性を示したものである。表には起点となる神P43橋脚とS42桁とのずれ量，神P43橋脚天端の主桁位置での残留変位，神P43橋脚を基点とした橋脚間の距離（竣工図を真値とした）の変化量，対象とする桁までの遊間量，写真から確認できた範囲の桁端の変形（食い込み）量及び橋脚天端の動的応答変位量とそれらの総和を示した。ここでは動的応答について，1橋脚の片側変位量として15cmを考慮したが，最大この値の2倍近い相対変位量が生じる可能性がある。

それぞれの桁が移動によって落橋する可能性があったかどうかを検証するため，山側海側それぞれの主桁ごとにS_Eとの比較を示している。

表-5・40 コンクリートの圧縮強度試験結果

橋脚 No.	圧縮強度 (kgf/cm²)			弾性係数 (×10⁵ kgf/cm²)		
	測定値	平均値	標準偏差	測定値	平均値	標準偏差
P41	341	301	38	2.95	2,86	0.22
	278			3.30		
	314			2.71		
	334			2,70		
	229			2.69		
	312			2.78		

表-5・41 主鉄筋及び帯鉄筋の引張強度試験結果

橋脚 No.		径	降伏点 (kgf/cm²)			引張強さ (kgf/cm²)		
			測定値	平均値	標準偏差	測定値	平均値	標準偏差
P41	軸方向	D35	3,530	3,580	51	5,430	5,470	26
			3,650			5,490		
			3,560			5,480		
	帯鉄筋	D16	降伏なし	3,520	—	5,550	5,530	99
			降伏なし			5,640		
			3,520			5,640		
規格値			>3,000			4,900~6,300		

表-5・42 橋脚の非線形地震応答解析結果

橋脚	人力地震動		上部構造の最大応答値		
	観測記録	最大加速度 (gal)	加速度	変位 δ (cm)	応答塑性率 δ/δy
神P40~42	神戸海洋気象台	818	940	15.4	4.92

表-5・43 桁の移動可能量の総和と落橋の可能性

(単位：cm)

主桁		神P43上下部構造のずれ	神P43からの橋脚天端の残留変位	神P42桁の遊間	神P42桁端の食込み	神P41桁の遊間	神P40桁の遊間	動的応答変位	移動可能量の総和	S_a(規定値)	落橋の可能性
S42	山側主桁	48	+15	—	—	—	—	±15	78	<120 (96)	なし
	海側主桁	44	+29	—	—	—	—		88	<120 (96)	なし
S41	山側主桁	48	+10	+10	+30	—	—		113	<120 (96)	なし
	海側主桁	44	+12	+10	+30	—	—		121	>120 (96)	あり
S40	山側主桁	48	− 5	+10	+30	+10	—		108	<120 (96)	なし
	海側主桁	44	+13	+10	+30	+10	—		122	>170 (96)	あり
S39	山側主桁	48	−16	+10	+30	+10	+10		107	<120 (96)	なし
	海側文桁	44	+ 9	+10	+30	+10	+10		128	>120 (96)	あり

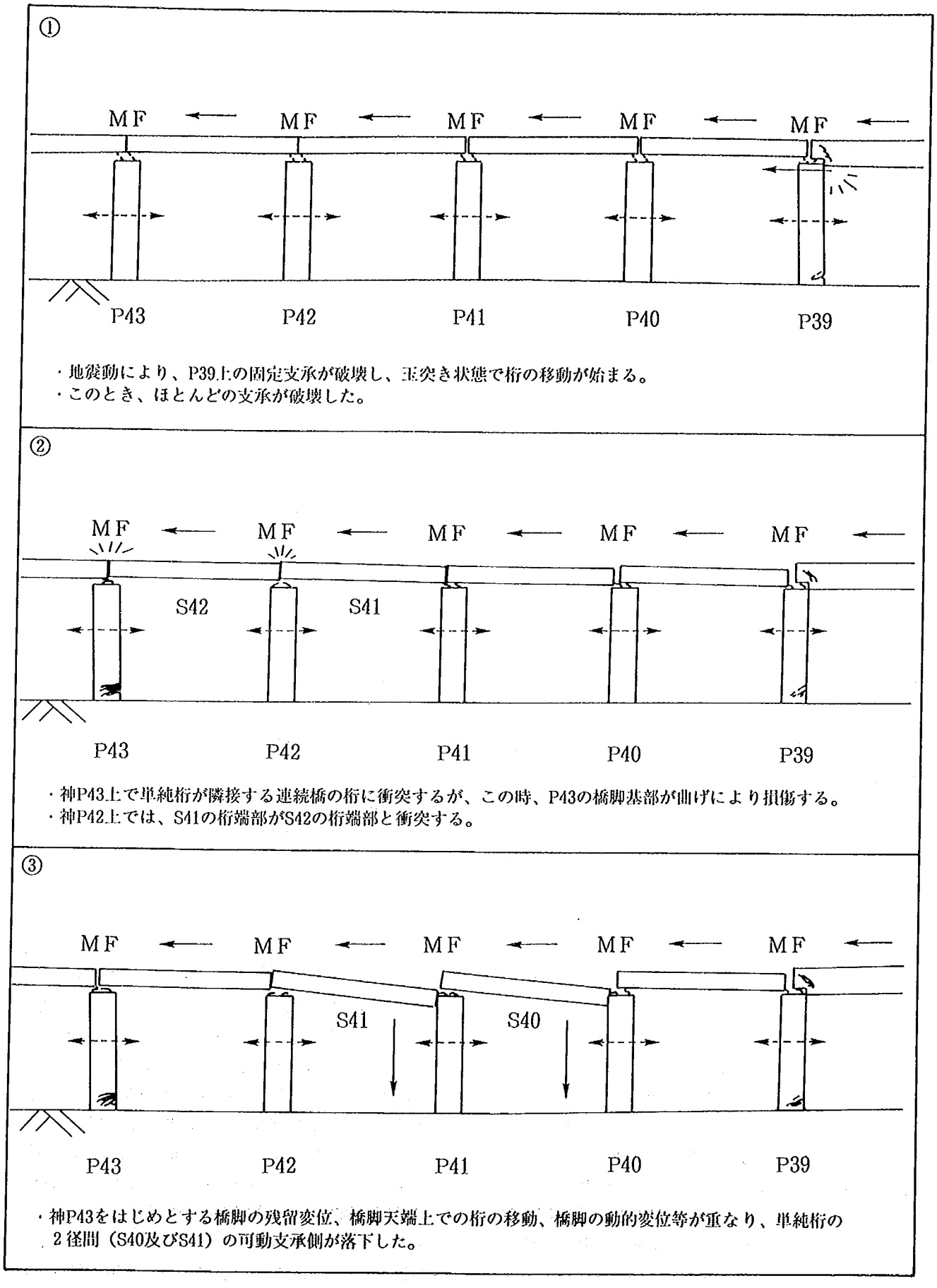


図-5.68　被災メカニズムの推定

これによれば，S39，S40及びS41の海側の桁の移動可能量が規定値のみならず実際のS_Eを超え，落橋する可能性があったことになる。2本の主桁の変位量が両方ともS_Eを超えるケースはないが，さらに地震時における橋脚の動的応答のずれによる相対変位量等を考慮すると，S39，S40及びS41はいずれも落下する可能性があったと考えられる。S39桁については落橋を免れているが，支承や落橋防止装置が破壊した後の桁と橋脚の相互の挙動については様々なケースが考えられる。たとえば，最初にS40桁に衝突した際の反発により神P39側に戻ったことなども，ひとつの可能性として想定されよう。

3) 被災原因及び被災メカニズムの推定

以上のような被災状況の詳細な分析及び解析結果を総合すると，この橋梁は，設計で想定した以上の地震動を受け，支承が破壊して上部構造が橋軸方向に移動したために，神P40～42の2径間の単純桁が橋脚から外れて落下したものと推測される。その際，神P39橋脚上のゲルバー桁の固定支承の破壊が引き金となり，隣接する単純桁に衝突して玉突き状態となることにより桁の移動が助長されたと考えられる。図-5・68に推定される被災メカニズムを示す。

本橋の落橋防止対策は，落橋防止装置の設置とS_Eの確保を併用する形となっていたが，設計時の予想をはるかに上回る地震動と，桁相互の衝突による衝撃力等の影響により落橋防止装置が破断し，桁の移動量が動的な応答変位も伴って非常に大きくなりS_Eを超えたことが，桁の落下を招いた主たる原因であろうと推測される。

4．6 阪神高速道路5号湾岸線 西宮港大橋

(1) 橋梁の概要

本橋梁は，阪神高速道路5号湾岸線の甲子園浜と西宮浜を結ぶ位置にある。橋梁の概要は以下のとおりである。

1) 竣工年度：平成5年度
2) 適用示方書：平成2年道路橋示方書（上部工および鋼製橋脚）
昭和55年道路橋示方書(基礎工)
3) 設計震度：水平震度$k_h=0.30$
4) 上部構造：主径間部はニールセンローゼ桁，支間長は252m。大阪側の側径間は単純合成鋼箱桁，支間長は52m。
5) 橋脚構造：海P-99橋脚（鋼ラーメン橋脚）
橋脚の高さ24.7m，柱断面4.0×4.0m
6) 基礎構造：海P-100橋脚（ケーソン基礎）
42×22m，深さ23m
海P-99橋脚（ケーソン基礎）
40×13m，深さ23m
7) 地盤：護岸に近接した埋立て地（III種地盤），支持層は洪積砂れき層
8) 設計材料条件：鋼材(SS400, SM490Y, SM520, SM570)
コンクリート（基礎）
ケーソン底版 $\sigma_{ck}=300kgf/cm^2$
ケーソン本体 $\sigma_{ck}=240kgf/cm^2$
ケーソン頂版 $\sigma_{ck}=240kgf/cm^2$

なお，海P-98橋脚，海P-99橋脚，海P-100橋脚に対して，当時の適用示方書に基づいて地震時の断面応力度が大きくなる橋脚基部及び基礎における応力度等を求めた結果が表-5・44である。これより，鋼材の応力度及び地盤の反力度はいずれも許容値に収まっている。また，落橋防止構造として基準で要求される桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さS_Eが確保されていた。

(2) 被災状況

西宮港大橋に隣接する支間長52mの大阪側単純鋼箱桁一連が，図-5・69及び写真-5・87に示すように海P-99橋脚上の固定支承側で落下した。西宮港大橋も固定支承等に損傷を生じた。

本橋が位置する甲子園浜及び西宮浜の埋め立て地では，液状化とそれに伴う地盤流動が生じた。地盤流動は航路側に向かって生じている。護岸の近くでは，どちらの浜においても流動量は1～2mに達すると推定されており，これに伴い護岸の裏側にはこれに並行に大きな地割れが数本走っている。ケーソン天端面における残留移動量は，西宮浜側では1～5cm程度であり，甲子園浜側では1～9cm程度である。残留移動はいずれの側においても航路に向かって生じている。

落下した単純鋼箱桁(重量は約1,900tf)では，図-5・70及び表-5・45に示すように海P-99橋脚上の3個のピボット支承（固定支承）が全て破壊し，ここから桁が落下している。この桁は，6個のタイバー方式の桁連結装置（幅230mm，厚さ30mm）でニールセンローゼ桁と結ばれていたが，写真-5・88に示すように桁連結装置を単純鋼箱桁に取り付けている主桁の腹板が破断した。海P-99橋脚上における桁掛かり長は鋼箱桁側に

表-5・44(a)　海P-98橋脚及び基礎の設計照査結果

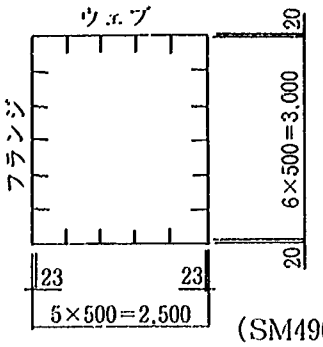
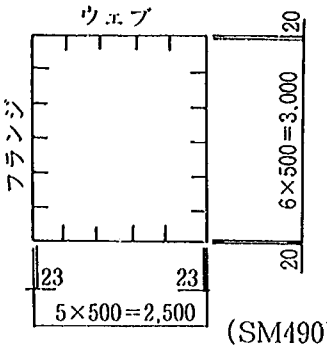
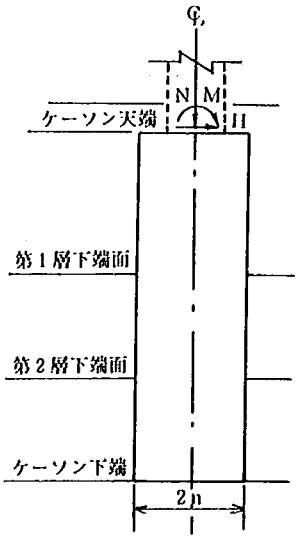
			海側	山側
橋脚	断面		 (SM490YB)	 (SM490YB)
	設計水平震度 k_h		0.30	
	照査断面		橋軸直角方向	橋軸直角方向
	断面力	曲げモーメント (tfm)	1,786	2,383
		ねじりモーメント (tfm)	1	1
		軸力 (tf)	1,844	1,978
		せん断力 (tf)	224	274
	照査	σ_c (kgf/cm²)	1,873＜2,050	1,848＜2,045
		σ_t (kgf/cm²)	1,338＜2,100	1,704＜2,100
		τ (kgf/cm²)	186＜1,200	228＜1,200
		合成応力度	0.820＜1.2	0.811＜1.2
基礎			※橋軸直角方向の照査（橋軸方向は可動） 前面地盤反力度 第1層 p_{max} =16.20 tf/m² ＜ 32.98 tf/m² 第2層 p_{max} =2.74 tf/m² ＜ 16.68 tf/m² 底面地盤反力度 q =179.8 tf/m² ＜ 202.5tf/m² 底面せん断力 R =640.1 tf ＜ 2740.9 tf	

表-5・44(b) 海P-99橋脚及び基礎の設計照査結果

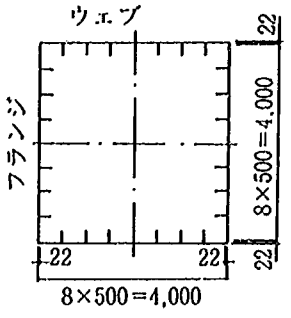
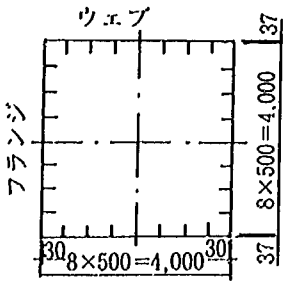
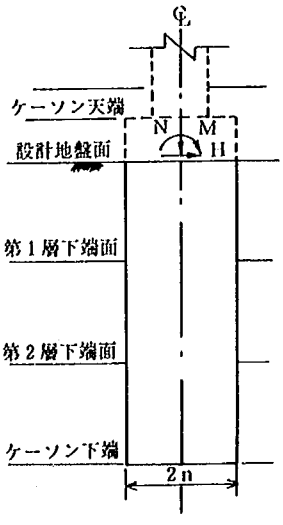
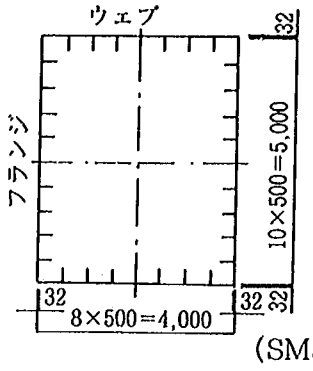
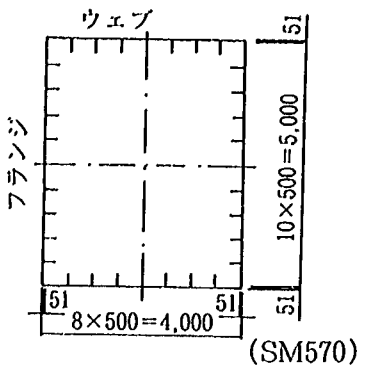
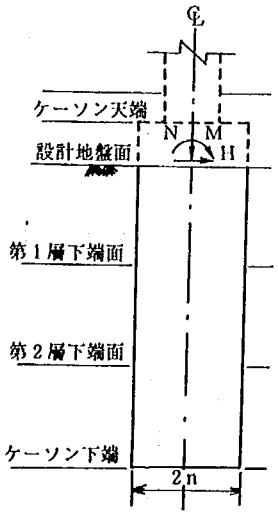
			海側	山側
橋脚	断面		 (SM490YB)	 ウェブ：(SM520) フランジ：(SM490YB)
	設計水平震度 k_h		0.30	
	照査断面		橋軸直角方向	橋軸直角方向
	断面力	曲げモーメント (tfm)	7,578	13,342
		ねじりモーメント (tfm)	746	2,314
		軸力 (tf)	1,755	3,567
		せん断力 (tf)	339	556
	照査	σ_c (kgf/cm²)	1,799<1,860	1,859<2,100
		σ_t (kgf/cm²)	1,129<2,100	919<2,100
		τ (kgf/cm²)	426<1,200	517<1,200
	合成応力度		0.860<1.2	0.969<1.2
基礎			※橋軸直角方向の照査 前面地盤反力度 第1層 p_{max} = 1.627 tf/m² < 9.001 tf/m² 第2層 p_{max} =13.115 tf/m² < 19.261 tf/m² 底面地盤反力度 q =117.623 tf/m² < 130.0tf/m² 底面せん断力 R =1,180.6 tf < 6,816.2 tf	

表-5・44(c)　海P-100橋脚及び基礎の設計照査結果

			海側	山側
橋脚	断面			
	設計水平震度 k_h		0.30	
	照査断面		橋軸直角方向	橋軸直角方向
	断面力	曲げモーメント (tfm)	23,151	36,690
		ねじりモーメント (tfm)	5,143	8,767
		軸力 (tf)	1,843	3,392
		せん断力 (tf)	989	1,525
	照査	σ_c (kgf/cm²)	2,501<2,600	2,449<2,600
		σ_t (kgf/cm²)	2,039<2,600	1,881<2,600
		τ (kgf/cm²)	699<1,500	663<1,500
		合成応力度	1.142<1.2	1.083<1.2
基礎			※橋軸直角方向の照査 前面地盤反力度 第1層 p_{max} =1.811 tf/m² < 9.704 tf/m² 第2層 p_{max} =16.349 tf/m² < 20.490 tf/m² 底面地盤反力度 q =122.810 tf/m² < 130.0 tf/m² 底面せん断力 R =4,611.5 tf < 10,034.8 tf	

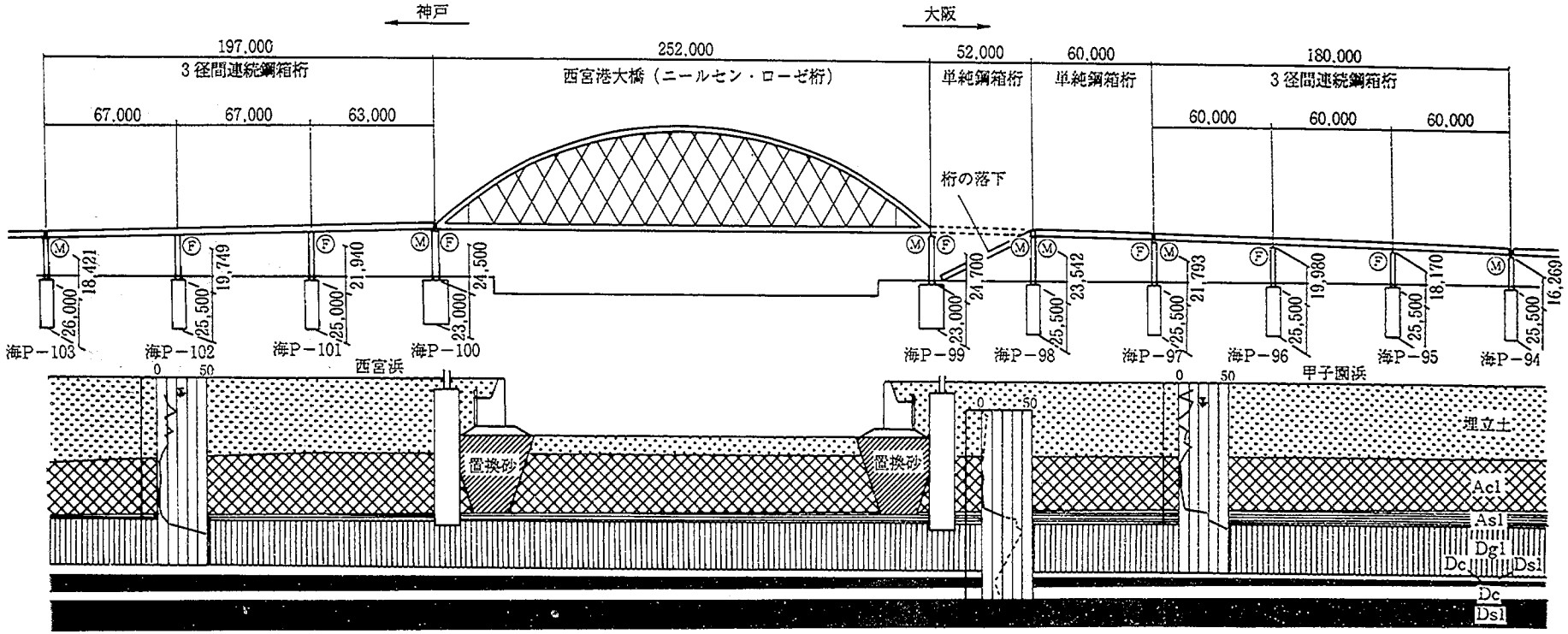


図-5・69　西宮港大橋および隣接する橋の概要

表-5・45　被　災　状　況

橋脚番号	海P-103	海P-102	海P-101	海-P100			海P-99	海P-98		海P-97		海P-96	海P-95	海P-94
上部構造	3径間連続鋼箱桁 海P-100側桁端下フランジ変形 海P-103側桁端あて傷			ニールセン・ローゼ桁 神戸側脚上にのりあげ損傷、 ハンガーロープゆるみ、シムプレートのずれ			単純鋼箱桁落橋		単純鋼箱桁 海P-98側桁端 接触による損傷		3径間連続鋼箱桁 大阪側桁端あて傷				
支　承	支承板支承	ピボット	ピボット	支承板支承	ピボット		ピボットローラー	ピボット	ピボットローラー	ピボットローラー	ピボットローラー	ピボットローラー	ピボット	ピボット	ピボットローラー
	沓台座溶接割れ			セットボルトの破断 サイドブロックの破断	山側破壊 海側セットボルト破断 上沓溶接部割れ		大阪側へ移動 ストッパーの変形	3箇所で破壊	3箇所で破壊	セットボルトの破損	セットボルトにゆるみ	セットボルトの破断	セットボルトのゆるみ	セットボルトのゆるみ	下沓の破損
桁連結装置	連結材の変形	－	－	全10箇所ともピン破断			全6箇所箱桁側取付ウェブで破断	全6箇所ピン破断		全箇所連結板の軽微な変形			－	－	－
橋　脚	鋼ラーメン 傾きなし	鋼ラーメン → 大阪側へ3cm傾き	鋼ラーメン → 大阪側へ2cm傾き	鋼ラーメン ← 神戸側へ2cm傾き			鋼ラーメン ← 神戸側へ8cm傾き	鋼ラーメン ← 大阪側へ5cm傾き		鋼ラーメン ← 神戸側へ6cm傾き		鋼ラーメン ← 神戸側へ5cm傾き	鋼ラーメン ← 神戸側へ5cm傾き	鋼ラーメン ← 神戸側へ5cm傾き
ケーソン天端の移動	→ 5cm	→ 1cm	→ 2cm	→ 3cm			← 9cm	← 1cm		← 4cm		← 5cm	← 6cm	← 1cm

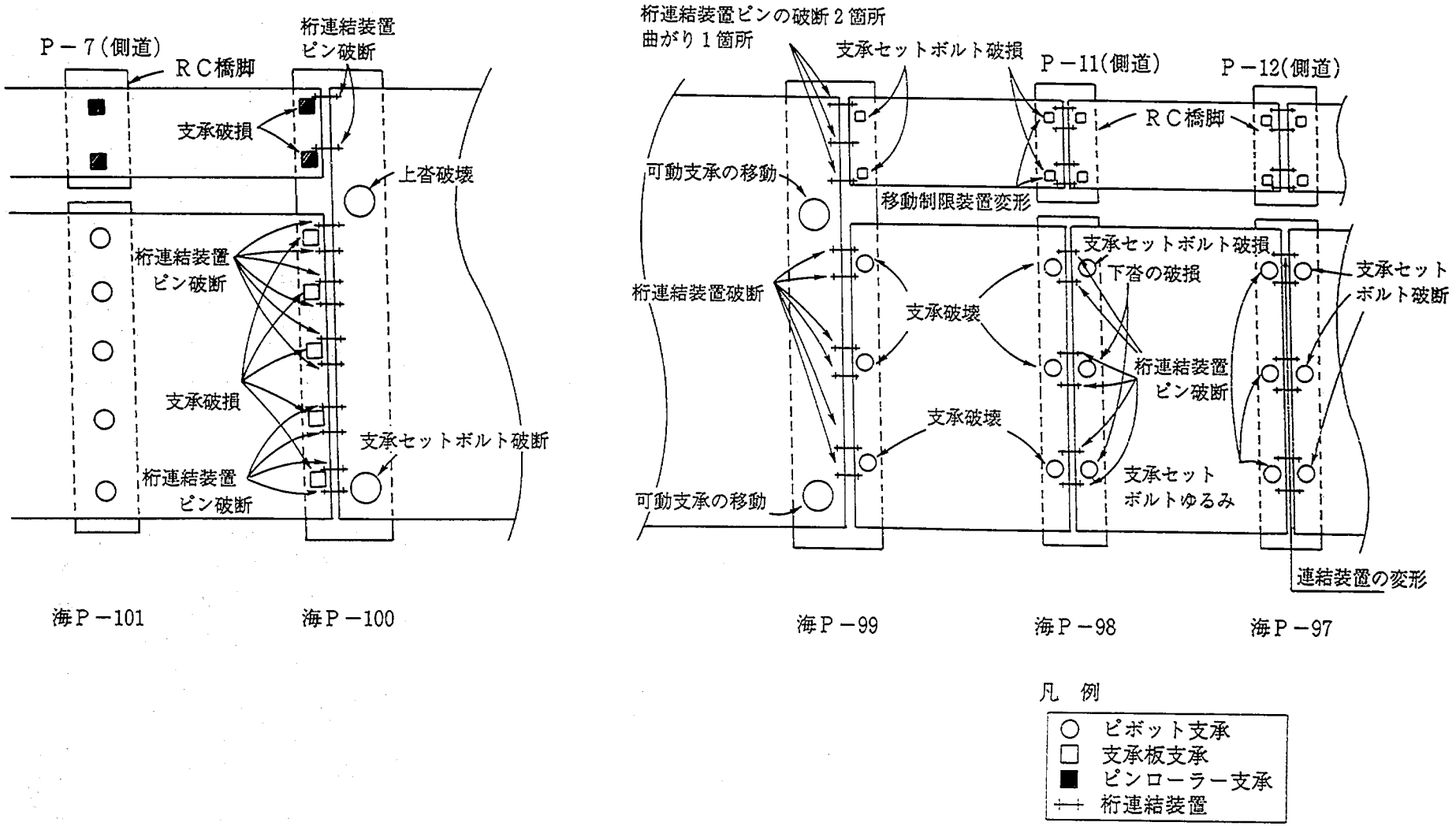


図-5・70　支承及び桁連結装置の損傷状況

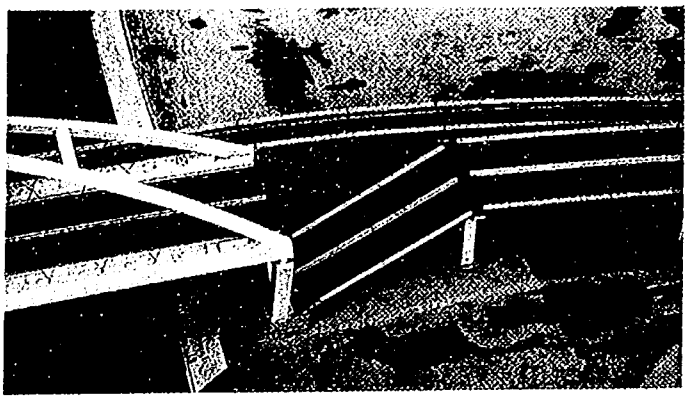


写真-5・87　西宮港大橋および隣接する鋼単純げたの落橋

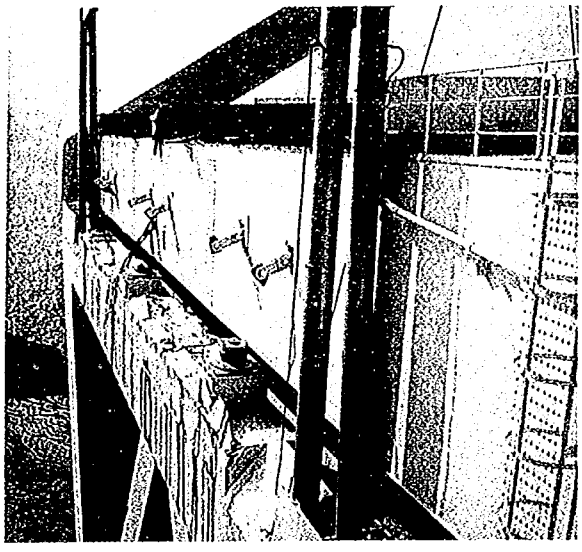


写真-5.88　桁連結装置及び標識柱（海P-99）

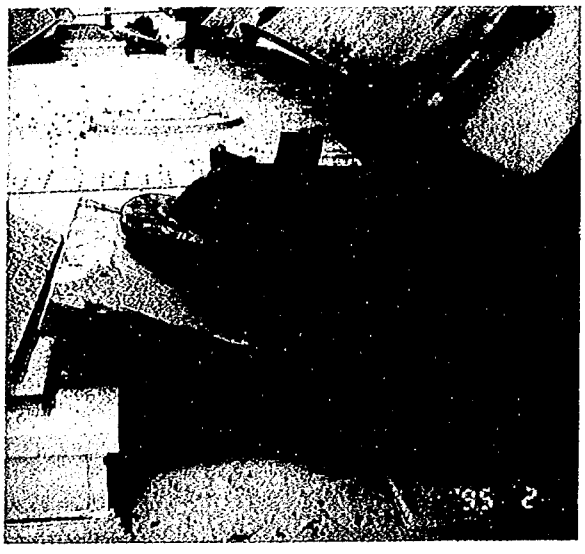


写真-5・89　側径間部の損傷した可動支承（海P-98）

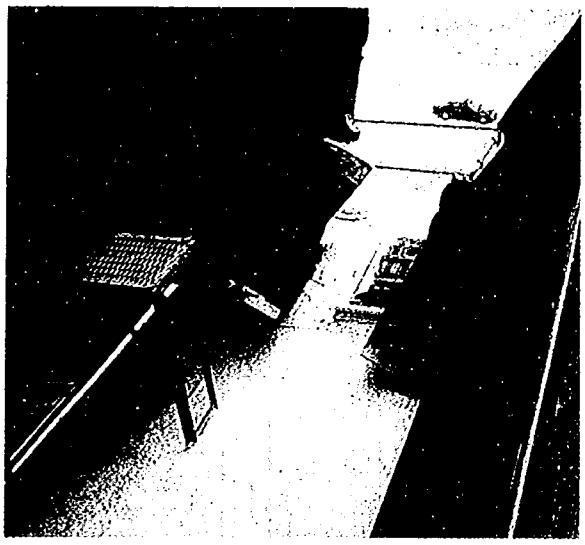


写真-5・90　接触による桁下端部の損傷（海P-98）



写真-5・91　破断した桁連結装置（ピンの破断：海P-98）



写真-5・92　ニールセン桁固定支承の破損（海P-100）

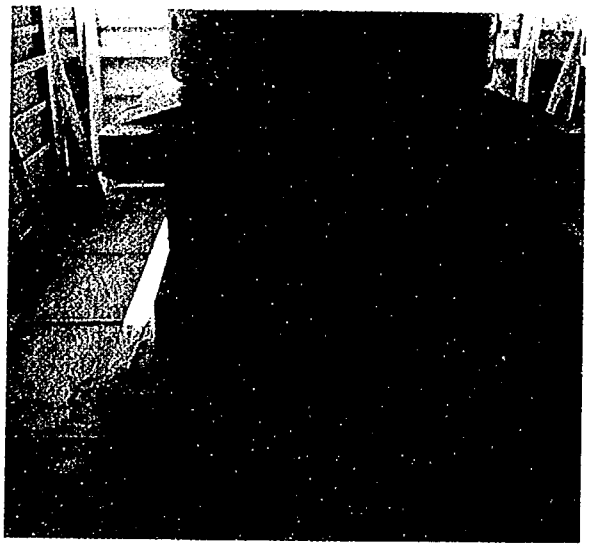


写真-5.93　ニールセン桁可動支承の移動
(海P-99)

は110cm，ニールセンローゼ桁側には420cmであった。海P-98橋脚上では，写真-5・89に示すように，航路側とは反対側に桁は可動支承（ローラー）の移動量を超えた相対変位を生じ，ローラーが下沓から逸脱するとともに，セットボルトが破断し，ベースプレートと下沓は分離している。海P-98橋脚上の可動支承では単純鋼箱桁は落下を免れたが，ここでは写真-5・90に示すように落下した単純鋼箱桁が，海P-98～海P-97間の単純鋼箱桁にもぐり込む形で接触している。さらに，ここで6箇所における桁間連結装置のピンが写真-5・91に示すように全て破断している。

ニールセンローゼ桁（重量は約12,000tf）では，写真-5・92に示すように海P-100橋脚上の２基のピボット支承（固定支承）のうち，山側の支承では上沓が２つに割れ，海側の支承ではセットボルトが破断した。海P-99橋脚上の可動支承では，写真-5・93に示すように西宮浜側に移動制限装置の移動幅約30cm一杯の残留変位を生じた。海P-99橋脚上では，ニールセンローゼ桁と隣接する単純鋼箱桁が衝突した形跡はない。

(3)　被災メカニズムの推定

被災メカニズムを検討するために，動的解析を行った。本橋周辺は沖積粘性土層の上に平均して11mの厚さで埋立てられた地盤からなっている。地盤の固有周期は約2秒と非常に軟らかい地盤であることから，解析では橋と同時に周辺地盤も考慮することとした。

橋及び地盤を図-5・71に示すように線形骨組構造系にモデル化し，ケーソン基礎は地盤ばねによって周辺地盤により弾性的に支持されていると仮定した。地盤ばね定数はＮ値から地盤のせん断弾性波速度を推定し，道路橋示方書にしたがって算出した。可動橋脚に作用する摩擦力や桁連結装置によって伝えられる水平力の影響は，この解析では取入れていない。

洪積砂礫層中に約１m根入れされたケーソン下端位置を耐震計算上の基盤面と仮定し，ここに入力地震動を作用させた。入力地震動としては，図-1・11に示した東神戸大橋周辺の地表面下33mで得られた記録を用いた。これは，西宮港大橋が東神戸大橋と同じく５号湾岸線にあり，東神戸大橋周辺の地表面下33mの地盤がここで耐震計算上の基盤と仮定した地盤と同じく洪積の砂礫層であるためである。

地盤のせん断弾性係数及び減衰定数は，地盤に生じるせん断ひずみによって変化するため，図-5・72に示すようなせん断ひずみ依存性を仮定し，等価線形解析法により，この影響を考慮することとした。なお，図

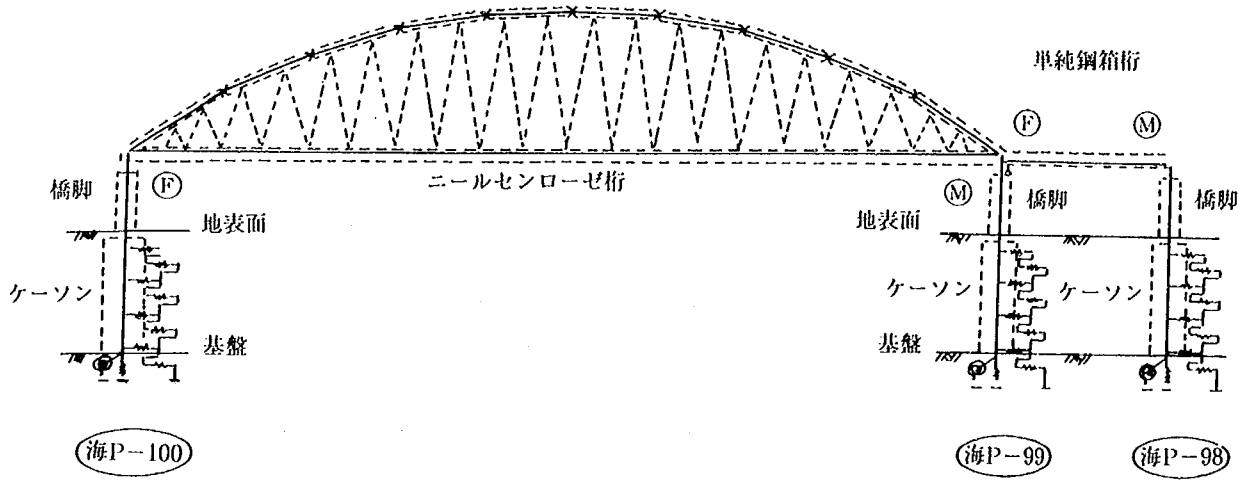
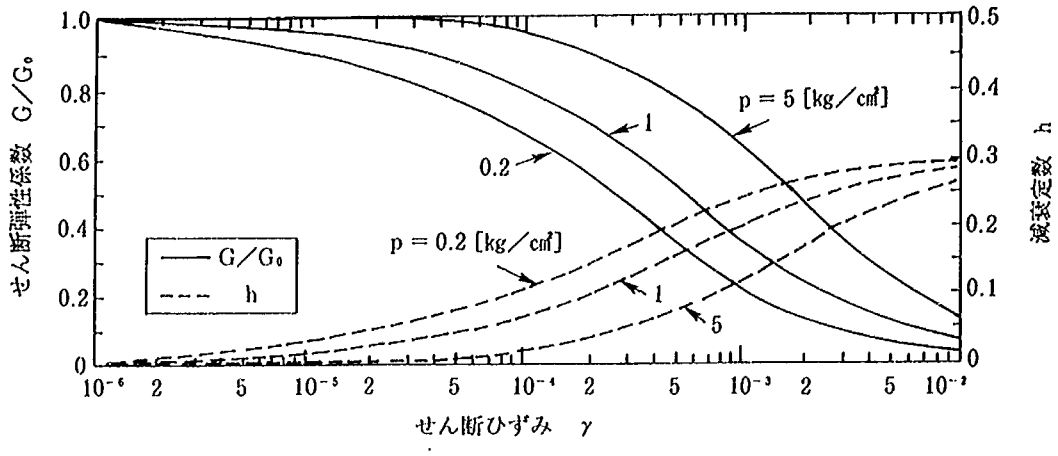
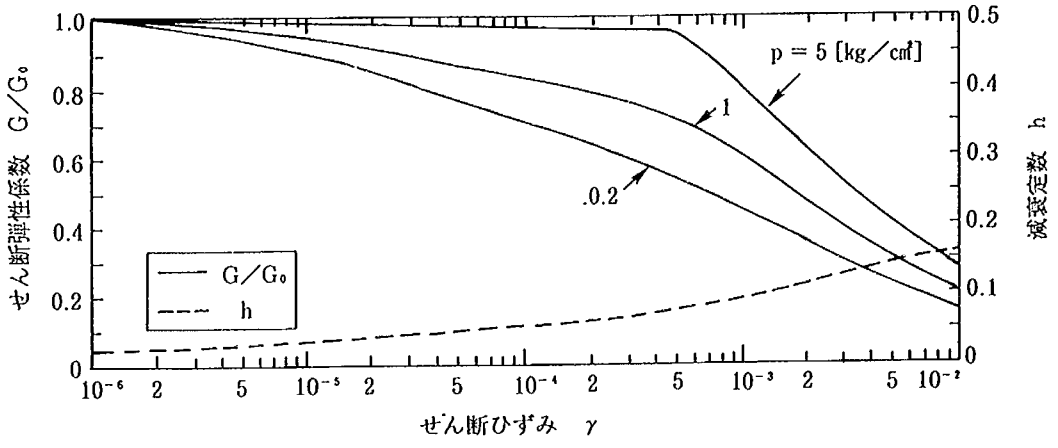


図-5・71　動的解析モデル



(a) 沖積砂



(b) 沖積粘土

図-5・72 地盤のせん断弾性係数及び減衰定数のせん断ひずみ依存性

-5・72(a)は沖積砂に対するせん断ひずみ依存性を与えるものであるが，ここでは洪積礫層に対してもこれをそのまま用いることとした。等価線形解析では，地盤に生じるせん断ひずみに応じて仮定した地盤のせん断弾性係数と減衰定数が解析により求められた値とほぼ一致するまで繰返し計算が必要でり，このような解析を別途行った上で地盤のせん断弾性係数及び減衰定数を定めた。

図-5・73はこのようにして求めた海P-99橋脚周辺の地盤表面における加速度と変位の応答である。最大加速度は450galで，最大変位は41cmである。地盤が軟弱であるため，地盤加速度の値は神戸海洋気象台等で観測された値に比較するとやや小さいが，反対に地盤の変位はきわめて大きくなっている。図-5・74は地盤中での加速度及び変位の分布を示したものである。ただし，この結果からわかるように，地表面から平均11m～20mに存在する沖積粘土層では最大で0.05ものせん断ひずみが生じている。このような大きなせん断ひずみが生じる場合の地盤の地震応答の推定は，一般に等価線形解析法の適用性をはるかに越えている。このような解析上の問題を念頭に置いた上で，以下に解析結果を示す。

図-5・75は主要な振動モードを示したものである。海P-100橋脚周辺地盤の振動が卓越するモードと海P-99橋脚周辺地盤の振動が卓越するモードはともに1.98秒とほとんど同じ固有周期を有している。一方ニールセンローゼ橋とこれを固定支承を介して支持する海P-100橋脚の振動が卓越するモードの固有周期は1.39秒であり，また落下した単純鋼箱桁とこれを固定支承を介して支持していた海P-99橋脚の振動が卓越するモードの固有周期は0.98秒である。

このようにして橋の地震応答を計算した結果が図-5.76及び図-5.77である。海P-100橋脚上では，980gal及び98cmの，また海P-99橋脚上では1,080gal及び87

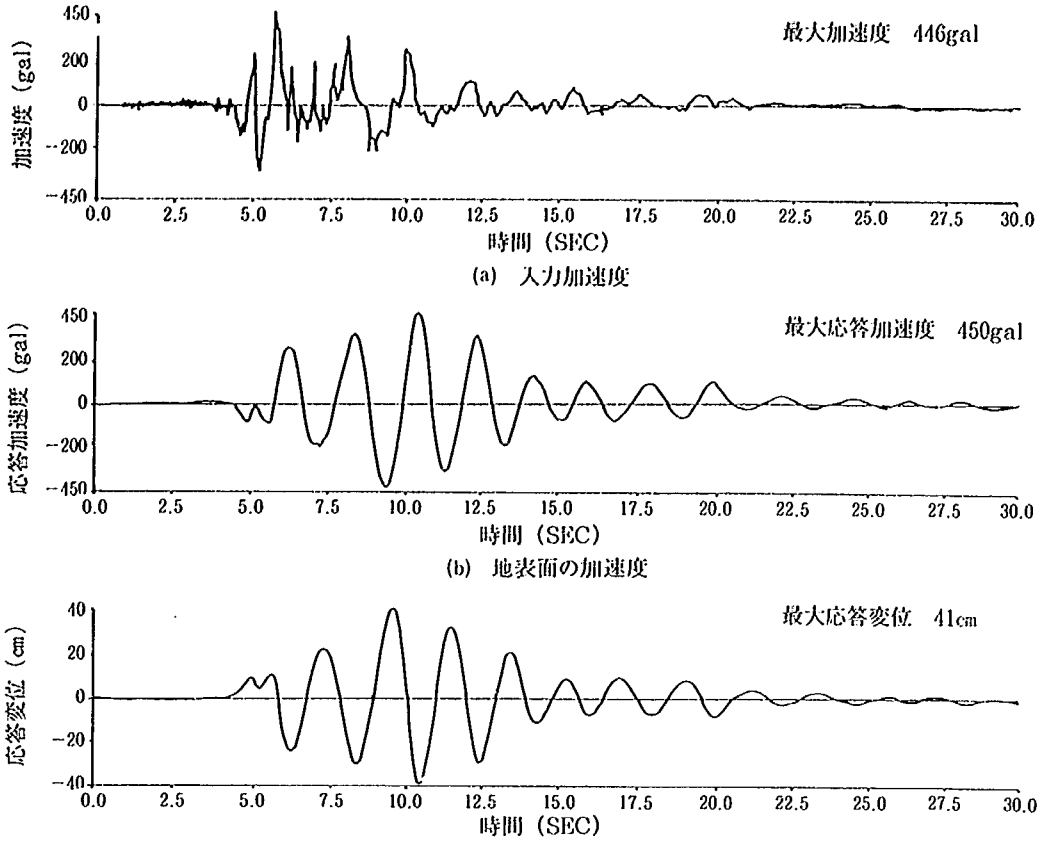


図-5・73　地盤の応答（海Ｐ-99橋脚）

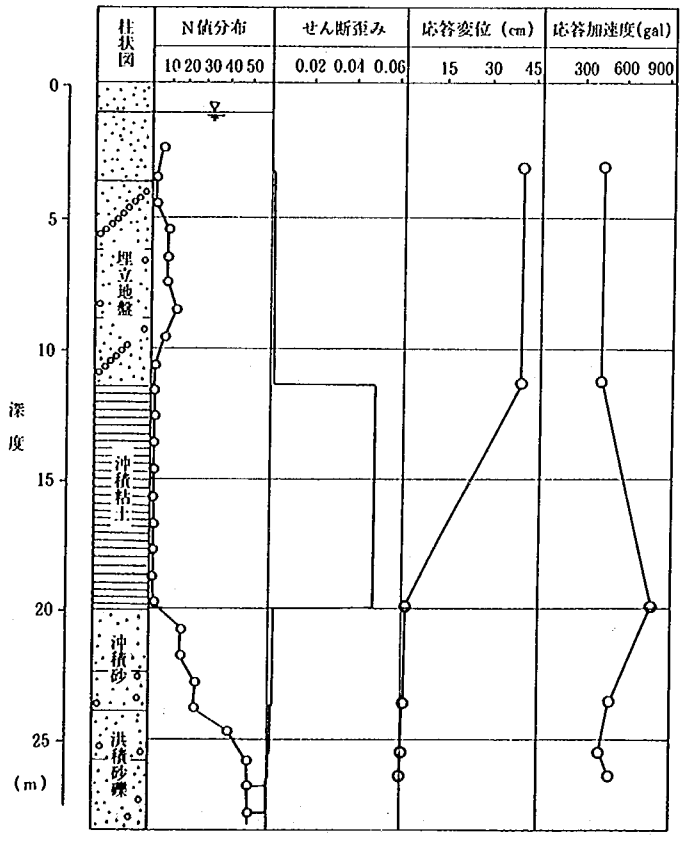
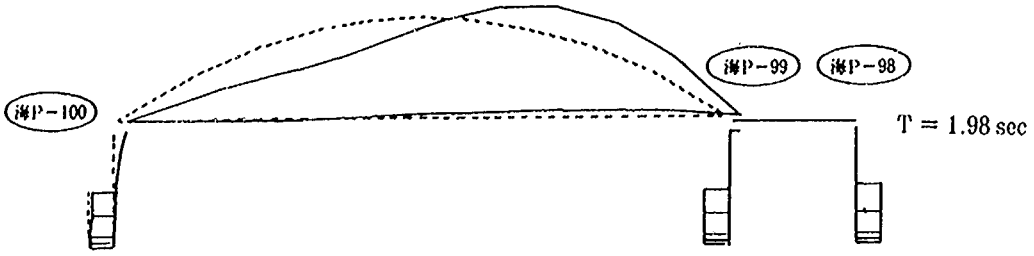
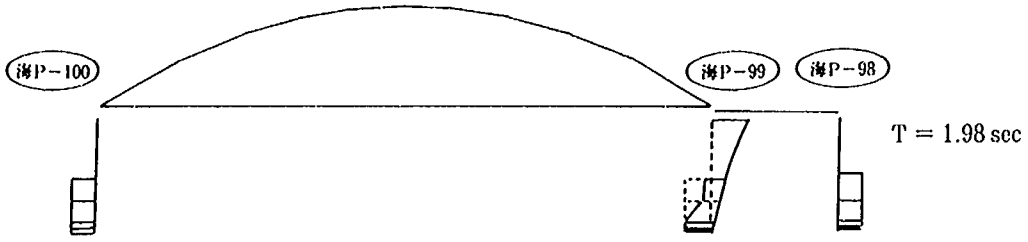


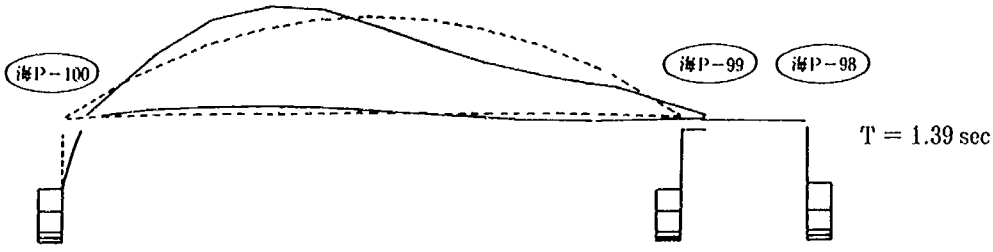
図-5・74　地盤中での加速度及び変位の分布（海Ｐ-99橋脚周辺地盤）



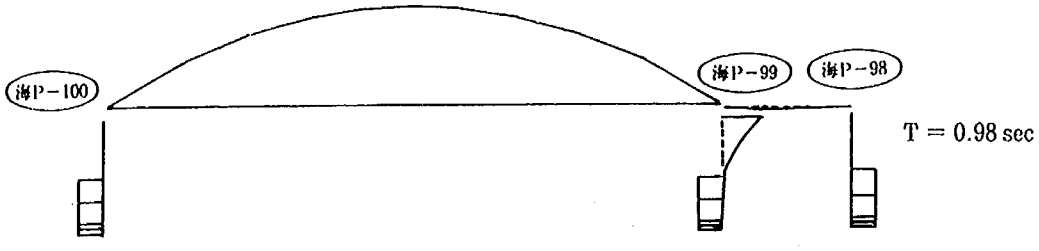
(a) 海P－100橋脚周辺地盤の1次卓越振動モード



(b) 海P－99橋脚周辺地盤の1次卓越振動モード

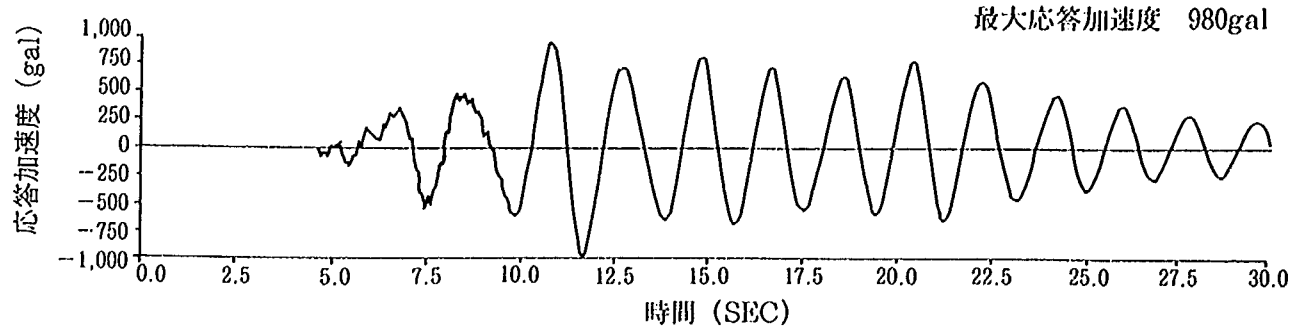


(c) 海P－100橋脚及びニールセンローゼ桁の1次卓越振動モード

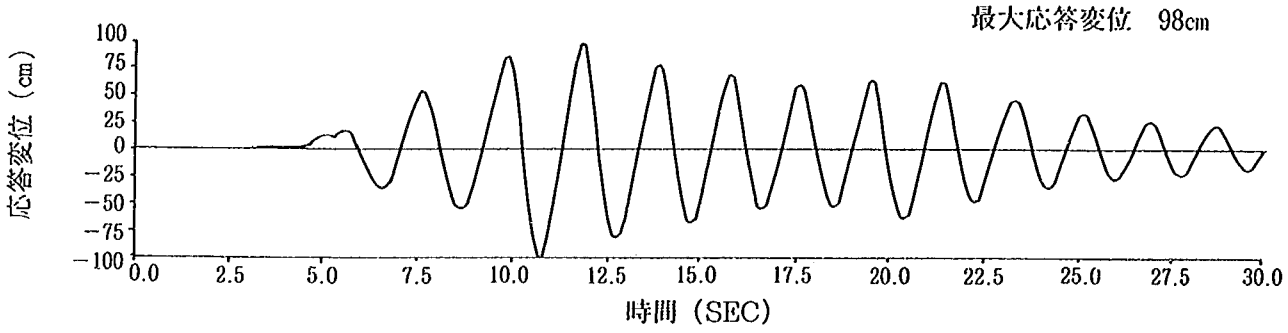


(d) 海P－99橋脚及びニールセンローゼ桁の1次卓越振動モード

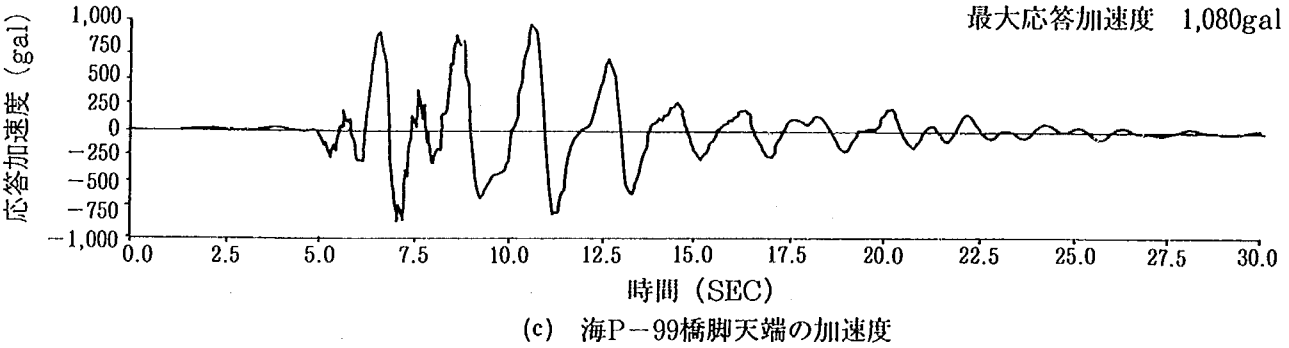
図-5・75 主要な固有振動モード



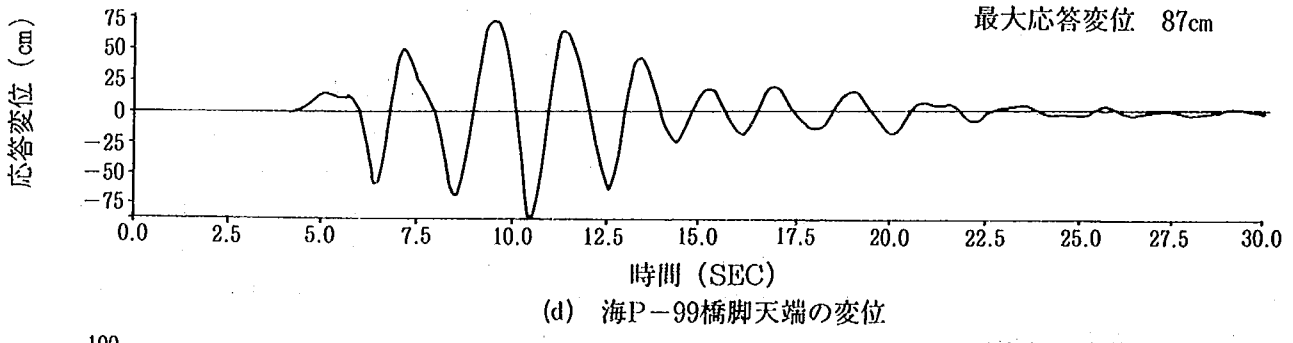
(a)　海P－100橋脚天端の加速度



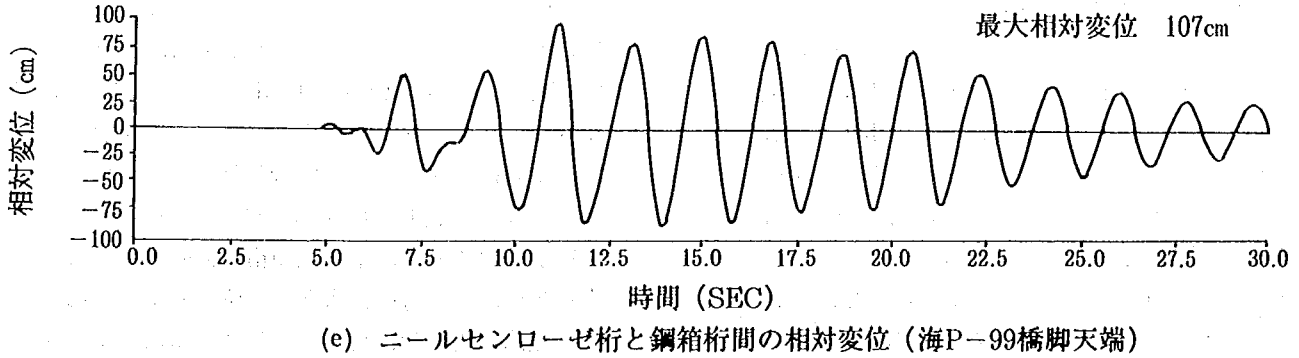
(b)　海P－100橋脚天端の変位



(c)　海P－99橋脚天端の加速度

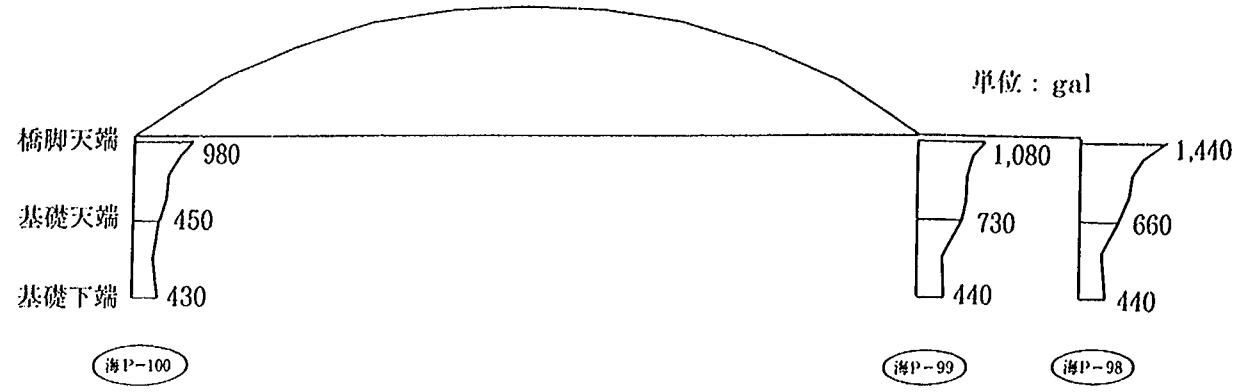


(d)　海P－99橋脚天端の変位

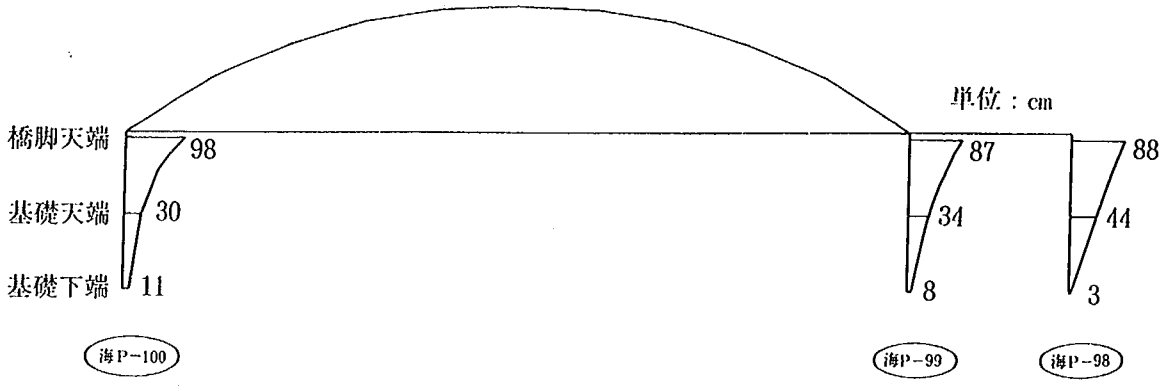


(e)　ニールセンローゼ桁と鋼箱桁間の相対変位（海P－99橋脚天端）

図-5・76　橋の地震応答



(a) 最大加速度



(b) 最大変位

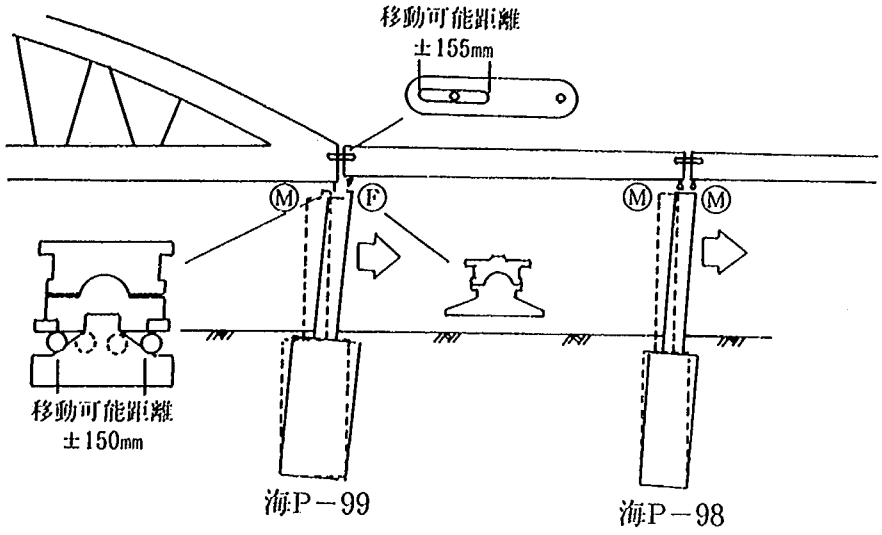
図-5・77 橋に生じる最大加速度及び最大変位

cmの最大応答がそれぞれ生じている。これは，基盤面に対する相対変位であり，海P-99橋脚を例に橋脚天端に生じる変位87cmの内訳をみてみると，ケーソンの水平移動に伴う変位が8cm，ケーソンの回転に伴う変位が26cm，橋脚の曲げ変形に伴う変位が53cmである。剛体状に変位するケーソンでは，地盤のせん断変形に伴うケーソンの回転の影響が大きい。

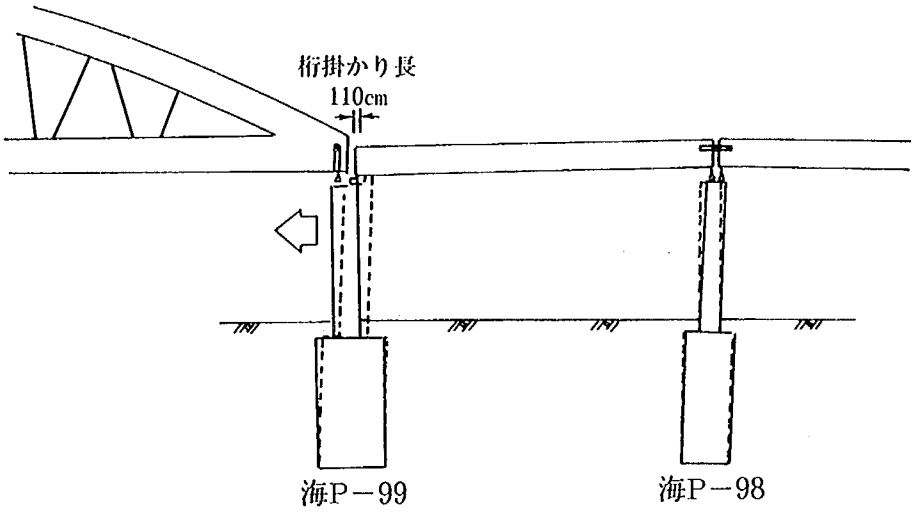
海P-100橋脚上でニールセンローゼ桁を固定支持していたピボット支承の水平方向の終局耐力は，約11,000tfと推定される。これに対して，ニールセンローゼ桁に作用した慣性力は約12,000tfと推定されることから，2基のうちの1基のピボット支承に上沓の割れが，また，もう1基のピボット支承にセットボルトの破断が生じたと考えられる。しかし，セットボルトが破断してもボス等により水平力は伝達されるため，ニールセンローゼ桁の振動は，上述の動的解析とかなり近い振動をしたのではないかと考えられる。

海P-99橋脚上でニールセンローゼ桁と橋脚天端の間に生じた相対変位が図-5・76(e)である。ニールセンローゼ桁と橋脚天端の間に生じた相対変位の最大値は107cmに達しており，このため落下した単純鋼箱桁は，桁連結装置を介してニールセンローゼ桁によって神戸側に引っ張られたと考えられる。落下した単純鋼箱桁を海P-99橋脚上で支持するピボット支承（固定支承）の水平方向の設計強度及び終局強度は，3つの支承を合わせてそれぞれ約810tf，1,900tfと推定される。一方，この桁に生じる加速度からピボット支承には2,100tf程度の慣性力が作用したと推定されるので，移動制限装置が急激に効き始めることにより生じる衝撃的な加速度も考慮すると，これによりピボット支承が破壊して機能を失ったと考えられる。このようになると，単純鋼箱桁とニールセンローゼ桁を結ぶ桁連結装置には，非常に大きな地震力が作用することになり，図-5・78(b)に示すような変位が生じ，ピボット支承とほとんど同時期に桁連結装置も破断したと考えられる。

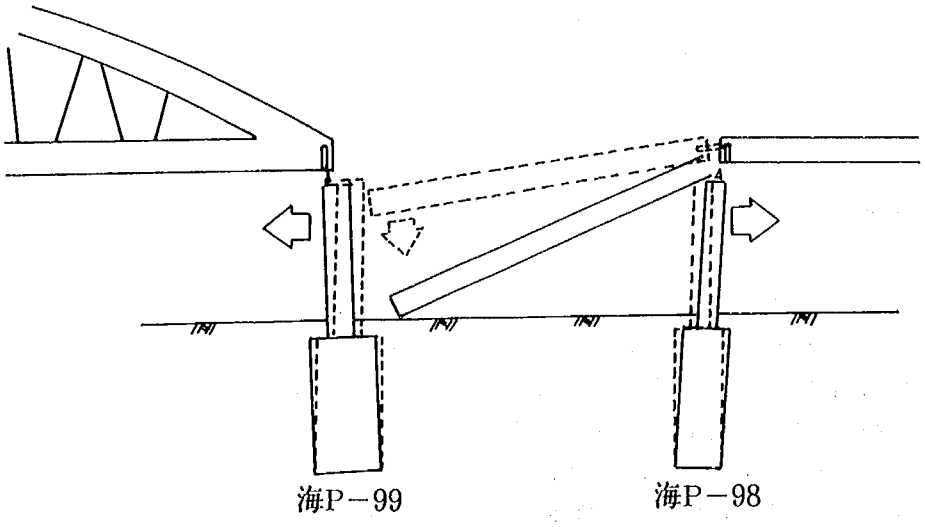
このように海P-99橋脚上のピボット支承や桁連結装置が破壊すると，単純鋼箱桁は橋軸方向に対する拘束を失い，この方向に大きく変位するようになる。上記の動的解析では，落下した単純鋼箱桁を支持する海P-98橋脚と海P-99橋脚の間に生じる相対変位は約21



(a)　大きな地震力による固定支承と桁連結装置の破損



(b)　振動の位相差による海P－99橋脚上での大きな相対変位の発生



(c)　主桁の落下に至る

図-5・78　想定される被災メカニズム

cmと推定されるが，壊れ残った支承の一部と桁が引っかかったりする結果，固定支承の破壊以後の桁の振動は予測を越えて大きくなることがある。また，上述したように海P-99橋脚上でニールセンローゼ桁が神戸側に向かって橋脚天端に対して107cmもの相対変位を生じる方向に振動しようとすると，可動支承の移動制限装置がこれに抵抗することとなる。移動制限装置の移動可能量は±15cmであり，これを越したあとの橋の振動は，上記の線形系の動的解析では解析できないが，ニールセンローゼ桁の振動に伴って移動制限装置が水平力に抵抗すると，図-5・78(b)に示すように海P-99橋脚は大きく変形すると推定される。

また，本橋周辺では広範囲に液状化が発生し，これに伴う地盤流動も生じている。海P-98橋伽と海P-99橋脚の間には両者間が開く方向に約20cmの残留変位が生じており，こうした影響が上述した橋の振動にさらに複合的に加わった可能性がある。

以上のように本橋では設計で想定する以上の大きな地震力を受け，このためにピボット支承の破壊，桁連結装置の破断，液状化やこれに伴う地盤流動等いろいろな条件が複合して単純鋼箱桁の落橋を招いたと推定される。

5．まとめ

平成７年1月17日の兵庫県南部地震によって被害を生じた道路橋に対して，その被災状況に関する調査結果を述べた。また，被害の大きかった主要な道路橋に対して，被災のメカニズムを検討するために，地震動の特性，被災した橋の構造的な特性や材料の強度，地震応答解析による振動の推定等を行った。これらの検討結果をとりまとめると以下のようになる。

5．1　被災特性の検討

(1)　地震動

強震観測記録や地盤の地震応答解析等を総合すると，今回の地震における水平方向の地震動は，強震計による観測が開始され，正確な地震動の把握が可能となった昭和39年新潟地震以後，我が国はもとより世界的に見ても経験したことのない大きな影響を構造物に与える地震動であった。これは，現在までの道路橋の耐震設計で考慮されてきた地震力を大幅に上回るものであった。さらに，上下方向にもきわめて大きな地震動が生じた。

(2)　鉄筋コンクリート橋脚

鉄筋コンクリート橋脚のうち，主鉄筋段落し部に関する規定が昭和55年に改訂される以前に設計施工された橋脚においては，曲げ損傷からせん断破壊に移行するという著しい被害を生じたものがある。また，橋脚基部に著しい被害を受けたものもある。鉄筋コンクリート橋脚の被災と適用示方書の関係を分析すると，昭和39年及び昭和46年の耐震設計基準が適用された阪神高速道路３号神戸線では，倒壊したものや亀裂，座屈，鉄筋の破断等の大きな被害を受けた橋脚が全体の15％あるが，昭和55年以降の道路橋示方書に準拠した阪神高速道路５号湾岸線では，これらの被害は生じていない。

(3)　鋼製橋脚

鋼製橋脚では，水平地震力に伴う矩形断面鋼製柱のウェブ及びフランジの局部座屈が角溶接部の破断に発展し，その結果上下方向耐力の低下を起こして桁が沈下した例がある。

(4)　上部構造

桁の損傷の大部分は，支承の被害に伴って支承部に生じたものである。また，落橋防止構造の取り付け部にも被害が生じている。

(5)　落橋防止装置

桁連結方式の落橋防止装置では，装置本体もしくはこれが取り付けられた桁の局部的な破断により落橋を有効に防止できなかった例がある。

(6)　支承

鋼製支承には，セットボルトの破断，支承本体の破断，ローラーの逸脱，アンカーボルトの破断等多数の被害が生じている。ゴム支承の被害は，鋼製支承に比べて少ない。

(7)　地盤及び基礎

液状化に対する判定が不要と見なされていた砂礫地盤等粒径の大きい地盤でも液状化が生じたり，液状化に伴う地盤流動が観測されている。

基礎については，地震時の安定性に影響のある沈下や鉄筋の破断，コンクリートの剥離などの構造的な被害は生じていない。ただし，水際線近傍などにおいて液状化に伴う地盤の流動が生じた箇所では残留変位が生じた基礎がある。この場合でも基礎に生じた損傷は曲げひびわれ程度であり，また，地盤流動が主原因で上部構造の落下につながった橋はない。地盤流動が同じ程度であっても，ケーソン基礎や地中連続壁基礎のように剛性の高い基礎では残留変位が小さい。

5．2　主な被災橋梁の被災メカニズムの推定

著しい被災を生じた阪神高速道路3号神戸線神戸市東灘区深江本町地区，西宮市甲子園高潮町地区，西宮市市庭町（建石交差点）地区，西宮市浜脇町（札場）地区，阪神高速道路5号湾岸線の西宮港大橋，一般国道43号岩屋高架橋に対して，被災調査，材料試験，実地震記録を用いた地震応答解析等を行い，被災の原因と被災のメカニズムを検討した。こうした検討結果によれば，いずれの橋においても設計で想定していた以上の大きな水平方向の地震力を受けたことが被災の根本的な原因と考えられる。なお，被災した橋脚等は，当時の設計基準に適合した設計がなされていた。

各橋の被災メカニズムは，以下の通りと考えられる。

(1)　阪神高速道路3号神戸線　神戸市東灘区深江本町

段落し部に曲げクラックが発生。これを起点にせん断クラックが進展し耐力が低下して倒壊に至る。

(2)　阪神高速道路3号神戸線　西宮市甲子園高潮町

段落し部に曲げクラックが発生。これを起点にせん断クラックが進展し耐力が低下して倒壊に至る。

(3)　阪神高速道路3号神戸線　西宮市市庭町（建石交差点）

鋼製橋脚に局部座屈が発生し橋脚が徐々に沈下。沈下に伴う横ばりの座屈により橋脚に加わる重量がさらに増加し変形が進展。鋼製橋脚の角溶接部が裂けて最終的に中詰めコンクリート位置まで沈下。

(4)　阪神高速道路3号神戸線　西宮市脇浜町（札場）

地震動に伴う橋脚の変位，支承・落橋防止装置の破壊による桁の移動さらに桁と桁との衝突が重なり，橋脚から桁がはずれて落下。

(5)　阪神高速道路5号湾岸線　西宮港大橋

地震動に伴う橋脚の大きな変位と支承・落橋防止装置の破断により，橋脚から隣接する桁がはずれて落下。

(6)　一般国道43号　岩屋高架橋

鋼製橋脚に局部座屈が発生し，変形の進展に伴い角溶接部が裂けはじめ鉛直方向の耐力が低下し，最終的に崩壊。

謝　辞

地震直後の現地調査あるいはその後の資料提供等に関し，建設省近畿地方建設局，日本道路公団，阪神高速道路公団，兵庫県，川西市，宝塚市，伊丹市，尼崎市，西宮市，芦屋市および神戸市の御協力をいただいた。また，道路橋の被災の特徴と分析，被災メカニズムの検討にあたっては，兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会（委員長：岩崎敏男(財)建設技術研究所理事長）の委員各位に御指導をいただいた。記して謝意を表する。なお，本編3章，4章および5章の内容は参考文献3）と同一である。

参考文献

1）Masanori Hamada, Ryoji Isoyama and Kazue Wakamatsu: The 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake, Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, Association for Development of Earthquake Prediction, The School of Science and Engineering, Waseda University, Japan Engineering Consultants, 1995.

3）本州四国連絡橋公団：兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響調査報告書，平成7年8月

3）兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，平成7年12月

第６編　道路施設の被害及び道路交通への影響

第6編　道路施設の被害及び道路交通への影響

上田　敏*1　木嶋　健*2　山田　晴利*3　田中　靖資*4
畠中　秀人*5　西川　昌宏*5　瀬尾　卓也*6　大脇　鉄也*7
池田　拓也*8　木村　慎*9　塚田　幸広*10　宮武　裕昭*11
三木　博史*12　森　範行*13　三原　慎弘*13　松尾　修*14
堤　達也*15

by Satoshi UEDA, Takeshi KISHIMA, Dr. Harutoshi YAMADA
Yasushi TANAKA, Hideto HATAKENAKA, Masahiro NISHIKAWA
Takuya SEO, Tetsuya OWAKI, Takuya IKEDA
Makoto KIMURA, Yukihiro TSUKADA, Hiroaki MIYATAKE
Hiroshi MIKI, Noriyuki MORI, Norihiro MIHARA
Osamu MATSUO, and Tatsuya TSUTSUMI

細　目　次

6．1　概　要 …… 3
6．2　道路の被害状況と道路交通への影響 …… 3
6.2.1　道路管理者に対する道路被災実態調査 …… 3
6.2.2　道路の被災状況 …… 3
6.2.3　道路交通への影響 …… 11
6．3　土構造物の被害 …… 13
6.3.1　盛土の被害概要 …… 13
6.3.2　盛土の被害事例 …… 15
6.3.3　道路のり面の被害概要 …… 15
6.3.4　道路のり面の被害事例 …… 15
6．4　カルバートの被害 …… 26
6.4.1　カルバートの被害概要 …… 26
6.4.2　カルバートの被害事例 …… 27
6．5　道路擁壁の被害 …… 27
6.5.1　道路擁壁の被害概要 …… 30
6.5.2　道路擁壁の被害事例 …… 31
6．6　道路舗装の被害 …… 37
6．7　交通安全施設等の被害 …… 41
6．8　まとめ …… 42
参考文献 …… 44

＊1　道路部道路研究室長
＊2　道路部道路研究室主任研究員
＊3　道路部新交通研究室長，工博
＊4　道路部新交通研究室主任研究員
＊5　道路部新交通研究室研究員
＊6　道路部交通安全研究室長
＊7　道路部交通安全研究室研究員
＊8　道路部舗装研究室長
＊9　道路部舗装研究室研究員
＊10　材料施工部施工研究室長
＊11　材料施工部施工研究室研究員
＊12　材料施工部土質研究室長
＊13　材料施工部土質研究室研究員
＊14　地震防災部動土質研究室長
＊15　地震防災部動土質研究室研究員

６．１　概　要

平成７年１月17日に発生した兵庫県南部地震は，わが国で初めて高度に成長した大都市を襲った地震である。都市活動の基盤施設である道路も多大な被害を受け，発災直後の救援活動や復旧活動に大きな影響を与えた。被災した道路の復旧が進んではいるが，地震発生から半年以上経過した時点においても，発災前の道路交通状況には回復しておらず，社会経済活動は大きな打撃を受けている。

本編では，阪神・淡路大震災による道路施設（道路橋を除く）の被害，並びに被害が道路交通に与えた影響についてまとめる。道路橋の被害については，第５編を参照されたい。

第２節では，広範囲かつ甚大な被害を受けた阪神地域における道路及び道路交通情報施設などの道路付属施設の被害状況，並びに交通規制状況を包括的にとりまとめ，被害発生の特徴について分析する。また，発災後の交通量と旅行速度の変化を追うことにより，道路交通に与えた影響について考察する。

第３節から第７節では，それぞれ土構造物の被害，カルバートの被害，道路擁壁の被害，道路舗装の被害，横断歩道橋・照明柱・防護柵などの交通安全施設の被害について取り扱い，各々の節において被害の概要と事例をとりまとめる。大きな被害が発生した事例については，被害原因を分析し，今後の設計に反映させるべく考察する。

６．２　道路の被害状況と道路交通への影響

6.2.1　道路管理者に対する道路被災実態調査

建設省道路局企画課道路防災対策室では，兵庫県南部地震による被害の甚大さを踏まえ，今後の災害に強い道路づくりに役立てるため，道路及び道路付属施設の被災実態調査を行った。調査対象機関は，高速道路（一般有料道路を含む。以下同じ。）を管理する日本道路公団，阪神高速道路公団，兵庫県道路公社，並びに一般道路を管理する近畿地方建設局，兵庫県庁，大阪府庁，兵庫県の神戸，尼崎，明石，西宮，芦屋，伊丹，宝塚，川西の８市役所，大阪府の豊中市役所である。一般道路の調査対象地域は，建設省告示第103号によって激甚災害に指定された地域のうち，上記の９市及びその周辺地域である。

本節では，兵庫県南部地震による道路及び道路付属施設の包括的な被害状況についてとりまとめる。被害の詳細及び原因については，個々の構造物を取り扱った章及び節を参照されたい。

6.2.2　道路の被災状況

(1)　高速道路の被災状況

図-6･1に示す阪神地域の高速道路は広範囲かつ甚大な被害を受けた。表-6･1は高速道路の被災状況をまとめたものである。発災直後には，名神高速道路，中国自動車道を中心とする高速自動車国道は849.8km，阪神高速道路はほぼ全線にわたる200.0kmが交通規制の対象となった。高速道路の被害は大半が高架橋等の橋梁の破損であり，建設省の調査によれば，高速道路の被害総額は約4,100億円に達している。

図-6･2は発災直後からの交通規制延長を時系列的にまとめたものである。また，表-6･2は高速道路の被災による交通規制期間状況をまとめたものである。主な交通規制区間と復旧状況は次の通りである。

名神高速道路では，彦根－西宮間が上下線ともに不通となった。２月中旬には尼崎－西宮間を除きほぼ全線開通したが，完全復旧は７月29日になった。

中国自動車道では，上り津山－吹田間，下り吹田－山崎間が不通となった。１月27日には全線開通したが，完全復旧は７月21日になった。

震度７を記録した地域とほぼ一致する阪神高速道路の３号神戸線，５号湾岸線は落橋，橋脚の座屈など壊滅的な被害を受け，全線不通となった。３号神戸線は１月下旬に一部復旧したが，完全復旧は平成８年度になる見込みである。５号湾岸線は１月下旬より緊急輸送ルートとして開通し，また７月１日より夜間に限り全線開通したが，全ての通行規制が解除されたのは９月１日である。

このように，阪神・淡路大震災の被害は阪神地域の東西を結ぶ高速道路網の結節部に集中しており，被災地域だけでなく全国的に大きな影響を与えた。全国的な交通機能を担う高速道路については，災害時においても代替ルートが確保できるようなネットワークの確保が課題となった。

(2)　一般道路の被災状況

図-6･3により神戸地域域の主要な一般道路網について紹介する。神戸地域の道路網は典型的な梯子型となっている。神戸地域には平野がほとんど無く，海岸線にほぼ沿って阪神高速道路３号線，国道２号，第二神明道路（国道２号バイパス），国道43号，国道250号などが併走している。名神高速道路が西宮市において阪神高速道路３号線と国道２号につながっている。中国自動車道は神戸地域から見て六甲山の裏側を縦走し



図-6・1 阪神地域の高速道路網
【出典：阪神高速道路公団パンフレット「KOBE」】

表-6・1 高速道路の被災状況

	橋梁破損	路面関連	その他損傷
高速自動車国道	52	5	12
名神高速道路	25	1	5
中国自動車道	13	1	3
その他	12	3	4
阪神高速道路	橋脚835基 橋桁588径間	31	—
3号神戸線	637基 551径間	—	—
5号湾岸線	57基 37径間	—	—
その他	141基	31	—
一般有料道路	28	11	3
第二神明道路	25	10	3
姫路バイパス	3	1	0

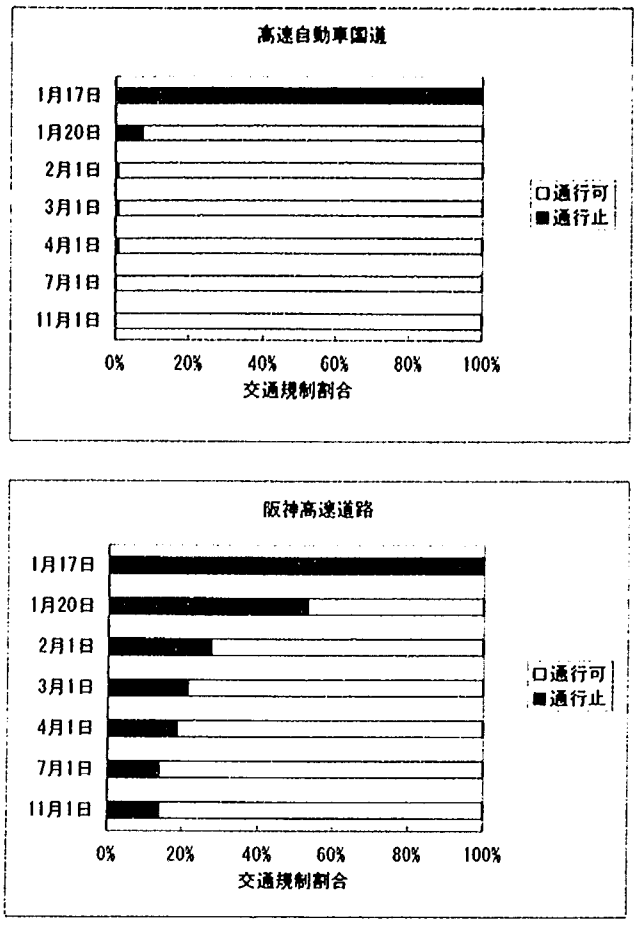


図-6・2　高速道路の交通規制状況

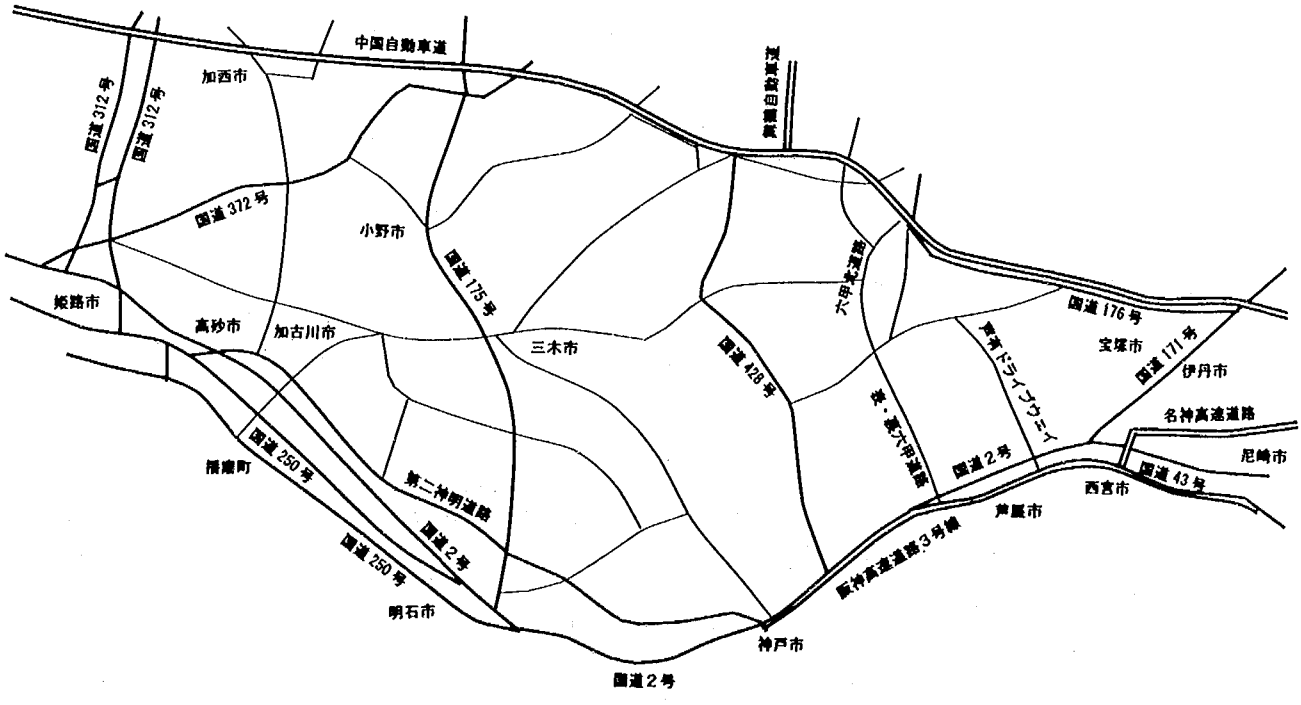


図-6・3　神戸地域の主要一般道路網

表-6・2　高速道路の規制状況（平成７年１月17日～11月２日
【出典：建設省道路局】

路線名称	主要被災箇所	主な原因	交通規制状況									
			1/17～1/31	2　月	3　月	4　月	5　月	6　月	7　月	8　月	9　月	～11/2
名神自動車道	31	橋脚損傷／落橋等	■■■■■■■	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□
中国自動車道	17	橋脚損傷／桁沈下	■■■■□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□			
舞鶴自動車道	11	橋脚・路面損傷	■									
近畿自動車道	3	橋脚損傷	■■									
阪和自動車道	1	橋脚損傷	■									
西名阪神自動車道		緊急パトロール	■									
山陽自動車道		緊急パトロール	□□□□									
関西空港自動車道	3	ケーブル等施設	■									
第二神明自動車道	38	橋脚・路面損傷	■■■■■■□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□
阪神高速道路１号線		緊急輸送路	■■■■■									
２号線		緊急パトロール	■■■■									
３号線	637	橋脚破壊／落橋等	■■■■■■□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□
４号線	57	緊急輸送路	■■									
５号線	2	落橋	■■□□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□
７号線		橋脚・路面損傷	■□□□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□□	□□□
11号線		緊急輸送路	■■■■■□□									
12号線		緊急パトロール	■■■■■■□	□□□								
13号線		緊急輸送路	■□□□□□□									
14号線		緊急パトロール	■■									
15号線		緊急パトロール	■■□□□									
16号線		緊急輸送路	■■□□□□□									
17号線		緊急パトロール	■■□□□□									

【凡例】　■■■■　一般車両通行規制　　□□□□　一般車両一部通行規制

表-6・3　直轄国道の被災状況（その1）

①番号	②道路管理者	③路線名	④　規制箇所名	⑤幅員構成	⑥歩道	⑦沿道条件	⑧原因	⑨車線規制種別	⑩通行車両規制	⑪規制延長(m)	⑫　規制期間	⑬備考
1	大阪国道	国道１号	大阪市旭区森小路	21	1	22	13	－	－	－	－	
2	大阪国道	国道１号	大阪市豊島区網島町	37	1	12	15	－	－	－	－	
3	兵庫国道	国道２号	神戸市東灘区森南町～神戸市東灘区御影石町	28～28	1	21	13	－	－	－	－	
4	兵庫国道	国道２号	神戸市灘区徳井町～神戸市灘区岩屋中町	29～50	1	13	13	－	－	－	－	
5	兵庫国道	国道２号	神戸市中央区脇浜町～神戸市中央区相生町	41～49	1	22	13	－	－	－	－	
6	兵庫国道	国道２号	神戸市兵庫区港町～神戸市兵庫区明治通り	30～49	1	21	13	－	－	－	－	
7	兵庫国道	国道２号	神戸市須磨区鷹取町～神戸市須磨区須磨浦公園	15～50	1	13	13	－	－	－	－	
8	兵庫国道	国道２号	神戸市垂水区塩屋町～神戸市垂水区狩口台	15～15	1	13	13	－	－	－	－	
9	兵庫国道	国道２号	尼崎市杭瀬寺島～尼崎市稲葉荘	28	1	13	13	－	－	－	－	
10	兵庫国道	国道２号	西宮市戸崎町～西宮市郷免町	21～28	1	21	13	－	－	－	－	
11	兵庫国道	国害２号	芦屋市楠町～芦屋市清水町	28	1	12	13	－	－	－	－	
12	兵庫国道	国道２号	神戸市中央区脇浜町～神戸市中央区相生町	22	1	22	15	1	－	700	H7.1.17～H7.1.29	武庫川橋
13	兵庫国道	国道２号	神戸市中央区脇浜町～神戸市中央区相生町	22	1	22	15	5	－	700	H7.1.29～H7.2.6	
14	兵庫国道	国道２号	神戸市中央区脇浜町-神戸市中央区相生町	22	1	22	15	1	－	700	H7.2.6～現在	
15	兵庫国道	国道２号	神戸市中央区脇浜町～神戸市中央区相生町	9	2	22	15	2	－	2,900	H7.1.17～現在	浜手BP
16	兵庫国道	国道２号	神戸市須磨区鷹取町～神戸市須磨区須磨浦公園	17	2	13	15	5	－	78	H7.1.17～H7.1.18	
17	兵庫国道	国道２号	神戸市垂水区塩屋町～神戸市垂水区狩口台	14	1	21	15	－	－	－	－	北村高架橋
18	兵庫国道	国道２号	神戸市垂水区移屋町～神戸市垂水区狩口台	16	1	21	15	－	－	－	－	
19	兵庫国道	国道２号	尼崎市杭瀬寺島～尼崎市稲葉荘	21～28	1	21	15	－	－	－	－	桜宮橋
20	兵庫国道	国道２号	神戸市灘区六甲山町～神戸市東灘区本山南町	－	3	12	60	－	－	－	－	
21	兵庫国道	国道２号	尼崎市～	28	1	13	17	－	－	－	－	
22	兵庫国道	国道２号	神戸市東灘区森南町～神戸市東灘区御影石町	28～28	1	21	51	－	－	－	－	
23	兵庫国道	国道２号	神戸市灘区徳井町～神戸市灘区岩屋中町	29～50	1	13	51	－	－	－	－	
24	兵庫国道	国道２号	神戸市中央区脇浜町～神戸市中央区相生町	41～49	1	22	51	－	－	－	－	
25	兵庫国道	国道２号	西宮市戸崎町～西宮市郷免町	21～28	1	12	51	－	－	－	－	
26	兵庫国道	国道２号	芦屋市楠町～芦屋市清水町	28	1	12	51	－	－	－	－	
27	兵庫国道	国道２号	神戸市中央区脇浜町～神戸市中央区相生町	41～49	1	22	46	5	－	5,700	H7.1.17～H7.1.29	
28	兵庫国道	国道２号	神戸市脇浜町～神戸市中央区相生町	41～49	1	22	46	6	－	5,700	H7.1.28～現在	
29	大阪国道	国道２号	大阪市北区曾根崎新地～大阪市西淀川区佃	20	1	22	13	－	－	－	－	
30	大阪国道	国道２号	大阪市福島区海老江～大阪市西淀川区佃	21	1		15	－	－	－	－	
31	兵庫国道	国道28号	津名郡淡路町	10～16	1	41	13	－	－	－	－	
32	兵庫国道	国道28号	津名郡東浦町	10～17	1	41	13	－	－	－	－	
33	兵庫国道	国道28号	津名郡津名町	17	1	41	13	－	－	－	－	
34	兵庫国道	国道28号	三原郡緑町	13	1	51	13	－	－	－	－	
35	兵庫国道	国道28号	三原郡三原町	10	1	51	13	－	－	－	－	
36	兵庫国道	国道28号	津名郡東浦町	13	1	41	15	3	－	27	H7.1.19～H7.1.19	
37	兵庫国道	国道28号	洲本市安平町	7	2	41	15	－	－	－	－	
38	兵庫国道	国道28号	津名郡淡路町	8	2	41	17	－	－	－	－	
39	兵庫国道	国道28号	津名郡東浦町	7～10	2	41	17	－	－	－	－	
40	兵庫国道	国道28号	津名郡津名町	8～18	1	41	17	－	－	－	－	
41	兵庫国道	国道28号	三原郡緑町	10～13	1	51	17	－	－	－	－	
42	兵庫国道	国道43号	神戸市東灘区深江本町～神戸市東灘区御影塚町	42～50	1	13	13	－	－	－	－	

表-6・3　直轄国道の被災状況（その2）

①番号	②道路管理者	③路線名	④　規制箇所名	⑤幅員構成	⑥歩道	⑦沿道条件	⑧原因	⑨車線規制種別	⑩通行車両規制	⑪規制延長(m)	⑫　規制期間	⑬備考
43	兵庫国道	国道43号	神戸市灘区浜田町～神戸市濁区岩屋南町	42	1	31	13	－	－	－	－	
44	兵庫国道	国道43号	尼崎市東本町～尼崎市武庫川町	51～51	1	13	13	－	－	－	－	
45	兵庫国道	国道43号	西宮市池開町～西宮市中浜町	50～58	1	21	13	－	－	－	－	
46	兵庫国道	国道43号	芦屋市大東町～芦屋市平田町	51～58	1	12	13	－	－	－	－	
47	兵庫国道	国道43号	神戸市灘区浜田町～神戸市灘区岩屋南町	22	2	31	15	2	－	532	H7.1.17～現在	
48	兵庫国道	国道43号	尼崎市東本町～尼崎市武庫川町	50	1	13	15	－	－	－	－	
49	兵庫国道	国道43号	尼崎市東本町～尼崎市武庫川町	48	1	13	16	－	－	－	－	庄下川橋
50	兵庫国道	国道43号	神戸市灘区大石東町	50	1	31	60	－	－	－	－	
51	兵庫国道	国道43号	神戸市東灘区深江南町～神戸市東灘区御影塚町	42～50	1	13	51	－	－	－	－	
52	兵庫国道	国道43号	西宮市武庫川町～西宮市中浜町	50～58	1	21	51	－	－	－	－	
53	兵庫国道	国道43号	芦屋市大東町～芦屋市平田町	51～58	1	12	51	－	－	－	－	
54	兵庫国道	国道43号	神戸市東灘区深江南町～神戸市東灘区御影塚町	42～50	1	13	46	6	－	5,600	H7.1.17～H7.1.31	
55	兵庫国道	国道43号	神戸市東灘区深江南町～神戸市東灘区御影塚町	42～50	1	13	46	1	1.3	5,600	H7.2.1～7.2.24	
56	兵庫国道	国道43号	神戸市東灘区極江本町～神戸市東灘区御影塚町	42～50	1	13	46	6	2.3	5,600	H7.2.24～H7.3.31	
57	兵庫国道	国道43号	神戸市東灘区深江南町～神戸市東灘区御影塚町	42～50	1	13	46	6	2,3,4	5,600	H7.4.1～現在	
58	兵庫国道	国道43号	西宮市武庫川町～西宮市中浜町	50～58	1	21	46	6	2,3,4	5,970	H7.4.1～現在	
59	大阪国道	国道43号	大阪市西淀川区大野～大阪市西淀川区佃	50～51	1	31	13	－	－	－	－	
60	兵庫国道	国道171号	西宮市上大市～西宮市和上町	20～28	1	13	13	－	－	－	－	
61	兵庫国道	国道171号	伊丹市下河原～伊丹市池尻	26	1	13	15	5	－	920	H7.1.21～H7.1.29	
62	兵庫国道	国道171号	伊丹市下河原～伊丹市池尻	41	1	13	15	－	－	－	－	池田高架橋
63	兵庫国道	国道171号	伊丹市下河原～伊丹市池尻	30	1	13	15	－	－	－	－	福田橋 山田橋
64	兵庫国道	国道171号	伊丹市下河原～伊丹市池尻	15～21	1	13	15	－	－	－	－	井原橋
65	兵庫国道	国道171号	尼崎市昆陽～尼崎市常松	15～21	1	13	15	5	－	283	H7.1.22～H7.1.30	大多田橋
66	兵庫国道	国道171号	西宮市上大市～西宮市和上町	24～26	1	13	15	1	－	329	H7.1.17～現在	
67	兵庫国道	国道171号	西宮市上大市	20～22	1	13	20	－	－	－	－	
68	兵庫国道	国道171号	西宮市上大市～西宮市和上町	20～28	1	13	51	－	－	－	－	
69	大阪国道	国道171号	池田市荘園	26～26	1	13	13	－	－	－	－	
70	大阪国道	国道171号	池田市石橋	17	1	11	15	2	－	626	H7.1.17～H7.1.29	生瀬橋
71	大阪国道	国道171号	池田市石橋	6.5	1	11	15	5	－	626	H7.1.29～H7.2.2	平野大橋
72	兵庫国道	国道175号	神戸市西区宮前	9	1	41	15	－	－	－	－	
73	兵庫国道	国道175号	三木市別所町	7	2	41	15	－	－	－	－	天神橋
74	兵庫国道	国道175号	氷上郡山南町井原	11.5	1	51	15	－	－	－	－	岩屋高架橋
75	兵庫国道	国道175号	多可郡黒田庄町田高字井ノ上	8	2	51	13	2	－	80	H7.1.17	
76	兵庫国道	国道175号	多可郡黒田庄町田高字井ノ上	8	2	51	13	3	－	80	H7.1.18～H7.1.19	
77	兵庫国道	国道175号	神戸市西区宮前	9	1	41	17	－	－	－	－	
78	兵庫国道	国道176号	西宮市塩瀬町名塩～西宮市塩瀬町生瀬	10	1	41	15	－	－	－	－	
79	兵庫国道	国道176号	西宮市塩瀬町名塩～西宮市塩瀬町生瀬	13	1	41	15	－	－	－	－	
80	兵庫国道	国道176号	西宮市塩瀬町名塩～西宮市塩瀬町生瀬	9	1	41	15	－	－	－	－	
81	兵庫国道	国道176号	西宮市塩瀬町	10	1	41	18	3	－	50	H7.1.17～H7.3.2	
82	大阪国道	国道176号	豊中市清風荘～豊中市上洲町	16	1	13	－	－	－	－		
83	大阪国道	国道176号	池田市石橋	6.5	2	13	15	－	－	－	－	
84	大阪国道	国道176号	豊中市三和町～豊中市上洲町	16	1		15	－	－	－	－	

表-6・3　【凡　例】

⑥　歩　道　　1：有り　　2：無し　　3：不明

⑦　沿道条件

住居系	第一種住居専用地域	11
	第二種住居専用地域	12
	住居地域	13
商業系	近隣商業地域	21
	商業地域	22
工業系	準工業地域	31
	工業地域	32
	工業専用地域	33
用途地域でない都市計画区域		41
都市計画区域外		51

⑧　被災種別

道路本体の被害	路面陥没	11
	路面隆起	12
	路面亀裂・段差	13
	路面崩壊	14
	橋梁破損（落橋を含む）	15
	トンネル破損	16
	擁壁破損	17
	崩土・落石	18
	植樹の倒壊	19
	その他	20
交差物件等の被害	歩道橋の損壊	31
	他の橋梁等の損壊	32
	その他	33
占有物件の被害	ガス管の損傷	41
	水道管の損傷	42
	下水道管の損傷	43
	その他地下収容物件の損傷	44
	電柱倒壊	45
	他の道路等の損壊	46
	その他	47
沿道施設の被害	沿道建物倒壊	51
	土塀、ブロック塀倒壊	52
	火　災	53
	沿道建物倒壊の可能性大	54
	その他	55
その他		60

⑨　車線規制種別

全面通行止め（歩行者・自転車・自動二輪の通行可能	1
全面通行通め（歩行者・自転車・自動二輪の通行不可能	2
1車線規制（相互交通確保）	3
1車線規制（一方通行）	4
車線規制（2車線確保：片側1車線）	5
車線規制（4車線確保：片側2車線）	6
その他	7

⑩　通行車両規制

緊急物資輸送車両	1
復興等除外指定車両	2
バ　ス	3
タクシー	4

ており，神戸地域を併走する主要幹線道路からは，国道171号，国道175号，国道372号，国道428号などによりアクセスされる。

一般道路の被災状況については，個々の被災箇所毎に，被災した道路の種別，路線名，幅員構成，沿道条件，規制区間，規制内容，規制期間などが調査された。

被災地域の9市(兵庫県：神戸市，尾崎市，明石市，西宮市，芦屋市，伊丹市，宝塚市，川西市，大阪府：豊中市)に含まれる市道以上の一般道路の被災箇所数は，2,003ヶ所に達した。なお，神戸市については，発災直後から平成7年2月16日までの記録は含まれていない。全調査結果はデータベース化されており，その一例として直轄国道の被災状況を抽出したものを表-6・3に示す。

図-6・4は被災種別毎の被災箇所数を表している。路面の亀裂・段差の発生が最も多く，次いで橋梁の破損，縁石等の破損，擁壁の破損となっており，これら道路本体の破損で被災箇所の約90%を占めている。そのほか，沿道の建物の倒壊等による被災，歩道橋などの交差物件や照明柱などの占用物件の損傷も発生した。

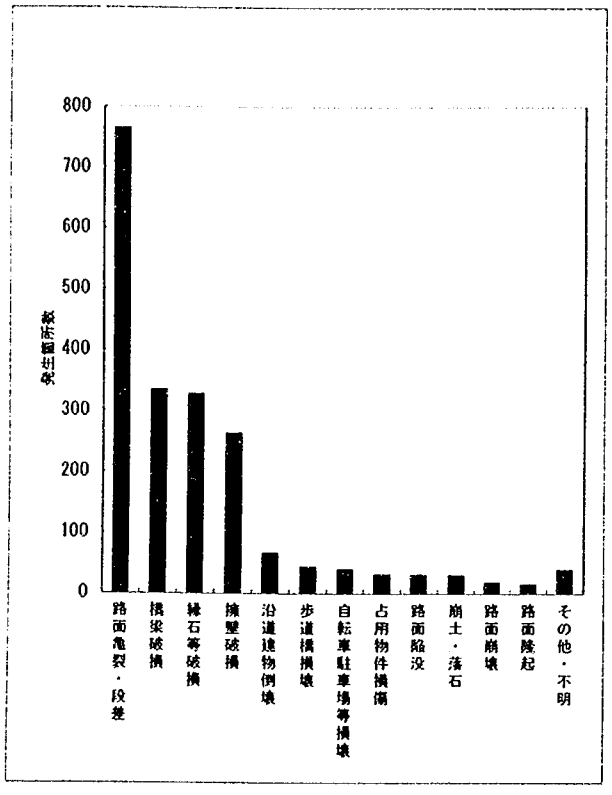


図-6・4 被災種別毎の被災箇所数

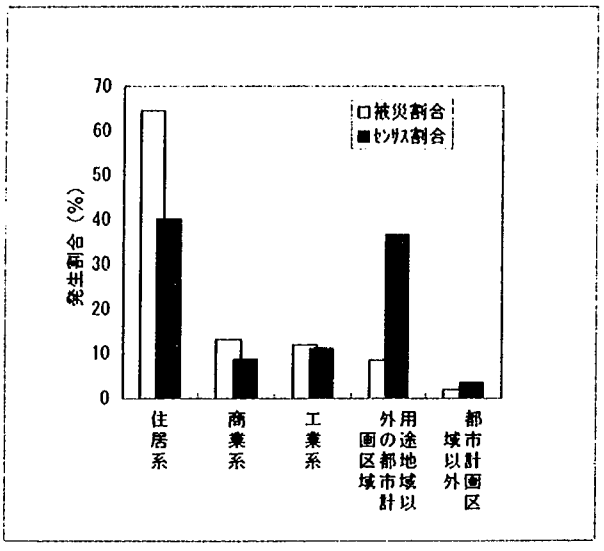


図-6・6 沿道土地利用別の被災状況

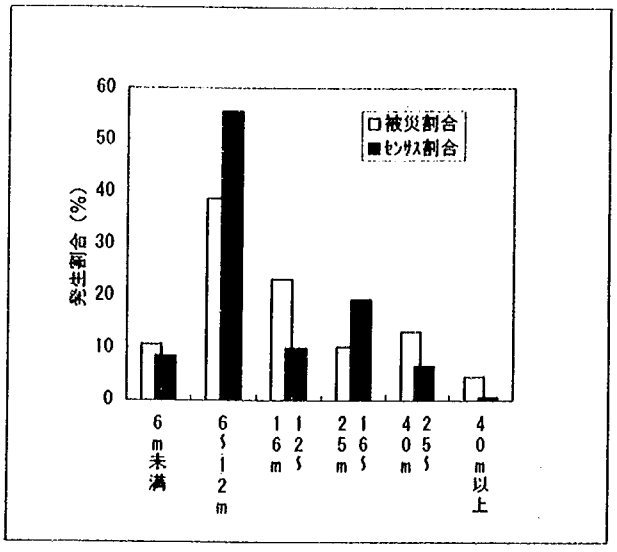


図-6・5 道路幅員別の被災状況

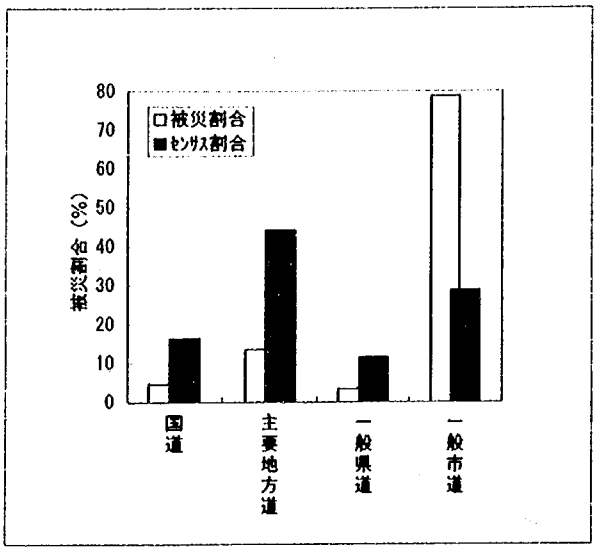


図-6・7 神戸市における道路種別別の被災状況

次に，道路幅員，沿道土地利用，道路種別毎に被害状況を考察してみる。当該地域には，道路交通センサスの一般交通量調査が実施される道路が1,371.1kmあり，1,238ヶ所の被害が報告されている。

道路幅員別に被災箇所の分布を見ると，図-6・5に示すとおり，6～12mの道路の被害が最も多く，次いで12～16m，25～40mとなっている。道路交通センサス区間の道路における幅員別に占める道路延長の割合と比較すると，12～16mの道路に被害が集中している。

また，沿道土地利用別に被災箇所の分布を見ると，図-6・6に示すとおり，住宅地域内の道路に約65%の被害が発生している。道路交通センサス区間の道路における沿道土地利用別に占める道路延長の割合と比較すると，住宅地域内の道路に被害が集中していることがわかる。

最も被害が大きかった神戸市では，道路の1,039ヶ所が被災しており，道路種別毎に被災箇所数を表わすと図-6・7の通りとなる。神戸市が管理している市道が約80%を占めている。神戸市内の道路交通センサス区間の道路における道路種別毎の道路延長と比較すると，明らかに市道に被害が集中していることがわかる。

発災直後に緊急輸送ルートとして指定された国道2号と43号には，緊急車両等が集中し，著しい交通渋滞が発生した。信号機や道路交通情報施設が停電により機能停止したことも交通渋滞の大きな原因となっている。迅速な被災者の救援と道路施設等の災害復旧のためには，ハードとソフトの両施策を合わせた緊急輸送道路ネットワークの総合的かつ計画的な確保が必要であることが認識された。

市街地においては，建物の倒壊等により，住宅地域内の市道が多数閉塞され，避難や救援活動に支障が発生した。安全に避難地まで到着できる避難路ネットワークの計画的な確保が課題となった。また，このような住宅密集市街地では，大規模火災により延焼が拡大する一方で，道路が閉塞されたため救助・消防活動に著しい機能低下を招いており，オープンスペースの確保が課題となった。

6.2.3　道路交通への影響

発災後，東西方向の主要幹線道路である阪神高速道路3号神戸線，同5号湾岸線，中国自動車道，名神高速道路，国道43号，国道2号等が交通規制の対象となり，地域交通に大きな影響を与えた。

(1)　交通量

建設省近畿地方建設局では，交通規制に伴う各主要幹線道路の交通量を，発災後2月1日より図-6・8に示した4断面（武庫川断面，芦屋川断面，須磨浦公園断面，六甲山麓断面）で定期的に調査している。

神戸市の東側にある芦屋川断面（神戸市芦屋市境）における主要幹線道路の交通量は，発災後から図-6・9のように変化していった。本断面における主要幹線道路としては，阪神高速道路3号神戸線，同5号湾岸線，国道2号，国道43号の4路線がある。発災直後には，阪神高速道路3号神戸線，同5号湾岸線が不通となり，

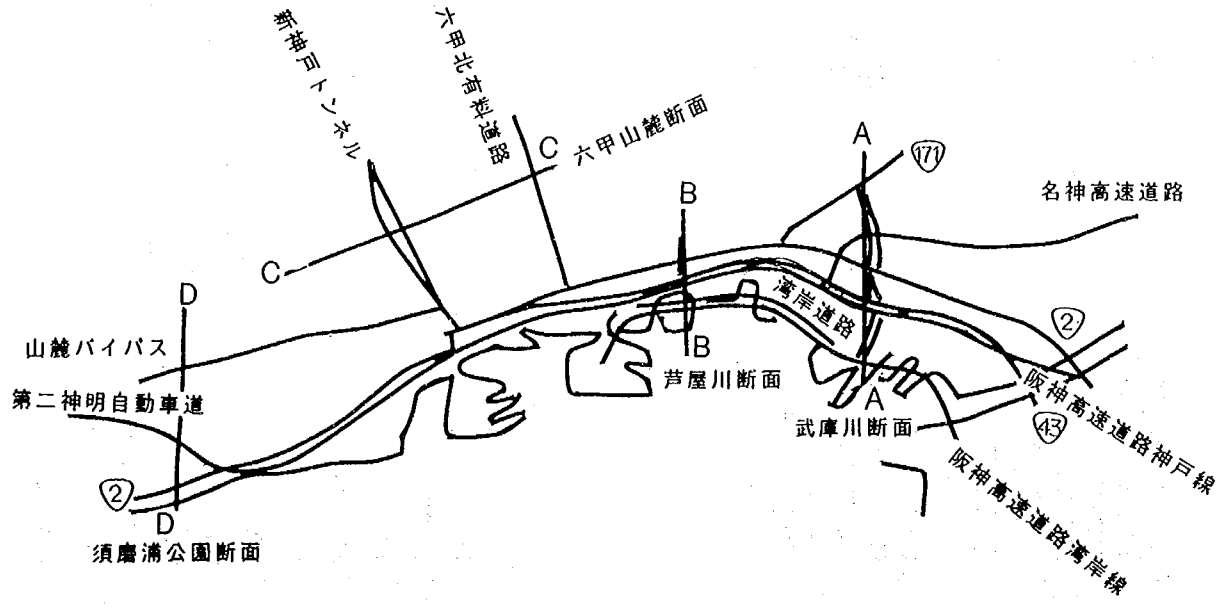


図-6・8　交通量調査断面図

国道43号は上下4車線（通常は上下8車線）のみが通行可能な状態であった。芦屋川断面の交通量は，発災後に大きく低下し，1年経過した後でも完全に回復していない。主要幹線道路の中では，国道2号だけが大きな損傷を免れたが，阪神高速道路及び国道43号に流れていた交通を捌くほどの交通容量を保持していなかったことが一因である。

神戸市の西側にある須磨浦公園断面における主要幹線道路の交通量は，発災後から図-6・10のように変化していった。本断面における主要幹線道路としては，第二神明自動車道，国道2号，山麓バイパスがある。阪神高速道路に連なる第二神明自動車道における交通量が，交通規制により低下したことが大きな特徴である。

神戸市の北側にある六甲山麓断面における主要幹線道路の交通量は，発災後から図-6・11のように変化していった。本断面における主要幹線道路としては，新神戸トンネル，六甲有料道路がある。東西方向の主要幹線道路が崩壊したことにより，神戸市地域へ接続する新たな主要幹線道路として，交通量が平常時より大きく伸びていることが分かった。

(2) 旅行速度

建設省近畿地方建設局では，武庫川から三宮までの国道2号及び国道43号における旅行速度についても，定期的に調査している。武庫川断面から三宮までの平均旅行速度について，国道2号と国道43号とを比較すると，図-6・12のようになった。国道43号では，2月22日のバスレーン延長の短縮，2月25日の物資輸送ルートの通行規制により，3月から旅行速度が大きく回復した。また，国道2号についても，5月頃より旅行速度が回復した。

また，大阪市役所から神戸市役所までの約35km区間の旅行速度を見ると，発災前の平成6年10月（ラッシュ時）に20km/hであった旅行速度が発災直後には3.5km/hにまで低下した。平成7年1月下旬には，旅行速度は10.0km/hまで回復し，5月には15.0km/hと発災前の旅行速度に徐々に近づいている。

災害が道路交通に与えた影響は深刻であり，未だに災害前の状態に戻っているとは言えない。発災後の経済活動への影響を最小限に抑えるためにも，効率的な道路交通管理計画を構築していく必要があろう。

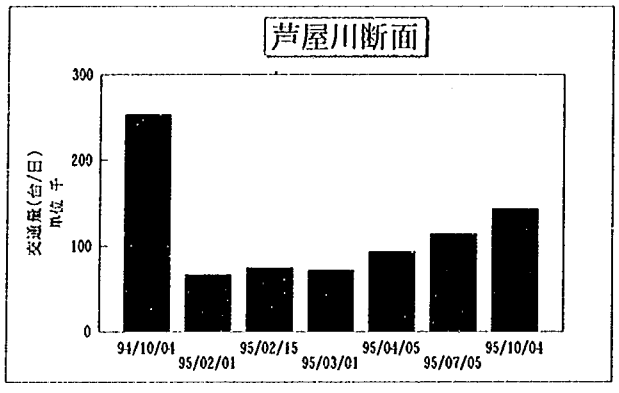


図-6・9 芦屋川断面における交通量

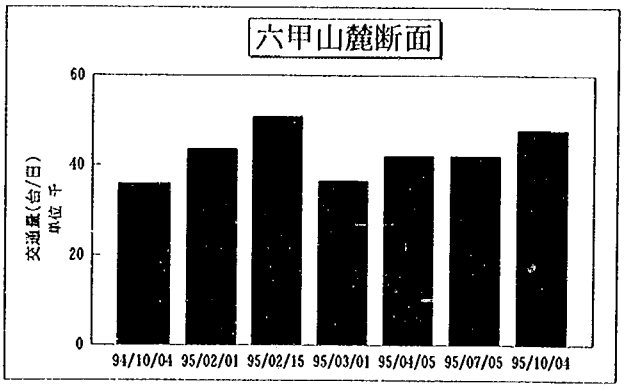


図-6・11 六甲山麓断面における交通量

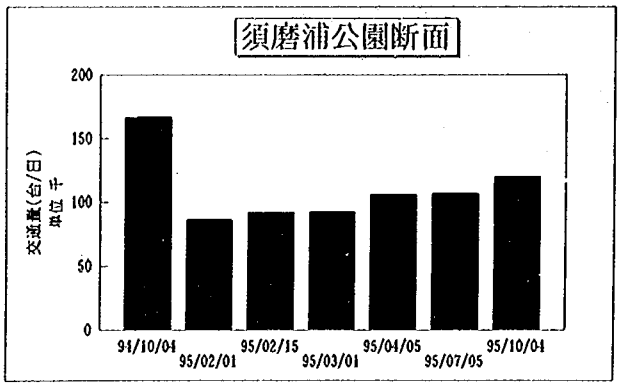


図-6・10 須磨浦公園断面における交通量

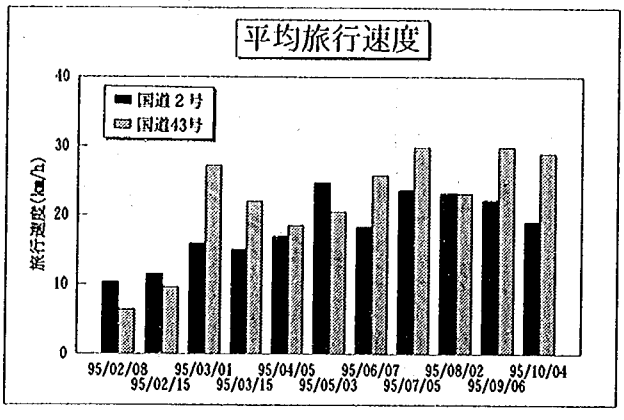


図-6・12 武庫川断面から三宮までの平均旅行速度

6．3　土構造物の被害

6.3.1　盛土の被害概要

今回の地震により，直轄国道の盛土については目立った被害は見られなかった。そこで，ここではそれ以外の兵庫県内の道路について災害復旧申請を行っているものを対象に資料収集を行ったので，その整理結果を報告する。

表-6・4に被害状況の総括表，図-6・13に大規模被害箇所の位置図を示す。ここでは，盛土，のり面等が崩壊に至っているものを大規模被害と呼ぶ。今回の調査では大規模被害箇所が11あるが，そのうち3箇所が沢部の盛土，6箇所が谷側あるいは山側に池がある箇所であることがわかる。沢部及び山側に池がある場合には盛土内に地表水が浸透し，盛土自体の強度が低下していたと考えられる。谷側に池がある場合は盛土周辺の地下水位が高く，盛土及び支持層の強度が低かった可能性がある。また，いずれも斜面上の盛土であった。これらの地形条件は，最近の北海道における3地震による盛土の被災箇所と同様の傾向である[1)2)3)]。なお動土質研究室において，片盛土で地盤が緩く，かつ地下水位が高い場合には地震時に大変形を起こすことを動的遠心模型実験により確認している[4)]。逆に，平地部の盛土はいずれも路面に亀裂が入る程度の軽微な被害であった。また，沢部及び周辺に池がある箇所以外では2箇所を除いて軽微な被害であった。

表-6・4　被害状況総括表

No.	管轄	路線名	所在地	盛土形態	被害状況
1	兵庫県	主要地方道尼崎宝塚線	尼崎市南武庫之荘	平地部両盛土（取付盛土）	路肩に縦断亀裂
2	明石市	市道朝霧115号線	明石市松が丘1丁目	片切り片盛り	路面に縦断・横断亀裂
3		市道大久保219号線	明石市大久保町高岡6丁目	平地部両盛土	路面に亀裂
4		市道南二見9号線	明石市二見町南二見	平地部両盛土（取付盛土）	路面に横断亀裂
⑤	東浦町	町道浦105号線	津名郡東浦町楠木	沢部片盛り	盛土崩壊
⑥	津名町	町道高滝線	津名郡津名町生穂	沢部片盛り	井桁擁壁とともに盛土崩壊
⑦		町道滝ヶ谷線	津名郡津名町典隆寺	沢部片盛り	盛土小規模崩壊，路肩崩壊
⑧	一宮町	町道平田下道線	津名郡一宮町大字高山	片盛り	フトン籠とともに盛土崩壊
⑨		町道井手橋田辺線	津名郡一宮町大字尾崎	片盛り（山側に池）	井桁擁壁とともに盛土崩壊
10	神戸市	1級市道多聞伊川谷線	明石区松が丘1丁目	片盛り	盛土のり面に亀裂
⑪		主要地方道神戸加古川姫路線	西区伊川谷町前開	片切り片盛り（谷側に池）	ブロック積とともに盛土のり面崩壊
⑫		市道青葉台3号線	北区青葉台町	片盛り	盛土崩壊
13		市道松ケ枝町1号線	北区松ケ枝町1丁目	片切り片盛り	路面・ブロック積に亀裂
⑭		主要地方道神戸加古川姫路線	西区伊川谷町前開	片盛り（谷側に池）	のり面（ブロック張工）が崩壊
⑮		主要地方道神戸加古川姫路線	西区神出町南	沢部片盛り（谷側に池）	ブロック積とともに盛土崩壊
⑯		主要地方道神戸加古川姫路線	西区押部谷町和田	片盛り（谷側に池）	盛土のり面崩壊
17		2級市道渦森台1号線	東灘区渦森台2丁目	片盛り	路面に円弧に亀裂，崩壊には至っていない
18	三木市	市道本町三木山線	三木市上の丸	片切り片盛り	路面に亀裂
19		市道三木山幹線	三木市福井	片切り片盛り	路面に亀裂
⑳		市道福井線	三木市福井字三木山	両盛土（脇に池）	盛土崩壊
21		市道朝日ヶ丘1号線	三木市別所町朝日ヶ丘	片切り片盛り	路面に亀裂
22		市道加佐草加野線	三木市加佐	片盛り	路面に亀裂
23		市道原坂環状線	三木市細川町中里	両盛土（脇に池）	路面に縦断亀裂
24		市道入野大二谷線	三木市細川町瑞穂	片盛り	路面に亀裂
25		市道三津田1号線	三木市志染町三津田	片盛り～片切り片盛り	路面に亀裂
26		市道戸田中央線	三木市志染町戸田	片盛り	路面に亀裂
27		市道志染神戸線	三木市志染町窟屋	片盛り	路面に亀裂
28		市道細目高男寺線	三木市志染町細目	平地部両盛土	路面に亀裂，カルバート部と盛土部に段差
29		市道広野北線	三木市志染町広野	平地部両盛土（両側に池）	路面に亀裂，擁壁と路面に隙間
30		市道東自由が丘北4号線	三木市志染町東自由が丘	片盛り	路面に亀裂
31		市道東自由が丘南8号線	三木市志染町東自由が丘	片盛り	路面に亀裂，擁壁の押し出し
32		市道緑が丘青山西幹線	三木市緑が丘西1丁目	片盛り～片切り片盛り	路面に亀裂
33		市道緑が丘東西南線	三木市緑が丘西4丁目	片盛り	路面に円弧状に亀裂
34		市道青山5丁目東地区線	三木市志染町青山	片盛り	路面に亀裂
35		市道青山5丁目東地区線	三木市志染町青山	片盛り	路面に円弧状に亀裂

注：○印は大規模被害

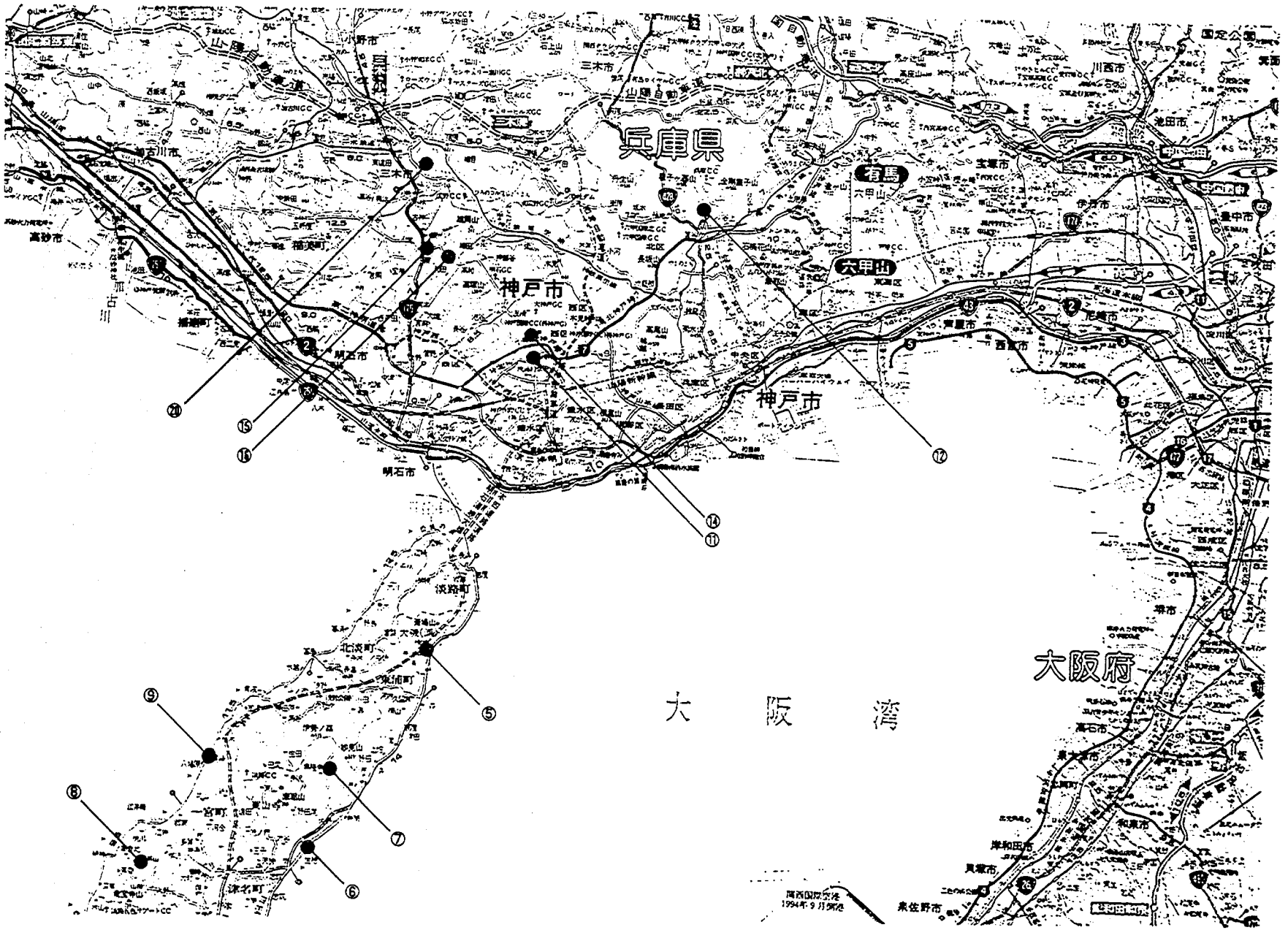


図-6・13　大規模被害箇所（数字は表番号と対応）

6.3.2　盛土の被害事例

大規模被害箇所の内，特に大きな被害が発生した3箇所を紹介する。

写真-6・1に⑭主要地方道神戸加古川姫路線（西区伊川谷町）の被災状況，図-6・14に復旧断面図を示す。図中の点線は想定すべり面を表す。この箇所は斜面上の片盛土で高さは7mである。のり面にはブロック張工が行われていたが，のり面がすべり破壊を起こし，のり面上部はブロック張が陥没し，のり尻部分ははらみ出している。また，路面には縦断方向に亀裂が生じている。谷側に池が接しているため，盛土内に地下水位があったと予想され，このことがのり面崩壊の原因となったと考えられる。

写真-6・2に⑮主要地方道神戸加古川姫路線（西区神出町）の被災状況を示す。この箇所は斜面上の片盛土で高さは6～8m程度であり，盛土が全体的にすべっている。上述の箇所と同様に谷側に池が接しているが，水面がのり尻付近であり低い。しかし盛土内に管路が走っており，崩壊土砂が湿っていたという点から，管路から水が漏れたことにより被害が拡大した可能性が高い。

写真-6・3に⑳市道福井線（三木市福井）の被災状況，図-6・15に平面図を示す。この箇所は斜面上の両盛土で，池の水面から高さ6m程度，谷側では高さ13m程度となっており，池の水面の方が谷側の地面より高い状態にあった。したがって，池から盛土内に水が浸透して盛土の強度が低下し，池側に盛土がすべり破壊を起こしたと考えられる。盛土内への水の浸透を防ぐために，復旧工事として制波工，洪水吐，放流部取水工，樋管工等が行われる。

6.3.3　道路のり面の被害概要

表六甲自動車道，裏六甲自動車道および県道82号大沢西ノ宮線について被害状況を述べる。裏六甲および表六甲自動車道は，六甲山系の西部に位置し，六甲山の南側斜面から山頂部分を越えて，北側斜面を下る道路である。表六甲自動車道（延長4.8km）は急峻な斜面を複雑に湾曲するが，裏六甲自動車道（延長4.1km）は沢沿いを小さく蛇行する。

県道82号は六甲山東部，西ノ宮市棚越から小笠峠に抜ける道路で，切土部に吹付のり面が多く施工されてある。

図-6・16，図-6・17にそれぞれ表六甲および裏六甲において中規模のり面崩壊（高さ7m，幅7m以上），小規模のり面崩壊（高さ7m，幅7m以下），自然斜面崩壊，および落石の発生した箇所を示す。表六甲では，被災総数が28か所，裏六甲では，56か所と裏六甲が2倍程度多く被災している。

次に，地形による災害発生頻度の違いをつかむため，路線25m単位の発生頻度を谷地形，尾根地形，直線地形という地形分類別に整理した。結果を図-6・18に示す。まず，表六甲と裏六甲を比較すると，直線地形を除けば裏六甲の崩壊発生頻度が表六甲の約2倍となっている点が注目される。また，表六甲，裏六甲ともに尾根地形における崩壊の発生頻度が高いことが認められ，尾根地形における崩壊は，谷地形の2倍近く多かった。

県道82号は吹付のり面に変状が見られた。変状は吹付に数状の縦クラックが入るものが多かった。裏六甲および表六甲と比較して崩壊の発生は少なく，1箇所程度しかなかった。

地震による斜面災害は凸型の斜面（尾根部）に多いが，今回の調査もこれ裏付ける結果となった。特に裏六甲では尾根地形の半数以上の箇所で災害が発生している。

6.3.4　道路のり面の被害事例

写真-6・4～6・6に裏六甲自動車道におけるのり面崩壊例を示す。表面が風化し安定勾配が保てなくなったことによる表層崩壊であると考えられる。

写真-6・7～6・9に県道82号の吹付のり面変状状況を示す。縦方向のクラックが擁壁や舗装面までつながって発生している。また，部分的な崩壊が生じた箇所もあった（**写真-6・9**）。

表六甲および裏六甲自動車道において崩壊の形態を調査した結果，裏六甲の斜面は風化がかなり進行し土砂化が進み，特に花崗岩の断裂系が発達し，それに沿った風化が進んでいた。反対に表六甲は未風化で斜面は堅固であった。これらの結果から表六甲と裏六甲では斜面の風化の程度に差があり，また，地形が異なっているため，崩壊の発生頻度に大きな差があると考えられる。また，裏六甲の標高は600～800mで表六甲（400～700m）より全体的に高いため，凍結融解作用が表六甲よりも大きく風化を早めたとも考えられる。

個別ののり面崩壊について整理するといずれものり肩の風化が進行した部位が崩壊しており，崩壊の形態は次の2種類に大別されることがわかった（図-6・19）。1つはのり面が土砂化したことにより地震時に安定勾配を保つことができなくなり，崩壊したタイプである。もう1つは岩盤内に節理が発達したのり面がブロック

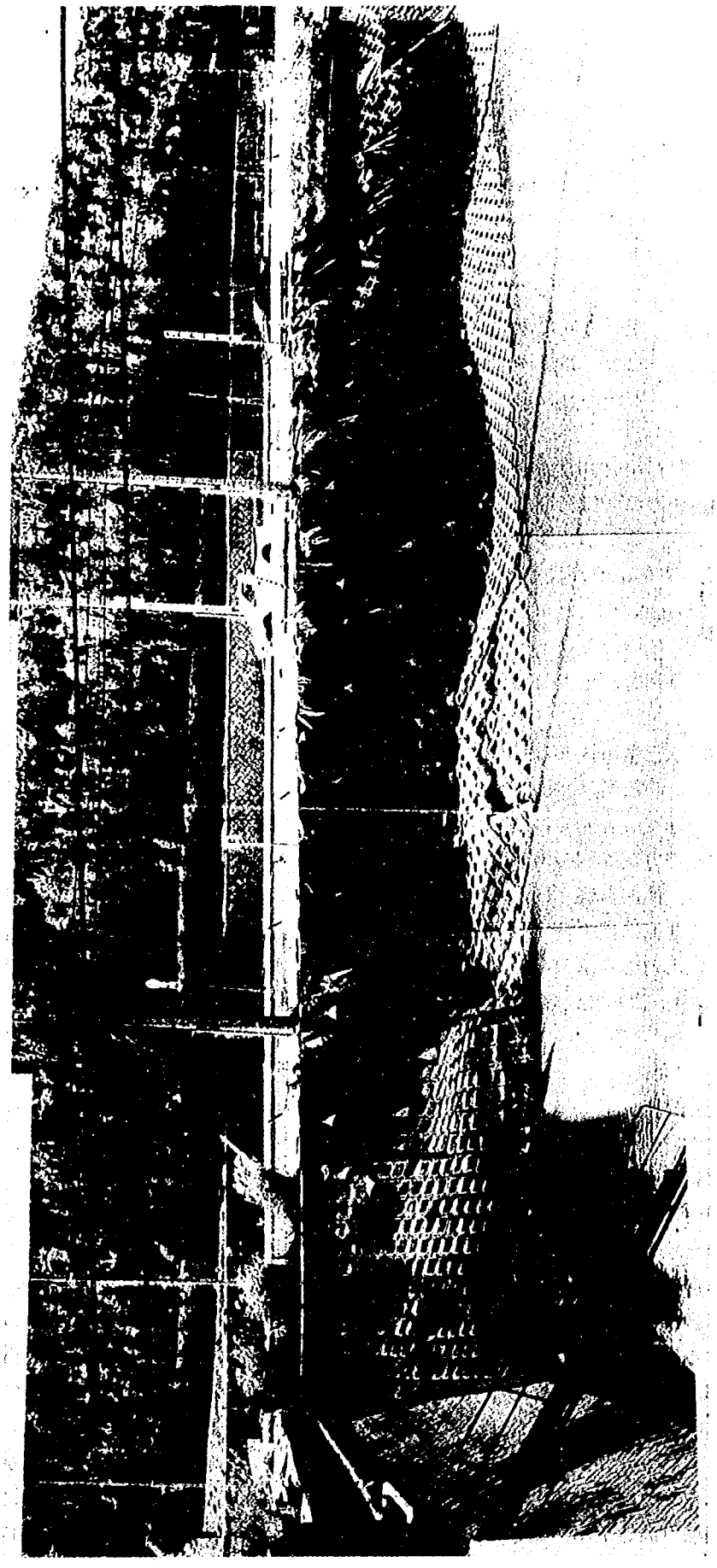


写真-6・1 主要地方道神戸・加古川・姫路線（神戸市西区伊川谷町）の被災状況

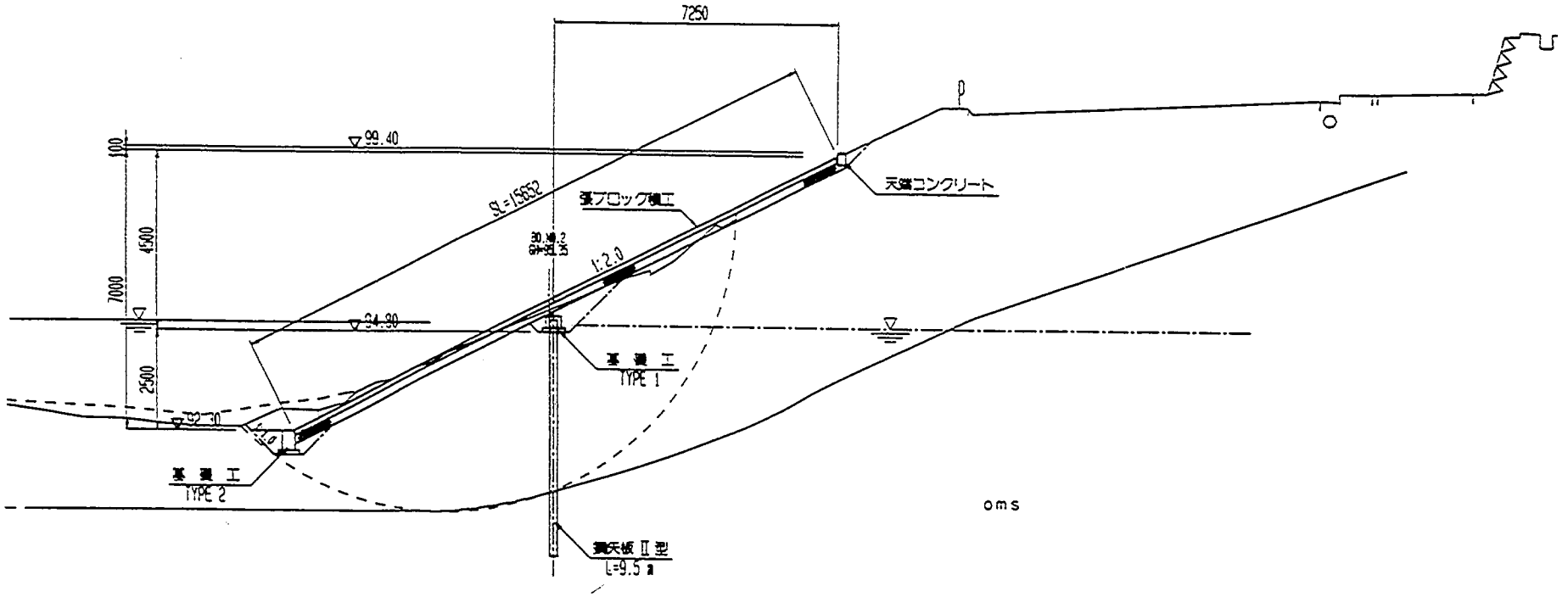


図-6・14　主要地方道神戸・加古川・姫路線（神戸市西区伊川谷町）の復旧断面図

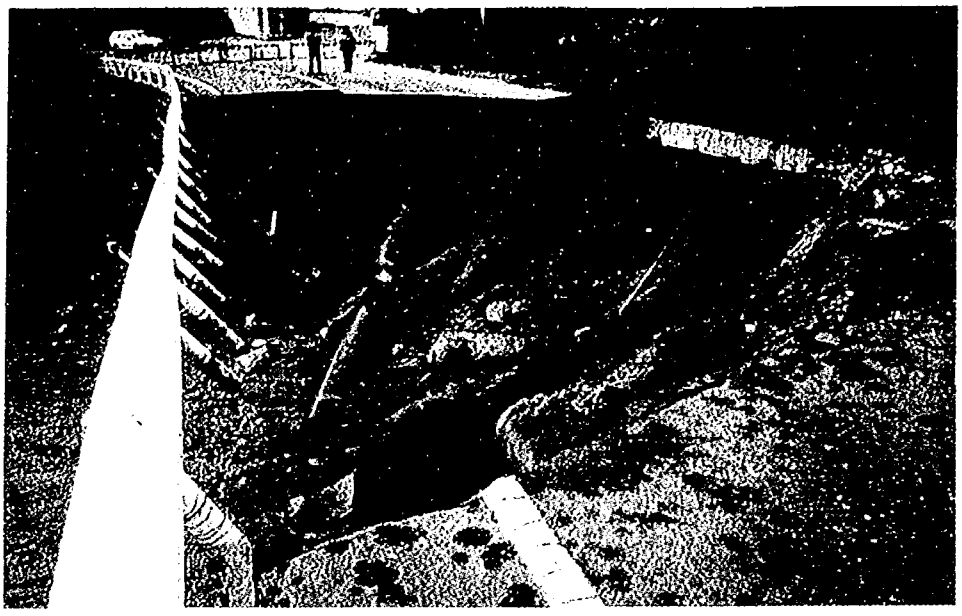


写真-6・2(1) 主要地方道神戸・加古川・姫路線（神戸市西区神出町）の被災状況

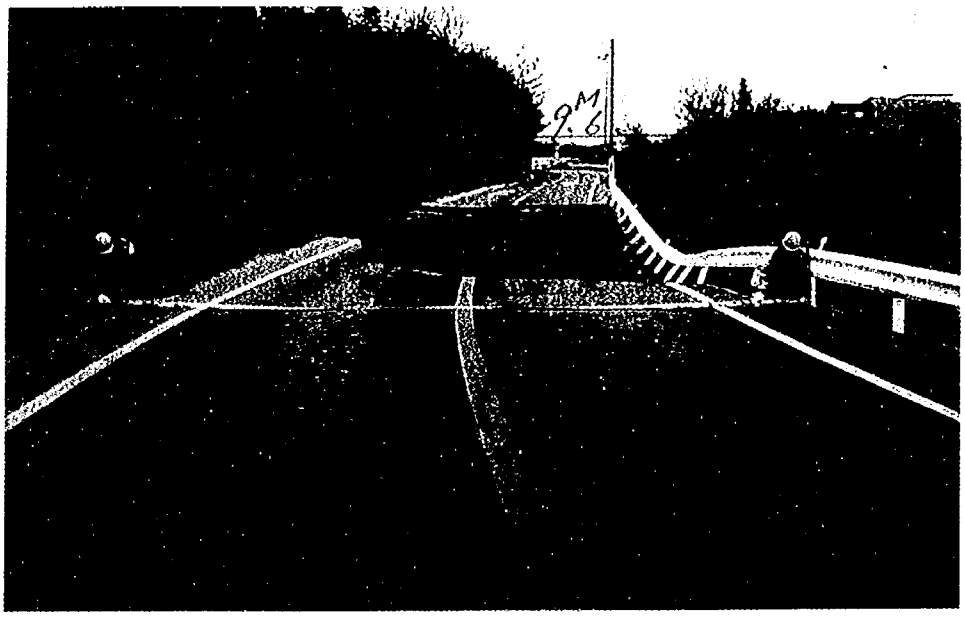


写真-6・2(2) 主要地方道神戸・加古川・姫路線（神戸市西区神出町）の被災状況



写真-6・3(1)　市道福井線（三木市福井）の被災状況

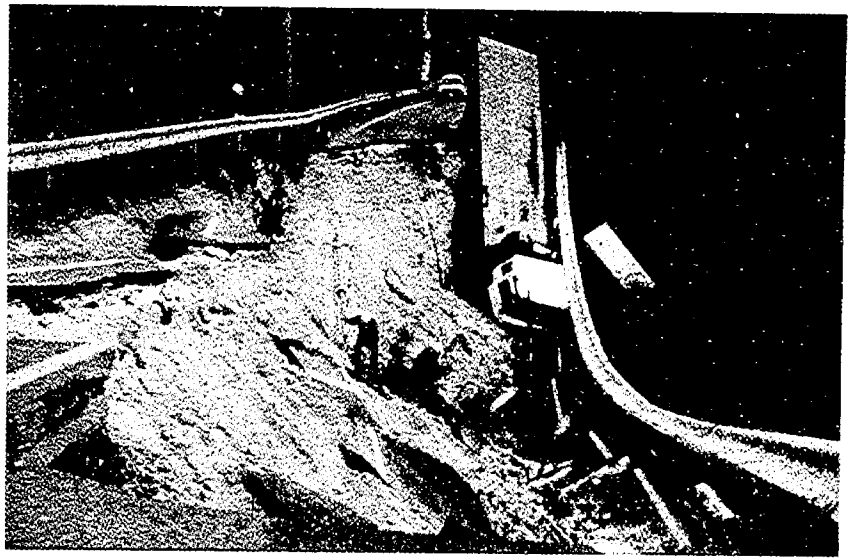
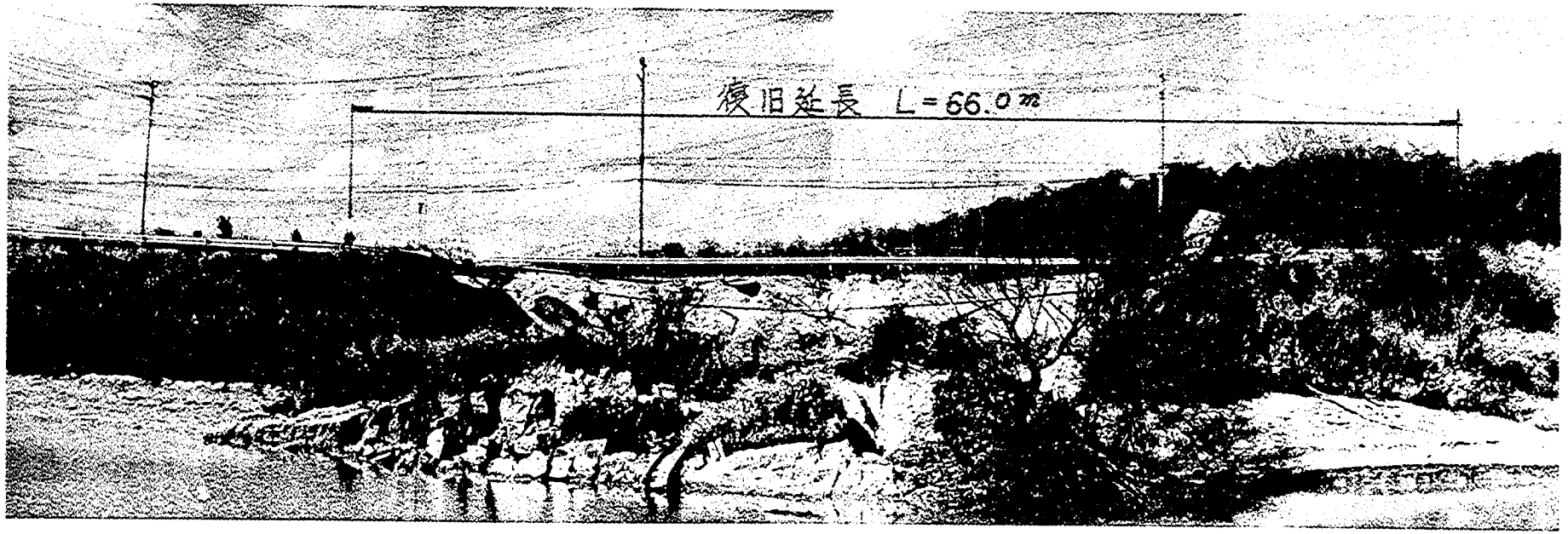


写真-6・3(2)　市道福井線（三木市福井）の被災状況



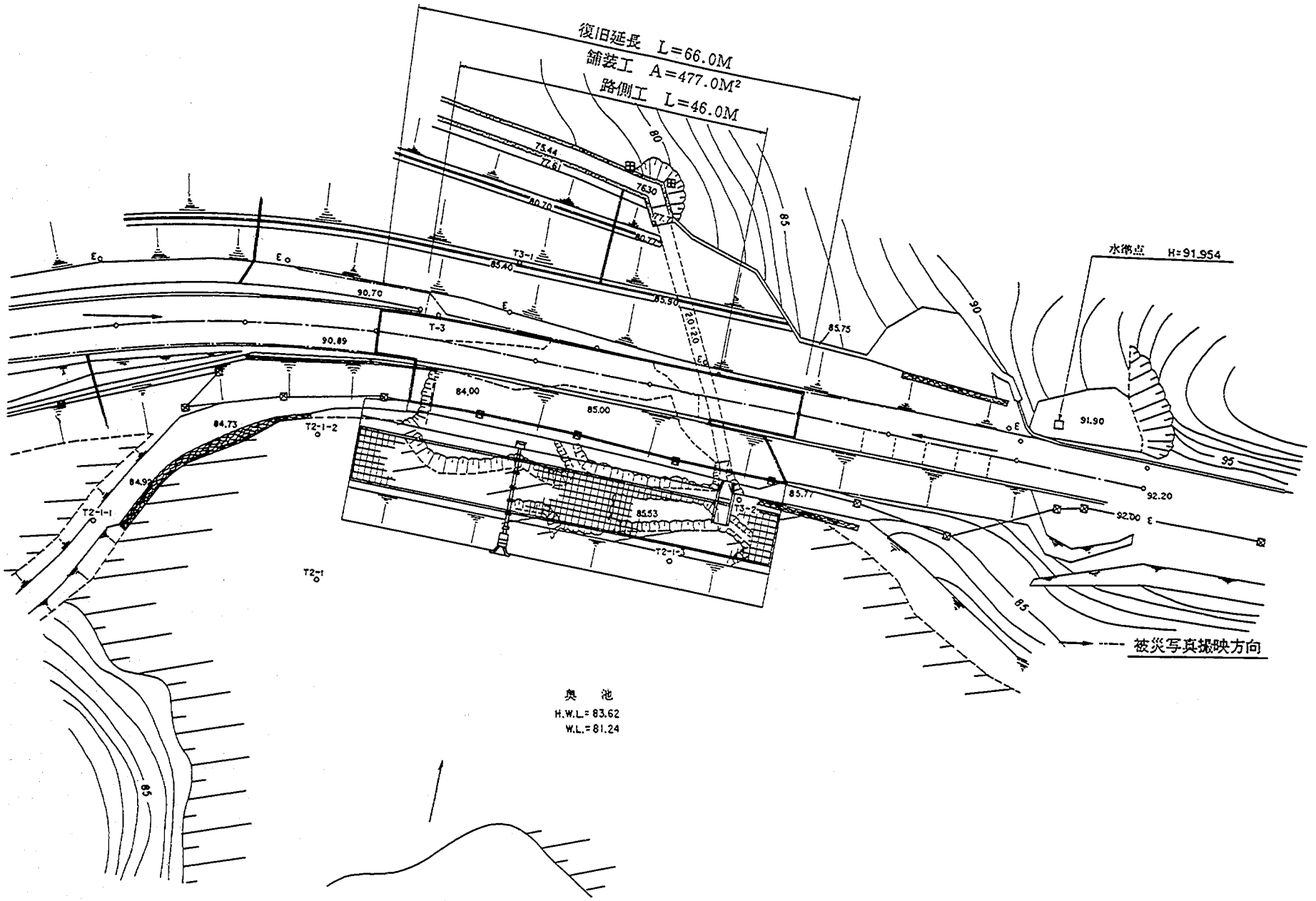


図-6・15 市道福井線（三木市福井）の平面図

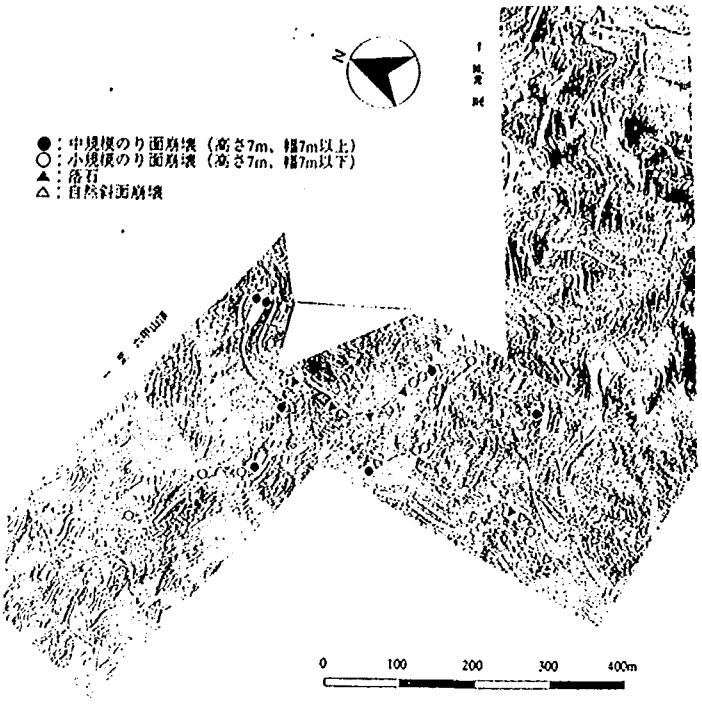
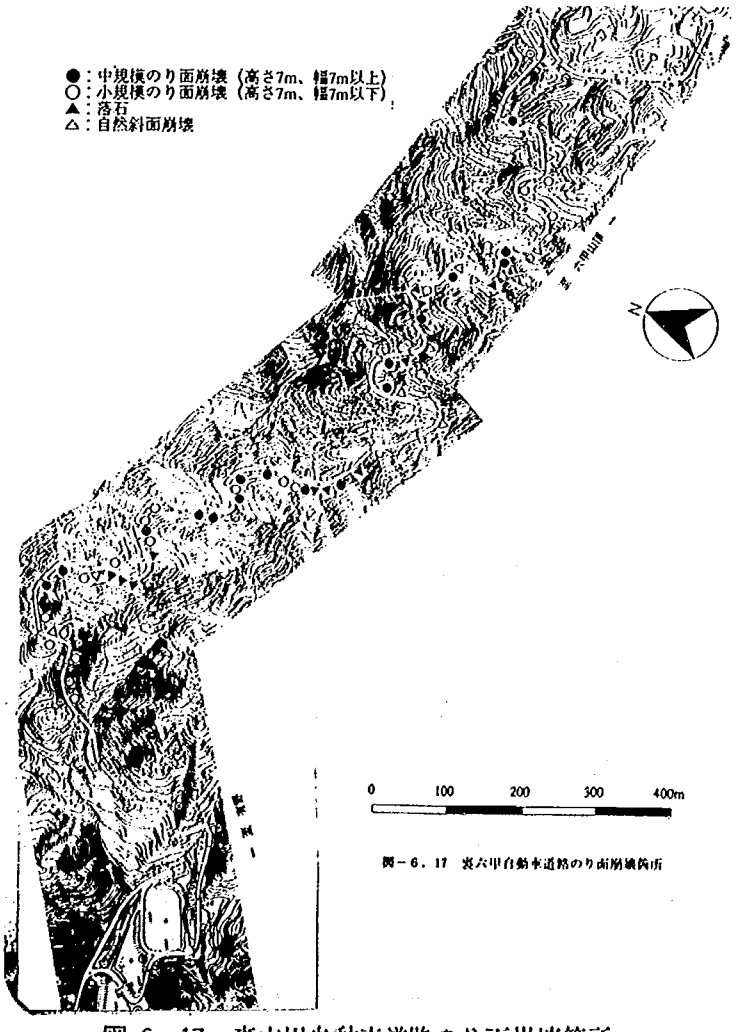


図-6・16　表六甲自動車道路のり面崩壊箇所



図－６．17　表六甲自動車道路のり面崩壊箇所

図-6・17　裏六甲自動車道路のり面崩壊箇所

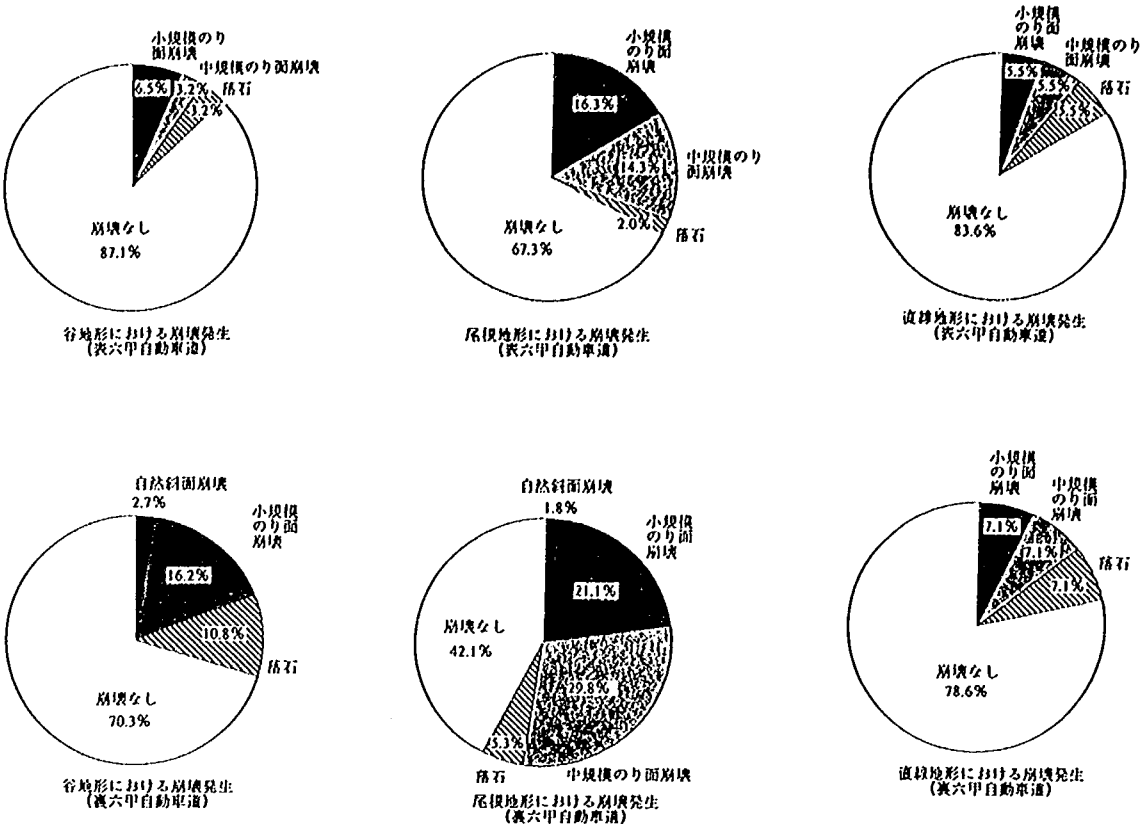


図-6・18　のり面・斜面崩壊と地形要因

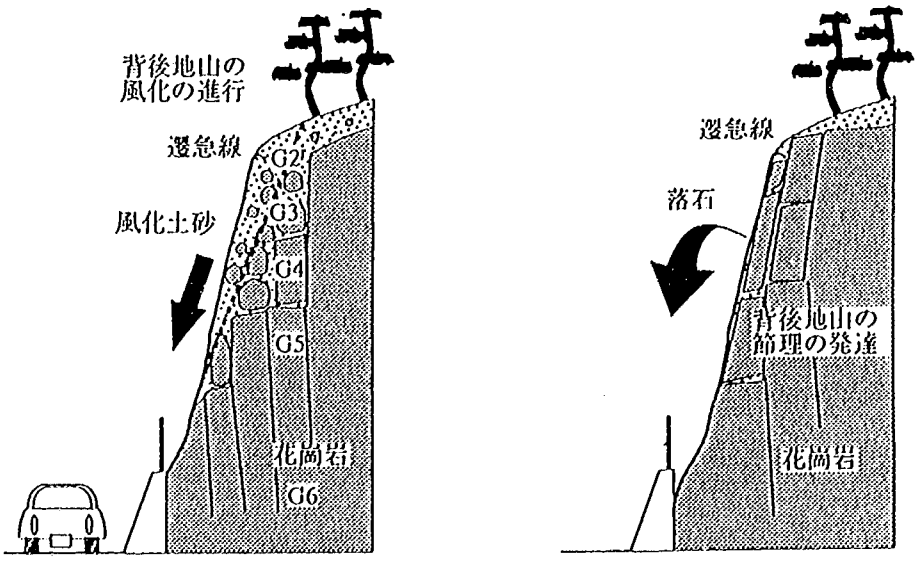


図-6・19　道路のり面の崩壊形態

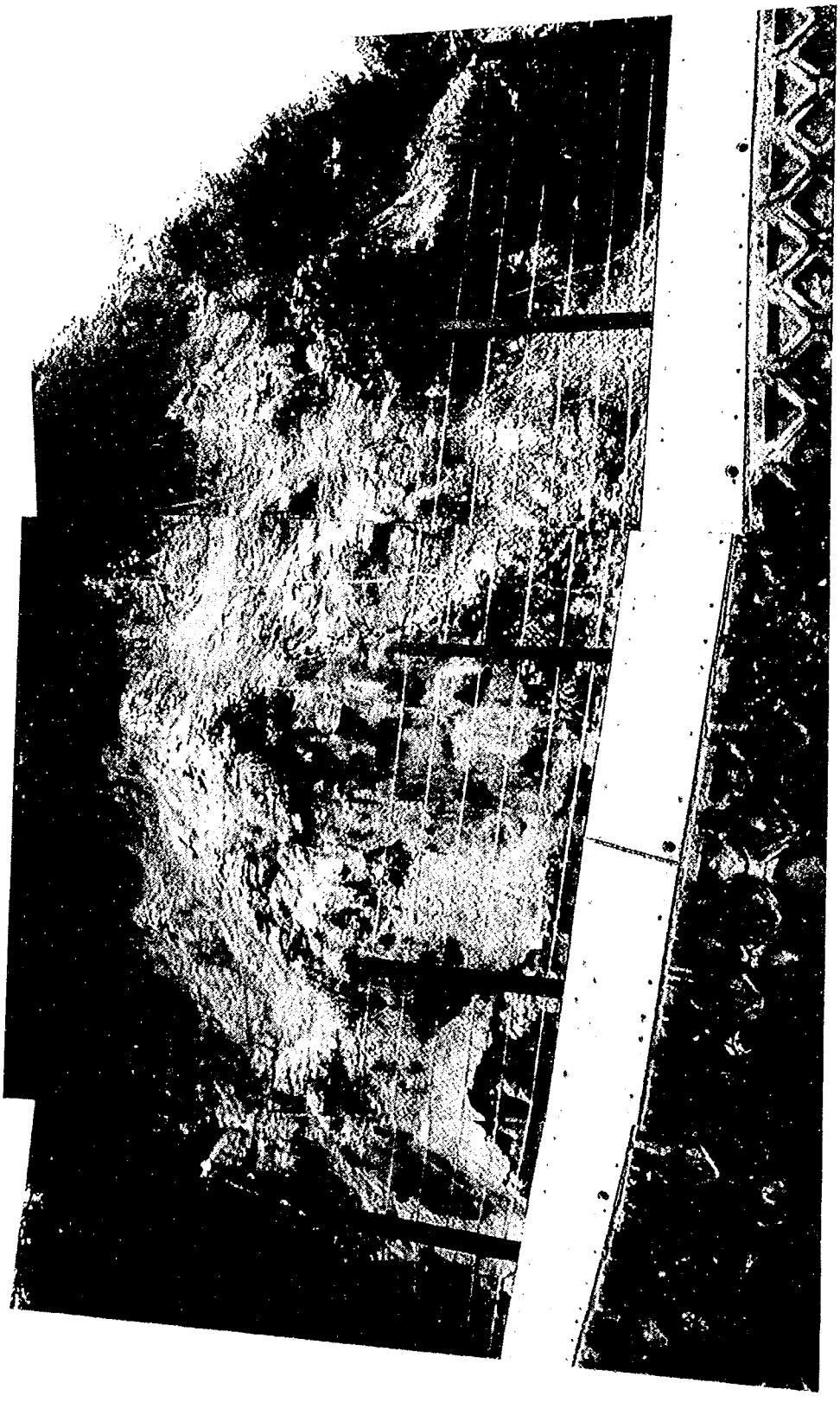


写真-6・4　六甲自動車道路のり面崩壊（1）



写真-6・5　裏六甲自動車道路のり面崩壊 (2)

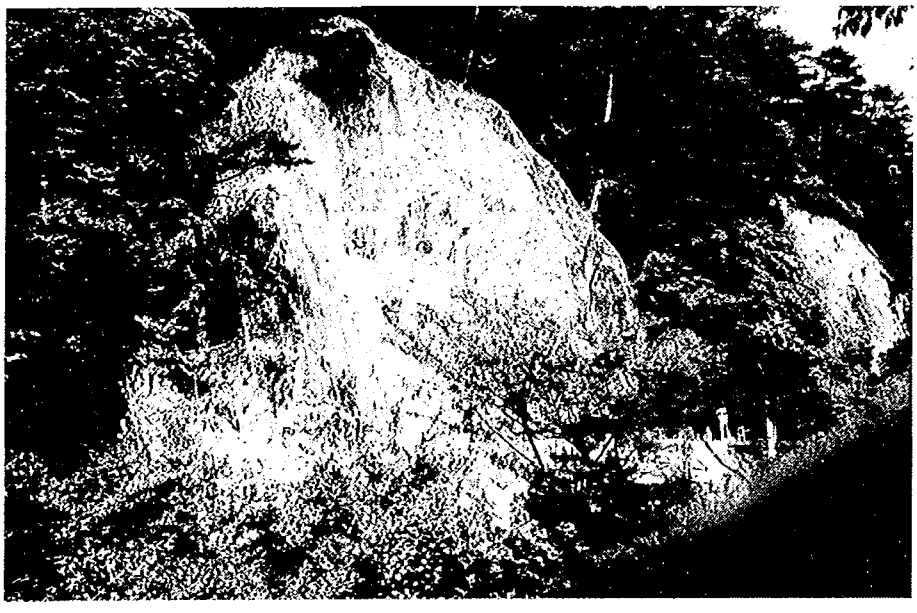
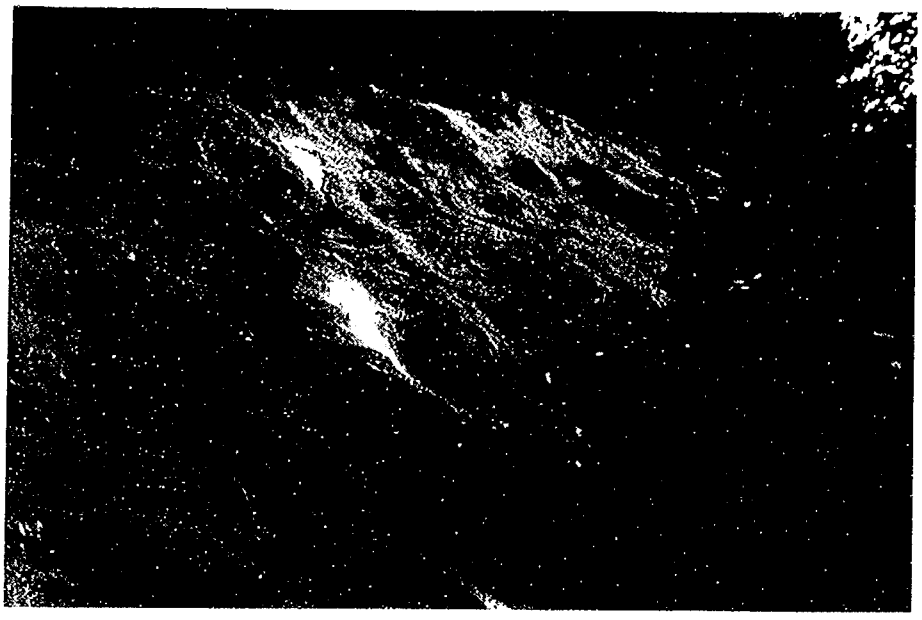


写真-6・6　裏六甲自動車道路のり面崩壊 (3)



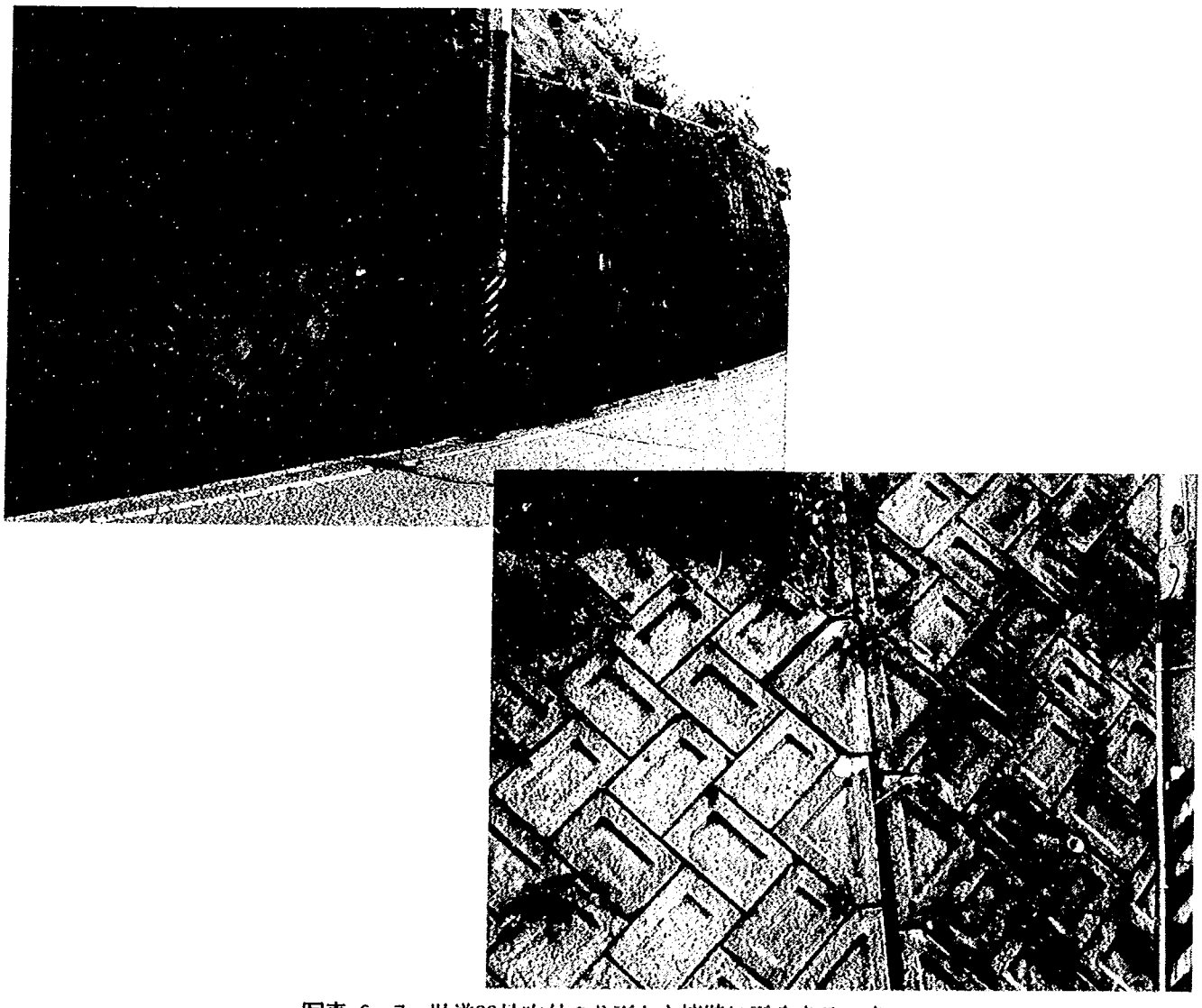


写真-6・7　県道82号吹付のり面から擁壁に至るクラック

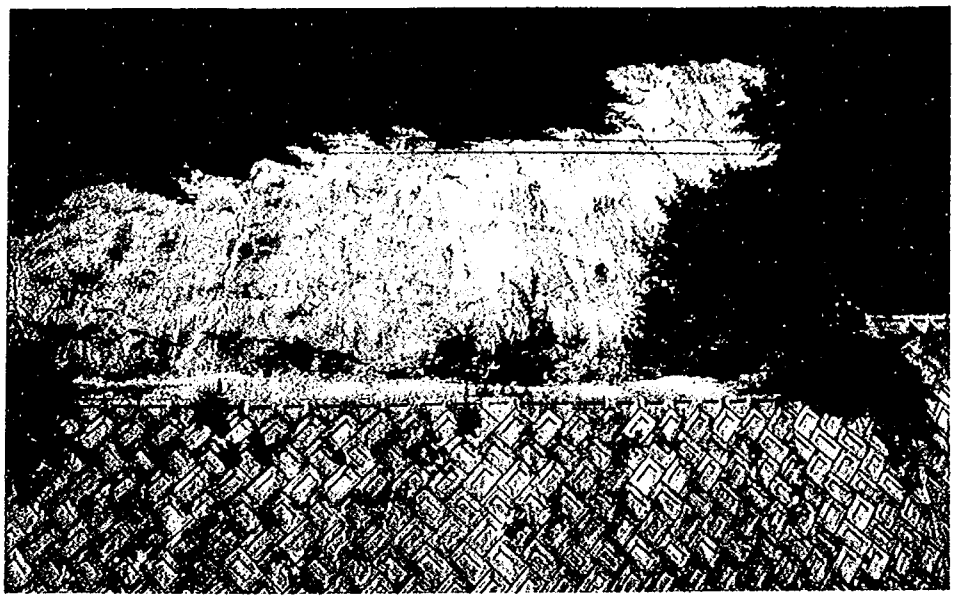


写真-6・8　県道82号吹付のり面クラック発生状況



写真-6・9　県道82号吹付のり面の部分的滑落

状の落石崩壊を起こすタイプである。

以上のように表六甲，裏六甲の崩壊は，突出した地形条件（尾根地形，のり肩のような凸地形）で発生しており，これらの部位で風化が進行し，不安定な土砂や節理の発達した岩盤が存在すると地震時に容易に崩壊しやすいことがわかる。

また，吹付背後でこれらの風化が進行している場合，目視による判断は困難なため，危険箇所の抽出にあたって特に注意が必要であると考えられる。

6．4　カルバートの被害

6.4.1　カルバートの被害概要

今回の地震において，カルバートの被害は比較的軽微なものにとどまった。具体的な被害としては，函体間の継手部の開きやズレ，頂版や側壁の軽微なクラックといったものが大半であった。また被害のあったカルバートは，特に神戸市内の国道２号，43号といった海沿いの箇所に多くみられた。

表-6･5に，国道２号，43号の神戸市内区間におけるカルバートの形式，規模，被害状況等を示す。被害の大部分は函体間の継手部あるいは函体と擁壁などとの継目部に，クラックや開き（最大で幅10cm程度）が生じたものであった。

また図-6・20は，住宅の倒壊率などから推定した神

表-6.5　国道２号，43号（神戸市内区間）におけるカルバートの被害状況

国道２号

	形　式	断面寸法（m）	土被り	被災状況	番号
甲南橋	RC-BOX	B1.5×H1.2	0.5m	損傷なし	①
野寄橋	RCポータルカルバート	B5.4×H4.5	0.3m	側壁から頂版にかけて断面方向クラック（幅２～５mm）	②
西郷川国道橋	RCポータルカルバート	B8.8×H2.9	0.7m	損傷なし	③
新生田川橋	RCポータルカルバート	B13.0×H3.9	舗装厚	損傷なし	④
鯉川橋	RC-BOX	B2.5×H2.3	1.3m	損傷なし	⑤
高尾川橋	RC-BOX	B2.0×H1.4	1.5m	損傷なし	⑥
垂水２号橋	RC-BOX	B1.8×H1.8	0.9m	ウィングとBOXとの継目部分にクラック	⑦
御影	地下道（RC-BOX）	B2.0×H2.0	３m程度	BOX本体は損傷なし	⑧
西灘	地下道（RC-BOX）	B2.0×H2.0	３m程度	BOX本体は損傷なし	⑨
脇浜	地下道（RC-BOX）	B2.0×H2.0	２m程度	BOX間の継手部にクラック（幅5mm程度）	⑩
春日野	地下道（RC-BOX）	B4.0×H2.4	２m程度	BOX間の継手部にクラック，開き（幅50mm程度）	⑪
吾妻	地下道（RC-BOX）	B2.0×H1.9	－	損傷なし	⑫
兵庫駅前	地下道（RC-BOX）	B4.0×H2.6	2.8m	出入口の階段とBOXとの継目部分にクラック（幅２mm）	⑬
大橋	地下道（３連RC-BOX）	B2.5×H3.4 B6.2×H3.4 B2.5×H3.4	３m程度	出入口の階段とBOXとの継目部分にクラック（幅２mm）	⑭
天神橋西	地下道（RC-BOX）	B3.6×H2.6	0.5m程度	擁壁とBOXとの継目部分にクラック（幅５～10mm）	⑮

国道43号

	形　式	断面寸法（m）	土被り	被災状況	番号
住吉東１号	RCポータルカルバート	B4.0×H4.5	0.3m	損傷なし	⑯
観音川橋	RC-BOX	B4.6×H2.3	0.7m	損傷なし	⑰
西郷川橋	RC-BOX	B8.8×H3.7	0.5m	損傷なし	⑱
住吉西	地下道（RC-BOX）	B4.0×H4.5	0.8m	BOX間の継手部に開き（幅70mm程度）	⑲
住吉東２号	地下道（RC-BOX）	B4.0×H2.0	0.8m	BOX間の継手部に開き（幅100m程度）	⑳

戸市内の震度分布図[5]に，各カルバートの位置をプロットしたものである。この地区のカルバートの多くが，震度７以上の箇所に分布している。

6.4.2　カルバートの被害事例

カルバートの代表的な被害事例として，住吉地区の地下道（住吉東２号）の例を紹介する。この地下道は国道43号の下をくぐるものであり，幅４m×高さ２mの鉄筋コンクリート製ボックスカルバートである（写真-6・10，図-6・21，図-6・22）。周辺では30%以上の木造住宅が倒壊しており，地震時には非常に激しい揺れ（震度７程度）を受けたものと推定される。

このカルバートは全長が39mであり，13m程度ごとに継手が設けられている。今回の地震では写真-6・11に示すように，継手部分が10cm程度開いた。この部分については，地震後，側壁部および頂版部には土砂の流入や漏水等を防ぐための鋼板を貼付け，底版部にはコンクリートを間詰めして補修している。しかしカルバートの函体そのものには特に損傷は生じていない。

今回の地震によるカルバートの被害は，函体間の継手部分などのクラックや開きが大部分であり，カルバート本体の安全性に影響を与えるような被害はなかった。

カルバートのような比較的規模の小さな地中構造物は，地震時には周辺の地盤や盛土の変形に追従して一体となって挙動するため，地震の影響により函体に作用する曲げやせん断は小さい。したがって従来のカルバートの設計においては，規模の大きい門型カルバート以外は「原則として地震の影響は考えない」[6]ものとしている。

今回の地震のような激震においてもカルバートの被害は軽微なものにとどまったことから，地震の影響は小さかったものと考えられ，従来どおり常時の設計をしておけば地震に対する安全性は確保できるといえる。

6．5　道路擁壁の被害

本節では兵庫県南部地震による道路擁壁の被災状況について報告する。本報告では擁壁の規模，形式を現在の道路擁壁の設計の基本的な考え方に基づいて整理する。

現在の道路擁壁の設計は過去の経験に基づく部分が多く，擁壁高さが８m程度以下の通常の規模の擁壁については特に耐震設計を行わなくとも通常考えられる

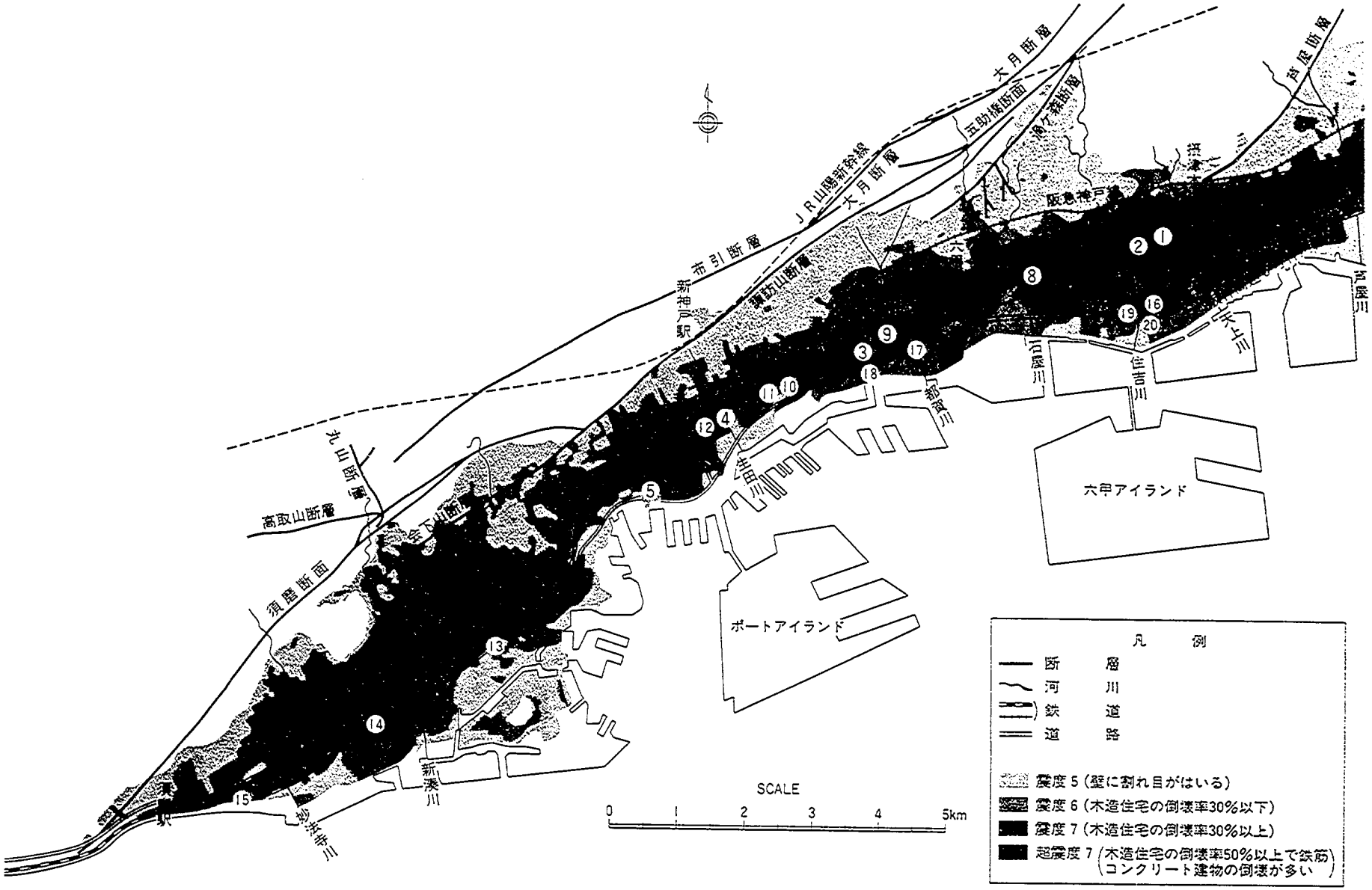


図-6・20　カルバートの分布図

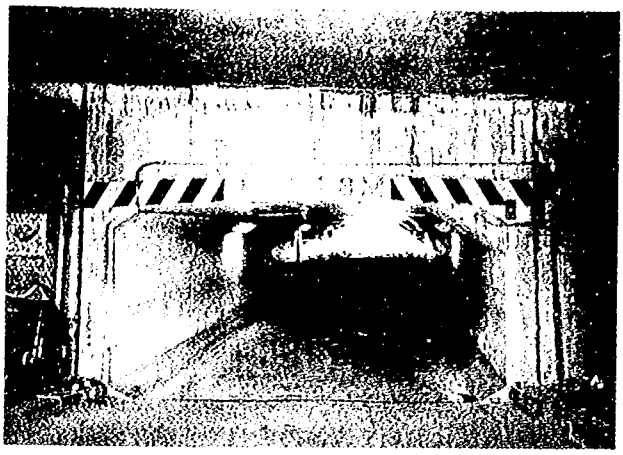


写真-6・10　カルバートの全景

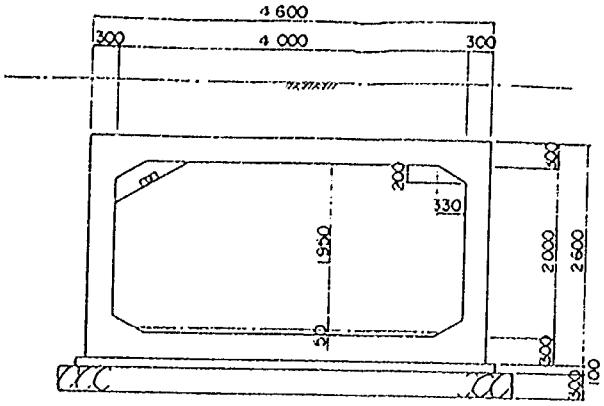


図-6・21　カルバートの断面図

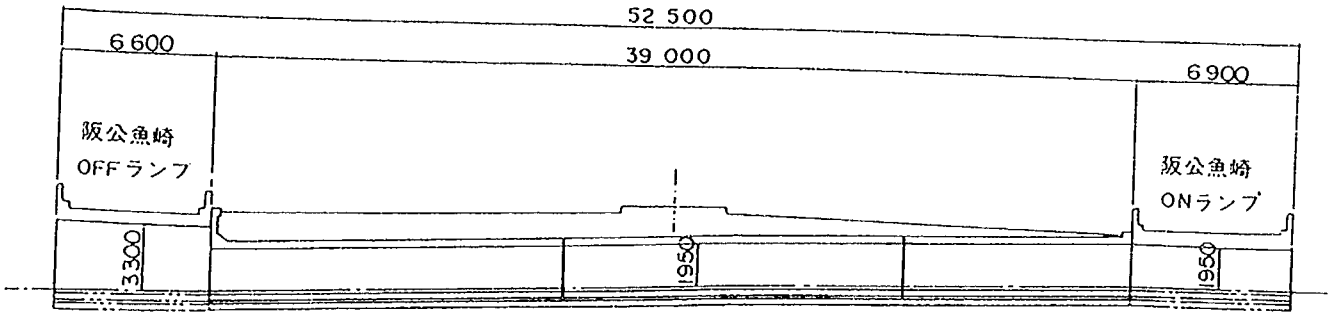


図-6・22　カルバートの側面図

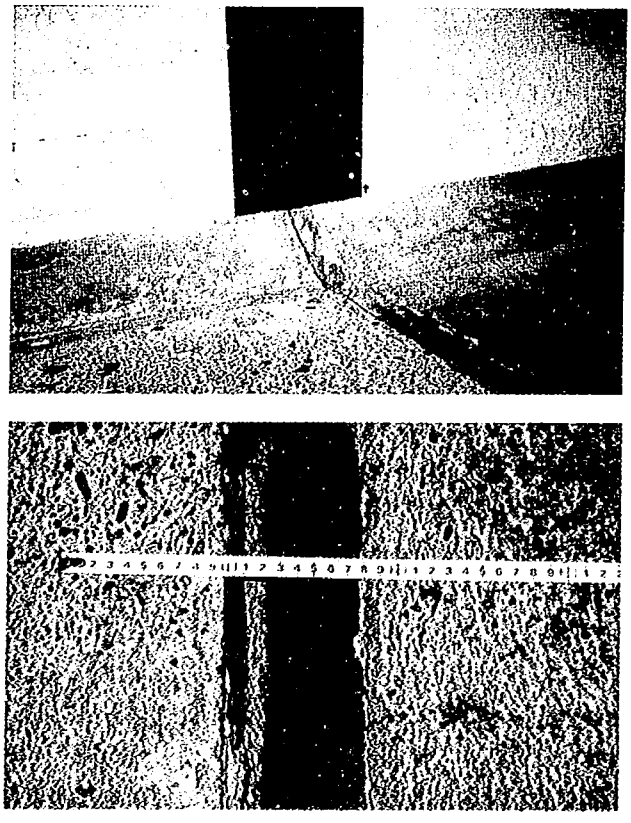


写真-6・11　継手部の開き

規模の地震に対しては十分な耐震性を有していると考えられてきた。また石積（ブロック積）擁壁のように比較的簡易な構造の擁壁形式については，土圧などの外力を考慮した設計検討を行わずに過去の経験に基づく標準断面形状を用いた設計を行っている。一方，擁壁高さが8m程度を越えるような擁壁については常時と別途に地震時土圧と水平慣性力を考慮した地震時の安定検討を行っている。また近年施工実績の増えている補強土擁壁は土中に補強材を敷設することによって擁壁壁面に作用する土圧を低減する工法であり，他の擁壁とは異なる手法により設計を行っている。

また設計に際しては擁壁の滑動，転倒，基礎地盤の支持力，基礎地盤を含む全体的なすべりに対する安定性の検討と躯体に発生する応力の検討を行っている。

6.5.1 擁壁の被害概要

被災地域には様々な形式と規模の擁壁が存在した。ここでは震災による被害の傾向についてまとめる。

(1) 被害状況

ここでは前述した現行の設計指針における考え方をもとに経験に基づく標準断面によって設計を行っている石積（ブロック積）擁壁，比較的小規模な場合に採用される重力式擁壁，比較的大規模な場合に採用されることが多い片持ちばり式擁壁，最近施工例が増えている補強土擁壁のそれぞれについて考える。

1）石積（ブロック積）擁壁

石積（ブロック積）擁壁は控長35cm程度の大きさの積み石またはコンクリートブロックを互いに結合して積み上げたものである。高さ5m程度までの安定した地山ののり面保護として採用される場合が多く，一般に積み石と積み石の間の目地部にモルタルをはさんだ練積形式が採用される。兵庫県は石材の御影石の産地であり，宅地擁壁を中心に自然石を用いた石積擁壁が多数存在した。

石積（ブロック積）擁壁は背面土砂による土圧および地震力に対して積み石間の摩擦とモルタルの付着力によって抵抗することになるが，応力計算を行うことができず，経験的に得られた標準断面に基づいて築造される。また適用高さが低いこと，応力検討が出来ないことから耐震性の検討も行っていない。このため道路擁壁の被害のほとんどは石積（ブロック積）擁壁が占めた。

目地部にモルタルを挟まずに積み石を積み上げる石積擁壁を空積形式と呼び，今回の震災では宅地擁壁として築造された空積擁壁に非常に大きな被害が発生した。道路擁壁では原則として練積が採用されるため，空積擁壁の被害事例はほとんどなかった。

2）重力式擁壁

擁壁背後からの土圧に対し擁壁躯体の自重と基礎地盤の摩擦力によって抵抗する重力式擁壁の場合，常時の安定検討において自重は滑動や転倒に対する抵抗力として働くために一般には自重が大きいほど安定性が増す。しかし躯体に直接加速度が作用する地震時には自重に比例した水平慣性力が作用するために今回の震災のように非常に大きな加速度が作用する地震では道路以外の施設において躯体の破損や転倒，滑動といった変形が見られた。

3）片持ちばり式擁壁

逆T型擁壁やL型擁壁のように鉄筋構造を有し，背面の土砂重量も含めて土圧に抵抗する形式の擁壁は石積（ブロック積）擁壁や重力式擁壁よりも擁壁高さが大きい場合に適用されるが，今回の震災ではあまり大きな被害は生じなかった。これは比較的規模の大きい擁壁が多いために地震時の安定検討を別途に行っているために合理的な設計が行われていること，擁壁に作用する外力に土圧が占める部分が大きく，土圧算定法の内包する安全余裕が大きな影響を持つためと考えられる。しかし河川を横断する橋梁のアプローチ部に設けられた擁壁のように比較的軟弱な基礎を有する場合は比較的大きな変状を示す場合もあった。

4）補強土擁壁

土中に補強材を敷設して急勾配盛土を形成する補強土擁壁は通常擁壁よりも軟弱な基礎地盤上に擁壁を構築する場合や通常よりも高い擁壁高さとなる場合に採用される。通常の擁壁と異なり全体が柔軟な構造であることから高い耐震性を有している。今回の震災においても付帯構造物の笠石や壁面材に亀裂が入るなどの微小な被害は数例発生したが，安定上問題となるような被害は発生していない。

(2) 擁壁被害の分布

今回の震災で大きな被害の発生した擁壁の分布と震度7の激震が発生した地域を図-6・23に示す。揺れの激しかった地域は瀬戸内海沿いの平地部であり，この地域には道路擁壁は規模の小さなものが多く，そのほとんどが石積擁壁であった。そのため石積擁壁以外の擁壁の被害は数が限られており，特に地震時の安定検討を別途に考慮しているような大規模な擁壁の被害はほとんど無かった。ただし震度7が記録された地域において河川を渡河する橋梁のアプローチ部分などに設置された擁壁は比較的規模の大きなものがあり，被害

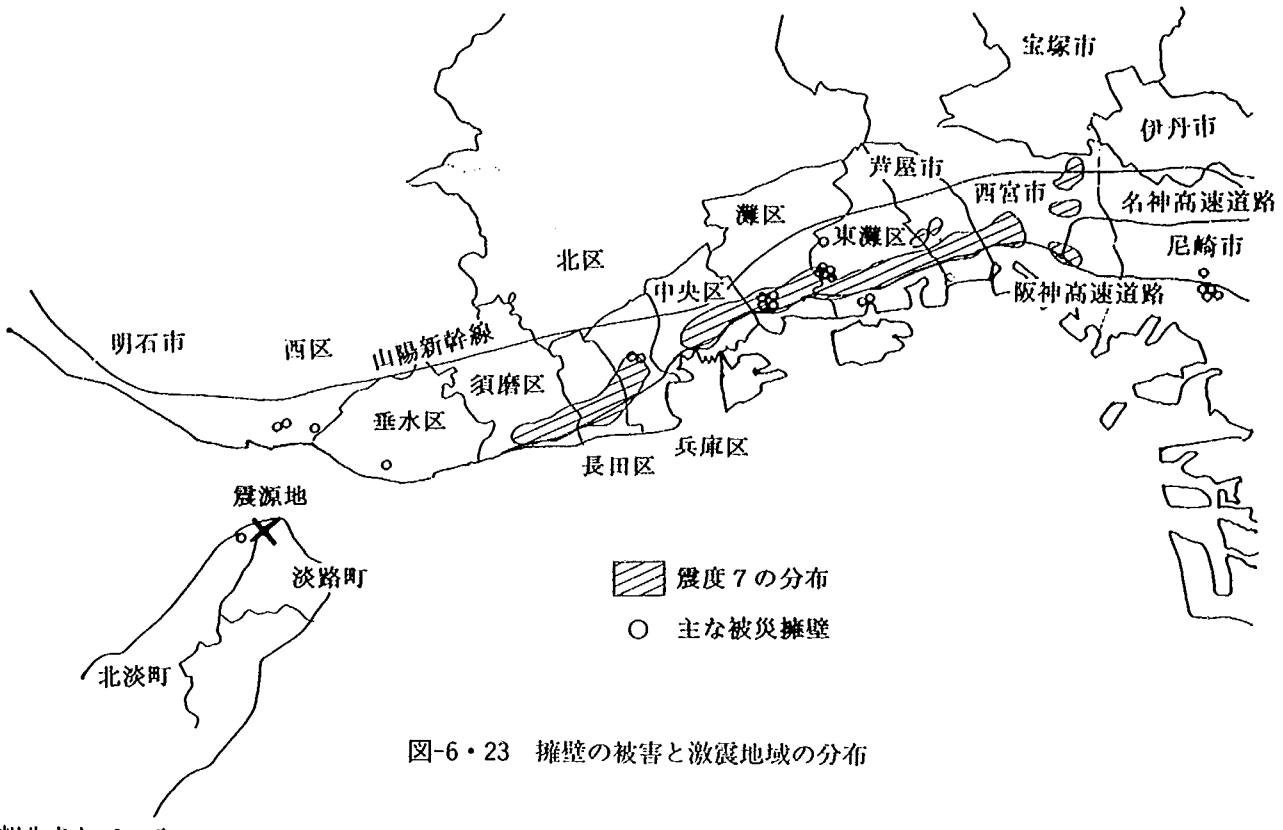


図-6・23　擁壁の被害と激震地域の分布

が報告されている。

六甲山脈沿いの瀬戸内海側のいわゆる山手地区，有馬などの裏六甲地域，西宮，宝塚市周辺には造成された住宅地が広がっており，擁壁が多数存在した。これらの擁壁は用途および規模も様々であり，多種多様な形式が採用されていた。

裏六甲や西宮市および宝塚市の山岳部においては地滑りや斜面崩壊が発生した。その結果，基礎地盤を含む大規模なすべりに巻き込まれるような形で変状した擁壁や基礎地盤の変形に伴なって目地のずれや若干の傾斜を示した擁壁も存在した。

しかしこれらの地域は比較的震度が小さく，しかも良好な地盤上に設置されている場合が多いために前述の基礎を含む大規模な地盤の変形に伴う変状を除くと大きな被害は極めて少なかった。

沿岸部の埋め立て地においては液状化が広範囲に渡って発生した。液状化が発生した地域においても地すべりの発生した地域と同様に擁壁の目地のずれや若干の傾斜などの被害が報告された。

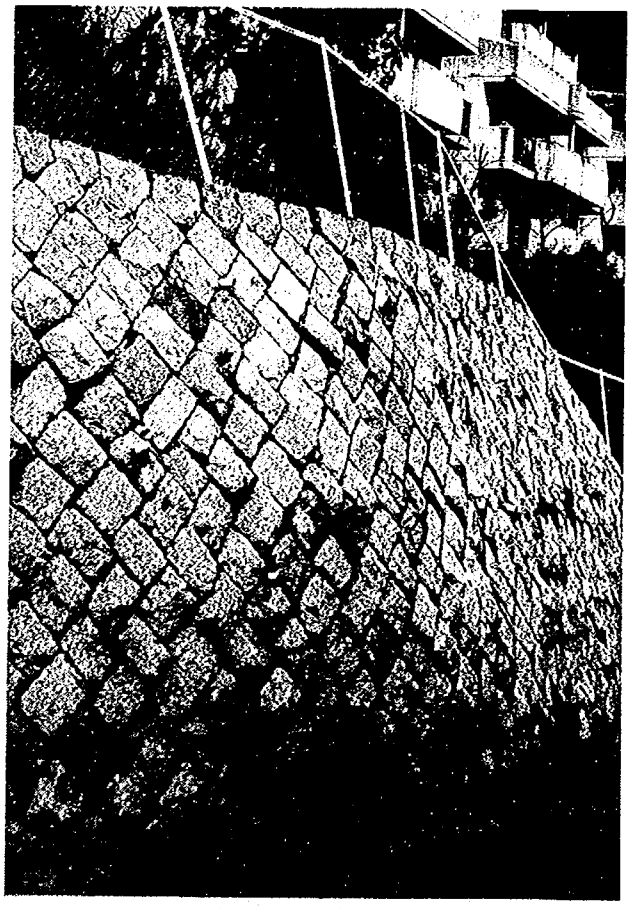


写真-6・12　芦屋市内の石積擁壁の被害
目地が欠落し，はらみ出しが生じている。
（１月27日撮影）

6.5.2　道路擁壁の被害事例

以下では前述した被害の傾向を踏まえつつ，個々の被害事例を紹介し，擁壁の被害の特色について述べることとする。

これまで過去に発生した地震で擁壁に発生した被害

は石積擁壁の崩壊と基礎を含む大規模な地すべりに巻き込まれた形での崩壊を除くと設計段階で想定しているような擁壁の転倒，滑動，支持力不足，躯体耐力の不足といった被害はほとんど発生していない。

今回の地震でも石積擁壁は大きな被害を受けた。石積擁壁の場合，まず地震動に伴って躯体全体に曲げや引張り変形が生じ，最も弱い目地部分が破壊される。

写真-6・12は芦屋市朝日ヶ丘における石積擁壁の被害事例である。ブロック積擁壁の被害の最初の段階は目地部分にクラックが入り，積み石間の結合力が失われることである。この段階ではしばしば擁壁前面に欠落したモルタル破片が散らばっているのが確認できる。

モルタルが破損し，積み石間の結合力が失われた後になおも積み石に加速度が作用したり，背後の地山からの土圧や上部に設置された付帯施設の重量などが擁

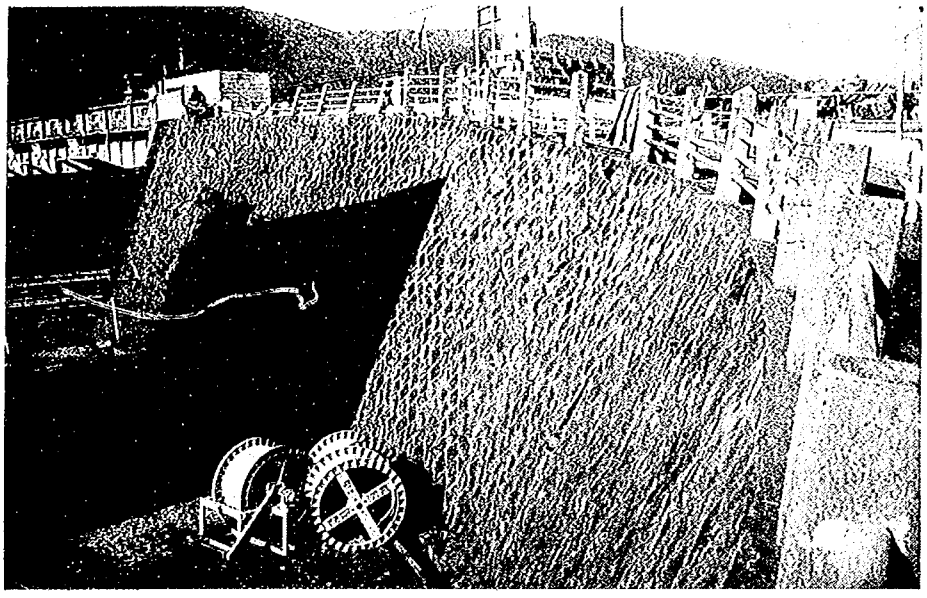


写真-6・13 灘区の石積擁壁の被害
目地が欠落し，はらみ出しが生じている。上部道路は車両通行止め。
（1月27日撮影）



写真-6・14 灘区の石積擁壁の被害
背後地盤がすべりを生じ，全面崩壊している。（3月2日撮影）

壁に作用していると，軽微な場合には擁壁の積み石のはらみだしや積み石の抜け落ち，場合によっては全面的な崩壊が発生する。写真-6・12では凸の屈曲の頂点付近ではらみだしも生じているのが解る。このような屈曲部分においては応力集中が発生しやすく，特に外力が作用していなくても崩壊に至る場合も多い。

写真-6・13は灘区岩屋北におけるブロック積擁壁の被害である。目地にクラックが発生し，中央付近で座屈したようなはらみ出しをしている。上部の道路ではこのはらみ出しに伴って広範囲な陥没が見られ，車両の通行止めがされている。

以上の2例は比較的軽微な被害事例である。特に写真-6・13の事例は震度7の記録された地域にあり，しかも高さは5m程度とブロック積擁壁の適用限界に近いものであるにも関わらず被害が軽微なのは，おそらく積み石の自重以外の外力が作用しなかったためであろうと考えられる。

写真-6・14は灘区高羽町における石積擁壁の崩壊事例である。この擁壁の場合，石積擁壁の上部にさらにブロックが設置されており，背後の地山からの土圧も作用していたと考えられ，このような全面崩壊に至っている。

石積擁壁の特色として工費が安価であるのに加え，変状が生じた場合の復旧が容易であるということが言える。写真-6・12および写真-6・13のように積み石のみが崩壊し，崩壊により露出した地山が自立しているような場合は全面崩壊であっても復旧は容易である。しかし写真-6・14のような事例は擁壁の崩壊により背後の地山にすべりが生じていたり，背後の道路が陥没していたりするため，復旧範囲が広く，より復旧が困難である。

写真-6・15は西宮市仁川地区の石積擁壁の被害である。同地区は大規模な地すべりが発生した地域であり，写真の擁壁もすべりによって断ち切られたようなクラックが発生している。写真-6・12および写真-6・13のクラックが擁壁全面に渡って網の目状に発生しているのとは対照的である。このような変状は軽微に見えるが基礎地盤の変状に起因するものであり，完全に復旧するのは困難である。しかし変状は進行性のものではなく，また前面の道路に対する機能障害も発生していないことから，さほど緊急性を要しない復旧とも考えられる。

次に石積擁壁以外の土圧が作用した場合の安定性検討を行うタイプの擁壁の被害事例について見る。

写真-6・16と写真-6・17は灘区の山手幹線が石屋川を渡河する橋梁のアプローチ部に設置された擁壁の被害状況である。この擁壁は64mに渡って高さ2mの重力式擁壁から逆T型擁壁，控え壁式擁壁が連続的に設置されている。この区間における被害は転倒，沈下，滑動と通常の設計時に考える全てのモードが混在して発生している。この区間は河川の後背湿地にあたる場所であり，基礎地盤の支持力不足が原因ではないかと考えられる。しかし変状が大きいにも関わらず躯体の破損は生じておらず，応急措置として支保工を設置しただけで長期に渡り車両の通行が行われている。

写真-6・18および写真-6・19は灘区灘駅東側跨線橋のアプローチ部に設けられた擁壁の被災状況である。高さ5m程度の片持ちばり式擁壁と推定されるが，若干の転倒が生じている。転倒に伴って上部道路の陥没が生じており，写真-6・19のように車両の通行止め措置がとられている。

写真-6・20は東灘区森北町の重力式擁壁である。高さは1m程度と低いものであるが，前方谷側に転倒するように変形している。一般に重力式擁壁などの自重で土圧に抵抗するタイプの擁壁は今回の地震でも比較的被害が大きかったが，この地域は震度も比較的小さな値が記録された地域であり，写真手前の家屋の変形などから考えると，この変状の原因は斜面上に設置された擁壁の基礎地盤を含む全体的な変状ではないかと推測される。

写真-6・21は西宮市甲山地区にある混合擁壁である。混合擁壁は異なる形式の擁壁を組み合わせた形式であり，地震時の挙動がはっきりしていない場合が多い。写真の事例は重力式擁壁の上部に石積擁壁を設けた最も一般的な形式のものであるが，上部の石積擁壁が崩壊している。この場合も背後の地山からの土圧が石積に作用していたために崩壊に至ったと考えられる。

最後に補強土擁壁の被害について述べる。

補強土擁壁は土中に高分子材料や鋼製の補強材を敷設して壁面と結合し，補強材度裏込め土の摩擦により壁面を支える急勾配盛土のことである。通常の盛土よりも急勾配に築造が可能で，擁壁と異なり壁面を含む全体が柔軟な構造であり，変形に対して強いことが特徴と言える。

写真-6・22は芦屋市内の埋め立て地の公園に隣接する道路を補強材を結合した緑化ブロック積擁壁で施工した事例である。今回の地震では埋め立て地を中心に液状化の被害が多く発生したが，写真の箇所の周辺においても液状化が発生し，写真手前に見られるような地盤の亀裂が発生している。擁壁本体は若干工法へも



写真-6・15　西宮市仁川地区の石積擁壁の被害
地すべりによる基礎地盤の変動に伴って石積擁壁にクラックが発生している。
（1月28日撮影）

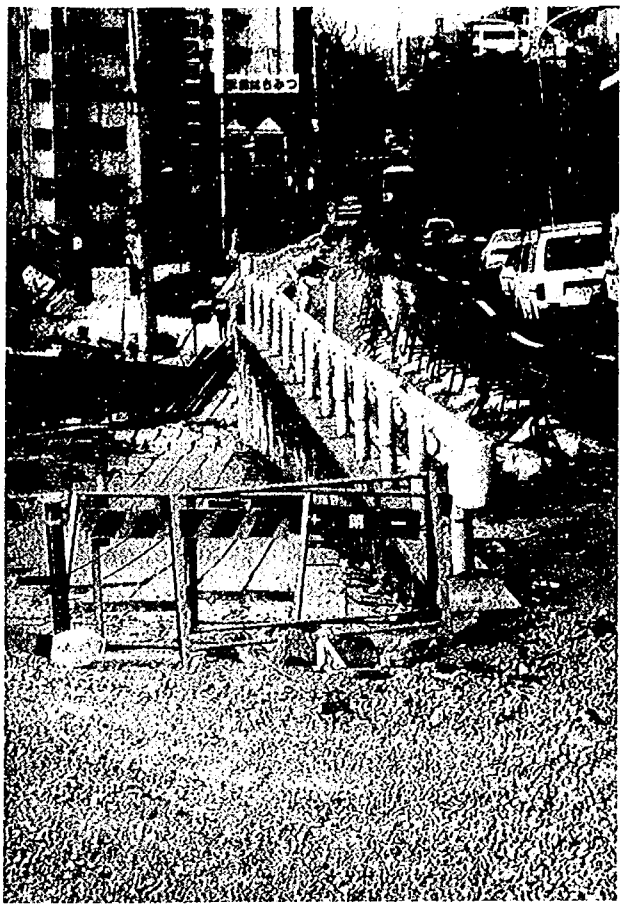


写真-6・16　灘区の片持ちばり擁壁の被害（その1）
山手幹線石屋川橋梁アプローチの擁壁の被害状況。全体が転倒，滑動，沈下を生じている。
（3月3日撮影）



写真-6・17　灘区の片持ちばり擁壁の被害（その2）
最も変状の激しい箇所。控え壁式擁壁が前方へ転倒している。（3月2日撮影）



写真-6・18　灘区の跨線橋アプローチ擁壁の被害（その1）
躯体が前方へ転倒し，目地部に若干の開きが確認される。（3月3日撮影）

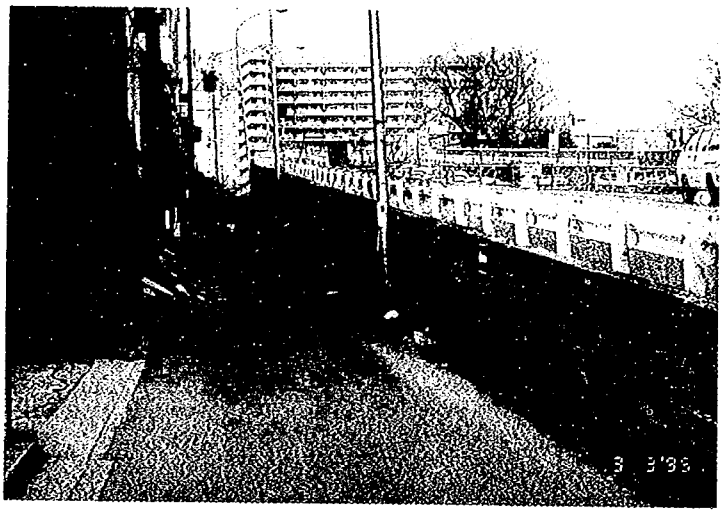


写真-6・19　灘区の跨線橋アプローチ擁壁の被害（その2）
擁壁の変形に伴って道路面が陥没，通行止めとなっている。（3月3日撮影）

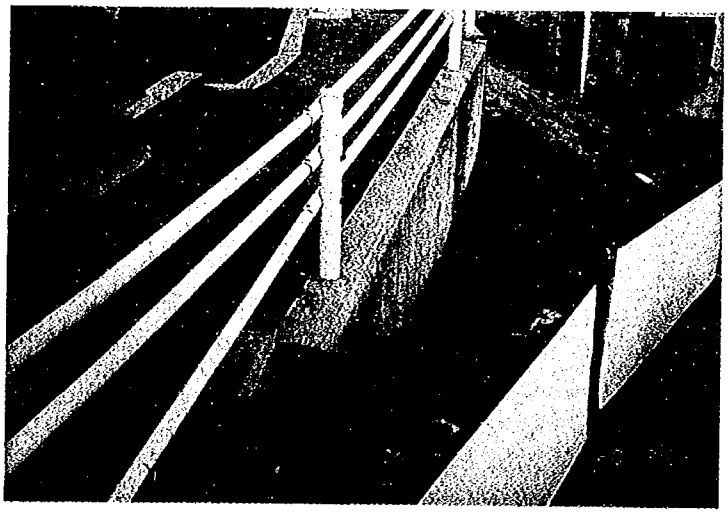


写真-6・20　東灘区山岳道路における重力式擁壁の被害
斜面上の小規模な重力式擁壁が転倒。基礎地盤を含むすべりに伴っての変形と推定。（1月28日撮影）



写真-6・21 西宮市甲山における混合擁壁の被害
重力式と石積を組み合わせた一般的な形式。上部の石積が崩壊している。(1月28日撮影)



写真-6・22 芦屋市内埋め立て地の補強土壁の被害
緑化ブロックに補強材を結合した形式。写真手前の公園内に地割れ。周囲は液状化の被害が著しいが，擁壁は構造上問題ない。(2月7日撮影)

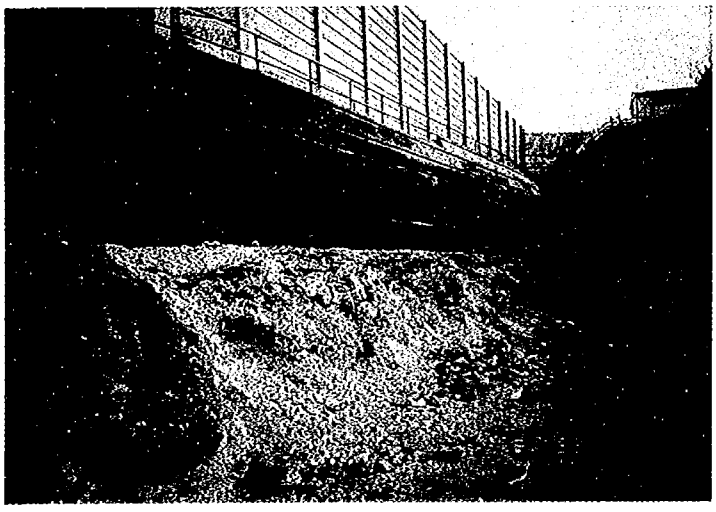


写真-6・23 垂水区舞子地区の補強土擁壁の被害（その1）
高さ4m程度。周囲の地盤には地割れなどが生じているが，擁壁に変形は生じていない。(2月9日撮影)

たれかかるような若干の変形と写真のような目地の開きなどの極めて軽微な被害にとどまっている。また，通常のブロック積擁壁ならば目地の開きにより既に擁壁としての剛性が損なわれているために再構築などの復旧が必要であるが，この事例の場合は背後の土中に敷設された補強材は機能を十分に発揮しており，特に復旧は必要ないと考えられる。

写真-6・23および写真-6・24は垂水区舞子地区における補強土擁壁の施工事例である。

盛土高さは4m，前面勾配は1：0.5で構築されている。この地域は震度は比較的小さな地域であるが，写真に見られるように補強土擁壁の構築された小段やその下の地盤には亀裂などが発生している。また擁壁上部に設置された遮音壁は若干の転倒をしているものもあり，目地のずれなどが生じているが，補強土擁壁の前面にははらみ出しなどは生じておらず，通常の擁壁よりも基礎地盤の変形に対して強いという特徴が出ていると考えられる。

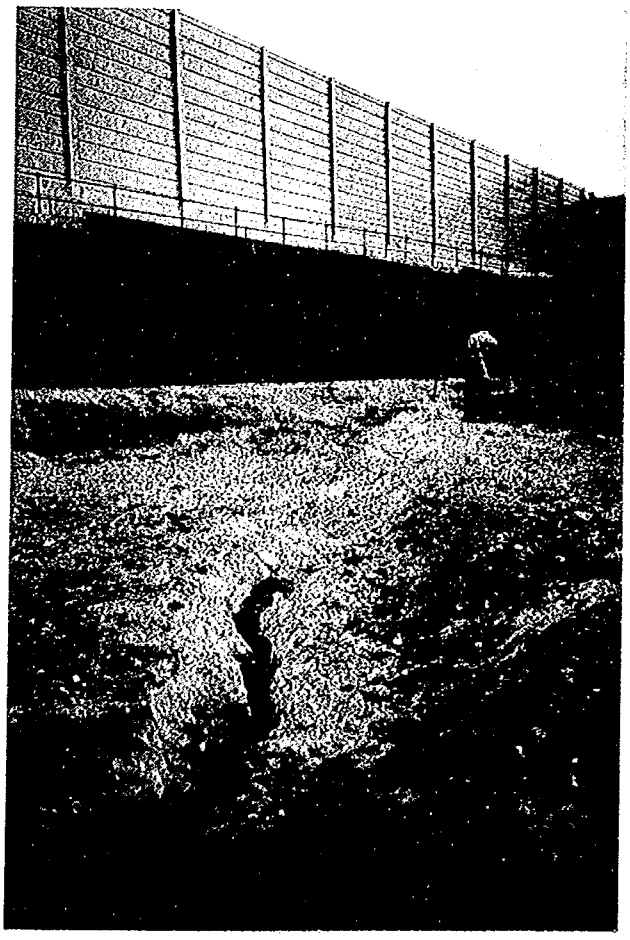


写真-6・24　垂水区舞子地区の補強土擁壁の被害（その2）　周囲の地盤の地割れの発生状況。（2月9日撮影）

今回の地震による道路擁壁の被害状況は以上である。

形式別では石積擁壁の被害が多いが，復旧が容易な形式であり，むしろ適用にあたって背後の地山が安定しており，擁壁躯体に土圧などの外力があまり作用しない条件の下でのり面保護として用いるということを遵守すれば特に問題はないと考えられる。

土圧を考慮して設計される擁壁については比較的被害は少なかった。土圧の算定手法も経験に基づくところが大きく，特に今回の震災の場合，夏から冬にかけて記録的な小雨であり，裏込め土の含水量が少なかったことも擁壁に作用する土圧が設計法で想定される土圧よりも小さくなった原因と考えられる。

現行設計法で採用している土圧算定法は従来の経験によるところが大きく，方法自体がある程度の安全余裕を有している。また土圧の場合は含水量や締固めなどの影響が大きく，設計法の有する安全余裕は大きく取らざるを得ない。今回の地震は現行設計法で考慮している水平加速度をはるかに上回るものであったが，土圧に関しては前述の含水量の影響や設計法の安全余裕により想定していた土圧との差はさほど大きなものではなかったと考えられる。このことは形式別の被害に現れており，片持ちばり式擁壁の場合は擁壁に作用する外力に土圧が占める割合が大きいために今回の震災では被害が少なかったが，重力式擁壁やもたれ式擁壁などの自重で土圧に抵抗する形式の擁壁は地震時慣性力が擁壁躯体に作用する外力に占める割合が大きく，道路以外の施設で転倒などの被害が多かった。今後はこうした地震時の安定性に地震慣性力が直接影響するような形式の擁壁は形式選定の際に注意をするなどの対応が必要になると考えられる。

これまで地震による擁壁の被害事例は少なかったことから，今回の地震の被害は今後の耐震設計手法の合理化に役立てていく必要がある。その際には，擁壁の安定については地震時の加速度以外にも裏込め土の土質や含水量，施工条件などが大きな影響を与えるものであり，これらの指標の影響も十分に考慮して耐震設計の合理化を進めていくことが肝要である。

6．6　道路舗装の被害

震災による道路舗装の損傷は，周辺構造物と比較すると全体的に軽微なものであった。

以下に舗装の種類別，箇所別の破損状況について特徴的なものを挙げる。



写真-6・25　ひびわれによる段差



写真-6・26　橋梁取付部の段差

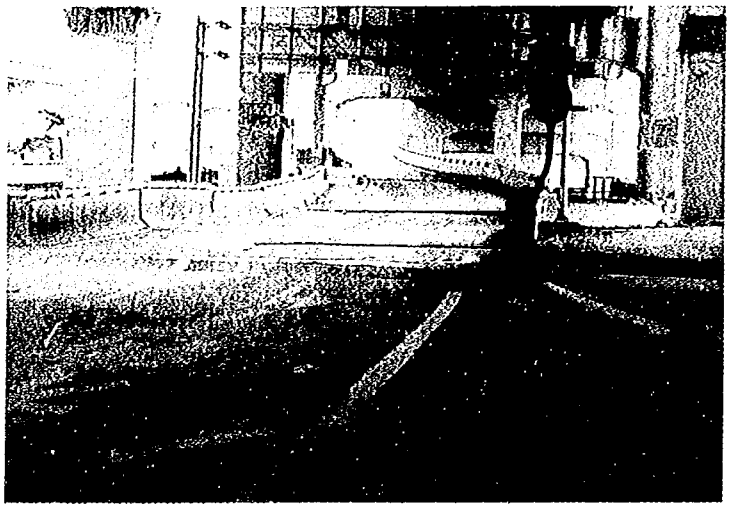


写真-6・27　高架構造の基礎付近における波状の凹凸

(1)　車道舗装

道路の縦断方向および横断方向に，幅数mm～3cm程度のひびわれが散在してみられるものの，全線にわたって発生しているようなものはなく，局部的なものに止まっている。

また，ひびわれの発生による段差は大きいものでも数cmと，すり付けによる補修を行うことで，当面の交通には支障をきたさないものであった（写真-6・25）。

しかしながら，周辺構造物の状況によっては，通行が不可能なほどの破損を生じている箇所もあった。

橋梁の取り付け部分においては，橋台背後の地盤の沈下により，舗装路面に20～40cmの段差が生じた箇所がいくつかあった。このため通行が不能，または非常に困難な状況となっていた（写真-6・26）。

また，高架構造の高速道路などに並行している道路においては，高架構造の基礎付近の沈下が抑えられたために，舗装路面に波状の凹凸が生じていた（写真-6・27）。

(2)　歩道舗装

車道舗装同様，その被害は概ね軽微なものが多かったが，三宮地区など一部の地区では，通行が不能なほど破損しているところもあった。沿道ビルに対して歩道側が沈下することで，沿道のビルとの著しい段差（数十cm）が生じていることが多かった（写真-6・28）。しかし，その付近の車道舗装の破損状況は特に著しいものではない。

その他，植栽，バス停，電話ボックスや固定されたストリートファニチャーなどにより，断面構成が複雑な箇所において特に破損が目立った。

インターロッキングブロックや平板ブロックによる歩道舗装については，ブロックの噛み合わせ部分が外れた箇所はいくつか見受けられたものの，舗装全面にわたって破損している個所は少なかった。むしろ，インターロッキングブロックが周辺部の変形に対して柔軟に追従し，破損を防いでいる事例も見受けられた（写真-6・29）。

(3)　交差点部

交差点部においては，枝線の付け根部に幅数mm～数cmのひびわれが発生している事例が多く見られた（写真-6・30）。これは地表面のねじれによって，ひびわれが集中的に発生したと考えられる。また，幹線道路と細街路との交差点では，舗装厚が変化している箇所でひびわれが比較的多く見られた。

しかしこれらのひびわれは，特に交通の妨げとなるものではなかった。

(4)　その他

海岸部に近い歩道舗装においては，液状化による噴砂の跡が一部認められた。ただし，これにより歩道が大きく陥没するなどの被害は認められなかった。

また地下構造物の影響としては，道路の地下占有物である地下鉄の崩壊によって，大規模に舗装が陥没する事故があった。



写真-6・28　歩道と沿道ビルとの段差

最後に，今後次のような課題について検討していく必要があると思われる。

1）補修用材料

道路は，地震発生後の避難路および輸送路として極めて重要な施設である。従って，損傷した場合には，速やかに復旧作業を行う必要がある。

しかし，地震直後は停電によりアスファルトプラントは稼働できなくなることが想定される。また材料の運搬についても，震災後の交通状況や，合材を被災地の外から供給することを考えたとき，運搬時間が限られる加熱アスファルト混合物は，地震災害時の補修用材料として適当ではないと考えられる。

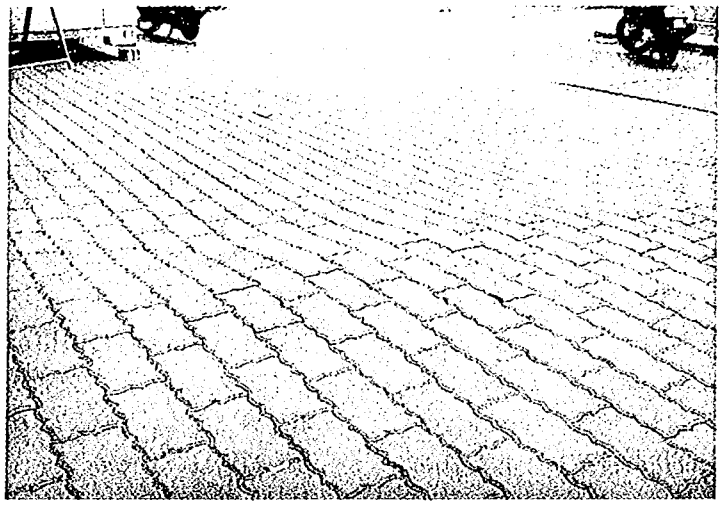


写真-6・29　周辺の変形に追従するインターロッキングブロック

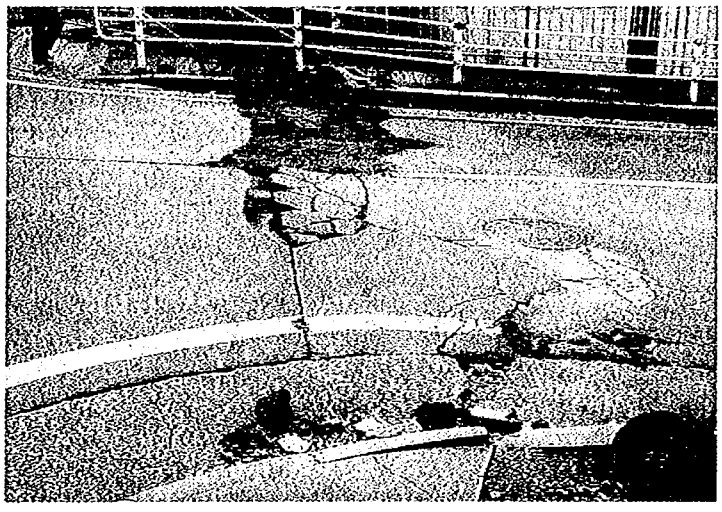


写真-6・30　交差点部におけるひびわれの発生

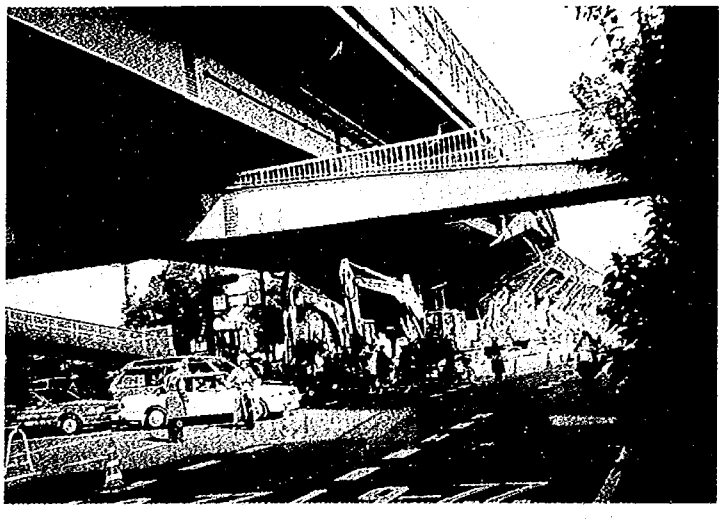


写真-6・31　高架橋が倒壊した区間でも歩道橋に異常はなかった
(神戸市東灘区深江本町)

このような状況においては，常温型混合物を常備しておくことが望まれる。常温型混合物は1～3ヶ月の保存が可能であり，日常の維持管理にも利用できる。ただし，一般的には初期の安定性や耐久性に劣るため，養生期間を必要とする。したがって，特に大型車交通量の多い道路の場合には，応急補修用の材料として使用するのがよい。

2）橋台背後の段差対策

(1)で述べた，橋台背後の盛土部の沈下による段差の防止対策として，踏掛版の設置が考えられる。踏掛版は，コンクリート舗装版上に設置した鉄筋コンクリート版の一端を，構造物（ここでは橋台）の上にのせたものである（図-6･24）。しかしこの踏掛版はセメントコンクリート舗装要綱に記述されているために，アスファルト舗装の場合には施工している例は少ないようである。

以上のように，地震による道路舗装の被害としては，他の構造物に比べて比較的軽いものがほとんどであった。また，被害の大きかった箇所についても，舗装だけが地震のひずみで破損したというよりは，路床以下の地盤が大きく沈下，変形したり，ビルや高架橋などの周辺構造物の影響によると思われるものがほとんどであった。

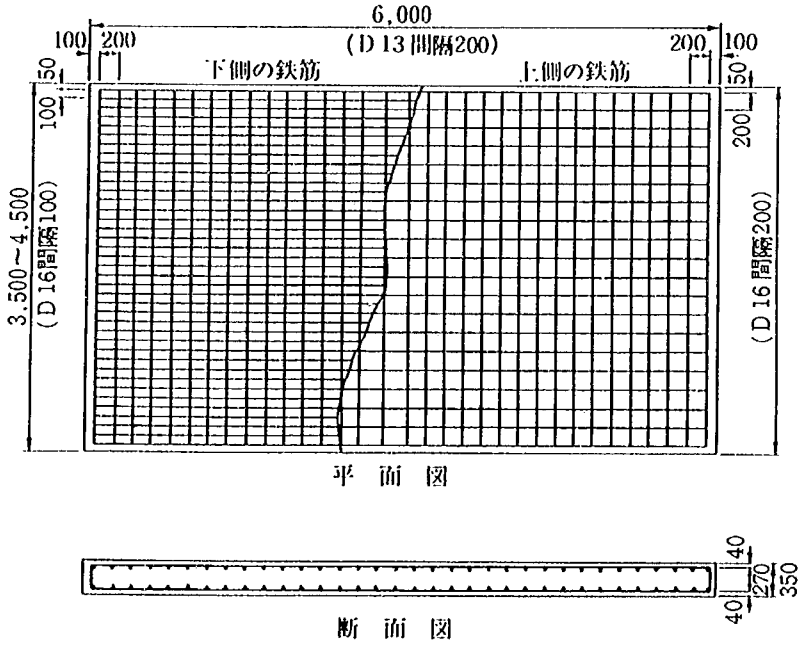
6．7　交通安全施設等の被害

(1)　交通安全施設

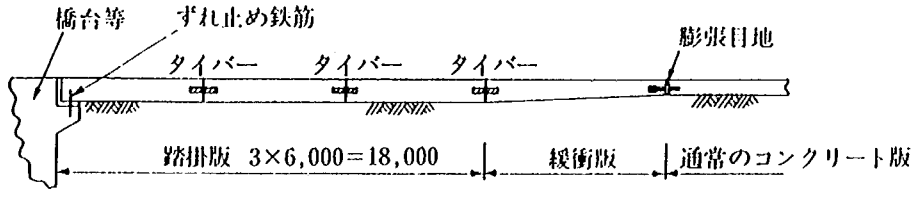
交通安全施設は軽量の構造物が多いためか，概して揺れによる被害は小さかった。被害を受けた多くの施設は，沿道家屋の倒壊，高架橋の落橋のために，下敷きとなって損傷を受けたものであった。

高架橋が倒壊した区間でも横断歩道橋に異常は見られなかった（写真-6･31）。横断歩道橋の損傷として見受けられたものは，橋脚部と桁部とのジョイント付近において，最大でも5cm程度の水平方向のずれやわずかな変形程度で，使用上は支障のないものであった。

地下横断歩道についても，調査した範囲では，一部の施設に若干のクラックや躯体継ぎ目でのわずかなずれが発生しているのが認められる程度であった。



(a) 踏掛版の配筋図



(b) 踏掛版の配置（縦断方向の断面図）

図-6･24　踏掛版の例

防護柵の損傷は，全くないか，あっても縁石の移動に伴って傾斜した程度の軽微なものがほとんどであった。

照明柱，標識柱についても，被災したものはほとんど見受けられなかった。標識柱では一箇所，名神高速道路開通当時に設置されたとみられる案内標識に変形が見られたが，損傷の状況から見て震災前から異常があったと思われる（写真-6・32）。

(2) 道路交通情報施設

兵庫国道工事事務所及び大阪国道工事事務所が管理している道路交通情報施設は，管内に96ヶ所あるが，



写真-6・32 変形がみられた標識柱（西宮市社家町）

表-6・6に示すとおり，震災直後に約半数の49ヶ所が作動不能となった。作動不能の原因の大部分は停電である。また，数は少ないが，施設本体の被災による作動不能も発生した。

(3) 信号機

警察庁交通規制課の調査によれば，兵庫県，大阪府，京都府等において，約3,500ヶ所の信号機が停電により作動不能となった。兵庫県以外では，作動不能となった信号機の大半が発災当日に復旧した。また，兵庫県下では282ヶ所の信号機が損傷を受けた。

発災直後に緊急輸送ルートとして指定された国道2号と43号には，緊急車両等が集中し，著しい交通渋滞が発生した。信号機や道路交通情報施設が機能停止したことも交通渋滞の大きな原因となっている。迅速な被災者の救援と道路施設等の災害復旧のためには，ハードとソフトの両施策を合わせた緊急輸送道路ネットワークの総合的かつ計画的な確保が必要であることが認識された。

6．8 まとめ

阪神地域の道路は広範囲かつ甚大な被害を受けた。発災直後には，名神高速道路，中国自動車道を中心とする高速自動車国道及び阪神高速道路のほぼ全線が交通規制の対象となった。高速道路の被害は大半が高架橋等の橋梁の破損であり，震度7を記録した地域とほぼ一致する阪神高速道路の3号神戸線，5号湾岸線は落橋，橋脚の座屈など壊滅的な被害を受けた。阪神・淡路大震災の被害は阪神地域の東西を結ぶ高速道路網の結節部に集中しており，被災地域だけでなく全国的に大きな影響を与えた。全国的な交通機能を担う高速道路については，災害時においても代替ルートが確保できるようなネットワークの確保が課題となった。

また，被災地域における市道以上の一般道路の被災箇所数は，2,003ヶ所に達した。路面の亀裂・段差の発生が最も多く，次いで橋梁の破損，縁石等の破損，擁壁の破損となっており，これら道路本体の破損で被災

表-6・6 道路交通情報施設の被災状況

			兵庫国道工事事務所	大阪国道工事事務所	合　計
道路交通情報施設数			34	62	96
	機能しなかった施設数		34（100%）	15（24%）	49（51%）
		施設の被災	4	0	4
		停電による作動不能	30	7	37
		他の要因で作動不能	0	8	8

箇所の約90%を占めている。そのほか，沿道の建物の倒壊等による被災，歩道橋などの交差物件や照明柱などの占用物件の損傷も発生した。また，道路交通情報施設や信号機が停電により作動不能となった。

発災直後に緊急輸送ルートとして指定された国道2号と43号には，緊急車両等が集中し，著しい交通渋滞が発生した。信号機や道路交通情報施設が機能停止したことも交通渋滞の大きな原因となっている。迅速な被災者の救援と道路施設等の災害復旧のためには，ハードとソフトの両施策を合わせた緊急輸送道路ネットワークの総合的かつ計画的な確保が必要であることが認識された。

市街地においては，建物の倒壊等により，住宅地域内の市道が多数閉塞され，避難や救援活動に支障が発生した。安全に避難地まで到着できる避難路ネットワークの計画的な確保が課題となった。また，このような住宅密集市街地では，大規模火災により延焼が拡大する一方で，道路が閉塞されたため救助・消防活動に著しい機能低下を招いており，オープンスペースの確保が課題となった。

次に，各道路施設の被害についてまとめる。

(1) 道路盛土

直轄国道では道路盛土の大きな被害は見られなかったが，その他道路においては11箇所で道路盛土の崩壊が報告されている。そのうち，3箇所は沢部の盛土，6箇所は谷側あるいは山側に池がある所である。これらの地形条件は，最近の北海道の3地震による盛土の被災箇所と同様の傾向であり，特に片盛土で地盤が緩く，かつ地下水位の高い場合には地震時に大変形を起こすことが動的遠心模型実験により確認されている。

(2) 道路のり面

表六甲自動車道では被災総数が28か所，裏六甲自動車道では56か所と表六甲の2倍程度被災した。表六甲，裏六甲ともに尾根地形における崩壊の発生頻度が高いことが認められ，尾根地形における崩壊は，谷地形の2倍近く多かった。特に裏六甲では尾根地形の半数以上の箇所で災害が発生している。尾根地形のような突出した地形条件では，風化が進行し，不安定な土砂や節理の発達した岩盤が存在すると地震時に容易に崩壊しやすいことが明らかになった。

県道82号は吹付のり面に変状が見られた。変状は吹付に数状の縦クラックが入るものが多かった。裏六甲および表六甲と比較して崩壊の発生は少なく，1箇所程度しかなかった。また，吹付背後でこれらの風化が進行している場合，目視による判断は困難なため，危険箇所の抽出にあたって特に注意が必要であると考えられる。

(3) カルバート

今回の地震によるカルバートの被害は，函体間の継手部分などのクラックや開きが大部分であり，カルバート本体の安全性に影響を与えるような被害はなかった。

カルバートのような比較的規模の小さな地中構造物は，地震時には周辺の地盤や盛土の変形に追従して一体となって挙動するため，地震の影響により函体に作用する曲げやせん断は小さい。したがって従来のカルバートの設計においては，規模の大きい門型カルバート以外は原則として地震の影響は考えないものとしている。

今回の地震のような激震においてもカルバートの被害は軽微なものにとどまったことから，地震の影響は小さかったものと考えられ，従来どおり常時の設計をしておけば地震に対する安全性は確保できるといえる。

(4) 道路擁壁

揺れの激しかった瀬戸内海沿いの平地部には道路擁壁は規模の小さなものが多く，そのほとんどが石積擁壁であった。そのため，擁壁の被害の大部分は石積擁壁である。石積擁壁以外の擁壁の被害は数が限られており，特に地震時の安定検討を別途に考慮しているような大規模な擁壁の被害はほとんど無かった。ただし震度7が記録された地域において河川を渡河する橋梁のアプローチ部分などに設置された擁壁は比較的規模の大きなものがあり，被害が報告されている。

裏六甲や西宮市および宝塚市の山岳部においては地滑りや斜面崩壊が発生し，基礎地盤を含む大規模なすべりに巻き込まれるような形で変状した擁壁や基礎地盤の変形に伴なって目地のずれや若干の傾斜を示した擁壁も存在した。しかし，基礎を含む大規模な地盤の変形に伴う変状を除くと大きな被害は極めて少なかった。

沿岸部の埋め立て地においては液状化が広範囲に渡って発生した。液状化が発生した地域においても地すべりの発生した地域と同様に擁壁の目地のずれや若干の傾斜などの被害が報告された。

形式別にみると石積擁壁の被害が多いが，復旧が容易な形式であり，むしろ適用にあたって背後の地山が安定しており，擁壁躯体に土圧などの外力があまり作用しない条件の下でのり面保護として用いるということを遵守すれば特に問題はないと考えられる。

土圧を考慮して設計される擁壁については比較的被害は少なかったが，重力式擁壁やもたれ式擁壁のような自重で土圧に抵抗する形式の擁壁は地震時慣性力が擁壁躯体に作用する外力に占める割合が大きく，道路以外の施設において転倒などの被害が報告されている。今後はこうした地震時の安定性に地震慣性力が直接影響するような形式の擁壁は形式選定の際に注意をするなどの対応が必要になると考えられる。

これまで地震による被害事例は少なかったことから，今回の地震の被害は今後の耐震設計手法の合理化に役立てていく必要がある。その際には，擁壁の安定については地震時の加速度以外にも裏込め土の土質や含水量，施工条件などが大きな影響を与えるものであり，これらの指標の影響も十分に考慮して耐震設計の合理化を進めていくことが肝要である。

(5) 道路舗装

地震による道路舗装の被害としては，他の構造物に比べて比較的軽いものがほとんどであった。また，被害の大きかった箇所についても，舗装だけが地震のひずみで破損したというよりは，路床以下の地盤が大きく沈下，変形したり，ビルや高架橋などの周辺構造物の影響によると思われるものがほとんどであった。

(6) 交通安全施設等

交通安全施設等の被害は概して軽微であった。高架橋が倒壊した地区においても横断歩道橋には異常はみられなかった。地下横断歩道についても，調査した範囲内では若干のクラックや継ぎ目でのずれが発生している程度であった。

照明柱，標識柱の被害は数多く報告されているが，その大部分は沿道家屋の倒壊，高架橋の落橋により，その下敷きとなったものである。防護柵については，縁石の移動に伴って傾斜した程度であった。

道路交通情報施設や信号機の被害は少ないが，停電により作動不能となり，緊急輸送路の交通渋滞の原因となった。

参考文献

1）平成5年（1993年）釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第193号，pp. 153-178,1994

2）平成5年（1993年）北海道南西沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第194号，pp181-209，1994

3）平成6年北海道東方沖地震災害調査速報，土木技術資料，Vol. 37, No. 1, pp. 22-23, 1995.

4）近藤，松尾，古関：片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，pp. 550-551, 1995

5）中央開発株式会社：阪神大震災災害報告書，pp27，平成7年3月

6）㈳日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，p105，昭和62年5月

第７編　河川施設等の被害

第7編　河川施設等の被害

宇多　高明[*1]　栗城　稔[*2]　田中　茂信[*3]
塚田　幸広[*4]　松尾　修[*5]　坂野　章[*6]
末次　忠司[*7]　小林　裕明[*8]　宮武　裕昭[*9]

by Dr. Takaaki UDA, Minoru KURIKI, Shigenobu TANAKA
Yukihiro TSUKADA, Osamu MATSUO, Akira SAKANO
Tadashi SUETSUGI, Hiroaki KOBAYASHI, and Hiroaki MIYATAKE

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．河川施設・海岸保全施設の被災状況 …… 4
2．1　河川施設の被災状況 …… 4
2.1.1　淀川本川 …… 4
2.1.2　淀川支川 …… 9
2.1.3　武庫川 …… 11
2.1.4　西郷川 …… 12
2.1.5　塩屋谷川 …… 14
2．2　海岸保全施設の被災状況 …… 15
2.2.1　東播海岸 …… 15
2.2.2　淡路海岸 …… 18
2．3　その他の施設の被災状況 …… 19
3．被害の特徴及び原因 …… 22
3．1　河川施設の場合 …… 22
3.1.1　過去の地震被害 …… 22
3.1.2　被害の特徴及び被災のメカニズム …… 22
3．2　海岸保全施設の場合 …… 30
3.2.1　被害の形態とその原因 …… 30
3.2.2　被害の特徴と原因 …… 32
4．地震後の措置 …… 34
4．1　措置の概要 …… 34
4．2　河川施設の場合 …… 34
4.2.1　復旧工事 …… 34
4.2.2　河川堤防の耐震性向上 …… 45
4．3　海岸施設の場合 …… 45
4.3.1　復旧工事 …… 45
4.3.2　耐震対策 …… 46

4．4　その他の施設の場合 …… 46
5．まとめ …… 47
謝　辞 …… 48
参考文献 …… 49

＊1　河川部河川研究室長，工博
＊2　河川部都市河川研究室長
＊3　河川部海岸研究室長
＊4　材料施工部施工研究室長
＊5　地震防災部動土質研究室長
＊6　河川部河川研究室研究員
＊7　河川部都市河川研究室主任研究員
＊8　河川部都市河川研究室
＊9　材料施工部施工研究室研究員

1．概　要

通常阪神地域は地震被害が少ないといわれている。しかし，例えば今回の地震によりもっとも大きな河川構造物被害を被った淀川について見ると，震源が淀川河口部から半径400km以内で，明治時代以降，今回の地震規模（M＝7.2）を上回った大規模地震が10回も発生している。もっとも記録に古い大規模地震が濃尾地震（1891年）であるから，単純にはおよそ10年に１回の割合で，今回の兵庫県南部地震規模の地震が発生していたことになる。なかでも，詳細な記録が残されている大地震である南海地震（1946年）では，淀川の堤防（島船・西島護岸，伝法・高見護岸）が地震により崩壊・流失している[1]。

現在河川・海岸施設のなかでは，スーパー堤防，樋門・樋管，水門，堰，伏せ越し，揚排水機場等につい

表-7・1　現地調査の日程表

調査期間	メンバー	調査河川等
1／17～1／19	末次（都市河川研）	淀川、藻川、木津川
1／20～1／23	山本（河川管理総括研究官） 三木（土質研）	淀川、藻川
1／24～1／26	宇多（河川研）	武庫川、中島川
1／27～1／28	中尾（河川部長）	淀川、藻川、武庫川、中島川、芦屋川、住吉川
〃	苗村、青山、宮武（施工研）	明石市、神戸市、芦屋市、西宮市内の石積護岸
1／29～1／31	松尾、島津（動土質研）	淀川、藻川
2／7～2／9	坂野、平林、伊藤（河川研）	淀川、藻川、中島川、武庫川、左門殿川
2／9～2／10	栗城（都市河川研）	塩屋谷川、宇治川、観音寺川、西獺川、新湊川、高橋川
2／9～2／10	佐藤、岩崎（海岸研）	東播海岸、淡路海岸
2／28～3／1	宇多（河川研）	武庫川、中島川
3／2～3／3	落合、森（施工研）	神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市内の石積護岸
3／7～3／8	堤、林（動土質研）	神戸市、宝塚市内の石積護岸

注）上記の調査等には土木研究所の他、建設本省や先端建設技術センター等からも専門家が同行している場合がある。現地調査等はのべ21名で、合計14河川、２海岸他において実施された。

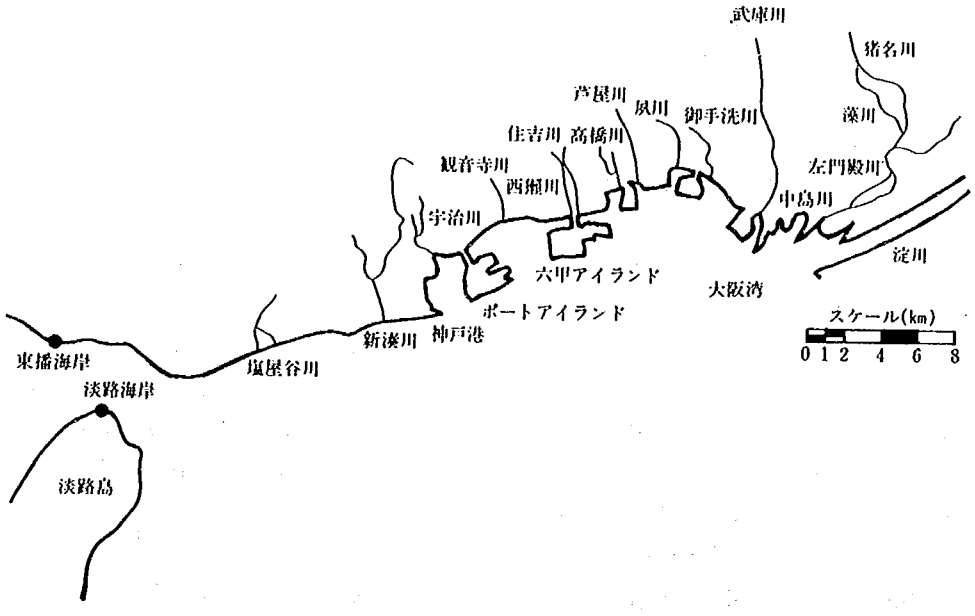


図-7・1　調査対象河川，海岸
（注）石積護岸の調査地域は除外した

ては耐震設計を実施することとされているが，一般の河川堤防や海岸施設等については地震外力を考慮していない。今回の兵庫県南部地震で大きな被災を受けたのは，主として耐震設計が行われていなかった土堤，海岸堤防，石積み擁壁である。

土木研究所の河川部他では，今回の地震に関して，表-7・1に示した日程，メンバーで河川管理施設（特に堤防の地震被害），海岸施設，擁壁について，本省等の担当者とともに，12回にわたって，現地調査及び技術指導等を行った。図-7・1に示したように，直轄管理河川で調査を実施したのは淀川本川２区間，淀川支川猪名川の派川藻川１区間の計３区間であった。一方，都道府県管理河川で調査を実施したのは，武庫川，中島川，西獺川，塩屋谷川，左門殿川，芦屋川，高橋川，住吉川，観音寺川，宇治川，新湊川の11河川であった[注1)]。海岸施設については東播海岸，淡路海岸において被災調査を行った。本レポートではこれらの調査箇所のうち，被災規模が大きい，又は被災形態に特徴がある箇所について記述している。

2．河川施設・海岸保全施設の被災状況

2．1　河川施設の被災状況

今回の兵庫県南部地震では神戸市の一部地域で震度７の激震，それ以外の神戸市域で震度６の烈震という大きな地震動が発生したにもかかわらず，従来の地震被害でよく見られた堤防天端の広い範囲まですべり崩壊(既往の被害事例の43%)，堤防天端の法肩部分がすべり崩壊（同43%），堤防基部までの崩壊（同８%）などの現象[2)]は限定された一部の地域で発生しただけであった。なお，このデータは土木研究所動土質研究室が新潟地震（昭和39年），宮城県沖地震（昭和53年），日本海中部地震（昭和58年）直後に収集した河川堤防の被災事例（98事例）に基づくもので，亀裂・はらみ出しなどの軽微な被災は含まれていない。

2.1.1　淀川本川

近畿地建管内における災害復旧箇所を表-7・2に，また淀川下流部における被災箇所を図-7・2に示した。直轄管理河川では淀川，猪名川，加古川，由良川の４河川32箇所で堤防沈下，クラック発生などの被害が生じた[3)]。淀川本川では，18箇所において災害復旧工事が行われた。なかでも甚大な被害が発生した西島地区(図-7・2の①)，高見地区（図-7・2の②），西島地区（図-7・2の③）について，その被災状況を記述する。

(1)　西島地区（左岸0.0k＋100m～2.4k）

被災形態としては，堤体中央部が沈下し，天端アスファルトが堤外地側へ傾斜するとともに，両側法面が水平方向に滑動し，護岸が分離されている（写真-7・1)。滑動に伴い，パラペット前面は２m以上隆起した。また，堤防全幅にわたり多くの縦横断亀裂が走り，パラペットウォールが堤内地側に転倒している（写真-7・2)。表-7・3のように，堤防の沈下量[注2)]は平均して1.8mであったが，特に0.4kから1.9k区間の沈下が激しく，最大沈下量は約３mであった。沈下量は大きかったが，越水は発生しなかった。また川裏にあった西島公園では噴砂現象が見られ，至る所が湿潤していた(写真-7・3)。隣り合った住宅地でも噴砂が生じた他，液状化によりブロックが倒れたり，家屋が数10cm沈下した所もあった。

(2)　高見地区（左岸3.4k～3.4k＋170m）

被災形態としては，堤防天端中央に縦断亀裂と段差が生じた他，裏法肩部に縦断亀裂が生じた。また，堤防天端の沈下ならびに川裏側法面のはらみ出しと裏法尻部の水平移動が生じている（写真-7・4)。はらみ出しは最大で60cm程度であった。堤防の沈下量は平均して10cmと少なく，最大でも沈下量は約20cmであった。しかし，パラペット及び川表法面には変状は発生しなかった。

(3)　西島地区（右岸1.0k＋100m～1.8k＋100m）

被災形態としては，堤防天端中央に亀裂と段差が生じ，堤体の裏半分のすべり沈下ならびに裏側法尻部のはらみ出しと水平移動が生じた。堤防の沈下量は平均して0.8mであったが，特に1.6kから1.8k区間の沈下が激しく，最大沈下量は約1.8mであった。また，堤防天端上に大きな亀裂が発生した。亀裂幅は最大で1.5m，その深さは１m以上であった（写真-7・5)。亀裂幅は船溜り（船溜りを取り囲むようにコンクリート壁が建設されている）が川裏に接している区間（写真-7・33参照）内では30～40cmであるが，船溜りより下方では亀裂幅が急に大きくなり，コンクリート壁が液状化による側方流動をおさえたことが分かる（写真-7・6)。また川裏の法尻には噴砂が見られた。しかし，パラペット及び川表法面には変状は発生しなかった。

注１）擁壁被害の調査では河川を特定せずに，被災地域内の河川を網羅的に調査した。

注２）河川堤防の場合の沈下量とは地震発生前後の堤防天端高の差である。ただし地震発生後の堤防天端高とは，堤防幅として地震発生前の天端幅が確保できる位置における高さである。

表-7・2　災害復旧箇所一覧表（近畿地建管内）

水系名	河川名	箇所番号	災害復旧箇所 位置	災害復旧箇所 地先名	被災区分 種別	被災区分 被災延長・数量	摘要
淀川	淀川	①	左岸0.1k～2.4k	大阪市此花区西島地先	堤防陥没・裏法崩壊・パラペット傾き	L＝2,400m	(緊急L＝1,800m)
		②	右岸1.0k＋100m～1.8k＋100m	大阪市西淀川区西島地先	堤防縦断亀裂・崩壊・沈下・隆起	L＝750m	(緊急L＝750m)
		③	右岸2.4k＋100m～2.6k＋100m	大阪市西淀川区福町地先	堤防天端クラック	L＝200m	
		④	右岸3.2k～3.8k	大阪市西淀川区姫島地先	堤防天端沈下 護岸クラック	L＝630m	
		⑤	左岸3.4k～3.4k＋170m	大阪市此花区高見地先	天端沈下・はらみ出し・石積押出	L＝170m	(緊急L＝100m)
		⑥	左岸3.8k＋130m～4.0k＋60m	大阪市此花区高見地先	堤防縦横断亀裂	L＝140m	
		⑦	左岸4.0k＋120m～4.2k＋20m	大阪市此花区高見地先	堤防縦横断亀裂	L＝110m	
		⑧	右岸4.8k	大阪市西淀川区花川地先	陸閘施設破損	1基	
		⑨	左岸4.8k＋90m～5.2k＋20m	大阪市福島区海老江地先	堤防縦断亀裂・裏護岸崩壊	L＝350m	
		⑩	左岸6.0k～6.0k＋120m	大阪市北区大淀北地先	堤防天端及び小段クラック	L＝120m	
		⑪	右岸6.6k＋100m～6.8k＋180m	大阪市淀川区新北野地先	堤防天端沈下	L＝270m	
		⑫	右岸7.0k＋60m～7.4k＋50m	大阪市淀川区十三東地先	堤防天端沈下	L＝370m	
		⑬	右岸7.4k＋160m～7.6k＋130m	大阪市淀川区木川西地先	堤防天端沈下 護岸クラック	L＝130m	
		⑭	右岸8.4k＋60m～8.4k＋130m	大阪市淀川区西中島地先	裏小段陥没 護岸クラック	L＝70m	
		⑮	右岸23.0k＋20m～23.2k＋80m	大阪市高槻市三島江地先	天端・小段クラック 護岸クラック	L＝260m	
		⑯	右岸23.4k＋60m～23.8k＋160m	大阪府高槻市三島江地先	堤防天端クラック	L＝500m	
		⑰	右岸25.2k＋50m～25.2k＋120m	大阪府高槻市大塚地先	小段・護岸クラック 施設破損	L＝70m	
		⑱	左岸25.6k付近	大阪府枚方市桜町地先	枚方水質自動監視装置導水管落下	L＝50m	
	神崎川	⑲	右岸0.1k	大阪府摂津市一津屋地先	一津屋新橋ブロック法面崩壊	L＝30m	
小計		19箇所	(大阪府19箇所)				
淀川	猪名川	①	左岸0.2k＋155m～0.6k＋5m	兵庫県尼崎市 戸ノ内町地先	堤防亀裂 低水護岸破損	L＝250m	
		②	左岸1.4k＋100m～1.6k＋100m	兵庫県尼崎市 東園田町地先	堤防亀裂 低水護岸破損	L＝200m	
		③	右岸1.6k＋56m～1.8k＋11m	兵庫県尼崎市 東園田町地先	堤防亀裂 低水護岸破損	L＝160m	
	藻川	④	右岸0.0k－30m～0.0k＋50m	兵庫県尼崎市高田町地先	堤防亀裂 護岸破損	L＝80m	(緊急L＝80m)
		⑤	左岸0.0k＋140m～0.2k＋20m	兵庫県尼崎市 東園田町地先	堤防亀裂 護岸破損	L＝80m	
		⑥	右岸0.2k＋195m～0.4k＋95m	兵庫県尼崎市額田町地先	堤防天端沈下	L＝100m	(緊急L＝100m)
		⑦	右岸0.4k＋150m～0.6k＋160m	兵庫県尼崎市 弥生ケ丘町地先	堤防亀裂 護岸破損	L＝210m	(緊急L＝210m)
		⑧	左岸4.2k＋70m～4.4k＋80m	兵庫県伊丹市口酒井地先	堤防天端沈下 堤防裏護岸破損	L＝210m	
小計		8箇所	(兵庫県8箇所)				
加古川	加古川	①	左岸0.0k－183m～0.4k＋87m	兵庫県加古川市 尾上町地先	堤防天端・法面・石積クラック	L＝670m	
		②	右岸0.0k＋18m～0.2k＋140m	兵庫県高砂市 高砂町向島地先	堤防法面クラック	L＝320m	
		③	右岸0.4k～0.4k＋186m	兵庫県高砂市 高砂町向島地先	堤防法面クラック	L＝190m	
小計		3箇所	(兵庫県3箇所)				
由良川	由良川	①	左岸0.4k～0.6k	京都府宮津市下石浦地先	矢板付護岸傾斜	L＝200m	
		②	左岸34.2k	京都府福知山荒河地先	樋門本体クラック	1基	
小計		2箇所	(京都府2箇所)				
合計		32箇所					

淀川	19箇所
猪名川	8箇所
加古川	3箇所
由良川	2箇所

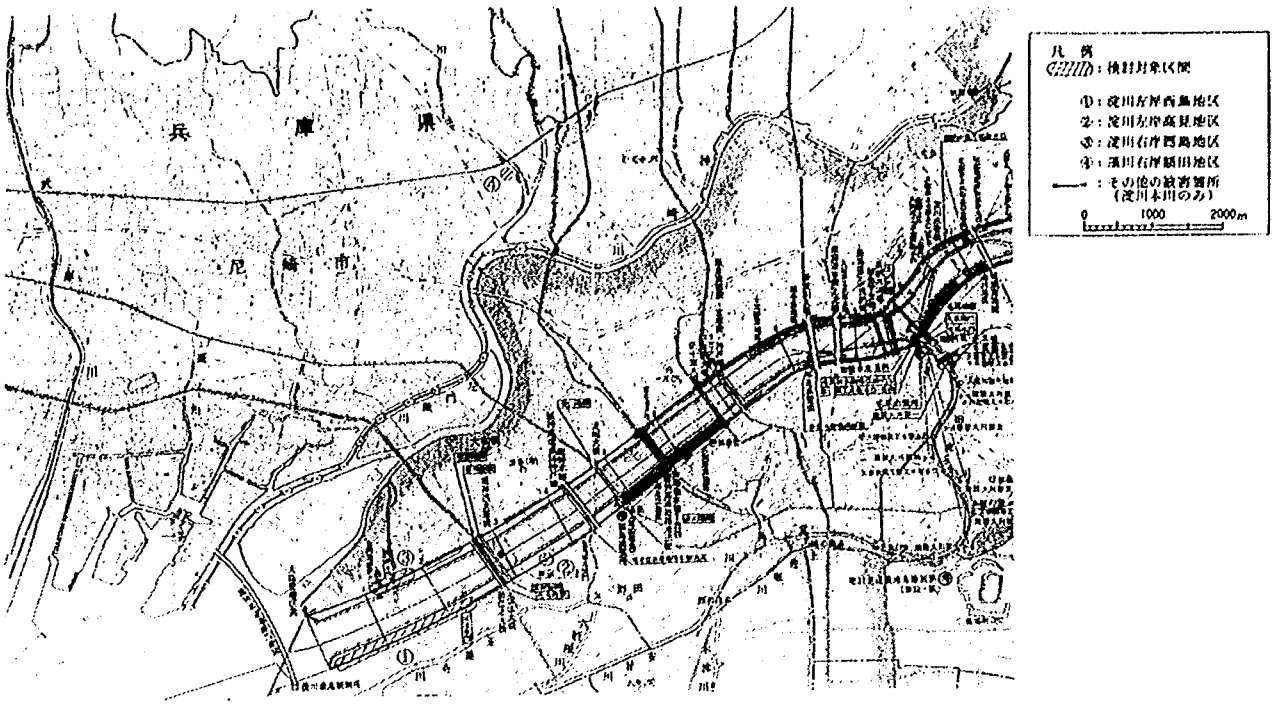


図-7・2 淀川河口部被害箇所位置図



写真-7・1 淀川西島地区の被災状況（1）
天端が平均して1.8m，最大で約3m沈下した他，両側法面が水平方向に滑動したため，パラペット前面が2m以上隆起した



写真-7・2　淀川西島地区の被災状況（２）
パラペットウォールが堤内地側へ，天端アスファルトが堤外地側へ傾斜した。堤防全体にわたって多数の縦横断亀裂が発生した。

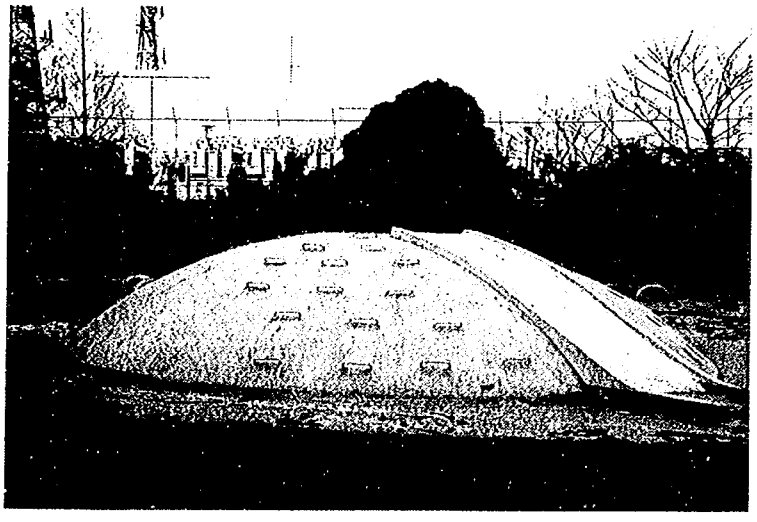


写真-7・3　西島公園における噴砂
堤防裏にある公園では液状化により，全体的に湿潤状態になっていた。

表-7・3　淀川下流部における堤防沈下量

地区名	左右岸	位置（距離標）	堤防沈下量	
			最大	平均
西島地区	左岸	0.0k＋100m～2.4k	3.0m	1.8m
高見地区	左岸	3.4k	0.2m	0.1m
西島地区	右岸	1.0k＋100m～1.8k＋100m	1.8m	0.8m

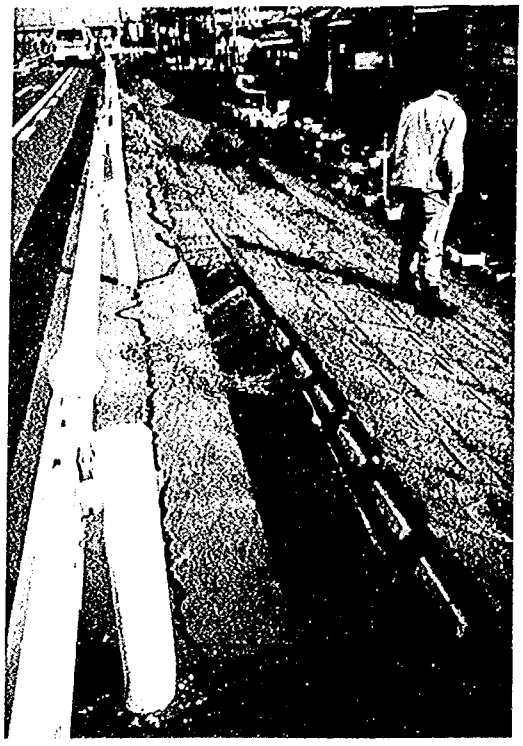


写真-7・4　淀川高見地区の被災状況
堤防沈下量は平均で10cmと少なかったが，川裏側法面にはらみ出し，川裏法肩部に縦断亀裂が生じた。

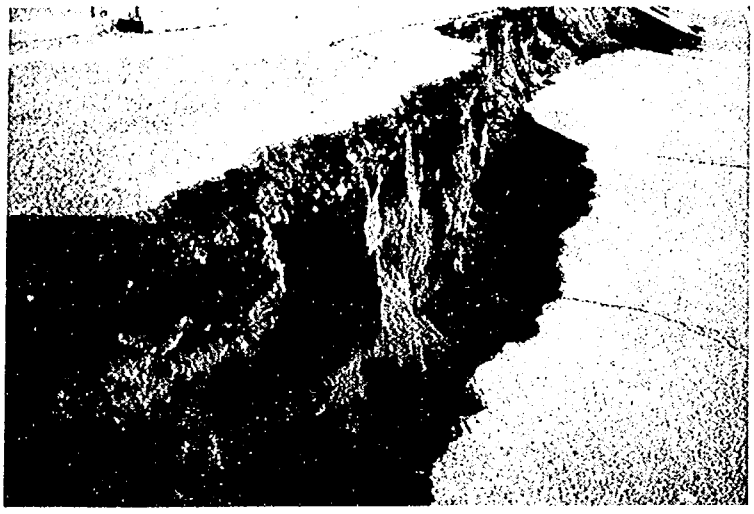


写真-7・5　淀川西島地区の被災状況（1）
堤防天端上に発生した最大の亀裂は幅1.5m，深さ1m以上であった。



写真-7.6　淀川西島地区の被災状況（2）
川裏面で船溜まりのコンクリート壁により押さえられている堤防区間では亀裂幅は30～40cmであったが，それより下流側では亀裂幅が急に大きくなっている。

2.1.2　淀川支川

淀川支川では，９箇所（神崎川１箇所，猪名川３箇所，藻川５箇所）において災害復旧工事が行われた。そのうち，淀川の２次支川である藻川において大きな被災が発生した他，兵庫県管理の河川である中島川が被災を受けた。

(1)　藻川（右岸0.0k）

被災形態としては，堤防の天端，裏法，高水敷にかけて亀裂が発生したが，なかでも裏のりには幅10～20cm，深さ２～３mにもおよぶ亀裂が発生した。裏法に続く家屋も地震動により傾くなどの被害が生じていた。また，当該区間直上流の高水敷においては幅１m，段差１mの縦断亀裂が発生した（写真-7・7）。

(2)　藻川（右岸0.4k-20m～0.4k＋80m）

被災形態としては，堤防天端で道路が波打つように大きな段差（約１m）が生じ，亀裂は堤防の裏法から表法にかけて続いていた他，縦断亀裂も生じていた（写真-7・8）。また，川裏側法面に幅10～60cmの縦断亀裂が多数生じ，深い亀裂は約３mであった（写真-7・9）。表法尻では護岸ブロックの上に乗り上げる形で，土堤の末端部分がせりあがっていた。また，川表の法尻部には噴砂が見られた。



写真-7・7　藻川0.0kの被災状況
高水敷に堤防法線方向に亀裂が発生した。写真の亀裂は幅１m，段差１mの縦断亀裂である。



写真-7・8　藻川0.4kの被災状況
堤防天端が約１m沈下した他，亀裂が堤防の表法から裏法にかけて発生した。



写真-7・9　藻川0.4kの被災状況（２）
川裏側法面には幅10～60cmの縦断亀裂が多数生じ，深い亀裂は約３mにおよんだ。

(3) 淀川支川神崎川の派川中島川

中島川は,淀川の西約2km,兵庫県と大阪府の境界を流れ,大阪湾に注いでいる。そして淀川との間に流れる神崎川とは河口より3km地点で分かれている。中島川とその上流の左門殿川の右岸堤防は,市域の1/3が海抜ゼロメートル地帯である尼崎市の市街地への浸水を防ぐことを目的として昭和28年に建設されたが,その後第2室戸台風等により高潮災害を被ったため,2度のかさ上げが行われた。図-7・3には中島川の高潮堤防の断面形を示す。地震前,コンクリート製の堤防天端が2本のϕ406mmの鋼管グイにより支持されていた。中島川では地震により堤体が沈下するとともに,表・裏護岸にひび割れが発生した。とくに下流側の約1km間での損傷が大きく,満潮時にひび割れ部からの漏水が見られ,堤内地の工場や家屋の床下に浸水した。例えば,写真-7・10に裏のりの亀裂の状況を示す。のり面の中央部に入った縦断亀裂が見てとれる。またのり尻付近にも亀裂が多数見られ,そこからの漏水が著しかった。写真-7・11は,堤防に隣接する工場の敷地内のアスファルト面の盛り上がりとアスファルト面の亀裂状況を示す。中島川の堤防では,天端部分が地震動により川側へせり出し,天端下部に約50cmほどの空洞が生じた。写真-7・12は天端の裏のり側より空洞の状況を撮影したものである。支持グイも一体となって川側へ移動したため,クイの川側では土が盛上がり,逆に裏のり側では穴が開いた状況が見られる。

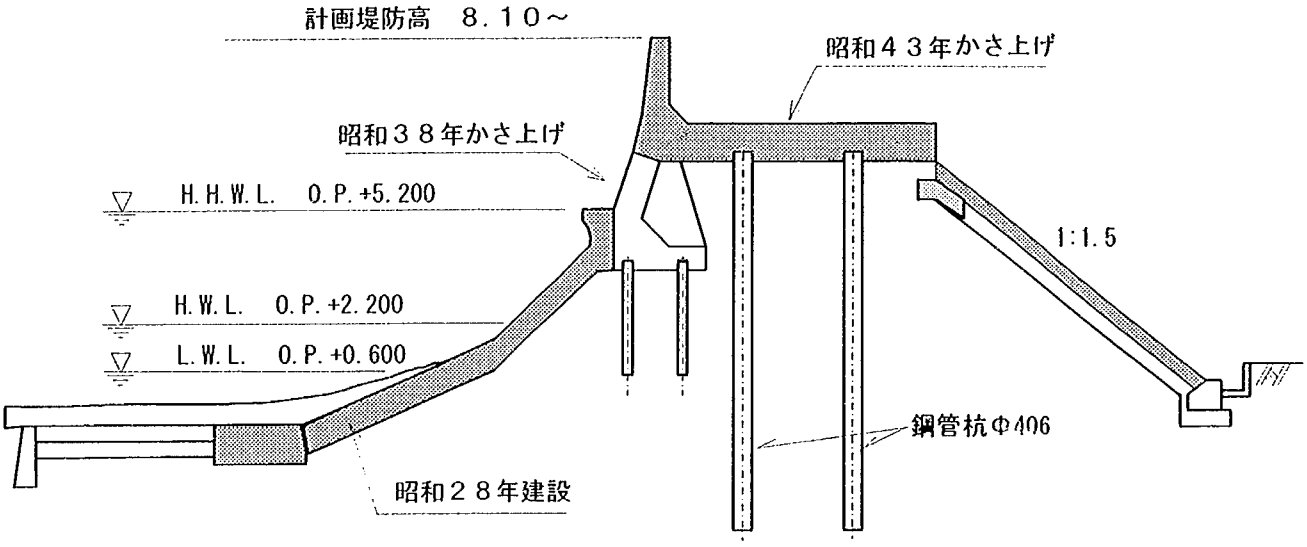


図-7・3 中島川の高潮堤防の構造

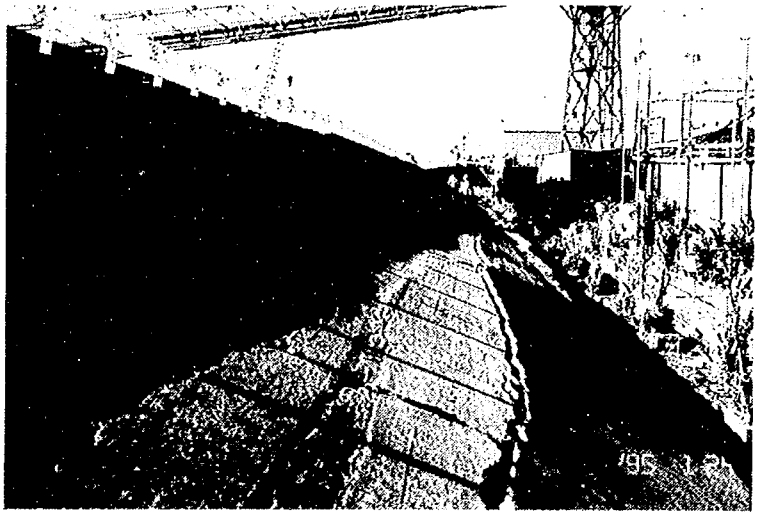


写真-7・10 中島川の高潮区間の裏のりに発生した縦断亀裂
のり面の中央部に縦断亀裂が見える。またのり尻付近にも亀裂が多数見られ,そこからの漏水が著しかった。

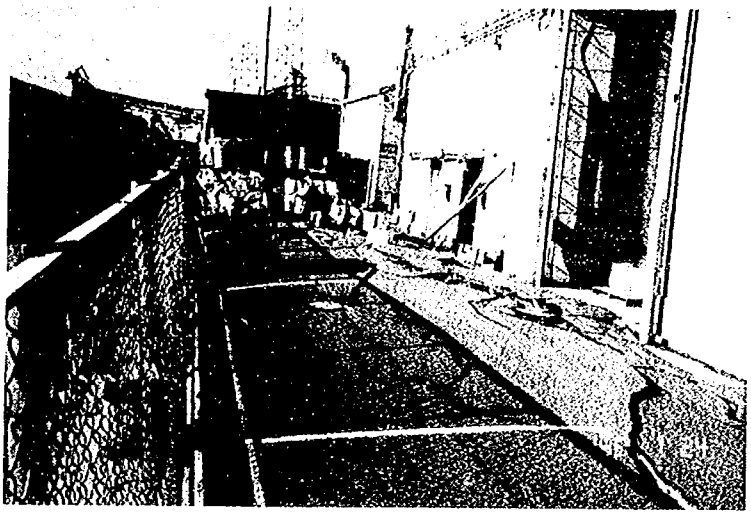


写真-7・11　中島川堤防背後の堤内地におけるアスファルト面の亀裂
堤防天端が地震動により川側へせり出し，天端下部に約50cmほどの空洞が生じている。



写真-7・12　中島川の堤防天端に生じた段差の中の状況
支持杭も一体となって川側へ移動したため，杭の川側では土が盛り上がり，逆に裏のり側では穴が開いた状況が見られる。

2.1.3　武庫川

武庫川では，河口より約2.5kmから上流の，約６km区間の左右岸で堤防の被害が出た。このうち特に被害が大きかったのは被災区間の上流端付近を横切るJR山陽新幹線の橋梁の左右岸（縦断距離8.2km）であった。地震動により河川堤防に大きな亀裂ができ，天端が沈下した。例えば写真-7・13は高水敷上にできた亀裂の状況を示す。亀裂に挿入した長さ２mのポールの状況より，この亀裂の深さはポールが入る部分で測っても約0.9mに達することがわかる。また，写真-7・14は近傍で撮影された河川堤防の横断亀裂の状況である。亀裂はのり尻よりのり面全体に広がり，天端面まで達していた。この区間の河川堤防は天端が兼用道路となっているため早期の緊急復旧が必要とされた。さらに，この堤防のごく近傍では写真-7・15に示すように新幹線の橋梁が座屈し，橋梁としての機能が失われていた。これに比べると，この区間における武庫川の河川堤防（土堤）は全面崩壊せず，ねばり強く耐えて



写真-7・13　武庫川7.7k地点の高水敷上に生じた亀裂
亀裂に挿入した長さ２mのポールの状況より，この亀裂の深さはポールが入る部分で測っても約0.9mに達することが分かる。



写真7・14　武庫川の堤防ののり面に生じた横断亀裂
亀裂はのり尻よりのり面全体に広がり，天端面まで達していた。

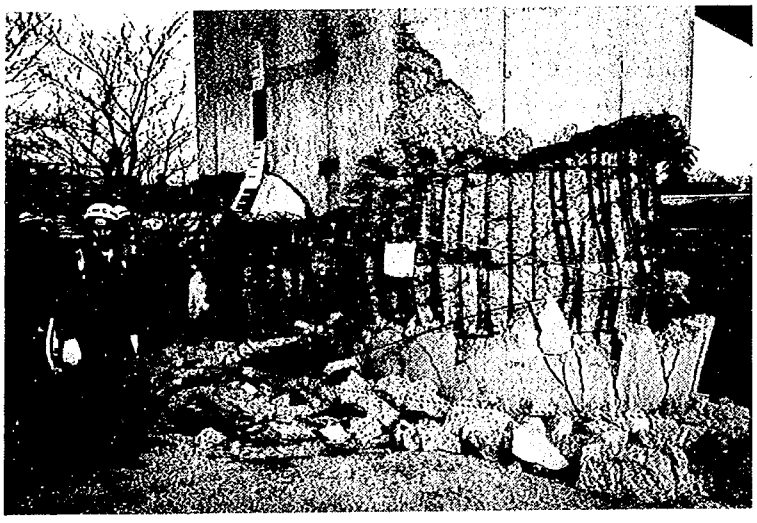


写真-7・15　武庫川の新幹線橋梁の被災状況
新幹線の橋梁が座屈し，橋梁としての機能が失われている。

いると言える。

新幹線の橋梁は地震動の揺れの方向とほぼ直交する方向であったのに対し，武庫川河川堤防はほぼ平行であったことが，被災の程度に大きく係わったと推定される。

2.1.4　西猪川

神戸市内の地形図を見ると，河川が途中で消失しているものがある。これは主に道路下に建設された暗渠河川で，その多くは開削ボックス構造となっている。

今回の地震では，これらの河川の目地部が破損したり，開いたりしていた。土被りが浅い箇所では，暗渠河川上の道路に亀裂が発生するなど，被災の影響が上部の道路面まで現れていた。表-7・4にこれらの暗渠河川の被災事例を示す。

写真-7・16は六甲アイランド方向へ流下する西獺川の被災状況である。この河川は延長2.4km，幅1.5m，高さ1.4mの暗渠河川であるが，目地部周辺コンクリートが被災していた。また，縦断方向のクラック，目地の開きも見られた。これらは地震時にボックスが衝突して生じたものと考えられる。こうした目地部の損傷や開きは，構造上の問題はなくても，特に流水が圧力状態で流れる区間においては，周辺の土砂の吸い出し等によって，地表面まで被害が拡大する恐れがあった。

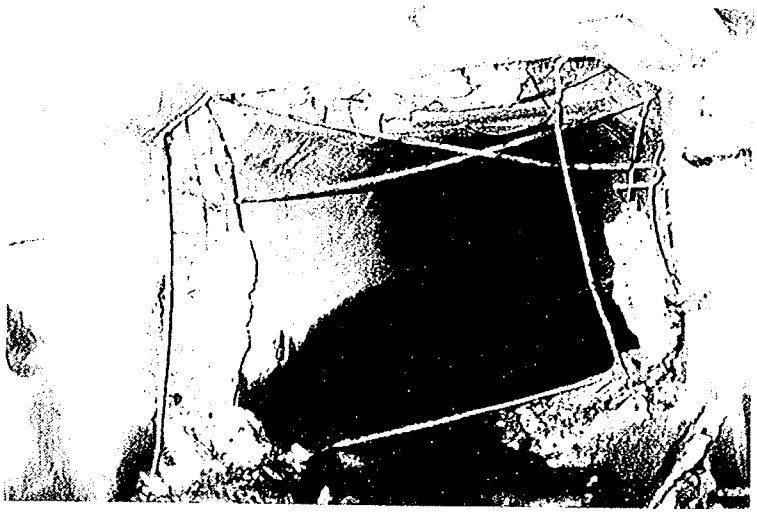


写真-7・16　西獺川の被災状況
ボックス（幅1.5m，高さ1.4m）の暗渠河川で，目地部が破壊され，鉄筋が垂れ下がっている。また，破壊した目地部から土砂の構内への流入も見られる。

表-7・4　地震被害箇所表（暗渠河川、トンネル河川）

河川名	暗　渠　構　造（諸　元）	被　災　状　況
西獺川	ボックス：幅（1.0～1.5m）×高さ（0.75～1.4m）	目地部段差・破損，側壁クラック・破損
塩屋谷川	NATM：直径6.4m	覆工コンクリート破砕
新湊川	レンガトンネル：直径7.6m	トンネル中央部のレンガ天端垂れ下がり、クラック
鯉　川	ボックス：幅2.5m×高さ2.3m、シールド：直径3.25m	ボックスとシールドのジョイント部等段差
城ケ口川	石積＋RC床版：幅1.3m×高さ1.2m	石積のはらみ出し
宇治川	ボックス：幅2.5m×高さ3.7m×２連	ジョイント部開き
千森川	石積＋RC床版：幅2.1m×高さ1.1m	石積クラック、河床クラック
西谷川	ボックス：幅1.5m×高さ1.0m	目地部破損、側壁クラック
観音寺川	ボックス：幅7.0m×高さ2.7m	ジョイント部損傷
北野川	ボックス：幅4.2m×高さ3.35m	目地部クラック
高橋川	ボックス：幅（3.0～1.5m）	目地部破損、取合部破損

2.1.5 塩屋谷川

塩屋谷川は1.9k地点より，放水路を分派している。この放水路はNATM工法により建設された直径6.4m，延長3.4kmのトンネル河川である。今回の地震により，覆工コンクリートの被害が発生した。調査で確認した損壊箇所は横尾山断層[注3]と交差する地点を中心としており，断層のずれによる被害と考えられる。損傷は覆工コンクリートの全周にわたっており，最大10cmの目違いを生じていた（写真-7・17，18）。

また，海側坑口部上部にも小規模な覆工コンクリートのひび割れが確認されているが，この原因としては坑口構造を要因とするもの（上部土層の滑り等），断層によるもの等が考えられる。

注3) 横尾山断層は六甲山地の南西端に当たる横尾山(312m)を含む山塊の山麓線に位置する神戸層群・花崗岩の境界断層である。この断層は須磨断層及び高塚山断層と平行に走る延長約6km（陸上部で約4km）の逆断層である。活動度は高く，平均変位速度は1000年あたりで0.1m以上，1m未満である[93]。

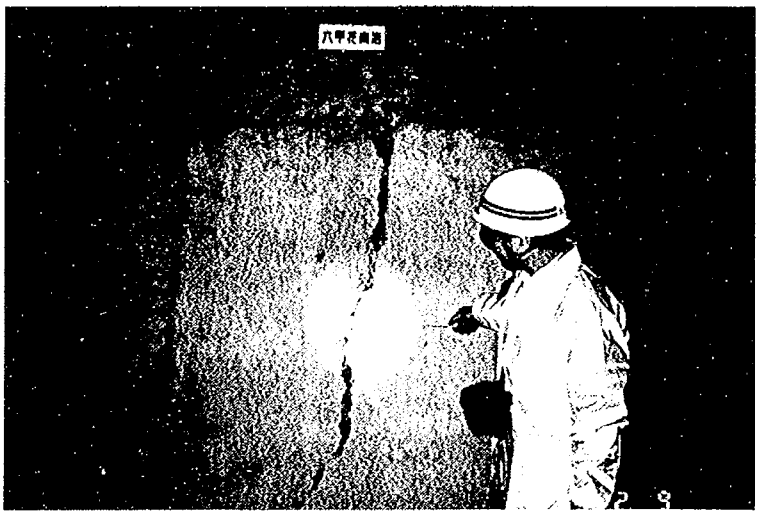


写真-7・17 塩屋谷川の被災状況（1）
覆工コンクリートの被災状況。トンネルの全周にわたってひび割れが生じている。

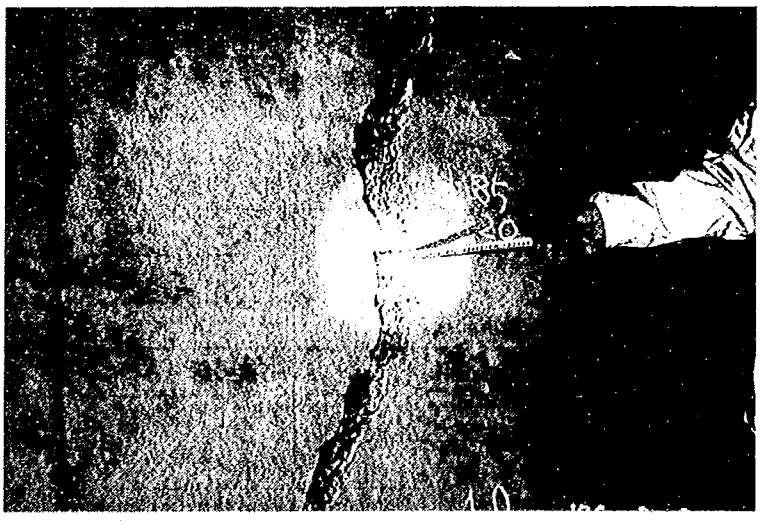


写真-7・18 塩屋谷川の被災状況（2）
覆工コンクリートのずれは，海側が西に，山側が東にずれた形で発生している。

2.2　海岸保全施設の被災状況

兵庫県南部地震による海岸堤防・護岸の被害は全体で104箇所が報告されているが，特に，神戸市，芦屋市，西宮市，尼崎市における被災箇所が多く，87%，90箇所を占めている。

海岸堤防・護岸はその力学的特性を考慮すると，土堰堤（通常の三面張り構造），重力式（コンクリート系：外力に対し自重により抵抗する），矢板式（矢板，鋼管杭系：外力に対し，剛性により抵抗する）の三種類に分けられる。被災箇所の内訳は，土堰堤が15箇所，重力式52箇所，矢板式37箇所となっている。重力式と矢板式の構造形式の被災箇所はすべてが神戸市，芦屋市，西宮市，尼崎市におけるものである。

また，海岸堤防・護岸以外の海岸保全施設では表-7・5の7施設の被害が報告されている。

なお，海岸事業は４省庁（建設省，運輸省，農林水産省構造改善局，農林水産省水産庁）の所管であり，今般被災した地域では，それぞれの所管区域が偏在している。被害の集中した地域には，神戸港をはじめとする運輸省所管海岸が多く含まれている。兵庫県南部には，建設省所管の海岸は少ない状況にあり，明石市を中心とする直轄東播海岸（一部神戸市西部を含む）と，淡路島に兵庫県が管理する海岸があるのみである。今回の地震による建設省所管海岸保全施設の被災は，直轄東播海岸で４カ所，淡路島で淡路海岸松帆地区等の８カ所の被害が報告されたのみである。これらの被害はすべて土堰堤式構造物である。被災形態も，表-7・6に示すように，施設の全壊ではなく，天端の沈下や目地の開き，クラックなど軽微なものが多く，施設の目的とする機能をかなり保持しており，全体的に，被害は軽微であった。

以下に，建設省所管の個別の施設の被災状況を代表的な事例について述べる。

表-7・5　海岸堤防・護岸以外の海岸構造物の被害

管理者	港湾名	施設名	被災状況
兵庫県	尼崎西宮芦屋港	第一閘門	本体の破損
		護岸・樋門・船閘	樋門５箇所等
神戸市	神戸港	大輪田水門	門柱の剥離、亀裂
		築島水門	門柱の剥離、亀裂
		新在家水門	門柱の剥離、亀裂
		灘浜水門	門柱の剥離、亀裂
		魚崎第２ポンプ場	排水樋門の目地開口と土砂流入

表-7・6　兵庫県南部地震による建設省所管の海岸堤防・護岸の被災事例

海岸名	施設種別	被災形態
東播海岸 垂水工区 狩口台地先	堤防（扶壁式）	・最大沈下量19cm ・深さ30cmの空洞
東播海岸 明石東部工区 大観町地先	堤防（扶壁式）	・最大沈下量27cm ・パラペットと土堤間の亀裂（深さ4.1m、幅５cm） ・深さ50cmの空洞
東播海岸 明石東部工区 船上町地先	堤防 （扶壁式、杭基礎）	・最大沈下量55cm ・パラペットと土堤間の亀裂（深さ0.6m、幅10cm） ・深さ20cmの空洞
東播海岸 明石西部工区 大久保町江井ヶ島地先	護岸	・最大沈下量４cm
淡路海岸 松帆地区	護岸	・本体部沈下最大40cm ・海側への滑動最大15cm ・目地開口20～30cm ・水叩き・排水溝破損
東浦海岸 楠本東地区 No.１	護岸 （コンクリートブロック式）	・本体部沈下最大50cm ・海側への滑動最大70cm ・背後地盤のすべり ・目地開口
東浦海岸 楠本東地区 No.２	護岸 （コンクリートブロック式）	・背後沈下最大20cm ・海側への滑動最大30cm
東浦海岸 久留麻地区	堤防	・本体部沈下最大５cm ・海側への滑動最大４cm ・目地開口
西淡海岸 津井地区	護岸	・基礎、本体、管理用通路の被災
五色海岸 角川地区	護岸	・管理用通路の被災
北淡海岸 野島地区 No.１	護岸	・本体部沈下最大５cm ・海側への滑動最大10cm ・クラック
北淡海岸 野島地区 No.２	護岸	・波返工クラック、破損

2.2.1　東播海岸（明石市大観町地先・船上町地先）

図-7・4は直轄東播海岸の明石川河口左岸に位置する大観町地先の海岸堤防の被災断面図である。波返し工の沈下は無いが，天端被覆工が最大27cm沈下[注4]しており，ブロック張りの裏法被覆工も沈下変形している。波返し工と土堤の間に約５cmの空隙が生じた他，波返し工の目地が５cm程度開いたり，クラック，はく離といった損傷も見られた。また，天端被覆工下部には深さ50cmの空洞が生じた。写真-7・19に示すように，堤防法線方向に堤体を区切っている隔壁は沈下していない。図-7・5はこの地区の地質断面であるが，堤体下部の地質が比較的良好であることも大きな被災を免れている原因と考えられる。盛り土部分のみが地震動によ

注４）海岸堤防の場合の沈下量とは，地震発生前後の堤防天端高の差である。ただし，海岸堤防の場合は河川堤防の場合と違って，原形をとどめないほど変形している例はないので，単純に天端高の差で表示している。

り揺すられ，沈下変形したものと考えられる。

明石川河口右岸に位置する船上町地先の海岸堤防も大観町地先の海岸堤防と同様な被災状況であり，波返し工の沈下は見られなかった。図-7・6は船上町地先の海岸堤防下部の地質断面図である。図-7・5に示した大観町地先の海岸堤防下部の地質ほどには良好でないため，杭基礎が用いられている。

このように地質は異なっていてもそれに応じた基礎工を用いることにより，基礎地盤に起因する大きな被災を免れている。なお，大観町，船上町の天端の沈下は盛土高5mと比較しても5～10%と軽微である。東播海岸の他の被災箇所についても盛土の形態と被災が関係しており，基礎に起因する被災は見られない。

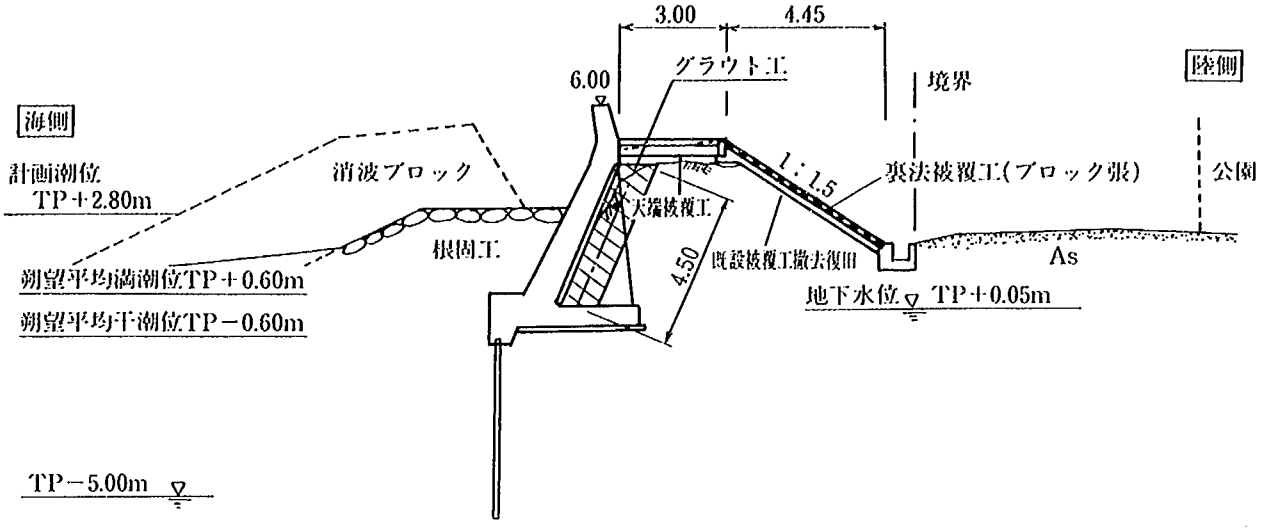


図-7・4 東播海岸（明石市大観町地先）の海岸堤防の被災断面図

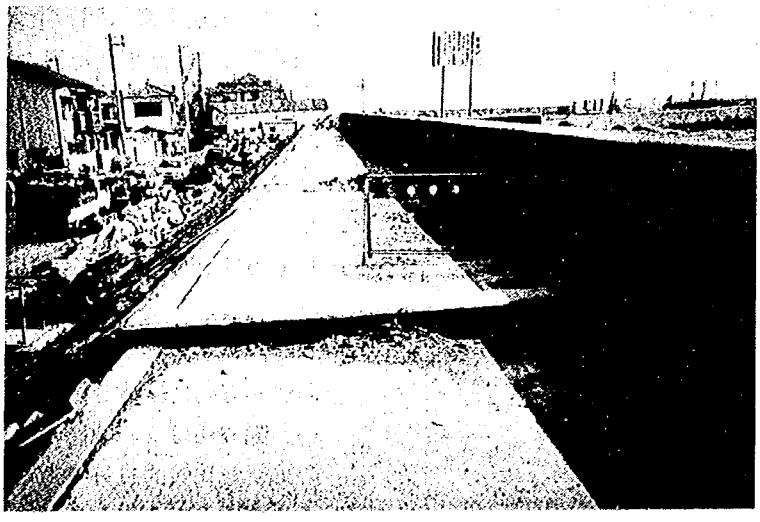


写真-7・19 東播海岸（明石市大観町地先）の海岸堤防の被災状況

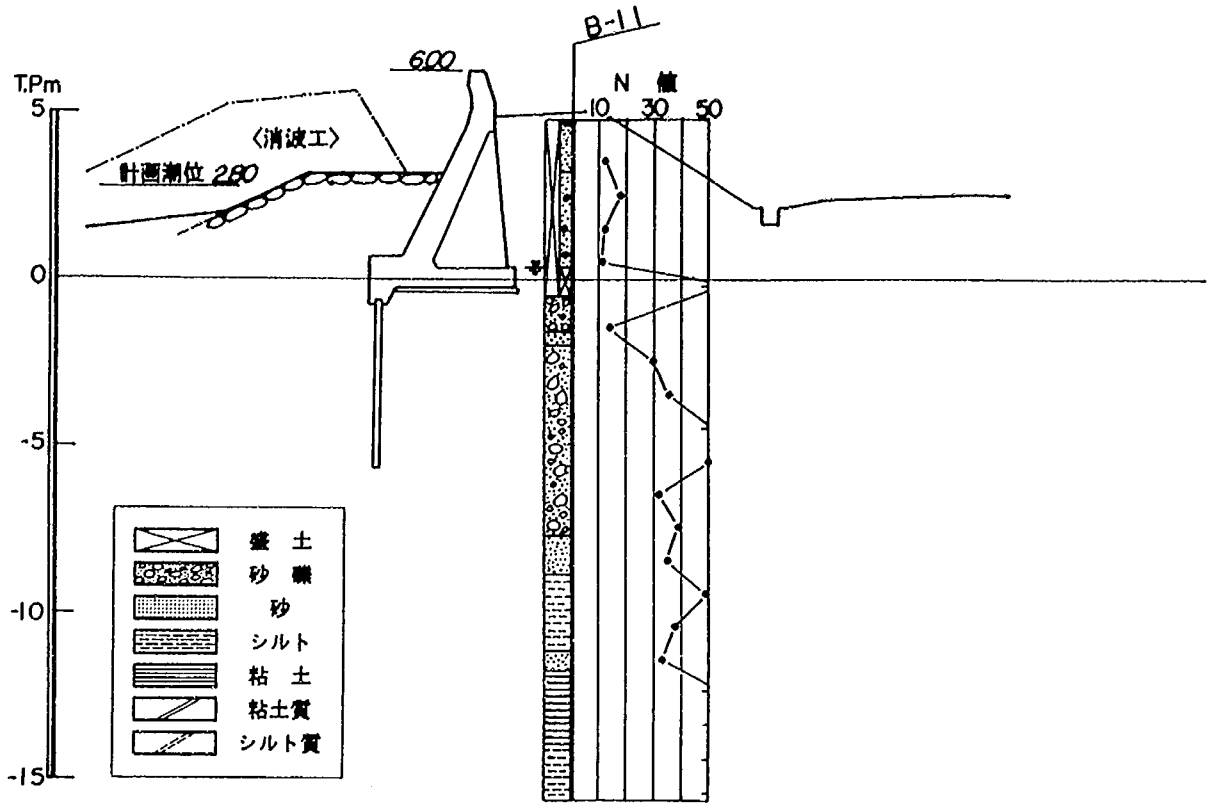


図-7・5　東播海岸（明石市大観町地先）の海岸堤防下部の地質断面図

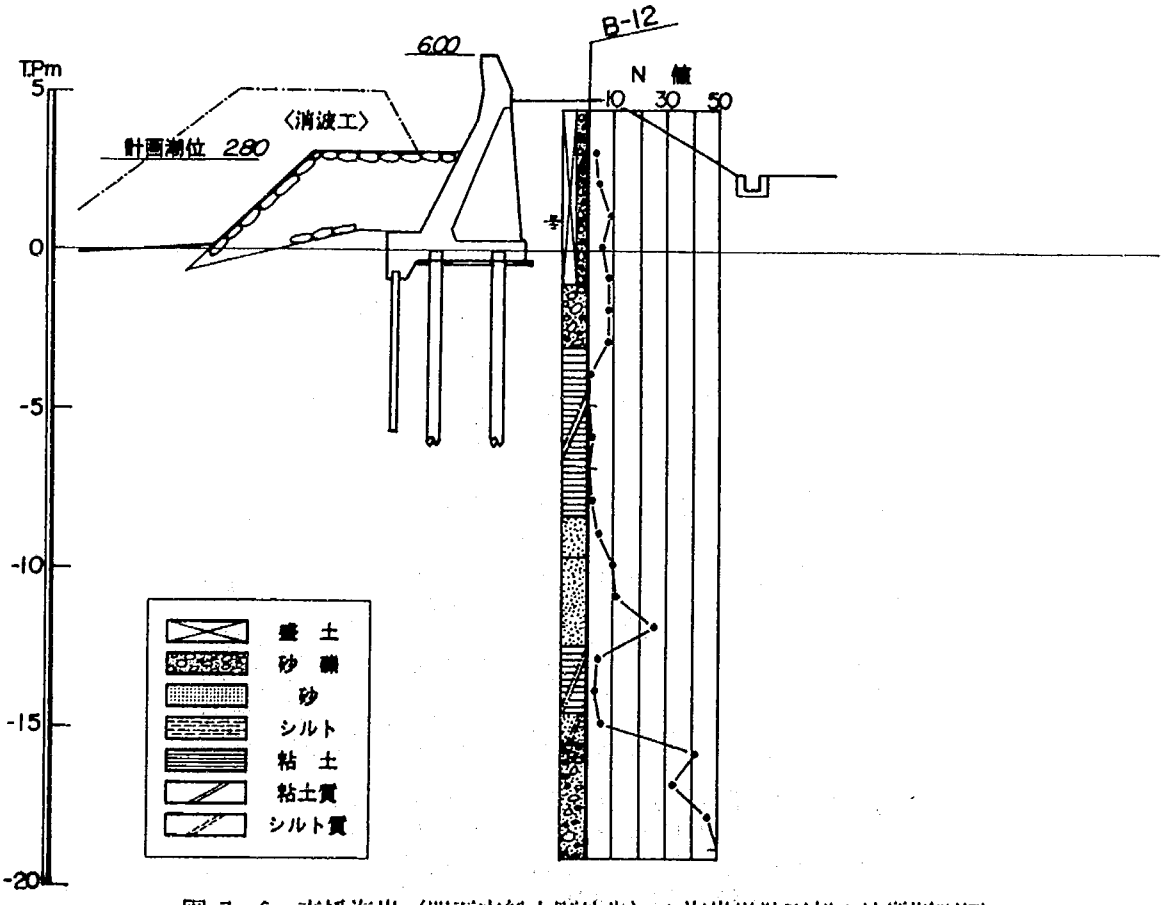


図-7・6　東播海岸（明石市船上町地先）の海岸堤防下部の地質断面図

2.2.2 淡路海岸（松帆地区）[6]

図-7・7は淡路島北端付近に位置する淡路海岸松帆地区の海岸護岸の被災状況である。パラペットの沈下は最大で40cm，天端水叩き部分の沈下は最大60cmであり，海側への滑動は最大15cmである。写真-7・20に示すように堤体の滑動により，目地が天端で20cm，下部で30cm程度開いていた。また，天端水叩き及び排水溝の損傷も見られた。なお，水叩き下部に10～20cmの空洞が見られたが，水叩きが沈下しているため，空洞の大きさを正確には表していない。

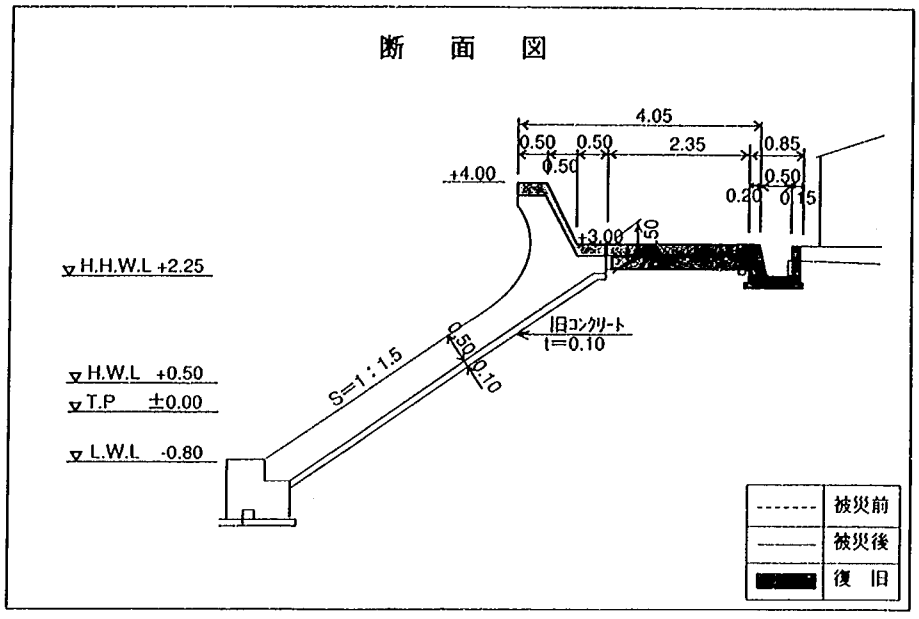


図-7・7 淡路海岸松帆地区の海岸護岸の被災状況と復旧工法
注）原形復旧のため，被災前断面は復旧断面と同じである
出典）兵庫県洲本土木事務所，阪神・淡路大震災 淡路島の記録 1995年9月

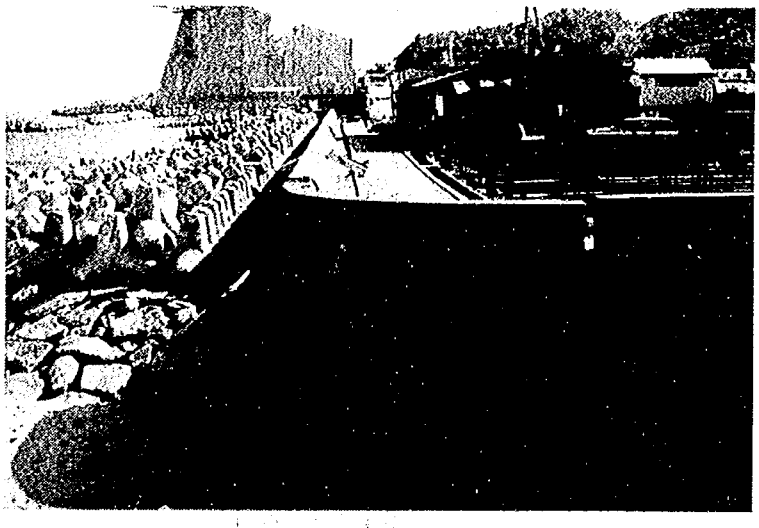


写真-7・20 淡路海岸松帆地区の海岸護岸の被災状況
表法被覆工の目地が上部で20cm程度開いている。
出典）兵庫県洲本土木事務所，阪神・淡路大震災 淡路島の記録。1995年9月

2．3　その他の施設の被災状況

今回の地震で大きな被害が発生した平地部にはこれまでに触れた比較的大きな河川の他にも六甲山地から瀬戸内海へと注ぐ小河川とこれら河川に直交するような形に存在する用水路が多数ある。こうした水路及び小河川の多くは住宅密集地を縫うように存在するために直立に近い護岸が設置されており，護岸の多くは河川及び水路の規模が小さいことから石積護岸が主であった。

石積護岸はのり面保護と洗掘の防止を主たる目的とした，積み石を互いに結合して積み上げるという形式であり，一般には積み石と積み石の間の目地部分にモルタルを挟む練石積形式が用いられる。石積護岸は背面土砂による土圧および地震力に対して積み石間の摩擦とモルタルの付着力によって抵抗することになるが，応力計算を行うことができず，経験的に得られた標準断面に基づいて築造される。従って耐震性の検討も行っていない。作用外力に対する強度及び安定性の検討をそれぞれのケースについて行っている特殊堤などでは今回の地震による被害はほとんど見られなかったが，石積護岸は震災によって多数の大きな被害を受けた。ここでは被災地域に存在する小河川および水路等の石積護岸に着目し，その被害について述べる。

石積護岸の被害形態として，積み石の一つ一つが地震の加速度を受けて揺動し，積み石の隙間を埋めている目地部分のモルタルにクラックが入り，積み石間の結合力が失われるのが最初の段階である。

(1)　御手洗川

写真-7・21は西宮市内の小河川である御手洗川の護岸の被災状況であるが，目地部分のモルタルが欠落し，護岸全体がずり落ちるような変形を示している。写真では基礎部分が水中にあるために確認できないが，同様の構造を有する石積擁壁の場合では，しばしば欠落したモルタルの破片が基礎前面に散乱している状況が確認できる。

さらに大きな地震動が加わった場合，目地の欠落によって“浮き石”となった積み石が崩れ落ちる場合がある。

写真-7・22は**写真-7・21**と同じ西宮市内の小河川，御手洗川の石積護岸の被害状況である。**写真-7・21**とほぼ同じ地域にあり，作用した地震動も同程度のはずであるが，より大規模な崩壊が生じている。これは上部パラペット及び背後の道路から護岸に力が作用しているために，目地部の結合力が失われた時点で，これらの上載荷重により座屈するような形で崩壊が生じたと考えられる。上部のパラペットは護岸の崩壊によって支えを取り払われたような形となり，曲げによるひび割れが生じている。また背後の道路はパラペットに近い部分で陥没が生じており，バリケードを設置して路肩部の走行を禁止していた。

本来石積護岸はのり面保護と洗掘防止が主目的であり，背後から土圧が作用するような場所での土留め壁としての役割を兼用するには適していない。

(2)　石屋川用水路

写真-7・23は震度７を記録した東灘区の石屋川に通

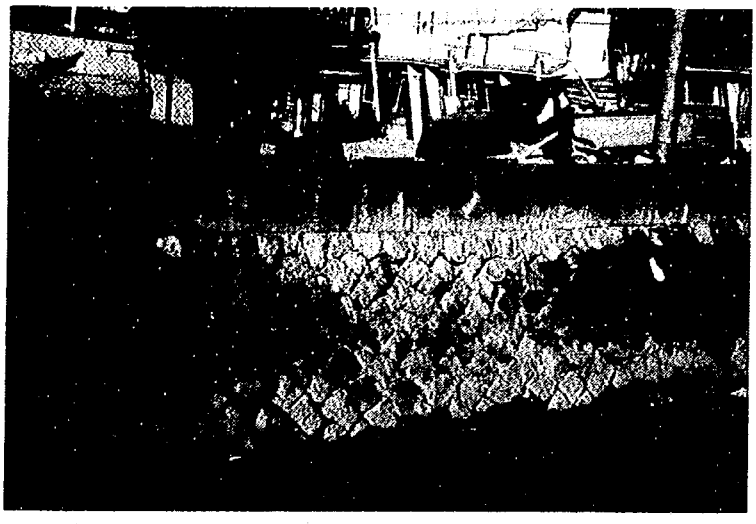


写真-7・21　西宮市御手洗川護岸被災状況
目地部分が欠落し，護岸全体がずり落ちるように変形している。（１月28日撮影）



写真-7・22　西宮市御手洗川護岸被災状況
石積に外力が作用していた場合の崩壊。上部パラペットおよび背後道路路面に変形が見られる。(1月28日撮影)

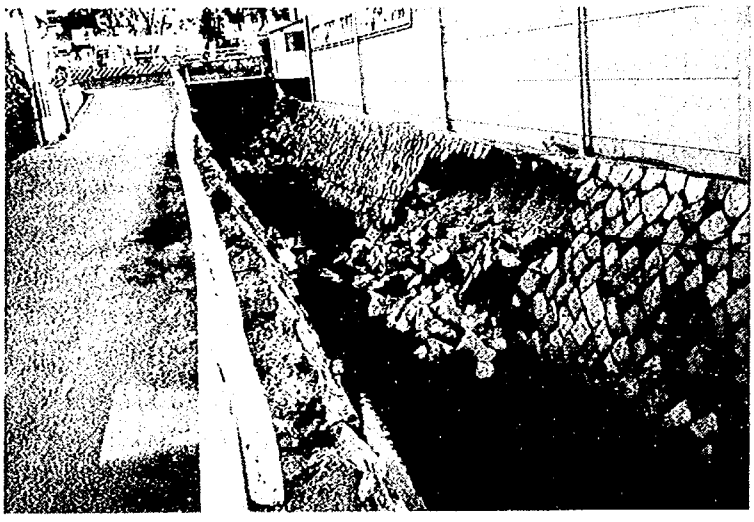


写真-7・23　東灘区石屋川用水路護岸崩壊状況
目地部分が欠落し，全体がはらみだしている。部分的に積み石が崩落しているが，背後の地盤は自立している。(3月2日撮影)

じる用水路における練り石積の崩壊状況である。積み石が崩落した背後に現れた裏込めは護岸の崩壊後も自立しており，護岸に対して背面からの土圧は作用していなかったと考えられる。従ってこの場所における崩壊は積み石の自重と地震力による崩壊であると考えられる。崩壊していない場所においても目地部にはクラックが入っており，水面から30cm程度の高さの位置を最大突出点とするような前方へのはらみだしが生じている。河川護岸のように石積が連続する場合では軽微な変状は全川に渡って連続的に存在するが，崩壊等の大規模な被害はある程度の間隔を置いて存在する場合が多い。これは積み石の変動が河川縦断方向にも発生し，局所的に大規模な崩壊が発生し，崩壊が発生した箇所の周辺では被害は軽微なまま収まると考えられる。

(3) 山手地区用水路

写真-7・24は西宮市の山手地区の用水路の石積が橋詰め部分で崩落した積み石の上に土のうを積んで復旧している状況である。橋は石積護岸に比べて構造物としての剛性および安定性が高く比較的柔軟な構造であ

る石積護岸が縦断方向に変形するとすりつけ部分に崩壊が発生すると考えられる。

(4) 甲子園付近の用水路

写真-7・25は西宮市の甲子園付近における石積護岸の崩壊と復旧の状況である。このように堤外にむかって凸の線形を持つ部分や合流部分で石積が直角に曲がっている部分において角を斜めに切り落としたように崩壊が生じている状況がしばしば見られた。

石積の自重と地震力による崩壊が間隔をおいて分散して生じるのに対し，上載荷重や側方からの土圧などの外力が作用して崩壊が生じる場合には外力の作用の状況によってはより広範囲にわたって崩壊が生じる場合がある。

(5) 夙　川

写真-7・26は西宮市内にある夙川における石積の崩壊状況である。この崩壊は写真-7・21～25までの5箇所とは形態が異なり，背後の土砂が大規模なすべりを生じている。石積護岸自体も基礎部分を支点に前方へ倒れる様に崩壊しており，地震によって生じた背後斜面のすべりによる土圧に抗しきれずに崩壊したと考え

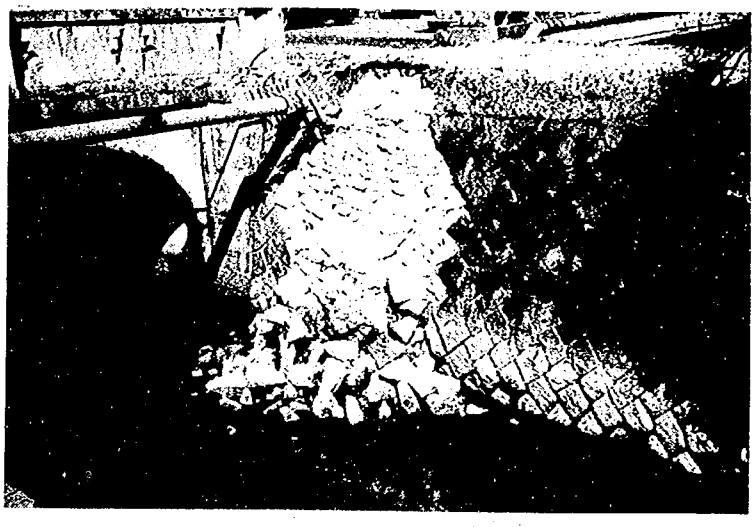


写真-7・24　西宮市山手地区用水路護岸被災および復旧状況
橋詰め付近で積み石が崩落している。崩落した積み石の上に土のうを積んで応急復旧している。遮水対策は講じていない。（3月2日撮影）



写真-7・25　西宮市甲子園付近用水路護岸被災および復旧状況
河川屈曲部における積み石の崩落。土のうと土のうの間にビニールシートを挟んで遮水している。また上部では雨水等の浸透対策も講じられている。（3月2日撮影）

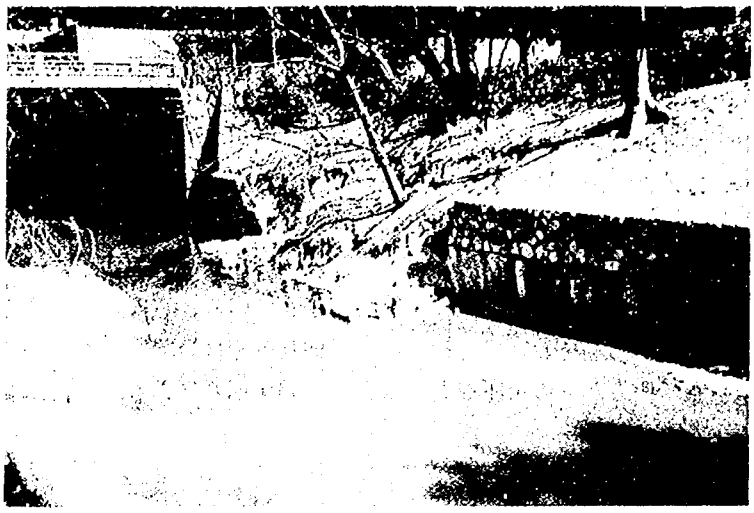


写真-7・26 西宮市夙川護岸被災状況
背後地盤が樹木を含むようなすべりを生じて崩壊している。(3月2日撮影)

られる。通常の擁壁にならって考えると，写真-7・21～23までが護岸の強度不足による崩壊であるとすれば，写真-7・26は護岸の安定性が不足していたための崩壊であるということもできる。

以上が代表的な石積護岸の崩壊事例である。石積護岸の被害の特徴を挙げると，次のようなことが言える。

・まず地震動により目地部の欠落が生じ，はらみだし等の軽微な変状が生じる。
・土圧などの外力が作用している場合，局所的な崩壊が発生する。このような場合，崩壊箇所は点在する。
・橋など安定性の高い構造物とのすりつけ部分，堤外側へ凸の線形を有する部分で崩壊が生じやすい。
・背後の土砂にすべりが生じた場合，広い範囲にわたって崩壊が生じる場合がある。

3．被害の特徴及び原因

3．1 河川施設の場合

3.1.1 過去の地震被害

表-7・7に示すように，日本全国において地震による浸水被害のうち津波以外の要因によるものは1945年以降では，三河地震（1945年）の断層運動により河川が隆起し，氾濫したり，福井地震（1948年）や新潟地震（1964年）の時，地震が発生してから一定期間経過した後，洪水により浸水したという事例がある[7]。しかし，今回の地震では淀川堤防が最大で約3m沈下したというような現象が発生したにもかかわらず，幸い越水被害は発生しなかった。

それでは地震により沈下した堤防を越水する可能性はどの程度であろうか。淀川水系のA地点における過去5年間（1990年1月1日～1994年12月31日）における日最大水位を用いて調べてみる。この地点の堤防がもし5m(堤防高の約6割)沈下したと仮定しても，この被災後の堤防を越える水位は過去5年間に1度も発生していない。この結果はA地点の過去5年間のデータを用いたという限られた場所，期間に関する解析であり，まだ十分検討する余地はあるが，沈下した堤防を越水する可能性はかなり低いと言える。

阪神地域で過去発生した地震災害のうち，被災規模が大きく，かつ被災地域が類似している南海地震(1946年)を例にあげ，今回の地震被害と比較すると，表-7・8の様に南海地震は地震の規模は大きいものの，震源からの距離が離れていることもあって，全体的な被災規模は兵庫県南部地震ほど大きくはない[8]。河川施設の被災原因は南海地震が津波，兵庫県南部地震が液状化という違いはあるものの，被災箇所については左岸0.2～0.8k，左岸3.4kの両区間が同じとなっている。

3.1.2 被害の特徴及び被災のメカニズム

今回の地震では淀川河口部で大きな被害が発生した。当流域の地形・地質に関しては，以下のような特徴がある。

① 古くは海域で，近世以来の埋立てにより形成された土地である[9]
② 淀川9kより上流は上町台地の延長上にあたる洪

表-7・7　既往の地震による浸水被害等（1945年以後）

年月日	地震名	M マグニチュード	死者・不明者（名）	建物全半壊（棟）	津波以外の要因による浸水	参考事項
1945. 1.13	三河地震	6.8	1,961	17,245	断層による河川の切断	断層運動により河川下流部が隆起し、川が堰とめられ、氾濫
1946.12.21	南海地震	8.0	1,432	35,078		
1948. 6.28	福井地震	7.1	3,895	46,869	洪水による破堤に伴う浸水	直下型地震。地震の約1か月後に発生した洪水により浸水
1952. 3. 4	十勝沖地震	8.2	33	2,139	溜池の決壊	
1960. 5.23	チリ地震津波	8.5	139	3,754	−	
1964. 6.16	新潟地震	7.5	26	8,427	洪水による堤防の決壊	津波以外でも地震後20日以上経過後に洪水により浸水 15,298棟が浸水
1968. 4. 1	日向灘地震	7.5	0	3	−	56戸が床下浸水
1968. 5.16	1968年十勝沖地震	7.9	52	3,677	−	529棟が浸水
1973. 6.17	根室半島沖地震	7.4	0	2	−	275棟が浸水
1978. 1.14	伊豆大島近海地震	7.0	25	712	−	鉱さい場の堰堤崩壊により水質汚染
1983. 5.26	日本海中部地震	7.7	104	5,099	−	死者のうち、百名は津波によるもの
1993. 7.12	北海道南西沖地震	7.8	231	711	−	356棟が浸水

注Ⅰ）国土庁「防災白書」、理科年表などにより作成
注Ⅱ）浸水棟数は津波による浸水棟数も含んでいる

表-7・8　阪神・淡路地震と南海地震との比較

	南海地震	阪神・淡路地震
発生年月日	1946.12.21	1995.1.17
マグニチュード	8.0	7.2
震源から淀川河口部までの距離	約180km	約40km
死者・行方不明者数	1,432名	5,361名
建物の全半壊	35,078棟	159,544棟 ＊全焼・半焼家屋を含む
地震被害の概要	・淀川左岸0.2～0.8k（島船・酉島護岸）堤防と護岸（延長623m）が崩壊・流失した ・淀川左岸3.4k（伝法・高見護岸）堤防と護岸（延長195m）が崩壊・流失した	・淀川左岸0.0～2.4k（酉島地区）地震による液状化で堤防と護岸が崩壊・沈下した ・淀川左岸3.4k（高見地区）地震による液状化で堤防と護岸が沈下した ・淀川右岸1.0～1.8k（酉島地区）地震による液状化で堤防の裏半分が崩壊・沈下した

積層であるが，９ｋより下流には軟弱な沖積層が厚く分布している

③　表層の砂質土は旧大和川や淀川により運搬された三角州性堆積物であり，地震により液状化をおこしやすい

以上のように当該流域は元来大きな地震が発生した場合，地震被害を受けやすい要因を有していると言える。次に各被災箇所における被害の特徴，被災のメカニズムについて述べる。

(1)　西島地区（左岸0.0k＋100m～2.4k）

左岸1.4kにおける堤防断面図及び裏法尻部で実施されたボーリングデータを図-7･8に示した。堤防直下の基礎地盤はマイナス６ｍまでの砂層部分はＮ値が７以下と低く，また堤防敷幅全域にわたってマイナス８～10mの深さまで砂層が分布している。地震時には，この砂層が液状化により側方流動するのと同時に，堤防直下の基礎地盤が堤体の重量を支える支持力を失って，両側法尻部方向に水平に流動し，堤体の沈下が生じたものと考えられる。図中の標高単位であるO.P.(大阪湾工事基準面）はT.P.＝O.P.＋1.3（m）により，T.P.（東京湾中等潮位）に換算できる。

なお，今回の調査で特徴的だったのは当該区間に近い場所でありながら，高水敷が造成されていた堤防は被災程度が小さかったことである。これは高水敷が地震に伴う堤体全体の変形を押えたためであり，他の河川においても見られた現象である。

(2)　高見地区（左岸3.4k～3.4k＋170m）

左岸3.4kにおける堤防断面図及び堤防天端で実施されたボーリングデータを図-7･9に示した。堤防直下の基礎地盤には，西島地区と同様に，マイナス８ｍの深さまで砂層が分布している。特徴的なのは砂質土表層から２ｍ程度の地層のＮ値が５以下と低い，一方２ｍ以深ではＮ値の増加が見られることである。このことから，高見地区においては堤体裏法下部の砂質土のうち，Ｎ値の低い砂質部分が液状化現象を生じたことにより，堤体が側方流動し，堤体の裏半分がすべり沈下を起こしたものと推定される。

(3)　西島地区（右岸1.0k＋100m～1.8k＋100m）

右岸1.6kにおける堤防断面図及び堤防天端で実施されたボーリングデータを図-7・10に示した。堤防直下の砂質土表層４ｍ程度のＮ値が５以下と低い，一方４ｍ以深ではＮ値が10以上もあり，堤防直下の砂質層は特性の異なる２層で構成されていることが分かる。また，被災後に裏法尻部分の縦断亀裂から噴砂が確認されている。これらのことから，基礎地盤表層に分布する砂質土の上層部が液状化現象により流動化して堤体を変形させたものと思われる。当地区には，３列（千鳥配置）のサンドコンパクションパイルが打設されていたり，特殊堤に基礎杭や矢板が打たれていたことも，川表側の変状が少なかった理由の一つと推定される。

(4)　藻川（右岸0.4k）

右岸0.4k＋70mにおける堤防断面図及び堤防天端

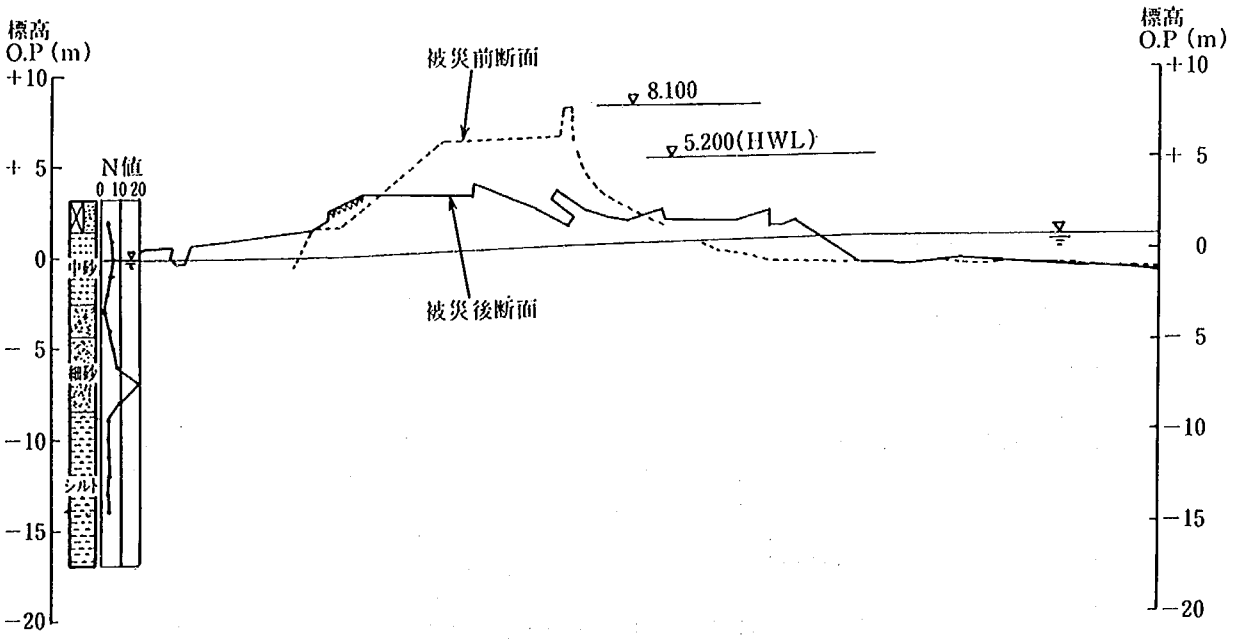


図-7・8　被災前後の堤防断面
（淀川酉島地区：左岸1.4k）

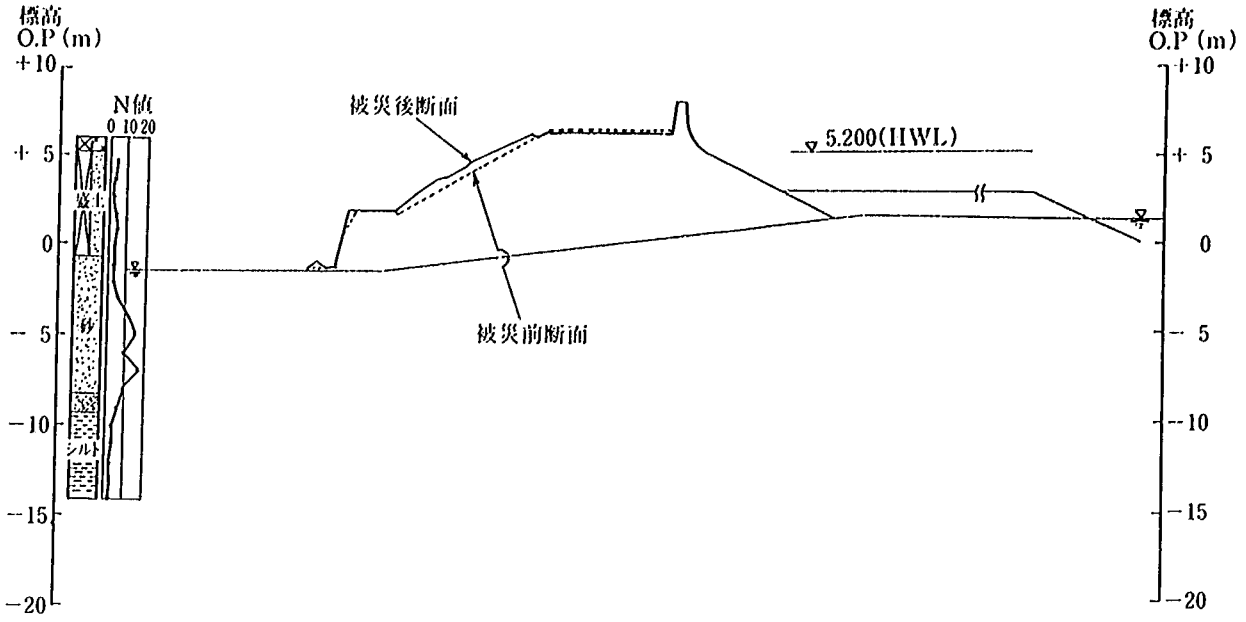


図-7・9　被災前後の堤防断面
（淀川高見地区：左岸3.4k）

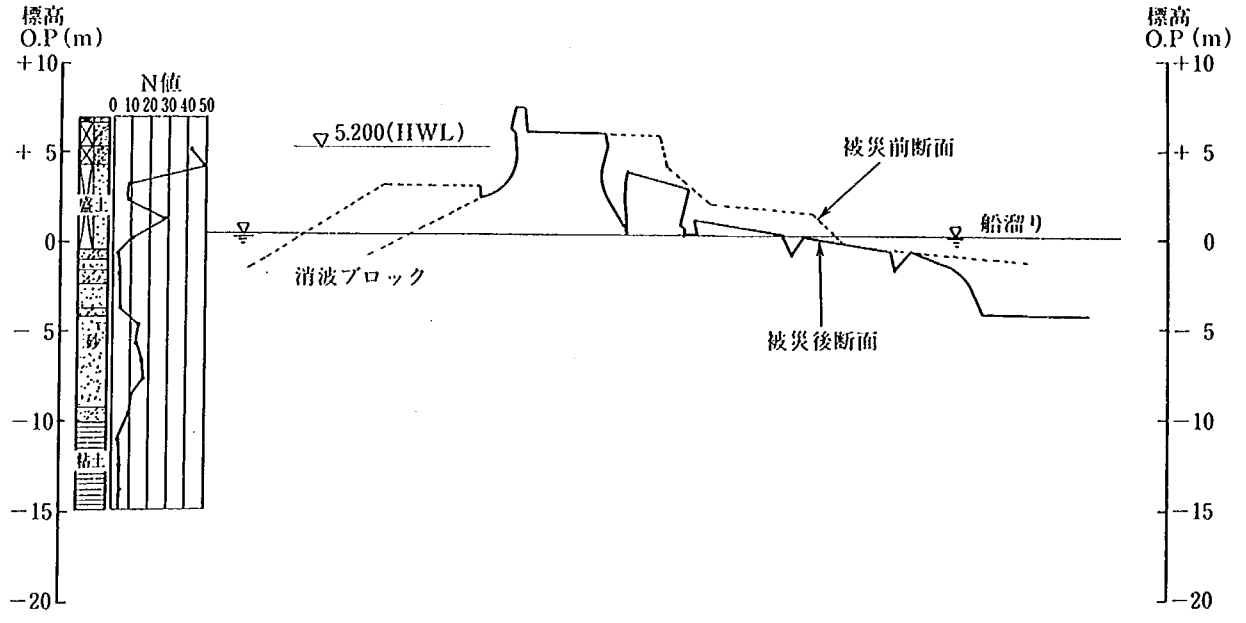


図-7・10　被災前後の堤防断面
（淀川西島地区：右岸1.6k）

で実施されたボーリングデータを図-7・11に示した。ボーリングデータより，堤防直下の砂質土層の厚さ3～4m程度のN値が5以下と低い値となっている。このことから，当該地区においては堤防直下の砂質土表層が液状化現象を起こし，堤体全体の変形が生じたと推定される。

(5)　中島川

地震後，兵庫県によりパラペットの沈下量，裏護岸の沈下量，護岸のひび割れ状況調査，目地のずれ，などに関する現地調査が行われた。縦断方向の測点間隔は20mとし，各種の測定とともに写真撮影も行われた。なお，堤防下の地盤は，地表から4～5mが盛土層，その下にN値2～15のシルト，および砂層が5～8m，さらにその下にはN値2～5の沖積シルト粘土層が約15m分布している。図-7・12には堤防の被災状況をまとめて示す。堤防のパラペットが沈下するとともに，昭和43年にかさあげされたL型のコンクリート床版がクイとともに沈下した。高潮堤防の被災パターンは図-7・

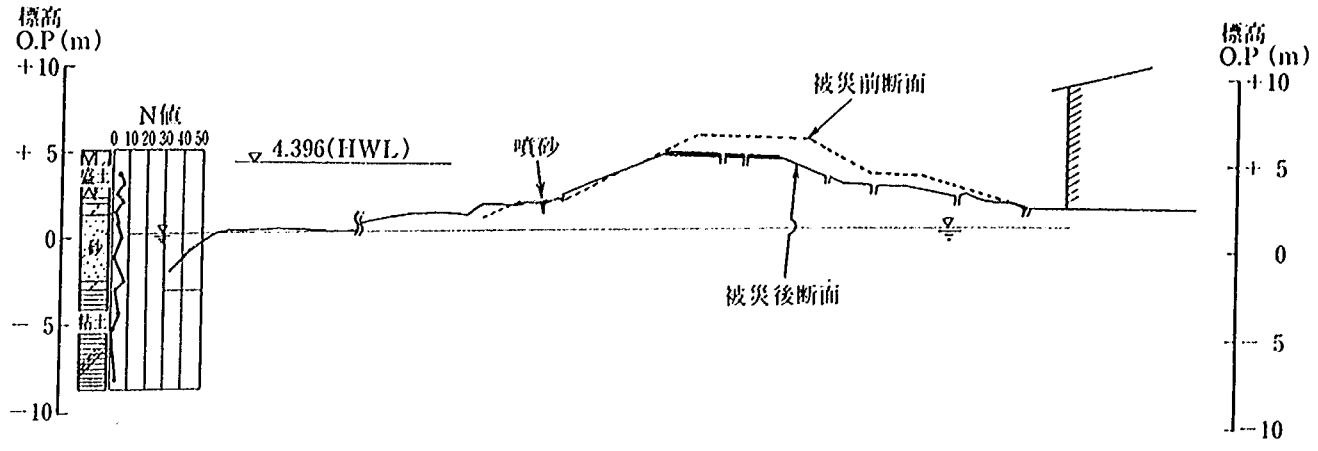


図-7・11 被災前後の堤防断面
(藻川：右岸0.4k＋70m)

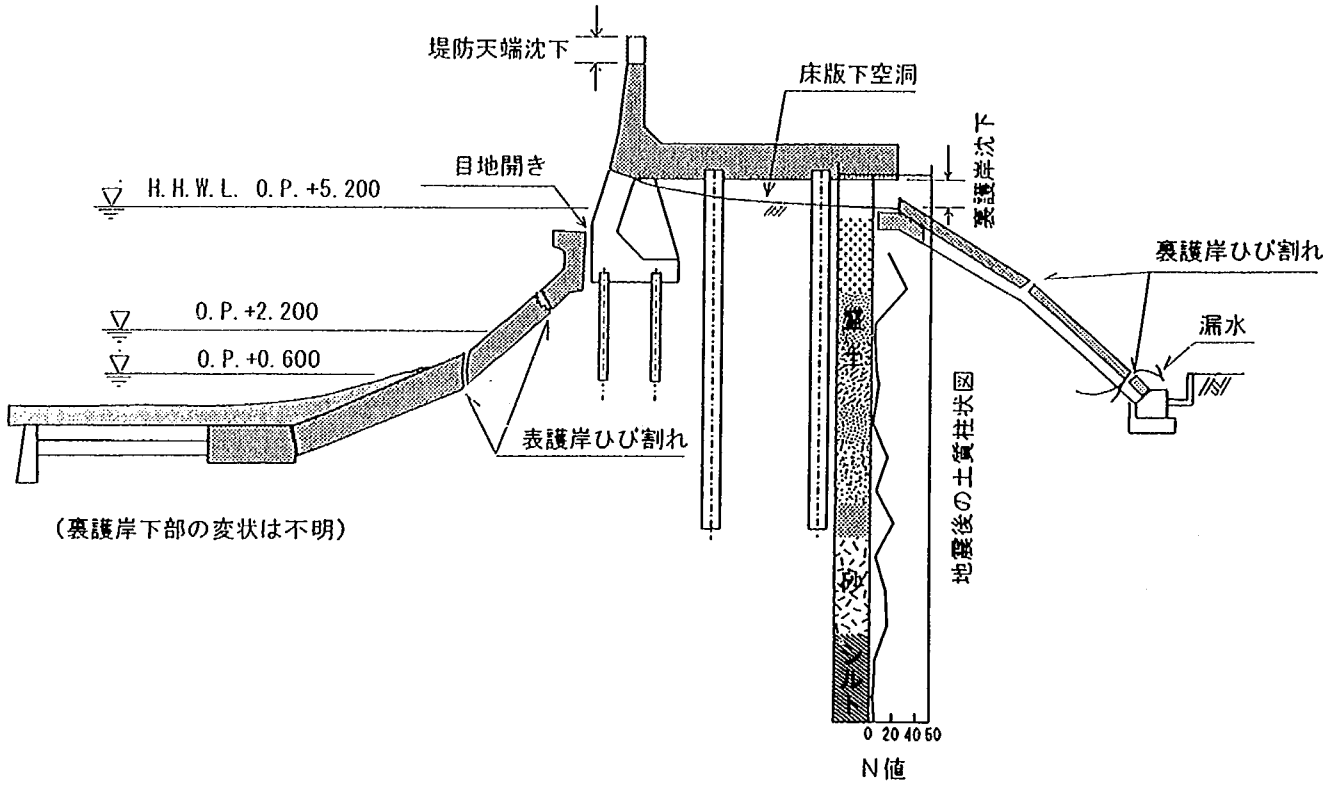


図-7・12 中島川堤防の被害パターン

12に示す通りであるが，被災状況はパラペットの沈下と裏護岸の沈下によって特徴付けられる。そこで，図-7・13には計画堤防高からのパラペット天端高の沈下量と裏護岸の沈下量の縦断分布を示した。中島川の河口起点より約2.5km上流の松島排水機場までの区域の分布である。これによると，パラペットの最大沈下量は約2.0m，裏護岸の沈下量は約60cmに達したこと，またパラペットの沈下と裏護岸の沈下とがかなりよく対応することがわかる。これは，堤体が全体として沈下したことを表している。

図-7・14には地震前後の標準貫入試験の結果を示す。地盤の深さとN値の関係をみると，沖積粘性土層，沖積砂質土層ともに地震前に行った既存調査に対して，地震後はN値が増加傾向にある。このことは，地震動の作用の結果，地盤がより締め固められたことを意味する。

(6) 武庫川

地震後，復旧工法の検討のために兵庫県により標準

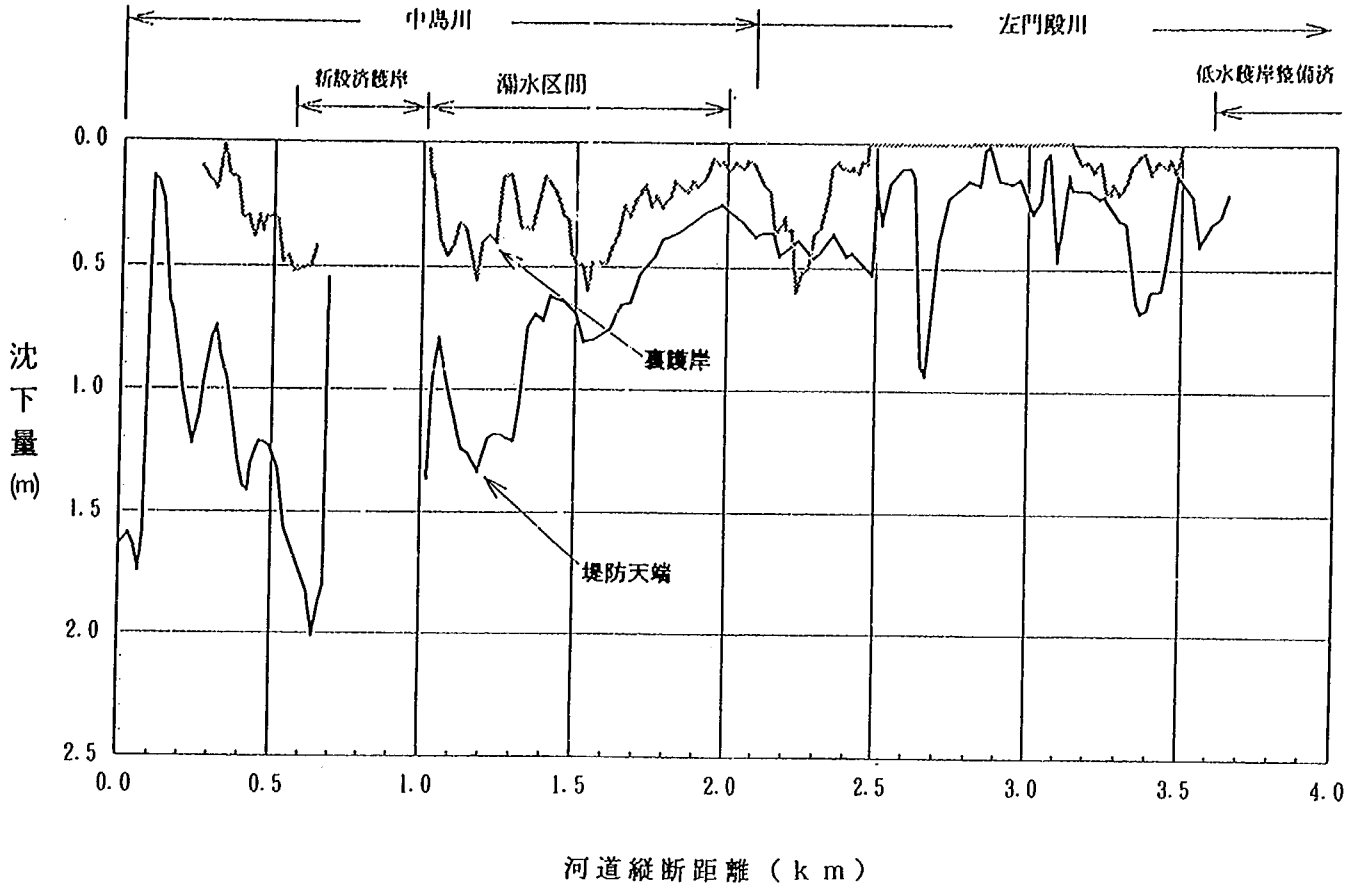


図-7・13　堤防および裏護岸の沈下量の縦断分布

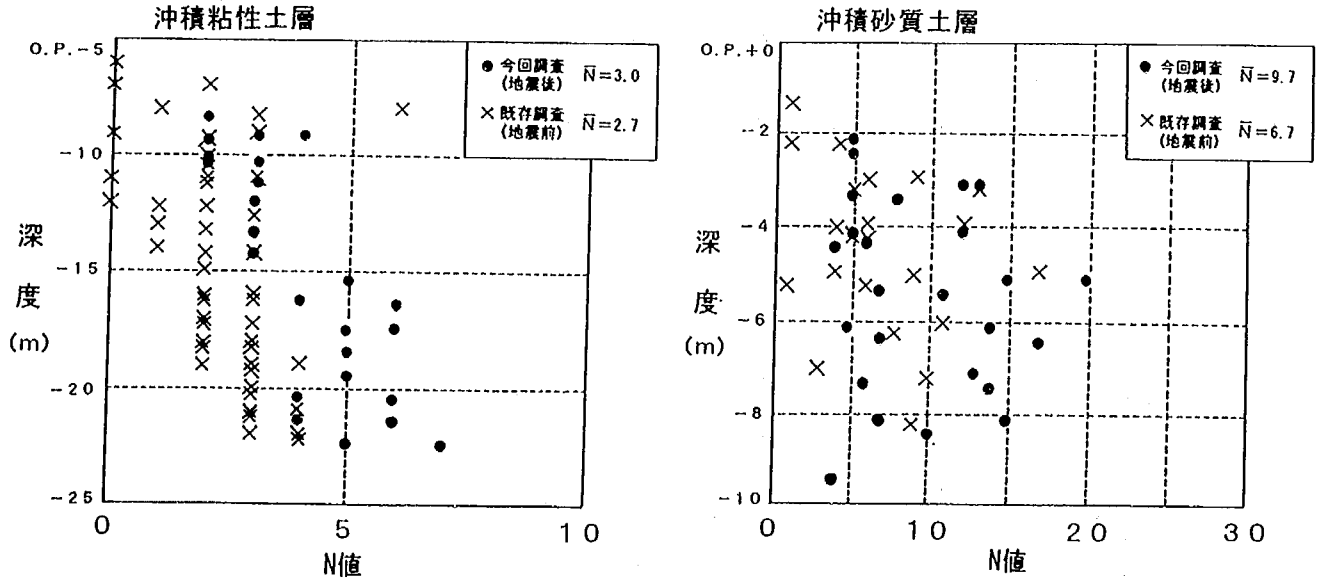


図-7・14　地震前後の地盤のN値の変化

貫入試験，現場透水試験，不撹乱資料採取を伴う調査ボーリングが20箇所で，また簡易貫入試験によるサウンディング調査が60箇所で行われた。ここではこれらの調査結果を参照して堤防の被災状況の詳細について述べる。

まず，図-7・15にはとくに著しい変状の見られた武庫川7.2km～8.2km区間の右岸堤防の沈下・被災状況をまとめて示す。図には堤防の沈下量の縦断変化だけ

でなく，堤内地，天端，および高水敷を含む堤外地に形成されたクラックの平面分布も示す。これによると，堤防天端の最大沈下量は，7.7kmでの86cmである。そして堤防の最大沈下が見られた付近より上流に約200m，下流に約100m区間で堤防・高水敷に多数のクラックが生じている。前出の写真-7・13，14は7.7km付近の状況に対応する。図-7・16には，7.7km右岸堤防の地質断面を堤防の沈下断面とともに示す。堤防下の地

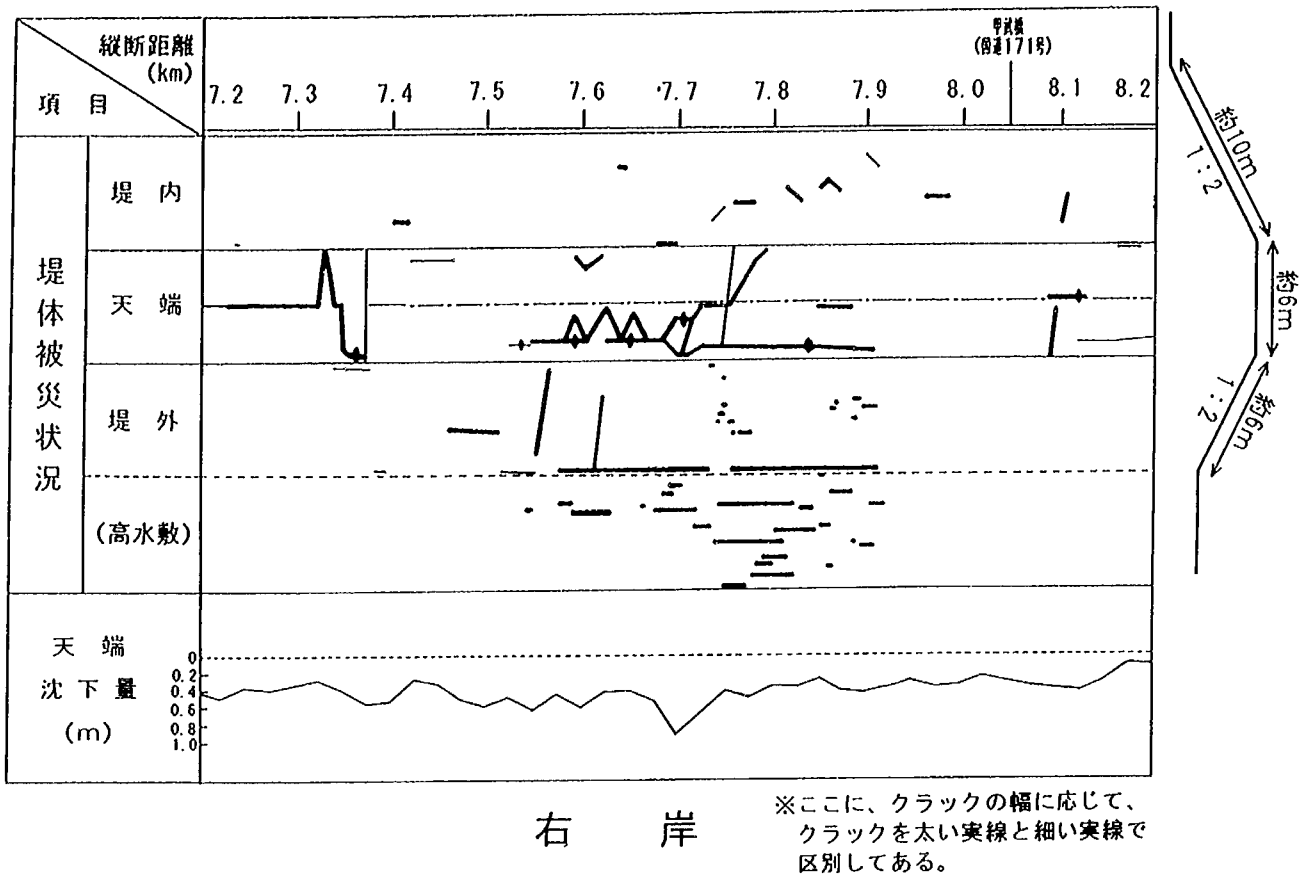


図-7・15　武庫川右岸堤防の沈下・被災状況（7.2~8.2k区間）

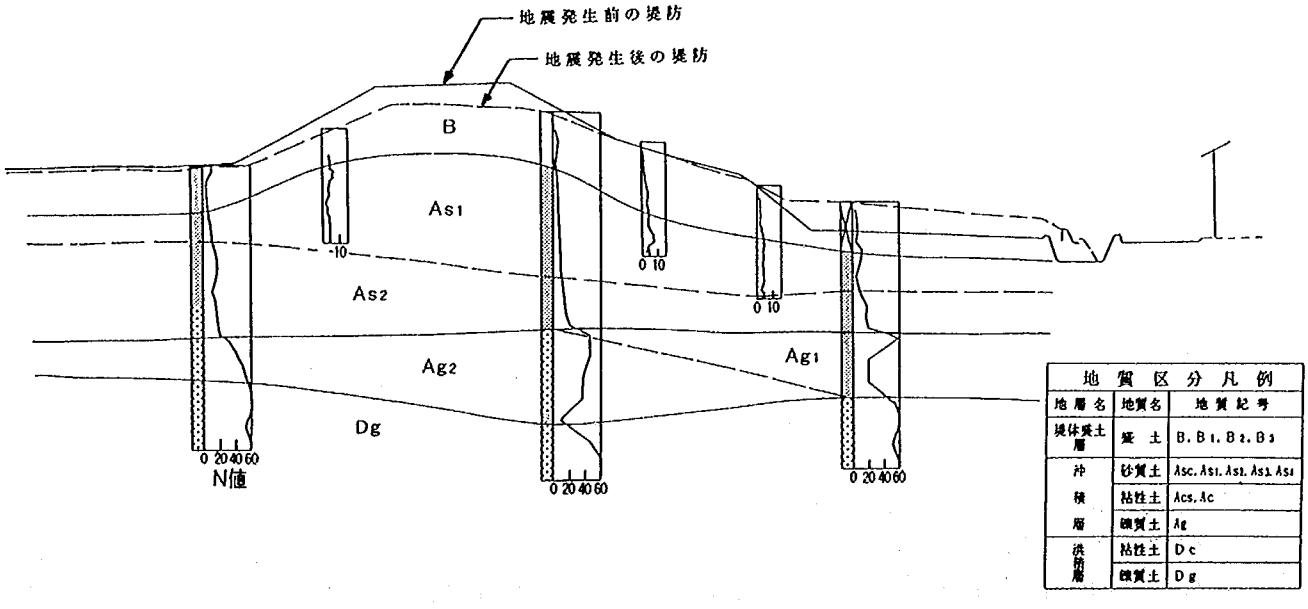


図-7・16　武庫川7.7k右岸堤防の地質断面

層は，上部より堤体盛土（B），沖積砂質土層（As），沖積礫質土層（Ag），および洪積礫質土層（Dg）に分かれる。堤体盛土層は層厚2～3mで分布し，細砂を主体とする砂質土であるが，φ2～10mm程度の亜角礫も混入している。N値は2～11で，砂質土としては非常に緩い～中位の相対密度を示す。沖積砂質土層は，堤体盛土層の下位にO.P.＋8.0m付近まで分布する。層厚は4～8mで，N値からは2層に区分できるが，堤体中央部の厚い層の上部は旧堤防（自然堤防）と推定される。この層は礫混り砂が主体で，砂は中砂～粗砂，礫はφ2～40mm程度の亜角礫が混じる。N値は上部では10以下で，砂質土としては緩い相対密度を示し，下部のN値は10～20で砂質土としては中位の相対密度を示す。沖積礫質土は，沖積砂質土層の下位に層厚2～4mで分布しており，N値からは2層に区分できるが，下部の層は下位の洪積礫質土層との区別が難しい。土質的には礫混り砂や砂礫などである。砂は粗砂が主体で，礫はφ2～40mmの亜角礫が多く混じる。N値は上部層では20程度で中位の相対密度を示すが，下部層ではN値30以上で密な相対密度を示す。さらに洪積礫質土層は，最下部のO.P.＋4～6m付近より分布している。砂礫を主体とし，砂は中砂～粗砂で，礫はφ2～30mm程度の亜角礫が多く混じるが，部分的にはφ50mm程度の礫も点在している。N値はほとんどが50以上で非常に密な相対密度を示す。

同様にして武庫川7.2km～8.9km区間の左岸堤防の沈下・被災状況をまとめたのが図-7・17である。図-7・15に示した右岸とほぼ対照的位置において堤防に著しい変状が見られた。最大沈下量は8.2km＋50mでの1.06mであり，この位置はJR山陽新幹線の直下に相当する。また左岸側では右岸側と比較して堤内地でのクラックの形成が目立っている。この付近では堤防の天端に大きな亀裂が生じ，沈下・陥没が見られただけではなく，堤内側の法尻付近で地盤の隆起を伴う明瞭な円弧滑りと，水路の側壁のはらみだしが観察された。

図-7・18には堤防の変状とともに，堤防の地質断面を示す。堤防下の地層は，堤体盛土層（B），沖積粘性土層（Ac），洪積礫質土層（Dg）に区分できる。堤体盛土層は表層近くよりO.P＋9.0～12.0mまで分布する。N値から3層に区分できるが，その形状から下部の2層は旧堤体（自然堤防）と推定される。礫混じり砂が主体で，砂は細砂～中砂が，礫はφ2～30mm程度までの亜角礫が多く混じる。N値は上部層では4以下で砂質土としては非常に緩い相対密度を示し，同様に中間層のN値は4～9で緩い相対密度を，下部層のN値は10～20で中位の相対密度を示す。沖積粘性土層は堤内側の堤体盛土層の下位に層厚1～2m程度で分布する。土質的にはシルト質砂やシルト質粘土など，中間土的なもので，細砂の混入が多い。また若干の腐食物の混入が見られる。N値は2～6で粘性土としては軟らかい～中くらいのコンシステンシーを示す。

洪積礫質土層は調査深度の最下部のO.P.－9.0m付近から分布する。土質的には礫混じり砂や砂礫で，砂は細砂～粗砂と不均一に混じり，礫はφ2～75mm程度の亜角礫が多く混じり，φ100mm程度の玉石も点在する。N値はほとんどが50以上であり，非常に密な相

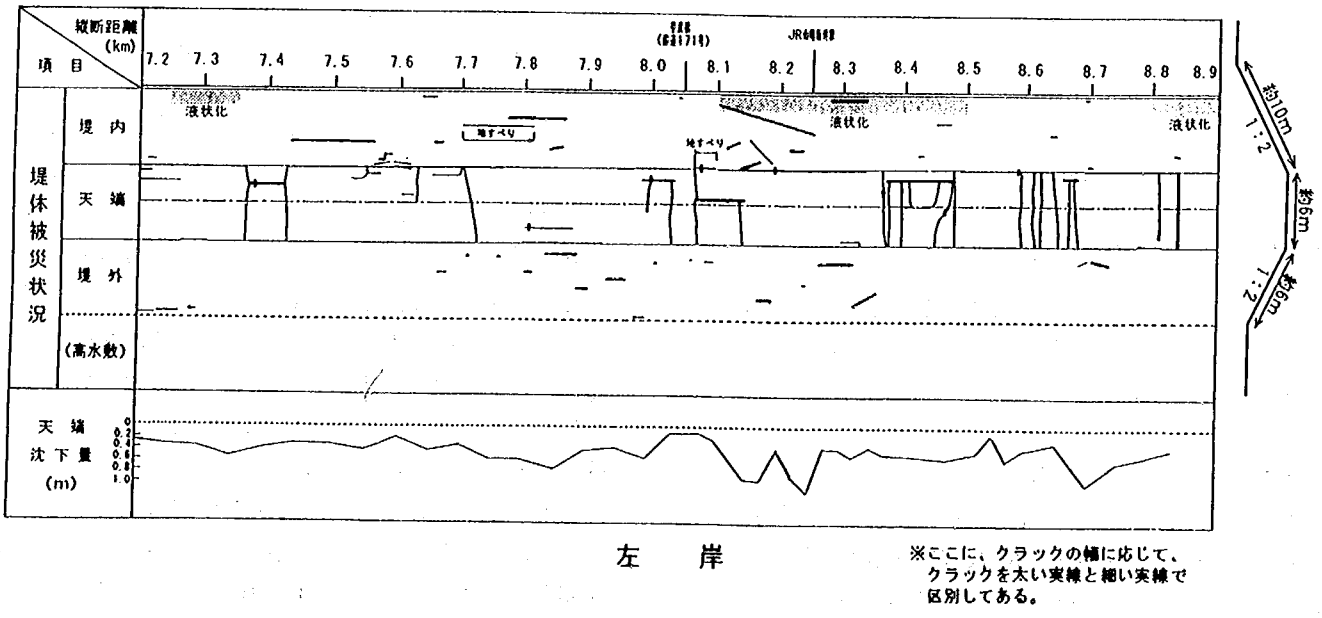


図-7・17　武庫川左岸堤防の沈下・被災状況（7.2～8.9k区間）

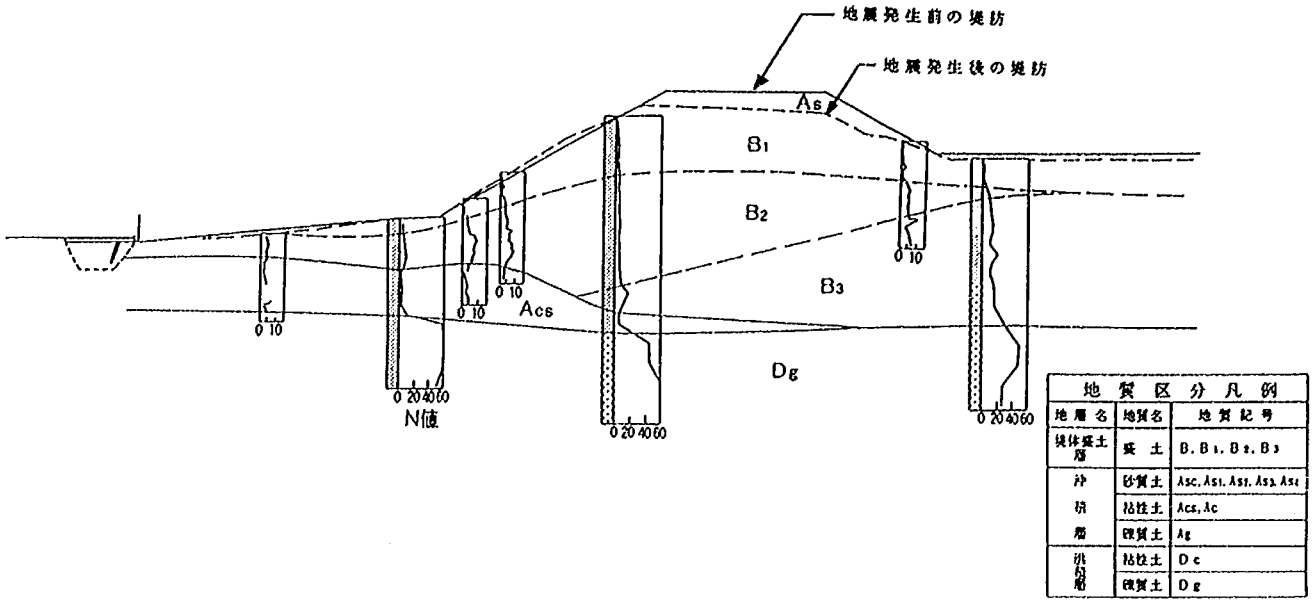


図-7・18 武庫川8.1k＋75m左岸堤防の地質断面

対密度を示す。

武庫川のような天井川では，通常の河川と比較して堤内地側に余分な土圧がかかり，更に堤体盛土層下部付近に存在する砂質土層の液状化が加わると，堤外方向への側方流動の可能性が高くなるものと考えられる。このため，この地域で顕著な堤防の変形が生じたと考えられる。

(7) 西瀬川

海岸部では地震動により周辺の地盤とともに河口部のボックスが80cm程度海側に移動している。これにより，10m程度毎に設けられているボックスの継ぎ目が開いたものであり，一方が解放された状態となったため，この部分では目地部の損傷は見られない。

河口より数100m陸側に入ると，双方が地盤に固定された状態でボックス同士が衝突したものと考えられ，これにより目地の開き，ズレとともに，目地部の損傷が生じたものと推定される。

3．2 海岸保全施設の場合

建設省所管の海岸保全区域に多くみられる土堰堤式構造物の海岸堤防・護岸について，被害の特徴及び原因を述べる。

3.2.1 被害の形態とその原因

1993年に生起した釧路沖地震から今回の兵庫県南部地震までの土堰堤式構造物の被害をみると，被害の形態は表-7・9に示す4パターンに分類できる。

被害パターンⅠは堤防あるいは護岸が沈下するもので，全体に沈下するものや部分的に沈下するものがある。このような被害は古くは新潟地震（1964年）の新潟市，十勝沖地震（1968年）の青森市で顕著にみられたもので，釧路沖地震（1993年）以後の被害では，沈下量の最大値は約1mである。今回の地震では堤体に最大55cmの沈下が発生した(東播海岸)。このような沈下により，三面張り構造の下に空洞が生じた例も少なくない。

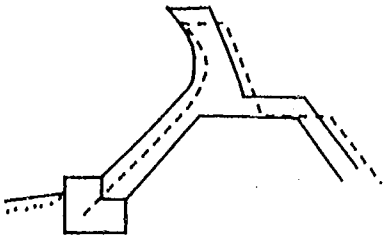
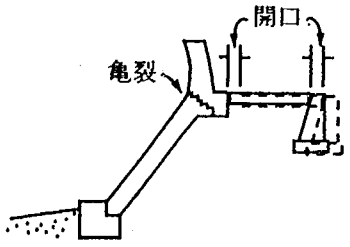
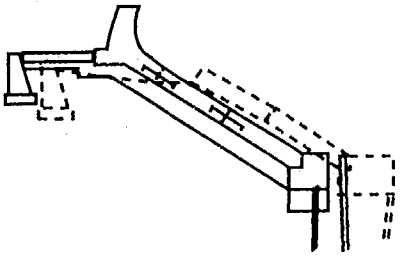
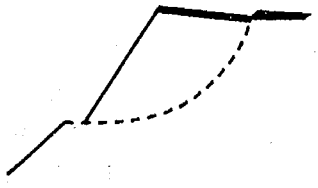
被害パターンⅡは波返工等のコンクリート構造部分の目地の開口，基部や接合部の亀裂で，地震の被害としては極めて一般的な形態である。今回の地震においてもこの種の被害は多い。

被害パターンⅢは，コンクリート構造部分の継ぎ目に亀裂が生じたり，あるいは継ぎ目が開口して，法面のコンクリート構造の被覆がずれ落ちるもので，沈下やはらみだしを伴うことも多い。十勝沖地震(1968年)における青森海岸，宮城県沖地震（1978年）における石巻港で目立った被害であるが，今回の地震においても同形態の被害が認められる（淡路島の海岸堤防等)。

被害パターンⅣは堤体や背後地盤を含むすべり破壊で，沈下を伴い，またコンクリート構造部分の破損，亀裂，目地の開口を伴うことが多い。被害の形態としては必ずしも多いものではなく，今回の地震でも典型的な事例は認められなかった。

なお，図-7・19は新潟地震から今回の地震までの35事例にみられた土堰堤式構造物の被害パターンの頻度を示したもので，堤防ではⅠとⅡ，護岸ではⅡのパターンが最も多いことが分かる。

表-7・9　地震による堤防、護岸の被害の形態

パターン	被害形態	被害形態模式図	被害の特徴
I	堤体の沈下		・堤体に沈下が生じたもので、全体の沈下や部分的な沈下がみられる ・地殻変動により沈下した例もある
II	亀裂・破損 ・沈下		・コンクリート構造の破損・亀裂・目地の開口 ・波返工の破損・亀裂・傾斜 ・水叩工の破損・亀裂・目地の開口 ・波返工背後の盛土の沈下を伴うことが多い
III	のり面の滑動 （・沈下 ・はらみだし）		・縫目部分でも亀裂・開口によりのり面のコンクリート覆工がずり落ちる ・のり面の沈下・はらみだしを伴うことがある ・コンクリート構造の破損・亀裂・目地の開口などを伴うことが多い
IV	滑動 （すべり破壊）		・背後地を含む滑り破損 ・沈下を伴うことが多い ・コンクリート構造の破損・亀裂・目地の開口などを伴うことが多い

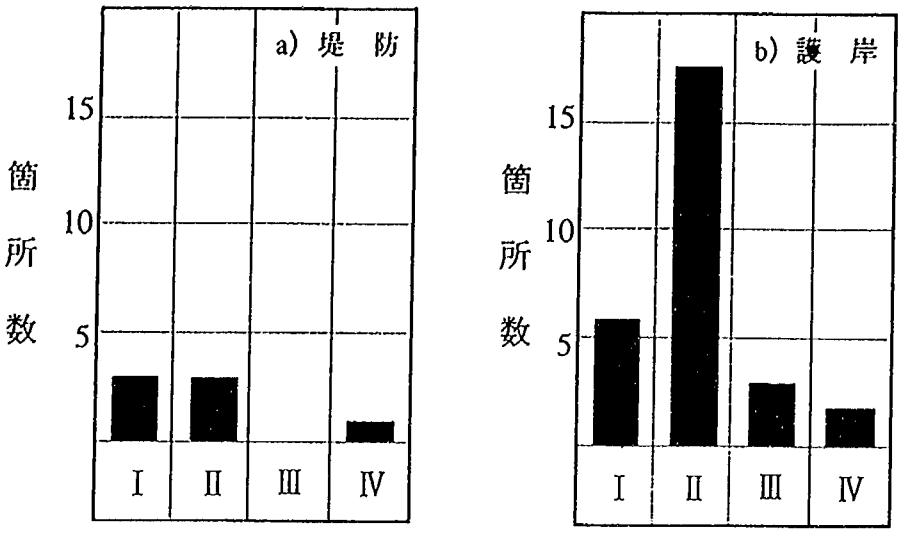


図-7・19 地震による海岸堤防・護岸の被害パターン

ここに述べた被害のパターンはあくまでも形態上の分類であり，しかもそれぞれが単独ではなく，いくつかの形態が複合して発生している事例が多い。原因として考えられるのは，地震動による慣性力，及び基礎地盤の液状化による支持力の低下であるが，原因が被害パターンの分類と直結するわけではなく，原因そのものも複合している場合が多いものと考えられる。

被害パターンIの主原因として考えられるのは，基礎地盤の液状化などによる支持力の低下である。また，沈下量としては少ないが，地震動による堤体材料の圧縮に起因すると推定されるものもある。

被害パターンIIの多くは地震動によるものと推察されるが，不同沈下によるとみられる被害も多く，基礎地盤の液状化による支持力の低下の関与が想定できる事例もある。

被害パターンIIIの被害は，パターンIIと同様に主として地震動によるものと推定される。法覆工の基礎の滑動によって沈下が生じている事例もあり，また，一部には基礎地盤の液状化を伴うものもあるようである。

被害パターンIVも地震動が主原因と考えられるが，側方地盤の液状化によってすべり破壊を生じた事例も少なくないものとみられる。

なお，地震直後に生起する津波による被害のほとんどは越流に起因するが，既に地震動によって亀裂などが発生していた可能性のある場合もある。ただし，今回の地震によっては非常に規模の小さい津波しか発生しなかったため，この種の被害はなかった。

3.2.2 被害の特徴と原因

(1) 被害の特徴

兵庫県南部地震における土堰堤式の堤防および護岸の被害箇所は，淡路島では11箇所（建設省所管：8，農林水産省構造改善局所管：1，農林水産省水産庁所管：2），東播海岸では4箇所である。被害の形態についてはすでに述べたとおりであるが，震源に近いにもかかわらず，被害の程度はいずれも比較的軽微で，目地が大きく開口した一部の箇所を除けば，施設本来の機能を地震後においてもかなり保持している。

被害の分布についてみると，必ずしも震源からの距離に対応しているわけではない。土堰堤式の堤防や護岸の比較的多い淡路島や東播海岸の地震動の大きさ（加速度等）の詳細な分布については明らかではないが，図-7・20から類推すれば少なくとも200gal以上の水平加速度が作用し，その大きさも震央距離にほぼ対応していたものとみられる。それにもかかわらず，被害の発生箇所が比較的広範囲に散在し，かつすでに述べたように被害の程度が軽微であったことは，地盤条件との関連を示唆するものといえる。

なお，地盤の液状化の痕跡である噴砂は，土堰堤式の堤防および護岸の被害箇所については，淡路島にある東浦海岸の楠本東地区以外には認められなかった。

(2) 被害の原因

土堰堤式構造物は，地震などにより被害を受けても容易に復旧することが可能なことから，設計にあたっては地震力を考慮していない場合がある。兵庫県南部地震では，それにもかかわらず被害が比較的軽微で

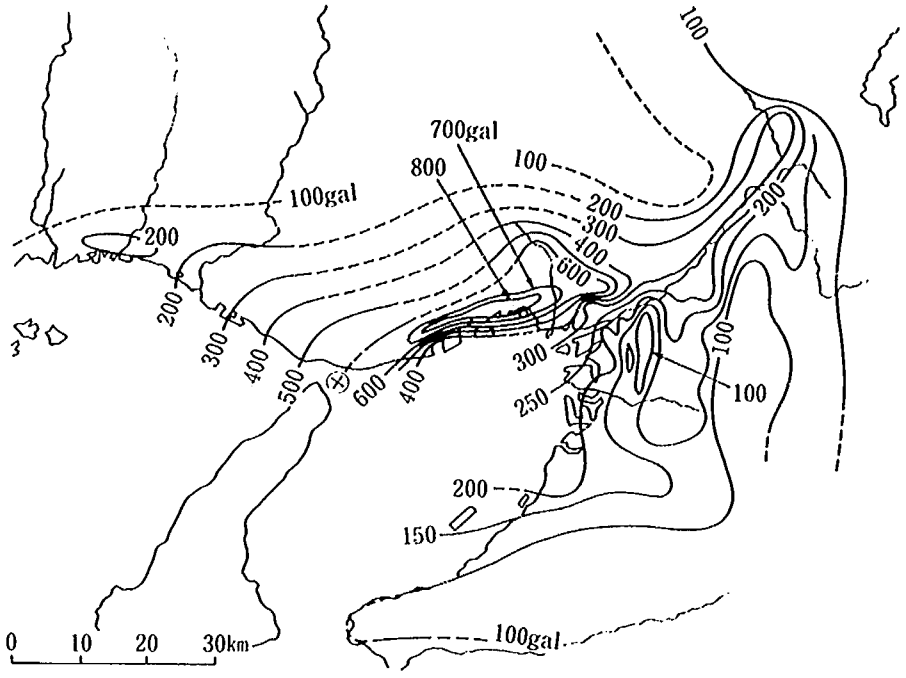


図-7・20　兵庫県南部地震における水平加速度の最大値の分布

あったことは，地盤が概ね良好であったことと関連するものと考えられる。

地震後の地盤調査の結果によれば，淡路島における土堰堤式の堤防や護岸の基礎地盤は，比較的良く締まった砂質ないし礫質土で構成されており，いわゆる軟弱地盤や液状化を生ずるような緩い砂質土層の分布は極く限られている。東播海岸についてみても，延長約20kmの海岸線の多くの部分の基礎地盤は，岩盤，洪積層の締まった礫質土や砂質土，比較的硬質な粘性土で構成されている。

東播海岸の基礎地盤は神戸市須磨区から福田川付近までは岩盤(六甲花崗岩および神戸層群)，以西は洪積世の締まった粘性土，砂質土，礫質土（大阪層群）を主体に構成される。海岸線と交差して明石海峡あるいは播磨灘に流入する中小河川沿いには沖積層が分布しており，いわゆる軟弱地盤を構成するが，層厚が10mを越える箇所は塩屋谷川，福田川，山田川，朝霧川，明石川等の河川近傍に限られている。

一方，兵庫県南部地震における東播海岸の被害をみると，震源からの距離に無関係に延長約20kmの海岸線の全体にわたって散在するが，これを堤防あるいは護岸の基礎地盤と関連させてみると，基礎地盤が岩盤や洪積層で構成される区間の被害は相対的に軽微であるが，基礎地盤が沖積層で構成される区間の被害は相対的に大きくなっている。被害の程度が相対的に大きかった塩屋谷川，山田川および明石川沿いの沖積層の層厚は15m～25mに達しており，いずれも緩い砂質土，軟い粘性土で構成されている。ちなみに，図-7・20に基づいて作用した地震動の大きさを推定し，4箇所の被害箇所の地震時の安定性を検討すると，慣性力を考慮した場合には3箇所で不安定になることを示しており，特に明石川沿いの1箇所は1を大きく下回っている。一方，液状化についての判定の結果も3箇所で液状化が発生した可能性を示しており，特に明石川沿いの1箇所での可能性は極めて高く，そこでは堤体の沈下量が55cmと相対的に大きくなっている（ただし波返し工そのものの沈下はほとんどなかった)。言い換えれば，被害がこの程度にとどまったのは液状化を生ずるような緩い砂質土の層厚が5m以下と薄かったことによるものと考えられる。

以上のように，兵庫県南部地震における土堰堤式の堤防や護岸の被害は，震源に近いにもかかわらず全体としては軽微といえるものであるが，その原因としては基礎地盤が比較的良好であったこと，特に液状化を起こすような緩い砂質土層の分布が限られていたことをあげることができる。また，被害が軽微であったことについては，波浪などの外力に抗するための構造(規模の大きい消波工や堅固な被覆工）が，潜在的には耐震性を向上させる機能を有していたことも寄与しているものと考えられる。

4．地震後の措置

4．1 措置の概要

表-7・10に地震後にとられた主要な措置を示した。淀川酉島地区においては，復旧は3段階に分けて実施された。被災確認後，直ちに第一次緊急復旧工事として二次災害の防止を図るために，被災前の土堤高までの築堤を地震発生から2週間で完了させた。これに引き続き夏場の出水期に備え，第二次緊急復旧工事として，元の堤防高を確保する仮締切工事を実施し，6月上旬に完了した。更に本復旧工事は，再度災害防止の観点から地盤改良等を実施し，平成7年度中の完了を目指して実施している。復旧される堤防は従来より緩やかな勾配で環境に配慮した構造となる予定である。

これらの復旧活動，対策工法の決定は『淀川下流域堤防本復旧対策工法検討会』などの検討を踏まえて行われた。同時に今回の地震による被災地だけでなく，全国にあるゼロメートル地帯の河川堤防を対象とした耐震点検についても，平成7年4月より点検が開始された。

4．2 河川施設の場合

4.2.1 復旧工事

(1) 淀川酉島地区における緊急復旧工事

緊急復旧工事は図-7・21に示したように，一次工事と二次工事に分けられる。第一次緊急復旧工事は，浸水による二次災害を防止するため，地震確認後直ちに着手され，特殊堤を含まない土堤部分の高さを確保する盛土が行われた。堤防の表面はビニールシートで覆われ，シートはあおられないように，土のうが積まれた。この応急措置は地震発生後2週間で完了した（写真-7・27）。

この工事と平行して，1月25日より第二次緊急復旧工事に着手した。この工事は堤外側に堤防と同じ機能を持つ二重鋼矢板の仮締切堤防を延長2kmにわたって設置したものである（写真-7・28）。一次工事とは異なり，堤防高は従来の特殊堤の高さである。また，締切堤の上流端取付部には洗掘防止工として，異形コンクリートブロックを投入した。本復旧工事が完了した段階で，仮締切堤防は撤去される予定である。

表-7・10 地震後の措置（河川関係施設）

月／日	措置の概要
1／17	午前5時46分、兵庫県の淡路島の北端を震源とする阪神・淡路地震が発生した。 同日より、12回にわたって河川関係調査団が現地調査。
被災確認後直ちに開始～2週間で完了	第一次緊急復旧工事（酉島地区）：盛土により堤防高（特殊堤を含まない土堤部分の高さ）を確保し、堤防表面はビニールシートで覆い、これを押さえるために土のう積みを行うなどの応急措置を実施した。
6月上旬に完了	第二次緊急復旧工事（酉島地区）：延長2kmにわたって、堤防の前面に鋼矢板二重式工法による仮締切堤防を設置し、中に土を詰めた。この施設の高さは従来の特殊堤の高さである。そして、締切堤の上流端取付部に異形コンクリートブロックを投入して、洗掘防止工とした。酉島地区以外についても、淀川（酉島地区他）で基礎処理を実施した他、猪名川で基礎地盤改良を行うなど、直轄管理河川の全被災箇所の本復旧工事を完了した。
2月	河川堤防の特性を踏まえ、河川構造物が確保すべき耐震性やその向上対策等について検討する『河川構造物地震対策技術検討委員会（委員長：山村教授）』を発足させた。
3月	同上委員会が中間報告書を発表した。 土木研究所が土研資料『平成7年兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報』を作成した。
4月	河川局治水課『河川堤防耐震点検マニュアル』に従って、全国のゼロメートル地帯の堤防の耐震性の点検が開始された。
平成7年度中に完了予定	本復旧工事（酉島地区）：従来の堤防よりのり面勾配の緩い土堤を築堤する。勾配は5割（川表）、2割（川裏）とする。また、堤防下の緩い砂質地盤については、液状化に対しても安全な堤防となるよう、地盤改良を実施する。本復旧工事は平成7年度中に完了の予定である。

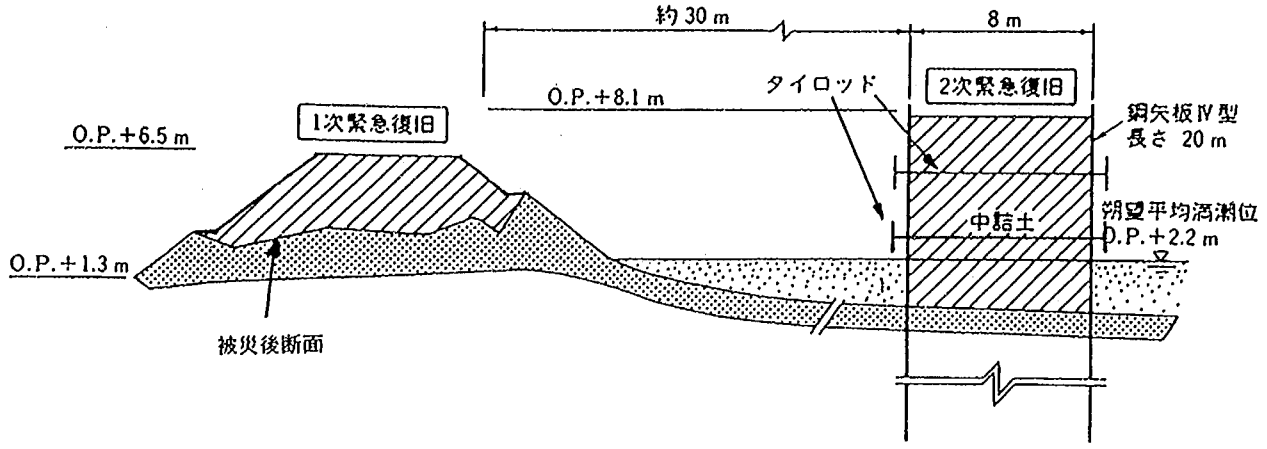


図-7・21　緊急復旧横断図（淀川酉島地区）
注）緊急復旧では特殊堤を設置しなかった。



写真-7・27　第一次緊急復旧工事の完了（淀川酉島地区）
第一次緊急復旧工事は地震による被災確認後直ちに実施され，２週間で完了した。

(2) 淀川酉島地区における本復旧工事

本復旧工事は仮締め切りが完成した６月上旬より開始した。工事は平成７年度中に完了する予定である。図-7・22，表-7・11に示すように，堤防高は第二次緊急復旧工事と同じく，従来の特殊堤の高さを確保し，川表５割，川裏２割という傾斜が緩く，大きな断面形が採用された。一方，堤防直下の基礎地盤である砂層地盤は液状化による再度災害を防ぐために，深層混合処理工法により，地盤改良を実施するものである。深層混合処理工法としては，数少ない２軸式の地盤改良機により短い工期内に工事を完了させるために粒体噴射撹拌工法（DJM）とセメント系深層混合処理工法（CDM）という２つの工法が採用された。いずれの工法も地盤の土と固結材とを原位置で撹拌混合させ，地盤を柱状に固結する工法であるが，固結材としてDJMは粉粒状にしたセメントを用いるのに対して，CDMはセメントに水を混ぜてスラリー状にしたものを用いるのが異なる点である。

これらの工法が選択された主要な理由は，①液状化対策としての確実性が高い，②必要な作業ヤードが狭い，③民家が近接していることである。なお，地盤改良工法の選定にあたっては，地盤改良の範囲，液状化対策効果，騒音・振動，作業スペース，経済性などの条件を考慮して適切な工法を選定する必要がある。

(3) 高見地区（左岸3.4k～3.4k＋170m）における復旧工事

当区間における緊急復旧工事は，１月19日より開始し，１月25日に完了した。緊急復旧工事では盛土を行っ

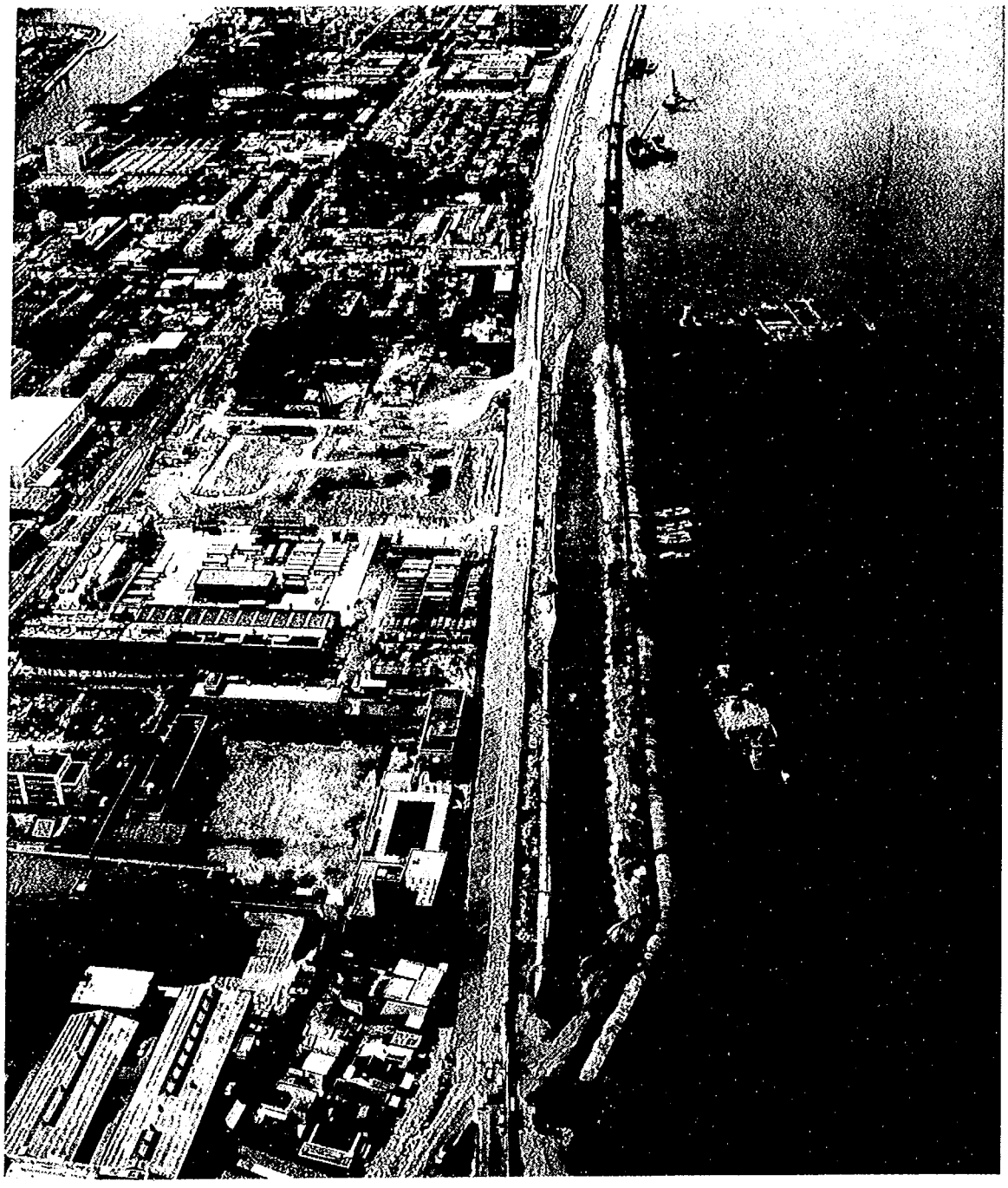


写真-7・28　第二次緊急復旧工事の状況（淀川酉島地区）
第二次緊急復旧工事では，従来の堤防から約40m離れた位置に特殊堤の高さと同じ高さを持つ二重鋼矢板の仮締切堤防が2kmにわたって設置された。

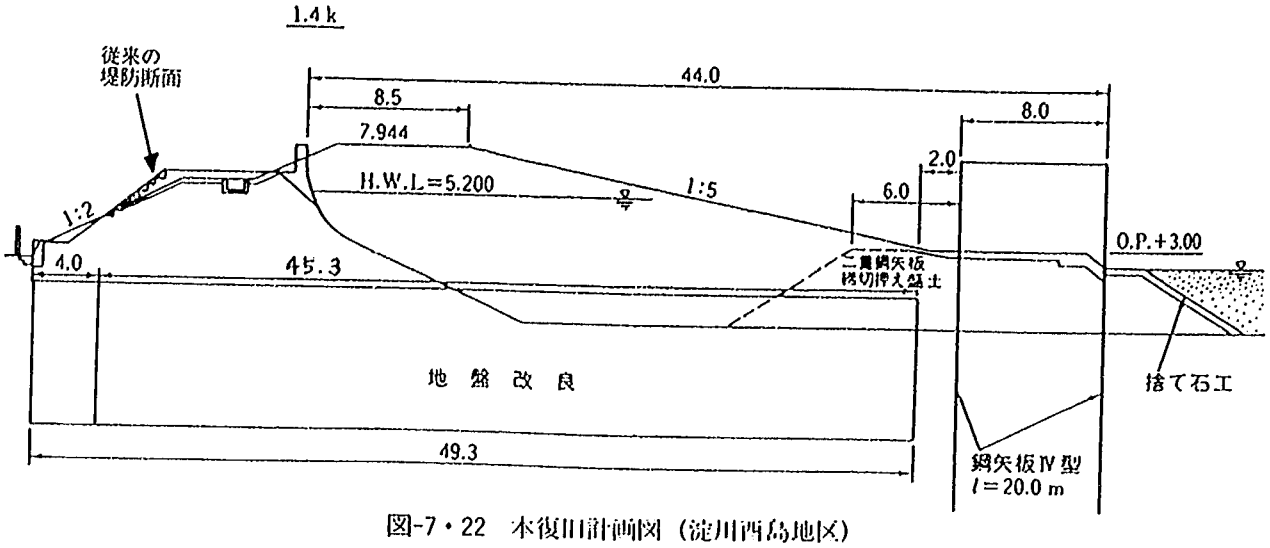


図-7・22　本復旧計画図（淀川西島地区）

表-7・11　淀川下流部における本復旧工事の内容

地区名	分類	細分類	復旧工事の内容
西島地区	復旧断面	堤防の構造	従来パラペット形式の特殊堤であったが、周辺環境や将来のスーパー堤防化にも対応できるように、土堤とした
		堤防高	従来の特殊堤の高さ
		法勾配	川表は将来的にスーパー堤防化するために、5割勾配とする。5割勾配とした場合、堤防法線が川側へ出るので、法先部に法留め擁壁を設ける。川裏は従来1.5割であったが、堤防（高さ約8m）の圧迫感をやわらげ、かつ堤内側へのすべりをなくすために2割勾配とする
	地盤処理		液状化により堤防全体が沈下したため、堤防直下の基礎地盤となる砂層の地盤が液状化による再度災害を発生させないように、深層混合処理工法により地盤改良した
高見地区	復旧断面	堤防の構造	被災したのは川裏であり、川表の変状は少ないため、特殊堤を残して復旧する。すなわち、現況と同じ構造とする
		堤防高	計画堤防高を確保する
		法勾配	川裏は現況と同じ1.5割勾配。川表は特殊堤（直立堤）
	地盤処理		液状化により、川裏側の堤防が沈下・変状したので、川裏側法面下の基礎地盤の表層を対象とした地盤強化を行う。復旧工法は置換工法とする
西島地区	復旧断面	堤防の構造	被災したのは川裏であり、川表の変状は少ないため、特殊堤を残して復旧する。すなわち、現況と同じ構造とする
		堤防高	計画堤防高を確保する
		法勾配	川裏は現況と同じ1.5割勾配。川表は特殊堤（直立堤）
	地盤処理		液状化により川裏側の堤防が陥没したので、被災した堤防下の基礎地盤の表層を対象とした地盤強化とすべり抑制対策を行う。復旧工法は二重矢板工法とする

た後，堤防天端をアスファルトで舗装するとともに，法面にはコンクリート吹付けを行った。

また本復旧工事は2月15日より開始し，6月15日に完了した。表-7・11に示すように，高見地区で被災したのは川裏で，川表の変状は少なかったため，本復旧工事では特殊堤を残して復旧した。すなわち，現況と同じ断面に復旧するものである。この場合，堤防高は計画堤防高を確保し，法勾配は従来堤防と同じとした。また，地盤改良工法としては，①液状化対策効果が高く，②限られた施工ヤードでも施工可能で，③工期・工費の点で有利な置換工法を採用した他，排水機能を持つストレーナが付いた鋼矢板により液状化対策を実施した（写真-7・29，30，31）。置換工法により堤防法尻付近の液状化層を砕石（液状化の発生しにくい材料）に置換した。

(4)　西島地区（右岸1.0k＋100m～1.8k＋100m）における復旧工事

当区間における緊急復旧工事は，1月19日より開始し，1月26日に完了した。緊急復旧工事では盛土を行った後，堤防天端をアスファルトで舗装した。

また本復旧工事は2月15日より開始し，6月15日に完了した。西島地区では，高見地区と同様，被災した

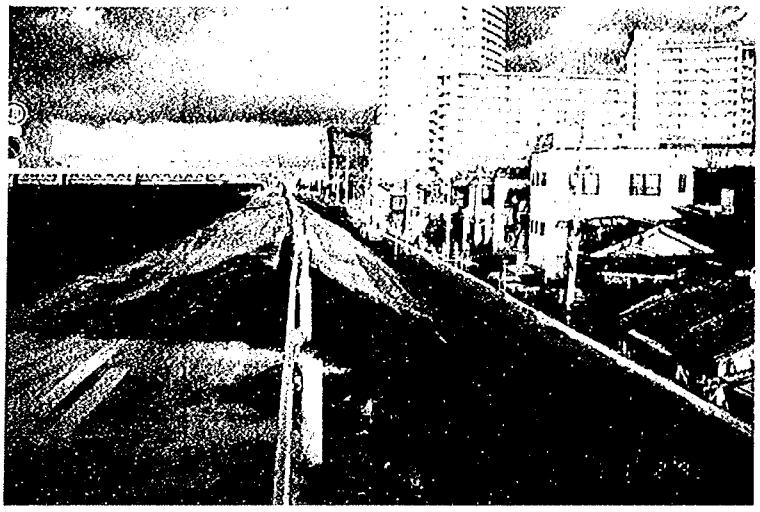


写真-7・29　緊急復旧工事の完了（淀川高見地区）
緊急復旧工事は１月19日から実施された。工事では盛土，天端のアスファルト，法面のコンクリート吹付けが行われた。



写真-7・30　本復旧工事の状況（淀川高見地区）
本復旧工事では，川表の変状は少なかったので，特殊堤を残存する形で従来堤防断面に復旧した。堤防下の基礎地盤は置換工法により改良するとともに，鋼矢板により液状化対策を実施した。

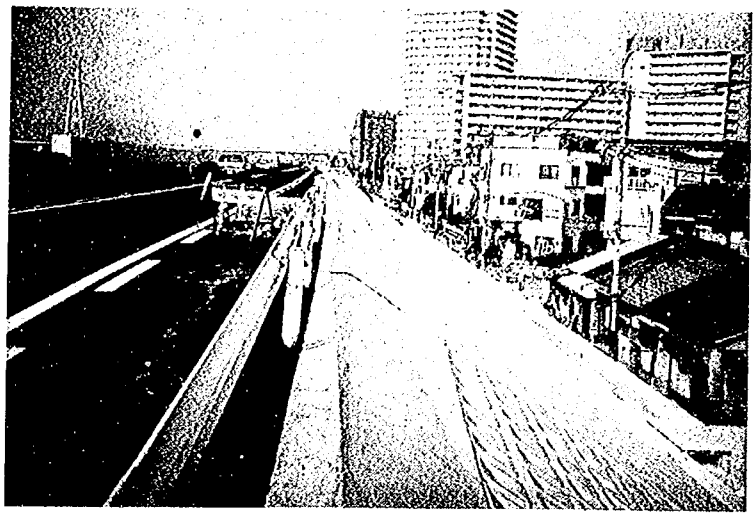


写真-7・31　本復旧工事の完了（淀川高見地区）
本復旧工事は４か月かけて６月15日に完了した。

のは川裏である。従って，本復旧工事では堤防高は計画堤防高を確保し，法勾配は従来堤防と同じとした。また，地盤強化及びすべり抑制対策としては，①施工実績が多く，②パラペットの安定や浸透に対して安定で，③工期を要さないという理由で，ストレーナが付いた鋼矢板を用いる二重矢板工法が採用された（写真-7・32，33，34）。この工法により，二重矢板及びタイロッドの剛性で液状化層の側方変位を抑制する効果が期待できる。

(5)　藻川（右岸0.4k－20m～0.4k＋80m）における復旧工事

当区間における緊急復旧工事は，１月19日より開始し，１月25日に完了した緊急復旧工事では盛土・切返しを行った後，堤防天端をアスファルトで舗装した（写真-7・35）。

また本復旧工事は２月14日より開始し，６月15日に完了した。この区間は堤防全体が陥没したが，復旧断面は計画断面を確保するものとした。同時に低水護岸も復旧した。地盤処理としては，液状化により堤防全体が沈下し，また川表側から川裏側にかけて連続する横断亀裂も発生したことに鑑み，堤体下の基礎地盤の表層部の砂層を地盤改良して，強化した（写真-7・36）。地盤改良工法としては，①広い範囲で地盤を強化でき，②地下水対策が不要で，③経済性の高い深層混合処理



写真-7・32　緊急復旧工事の完了（淀川西島地区）
緊急復旧工事は１月19日から実施された。工事では盛土，天端のアスファルト舗装が行われた。

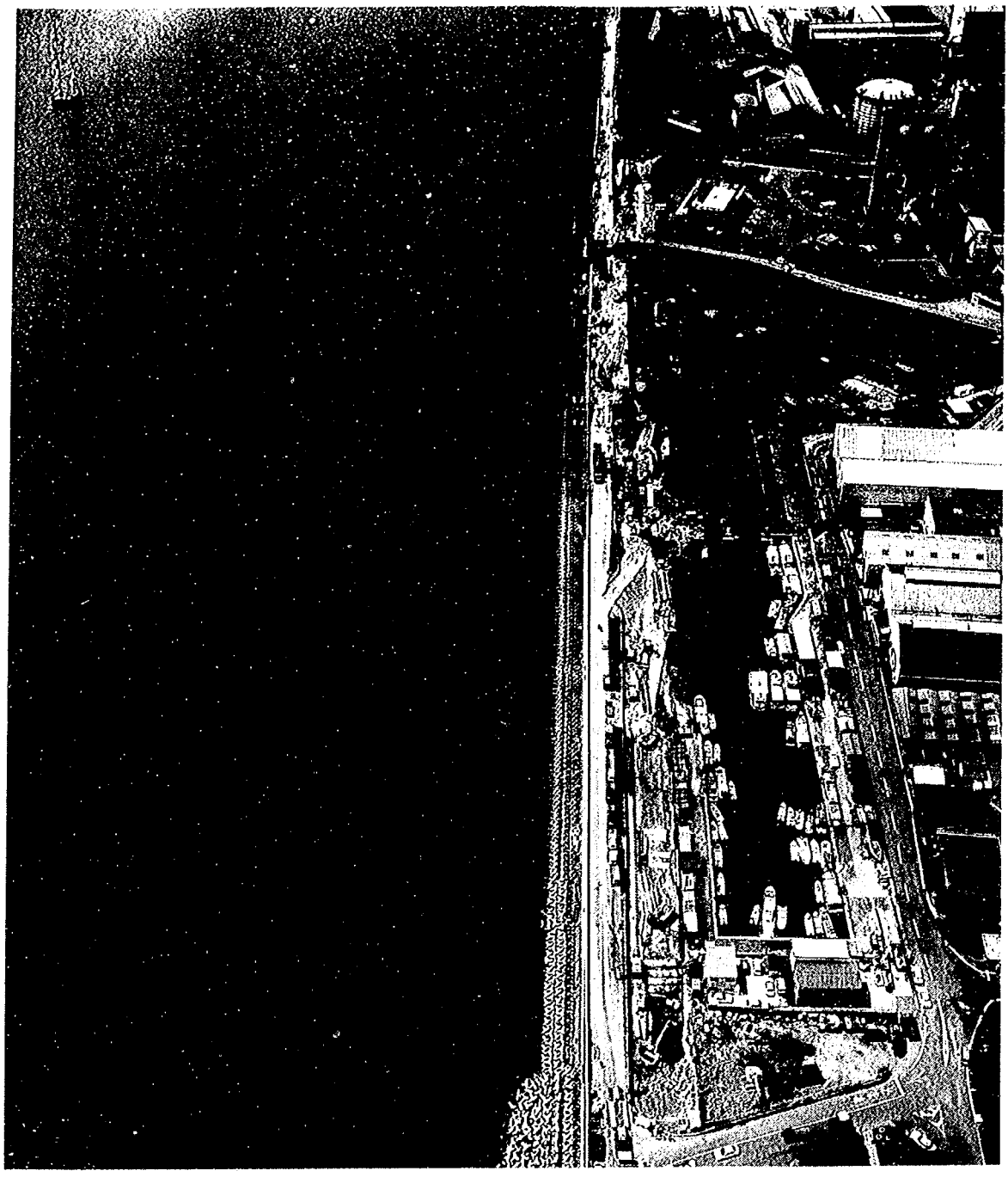


写真-7・33　本復旧工事の状況（淀川西島地区）
高見地区と同様，本復旧工事では従来堤防断面に復旧した。地盤強化及びすべり抑制対策としては，ストレーナがついた鋼矢板を用いる二重矢板工法が採用された。

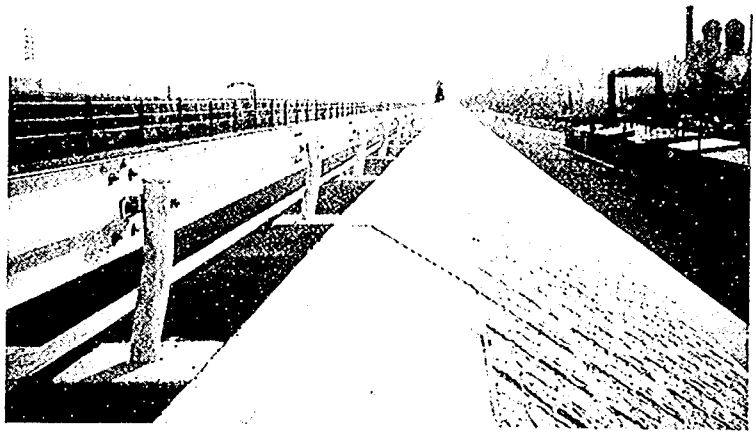


写真-7・34　本復旧工事の完了（淀川西島地区）
本復旧工事は4か月かけて6月15日に完了

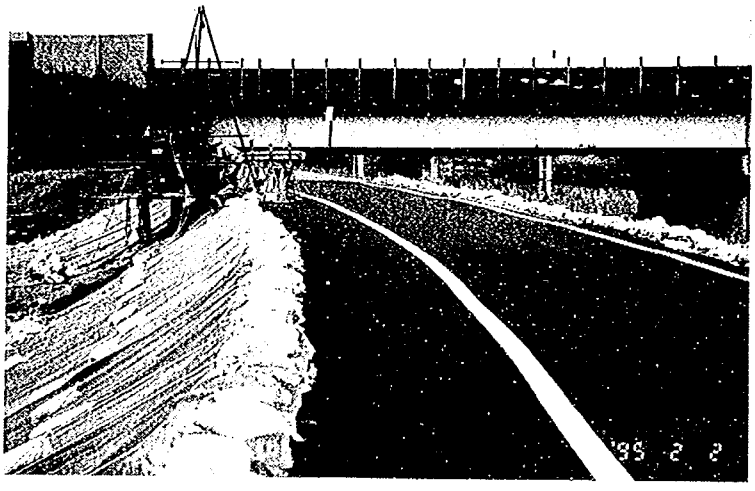


写真-7・35　緊急復旧工事の完了（藻川0.4k）
緊急復旧工事は1月19日から実施された。工事では盛土・切返し，天端のアスファルト舗装が行われた。

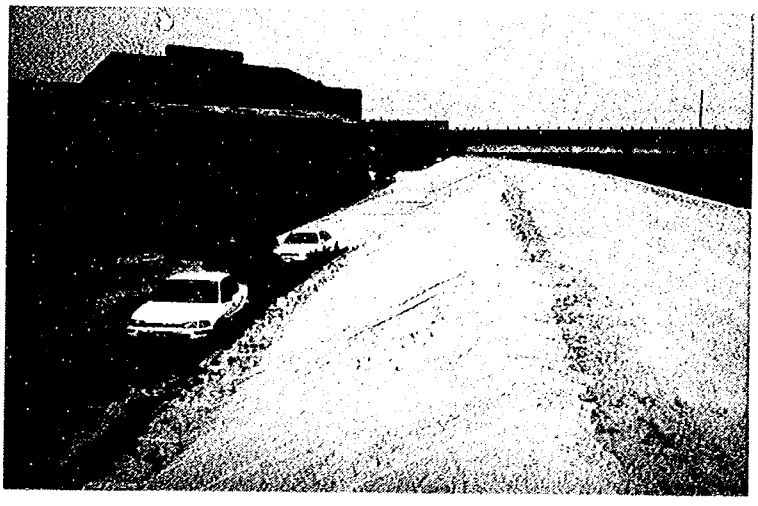


写真-7・36　本復旧工事の完了（藻川0.4k）
本復旧工事は計画堤防断面を確保するように行われ，同時に低水護岸も復旧された。堤防下の基礎地盤は深層混合処理工法（CSL工法）により改良された。

工法（CSL工法）を採用した。この工法は軟弱土とセメントスラリーを現位置で撹拌・混合させ，セメントのポゾラン反応や水和反応を利用して固化させる工法である。

なお，藻川0.0kにおける緊急復旧工事の完了状況を写真-7・37に，本復旧工事の完了状況を写真-7・38に示した。

(6) 中島川における復旧工事

中島川の河川堤防の復旧においては，堤防が高潮区間のため3面張りであり，また周辺の地盤が軟弱地盤であることなどを考慮した上で，図-7・23に示す3案について検討が行われた。第1案は逆T型擁壁である。この方式では，擁壁の下部に支持杭と遮水矢板を打つことにより堤防の沈下変形および側方流動を抑止でき，また将来の低水護岸の改築時も本堤機能が維持可能という利点を有する。一方，堤体背後に一部不同沈下が生じる恐れがある。第2案は，地盤改良を行った上で土堤とするものである。この案は地盤の改良を行うことから，堤体の沈下・変形は最小限に抑えられるが，中島川においては河積を確保できないこと，また



写真-7・37 緊急復旧工事の完了（藻川0.0k）
緊急復旧工事では，高水敷上に発生した段差，亀裂の整正などが行われた。

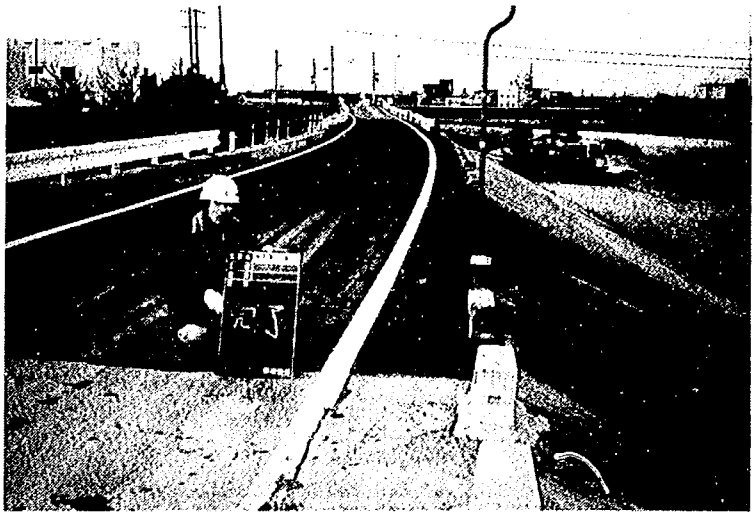


写真-7・38 本復旧工事の完了（藻川0.0k）
本復旧工事では天端のアスファルト舗装などが行われた。

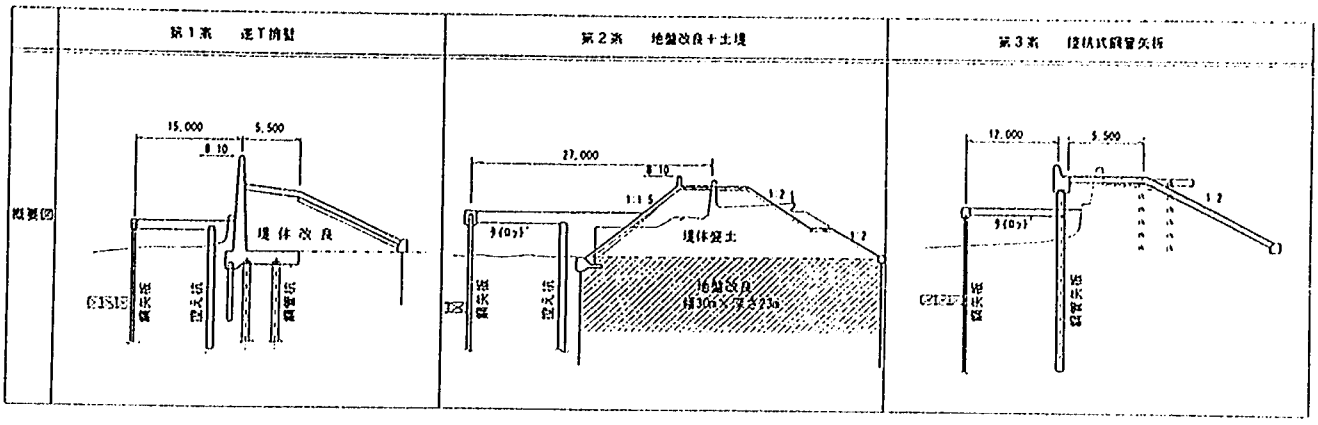


図-7・23　中島川堤防の改良復旧パターン

地盤改良に多大な費用と長い工期を有することが欠点である。第3案は控杭式鋼管矢板方式である。この案も側方流動の防止には効果があるが，防潮機能を発揮するまでに時間がかかること，地震時の護岸天端の変位が大きく，路面の利用に支障をきたす恐れがあり，また鋼管が腐食した場合の改築が難しいという欠点がある。各案について検討した結果，最終的に第1案の逆T型擁壁案が採用され，指摘された問題点は施工時に十分に注意することとして，被害の大きかった下流より3.5km区間の復旧を行った。

(7)　武庫川における復旧工事

武庫川堤防はその天端が兼用道路となっており，しかもその道路が地域の震災復旧を進める上で非常に重要なものであって，一日も速い開通が必要であった。一方，堤防の被災状況はのり面で滑りが生じ，全面的な復旧が必要な状況より，道路の舗装面にクラックが生じたものまで多様であった。堤防に滑りが生じている場合には被災判定は比較的容易であり，全面復旧が必要であって，復旧期間中は仮設道路を造って対応せざるを得ないが，道路の舗装面上のクラックの取扱いに注意が必要であった。なぜなら，クラックの深さが浅く，舗装の中だけであればアスファルトのオーバーレイを行うのみでよいとしても，クラックの深さが大きくH.W.L.以下まで達する場合，オーバーレイでは堤体内に危険個所が残され，しかもその箇所がオーバーレイによって隠されてしまう恐れがあるからである。このため，武庫川堤防の復旧においては，クラック，天端の沈下状況および堤体の滑りの有無などに依存して，図-7・24に示すように大きくタイプ①，②，③に区分し，それぞれ応急復旧と本復旧を行う。ここに，タイプ①は，クラックの深さがH.W.L.には達せず，路盤厚(45cm)より小さいタイプ①a，あるいは路肩の崩壊が見られるが崩壊厚が路盤厚より小さいタイプ①bに細分される。これらのタイプではクラックにセメントミルクを注入後，オーバーレイを行うことにより復旧を完了する。タイプ②は堤防の天端が沈下するとともにクラックが生じたが，クラックはH.W.L.までは達していない場合である。この時クラックの深さが路盤厚より小さければセメントミルクの注入後オーバーレイを行う（タイプ②a)。一方，クラックが路盤厚より大きければ応急復旧ではタイプ②aと同様であるが，本復旧時には切り返しを行ったあと盛土・舗装を行う（タイプ②b)。タイプ③は堤防の被害状況が最も厳しいものであり，タイプ③aは天端上のクラックがH.W.L.に達するほど深い場合，タイプ③bは堤体ののり肩付近と高水敷の間にクラックが発生した場合である。そしてタイプ③cは堤体が円弧滑りを起こしている場合である。これらそれぞれの場合，応急復旧では止水矢板を打ち，セメント注入とオーバーレイを行う。その後，本復旧として仮締切の矢板を打設し，切り返しと堤防・舗装の復旧を行う。

(8)　西瀬川

復旧は，開いた目地やクラックの幅，破損の程度により，その程度の軽い順に目地部充填工，目地部の打替，頂版の取替，ボックスカルバート本体の取替を行った。すなわち，目地部の開口，目地材の脱落，打継部のクラック程度は，充填工のみとしたが，目地の大きな破損があった場合には打替を行い，断面欠損を伴うような破壊や，縦断方向にクラックがつながっている場合にはボックスの取替を行った。

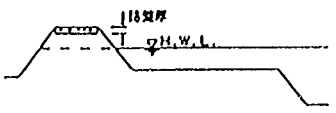
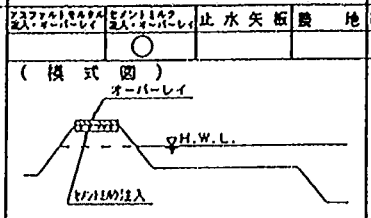
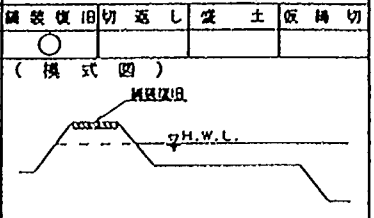
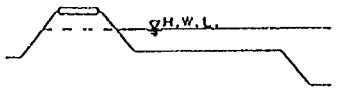
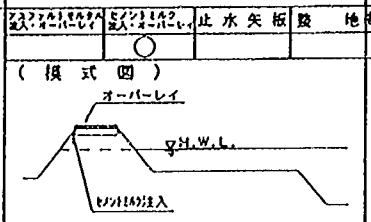
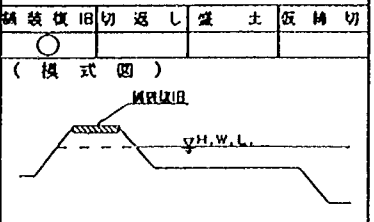
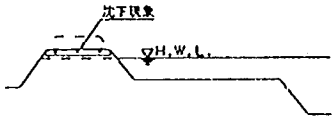
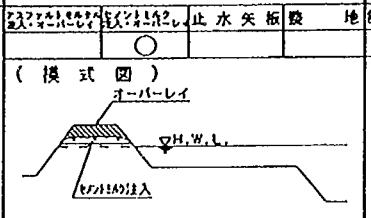
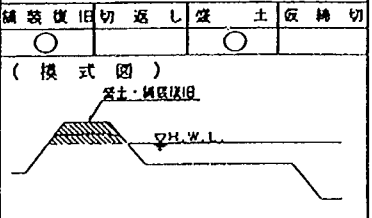
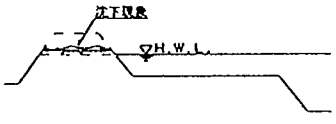
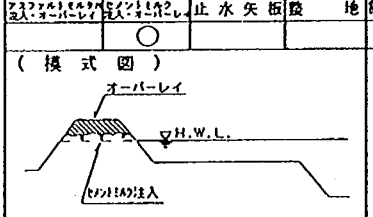
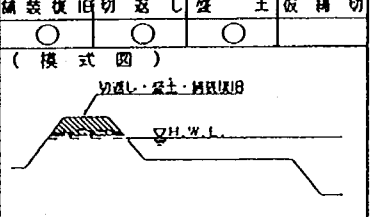
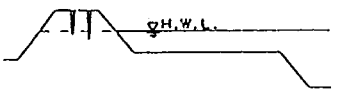
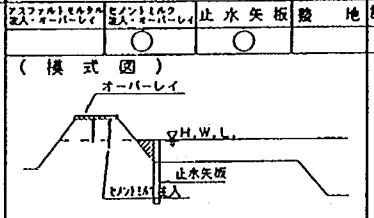
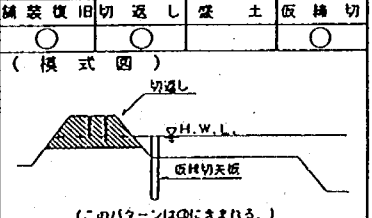
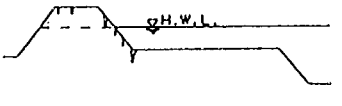
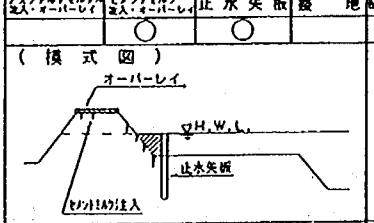
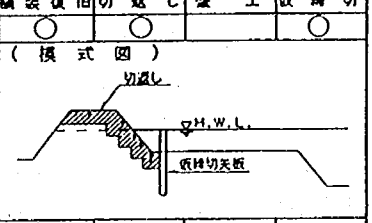
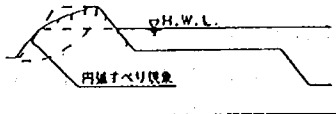
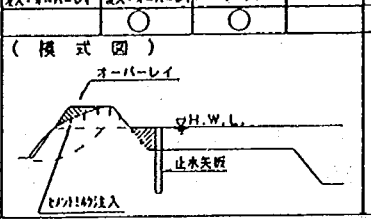
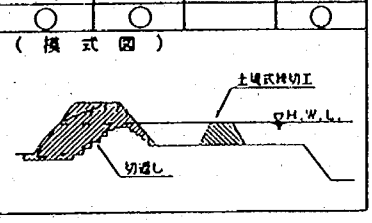
タイプ	復旧方法 / 被災状況	現状模式図	応急復旧	本復旧
①a	(イ) クラック深さがH.W.L.に達しない。 クラック深さ(h)が路盤厚(t=45cm)より小。			
①b	(イ) 法肩が崩壊している。 崩壊深さ(h)が路盤厚(t=45cm)より小。			
②a	(イ) 堤防天端が沈下 クラック深さ(h)が路盤厚(t=45cm)より小。			
②b	(ロ) 堤防天端が沈下 クラック深さ(h)が路盤厚(t=45cm)より大。			
③a	クラック深さ(h)がH.W.L.に達している。			
③b	(イ)堤体法肩と高水敷の交点付近に連続したクラックが発生している。			
③c	円弧すべり 堤体において円弧すべりを起こしている。			

図-7・24　武庫川堤防の復旧パターン

(9) 塩屋谷川

横尾山断層部の補修については原形復旧を原則とし，覆工コンクリートに変状の出た区間をはつって覆工し直すこととした。ただし，通常の覆工コンクリートの打設は困難であると判断されたため，鋼繊維補強吹付コンクリートとした。２次覆工にも吹付コンクリートを採用したため，吹付の付着の確保を考慮して，１次覆工と２次覆工との間の防水シートは施工しないこととした。この場合，１次覆工と２次覆工が接触するため，２次覆工のひび割れが１次覆工に影響を及ぼすことが問題となるが，鋼繊維の混入によってこれを防止したものである。

また，破壊した覆工コンクリートを取り除く際に，地山が崩落し，作業の安全性を損なう可能性があった。そこで，事前に上半部にウレタン注入式ロックボルトを打設し，断層活動によってゆるんだ地山の補強と崩落防止を図った。

4.2.2 河川堤防の耐震性向上[10)11)]

(1) 河川堤防の耐震点検

地震発生の翌月である２月に，学識経験者や土木研究所の専門家からなる『河川構造物地震対策委員会』が発足した。この委員会においては，①河川構造物の被害特性，②確保すべき耐震性，③耐震性向上の考え方と外力の検討，④対策工法等の検討が進められ、検討の結果は３月に中間報告書として発表された。

中間報告書では特に河川堤防（土堤）は沈下，変形等の被害が生じても，ある程度の高さは残り，浸水防御に対する機能の一部が保持され，かつ復旧が比較的容易であるという特性を有していること等から，『地震により壊れない堤防を目標とするのではなく，壊れても浸水による二次災害を起こさないこと』を目標とするのが現実的であり，このためには通常の場合，地震に配慮していなかった河川堤防について，二次災害が想定される場合には事前に対策を行うことが必要となり，当面はゼロメートル地帯等の対策が急がれるとしている。

耐震点検は図-7・25に示した耐震点検手順に従って，平成７年４月から全国のゼロメートル地帯等の堤防を対象にして行われている。点検の対象は河川堤防が地震により沈下等の被災を受けた際に河川水の浸水による二次被害のおそれがある区間とし，

① 朔望平均満潮位＋１mよりも堤内地盤高が低い区間

② 計画津波高よりも堤内地盤高が低い区間

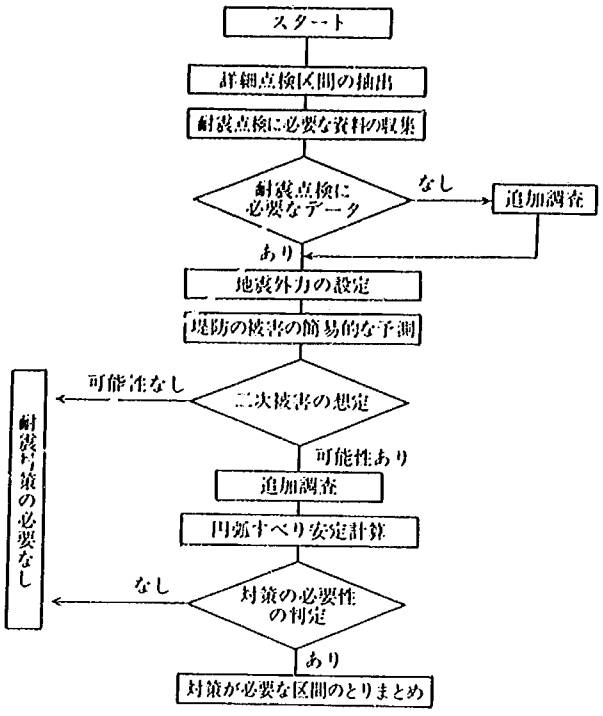


図-7・25 耐震点検手順

③ 湖沼及び堰上流区間で平常時の最大水位＋１mよりも堤内地盤高が低い区間

としている。今後耐震点検の結果を踏まえ，必要な対策が実施される予定である。

(2) 地下河川の耐震点検

地下河川についても，全国約100箇所の地下河川施設の耐震点検を実施している。ここで言う地下河川施設とは地下に設けられた放水路，導水路，洪水調節池のことであり，これらを対象として，設置された箇所の地質条件，耐震設計の有無，現状における施設の健全度等を調査しているところである。平成７年度中に調査を終了し，必要な対策を実施する予定である。

4．3 海岸施設の場合

4.3.1 復旧工事

建設省所管の海岸保全施設については，被災後速やかに災害復旧事業により，喪失した機能の回復が図られている。

(1) 東播海岸

東播海岸については平成７年３月に災害復旧に着手され，７月に完了した。兵庫県が管理する淡路島の８カ所の施設については，現在鋭意復旧中であり平成７年度内にすべての施設の復旧が完了する予定である。このうち北淡海岸においては，背後の道路への重大な影響が懸念されたため吸い出し防止を目的とした応急

復旧を本復旧前に行っている。以下に代表的な施設の復旧工法を示す。

前述の図-7・4に示したように，東播海岸大観町地先の被災状況に応じて復旧断面および工法を選択している。表法被覆工背後に生じた空隙にはグラウト工を施すとともに天端及び裏法の被災した被覆工を撤去して新たに被覆工を実施している。天端の沈下のみのところは嵩上げで対処している。

(2) 淡路海岸

淡路海岸松帆地区の護岸については，図-7・7に示したように，計画天端高より沈下しているところを嵩上げするとともに亀裂の入っているところや目地の開きの大きいところは取り壊してコンクリートを打ち直している。水叩きや排水溝は目地の開きが大きく空洞化も著しいため取り壊して打ち直すこととしている。

4.3.2 耐震対策

海岸事業関係4省庁は，今回の地震を契機に『海岸保全施設の耐震性に関する技術検討委員会』を設け，耐震対策に関する検討を行っている。その一環として，海岸保全施設の耐震性を合理的に評価し，海岸保全施設の耐震対策に資することを目的に，『海岸保全施設耐震点検マニュアル【堤防・護岸・胸壁編】』を策定し，これに基づいて全国の海岸保全施設の耐震性の検討を行っている。

4．4 その他の施設の場合

その他の施設として小河川や用水路に設置された石積護岸の復旧措置について見てみる。『2．3その他の施設の被災状況』で記述したように石積護岸の断面は経験的に定められた標準断面を利用して築造されており，耐震性は低い。**写真**-7・21と**写真**-7・23～25のように護岸に土圧などの外力がほとんど作用しない条件では護岸は崩壊したものの背後の建物や道路に被害は波及しておらず，また復旧も容易であると考えられるが，**写真**-7・22のように外力が作用する条件では周辺構造物に被害が波及する恐れがあり，また**写真**-7・26の様な背後のすべりによって生じるような土圧に対しては石積の抵抗による抑止効果はほとんど期待できないことから，石積護岸の適用条件には注意が必要と考えられる。

次に今回の地震で被害を受けた石積護岸の復旧状況について述べる。先に触れたように構造的に弱い石積擁壁が多用されるのは，工費が廉価であることと被災時の復旧が容易であるという二つの理由によるところが大きい。

もともと石積護岸は背後からの土圧などに抵抗することを期待しておらず，のり面保護と洗掘防止を主目的とした構造であるから，短期的には土のうによって十分に機能を代替しうると考えられ，復旧工法も**写真**-7・24のように土のうによる置き換えが主である。この場合は崩壊が上部に限られているため，復旧工法はのり面保護機能だけを代替させたものである。**写真**-7・26は地震発生から50日を経過した状況であるが，ゆるみやはらみ出しは認められない。

崩壊範囲が通常の水位よりも下に及んでいる場合や広い場合は崩壊箇所からの浸透水が周辺地盤をゆるめ，比較的軽微な変状にとどまっている周辺部分に崩壊などの被害を発生させる恐れがある場合，**写真**-7・25のようにブルーシートを用いて遮水性を高める工法も見られた。崩壊している箇所については写真手前の崩壊箇所に於ける復旧工法の様に土のうと土のうの間にブルーシートを敷設しているが，崩壊まで至らない軽微な変状の箇所においても目地部にクラックが認められる場合は積み石間の結合力が損なわれていることから手前の上部または写真奥の石積のように天端付近にブルーシートを設置して雨水等が浸透しないように処置する事も有効である。

写真-7・39は西宮市内の夙川における石積護岸の崩壊の地震発生から2週間後の復旧状況である。この場所は小段を有する2段石積護岸であるが，上段の重量が特に強く作用した部分を中心に下段が崩壊し，下段はその左右にまで崩壊が波及している。地震発生10日後の段階では崩壊した下段の積み石を水制として前面に敷きだし，その上に土のうを並べて下段に置き換えている。下段の崩壊箇所を土のうで復旧し終えた後で崩壊した上段を撤去した後は盛りこぼしとしている。

写真-7・40は同じく夙川に近接した場所で，地震発生から50日が経過した状況である。応急復旧は完了しているが，本復旧はまだ十分行われていない。これは，崩壊延長が比較的短かく，背後に道路や構造物がないこと，背後斜面が滑ったことで安定した状態になっており，崩壊が進行する恐れが少ないことなどから緊急性が低いためであると考えられる。

先に述べたように石積擁壁は比較的復旧が容易であるが，大規模な地震では同時多発的に被害が発生することが考えられ，重要性，必要性，緊急性を考慮した復旧計画により，合理的な復旧を行うことが必要となるであろう。

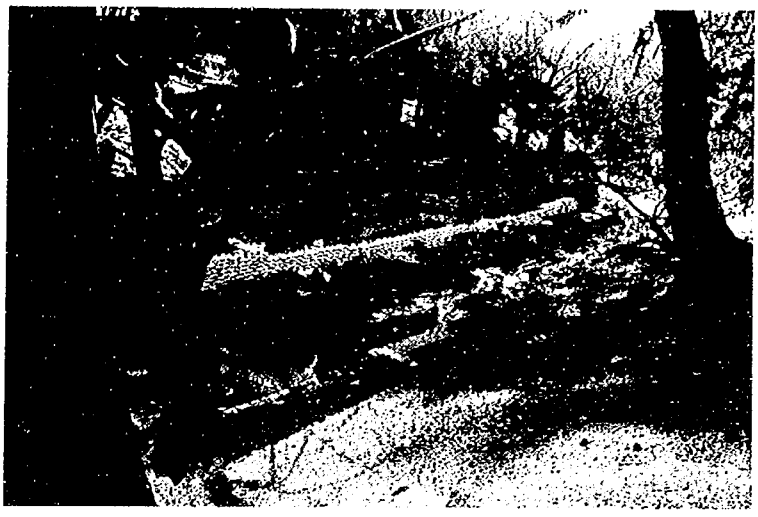


写真-7・39　西宮市夙川護岸被災および復旧状況　(1)
二段石積の下段に土のうを設置している（１月29日撮影）。

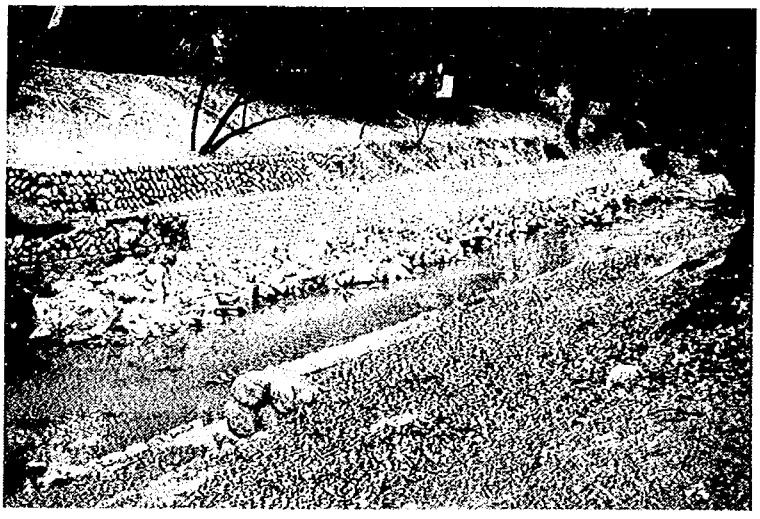


写真-7・40　西宮市夙川護岸被災および復旧状況　(2)
応急復旧完了。崩落した積み石を水制として前面に設置し，土のうで下段を復元。上段崩壊箇所は盛りこぼしとしている（３月２日撮影）。

5．まとめ

今回の地震で見られた河川構造物関係の被災形態を表-7・12に，海岸保全施設関係の被災形態を表-7・13に示した。

河川構造物では淀川下流部において液状化により大きな被害が発生したが，その他の地域では大きな堤防被害もなく，また樋門・堰などの構造物の被災も少ないなど，全体的には大きな被災も少なかった。

海岸保全施設は東播海岸において，天端被覆工，裏法被覆工が沈下したり，天端下部に空洞が発生した。全般的に見て海岸保全施設には大きな被災はなく，所与の機能は十分保持されていたと言える。

一方，地震後の措置としては震災後直ちに盛土や空隙を充てんするなどの緊急復旧工事が実施され，二次災害の防止が図られた。その後の本復旧工事は原形復旧又は従来以上に耐震機能を高めるための地盤改良工事などが，すべての施設について７年度末を目途に実施中（一部実施ずみ）である。

今回の地震発生後，建設省及び各種委員会において，地震に対する河川構造物，海岸保全施設のあり方が議論された。特に二次災害の発生が想定される河川堤防については事前に対策を行う必要性が認識された。これを受けて，４月より全国のゼロメートル地帯の堤防

表-7・12 今回の地震で見られた被災形態〔河川構造物〕

施設	区分	被災形態の概要
堤防	亀裂	縦断亀裂が多い。高水敷や川裏にコンクリート壁がある場合，亀裂幅が小さい
	沈下	堤防が液状化により側方流動した箇所では，堤防が大きく沈下した。横断亀裂が発生した箇所では，堤防天端が長周期で波うっていた
	隆起	箇所数は少ない
	噴砂	高水敷，川裏に噴砂跡あり
	せり上がり	低水護岸の縁で，護岸上に流動した土堤がせり上がっていた
法面・護岸	亀裂	液状化により側方流動した護岸は段差が生じていた
	沈下	ブロック群（数個～10個）が下方に抜け落ちていた。護岸裏に空洞が発生
	はらみ出し	目地部分のクラック，モルタル欠落により前方へはらみ出し
	護岸の崩落	① 橋の取付け部や護岸法線が直角に曲がっている個所で応力が集中して崩落 ② 護岸に土圧が作用，安定性の不足で崩落
	ジョイントのズレ	天端部分でズレが最大。天端が波打つ原因となる
地下河川 暗渠河川	亀裂	コンクリート部に亀裂。土被り厚が小さな箇所では上部の道路に亀裂が発生
	ジョイントの開き	コンクリートの剥離及び鉄筋の露出が同時に発生
	コンクリートの剥離	鉄筋が露出
その他の構造物	特殊堤	傾斜
	堰	堰柱の高欄にズレ。戸当りガイドが変形
	ポンプ場	上屋にクラック
	樋門	ゲート戸当り部が損傷。門柱・上屋にクラック
	水門	胸壁にクラック
	管理橋	水管橋の管理橋が落下
	陸閘	ゲート格納庫にクラック

表-7・13 今回の地震で見られた被災形態〔海岸堤防・護岸〕

施設	区分	被災形態の概要
堤防・護岸	沈下	天端や天端水叩き部が沈下、表法・裏法被覆工が変形・沈下
	空洞	天端被覆工下部に空洞発生。表法被覆工と盛土の間に空隙が発生
	目地の開き	パラペット、堤防被覆工等の目地が開口
	クラック・はく離	表法被覆工、天端被覆工等の一部にクラック・はく離が発生

を対象にした耐震点検が実施されている。また，地下（暗渠）河川や三面張河川といった都市特有の河川に対する被災も露呈し，震災への対応が検討されている。

謝辞

本調査の実施にあたっては，近畿地建河川計画課及び河川調整課には地震直後の被災状況を詳細に報告して頂くとともに，現地調査に便宜を図って頂き，円滑に調査を行うことができた。

また，近畿地建の河川計画課，淀川工事事務所，姫路工事事務所，兵庫県の河川課，港湾課，神戸土木事務所，西宮土木事務所，尼崎港管理事務所，洲本土木

事務所，更に㈱先端建設技術センターには被災写真など関連データの提供に御尽力頂いた。ここに記して，あわせて謝意を表します。

参考文献

1）建設省近畿地方建設局：淀川百年史，1974年10月
2）古賀・伊藤・島津：地震による盛土の被災・復旧事例調査報告書，土木研究所資料第2716号，1989年２月
3）建設省河川局治水課：淀川（酉島地区）の災害復旧について，建設月報，1995年４月
4）活断層研究会：[新編]日本の活断層－分布図と資料，東大出版会，1991年12月
5）桜井孝：兵庫県南部地震によって現れた横尾山断層近傍の地山変状状況，応用地質，第36巻第２号，日本応用地質学会，1995年６月
6）兵庫県洲本土木事務所：阪神・淡路大震災　淡路島の記録，1995年
7）国土庁：『防災白書』，理科年表などより作成した
8）建設省近畿地方建設局：淀川百年史，1974年10月
9）中尾忠彦：兵庫県南部地震　河川構造物の被害と復旧，土木施工，1995年８月
10）中尾忠彦：兵庫県南部地震　河川構造物の被害と復旧，土木施工，1995年８月
11）建設省河川局治水課：河川堤防等の地震対策－河川構造物地震対策技術検討委員会の中間報告書－，河川，1995年５月
*河川施設の被災状況，被害の特徴及び原因については『建設省土木研究所，平成７年兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報，土木研究所資料第3362号，1995年７月』を全般的に参考とした。

第８編　ダム施設の被害

第8編　ダム施設の被害

藤沢　侃彦*1　永山　功*2　中村　昭*3
佐々木　隆*4　岩下　友也*5　松本　徳久*6

by Tadahiko FUJISAWA, Isao NAGAYAMA, Akira NAKAMURA
Takashi SASAKI, Tomoya IWASHITA, and Dr. Norihisa MATSUMOTO

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．ダムの管理者による臨時点検結果 …… 3
3．現地調査結果 …… 4
3．1　概　要 …… 4
3．2　各ダムの調査結果 …… 5
3.2.1　一庫ダム …… 5
3.2.2　天ヶ瀬ダム …… 5
3.2.3　諭鶴羽ダム …… 5
3.2.4　天王ダム …… 7
3.2.5　箕面川ダム …… 8
3.2.6　常盤ダム …… 8
3.2.7　谷山ダム …… 10
3.2.8　五本松ダム …… 10
3.2.9　北山ダム …… 11
4．ダムサイトで観測された地震動の特徴 …… 12
4．1　最大加速度 …… 12
4．2　加速度波形 …… 17
4．3　周波数応答スペクトル …… 17
5．まとめ …… 19
謝　辞 …… 19
参考文献 …… 19

＊1　ダム部長
＊2　ダム部ダム構造研究室長
＊3　ダム部フィルダム研究室長
＊4　ダム部ダム構造研究室研究員
＊5　ダム部フィルダム研究室研究員
＊6　前ダム部長，工博（現　㈱ダム技術センター技術第一部長）

1．概　要

1995年1月17日に起こった兵庫県南部地震（M＝7.2)では，広範な地域のダムにおいて大きな地震動を観測し，このうち，一庫ダム(堤高75m，重力式コンクリートダム）では基礎岩盤に近接する堤体底部通廊において183galの最大加速度を記録した。また，常盤ダム（堤高33.5m，ゾーン型アースフィルダム)は地震断層である野島断層から700mの至近距離に位置していた。さらに，今回の地震で被害が最も大きかった神戸市には1900年に完成したわが国最初の重力式粗石コンクリートダムである五本松ダム（堤高33.3m）があった。

地震直後，河川区域内のダム管理者はそれぞれのダムの安全性を確認するために臨時点検を実施した。その数は総数251ダムに及んだ。その結果，いくつかのダムで，天端舗装のクラックや落石などの軽微な被害が認められたが，ダムの安全性に影響を及ぼすような被害は一切生じていないことが確認された。また，土木研究所ダム部も直ちに調査団を派遣して詳細な現地調査を実施し，ダムの安全性の確認と地震記録の収集を行った。以下，今回実施した臨時点検と現地調査の結果について述べる。

2．ダムの管理者による臨時点検結果

建設省所管ダム（建設省が管理するダム，水資源開発公団が管理するダム，都道府県が管理する補助ダム）および河川区域内の利水ダムにおいては，地震発生直後に各ダムの管理者が臨時点検を行うことになっている。臨時点検を実施する基準は，ダム地点に設置した地震計で25gal以上の加速度が観測された場合，もしくはダムが位置する地域の気象台が発表する震度階がIV以上の場合である。臨時点検は一次点検と二次点検に分かれ，一次点検は目視による地震直後のダムと貯水池の状況の点検，二次点検はダムと貯水池の詳細な点検と観測計器の計測値をもとにした点検からなる。

今回の地震において臨時点検の対象となったダム（堰を含む）は251ダムで，その内訳を表-8・1，表-8・2に示す。また，これらのダムの位置を図-8・1に示す。

地震発生から4日後の1月21日までに全ての対象ダムについて臨時点検（一次，二次点検）が終了したが，ダムの安全性に関して問題となるような被害は一切なかったことが報告されている。ただし，一庫ダム，諭鶴羽ダム，常盤ダム，谷山ダムでは以下に示すような

表-8・2　臨時点検対象ダム(ダム型式別)

ダム型式	ダム数
アーチ式コンクリートダム	15
重力的コンクリートダム	157
ロックフィルダム	24
アースフィルダム	35
中空重力式コンクリートダム	3
重力式アーチダム	5
重力式コンクリートダムとロックフィルダムの複合ダム	4
バットレスダム	2
マルチプルアーチダム	1
堰	5
計	251

表-8・1　臨時点検対象ダム（地域，管理者別）

地域部分	建設省所管ダム				利水ダム	計
	建設省	水資源開発公団	府県	小計		
近畿地建管内	5	6	24	35	66 (2)	101 (2)
中部地建管内	3	2	3	8	26	34
中国地建管内	2	0	11	13	36	49
四国地建管内	2	3	18	23	44	67
計	12	11	56	79	172 (2)	251 (2)

（　）は河川区域外の利水ダムで，251ダムに含まれる内数である。

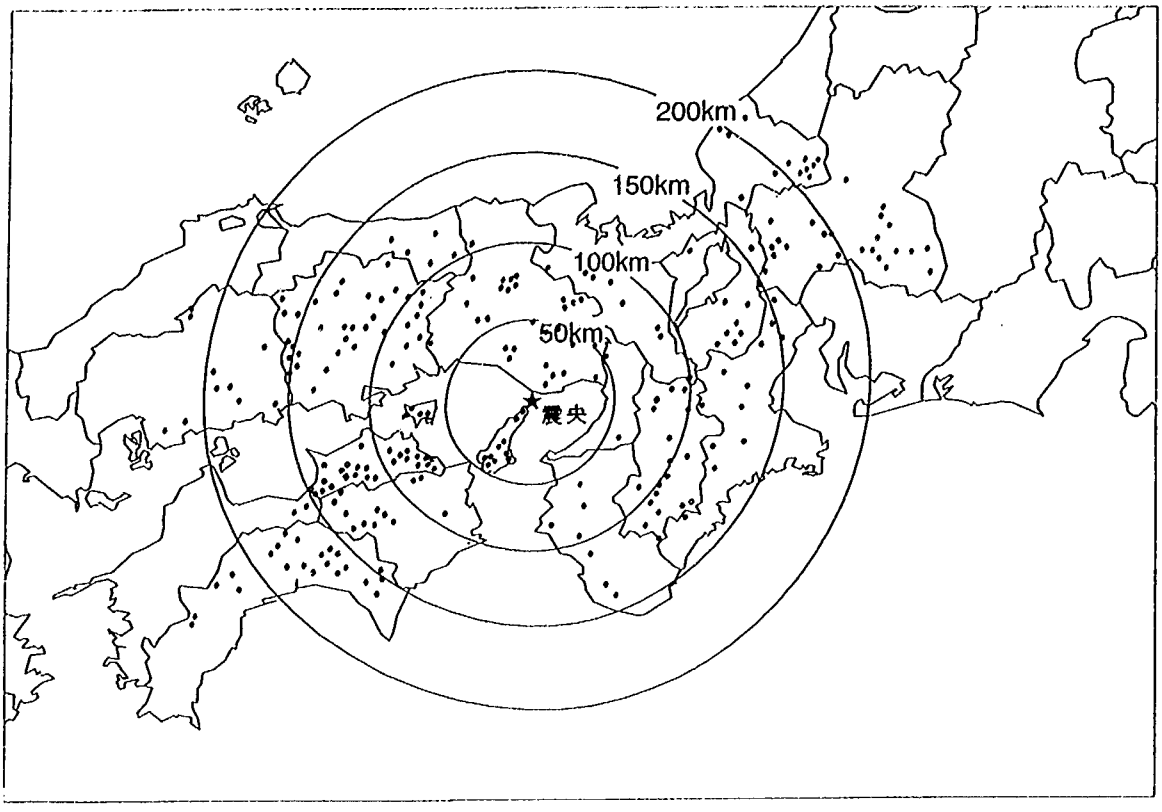


図-8・1 臨時点検が実施されたダムの位置

軽微な被害が報告されたが，その状況と評価については「3．現地調査結果」で詳しく述べる。

一庫ダム(重力式コンクリートダム，堤高75m，1983年完成，水資源開発公団)
：湖岸で2箇所の小崩落が発生した。

諭鶴羽ダム（重力式コンクリートダム，堤高42m，1974年完成，兵庫県)
：堤体上流面の1.1m×1.7m程度の範囲でコンクリート表面の剥離が生じた。

常盤ダム(ゾーン型アースフィルダム，堤高33.5m，1974年完成，近畿農政局)
：左右岸袖部の天端舗装で，ダムを横断する方向に長さ約5m，幅2～3cmのクラックが発生した。

谷山ダム(ゾーン型アースフィルダム，堤高28.2m，1974年完成，近畿農政局)
：天端舗装の数箇所で，ダムを横断する方向に小クラック（最大で長さ約4.5m，幅2～3mm）が発生した。

その他地震による影響として，柳瀬ダム（重力式コンクリートダム，堤高55.5m，1953年完成，建設省)，桃屋ダム(中央コア型ロックフィルダム，堤高44.1m，1991年完成，近畿農政局)，呑吐ダム(重力式コンクリートダム，堤高71.5m，1989年完成，近畿農政局)，曲谷ダム(重力式コンクリートダム，堤高16.4m，1940年完成，関西電力)，滝畑ダム（重力式コンクリートダム，堤高62m，1981年完成，大阪府)，正木ダム(重力式コンクリートダム，堤高67m，1978年完成，徳島県)，府中ダム(重力式コンクリートダム，堤高27.5m，1966年完成，香川県)，大日川ダム(重力式コンクリートダム，堤高42.8m，1964年完成，兵庫県)の8ダムでは基礎排水孔の排水量（または浸透量測定堰の流量）がわずかに増加したが，その量はいずれも少量であり，またその後減少または安定しているため，特に問題はないものと判断された。

3．現地調査結果

3．1 概要

現地調査は，ダムの被害の詳細調査，地震時のダムの挙動に関するデータ収集などを目的として，臨時点検で軽微な被害が報告されたダム(河川区域内)，その他の軽微な被害が確認されたダム(河川区域外)，大きな加速度記録が得られたダムなど29のダムについて実施した。調査対象ダムは，図-8・2に示すように，兵庫

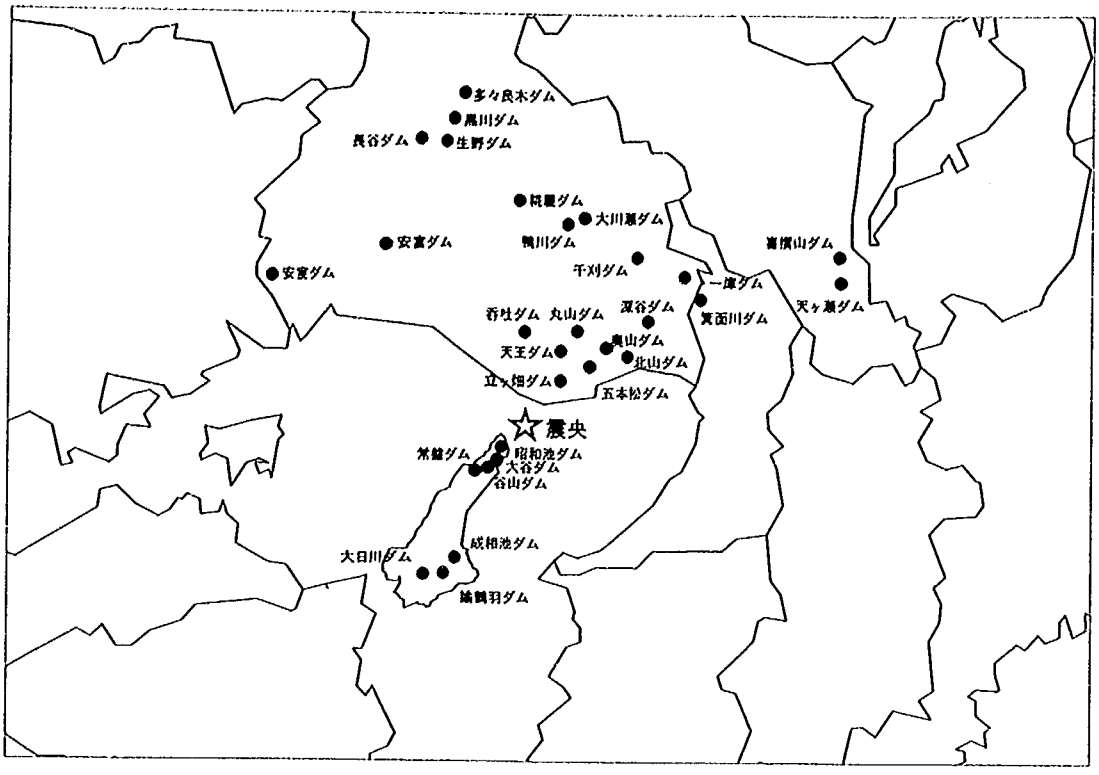


図-8・2　土木研究所で現地調査を行ったダムの位置

県，大阪府，京都府に及んだ。

表-8・3に現地調査を行ったダムの一覧および調査結果の概要を示す。このうち，主要なダムの状況について以下に示す。

3．2　各ダムの調査結果

3.2.1　一庫ダム

一庫ダムは，水資源開発公団が管理する1983年に完成した堤高75mの重力式コンクリートダムであり，震央から約47kmに位置する。図-8・3に堤体断面図を示す。本ダムは今回の地震において最も大きな加速度記録が得られたダムであり，その値は堤体の底部通廊で上下流方向に183gal，上段通廊で上下流方向に482galであった。しかし，ダムに何ら異常は認められなかった。なお，湖岸で2箇所の自然法面に表層の小崩落が発生したが，ダム堤体はもとより貯水池周辺の施設に全く影響はなかった。

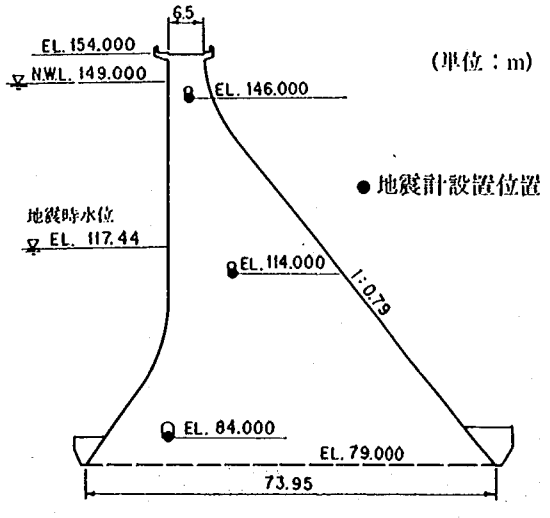


図-8・3　一庫ダムの標準断面図

3.2.2　天ヶ瀬ダム

天ヶ瀬ダムは，建設省が管理する1964年に完成した堤高73mのアーチ式コンクリートダムであり，震央から約78kmに位置する。図-8・4に堤体下流面図を示す。本ダムは今回の地震において最も大きな加速度記録が得られたアーチ式コンクリートダムであり，その値は堤体底部でダム軸方向に95gal，天端付近で上下流方向に324galであった。しかし，ダムに何ら異常は認められなかった。また，ダム天端と同標高の左岸側にある管理事務所で上下流方向に172galの加速度を記録したが，管理所や法面に異常は認められなかった。

3.2.3　諭鶴羽ダム

諭鶴羽ダムは，兵庫県が管理する1974年に完成した堤高42mの重力式コンクリートダムであり，震央から

表-8・3　現地調査ダムと調査結果の概要

河川区域内

ダム名	水系名	河川名	所在地	型式	堤高(m)	地震時水深(m)	ダム管理者	竣工年度	調査結果の概要
天ヶ瀬ダム	淀川	宇治川	京都府宇治市	アーチ式コンクリートダム	73.0	65.6	近畿地方建設局	1964	変状なし
一庫	淀川	猪名川	兵庫県川西市	重力式コンクリートダム	75.0	38.4	水資源開発公団	1983	変状なし、湖岸小崩落2ヶ所
箕面川	淀川	箕面川	大阪府箕面市	中央コア型ロックフィルダム	47.0	24.5	大阪府	1983	変状なし
諭鶴羽	三原川	諭鶴羽川	兵庫県三原郡三原町	重力式コンクリートダム	42.0	25.1	兵庫県	1974	上流面補修モルタルが局部的に剥離
大日川	三原川	大日川	兵庫県三原郡南淡町	重力式粗石コンクリートダム	43.5	18.0	兵庫県	1964	変状なし
天王	新湊川	天王谷川	兵庫県兵庫市	重力式コンクリートダム	33.8	13.9	兵庫県	1980	変状なし、急崖落石
安室	千種川	安室川	兵庫県赤穂郡上郡町	重力式コンクリートダム	50.0	26.2	兵庫県	1991	変状なし
生野	市川	市川	兵庫県朝来郡生野町	重力式コンクリートダム	56.5	32.5	兵庫県	1972	変状なし
安富	揖保川	林田川	兵庫県宍粟郡安富町	重力式コンクリートダム	50.5	29.3	兵庫県	1984	変状なし
立ヶ畑	新湊川	石井川	兵庫県神戸市	重力式粗石コンクリートダム	33.3	24.2	神戸市	1905	変状なし
千苅	武庫川	羽束川	兵庫県神戸市	重力式粗石コンクリートダム	42.4	27.6	神戸市	1919	変状なし
丸山（第1）	武庫川	船坂川	兵庫県西宮市	重力式コンクリートダム	31.0	18.4	西宮市	1977	変状なし
成相池	三原川	成相川	兵庫県三原郡三原町	重力式粗石コンクリートダム	33.0	19.4	成相池土地改良区	1950	変状なし
常盤	野島川	野島川	兵庫県津名郡北淡町	ゾーン型アースフィルダム	33.5	20.9	近畿農政局	1974	天端舗装の小亀裂
谷山	楠本川	楠本川	兵庫県津名郡東浦町	ゾーン型アースフィルダム	28.2	19.8	近畿農政局	1974	天端舗装の小亀裂
呑吐	加古川	山田川	兵庫県三木市	重力式コンクリートダム	71.5	42.8	近畿農政局	1989	変状なし
糀屋	加古川	仕出原川	兵庫県多可郡中町	中央コア型ロックフィルダム	44.1	16.7	近畿農政局	1991	変状なし
鴨川	加古川	鴨川	兵庫県加東郡東条町	重力式コンクリートダム	43.5	16.3	近畿農政局	1951	変状なし
大川瀬	加古川	東条川	兵庫県三田市	重力式コンクリートダム	50.8	36.0	近畿農政局	1990	変状なし
亜撰山	淀川	寒谷川	京都府宇治市	中央コア型ロックフィルダム	91.0	75.5	関西電力	1970	変状なし
黒川	市川	市川	兵庫県朝来郡生野町	傾斜コア型ロックフィルダム	98.0	89.2	関西電力	1974	変状なし
多々良木	円山川	多々良木川	兵庫県朝来郡朝来町	アスファルト表面遮水壁型ロックフィルダム	64.5	37.0	関西電力	1974	変状なし
長谷	市川	犬見川	兵庫県神崎郡大河内町	重力式コンクリートダム	102.0	65.5	関西電力	1992	変状なし

河川区域外

ダム名	水系名	河川名	所在地	型式	堤高(m)	地震時水深(m)	ダム管理者	竣工年度	調査結果の概要
大谷	楠本川	楠本川	津名郡淡路町	アースフィルダム	16.6	−	ちひろ土地改良区	1968	天端舗装の小亀裂
昭和池	鵜崎川	鵜崎川	津名郡淡路町	アースフィルダム	16.6	−	上高寺地区	1942	上流法面の石張りのわずかな沈下 天端舗装の小亀裂
五本松	生田川	生田川	兵庫県神戸市	重力式粗石コンクリートダム	33.3	24.6	神戸市	1900	急崖落石
深谷	武庫川	逆瀬川	兵庫県宝塚市	傾斜コア型ロックフィルダム	41.0	24.0	宝塚市	1971	非常用洪水吐きのコンクリートブロックのずれ、非常用洪水吐き周辺堤体のわずかな沈下
北山（第1）	夙川	夙川	兵庫県西宮市	均一型アースフィルダム	24.5	16.2	西宮市	1968	上流面捨石張り部表層の滑落
奥山（第1）	芦屋川	芦屋川	兵庫県芦屋市	中央コア型ロックフィルダム	23.4	13.0	芦屋市	1972	上流旧堤天端のわずかな沈下 取水塔の傾斜 取水塔コンクリート部の小亀裂

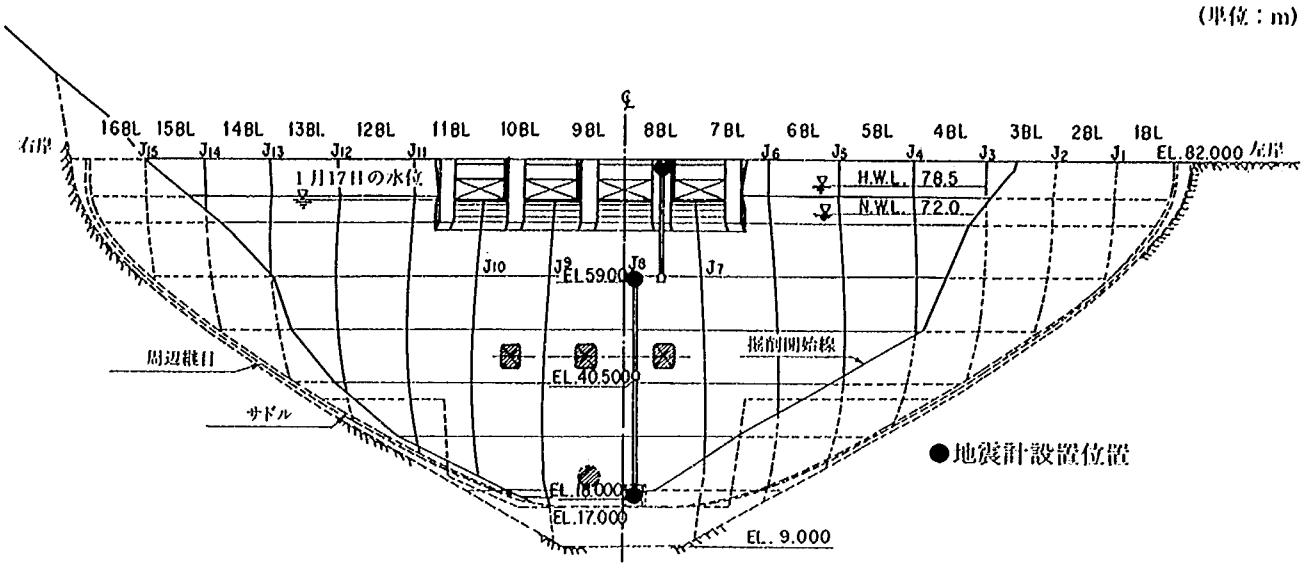


図-8・4　天ヶ瀬ダムの下流面展開図

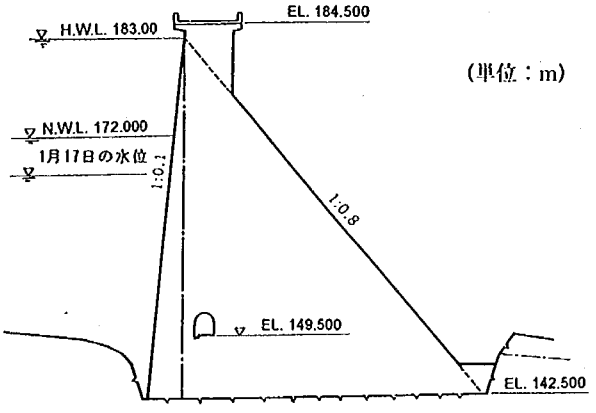


図-8・5　諭鶴羽ダムの標準断面図

約43kmに位置する。図-8・5に堤体断面図を示す。本ダムでは，臨時点検時に堤体上流面でコンクリート表面が局所的に剥離したとの報告がなされたが，現地調査の結果，堤体表面に後付けで塗り込んだ補修用モルタルが剥離したものであり，ダム堤体には何ら異常はないことがわかった（写真-8・1）。また，地震直後の臨時点検において，基礎排水孔からの排水の白濁が認められたが，白濁は２～３日後に解消した。この原因は基礎排水孔内に沈殿した懸濁物が振動によって浮遊したためと考えられる。なお，基礎排水孔からの排水量，揚圧力が若干増加したが，その値はその後安定した状態にある。

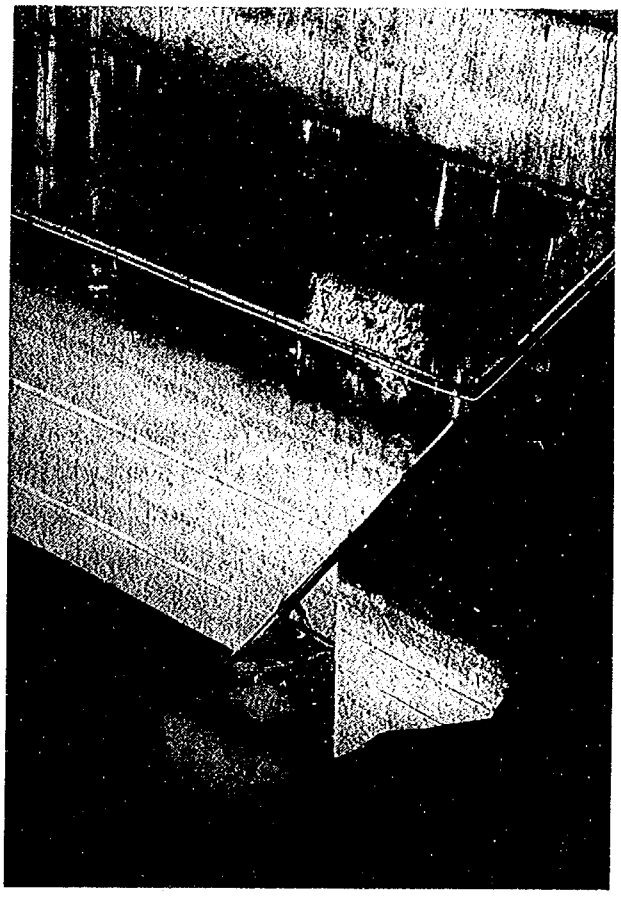


写真-8・1　諭鶴羽ダム上流面
（後付けモルタルの剥離）

3.2.4　天王ダム

天王ダムは，兵庫県が管理する1980年に完成した堤高33.8mの重力式コンクリートダムであり，震央から約16kmに位置する。図-8・6に堤体断面図を示す。なお，本ダムには地震計が設置されていないため，地盤

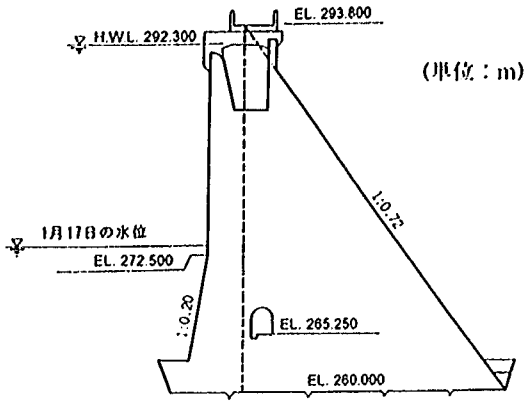


図-8・6 天王ダムの標準断面図

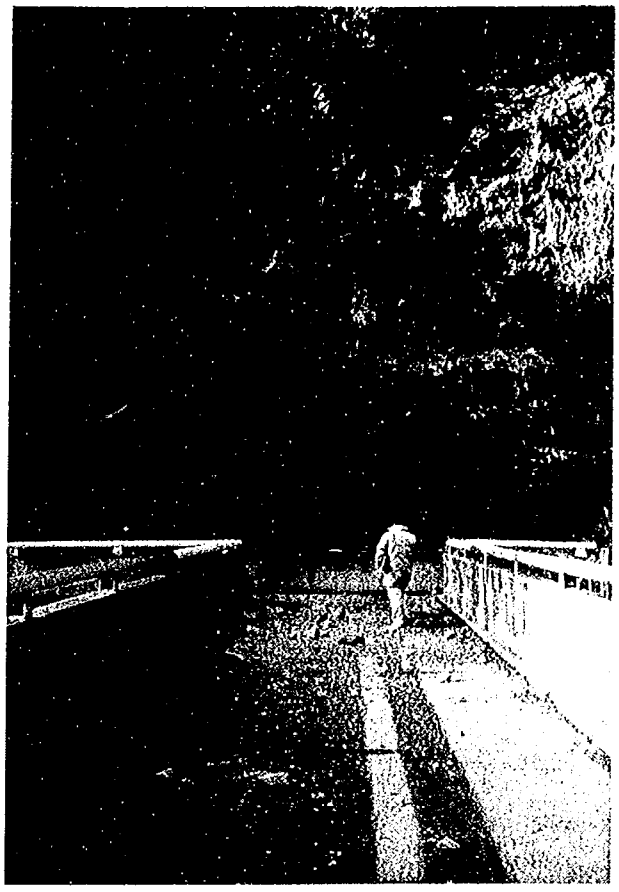


写真-8・2 天王ダム天端
(右岸からの落石)

加速度は不明である。本ダムでは，ダムサイトの右岸アバットメント法面で上部から落石があり（写真-8・2），右岸下流地山でも落石があったが，落石による堤体の損傷はなかった。なお，本ダムでは，貯水池の大きさに比べて流入量が少ないため，以前から渇水期には地山浸透流による2cm/日程度の水位低下が確認されていたが，その値は地震後に約10cm/日（約9ℓ/sに相当）となり，若干増加が認められた。しかし，その値はその後安定しており，また，地山浸透流の大きさとして特に問題とするような量ではない。

3.2.5 箕面川ダム

箕面川ダムは，大阪府が管理する1983年に完成した堤高47mの中央土質コア型ロックフィルダムで，震央から約48kmに位置する。図-8・7に堤体断面図を示す。本ダムは今回の地震において最も大きな加速度記録が得られたロックフィルダムであり，その値は底設通廊で上下流方向に135gal，ダム天端でダム軸方向に400galであった。しかし，ダムに何ら異常は認められなかった。

3.2.6 常盤ダム

常盤ダムは，近畿農政局が建設し，北淡路土地改良区に管理委託している1974年に完成した堤高33.5mのゾーン型アースフィルダムで，震央から約10kmに位置する。また，野島断層（地震断層）からは約700mしか離れていない。図-8・8に堤体断面図を，写真-8・3に堤体上流面の状況を示す。なお，本ダムには地震計が設置されていないため，地盤加速度は不明である。本ダムでは，堤体の左右岸袖部の天端舗装に堤体横断方向に長さ5m，幅2～3cmのクラックが生じた（写真-8・4，写真-8・5）が，堤体法面の変状は全く認め

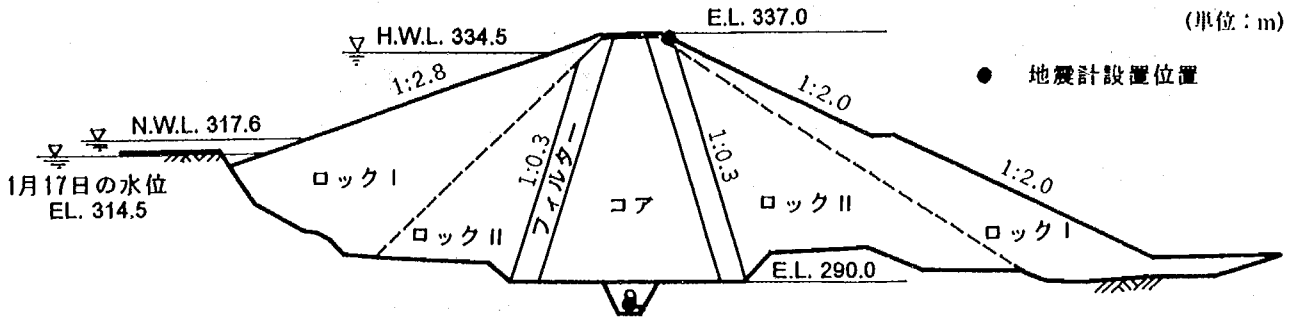


図-8・7 箕面川ダムの標準断面図

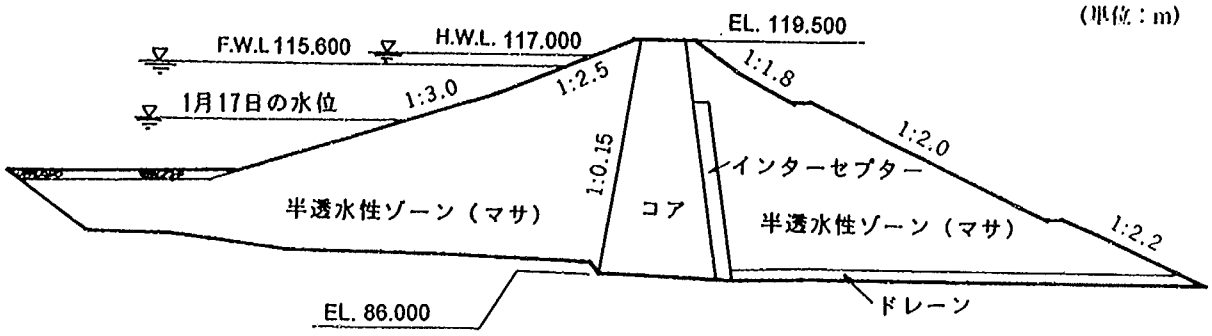


図-8・8　常盤ダムの標準断面図

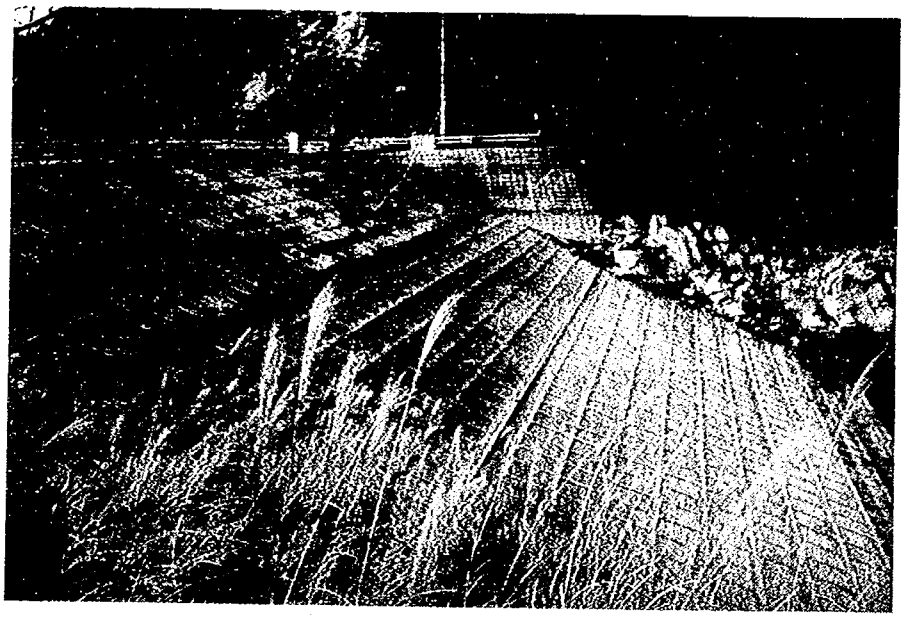


写真-8・3　常盤ダム上流面（変状なし）

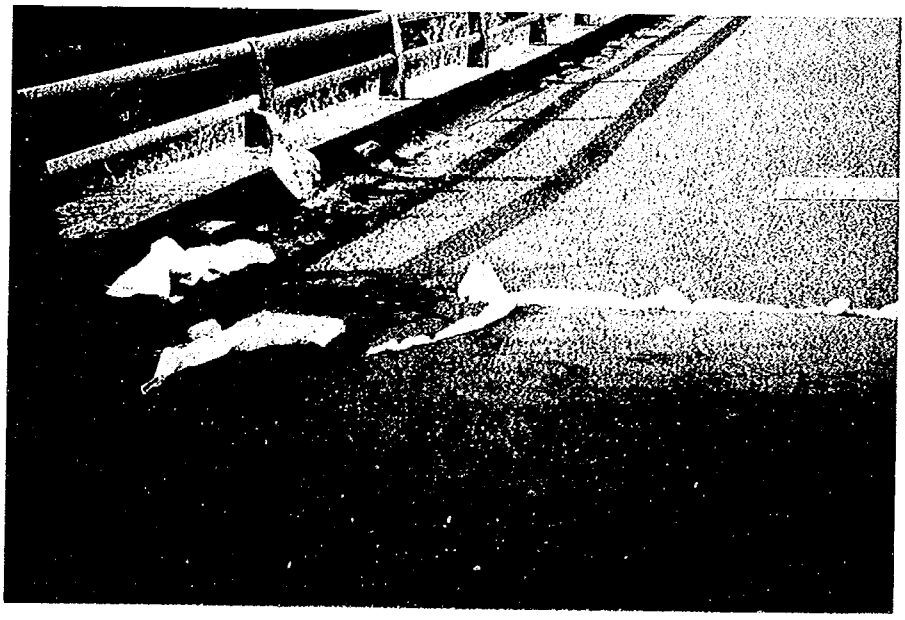


写真-8・4　常盤ダム天端（左岸袖部舗装のクラック）



写真-8・5 常盤ダム天端（右岸袖部舗装のクラック）

られなかった。なお，その後，ダム管理者が実施した調査結果によると，クラックの大部分はアスファルト舗装面直下の保護層内で収束していた。ただし，一部のクラックはコア表層に及んでいたが，堤体の余裕高の範囲にあった。しかし，安全性に万全を期すため，ダム管理者はこの部分を岩盤まで掘削除去し，再度盛立てを行う予定である。

3.2.7 谷山ダム

谷山ダムは，近畿農政局が建設し，北淡路土地改良区に管理委託している1974年に完成した堤高28.2mのゾーン型アースフィルダムで，震央から約7kmに位置する。図-8・9に堤体断面図を示す。なお，本ダムには地震計が設置されていないため，地盤加速度は不明である。本ダムでは，天端舗装において堤体横断方向に数本のクラックが認められたが，最大のものでも長さ4.5m，幅3mm程度のものであった（写真-8・6）。なお，その後，ダム管理者が実施した調査結果によると，クラックはアスファルト舗装面またはアスファルト舗装面直下の保護層内で収束し，ダム堤体に影響はなかった。

3.2.8 五本松ダム

五本松ダムは，神戸市が管理する堤高33.3mの重力式粗石コンクリートダムで，震央から約19kmに位置する。本ダムは，1900年に完成した日本最古のコンクリートダムである。図-8・10に堤体断面図を，写真-8・7に堤体下流面の状況を示す。本ダムには基礎部に地震計が設置されていないため，地盤加速度は不明である。なお，ダム天端の地震計は調整不良のため，本震時の

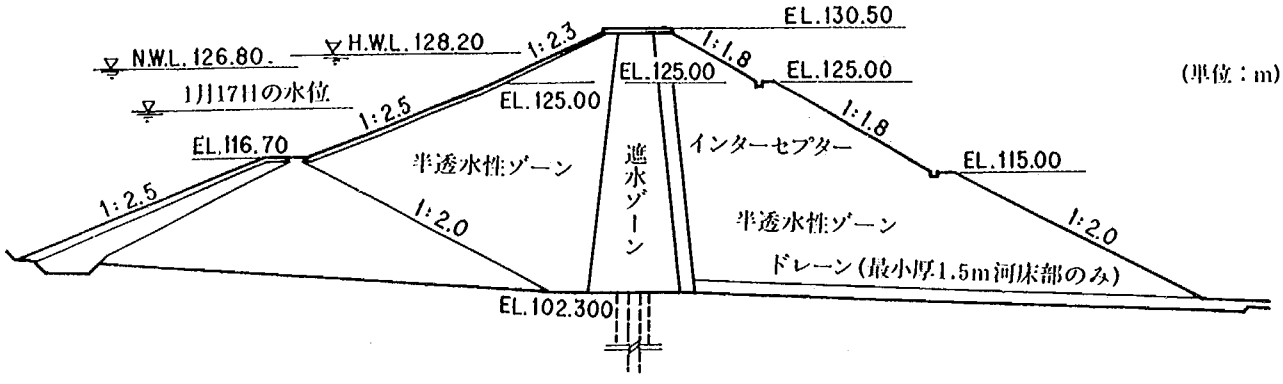


図-8・9 谷山ダムの標準断面図

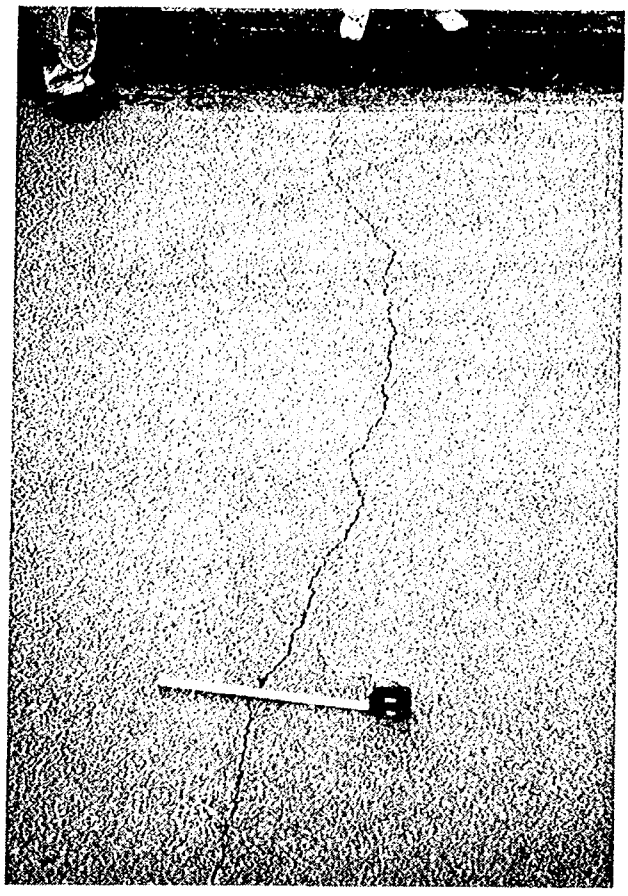


写真-8・6　谷山ダム天端
（天端舗装のクラック）



写真-8・7　五本松ダム下流面
（変状なし）

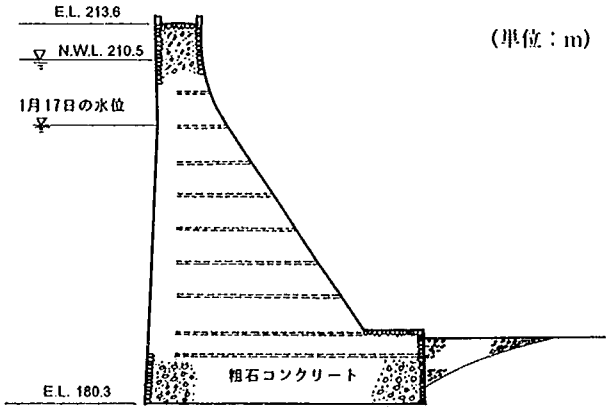


図-8・10　五本松ダムの標準断面図

加速度を確認することはできなかった。本ダムでは，左岸側に位置する非常用洪水吐きの上部から水路に落石があったが，非常用洪水吐きに異常はなかった。また，ダム天端の高欄の笠コンクリートにクラックが認められたが，ダム堤体には全く変状は認められなかった。

3.2.9　北山ダム

北山ダムは，西宮市が管理する水道専用ダムで，1968年に完成した均一型アースフィルダムである。本ダムは震央から約31kmに位置する。本ダムは，貯水地をとりまく第1から第5までの5つのダムで構成される。図-8・11に第1ダムの堤体断面図を示す。本ダムでは，第1ダム（堤高24.5m）においてダム軸方向に延長100m程度にわたって上流側法面の捨石張り部に浅い（1～1.5m）滑落を生じた。滑落は地震当日の貯水位付近に生じ，その上端は地震当日の貯水位よりもわずかに高い位置にあった。しかし，滑落は表層部に限られ，ダム堤体の安定性に影響を及ぼすものではなかった（写真-8・8）。なお，ダム管理者はこの部分について復旧を予定している。

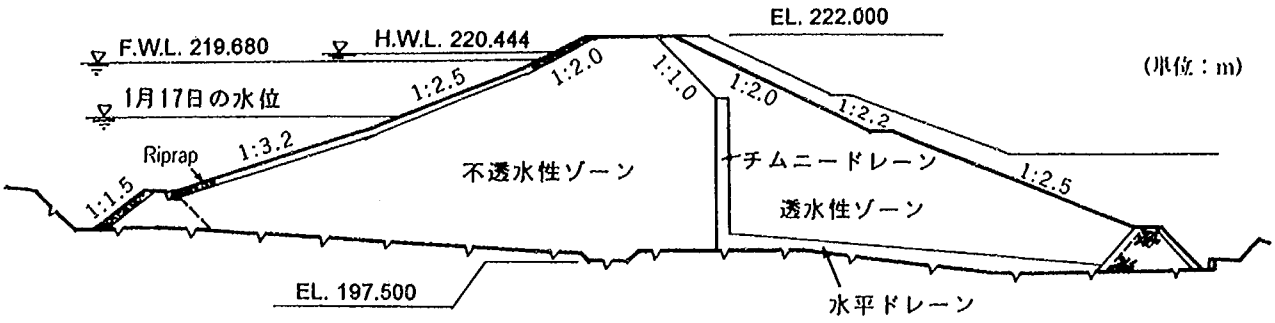


図-8・11 北山（第1）ダムの標準断面図



写真-8・8 北山（第1）ダムの標準断面図

4．ダムサイトで観測された地震動の特徴

4．1 最大加速度

今回の兵庫県南部地震において，ダムサイト岩盤で観測された最大加速度の一覧を表-8・4に，表中のダムの位置を図-8・12に示す。また，水平最大加速度（上下流方向最大加速度とダム軸方向最大加速度のいずれか大きい方）の分布を図-8・13に，鉛直最大加速度の分布を図-8・14にそれぞれ示す。なお，これらの値の中にはフィルダムの底設通廊およびコンクリートダムの底部通廊において計測された値も含まれている。なお，表-8・4には各ダムの震源断層からの距離を記しているが，ここで，震源断層とは図-8・15に示すように淡路島側では野島断層，神戸側では本震発生日の余震域の中心線を表し，震源断層からの距離とは各ダムサイトから震源断層までの最短距離を表している。

また，最大加速度の距離減衰を震源断層からの距離に対して示したものが図-8・16（水平最大加速度），図-8・17（鉛直最大加速度）である。今回の地震で183galの最大加速度を記録した一庫ダムは震源断層から約10kmの位置にある。また，ダムサイト以外の岩盤で，震源断層近傍において観測された加速度記録として，水平最大加速度213galがある[2)]。本観測地点は震源断層から10kmの距離（震央距離31km）の位置にあり，岩盤の弾性波速度（P波）も2.67km/sでダムサイト岩盤と概ね同等の岩盤と評価できる。これらの結果から，今回の地震でダムサイトとなり得るような岩盤に生じたと考えられる最大加速度は220gal程度であると推定される。

一方，水平最大加速度と鉛直最大加速度の比率を図-8.18に示す。図より，水平最大加速度が50gal以下では，水平最大加速度と鉛直最大加速度が同程度の観測値も見られるが，水平最大加速度が50galより大きくな

表-8・4　ダムサイト岩盤の最大加速度値（その１）

No.	ダム名	管理者	形式[1]	堤高 (m)	震央からの距離[2] (震源断層からの距離) (km)	地震計設置位置	最大加速度[3] 水平最大加速度[4] (gal)	上下流最大加速度 (gal)	ダム軸最大加速度 (gal)	鉛直最大加速度 (gal)	基礎岩盤
1	一庫	水資源開発公団	G	75.0	47 (10)	底部通廊	183	183	157	64	中古生代（丹波帯） 粘板岩、砂岩、互層
2	箕面川	大阪府	R	47.0	48 (11)	底部通廊	135	135	128	80	中古生代（丹波帯） 砂岩、粘板岩
3	呑吐	近畿農政局	G	71.5	19 (12)	底部通廊	111	97	111	—	中生代白亜紀（有馬層群） 流紋岩質凝灰角礫岩
4	権現	兵庫県	R	32.6	28 (28)	堤体下部岩盤	105	105	92	67	中生代白亜紀（有馬層群） 流紋岩類
5	天ヶ瀬	近畿地方建設局	A	72.0	78 (45)	底部通廊	95	43	95	24	中古生代（丹波帯） 砂岩、粘板岩
6	喜撰山	関西電力	R	91.0	80 (46)	底設通廊	90	46	90	44	中古生代（丹波帯） チャート、粘板岩
7	大野	京都府	G	61.4	82 (49)	底部通廊	29	29	26	24	中古生代（丹波帯） 砂岩、粘板岩、チャート
8	白川	奈良県	E	30.0	73 (50)	下流法尻岩盤	50	50	39	48	新生代新第三紀鮮新世（白川池累層） 泥質岩優勢層、砂質岩優勢層
9	布目	水資源開発公団	G	72.0	86 (59)	底部通廊	29	29	18	16	中生代白亜紀（領家帯） 花崗岩
10	高山	水資源開発公団	GA	67.0	90 (60)	底部通廊	13	12	13	13	中生代白亜紀（領家帯） 花崗岩
11	生野	兵庫県	G	56.5	67 (61)	底部通廊	13	6	13	16	中生代白亜紀（生野層群） 流紋岩質角礫凝灰岩
12	長谷	関西電力	G	102.0	65 (63)	底部通廊	30	25	30	22	中生代白亜紀（生野層群） 石英閃緑岩
13	黒川	関西電力	R	98.0	71 (63)	下流法尻岩盤	85	85	45	53	中生代白亜紀～新世代古第三紀（生野層群） 凝灰角礫岩、凝灰岩
14	千足	香川県	G	41.4	75 (64)	底部通廊	32	29	32	16	中生代白亜紀（和泉層群） 頁岩
15	太田第一	関西電力	R	55.5	65 (64)	底設通廊	28	27	28	20	中生代白亜紀（生野層群） ひん岩）
16	多々良木	関西電力	fa	64.5	72 (65)	堤体下部岩盤	65	45	65	20	新生代古第三紀（生野層群） 石英粗面岩質凝灰岩
17	室生	水資源開発公団	G	63.5	88 (67)	底部通廊	21	21	16	14	新生代新第三紀鮮新世（室生火山岩） 熔結凝灰岩
18	安室	兵庫県	G	50.0	76 (70)	底部通廊	38	37	38	31	中生代白亜紀（相生層群） 流紋岩質熔結凝灰岩
19	青蓮寺	水資源開発公団	A	82.0	98 (74)	底部通廊	18	18	18	14	中生代白亜紀（領家帯） 花崗片麻岩
20	猿谷	近畿地方建設局	G	74.0	79 (77)	底部通廊	18	13	18	13	中古生代（秩父累帯） 輝緑凝灰岩
21	正木	徳島県	G	67.0	95 (85)	底部通廊	33	28	33	33	中古生代（秩父累帯） 砂岩
22	福井	徳島県	G	42.5	96 (86)	底部通廊	32	32	28	15	中生代白亜紀（四万十帯） 砂岩、泥岩
23	旭	関西電力	A	86.1	91 (86)	底部通廊	14	14	14	14	中生代白亜紀（四万十帯） 砂岩、頁岩
24	石田川	滋賀県	R	43.5	124 (87)	右岸地山部通廊	12	9	12	7	中古生代（丹波帯） 粘板岩

表-8・4 ダムサイト岩盤の最大加速度値（その２）

No.	ダム名	管理者	形式[1]	堤高 (m)	震央からの距離[2] (震源断層からの距離) (km)	地震計設置位置	最大加速度[3] 水平最大加速度[4] (gal)	上下流最大加速度 (gal)	ダム軸最大加速度 (gal)	鉛直最大加速度 (gal)	基礎岩盤
25	瀬戸	関西電力	R	110.5	92 (87)	堤体底部排水路	35	29	35	12	中生代白亜紀（四万十帯） 砂岩、頁岩
26	青土	渋賀県	R	43.5	121 (88)	底設通廊	22	22	21	11	中古生代（丹波帯） 砂岩、泥質ホルンフェルス、チャート
27	蔵王	近畿農政局	R	56.0	122 (88)	底設通廊	49	49	22	25	中古生代（丹波帯） 砂岩、粘板岩
28	蓮	中部地方建設局	G	78.0	109 (93)	底部通廊	26	26	15	19	中生代ジュラ紀（三波川変成岩類） 黒色片岩、砂質片岩
29	永源寺	近畿農政局	GF	68.0	129 (93)	底部通廊	29	29	28	14	中生代白亜紀（六甲花崗岩類） 花崗岩
30	津川	岡山県	G	76.0	105 (102)	底部通廊	28	28	24	19	中古生代（三郡変成岩類）、古第三紀 粘板岩、珪長岩（貫入岩）
31	池原	電源開発	A	111.0	108 (102)	堤体下部岩盤	12	11	12	10	中生代白亜紀（四万十帯） 砂岩、頁岩
32	横山	中部地方建設局	HG	80.8	168 (131)	底部通廊	23	18	23	17	中古生代（美濃帯） 砂岩
33	西平	中部電力	G	31.5	168 (131)	底部通廊	38	21	38	25	中古生代（美濃帯） 粘板岩、チャート
34	新宮	水資源開発公団	G	42.0	148 (138)	底部通廊	10	10	8	12	中古生代（長瀞変成岩類） 砂質片岩
35	早明浦	水資源開発公団	G	106.0	166 (155)	底部通廊	9	9	7	6	中世代ジュラ紀（三波川変成岩類） 石英石墨片岩
36	上大須	中部電力	R	98.0	192 (155)	堤体下部岩盤	9	9	7	5	中古生代（美濃帯） 砂岩、粘板岩
37	稲村	四国電力	R	88.0	181 (170)	底設通廊	7	7	5	5	中生代ジュラ紀（三波川変成岩類） 黒色片岩
38	龍ヶ鼻	福井県	G	79.5	207 (172)	堤体下部岩盤	7	7	5	3	新世代新第三紀中新世 凝灰岩、凝灰角礫岩
39	目谷	中国・四国農政局	R	49.7	189 (175)	堤体下部岩盤	9	9	7	4	中生代白亜紀（広島花崗岩類） 花崗岩
40	丸山	中部地方建設局	G	98.2	214 (180)	底部通廊	6	3	6	3	中古生代（美濃帯） 砂質粘板岩
41	岩屋	水資源開発公団	R	127.5	230 (195)	堤体下部岩盤	12	12	7	2	中生代白亜紀 石英斑岩
42	阿木川	水資源開発公団	R	101.5	236 (200)	底設通廊	5	4	5	3	中世代白亜紀～古第三紀（濃飛流紋岩類） 流紋岩
43	高暮	中国電力	G	69.4	211 (200)	底部通廊	5	5	4	4	中生代白亜紀（高田流紋岩類） 花崗斑岩、流紋岩
44	野呂川	広島県	G	44.8	217 (205)	底部通廊	4	4	4	4	中生代白亜紀（高田流紋岩類） 石英斑岩
45	小屋	石川県	R	56.5	362 (328)	底設通廊	3	3	2	2	新生代新第三紀中新世 凝灰角礫岩、凝灰岩

（注）１）形式　A：アーチ式コンクリートダム，G：重力式コンクリートダム，R：ゾーン型ロックフィルダム，E：アースダム，HG：中空重力式コンクリートダム，fa：表面遮水型ロックフィルダム，GA：重力アーチ式コンクリートダム，GF：複合ダム（重力式コンクリートダム＋ロックフィル）

２）震源断層からの距離は，淡路島側では野島断層から，神戸側では余震域中央帯（地震当日）からの距離とする。距離は１km単位で記載。

３）最大加速度は，各ダムの管理者から報告された値もしくは各ダムの管理者から提供された波形をもとに解析した値である。

４）水平最大加速度は，上下流最大加速度とダム軸最大加速度のうち，大きいものを記載。また，最大加速度における－は，観測値が得られていないものを示す。

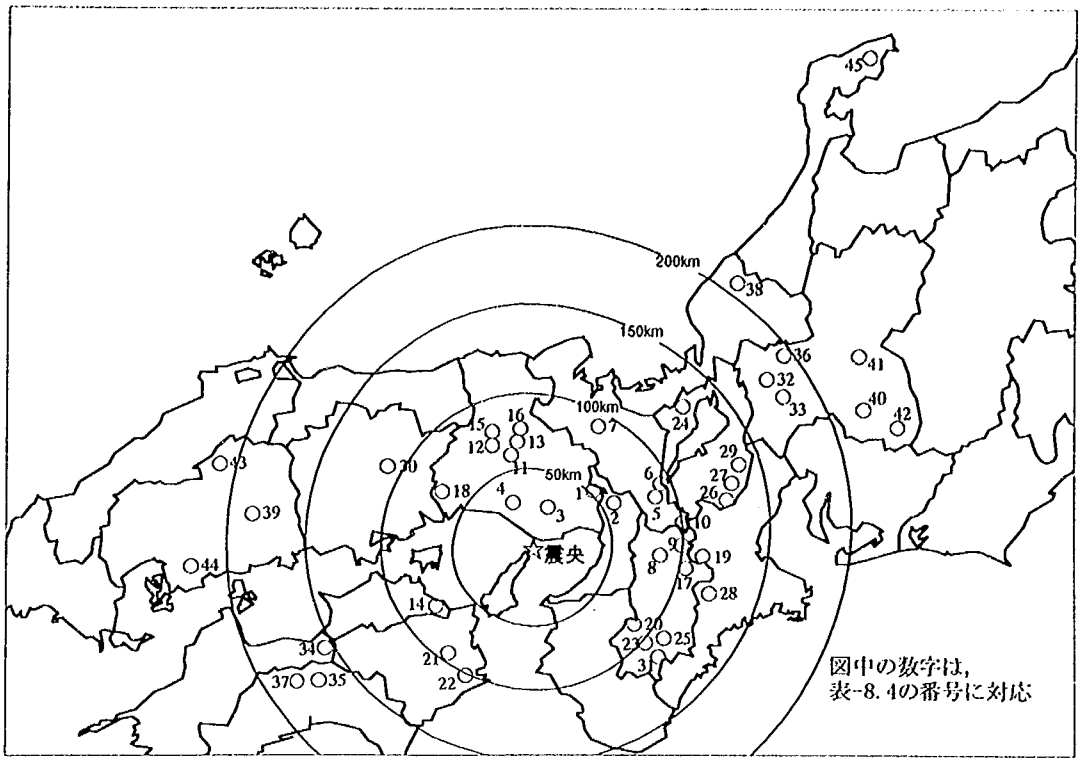


図-8・12　ダムサイト岩盤における加速度データが得られたダムの位置

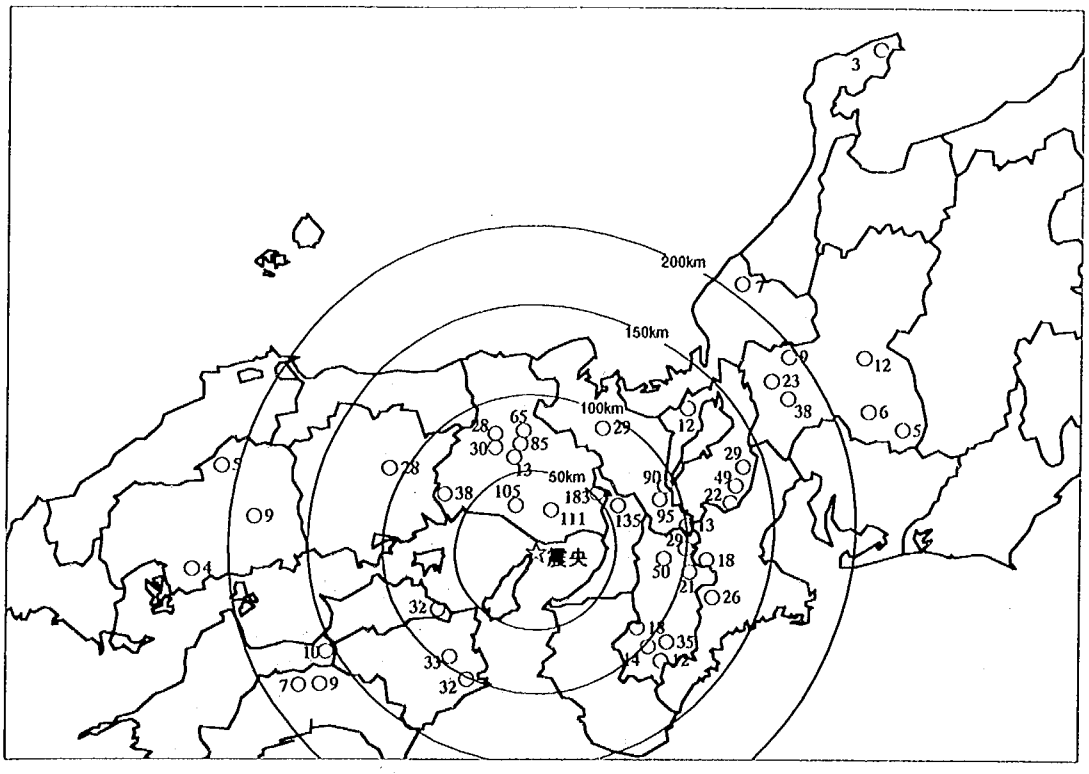


図-8・13　ダムサイト岩盤における水平最大加速度の分布

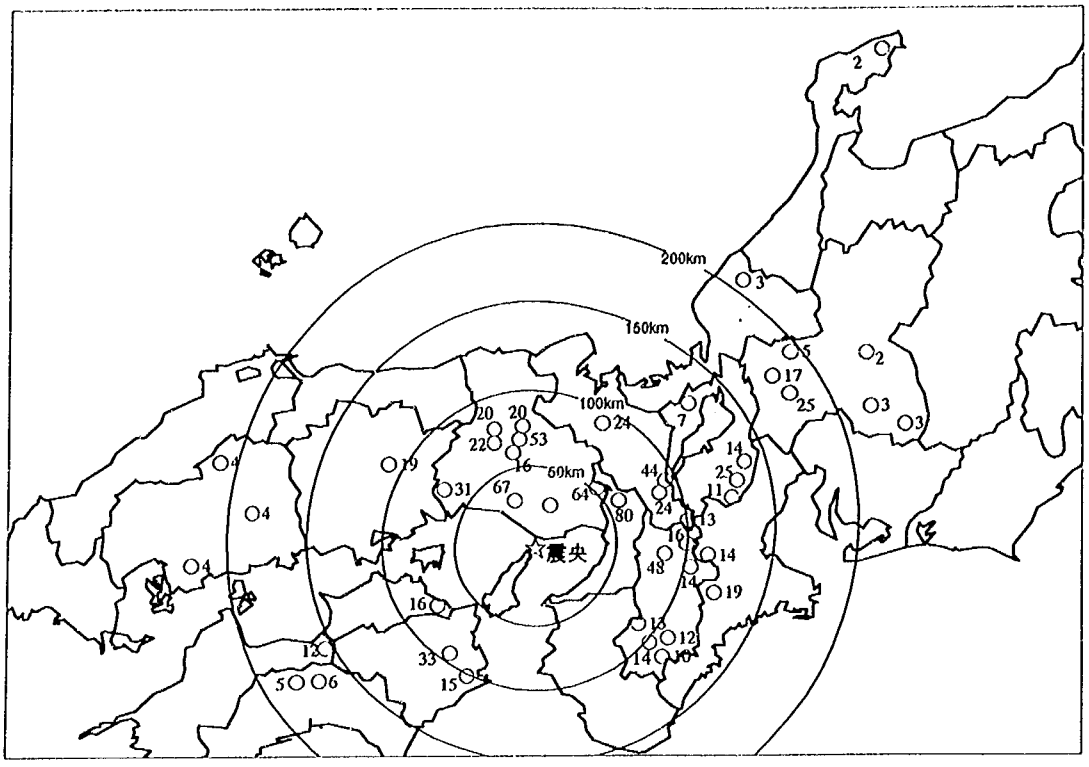


図-8・14 ダムサイト岩盤における鉛直最大加速度の分布

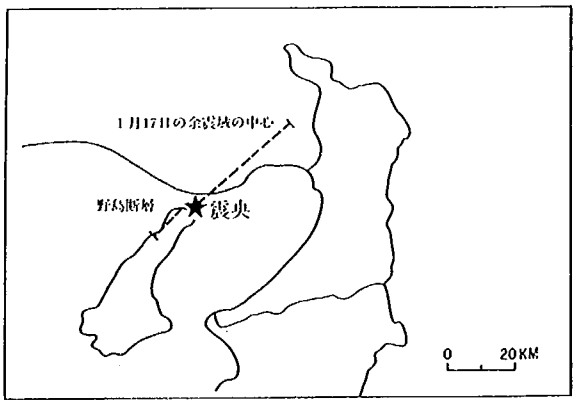


図-8・15 震源断層の定義

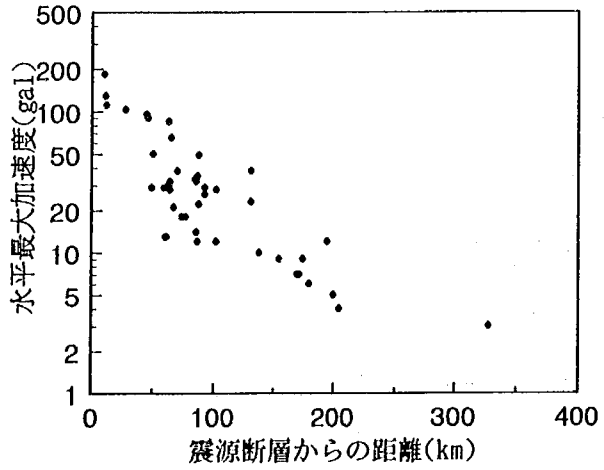


図-8・16 水平最大加速度の距離減衰

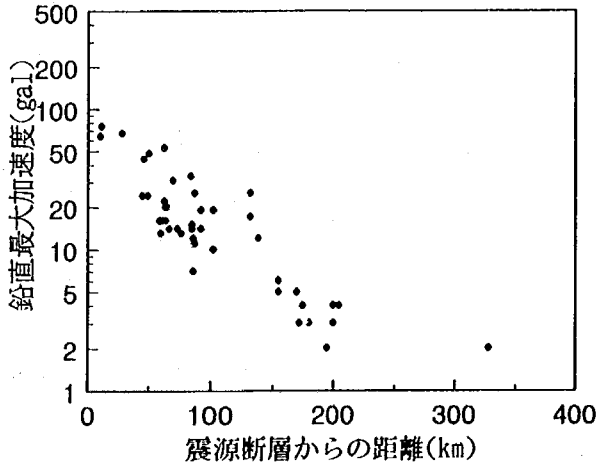


図-8・17 鉛直最大加速度の距離減衰

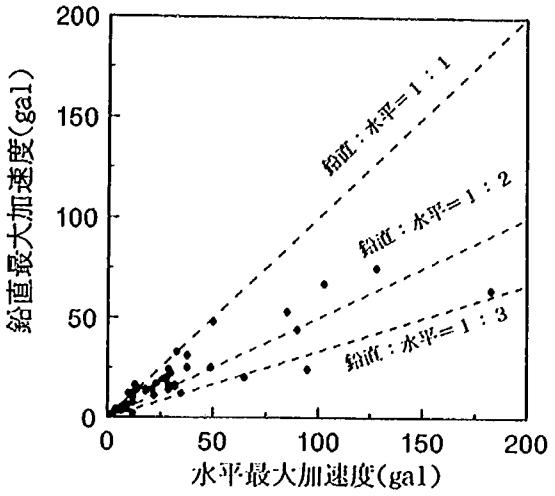


図-8・18　鉛直最大加速度と水平最大加速度の関係

ると，水平最大加速度に対する鉛直最大加速度の比率が小さくなる傾向が認められる。

4．2　加速度波形

今回の兵庫県南部地震では25ダムにおいて岩盤（堤体底部の通廊を含む）の加速度記録が得られた。このうち，特に大きな加速度を記録した一庫ダム，箕面川ダムの加速度波形を図-8・19，図-8・20に示す。

一庫ダムでは図-8・3に示す位置に加速度計が設置されている。底部通廊における水平方向の加速度は上下流方向が卓越し，その最大値は183galである。なお，100gal以上の加速度は３回（波）生じている。また，鉛直最大加速度と水平最大加速度（上下流方向）の比は35%となっている。

箕面川ダムでは図-8・7に示す位置に加速度計が設置されている。底設通廊における水平方向の加速度は上下流方向が卓越し，その最大値は128galである。なお，100gal以上の加速度は２回（波）生じている。また，鉛直最大加速度と水平最大加速度（上下流方向）の比は60%となっている。

4．3　周波数応答スペクトル

上述した一庫ダム，箕面川ダムで記録された岩盤の加速度波形の周波数応答スペクトル（減衰定数10%）を図-8・21，図-8・22に示す。一庫ダムで記録された加速度波形は周期0.3～0.5秒の加速度成分が卓越し，箕面川ダムで記録された加速度波形は周期0.5秒付近の加速度成分が卓越している。

また，図-8・23は表-8・4に示す25のダムサイトで得られた岩盤の加速度の周波数応答スペクトル倍率（最大加速度を単位の加速度に換算した応答スペクトル，減衰定数10%）を示したものである。各ダムで得られた加速度の周波数応答スペクトルの形状に多少の差があるものの，固有周期が0.6秒以上になると応答スペク

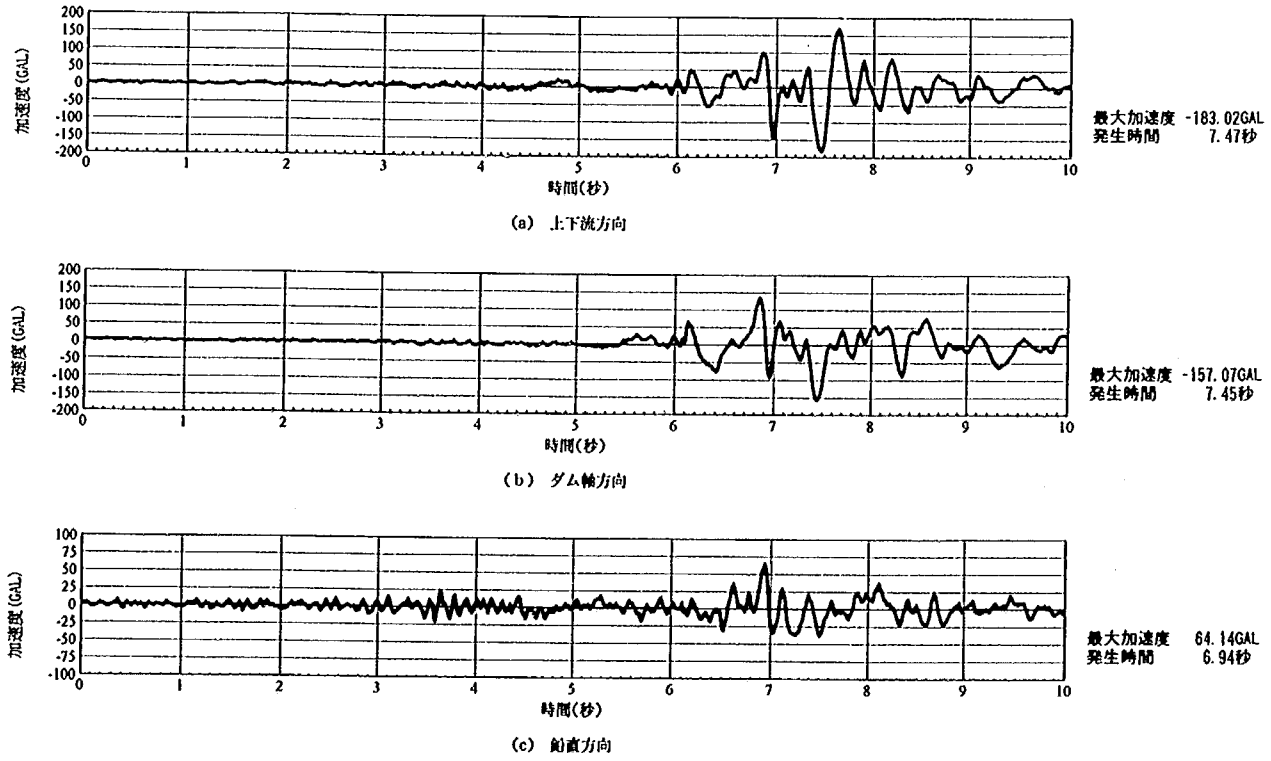


図-8・19　加速度波形（一庫ダム，底部通廊）

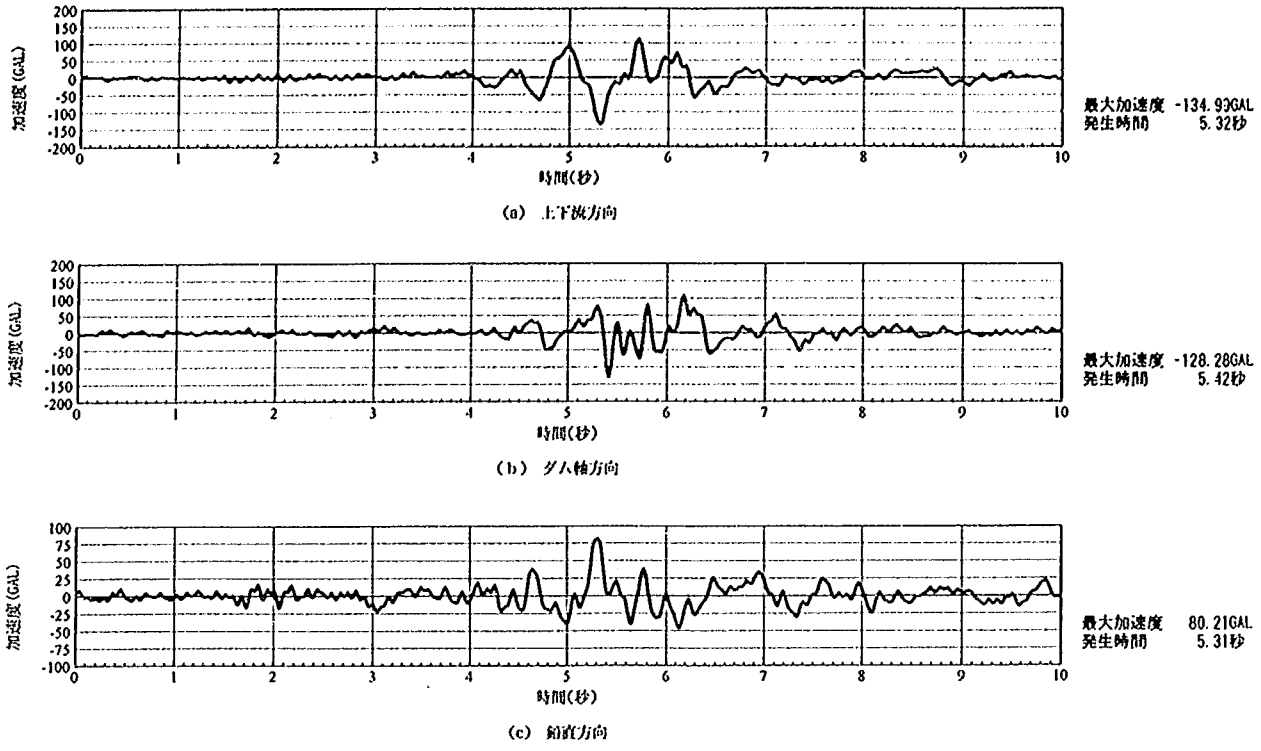


図-8・20 加速度波形（箕面川ダム，底設通廊）

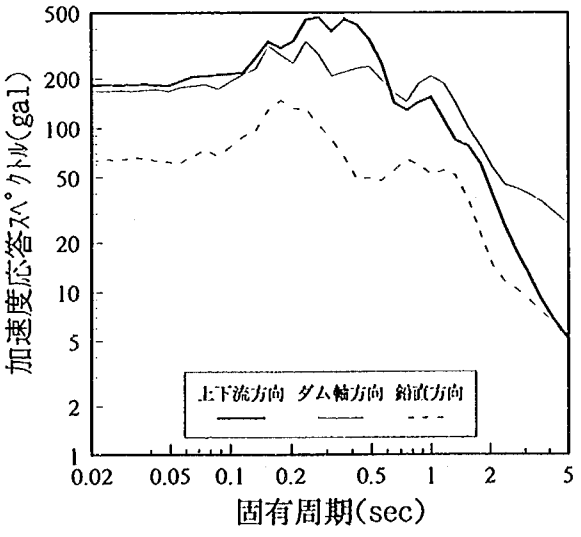


図-8・21 加速度応答スペクトル
（一庫ダム，底部通廊）

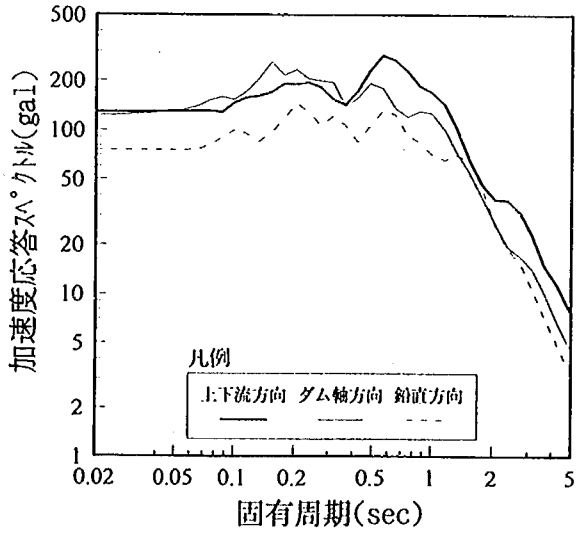


図-8・22 加速度応答スペクトル
（箕面川ダム，底設通廊）

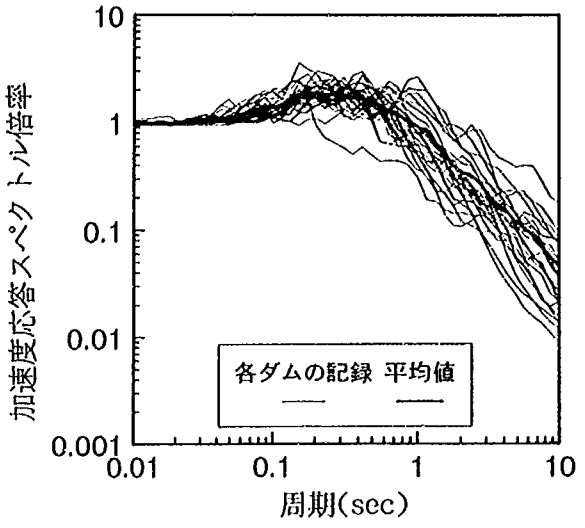


図-8・23　加速度応答スペクトル倍率
（ダムサイト岩盤，上下流方向）

トル倍率は徐々に低減している。また，ダム堤体の振動に大きな影響を及ぼすと考えられる固有周期0.1～0.5秒の範囲では，周波数応答スペクトル倍率は2.5程度となっている。

5．まとめ

1995年1月17日の兵庫県南部地震（M＝7.2）は近年まれに見る大規模な直下型地震で，兵庫県を中心に多くの人命を奪い，多大な被害をもたらした。建設省が管轄する河川区域においても，今回の地震時に震源から250kmの範囲の251ダムで，直ちにダム管理者による臨時点検が行われた。その結果，ダムの安全性に影響を及ぼすような被害は認められなかった。

また，土木研究所ダム部でも直ちに調査団を現地に派遣し，ダムの安全性を確認するとともに，地震記録などのデータ収集を行った。さらに，建設省では「ダムの耐震性に関する評価検討委員会（委員長：田村重四郎日本大学教授）」を組織し，現行設計法（河川管理施設等構造令）によって設計されたダムの耐震性について検討を加え，その安全性を改めて確認した。

ダムは土木構造物の中でも最も重要な構造物の一つであり，万が一にもその安全性を損なうような被害を生じてはならない。今回の地震で得られた貴重な経験とデータに基づいて，今後も，ダムの耐震設計の一層の高度化を図る必要がある。

謝　辞

兵庫県南部地震後の現地調査や加速度波形の収集にあたっては，建設省近畿地方建設局，農林水産省近畿農政局，兵庫県，大阪府，神戸市，西宮市，関西電力など多くの関係機関の方々に多大なご協力を得ました。ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

1）ダムの耐震性に関する評価検討委員会：ダムの耐震性に関する評価検討委員会報告書，1995年11月
2）伊澤他：兵庫県南部地震における岩盤上の観測記録，平成7年度日本建築学会近畿支部研究報告集，1995年6月
3）建設省土木研究所：平成7年兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報，土木研究所資料3362号，1995年3月

第９編　斜面災害及び砂防施設の被害

第9編　斜面災害及び砂防施設の被害

石川　芳治*1　　綱木　亮介*2
門間　敬一*3　　武士　俊也*4

by Dr. Yoshiharu ISHIKAWA, Dr. Ryosuke TSUNAKI
Keiichi MONMA, and Toshiya TAKESHI

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．斜面災害と特徴 …… 3
　2．1　斜面移動現象の分布及び規模 …… 3
　2．2　斜面移動現象と地形・地質の関係 …… 13
　2．3　斜面移動現象による主な被害とその特徴 …… 20
　2．4　地震後の降雨による斜面移動現象 …… 24
3．砂防施設の被害と特徴 …… 30
　3．1　砂防設備の被害と特徴 …… 30
　3．2　急傾斜地崩壊防止施設及び地すべり防止施設の被害と特徴 …… 56
4．まとめ …… 60
　謝　辞 …… 61
　参考文献 …… 62

＊1　砂防部砂防研究室長，農博
＊2　砂防部地すべり研究室長，学術博
＊3　砂防部急傾斜地崩壊研究室長
＊4　砂防部急傾斜地崩壊研究室主任研究員

１．概　要

平成７年兵庫県南部地震により六甲山系及びその周辺，淡路島北部では大きな地震動が発生し，斜面移動現象（山腹斜面崩壊，がけ崩れ，地すべり）が多数発生するとともに，この地域にあった砂防関係施設（砂防設備，地すべり防止施設，急傾斜地崩壊防止施設）のいくつかに軽微な被害が発生した。

建設省土木研究所砂防部及び新潟試験所では平成７年１月18日より現地調査を開始し，その後ほぼ全員が長期間にわたって現地調査を行い，斜面崩壊現象の分布や特徴，砂防施設の被害状況等について調査及び解析を実施してきた。ここではこれまでに実施してきた現地調査，空中写真判読，斜面安定解析，既往の地震による土砂移動現象との比較結果を基に，六甲山系及びその周辺，淡路島北部における今回の地震による斜面移動現象の特徴と砂防関係施設の被災実態について報告する。

調査の結果，山腹斜面崩壊は六甲山系の東・南部において多く発生し，がけ崩れは六甲山系の南側で比較的多く発生したことが判明した。また，地すべりの発生数は少なく，仁川及び有馬川の流域等で発生した。これらの斜面移動現象による死者は少なく，西宮市の仁川百合野町の崩壊性地すべりにより34名，宝塚市の宝生が丘，長田大丸町で計３名の死者が発生した。

砂防設備（砂防ダム，床固工，護岸工）には安全上重大な問題となるような大きな被害は発生しなかったが，六甲山系と周辺及び淡路島北部において計47箇所の砂防設備において小規模な亀裂（クラック）や護岸工の損傷が生じた。また，急傾斜地崩壊防止施設に関しては46区域において何らかの被害が発したが大多数が小規模な亀裂程度のものであった。地すべり防止施設には特に被害は発生していなかった。

２．斜面災害と特徴

２．１　斜面移動現象の分布及び規模

2.1.1　地震により発生した斜面移動現象の種類と分布

平成７年兵庫県南部地震により六甲山系及びその周辺，淡路島北部では大きな地震動が発生し，山腹斜面崩壊，がけ崩れ，地すべり等の斜面移動現象が発生した。

今回の地震による斜面移動現象（山腹斜面崩壊，がけ崩れ，地すべり）は六甲山系の東，南部に多く分布しており，特に住吉川，芦屋川，夙川，仁川の流域に多い（図-9・1）。一方，震源に近い神戸市須磨区，垂水区や裏六甲には今回の地震による新しい山腹斜面崩壊地は少ない。また，大部分の山腹斜面崩壊地は比較的規模の小さな表層崩壊型の崩壊であった。

建設省及び地方公共団体等では，地震直後の平成７年１月22日～27日の６日間にわたり最大259人の人員を動員し，２次災害防止のために，神戸市（北区，西区の一部地域を除く），芦屋市，西宮市，宝塚市，淡路島全域の地すべり危険箇所，急傾斜地崩壊危険箇所など1,101箇所の斜面について，緊急調査を実施した。図-9・1には，調査結果のうちから，Ａランク（継続的な監視が必要と思われるもの）とされた71箇所の分布状況を示す（淡路島など一部を除く）。

Ａランクの箇所の分布状況は，六甲山地の南に多く見られ，特に段丘の分布する谷出口付近に多くなっている。

Ａランク箇所の斜面の状況をみると，自然斜面と考えられる箇所が約30箇所であり，切土・盛土などを行った人工斜面と考えられる箇所とほぼ同数であった。これらＡランクの箇所には，宅地造成の際などに築造したと考えられる擁壁工（石積みを含む），のり枠工などの施設が施工されている箇所が多く見られた。

2.1.2　地震により発生した山腹斜面崩壊と地震動との関係

今回の地震による山腹斜面崩壊は六甲山系の東側に多く分布しており，特に住吉川，夙川，仁川，逆瀬川，太田多川，塩谷川，観音谷川の流域に多く分布している（図-9・1，写真-9・1～9・2）。この他にも新生田川，新湊川で比較的大きな山腹斜面崩壊（写真-9・3）が，六甲山系西部においても数カ所の小規模な山腹崩壊が発生している。大部分の山腹斜面崩壊地は比較的規模の小さな（幅約10～20m，長さ約50～100m，厚さ約１～２m）表層滑落型の崩壊である。

特徴的な山腹斜面崩壊としては，芦屋川中流部における右岸の岩盤斜面崩壊（高さ約50m，幅約40m）と崩土の河道への堆積（写真-9・4）がある。一方，六甲山系の東部の西宮市仁川百合野町では崩壊性地すべり（写真-9・5）が発生した。なお，淡路島北部の西側では野島断層沿いに地表面に亀裂が発生しているとともに，この断層付近では小規模な山腹斜面崩壊が発生している。

六甲山系及び淡路島北部の山地における地震動の大きさに関して，六甲山系の南部・東部の平地部におい

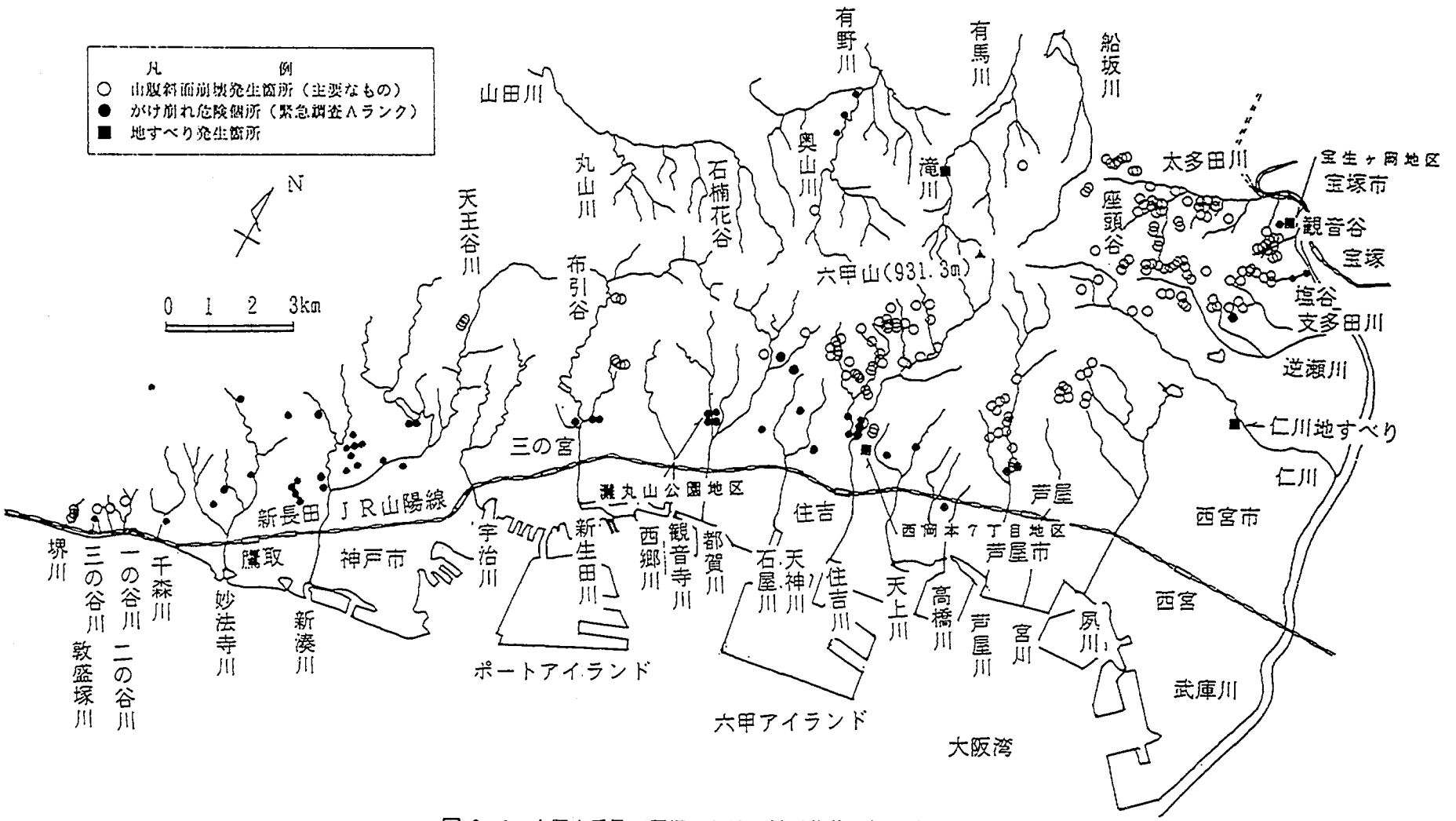


図-9・1　六甲山系及び周辺における斜面移動現象の発生箇所分布
（平成７年兵庫県南部地震によるもの）



写真-9・1　住吉川中流部における山腹斜面崩壊



写真-9・2　逆瀬川上流域における山腹斜面崩壊



写真-9・3　新生田川支川草川における山腹斜面崩壊

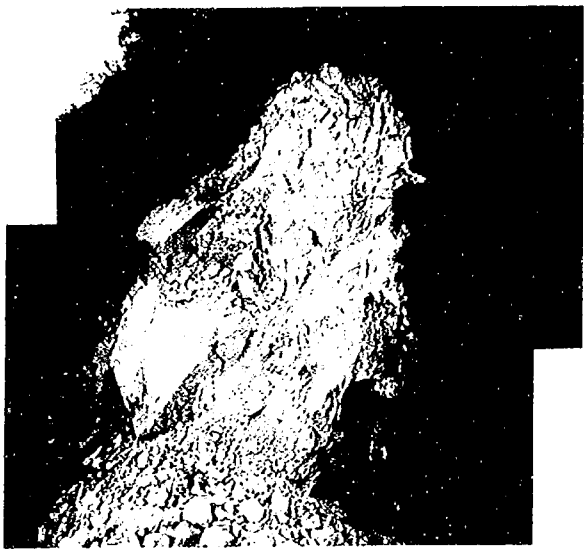


写真-9・4 芦屋川中流部における渓岸崩壊と河道への土砂の堆積

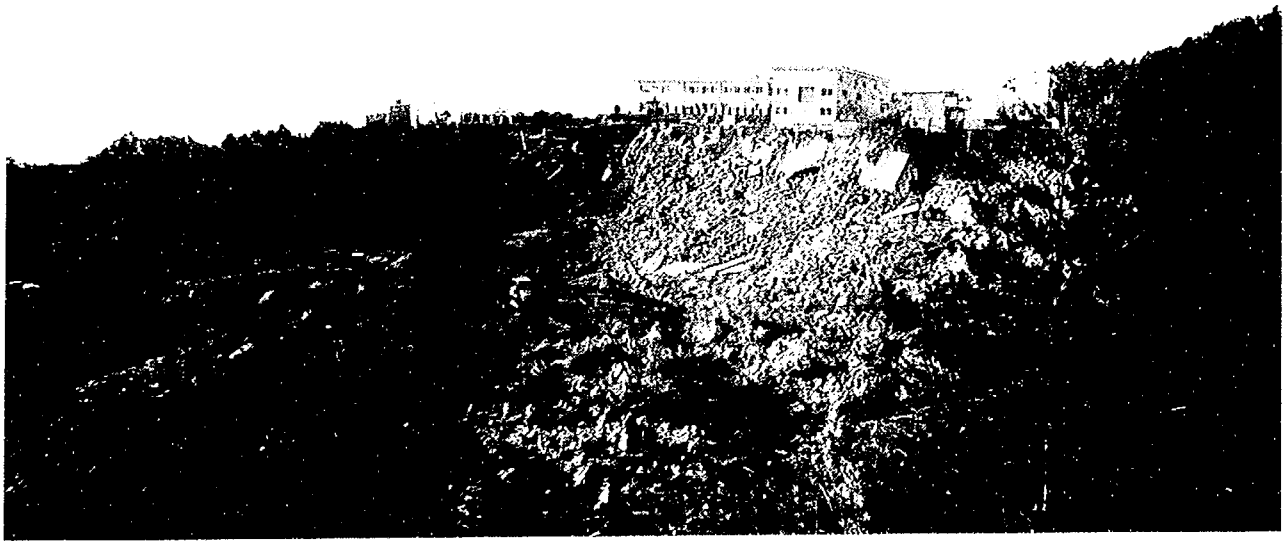


写真-9・5 仁川百合野町の崩壊性地すべり

て実施された神戸大学の野村らによる墓石の転倒率調査結果[1]及び各機関により計測された地震計による加速度データ等[2]を基に六甲山系及び淡路島北部の等加速度線分布図が「砂防設備の耐震設計に関する検討委員会：㈳砂防学会」により作成された[3]（図-9・2，9・3）。図-9・1および図-9・2より，六甲山系及びその周辺においては，山地部における加速度は海岸平地部における加速度に比べて小さかったと推測される。また，山腹斜面崩壊は，六甲山系の中では相対的に加速度の大きかった六甲山系の東・中部において多く発生している。

一方，六甲山系及びその周辺の地域に関して，地震直後の平成７年１月18～20日に撮影した空中写真を判読して山腹斜面崩壊地を１：10,000の地形図に移写して山腹斜面崩壊分布図を作成した。これを基に，六甲山系及びその周辺地区における震央からの距離と単位面積当たりの山腹斜面崩壊箇所数及び崩壊面積率の関係を調査した結果を図-9・4，9・5に示す。これらの図より震央からの距離と山腹斜面崩壊の分布にはそれ程明確な関係が認められない。これは今回の地震は断層の変位により発生したものであるため今回変位した断層沿いに大きな加速度の地域が分布しており，地震動の大きさは震央からの距離と必ずしも正比例していなかったためと考えられる。

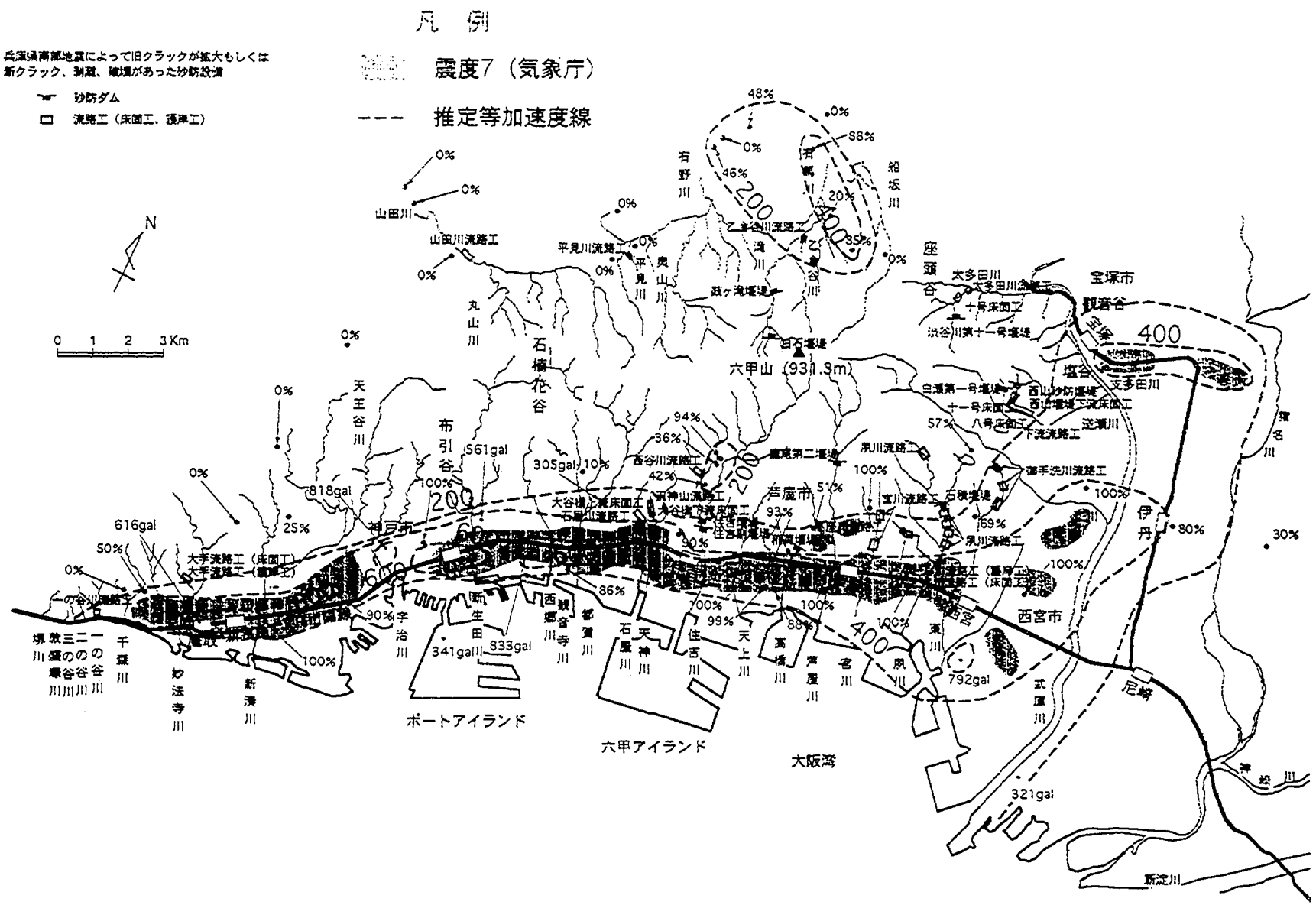


図-9・2　墓石の転倒率から推定した加速度と被災した砂防設備の分布
（六甲山系）[3]



図-9・3　墓石の転倒率から推定した加速度と被災した砂防設備の分布（淡路島北部）[3]

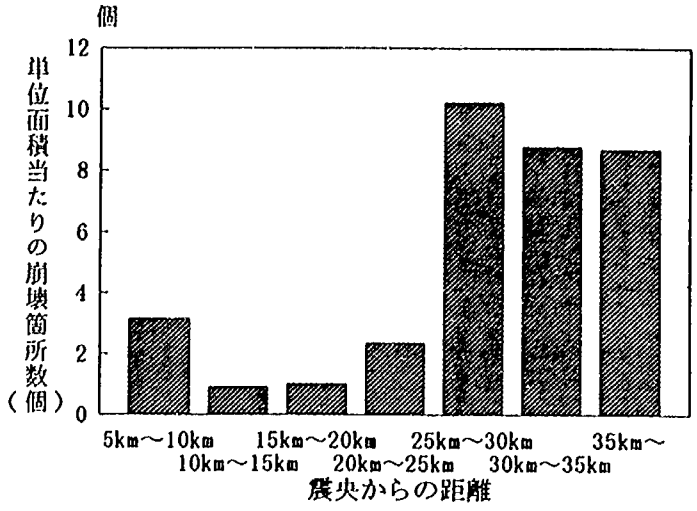


図-9・4　六甲山系及び周辺における震央からの距離と単位面積当たりの斜面崩壊箇所数

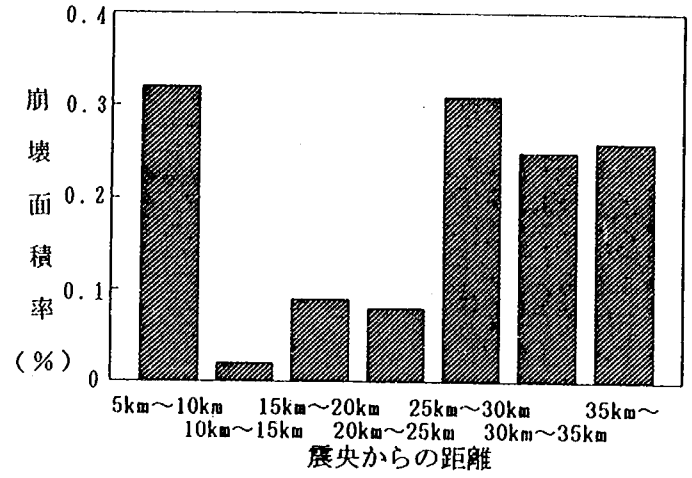


図-9・5　六甲山系及び周辺における震央からの距離と斜面崩壊面積率

2.1.3　山腹斜面崩壊と生産土砂量

今回の地震発生前の平成4年及び5年に撮影した空中写真と地震直後の平成7年1月21日に撮影した空中写真を用いて山腹斜面崩壊箇所及び面積を判読してこれを1：10,000の地形図に移写して六甲山系及びその周辺の山腹斜面崩壊分布図を作成した。これら2時期の山腹斜面崩壊分布図を基に，今回の地震により新たに発生した山腹斜面崩壊箇所及び崩壊拡大箇所の数，面積及び崩壊面積率を小流域毎に計測した。これらの結果を表-9・1，図-9・6，9・7に示す。ただし，ここで言う山腹斜面崩壊には仁川百合野町の崩壊性地すべりは含んでいない。

これらの図，表より，六甲山系全体の山腹斜面崩壊面積率は0.19%と比較的低いことが分かる。また，山腹斜面崩壊面積率は流域毎に大きく変化し，特に六甲山系東部，南部の観音谷川，住吉川，塩谷川，夙川，太多田川，石屋川，逆瀬川で高いことが分かる。

今回の地震による崩壊面積は六甲山系全体では約27.8万m^2であり，斜面崩壊の平均崩壊深さを約1.0mとすると六甲山系における斜面崩壊による生産土砂量は約28万m^3と推定される。生産土砂量は流域別では特に住吉川，芦屋川，太多田川，逆瀬川，夙川，新生田川において多かった。

なお，過去の著名な地震における山腹斜面崩壊面積及び山腹斜面崩壊面積率の調査結果を表-9・2[4)-9)]に示す。既往の地震による調査対象地域の震度，地形，地

表-9・1 六甲山系における流域別の山腹斜面崩壊調査結果
(兵庫県南部地震により発生した山腹斜面崩壊)

流域名	流域面積	崩壊個数	崩壊面積	単位面積当たりの崩壊個数	崩壊面積率
	(km²)	個	(m²)	(個／km²)	(%)
境川	0.4	1	1,370	2.5	0.34
敦盛塚川	0.2	0	0	0.0	0.00
二の谷川	0.3	0	0	0.0	0.00
一の谷川	0.7	4	5,070	5.7	0.72
千森川	0.7	0	0	0.0	0.00
妙法寺川	5.6	11	3,740	2.0	0.07
新湊川	19.7	5	930	0.3	0.00
宇治川	2.9	0	0	0.0	0.00
新生田川	11.7	18	17,100	1.5	0.15
西郷川	1.5	5	1,450	3.3	0.10
都賀川	7.5	31	10,910	4.1	0.15
石屋川	1.7	13	6,280	7.6	0.37
住吉川	10.9	129	69,590	11.8	0.64
天上川	2.3	7	1,350	3.0	0.06
高橋川	1.3	0	0	0.0	0.00
芦屋川	8.1	216	41,320	26.7	0.51
宮川	0.9	17	2,168	18.9	0.24
夙川	4.0	60	18,238	15.0	0.46
山田川	12.5	11	1,430	0.9	0.01
有野川	14.5	35	4,850	2.4	0.03
有馬川	8.3	35	9,530	4.2	0.11
船坂川	4.1	13	8,310	3.2	0.20
太多田川	7.8	96	30,130	12.3	0.39
観音谷川	0.4	21	7,570	48.8	1.76
塩谷川	0.8	20	4,760	26.0	0.62
支多田川	1.7	8	1,160	4.7	0.07
逆瀬川	5.0	71	18,110	14.2	0.36
仁川	10.3	69	12,599	6.7	0.12
合計	145.8	896	277,965	6.1	0.19

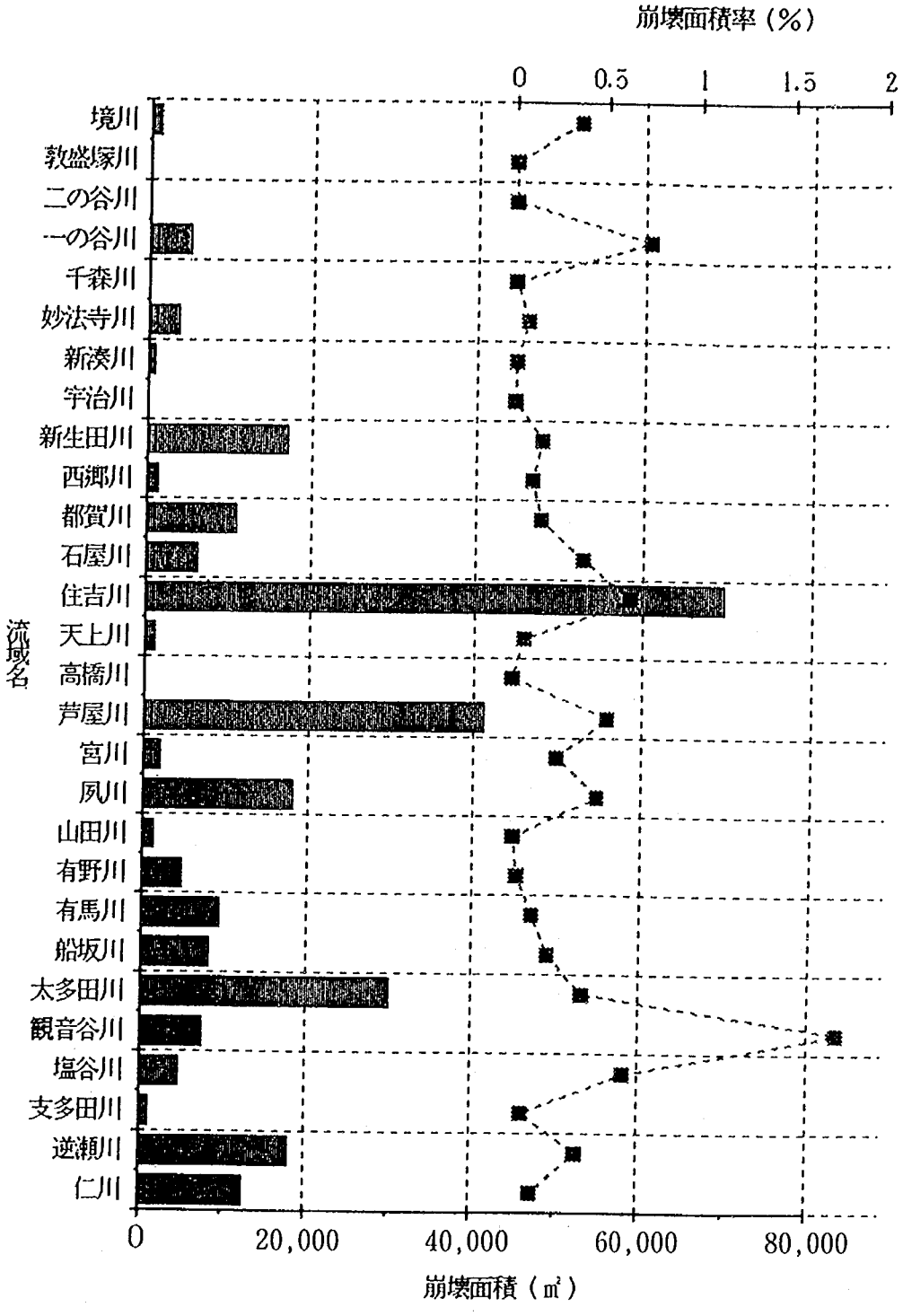


図-9・6　六甲山系における流域別の山腹斜面崩壊面積と面積率
（兵庫県南部地震により発生した山腹斜面崩壊）

質，対象面積が異なるため直接的に比較することには問題があるが，関東大地震の崩壊面積率は一部の地域では15～30%と非常に高く，その他の地震では１%前後であり，今回の兵庫県南部地震による崩壊面積率の0.19%はこれらと比較しても小さいことが分かる。

この理由としては，六甲山地における地震動が平地部に比べて小さかった，六甲山系の表層地盤は過去の豪雨による山腹斜面崩壊により不安定な部分が削り取られて少なくなっていた，平成４年から西日本一帯では降水量が極端に少なく山腹斜面の表土が乾燥しており強度が高まっていた等いろいろと考えられているが，明確な結論を得るには至っていない。

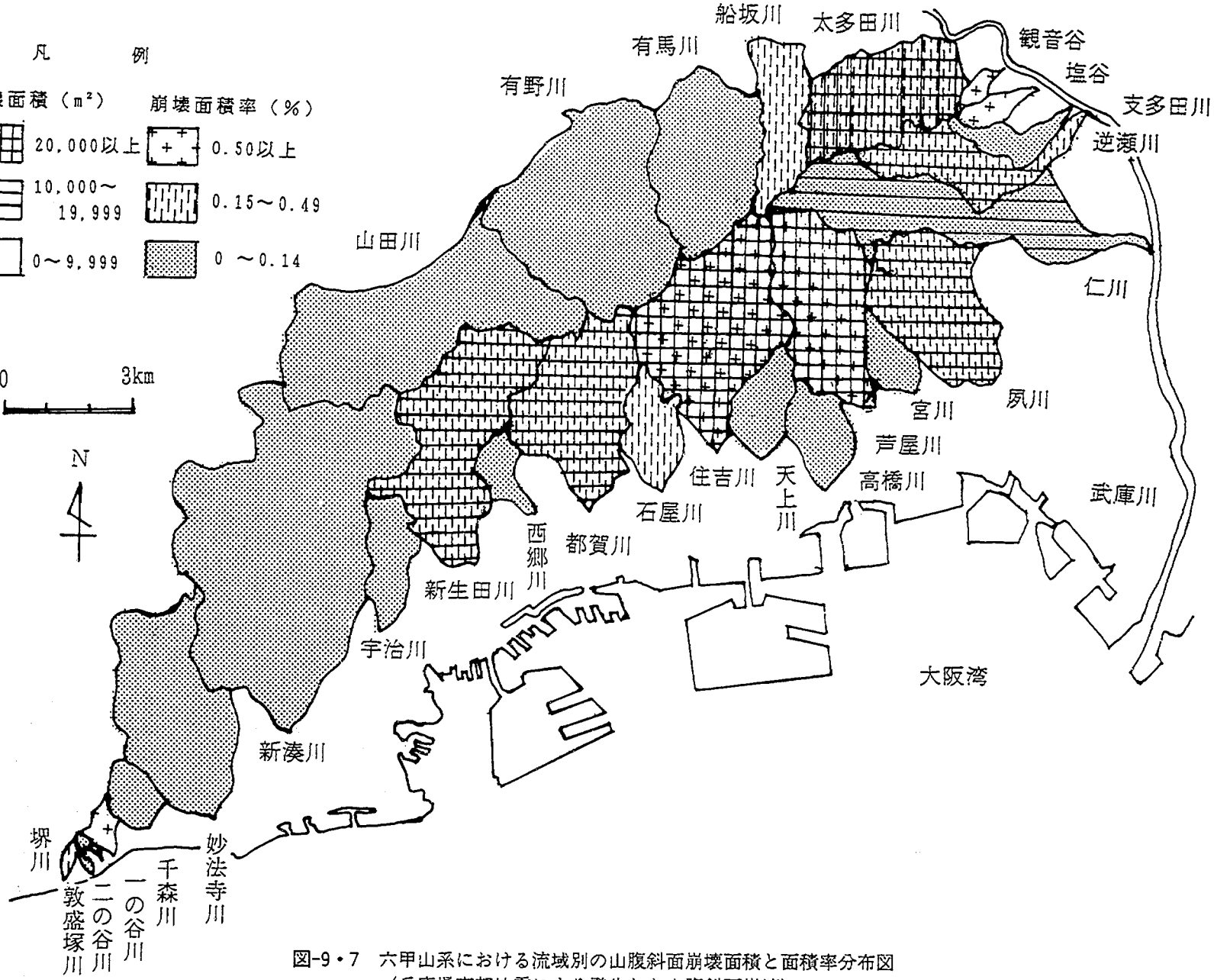


図-9・7　六甲山系における流域別の山腹斜面崩壊面積と面積率分布図
（兵庫県南部地震により発生した山腹斜面崩壊）

表-9・2　過去の著名な地震における山腹斜面崩壊及び崩壊面積率

地震名（月日）	対象地の震度	対象面積 (km²)	対象崩壊面積率（%）	主要地質	文　献
1．関東大地震（1923.9.1）	6	52.7	15.2	第三紀層・花崗岩	山口・川辺（1982）[4]
		25.49	3.98		安江・仲野（1981）[5]
		100.32	4.47		安江・仲野（1981）[5]
		86.0	7.0		自然災害科学総合研究班(1982)[6]
		52.0	34.6		大村ほか（1980）[7]
2．福井地震（1948.6.28）	6	326.0	0.61	洪積層	大村ほか（1980）[7]
3．今市地震（1949.12.26）	6	233.5	0.24	古生層・花崗岩	大村ほか（1980）[7]
4．新潟地震（1964.6.16）	5	386.4	0.06	第三紀層・花崗岩	尾張・駒村（1965）[8]
		19.25	0.23		安江・仲野（1981）[5]
		151.0	0.21		大村ほか（1980）[7]
5．十勝沖地震（1968.5.16）	5	17.4	2.36	第四紀火山灰類	安江・仲野（1981）[5]
6．伊豆半島地震（1974.5.9）	5	82.7	0.90	第三紀層（火山岩）	大村ほか（1980）[7]
		2.47	0.58		安江・仲野（1981）[5]
7．伊豆大島地震（1978.1.14）	5	300.0	0.47	第三紀層（火山岩）	大村ほか（1980）[7]
		11.59	1.24		安江・仲野（1981）[5]
8．長野県西部地震（1984.9.14）	5～6	92.9	0.36	中生層・流紋岩	土研報告書（1985）[9]
9．兵庫県南部地震（1995.1.17）	5～6	約140.0	0.19	花崗岩	建設省資料

2．2　斜面移動現象と地形・地質の関係

2.2.1　斜面移動現象と地形の関係

過去の地震による山腹斜面崩壊事例の調査，研究結果から，段丘など遷急線（図-9・8）を持つ山腹斜面が崩壊しやすい傾向が認められている。地震時の山腹斜面崩壊の発生場所を予測する上で，遷急線の有無は重要な要因であるとされている[10),11)]。また，地震時には突出した地形が一つの単位として振動することから，斜面崩壊にはその斜面が属する尾根地形（図-9・9）も影響しているものと考えられる。

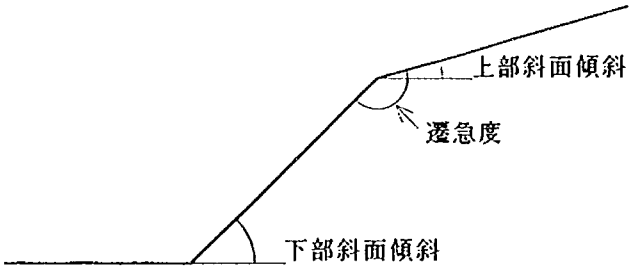


図-9・8　遷急度の定義

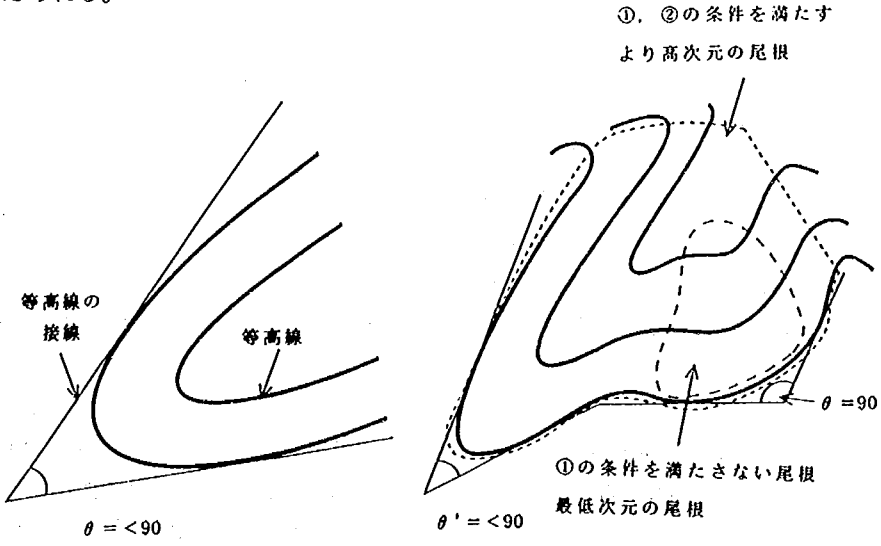


図-9・9　尾根の抽出法

そこで，今回の兵庫県南部地震により発生した山腹斜面崩壊事例と1993年7月12日の北海道南西沖地震（M＝7.8）により発生した奥尻島での山腹斜面崩壊事例[12]をもとに，蒲原ら[12]の手法を用いて遷急線や尾根方向などの地形的要因の差異における山腹斜面崩壊の発生率について検討した。

(1) 斜面の遷急線が崩壊危険度に及ぼす影響

解析対象範囲は，兵庫県南部地震では，①山腹斜面崩壊が多発していること，②震源方向に対して震源方向に沿った方向の尾根及び震源方向に対して鉛直方向の尾根が多数分布すること，③震源から比較的離れていることの3つの条件を満たす地域を選び，図-9・10に示す範囲（西宮市・宝塚市の一部）とした。また，北海道南西沖地震では，図-9・11に示す山腹斜面崩壊の多発した幌内川周辺の勝澗層，青苗川層分布域[13]とした。

対象範囲内の山腹斜面崩壊箇所数は，兵庫県南部地震では，71カ所認められ，このうち，47箇所については遷急線を挟んだ山腹斜面崩壊となっている。また，北海道南西沖地震では，44箇所発生しており，41箇所は遷急線を挟んだ山腹斜面崩壊となっており，遷急線が山腹斜面崩壊発生に影響していることがわかる。

解析には，兵庫県南部地震では1：10,000（都市計画図），北海道南西沖地震では1：5000（森林基本図）を用い，地震前後の航空写真と現地踏査から地震により発生した山腹斜面崩壊地を抽出した。

解析方法は，地形図の等高線間隔をもとに斜面を0～15°，15～30°，30～45°の3つの傾斜区分に分けた。

次に，対象地域内の遷急線について，遷急線の下部斜面と上部斜面との傾斜度の差をとり，180°からこの値を引いた値を求めた。ここでは，この値を遷急度と定義する。すなわち，遷急度が小さいほど斜面勾配の変化は大きいことになる（図-9・8）。

そして，遷急度と斜面の勾配とをパラメーターとして，下部斜面傾斜・遷急度の異なった各斜面毎の崩壊のし易さを比較した。山腹斜面崩壊のし易さは，遷急線上に崩壊頂部を持つ山腹斜面崩壊の箇所数を，遷急線の総延長で除した値（遷急線1kmあたりの山腹斜面崩壊発生箇所数）で表した。図-9・12にその結果を示す。

同一の遷急度を持つType B-1，B-2，B-3を比較すると，兵庫県南部地震の解析結果も，北海道南西沖地震での奥尻島の解析結果も，下部斜面の勾配が大きいほど崩壊発生率が大きくなっている。

また，奥尻島では下部斜面の勾配が同一の場合，遷急度が小さくなるほど崩壊発生率が大きくなる傾向が認められたが，兵庫の例では，Type C-1，Dは遷急線の長さが少なく崩壊もみられなかったことから，下部斜面傾斜が同一なら遷急度の小さい方が崩壊発生率が大きくなる傾向は認められなかった。

(2) 尾根の方向と崩壊分布との関係

地震時には，突出した地形が一つの単位として振動するので，斜面の振動特性には，その斜面の属する尾根地形が影響していると考えられる。そこで，尾根の震源に対する方向が斜面の崩壊危険度に及ぼす影響について検討した。

解析は，(1)と同じ範囲を対象として実施した。尾根は，①等高線の2接線が90°以下で交わる突出部が高さ方向に20m以上連続する地形として，地形図から抽出した。また，②高次元の尾根であっても①の基準を満たしていれば抽出するものとした（図-9・9）。

そして，尾根の方向を30°毎に区分し，尾根方向の分布状況と山腹斜面崩壊発生確率を求めた。山腹斜面崩壊発生確率とは，山腹斜面崩壊の発生した同一方向の尾根数を，対象地域内における同一方向の尾根数で除した値として定義している。また，ここで言う尾根の方向とは，稜線の傾斜方向の方位とした。

図-9・13に解析範囲内の尾根方向の分布状況を示す。この図から兵庫県南部地震での尾根の分布方向は震央方向と震央直角方向の尾根が多いことがわかる。また，奥尻島では，北～南西方向にかけての尾根が多く分布する。このように，解析区域は，震央方向に対する尾根方向による崩壊しやすさを検討するのに適当な区域であるといえる。

図-9・14に震源方向と尾根方向による崩壊発生率の関係示す。兵庫県南部地震の例では，尾根の方向が多いNE45～NE135の範囲で比較すると，震源方向と直角の方向に向いている尾根の崩壊率が高いことがわかる。同様に，奥尻島の事例においても，震央方向に対して直角方向の尾根で崩壊率が高くなっている。このことから，震央方向に対して，直角方向にのびる尾根で崩壊が発生しやすい傾向があると言える。

2.2.2 斜面移動現象と地質，活断層の関係

地震による斜面移動現象（山腹斜面崩壊，がけ崩れ，地すべり）が多く発生した六甲山系の地質は，基岩の大部分は花崗岩で占められており，住吉川の中流部左岸には先白亜紀の丹波層群（砂岩，粘板岩，チャートの互層）が，六甲山系の東部の山裾には未固結の砂質，シルト質からなる大阪層群が分布している。また六甲

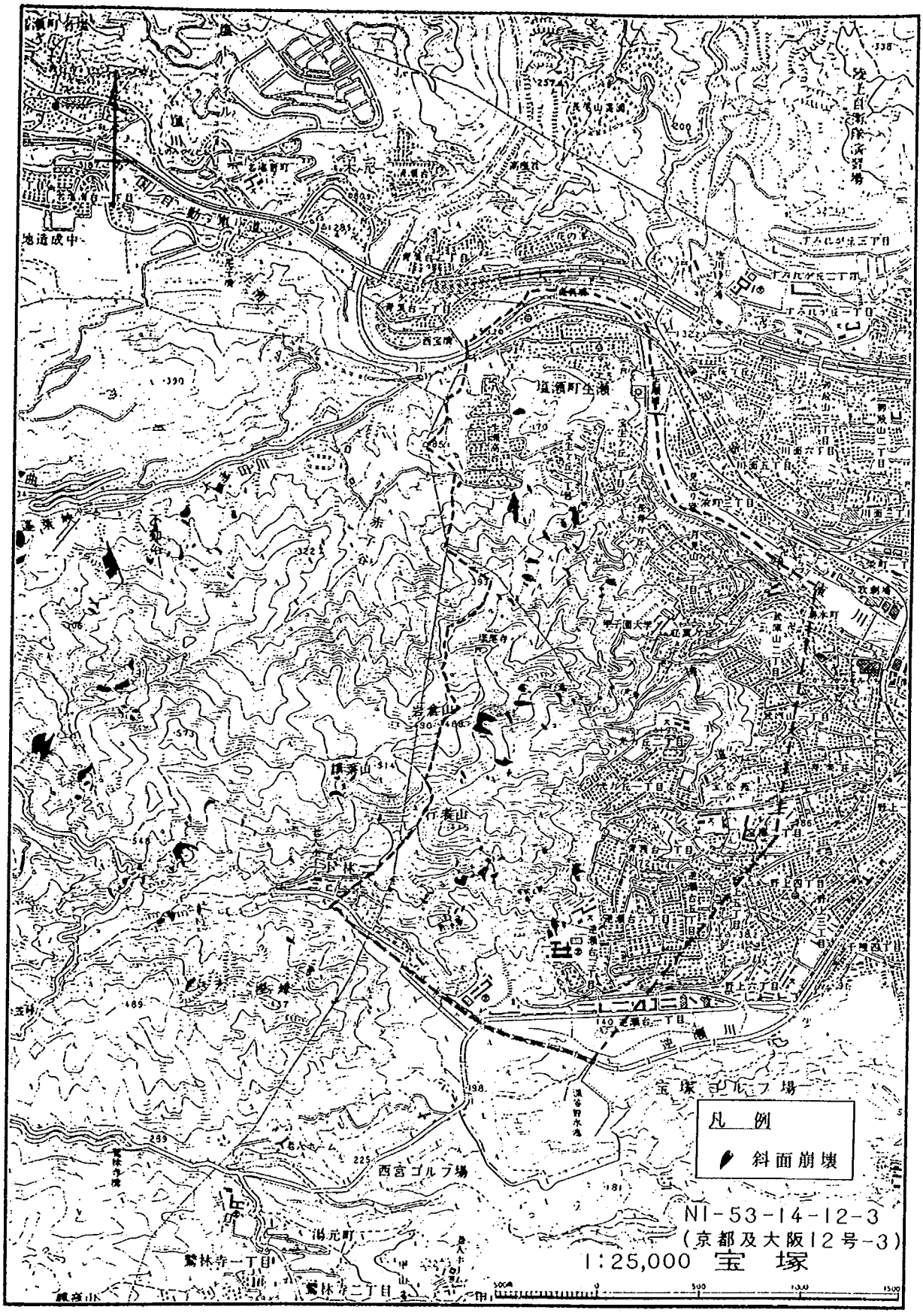


図-9・10　兵庫県南部地震での地形解析の範囲

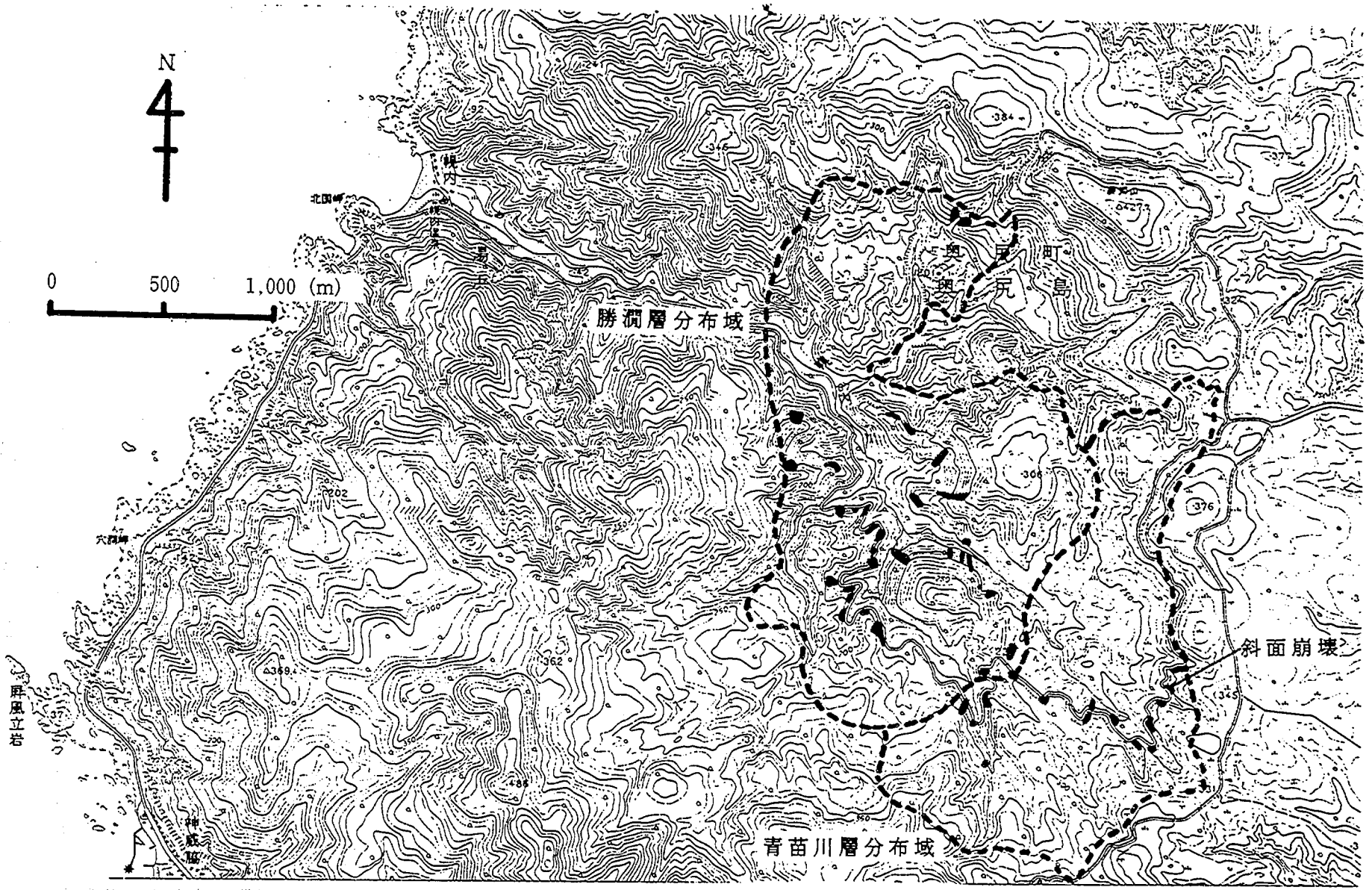
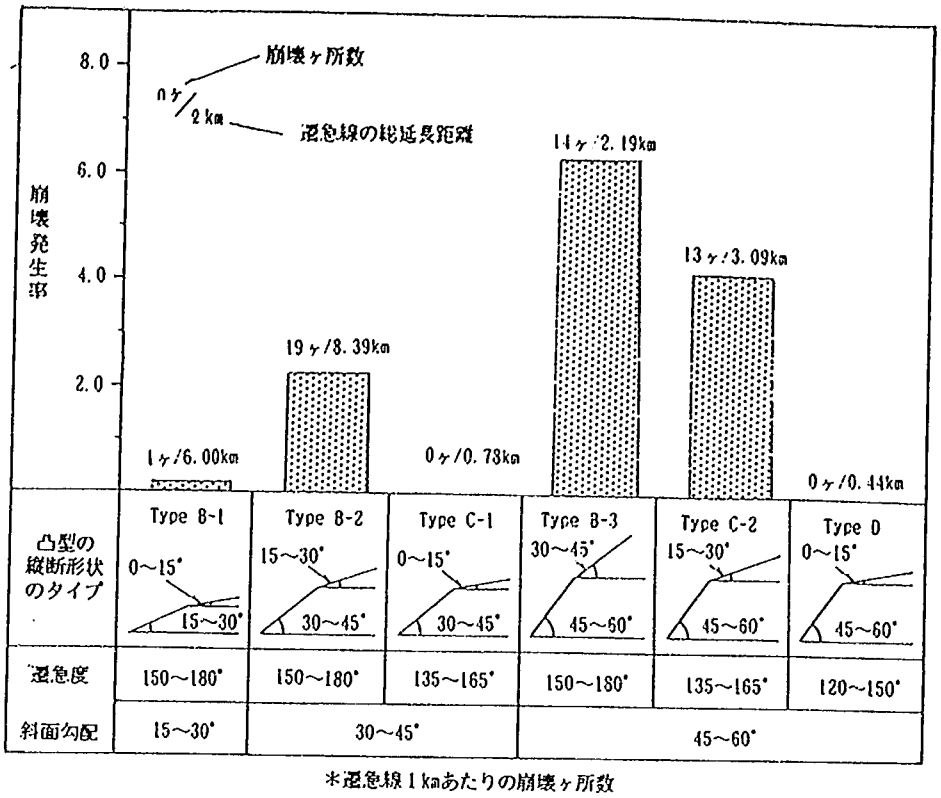
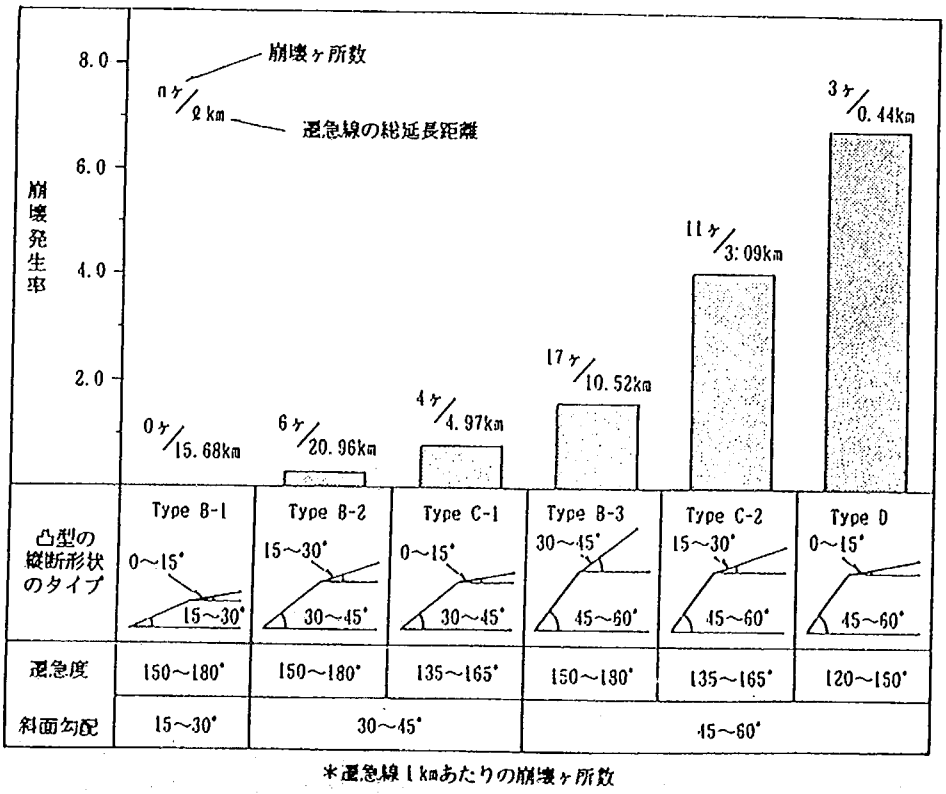


図-9・11　北海道南西沖地震での地形解析の範囲[12)]



＊遷急線１kmあたりの崩壊ヶ所数

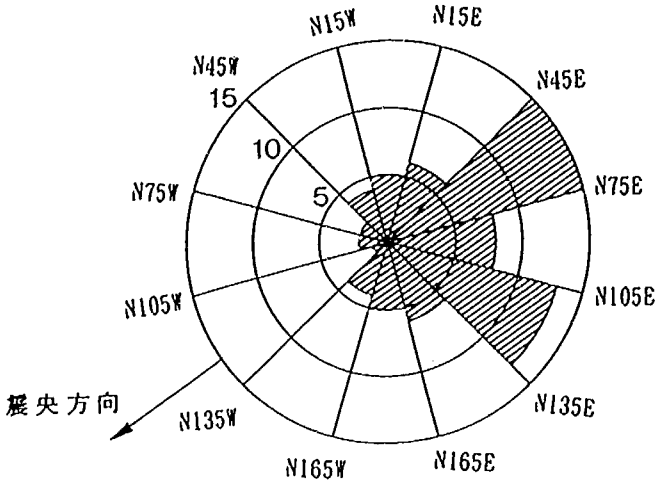
(a) 兵庫県南部地震での地形解析の範囲



＊遷急線１kmあたりの崩壊ヶ所数

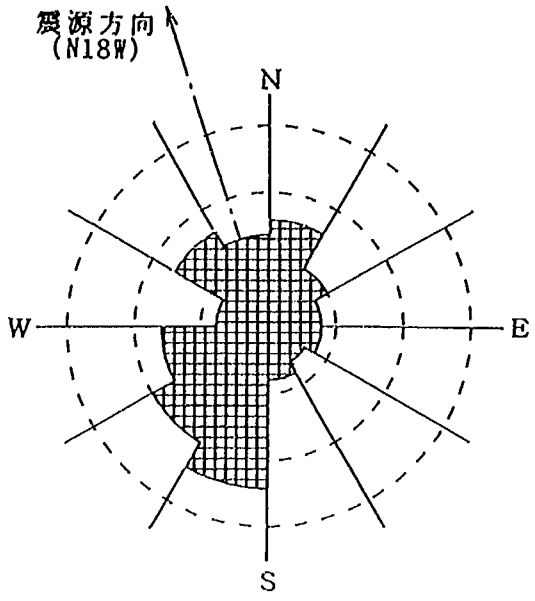
(b) 北海道南西沖地震での地形解析の範囲[13]

図-9・12　遷急度による崩壊発生率解析結果



尾根ののび方向

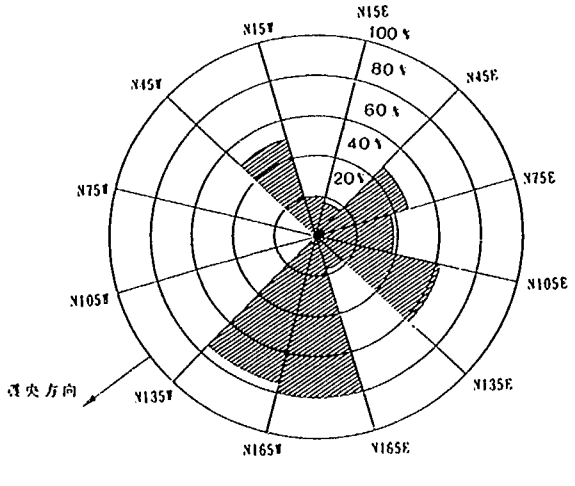
(a) 兵庫県南部地震での地形解析の範囲



尾根ののび方向

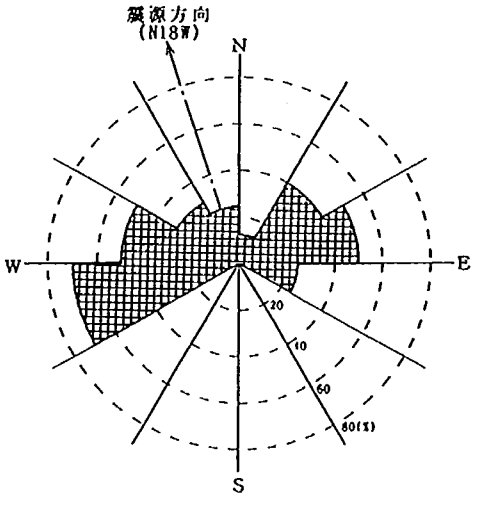
(b) 北海道南西沖地震での地形解析の範囲[3)]

図-9・13 解析範囲内の尾根の方向分布図



崩壊発生率

(a) 兵庫県南部地震での地形解析の範囲



崩壊発生率

(b) 北海道南西沖地震での地形解析の範囲[3)]

図-9・14 震源方向と尾根方向による崩壊発生率

山系周辺の谷の出口には上流より土石流や洪水により運搬された土砂が堆積した扇状地が分布している。一般に，この地域の花崗岩には断層が発達しており亀裂も多く，風化されやすい。風化された花崗岩(マサ土)は脆弱であり豪雨により斜面崩壊や崖くずれが多発する地域である。

今回の地震により山腹斜面崩壊が発生した六甲山系の大部分は花崗岩により占められているため地質の違いがほとんど無く，地質の違いによる山腹斜面崩壊の発生のし易さは明確にできなかった。特徴的な事項と

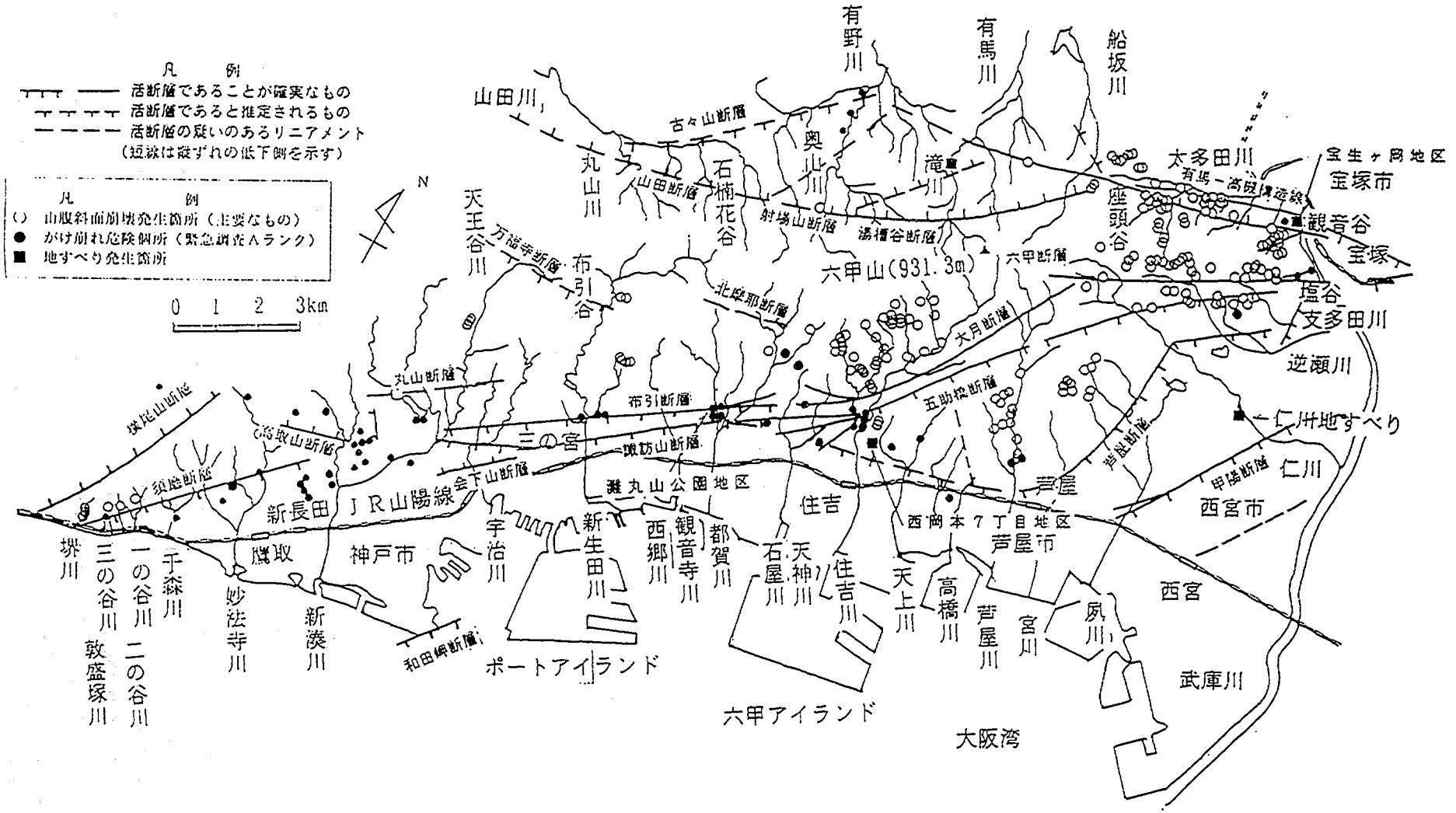


図-9・15　六甲山系及び周辺における活断層と斜面移動現象の発生箇所分布

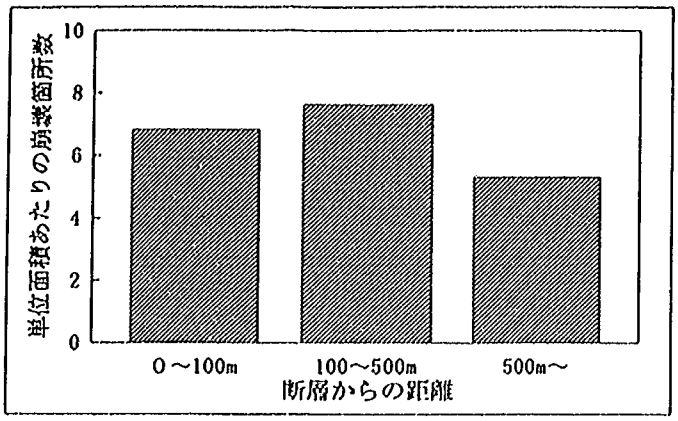


図-9・16 六甲山系及び周辺における活断層からの距離と単位面積当たりの山腹斜面崩壊箇所数

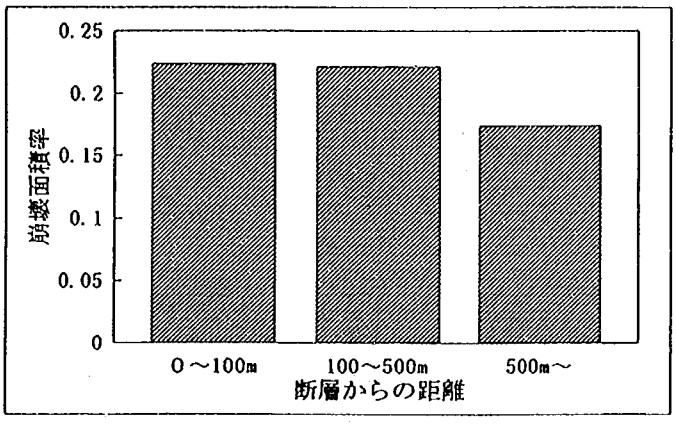


図-9・17 六甲山系及び周辺における活断層からの距離と単位面積当たりの山腹斜面崩壊面積

しては今回の地震による斜面移動現象の中では最大の規模であった西宮市仁川百合野町の崩壊性地すべりは大阪層群の地質の地域で発生した。

今回の地震は断層の変位により発生したと考えられている。六甲山系及びその周辺，淡路島北部には多くの活断層が分布しており[14]，今回の地震による斜面移動現象の多くは六甲山系では諏訪山断層，大月断層，五助橋断層，六甲断層，有馬－高槻構造線付近において発生しており，淡路島北部では野島断層沿いに多く発生した（図-9.15）。

図-9・15に示した六甲山系及びその周辺の活断層からの距離と今回の地震による単位面積当たりの山腹斜面崩壊箇所数及び山腹斜面崩壊面積の関係を図-9・16，9・17に示す。これらの図より，活断層からの距離が近い程山腹斜面崩壊の発生数及び面積は大きくなる傾向が見られるが，活断層からの距離がある程度近い範囲（500m以内）では山腹斜面崩壊発生率にそれ程大きな差はないと推測される。

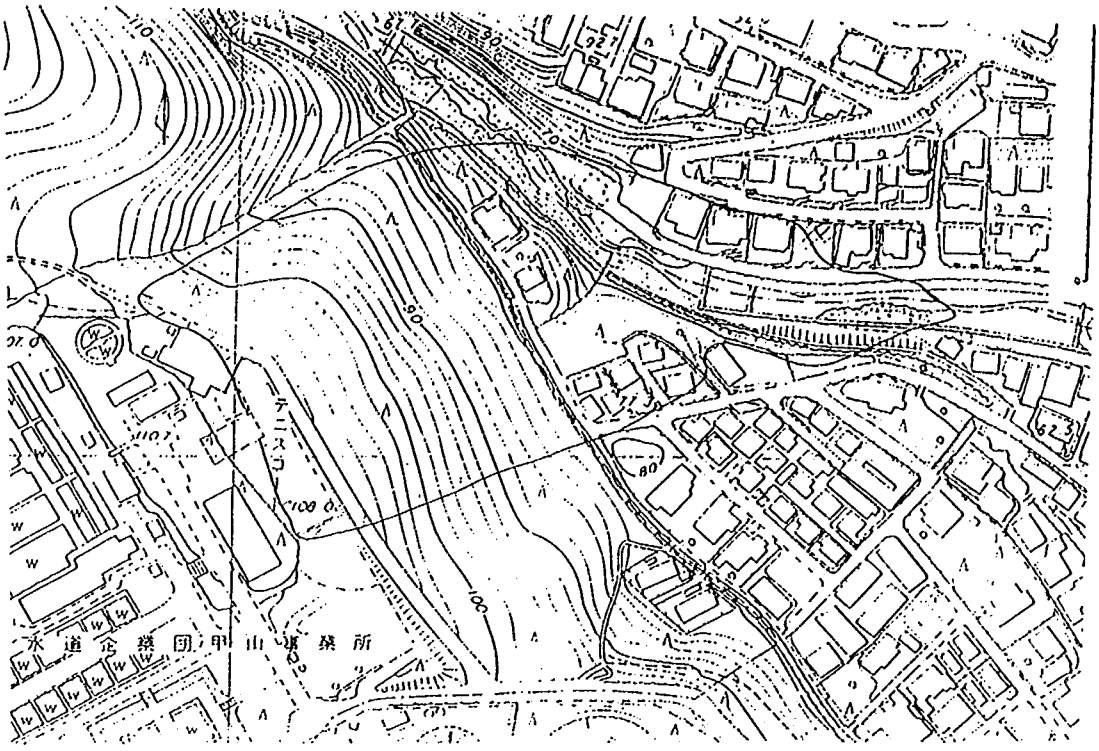
2．3 斜面移動現象による主な被害とその特徴

2.3.1 西宮市仁川百合野町の崩壊性地すべり[15]

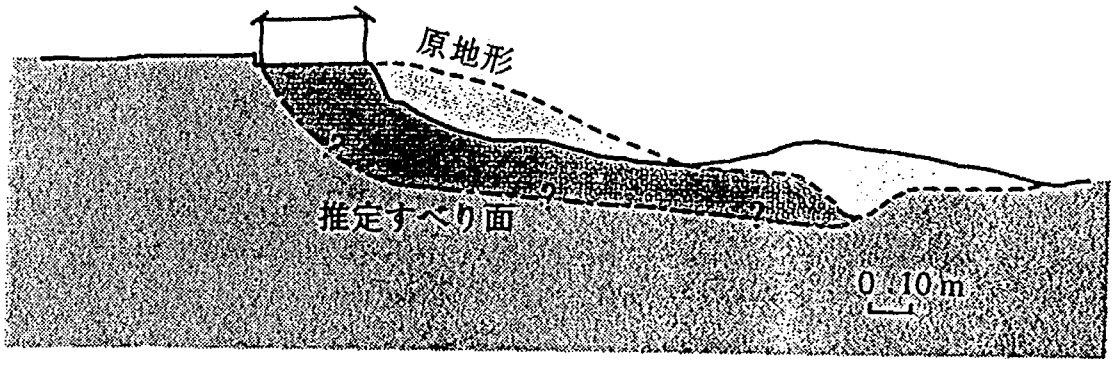
今回の地震によって被災した地すべり防止施設は2箇所で，水路工のわずかなずれ程度の軽微な損傷のみであった。一方，斜面の移動現象からみると，表-9・3に示すように，地すべり性の斜面災害8箇所において

表-9・3 兵庫県南部地震に伴う災害関連緊急地すべり対策事業野実施個所

番号	地区名	所在地
1	西岡本	神戸市東灘区西岡本
2	仁川百合野	西宮市仁川百合野町
3	有馬	神戸市北区有馬町
4	森木	津名郡北淡町野島森木
5	野島大川	津名郡北淡町野島大川
6	育波	津名郡北淡町育波
7	生穂	津名郡津名町生穂
8	宝生ヶ丘	西宮市宝生ヶ丘



(a)　平面図



(b)　模式縦断面図

図-9・18　仁川百合野町の崩壊性地すべり

発生したため，それらの箇所で災害関連緊急地すべり対策事業が実施されている。これらの箇所の中でも，西宮市仁川百合野町における崩壊性の地すべりでは34名もの人々が犠牲となった。

後述するように，一般に地震に伴う地すべりの発生は山腹斜面崩壊やがけ崩れに比較して非常に少ない。さらに，発生したとしても移動量は比較的小さいものと考えられることから，甚大な被害が発生することはそれほど多くはない。しかしながら，仁川百合野町の場合には，不幸にして地すべり性の崩壊によって大量の土塊が非常に大きな速度で移動して惨事を惹き起こした。

当地区は西宮市仁川百合野町の二級河川仁川右岸斜面に位置する，ほぼ北東向きの斜面である。平面図と，崩壊発生前の地形及び不動層との境界を推定して記載した断面図を図-9・18(a)，(b)に示す。

崩壊の規模は幅，長さとも約100m，土量10万m^3程度と推定されている。崩壊前の斜面勾配は20度程度で，その末端部と仁川との間の平坦地にあった人家が移動土塊によって破壊された。移動土塊はさらに仁川の河道を埋没させ，対岸の仁川町6丁目地内の人家3戸及び道路に及んだ。土塊の移動量は，崩壊前の斜面頭部

の舗装部分の到達距離からみて，頭部の中央で70m程度と考えられる。

また，末端部においては崩土は仁川の河道沿いに，下流へ向かって100m近くに達している（写真-9・6）。

仁川の河道は移動土塊によって埋塞されたが，水量が少なかったため，下流への土砂の流出は生じなかった。

一方，斜面の上部の平坦地は阪神水道企業団甲山事業所の敷地となっている。敷地の一部は崩壊に伴って滑落したが，その南側に隣接した区域では斜面上部の平坦地に連続性のある数条の亀裂が分布している。また，道路の取り付け部も30cmほどの変位が認められた。したがって，崩壊斜面に隣接する，南側の幅約70m，長さ約100mの斜面も地震に伴ってある程度変位したものと考えられる。

2.3.2 西ノ宮市宝生が丘1丁目の斜面崩壊

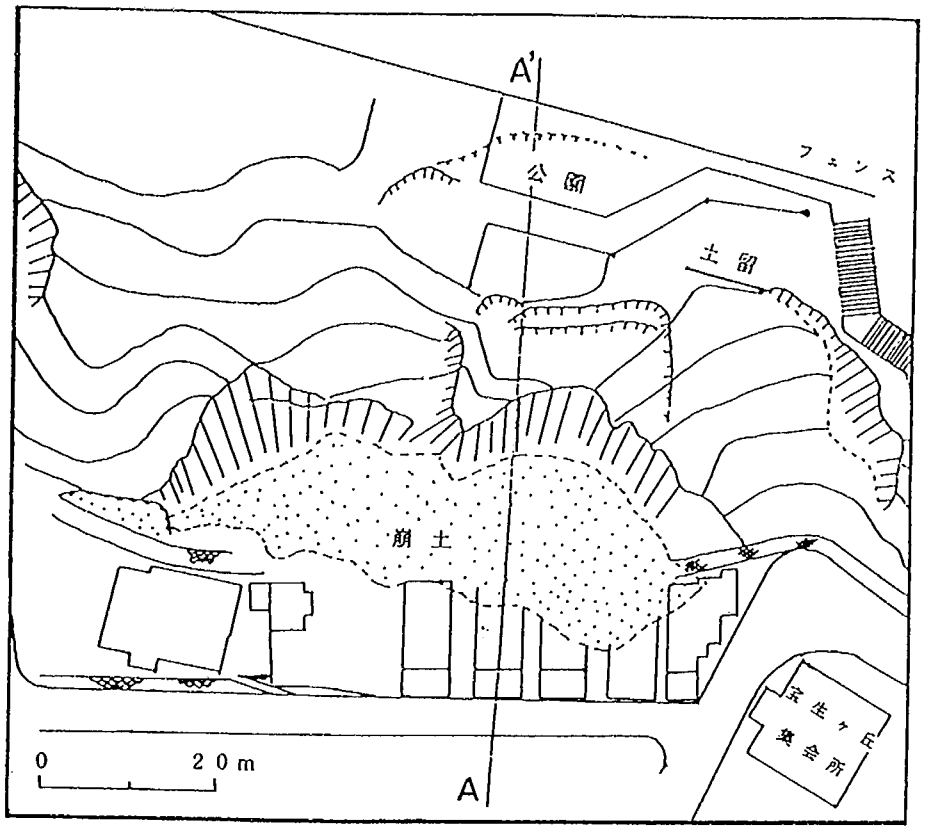
本地区では，写真-9・7，図-9・19(a)，(b)に示すように家屋の裏側の高さ約25mの斜面が崩壊した。斜面下部には擁壁工が施工されており，斜面上部には吹付工がなされていた。斜面崩壊は，以前の崩壊により吹付工が施工されていた部分において幅約50mにわたり発生し，吹付工および擁壁が破壊した。崩土は，直下にあった家屋4軒に流入・堆積し，1名の死者が出た。



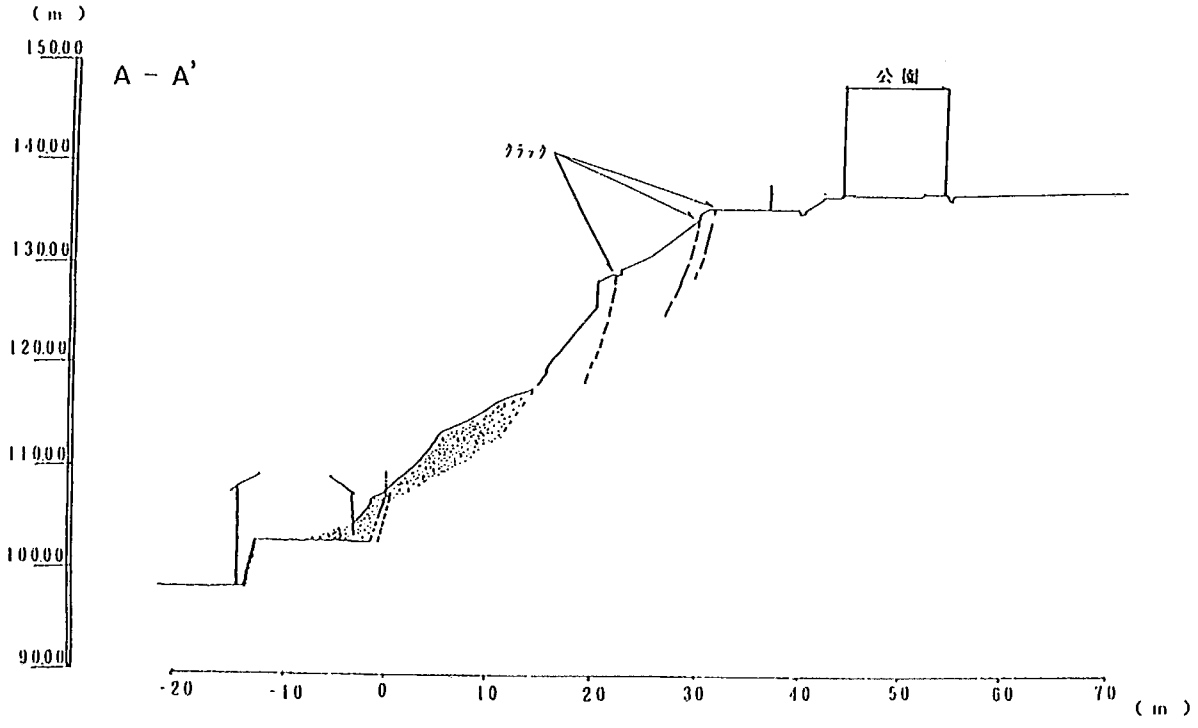
写真-9・6 仁川百合野町の崩壊性地すべり



写真-9・7 西宮市宝生が丘1丁目の崩壊



(a) 平面図



(b) 断面図

図-9・19　西宮市宝生が丘1丁目の崩壊

2.3.3 神戸市東灘区西岡本７丁目の斜面崩壊

本地区は，住吉川左岸に位置し，段丘面上に造成された住宅地であると思われる。本地区では，地震により，写真-9・8，図-9・20，9・21に示すように幅約20m，長さ約20mにわたって斜面崩壊が発生した。斜面崩壊が発生した区域ののり面には，のり枠工が施工されており，崩壊地に隣接した斜面ののり枠工にもはらみだしや浮き，亀裂が認められた。また，その後背地の地盤にも亀裂が多数発生しており，崩壊の拡大が懸念された。このため，斜面の上部・下部地域である西岡本６，７丁目には避難勧告がなされ，伸縮計，光波測量，GPS測量等により斜面の監視が行われた。

2．4 地震後の降雨による斜面移動現象

2.4.1 既往の地震がその後の降雨によるがけ崩れに与えた影響

ここでは，過去の事例より地震前後の降雨による斜面崩壊発生時の雨量についてデータを整理して比較検討し，兵庫県南部地震による斜面崩壊を解析するための基礎資料とする。

なお，本検討には土木研究所資料第2583号[16]の災害実態データを用い，震度分布図を利用して震度５以上の地域で見られた崩壊斜面を抽出した。ただし，長野県西部地震については震度４以上の地域とした。



写真-9・8 神戸市東灘区西岡本７丁目の崩壊

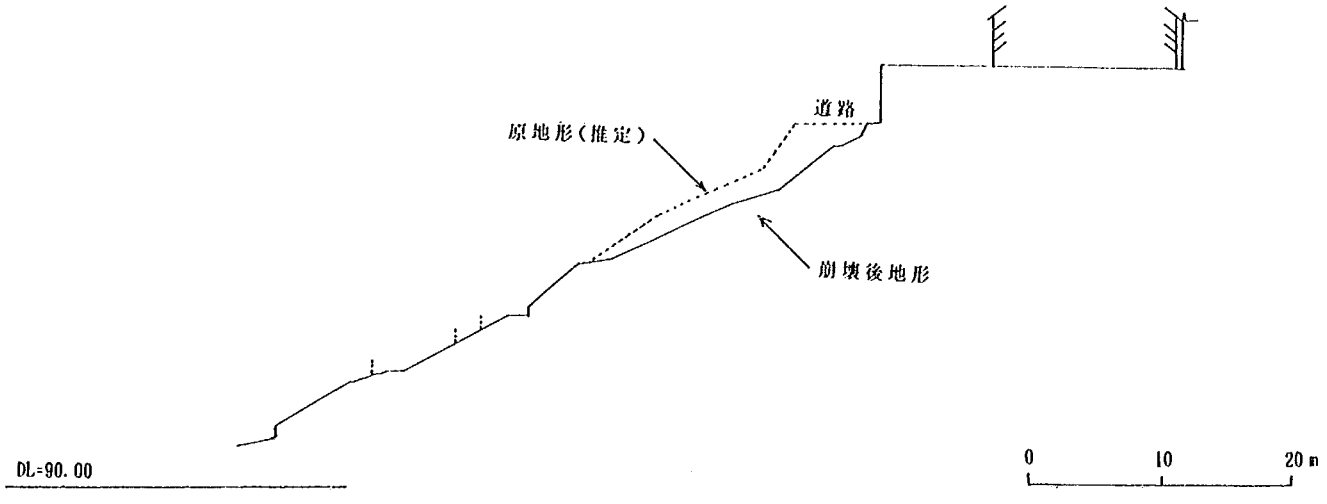


図-9・21 神戸市東灘区西岡本７丁目の崩壊（縦断面図）

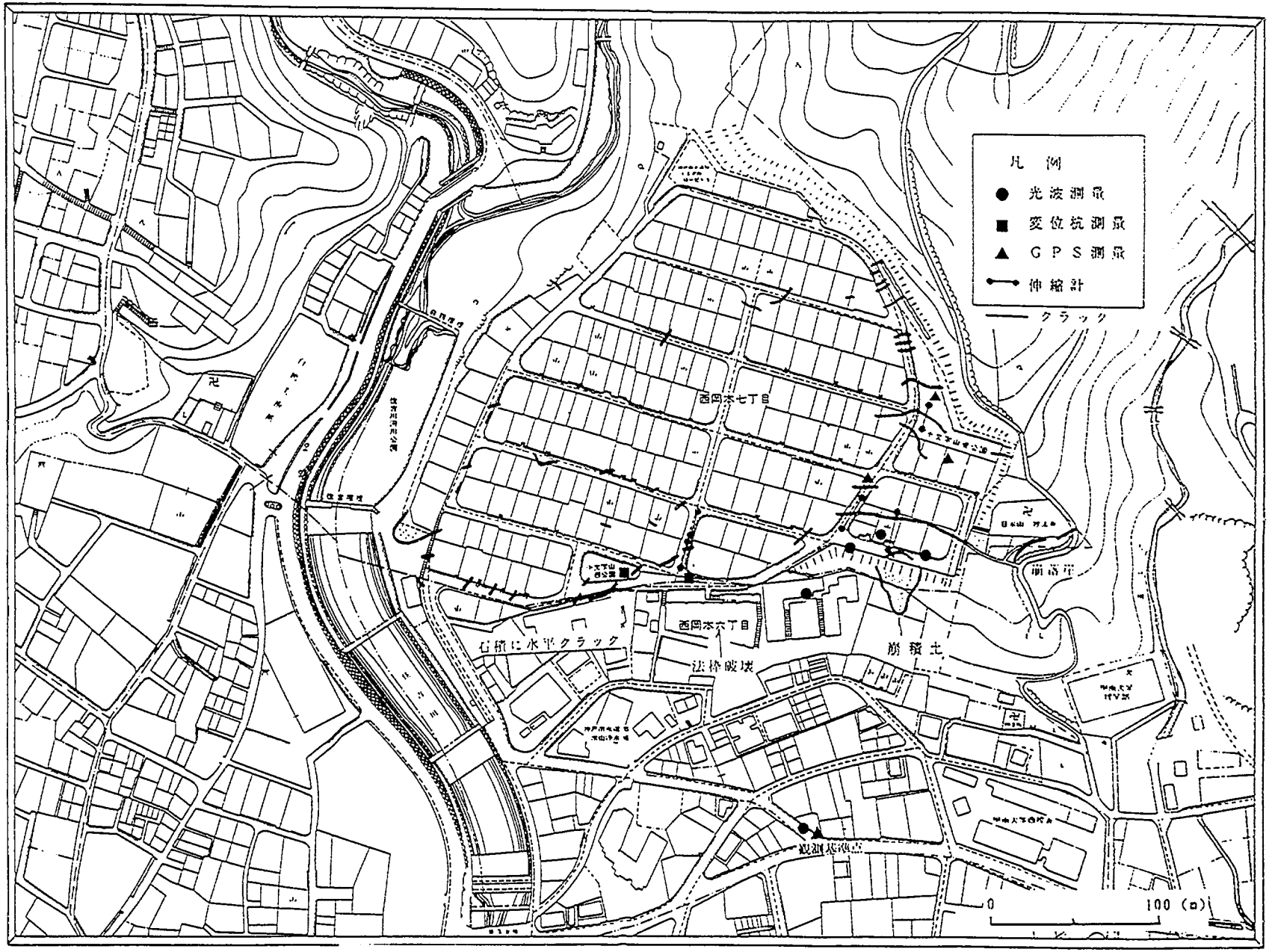


図-9・20　神戸市東灘区西岡本７丁目の崩壊（平面図）

地震及び地震前後の崩壊発生件数を表-9・4に示し，それぞれの地震において震前，震後の崩壊発生までの24時間雨量と崩壊斜面の平均傾斜角の関係を図-9・22に示す。また検討した8地震において，震前，震後の崩壊発生件数のうち，発生件数超過確率90%以上（崩壊発生件数のおよそ9割を超える時）の各降雨指標を表-9・5に示す。

それぞれの地震において震前，震後の崩壊発生までの24時間雨量と崩壊斜面の平均傾斜角の関係については，震前，震後で崩壊発生斜面の平均傾斜角には明瞭な変化はなく，崩壊発生までの24時間雨量については，長野県西部地震において明瞭に震前，震後で発生までの雨量が減少していることが図-9・22からわかる。また発生件数超過確率90%以上を示す各降雨指標については，震前，震後の崩壊発生件数のうち，発生件数の少ない釧路沖地震，能登半島沖地震，北海道南西沖地震及び特異的な千葉県東方沖地震の時間雨量400mm以上を除き，いずれの降雨指標を比較しても震後の方が少ない降雨量で崩壊が発生していることが表-9・5からわかる。したがって地震後には崩壊発生までの雨量が震前に比べて低下することが既往の事例から推測される。

2.4.2 既往の地震がその後の降雨による山腹斜面崩壊に与えた影響

兵庫県南部地震においても見られるように，ある程度大きな地震が発生すれば，大きな地震力が作用した山地では地震により山腹斜面崩壊や亀裂が発生する。これらの山腹斜面崩壊や亀裂は山腹斜面地盤の強度を減少させ，雨水の斜面への侵入を容易にさせるとともに局部的に急斜面の地形を生じさせ，さらに山腹斜面や渓流に不安定な崩壊土砂を堆積させる。このため，次期の豪雨等によりこのような山地では斜面崩壊や土石流等が発生し易くなると考えられる。

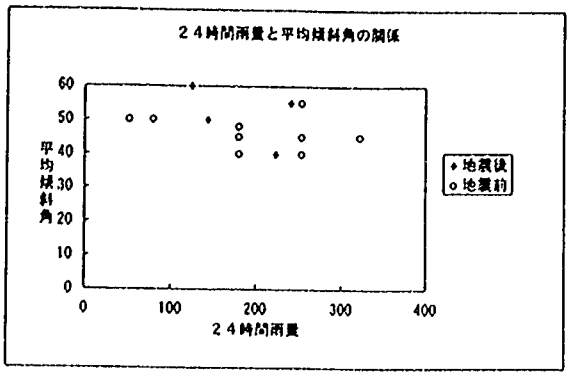
過去の地震において地震後に地震の影響により降雨による大きな土砂災害が発生した可能性のある例としては次の5例がある。

① 濃尾地震（1891年）とその後の岐阜県における洪水，山崩れ災害（1893年，18951896年）の多発
② 関東大地震（1923年）とその後の丹沢山地における土砂災害（1923年，1938年）の発生
③ 福井地震（1948年）とその後の土石流，がけ崩れ，山崩れ災害（1953年，1959年，1961年，1965年）の発生
④ 新潟地震（1964年）とその後の羽越災害（1968年）の発生
⑤ 伊豆大島近海地震（1978年）とその後の豪雨によ

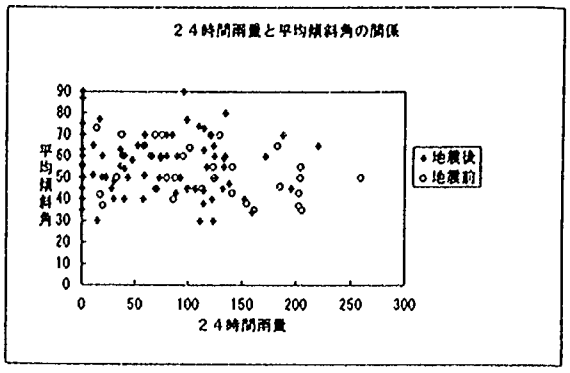
表-9・4 検討に用いた地震一覧

番号	地震名	発生年月日	マグニチュードM	崩壊発生件数		
				地震前	地震後	合計
①	伊豆大島近海地震	1977. 1.15	7.0	14	12	26
②	宮城県沖地震	1978. 6.12	7.4	34	93	127
③	日本海中部地震	1983. 5.26	7.7	28	13	41
④	長野県西部地震	1984. 9.14	6.8	51	39	90
⑤	千葉県東方沖地震	1987.12.17	6.7	11	20	31
⑥	釧路沖地震	1993. 1.15	7.8	12	3	15
⑦	能登半島沖地震	1993. 2. 7	6.6	8	4	12
⑧	北海道南西沖地震	1973. 7.12	7.8	1	13	14
合計				159	197	356

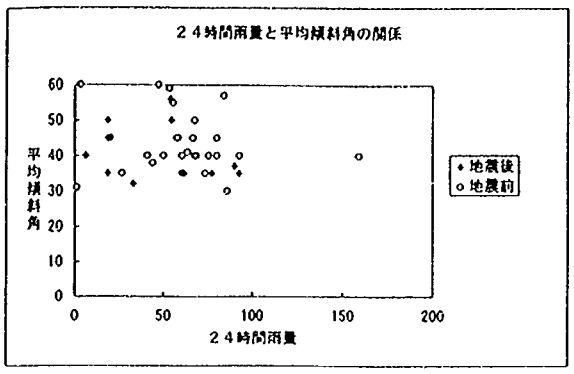
※ 地震前崩壊件数：地震発生から過去5年間の崩壊件数
地震後崩壊件数：地震発生年を含め発生から5年後までの崩壊件数



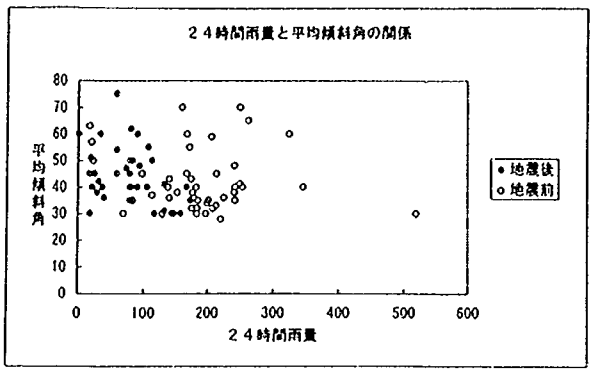
①伊豆大島近海地震



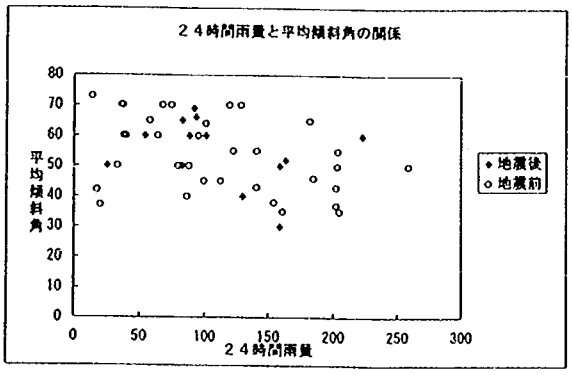
②宮城県沖地震



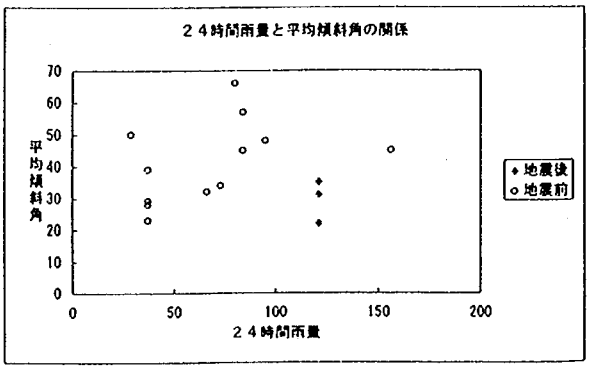
③日本海中部地震



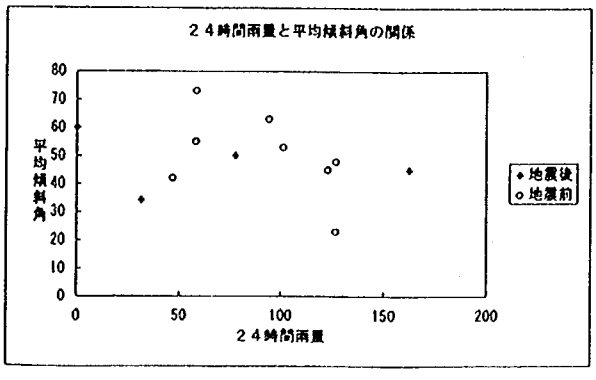
④長野県西部地震



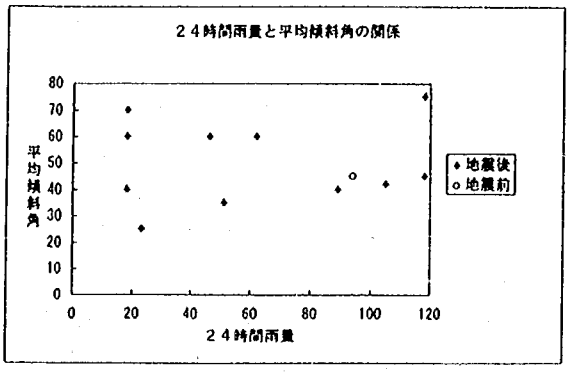
⑤千葉県東方沖地震



⑥釧路沖地震



⑦能登半島沖地震



⑧北海道南西沖地震

図-9・22　地震別の地震前後における24時間雨量と平均傾斜角の関係

表-9・5 崩壊発生件数超過確率90%以上の各降雨指標

番号	地震名	地震の前後	崩壊発生時までの各降雨指標		
			連続雨量(mm)	日雨量(mm)	24時間雨量(mm)
①	伊豆大島近海地震	前	～350	～300	～350
		後	～250	～250	～250
②	宮城県沖地震	前	～300	～250	～250
		後	～200	～150	～150
③	日本海中部地震	前	～150	～100	～150
		後	～150	～100	～100
④	長野県西部地震	前	300～	250～	～300
		後	～150	～150	～150
⑤	千葉県東方沖地震	前	～200	～100	～100
		後	400～	～250	～200
⑥	釧路沖地震	前	～100	～150	～100
		後	～100	～100	～150
⑦	能登半島沖地震	前	～150	～150	～150
		後	～200	～100	～200
⑧	北海道南西沖地震	前	～100	～100	～100
		後	～150	～100	～150

る山腹斜面崩壊による災害（1979年）の発生

ここでは，地震による山地における山腹斜面崩壊の空中写真，崩壊分布図および地震前・後の降雨データ及び地震前・後の降雨による山地における山腹斜面崩壊の空中写真が揃っている伊豆大島近海地震を例にとり，地震の前と後の降雨による山腹斜面崩壊面積率，山腹斜面崩壊を引き起こす雨量について調査した。

調査対象としては1978年1月14日の伊豆大島近海地震により墓石の転倒率等より推定された加速度分布で300gal以上の加速度[17]が作用したと推定される伊豆半島南東部の河津川，白田川流域とした（図-9・23）。

地震前の降雨による崩壊データ（空中写真判読による）及び降雨量データ（各年1位～3位の日雨量，　各年1位～3位の時間雨量）としては1969～1976年の期間のものを用いた。これらのデータより地震前の期間における山腹斜面崩壊（新規に発生したもの）面積率と雨量（日雨量，時間雨量）の関係を求めた。同様にして地震発生後の1978～1990年の期間における降雨による山腹斜面崩壊面積率と雨量の関係を調査した。これらの調査より，これらの期間中の年第1位の日雨量

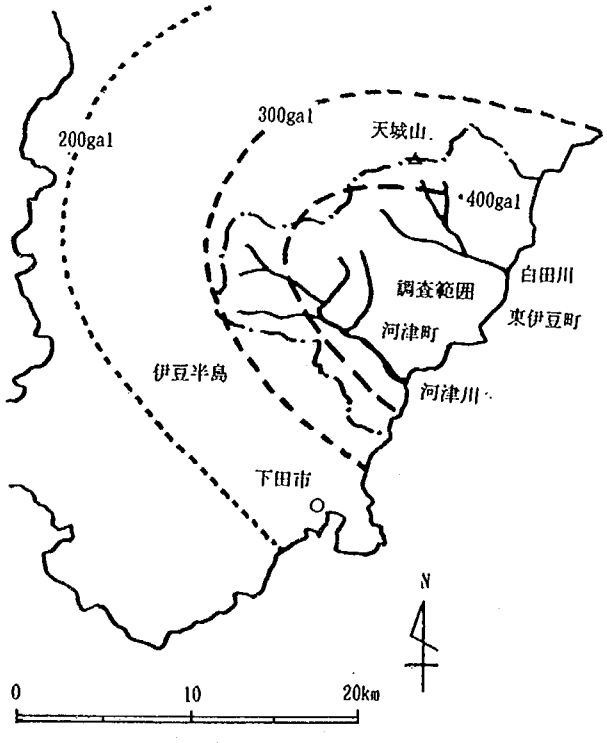


図-9・23 調査対象区域と加速度の分布[17]
（1978年伊豆大島近海地震）

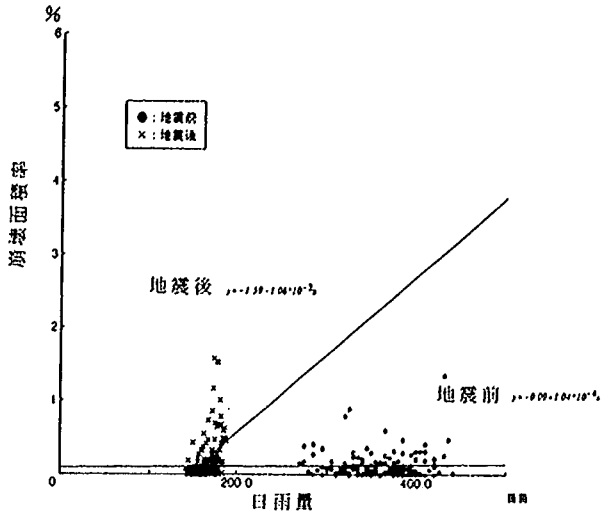


図-9・24　年第１位日雨量と山腹斜面崩壊面積率の関係（伊豆大島近海地震の前・後）

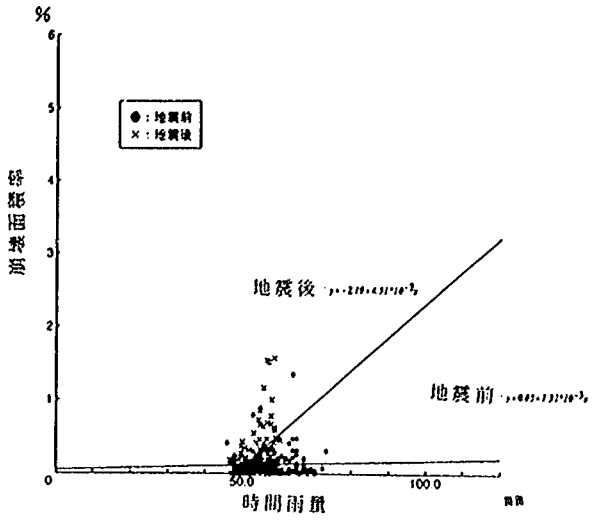


図-9・25　年第１位時間雨量と山腹斜面崩壊面積率の関係（伊豆大島近海地震の前・後）

については地震前に比べて地震後では小さな降雨により斜面の崩壊が発生していることが明らかとなった（図-9•24)。また，年第１位の時間雨量に関しては地震前に比べて地震後では小さな降雨により山腹斜面の崩壊が発生している傾向が認められるものの日雨量程明確ではない（図-9・25)。

この調査結果より，伊豆大島近海地震では地震発生前に比べて地震発生後では小さな降雨(特に日雨量(連続雨量))により山腹斜面崩壊が発生しやすくなり，また，同一の雨量における山腹斜面の崩壊率も増大する傾向があることが認められた。

2.4.3　兵庫県南部地震後の降雨による斜面移動現象

平成７年１月17日の兵庫県南部地震により，六甲山系および淡路島北部では山地を主体に多くの斜面移動現象（山腹斜面崩壊，がけ崩れ，地すべり）が発生した。また，この地震により山地や斜面には無数のクラックが発生した。さらに崩壊した土砂の大部分は山地の渓流内に堆積した。

このように，山地斜面や渓流には崩壊した不安定な土砂が堆積しており，さらに地震により緩んだり，クラックの入った斜面が多く存在するために，地震後の梅雨期や台風期の豪雨により新たな斜面崩壊が発生したり，崩壊した部分が拡大したり，さらには崩壊した土砂が流動化して土石流が発生する等の現象が発生し易くなることが懸念された。

今回の地震後，1995年５月12～13日には，近畿地方建設局六甲砂防工事事務所が六甲山中に設置した雨量計で連続雨量222mm，最大時間雨量27mmの降雨が発生した。この降雨により盛土斜面で19箇所，切土斜面で６箇所，自然斜面で１箇所，計26箇所の斜面崩壊が発生したが規模も小さく，また，地震の後危険区域については避難勧告が出されていたこと，及び強雨の時には住民が自主的に親類宅等へ避難したりしたこともあり人命への被害は特には発生しなかった。また，1995年７月２～６日にも連続雨量261mm，最大時間雨量18mmの降雨があったが，この降雨により盛土斜面で13箇所，切土斜面で７箇所，自然斜面で２箇所，計22箇所の斜面崩壊が発生したがこの時も５月12～13日の降雨と同様に人命への被害は特に発生しなかった。これらの降雨による雨量はこれまでに六甲山系周辺地域で発生した土石流やがけ崩れの原因となった雨量に近い値であり，それにも関わらず発生した斜面崩壊現象は小規模で数も少なく，土石流も発生しなかったことから，今回の地震により，直ちに六甲山系や淡路島北部において斜面崩壊や土石流が格段に発生しやすくなったという明確な根拠は得ることができなかった。

しかしながら，六甲山系は元来豪雨による土砂災害の危険性の高い地域であり，今回の地震により多くの斜面崩壊や地盤への亀裂が発生したことは事実であり，これらは何らかの形で斜面の安定に悪影響を及ぼしていると考えられる。従って今後，平成７年を上回るような降雨が発生した場合には，大規模な斜面崩壊や土石流が発生する可能性は依然として高く，今後とも土砂災害に対しては十分な警戒及び対策が必要である。

3．砂防施設の被害と特徴

3．1 砂防設備の被害と特徴

3.1.1 砂防設備の被害調査方法

(1) 調査対象

兵庫県南部地震発生後に六甲山系及び淡路島北部(一宮町郡家地区より北部)に存在する734基の既設の砂防ダム，床固工及び総延長約175kmに及ぶ流路工について，現地調査により今回の地震による被害の実態を調査した。

(2) 調査方法

調査は主として，現地踏査による目視及び巻尺，ポール等を用いた設備の破損状況，変形状況の測定により行った。

主な調査項目は以下のとおりである。

○設備の名称，設備の種類，竣工年及び設備の存在する流域名，渓流名

○設備の形状諸元（高さ，長さ，正面図，平面図，縦断面図，横断面図）

○設備の材料（種類，強度，劣化状態）

○設備の基礎の地盤，岩盤

○砂防ダムの堆砂地の湛水状態，堆砂状態

○設備の被災状態（種類，程度，新旧）

○被災箇所の計測（亀裂・ズレの幅，長さ，位置，破損の大きさ）

○被災箇所の詳細スケッチ（被災位置と形状のスケッチ）及び写真撮影

(3) 調査結果の整理手法

今回の地震により被害を受けたと推定される砂防設備について，上記の各項目について，個別の表に整理した。この際，被災の状態及び程度に関しては，各設備の被災した大まかな部分について，次のように区分した。

①破壊：コンクリート及び石積の構造物においては，亀裂部で5cm以上のズレあるいは10cm以上の開きがある場合。

なお，石積工で石のブロック状の脱落や著しいはらみ出しがある場合もこれに含めた。

②はく離：コンクリート及び石積みの表面等が部分的に欠落している場合。

③新クラック：今回の地震により新たに発生したと思われるクラック。

亀裂部で5cm未満のズレあるいは10cm未満の開きがある場合。

砂防ダムに関しては，被災部の重要性からクラックの発生位置に関して本体部と袖・間詰部に分けて整理した。

④旧クラックの拡大：今回の地震以前から存在していたクラックが今回の地震によりさらに拡大したと思われるもの。

亀裂部で5cm未満のズレあるいは10cm未満の開きがある場合。

⑤被害なし：今回の地震による被害が発見されなかったもの。

3.1.2 砂防設備の被害調査結果

調査した砂防設備は六甲山系及び淡路島北部に存在する砂防ダム734基，床固工，及び流路工約175kmである。

今回の地震により被災したと推定される砂防設備の工種，被災度等を表-9・6及び9・7に，また被災した砂防設備の分布を図-9・26及び9.27に示す。なお，被災した砂防設備のうち主な事例を写真-9・9～9・24に示す。今回の地震により被害を受けたと推定される砂防設備は，表-9・6，9・7に示す砂防ダム11基（1.5%），床固工9基，流路工26箇所（合計約1.2km＝0.7%）である。

なお，砂防ダムの内，今回の地震で被害があったのは，石積重力式砂防ダム，コンクリート重力式砂防ダム及び鋼製砂防ダムのコンクリート袖部のみであり，アーチ式砂防ダム（5基存在），及び鋼製砂防ダム（7基存在）の本体部には被害は無かった。

3.1.3 砂防設備の被害の特徴

(1) 砂防設備の被害は，六甲山系の東部に多く，六甲山系の西部及び淡路島北部には少なかった。この傾向は山腹斜面崩壊の分布と同様である（図-9・26，9・27）。

(2) 砂防設備の被災率：砂防ダムの被災率は約1.5%（11基／734基），護岸工の被災率は護岸延長で約0.7%（約1.2km／約175km）と極めて低かった。

(3) 砂防設備の被災度：砂防設備の内，砂防ダムについては，ほとんどのものがクラックの発生による軽微な被害であり，ただ古い時代に建設された空石積の砂防ダム1基(有効高さ約6m)が部分的に破壊したのが見られたが下流への土砂の流出等はなかった。また，砂防ダムの被災による周辺への被害は生じなかった。護岸工では部分的に破壊した箇所もあったが全て局部的であり，全体からみれば被害は

表-9・6　砂防設備の被害状況調査結果
（今回の地震により被害を受けた砂防設備の箇所数）

工　種	被災状況				
	破壊(一部)	剥離	新クラック	旧クラック拡大	被害有計
砂防ダム 高15m未満	1*1)	1*2)	5	3	10
砂防ダム 高15m以上	0	0	0	0	0
砂防ダム 高15m以上の間詰工	0	0	1	0	1
副ダム	0	0	1	0	1
床固工	4	3	1	1	9
護岸工	16	0	6	4	26
合　計	21	4	14	8	47

注）同一の砂防設備に複数の被害が存在する場合は，被害程度の高い方に数えた。
*1) 建設年代不詳の空石積砂防ダム
*2) 建設年代不詳の練石積により表面を保護した砂防ダム
被災度区分以下のとおり
①破壊：亀裂部で5cm以上のズレあるいは10cm以上の開きがある場合。護岸工等では著しいはらみ出しがある場合。
②はく離：コンクリート表面等が部分的に欠落している場合
③新クラック：今回の地震により新たに発生したと思われるクラック。
亀裂部で5cm未満のズレあるいは10cm未満の開きがある場合。
④旧クラック拡大：今回の地震以前から存在していたクラックが今回の地震によりさらに拡大したと思われるもの。
亀裂部で5cm未満のズレあるいは10cm未満の開きがある場合。
⑤被害なし：今回の地震による被害が発見されなかったもの。

軽微であった。また，床固工についてもクラックが生じたものの全体として被害は軽微であった（表-9・6，9・7）。護岸工及び床固工の被害による周辺の家屋等への被害及び土砂流出による下流への被害は発生しなかった。

(4) 今回の地震により地表に変位が見られた断層（以下「地震断層と呼ぶ」）（平野らによる調査結果，図-9・28，9・29）からの距離と砂防ダム及び護岸工の被災率との関係を調査した結果を図-9・30，9・31に示す。但し六甲山系北側については調査が行われておらず不明の点も多い。このため，六甲山系北側（裏六甲），六甲山系南側（表六甲），淡路島の3地区に分けて整理した。この結果，地震断層直近での被災率が特に高いという傾向は認められなかったが，被災した砂防設備は地震断層の付近に多く分布しており，地震断層との関係がある程度認められた。

(5) 今回，新たに地震計の記録のほとんどない六甲山系及び淡路島北部の山地における墓石の転倒率を調査した。これに，主として六甲山系の南部・東部の平地部において実施されていた神戸大学の野村らによる墓石の転倒率調査結果[1]及び各機関により計測された地震計による加速度データ[2]等を基に六甲山系及び淡路島北部の等加速度線分布図を作成した（図-9・2，9・3）。この結果，六甲山系及び淡路島北部の山間地ではその周辺の平地部に比べて加速度が小さいことが分かる。この推定等加速度線分布図を用いて加速度と砂防設備の被災率，被災度を調査した結果を図-9・32，9・33に示す。これらの図より加速度が大きい地域程砂防設備の被災率，被災度が高い傾向が認められる。

表-9・7 被災した砂防設備一覧表

No	地域区分	河川名称	砂防設備名称	工種	材料	基礎状況	形状寸法 (m) 高さ	形状寸法 (m) 天端幅・長さ	竣工年	被災形態
1	六甲山系	高橋川	稲荷堰堤	主ダム	コンクリート	砂礫	5.0	2.5	昭和14年	縦クラック（袖部）
2	六甲山系	芦屋川	蘆尾第二堰堤	主ダム	鋼製、コンクリート	岩盤	13.0	3.0	平成7年	縦クラック（袖部）
3	六甲山系	白瀬川	白瀬第一号堰堤	主ダム	コンクリート	砂礫	(5.6)	2.0	昭和45年	水平、縦クラック
4	六甲山系	白瀬川	西山砂防堰堤	主ダム	コンクリート	砂礫	(6.6)	2.0	昭和47年	水平、縦クラック
5	六甲山系	夙川	石積堰堤	主ダム	空石積	砂礫	(6.0)	2.0		破壊
6	六甲山系	住吉川	住吉堰堤	主ダム	練石積	砂礫	(3.5)	2.8	昭和15年	斜めクラック
7	六甲山系	有馬川	鼓ヶ滝堰堤	主ダム	コンクリート	砂礫	10.0	2.2	昭和14年	旧クラック拡大
8	六甲山系	滝川	白石堰堤	主ダム	コンクリート	岩盤	21.5	2.5	昭和36年	水平クラック（間詰）
9	六甲山系	太多田川	渋谷川第十一号堰堤	主ダム	練石積	砂礫	(6.0)	4.5		剥離
10	淡路島	灘川	灘川堰堤	主ダム	コンクリート	岩盤	(10.1)	2.0		旧クラック拡大
11	淡路島	谷川	谷川堰堤	主ダム	コンクリート	砂礫	(4.9)	1.6		旧クラック拡大（袖部）
12	六甲山系	住吉川	住吉副堰堤	副ダム	練石積	砂礫	(4.0)	2.1		縦クラック
13	六甲山系	妙法寺川	大手流路工	床固工	練石積	砂礫	2.5	1.0		剥離
14	六甲山系	夙川	どんどん川流路工	床固工	コンクリート	砂礫	3.0	1.0	昭和46年	破壊
15	六甲山系	白瀬川	八号床固工	床固工	コンクリート	砂礫	(2.5)	1.0		剥離
16	六甲山系	白瀬川	十一号床固工	床固工	コンクリート	砂礫	(2.0)	1.0		破壊
17	六甲山系	白瀬川	西山堰堤下流床固工	床固工	コンクリート	砂礫	(1.5)	1.0		剥離
18	六甲山系	宮谷川	大谷橋上流床固工	床固工	コンクリート	砂礫	(1.6)	1.0		破壊
19	六甲山系	宮谷川	大谷橋下流床固工	床固工	コンクリート	砂礫	(1.9)	1.2		破壊
20	六甲山系	太多田川	十号床固工	床固工	コンクリート	砂礫	(2.6)	2.0		旧クラック拡大
21	淡路島	育波川	育波川流路工	帯工	コンクリート	砂礫	(1.6)	0.6		クラック
22	六甲山系	妙法寺川	大手流路工	護岸工	コンクリート	砂礫	0.8	32		旧クラック拡大
23	六甲山系	芦屋川	高座川流路工	護岸工	練石積	砂礫	4.5	80		破壊
24	六甲山系	住吉川	西谷川流路工	護岸工	ブロック練積	砂礫	2.8	71		クラック
25	六甲山系	石屋川	石屋川流路工	護岸工	練石積	砂礫	4.0	132		破壊
26	六甲山系	一の谷川	一の谷川流路工	護岸工	練石積	砂礫	2.0	47		破壊
27	六甲山系	白瀬川	下流流路工	護岸工	コンクリート	砂礫	(2.1)	17		破壊
28	六甲山系	宮谷川	天神山流路工(右岸)	護岸工	練石積	砂礫	(2.1~2.4)	34		クラック
29	六甲山系	宮谷川	天神山流路工(左岸)	護岸工	コンクリート	砂礫	(2.7~3.7)	46		クラック
30	六甲山系	御手洗川	御手洗川流路工	護岸工	ブロック練積	砂礫	(1.7)	24		旧クラック拡大
31	六甲山系	御手洗川	御手洗川流路工	護岸工	ブロック練積	砂礫	(1.7)	54		旧クラック拡大
32	六甲山系	御手洗川	御手洗川流路工	護岸工	コンクリート	砂礫	(1.6)	34		破壊
33	六甲山系	夙川	夙川流路工	河床張工	練石積	砂礫	(0.4)	12		破壊
34	六甲山系	夙川	どんどん川流路工	護岸工	コンクリート	砂礫	5.0	125	昭和46年	破壊
35	六甲山系	夙川	夙川流路工	護岸工	練石積	砂礫	(2.4)	16		破壊
36	六甲山系	夙川	夙川流路工	護岸工	練石積	砂礫	(2.8)	20		破壊
37	六甲山系	夙川	夙川流路工	護岸工	練石積	砂礫	(1.5)	59		破壊
38	六甲山系	夙川	夙川流路工	護岸工	練石積	砂礫	(3.7)	16		旧クラック拡大
39	六甲山系	宮川	宮川流路工	護岸工	コンクリート	砂礫	(1.6)	54		破壊
40	六甲山系	宮川	宮川流路工	護岸工	コンクリート	砂礫	(2.5)	39		クラック
41	六甲山系	太多田川	太多田川流路工	護岸工	練石積	砂礫	(1.0~3.0)	5		クラック
42	六甲山系	太多田川	太多田川流路工	護岸工	空石積	砂礫	(0.8~2.2)	10	昭和13年	破壊
43	六甲山系	山田川	山田川流路工	護岸工	ブロック練積	砂礫	(3.8)	79		クラック
44	六甲山系	有野川	平見川流路工	護岸工	練石積	砂礫	(1.3~2.3)	7		破壊
45	六甲山系	有馬川	乙倉谷川流路工	護岸工	コンクリート板	砂礫	(1.2)	175		破壊
46	淡路島	育波川	育波川流路工	護岸工	練石積	砂礫	(3.7~5.1)	16		破壊
47	淡路島	育波川	育波川流路工	護岸工	ブロック練積	砂礫	(3.0~3.7)	36		破壊

注) ①破壊とした設備のうちコンクリート設備においてはクラック部にける著しいズレ（5cm）、若しくは著しい開き（10cm以上）を含み、石積・ブロック積設備においては、大規模な石・ブロックの脱落、著しいはらみ出し（10cm以上）を含む。
②（ ）の高さは砂防ダム、床固工、護岸工の有効高を示す。
③ダム工・床固工は天端幅を示し、護岸工については被害延長を示す。

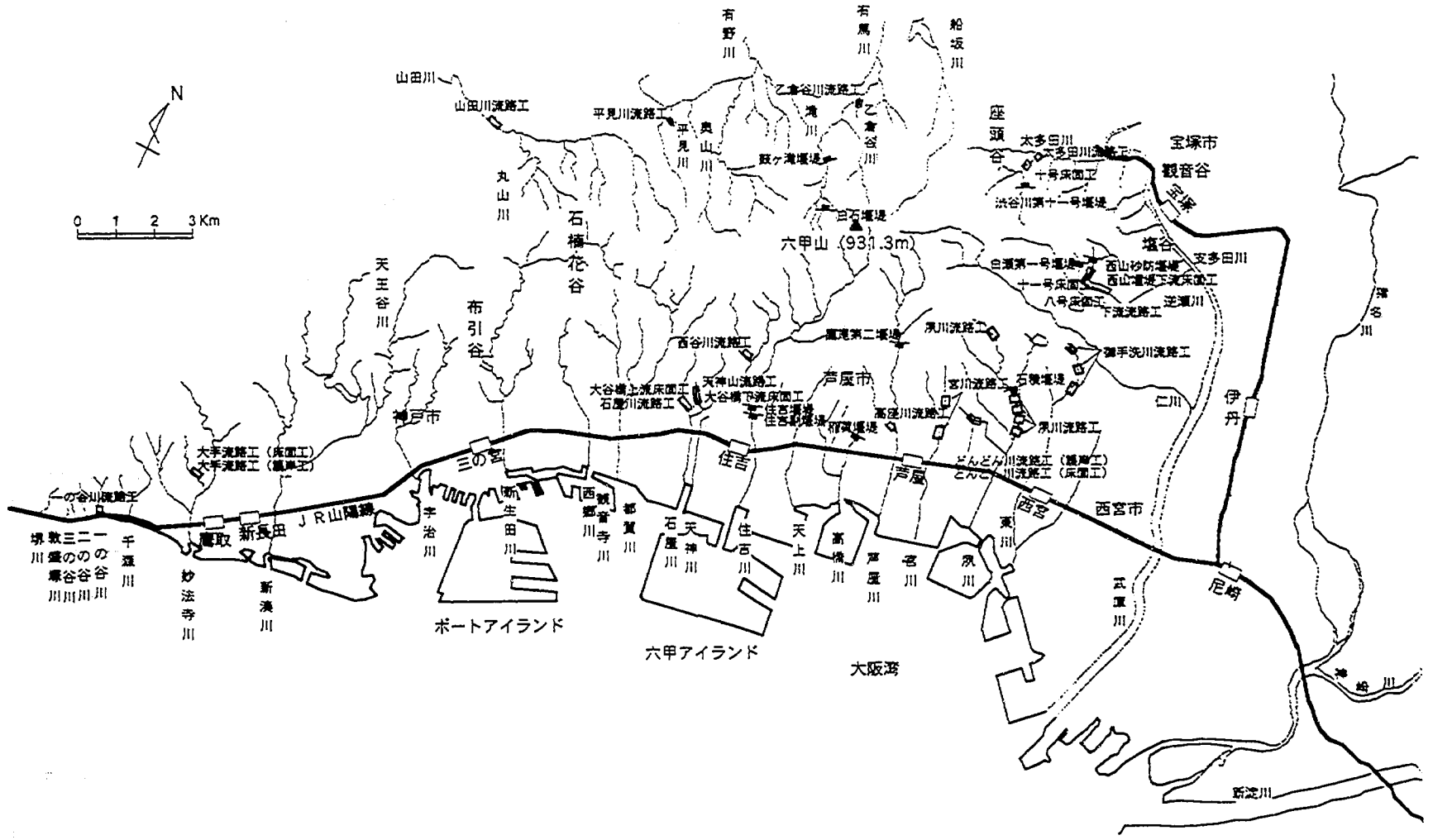


図-9・26　被災した砂防設備の分布（六甲山系）

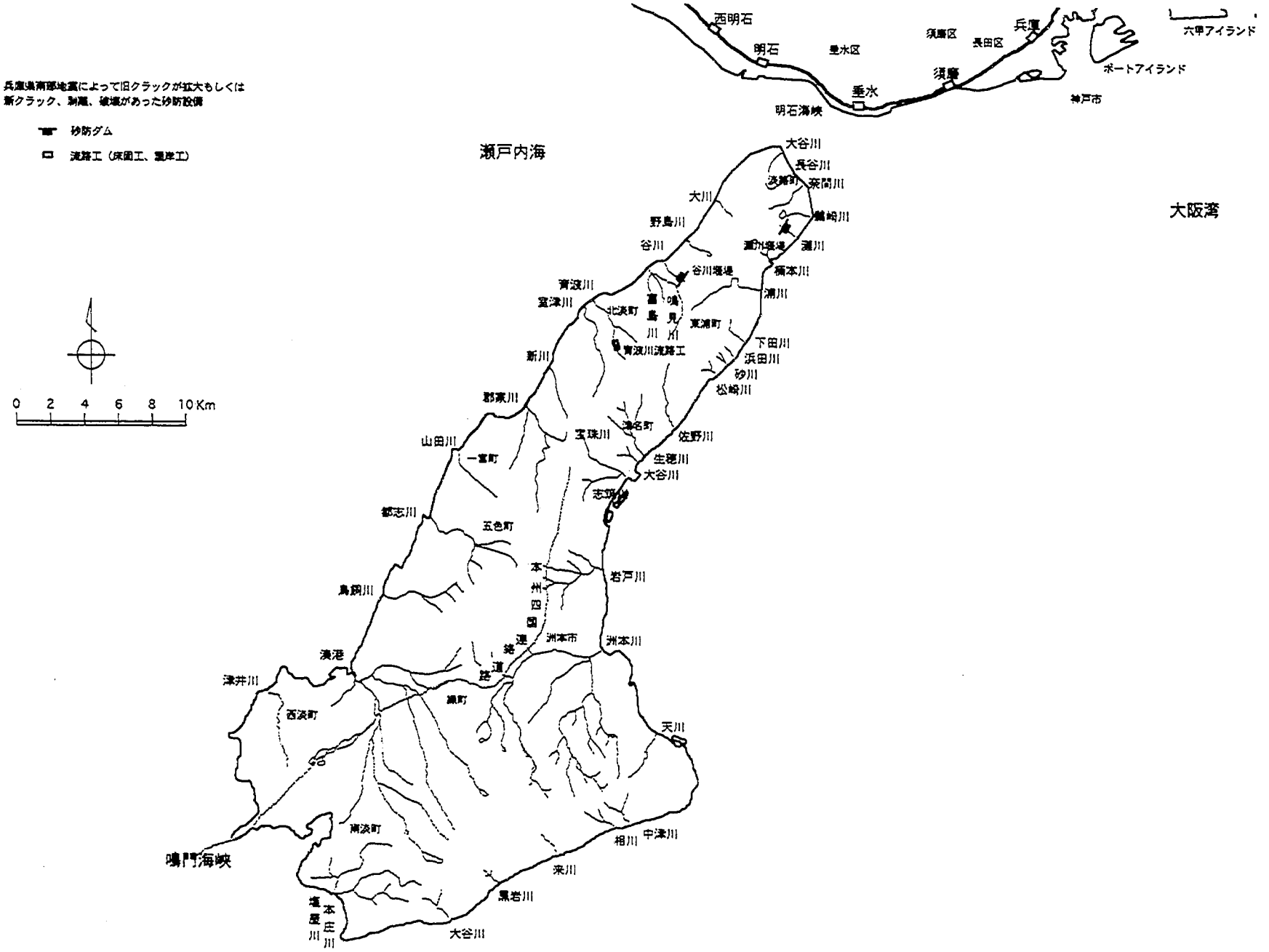
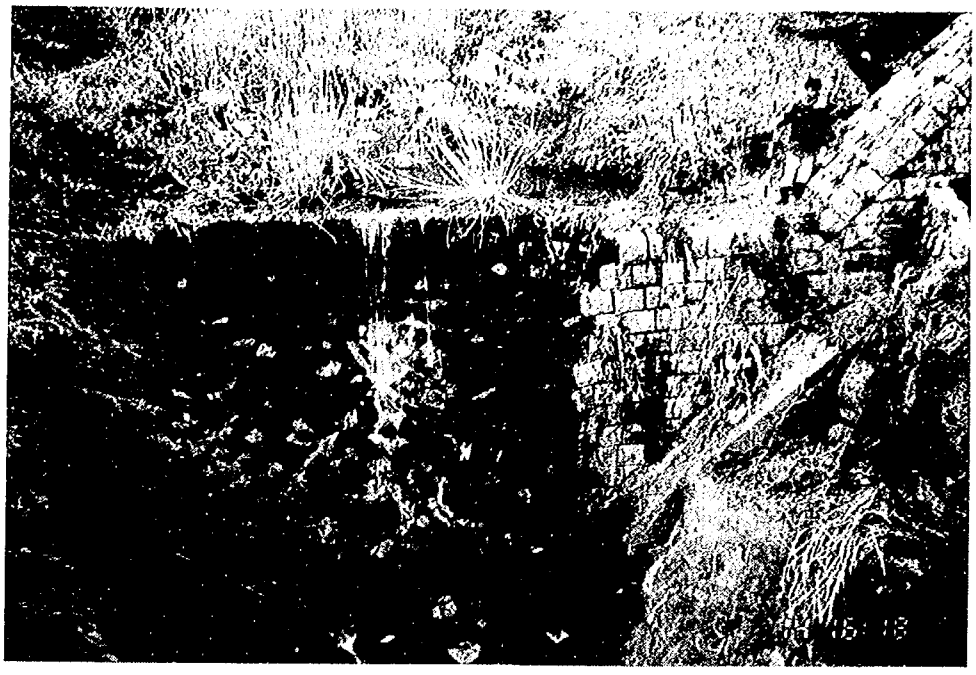


図-9・27　被災した砂防設備の分布（淡路島北部）

砂防設備名　石積堰堤
河川名　夙川
所在地　兵庫県西宮市甑岩町
完成年　不明
管理者　兵庫県
形式　重力式空石積
砂防ダム高　6.0m（有効高）



正面図　（単位：m）

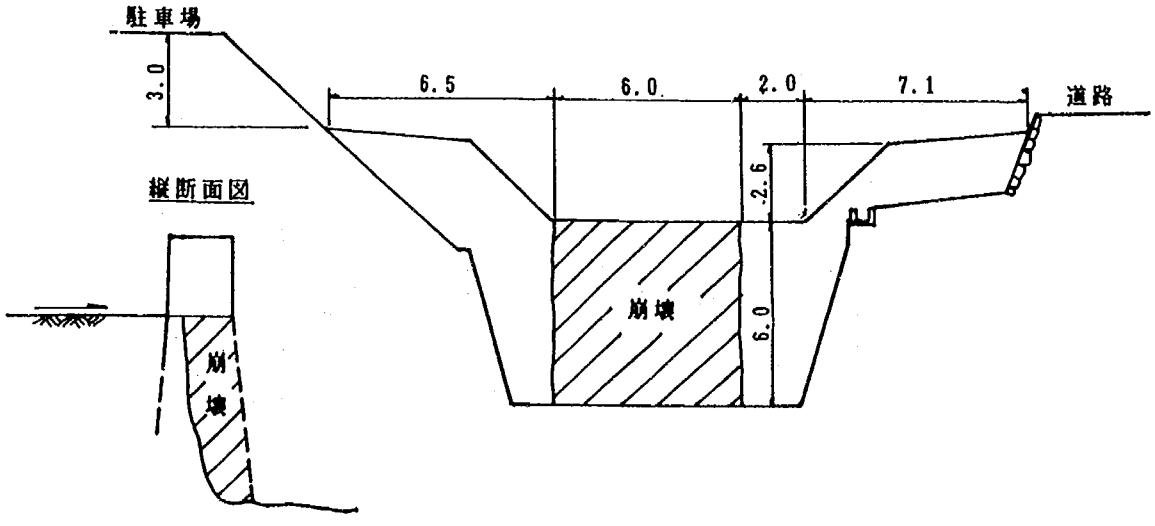
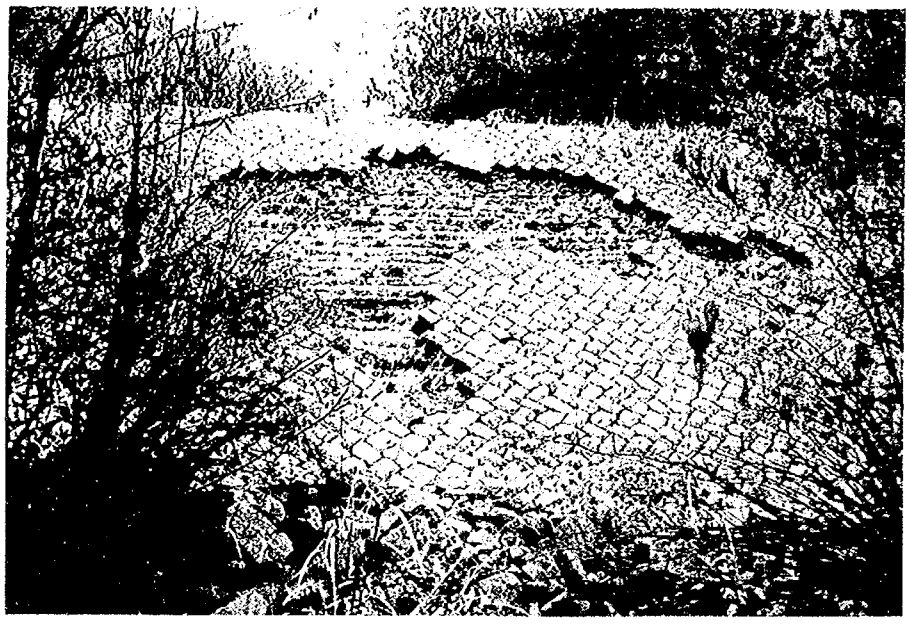


写真-9・9　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　渋谷川第十一号堰堤
河川名　太多田川
所在地　兵庫県西宮市
完成年　不明
管理者　兵庫県
形式　重力式練石積
砂防ダム高　6.0m（有効高）



正面図　（単位：m）

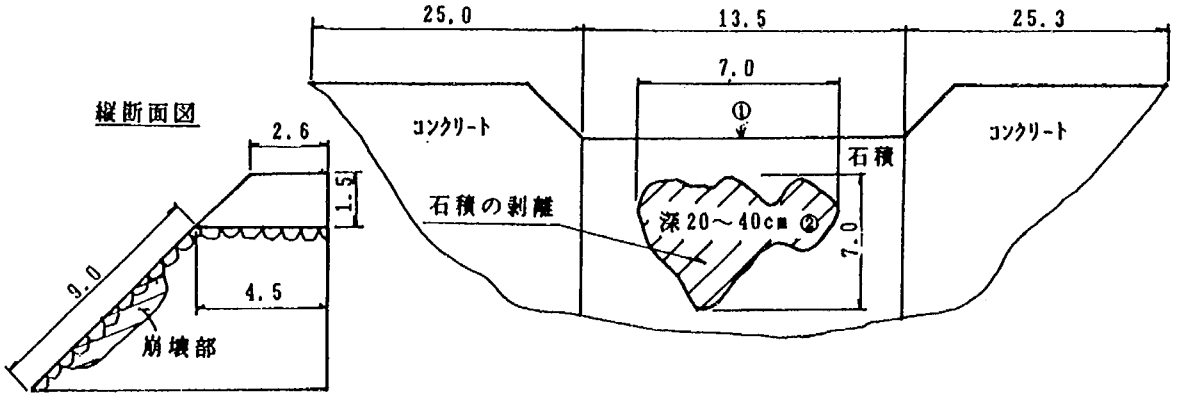
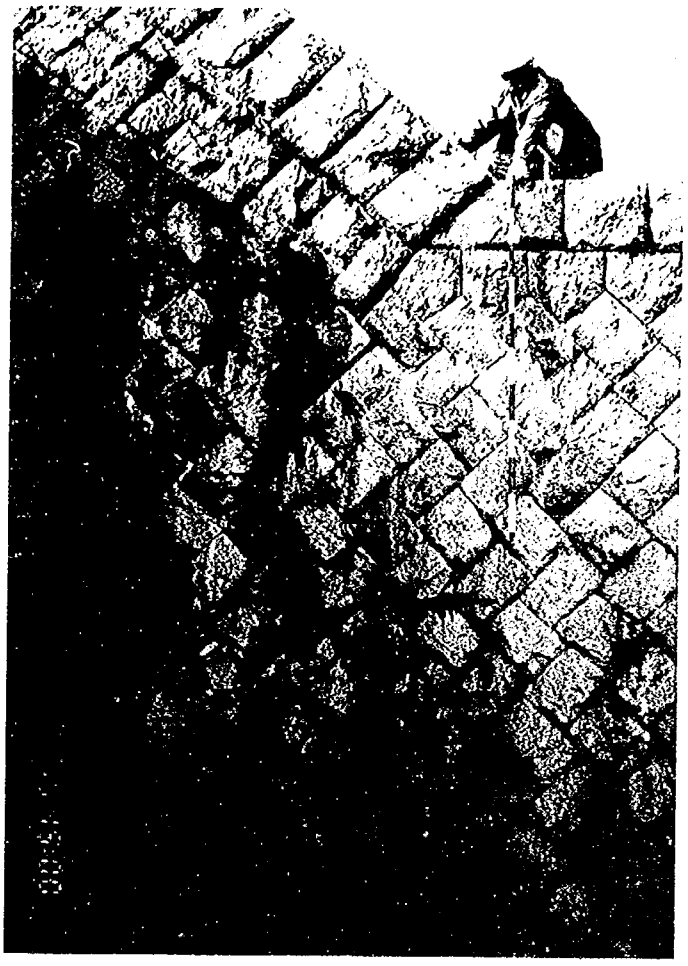


写真-9・10　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　住吉堰堤
河川名　住吉川
所在地　兵庫県神戸市東灘区西岡本
完成年　昭和15年
管理者　建設省
形式　重力式練石積
砂防ダム高　3.5m（有効高）



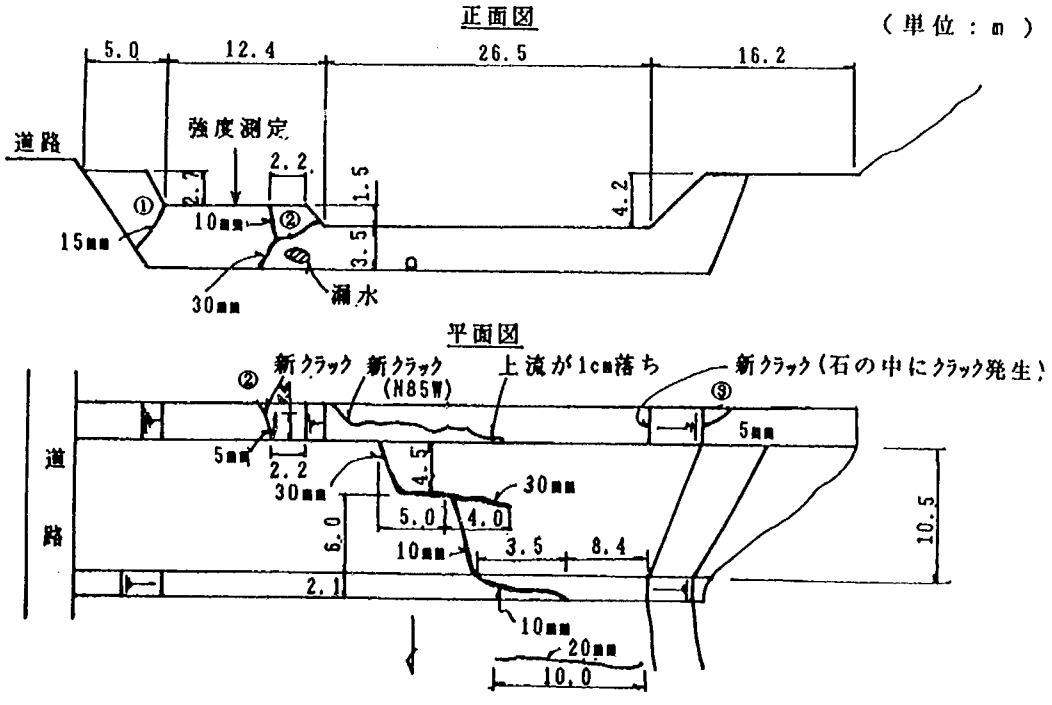
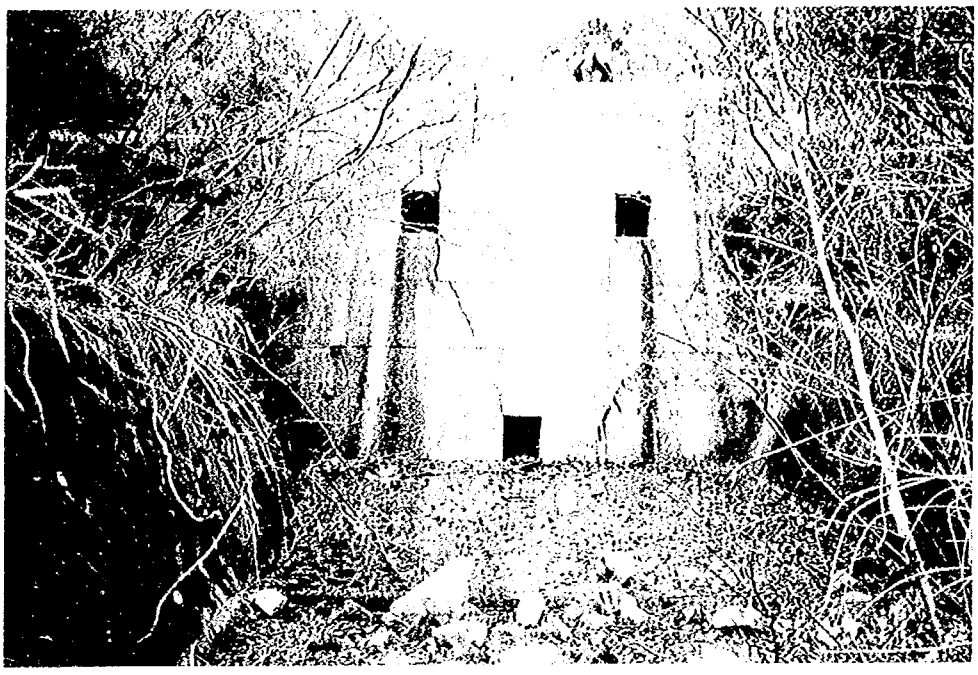


写真-9・11　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　白瀬第一号堰堤
河川名　白瀬川
所在地　兵庫県宝塚市逆瀬台
完成年　昭和45年
管理者　兵庫県
形式　重力式コンクリート
砂防ダム高　5.6m（有効高）



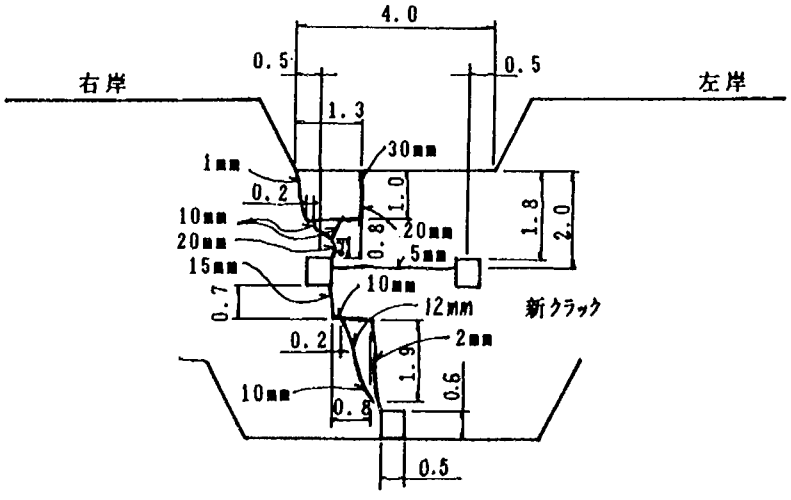
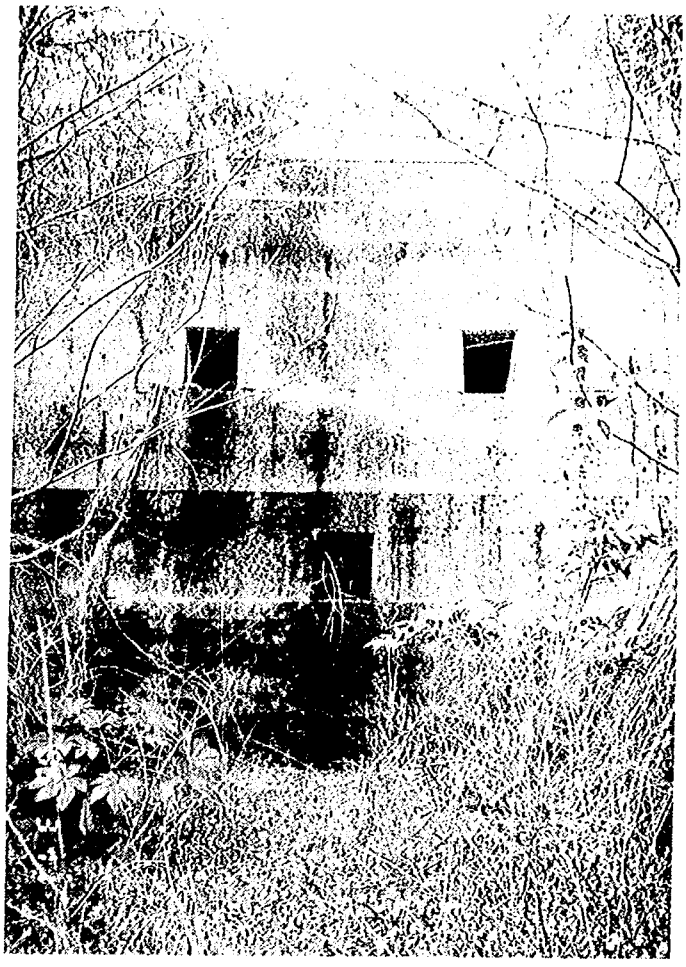
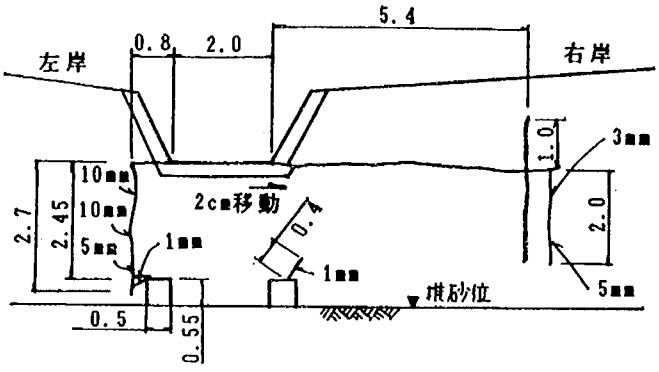


写真-9・12　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　西山砂防堰堤
河川名　白瀬川
所在地　兵庫県宝塚市逆瀬台
完成年　昭和47年
管理者　兵庫県
形式　重力式コンクリート
砂防ダム高　6.6m（有効高）



背面から



正面図

（単位：m）

正面から（右岸）

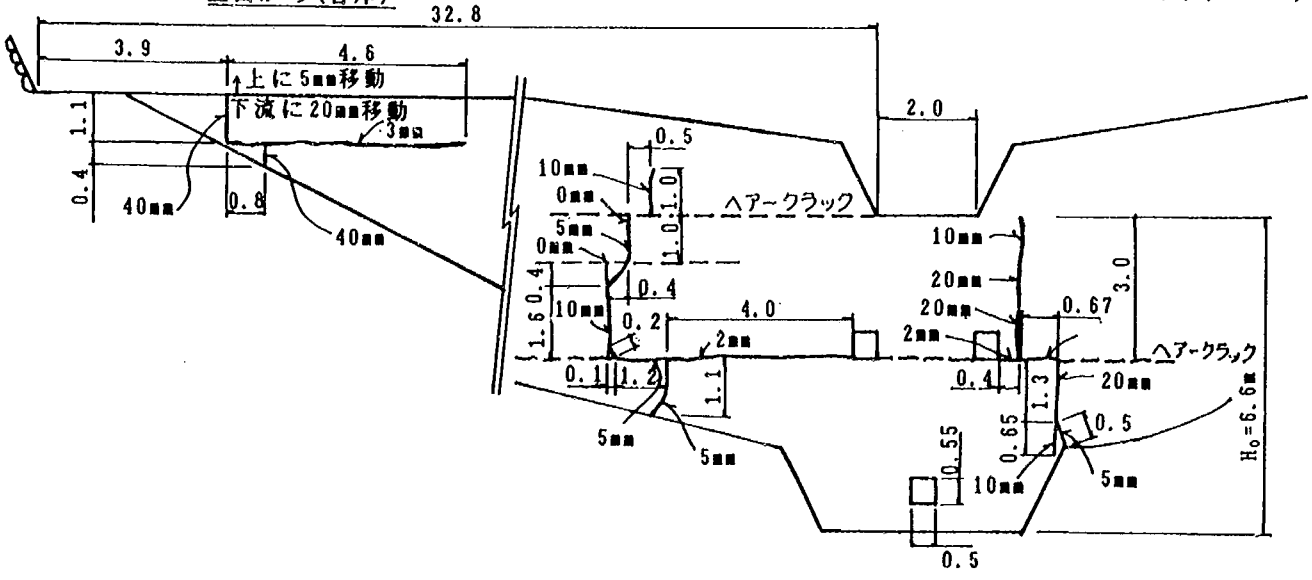
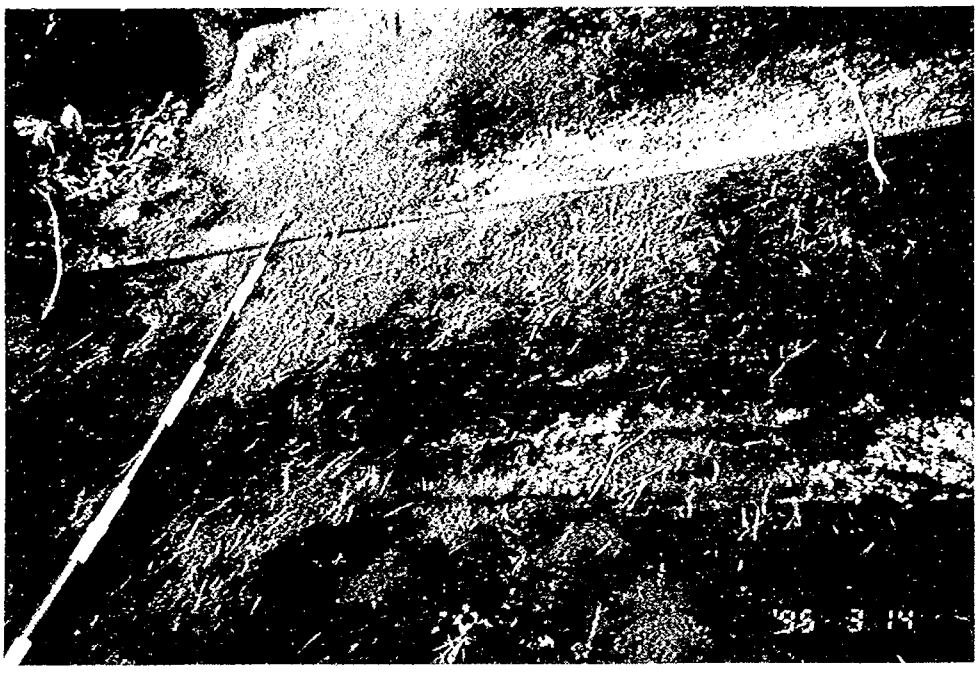


写真-9・13　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　白石堰堤
河川名　滝川
所在地　兵庫県神戸市北区有馬町
完成年　昭和36年
管理者　建設省
形式　重力式コンクリート
砂防ダム高　21.5m



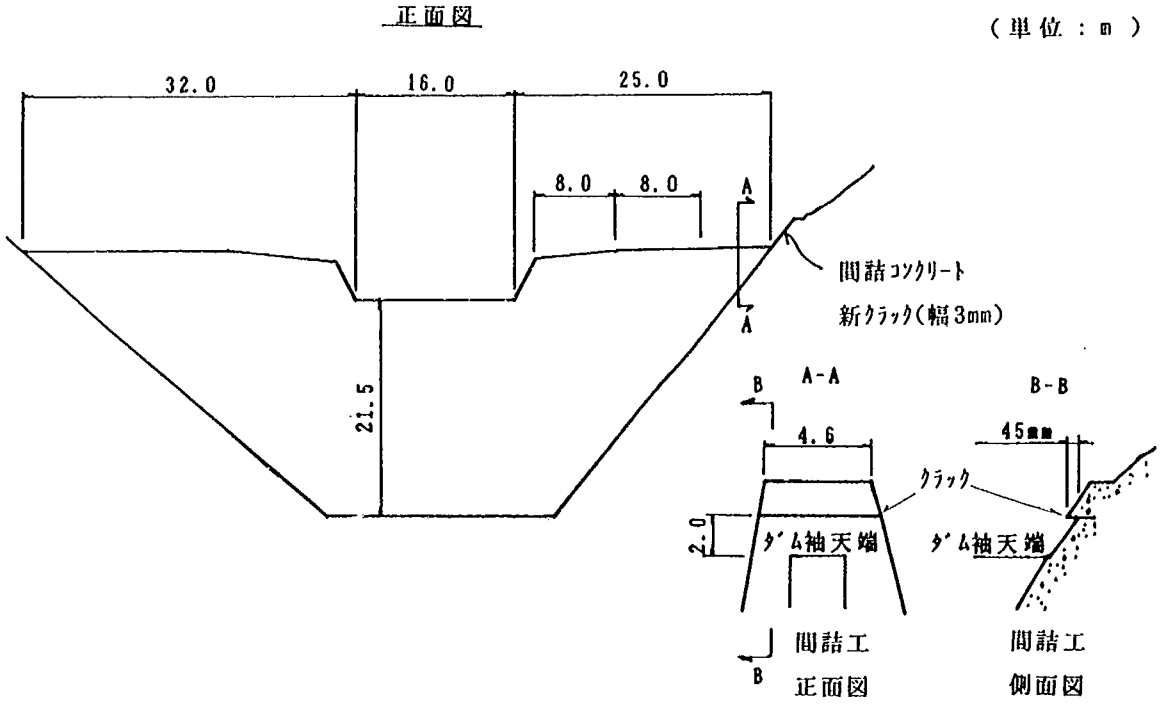


写真-9・14　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　谷川堰堤
河川名　谷川
所在地　兵庫県津名郡北淡町
完成年　不明
管理者　兵庫県
形式　重力式コンクリート
砂防ダム高　4.9m（有効高）



（右岸上流側）

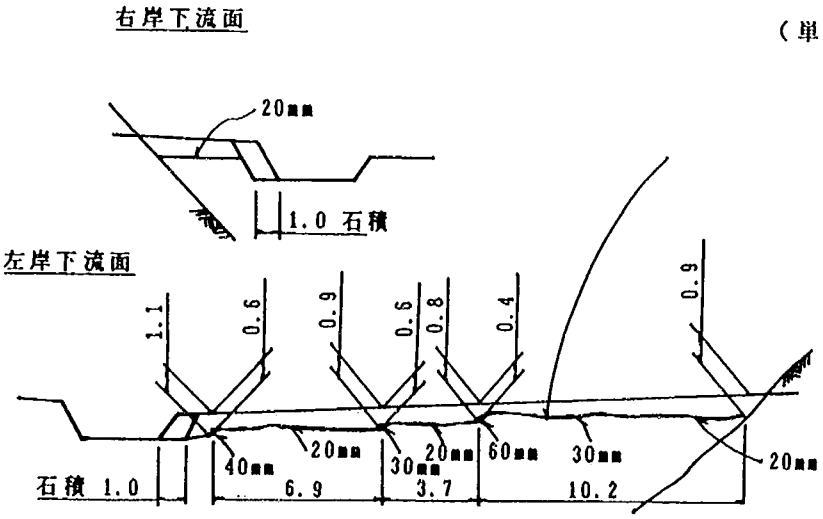


写真-9・15　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　灘川堰堤
河川名　灘川
所在地　兵庫県津名郡淡路町
完成年　不明
管理者　兵庫県
形式　重力式コンクリート
砂防ダム高　10.1m（有効高）



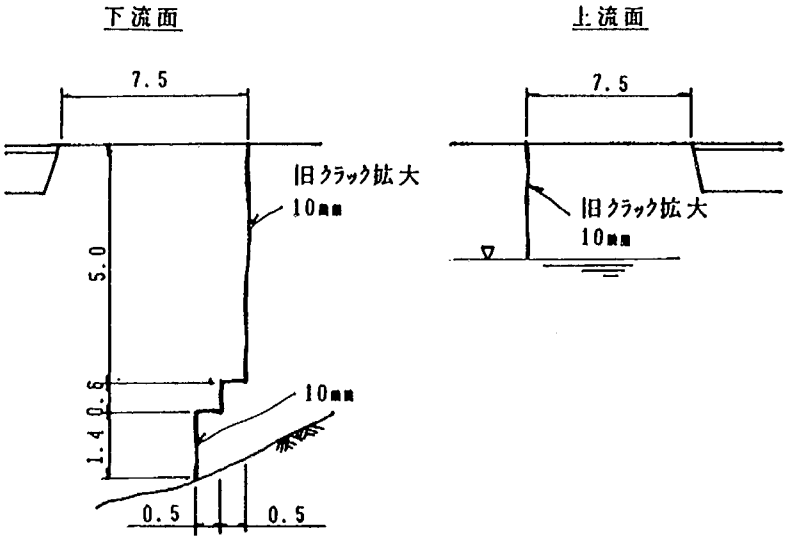


写真-9・16　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　鼓ヶ滝堰堤
河川名　有馬川
所在地　兵庫県神戸市北区有馬町
完成年　昭和14年
管理者　建設省
形式　重力式コンクリート
砂防ダム高　10.0m



正面図

（単位：m）

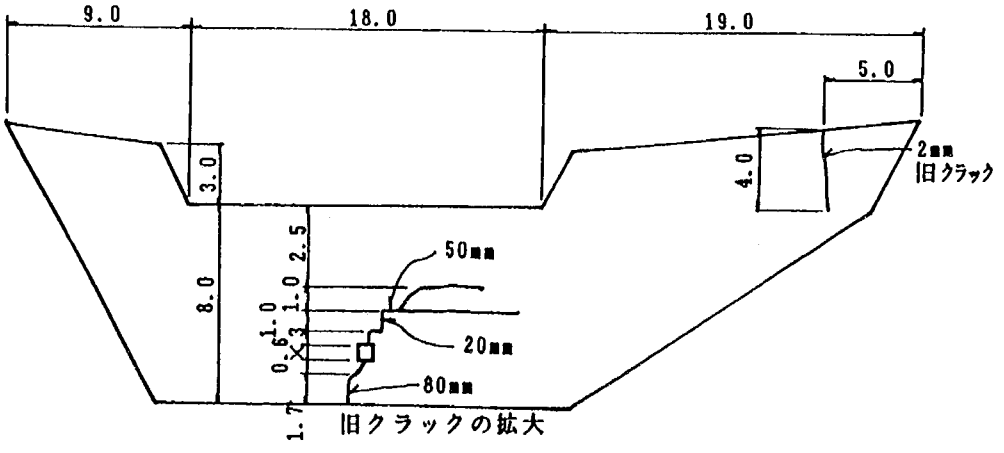


写真-9・17　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　稲荷堰堤
河川名　高橋川
所在地　兵庫県神戸市東灘区森北町
完成年　昭和14年
管理者　建設省
形式　重力式コンクリート
砂防ダム高　5.0m（有効高）



正面図

（単位：m）

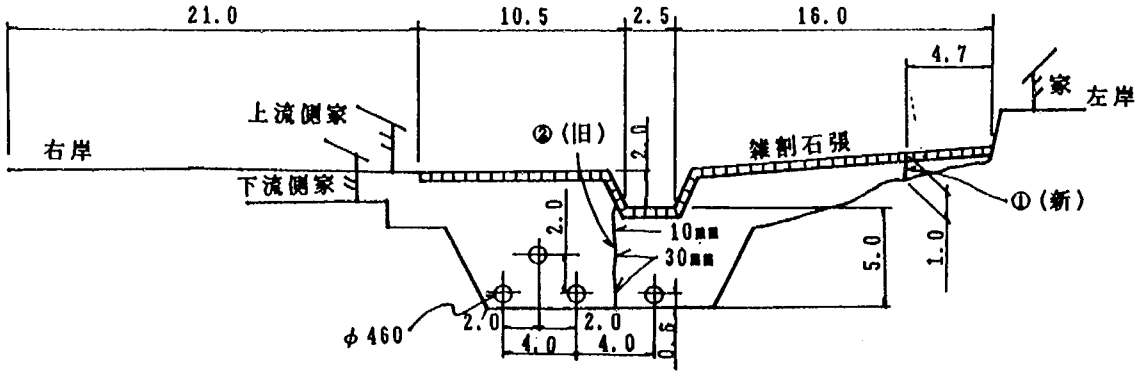


写真-9・18　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　鷹尾第二堰堤
河川名　芦屋川
所在地　兵庫県芦屋市
完成年　平成７年
管理者　建設省
形式　鋼製，コンクリート袖部
砂防ダム高　13.0m



正面図　（単位：m）

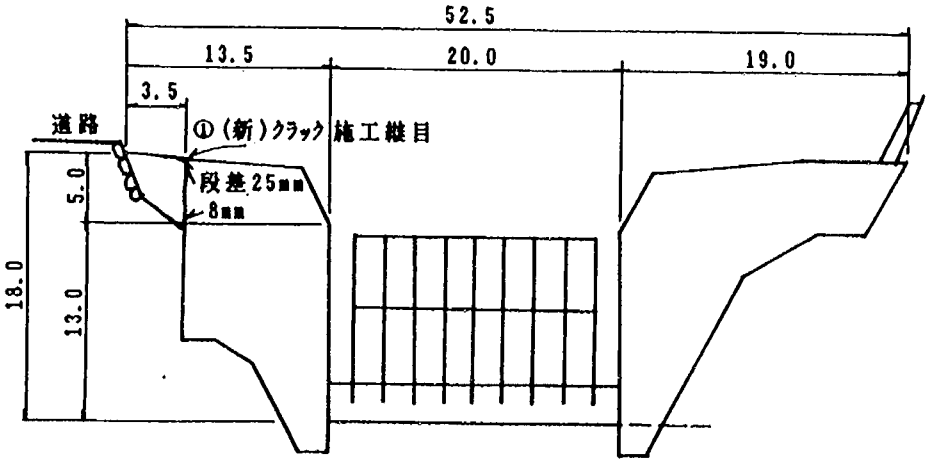


写真-9・19　被災した砂防設備（砂防ダム）の例

砂防設備名　大谷橋上流床固工
河川名　宮谷川
所在地　兵庫県神戸市東灘区高羽町
完成年　不明
管理者　兵庫県
形式　重力式コンクリート
床固工高　1.6m（有効高）



正面図 1/100　　（単位：m）

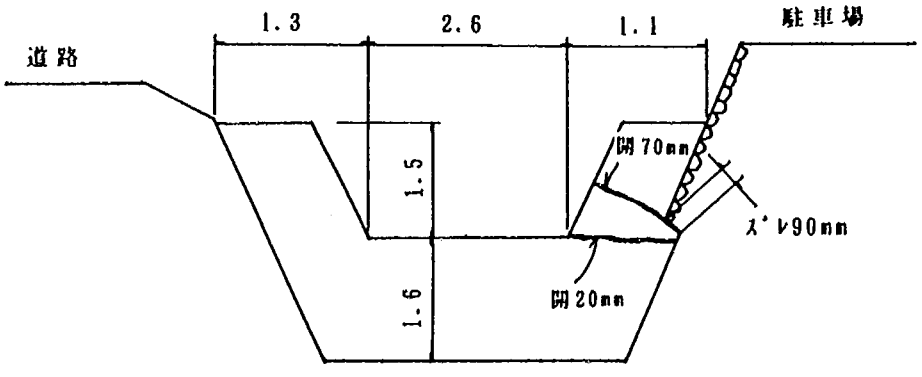
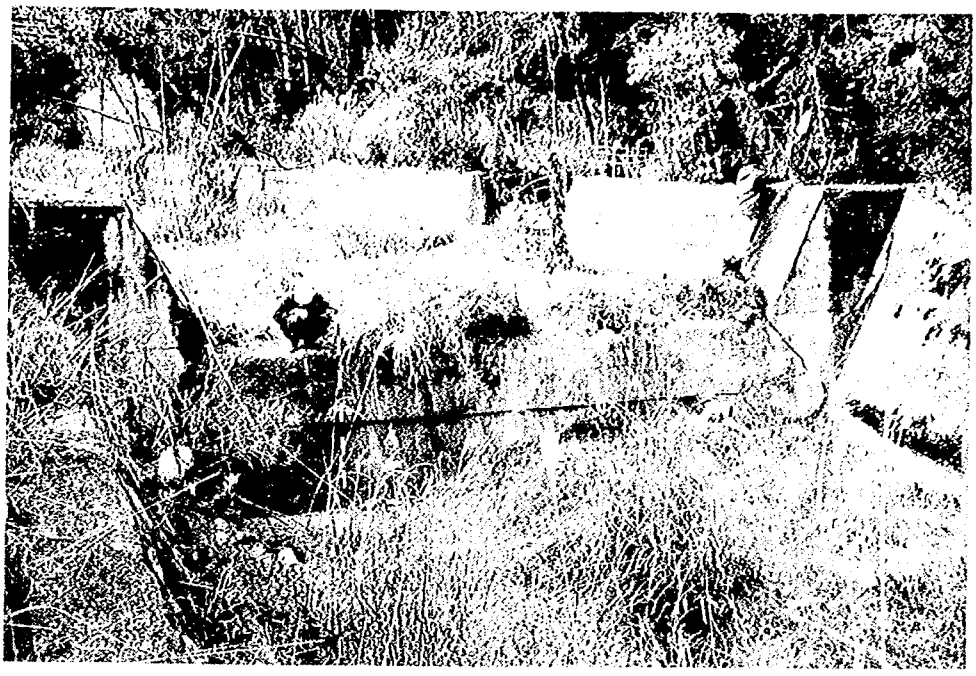


写真-9・20　被災した砂防設備（床固工）の例

砂防設備名　白瀬川第十一号床固工
河川名　白瀬川
所在地　兵庫県宝塚市
完成年　不明
管理者　兵庫県
形式　重力式コンクリート
床固工高　2.0m（有効高）



正面図　1/100

（単位：m）

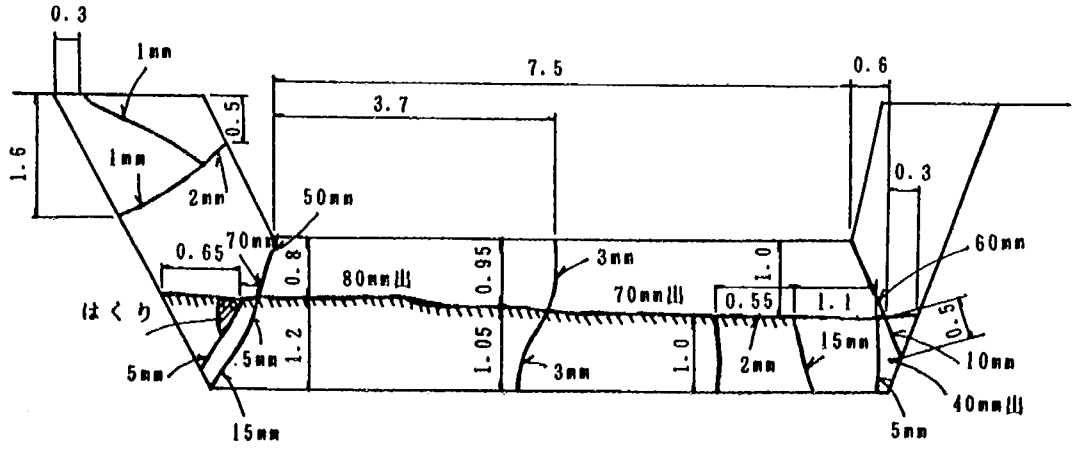
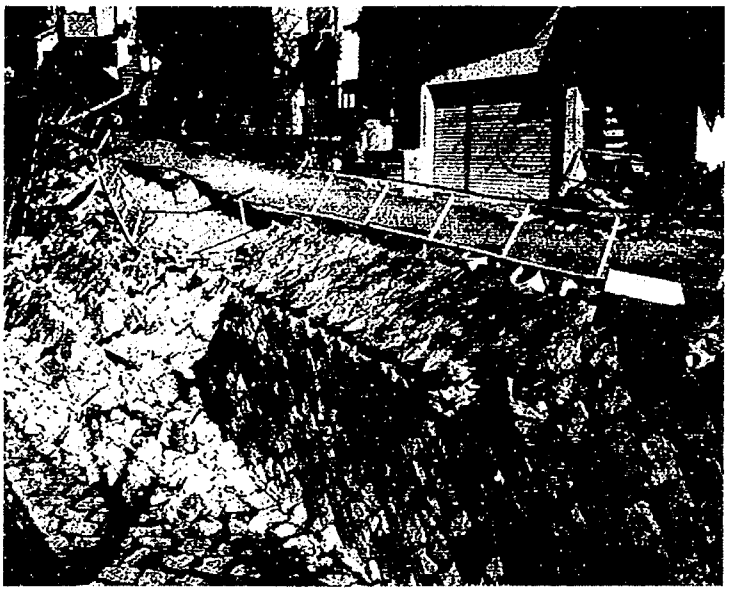


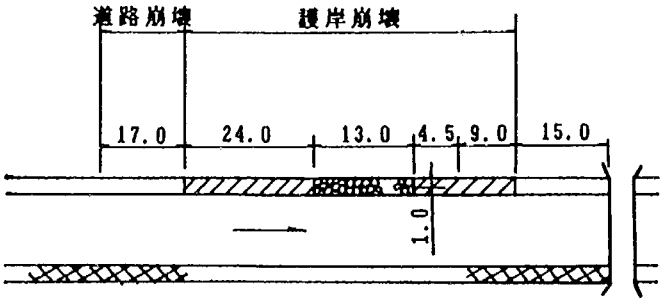
写真-9・21　被災した砂防設備（床固工）の例

砂防設備名　石屋川流路工
河川名　石屋川
所在地　兵庫県神戸市灘区高羽町
完成年　不明
管理者　建設省
形式　練石積
護岸工高　4.0m



平面図

（単位：m）



断面図

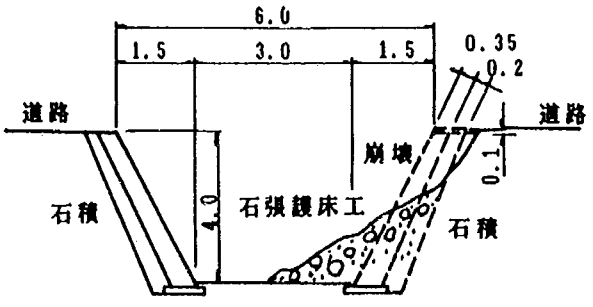
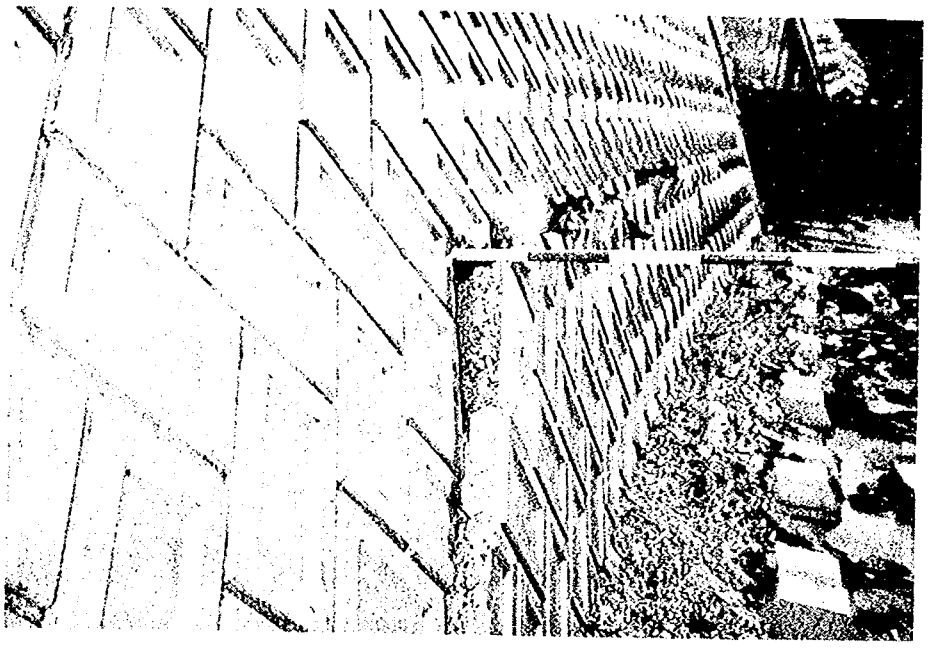


写真-9・22　被災した砂防設備（護岸工）の例

砂防設備名　育波川流路工
河川名　育波川
所在地　兵庫県津名郡北淡町
完成年　不明
管理者　兵庫県
形式　ブロック積
護岸工高　3.0m



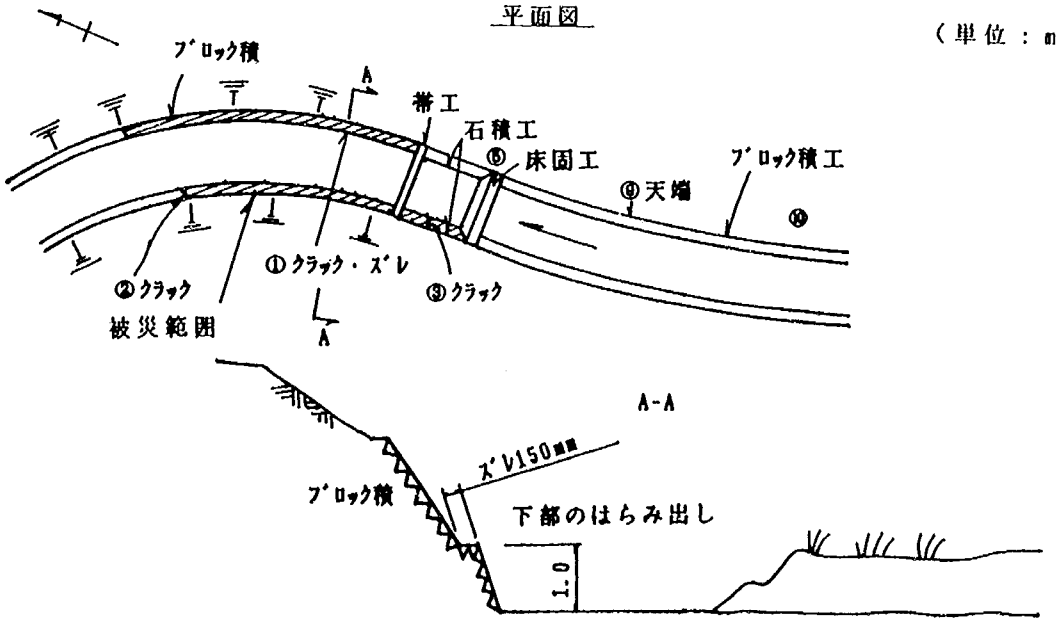


写真-9・23　被災した砂防設備（護岸工）の例

砂防設備名　高座川流路工
河川名　芦屋川
所在地　兵庫県芦屋市山芦屋町
完成年　不明
管理者　建設省
形式　練石積
護岸工高　4.0m



断面図　　（単位：m）

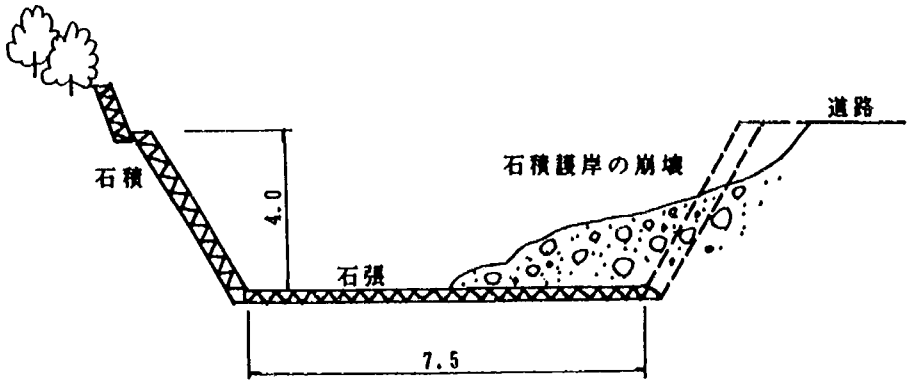


写真-9・24　被災した砂防設備（護岸工）の例

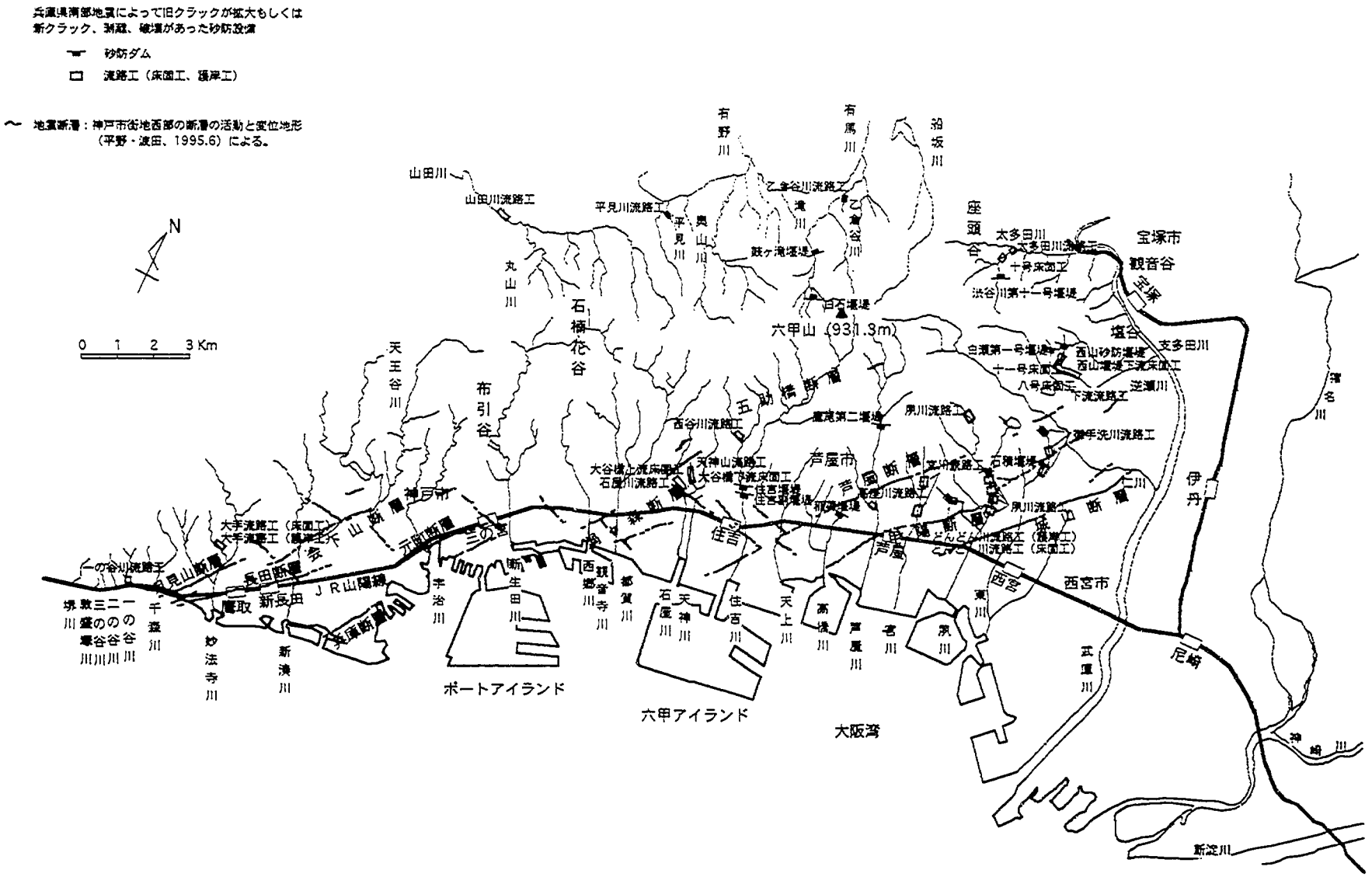


図-9・28　今回の地震により地表に変位が見られた断層*平野ら1995によると被災した砂防設備の分布（六甲山系）



図-9・29　今回の地震により地表に変位が見られた断層と被災した砂防設備の分布（淡路島北部）

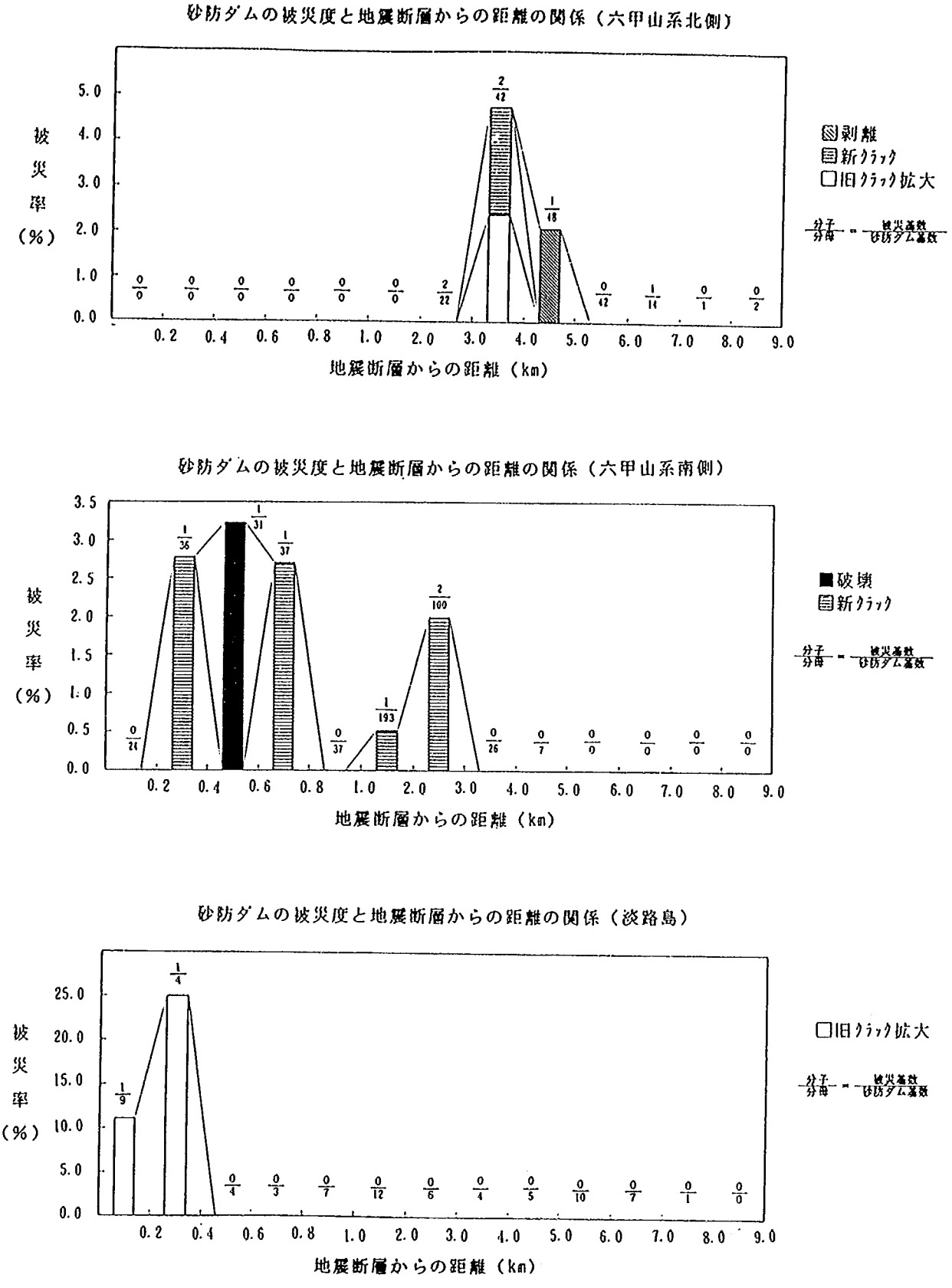


図-9・30　今回の地震により地表に変位が見られた断層*からの距離と砂防ダムの被災度，被災率の関係

*平野ら 1995による

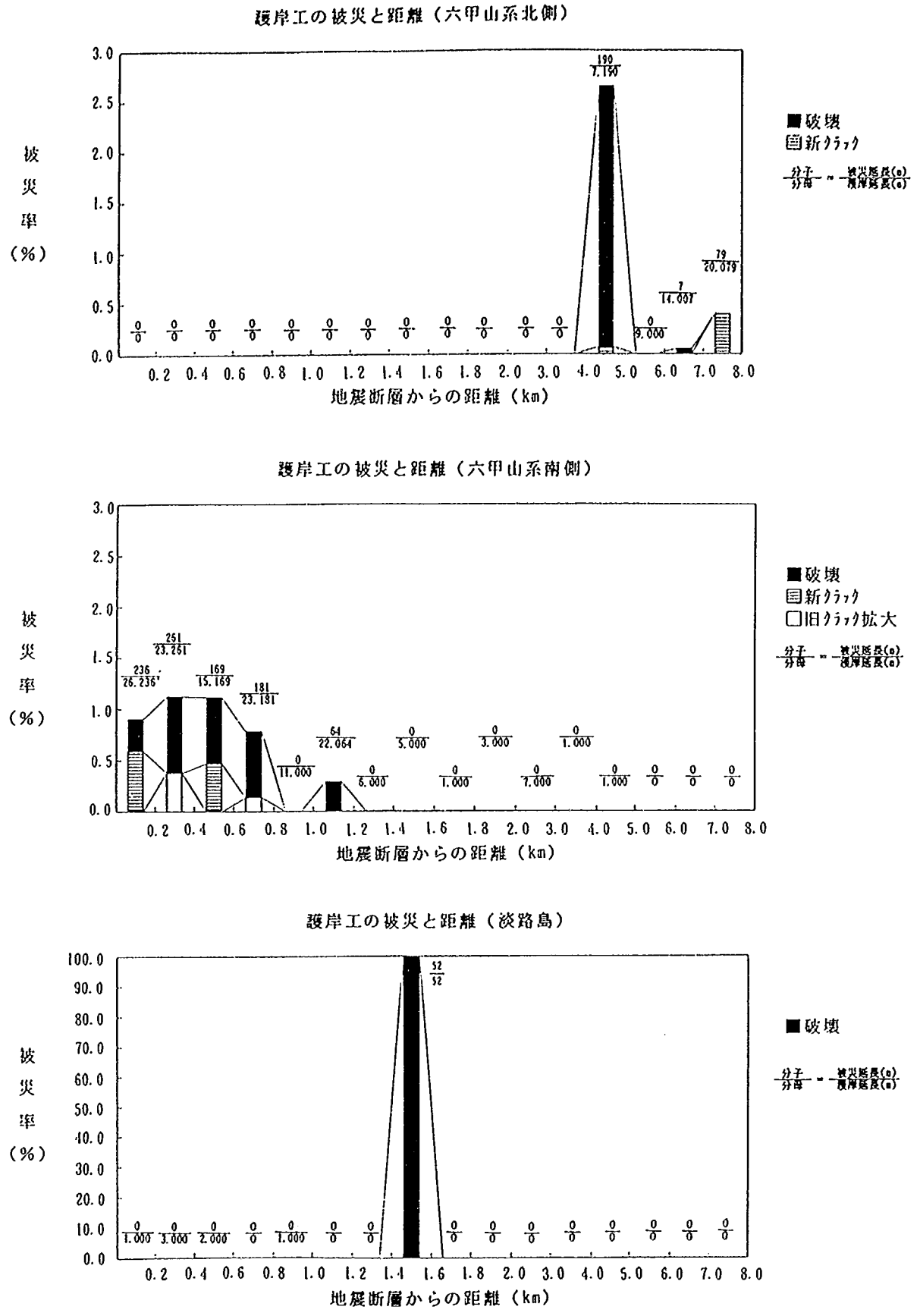


図-9・31 今回の地震により地表に変位が見られた断層*からの距離と護岸工の被災度，被災率の関係

*平野ら 1995による

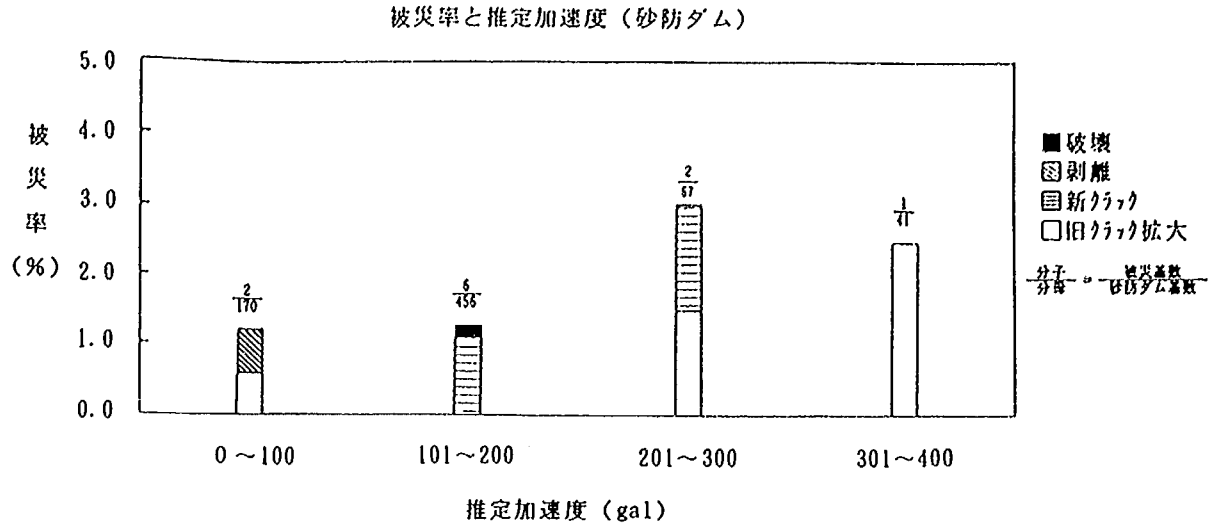


図-9・32　加速度と砂防ダムの被災度，被災率の関係

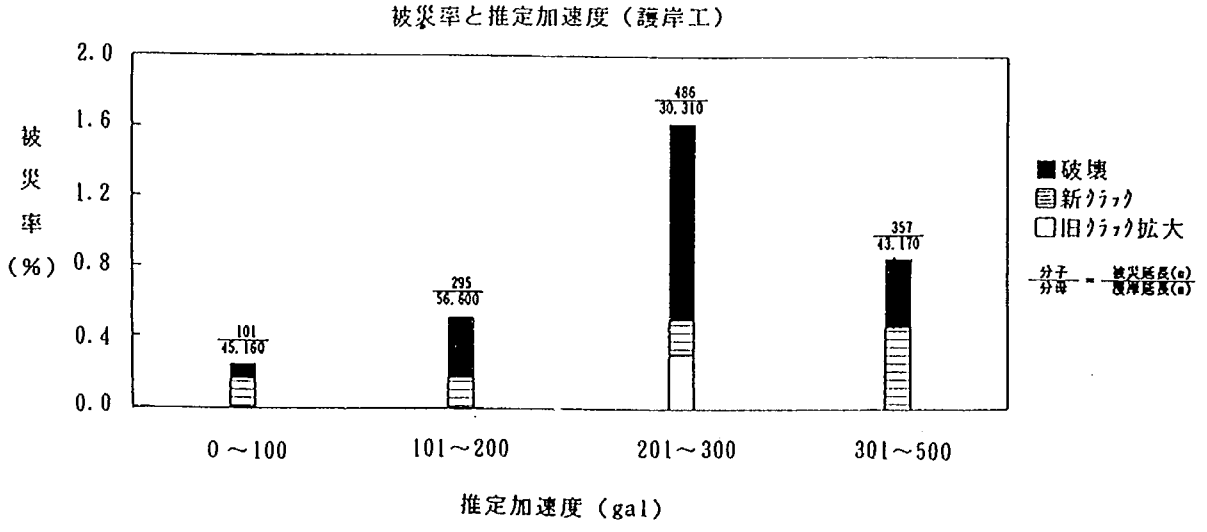


図-9・33　加速度と護岸工の被災度，被災率の関係

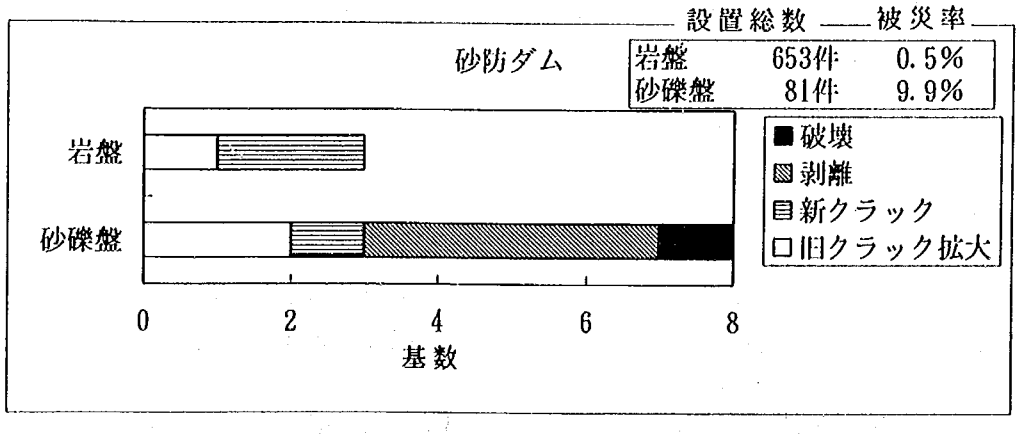


図-9・34　砂防ダムの基礎の種類による被災度，被災率

表-9・8 砂防ダムの被災実態と推定被災原因

No.	地区区分	河川名称	砂防ダム名称	設備材料	基礎状況	形状寸法(m) 高さ	形状寸法(m) 天端幅	竣工年	被災形態	被災箇所	推定被災原因
1	六甲山系	夙川	石積堰堤	空石積	砂礫	(6.0)	2.0	不明	破壊	本堤	石材相互の接着力なし
2	六甲山系	太多田川	渋谷川第11号堰堤	練石積	砂礫	(6.0)	4.5	不明	石積の剝離	本堤下流面	石材間の結合力が小さい
3	六甲山系	住吉川	住吉堰堤	練石積	砂礫	(3.5)	2.8	昭和5年	斜めクラック	本堤	
4	六甲山系	白瀬川	白瀬第一号堰堤	コンクリート	砂礫	(5.6)	2.0	昭和45年	水平クラックと縦クラック	本堤	コンクリート打継目の施工不良
5	六甲山系	白瀬川	西山砂防堰堤	コンクリート	砂礫	(6.6)	2.0	昭和47年	〃	本堤	
6	六甲山系	滝川	白石堰堤	コンクリート	岩盤	21.5	2.5	昭和36年	水平クラック	間詰め	
7	淡路島	谷川	谷川堰堤	コンクリート	砂礫	(4.9)	1.6	不明	〃 ※	袖部	
8	淡路島	瀬川	瀬川堰堤	コンクリート	岩盤	(10.1)	2.0	不明	縦クラック ※	本堤	
9	六甲山系	有馬川	鼓ヶ滝堰堤	コンクリート	砂礫	10.0	2.2	昭和14年	水平クラックと縦クラック ※	本堤	
10	六甲山系	高橋川	稲荷堰堤	コンクリート	砂礫	(5.0)	2.5	昭和14年	縦クラック	袖部	
11	六甲山系	芦屋川	鷹尾第二堰堤	鷹架コンクリート	岩盤	13.0	3.0	平成7年	〃	袖部	施工中（袖部基礎の不均質）

※旧クラックの拡大
( ) 内の高さは有効高を示す。

(6) 岩盤を基礎として建設された砂防ダムの被災率は砂礫盤を基礎として建設されたものに比べて低かった（図-9・34）。

(7) 今回の地震により砂防ダムの被災の原因は直接的には大きな地震力が作用したためであるが，これらの砂防ダムだけで被災が生じた一つの原因は，砂防ダムの被災形態から，砂防ダムの施工時のコンクリートの打継面の処理が十分でなく，打継面では発生した引張応力に対応する引張強度が得られなかったためと推定される（表-9・8）。

3．2 急傾斜地崩壊防止施設および地すべり防止施設の被害と特徴

3.2.1 急傾斜地崩壊防止施設の被害調査方法

まず第一に兵庫県南部地震による崩壊危険性のある斜面（急傾斜地崩壊危険区域に限らない）と崩壊防止施設の状況を正確に把握するために，地震動の大きかった神戸市，西宮市，芦屋市，宝塚市，淡路島の津名郡津名町，淡路町，三原郡南淡町において，現地踏査を行った(以後概査と呼ぶ)。この調査では，急傾斜地崩壊危険区域に限らず，崩壊危険性があると思われる斜面について，目視により斜面の変状，そして地形・地質条件と崩壊防止施設の変状の確認を行った。

次にその中でも特に地震による被害の大きかった神戸市中央区，兵庫区，長田区，須磨区にある急傾斜地崩壊防止施設について，その種類，規模，変状について詳細に調査を行った(以後詳細調査と呼ぶ)。この調査では，調査対象を急傾斜地崩壊危険区域内の急傾斜地崩壊防止施設に限定した。なおこの範囲内での急傾斜地崩壊防止区域の数は82箇所であった。

表-9・9 市町村別の急傾斜地崩壊危険区域および施設が被災した区域の数

市町村名	施設のある急傾斜地崩壊危険区域の数	被災施設のある防止区域数	被災率(%)
神戸市東灘区	4	3	75
神戸市灘区	3	3	100
神戸市中央区	6	5	83.3
神戸市兵庫区	8	7	87.5
神戸市長田区	21	9	42.9
神戸市須磨区	13	5	38.5
神戸市垂水区	4	2	50
神戸市北区	15	3	20
西宮市	0	0	0
芦屋市	1	0	0
宝塚市	4	3	75
津名郡津名町	1	1	100
津名郡淡路町	1	1	100
三原郡南淡町	6	4	66.7
三原郡南淡町	6	4	66.7
合計	87	46	52.9

3.2.2 急傾斜地崩壊防止施設の被害調査結果

(1) 被災施設の分布

概査地域内の急傾斜地崩壊危険区域内での急傾斜地崩壊危険施設の被災数について，市町村別に表-9・9に示す。このようにこの区域内の急傾斜地崩壊防止施設の約半数程度が地震により何らかの被害を受けている。しかしながら被災内容を見ると，大多数が幅1cm以内の亀裂程度のもので，機能を完全に損ねるほどの被害を受けた施設は非常に少数であった。また調査対象施設のほとんどは地震動の大きな平地の周辺に位置するため，被災率が高くなっているが，六甲山系の裏側に位置し地震動が小さかった神戸市北区では被災率は20%と小さくなっている。

表-9・10　急傾斜地崩壊防止施設の被災状況
（神戸市中央区、兵庫区、長田区、須磨区）

工種		地震による施設の被災程度				
		A	B	C	D	合計
水路工	数量	9	16	11	26	62
	割合(%)	14.5	26	17.7	41.8	100
コンクリート張工	数量	1	0	3	2	6
	割合(%)	16.7	0	50	33.3	100
アンカー付きのり枠工（現場打ち、吹付）	数量	1	4	4	46	55
	割合(%)	1.8	7.3	7.3	83.6	100
アンカー付きプレキャストのり枠工	数量	0	0	0	1	1
	割合(%)	0	0	0	100	100
現場打ち・吹付のり枠工	数量	0	1	1	5	7
	割合(%)	0	14.3	14.3	71.4	100
プレキャストのり枠工	数量	0	4	5	12	21
	割合(%)	0	19.1	23.8	57.1	100
吹付工	数量	3	2	6	16	27
	割合(%)	11.1	7.4	22.2	59.3	100
積　工	数量	0	7	12	14	33
	割合(%)	0	21.2	36.4	42.4	100
コンクリート擁壁工	数量	2	9	19	24	54
	割合(%)	3.7	16.7	35.2	44.4	100
落石防止工	数量	1	0	1	59	61
	割合(%)	1.6	0	1.6	96.8	100
その他	数量	0	0	1	14	15
	割合(%)	0	0	6.7	93.3	100
合　計	数量	17	43	63	219	342

注1）被災の程度の上段は個数，下段の括弧書きは百分率である。
注2）被災の程度のランクの目安は以下のようである。
A：新たに作り直す必要があるもの。クラック等の幅5cm，長さ100cm以上，またははらみ出し，ずれ等が5cm以上。
B：修復の必要なもの。クラック等の幅2～5cm，長さ100cm以下，またははらみ出し，ずれ等が2～5cm。
C：特に修復の必要がないもの。クラック等の幅2cm以下，またははらみ出し，ずれ等が2cm以下。
D：地震による新たな被災が見られないもの。

(2) 各工種毎の被災状況

次に詳細調査による急傾斜地崩壊防止施設の工種毎の被災状況について表-9・10に示す。工種としては水路工，アンカー付現場打・吹付のり枠工，重力式・もたれコンクリート擁壁工が多い。水路工については他の工種の排水施設として併用されるものであるため数量が多いのは当然であるが，抑止力を期待して力学的な計算に基づいて設計されるアンカー付現場打・吹付のり枠工や重力式・もたれコンクリート擁壁工などの高級な工種が多く採用されていることは大きな特徴である。

被災の程度については，A，B，C，Dの4つのランクに分類した。このうちAは被災の程度が非常に大きく，現施設の機能が損なわれたと判断されるものであり，Bは被災の程度がやや大きく，施設の修復が必要と判断されるものである。またCについては軽微な被害は受けたものの修復の必要も認められない程度のものであり，Dは被災しなかったものである。つまりランクA，Bは施設の（部分的な）破壊とみなされるものであり，Cは施設の小さな変状程度とみなされるものである。各工種毎の被災の程度を図示したものが図-9・35である。表-9・10及び図-9・35より以下のことがわかる。

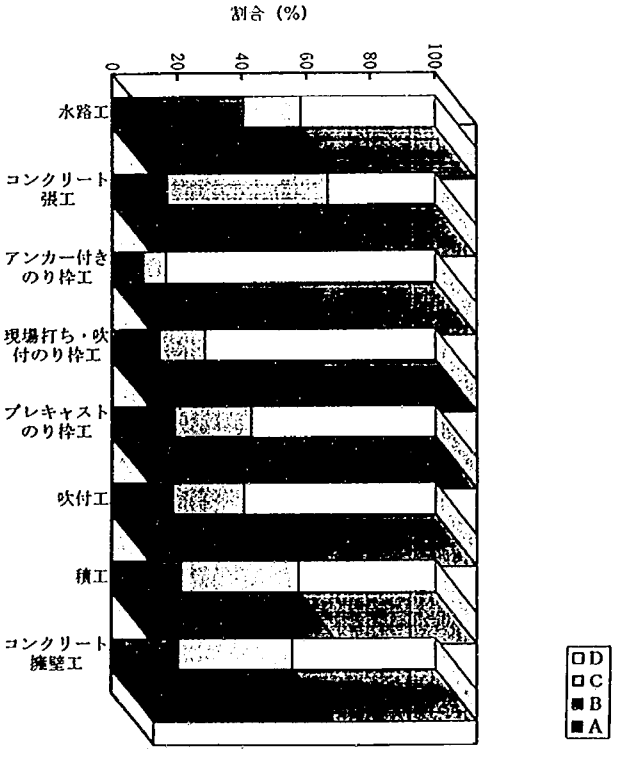


図-9・35 各工種の被災状況

1）水路工がA，Bランク合わせて40.5%と非常に被災率が高い。

2）アンカー付現場打・吹付のり枠工が非常に被災率（ランクA，B，C）が小さく，ランクDの非被災のものが83.6%もあった。

3）地震時に安定性が高いと考えられている重力式・もたれコンクリート擁壁では，ランクA，Bの比率が20.4%であり，プレキャストのり枠工やモルタル・コンクリート吹付工，石積・ブロック積工など地震時に比較的弱いとみなされている工種とほぼ等しい。逆にランクDの非被災の比率はむしろプレキャストのり枠工やモルタル・コンクリート吹付工の方が大きい。

3.2.3 急傾斜地崩壊防止施設の被害の特徴

急傾斜地崩壊防止施設の被害の特徴について検討する。まず表-9・10及び図-9・35の結果より各工種の耐震性について以下のように考えられる。

1）水路工の具体的な被災状況としては，のり肩やのり尻部に設置された場合の斜面の引張・圧縮による破壊が多かった。このように斜面の中で最も変状の出やすい部分に設置されることが多い上，他の施設，例えばのり枠工のようには縦横の両方向に広がりを持たないので，地震による応力やひずみが集中しやすいために破壊されやすいと考えられる。

2）アンカー付現場打・吹付のり枠工の設計計算においては特に地震力を考慮しないのであるが，従来より言われているようにこのタイプの構造物は地震時の挙動は地山と同調したものであることが被災率の小さな理由の一つと考えられる。また現場打・吹付枠工もかなり被災率が低いが，調査対象数量が7例と少ないため，さらに検討を行う必要がある。

3）重力式・もたれコンクリート擁壁では，抑止力を期待されて力学的な計算により設計されている（特に地震時の安定計算行っていないが，常時の計算のなかで地震力を考慮していると考えられる）ため安定性が良いと考えられる。しかし非常に厚い構造物であること，のり尻部のみを保護するものであることより，地震時の挙動が斜面のそれとは異なってくるため被災率がやや高くなっていると考えられる。またプレキャストのり枠工やモルタル・コンクリート吹付工は構造物としては強度が小さいが斜面全体を覆うため，地震時には斜面と一体となって動くことより被災率がそれほど大きくないと考えられる。次に各工種毎に被災の程度と地形条件の関係につい

て検討する。水路工，プレキャストのり枠工，モルタル・コンクリート吹付工，石積・ブロック積工（およびコンクリート擁壁工）について検討する。アンカー付現場打・吹付のり枠工については，もともとの被災率が小さいためにここでの検討の対象外とする。またコンクリート張工，石張・コンクリート張工，現場打・吹付のり枠工は調査対象施設数が少ないために検討しない。また地形の縦断形のうち上昇型というのは斜面が凹状に窪んでいるもの（凹型斜面）であり，下降型は斜面が凸状に突出しているもの（凸型斜面）である。またS型，逆S型は斜面中に凸型斜面の突出部と凹型の窪みが共に存在するもの（複合斜面）である。

1）水路工

図-9・36に水路工の被災状況（被災の程度A，B，C，Dランク）と斜面の平面形状(a)，縦断形状(b)の関係を示す。なお被災状況の各ランクは調査対象全数で正規化し，全体に占める割合を示している（以下の解析もすべて同様に表示している)。これらを見るとまず平面形状が尾根部である場合にランクA，B，Cの被災施設が多いこと，そして特に修復の必要のあるランクA，Bが他の平面形状のものに比べて多いことがわかる。また縦断形状では，上昇型および直線型の斜面での被災率（ランクA，B，C）が多いことがわかる。

2）プレキャストのり枠工

図-9・37にプレキャストのり枠工の被災状況（被災の程度A，B，C，Dランク）と斜面の平面形状(a)，縦断形状(b)の関係を示す。平面形状では尾根型と直線型で，縦断形状では直線型で被災率が高くなっている。

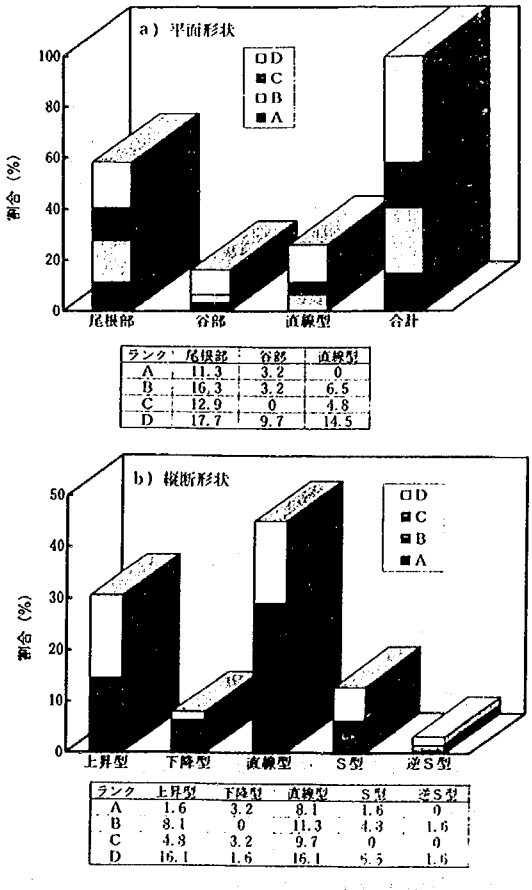
3）モルタル・コンクリート吹付工

図-9・38にモルタル・コンクリート吹付工の被災状況（被災の程度A，B，C，Dランク）と斜面の平面形状(a)，縦断形状(b)の関係を示す。平面形状では尾根部，縦断形状では上昇型および直線型の斜面で被災率が高くなっている。

4）石積・ブロック積工

図-9・39に石積・ブロック積工の被災状況（被災の程度A，B，C，Dランク）と斜面の平面形状(a)，縦断形状(b)の関係を示す。平面形状では尾根部と直線型が，縦断形状では直線型が被災率が高くなっている。なお重力式・もたれコンクリート擁壁工についても同様な解析結果が得られた。

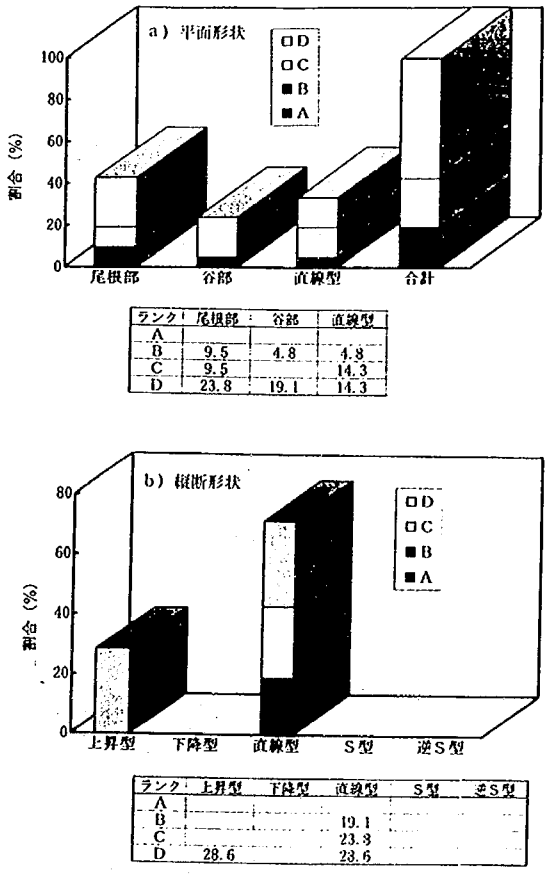
以上のように，平面形状では尾根型および直線型の



ランク	尾根部	谷部	直線型
A	11.3	3.2	0
B	16.3	3.2	6.5
C	12.9	0	4.8
D	17.7	9.7	14.5

ランク	上昇型	下降型	直線型	S型	逆S型
A	1.6	3.2	8.1	1.6	0
B	8.1	0	11.3	4.3	1.6
C	4.8	3.2	9.7	0	0
D	16.1	1.6	16.1	5.5	1.6

図-9・36　水路工の被災状況と傾斜形状との関係



ランク	尾根部	谷部	直線型
A			
B	9.5	4.8	4.8
C	9.5		14.3
D	23.8	19.1	14.3

ランク	上昇型	下降型	直線型	S型	逆S型
A					
B			19.1		
C			23.8		
D	28.6		23.6		

図-9・37　プレキャストのり枠工の被災状況と傾斜形状との関係

斜面上の施設の被災率が高く，縦断形状では特に直線型の斜面上の施設の被災率が高いという結果になった。この結果は斜面崩壊の発生しやすい地形条件とほぼ同一であるといえる。つまり地震時に崩壊する危険性の高い斜面上の施設は，同様に被災する可能性が高いということであると考えられる。

3.2.4 地すべり防止施設の被害の概要

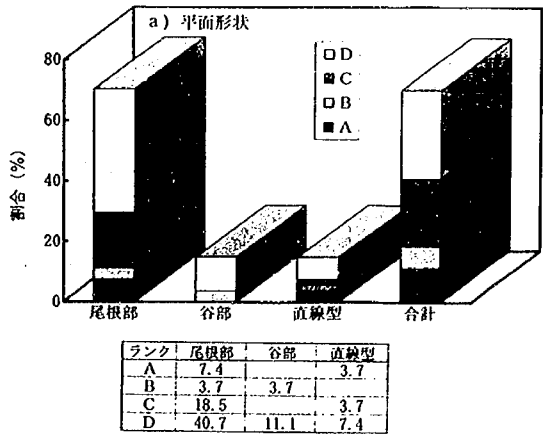
通常の地すべり地では，地震動の影響が地すべり運動の活性化には関与しないことが経験的に知られているところから，地すべり防止施設の耐震設計は一部の工種を除いて必要ないとされている。現実に，神戸市，西宮市，淡路島において実施された地すべり危険箇所の点検調査では，全調査箇所数120箇所のうち，地すべり防止施設が施工されていたのが23箇所で，施設の被災が認められたのは，北区と西宮市でそれぞれ1箇所の計2箇所のみであった。さらに，それらの被災は水路工のわずかなずれ程度で，非常に軽微なものであった。

また，兵庫県南部地震の影響範囲内で，防止施設の工種も多く，かつ調査計測が密に実施されている亀の瀬地すべり地においては，大和川工事事務所が防止施設及び地すべりの挙動に関し，種々の計測や調査を実施した。その結果，当地区の地すべり防止施設には地震による被災がなかったことが確認されている。

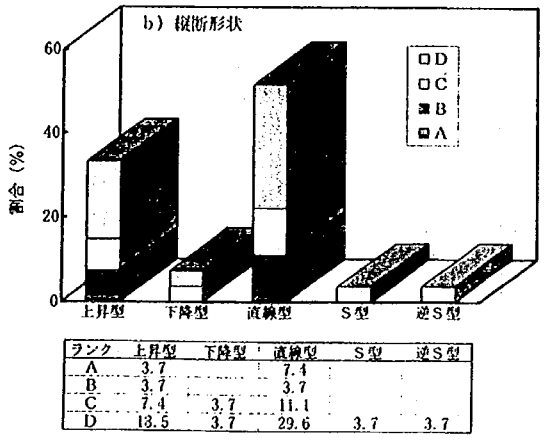
地すべり防止施設の主力となる多くの工法は地中構造物であるので，地震があっても周辺土塊と一体となって挙動すると考えられ，すべり面を挟んだ上下における土塊相互の大きな変位差さえなければ破損状況には至らない。したがって，ほとんどの地すべり防止施設では耐震設計は不要であるものと考えられる。しかしながら，地すべり防止施設のうち，排土工によって生ずる背後斜面の急勾配法面，盛り土工本体，盛り土工のための脚部の抑え擁壁については，耐震設計について検討する必要がある。

4．まとめ

平成7年兵庫県南部地震により六甲山系及びその周辺，淡路島北部では大きな地震動が発生し，斜面移動

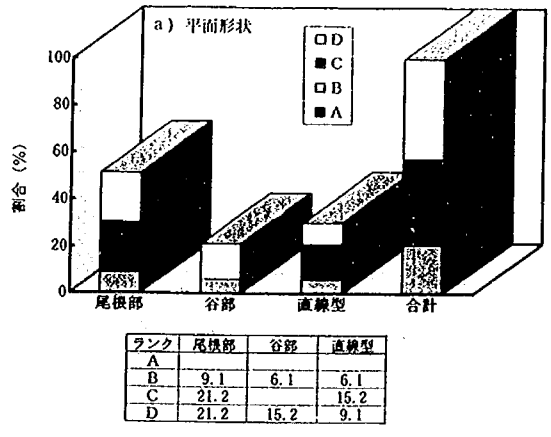


ランク	尾根部	谷部	直線型
A	7.4		3.7
B	3.7	3.7	
C	18.5		3.7
D	40.7	11.1	7.4

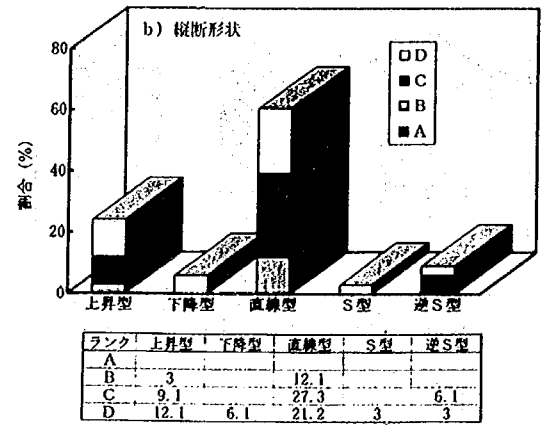


ランク	上昇型	下降型	直線型	S型	逆S型
A	3.7		7.4		
B	3.7		3.7		
C	7.4	3.7	11.1		
D	18.5	3.7	29.6	3.7	3.7

図-9・38 モルヤル・コンクリート吹付工の被災状況と傾斜形状との関係



ランク	尾根部	谷部	直線型
A			
B	9.1	6.1	6.1
C	21.2		15.2
D	21.2	15.2	9.1



ランク	上昇型	下降型	直線型	S型	逆S型
A					
B	3		12.1		
C	9.1		27.3		6.1
D	12.1	6.1	21.2	3	3

図-9・39 石積・ブロック積工の被災状況と傾斜形状との関係

現象（山腹斜面崩壊，がけ崩れ，地すべり）が発生するとともに，この地域にあった砂防施設（砂防設備，地すべり防止施設，急傾斜地崩壊防止施設）のいくつかに軽微な被害が発生した。

山腹斜面崩壊は六甲山系の東・南部において多く発生し，がけ崩れは六甲山系の南側で比較的多く発生した。また，地すべりの発生数は少なく，仁川及び有馬川の流域等で発生した。これらの斜面移動現象による人的被害は家屋の倒壊や他の公共施設の破壊によるものと比べて少なく，西宮市の仁川百合野町の崩壊性地すべりにより34名，宝塚市の宝生が丘，長田大丸町で計3名の死者が発生したが，その他には直接的な土砂災害による死者は発生しなかった。また，今回の地震後から平成7年12月までに，土砂災害関係では特に重大な二次災害は発生していない。しかしながら，六甲山系および淡路島北部を中心として山腹斜面崩壊，がけ崩れ，地すべり及び斜面へのクラックが多数生じており，山地や斜面の地盤は地震により緩んでおり，崩土も多量に山腹や渓流に堆積している。このため降雨による土石流，地すべり，がけ崩れ等の二次的な土砂災害が発生する危険性は依然として高く，今後とも，これらに備えて適切な対応を図る必要がある。

砂防設備（砂防ダム，床固工，護岸工）に関しては安全上重大な問題となるような大きな被害は発生しなかったが，六甲山系とその周辺及び淡路島北部において計47箇所の砂防設備において小規模な亀裂（クラック）や護岸工の損傷が生じた。

山地における山腹斜面崩壊及び砂防設備の耐震設計に関して今後は以下に示す課題についてさらに調査及び研究を進める必要がある。

(1) 山地，特に砂防ダムを設置するような基礎地盤，岩盤及び砂防ダム本体における地震による地震動の特性を正確に把握し，山腹斜面崩壊の予測や砂防設備の耐震性を検討するための基礎的データを得る必要がある。このため山地の斜面や砂防ダムに地震計を設置する。

(2) 地震計による観測データ等を基に斜面や砂防設備の地震動特性を解析し，地震時の山腹斜面崩壊予測精度及び砂防設備の耐震設計法を向上させる。このためには山腹斜面や砂防設備の地震応答解析を進める必要がある。

(3) 今回，砂防設備の一部には亀裂等の軽微な被害が発生したが，今後の大規模な地震に備えて砂防ダムの打継面の入念な施工の実施及び補強手法等を検討する。

(4) 地震による地震動の影響（斜面崩壊，クラックの発生等）を受けた山地における地震後の降雨による生産土砂量及び地震後の斜面崩壊・土石流の発生降雨量を精度良く予測する手法を開発する。

(5) 地震に起因する大規模斜面崩壊の発生を予測する手法を開発する。また，大規模斜面崩壊による天然ダムの形成及びその後の決壊による災害の調査，予測，対策手法を確立する。

通常の地すべり地においては，地震時の移動量はそれほど大きなものとはならないことを述べてきたが，以下に示すような検討課題を今後さらに明らかにする必要がある。

(1) 地すべり土塊の地震応答特性の解明，特に，粘質土のすべり面を挟んだ移動土塊と不動土塊との地震応答特性の比較からの，変位差を考慮した地震時の安定度の検討。

(2) 地震による間隙水圧の変動機構の解明及びすべり面の土質強度定数c，ϕの地震時における見かけの値の決定手法の検討。

(3) 地震を誘因とする斜面災害の危険個所の推定・抽出手法及び危険度の判定手法の開発。

(4) 震後の降雨と斜面災害の発生，拡大との関係の検討。

(5) 地震断層と地すべり発生との関係の検討。

急傾斜地に関しては人的被害の発生した箇所（死者：二カ所）をはじめ継続的な監視が必要となった箇所も見られた。また急傾斜地崩壊防止施設も約半数程度が何らかの被害を受けている。しかし被災内容は大多数が軽微なものであり，防止施設については転倒や破壊等による機能喪失や，これにともなうがけ崩れ災害の発生には至っていない。

今後の課題として次の点が挙げられる。

(1) 地震に対する的確な斜面の危険度判定手法の開発，確立

(2) 地震後の降雨と斜面災害の発生，拡大との関係の検討

(3) 地震後の施設の点検手法の検討

謝　辞

最後に地震発生直後の多忙な中，調査に御協力頂きました建設省砂防部，近畿地方建設局，同六甲砂防工事事務所及び兵庫県土木部砂防課の皆様方に心より謝意を表します。

参考文献

1）野村亮太郎，川崎輝雄：墓石・石造物の転倒などからみた地震被害分布と地形特性，1995年1月17日兵庫県南部地震調査速報会記録，1995

2）例えば萩原良二，宇佐美淳，田淵義弘：土木構造物における加速度強震記録(No.21)，土木研究所彙報第64号，1995

3）㈱砂防学会，砂防設備の耐震設計に関する検討委員会報告，砂防学会誌 Vol. 48, No. 6, 1996

4）山口伊佐夫，川辺洋：地震による山地災害の特性，砂防学会誌，Vol. 35, No. 2, 1982

5）安江朝光，仲野公章：地震時の斜面の危険度評価法に関する研究（II）—崩壊面積率—，砂防学会研究発表会概要集，1981

6）自然災害科学研究班：地震と災害，第3章地震災害を防ぐ，1982

7）大村寛，戸塚達哉，都築賢治：駿河湾で巨大地震が発生した場合の山地崩壊面積の推定方法に関する試論，砂防学会誌，Vol. 32, Nou 4, 1980

8）尾張安治，駒村富士弥：新潟地震による岩船地方山地崩壊について，砂防学会誌，Vol. 18, No. 2, 1965

9）建設省土木研究所：昭和59年（1984年）長野県西部地震災害調査報告，土木研究所報告第182-2号，1991

10）吉見精太郎，常田賢一，二宮嘉朗：斜面の動的応答特性に関する模型振動実験，土木学会第47回年次学術講演会，pp. 832～833, 1992

11）安江朝光，仲野公章：地震に対する急傾斜地の危険度評価，土木技術資料，Vol. 34, No. 8 pp. 68～74, 1979

12）綱木亮介，蒲原潤一：平成5年（1993）北海道南西沖地震災害調査報告第9編斜面の被害，土木研究所報告194号，pp. 167～180, 1994

13）秦 光男，瀬川秀良，矢島純吉(1982)：5万分の1地質図幅「奥尻島北部および南部地域」および同解説書，地質調査所

14）活断層研究会編：日本の活断層，東京大学出版会，1991

15）土木研究所調査団砂防班：砂防関係の被害，土木技術資料，Vol. 37, No. 4, 1995

16）吉松弘行，三井宏人ほか：がけ崩れ災害の実態，土木研究所資料第2583号，1988

17）栗林栄一ほか：1978年伊豆大島近海地震災害調査報告，土木研究所報告第158号，1982

第10編　下水道施設の被害

第10編　下水道施設の被害

田中　修司*1
小川　文章*2

by Shuji TANAKA
and
Fumiaki OGAWA

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．管路施設被害 …… 3
2．1　管路施設被害の概要 …… 3
2．2　管きょ被害の特徴 …… 5
2．3　被害の主な原因 …… 10
2．4　管きょ被害による機能低下と応急対策 …… 18
3．処理場・ポンプ場の被害 …… 22
3．1　被害の概要 …… 22
3．2　被害の特徴 …… 22
3．3　被害の主な原因 …… 35
3．4　対応及び復旧状況 …… 38
4．まとめ …… 40
謝　辞 …… 40
参考文献 …… 40

＊1　下水道部下水道研究室長
＊2　下水道部下水道研究室研究員

１．概　要

下水道施設に被害報告のあった兵庫県，大阪府及び京都府には合計102の下水処理場が稼働中であるが，兵庫県を中心に43処理場で被災し，兵庫県内の８処理場で処理機能に影響が生じる被害となった。このうち，西宮市枝川浄化センター等７処理場では，汚泥かき寄せ機の損傷など処理施設の一部が被災し，うち６処理場で一時的に処理能力の低下がみられたものの，短期日のうちに復旧を完了し高級処理に復した。

しかしながら，人工島に建設された神戸市東灘処理場では，魚崎運河をはさんで対岸に位置する魚崎ポンプ場からの導水管ならびに場内の導水管が破断したため，処理施設への送水が不能となったほか，側方流動によると見られる埋立護岸の移動により管理棟・汚泥棟の基礎杭に重大な被害が発生し，建物自体が傾斜するなど危険な状態となった。また，水処理池のジョイント部が破断し水処理池内の水が漏水したため，全ての管廊が冠水し，管廊内の電気設備や機械設備が水没，処理機能が全面的に停止するとともに復旧に長期間を要することとなった。このため，魚崎ポンプ場と東灘処理場との間の魚崎運河を締切り，仮設沈澱池とする簡易沈澱処理を余儀なくされた。なお，機能停止期間中は衛生上の観点から次亜塩素酸ソーダによる滅菌処理を行った。その後，平成７年５月１日には本施設による処理をおこなえるようになった。今回の地震による処理場の被害の多くは継ぎ手のズレ・破断，配管等の損傷，設備機器本体及び基礎の損傷であった。また，ポンプ場は56ポンプ場で被災し，放流渠のズレ・破断，ポンプの芯ズレ，配管等の損傷が多くみられた。

下水管きょの被害は，路上またはマンホールからの目視調査（一次調査）により約1600箇所と報告された。被災延長は，テレビカメラ等による詳細調査（二次調査）の結果，管きょに被害があったとする１県10市の管きょ総延長の約1.1%にあたる約162kmに及んでいることが明らかとなった。市域が狭く，かつ震度７を記録した芦屋市では総延長の約9.7%が被災したほか，尼崎市など５市においても総延長の１%以上に被害がみられた。従来の地震による管路施設被害と比較すると，液状化による浮上・沈下等の被害が少ないのに対して，傾斜地での目地ズレやクラック等の被害が多く見られた。また枝線管きょ，取付け管及び宅地内の排水設備もかなりの被害を受けた。

２．管路施設被害

２．１　管路施設被害の概要

2.1.1　被害箇所と被害状況

兵庫県南部地震においては，管きょ被害が生じた範囲は，神戸市をはじめとする１県10市に及んでおり，いずれも下水道普及率が高い地域の都市での被害であった。被害箇所が広範囲に及んだため，全国的な支援によりテレビカメラ等による管路被害調査が行われた。被災都市において被害が確認された箇所を0.25 km² 単位のメッシュで表示したものを図-10・1に示

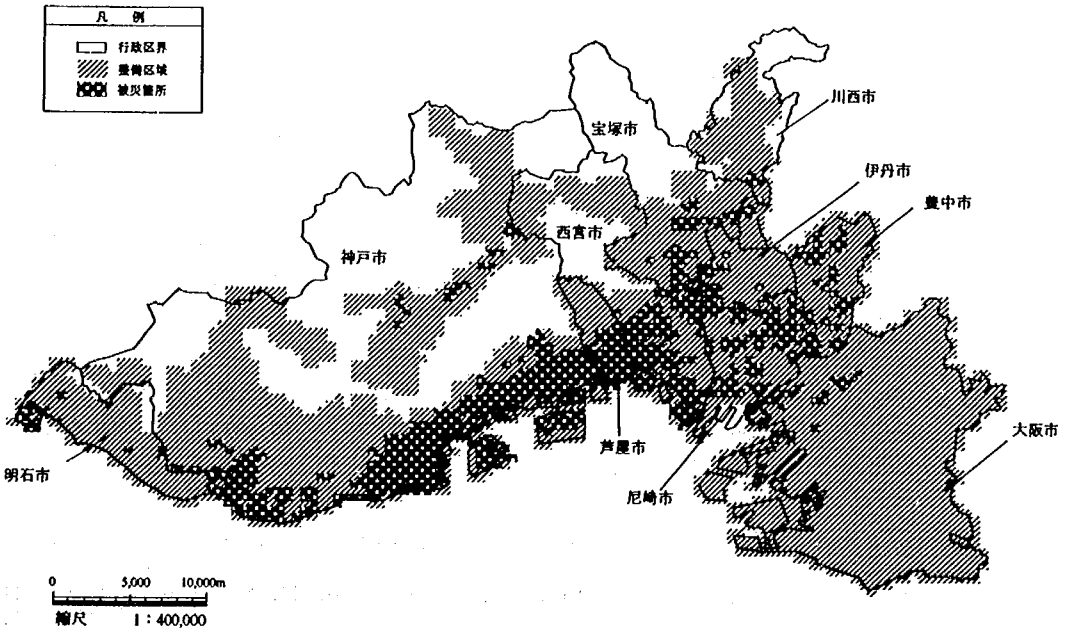


図-10・1　被害箇所図

す。被害は管きょ，マンホール，取付管・排水設備，雨水の開きょ等，全ての管路施設で生じている。平成7年4月末で整理した管きょ被害状況を表-10・1に示す。

2.1.2 被災地域と下水道整備状況

被災都市の平成5年度末下水道整備状況を表-10・2に示すが，全国的に見ても普及率の高い地域となっている。供用開始は大阪市公共下水道が昭和15年，他都

表-10・1 自治体別下水道管路施設被災

府県名	市町名	管路延長（km） (1) 総延長	(2) 要調査	(3) 調査済	(4) 被災延長	(3)/(2) %	(4)/(1) %	被災箇所数	備考
兵庫県	尼崎市	1,031.6	66.0	66.0	39.0	100.0	3.8	560	
	明石市	560.7	13.1	13.1	7.9	100.0	4.0	158	
	西宮市	1,247.0	890.0	890.0	20.3	100.0	1.6	300	
	芦屋市	247.0	122.0	110.3	23.9	90.4	9.7	34	家屋倒壊等のため未調査あり
	伊丹市	544.7	6.3	6.3	1.7	100.0	0.3	132	
	宝塚市	540.0	12.6	12.5	7.5	100.0	1.4	60	
	川西市	393.8	0.3	0.3	0.3	100.0	0.1	32	
	兵庫県	64.3	64.3	64.3	0.2	100.0	0.3	5	
	神戸市	3,800.0	1,557.0	1,496.0	59.3	96.1	1.0	529	家屋倒壊等のため未調査あり
大阪府	大阪府	373.0	326.0	217.0	—	66.6	—	—	これまでの調査では被害なし
	豊中市	945.8	450.0	450.0	0.03	100.0	0.0	16	
	吹田市	573.0	253.0	253.0	—	100.0	—	—	
	大阪市	4,544.0	12.5	12.5	1.8	100.0	0.0	40	
京都府	亀岡市	150.4	—	—	—	—	—	—	処理場のみ被害有，管渠被害無
合計		15,015.3	3,773.0	3,581.3	161.8	—	—	1,866	

（平成7年4月21日現在　建設省都市局下水道部公共下水道課）

表-10・2 被災都市の下水道整備状況

（平成6年3月末現在）

都市名	行政区域面積 (ha)	市街地面積 (ha)	処理区域面積 (ha)	行政区域人口 (人)	市街地人口 (人)	処理区域人口 (人)	処理人口普及率 (%)
(兵庫県)							
神戸市	54,580.0	12,960.0	13,032.3	1,479,200	1,356,779	1,440,800	97.4
尼崎市	4,969.0	4,604.0	3,913.0	486,938	486,938	475,787	97.7
西宮市	9,986.0	3,790.0	3,591.0	422,224	417,129	348,800	82.6
芦屋市	1,725.0	780.0	972.0	85,196	83,769	84,731	99.5
明石市	4,903.0	3,530.0	2,240.0	283,899	259,991	183,114	64.5
伊丹市	2,509.0	2,397.0	1,733.7	176,876	176,876	165,111	93.3
宝塚市	10,189.0	2,662.7	1,820.9	204,947	201,496	159,610	77.9
川西市	5,345.0	1,760.0	1,305.4	145,245	127,309	129,368	89.1
(大阪府)							
大阪市	22,045.0	21,180.0	18,673.0	2,623,800	2,623,800	2,622,280	99.9
豊中市	3,660.0	3,660.0	3,372.1	401,313	401,313	399,678	99.6
吹田市	3,611.0	3,611.0	2,761.1	334,242	334,242	269,374	80.6
(京都府)							
亀岡市	22,487.0	790.0	602.0	90,084	53,147	45,026	50.0
計	146,009.0	61,724.7	54,016.5	6,733,964.0 (A)	6,522,789.0	6,323,679.0 (B)	86.0 (平均) 93.9 (B/A)

（平成5年度版下水道統計による）

市では昭和30～40年代，神戸市，西宮市，宝塚市，伊丹市，尼崎市の流域下水道区域は昭和50年頃からとなっている。排除方式は，宝塚市や川西市では分流，他市は分流及び合流となっている。管径別に見ると，大部分が合流式の尼崎市，大阪市，豊中市では，600mm未満の小口径の管きょの割合が70%程度であるのに対して，分流式が中心の神戸市などの被災都市では，80%程度となっている。

2．2　管きょ被害の特徴

管きょ被害については，写真-10・1～10・3に示すような破損や目地ズレが多くの箇所で確認された。被災した自治体より入手した災害査定資料に基づいて，管路施設被害の特徴を示す。

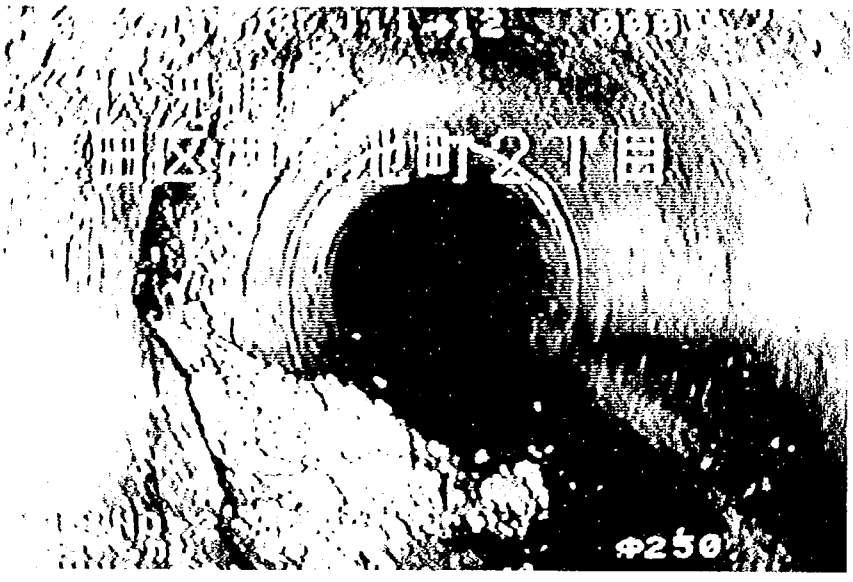


写真-10・1　本管の破損（神戸市）

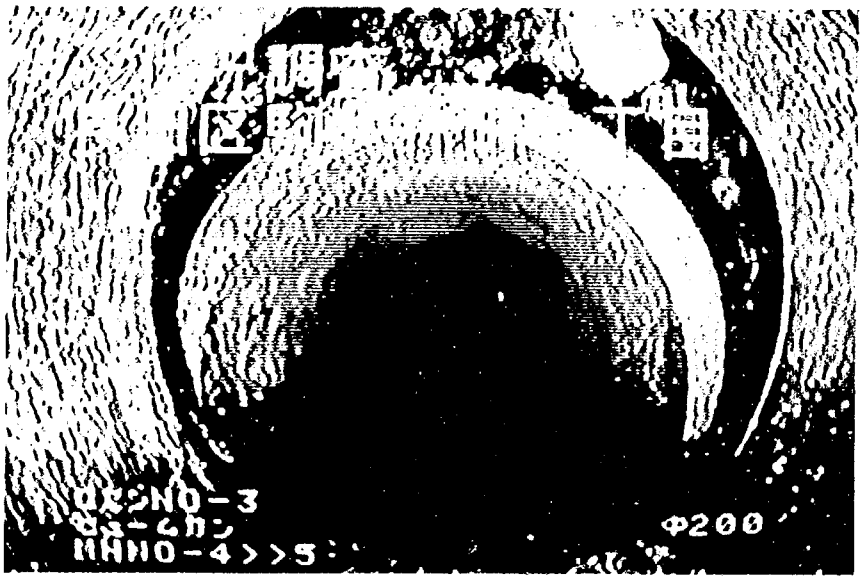


写真-10・2　本管の目地ズレ（神戸市）



写真-10・3 取付管の突出（神戸市）

2.2.1 管きょの被害形態

神戸市，川西市，芦屋市，大阪市，宝塚市の災害査定資料に基づき分析を行った。テレビカメラ調査を行った結果に基づき，管きょ被害形態を本管部被害と目地部被害とに分類した。

被害箇所数の算定については，マンホール間で被害のあったものは全て１箇所として計数している。また，棒グラフ上の数字は平成７年６月末時点で整理した被害箇所数であり，被害割合を算出する際の分母となる数である。

(1) 部位別被害形態

神戸市，芦屋市，川西市，大阪市，宝塚市の管きょの被害発生箇所数（マンホール間のスパン数）を部位（目地，本管）別に集計した結果を図-10・2に示す。

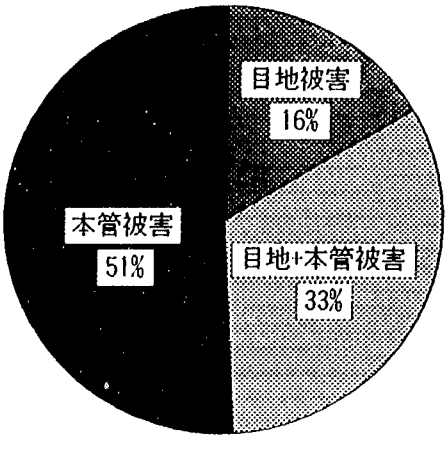


図-10・2 管きょの被害形態

全体では，マンホール間で本管部被害のみがあったものが51%，目地部被害のみがあったものが16%，両方の被害があったものが33%となっている。目地部よりも本管部の被害の割合が大きくなっている。

また，マンホールに近い位置（２m以内）では，本管被害が全体の約７割を占めており，目地被害に比べて本管被害が生じやすい。

以上より，マンホールに直接接続している管きょが被害を受けやすく，その傾向は目地被害よりも本管被害で顕著であると言える。

(2) 地域別被害形態

神戸市，芦屋市，宝塚市，大阪市の地域別の部位別被害率については，地域毎にばらつきがあり顕著な傾向は見られない。さらに，マンホール間での位置別被害率についても，同様に地域毎にばらつきがあり，現時点ではこれを説明することはできない。

(3) 管種別被害形態

管種別の本管被害と目地被害の割合を図-10・3に示す。ヒューム管では被害を受けたもののうち約80%で本管被害が，約50%で目地被害が生じている。陶管では本管被害が約90%，目地被害が約60%となっており，陶管はヒューム管と比較して，目地と本管の両方の被害が生じる割合が大きいことが分かる。一方，塩ビ管では本管もしくは目地の一方の被害のみが生じる割合が高くなっている。

また，陶管はヒューム管と比較して，マンホールに近い位置での目地被害割合が大きい。

(4) 管径別被害形態

管径別被害形態を図-10・4に示す。被災した管きょの約90%は管径300mm以下であり，管径による被害形態の顕著な差異は見られない。

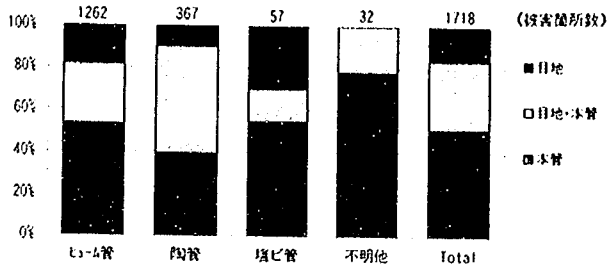


図-10・3　管種別被害形態

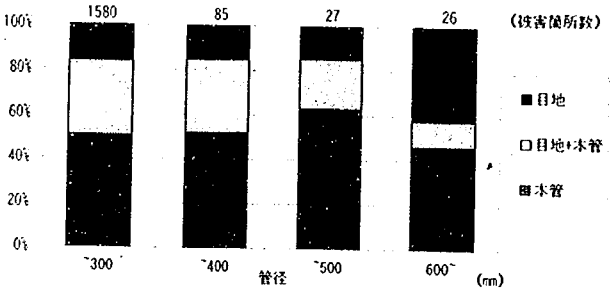


図-10・4　管径別被害形態



図-10・5　土被り別被害形態

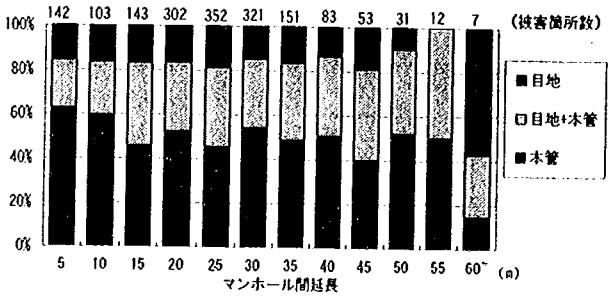


図-10・6　マンホール間延長別被害形態

(5) 土被り別被害形態

土被り別被害形態を図-10・5に示す。本管のみの被害の割合が土被り2～2.2mと3m以上の区間で高くなっているが，母数が少ないため明確な傾向があるとは判断し難い。

(6) マンホール間延長別被害形態

マンホール間延長別被害形態を図-10・6に示す。管種など他の項目別被害形態と比較して，マンホール間延長による被害形態の差は小さいと考えられる。

(7) 雨水きょの被害形態

西宮市集計による資料により，被害率（被害延長／雨水きょの布設延長）の算出を行った。図-10・7～10・10に示すように，開きょと暗きょともに，コンクリートでは断面が小さいものほど被害率が概ね高いのに対して，石積みでは断面が大きいほど被害率が概ね高いという傾向が見られる。

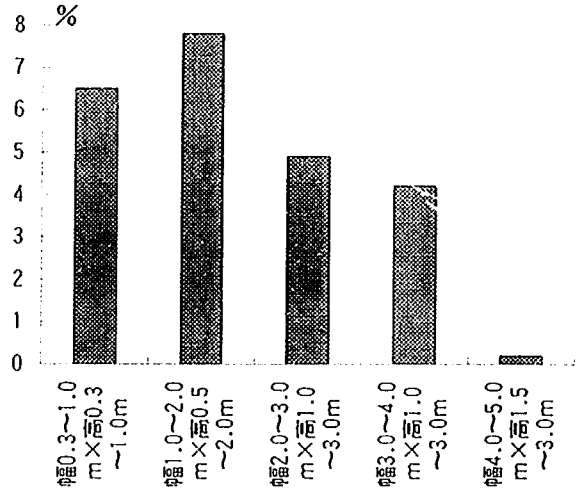


図-10・7　コンクリート開きょの被害

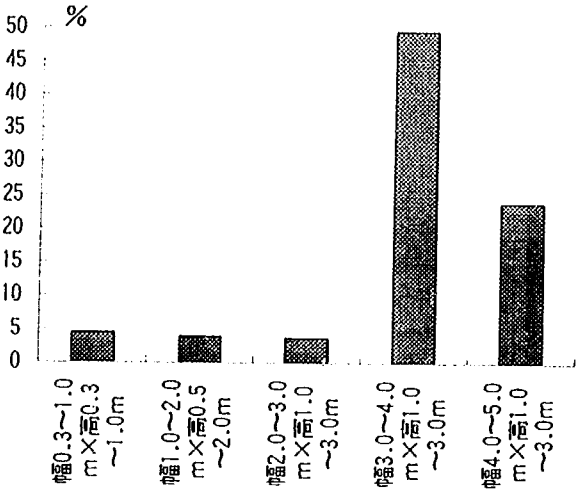


図-10・8　石積み開きょの被害

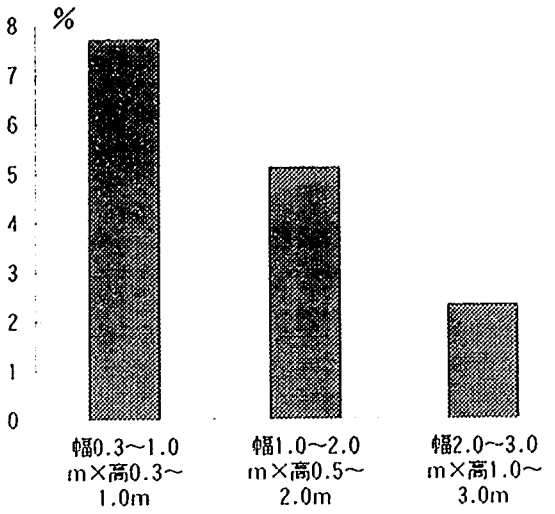


図-10・9　コンクリート暗きょの被害

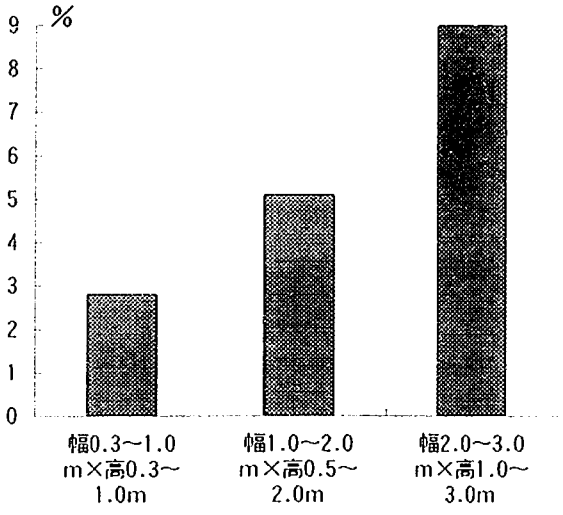


図-10・10　石積み暗きょの被害

2.2.2　マンホールの被害

神戸市，川西市，芦屋市，宝塚市の災害査定資料によりマンホールの被害形態を分析した。なお，被害調査支援都市の調査資料も災害査定資料と同様の精度であったので，併せて分析をおこなった。マンホールの被害形態を表-10・3のように分類し，図-10・11に示す部位毎に集計した。棒グラフの上の数字は割合の分母となる被害箇所数である。

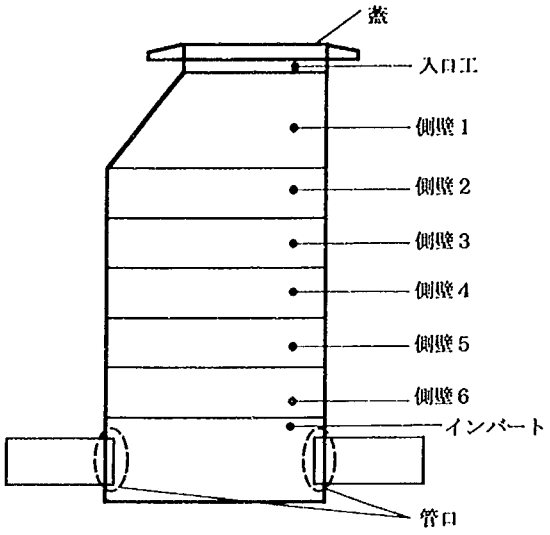
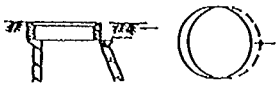
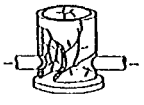
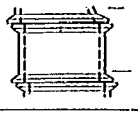
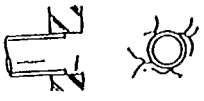


図-10・11　マンホールの部位の分類

表-10・3　マンホール被害の分類

部　位	被　害	
蓋	破　損	
入口工	ズ　レ	
側壁下部	破　損	
	ズ　レ	
管口	破　損	

(1) マンホールの被害形態

神戸市，芦屋市，川西市，宝塚市のマンホールの被害を形態（ズレ，クラック，破損）別に集計した結果を図-10・12に示す。ズレ被害の割合が大きいことがわかる。またマンホールの部位別に集計した図-10・13～10・16の結果からは，側壁が4つの場合を除けば，深い位置ほどズレ被害の生じる割合が大きいことがわかる。また，下部と接している側壁での破損被害の割合が多いが，これは接続管きょの突出などによる結果の可能性が考えられる。

部位別のズレ幅については，概ねいずれの部位でも

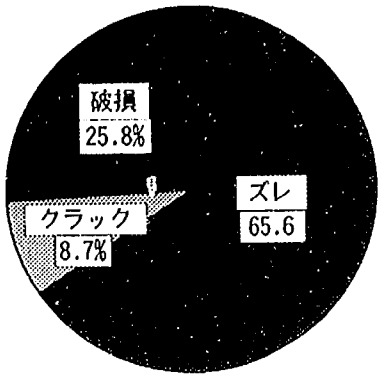


図-10・12　マンホールの被害形態

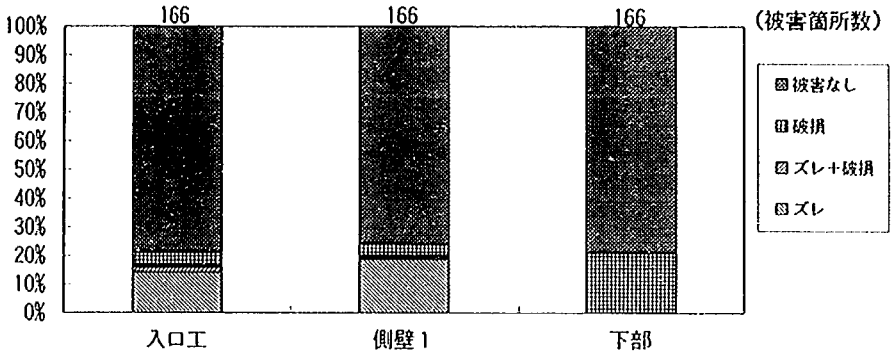


図-10・13　側壁数が1つの場合の部位別被害形態

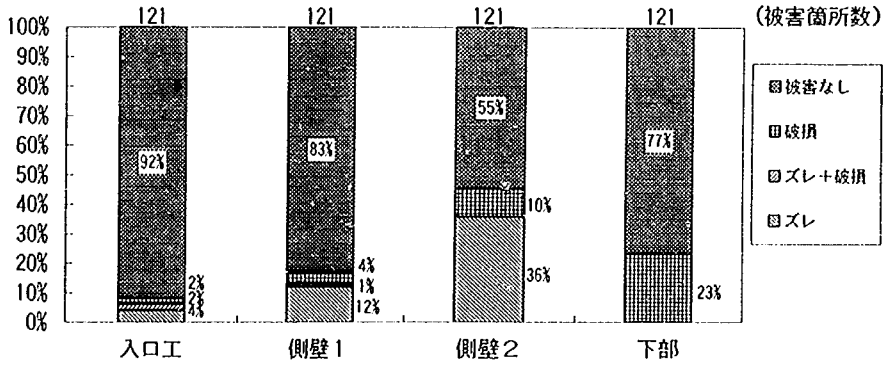


図-10・14　側壁数が2つの場合の部位別被害形態

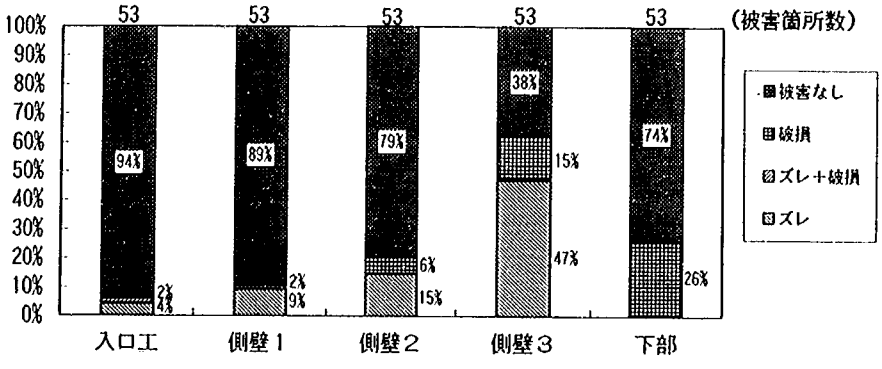


図-10・15　側壁数が3つの場合の部位別被害形態

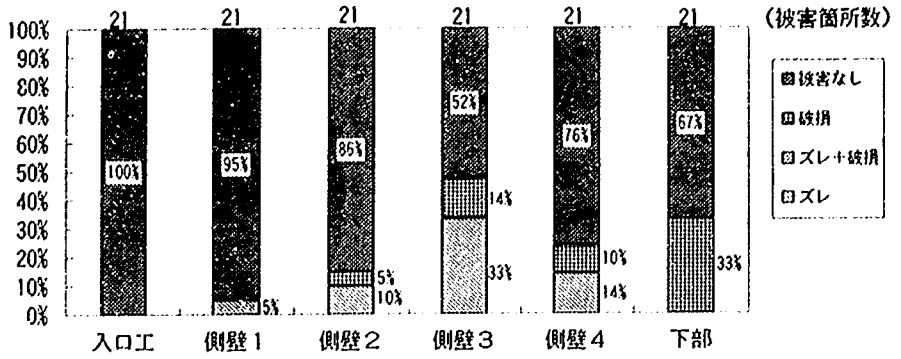


図-10・16　側壁数が4つの場合の部位別被害形態

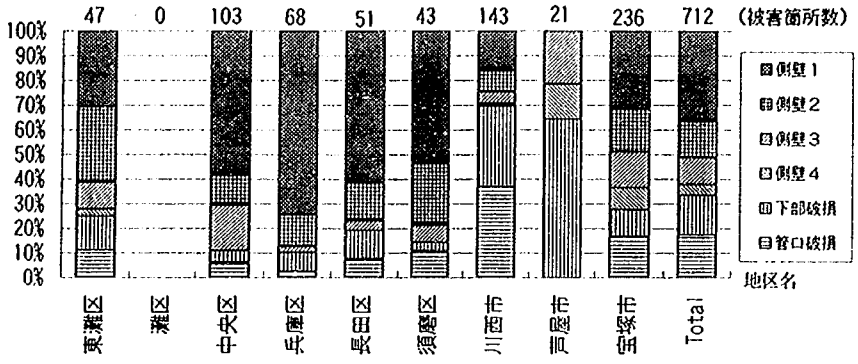


図-10・17　マンホールの地域別被害形態

4～5cm程度のズレが最も多く，平均では7～9cm程度となっている。

(2)　地域別被害形態

神戸市では，図-10・17に示すように，兵庫区を中心として東西に離れるほど下部の被害数が多くなる傾向が見られる。

2.2.3　取付管・排水設備

大阪市と川西市の取付管・排水設備の災害査定資料の分析結果を以下に示す。

(1)　大阪市

被災箇所は362箇所であり，うち集水桝の被災箇所数は63箇所（桝のみの被災含む）であった。取付管の管径は150～200mmであり，取付管延長は平均2.6mであった。被災形態の内訳は，破損がほぼ50%を占め，ズレ及びクラックはそれぞれ25%程度であった。

また，被災形態を桝との接続部，本管との接続部，中間部の3つに分類してみると，中間部での被害が多く見られ，ズレやクラックも中間部に集中している。

(2)　川西市

報告された45箇所（うち桝の被害1箇所）の取付管は150mmの陶管がほとんどであった。また取付管の接続本数はほとんど4本であり，平均延長は2.8mである。被害形態は，破損が全体の80%以上を占めており，大阪市同様中間部の被害が目立っている。

2．3　被害の主な原因

管路施設の被害については，目地や本管のズレ，破損，クラック等がみられたが，これらの被害と管路施設の種別，延長，土被り，周辺地質等の間には密接な関係があると思われた。これらの検討を行うため，資料収集対象地区を数箇所選定し，地区内における各種被害の特徴を統計的に整理して分析検討した。さらに，被害メカニズムを検証把握することは，今後の対策手法を検討するうえで参考となるため，一次元波動解析による被害状況のシミュレーションも併せておこなった。

2.3.1　解析対象地区の選定

解析対象地区を図-10・18に示す。神戸市では支援都市の調整ブロック割りを基本に地盤特性の異なると思われる地域を数箇所選定した。

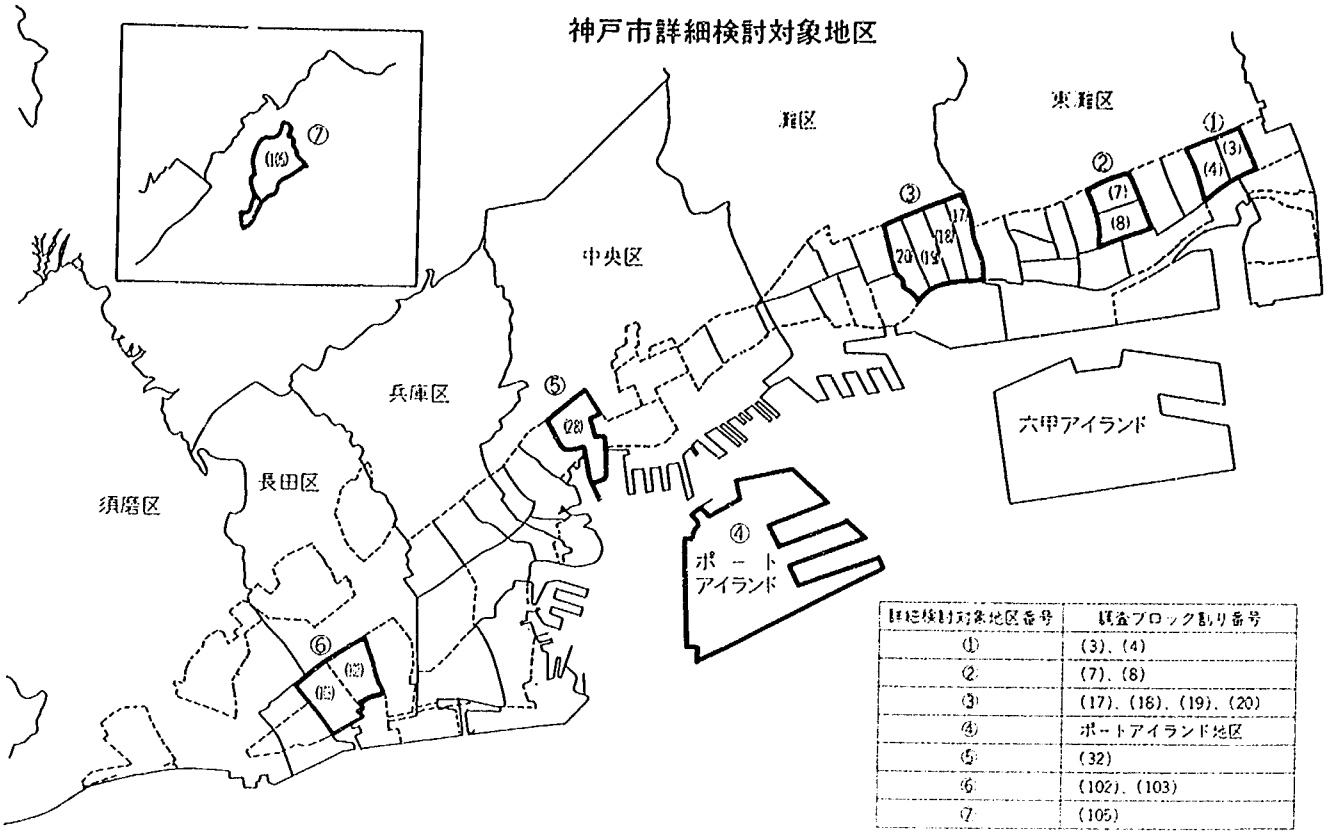


図-10・18　神戸市詳細検討対象地区

2.3.2　被害形態の統計解析

検討対象地区のうち，神戸市東灘区の第２区（７，８調査ブロック）の管きょ・マンホールの布設状況及び被害状況について分析する（表-10･4)。管きょの被害率は約５％であり，マンホールの被害率10％の1/2となっているが，管きょは目視調査によってテレビカメラ調査を行うか否かの判断を行うため，被害を少なく見積もる傾向にあることに留意する必要がある。

(1)　検討対象地区のマンホール被害

１）マンホール深さ別被害率（図-10・19）

マンホール深さが深いほど母数が小さくなっているものの，被害率が大きくなる傾向が見られる。マンホール深さが深いことは鉛直方向の長さが長くなることを意味しており，単に確率的に被害率が大きくなるためとも考えられるが，マンホールが深いほど上下の振幅の差が大きくなるためとも考えられる。

２）マンホールへの接続管数別被害率（図-10・20）

接続管数が３本の場合に被害率が最も高く，１本の場合に最も小さくなっている。

(2)　検討対象地区の管きょ被害

管きょ被害率を次式で定義する。

管きょ被害率＝被害スパン数／布設スパン数

１）管種別被害率（図-10・21）

管種は殆どがヒューム管であり，被害も全てヒューム管で発生している。

２）管径別被害率（図-10・22）

管径は200～250mmがほとんどであり，700mm以上で被害率は大きくなっているが，母数が少ないこともあり顕著な傾向は見られない。

３）マンホール間延長別被害率（図-10・23）

平均延長は約21mであり，マンホール延長の違いによる被害率の差異は見られない。

４）土被り別被害率（図-10・24）

５m以上で大きな被害率となっているが母数が少な

表-10・4　管きょ・マンホールの布設状況及び被害状況

	布　設	被　害	未調査・再調査	被災率(注)
マンホール	948個	81個	146個	10.0%
管きょ	997スパン(21.0km)	38スパン	192スパン	4.7%

(注) 未調査・再調査を除いた布設数を被害数で除した値

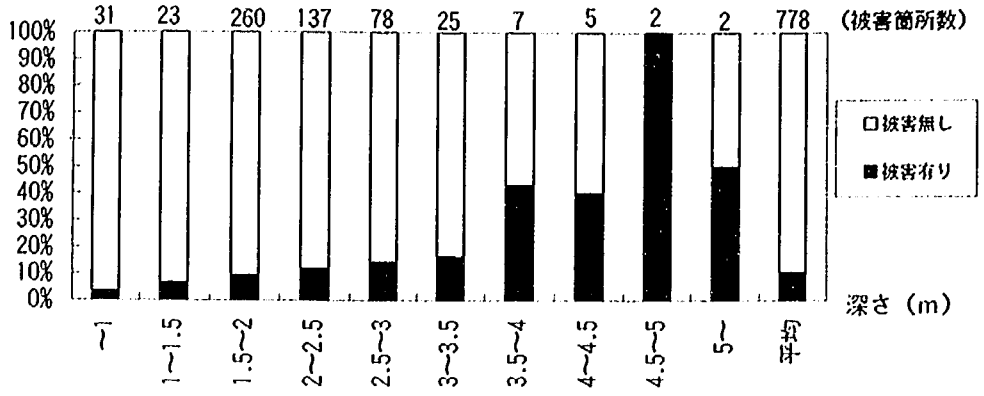


図-10・19 マンホール深さ別被害率

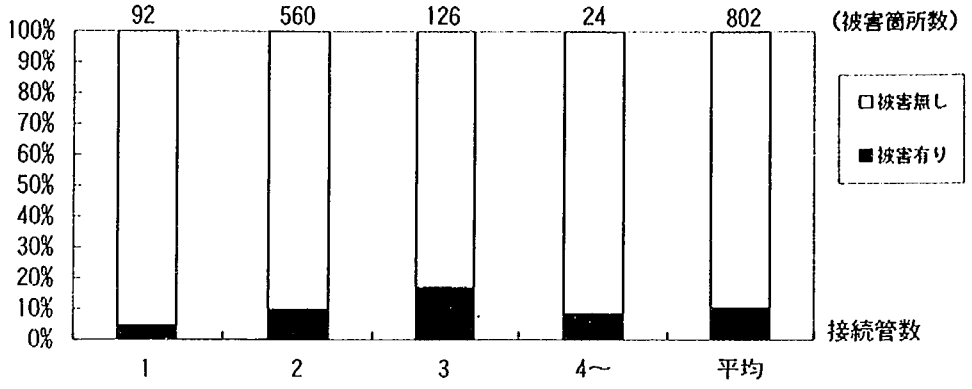


図-10・20 マンホールへの接続管数別被害率

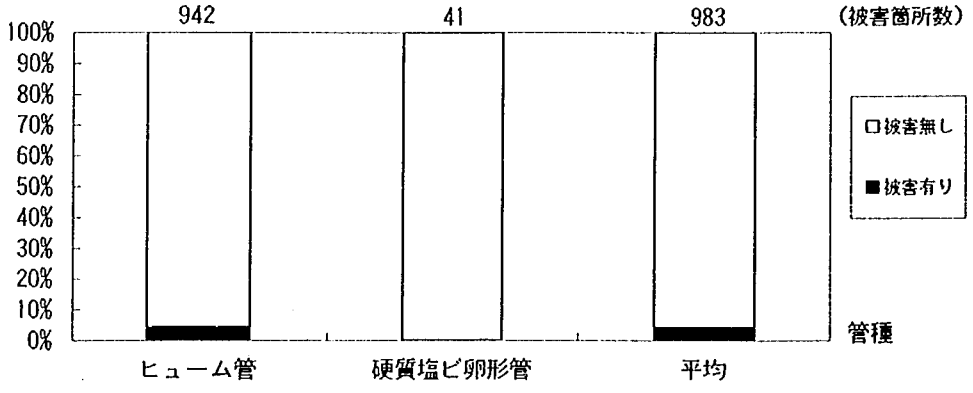


図-10・21 管種別被害率

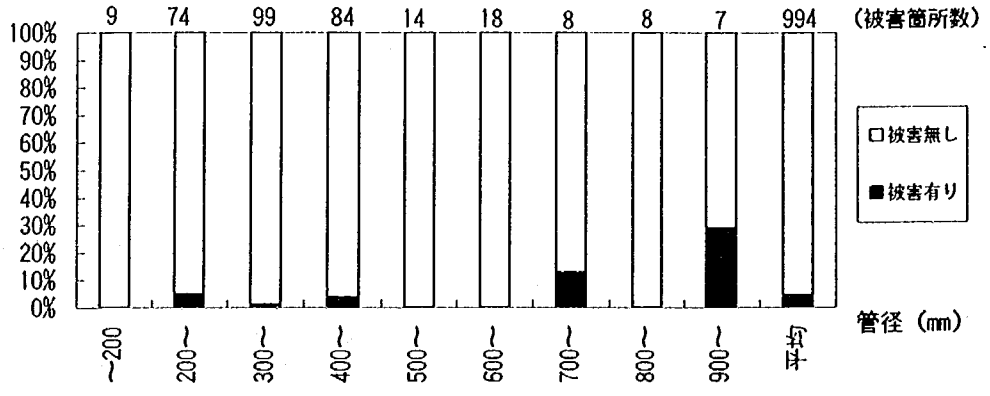


図-10・22 管径別被害率

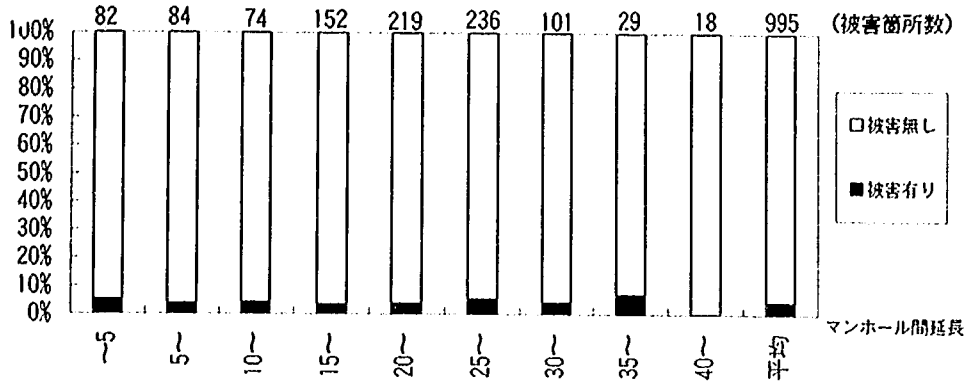


図-10・23　マンホール間延長別被害率

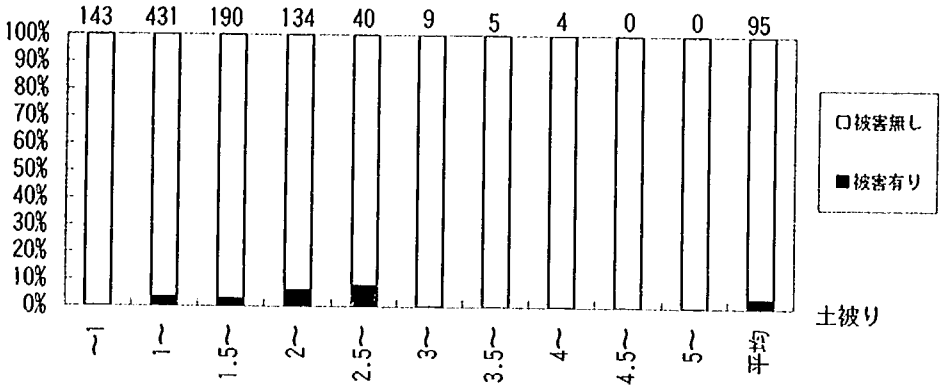


図-10・24　土被り別被害率

いこともあり，これを除くと2.5m～3mで最も被害率が高くなっている。全般的に顕著な傾向は見られない。平均土被りは約2.1mである。

(3)　マンホール被害と管きょ被害の関係

1スパンの管きょとその両端に接続した2つのマンホールに注目して，マンホール被害の有無と管きょ被害の有無の関係を分析した。

1）マンホール被害有無別の管きょ被害率

両側もしくは片側のマンホールに被害がある場合は，管きょ被害も約20%生じているのに対し，マンホールに被害がない場合には管きょ被害率は約3%と低くなっている。

2）管きょ被害有無別のマンホール被害率

管きょ被害がある場合には，ない場合と比べてマンホール被害率が高くなる傾向がある。管きょ被害がある場合には，50%以上の確率でマンホールにも被害が生じている。

2.3.3　数値解析

兵庫県南部地震により被災した下水道管路の被害メカニズムを数値解析により推定した。解析手順を図-10・25に示す。

魚崎地区（図-10・26）を検討対象として，当該地点の東西・南北の2経路を抽出し，土質データ及び航空写真測量による地表面変位量をもとに，当該地盤の震動特性及び地震時外力を推定した。

(1)　表層地盤の地震動特性

1）地表面変位分布

地震前後の航空写真測量結果より地表面変位ベクトル図を作成し，それに基づく地表面変位量を考察した。以下にその結果をまとめる。

①　地表面変位ベクトルの大きさは平均26cmである。

②　北－南ルートでは，南側（海側）へ行くに従いベクトル量が大きくなっている。北側（山側）が20cm程度で，南側（海側）へ移行するに従い最大50cm程度の値を示している。

③　西－東ルートでは，東（青木駅方向）へ行くに従いベクトル量が小さくなっている。しかし北－南ルートほど明確な傾向は現れていない。最大値60cm程度の値を示している。

2）地表面変位ベクトルと沖積層厚の相関性

北－南ルート，西－東ルートとも沖積層厚の増加に

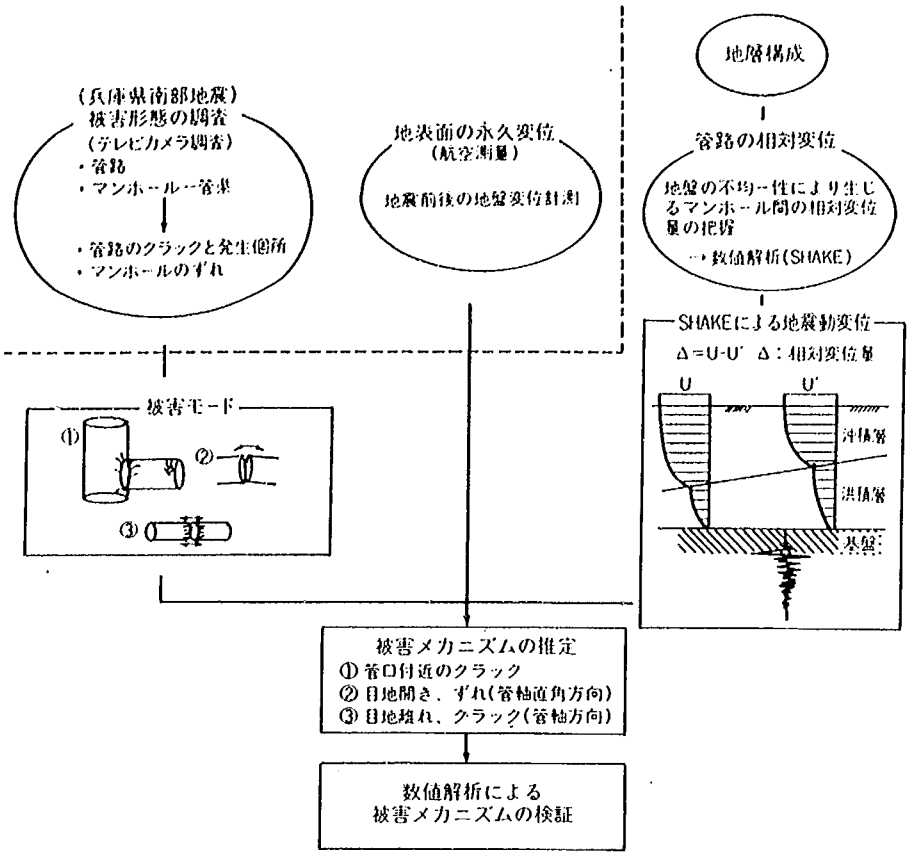


図-10・25 数値解析手順

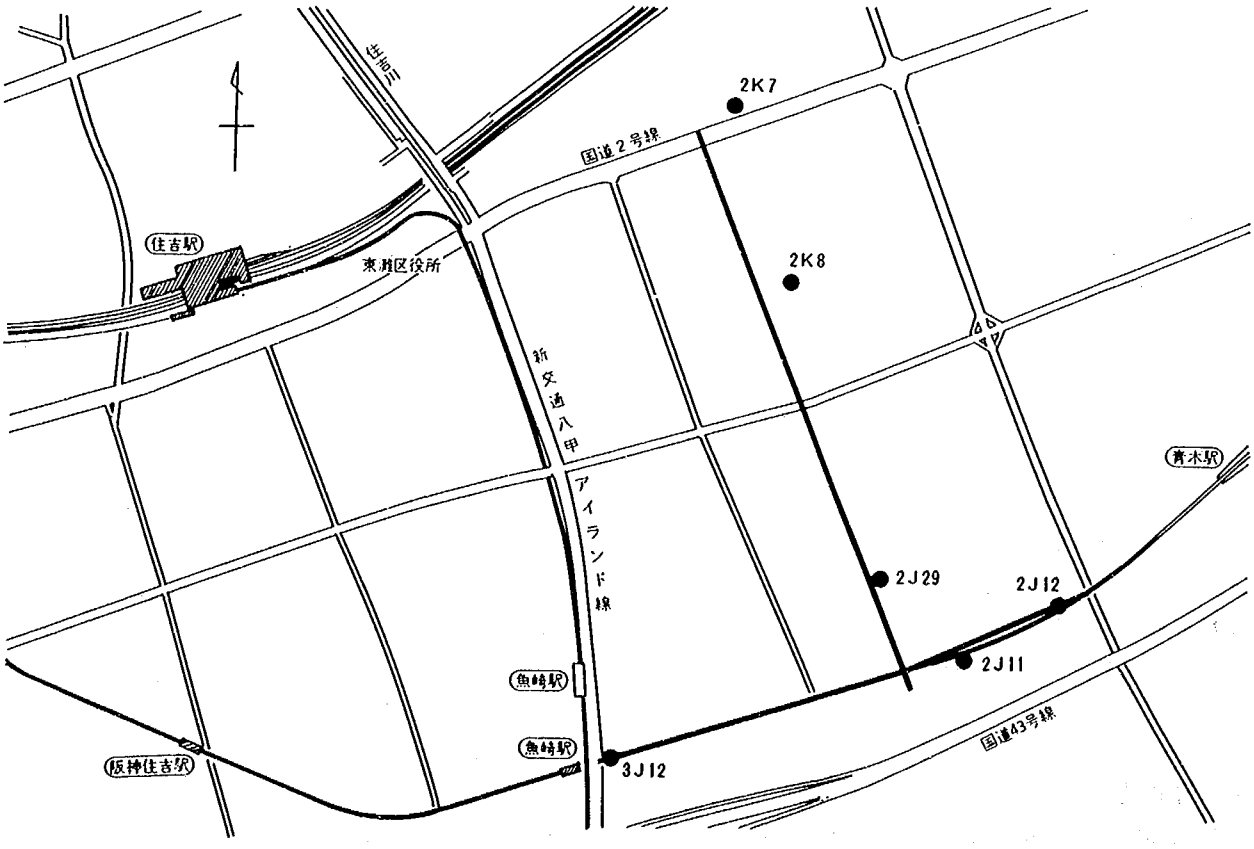


図-10・26 検討対象地区(魚崎地区)

ともなうベクトル量の増加傾向は見受けられない。特に北－南ルートでは沖積層厚が減少するとともにベクトル量が増加しているといった逆転現象が見られる。当該地区は，沖積層の下位に上部洪積層と称される砂・礫層及び粘土層が厚く堆積しており（せん断波速度：200～300m/sec），さらにその下位には工学的基盤層と考えられる大阪層群上部面がある（せん断波速度：400～500m/sec）。源栄ら[1]は，表層の地震動特性ばかりでなく，工学的基盤層を含む深い構造が地盤増幅特性にどう影響するかを検討し，被害集中地域との整合性を検証している。このため地震時の地表面での変位振幅を議論するにあたっては，沖積層厚のみではなく上部洪積層も包含して考える必要があると思われる。

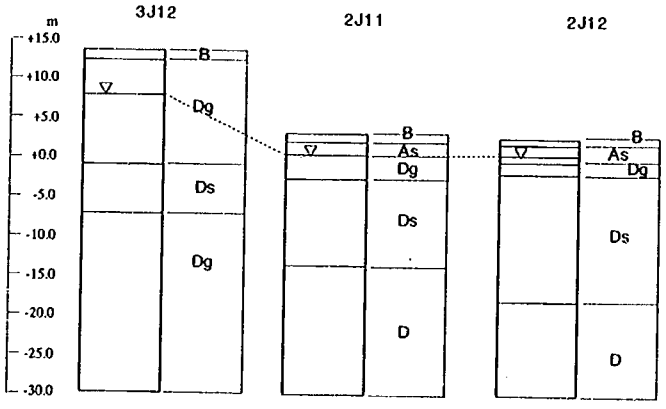
3）数値解析による地表面分布（一次元波動解析）

解析は等価線形化による一次元波動理論に基づくものとし，地盤モデルは既存ボーリングデータをもとに図-10・27のように設定した。また地盤のひずみ依存特性は「建設省土木研究所資料第1778号，地盤の地震時応答特性の数値解析法」のG/Go-γ曲線，h-γ曲線を採用した。

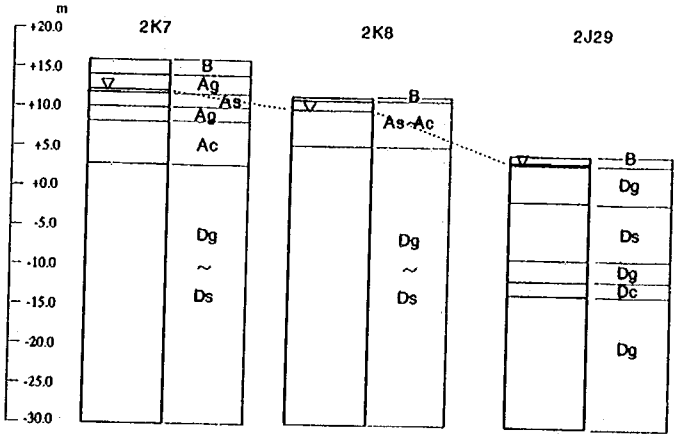
解析に用いる地震波形としては，東神戸大橋（阪神高速5号線，魚崎浜－深江浜間）の地下-33m(N12° W)を採用した（図-10・28）。この地震波を地盤モデルの基盤と仮定したT.P.-30mより入射することで地盤モデル地表面の応答変位振幅を解析した。解析用土質物性値を表-10・5に示す。

表-10・5　解析用土質物性値

	記号	単位体積重量 (tf/m³)	初期せん断弾性係数:G_0 (tf/m²)	初期せん断弾性波速度:V_{S_0} (m/sec)
埋め土	B	1.5	5,000	180
沖積層	A_s	1.9	5,000	160
	A_c	1.9	5,000	160
	A_g	1.9	8,000	203
上部洪積層	D_s～D_g	1.9	10,000	227
基盤		1.9	24,000	350



a）西－東ルート



b）北－南ルート

図-10・27　魚崎地区土質柱状図（既存ボーリングデータより）

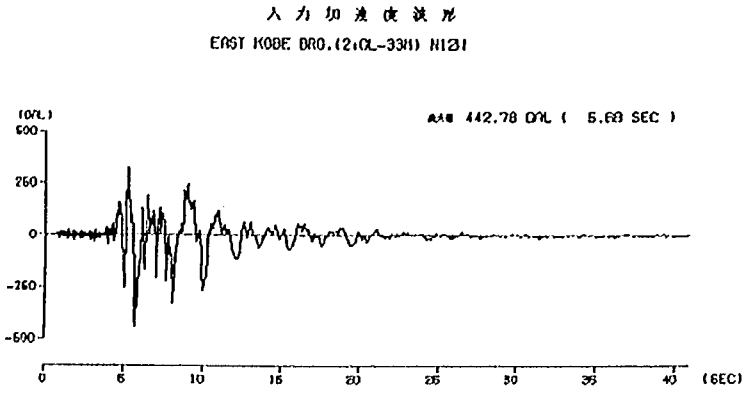


図-10・28 入力地震波形
―東神戸大橋（阪神高速道路公団）地下―33m N12° W―

解析結果を以下にまとめる。

① 北－南ルートでは地表面変位振幅は12～22cm程度が得られた。地表面変位ベクトルの大きさ（北－南ルートで15cm～50cm程度），及び全体の平均値（26cm）より小さい値が得られた（図-10・29）。

② 西－東ルートでは地表面変位振幅は11～15cm程度であった。このルートに対してもベクトル量より小さい値が得られた（図-10・30）。

③ 応答速度の深度分布より上部洪積層での増幅傾向はあまり見られない（図-10・31，図-10・32）。

(2) 地震時外力の想定

図-10・33はマンホール間隔を20mに仮定し，その間の相対変位ベクトル量と管きょ・マンホールの被害状況を示したものである。調査不能箇所等により被害状況の全貌は明確ではないが，今回抽出した下水道幹線における相対変位ベクトル量（マンホール間の相対変位量）のピークの点と管きょ・マンホールの被害箇所には相関性がうかがえる。また，相対変位ベクトル量

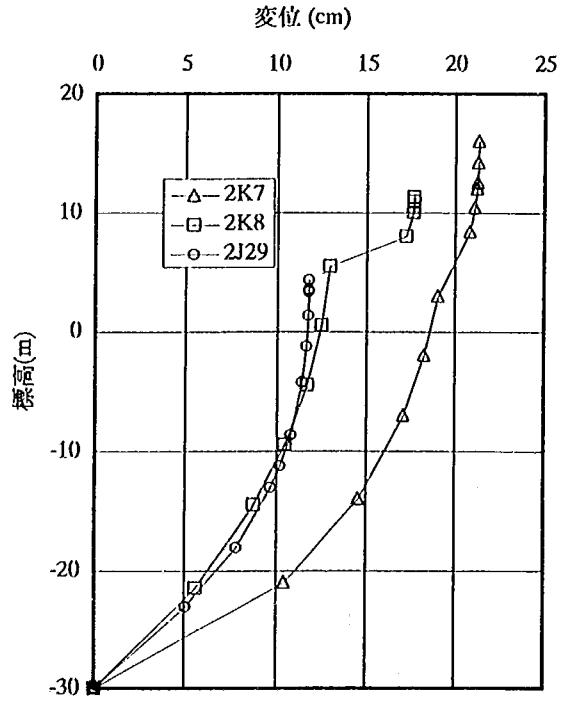


図-10・29 応答変位振幅の深度分布
（北－南ルート）

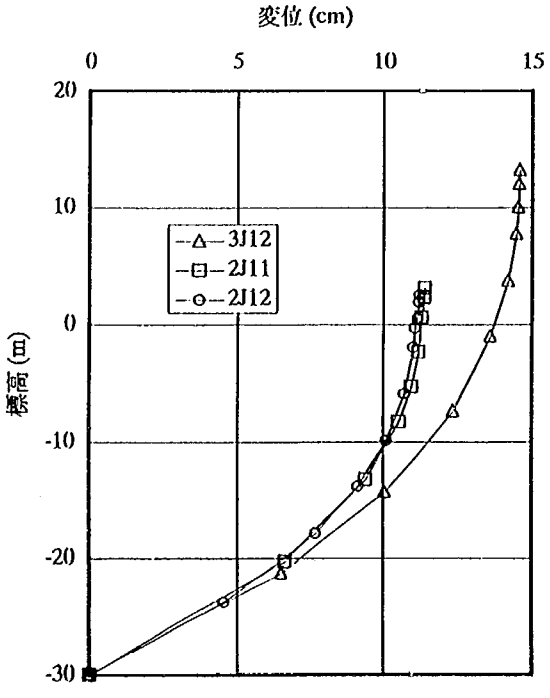


図-10・30 応答変位振幅の深度分布
（西－東ルート）

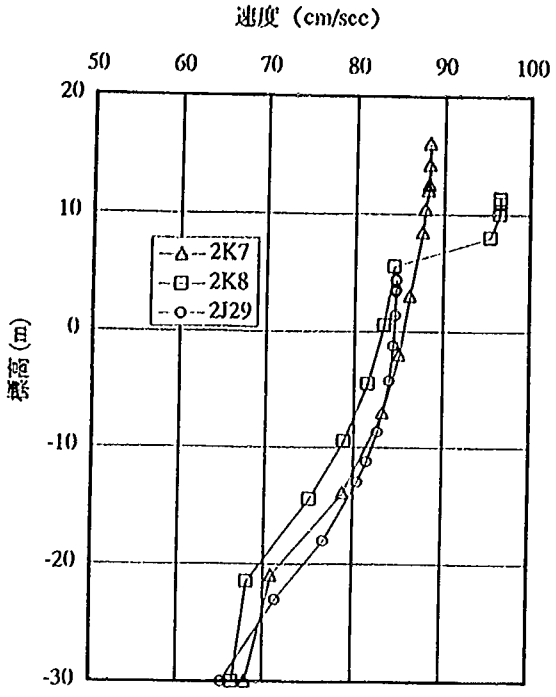


図-10・31　応答速度の深度分布
（北－南ルート）

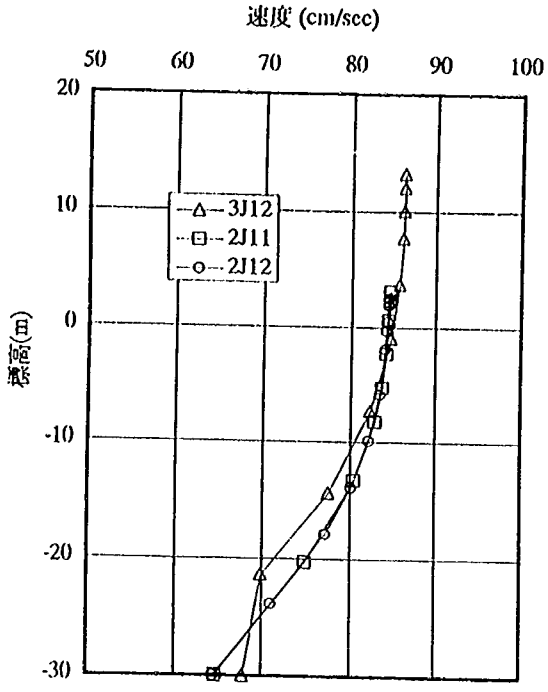


図-10・32　応答速度の深度分布
（西－東ルート）

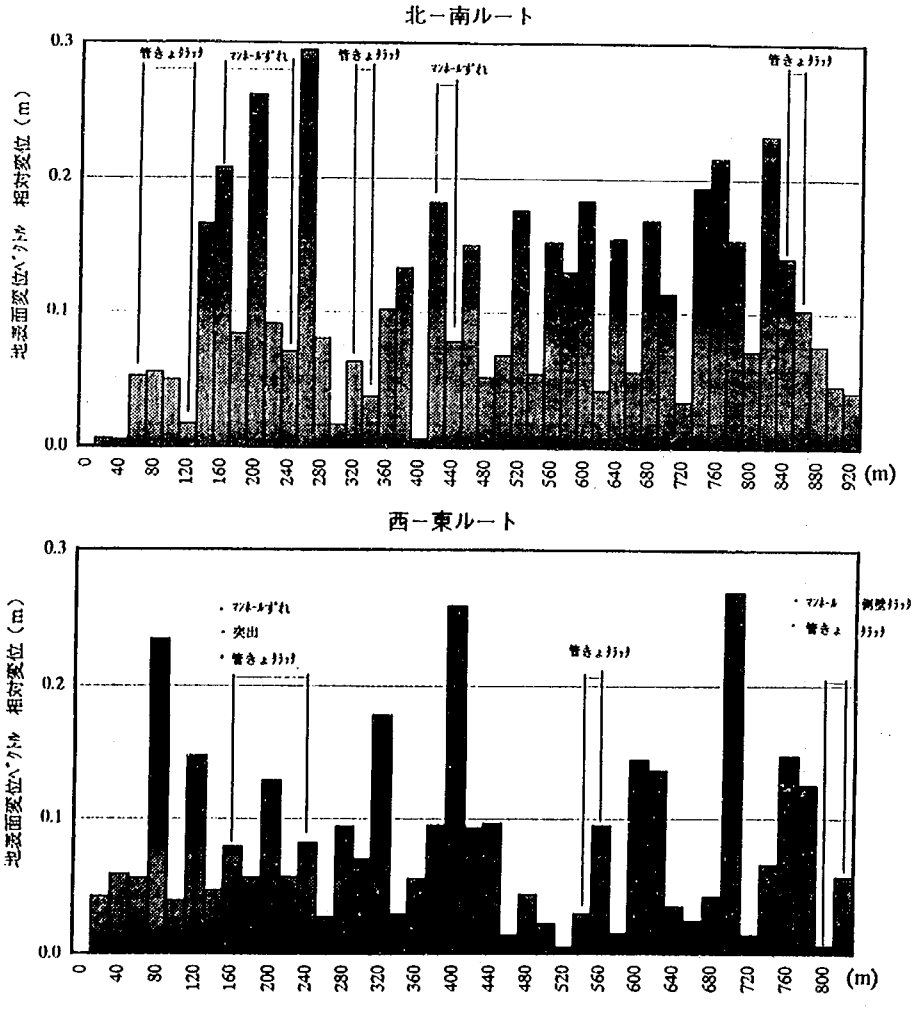


図-10・33　（相対）地表面変位ベクトル

は平均値として北－南ルートで11cm，西－東ルートで8cmという結果が得られた（図-10・34）。この地表面変位ベクトル量を地盤の相対変位量とみなし，この相対変位が管軸方向に作用した場合（管きょと地盤の間のすべりを考慮），ヒューム管の継手部の差込み長が10cm以上あれば，継手部のズレ被害に対して有効であると考えられる。

2．4 管きょ被害による機能低下と応急対策

2.4.1 汚水幹線

表-10・6に汚水幹線の被害内容と応急対策を示す。土被りが比較的深いため全般に被害は軽微であったが，深江浜東水管橋は落橋による破断，生田低区汚水幹線は地下鉄上部の地盤崩壊によって破断し，仮管を設置して対応した。

2.4.2 雨水幹線

表-10・7に汚水幹線の被害内容と応急対策を示す。土被りの比較的浅い開きょ及び矩形きょでは，破壊物を撤去後ヒューム管を布設している例が多い。

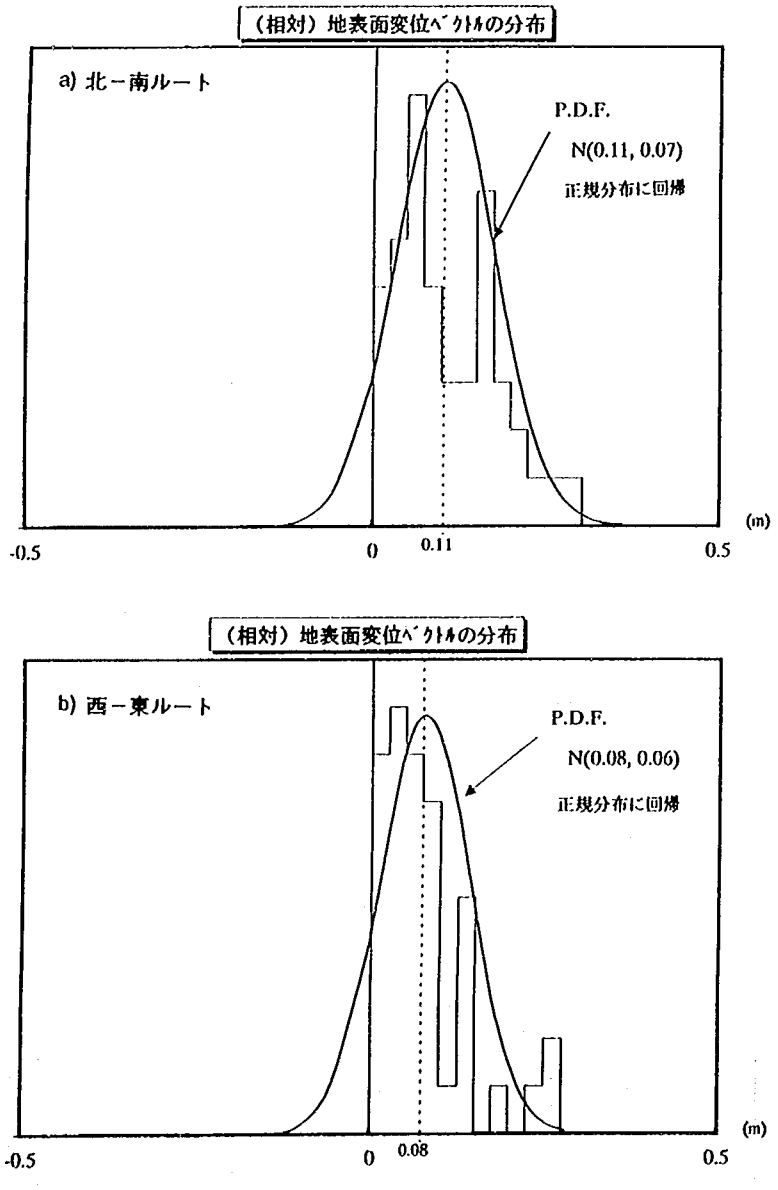


図-10・34 （相対）地表面変位ベクトルの大きさの分布

表-10・6　汚水幹線の応急対策及び本復旧

幹線名	被害状況	流下機能への影響	応急対策本復旧の手法
○鳴尾御影西汚水幹線	・供用開始前シールド二次覆工の軸方向クラック ・目地からの漏水 ・下流部崩壊	無	
○鳴尾御影東汚水幹線	・推進管軸方向のクラック	無	
○深江浜東水管橋	・水管橋落橋 ・支承の破損（橋台部の破損なし）	有	応急対策：道路橋の歩道部にφ600の鋼管を設置（所要日数10日） 本復旧：水管橋を架設し原形復旧
○六甲アイランド連絡汚水幹線	・現場打マンホールの壁面破損 ・トンネル部横断方法のクラック及び漏水 ・可とうセグメントのずれ ・圧送管継手部の離脱	有	応急対策：所要日数１日 本復旧：樹脂注入による原形復旧
○小河通汚水幹線	・本管クラック ・漏水	有	応急対策：止水工（所要日数20日） 本復旧：パッカ工法等の止水工
○菅原汚水幹線	・管口の破損	無	本復旧：モルタル補修
○青合灘汚水幹線	・伏越破損 ・ヒューム管軸方向クラック ・マンホール円形ブロックのずれ ・マンホール蓋のずれ ・マンホールと管きょ接合部のコンクリート破損 ・目地から浸入水	無	応急対策：内仮管設置（所要日数10日） 本復旧：パイプインパイプ工法
○生田低区汚水幹線	・管きょ破損により閉塞	有	応急対策：併設共同溝への切り替え（所要日数３日） 本復旧：破損した枝線の復旧
○浜崎通汚水幹線	・地下鉄上部地盤の陥没による折損	有	応急対策：仮管の設置（所要日数１日） 本復旧：開削工法
○住吉魚崎幹線	・マンホール、円形ブロックの破損ずれ ・ボックスカルバートのクラック	無	本復旧：ブロック積み直し他
○本庄幹線	・マンホール、円形ブロックの破損ずれ ・マンホール蓋ずれ ・管きょクラック ・伏越破損	無	本復旧：樹脂注入止水工法
○兵庫高区汚水幹線	・マンホールクラック	無	本復旧：Vカット補修
○中西連絡管	・二次覆行の軸方向のクラック	無	

［備考］１．幹線とは20ha以上の流域面積を有するものをいう。
２．○印は「下水道施設地震対策指針と解説」による重要幹線に該当するものを示す。
３．流下機能への影響は、閉塞等により影響大なものを「有」とし、その他を「無」とした。

表-10・7　雨水幹線の応急対策及び本復旧（1/2）

幹線名	被害状況	流下機能への影響	応急対策、本復旧の手法
古川町雨水幹線	・ボックスカルバートの破損 （□1,500×1,500、土被り0.1m）	有	応急対策：破損部に⊙1,000のヒューム管を敷設 本復旧：原形復旧
宇治川東２号雨水幹線	・開水路の側壁部の石積みの崩壊 （□1,500～800×1,200）	有	応急対策：⊙600のヒューム管敷設、側溝切替 本復旧：上流側バイパス、断面縮小
宇治川西２号雨水幹線	・スラブの破損による路面の陥没 （□2,400×1,200、土被り0m）	無	応急対策：覆工板で対応
水木通雨水幹線	・地下鉄上部地盤の陥没による破断 （□1,800×1,900、土被り1.3m）	有	応急対策：上流板締め切り、⊙800の仮管設置 本復旧：地下鉄復旧時に原形復旧
松本通雨水幹線	・蓋かけ幹線の側壁倒壊 （□850×750、土被り0m）	有	応急対策：⊙500のヒューム管を仮敷設 本復旧：原形復旧
林田中部雨水幹線	・開水路の側壁倒壊 （□3,000×2,000）	有	応急対策：浚渫後⊙2,000のヒューム管を敷設 本復旧：上記を本復旧とする
関守町雨水幹線	・開水路の側壁部の石積みの倒壊 （□800～650×700）	有	応急対策：上流バイパス、隣接雨水幹線にポンプ排水 本復旧：別ルートを計画
○和田岬雨水幹線	・マンホールブロックのずれ （□2,600×2,000、土被り3.1m）	無	応急対策：沈下後の路面高に合わせてブロックをカット 本復旧：ブロックの据え替
新在家雨水幹線	・護岸付近の吐口破損 （□2,600×1,550、土被り0.1m）	無	
敏馬雨水幹線	・護岸付近の吐口破損 （□1,150×1,500、土被り0.3m）	－	応急対策：潜水夫による調査
一番踏切雨水幹線	・護岸付近の吐口破損 （□2,000×1,500、土被り0m）	－	本復旧：港湾局の復旧にあわせて実施予定
八幡雨水幹線	・矩形渠側壁倒壊、底版破壊 （□2,200×1,500～1,200×1,000、土被り0～0.9m） 蓋付U100×1,700側壁倒壊	有	応急対策：側壁倒壊防止のためのサポート設置 本復旧：原形復旧
新在家２号雨水幹線	・コンクリート側面倒壊	有	応急対策：サポート設置 本復旧：原形復旧
深田雨水幹線	・ヒューム管継手抜け沈下により道路陥没 （⊙1,200、土被り0.5m） ・目地離れ、ずれ	無	応急対策：矢板による道路陥没防止 本復旧：敷設替え
灘界雨水幹線	・吐口付近ヒューム管破断、沈下 （⊙1,200、土被り0.6～1.3m） ・管ずれ、目地開き ・矩形マンホール側壁破損	有	応急対策：矢板による道路陥没防止 本復旧：敷設替え、マンホール取壊し復旧

［備考］１．幹線とは排水面積で2.5ha以上で600㎜またはU501×501㎜以上のものをいう。
２．○印は「下水道施設地震対策指針と解説」による重要幹線に該当するものを示す。
３．流下機能への影響は、閉塞等により影響大なものを「有」とし、その他を「無」とした。

雨水幹線の応急対策及び本復旧 (2/2)

幹線名	被害状況	流下機能への影響	応急対策、本復旧の手法
大和町雨水幹線	・矩形渠目地・継手ずれ (⊡1,700×1,350～900×900、土被り0～2.3m) ・側壁倒壊 ・U600×600石積破損	有	応急対策：外部よりコンクリート補強 本復旧：原形復旧
稗田穴門雨水幹線	・矩形渠側壁・底版破損 (⊡1,400×900～1,000×800、土被り0m)	無	応急対策：サポート設置 本復旧：原形復旧
○柳原雨水幹線	・矩形用マンホール側壁破損	無	本復旧：原形復旧
柳原3－1号雨水幹線	・矩形渠頂版破損 (⊡750×700、土被り0～0.1m)	－	応急対策：サポート設置 本復旧：原形復旧
上沢通雨水幹線	・矩形渠側壁破損 (⊡1,300×700、土被り0m) ・矩形渠用入孔側壁破損	－	
池田町雨水幹線	・矩形渠目地ずれ、側壁、底版破損 (⊡1,200×900～1,400×1,400、土被り0～0.9m) ・蓋付開水路床版崩壊、側壁破損	無	本復旧：原形復旧
池田町3号雨水幹線	・開水路側壁、床版破損、クラック、ずれ (1,000×1,200～1,000×1,800)	無	本復旧：原形復旧
池田町4号雨水幹線	・蓋付開水路床版、側壁、底版破損、クラック (1,050×1,050) ・石積崩壊 (1,200/1,000×1,000)	有	応急対策：土のう積、サポート設置 本復旧：円形水路にて復旧
旧惣谷川雨水幹線	・側壁崩壊・水路閉塞 (1,700/1,200×1,200～1,060/700×1,200) ・倒壊家屋による閉塞 ・蓋付水路側壁崩壊 (1,450/1,200)	有	応急対策：土のう積、サポート設置 本復旧：円形水路にて復旧
○林田西部雨水幹線	・矩形渠側壁クラック (⊡3,340×2,530、土被り1.3m) ・ヒューム管目地開き (⊙1,100、土被り1.9m) ・入孔蓋ずれ	有	本復旧：原形復旧
○林田西部2号雨水幹線	・マンホール直壁クラック	無	本復旧：ブロック据え替え
林田西部6－3雨水幹線	・マンホール蓋ずれ及び蓋据え付けブロック破損	無	本復旧：ブロック据え替え
五位ノ池雨水幹線	・矩形渠床版破壊、剥離、側壁破壊 (1,500×900、土被り0.3～0.5m) ・蓋付水路側壁倒壊、床版破損 (950×1,150～500×600) ・開水路側壁倒壊	有	応急対策：破損ガラ撤去 本復旧：原形復旧
五位ノ池2号雨水幹線	・開水路側壁崩壊 (970/650×800) ・蓋付開水路側壁崩壊、破損 (925×1,100～500×650) ・矩形渠側壁、床版破損 (⊡500、土被り0m)	有	本復旧：原形復旧
房王寺雨水幹線	・矩形渠側壁崩壊、側壁破損、床版破損、底版破損 (⊡1,500～1,300、土被り0.3m～6.0m、⊡800×1,100)	無	本復旧：原形復旧

[備考] 1．幹線とは排水面積で2.5ha以上で600㎜またはU501×501㎜以上のものをいう。
2．○印は「下水道施設地震対策指針と解説」による重要幹線に該当するものを示す。
3．流下機能への影響は、閉塞等により影響大なものを「有」とし、その他を「無」とした。

3．処理場・ポンプ場の被害

3．1 被害の概要

3.1.1 処理場の被害状況

兵庫県，大阪府及び京都府における特環公共下水道を除く稼働中の102処理場のうち43処理場(東部スラッジセンター含む)が被災した。これらの位置を図-10・35に示す。また，被害状況を表-10・8に示す。特に，兵庫県下の8処理場においては，処理機能に影響を及ぼす程の大きな被害があった。

3.1.2 ポンプ場の被害状況

兵庫県，大阪府及び京都府において稼働中の274ポンプ場のうち56ポンプ場が被災した。

被災したポンプ場の位置及び被害状況を図-10・36と表-10・9に示す。

3．2 被害の特徴

3.2.1 処理場の被害の特徴

(1) 一般的特徴

1）被災処理場を府県別に分けると，兵庫県21（東部スラッジセンターを除く），大阪府20，京都府1である。しかし，被害の程度は兵庫県下の処理場が大きい。

2）被災した43処理場の周辺において，被災のない処理場が5箇所（大久保東処理場・奥山下水処理場・川面下水処理場・正雀下水処理場・守口処理場）あった。うち2箇所（大久保東処理場・奥山下水処理場）は，礫層及び花崗岩の洪積層に位置するために被害がなかったと推定される。3箇所(川面下水処理場・正雀下水処理場・守口処理場）については沖積層に位置しているが，周辺の処理場の被害も微少な壁のクラック，配管類の継手のズレが主なものであった。

3）処理規模による差異は特にみられない。

4）25年以上稼働している処理場の中で大きな被害を受けたのは，東灘処理場と枝川浄化センターである。これらはともに耐震設計法が導入される昭和56年以前に供用開始されているが，表-10・10に示す処理場別の被害項目数からは，昭和56年以前とそれ以後に供用開始された処理場の間に大きな差はみられない。

(2) 処理施設別被害の特徴

1）土木構造物

土木構造物の被害の特徴は下記のとおりである。

① 地盤の変位の影響を大きく受ける場内道路及び管廊の被害数が大きい。

② 水処理施設（最初沈殿池・エアレーションタンク・最終沈殿池）の継手部に被害が集中し，それらを多く有する施設の被害が多い。(写真-10・4)

③ 地盤，護岸の変位をより強く受けやすい浅い連絡管廊，放流渠の被害が大である。護岸近傍の放流渠被害の主な例は次の通りである。なお，流入管は深いため被害は少ない。

a．東灘処理場　連絡渠（写真-10・5）・放流渠
b．西部処理場　放流渠
c．芦屋処理場　放流渠（HPφ1650)・雨水放流渠
d．ポートアイランド処理場　放流渠

④ 円形で，継手部のない濃縮タンク・消化タンク・洗浄タンクの被害は少ない。

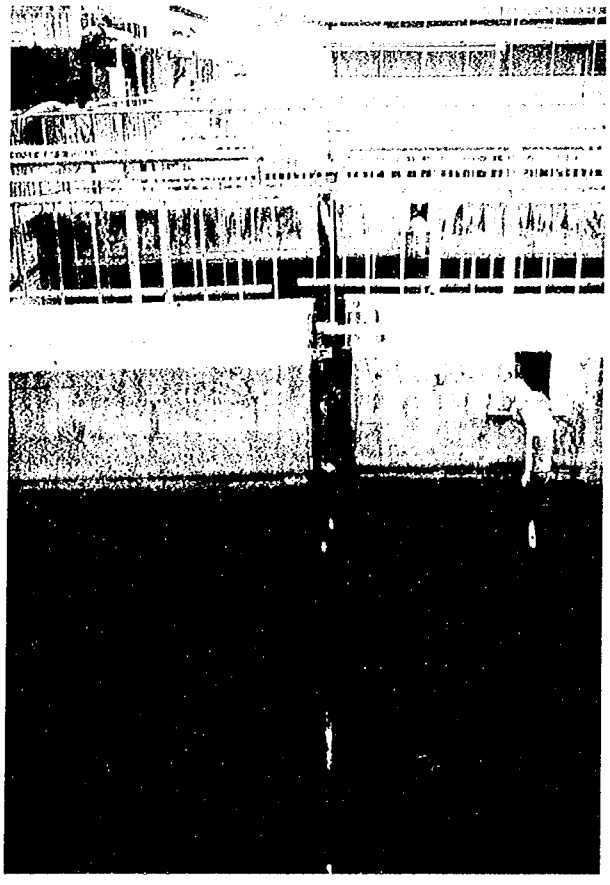


写真-10・4 エアレーションタンクの目地開き
（神戸市東灘処理場）

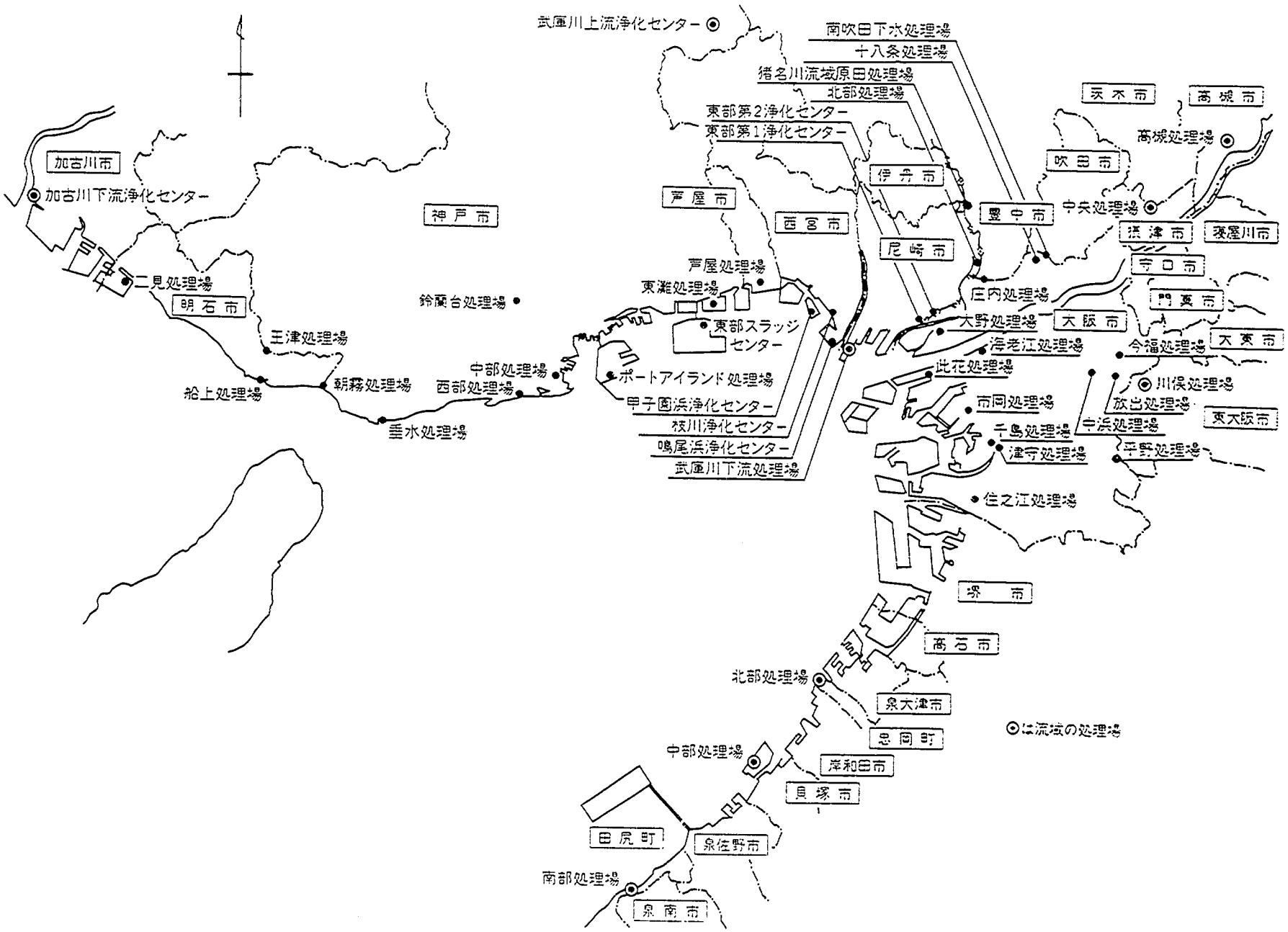


図-10・35　被災処理場の位置図

表-10・8　処理場の被害状況（1／4）

府県名 都市名	処理場名	主な被害の概要		
		土木構造物	建築構造物	機械・電気設備
兵庫県	武庫川上流浄化センター			脱臭ダクト・防臭カバーの破損：脱水機 汚泥かき寄せ機フライト破損：終沈 排ガス洗浄装置パネルの歪み
	武庫川下流浄化センター	場内舗装損傷 継手部漏水：管廊	二次部材の損傷・クラック：管理棟、送風機棟 二次部材の損傷・継手のズレ：電気棟	汚泥かき寄せ機損傷：終沈
	加古川下流浄化センター			基礎のズレ：脱水機 排気ダクト伸縮管の亀裂：焼却炉
	猪名川流域原田処理場	配管のズレ：消化タンク 継手部漏水：管廊		ガイドレールの脱輪：有水式ガスホルダー
尼崎市	東部第一浄化センター	場内舗装沈下 場内排水設備損傷 継手部のズレ、漏水：管廊	壁、スラブのクラック：沈砂地棟・水処理棟・混和地・汚泥処理棟・管理棟	汚泥かき寄せ機脱輪、フライト破損：初沈・終沈 排気ダクト破断 特高受電設備損傷
	東部第二浄化センター	不同沈下によるクラック、漏水：水処理連絡渠 不同沈下によるクラック：沈砂池擁壁・床面 継手部離脱：汚泥圧送管（場外部）		汚泥かき寄せ機脱輪：初沈 液面計破損：次亜塩素酸ソーダ設備
	北部処理場	継手部のズレ、漏水：管廊		基礎ズレ：脱水機 汚泥かき寄せ機脱輪、フライト破損：初沈・終沈 ゲート損傷 ダクト破損 水質分析機器破損
西宮市	枝川浄化センター	継手部のズレ、漏水：管廊 継手部の破断：吐出暗渠・雨水放流渠・着水井配管廊・送気管配管廊 暗渠形式換気ダクト 杭頭クラック：焼却炉煙突・雨天時混和池 沈下、分離：雨天時混和池 沈下：焼却炉床版 沈下による管の破断：給水・上水・消泡・雑用水・汚泥・蒸気・焼却炉廻り 施設の傾斜：洗浄用水槽・調整池・水処理棟・工作室・守衛室・脱硫装置棟 管の破断：調整池壁部・雨天時混和池流出管・終沈流出管 管のクラック：放流管 勾配の変位：場内排水管 外溝の破損	継手部のズレ、漏水：消化槽操作室・雑用水ポンプ室・沈砂池棟・水処理棟・本館 柱クラック：水処理棟柱脚 壁、スラブのクラック：水処理棟・本館・ファン室・濃縮槽室・洗浄棟・雑用水ポンプ室 二次部材の損傷：水処理棟・本館・消化槽操作室・汚泥処理棟・オゾン発生室	管廊漏水による設備水没 汚水ポンプ芯ズレ 天井クレーン水平度傾斜 汚泥かき寄せ機脱輪：初沈・終沈・洗浄タンク 汚泥ポンプ等の損傷（封水機能停止・軸歪み等） 継手のズレ：空気管 ダクト破損 沈下による損傷：現場操作盤傾斜・ハンドボール破損・プルボックスの破損・混和池流量計測定不能 高圧ケーブル絶縁不良
	鳴尾浜浄化センター	継手部ズレ：流入管 継手部剥離、漏水：初沈・エアタン・雨水沈殿池 管の破断：流出管壁部	汚泥処理棟B１漏水 管理用通路 壁クラック：管理棟・汚泥処理棟・脱臭棟	汚泥かき寄せ機脱輪、フライト破損：終沈 蒸気管ズレ

処理場の被害状況（2／4）

府県名 都市名	処理場名	主な被害の概要		
		土木構造物	建築構造物	機械・電気設備
	甲子園浜浄化センター	杭頭クラック：塩素混和池 継手部破断：流入渠 継手部の漏水：水処理施設・管廊 不同沈下：放流渠・地中配管、用水棟・舗装 塩素混和池の浮き上がり、傾斜		汚泥かき寄せ機脱輪：終沈 継手のズレ：管廊内配管
芦屋市	芦屋下水処理場	汚水圧送管継手部離脱 雨水放流渠破断 配管クラック、たるみ、ズレ：処理水放流管・場内排水管・重油配管 護岸継手部ズレ 継手のズレ：エアタン流入水路	継手のズレ：水処理棟・機械 壁クラック、二次部材の損傷：ポンプ棟・水処理棟・機械館	換気ダクト破損 沈砂池かき揚げ機脱輪 汚泥かき寄せ機脱輪：初沈・終沈 焼却炉ライニング損傷 ケーブル損傷
明石市	船上処理場	クラック：初沈流入水路・簡易処理水連絡水路 配管破損：初沈ドレーン管・スカム排水管・濃縮汚泥引抜管・返流水管 場内通路の陥没、舗装亀裂、排水管の破損	雨水ポンプ発電機室の沈下 クラック：発電機室・本館の柱・浮上濃縮補機室	基礎クラック：汚水ポンプ吐出管 漏水：汚水吐出管 配管破損：初沈空気配管 換気ダクト接続部の破断 ゲート作動不良：初沈～エアタン連絡水路 送風機損傷 余剰汚泥計量器水没 水処理電気盤の傾き
	朝霧処理場		タイル破損：管理棟玄関 上水高架タンク亀裂	雑用水設備損傷 浮上濃縮汚泥かき取り機作動不良
	二見処理場	場内通路陥没、舗装亀裂 雨水排水溝陥没	クラック：脱水ケーキ積込施設建物柱	基礎クラック：汚水吐出管
神戸市	東灘処理場	護岸の変状（せり出し、不同沈下、傾斜） 継手部の破断：雨水放流渠・初沈流入水路・エアタン・流入水路・混和池流入部・本場エアタン・終沈管廊・簡易処理水放流渠 杭の損傷：エアタン流入渠・本場エアタン・終沈・加圧浮上槽・砂ろ過槽(旧) 継手の漏水：本場エアタン・終沈管廊・分場エアタン・終沈 不同沈下：本場エアタン・終沈・加圧浮上槽 傾斜：沈砂池・砂ろ過槽(旧)・本場エアタン・終沈 クラック：土木構造物全体(タンク類を除く) 外溝大破 配管損傷：護岸近傍・壁・地中貫通部付近・管廊内躯体継手部付近	杭の損傷：脱水機棟・本館 継手の破断：本館 不同沈下：脱水機棟(新・旧)・濃縮棟・本館・発電機室・魚崎沈砂池機械棟 傾斜：脱水機棟・本館・沈砂スクリーン洗浄棟 クラック：建築物全体 二次部材の損傷：本館・脱水棟等	杭の損傷：ガスタンク 傾斜：ガスタンク 管廊浸水による設備水没 汚泥かき寄せ機脱輪、フライト破損：初沈・終沈 脱水設備変形 ケーブル伸延：発電機室～本館

処理場の被害状況（3／4）

府県名 都市名	処理場名	主な被害の概要		
		土木構造物	建築構造物	機械・電気設備
	中部処理場	継手の破断：分水槽 継手のズレ、漏水：エアタン 不同沈下：終沈 クラック：初沈・エアタン・終沈 分水槽斜壁のズレ 連絡橋・連絡通路接続部の変形・破損 外溝の破損 管廊大量漏水	継手の破断：消化槽機械、水処理上家 継手のズレ、漏水：水処理上家 クラック：沈砂池ポンプ室・送風機室・初沈上屋・消化槽機械室 排気筒（煙突）上部崩壊	傾斜：ガスタンク 流量計水没（管廊水没による） 脱臭ダクトの破損 汚泥かき寄せ機脱輪：初沈、終沈
	西部処理場	継手の破断：終沈・放流渠・2系初沈管廊 継手の漏水：初沈管廊 継手のズレ：1系初沈導水路・混和池 管の破断：エアタン流入管・汚泥配管 エアタン阻流壁崩壊 クラック：1系初沈管廊・エアタン・混和池・2系初沈 外溝大破 傾斜：土嚢置き場 護岸のせり出し	継手部のズレ：脱水機棟 クラック：第2汚泥処理棟の柱（1本）・消化タンクの管理棟 二次部材の損傷：管理棟階段・第2汚泥処理棟	水没：汚水ポンプ・送風機補機 汚泥かき寄せ機脱輪、フライト破損：初沈、終沈 混気タンク傾斜 配管類ケーブルラック破損
	ポートアイランド処理場	継手部のズレ：初沈・エアタン・終沈・管廊 不同沈下：放流管 渡り廊下支承部破損 場内舗装沈下・破損		換気ダクト破損
	垂水処理場	継手部のズレ：本場調整池・初沈・エアタン・終沈 クラック：（本場）初沈・エアタン・終沈 （分場）初沈・エアタン 舗装損傷	水処理場上家ズレ	換気ダクト破損
	鈴蘭台処理場	場内舗装破損	管理棟損傷 エレベータ棟のズレ・クラック	換気ダクト破損
	玉津処理場	継手部のズレ：初沈・エアタン・終沈・放流水路 舗装破損	継手部のズレ：脱水機棟・放流ポンプ棟 屋根破損：ケーキホッパー	脱水機損傷 ガスタンク損傷 配管類の変形
	東部スラッジセンター	場内舗装沈下		煙道破損
大阪府	中央処理場		壁クラック：雨水ポンプ棟	天井クレーン架台損傷 溶融炉炉底金物漏水
	高槻処理場	クラック：水処理管廊・管廊		
	川俣処理場			換気ダクト破損（エアタン）
	北部処理場	管廊漏水		
	西部処理場	クラック：エアタン		

処理場の被害状況（4／4）

府県名 都市名	処理場名	主な被害の概要		
		土木構造物	建築構造物	機械・電気設備
	南部処理場	クラック：管廊		
豊中市	庄内処理場			換気ダクト破損 ダクト破損：接合部・曲り部 吊り下げ金具折損
吹田市	南吹田下水処理場			汚泥焼却炉煙突アンカーの緩み
大阪市	大野処理場	濃縮槽破損 沈殿池壁亀裂漏水 晴雨切替ゲート会所破損 濃縮槽管廊漏水 場内用水配管漏水	濃縮槽覆蓋破損 沈殿池覆蓋破損	汚泥かき寄せ機損傷：濃縮槽 濃縮槽流出管損傷 整流板脱落 汚泥かき寄せ機脱輪：沈殿池
	十八条処理場	場内用水配水管浸水		継手部損傷：エアタン曝気空気配管 テレビ電波共同受信設備障害
	中浜処理場	舗装破損	管理棟継手部破損 内装損傷 門扉クラック	
	今福処理場	場内上水用水配管漏水		
	放出処理場	場内用水配管漏水	脱水機室ガラスブロック破損 脱水機室扉枠変形	焼却炉集塵機作動不能 焼却炉及び脱水機用グラフィックパネル歪み ブロワ床盤損傷
	平野処理場		脱水機室管廊漏水 汚泥処理室外壁面ガラス破損 焼却炉詰所壁クラック	沈殿池汚泥かき寄せ機整流板脱落 濃縮槽分配槽ダクト破損
	住之江処理場	汚水送水渠サージタンク下部クラック		
	千鳥処理場	連絡管廊漏水：機械室～曝気槽 沈殿池会所接合部漏水 水処理排流会所不同沈下		
	市岡処理場	管廊漏水		
	此花処理場	管廊漏水 沈殿池壁クラック 場内上水用水管漏水	継手部破損：汚泥ケーキ集積場・渡り廊下 ガラス破損 ドア開閉不能	汚泥かき寄せ機損傷：濃縮槽 ケーキホッパー設備ロードセル損傷 ケーブル破損：脱臭設備循環ポンプ電動機用
	海老江処理場	漏水：送水管・場内配管	ブロック塀破損 継手部破損：ホッパー室 濃縮槽覆蓋変形	ダクト支持部破損：沈殿池 汚泥かき寄せ機破損：終沈
	津守処理場	舗装損傷 場内用水管漏水	継手破損：機械室 クラックと剥離：室内仕上げ材	汚泥かき寄せ機損傷：沈殿池 ブロワ床盤損傷 遠心濃縮気差速ギヤボックス損傷
亀岡市	年谷浄化センター		管理棟ガラス損傷	脱水機ホッパー部ズレ

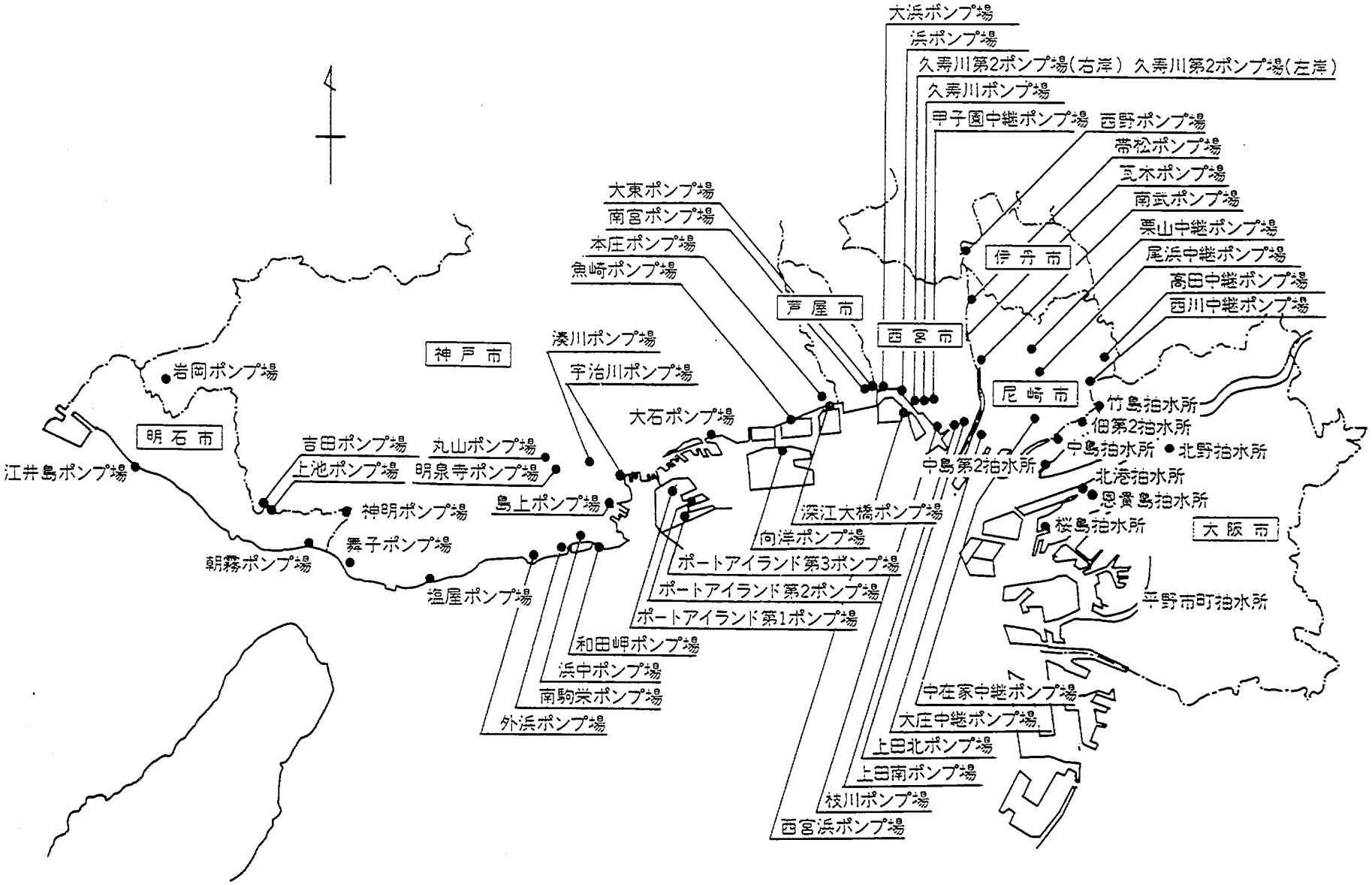


図-10・36　被災ポンプ場の位置図

表-10・9　ポンプ場の被害状況（1／3）

県市名	ポンプ場名	主な被害の概要		
		土木構造物	建築構造物	機械・電気設備
兵庫県	南武ポンプ場	護岸側方移動 場内排水設備ズレ		
	瓦木ポンプ場	給水配管継手部スレ		
	常松ポンプ場	護岸東側ズレ		ゲート損傷 配線損傷
尼崎市	尾浜中継ポンプ場			雨水設備損傷
	栗山中継ポンプ場	吐出水槽継手部ズレ	ポンプ棟クラック	
	高田中継ポンプ場		ポンプ棟クラック	
	大庄中継ポンプ場	放流渠継手部ズレ	ポンプ棟クラック	
	中在家中継ポンプ場	沈砂池クラック	ポンプ棟クラック	
	西川中継ポンプ場	吐出水槽損傷		冷却水槽損傷
西宮市	上田南ポンプ場	場内舗装破損 放流渠・バイパス渠破損 雨水圧送管漏水	壁面クラック ポンプ室損傷	
	浜ポンプ場	放流渠周辺護岸変位 放流渠分断	壁面クラック プロパン庫傾斜	水位計現場盤損傷 引込柱傾斜 し渣水平コンベアヘッド部変形
	大浜ポンプ場	流入・放流渠破断 圧送管漏水 舗装沈下	壁面クラック 継手部破損	引込柱傾斜 ポンプ芯ズレ
	久寿川ポンプ場	放流渠継手部ズレ 放流渠破断 クラック：舗装	クラック：壁面 ポンプ棟損傷	沈砂池ホッパー傾斜 放流ゲート損傷 ケーブル用トラフ損傷
	久寿川第2ポンプ場（右岸）	護岸一部崩壊 流入渠損傷	床クラック沈下 壁面クラック FRP製高架水槽損傷	放流ゲート傾斜 ポンプ芯ズレ
	久寿川第2ポンプ場（左岸）	管理用通路周辺地盤沈下 吐出管破損	ポンプ棟壁面クラック	ポンプ芯ズレ ケーブル損傷
	枝川ポンプ場	吐出管ズレ 放流渠損傷 護岸（石積ブロック）沈下、ひび割れ	ポンプ棟クラック	屋外水銀灯電線管破損 受電設備損傷
	上田北ポンプ場	場内舗装沈下、ひび割れ 継手部ズレ：流入水路・バイパス水路 擁壁沈下 沈砂地自動除塵機床板浮上	ポンプ棟クラック	ポンプ芯ズレ 屋外電気配管破損
	西宮浜ポンプ場	舗装クラック 側溝破損	ポンプ室、沈砂池上屋水没	ポンプ設備損傷
	甲子園中継ポンプ場	管理用通路周辺地盤沈下	ポンプ棟壁面クラック 外部階段ズレ	

ポンプ場の被害状況（2／3）

県市名	ポンプ場名	主な被害の概要		
		土木構造物	建築構造物	機械・電気設備
	前浜ポンプ場			ポンプ設備破損
芦屋市	南宮ポンプ場	放流渠継手部ズレ 外溝沈下		ポンプ設備破損
	大東ポンプ場	沈砂池クラック 放流渠継手部ズレ 外溝沈下		ポンプ設備損傷
明石市	朝霧ポンプ場	場内道路陥没 舗装面亀裂 汚水ポンプ吐出配管基礎のクラック		
	江井島ポンプ場	場内道路・側溝陥没 舗装面亀裂 汚水圧送管貫通部クラック 汚水圧送管渠配管の漏れ 場内配水設備損傷		
神戸市	本庄ポンプ場	沈砂池クラック 舗装沈下 外溝沈下	発電機室クラック	ポンプ芯ズレ
	深江大橋ポンプ場	場内道路沈下 送水管破断		ポンプ芯ズレ
	魚崎ポンプ場	運河水管橋半倒壊 吐出口継手破断	し渣洗浄機械棟破損	芯ズレ：汚水ポンプ・雨水ポンプ スクリーンかすコンベヤ変形
	大石ポンプ場		地下室破損 門扉、外壁破損	ポンプ芯ズレ
	向洋ポンプ場	場内舗装沈下 送水管破断	電気室クラック	
	ポートアイランド 第一ポンプ場	場内舗装破損	北側門扉破損 ポンプ室クラック	機器水没 高圧引き込みケーブル破損
	ポートアイランド 第二ポンプ場	場内舗装破損	ポンプ室クラック	機器水没
	ポートアイランド 第三ポンプ場	場内舗装・コンクリート擁壁破損	ポンプ棟地下1階浸水	機器水没 発電器水没
	宇治川ポンプ場	場内舗装（インターロッキング）破損		
	湊川ポンプ場	擁壁破損		ポンプ室天井クレーン落下 重油配管損傷 ポンプ芯ズレ
	和田岬ポンプ場	場内舗装沈下、破損 擁護壁・塀破損		高圧受変電盤破損
	浜中ポンプ場	場内舗装破損 縁石破損		

ポンプ場の被害状況（3／3）

県市名	ポンプ場名	主な被害の概要		
		土木構造物	建築構造物	機械・電気設備
	島上ポンプ場	放流渠ズレ 場内舗装沈下		重油タンク傾斜 ポンプ芯ズレ
	明泉寺ポンプ場	公舎擁壁クラック		
	丸山ポンプ場		ピロティー外壁クラック	
	外浜ポンプ場	舗装沈下	ブロック塀破損 メーターボックス上屋傾斜	
	塩屋ポンプ場	舗装不同沈下	ポンプ棟壁面クラック	ポンプ基礎ズレ
	舞子ポンプ場	沈砂池壁面クラック 舗装クラック	ポンプ棟クラック	
	神明ポンプ場	舗装不同沈下 吸気管破損 汚水圧送管はずれ		
	吉田ポンプ場	周辺舗装・階段等沈下		ポンプ芯ズレ
	上池ポンプ場	舗装沈下 屋外手洗い場滑動		
	岩岡ポンプ場		ポンプ棟クラック	
伊丹市	西野ポンプ場	流入管継手部ズレ	ポンプ棟クラック	
大阪市	北野抽水所			ディーゼル機関排気管損傷
	中島第二抽水所	導流渠クラック、漏水 排流渠破損 舗装破損 燃料、給水配管変形および漏水		汚水沈砂池設備損傷 汚水沈砂池電気設備絶縁不良 冷却塔傾斜
	中島抽水所	給水配管漏水		
	佃第二抽水所	雨水排流渠漏水 送水渠破損 舗装破損 護岸不同沈下 燃料配管変形 給水配管漏水	詰所継手破損 床壁面のクラック ブロック塀倒壊及び破損	
	桜島抽水所	給水配管漏水		
	北港抽水所	排流渠漏水 上配水管漏水	高架水槽傾斜	
	竹島抽水所	給水配管漏水		
	恩貴島抽水所	排流渠漏水		
	平野市町抽水所	排流渠漏水		汚水ポンプベース損傷

表-10・10　処理場別被害状況

自治体名	処理場名	供用年次	処理能力(日最大) m³/d	地盤状況	液状化	外力	被害項目数			全施設被害項目数	総合被害率			総合被害率合計(%)
							土木構造物	建築構造物	機械電気設備		土木構造物(%)	建築構造物(%)	機械電気設備(%)	
神戸市	東灘処理場	S37.10	225,000	1	○	B	27	19	43	89	5.74	4.04	9.15	18.94
西宮市	枝川浄化センター	S45. 2	128,000	1	△	B	18	17	23	58	3.83	3.82	4.89	12.34
芦屋市	芦屋下水処理場	S49. 1	73,000	1	△	B	10	9	16	35	2.13	1.91	3.40	7.45
神戸市	西部処理場	S40. 4	162,000	1	△	B	15	7	6	28	3.19	1.49	1.28	5.96
大阪市	海老江下水処理場	S15. 4	326,000	2	△	C	7	3	13	23	1.49	0.64	2.77	4.89
明石市	船上処理場	S48. 8	39,000	2	×	B	8	5	9	22	1.70	1.06	1.91	4.68
神戸市	中部処理場	S33.11	78,000	2	△	B	9	7	6	22	1.91	1.49	1.28	4.68
尼崎市	東部第一浄化センター	S57.10	79,000	2	△	C	5	6	7	18	1.06	1.28	1.49	3.83
尼崎市	北部処理場	S57.10	102,000	2	△	C	4	2	9	15	0.85	0.43	1.91	3.19
西宮市	鳴尾浜浄化センター	S61.10	34,000	1	△	C	9	4	2	15	1.91	0.85	0.43	3.19
西宮市	甲子園浜浄化センター	H3 . 3	73,000	1	○	C	10	2	2	14	2.13	0.43	0.43	2.98
神戸市	垂水処理場	S49. 8	134,000	1	△	A	10	1	1	12	2.13	0.21	0.21	2.55
兵庫県	武庫川下流浄化センター	S51.10	283,000	1	△	C	3	8	1	12	0.64	1.70	0.21	2.55
大阪市	大野処理場	S42.11	280,000	2	×	C	0	0	11	11	0.00	0.00	2.34	2.34
神戸市	ポートアイランド処理場	S55. 5	20,000	1	△	C	7	1	3	11	1.49	0.21	0.64	2.34
神戸市	玉津処理場	S56. 8	75,000	2	×	B	5	4	0	9	1.06	0.85	0.00	1.91
明石市	二見処理場	S58. 4	25,000	1	△	C	4	1	2	7	0.85	0.21	0.43	1.49
尼崎市	東部第二浄化センター	S37.10	82,000	2	×	C	5	0	1	6	1.06	0.00	0.21	1.28
大阪市	此花浄化センター	S43. 7	168,000	1	×	C	2	2	2	6	0.43	0.43	0.43	1.28
大阪市	平野処理場	S42.10	323,000	2	×	C	1	2	2	5	0.21	0.43	0.43	1.08
兵庫県	武庫川上流浄化センター	S60. 5	55,000	3	×	C	1	0	4	5	0.21	0.00	0.85	1.06
神戸市	鈴蘭台処理場	S43. 9	44,000	3	×	B	1	3	1	5	0.21	0.64	0.21	1.06
大阪市	千鳥処理場	S38.10	79,000	2	×	D	3	0	1	4	0.64	0.00	0.21	0.85
大阪市	津守処理場	S15. 4	363,000	2	×	D	0	1	3	4	0.00	0.21	0.64	0.85
大阪市	放出処理場	S42.10	154,000	2	×	D	0	1	3	4	0.00	0.21	0.64	0.85
大阪府	中央処理場	S45. 3	197,000	2	×	B	0	2	1	3	0.00	0.43	0.21	0.84
明石市	朝霧処理場	S61. 5	14,000	2	×	B	0	1	2	3	0.00	0.21	0.43	0.64
兵庫県	猪名川流域原田処理場	S41. 4	421,000	2	×	C	1	0	2	3	0.21	0.00	0.43	0.64
大阪市	中浜処理場	S35. 5	288,000	2	×	D	1	2	0	3	0.21	0.43	0.00	0.64
大阪市	十八条処理場	S45. 3	203,000	2	×	C	0	0	2	2	0.00	0.00	0.43	0.43
神戸市	東部スラッジセンター	—	—	1	×	C	1	0	1	2	0.21	0.00	0.21	0.43
亀岡市	年谷浄化センター	S58. 3	25,000	2	×	D	0	1	1	2	0.00	0.21	0.21	0.43
兵庫県	加古川下流浄化センター	S42. 8	68,000	1	×	D	0	0	2	2	0.00	0.00	0.43	0.43
大阪市	市岡処理場	S36. 4	120,000	2	×	D	1	0	0	1	0.21	0.00	0.00	0.21
大阪府	高槻処理場	S44. 8	84,000	2	×	C	1	0	0	1	0.21	0.00	0.00	0.21
大阪府	川俣処理場	S47. 7	276,000	2	×	C	0	0	1	1	0.00	0.00	0.21	0.21
大阪市	住之江処理場	S39.12	220,000	2	×	D	0	1	0	1	0.00	0.21	0.00	0.21
大阪府	北部処理場	S62. 4	45,000	1	×	C	1	0	0	1	0.21	0.00	0.00	0.21
豊中市	庄内処理場	S48. 4	120,000	2	×	C	0	0	1	1	0.00	0.00	0.21	0.21
大阪府	中部処理場	H1 . 4	25,000	1	×	C	1	0	0	1	0.21	0.00	0.00	0.21
大阪府	南部処理場	H5 . 7	13,000	1	×	D	1	0	0	1	0.21	0.00	0.00	0.21
大阪市	今福処理場	S41. 8	280,000	2	×	D	0	0	1	1	0.00	0.00	0.21	0.21
吹田市	南吹田下水条処理場	S48. 7	88,000	2	×	C	0	0	1	1	0.00	0.00	0.21	0.21
合　計							172	112	188	470	36.60	23.83	39.57	

注：「地盤状況は」　1：埋立地　2：沖積層　3：洪積層

「液状化(噴砂)の有無」は　○：液状化が大部分　△：液状化が部分的　×：液状化がほとんどない　：液状化防止用地盤改良施行(国際航業㈱被害状況図参考)

「外力（GAL)」は　A：800以上　B：600～400　C：400～200　D：200以下

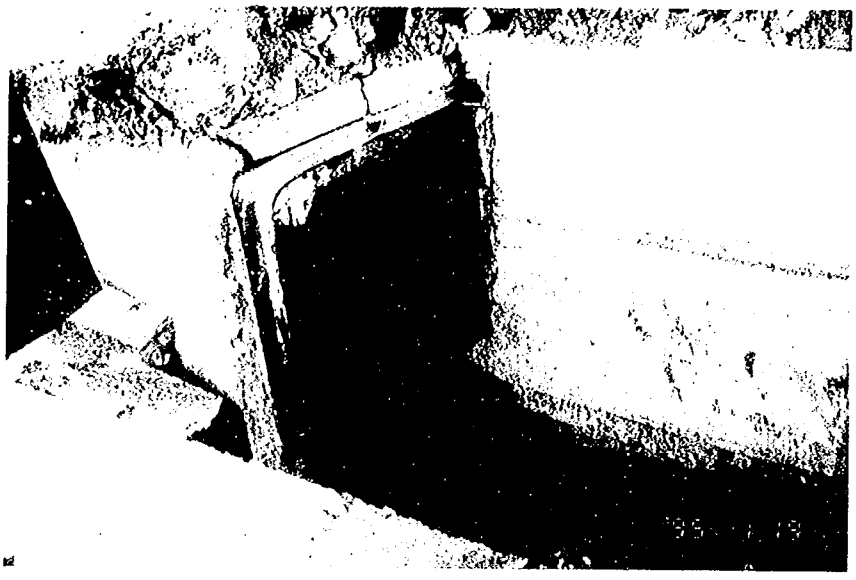


写真-10・5　連絡渠の破断（神戸市東灘処理場）

2）建築構造物

建築構造物の被害の特徴は下記のとおりである。

①脱水機棟，管理棟，ポンプ棟，水処理上屋のように大きな建築物に被害が多い。ただし，これらの被害は外壁のクラック，建具等の被害が多く，梁・柱等の構造そのものの被害は少ない。

3）設　備

設備の被害の特徴は下記のとおりである。

① 脱水機設備，濃縮タンク，最終沈殿池，最初沈殿池の順で被害が多く，この4施設で全体の約4割を占めている。

② 脱水設備は，脱水機本体が大きくかつ重く，また補機類も多いため被害が多い。

(3) 被害形態別特徴

土木構造物，建築構造物及び設備について，被害形態別の割合を以下に示す。

1）土木構造物

① 継手部に被害が集中している。（全体の50%）

② 不同沈下，クラック等は約38%を占める。

なお，場内道路，外構などに係わるものは約16%，構造躯体に係わるものは約22%ある。

③ 構造物本体の被害は継手部以外ほとんどない。

2）建築構造物

① クラック，建具等の損傷が約60%を占める。

② 被害総数94のうち，東灘処理場の被害は21ヶ所を占める。

③ 東灘処理場以外の主な被害は，次の通りである。

a．不同沈下

・甲子園浜浄化センター（用水棟）

・船上処理場（ポンプ棟）

b．主要部材の損傷

・中部処理場（ポンプ棟・水処理場上家・汚泥補機室）

・西部処理場（脱水機棟）

・ポートアイランド処理場（渡り廊下）

・垂水処理場（水処理場上家）

c．傾斜

・枝川浄化センター（沈砂池ポンプ棟）

・西部処理場（消毒施設棟）

・玉津処理場（消毒施設棟）

・海老江処理場（渡り廊下）

3）機械・電気設備

① 被害形態別で主なものは，配管の損傷39%，機器全体15%，機器の基礎14%，汚泥かき寄せ機13%である。

② 東灘処理場の被害は43ヶ所と全体の1/4が集中している。

③ 機器本体の損傷は，焼却設備(レンガ・煙道)，換気ダクト，ガスタンク，ゲート，ポンプ，散気装置，脱水機が主なものである。

④ 汚泥かき寄せ機の被害例

a．処理機能に影響があった8処理場全てにおいて，汚泥かき寄せ機の被害がある。

b．19例のうち，12例が最終沈殿池である。

c．被害のあった池形状は，矩形池16，円形池3である。

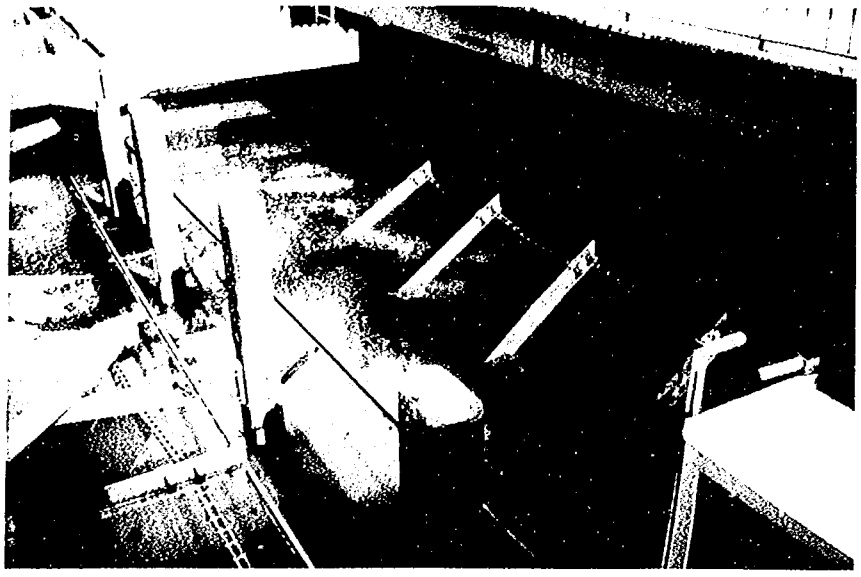


写真-10・6 最終沈殿池の汚泥かき寄せ機の脱離
(神戸市東灘処理場)

⑤ 設備被害の事例

a．汚水による機能停止
東灘処理場，西部処理場

b．主ポンプ芯ズレによる機能停止
枝川浄化センター，上田北ポンプ場

c．汚泥かき寄せ機チェーンフライト脱輪による機能停止
東灘処理場（写真-10・6）
武庫川上流浄化センター，西部処理場他

d．配管破断による機能停止
東灘処理場他多数

e．冷却水不足による機能停止
東灘処理場，芦屋処理場

f．脱水機の機能停止
東灘処理場，ポートアイランド処理場

3.2.2 ポンプ場の被害の特徴

(1) 一般的特徴

1）被災ポンプ場を府県別に分けると，兵庫県47，大阪府9である。被害項目数は兵庫県下のポンプ場で約9割を占めている。

2）大阪府下の被災ポンプ場は臨海部，河川河口部の地域に集中している。

3）被災したポンプ場は，外力が200gal以上であったと考えられる地域に集中している。

4）特に大きな外力(600gal以上)を受けたと考えられる被災ポンプ場は4箇所ある。供用年次が昭和30年，46年と古い2ポンプ場（宇治川ポンプ場，大石ポンプ場）の被害項目数が多い。一方，流域下水道の2ポンプ場（南武ポンプ場，瓦木ポンプ場）は供用年次が昭和59年，62年であり，施設が比較的新しく被害は軽微である。

(2) ポンプ場施設別被害の特徴

1）土木構造物

① 地盤の変位の影響を大きく受ける場内道路及び外構の被害数が多い。

② 地盤，護岸の変位をより強く受けやすい放流渠の被害が大である。なお，流入管は比較的深いため被害は少ない。

2）建築構造物

①ポンプ棟の被害は，壁のクラック，建具等の被害が多く，梁・柱等の構造そのものの被害は少ない。

3）設 備

① ポンプ設備，配管の順で被害が多く，全体の約6割を占めている。

② ポンプ設備の被害はポンプの芯ズレが多い。

(3) 被害形態別特徴

土木構造物，建築構造物及び機械・電気設備について，被害形態別の割合を以下に示す。

1）土木構造物

① 継手部に被害が多い。(全体の23%，また通路・外構を除いた土木構造物での被害率は42%となる。)

② 不同沈下，クラックはそれぞれ41，44箇所あるが，そのうち土木構造躯体に発生したものは6，17箇所と比較的少ない。

2）建築構造物

① クラック及び建具等の損傷が被害の約7割を占めている。
② 主な被害は次の通りである。
a．不同沈下
・魚崎ポンプ場（機械棟）
b．主要部材の損傷
・ポートアイランド第一ポンプ場
・塩屋ポンプ場（ポンプ棟）
・舞子ポンプ場（電機室）
c．傾　斜
・ポートアイランド第一ポンプ場（ポンプ室）
3）機械・電気設備
① 被害形態別で主なものは，ポンプの芯ズレ18%，配管の損傷14%，機器本体の損傷11%，器具の脱落破損11%である。
② 機器本体の損傷は，ポンプ施設ゲート，沈砂コンベヤである。
③ ポンプ芯ズレの被害例
a．ポンプ設備に被害のあった14箇所のうち，12箇所がポンプの芯ズレである。
b．復旧に要した日数10日以内が8例，10日以上が14例（最大180日）である。
c．被害は，外力の大きな地域に集中している。
d．34例のうち，29例が雨水ポンプの被害である。
e．34例のうち，30例が二床式の被害である。

3．3　被害の主な原因

施設に被害を与えた原因は，構造物に起因するものと設備機器に起因するものとに分けられる。構造物及び設備の被害形態を分析した結果，地盤の液状化，側方流動，本体の耐震能力の不足が被害の主たる原因と考えられた。

3.3.1　地盤の液状化に起因するもの

(1)　処理場の液状化状況

平成7年兵庫県南部地震災害現況図（第II版）平成7年4月「国土地理院」，阪神大震災震害調査緊急報告会資料（土木学会），阪神大震災被害状況図（国際航業㈱）及び現地調査，ヒアリング等により得られた処理場内での液状化の状況は以下のとおりである。

1）埋立地に位置する処理場14箇所のうち，何らかの規模で液状化が発生している処理場は以下の10箇所である。

神戸市東灘処理場，神戸市西部処理場，神戸市ポートアイランド処理場，神戸市垂水処理場，西宮市枝川浄化センター，芦屋市芦屋下水処理場，西宮市鳴尾浜浄化センター，西宮市甲子園浜浄化センター，兵庫県武庫川下流浄化センター，明石市二見処理場（全体の71%）

2）沖積層に位置する処理場25箇所のうち，液状化が発生したのは以下の4箇所である。

大阪市海老江下水処理場，神戸市中部処理場，尼崎市北部処理場，尼崎市東部第一浄化センター（全体の16%）

3）外力が200gal以上であったと推定される埋立地内にある大阪府の3処理場（北部・中部・南部）では，液状化が発生していない。北部処理場は動圧密及び砕石ドレーンの地盤改良がなされ，中部処理場は浚渫土で埋立され，南部処理場は良質土（阪南市の岩山を砕いた粗い石と一部淡路島の山土）で埋め立てられたためと思われる。

(2)　液状化に伴う現象

液状化に伴って発生した現象と事例は，以下の通りである。

1）噴砂，噴水

東灘処理場，ポートアイランド処理場周辺，枝川浄化センター，甲子園浜浄化センター，鳴尾浜浄化センター，芦屋処理場，海老江処理場

2）地盤の沈下

東灘処理場，枝川浄化センター，甲子園浜浄化センター，海老江処理場

3）地盤の水平方向の永久変位（側方流動）

東灘処理場，枝川浄化センター護岸のせり出し，南武ポンプ場，伽第2抽水所

4）周辺斜面の流動

芦屋処理場

5）護岸の擁壁のズレ

東灘処理場魚崎運河両護岸，西部処理場東西護岸

6）埋設構造物の浮き上がり

甲子園浜浄化センター塩素混和池

(3)　液状化による処理場被害の特徴

液状化に伴う被害の特徴は，下記の通りである。

1）液状化現象の見られる14処理場の被害占有率が約7割を占めることから，震災の被害は液状化現象と関連が深いと思われる。

2）水処理施設でのクラック被害例は，最初沈殿池2例，エアレーションタンク3例，最終沈殿池2例の7事例である。この全ての処理場で液状化現象が見られた。

3）地中配管の被害は，東部第2浄化センター，尼崎

市北部処理場，甲子園浜浄化センター，芦屋処理場，東灘処理場，海老江処理場で発生している。このうち，東部第２浄化センターを除く５箇所の処理場で液状化現象が見られた。

4）舗装の被害事例18例のうち，13箇所で液状化が見られた。

5）管廊の被害事例22例のうち，継手部の破断，浸水（４箇所）等の被害の大きな事例では，液状化が見られた。但し，液状化していない処理場での被害も約半数（10例）あるので，管廊の被害原因としては，液状化による地盤変位と管廊継手部の耐震性不足の両方が考えられる。

6）基礎構造物の被害が最も大きかった東灘処理場については，破壊メカニズムに関する数値解析をおこなった。その結果，杭頭付近の破壊は液状化と杭の突出，杭中間部の破壊は液状化とそれに伴う側方流動によって生じたものと推定された。詳しくは「下水道の地震対策についての第二次提言[2]」を参照されたい。

(4) 地盤改良効果の検証

地盤改良工は，ポートアイランド，西部，東部スラッジセンター，甲子園浜，枝川，尼崎市東部第２，大阪府北部，海老江の８箇所の処理場において実施されている。処理場別の地盤改良工の仕様，基礎工，外力，効果及び被害の特徴，被害状況を表-10・11に示す。

1）改良目的別の事例

改良目的により，グループ分けをすると以下のようになる。

① 液状化防止
- ポートアイランド（長尺サンドドレーン，一部サンドコンパクション）
- 東部第２（サンドコンパクション）
- 大阪府北部（動圧密，砕石ドレーン）

② 沈下促進
- ポートアイランド（長尺サンドドレーン）
- 東部スラッジセンター（長尺サンドドレーン）
- 甲子園浜（サンドドレーン）

③ 支持力増加
- 西部（１系水処理施設直下：バイブロコンポーザー）
- 枝川（ポンプ棟：バイブロコンポーザー）
- 海老江（排流渠：ジェットグラウト）

2）液状化防止工の効果

上記のうち，液状化防止を目的とした地盤改良を実施した箇所において改良区域と非改良区域を比較すると，噴砂の有無や残留沈下量の違いから判断して，地盤改良は液状化防止に有効であったと考えられる。それらの事例を以下に示す。

① ポートアイランド処理場

改良範囲外で局所的に噴砂が発生している。また，施設（改良範囲内）と敷地地盤（改良範囲外）との間に10cm程度の相対沈下が見られる。

② 東部第２浄化センター

処理場用地は元来，河川跡であり液状化しやすい地盤条件にもかかわらず噴砂が見られなかった。

③ 大阪府北部処理場

改良範囲内では液状化（噴砂）がなく，範囲外である増設区域（未施工）では，液状化が確認されている。

外力は200gal以上と推定されるが地盤改良効果により被害も軽微であった。

④ 東部スラッジセンター

沈下促進のための長尺サンドドレーン工法を用いているが，施工範囲では液状化が見られず被害も軽微であったことから，結果的に液状化防止につながったと推定される。

(5) まとめ

敷地の大部分に液状化が確認されている処理場は，全て埋め立て地内にあり，液状化が発生しやすい条件の緩い砂質層でかつ地下水位が高い場所である。

液状化現象のみられる処理場では被害が大きいこと，ポートアイランド処理場，東部スラッジセンター，大阪府北部処理場内の地盤改良区域では液状化現象がみられず，非改良区域では液状化現象がみられたことから，地盤の液状化が被害の主な原因の一つであると考えられる。

3.3.2 擁壁・護岸の変状に起因するもの

(1) 擁壁・護岸の変状に伴う被害事例

1）魚崎運河に隣接する東灘処理場では，護岸が２～３m運河側に水平移動し，また側方流動による１m弱の不同沈下が確認されている。(写真-10・7)
特に，護岸から約50m以内の施設被害は甚大であり，その程度は護岸に近いほど大きい。

2）処理場の放流渠の被害例は12例ある。そのうち，継手部の破断等の大きな被害のあった箇所では，護岸の側方流動が確認されている。(東灘処理場，西部処理場，芦屋処理場，枝川浄化センター)

(2) 周辺で側方流動が発生したが，被害が軽微であった事例

1）西部処理場の第一系列では，護岸の移動による継

表-10・11　地盤改良事例とその効果

処理場名	地盤改良工の仕様					基礎工	外力(GAL)(注2)	改良効果及び被害の特徴	被害状況
	工法	打設ピッチ(m)(注1)	改良深度(m)	改良範囲	改良目的				
ポートアイランド	長尺サンドドレーン(φ500)	□2.0 □1.5	34 13～10	構造物の直下	沈下促進 液状化防止	直接基礎	C	・施設の近くにおいて、局所的に噴砂が見られる。全体的に液状化防止効果があったと考えられる。 ・施工後改良目的（N＝10→15以上）を確認。 ・震災以前から不同沈下があり、報告されている不同沈下が地震によるものかどうか不明。 ・施設と敷地内地盤に10cmの相対沈下が見られる。 ・改良範囲外における放流管の損傷（40cmの不同沈下及び、護岸のせり出しにより破断）が大きい。	・継手の損傷（水処理施設） ・不同沈下（水処理施設放流管） ・渡り廊下の支承部の破損 ・液状化による場内道路雨水排水施設の破損 ・脱水機の機能低下（液状化砂の流入）
東部スラッジセンター	長尺サンドドレーン(φ500)	□3.0 □1.5	32 13～10	敷地全面	沈下促進	杭基礎 φ500～φ700	C	・周辺道路に液状化が発生、島全体が50～60cm沈下。 ・改良範囲には液状化みられず。 ・長尺サンドドレーンが副次的に液状化防止につながったと思われる。 ・被害は、軽微。	・敷地境界線の擁壁のはらみ出し ・煙道損傷
甲子園浜浄化センター	サンドドレーン(φ500)	□2.0 □2.5	13.0～14.0 12.5～13.5	施設建設区域（次期工事用地末施工）	沈下促進	杭基礎 φ350～φ400	C	・改良範囲内全面に液状化（噴砂）が発生。 ・被害の程度（被害占有率）は、43ヶ所中10位。 ・被害形態も液状化に起因するもの。	・継手部の破断（流入渠） ・継手部の漏水（水処理施設管廊） ・不同沈下（放流渠・地中配管・用水槽） ・管廊内配管継手のズレ ・汚泥かき寄せ機の損傷（終沈） ・塩素混和池の浮き上がり ・傾斜
枝川浄化センター	バイプロコンポーザー		10～12 （柱状図より推定）	ポンプ棟の直下	支持力増加	直接基礎	B	・施設壁面に局所的に噴砂がみられる。	・不同沈下 ・ポンプ芯のズレ
東部第2浄化センター	サンドコンパクション	△2.0	底版下約7.0m	構造物の直下	液状化防止	杭基礎 φ300	C	・液状化（噴砂）みられず。防止効果があった。 ・被害が大きかった理由は、改良深度及び杭先端以深18mがN＝5前後の軟弱地盤であることが挙げられる。	・不同沈下による亀裂（沈砂池擁壁） ・不同沈下による亀裂漏水（水処理施連絡渠） ・終沈圧送管損傷 ・液面計破損（次亜塩設備） ・継手の離脱（汚泥圧送管メカ継手）
大阪府北部処理場	重力圧密（第1期） 砕石ドレーン			施設建設区域 施設建設区域	液状化防止 液状化防止	杭基礎 杭基礎	C	・改良範囲には、液状化がみられない。範囲外で発生している。防止効果があった。 ・被害は、軽微。	・管廊漏水
神戸市西部処理場	バイプロコンポーザー			1系水処理施設の直下	支持力増加	直接基礎（他は杭基礎）	C	・改良範囲は、液状化はみられない。 ・護岸に沿って液状化が発生した。	・継手のズレ（初沈導水渠・混和池） ・継手漏水（初沈管廊） ・継手破断（終沈・放流渠） ・エアタン流入管の破断 ・クラック（初沈管廊・エアタン・混和池） ・エアタン阻流壁崩壊 ・護岸のせり出し ・外濠大破は以上1系の被害状況
海老江処理場	ジェットグラウト	φ1500 1.2mピッチ	排流渠下部14.0m	排流渠下部躯体の付近	支持力増加	杭基礎	C	・地盤改良部の被害なし。	

（注1）□、△は打設平面形状を示す。　（注2）外力（GAL）A：600以上　B：600～400、C：400～200、D：200以下

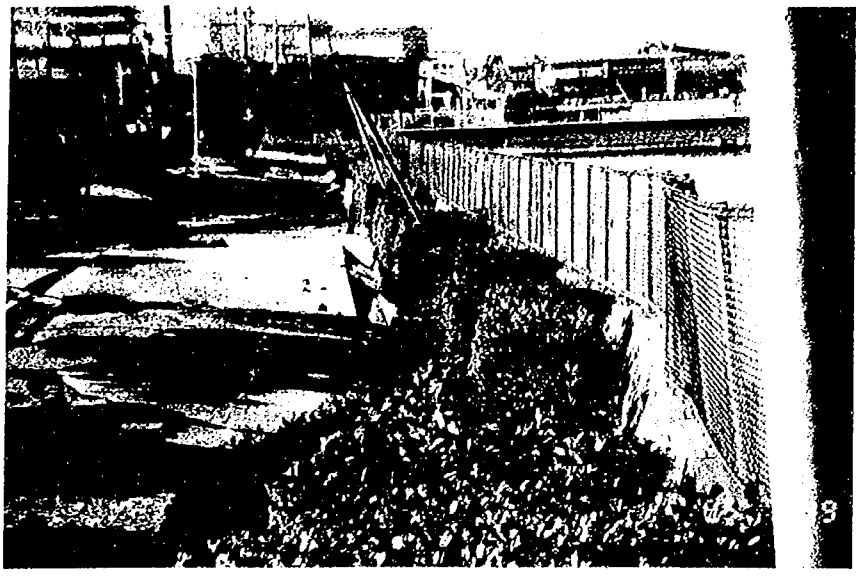


写真-10・7 護岸のせり出しと不同沈下
(神戸市東灘処理場)

手部破断が生じたが，第二系列では連続地中壁が側方流動による地盤の水平移動を阻止する結果となり，第二系列の被害は第一系列に比して軽微であった。

2）豊中市庄内処理場では，管理棟，ポンプ棟，機械棟及び水処理施設を連続地中壁で施工している。近傍の尼崎市北部処理場に比べ，供用年次が10年以上古いにもかかわらず被害が少なかったのは，連続地中壁による効果と思われる。

3）神戸市島上ポンプ場では，近傍護岸の側方流動があるにもかかわらず被害が最も少ないのは，建設時にSMW (Soil Mixing Wall) 工法による連壁を存置したことにより，護岸の側方流動に伴う土の水平移動を阻止したことによるものと思われる。

3.3.3 構造・設備の耐震力不足に起因するもの

構造物及び設備の耐震性の大小により被害状況に大きな差が生じた。耐震性が不足していた構造物及び設備は，以下のとおりである。

1）躯体の継手

躯体の継手部のズレにより誘発された二次被害（汚水の漏水，管廊等のドライエリア内への地下水の浸入による設備の機能停止等）

①尼崎市東部第二浄化センター

水処理施設間の連絡きょ破断

2）配管類の継手

構造物との接合部分での伸縮性の不足による配管類等の破断及びその二次被害

3）汚泥かき寄せ機，ポンプ等

設備の耐震性不足による被害の例として，汚泥かき寄せ機の破断，脱輪及びポンプの芯ズレなどがある。これら水と接する機器については，水の動揺（スロッシング）に対する対策が重要課題である。

具体例は次の通りである。

① 兵庫県武庫川上流浄化センター
最終沈殿池，汚泥かき寄せ機破損

② 神戸市中部処理場
最初沈殿池，最終沈殿池
汚泥かき寄せ機の脱輪

③ 尼崎市東部第一浄化センター
最初沈殿池，最終沈殿池
汚泥かき寄せ機の脱輪

④ 西宮市大浜ポンプ場
ϕ1,000m/m雨水ポンプの芯ズレ

⑤ 神戸市魚崎ポンプ場
ϕ1,350m/m雨水ポンプの芯ズレ

3．4 対応及び復旧状況

処理機能に影響の生じた処理施設の復旧状況を表-10・12に示す。ほとんどが1月下旬から2月上旬までで処理機能が回復したが，東灘処理場については被害程度が大きかったため，魚崎ポンプ場と処理場の間にある魚崎運河を300mの延長にわたってH鋼横矢板で締め切り，仮設沈殿地として応急対応した。(写真-10・8) その後，5月1日に二次処理が復旧した。

表-1・12　処理能力に影響を受けた下水処理場

都市名	施設名	処理能力（m³／日） 処理人口（千人）	処理機能に影響を与えた主な被災	処理への影響	復旧状況
神戸市	東灘処理場	225,000 346	・導水管（運河伏越）破損 ・初沈流入管きょ破断 ・水処理施設損傷 ・管廊浸水	・処理機能停止，簡易沈殿池で凝集沈殿・消毒処理	・仮設沈殿池を築造し，２月６日より簡易処理を実施，３月19日より上下逆流ネットを設置，３月28日より凝集剤を添加，４月２日より汚泥後濃・脱水処理開始，５月１日高級処理仮復旧，８月26日後濃・脱水作業完了，９月７日仮締切り撤去完了
	中部処理場	77,900 392[1]	・初沈・終沈汚泥掻寄せ機損傷 ・水処理施設損傷	・二次処理能力が1/2に低下	・２月９日　能力復旧
	西部処理場	161,500 392[1]	・初沈流入・流出水路，エアタン流入管破損 ・送風機補機，汚水ポンプ水没	・二次処理能力が20%に低下	・３月７日　能力復旧
西宮市	枝川浄下センター	126,000 271[2]	・塩素混和池連絡管の破断と管廊への浸水	・二次処理能力が1/2に低下，一部沈殿・消毒処理実施	・１月18日　能力復旧
尼崎市	東部第一浄化センター	79,000 104[3]	・初沈・終沈汚泥掻寄せ機損傷	・二次処理停止，沈殿・消毒処理実施	・２月２日　能力復旧
	東部第二浄化センター	82,400 104[3]	・初沈～エアタン，エアタン～終沈への連絡管破損	・二次処理停止，一部沈殿・消毒処理実施	・１月25日　能力復旧
芦屋市	芦屋下水処理場	51,175 84	・場内送水管破損 ・吐口破損	・処理機能停止，消毒処理実施	・１月31日　能力復旧
兵庫県	武庫川上流浄化センター	71,000 124	・終沈汚泥掻寄せ機損傷	・終沈からのSS流出により高度処理（砂濾過）停止	・１月18日　能力復旧

1）中部，西部の合計，2）鳴尾浜，甲子園浜を含めた合計，3）東部第一，第二の合計

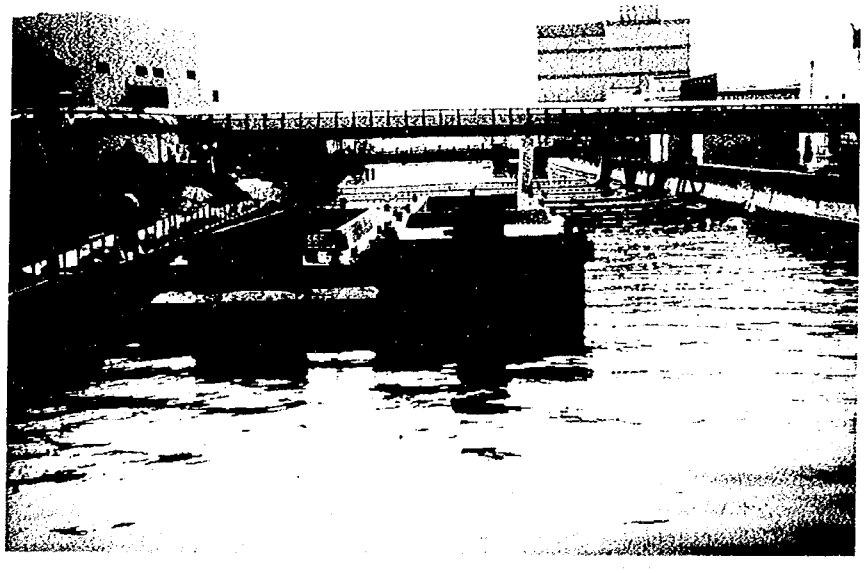


写真-10・8　魚崎運河を締め切った仮設沈殿池
（神戸市東灘処理場）

4．まとめ

今回の兵庫県南部地震による下水道施設の被害は，非常に広範囲にわたり，処理場の機能が停止する事態にまで追い込まれた。しかしながら他のライフライン施設に比較して，利用者に与えた影響はそれほど大きなものではなかった。これは下水道施設が水道やガス等の供給系のライフラインと異なり，汚水を受け入れ自然流下を中心としたシステムで輸送していることによって，多少の被害を受けても機能面では役割を果たすことができたことによる。また，水道施設の被害により水の供給が広範囲に長期間停止したこともあり，下水道施設の被害が市民生活全体に大きな影響を与えたということはなかった。

今回の地震による被害から，管きょ自身の耐震設計の必要性と，処理場の耐震基準の見直し，液状化対策等が課題として浮かび上がってきた。

＜謝辞＞

本報告書をまとめるにあたり，下水道地震対策技術調査検討委員会の検討内容を多数引用させていただきました。また，兵庫県，大阪府，神戸市，大阪市，尼崎市，明石市，西宮市，芦屋市，伊丹市，宝塚市，川西市，豊中市，吹田市，亀岡市の下水道担当部局の方々には，多大なご協力をいただきました。ここに厚くお礼申し上げます。

＜参考文献＞

1）源栄正人，永野正行：神戸市の基礎不整形構造を考慮した地震動の増幅特性に関する解析的検討，土と基礎，報文p2380，1995年7月

2）下水道地震対策技術調査検討委員会：下水道の地震対策についての第二次提言，平成7年8月3日

第11編　地下構造物の被害

第11編　地下構造物の被害

大塚　久哲*1　　真下　英人*2
星隈　順一*3　　高宮　　進*4
池口　正晃*5

by Dr. Hisanori OHTSUKA, Hideto MASHIMO,
Jun-ichi HOSHIKUMA, Susumu TAKAMIYA,
and Masaaki IKEGUCHI

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．道路トンネルの被害 …… 3
2．1　被害の概要 …… 3
2．2　各トンネルの被害状況 …… 6
2．3　道路トンネル（山岳工法）の耐震性の評価と対策 …… 12
3．共同溝の被害 …… 13
3．1　被害の概要 …… 13
3．2　神戸共同溝の被害 …… 13
3．3　尼崎共同溝の被害 …… 13
4．地下駐車場の被害 …… 16
5．地下鉄の被害 …… 17
5．1　被害の概要 …… 17
5．2　神戸高速鉄道の被害 …… 19
5．3　神戸市営地下鉄の被害 …… 24
6．まとめ …… 28
謝辞 …… 28

＊1　地震防災部耐震研究室長，工博
＊2　道路部トンネル研究室長
＊3　地震防災耐震研究室研究員
＊4　道路部交通安全研究室研究員
＊5　道路トンネル研究室研究員

1．概　要

兵庫県南部地震では，高架の橋梁や建築物等の地上構造物の他にも，地下鉄や共同溝等の地下構造物にも被害が生じた。地下の構造物が地震により被災を受けるのは，世界的にも希である。特に，神戸高速鉄道の大開駅は，鉄筋コンクリート柱の破壊により崩壊し，地上の国道28号線が大きく陥没する等，道路施設にも影響をもたらした。図-11・1は，神戸市周辺の共同溝，地下駐車場，地下鉄の主な位置を示したものである。

地下構造物に対する耐震設計法としては，現在では応答変位法が一般に用いられるが，今回被災した地下構造物では，設計年次が古く耐震設計がなされていないものが多かった。

本編では，道路トンネル，共同溝，地下駐車場，地下鉄の被害状況について示すことにする。

なお，キャブシステムについては，分岐桝の開口調査の結果，キャブ本体にクラックが生じる程度の損傷が生じている箇所が数カ所あったが，ケーブルの異常，キャブ蓋部分の損傷はなく，キャブシステムとしての機能上問題となる損傷はなかったことを付記しておく。

また，地下鉄の被害については，別途被災報告がなされているので，詳細については参考文献を参照されたい。

2．道路トンネルの被害

2．1　被害の概要

今回の地震の被災地域には図-11・2に示すような約30の供用中の道路トンネルがあるが，そのうち被害が報告された道路トンネルは表-11・1に示す13本であった．被害の多くは断層が交差する部分に集中して発生しており，坑口部での被害は比較的少なかった．ちなみにここでいう断層は必ずしも活断層を意味するものではなく，活断層の場合においても，今回の地震で変位がはっきりと確認されているのは野島断層だけであり，図-11・3に示した活断層が変位したかどうかについては知られていない．よって断層のずれのために直接被害が発生したとは考えにくい。

被害内容を述べると，盤滝トンネルと布引トンネル以外については，覆工コンクリートのひびわれ，小剝

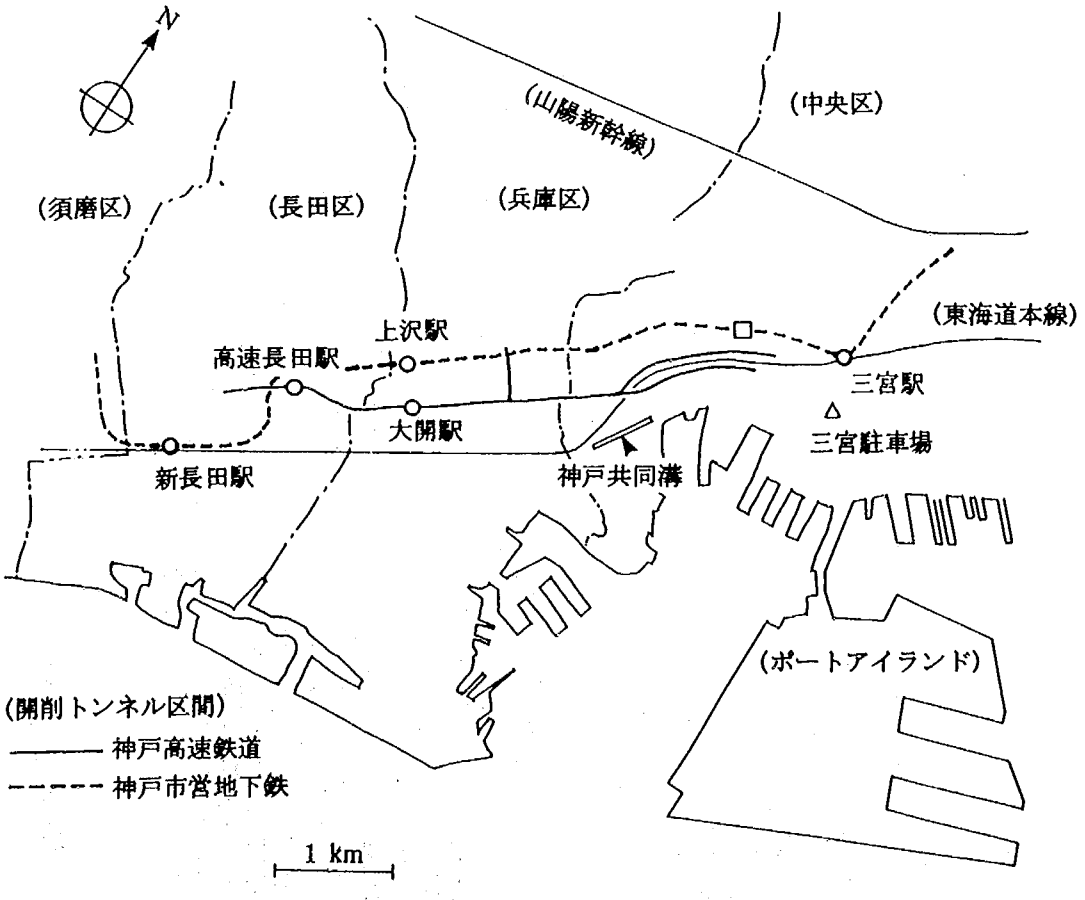
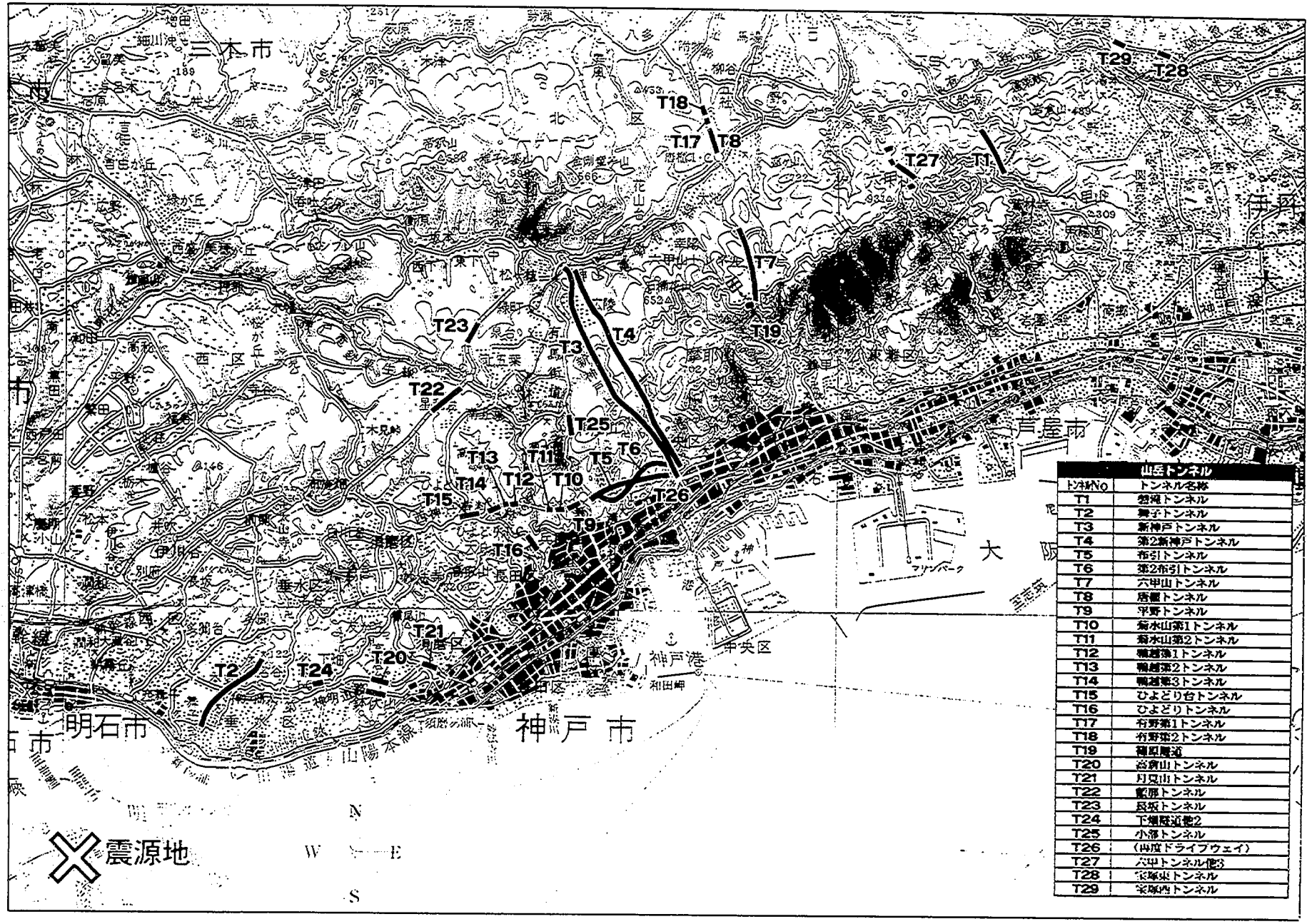


図-11・1　主要な被災箇所の位置図



山岳トンネル	
トンネルNo	トンネル名称
T1	塩槌トンネル
T2	舞子トンネル
T3	新神戸トンネル
T4	第2新神戸トンネル
T5	布引トンネル
T6	第2布引トンネル
T7	六甲山トンネル
T8	唐櫃トンネル
T9	平野トンネル
T10	菊水山第1トンネル
T11	菊水山第2トンネル
T12	鵯越第1トンネル
T13	鵯越第2トンネル
T14	鵯越第3トンネル
T15	ひよどり台トンネル
T16	ひよどりトンネル
T17	有野第1トンネル
T18	有野第2トンネル
T19	神原隧道
T20	高倉山トンネル
T21	月見山トンネル
T22	鷹尾トンネル
T23	長坂トンネル
T24	下畑隧道第2
T25	小部トンネル
T26	(再度ドライブウェイ)
T27	六甲トンネル(仮)
T28	宝塚東トンネル
T29	宝塚西トンネル

図-11・2　被災地域内の道路トンネル

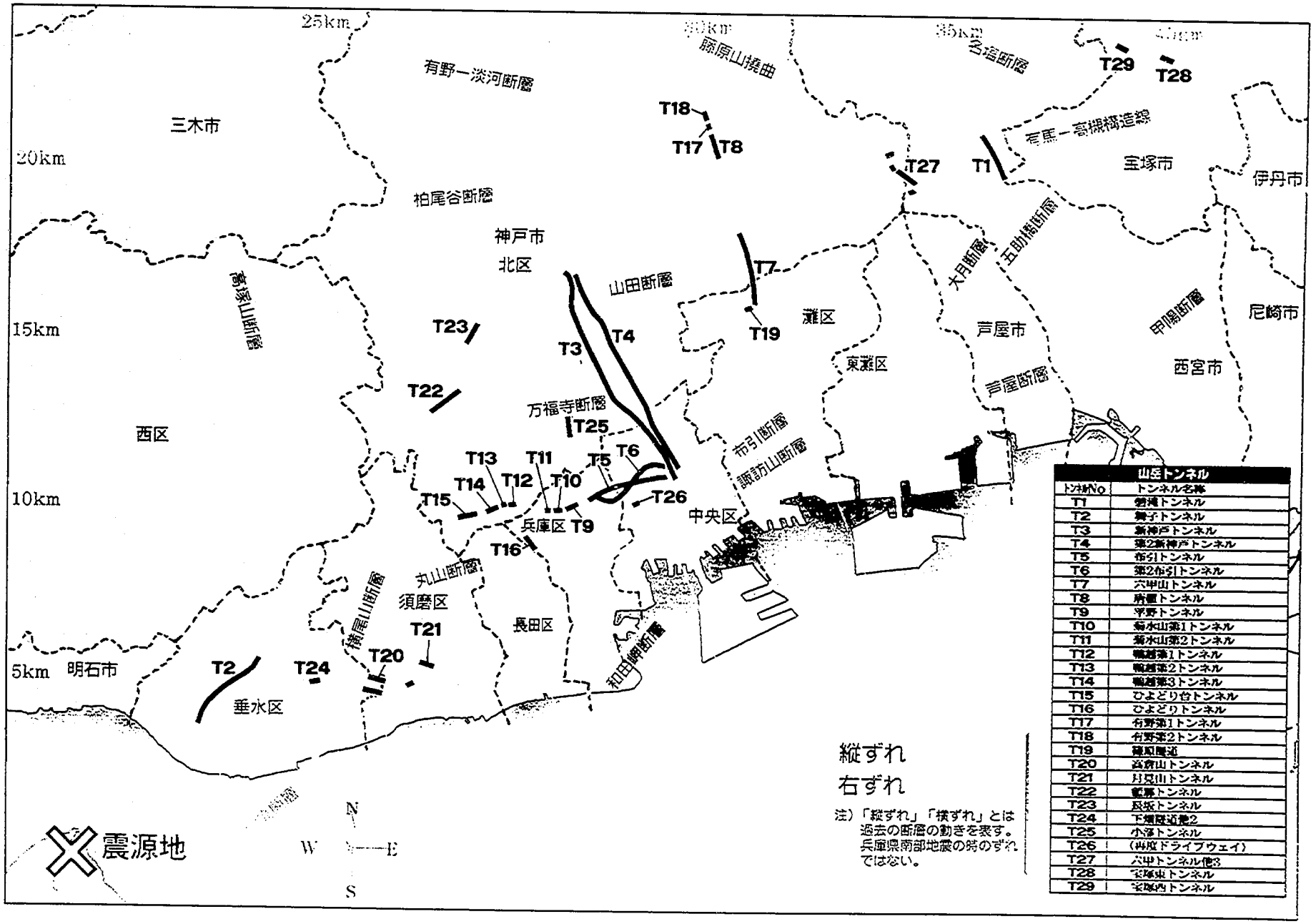

25km
30km
35km
40km
20km
15km
10km
5km
有野－淡河断層
藤原山撓曲
名塩断層
三木市
柏尾谷断層
神戸市
北区
山田断層
高塚山断層
西区
万福寺断層
布引断層
諏訪山断層
丸山断層
横尾山断層
須磨区
長田区
兵庫区
中央区
灘区
東灘区
芦屋市
宝塚市
伊丹市
尼崎市
西宮市
大月断層
五助橋断層
甲陽断層
芦屋断層
有馬－高槻構造線
和田岬断層
明石市
垂水区
T1
T2
T3
T4
T5
T6
T7
T8
T9
T10
T11
T12
T13
T14
T15
T16
T17
T18
T19
T20
T21
T22
T23
T24
T25
T26
T27
T28
T29
震源地
N
W
E
S
縦ずれ
右ずれ
注）「縦ずれ」「横ずれ」とは過去の断層の動きを表す。兵庫県南部地震の時のずれではない。
山陽トンネル
トンネルNo
トンネル名称
T1 箱連トンネル
T2 舞子トンネル
T3 新神戸トンネル
T4 第2新神戸トンネル
T5 布引トンネル
T6 第2布引トンネル
T7 六甲山トンネル
T8 唐櫃トンネル
T9 平野トンネル
T10 菊水山第1トンネル
T11 菊水山第2トンネル
T12 鵯越第1トンネル
T13 鵯越第2トンネル
T14 鵯越第3トンネル
T15 ひよどり台トンネル
T16 ひよどりトンネル
T17 有野第1トンネル
T18 有野第2トンネル
T19 神戸電鉄
T20 高倉山トンネル
T21 月見山トンネル
T22 藍那トンネル
T23 長坂トンネル
T24 下畑隧道第2
T25 小部トンネル
T26 （再度ドライブウェイ）
T27 六甲トンネル第3
T28 宝塚東トンネル
T29 宝塚西トンネル

図-11・3　活断層の分布

表-11・1 道路トンネフの被害概要

トンネル名称	路線名	供用年	施工法	被災概要
盤滝トンネル	西宮北有料道路	1991	NATM	断層部で覆工剝落3箇所(最大で縦断方向3.2m),横断方向7m)および路面の浮き(最大12cm),監査路の浮き,覆工にリング状のひびわれ,目地の開口
布引トンネル	山麓バイパス	1984	在来	断層部で覆工剝落(縦断方向20～80cm,横断方向5m,厚さ10～15cm)およびリング状のひび割れ,目地の浮き,剝落,30ℓ/minの湧水
(軽微なもの)				
新神戸トンネル	新神戸トンネル有料道路	1976	在来	覆工の小剝落(厚さ1cm,幅10cm程度) 目地の浮き,剝落,30ℓ/min湧水
第2新神戸トンネル	新神戸トンネル有料道路	1988	NATM	断層部で覆工にリング状のひび割れ 目地の浮き,剝落
第2布引トンネル	山麓バイパス	1992	NATM	両側監査路沈下(最大2cm,縦断方向30m)
六甲山トンネル	六甲有料道路	1967	在来	覆工にリング状のひび割れ3本(1.5～5㎜) 目地の浮き,剝落
唐櫃トンネル	六甲北有料道路	1973	在来	覆工にリング状のひび割れ 監査路の浮き,ひび割れ
鵯越第2トンネル	山麓バイパス	1984	在来	目地の浮き,剝落
ひよどりトンネル	西神戸有料道路	1969	在来	目地の浮き,剝落
高倉山トンネル	第2神明道路	1970	在来,NATM	目地の浮き,剝落,両肩部ひびわれ
月見山トンネル	第2神明道路	1970	在来	両肩部に縦断方向のひびわれ
宝塚東トンネル	中国自動車道	1975	在来	目地部の剝落
宝塚西トンネル	中国自動車道	1975	在来	目地部の剝落および段差,ひびわれ

落,打継目の目地の浮き,剝落など軽微で補修が容易なものであった.盤滝トンネル,布引トンネルでは,断層部において比較的規模の大きい覆工コンクリートの剝落が見られたものの,構造物の安定に影響を及ぼすほどの被害ではなく,覆工コンクリートの打直しなどの補修工事により復旧可能なものであった。

なお,被害のあったトンネルは,NATMまたは在来工法により建設されているが,施工方法の違いによる被害程度の差は明確には認められなかった。

また,被災地域には施工中のトンネルとして舞子トンネルがあるが,舞子トンネルでは土被りが浅く,覆工コンクリートが未施工という状況にもかかわらず,被害内容は吹付コンクリートなどにクラックが発生した程度のものであった。

2.2 各トンネルの被害状況

表-11・1に示した13本のトンネルのうち,被害が打継目の目地の浮き,剝落だけであった鵯越第2トンネル,ひよどりトンネル,宝塚東トンネルを除く10本のトンネルおよび舞子トンネルの被害状況は以下の通りである。

(1) 盤滝トンネル

盤滝トンネルは,NATM工法により建設された延長1,743mの2車線道路トンネルであり,震央から約32kmに位置する。トンネル断面図を図-11・4に示す。また,トンネル周辺の主な地質は花崗岩である。

トンネルの被害状況を図-11・5に示すが,No.98+3付近(北坑口から約880m)のF-1断層北端において西側半断面の覆工コンクリートが縦断方向3.2m,横断方向7mの範囲にわたり剝落し,防水シートが露出するとともに,東側半断面の覆工コンクリートもリング状ひびわれに沿う形状で剝落した。また,No. 102付近(北坑口から約960m)のF-1断層南端においても西側スプリングライン付近の覆工コンクリートが縦断方向5m,横断方向1mの範囲にわたって剝落するとともに舗装目地部で最大12cm程度の浮き上がりが発生した。さらに,No. 128付近(北坑口から約1,480m)にある五助橋断層付近において舗装コンクリートの中央付近に縦断方向のひびわれが発生し,ひびわれを中心とした3cm程度の舗装の浮き上がりが発生した他,1区間長を20～140m程度とする8区間で覆工コンクリートのひびわれ,舗装コンクリートのひびわれ,監査路のひ

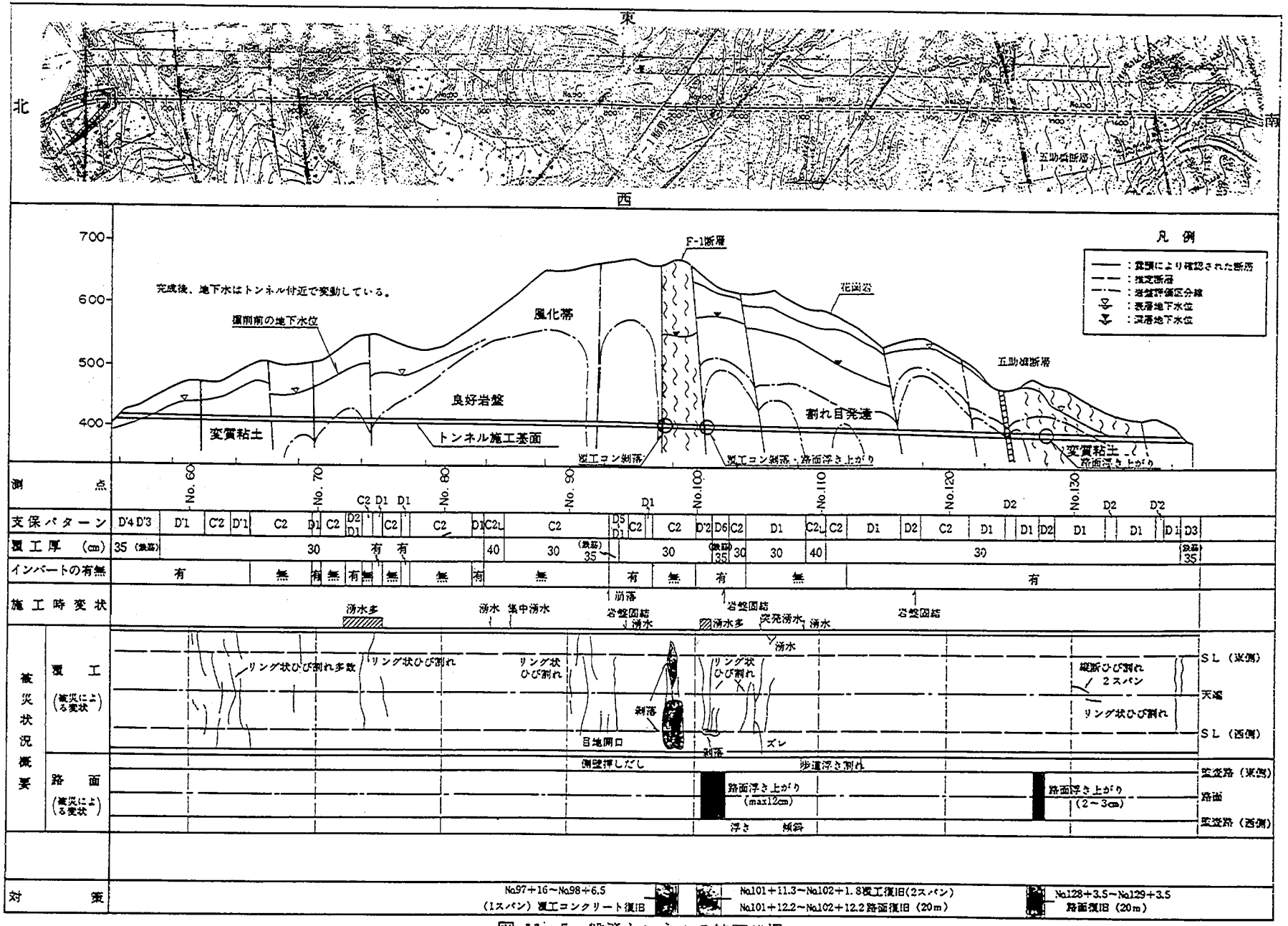
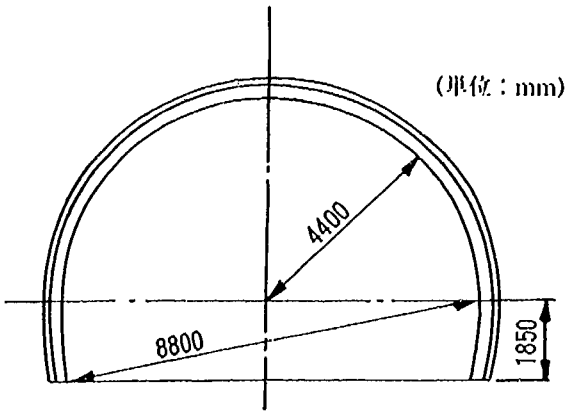
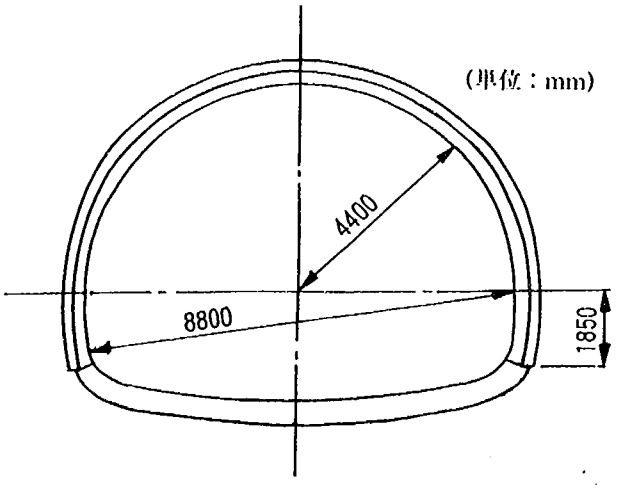


図-11・5　盤滝トンネルの被害状況



No. 98+3 付近の標準断面（C IIパターン）



No. 102 付近の標準断面（D VIパターン）

図-11・4 盤滝トンネルの断面図

びわれ，浮き，側溝の押し出し，打ち継目の開口，段差などが発生した。

なお，覆工コンクリートの剥落が発生したNo. 98+3付近はインバート（底盤にうった逆アーチコンクリート）および覆工の鉄筋がない構造であり，No. 102付近はインバート（厚さ50cm）および覆工の鉄筋（D19）がある構造であった。

(2) 布引トンネル

布引トンネルは，在来工法により建設された延長3,032mの2車線道路トンネルであり，震央から約18kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・6に示す。また，トンネル周辺の主な地質は花崗岩である。

トンネルの被害状況を図-11・7に示すが，神戸側大断面交差部から113m地点（諏訪山断層付近）において側壁部の覆工コンクリートが縦断方向20～80cm，横断方向5m，厚さ10～15cmの範囲にわたり剥落したほか，

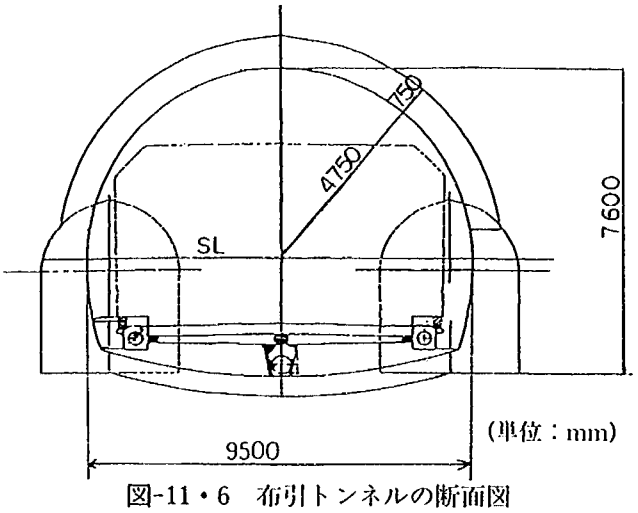


図-11・6 布引トンネルの断面図

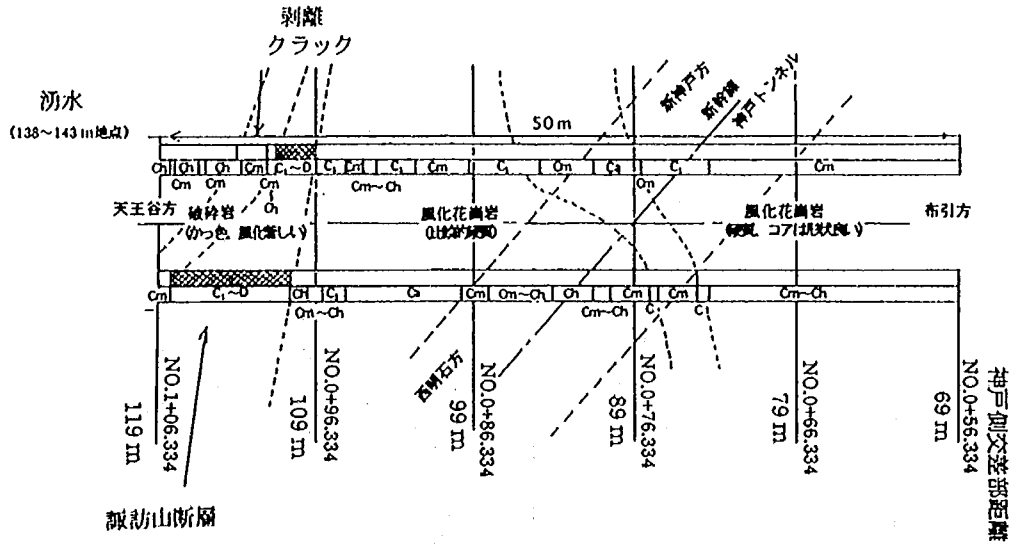


図-11・7 布引トンネルの被害状況

横断方向にリング状のひびわれ（開口幅１～５mm）が５本程度発生した。また，神戸側大断面交差部から138～143m地点の舗装目地および側壁目地部より30リットル/min程度の湧水が見られた。さらに，目地の一部に浮き，剥落が発生した。

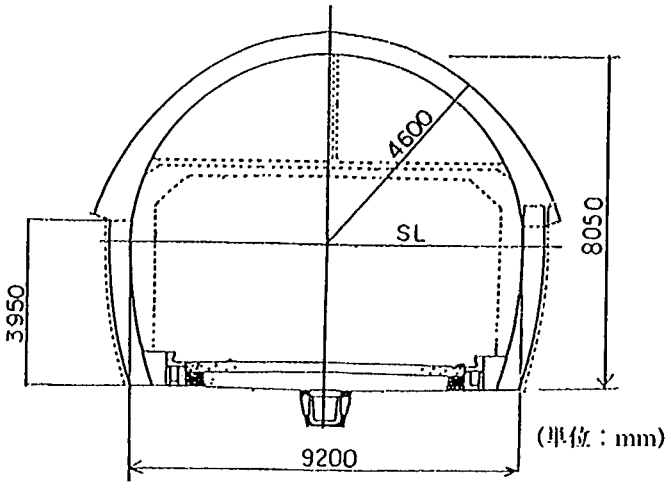
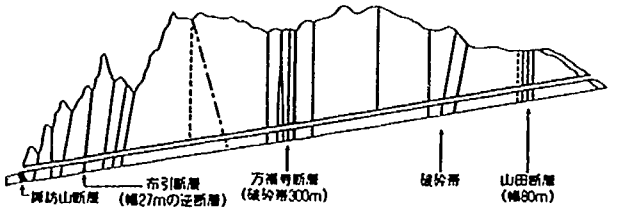


図-11・8　新神戸トンネルの断面図



南部地域	中部地域	北部地域
大阪層群	布引花崗閃緑岩	六甲花崗岩 / 神戸層群
比較的地質が安定しているが、著名な諏訪山断層や布引断層がある。	細かい構造線が多く、深層風化を受け湧水箇所も多い。	比較的地質は安定しているが、構造線に伴う深層風化が激しい。

図-11・9　新神戸トンネルの地質図

なお，覆工コンクリートの剥落が発生した諏訪山断層付近においては，インバート（厚さ50cm）が設置されていた。

(3)　新神戸トンネル

新神戸トンネルは，在来工法により建設された延長6,910mの２車線道路トンネルであり，震央から約21kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・8に示す。また，トンネル周辺の主な地質は花崗岩である（図-11・9）。

トンネルの被害状況は，アーチコンクリートと側壁コンクリートの打継目の目地モルタルおよび覆工コンクリート打継目の一部に浮きや剥落が発生したほか，側壁コンクリートの一部に，剥落（厚さ１cm，幅10cm程度）が発生した。また，神戸側から2.5km地点で30リットル/min程度の湧水が発生した。なお，本トンネルは，布引断層，満腹寺断層，山田断層等を通過しているがこれら断層部では問題となる被害は発生しなかった。

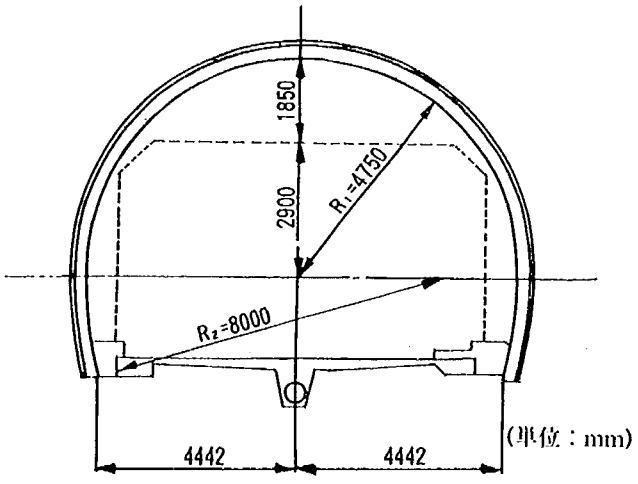


図-11・10　第２新神戸トンネルの断面図（mm）

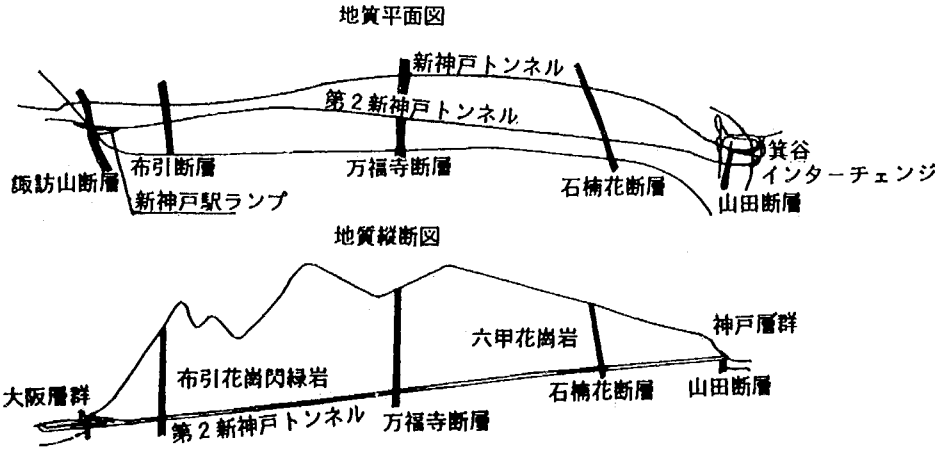


図-11・11　第２新神戸トンネルの地質図

(4) 第2新神戸トンネル

第2新神戸トンネルは，NATM工法により建設された延長7,175mの2車線道路トンネルであり，震央から約21kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・10に示す。また，トンネル周辺の主な地質は花崗岩である（図-11・11）。

トンネルの被害状況は，覆工コンクリート打継目の一部に目地の浮きや剥落が発生したほか，南坑口から約1,120mの位置（布引断層付近）で，横断方向にリング状のひびわれ（開口幅0.5～1.5mm）が発生した。また，南坑口から約360mの開削部との取合付近（諏訪山断層付近）で覆工コンクリートにリング状のひびわれ（開きが約2mm）が3本程度発生した。

なお，覆工コンクリートにひびわれが発生した地点においては，いずれもインバート（厚さ50cm）が設置されていた。

(5) 第2布引トンネル

第2布引トンネルは，NATM工法により建設された延長3,034mの2車線道路トンネルであり，震央から約18kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・12に示す。また，トンネル周辺の主な地質は花崗岩である。

トンネルの被害状況は，新神戸トンネル分岐部から約2,400m付近において両側監査路が約30mの範囲にわたり，最大2cm沈下した。

(6) 六甲山トンネル

六甲山トンネルは，在来工法により建設された延長2,843mの2車線道路トンネルであり，震央から約24kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・13に示す。

トンネルの被害状況は，覆工コンクリート打継ぎ目の一部に目地の浮きや剥落があったほか，南坑口から約300m付近で横断方向にリング状のひびわれ（1.5～5.0mm程度）が3本発生した。

(7) 唐櫃トンネル

唐櫃トンネルは，在来工法により建設された延長1,245mの2車線道路トンネルであり，震央から約27kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・14に示す。また，トンネル周辺の主な地質は流紋岩質凝灰岩である。

トンネルの被害状況は，南坑口から約370m地点において覆工コンクリートの天端から東側脚部にかけて1～2mmのひびわれが発生するとともに，南坑口部明り巻部とトンネル部の接続部で明かり巻側コンクリートの両肩付近にひびわれが入り，一部浮きが発生した。また，南坑口から70m～270m付近のアーチコンクリートの肩付近に約100mの範囲にわたり幅0.5～1.0mm程度のひびわれが発生するとともに，監査路コンクリートにひびわれ，約20mの範囲にわたる浮き上がり

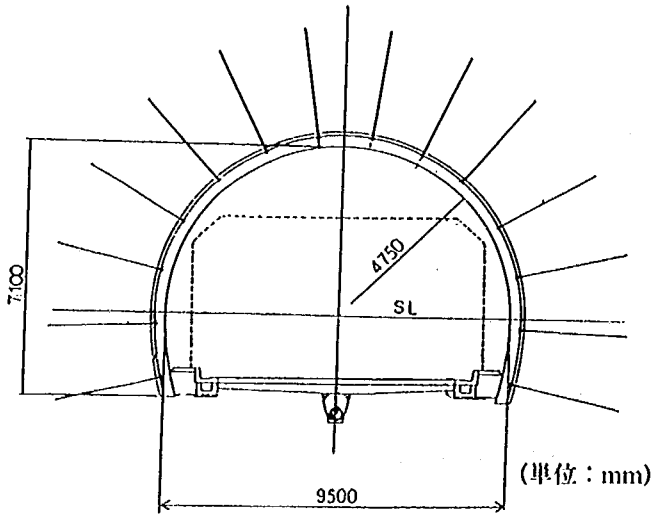


図-11・12 第2布引トンネルの断面図

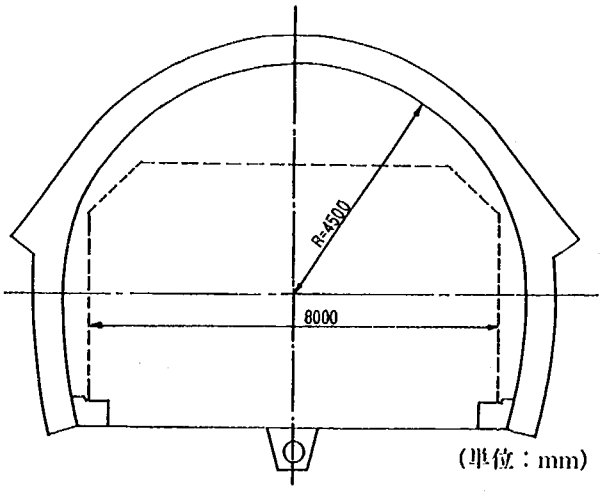


図-11・13 六甲山トンネルの断面図

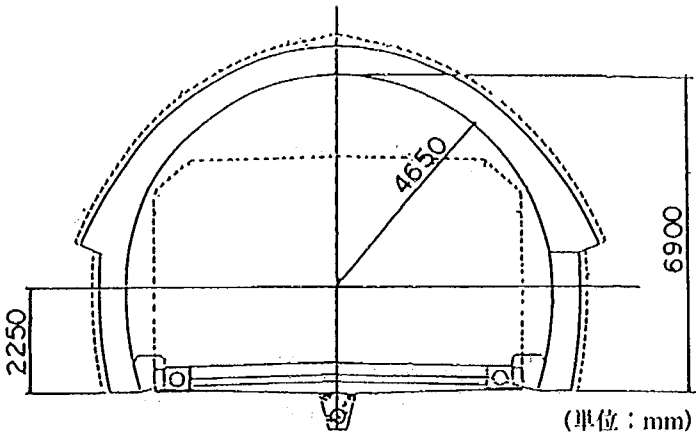


図-11・14 唐櫃トンネルの断面図

（10～20mm），約50mの範囲にわたるの目地の開き（10～20mm）が発生した。さらに，南坑口から約20m付近で横断方向にリング状のひびわれ（1～2mm程度）が発生した。

(8) 高倉山トンネル

高倉山トンネルは，上りは在来工法，下りはNATM工法により建設された，第1上り線530m，第2上り線538m，下り線538m，の各2車線道路トンネルであり，震央から約10kmに位置する。トンネル断面図を図-11・15に示す。

トンネルの被害状況は，第2上り線には上半と下半のコンクリート打設継ぎ目の間詰めコンクリートが剥落した（図-11・16）ほか，左右両肩部（灯具付近）に縦断方向のひびわれ，覆工コンクリート打設継ぎ目付近に横断方向のひびわれ，坑門とブロック積みとの交差部の坑門コンクリートにひびわれが発生した。下り線は在来工法で施工された上り線と比べて剥落，ひびわれの発生は少なかった。

(9) 月見山トンネル

月見山トンネルは，在来工法により建設された上り延長236m，下り延長228mのそれぞれ2車線の道路トンネルであり，震央から約12kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・17に示す。

トンネルの被害状況は，上下線共に，神戸側坑口から160mの区間にわたり覆工コンクリートの左右の肩部に縦断方向のひびわれ（幅は大きいもので1mm程度）が発生した。

(10) 宝塚西トンネル

宝塚西トンネルは，在来工法により建設された上り延長347m，下り延長242mのそれぞれ3車線の道路トンネルであり，震央から約40kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・18に示す。

トンネルの被害状況は，覆工コンクリート打設継ぎ目に軽微な剥落（50～200cm 2程度）が，上り線6箇所，下り線4箇所で発生したほか，上り線で覆工コンクリート打設継ぎ目（天端部）に段差，下り線の上半と下半のコンクリート打設継ぎ目付近に雁行状のひびわ

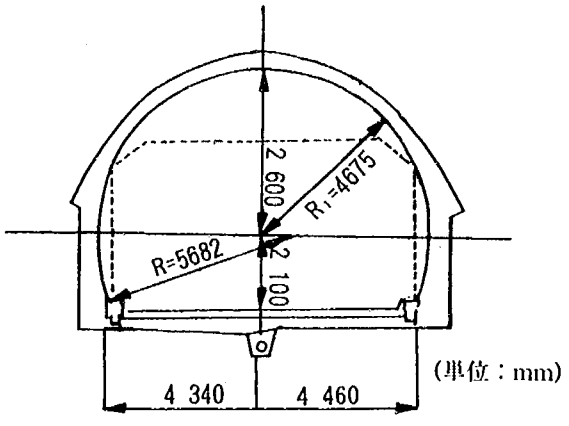
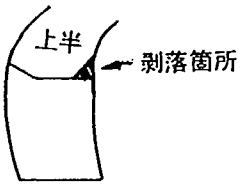


図-11・15(a)　高倉山トンネルの断面図（上り線）



型枠No. 94～95(左)
上半と下半のコンクリート
打設継ぎ目の間詰めコンクリートが剥落

図-11・16　高倉山トンネルの被害状況

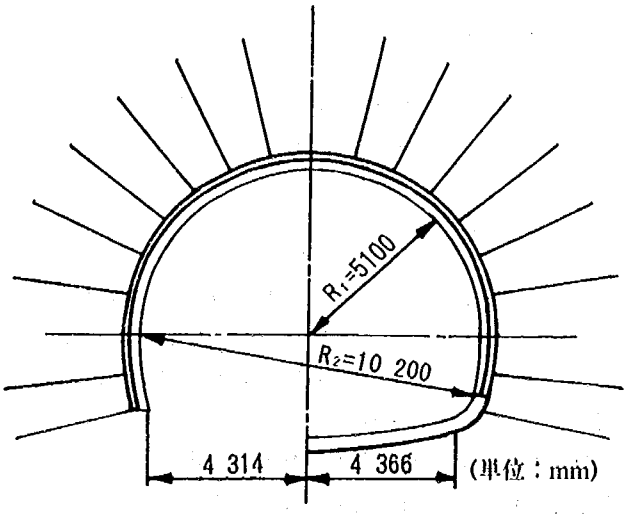


図-11・15(b)　高倉山トンネルの断面図（下り線）

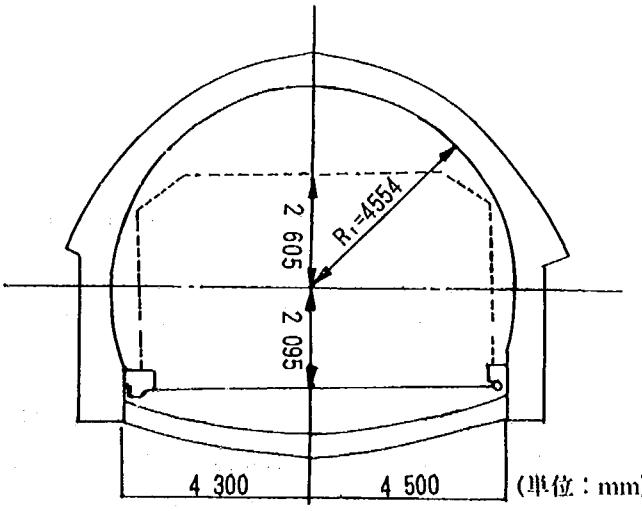


図-11・17　月見山トンネルの断面図

れの発生があった。

(11) 舞子トンネル

舞子トンネルは，NATM工法により施工中の延長3,250mの上下線各3車線の併設道路トンネルであり，震央から約6kmに位置する。トンネルの断面図を図-11・19に示す。また，トンネル周辺の主な地質は大阪層群および花崗岩である（図-11・20）。トンネルの被害状況は，特に大きな被害は生じておらず，中壁分割工法施工区間における中壁の吹付コンクリートの剥落，クラックおよび切羽吹付けコンクリートの剥落が一部発生した程度であった。

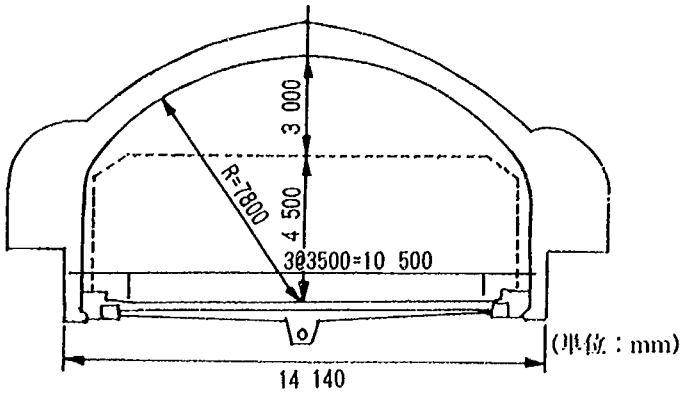


図-11・18　宝塚西トンネルの断面図

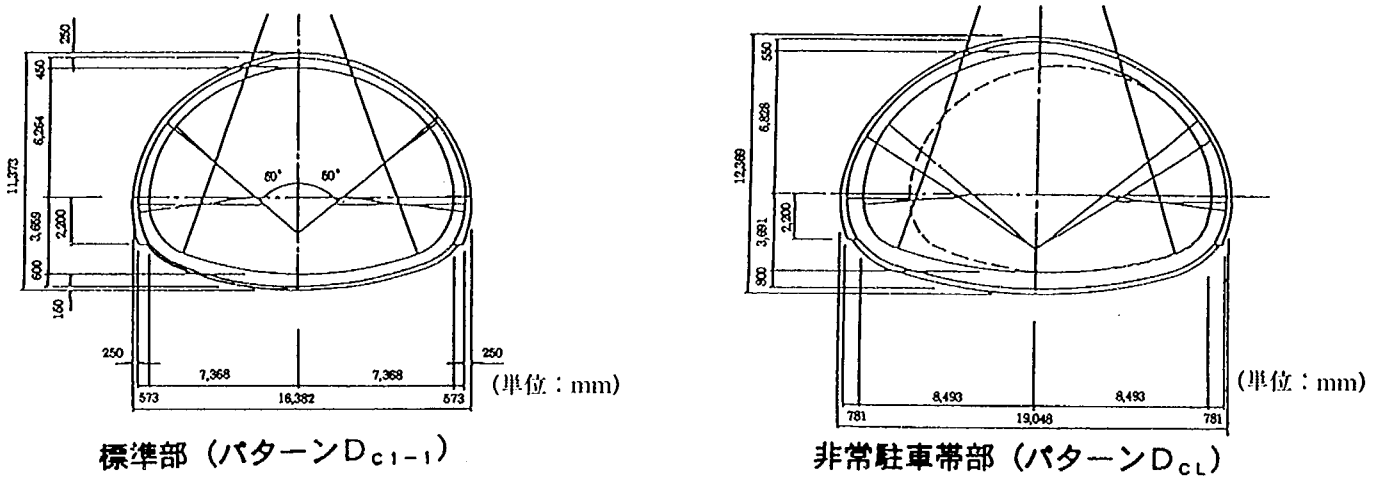


図-11・19　舞子トンネルの断面図

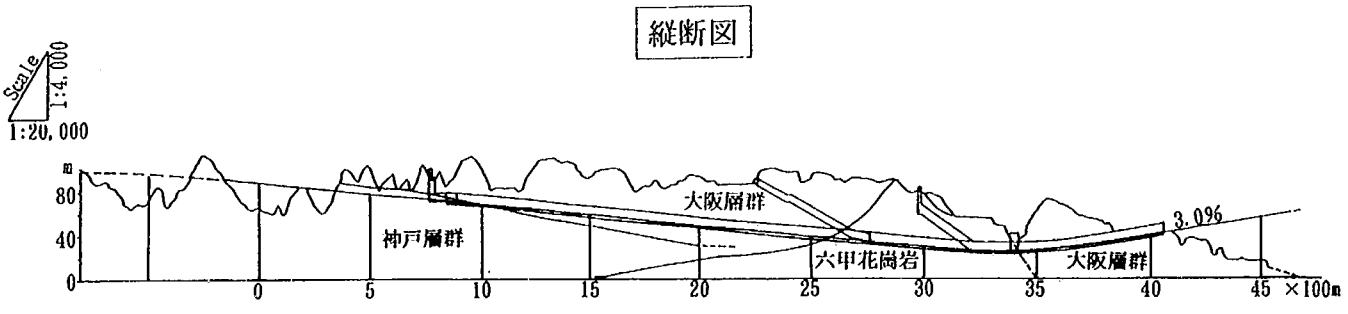


図-11・20　舞子トンネルの地質図

2．3　道路トンネル（山岳工法）の耐震性の評価と対策

従来から山岳工法のトンネルは，地表の構造物に比べて地震の影響が少なく，被害があっても軽微であるといわれてきたが，今回の地震で基本的にそのことは実証されたといえる。

今回の被災状況はおもに，①坑口部，土被りの薄い箇所における覆工コンクリートのひびわれ，剥落，②断層部における覆工コンクリートのひびわれ，剥落に分類することができる。

①，②，③については，山岳トンネルで過去に生じた震害の多くが坑口付近であったことから，すでに地震の影響を考慮した設計がおこなわれており，必要に

応じて地すべり抑止杭，落石防護工，抱きコンクリート，鉄筋コンクリートによる覆工，インバート等の対策が施されている。今回の地震においても坑口の被害は軽微であったことから，現状の対策でとくに問題がないといえる。

②については，盤滝トンネルの被災のように覆工コンクリートが崩落したことから，地震の影響を考慮した対策を検討する必要がある。対策としては，施工中に崩落や膨圧，集中湧水等が生じ，難工事を余儀なくされるような断層破砕等の地質条件の悪い区間について，

1）インバート付きの閉合した構造とすること

2）鉄筋，金網，鋼繊維等による覆工の補強

を行うことなどが考えられる。

3．共同溝の被害

3．1　被害の概要

共同溝の被災状況を表-11・2に示す。被災調査の対象とした共同溝は，神戸市内，尼崎市内，芦屋市内の3箇所である。神戸共同溝と尼崎共同溝に関しては，いずれも被害は比較的軽微で，構造本体の安定性や収用物の機能に影響を及ぼすような損傷は生じなかった。宮川大橋線共同溝では，共同溝躯体の鉄筋が露出する程度の損傷が生じた。また，躯体エレメントの継手位置においては，最大で60cm程度のずれが生じた箇所も見られた。

3．2　神戸共同溝の被害

神戸共同溝は，国道2号線に沿って埋設された全長6,460mの共同溝である。ただし，地震発生当時には，東川崎地区と神戸弁天地区の合計1,423mの区間だけが完成しており，その他の路線は未建設であった。なお，本共同溝は，共同溝設計指針（道路協会，昭和61年3月）に準拠して設計されていた。

表-11・2　共同溝の被災状況

共同溝名	所在地	完成延長	主な被災内容
神戸共同溝（国道2号）	神戸市中央区	1,423m	目地の破損・漏水 天版・側壁・マンホールの亀裂
尼崎共同溝（国道2号）	尼崎市	6,043m	目地の破損・漏水 天版・側壁・底版の亀裂・漏水 換気口側壁の漏水

共同溝には，電話，電気，下水道，ガスのライフラインが収容されているが，供用されていたのは東川崎地区の705mの区間のみである。神戸共同溝の標準横断面図を図-11・21に示す。土被り厚は2～3m程度である。

図-11・22は，共同溝躯体に生じたひびわれの状況を示したものである。ひびわれは共同溝長手方向のハンチ付近に多く見られた。また，壁厚の薄い中間壁のひびわれ幅が大きい傾向があった。一部には，ひびわれが貫通したものや，鉄筋が露出して変形したものもあった。また，躯体エレメント接合部の目地にも，コーキング材の膨れや周辺コンクリートの破壊が生じていた。この目地の損傷により，漏水が数箇所で発生していた。

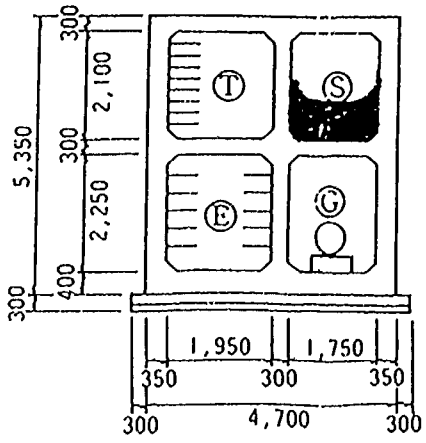
写真-11・1～3は，神戸弁天地区側において，上床版，下床版，ハンチ部のコンクリートが剥離した状況を示したものである。写真より，天版に沿った配管が曲がっていることがわかる。これらは，隣接する躯体エレメント同士が地震時に衝突して生じたものと考えられる。また，弁天地区側では収用物として，固定・結合前のガス管が仮置きされていたが，写真-11・4に示すように，仮置き用の木製の台（幅約40cm）からほとんどが転落していた。

なお，共同溝の南側のハーバーランド周辺では，液状化による岸壁の崩壊や建築物の損傷が生じており，共同溝の近くにある駐車場でも噴砂が見られたが，共同溝自体に対する液状化の影響は特に観察されなかった。

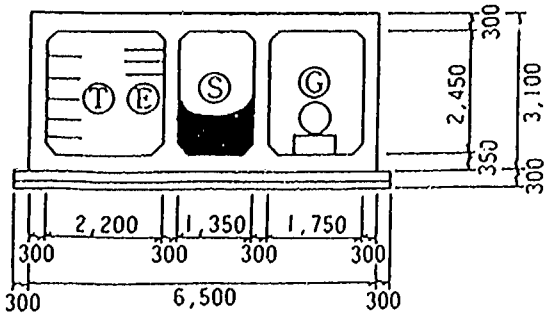
3．3　尼崎共同溝の被害

尼崎共同溝は，国道2号線の尼崎市内区間に沿って埋設された全長6,589mの共同溝である。ただし，地震発生当時には，最も大阪寄りの淀川共同溝（546m）の区間は未建設であるため，供用延長は尼崎市の杭瀬から西宮市の戸崎までの6,043mである。本共同溝は，共同溝設計指針（道路協会，昭和61年3月）に基づいて設計施工されていた。

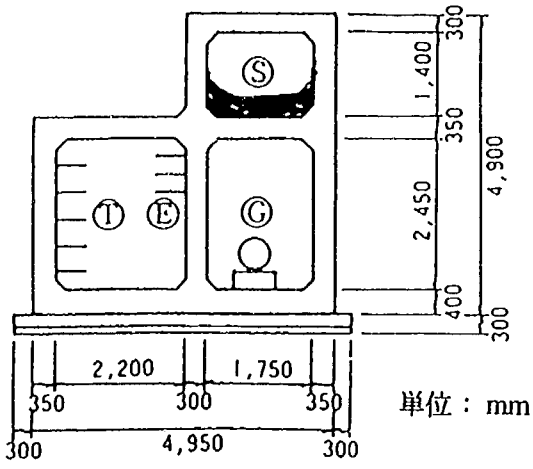
共同溝には，電話，電気，ガスのライフラインが収容されているが，電気については，西大島以西からは送電線形式となっているため，共同溝には電話とガスが収容されている。尼崎共同溝の横断面は3連もしくは2連のボックス構造が基本となっており，図-11・23に示すように，3連ボックス断面では，幅が6.1mもしくは6.7m，高さが2.8mであり，2連ボックス断面で



(標準Ⅱ型、延長405m)



(標準Ⅲ型、延長70m)



Ⓣ	電話
Ⓔ	電気
Ⓢ	ガス
Ⓖ	下水

単位：mm

(標準Ⅳ型、延長230m)

図-11・21 神戸共同溝の標準横断面図

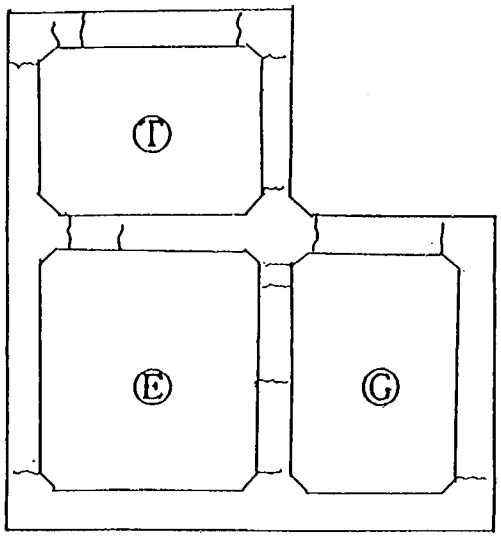


図-11・22 共同溝躯体に生じたひび割れ状況（横断面方向）

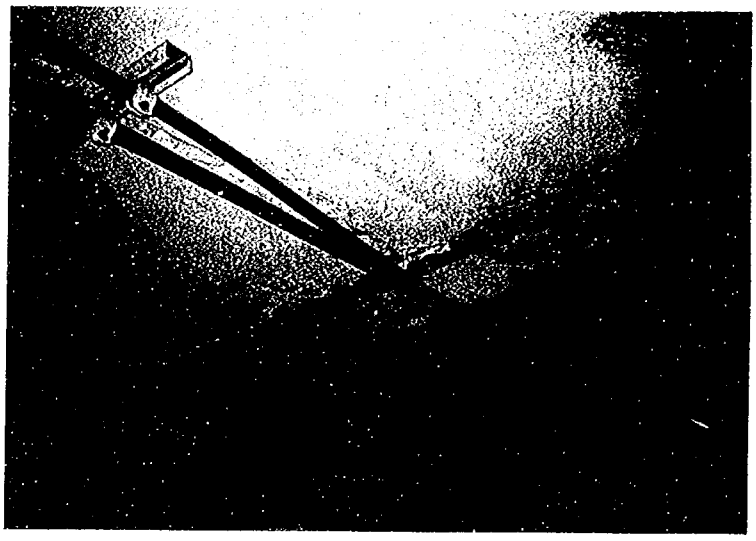


写真-11・1　上床版付近の損傷と配管路の座屈変形



写真-11・3　ハンチ付近の損傷



写真-11・2　下床版目地付近の損傷

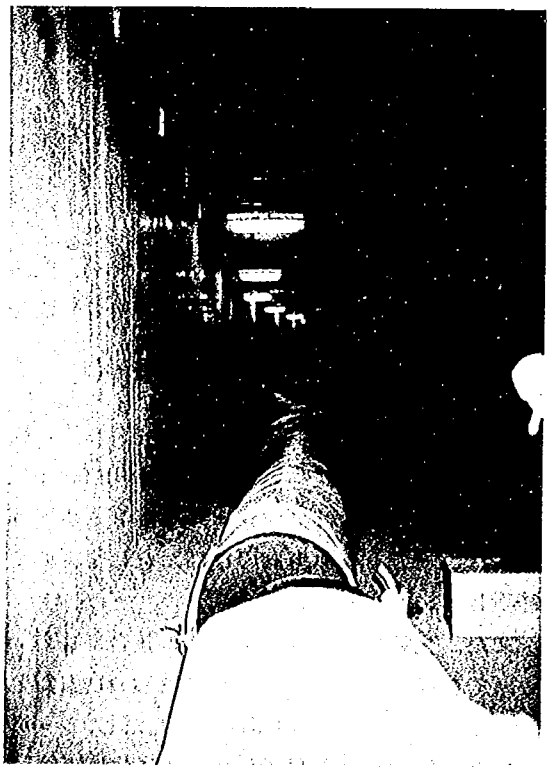
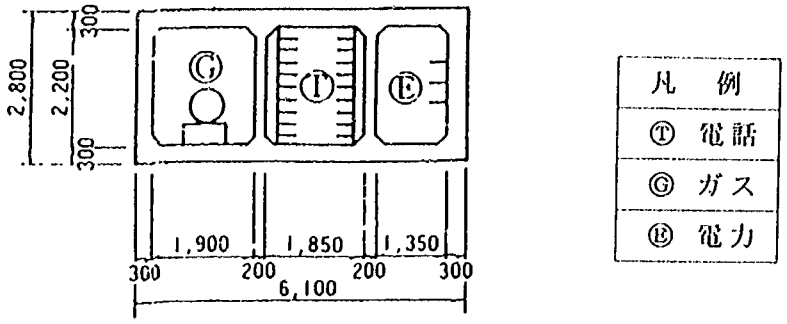
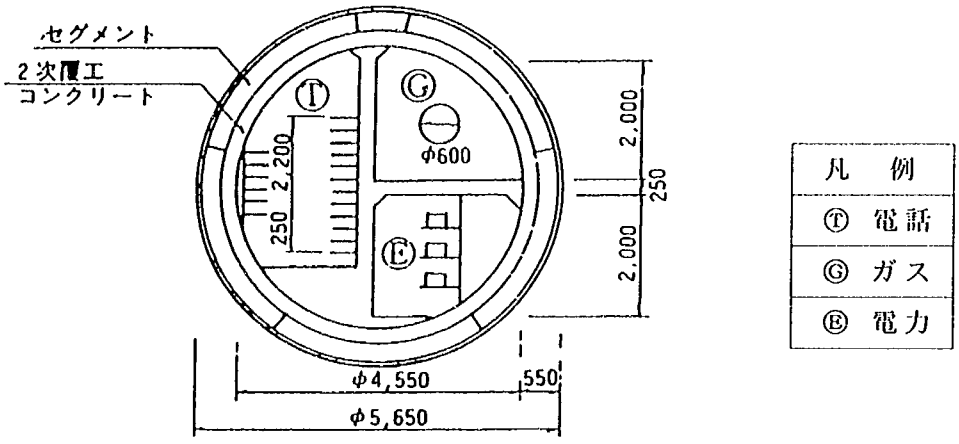


写真-11・4　仮設きされていたガス管



(a) 3連ボックス断面



(b) シールドトンネル断面

図-11・23 尼崎共同溝の断面図

は，幅が4.0～5.15m，高さが2.8mである。一部の断面では，幅5.4m，高さ5.05mの3室構造の断面や，外径5.65mのシールド断面も採用されている。なお，土被りは標準部で3.3m確保されている。

尼崎共同溝では，地震により共同溝躯体の横断面方向にひびわれが生じた。ひびわれ幅が1.0mm以上のひびわれは，その大部分がシールドトンネル区間で生じていた。一方，長手方向のひびわれは全区間でほとんど生じていなかった。

また，換気口と共同溝本体との接合部においても数カ所でひびわれが生じており，ひびわれ幅は最大で2.5mmに至っているものもあった。ただし，シールドトンネルと立坑の接合部付近には，ひびわれ幅は1.0mmを超えるひびわれは見られなかった。

4．地下駐車場の被害

神戸市内の公共地下駐車場の被災状況を表-11・3に示す。構造本体の被害は比較的軽微なものに限られていた。

このうち，三宮駅南側の三宮駐車場は，3期に分割されて建設が進められており（第1期：昭和42年，第2期：昭和48年，第3期：昭和60年），合計で1,084台を収容できる。地下駐車場の構成を図-11・24に示す。また，写真-11・5は三宮駐車場の概観を示したものである。周辺では，神戸市役所旧館をはじめとする中層ビルディングの被害が多数生じていたが，駐車場の構造本体の被害は，写真-11・6に示すようなコンクリートの剥離が生じていたほか，各ブロック間のジョイント部において，写真-11・7に示すような損傷が生じる程度であった。

なお，駐車場付帯設備として設置されている照明設備が，写真-11・8に示すように，落下していた。これは，本地下駐車場にどの程度の振動が生じたのかを示すバロメータともなろう。

5．地下鉄の被害

5．1　被害の概要

神戸市には，神戸高速鉄道及び神戸市営地下鉄の2本の地下鉄路線が整備されているが，今回の地震によ

表-11・3　神戸市内の公共地下駐車場の被災状況（神戸市土木局による）

駐車場名	ジョイント部	出入口部	壁面	梁	その他
三宮第1	破損	漏水	亀裂		
三宮第2	破損	路面破損			受変電設備破損・水没，消火設備破損，照明設備落下
三宮第3		（連絡通路漏水）			階段タイル・上屋ガラス破損，ダクトキャンバス破損
花隈		階段破損			
神戸駅北			亀裂	亀裂	空調設備破損
湊川公園		亀裂	亀裂		スラブ天井剥離，ダクト破損
新長田		段差	亀裂	亀裂	ダクト及び吊り金具落下，照明設備落下
長田北町			亀裂	亀裂	天井漏水，自動制御装置・照明設備破損

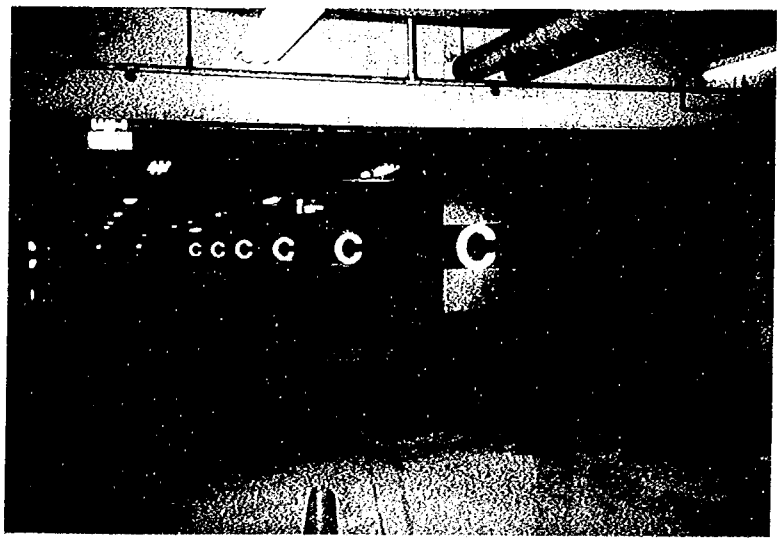


写真-11・5　三宮地下駐車場の概観（図-11・24に示す①より撮影）

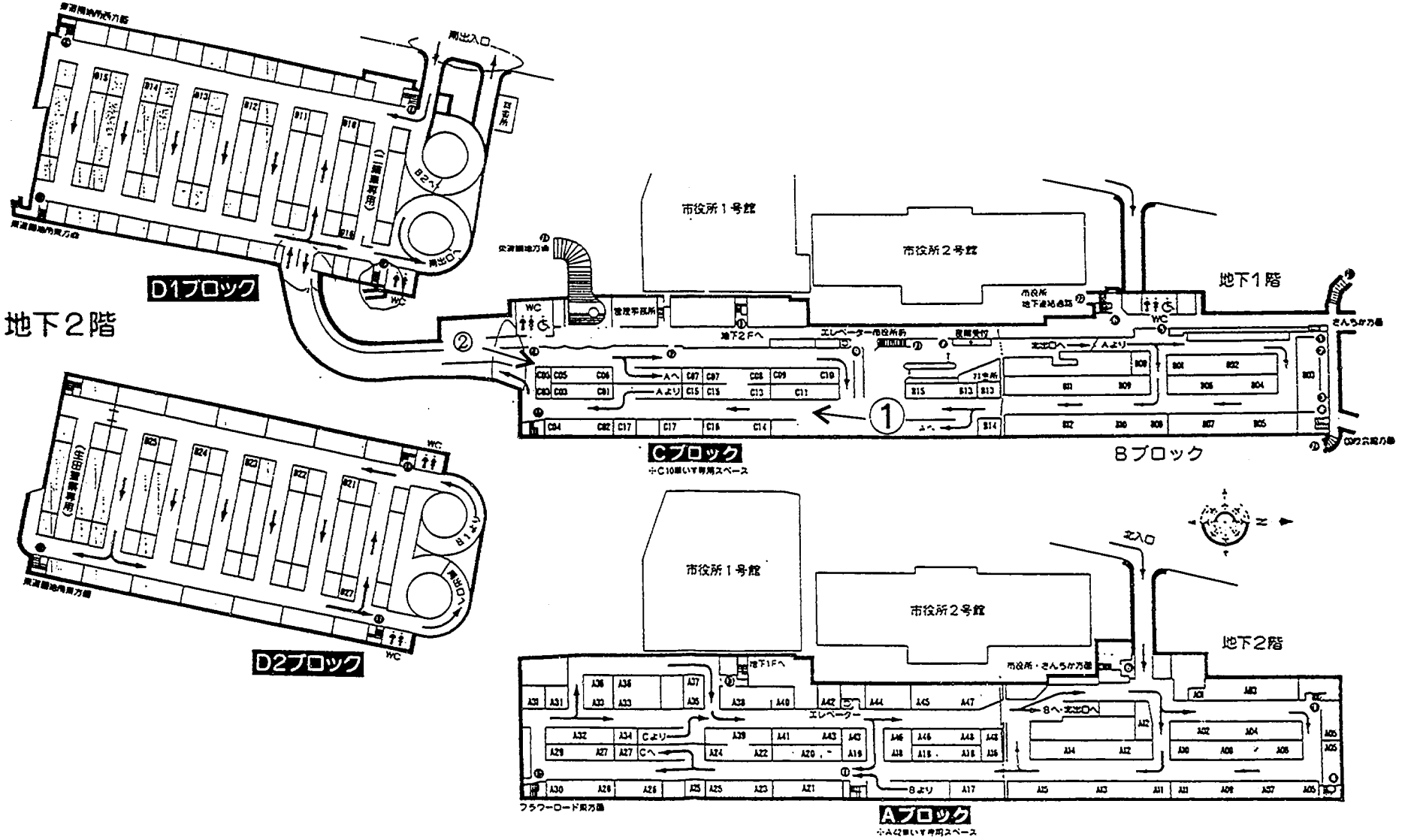


図-11・24　地下駐車場の構成



写真-11・6　梁部のコンクリート剥離（Cブロック）

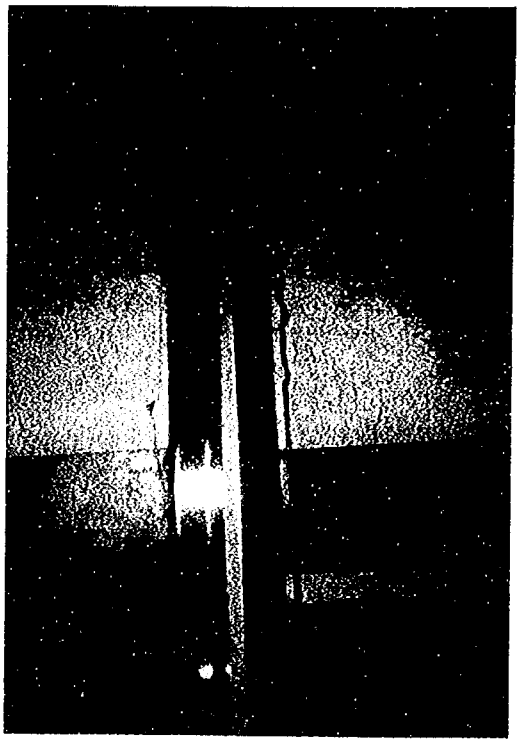


写真-11・7　ジョイント部の破損
（図-11・24に示す②の箇所）

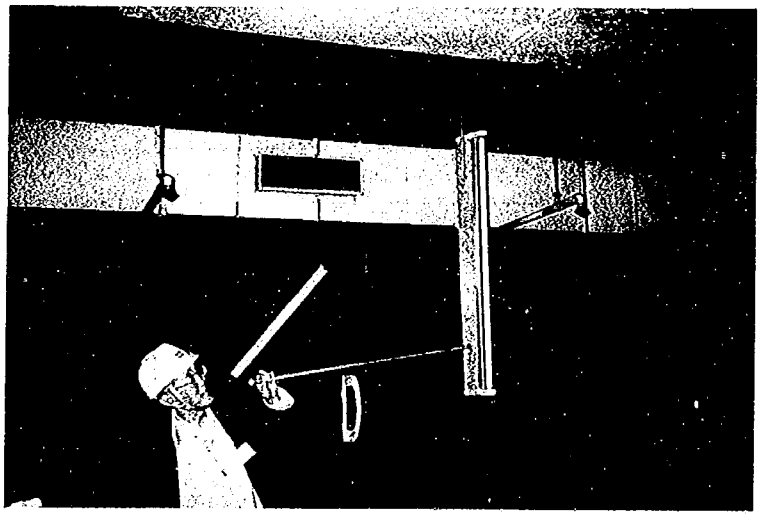


写真-11・8　照明設備の落下（D1ブロック）

り，神戸高速鉄道では大開駅，高速長田駅及び両駅間の線路部，神戸市営地下鉄では，新長田駅，上沢駅，三宮駅で被害が生じた。表-11・4は，地下鉄の被災状況をまとめたものである。被害の形態としては，主としてＲＣボックス型断面の中間柱の破壊が顕著に見られた。また，中間柱でも，鋼管柱よりも鉄筋コンクリート製の柱に被害が集中した。

5．2　神戸高速鉄道の被害

大開駅の平面・断面図を図-11・25に，軌道階（Ｂ２）の被災状況を写真-11・9に示す。計31本の鉄筋コンクリート製中間柱が破壊して上床版が崩落した。また，側壁上ハンチ部のコンクリートが剥離して鉄筋が変形し，４本の中間柱に亀裂が生じた。これらより，地上部の国道28号線の路面が写真-11・10に示すように，長さ約90m，幅約23mにわたって最大2.5m程度陥没した。駅周辺の隧道部にも，写真-11・11及び写真-11・12に示されるような被害が生じた。

高速長田駅の軌道階（Ｂ２）の中間柱の損傷状況を写真-11・13に示す。損傷した中間柱は，鉄筋が変形したものが５本，ひびわれが生じたものが９本の計14本であった。

表-11・4 地下鉄の被災状況

(1) 神戸高速鉄道（神戸高速鉄道株式会社による）

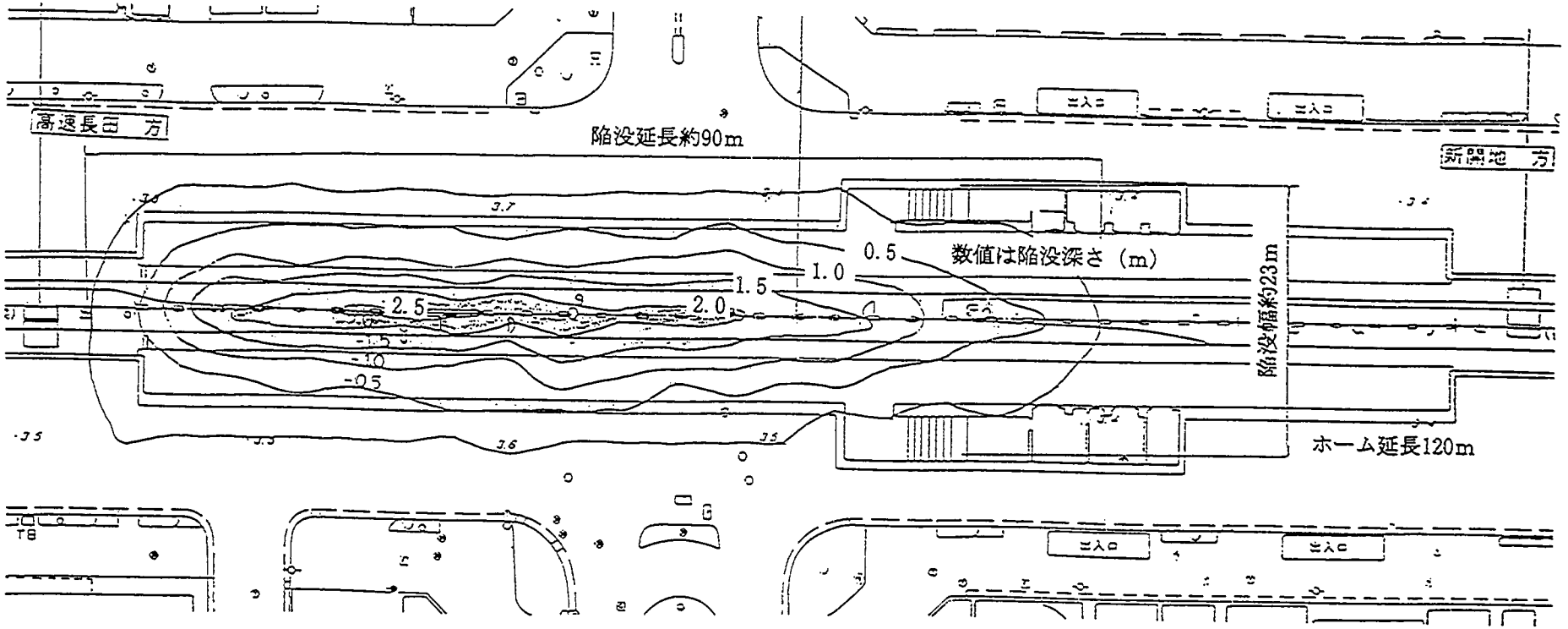
被災箇所	主な被災内容
大開駅	軌道階（B2）の中柱・上床版・側壁上ハンチ部の破壊，地上部の路面陥没，階段開口部（B1～B2）の梁・側壁上ハンチ部の破壊，出入口部（B1）の破壊
高速長田駅	軌道階（B2）の中柱の亀裂・コンクリート剥離・鉄筋変形
大開駅周辺隧道部	中柱の亀裂・コンクリート剥離・鉄筋変形，側壁の亀裂，施工継目部の亀裂・破損・漏水（微小な亀裂を除く被災延長約2,380m）

(2) 神戸市営地下鉄（神戸市交通局による）

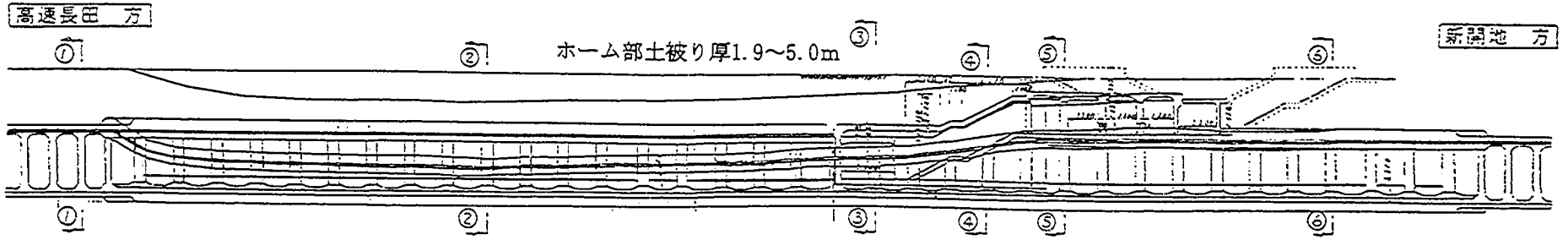
被災箇所	主な被災内容
三宮駅	換気機械室（B1，B2）・電気室（B1）の中柱のコンクリート剥離・鉄筋変形
上沢駅	軌道階（B2）・電気室（B1）の中柱の破壊・コンクリート剥離・鉄筋変形
新長田駅	軌道階（B2）・消火ポンプ室（B1）の中柱のコンクリート剥離・鉄筋変形
上沢駅西側隧道部	中柱の亀裂・コンクリート剥離・鉄筋変形 （駅部を含む被災延長約500m）
新長田駅東側隧道部	中柱の亀裂・コンクリート剥離・鉄筋変形 （駅部を含む被災延長約480m）



写真-11・9 神戸高速鉄道大開駅の軌道階（B2）の被災状況

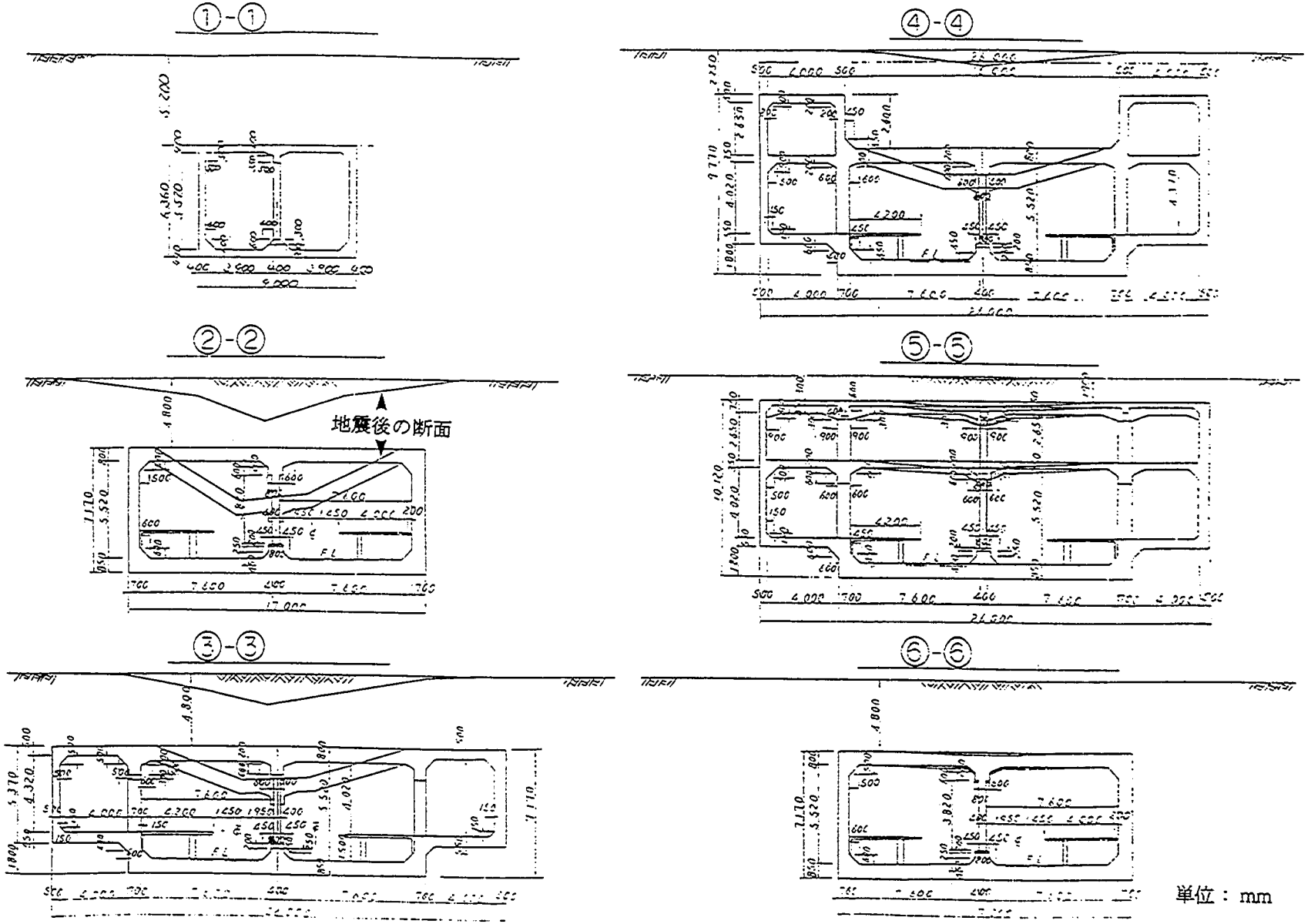


(1) 平面図



(2) 縦断面図

図-11・25 神戸高速鉄道大開駅の平面・断面図（神戸高速鉄道株式会社による）



(3) 横断面図

図-11・25　神戸高速鉄道大開駅の平面・断面図（神戸高速鉄道株式会社による）



写真-11・10　神戸高速鉄道大開駅上部の路面の陥没状況



写真-11・11　神戸高速鉄道大開駅西側遂道部の中柱の破損状況



写真-11・12　神戸高速鉄道大開駅西側遂道部の側壁下ハンチ部の破損状況

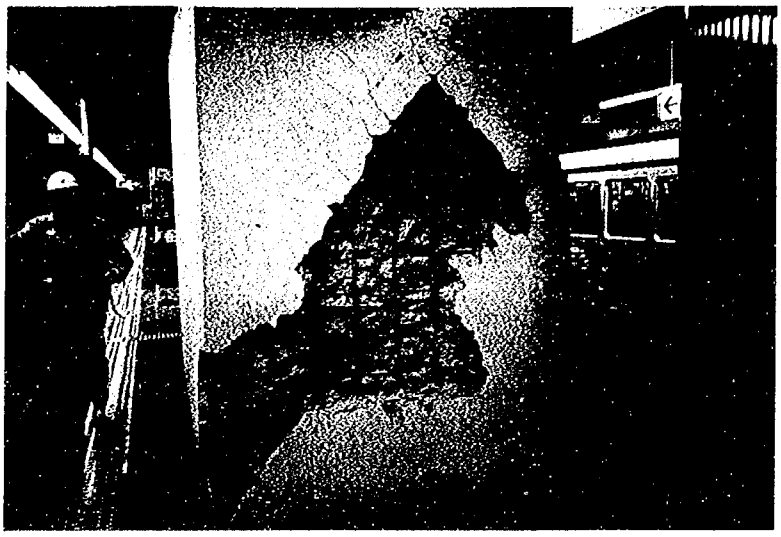


写真-11・13 神戸市営地下鉄新長田駅の軌道階（B２）の中柱の破損状況

5．3 神戸市営地下鉄の被害

上沢駅と三宮駅の被災箇所の横断面図を図-11・26及び図-11・27に示す。また，新長田駅の軌道階（B２）と上沢駅の電気室（B１），および三宮駅の機械室（B１）の中間柱の損傷状況をそれぞれ写真-11・14，15，16に示す。幅5mm以上のひびわれが生じた中間柱は，それぞれの駅で8本，91本，60本であった。なお，三宮駅の軌道階（B２及びB３）の鋼管柱には損傷は認められなかった。

隧道部では，新長田駅東側（図-11・28）と上沢駅西側において，それぞれ64本及び27本の中柱に幅５mm以上のひびわれが生じた。



写真-11・14 神戸高速鉄道高速長田駅の軌道階（B２）の中柱の破損状況

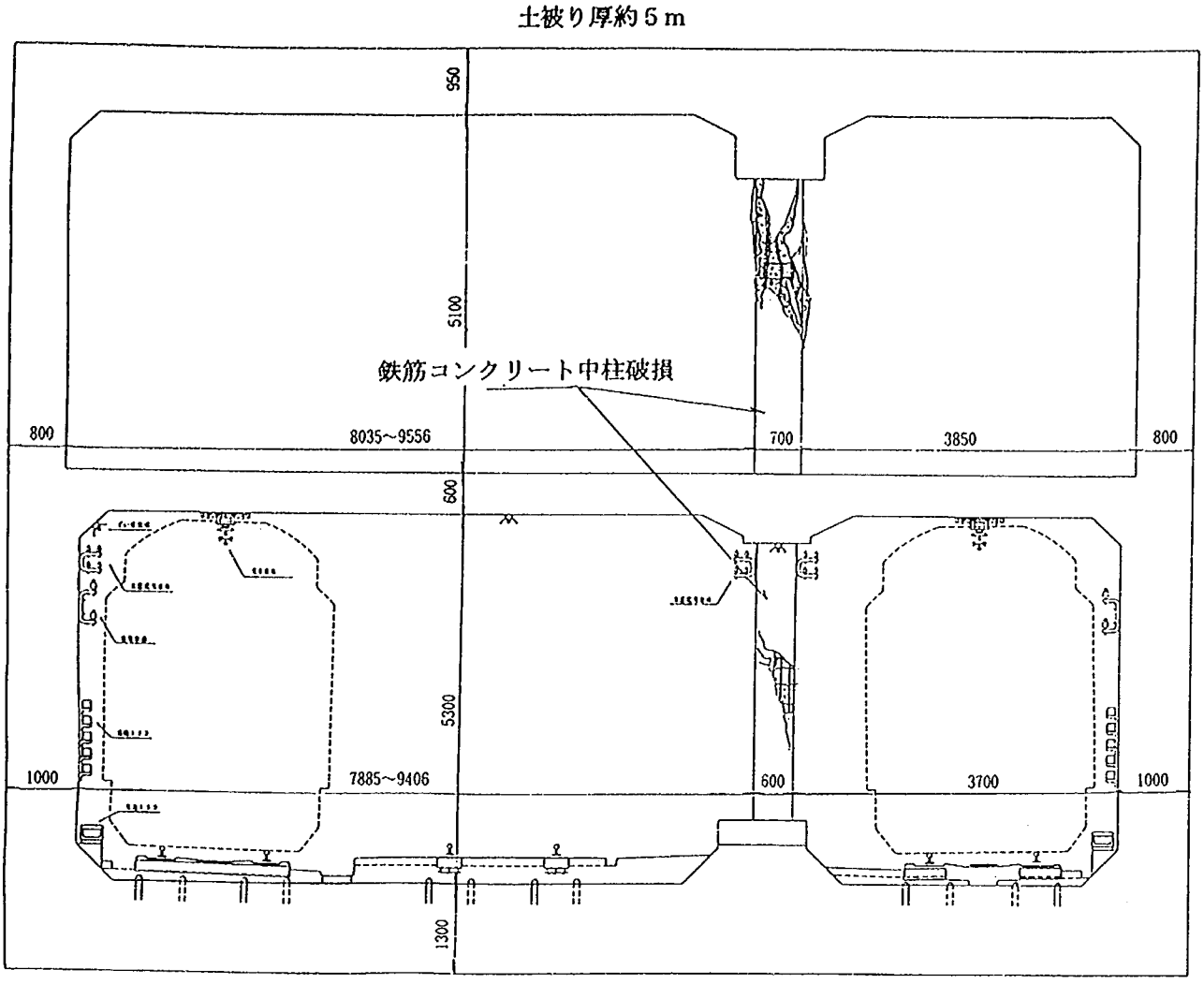


図-11・26　神戸市営地下鉄上沢駅の被災箇所の横断面図
（神戸市交通局による）

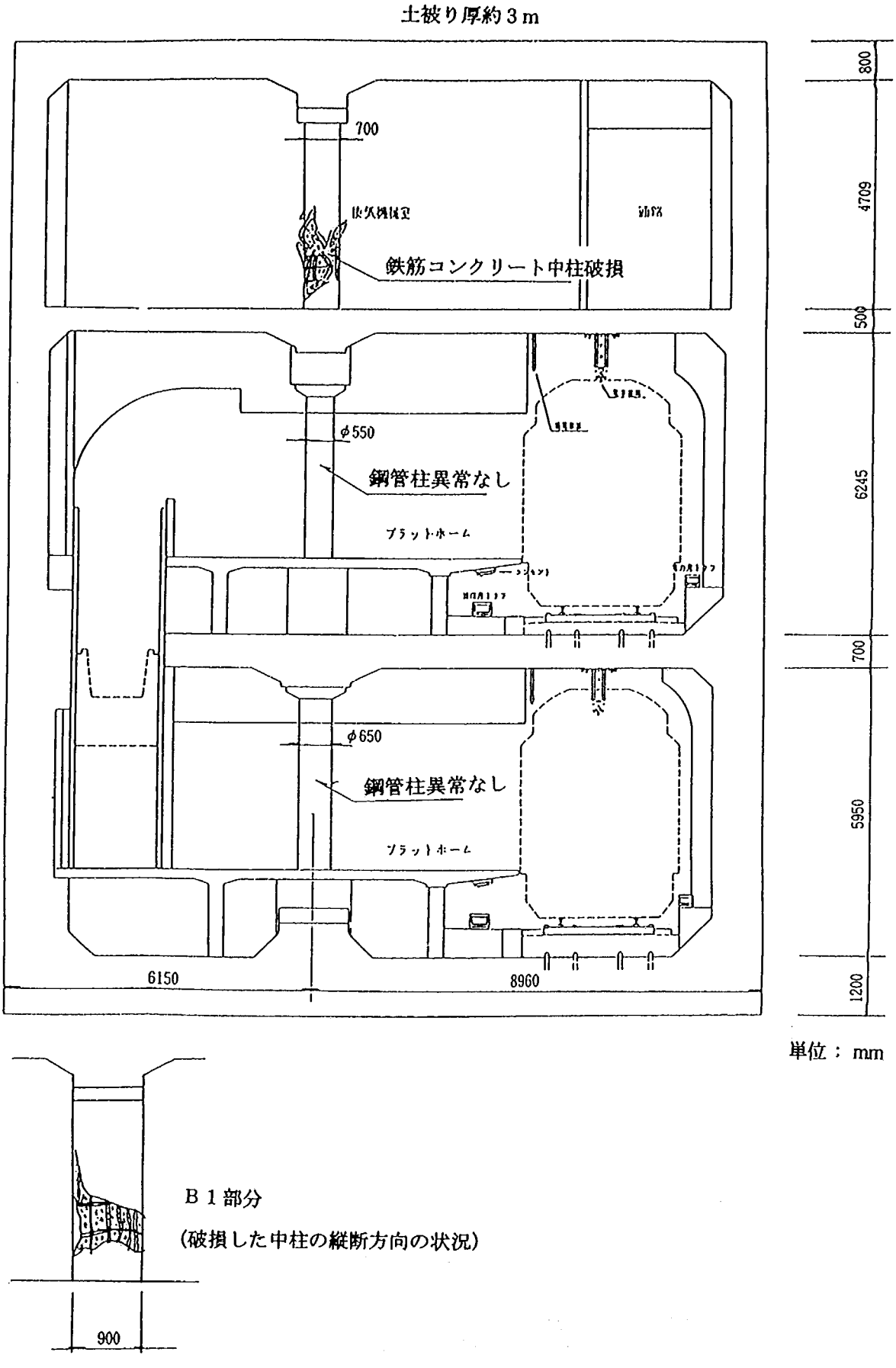
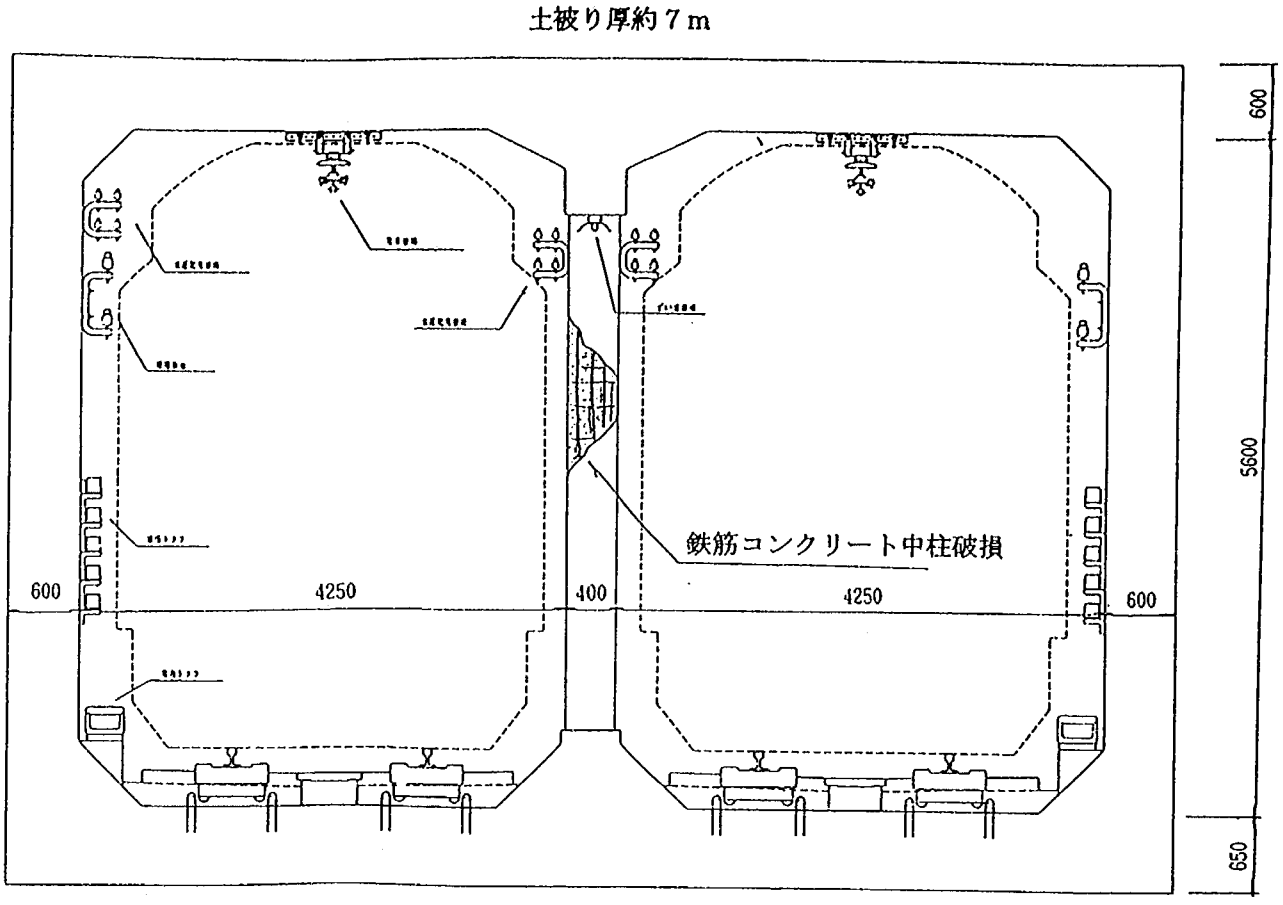


図-11・27 神戸市営地下鉄三宮駅の被災箇所の横断面図
(神戸市交通局による)



単位：mm

（破損した中柱の縦断方向の状況）

図-11・28　神戸市営地下鉄新長田駅東側遂道部の被災箇所の横断面図
（神戸市交通局による）

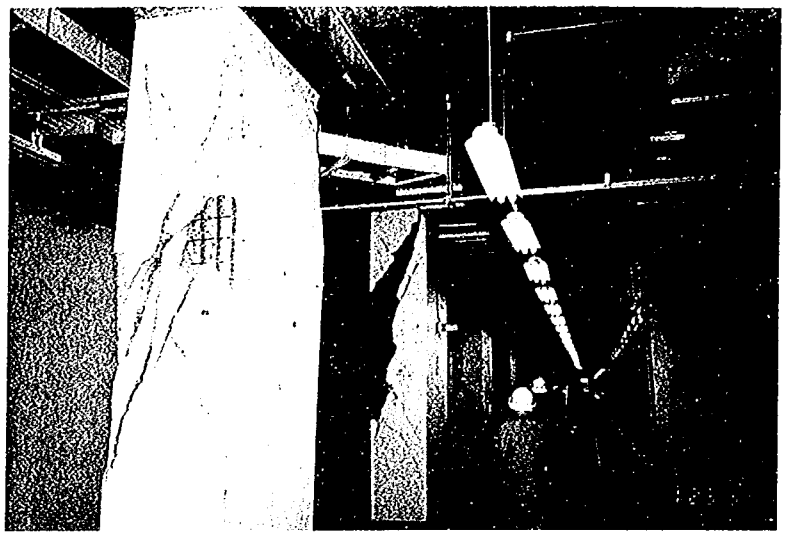


写真-11・15　神戸市営地下鉄上沢駅の電気室（B１）の中柱の破損



写真-11・16　神戸市営地下鉄三宮駅の機械室（B１）の中柱の破損

6．まとめ

本編では，道路トンネルならびに地下構造物の被害について概述した。

長手方向に長い線上地中構造物の耐震基準に関しては，昭和49年「石油パイプライン技術基準（案）」で初めて規定され，昭和52年「新耐震設計法（案）」で「応答変位法」として示されるようになった。現在では，地中構造物に対する耐震設計法として応答変位法は共同溝や地下駐車場等の地中構造物に広く適用されるに至っている。

その一方で，今回の阪神・淡路大震災により地中構造物も一部被災を受け，地中構造物に対する耐震設計法の見直しならびにその高度化が必要となろう。今後の課題点としては，以下のような事項が考えられる。

① 地震時保有水平耐力法による耐震設計法の整備
② 地盤の動的変形特性の解明
③ 地下構造物の縦断ならびに横断面方向に対する耐震計算法の高度化
④ 地下構造部材の耐力ならびに変形性能の評価法の確立
⑤ 液状化判定手法及び液状化対策手法の高度化

謝辞

道路トンネルならびに地下構造物の震災現地調査に際しては，地震発生直後の多忙な中，建設省近畿地方建設局兵庫国道工事事務所，神戸市，芦屋市，兵庫県道路公社，神戸市道路公社，神戸市高速鉄道㈱，神戸地下街㈱の御協力を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

第12編　震災後における建設機械の活用

第12編　震災後における建設機械の活用

吉永　弘志*1
岡崎　治義*2
吉田　　正*3

by Hiroshi YOSHINAGA
Haruyoshi OKAZAKI,
and
Tadashi YOSHIDA

細　目　次

1．概　要 …… 3
2．需要の発生 …… 3
　2．1　需要発生の経緯 …… 3
　2．2　機種の推移 …… 8
　2．3　要　請 …… 8
3．供給活用 …… 8
　3．1　建設機械本体 …… 8
　3．2　解体専用機 …… 11
4．活用例 …… 12
　4．1　道路啓開作業 …… 12
　4．2　人命救助 …… 12
5．運用上の特徴と課題 …… 14
　5．1　調達，輸送 …… 14
　5．2　運転操作 …… 16
　5．3　維持管理 …… 16
　5．4　情　報 …… 16
　5．5　機械・工法 …… 17
　5．6　安全 …… 19
　5．7　その他（粉塵問題、震災廃棄物、電話線切断事故の多発、他工事への影響） …… 20
6．まとめ …… 20
　謝　辞 …… 21
　参考文献 …… 21

＊1　材料施工部機械研究室研究員
＊2　材料施工部長
＊3　材料施工部機械研究室長

１．概　要

＜調査の目的＞

平成７年１月17日の早朝に発生した兵庫県南部地震は，家屋や各種構造物に大きな被害を与え，多くの人命を奪い去った。また，この地震においては，建設機械が本来の建設作業は勿論「道路啓開作業」「構造物解体」「人命救助」「運搬作業」等多目的に使用された。未曾有の大地震のため通常と異なる使用方法，需要，供給，運用があったことが考えられる。従来，地震後の建設機械の活用はあったものの，建設機械の視点からそれらの実態をとりまとめたものは，無かった。したがって，本調査は，このような事実を記録として残しておくこと，課題をとりまとめておくことにより，建設省のみならず各業団体，各企業の今後の大規模な震災対策の基礎資料とすることを目的とするものである。

＜調査内容＞

震災後における対応について業団体のヒヤリング調査，「道路啓開作業」「構造物解体」「人命救助」等に使用した実例について建設業等のヒヤリング調査，建設機械についての新聞雑誌等の記事の集計分析を行った。

＜とりまとめ方針＞

大震災の際に建設機械を活用する上で，「何が必要となるか（人，物，情報）」「何が問題となるか」「今後の震災対策として準備しておく事項」の視点でとりまとめた。

＜調査結果の活用方針＞

建設省，各業団体，各企業等が本報告を読み，震災後の建設機械の活用の実態について「知る」ことが，災害対策の計画を策定する際や，緊急時の状況判断に有効と考えられる。

２．需要の発生

２．１　需要発生の経緯

震災後の建設機械の活用としては，従来，「復旧工法」に主眼が置かれていたが，今回の震災では，「人命救助」「構造物解体」「道路啓開作業」「構造物点検」等の需要があった。

また，震災発生から対策活動の時間的経緯については，表-12・1のように分類されていた。

今回の地震における経過を新聞記事等によってまとめると表-12・2のようになる。震災直後から迅速に行われた国道43号の道路啓開作業が完了したのが１月30日で「応急復旧期」は２週間程度，ガスがほぼ復旧したのが３ヶ月後，阪神高速湾岸線の復旧が完了するの

表-12・1　震災後対策活動の時間的経緯

対策活動区分	地震後の経過時間	状況及び対策内容
発災期	～10分	出火，ガス漏れ，浸水，交通事故，下敷き，負傷，閉込めなどが発生する。対策は初期消火等住民が個別に対処。
混乱期	10分～１時間	延焼，交通・通信の麻痺パニック状況の発生，本格的消防活動が開始。 津波，余震の警戒。
避難救援期	１時間～３日	火災等からの避難，負傷者の救護などが始まる。 延焼の阻止，避難路の安全確保，避難誘導，交通規制。 住民の安全確保，避難民，負傷者に対する食糧，水等応急物資提供，医療救護，汚物処理等。
応急復旧期	３日～１週間	火災等による当面の生命の危険はなくなり，復旧が始まる。 被災者への物資供給，水道，電気，ガス，通信の応急復旧。道路啓開，水防，清掃，治安防疫等の諸活動，生活必需品，救援物資等の輸送。 降雨による二次災害の警戒。
復旧期	１週間～３ヶ月	秩序を持った救援活動がなされる。 交通，水道，電気，ガス，通信など都市基幹施設の本復旧。生活必需品の確保，金融，インフレ対策等都市の社会秩序維持。
復興期	３ヶ月～	復興計画による都市再建がなされる。 経済計画，都市計画の作成実施，生産活動再開，失業者救済，物資確保，教育再建等，都市の経済活動維持。

※「建設機械と災害復旧に関する調査研究」（昭和56年）建設大臣官房建設機械課」を一部変更

表-12・2 震災後の経過（建設機械関係）

月日	経過日数	全体	業団体	建設機械・リース	コメント
1 17		建設省 災害対策車等派遣準備			緊急対策期
18	1	建設相，業団体に協力要請	建設機械工業会各社に協力要請	人命救助，道路啓開の需要	人命救助の緊急使用
		建設省，災害対策車等派遣	日建連各社に協力要請，アンケート		対策窓口設置
					協力要請
19	2	近畿地建，動員重機対応窓口設置			注文殺到
		海路で輸送			輸送の問題
20	3	建設省 給水活動開始	建設機械工業会窓口を設置		
21	4	106時間ぶりの救出		リース注文が殺到	
22	5	阪神高速倒壊部分の解体作業本格化	建設機械化協会調査団		公共構造物の解体復旧本格化
23	6	JR，阪急，阪神の代替バス運行	大建協各社が重機を提供	リース注文が殺到	
			日建連緊急対策，第2回アンケート	リース建機を集結	
24	7		全国解体工事業団体連合会	アタッチメント増産	
			派遣可能な資機材を調査		
25	8		大建協重機協力1300台オペ付	部品の調達に苦慮	建設機械の生産への障害
				リース新車追加採用	
26	9			引き合い殺倒	
				部品調達に支障	
				リース保有建機の増強	
27	10				
28	11				
29	12				
30	13	R43号の上下線開通			
		JR三陽線須磨－神戸開通			
31	14	アスベストが野ざらし	全建 各県協の対応の調査		
2 1	15				
2	16		建設機械化協会調査団		
3	17		日建連 建設廃棄物調査		
4	18				
5	19				
6	20	粉塵問題			粉塵の問題が表面化
7	21				
8	22				
9	23	家屋解体作業本格化			民間構造物の解体復旧
		兵庫県内で1,280万トンのガレキ発生			がれきの問題
10	24				廃棄物 約2,000万t
11	25	がれきの海上輸送本格化			コンクリート塊
		解体の土ぼこり			約1,600万t
23	37				
24	38	野焼き現場で有毒ガス			
		二酸化窒素増加			
3 1	43	建設省 給水活動終了			
2	44		建設機械工業会需要予測	震災で輸出マイナス	
6	48			震災で公共事業減	
				建機需要に冷や水	
7	49	がれき処理に2年以上			
8	50				
9	51			アタッチメントの注文が殺到	
10	52			がれき処理に破砕機活躍	
14	56			破砕機使いがれき再生	
15	57				
16	58				
17	59	水道復旧98%			
22	64			輸出額1月5%減	
27	69			破砕機増産	
28	70	がれき運搬落下事故続発			
29	71				
30	72				
31	73		全建 各県協の対応を調査		
4 1	74	JR東海道線が全線開通			
4 11		ガスほぼ復旧			
5 15		建機によるケーブル切断事故続発			様々な問題が表面化
					ケーブル切断事故
5 25				米国から破砕機	
5 31		アスベスト濃度が悪化			
6 15				米国からの破砕機稼動	
6 30				米国からの破砕機3台活躍	
7 13		呼吸器疾患			
9 1		震災復旧工事で34人死亡			人身事故の多発

阪神大震災

再生への道 ④

救援体制にバランスを

重機なしには手も足も出ない

被災地は〝陸の孤島〟化した……

「これ以上はムリ。重機がなければ、手も足も出ません」

十八日午後、神戸市灘区のパチンコ店倒壊現場。東京消防庁派遣レスキュー隊の黄田経昭消防司令は悩んだ末、店の関係者に切り出した。近くの住民からも救助隊が来ている。当てない努力を続けるか、可能性の高い方に移るか……。迷っている時間はなかった。

到着した倒壊民家からは、うめき声が漏れる。一瞬、どこから手をつけるべきか戸惑った。耐火造りの民家の一階が完全に破壊され、二階がその上にドスンと落ちていた。見たことがない壊れ方だ。

黄田司令のこの体験には、救助現場で明らかになった様々な課題が詰まっている。

まず、重機不足。ビル倒壊や土砂崩れの現場では、パワーショベルなどの重機が威力を発揮する。しかし、すぐには現場に運べない。災害時に重機と操作者が集まるよう、建設業界と協定を結ぶ東京都のような自治体もあるが、業者に被害が出ないとは限らない。どれだけのヒト、モノが集まるかは未知数だ。

警視庁派遣部隊で陣頭指揮を執った田谷通・災害対策課管理官も、「マンパワーだけでは、どうにもならない部分がある。機材を満載したレスキュー車や、重機も運べるぐらいの、大型ヘリや航空機の活用が必要だった」と語る。

人材育成の大切さも浮き彫りになった。人命にかかわる難しい選択を迫られた時、冷静な対応ができる司令官を、どう育てていくか。また、余震が続くなかでの効率的な人員の投入も、再考すべき点だ。救助はスピードが命。渋滞などでレスキュー隊の現地到着が遅れれば、それだけ生存の可能性が減ってゆく。事実、全国の消防レスキュー隊が、二十八日までに神戸市内で救出した被災者千三百五十四人のうち、生存者は三百三十五人だ。「人工衛星で被害の状況を把握して、指示が出せるようにすべきだ」（田谷管理官）。

想定しない壊れ方に、どう対応するのかも課題だ。レスキュー隊は、現実の労災事故や、ビルの解体作業現場での練習などを通じ、建物からの救助を身につけていく。しかし、すさまじい自然災害の現場でふだんの経験がどこまで役立ったかを検証する必要がある。

現場からは、こんな要望も出ている。

救助活動を支える体制はどうだったのか。

地震直後に現地に入った東京都立大都市研究所の室月利男教授（都市防災）は、当日の被災地が、だんだん「陸の孤島」化したのを実感した。地元行政の対応が遅れ、外部の救援部隊が渋滞にはまり、機能不全をきたしていった。

実際、せっかく救助しても救急車が来なかったり、病院に運んでも、水不足などで十分な治療ができなかったりと、現場の混乱は、なかなか収まらなかったという。

室月教授は、「自分と家族の身を守るのは、自分だというのは不変」としながらも、都市直下型地震では、被災地内ですべてを処理しようとしても、無理な話。近隣自治体間で、広域的な相互応援体制と、きめ細かいマニュアルを作る。救援ヘリなど、もっと空の活用も考えるべきだ」と指摘する。

倒壊家屋からの救助は、一時的にバランスがとれた状態のがれきの山から、柱や壁、はりの残がいなどを引き抜き、〝穴〟を掘ってゆく危険な作業。レスキュー隊は、油圧ジャッキなどでバランスを保たせ、被災者に近付いてゆく。救援体制に求められるのも、全体のバランスを考える視点かもしれない。

（震災取材班）

（93年2月、東大社会情報研究所調べ）

	取り残された人の数	在住外国人の被災者数
大阪	442	755
京都	10	22
東京	18	31

大阪地区、東京で、被災者の住へ備えた策

対策

理備備加
整備充参見で
・のくの下し
定品の水への
固薬水と練所向
の医用食訓場に
員急火災難く
家救消非防避と

いない

図-12・1　人命救助用建設機械の需要
（1995年1月31日読売新聞）

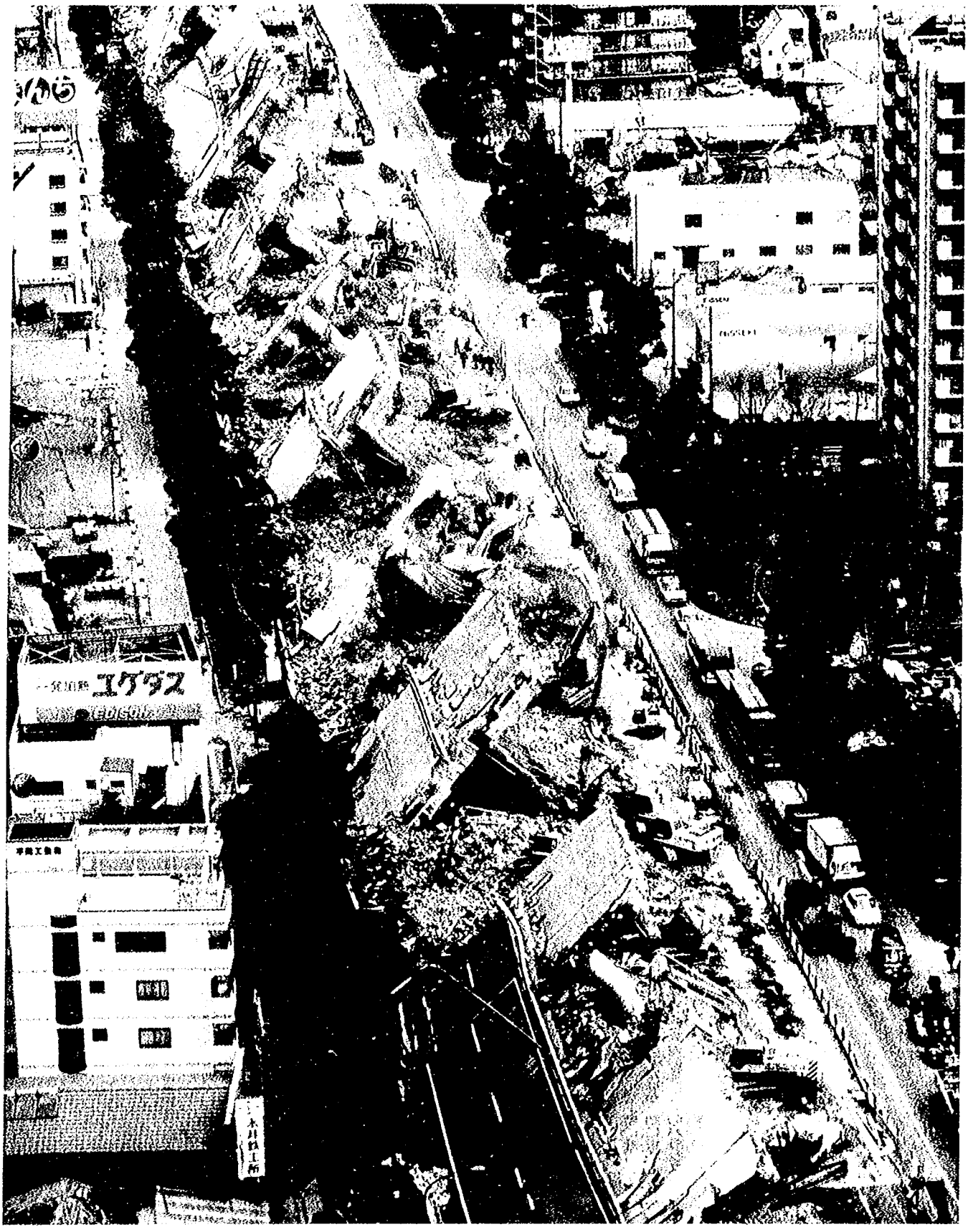


写真-12・1 国道43号深江地区（1995.2.14 週刊読売）

表-12・3　公共機関からの要請

(1)　国の機関　　【要請があった機関数：(37) 機関】

国	①　建設省近畿地方建設局　41社	②　建設省兵庫国道工事事務所　25社
	③　運輸省第三港湾建設局　18社	④　郵政省近畿郵政局　18社
	⑤　防衛庁　17社	⑥　神戸大学　12社
	⑦　文部省　9社	⑧　防衛施設庁　9社
	⑨　大阪大学　8社	⑩　大蔵省近畿財務局　6社
	⑪　厚生省近畿医務局　5社	⑫　社会保険庁　5社
	⑬　法務省神戸刑務所　3社	⑭　警察庁　3社
	⑮　建設省中国地方建設局　2社	⑯　運輸省第二港湾建設局　2社
	⑰　農林水産省　2社	⑱　大阪営林局　1社
	⑲　海上保安庁　1社	⑳　建設省　1社
	㉑　第5管区海上保安本部　1社	㉒　商船大学　1社
公団・事業団	①　阪神高速道路公団　42社	②　住宅都市整備公団　32社
	③　日本道路公団　24社	④　本州四国連絡橋公団　13社
	⑤　日本下水道事業団　9社	⑥　環境事業団　9社
	⑦　阪神水道事業団　9社	⑧　鉄道建設公団　3社
	⑨　郵政省簡易福祉事業団　3社	⑩　水資源公団　1社
	⑪　労働福祉事業団　1社	
その他	①　中央競馬会　9社	②　国民金融公庫　1社
	③　日本銀行神戸支店　1社	④　建築保全センター　1社

(2)　地方の機関　　【要請があった部署数：(54) 機関】

都道府県	①　兵庫県　39社	②　大阪府　19社	③　東京都　2社
	④　岡山県　1社	⑤　奈良県　1社	⑥　京都府　1社
	⑦　滋賀県　1社		
市区町村	①　神戸市　53社	②　西宮市　36社	③　宝塚市　33社
	④　芦屋市　26社	⑤　大阪市　25社	⑥　尼崎市　23社
	⑦　豊中市　19社	⑧　伊丹市　17社	⑨　明石市　12社
	⑩　川西市　12社	⑪　淡路島北淡町　9社	⑫　吹田市　7社
	⑬　淡路島淡路町　6社	⑭　淡路島一宮町　6社	⑮　淡路島津名町　4社
	⑯　淡路島東浦町　3社	⑰　池田市　3社	⑱　姫路市　2社
	⑲　茨木市　1社	⑳　岐阜市　1社	㉑　三木市　1社
	㉒　京都市　1社	㉓　和歌山市　1社	㉔　三田市　1社
	㉕　東大阪市　1社	㉖　山城市　1社	㉗　八尾市　1社
	㉘　箕面夜　1社	㉙　守口市　1社	㉚　摂津市　1社
	㉛　札幌市　1社		
その他	①　神戸埠頭公社　17社	②　神戸市道路公社　6社	
	③　神戸都市整備公社　2社	④　大阪府警　2社	
	⑤　大阪高速モノレール　2社	⑥　大阪湾広域臨海環境整備センター　1社	
	⑦　大阪府住宅供給公社　1社	⑧　大阪市住宅供給公社　1社	
	⑨　神戸市開発事業団　1社	⑩　神戸市振興協会　1社	
	⑪　神戸市港湾福利厚生協会　1社	⑫　兵庫住宅供給公社　1社	
	⑬　神戸市住宅供給公社　1社	⑭　県立西宮病院　1社	
	⑮　大阪港埠頭公社　1社	⑯　長田警察署　1社	

(社)日本建設業団体連合会報告書[2]より

が3年後の98年3月の見込みで一部の復旧が3年，また1年経過後の現在においても都市計画が決定されていない状況である。今回の地震が想定よりも大規模であったためにそれぞれの時間が長くなっている。

建設機械の活用については，「混乱期」「避難救援期」に「人命救助」に使用され，「避難救援期」「応急復旧期」に「道路啓開」「構造物解体」に使用されている。また「応急復旧期」～「復興期」にかけては，建設機械が「構造物解体」や「建設」に活用されている。

「人命救助」では，消防庁のレスキュー隊が建設機械があればと嘆いている記事（図-12・1）がある。このような大地震では，建設機械が「人命救助」に必要であることがわかる。

「構造物解体」「道路啓開作業」では，写真-12・1にあるように倒壊した高架道路を多数の重機で解体している場面がマスコミで報道された。

2．2　機種の推移

時系列でみた機種別の需要であるが，表-12・2からわかるように震災直後には，建設業各社が建設機械の確保に動いたため注文がリース業に殺到し，次に解体用のアタッチメントの需要が高まった。また，解体のためのガラが大量に発生したため破砕機(ガラ処理用)の需要が徐徐に高まった。

① リース業の建設機械の需要増
↓
② アタッチメントの需要増
↓
③ がら処理用破砕機の需要増

2．3　要請

震災後に各機関は建設業団体及び建設業に救援・復旧等の要請を行った。(社)日本建設業団体連合会の調査によると各企業への救援・復旧等の要請機関（公共機関）は表-12・3のようになる。57社の建設業に対し，111の公共機関から1,274件（1公共機関からの要請を1件とする），民間企業から10,047件の要請があった。

また各機関からの要請の概略を図-12・2に示す。実際にはこれよりもはるかに複雑になり，建設業者には要請が殺到することになった。

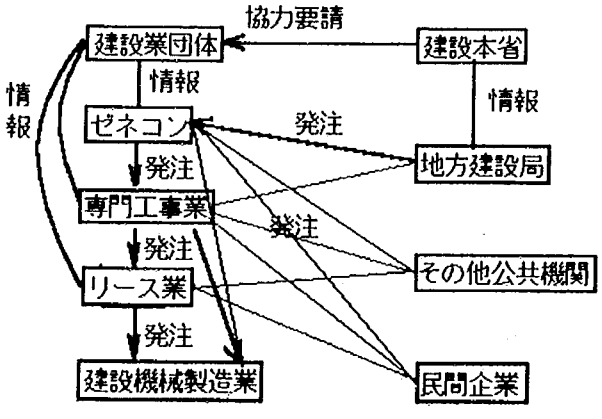


図-12・2　各機関の要請

3．供給活用

3．1　建設機械本体

(1)　民間保有機械

災害直後においては，一時的に人命救助に建設機械を使用したいが調達できないなどの問題もあった。また，被害の大きさから，建設機械の供給不足が懸念され，(社)日本建設機械工業会で建設機械の保有状況が確認され，メーカも準備体制をとっていた。表-12・4は1月25日に速報で出したユーザ保有台数の調査結果（推定）である。実際の派遣数は，(社)日本建設業団体連合会の会員56社の調査では1月24日において約4,000台，またダンプ，レッカー車等を含めると約8,700台となった。(表-12・5)

当初，建設機械の供給不足も考えられたが，現場では建設機械はむしろ過剰ぎみで，現場付近で待機している建設機械が多くみられ（後述5.1参照），マクロ的には建設機械の本体に関しては供給不足等の問題は生じなかったと考えられる。全国の建設機械の保有台数は120万台にのぼるが，表-12・5の派遣台数は約4,000台と0.3%程度である。しかし，局所的には不足したケースがある。ヒヤリング調査によると約半数の企業が何らかの形で機械が不足したという回答だった。地震発生直後，早急な重機，救援車両の供給が是非必要である。

図-12・3は民間企業の建設機械の調達先である。ほとんどが兵庫県内，大阪府を中心とした近県から調達している。また冬季だったため工事が少ない雪国からの応援も見られた。

なお，参考までに建設機械の販売台数の推移を図-12・4，図-12・5に，建設機械リース業の売上の推移を図-12・6に示す。

また，全国からの建設機械の応援については，オペ付の場合が多かった。表-12・6，表-12・7にあるように日本建設業団体連合会の調査（会員57社）によると

表-12・4　建設機械稼動（ユーザ保有）台数調査結果（推定）

（社）日本建設機械工業会資料より（95.1.25）

機種		近畿	中国	四国	中部	北陸	その他	全国
ブルドーザ		11,100	8,600	4,000	5,500	2,600	68,200	100,000
ホイールローダ	0.8m未満	5,600	3,300	1,300	5,300	1,900	35,000	52,400
	0.8m以上	9,300	4,800	2,800	5,100	3,800	39,400	65,200
油圧ショベル	解体機（超ロング）	160	90	30	230	60	770	1,340
	一般	48,500	33,300	19,300	34,700	21,900	241,500	399,200
ミニショベル		38,500	21,800	15,400	28,700	9,600	164,700	278,700
クローラクレーン	5.0トン未満	340	120	60	160	70	1,460	2,210
	80トン未満	1,240	500	280	780	540	4,660	8,000
	80トン以上	240	60	50	110	70	1,090	1,620
ラフテレーンクレーン	5.0トン未満	610	400	220	440	180	2,320	4,170
	5.0トン以上	2,220	1,460	910	1,940	850	10,870	18,250
トラッククレーン（オールテレーン）	5.0トン未満	1,480	780	350	950	400	4,460	8,420
	80トン未満	1,040	500	200	790	290	3,400	6,220
	80トン以上	140	80	60	100	40	510	930
高所作業車（揚程4m以上）	トラックタイプ	4,800	2,300	1,500	5,500	1,600	20,000	35,700
	その他	4,100	2,200	500	4,100	1,100	13,500	25,500
パイルドライバー		360	160	60	330	60	1,440	2,410
搭乗式ローラ		5,100	3,300	1,500	4,900	1,400	26,800	43,000
油圧圧砕機	大割	1,250	450	250	550	260	3,870	6,630
	小割	800	220	140	400	180	3,050	4,790
油圧ブレーカ		9,400	12,400	4,100	11,600	5,800	29,800	73,100
コンプレッサー		12,200	6,000	4,200	7,100	2,600	36,600	68,700
発電機		0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0
合計		158,480	102,820	57,210	119,280	55,300	713,400	1,206,490

（注）利用上の注意

1．ホイールローダ

① 0.8未満は原則として，小型特殊車両（普通免許にて運転可）となる。

② 0.8以上のもののうち一般土木に使用されるのは約50%程度。
（特に2m3以上は採石業者等設備傾向が多い）

2．油圧ショベルのビル解体機（超ロング，ハイリフト仕様）

① 20トンクラスの2つ折タイプ～40トン以上の3つ折タイプのもので，作業高さは14m～24m以上であるが内訳は不明。

② 台数については工業会推定値。

3．油圧圧砕機

① 大割のうちビル解体用以外にも，道路用，基礎解体用，自動車解体用他が含まれるため，ビル解体に適するのは約50%と推定される。

② 大割に鉄骨解体用（カッター）を含むが，比率は不明（少ない）。ビル解体用は鉄筋コンクリート解体用が大半と推定される。

③ 小割は，2次処理向であり，ビルに取り付く機械でない。

表-12・5　建設機械の派遣台数

パワーショベル等	1,892	ダンプ等	3,381
クレーン等	850	レッカー等	905
ブルドーザ等	542	船　舶	70
油圧ショベル	313	アイオン	70
ニブラ	52	給水車	22
ブレーカ	30	重機運搬車	78
解体機	64	マイクロバス	1
破砕機	21	乗用者	9
ローラ	64	連絡用バイク	90
ホイルローダ	39	ガス切断機	4
ユニック車	63	ライトバン	10
はつり機械等	51	フェリーバージ	2
アスファルトフィニッシャー	21		
グレーダ	21	小　計	4,642
小　計	4,023	合　計	8,665

(財)日本建設業団体連合会報告書[2]より

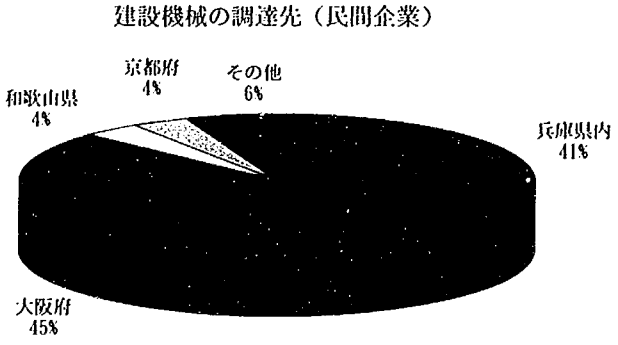


図-12・3　建設機械の調達先（民間企業）

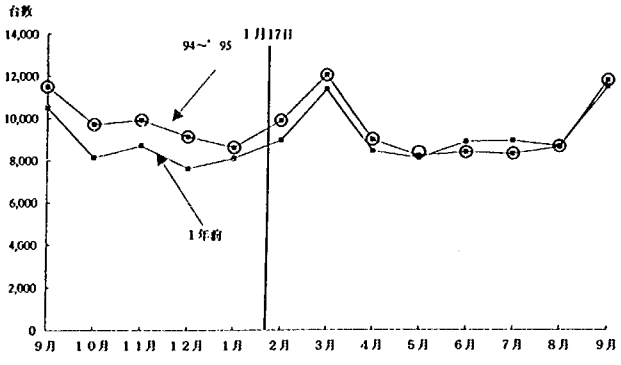


図-12・4　ショベルの販売台数（機械統計月報[3]より）

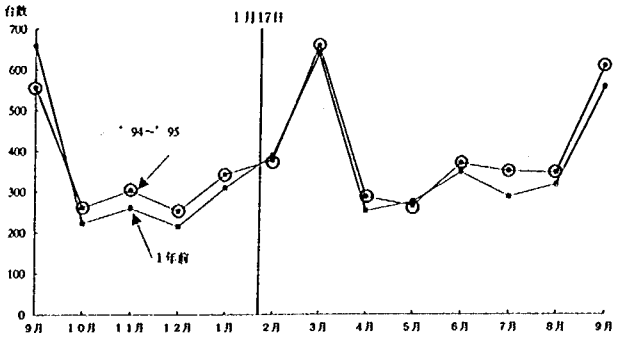


図-12・5　クレーンの販売台数（機械統計月報[3]より）

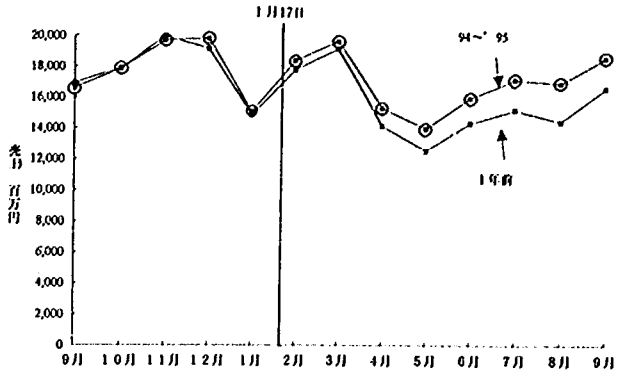


図-12・6　建設機械機器リースの売上高
（建設関連業等動態調査[4]より）

表-12・6　建設機械の派遣（延べ台数）

アスファルトフィニッシャ	399
グレーダ	236
バックホー	11,418
解体機	7,441
移動式クレーン	6,551
ユニック車	5,614
高所作業車	3,478
ブルドーザ等	2,305
クレーン等	1,675
ホイールローダ	898
ローディングショベル	520
合　計	40,535

表-12・7　重機オペレータの派遣

自　社	1,895
協力会社	44,314
合　計	46,209

震災直後からの２ケ月間の建設機械の延べ派遣台数（１日を１台とする）約40,000台に対し，重機オペレータが約46,000人（１日８時間労働を１人とする）派遣された。

(2)　建設省保有機械

建設省では，災害対策用に災害対策車（現場での指揮，衛星通信用），排水ポンプ車，応急組立橋，橋梁点検車，照明車等の機械を保有している。図-12・7は，今回の震災で現地に派遣されたこれらの機械の台数の推移である。震災直後から，派遣の準備を始め，次の日には現場に派遣されている。災害対策車，照明車は最初に派遣された。今回の震災で特徴的だったのは，

散水車が給水活動等で活躍したことである。約30台が現場で給水活動に使用された。また，パトロールカーの応援台数が徐徐に増えた。現場での移動では，緊急指定を受けているパトロールカーが必要であった。散水車による給水活動は，３月１日まで続いた。

なお，参考までに全国からの応援の地域別の割合を図-12・8に示す。民間と比較して遠方からの協力の割合が高い。建設省保有機械は災害対策用の特殊機械であることや全国のつながりが強いことによると考えられる。

(3) 消防庁保有機械（「消防白書」平成７年版[5]より）

① 消火活動

倒壊した建物の瓦礫等で道路が寸断された箇所が多く，これらの地区では消防車の通行に支障を生じた。

都市部における水利の多くが水道消火栓に依存していた(神戸市の場合95%)。地震によりこれらが使用不能になったため消火活動は困難を究めた。このためタンク車の活用の他，防火水槽やプール等を使用した。また，長田区を中心とする火災に対しては長田港から消防艇を用い，海水を数台の消防ポンプ自動車で中継送水した。

② 救援活動

倒壊した建築物の閉じこめられた人の探索，救助が地震後から兵庫県内では２月10日まで，大阪府では１月19日まで行われた。(人命救助については4.2参照)

③ 救急活動

発災直後から多数の負傷者が消防署に駆け込み，救急搬送業務に従事する隊員が不足した。また，道路事情が悪化したため搬送に長時間を要した。

＜水道局＞

水道局では，応急給水のために応急給水車，緊急車，工作車を水道復旧のために掘削機，作業車，運搬車，水中ポンプ，舗装切断機等の機械を使用した。

(「災害対策用機械開発調査検討委員会」資料[8]他先端建設技術センターより)

3．2　解体専用機

今回の震災では，建設機械が解体工事で多く使用された。建設機械を解体工事に使用する場合は，本体はバックホウを使用するが，アタッチメントとしてブレーカ（写真-12・2）や圧砕機（写真-12・3）を使用する例が多く，これらのアタッチメントが不足したと考えられ，各社が増産したという記事が新聞でいくつか見られる。しかし，全国でみるとコンクリート破砕機等の破砕解体機の生産台数は図-12・9のように２

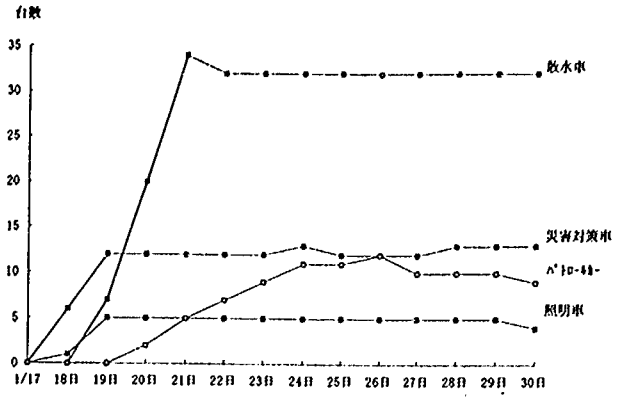


図-12・7　建設省保有機械の現地応援台数

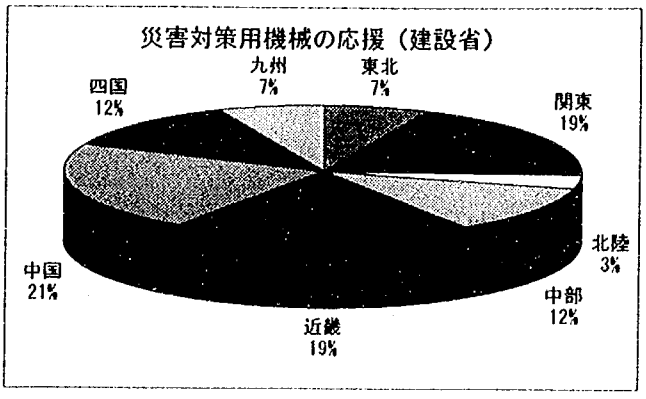


図-12・8　災害対策用機械の応援

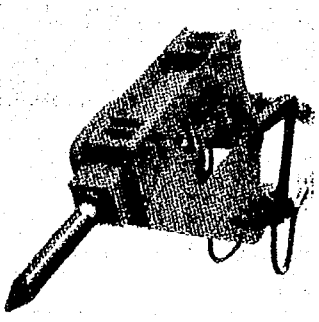


写真-12・2　ブレーカ



写真-12・3　圧砕機

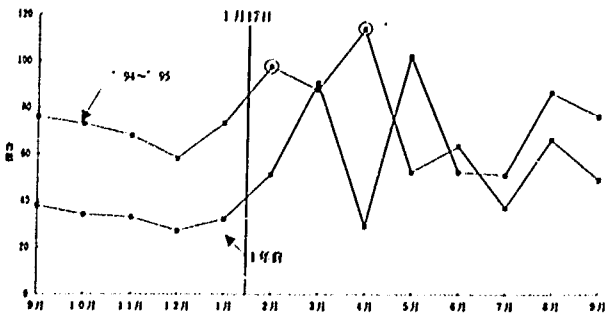


図-12・9 破砕解体機の生産台数（機械統計月報[5]より）

月，4月で前年を上回っているものの特に生産台数が急増したとは考えられず，生産能力の不足による不足等は発生しなかったと考えられる。

4．活用例

4．1 道路啓開作業

震災直後は建物の瓦礫等で道路が寸断されて消防活動等に支障があった。道路啓開作業はダンプトラックにスコップ等の人力で積み込む方法やホイルローダ等で行われた。

道路啓開作業でマスコミ等で注目されたのは**写真-12・1**にあるように国道43号の深江地区での阪神高速の高架橋の撤去工事である。この現場には1月18日には重機が到着し，1月30日に終了した。施工は大手ゼネコン6社で行われたが，現場で作業をしたある企業は，セスナ機で道路事情を知り，専用のコンクリート破砕機は，メーカーのサービス網を利用して保有先を調べて調達した。道路状況，機械の供給の情報が重要であることがわかる。倒壊区間約500mのうち約320mを施工した企業の調達機械の一覧を表-12・8に示す。コンクリート破砕機が約20台配置された。

4．2 人命救助

今回の震災では，数多くの建設機械が人命救助に使用された。たまたま西宮の旅館に泊まっていて，人命救助にあたった建設業の方の記事が次のようにある

「・・・倒壊した家屋の中に生埋めとなっている人があちこにおり，人力だけでの救出は困難な状態でし

表-12・8 深江地区高架橋撤去工事における建設機械稼動台数

区分・種別	1月18日	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	最大
1．コンクリート破砕機0.7m³級＋大割用圧砕機120t＋小割用圧砕機77t＋油圧ブレーカ940kg		2	2	2	2	2	4	5	5	5	5	5		5
2．コンクリート破砕機1.2m³級＋油圧ブレーカー1,600kg	3		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		3
3．コンクリート破砕機1.6m³級＋大割用圧砕機120t＋油圧ブレーカー1,880kg		4	6	6	6	5	7	7	8	8	4	3		8
4．コンクリート破砕機1.6m³級（超ロングブーム）＋大割用圧砕機105t	6	6	6	6	6	6	6	6	6					6
5．コンクリート破砕機2.7m³級＋油圧ブレーカー3,500kg					1	1	1	1	1	1	1	1		1
6．バックホウ0.7m³級，1.2m³級，1.6m³級		4	2	2	2	1	1	1	3	4	4	4		4
7．ブルドーザー021A									1	1	1	1		1
8．レッカー25tラフター，5tラフター			4	6	8	1	1		1	1	1	2	1	8
9．トラック10tユニック，4tユニック			4	4	4	5	2			2	2	4	4	5
10．アンギラス25T			2	2	2									2
11．バイブロ												1	1	1
12．高所作業車 H＝12m			3	3	3	4								4
13．ダンプトラック		6	15	16	84			12	19	18	28	31	12	84
14．トラック4t，2t		5		7	9		3		2	6				9
15．散水車		3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	3	4
16．ガス切断機		1	1	1	4	3	3	4	4	4	4	4		4
17．電気溶接機			1	1	1	1								1
18．発電機		1	1	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3
19．テラスター2灯		4	4	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
20．ジェットクリーナー				3	3	3	3	3	1	1	1	1	1	3
21．水中ポンプ				3	3	3	3	3	1	1	1	1	1	3

注）現場の工事は2交代で行われ，機械の台数はそのうち多い方を記入してある。また待機を含む。

た。私もたまたま現場に向かって歩いていたところ救出を頼まれ，近くにバックホウがあったので仲間となんとか2人救出することができましたが，機械がなければ手も足も出ませんでした。・・・」（「建設の機械化」1995年4月[7]）

また，「阪神大震災　消防隊員死闘の記[8]」（神戸市消防局「雪」編集部）によると建設機械（重機）が救助に必要だった例が数多く記されている。以下にその例を列記する。

「・・・1階店舗内では47才の男性が閉じこめられていたが，陽も暮れかなり暗くなっており，夜間救助に不可決な灯光器や砕石機（削岩機のことか？執筆者）がなく，また，その時点では機材を搬送してもらうにも応援は望めず，声をかけると体のどこも挟まれてなく比較的元気なため『機材を揃えて必ず救助にきますから』と，いい残し引き揚げた。・・・」

「・・・神戸消防の有している資機材には，ユンボやクレーンのような重機はないので，結局，チェーンソーやバールが主な道具をいう状態で人力が頼りだった。・・・」

「・・・『ユンボ，クレーン等の重機』については，ある程度の台数を神戸消防も保有しているが，大量に必要となった場合の調達がスムーズに行われるためには，調達ルートの確立が急務である。救急現場に到着し，重機がないためあきらめて，後回しとなった現場がどれほどの数にのぼるか，・・・」

「・・・この場を見切ろうとしている。また，周りには，潰れた建物のなかに生存の可能性がある人がたくさんいる。この場を見捨てるんではなく大型機械（重機）が到着しだい戻ってくるんだ。・・・」

「・・・この“人員”と“機材”の不足は，救助を求める市民にとってもまた救助する隊員にとっても考える余地のないほどに相当に深刻で，生死を分ける大きな要因になったといっても過言ではないだろう。」

「・・・また，現場でショベルカーなどの重機が必要なときに，偶然にも『私の会社で重機を待機させているから必要なら言って下さい』と，ありがたい申し出を受けることができた。・・・」

「・・・二階床面を削岩機で破壊，鉄筋をボルトクリッパーで切断し開口部を作り，家屋内から引き出すことはできた。・・・」

「・・・建物の角にワイヤーを掛け，持ち上げることを試みたが無惨にもワイヤーは音を立て切断した。倒壊した建物は，ピクリともせず，燃え尽きた。・・・」

「・・・隊員と梁に肩を入れ持ち上げようとするが動かない。救助資機材があれば救出することは可能であろうが，歯がゆい思いばかりで救出は進まない。火がすぐ傍まで迫っている。輻射熱が強く，耐えられない。・・・仕方なくその場を離れた。・・・」

たまたま，建設機械を使用することができたか否かが人命救助に大きく影響したと考えられる。神戸市消防において調達した建設機械の台数の推移を表-12・9に示す。人命救助で特に必要な1月19日までは，建設機械がほとんど確保できていない。最大の原因は協定会社も被災したこと，消防署と建設業は普段つながりがないことが上げられる。唯一，生田消防署で重機が確保できているが，ある被災者の身内が大阪の建設業者だったため即座にかけつけてくれ，他の被災現場でも救助したためである。今回の震災では，協定会社が被災したため救助資機材連絡体制が活用できず，消防署の機材が能力不足だったため，この大阪の建設業者が一番たよりになった。特にコンクリートのビルでは，削岩機やコンクリート破砕機がないと人力ではどうしようにもない。また，油圧ショベルの油圧を利用した削岩機があればという意見もあった。

このような震災では，重機を使用できる者が積極的に申し出ることが，重要だと考えられる。また，今回の震災で，生きて救助された方の最長は記事の調査では，106時間後である。1995年6月29日の韓国の「三豊百貨店」の崩壊事故では，16日後に救出された例もあるので，あきらめないで救出活動をすることが重要と考えられる。

なお，今回の震災で消火活動に建設機械を使用した例を聞くことができなかった。破壊消火が行われていれば重機が使用されたであろうが，それだけの重機を集めることができなかったであろうと言われている。また，建設省保有の排水ポンプ車は十分は排水（給水）能力を有しており消火活動への使用の可能性がある。その他，病院でローソクで手術したという報道があったが，工事用の発電機があれば使えたという意見もあった。

今後の課題としては，以下が上げられる。

① 建設業との連携
② 迅速に動ける汎用機（油圧ショベルの油圧を利用した削岩機など）の開発（図-12・10）
③ 建設省保有の排水ポンプ車の消火活動補助の使用の可能性

表-12・9 神戸市消防局に派遣された建設機械

所属	機種	1/18	1/19	1/20	1/21	1/22	1/23	1/24	小計	合計
生田	油圧ショベル	1	3	3	3	3			13	23
	トラック	1	1	1	1	1			5	
	コンプレッサ	1	1	1	1	1			5	
東灘	油圧シッベル			1	12	1	1		15	74
	トラック					1	1		2	
	コンプレッサ					1	1		2	
	ダンプ			1	30				31	
	クレーン				12	1			13	
	電源車				10	1			11	
灘	油圧シッベル			2		1	1		4	11
	ブルドーザ				2				2	
	トラック					1	1		2	
	コンプレッサ					1	1		2	
	ダンプ				1				1	
長田	油圧シッベル				1	1			2	4
	ブルドーザ					1			1	
	ダンプ				1				1	
須磨	油圧ショベル			2					2	5
	ダンプ			2					2	
	クレーン				1				1	
計		3	5	13	72	15	6	3	117	117

注) 全て救助用，通りがかりを含まず （神戸市消防局より）

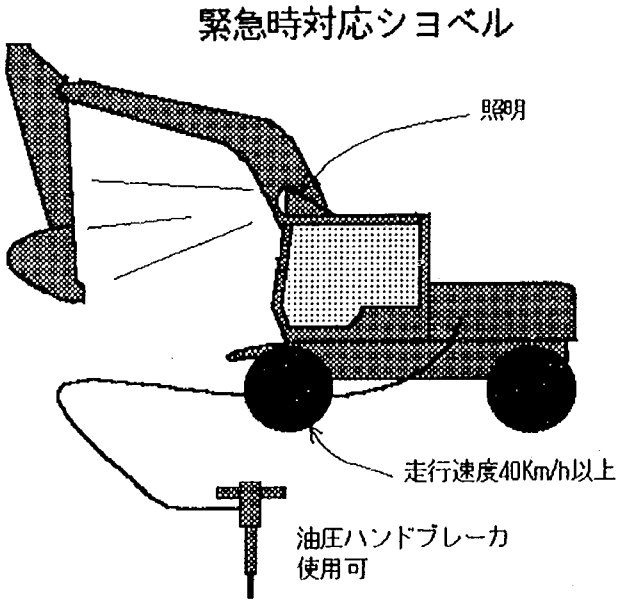


図-12・10 緊急時に使用可能な油圧ショベル（イメージ）

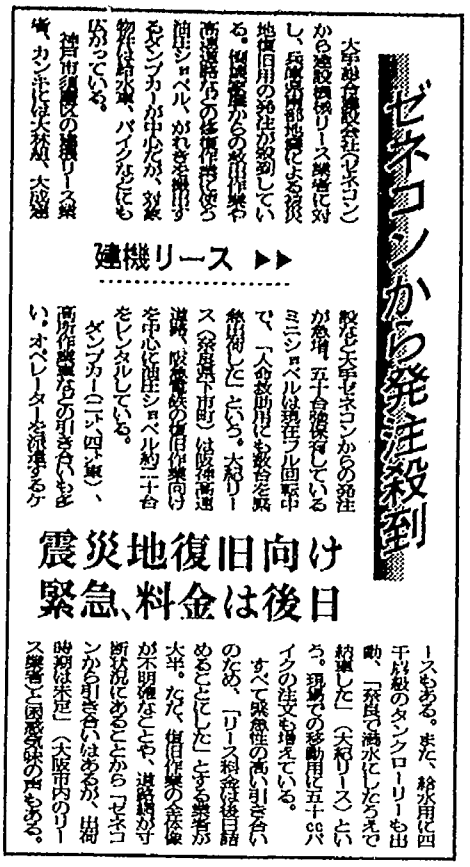
5．運用上の特徴と課題

5．1 調達，輸送

(1) 調達

災害発生直後においては，図-12・11にあるように建機リース業に注文が殺到した。皆，機材の不足をきたさないようにと確保に走ったためだと考えられる。㈳日本建設業団体連合会の調査によると会員57社に対して公共機関111から1,274件，民間企業から延べ10,047件の要請があった。未曾有の大地震の後，情報，要請が殺到する中で公共機関も建設業も昼夜をおかず復旧活動を行い，次々とライフラインを復旧させた。

一方，「お役所の方も混乱し，指示系統が統一されておらず，現場に1台あれば良いのに5台も6台も重機が集中しました。」と指摘する声もある。業団体等のヒヤリング調査でも建設機械，オペレータ等を確保していたが，要請がなかったため派遣しなかったケースが数多くある。表-12・10は，今回の震災で建設機械等についての台数調査，派遣等の一覧である。㈳日本建設機械化協会の調べでは約40%が現地で待機している。また，㈳日本建設機械土工協会が多いが，作業員や建



ゼネコンから発注殺到

大手総合建設会社（ゼネコン）から建設機械リース業者に対し、兵庫県南部地震による被災地復旧用の発注が殺到している。倒壊家屋からの瓦礫作業や高速道路などの修復作業に使うバックホー（油圧ショベル）、がれきを運ぶダンプカーが中心だが、対象物件は全国各地、バイクなどにも広がっている。

建機リース ▶▶

被災を大きなビジネスチャンスと捉えるゼネコンからの発注が急増、五十台以上保有しているミニショベルは発注ラッシュで、「人命救助用にも数台を緊急確保したい」という。大和リース（大阪市北区）は阪神高速道路、阪急電鉄の復旧作業向けを中心に油圧ショベル約二十台をレンタルしている。

ダンプカー（二トン四トン車）、高所作業車などの引き合いも多い。オペレーターを派遣するケースもある。また、給水用に四千リットル級のタンクローリーも出動、「乗員で満水にしたうえで納車した」（大和リース）という。現場での移動用に五十ccバイクの注文も増えている。

すべて緊急性の高い引き合いのため、「リース料金は後日精算することにした」とする業者が大半。ただ、復旧作業の全体像が不明確なことや、道路網が寸断状況にあることから「ゼネコンから引き合いはあるが、出荷時期は未定」（大阪市内のリース業者）と困惑気味の声もある。

震災地復旧向け
緊急、料金は後日

図-12・11　建設リースへ発注殺到
（1995年1月21日　日本経済新聞）

殺機械は関西の協力会社などを集めた例が多く，冬場で工事を休止している東北地方の現場を中心に全国から集めている。震災時といえども信頼できる日頃のつきあいのあるところからの要請で仕事をするケースが多かった。

なお，ヒヤリング等によると不足した機種としてダンプをあげる例が多かった。解体による大量のガラが発生したことや輸送に時間がかかったことによると考えられる。ダンプの供給増はさらなる渋滞をひきおこすことにもなりかねないので，供給増が必要だったとは断定できない。また，散水車などは全国から調達されるケースが多かった。

その他，調達の指示系統を再検討する際の留意点をヒヤリング調査等に基づき以下とする。

① 緊急時においても普段のつき合いが優先される。
② 緊急度など優先度を判断することが必要。
③ 基準，マニュアルの想定外のことがおこりうる。
④ 現場の判断を重視する。
⑤ 連絡系統は複数必要。
⑥ 協定会社が被災者となりうる。
⑦ 電話回線が使用できない状況の想定。
⑧ 要請，調査の輻輳の調整。

表-12・10　派遣可能数と派遣数

業団体（調査日）	派遣可能数（保有台数，員数）	派遣数（調査数）
(社)日本建設業団体連合会（~3/17） 建設機械（ダンプ含む） 重機オペレータ（ダンプを含む）		(76,423台・日) (81,276人・日)
(社)日本建設機械化協会（1/23） 建設機械（ダンプ含む）		(2,421台　うち 現地待機988台)
(社)日本建設機械土工協会（1/23） 建設機械 作業員		125台 300人
(社)全国解体工事業団体連合会（1/24） 解体機器車両 人　員	590台 260人	要請なし
山梨県建設業協会（3/31） 建設機械 オペレータ	5台 5人	要請なし
滋賀県建設業協会（3/31） 建設機械（ダンプ含む） オペレータ		361台・日 88人・日
大阪建設業協会（3/31） 重機3点セット＋人員	425組	要請なし
山口建設業協会（3/31） ダンプカー＋人員		10組

(参考) プラン・ブルドーザ (カルフォルニア州の「緊急援助」管理プログラム，資料提供：㈱日本建設業団体連合会)

カルフォルニア州では，カルフォルニア建設業協会と州緊急サービス室で作成された「緊急援助」管理プログラムがある。州を15のエリアに分割し，それぞれに使用可能な人員，機械を把握したエリアコーディネーターを配置している。生命，財産に関する緊急時には，政府関係者はエリアコーディネータに連絡し，建設のマンパワーと機械を動員することができる。このプログラムで規定している内容は

① 機械の損傷，紛失の責任（担当官庁が負う）
② 支払い価格の計算についての規定
③ 日報の内容

である。

(2) 輸送

神戸に向かう道路は震災後1時間後ぐらいから大渋滞になった。建設機械の輸送もその影響を受け，通常の3～4倍の時間を要した。また1月17日～18日には60kmの移動に36時間を要するなど通常の10倍以上の渋滞などもあった。ゼネコン各社は海上輸送を行ったが，復旧用大型建設機械については，岸壁の損傷等により，陸揚ができず，大阪から出航した船が大阪に引き返す例もあった。海上で輸送されたのは，人員が主であった。

輸送量が最も多かったのが解体で発生した廃棄物の輸送である。全国からダンプカーが集められ，処分場へ運ばれた。また，ボックスバージ船や底開バージ船での輸送も行われた。廃棄物の海上輸送はスムーズに行われた。

渋滞の対策のために交通規制が行われたが，通行許可証の偽造が増え，問題となった。また，リース業には4月になるまで発行されなかった。

輸送の課題として以下を指摘することができる。

① 交通規制の徹底
② 渋滞を考慮した輸送計画

5．2 運転操作

現場では不眠不休の作業が続いた。今回の現場のように機械の稼働率が極端に高い場合には，通常の工事より多くのオペレータが必要と考えられる。現在日本国内の建設機械の保有台数は約100万台であり，オペレータは約60万人と推定されていてオペレータよりも建設機械の方に余裕がある。また，建設機械の稼働率を上げた場合には，オペレータが長時間勤務することになる。ヒヤリング調査によると1日2～3時間しか睡眠をとれなかったとか，休日なし，24時間交代で勤務した等の例が多い。その他，オペレータの宿泊場所が確保できないとか緊急派遣のため遠方勤務者保険者証（家族と別居になるため必要）ができなかった等の問題もあった。

十分な数のオペレータを確保する方法として，だれでも使える建設機械の開発について現場で作業された方にヒヤリングしたが，緊急時といえども専門家が操作する方がいいという回答だった。二次災害を防ぐ意味でも専門家を確保する方が賢明と考えられる。

課題としては次のようになる。

① 十分な数のオペレータ（プロ）の確保方法
② 宿泊場所の確保方法

5．3 維持管理

今回の震災では建設機械のメーカもサービス体制を充実させ保守管理にあたっていた。今回の震災で特徴的だったのは，解体工事に使用した際，粉塵がひどいためエアフィルターがすぐだめになるということだった。エアフィルターの準備については企業で差があったようである。またゴム履帯式のバックホウはゴムが（ガレキ等で）切れて動かなくなった例があった。

燃料についてはガソリンスタンドが消防法で地下タンクや防火壁に厳しい基準が設けられているため安定供給できたと言われているが，近畿通産局によると地震後3日以内に営業を再開できたスタンドは約20％である。建設業等では派遣の際に燃料を用意した例もある。人命救助などの緊急事態では燃料を用意した方がいい。

5．4 情 報

災害時において必要な情報については，「災害情報システム・ガイドライン（案）」[9]（建設省総合技術開発プロジェクト，平成4年3月）にまとめられている。この中では，「建設省が公共構造物を復旧する場合に必要とする情報」についてまとめられており，建設機械関連では

① 復旧資材の在庫はあるか
② 復旧機材の調整は可能か
③ 特殊な機材を必要とするか
④ 復旧人員の手配はつくか

等となっている。

一方，今回の震災で現場が必要とした情報をヒヤリング調査等からまとめると

① 道路情報（工事・渋滞）
② 機械の在庫及び保有状況
が多く，他にも
③ オペレータの調達先
④ 工法
⑤ 機械のメンテナンス
⑥ 専用機の扱い方
等が上げられた。

また，情報伝達の手段としてNTT回線が設備の被災，電話の輻輳で使用できなくなったが，建設省では，専用のマイクロ回線を保有しておりこれが威力を発揮した。また，ゼネコンにおいても専用の周波数帯を持っていて無線機を活用した例もある。

今後の課題としては，需要側と供給側の情報をお互いに入手できるしくみ（常時でも使用可能）を整備しておく必要があると考えられる。また，災害時のように情報が殺到する場合には，専用回線によるコンピュータ通信の活用が有効と考えられる。

なお，震災後といえども形式的な連絡網よりも普段の付き合いによる連絡網の方を優先する行動をとることが多いことや，不特定多数からの情報には不正行為が行われる可能性があるので対象者の審査や問題発生時の法規制についても検討しておく必要がある。また，被災直後の緊急時には殺到する情報の中から重要なものを選択しなければならない。現場指揮所を車庫前に置いて，駆け込みで来る本当に必要な情報を口コミで入手し殺到する通報に対処した消防署の例などもある。

以下に主な通信手段について列記する。災害時の連絡体制は，これらを有効に組み合わせるとともに連絡網の複数化により信頼性を向上させることが必要と考えられる。

（(社) 日本建設機械化協会「建設業における機電部門の危機管理」[10] より）

(1) 電話の専用回線・高速デジタル回線

コンピュータによる本社・支店・機材センター間のオンラインシステムには，専用回線・高速デジタル専用回線が使用されている。

阪神大震災の時でも専用回線は使用可能であったことから，このオンラインシステムを利用して災害対策用のコンピュータ情報通信システムを確立することが考えられる。

(2) 無線

無線を利用して通信網を作成する場合，出力の大きさによって使用範囲が制限されるので移動中継局を設置してカバーする。無線の使用は電波管理法で規制される。業務用の無線システムを利用すれば，電波管理法の規制を受けないが使用できるエリアが決まっている。

○簡易無線局

出力	1W,5W
伝送距離	3 km～5 km
価格（1台）	15～20万円
管理局への申請	必要
免許	不要

○移動無線

出力	5 W，50W，100W以下
伝送距離	10km程度
価格（1台）	20～30万円
管理局への申請	必要
免許	第3級陸上特殊無線技士

○MCAシステム無線

出力	MCA制御局	40W
	移動局	10W以下
	指令局	30W以下
伝送距離	MCA制御局を中心にエリアが決まっているが広範囲である。	
価格（1台）	移動局	20～30万円
	指令局	30～50万円
利用料	3～4,000台/1台・月	
免許	不要	

(3) 衛星通信の利用

衛星通信は，信頼性が高く広範囲の地域に同時に音声・映像・データを送信できるし，また特定局と送受信ができる。ランニングコストは約60万円/月程度。

5．5 機械・工法

震災後における建設機械の活用状況のヒヤリング等に基づき必要な機材をまとめたのが表-12・11，表-12・12である。（(社) 日本建設機械化協会「建設業における機電部門の危機管理」[10] を一部修正）

(1) 人命救助

初期救出活動に対応できる資機材が必要となる。鋸，ジャッキ等の工具類やミニバックホウなどは，木造家屋からの救出等で活用される。また，コンクリートの建物からの救出には油圧ブレーカや中型のバックホウなどが必要となる。

(2) 消火補助

路上の障害物の除去，破壊消防等に必要と考えられる機材。

表-12・11 用途別に最小限必要な資機材（重機等）

被災直後 → 復旧期

資機材＼項目	人命救助	消火補助	道路確保	構造物解体	生活救援
ダンプ	○	○	◎	◎	
ミニバックホウ	◎	○	○	○	
バックホウ	◎	○	◎	○	
ブルドーザ			○	○	
コンクリート破砕機	◎	○	◎	◎	
油圧ブレーカ	◎	○	◎	◎	
グラップル	○	○		◎	
油圧ハンドブレーカ	◎			○	
移動式クレーン（タイヤ式）	◎	○	◎	◎	
クローラクレーン				○	
ユニック車	○	○	○	○	
高所作業車	○		○	○	
照明車	◎	◎	◎	◎	◎
給水車		◎	○	○	◎
ホイールローダ		○	◎	○	
トラック	○	○			◎
重機運搬車	○	○	○	○	
診断，計測車等				○	
バス（マイクロバス含む）				○	○
乗用車，ライトバン	○	○	○	○	○

◎：特に必要

表-12・12 用途別に最小限必要な資機材（その他）

被災直後 → 復旧期

資機材＼項目	人命救助	消火補助	道路確保	構造物解体	生活救援
ビニールシート，ひも	○	○		○	○
土のう		○	◎		
トラロープ			○	○	
合　板		○		○	○
砕　石			◎	○	
バリケード		○	○	○	
連絡用バイク，自転車	○	○	○	○	○
カラーコーン		○	○	○	
消防衣具		○			
仮設トイレ			○	○	○
アスファルト合材			○		
工具類（スコップ，鋸）	◎	○			○
発電機	○		○	○	○
水タンク		◎	○	○	◎
ジャッキ，チェーンブロック等	◎	○		○	
バール	○				
ガス切断機	○	○	○	○	
チェーンソー等	◎	○			
消火器		○			
コンプレッサー			○	○	
水中ポンプ	○				

◎：特に必要



写真-12・4 ロングリーチ式解体機
（「建設の機械化」1995年4月より）

(3) 道路確保

道路上のコンクリート構造物を撤去する際に必要な機材。

(4) 構造物解体

高いビルの解体にはロングリーチ式の解体機が必要になる(写真-12・4)。また，防塵対策のために散水用の車も必要となる。また，特殊機械では，高所の解体作業で遠隔制御の解体機が使用された例がある。その他，視野が広くとれるタワーショベルの活用等が検討されたが使用には至らなかった。表-12・13に代表的な建物解体の適用機械・工法を示す。

なお，この一覧表は完全でなく，現場の状況に応じて機種，規格を見直す必要がある。

また，特殊な機械としては表-12・14が使用されている（日経コンストラクション1995年11月10日[11]より）。

また，普段，建設機械になじみがない消防等は，建設機械の名称，機能について知らないため，調達に支障をきたす可能性がある。簡単な説明やパンフレットの配布等をしておくことが必要と考えられる。

表-12・13　建物の適用解体機械・工法

	施工対象建物	適用機械・工法	推定保有台数（全国）
地上建物外部からの施工	木造家屋	油圧シッベル ブルドーザ 油圧圧砕はさみ機	油圧シッベル　39万台 ブルドーザ　10万台
	～約10m（3階位）までのビル	コンクリート圧砕機 油圧ブレーカ （ベースマシンは油圧ショベル）	コンクリート圧砕機　1.1万台 油圧ブレーカ　7.3万台
	～約30m（8～10階位）までのビル	ロングリーチ型のコンクリート圧砕機	ロングリーチ型圧砕機　1,300台
	約30m（8～10階位）を超えるビル	個別対応	建築工学専門家が現状を調査し，解体工法を計画し実施
建物の内側からの施工	建物内部に機械が入って施工	（適用工法） 圧砕機・ブレーカ工法 （ジャッキ工法） （カッタ工法） （ワイヤソー工法） （ロックジャッキ工法） （膨張圧による工法） ※（　）は特殊工法	コンクリート圧砕機　1.1万台 油圧ブレーカ　7.3万台

注）1．上表のほかに，ガラの積込機械及び運搬車両が必要である。
2．通常の解体工事では，機械を建物の内側の床上に乗せて施工する。

表-12・14　特殊機械の使用例

機　種　（使用箇所）	特　徴
・パワージャッキシステム （名神高速西宮インターの高架橋の横ずれ修復）	・クレーンの入れない場所で使用できるレールや架台の上を自走
・低空間式の杭打ち機 （神戸ハーバーハイウエイの基礎復旧）	・上空制限6mで施工可能
・ジャッキビーム （阪神高速3号神戸線の床版撤去）	・所定の大きさのブロックに切断した床版を桁から引きはがす
・地盤探査車 （神戸市の液状化調査）	・多成分コーン貫入試験，MWD検層が入力の20倍の早さ

5.6 安　全

労働省の発表によると11月までの10ケ月でこの震災の復旧工事における死亡災害者は39名，負傷者は800人近くに上った。特に，地震で被害を受けた住宅の屋根の上から足を滑らせて墜落する事故が多かった。工事現場388か所を労働基準監督署が抜き打ち調査したところ，約半数の191か所で，墜落防止の措置がとられていないなどの法令違反が見つかった。(1995年11月21日大阪読売新聞夕刊より)

建設機械を使用した解体工事においても「にわか解体屋」がバックホウのバケットで解体するなど危険な作業が多く事故増加の要因となったと言われている。震災後で復旧を急いでいるといえども人命救助等の緊急時以外は，法令を遵守することが重要と考えられる（写真-12・5）。



写真-12・5 命綱をつけてとりはずし

5．7 その他（粉塵問題，震災廃棄物，電話線切断事故の多発，他工事への影響）

(1) 粉塵問題

今回の震災においては，解体工事で粉塵が大量に発生し，住民がマスクをしている様子がマスコミ等で報道された。また，現場で作業している作業員が声を出せないほど喉をいためた例もあった。建設機械のエアフィルターが詰まって故障の原因になるほどであった。

粉塵対策としては水タンクを用意して水をまいたり，防塵シートをつける方法があるが，現場では水が不足していた。今後の課題としては

① 水の確保方法の検討

② 粉塵を出さない工法の開発

が上げられる。

(2) 震災廃棄物

今回の震災では，大量のガレキが発生した。解体工事が進むにつれガレキの問題も大きくなってきた。3月ごろから破砕機の増産の記事や，米国製の破砕機の記事が目立つようになる。

また，「にわか解体屋」「にわか運送屋」が増え，解体したものを分別しないためにリサイクルが不可能となったり，がれきを道路に落下させて走る者も増えた。兵庫県警察では3月28日までに80人を道路交通法違反で摘発した。

(3) 電話線切断事故の多発

また，解体業者が重機の操作を誤り，電話ケーブルを切断する事故が相次ぎ，切断事故は4月末までで約90件，回線の一部が損傷する事故も約300件に上り，計数万回線が被害を受け，病院や銀行などの業務にも影響した。

(4) 他工事への影響

今回の震災では，それまでの他の工事を一時中断して応援した例があった。工事の遅れは発注側も了解してくれる場合が多く，6ケ月以内程度で2～3ケ月程度が多い。また，このような状況をあらかじめ想定し静岡県のように震災時には，工事を中断できる協定があらかじめ用意されている例もある。

6．まとめ

(1) 想定外の事がら

※基準・マニュアルの想定外のことが起こりうる [2.1, 2.3, 4.2, 5.4]

※協定会社が被災者となる（消防の例） [4.2]

※復旧工事における労働災害の多発（10ケ月で39名死亡，800人負傷） [5.6]

・復旧工事以外での需要（人命救助，道路啓開等） [2.1, 4.2, 4.3]

・粉塵の増加 [2.1, 5.3, 5.7]

・建設機械による電線の切断事故の多発（4月末までに90件） [5.7]

・海上輸送のための岸壁が使用できない [5.1]

・形式的な連絡網よりの普段の付き合いを優先した行動がとられる [5.1]

・給水用としての散水車の活用（建設省で34台） [3.1]

・建設機械は全国で融通すれば供給不足にならない [3.1]

・メーカーのサービス網の活用（全国の建設機械の配置） [4.1]

(2) 想定されていたが影響が大きかったこと

※電話回線が使用できない [5.4]

※交通渋滞による輸送時間の増加（通常の2～3倍，直後は10倍以上の例も） [5.1]

※水が使用できない（水道98%復旧まで2ケ月）

[2.1, 5.7]
・オペレータの宿泊施設の確保　[5.2]

(3) 今後の課題

※建設機械の需要の優先順位の調整方法，要請・調査の系統の整理　[2.3, 5.1]
※協定の広域化　[4.2]
※水の確保方法の検討　[2.1, 3.1, 5.7]
※安全についての規制のあり方　[5.6]
・道路情報，需要の情報を建設機械保有者が迅速，確実，効率的に得る方法　[5.4]
・オペレータ(プロ)，休憩，宿泊施設の確保方法，保険　[5.2]
・汎用機械（高速自走，通常の工事に使用可，緊急時に使用可）の開発　[4.2]
・建設機械の名称，機能の周知（消防署等へ）[5.5]
・排水ポンプ車の消防への活用　[3.1] [4.2]
・工事用発電機の緊急供給（病院等）　[4.2]
・粉塵対策技術の開発（通常の工事でも適用可能な技術）　[2.1, 5.3, 5.7]
・情報の分析による状況把握の方法　[全般]

謝　辞

兵庫県南部地震について建設機械の活用状況という視点から事実を調査し，その課題についてとりまとめた。

この震災後における建設業等の対応は迅速で，また休む暇もなく復旧に取り組んだ努力を始め，ほとんどの建設業が，ボランティア活動，無償提供を行い企業としての社会的役割を果たしていることは敬服に値する。

この報告を読まれた方が，震災後における建設機械の活用で苦労された点や問題となったことについて「知る」ことが，今後の震災対策に有効と確信している。

本調査にあたって協力いただいた㈳日本建設機械化協会　建設機械化研究所の他，多忙な中，ヒアリングに応じていただいた関係諸氏皆様に感謝申し上げる次第である。

参考文献

1）建設大臣官房建設機械課：建設機械と災害復旧に関する調査研究，S56，57，58
2）㈳日本建設業団体連合会：兵庫県南部地震に関する最終調査結果について，1995年5月
3）通商産業省大臣官房調査統計部：機械統計月報
4）建設省建設経済局：建設関連業等動態調査
5）消防庁：「消防白書」平成7年版
6）㈶先端建設技術センター：災害対策用機械開発調査検討委員会，資料　平成7年
7）㈳日済建設機械化協会：「建設の機械化」1995年4月
8）神戸市消防局「雪」編集部：「阪神大震災　消防隊員死闘の記」
9）建設省：「災害情報システムガイドライン（案）」1992年3月
10）㈳日本建設機械化協会：「建設業における機電部門の危機管理」1995年12月
11）日経BP社：「日経コンストラクション」1995年5〃7、10、11月

その他の参考文献・資料

㈱山海堂：「土木施工」36巻13号
近畿技術事務所：「阪神・淡路大震災給水活動の記録」
㈳全国建設業協会：「全建ジャーナル」1995年7月
㈳日本道路協会：「第21回　日本道路会議論文集」
㈳日本道路建設業協会関西支部：広報誌「21世紀」秋季号
㈳日本道路建設業協会関西支部：「兵庫県南部地震」災害対策報告書
兵庫県都市住宅部建築指導課：「阪神・淡路大震災における民間倒壊建物の公費による解体・撤去工事に関する指針（案）」1995年7月
環境庁大気保全局大気規制課：「阪神・淡路大震災に伴う第4次大気環境モニタリング調査（アスベスト追跡環境調査）結果について」1995年7月

<新聞> 読売新聞　日本経済新聞　読売新聞（大阪本社）　神戸新聞　朝日新聞　毎日新聞
産経新聞　朝日新聞（大阪本社）　東京新聞　日刊工業新聞　日本工業新聞
日経産業新聞　建設通信　建設産業新聞　建設機械新聞

<雑誌> 週刊読売　科学朝日　AERA　FLASH　サンデー毎日　週刊ポスト　週刊朝日　現代　週刊時事　女性セブン　FRIDAY　週刊解説　DENiM　時事解説　Voice　世界週報　THIS IS 読売　週刊ダイヤモンド　エコノミスト　財界臨増　週刊東洋経済ビジネス・インテリジェンス　実業の日本　噂の真相　経済界　財界　週刊現代　朝日グラフ　週刊新潮　宝島30　FOCUS　DIME

あ と が き

平成７年１月17日に発生した兵庫県南部地震により，家屋や各種構造物は未曾有の被害を受け，多くの人命が失われた。また，道路，河川，砂防など公共土木構造物の被害や，下水道などライフライン施設の寸断は，長期間にわたり住民の生活や地域の経済活動に大きな影響を及ぼすこととなった。地震被害の詳細な記録や被災原因に関わる考察を早い機会に体系的にとりまとめておくことは，今後の地震防災対策の推進を図るうえで極めて重要であるという考えのもとに，土木研究所が実施した調査研究の成果を土木研究所報告としてとりまとめたものが本書である。

地震発生後約１年２ヶ月を経過した今日，現地では各種土木構造物の復旧工事や耐震補強工事が急ピッチで推進中であり，土木研究所でも地震防災対策の向上に向けた詳細な検討を継続中ではあるが，本報告は現在までに得られた調査研究の範囲内で編集したものである。現在実施中の調査研究については，成果がまとまり次第，個々に報告書として公表していく予定である。

各種公共土木構造物の復旧対策や耐震設計基準の見直しについては，建設本省が所掌する専門委員会を通じて検討が進められている。土木研究所では，各種専門委員会に積極的な参画を図るとともに，大型振動台，大型動的遠心力載荷試験装置，高密度強震観測施設等の地震防災関連施設の大幅な機能増加を通じて，今回のような惨事を二度と繰り返さないよう，土木構造物の耐震化対策の調査研究に全力を挙げて取り組んでいく所存である。

末筆ながら，被災後の厳しい状況にもかかわらず当所調査団に御協力頂いた関係各位，本報告書のとりまとめにあたり貴重な情報を提供して頂いた関係各位に厚く御礼申し上げる次第である。

１９９６年３月
兵庫県南部地震災害調査報告編集委員長
土木研究所研究調整官　小　浪　博　英

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 196, March 1996

CONTENTS

Report on the Disaster Caused by the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake