土木研究所報告　第百二十五号　昭和四十年六月

土木研究所報告

第125号

新潟地震調査報告

第1編　総　　論……福岡正巳…(1)

第2編　新潟地震と地盤の特性……寺島　敦，小島圭二，渡　正亮，酒井淳行…(5)

第3編　河川関係の被害……吉川秀夫，山村和也，豊島　修
土屋昭彦，大久保忠良…(83)

第4編　道路およびトンネルの被害…伊吹山四郎，市原　薫，沢田健吉，藤井治芳
島津晃臣，小川哲夫，長友成樹，今田　徹…(141)

第5編　橋梁関係の被害……高田孝信，多田安夫，吉田　巌，栗林栄一…(173)

第6編　下水道関係の被害……杉木昭典，村上　健…(321)

昭和40年 6 月

建設省土木研究所

新潟地震調査報告

第1編　総　論

(昭和 40 年 1 月)

福岡正巳*

目　次

1. 調査の要約……(1)
〔1〕地　震……(1)
〔2〕津　波……(1)
〔3〕地盤の流動化……(1)
〔4〕地形・地質……(1)
〔5〕砂丘ならびに河岸のすべり出し……(2)
〔6〕橋　梁……(2)
〔7〕舗　装……(2)
〔8〕トンネル……(2)
〔9〕道路盛土および擁壁……(2)
〔10〕下水道施設……(2)
〔11〕河　川……(3)
〔12〕海　岸……(3)
〔13〕ダ　ム……(3)
2. 措置ならびに考察……(3)
〔1〕橋　梁……(3)
〔2〕舗　装……(3)
〔3〕トンネル……(3)
〔4〕道路盛土および擁壁……(4)
〔5〕下水道施設……(4)
〔6〕河川施設……(4)
〔7〕ダ　ム……(4)

昭和 39 年6月 16 日 13 時，新潟地方を襲った地震は最近では最大級のものであったが，震動による被害の大きさに比して津波と火災の被害は小さく，被害額に比して死傷者が少なかったのは不幸中の幸といえるであろう。土木研究所においては地震直後大規模な調査隊を現地に派遣して資料の収集ならびに調査を実施し，同時に復興に対する技術指導を行なった。調査結果の解析をとりまとめ，追加して行なった現地調査と実験室試験には多大の時日と労力を必要とするため現在もなお終了していない。今後長期にわたって調査研究を続けていかなければならないと思われる。「新潟地震調査速報」として昨年7月に「土木技術資料」に発表してので，今回の報告は新潟地震に関する調査報告第2報ともいえる。今後の研究成果は各題目ごとにとりまとめて土木研究所報告等に発表する予定である。

今回の調査に当って御援助，御協力を賜わった方方，特に建設本省，北陸地方建設局，東北地方建設局，新潟県，新潟市役所に対し厚く御礼申し上げる次第である。

1. 調査の要約

〔1〕地　震

地震は新潟地域では長周期の振動が特長的であった。

新潟市内信濃川左岸川岸町鉄筋アパートに設置された強震計の記録によれば，最大週期 5~6 秒，最大加速度は約 160 gal であった。新潟県北部村上地方は震源地に近く震度大で，良好な地盤の上に造られた構造物も被害を受けた。新潟市付近の距離においては地盤の軟弱な部分においてのみ被害が発生している。

〔2〕津　波

津波の被害は，信濃川と阿賀野川の河口付近に発生した。河川堤防と護岸の破壊による低地の浸水が広範囲にわたり，比較的長期に湛水した。

〔3〕地盤の流動化

新潟市付近の旧河道は緩い砂の堆積層で構成されている。地震動による砂の液状化が著しく，噴砂現象が起こり，地下の水を含んだ砂が地表面に噴出した。液状化して軟かくなった砂は構造物基礎の横抵抗を減少させた。また地表面の伸張収縮，小地塊の移動が起った。

〔4〕地形・地質

地震被害の形態は地形・地質と密接に関係している。震源地に最も近い粟島，本州側の村上一府屋間はおおむね山地で，第三紀層，安山岩，石英粗面岩，花崗岩のたぐいから成っている。信濃川，阿賀野川，三面川，最上川の河口付近の平地は沖積層で地質は軟かい。海岸には砂丘がある。上記河川の河口付近平地のうち，特に被害の大きかった信濃川，阿賀野川河口付近平地について，約 200 点のボーリングデーターと地形図から次のようなことがいえそうである。

a．標高，水位，深度 10m までの平均 N 値，N 値が急増する深度およびその平均 N 値，平均粒径およびシルト層の割合，成層状態(地層の数，シルト層の数等)などがあげられる。

b．地形区分としては砂丘，砂丘間低地，旧河床，現

* 千葉支所長　工博

河床および埋立地，海岸堆砂地域等に区分される。そして砂丘地域は地すべりを起した青山地区の他はほとんど被害はなく，砂丘間低地では振動そのものによる被害が卓越し，河床部では砂の流動化現象による被害が大きい。

c．この被害形態の差を地質要素に当てはめてみると，河床地域では $N<10$，他の地域では一般に $N>10$ となる。N 値が急増する深度と，地表面からその深度までの平均 N 値とをしらべると，河床地域と砂丘間低地とがはっきり区別できる。砂丘地域では N 値が深度に従って漸増するものが多く，平均 N 値も高い。これに反し砂丘間低地では深度 5 m 内外まで軟弱なシルト層が多く，それ以深は N 値 20～30 の層に急増する。河床部では軟弱な砂層の深さが 10 m 前後となる場合が多い。粒度組成は砂丘地域ではほとんど中砂，河床地域では細～中砂，砂丘間低地では細砂～シルトとなる。河床地域ではシルト層の割合が 20% 以上になるところでは砂の液状化現象が少ないようであり，このようなところは旧河床地域に属するところが多い。

〔5〕 砂丘ならびに河岸のすべり出し

従来行なわれている土質調査の方法を用いて相当詳細な調査を行なった。しかしながら現在までのところすべり出したところと，すべらなかったところの区別を土質調査によって見出すことができる段階にはいたらなかった。

〔6〕 橋　　梁

a．被害は新潟，山形，秋田，福島の 4 県におよんだが，新潟県，特に信濃川，阿賀野川の下流地域において顕著であった。

b．震源地より約 100 km の範囲内で 93 橋（上部 588 連，下部 681 基）について調査した結果次のような様相が見られた。

c．橋梁の被害は気象庁の発表の震度の大きいところほど大きいが，局地的には基礎地盤の性状による影響が大きくあらわれている。

d．各種型式の被害率はほぼ同程度で，どの形式が耐震的であるという結論は出なかった。単純桁橋に被害の大きかったものが見られたが，これは基礎地盤の影響を大きく受けたこと，構造設計上の配慮不足が主なものであったと思われる。

e．地盤上層で地下水位以下の緩い砂層では流動化のため支持力が減少し，下部構造の傾斜，沈下や橋台，擁壁のすべり出し等が見られた。

f．砂地盤の被害が目立ったが，その場合でも基礎が N 値で 25～30 の層に十分根入されていたものは被害が僅少であった。

g．上部構造の被害は下部構造の変状により誘発されたものが多いが，内容的に見れば被害の大きいものは落橋の 3 橋（昭和大橋，新潟駅東跨線橋，新松浜橋）と八千代橋，万代橋の 2 橋であったが，その他一般的にいって，桁支承部，伸縮継手，高欄等局部的な被害が多く見られた。その他のものでも欠陥のあるものについてはその部分に被害が見られた。

〔7〕 舗　　装

a．コンクリート舗装でタイバー，スリップバーにて連続され，鉄網の入っているものは，路体がかなり被害を受けているものでも，地震直後は全面破壊したものはほとんどなかった。

しかし，これらも数カ月後には，交通により破壊し始めている。これは版下の空洞の発生に原因している。

b．アスファルト舗装は路体の被害に応じ，まったく抵抗なしに流動，クラックあるいは破壊を起こしている。しかし復旧はきわめて容易であった。

c．コンクリート版の空洞は 3～5 cm ていどのものから 30～40 cm に及ぶものもあった。空洞の中では地中から噴き出した砂が路盤の上に載っていた。

d．路線として，縦断および平面変形の変っているところがあった。

〔8〕 トンネル

トンネルの坑口付近の崖錐堆積層は掘削によってゆるめられている。この堆積層は地震動によって動き，沈下，変位，側圧の増大をきたし，ライニングに変状，クラックを生ぜしめている。

〔9〕 道路盛土および擁壁

a．軟弱な地盤上に造られた盛土の沈下

新潟市付近の軟弱な地盤上に造られた盛土は低いものでも被害をうけている。旧河川敷，破堤跡に造られた盛土は被害を受けている。

b．盛土ノリ面のすべり出し

地震の振動により盛土のノリ面がスベリ破壊を起こしている例が多かった。排水不良部分に被害があったものがあった。

c．地山ノリ面の崩壊

地山ノリ面の保護の不積擁壁が地山と共に動いて破壊しているものがあった。

d．擁　　壁

橋梁取付道路の擁壁は軟弱地盤上に設けられたものが多く，基礎の深いものは水平移動，浅いものは沈下，傾斜している。

〔10〕 下水道施設

a．管渠関係

下水管は砂の液状化に伴なう浮き上りを起こし，また地盤と共に破壊されたものが多い。地下埋設物の復旧のために道路を掘り起こしている。

b．ポンプ場関係

堤防の破壊によって浸水した地区にあったポンプ場は水没して，ポンプの運転が不可能になった。また沈砂池，

ポンプ室が地表から浮上がるような被害をうけた。

〔11〕河　川

a．堤　防

堤防は基礎地盤の弱い部分に設けられたものが多く，キレツ，沈下，破壊を生じている。旧河道，破堤箇処を締切った部分は被害が著しく，付近地に噴砂現象が見られる。基礎からすべり出したように考えられるものについて円形スベリ面法による解析を適用して検討したところ，比較的良好な結果が得られた。構造物（水門，橋台等）との取付部の被害が大きいのは，基礎地盤が弱いこと，盛土の締め固めが不足していることのほかに構造物と土堤の振動性状の相違が原因をなしていると思われる。ノリ先を固めてある部分の被害が比較的軽かったところもある。

b．護　岸

土で造られた堤防に護岸が張ってあるので，堤防の破壊に従って護岸も沈下・破壊を生じている。矢板護岸は傾斜・はらみ出しを起こしているが，これらは河岸の川側へのすべり出しによる。

c．河川構造物

樋門・樋管等のような構造物の基礎は橋梁基礎と同様に被害を受けた。ことに基礎スラブの下面，堤防との接触面にはすきまができて通水しやすくなった。

d．特　殊　堤

コンクリートで造った特殊堤（パラペット）は傾斜・沈下を起こしている。伸縮目地，基礎スラブの下面のすきまで通水路になっている。伸縮目地部に角落しが設けてあったがパラペットの相互移動で締まらなくなった。

〔12〕海　岸

建設省関係海岸には大した被害がなかった。

〔13〕ダ　ム

震度によって被害の程度が異なっている。震度Ⅲ以下ではぜんぜん被害はない。震度Ⅳではアースダムは沈下が促進されるが，コンクリートダムではぜんぜん変化がない。震度Ⅴではコンクリートダムのピヤ等の付属構造物のジョイント等からの湧水増加がみられたが，ダムの機能を損なうようなことはない。

2.　措置ならびに考察

〔1〕橋　梁

a．地盤条件

（i）地盤の成因，性状調査を架橋計画の段階において行なう。

（ii）砂質地盤では軟弱な（大略 $N=5$ 以下）飽和した表層の土については地震時横抵抗を期待しえない。

b．構造設計

（i）基礎は堅固な層に十分根入すること。

（ii）橋脚頂部の横変位を制限すること。

（iii）ケーソン基礎の場合でも地盤の性状変化を考慮に入れて安定計算および根入長の決定を行なうこと。

（iv）アバットピヤーの設置。

（v）支承構造を強固にし，連続性をもった構造にすること。

（vi）杭基礎の場合，躯体部との結合を強固にすること。

c．動的考慮

杭基礎のような可撓性下部構造に対しては動的設計法を採用する。また剛性の大きいものでも特殊なものに対してはチェック計算を行なうこと。

d．橋梁の耐震性確保に対する今後の問題。

（i）砂質，軟弱地盤の動的特性の解明，調査法の確立，数量化。

（ii）動的設計法の確立

強震計の設置と強震記録の収集

（iii）施工管理の強化

〔2〕舗　装

コンクリート舗装版の破壊の程度は載荷試験によって調査すること。沈下量の測定にはベンケルマンビームが最適である。撓み量の大きいものは打換，中のものは被覆，小のものは補修する。

〔3〕トンネル

a．坑口付近の崖錐堆積層に対する対策

（i）路線選定にあたって崖錐をさけること。

（ii）やむを得ず崖錐内に掘削する場合には，側壁底部の支持面積を増加するか，インバートを付するなどして，側壁の沈下移動を防ぐこと。

（iii）坑口部のライニングは，鉄筋にて補強するのが望ましく，少なくとも横断継手にはつなぎ鉄筋を用いること。

b．坑口部縦振動に対する対策

（i）坑口付近の支保工はつなぎ材を十分強化すること。

（ii）覆工厚を厚くするより，鉄筋により覆工の軽量化をはかること。

（iii）裏込め注入を十分行ない，覆工の縦方向の地震動に対し，摩擦抵抗を増加させること。

c．坑門は，地震による不等沈下，および覆工の縦方向運動によって影響を受ける。その対策。

（i）坑門基礎はできるだけ地山に置くこと。

（ii）坑門は鉄筋コンクリート構造とし，覆工との間も鉄筋で連続すること。

d．地層境界面の活断層的運動に対する対策

その予測は不可能であるが，活動を起こすおそれのある地層界面付近を注入等により固結強化するか

あるいは施工継目を設け，被害を限定する以外に方策はないであろう。

〔4〕 道路盛土および擁壁

特に重要な部分においては軟弱地盤の強化を実施し，沈下やすべり出しを防止すること。擁壁は基礎を堅固にすることにより耐震性を増すから，地盤の軟弱なところでは杭打等を実施すること。また排水をよくすること。

〔5〕 下水道施設

管渠は地盤と共に破壊されるものであるから耐震構造とすることは困難である。ポンプ場施設は基礎を強固にして震動による被害のないようにしなければならない。海水面より低いポンプ場は浸水により運転不能になるから，高くする等の処置をとる必要があろう。

〔6〕 河川施設

河川堤防を全部耐震構造とすることは経済的に不可能であるが，地震に続く洪水に対しては機能を十分発揮できるように処置しておく必要がある。旧河道，破堤跡に造った堤防は堤防断面を大きくするとか余盛を高くし，あるいは多少地盤を改良することも考えられる。樋門，水門等の取付部も地盤を改良しておいたほうがよい。構造物の基礎は十分強固にすること。特殊堤(パラペット)の伸縮目地にはスリップバー，タイバーを入れて緊結し，互にずれないようにすること。角落しはできるだけつけないようにし，もし取り付ける場合は伸縮目地のないところに設けること。矢板護岸は根入を十分にし，アンカーをとること。

〔7〕 ダ　　ム

アースダムの沈下は防止の方法がないが，沈下量は1m以下であるから，沈下が起っても越流がおこらないよう余裕高を取っておくこと。

コンクリートダムではダム本体については特別の注意を払う必要はない。しかしながら重力ダムにおける振動記録によると堤頂の振れは地盤に比して大であるから，このことを取り入れて基準を修正すべきであろう。管理事務所に設置されている雨量計，水位計，ゲートの操作装置は普通 2~3 階にあり，震動がはげしいので故障を起こしやすく，これらは1階に置くほうがのぞましい。

新潟地震調査報告
第2編 新潟地震と地盤の特性

(昭和40年1月)

寺島 敦*
小島圭二**
渡正亮***
酒井淳行****

目 次

1. 地震概況……(1)
〔1〕地震概況……(1)
〔2〕津波概況……(21)
〔3〕被害状況……(26)
(1) 新潟県……(27)
(2) 新潟市……(33)
(3) 佐渡地方……(37)
(4) 山形県……(37)
(5) 秋田県……(39)
(6) 長野県……(39)
(7) 群馬県……(41)
(8) その他……(41)
〔4〕地盤状況……(41)
〔5〕既往地震の seismicity……(43)
〔6〕新潟地震の特徴……(46)
〔7〕考察……(47)
2. 新潟地震の被害と地形,地質との関係……(47)
〔1〕序論……(47)
〔2〕地形上の特徴と震害の形態……(48)
〔3〕地形区分と表層地質……(48)
〔4〕表層地質要素の表現および震害形態との関係……(48)
(1) 標高,水位について……(55)
(2) 標準貫入試験—N値……(55)
(3) 粒度および砂—泥比……(56)
(4) 成層状態について……(57)
〔5〕その他の地域について……(57)
〔6〕まとめ……(59)
3. 新潟地震によって発生した砂丘斜面のすべりおよび護岸よう壁のすべり出しについて…(60)
緒言……(60)
〔1〕斜面崩壊について……(60)
(1) 調査地点の概要……(60)
(2) 調査成果……(60)
(3) 砂丘斜面に発生したすべり現象についての考察……(69)
〔2〕河岸の護岸よう壁のすべり出しについて(73)
(1) 調査場所……(73)
(2) 調査内容……(73)
(3) 信濃川河岸の護岸すべり出しについての考察……(73)

1. 地震概況

〔1〕地震の概況

昭和39年6月16日13時02分頃,新潟県北部西方沖の粟島南方付近を震源地とする大地震が発生し,東北,中部,関東にわたる陸上に被害を生ずると共に津波が発生し,震源地付近の日本海沿岸に来襲した。

この地震は,日本海沿岸地帯に発生した地震としては,地震計観測が気象庁で始まって以来(おおよそ1900年以降)の最大のものであった。過去の記録によれば,約130年前(天保4年,1833年)に今回とほぼ同じ地域に同様の地震が発生したことがある(〔5〕既往地震の seismicity の項参照),なお,今回の地震は,気象庁によって"新潟地震"と命名された。

この地震による被害は主として新潟県の中部から日本海沿いに山形県に及ぶ地帯で,佐渡,粟島でも見られた。

特に新潟県の被害は甚大であったが,被害分布をみると,周期の長い地震動が卓越したと思われる地盤の悪い地域が局地的に被害をうけた。新潟市では,震害に津波の被害も加わって交通,通信は途絶し,水道等公共施設は破壊し,いたるところ地盤沈下した。また石油タンクが発火して一週間以上燃え続けていた。

これほどの災害にもかかわらず,死者が少なくてすんだことは不幸中の幸いであった。これは地震の発生が昼であったことと,温暖な季節であったことにもよるが,特に注目してよいのは民家からの火災がほとんどなかったという。市民の災害に対する協力の賜であると思う。

* 構造構築部構造研究室研究員
** 地質化学部地質研究室研究員
*** 河川部地すべり研究室長
**** 河川部地すべり研究室研究員

また完全に潰れた家が少なかったことも災害を最小限にくいとめた原因の一つにあげることができるであろう。

次にこの地震の震源における発震時・震央・深さ・地震の規模について述べる。

（i）震源における発震時

6月16日13時01分40秒

（ii）震央

地　区　新潟県北部西方沖（粟島南方）

北　緯　38.4度

東　経　139.2度

(iii) 深　さ　約40 km

(iv) 地震の規模（Maguitude）$M=7.7$

この地震は規模の上から比較すると，大正12年9月1日の関東大地震（$M=7.9$）の半分，昭和23年6月28日の福井地震（$M=7.3$）の4倍ぐらいになる。

また，この地震の各地の震度は気象庁の発表によると次のとおりである。

震度V（強震）

新潟，酒田，仙台，相川

震度IV（中震）

福島，小名浜，前橋，石巻，山形，長野，秋田，盛岡，高田，柿岡，白河，輪島，会津若松

震度III（弱震）

東京，大船渡，宇都宮，追分，松本，甲府，横浜，宮古，御前崎，富山，熊谷，秩父，諏訪，軽井沢

震度II（軽震）

水戸，青森，金沢，松代，船津，銚子，江差，三島，飯田，伏木

震度I（微震）

八戸，富崎，豊岡，彦根，津，福井，高山，函館，森，室蘭，帯広，静岡

また，この震度分布図が図-I-1に示してある。

次に新潟県下の各地の震度は

震度VI（烈震）

粟島

震度V（強震）

相川，中興，羽茂，勝木，雷，高根，三面，村上，下関，中条，新発田，赤谷，新潟，五泉，早出，巻，弥彦山，三条，長岡，塚山，小千谷，柏崎，南鯖石，十日町，六日町，五十沢，安塚

震度IV（中震）

実川，鹿瀬，森町，寺泊，栃尾，入広瀬，栃尾又，奥只見，小出，高浜，津南，直江津，高田，三頭，能生，砂場，松代

震度III（弱震）

湯沢，浅貝，糸魚川

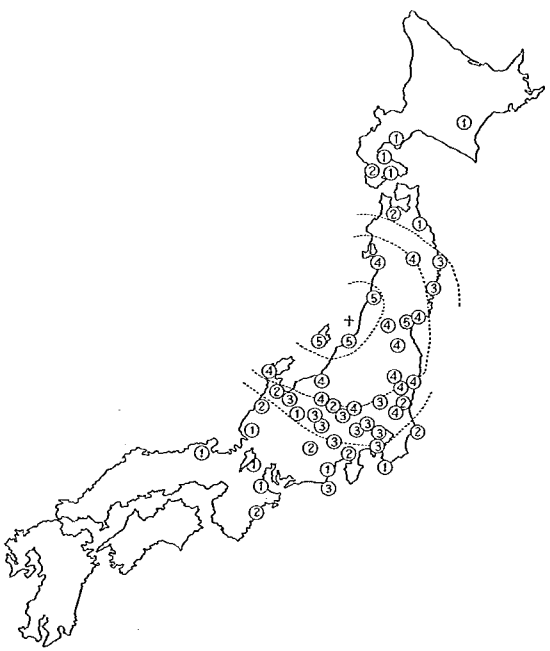


図-I-1　震度分布図

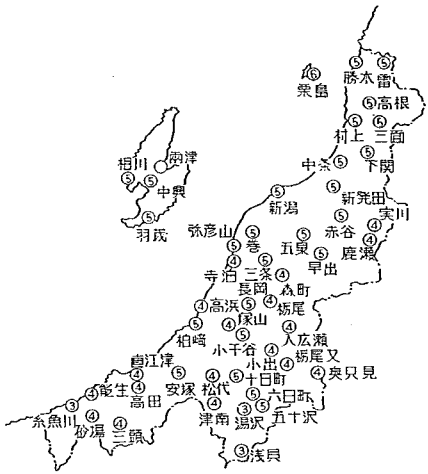


図-I-2　新潟県の震度分布図



図-I-3　山形県の震度分布図

となっている。この震度分布図を図-I-2に示す。

また，山形県下の各地の震度は

震度VI（烈震）

大山

震度V（強震）

酒田，新庄，小国，肘折，櫛引，釜渕，浜中，鼠ヶ関，狩川，大網

震度IV（中震）

飛島，吹浦，金山，尾花沢，米沢，高畠，長井，宮内，白鷹，藏王，山形，天童，左沢，寒河江，鶴岡，間沢，羽前豊里，差首鍋，向町，荒沢，手向，本郷，高峰である。この震度分布図を図-I-3に示しておいた。

○地震記象について

このような大地震になると，ほとんどの地震計は観測不能になる。ただ気象庁の一倍強震計および最近各地に設置されている SMAC 地震計がその記象の対象とされる。

新潟，相川，酒田，仙台，東京，秋田の気象台または測候所の一倍強震計の記象を図-I-4に示し，新潟，仙台，秋田の SMAC の記象を図-I-5に示した。

また，表-I-1に上記気象台または測候所の一倍強震計の検測結果を示し，表-I-2に上記 SMAC の検測結果を示した。各気象台および測候所での検測結果が気象庁より発表されているので，それも表-I-3に示しておいた。

○余震について

一般に大地震が発生するとその震源付近に小さな地震が連続的に発生し，その後急激にその発生回数は減少してゆく。これらの地震を“余震”という。規模はたいへん小さいのが普通であるが，数はたいへん多い。1939年の男鹿半島の地震では第1日目に100回近く発生し，第2日目には20回程度の余震があったことから考えると，

表-I-1　一倍強震計の検測結果

場所	成分	変位地動振幅 (mm)	周期 (sec)	備考
新潟	N-S	38以上	0.1	全て振り切れ
〃	E-W		0.1	
〃	U-D		0.1	
東京	U-D	11.5	1.0	
〃	E-W	32.5	1.0	両成分とも振り切れているかも知れない
〃	S-W	33.0	1.0	
酒田	N-S	30以上	1.0	三成分とも振り切れている
〃	E-W			
〃	U-D			
仙台	N-S	18	1.5	
〃	E-W	23.5	1.3	

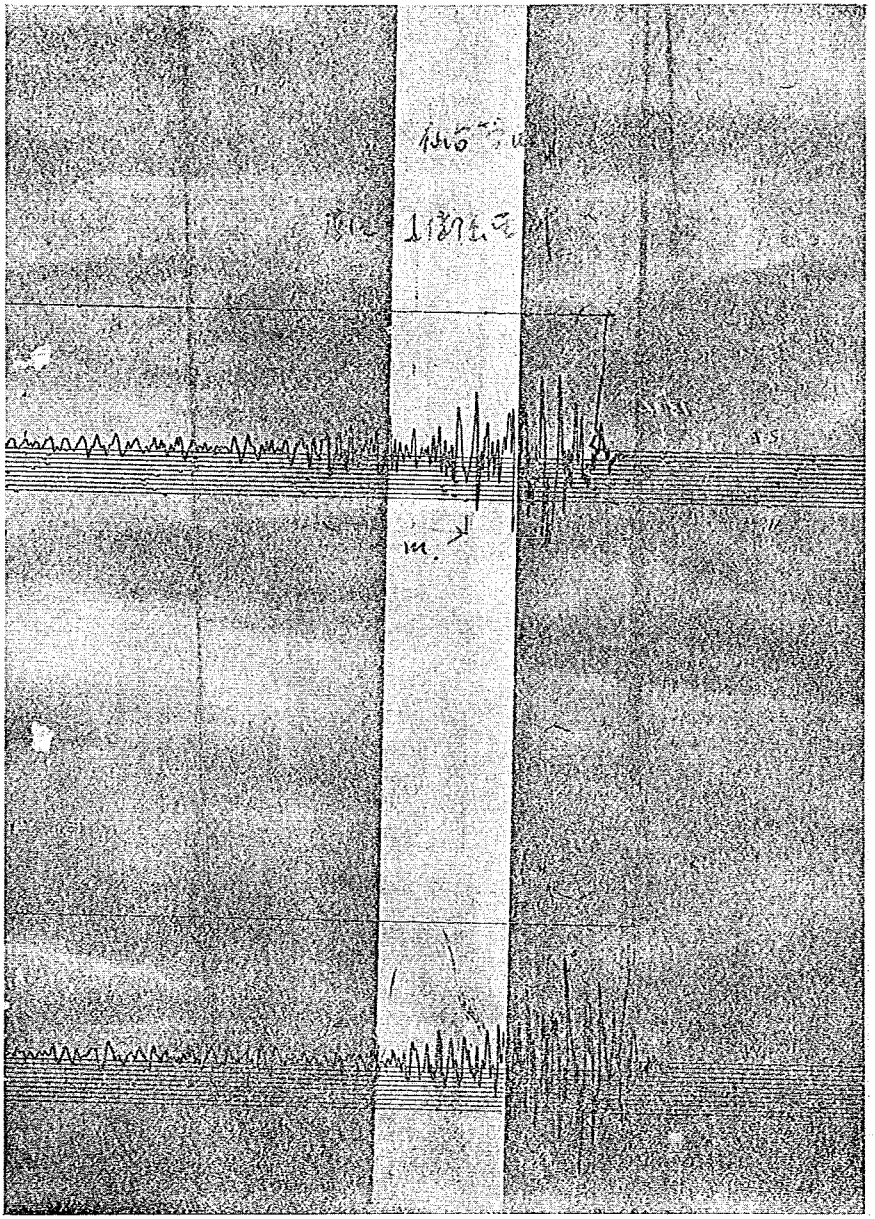


図-I-4-1 変位計記象 仙台管区気象台 1倍強震計（縮率：0.8）

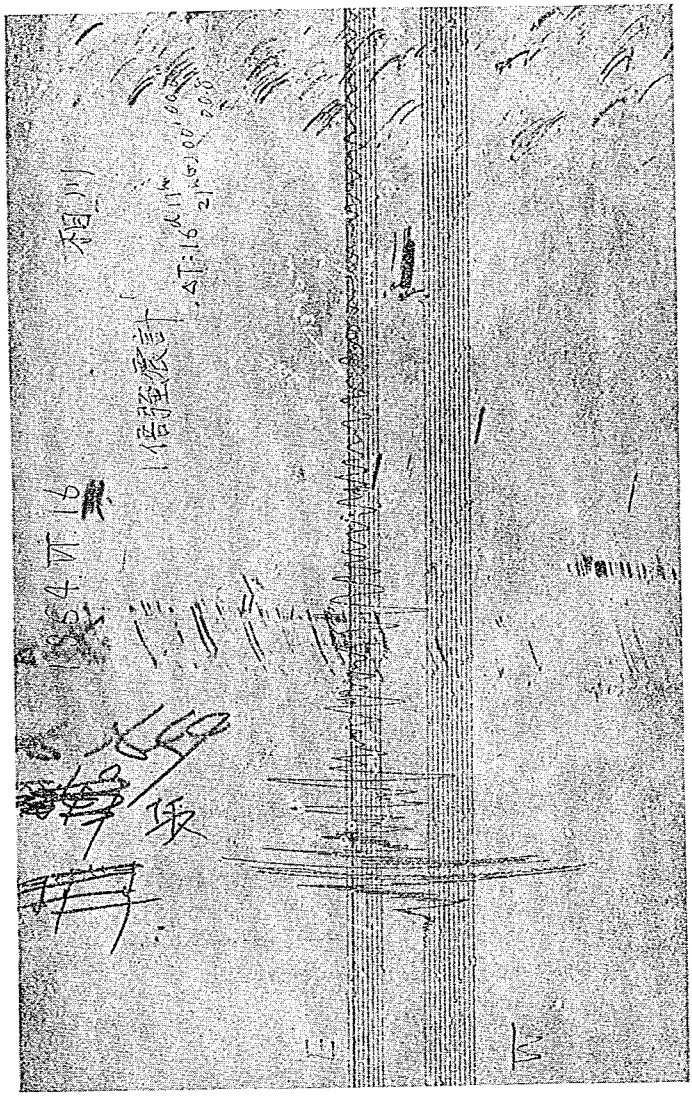


図-I-4-2　変位計記象　　相川測候所　1倍強震計（縮率：0.8）

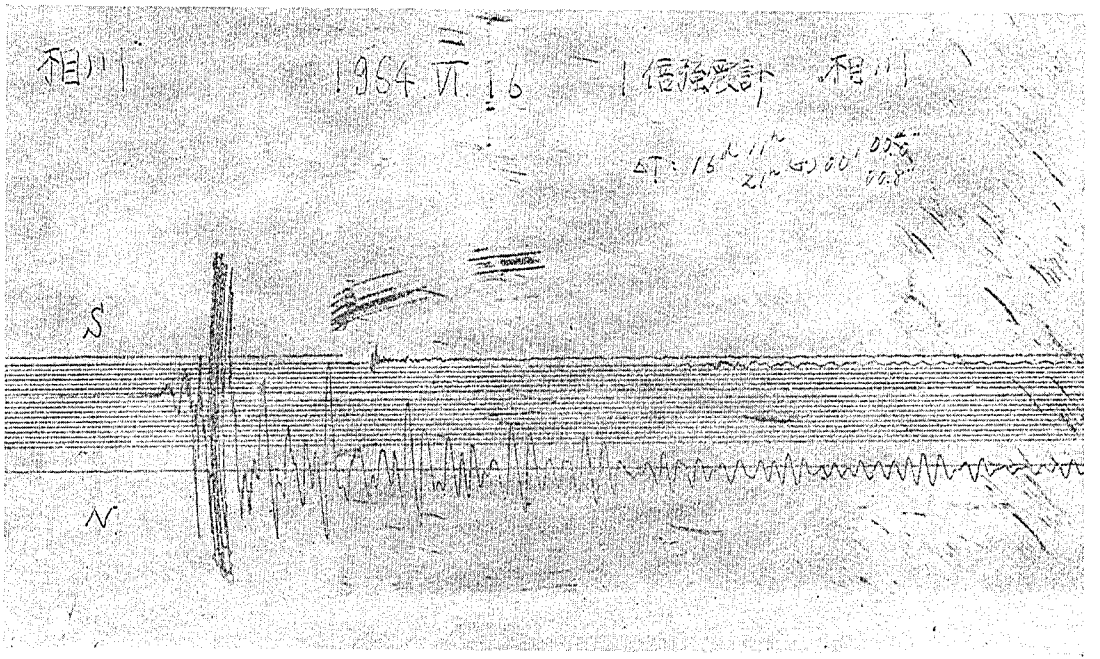


図-I-4-3 変位計記象　相川測候所　1倍強震計（縮率：0.8）

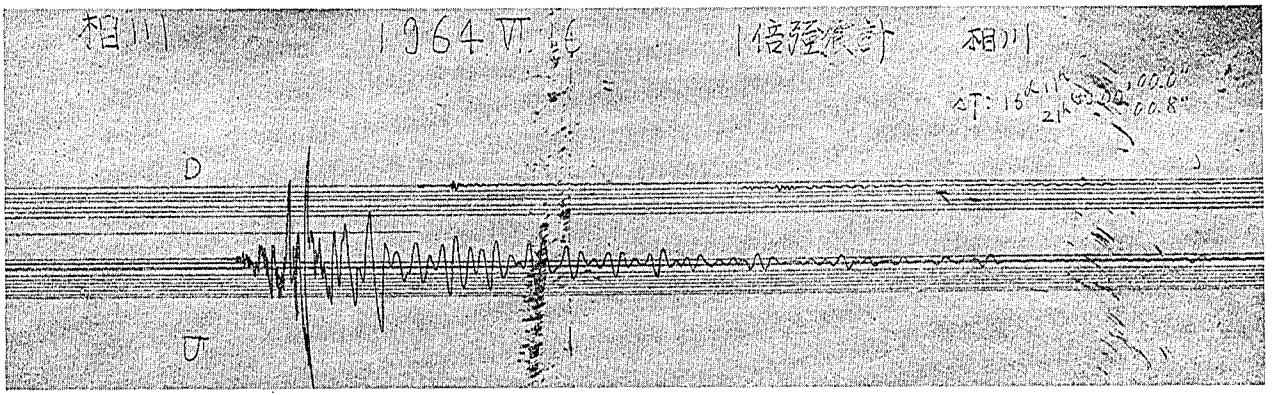


図-I-4-4　変位計記象　　相川測候所　1倍強震計（縮率：0.8）

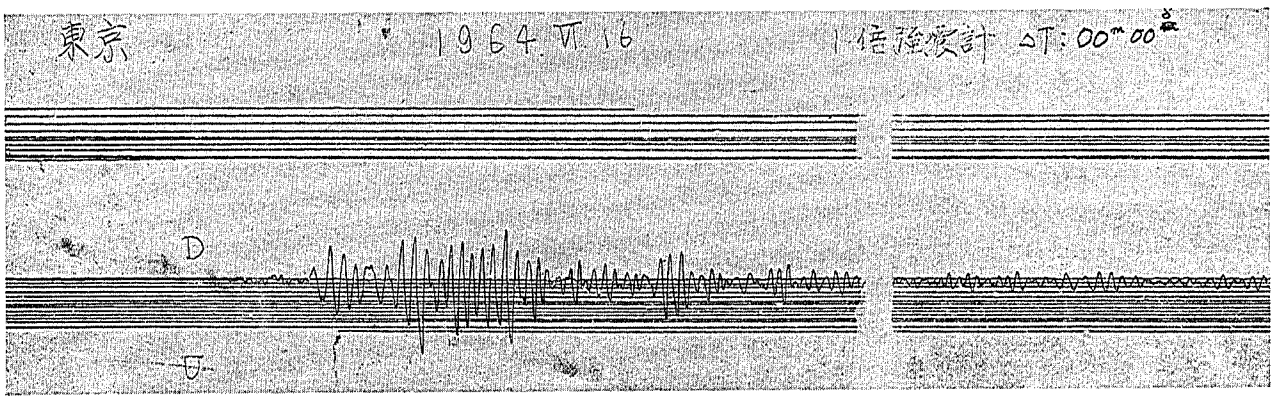


図-I-4-5　変位計記象　　東京管区気象台　1倍強震計（縮率：0.8）

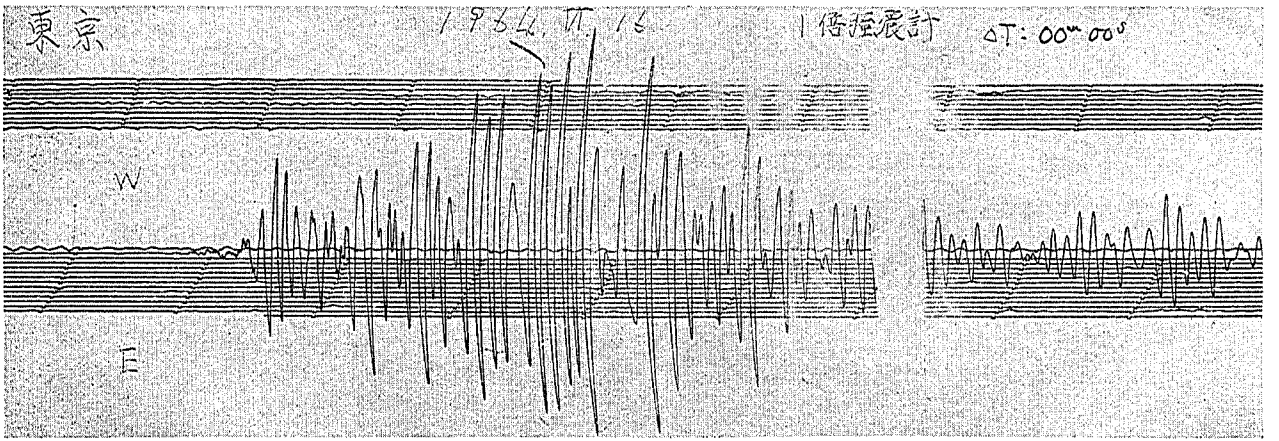


図-I-4-6 変位計記象　東京管区気象台　1倍強震計　(縮率：0.8)

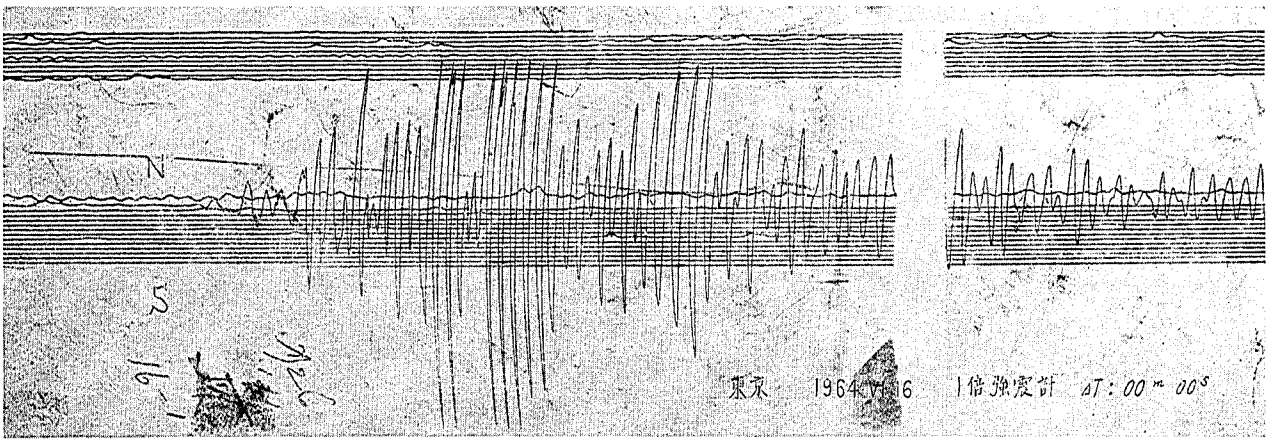


図-I-4-7 変位計記象　東京管区気象台　1倍強震計 (縮率：0.8)

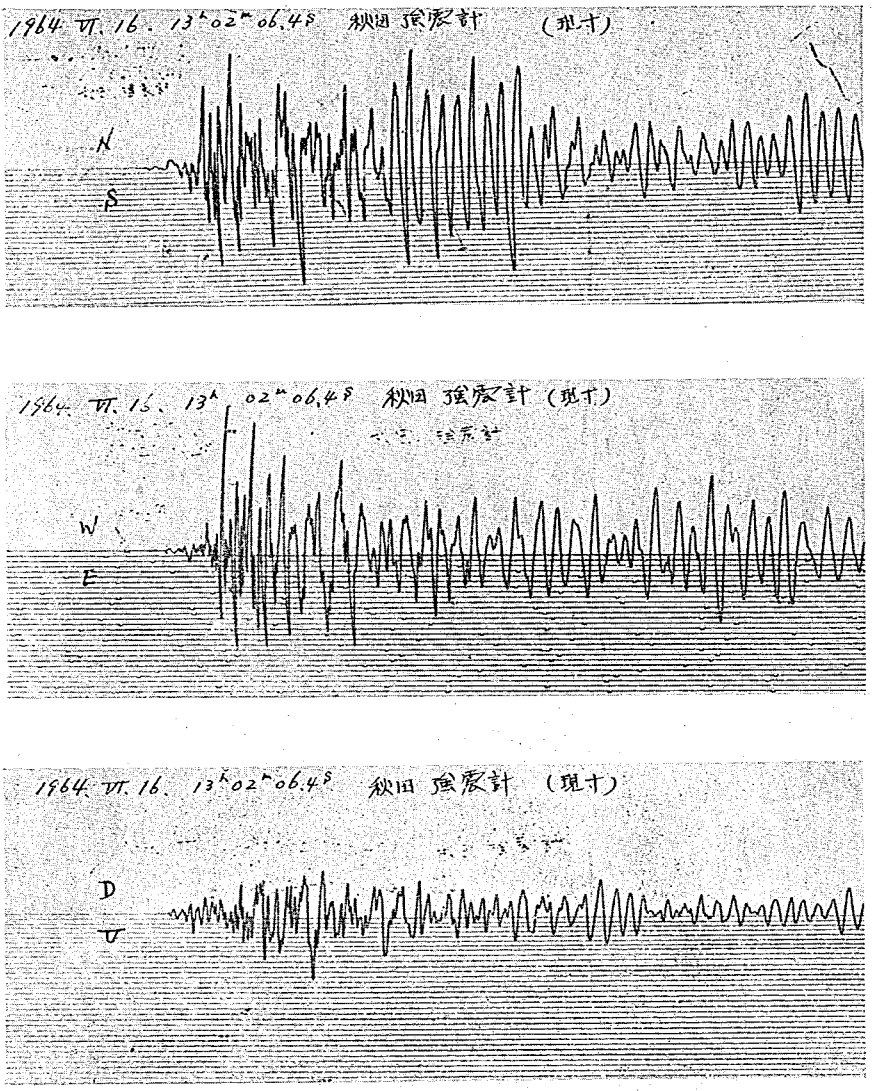


図-I-4-8　変位計記象　　秋田地方気象台　1倍強震計（縮率：0.8）

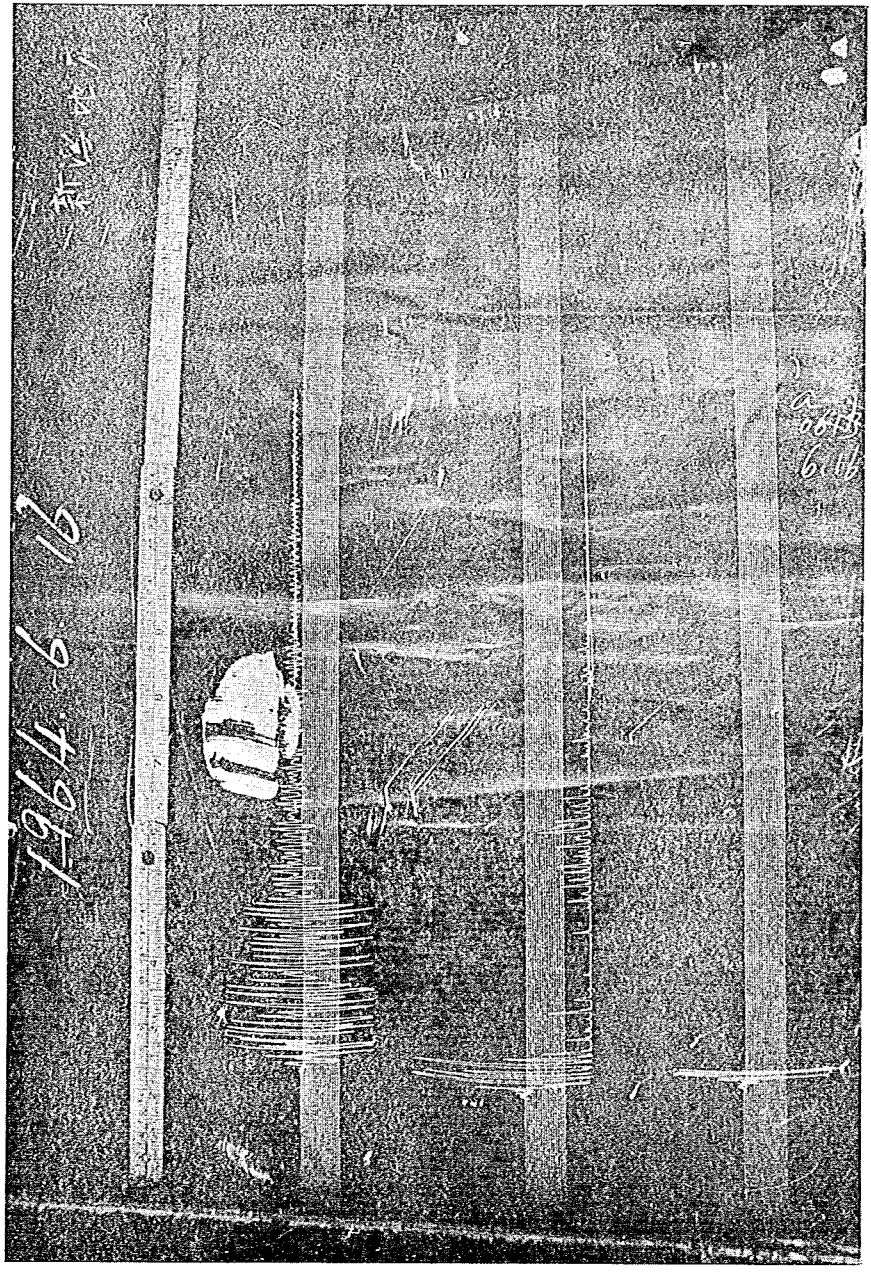


図-I-4-9 変位計記象 新潟地方気象台 1倍強震計（縮率：0.4）

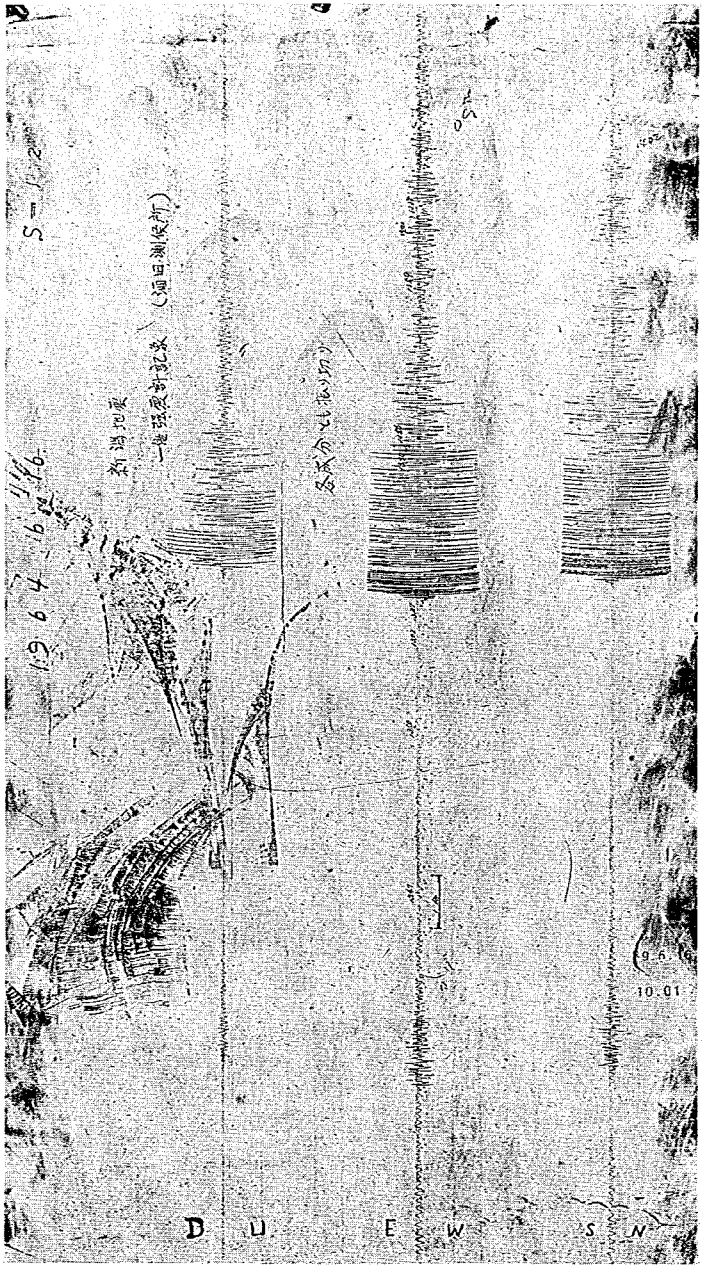


図-I-4-10　変位計記象　酒田測候所　1倍強震計（縮率：0.3）

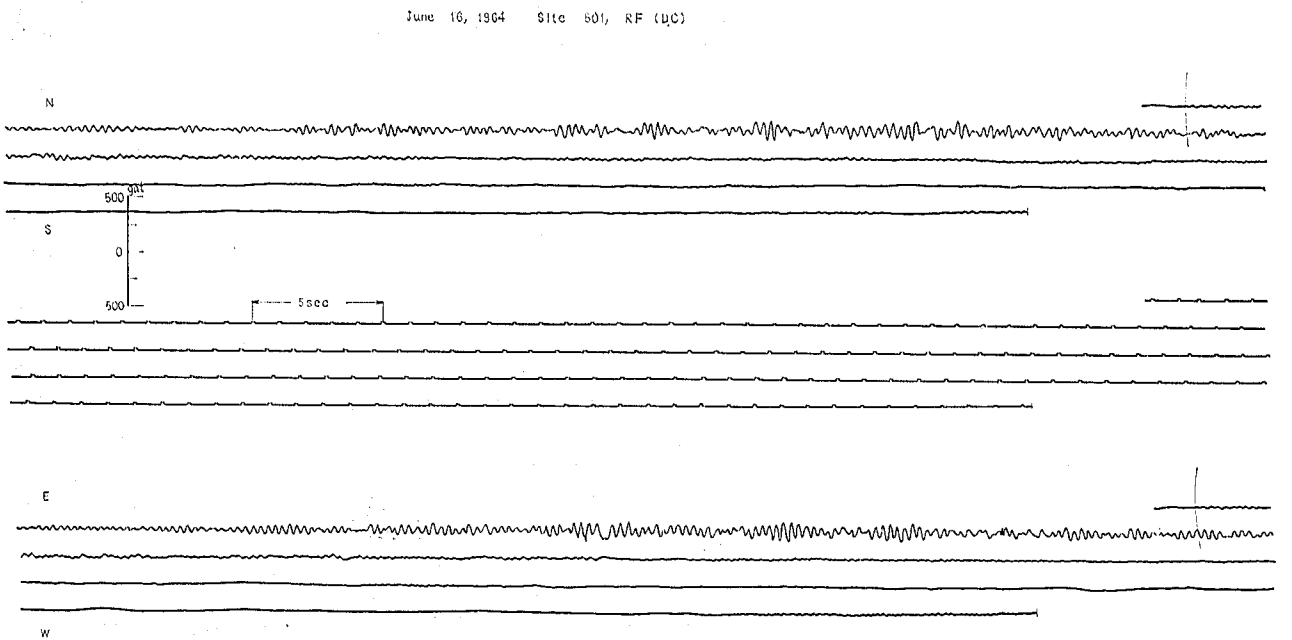


図-I-5-a SMAC記象（仙台・東北大学）

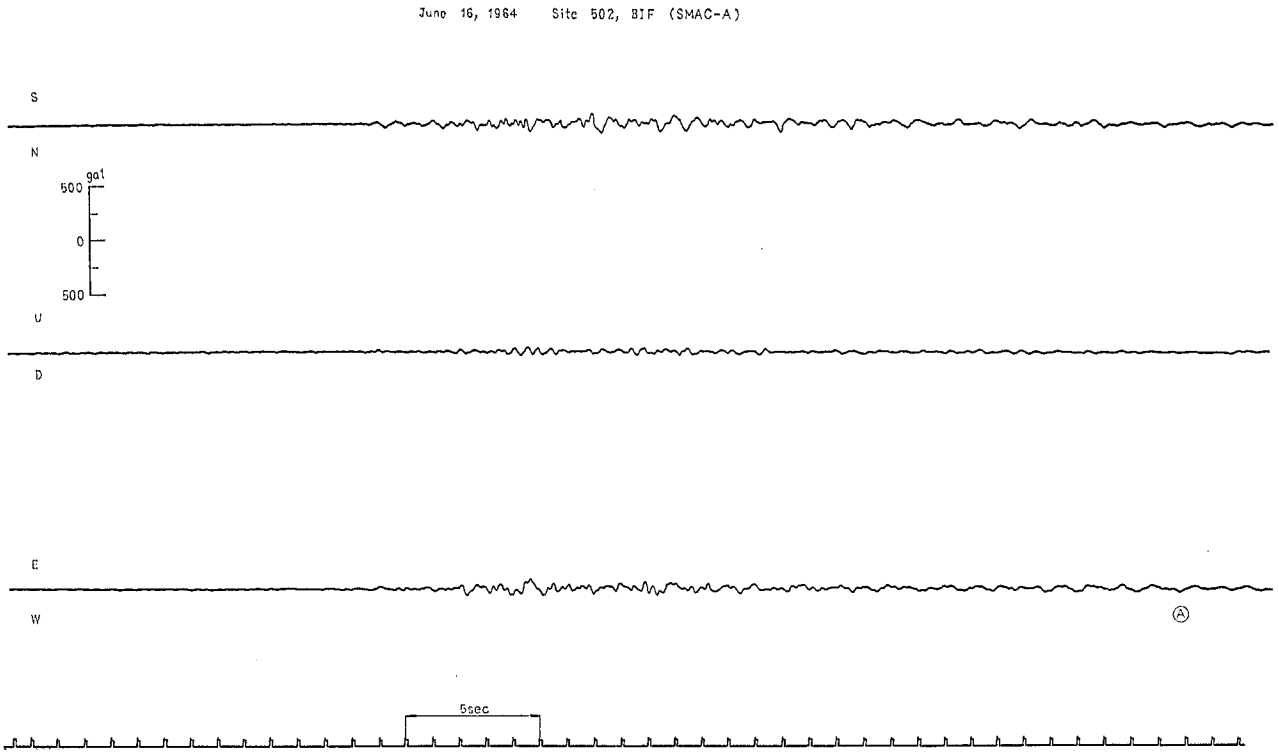


図-Ⅰ-5-b　SMAC記象（秋田・県庁庁舎）

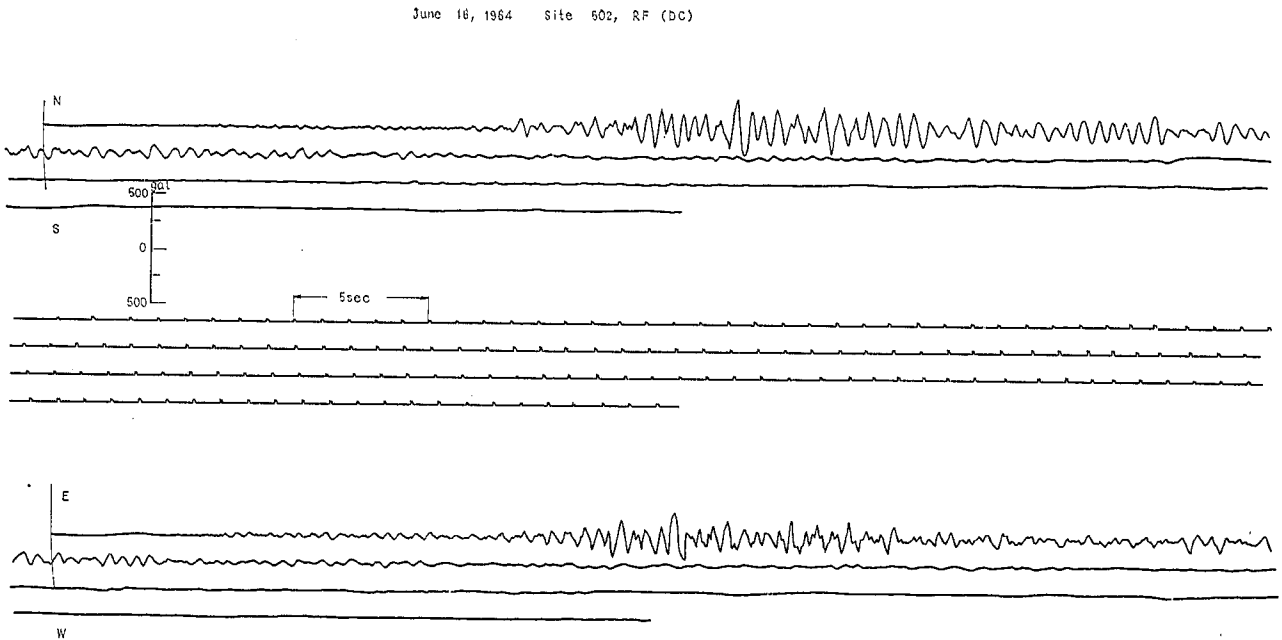


図-I-5-c SMAC記象（秋田・県庁庁舎）

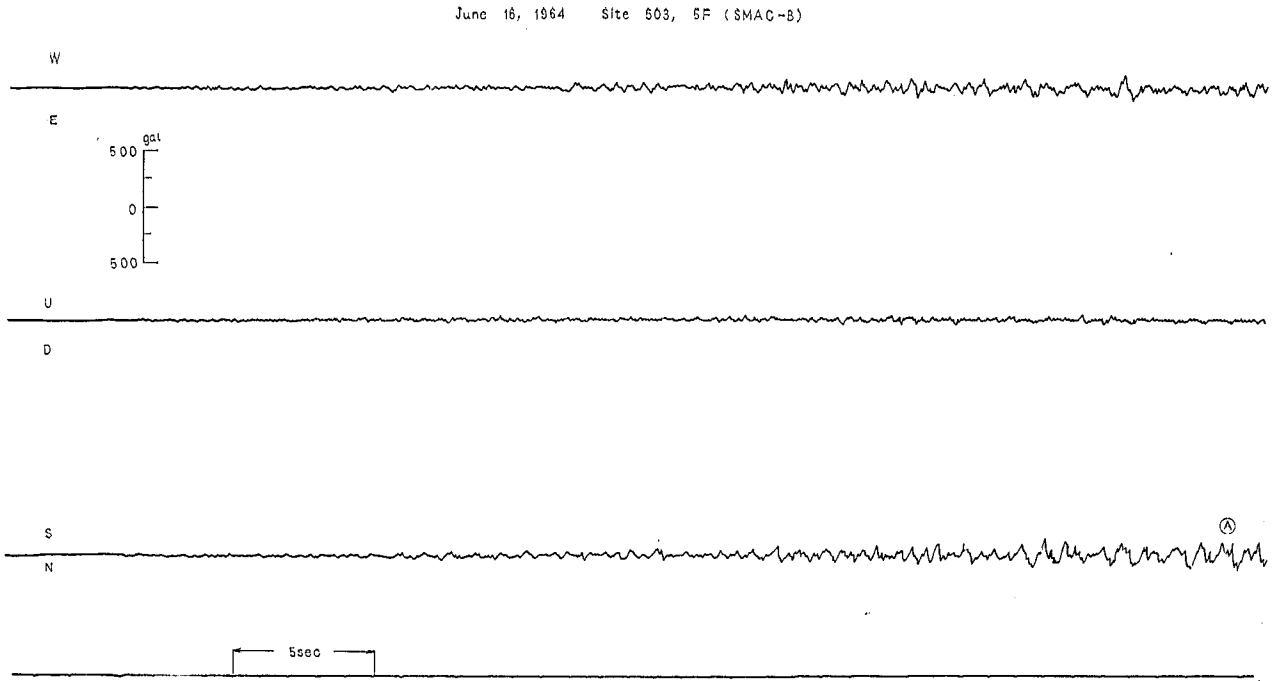


図-Ⅰ-5-d　SMAC記象（仙台・仙台火力発電所）

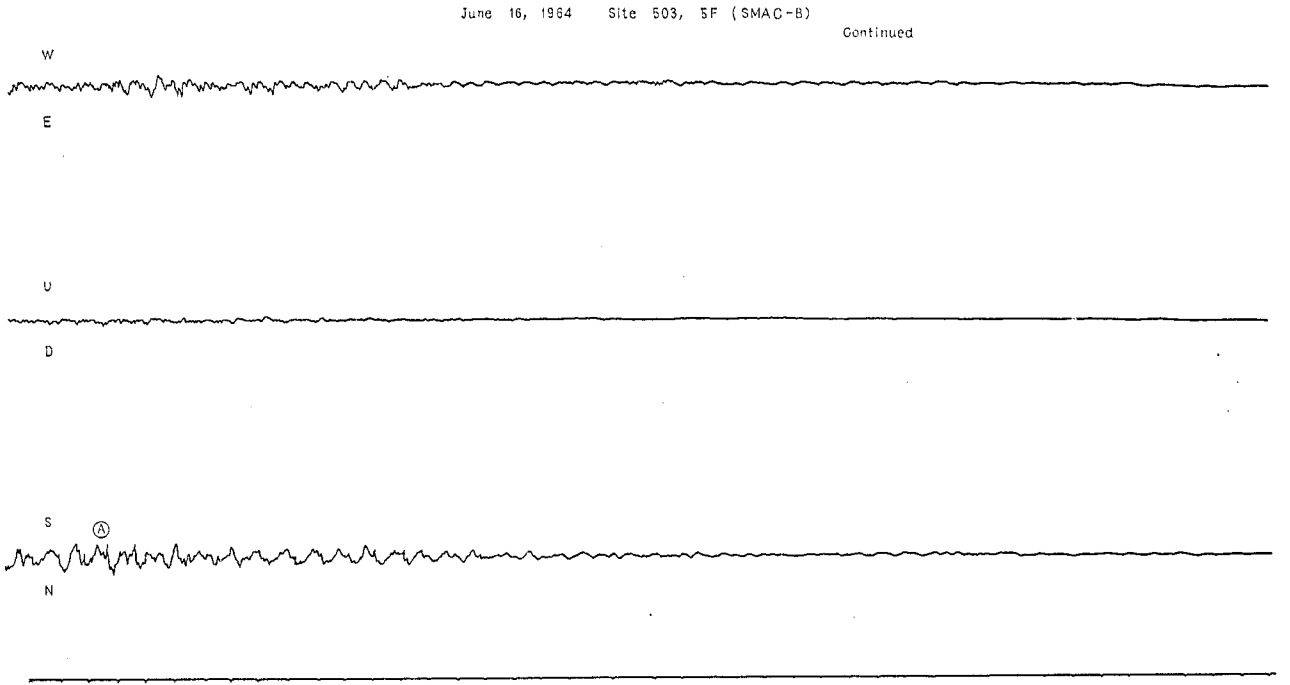


図-I-5-e SMAC記象（仙台・仙台火力発電所）

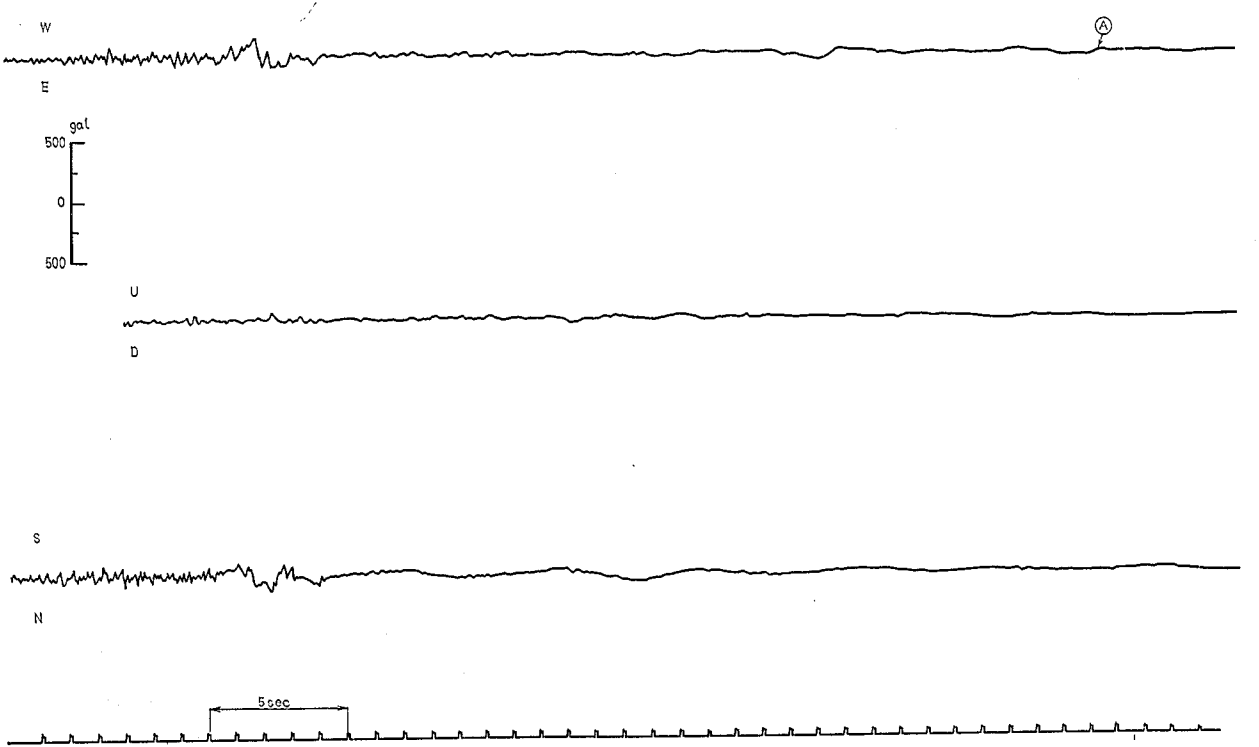


図-I-5-f　SMAC記象（新潟・県営アパート）

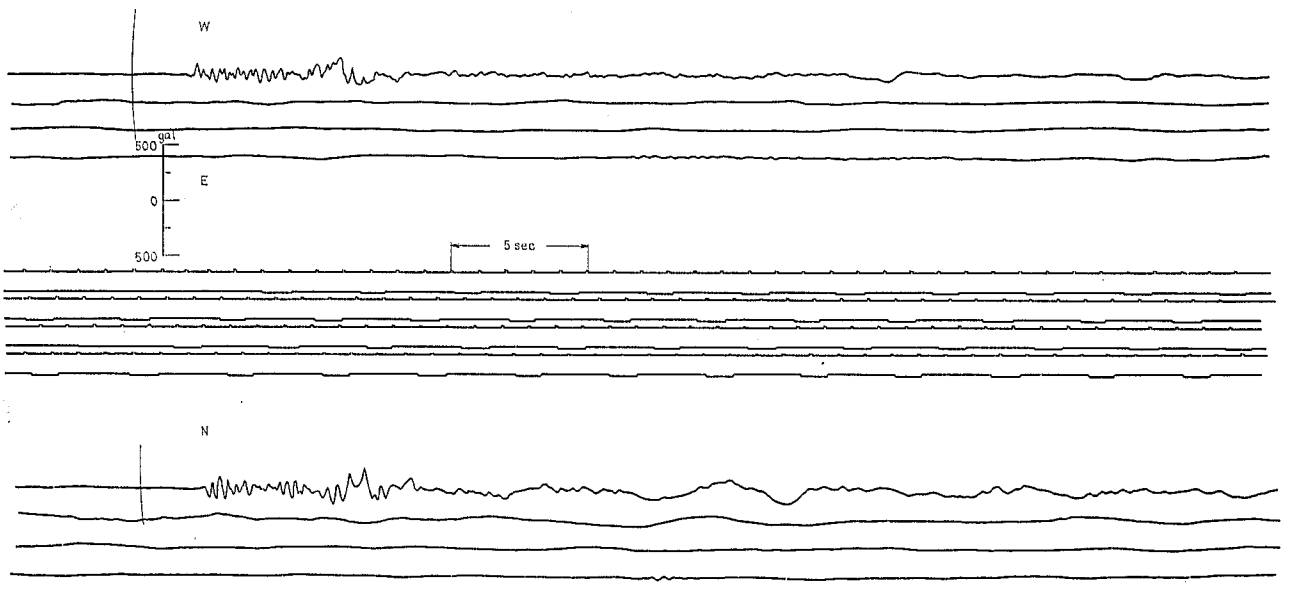


図-I-5-g SMAC記象（新潟・県営アパート）

表-I-2　新潟地震のSMAC記象からの加速度算出

観測点	地震計種類	成分	加速度 (gal)	周期 (sec)	周波数 (cps)	備考
東北大学工学部建築科（屋上）	D C	N	90	0.3	3.6	3～4 cps の波連卓越
		S	100	0.3	3.6	
		E	90	0.3	3.3	きれいな 3～4 cps 付近の波連卓越
		W	100	0.3	3.3	
秩田県庁庁舎 屋上	D C	N	275	0.6	1.6	1.6～2.0 cps のきれいな波連
		S	242	0.6	1.6	
		E	225	0.6	1.7	1.6～2.0 cps の波連
		W	205	0.6	1.7	
秩田県庁庁舎 地下一階	SMAC-A	S	98	0.8	1.3	
		N	85	0.8	1.3	
		U	50	0.5	2.0	
		D	38	0.5	2.0	
		E	88	0.9	1.1	
		W	55	0.9	1.1	
仙台火力発電所（5階）	SMAC-B	W	125	0.7	1.4	短周期あり
		E	107	0.7	1.5	
		U	48	0.4	2.9	短周期あり
		D	43	1.0	1.0	
		S	138	0.8	1.3	短周期あり
		N	150	0.4	2.6	
新潟県県営アパート 屋上	D C	W	155	2.6	0.4	Smoothing
		E	80	2.6	0.4	
		N	190	1.7	0.6	Smoothing
		S	145	1.7	0.6	
		S	145	4.2	0.2	
新潟県県営アパート 地下一階	SAMC-A	W	150	2.2	0.5	Smoothing
		E	86	2.2	0.5	
		U	33	0.3	3.3	
		D	48	0.3	3.3	
		S	93	2.4	0.4	Smoothing
		N	125	2.4	0.4	

表-I-3　気象庁による各地の一倍強震計の観測結果

官署名	震度	発震時 時	分	秒	初期微動継続時間 分	秒	初動	振幅 (mm) 南北	東西	上下
新潟	5	13	01	52		7	(引)			
相川	5	〃	〃	55		4	東北東 (引)			
酒田	5	〃	〃	55		11	— (引)	—	—	—
仙台	5	〃	02	04		16	東 (押)	18.3	23.3	8.3
山形	4	〃	01	57		15	西南西 (引)			
秋田	4	〃	02	06		7	北東 (押)	20.5	20.2	10.5
盛岡	4	〃	〃	13		23	北東 (押)	6.5	7.8	7.6
石巻	4	〃	〃	07		22	—	16.2	10.6	7.9
福島	4	〃	〃	02		18	東南東 (押)	17.3	19.3	9.7
小名浜	4	〃	〃	14		25	南南東 (押)	23.6	24.5	9.5
白河	4	〃	〃	07		16	南南東 (押)			
柿岡	4	〃	〃	18		16	(押)			
前橋	4	〃	〃	14		26	(押)	14.8	23.4	11.3
高田	4	〃	〃	07		13	南西 (押)	67.0	59.0	14.0
長野	4	〃	〃	14		27	北 (引)	25.4	22.5	13.5
輪島	4	〃	〃	14		30	北東 (引)	14.0	12.0	4.5
会津若松	3	〃	〃	57		15	南西 (引)	15.4	30.0	12.2
宮古	3	〃	〃	20		37	北東 (—)	5.3	7.2	5.0
大船渡	3	〃	〃	14		29	東北東 (押)	6.9	6.0	6.1
宇都宮	3	〃	〃	10		24	南南東 (押)	22.3	18.3	8.0
東京	3	〃	〃	24		32	—			
横浜	3	〃	〃	31		—	北東 (押)			
熊谷	3	〃	〃	19		39	北 (引)	23.5	37.8	18.1
秩父	3	〃	〃	20		42				
甲府	3	〃	〃	26		37	—	5.0	2.3	8.5

表-I-3 つづき

官署名	震度	発震時 時	分	秒	初期微動継続時間 分	秒	初動	振幅 南北 (mm)	東西 (mm)	上下 (mm)
松本	3	13	02	22		28	北北東 (引)			
富山	3	〃	〃	18		45	北東 (引)	15.8	16.5	—
御前崎	3	〃	〃	41		—	—	34.6	45.6	21.1
追分	3	〃	〃	16		29	—			
軽井沢	3	〃	〃	17		25		18.8		
青森	2	〃	〃	24		41	北東 (押)	46.3	16.0	7.9
戸水	2	〃	〃	16		31	(押)	31.3	28.8	5.5
銚子	2	〃	〃	26		32		7.6	8.2	4.7
三島	2	〃	〃	33		40	南 (引)			
船津	2	〃	〃	36		30	南 (—)			
飯田	2	〃	〃	34		55	南南西 (押)	4.9	4.0	3.2
金沢	2	〃	〃	24		45	—	15.4	16.4	9.1
松代	2	〃	〃	13		—	—			
森	1	〃	〃	48		29	—			
館	1	〃	〃	37		52	—	2.5	2.3	1.8
函南	1	〃	〃	44	1	12	—			
広帯	1	〃	03	07	1	08	(引)			
戸八	1	〃	02	26		—	北東 (押)	5.1	5.6	5.4
崎富	1	〃	〃	34		—	—	21.7	14.3	5.0
岡静	1	〃	〃	39		48	北西 (押)	3.0	6.0	4.0
山高	1	〃	〃	24		50	北東 (引)			
津	1	〃	〃	57	1	02	—			
井福	1	〃	〃	33		48	—	0.8	0.8	0.5
根彦	1	〃	〃	44	1	01	—			
岡豊	1	〃	〃	51	1	12	北西			
柳潮	0	〃	03	15	1	19	北北東 (押)			
幌札	0	〃	02	57		59		2.6	2.4	1.6
網留	0	〃	03	29	1	36	南南西 (—)			
走崩	0	〃	02	59	1	31	(引)			
川旭	0	〃	03	11	1	21	北北東 (押)			
河	0	〃	02	53	1	01	(押)	3.5	3.7	2.6
尾浦	0	〃	〃	54	1	02	南西 (引)			
路広	0	〃	03	12	1	17	—			
鷲釧	0	〃	〃	01	1	01	北東 (引)			
屋尾	0	〃	02	38		38	南西 (押)	4.9	6.8	1.8
賀名	0	〃	〃	36		48	—	0.6	0.4	0.4
島致	0	〃	〃	40		44		11.3	5.7	4.2
代大	0	〃	〃	34		41		18.6	7.9	4.2
松網	0	〃	〃	42		51	(引)	6.7	8.5	2.5
山浜	0	〃	〃	48						
古	0	〃	03	03	1	08	北 (引)	2.2	6.8	6.1
島亀	0	〃	02	42	1	08	北北東 (引)	6.4	6.0	4.0
丈	0	〃	〃	50	1	10	—			
津	0	〃	〃	56	1	15	—			
戸	0	〃	03	30	2	03	—			
山松	0	〃	〃	08	2	00	(押)			
田戸	0	〃	〃	32	1	38	東北東 (引)			
都山	0	〃	02	55	1	30	東北東 (押)			
歌	0	〃	〃	52	1	20	北東 (引)			
関島	0	〃	03	08	1	20	—			
久	0	〃	〃	53	1	40	—			
分江	0	〃	04	02	1	24	—			
崎岡	0	〃	03	44	2	25	—			
原本	0	〃	04	19	2	26	—			
宮延	0	〃	〃	02	2	15	—			
殿洲	0	〃	03	56	1	38	—			
	0	〃	〃	58	2	00	—			
	0	〃	〃	02	1	10	北東 (引)	2.8	1.5	0.8

表-I-4　余震頻度分布表

日	時	回　数
16日	13時	19回
	19	10
17	1	8
	7	7
	13	2
	19	4
18	1	3
	7	0
	13	4
	19	5
19	1	3
	7	1
	13	1
	19	1
20	1	4
	7	1
	13	0
	19	2
21	1	

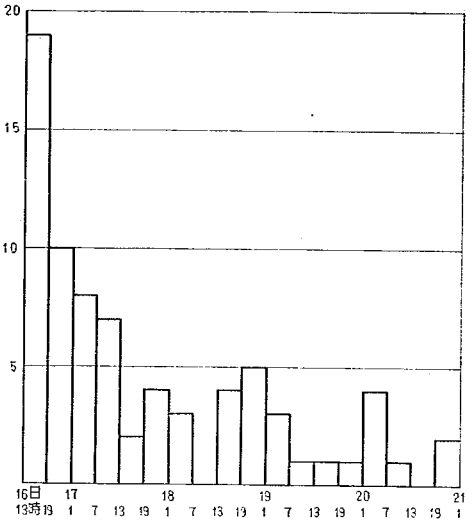


図-I-6　余震頻度分布図

新潟地震の余震は非常に少ないと思われる。余震の数の減衰の状態は一般に日本海側の地震は太平洋側のそれに対して急激に減衰するのが常である。新潟地震の余震はどのような状態であるかを有感地震について表-I-4と図-I-6に示しておいた。

〔2〕津波概況

新潟地震による津波は，富山，新潟，山形，秋田各県の沿岸に波及し，震源地付近での目測波高(最大浸水高)3～4m，その他の海岸で1～2mの津波が観測された。この津波で新潟の低地では，地震による被害のうえに浸水があり，また佐渡の両津港でも浸水家屋を出した。その他船舶にも若干の被害を出した。津波警報は気象庁から13時15分に発令され14時35分に解除されている。一般的な津波の概況を表-II-1と図-II-1に示しておく。また，各地の検潮儀の記象を図-II-2に示した。

新潟地方気象台の調査によると，信濃川での最高波高は気象台付近の最高浸水高のこん跡から判断して180cm(平均海面上)くらいであった。第一港湾建設局新潟港工事事務所がB.M.(二等水準点4～1，T.P.上+3,922cm，新潟地震の影響は補正してない)を規準にして新潟港および信濃川下流地域の津波のこん跡を測量して求めた津波の最高の高さを図-II-3に示した。

また，阿賀野川では河口から1.9km上流にある松ヶ崎自記量水標の記録からこの場所が地震直後約60cmの地盤沈下が起り(図-II-2参照)T.P.上177cmまで水位が上ったことがわかる。また，16km上流にある満願寺自記量水標では津波の影響はほとんど認められない。新川河口においては最高水位T.P.上134cm(14時32分)を記録している。

相川測候所では佐渡の津波来襲の状況を現地踏査し，聞き込み調査によって表-II-2および図-II-4のごとき結果を得た。

山形地方気象台によると酒田港入口付近では13時18分に第2波として全振幅が3mの津波を観測し，その後14時44分に3mの山が再び襲来した。その後，約20分程度の周期で襲来したが次第に津波は弱くなっていった。

この津波を概括的に眺めてみると，津波は概して静かに押し寄せた模様であり，男鹿半島から直江津付近まで佐渡をも含めてすべての場所で"寄せ波"ではじまっている。これは海底で上昇運動があったことを示していると思われる。津波襲来のこん跡をたどってみると，津波の高さの分布はおおむね単純であり，浪源に近いと思われる府屋—塩谷間で高さ約4m，その付近をはなれると急激にその高さは減少し，山形県由良付近から北と，新潟県村松付近から南とでは約1m～2mで浪源からはなれるにつれて振幅は小さくなり，北海道，能登半島以西では1m以下の振幅となっている。府屋，岩船地区の聞き込み調査によると第一波が最高であるらしいが，富山港や七尾港の検潮記象をみると第一波はそれ以後の波に比較して小さい。

津波の周期は，近地津波としてはかなり長周期で，20分から60分程度まであるように見えるが，正確には検潮儀の記象を解析してみなければならない。

津波の最大波高の分布および周期と第一波出現時間などから，堀浦が津波の逆伝播図を作って地変が地震と同時に起ったと仮定して浪源域を推定したのによると，浪源は府屋，塩谷の沖合で海岸に平行な細長い海域と推定され，長軸の長さは約90kmあり，本震震央はこの浪源

表-II-1　津波概況表

検潮所名	第一波到着時刻 時分	押引の別	最高波（推定潮位上） 発現時刻 時分	最高波（推定潮位上） 振幅 cm	最大全振幅 発現時刻 時分	最大全振幅 全振幅 cm	平均周期 分	所属	記事
岩内			(15.00)	60					
江差			17.05	40					
北金ケ沢				40					検潮儀
深浦			17.00	170					
岩崎			(17.00)	180					検潮儀（気象庁）
船越				90					検潮儀
船川				170					〃
門前				80					現地踏査
払戸				130					検潮儀
秋田				70					秋田地方気象台観測
秋田港			15.07	150					
岩城町				100					現地踏査
本荘				50					〃
西目				200					〃
仁賀保(平沢)				80					〃
金浦				100強					〃
象潟				150～200					〃
滝浦				200					〃
吹浦				100					〃
酒田	13.39	押	19.10	71				建設省	
酒田				310					酒田測候所観測
酒田湾内			14.47	300					
十里塚				160					現地踏査
浜中				160					〃
湯野浜				140					〃
加茂				140					山形県加茂港工事事務所観測
鼠ヶ関			13.20	350					
上海府			13.10	390					
岩船			13.20	350					
佐渡両津			(14.00)	300					
新潟			14.30	180					
直江津	14.02	押	15.55	173T	15.55	278		新潟県	
魚津	(14.10)	押、	(15.40)	38	(15.40)	97	(約60)	富山県	
			15.27	48T					
富山	14.10	押	(15.00)	100以下	15.27	52		運輸省	
			(15.38)	61T					
伏木	(14.07)	押	15.25	80	15.38	68		〃	
七尾	14.30	押	16.50	63	17.10	97	23	〃	
			15.45	37					
輪島	14.15	押	14.45	120	14.35	63	24	国土地理院	13時27分から14時37分まで欠測
大野					18.04	52		運輸省	
金石	14.48	押			19.38	70		金沢市	
敦賀	15.10	押	20.52	46	20.52	107	24	福井県	
舞鶴	17.20	押	19.02	38	18.10	57	(約60) (約120)	海上保安庁	
宮津	15.35	押	21.18	63	21.18	115	39	気象庁	
浜田			20.10	32					

（注）

A．発現時刻欄には記録のピーク時を記載してある。

B．最高波の振幅の欄でTを付したものは，T．P．（東京湾中等潮位）上の値を示す。

C．（　）内の数字はあまり正確でない。

D．鞆島港の第一提防の先端（検潮所の東方 560 m の地点）では，最大全振幅 215 cm（14 時45分）を実測した。

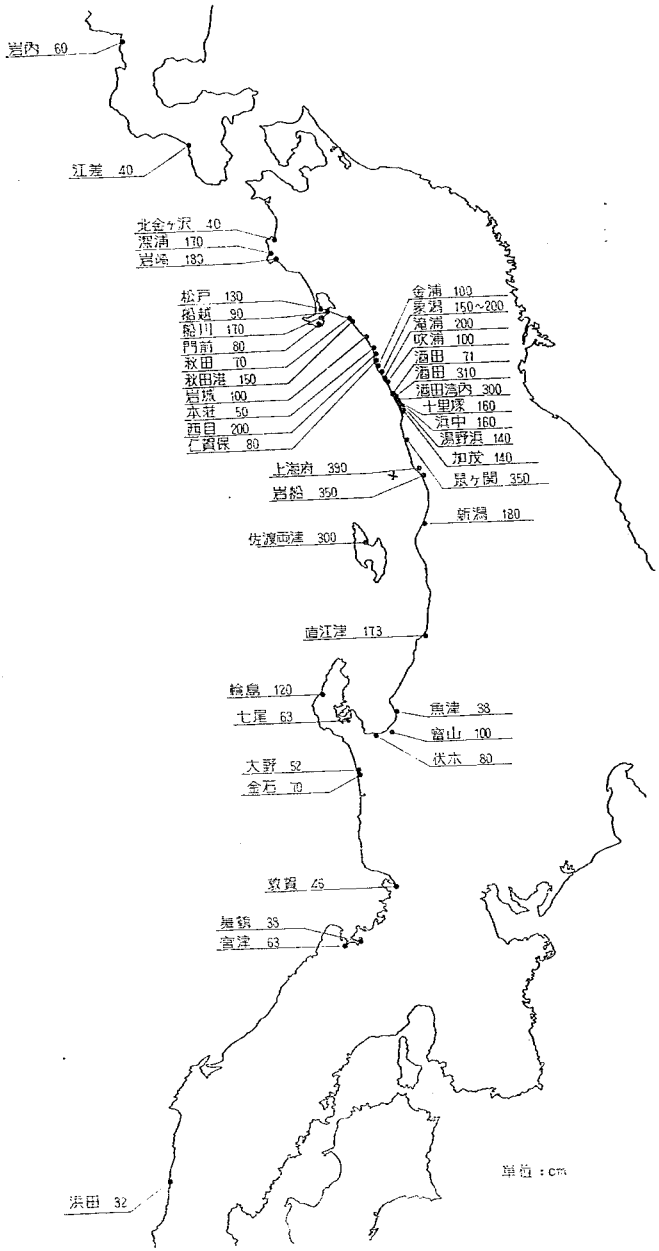
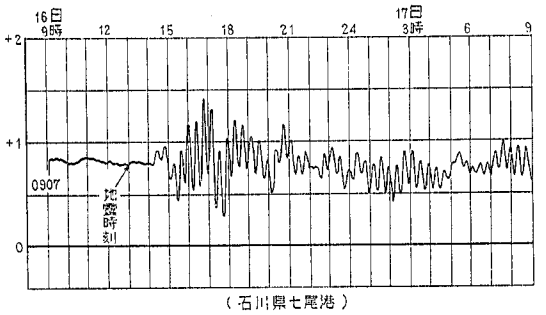
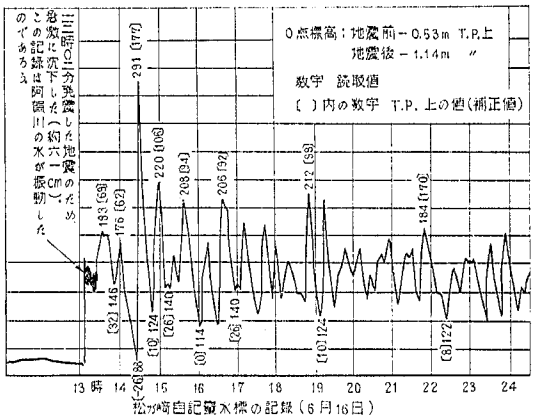

岩内 60
江差 40
北金ヶ沢 40
深浦 170
岩崎 180
松戸 130
船越 90
船川 170
門前 80
秋田 70
秋田港 150
岩瀬 100
本荘 50
酒目 200
仁賀保 80
金浦 100
象潟 150~200
滝浦 200
吹浦 100
酒田 71
酒田 310
酒田港内 300
十里塚 160
浜中 160
湯野浜 140
加茂 140
県ヶ関 350
上越府 390
岩船 350
新潟 180
佐渡両津 300
直江津 173
輪島 120
七尾 63
魚津 38
富山 100
伏木 80
大野 52
金石 70
敦賀 45
福鎮 35
宮津 63
浜田 32
単位：cm

図-II-1　津波概況図



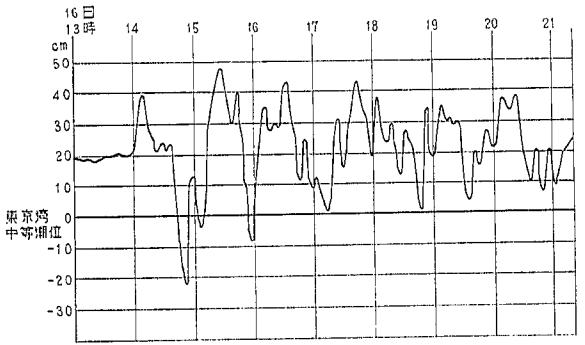
（石川県七尾港）

（1）



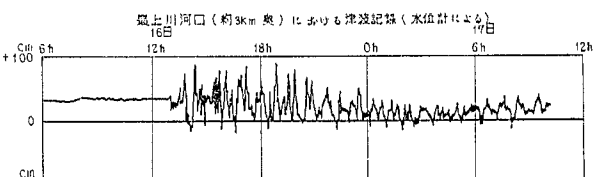
松ヶ崎自記験水標の記録（6月16日）

（3）



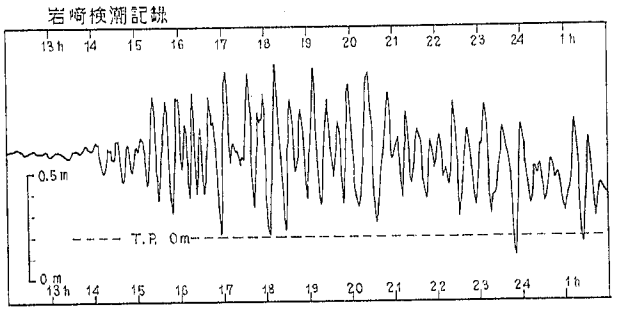
（富山県富山港）

（2）

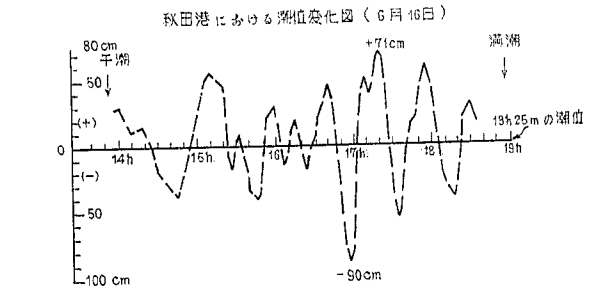


（4）

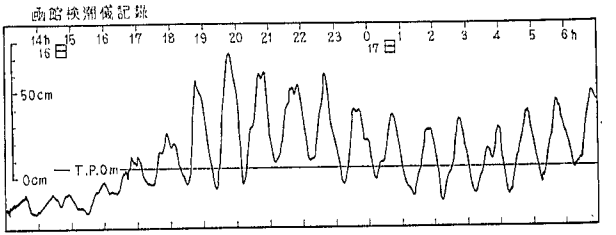
図-II-2 検潮儀記象



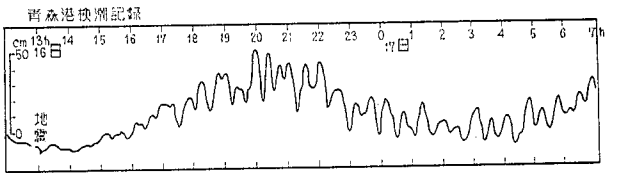
(5)



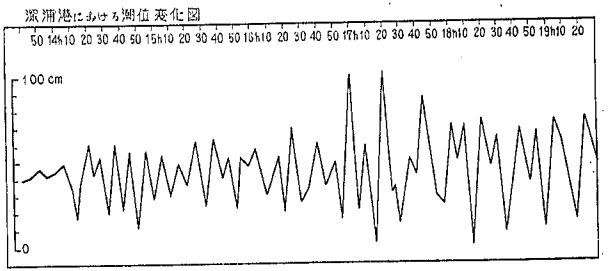
(6)



(7)



(8)



(9)

図-II-2　検潮儀記象

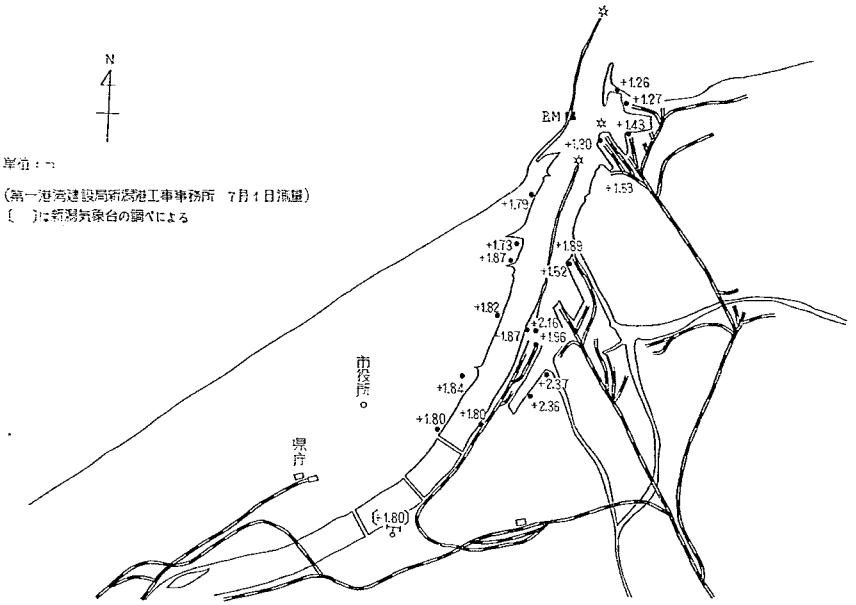


図-II-3　津波概況図（新潟市）

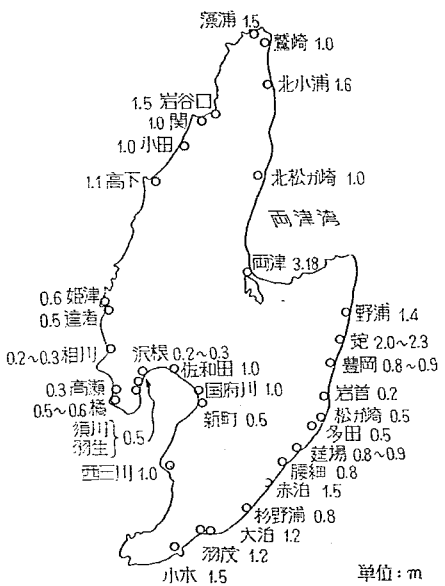


図-II-4　佐渡の津波概況図

域の中央やや南寄りに位置し，粟島は浪源域に含まれ，海底では大きな地殻変動があったと推定している。

津波の最大波高の分布は地形の違いにより，細かくみれば相当の差がみられた。岩船地区では砂浜へのかけ上りによって高さが6mに達したところもあるということである。

粟島および飛島では津波の高さは低く，しかも粟島は地震発生と同時に約1.5m近く隆起したことにもより，地震前の水位上数10cmまでしか来ていない。しかし流れは相当早かったらしく，粟島南端付近にはってあった定置網が流されたとのことである。

佐渡では浪源に相対する北西部では1～3mの波高を示しているが，浪源の反対側の相川付近では20～30cm程度の波高を示したにすぎない。

〔3〕被害状況

新潟地震は，久し振りに日本を襲った大地震で日本海側の主として東北地区に大きな被害をもたらした。ただ震源域が海の中にあったためより大きな被害を受けなかったことは不幸中の幸いであった。この地震が福井地震のように，内陸に震源域をもつものであったならば，被害はより増大したことであろう。とはいえ，各地の地震記象から判断して相当大きな地震動であったことも事実であり，特に軟弱地盤地域が多い新潟市では甚大な被害を出している。

近年急速に発展している各都市の近代化に伴ない，建

表-II-2　佐度の津波概況表

地点名	第一波到達時刻 日	時 分	最大波高 波高 m	その襲来波	襲来回数 回	周期 分
野浦	16	13. 30	1.4	第2波	4～5	
両津		14.20～14.30	2.0～2.3	3	6～7	
豊岡		14. 00	0.8～0.9	3	7	
岩首			0.2			
松ガ崎		14. 00	0.5	2	3	
多田		14. 30	0.5	3	3～4	7
羽場		13. 40	0.8～0.9	3	5～6	7
雑細		14. 00	0.8	2	4～5	15～20
赤泊		14. 00	1.5	2		30
杉野浦		13. 30	0.8	2		15
大泊		13. 40	1.2	2	9	15～30
羽茂		13. 40	1.2	2		10
小木		13. 30	1.5	4	5	
西三川			1.0			
新町			0.5			
国府川		15. 00	1.0			5～10
佐和田		14.30～15.00	1.0			
沢根		15. 00	0.2～0.3			5
須川		13. 20	0.5			7～10
羽生						
橋			0.5～0.6			
瀬			0.3			
高川			0.2～0.3			
相者			0.5	2～3	2～3	
達津		13. 40	0.6			
姫下		13. 40	1.1	2	5～6	
高田		13.30～14.00	1.0	4～5		
小関		13. 30	1.0	2～3		
岩谷口			1.5	2，3	3	
藻浦		13. 20	1.5		4～5	
鴛崎		13. 30	1.0	2～3	4～5	
北小浦		13. 15	1.6		数回	
北松ガ崎		13. 10ごろ	1.0		3	5
両津（佐渡汽船）		13. 28	3.18	3	19	
両津（波止場）						
両津（春日町）		13. 28	3.22	3	19	
両津（漁港）						

築物，構造物をはじめ，港湾構造物，橋梁，堤防，河川，道路，鉄道，通信，電気，水道，火災等における被害が従来にない深刻さで科学技術および社会に大きな問題を提起した。今回の地震による各方面の被害を徹底的に調査研究し，将来の地震災害を最小限に食い止めるよう努力しなければならない。

構造物，橋梁をはじめ各分野についての被害の詳細については，他の部門で述べることになっているので，本節では全般的な被害概況について最も被害の大きかった新潟を主として報告する。

まず今回の地震の被害の概要を表-III-1に県別に示してみた。これからみると秋田，山形，新潟と震源に近い三県の被害が大きい。そのうちでも新潟の被害は甚大で地盤との関連性が大きく，とくに軟弱地盤の地域に集中的に発生した。震央に近い岩船郡，北蒲原郡でも局部的に被害を出した。震央から約50kmはなれた新潟市では信濃川沿岸地帯での地盤の不等沈下，亀裂，砂と地下水の噴出，流砂現象が起り，木造家屋から高層建築に至るまで傾斜，倒壊の被害を受けた。その外，酒田市，鶴岡市でも堤防の亀裂，家屋の倒壊による被害を出し，津波による沿岸地帯の被害も相当大きかった。

次に各県別に被害状況を詳記する。

（1）新潟県

新潟県の被害は，地震により海岸沿いの県北端の岩船郡から小千谷市にかけての新潟平野を帯状に（幅約30～40km)に発生しており，特に河川の下流域の軟弱地盤上に被害が集中している。軟弱地盤が被害を増大させたと思われる地域としては，信濃川，阿賀野川の河口にある新潟市をはじめ黒崎，味方，和島。胎内川，荒川の下流域にある富岡，大出，乙，海老江，荒屋，塩谷。また，三面川河口の村上，滝の前などがあげられる。津波による被害としては，県下沿岸各地に発生したが，特に三面川河口付近は発震後間もなく(約5分)波高3～4mの津波が押し寄せ，漁船を水田に打ち上げたが人家には被害がなかった。また石川河口にある岩船港では13時20分ごろ3.5mの津波が来襲し，漁船を陸に打ち上げ，河口付近と船が川をさかのぼってひっかかった明神橋の両側付近の建物（約50棟）に浸水を起させた。また地震後約30分

表-Ⅲ-1　県別被害概況表

被害別単位 ＼ 県名			秋田	山形	新潟	福島	宮城	群馬	長野	石川	島根	合計
人的被害	死	人	4	9	13							26
	負傷	人	25	91	315	12	1	1	2			447
	行方不明	人										
建物	全壊	棟	22	650	1,448	14						2,134
	半壊	棟	67	840	5,376	6			4			6,293
	流失	棟										
	全焼	棟			290							290
	半焼	棟			1							1
	床上浸水	棟	9	16	9,446					3		9,474
	床下浸水	棟	142	23	5,544					113	1	5,823
	一部損傷	棟	6,116	5,554	19,472	83	13	1	27		38	31,304
	非住家被害	棟	3,859	2,767	10,556	86	4	5	5			17,282
耕地	水田 流失埋没	ha	47	786.8	3,623.9							4,457.7
	水田 冠水	ha	25	42	2,111.3					74.5	10	2,262.8
	畑 流失埋没	ha			391.5			0.02				391.52
	畑 冠水	ha			476.2							476.2
道路	損壊	か所	49	185	759	15		1				1,009
橋梁	流失	か所	7	4	67							78
堤防	欠壊	か所	1	6	56							63
山(崖)くずれ		か所	1	35	111	17	3	1				168
鉄道	軌道	か所	10	22	86	5	5	1	1			130
通信施設		回線	512	458	23,114	1	25	3				24,113
木材流失		m³			8,530							8,530
山林焼失		ha										
船舶	沈没	隻			23							23
	流失	隻	3		3							6
	破損	隻	5	4	149							158
	ろかい等による舟	隻			59							59
罹災世帯数		世帯	94	1,505	16,357	24						17,980
罹災者概数		人	453	7,331	78,566	114						86,464

秋田　山形　新潟　福島　宮城は7月1日現在　　長野は6月18日現在

群馬　石川　島根は6月19日現在

間隔で新潟市は津波に襲われ，市内低地で多くの浸水家屋を生じた。

山くずれは早川以北の海岸一帯に見られた。地すべりは荒川河口の軟弱地盤にある海老江，荒屋にみられ，水路を埋め，その湛水による被害が目立った。また，新潟市の青山地区では砂丘が崩れて10軒ばかりの家が倒壊し，3人の死者を出し，付近を走っている国道116号線を2m近く隆起させている。

気象庁が6月25日現在の被害状況のもとで県下の被害率分布図を作製した。その図を図-Ⅲ-1に示してみた。被害率の定義を付記しておくと，

$$\text{被害率} = (\text{建物全壊}+\text{半壊}) \div \frac{\text{人口}}{5} \times 100$$

で表現される。図-Ⅲ-1の被害率の計算をする場合の人口は昭和37年3月31日現在で計算してある。また，県下の被害表は表-Ⅲ-2に記してある。

河川の被害は阿賀野川，信濃川に集中し，堤防，護岸などの亀裂，陥没，傾斜などであり，それらの被害個所を図-Ⅲ-2および表-Ⅲ-3に記入してある。

被害は信濃川，阿賀野川の河口より約5kmの範囲内に集中的に発生し，堤防，護岸，水門などが大きな被害を受けている。堤防に発生した亀裂は，ほとんどが川に沿った方向をもち，深さが2mに達するものもみられた。また，沈下は甚しい場所では2～3mに達していた。この外，護岸は沈下，傾斜，亀裂，倒壊などの被害を受けた。

橋梁の被害は新潟市内の昭和大橋をはじめとし，主な橋梁の被害だけでも20橋を越している。これら主な橋梁の被害を表-Ⅲ-4と図-Ⅲ-2に示しておく。

道路の被害もいちじるしく，アスファルト道路はいたるところ亀裂を生じ，コンクリート舗装はジョイント部で分離し，歩道はブロックが散乱して一部地域では地下水と砂で路上が覆われ，その深さ1mに及んだところもあった。新潟市についての被害は別の項で報告するのでここでは新潟市以外の道路被害について概括的に述べることにする。

(A) 新潟市新崎—新発田市

この区間では交通不能となるような被害はなかったが

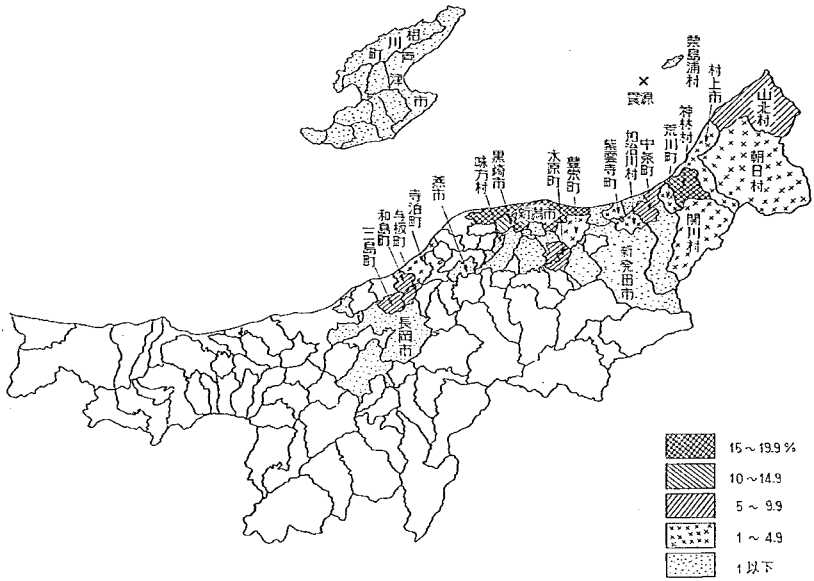


図-Ⅲ-1　新潟県被害率分布図

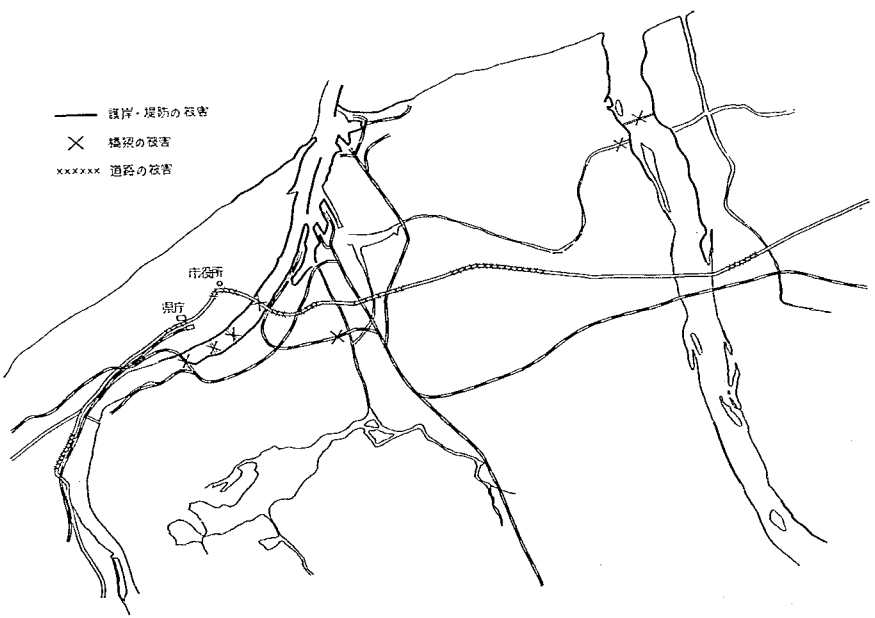


図-Ⅲ-2　阿賀野川・信濃川の堤防・護岸，橋梁，道路の被害図

表-Ⅲ-2　警察署別被害発生状況表

被害種別	署別		新潟中央	新潟東	新潟西	村上	中条	新発田	豊栄	水原	津川	五泉	新津	亀田	白根	巻
人的被害	死者	人	3	6	2											
	負傷者	〃	29	98	2	25	1	23	37	6	3	4	6	2	21	1
	行方不明	〃												3	21	1
建物被害	全半壊	棟	219	617	104	208	57	25	43	102						
	流失	〃	1,965	1,718	264	418	93	56	143	252			20	11	89	17
	全焼	〃														
	半焼	〃	4	286												
	床上浸水	〃		1												
	床下浸水	〃	4,239	4,910	9	37									3	
	一部破損	〃	2,058	2,932	9	26	146							10	40	100
	非住家被害	〃	2,427	6,891	46	1,370	520	2,911	1,397	264	1	11	159	26	348	361
			255	658	102	1,367	289	4,809	230	271		3	185	10	108	54
耕地被害	水田 流失埋没	ha		226.9		388	142	370	1,136			18	30		76	
	冠水	ha		465.8	66	614	76		65	140				500	87	.
	畑 流失埋没	〃		68.4		13	50	37	86.1				4		75	
	冠水	〃		265.2	22	2			75	7				35	32	
道橋堤山鉄通木山	路損壊	個所	230	236	12	35	4	45	22		4	5	24	12	23	16
	梁流失	〃		21	2	4	1	6	5				7	7	10	
	防決壊	〃	1	6		5	2		8				3	2	14	1
	(崖)くずれ	〃				47	6					1	1			
	軌道被害	〃	1	17	2	10		2	5	1	4	1	3		8	1
	信施設被害	個所	22,249		59	90	22	50	70	17	12		2	157	240	27
	材流失	m^3		8,530												
	林焼失	ha														
船の被害	沈没	隻		19	2											
	流失	〃				3										
	破損	〃		109	5	35										
	ろかい等による舟	〃		50		5			1							
りり災	世帯	数	6,392	7,346	363	659	171	81	181	354			20	11	113	20
	者	数	23,315	36,711	1,462	3,879	877	355	1,022	1961	3	4	94	57	646	109
出動警察官		数														
出動自衛隊員		数														
出動消防団員		数														

表-Ⅲ-3　河川被害表（新潟県）

阿賀野川

地先名	工種	数量	被害状況
新潟市下山	堤防	1,350m	亀裂，陥没
	護岸	1,276.4m	〃　〃，崩壊
新潟市松浜町大浜	堤防	70m	土留壁転倒
〃	特殊堤	800m	傾斜，法覆亀裂，陥没
〃	導流堤	250m	陥没
新潟市名目所	堤防	2,600m	亀裂，陥没，崩壊
	護岸	1,580m	
	水制	8カ所	
〃　一日市	護岸	430m	亀裂
	水制	3カ所	陥没
〃　潟川	護岸	200m	亀裂
〃　新崎	〃	50m	〃
北蒲原郡豊栄町	〃	270m	〃
新潟市細山	〃	810m	〃
〃　下山	樋管	1カ所	破壊，陥没
〃　〃	樋門	1カ所	陥没
〃　名目所	水門	1カ所	胸壁破壊
〃　一日市	水制	3カ所	陥没
北蒲原郡豊栄町大通	堤防	60m	亀裂
新津市新郷屋	護岸	100m	〃
北蒲原郡豊栄町厩塚	〃	2,001m	〃
中蒲原郡横越村小杉	堤防	230m	〃
北蒲原郡京ケ瀬村嘉瀬島	〃	120m	〃
新潟市津島屋	護岸	1,219m	〃
新津市下新	〃	150m	〃
〃	堤防	69m	〃
五泉市羽下	樋管	1カ所	〃，傾斜

（7月7日17時　分現在最終）

燕	加茂	三条	見附	長岡	栃尾	与板	小千谷	小出	六日町	十日町	柏崎	柿崎	直江津	高田	新井	安塚	糸魚川	相川	西津	合計
2	6	2		15		12	5				2 9					1		3	2	13 315
		1	20			20												7		1,448
6		1	19	12		252	1				28							7	4	5,376
																				290
																				1
			4																244	9,446
			52			46												20	105	5,544
32	31	277	830	50		1,122	186	3		22	75	44				15		38	12	19,472
4	6	309	857	45		385	506			1	41	11				9		28	13	10,556
180	46.5	176.4	541.5	279	3.5	0.7	0.3			2.1	7									3623.9
7	9.9	70						0.2										0.4	10	2111.3
51	4	3																		391.5
			38																	476.2
3		4	8	6	2	7	6	8		2	17	2						18	8	759
	1					3														67
3	1					2				5								3		56
	1	3		2		4		1		8	25					6		3	3	111
	1	1	1	1	1	2	6				17	1								86
	1	1		50	6	23	22			7	1	1						3	4	23,114
																				8,530
																			2	23
																				3
																				149
																			3	59
6		2	43	27		272	1				29							13	248	16,357
31	6	8	207	87		1,292	1				150					1		51	1,237	78,566

信濃川

地先名	工種	数量	被害状況
西蒲原郡分水町蛇塚	堤防	200m	亀裂
〃　大川津	可動ぜき	1カ所	エプロンの亀裂，隆起
	水叩	100m²	
〃	護岸	150m	亀裂，陥没
		180m	
西蒲原郡分水町大河津	堤防	1,400m	亀裂，陥没
	護岸	1,400m	陥没，傾倒
	水制	13カ所	
三島郡寺泊町軽井	堤防	917m	亀裂，陥没
長岡市脇川	〃	5,000m	亀裂
南蒲原郡中之島村並木新田	〃	4,000m	〃，陥没
長岡市本大島	〃	100m	〃
西蒲原郡分水町泉新	樋管	1カ所	折損
〃　大川津	庁舎	1棟	傾倒，陥没
三島郡与板町岩方	水門	1カ所	〃
長岡市蔵王町	発電気小屋	1式	一部陥没，傾倒
三島郡越路町飯島	樋管	1カ所	門扉一部折損

表-Ⅲ-4　新潟県下の主な被害橋梁調書

道路名	場所および橋梁名	被害状況
一級国道，7号線	新潟市万代橋	取付道路陥没沈下
県道，新潟，村上線	〃　松浜橋	落橋
〃，県庁前，下所島線	〃　昭和大橋	〃
市道	〃　八千代橋	取付道路陥没沈下
〃	〃　東跨線橋	落橋
県道，新潟，亀田，内野線	西蒲原郡黒崎村信濃川橋	〃
〃，新津，白根線	新津市浦興野臼井橋	橋脚沈下
〃，見附，与板線	三島郡与板町与板橋	落橋
〃，長岡，寺泊線	〃　寺泊町金ケ崎橋	〃
〃　〃	〃　〃　双川橋	亀裂
〃，白根，五泉線	中蒲原郡小須戸町小須戸橋	橋脚沈下
〃，新潟，庄瀬，新飯田線	西蒲原郡黒崎村大野橋	取付道路陥没
〃，長岡，与板線	三島郡与板町星殿橋	落橋
〃，吉田，弥彦線	西蒲原郡吉田町上西川橋	亀裂
〃，日潟，五泉線	白根市庄瀬橋	落橋
〃，味方，与板線	白根市大郷大郷橋	橋脚沈下，落橋寸前
〃，上谷地越後長沢停車場線	南蒲原郡下田村曲谷橋	取付道路沈下
〃	〃　鹿峠五十嵐橋	〃
〃，坪穴平木田停車場線	北蒲原郡中条町長江橋	陥没
〃，白根停車場線	白根市白根橋	橋脚沈下
市道	〃　山崎興野根岸橋	落橋
〃	〃　東萱場萱場橋	〃
〃	〃　高井興野高井橋	〃
〃	〃　松橋松橋橋	
〃	燕市佐渡佐渡橋	取付道路陥没

表-Ⅲ-5　新潟県道路被害表

道路種別	路線名	被害箇所	延長	被害内容
国道	7　号　線	岩船郡山北，朝日，神林村	18,200m	道路16カ所 橋梁 5カ所
		新発田市木崎	198	陥没，目地亀裂
		内島見	66	沈下，亀裂
		笠柳	210	陥没，沈下，亀裂
	8　号　線	西蒲原郡黒崎村善久	620	陥没，沈下，亀裂
		白根市下塩俵	190	陥没，沈下，のり面崩壊
	17　号　線	小千谷市北魚沼郡川口町	70	道路 2カ所
	49　号　線	東蒲原郡津川町三川村	100	道路 2カ所
	113　号　線	岩船郡関川村	30	道路 1カ所
	116　号　線	柏崎市刈羽郡西山町		道路 4カ所 橋梁 1カ所
	117　号　線	小千谷市	67	道路 4カ所
		十日町市	85	道路 1カ所
	253　号　線	東頸城郡松代町浦川原村	120	道路 3カ所 橋梁 1カ所
地方道	新潟～村上線 新発田～新津線			道路77カ所 橋梁45カ所

所所縦目地の離間，沈下による横目地の段違いが見られた，また，新発田市木崎地区は軟弱地盤のため沈下現象がみられ亀裂が生じていた。新発田市笠柳地区では古四五橋取付部付近が100 mにわたり，縦目地の離間があり，また，片側車線の陥没により30cm 程度の車線間の段違いを生じている。また，新発田市内島見地区にある内島見橋は取付部分の沈下による段違いや縦目地の離間等の被害が66mにも及んでいる。

（B）新潟市平島―西蒲原郡黒崎村下山田

この区間を走っている国道8号線のうち平島地区は昭和29～30年に湿田地帯を埋立てて道路を取付けたものであり，下山田地区は信濃川堤防と道路の兼用になっている。被害は陥没，亀裂が甚しく30cm 以上もあった。また，道路中央部の縦断亀裂，路肩部の亀裂・陥没等により自動車交通は不能となり，被害区間は720mに及んだ。

（C）西蒲原郡黒崎村善久

この区間は堤防と道路の兼用道路で国道 8 号線のうち，被害が最も激しかった場所であり陥没，亀裂，沈下を生じ，道路中心部（アスファルト舗装）の縦断亀裂の幅が1 m以上もあり，その深さは2 m以上に達してい

た。また，3m以上も陥没した所もあった。そして被害の延長区間は620mにわたった。

（D）白根市下塩俵（大野橋取付部）

大野大橋右岸の取付道路が約1.5m陥没沈下して段違いを生じ，また，のり面の崩壊も生じた。

この外，岩船郡の国道7号線，東蒲原郡の国道49号線，小千谷市・北魚沼郡の17号線をはじめ国道113号，116号，117号，253号線，および地方道をあわせて380箇所の被害を出した。この被害表を表-Ⅲ-5に，また，図-Ⅲ-2に主な被害箇所を示しておく。

鉄道関係の被害は不通区間が全国で115箇所に及び橋梁の被害は377件に及んでいる。このうち県下で主なものをあげると，新潟駅構内が大きな被害を受けた。構内の線路は曲がり，駅舎は外見は被害がわからないが，その内部は地変に影響されたと思われる亀裂が入り，天井の壁が落ち，跨線橋は落橋して，その下にあったジーゼルカーを大破していた。また，構内いたるところ灰褐色の土を吹き出し，水道管の破裂などで浸水していた。また，白山駅は完全に崩壊していた。越後線の刈羽駅は60m²の事務室，待合室は沈下し，ホームは地割れのために40cmも陥没していた。信越線関係の被害は，

新潟—新津間　陥没
新津—吉田間　陥没
新潟—上沼垂間，約2kmの間でその間にある鉄橋はほとんど被害を受けていた。
第1，第2塚山トンネル，ひび割れが発生
潟町—上下潟間　200mにわたり道床陥没
青海川—鯨波間　150m道床が亀裂
長島—塚山間
越後広田—長島間　道床陥没
上下浜—柿崎間

この外，羽越線では村上—羽前水沢間の橋げたが沈下したり，越後線では信濃川鉄橋の橋台が50cm浮き上り白山—新潟間は運行不可能となった。また，小木ノ城駅の両側では道床の陥没があった。白新線の白山—新発田間では随所で線路が曲折した。柏崎付近の荒浜—刈羽間では線路約60mが約10cmほど沈下し，広田—長島間および長島—塚山間の13箇所で線路がくずれた。この外，盤越西線の津川—新津間，米坂線，赤谷線，弥彦線などに被害が目立った。

（2）新潟市

新潟市の被害は他の市町村に較べて比較にならないほどの被害を出している。死者11名をはじめ，震害，浸水害，火災などによる建物の被害は3万棟をこえ，罹災者は14万人にものぼった。新潟市の7月2日現在の一般被害状況を表-Ⅲ-6に記しておく。

新潟市の被害状況の調査によると，河川の流域，主として信濃川，阿賀野川の川岸地帯および市内を流れる小河川や用水路，排水路付近の埋立地である軟弱地盤のところに被害が集中し，軟弱地盤上にあると考えられる高層建築（主として2～4階建が多い）の大部分は流砂現象のため不等沈下を起し，新潟市内の鉄筋コンクリートのビルディング数約1,500棟中，約200棟が傾斜または倒壊の被害を受けている。傾斜または倒壊の方向は不定であった。従来の地震時にみられたような地盤の振動による直接の被害を受けたビルディングは非常に少なく，全棟数の約7%程度で約100棟であった。不等沈下を起したビルディングは信濃川沿岸と新潟駅前の流作場を中心として集中的に起っている。また，建造物そのものは，戸および窓が容易に開閉できることからも被害を受けていないことがわかる。

木造建築物は，重いビルディングの付近にあるものは

表-Ⅲ-6　新潟市被害表（7月2日現在）

（1）建築物被害

ア　公共建築物

体育施設	9件
教育施設	35件
保健衛生施設	22件
福祉施設	953件
支所・出張所・その他	37件

イ　一般建築物

区分		むね	世帯数(世帯)	り災者数(人)
住家	全壊(焼)	2,104	2,338	10,829
	半壊(焼)	6,835	7,595	34,153
	一部破損	9,633	10,703	46,249
	床上浸水	9,255	10,283	44,564
	床下浸水	1,846	2,051	8,302
非住家被害		1,800		
計		31,473	32,970	144,097

（2）人的被害

死者	11人
重傷	11人
軽傷	109人
計	131人

（3）道路，橋の被害

道路　延長	140,813m
橋	19件

（4）農業関係の被害

ア　農作物

種類	被害面積(ha)
水稲	1,153.61
野菜	270.16
果樹	8.2
工芸作物	5.7
花き球根	15.0
計	1,452.67

イ　家畜

豚	66頭
鶏	50羽

ビルディングの沈下の影響を受けて傾斜している。木造建築物は地割れや地下水および砂の噴出の顕著な地域では被害を多く出しているが，全般的にみて比較的被害が少なかったと思われる。被害の大きかった地域はやはり信濃川沿岸に集中して浸水地域や，付近に大きなビルのないところでは，おおむね東側に傾斜しているようにみえた。また，火災が少なかったことが，死者の少なかったことおよび，被害をこれ以上に拡げなかった大きな原因の一つということができる。

浸水地域としては，主として津波による浸水と，地下水の噴出および水道管の破裂による浸水の２種類に分類することができる。また，地盤の沈下，河川の護岸・堤防の破壊も海水の流入の原因の一つと考えることができる。浸水した深さは万代橋以北の信濃川護岸から陸地に向って約200 m以内は１～２m，200～250m以内および万代橋～昭和大橋間の護岸から約100 m以内は0.5～0.7 m，その外側および昭和大橋以西では0.4 m内外であった。沼垂地区など東新潟は旧信濃川，栗の木川，新栗の木川および通船川の流域にあたり，浸水面積は大きいが，0.7～0.1m程度の浸水で，信濃川沿岸に比較して，浸水の深さは半分程度であった。

被害状況および浸水状況を概括的に眺めるために図-Ⅲ-3に主として建築物の被害分布を，また，図-Ⅲ-4に浸水の分布を示してみた。

墓石等の倒壊は，沼垂地区の白山神社の燈籠および石垣の倒壊，乙子神社の燈籠，鳥居，石垣の倒壊，また県庁の隣りにある白山公園内の白山神社の燈籠の倒壊がある。その外，ブロック塀の被害が多少あった程度で，墓石の倒壊は無かった。白山公園内の燈籠の倒れた方向は２個を除いた外はすべて南北方向か東西方向である。新潟は震源地からみてほぼ真南にあるところから判断して，初動または主要動の衝撃で転倒したものと思われる。新潟駅裏手にある笹口小学校では１基の燈籠が倒れたが方向は北西方向で，他の燈籠と方向が異なっていた。その他，沼垂地区の燈籠は乙子神社，白山神社はやはり東および南北方向に倒壊していた。これらの燈籠の倒壊から加速度を推定してみたところ，白山公園内の白山神社の燈籠からは平均194galという値を得た。また，沼垂地区からは220～290 gal の値を得た。図-Ⅲ-5に震源の方向と白山神社の燈籠の倒れた方向を示してみた。

道路被害は市内至るところにみられ，礎町，万代橋取付道路，昭和大橋取付道路，八千代橋取付道路，流作場，明石通，日之出町から山木戸にかけて，山木戸から海老ケ瀬にかけて，東仲通，白山浦から関屋にかけて大きな被害を出している。

礎町は万代橋から鏡橋に至る付近一帯に被害をうけ，

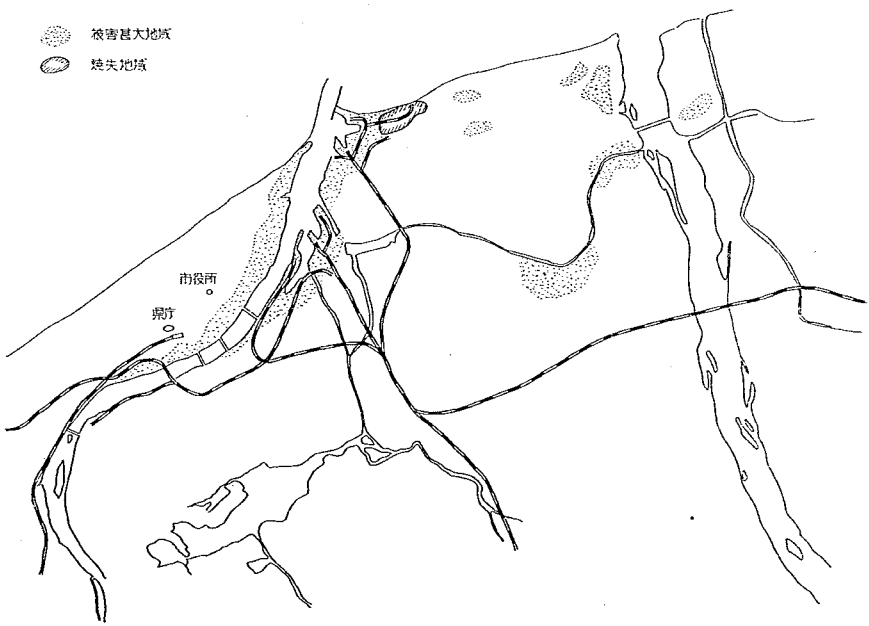


図-Ⅲ-3　建築物の被害甚大地域分布図

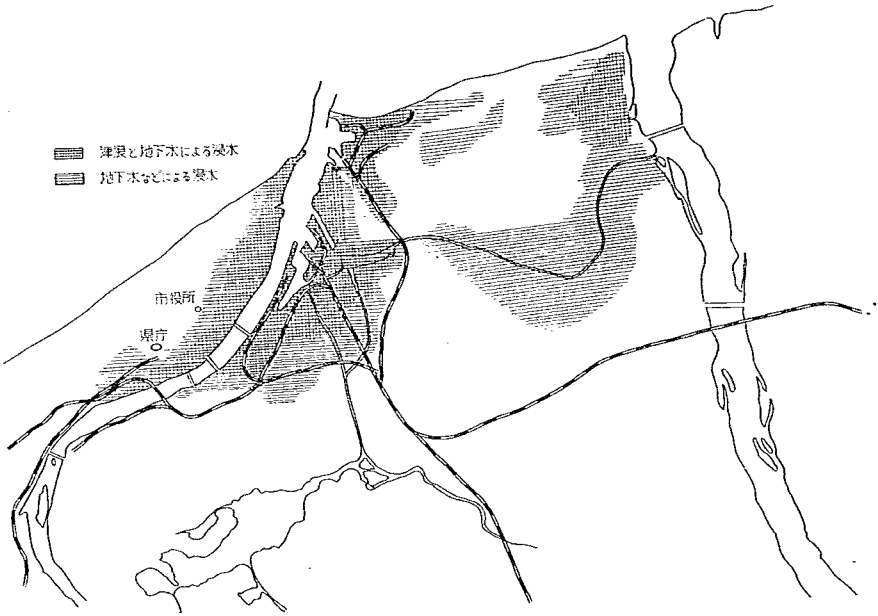


図-Ⅲ-4　新潟市浸水地域分布図

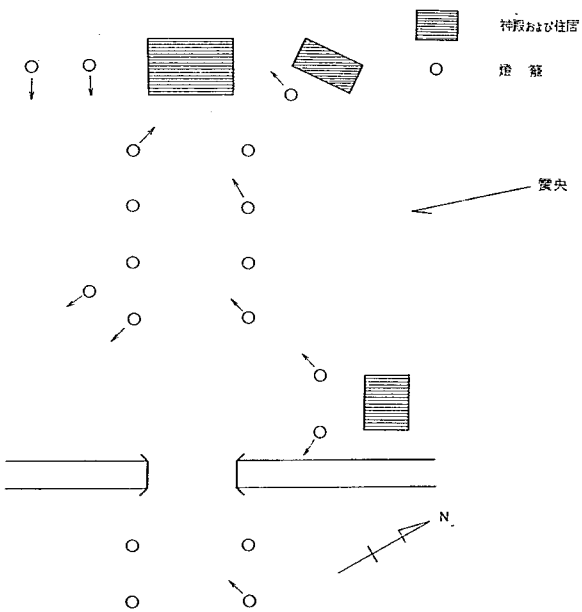


図-Ⅲ-5　白山神社の燈籠の倒壊方向と震源方向

アスファルト舗装されているが，昭和5年頃まで，万代橋から100mくらいのところまでは旧河床であった。その付近約400mにわたって亀裂・隆起・陥没・沈下があり，鏡橋付近は約50cm沈下した。その上，浸水により被害をより大きくしていた。万代橋取付道路は左岸側・右岸側ともに沈下・亀裂を生じ，1～2mの沈下量を示している。

昭和大橋の取付道路は右岸側はまったく被害はなかったが，左岸側は10~20cm程度の沈下で，他橋の取付道路に比較して少なかったが，亀裂は道路に平行に無数にほしり，深さ，幅ともに1mに及ぶものもあった。

八千代橋取付道路も大きな沈下量で50cm～1m程度を示していた。

流作場は信濃川の旧河床の埋立地で全体的に沈下しているようにみえた。その上，亀裂・陥没がはなはだしく上下水道管破裂による漏水と地下水噴出によって1m前後の泥砂が堆積し，また，津波によって浸水したので大きな被害を出した。

明石通一帯は昭和29年頃までは湿田地帯であった。そのため，軟弱地盤地帯であるのでやはり上下水道の破裂のためと地下水の噴出で60cmの浸水を受けた。地盤の沈下・陥没によるコンクリート舗装の目地の段違いを起し，構造物付近は不等沈下のため50cm程度沈下していた。しかし交通不能になるほどの被害はなかった。

中央埠頭と臨港埠頭に通ずる国鉄線をまたぐ馬越，石山両跨線橋を含む約1kmの日之出町から山木戸に通ずる道路が被害を受けた。馬越跨線橋はコンクリート桁で，西側取付部の石積擁壁の亀裂・陥没による段違いを生じ，東側取付部は沈下による段違いを生じていた。

山木戸から海老ケ瀬にかけての付近は昭和10年頃まではやはり湿田地帯で道路はコンクリート舗装の上にアスファルトで表面被覆されている。被覆は陥没・沈下で水道管の破裂や地下水の噴出による泥砂堆積で他の被害箇所と同様であった。ただ道路が左右に蛇行し，付近の地盤・建築物と同一方向の動きをしているのは他の場所と異なった点であった。このような変形は沼垂駅前のアスファルト舗装で中央分離帯がきれいに蛇行して，山木戸から海老ケ瀬の被害とよく類似していた。

東仲通りでも約1km にわたり沈下による目地の段違い，歩道部の陥没などがあり，また他の被害箇所と同様に下水管からの漏水や地下水とともに砂の噴出がみられた。

白山浦から関屋にかけては従来信濃川の堤防で，現在は中央に軌道が走っている。被害は他の被害箇所と同様，陥没，隆起，亀裂，上下水道の破裂，地下水と土砂の噴出などであり，路面はぬかるみとなり，軌道は蛇行した。付近の家屋はわずかながら沈下したように思われる。これらの道路被害図を図-Ⅲ-6に被害表を表-Ⅲ-7に示す。

堤防または護岸の被害を信濃川について調査した結果，窪田町から日和山公園にかけての海岸線のコンクリート護岸は沈下し，窪田町から西突堤に至るまでは，コンクリート護岸の倒壊・水没が起った。その長さは2～3kmに及んでいる。東臨港町の海岸は，護岸が約2kmにわたって沈下，倒壊，水没を起している。信濃川左岸は河口から川岸町にかけての約6km にわたって護岸が倒壊および水没した。右岸は万代橋から越後線鉄橋までの約2.3kmの護岸が同様に倒壊・水没した。埠頭・桟橋などの被害は万代島桟橋，水産物揚場，南桟橋，石油埠頭，および神明町付近の護岸からA～E埠頭までが倒壊・水没した。また，東導流堤，導流堤，万代島導流堤は沈下，水没，倒壊した。万代島尖端部，中央埠頭，東洋埠頭，北埠頭尖端部の護岸が前傾した。新川，焼島潟，通船川沿いでは，山ノ下橋から石油埠頭にかけての護岸が沈下，石積被覆の東北電力付近の護岸2箇所，海老ケ瀬付近で3箇所の決壊があった。橋梁関係では松浜橋が落橋し，また，信濃川では昭和大橋の落橋をはじめ，八千代橋，万代橋の取付部が被害を受け，越後線の橋脚は約20°傾斜した。堤防・護岸などの被害分布については図-Ⅲ-6に示しておいた。

表-Ⅲ-7　新潟市道路被害表

道路種別	路線名	被害箇所	延長（m）	被害内容
国道	7号線	新潟市礎町	425	陥没，隆起，亀裂，冠水
		万代橋	369	両端橋亀裂，取付部沈下
		新潟市流作場	660	亀裂，陥没，沈下 泥砂堆積，冠水
		〃　明石通	643	陥没，沈下，亀裂，冠水
		〃　日之出町～山木戸	870	陥没沈下による車線段違い
		〃　山木戸～海老ケ瀬	1,518	陥没，沈下，亀裂，線形屈曲
		〃　新崎	40	亀裂，沈下
	8号線	新潟市東仲通	843	亀裂，歩道不陸
		〃　白山浦～関屋	1,840	陥没，沈下，亀裂，隆起
		〃　平島～黒崎村下山田	720	陥没，沈下，亀裂
	116号線	新潟市道路1カ所	600	
市道				舗装道　72カ所 砂利道 308カ所 橋　梁　12カ所

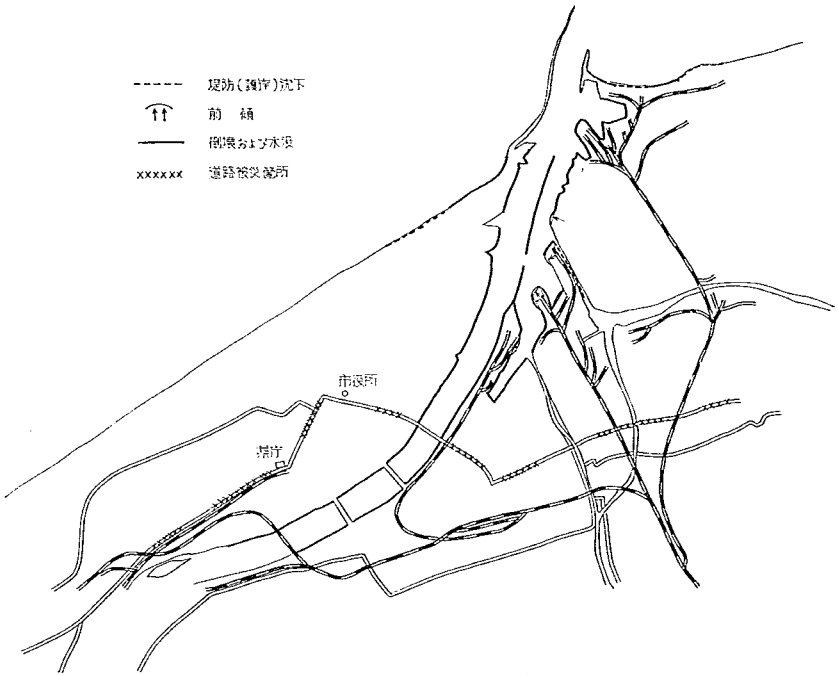


図-Ⅲ-6　新潟市道路・堤防・護岸の被害分布図

（3）佐渡地方

建物の被害は主として老朽建物に集中し，相川町から両津市にかけての平野部と，西部山沿いにみられる。

また山崩れや地割れなどもあったがそれらは主として不安定な地形や，盛土した場所が大部分である。津波による被害は両津市と小木町で，両津市では最大波高3mにもなり，約350棟が浸水し，小木町では建物若干と水田約 40 haに浸水した。両津市にある加茂湖は津波により，湖のわかがえりがあったのではないかといわれている。次に佐渡地方の被害表，被害分布図，および両津市の浸水分布図を表-Ⅲ-8，図-Ⅲ-7および図-Ⅲ-8に示しておく。

（4）山形県

県下の被害は表-Ⅲ-1に示したとおりであるが，鶴岡市と酒田市を含む庄内平野および海岸線に被害は集中し，鶴岡市内の京田幼稚園が全壊したのをはじめ，大山地区では多くの家屋被害を出した。最上川流域にある酒田市では酒田三中の校庭に地割れができて女生徒が1名死亡している。酒田市を含む最上川沿岸では，地震第1波の襲来と同時に地割れができ，地割個所から地下水が約2mの水柱となって吹き上げた。また，最上川をはじめ酒田市内を流れる各河川は真黒い流れに変化した。その外，木が倒れたり，煙突が折れたりした。

河川関係では short cut の堤防の被害が大きかった。それは最上川およびその支流である京田川と赤川の支流大山川であり，最上川は約30 kmに及んで堤防が約2mも沈下し，京田川堤防の沈下・亀裂が10～15 kmに達している。大山川も沈下・亀裂と護岸の破砕などの被害を受けている。家屋の被害は鶴岡市大山町，酒田市，飽海郡遊佐町，西村山郡の中山町で大きく，大山町では震度Ⅶに相当する被害を受けている。最上川下流域の軟弱地盤と思われる飯盛山地区と宮野浦地区は，新潟と類似な被害状況を示し，地下水と砂の噴出による不等沈下を起した建物があった。また，井戸水は一般に水位が下降した模様である。道路は酒田・鶴岡では被害がなかったが，他の地方では切取面，路肩のくずれや沈下・亀裂などの若干の被害が出たが，そのことについては，他の事項と一緒にまとめて図示する。橋梁はほとんど被害はなかった。地盤の状況として飯盛山地区と宮野浦地区に見られた地変の他に酒田市周辺の水田の隆起・陥没があった。この他の被害として酒田市の工業用水および水道が大きな被害を出した。図-Ⅲ-9に山形県の被害図を示してお

表-III-8　佐度地方の被害表

被害種別＼市町村名			相川町	佐和田町	金井町	畑野町	真野町	小木町	赤泊町	新穂町	両津町	計
負傷者		人	3								2	5
建物	全壊	むね	3	3								6
	半壊	〃	3	7							4	14
	床上浸水	〃									244	244
	床下浸水	〃									105	105
	一部破損	〃	4				3			2	12	21
	非住家被害	〃	10	4	1	1	3			4	13	36
水田冠水		ha						40		5	10	55
道路損壊		カ所	8	5		1	1				8	23
堤防決壊		〃		2			1					3
山(がけ)くずれ		〃	3	1		1					3	8
通信施設被害		回線	1	1		1			1		4	8
船舶	沈没	隻									2	2
	ろかい等による船	〃										
り災世帯数		世帯	2	3						10	370	385
り災者数		人	8	9						50	1,850	1,917

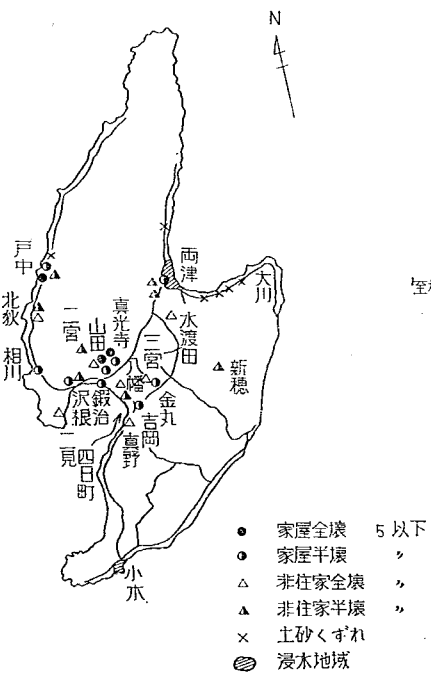


図-III-7　佐渡地方被害分布図

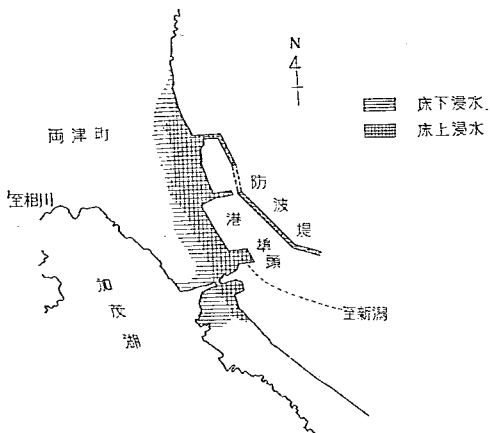


図-III-8　佐渡・両津市浸水分布図

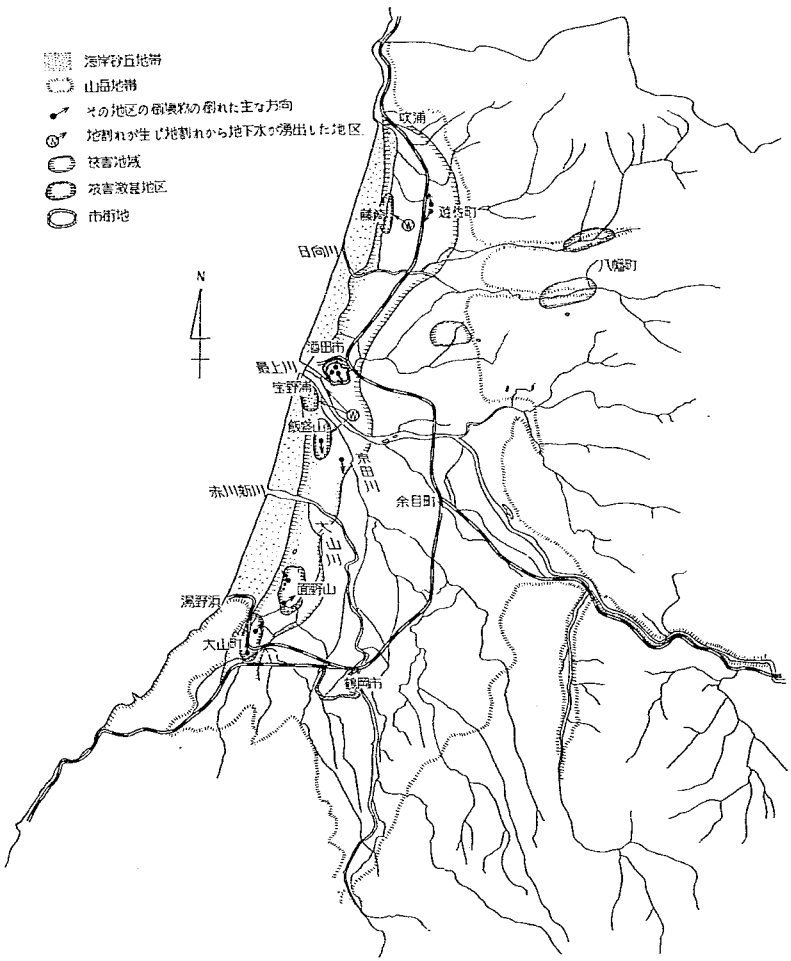


図-Ⅲ-9　山形県被害分布図

く。

（５）秋田県

県下の被害については，表-Ⅲ-１に示してあるが，男鹿半島から南の海岸沿いの平野部と，秋田平野に被害は集中し，八郎潟付近の男鹿市，天王町をはじめ，雄物川流域にある秋田市，平鹿町，海岸にある岩城町，特に被害の大きかったのは子吉川流域の本荘市で，西目村の被害も大きかった。県下各地の被害については秋田県警本部調査の被害表を表-Ⅲ-９に示しておく。県下の死者は，仁賀保町で農協全壊で２名，秋田市の田中町付近でのブロック塀の倒壊で１名，男鹿市船川港で１名がショック死している。

また，西目村ではカワラ工場から出火したがすぐ消火した。電力関係では，秋田・大曲・横手・本荘で停電した。

秋田市の商店街ではウインドーが壊れたり，棚から物が落ちたりした。

去る５月７日の地震で大きな被害を出した八郎潟干拓堤防は，また，数箇所陥没した。地変関係では仁賀保町の海岸に通じる道の両側の商店街は土台と建物が１m近くずれていた。

（６）長野県

主な被害地域は千曲川下流域沿岸地帯にある飯山市，中野市，豊野町などであり，被害は民家，学校，鉄道，

表-III-9 新潟沖地震被害調査表（昭和39. 6. 16. 午後1時2分発生）

被害種別 ＼ 所轄署	男鹿			秋田		本荘				矢島		象潟			大曲		角館	横手		湯沢			増田		その他	計
被害種別 ＼ 市町村別	男鹿市	天王町	琴浜村	秋田市	雄和村	本荘市	西目村	岩城町	大内村	矢島町	鳥海村	象潟町	仁賀保町	金浦町	大曲市	西仙北町	田沢湖町	横手市	平鹿町	湯沢市	羽後町	雄勝町	増田町	稲庭町	その他	
人的	死者	1			1								2													4
	傷者				13		1			1			1			1				7				1		25
建物被害	全壊				1		17	1					1						2							22
	半壊	10			3		49		2				3													65
	床上浸水	3	6																							9
	床下浸水	122	20																							142
	一部損壊	180	20		314	1	4,734	19			21		127	700						78						6,116
	非住家被害	51	26	3	130		3,238	35			10	1	37	249	1					33						3,859
耕地	水田埋没			2				12																		47
	水田冠水		25																							25
道路損壊					4		8	5		2				23	3			1			1	1	1			49
橋梁損壊					2		3		1					2												7
堤防欠壊			1																							1
山くずれ（がけ）							1																			1
鉄道被害	1			1		6												1				1				10
通信施設被害	35			69		200	20		23			82	81		1			1								512
船舶流失		3																								3
船舶破損	1	4																								5
水道被害	1	1	1	4		5	1	1		1	1	1	2													19
り災世帯数	13	6		4		62	1	2											2							88
り災者概数	59	29		20		302	5	9											10							425
出動警察官数	83	6	2	360	2	129	12	3	2	12	1	30	20	2	30	3	5	21	1	25	8	4	30	2	490	1,280
出動自衛隊員数																										
出動消防団員数	50	20	10	50	3	220	240	10	5	30	5	20	25	5	50	5	10	20	10	20	10	10	20	10		848

電力に及んだが，震動の大きさに比して被害は軽微であったようである。被害を受けた建物は一般に老朽建物であり，また，地盤現象（地割れ，地すべり，崖崩れ）は認められなかった。次に主な被害について列記すると，

（A）学校関係

i．飯山市旭村飯山第二中学校柳原分校（老朽校舎）

木造二階建校舎の中央階段落下，このため児童7名が軽傷を負い，内部の土壁がほとんど落ち，また，体育館の損傷が甚だしく使用不能。

ii．豊野町豊野中学校

鉄筋コンクリート建築の体育館であるが，内部の天井が工事中であり，80 m² が落下した。

（B）国鉄関係

i．飯山線，森宮野原駅—横倉駅間の千曲川にかかっている鉄橋西側の線路地盤が30～50mm沈下。

ii．飯山線，白鳥駅—横倉駅間のトンネル舗装内壁のコンクリートブロックの飛び出し，

iii．飯山線，西大滝駅—白鳥駅間の線路地盤一部沈下

iv．飯山線，戸狩駅—信濃平駅間で長さ70mにわたり，レールがS字型に変型して，約50cmずれている。この区間は地形図から判断して千曲川旧河床中を走っていると想像される。

v．信越線，牟礼駅—豊野駅間で農業用水が溢れ，上り線路の一部および腹堤が洗われた。

（C）電力関係

送電線断線により，柏原，中野，須坂および長野市の一部約5万戸が約30分間停電。

この外，建物被害などは長野県警本部の6月18日に調べたところによると表-Ⅲ-1に示したごとくである。

（7）群馬県

主として沼田市と吾妻郡に集中しているが被害は僅少であった。

沼田市では，煉瓦製煙突が一本折れ，国道17号後戸トンネルでは土砂落下し，自動車2台が大破した。

吾妻郡中之条町では農業水路が約30mひび割れし，麦畑に流出した。しかし高山村は異常震域地帯と思われ，大正12年の関東大震災のときも付近の震動よりも大きかったらしい。昭和6年の西埼玉地震では被害を出している。また，御母衣で行なわれた人工地震の観測を高山村で行なった際も，隣接観測点よりもより大きな震動を観測した。この高山村では，他村では壁に亀裂が入った程度であったのに比し，土蔵の倒壊や，壁の剝離したものもあった。

（8）その他

その他の地方では，福島・宮城・石川・島根の各県下で被害を出したが表-Ⅲ-1で示したごとく秋田・山形・新潟に較べて被害は震源からはなれていることもあって少なかった。

福島県では，福島市霞町および会津坂下町で家屋の被害を出し，磐梯山の櫛ヶ峯の登山道に沿った岩壁が高さ約80m，長さ約100 mにわたってくずれ落ちた。

東京でも，新宿角筈や大森でガスタンクからのガスもれがあったが大事にいたらなかったが，このことは，未来における東京震災を予想した場合，新潟の昭和石油の二の舞を演じないように，耐震について考慮すべきことである。

隠岐では16日15時55分頃から五箇村北の重栖湾付近に押し潮7分，引き潮15分の間隔で津波が来襲し，2m～0.7m の波が民家や水田に押寄せた。

国鉄関係の被害は

陸羽本線，鳴子—中山平—堺田間，20～15cmのセリ上りおよび沈下

会津線，会津川口—只見間，線路被害

石巻線，小牛田—湧田間，レール5cm盛上り

会津川口線，柳津—郷戸間，長さ40mにわたり道床陥没

などがあった。

〔4〕地盤状況

今回の地震で被害を受けた東北・北陸地方の日本海沿岸各地の被害の多かった場所は新潟・酒田をはじめ砂丘の上に出来上った都市であることが地質図を読むと歴然とする。特に新潟は信濃川の河口にもあたり，軟弱地盤と考えられる場所が信濃川沿岸に分布し，それは旧信濃川の氾濫原であることが地形図から判断される。また，踏査した結果砂丘での被害はほとんど見当らない。信濃川と阿賀野川および通船川で囲まれた地域，および，新潟市南部に海岸線に平行に幾条かの砂丘がみられる。被害と地盤との関係を調査してみると，昭和石油の火災，浸水地域，昭和大橋の落橋，県営グランドの被害，川岸町アパートの転倒はすべて，かつて信濃川の氾濫原であった地域に含まれている。新潟市付近の地盤状況を概括的に眺めて被害分布との関係をみるために図-Ⅳ-1に，砂丘地帯，氾濫原地帯，残丘地帯の分布を示し，亀裂および陥没の甚大な地域を図-Ⅳ-2に示しておいた。

新潟市一帯は最も新しい沖積層が厚さ100 mにも及んでいるが，その沖積層の厚さは北の村上市の方面にゆくにしたがって薄くなり，村上市周辺の山間部では先第3紀層の岩盤が露出している。このような地質の違いが被害の異なった形態を作り出したのである。新潟市周辺のこの厚い沖積層のためと，石油およびガスのくみ上げが地盤沈下の大きな原因となっている。地盤沈下の大きい他の地域，すなわち，埼玉県川口市，西宮市枝川町，東京都江東区，大阪市此花区，川崎市千鳥町，名古屋市南区，四日市市千歳町，横浜市西区，伊丹市南部でも大地震によって新潟と同様な被害を受けると想像される。国土地理院の調査によると新潟市周辺は明治30年から昭和30年までの57年間に35cmの地盤沈下を示している。そ

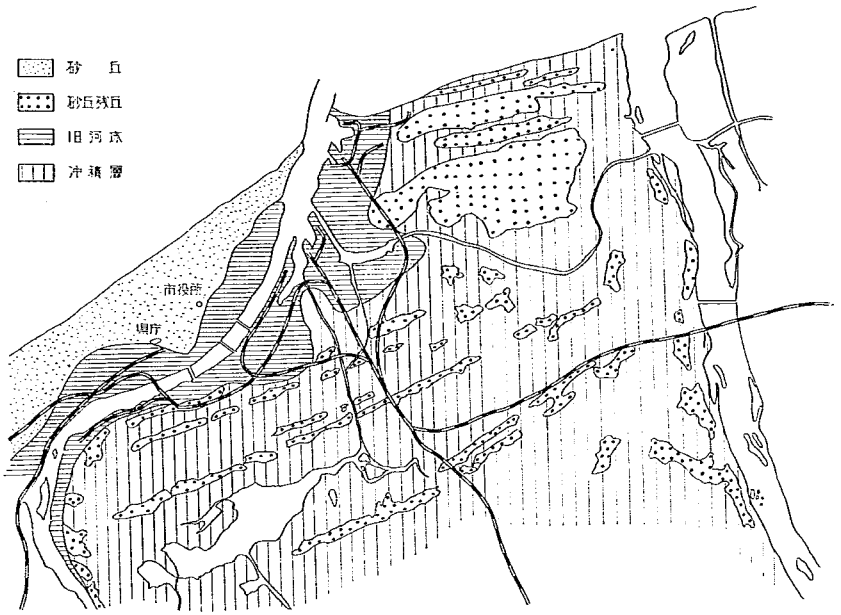


図-IV-1 新潟市付近の地盤状況図

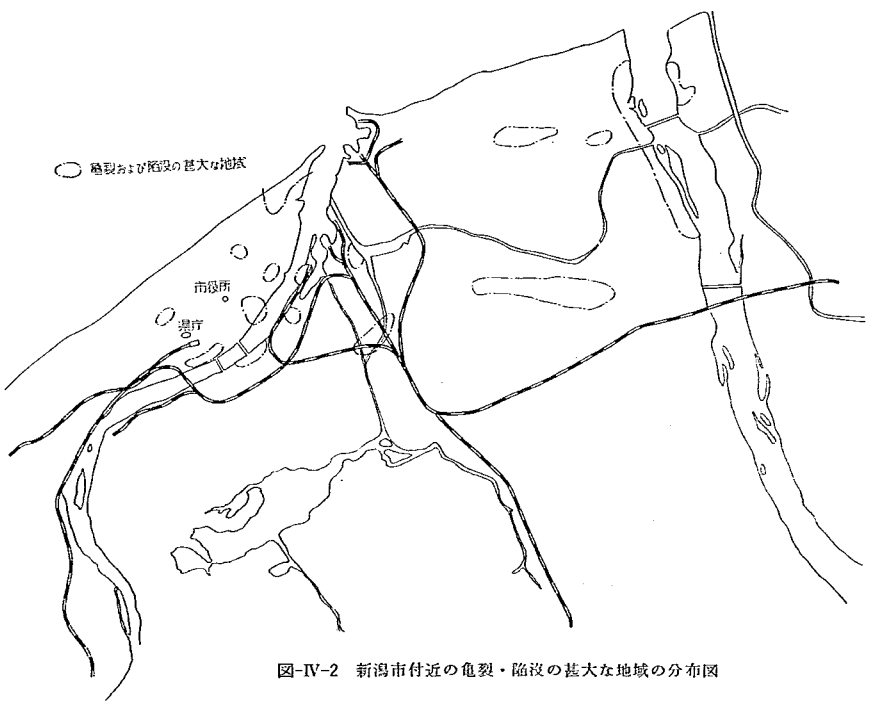


図-IV-2 新潟市付近の亀裂・陥没の甚大な地域の分布図

して昭和34年にはガスの汲上げで50cmも山の下地区では沈下した。また，一方村上市の山間部へ行くにしたがって周期的に逆に地盤は約10cmも隆起し，三島郡の山間部でも3～4cm程度隆起している。また，新潟市の沖積層の特徴は大部分が砂質で構成されており，粘土分の多い関東地方の沖積層と大きな違いをみせている。新潟の地盤が砂で構成されていることと，地下水の高いことから，大きな地震動のため，地盤の液化現象がみられ，その上にのっている重い構造物は陥没・傾斜させられ，液化した砂が地下水とともに亀裂部から噴出した。その噴出した高さは2mに及んだところがあり，砂は50～100cmの高さにまで堆積した。

今回の地震でビルの沈下・傾斜がみられ軽い木造家屋の被害が少ないのはこのためと考えられる。

地質調査所が音波を使用して，新潟市の地質を調べたとき，地下3,600m付近では音速は3,300m/secであったのに反して地表では700m/secになり，特に軟かい場所では波動の減衰によりほとんど記録することができなかった。また，人工地震の観測によると紫雲寺付近で1,000m/secの波動の伝播速度を得た。このように，密度の小さいようなやわらかい地盤は波を吸収する働きがある。また，砂丘のように乾いた砂の層が厚い場合も地表への波の伝播は非常に弱くなる。しかし水分を含んだ場合となると，上にのべたような液化現象が起るが，この液化現象についてはまだはっきりした理論がわかっていないのが現状である。

粟島対岸の村上付近では地震当日の午前中から地鳴りがした。多分これは前震ではないかと考えられる。粟島は地震と同時に約1.5mも隆起した。島はかなり急激に隆起したようで，島民の話によると，大音響とともに，地震がくると同時に海水は高さにして2mくらい引いて，もどったり，ひいたりを2～3回くりかえしたとのことである。東海岸の内浦付近には海岸段丘がみられるところから，過去にも隆起運動があったことを示している。西海岸には東海岸ほど顕著な段丘はなく，釜谷部落では海中の古い井戸や墓石がこんどの隆起でまた陸上に姿をあらわした。これに対して粟島の対岸，山形県の府屋から新潟県の間島にいたる海岸線が0.3～1.2mも沈下している。粟島の隆起とその対岸の海岸線の沈下という現象を考えあわせて，海中に断層があるのではないかと考えられる。また，新潟県の水産試験船「越路丸」は音響測定装置で断層らしきものを発見したが，より正確な調査が今後行われることであろう。

各温泉地では湯量の増加とか温度の上昇のような現象が起った。そのいくつかの例をあげると，新津市内の温泉では，地震前45°C前後だった湯温が，地震の直後から55°Cになった。また，温泉主の話によると数日前から湯温の変動がみとめられたらしい。また六日町では湯の噴出量は地震前までは毎分800ℓだったものが1,000ℓに増加し，湯温も53°Cから56°Cになった。湯沢温泉では80°C～85°Cにまで温度があがった。瀬波温泉でも湯量が増加したらしいがはっきりしたことはわからない。いずれにしても1ヵ月程度でもとにもどると思われる。また，糸魚川市と長野県の境にある焼山(2,400m)が1月15日以来半年ぶりに6月23日午前7時2分頃爆発した。この火山の爆発がこんどの地震と直接関係があるかどうかは現在のところまだよくわからないが，地質学的に何らかの関係があるのではないだろうか。

〔5〕既往地震の seismicity

新潟・山形を中心とした日本海側の seismicity について調査してみた。理科年表からの資料を基にして既往地震の年表を作ってみたのが表-V-1である。また，その震央を示したのが図-V-1であるが，これらの地震の時間的分布を調べたのが図-V-2である。これはそれらの地震のうちで大きいと思われるものについてのみ調べた。図-V-2は年代順に一番古い地震から新潟地震まで，ある地震が発生してから次の地震が発生するまでの期間を比例した間隔で線グラフに示し，次の線には二番目に古い地震から新潟地震までをやはり同様な線グラフに示してゆき，最下段の線上に，それらすべてを引き下してみた。このすべての地震を引き下した線上で，100年間隔で地震の数を調べてみると，表-V-2のごとくなり，図にすると図-V-3のようになる。この図-V-3から判断すると，これだけの資料で断定はできないが，日

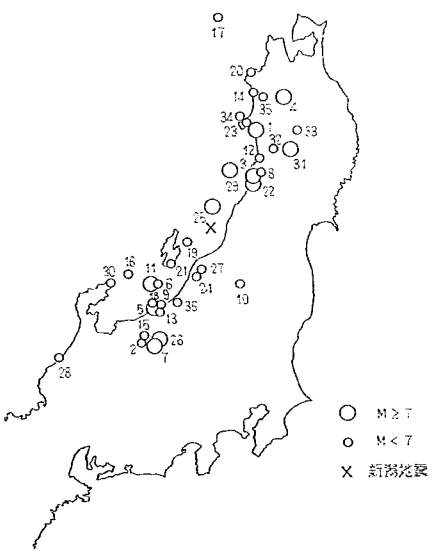


図-V-1　東北日本海側の主要既往地震の震央分布図

表-V-1

番号	発震年月日	地震名又は地域名	規模		被害摘要
	年 月 日				
1	830 (天長 7) 2. 3	出羽 (秋田)	7.4	140.1°, 39.8°	秋田城破壊す城内死者15名 傷者100余名
2	841 (承和 8) 3.13	信濃	6.7	137.8, 36.6	堉屋倒顚す
3	850 (嘉祥 3) 11.27	出羽 (庄内)	7.0	140.0, 39.1	山崩あり死傷多し
4	857 (天安 1) 4. 4	出羽比内	7.0	140.6, 40.3	松峯山伝寿院崩ると伝説す
5	863 (貞観 5) 7.10	越中越後	7.0	138.1, 37.1	山崩れ民家倒潰す, 死多し
6	887 (仁和 3) 8. 2	越後西部	6.5	138.1, 37.5	津波あり死者多し
7	890 (仁和 3) 8.26	信濃北部	7.4	138.1, 36.6	信濃大地震, 山崩れ河を塞ぎ後溢流して北部六郡被害流死多し
8	1423 (応永30) 11.23	羽後	6.7	140.1, 39.2	人畜死傷建物倒潰
9	1502 (文亀 1) 1.28	越後 (国府)	6.9	138.2, 37.2	人家倒潰死多し
10	1611 (慶長16) 9 27	会津	6.9	139.7, 37.5	山崩れ人家倒潰多し 死3,700 溺生ず
11	1614 (〃 19) 11.26	越後 (高田)	7.7	138.0, 37.5	津波あり死者多し
12	1644 (正保 1) 10.18	羽後	6.9	140.1, 39.4	本荘城市破損す
13	1666 (寛文 5) 2. 1	越後高田	6.4	138.2, 37.1	城破損し 潰家多し 出火あり死1,500
14	1704 (宝永 1) 5.27	羽後, 津軽	6.9	140.0, 40.4	家屋倒潰435, 焼失759, 死58
15	1714 (正徳 4) 4.28	信濃 (大町)	6.4	137.8, 36.7	大町にて家屋全半潰300, 死56
16	1729 (享保10) 8. 1	能登, 佐渡	6.9	137.6, 37.6	能登にて山崩れあり民家倒潰791, 死1
17	1741 (寛保 1) 8.28	渡島後志西岸	6.9	139.4, 41.5	大島噴火津波による死者1,467
18	1751 (宝暦 1) 5.20	越後, 越中	6.6	138.0, 37.2	城破損し震災地を通じ死2,000, 高田領の全潰および焼失家屋6,088, 死1,128
19	1762 (宝暦12) 10.31	佐渡, 新潟	6.6	138.7, 38.1	津波あり
20	1793 (寛政 4) 2. 8	西津軽	6.9	140.0, 40.7	潰家164, 死12
21	1802 (享和 2) 12. 9	佐渡	6.6	138.4, 37.8	震前陸地隆起す, 佐渡三郡にて潰家1,150, 死19, 出火す
22	1804 (文化 1) 7.10	出羽 (象潟)	7.1	140.0, 39.0	潰家5,500, 死333, 津波あり陸地隆起し象潟干潟となる
23	1810 (文化 7) 9.25	羽後	6.6	139.9, 39.9	南秋田郡にて潰家1,129, 死59
24	1828 (文政11) 12.18	越後 (三条)	6.9	138.9, 37.6	震災地を通じて住家全潰9,808, 半壊7,276 焼失1,204, 死1,443
25	1833 (天保 4) 12. 7	佐渡羽前	7.4	139.2, 38.7	津波あり佐渡庄内被害多し, 潰家586 流失597, 死47
26	1847 (弘化 4) 5. 8	信濃越後	7.4	138.2, 36.7	善光寺大地震震災地を通じて潰家3400, 焼失3500, 死12,000, 火災水害夥し山崩れあり
27	1887 (明治20) 7.22	越後古志郡	6.1	139.0, 37.7	家屋全潰, 半潰等あり
28	1892 (〃 25) 12. 9	能登西南部	5.8	136.3, 36.4	家屋土蔵破損, 11日地震更に強し家屋全潰2, 死1
29	1894 (〃 27) 10.22	羽前, 羽後庄	7.3	139.5, 39.2	震災地を通じ潰家3,858余, 死726 傷1,060, 焼失家屋2,148
30	1896 (〃 29) 4. 2	能登東北端	6.6	137.3, 37.5	倒潰土蔵2
31	1896 (〃 29) 8.31	羽後陸中国境付近	7.5	140.7, 39.5	全潰住家4,387, その他建物1,692, 死209 断層著し
	1898 (〃 31) 5.26	越後南魚沼郡	6.7		地裂け家屋多少の損傷あり
32	1914 (大正 3) 3.15	羽後仙北部	6.4	140.4, 39.5	全潰家屋640, 死94
33	1914 (〃 〃) 3.28	羽後平鹿郡	5.8	140.9, 39.8	沼館町にて全潰家屋数戸を出せり
	1927 (昭和 2) 10.27	越後関原	5.4		地裂け家屋損傷す
34	1939 (昭和14) 5. 1	男鹿半島	6.6	139.8, 40.0	家全潰604, 死29, 軽微なる津波あり
	1940 (〃 15) 8. 2	積丹半島沖	7.4	139.2, 44.1	沿岸地方に多少の被害あり, 小津波を伴う
35	1955 (〃 30) 10.19	秋田県北部二ツ井	5.7	140.2, 40.3	家屋半壊153, 死者1
36	1961 (〃 36) 2. 2	長岡地震	5.2	138.8, 37.5	死者5, 倒壊186
	1964 (〃 39) 5. 7	青森県西方沖	7.2		全壊1, 半壊1, 一部破損12, 堤防決壊3 鉄軌道被害2
37	1964 (〃 39) 6.16	新潟地震	7.7	139.2, 38.4	

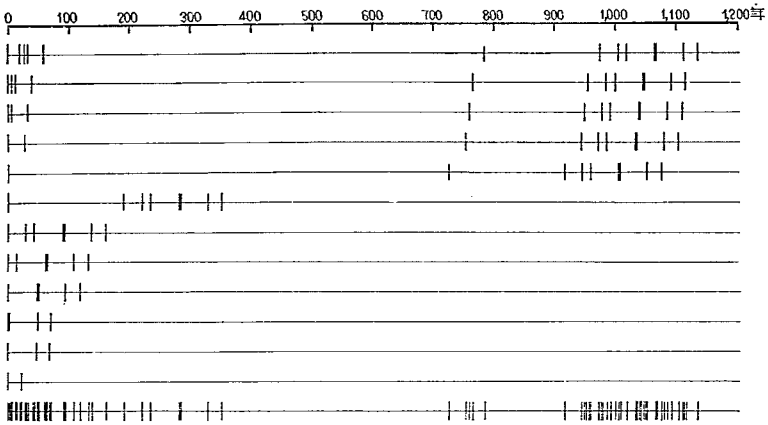


図-V-2　東北日本海側の主要既往地震の時系列

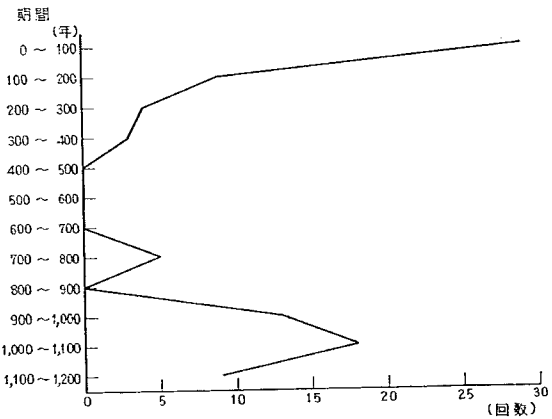


図-V-3　東北日本海側の地震発生分布図

表-V-2

期間(年)	回数
0～ 100	29
100～ 200	9
200～ 300	4
300～ 400	3
400～ 500	0
500～ 600	0
600～ 700	0
700～ 800	5
800～ 900	0
900～1000	13
1000～1100	18
1100～1200	9

本海側に発生する地震は1100～1200年の周期で頻発していると考えられる。また，その活動期間は約200年間にわたっている。

次に，新潟地方に過去に発生した地震について調べてみることにする。上にも述べたごとく，日本海側は約1100～1200年を周期として地震が頻発しているが，史上はじめて越後地震として記録されているのは1101年前の貞観5年そして奇しくも今回とは1日違いの6月17日の越中，越後を襲った大地震であった。「三代実録」によれば，「……この日，山や谷がところを変え，水泉があちこちから吹き出し，民家は軒並み倒れ，その下敷きとなって死んだ者数知れず，その後毎日のように余震が続いた……」とある。連歌師宗祇の「宗祇終焉記」によると，文亀元年12月10日（463年前）の巳の刻（朝10時頃）にいまの直江津を中心に大地震があり，死者，家屋倒壊が多かったため，旅の宿を求めかねているうちに年が暮れたということが書いてある。

慶長19年（1614年いまから350年前）の10月25日の地震は津波を伴い多くの死者を出した。

寛文5年（1666年，いまから299年前）の12月27日の地震は高田を中心とする頸城郡一帯を襲った。

特に被害の大きかったのは，高田大地震といわれる宝歴元年（1751年，いまから214年前）の4月25日の地震だと思われる。激震に襲われて，高田城の大手門が崩れ，震災地を通じて死者2,000名に達し高田領の全潰および焼失家屋6,088に達した。

また，佐渡地方にも地震は多く，寛文10年（1670），延宝3年（1675），宝永3年（1706），享保14年（1729），宝歴12年（1762），明和2年（1765），明和5年（1768），明和7年（1770），明和8年（1771），安永2年（1773），

安永7年(1778)，安永8年(1779)，安永9年(1780)，天明元年(1781)，天明6年(1786)，寛政元年(1789)と小さな地震の続発ののち，享和2年(1802年，いまから162年前)の11月15日には小木町が全滅するという大地震にみまわれた。このときは地震前に陸地の隆起するのがみとめられたという。この地震では火災が発生し，全潰1,150を数え，死者19人を出し，小木港は陸地と化したという。こののちも文化7年(1810)，天保4年(1833)と地震がつづいているが，今回の地震に匹敵するような，越後地方を文字どおりゆるがしたのは文政11年(1828年，いまから136年前)の11月12日と弘化4年(1847年，いまから117年前)の3月24日の二つの大きな地震であろう。Magnitudeは前者が6.9，後者が7.4と推定され，いずれも今回の地震よりも小さいが，文政の地震は三条・見附・長岡を中心として死者1,443名，全潰家屋9,803，半壊7,276，焼失1,204に達した。

弘化の地震は「善光寺大地震」と呼ばれ，信濃川河口は平常より水位が3mもあがった。そして第一震は西から東へ走り，余震は北から南に走ったという。ところどころ平地が割れ，泥砂が噴き出したことも記録にあることから，地変としては今回のものとよく似ていると思われる。

いずれにしろ，図-V-3から推定して，日本海側は現在まだ地震の活動期にあるように思われるので，他の日本海側の地方でも一応は地震について注意する必要がありそうである。

〔6〕新潟地震の特徴

過去の大地震と今回の新潟地震を比較した場合，今回の新潟地震は，地震そのものについては過去の地震と比較して異なった点といえば，津波の起り方が過去のものと異なっており，今まで，経験的に震源に近い津波は急速に減衰すると考えられていたが，新潟・酒田での観測によると，地震発生から約1時間半後に最大波高が来襲し，翌日にもその尾をひいていたという点だけであり，その他の点では，地震そのものには他の地震と異なった点はまったくない。一般に，この新潟地震が他の地震と異なってみられるのは，地震による被害の状況が，過去の地震による被害と非常に異なっている点であろう。

次に今回の地震の被害の特徴について列記してみると下記のごとくなる。

1. 被害が地域的に集中している。
2. 被害地域と僅少被害地域の区別がはっきりしている。
3. 軟弱地盤地域の被害は過去の地震の被害と大きく異なっている。
4. 地盤の液化現象が大規模に起り，地下水・砂の噴出，地盤の破壊による構造物の被害が目立った。
5. 木造家屋よりも鉄筋コンクリートのビルディングの方が被害が多かった。
6. 民家からの火災がほとんどなく，石油タンクから出火した。

以上にいくつかの今回の新潟地震の被害の特徴について列記したが，要するに，新潟市一帯が軟弱地盤であることが，他の地震の被害と異ならせたといえる。戦前から戦中にかけて信濃川を埋立てた地域，また，酒田・鶴岡地方の堤防の short cut した場所などのように人工によって形成された地域に被害が集中している。埋立地のようなところと，そうでない地域で被害の様子は歴然としている。埋立地ではいたるところ地面の亀裂が起り，地下水の噴出と砂の噴出がみられ，地下水は場所によっては2mの高さにまで噴上げ，砂は50～100cmの高さに亀裂に沿って円錐状に堆積した。地下水・砂の噴出は地盤の液化現象といわれているが，地震の弾性震動が終ったとみられる頃から地下水・砂が噴出し，場所によっては亀裂からのそれらの噴出は20～30分近く続いたといわれる。これらの現象が単なる液化現象によるものか，またはこのような現象を助長するような地質構造が存在しているかは今後の研究にまたなければならない。また，この地下水の噴出と，上下水道管の破裂により，浸水地域を出し，津波によってさらに浸水による被害は拡大した。

この液化現象によって鉄筋コンクリートのビルディングは，いわゆる不同沈下現象を示し，建造物そのものの被害はなく，1～2mも沈下した。そして付近にあった木造家屋は，その沈下にひきずられてビルディングの方に傾き，不同沈下によって傾いたビルディングの下敷となって潰れている現象が目だった。

また，前に，ビルディングの被害率が20%ということを報告したが，新潟市内の木造家屋は38年4月現在で約63,000棟，そのうち全・半壊の合計が約5,000棟で家屋の被害率は8%弱である。耐震性に秀れている鉄筋コンクリートのビルディングが木造家屋よに被害率が高いことは，木造家屋よりも重いビルディングをささえる力が地盤にはなかったと考えられる。木造家屋の被害は主として，完全に潰れたというよりも，地盤の亀裂によって引き裂れたといった方がよいと思われる。

火災に関しては，地震時には常に発生するものであるが，関東大震災以来，地震時における防火が叫ばれたためか，地震時の防火が徹底し，1962年の宮城北部地震でも民家からの出火はほとんどなく，今回の新潟地震でもほとんど民家からの出火はなかった。二三の出火は大火に到らぬうちに市民の協力で消し止めたことは新潟市民の大きな功績となろう。それに反して，近代科学の粋を結集して出来上ったと思われる石油タンクから出火し，民家にまで延焼したことは新産業都市として指定された新潟にとって考えなければならない問題であろう。石油

タンクの地震による火災は，新潟地震に先んずること2ヵ月半のアラスカ地震で初めて発生した。石油タンクの耐震については今後より研究する必要がある。

今回の地震による被害は，ビルディングの沈下・傾斜・地盤の亀裂・石油タンクの火災など，どれを取上げても，地震による地盤の破壊，すなわち軟弱地盤上に近代都市があったために起ったもので，今回の被害は地震による被害というよりは，地盤による被害といい換えた方がよさそうに思われる。

〔7〕考　察

今回の地震の被害地調査で一番強く感じられたことは，民家からの火災がなかったことと，被害地，主として新潟市内のいたるところ土砂と地下水が噴出して多くのビルがビル自体はまったくといってよいほど破壊されずにそのままの形で沈下傾斜していることであった。それともうひとつは一番震源地に近いと思われる村上市の旧市内ではほとんど被害がなかったことである。これは村上市付近は堅い岩盤が地表に露出または地下浅所にあるのに反して，新潟市付近は地表下100mくらいまで軟弱地盤で構成されているためであろう。東京の地盤の悪い所でも地表下20mにはやや堅い地盤があり，アラスカ地震のあったアンカレッジでも上層10mは堅く，その下層が軟かいといわれている。この軟弱地盤が特異な被害を見せたわけである。1963年のユーゴスラビアのスコピエに起った地震は Magnitude が6であったとはいえ，地盤が堅かったため，地上の建造物は倒壊しても，ガス，水道，電気，電信，電話などの地下埋設物はまったく被害がなかった。1948年の福井地震のときでも，煙突が折れ，家が倒れ，激震で崩されたという印象を強くうけるのに反して，そのような印象を今回は新潟市内に関してはまったくといってよいほど受けなかった。今回の新潟市の被害をみると，一般に埋立地，砂丘，旧市街地で被害が異なることは注意すべきことであり，このことは被害地を踏査するとはっきりわかるほどである。また，潜函工法の東北ガス発電所や井戸側地業の市役所が被害を受けていなかったことは地震工学の面で注意してよいことであろう。

次に新潟市内の砂丘地帯と埋立地を比較した場合，埋立地ではビルの不同沈下，地面の亀裂，地下水の噴出などの被害がみられたが，砂丘上においてはまったくといってよいほど被害を出してない。砂丘では地下水位が低いため液化現象が起りにくく，しかも乾いた砂の厚い層のため，弾性波動の減衰がはげしく，家屋などの震動は予想したほど大きくないということが，聞き込み調査によっても裏付けされるように思われた。これに反して埋立地では，被害は甚大であるが，聞き込み調査によると，これほどの被害を出すような震動を感じたという印象を受けなかった。そして市民達は，予想以上の被害に驚いたことであろう。このような被害を出した第一の原因は，クイック・サンド現象，流砂現象，液化現象などとよくいわれているが，砂や礫などが堆積したり，埋立てたりした地盤に地下水が高く，地表近くまで飽和しているような場合に，大地震で地盤が大きくゆすぶられると，地盤は流動化して，液体と同様の性質を持つようになり，流動化した地盤の比重より重いものは沈下し，軽いものは浮き上らせてしまう。その例がビルディングの沈下であり，マンホールの浮き上りであろう。

この地盤の流動化現象であるが，私見によると地震と同時に起るものではなく，しばらくしてから起るように思われる。聞き込み調査によると，やはり地震が発生してから流動化現象が起ったことをうらづけるような，“地震だ，と気がついて亀裂の生じた道路に出てから地下水の噴出があり，おもむろにビルが沈下した。”とか，川岸町のアパートで横転したアパートの住人は，あまり大きな地震とは思わなかった。地震があってしばらくしてからゆっくりとすべり出したとのことであり，屋上にいた人の話では，ゆっくりと倒れたので，テレビのアンテナにつかまって，横転し終ってから地面に飛び降りて逃げたということである。これらの話から，流動化現象は地震後数分を経過してから起ったと思われる。このことは，新潟気象台の変位記象と川岸町の加速度記象を比較してある程度推定できる。すなわち，変位記象は，数分間の震動の後，急激に振幅が小さくなっており，3～4秒の小さい波が連なっているのに反し，加速度記象は，変位記象の2～3倍の周期の波がみられる。両地点はそれほどはなれているわけではないが，このように記象の上で違いがみられるのは，その付近の局所的な地盤の影響と考えられる。この記象の相違が流動化現象のある一面を示しているように見える。

新潟地震で新たに注目された流動化現象と石油タンクの火災は，新産都市に指定された多くの都市が沖積地帯，特にデルタ地帯にあり，しかも埋立地や盛土によって形成されるのであれば新潟と同様の被害がくり返される。これを機会に地盤と構造物との関係に関する研究を進歩発展させて，決して新潟の二の舞を演じないように心掛けるべきである。

2.　新潟地震の被害と地形，地質との関係

〔1〕序　論

元来，地震による被害地域は，地質の面からみると沖積地の軟弱地盤地域に密集することは，多くの大地震のたびに見い出される現象である。新潟地震の場合にも，新潟市では信濃川の現および旧河床地域，村上市では三面川の旧河床，“岩船潟”周辺の砂丘縁辺部，酒田，鶴岡両市では砂丘下の低湿地等の軟弱地盤上に被害が集中している事実が認められる。特に新潟市を中心とする地

域では，すでに諸報告に述べられているように，被害形態と地形的要素とが良く対応していることおよび流砂現象に起因する被害形態が顕著であったことが大きな特徴となっている。

このことは今後の沖積地の道路路線計画，都市計画等の際にも考慮すべきことであり，地盤の性質との対応がつけば，航空写真等による地形判読が有効な手段となり得る。この報告では以上の見地から，既存のボーリング資料および諸報告書が多く，対応が比較的つけやすい新潟市内を対象にして，その地盤全般についての震害に対する地形，地質の特徴を帰納してみようと思う。

この報告をまとめるに当っては，特に北陸地方建設局，新潟県庁，新潟市役所および土木研究所等の多くの方方の御教示，御協力を得たことを感謝します。

〔2〕地形上の特徴と震害の形態

新潟市街地を中心とする地域では，新旧の地形図および航空写真等を使って地形分類をすると，海岸線に平行した砂丘地帯および海岸の堆砂地域，信濃川の堆積作用により形成された旧河床地域および現河床，自然堤防および現砂丘に平行したNE－SW方向につらなる旧砂丘の残丘列とその間にできた低湿地および信濃川沿の埋立地等の要素に区分できる（図-1）。これらの地形要素のうち特に市街地，埋立地等では原地形がかなりそこなわれていて判読に苦しむ部分もあるが，これは古い地形図，埋立工事資料，航空写真による浸水地域分布，旧市街地分布等の判読から判断したものである。

すでに速報でも報告したように，この地域の震害の形態は大きくわけると

①流砂，噴砂現象に伴う地盤の変形，破壊と不等沈下による建造物の破損。

②振動そのものによる建造物の破壊，地割。

③砂丘斜面および川岸地域の“地すべり”によるもの

等にわけられる。①の現象は特に旧および現河床に見られるものであり，地震直後の概査により得られたそのおおよその分布は図-1に示したとおりである。②は砂丘間低地に多い被害形態であり③の川岸の“地すべり”現象は流砂現象に伴うものと考えられ，砂丘斜面の地すべりについては青山地区の国道116号線沿の斜面で見られるが，市街地域では大きな被害はほとんどない。

これらの震害形態と密接な関係がある地形区分とは，基礎地盤という観点から見ると，どのような地質要素と対応しているのかを調べるために，これらの地形区分のうち，ボーリング資料もかなりそろっていて，地形と地質の要素がうまく対比できそうなものをとり出してみると，砂丘地域，砂丘間低地，旧および現河床，埋立地，海岸堆砂地域等があげられる。砂丘残丘地域はボーリング資料が少ないため対象としてとりあげないが，航空写真による被害判読および2，3のボーリング資料から考えて砂丘地域と同様な扱い方をして良いものと思われる。

〔3〕地形区分と表層地質

地形区分と震害分布が良く一致するということは，結局地形区分ごとに地質的要素が異なるということを意味し，したがってかなり表層の地質が，建造物，地盤の破壊等の震害と関係あるものと考えられる。そこでまず問題となるのは地形区分と対比する地質の深さをどれくらいに考えれば良いかということになる。元来地史学的にいわれている沖積層は新潟平野全般にわたって分布するG_1礫層まで，すなわちこの地域では深度にして100～150m付近までであるが，この層に達するまでの沖積層の分布状態と，震害分布とはぜんぜん無関係である。一方G_0層といわれる，沖積層の最上部層の基底をなす礫層の分布を調べると，信濃川左岸の旧河床部の分布とかなり良く一致するようになる。これの深度は新潟市内では30m程度であり，地形区分と震害分布が良く対応することから考えれば，震害に対する影響圏は一応この辺の深度以浅であると推定される。さらにこれより浅層について細かく調べるために標準貫入試験によるN値が地表から測って最初に急増するところまでの堆積物（この堆積物が現地形と最も密接な地質要素と考えられる）の分布に着目すると地形区分ごとに図-5のような頻度分布を示し，現および旧河床地域では5～20mの厚さを有する（図-4の断面図参照），そしてその深度までの平均N値は15以下となっている。経験的に建造物の安定性からみるとN値≧30は充分安定な地盤と考えられ，今回の地震でも実際N≧30に達する基礎をほどこしてある大きな建造物では，ほとんど沈下が認められなかったこと，および振動で起る流砂現象は砂質地盤では，N≦5で特に流動しやすく，その限界はほぼN≒15であるといわれており，N≦15の河床部に被害が集中したことなどを考えると，ここで表層としょうするものはせいぜい深度15～20mまでの地質に適要すればよいことがわかる。ここではこのようなN値急増深度で判断される最新の堆積物の大半が深度10m以浅にあり，平均値等を出す操作により表層の特徴が失なわれることを考慮して深度10mまでの特徴を一応の目安として考えることにする。

〔4〕表層地質要素の表現および震害形態との関係

上述の見地から表層10m前後の地質の特徴を200地点あまりの既存のボーリングデーターからまとめてみることにする。種種の精度をもつボーリング資料から共通してとり出しうる地質要素としては，かなりの制約があるが，震害（特に流砂現象）を「堆積物が累積した“地層”」という観点から統計的にまとめ震害に対する地質的要因を帰納しようという意図のもとに次のような要素を選定してみた。①標高，②水位，③深度10mまでのN値の平均，④N値の急増深度，⑤粒度，⑥泥層の割合，

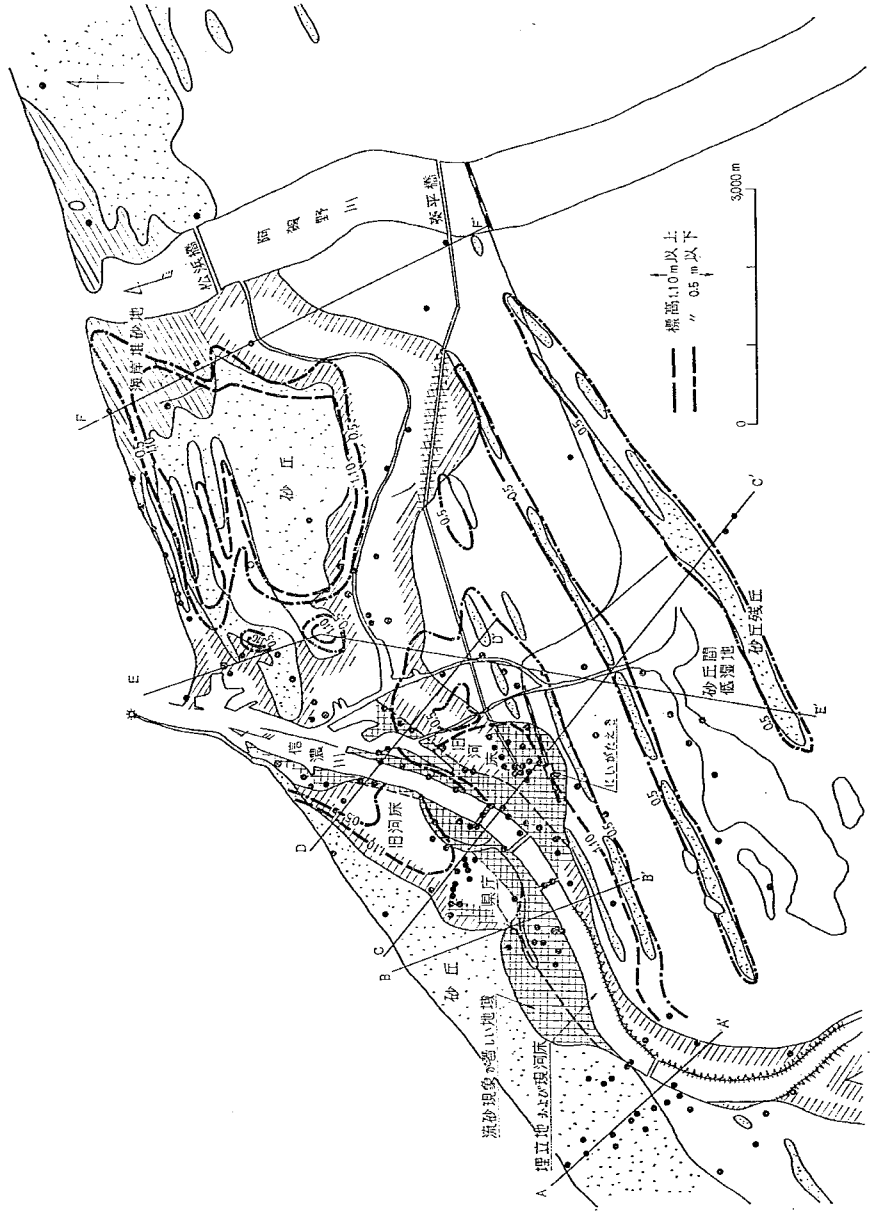


図-1　地形区分図および液状化地域図

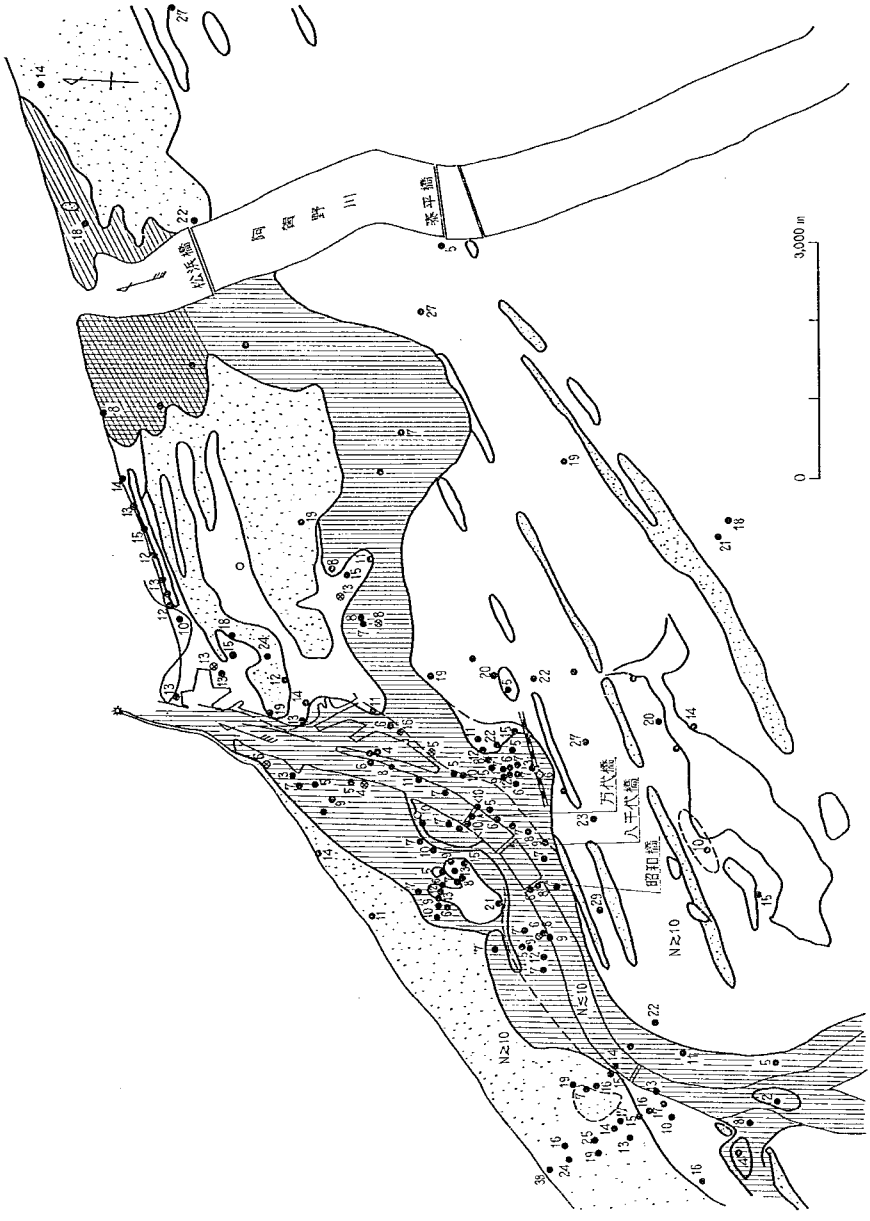


図-2 深度10mまでの平均N値分布

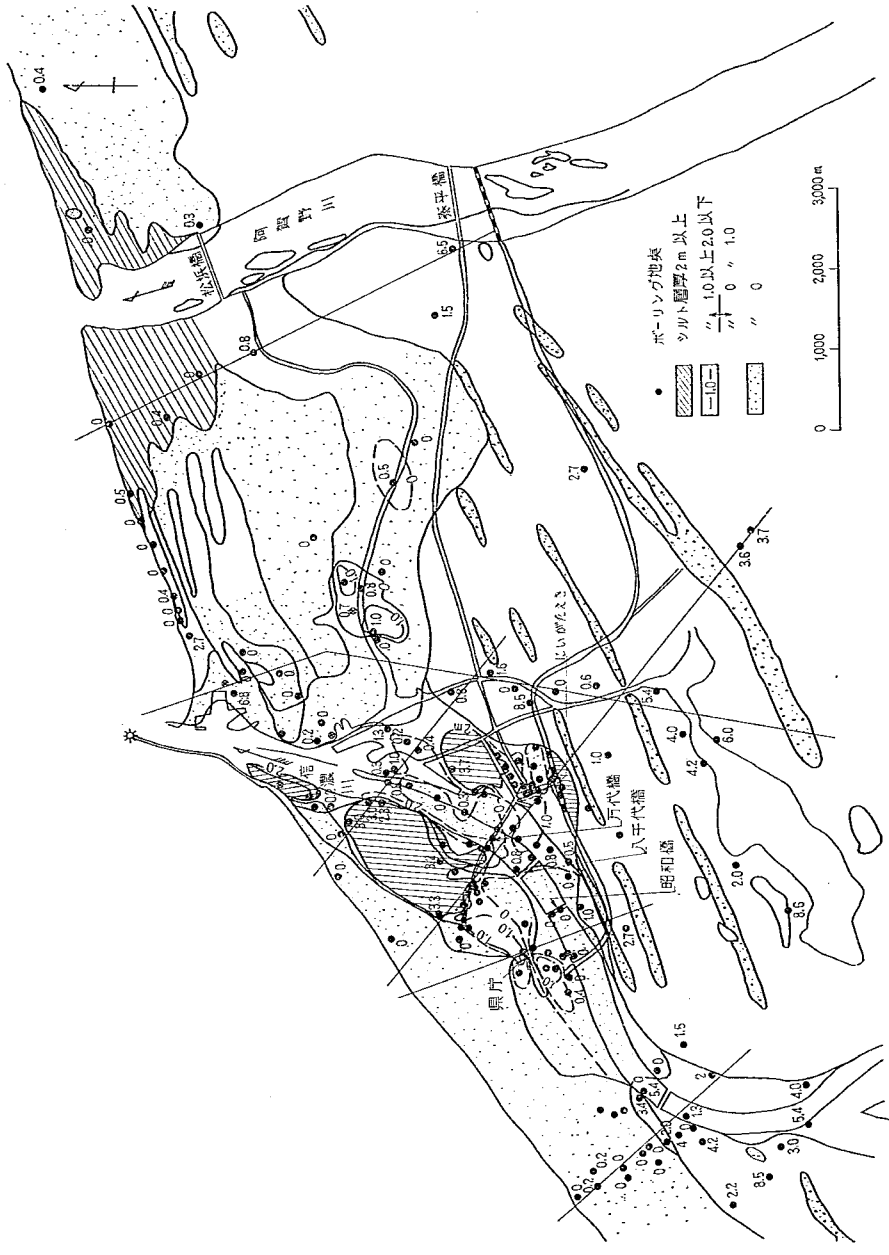
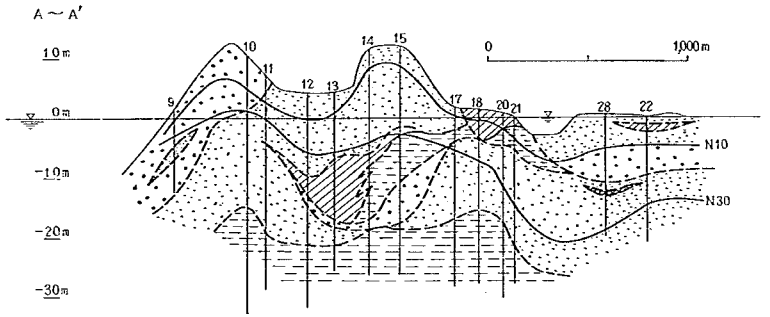
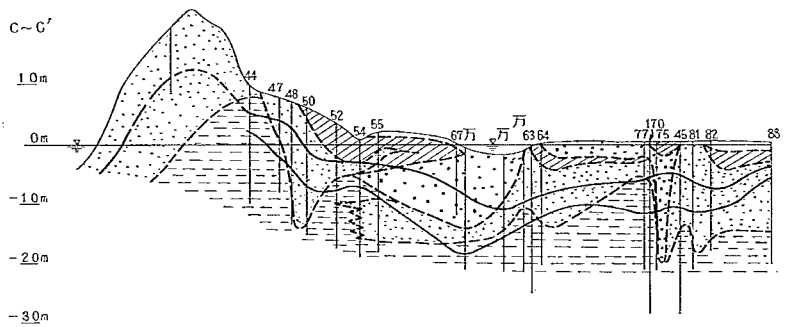


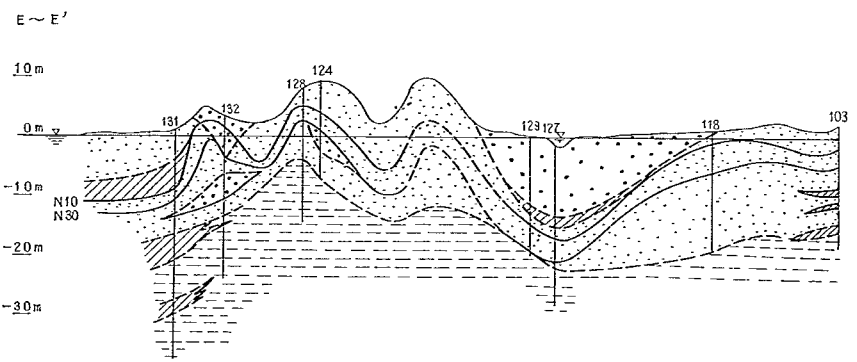
図-3　深度10mまでの泥層の厚さ



(a)

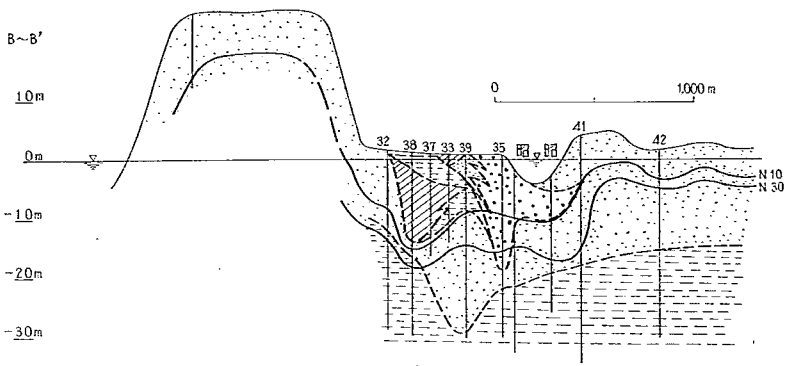


(c)

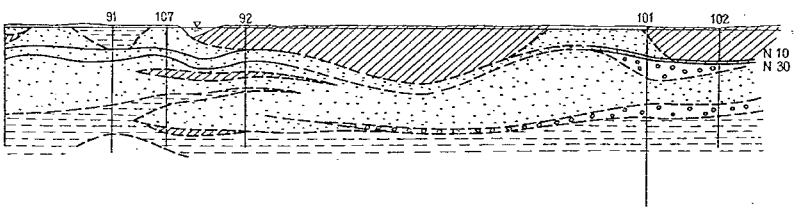


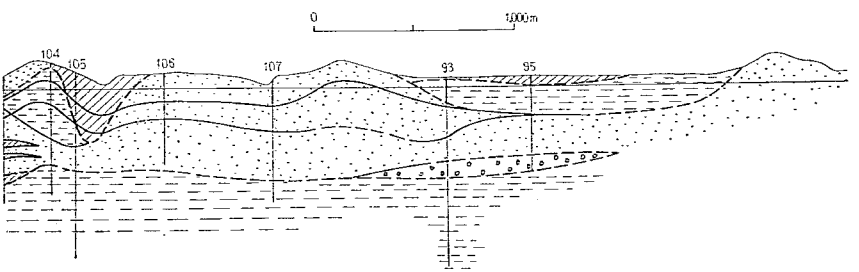
(e)

図-4 地質断面図お

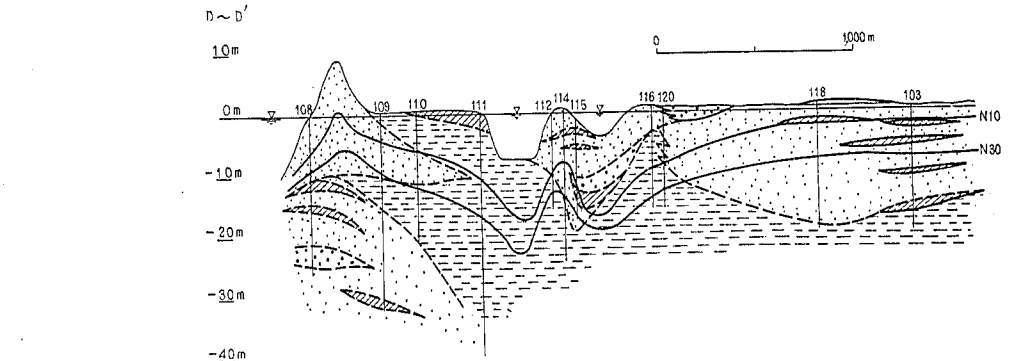

B~B'
10m
0m
-10m
-20m
-30m
0
1,000 m
32
38
37
33
39
35
41
42
N 10
N 30

(b)

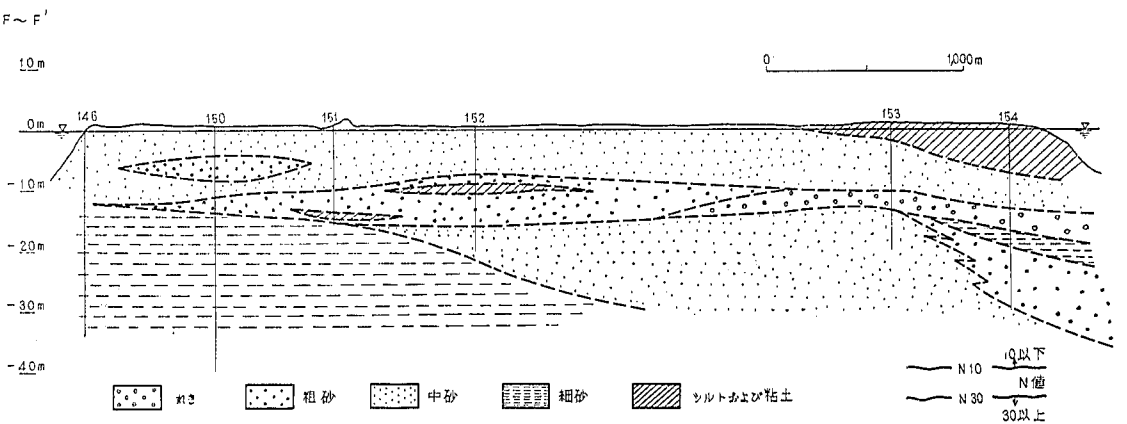

91
107
92
101
102
N 10
N 30


0
1000m
104
105
106
107
93
95

よびN値分布



(d)



(f)

図-4 地質断面図およびN値分布

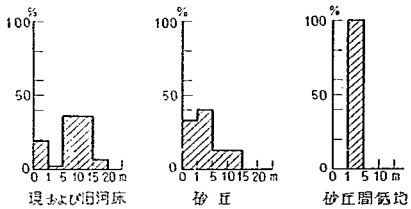


図-5　N値急増深度の頻度分布

⑦地層数等の成層状態。

（１）標高，水位について

標高については，砂丘地域でその頂上部が20～30mの丘を作っている他は平均２～３m程度，砂丘残丘部がそれより１m程度高くなっている（図-１）。地下水位に関する資料はあまり多くないが，図-６の太郎代付近の地下水位断面図からわかるように，砂丘地域を除けば，地下水位より上にある地層は１～２mであり，さらに市街地の信濃川沿いでは0.5m～1.0mである。砂丘地域以外で，この程度の標高，水位がもたらす含水量の差が地盤および建造物の被害にどんな影響をおよぼすかは，さらに詳細に調べなければわからないが，建造物の基礎，流砂現象等を考える場合には，その被害状態から見て，大局的には，ほぼ一様に水飽和状態にあると考えて良く，後に粒度の項で述べる中～細砂からなる河床地域に，流砂現象を起した一要因と考えられる。砂丘地域では地下水位が比較的浅い砂丘末端部でも被害はほとんどなく，その砂層はかなりしまったものでN値20～30に達する（関屋浄水付近および太郎代付近の資料による）ことから考えるとこの地域の砂丘砂は水飽和していてもかなりしまったものであり，流砂現象を起し難いことを示している。このことは砂丘残丘地域の２～３のデータについてもいえることである。

（２）標準貫入試験—N値

次に各ボーリング資料について地表からの深度10mまでのN値の平均を求め，その分布と地形区分とを比較してみると$N\leqq10$の地域の分布と現河床，旧河床および埋立地の区分とがほぼ一致し，その他の区分では一般に$N>10$となっている（図-２）。この関係をさらに明瞭にするために各地形区分ごとの平均N値の頻度分布を求めた結果，$N\leqq10$の頻度は現河床および埋立地においては92%，旧河床地域では62～64%となり頻度が低くなっている（図-７）。これは特に市街地で旧河床の境界が不明瞭であることにもよるが，現河床および埋立地のほとんどすべてに流砂現象が認められるのに反し，旧河床地域では，信濃川左岸市街地については古町通りを中心とする一角，右岸については“旧信濃川”以東の地域のように流砂現象がほとんど認められない部分が存在するといった事実によく対応しており，見方を変えれば$N\leqq10$は流砂現象が最も起りやすい地域の一目安となるといえる。さらにまた一概に旧河床といってもその形成の時期および過程は種種さまざまでありしたがって地質のしまり具合にもばらつきを生じていることが考えられ，後に述べる深度10mまでの成層数が現河床，砂丘等に較べて多いのも，その変遷過程の複雑さを物語っているものと思われる。しかし残り40%あまりの平均N値がほとんど$N\leqq15$であり，他の地形区分に較べればはるかに低い値となっているところを見ると，この地域はやはり被害の起りやすい所であるといえる。

N値の急増深度については，前にもふれたとおり河床部では軟かい河川堆積物が５～15m有り，その平均N値は10以下になることが多い。砂丘地域では急増点が存在しないか，せいぜい５m内外にある場合が多い。

砂丘間低地では５m前後まで$N\leqq5$の軟弱泥層が存在することが多い。しかしその下層は非常にしまっていることが常であるから10mまでの平均N値は，その軟弱層の厚さによって左右され，かなりのばらつきを示すことになる。海岸堆砂地域は資料が少なく，はっきりした傾向がつかめないが，堆砂量および堆砂下の地質にばらつきが多く堆砂量が多い所および河床上の堆砂地域では，急増深度が深く15mに達するものがあり，新潟空港付近のように流砂現象を生じている所もある。これに反し砂丘上の堆砂地域と思われる所では急増深度が浅い。また深度10mまでの平均N値10以下のものが30%に達しているのもこのためであると考えられる。以上の結果をまとめるためにN値急増深度とその間の平均N値とを両軸と

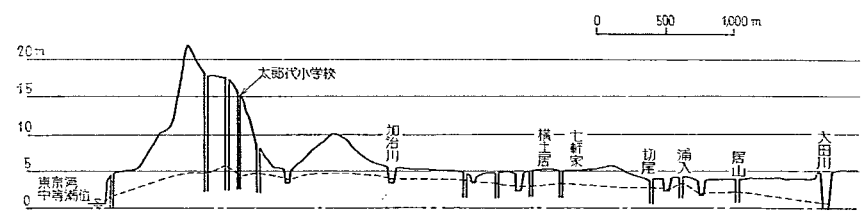


図-6　地下水測深断面図

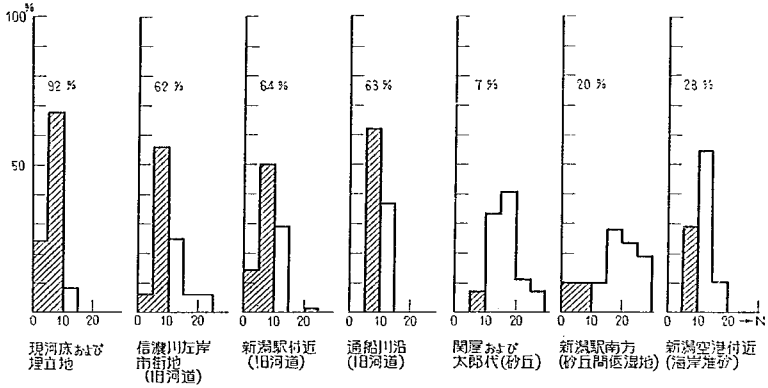


図-7　地形区分ごとの深度10mまでの平均N値頻度分布

する座標を作ると，図-8のようになり，無被害地域(砂丘)，流砂現象が著しい地域（河床部），振動そのものによる被害が目立つ地域（砂丘間低地）とがかなりはっきり区分されることがわかる。海岸堆砂地域は上述したとおり堆砂下の旧地形に支配され，場所による変化が大きい。

（3）粒度および砂一泥比

ボーリング柱状図に記載されている土の粒度表示は，簡便法として，肉眼観察の結果，試料中に卓越する粒子の径が属する区分の名称をとって泥（粘度，シルト），細砂，中砂，粗砂等の言葉で分類される。しかしこのような名称のみからでは深度10mまでに含まれる土の粒径に関する代表値を得ることができないので，各粒径区分の名称ごとに，その粒径範囲の中間に当たる数値を当てはめ，10m中に含まれる土の粒径加積曲線を描き中央値を算出し，深度10m間の粒度の代表値とした。この結果を地形区分に当てはめてみると砂丘および海岸堆砂地域はほとんどすべてが中粒砂であり，河床地域は細粒～中粒砂からなる。河床のうち現河床および埋立地にあたる部分には中粒砂が多く所所に粗粒砂が分布する。これに反し旧河床地域は細粒砂と中粒砂が主体であり，ところどころシルト，粘土が分布する。また砂丘間低地では細粒砂～シルトが優勢である。このように粒度に関しては，現河床～旧河床～砂丘間低地とだんだん粒度が細かくなる傾向が認められ，この順に被害形態が流砂現象から振動によるものへと移行している。

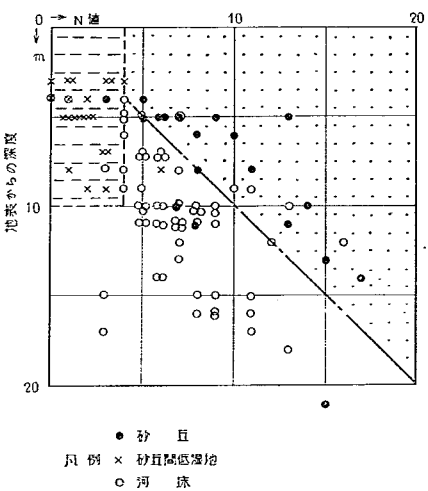


図-8　N値急増深度とその間の平均N値

さらに流砂現象の妨げになると思われる泥質層に着目し，10m中の泥層の厚さのしめる割合という表現をし上述の概括的な平均化の欠点をおぎなって表現してみることにする。泥層の割合を各ボーリング地点ごとに記入すると図-3のようになる。この図では，流砂現象との関係を調べるために，河床部については，泥層の層厚の等値線を記入してある。泥層の多い部分を見ると，旧市街地の分布とかなり良く一致し，特に信濃川右岸のような新開地では，航空写真で見て古い軒並が集中している場所が，この分布図の泥層の厚さ20%以上の地域と良く一致し，このような地域では，泥分の多い砂丘間低地とは異なり，平均N値が10以下であるにもかかわらず，流砂現象があまり起っていないことがわかる。図-3では新潟駅近辺と信濃川左岸の河口付近で高い値を示す場所が認められるが，新潟駅近辺については，砂泥細互層も一括して泥層に加えたためにやや大きな値となったこと，河口付近では浸水により被害形態があいまいであることも関係していると考えられるが，流砂現象を起すには泥層の割合が20～25%以下という値は一応の目安であって，このような部分についてはさらに細かい検討が必要

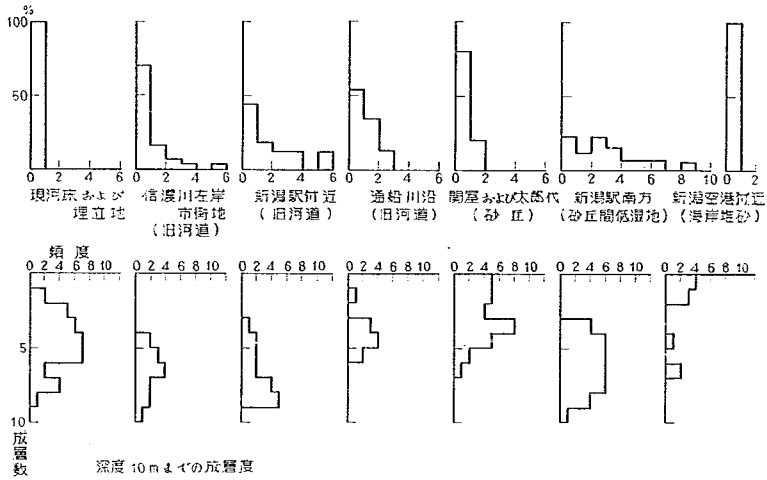


図-9　深度10mまでに含まれる泥層の厚さ

のようである。

また，各地形区分ごとに泥層の割合の頻度分布を求め，各区分の泥含有率に関する特徴を総括的に求めて見ると図-9が得られる。これは粒度平均の結果からも考えられることであるが，砂丘および海岸堆砂地では，ほとんど泥層が認められず，河床部では70～80%のものがシルト層20～25%以下となり，砂丘間低地では急増して，90%に達するものもある。

（4）成層状態について

各地形区分ごとに深度10mまでの地層（粒度の同じ数10 cm 以上の厚さの堆積物で区分）の層数の頻度をとると，砂丘および海岸砂地域が4層以下のものが多く，特に海岸堆砂地域では山が二つに別れ，前にN値の項で述べた考えに一致する。砂丘間低地，旧河道部では4層以上10層ぐらいまでとなり，現河床地域では4層をピークとした正規分布曲線型となる（図-9）。

また，泥層のうち，地表に最も近いものと，それの層厚との相関を調べると河床部では，泥層が存在するものが全体の75%であり，その大部分のものについては深度3m以内に2m以下のシルト層が存在する。また砂丘間低地では，地表から2m以内で厚さ4m程度の泥層が出現するものが多い（図-10）。これらは総括的に見ると各地形要素ごとに一応の特徴を示しているが，震害形態との直接相関は認められない。特に噴砂現象に関しては，間隙水圧の急速な上昇をもたらすものとして，成層数，泥層数等の成層状態がかなり大きな意味をもつものと予想されたが，各地点ごとに被害状況を調べてみると泥層のほとんど存在しない川岸町付近でもかなり大規模な噴砂現象が認められ，さらに河床部の中～細粒砂については，平均間隙比1.0±，透水係数10^{-2}cm/sec 程度のかなり一様な値を示す。このようなことを考えると，成層数，泥層数等の要素との相関はなさそうであり，むしろ透水係数の比較的低い（10^{-3}～10^{-5}程度）地表下1～2mの埋土類（風化，埋立等による）の分布，性質が関係してくるのではないかとも考えられる。

〔5〕その他の地域について

新潟市街地に較べれば被害の規模はずっと小さいが，秋田から新潟県に至る特に日本海沿岸の沖積地にも建造物の倒壊，地盤の陥没，地割等の被害が各所で認められ，やはり地形と震害の対応性が認められる。

秋田市では，旧雄物川沿の泥質沖積地および秋田港運河沿い，茨島，大平川沿等の埋立地でブロック塀，墓石等の倒壊および地盤の陥没，地割等の被害が発生した。これらの地域ではいずれもN値が10以下の軟弱層が存在し，表層部にはそれぞれゆるい泥質層および土砂が5m内外堆積している地域である。

酒田市を中心とする飽海郡遊佐町から酒田市飯森山，黒森等の部落をへて鶴岡市大山町に至る地帯では，海岸沿につらなる砂丘下のいわゆる砂丘後背地にある部落が軒並に被害をこうむった。酒田市千日堂前付近の砂丘後背地と思われる地点の資料では軟弱泥質層が10m以上に達しており，一応この地帯の地質の目安となりそうである。

また，飯森山部落では噴砂現象が見られることから考えると同じ一連の地帯にあっても，宮野浦，飯森山等のように地形的に細分すれば最上川の砂丘浸蝕によってで

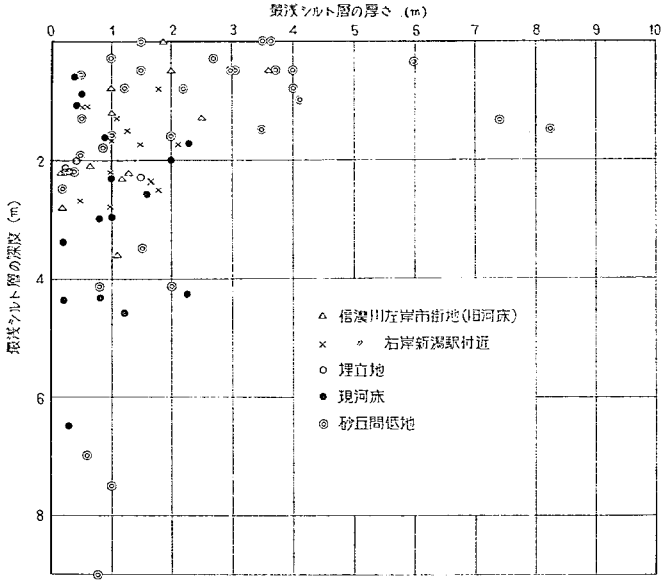


図-10

きたと思われる沖積地では地質が異なると考えられる。酒田市周辺の砂丘と東部山地の間にある幅 10km 内外の沖積地帯（庄内平野）では20数本のボーリング資料によるとすべて表層部は厚さ5～20mの泥質層に覆われている。この沖積地のところどころに家屋の倒壊，地割，陥没およびそれにともなう道路の破損等の被害が認められた。家屋の倒壊をおこした荻島部落では，この泥質軟弱層が20mにも達するが，ほぼ同じ地盤状態の砂越部落にそれが見られない等必ずしも軟弱地盤の厚さに関係せず，この地域全般は振動による被害の起りやすい地域ではあるが，被害の有無はむしろ建造物の老朽度等の要素がきいているものと思われる。このことは，また1894年の庄内地震のときに被害をこうむった部落と今回のそれとがこの地域ではあまり一致していないことからも間接的にうかがえる。これに反して先に述べた砂丘後背地の各部落は庄内地震のときにもことごとく被害をこうむっており，一般平野部と異なっている。この違いは砂地から泥質地へまたはシマッタ地域からユルンダ地域へ移行する領域にまつわる地盤上の原因に求めた方がよさそうである。酒田市付近では最上川河床地域は礫混りの中～粗粒砂が多く10数本のボーリング資料では10mまでの平均N値が15から20以上となり，一部の中州および埋立地を除いては，ほとんど被害が認められないのは信濃川と異なる。また同水系の大山川では著しく蛇行した当河川を改修して築堤により流路変更を行なったが，旧河川敷上の築堤箇所等にことごとく盛土部の沈下，キレツ等の被害をこうむった。この地域の地盤構成は緩いシルト砂，砂礫層が主体であった。また砂丘地域についてはN値20以上の細～中粒砂で一部の砂丘内低地を除いては被害は認められなかった。

震源地に近い村上市は三面川の沖積原にあるが，市郊外の四日市，山辺里および岩船町三日市，八日市に倒壊家屋が多く発生した他は，市街地では5～6軒の倒壊家屋が出たのみで被害は割合少なかった。市街地の数本のボーリング資料から判断すると，当地の地盤は大部分シマッタ砂礫層からなり10mまでの平均N値は20～30，表土1m前後，水位3m前後という値を示す。四日市，山辺里付近についてはボーリング資料はないが，地形図でみると，市街地一般は桑や茶畑が多い地域であるが，この地区は水田地帯になっており，三面川の旧流路が通っていたといわれていることも考え合せると，あるいは軟弱泥質層が堆積しているのではないかと推察される。また。三日市，八日市等は旧岩船潟縁辺部に発生した被害である。

この他岩船郡塩谷～富田部落に至る地帯および加治川沿などの砂丘後背地にも家屋の倒壊，地割，陥没等の被害が各所で認められた。

震源地に近い山北村府屋を中心に鶴岡市由良～温海を経て村上市に至る海岸沿に発達する小規模な沖積地でも各所で道路盛土の崩壊，路板のキレツおよび地盤の陥

没，墓石の倒壊等の被害を生じ，これにともなって傾斜する家屋も多数認められた。鶴岡市由良～温海に至る海岸沿の小波渡，堅苔沢等の沖積地では道路盛土の崩壊等が認められ，特に被害の大きかった山北村府屋付近では，国道沿にキレツが発生し国道を中心とする一帯が陥没した。このため府屋駅および国道沿の家屋の大部分が東西方向に傾いた。またこの地域の山地でも各種の災害が認められ，特に鉄道および国道沿等の切取のり面を含めた斜面の崩壊とトンネル内のキレツ等が目についた。

鶴岡市由良付近には国道7号沿に砂丘を切る延長200m，高さ30mに達する大きな切割が有り，地震の際にこれがくずれ落ち排水溝その他の保護工が水泡と帰し破壊された。また国道8号の小出付近では第四系の魚沼層と呼ばれる泥砂礫層の一部に小規模な崩壊が所所でみられた。これは雪積期に浮上した岩盤の一部がたまたま地震の際にくずれ落ちたものと考えられる。前述の由良付近には由良峠と称する第三系の砂岩泥岩からなる大切割がいくつもあるが，このうち2～3のものに地震の際の崩壊が認められ，高さ30mの斜面が幅50mにわたってくずれ，間知石の練積擁壁（高さ8m前後）も破壊し路面をうめたものもある。これに反し国道8号が長岡から柏崎に至る曾地峠の第三系砂泥岩切割は，集中豪雨のたびに崩壊を起す不安定なのり面であったが，ロックボルト，排水溝等の保護工事が完了したことと震源から比較的遠かったこと等もあって，水にはともかく，今回の震動（震度Ⅳ程度）にはかなり強かったことを示した。同様に国道8号が米山の安山岩礫塊（角礫凝灰岩）を含む切割でも震動による崩落は認められなかった。しかしこの種火山岩塊でも震源地に近い震度Ⅴの鶴岡市油戸では急斜面（80°前後）のせいもあってかなりの落石を生じていた。また国鉄羽越線沿線でも斜面に多くの被害を生じ府屋～勝木間の八幡山トンネル北口では第三系泥岩からなるのり面のうち表層風化部が練積土止壁とともに崩壊し，さらにその後の降雨により被害が増大した。

また同線沿線の花崗岩地域では斜面の崩壊がはげしく特に鵜川～桑川間に多くの被害が認められた。府屋～村上間の国道7号沿の山間部では大きな切割がないせいもあるが，葡萄峠付近の温泉化作用を受けた花崗岩のり面の小規模な崩壊をはじめ小さな崖くずれ，地すべり等が所所で認められた。またこの区間の国道7号沿には間の内（139m），岬（30m），大崎山（300m）の各トンネルと現在工事中の大毎（340m），朝日（880m），葡萄（320m）の各トンネルがある。このうち間の内，岬，大崎山の各トンネルは震源地に比較的近い粗粒玄武岩地帯にあるが，間の内，岬トンネルには被害が認められず，大崎山トンネルは新潟側坑口より50mまでの地域が崖錐状堆積物からなっているために，この部分の覆工に横断面方向および縦方向のキレツを生じた。また，大毎トンネルは第三系の比較的軟かい黒色頁岩からなり，坑口付近のコンクリート覆工にヘヤークラックを生じたり，側壁コンクリートのジョイント部が開口，キレツが入ったりした。朝日トンネルは花崗閃緑岩よりなり一部に鉱化した破砕部が存在する。今回の地震では左右の側壁導坑の中心線がともにトンネル内側に9cm程度移動した。葡萄トンネルは灰白色の流紋岩が主体でところどころに破砕粘土化した部分をはさむ。地震時には新潟側坑口より64mまで上部半断面掘削切拡げ中であり，トンネル中心線にわずかの移動が認められた。

この他羽越線沿線のトンネルにもコンクリート覆工のキレツ等多数の被害が発生した。以上トンネルについての被害は，第4編に詳しく述べられているので，山地の地質と震害の関係という見地から概略を述べたにすぎない。またダム関係では，たいした被害は認められなかったが，震度Ⅳ程度の秋田県雄物川水系の皆瀬ダム（ロック・フィルダム）では遮水壁および天端部にキレツを生じた。このダムサイトは上部は段丘層および火山砕屑岩からなり基底部は第三系の泥岩層からなるが，被害はロックフィル堤体の沈下および移動によっておこったものである。この他山形県滝ノ沢ダム，府屋～村上間の花崗岩地域の一部の砂防ダム等，ところどころの砂防ぜき堤にキレツ等の被害が生じた。

〔6〕まとめ

○新潟市付近の地形は，砂丘，旧河床，現河床および埋立地，砂丘間低地，海岸堆砂地域等に区分され，これらの区分は地震による被害形態と良く対応する。砂丘地域はほとんど被害のない地域，埋立地を含めて河床地域は流砂現象に伴う被害が卓越し，砂丘間低地では振動そのものによる被害が多い。海岸堆砂地域は，その堆砂量，堆砂下の旧地形によりさまざまである。

○地盤，建造物の被害に直接関係すると思われる表層の地質は，地質断面図，被害状況および分布等から帰納するとせいぜい深度20m前後，さらに地質要素の特徴を各地形区分ごとに統計的に扱うには10m前後を考えれば充分である。

○各地形区分ごとの被害形態に関係あると考えられる地質要素のうち，N値および粒度に関しては特に著しい差異が認められる。

N値については，一般に河床地域では$N \leqq 10$，他の地域では$N \geqq 10$となる。また各ボーリング地点についてN値が急増する深度とその間の平均N値との関係を座標にとると，砂丘，河床，砂丘間低地の各地域は，かなり良く区別される。この違いは砂丘地域ではN値が漸増するものが多いが，いずれの場合でも平均N値が高いのに反し，砂丘間低地では深度5m前後まで軟弱なシルト層がある場合が多く，それより下はN値が20～30の層に急増し，河床部では10m前後の軟かい砂層が卓越すること

による。

深度10mまでの粒度組成については，砂丘および海岸堆砂地域はほとんど中砂からなり，河床地域では細～中砂，砂丘間低地では細砂～シルトとなり，粒度組成と被害形態には対応性が認められる。さらに河床地域だけに着目すると泥層の割合が20～25%以上になるところでは流砂現象が少ないようであり，このような部分は旧河床地域にかなりみられる。

新潟市街以外の沖積地においても地形と震害の対応性が認められ，特に新潟市付近の砂丘間低地に属する被害形態が多い。震源地に近い府屋を中心とする鶴岡市由良付近から村上市に至る地域では海岸沿沖積地および山地ともにかなりの被害を生じ，特に山間部では第三系の泥岩および花崗岩地域に斜面の崩壊およびトンネル内のキレツ等の被害が多発した。

参考文献

新設新潟駅基礎地盤綜合調査報告；鉄道技研（1955）
新潟地盤沈下調査資料；新潟地区地盤沈下調査委員会（1958）
新潟地区地盤調査報告書（表層地質編第一次報告）；地質調査所（1960）
新潟地区地盤調査報告書（表層地質編第二次報告）；地質調査所（1961）
新潟地区浅層地盤試錐岩芯土質試験分析表；新潟県企業振興課
新潟地震調査速報；土木技術資料 Vol 6 No. 7（1964）
新潟地震防災研究総合報告会講演要旨：科学技術庁国立防災科学技術センター他（1964）
新潟地震による被害状況報告書；山形県酒田市（1964）
その他ボーリング調査報告書。

3. 新潟地震によって発生した砂丘斜面のすべりおよび護岸よう壁のすべり出しについて

緒　言

今回の新潟地震により，信濃川河口付近の砂丘末端部の各所に崩壊の発生を多数見た。これら崩壊の発生機構および発生の限界条件を解明するため，国道116号線沿いの新潟市青山浄水場内の斜面を選び，外観上からはまったく同じように見える連続した斜面で崩壊の発生した個所，発生しなかった個所の地表面の傾斜こう配および地下構造を土質力学的見地から比較検討しようとするものである。

また信濃川河岸の護岸よう壁にも多くの倒壊が見られ，これが河岸の崩壊またはすべり出しによるものと見られるので，その実態と機構を明らかにするため，河川横断測量と土質調査を行なった。

〔1〕斜面崩壊について

（1）調査地点の概要

調査場所は図-1に示すごとく，国道116号線沿いで，前記問題を解明するため最も適当と思われる新潟市青山浄水場内の国道側斜面を選定した。

本地域の地質は，主として信濃川により沖積世に生成された海岸平野であり，海岸線から内陸に向ってほぼ平行に分布する砂丘は層理を認められる砂層よりなり，北東から南西につらなって形成されている。

本地域の土質は，地表から砂丘相（−3.50 m），潟沼相（−3.5～−15 m）海成相（−20 m以上）の異なった堆積相が重なりあっており，潟沼相は粘土が主成分を占め不透水層と考えられ，このため地下水位は非常に高く保たれている（図-2参照）。

（2）調査成果

調査内容は，地形測量，ボーリング，スエーデン式サウンディング，標準貫入試験，電気探査および各種土質試験で実施個所および測線位置は図-1に示すごとくである。

（2）-1　地形測量調査

調査の対象となった斜面の地形測量を詳細に行うことによって崩壊による地形変化を把握するとともに，崩壊発生前の原地形を復元することを目的として行なった。この結果調査平面図および各種調査対象測線の断面図を作成した。（図-3-1～4参照）

（2）-2　ボーリング試験

ボーリング試験は崩壊の発生を見た断面 No. 6 の上，中，下の3個所および発生しなかった断面 No. 2 の上，中，下の3個所計6個所について行なった。これによって各断面の地質および土質的な地下構造を明らかにすることを目的とした。（図-4-1～6参照）。

No, B-1　本ボーリングは断面 No. 6 の末端部のすべりによる盛上がり部分で柱状図(図-4-1)に示すごとく地表より7.72mまでは砂丘相と考えられる非常に均一な砂からなっている。これより下部は潟沼相と思われる粘土層が現われる。また地下水位も0.80mで非常に浅層にある。

No. B-2　本ボーリングは断面 No. 6 の中部ですべりによって最も乱された部分である。柱状図（図-4-2）に示すごとく地表より 11.60 mまでは砂丘相でこれより下部は潟沼相が現われる。地下水位は地表より4.20mである。No. B-3 は断面 No. 6 の上部ですべりによる乱れをあまり受けない所で柱状図（図-4-3）に示すごとく地表より 17.50 mまで砂丘相からなっており，以下潟沼相が現われる。No. 6断面は結局非常に均一な砂からなる砂丘相が地表から約E L. −3.50 m までほぼ水平に存在しこの下部に潟沼相と思われる粘土およびシルト質粘土からなる層が乱されることなく水平に現われる。この結果すべりは粘土層には関係なく上部砂層の中に発生した

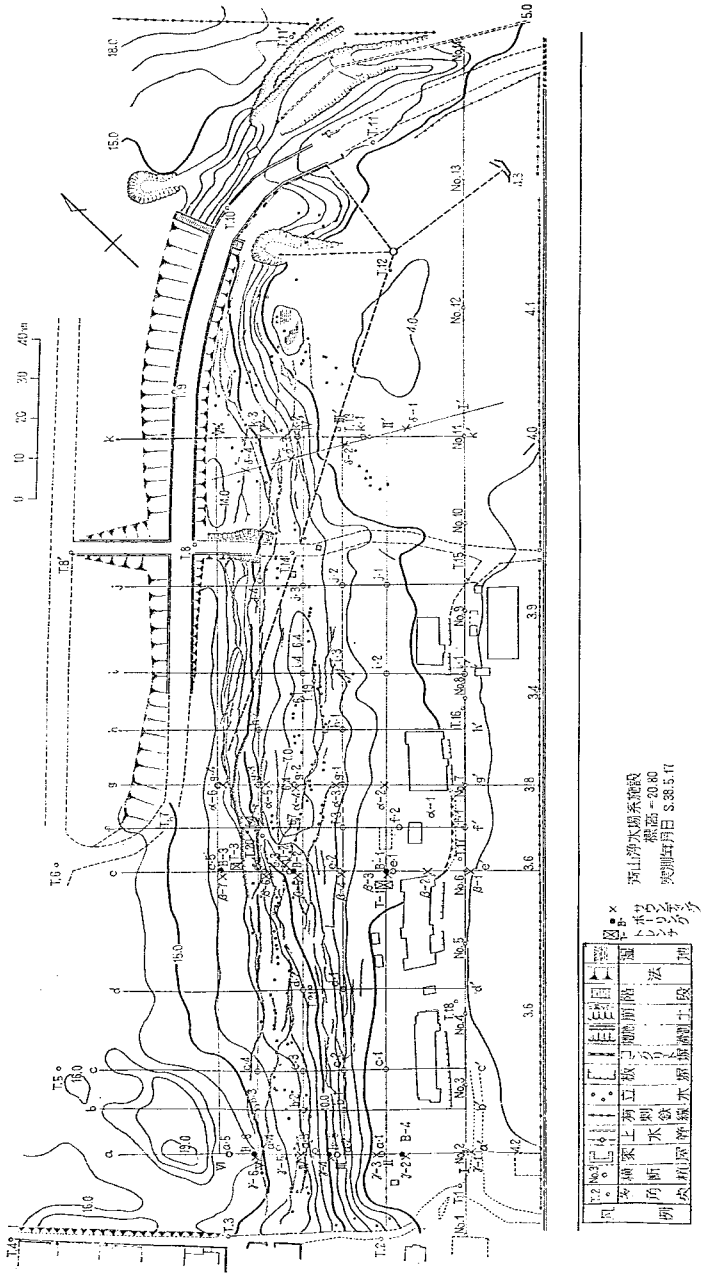


図-1　西山浄水場地すべり調査平面図

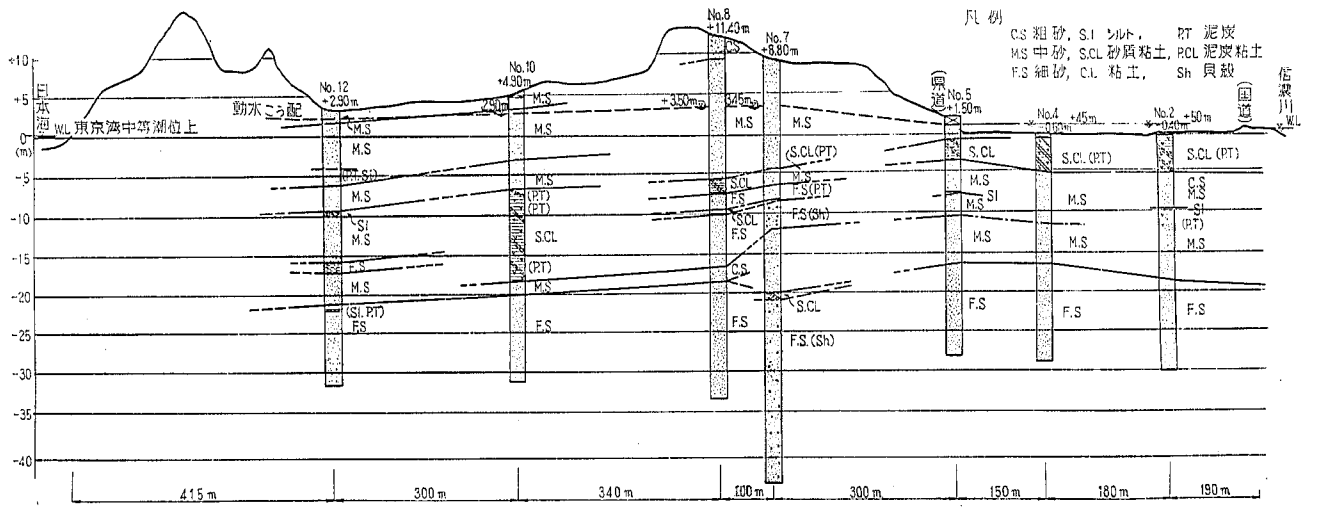


図-2 地層縦断図（図屋分水計画地点）

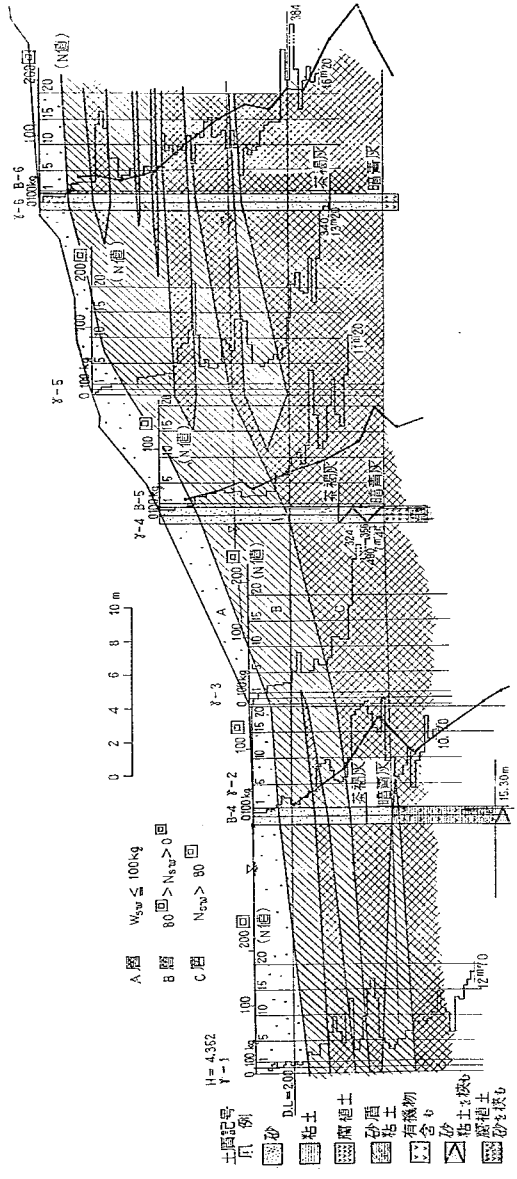


図-3・1　No. 2　断面調査結果

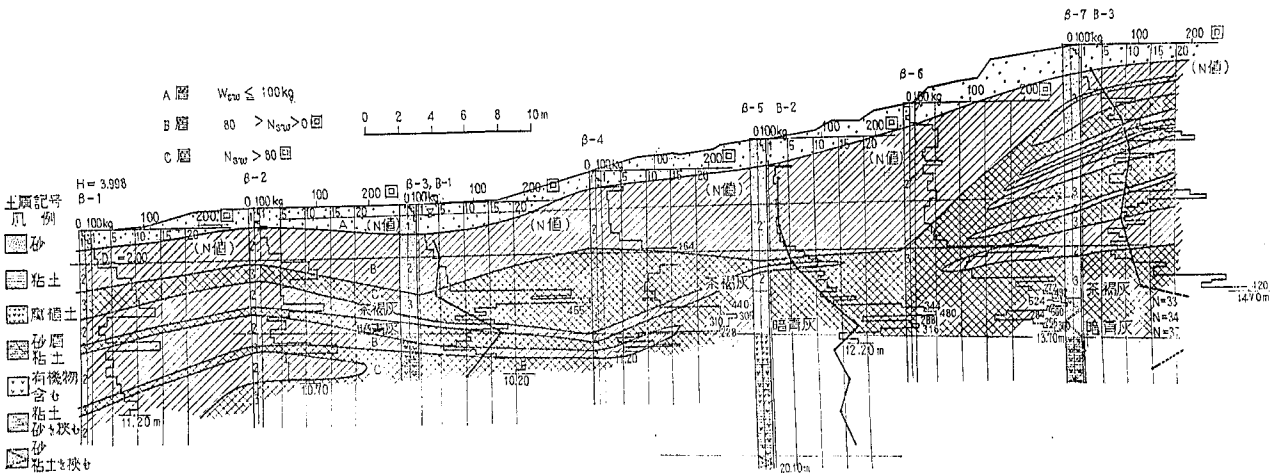


図-3・2 No.6 断面調査結果

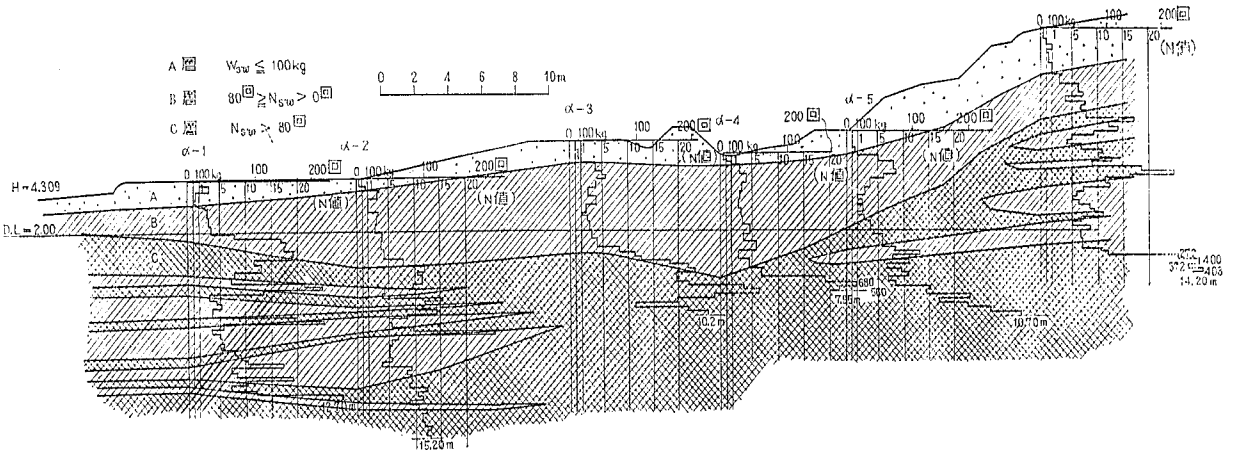


図-3・3　No. 7 断面調査結果

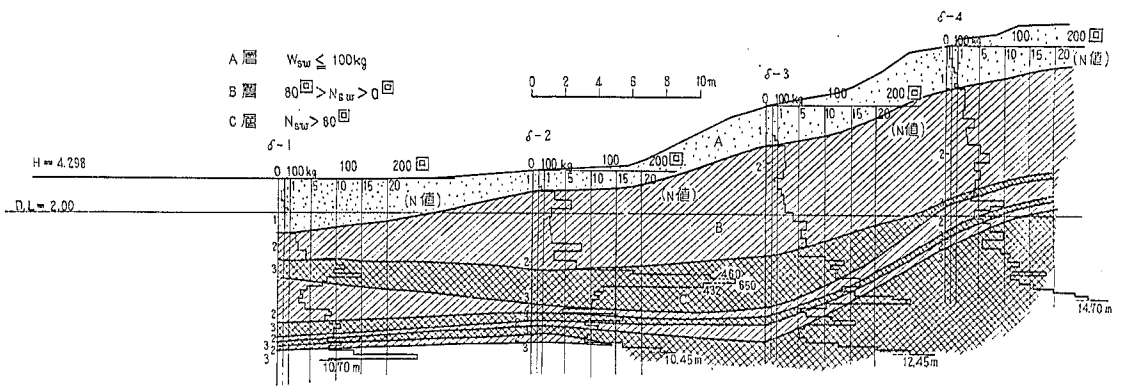


図-3・4　No. 11 付近断面調査結果

試錐 NO　B-1
掘進深度　10.47m
掘進孔径　85mm
地盤高　5.14m
調査場所　新潟市青山浄水場
調査期間　自昭和39年9月23日，至昭和39年9月27日
機種名　KR-200

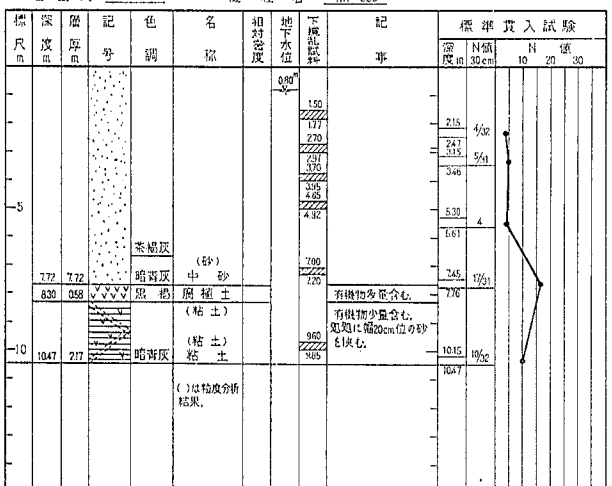


図-4・1　新潟地震震害地地すべり調査　土質柱状図

試錐 No　B-2
掘進深度　20.10m
掘進孔径　85mm
地盤高　8.52m
調査場所　新潟市青山浄水場
調査期間　自昭和39年9月28日，至昭和39年10月1日
機種名　KR-200

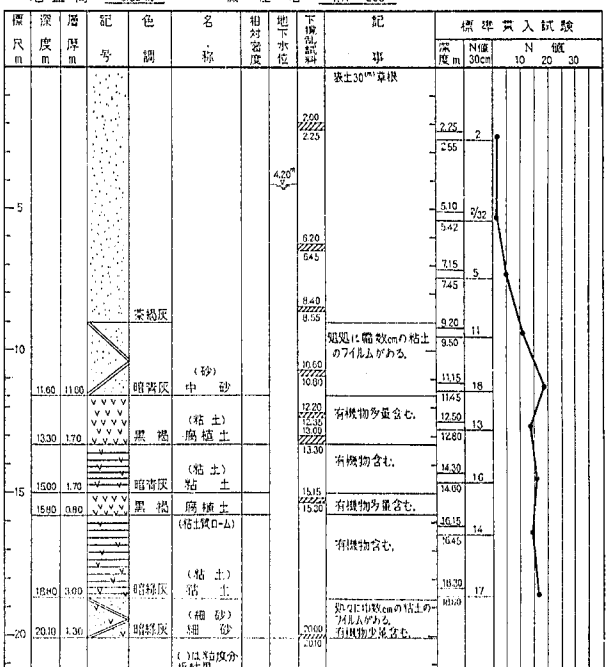


図-4・2　新潟地震震害地地すべり調査　土質柱状図

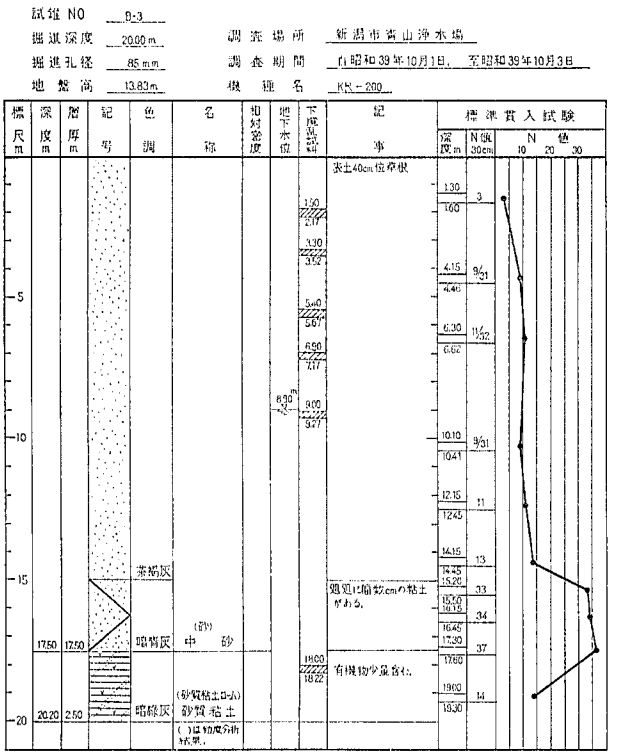


図-4・3 新潟地震震害地地すべり調査 土質柱状図

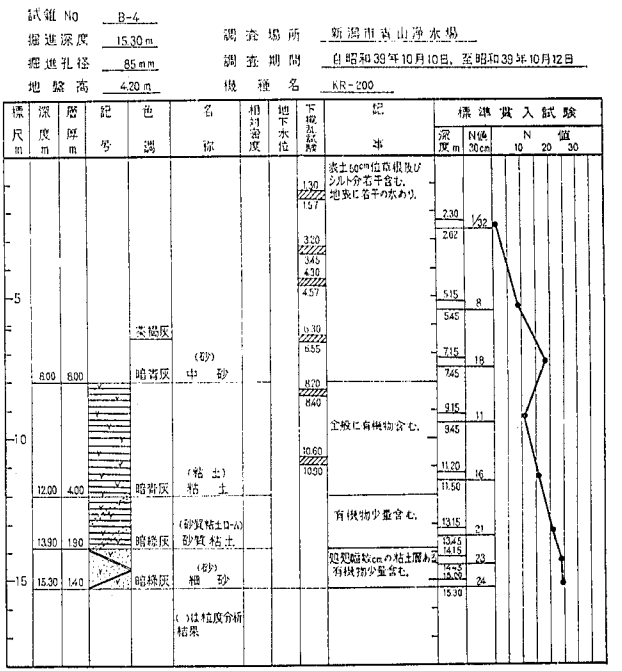


図-4・4 新潟地震震害地地すべり調査 土質柱状図

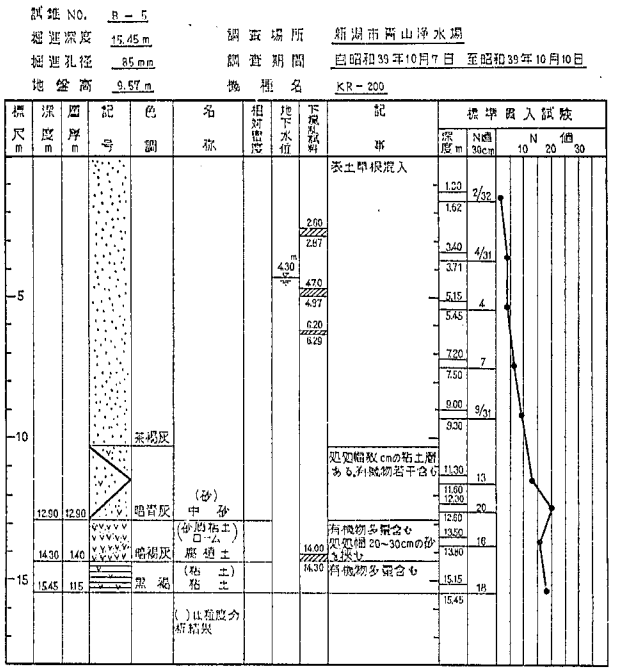


図-4・5 新潟地震震害地地すべり調査 土質柱状図

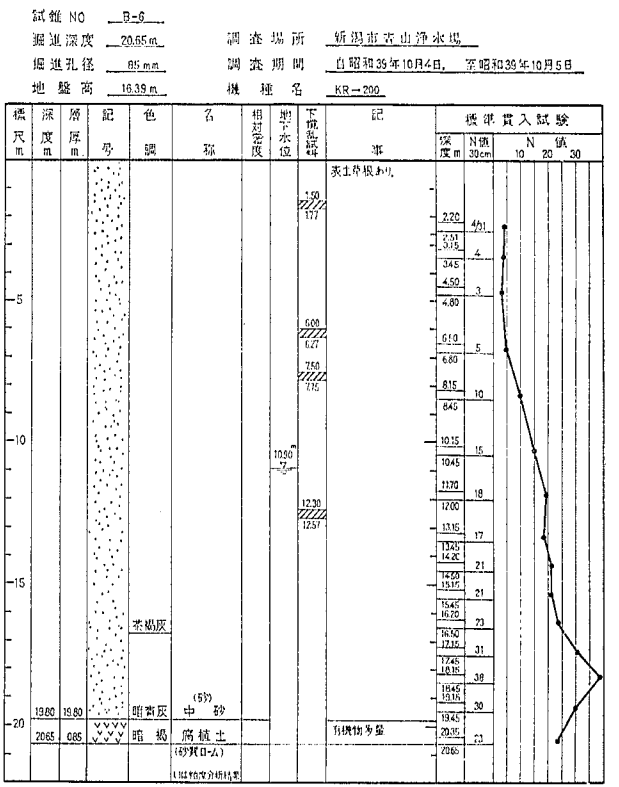


図-4・6 新潟地震震害地地すべり調査 土質柱状図

ものと考えられる。

No. 2 断面に行なった B-4，B-5，B-6 の各ボーリング試験結果についても柱状図（図-4-4～6）に示すごとく砂丘相および潟沼相の水平な2相に分けられ，No. 6 断面と地質的にはほとんどその差異は認められない。また，これは地質的な成因から考察しても両断面に著しい相違のないのは当然の結果である。

（2）-3　スエーデン式サウンディングおよび標準貫入試験

標準貫入試験は各ボーリング孔で1m間隔に行い，スエーデン式サウンディング試験は No. 2 断面で6本，No. 6 断面で7本，No. 7 断面で6本，No. 11 断面で4本，計23本を行なった。これによって各断面の深度ごとの相対的な密度変化を測定し，崩壊の発生した断面と発生しなかった断面の密度の相異および崩壊によるかく乱のための密度変化等を把握するためである。標準貫入試験およびスエーデン式サウンディング試験結果は各断面ごとに作成した（図-3-1～4）サウンディング試験結果と標準貫入試験結果の相関関係は図-5に示す関係が得られた。

（2）-4　電気探査

調査対象地域の地下帯水層および地下構造を調べるために行なったもので，探査実施地点は図-1に示されるごとくでa～k測線およびⅠ～Ⅵ測線について合計40点測定した。

測定は横河電機製L—10型大地比抵抗測定器を使用して Wenner の四電極法によって電極間隔0.4mから16m～42mまで29～41回づつ行なった。測線はほぼ等高線に平行にした。測定結果の解析は電極間隔に対する比抵抗の変化を示す $\rho-a$ 曲線を描き，曲線の変曲点の明らかなものについては標準曲線による解析を試み，その後直視法による解析を行なった。解析の結果得た比抵抗柱状図により各測線ごとの断面図を作成すると図-6に示すごとくである。測定値にばらつきがあり，平滑な曲線を示さない部分があるが，これの原因としては，電極付近におけるきわめて浅い部分の土地の異常，または地形の凹凸が考えられる。各測線ごとの断面図によれば，帯水層，および砂質土層の下部にある粘土層はほぼ水平に存在することが確認された。

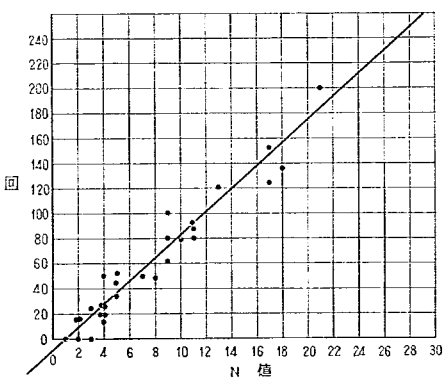


図-5　N_{SW} と N 値の関係

（2）-5　土質試験

（1）物理試験

物理試験は土粒子の比重試験，密度測定，粒度分析，含水比測定，相対密度測定を行なった。

このうち土粒子の比重，粒度分析は標準貫入試料で，相対密度測定はトレンチ試料で行なった。密度および含水比測定についてはトレンチおよびシンオールサンプリングで測定した。

（2）力学試験

一軸圧縮試験，三軸圧縮試験および一面セン断試験を行なった。

土質試験結果については表-1に示すとおりである。上部砂丘相は均等係数がほぼ2の非常に均一な乾径の砂が多く，各深度より採取した20試料についての乾燥密度の平均が 1.49g/cm³，標準偏差0.33であることから，γ_d のバラツキによる同一砂層内の強度変化も相当大きなことが考えられる。

下部にある潟沼相は三角分類によれば砂質ロームおよび粘土よりなり，その平均乾燥密度は 1.12g/cm³，$q_u=1.03$ kg/cm² で上部と全く異なった土質であることが解る。土質試験の結果から上部砂層の内部に起った崩壊を解析するために必要と思われる factor の相関関係を求めた。これを図-7，8，9 に示す。

図-7は　$\gamma_d-\phi$ の関係

図-8は　$w-\phi$ の〃

図-9は　$\phi-e$ の〃　図である。

（3）砂丘斜面に発生したすべり現象についての考察

前記調査結果から本調査対象斜面の内部構造は図-3に示すごとくA，B，C層に大別される。

A層は $W_{SW}\leqq 100$kg の非常にゆるい1m～3mくらいの薄い表層である。B層は 80回$>N_{SW}>0$回のゆるい砂層で乱れが著しい。C層は最下部に連続的に存在する $N_{SW}>80$ 回の比較的緊密な砂およびシルト層である。

この斜面のすべり出しの上部限界は各断面についてサウンディング位置 α-6，β-7，γ-6 付近でこの位置ではC層が地表近くまで存在していることが確認された。

また，電気探査およびボーリング試験の結果から下部のシルト層はほぼ水平ですべりあるいはかく乱の形跡が見当らず，これより上部層であるB層がすべり発生の主体と考えられる。

B層は N 値<10以下で相対密度からいっても弛緩した状態であり，しかも図-3に示すごとく地下水面下に存

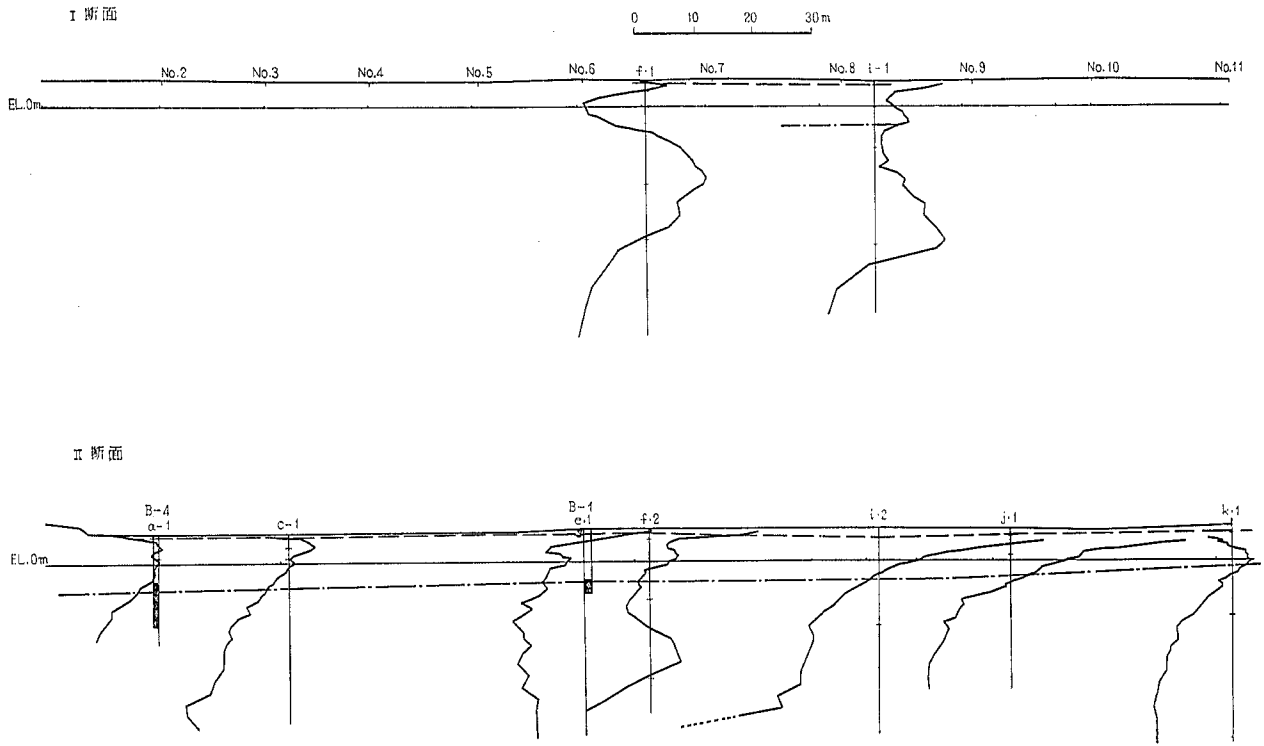


図-6 電気探査比抵抗柱状図

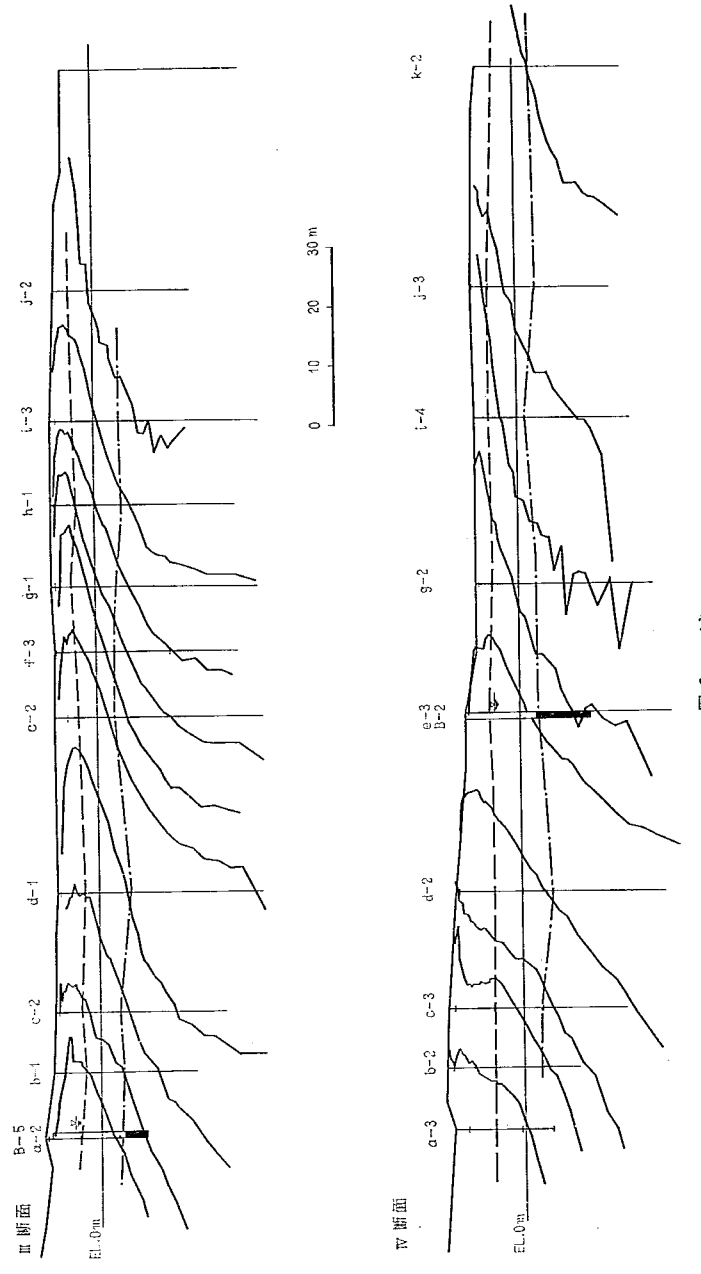
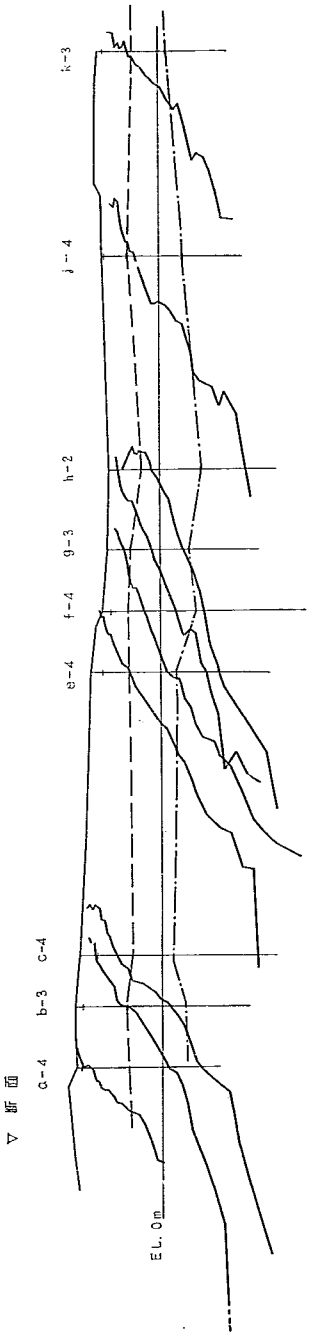

Ⅲ 断面
B-5
a-2
b-1
c-2
d-1
e-2
f-3
g-1
h-1
i-3
j-2
EL.0m
0
10
20
30 m
Ⅳ 断面
a-3
b-2
c-3
d-2
e-3
B-2
g-2
i-4
j-3
k-2
EL.0m

図-6 つづき


V 断面
a-4
b-3
c-4
e-4
f-4
g-3
h-2
j-4
k-3
El. 0m

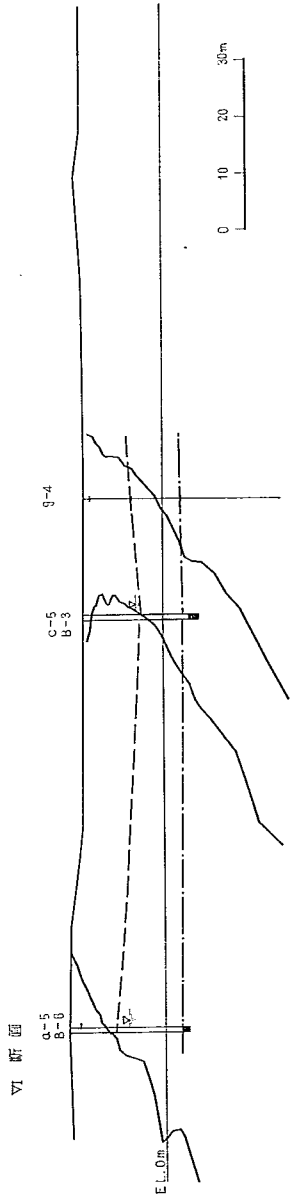

VI 断面
a-5
B-6
C-5
B-3
g-4
El. 0m
0
10
20
30m

図-6 つづき

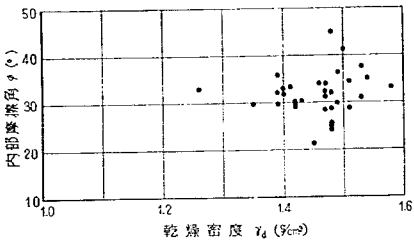


図-7　γ_d～ϕ の関係（三軸）

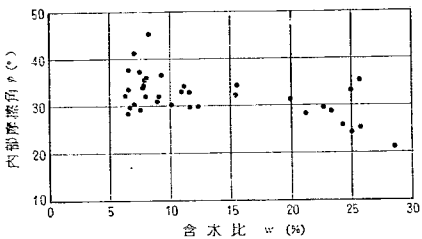


図-8　w～ϕ の関係（三軸）

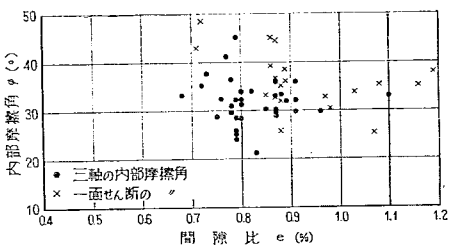


図-9　内部摩擦角 ϕ と間隙比 e との関係

在する部分が多い。このため地震時の振動による急激な粒子間の間隙比の減少によって異常間隙水圧の発生が推定され，このため流砂現象を惹起し斜面のすべり出しが起きたものと考えられるが，この他の原因として振動時の砂の内部摩擦角の変化も重要な要素である。

すべりによる斜面破壊の著しかった No. 6 断面とこの対照斜面として取上げた地震による地表変形の軽微な No. 2 の断面の比較検討のため，これら斜面の内部構造の差異を地質学的また土質工学的な見地から解明すべく前記調査を行なったのであるが，これについての決定的な相違点を指摘することは不能であった。

しかるに No. 2 断面にも精査の結果，踏査時には無視されたが，相当多数の引張り亀裂が斜面上部にあることを確認したので，本斜面も地震時にはすべり出しの限界条件にほぼ達していたことが推定される。

このことから，今回調査した斜面条件が同一規模の地震に対する一応の安定限界条件として砂丘斜面の処理法の目安となれば幸いである。

〔2〕河岸の護岸よう壁のすべり出しについて

（1）調査場所

調査場所は，信濃川昭和橋，八千代橋付近を踏査して，最もこの問題を解明するに適当と思われる新潟市昭和橋下流右岸左岸取付部および八千代橋上流右岸取付部である。

（2）調査内容

（2）-1　河川横断測量

横断測量は前記調査場所の昭和橋下流および八千代橋上流であってその結果は信濃川横断図は図-10 は示すとおりである。

（2）-2　サウンディング調査

サウンディングは地震により護岸が崩壊しなかった昭和橋右岸 4 個所，崩壊の著しい昭和橋左岸 8 個所と八千代橋右岸 9 個所行なったが，この結果については図-11 に示すとおりである。

（3）信濃川河岸の護岸すべり出しについての考察

今回の新潟地震によって護岸よう壁のすべり出しによる破壊，地盤沈下による破壊および倒壊による破壊等により堤内地への甚大なる浸水災害を起した。

本調査は特に護岸よう壁のすべり出しについての原因を究明するため昭和橋および八千代橋の二地点について行われた。これによると昭和橋左岸で 6 m，八千代橋右岸で 4 mにもおよび沈下量はそれぞれ 110 cmと 90cm程度である。また護岸よう壁のすべり出しによる河床への影響範囲を把握するため，河床の深浅測量を流心に直角方向に行い，地震前昭和37，38年度に新潟県で施行した測量と比較検討した結果は図-10 に示すごとくで，地震に関係のない昭和37年度と昭和38年との流水による河床変動が相当大きく表われているため，地震による変動を明確に把握することは困難であった。

すべり出しの原因調査のために施行したスエーデン式サウンディングの結果により図-11に示すごとく各断面をA層 $N_{SW} \leqq 40$，B層 $40 < N_{SW} \leqq 80$，およびC層 $N_{SW} > 80$ の三層に区分した。（サウンディング N 値換算表は図-5 に示すごとき結果を得た）各断面ともに最下部にはC層が連続的に比較的水平に現われ N 値は約10以上で比較的緊密な砂層である。したがって，すべり出しは N 値が 10 以下の地表から約 10m までのゆるいA，B，層中に発生したものと考えられる。また信濃川の水位から見てもこれら土層はほぼ飽和状態に達していることが推定され，サウンディング値から考えられる相対密度からも，地震時の振動による密度変化と間隙水圧の発生により流砂現象が護岸よう壁のすべり出しを惹起したも

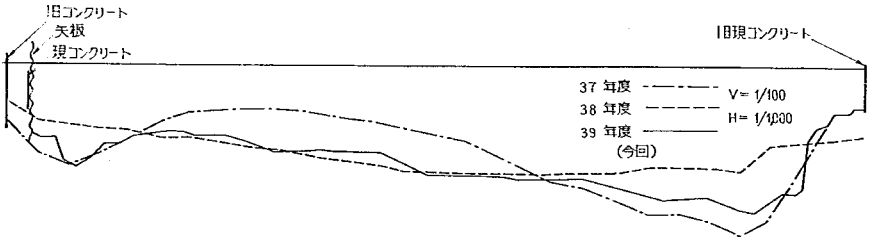


図-10・1 昭和橋

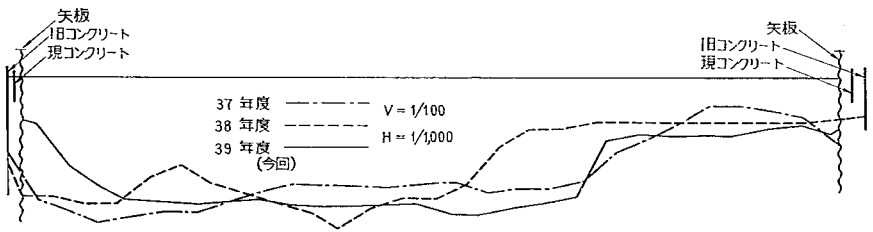


図-10・2 八千代橋

のと考えられる。

しかるに，すべり出しの見られなかった昭和橋右岸は図-11-1に示すとおりでこの土質的強度からは他の断面とほとんど変わらずN値が10以下のＡＢ層が約８ｍその下部にN値が10以上のＣ層が水平に存在する一方，図-11-2，3に示す断面は構造物の位置から明らかに流心に向って各土層が下方に傾斜しており，しかもすべり出した構造物の移動状況がこの土層のこう配にほぼ平行している。このことからもこの土層の傾斜とすべり出しとの密接な関連性が考えられ，図-11-1断面に比較してより大きなすべり出しの原因とも考えられる。しかしこの傾斜が地震時の局部的な地盤沈下によって形成されたものかあるいは地質的成因によって形成されたものか判然としない。

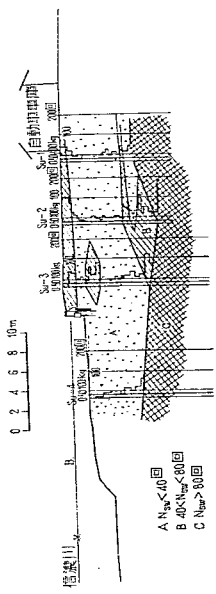


図-11・1　昭和橋右岸断面図

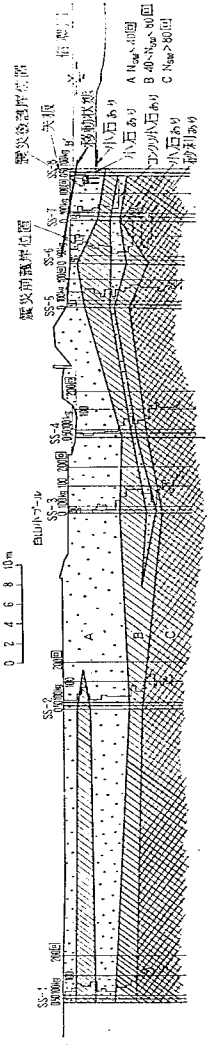


図-11・2　昭和橋左岸断面図

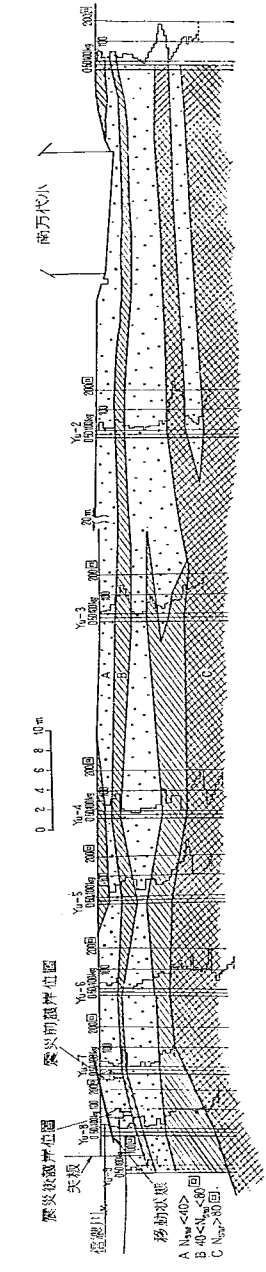


図-11・3　八千代橋右岸断面図

表-1 土質試験結果一覧

試料番号	B−1	〃	〃	B−2	〃	〃	〃	〃	〃	B−2	B−3	〃	(上) 〃	(下) 〃	(上) 〃	(下) 〃
採取深度	3.70～3.95	4.65～4.92	7.00～7.22	2.00～2.25	6.20～6.45	10.60～10.80	12.20～12.35	13.00～13.30	15.15～15.30	20.00～20.10	1.90～2.17	3.30～3.52	5.40～5.67	〃	6.90～7.17	〃
視察 色	茶褐灰	茶褐灰	茶褐灰	茶褐灰	茶褐灰	暗青灰	褐	暗青灰	褐	茶褐灰	茶褐灰	茶褐灰	茶褐灰	茶褐灰	茶褐灰	茶褐色
視察による名称	砂	砂	砂	砂	砂	砂	ローム	ローム	ローム	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
粒度試験 礫分 (%)				0							0	0	0		0	
粒度試験 砂分 (%)				100							100	100	100		100	
粒度試験 シルト分 (%)				0							0	0	0		0	
粒度試験 粘土分 (%)				0							0	0	0		0	
粒度試験 最大径 (%)				2.00							2.0	2.0	2.00		2.0	
粒度試験 60 % 径 (mm)				0.32							0.28	0.25	0.27		0.3	
粒度試験 10 % 径 (mm)				0.15							0.14	0.13	0.13		0.13	
粒度試験 均等係数				2.13							2.0	1.92	2.08		2.31	
粒度試験 粒度による土の分類				砂							砂	砂	砂		砂	
稠度試験 液性限界 (%)																
稠度試験 塑性限界 (%)																
稠度試験 塑性指数																
稠度試験 流動指数																
自然状態 比重	2.65	2.65	2.65		2.65	〃				2.65			2.65	〃	〃	〃
自然状態 含水比 (%)	25.7	19.9	25.0		20.0	25.0	129.5	42.8	124.8	24.9			8.23	7.04	10.9	11.5
自然状態 湿潤密度 (g/cm³)	1.93	1.76	1.97		1.78	1.82	1.34	1.74	1.36	1.82			1.60	1.61	1.40	1.58
自然状態 乾燥密度 (g/cm³)	1.54	1.47	1.58		1.48	1.45	0.58	1.22	0.60	1.46			1.48	1.50	1.26	1.42
自然状態 間隙比	0.72	0.80	0.68		0.79	0.83				0.82			0.79	0.77	1.1	0.87
自然状態 飽和度 (%)	94.5	66.0	97.5		67.1	79.9				80.5			27.6	24.2	26.2	35.0
自然状態 土粒子部分の容積率 (%)																
自然状態 水分部の容積率 (%)																
自然状態 ガス部分容積率 (%)																
自然状態 水+ガス部分の容積率 (%)																
透水係数 (cm/sec)																
一軸圧縮 破壊強度 (kg/cm²)							0.98	1.15	1.26							
一軸圧縮 破壊歪 (%)							6.2	6.3	4.90							
一軸圧縮 鋭敏比																
三軸圧縮 粘着力 (kg/cm²)	0.63	0.03	0.47								0.01		0.11	0.08	0.08	0.22
三軸圧縮 内部摩擦角 (°)	35°20′	31°23′	33°24′										45°15′	41°10′	33°00′	33°00′
セン断 粘着力 (kg/cm²)																
セン断 内部摩擦角 (°)																
圧密 先行荷重 (kg/cm²)																
圧密 圧縮指数																
備考				成型中に破壊			(有機物含む)		(有機物含む)		試験中水入る	試料にクラックあり試験できず				

表-1　つづき

試料番号		B—3	〃	B—4	〃	〃	〃	〃	〃	B—5	〃	〃	〃	B—6	〃	〃	〃
採取深度		9.00～9.14	18.00～18.22	1.30～1.57	3.20～3.45	4.30～4.57	6.30～6.55	8.20～8.50	10.60～10.90	2.60～2.87	4.70～4.97	6.20～6.29	14.00～14.30	1.50～1.77	6.00～6.27	7.50～7.75	12.30～12.67
視察	色 視察による名称	茶褐色砂	暗緑灰,シルト質ローム	茶褐灰砂	茶褐灰砂	茶褐灰砂	茶褐灰砂	暗緑灰ローム	暗緑灰ローム	茶褐灰砂	茶褐灰砂	茶褐灰砂	暗緑灰砂	茶褐灰砂	茶褐灰砂	茶褐灰砂	茶褐灰砂
粒度試験	礫分 (%)																
	砂分 (%)																
	シルト分 (%)																
	粘土分 (%)																
	最大径 (%)																
	60 % 径 (mm)																
	10 % 径 (mm)																
	均等係数																
	粒度による土の分類																
稠度試験	液性限界 (%)																
	塑性限度 (%)																
	塑性指数																
	流動指数																
自然状態	比重			2.65	〃	〃	〃			2.65	〃	〃	〃	2.65	〃	〃	〃
	含水比 (%)	19.4	46.2	25.0	23.3	24.5	25.4	46.1	70.7	6.6	22.7	25.5	28.5	9.3	7.9	20.9	24.2
	湿潤密度 (g/cm³)		1.73	1.85	1.86	1.91	1.86	1.71	1.55	1.63	1.83	1.90	1.93	1.63	1.62		1.84
	乾燥密度 (g/cm³)		1.18	1.48	1.51	1.53	1.48	1.17	0.91	1.53	1.49	1.51	1.50	1.49	1.50		1.48
	間隙比			0.79	0.75	0.73	0.79			0.73	0.78	0.76	0.77	0.78	0.77		0.79
	飽和度 (%)			84.0	82.5	89.0	85.4			23.9	77.2	89.0	98.2	31.5	27.2		81.1
	土粒子部分の容積率 (%)																
	水分部の容積率 (%)																
	ガス部分容積率 (%)																
	水＋ガス部分の容積率 (%)																
透水係数 (cm/sec)																	
一軸圧縮	破壊強度 (kg/cm²)		0.89					0.95	0.97								
	破壊歪 (%)		5.8					7.4	7.5								
	鋭敏比																
三軸圧縮	粘着力 (kg/cm²)			0.05	0.07					0.05	0.05			0			0.06
	内部摩擦角 (°)			24°14′	28°49′					37°36′	29°41′			36°30′			25°38′
セン断	粘着力 (kg/cm²)																
	内部摩擦角 (°)																
圧密	先行荷重 (kg/cm²)																
	圧縮指数																
備考																	

新潟地震調査報告

第 3 編　河川関係の被害

(昭和40年 1 月)

吉川秀夫*　山村和也**　豊島修***
土屋昭彦****　大久保忠良*****

目　次

1. 概　説……(1)
2. 河川堤防……(1)
〔1〕 堤防の被害の特徴……(1)
〔2〕 堤防の被害分布……(2)
〔3〕 堤防の基礎地盤……(5)
〔4〕 堤防の振動……(9)
〔5〕 堤防の安定性の検討……(14)
〔6〕 各河川の被害状況……(15)
(1) 新潟地区における被害状況……(15)
(2) 東北地区における被害状況……(21)
3. 河川付属構造物……(27)
〔1〕 護　岸……(27)
(1) 石張り護岸の被害特性……(27)
(2) 矢板式護岸の被害特性……(28)
〔2〕 水　制……(33)
〔3〕 特殊堤……(33)
〔4〕 水門・樋管……(36)
(1) 新井郷川，通船川水門の被害……(39)
(2) 下山樋管の被害……(41)
4. 津波と海岸堤防……(41)
〔1〕 阿賀野川松ケ崎量水標……(41)
〔2〕 旧信濃川帝石橋量水標……(41)
〔3〕 最上川下瀬量水標……(42)
〔4〕 酒田港における観測……(42)
〔5〕 秋田港における観測……(42)
5. ダムの震害調査……(44)
〔1〕 まえがき……(44)
〔2〕 質問事項……(44)
〔3〕 回答結果の要約……(44)
(1) ダム地点付近の震度……(44)
(2) ダム地点における震動記録……(45)
(3) 堤体の被震状況……(45)
(4) 漏水状況……(45)
(5) 貯水池……(45)
〔4〕 皆瀬ダムの被害状況……(45)
〔5〕 むすび……(56)

1. 概　説

新潟地震によって河川堤防，河川付属構造物等に相当な被害を受けた。

今回の地震が比較的ルーズな砂層地帯において起ったため，被害の表われ方が特徴をもっており，被害調査は特に地盤との関連において特性を明らかにするように努力がはらわれた。調査結果が現段階において充分集まっていないために，中間的な結論しか得られていないが，被害個所の特性としては比較的新しい堆積地に集中していることが知られ，基礎土質（地盤）との関係をより定量的に明らかにするよう努力がはらわれ，また，今後測定資料に基づいて研究を行う予定である。

また，堤体の安定についても，調査の結果，問題点を明らかにすることができ，問題解決の端緒をつかむことができたので，今後の研究により解決し，より耐震的な堤体設計が行えるようにしたいと考えている。

次に河川付属構造物の被害および地盤との関係を調べて，少しの設計上の留意でより耐震的な構造物とすることができる可能性を見出すことができた。

なお，これらの調査結果を詳細に研究し，より合理的な耐震設計とすることができると考えられる。

地震津波に関しては今回は大した規模ではなかったが，その性状についても調査された。

2. 河川堤防

〔1〕 堤防の被害の特徴

河川堤防の被害も今回の地震災害の中で最も顕著なものの一つであった。新潟地震の特長が，その地盤を構成するルーズな砂層に起因する災害であるということは各方面で指摘されているとおりで，河川堤防の被害もその例外ではなかった。したがって河川堤防の被害の特色としてまず挙げられることは堤防の築造されている地点の地表面近くの基礎地盤の良否が被害の程度に密接に結び付いているということである。河川堤防の盛土の被害に限らず同様な規模をもつ道路，鉄道などの盛土の被害も

*河川部長工博　**機械施工部土質研究室長　***河川部海岸研究室長
****河川部河川研究室長　*****構造橋梁部構造研究室長

同じような特徴をもつがここでは一応，河川堤防に限り説明を加えることにする。

堤防の被害はすでに述べたように地表面近くの基礎地盤の良否に大きく左右されているが，この他の要素，たとえば震源地からの距離，地盤の地層構成，地形の差異などにもとづく地震の振動の相違や，堤防の断面形状，構成，材料などの違いも被害の大きさに影響を与えているものと考えられる。堤防の被害の大きさにはさまざまの程度があるが，その形式を大別すると堤体の亀裂と堤体の沈下陥没に分けられる。堤防の亀裂はほとんどが堤防の縦方向にでき主として天端およびのり肩付近に多く発生しているが，被害の大きい個所では堤防ののり尻および近辺の地盤にも亀裂が生じていた。亀裂の幅はひび程度の軽微なものから大きいものでは30 cm～2.00 m に及ぶものまで見出された。その深さも外部から棒などを挿入して探知できる範囲でも２m以上のものがあり，堤体陥没時のせん断面となり，かなりの深部にまで波及しているものと考えられる。堤防のり尻付近のクラックからは砂の吹き出しが随所に認められた。堤防の直角方向の亀裂は割合いに少なく，基礎地盤が悪く堤防の不等沈下が大きい個所とか樋管，あるいは水門などとの接続部で構造的に不連続になる個所あるいは沈下の特に大きい個所以外にはあまり見当らなかった。

亀裂の発生状態は地盤の良否と密接な関係があり，最近旧河川敷内に築堤した個所，旧川を締め切った個所，かつて破堤したことのある個所，埋め立て地区などの堤防に特に多く発生し，このような地点では亀裂の幅および深さともに大きいものが見出される。亀裂の発生の著しい個所では堤体の沈下を伴なっているものが多く，堤体底幅の拡がりや堤防のり尻付近のふくれ出しの同時に認められる場合が多い。

また堤体に被害の起っている個所では堤防のり先付近の地盤から砂あるいはシルト質細砂を噴き出した例が多く，場所によっては地震時にかなりの高さまで吹き上がったという報告もある。砂質土の噴出の多い場所は最近まで河川敷であった所とか，埋立て地あるいは旧決壊口の洗掘個所の埋め戻し個所で，地盤内に緩い砂質土の地層が地表面近くに存在しているのが原因となったように思われる。

堤体の亀裂，沈下，すべり出しなどによって，堤体に変形が起ると，堤防に施工されているのり覆工，根固め，石積みなども影響を受け，かなりの被害を生じていたが，これらの構造物の被害に関しては次章で述べるのでここでは堤体について説明を加えていくことにする。

〔2〕 堤防の被害分布

地震による河川堤防の被害は主として信濃川水系，阿賀野川水系および最上川水系の河川のしかも下流部に集中した。特に被害の大きかった地域は阿賀野川の河口付近すなわち泰平橋より河口に至る区間の左右両岸，信濃川大河津分水ぜき上流付近，最上川下流部および同水系大山川の赤川との合流点付近であった。

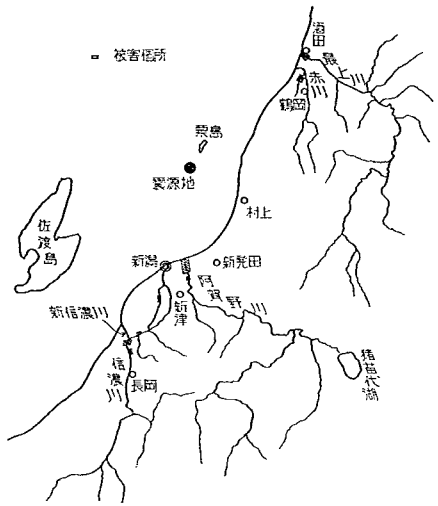


図-2.1　主な堤防被害個所を示す略図（主として直轄河川の被害個所）

河川堤防の被害個所の分布の略図に示すと図-2・1　のとおりである。被害はいずれも下流部の沖積平野上に築造されている河川堤防に起っており，各被害個所とも基礎地盤の不良と思われる地域に属している。特に被害の集中している個所は旧河川を締め切った場所，最近まで

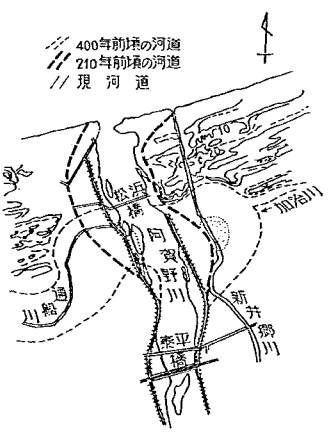


図-2.2　阿賀野川河口付近の河道変遷を示す略図
（横村四郎吉　新潟地震による河川堤防の被災について　建設省技術研究会　昭和39年11月）

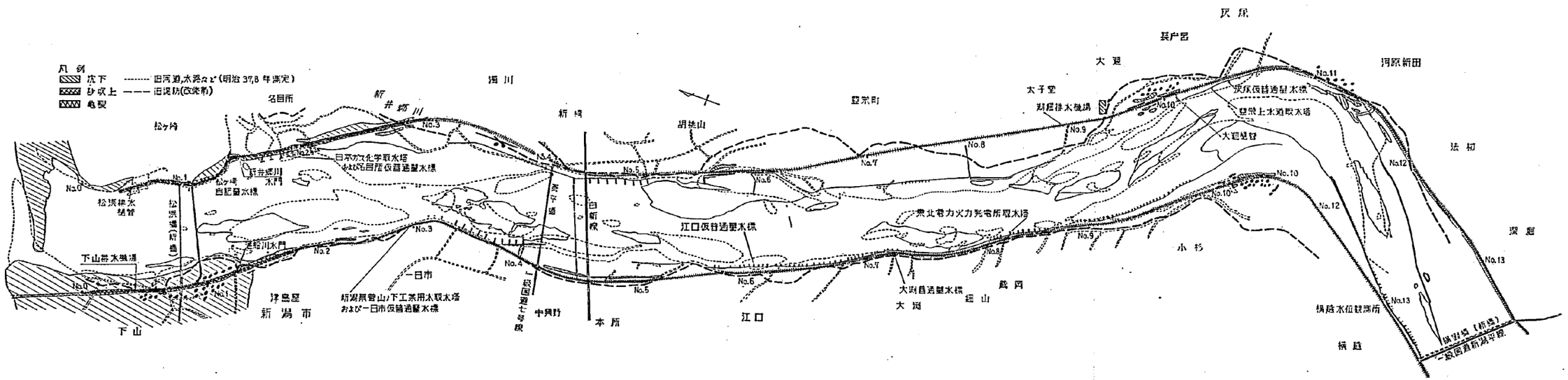


図-2.3 阿賀野川下流部の河道の変化ならびに亀裂，沈下，吹上げ個所を示す平面図

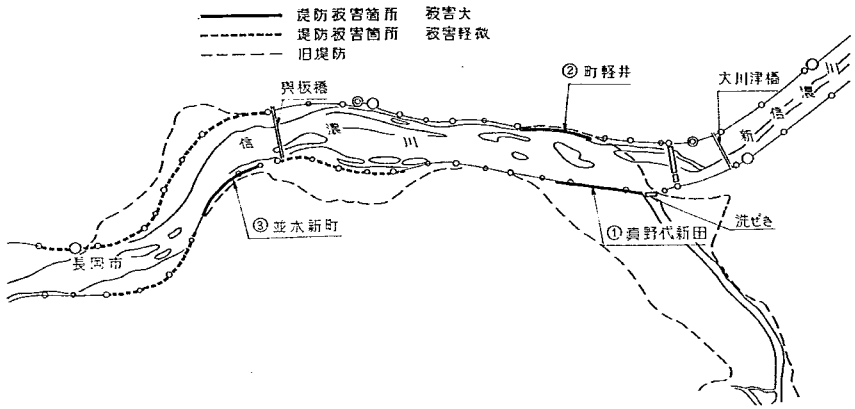


図-2.4　信濃川分水ぜき付近の河道の変化ならびに堤防被害個所

河川敷であった場所などで地盤にはルーズな砂ないしシルト質砂がかなりの厚さにわたって存在している。

たとえば被害の最も大きかった阿賀野川下流部一帯の平地は信濃川，阿賀野川の流下土砂が堆積して形成された沖積層で古来氾濫を重ね河道の変遷を繰り返してきた地域である。古地図その他の資料から阿賀野川河口付近の河道変遷の過程を推定した図面を図-2.2 に掲げたが 400 年以前には阿賀野川は海岸線に沿って左に曲がり，信濃川と合流していたことを示している。しかし，これは正確な測量によった図面でないので細部については明らかでない。測量にもとづく正確な図面としては明治37，8年頃の阿賀野川改修前の平面図が入手することのできた最も古いものであった。この当時の河道と堤防被害との間にも密接な関連のあることは被害調査の結果からも明らかで現在の改修平面図に当時の旧堤防の位置，川筋などをあわせて記入したのが図-2．3である。また同図には堤防および地盤を含め亀裂の生じた地区，沈下および砂の噴き上げの起った地区の概略を記したが被害個所が数10年以前に河川敷であった所に集中していることが明瞭に示されている。

また信濃川も同様で被害の大きかった大河津分水ぜき上流付近は新信濃川開削に伴ない水路をつけかえるため旧河川敷に堤防を築造した個所に当っている。分水ぜき上流付近の平面図に改修前の旧堤の位置を記入したのが図-2・4であり，右岸側堤防で特に被害の顕著であった個所は以前の低水路の中で最も深く洗掘されていた地点に当り，ルーズな砂質土が相当厚く堆積しているものと考えられる。さらに最上川および同水系の大山川の堤防の被害についても同様なことがいえ旧河川が蛇行していた地点に築堤した個所に被害が集中していた。

このように堤体の被害は基礎地盤の良否と直接の関連があり，被害の顕著な場所は比較的最近まで河床であった個所とか，破堤個所，埋立て個所などで，地盤にはかなりの厚さの砂ないしシルト質細砂の地層が存在し，しかも地盤が形成されてからの経過時間も短いため，きわめてルーズな状態であったと考えられる。

〔3〕 堤防の基礎地盤

新潟付近の地質構成についてはすでに前章で述べられているので詳細は省略するが概要を述べると海岸付近では砂丘が顕著に発達して，良好な砂地盤を形成しているが阿賀野川，信濃川に沿う現河道付近および旧河道付近は上流からの流下土砂が永年にわたり堆積し形成された沖積層からなり緩やかな砂の層が厚く存在している。これらの砂は一般に中粒砂を主体として比較的均質な砂であるが部分的にシルト質細砂，粗粒砂の層をはさんでいる。

堤防に被害の生じた直轄河川沿いには現在地盤の土質調査を実施中であり，今後調査が進めば基礎地盤の土の力学的特性と生じた被害との関係などをある程度明らかにすることができると考えられるが，現在は地盤調査の第一段階として行なったサウンディング試験ならびに少数のボーリングの資料のみしか手もとにはいっていないので，地盤調査結果に関する説明もごく概略的なこと以外は行うことができない。

まず阿賀野川堤防に沿って実施してサウンディング結果を図-2．5に示す。サウンディングは作業が可能な限り堤内側堤防のり尻付近で実施したもので，図-5 では全川にわたる地盤構成の概略を知るため堤防に沿う縦断図にして書き表わしたものである。使用機械はスエーデン式サウンディング試験機で，試験方法ならびに資料整理の方法は土質工学会のＪＩＳ原案に準じて行なったものである。図では貫入抵抗に次のような区分をつけて地盤の状態を表示した。すなわち，① 荷重 100 kg 以内で貫入する地層。これは主にゆるい盛土，地盤の表層のシ

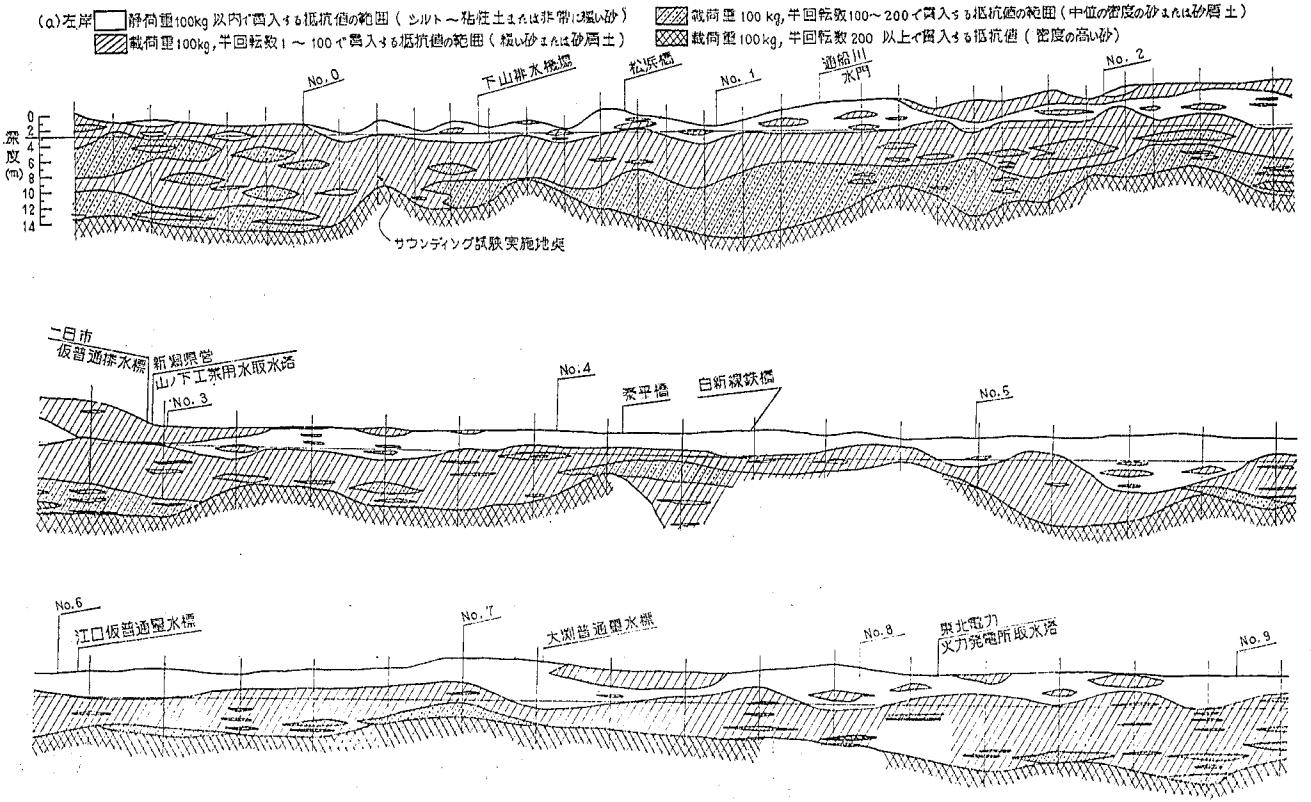


図-2.5(a) 阿賀野川サウンディング試験結果

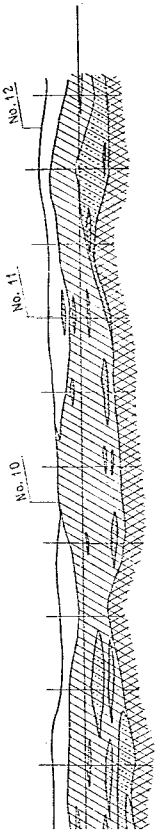
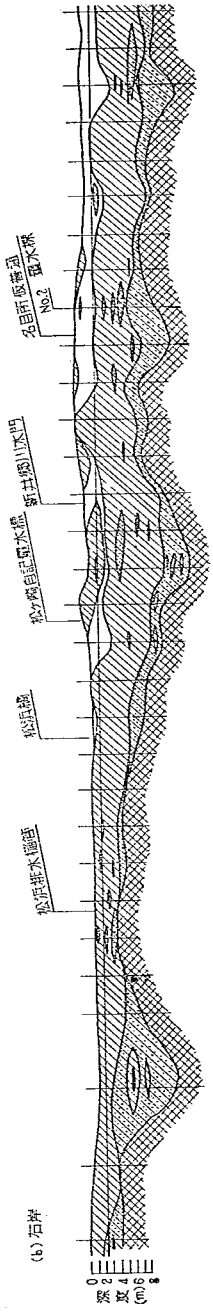


図-2.5(a)　つづき



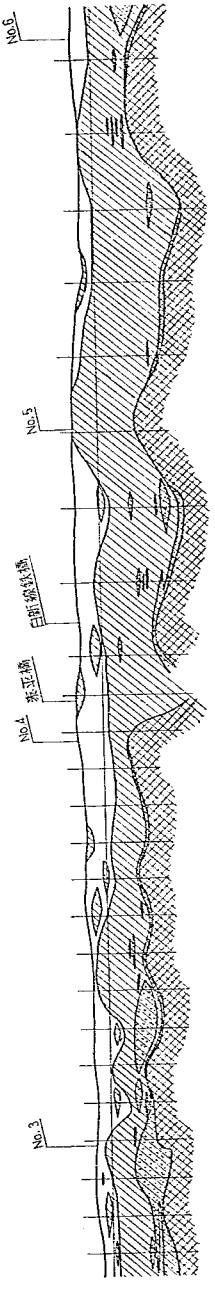


図-2.5(b)　阿賀野川サウンディング試験結果

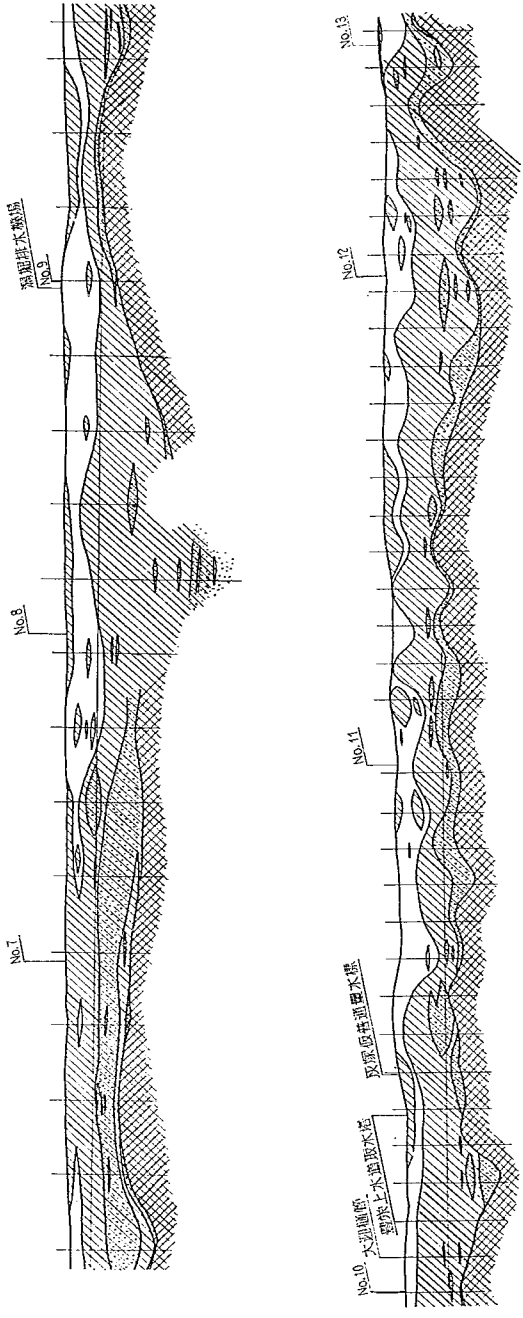


図-2.5(b) つづき

ルト質細砂あるいは極めて緩い砂を示す。②ハンドル100半回転以下で貫入する地層。緩い砂または砂質土に対応する。③100～200半回転で貫入する地層。中位の密度の砂または砂質土。④ 200半回転以上しないと貫入しない地層。締まった砂に対応すると思われる。一応200半回転以上あればN値にして10～20以上の地層と考えられるがスエーデン式貫入試験機では調査深度が大になると先端抵抗にロッドの摩さつ抵抗が付加されるので図に示された抵抗値がその深度の貫入値をそのまま表わしているものではないことに注意しなければならない。調査区域はほぼ下流部一帯にわたっているのでその中には被害の皆無な地区も含まれていて，被害の程度と地盤の貫入抵抗の間にある程度の関連を見い出すことができる。

被害の最も大きかった阿賀野川下流部の調査結果について気の付くことを述べてみる。前述のように阿賀野川の堤防の被害は河口より約4km のところにある国道7号線の泰平橋より下流部に集中している。それより上流部は数個所の堤体亀裂程度の軽微な被害を除き堤体には異常が認められない。堤防に被害の起っている個所はサウンディングの調査結果からも地盤が弱いことが見出され，貫入抵抗が200半回転以上という堅い砂層までの深度が大きいということがわかる。泰平橋より下流部に較べ上流側は堅い砂層の現われる深度が小さくなっている。特にはっきりすることは泰平橋付近およびその上流付近は地盤が良好で被害がまったく起っていない。地表面より6～7mで200半回転以上の貫入抵抗の大きい地層が出る個所では被害はほとんど無かったわけである。サウンディングの結果，堅い層の深い地区は旧河川敷とも一致しており，比較的最近堆積した地層は強度の低いことを示している。このような地区で同じような貫入抵抗を示す地盤上の堤防でも，被害の大きなものと被害のまったくないものとがあり，特に堤防の被害に大きな影響を及ぼしたと考えられる地表面近くの地盤の強度特性をさらに詳しく調査する必要があろうと思われる。このため現在オランダ式貫入試験機を使用して測定精度の向上を計っているので調査結果がまとまれば地盤の貫入抵抗と被害の関係をさらにはっきりとさせることができると思われる。もちろん，堤防の被害の大きさが地表面近くの地盤の強度のみで決まるとは思われず，この他，堤防ならびに地盤の地震時の振動特性なども重要な要素になってくることはいうまでもない。さらに貫入試験などで行なったいわゆる静的な地盤の強度と地震時の動的な土の性質がどのような関係を持つか明らかでなく，このような面からの研究も重要であろうと思われる。

次に信濃川堤防沿いの地盤調査結果についても阿賀野川と同様なことがいえ，たとえば大河津分水ぜき上流付近の被害の大きかった真野代新田は，分水ぜきを築造するに当って堤防を旧河床上に造った地区にあたり，緩やかな砂または砂質シルトの堆積層が厚く存在していることが図-2·6からも明らかである。しかし地盤は阿賀野川河口部に比較するといくぶん良好であること，ならびに震源地からの距離も大きかったため被害は阿賀野川堤防に比較すると遥かに軽微であった。

さらに旧信濃川下流部の万代橋から大野間について行なったサウンディング調査の結果を図-2.7に示す。この地区は新潟市内に当り河の両岸には堤防はほとんど存在しない。あってもごく小規模な盛土であるため堤防の被害としては目立ったものはまったくない。しかし河の両岸はほぼ全川にわたり矢板護岸が施工されていて，その被害は著しかった。地震による護岸の破壊状況は次章に詳しく説明されるのでここでは省略するが，護岸の被害程度が地盤の良否と密接に結び付いていることは図-2·7からも明らかに認められる。被害の最もはなはだしかった区域は左岸では越後線鉄橋より下流部であった。また右岸も大体同一区域に大きな被害が起っているが特筆すべきことは右岸側の昭和大橋の上下流部では被害が軽微であることである。図-2.7にも示されているようにこの地点では堅い砂層が地表面に接近して緩い砂層の厚さが非常に薄くなっているためと考えられる。この堅い砂層は砂丘の基底部が残在していたといわれているが，いずれにしろ強度の大きい地層が地表近くに存在すれば構造物の被害が非常に軽微になるということを明瞭に示している。また帝石橋付近の護岸にほとんど被害が認められないのは図からもわかるように地表付近の緩やかな砂層の厚さが薄いためであったということができる。

この他，最上川あるいは大山川堤防の地盤についても阿賀野川あるいは信濃川とほぼ同様なことがいえると思われるが地盤調査の資料を取りまとめ中であるため詳しくは次の機会に述べることにする。

〔4〕 堤防の振動

堤防と同様な規模の盛土に道路あるいは鉄道の盛土があり，地震時における振動特性被害の特徴はすべて同様と考えられる。河川堤防を含めこれらの盛土の設計には従来地震時の安定性はなんら検討されておらず，また研究もほとんど行われていない。ただ同種の構造物であるアースダムの耐震性に関してはいろいろ調査研究が進められているようなので，多少構造物としての規模は異なるかも知れないが，この方面から問題点その他について若干述べてみよう。

アースダムの設計で普通行われている地震時の安定性に関する検討方法は静的なすべり面の安定計算に地震力として水平方向に0.12～0.25gの加速度を加算しているにすぎない。いわゆる震度法を適用しているわけである。計算に用いる震度はわが国の場合2地域に分け2通りの規定をしまた貯水池が空虚であれば1/2をとるとい

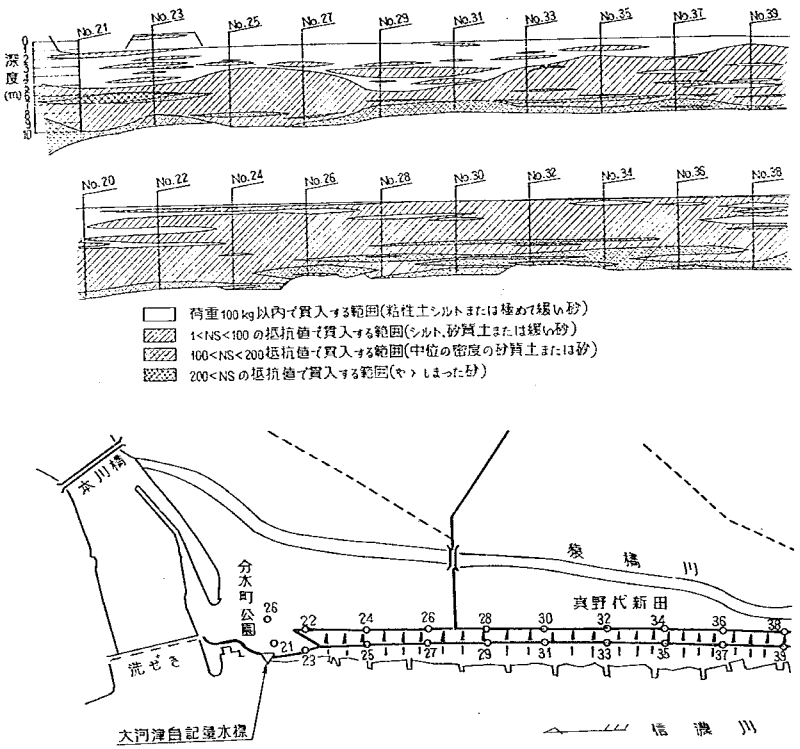
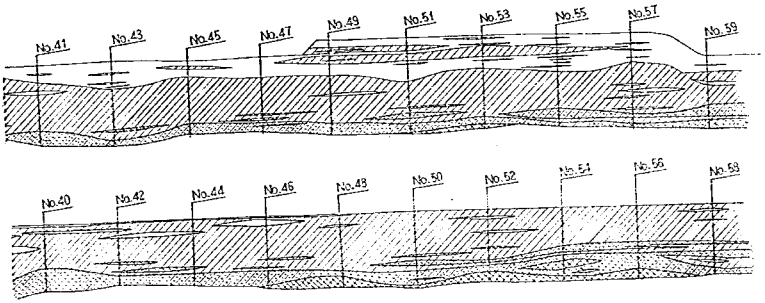
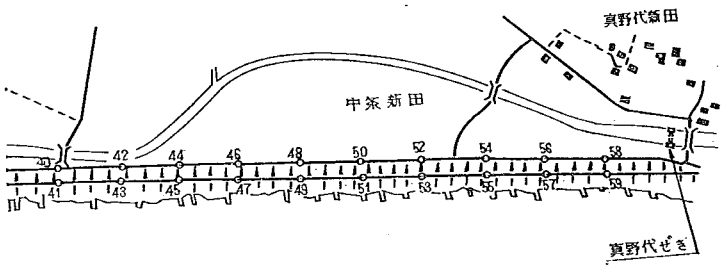


図-2.6 信濃川真野代新田地区の

うことになっている。しかし，この震度法を設計計算に適用するのが妥当であるか否かにはいろいろの議論があり，少なくとも計算法の理論的な根拠には乏しいようである。実際の地震によって堤体の受ける被害は天端付近のクラックが多く，さらにひどくなると沈下を伴なうが，堤体内部に円弧すべりの計算で仮定するような類似の破壊面が生じたと認められる場合はむしろ少なく，また堤体材料である土の動的な性質に関しても問題があり，普通突き固められた堤体土は地震による繰返し荷重によって内部に多少静的な破壊応力を超過するような応力が生じたとしても堤体にすべり破壊が起るとはまず考えられない。ただし，地盤がルーズな砂あるいは鋭敏比の高い軟弱な粘性土の場合は動的荷重により強度が著しく減少し破壊を起すことがあるといわれている。円弧すべりの計算には土の内部の間隙水圧は変わらないものと仮定した有効応力法を用いるにせよ，実験室内の試験結果に基づく全応力法を適用するにせよただ一定の水平加速度のみを加算して行なう安定計算では実際の地震時の現象を解析する方法としては非常に不満足なものであることは否定できない。

地震による振動の影響を検討するのに震度法では単に加速度のみを考えているが，振動の周期や振幅なども重要な要素であろうと思われる。地震時における地表面の動きは非常に複雑で，たとえば周期一つを取り上げてみても，過去の地震記録によると非常に広い範囲のものが観測されている。そのうち，どのような周期をもつ振動が堤防のような土構造物に対して最も大きな被害をもたらすかは現在の段階ではよくわかっていない。ただ建築物などに対して最も悪い影響をもつと思われる比較的短い周期の振動より，長目の周期の方が悪い影響をもっているようである。さて，振動が地盤内部を伝わる場合，硬い岩盤の内部では伝播速度は大きいが振幅の小さいのが普通である。しかし波動が基岩から地表面近くの軟らかい表層に伝わってくると速度は低下し振幅が増大してくるといわれている。これは大きな地震に対する実測データの裏付けには不足しているようだが，比較的短い周期の振動に対し岩盤と土に設置された地震計による観測結果を比較したら振幅が約1：8であったという報告は





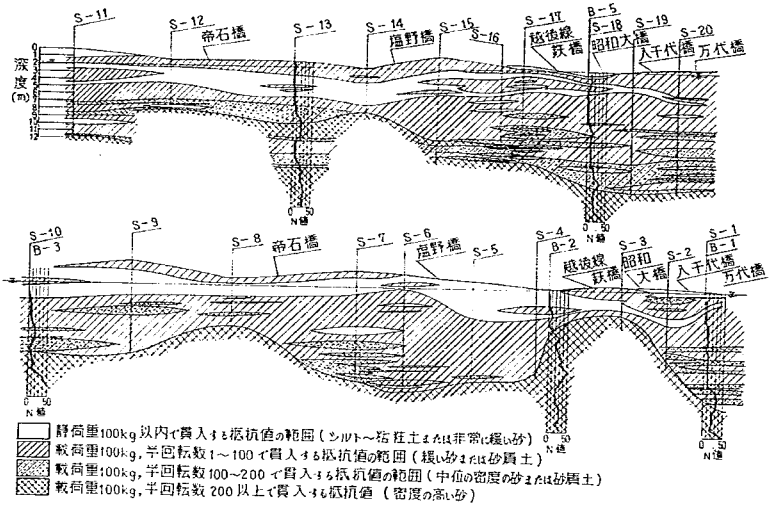
サウンディング試験結果

ある。軟弱な地盤上の盛土の被害が大きいのは地盤強度の不足による原因のみならず，振動が大きいことにも原因があると思われるので，この面からの研究も必要と思われる。地盤の振動特性がはっきりしてくれば盛土の安定性に対する検討の方法もそれだけ進歩していくものと考えられる。これに関連して，たとえば，ある一つの地震が起ったとき，各地に生じる地盤の振動は類似しているかどうか。またある地点の地盤の振動はどの地震に対しても同じような特性を示すかどうかなどの問題に関してもいろいろ調査されているが，今までのところ，振動はきわめて不規則ではっきりした傾向は見出されていないようである。したがって，自然地盤の固有振動係数のごときもわからないので堤防築造地点の卓越振動波を予測し，それに対して検討を加えるというような方法も簡単には適用できそうにないと思われる。また堤防ほう線の方向が震源地に対してどのようであるかによって被害程度が変化するかについてもはっきりした傾向を見出すことはできなかった。

最近各地のアースダムでは地震計を設置し，地震による堤体の振動特性を明らかにしようとする試みが行われているが，大きな地震の観測データは現在のところほとんど取れていない。また堤防などの盛土についても計器を設置した例も過去にあったけれども実測したデータは皆無であった。最近河川沿川の土地利用度が著しく向上し堤防盛土の耐震性についてもそろそろ検討を要する時期と思われ，土質研究室でも堤体の振動観測に関心を持ち利根川の栗橋付近の堤防を代表に選び，地震計を設置していた。たまたま，その直後新潟地震が起ったので，震源地よりはかなり離れた位置ではあったが初めて堤防の振動記録をとることができた。計器の埋設状況は図-2.8 に示すように堤防天端およびのり尻にそれぞれ上下，水平加速度計，および水平変位計の3台を一組とし，

表-2・1

天　端	上下加速度	26.7 gal
	水平加速度	64.2 gal
のり尻	上下加速度	13.0 gal
	水平加速度	58.6 gal



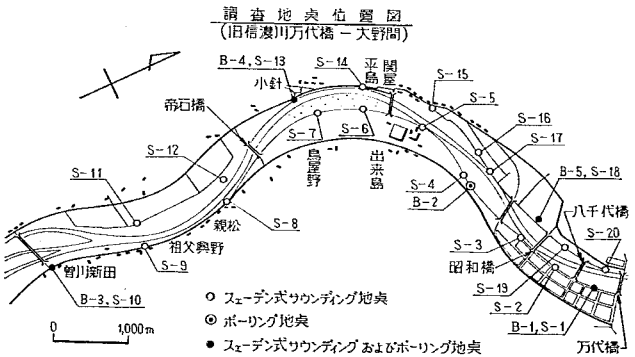


図-2.7 旧信濃川サウンディング試験結果（万代橋—大野間）

合計6台を設置した。オシログラフによって記録されたデータの一部を示すと図-2.9 のとおりである。記録紙より読み取った最大加速度をまとめて記したのが表-2.1 である。

これからわかるよう堤防天端の加速度は堤防地盤の加速度よりも大きく，地震時には堤防の上部が大きく振動することが知られる。地震によって堤体に生ずる被害のうち最も多いタイプは前述のように天端付近の縦方向の亀裂であるがこれは堤防の上部が堤内堤外方向へ左右に揺れ動いたことに起因するとも考えられる。堤体にこのような振動が生じるとすれば，地震の振動周期に対していわゆる共振現象が起きないかどうか，また起きるとしたらその影響はどの程度であるかということが問題になってくると考えられる。

実際の堤体における共振現象はすこぶる複雑と思われるが，今までアースダムを対称として単純化した条件の下に振動理論や模型実験を用いて検討がなされているので多少それについて説明を加えておく。たとえば Heiland* や物部** らは堤体の高さ，密度セン断弾性係数などを取り上げ堤体の振動の方程式を導き，堤体が共振を起す振動周期が実際の地震の振動周期程度のこともありうることを見出し，また振動台を用いて行なった模型実

* C.A.Heiland: "Geophysical Investigations, Concering the Sesmic Resistance of Earth Dams", Transactions, American Institue of Mining and Metallurgical Engineers, Vol. 138 1940.

** N. Mononobe, A. Takata, M. Matsumura: "Seismic Stability of the Earth Dams", Second Congress of Large Dams, Washington, D. C., Vol. 4 1936.

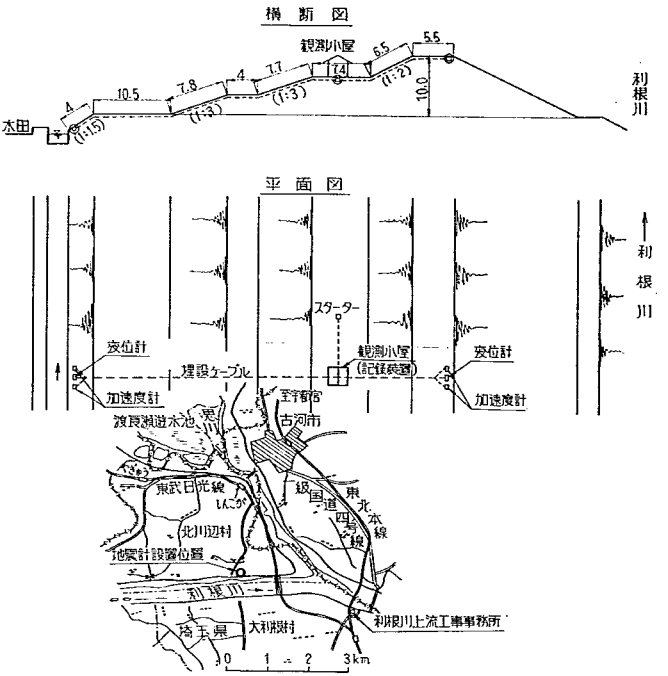
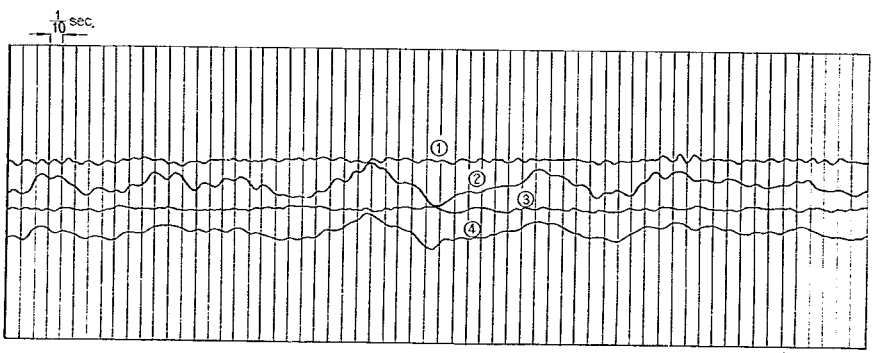


図-2.8　利根川堤防における地震計埋設位置



① 天端上下加速度　②天端水平加速度　③ 法尻上下加速度　④法尻水平加速度

図-2.9　利根川堤防における地震記録の一部

験で各種の振動数に対して天端と底面の振動状況を測定した結果，ある周期では堤体の共振現象が認められ，天端の振幅が底面の振幅に比較して約5倍の大きさを示した。このように堤体にも共振現象の起る可能性を明らかにしたが模型と実物との間の相似や理論と実際の現象との関係がはっきりせず，さらに計算に用いる係数にどのような値を用いるのがよいかなどの問題もあり，また堤体に破壊が起るような大きな振動の場合の取扱いなどについてもわかっていないので今後の研究にまたなければならない点が多い。実際の地震では最大の振動の継続時間が短かいこと，また土でできた堤体は大きなdampingの特性を有しているため共振が起ったとしてもごく短かい時間のみとも考えられ，実際の堤体の振動記録などの解析によって今後確かめていかなければならない問題も多いと思われる。

〔5〕 堤防の安定性の検討

堤体の振動については前節で述べたように，はなはだ複雑で，堤防の安定性を動的な考えにもとづき検討することは困難なので普通アースダムの斜面の安定性を検討するために用いられているいわゆる震度法を用い河川堤防の安定性の検討を行なってみた。計算には一例として堤体にかなり大きな被害を起した信濃川分水ぜき上流右岸の真野代新田の堤防断面を取り上げ，土質調査結果に基づき基礎地盤の緩い砂層は内部摩擦角 $\phi=25°$，堤体土のローム質土は内部摩擦 $\phi=20°$，粘着力 $c=0.1$ kg/cm²，また土の単位体積重量 γ_t は 1.6t/m³（地下水面下は0.6 t/m³）と仮定し円弧すべりの安定計算を実施した。計算では振動時の土の動的性質あるいは土の中に発生する間隙水圧などは考慮していない。震度の大きさによって斜面のすべりに対する安全率がどのように変化していくかを明らかにするため，水平震度を0.1および0.2 鉛直震度を0および0.1としてそのうちいくつかの組合わせについて計算を試みた。計算には普通の分割法を用い試算により最も安全率の低いすべり面を見出した

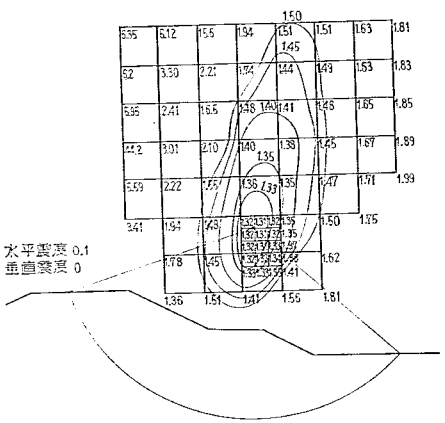


図-2. 10(a)　堤防の円弧すべりの計算結果

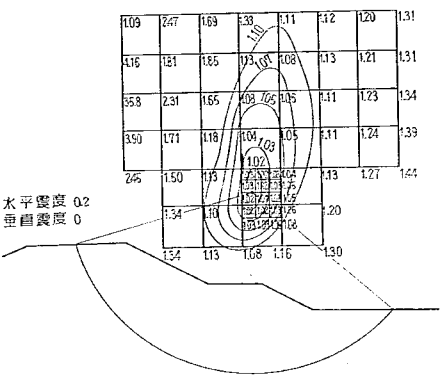


図-2. 10(b)　堤防の円弧すべりの計算結果

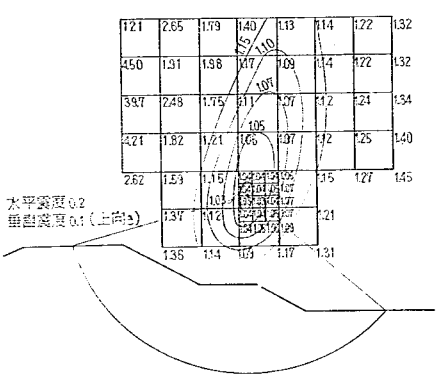


図-2. 10(c)　堤防の円弧すべりの計算結果

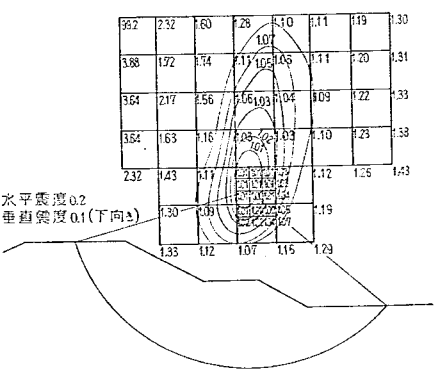


図-2. 10(d)　堤防の円弧すべりの計算結果

わけであるが，計算の手間が大変なので電子計算機を利用して計算を行なった。計算では仮定した円弧すべり面の中心位置，ならびに半径を種種変えて安全率の最少になるすべり面を決定したわけで，最初荒い網目を組んですべり円の中心をその交点上を移動させ，まず安全率が最少になる大体の位置の見当を付けた後さらに細い網目を使いすべり面の決定を行なった。

計算結果を示すと図-2.10 のとおりであり，地震による加速度を考えない計算では安全率1.84ときわめて大きな値を示す堤防でも水平震度 0.1 を考慮に入れると安全率は1.31程度になり，さらに震度をふやし 0.2 を計算に適用すると安全率は1.00近くなり，すべりに対して不安定と考えられる安全率にまで低下する。新潟地震による震度が 0.2 程度であったことから，計算上の結果もほぼ妥当な値を示しているわけである。図-2.10 に示してある堤防は被災前の断面であるが，図-2.11 には最少安全率を示すすべり面および被災後の断面を同時に記入したが堤防基礎を含めて破壊の起っている場合，場所によっては天端，のり肩付近の沈下，のり尻付近の隆起などがみとめられ，計算によって求めたすべり面に沿った破壊に割合近い崩壊が起ったと考えてもよさそうな形状を示している。前節でも述べたように震度法による普通のすべり計算にはいろいろの問題点はあるが，計算法がきわめて簡単なことなどから実用上は有力な計算方法であることには違いないように思われる。

〔6〕 各河川の被害状況

（1） 新潟地区における被害状況

すでに第2節被害分布でも述べたように新潟地区の直轄河川では阿賀野川の河口付近および信濃川では分水ぜき上流部に集中した。被害はいずれも築堤地盤の不良な個所に生じたわけで被害の程度には差はあるが，その形態はほとんど同一であったが各河川ごとの被害についてさらに詳しく説明を加えることにする。なお，新潟地区

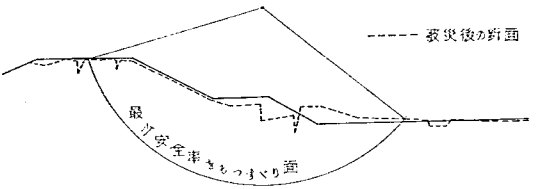


図-2.11　堤防破壊の一例

の河川についての護岸，水門，樋管などの被害は次章で述べるのでここでは堤体についての記述にとどめる。

（a） 阿賀野川下流部

堤防の被害の大部分は河口より約4km 付近にある泰平橋より下流部に集まっているが，さらに詳しくいうと左岸側は1km 500 付近より河口末端までの堤防と右岸側は松浜橋と2km 付近までの堤防に大きな被害が集中している。堤防に被害の生じた区域では堤防のり先付近にいちじるしく多量の砂が噴き出し，地表面に亀裂の生じた個所や地盤沈下を起した個所が少なくない。堤防に

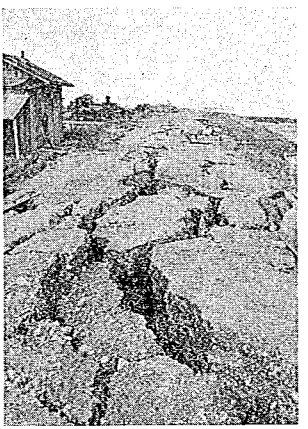


写真-2.2　阿賀野川左岸新松浜橋下流付近の堤防天端の亀裂



写真-2.1　阿賀野川左岸 0.5 km 付近の堤防天端亀裂



写真-2.3　阿賀野川左岸通船川水門取付部の堤防の沈下ならびに亀裂

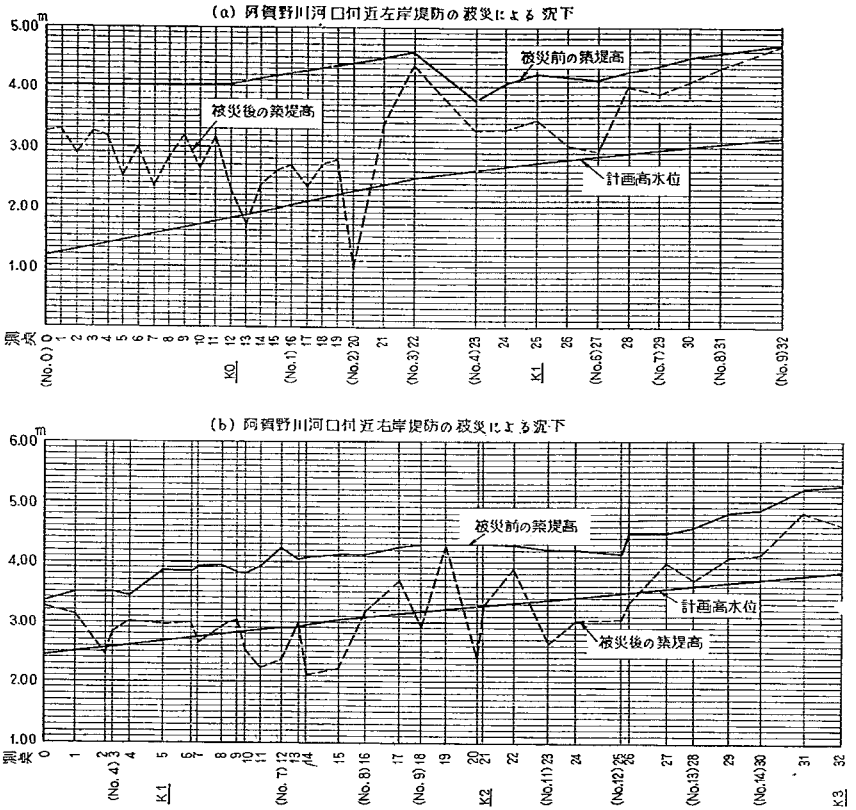


図-2・12　阿賀野川河口付近の堤防の沈下



写真-2.4　阿賀野川右岸新松浜橋上流付近の堤防天端の亀裂



写真-2.5　阿賀野川右岸2 km 付近の堤防天端の陥没

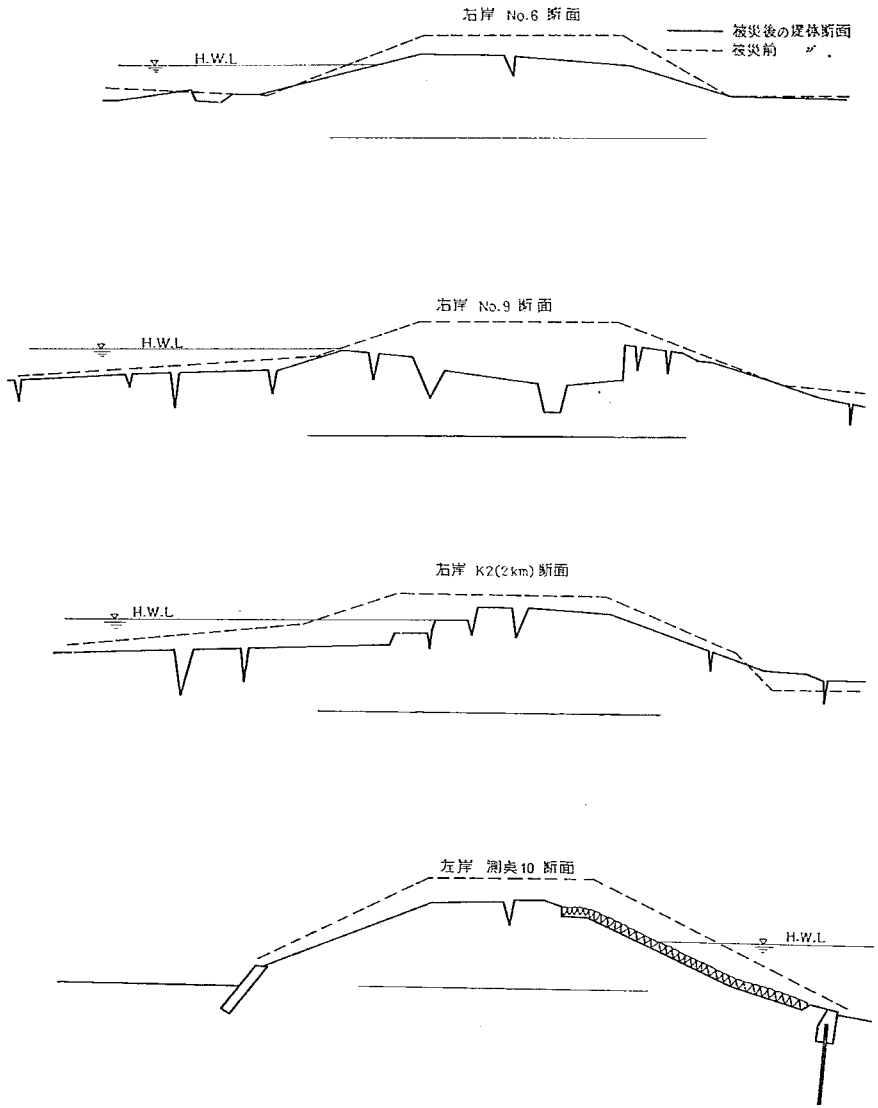
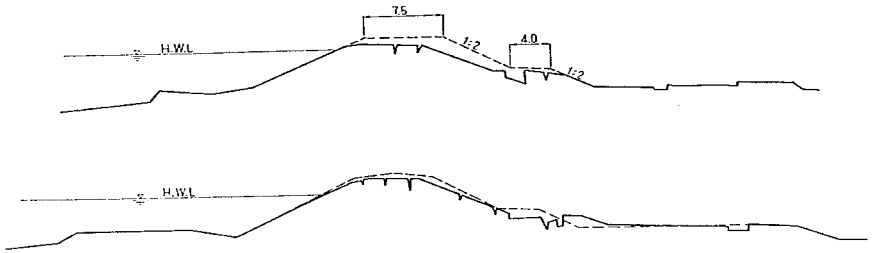
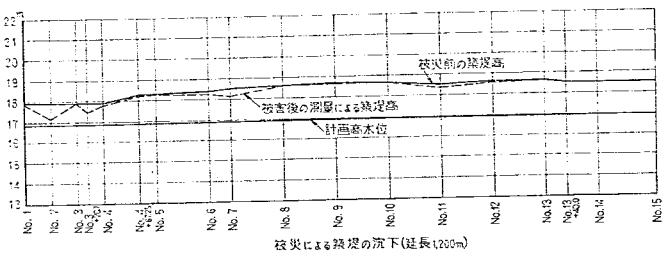


図-2.13　阿賀野川堤防の被災個所の代表的断面



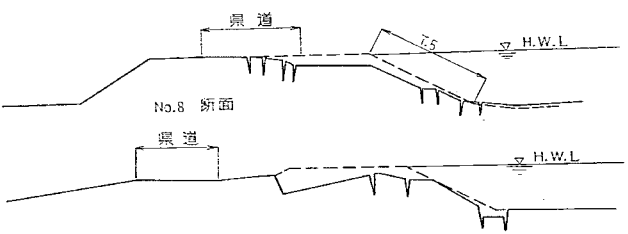
被災箇所の代表的断面



被災による築堤の沈下(延長1200m)

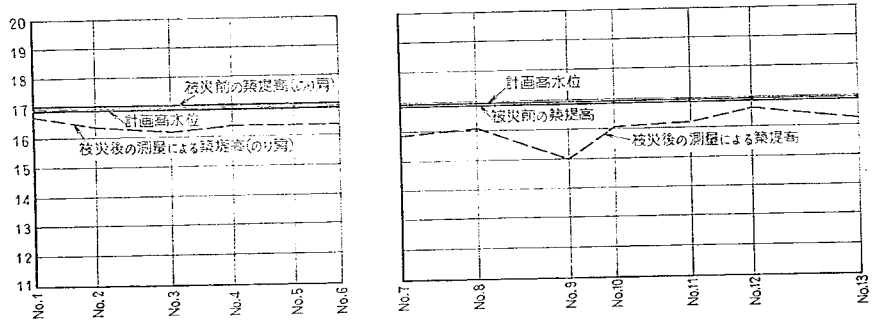
図-2.14 信濃川右岸真野代新田の堤防被害状況

No.3 断面



No.8 断面

被災箇所の代表的断面



被災による築堤の沈下（延長合計500m）

図-2.15 信濃川左岸町軽井堤防の被災状況

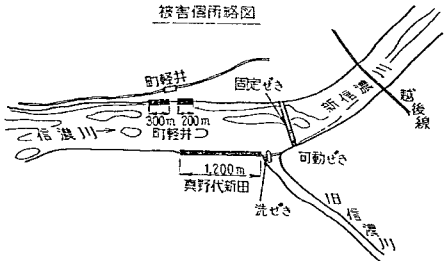


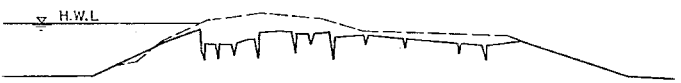
図-2.15　つづき

被災個所の代表的な断面

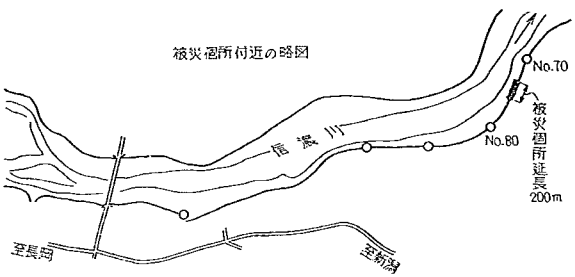
No.1 断面



No.3 断面



被災個所付近の略図



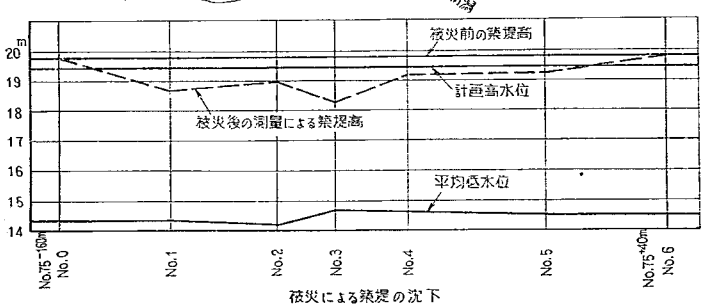


図-2.16　信濃川右岸並木新町堤防の被災状況

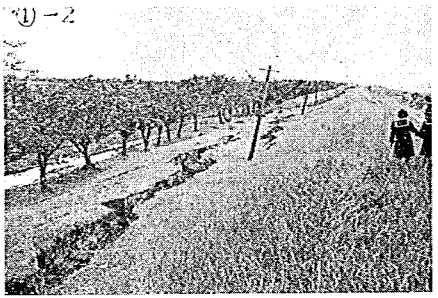


写真-2.6 信濃川右岸真野代新田の堤防の亀裂



写真-2.7 信濃川右岸真野代新田堤防天端の亀裂

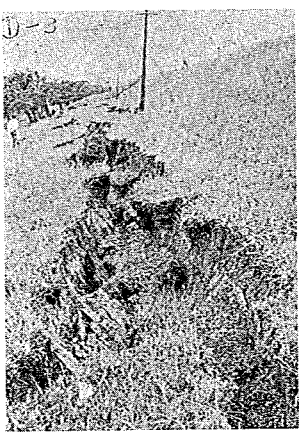


写真-2.8 信濃川右岸真野代新田の堤防小段の亀裂

は天端およびのり肩付近に多数の亀裂が生じ，被害のひどい個所ではのり面およびのり尻付近にも大きな亀裂ができ天端の沈下を起していた。河口付近一帯の堤防の被災による沈下状況を図-2.12 に示す。この地区で被害の最も大きかった左岸側，No.0付近および右岸側2km付近および松浜橋上流部の堤防の被災状況を示す断面図を

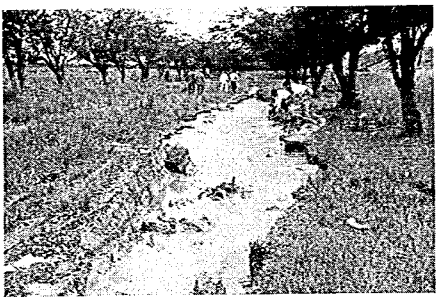


写真-2.9 信濃川右岸真野代新田の裏のり尻の亀裂ならびにその中に貯った細砂およびシルト



写真-2.10 信濃川左岸町軽井の堤防天端の亀裂

図-2.13 に掲げた。また写真-2.1，2.2，2.3，2.4，2.5は阿賀野川下流部の堤防の被害状況を示すものである。この地域に被害が集中したのは基礎地盤に原因があり，左岸側の被害個所は比較的最近まで阿賀野川が左折していたための旧河床に当りまた右岸の被害個所は加治川および新井郷川が阿賀野川に流れ込んだ合流点に当るわけで，ゆるい堆積土砂が基礎地盤に存在したためと考えられる。泰平橋より上流の被害は軽微であるがそれでも堤体亀裂などは数個所において発生している。そのうちで被害の最も大きいと考えられる左岸 10 km～11 km 付近の堤防も河川改修により旧堤の前面に改築した個所に当り，同様に地盤が不良であったために起った被害と考えられ，堤防の前後の地表面には多量の砂の噴き出しが認められた。

（b） 信濃川

信濃川堤防の被害は阿賀野川下流部に比較するとはるかに軽微である。被害のタイプは阿賀野川堤防と同様で堤体の縦亀裂および沈下であった。被害個所はすでに図-2.4 に示したとおりで広範囲に及んでいるが，大河津分水ぜき上流の右岸真野代新田，左岸町軽井および並木新田を除けば，いずれも堤体の亀裂発生程度の軽微な被害であった。同図に旧堤防の位置を記入してあるが被害個所の多くは旧河床上に築堤した堤防に生じたことがわ

かる。上記3被害個所での堤防の沈下状況ならびに被害を受けた堤防の代表的な断面を示すと図-2.14,図-2.15,図-2.16 のとおりである。また信濃川の堤防の被害状況を写真-2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10 に示す。この他旧信濃川および中之口川筋の堤防も被害を受けたが堤体も小さく被害は一般に軽微であった。なお阿賀野川および信濃川堤防に沿い，地盤の土質調査を実施中なので，地盤と被害との関連性などについての詳しい検討は次の機会にゆずることにする。

（2） 東北地区における被害状況

東北地方における河川の被害は，主として山形県内，それも最上川水系下流部に集中し，他県における被害は数える程度であった。また，山形県内でも，被害はほとんど県北部の酒田市，鶴岡市，および西田川郡大山町付近に集中している。なかでも大山町は震度6の烈震であったといわれており，一般住家を含む建築物の被害がきわめて大きかった。

被害を受けた河川のおもなものは，（図-2.17）

1. 最上川本川下流部
2. 京田川（最上川左支川）下流部
3. 赤川下流部
4. 大山川（赤川左支川）下流部
5. 大山川（ 同 上 ）中流部
6. 青竜寺川（赤川左支川）中流部

の6河川で，他に最上川上・中流部および堆物川筋にも多少被害はあったが，個所数も少なく，被害の程度も軽微であった。

被害の状況は，最上川，赤川，大山川下流および中流が，築堤の縦亀裂，沈下，のり面崩壊などの主として築堤部の被害であり，京田川および青竜寺川は護岸工の被害である。前者の築堤被害個所は，いずれも旧川締切個所，旧河道部などのいわゆる地盤不良個所にあたっており，近年河川改修により築堤されたところが大部分である。

（I） 最上川本川下流部

最上川本川下流部の被害は主として両羽橋上下流の両岸の築堤に集中している。被害の内容は築堤の亀裂，沈下，のりすべりが主たるもので，亀裂はすべて縦亀裂であり，天端に5～6条，のり面および小段にも波及している。図-2.18および図-2.19に被災個所の位置および標準横断図を，写真-2.11, 12, 13 に被災の状況を示す。

亀裂の幅は0.3m ～ 0.5 m 程度のものが多いが，1.0 mに達するものもあり，その深さは正確には測定しがたいが，なかには基礎盤まで達したものも確認されている。

堤防天端の沈下は1.0 m内外のものが多いが，大宮堤防では2.5 mにも達している。その状況は個所により天端中央部において著しいものや，堤内，外肩部のいずれか一方が著しく陥没したものなどさまざまであるが，堤体全体が沈下したものも認められた。また，のり面，小段部では，のり面のふくらみ，のり尻小段の隆起も数多く発生している。

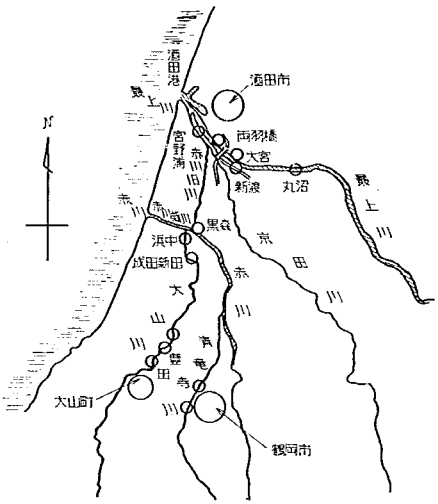


図-2.17　東北地方における被害状況

これら築堤被害の原因は，いずれも旧河川跡に築堤されたためと考えられ，図-2.20*の模式図のように最上川旧川の蛇行した個所は被害を受けており，大宮地区は断続的に破壊し，新波地区は現在の堤防に沿って旧川が蛇行していたために比較的長い区間被災したものである。

つぎに，これより上流の酒田市丸沼地区では，左右両岸5個所にわたり，護岸のり覆工（格子コンクリート張り）にクラックが生じ，さらにその前面の根固め十字ブロックが沈下滑動して護岸全体として変動しているが，その被害規模は比較的小さい。写真-2.14, 2.15 にその状況を示す。

（II） 京田川下流部

京田川は両羽橋下流において最上川と平行して流れ，最上川河口近くで合流する左支川であるが，その平行して流れる地域の両岸低水護岸の大部分が，左右岸合計約5.6kmにわたり沈下，クラック，滑動などの被害を受けた。被災の状況を写真-2.16, 2.17, 2.18 に，標準横断図を図-2.21 に示す。被災の原因は最上川と同じく旧川

* 新潟地震による最上川下流部の被害と調査について（中間報告）1964年10月　酒田工事　荒木良典

敷に築堤されたために基礎地盤が悪く，かつ，のり止めが矢板式であったためと考えられる。なお，京田川河口部すなわち最上川合流点付近では砂泥水の噴水が各所でみられ，左岸堤内地の酒田市宮の浦地区では緩い砂質土が地下水位が高いことも加わって振動により流動化現象をおこし，泥水の噴出や陥没が各所に生じ，一般家屋にも多大の被害を与えた。

（Ⅲ）赤川下流部

赤川は京田川とともに最上川に合流していたものを，酒田市黒森地区において締切り，新川開削によって直接日本海に流入するよう改修されたが，今回の地震によりその旧川締切部が被災した。図-2.22 に位置図を，図-2.23 に標準横断図を示す。

本堤防は締切の際，地盤不良を考慮して裏小段も十分広く取り，すべりを十分警戒して施工された模様である

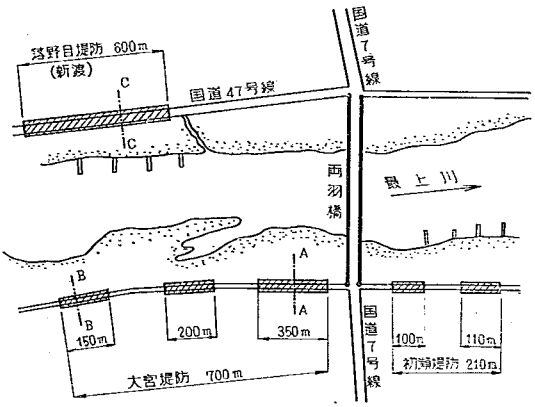


図-2.18

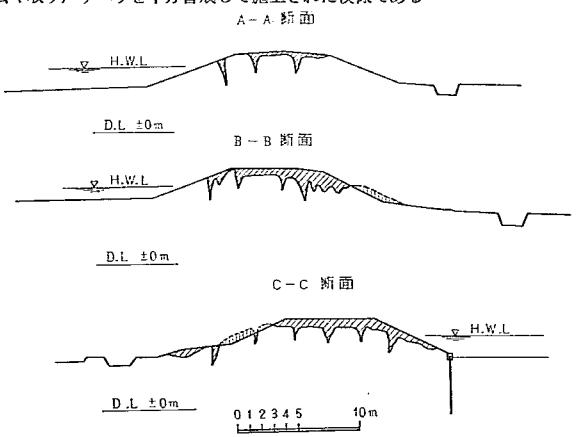


図-2.19

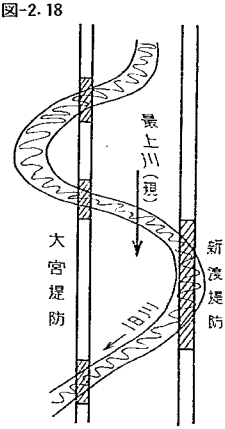


図-2.20

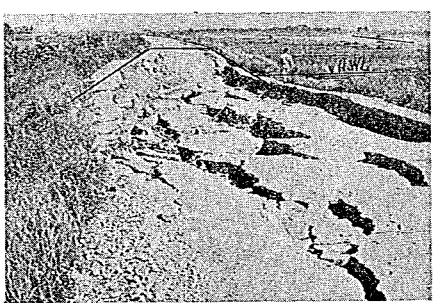


写真-2.11　最上川両羽橋上流右岸大宮堤防の天端沈下および縦亀裂



写真-2.12

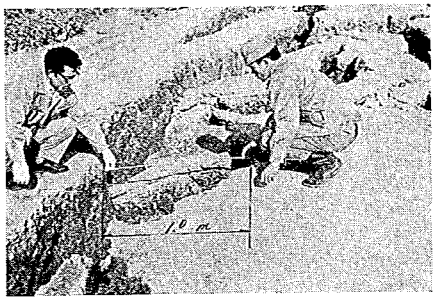


写真-2.13

が，今回の地震により典型的な円弧すべりを生じたものである。

（IV）大山川下流部

大山川下流部の酒田市大字浜中付近は，最近になって蛇行した旧川を拡幅河道整正して改修された地区であるが，図-2.24 の見取図に見るごとく，旧川敷跡の大部分について被災している。被災の状況は図-2.25 のように沈下，すべり，亀裂を生じており，他の河川とおなじ様相を示している。被災延長は1個所当り 50～100 m程度である。

（V）大山川中流部

大山川中流部は山形県において災害助成工事により改

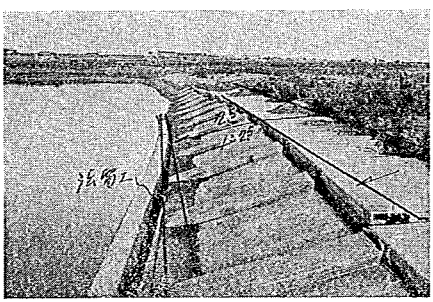


写真-2.16　京田川護岸工被災状況



写真-2.17



写真-2.14　最上川丸沼護岸被害状況

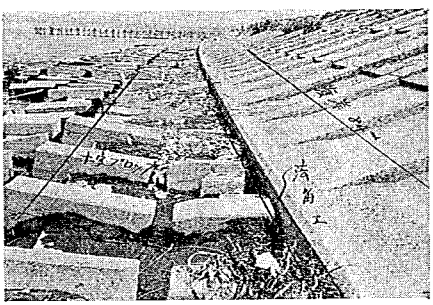


写真-2.15



写真-2.18

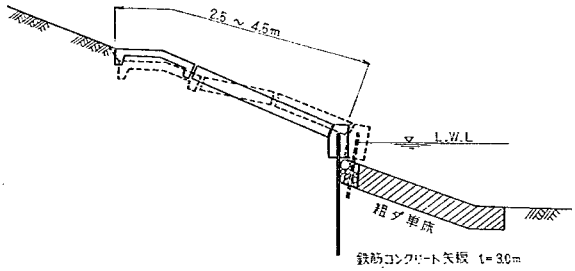


図-2.21　京田川護岸工被災図

良中のところ今回の地震により，ほとんど全区域にわたり甚大なる被害を受けた。この地域はもともと地盤不良個所として知られていた所で，これをさらに図-2.26 にみるごとく旧川の蛇行を整理して河川改修中であったため，旧川敷上の築堤個所が全区域にわたって被災した。

被災の状況は大山川下流と同様沈下，亀裂，のり崩れ，すべりなど随所に発生しており，新築堤は旧河道を横断する個所が多いため堤防の両側に水面をもち，地震とともに堤防の表，裏ともにすべりを生じた所が多くみられた。

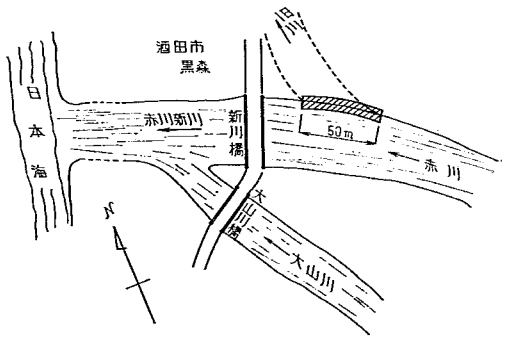


図-2.22　赤川黒森堤防

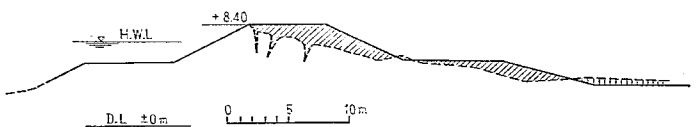


図-2.23　赤川黒森堤防横断図

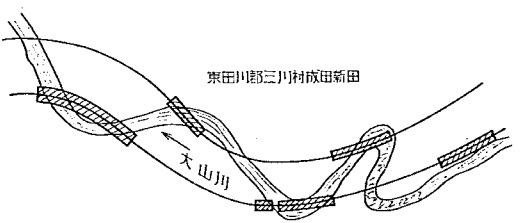


図-2.24　大山川下流部

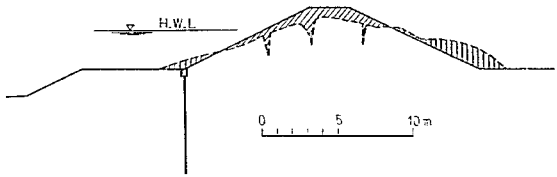


図-2.25　大山川下流部

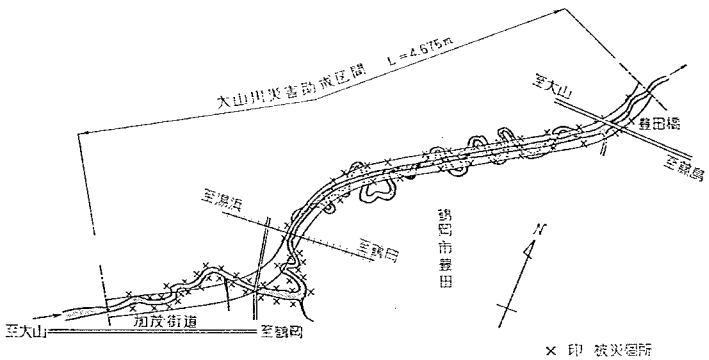


図-2.26　大山川被災見取平面図

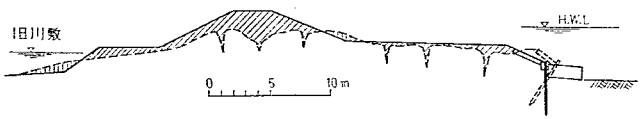


図-2.27　大山川（中流部）横断図

図-2.27 に標準横断図を示す。

（VI）　青竜寺川

青竜寺川は鶴岡市内の市街地を貫流する小河川であって，両岸ともブロック積の単断面河川であるが，今回の地震により市街地域のほぼ全線にわたりブロック積が被災した。被災個所を図-2.28 に示す。

写真-2.19，2.20，2.21，2.22 は被災の状況を示したもので，ブロックはコンクリート矢板を基礎に立ち上がり，一辺 50cm の正方形のコンクリートブロックを，目地に鉄筋を用いて谷積みしてある。このブロックは厚さ 12cm の平形をなし，控えをもたないブロックであるため，横方向に対して多少抵抗性が小さかったと考えられる。

標準横断を図-2.29に示す。

以上，各河川の被害状況について述べたが，被災の原因はいずれも旧川跡その他地盤不良の地域に該当している。

地震後，酒田工事事務所で行なった調査の結果* も含



写真-2.19　青竜寺川護岸工被災

* 前同



写真-2.20　青竜寺川護岸工被災

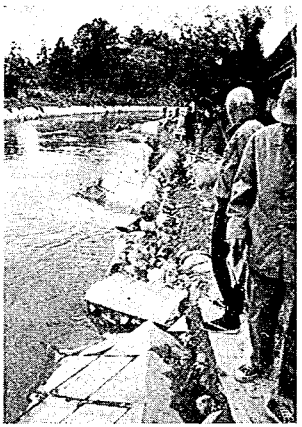


写真-2.21　青竜寺川護岸工被災

めて被災の原因を要約すれば，次のとおりである。

イ）被災地域は最上川を中心として，日向川，赤川などにより運搬された土砂により構成された沖積平野であり，第3紀層を基盤として，庄内平野全般に厚く堆積している地層である。

ロ）室町時代以降の古資料によれば上記各河川はとも

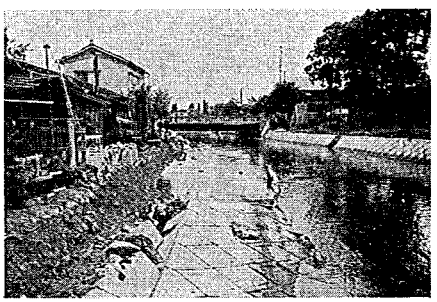


写真-2.22　青竜寺川護岸工被災

にきわめて荒れ川で洪水時には多量の砂礫を運搬堆積しているが，平時は自然堤防の裏側に静かに粘土を堆積し，また海岸付近の砂丘の裏側付近は長い間沼地をなし，多量の腐蝕土を堆積した。この結果各河川の下流部では随所に粘土が分布し，特に大山町（砂丘の裏側に当る）付近では幅5～2km にわたって層厚30m近くの軟弱な層が分布している。

被害の特に大きかった大山町はこの中心部にあり古くは大浦とよばれ，古資料によれば平安末期までは海に接しており天正年間に人が住み始めたといわれ，これは地

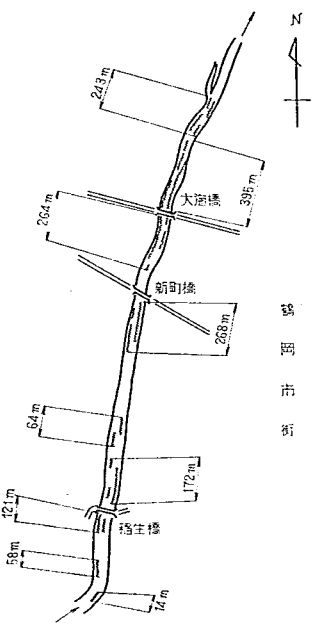


図-2.28　青竜寺川被災個所図

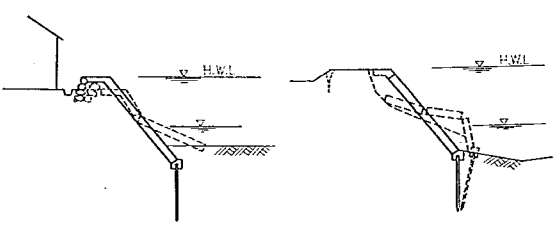


図-2.29　青竜寺川被災標準横断図

名からもうなずかれるところであり，比較的新しい地層からなっていることがわかる。

ハ）堤防被災個所はごく最近まで河床面であった個所で，これらの旧川部は河川の堆積した比較的厚いシルト質粘土およびゆるい砂と粘土の互層からなっており，これらを基盤として築堤された結果，砂の流動化と堆積粘土が全体的に振動をうけ乱されたときに生ずる塑性流動による破壊によって被災したものと考えられる。

3. 河川付属構造物

〔1〕 護　岸

今回の地震により被災した護岸の型式は，大別すると阿賀野川筋や最上川筋に見られる玉石張り，間知石張り，あるいはコンクリートブロック張りの堤防護岸と，旧信濃川筋に見られる矢板と他の構造物の組合わせによる比較的前面が垂直で，うしろに土盛りをしたタイプの構造物とに分けることができる。

被害の状況は，このような構造物の違いにより，また地域的にも，震度の大きさや，地盤地質との関係でかなり変化しており，そのうちで最も被害のはなはだしいのは旧信濃川，河口の左右岸で，特に新潟港より下流部においては壊滅的な被害を被っている。

（1） 石張り護岸の被害特性

石張り護岸の被害の状況を阿賀野川筋について見ると，写真-3.1 に示すように水平方向に数本のわれ目を生じているものが比較的多い。その被災前の構造は1例として細山地区の堤防断面を図-3.1 に示すが，空石張りの根をコンクリートブロックで止め，さらにその前面



写真-3.1　阿賀野川左岸，細山護岸の被災状況

にそだ沈床を敷いて根の洗掘を防いでいる。シートパイルの長さは3～4m程度で，ところによってはシートパイルを省いた個所もある。地震による堤体の破壊は，一般的な形として堤頂部が陥没あるいは沈下し，縦断方向の深い亀裂がはいるとともに，のり面の傾斜がゆるくなり下部においてはふくれ出しの現象を呈している。一方，のり尻のシートパイルの部分は横に移動するから引張りに対して抵抗力のない護岸に亀裂のはいるのは当然である。また，ところによっては川おもてのそだ沈床や，シートパイルの部分が沈下して護岸が折れたと判断される場合もある。また写真-3.5 は縦断方向に圧縮されて張り石が浮上がった例であり，このような場合には全体に圧縮力がはたらいて破壊されたあと，張り石がルーズになりがちである。

コンクリート張り護岸の被害の例を写真-3.6 に示す。この場合にはコンクリート版と堤体土とが裏込め砂利に

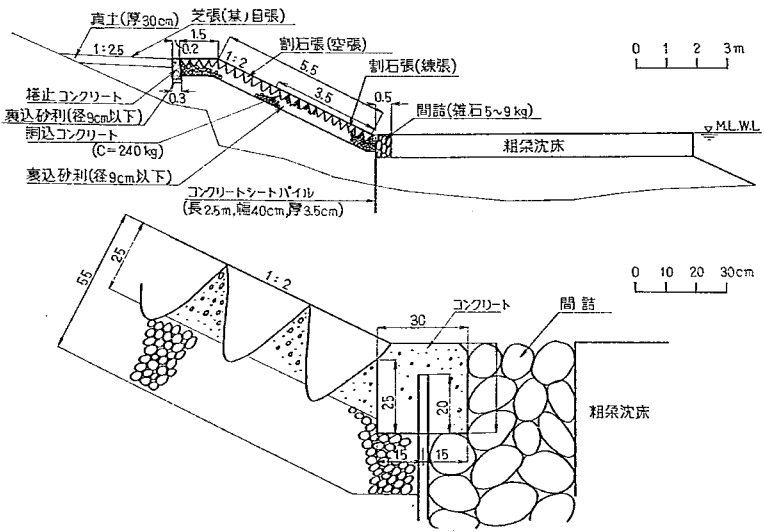


図-3.1　細山地先標準断面図

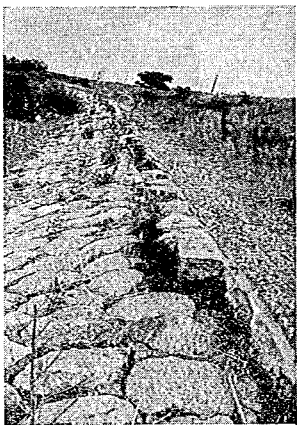


写真-3.2 灰塚護岸被災状況



写真-3.3 津島屋護岸被災状況

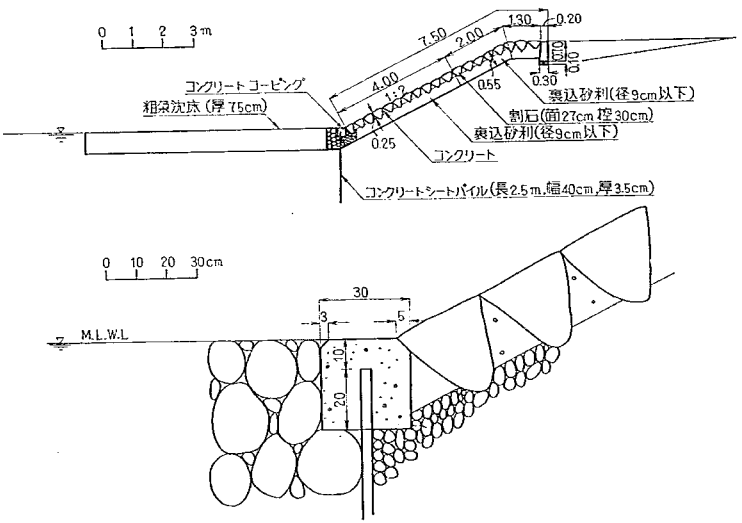


図-3.2 灰塚地先標準断面図

よってすべりやすく，また堤体の変形に順応できにくいため，ブロック毎に滑落を起しやすい。また信濃川の大河津分流点付近のブロック護岸には写真-3.7に示すような圧縮力による盛上りを見せたところもある。これらの被災状況を見ると，地震に対してはなるべく可撓性のある，ブロックを鉄筋で連結したタイプや，鉄線蛇籠のような構造が破壊されがたいように思われるが，今回の被災地区においてはそのような構造物が見られなかったことは残念である。

阿賀野川左岸の先端部にはコンクリートブロック張りの護岸を施した導流堤があり，写真-3.8 に示すような被害をうけた。この導流堤は砂丘地帯にあり，地盤は良好と思われるがこの被災部分約 300 m の区間は地盤ともに陥没が著しい。おそらくこの部分の下層部の地盤が他に比べ劣っているのではないだろうか。

（2） 矢板式護岸の被害特性

旧信濃川筋の河川堤防で新潟市内地区は，地盤沈下が激しいために従来しばしば堤防，護岸のかさ上げを行なってきている。地盤沈下量は地区によって異なり，堤防裏の地盤高や用地の関係，また物揚場としての利用面などから，それぞれ場所的に構造物がいろいろでその種類は数十種類にも及んでいる。したがって一概に矢板式護

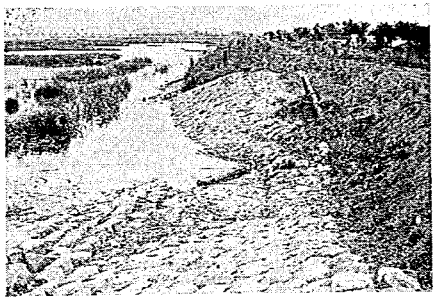


写真-3.4　阿賀野川左岸下山護岸被災状況



写真-3.5　阿賀野川左岸下山地先

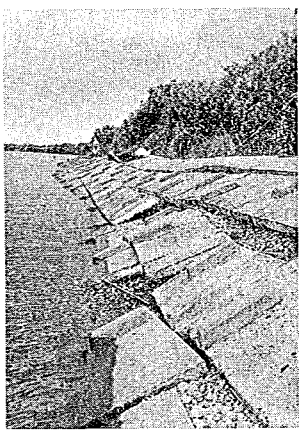


写真-3.6　渇川右岸のコンクリート版護岸

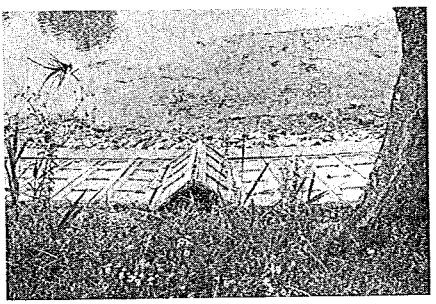


写真-3.7　信濃川大河津分流点下右岸（旧信濃川筋）

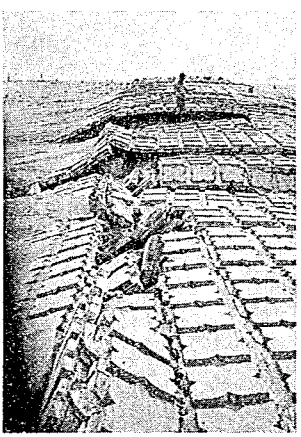


写真-3.8　阿賀野川左岸導流堤

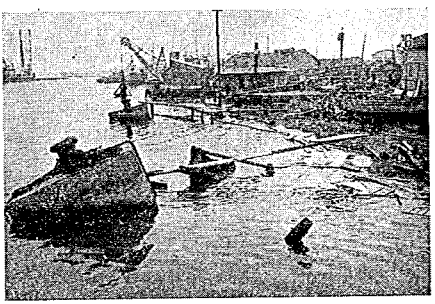


写真-3.9　左岸第1港湾建設局前



写真-3.10　新潟鉄工所付近

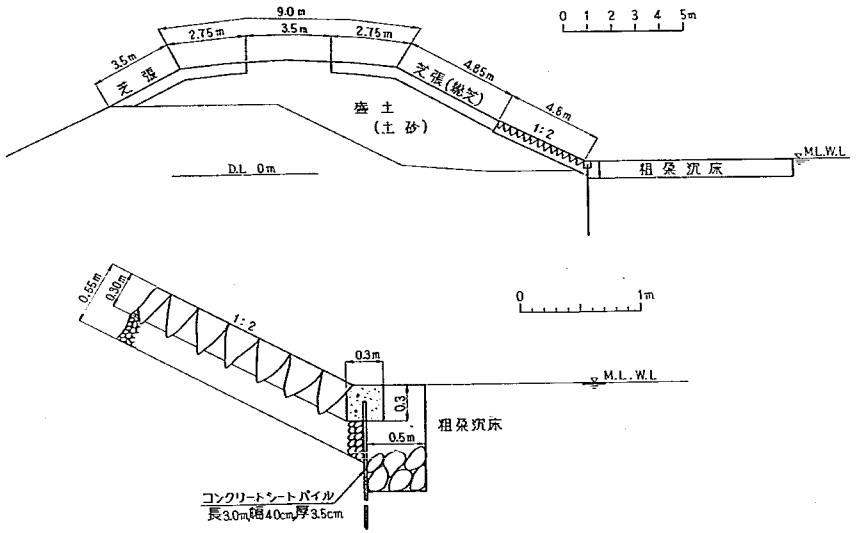


図-3.3　下山地先標準断面図

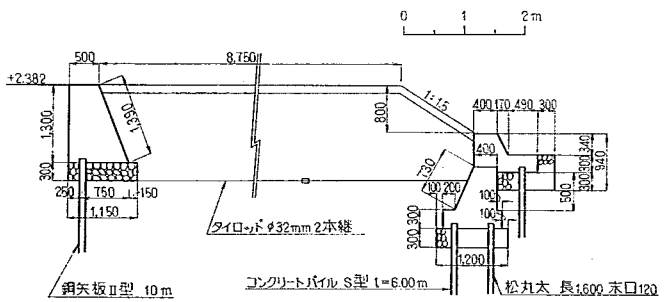


図-3.4　早川堀～新規堀

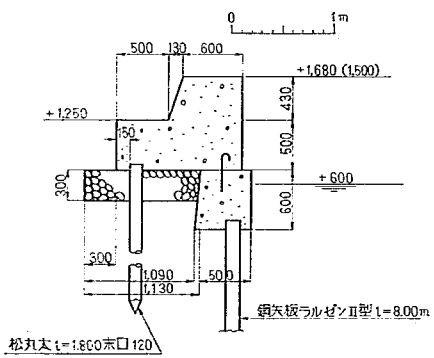


図-3.5　万代橋～佐渡汽船

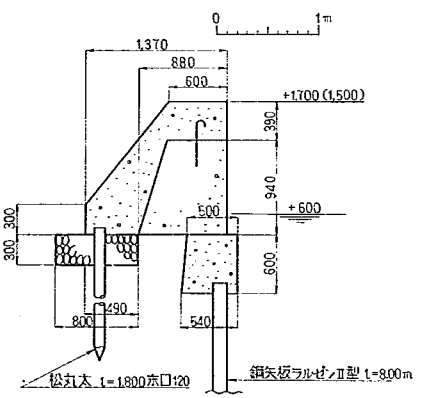


図-3.6　佐渡汽船～早川堀

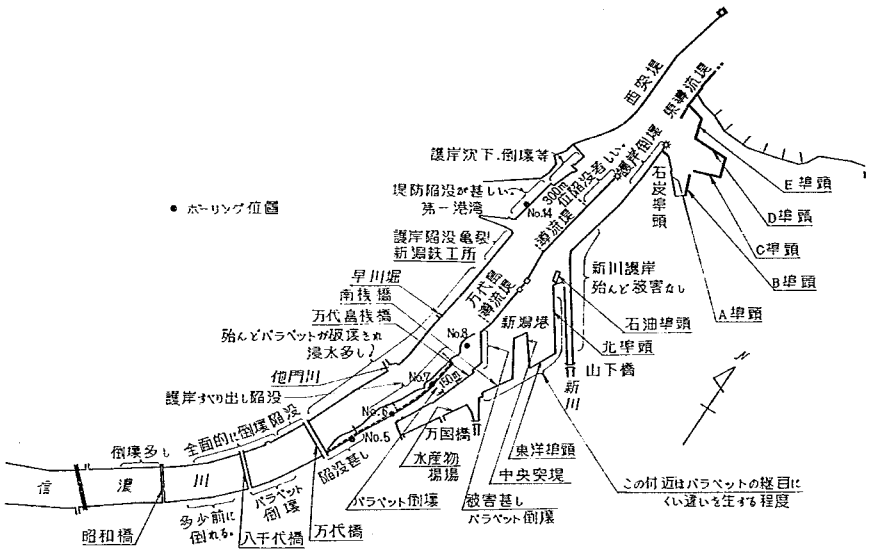


図-3.7　新潟港付近平面図

岸という分類に入れてしまうことは無理かも知れないが，その多くは前面に鋼，あるいはコンクリート矢板を打込み，その頭部にコンクリートのパラペットウォールをのせ裏に盛土を行い，盛土押えのよう壁を設けた構造である。その例として図-3.4～3.6に，信濃川左岸万代橋下流の護岸断面図を示した。

これら堤防護岸の被害の概況は，図-3.7に示すごとく，河口から上流汐之橋に至る区間において，ほとんど全川にわたり堤防盛土の陥没，前面矢板の傾斜，倒壊，パラペットの崩落等の被害が見られる。特に被害のはなはだしいのは，他門川より左岸新潟鉄工ドック下流突堤基部に至る区間ならびに右岸石炭埠頭付近で，ほとんど原型をとどめないまでに破壊されている。また，県営埠頭付近の岸壁は被害が比較的軽微であるが，コンクリートウォールの不等沈下や伸縮継ぎ手の喰い違いはかなり数多く見られた。

これら堤防護岸の被害の軽重を，基礎地盤の土質との関連において考えるときに，その構造が阿賀野川筋に見られるごとき構造，断面の一様な堤防とは異なり，場所的に著しく変化しているために，単に地盤との関係のみに求めることはできないが，地震後に行われたボーリング調査の結果を見ると，被害の大小と地盤との間に多少の関係を見ることができる。

まず，ボーリングによる一般的地質概況は，左岸側他門川より新潟鉄工ドックに至る間は，シルト質粘土，ローム，砂等の互層をなしており，水面より約－10mくらいまでN値はきわめて低く，ほとんど5以下となっており，－10mより下層においてN＝10程度となる。他門川より上流においては多少よく，地質はあまり変わらないが下層部におけるN値は少し大きく，－8m以下でN＝10程度となり以下次第に増加する傾向をもつ。この傾向は他門川より上流万代橋に至る区間についても同様である。左岸側で堤防護岸の特に陥没のはなはだしい区間は，他門川より新潟鉄工所ドック下流約300mの区間であるが，このボーリング結果はやはり地質的に悪く，その柱状図を図-3.7に示すが －14mまでN値は5以下という状態であり，他の地区に比べ下層部での支持力が劣っていることがわかる。右岸側も信濃川に面した堤線付近の地質は，ほぼ左岸側に似ているが深層部でのN値が

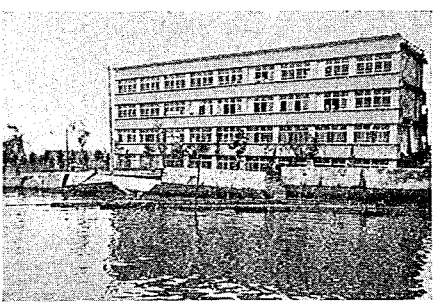
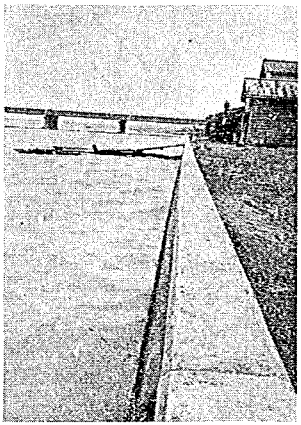
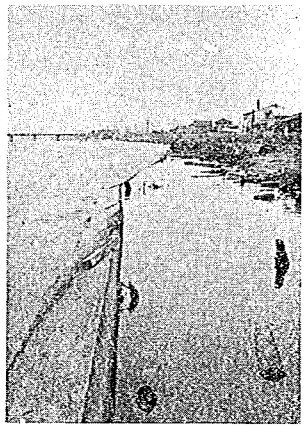


写真-3.11　昭和大橋より上流約50m付近左岸側の護岸



（被災前）



（被災後）

写真-3.12　昭和大橋より上流部右岸の被災前後の状況

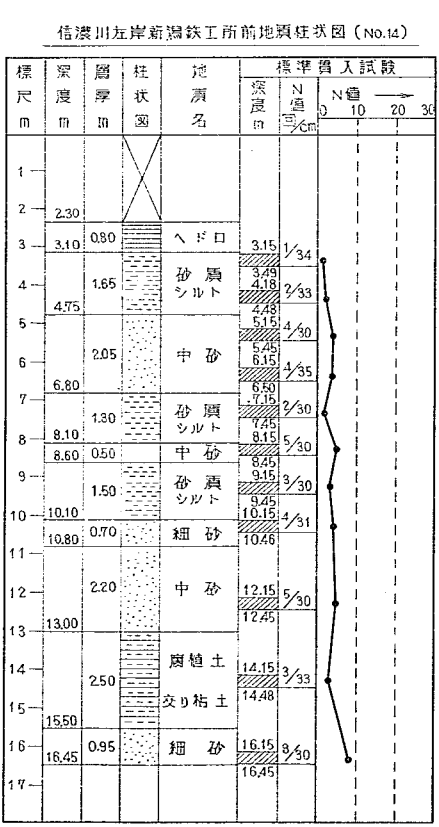


図-3.8　信濃川左岸新潟鉄工所前地質柱状図（No. 14）

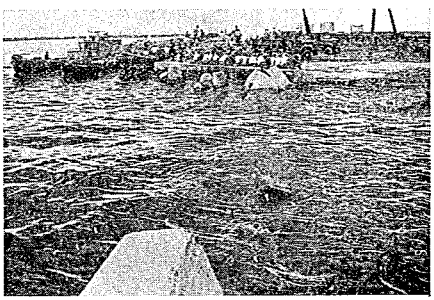


写真3.13　右岸石炭埠頭付近

左岸側に比べていくぶん大きい。万代橋より下流へ山下埠頭までのボーリング結果は（図-3.8参照），

No. 5 ：－9 mで$N=10$，－14 mで$N=40$，下部は細砂

No. 6 ：－11 mまでは$N<5$，－11 mで$N=10$，－16 mで$N=25$

No. 7 ：－12 mで$N=10$，－16 mで$N=40$

No. 8 ：－14 mまで$N<5$

となっており，あまり大きな変化はない。これより下流新川に面した右岸側の新川護岸では，被害はほとんどなく，あってもウォールの継ぎ手の多少の喰い違い程度で，他の地区に比べてその差がはなはだしい。護岸の構造は図-3.9 に示すごとくで，他の護岸構造に比べ特に安定性がよいとも考えられない。この付近の地質状況は，山下埠頭より新川護岸に至る間のボーリング結果では，－8～9 mくらいで$N=10$となり，－12m以下は砂層となり$N>30$を示し，N値は新川に近いほど大きくなり，一ばん近いボーリング結果では上層部から$N=20$以

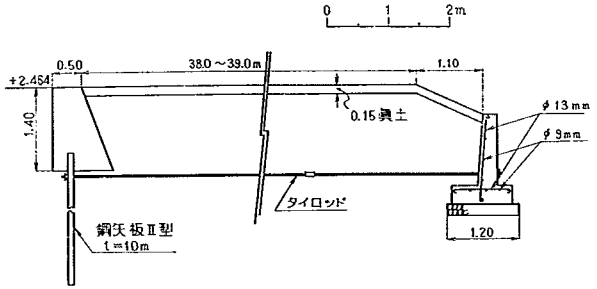


図-3.9　新川護岸（右岸）

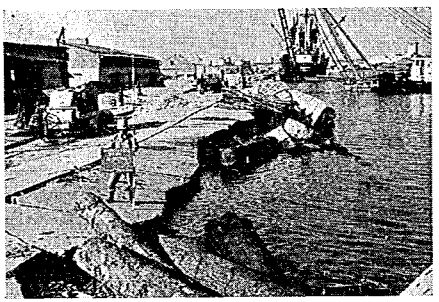


写真-3.14　万代島護岸

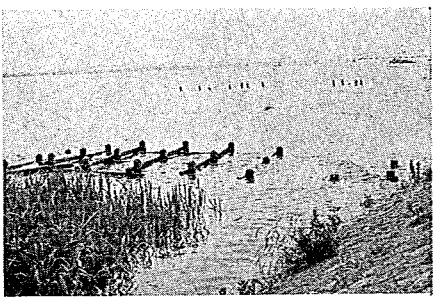


写真-3.15

上の値を示している。このことから判断すると新川護岸の被害の軽微な原因としては，やはり基礎地盤の良かったことが大きくはたらいていると考えられる。

信濃川右岸の裏側にある万代島岸壁の護岸倒壊個所において被災後堤体盛土を除去して調べたところ，タイロッドは切れておらず後ろの控えコンクリート壁もろとも前面に移動していた。すなわち，地震時には矢板と控え壁との間の土が全体として前方に移動してしまうためにタイロッドが役に立たなかったわけで，地表面構造物の川方向への移動量が，奥に行くほど少なくなることから考えて，タイロッドを延長して後方に控えを造るか，あるいは控えの移動が少なくなるような構造を考える必要があろう。

〔2〕 水　制

水制の被害は阿賀野川および信濃川筋で見られるが，堤防護岸の被害に比べればかなり軽微でその個所も少ない。阿賀野川における水制は，ほとんどが木ぐいあるいはコンクリートぐいの透過水制でその構造は ϕ=0.25m×ℓ=5.0～12.0mのものを1.5m間隔に3～4列に組んで全長は20～60m程度のものである。水制の設置個所は，右岸側は泰平橋上流および松浜橋上流名目所地先であり，左岸側は泰平橋下流一日市地先の3群である。このうち地震による被害は右岸名目所地先のものがひどく，写真-3.15に示すように陥没あるいは杭の傾斜などを生じている。くい頭は，写真でも見られるように数本ずつまとめて連結してあり，それぞれ一体として振動をうけたために，水制の機能を失うほどの傾斜や倒壊はみられない。ただ，くいが浮き上がっている場合には洪水時に根を洗掘され転倒の危険性があるし，陥没のはなはだしい場合には水制効果が減少するから河床の状況を調査して復旧する必要がある。

信濃川筋では，大河津分水地点より直上流の右岸側にやはりくい打ちの突出しの短い水制群があり，傾いたり陥没した水制が6～7基見られた。

また，旧信濃川筋では，万代橋より下流山下埠頭から万代島導流堤にかけて7本のくい打水制がある。構造は木ぐいで3列に50～60mの長さに組んだものだが，その大部分が陥没し，あるいは傾斜しており，ほとんど使用に耐えない状況である。

〔3〕 特殊堤

阿賀野川右岸松浜漁港より下流約900mの区間には，コンクリートウォールの特殊堤防があり，かなりの被害をうけた。その平面図および代表的な構造断面を図-3.10に示す。被害の特徴は，パラペットウォールの傾斜および基礎の破壊で，ウォールの長さは平均12mくらいであり，これがほぼ一体として変位したり傾斜しており，写真-3.16に示すような伸縮目地においてズレを生じた個所が多い。その大きさは図-3.11に示すごとく，数 cm

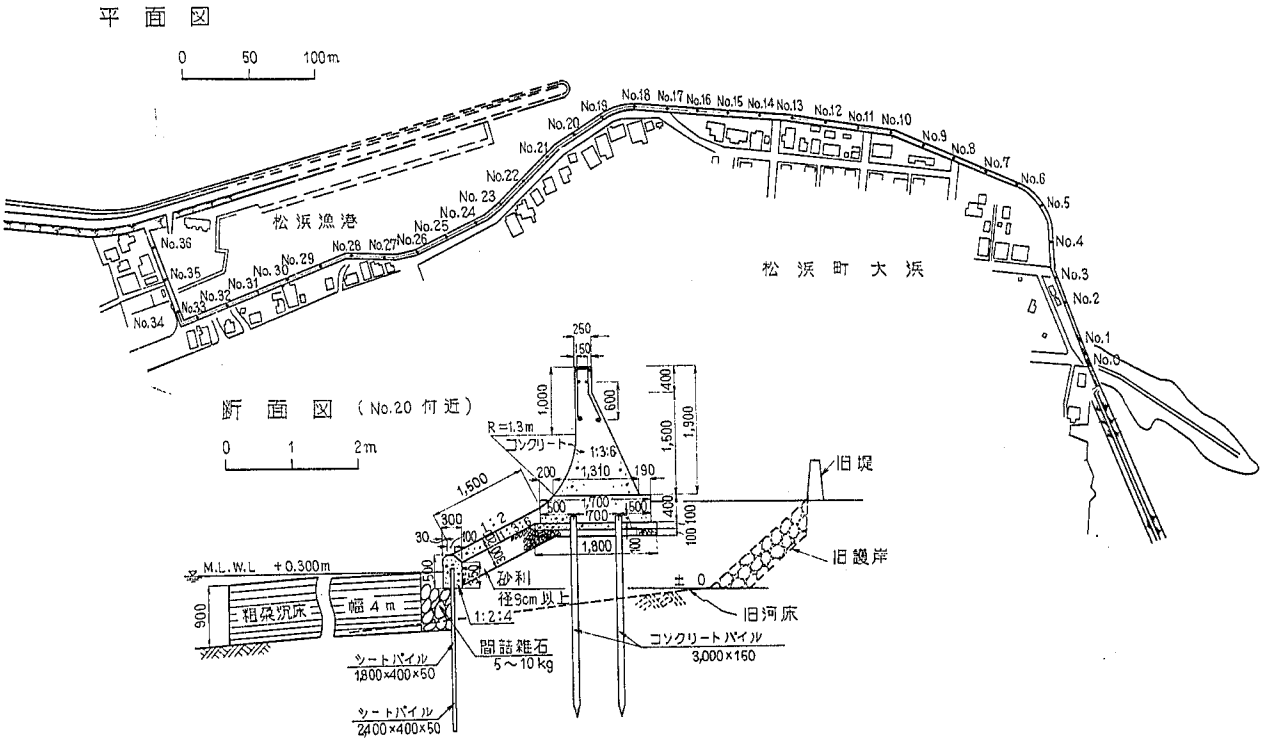

平面図
0 50 100m
松浜漁港
松浜町大浜
No.0
No.1
No.2
No.3
No.4
No.5
No.6
No.7
No.8
No.9
No.10
No.11
No.12
No.13
No.14
No.15
No.16
No.17
No.18
No.19
No.20
No.21
No.22
No.23
No.24
No.25
No.26
No.27
No.28
No.29
No.30
No.31
No.32
No.33
No.34
No.35
No.36
断面図 (No.20 付近)
0 1 2m
M.L.W.L +0.300m
粗朶沈床
幅 4 m
砂利
径9cm以上
間詰雑石
5～10 kg
コンクリート
1:3:6
R=1.3m
1:2
1:2:4
旧堤
旧護岸
旧河床
シートパイル
1800×400×50
シートパイル
2400×400×50
コンクリートパイル
3,000×150

図-3.10

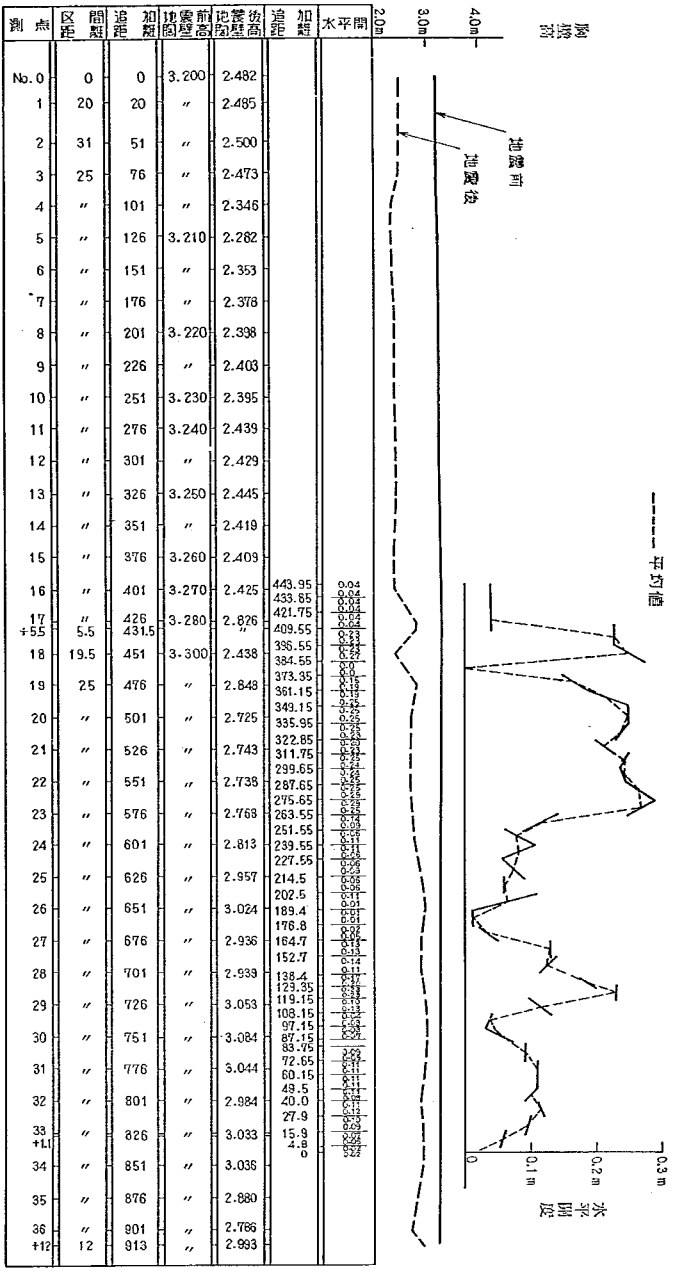


図-3.11　松浜特殊堤被災状況図

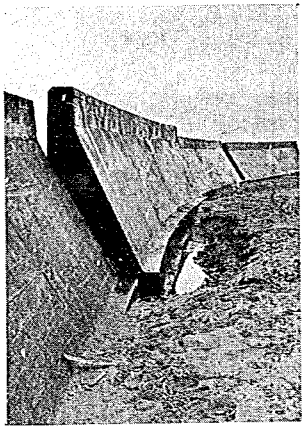


写真-3.16 松浜特殊堤 No. 20 付近

ないし最大30cmに及んでいるが，特に著しいのは松浜漁港の導流堤先端部の対岸である突出した部分より上流約100mの区間である。

また，ウォール天端高の地震前と後との高さを比較して図-3.11に示したが，No. 13の点（図-3.10参照）より下流部の方が沈下が大きく，漁港奥部の方が地盤が安定している。一方，ウォールの傾斜はNo. 17～23の付近が特に著しく，漁港奥部で減少している。

この特殊堤は，図-3.10にも示すように古い堤防法線の位置より40～50m程度川側にずらして，旧河床上に盛土を行なった上に施工されており，比較的新しいものである。その盛土量と堤体のズレとの相関関係を調べて見たが，あまりはっきりした関係はみられず，河床の地盤および盛土の土質の局部的な変化や地形の要素が影響しているものと思われる。被災後，No. 27付近のコンクリートウォールを一部とりこわし，コンクリート基礎ぐいを静かに引抜いてくいの状態を調査した結果，くいは横荷重をうけ片側にかなりの亀裂がはいり，くい自身もいくぶんわん曲をしていたが破壊するまでには至っていない。亀裂はウォールの基部直下に大きなものが多く見られ下に行くほど少ない。このことは，上部コンクリートウォールの横移動および傾斜がくいに亀裂を発生せしめたと考えられる。くいの頭部は10cmウォールの中に埋め込まれており，硬着は良好でこの部分に亀裂は見られない。したがってウォールの傾斜のはなはだしいものほど基礎ぐいの破壊が著しいものと推定される。しかし，逆にこのくいの抵抗により上部コンクリートウォールの転倒がまぬかれたともいえるわけで，より太いくいを使用していれば現在見られる傾斜をさらに少なくし得たかも知れない。

基礎地盤について見ると，ウォールの底盤の下にすき間ができ，堤内側に自由に水が流通できるほど基礎地盤が沈下あるいはすべっている。このような所では，川表の護岸ののり面がすべって川側に落ち込み，パラペットとの間にかなりのすき間ができている。基礎ぐいは0.15m×3.00mのコンクリートぐいで1m間隔に千鳥に配置され，旧河床中に1～2mくらい打ち込まれているため，地震時にウォールの沈下量は土盛部分の沈下量よりも少なかったのではないかと思われる。

被害状況を全体としてみると，川側に凸のわん曲部が凹部に比べて比較的被害が大いようである。また，船溜りの奥の方の特殊堤はほとんど被害がないが，ウォール底盤の下には水みちの生じているのがゴミの吸込まれた跡から判断された。なお，この特殊堤には，漁港への出入口としての切欠部が多く設けてあり，地震後の津波によりここから浸水し付近に床下，床上浸水の被害を生じている。

この切欠部は地震時には強度的な弱点となるし，また壁体の変移があるため，地震後の津波に対して守る場合には角落しが締められなくなることが多いため，通路は壁を乗り越えて作るか，できるだけ数を少なくすることが望ましい。

〔4〕 水門・樋管

水門，樋門等で被害の見られるのは阿賀野川筋の新井郷川水門，通船川水門，下山樋管などで，その他日本ガ

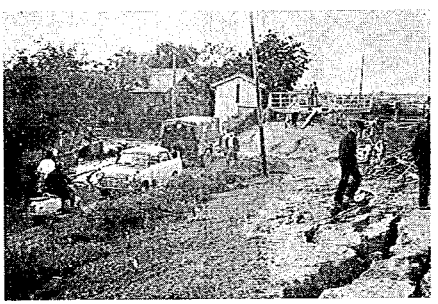


写真-3.17 通船川水門取付部被災状況

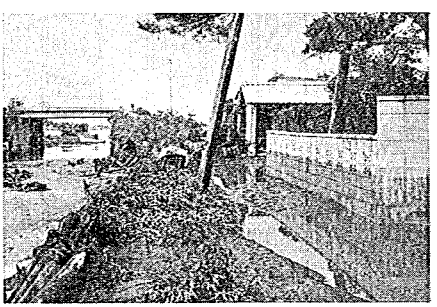


写真-3.18 通船川水門取付部被災状況

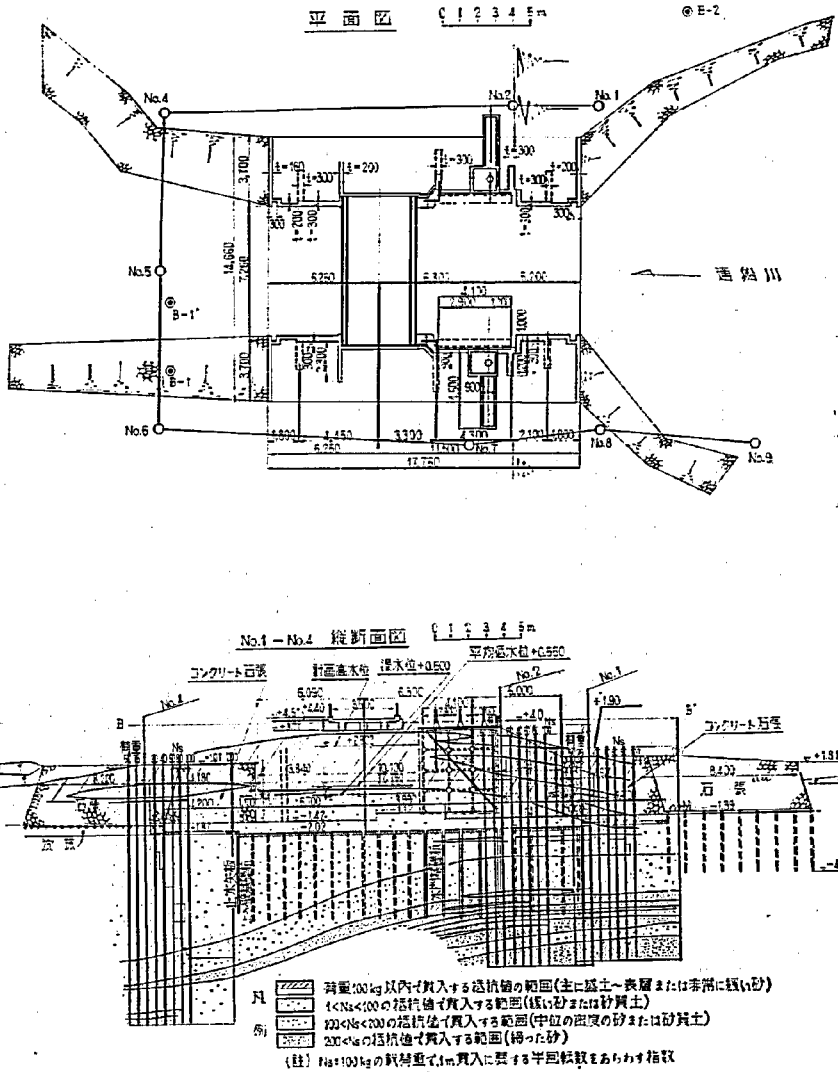

平面図
0 1 2 3 4 5m
B-2
No.4
No.2
No.1
No.5
B-1'
B-1
No.6
No.8
No.9
西蒲川
No.4－No.4　縦断面図
0 1 2 3 4 5m
コンクリート石張
計画満水位
満水位+0.500
平均低水位+0.550
No.2
No.1
B
B'
コンクリート石張
石張
敷石
凡例
荷重100kg以内で貫入する通抗値の範囲(主に盛土～表層または非常に緩い砂)
1<Ns<100の通抗値で貫入する範囲(緩い砂または砂質土)
100<Ns<200の通抗値で貫入する範囲(中位の密度の砂または砂質土)
200<Nsの通抗値で貫入する範囲(締った砂)
(註) Ns:100kgの載荷重で1m貫入に要する半回転数をあらわす指数

図-3.12　通船川水門

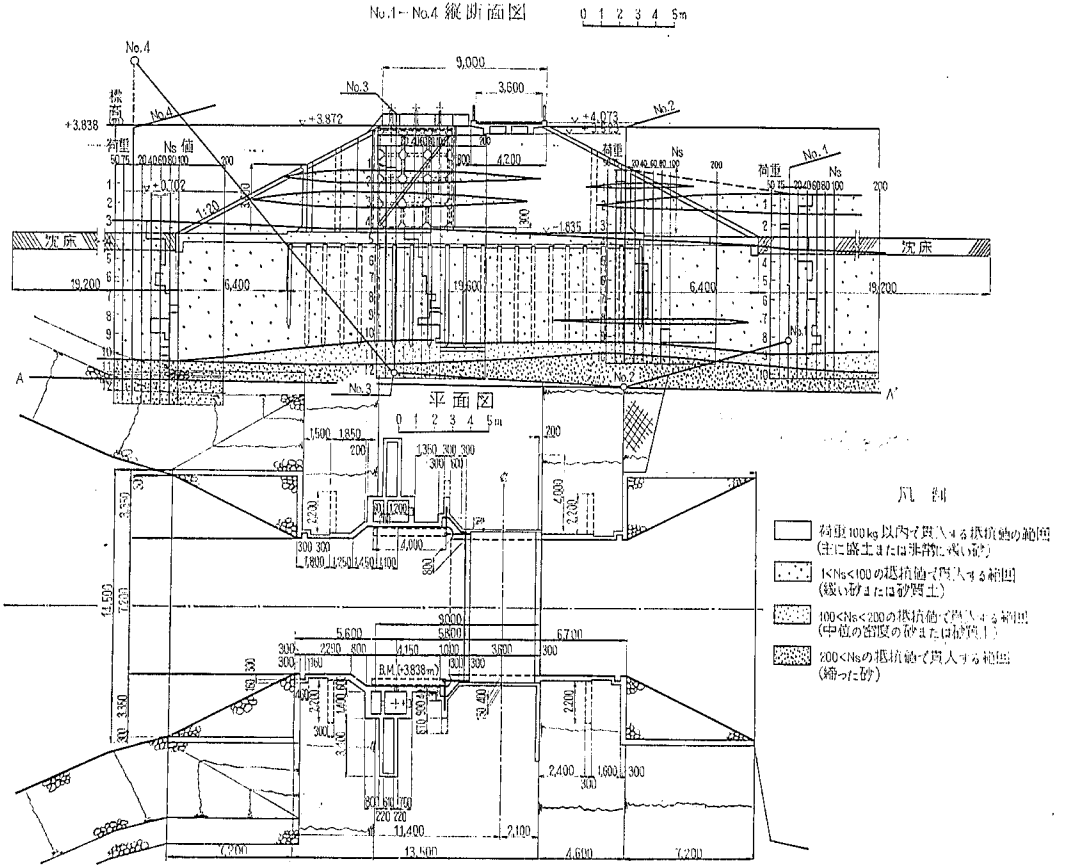

No.1～No.4 縦断面図
0 1 2 3 4 5m
No.4
No.3
No.2
No.1
9,000
3,600
4,200
+3.838
+3.872
+4.073
+0.702
1:1.0
1:1.0
1:1.0
1:1.0
Ns 値
荷重
次床
19,200
6,400
19,600
1,535
A
A'
平面図
0 1 2 3 4 5m
B.M.(+3.838m)
凡 例
荷重100kg以内で貫入する根入れ地盤の範囲
(主に盛土または非常に軟らかい砂)
1<Ns<100の根入れ値で貫入する範囲
(緩い砂または砂質土)
100<Ns<200の根入れ値で貫入する範囲
(中位の密度の砂または粘質土)
200<Nsの根入れ値で貫入する範囲
(締った砂)

図-3.13 新井郷川水門

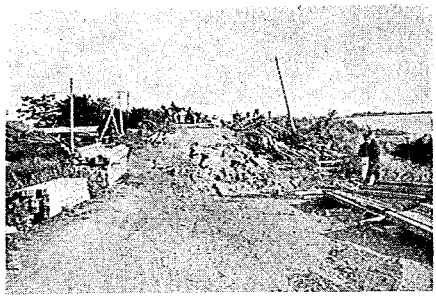


写真-3.19　新井郷川水門取付部被災状況

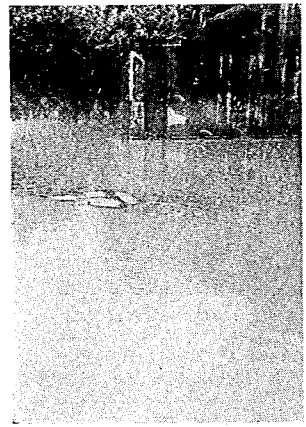


写真-3.20　通船川水門噴砂の状況

ス化学や県営工業用水道の取水施設にも被害が見られる。

（1）　新井郷川，通船川水門の被害

両水門の被害の状況は，堤防と構造物の取付け部において盛土が数 10cm にわたって沈下し，多数の亀裂がはいるとともに水門床版上にかなりの土砂が堆積し門扉が閉鎖できなくなった。構造物自体については，水面より上の上部構造に関する限り被害はなく，堆積土砂を除去した後門扉はほぼ閉鎖することができた。取付部陥没の状況を写真-3.17～3.19 に示す。水面下については，床版の継手付近に写真-3.20 に示すような堆砂が見られ，（通船川水門）また阿賀野川と通船川とに水位差を生じたとき，床版の継ぎ手付近から著しい噴砂および湧水が見られ，また新井郷川水門では，上流水位に比し下流側の水位が 2 m くらい高くなると，上流側止水板前面において同じく著しい漏水現象が見られ，床版の下に水みちができていると想像される。

スエーデン式サウンディングによる両水門の基礎地盤は図-3.12，3.13 に示すごとくで，通船川水門ではゆるい砂層または砂質土が阿賀野川側で薄く，（床版より 2.5m くらいの厚さ）通船川側に向かって厚くなっている。この下は貫入量 1 m に対する平均転数 N_s が $100<N_s<200$ 程度のやや締まった砂層と推定される。N 値は10～15くらいである。

新井郷川水門では $1<N_s<100$ のゆるい砂または砂質土層が床版下 5～6 m くらいの厚さに水平に広がっており，その下は $100<N_s<200$ の砂層で基礎ぐいの先端はこの層まで達している。基礎の支持力から考えて，おそらく床版の不等沈下を生じ，このため床版の継ぎ手の開きや圧縮による破壊，また床版自体のクラックの発生等があったものと思われる。ボーリング孔を利用した現場透水試験によると表-3.1 のごとくで，透水係数はほとんど 10^{-2} cm/sec のオーダであり，細砂～中砂の比較的透水性のよい地盤である。したがって床版にクラックやすき間ができると，水門の上下流で水位差ができたときの透水量は大きくなりボイリング現象なども生ずると思われる。現在の水門はちょうどこのような状態にあるもののようで，このまま放置すればおそらく床版下の

表-3.1　現場透水試験結果一覧表

地　点	ボーリング番号	透水試験番号	深　度（m）	透水係数 K(cm/sec)	地　質
通船川水門	No. 1	No. 1′— 1	2.24～ 2.74	2.90×10^{-3}	中　砂
		No. 1′— 2	5.35～ 5.85	9.7×10^{-3}	中　砂
		No. 1′— 3	8.45～ 8.95	4.35×10^{-2}	中　砂
	No. 2	No. 2 — 1	5.00～ 5.50	2.90×10^{-2}	中　砂
		No. 2 — 2	11.50～12.00	2.45×10^{-2}	中　砂
		No. 2 — 3	16.00～16.50	1.46×10^{-2}	中　砂
新井郷川水門	No. 1	No. 1′— 1	6.33～ 6.83	5.45×10^{-2}	粗　砂
		No. 1′— 2	12.50～13.00	3.40×10^{-2}	中～細砂
		No. 1′— 3	17.23～17.73	2.62×10^{-2}	細　砂
	No. 2	No. 2 — 1	3.00～ 3.50	6.56×10^{-2}	礫混り粗砂
		No. 2 — 2	5.90～ 6.40	1.50×10^{-2}	粗　砂
		No. 2 — 3	8.65～ 9.15	1.54×10^{-2}	粗砂～細砂

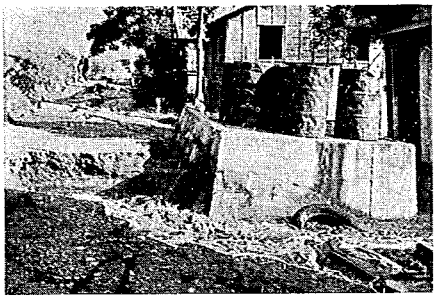


写真-3.21　下山樋管，堤内側被災状況

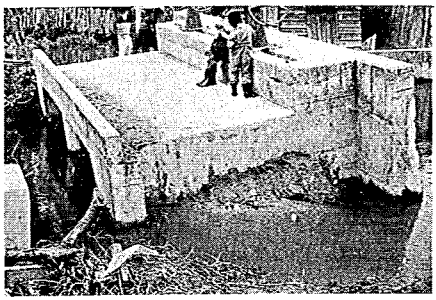


写真-3.22　下山樋管ポンプ場に接続するコンクリート水路

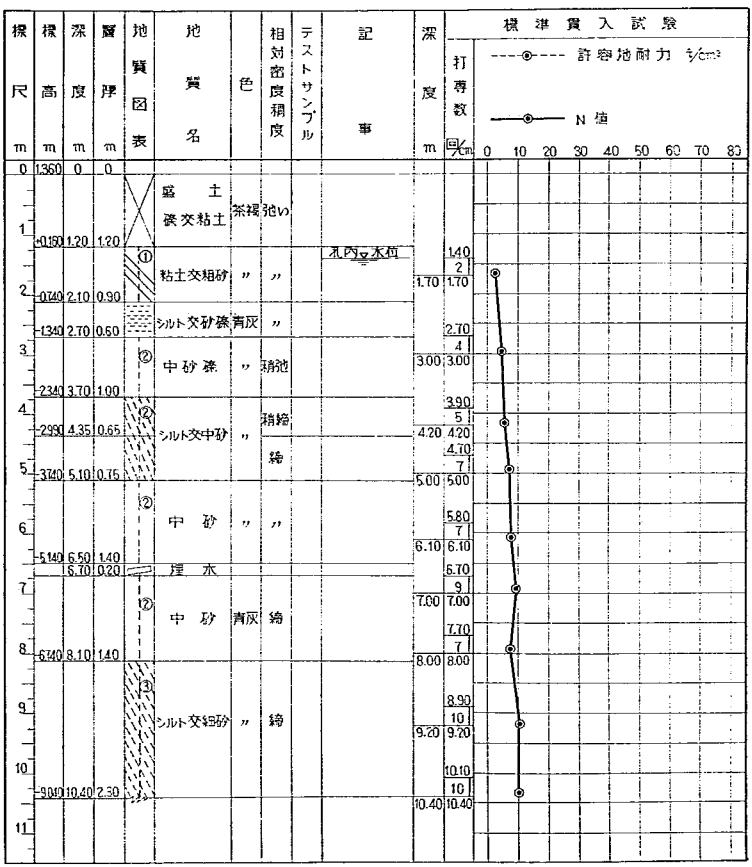


図-3.14

砂が流失し，基礎ぐいの支持力がなくなり水門の倒壊を招くこととなろう。

（2）　下山樋管の被害

下山樋管は阿賀野川左岸下山地区にある排水樋管で，延長約17m，内面寸法2.2m（高さ）×2.75m（幅）の長方形断面の鉄筋コンクリート構造である。コンクリート壁の厚さは天井および側壁が30cmで床版は35cmとなっており，基礎は木ぐいを使用している。

被害は地震によって樋管のほぼ中央部（裏側より10mの所）が切断され，川側の部分が沈下陥没している。その沈下量は目下不明であるが，おそらく数m程度沈下し，かつ表側にすべり出しているものと思われる。この樋管の被災原因としては，

（i）　この付近の堤防は一般に沈下亀裂，のり面や護岸の陥没，すべりが多く，地盤が不良であること，

（ii）　平常の漏水により樋管に沿って空洞ができていたこと，

（iii）　施工年代が古く，設計において地震に対する考慮が払われていなかったこと，

などを挙げることができよう。

参考までにこの樋管の近傍（約5m下流）で以前行われたボーリングの試験結果を図-3.14に示す。これによると地盤はシルトまじりの中砂～細砂でN値は低く，−5mくらいまで$N<5$であり，−10mで$N=10$程度となっている。写真-3.21は樋管とポンプ場との間にある水槽と樋管の継目の破壊状況で，水槽の方が沈下して生じたものと判断される。

4.　津波と海岸堤防

新潟地震に伴ない発生した津波は，北陸，東北の各地で観測され記録されたが，その規模はあまり大きいものではなく，新潟市周辺を除けば津波による被害は軽微であった。

新潟市およびその周辺では，従来からの地盤沈下により地盤が低下していたところへ，地震によりさらに地盤が沈下し，旧信濃川および阿賀野川河口部ではパラペットや排水門扉などが損壊して津波が浸入し，そのたん水区域はおおむね5,400ha*に及んだ。

しかしながら，地震とともに発生した地下水の噴出，排水機の故障，防潮壁の倒壊などによる浸水もあって，津波の影響がどの程度のものであったかは明確ではないようである。

各地の自記水位計による津波記録は次のとおりである。

〔1〕　阿賀野川松ケ崎量水標（図-4.1）

松ケ崎量水標は阿賀野川右岸，河口から約1.2kmに位置しているが，地震とともに量水標が沈下し，0点高が−0.53mから−1.14mに約60cm沈下した。この記録によれば，13時頃水位は急に60cm程度上昇しており，これは上にのべた沈下を示しているもので，水位計の記録紙は正しくセットされていたことを示している。

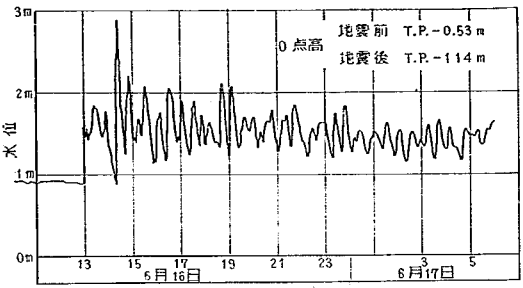


図-4.1　松ケ崎量水標津波記録（阿賀野川河口右岸1,243m）

津波の第1波は13時30分頃あらわれ，波高（振幅）は30cmくらいであるが，14時30分頃第3波として最大波高を生じており，波高は約2m，波頂の最高は+1.80m（読取り値+2.90m（T.P.+2.40m）から沈下量60cmを差引く）に達している。周期はおおむね30分くらいで，その後次第に減衰しながらも翌17日午前中でなお30～40cmの振幅を示している。

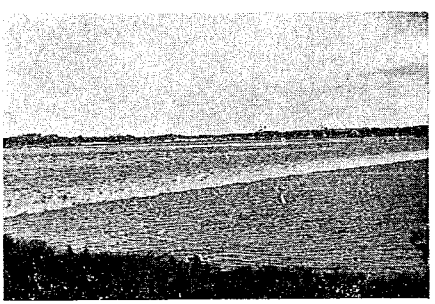


写真-4.1　阿賀野川を遡上する津波（河口から約3km）　6月16日　14時30分頃

写真-4.1は河口から約3kmの地点での津波の状況を撮影したもので，撮影時刻からみて第3波の最大波を示しているものと思われる。

〔2〕　旧信濃川帝石橋量水標（図-4.2）

帝石橋量水標は旧信濃川河口から約9.4kmに設置されているが，本量水標も地震とともに多少沈下した模様である。本記録は横軸の時間スケールが小さいので詳細は判別しがたいが，2時すぎに最大波が生じており，最大波高（振幅）は約90cmであって，松ケ崎と同じく第

* 新潟地震による河川堤防被災について，昭和39年11月　北陸地建　横村四郎吉

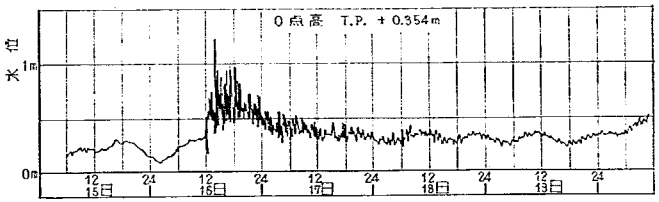


図-4.2　帝石橋量水標津波記録（旧信濃川9.4km）

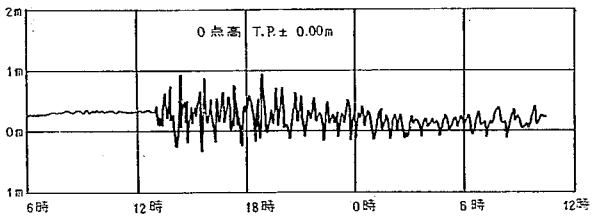


図-4.3　最上川下瀬量水標水位記録（記録紙をトレースせるもの）（最上川河口から2km上流右岸）

3波に当っている。18日および19日の水位記録からみると，0点高は10～20cm沈下したのではないかと想像される。

〔3〕 最上川下瀬量水標（図-4.3）

下瀬量水標は最上川河口から約2km上流の右岸堤（酒田港との脊割堤）に設置されており，6月16日10時から6月17日10時まで完全に記録されている。地震発生とともに約30cm程度水面が下がり，13時10分頃から周期約30～50分くらいで翌日午前中まで波動が続いている。最大波高は14時40分頃生じ，波高は約1.20mである。また，最高水位は19時10分頃生じ，T.P. ＋0.95mに達した。この記録では，津波の第1波は13時10分頃すでに到達しているが，新潟やその他の記録と比較して津波の到達がかなり早いので，あるいは自記紙セットの時間誤差があるかも知れない。

〔4〕 酒田港における観測（図-4.4）*

酒田港内3,000トン岸壁における津波の実測記録を図-4.4に示す。これによれば，最高水位は19時すぎにおこり，水位は＋3mとなっている。また，14時40分頃には最低水位（－1.5m）を記録し，このときの全振幅は約3mに達している。一方，前述の最上川河口の下瀬量水標では14時40分頃に最大振幅1.20mを記録しており，酒田港の記録は最上川の記録の2倍以上の値を示している。両地点はきわめて近接しており，この値の開きが問題と思われるが，最上川の河口付近は堆砂のため河口がきわめてせまく，かつ浅くなっていたため，津波の浸入にかなり抵抗を与えたものと考えられる反面，隣接した酒田港口は最上川河口に比べて水深が大きく，かつ一部港内の水面振動の影響があるとも考えられるが，詳細は不明。

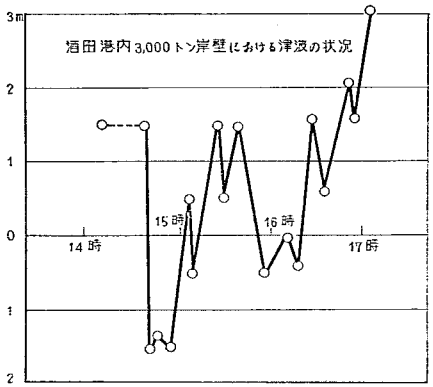


図-4.4　酒田港内3,000トン岸壁における津波の状況

〔5〕 秋田港における観測（図-4.5）

図-4.5は秋田港における実測記録である。

最大振幅は17時すぎに生じ約1.60mの値を示している。

このほか，秋田県八郎潟の入口である船越水道の防潮水門付近で観測された津波は，－0.40mから＋1.40mまでの約1.80mの振幅を示したといわれているが詳細は不明である。

以上，津波の記録について述べたが，

イ）津波が割に小さく，かつ被害が少なかったので，観測者が少ない。

* 新潟地震による最上川下流部の被害と調査について（中間報告）　1964年10月　酒田工事　荒木良典

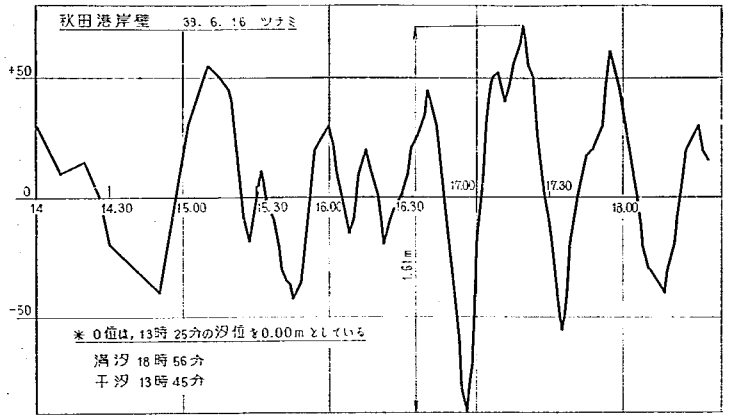


図-4.5　秋田港岸壁

ロ）地震のために水位計，検潮儀の多くが故障した。

ハ）波高計は海が静おんのためにセットされていなかった。

等の理由で，津波の記録が少なく，津波の全ぼうを掴むことは困難であるが，最大振幅2m程度，周期30～50分程度の津波であったと考えられる。

また，今回の津波記録を見ると，翌17日の午後に至ってもなお周期30～50分程度の振動が各地で記録されており，これが日本海全体の水面振動のようなものに関係があるのではないかとも考えられるが，この点はなお今後検討を要する問題であろう。

つぎに，海岸堤防の被害については，新潟港の付近で地震により損壊をうけたものが数個所あった。写真-4.2 4.3 および4.4はその状況を示す。

写真-4.2，4.3 は新潟港東海岸の被災の一部で，パラペットウォールが地震により沈下，傾斜し，各ジョイントで喰い違いが生じ，一部ではウォールが折損している。地震により沈下，損壊をうけた後，来襲した津波が越流越波して堤内盛土を流出し，堤内に浸水した。

写真-4.4 は新潟港西海岸の被災の一部を示すもので，パラペットウォールが沈下し，津波の浸入を許してい

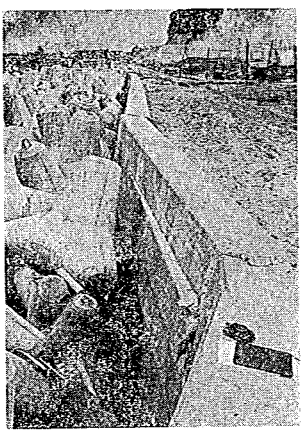


写真-4.3　海岸堤防の被災（新潟東海岸）

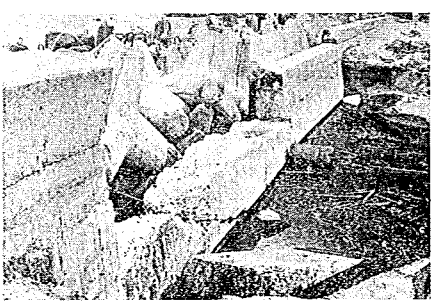


写真-4.2　海岸堤防の被災（新潟東海岸）

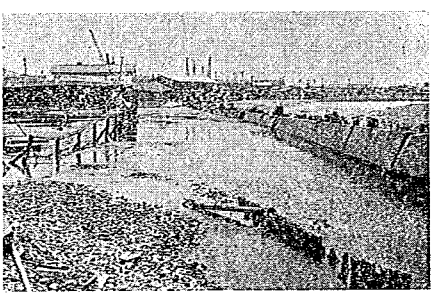


写真-4.4　海岸堤防の被災（新潟西海岸）

る。しかしながら，これら新潟港に近接している湾口両岸の被災地区を除けば，海岸堤防の被害は新潟，山形，秋田地区を通じて皆無と考えられ，河川堤防や護岸に比し被害は著しく小さい。

また，津波による海岸堤防の被害も発生した津波の規模が小さかったため，皆無といわれている。

前記の被害をうけた堤防は，いずれも旧信濃川河口部に隣接しており，古くから信濃川の河道変せんの影響を受けた地域であって，他の海岸堤防はいずれも海岸砂丘地帯に設置されており，河川にくらべ地盤が良く，地震による支持力の低下がほとんど無かったためと考えられる。

5. ダムの震害調査

〔1〕 まえがき

新潟地震の直後には，東北地方調査班が主体となり，当時被害報告のあった秋田県皆瀬ダムほか数地点のダムの被害状況を現地踏査し，その状況を土木技術資料昭和39年7月号（Vol. 6, No. 7）に新潟地震調査速報として報告した。一方，現地踏査に付随する日程，行動半径上の制約を補うため，建設省直轄および公営のダムに対し，質問状を郵送し，文書による調査を行なった。質問状は全数調査を目標として表-5.1 に掲げた36ダムに発送し，その分布は東北から近畿地方にわたっている。このような文書による全数調査は始めてのことで，質問状自身の欠点もあり，また，私営のダムを除外した等の理由で，その回答結果は満足すべきものとはいえないが，ここでは回答を中心として報告する。

〔2〕 質問事項

質問事項は，ダムの型式寸法，ダム付近の震度，ダム地点における地震記録，堤体の状況，漏水，基礎地盤の状況，貯水池の状況からなる。

ダムの型式寸法に関しては，通常の事項のほか，基礎地盤の岩質または土質，付近の顕著な断層亀裂，被震時水位を記入するようになっている。

ダム付近の震度としては，管理事務所，堤頂，河床部等，地震当時，ダム勤務員がいた場所における体感震度（中央気象台震度階による）を記入するようになっている。

ダム地点における地震記録は，地震計を設置しているダムに関して，計器の状態，記録の有無およびその値を記入する。

その他の事項は，被震前後を較べての異常の有無とその状況を調査するものである。

回答の結果を表-5.1 に示す。表中の値はすべて回答に記載されたものを再録し，質問者による修正を加えてはいない。

〔3〕 回答結果の要約

（1） ダム地点付近の震度

回答されたダム地点付近の震度は表-5.1 のとおりであるが，震央距離と震度との関係を，中央気象台発表の各地の震度と較べると図-5.1 のごとくなる。図中黒マルは中央気象台発表のもの，白マルは質問状に対する回答である。前者は沖・洪積層上での観測値と考えることができ，後者は岩盤地帯の値とみなさるべきものである。この図でみれば，ダム地点付近の値は中央気象台発表の値に較べてやや小さくなっているが，全体としては大差がない。

質問状には中央気象台の震度階説明表を添付しておいたのであるが，震度階の識別方法がダムや管理事務所等の環境に適していないこと，ダム付近の震度の回答に当って付近の気象台，測候所へ問い合わせの上記入した例

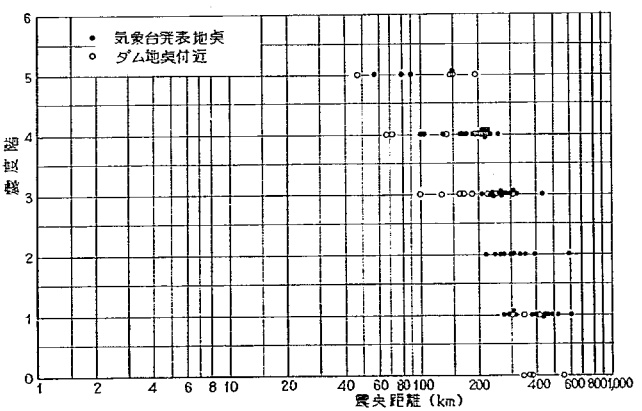


図-5.1　新潟地震，震央距離と震度階との関係

が多く，必ずしもダム地点における体感震度を示しているとは限らないこと等を考えると，図-5.1 のごとく，両者の間に大差がないものかどうかを早急に結論することはできない。しかしながら，沖・洪積層上に較べて岩盤上の震度が大きくは感じられなかったということはできる。硬地盤上の地震動については従来，沖積層上の地震動に較べて振幅は小さいが加速度は大きいとの意見もあり，ダムの設計震度を定める上にも重要な関係があるので，今後質問状の不備な点を改善して，正しい資料の集積をはかりたいと考えている。

（2） ダム地点における震動記録

今回調査した中で地震計が設置されていたダムは，藤原，皆瀬，相俣，鳴子，湯田，五十里，室牧，猿谷，笹生川の9地点であるが，震央距離が遠いために起動しなかったもの，地震動が大きすぎてスケールアウトしたもの，故障中で計器が動作しなかったもののいずれかで，完全な記録がとれた所はなかった。

藤原ダムでは，融雪期の洪水を放流する時の振動で地震計が起動するため，被震時には記録ドラムの回転を停止させていたが，煤書き式であったので最大加速度だけは記録できた。この外にも融雪洪水放流により地震計が起動するため，一時的に地震計を停止していて被震した例が数地点ある。

猿谷ダム，室牧ダム（岩盤）は地震動が小さいため地震計が起動していない。ただし，室牧ダム堤頂の加速度計は正常に動作している。

鳴子ダムでは，左岸岩盤の南北成分と堤頂中央の半径方向成分の換震器が，起動後数秒で故障したほかは正常に動作したが，地震動が大きすぎたためスケールアウトし，記録は完全でない。なお，同ダム地点の推定加速度80gal は，新潟地震後における余震観測記録から東北大学地震観測所が推定したものである。

（3） 堤体の被震状況

ダム地点における震度5と報告された藤原，皆瀬，三面，花山，鳴子の5地点のうち，3地点に多少の異常があった。皆瀬ダムについては別に紹介するがその他のダムの被害の概況は下記のとおりである。

藤原ダムでは，堤体の振動のため堤頂ゲートの開閉用刃型スイッチがはいり，ゲートが巻上げられた。また巻揚機台上の照明灯3基のうちの1基の吊下げランプが付け根から折損落下した。

三面ダムでは，収縮継ぎ目止水板周辺のクラック発生が推定されている。

震度4の7地点のダム中（工事中のものを除く）2地点に多少の異常があった。

管野ダムと木地山ダムでは，収縮継ぎ目の開閉が認められた。また木地山ダムでは，ダイヤモンドヘッド下流側に着岩個所から高さ約 70cm のクラックが認められた。

震度3以下の地点には異常が認められない。

（4） 漏水状況

震度5と報告された5地点中，鳴子ダムを除く4地点で漏水量の増加または汚濁が認められた。被震直後の増加した漏水量は，平均的には平常の3倍程度であった。三面ダムのごとく，基礎グラウト孔から多量の漏水が始まった地点もある。被震直後には漏水が汚濁するが，数時間ないし1日以内でもとに復している。

震度4と報告されたダムでは，明らかに漏水量の増加が認められたのは1地点で，他に個所別の漏水量の増減はあったが，全体としては変化しなかったと報告されたのが1地点あった。この他の5地点では変化が認められない。

震度3以下では漏水に異常を生じていない。

（5） 貯水池

被震時に貯水池に波浪を生じたとの報告が5地点あった。波高は三面ダムの 0.5 mが最も大きい。

特異な異常として管野ダムではダムから 35 m 上流の地点で，直径約2mの範囲に 0.3 mの高さの湧水があったと報告され，また管野ダムと同一水系で隣接している木地山ダムでは，貯水池底からガスが噴出し，貯水面が全面にわたり泡立ったと報告されている。

〔4〕 皆瀬ダムの被害状況

本ダムはロックフィルの本体部とコンクリート造りの越流部からなり，堤高65m，堤頂長220m（本体部151.8 m，越流部68.2m）の表面コンクリートしゃ水壁型ロックフィルダムである。ダム地点の地盤は，上層は河成段丘堆積物および新期火山噴出物からなり，基盤は厚さ20 mの泥岩層である。

被害はロック堤体の沈下（堤頂で最大2 0cm 程度）および移動（下流側へ最大5cm 程度）によっておこされた。越流部と本体部との境界付近で表面しゃ水壁に亀裂を生じ，また堤頂通路のアスファルト舗装の亀裂，下流面のりこう配の小規模なはらみ出し，表面付近のロックの転落等がみられた。漏水は地震直後に平時の2倍強となったが，1日後には平常に復している。現地事務所で測定した堤体の沈下量，移動量および漏水量の変化を表-5.2 および表-5.3 に，堤体の概略図を図-5.2 に，また被害の状況写真を写真-5.1 ないし写真-5.4 に示す。

表-5・1

ダム名	ダムの型	堤高 (m)	満水位 EL (m)	被震時水位 EL (m)	震源地よりの距離 (km)	震度 場所	震度	震度 摘要	地震計記録 種類	標高 EL (m)	位置	方向	記録
藤原	コンクリート重力ダム	95.0	651.00	640.2	198	管理事務所	5	ブロック2階建2階	加速度計 一成分	629.34	上段監査廊 右岸	前後動	41 gal
						宝川一本川合流点上流500m地点	4		〃	〃	〃	左右動	23 〃
									三成分	〃	中央	上下動	51.5 〃
												前後動	72 〃
									一成分	〃	左岸	前後動	33.6 〃
菅野	コンクリート重力ダム	42.5	330		74	管理事務所	4	鉄筋2階建 2階					
						堤頂	4						
						河床部	4						
									なし				
木地山	コンクリート中空重力ダム	46.0	480.90	476.13	67	管理事務所	4	鉄筋3階建 2階	地震計の設置なし				
持瀬	ロックフィルダム	66.50	250.00	238.33	145	管理事務所	5	鉄筋ブロック2階建	隔測電磁式加速度計	233.50	左岸コアウォール監査廊	堤軸X1台	計器故障中とれない
						堤頂	5					河流Y1台	
						河床部	5					上下区1台	
						その他	5						

表-5・1　つづき

ダム名	堤体被震時状況	湛水状況 時期	日時	湛水量 (l/s)	湛水個所	摘要	基礎地盤の変動	貯水池の状況	摘要
藤原	○巻揚機台上 ハイウェイ灯を3個設置してあるが，内1個の吊り下げパイプが破断してランプが落ちた。	地震前	3日11時 EL. 644.86m	17.5	下段監査廊	汚濁なし	なし	なし	
		地震後	16日1時1分 EL. 640.62m		全湛水個所	茶褐色，汚濁大			
			24日11時 EL. 640.65m	13.87		汚濁なし			
菅野	○堤体各ジョイント ジョイントが開閉したことが認められるが，測定できない。	地震前	6月16日9時	0.001	Joint 3	茶褐色の淡い濁り 被震後湛水量は急増した	○貯水池沿道 沿道一帯に落石あり	地震のときダム上流面に波が立った。 波高 0.3m 周期測定せず 岸での動揺高 0.3m ダムより35m上流中央で直径2m高さ0.3mの噴水があった。	
			〃	0.004	〃 5				
		地震後	〃 13時30分	0.013	〃 3				
			〃 15時15分	0.015	〃 5				
木地山	○ホロー内観測 ①10号ブロックの川側ダイヤモンドヘッドとウェブのフーチングに着岩個所より高さ70cmの亀裂がはいる。堤体には支障ない。 ②各ジョイントは震動とともに開閉があったことは認められるが，その開きは測定できない。	地震前	6月15日 貯水位 EL. 476.10m	0.035	Joint 6	被震後部分的に漏水量の増加，減少または消滅が認められたが，全湛水量の合計は変動がなかった。	ダム付近の基礎地盤に変化なし，また貯水池周辺の崩壊，地すべり等はないが，道路にはかなりの落石崩壊があった。	被震時前後には北西の風 6m/s のため貯水池が波立っており，地震による波を識別できず，被震直後池底よりガスが噴出し，水面は全面にわたり泡立った。	
				0.007	〃 7				
				0.002	〃 7ドレーン				
		地震後	6月17日 貯水位 EL. 476.15m	0.042	Joint 6				
				0	〃 7ドレーン				
				0	〃 6				
			6月30日 貯水位 EL. 478.0m	0.048	Joint 7				
				0	〃 7				
				0	〃 7				
青瀬	○表面しゃ水壁 L-1床版にクラック4本(細いものでありℓ1cmくらい，その他ジョイント破損)12-1，13-1間伸縮目地幅1.30m，長さ10.0mにわたり破損 ○堤頂 沈下量および破損度はロック起点が最もひどく，A.S舗装等および高欄地覆なども破損している。またNo.13において最高14cm一度に沈下した。 ○背面工および左岸護岸工 背面工ロック張り破壊岸工張り石等が移動，一部落下する等破損した。	地震前	6月16日9時	86.0	ロック堤体(パーシャルプリユーム)	緑色	○貯水池周辺沿岸20カ所にわたり山地のり面が崩壊した。崩壊土量3,000 m³ くらいと見られる。 ○事務所前広場地盤に亀裂が入り，防護さく等破損した。 ○給水ポンプ 給水ポンプ小屋，その他水源地欠壊 ○取付道路 路肩欠壊，その他，亀裂を生じる。	○地震時ダム上流面に波が立った。 波高 0.20m(目測) 周期 0.5秒 ○貯水池の水面が全体として揺れ動いた。 岸での動揺高 0.20m 周期 0.5秒	管理所2階にあった気象自記録装置のパネル（高さ約1.8m，幅60cm，厚さ50cm）が倒壊，その他，管理所室内に設置してある器具の倒壊，落下があった。 管理所屋上の無線塔（自立式，高さ約15m）が目測で1～1.5mの振幅で揺れた。
		地震後	〃 14時30分	214.5		茶褐色（汚色最高） 相当濁っている			
			〃 19時	179.0		〃			
			6月17日9時	155.0		〃			
			〃 15時	85.0		〃			
			6月19日16時以後平常にかえる	72.0		緑茶黄色（汚度が落ちついて来た）			

表-5・1 つづき

ダム名	ダムの型	堤高 (m)	満水位 EL.(m)	被震時水位 EL.(m)	震源地より の距離 (km)	震度 場所	震度	震度 摘要	地震計 種類	地震計 標高 EL.(m)	記録 位置	記録 方向	記録 記録
三面	コンクリート重力ダム	87.5	121.00	114.57	47	ダム管理所 堤頂 河床部 その他	5 5 5 6	鉄筋2階建1～2階 ダム地点より4km付近平地	なし				
花山	コンクリート重力ダム	47.8	129.10	120.31	148	管理事務所	5	鉄筋2階建2階	なし				
相俣	コンクリート重力ダム	67.0	565.00	557.00	190	管理事務所 堤頂 河床部	4 4 4	鉄筋1階建1階	変位計 加速度計		中央 左岸アバット等	上下 堤軸 (河流 半径 南北等	とれない。 計器故障中
鎧畑	コンクリート重力ダム	58.5	325.00	322.61	200	管理事務所	4	ブロック	なし				
田瀬	コンクリート重力ダム	81.5	215.00	217.50	213	管理事務所 堤頂 河床部	4 4 4	鉄筋2階建2階	なし				
湯桧曽	コンクリート重力ダム	59.5	52.50	51.50	206	管理事務所	4	鉄筋2階建2階	なし				

表-5・1　つづき

ダム名	堤体被震時状況	漏水 時期	漏水 日時	漏水 漏水量(l/s)	漏水状況 漏水個所	漏水状況 摘要	基礎地盤の変動	貯水池の状況	摘要
三面	No. 12～13ブロックの止水板に若干の亀裂を生じたのではないかと思われる（漏水が増加した）。No. 9～No. 10 ブロックのグラウンドパイプより漏水が発生した。	地震前	6月16日 9時	0.707	下部監査廊	漏水は赤褐色に汚濁，数時間後に汚濁がなくなった。	付近に落石多し	○地震のときダム上流面に波が立った。 波高　0.5m 周期　不詳 ○貯水池の水面が全体として揺れ動いた。 岸での動揺高0.5m	
		地震後	同日13時30分	3.894	左　岸				
			6月17日19時	2.157	〃				
			6月20日 9時	1.039	〃	ＥＬ．80m付近の左岸寄り基部でグラウントパイプより新たに漏水を始めた。			
花山	○北堤監査廊内部 地震のあった8日前の漏水量測定値は約5ℓ/Mであったが，地震直後において14ℓ/Mと増えた	地震前	6月2日 9時	4.8	監査廊内のジョイント部排水孔およびボーリング孔等	普　通	な　し	な　し	
		地震後	6月8日15時	5.1		汚　水			
			〃 16日14時	14.0		普　通			
			〃 17日 〃	15.0					
			〃 18日15時	14.0					
			〃 19日 〃	14.0					
			〃 20日10時	14.0					
			〃 21日11時	14.0					
			〃 22日 8時	14.0					
			〃 23日18時	14.0					
			〃 29日 8時	14.0					
			7月11日10時	16.2					
			〃 20日14時	18.2					
			〃 27日17時	17.1					
相俣	な　し	地震前	6月15日10時	38.8	右岸，左岸，台地全体	透　明	な　し	な　し	な　し
		地震後	6月17日10時	36.0	〃	〃			
銀畑	な　し	なし					な　し		
田瀬	な　し	なし					な　し	○地震のときダム上流面に波が立った。 波高　0.104m 周期　6.7秒 ○貯水池の水面が全体として揺れ動いた 動揺高　0.100m 周　期　6秒	
高柴	な　し	なし					な　し	な　し	

表-5・1 つづき

ダム名	ダムの型	堤高 (m)	満水位 EL.(m)	被震時水位 EL.(m)	震源地よりの距離 (km)	震度 場所	震度 震度	震度 摘要	地震計 種類	地震計 標高 EL.(m)	地震計 位置	記録 方向	記録 記録
鳴子	コンクリートアーチダム	94.5	254.00	247.31	139	管理事務所 堤頂 河床部 岩盤（右岸岩盤内）	4～5 5 4～5 4～5	鉄筋2階建2階 地震時において地震計は受感と同じに故障，その後余震を東北大学地震観測所の記録と対比検し，鳴子ダムにおける岩盤（E-W方向）の震度は4～580gal と推定され，したがって堤頂においては5以上と推定される。	速度計 〃 〃 〃 〃 〃 〃	215 〃 〃 230 〃 〃 259.5 〃	監査廊 〃 〃 左岸岩盤 〃 〃 天端 〃	上下 E—W N—S 上下 E—W N—S 半径 接線	一部取れたスケールアウト 〃 〃 〃 推定加速度 80gal 地震記録数秒後，換振器故障。 1部とれたスケールアウト
荒沢	コンクリート重力ダム	61.00	254.00	247.43	51	管理事務所		鉄筋2階建2階					
湯田	コンクリートアーチダム	81.5	236.50	218.73	207	管理事務所 堤頂 河床部	4 4 4	鉄筋2階建2階	加速度計	209 241.5	ダムクラウン 左岸岩盤	R.H.V. ダムと同方向	○最大震度のとき停電のため記録なし ○前後の余震記録あり
下久保	コンクリート重力ダム		（現在のところダム工事中で，ダム基礎の掘削中である）										
湫形	コンクリート重力ダム	58.5	洪水時 226.00 常時 223.00		192	ダムサイト	4						
矢木沢	コンクリートアーチダム	131.0			163	施工中 ダム頂部	中震						
五十里	コンクリート重力ダム	112.0	洪水時 591.00 常時 586.000	571.17	170	管理事務所	3	鉄筋2階建の2階	石木式加速度計 〃	589 〃	右岸堤体 〃	上下 河流	故障中 〃

表-5・1　つづき

ダム名	堤体被震時状況	漏水状況					基礎地盤の変動	貯水池の状況	摘要
		時期	日時	漏水量 (ℓ/s)	漏水個所	摘要			
鳴子	なし	なし					なし	なし	
荒沢		地震前 地震後	6月16日9時 6月16日15時	0.10 0.08		ほとんど変化なし，ダム中心から左岸よりの浸透水が被震後消滅	○ダム左岸より荒沢送信所付近の地盤が亀裂または構造物付近小規模陥没が見受けられ，送信所建家傾倒した。		
湯田							ダム右岸約200m上流の急斜面山地（従来から破砕帯で崩落があった）が $\doteqdot 100m^3$ 崩落した（石灰岩石）		
下久保	（現在のところダム工事中で，ダム基礎掘削中である）								
滝形									
矢木沢							○ダム左岸道路岩盤上ダム掘削のり面に深さ約5m，幅3m，長さ10mの亀裂あり，約20m程度の落石あり		建設中
五十里								岸での動揺高約 0.3～0.4 周期約10～20秒	

表-5・1 つづき

ダム名	ダムの型	堤高 (m)	満水位 EL.(m)	被震時水位 EL.(m)	震源地より の距離 (km)	震度 場所	震度	震度 摘要	地震計 種類	地震計 標高 EL.(m)	地震計 位置	地震計 方向	記録
大倉	コンクリートアーチダム（ダブルアーチ，ダム中央コンクリートスラストブロック）	82.0	270.6	267.60	130	管理事務所 堤頂	3 3	鉄筋2階建2階（中央スラスト上にある）	なし				
		スラスト天幅22.0m，底幅62.0m 上流面こう配 垂直 下流面こう配 1:0.95											
日屋	コンクリート重力ダム	58.0	洪水時18.6 常時18.3	168.96	258	管理事務所	弱震	鉄筋	なし				
空牧	コンクリートアーチダム	80.5	259	243.47	303	管理事務所 堤頂	不明 3	鉄筋3階建3階	強震計（SMAC-B′ 明石製） 弱震計（石本式三成分加速度地震計）	257.5 261	右岸監査孔 堤体天端	南北，東西上下	とれない 新潟地震 体感度3 東西 3.5mm 8.8gal 南北 6.0mm 15.0gal 上下 不明
上市川	コンクリート重力ダム	64.0	198.8	176.32	249	管理事務所 堤頂 河床部	3 3 3	鉄筋2階建2階					
中禅寺	コンクリート重力ダム	6.4	1.70	0.09	186	管理事務所 堤頂 河床部	3 3 3	ブロック1階					
四十四田	コンクリート重力ダム（一部フィルダム）	49.0	170.0		227	工事事務所	3	木造建1階	（現在は掘削中で本体コンクリートは8月中旬）				
椹花		（目下のところ建設に着手したばかり）				（震度は弱震程度であり，河岸の急峻な谷間においては岩屑，堆積層に小規模に崩落が認められた）							
沖浦	コンクリート重力ダム	40.0	183.0	181.43		管理事務所	2	木造平家建					
小渋	工事中					（飯田市の震度2）							

表-5・1　つづき

ダム名	堤体被震時状況	漏水状況					基礎地盤の変動	貯水池の状況	摘要
		時期	日時	漏水量 (ℓ/m)	漏水個所	摘要			
大倉		地震前	6月9日貯水位 EL. 369.22	0.60 0.20	No. 1 No. 21	部分的に増減が認められるが，地震によるものかどうかはっきりしない。		当時は風向N，風力6～8mの風があり，湖面が波立っておったので判明しなかった。	
			6月12日 〃 EL. 268.55	0.56 0.22	No. 1 No. 21				
			6月16日 〃 EL. 267.60	0.62 0.17	No. 1 No. 21				
			6月17日 〃 EL. 267.59	0.59 0.17	No. 1 No. 21				
			6月26日 〃 EL. 265.59	0.54 0.80	No. 1 No. 21				
目屋		地震前 地震後	6月15日14時 6月17日11時	12.98 12.13	岩盤ドレン 〃	透明 〃			
室牧		地震前 地震後	6月15日14時 6月17日11時	12.98 12.13	岩盤ドレン 〃	透明 〃			
上市川		地震前	6月15日9時	69.5	堤体内基礎排水孔	無色透明			
		地震後	6月20日11時	70.3	〃	〃			
中禅寺		地震前 地震後	6月10日 6月17日	4.6 4.6	華厳滝下流 〃				
四十四田									
裾花									
神浦									
小渋									

表-5・1 つづき

ダム名	ダムの型	堤高 (m)	満水位 EL.(m)	被震時水位 EL.(m)	震源地よりの距離 (km)	震度 場所	震度	震度 摘要	地震計 種類	地震計 標高 EL.(m)	地震計 位置	記録 方向	記録 記録
奥和	コンクリート重力ダム（ダムの特記～右岸側しゃ水壁が土中に埋まっている長さ 122 m）	69.1	815.0		308	堤頂	1						
我谷		56.5	149	0	350	管理事務所 堤頂 河床部	1 1 1	鉄筋2階建2階					
余呉	コンクリート扶壁ダム（三階式ローラゲートダム）	7.0	133.20	132.44	421	彦根測候所観測	1						
猿谷	コンクリート重力ダム	74.0	436	433.66	566	出張所	0	鉄筋1階建1階	強震計（明石製作所） 電磁式	439 〃	左岸 〃	上下，左右 河流	 39.4まで故障
丸山	コンクリート重力ダム	96.50	179.80	179.65	372	管理事務所	0	鉄筋2階建2階	なし				
笹生川	コンクリート重力ダム	76.0	528.00	502.44	371	管理事務所	0	鉄筋2階建1階	電磁式地震計 4台 加速度計 4〃 変位計 6〃				記録なし
菌原	コンクリート重力ダム（上流面こう配はEL.499よりEL.538まで0.07，EL.499以下0.2），堤頂道路幅6.0m）	76.5	565.00	湛水なし									
川俣	コンクリートアーチダム（ドーム型アーチダム）	117	976	932	186								
天ケ瀬	コンクリートアーチダム	73.0	OP.78.5	OP.69.0	494				加速度計 〃 〃 〃 〃 〃	OP.82.0 〃 〃 〃 60.0 〃 17.0	中央 〃 右1/4点 右岸アバット 中央 右1/4点 中央	上下，半径，左右 半径 半径，左右 上下，半径，左右 半径，左右 〃 上下，半径 左右	（SMAC）取付中 （電磁式）取付中 〃 〃 〃 〃 〃
晶木	（現在ダム地点を掘削中）				199								

表-5・1　つづき

ダム名	堤体被震時状況	漏水状況					基礎地盤の変動	貯水池の状況	摘要
		時期	日時	漏水量 (ℓ/s)	漏水個所	摘要			
美和									
我谷									
余呉									
狭谷									
丸山									
笹生川									
菖原									
川俣									工事中
天ケ瀬									工事中
晶木									工事中

表-5.2　ロック堤体の沈下量（上段）および下流側への移動量（下段）　（単位：mm）

測線 No.	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
しゃ水壁天端（EL.255m）		25.0 16.0					30.0 33.0					6.0 12.0
下流面上小段（EL.235m）	61.0 40.0	46.0 40.0	48.0 38.0	48.0 37.0	47.0 38.0	40.0 28.0	41.0 22.0	35.0 26.0	27.0 21.0	25.0 17.0	15.0 8.0	— —
下流面下小段（EL.215m）	21.0 23.0	25.0 23.0	24.0 20.0	23.0 18.0	20.0 12.0	23.0 10.0	2.0 0	1.0 0	— —	— —	— —	— —

表-5.3　パーシャルフリューム流量

年月日　時刻	貯水位(EL m)	漏水量 (l/s)	水の濁り具合	備考
39 6 15　9.00	238.60	86.5		
16　〃	238.35	86.0		
14.30	238.35	214.5	非常に濁っている	地震直後
19.00	238.37	179.0	〃	
17　9.00	238.35	155.0	やや濁っている	
15.00	238.28	85.0	〃	
18　9.00	238.05	78.5	〃	
16.00	237.95	78.5	〃	
19　9.00	237.69	74.0		
16.00	237.59	72.0		

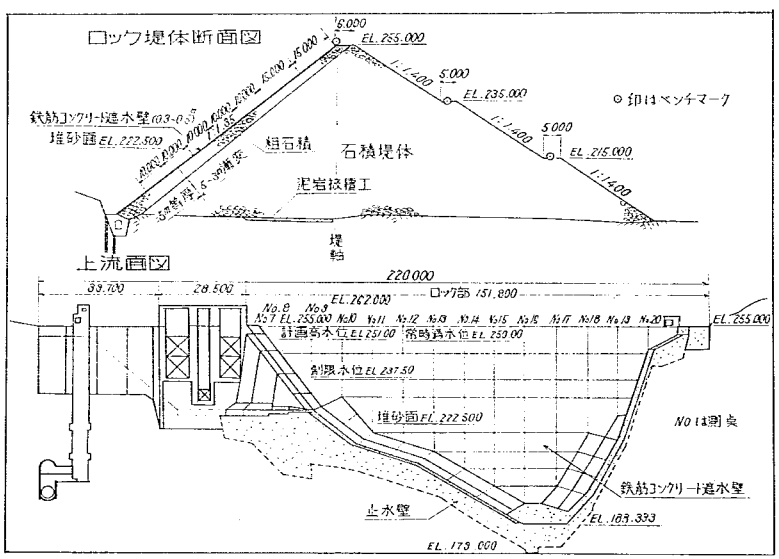


図-5.2　皆瀬ダム概略図

〔5〕 むすび

以上，各地のダムの被害状況に関する質問状の回答の取りまとめを紹介してきたが，今回の新潟地震においては，

（I） 堤体および漏水量に異常を生じたのは震度4以上であった。（加速度で約0.03g以上）

（II） 震度4（加速度0.03g～0.08g）では，異常の報告されたものは30%程度であった。

（III） 震度5（加速度0.08g～0.25g））では，半数以上に異常を生じた。

（IV） コンクリート重力ダムにおける異常は，収縮継ぎ目の開閉程度であった。

（V） 調査対象中で中空重力ダムとしての唯一の例であった木地山ダムには小クラックの発生が報告され

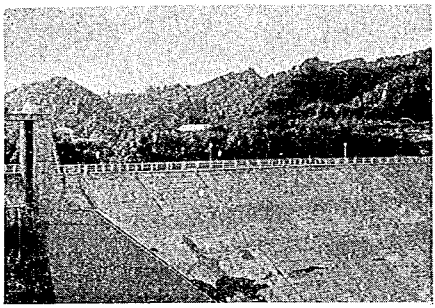


写真-5.1　皆瀬ダム上流側

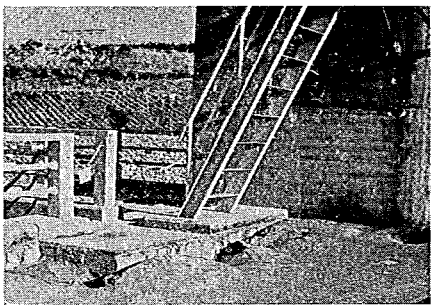


写真-5.3　天端の沈下（測点7付近）

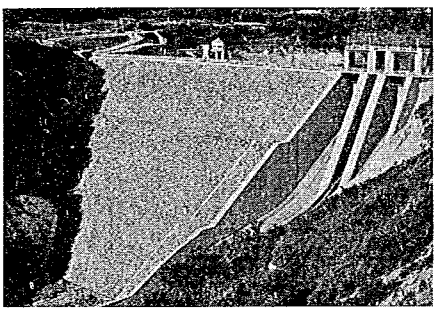


写真-5.2　皆瀬ダム下流側



写真-5.4　コンクリートしゃ水壁のクラック
（測点7付近）

た。

(VI)　ロックフィルダムでは堤体の沈下が著しく促進され，このため，堤頂道路，上流面しゃ水壁等に被害を生じた。

と結論することが出来よう。

終わりに当って，質問状に回答を寄せられ，地震記録被害状況図漏水量変化図等の貴重な資料をお送りいただいた各ダムの管理事務所の職員の皆様に感謝いたします。

新潟地震調査報告
第4編　道路およびトンネルの被害

（昭和40年1月）

伊吹山四郎*　・　市原　薫**　・　沢田　健吉***
藤井　治芳****　・　島津　晃臣*****・　小川　哲夫******
長友　成樹*******・　今田　徹********

目　次

1. 道路の被害……（1）
〔1〕概　説……（1）
（1）被害の分布……（1）
（2）被害の分類……（2）
（3）道路線形の変状……（7）
（4）交通に与えた障害……（10）
〔2〕新潟地区の被害……（12）
（1）道路別被害状況……（12）
（2）舗装の破壊……（13）
i　舗装の破壊……（13）
1）コンクリート舗装の破壊……（13）
2）アスファルト舗装の破壊……（13）
3）路盤の破壊……（13）
ii　破壊後の復旧方法……（13）
1）平地の場合……（14）
a．アスファルト舗装……（14）
b．コンクリート舗装……（14）
2）盛土，切土の場合……（14）
（3）道路の盛土，擁壁の被害……（14）
i　軟弱地盤上の盛土の陥没……（14）
ii　盛土法面のすべり出し……（17）
iii　地山のすべり出しによるもの……（19）
iv　その他の原因によるもの……（20）
〔3〕東北地区の被害……（20）
（1）舗装の破壊による被害……（20）
i　7号線山形，秋田県下の被害……（20）
ii　13号線山形，秋田県下の被害……（21）
iii　46号線，47号線，48号線，49号線の被害……（22）
iv　その他の国道，県道，市町村道路の被害……（22）
（2）道路の盛土，擁壁の被害……（23）
i　軟弱な地盤上の盛土の沈下……（23）
ii　地震による盛土法面のすべり出し…（23）
iii　地山法面の崩壊……（23）
iv　その他の原因によるもの……（23）
2. トンネルの被害……（25）
〔1〕トンネルに対する地震の影響……（25）
〔2〕工事中のトンネルでみられた現象……（25）
〔3〕既設トンネルの覆工に生じた亀裂……（28）
〔4〕トンネルの地震対策……（30）

1. 道路の被害

〔1〕概　説

（1）被害の分布

新潟地震による道路災害は新潟市域を中心に広範囲にわたっている。これを新潟県下のみについて眺めると，北は大毎，朝日（村上市より北）付近から南は柏崎，長岡付近に至っている。しかし被災の程度から見ると大被害は新潟市域周辺の信濃・阿賀野両河川の旧河道流域に集中しているといってよく，この他では村上市岩船地区に大きな道路災害が見られる。

これらの一般的傾向を示したのが図-1である。

道路災害の傾向は大別すると道路の構造的な破壊（舗装，盛土等の破壊）とそれ以外の破壊（浸水，地割れ，断層等による道路の価値の損失）に分けられるが，被害の分布もほぼこれに分けられ，後者は主として信濃川の河口付近と信濃川沿いの部分，岩船地区に見られている。

この道路被害の分布を地盤状況との関連から国道8号，7号，116号について図示したのが図-2である。また，国道に限らず地域別に道路の破壊程度を中程度以上，大程度以上に分けて図示したものが図-3である。

また東北地方の被害分布を図-4に示す。ここにおいても，被害は，日本海沿岸の河口付近に多く見られ，盛

*　道路部長　工博　　*****　施工研究室研究員
**　道路研究室長　　******　トンネル研究室長
***　施工研究室研究員　　*******　トンネル研究室主任研究員
****　舗装研究室研究員　　********　トンネル研究室研究員

土，法面の崩壊等が原因となっている。

（2） 被害の分類

一般に地震による道路の被害はいろいろな形であらわれる。

これらを新潟地区の特異性を有する地盤との関連において把えてみると，

1. 道路構造物の破壊による供用価値の損失
   - a 橋梁の橋台，橋脚の沈下，傾斜等橋梁自体の破壊による道路の破壊（写真-1）
   - b 橋梁の取付け，盛土の沈下，地すべりなどによる道路の破壊（写真-2）
   - c 道路盛土のすべり，不等沈下による道路の破壊（写真-3）
   - d 暗渠，カルバート等の破壊による道路の破壊（写真-4）

   注）これらの破壊は必然的に舗装版の破壊を伴っている。
   - e トンネル等の破壊による道路の破壊
   - f 擁壁，側溝等の破壊による道路の破壊（写真-5）
2. 道路舗装の破壊による道路の供用価値の損失
   - a 市街地道路の舗装面下からの砂の吹出し等による舗装の浮上り，舗装のキレツ，地割れ，舗装の寄り（写真-6）
   - b 路床土，路盤材の流動による舗装表層の流動，水平移動，目地のハナレ，舗装のキレツ（写真-7）
   - c 路床土，路盤材の流動圧縮および自然地盤の沈下による舗装版下の空洞の発生（写真-8）
   - d 自然地盤の水平移動による舗装のキレツ，流動（路線の蛇行）（写真-9）
3. 道路環境の破壊に起因した道路の破壊と供用性の損失
   - a 道路際にある砂丘斜面の地すべりによる道路の押流し，寸断，浮上（写真-10）
   - b 道路際にある家屋，建造物の地盤沈下により道路面が沈下してキレツを生ずる（写真-11）
   - c 津波，河川堤防破壊による浸水により道路として機能の損失（写真-12）
   - d 道路付属物（電柱，……）の破壊による交通機能の減少

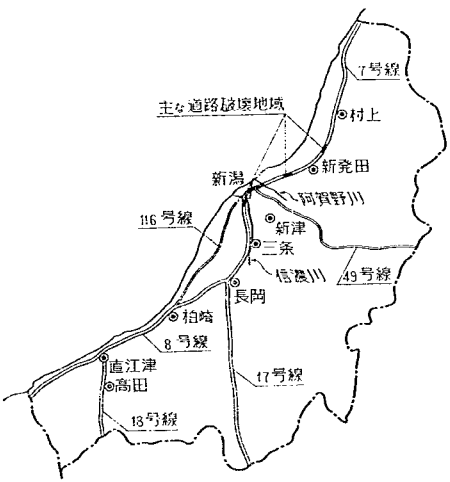


図-1　新潟県下被害分布図

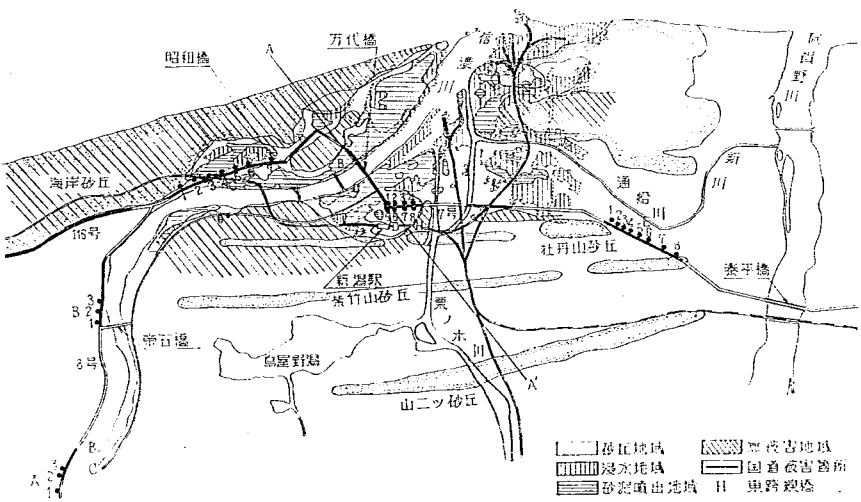


図-2　新潟地震による国道災害状況図

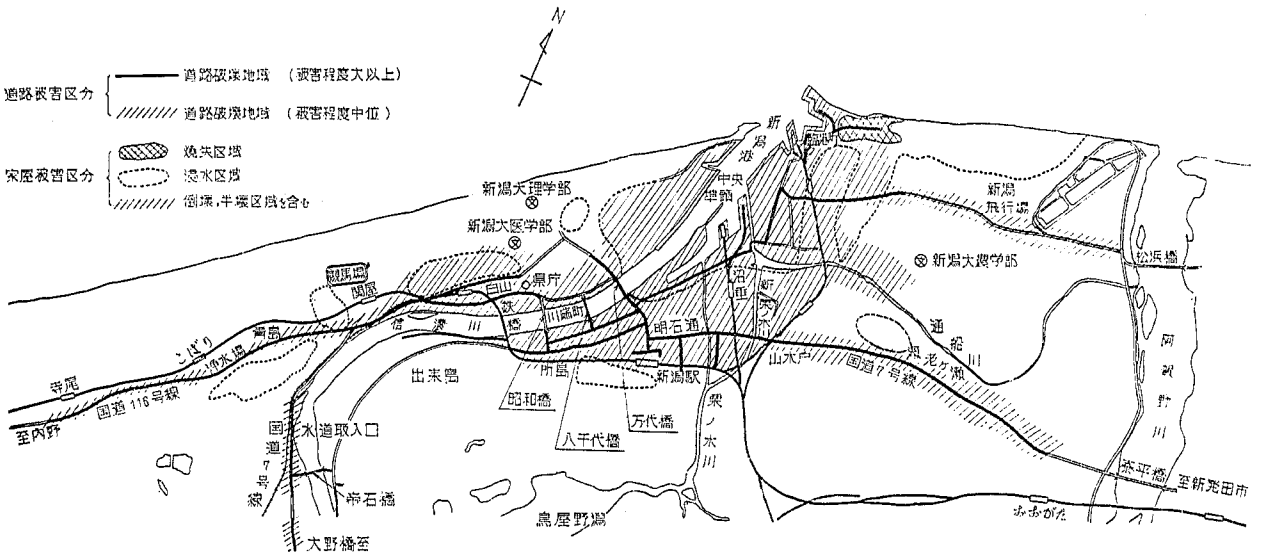
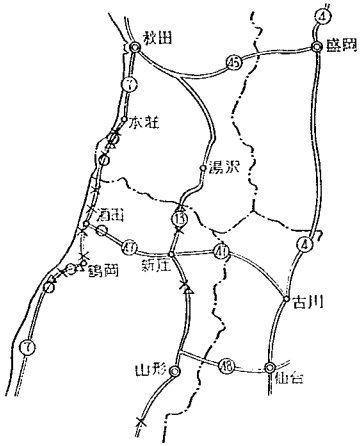


図-3 新潟市の道路被害分布図



× 舗装および路肩の破壊個所
○ 土工関係被害個所
△ 作工物(擁壁等)被害個所

図-4 東北地方の主要被害個所（道路関係）

今回の地震の特異性は地盤に起因する面が従来に比べ比較的明瞭であることにあり，大河川の河道変遷の結果生じた砂地盤地帯の流動現象と地割れとが被害を促進し，道路災害の範囲を形づくっている。

これらの代表的な被害状況は写真に示す通りである。

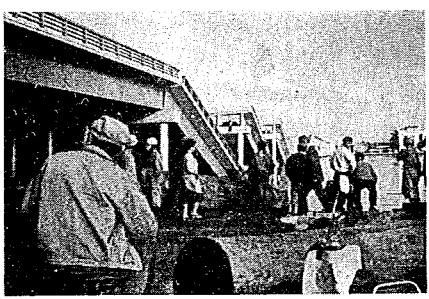


写真-1 1-aによる破壊—昭和大橋

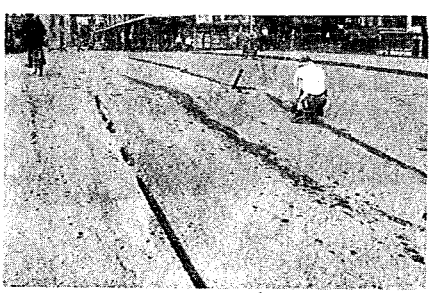


写真-2-1 1-bによる破壊—栗の木川橋



写真-2-2 1-bによる破壊—万代橋

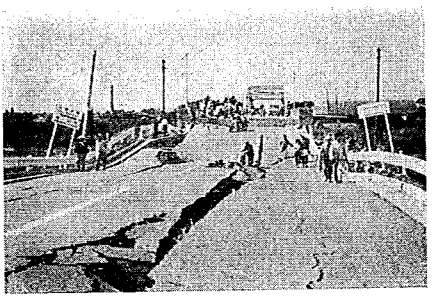


写真-2-3 1-bによる破壊—大野橋



写真-3-1 1-cによる破壊—平島付近（8号線）



写真-3-2　1-cによる破壊—黒崎村善久（8号線）



写真-3-3　1-cによる破壊—黒崎村付近（8号線）

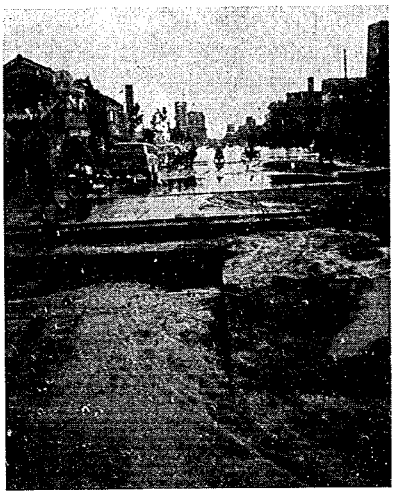


写真-4　1-dによる破壊—国道7号線明石通り

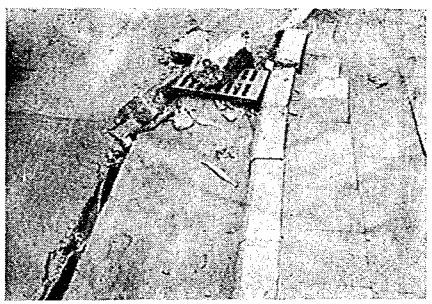


写真-5-1　1-fによる破壊—新潟駅付近



写真-5-2　1-fによる破壊—新潟駅付近

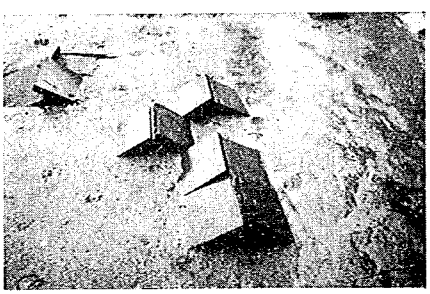


写真-5-3　1-fによる破壊(歩道)—県庁白山浦



写真-6-1　2-aによる破壊—岸町

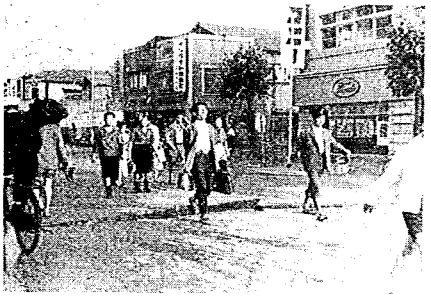


写真-6-2 2-aによる破壊

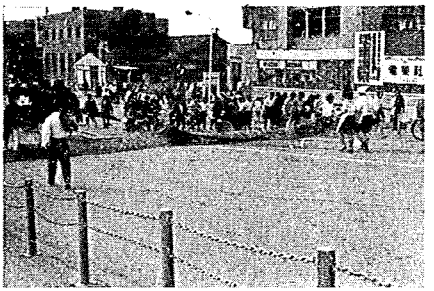


写真-7-1 2-bによる破壊

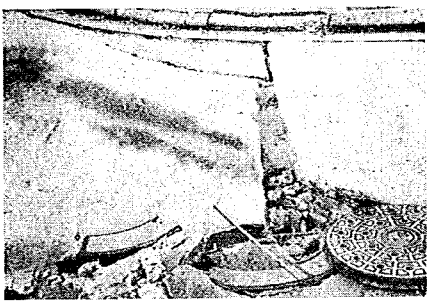


写真-7-2 2-bによる破壊—新潟駅前

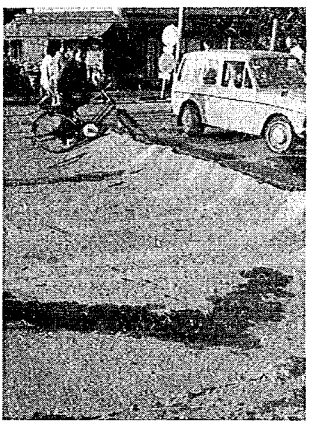


写真-7-3 2-bによる破壊—礎町

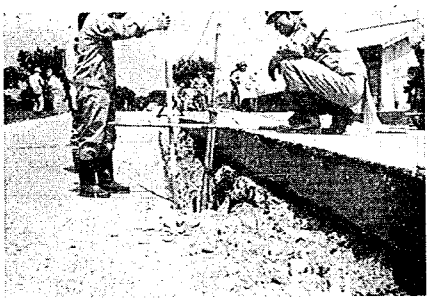


写真-8 2-cによる破壊

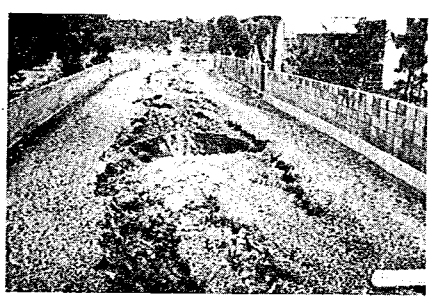


写真-9-1 2-dによる破壊—岸町



写真-9-2 2-dによる破壊—山村

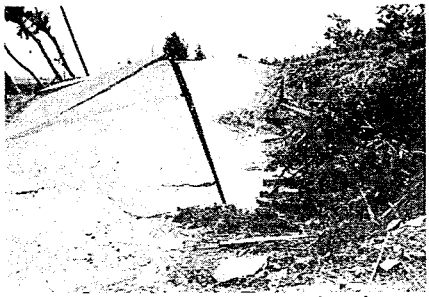


写真-10　3-aによる破壊—青山（116号）

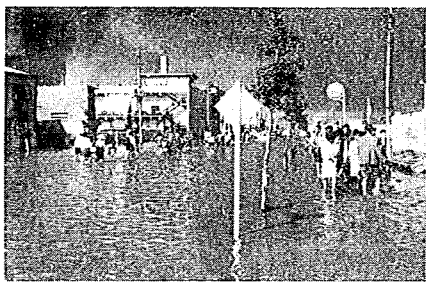


写真-12　3-cによる破壊

（3）　道路線形の変状

新潟地区の信濃川水系の旧河道，氾濫原に位置する地域や流動現象が激しかった砂地盤の地域，砂丘などの地すべり崩壊などの激しかった地域では，道路の沈下や蛇行が起った。

しかも，これらは，相当長い距離にわたって，広がっている。

1）　道路縦断線形の変状

道路の沈下は，特に盛土部分において1~2cmから1m以上もの範囲で起っている。今これを一級国道7号線，



写真-11　3-bによる破壊—岸町

8号線について調べてみると次のごとくであった。（北陸地建調査）

図-3は7号線海老ケ瀬地区から8号線黒崎村に至る地域での縦断における沈下の程度を示している。

表-1はこの地域での沈下量の程度を5～6段階に分けてその水平距離を概算したものである。

これによれば1m以上も沈下した部分が300m以上にも及んでいることが分る。

2）　道路平面線形の変状

一級国道7号線海老ケ瀬～山木戸地区や二級国道116号線青山地区では道路が水平方向に激しく蛇行を見せている。（沈下，浮上も必然的に伴っている）

このうち海老ケ瀬～山木戸地区では旧河道の砂地盤上に位置する地域が長く，自然地盤の流動が直接的原因で生じているようであるが，青山地区では道路際の砂丘の地すべり崩壊に伴って道路がすべっている状況を示している。

表-1

地区別	浮上	沈下				
	0～20cm	0～20cm	20～60cm	60～100cm	100cm以上	合計
東大通り（7号線）	0	280m	225m	115m	130m	750m
明大通り（〃）	105m	530m	0	0	0	530m
山木戸（〃）	0	245m	350m	140m	0	735m
海老ケ瀬（〃）	0	90m	620m	830m	70m	1,610m
東伸通り（〃）	0	820m	0	0	0	820m
白山浦（8号線）	0	1,130m	670m	0	0	1,800m
黒崎村（〃）	0	520m	420m	100m	205m	1,245m
合計	105m	3,615m	2,285m	1,185m	335m	

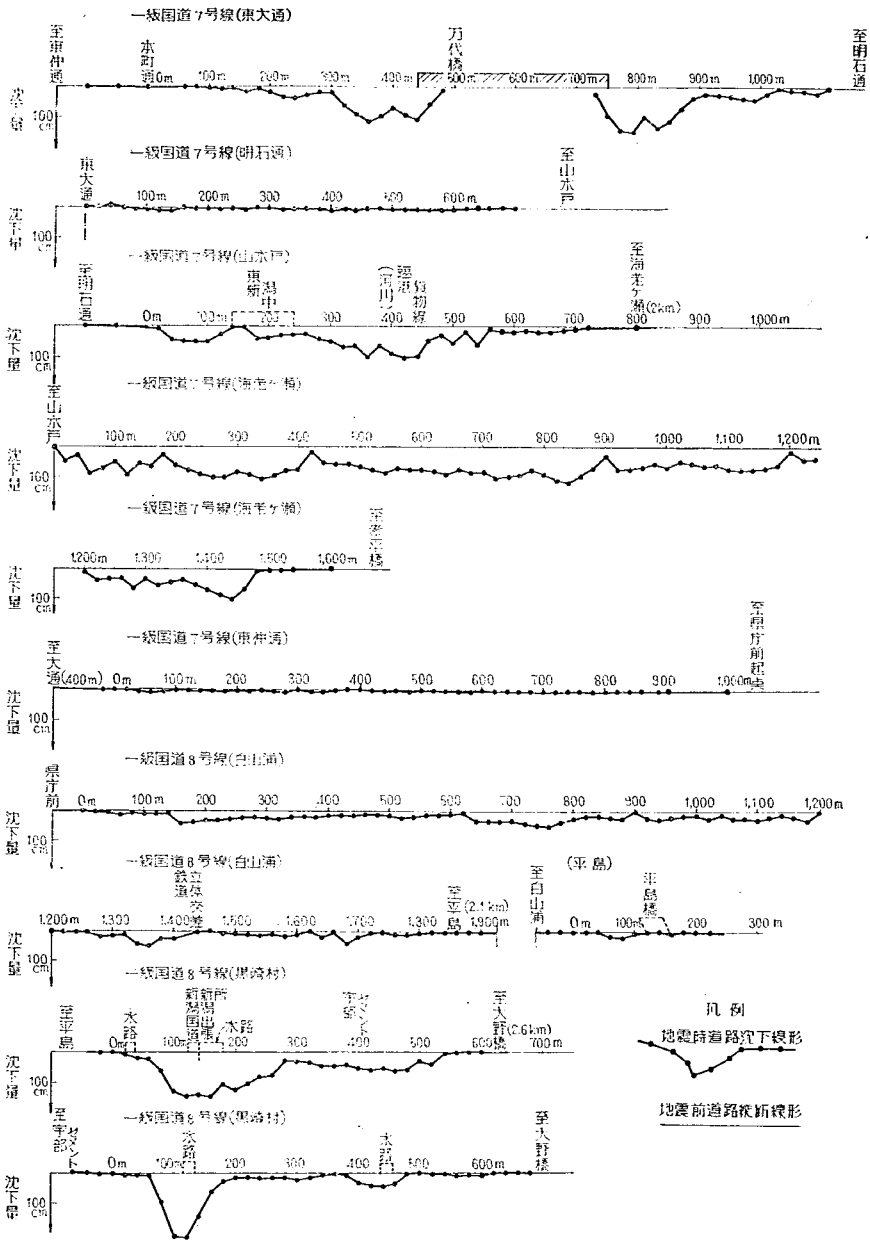


図-3　一級国道における道路沈下状況図

図-4に海老ケ瀬地区の例を示す。（北陸地建調査）これによると水平方向の蛇行は5mにも及んでいる。

3）　道路横断形状の姿状

地震により基礎地盤の砂が流動現象や地すべり現象，などの塑性破壊を起し1），2）で述べたような形の沈下や水平移動が程度の差こそあれいたる所で発生した。

これらも道路の基盤が平地の所と盛土の所では当然異った形をとっている。今一級国道の例についてこれを分類してみると，図-5-1，図-5-2，図-5-3は基盤が平地の場合，図-5-4は盛土で擁壁のある場合，図-5-5，図-5-6は盛土で法面のゆるい場合における被害の例を示していろ。

これからも分るように平地の場合，コンクリート舗装の中央縦目地部分の沈下が大きく，同時に歩道の沈下も大きいことが見られる。又部分的に深くえぐられている部分は砂の吹出しによる孔と考えてよいだろう。これからも縦目地部の施工が重要なことが推察される。盛土の場合はこれらの被害がさらに大きくあらわれている。擁壁の場合はこれが両側に開く形になり，同時にこれに伴った両側の舗装が沈下している。

ゆるい法面を持つ盛土の場合，法面に近い部分が地すべりを起し，中央部は地割れ，亀裂を生じている。

これらの形を考えるとき盛土の設計施工が特に重要なことが断言できる。

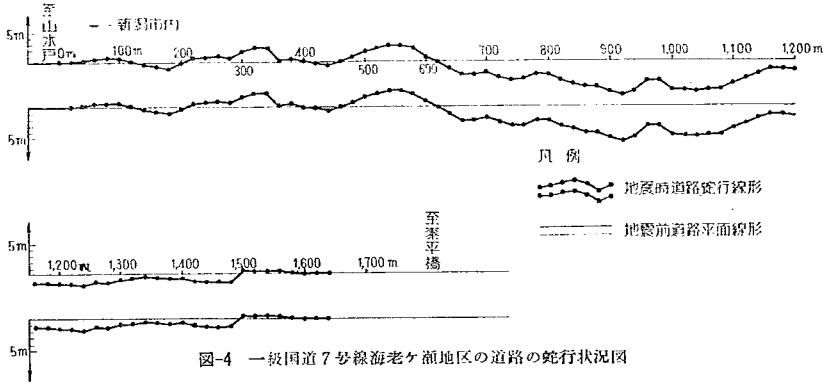


図-4　一級国道7号線海老ケ瀬地区の道路の蛇行状況図

地震時標準横断図

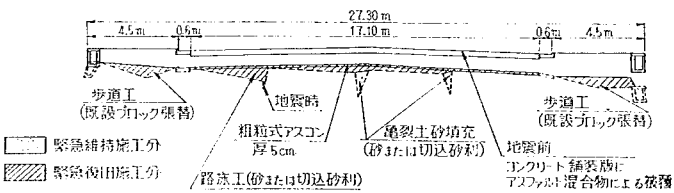


図-5-1　一級国道7号線礎町付近

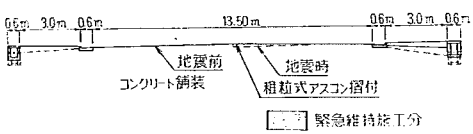


図-5-2　一級国道8号線東仲通付近

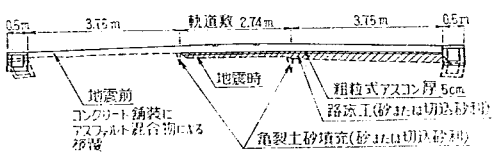


図-5-3　一級国道8号線白山浦付近

地震時標準横断図

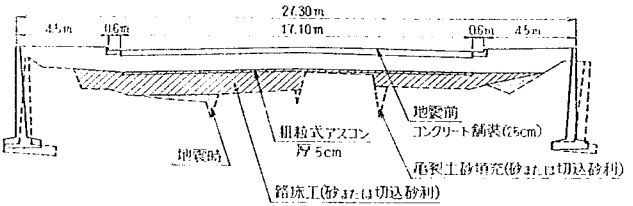


図-5-4　一級国道7号線東大通流作場付近

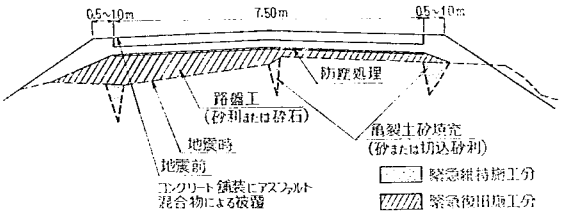


図-5-5　一級国道7号線海老ヶ瀬付近

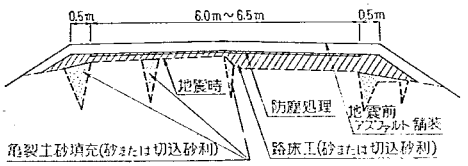


図-5-6　一級国道8号線黒崎村付近

（4）　交通に与えた障害

地震により信濃川の橋梁は万代橋，八千代橋，昭和大橋が自動車交通不能となり，帝石橋を残すのみで，道路も各所で沈下，蛇行し寸断され，交通は混乱状態となった。一級国道のみについては救援の問題もあり一日で交通可能の状態に仮復旧された。

万代橋，帝石橋を一方通行として交通管制を行った為かろうじて復旧への作業も可能となった。

新潟市部一級国道での交通量は平常時でも日交通量3万台にも達するもので，一時的にせよこれの交通不能は

表-2　昭和37年，39年交通量

観測地点名	種別 / 観測年月	歩行者	自転車	荷車	牛馬	原動機付自転車	自動車 乗用 軽自動車 自動2輪車	自動車 乗用 小型
万代橋（7号）	昭和37年10月	3,675	12,310	89		7,047	7,654	6,029
	昭和39年9月	3,890	7,301	74		8,993	6,238	10,747
新潟市海老ヶ瀬（7号）	昭和37年10月	446	1,414	28		1,036	652	300
	昭和39年9月	444	1,025	27		2,080	1,228	1,029
新潟市白山浦（8号）	昭和37年10月	2,910	4,621	28		2,768	1,673	1,276
	昭和39年9月	2,915	3,249	34		3,475	2,249	2,222
黒埼村大野（8号）	昭和37年10月	1,273	1,168	45		443	317	189
	昭和39年9月	329	905	50		1,441	677	706

大きな問題となった。

8号線における大野大橋も取付け盛土の崩壊によりこの方面の交通も一時不能となった。

地震前後における新潟地区の交通の状況をみるため交通量の変動を示したものが表-2，図-7である。また地震後の交通規制状況を図-6に示す。

これらをみると地震後3週間までは交通量はほぼ平常の5割程度となっている。なおそのうちの6割～7割は緊急用の自動車である。

従って，災害発生時においても，少くとも，この程度の交通を許容しうる道路を確保することが必要であることが，わかるのである。

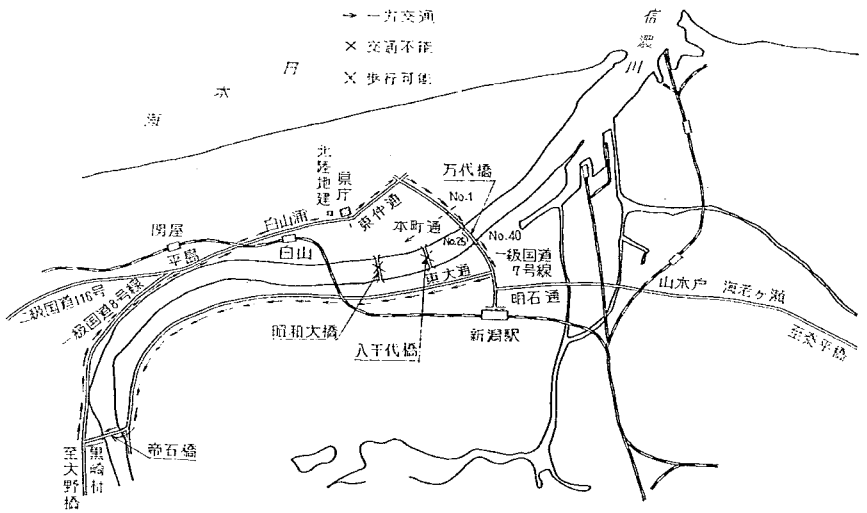


図-6　交　通　規　制　状　況　図

情勢表（12時間交通量）

動車類							軍用車	合計
自動車			貨物自動車					
普通	乗合	計	小型	普通	特殊	計		
336	4,189	18,204	11,301	1,966	521	13,791	20	32,019
191	2,332	19,508	10,703	1,746	360	12,809	17	32,331
25	272	1,249	1,582	833	73	2,488	24	3,761
28	499	2,784	3,437	1,968	280	5,685	18	8,487
125	1,069	4,143	2,397	397	173	2,967	4	7,114
68	904	5,443	4,106	1,157	312	5,575	29	11,047
3	87	596	990	456	42	1,488	4	2,088
20	117	1,520	2,451	929	145	3,525	8	5,053

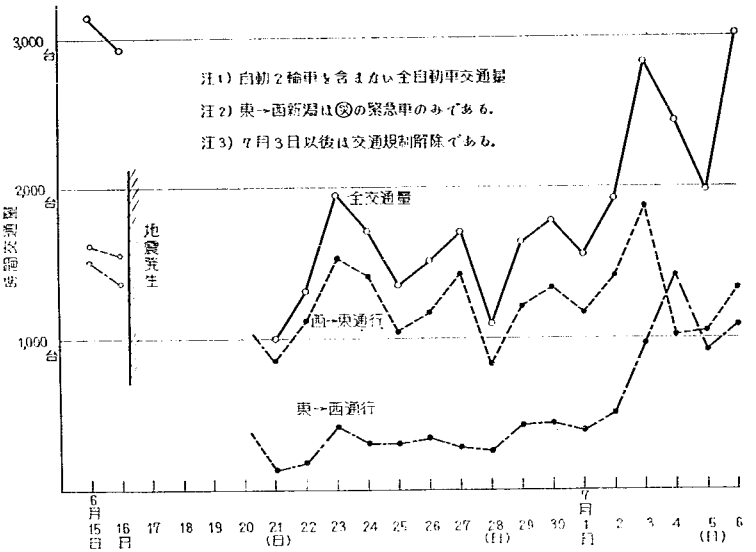


図-7 午前9～10時の間における時間交通量の地震時前後の変動（万代橋左岸詰7号線）

〔2〕 新潟地区の被害

（1） 道路別被害状況

今道路の災害の分布を国道，地方道別に見ることにする。

1） 一級国道8号線

白根市から新潟県庁付近に至る間で，盛土の沈下，地すべり，地割れ，舗装版の目地の離れ，砂の吹出し，地盤沈下等が見られた。

特に激しい所としては

1. 大野橋前後，取付け盛土の沈下，擁壁のすべり，ガードレールの移動，曲りが激しい，舗装はアスファルト舗装，特に白根市側に被害が集中している。
2. 帝石橋付近信濃川堤防上，盛土の沈下，地割れ，地すべりが非常に激しい，舗装はアスファルト舗装
3. 市内における関屋～白山浦間，コンクリート舗装にアスファルトの被覆，下のコンクリート版のたて目地の離れが大きく，版が浮上り，砂が吹出している。側溝の破壊

2） 一級国道，7号線

新潟市内～新潟県境（中条町付近に至る）において盛土の沈下，道路の流動，蛇行，地すべり，舗装の破壊，砂の吸出し，地盤沈下が見られる。

特に激しい所としては

1. 鵜又～逢谷内間，道路の流動，蛇行，地盤沈下，舗装の破壊が見られる，コンクリート舗装
2. 沼垂地区，地盤沈下，浮上，舗装の破壊，コンクリート舗装
3. 万代橋前後（市内），地盤沈下，取付け盛土の沈下，すべり，舗装版の浮上り，破壊，砂の吹出し等が非常に激しい。

3） 一級国道，49号線

新潟市付近で若干の地割れを見る。

4） 二級国道，116号線

新潟市関屋～内野までの間，地すべり，地割れ，舗装のたて目地等の離れ，地盤沈下，道路の流動蛇行，砂丘の地すべり崩壊，が生じている。

特に激しい所

1. 青山地区～寺尾地区，砂丘の地すべり等により道路の流動，蛇行激しく，舗装版の目地の離れ，浮上を起している。コンクリート舗装

5） 地方道

県道，市道の被害は新潟市周辺においてその一般の震害傾向と分布が一致している。

至るところで地割れ，沈下，舗装版の破壊を生じている。特に市内において道路際の家屋地盤沈下による道路の被害が見られている。

特に激しい所としては

1. 村上市岩船地区，震源地に最短距離にあり，大規模な地割れを生じ道路および付近の地盤沈下を起している。
2. 昭和大橋，八千代橋付近，取付け盛土の沈下，地すべりを起し，昭和大橋は落橋，八千代橋は大破壊

で人の渡橋がかろうじて行われるのみ。

（2）　舗装の破壊

ここでは新潟地域における道路の震害を国道の破壊を中心にしながら，舗装構造上からみた破壊，道路線形上からみた破壊などについて調べ，また破壊後の舗装の修繕方法や地震が交通に与えた障害の程度などについても述べることにする。

i　舗装の破壊

地震による舗装の破壊もこれを大別すると，舗装のみによる破壊と舗装以外に起因して生じた舗装の破壊が考えられる。このうち後者は 1. 周辺の家屋・建造物の地盤沈下に伴って舗装部分が引っぱられて亀裂等が生じたもの。2. 盛土の破壊により舗装部分が破壊したもの。3. 暗渠，カルバート等の破壊により舗装が破壊したもの。4. 道路際の砂丘等の地すべりなどにより舗装部分が押し流されて破壊したものなどが見られるが，これらはいづれも舗装が直接的に破壊されたのみでなく舗装のみによる破壊とは別個に取扱う。

1）　コンクリート舗装の破壊

コンクリート舗装の破壊（アスファルト混合物の被覆を含む）は主として目地部に集中し，この目地部分や側溝部分から新潟地震の特異現象である砂の吹出しが起り，コンクリート版を浮上らせたり，目地を大きく離したりしている。一般にタイバー，スリップバーなどで連結され鉄筋又は鉄鋼の入っている版は版下の路体がかなり被害を受けていても，地震直後には全面破壊したものは殆んどなかった。

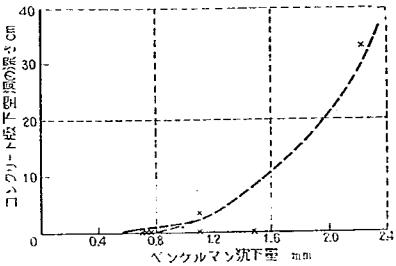
これらも版下において砂の吹上げが起きているものが多く，路盤材の流動を起しその結果，数cm 程度のものから30～40cmに及ぶ空洞を生じており，震災後数カ月たって交通荷重により破壊を起したものがかなりみられた。

この状態についてベンケルマンビームによる沈下量とコアボーリングによる版下の空洞量その他の測定を行って調査したが，このベンケルマンビームによる沈下量と空洞の深さや路盤上に吹上げられた下層地盤の砂の厚等との関係を求めたものが図-1，図-2である。

この他コンクリート版自体の破壊として新潟駅前周辺で水平力（下層材料の流動による）による版の座屈で破壊したものや，マンホール周辺のコンクリート版の破壊などがみられた。

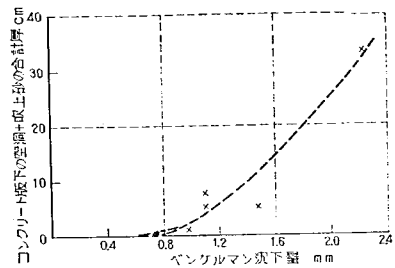
2）　アスファルト舗装の破壊

アスファルト舗装の破壊は路体の被害に応じて，それ自体全く何らの抵抗なしに破壊し，流動したり，クラックが入っている。コンクリート版上のアスファルト混合物被覆についていえば，破壊は全て下の版に生じ，版の目地を中心に主として縦亀裂が生じている。また自然地盤や路盤の流動が激しく起きた所では，アスファルト表層もこれに伴って流動し，主に横断方向に幅 1 m弱，高



注　図-1は明石通りの実測値から求めた(新潟国道工事事務所実施)

図-1　版下の空洞とベンケルマンたわみの関係



注　図-2は明石通りの実測値から求めた(新潟国道工事事務所実施)

図-2　版下の（空洞＋吹上砂）とベンケルマンたわみ

さ 30～60cm の山状の寄りを生じている。いづれにしてもこれらの復旧はきわめて容易であった。

3）　路盤の破壊

路体の変動にしたがって路盤も沈下，流動等の破壊を起している。舗装がアスファルト舗装の場合はこの流動が表層の大きなクラックに続り，コンクリート舗装の場合は目地の離れ，クラックを起す原因となっている。特に砂の吹上げ等の流動現象が生じた地域では，路盤材を通して砂が吹上げられ，同時に路盤材料が入れ変っていた。この状況は図-3のようである。

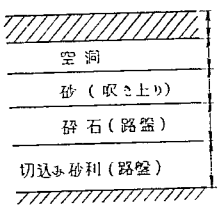


図-3　地震時における舗装版下の標準構造

ii　破壊後の復旧方法

道路の破壊に対しては次のごとき形の復旧方法が考えられる。

路体構造別による復旧方法

1）平地の場合

a　アスファルト舗装

路盤材料の流動がない場合は亀裂を充填し，充分な路盤を確保した上でアスファルト混合物でオーバーレイする（路盤材と同種で基層を施工することもある）。

流動のある場合は全面置換えか一部置換えにより必要な路盤厚を十分に確保し，しかる後にアスファルト舗装で表層を施工する。（基層は上に同じ）

いづれにしても舗装総厚は十分に得られるように注意する。

b　コンクリート舗装

コンクリート舗装の場合は版下の状況が把握しにくい所から，昭和37年に建設省直轄技術研究会で採択された舗装修繕基準図-4を利用して復旧工法の選択を行う。しかしこれはあくまでも目安であって，もし可能ならコアボーリングまたは試験孔の穿孔をすることにより版下の空洞の程度，吹上げ砂の堆積状況，路盤材の流動状態を調べ，その結果を用いて次の三つの方法を採用することが望ましい。

A．被覆工法のみで十分な場合

1）ベンケルマンたわみ量は５ｔ輪荷重(タイヤ圧100 PSI) で0.5～0.55mm以下の場合

2）空洞がなく，吹上げ砂も殆んどなく，路盤材の流動も少い場合

B．注入工法と被覆工法を採用する場合

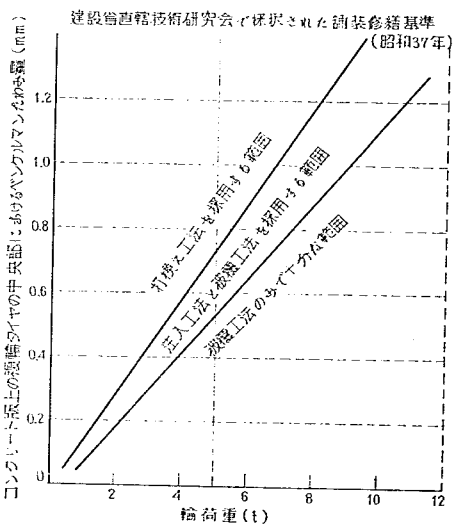


図-4

1）ベンケルマンたわみ量は0.5～0.55～0.7mmの範囲の場合

2）空洞は数cm 以下の深さで，吹上げ砂も少く，路盤材の流動も少い場合

C．打換え工法を採用する場合

1）ベンケルマンたわみ量が0.7mm 以上の場合

2）空洞が数cm 以上あり，また吹上げ砂の厚さも大きく，または路盤材の流動が大きい場合

もち論縦断線形や横断線形，平面線形上から必要とあれば上の条件で打換えの必要なくとも，打換えを行うことが望ましい。

2）　盛土，切土の場合

一般にアスファルト舗装による施工を原則とする。いづれにしても盛土の施工，復旧を十二分に行うことが第一で，後はその設計ＣＢＲと交通量に応じて表層，路盤の厚さを決定するのが原則である。一般には路盤厚を十二分にとった後，基層を砕石ソイルセメントなどにする場合は別として 15，10cm 程度の表層工を施工するのが望ましい。

以上の舗装道路は別として，砂利道などの改良道路は，亀裂等の大きな被害を粒状材料を充分に充填してそのまま使用することができる。

（3）　道路の盛土，擁壁の被害

新潟地区においては，その大部分が平地であるために高い盛土や切取，擁壁の数は少ない。盛土のほとんどは小規模なものであるが，これら盛土が軟弱な地盤上に築造されている場合には例外なく大被害をこうむっている。一方，堅固な地盤上の盛土，擁壁等はほとんど無被害であった。調査は主として一級国道沿いに行ったが，被害の型を大体次の４項目に分けて考えることができる。（1）軟弱地盤上の盛土の陥没。（2）盛土法面のすべり出し。（3）地山のすべり出し。（4）その他。

i　軟弱地盤上の盛土の陥没

新潟地方の軟弱地盤は，ゆるい砂の層あるいは泥炭を多量に含むシルト質粘土より構成されているが，これら軟弱地盤上の盛土は地盤支持力の低下により沈下している。特に地盤が，ゆるい砂層で，地下水位が高い場合には，いわゆるクイックサンド現象を呈し，地盤支持力の急激な低下，盛土の陥没，亀裂，砂の噴き出し等を引き起こし，その被害は大きくなっている。

（イ）　大野大橋右岸取付道路（国道８号線）

右岸側は中ノ口川の旧河道に築造されており，盛土は大きく陥没し，亀裂が入っている。最大沈下約 2m。また法面保護のための石積擁壁（直高約 2.5m）は盛土陥没のあおりをうけて，外へおし出され，写真-1に見られるように大きなクラック（3～5cm）が5～6m 間隔で縦に走っている。なお擁壁の変位は，沈下約0.5～1m，外側への移動約0.9～2.7mである。パラペットもアバット

から大きく離れていた。この被害の原因としては，旧河道に堆積したゆるい砂の層におけるクイックサンド現象であると考えられる。一方左岸側にも同様の盛土が築造されているが，右岸とは異なり，被害は受けていない。これは左岸側地盤が比較的しまった砂層であることに原因しているものと思われる。

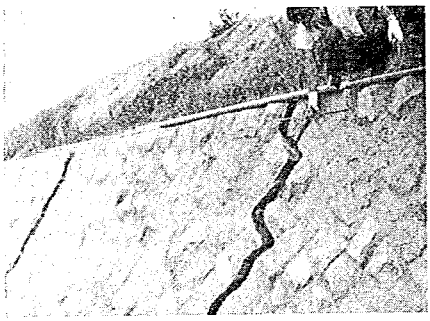


写真-1

（ロ）　黒崎村善久の道路盛土（国道8号線）

この善久地区は信濃川の旧河道敷であり，やはりクイックサンド現象による大規模な，盛土の陥没，亀裂を引き起している。写真-2路面は陥没し中央部に幅1.5mにも及ぶ亀裂が生じている。写真-3道路中央部に大きな亀裂が入り，そこを境として大きな段差が出来ている。写真-4路肩部分が大きく陥没している。

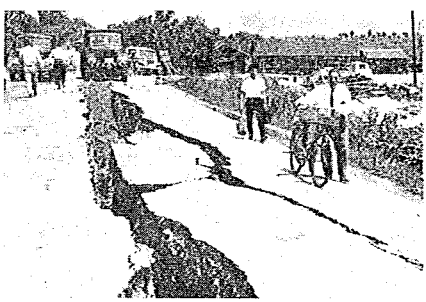


写真-2

（ハ）　昭和大橋左岸取付道路（県）

左岸側は信濃川の旧河道敷であり，やはりゆるい砂層が分布している。盛土材料も砂であるが，盛土は大きく陥没し（1m～2m），アスファルト舗装はきれぎれになっている（写真-5）。擁壁（直高最大6m）は盛土陥没のあおりで外側へ滑り出し，沈下している。擁壁は鉄筋コンクリート製であるが，外側へ移動する際にジョイントの部分から大きくひきちぎれている。擁壁そのものにはクラックは生じていない。（写真-6，7，8）。アバットと擁壁も離れてしまっている（50cm）。擁壁の移動量は外

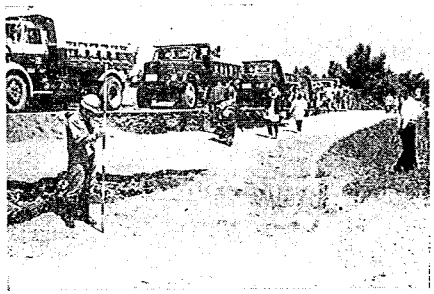


写真-3



写真-4

側へ0.5～1.7m，ジョイントの開きは最大70cm。この変位量は盛土が高くなるにつれて大きくなっている。

一方右岸側の地盤は，その極く浅いところまで非常に堅固な砂丘残丘が出ているために安定しており，取付道路は左岸側と同様の構造であるにもかかわらず無被害であった。

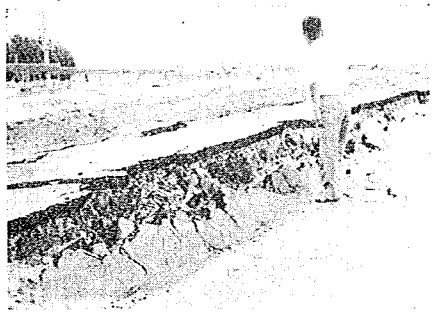


写真-5

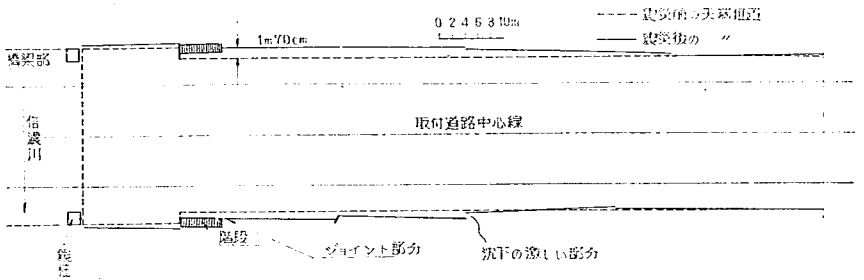


図-1　昭和大橋左岸取付道路擁壁天端移動量

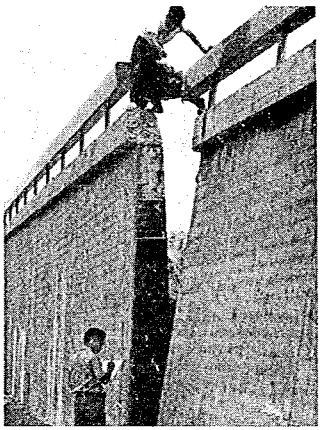


写真-6

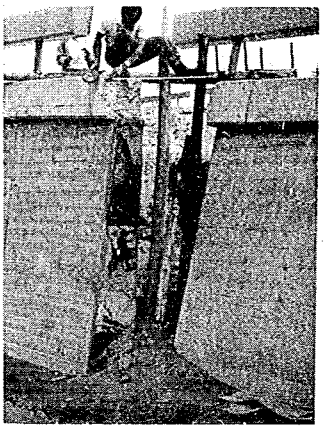


写真-7



写真-8

(ニ)　万代橋取付道路

万代橋も信濃川の旧河道敷に位置しており，昭和大橋の場合と同様に，地下水位の高いゆるい砂地盤におけるクイックサンド現象により橋梁本体はもちろん，左右両岸の取付道路も大きな被害をこうむっている。

被害状況は昭和大橋の場合と全く同様で盛土（砂）の陥没と，それに伴うコンクリート擁壁の移動を生じている。擁壁基礎には栗石が入り杭を打ってあるが，これは全く問題になっていない。

写真-9右岸上流側の擁壁（直高約4m）。ジョイントの部分からすべり出している。開口部は約 1m。

写真-10 左岸上流側。親柱と側壁が大きく口を開いている。開口部約1.5m。写真-11左岸上流側の一部の盛土沈下状況。



写真-9

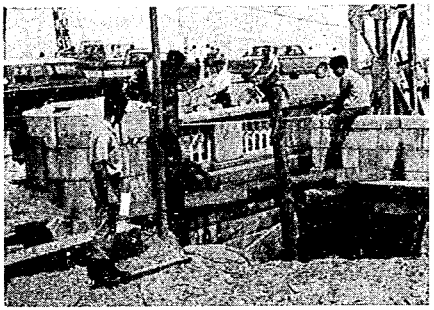


写真-10



写真-11

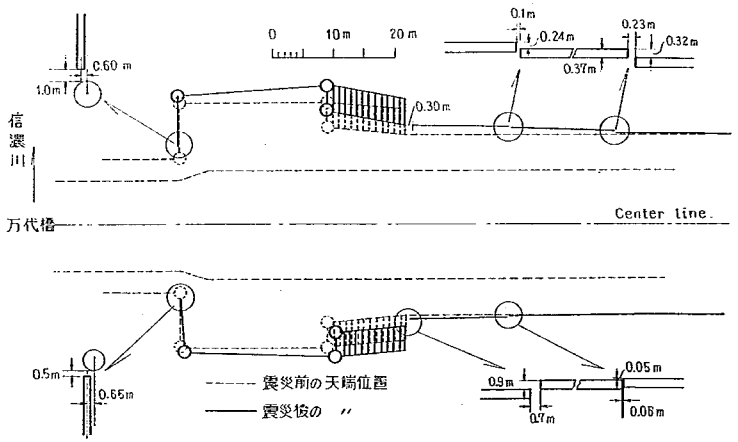


図-2　万代橋右岸取付道路擁壁天端移動量

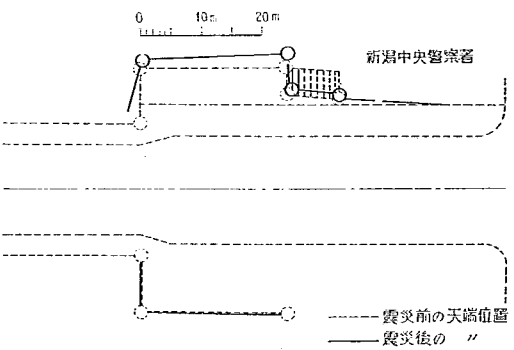


図-3　万代橋左岸取付道路擁壁天端移動量

（ホ）　海老ケ瀬地区の道路（国道7号線）

この地区は通船川（旧阿賀野川）の河道敷跡であり，やはりゆるい砂層で構成された地盤である。付近一帯は亀裂，裂陥没等を生じており，この地区を通っている国道7号線も陥没，亀裂，段差，蛇行等の大きな被害をこうむっている。

ii　盛土法面のすべり出し

盛土法面は地震力を受けると，土粒子間の摩擦力が減少しすべり出そうとする。法面に擁壁がある場合には，これが地震時土圧として作用する。この場合擁壁の被害としてはクラック，はらみ出し等が見られた。クラックの入り方は一定でなく擁壁支承の状態，擁壁が湾曲しているかどうか，擁壁本体の強度のむら，裏込材料等の状態によって変るようである。理想的に，地震時土圧のみから一次的に考えれば，壁体が変位しないものとして，クラックは横方向に入るはずであるが，多くは多少の変位を起し，地震に伴う背面土砂のすべり出し，はらみ出し等によって，二次元的に見ると，応力の不均一性をまねき，縦方向にクラックが入っていると考えられるものが多かった。また擁壁としては，ほとんどが石積擁壁であってコンクリート擁壁の数が少ないので両者

の比較検討は，なしがたかった。

（イ） 山木戸地区の道路（国道7号線）

ここには跨線橋（国道橋）があり，その取付道路は割合高い盛土（最大約10m）である。地震によって盛土は側方に膨らみ，全体として沈下した。写真-12ガードレールが曲りくねり，盛土法面が滑動しはらんでみえる。写真-13擁壁下部は，おし出されて傾いている。写真-14国道橋取付部の陥没（1m）。写真-15盛土の沈下のため段差が生じている。

ところで，この盛土の地盤は砂丘上にあり，よくしまった砂層である。それ故，被害の原因としては，この比較的高くゆるい盛土（砂質土）が振動により側方へ流れ出したと考えられる。このことは地震前後における横断測量の結果，その断面積が等しいという事実から裏づけ出来るようである。

なお国道橋のパラペットは石積であるが縦方向に上から下まで通して大きいクラック（3～4cm）が入っている。盛土からの土圧によるものである。クラックの入ったところで高さは約 8m。



写真-12

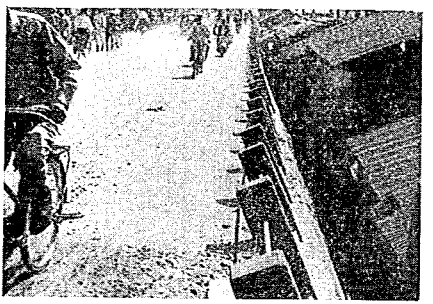


写真-13

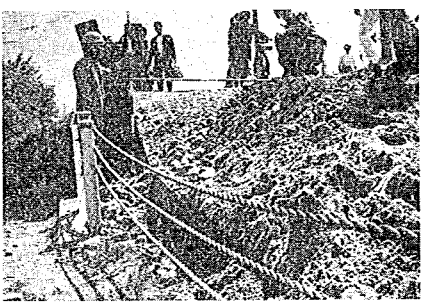


写真-14

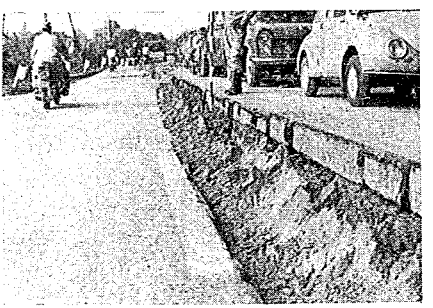


写真-15

（ロ） 馬越跨線橋取付道路擁壁（国道7号線）

盛土には大した被害は見うけられないが，石積には写真-16のようなクラックが入っている。この丁度反対側の石積は中腹ではらみ出し各々の石が乱れている。これは明らかに盛土からの土圧によるものと考えられる。なおこの石積は国道橋の石積と同様に古く昭和11年頃つくられたものである。なおクラックの幅は3cm くらい。

（ハ） 両新橋のパラペット（国道7号線）

写真-17においてわかるように湾曲した石積部分に縦にクラック（幅 5mm）が入っている。この橋の他の側にある石積も同様のクラックが入っている，湾曲している部分に土圧による応力が集中した結果である。

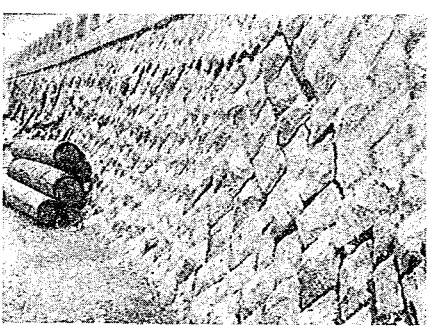


写真-16



写真-17

（ニ）　久平橋のパラペット（国道7号線）

90° に湾曲した石積があったが，両新橋と全く同様のクラックを生じていた。また，石積にジョイントを施したものがあったが，この場合，ジョイントの部分から少しずれ出して，石積自体にはクラックは入っていなかった。

（ホ）　山本橋のパラペット（国道49号線）

（ハ），（ニ）と同様に湾曲したコンクリート擁壁であるが，これも写真-18に見られるように曲り角付近において縦にクラックが入っている。



写真-18

（ヘ）　山間部石積（国道49号線）

これは新潟県津川町付近，蜂坪橋より津川町寄り 300 m 地点の盛土側石積である。写真-19のようにかなり大きな（約 2~3cm）クラックが縦方向に入っている。この石積はかなり新しく，直高は約 6m，その下に直高約 2m のコンクリート擁壁が続いているが，このクラックは，コンクリートにまでおよんでいる。ただし下方に進むに従って，その幅は次第に小さくなり，コンクリートの部分では 1mm 程度となっている。この擁壁は写真で見るように，ゆるく湾曲している。



写真-19

（ト）　長岡地方の擁壁

長岡地方は新潟市と異なり地盤も良好で，震源地からも遠くにあったため，ほとんど被害はうけていない。擁壁では曽地峠で1カ所，コンクリート擁壁（直高約3m）に小さなクラック（2mm）が縦に走っているのが見られた。また，17号線の盛土に空積みのコンクリートブロック擁壁があるが，中腹で少しブロックが乱れている程度であった。なお直高は約 2.5m。

iii　地山のすべり出しによるもの

この例は平地の広い新潟には，あまり見られなかった。写真-20は新潟市青山地区（国道116号線）の砂丘斜面に設けられた宅地保護用のコンクリート擁壁であるが，地すべりにより崩壊した土砂といっしょに，おし流されていて，擁壁自体の強さというものはこの場合問題になっていない。

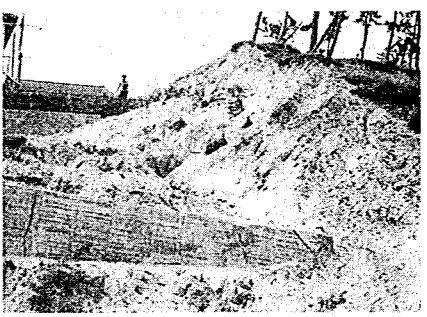


写真-20

iv その他の原因によるもの

橋梁の取付部の擁壁の破壊に2，3見受けられた。

（イ）長岡市妙見の白岩桟道取付部石積(国道47号線)

写真-21において左側が白岩桟道と呼ばれている合成桁橋梁であるが，この付近には頁岩の風化による軟弱地盤地帯（岩盤まで15m）があるので，この橋梁のピアー，アバットの基礎はイコス工法を採用することによって岩盤に直結されている。地震時に地盤が多少沈下したため石積とアバットは相対的に変位した。沈下量はアバット周囲の土の沈下から2cm程度と考えられる。石積は練石積であり，その袖はアバットにモルタルで結合されているので，石積の弱い部分にクラックが入ったものと考えられる。クラックの幅は最大 3～4cm，長さは横方向に約5mであった。石積の直高は約2m，39年3月につくられたものでまだ3カ月しか経ていなかった。なお沈下がわずかであったため路面その他への影響は見られなかった。



写真-21

（ロ）新潟市両新橋の石積擁壁（国道7号線）

アバットと親柱が傾いたために石積がおされて写真-22のようなクラックが入っている。クラックの幅は約10cm。

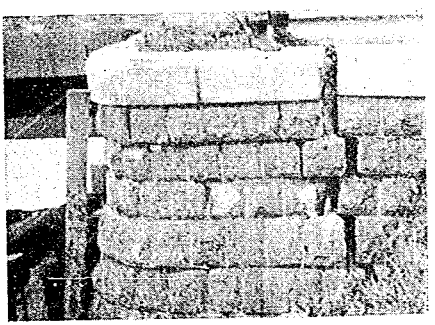


写真-22

（ハ）新潟市国道橋の石積擁壁（国道7号線）

これは2の(イ)の石積の左端の部分であるが，裏込の盛土の一部が陥没したために，石積の上部が支えをうしなって裏込側へ倒れかけたものである。写真-23においてテープの線がもとの石積の位置である。この部分の高さは約 9m。石積は大きく乱れている。



写真-23

〔3〕 東北地区の被害

（1） 舗装の破壊による被害

i 7号線山形，秋田県下の被害

7号線は海岸沿いに走っていて震源地に比較的近いために地震による被害は最も大きかった。特に酒田市周辺の被害は大きく，最上川の雨羽橋から酒田市内へはいる部分はアスファルト舗装がガタガタにこわれた。破壊延長約 400m の間舗装面が大きい波を打ち，横断こう配および縦断こう配はめちゃめちゃになり，局部的最大沈下量は 10～15cm に達した。また亀裂もいたるところに発生し，亀裂幅は大きいものでは5～10cm，深さは 1m にもおよびほとんどが縦方向であって3列，または4列になって生じた。

この舗装は比較的新しいもので，特に欠陥があったとも思われず，主として路床，路盤の沈下，移動，亀裂に原因するものと考えられる。

しかしこのアスファルト舗装に引続いて，コンクリート舗装があったが，これは全然破壊しなかった。コンクリート舗装の部分は破壊したアスファルト舗装部分が1.5～2.5mの盛土高であったのに対して，それよりも高い2.5～4.0mの盛土部分であり，コンクリート舗装の路肩および法面部分はアスファルト舗装と同様かまたはそれ以上に破壊していたが（写真-1参照）コンクリート舗装本体には全然亀裂もなく，また目地の開きも見られなかった。この部分の舗装工事は昭和35年施工であり，タ

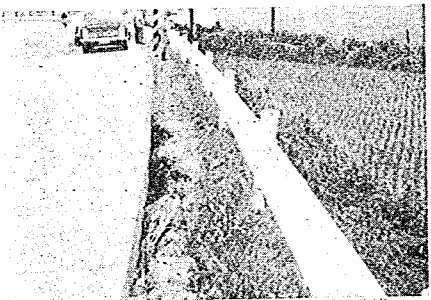


写真-1　酒田市コンクリート舗装路肩の破壊

イバーは使用していたとのことである。しかしこのコンクリート舗装に接続する支道も同じコンクリート舗装であったが，この部分は写真-2のごとく接合点の目地のひらき，段差の発生，クラックの発生，舗装版の沈下等の被害をこおむっていた。これらの結果考えられることは，軟弱な基礎を持つ道路の舗装は，瀝青系がよいか，コンクリートがよいかということであって，少くも地震に関してはコンクリートの方が良さそうである。しかしコンクリート舗装の場合でも施工が良好でないと（十分な基礎の圧密とタイバー，スリップバーの使用）やはり同様に破壊されるようである。

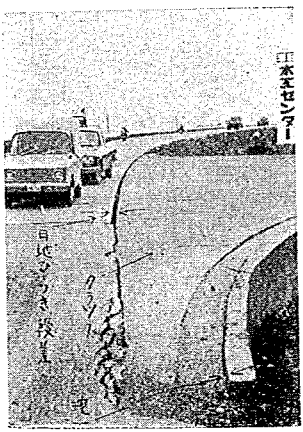


写真-2　酒田市コンクリート舗装支道取付部の破壊

酒田より南鶴岡市までの間は，低湿な水田地帯で，周囲の家屋は今回の地震では新潟地区に次ぐ大被害地であったが，7号線は小盛土上のコンクリート舗装であり，ほとんど被害はなかった。鶴岡市付近で古いコンクリート舗装にアスファルトのオールカバーを施工中であったが，このカバーしたアスファルト舗装の施工継目に約150m にわたって亀裂が入った。亀裂幅は1.0~2.0mm 程度である。下部コンクリート舗装は約10年前の施工であり，縦目地のタイバーは使用していなかったと思われる。アスファルト舗装の施工継目は古いコンクリート舗装の縦目地とは5~10cm程度でずらしてあったが，やはりアスファルト舗装の継目の弱点に下部のコンクリート目地からの移動により亀裂が入ったと思われる。

鶴岡よりさらに南の由良地区では一部盛土の沈下によるアスファルト舗装の破壊がみられたが，それより南，新潟県境までは大部分未舗装区間であり被害もほとんどなかった。

酒田市より北方の7号線では遊佐町藤崎地区で舗装路肩の被害があり，写真-3のごとく舗装止の移動，および舗装の一部沈下があったが，舗装体そのものはほとんど被害はなかった。遊佐町吹浦地区でも2カ所延長 245m にわたり舗装と海岸側擁壁の間，および盛土の路肩部にクラックが入り，一部舗装面が沈下した。



写真-3　山形県遊佐町藤崎地区舗装止，側溝壁の破壊

秋田県側も象湯町，金浦町，仁賀保町，西目村，本庄市の各地区で舗装の路肩部分にクラックが入りガードレールが少し移動した。その延長は合計すれば数粁にもおよんだ。また舗装体のクラック，沈下もところどころにみられ写真-4，5，6のごとく，延長 50~100m，亀裂幅は5~10cmにも達したものが4~5カ所あった。また金浦町および西目村では盛土の局部的沈下による舗装の極端な沈下が各1カ所あり，金浦町のものは池の中の盛土部分であり，西目村のものは橋台背部の盛土部分である。これを写真-7に示す。局部的に約 20cm 沈下し段差を生じている。本庄より北方，秋田市までの間は一部舗装にクラックが入った程度で大した被害はなかった。

ii　13号線山形，秋田県下の被害

13号線は7号線に比べて被害は少く，特に秋田県側は1~2カ所少しクラックが入った程度で舗装の被害はなかったと言ってもよい。

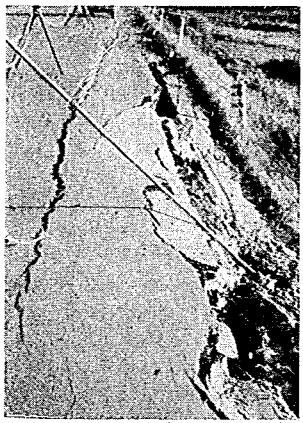


写真-4 秋田県金浦町舗装の破壊

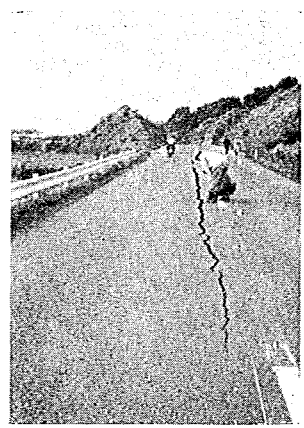


写真-5 秋田県仁賀保町舗装の亀裂

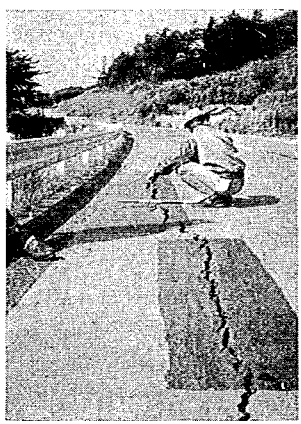


写真-6 秋田県西目村舗装の亀裂

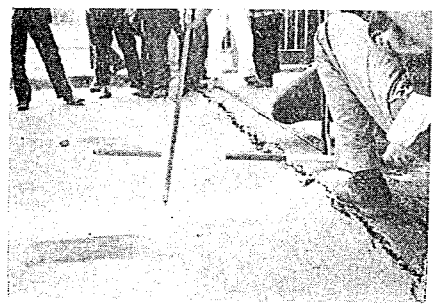


写真-7 秋田県西目村海土剝橋盛土沈下



写真-8 山形県金山町中田擁壁移動による舗装の亀裂および沈下

山形県北部金山町中田地区では写真-8のごとく河川側擁壁が転倒して舗装にクラックが入り舗装版が沈下した。延長約 200m，亀裂幅 3～5cm，深さ 80cm～1.0m であった。その他は舗装の端部または舗装と路肩舗装（13号線の山形県内は大部分がアスファルト舗装にソイルセメントの路肩舗装をつけている）の間に亀裂が生じたり，一部路肩が沈下した程度で金山町，新庄市，尾花沢市付近にそれぞれ数カ所みられた。次いで山形市前後では全然被害はなかったが，山形市の南赤湯で軟弱地盤に盛土した部分の道路で約 300m にわたり路肩舗装の沈下および亀裂が生じていた。

iii 46号線，47号線，48号線，49号線の被害

これらの路線は大部分が砂利道であるので舗装の被害はないが，47号線の新庄付近で大きい盛土部の路肩が沈下し舗装に亀裂が入っていた。延長約50m程度である。

iv その他の国道，県道，市町村道路の被害

主要な国道以外の道路はいずれも未舗装区間がほとんどであるので舗装の被害はあまりなかった。局部的に舗装の沈下，または亀裂があったのは鶴岡市内（山形鶴岡線），大山町内（大山停車場線），温海町湯温海（温海温海川鶴岡線）および大江町（米沢左沢線）であっていずれも50m前後の小区間の被害であった。

（2）道路の盛土，擁壁の被害

道路の盛土や切土の被害およびこれに付随して起る擁壁の被害について述べる。

東北地方の被害は国道7号線の酒田市，鶴岡市を中心とした一帯および酒田市から新庄へ通じる47号線，13号線のうち新庄を中心とする一帯である。しかし2，3の例を除いたら，被害規模で新潟地方のそれとくらべられるものはない。被害を新潟地方の記述にならい，その原因によって次のように分類してみる。（1）軟弱な地盤上に作られた盛土の沈下，（2）地震による盛土法面のすべり出し，（3）地山法面の崩壊，（4）そのほか。以下そのおのおのについて述べる。

i　軟弱な地盤上の盛土の沈下

国道が鶴岡市で羽越本線を横切る所にある水沢二線橋取付け部の盛土で，深さ30mの軟弱地盤上に最高5m盛ってあるもの，これはサンドパイルを施工してあるためか沈下が50cm以下ですんでいる。

最上川下流左岸，酒田市落野目の河川堤防も幅1m深さ2mを最大とするクラックが150～200mの間にわたってはいっており，堤体の沈下が起きている。近くを流れる大山川の堤体のクラック沈下の発生カ所が旧い流路を締切った場所に集中している明瞭な事実からして，最上川の堤体の被害も類推されそうであるが，堤体を掘り起し，その基礎を調査した結果から原因を直接求めることは困難であった。河川堤防であるが47号線がこの上を通っているので道路被害としてあげた。

このほか山形県東置賜郡赤湯町の有名な軟弱地盤で道路の盛土高は1mとごく低いものであるが，入念なサンドパイルの施工によりなんらの被害も受けなかったという例は注目される。

ii　地震による盛土法面のすべり出し

国道7号線の鶴岡市の由良峠は片切り片盛の所が1kmばかり続いている。ここで頂上近くの高さが20mぐらいの所が長さ440mにわたる法面崩壊を起している。この付近の被害は地震時の振動により盛土路体の強度が低下したことに起因するものと考えられる。この崩壊により法先に作ってあった高さ3mの間知石積はそのままの形を保ちながら前方におしだされている。この最大移動量は2mを越している。

このような地震振動による強度の低下，それによる法面の崩壊は砂の場合顕著なのはあきらかなことである。秋田県由利郡金浦町の国道7号線の盛土法面の崩壊をとりあげる。ここは盛土高は3mぐらいであるがこれにより，セメント安定処理をした路盤の上に作られたアスファルト舗装の端から1m幅の範囲がくずれている。秋田県本荘市芦川の国道7号線は，海岸に突き出した砂丘の前面を片切り片盛りで通っている。この盛土は高さ10mあるが，その法面はすべりを起し上部で20～30cmの沈下を，下端で押えのコンクリート版を10cm以上押し上げている。上の二つは砂の盛土の破壊の大きな例であるが，間題はその法高にあるように思われる。低い盛土で法がくずれ，舗装版と路肩の間にクラックの生じたという例は，7号線では本荘市付近から南，13号線では湯沢から南は赤湯付近まで，47号線では鳴子まで数多くみられる。

iii　地山法面の崩壊

地震の振動によって切土面の岩がゆるみ崩れ落ちた所もかなりあった。この被害は交通を止めるほどの規模のものが広い範用にわたって起きており，切り取り面のこう配，高さ，岩の質が関係している。13号線の秋田県と山形県の県境堆勝峠で1,200m³の崩壊，46号線の秋田県と岩手県の県境仙岩峠で1,000m³の崩壊，7号線で鶴岡市由良峠で1,300m³の崩壊，県道では鶴岡市の西油戸における崩壊などの例がある。

このうち由良における被害は最も高いところが20m法こう配が1割の切土面がその中央で幅50mにわたってくずれたものである。この切土はこの地区で一番高いものでありかつ，この地帯は古く地すべりの起きたところでもあるので，地震により小規模の地すべりが再発したのだともいえる。この結果この切土面の下にあった高さ4mの間知石積が横転している。

砂の流動による法面のすべりもみられ，前記本荘市芦川の山側のこう配1割の砂の斜面では小規模のすべりが連続している。これは斜面の表面のすべりであってその高さには関係していないようである。

秋田県由利郡仁賀保町に砂丘斜面に作ったこう配3分高さ3mの間知石積の擁壁がある。砂の流動による土圧の増加によってこの擁壁の下から1/4のところに水平のクラックが入っていた。均一な裏込めにより長い擁壁に二次元的な土圧がかかり，その土圧の増加により破壊したもので，擁壁の破壊として典形的なもので，このような条件のところにある擁壁ははかに見られなかった。

iv　その他の原因によるもの

盛土，切土の破壊と直接の関係はないが橋梁のアバットに取付けた袖石積のクラックはほとんど無数といってよいくらい見ることができた。これも高さの高い新しい盛土の場合に多く見られた。基礎のしっかりしたアバットとそうでない石積み，その中にある盛土の沈下とそれぞれが別別であってこれら相互の間にクラックが入り，無理が生じて破壊が起きるものである。この破壊により交通をとめるほどの大きな被害をもたらしたものはないが，いわゆる災害地でこの種の被害をまぬがれた橋梁はないといってよいぐらい一般的なものである。

とくに注目されたものとして秋田県由利郡西目村の海土呂橋，山形県最上郡舟形町の柴山二線橋があるが取付けの盛土高はそれぞれ4m，6mでありいずれも盛土は

10cm 程度の沈下を起しアバットと袖石積の間にはすきまができ，パラペットの石積には大きなクラックが入っている。山形県最上郡金山町でコルゲートパイプの袖石積に 1~2cm 幅のクラックの入っているのを見たが，その原因も前のものと同じと考えられる。



写真-9 海士剝—柴 山

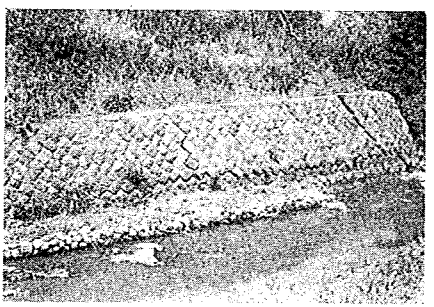


写真-10 仁 賀 保 町



写真-11 由 良 峠



写真-12 仙 岩 峠

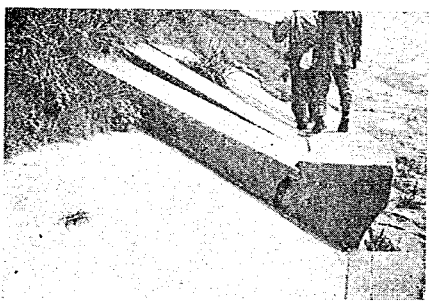


写真-13 本 荘 市

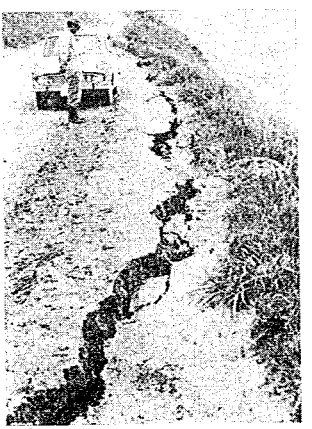


写真-14 本 荘 市



写真-15　金　浦　町

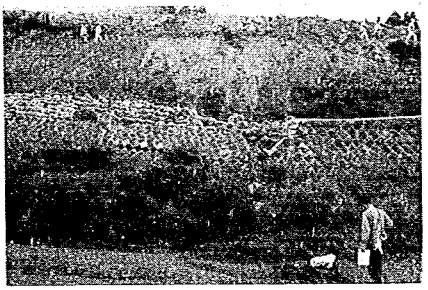


写真-16　由　良　峠

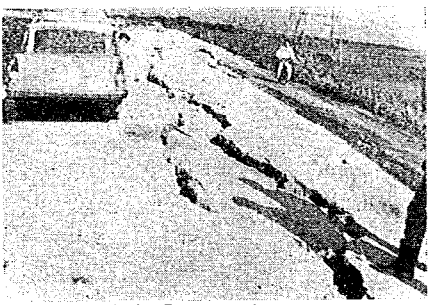


写真-17　最上川堤防



写真-18　水沢二線橋

2.　トンネルの被害

〔1〕　トンネルに対する地震の影響

地震によってトンネルが大きな被害を受けた例は少なく，一般に地中の震動は地表のそれに比し小さいなどの理由から，地震の影響を考慮してトンネルを設計したものはほとんどないのが現状である。しかし，自動車走行の快適性を要求される近時の道路トンネルにあっては，止水や照明効果などの点から，覆工コンクリートの小亀裂といえどもこれを防止する必要が生じてきた。今回の地震により，新潟地区の既設トンネル3本と工事中のトンネル4本において，それぞれ興味ある地震現象が認められた。

〔2〕　工事中のトンネルでみられた現象

（1）　大毎（おおごと）トンネル

このトンネルは延長 330m，地質は全区間第3紀の暗灰色頁岩で，掘削は側壁導坑先進リングカット方式により，支保工は H—200 を0.9～1.2m間隔に建込むものである。地震当時には，新潟口より両側壁導坑約50m区間を掘進し，上部の切拡げも約30m の進行をみ，坑口部10mの覆工を終えていた。地震によって打設済み側壁に僅かな側方移動が認められたが，このトンネルで特色ある現象は，坑口部巻立完了区間に続く約10m区間のH—200 支保工が坑門方へ傾き，縫地矢板に対しクラウンで最大 20cm の変位を起し，内梁り数本が圧縮により切損した。つなぎボルトはダブルナット式のものであったが，切断したものはない。



写真-1　大毎トンネル鋼製支保工の変位

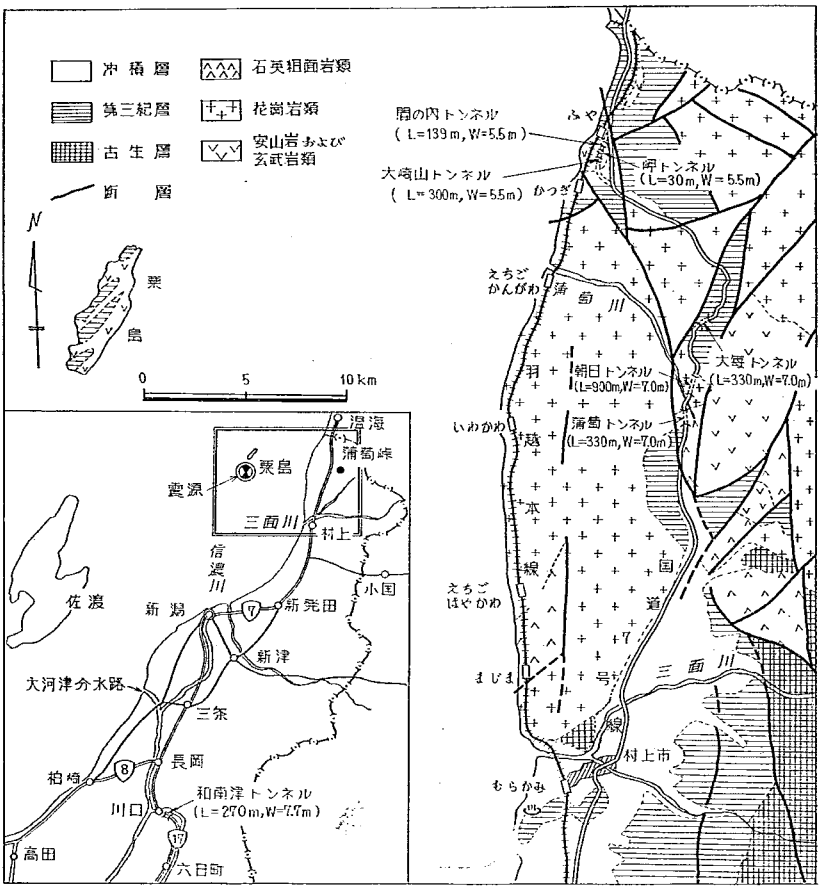


図-1 新潟地区の道路トンネル

（2）　朝日トンネル

延長 900m，路線の地質は花崗閃緑岩であるが，新潟口約 100m 区間は浅熱水型の鉱化破砕帯で，特に坑口部約 50m は同源の崖錐層で切付けに難渋したところである。地震時には，新潟口の両側壁導坑約60mの掘削を終え，側壁1次巻きコンクリートの打設をみただけの状態であった。地震後の測量によれば，この区間の両側壁導坑中心線が，内側に最大 9cm 動き，トンネル縦断方向にも約 4cm 伸びていることが分った。

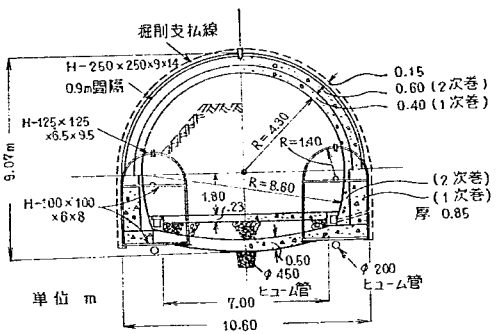


図-2　朝日トンネル新潟側坑口部標準断面図

（3）　蒲萄（ぶどう）トンネル

延長 320m，地質は大部分凝灰質の流紋岩であるが新潟側約80m間はガラス質の輝石を含む流紋岩岩脈でいづれも風化が進み目も多く粘土化の著しい区間も認められる。掘削は底設導坑先進上部半断面方式により，アーチ部の支保工には H—200 および H—175 を 0.8～1.2m間隔で使用し，ずり出しにはトラックを用いていた。地震当時，導坑は貫通し，アーチ部の切拡げを進めていた。地震後の導坑中心線の検測により，導坑下盤に設置したダボが新潟口より100m付近で海側へ15cm動いていることが分り，さらに新潟口より80～100m 区間では上下盤の下降運動が認められ，最も大きなところでは H—200 支保工3連ほどが約 30cm 沈下して矢板が破損し縫返しを必要とした。この区間は灰色の流紋岩岩餅と暗灰色の流紋岩岩脈の界面をなすところで，一種の活断層と考えるべきであろう。

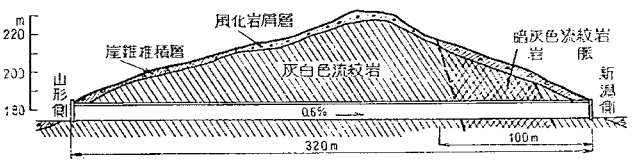


図-3　蒲萄トンネル地質縦断図

（4）　和南津（わなつ）トンネル

このトンネルは震源から比較的遠く約 140km 南南西に位置し，路面工を除き工事は終りに近い状態であった。地震による被害は全く認められないが，H—150 支保工および覆工にカールソン歪計を埋設し長期的な応力測定を実施中であった。地質は暗緑色を呈す固結度の低い第3紀の砂岩で，山全体がほぼ均質である。歪計を埋設した地点における荷重は比較的小であったが，地質状況などの少しの変化により崩落を起すおそれのあるところである。測定は毎月2回行っており，地震発生以前は6月8日に測定したものが最終で，地震後は6月18日より6月30日まで毎日，7月は毎週1回，以後は従来通り毎月2回の測定を行い，現在も継続中である。代表的な測点について測定結果を図示すると，図-4 のようになる。図中の RS1U，RC1L などの記号は，図に示すように，S は鋼製支保工，C は覆工，U は地山側，L は内空側を表わす。

図によれば，地震直後測定値に若干の変動が認められるが，地震後数箇月経過した時点と地震前を比較すると，ほとんど差がない。変動量は最大で50μ程度であり，トンネル内という特殊な測定条件を考えれば測定誤差として起り得る程度の値であり，測定値がすべて同じ方向に増減していることなどより，これをもって地震による影響を論ずるのは早計で，他のトンネルの測定結果と比較した上で判断しなければならないであろう。いづれにせよ，荷重状態は地震後数日ないし数週間で地震前の状態に復帰し，地震による荷重状態の変化は認められない。なお，このトンネルでは亀裂の発生，覆工の変状な

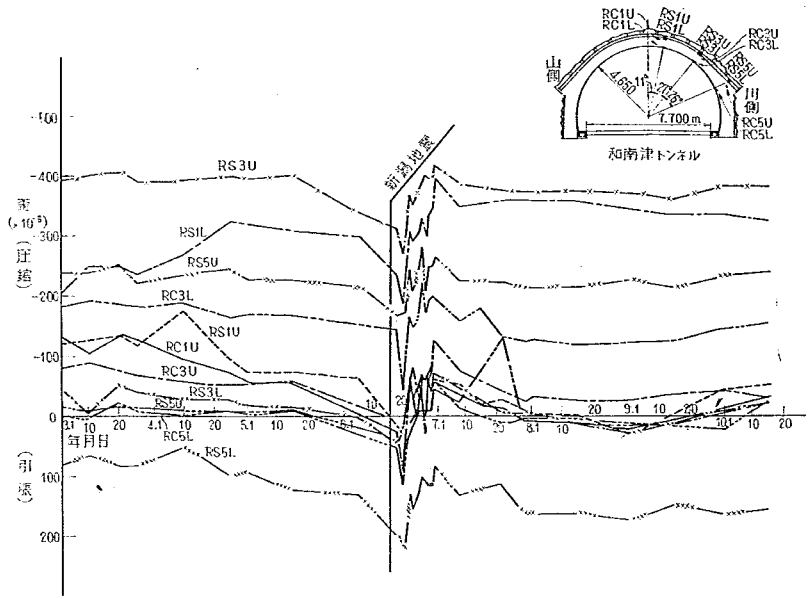


図-4　和南津トンネル歪測定結果（昭39.3.1～昭39.10.15）

どの被害は全く生じなかった。

〔3〕 既設トンネルの覆工に生じた亀裂

（1） 間の内トンネルおよび岬トンネル

これらのトンネルは次の大崎山トンネルとともに主要地方道村上温海線にあり最近国道に所管換えされたものである。間の内トンネル（139m），岬トンネル（30m）は新潟県により建設され，その断面は大崎山トンネルとほぼ同じである。地質は節理のよく発達した粗粒玄武岩で目にそう粘土化は全く認められない。掘削は新墺式，支保工は木製支柱式，巻厚は0.3～0.4mである。これらのトンネルは震源より 20～30km の近くに位置し，付近の府屋および勝木部落では墓石の転倒が多く見られたにかかわらず，今回の地震による覆工の亀裂発生，路面工の変状などの被害は全く認められない。地山は全区間岩で，坑門付近にも風化地帯ないし崖錐は存在していない。

（2） 大崎山トンネル

延長 300m，地質は主として粗粒玄武岩で，両坑口部には同源の岩塊（径 1m 以上）を含む崩積層がおおい特に新潟口はこれが約40mにわたっており，底設導坑掘削後この崖錐層と玄武岩体との境界付近の延長15m間で落盤を起し，上部に空洞を生じていた。掘削は新墺式により覆工は逆巻である。山形側118.6m は木製支柱枝梁式の支保を用いたが，新潟側 181.4m には鋼製支保工を採用しこれを埋込んでいる。今回の地震によって図-5および図-8に示すような亀裂を生じた。なお，地震前には，覆工の打継目の開きを含め亀裂らしきものは認められていなかった。

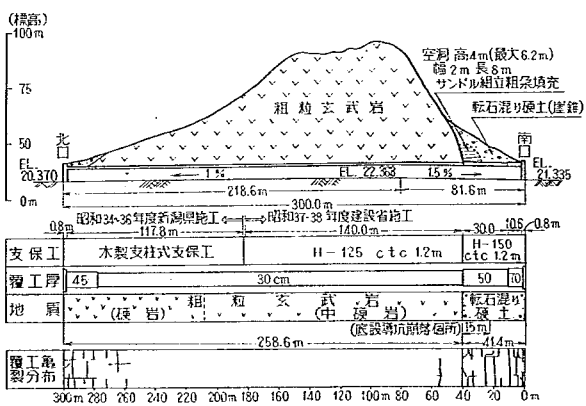


図-5　大崎山トンネル地質縦断図・施工実績および覆工内面亀裂図

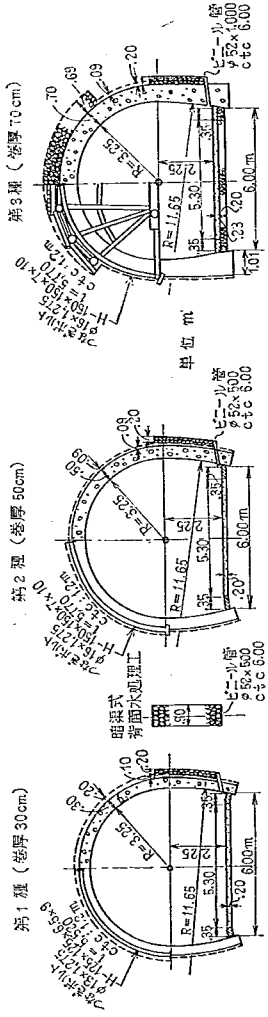


図-6　大崎山トンネル標準断面図

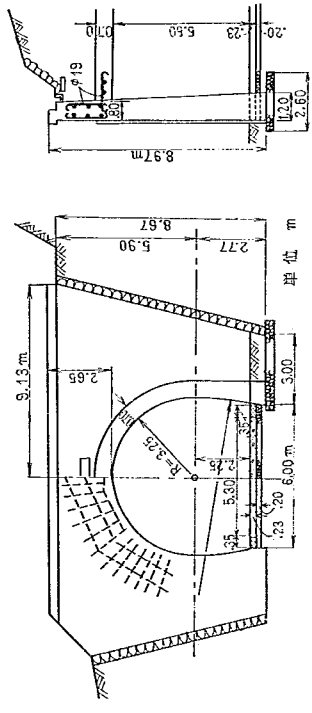


図-7　大崎山トンネル南側坑門図

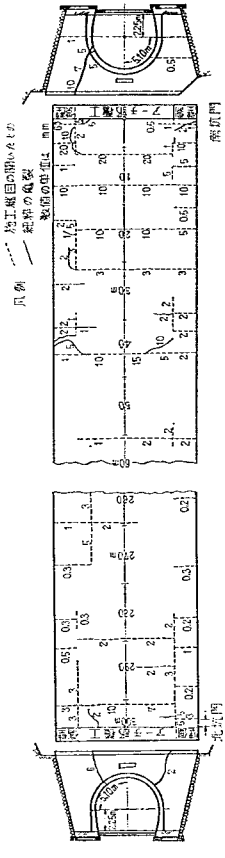


図-8　大崎山トンネルの新潟地震による施工目裂詳細図

亀裂の状態を摘記すれば次のようである。

i）主な亀裂はトンネル横断方向の施工継目の開きであり，その幅は最大20mmに達し，幅は同一継目においてはほぼ等量で，覆工背面まで達している。発生区間は南坑口部60m，北口部40mに限られ，開き幅を合計すると，南口部のアーチ部覆工で約 6cm 側壁で約 4cm，北口部はアーチ部で約 1.5cm 側壁で約 0.5cm 程度となる。打継目の開き以外に，そのすぐ近くには平行な亀裂の発生は見られない。



写真-2　大崎山トンネル南口 5m 付近覆工亀裂

ii）アーチ部覆工と側壁との間のモルタルを填充した打継目には，坑口部において最大5mmの開きが生じ，覆工全厚におよぶと推定される。アーチ部覆工と側壁との間にはトンネル縦方向の相対的ずれは認められない。

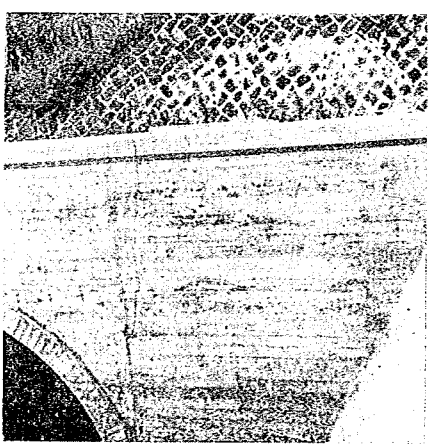


写真-3　大崎山トンネル南坑門亀裂

iii）側壁底部と側溝ブロックとの間の目地が，南坑口部では破損し最大3cm程度の段落が生じている。段違いは，相対的に側壁が沈み路面側が上昇した状態となっている。

iv）両坑門壁には，アーチ肩部より地山に平行方向の幅6～7mm程度の亀裂１～２本が生じている。

v）上記以外の打継目に無関係ないわゆる純粋の亀裂は少く，打継目の近くに限定され，亀裂の深さ方向は覆工面に斜交し，湧水の湿出状況から推測しても覆工背面まで及んでいるものはほとんどない。

〔4〕 トンネルの地震対策

以上７本のトンネルで今回の地震に際しみられた現象を大別し，それに対する方策を記してみると，

① 坑口付近の崖錐堆積層は，地震によって動くことがあり，とくに掘削によりゆるめたところでは側圧の増大をきたす（朝日新潟口，大崎山南口）。路線選定に当り崖錐を避けるのが第１であるが，止むを得ず崖錐中にトンネルを掘削する場合には，側壁底部の拡幅やインバートを付すなどして側壁の沈下移動を防ぐ必要がある。弛い地山を少しでも安定化するために裏込めを兼ねた低圧のグラウトを行うことも効果があろう。覆工の横断方向施工継目は，崖錐のすべり出しに対する安全弁であるかもしれないが，今回の如く50m区間で5cm程度の伸びであれば，鉄筋で継目を補強することも検討すべきであり，坑口部の覆工を鉄筋コンクリート構造とすることが望ましい。

② トンネル坑口部には，縦方向の地震動が働く（大毎新潟口，大崎山北口）。鋼製支保工は一般に木製支保工に比し耐震的であるといえようが，つなぎ材の強化と設計通りの施工が肝要である。無筋コンクリートの覆工は地震時に縦方向のブロック運動を起すと考えられるので，鋼製支保工の強化ないしは鉄筋コンクリート構造とすることにより覆工を軽量化する方が，巻厚の増大を計るより妥当であり，また裏込め注入は覆工の縦方向運動に対する摩擦抵抗を増すと考えられるので実施すべきであろう。

③ 坑門は基礎の不等沈下およびトンネル縦方向の覆工の運動による影響を受ける（大崎山南坑門および北坑門）。坑門基礎は地山上におき，埋戻し部分は地山とは異なった挙動をするので余分な掘削による地山の弱化を極力避けなければならない。支持力が不足する場合には，坑門底部を連結拡幅し杭を打つことも検討すべきである。坑門壁体は鉄筋構造とし，覆工との間にも鉄筋を配置して一体化するのが有利であろう。

④ 安定した地山中のトンネルでは地震の影響は無視し得る（間の内，岬，和南津）。堅硬な岩盤中に掘削したトンネルは地震による被害を受けることがほとんどなく，覆工背面と地山との付着が一時的に絶たれることが

あるぐらいのものであろう。したがって裏込め注入により，復元する土圧の均等化を計っておけばよいと考えられる。ただし，地震波長に比し延長の大きな長大トンネルでは，覆工中をトンネル縦方向に遷移する波の自由面での反射によって坑門付近の打継目が引張り破断することがあるかもしれないので，①～⑧と同様の対策を考える必要があろう。

⑤　地層界面には変位を起すものがある（蒲生）。これは比較的まれな事象で一種の活断層運動であり，事前にその存在を知ることは困難であり，その移動量および方向を推測することも難かしい。もし活断層の存在が認められたところに対しては，覆工の打継目を同一断面に設け，被害を限定する以外に方策はないであろう。

新潟地震調査報告

第5編　橋梁関係の被害

(昭和40年1月)

高田孝信*・多田安夫**
吉田巌***・栗林栄一****

序文

新潟地震の特長は既出編に詳述されているように新潟地区における地盤変動とこれに伴う建造物の被害であった。特に橋梁の被害は深刻な社会的影響を及ぼしたが，橋梁工学，耐震工学上にも貴重な教訓を与えた。土木研究所は地震発生直後被害橋梁の実情調査のため二班に分けて調査団を派遣した外，その後数回現地調査を行い，その結果を解析整理してつぎに記述するような調査結果をとりまとめることができた。しかし，今回の被害状況は極めて複雑にして，なお多くの未解決な問題を残しており，それらについては今後まとまり次第逐次報告する予定である。

橋梁関係の被害には多くの複雑な要素を含んでより広範な調査を必要としたので，つぎのような体制によって行なった。

総括ならびに考察	○構造橋梁部長　工博	高田　孝信		
橋梁全般の被害状況	○橋梁研究室長	多田　安夫	構造研究室研究員	榎波　義幸
	構造橋梁部専門官	吉田　巌	橋梁研究室研究員	太田　実
	〃	大橋　昭光	〃	篠原　洋司
	〃	吉中龍之進	橋梁研究室技官	君野　弘明
	構造研究室研究員	栗林　栄一	〃	杉浦　道昭
	〃	岩崎　敏男	〃	井　彬
代表的な震害橋梁の被害様相	○構造橋梁部専門官	吉田　巌	橋梁研究室研究員	足立　義雄
	〃	吉中龍之進	橋梁研究室技官	吉岡　繁
	コンクリート研究室研究員	丹　泰美		
震害橋梁に対する動的解析	構造研究室長	大久保忠良	構造研究室技官	若林　進
	○構造研究室研究員	栗林　栄一	〃	三牧　翔
	〃	岩崎　敏男	〃	高安　栄寿
	構造研究室技官	川島　美治	〃	永井　隆
	〃	鷹取　熙		

なお，○印は各章の執筆責任者を示す。

目　次

1. 総括ならびに考察……(2)
2. 橋梁全般の被害概況……(4)
〔1〕概況……(4)
〔2〕新潟県における震害……(4)
〔3〕全数調査結果の分析……(4)
3. 代表的な震害橋梁の被害様相……(39)
〔1〕万代橋……(39)
〔2〕昭和大橋……(54)
〔3〕八千代橋……(68)
〔4〕新潟駅東跨線橋……(83)
〔5〕新松浜橋……(93)
〔6〕小須戸橋……(101)
〔7〕泰平橋……(108)
4. 震害橋梁に対する動的解析……(112)
〔1〕日本で観測された地震加速度の記録による応答スペクトル……(112)
〔2〕新潟地震の加速度記録による応答スペクトル……(117)
〔3〕昭和大橋(被震後)の実測による振動特性調査……(121)
〔4〕昭和大橋の応答スペクトルによる振動応答の解析……(121)
〔5〕昭和大橋の地震加速度による振動応答の過程の追跡……(128)
〔6〕八千代橋の応答スペクトル曲線による振動応答の解析……(128)
4章付図……(132)

* 前構造橋梁部長　工博　現東洋大学土木工学科教授　** 構造橋梁部橋梁研究室長
*** 構造橋梁部専門官　**** 構造研究室研究員

1. 総括ならびに考察

橋梁に対する震害の状況は2章以下に詳述するが，その全般的な様相はつぎのように要約することができる。

（1） 被害は新潟，山形，秋田，福島の4県におよんだが，新潟県特に信濃川，阿賀野川の下流地域において顕著であった。

（2） 震源地より約100kmの範囲内で93橋（上部538連，下部681基）について調査した結果つぎのような様相が見られた。

（i） 橋梁の被害は気象庁発表の震度分布に大体従うが，局地的には基礎地盤の性状による影響が大きく表われていた。

（ii） 各種型式の被害率はほぼ同程度で，どの型式が耐震的であるという結論は出なかった。ただ単純ゲタ橋に被害の大きいものが見られたが，これは基礎地盤の影響を大きく受けたことと，構造設計上の配慮不足がかさなったものと思われる。

（iii） 地盤上層で地下水位以下の緩い砂層では流動化のため支持力が減少し，下部構造の傾斜，沈下や橋台，翼壁のすべり出しなどが見られ，そのような変状が被害を一そう大きくしたと思われる。

（iv） 砂地盤地域における橋梁の被害が目立ったが，その場合でも基礎がN値で25～30の層に十分根入れされていたものは被害が僅少であった。

（v） 上部構造の被害は下部構造の変状により誘発されたものが多く，内容的に見れば，被害の大きいものは落橋の3橋（昭和大橋，新潟駅東跨線橋，新松浜橋）と八千代，万代の2橋であったが，その他のものでも設計や施工上弱点のあるものでは，その部分に被害が見られた。特にケタ支承部，伸縮継ぎ手，高欄など局部的な被害が多く見られた。

なおこのような大きな被害をおこした主なる原因としては前述のような砂質地盤の流砂現象の外，地震動の特異性というものが考えられる。

新潟地震による加速度記録は各所に設置されていた強震計によりかなり多く得られているが，地震動の状態を示すものとしては新潟市川岸町の県営アパート地下室に設置してあった強震計の記録が大体その状況を示しているものといえる。しかもその設置場所は最も被害の大きかった信濃川沿であったので，この加速度記録は新潟地震による新潟地区の地震動の特性を示しているものといえよう。

この記録に対する応答スペクトルの解析結果によると，新潟地震では現在まで得られたいくつかの，新潟地震以外の地震動に対する平均的な応答スペクトルと比較してつぎのような特異性が見られる。すなわち，

（1） 構造物の固有周期Tがほぼ1.0s以下では新潟地震記録の場合と平均応答スペクトルによる場合とでは応答加速度の増幅率においてはほとんど変わりがない。

（2） Tがほぼ1.0s以上になると，平均応答スペクトルによる応答の場合よりも新潟地震記録による応答の方が大きい応答を示している。しかしTが6s以上の長周期になれば新潟地震記録による応答の増幅率は平均応答の場合に近づく傾向がある。

剛性が大きい万代橋では基礎地盤の変状と支持力減少が被害を大きくした主なる原因と考えられるが，昭和大橋や八千代橋では構造物の地震応答性状も被害に大きな影響を与えたものと思われる。いま新潟地震による被害橋の代表として昭和大橋を取り上げることにする。本橋の被災状況は新潟地震の特長を最もよく表わしているものといえる。

昭和大橋の被害原因に対する考察：

昭和大橋の被害原因には多くの複雑な要素を含み，この原因を究明するには，さらに多くの実験ならびに研究を要するのであるが，現在の段階ではつぎのような諸点が考えられる。

（1） 地震動の特異性とその影響

新潟地震記録に対する応答スペクトルの特異性については既述のとおりであるが，これをいま昭和大橋に適用して見るに，昭和大橋では地盤に流砂現象が現われない場合橋脚の自由長 l=8m，またくいの基礎地盤係数，k=1.0kg/cm³，減衰常数 h=0.02 とすれば，表-1.1のごとくなり，新潟地震が昭和大橋のような長周期構造物

表-1.1

スペクトルの種類	地震動の最大加速度	橋脚頂部の応答加速度	地盤に対する橋脚頂部相対変位
平均応答	0.2g	0.184g	20.8cm
新潟地震記録 N—S方向	0.14g	0.32g	41.6cm

（l=8m，k=1.0kg/cm² に対してT=2.3s）の応答増幅率を大きくするものであったということができる。地盤上層部が流砂現象を呈してくれば，この状況は一そうはなはだしくなる。（たとえば極端な場合には自由長 l は18mにも達しその場合にはN—S方向の応答加速度は2.0×0.14g=0.28gにも達する。しかし実際にはそのような応答変位を生ずる前にケタ間の衝撃によりお互に消し合うことも考えられる。（表-4.10，図-4.5参照））

（2） 基礎地盤の特異性とその影響

（i） 地盤の変動状況

昭和大橋の右岸側橋台付近は旧砂丘地になっているが，河心より左岸にかけては信濃川の河道堆積部に当るので河心付近より左岸にかけてはかなり大きな基礎地盤の変動があったことが推定される。地震前後の土質ボーリング調査，現地砂による室内実験，河底地形の変動調

査などの結果から見ると，基礎地盤は三層に大別され，最上層は流動化しやすい状態にあったということができる。しかも，この層は左岸側で深さ約 13 m にも達し，（右岸側は数m程度）被害を左岸側に集中させた原因ともなっている。また，左岸取付道路，橋台，河岸形状等の調査結果によれば左岸側地盤は数m河心方向に押し出され，橋台付近の被害を大きくした原因ともなっている。

（ii）　地盤変動とくい自由長の変化

動的解析の結果によれば橋脚の長由長 8 m程度では落橋に至るとは考えられない。しかし，地震後 P_4 中から引抜いたくいの状況から判断すれば，地下10m（自由長 l =18m）程度まで地盤が横抵抗を失ったと見なし得る。したがって地盤に対するくい頭（橋脚頂部）の相対変位はかなり大きくなったものと考えられ，この地盤の性質変化は被害に対して大きな影響を与えたものと思われる。

（iii）　地盤流動化の影響

既述のように地震動により上層地盤が流動化されたことが考えられるが，その結果として，この地盤が基礎くいに対して支持力を失くすれば，（ii）に述べたようにくいの自由長増大を来たすが，その反面，くいは地盤の振動により流動土圧を受けることが考えられ，そのため二つとも可動支承の P_6 は頂部の拘束力が他の橋脚と異なりまったく位相の違った横変位を受けやすくなる。ただし，流動土圧の大小は地盤の流動性，振動の振幅や周期による影響が大きいので，今後の研究に待つ点が多く，現在の段階ではその影響度を量的にあらわすことはできない。

（3）　構造系の動的性状の影響

前述のように中央橋脚 P_6 に対する支承は二つとも可動であり，左右両岸の橋軸水平方向の支持力が異なっていることは，P_6 を中心として左右両側の振動周期および位相に相異があったことが考えられ，これも落橋に対する一つの誘因となったことが考えられる。しかし，これらは昭和大橋を構造系全体として取上げ，解析して初めてその様相を把握できるものである。その結果は次の機会に報告する予定である。

（4）　設計，施工上の弱点

（i）　くいの断面および剛性の不足

現在の設計法による水平震度 0.2 に対してくい壁の応力は

圧縮側	−3,040	kg/cm²
引張側	2,580	〃

これは P_4 から引抜いたくいに見られる局部的な座屈状態からも応力超過であることが考えられ，このようなことが，昭和大橋の橋脚頂部の変位を過大にしたものと考えられる。

（ii）　沓の機能に対する考慮の不足

可動沓に対してストッパーがつけてなかったことは橋脚相互の拘束力をなくし，相対変位の増大とケタ間衝撃をおこさせることになったものと思われる。特にP_5, P_6 間の一径間は完全に落下したが，これは地盤の変動，くいの剛性不足，施工上の不備とともに P_6 に対する二つの可動沓の影響も無視し得ないものがある。

（iii）　施工上の弱点

P_5, P_6 に対する観察の結果，9本のくい中溶接部に強度上明らかに信頼のおけないものがそれぞれ1本づつあった。これはくいの断面不足を一そう顕著にしたものと思われる。しかし，くいの溶接部に対する抽出検査によれば現場溶接強度としてはほぼ標準的なもので，むしろこれは現行溶接法とそれに対する許容応力の取り方に問題があるように思われる。

以上のような事柄が重なりあって昭和大橋は不幸にも落橋したものと思われる。なお落橋の時間的様相については目下解析中であるが，地盤の時間的変動性状が不明な現段階では適確につかむことは困難である。このことは八千代橋の場合にも同様である。

橋梁の耐震性に対して新潟地震は多くの教訓を与えた。基礎地盤の性状と基礎構造の関係，地震動に対する構造物の応答等今後に残された問題が多いが，橋梁に対して耐震性をもたせるための当面の対策としてはつぎのようなことが考えられる。

（1）　地盤条件

（i）　地盤の成因，性状調査を架橋計画の段階において行う。

（ii）　砂質地盤では軟弱な（大略，N＝5以下）飽和した表層の土については地震時横抵抗を期待しない。

（2）　構造設計

（i）　基礎は堅固な層に十分根入れするのが望ましい。

（ii）　橋脚頂部の横変位を検討して制限範囲をきめる。

（iii）　ケーソン基礎の場合でも地盤の性状変化を考慮に入れて安定計算および根入れ長さの決定を行うのが望ましい。

（iv）　高いアバットに対してはできるだけピアアバット設置のような地震時土圧を受けなような構造法をとること。

（v）　支承構造を強固にし，連続性をもった構造にすること。

（vi）　くい基礎の場合，躯体部との結合を強固にすること。

（3）　動的考慮

くい基礎のような可撓性下部構造に対しては動的考慮を入れた設計法を採用する。また，剛性の大きいものでも特殊なものに対してはチエック計算を行うこと。

なお，橋梁の耐震性確保に対する今後の問題としては，

（1） 砂質，軟弱地盤の動的特性の解明，調査法の確立，数量化

（2） 動的設計法の確立。強震計の設置と強震記録の収集，

などが考えられる。

2. 橋梁全般の被害状況

〔1〕 概　　況

橋梁被害の調査は地震直後と9月末の再調査の2回にわたり実施したが，前者は被害橋梁を主とし後者は新潟市を中心とし村上市，五泉市，長岡市を結ぶ範囲内の主要地方道以上および新潟市道にある橋長20m以上の無被害のも含めた全部の橋を調査し主として橋種構造型式，支持地盤の種類等と震害の関係を明らかにしようとしたものである。新潟地震による橋梁の被害は 図-2.1，表-2.1 にみるごとく，秋田，山形，福島，新潟の4県にわたっている。表-2.1は道路局が各地建，県に依頼して調査したものをとりまとめたものである。これから被害は前記3県において軽微で新潟県それも新潟市を中心とする地域に大きいことがわかる。

今回の震害では基礎地盤の良否の影響が顕著に表われている。このことは震害は震央からの距離に必らずしも比例せず，基礎地盤がわるいと思われるところに被害がみられること，あるいは同一橋梁にあっても，各橋脚の最深到達支持地盤が堅硬な砂層でありながら，中間の基礎地盤が地震時ゆるむようなところにある区間は大被害をうけ，良好な区間は軽微もしくは無被害という場合がみられたことなどから明らかであろう。後者の例では，落橋した昭和大橋において右岸5径間はほとんど無被害であったこと，同じく落橋した東跨線橋のごとく左右の高架橋が一方は無被害，他は相当沈下，傾斜していることなどがあげられる。これらの地盤の影響は，地形，地質，土質の状況が他の部門で述べられているので，これと対照すればさらに明らかであろう。

上部構造の被害は過去の震害のごとく支承部付近すなわち沓，沓下面モルタル，沓付近のケタフランジの座屈やコンクリートゲタの支承付近のコンクリートのクラック，剥離が主である。高欄の局部被害も多いが，これは隣接ゲタの衝突によるものである。総じて上部構造そのものが弱く震害をうけたというものはなく，すべて下部構造に基因するものであった。

下部構造では支承部付近の躯体頂部のクラック，剥離と下部全体の傾斜，沈下，滑動が主である。

取付部は盛土の沈下，翼壁，擁壁部のクラック，傾斜，沈下，滑動が主であるが，その他小被害をふくめると多くの橋梁が被害をうけている。

木橋の被害も多くあったが，これは元来耐震については考慮していないのと腐朽等の要因もあり，今後の資料としてあまり意義が認められないので調査の対象からは除いている。

新潟県を除いた他県の被害は前述のごとくわずかであり，それも震源地に近い酒田市近辺の最上川の沖積層の平野部である。調査は6月20日から5日間にわたって行なったが，この時期に車輌の通行不可能な橋梁は地方道に架かる二，三のみで，その他はほとんど制限なしに通行できた。これは被害が主として取付部の沈下等であったため，一両日で修復されたためである。このように被害は新潟県に集中しているので，この状況を次節にのべる。

〔2〕 新潟県における震害

被害の大きい橋梁については，次章以下に詳述されるので，本節では前述の全数調査について述べることにする。これは地震直後の調査により新潟市を中心とする新潟県内の被害が大きいことがわかり，一方，同一地域でも被害をうけたものと，軽微なものがあったりしていることが明らかになってきたので，その原因を統計的に調査する目的で，被害，無被害を問わず新潟市を中心として，ある範囲内の国道，主要地方道および新潟市道にかかる橋長20m以上の橋93橋について全数調査を行なった。表-2.2はその調査橋梁であり，図-2.2はその位置図である。なお，昭和大橋は一般県道であるが，その被害にかんがみ調査対象とした。図-2.3に調査票の様式を示す。図-2.4～図-2.7に取付部，橋台，橋脚，上部の被害の種類とその分布を示す。なお，調査にあたっては便宜上被害度を表-2.3のように分類した。表-2.2の被害度はこれによったものである。以下の調査結果の分析にはこれを用いて行なっている。

〔3〕 全数調査結果の分析

分析の対象とした橋は上記93橋のうち工事中のものを除いた86橋で，上部工530連（1径間を1連とする），下部工616基（橋台172基，橋脚444基）である。

以下の分析では震源地よりの距離，被害度の大小，を無差別に扱っているものが多いので，その結果の評価についてはとくに注意を要するが，全般的な傾向をうかがうことはできるものと考えられる。

3.1 被害度の分類とその比率，被害の数とその数

（1） 震源地よりの距離と被害および被害度の分布

図-2.8に震源地よりの距離による被害比率，図-2.9に震源地よりの距離別の上部，下部，取付部別被害比率，表-2.4に被害度の分布を示す。これをみると当然のことながら震害は震度分布の影響すなわち震源地よりの距離に近いものほど被害率大で被害度の高いものが多い傾向にあるが，遠くても被害率が高いのがあるのは基礎地盤の影響と思われる。50～60km は新潟市周辺を含み被害

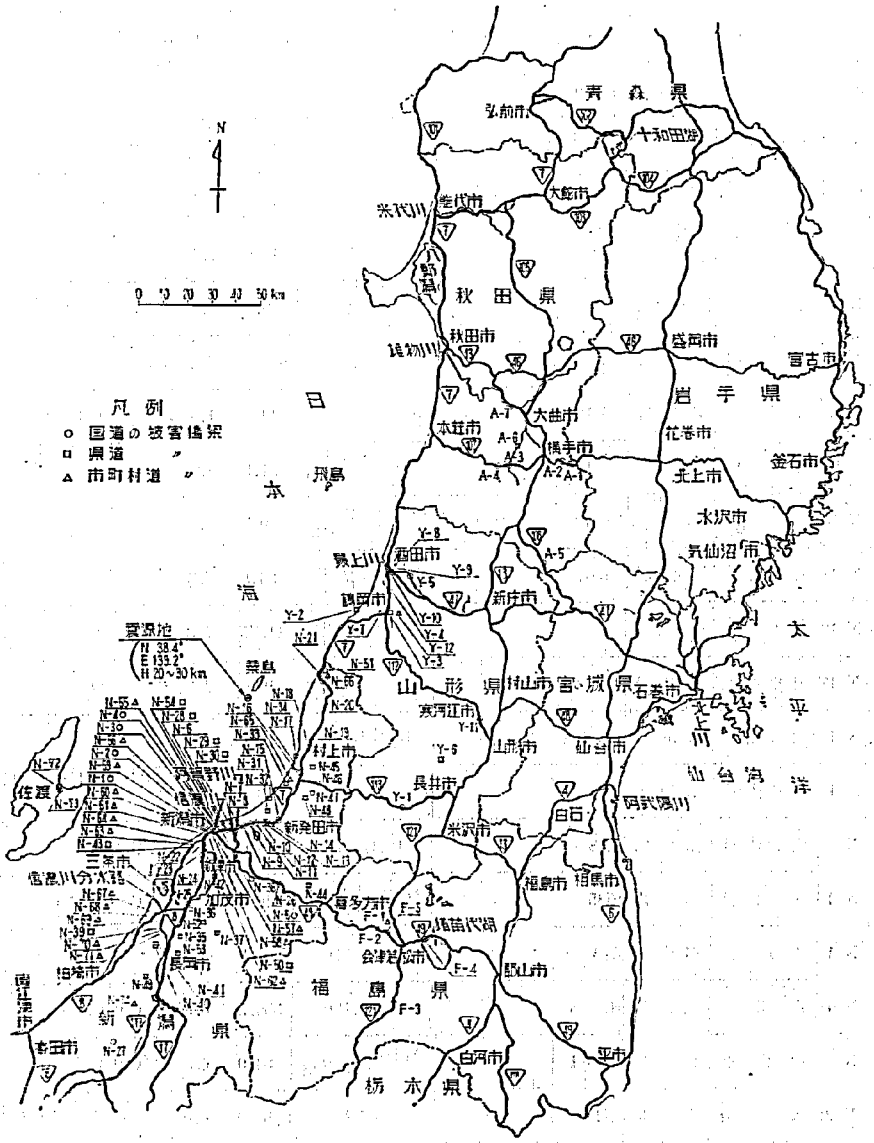


図-2.1　新潟地震による被害橋梁位置図

新潟県　　表-2.1 新潟地震による永久橋

図面番号	橋名	架橋河川および鉄道	架設年月	路線名	位置	橋長(m)	幅員(m)	上部型式
N-1	万代橋	信濃川	昭4-8	国道7号	新潟市下大川前	308.0	21.8	コンクリートアーチ
N-2	栗ノ木橋	栗ノ木川	昭35-10	〃	〃 沼垂	23.3	27.0	鋼床版ゲタ
N-3	馬越跨線橋	貨物専用線	昭13	〃	〃 〃	268	7.5	鉄筋コンクリートゲタ
N-4	両新橋	新栗ノ木川		〃	〃 〃	42.5	7.5	〃
N-5	国道橋	貨物専用線		〃	〃 鶏又	14.0	7.5	
N-6	寺山橋	農業用水路		〃	〃 山木戸	9.3	7.5	鉄筋コンクリートゲタ
N-7	泰平橋	阿賀野川	昭26-12	〃	〃 中興野	938	7.5	鋼トラス
N-8	久平橋	新井郷川	昭6-12	〃	〃 新崎	44.8	7.3	鉄筋コンクリートゲタ
N-9	昌平橋	新発田川	昭6-12	〃	北蒲原郡豊栄町尾山	31.8	7.3	〃
N-10	柳原橋	農業用水路	昭6-12	〃	〃 豊栄町木伏	9.7	7.3	〃
N-11	内島見橋	新発田川	昭6-12	〃	〃 豊栄町内島見	23.8	7.3	〃
N-12	樋ノ島橋			〃	〃 豊栄町堀割	11.75	7.3	〃
N-13	天神川橋	天神川		〃	〃 豊栄町松影	10.0	7.3	〃 〃
N-14	太田川橋	太田川		〃	新発田市佐々木	19.6	7.3	〃
N-15	加治大橋	加治川	昭36-3	〃	〃 島潟	193.5	8.0	・鋼PS3径間連続合成ゲタ ・単純合成ゲタ
N-16	坂町跨線橋	米坂線	昭38	〃	岩船郡荒川町	13.0	7.5	P.C.床版
N-17	荒川橋	荒川	昭35	〃	岩船郡荒川町～神林村	436.8	8.0	P.C.T型ゲタ
N-18	山辺里橋	門前川	昭4	〃	村上市山辺里	57.3	4.5	ケタ
N-19	(村上)水明橋	三面川	昭29-8	〃	岩船郡朝日村	350.5	6.0	P.Cゲルバーゲタ
N-20	中津橋	勝木川	昭35-1	〃	岩船郡山北村中津原	54.0	6.0	P.Cゲタ
N-21	大川橋	大川	昭27	〃	〃 山北村府屋	88.2	6.0	鉄筋コンクリートT型ゲタ
N-22	平島橋	西川	昭31-8	国道8号	新潟市平島	30.8	8.0	鋼トラス
N-23	大野大橋	中之口川	昭38-3	〃	西蒲原郡黒崎村大野	164.7	9.5	ランガーゲタ，合成ゲタ

の震害橋梁一覧表

下部型式	被害額(千円)	震害状況	復旧方法
橋脚潜函基礎	329,304	取付部および橋台沈下アーチリブの亀裂発生	
くい基礎(RC)	0	パラペットが亀裂および傾斜，袖壁石張り傾斜，ケタの軸方向移動	
〃	1,580	取付部石張り，および高欄傾斜	取付部石積みの張替え
井筒基礎	157	ケタの横ずれ，取付部石積み擁壁変位破損，親柱傾斜	取付部石積みの張替え
	165	親柱落下，石積み袖壁一部崩落，取付部沈下崩壊	石積み袖壁張替え1カ所 モルタル注入　1カ所
	0	袖壁移動（本体と約30cmほど）取付部沈下	
潜函基礎	250	橋脚が傾斜により上部構が移動し，伸縮継ぎ手間隔が大となり，自動車荷重により破損する	伸縮継ぎ手の改造補修
井筒基礎	0	親柱移動，高欄に亀裂，橋台パラペットに亀裂，袖石積み擁壁滑動	
くい基礎(木P.C鋼管)	0	袖壁部移動，橋台パラペットに亀裂，取付部沈下	
	0	橋台に一部亀裂，袖壁部移動	
直接基礎	0	上部構造変位，橋台パラペット亀裂，取付部石積み擁壁滑動，親柱高欄破損	
	0	地覆の破損，袖壁一部破損	
	0	親柱破損	
くい基礎	0	橋脚部に亀裂	
井筒基礎	0	橋台パラペットに亀裂，取付部擁壁に亀裂	
くい基礎(R.C)	30	袖間知石積みの移動	モルタル注入
井筒基礎	2	新潟側橋台に亀裂，橋脚のロッカーホールより亀裂発生	親柱修理，モルタル注入
くい基礎(R.C)	(　)	橋脚沈下	
A井筒基礎 P井筒基礎	2,268	吊ゲタの横ずれ，橋脚1連沈下，袖壁の滑動，高欄，舗装1部，破損	
くい基礎(R.C)	0	袖石積みの一部に亀裂	
くい基礎(R.C)	0	ケタの横ずれ	
直接基礎	0	上部構造が橋台パラペットに接触，支承（固定，可動）移動，袖壁破損	
くい基礎(R.C)	38	白根側取付部沈下，袖壁沈下移動，橋脚天端にクラック，固定沓の敷モルタルに亀裂	沓部モルタル補修(50)橋脚，袖壁隙間コンクリート詰め

図面番号	橋名	架橋河川および鉄道	架設年月	路線名	位置	橋長(m)	幅員(m)	上部型式
N-24	塩俵1号溝橋	農業用水路	昭38	国道8号	白根市塩俵	4.8	9.5	床版
N-25	端雲橋	信濃川	昭33-7	〃	三条市上須垣	284.0	7.0	単純鋼ゲタ
N-26	蜂坪橋(津川)	沢川	昭38	国道49号 平市・新潟市	東蒲原郡三川村	24.0	6.0	合成鋼板ゲタ
N-27	千年橋(安塚)	渋海川	昭37	2級国道253号 直江津六日町	東頸城郡松代町	71.0	6.0	三径間連続鋼板ゲタ3連
N-28	第5号橋	排水路	不明	主要地方道 503号 新潟・村上	新潟市下山	4.3	6.5	RCスラブ 1連
N-29	第1号橋	〃	〃	〃	〃	4.3	6.5	〃 1連
N-30	松浜橋	阿賀野川	工事中	〃	新潟市下山 〃 松浜	921.3	6.0	単純トラス 14連
N-31	紫雲寺橋	加治川	昭10.5	〃	北蒲原郡 紫雲寺町	125.6	5.5	RCゲルバーゲタ
N-32	藤村橋	落堀川	昭8	〃	〃	33.0	3.7	RC単純ゲタ 3連
N-33	富岡橋(新発田)	乙大日川	昭9.11	〃	北蒲原郡中条町	8.1	4.1	RC単純ゲタ 1連
N-34	明神橋	石川	昭8.11	〃	村上市岩船	44.0	5.5	RC単純ゲタ 4連
N-35	草薙橋	刈谷田川	昭39.3	主要地方道 508号 長岡・見附・三条	見附市名木野 〃 市谷	67.3	6.0	単純合成鋼板ゲタ 3連
N-36	常盤橋	五十嵐川	昭6	〃	三条市四日町	100.0	7.2	単純鋼板ゲタ
N-37	鶴亀橋	〃	昭39.8	主要地方道 510号 長岡・栃尾・加茂	南蒲原郡下田村	96.0	6.0	3径間連続鋼板ゲタ
N-38	安田橋	阿賀野川	昭39.8	主要地方道 518号 新発田・五泉	北蒲原郡安田町	894.4	6.0	・PC単純ゲタ ・単純トラス
N-39	与板橋	信濃川	工事中	主要地方道 526号 見附・与板	三島郡与板町 南蒲原郡	886.1	6.0	単純トラス 8連 単純合成鋼板ゲタ 14連
N-40	碕関道橋	黒川	昭35	主要地方道 527号 長岡・出雲崎	三島郡三島町	57.0	6.0	単純合成鋼板ゲタ
N-41	下河根橋	黒川	昭38.12	主要地方道 528号 長岡・寺泊	三島郡三島町	44.5	6.0	単純合成鋼板ゲタ 2連
N-42	小須戸橋	信濃川	工事中	主要地方道 538号 白根・五泉	中蒲原郡小須戸町	188.8	6.0	単純トラス 3連
N-43	三日月橋	新川	旧昭13.3 新昭28.3	一般地方道 10号 新潟・寺泊	新潟市内野町	56.0	6.4	旧I型ゲタ6連 細H.B.B 1連
N-44	1号橋(沢川)	沢川	昭36	一般地方道36号 津川・日出谷(停)	南蒲原郡鹿瀬町	6.5	5.5	RC単純ゲタ
N-45	落合橋	ニタロ川	昭6.6	一般地方道46号 村上・関川・新発田	岩船郡神林村	6.7	3.8	RC単純ゲタ1連
N-46	高田橋	荒川	昭34.12	〃	岩船郡関川村	110.6	5.5	RCゲルバーゲタ5連

下部型式	被害額(千円)	被害状況	復旧方法
くい基礎(R. C)	245	橋台袖壁の移動，取付部沈下崩壊	袖壁ブロック張替え1カ所
井筒基礎	1,730	橋脚に亀裂，沓部一部破損，伸縮継ぎ手縮まる	
A　RCT	524	橋台土留クラックならびに移動，伸縮継ぎ手縮まる	
A　RCくい2 P　RCT. 1	3,224	橋台傾斜，可動沓（ロッカー）傾斜	
A　重力式	573	橋台沈下	
〃	476	橋台沈下	
A　RCT　1 井筒　1 P　井筒　13	18,579	橋台，橋脚の沈下ならびに移動，可動沓移動，伸縮継ぎ手破壊，架設中トラス1連落橋	トラス扛上移動12連 トラス扛上　1〃 沓修復工　13〃
A　重力式 P　井筒	1,221	橋脚クラック，親柱転倒	
A半重力式直接 Pラーメン井筒	6,242	橋台土留クラック，取付道路クラックならびに沈下	
A　重力式	1,342	橋台取付道路陥没，高欄亀裂	
A　重力式	966	主ゲタコンクリート剥離，親柱高欄破損	津波で船が衝突橋体モルタル吹付，高欄親柱復旧
A　鋼管くい P　〃	475	橋台支承部モルタル剥離，伸縮継ぎ手，伸縮	
A　重力式 P　井筒	150	橋脚橋座クラック	
A　RCT　2 P　RCT　2	160	橋脚可動沓振れ止め欠損　2基	
A　くい P　井筒	1,103	橋台，橋脚，橋座クラック，可動ロッカー沓傾斜，伸縮継ぎ手，伸縮	
A　くい P　井筒	4,800	橋脚橋軸方向移動，可動沓移動，伸縮継ぎ手伸縮	
A　鋼管くい P　鋼管くい	407	橋脚梁クラック	
A　鋼管ぐい P　鋼管ぐい	368	橋台移動，伸縮継ぎ手，伸縮，橋脚貫沈下	
A版　井筒 P版　井筒	5,676	橋脚 1P 75cm 2P 10cm 沈下，橋台橋脚橋座クラック	
P　RCぐい	3,281	橋脚25cm沈下　1基	橋体扛上
A　重力式	100	床版．高欄破損	落石のため
A　重力式	159	橋台クラック	
A　井筒 P　井筒	534	袖石積み崩壊	

図面番号	橋名	河川名	架設年月	路線名	位置	橋長(m)	幅員(m)	上部型式
N-47	長江橋	拘子川	昭25.3	一般地方道46号 村上・関川・新発田	北蒲原郡黒川村	10.2	4.6	RC単純ゲタ 1連
N-48	胎内川橋	胎内川	昭34.7	〃	〃	160.7	5.5	ポストテンション PC単純ゲタ
N-49	飯塚橋	渋海川	昭34.11	一般地方道 113号 高鳥来迎寺(停)	三島郡越路町	83.7	6.0	ポストテンション PC単純ゲタ 3連
N-50	昭和大橋	信濃川	昭39.5	一般地方道163号県庁前(停)下所島	新潟市	303.9	24.0	活荷重 単純合成鋼ゲタ 12連
N-51	小俣川橋	小俣川	昭37.9	一般地方道 248号 中継府屋(停)	岩船郡山北村	50.0	5.5	ポストテンション PC単純ゲタ 2連
N-52	五十嵐橋	五十嵐川	昭38.11	一般地方道 280号 上谷地越后長沢	南蒲原郡下田村	128.5	6.0	単純合成 鋼板ゲタ 5連
N-53	松橋	乙吉川	昭 8.11	一般地方道 283号 東片見浦瀬(停)	長岡市乙吉町	5.0	4.5	PCスラブ
N-54	閘橋	通船川	昭38.12	一般地方道 310号 新潟港下木戸	新潟市藤見町	11.0	11.0	H. B. B. 1連
N-55	通船橋	〃	昭38.4	市道 大手新町	新潟市大手新町	36.2	6.0	単純H. B. B. 3連
N-56	栗ノ木川橋	旧栗ノ木川	昭30.10	市道，沼垂三又路四ツ角	新潟市沼垂	29.7	12.0	旧ゲルバー 新T. B. B.
N-57	東跨線橋	陸橋	昭38.3	市道，212号 流作場柴竹山	新潟市笹石	229.5	8.0	合成鋼板ゲタ 1連 プレテンPCゲタ
N-58	笹岩橋	栗ノ木川	昭34.3	市道 堀之内馬越	新潟市馬越笹口	56.0	9.5	プレテンPCゲタ
N-59	汀橋	他門川	不明	市道 川端町1号	新潟市川端町	10.4	7.0	RCTゲタ
N-60	八千代橋	信濃川	昭37.11	市道2-26号 新潟島屋野	〃	307.4	8.0	単純合成鋼板ゲタ
N-61	浪花橋	排水路	不明	市道 東港	新潟市下所島	18.5	22.0	RCTゲタ
N-62	帝石橋	信濃川	昭32.10	市道 帝石橋	新潟市下島	271.7	6.5	ポステン単純PCゲタ
N-63	月見橋	新川	昭34.10	市道 五十嵐三ノ丁	新潟市内野	60.1	2.2	プレテン単純PCゲタ
N-64	往来橋	〃	昭36.3	市道 青山五十嵐	新潟市内野	63.0	6.0	プレテン単純PCゲタ
N-65	去来橋	乙大日川	昭33.9	町道	北蒲原郡中条町	7.7	3.6	単純RCTゲタ 1連
N-66	大谷沢橋	大川	昭35.3	村道 大谷沢口号	岩船郡山北村	28.8	2.7	ポステン 単純PCゲタ 1連
N-67	(三条) 中条新田橋	猿橋川	昭35.8	村道 川原12号	中蒲原郡中ノ島村	27.5	2.6	PC組立ゲタ
N-68	イキスカ橋	〃	昭35.11	村道 五十間野川原2号	〃	16.5	2.6	〃
N-69	第3中条橋	〃	昭35.9	村道 枯木1号	〃	9.0	2.6	〃

下部型式	被害額(千円)	震害状況	復旧方法
雑割石練積み	4,198	橋台1基崩壊	
A 重力式 P 井筒	140	橋台橋座クラック	
P 井筒	214	橋台・橋脚・橋座クラック	
A 鋼管ぐい P 鋼管ぐい	237,649	橋体落橋5連 橋台橋脚・傾斜・沈下・転倒	
A RCT1 井筒 1 P 井筒 1	225	橋台橋座クラック	鉄筋コンクリート巻き立
A 井筒 P 井筒	506	橋台橋座破損，橋脚の井筒と躯体の接する面にクラック	
A 重力式	661	橋台クラック	
A RCぐい P PCぐい	1,594	橋台傾斜	
A 半重力式 P RCT	9,049	橋台60cm沈下，取付道路2.0m沈下クラック	
A RCぐい P RCぐい	1,128	橋台橋脚不等沈下，取付道路沈下，床版クラック	拡幅橋梁
A RCT2 P RCT2 ラーメン13	83,910	橋台・橋脚沈下，傾斜，合成ゲタ1連落橋，取付道路沈下	
A RCくい P RCくい	733	取付道路沈下，袖石積みクラック	
A 半重力式	3,693	橋台取付道路沈下	
A RCくい P RCくい	177,350	橋台・橋脚の沈下，傾斜・移動，取付道路沈下，沓移動破損，伸縮継ぎ手	
A 半重力式	4,021	橋台沈下，床版クラック	
A RCくい P RCくい	498	取付道路沈下，袖工破壊	
A RCくい P RCくい	2,633	取付道路沈下	
A RCくい P RCくい	629	橋脚沈下，袖擁壁クラック	
A RCくい	1,083	橋台躯体クラック移動，取付道路沈下，袖工傾斜	
A RCT1 P 井筒 1	741	橋体横移動30cm，沓破損	
A RCくい P RCくい	271	橋台沈下　1基，橋脚傾斜　1基	橋台新設，橋脚一部補強
A 重力式	366	橋台傾斜　2基，袖工　一部	橋台新設
A 重力式 P RCくい	468	橋脚傾斜	パイル打直

図面番号	橋名	河川名	架設年月	路線名	位置	橋長(m)	幅員(m)	上部型式
N-70	島田橋	猿橋川	昭34.8	村道 スワ1号	中蒲原郡中ノ島村	10.0	2.6	PC組立ゲタ
N-71	品ノ木橋	〃	昭35.5	北屋敷川向	〃	12.0	2.4	〃
N-72	(相川)両津橋	加茂湖	昭3.12	一般地方道 両津赤泊小木	両津市夷渓	29.4	9.5	RCT型合成ゲタ
N-73	(相川)加茂湖橋	加茂湖	昭38	市道 独立線35号	両津市夷渓	30.0	3.0	活荷重合成ゲタ 1連
N-74	(柏崎)桐沢橋	桐沢川	昭27.7	町道 法坂桐沢	刈羽郡小国	8.0	3.2	RC床版 1連

福島県

図面番号	橋名	河川名	架設年月	路線名	位置	橋長(m)	幅員(m)	上部型式
F-1	山王橋	日橋川	昭38.3	会津坂下塩川線	耶麻郡塩川町遠田	144.0	4.0	鋼ゲタ
F-2	幸橋	宮川	昭10	町道 坂下青津線	河沼郡会津坂下町	55.0	2.7	RCTゲタ
F-3	東橋	鶴沼川	昭37	須賀川田島線	南会津郡下郷町	69.3	6.0	合成箱ゲタ 鋼ゲタ
F-4	金の橋	猪苗代湖	昭34.6	1級国道 49号線	耶麻郡猪苗代町	40.2	6.5	オーバーハング塔接橋
F-5	宮古橋	阿賀川	昭28	一級国道 49号線	河沼郡会津坂下町湯川村	313.7	5.9	ワーレン鋼溝橋

山形県

図面番号	橋名	河川名	架設年月	路線名	位置	橋長(m)	幅員(m)	上部型式
Y-1	落合橋	宇津川	昭35.3	国道113号 新潟・山形	西置賜郡飯豊町	27.6	5.5	単純鋼板ゲタ
Y-2	村上橋	長者川	昭38.10	主要地方道 3号 酒田・温海	鶴岡市由良	6.3	7.3	RCTゲタ(単純構造)
Y-3	西三川橋	苗津川	昭35.3	主要地方道 4号 鶴岡・狩川	鶴岡市大宝町	45.0	7.0	プレートガーダー 2連(単純構造)
Y-4	両田川橋	赤川	昭37.3	主要地方道 28号 余目・加茂	東田川郡三川村	345.3	6.0	ポステンションPC7連 ワーレントラス3連(単純構造)
Y-5	庄内橋	最上川	昭34.3	一般地方道 23号 余目・松山	飽海郡松山 東田川郡余目	465.5	5.5	ワーレントラス 6連 活荷重合成ゲタ 4連(単純構造)
Y-6	荒砥橋	最上川	昭33.1	一般地方道 126号 鮎貝・荒砥	西置賜郡白鷹町	322.9	5.5	活荷重合成 7連 ゲルバーゲタ
Y-7	番田橋	堰	昭28.3	市道 豊田高田新潟	鶴岡市京田	6.8	2.8	RCTゲタ 1連(単純構造)
Y-8	碇橋	排水路	昭3.3	市道 大町遊摺部	酒田市大町	5.3	4.6	RCスラブ 1連(単純構造)
Y-9	助部橋	〃	昭3.3	〃	酒田市遊摺部	5.4	6.4	RCスラブ 2連(単純構造)

下部型式	被害額(千円)	震害状況	復旧方法
A RCくい P RCくい	298	橋台傾斜　1基	パイル打直
A RCくい P RCくい	318	橋脚沈下，橋体一連絡橋	
A RCT2 P RCT2	1,851	両橋台・脚の根掘れ	津波による被害
A Hクイ基礎 RCT2	3,162	両橋台の根掘れ	前面50cmの幅で注入コンクリート津波による被害
A 重力式	676	床版下側コンクリート剥離	上部工　架換 下部工　拡幅

下部型式	被害額(千円)	震害状況	復旧方法
重力式	700	左岸橋台および右岸取付石積み破壊	
RC くい	1,516	第2橋脚上流側20cm沈下，橋脚下部コンクリート破損	
重力式	—	右岸下流側支承ふれ止破壊	
基礎　井筒 脚　壁式 橋台　RC扶壁式	767	沓の両側8カ所アンカーボールトの切断および橋台の沈下による橋梁前後取付舗装道の災害をこうむる	
鉄筋コンクリート井筒基礎	2,782	全橋脚4基の上部にクラックが入り各基礎ウエルに0.1～3.0 mmのクラックが入る。また伸縮継ぎ手が接触し高欄一部破損す	

下部型式	被害額(千円)	震害状況	復旧方法
RC扶壁式 2基	266	右岸上流・左岸下流袖石積み亀裂，取付道路亀裂	
A RC重力式 2基	279	袖工沈下	
A RC扶壁式 2基 P フーチング式	76	橋台支承部コンクリート剥離	
A RC重力式2基 P フーチング式3基　井筒式6基	447	橋脚支承部コンクリート破壊	
A RC重力式 P 井筒式	60	橋脚支承部コンクリート剥離	
A RC重力式 P RCフーチング式8基井筒式7基	65	〃　〃	
A RC重力式 2基	50	胸壁亀裂発生	
A RC重力式 2基 P 重力式1基	432	橋脚沈下	
A RC重力2基 P 〃 1基	700	〃	

図面番号	橋名	河川名	架設年月	路線名	位置	橋長(m)	幅員(m)	上部型式
Y-10	大宮橋	〃	昭9.3	市道 四ツ興屋大宮	酒田市大宮	3.6	5.8	RCスラブ 1連 (単純構造)
Y-11	1号橋	石子沢川	昭36.7	町道 川柳3号	東村山郡中山町	21.4	1.75	RCスラブ 4連 (単純構造)
Y-12	昼田橋	黒瀬川	昭9.3	町道 後田・昼田	東田川郡羽黒町	8.5	1.8	RCスラブ 2連 (単純構造)

秋田県

図面番号	橋名	河川名	架設年月	路線名	位置	橋長(m)	幅員(m)	上部型式
A-1	鍋ヶ沢橋	黒沢川	昭32.6	国道107号 大船渡・本荘	平鹿郡山内村	32.6	5.5	鋼合成板ゲタ
A-2	下岩瀬橋	〃	昭34.1	〃	〃	38.0	6.5	(曲線ゲタ $R=114$m)
A-3	雄物川橋	雄物川	昭32.4	〃	〃 雄物川町	378.5	5.5	RCTゲタ
A-4	北の沢橋	北の沢	昭36.3	〃	〃 〃	16.0	6.5	鋼合成板ゲタ
A-5	赤倉橋	赤倉沢	昭36.9	国道109号 石巻・横手	雄勝群 雄勝町秋宮	115.0	5.5	鋼アーチおよび鋼板ゲタ
A-6	大上橋	雄物川	昭10.10	一般地方道 49号 中田代・横手	平鹿郡大森町	313.5	5.5	RCTゲタゲルバー
A-7	岳見橋	〃	昭37.3	一般地方道 50号 太田・神岡	仙北郡 神岡町神宮寺	430.5	6.0	鋼トラスおよび鋼板ゲタ

注) 1. 被害額は原則として第一次査定額とする。

2. 手戻額は事業費に換算する。

3. 国道7号，8号については当初被害があったと見られたものをふくむ。またN—19，N—25をのぞいては最終決定額である。

下部型式	被害額(千円)	震害状況	復旧方法
A　RC重力式 2基	300	橋台沈下	
A　くい打式2基 P　〃　3基	1,109	橋脚沈下	
A　RC重力式 2基 P　〃　1基	778	橋台倒壊　床版亀裂発生	

下部型式	被害額(千円)	震害状況	復旧方法
A扶壁式岩盤基礎　2基	300	右岸下流袖工石垣亀裂（60.0m²分）	
A岩盤基礎2基 P　〃　1基	150	左岸上流袖工石垣亀裂（20.0m²分）	
A岩盤基礎重力式 P井筒基礎およびフーチング基礎	130	右岸取付道路沈下（0.25m）延長　45.0m	
重力式橋台2基	450	右岸上流袖工石垣亀裂（40.0m²分）	
重力式 岩盤基礎橋台	1,371	左岸上流側袖石積み亀裂（43.4m²分）延長　5.55m	
A　くい打基礎 P　井筒基礎	300	右岸橋台袖石積み亀裂（40.0m²分）	
〃	1,028	左岸橋台袖石積み亀裂（145.2m²分）延長　18.07m	

表-2.2 新潟県内調査橋梁一覧表

番号	路線名	橋名	所在地	震源地よりの距離	架設年月	河川名	橋格	橋長	幅員
1	7	万代	新潟市	50～60	S 4.8	信濃川	26. B	308.00	21.80
2	7	栗ノ木	〃	〃	S 35.10	栗ノ木川	56. A	23.30	27.00
3	7	馬越	〃	〃	S 13	信越本線		268.27	7.50
4	7	両新	〃	〃		新栗ノ木川		42.62	7.50
5	7	泰平	〃	〃	S 26.12	阿賀野川	39. A	938.00	7.50
6	7	久平	〃	〃	S 6.12	新井郷川	26. B	44.80	7.30
7	7	昌平	北蒲原郡豊栄町	〃	S 6.12	新発田川	26. B	31.80	7.30
8	7	内島見	〃	40～50	S 6.12	〃	26. B	23.80	7.30
9	7	加治大	新発田市	〃	S 36.3	加治川	56. A	193.50	8.00
10	7	黒川	北蒲原郡黒川村中条町	30～40	S 30.3	胎内川	39. A	200.50	7.50
11	7	荒川	岩船郡荒川町神林村	〃	S 35.5	荒川	56. A	436.80	8.00
12	7	山辺里	村上市	20～30	S 4	門前川	26	57.30	4.50
13	7	水明	岩船郡朝日村	〃	S 29.8	三面川	39	350.50	6.00
14	8	平島	新潟市	50～60	S 31.8	西川	56. A	30.80	8.00
15	8	大野大	西蒲原郡黒埼村	60～70	S 38.3	中ノ口川	56. A	164.70	9.50
16	8	三条大	三条市	80～90	工事中	信濃川	56. A	330.00	9.50
17	8	三条小	新潟市	80～90	工事中	貝喰川	56. A	39.40	9.5
18	8	嵐川	三条市	〃	S 34.12	五十嵐川	56. A	72.30	7.00
19	8	今町大	見附市南蒲原郡中之島村	90～100	S 36.11	刈谷田川	56. A	69.40	9.50
20	8	十二潟	長岡市	100～110	S 9	猿橋川	26. A	29.00	8.80
21	8	城岡	〃	〃	S 29	栖吉川	39. A	27.20	11.00
22	8	長生	〃	〃	S 12	信濃川	26. A	851.10	7.00
23	49	山本	新潟市	50～60		新栗ノ木		58.60	5.80

上部構造	下部構造	被害度 総合	交通	変状 上部	変状 下部	被害状況
1.8RC2鉸アーチ 2～7RC無鉸アーチ	A重力くい（木） 1～7版・ケーソン	4	3	5	5	左右岸の側径間14.63m部分の被害著しく，架替えの必要を生じた。ALは1.2m ARは0.4m沈下。取付道路の擁壁大きく滑動。
1ST単純ゲタ	A扶壁・くい（R.C.）	3	1	3	2	ARのはみ出しにより可動支承部にてケタが橋軸方向外側に12cm移動。右岸パラペットにケタが衝突し，パラペット破損。石積み擁壁傾斜・破損
1～15 RCゲルバー 17～31 スラブ 16ST単純ゲタ	A半重力・くい 1～30ラーメン・くい	3	1	—	2	取付道路石積み擁壁傾斜・破損
1～4RC単純ゲタ	A半動・井筒 1～3ラーメン・井筒	3	1	1	2	P_1上ケタ横ズレ0.4cm。取付道路石積み擁壁が変位・破損。親柱傾斜。
1～14ST単純トラス	A重力・くい(木) 1～13版・井筒	3	1	2	2	9, 10径間間の伸縮継ぎ手間隔拡がり，交通荷重により床版端部破損。その他のスパンにも間隔の移動あり。袖高欄傾斜。
1～4RC単純ゲタ	A重力・井筒 1～3ラーメン・井筒	3	1	2	2	橋台パラペットにクラック，左岸は破損。高欄（RC）にクラック，一部剝離。取付道・盛土沈下。石積み擁壁滑動，変形。親柱移動。
1～3RC単純ゲタ	A半重力・くい 1～2ラーメン・くい	2	1	—	2	ALパラペットにクラック。取付道路石積み擁壁滑動，盛土沈下。
1～2RC単純ゲタ	A重力・直接 1ラーメン・直接	3	1	2	2	上部構造変位。ALパラペットにクラック。取付道石積み擁壁滑動。左・下流親柱落下。高欄破損。
1.5ST単純合成ゲタ 2～4ST.PS連続合成ゲタ	A重力・くい 1～4版・井筒	3	1	2	2	AL傾斜。P_3沈下。ARパラペットにクラック。取付道擁壁にクラック。
1～14RC単純ゲタ	A重力・直接 1～13版・直接	2	1	2	—	ケタが橋軸方向に僅かずつ移動。特に第1連と第2連との間隙狭少。
1～12PC単板ゲタ	A重力・井筒 1～11版・井筒	2	1	—	2	ALにクラック。P_2天端にクラック。
1～7ST単純ゲタ	A重力・くい 1～6ラーメン・くい	2	1	—	2	P_4約10cm沈下。
1～13RCゲレバーゲタ	A重力・井筒 1～12版・井筒	3	1	2	2	第5, 7, 9, 11径間の吊りゲタ横方向に変位。P_7沈下。左岸袖壁滑動して変位。高欄舗装一部破損
1．ST単純トラス	A半重力・直接	3	1	3	2	橋台変位し固定支承が橋軸方向に移動。可動支承も同様。上部構造が橋台パラペットに接触。取付道・石積み擁壁破損。
1．STランガー 2～5ST単純合成ゲタ	A重力・くい（RC） 1～4版・くい（RC）	3	1	2	2	第2連および第5連支承部モルタルにクラック。P_1天端にクラック。袖擁壁沈下・滑動。取付道盛土沈下。
1.5～8ST単純合成ゲタ 2～4ST連続ゲタ	A扶壁・くい（ST） 1～7ラーメン　〃	—	—	—	—	
1～3ST単純ゲタ	A扶壁・くい（ST） 1～2柱・くい（ST）	—	—	—	—	
1～3ST単純ゲタ	A半重力・くい(RC) 1～2版・ケーソン	1	1	—	—	
1STローゼ	A半重力・くい(ST)	2	1	1	1	伸縮継ぎ手クシ型部分変形し，やや上向。パラペットにクラック，やや前面につき出。
1～3RC単純ゲタ	A重力・くい(木) 1～2版・くい(木)	2	1	1	—	主ゲタが横方向に5～8cmずれ。
1.2RC単純ゲタ	A重力・くい(木) 1版・くい(木)	1	1	—	—	
1～13 STゲルバー ワーレントラス	A扶壁・くい(木) 1～12ラーメン・井筒	3	1	3	—	ゲルバーヒンジ付近の縦ゲタおよび下横構が座屈変形
1～3 RCゲルバー Tゲタ	A重力・くい(木) 1～2版・井筒	2	1	—	2	橋台と袖擁壁が剝離，袖擁壁沈下，傾斜。取付道路部分沈下。

番号	路線名	橋名	所在地	震源地よりの距離	架設年月	河川名	橋格	橋長	幅員
24	49	小山	新潟市	50～60	S 12	栗ノ木川	26. A	46.00	7.1
25	49	月見	〃	〃	S 5	〃	26. A	24.70	7.00
26	49	峯	中蒲原郡亀田町	〃	S 12	〃	26. A	22.20	7.20
27	49	亀田新	〃	〃	S 29.3	盤越本線	39. A	102.35	7.50
28	49	横雲	中蒲原郡横越 北蒲原郡京ヶ瀬	〃	S 37	阿賀野川	56. A	905.10	7.00
29	116	高山	西蒲原郡 中野小屋村	60～70	S 28.1	新川	39. B	76.60	5.5
30	116	考認	〃 吉田町	80～90	S 27.3	西川	39. B	20.00	5.5
31	116	吉田	〃	〃	S 29.3	〃	39. B	20.30	6.0
32	116	朝嵐	〃 分水町	90～100	S 20	〃	39. B	22.00	5.50
33	116	栄	西蒲原郡分水町	90～100	S 35.2	西川		21.0	9.5
34	116	大河津	西蒲原郡分水町 三島郡寺泊町	〃	S 17.2	新信濃川		620.0	5.5
35	116	新落水	〃 和島村	〃	S 32	落水川	56. A	27.22	6.0
36	503	万国	新潟市	50～60	S 28.7	栗ノ木川	39	24.70	22.70
37	503	山の下	新潟市	〃	S 2.10	通船川	56. A	64.80	
38	503	松浜	新潟市	40～50	架設中	阿賀野川	56. A	921.3	6.0
39	503	紫雲寺	北蒲原郡 紫雲寺町	〃	S 10.5	加治川	26. C	125.60	5.5
40	503	落堀	〃	〃	S 13.5	落堀川	26. B	37.80	5.5
41	503	旭	岩船郡神林 荒川	30～40	S 35.3	荒川	56 .A	382.8	6.0
42	503	明神	村上市	〃	S 8.11	石川	26. C	44.0	5.5
43	503	藤村	北蒲原郡 紫雲寺町	20～30	S 8	落堀川	26. C	33.0	3.7
44	504	関口	〃 笹神村	50～60	S 38.3	申明川	56. A	44.76	6.00
45	504	両新	〃 水原町	60～70	S 36.5	安野川	56. A	25.64	6.5
46	504	阿賀浦	新津市北蒲原郡 京ヶ瀬村	〃	S 33	阿賀野川	56. A	243.65	6.0
47	504	大	新津市	〃	S 11.7	刈谷田川	26	42.0	7.5
48	505	亀田跨線	新潟市	50～60	S 37.4	信越線	56. A	21.65	6.0

上部構造	下部構造	被害度 総合	交通	変状 上部	変状 下部	被害状況
1～3RC連続Tゲタ	A重力・くい(木) 1～2版・井筒	2	1	—	2	取付部分，約10cm沈下
1～3RC連続Tゲタ	A重力・くい(木) 1～2版・井筒	2	1	—	2	取付部分，左右岸側とも約4～5mの区間約10cm沈下。
1·2RC単純Tゲタ	A重力・くい(木) 1版・井筒	1	1	—	—	
1～5 RCゲルバー 7～11 ラーメン 6PC単純スラブ	A半重力・直接 1～10ラーメン・くい(木)	2	1	2	—	跨線部のPCスラブ，橋軸方向に約3cmずれ。跨線部高欄にクラック。
1～6ST単純ワーレントラス 7～28ST単純合成ゲタ	A重力・直接 1～9版・井筒 10～27版・直接	1	1	—	—	
1～8RC単純Tゲタ	A重力・くい（RC） 1～7柱・くい（RC）	1	1	—	—	
1～3RC連続Tゲタ	A半重力・井筒 1～2版・井筒	1	1	—	—	
1～3RC単純Tゲタ	A重力 1·2柱・くい（RC）	1	1	—	—	
1·2RC単純Tゲタ	A重力・井筒 1版・井筒	1	1	—	—	
1～3RC単純Tゲタ	A重力・ 1·2柱・くい（ST）	1	1	—	—	
1～20RCゲルバーTゲタ 21～24ST単純トラス	A重力・ケーソン 1～4 ラーメン・ 10～24 ケーソン 5～9版・ケーソン	1	1	—	—	
1·2RC単純Tゲタ	A半重力・くい(木) 1版・くい（RC）	1	1	—	—	
1·2RC単純Tゲタ	A重力・くい（RC） 1柱・くい（RC）	2	1	1	2	G_2ゲタ端損傷，取付部陥没，ALR胸壁亀裂
1～6ST単純Tゲタ	A重力 1～5ラーメン	3	3	2	3	取付部沈下，橋台亀裂，高欄座屈
1～14ST単純ワーレントラス 10·11架設中	A版・井筒 1～13版・井筒	—	—	—	—	11連目トラス落橋（架設中）橋脚傾斜支承部損傷，伸縮継ぎ手破壊
1～7RCゲルバーTゲタ	A重力・くい(木) 1～6ラーメン・井筒	2	1	1	3	親柱傾斜，高欄亀裂，P_2沈下，亀裂
1～3RC単純Tゲタ	A半重力・くい(木) 1·2版・井筒	1	1	—	—	
1～11PC単純Tゲタ	A半重力・井筒 1～10版・井筒	2	1	1	1	P_{10}胸壁亀裂，G_7，G_9，G_{10}ゲタ端剥離
1～4RC単純Tゲタ	A半重力・直接 1～3版・直接	(3)	(3)	(3)	(2)	魚船衝突，高欄折損，主ゲタ亀裂，親柱傾斜
1～4RC単純Tゲタ	A半重力・直接 1～3ラーメン・井筒	5	6	5	5	主ゲタ亀裂多く再使用不能，両岸橋台の滑動・沈下・傾斜大，橋体の亀裂も大きく再使用不能，取付道路クラックならびに沈下
1～4PC単純スラブ	Aくい（RC） 1～3くい（RC）	1	1	—	—	
1·2PC単純スラブ	A半重力・くい（RC） 1版・くい（RC）	1	1	—	—	
1～4ST単純ランガー	A版・井筒 1～3版・井筒	1	1	—	—	
1～3RCゲルバーTゲタ	A重力 1·2版・井筒	1	1	—	—	
1．ST単純ゲタ	A半重力・くい	1	1	—	—	

番号	路線名	橋名	所在地	震源地よりの距離	架設年月	河川名	橋格	橋長	幅員
49	505	寿	北蒲原郡横越村	60～70	S 10	小阿賀野川		87.6	6.0
50	506	西宮	加茂市	80～90	S 34	加茂川	26. A	33.0	7.2
51	508	常盤	三条市	〃	S 6.10	五十嵐川	39. A	100.0	7.2
52	508	草薙	見附市	90～100	S 39.3	刈谷田川	56. A	67.30	6.0
53	510	樋脇	加茂市	80～90	S 31.12	加茂川	56. A	36.30	6.0
54	510	境	南蒲原郡下田町	90～100	S 38.6	大平川	56. B	26.60	6.0
55	510	上塩	栃尾市	〃	T 3.8	塩谷川		20.0	3.63
56	510	矢津川	栃尾市	100～110	S 9.3	矢津川		20.8	5.5
57	518	笹神	北蒲原郡笹神村	50～60	S 33	折居川	56. A	25.0	6.0
58	518	安田	北蒲原郡安田	70～80	S 39.8	阿賀野川	56. A	894.43	6.0
59	518	善願	五泉市	70～80	工事中	早出川	56. A	175.5	6.0
60	518	藤原川	五泉市	70～80	〃	藤原川	56. A	26.0	6.0
61	519	長場	北蒲原郡豊栄町	50～60	S 35.4	駒林川	56. A	34.2	6.0
62	521	新津跨線	新津市	60～70	S 32.11	信越線 磐越西線	56. B	75.6	9.5
63	522	地蔵堂	西蒲原郡分水	90～100	S 32.12	西川		21.0	6.0
64	524	大	南蒲原郡下田村	80～90	S 34.12	五十嵐川	56. A	151.0	6.0
65	525	鳴鹿	見附市	90～100	S 30.3	刈谷田川	39. B	60.6	5.5
66	525	銚子	栃尾市	100～110	S 39.1	稚児清水川	56. A	22.26	6.0
67	525	大布	栃尾市	100～110	S 3.9	西谷川		22.48	6.05
68	526	与板	三島郡与板町南蒲原郡中ノ島村	90～100	工事中	信濃川	56. A	886.1	6.0
69	527	岩関道	三島郡三島町	100～110	S 35	黒川	56. A	57.00	6.0
70	528	本与板	三島郡与板町	90～100	架設中	黒川	56. A	46.6	6.0
71	528	下河根	三島郡三島町	〃	S 38.12	黒川	56. A	44.5	6.0
72	529	避僧	三島郡寺泊	90～100	S 29.2	落水川	39. B	22.4	4.5

上部構造	下部構造	被害度 総合	交通	変状 上部	変状 下部	被害状況
1～5RCゲルバーTゲタ	A半重力・くい(木) 1·2版・井筒 3·4版・くい	2	1	2	—	右岸親柱2基河中に落下
1～3STゲルバー プレートガーダー	A重力 1·2ラーメン	1	1	—	—	
1～5ST単純ゲタ	A重力 1～4版・井筒（C）	2	1	1	—	P_4上主ゲタ，橋軸方向に約3cm変位橋脚橋座クラック
1～3ST単純合成ゲタ	A柱・くい（ST） 1·2柱・くい（ST）	2	1	2	—	伸縮継ぎ手間隔の拡大，支承部モルタル破損
1～3RC単純Tゲタ	A重力・直接 1·2版・井筒（S）	1	1	—	—	
1ST単純合成ゲタ	A重力・直接	2	1	1	—	3主ゲタのA$_R$上可動支承が約2cm橋軸方向に滑動，下流側耳ゲタの下フランジ端部が橋台壁面に約1cmめりこみ。
1～3ST単純ゲタ	A重力 1·2版	4	3	2	5	A$_L$頭部折損，最大20cm開口，一部崩壊，再使用不能。高欄抜出。
1·2RC単純ゲタ	A重力 1ラーメン	1	1	—	—	
1·2RC単純Tゲタ	A半重力・直接 1版・直接	1	1	—	—	
1～3 5～24 PC単純Tゲタ 4ST単純トラス	A半重力・くい(木) 1～23版・井筒	2	1	1	2	A$_R$袖石積みクラック。P_3アンカー移動，コーピング破損。P_4，P_6，P_7上地覆にクラック。可動ロッカー沓傾斜，伸縮継ぎ手伸縮
1～6ST単純合成ゲタ	A版・井筒 1～5版・井筒	—	—	—	—	
1·2RC単純Tゲタ	A版・直接 1版・直接	—	—	—	—	
1～3PC単純スラブ	A重力・くい（RC） 1～2柱・くい（RC）	1	1	—	—	
1～9 RCゲルバー 14～20 Tゲタ 10～13ST連続ゲタ	A9版・くい（RC） 1～8, 14～19 ラーメン・くい（RC） 10～13柱・くい（RC）	2	1	1	2	P_9傾斜，固定沓下のモルタル剝離。ただしボルトまでは被害なし。
1～3RC単純Tゲタ	A半重力 1·2柱・くい（ST）	1	1	—	—	
1～5PC単純ゲタ	A重力・直接 1·2版・直接 3·4版・井筒（S）	1	1	—	—	
1～3ST ゲルバー合成ゲタ	A半重力・くい（RC） 1·2版・井筒（S）	1	1	—	—	
1·2PC単純ゲタ	A重力・くい(木) 1版・くい(木)	2	1	—	1	A$_R$ウイングコクリートとそれにつながる石積みとの継ぎ目および石積みとそれにつながるブロック積みとの継ぎ目にmax 1cmのクラック。
1RC無鉸アーチ	A半重力	2	1	—	1	A$_L$上流側面に1mm幅のクラック
1～16ST単純合成ゲタ 17～23ST単純トラス	A半重力・くい(木) 1～22版・井筒	—	—	—	—	沓の破損，橋脚橋軸方向移動，伸縮継ぎ手伸縮。
1～3ST単純合成ゲタ	A柱・くい（ST） 1～2柱・くい（ST）	2	1	2	1	取付道路沈下。P_1の躯体・P_2のコーピングにクラック。
(1.2ST単純合成ゲタ) 地震時未架設	A重力・くい（RC） 1版・くい（RC）	—	—	—	—	
1.2ST単純合成ゲタ	A柱・くい（ST） 1柱・くい（ST）	3	1	—	3	A$_L$傾斜・滑動，P_1クラック・変位，A$_R$傾斜・滑動。取付道路沈下，橋脚貫沈下，伸縮継ぎ手伸縮
1.2RC単純Tゲタ	A重力・直接 1版・直接	1	1	—	—	

番号	路線名	橋名	所在地	震源地よりの距離	架設年月	河川名	橋格	橋長	幅員
73	537	大通	西蒲原郡巻町	70～80	S 37.3	大通川	56. A	30.0	6.0
74	538	境	白根市	〃	S 33.11	境川		32.20	6.0
75	538	小須戸	中蒲原郡小須戸	〃	工事中	信濃川	56. A	188.8	6.0
76	538	千歳	五泉市	〃	S 34.3	能代川	56. A	40.84	6.0
77	163	昭和大	新潟市	50～60	S 39.5	信濃川	56. A	303.9	24.0
78	549	新大	三条市	80～90	S 38.12	五十嵐川	56. A	101.0	6.0
79	新潟市道	往来	新潟市	60～70	S 36.3	新川	56. A	63.0	6.0
80	〃	月見	〃	〃	S 34.10	新川	56. A	60.1	2.2 5.5
81	新潟市道	大萩	〃	〃	S 36	新川	56. B	63.08	3.6
82	〃	焼島	〃	50～60	S 35	通船川		96.0	6.0
83	〃	長嶺	〃	〃		栗ノ木川		40.0	
84	〃	笹口	〃	〃		栗ノ木川	56. A	56.0	9.5
85	〃	通船	〃	〃	S 38.4	通船川	56. A	36.2	6.0
86	〃	東跨線	〃	〃	S 38.3	信越線	56. A	229.5	8.0
87	〃	八千代	〃	〃	S 37.11	信濃川	56. A	307.4	8.0
88	〃	帝石	〃	〃	S 32.10	信濃川	56. A	271.7	6.5
89	〃	農林省	〃	60～70	S 35.8	新川		64.6	7.0
90	〃	崎山	〃	〃	S 38.3	新川		63.08	3.6
91	新潟市道	笹越	新潟市	50～60	S 34.3	栗ノ木川		56.0	9.5
92	〃	栗ノ木川	〃	〃	S 30.10	栗ノ木川		29.7	12.0
93	8	瑞雲	三条市	70～80	S 33.7	信濃川		284.0	7.0

注 「工事中」とは既に上部工の架設は終了しているが，床版，高欄などが工事中で，車両の通行ができないものをいう。
「架設中」とは上部工が全部架設しおえていないものをいう。（下部工は完成している。）

上部構造	下部構造	被害度 総合	交通	変状 上部	変状 下部	被害状況
1～3RC単純スラブ	A柱・くい（RC） 1･2柱・くい（RC）	1	1	—	—	
1～3RC単純Tゲタ	A重力 2柱	1	1	—	—	
1～3ST単純トラス	A版・井筒 1･2版・井筒	4	2	2	3	P_1 75cm, P_2 10cm, A_L 25cm, A_R 6～7cm沈下。高欄損傷，橋台，橋脚，橋座クラック。
1～3RC単純Tゲタ	A版・くい（木） 1･2ラーメン・くい(RC)	1	1	—	—	
1･12ST単純ゲタ 2～11ST活荷重単純合成ゲタ	A柱・くい（ST） 1～11柱・くい（ST）	5	6	5	5	G_3～G_5 右岸側落下，G_6 全体水平落下，G_7 左岸側落下。P_2～P_7 変位・変形，P_5～P_6 は座屈。
1～4ST単純合成ゲタ	A柱・くい（ST） 1～3柱・くい（ST）	1	1	—	—	
1～6PC単純スラブ	A柱・くい（RC） 1～5柱・くい（RC）	2	1	1	1	P_1 4cm沈下，A_L，A_R 水平貫剝離，袖擁壁クラック。
1.ST単純ゲタ 2～4PC単純スラブ 5RC単純スラブ	A柱・くい（RC） 1～4柱・くい（RC）	3	1	—	2	A_1 水平貫・翼壁亀裂，親柱傾斜取付道路沈下。
1～6PC単純ゲタ 7ST単純ゲタ	A柱・くい（RC） 1～6柱・くい（RC）	2	1	—	2	P_2 10cm沈下
1～4 7～10 木橋 5･6ST単純ゲタ	A重力・くい（木） 1～3 7～9 柱・くい（RC） 4～6版・くい（RC）	4	6	—	5	A_L 基礎，滑動・沈下・転倒
1～4RC単純ゲタ	A重力 1～3版・くい	2	1	1	2	G_4 ケタ端亀裂圧壊，A_L 天端亀裂
1～5PC単純スラブ	A重力・くい 1～4柱・くい（RC）	2	1	2	2	高欄破損，A_L 天端亀裂
1～3ST単純ゲタ	A半重力・くい（RC） 1～2柱・くい（RC）	4	4	—	5	A_L 沈下，転倒60cm，取付道路2cm沈下クラック。
1～8 10～16 PC単純ゲタ 9単純合成ゲタ	A版・くい（木） 1～7 ラーメン 10～15 くい（木） 8版・くい（木） 9版・くい（RC）	5	6	5	3	G_9落橋，P_9～$_{15}$，A_R 傾斜･沈下，取付道路沈下
1～2 13～14 PC単純ゲタ 3～12単純鋼合成ゲタ	A版・くい（RC） 1～13版・くい（RC）	4	5	4	5	G_5，G_{10} 変形・損傷，支承部剝離亀裂 P_2，P_{12} 折損，A_{LR}，P_1，P_{13} 滑動傾斜，取付道路沈下
1～13PC単純ゲタ	A重力・くい（木） 1～12版・くい（RC）	1	1	—	—	取付道路沈下袖工破壊
1～3 5～7 PC単純ゲタ 4ST単純ゲタ	A柱・くい（RC） 1～6柱・くい（RC）	1	1	—	—	
1～3 5～7 PC単純ゲタ 4ST単純ゲタ	A柱・くい（RC） 1～6柱・くい（RC）	1	1	—	—	
1～5PC単純スラブ	A柱・くい（RC） 1～4柱・くい（RC）	1	1	—	—	取付道路沈下，袖石積みクラック。
1～4RCゲルバーTゲタ	A柱・くい（RC） 1～3柱・くい（RC）	3	2	2	2	取付部沈下。A_L クラック。ケタにクラック。橋台橋脚不等沈下，床版クラック。
1･8ST単純ゲタ 2～7ST連続ゲタ	A版・井筒 1～7版・井筒	3	1	2	3	P_1 躯体上部に幅1cmのクラック，変位・コーピング破損。P_1 上沓3cm移動。A_L 親柱剝離・変位，伸縮継手縮まる。

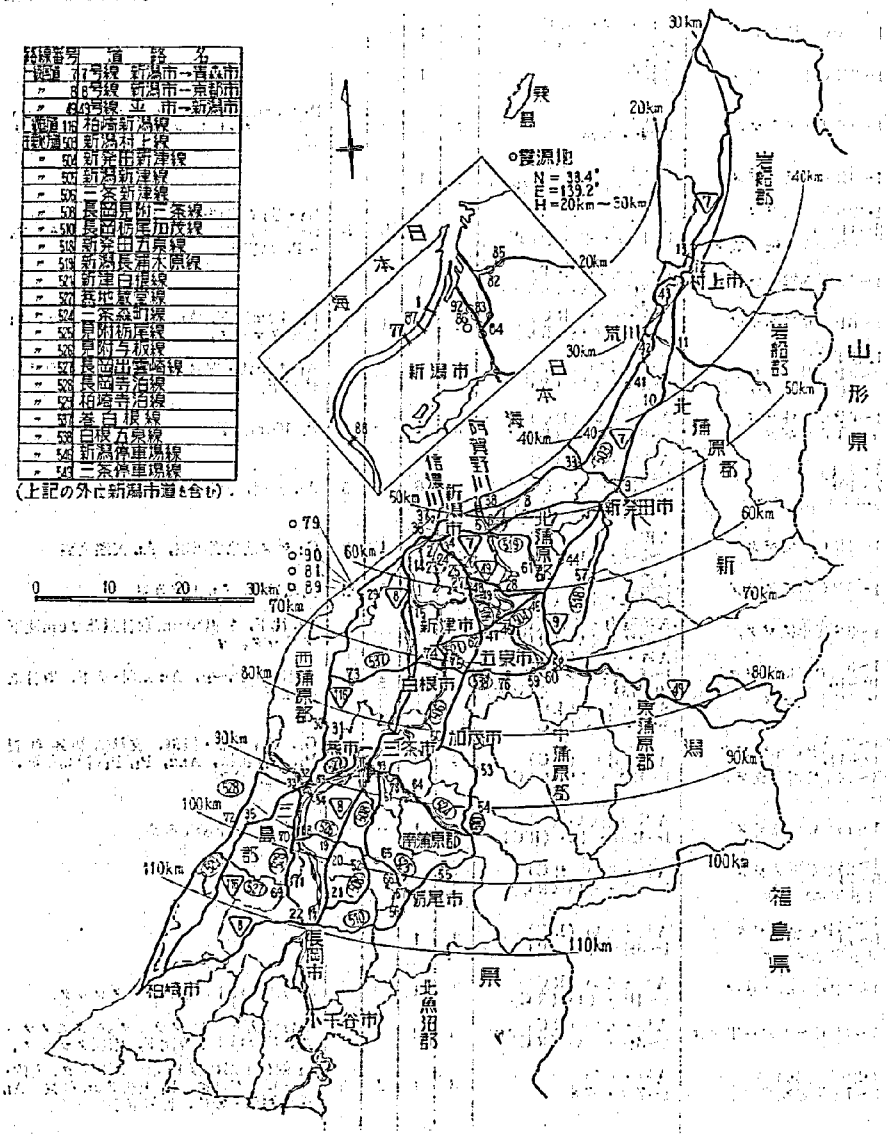

国道 17号線 新潟市→青森市
〃 8号線 新潟市→東京都
〃 49号線 至 市→新潟市
国道 116 柏崎新潟線
主要地方道 500 新潟村上線
〃 504 新発田新津線
〃 507 新潟新津線
〃 508 二条新津線
〃 509 長岡見附二条線
〃 510 長岡栃尾加茂線
〃 513 新発田五泉線
〃 514 新潟長岡大原線
〃 521 新津白根線
〃 522 葛塚亀貴線
〃 524 二条燕新潟線
〃 525 見附栃尾線
〃 526 見附与板線
〃 527 長岡出雲崎線
〃 528 長岡寺泊線
〃 529 柏崎寺泊線
〃 537 巻白根線
〃 538 白根五泉線
〃 545 新潟停車場線
〃 548 二条停車場線
(上記の外に新潟市道を含む)
震源地
N = 38.4°
E = 139.2°
H = 20km～30km
日本海
新潟市
新発田市
村上市
五泉市
白根市
三条市
加茂市
長岡市
柏崎市
小千谷市
見附市
燕市
栃尾市
西蒲原郡
中蒲原郡
東蒲原郡
北蒲原郡
岩船郡
北魚沼郡
山形県
福島県
阿賀野川
信濃川
荒川
0 10 20 30km

図-2.2 調査橋梁位置図

橋梁震害調査票 A

総括表

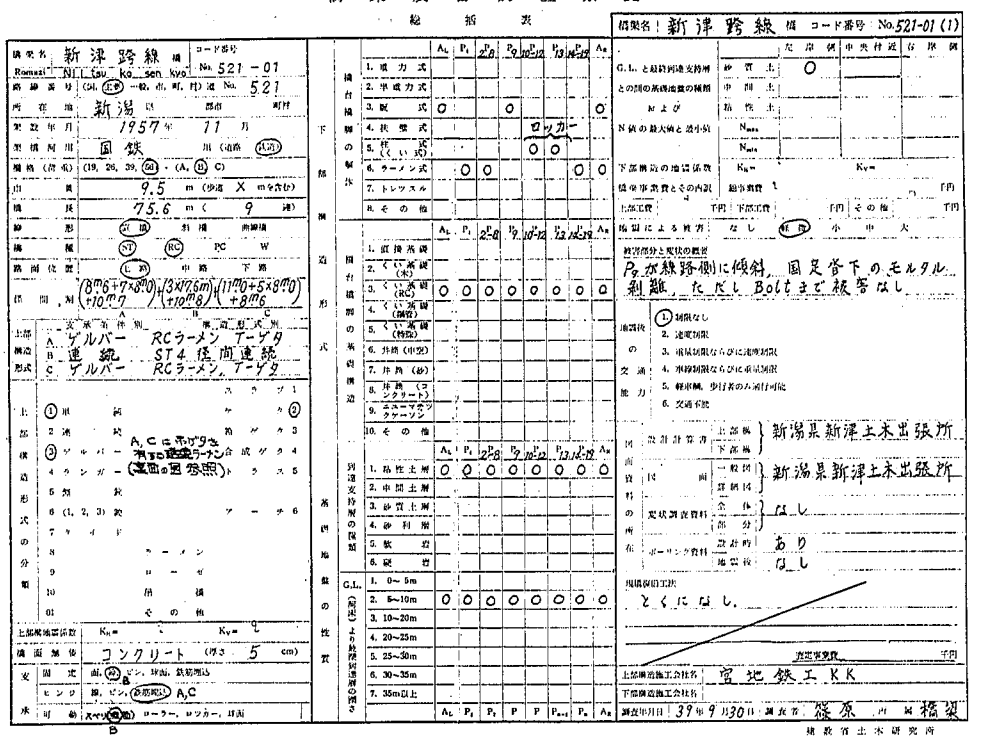


図-2.3 (a)

記号	架設年	等級	害	重
19・A	大正 8 年	鉄道橋	T-2000 式	U-12 式
19・B		国道橋	T-2100 式	U-15 式
19・C		府県道橋	T-1700 式	U-12 式
29・A	大正 15 年	1 等橋	T-12	U-600
29・B		2 等橋	T-8	U-500
29・C		3 等橋	T-6	U-500
39・A	昭和 14 年	1 等橋	T-13	U-500
39・B		2 等橋	T-9	U-400
59・A	昭和 31 年	1 等橋	T-20	L-20
59・B		2 等橋	T-14	L-14

例：大正15年3等橋の場合 (19, ⑧, 29, 59)・(A, B, ⓒ)

図-2.3 (a)

橋梁震害調査票 B

変状調査表(構造調査（上部）

橋梁名	新津跨線 橋	コード番号	No. 521 − 01 −J− 10
		路線番号	(県, 市, 町, 村) 道 No. 521
調査の対象とした上部構造の位置		左岸側より 10 通目 (10 B)	
対応する下部構造の位置	A_1 P_9 P_{10} A_2	コード番号	右岸側 K−10 / 左岸側 K−11
橋格	(19, 29, 39, 59) ・ (A, B, C)	橋種	(ST) RC PC ・W
形式	4径間連続プレートガーダ	路面位置	(上路) 中路 下路
支間長	径間 17.6 m 巾員 9.5 m	舗装	(厚さ 5 cm)
出版所	cm (開床版 mm)	施工年次	K_H= K_V=
支承	種類	固定沓：	可動沓：
	形式	固定支承：	小判型鋳鋼支承：
	反力	R_D=	K_H=
伸縮継手形式		スベリ継手	

被害程度の分類
① 被害軽微、補修不要
2. 耐荷力の減少に影響のない損傷、補修を要す
3. 耐荷力の減少、局部的破損、部分的補剛補修により再使用可
4. 耐荷力の減少、部分的破壊、部分構造の取替により再使用可
5. 橋全体の破壊(落橋を含む)

被害部分と変状および復旧対策

被害部分＼変状	剥離	亀裂	鉄筋露出	座屈	断裂	圧縮変形	引張変位	支承破断	沓ずれ	沈下	取換	補強	補修不要
1. 床版													
2. 高欄													
3. 伸縮継手													
4. 床版													
5. 床組													
6. 川幅、橋座													
7. 主、ゲタ、主桁													
8. ソールプレート													
9. 沓													
10. 沓下面モルタル													
11. アンカーボルト								△					

備考

調査年月日 39年9月30日 調査者 藤原 所属 橋梁

建設省土木研究所

図-2.3 (b)

橋梁震害調査票 B

変状調査表(構造調査（下部）

橋梁名	新津跨線 橋	コード番号	No. 521 − 01 −K− 10
		路線番号	(県, 市, 町, 村) 道 No. 521
調査の対象とした下部構造の位置		左岸橋台 (A_1) 橋脚 No. 9	右岸橋台 (A_2)
対応する上部構造の位置		9 ～ 10 B	コード番号 左岸側 K−9 / 右岸側 K−10
橋格	(19, 29, 39, 59) (A B C)	支間長	m 巾員 m
橋種	(ST) (RC) PC, W	上部構形式	4径間連続コンクリートガーダ, RCげた
躯体構造形式		RC 壁式橋脚	
基礎構造形式		くい基礎 (RC)	
直接基礎	巾(出足方向) B_C= m	くい	径 ϕ= 30 cm
井筒	巾(橋軸方向) B_1= m	形状寸法	長さ L= 5 m
ケーソン			
形状寸法	深さ(躯体底面より基面まで) D= m	本数	本数 N= 40 本
躯体底面より天端までの高さ	高さ H= 6.3 m	許容地耐力	t/m²
到達支持層の種類	粘性土 中間土 (砂質土) 砂利層 軟岩 硬岩		
GL (同上) より最深到達支持層までの深さと層厚	d= m	N=	

被害程度の分類
① 被害軽微、補修不要
2. 耐荷力の減少に影響のない損傷、補修を要す
3. 耐荷力の減少、局部的破損、部分的補剛により再使用可
4. 耐荷力の減少、部分的破壊、部分構造の取替により再使用可
5. 全体的破壊(倒壊、落橋など)再使用不能

被害部分と変状および復旧対策

	被害部分＼変状	剥離	亀裂	鉄筋露出	座屈	断裂	圧縮変形	引張変位	沓ずれ	傾斜	移動	転倒	沈下	取換	補強	補修不要
下部構造	1. 支承部	△														
	2. 躯体天端(コーピング)															
	3. 躯体中間									△						
	4. 躯体基部															
	5. 基礎															
取付道路	6. 橋座との取付部															
	7. 盛土部															
	8. 擁壁部															
	9. 側壁部															

備考

調査年月日 39年9月30日 調査者 藤原 所属 橋梁

建設省土木研究所

図-2.3 (c)

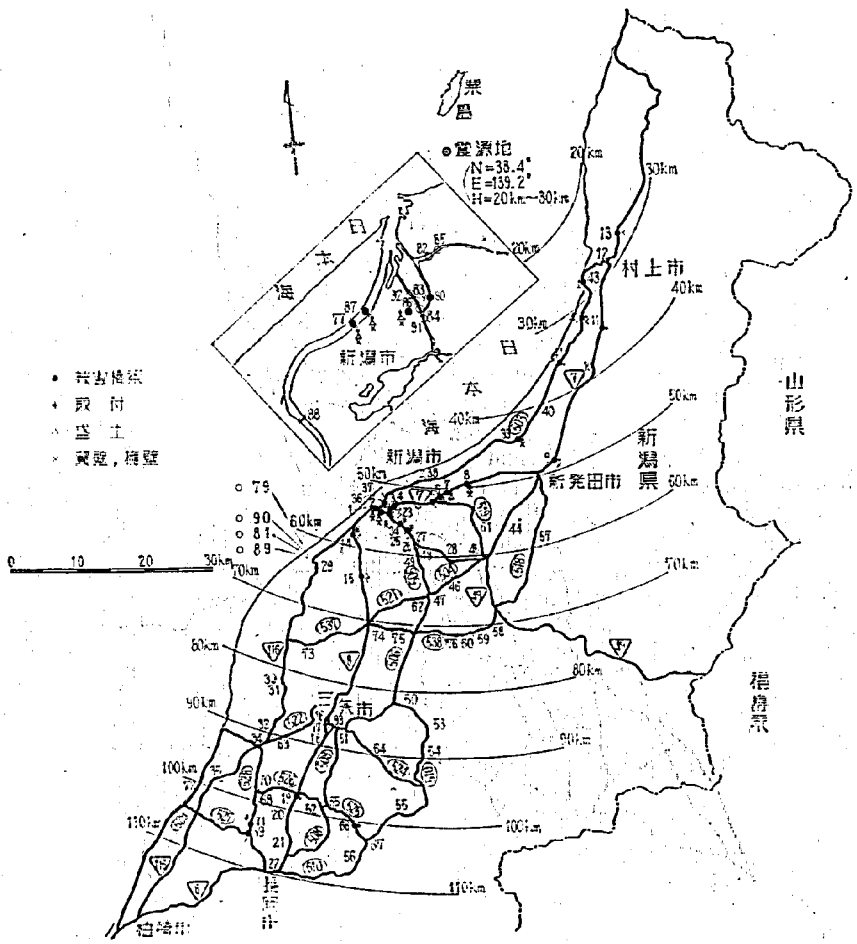


図-2.4 取付部被害分布図

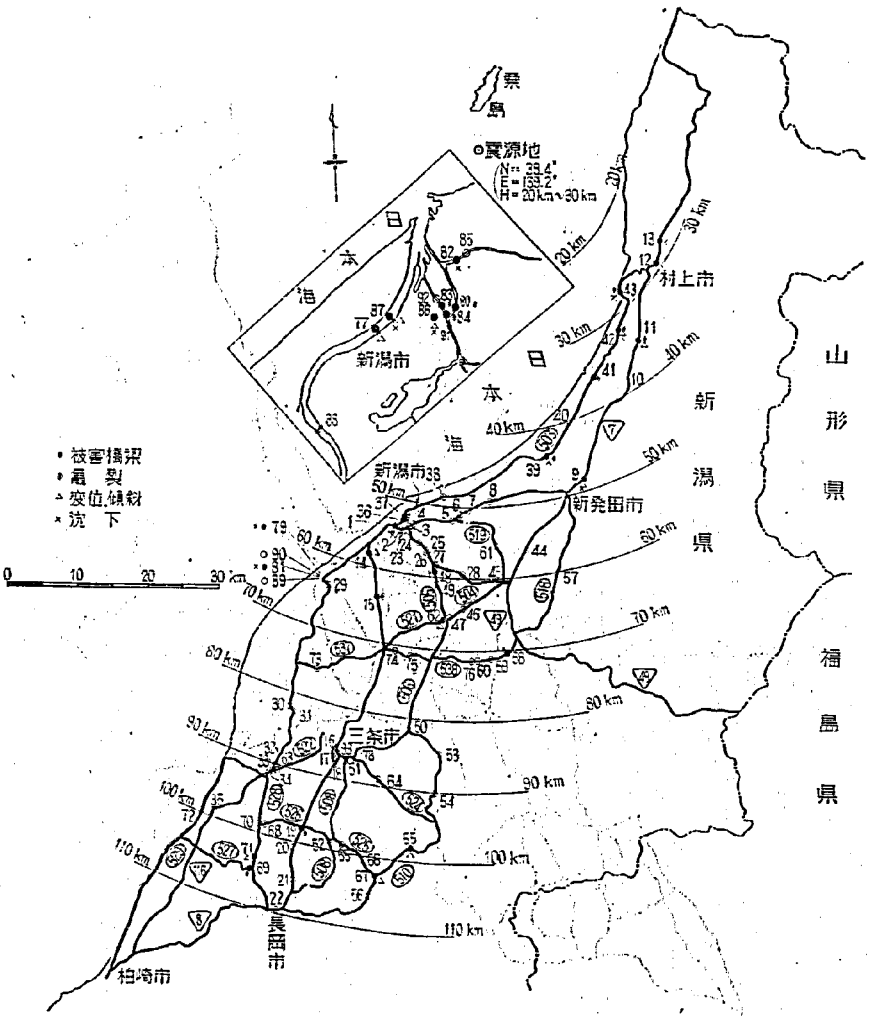

震源地
N= 38.4°
E= 138.2°
H= 20km~30km
日本海
新潟市
新発田市
村上市
三条市
長岡市
柏崎市
山形県
新潟県
福島県
被害橋梁
亀裂
変位傾斜
沈下
0 10 20 30 km
20 km
30 km
40 km
50 km
60 km
70 km
80 km
90 km
100 km
110 km

図-2.5 橋台被害分布図

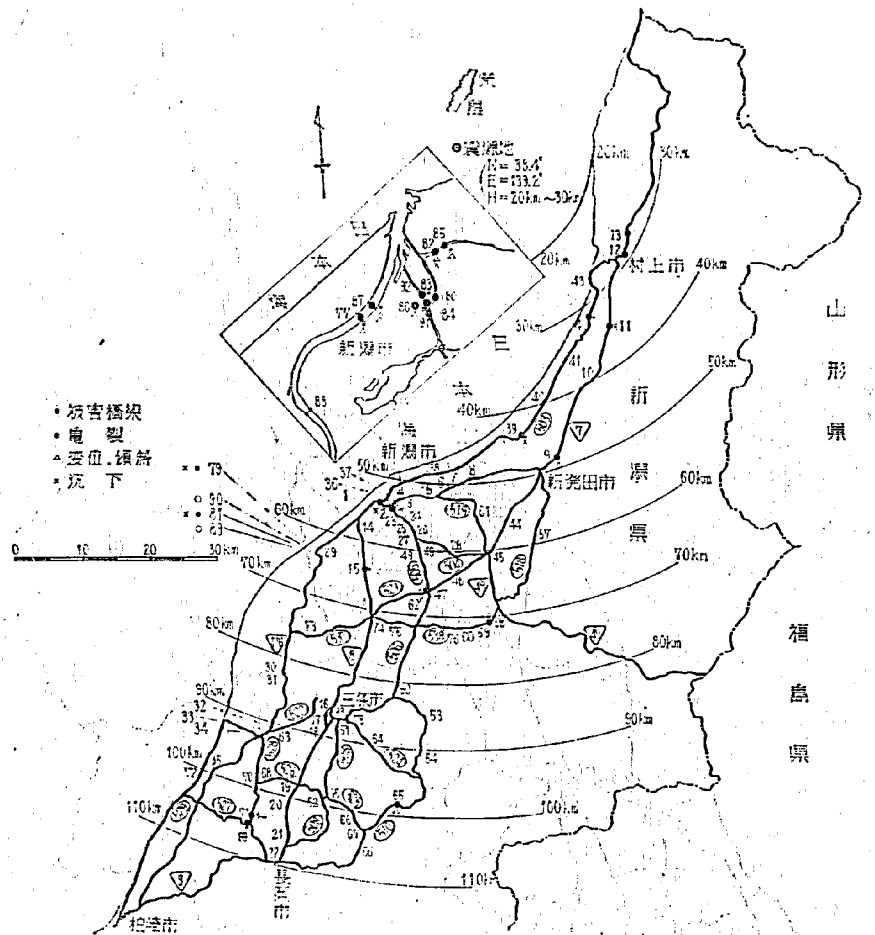

震源地
N= 38.4°
E=139.2°
H=20km～30km
新潟市
三条市
村上市
新発田市
秋田県
山形県
福島県
• 被害橋梁
• 亀　裂
△ 変位・損傷
× 沈　下
0 10 20 30km
40km
50km
60km
70km
80km
90km
100km
110km

図-2.6 構 築 被 害 分 布 図

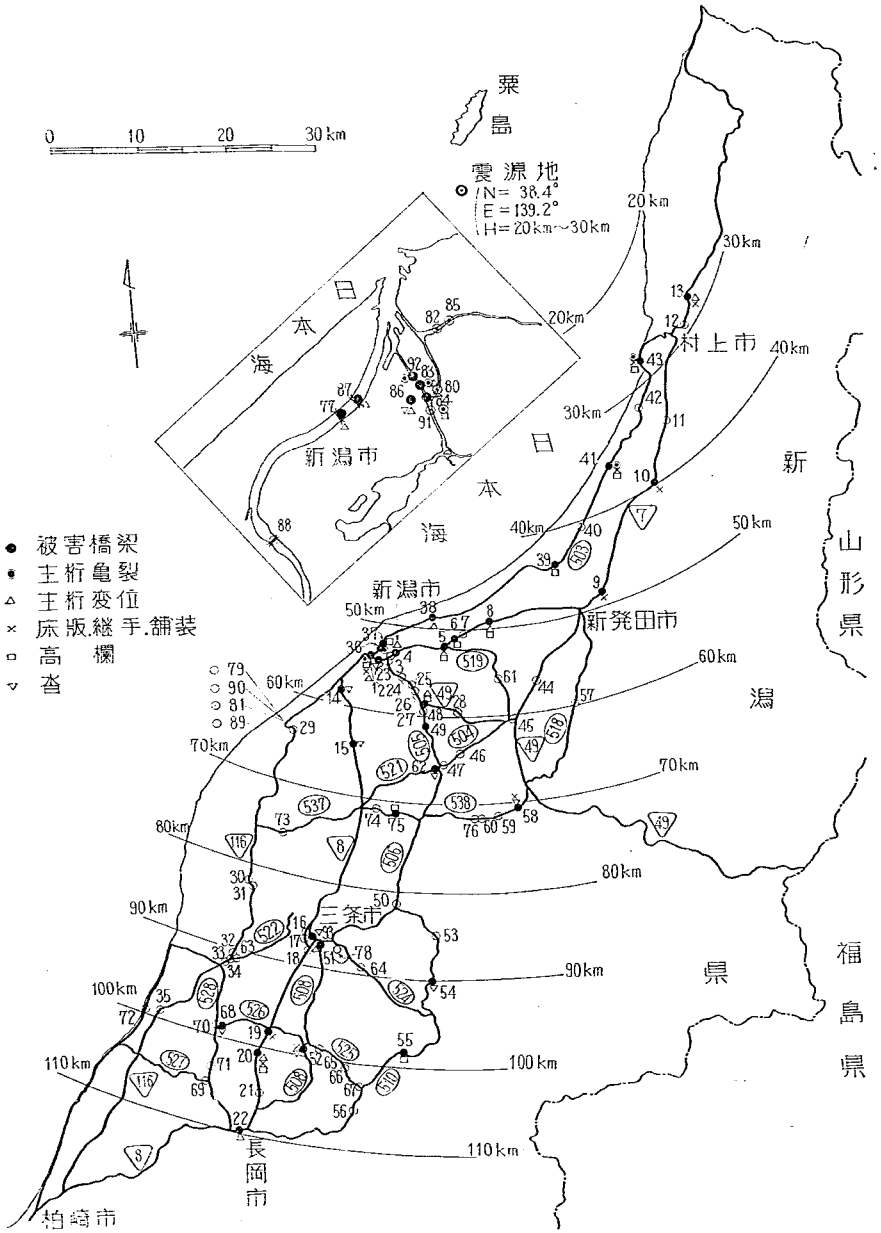
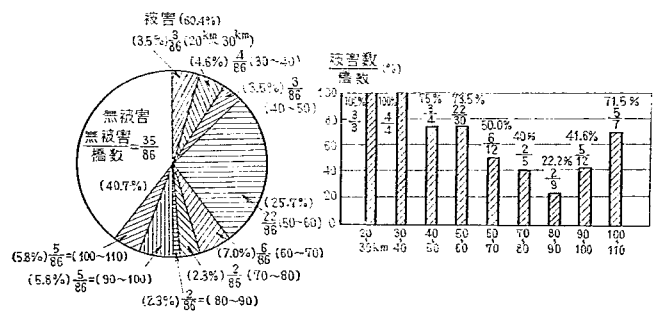

0 10 20 30km
粟島
震源地
N= 38.4°
E = 139.2°
H= 20km~30km
日本海
新潟市
村上市
新発田市
三条市
長岡市
柏崎市
山形県
福島県
新潟県
被害橋梁
主桁亀裂
主桁変位
床版継手.舗装
高欄
沓

図-2.7 上部被害分布図

表-5.2.3

種類			種類別被害度	備考
被害度	地震後の交通能力		1. 制限なし 2. 速度制限 3. 重量制限ならびに速度制限 4. 車線制限ならびに重量制限 5. 軽車両，歩行者のみ通行可能 6. 交通不能	(1) 地震直後のものを対象にする。 (2) 応急工事後のものは対象にしない。 (3) 取付道路の亀裂，沈下による不陸など簡単な補修ですむものはその後の状態をとる
	変状の程度	上部	1. 被害軽微，補修不要 2. 耐荷力の減少に影響のない損傷，補修を要す。 3. 耐荷力の減少，局部的破損 部分的補強補修により再使用可 4. 耐荷力の減少，部分的破壊 部分構造の取替えにより再使用可 5. 橋全体の破壊（落橋を含む）	(1) 2，3の差は交通に支障のない程度のものは2に入れる。 (2) 下部の沈下に伴う上部構造の変状（上部には直接被害のない場合）は交通におよぼす程度により1～3までに分類する。 (3) 一橋のうちもっとも被害の大きい個所をもって判定する。たとえば，一径間でも落橋していた場合は，5.に入れる。
		下部	1. 被害軽微，補修不要 2. 耐荷力の減少に影響のない損傷，補修を要する。 3. 耐荷力の減少，局部的破損 部分的補強により再使用可 4. 耐荷力の減少，部分的破壊 部分構造の取替えにより再使用可 5. 全体的破壊（折損，破断，座屈など） 再使用不能	(1) 橋軸方向のわずかの傾斜は，1であるが断面の補強を必要とするような傾斜の場合は，2もしくは3に入れる。 (2) 被害度は上部と同じく最大の被害のものをもってする。 (3) 取付道路のみの被害も一応下部に入れる
	総合		1. なし 2. 軽微 3. 小 4. 中 5. 大	(1) 橋全体としての評価であって交通変状両方を加味して行う。 (2) 交通が6.で上部5.の場合はたとえ，全橋中の1.径間であっても5.とする。取付道路のため交通6.で上部，下部ともに，2.程度のときは3.とする。



(a)橋梁の被害比率と震源地よりの距離別内訳　　(b)距離別被害比率

図-2.8

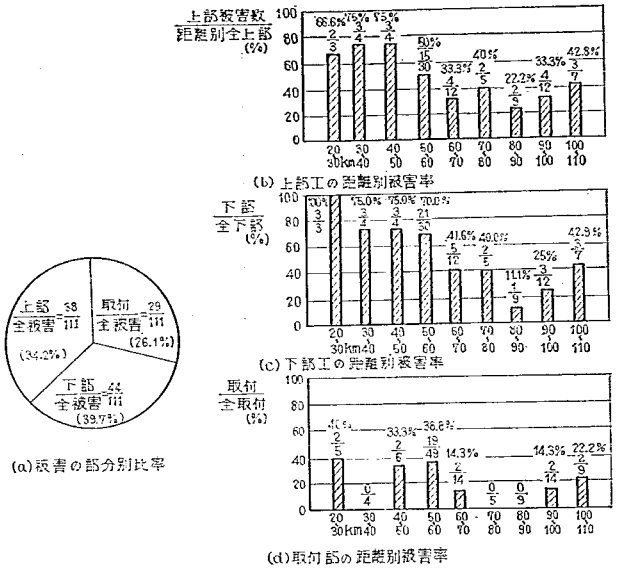


図-2.9

度が高いが，これも同様であろう。これに比し20～50 km帯の被害率は高いが被害度は5が1つで他は3以下であるが，これは表-2.2にみるごとく，直接基礎があるように基礎地盤が良好であったためと考えられる。ただ耐荷力の減少をともなうような被害は，被害度4以上なので，これらは一部に限られている。

（2） 橋長別の分類

橋長別被害比率，橋長別の上部・下部・取付部別被害比率を図-2.10，図-2.11に示す。橋長の長いほど被害率が高いようにみえるが，これは橋長大なほど上部連数，下部基数が多く被害をうける率が多いためであろう。

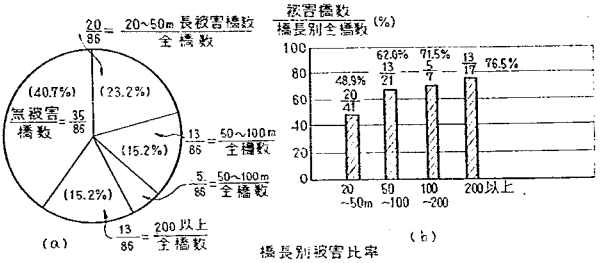
（3） 被害の種類とその数

上部，下部，取付部ごとの被害の種類とその数を表-2.5～7に示す。この数は被害を厳密に分類できなかったことと，調査に精粗があったため定性的なものを示すのみで，数そのものについては論ずることはできない。数は側面からみたものを一つに数えているので多主ゲタでは省はいくつあっても数は1である。落橋した場合は落下のみを記す。

上部工は一般に耐震的に心配ないといわれているが，耐荷力に直ちに影響するものでないが，思いのほか被害がある。亀裂はコンクリート橋の支承部付近のケタのク

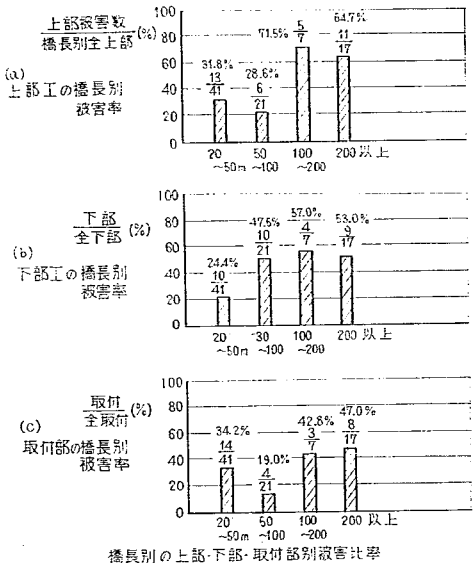
表-2.4 震源地よ

被害度 / 震源地よりの距離(km)	総合 1	2	3	4	5	小計	被害 交通能力 1	2	3	4	5	6	小計
20～30		1	1		1	3	2					1	3
30～40		3	1			4	3		1				4
40～50	1	1	2			4	4						4
50～60	8	8	8	4	2	30	22	1	2	1	1	3	30
60～70	6	4	2			12	12						12
70～80	3	1		1		5	4	1					5
80～90	7	1	1			9	9						9
90～100	7	3	1	1		12	11		1				12
100～110	2	4	1			7	7						7
合計{変状(上下部別) / 橋数}	34	26	17	6	3	86	74	2	4	1	1	4	86



橋長別被害比率

図-2.10



橋長別の上部・下部・取付部別被害比率

図-2.11

りの距離と被害度の分布

度													
変										状			
0		1		2		3		4		5		比	率
上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部
1				1	2					1	1	2/3	3/3
1	1	1	1	1	2	1						3/4	3/4
1	1	1		2	2		1					3/4	3/4
15	9	3	0	6	14	2	2	1		3	5	15/30	21/30
8	7	2	1	2	4							4/12	5/12
3	3	1		1	1		1					2/5	2/5
7	8	1		1			1					2/9	1/9
8	9	2	1	2			1				1	4/12	3/12
4	4	1	3	1		1						3/7	3/7
48	42	12	6	17	25	4	6	1	0	4	7	38/86	44/86

表-2.5 上部の被害の種類とその数

被害部分＼変状	剥離	亀裂	降伏	破断	座屈	変形	圧壊	せん断	変位	抜出	折損	落下
1．舗装	14	15										
2．高欄	7	14		6	1	2	1		4	2	4	
3．伸縮継ぎ手		1							9			
4．床版	2	5					2		2			
5．床組		1										
6．対傾構，横構					1	2			2			
7．主ゲタ主構	3	12	2				1		11	1		6
8．ソールプレート								4	2			
9．沓								5	2			
10．沓下面モルタル	10	10					1		2			
11．アンカーボールト									2	5		

表-2.6 下部の被害の種類とその数

被害部分＼変状	剥離	亀裂	降伏	破断	座屈	変形	変位	折損	傾斜	滑動	転倒	沈下
下部構造 1．支承部	1					2						
下部構造 2．躯体天端(コーピング)	10	16		4		1						
下部構造 3．躯体中間		9		1	3	4		5	26	13	2	32
下部構造 4．躯体基部												
下部構造 5．基礎												

※傾斜，滑動，転倒，沈下は下部全体で考える

表-2.7 取付部の被害の種類とその数

被害部分＼変状	剥離	亀裂	降伏	破断	座屈	変形	変位	折損	傾斜	滑動	転倒	沈下
取付道路 6．橋梁との取付部		10		1			1	2		4		22
取付道路 7．盛土部		4					1			2		14
取付道路 8．擁壁部	2	8				8	1		18	23		22
取付道路 9．翼壁部	4	16				6	4		5	16	1	14

ラックである。これらは中小径間の多径間の橋，とくにプレートガーダー橋では，単純ゲタの場合に沓の慣用設計が可動端でケタの変位を制限するようにできていないため，隣接ゲタが干渉してきて設計条件よりも大きい水平力をうける結果となる影響ではないかと考えられる。

下部工は躯体天端の支承による被害の他はほとんど，基礎構造の変形にともなう全般的な傾斜，沈下，滑動が多いが，これは基礎構造側面の基礎地盤の水平支持力の低下による影響によるものと思われる。

(3.2) 取付部の被害

取付部の被害はすでに表-2.7に示したように翼壁，袖石積みの亀裂，滑動，盛土の沈下が多い。

(3.3) 橋台の被害

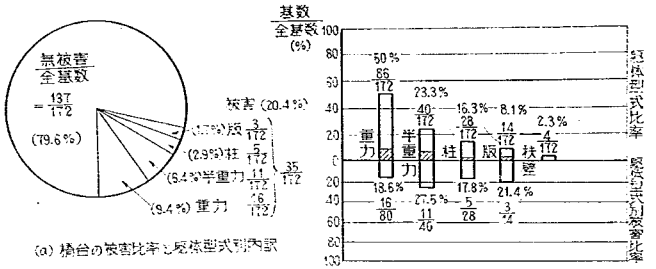
橋台の被害について図-2.12～図-2.16までにその内訳と被害比率について示す。橋台の被害比率は20%であるが，橋脚は8%であり，調査対象に大差があるにもかかわらず絶対数はほぼ同じであることは，橋台の被害の大きいことを物語り注目に値する。これは橋台が擁壁をかねているためであろう。躯体型式別では重力式が被害数が多いが被害比率ではあまり差がないので，とくに重力式が劣るとはいえない。基礎型式ではくい基礎の被害数は多いが，これも被害率では大差がない。くい基礎の19%に対し井筒の32%は下部構造の抵抗力が基礎地盤の良否に影響されることの大きいことを示すものといえよう。しかし，これは被害度の大小を問わず一律にあつかったためで，井筒の耐震性が低いということでない。上部構造からの荷重，基礎地盤の条件等については，従来，慣用的にくい基礎よりきびしい条件にあるところに用いられてきたことも考慮すべきで，むしろくい基礎の耐震性は良好であったということであろう。

(3.4) 橋脚の被害

橋脚の被害について図-2.17～図-2.20にその内訳と被害比率について示す。橋脚の被害は8%と橋台に比べて非常に少ないのは，やはり土圧の影響と思われる。柱式（くい式をふくむ）の被害率が高いが，これは昭和大橋の影響で，橋脚においても躯体型式別では大差ないものといえよう。基礎型式でも同様である。ただ柱式，くい基礎には被害度の高かったものがあったことは，地盤の水平支持力のとり方など今後の設計において十分注意すべきであろう。

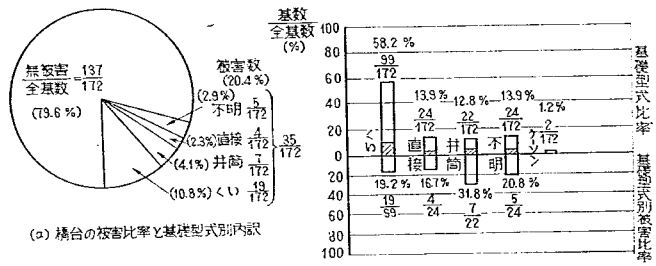
(3.5) 上部構造の被害

上部構造の被害について図-2.21～図-2.25にその内訳と被害比率を示す。これからは橋種別の優劣はつけがたい。これは死荷重に差があっても，下部構造はそれなりにバランスのとれた設計となっているからであろう。このことは上部が軽い程耐震的ということは必ずしもいえないということを示している。構造型式別では連数のうち約80%が単純形式であるため，被害数，比率とも大き



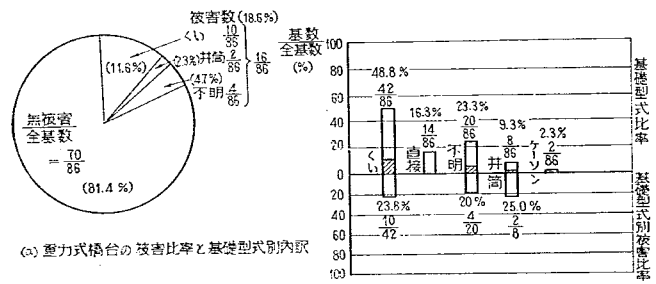
(a) 橋台の被害比率と基礎型式別内訳

図-2.12



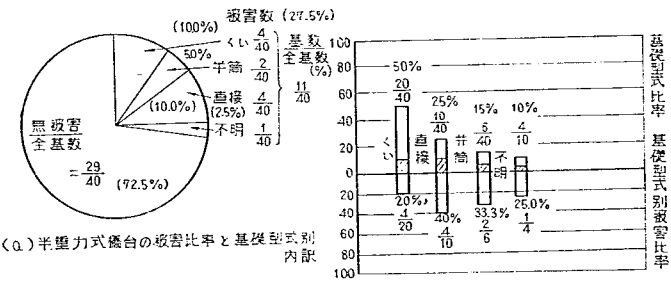
(a) 橋台の被害比率と基礎型式別内訳

図-2.13



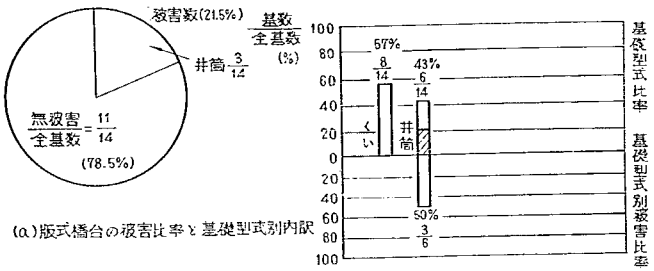
(a) 重力式橋台の被害比率と基礎型式別内訳

図-2.14



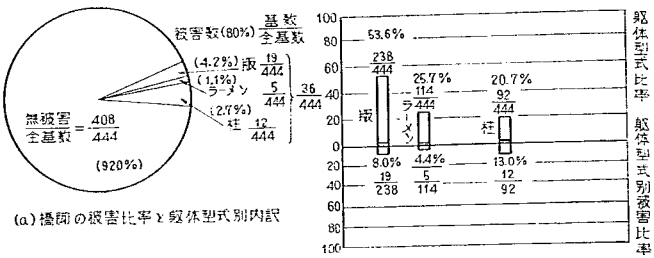
(a) 半重力式橋台の被害比率と基礎型式別内訳

図-2.15



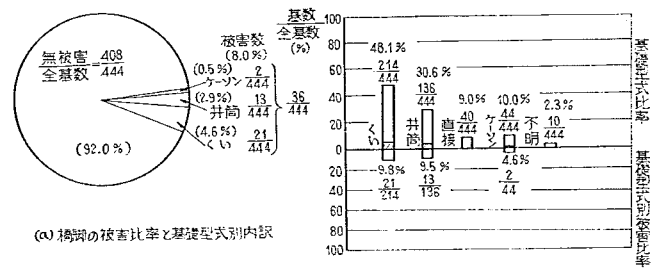
(a)版式橋台の被害比率と基礎型式別内訳

図-2.16



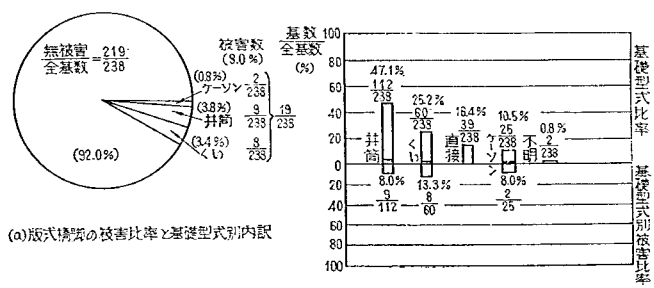
(a)橋脚の被害比率と上部工形式別内訳

図-2.17



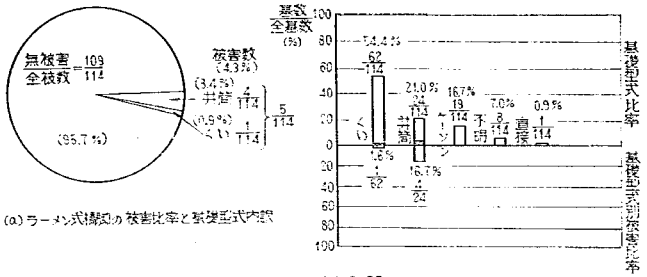
(a)橋脚の被害比率と基礎型式別内訳

図-2.18



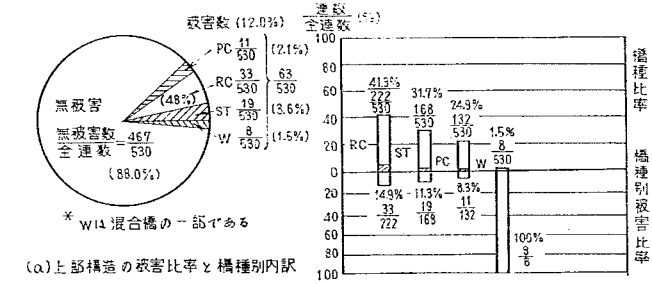
(a)版式橋脚の被害比率と基礎型式別内訳

図-2.19



(a) ラーメン式橋脚の被害比率と基礎型式内訳

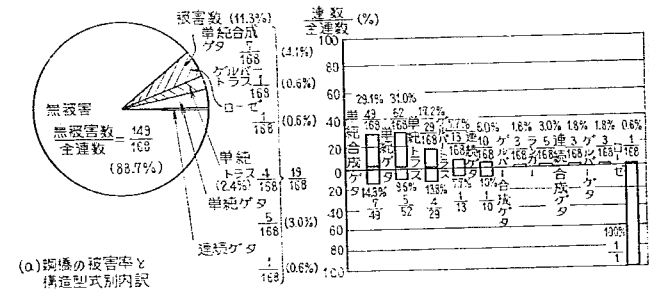
図-2.20



＊ W は混合橋の一部である

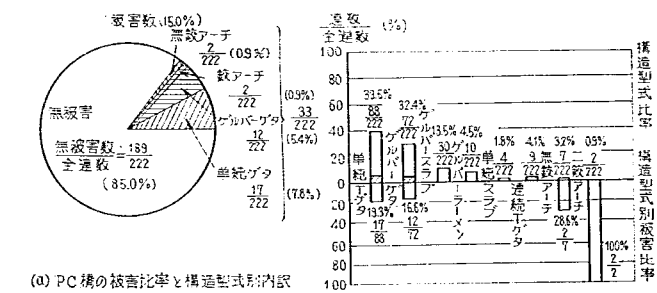
(a) 上部構造の被害比率と橋種別内訳

図-2.21



(a) 鋼橋の被害率と構造型式別内訳

図-2.22

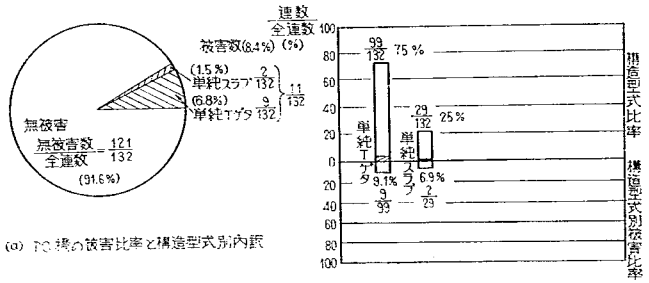


(a) PC 橋の被害比率と構造型式別内訳

図-2.23

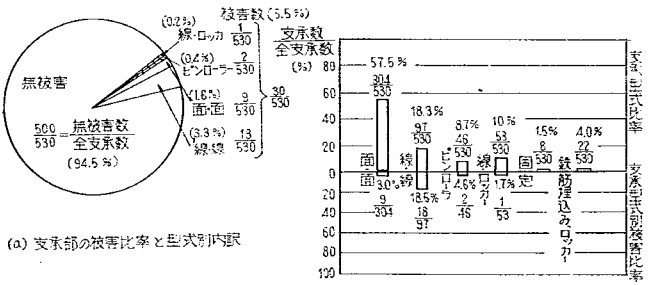
表-2.8　支持地盤の

基礎地盤の種類 ＼ 被害度	被害 総合 1	2	3	4	5	小計	被害 交通能力 1	2	3	4	5	6	小計
粘性	6	5				11	11						11
粘性・中間	1					1	1						1
中間	2	2		2		6	4	1	1				6
粘性・砂質	1	1				2	2						2
中間・砂質	1					1	1						1
砂質	9	8	10	4	3	34	25	1	2	1	1	4	34
砂利	2	4	1			7	7						7
転石	1	1				2	2						2
不明	11	5	6			22	21		1				22
合計 変状（上下部別）橋数	34	26	17	6	3	86	74	2	4	1	1	4	86



(a) PC橋の被害比率と構造型式別内訳

図-2.24



(a) 支承部の被害比率と型式別内訳

図-2.25

くなっているが，連続の事例が少ないため直ちに連続ゲタが有利とはいいがたい。むしろ上部構造全般を通じていえることは，その耐震性は上部構造自体より下部構造の耐震性に非常に影響されるということである。したがって基礎地盤の因子が下部と同じように大きいといえよう。

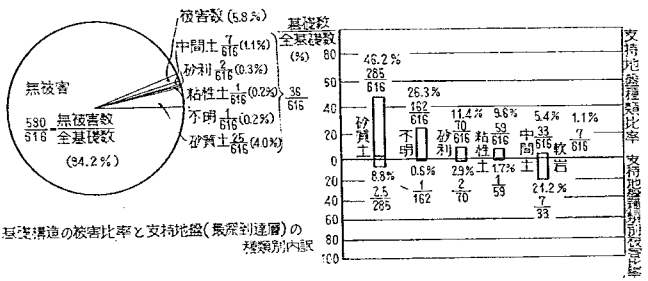
(3.6)　支持地盤の種類と被害の関係

支持地盤の種類と被害の関係について図-2.26，支持地盤の種類と被害度の関係を表-2.8に示す。これをみると砂質土の被害が多いが，比率ではいずれも10%程度である。このことは所要の支持力が確保されている場合はいずれの種類でも安全度に差はないということであろう。ただ支持地盤の種類については調査の際推定が多かったことを考慮すべきである。

種類と被害度の分布

度

変														状			
0		1		2		3		4		5		比　率					
上　部	下　部	上　部	下　部	上　部	下　部	上　部	下　部	上　部	下　部	上　部	下　部	上　部	下　部				
8	8	2	1	1	2							3/11	3/11				
1	1											0/1	0/1				
4	2		2	2			1				1	2/6	4/6				
1	1	1	1									1/2	1/2				
1	1											0/1	0/1				
13	13	3		9	12	4	3	1		4	6	21/31	21/31				
3	3	3	1	1	3							4/7	4/7				
2	1		1									0/2	1/2				
15	12	3	0	4	8		2					7/22	10/22				
48	42	12	6	17	25	4	6	1	0	4	7	38/86	44/86				



(3) 基礎構造の被害比率と支持地盤(長柄到達層)の種類別内訳

図-2.26

3.　代表的な震害橋梁の被害様相

〔1〕 万　代　橋

(1.1)　橋梁諸元ならびに構造

(1) 一　般

- 路線番号　国道7号線
- 所在地　新潟市
- 架設年月　昭和14年8月
- 架橋河川　信濃川
- 橋　格　一等橋
- 幅　員　21.8m
- 橋　長　309m

(2) 上部構造

- 構造形式　コンクリートアーチ
- 側径間　2ヒンジアーチ　2連
- 主径間　6径間連続固定アーチ

(3) 下部構造

- 構造形式
- 側径間橋台　重力式鉄筋コンクリート橋台
  木ぐい基礎
- 主径間橋脚　空気ケーソン基礎

(1.2)　地盤の状況

本橋で工事に先行して実施された調査については不明であるが，下部工の施工時にケーソン内で支持力確認のため平板載荷試験が実施されている。

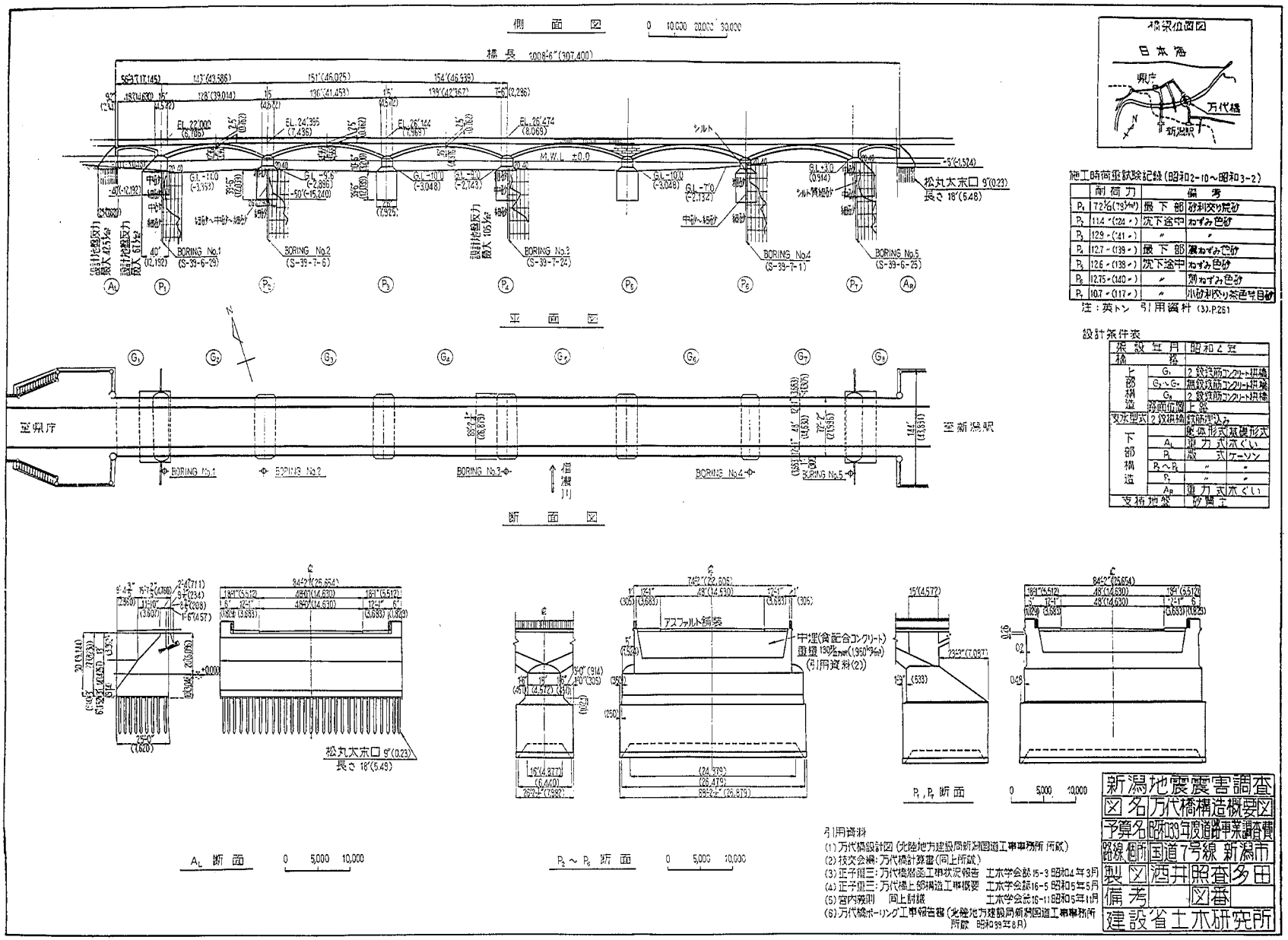
地震後は昭和39年7月にボーリング調査（l=30m，6本）が実施されN値と撹乱サンプルによる物理試験結果が得られた。図-3.1.1はボーリング柱状図，表-3.1.1は物理試験結果を示し，これらを総合して図-3.1.2の地盤図として示した。なお，表-3.1.2は工事中の平板載荷試験（1 ft² および2 ft² の平板）結果である。ボーリング実施時の地盤高は明確でない。ボーリングの結果はすべて当時の地盤高を基準にしてかかれていた。

万代橋の地盤はボーリング柱状図にみられるごとく，すべてが砂質土でボーリング No. 4，6のごとく表層以外は飽水状態にある。その堆積物および堆積状態をながめると特徴的な3層に分けて考えるのが適当である。

すなわち−13〜−15m 以深では青灰色を呈するD_{60}<

表-3.1.1 万代橋物理試験結果

深度	試料種別		粒度による土の分類	単位体積重量 γt (g/cm³)	乾燥密度 γd (g/cm³)	自然含水比 W (%)	真比重 G_s	間隙比 e	粒度試験							
	乱さない	乱した							礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	60%粒径 D_{60} (mm)	10%粒径 D_{10} (mm)	均等係数 U_c	最大粒度 (mm)
19.15～19.45		○	砂質ローム	—	—	25.9	2.72	—	0.0	77.0	17.5	5.5	0.135	0.036	3.5	2.0
20.15～20.44		○	砂	—	—	23.5	2.66	—	0.0	81.0	14.0	5.0	0.140	0.053	2.6	2.0
21.15～21.45		○	砂質ローム	—	—	29.7	2.72	—	0.5	78.0	15.5	6.0	0.155	0.039	4.0	2.9
22.15～22.44		○	砂質ローム	—	—	27.8	2.69	—	0.5	76.0	17.5	6.0	0.140	0.035	4.0	4.45
23.15～23.45		○	砂質ローム	—	—	27.3	2.67	—	0.0	78.5	15.5	6.0	0.140	0.014	10.0	2.0
24.15～14.42		○	砂質ローム	—	—	26.0	2.67	—	0.0	78.0	17.0	5.0	0.130	0.038	3.4	2.0
25.15～25.39		○	砂	—	—	26.0	2.66	—	0.0	81.0	13.5	5.5	0.132	0.036	3.7	2.0
26.15～26.42		○	砂	—	—	24.9	2.68	—	0.0	82.0	13.0	5.0	0.125	0.038	3.3	2.0
27.15～27.43		○	砂質ローム	—	—	26.7	2.72	—	0.0	74.5	18.5	7.0	0.130	0.012	10.8	0.85
28.15～28.42		○	砂質ローム	—	—	28.5	2.67	—	0.0	77.0	17.0	6.0	0.128	0.024	5.3	2.0
29.15～29.45		○	砂質ローム	—	—	24.7	2.69	—	0.0	73.5	20.0	6.5	0.135	0.022	6.1	2.0
30.15～30.43		○	砂質ローム	—	—	28.3	2.71	—	0.0	77.0	16.0	7.0	0.149	0.026	5.7	2.0
No. 6																
3.15～ 3.47		○	礫混り砂質ローム	—	—	32.0	2.65	—	11.0	50.5	27.0	11.5	0.155	0.0035	44.3	30.0
4.15～ 4.28		○	礫混り砂質ローム	—	—	31.8	2.60	—	7.5	50.5	36.0	6.0	0.270	0.0105	25.7	28.1
6.15～ 6.47		○	砂質ローム	—	—	35.3	2.67	—	2.5	61.5	23.0	13.0	0.155	0.002	77.5	13.7
8.15～ 8.46		○	砂	—	—	23.9	2.68	—	2.0	94.0	1.5	2.5	0.460	0.20	2.3	3.5
10.15～10.45		○	礫混り砂	—	—	21.0	2.66	—	7.0	86.5	2.0	4.5	0.440	0.125	3.5	16.3
11.15～11.46		○	礫混り砂	—	—	10.6	2.70	—	3.5	91.5	2.0	(3.0)	0.490	0.23	2.1	5.5
14.38～14.66		○	砂	—	—	28.0	2.63	—	0.5	98.0	1.0	(0.5)	0.400	0.265	1.5	3.9
16.15～16.45		○	砂	—	—	27.6	2.66	—	0.0	95.5	2.5	(2.0)	0.330	0.14	2.4	2.0
19.15～19.45		○	砂	—	—	27.6	2.69	—	0.0	91.0	3.5	5.5	0.180	0.085	2.1	2.0
22.15～22.45		○	砂質ローム	—	—	24.1	2.69	—	0.0	74.5	17.5	8.0	0.130	0.016	8.1	2.0



施工時荷重試験記録(昭和2-10～昭和3-2)

	耐荷力	備考
P_1	72.5t(79.3t/m²)	最下部	砂利交り荒砂
P_2	114.4 〃 (124 〃)	沈下途中	わずみ色砂
P_3	129 〃 (141 〃)	〃	〃
P_4	127.7 〃 (139 〃)	最下部	褐わずみ色砂
P_5	126 〃 (138 〃)	沈下途中	わずみ色砂
P_6	125.75 〃 (140 〃)	〃	黒わずみ色砂
P_7	107 〃 (117 〃)	〃	小砂利交り茶色粘土質砂

注：英トン 引用資料(3).P261

設計条件表

架設年月		昭和2年
橋格		
上部構造	G_1	2鉸鉄筋コンクリート拱橋
	G_2～G_6	無鉸鉄筋コンクリート拱橋
	G_7	2鉸鉄筋コンクリート拱橋
	路面位置	上路
支承型式		2鉸拱橋 鉸埋込み
下部構造		重力式基礎形式
	A_1	重力式ホぐい
	P_1	〃 式ケーソン
	P_2～P_6	〃 〃
	P_7	〃 〃
	A_2	重力式ホぐい
支持地盤		砂質土

引用資料
(1) 万代橋設計図(北陸地方建設局新潟国道工事事務所 所蔵)
(2) 技文会編: 万代橋計算書(同上所蔵)
(3) 正子龍三: 万代橋階段工事状況報告 土木学会誌 15-3 昭和4年3月
(4) 正子龍三: 万代橋上部構造工事概要 土木学会誌 16-5 昭和5年5月
(5) 宮内義則 同上討議 土木学会誌 16-11 昭和5年11月
(6) 万代橋ボーリング工事報告書(北陸地方建設局新潟国道工事事務所所蔵 昭和39年8月)

新潟地震震害調査	
図名	万代橋構造概要図
予算名	昭和39年度道路事業調査費
路線	個所 国道7号線 新潟市
製図	酒井 照査 多田
備考	図番
建設省土木研究所	

図-3.1.A

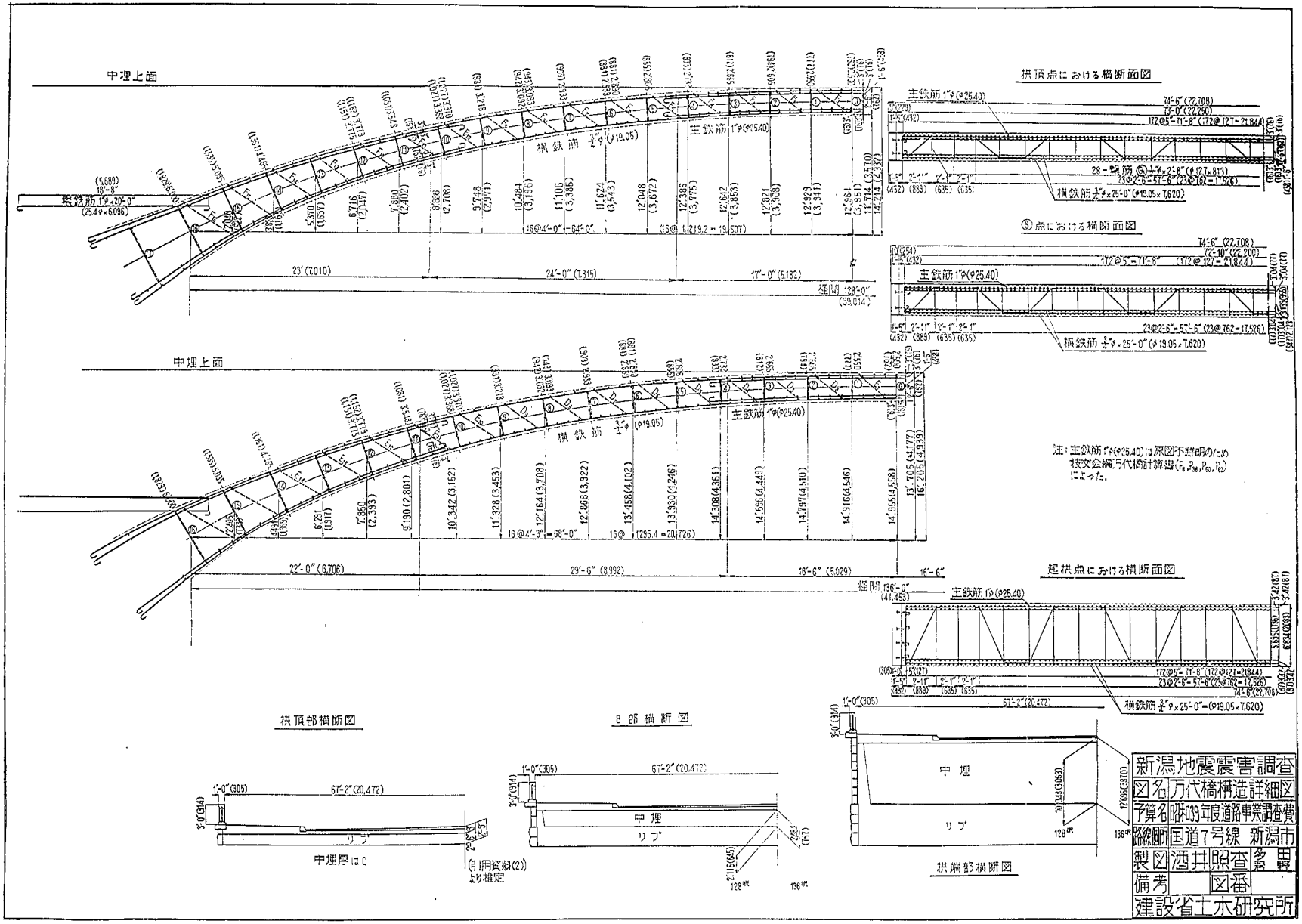
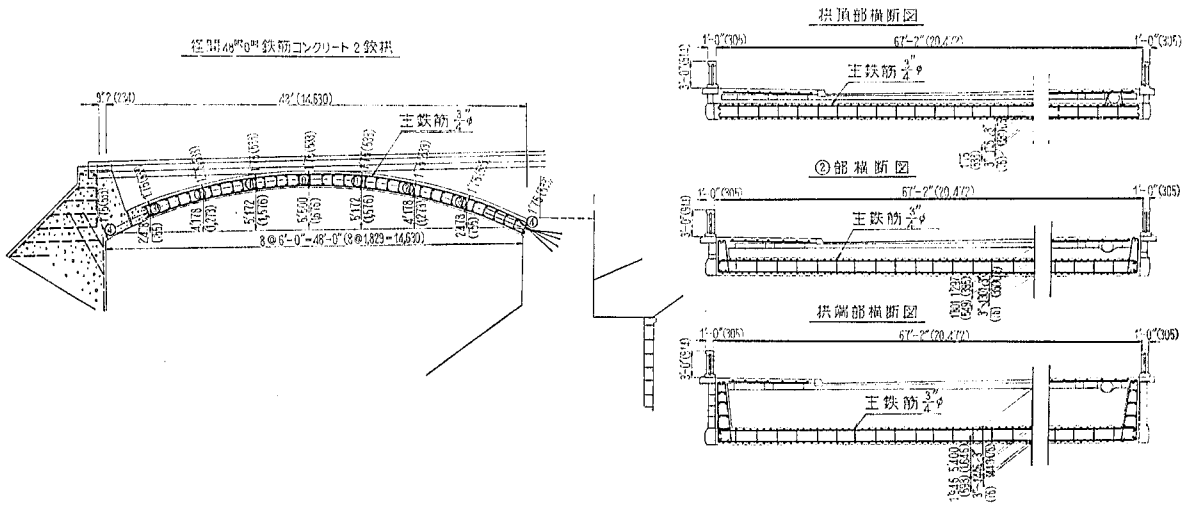

中埋上面
主鉄筋 1"φ(φ25.40)
横鉄筋 ¾"φ(φ19.05)
支点における横断面図
⑤点における横断面図
起点における横断面図
横鉄筋 ¾"φ×25'-0"(φ19.05×7,620)
注：主鉄筋 1"φ(φ25.40)は形図不鮮明のため
技交会編「万代橋計算書(R1,R2,R3,R4,R5)
によった。
供頂部横断図
8 部 横 断 図
供端部横断図
中埋厚は0
(R1用資料(2))
より推定
中 埋
リブ
新潟地震震害調査
図名 万代橋構造詳細図
予算名 昭和39年度道路事業調査費
路線名 国道7号線 新潟市
製図 酒井 照査 名 畢
備考 図番
建設省土木研究所

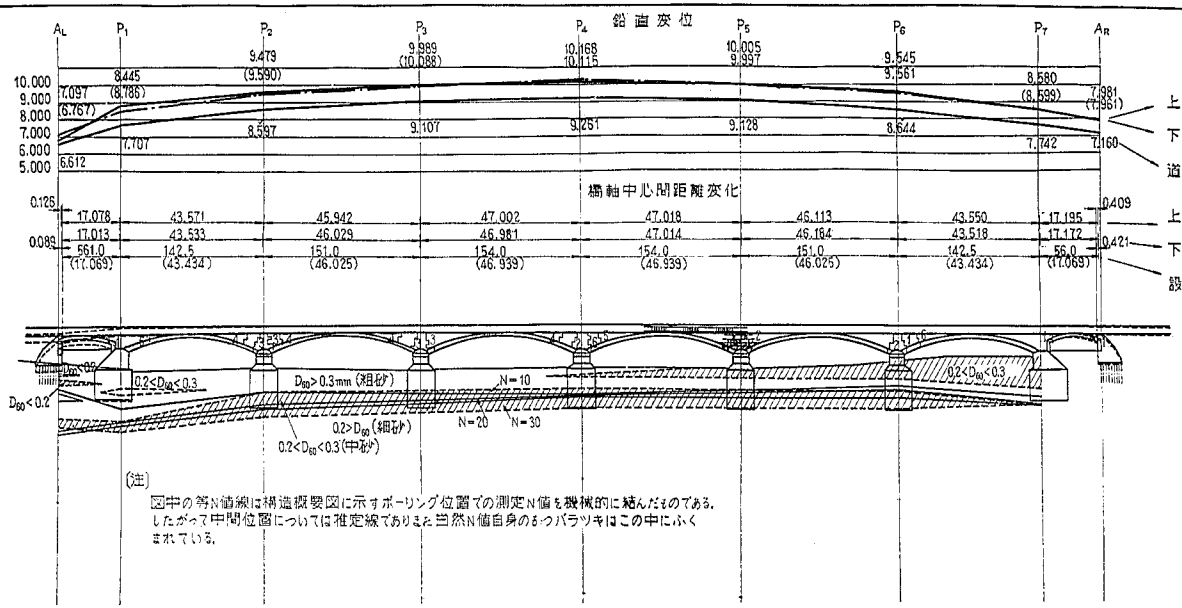
図-3.1.A1



(注) 主鉄筋 3/4"φ は原図不鮮明のため
技交会編，万代橋計算書(P66)によった．

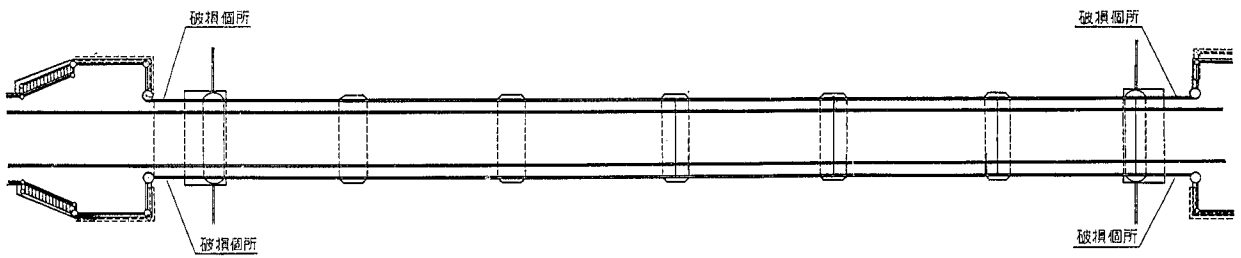
新潟地震震害調査				
図名	万代橋構造詳細図			
予算名	昭和39年度道路事業調査費			
路線 個所	国道7号線 新潟市			
製図	酒井	照査	多田野	
備考		図番		
建設省土木研究所				

図-3.1.A 2



(注)
図中の等N値線は構造概要図に示すボーリング位置での測定N値を機械的に結んだものである。
したがって中間位置については推定線でありまた当然N値自身のもつバラツキはこの中にふくまれている。

引用資料
万代橋縦断実測図
万代橋平面,側面実測図
万代橋地盤図



新潟地震震害調査				
図名	万代橋変状概要図			
予算名	昭和39年度道路事業調査費			
路線.個所	国道7号線 新潟市			
製図	酒井	照査	多田	
備考		図番		
建設省土木研究所				

図-3.1.B

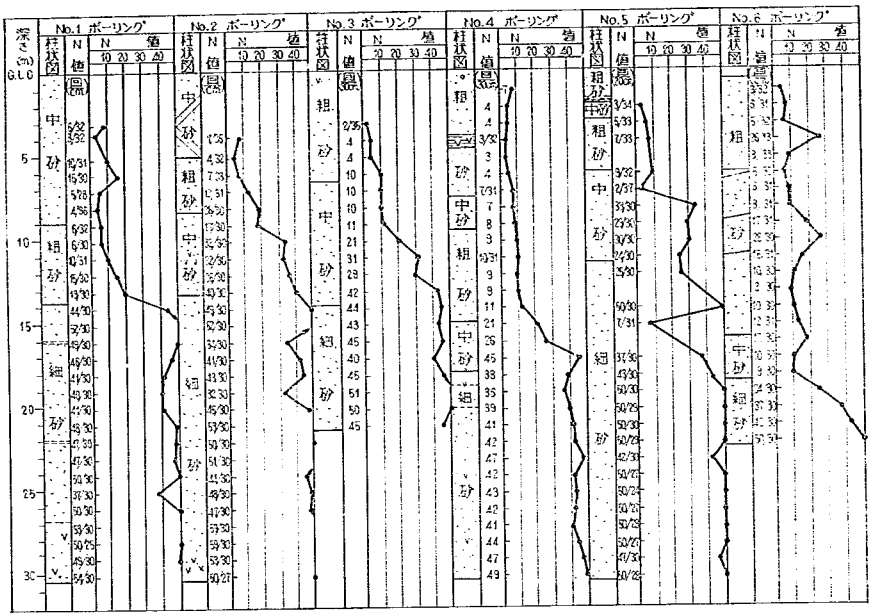


図-3.1.1　万代橋ボーリング柱状図

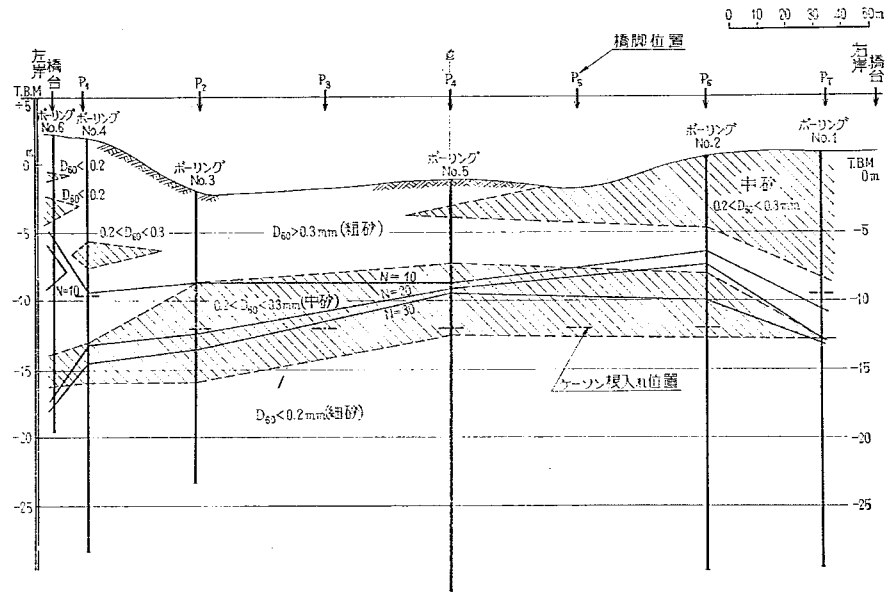
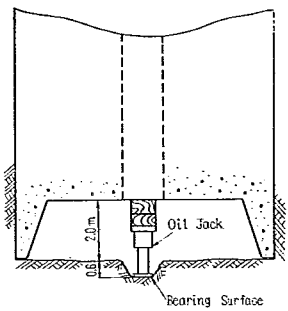


図-3.1.2　万代橋地盤図

表-3.1.2　ケーソン内平板載荷試験結果（万代橋）

ケーソンNo. ＼ 項目	試験年月	試験地盤高 TP(m)	土質名	載荷面積 (m^2)	極限支持力 (t/m^2)	最終支持面高 (m)
1	昭 2.10	−12.4	褐色粗砂	(1 ft²) 0.097	75.35	−12.4
2	〃	−14.3	灰色細砂	(2 ft²) 0.196	118.14	−15.2
3	昭 2.11	−14.6	〃	〃	133.69	−15.2
4	〃	−15.2	〃	〃	131.61	−15.2
5	昭 2.12	−14.9	〃	〃	131.86	−15.2
6	〃	−14.0	〃	〃	133.43	−15.2
7	昭 3. 2	−12.4	褐色粗砂	〃	111.97	−13.6



0.2mm，均等係数3以上の細砂でよく締まり N=30～40（現場N値）を示している。この層の上面は平坦で中砂へと続く。

中砂は D_{60}=0.2～0.3mm で厚さが5m 程度であるが，左右の両岸下部ではほとんど消滅している。N値は10～30で上から下へと漸増するがN≒30となって下部の細砂へと続く。P_2～P_6 のケーソンは本層に基底をおく。

中砂層の上にのるのが弛い中砂と粗砂でその厚さの分布は右岸で中砂が厚く河心付近で粗砂に移化する。この層にはときに細礫も混えることがあり，一般的にみてやや不安定な条件での堆砂と考えられる。N値は3～20であるが大部分がN<10である。P_1，P_7および左右の橋台はこの層に基礎を置いている。

以上のように本橋地盤は，上部のゆるい中～粗砂と下部の密な中～細砂に分けて考えられるが，この関係は昭和大橋においても八千代橋においても，ほぼ類似の地盤構成にあり，粗砂による実験（昭和大橋の地盤の項参照）では，上部のN<10層は地震により（流動化 liquefaction）を生ずる可能性が充分にあった部分であり，N>30の砂層では同様の条件でも充分に安定であったものと考えられる。

(1.3)　被災状況

震災による影響は左右岸の取付道路，橋台，端径間に著しく，取付道路の盛土，橋台の沈下のため，取付部路面に凹凸，橋面との接合部の舗装の盛上り，端径間橋面と次径間橋面との接合部路面にクラックを生じた。それ

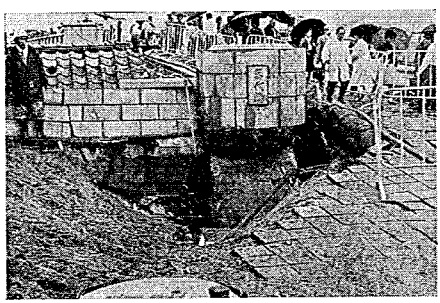


写真-3.1.1

に伴い，橋面下に埋設されてあったガス管等が取付部で折損した。また，橋台に連らなる胸壁はその基礎が橋台と切って施工されたため，胸壁と橋台との間に裂け目ができ，取付盛土の土砂が流出し，取付部歩道の舗装が破損した。胸壁と橋台との間の裂け目は左岸で約1m，右岸では約2m にもなっている（写真-3.1.1）。

また，胸壁は河心に向かって水平移動し，同時に沈下しており，特に左岸上流側が著しく，約2m 河心方向に相対的変位を示している。

端径間アーチは撓みが著しく，高欄が破損し，左岸下流側高欄は破壊落下した。アーチ側面の張り石には橋脚との接合部に大きな亀裂が生じ，アーチ・リブには横方向に全幅に通ったひびわれが生じている。このひびわれはアーチクラウン付近ほどひびわれの間隔が小さく，ひ

びわれの幅が大きく，鉄筋が露出している部分もある。アーチ・スプリンギング付近にコンクリートに剥離状のひびわれがあり，コンクリートの圧潰が予想される。図－3.1.3に端径間の変形，ひびわれの状況を示す。端径間は落橋してはいないが，永続使用不能の状態となった。

主径間では，ほとんどの径間の起拱点付近の側面張石に亀裂が生じている。この亀裂は岸に近い径間ほど著しい。(写真-3.1.2) 第7径間 (P_6, P_7 間) には右側起拱点から約14m の個所に幅約4mmのひびわれがアーチ・リブ下面に全幅にわたって生じている (写真-3.1.3)。

この個所は図-3.1.4でわかるように拱頂点で二段に配置された鉄筋が一段になっている個所で，ひびわれ発生に関係があるとみられる。

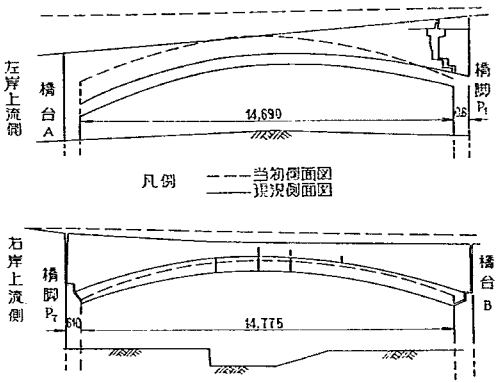


図-3.1.3　端径間側面現況図

主径間の各径間で，スパン中央部（拱頂部）の撓みが相当あるように見えるが，昭和37年の高欄補修時のデータと比較して地震によって生じたとみられる撓みは小さく，たかだか10cm 以下と思われる。図-3.1.5に昭和37年の高欄補修時のデータと比較した橋面の相対的鉛直変位（中央橋脚 P_4 上を基準とする）を示す。これによれば，橋台Aでは約1.4 m，橋脚 P_1 では約0.3m，橋脚 P_6 では0.15m，橋台Bでは約0.4m相対的沈下がある。地震後の測量によって得た橋脚間距離と設計図書から求めた橋脚間距離との比較を表-3.1.3に示す。これによればほとんどの主径間で支間は拡大し，特に第7径間では約13cm も支間が拡がったことになっている。アーチ

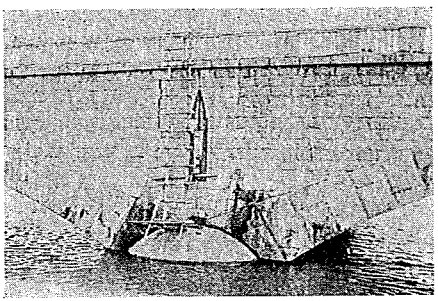


写真-3.1.2

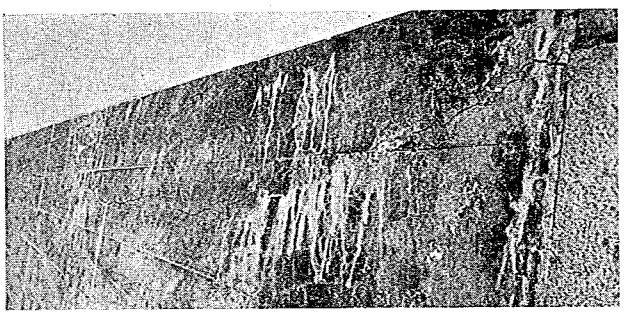


写真-3.1.3　アーチ下面のひびわれ(上流側より撮影)

表-3.1.3　径　間　長　の　変　化

径　間　名		A P_1 間	P_1P_2 間	P_2P_3 間	P_3P_4 間	P_4P_5 間	P_5P_6 間	P_6P_7 間	P_7B 間
㋑ 設計書による標点間距離(m)		14.88	45.875	46.03	46.95	46.95	46.03	45.815	14.88
地震後に実測した値 (m)	上流側	14.690	45.970	45.998	46.965	47.002	46.160	45.992	14.775
	下流側	14.605	45.948	45.960	46.975	47.030	46.092	46.015	14.755
	平均㋺	14.648	45.959	45.979	46.970	47.016	46.126	46.004	14.765
径間長の変化 (㋺−㋑)		−0.232	+0.084	−0.051	+0.020	+0.066	+0.093	+0.129	−0.115

にひびわれが発生したことを考えれば，支間が拡がったと疑われるが，支間拡大値に比較して，撓みが小さい（固定アーチとして第7径間について計算した結果によれば，支間拡大値の約2.5倍の値の拱頂点撓みが生ずるはずである）ので支間拡大値はたかだか数 cm と考えられる。

主径間側面張り石の亀裂の状況と固定アーチでは起拱点で応力が大きくなることとを考えるとリブの起拱点にひびわれがはいっていることが予想され，現在調査中である。

現在までに調査した結果をつぎに述べる。

地震後，橋台および橋脚の傾斜，第7径間の支間，第7径間に生じたひびわれの幅，各径間の撓みの経時変化を観測した。

イ）橋台および橋脚の傾斜は水管式傾斜計（最小読取値1.2秒）によって観測した。当初，P_1 および P_7 上の路面に傾斜計を置いて測った所，P_1 および P_7 が岸側に傾き続ける傾向が見られたが，P_1，P_2，P_6，P_7 の水面近くに傾斜計を取付けて測ったところによれば，判然した傾向が見られなかった。橋台は7月中旬までは河心の方向に傾く傾向がみられたが，その後，顕著な傾きは生じていない。

ロ）第7径間の支間の変化は P_6 P_7 間にインバール線を張って観測した。当初は地すべり観測に用いる自記記録計を用いたが，計器の能力がなくて使用できず，次に肉眼によって観測したが，精度悪く，また，たびたび，船によってインバール線が切断され観測不能になり，観測を中止した。

ハ）第7径間のひびわれ幅は測微鏡（最小読取り0.05 mm）で測っている。読取り誤差位の変化しか表われていない。

ニ）撓み測定はレベルによっており，判然した結果は出ていない。

(1.4)　被害の解析

1)　側径間2ヒンジアーチ（支間48フィート）

この部分の被害は特に大きく，左岸側橋台は1.4m，右岸側橋台で0.4m の相対沈下を生じているが，この原因は何であろうか。

側径間橋台の基礎は末口 23 cm，長さ 5.5m の松丸太が9列29本，合計 261 本使用されていて，そのくい先は −5m よりやや下に達していたと推定される。このくい先の位置を図-3.1.2の地盤図に記入すると，地震後のボーリング結果で，おおむね，$N=10$の線に達している。

さて，この地盤条件に対して，荷重条件を調べてみる。

設計計算書に出ている安定解析図はフィート・ポンド系で表現されているので，それをメートル系に換算して，図-3.1.4に示す。この結果によれば，底面の最大反力は 42 t/m² に達する。現在のわれわれの設計常識からすれば，くい基礎として設計する場合，底面での分担は無視して，くいのみで分担させるが，そのとき，くい1本にはたらく荷重は，くいの配置が3フィート間隔であるから，

$$40\ \mathrm{t/m^2}\times 0.9\ \mathrm{m}\times 0.9\ \mathrm{m}=32\ \mathrm{t}$$

1本あたり最大30 t に達することになる。くいの末口は 23 cm であり，もし，完全な先端支持ぐいなら，そのくい材にはたらく圧縮力は 70 kg/cm² を越す。また，この木ぐいが，周面の摩擦で分担できる荷重は，

最大として周面の摩擦抵抗を 3 t/m² と見積っても 13 t，土圧に対する摩擦係数を0.5と見積っても 3 t 程度であり，荷重の大部分はほとんど先端で支持されなければならないことになる。仮に30 t の軸力のうち，10 t が周面摩擦で20 t が先端で支持されていたとすると，先端での圧力強度は 500 t/m² にも達する。

最初に述べたように，くい先は N値10の層に達しており，この圧力強度には到底耐えられないから，沈下を生じ，くいのみで支持する仮定が崩れて，上部からの荷重が，橋台の底面でも支持される結果になる。

したがって橋台は上部からの荷重を，くいと底面との協同でなくほとんどを底面に支持されていたと予想され，くいは地盤密度を高める締め固めくいのはたらきをしていたと見てよいであろう。

このような支持状態に対して地震が来たとする。側径間は2ヒンジアーチであり，この構造に対して，地震動が作用するとヒンジを中心にして回転変形をおこす。ま

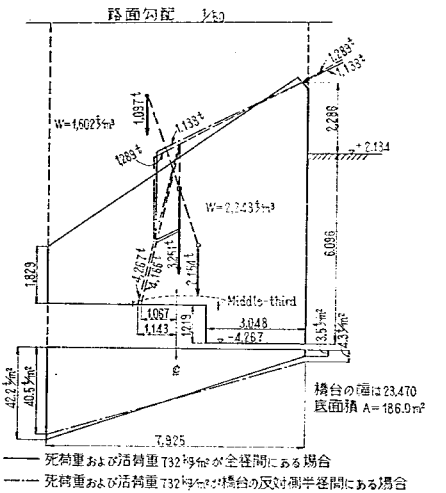


図-3.1.4　橋台 A_R，A_L 安定解析図

た橋軸直角方向の場合には，底面に中心をおくロッキングをおこすと想像される。両者を比較すると橋軸方向の底面幅の方が狭まいので，底面反力の増大は前者の方が大きいと予想できる。したがって，ここでは橋軸方向について検討する。いま，この地方の構造物の設計に用いていると同じ震度0.2の地震動が作用したとすると，それによる底面反力の増加は5 t/m² 程度であり，死荷重による最大底面反力37 t/m² が14%増加するにすぎない。

このことはもし常時において，先の条件で安全であったとすると，当然，耐えることのできる荷重増加と言うことができよう。

一方，これに対して，2.2の昭和橋の項で，くわしく述べる地盤の liquefaction の現象がある。図-3.1.1のボーリング柱状図 No. 1，No. 6と表-3.1.1から表層5m～10mの区間は，N値で5～10の緩い砂層であり，粒度も $D_{60}>0.3$ の粗砂に分類され，昭和橋の表層の砂とまったく同じである。これから，この層は当然 liquefaction を起したであろうと推定される。

したがって，48フィート2ヒンジアーチの橋台の被害は地震時の荷重増加に加えて地盤自身の性質が地震時に変化して，地盤の支持力が低下したことに原因があると言える。これは，東跨線橋の取付橋梁部の基礎の沈下と同じ性質のものと考えられる。

この橋台の沈下によって，アーチ部分に大きなクラックを生じた。このアーチ部分のクラックはアーチ下側にも発生しており，主として沈下によるものと判断される。

2)　主径間固定コンクリートアーチ

固定コンクリートアーチは6径間連続で，被害は主として端径間の支間128フィートのアーチに見られる。

左岸の径間では P_1 橋脚が約30 cm 沈下しており，右岸の径間では P_6 橋脚が，約15 cm 沈下している。

特に沈下の大きかった P_1 橋脚について検討してみる。設計計算書に示された P_1 橋脚の安定解析図を図-3.1.5に示す。その中に死荷重のみがはたらいたときの底面反力分布を計算して，同時に示してあるが，最大反力は63.8 t/m² である。この値には浮力の影響を考えてないので，それを考慮すると，有効圧として約50t/m² がはたらいていると推定してよい。

この状態に対して，橋軸に直角に震度0.2の地震が作用したとすると，その地震力による底面反力の増加は20 t/m² 前後の値であり，死荷重に対して加算すると，有効圧で，70 t/m² 前後の値が得られる。橋軸方向についてはアーチのラーメン作用から回転変形を生じないと予想できる。

この計算にはケーソン前面の抵抗土圧，摩擦抵抗を考慮してないが，実際には表層の砂の液状化により，荷重項としての動土圧がはたらいたと予想され，したがって，あるいはこれよりも大きな底面反力を生じていたと想像できる。

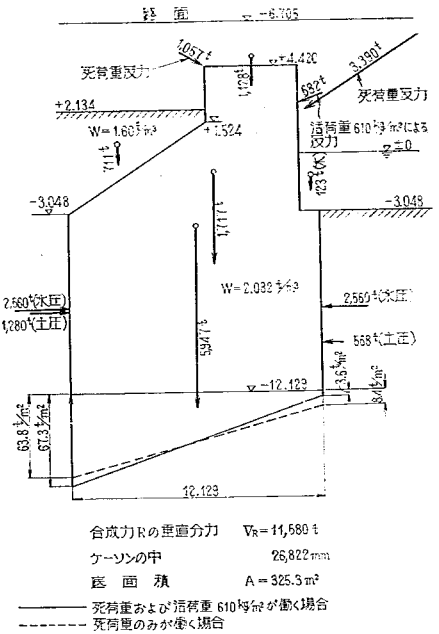


図-3.1.5　橋脚 P_1，P_7 安定解析図

このような荷重状態に対して地盤の耐力はどの程度であったか調べてみる。表-2.1.2の載荷試験結果によれば，P_1 の極限支持力として1フィート径の載荷板の極限支持力として78.7 t/m² を得ている。

この値から考えて，基礎幅12 m のケーソン底面において，全体としてのすべり破壊を生じていないが，底面の一部において部分的な局部破壊を生じていたであろうと推定される。

沈下の大きな原因の一つと考えられよう。また，この P_1 橋脚の場合，ケーソンの底面は N 値で10程度の砂層に止っており，締まった N 値20～30の層までに約5 m の緩い砂層があり，この間の砂層が地震の際に，liquefaction の影響を受けたとも考えられる。

ただ，以上の説明によるとすると，P_7 橋脚も，当然同程度の被害を受けてよいはずであるが，変状観測では捕捉されてない。したがって，現状では以上のようなことが原因として考えられるということであって，断定はできない。

P_6 と P_7 の間にある径間のアーチに見られたクラックの原因についてはすでに被害の状況で述べた。

〔2〕 昭和大橋

(2.1) 橋梁諸元ならびに構造

(1) 一　　般

- 路線番号　主要地方道546号（新潟亭車場線）
- 所在地　新潟市
- 架設年月　昭和39年5月
- 架橋河川　信濃川
- 橋　　格　一等橋
- 幅　　員　24.0m
- 橋　　長　303.9m

(2) 上部構造

- 構造形式　活荷重合成鋼単ゲタ橋
- 上部構造地震係数　0.2
- 橋面舗装　アスファルト舗装
- 支　　承　固定：線支承
  可動：線すべり支承

(3) 下部構造

- 構造形式　くい式橋脚
  鋼ぐい径　600mm　9本　1列使用
  くい　長　25m

(2.2) 地盤の状況

本地点での地盤調査は地震前の昭和36年に水中で2点のボーリング，地震後に左右両岸を含めて計4本のボーリングがおこなわれた。

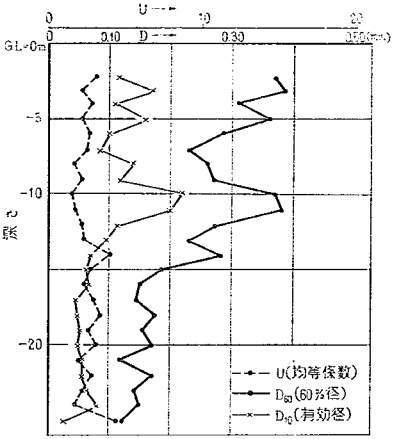


図-3.2.2　深さに伴う粒度変化

これらの結果を図-3.2.1および図-3.2.2室内試験に関しては No.2,3 ボーリングについて表-3.2.1，表-3.2.2に示した。また，図-3.2.3 は以上の結果を総括して地

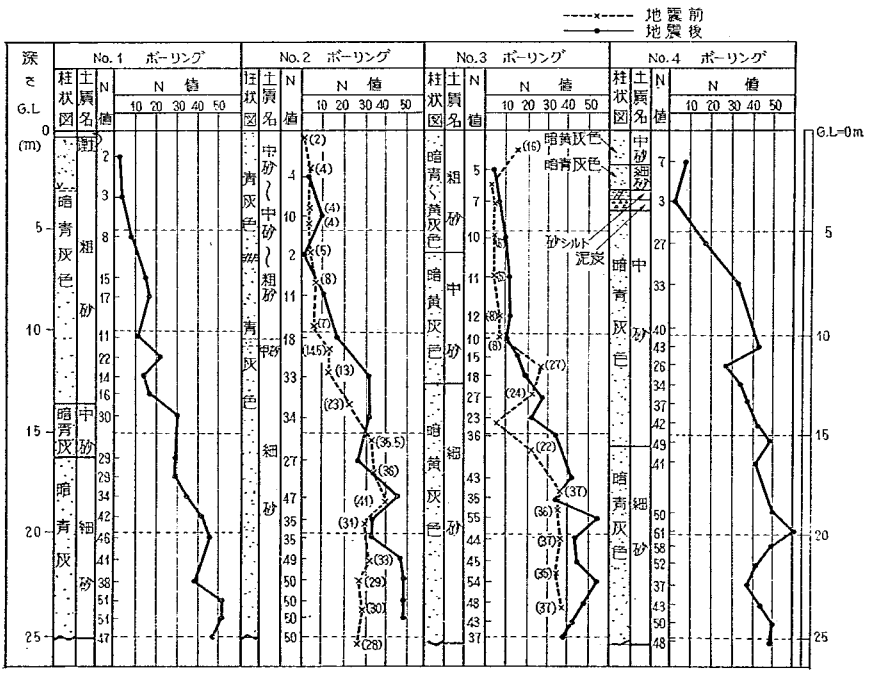


図-3.2.1　昭和大橋ボーリング柱状図

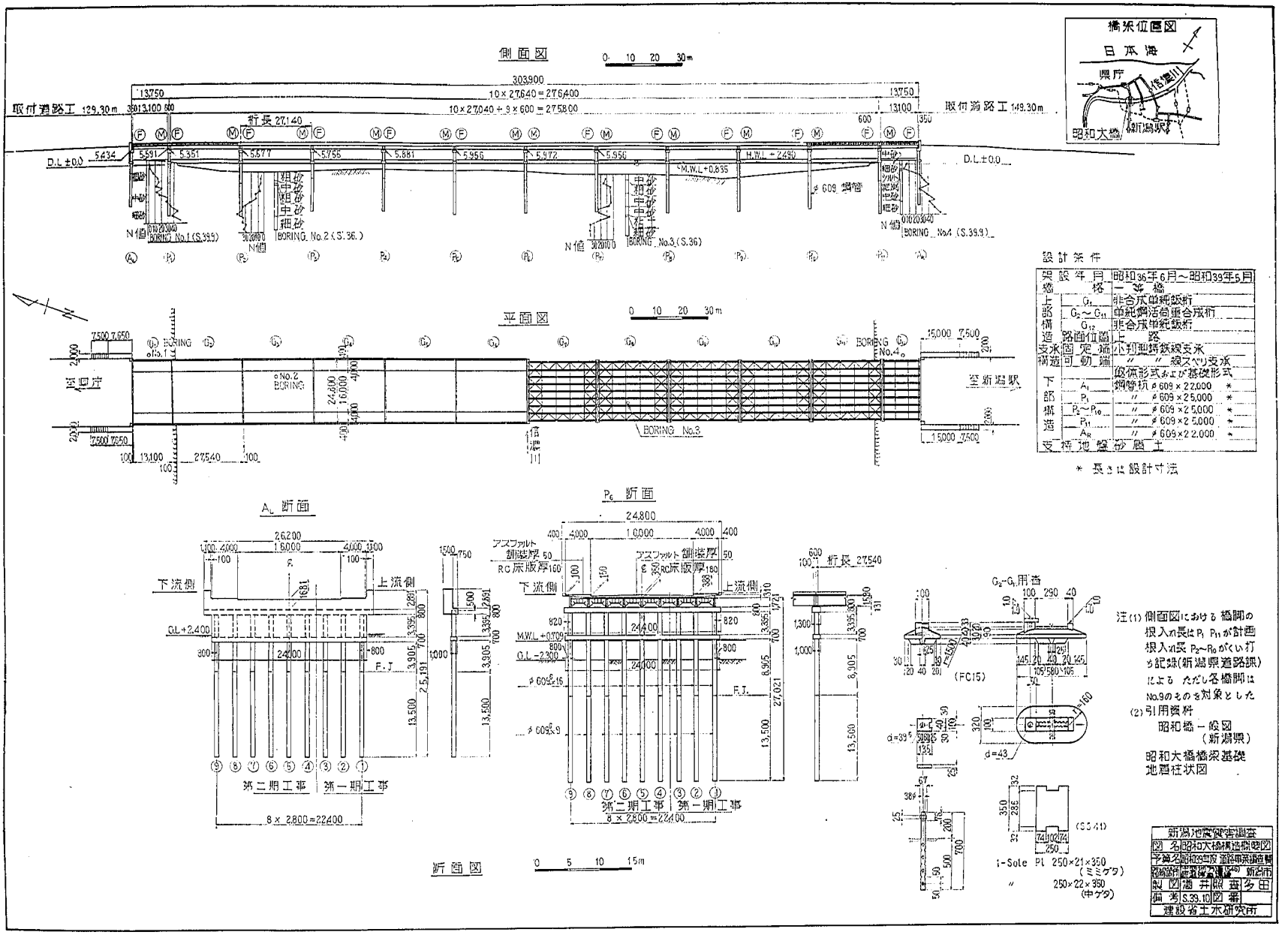

側面図
0 10 20 30m
303,900
10×27.640=27.6400
10×27.040+9×600=27.5800
13750
13100
600
350
取付道路工 129.30m
取付道路工 149.30m
折長 27.140
D.L ±0.0
H.W.L +2.490
M.W.L +0.835
φ 609 鋼管
BORING No.1 (S.39.5)
BORING No.2 (S.36.)
BORING No.3 (S.36)
BORING No.4 (S.39.9)
N値
平面図
0 10 20 30m
至新潟
至新潟駅
BORING No.1
BORING No.2
BORING No.3
BORING No.4
A₀ 断面
P₆ 断面
下流側
上流側
GL+2.400
GL-2.300
M.W.L +0.709
F.J
第二期工事
第一期工事
8×2.800=22400
6×2.800=22400
折長 27.540
断面図
0 5 10 15m
橋架位置図
日本海
県庁
信濃川
昭和大橋
新潟駅
設計条件
設計年月 昭和36年6月～昭和39年5月
橋格 一等橋
上部構造 G1 非合成単純鈑桁
G2～G11 単純鋼活荷重合成桁
G12 非合成単純鈑桁
路面位置 上路
支承構造 固定端 小判型鋳鉄線支承
可動端 〃 線スベリ支承
下部構造 A1 鋼管杭 φ609×22.000 *
P1 〃 φ609×25.000 *
P2～P10 〃 φ609×25.000 *
P11 〃 φ609×25.000 *
AR 〃 φ609×22.000 *
支持地盤 砂質土
* 長さは設計寸法
G2～G11用鋼
(FC15)
(SS41)
1-Sole Pl 250×21×350 (ミミゲタ)
〃 250×22×350 (中ゲタ)
注(1) 側面図における橋脚の根入れ長は P1 P11 が計画根入れ長 P2～P10 がくい打ち記録(新潟県道路課)によるただし各橋脚はNo.9のそのまま対象とした
(2) 引用資料
昭和橋一般図 (新潟県)
昭和大橋橋梁基礎地質柱状図
新潟地震震害調査
図名 昭和大橋構造概要図
予算名 昭和39年度 道路電源費
施設名 新潟港臨海 新潟市
製図 酒井照雄 多田
備考 S.39.10 図番
建設省土木研究所

図-3.2.A

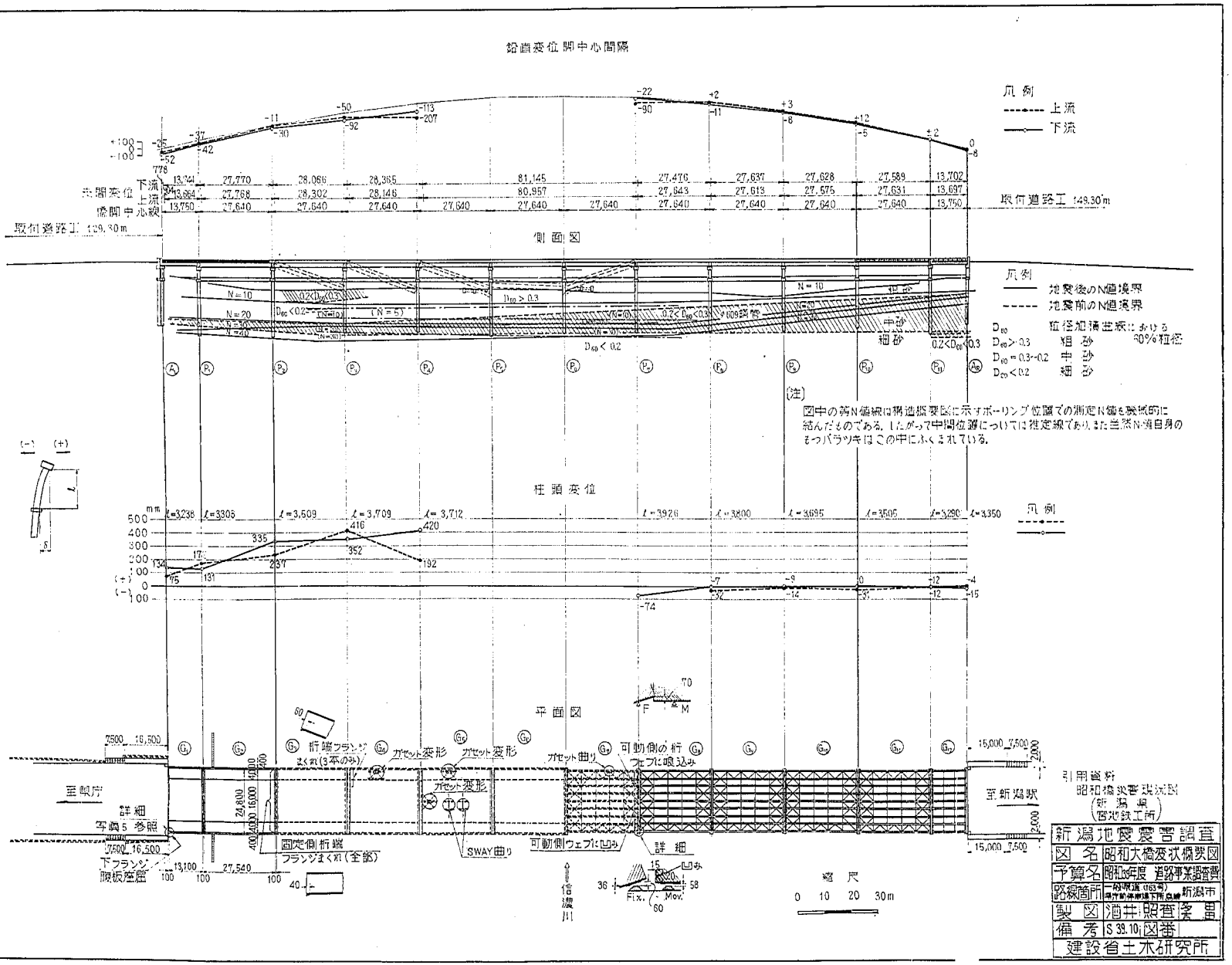

鉛直変位開中心間隔
凡例
上流
下流
径間変位 下流
径間変位 上流
橋脚中心線
取付道路工 129.30m
取付道路工 148.30m
側面図
凡例
地震後のN値境界
地震前のN値境界
粗砂
中砂
細砂
(注)
図中の将N値線は構造振要図に示すボーリング位置での測定N値を概略的に結んだものである。したがって中間位置については推定線であり、また当然N値自身のもつバラツキはこの中にふくまれている。
柱頭変位
凡例
平面図
桁端フランジ
ガセット変形
ガセット曲り
可動側の桁ウェブに喰込み
至新潟駅
詳細
写真5 参照
固定側桁端
フランジすくり(全部)
SWAY曲り
可動側ウェブに凹み
詳細
信濃川
縮尺
0 10 20 30m
引用資料
昭和橋災害現況図
(新潟県)
(西松鉄工所)
新潟地震震害調査
図名 昭和大橋変状概要図
予算名 昭和39年度 道路事業調査費
路線箇所 一般県道(165号) 新潟市
製図 酒井照査 考査
備考 S 39.10 図番
建設省土木研究所

図-3.2.B

表-3.2.1

深度	試料種別 乱さない	乱した	粒度による土の分類	単位体積重量 γ_t (g/cm³)	乾燥密度 γ_d (g/cm³)	含水比 W (%)	真比重 G_s	間隙比 e	粒度試験 礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	60%粒径 D_{60} (mm)	10%粒径 D_{10} (mm)	均等係数 U_c	最大粒度 (mm)	飽和度 (%)
No.2ボーリング																	
2.15～ 2.47		○	砂	—	—	24.2	2.63	—	0.5	86.0	5.5	8.0	0.22	0.03	7.33	7.0	—
3.00～ 3.10		○	礫混り砂質ローム	—	—	31.8	2.60	—	7.5	50.5	36.0	6.0	0.27	0.0105	25.7	2.81	—
3.00～ 3.80	○		砂	1.963	1.195	64.3	2.66	1.23	0	94.1	(5.9)		0.32	0.11	3.0	2.0	100
4.15～ 4.45		○	〃	—	—	21.6	2.64	—	2.5	88.0	3.5	6.5	0.41	0.095	4.31	13.0	—
5.00～ 5.15	○		〃	1.856	1.543	20.3	2.660	0.72	2.2	96.3	(1.5)		0.49	0.24	2.0	4.76	75
6.15～ 6.48		○	礫混り粘土質ローム	—	—	54.3	2.62	—	3.0	31.0	39.5	26.5	0.05	0.0011	4.55	7.1	—
7.00～ 7.30	○		礫混り砂	1.81	1.36	33.64	2.65	0.95	9.0	85.5	3.5	2.0	1.20	0.22	5.45	8.0	94
7.30～ 7.60	○		砂	1.94	1.58	23.1	2.65	0.68	0.5	97.0	2.5	0.0	0.37	0.19	1.95	5.8	91
8.15～ 8.46		○	礫混り砂	—	—	24.2	2.62	—	6.0	85.5	4.5	4.0	0.54	0.098	5.51	5.1	—
9.00～ 9.55		○	砂質ローム	—	—	35.3	2.67	—	2.5	61.5	23.0	13.0	0.135	0.002	77.5	13.7	—
10.15～10.45		○	砂	—	—	21.2	2.67	—	2.5	93.0	1.0	3.5	0.54	0.23	2.43	8.20	—
11.00～11.57	○		〃	1.82	1.42	28.3	2.63	0.85	0.0	97.0	3.0	0.0	0.31	0.165	1.88	2.0	88
12.15～12.45		○	〃	—	—	26.0	2.64	—	0.0	87.5	6.5	6.0	0.26	0.038	6.85	3.1	—
13.00～13.58	○		〃	2.059	1.719	19.8	2.689	0.56	0	97.1	(2.9)		0.24	0.06	2.13	2.0	95
14.15～14.45		○	〃	—	—	26.7	2.65	—	0.0	90.5	4.5	5.0	0.235	0.083	2.84	2.0	—
15.00～15.10		○	〃	—	—	28.0	2.63	—	0.5	98.0	1.0	0.5	0.4	0.265	1.5	3.9	—
15.00～15.55	○		〃	2.490	1.971	25.3	2.666	0.35	0	95.6	(4.4)		0.29	0.12	2.32	2.0	100
16.15～16.45		○	砂質ローム	—	—	29.2	2.70	—	0	76.5	17.5	6.0	0.138	0.035	3.94	2.0	—
17.00～17.10		○	砂	—	—	27.6	2.66	—	0	95.5	2.5	2.0	0.33	0.14	2.4	2.0	—
17.27～17.55	○		〃	2.01	1.61	24.4	2.72	0.69	0	84.0	11.0	5.0	0.157	0.047	3.415	2.0	96
18.15～18.45		○	〃	—	—	27.5	2.69	—	0	77.5	15.5	7.0	0.140	0.03	4.67	2.0	—
19.15～19.45		○	〃	—	—	26.9	2.67	—	0	81.0	12.5	6.5	0.155	0.035	4.43	2.0	—
20.15～20.45		○	〃	—	—	29.0	2.70	—	0	82.5	13.5	4.0	0.14	0.057	2.46	0.85	—
21.15～21.45		○	砂質ローム	—	—	28.7	2.70	—	0	79.5	14.5	6.0	0.135	0.043	3.14	0.85	—
22.15～22.44		○	〃	—	—	28.2	2.67	—	0	73.0	19.0	8.0	0.13	0.03	4.33	0.85	—
23.15～23.39		○	砂	—	—	27.7	2.69	—	0	84.0	10.0	6.0	0.115	0.05	2.30	0.85	—
24.15～24.45		○	砂質ローム	—	—	28.1	2.68	—	0	79.0	17.0	4.0	0.133	0.038	3.50	0.85	—
25.15～25.43		○	〃	—	—	28.8	2.65	—	0	79.0	17.0	4.0	0.145	0.022	6.59	2.0	—

表-3.2.2

深度	試料種別		粒度による土の分類	単位体積重量	乾燥密度	含水比	真比重	間隙比	粒度試験							飽和度
	乱さない	乱した							礫分	砂分	シルト分	粘土分	60%粒径	10%粒径	均等係数	最大粒度	
				γ_t (g/cm³)	γ_d (g/cm³)	W (%)	G_s	e	(%)	(%)	(%)	(%)	D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	U_c	(mm)	(%)
No.3ボーリング																	
2.30～2.90	○		砂	1.84	1.53	20.4	2.67	0.74	0.5	92.5	5.0	2.0	0.37	0.117	3.16	4.50	73.6
3.15～3.46		○	〃	—	—	23.5	2.67	—	0.5	94.0	1.0	4.5	0.385	0.17	2.26	4.20	—
4.00～4.60	○		〃	1.83	1.49	22.8	2.67	0.79	0.5	94.5	2.0	3.0	0.323	0.11	2.94	4.00	77.1
5.15～5.46		○	〃	—	—	25.6	2.63	—	2.0	92.5	2.5	3.0	0.36	0.16	2.25	0.92	—
6.00～6.60	○		〃	1.97	1.61	22.0	2.67	0.66	0.5	94.5	1.0	4.0	0.285	0.103	2.76	4.10	89.0
7.15～7.46		○	〃	—	—	21.8	2.68	—	0.0	92.0	4.0	4.0	0.23	0.087	2.645	2.00	—
8.00～8.60	○		〃	1.88	1.49	29.3	2.66	0.79	0.0	96.0	2.0	2.0	0.26	0.145	1.79	0.85	74.7
9.15～9.46		○	〃	—	—	24.9	2.67	—	0.0	92.0	4.0	4.0	0.27	0.12	2.25	2.00	—
10.15～10.46		○	〃	—	—	23.9	2.63	—	0.0	95.5	2.5	3.0	0.37	0.22	1.68	2.00	—
11.15～11.46		○	〃	—	—	24.1	2.64	—	0.0	94.0	2.0	4.0	0.38	0.205	1.854	2.00	—
12.15～12.46		○	〃	—	—	23.8	2.66	—	0.0	93.0	3.0	4.0	0.27	0.115	2.35	2.00	—
13.15～13.46		○	〃	—	—	25.7	2.66	—	0.0	92.0	4.0	4.0	0.23	0.097	2.37	0.85	—
14.15～14.46		○	〃	—	—	27.7	2.64	—	0.0	90.0	5.0	5.0	0.283	0.07	4.67	2.00	—
15.15～15.46		○	〃	—	—	25.4	2.67	—	0.0	89.0	7.0	4.0	0.185	0.064	2.89	2.00	—
16.00～16.45	○		〃	2.03	16.0	26.5	2.74	0.71	0.0	88.0	9.0	3.0	0.15	0.068	2.21	0.85	100
17.15～17.45		○	〃	—	—	28.0	2.69	—	0.0	85.0	9.0	6.0	0.145	0.047	3.08	0.85	—
18.15～18.45		○	〃	—	—	24.1	2.67	—	0.5	85.0	7.5	7.0	0.175	0.05	3.50	4.10	—
19.15～19.45		○	〃	—	—	23.8	2.69	—	0.3	85.5	8.0	6.0	0.155	0.056	2.77	3.00	—
20.15～20.45		○	〃	—	—	24.3	2.70	—	0.0	85.0	8.5	6.5	0.17	0.053	3.21	2.00	—
21.15～21.45		○	〃	—	—	26.1	2.71	—	0.0	83.0	10.0	7.0	0.118	0.058	2.035	2.00	—
22.15～22.45		○	〃	—	—	26.5	2.67	—	0.5	85.0	8.5	6.0	0.17	0.058	2.935	9.30	—
23.15～23.45		○	〃	—	—	28.7	4.66	—	0.0	89.0	5.0	6.0	0.134	0.065	2.20	2.00	—
24.15～24.45		○	〃	—	—	31.4	2.64	—	0.0	91.0	3.5	5.5	0.15	0.082	1.83	0.85	—
25.15～25.45		○	砂質ローム	—	—	27.3	2.63	—	0.0	67.0	25.5	7.5	0.123	0.027	4.555	2.00	—

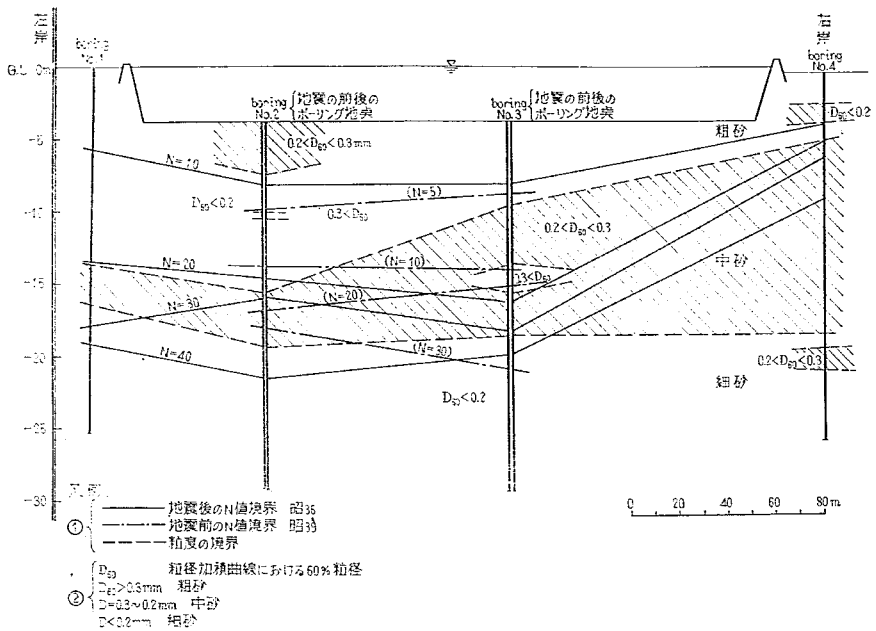


図-3.2.3　昭和大橋地盤図

盤図として示したものである。これらのボーリング実施時の地盤高は明確でない。ボーリングの結果はすべて，その当時の地盤高を基準に書かれていた。なお標準貫入試験では昭和36年，昭和39年の実施分とも落錐はドラム方式による自由落下である。

調査深度30mまでの地盤はすべて沖積層の砂であるが，それらを粒度組成およびN値等の特徴からながめると，非常に様相を異にした特徴ある3層に区分して考えることができ，また，これによると左右両岸の地盤にかなりの差異があることがわかる。すなわち，下部から上部へ細砂層，中砂層，粗砂層に分かれる。ここでおのおのはD_{60}で0.2mm，0.3mmを境いとする。次に各層の特徴を示すと，

① 細砂層：深さ16～18mより以深に分布する均質な層で，暗青灰色を呈する。しかし部分的にはシルト・砂鉄を挟在することがある。N値は30以上であり，地震の前後で比較した場合，大きな変化はみられない。ただし，全体としては地震後のN値は大きく出ている傾向があるが，標準貫入試験の精度から考えて，実際に地震が変化したのか試験誤差なのか判明しない。

② 中砂層：右岸では深さ5m以下に層厚約15mで存在し，左岸に向かって次第に深くなりNo.1ボーリング地点では−14m以深に現われ，厚さは約3mに減少する。本層には腐食物，粗砂，細砂，砂鉄をともなう部分もある。N値の幅は非常に大きいが，この原因として考えられることは成因を異にする中砂からなることである。(右岸側は砂丘堆積層の延長部分，No.3ボーリングでの10～15mは新期の堆積層と考えられる。

③ 粗砂層：3層のうち最も上部に位置する新しい堆積層で，その分布は左岸で厚く（約13m），右岸で薄く，これは中砂と対照的な形で分布している。

この層は堆積環境として不安定な状態でできたものと考えられ，シルト質，ローム質，細礫，および腐食土を混える。N値では地震前に大部分が10以下であったと考えられるが，地震後には多少増加した傾向がみられる。

各層の堆積状態は以上のとおりであるが，地震による影響を最も大きく受けたと考えられる粗砂（D_{60}=0.3，U=3）について三軸圧縮試験による臨界間隙比の測定（Cassagrande Critical Void Raitio）とγ_dの変化にともなうN値の関係についての室内実験をおこなった。図-3.2.5は臨界間隙比についての実験結果を示してい

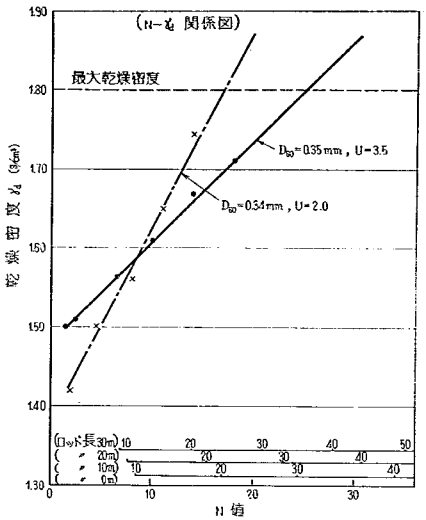


図-3.2.4

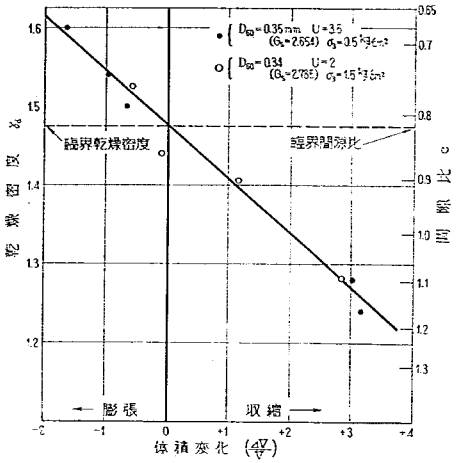


図-3.2.5

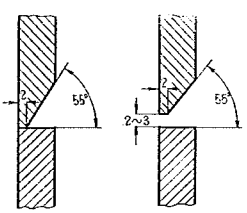
る。この結果 $\sigma_3=0.5\sim1.5\text{kg/cm}^2$ の範囲内での臨界間隙比（破壊時における容積変化から求めた）$e_{cr}=0.8$ であり $\gamma_d=1.5\text{kg/cm}^3$ をえた。

一方，同一の砂に関する N 値の実験から図-3.2.4 の $N-\gamma_d$ の関係を求めた。これらより現場 N 値の条件を考慮して $N=5$ 以下の粗砂では少なくとも liquefaction を生ずる可能性があったものと考えられる。しかし動的な条件における liquefaction に対する臨界間隙比は必ずしも上記の実験条件と一致するものではない。他の資料より考察すれば，その臨界間隙比はさらに低いところにあったのではないかと推定している（東跨線橋の地盤の項参照）。

(2.3) 上部工の被害

地震による変状は 写真-3.2.1～3.2.7，表-3.2.3，図-3.2.6 に見られるとおりである。

被害は左岸側に集中している。すなわち，左岸の取付道路の盛土が沈下し，路面が大きな亀裂を無数に生じ，



A 型　　B 型

図-3.2.6

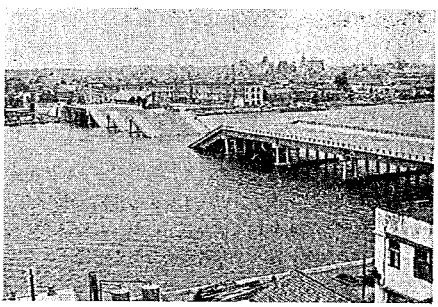


写真-3.2.1 5径間が落橋した昭和大橋

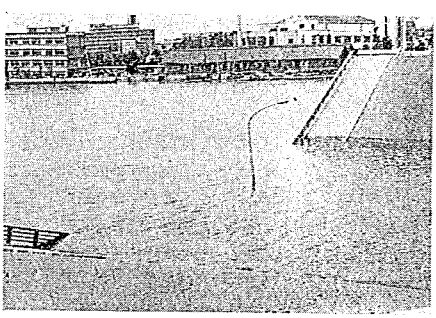


写真-3.2.2 水中に没した G6-ガタ，ランプポストが水上に出ている

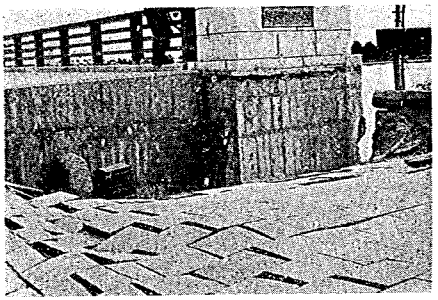


写真-3.2.3　左岸側橋台付近の取付道路の沈下

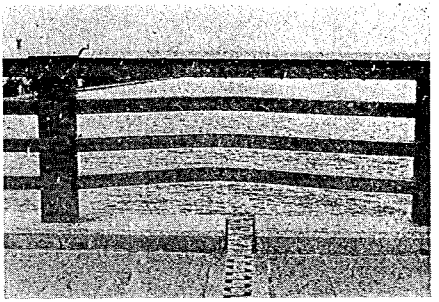


写真-3.2.4　橋脚 P_9 上，下流側高欄の変状

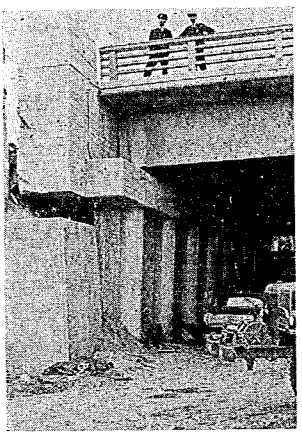


写真-3.2.5　胸壁と衝突し座屈した上流側 G_1—ゲタの腹板と下フランジ

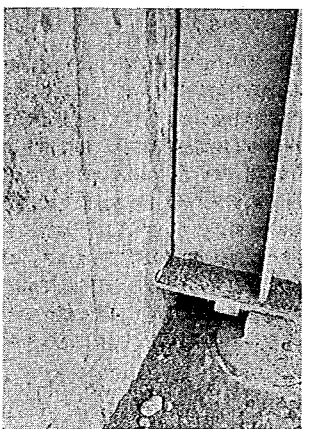


写真-3.2.6　胸壁とぶつかっている下流側 G_1—ゲタ

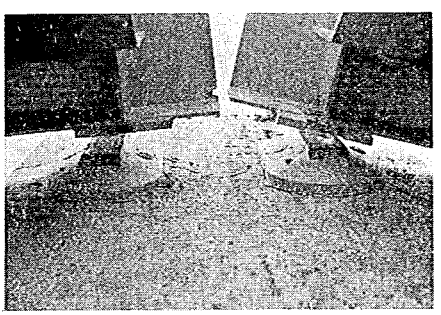


写真-3.2.7　橋脚 P_7 上，下流側支承付近の変状
沓の突起がせん断されている

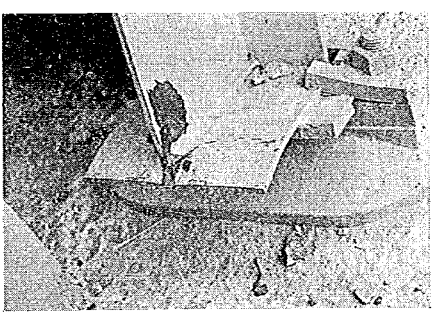


写真-3.2.8　橋脚 P_2 上，下流側 G_3-ゲタ端部の変状

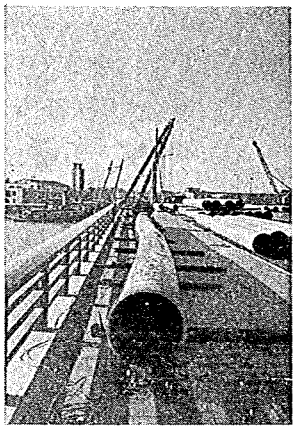


写真-3.2.9



写真-3.2.10



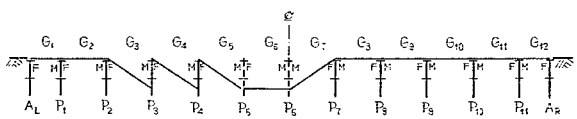
写真-3.2.11

擁壁も傾斜，滑動し，目地が開き，くい違いを生じている。橋台との取付部も写真-3.2.3に見られるようにかなりの落差が生じている。上部工は中央に位置する橋脚 P_6 の左岸側の4径間と右岸側の1径間が変状図に見られるように落橋している。G_6-ゲタは落橋により水中に没し，わずかにランプポストのみ水面上に出ている。

(写真-3.2.1，2)。他のケタは固定端が橋脚上に残り可動端側がすべて外れて水中に落下している。このように昭和大橋では12連中左岸よりの中間5径間が落橋し，中央の橋脚 P_6——これはともに可動支承を受けるものである——と左岸よりの P_5 とが写真に見られるように水中に没している（写真-3.2.1，2)。

その外のケタは地震時ケタ端がぶつかり合って下フランジや腹板にかなりの損傷を受けているが（写真-3.2.7，8)，これらの損傷は左岸側に限られ，右岸側のケタでは，橋脚 P_9 上，下流側の高欄がケタどうしの押し合いで写真-3.2.3，4 のように変形したのが見られるにすぎない。左岸の上流側の G_1-ゲタは橋台の胸壁とはげしくぶつかり合ったようで 写真-3.2.3，4 のように腹板と下フランジとが座屈変形を生じている。下流側のケタも写真-3.2.5，6のようにぶつかってはいるが，ケタの損傷はなかった。

表-3.2.3



Δh	上流側	25	23	—	—	—	—	—	—	0	0	0	0	0
	下流側	12	19	—	—	—	—	—	—	−3	0	1	−2	−2
E	上流側		−5	−75	—	—	—	—	−85	−33	−30	−40	−17	
	下流側		−11	−56	—	—	—	—	−150	−47	−35	−38	−6	
S_F	上流側	−28	0	—	—	—	—	—	—	0	0	0	0	16
	下流側	60	0	—	—	—	—	—	—	0	0	0	0	10
A_m	上流側		19	90	—	—	—	—	—	—	25	20	68	
	下流側		93	72	—	—	—	—	—	23	16	65	13	
δ	上流側	12	0	—	—	—	—	—	—	—	0	0	0	0
	下流側	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0	0	0	6

Δh　伸縮継手位置で測った路面の高低差

E　ソールプレート中心と可動沓中心とのずれ

S_F　コーピング部支承中心と固定沓中心とのずれ

A_m　可動端ソールプレート底面の沓との摩擦によるペンキのはがれ

δ　アンカーボルトの抜け出し量(固定沓)

支承付近の損傷も，左岸橋台上の固定沓では沓のまわりの敷きモルタルが破砕され，沓が10mm以上浮上がり，アンカーボルトも抜け出ていた（上流側のG1-ケタ）。右岸橋台上の沓も同じように固定沓が敷きモルタルの破壊により胸壁側へずれを生じている。落橋したケタでは地震動によるのか，あるいは落橋時の衝撃によるのか明確でないが，ソールプレートの突起や沓の横振れ止めの突起がせん断されているものが多い。落橋していないものでも，沓の突起が切れてしまっているのがG8-ケタの可動沓（上流側）にあった（写真-3.2.7，8）。

地震発生後5日目において，図-3.2.7に示すように可動沓の中心線とソールプレート中心線のズレE，固定沓の支承モルタル裏離によるコーピング上でのズレS_E，アンカーボルトの抜け上り量δ，伸縮継ぎ手上での不陸Δhの測定結果は表-3.2.3に示す。表中，ソールプレー

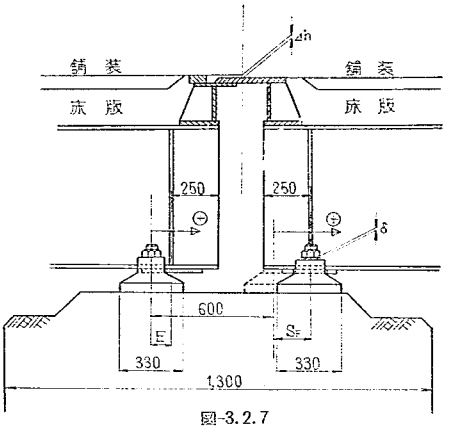
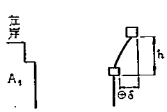


図-3.2.7

表-3.2.4　昭和橋橋脚変状表

	下流				上流			
	計画（m）	実測（m）	Δ（mm）	δ/h	計画（m）	実測（m）	Δ（mm）	δ/h
A_2	0	0	0	$-\frac{0.015}{3.000}$	0	0	0	$+\frac{0.006}{3.000}$
P_{11}	13.750	13.702	48	$+\frac{0.004}{3.290}$	下流に同じ	13.697	53	$-\frac{0.012}{3.230}$
P_{12}	41.390	41.291	99	0	〃	41.328	62	$-\frac{0.031}{3.505}$
P_9	69.030	68.919	111	$-\frac{0.009}{3.694}$	〃	68.903	127	$-\frac{0.014}{3.695}$
P_8	96.670	96.556	114	$-\frac{0.007}{3.800}$	〃	96.516	154	$-\frac{0.032}{3.800}$
P_7	124.310	124.032	278	$-\frac{0.074}{3.926}$	〃	124.159	151	$-\frac{0.584}{3.926}$
P_6								
P_5								
P_4	207.230	205.177	2.053	$+\frac{0.420}{3.712}$	〃	205.116	2.114	$+\frac{0.192}{3.712}$
P_3	234.870	233.542	1.328	$+\frac{0.352}{3.709}$	〃	233.262	1.608	$+\frac{0.416}{3.709}$
P_2	262.510	261.608	902	$+\frac{0.235}{3.509}$	〃	261.564	946	$+\frac{0.237}{3.509}$
P_1	290.150	289.398	772	$+\frac{0.131}{3.308}$	〃	289.332	818	$+\frac{0.172}{3.308}$
A_1	303.900	303.122	778	$+\frac{0.134}{3.353}$	〃	302.996	904	$+\frac{0.075}{3.353}$



Δ=〔計画スパン長〕−〔実測スパン長〕

$P_7 \sim P_4$ {下流，(82.920)−(81.145)=1.775　80.665
{上流，(82.920)−(80.957)=1.963　80.615

トの移動量とあるのは，ソールプレート側面が沓と移動の際こすり合って，塗装されていたペイントがはがれていた痕跡のあとをたどってその長さを測ったもので，橋軸方向の地震動振幅の推定のために参考となりうるであろう。

(2.4)　下部工の被害

図--5.2.6 の変状図からわかるように右岸側の橋台から取付部盛土の間の被害はほとんど無いといってもよく，この右岸橋台を基準にとり変状観測を行なった。測定は計画支間長に対して行われ，また橋脚の傾斜は沓座の水平材と水面に近く設けられた水平材との間での水平変位量として示されている。

以上の値を一覧表にして示すと表-3.2.4 を得る。

この測量結果に，埋没したP_5，P_6 橋脚についてはふれてないが，復旧工事に伴って上部工を取り除いたときに，その変形の状態を観測している。

それによれば，両脚とも完全落橋した両隣りのケタの下に巻きこまれた形で，折れ曲がって居ると認められた。

橋脚個個の変状については，表—3.2.4 に示す鋼管ぐいの曲がりのほかに，コンクリート水平材の鋼ぐいとの肌ばなれ，クラック，コンクリート脱落が認められたほか上部工の落橋の際のケタ端による擦痕などが見られた。

すでに述べたように右岸橋台ならびに取付盛土部にはほとんど被害が認められなかったが，左岸側橋台ならびに取付部には大きな変状が認められた。橋台は 表-3.2.4 に示す程度に少なくとも河心側に押出されており，その裏付けとして，それに続く擁壁の鉛直打継ぎ目の目地の開きを実測すると，

上流橋台側から

28＋22＋18＋36＋4＋0＝108cm

下流橋台側から

48＋28＋10＋40＋0＋6＝132cm

この結果からすれば，取付の始点を0にして，河心方向の変形が序序に大きくなったとはいいきれないが，河心方向への動きのあらわれとして，観測できる。

また，この一つの現われとして，護岸の河心方向への押出しが観測され，2～3 mに及ぶ。

(2.5)　被害の解析

このような災害がなぜ起ったか。不可抗力のものであったかどうか，その原因となるものを列挙してみたい。

強震計で捕捉された新潟地震の実態から，昭和橋の動的な解析ならびにそれに基づく震度法による解析結果については，3節において述べるので，ここでは被災後の調査結果から判明した地盤から予想される原因，上部工から予想される原因，下部工の変状から予想される原因について，現象面から追求してみることにする。

(1)　地盤から予想される原因

i)　左岸橋台を中心にして起ったと見られる地すべり

この現象については左岸橋台の河心方向への移動，取付の擁壁継ぎ目地の開き，橋台前面の河岸の護岸の前面押出し約3 mからも明かに認められる。しかもその深さは，橋台の基礎ぐいとして打ちこまれた鋼管ぐいの傾斜などから見て，くい先端より深い所ないし，くい先位置で起こり，くい先も水平に移動していると予想できる。

ii)　地盤上置砂層の liquefaction について

新潟市内の建物の被害の原因とみられている上置砂層の liquefaction はこの地区にも生じたと予想できる。すなわち，この地区から採取してきた砂に対して，臨界間隙比を求めると0.8そのときの乾燥密度γ_dで1.5g/cm³を得た。この結果から少なくとも，せん断変形を受けて体積減少する上置砂層としては左岸橋台付近で5 m以上（被災後のボーリング資料によるので，被災前はもっと深かったとも予想される）No.2ボーリングすなわちP_2，P_3 橋脚の中間付近では 8～10m No. 3 ボーリングすなわちP_7 橋脚付近で，同じく約10mと推定できる。一

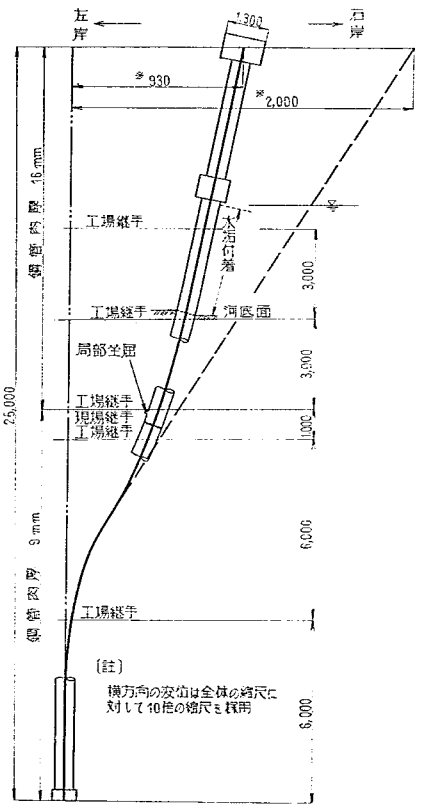


図-3.2.8 昭和大橋

方，被害の少なかった右岸橋台の付近では 3m程度と No.4ボーリングから推定できて，河心部および左岸側と対称的である。これ以下の締まった層が震動を受けて，liquefaction を生じたかどうかについては，今のところ判定資料を持ち合せないので言及できない。

このような砂自身の持つ物理的な性質のほかに，この現象が生じたであろう証拠として次の二つがある。

一つは被災直後の付近住民の観察である。それによると水面が泡立ち，もくもく盛り上がったように見えたと言うことであるが，急激な体積変化による土砂内部の間隙水圧の高まりが，水面に向かって開放された結果と見られる。二つ目はくいの変形状態からの推定である。すなわち，昭和橋の復旧にあたって，災害原因の究明の意味から可動端が落橋して，固定側の橋脚が残っていた，P_4 橋脚の最下流側の鋼ぐいを引抜いた。引き抜かれたくいの全様を写真-3.2.9,10に示す。また変状図を図-3.2.8に示す。

これらによるとくい先端から約4mの区間は永久変形を生じておらず，その位置は河底から換算すると−12mになる。いま，この点がくいの変形に対する第1不動点であったとして，抵抗層の上縁からの距離を Chang の算定式で求めると1.75mを得る。

したがって，−12m＋1.75m＝−10.25m が，liquefaction を受けなかった抵抗層上面と想定される。この結果は，別個に推定した臨界間隙比からの推定深さと大略一致する。

(2)　上部工から予想される原因

上部工の被害の状況からケタどうしが，大きな力で衝突していることがわかる。これはケタ端のフランジの座屈，高欄の座屈として認められ，被災時の付近住民の話によると，ゴロゴロという雷のような大きな音がしたとのことである。これは衝突音がケタ下の空間に共鳴して発したものと想像される。左岸橋台の胸壁とケタとははげしく，衝突しており，この左岸橋台から加わった水平力がケタの落橋に大きな影響を与えていると考えてよい。

また，ここで特筆すべきことは P_6 橋脚の上の沓は G_6，G_7-ケタの沓ともに可動沓が載っており，落橋した他のケタの固定沓が橋脚上に残っていたにもかかわらず G_6-ケタでは P_5 橋脚上の固定端も落下している。この水没ケタ G_6 の落下原因の1つとして1橋脚に2個の可動沓が集まっていたため，隣りのケタの水平力の分まで落ちたケタ G_6 の固定沓にはたらいた結果も強く影響していよう。これらの相互干渉については現在解析中であり，後報する予定でいる。

(3)　下部工から予想される原因

i)　下部工としての剛性の不足

上置砂層の liquefaction により，地盤の横抵抗がほとんど消滅して，図-3.2.8に示すような大きな変形をくいに生じているものと考えられる。この図を見ると，左岸側に向かっても大きな変形を生じた時があるらしく，しかも曲げ変形の内側に局部座屈を生じている。

このことは，この局部座屈を生じた段階では，地盤の液状化が，これ以下には及んでいなかったらしいことを意味しよう。したがって，当初の設計条件に近い位置で最大曲げモーメントを生じており，しかも鋼管の肉厚が，16mmから9mmに落された位置で生じているので，結果的には断面の急変による，断面不足を示しているといえよう。

ii)　2次的な要因

今までの説明から上置砂層の液状化により，地盤の抵抗層が下がったことが最大の原因であるが，たまたま，P_5，P_6 橋脚（埋没橋脚）を河底から取り出したところつぎの事実が判明した。

すなわち，写真-3.2.9,10 に見るように，河底部に，近い現場継ぎ手において，曲げ変形をそれほど受けてない状態で，切断されたと見られるものが，P_5，P_6 橋脚について1本づつ見られた。この切断は P_4 橋脚の変形図で言えば局部座屈を生ずる前と考えられ，地震動を受けた時間の大部分を9本の鋼管ぐいの8本で，抵抗していたと想像される。

これが被災の直接原因とは考えられないが，現場継ぎ手の設計，施工，そして継ぎ手位置の選定の重要性を教えるものとして，今後の改善が望まれる。

ちなみに，先に述べた，P_4 橋脚から引抜いたくいから試験片を切り出して，継ぎ手強度を調べた。

試験は16mmと9mmの突合せ工場継ぎ手と，9mm相互の現場継ぎ手について，引張り・曲げ試験を行なった。試験結果を 表-3.2.5 に示す。この結果から明かに現場継ぎ手の継ぎ手強度が低下していると認められる。この低下の原因としては，X線検査の結果によると，溶接の溶けこみ不足とスラグの巻きこみが目立つ。同じような環境で P_5，P_6 のくい継ぎ手も施工されており，比較的小さい曲げ引張応力度で破断することもあり得ると推察される。

しかし，この結果を他の一般の現場での施工結果と比べるとどうであろうか。その例として矢切高架橋の例をつぎにあげる。

この場合現場継ぎ手の開先の条件をルート間隔零のA型とルート間隔2～3mmにとったB型の2種類にした。

A型は多数の現場で採用されており，昭和橋もこの例になる。試験結果を同じく 表-3.2.5 に示す。

これから見ても，昭和橋だけでなく，一般的な鋼ぐいの継ぎ手の問題であることがわかろう。

表-3.2.5

	昭和橋		矢切高架橋	
試験片	工場 (kg/mm²)	現場 (kg/mm²)	A型 (kg/mm²)	B型 (kg/mm²)
1	50.3	27.6	38.1	46.2
2	50.7	33.0	31.8	37.3
3	51.3	49.4	31.6	
4	50.9	52.1	32.4	

〔3〕 八千代橋

(3,1) 橋梁諸元ならびに構造

(1) 一　般

◦路線番号　新潟市道
◦所在地　新潟市
◦架設年月　昭和37年11月
◦架橋河川　信濃川
◦橋格　一等橋
◦幅員　8.00m
◦橋長　307.4m

(2) 上部構造

◦構造形式　活荷重合成鋼単ゲタ橋
　ＰＣ単ゲタ橋（側径間）
◦上部構造地震係数　0.2
◦橋面舗装　アスファルト舗装

（標高は明確でないので調査時の地盤高を示す）

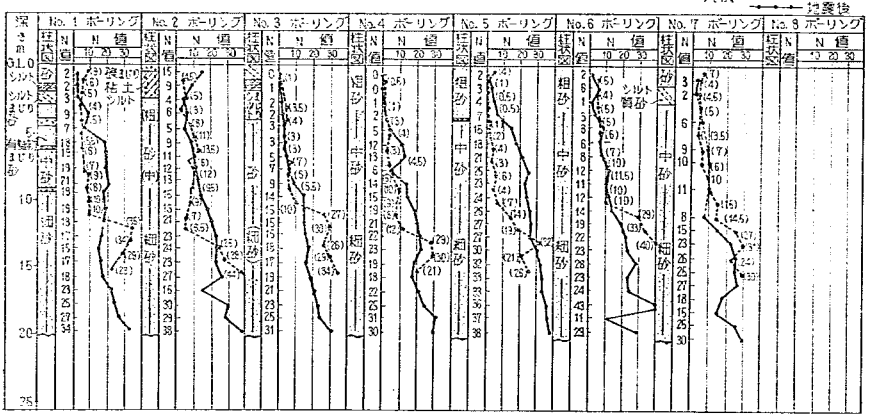


図-3.3.1 八　千　代　橋

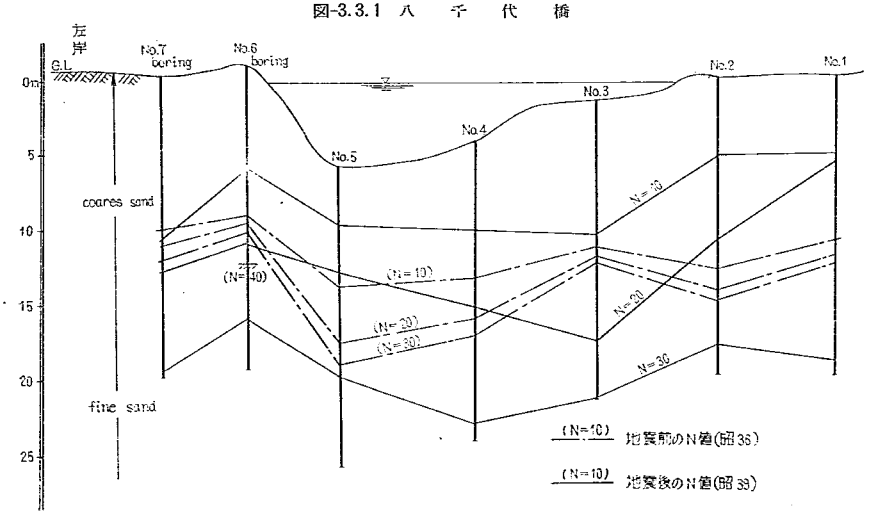


図-3.3.2 八千代橋地盤図

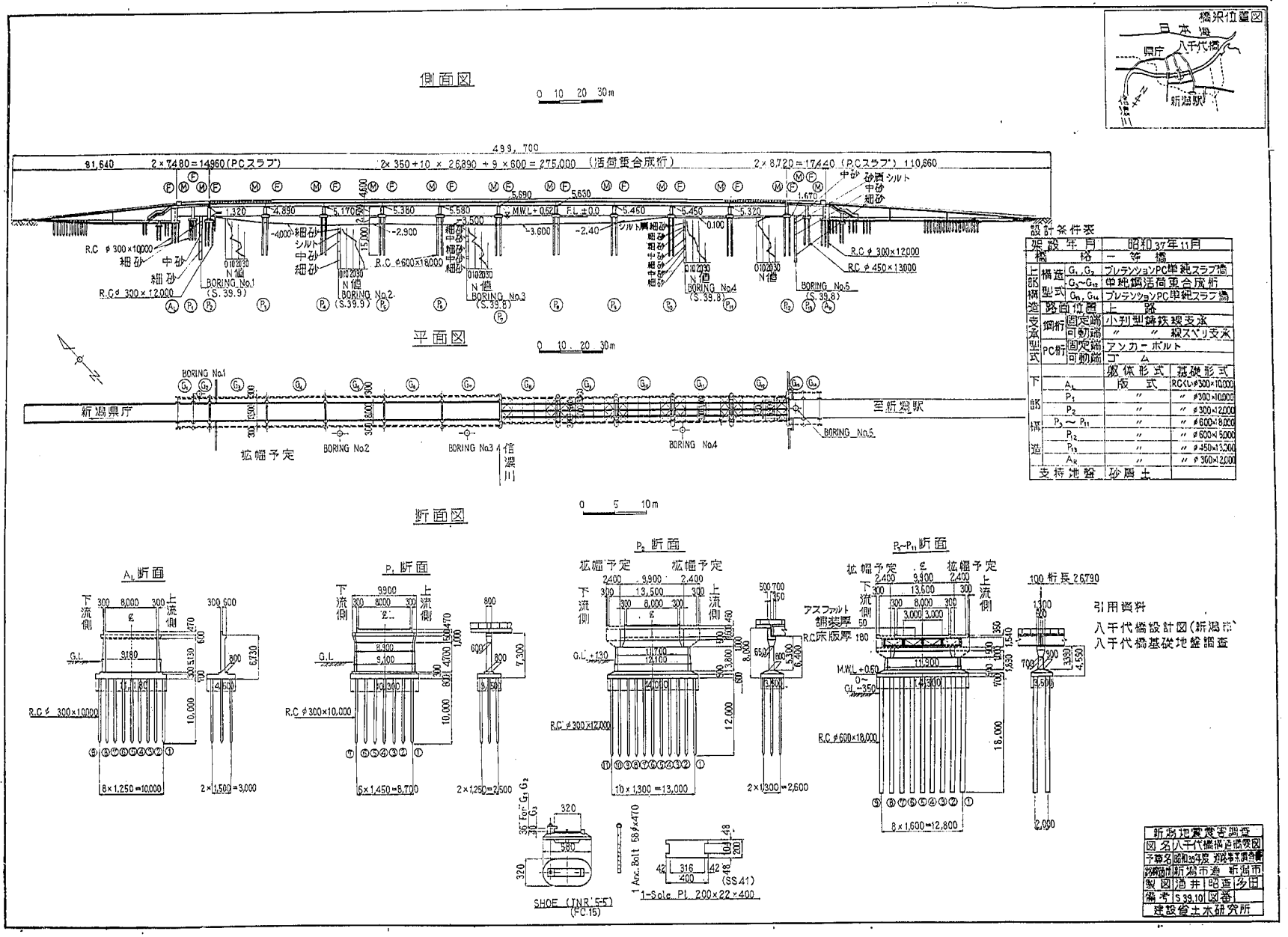
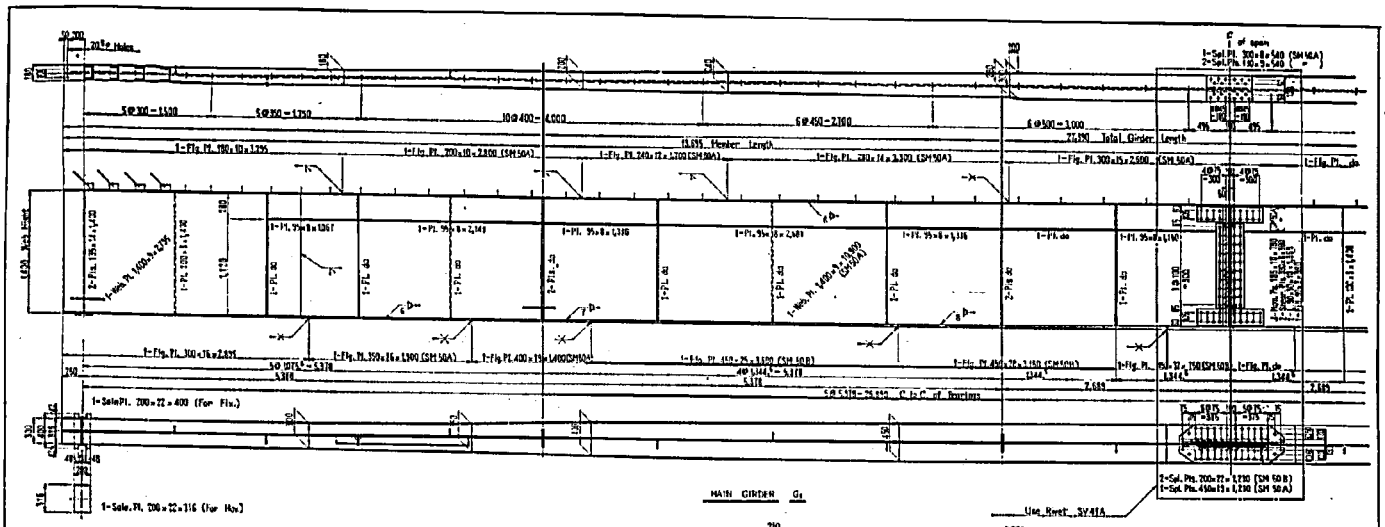
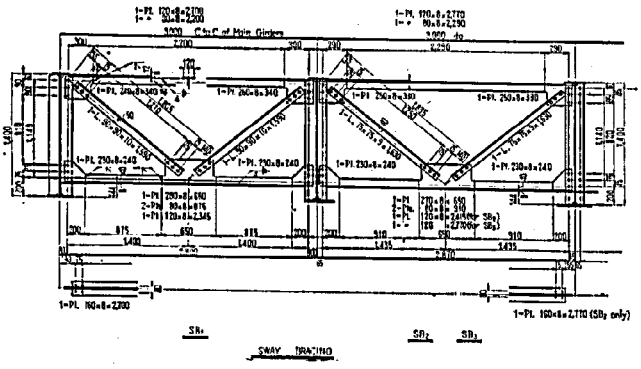
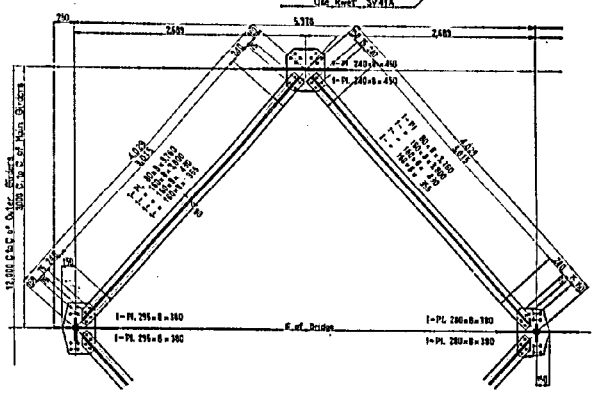
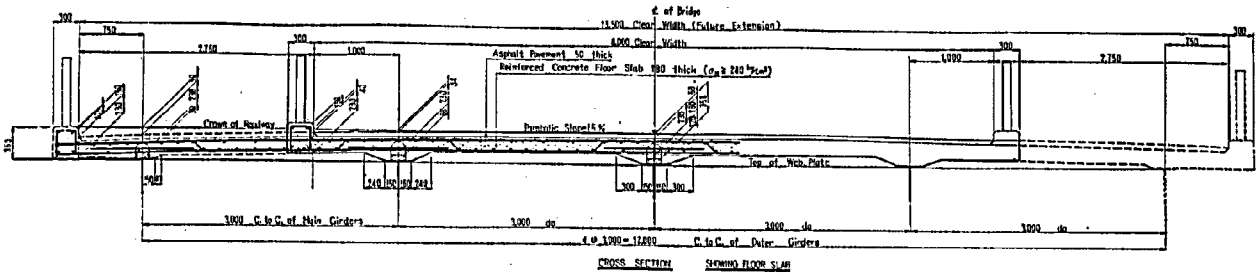

橋梁位置図
日本海
県庁
八千代橋
新潟駅
側面図
0 10 20 30m
499,700
81,640
2×7480=14960(PCスラブ)
2×350+10×26890+9×600=275000 (活荷重合成桁)
2×8720=17440 (PCスラブ) 110,660
R.C φ300×10000
細砂 中砂 細砂
R.C φ300×12000
BORING No.1 (S.39.9)
BORING No.2 (S.39.9)
R.C φ600×18000
BORING No.3 (S.39.5)
BORING No.4 (S.39.8)
BORING No.5 (S.39.8)
R.C φ300×12000
RC φ450×13000
中砂 砂質シルト 中砂 細砂
M.W.L+0.52
F.L ±0.0
平面図
0 10 20 30m
新潟県庁
至新潟駅
拡幅予定
BORING No.1
BORING No.2
BORING No.3
BORING No.4
BORING No.5
信濃川
断面図
0 5 10m
A1 断面
P1 断面
P2 断面
拡幅予定
P3~P11 断面
アスファルト舗装厚 50
R.C床版厚 180
M.W.L+0.50
G.L -3.50
R.C φ300×10000
R.C φ300×12000
R.C φ600×18000
8×1,250=10,000
2×1,500=3,000
5×1,450=8,700
2×1,250=2,500
10×1,300=13,000
2×1,300=2,600
8×1,600=12,800
100 桁長 26,790
SHOE (JNR'55) (FC-15)
1-Anc.Bolt 58φ×470
1-Sole Pl 200×22×400 (SS41)
引用資料
八千代橋設計図(新潟市)
八千代橋基礎地盤調査
設計条件表
架設年月 昭和37年11月
橋格 一等橋
上部構造 型式 G1,G2 プレテンションPC単純スラブ橋
G3~G10 単純鋼活荷重合成桁
G11,G12 プレテンションPC単純スラブ橋
路面位置 上路
支承型式 鋼桁 固定端 小判型鋳鉄線支承
可動端 〃 〃 線スベリ支承
PC桁 固定端 アンカーボルト
可動端 ゴム
下部構造 躯体形式 基礎形式
A1 版式 RCくい φ300×10000
P1 〃 〃 φ300×10000
P2 〃 〃 φ300×12000
P3~P11 〃 〃 φ600×18000
P12 〃 〃 φ600×5000
P13 〃 〃 φ450×13000
A2 〃 〃 φ300×12000
支持地盤 砂質土
新潟地震震害調査
図名 八千代橋橋脚橋図
予算名 昭和39年度 道路事業調査費
施行箇所 新潟市 新潟市
製図 池井 昭査 沙田
備考 S.39.10 図番
建設省土木研究所

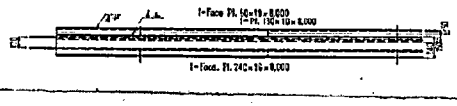
図-3.3.A

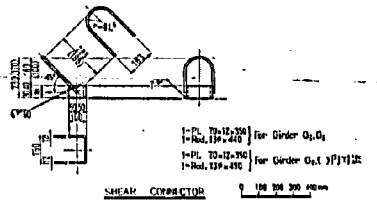


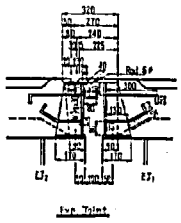


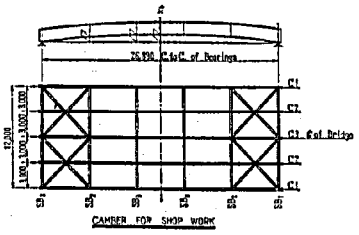












資料　八千代橋設計図
(新潟市)

新潟地震震害調査	
図名	八千代橋上部工詳細図
予算名	昭和39年度道路耐震調査
路線個所	新潟市　市道
製図	照査
備考	図番
建設省土木研究所	

図-3.3.A 1

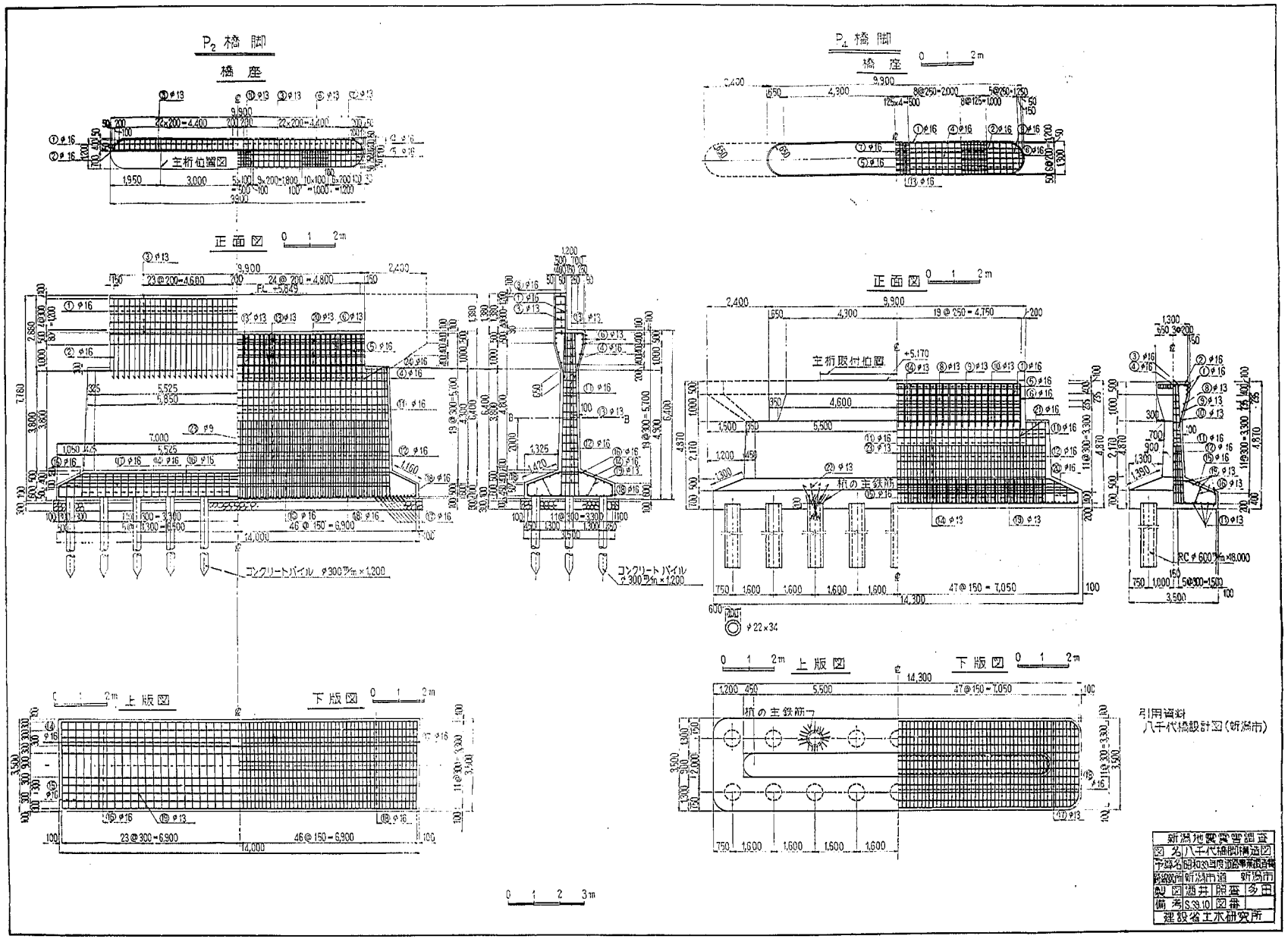
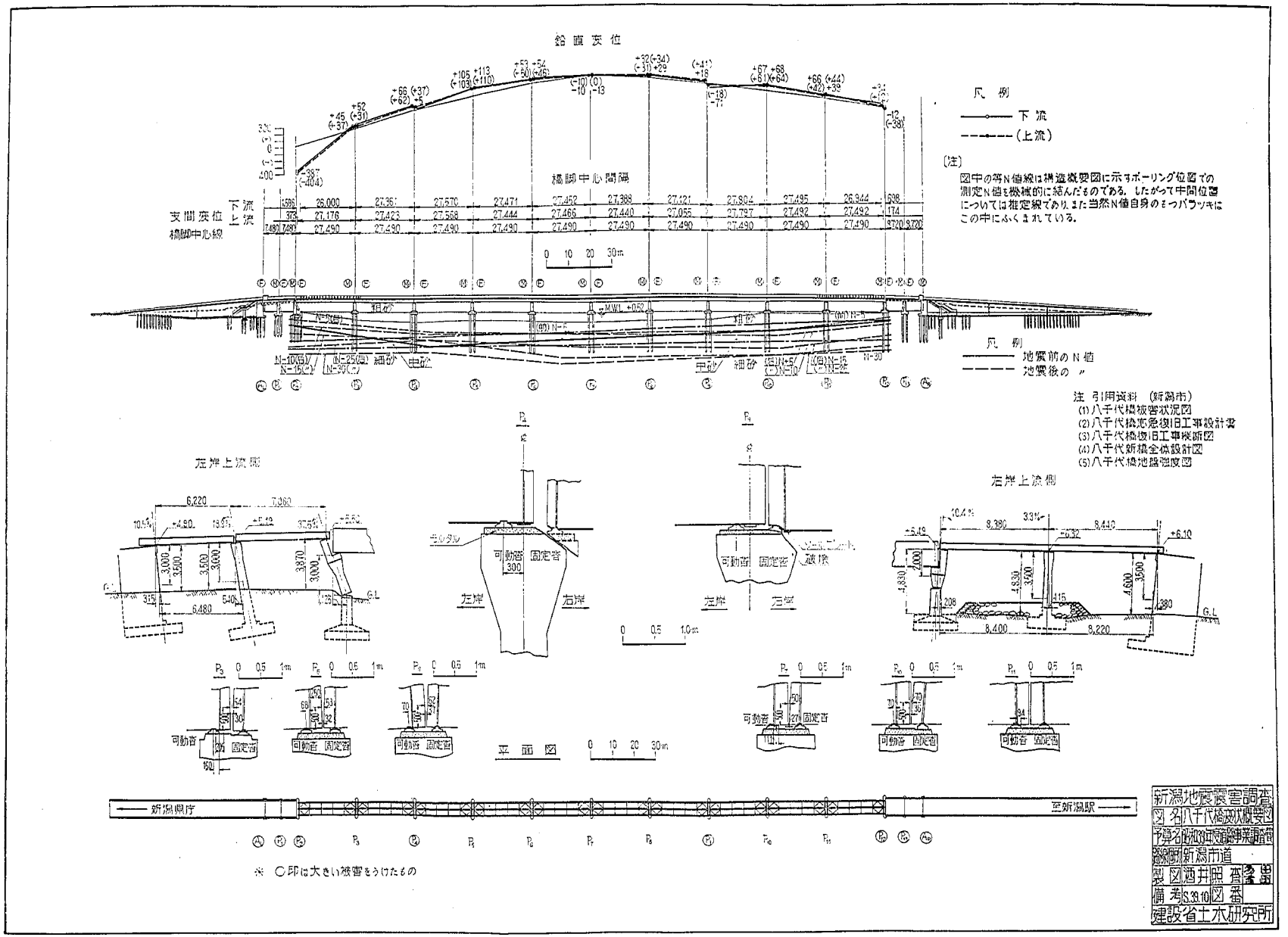

P2 橋 脚
橋 座
主桁位置図
正 面 図
コンクリートパイル φ300 l=m×1,200
上 版 図
下 版 図
P1 橋 脚
橋 座
主桁取付位置
杭の主鉄筋
RC φ600 l=m×8,000
引用資料
八千代橋設計図(新潟市)
新潟地震復旧調査
図名 八千代橋部構造図
市道名 昭和3号線道路事業道路
路線名 新潟市道 新潟市
設計 酒井 照雄 多田
備考 S.39.10 図番
建設省土木研究所

図-3.3.A2



注 引用資料 (新潟市)
(1)八千代橋被害状況図
(2)八千代橋応急復旧工事設計書
(3)八千代橋復旧工事概要図
(4)八千代新橋全体設計図
(5)八千代橋地盤強度図

新潟地震震害調査	
図名	八千代橋及附属物図
予算名	昭和39年度調査業務費
路線名	新潟市道
製図	酒井照雪
備考	S.39.10
図番	
建設省土木研究所	

図-3.3.B

◦支　承　　固定：線支承
　　可動：線すべり支承

(3) 下部構造

◦構造形式　　くい基礎

橋台，鉄筋コンクリートぐい
径 300mm，長さ 10m
P_1，P_{13} 橋脚　　同上
P_2，P_{12} 橋脚，鉄筋コンクリートぐい
径 300mm，長さ 12m
P_3～P_{11} 橋脚，鉄筋コンクリート，先端開放ぐい
径 600mm，長さ 18m

(3.2)　地盤の状況

本橋の地盤調査は地震前後に，ほぼ同一地点で各7本（深さ地震前 15m，地震後 20m）のボーリングおよび若干の室内試験がおこなわれた。

図-3.3.1 はボーリング柱状図を地震の前後で対比して示し，表-3.3.1は室内試験結果を示す。標準貫入試験はトンビをもちいて落錐している。

調査深度の 25m までは大部分が暗青灰色の砂からなっているが，本橋より約600m の上下流にある昭和大橋と万代橋の地層構成が非常に類似していることから本橋地点においても同様のものとおもわれる。すなわち深さ16～18m以深が細砂層，以浅が中砂および粗砂で，その分布は下部が中砂，上部に粗で左岸ほど粗砂の堆積が厚いものと想像される。

図-3.3.1 および図-3.3.2 はボーリングN値と地盤図を示す。地震後では地表面から12～13mの等高線にN＝20程度の層があり，これが主に中砂は対応する。N値は深度 12～13 m を境に急激に低下し 10 以下となる。また，－20 m程度でN＝30 に達する。

この分布が粗砂および細砂の分布に対応するものと思われる。地震前の記録ではやや高めになり，N＝30に達する層が－12～15mと思われる。地震前後の調査によるN値の変化で特に著しい点は，地震前は深さ12～13mで

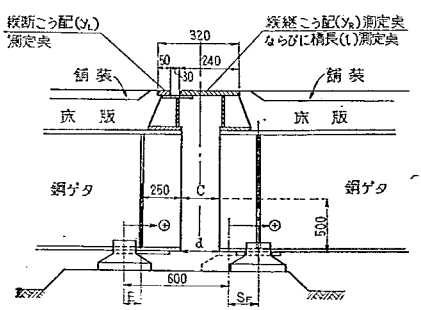


図-3.3.3 弁天代橋

表-3.3.1

深度	試料細別 乱さない	試料細別 乱した	粒度による土の分類		単位体積重量 γ_t (g/cm³)	乾燥密度 γ_d (g/cm³)	含水比 W (%)	比重 G_s	間隙比 e	粘土 礫分 (%)	粘土 砂分 (%)	粘土 シルト分 (%)	粘土 粘土分 (%)	試験 60%粒径 D_{60} (mm)	試験 10%粒径 D_{10} (mm)	試験 均等係数 U_c	試験 最大粒度 (mm)	飽和度 (%)
No.1 ボーリング																		
2.70～3.00		○	中	砂	—	—	21.7	2.684	—	0	99.0	1.0	0	0.230	0.125	1.84	—	
No.5 ボーリング																		
2.70～3.00		○	中	砂	—	—	19.8	2.691	—	0	99.0	1.0	0	0.265	0.145	1.83	—	
No.7 ボーリング																		
2.00～2.30		○	粗	砂	—	—	21.8	2.699	—	0	100.0	0.0	0	0.325	0.160	2.03	—	
3.00～3.80	○		粗	砂	1.890	1.523	24.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.00～5.80	○		粗	砂	1.799	1.589	13.2	2.659	0.673	1.0	98.0	(1.0)		0.46	0.21	2.2	2.0	78.8
10.00～10.80	○		粗	砂	2.034	1.618	25.7	2.578	0.59	6.0	90.0	(4.0)		0.46	0.145	3.2	4.76	100

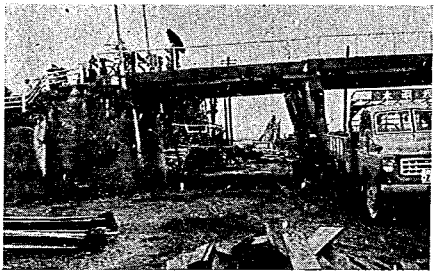


写真-3.3.1 左岸橋台 A_L および橋脚 P_1 付近の変状（上流側）

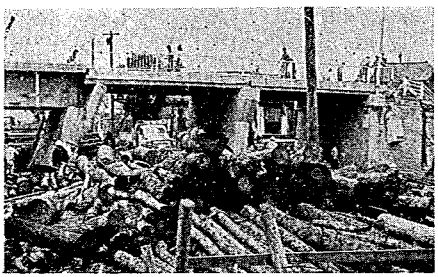


写真-3.3.2 左岸橋台 A_L，橋脚 P_1 P_2 付近の変状（下流側）

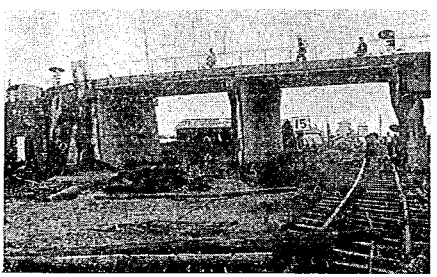


写真-3.3.3 右岸橋台 A_R 橋脚 P_{12}，P_{13} 付近の変状（下流側）

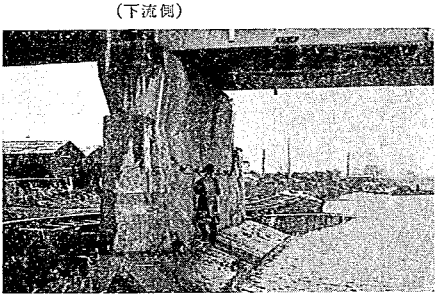


写真-3.3.4 中央付近で折損し，亀裂を生じた橋脚 P_{12} の変状（下流側）

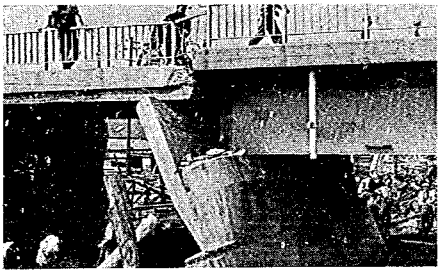


写真-3.3.5 折損した橋脚 P_2 付近の変状（上流側）

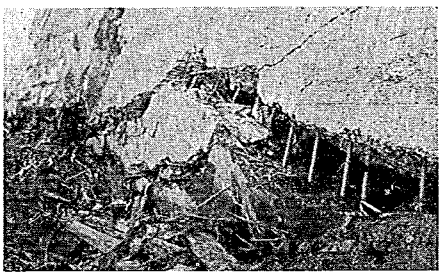


写真-3.3.6 折損し鉄筋が切断した橋脚 P_2（下流側より）



写真-3.3.7 G_2-ゲタ（PCゲタ）とぶつかり合った G_3-ケタ（合成ゲタ）腹板の変状（下流側）



写真-3.3.8 橋脚 P_2 の胸壁にぶつかった G_3-ゲタ（合成ゲタ）の下フランジの変状（下流側）

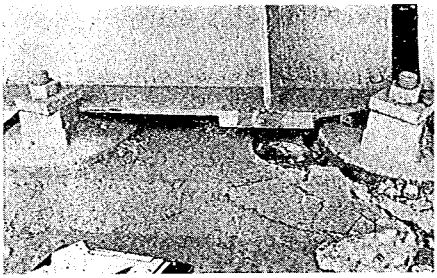


写真-3.3.9　G_9-ゲタの可動端の衝突により損傷したG_{10}-ゲタ固定沓（上流側）

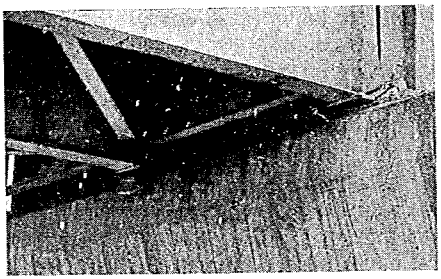


写真-3.3.11　橋脚 P_9 上の G_{10}-ゲタ支承付近の変状



写真-3.3.10　G_{10}-ゲタ固定沓付近の変状（上流側）
可動端下フランジの下に黒く見えるのがせん断された固定端ソールプレートの突起

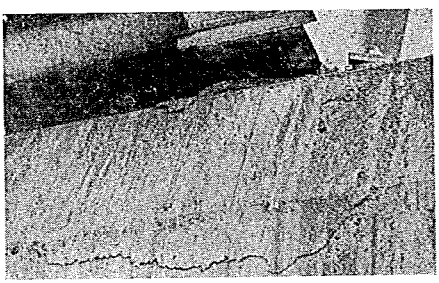


写真-3.3.12　亀裂のはいった橋脚 P_9 のコーピング上方は下流側G_{10}-ゲタのソールプレート

表-3.3.2　八　千　代　橋

		G_1	G_2	G_3	G_4	G_5	G_6	G_7	G_8	G_9	G_{10}	G_{11}	G_{12}	G_{13}	G_{14}
		A_L	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9	P_{10}	P_{11}	P_{12}	P_{13}	A_R
Δ_{H_L}	上流側	—	—	—	36	62	103	50	-10	32	41	61	42	12	—	—
	下流側	—	—	—	45	66	105	53	-10	31	18	67	66	34	—	—
Δ_{H_R}	上流側	—	—	-404	31	37	110	46	0	34	-18	64	44	-38	—	—
	下流側	—	—	-387	52	5	113	54	-13	29	-71	68	39	8	—	—
Δh	上流側	—	—	-270	—	33	—	—	—	—	65	—	—	53	—	—
	下流側	—	—	-240	—	60	—	—	—	—	96	—	—	—	—	—
E	上流側	-720	-100	—	(160)	200	(65)	(55)	61	(50)	525	(85)	44	90	165	0
	下流側	-770	—	—	160	220	68	70	—	70	—	70	(45)	100	145	0
S_F	上流側	—	(-100~-370)		—	143	—	—	0	—	140	—	0	(-115)	0	—
	下流側	—	—	(-370)	80	150	0	0	—	0	—	3	—	(-140)	0	—
A_m	上流側	—	—	—	—	140	—	—	42	62	—	—	50	95	—	—
	下流側	—	—	—	205	230	82	40	—	—	—	60	—	105	—	—
C	上流側	—	—	—	—	48	—	—	50	—	55	—	—	—	—	—
	下流側	—	—	—	54	—	53	62	—	59	—	53	—	—	—	—
d	上流側	—	—	—	—	25	—	—	27	—	—	—	—	—	—	—
	下流側	—	—	—	30	—	32	37	—	42	—	36	—	—	—	—

Δ_{H_L}：桁断こう記の変化（左岸側ゲタ伸縮継手上）　S_F：コーピング部支承中心と固定沓中心とのずれ
Δ_{H_R}：桁断こう記の変化（右岸側ゲタ伸縮継手上）　A_m：可動端ソールプレート側面の沓との摩擦によるベンキのはがれ
Δh：路面の高低差　C：ゲタ端の間隔（下フランジより500m上方で測定）
E：ソールプレート中心の可動沓中心とのずれ　d：ゲタ端の間隔（下フランジの位置で測定）

N値が急激に増加していたが，地震後は地表から漸増の傾向に変わっていることであろう。標準貫入試験のもつ精度から考えて，断定的なことはいえないが，密度が地震の前後で変化した一つの現われかも知れない。図-3.3.2に地盤図として示す。

(3.3)　上部工の被害

上部工の変状を写真-3.3.1～12，図-3.3.B，図-3.3.3および図-3.3.4に示す。

上部工の被害は，両岸の取付道路の盛土が崩れすべりを生じ河岸にある橋台，橋脚を河川中心へと押し出したため（写真-3.3.1～3），橋全体が橋軸方向に圧縮され，支承部に大きなずれを生じたり，ケタとケタあるいは橋脚や橋台の胸壁とぶつかり合ったりして起ったものである。このようにケタが両岸から押されたので震害後は橋長が約40cmほど短くなっている。

上部工でとくに被害の著しいのは橋脚P_2，P_4，P_9，P_{12}上にあるケタである。

まず，橋脚P_2上では左岸側のPCゲタと右岸側の活荷重合成ゲタとではケタ高が異なるため，鋼ゲタ側に胸壁があるが，地震時の震動と橋が両岸から中央へと押されたことにより，ケタが胸壁と衝突，さらに橋脚が地盤変動により河中へすべり出ようとするのを鋼ゲタがつっかえ棒のように抵抗したため，橋脚が足をすくわれたように左岸側へ傾斜し，路面にくい違いが生じ，ケタ高の小さいPCゲタは合成ゲタの床版の下へはいり，腹板とぶつかり腹板を変形させくいこんでいる（写真-3.3.7）また鋼ゲタ下フランジは胸壁に押し付けられたまま橋脚が傾斜していったので下側へ押し曲げられ，腹板とのすみ肉溶接部が切られ，固定端ソールプレートの突起がせん断されている（写真-3.3.8）。固定沓も底面が剥離し，ずれを生じている。

橋脚P_4上では可動端側のG_4-ゲタが左岸側よりの推力に押され，約10cmはなれているG_5-ゲタにぶつかり，ソールプレートを介して固定沓が押され支承付近のモルタルがくずれて沓が143mm右岸へずれて，コーピンクから外れかかっている。このためG_4-ゲタのソールプレートが沓より外れて，22mm（ソールプレート厚）は下がっているにもかかわらずG_4-ゲタより43mmG_5-ゲタが下がっている。G_4-ゲタの端部は押されたため初めの位置（震害前）より約20cm右岸へ寄っている。しかしながらケタの損傷はほとんどなく，上流側G_4-ゲタの端補剛材より25cm下フランジより4cmの所の腹板のペンキが縦8cm，横20cmの大きさで剥離を生じていたが，これはソールプレートが沓から外れた際の衝撃でこの部分が軽い座屈を生じたものと思われる。

橋脚P_9上の損傷はさらにひどく，G_9-ゲタがG_{10}-ゲタを落下寸前まで押しやり，G_{10}-ゲタの固定ソールプレートの突起がせん断され，固定沓がずれてコーピング端で傾斜して止まり，この沓上でG_{10}-ゲタのケタ端がひっかかり腹板が座屈変形し，下フランジが上方へ折れ曲がっている。

G_9-ゲタも固定沓とぶつかって下フランジが上へ曲げられ，このフランジと固定沓との間にG_{10}-ゲタソールプレートの切断された突起がはさまっている。G_9-ゲタのケタ端はこれにより50cmも移動している（写真-3.3.9～12）。

橋脚P_{12}上での変状は，P_2上の変状と類似しているが小さい。橋脚の傾斜によりG_{12}-ゲタの可動端が10cmほどずれ，PCゲタ（G_{13}-ゲタ）も約12cm支承部がずれているが，ケタには損傷は少ない。路面の落差もP_2上では25cmも生じていたが，ここでは5cm程度である。

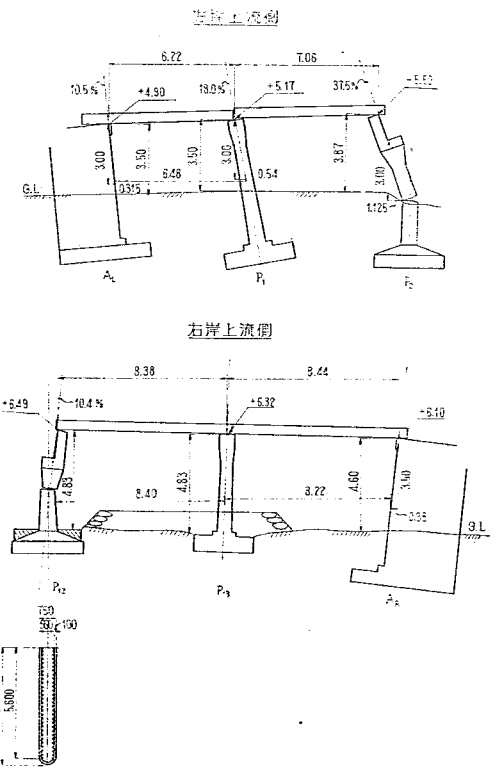


図-3.3.4　八千代橋被害状況図

その他の変状は，このようにケタどうしが押されてぶつかり合ったりしているので，伸縮継ぎ手やこれに付随する排水装置が被害を受けている。高欄はケタに大きな不陸があちこちで起ったため変形したり座屈したりしている。また，左岸側の親柱は，上流側は折れて鉄筋も切れて落下してしまい（写真-3.3.1），下流側は鉄筋が切れなかったため下へぶらさがっている。（写真-3.3.2）。

上記以外のケタの変状はほとんどなく，ケタの移動や衝突で支承部が損傷を受けた程度である。地震5日後に調査した支承付近の変状の状況を表-3.3.2 に示す。表中数字がなく — にしてあるのは測定を行なってないものであり，（ ）書きで示した数字と縦断こう配の変化の測定値は横河橋梁製作所の変状調査資料より補足したものである。

(3.4)　下部工の被害

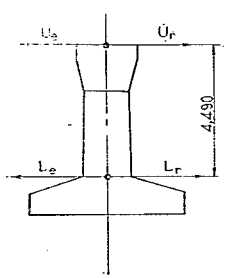
八千代橋の被害の特徴は昭和橋が河心部および左岸に集中したのと違って，左右岸ともに同程度の被害あり，しかも，河心部の橋脚にも，被害が見られる点である。

(1)　取付盛土部分

盛土部分の擁壁の延長は左岸で71.29m右岸で109.21mで，橋台のそばで，擁壁高さは6mおよび7mに達する。擁壁の基礎はそのほとんどが，木ぐい基礎になっている。

表-3.3.3　八　千　代　橋

設計支間	支間	上流側		下流側	
		U	L	U	L
RCゲタ 7,480	l_1	6,773	6,578	6,724	6,492
	l_2	7,507	7,953	7,583	8,133
合成ゲタ 27,490	l_3	27,201	26,000	27,176	25,860
	l_4	27,336	27,361	27,423	27,411
	l_5	27,613	27,570	27,568	27,558
	l_6	27,459	27,471	27,444	27,473
	l_7	27,443	27,452	27,466	27,418
	l_8	27,454	27,388	27,440	27,394
	l_9	27,019	27,121	27,055	27,152
	l_{10}	27,857	27,804	27,797	27,710
	l_{11}	27,484	27,498	27,492	27,496
	l_{12}	27,432	26,944	27,422	26,961
8,720	l_{13}	8,441	8,866	8,379	8,792
	l_{14}	8,829	8,053	8,914	8,234



地震後擁壁は全面的に沈下し，その量は 1.10m から 1.0mに達している。沈下し前面に押し出されているが，転倒したものは見られなかった。

(2)　PCゲタ部分

PCゲタ部分はRCぐい基礎であったが，左右岸ともに河心方向に押し出された。被害状況を図-3.3.4に示す。

これを見ると左岸・右岸ともに同じような変形をしていることがわかる。すなわち橋台は，脚を払われた形であり，合成ゲタに接する P_2 および，P_{13} は合成ゲタで，突っ張られたために躯体部分で折損している。左岸側の P_2 では，河心側の鉄筋が伸びて破断している状況を観測できる（写真-3.3.6）。

(3)　合成ゲタ部分

合成ゲタ部分の橋脚はRCぐい基礎であり，全橋脚の傾斜・移動の状況を表-3.3.3 に示す。

この表から，各橋脚の傾斜は高低差4.5m に対して，最大80mm 程度であり，思ったより小さい。これに対して，橋軸方向水平に沓座の高さで，最大400mm に達する。この最大変位を生じた橋脚は P_9 であり，左岸側の方へ大きく変位している。この橋脚のフーチング下のRC ぐいの変形状態は不明である。

(3.5)　被害の解析

昭和橋の場合と違って，被害の原因が取付部が河心側に押出したことによるものであることは明白である。

それによって，PC ゲタの部分の変状と合成ゲタの衝突，沓の破損を招いているといえる。

取付部が河心側へすべり出したことにより，P_2 橋脚も河心側へ押されたが，合成ゲタ G_3 が変位を妨げるように抵抗したため，滑動により生ずべき変位が拘束され，結果的に合成ゲタから大きな水平力を受けたかたちとなり，沓下面より3mの位置の断面に大きな亀裂を生じ折損した（図-3.3.5）。P_2 橋脚の上部工からの水平力に対する抵抗力は約 53 t となり，通常の耐震設計上考慮さるべき P_9 橋脚への水平力は約 40t なので，設計上は十分であり，今回の地震のように橋脚に大きな変位を生じさせる場合，この変位に抵抗しうる水平抵抗力を有する躯体断面は一般には考慮しえないものであろう。たとえこのように剛な断面であっても，昭和大橋側径間主ゲタ（左岸上流側）に見られるように，橋台が剛なためかえって，ケタ自体が水平力により座屈するという事態が考えられ，いずれにしても躯体の移動ということに対しては被害はさけられなかったであろう。

つぎに P_9 橋脚上のケタの固定端リールプレートの突起がせん断されて切れているが，この突起が切断されるためには主ゲタ1本につき，少なくとも 50 t の橋軸方向水平力が作用することが必要となる。一方，P_9 橋脚自体の水平抵抗力は，P_2 橋脚と同様にして求めて見ると約 62 t となる。

このことから，次のようなことが考えられる。

1) P_9 橋脚上の3本の主ゲタの固定端ソールプレートの突起は，同時に沓にぶつからず，わずかながら時間的な差があり，このために橋脚躯体の抵抗力よりも，突起のせん断抵抗が小さかったことにより，突起が衝突時順次切れていった。

2) 3本の主ゲタの突起がほとんど同時に沓と衝突したが，橋脚躯体に大きな亀裂の生じなかったのは，沓の位置での衝突時の加速度は衝撃的でかなり大きかったが，躯体中間部（最小水平抵抗力を示す断面位置は沓下面より約 2.5m）ではそれほど大きくはなかった。すなわち，躯体に対しては設計上の地震の水平震度 $k_H=0.2$ と大差はなかったが，主ゲタと沓とのぶつかり合う部分では，その約 2.5～3 倍の加速度が生じたと推定される。

以下に上に用いた数値の計算根拠の概略を示す。

合成ゲタ固定端ソールプレートのせん断抵抗力 S_R

ソールプレート突起の断面積 A

$A=48\times22=1,056\text{mm}^2$

ソールプレート鋼材のせん断強度 τ_B

$\tau_B=\sigma_B/\sqrt{3}=41/1.73=23.6\text{kg/mm}^2$

両側に突起で出ているからせん断抵抗力 S_R は

$S_R=2\times A\times\tau_B=2\times1,056\times23.6$

$=50\times10^3\text{kg}$

よって主ゲタ1本あたりの抵抗力は少なくとも 50 t ある。

橋脚の橋軸方向の水平抵抗力 H_R

最小断面抵抗力を与える断面位置について計算する。

1) P_2 橋脚の水平抵抗力 H_{R2}

計算断面：合成ゲタ沓下面より 3.0m の位置

幅 $b=990$cm，厚さ $h=76$cm，

有効厚 $d=66$cm，かぶり $d'=10$cm

鉄筋 $\phi16@20$cm，$A_s=10.05\text{cm}^2/\text{m}$

圧縮鉄筋比 $\alpha=A'_s/A_s=1.0$

$p=0.0015$，$k=0.184$

躯体にはたらく鉛直力を無視した場合の抵抗モーメント M_R

$M_R\fallingdotseq160\text{t}\cdot\text{m}$

ただし，鉄筋が降伏応力 2,400kg/cm² に達するまで抵抗しうると考える。

水平抵抗力 $H_{R2}=160\text{t}\cdot\text{m}/3.0\text{m}\fallingdotseq53\text{t}$

2) P_9 橋脚の水平抵抗力 H_{R9}

計算断面：合成ゲタ沓下面より 2.5mの位置

幅 $b=990$cm，厚さ $h=81$cm，

有効厚 $d=71$cm，かぶり $d'=10$cm，

鉄筋 $\phi16@25$cm，$A_s=8.04\text{cm}^2/\text{m}$，

圧縮鉄筋比 $\alpha=A'_s/A_s=1.0$

$p=0.0011$，$k=0.164$

躯体にはたらく鉛直力を無視した場合の抵抗モーメント M_R

$M_R\fallingdotseq156\text{t}\cdot\text{m}$

ただし，鉄筋が降伏応力 2,400kg/cm² に達するまで抵抗しうると考える。

水平抵抗力 $H_{R9}=156\text{t}\cdot\text{m}/2.5\text{m}\fallingdotseq62\text{t}$

八千代橋の場合，地盤のボーリング柱状図が図-3.3.1に断面図が図-3.3.2に示されているが，陸上部のボーリング，右岸のNo.1，2と左岸のNo.6，7とに大きな差は認められない。昭和橋で問題になった Liquefaction を起すような緩い砂が地表から 10m ないし 12 mの範囲にわたって存在することがわかる。このような砂は，平常時においては高さ6 m～7 mに達する盛土荷重に対して安定であったが，地震によってせん断抵抗を失って，河心方向に向かってすべり面ができて，押し出されたものと判断される。

このような原因による河心部への押し出しを防ぐには，高架部分をさらに取付方向に延長して，盛土荷重の軽減するのも有力な工法になろう。

八千代橋の PC ゲタの橋脚は，昭和橋に比べるとはるかに剛に作られていたが，地表面の残留変位で1 m近い移動に対しては追随できずに，すでに述べたクラックを生じたものである。

ここで，面白いことに左岸の P_1 橋脚では，フーチングが回転したために橋脚が傾斜するに止まったが，P_2 橋脚ではフーチングが回転しなかったために大きなクラックを生じた。基礎としての RC ぐいはともに直径 30 cm のものを用いていたが，P_1 では長さ 10m のくいを21本用いているに対して P_2 では長さ 12m を33本である。なお，この場合フーチングの底面の高さに差があり，くい先の深さで約3 mの差になる。また，橋脚周辺の地盤高が P_2 では河心側と，陸側とで，約1 m の差があったことも，被害の差の一因であろう。

これらの結果，P_2 橋脚のフーチングは回転せず，P_1

表-3.3.4

	上部工 死荷重	上部工 活荷重	下部工 躯体	死荷重合計	設計荷重（常時）	くい1本あたり（常時）	くい軸荷重（地震時）	くい水平力（地震時）
車道幅員 8.0m	192	120	213	405	525	29 t/本	max53t	4.5 t
〃 13.5m	270	251	235	505	756	42 t/本	max70t	5.5 t

橋脚は回転するという差を見せたが，根入れ深さの差による鉛直支持力の差を明白に示すものといえよう。

P_2 橋脚は大きな推力を受けて，躯体部分で破壊したが，基礎ぐいについてのみいえば，N 値 30 程度の層に達していたために，十分その耐力を発揮していたといえよう。

次に河心部の基礎について考察してみる。

この場合，特筆されるべきこととして，次の事情がある。すなわち，この橋脚は現橋梁の幅員 8.0m が 13.5m に拡幅されることを前提として，基礎が設計されていたことである。したがって，荷重として 表-3.3.4 に示すような差があった。

この荷重に対して径 600mm の先端開放の RC ぐいが橋脚1基について 18 本用いられた。

打ちこみはモンケンにジエットが併用された。打ちこみの記録によれば，ジエットとくい自重によって最初の 4m～5m はそのまま貫入した。くいの根入れ長 14m に対して残りの 10m を，最後の 2m～3m をドロップハンマで打ったほかはジエットを併用して打ちこんだ。砂層にジエットを用いたときのリカバーについて問題があるので，横抵抗の低下に拍車をかけた結果になっていたとも想像される。

橋梁中央部橋脚 P_9 の付近のボーリングとしては，No. 4 ボーリングがあるが，それによると次のことがわかる。

すなわち，地震前，地震後を通じていえることは，liquefaction を生じたと思える緩い砂層が極めて厚く，10m から 12m に達し，くい根入れ長の大半を占める。

このボーリング結果から考えて，くい根入れ長が不足であったといえよう。試みに打ちこみ記録から動的打込公式から極限支持力を推定してみる。（表-3.3.5参照）

表-3.3.5

施工個所	ハンマー (t)	落下高 (m)	くい貫入量 (cm)	動的打込公式から求めた許容支持力 (t)
右岸側	5	3.0～2.5	1～2	100～62.5
左岸側	5	3.0	1～1.5	100～86

これらの値から考えると，鉛直支持力は十分であったと想像される。また一方，P_9 橋脚の左岸方向へ 400mm 移動しているが，この値はくい先を回転中心とした傾斜による水平変位として説明できない。くい自身に異常があったとすれば，なんらかの沈下あるいは傾斜を生じていたであろうから，この量を説明するためには，くい先の地盤の移動ということが考えられる。このようなことが起ったのか，または別のことでこの量を説明できるか今のところ未解決である。

〔4〕 新潟駅東跨線橋

(4.1)　橋梁諸元ならびに構造

(1) 一　般

- ◦路線番号　新潟市道
- ◦所在地　新潟市
- ◦架設年月　昭和38年3月
- ◦架設河川　日本国有鉄道信越本線および，新潟駅構内線
- ◦橋　格　一等橋
- ◦幅　員　8.0m
- ◦橋　長　229.5m

(2) 上部構造

- ◦構造形式　活荷重合成鋼単ゲタ橋（主径間）
  支間 26.60m　一連
  PC単ゲタ橋，支間 13.50m　15連
  そのうち駅前側径間7連
  駅裏側径間8連
- ◦上部構造地震係数　0.2
- ◦橋面舗装　アスファルト

(3) 下部構造

- ◦構造形式
  取付部：鉄筋コンクリートラーメン橋脚，木ぐい基礎，松丸太径 18cm
  合成ゲタの橋脚，鉄筋コンクリート壁式橋脚，固定端：木ぐい基礎
  可動端：鉄筋コンクリートぐい径 300mm

(4.2)　地盤の状況

本橋地点の地盤調査は地震前の昭和34年に3本（深さ約 15m），地震後昭和39年7月に5本（深さ約 20m）のボーリングがおこなわれ，そのうちの3本が地震の前後でほぼ同一地点で実施されている。

図-3.4.1 は各ボーリングによる標準貫入試験（トンビ式）の結果を示し，No.2，4，5において地震前後の変化を対比している。なお，各ボーリング実施時に各地点の標高が明確でなかったので以下地盤高を示した。

表-3.4.1 は試料の室内試験結果を示す。ボーリングの位置は No.1 が駅表側橋台付近，No.2 が橋脚 P_{13}，No.3 が P_{10}，No.4 が P_7，No.5 が P_1 の各橋脚付近に位置している。これらによると本橋地盤は表層の2～3mを除き深さ 20m 付近までの大部分が含水飽和状態の暗青灰色中砂（$0.2<D_{60}<0.3$mm）からなっている。ただし駅前側のNo.1 ボーリングのみが粗砂（$D_{60}>0.3$mm）をまじえ中砂と交互する。

一方，N値の分布からみると地震前には P_8 橋脚付近を境に駅表側と駅裏側で顕著な差がみられる。すなわち駅裏側では深さ4m以深で $N>30$，以浅で $N=5$～25 であったが，駅表側（少なくとも No.3 ボーリング地点）では，深さ 10m 以深が $N>30$ で，0～−8m が $N<10$，−8mの間 10～30と変化している。

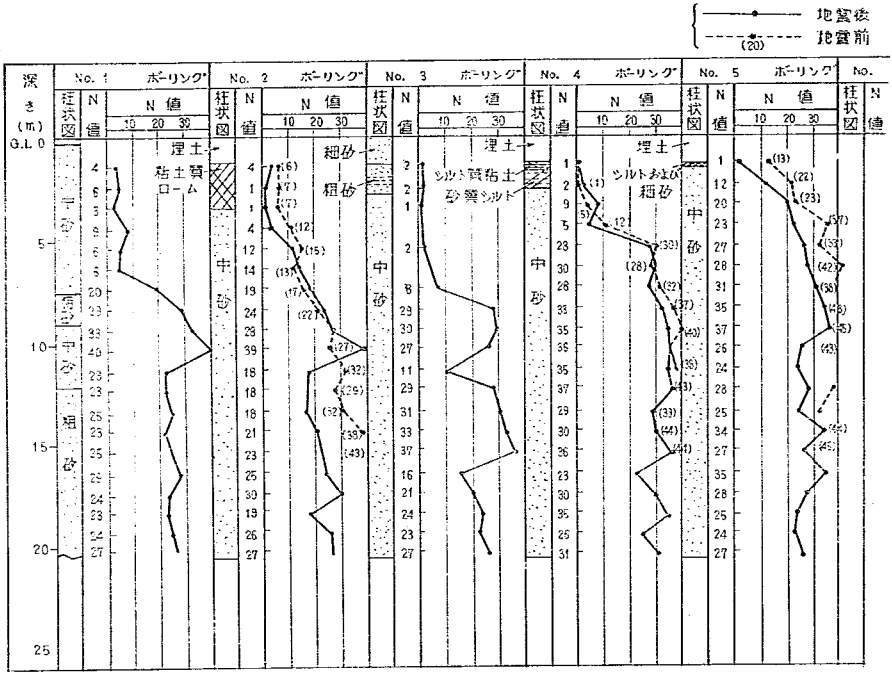


図-3.4.1 新潟駅東跨線橋（現場N値を示す）

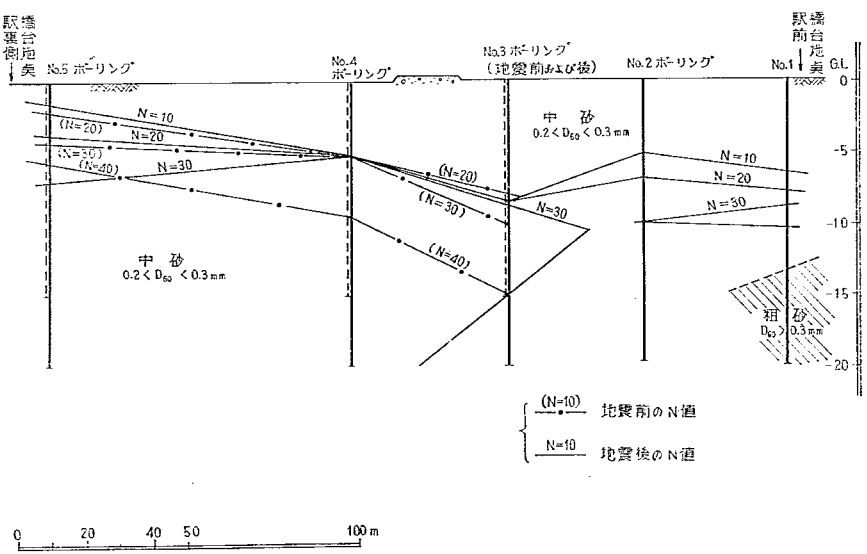
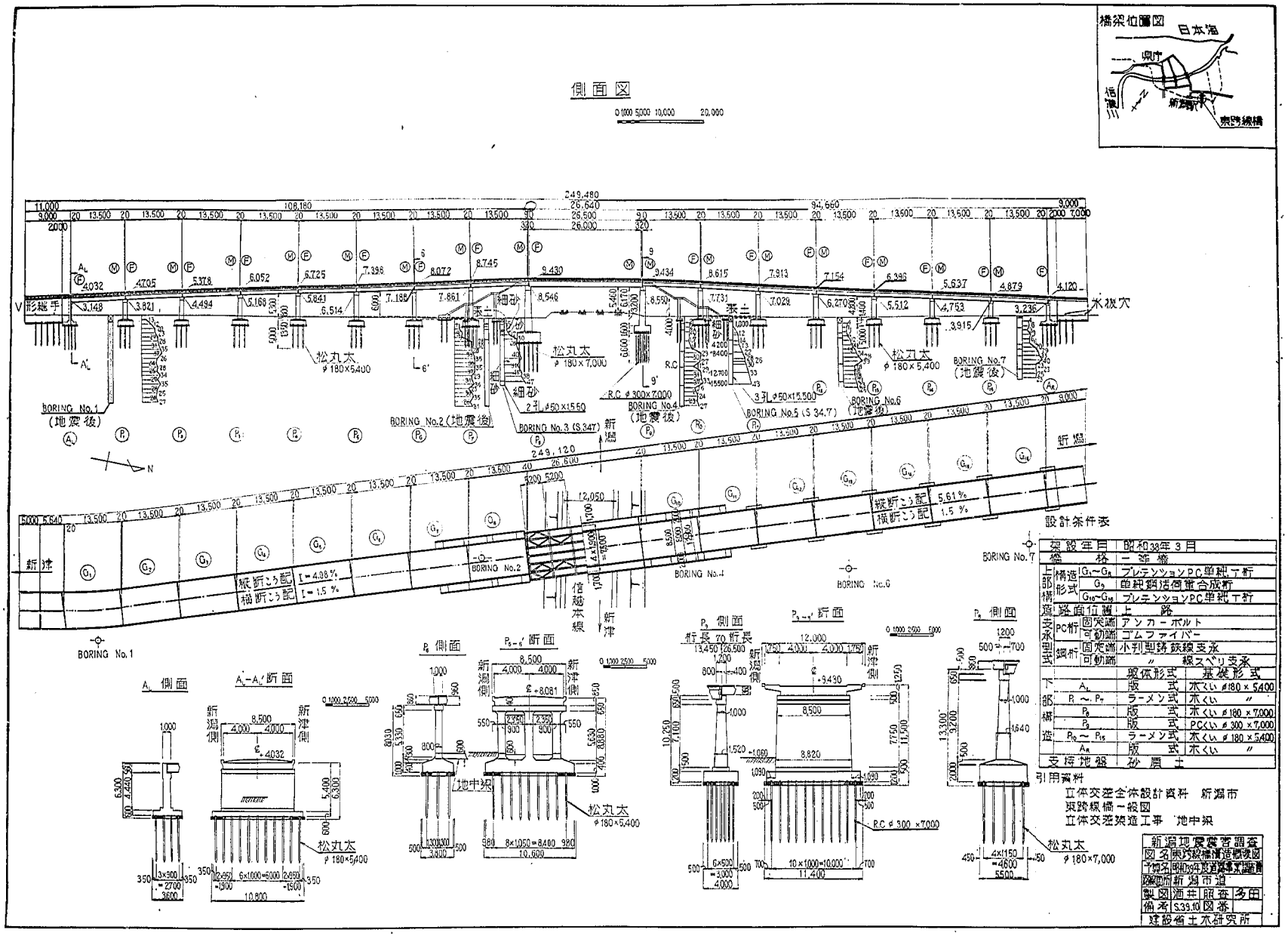


図-3.4.2 新潟駅東跨線橋地盤図



橋梁位置図

設計条件表

建設年月			昭和38年3月
橋格			一等橋
上部構造	構造	G_1~G_8	プレテンションPC単純T桁
	形式	G_9	単純鋼床箱桁合成桁
		G_{10}~G_{18}	プレテンションPC単純T桁
道路	路面位置		上路
支承型式	PC桁	固定端	アンカーボルト
		可動端	ゴムファイバー
	鋼桁	固定端	小判型鋳鉄製支承
		可動端	〃 線スベリ支承
下部構造			躯体形式 基礎形式
	A_L		版式 木くい φ180×5400
	R~P_7		ラーメン式 木くい 〃
	P_8		版式 木くい φ300×7,000
	P_9		版式 PCくい φ300×7,000
	P_{10}~P_{15}		ラーメン式 木くい φ180×5400
	A_R		版式 木くい 〃
支持地盤			砂質土

引用資料
立体交差全体設計資料 新潟市
東跨線橋一般図
立体交差築造工事 地中梁

新潟地震震害調査	
図名	東跨線橋構造概要図
下部名	昭和38年度道路事業調査費
路線名	新潟市道
製図	酒井 照査 多田
備考	S.39.10 図番
建設省土木研究所	

図-3.4.A

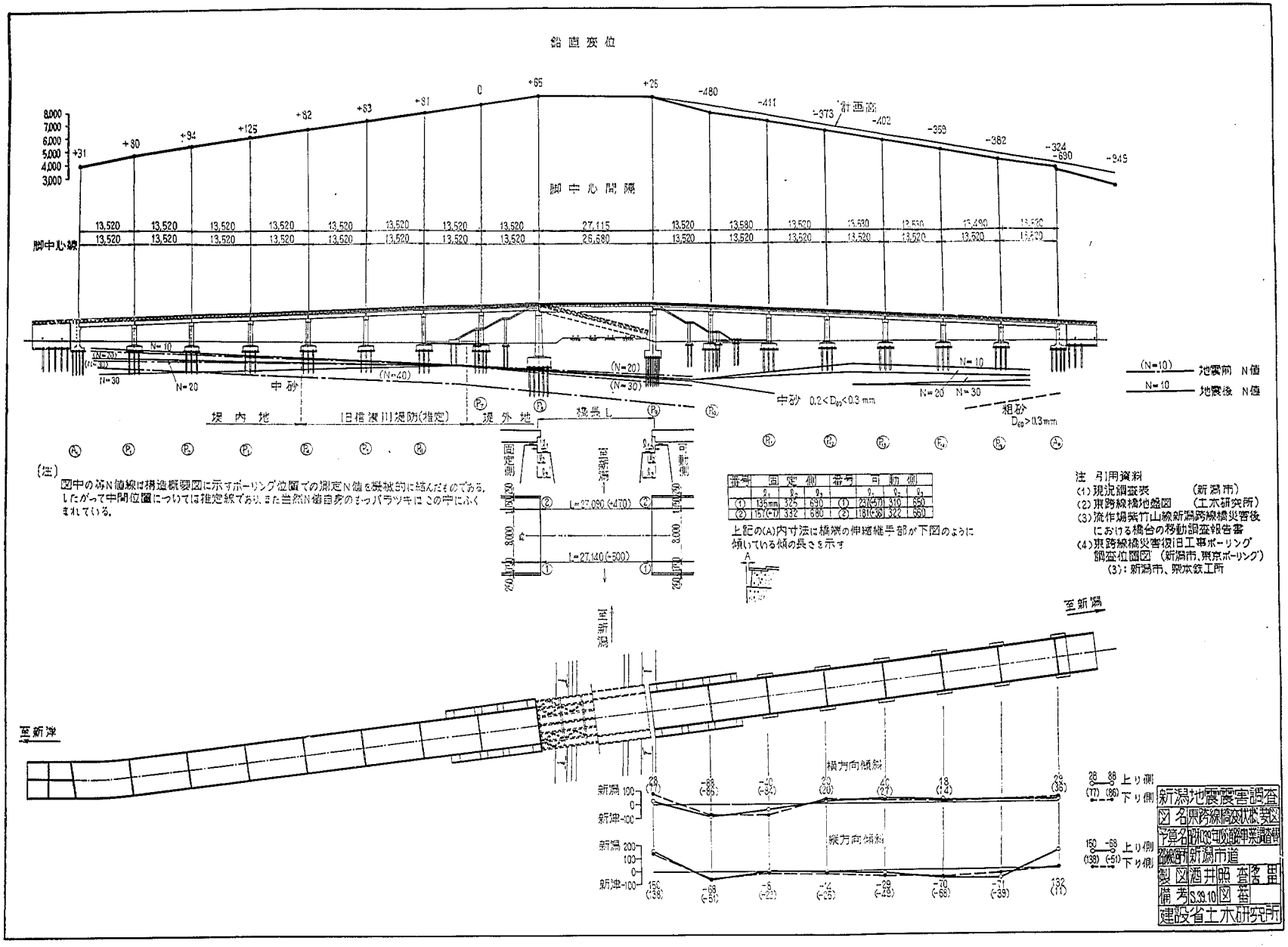

鉛直変位
脚中心間隔
脚中心線
計画高
堤内地
旧信濃川堤防(推定)
堤外地
橋長 L
中砂
中砂 0.2<D50<0.3 mm
粗砂
D50>0.3mm
地震前 N値
地震後 N値
(注)
図中の等N値線は構造概要図に示すボーリング位置での測定N値を機械的に結んだものである。したがって中間位置については推定線であり、また当然N値自身のもっバラツキはこの中にふくまれている。
固定側
可動側
L=27.090(+470)
L=27.140(-500)
上記の(A)内寸法は橋端の伸縮継手部が下図のように傾いている傾の長さを示す
注 引用資料
(1)現況調査表 (新潟市)
(2)東跨線橋地盤図 (工木研究所)
(3)流作場紫竹山線新潟跨線橋災害後における橋台の移動調査報告書
(4)東跨線橋災害復旧工事ボーリング調査位置図 (新潟市、東京ボーリング)
(3):新潟市、東京鉄工所
至新潟
至新潟
横方向傾斜
縦方向傾斜
上り側
下り側
新潟地震震害調査
名東跨線橋概況、要図
予算名昭39可改橋単業調書
路線名新潟市道
製図酒井照査落里
備考S.39.10図番
建設省土木研究所

図-3.4.B

表-3.4.1

深度	試料種別		土の分類	単位体積重量	乾燥密度	自然含水比	真比重	間隙比	粒度試験							飽和度
	乱さない	乱した	粒度による	γ_t (g/cm³)	γ_d (g/cm³)	W(%)	G_s	e	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	60%粒径 D_{60} (mm)	10%粒径 D_{10} (mm)	均等係数 U_c	最大粒度 (mm)	
No.2ボーリング																	
1.00～1.30			シルト質粘土ローム	1.774	1.24	43.2	2.665	1.151	0.0	17.0	58.0	25.0	0.040	0.001以下		0.24	99.7
4.00～4.30			細砂	1.873	1.40	33.6	2.657	0.892	0.0	92.0	8.0	0.0	0.165	0.082	2.01	0.26	100.0
12.00～12.30			中砂	1.961	1.54	27.0	2.650	0.712	0.0	95.0	5.0	0.0	0.260	0.115	2.26	0.85	100.0
15.00～15.30			中砂	1.951	1.53	27.9	2.661	0.742	0.0	95.0	5.0	0.0	0.250	0.118	2.12	0.60	100.0
19.00～19.30			中砂	1.983	1.58	25.8	2.657	0.658	0.0	83.0	7.0	10.0	0.215	0.006	35.8	0.40	100.0
No.4ボーリング																	
1.00～1.30			シルト質ローム	1.780	1.25	41.6	2.636	1.096	0.0	28.0	54.0	18.0	0.054	0.0024	22.5	0.65	100.0
3.00～3.30			砂質ローム	—	—	24.7	2.681	—	0.0	79.0	16.0	5.0	0.225	0.0155	14.5	0.40	—
6.00～6.30			中砂	—	—	21.1	2.674	—	0.0	96.0	4.0	0.0	0.264	0.126	2.09	0.40	—
13.00～13.30			中砂	—	—	25.3	2.633	—	0.0	95.0	5.0	0.0	0.272	0.124	2.19	0.40	—
18.00～18.30			中砂	—	—	19.9	2.700	—	0.0	91.0	9.0	0.0	0.200	0.085	2.35	1.00	—
No.5ボーリング																	
1.00～1.30			砂質ローム	1.881	1.41	33.6	2.678	0.900	3.0	52.0	27.0	18.0	0.123			10.0	100.0
3.00～3.30			粗砂	1.962	1.54	27.6	2.670	0.737	0.0	93.0	7.0	0.0	0.330	0.110	3.00	0.40	100.0
9.00～9.30			中砂	—	—	25.9	2.674	—	0.0	95.0	4.5	0.0	0.268	0.136	2.06	0.50	—
15.00～15.30			細砂	—	—	26.1	2.654	—	0.0	96.5	3.5	0.0	0.165	0.112	1.47	0.25	—
20.00～20.30			中砂	—	—	20.9	2.654	—	0.0	91.0	9.0	0.0	0.270	0.030	33.75	0.45	—

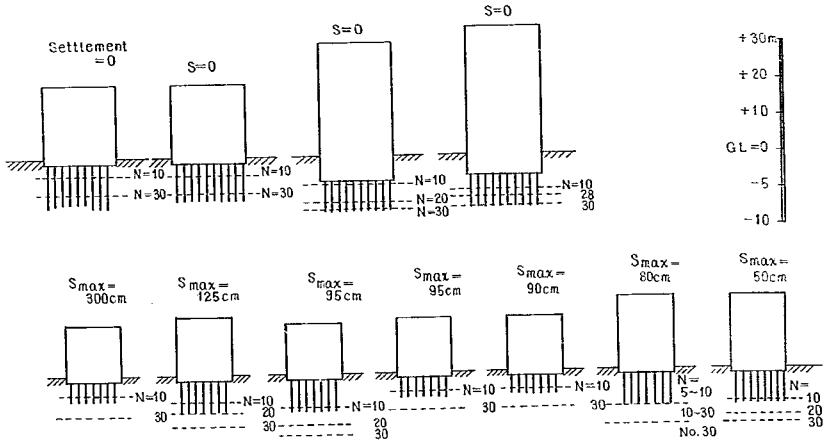


図-3.4.3 駅前周辺のビル沈下状況

以上の駅表，裏側の相違はおのおのが旧信濃川の堤外地および堤内地に相当し，駅表側が新しい地盤であったことと符合している。これらの関係を 図-3.4.2 の地盤図に示す。

本橋地点での砂層の liquefaction を考える場合，地盤生成過程がほぼ同一である新潟駅周辺での建築物の変状状況が参考になる。図-3.4.3 は4～9階の鉄筋ないし鉄骨コンクリート・ビルについて災害直後に沈下とN値の（地震前の）関係を調べたものである。これによると現場N値で$N \geqq 30$の砂層に基礎を置く構造物では沈下の影響を受けていないが，それ以下の場合（大部分$N=20\sim10$）は多少とも地盤の流動化による異常沈下を生じている。

このことはすでに昭和大橋の地盤状況（3.2.2）で述べた貫入実験でのN値—γ_d曲線から考えて現場N値≒30程度の中～粗砂では乾燥密度 $\gamma_d \fallingdotseq 1.8$ を示しており，一方モールドによる突固め実験から $\gamma_d \fallingdotseq 1.8$は中～粗砂における最大密度および最小間隙比≒0.47 の状態にあったといえる。

(4.3) 上部工の被害

この橋は地震の際合成ゲタの可動端側（駅前側）が沓より抜け出し，入換え作業中のディーゼルカー上に落下した。PC ゲタの取付部分においては，ケタの損傷はなかったが，地震により下部工が動いたため，ケタがずれたり，支承部が損傷を受けた。また取付道路の盛土の擁壁が被害を受けたため橋台背面の盛土が沈下した。このため PC ゲタ部の路面は各所で亀裂や高低差が生じ，目地部が破壊された。しかしながら取付部のこれらの被害は主として駅前側（北側）に見られるだけで，駅裏側（南側）では上部構および舗装路面の異状はほとんど見られない。

落橋した合成ゲタは固定沓，可動沓ともに小判形のすべり支承を用い，駅裏側(南側)の固定端のソールプレートに突起をもうけ沓に固定している。しかし，落橋後の状態では，この突起がせん断され切れており，ケタ端部が沓の中央まですべっている。落下の際のせん断と推定

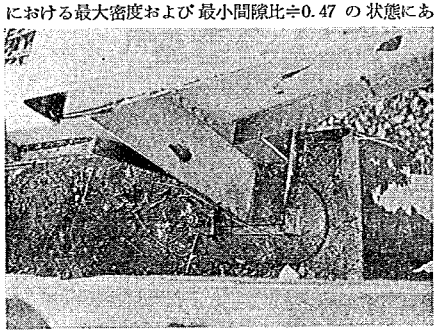


写真-3.4.1 合成ゲタ部の固定沓の突起のせん断

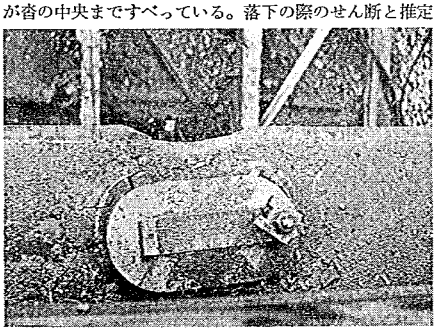


写真-3.4.2 合成ゲタ可動沓の状態

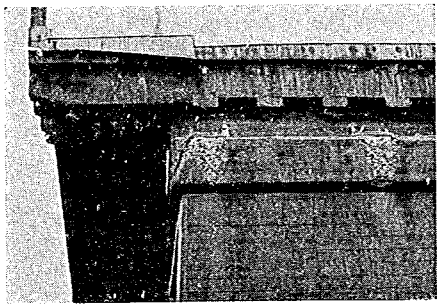


写真-3.4.3　合成ゲタの落橋により削り取られたコーピングとはみ出したPCゲタの端部

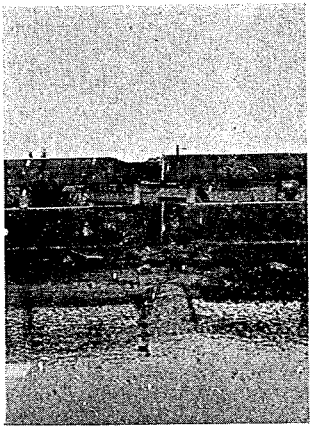


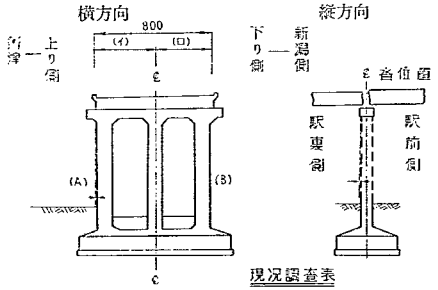
写真-3.4.4　衝突により高欄が圧壊し路面の盛上った状況

されるが，その状況を写真-3.4.1に示す。落下した可動端を受けていた橋脚の支承部の沓中心線から支承縁までの距離は330mmであるが，ケタの落下時，沓中心より250mmの所でコンクリートのコーピングがケタ端に

表-3.4.2　（東跨線橋）災害応急工事現況調査　　S39.6.16

区分 / 名称	傾斜 横方向 上り(A) (cm)	傾斜 横方向 下り(B) (cm)	傾斜 縦方向 上り(C) (cm)	傾斜 縦方向 下り(D) (cm)	幅員 上り (m)	幅員 下り (m)	区間 (m)	沈下量 (cm)	支承 上り 駅前 (cm)	支承 上り 駅裏 (cm)	支承 下り 駅前 (cm)	支承 下り 駅裏 (cm)
P.9 橋脚	→ 2.8	7.7	前15.0	前13.0	4.00	4.00		2.5		19.0		
P.10 〃	← 8.8	← 8.6	裏 6.8	裏 5.1	4.10	3.91	13.52	45.0	14.0		1.00	
P.11 〃	← 4.0	← 8.4	裏 0.8	裏 2.2	4.17	3.84	13.58	41.1	7.0			3.0
P.12 〃	→ 2.0	→ 2.0	裏 1.4	裏 2.5	4.14	3.88	13.52	37.3	1.0		5.0	
P.13 〃	→ 4.0	→ 2.7	裏 2.9	裏 4.9	4.14	3.87	13.53	40.2	0		3.0	
P.14 〃	→ 1.8	→ 1.4	裏 7.0	裏 6.8	4.11	3.90	13.53	35.9	0		0	
P.15 〃	—	← 0.5	裏 7.1	裏 3.9	4.07	3.95	13.49	38.2	3.5		0	
AB 橋台	→ 2.9	→ 3.6	前13.2	前 1.1	4.01	4.01	13.52	32.4				
A号擁壁	→ 7.0	← 0.1			4.00	4.01	16.01	69.0				
B号 〃	→ 4.0	← 0.9			3.95	4.05	14.00	95.9				
C号 〃	→ 1.5	← 1.6			3.95	4.05	14.00	72.8				
D号 〃	→ 0.5	← 1.0			3.99	4.02	14.00	39.2				
E号 〃	—	—			4.00	4.05	13.38	11.5				

前：駅前側へ傾斜（←）上り：新津駅側
裏：駅裏側へ傾斜（←）下り：新潟駅側



現況調査表

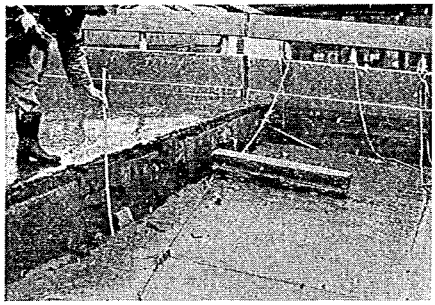


写真-3.4.5 橋台裏の盛土沈下

より削り落されてしまっている。地震後の調査によれば，可動端側の橋脚が駅前側（北側）へ傾斜しており，このため，沓中心線が 130～150mm 北側へずれた状態になっていた。また，沓は固定と可動ともに据付けのための敷きモルタルが剥離し，細かくくずれ，下に入れてある鋼製フィラーもバラバラになってはみ出してしまっている。鋼ゲタ本体はソールプレートの切断以外には異状は見られず，落下が車両上であったため衝撃が緩和されたのか，ケタ下フランジ，対傾構，横構などにも部材変形が生じていなかった。その他の損傷としては，駅前側（北側）の取付径間では，下部工がかなり動いたようで，ＰＣゲタどうしのぶつかり合いから，目地部付近の舗装の盛上りやコンクリート製高欄が圧壊し鉄筋が露出しているものが見られた（写真-3.4.4）

(4.4) 下部工の被害

被災後の変状調査の結果によれば，表-3-4-2 のような傾斜，沈下を生じている。上部工のところでも述べたように被害はもっぱら駅前側に集中し，国鉄線を越えて，駅裏側には，観測できるような被害がなかった。

ここでの特徴は，橋脚の沈下が目立つ。取付部分のＰＣ ゲタの橋脚はそろって 40cm 前後の沈下を示している。これに対して，ケタの落橋原因になった可動端側の橋脚は沈下が少なく，僅か 2.5cm であり，残留した傾斜は頂部で約 15cm である。

なお，取付部の盛土部も 表-3.4.2 に示す程度の沈下が見られ，その１例を 写真-3.4.5 に示す。

(4.5) 被害の解析

可動側の橋脚は，15cm の傾斜が観測されていたが，この量から落橋を十分説明できない。そこで，落橋後に支間測量を実施したところ，約 50cmの支間拡大が測定された。

図-3.4.4 に示すように，ケタ端部が橋台の沓座から脱落するには橋脚が 580mm 外側に移動した時がなければならない。一方，沓座の前面には写真に示すような脱落があり，その幅は約 80mm である。これらの関係から約 500mm の支間の拡大で，落橋するわけで，支間

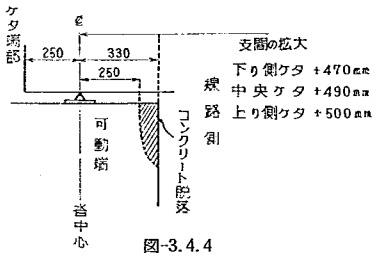
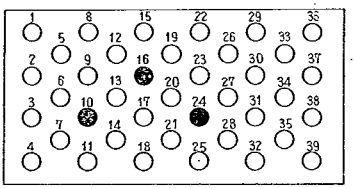


図-3.4.4

国鉄線路側



駅 裏 側

[注] ● 写真で示すくいの位置

図-3.4.5 橋脚くい配置図

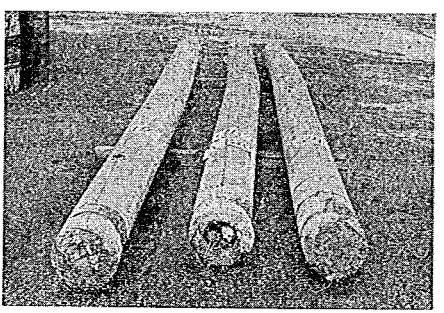


写真-3.4.6 可動端橋脚のＲＣぐいの変状（その１）



写真-3.4.7 可動端橋脚のＲＣぐいの変状（その２）

測量の結果と合致する。もちろん，これは地震後の残留変形として認められたもので，地表中にはこれ以上の変形も当然予想される。

たまたま，復旧工法として，橋脚フーチングの拡幅を計画し，フーチング位置まで掘削したところ，くいに異状を認めたので，打ちこまれているＲＣぐい39本全数を引抜いた。引抜きにはジエットを併用した結果，残留変形を損なうことなく引抜くことができた。これらのくいのうち，図-3.4.5のくいのうち，No.10，No.16，No.24のくいの変状状況を写真-3.4.6，写真-3-4-7に示す。

また，これらのくいの変状を図示すると図-3.4.6を得る。くい先端とくい頭部との間の水平変位は約20cmあり，曲げによるクラックが等間隔にはいっているのが目立つ。このクラックは残留変形の凸の方の側すなわち，鉄筋の引張り側にだけ発生しているのでなく，全周に通っていることから，このような曲げを起す外力は一方向からだけ働いたものでないことがわかる。このような変形を生ぜしめた原因となる力は，構造物と地盤との間に存在したと予想される変位の差が，動的な圧力として作用したものと一応考えられるが，今後，十分の解明が要求される。このような現象と国道7号線海老ケ瀬地区で，視測されている"地盤変動"と密接な関係があると思えるが，現状では実測結果を報告するに止める。なお，ここでいう"地盤変動"とは地震後に観測されている地表面で2m～3mにおよび水平方向での残留変位を指す。

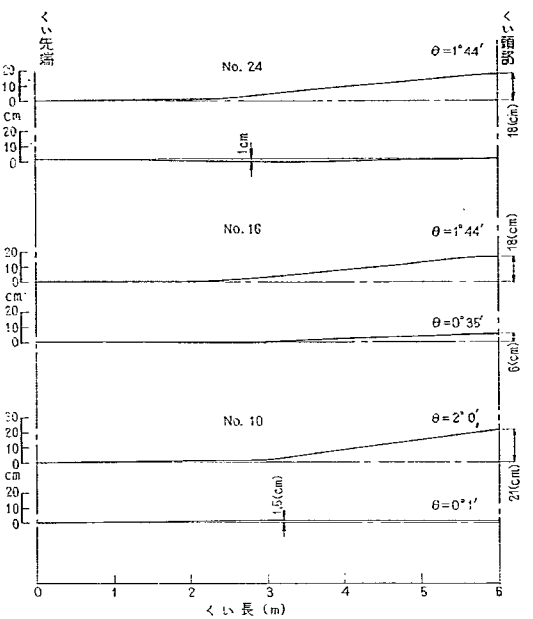


図-3.4.6　くい変状図

次に沈下の問題について考察してみる。ＰＣゲタが架かっている橋脚は径18cmの松ぐい27本の基礎からなり，そのくい先は地表面から7.5m～8.0mの位置にある。この位置でのN値は20前後の値があり，一応，中程度に締まった砂層の上にあるといってよい。くい1本当りの設計荷重は8tである。

一方，可動沓の載っていたP_9橋脚は径30cmのＲＣぐいが39本打たれており，くい先は地表面から12mに達しその位置のN値はボーリング結果によると30以上の地点に達していた。1本当たりの設計荷重は19.7tである。

この両者の比較から，地表面から7m～8mの区間が流動化したとき，前者はくい周面の摩擦が切れ，フーチング底面の反力が減少した結果，くい先荷重の増大による，地盤の破壊から沈下が生じたと予想される。一方，P_9橋脚では，同じ条件にさらされながら，くい先の地盤の破壊を生ぜず，したがって沈下しなかったと推定される。

このような橋脚の沈下，傾斜からＰＣゲタ部分の上部工の被害が出たといってよい。なおＰＣゲタどうしの衝突による被害も認められ，その状況を写真-3.4.4に示したが隣合ったケタの間に位相差があり，そのための衝突と考えられる。

〔5〕 新松浜橋（以下松浜橋と略称する）

(5.1)　橋梁諸元ならびに構造

(1) 一　般

- 路線番号　主要地方道503号（新潟村上線）
- 所在地　新潟市
- 架設年月　架設中
- 架橋河川　阿賀野川
- 橋　格　一等橋
- 幅　員　6.00m
- 橋　長　921m

(2) 上部構造

- 構造形式　鋼単純ワーレントラス橋
- 上部構造地震係数
- 橋面舗装　アスファルト舗装
- 支　承　固定：ピン　可動：ローラ

(3) 下部構造

- 構造形式
  左岸橋台　鉄筋コンクリート重力式
  木ぐい径200mm

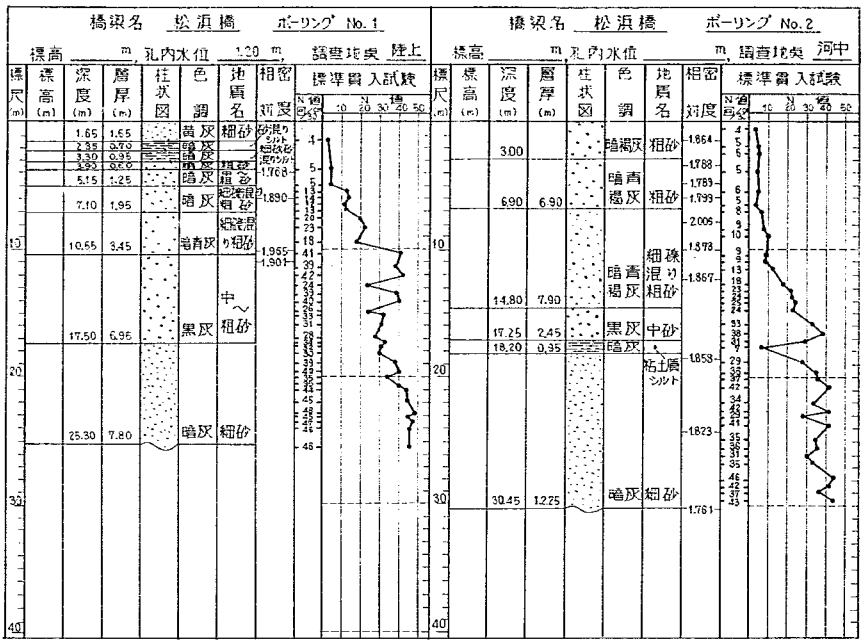


図-3.5.1　新　松　浜　橋

右岸橋台　鉄筋コンクリート重力式
10.5m×3.4m 小判形
オープンケーソン　長さ 7.5m

橋　脚　12.2m×4.6m　小判形オープンケーソン

P_1, P_2　長さ　18m

P_3　長さ　20m

P_4～P_{13}　23m

(5.2)　地盤の状況

本橋は河口から約1.8kmに位置しており，深さ30mのボーリングではほとんど砂層からなっている。地震後に実施した2本のボーリングの結果を図-3.5.1，表-3.5.1に示す。

これによると全層は細礫を含む暗青褐色～暗灰色砂からなり，N値および粒度の異なる数層に分けて考えることができる。

地表から5～7mに分布する中～粗砂層は，多少の細礫を伴うことはあるが，平均N値＝5程度のきわめて緩い層である。また，左岸P_1で5～7mにP_7で7～13mの範囲に分布する粗砂層は $N=10$ 前後でゆるい。

次に左岸で7～10m，P_7付近でやや深く13～17mの中～粗砂層は平均N値＝20.27である。$N>30$となる深度



写真-5.3.1　松浜橋落橋状況

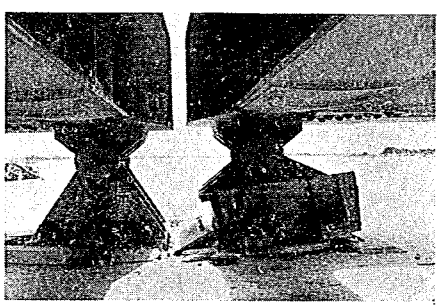


写真-3.5.2　沓　の　変　状

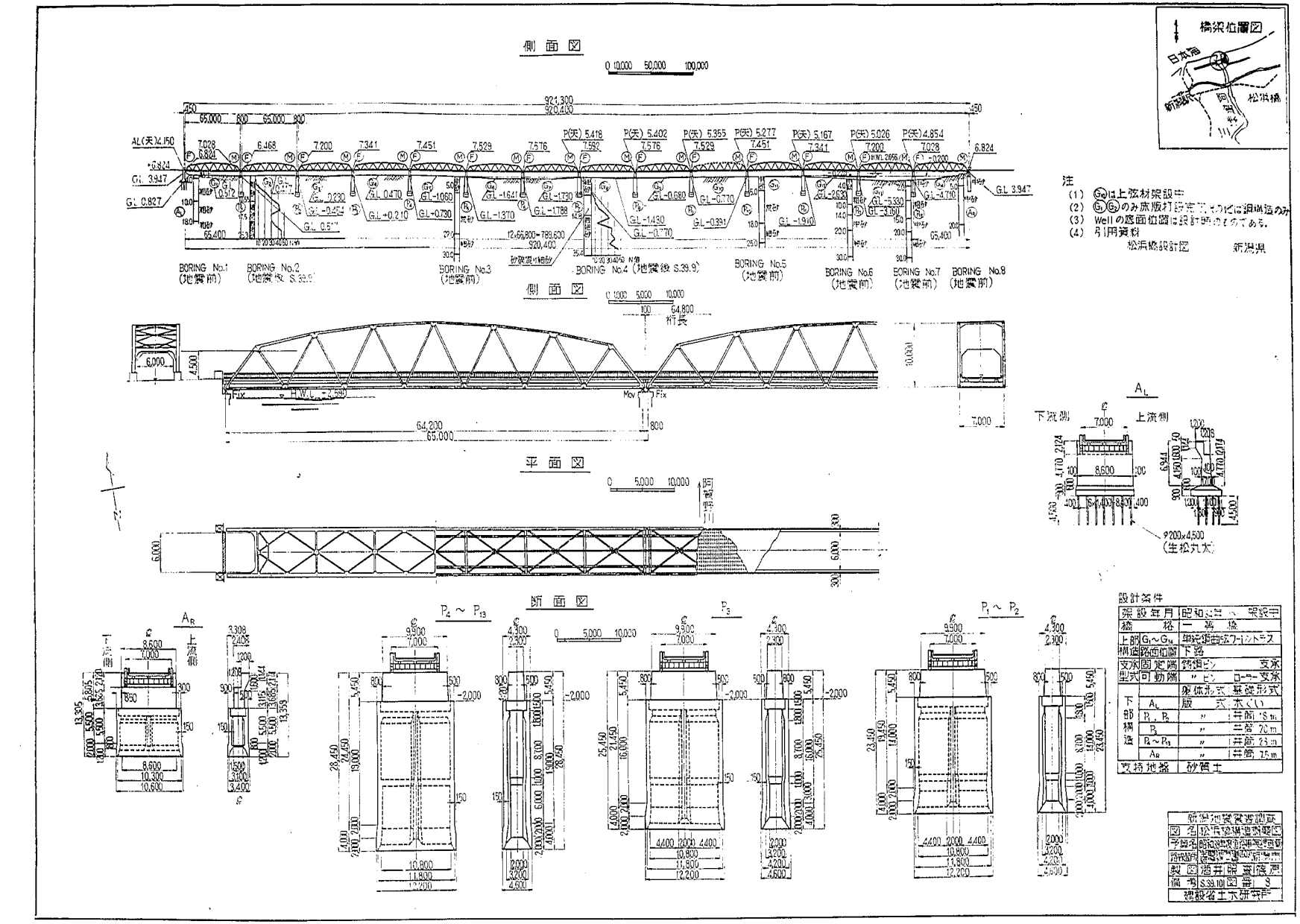
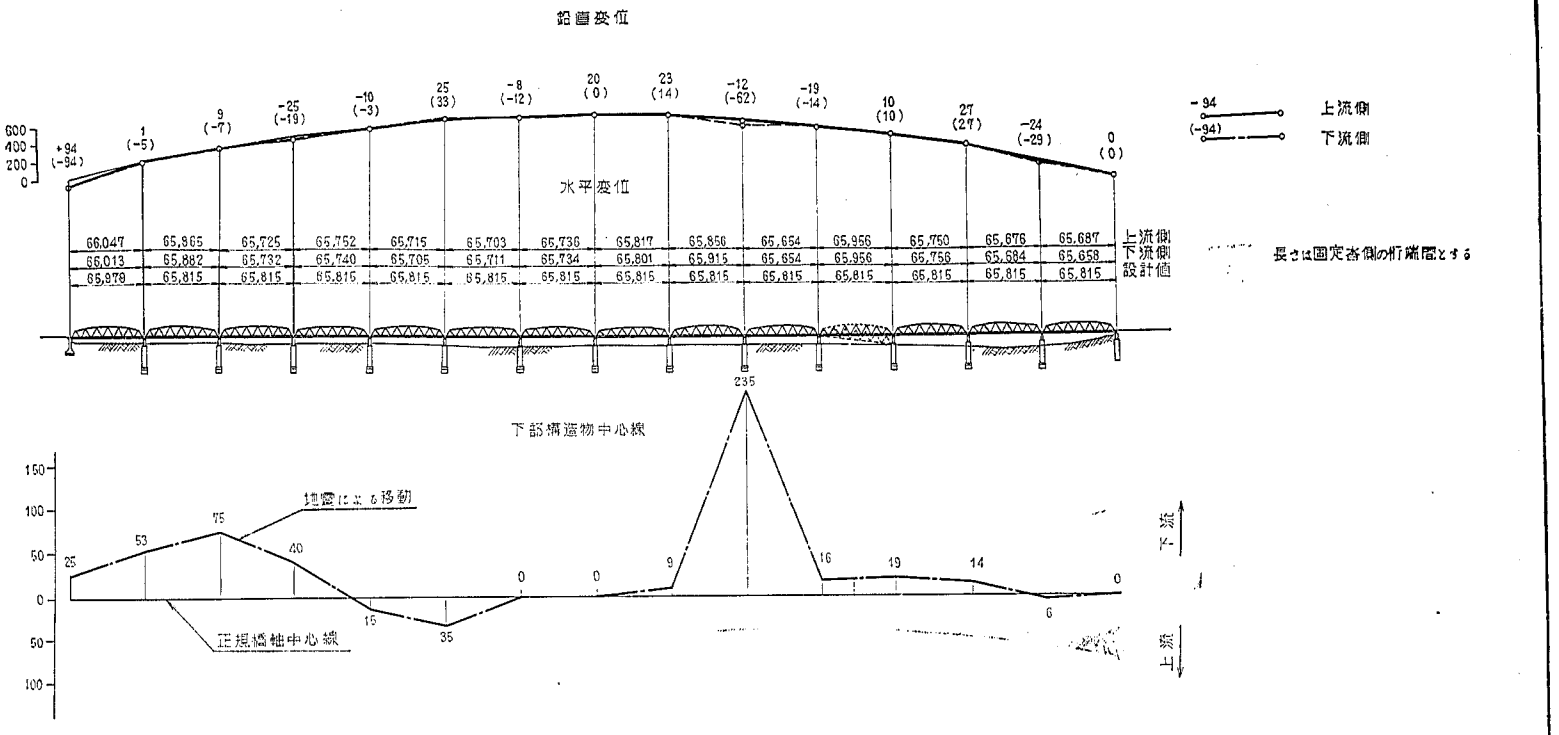
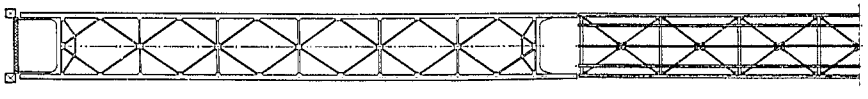

側面図
平面図
側面図
断面図
橋梁位置図
日本海
新潟
阿賀野川
松浜橋
注
(1) G2は上弦材架設中
(2) G1 G3のみ床版打設完了、その他は鋼桁造のみ
(3) Wellの底面位置は設計時のものである。
(4) 引用資料
松浜橋設計図 新潟県
BORING No.1 (地震前)
BORING No.2 (地震後 S.39.6)
BORING No.3 (地震前)
BORING No.4 (地震後 S.39.9)
BORING No.5 (地震前)
BORING No.6 (地震前)
BORING No.7 (地震前)
BORING No.8 (地震前)
921,300
920,400
12×65,800=789,600
64,800
桁長
64,200
65,000
Fix
Mov
H.W.L. 2.590
A_L
A_R
P2 ～ P13
P3
P1 ～ P2
下流側
上流側
φ200×4,500
(生松丸太)
設計条件
架設年月 昭和41年～架設中
橋格 一等橋
上部 G1～G14 単純鋼曲弦ワーレントラス
構造 断面位置 下路
支承 固定端 可動ピン 支承
型式 可動端 〃 ローラー支承
下部構造 A_L, A_R 重体ボル式 基礎形式 版式 木くい
P1, P2 〃 井筒 5.5m
P3 〃 井筒 7.0m
P2～P13 〃 井筒 2.5m
A_B 〃 井筒 1.5m
支持地盤 砂質土
新潟地震震後調査
図名 松浜橋橋梁構造図
予図名 新潟地震震後調査
設計所 建設省土木研究所
製図 道井 保 直 渡戸
備考 S.39.10 図番 3
建設省土木研究所

図-3.5.A



引用資料　松浜橋被害状況報告書　新潟県



新潟地震震害調査			
図名	松浜橋変状概要図		
予算名	昭和39年度 道路事業調査費		
路線箇所	主要地方道新潟村上線(503)		新潟市
製図	酒井	照査	篠原
備考	S.39.10	図番	
建設省土木研究所			

図-3.5.B

表-2.5.1 地　盤　特　性

橋梁名　松浜橋
調査年度　昭和39年

地点	G.Lよりの深さ (m)	地質分類	平均N値 (回/30cm)	基礎指数 γ_t (t/m³)	γ_d (t/m³)	W (%)	S_r (%)	G_s (t/m³)	粒度 D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	U	特性 礫 (%)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	資料数	備考
P1付近（新潟側）	0.00～3.30	暗灰色シルト～砂	4	1.764	1.274	43.6	94.2	2.639	0.193	0.11	1.755	10.0	65.5	17.5	7.0	1	上部埋土，下部シルトと砂の互層
	3.30～5.15	暗灰色中～粗砂	5	1.768	1.279	30.6	74.5	2.693	0.328	0.108	2.650	0.0	95.8	(4.2)		4	Mica を多く伴うことあり
	5.15～7.10	暗灰色細礫まじり粗砂	13	1.890	1.474	24.3	89.3	2.734	0.540	0.245	2.204	5.0	92.0	(3.0)		2	10mm以下の礫
	7.10～10.55	暗青灰色粗砂	20	1.723	1.343	28.3	76.0	2.686	0.440	0.250	1.800	1.0	98.0	(1.0)		室内…1 N……3	
	10.55～17.50	暗灰色中～粗砂	34	1.903	1.468	25.5	95.6	2.693	0.450	0.072	6.250	2.2	83.0	10.0	4.8	13	62～5mmの礫をわずかに混えることあり
	17.50～25.30	暗灰色細砂	41	1.939	1.478	28.4	102.8	2.701	0.133	0.055	2.418	0.0	88.5	11.5	0.0	15	24m付近に有機物混る部分あり
P7付近（水中ボーリング）	0.00～3.00	暗褐色粗砂	5	1.826	1.516	22.4	82.3	2.674	0.360	0.120	3.000	0.0	98.0	2.0	0.0	4	細礫を混えることあり
	3.00～6.90	灰褐色粗砂	5	1.894	1.622	21.7	70.0	2.680	0.545	0.180	3.028	5.0	92.0	3.0	0.0	6	細砂を挟むことあり
	6.90～13.0	暗青灰色粗砂	10	1.942	1.599	21.0	85.3	2.677	0.525	0.180	2.917	6.0	92.0	2.0	0.0	9	細礫を挟むことあり
	13.00～17.25	暗灰色中砂	27	2.170	1.585	23.9	113.4	2.685	0.220	0.110	2.000	6.0	90.0	4.0	0.0	7	細礫，シルトを含むことあり
	17.25～18.20	粘土質シルト	7	—	—	67.3	—	2.675	0.36	0.185	1.950	0.0	21.0	51.0	28.0	1	有機物をまじえる
	18.20～30.45	暗灰色細砂	37	1.926	1.474	40.5	—	2.661	0.153	0.071	2.155	2.0	86	12.0	0.0	22	緑色がかる部分もある。均質な層である。

表-3.5.2 松　浜　橋

	設計値	上昇，沈下の量 F	上昇，沈下の量 M	下弦材端の間隔 e	可動沓移動量	ボルトの抜出し量 F	伸縮継ぎ手に10mm以上の高低差を生じたもの	橋軸中心が20mm以上ずれたもの	
A_L	0			186 146	—— ——	—— ——		 F	上流 下流
P_1	203	1 — 5	7 2	262 268	—— ——	—— ——		M F	
P_2	375	9 — 7	15 1	265 282	—— ——	—— ——		M F	
P_3	516	−25 −19	8 — 8	125 132	—— ——	—— ——	M	M F	
P_4	626	−10 — 3	−11 — 4	152 140	—— ——	—— ——			
P_5	704	25 33	14 21	115 105	—— ——	—— ——	M	M F	
P_6	751	— 8 −12	−12 — 5	103 111	—— ——	—— ——			
P_7	767	20 0	0 0	136 134	57−20=37 42−16=26	0〜10 0〜10	 F		
P_8	751	23 14	14 11	217 201	3 15	0〜10 0〜 1			
P_9	704	−12 −62	— 7 −60	256 315	46−16=30 53−16=37	7〜22 0〜 3	M F	M F	
P_{10}	626	——	−19 −14	—— ——	60−15=45 30− 2 =28	223 470			
P_{11}	516	10 10	—— ——	—— ——		5〜13 3〜15			
P_{12}	375	27 27	10 7	150 156	13+33=46 15+45=60	0 0〜18	 F		
P_{13}	203	−24 −28	— 6 — 8	76 84	80 80	4〜12 5〜20	M		
A_R	0	0 0	0 0	87 58	70 90	—— ——			
				215					

A_R M基準点（測定の）

は左岸で11mより深部右岸で18mとなっている。これら$N>30$の層は$D_{60}<0.2$mmの暗灰色細砂層である。

このようにみてくると，本橋地盤を構成する各砂層は左岸P_1とP_7地点で連続したもので同一層はP_1地点で高くP_7地点では下方に出ている。すなわち，砂の液状化で問題になるゆるくて粗い砂は，河中の部分で厚く10m近い堆積を示しており，陸上部のP_1付近では表面に近くシルト層が約2mあり，問題となる層は4〜5m程度と判断される。

(5.3)　上部工の被害

この橋は地震発生時，未だ工事中で，左岸よりの2連が床版打設を完了しており，10連目，11連目のトラスは架設中，他の9連は架設は終了していたが床版がまだ打設されていない状態であった。とくに左岸より11連目のトラスは上弦材がとりつけられていない状態であったため，地震により可動端側がはずれ，支保工の倒壊により落橋した（写真-3.5.1）。

10連目のトラスはリベット打ちが完了していなかったが，すでに閉合されていたので他の12連とともに地盤の変動に伴う外力にもちこたえることができ落橋はまぬがれた。

しかしながら，これらのトラスも下部構の地震時の変動により沓のアンカーボルトの損傷，沓の据付部周辺のモルタルの破壊，橋軸方向ならびにその直角方向の移動および縦断こう配の変化が生じた。これらの変状について表-3.5.2に示す。表中数値がなく線を引いてあるのは測定を行なっていないものである。表-3.5.2において縦断曲線の変化を見るため，各橋脚上の固定沓，可動沓の高低差の測量は右岸橋台上の可動沓を基準としたものである。

下弦材端の間隔eは，当初215mmになるよう施工されたものであるから，この値よりの開きがトラス支間長の変動はほとんどないと考えられるので，橋脚の変動あるいは沓下面モルタルの剥離による支承位置のずれを示しているといえる。可動沓の移動量は地震後のローラの変位量と移動によるペイントのはがれなどから求めたものである。ボルトの抜け出し量は沓にもうけられた4本のアンカーボルトの抜け出し量の最小と最大を示したも

のである。落橋したトラスを除けば，橋本体の被害はなく，上部構と下部構との連結点である支承部付近と地震動によるぶつかり合いの影響を受けた伸縮継ぎ手部に被害が集中し，左岸側のトラスにすでに打設されていた床版には損傷はなかった。

地震後の橋長の変化は，施工時 921.524m，震害後上流側 920.942m，下流側 920.942m と測定され，上流側 582mm，下流側 581mm それぞれ短かくなっていることがわかった。計画時の橋長は 921.300m であった。落橋したトラスは部材の損傷も大きくかつ固定沓のアンカーボルトが引き抜かれ，上流側沓のローマスナットが割れてしまい，落橋時，相当大きな力が作用したと思われる。落橋した径間の橋脚中心間隔（P_{10}～P_{11}）は施工時の 65.818m から 65.806m に変化し，12mmほど径間が縮まっている。

(5.4)　下部工の被害

松浜橋の橋脚はウェル基礎であり，18m から 23m の根入れ長さをもっていた。この橋梁は上部工の被害でも述べたように，左岸側の2径間のみが床版を打たれた状態で，その他はトラストのみであったが，死荷重としては軽かったにもかかわらず相当の被害を生じた。支間全長として約 580mm の短縮があったが，表-3.5.2に示す沓の移動量および右岸橋台の状況から，この支間の変化は主として右岸橋台の河心方向への押出しとして観察された。

また基礎のウェルは図-3.5.2に示すように橋軸直角方向に変位しており，その量は P_9 で最大で，下流方向へ 235mm 移動しているのが観測された。

一方，沈下量については，同じく P_9 の橋脚で下流側が 60mm 沈下しているのが，目立つ程度である。

(5.5)　被害の解析

この地点の地盤の状況についてはすでに説明したが，もう一度復習してみると，死荷重の満載していた左岸寄りの2径間の被害は，床版を打設してないものに比較して同じかあるいは軽いくらいであったのは P_1 橋脚の付近で実施した No.1 ボーリングの結果が説明していると思う。

すなわち，この部分では，新潟地区で，流動化の素因になっている緩い砂層がほとんどなくて表層はシルト層であり，N値そのものは4～5であるが比較的安定であったであろうと判断される。しかも，ウェルはN値30程度の砂層に10m程度根入れされていたと判断され，ウェルの全根入長が18m～20mと他の橋脚より浅かったが，十分支持条件を満足していたといえる。

一方，橋脚として変状の大きかった P_9 橋脚のすぐ脇で実施した No.2 ボーリングによれば，流動化の対象に十分なり得る緩い，そして粗い砂が12m近く表層に堆積していることが認められる。またN値で30以上の層の厚さはウェル根入長23mとして2m程度しかなく横抵抗を期待させたい位置にN値で，5前後の粘土質シルト層を1m挟んでいる。このような状態であれば，地震を受けたとき，十分，傾斜，変状する因子を持っていたといえる。

P_9 橋脚の下流側への水平変位置 235 mm は上，下流側の沓の位置での高低差50mm（下流側が低い）から傾斜によるものとして説明ができる。したがって，底面の位置での水平方向の変位はなかったと考えてよい。

最後に補足すると，橋台の基礎構造が左岸においては，簡単な木ぐい基礎であったにもかかわらず，ほとんど被害を生じておらず，右岸橋台はそれに比して，剛なオープンケーソン基礎であったのに河心方向に押し出されている。しかも右岸橋台は可動沓が載っていて荷重が小さかったのであるから，いかに被害が地盤によって差があるか，明白に示している事例といえよう。

〔6〕 小 須 戸 橋

(6.1)　橋梁諸元ならびに構造

(1) 一　　般

- 路線番号　主要地方道 538 号（白根五泉線）
- 所 在 地　新潟県中蒲原郡小須戸町
- 架設年月　昭和38年12月
- 架橋河川　信濃川
- 橋　　格　一等橋
- 幅　　員　4.0m
- 橋　　長　189m

(2) 上部構造

- 構造形式　鋼単純ワーレントラス橋
- 上部構造地震係数
- 橋面舗装　アスファルト舗装
- 支　　承　固定：ピン　可動：ローラ

(3) 下部構造

- 構造形式　12.20m×4.6mの小判形オープンケーソン基礎
  ケーソン長　13.0m

(6.2)　地 盤 の 状 況

本橋地盤の調査は昭和39年7月におこなわれた深さ25mの2本のボーリングと室内試験である。これらを一括して表-3.6.1および図-3.6.1に示す。

No.1 ボーリング地点では −10.70m までは粘土質シルトないしシルト質粘土からなり，腐食物を含み軟弱である。ただし，−1.30～5.30m に埋木，玉石を含みN>50 となる部分があるが，全体的には N＝5～8をしめす。−10.70～16.10m は細砂層が出るが，−16.10m 以深は再び上部と同様のシルト質粘土となる。

No.2 ボーリングでは砂分が多く，上部 4.80m までは N＝5～10，6.90m～13.30mは N＝10～20 を示し，部分的にシルトを挟むことがある。−13.30～25.30mは再

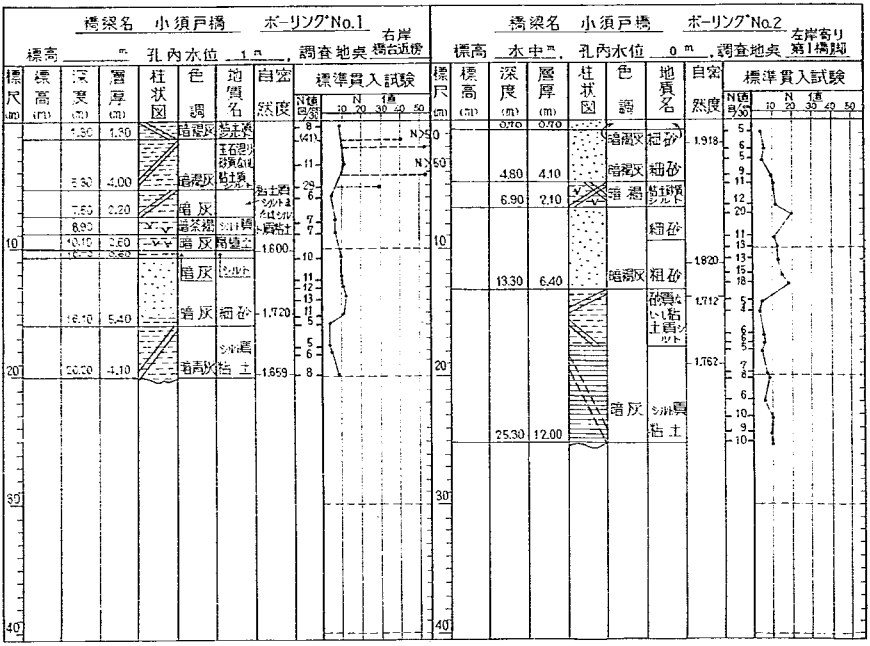


図-3.6.1　小　須　戸　橋

び軟弱な粘土質シルトとシルト質粘土で$N=5\sim10$，下部の方がやや高い値を示す。三軸圧縮試験によると$C=1.0\sim5.0$ t/m²，$\phi=8°\sim17°$であった。(非排水試験)

(6.3)　上部工の被害

地震により橋脚 P_2 が75cm 近く沈下したため，上部構も高欄，伸縮継ぎ手，支承部付近に損傷を受け，地震直後，荷重制限および車線制限を実施したが，上部構そのものの被害はわずかであった。

支承部の被害は橋脚 P_1 上の固定沓下面のモルタルに亀裂がはいった程度であり，可動沓の移動量は上下流ともに25～30mm でペンキのはがれも15mm 程度であった。高欄は，橋脚の沈下が大きかったため橋が，P_1 上で折れ曲がった形となり，これが高欄に圧縮力を与え，橋脚上で高欄が圧縮され継ぎ手部が破壊し部材も少し変形した（写真-3.6.1)。伸縮継ぎ手の損傷は前後の舗装を傷めた程度だが，間に設けられた排水管がつぶされている。主構造への地震の影響はなかった。

(6.4)　下部工の被害

下部工の被害として最大のものは，左岸側の河中の橋脚 P_1 が75cm 沈下したことである。それに対して，他

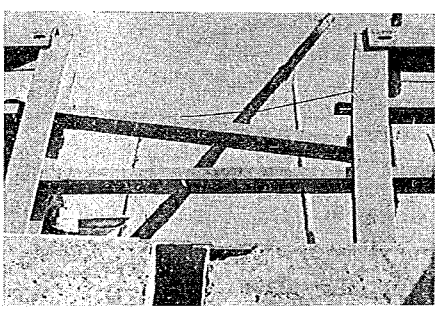


写真-3.6.1　橋脚 P_1 上の下流側高欄の変状

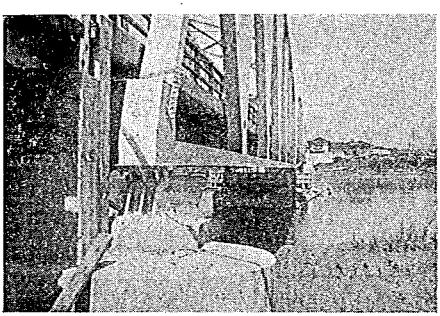
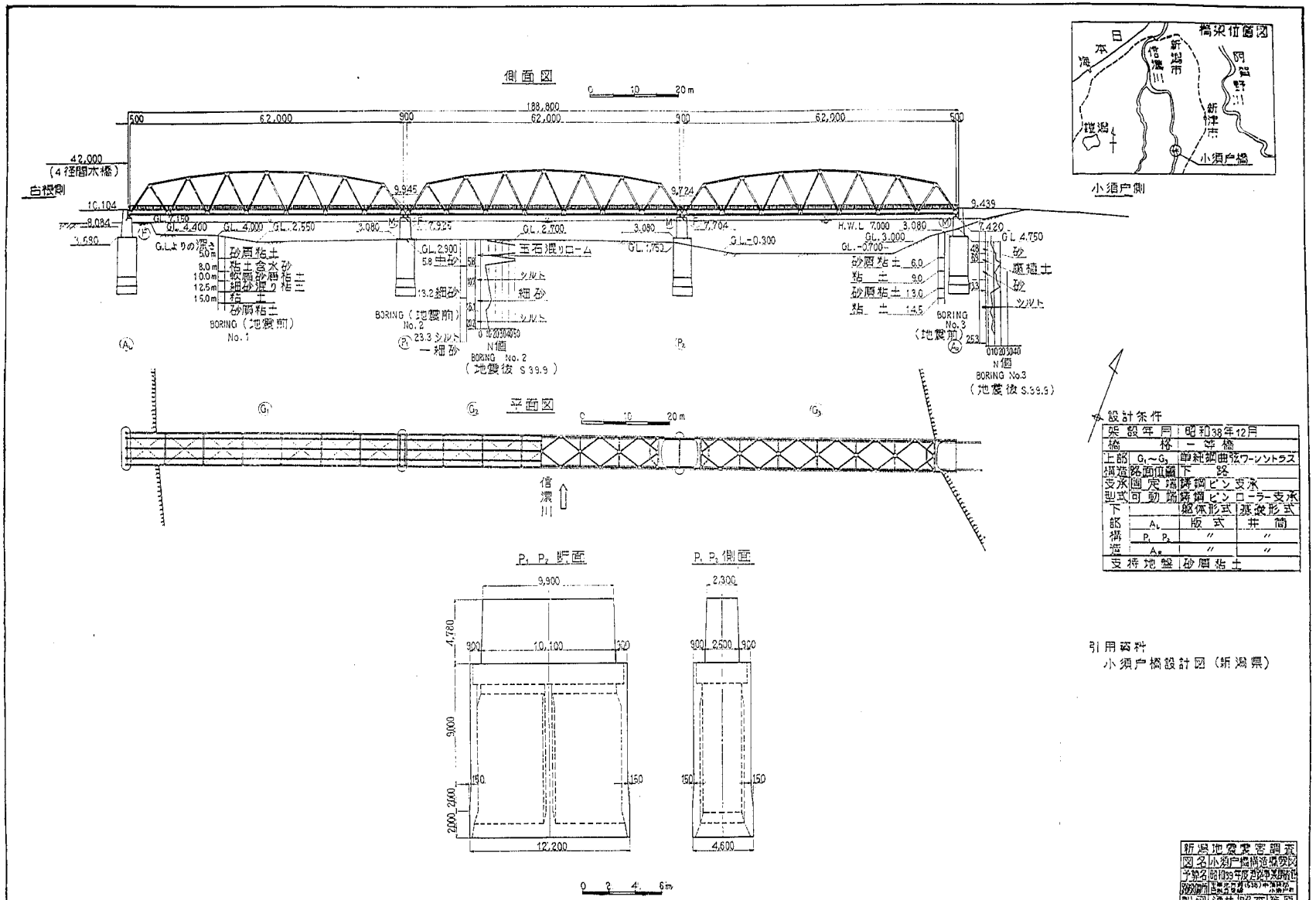


写真-3.6.2　橋脚の沈下の状況，形わくは復旧工事のもの



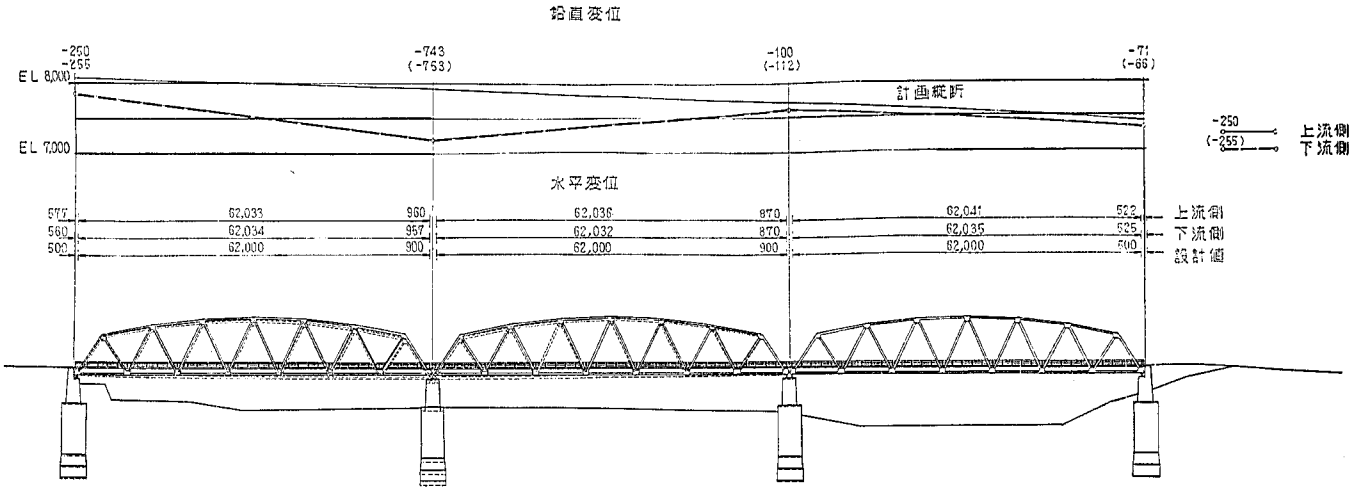
設計条件

架設年月		昭和38年12月
橋格		一等橋
上部構造	$G_1 \sim G_3$	単純鋼曲弦ワーレントラス
路面位置		下路
支承型式	固定端	鋳鋼ピン支承
	可動端	鋳鋼ピンローラー支承
下部構造		鉄筋コンクリート
	A_1	橋台形式
	P_1 P_2	井筒
	A_2	〃
支持地盤		砂質粘土

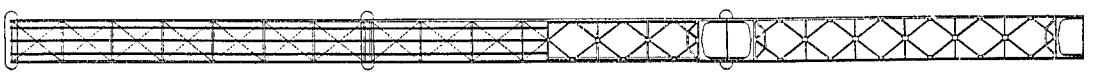
引用資料
小須戸橋設計図（新潟県）

新潟地震震害調査	
図名	小須戸橋構造概要図
予算名	昭和39年度
縮尺	S=1/500 1/200 1/100
製図	酒井 照喜
備考	S.39.10
図番	10
建設省土木研究所	

図-3.6.A



引用資料 (1) 小須戸橋補修工事
架設計画書 新潟県
(2) 各および橋台部測定図



新潟地震震害調査			
図名	小須戸橋変状概要図		
予算名	昭和39年度 道路事業調査費		
路線箇所	道幅狭小区間(538) 中蒲原郡小須戸町		
製図	酒井	照査	篠原
備考	S.39.10	図番	
建設省土木研究所			

図-3.6.B

表-3・6・1　地　盤　特　性

橋梁名　小須戸橋
調査年度　昭和39年7月

地点	G.Lよりの深さ (m)	地質分類	平均N値 (回/30cm)	基礎指数 γ_t (t/m³)	γ_d (t/m³)	W %	S_r %	G_s t/m³	粒度特性 D_{60} mm	D_{10} (mm)	U	礫 %	砂 %	シルト %	粘土 %	資料数	備考
No.1 ボーリング 右岸橋台付近	0.00～1.30	暗褐色 粘土質シルト	8	1.654	1.282	40.8		2.58	0.028	0.001	30	0	23.5	49.0	27.5	3	有機物を含む
	1.30～5.30	暗褐色 砂質ないし粘土質シルト	11			37.1		2.60	0.316	0.001	26.8	0	24.5	50.9	24.6	5	φ400mmの玉石，および埋木あり，N＞50の部分は平均より除外
	5.30～7.50	暗灰色 シルト質粘土	6			57.3		2.55	0.017	0.001	17	0	8.0	60.0	32.0	1	有機物，玉石が混ることあり
	7.50～10.70	暗灰～褐色 砂質ないし粘土質シルト	8	1.60	1.05	33.8	93.7	2.56	0.02	0.001	18.1	0	12.0	68.0	20.0	3	有機物を混入
	10.70～16.10	暗灰色 細砂	12	1.82	1.14	34.1	89.5	2.73	0.13	0.05	10.1	0	80.1	19.9		8	15m付近にシルトを伴う
	16.10～20.20	青灰色 粘土質シルトないしシルト質粘土	6	1.66	1.09	50.6	106.5	2.64	0.025	0.001	35	0	17.2	49.3	33.5	5	4～5cmの砂層をはさむことあり
No.2 ボーリング 左岸側第1橋脚付近	0.70～4.80	暗褐色 細砂	6	1.82	1.39	24.5	89.4	2.69	0.196	0.077	2.55	0	93.3	6.7		6	最上部にヘドロ
	4.80～6.90	暗褐色 砂質粘土質シルト	11	1.49	0.908	173.4	89.5	2.29	0.028			0	15.0	69.3	15.7	3	有機物を含む
	6.90～10.00	暗褐色 細砂	14	1.63	1.15	28.0	85.0	2.68	0.35	0.11	3.21	0	95.5	4.5		3	シルトをはさむことあり
	10.00～13.30	暗褐色 粗砂	15	1.82	1.44	24.8	81.2	2.70	0.32	0.10	3.21	0	96.3	3.7		4	
	13.30～18.00	粘土質シルト 灰色	5	1.73	1.20	47.8	103.2	2.64	0.03			0	25.4	43.9	30.7	6	砂を挟むことあり
	18.00～25.00	暗灰色 シルト質粘土	8	1.71	1.15	61.4	98.6	2.66	0.017			0	15.8	46.0	38.2	8	均一

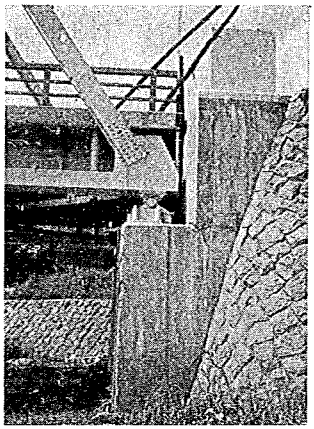


写真-3.6.3　小須戸橋右岸橋台

の橋脚，橋台もそれぞれ少しずつ沈下し，A_Lは20cm，P_2は10cm，A_Rは7cmの沈下を見た。

これに対して，支間の変化は認められなかった。

橋脚P_1の沈下の状況を写真-3.6.2に右岸橋台に見られたクラックの状況を写真-3.6.3に示す。

(6.5)　被害の解析

ここで，注目すべきことは基礎のウェルに傾斜があまり認められないのに，大きな沈下を生じたことである。

この付近の地盤は，新潟市内の地盤状態と異なり，粘土層が相当卓越している。この橋梁地点で行なった2本のボーリング結果を見ても明らかである。特に被害を受けたP_1橋脚の場合，ウェルの底面はボーリング柱状図で，6.90mから13.30mの区間にある粗砂の上に置かれており，その下に続く粘土質シルトまでには1mを残すか残さないかの程度と判断される。

この粘土層の強さについては，すでに(6.2)で述べた三軸試験の結果を用いて求めると，ϕとD_fの影響を無視した20 t/m²の値から100%，考慮しての80 t/m²の間に極限支持力があると推定される。

これに対して，常時では浮力を100%，周面摩擦力を1.5 t/m²程度と内輪に見込んでも19 t/m²程度の底面反力を得る。したがって，この程度であれば，この粘土層でも，十分支持し得たといえる。

しかるに，地震的には，周面摩擦力が低下することも考えられ，また偏心荷重による荷重増から50 t/m²以上の荷重が，かかったと予想できて，局部的な破壊から，このような沈下が生じたと判断される。このような地盤条件の場合，この粘土層は相当厚いので仮に浮き基礎として設計するのであれば，もう少し，大きな底面積の基礎にして荷重強度を低下させるという配慮が必要であったろう。またどちらかといえば，このような場合鋼ぐいなどの長尺ぐいの使用が奨められよう。

〔7〕泰　平　橋

(7.1)　橋梁諸元ならびに構造

(1)　一　般

- 路線番号　一級国道7号線
- 所在地　新潟市
- 架設年月　昭和26年
- 架橋河川　阿賀野川
- 橋　格　一等橋（昭和14年鋼道示）
- 幅　員　7.50m
- 橋　長　938m

(2)　上部構造

- 構造形式　鋼単純ワーレントラス橋
- 上部構造地震係数　不明
- 橋面舗装　アスファルト舗装
- 支　承　固定：ピン　可動：ローラ

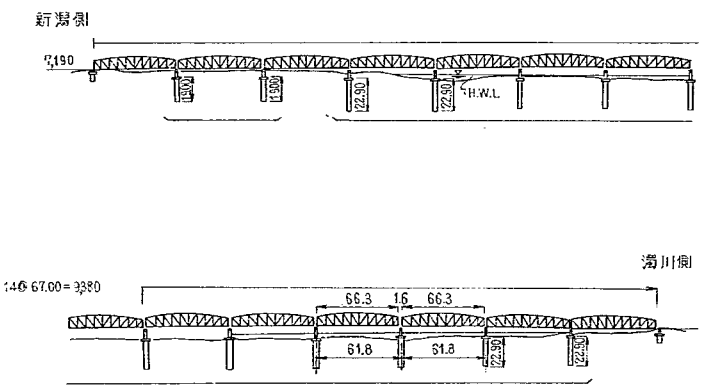
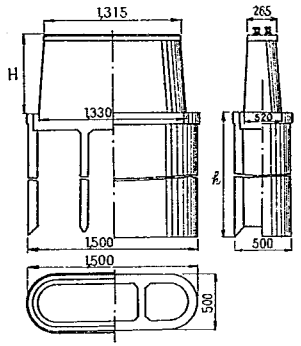


図-3.7.1　泰平橋一般側面図

表-3.7.1 地　盤　特　性

橋梁名　泰　平　橋
調査年度　昭和39年7月

地点	G.Lよりの深さ (m)	地質分類	平均N値 (回/30 cm)	基礎指数					粒度特性							資料数	備考
				γ_t (t/m³)	γ_d (t/m³)	W (%)	S_r (%)	G_s (t/m³)	D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	U	礫 (%)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)		
No.1 ボーリング左岸側 (P_1〜P_2間)	0.00〜0.55	ローム質表土	—			36.5		2.6	0.033	0		0	28.0	49.0	23.0	1	
	0.55〜5.55	暗灰色粗砂	4	1.851	1.559	20.14	71.6	2.68	0.468	0.07	11.1	6.0	77.5	7.5	9.0	5	シルトを含む部分あり
	5.55〜8.10	暗青灰色，細礫まじり粗砂	7	1.91	1.54	21.2	89.6	2.65	0.933	0.26	3.41	18.0	6.9	8.0	5.0	3	ϕ5〜10mm礫
	8.10〜9.80	粗砂とシルト質互層	5	1.81	1.52	30.8	66.1	2.66	0.36	0.088	35.3	3	68.8	20.7	7.5	2	有機物まじる
	9.80〜12.80	暗灰色粗砂	12	1.93	1.47	23.1	100.4	2.71	0.44	0.091	17.8	6.75	83.5	9.75		4	12.80mに埋木あり
	12.80〜20.20	暗灰色砂礫	47	2.16	1.81	11.1	118.6	2.71	0.63	1.11	27.9	58.5	36.5	5		10	ϕ 2〜5mm礫が多く，まれには50mmになることあり
	20.20〜25.10	暗灰色，細礫まじり粗砂	44	1.95	1.67	12.1	74.9	2.71	1.88	0.16	15.9	30.0	60.0	10.0		8	ϕ 2〜50mmの礫。下部に多くなる。
No.2 ボーリング（水中）	0.00〜4.10	暗褐〜青色，礫まじり粗砂	6	1.81	1.51	14.2	68.8	2.67	0.66	0.161	4.85	15.3	80.9	3.8		5	ϕ 2〜5mmの礫
	4.10〜6.20	暗灰色細砂	6	1.59	1.28	32.1	42.6	2.69	0.39	0.095	3.81	1.0	87.8	11.2		3	粗砂を含む 有機物を少し含む
	6.20〜10.50	暗灰色粗砂	25	1.97	1.648	20.8	83.4	2.68	0.53	0.174	3.31	1.7	93.6	4.7		7	細砂，有機物含むことあり
	10.50〜22.80	礫まじり粗砂	45	2.22	1.77	13.8	67.9	2.69	1.92	0.252	6.76	26.0	68.0	6.0		16	ϕ30mmのものまで含む
	22.80〜35.10	暗灰色，細砂〜砂質ローム	38						0.16	0.005	3.5	0	78.5	21.5		N…16 室内—1	均質であるが粗砂をまじえることもある

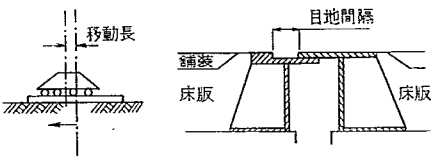


	H	ℓ
P_1 . P_{13}	4.962	1.900
P_2 . P_{12}	5.636	2.290
P_3 . P_{11}	6.186	2.290
P_4 . P_{10}	6.615	2.290
P_5 . P_9	6.935	2.290
P_6 . P_8	7.105	2.290
P_7	7.166	2.290

図-3.7.2 橋脚一般図

表-3.7.2 地震による沓の移動と変位

主構番号 T-No.	移動長 (mm)	目地間隔 (mm)	変位 (mm)
T-1	10	—	
T-2	5	—	
T-3	6	—	
T-4	5	30	317−317=0
T-5	6.5	43	287−285.3=1.7
T-6	40	0	244−253.6=−9.6
T-7	6.5	25	244−221.9=22.1
T-8	35	0	219−190.2=28.8
T-9	75	12.7	219−158.5=60.5
T-10	37	0	92−126.8=−34.8
T-11	25	5	92−95.1=−3.1
T-12	24.5	0	87−63=24
T-13	46.5	87	87−32=55
T-14	4	—	



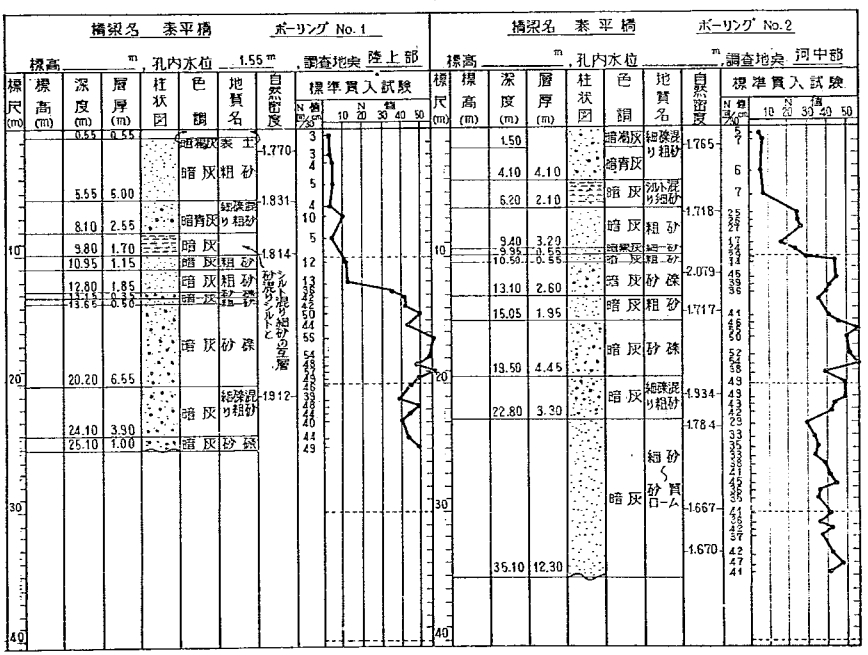


図-3.7.3 泰平橋ボーリング柱状図

(3) 下部構造

∘構造形式

左岸高水敷の2橋脚

ウェル工法　根入れ長　19.0m

残り11基の橋脚　ニューマチックケーソン工法

根入れ長　22.9m

両者とも断面形状は長さ15m，幅5mの小判形で壁厚はウェルが85cm，ケーソンが75cmである。

(7.2)　地盤の状況

本橋地盤の調査として地震後に深さ約30mの2本のボーリングと室内試験を行なった。これらの結果を一括して図-3.7.3，表-3.7.1に示す。No.1 ボーリングは左岸側第1橋脚のそばで実施し，No.2 ボーリングは足場としてP8，P9 橋脚の中間にある工事期間中に使った索道の基礎を利用して実施した。これによると No.1 ボーリング地点では−13mからN=30〜50の砂礫層が現われ，また No.2 ボーリング地点では −10m から N>30 の砂礫となり良好な地盤となる。砂礫層ではϕ2〜5mm径の細礫が多く，また時には50mmに達するものも含まれる。No.2 地点ではこの砂礫の厚さが約13mで，深さ22.80m以深は細砂に変わるがこれもよく締まりN=30〜47である。

これらの層の上にはゆるい層がのっているが，このうちでも上部より5m が特にゆるく N=3〜7 の細砂ないし細礫まじり粗砂であり−5〜−10mは同様のものからなるがN=5〜27で増加している。

表-3.7.3

橋脚番号	左岸方向移動量	右岸方向移動量
P_1	0	0
P_2	0	0
P_3	0	0
P_4	2	0
P_5	0	9
P_6	22	0
P_7	29	0
P_8	62	0
P_9	0	35
P_{10}	0	3
P_{11}	24	0
P_{12}	55	0
P_{13}	0	0

(7.3)　上部工の被害

地震による上部構の被害はほとんどないといってよく，わずかに伸縮継ぎ手部が損傷を受けた程度で，地震による交通能力の変動はなかった。

伸縮継ぎ手は，すべり継ぎ手形式であるが，地震時，橋脚の振動により主構が変位し，継ぎ手の目地が詰まってしまったり，また開きすぎたりした部分が生じた。

表-3.7.2に地震後，可動沓の移動をその痕跡より推定したものと目地間隔の測定結果ならびに最終的な変位を示す。変位は設計値に対する変動を示すものであるから，トラスT-9 の架っている径間では，左岸側へ60

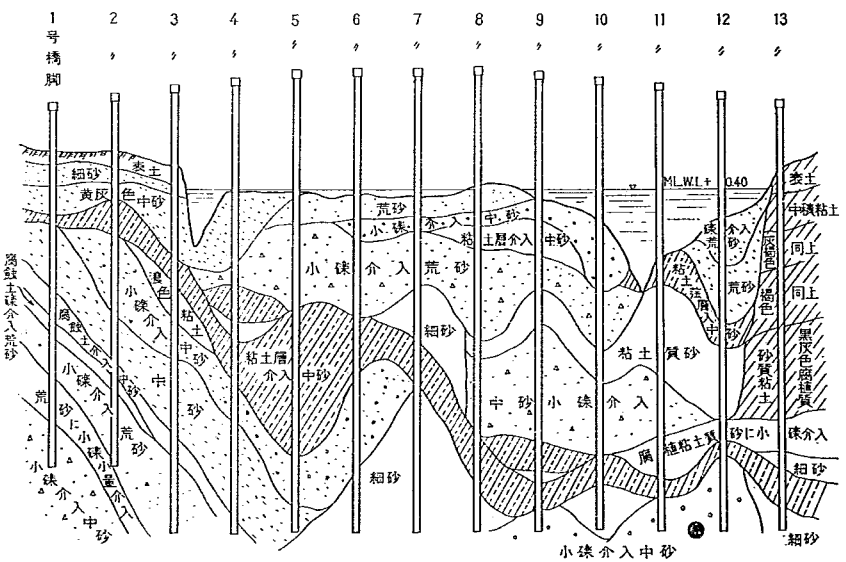


図-3.7.4　泰平橋地質図

mm，右岸側へ35mm変位しているため，径間が95mm拡がってしまったことになるが，量的には問題はないと考えられる。

また小さな被害として，T_{11} において高欄の一部に座屈を生じている。

(7.4)　下部工の被害

外見に目立つような被害はなかったが，(7.3) の記述にあるトラス T_9 の支間の拡大が認められる。それによると P_8 が左岸側へ60mm倒れ，P_9 が右岸側へ35mm倒れている。

他の橋脚についての移動を表-3.7.3に示す。またケーソン基礎の橋脚とウェル基礎の橋脚で，施工の差による被害の差は出てない。

また橋台はくい基礎であったが，河心側に押し出された形跡は全然認められず，このことは表-3.7.2のトラス移動量，目地間隔からも判断できる。

(7.5)　被害の解析

すでに述べたような軽微な被害が見られたが，上部工の被害については，橋脚と沓との間の移動は認められないので，すべて，橋脚の傾斜，変位によるものと判断される。

P_1，P_2 はウェルで施工され，しかも根入れ長さが短かかったが，被害は認められなかった。この橋台位置の地盤の状況はボーリング柱状図に示したが，表層の細砂層は新潟市内の3橋の場合と同じく。粒度，密度から考えて，当然 liquefaction を起したと予想される。施工時掘削され地上に取上げられた土砂をもとに作成した地質図を図-3.7.4に示したが，礫を含んだ締まった砂層に十分根入れされていたと推定できる。地質断面図から判断すると，新潟側すなわち，P_1 側の方が地盤が良く，P_{13} 側すなわち新発田側の地盤が悪い。そのため，P_{12}，P_{13} では当初計画のケーソン長19m を 22.9m に変更して施工した。標準貫入試験の結果も，地質図と柱状図を対比すると，礫まじり粗砂の部分は N 値で50以上の値を示し，ウェルはその層に5m以上根入れされていたと見る。

一方，被害の認められた P_8，P_9 ケーソンについて地質図を見ると，粘土層介入中砂と表現された部分がケーソンの底面付近にあり，その部分の土質は土質柱状図に見ると暗灰色細砂，砂質ロームと表現されるもので，N 値で30～40の値を示す。これに深さと土質の補正を行なうと，N 値で20～25の層の上に載っていたといってよい。

このことから，ウェルの部分と，被害のあったケーソンの部分では，根入れされていた地盤に相当の差があったと考えてよかろう。

また同じような条件にあった松浜橋と泰平橋とが対比されようが，橋梁死荷重の小さかった松浜橋で，泰平橋より大きな被害があったことは，松浜の場合表層の緩い砂層が12mあるのに対して泰平では5m程度であったこと，松浜はケーソン全長に対して，N 値30以上の強固な地盤にたかだか2～3mはいっているのに過ぎなかったのに比べて泰平橋はしっかりした礫まじり砂層に10m以上，根入れされていたという事実に基づくと考えられる。

4.　震害橋梁に対する動的解析

はじめに

可撓性構造物の地震応答を求めるためには応答スペクトル曲線を用いる方法が非常に迅速であり，かつ経験的にもよく実状を満足する方法である。本章では国内で測定された地震記録に基づく平均的な応答スペクトル曲線と新潟地震記録による応答スペクトル曲線を求めて，その応答スペクトル曲線から昭和大橋および八千代橋の振動応答を求め，地震時の上記二橋の最大動を考求する資料とした。

〔1〕 日本で観測された地震加速度の記録による応答スペクトル

(1)　応答解析の対象とした地震加速度の記録

1956年から1964年の間に日本国内およびその周辺で生じた6個の地震，28成分の記録を対象とした。その内訳はつぎのとおりである。

水平成分……20成分 (Group Ⅲ)

上下成分……8成分 (Group Ⅳ)

さらに水平成分はつぎのように分類される。

最大加速度 50 gal 以下の成分…9成分(Group Ⅰ)

最大加速度 50 gal 以上の成分…11成分(Group Ⅱ)

これらの記録に関する諸元は表-4.1に示してある。

(2)　動的係数

地震時に一自由度の質点系に生ずる最大の絶対加速度[1),2)]と地動の最大加速度との比は加速度の増幅率いわゆる〝動的係数〟β，といわれているものである。β は系の固有周期と減衰常数をパラメーターとしてつぎのように表わすことができる。

$$\beta=\frac{S_A}{\ddot{Z}_{max}}$$

$$=\frac{1}{\ddot{Z}_{max}}\cdot\frac{2\pi}{T}\times\left[\int_0^t\ddot{Z}(\tau)\cdot e^{-n(t-\tau)}\sin\omega(t-\tau)\,d\tau\right]_{max}$$

$$=\frac{p}{\ddot{Z}_{max}}\left[\int_0^t\ddot{Z}(\tau)\cdot e^{-n(t-\tau)}\times\sin\omega(t-\tau)\,d\tau\right]_{max}\quad\cdots\cdots(1)^*$$

* この式に関する説明は本州四国連絡橋架橋調査試験調査，耐震調査報告書 No.1 地震荷重に関する調査 (1964年9月　建設省土木研究所) の5頁以降に詳しいのでここでは省略する。

表-4. 1

欄番号	資料番号	地震発生年月日	観測地点	最大加速度(gal)	成分方向	機種・型式	摘要	グループ
1	1	61. 8. 19	豊橋（吉田大橋）	19.00	Trans.	電磁式加速度計	北美濃地震	I III
2	2	〃	〃　〃	15.76	Long.			I III
3	3	63. 3. 27	大阪（安治川橋）	21.88	Long. (NW 28°)	SMAC B—2	越前岬沖地震	I III
4	6	63. 8. 4	千葉（土研）	76.75	N—S	SMAC B—2		II III
5	7	〃	〃　〃	34.63	U—D			IV
6	8	〃	〃　〃	74.62	E—W			II III
7	9	63. 3. 27	尼ヶ崎（高架橋）	27.95	Long.	SMAC B—2	越前岬沖地震	I III
8	10	〃	〃　〃	13.50	U—D			IV
9	11	〃	〃　〃	37.58	Trans.			I III
10	12	〃	塩谷	26.88	N—S	SMAC B—2	〃	I III
11	13	〃	〃	8.33	U—D			IV
12	14	〃	〃	24.25	E—W			I III
13	15	〃	岩谷	22.38	N—S	SMAC B—2	〃	I III
14	16	〃	〃	11.50	U—D			IV
15	17	〃	明石	79.88	N—S	SMAC B—2	〃	II III
16	18	〃	〃	27.66	U—D			IV
17	19	〃	〃	39.93	E—W			I III
18	21	62. 4. 23	釧路	243.88	N—S	SMAC		II III
19	22	〃	〃	220.75	U—D			IV
20	23	〃	〃	372.75	E—W			II III
21	24	56. 2. 14	東京（東大）	70.25	N—S	SMAC		II III
22	25	〃	〃　〃	30.13	U—D			IV
23	26	〃	〃　〃	56.00	E—W			II III
24	27	〃	〃　〃	66.63	N—S	DC		II III
25	28	〃	〃　〃	50.13	E—W			II III
26	29	64. 6. 16	新潟（県営アパート）	137.13	N—S	SMAC	地下一階	II III
27	30	〃	〃　〃	42.38	U—D			IV
28	31	〃	〃　〃	156.88	E—W			II III

註）グループ III：すべての水平成分（20成分）
〃　II：最大加速度 50 gal 以上の水平成分（11成分）
〃　IV：すべての上下成分（8成分）
〃　I：最大加速度 50 gal 以下の水平成分（9成分）

最大加速度の平均値
グループ I　26.2 gal
〃　II　125.8 〃
〃　III　81.0 〃
〃　IV　48.6 〃

表-4. 2　Group I

Data No. \ n/p	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速度
	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	(gal)
19	11.20	0.50	6.12	0.55	4.15	0.50	2.70	0.50	1.70	0.50	1.19	0.50	39.93
11	9.33	0.46	4.11	0.46	2.58	0.50	2.21	0.50	1.71	0.50	1.24	0.35	37.58
9	15.22	0.30	5.84	0.48	4.14	0.48	2.65	0.50	1.74	0.30	1.18	0.30	27.95
12	7.58	0.55	4.12	0.90	3.00	0.50	2.38	0.50	1.83	0.50	1.29	0.45	26.88
14	10.07	0.29	4.52	0.28	3.11	0.28	2.32	0.30	1.77	0.30	1.22	0.25	24.25
15	12.05	0.50	7.10	0.50	4.67	0.50	3.12	0.50	2.14	0.40	1.43	0.43	22.38
3	23.22	0.55	6.78	0.40	4.30	0.60	3.05	0.50	2.00	0.60	1.23	0.50	21.88
1	7.00	0.46	4.50	0.34	3.30	0.34	2.40	0.35	1.80	0.40	1.07	0.30	19.00
2	14.33	0.30	7.16	0.30	4.22	0.30	2.86	0.35	1.87	0.35	1.24	0.15	15.76
平均	12.22	0.43	5.58	0.47	3.72	0.44	2.63	0.44	1.84	0.43	1.23	0.36	26.2

表-4.3 Group Ⅱ

Data No. \ n/p	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速度 (gal)
	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	
23	16.17	0.36	8.29	0.34	5.21	0.34	3.09	0.53	1.85	0.35	1.19	0.10	372.75
21	21.45	0.28	4.58	0.28	3.15	0.28	2.07	0.25	1.43	0.25	1.00	0.00	243.88
31	7.25	0.28	3.55	0.44	2.64	0.46	1.90	0.45	1.25	0.45	1.05	0.25	156.88
29	7.63	0.16	3.50	0.48	2.43	0.48	1.76	0.50	1.32	0.45	1.05	0.30	137.25
17	7.91	0.55	4.13	0.50	3.10	0.50	2.22	0.50	1.57	0.50	1.10	0.45	79.88
6	11.05	0.17	5.44	0.18	4.12	0.18	2.94	0.15	1.99	0.15	1.30	0.15	76.75
8	5.84	0.19	2.94	0.18	1.97	0.18	1.68	0.50	1.44	0.50	1.17	0.45	74.62
24	5.92	0.23	3.62	0.20	2.88	0.20	2.17	0.20	1.53	0.20	1.14	0.20	70.25
27	6.22	0.23	3.47	0.22	2.66	0.22	1.85	0.25	1.47	0.20	1.15	0.15	66.63
26	5.34	0.75	2.85	0.22	2.35	0.80	1.92	0.20	1.47	0.20	1.05	0.20	56.00
28	5.70	0.25	3.36	0.26	2.76	0.70	2.06	0.80	1.54	0.80	1.11	0.20	50.13
平均	9.13	0.31	4.16	0.30	3.02	0.40	2.15	0.39	1.53	0.37	1.21	0.22	125.8

表-4.4 Group Ⅲ

Data No. \ n/p	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速度 (gal)
	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	
23	16.17	0.36	8.29	0.34	5.21	0.34	3.09	0.53	1.85	0.35	1.19	0.10	372.75
21	21.45	0.28	4.58	0.28	3.15	0.28	2.07	0.25	1.43	0.25	1.00	0.00	243.88
31	7.25	0.28	3.55	0.44	2.64	0.46	1.90	0.45	1.25	0.45	1.05	0.25	156.88
29	7.63	0.16	3.50	0.48	2.43	0.48	1.76	0.50	1.32	0.45	1.05	0.30	137.25
17	7.91	0.55	4.13	0.50	3.10	0.50	2.22	0.50	1.57	0.50	1.10	0.45	79.88
6	11.05	0.17	5.44	0.18	4.12	0.18	2.94	0.15	1.99	0.15	1.30	0.15	76.75
8	5.84	0.19	2.94	0.18	1.97	0.18	1.68	0.50	1.44	0.50	1.17	0.45	74.62
24	5.92	0.23	3.62	0.20	2.88	0.20	2.17	0.20	1.53	0.20	1.14	0.20	70.25
27	6.22	0.23	3.47	0.22	2.66	0.22	1.85	0.25	1.47	0.20	1.15	0.15	66.63
26	5.34	0.75	2.85	0.22	2.35	0.80	1.92	0.20	1.47	0.20	1.05	0.20	56.00
28	5.70	0.25	3.36	0.26	2.76	0.70	2.06	0.80	1.54	0.80	1.11	0.20	50.13
19	11.20	0.50	6.12	0.55	4.15	0.50	2.70	0.50	1.70	0.50	1.19	0.50	39.93
11	9.33	0.46	4.11	0.46	2.58	0.50	2.21	0.50	1.71	0.50	1.24	0.35	37.58
9	15.22	0.30	5.84	0.48	4.14	0.48	2.65	0.50	1.74	0.30	1.18	0.30	27.95
12	7.58	0.55	4.12	0.90	3.00	0.50	2.38	0.50	1.83	0.50	1.29	0.45	26.88
14	10.07	0.29	4.52	0.28	3.11	0.28	2.32	0.30	1.77	0.30	1.22	0.25	24.25
15	12.05	0.50	7.10	0.50	4.67	0.50	3.12	0.50	2.14	0.40	1.43	0.40	22.38
3	23.22	0.55	6.78	0.40	4.30	0.60	3.05	0.50	2.00	0.60	1.23	0.50	21.88
1	7.00	0.46	4.50	0.34	4.30	0.34	3.40	0.35	1.80	0.40	1.07	0.30	19.00
2	14.33	0.30	7.16	0.30	4.22	0.30	2.86	0.35	1.87	0.35	1.24	0.15	15.76
平均	10.51	0.368	4.80	0.37	3.34	0.42	2.37	0.41	1.67	0.40	1.17	0.28	81.0

表-4.5 Group Ⅳ

Data No. \ n/p	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速度 (gal)
	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	β_{max}	T_m (sec)	
22	21.70	0.17	5.68	0.18	3.40	0.18	2.25	0.30	1.57	0.15	1.21	0.15	220.75
30	9.77	0.36	4.43	0.36	3.46	0.36	2.68	0.35	1.85	0.30	1.24	0.20	42.38
7	6.62	0.16	3.30	0.14	2.41	0.14	1.56	0.15	1.42	0.10	1.18	0.10	34.63
25	8.09	0.21	6.05	0.20	4.69	0.20	3.38	0.20	2.16	0.20	1.31	0.15	30.13
18	8.86	0.48	4.73	0.50	3.22	0.50	2.16	0.60	1.44	0.60	1.11	0.25	27.66
10	16.20	0.46	6.43	0.46	3.39	0.40	2.49	0.40	1.71	0.25	1.20	0.15	13.50
16	6.08	0.55	3.87	0.28	3.14	0.46	2.35	0.45	1.52	0.45	1.13	0.20	11.50
13	9.12	0.65	4.63	0.60	3.42	0.70	2.40	0.60	1.54	0.45	1.08	0.15	8.33
平均	10.81	0.380	4.89	0.34	3.39	0.37	2.41	0.38	1.65	0.31	1.18	0.17	48.6

ここで，

S_A：応答加速度スペクトル　gal

$w=\sqrt{p^2-n^2}$：円振動数　Rad/sec

$p=\sqrt{k/m}$：非減衰円振動数　Rad/sec

$n=c/2m$：減衰係数　Rad/sec

k：一自由度質点系のバネ係数　kg/cm

m：〃　質量　kg/gal

c：一自由度質点系の粘性減衰係数　kg/kine

n/p：減衰常数

T：固有周期　sec

t：S_A が生ずる時刻　sec

$\ddot{Z}(\tau)$：地動の加速度　gal

$\ddot{Z}_{max}$：地動の加速度の最大値　gal

τ：積分変数　sec

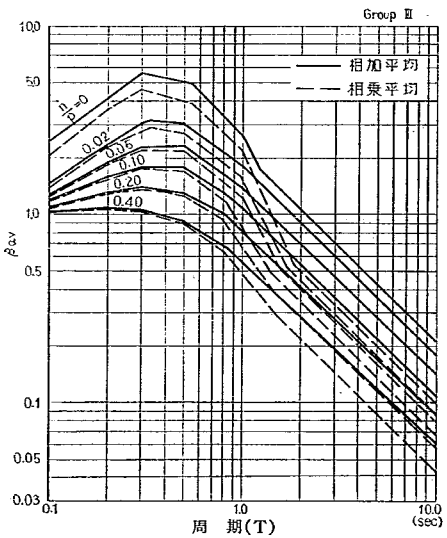


図-4.1

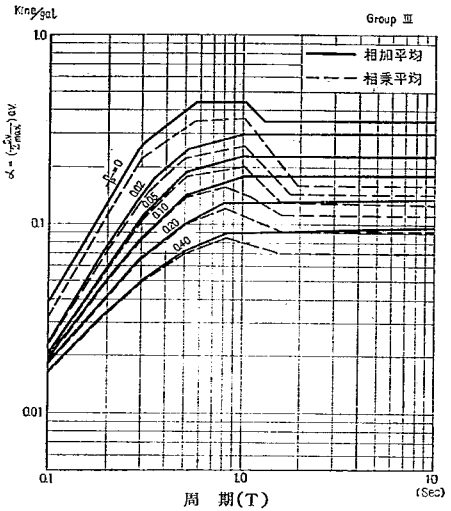


図-4.2

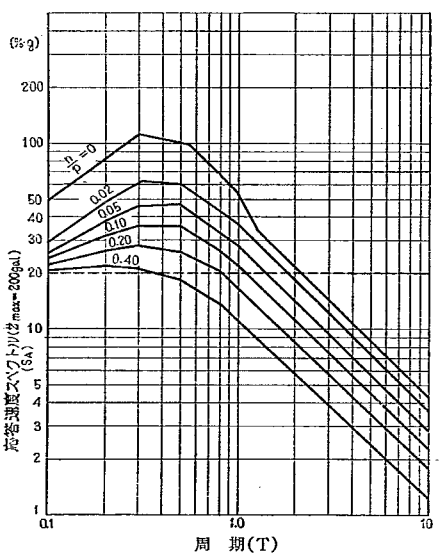


図-4.3

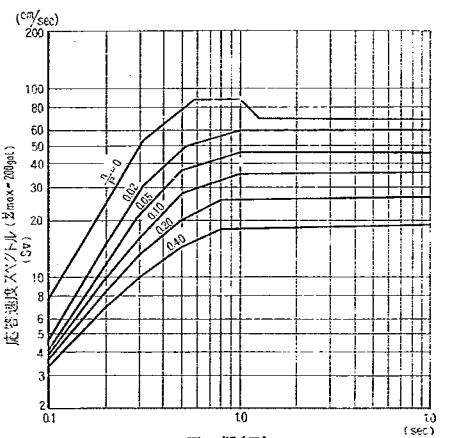


図-4.4

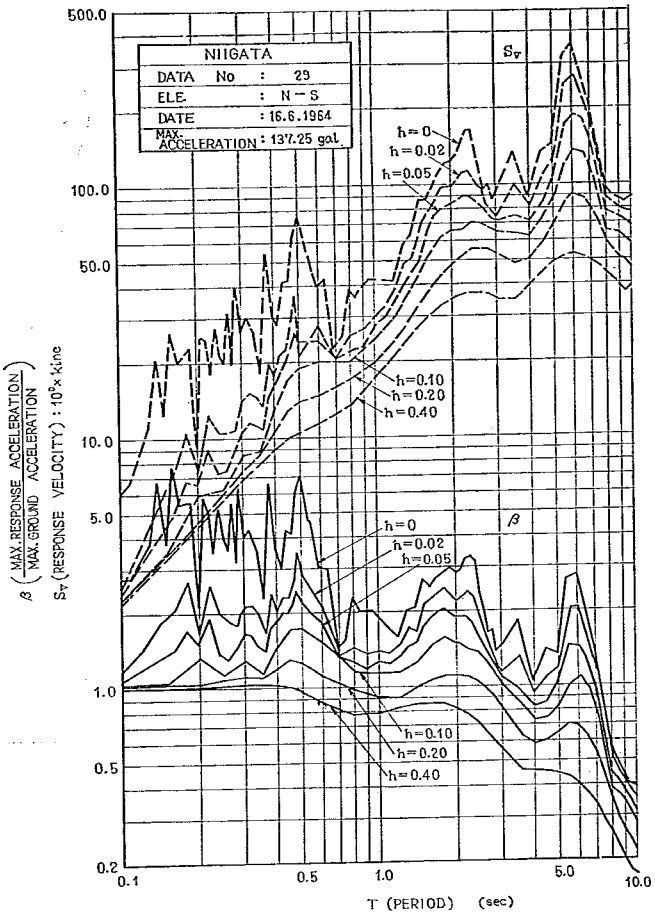


図-4.5

(1)式の計算には無論電子計算機が用いられた。基本資料はつぎのような形で与えられた。

$\ddot{Z}(\tau)$：地動の継続時間中，加速度の読み取り値を0.1秒～1秒間隔で与えた。(計算機内部ではさらにこれを1/100秒または1/200秒刻みに補間した)

n/p：0%，2%，5%，10%，20%，40%

T：0.1秒から10秒の間でn/pに応じて83個から33個を指定した。

動的係数(β)の最大値およびそれが生ずる周期，またそれらの各グループごとの平均値を表-4.2，4.3，4.4，4.5に示してある。平均値からみれば各グループ間には大差がないことがわかる。

これらの点からGroup Ⅲ，すなわち水平成分の記録20成分の平均的特性は他のものをも代表するものと見なしうると考えられる。Group Ⅲの平均の動的係数スペクトルの包絡線を図-4.1に示してある。図中の実線は相加平均，点線は相乗平均の結果を示すものである。

(3) 応答スペクトルの係数

応答速度スペクトル(S_V)は応答加速度スペクトル(S_A)を用いてつぎのように表わされる。

$$S_V=\frac{T}{2\pi}S_A=\frac{1}{p}S_A \text{ (kine)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

S_Vをその地震加速度の最大値で除したものを応答速度スペクトルの係数αとすれば，αはβを用いてつぎのように表わされる。

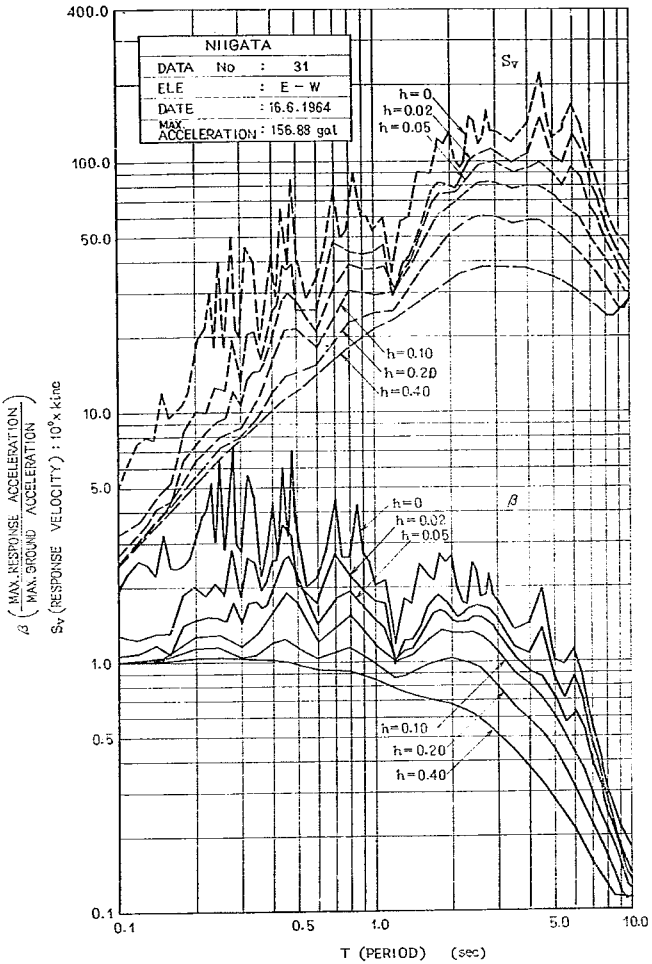


図-4.6

$$\alpha=\frac{S_V}{\ddot{Z}_{max}}=\frac{\beta}{p} \quad \text{or} \quad \frac{T}{2\pi}\cdot\beta(\text{kine/gal}) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

すなわち，α は地動の最大加速度の単位加速度当たりの応答速度である。したがって，地動の最大加速度を α スペクトルに乗ずれば地震動に対する応答速度スペクトルが得られる。

前述の動的係数スペクトルに対応する Group Ⅲ の平均応答速度スペクトルの係数 α の包絡線は図-4.2に示すとおりのものである。

(4)　地盤の震度が0.2の場合の応答スペクトル

以上述べてきた地震動の応答スペクトルの性質の外に地盤に生ずる地震動の最大加速度の値が得られて，はじめて応答震度のスペクトルおよび応答速度のスペクトルが求められる。地盤の震度を0.2とした場合のスペクトル曲線を図-4.3，図-4.4に示してある。なお，この場合は β，α として相加平均の結果が用いられている。

また，図-4.3の $(S_A)_{av}$ 中の20%g の位置の水平な点線は現行の設計示方書などによる設計震度0.2を示したものである。

〔2〕 新潟地震の加速度記録による応答スペクトル

1964年6月16日の新潟地震の際に新潟市内の四階建ての県営アパートの地階と屋上にそれぞれ設置されていたSMAC型および.DC 型の強震計による記録が得られ

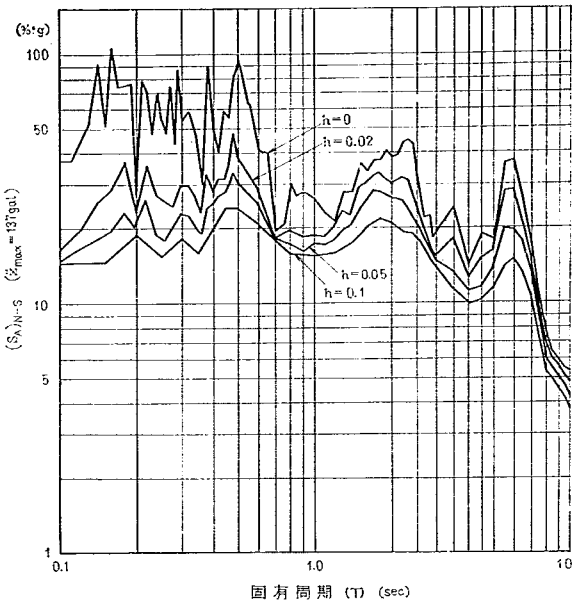

(%·g)
100
50
10
5
1
h=0
h=0.02
h=0.05
h=0.1
0.1
1.0
10
固有周期 (T) (sec)

図-4.7

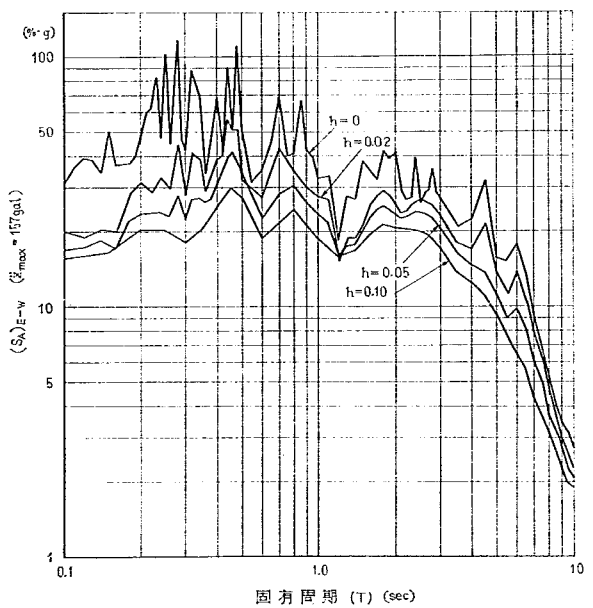

(%·g)
100
50
10
5
1
h=0
h=0.02
h=0.05
h=0.10
0.1
1.0
10
固有周期 (T) (sec)

図-4.8

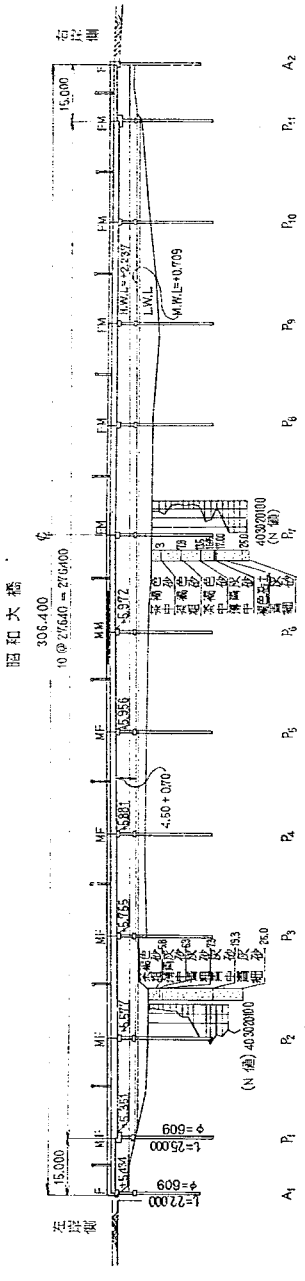

昭和大橋
306.400
10 @ 27.640 = 276.400
15.000
15.000
L=22.000
φ=609
L=25.000
φ=609
(N 値) 40 30 20 10 0
(N 値) 40 30 20 10 0
4.50 + 0.70
L.W.L
M.W.L=+0.709
A1
P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P9
P10
P11
A2

図-4.9 (1)

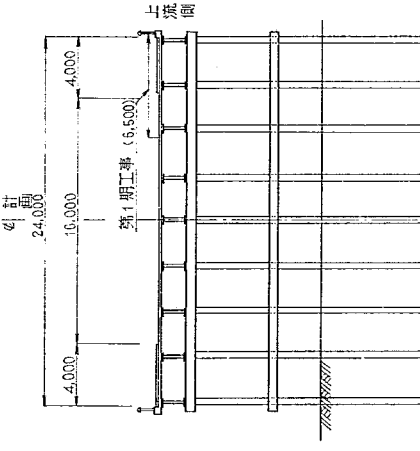

4,000
10,000
4,000
24,000
第1期工事 (6,500)
上流側

図-4.9 (2)

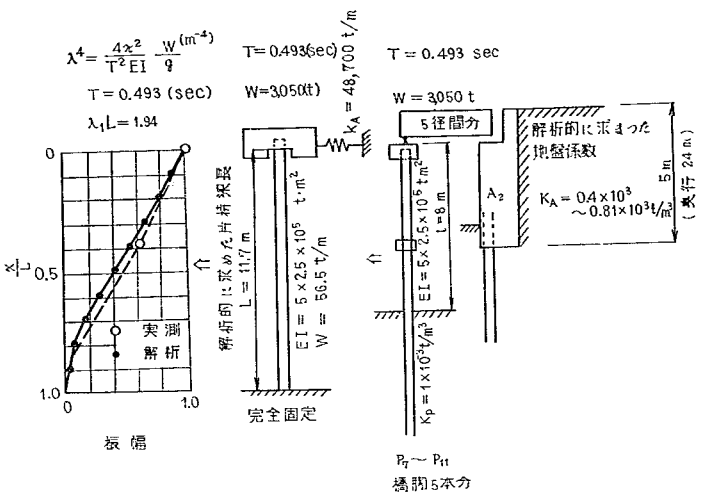


図-4.10

た。屋上の記録には建物の固有動による影響が地階の記録より，より多く混入しているものと考えられ，地階の加速度記録がよりよく地動の加速度を忠実に記録していると考えて，ここでは地階の SMAC の記録を用いて応答スペクトルを求めた。この成分は表-4.1に盛られている Data No. 29（建物の長辺方向），Data No. 31（建物の短辺方向）であり，それぞれ，N—S，E—W成分と名付けられているものである。

N—S成分による β スペクトルおよび S_V スペクトルを図-4.5に示し，E—W成分によるそれらを図-4.6に示してある。この両者を比較すると，その間にほとんど差がないと見なされるが，ただ，周期6秒付近ではN—S成分による β がE—W成分による β のほぼ2倍になっている。したがって実用上，周期が5秒以下では両者による動的係数 β はほぼ同じであると考えてよいであろう。一方，この新潟地震による2種の β と平均応答の β_{av} とでは，周期がほぼ1秒より短い場合には相似た値をしているが，1秒より大きくなるにしたがって，新潟地震による二つの β の方が次第に大きな値になり，周期6秒を越えたところで，その開きはまた小さくなる傾向をたどっている。

新潟地震による応答加速度スペクトル $(S_A)_{N-S}$ および $(S_A)_{E-W}$ は，動的係数 β_{N-S} および β_{E-W} に地動の最大加速度 $\ddot{Z}_{N-S}=0.14g$ および $\ddot{Z}_{E-W}=0.16g$ をそれぞれ乗じて得られる。減衰常数 (h/p) が0, 0.02 (2%), 0.05 (5%), 0.10(10%) の場合に対する $(S_A)_{N-S}$ および $(S_A)_{E-W}$ をそれぞれ 図-4.7 および 図-4.8に示してある。

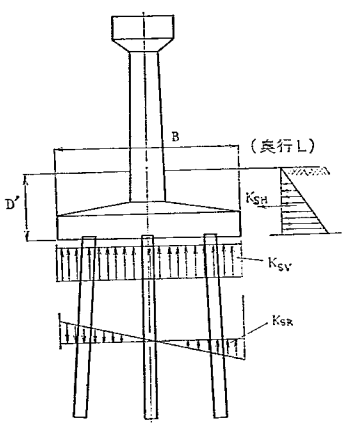


図-4.11

$(S_A)_{N-S}$ と $(S_A)_{E-W}$ を較べてみると，周期6秒の付近をのぞいてやや大きく，その比は地動の最大加速度の比にほぼ等しいものと見なされる。この二つの S_A と地盤加速度が $0.2g$ の場合の平均応答加速度スペクトル $(S_A)_{av}$ とを較べてみると，周期1.5秒以下では $(S_A)_{av}$ の方が一般に大きく，その加速度の比に等しい。周期が

1.5秒より長くなるにしたがって，新潟地震による S_A の方が $(S_A)_{av}$ より大きくなり，周期が6秒を越えたところでその開きはまた小さくなる傾向をたどっている。

〔3〕 昭和大橋（被震後）の実測による振動特性調査

震害が比較的軽微であった昭和大橋の右岸側5径間（図-4.9参照）の橋台を含む上下部構造全体としての橋軸方向の微小振動時の振動特性調査が，落橋した上部構造が除去された直後行なわれた[3]。その結果を要約するとつぎのとおりである。

減衰常数（n/p）：0.019

5径間の上下部全体としての固有周期：

0.49秒（一次）

橋脚の変形モード：図-4.10の点線で示すもの

図-4.10にて x/L～振幅図中の実線はくいの基礎地盤係数を 1×10^3 t/m³（1 kg/cm³）とした場合の橋脚の変形モードである。ただし，橋台背面の土の基礎地盤係数は，橋台の変形モードがロッキングのみかまたは平行運動のみかの両極端で考えれば，それぞれ 0.81×10^3 t/m³ および 0.4×10^3 t/m³ になる。

本橋の微小振動の測定からは，くいの基礎地盤係数はほぼ 1×10^3 t/m³（1 kg/cm³）であり，橋台のバネ係数は 48,700 t/m，5本の橋脚のバネ係数は 2,340 t/m 程度になるものと推定される。このような条件の下で，若し大振幅の振動変位を起した場合を想定すると，可動支承における上下部構造の摩擦による力をはるかに超えた慣性力が作用することになる。したがってケタ間の衝撃現象の影響を無視すれば固有振動は一橋脚と1スパン分の上部構造という単位ごとの力学モデルで考えることが妥当性を帯びてくる。その場合にくいの基礎地盤係数を実測から推定された1 kg/cm³ とすれば，固有周期は約2.3秒になるものと推定される。（後述）

地盤の力学的性質が地震によって弱化したものとすれば，固有周期は2.3秒よりさらに長い周期になると考えられる。

〔4〕 昭和大橋の応答スペクトルによる振動応答の解析

本節では前述した応答スペクトルを用いて，昭和大橋を計算の便宜上単純化して，その系の振動応答を求めた。

(1) くい基礎橋梁の力学モデル

ⅰ）力学モデルに対する仮定

昭和大橋は図-4.9のように全長306.4m で両側取付部分を除いて27.64m×10 span 単純ゲタ形式のもので橋脚は φ609.6mm の鋼管9本を1列に打ち込んだくい式橋脚である。基礎地盤は中砂または粗砂で，N値の10に満たない部分がところによっては上層13m 程度にまで達していて，くいの先端はN値30前後の層に達している。

P_6 以外では，橋脚頭部における上部構造の支承は固定支承と可動支承である。P_6 においては上部構造の支承はいずれも可動支承である。

一般性を保つために，計算は次のような仮定に基づいて行なっている。

A）くいおよび橋脚は弾性挙動をする。

B）くいの先端の変位は無視する。

C）くいのバネ係数：鉛直方向のバネ係数はくいの弾性ひずみのみを考慮してきめる。水平方向は地盤の k 値を用いくいを弾性床上のはりと考え荷重と変位との関係より静的に求める。

D）上部構造の荷重は橋脚頭部に集中しているものとする。

E）橋脚躯体部の重量は上下部質点に分割され，集中するものとする。

F）橋脚の下部質量については回転慣性を考える。

G）橋脚を4自由度のモデルに置きかえる。

H）使用する応答スペクトルは，地盤の震度が $0.2g$ の場合の平均応答スペクトル，新潟地震応答スペクトルおよび設計震度と同じ $0.2g$ 一定のスペクトルである。

ⅱ）地盤とくい材のバネ係数

解析する際の一般性を保つために橋脚の一般形状を図-4.11のようにし，橋脚下部の土の鉛直方向ならびに水平方向の k 値をそれぞれ k_{SV}, k_{SH} とし，載荷面の形状，規模による係数をそれぞれ μ_{SV}，μ_{SH} とし，また回転に対する土の抵抗に対しては μ_{SR} とする。

$$K_{SH}=\mu_{SH}\cdot D\cdot L\cdot k_{SH}$$

（k_{SH} は図-4.11の深さ D' における平均値）

$$K_{SV}=\mu_{SV}\cdot B\cdot L\cdot k_{SV}$$

$$K_{SR}=\frac{\mu_{SR}\cdot L\cdot B\cdot k_{SV}}{12}$$

（D' は小さいものとして横方向の回転に対する抵抗を無視）

くいに対する水平方向および鉛直方向の上の抵抗については載荷面の大きさおよび群ぐい効果を考えてその係数を μ_{PH}，μ_{PV} とする。くいの直径を D，断面積を A_P，長さを l_P，ヤング率を E_P とする。

群ぐい効果により，1本当りの水平方向バネ係数 k_{PL} は，k_{PH} を杭頭付近の土の水平方向の k 値とすると，低減係数 μ_{PH} を用いてつぎのように表わされる。

$$k_{PL}=D\mu_{PH}k_{PH}$$

くいの先端でのくい軸方向の土の k 値を k_{PV} とすると，

$$k_{PA}=\frac{\pi D^2\mu_{PV}k_{PV}}{4}$$

くい自体の弾性ひずみによる k 値 k_P は次式で与えられる。

$$k_P=\frac{E_PA_P}{l_P}$$

くい頭における軸方向のバネ係数 K_{PA} は k_{PA} およ

び k_P で次式により算出される。

$$\frac{1}{K_{PA}}=\frac{1}{k_{PA}}+\frac{1}{k_P}$$

ⅲ）くいの横方向バネ係数

くいの軸と直角方向の変位については弾性床上のはりと仮定した。

くい頭部が地表面にあり，頭部に水平力 P_0 が作用し，さらに頭部は α だけ回転し，別に モーメント M_0 が作用している場合を考える。

α だけ回転させるに要するモーメントを M_α とすると

$$M_\alpha=E_PI_P\beta\alpha$$

で表わされる。

ただし，　I_P：くいの断面二次モーメント

$$\beta:\sqrt[4]{\frac{k_{PL}}{4E_PI_P}}$$

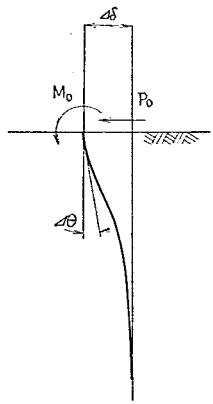


図-4.12

図-4.12 に示す変位 $\Delta\delta$，傾斜角 $\Delta\theta$，モーメント M は上記仮定により

$$\Delta\delta_L=\frac{1}{2E_PI_P\beta^3}\left(\frac{P_0}{2}+\beta M_0+\beta M_\alpha\right) \quad \cdots\cdots(4)$$

$$\Delta\theta=\frac{1}{E_PI_P\beta}\ (M_0+M_\alpha) \quad \cdots\cdots(5)$$

$$M=M_0+M_\alpha-\frac{P_0}{2\beta} \quad \cdots\cdots(6)$$

で表わされる。この式で $M=0$，すなわち

$$M_0+M_\alpha=\frac{P_0}{2\beta} \quad \cdots\cdots(7)$$

ならば，くい頭にはモーメントが生じないので橋脚とくいがヒンジで結ばれていることになり，$M_0=0$ すなわち

$$M=M_\alpha-\frac{P_0}{2\beta} \quad \cdots\cdots(8)$$

ならば，くい頭は P_0 の水平力を受けつつ α だけ回転したことを示す。

換言すれば

$$M_0=\left(\frac{P_0}{2\beta}-M_\alpha\right)\varepsilon' \quad \cdots\cdots(9)$$

ここで，

$\varepsilon'=0$：くい頭がフーチングに完全固定結合されている。

$\varepsilon'=1$：くい頭がフーチングに鉸固定されている。

となる。これを（4）（5）（6）に代入して

$$\Delta\delta_L=\frac{1}{2E_PI_P\beta^3}\times\left\{\frac{1+\varepsilon'}{2}P_0+E_PI_P\beta^2(1-\varepsilon')\alpha\right\} \quad \cdots\cdots(10)$$

$$\Delta\theta=\frac{1}{E_PI_P\beta}\left\{\frac{\varepsilon'}{2\beta}P_0+E_PI_P\beta(1-\varepsilon')\alpha\right\} \quad \cdots\cdots(11)$$

$$M=-\frac{1-\varepsilon'}{2\beta}P_0+E_PI_P\beta(1-\varepsilon')\alpha \quad \cdots\cdots(12)$$

さらに軸方向の変位 $\Delta\delta_V$ はⅱ）より

$$\Delta\delta_V=\frac{P_V}{K_{PA}},\qquad P_V：軸荷重 \quad \cdots\cdots(13)$$

ⅳ）橋脚の回転と変位

橋脚の変位を図-4.13 のように仮定し，記号につぎの

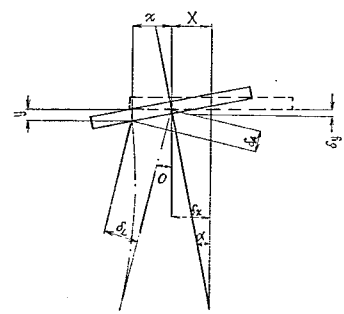


図-4.13

ような定義を与えると，

α：フーチングの回転角

δ_x：0 点の水平方向の移動量

δ_y：0 点の垂直方向の移動量

x：くいの水平移動量

y：くいの垂直移動量

X：0 点からくいまでの距離

θ：くいの垂直となす角

δ_L：くい頭部のくい軸直角方向の変位（$=\Delta\delta_L$）

δ_A：くい頭部のくい軸方向の変位（$=\Delta\delta_L$）

くい頭に加えられている水平力H，鉛直力Vおよび曲げモーメント$\mathfrak{M}$は次式となる。

$$\left.\begin{aligned} P_0\cos\theta+P_V\sin\theta&=H\\ -P_0\sin\theta+P_V\cos\theta&=V\\ (-P_0\sin\theta+P_V\cos\theta)X+M&=\mathfrak{M}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(14)$$

P_0, P_V, M は (10), (13), (12) 式により与えられる値である。変位はまたつぎのように与えられる。

$$\left.\begin{aligned} x&=X\cos\alpha+\delta_x-X\\ y&=X\sin\alpha+\delta_y\\ \delta_L&=-y\sin\theta+x\cos\theta\\ \delta_A&=y\cos\theta+x\sin\theta\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(15)$$

(15) 式で α は微小量として

$\sin\alpha\fallingdotseq\alpha$, $\cos\alpha\fallingdotseq 1$

とすると

$$\left.\begin{aligned} \delta_L&=-X\alpha\sin\theta-\delta_y\sin\theta+\delta_x\cos\theta\\ \delta_A&=X\alpha\cos\theta+\delta_y\cos\theta+\delta_x\sin\theta\end{aligned}\right\}\cdots(16)$$

が成り立つ。

くいを i 列に n_i 本打ってあるとすると(14)式に P_0, P_V, M を代入し (16) 式を使えば，(14) 式は次式のように表わすことができる。

$$\delta_y\sum_i n_i\,(K_{PAi}-f_{1i})\sin\theta_i\cos\theta_i+\delta_x\sum_i n_i\,(f_{1i}\cos^2\theta_i+K_{PAi}\sin^2\theta_i)+\alpha\sum_i n_i\,(f_{2i}-f_{1i}X_i\sin\theta_i+K_{PAi}X_i\sin\theta_i)\cos\theta_i=\sum_i n_iH_i\cdots\cdots(17)$$

$$\delta_y\sum_i n_i\,(f_{1i}\sin^2\theta_i+K_{PAi}\cos^2\theta_i)+\delta_x\sum_i n_i\,(K_{PAi}-f_{1i})\sin\theta_i\cos\theta_i+\alpha\sum_i n_i\,(f_{1i}X_i\sin^2\theta_i-f_{2i}\sin\theta_i+K_{PAi}X_i\cos^2\theta_i)=\sum_i n_iV_i\cdots\cdots(18)$$

$$\delta_y\{\sum_i n_i\,X_i\,(f_{1i}\sin^2\theta_i+K_{PAi}\cos^2\theta_i)-\sum_i n_i\,f_{3i}\sin\theta_i\}+\delta_x\{\sum_i n_i\,X_i\,(K_{PAi}-f_{1i})\sin\theta_i\cos\theta_i+\sum_i n_i\,f_{3i}\cos\theta_i\}+\alpha\{\sum_i n_i\,X_i\,(f_{1i}X_i\sin^2\theta_i-f_{2i}\sin\theta_i+K_{PAi}X_i\cos^2\theta_i)-\sum_i n_i\,f_{3i}X_i\sin\theta_i+\sum_i n_i\,f_{4i}\}=\sum_i n_i\mathfrak{M}_i\cdots\cdots(19)$$

ただし

$$\left.\begin{aligned} f_{1i}&=\frac{4E_{Pi}I_{Pi}\beta i^3}{2-\varepsilon}\\ f_{2i}&=-\frac{\varepsilon}{2-\varepsilon}\cdot 2E_{Pi}I_{Pi}\beta i^2=f_{3i}\\ f_{4i}&=E_{Pi}I_{Pi}\beta i\,\varepsilon\left(1+\frac{\varepsilon}{2-\varepsilon}\right)\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(20)$$

$\varepsilon=1-\varepsilon'$

ε：拘束率　0～1.0 の値をとる。

くい頭部にかかる全荷重をそれぞれ $H_0, V_0, \mathfrak{M}_0$ とすれば

$$\left.\begin{aligned} \sum n_iH_i&=H_0-\delta_xK_{SH}\\ \sum n_iV_i&=V_0-\delta_yK_{SV}\\ \sum n_i\mathfrak{M}_i&=M_0-\alpha K_{SR}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(21)$$

となる。

くい基礎全体のバネ係数をきめるため (17), (18), (19) 式で α, δ_y, δ_x の内のいずれか一つのみに 1 を代入し，他は 0 として，それに加えられる力を求める。すなわち，

$\alpha=1$　$\delta_y=\delta_x=0$

$$\sum_i n_i\,(f_{2i}-f_{1i}X_i\sin\theta_i+K_{PAi}X_i\sin\theta_i)\cos\theta_i=K_{P\alpha H}$$

$$\sum_i n_i\,(f_{1i}X_i\sin^2\theta_i-f_{2i}\sin\theta_i+K_{PAi}X_i\cos^2\theta_i)=K_{P\alpha V}$$

$$\sum_i n_iX_i\,(f_{1i}X_i\sin^2\theta-f_{2i}\sin\theta_i+K_{PA}X_i\cos^2\theta_i)-\sum_i n_if_{3i}X_i\sin\theta_i+\sum_i n_if_{4i}=K_{P\alpha R}$$

$\alpha=0$　$\delta_x=1$　$\delta_y=0$

$$\sum n_i\,(f_{1i}\cos^2\theta_i+K_{PAi}\sin^2\theta_i)=K_{PxH}$$

$$\sum n_i\,(K_{PAi}-f_{1i})\sin\theta_i\cos\theta_i=K_{PxV}$$

$$\sum n_iX_i\,(K_{PAi}-f_{1i})\sin\theta_i\cos\theta_i+\sum n_if_{3i}\cos\theta_i=K_{PxR}$$

$\alpha=0$　$\delta_x=0$　$\delta_y=1$

$$\sum n_i\,(K_{PAi}-f_{1i})\sin\theta_i\cos\theta_i=K_{PyH}$$

$$\sum n_i\,(f_{1i}\sin^2\theta_i+K_{PAi}\cos^2\theta_i)=K_{PyV}$$

$$\sum n_i\,X_i\,(f_{1i}\sin^2\theta_i+K_{PAi}\cos^2\theta_i)-\sum n_if_{3i}\sin\theta_i=K_{PyR}$$

(2)　振動の方程式，固有値，固有ベクトル

i）振動の方程式

すでに述べたとおり，基礎ぐい群をバネ係数で置きかえると，橋脚は図-4.14のような系と見なすことができる。

変位は次のようになり

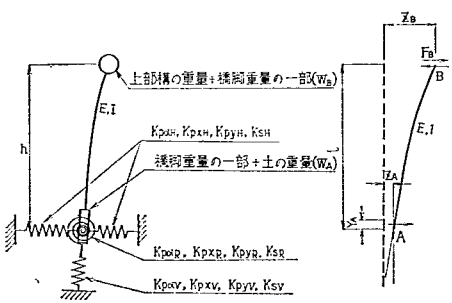


図-4.14

$$Z_B=Z_A+\varphi l+\frac{Sl^3}{3EI} \quad \cdots\cdots(22)$$

ただし

$$S=\frac{3EI}{l^3}\left\{(Z_B-Z_A)-\varphi l\right\}$$

振動の方程式はつぎのようになる。

$$\frac{W_B}{g}\cdot\frac{d^2Z_B}{dt^2}+\frac{3EI}{l^3}(Z_B-Z_A-\varphi l)=F_B \quad \cdots\cdots(23)$$

$$\frac{W_A}{g}\cdot\frac{d^2Z_A}{dt^2}-\frac{3EI}{l^3}(Z_B-Z_A-\varphi l)+(K_{PXA}+K_{SH})Z_A+K_{P\alpha H}\varphi+K_{PyH}Y_A=F_A \quad \cdots\cdots(24)$$

$$\frac{W_A+W_B}{g}\cdot\frac{d_2Y_A}{dt^2}+K_{P\alpha V}\varphi+K_{PXV}Z_A+(K_{PyV}+K_{SV})Y_A=F_Y \quad \cdots\cdots(25)$$

$$J\cdot\frac{d^2\varphi}{dt^2}+(K_{SR}+K_{P\alpha R})\varphi+K_{PXR}Z_A+K_{PyR}Y_A-\frac{3EI}{l^2}\left\{(Z_B-Z_A)-\varphi l\right\}=F\varphi \quad \cdots\cdots(26)$$

ただし，

E：橋脚材料の弾性係数

I：橋脚全断面の断面二次モーメント

J：下部質量(A点)の回転慣性モーメント

F：地盤の動きにより系に与えられる力

ii) 固有振動周期および固有ベクトル

(23)～(26)式で

$$\left.\begin{aligned}Z_B&=U_B\sin\omega t\\Z_A&=U_A\sin\omega t\\\varphi&=U_\varphi\sin\omega t\\Y_A&=U_Y\sin\omega t\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(27)$$

と置いてて，さらに

$$F_A=F_B=F_Y=F_\varphi=0$$

とすれば

$$\begin{vmatrix}a_{11}-a_{10}\lambda & a_{12} & a_{13} & a_{14}\\ a_{21} & a_{22}-a_{20}\lambda & a_{23} & a_{21}\\ a_{31} & a_{32} & a_{33}-a_{30}\lambda & a_{34}\\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44}-a_{40}\lambda\end{vmatrix}=0 \quad \cdots\cdots(28)$$

ここで，$\lambda_i(=\omega^2 i)\,(i=1,\sim,4)$ は振動数方程式の固有値で，これにより固有周期が計算される。

ただし，$\lambda=\omega^2$

$$a_{10}=\frac{W_B}{g},\quad a_{20}=\frac{W_A}{g},\quad a_{30}=J,$$

$$a_{40}=\frac{W_A+W_B}{g},$$

$$a_{11}=\frac{3EI}{l^3},\quad a_{22}=\frac{3EI}{l^3}+K_{PXH}+K_{SH},$$

$$a_{33}=\frac{3EI}{l}+K_{SR}+K_{P\alpha R}\qquad a_{44}=K_{PyV}+K_{SV}$$

$$a_{12}=a_{21}=-\frac{3EI}{l^3},\quad a_{13}=a_{31}=-\frac{3EI}{l^3}$$

$$a_{14}=a_{41}=0$$

$$a_{23}=a_{32}=\frac{3EI}{l^3}+K_{P\alpha H}=\frac{3EI}{l^3}+K_{PXR}$$

$$a_{24}=a_{42}=K_{PyH}=K_{PXV}$$

$$a_{31}=a_{43}=K_{PyR}=K_{P\alpha V}$$

これは対称行列であって4個の実根（重根の場合もある）が存在する。この値を $\lambda_j\,(j=1,\sim,4)$ とすると，固有周期 $T_j\,(j=1,\sim,4)$ は

$$T_j=\frac{2\tau}{\sqrt{\lambda_j}}$$

で求められる。したがって，

$$1,\ \frac{U_A}{U_B},\ \frac{U_\varphi}{U_B},\ \frac{U_Y}{U_B}$$

なる比が求められ，固有ベクトルを $V_{ij}\,(i=1,\cdots,4,\ j=1,\cdots,4)$ とし，次式の条件で正規化すると，

$$1=\sum_{i=1}^{4}a_{io}V_{ij}^2\quad j=1,2,3,4$$

正規化された固有ベクトル，すなわち振動モードが求められる。

iii) 上下動が他の運動と連成しない場合

基礎ぐいがすべて垂直で，しかもフーチングの底面に対して対称に配置されている場合には，上下動は他の運動とは連成せず(28)式はつぎのようになる。

$$\begin{vmatrix}a_{11}-a_{10}\lambda & a_{12} & a_{13}\\ a_{21} & a_{22}-a_{20}\lambda & a_{23}\\ a_{31} & a_{32} & a_{33}-a_{30}\lambda\end{vmatrix}=0 \quad \cdots\cdots(29)$$

この場合は ii) において $i=1\sim3,\ j=1\sim3$ として同様に計算できる。

(3) 応答スペクトルによる橋脚の振動応答

i) 各振動モードに対する振動応答

応答速度スペクトル曲線あるいは応答加速度スペクトル曲線の値を用いて，すでに算出された V_{ij} によりA点およびB点の変位 Z_A および Z_B が次式のように得られる。

$$\left.\begin{aligned}Z_A&=\sum_j g_jV_{2j}q_j\ (j=1,2,3\text{ or }1,\cdots,4)\\Z_B&=\sum_j g_jV_{1j}q_j\ (j=1,2,3\text{ or }1,\cdots,4)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(30)$$

また，

$$\varphi=\sum_j g_jV_{3j}q_j,\qquad Y_A=\sum_j g_jV_{4j}q_j \quad \cdots\cdots(31)$$

になる。

ただし，$g_j:\sum_i a_{io}V_{ij}$

q_j：T_j の固有振動周期をもつ1自由度系に応答加速度を加えたときの最大振幅

また，あらかじめ速度スペクトル S_V が与えられているときには

$$q_{j,\max}=\frac{1}{\sqrt{\lambda_j}}\cdot S_V \quad \cdots\cdots(32)$$

になる。同様にして応答加速度スペクトル S_A が与えられるときは

$$q_{j,\max}=\frac{1}{\lambda_j}S_A \quad \cdots\cdots(33)$$

になる。

地動の回転成分を無視すれば(26)式で $F_\varphi=0$ となり，φ は Z_A，Z_B，Y_A からきめられる。

さらに各モードに対応する相当重量 W_j はつぎのようになる。

$$W_j=g\times\frac{(\sum_i a_{io}V_{ij})^2}{\sum_i a_{io}V_{ij}^2} \quad (i=1,2,3)\cdots\cdots(34)$$

固有ベクトルが正規化されているから

$$W_j=g\left(\sum_i a_{io}V_{ij}\right)^2 \quad (i=1,2,3)\cdots\cdots(35)$$

となる。したがって第 j 次振動は図-4.15のごとき振動系で表わしうる。

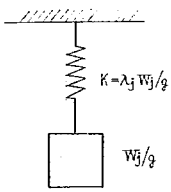


図-4.15

ii) 多自由度（昭和大橋）の振動応答

3個または4個の λ が求まり，これらから最大レスポンスを求めるために最大レスポンスの絶対値和と自乗和の平方根を求め，それぞれ(⁻)および(_)で区別して，最大応答を表わすことにする。

$$\left.\begin{aligned}
&(\overline{Z}_A)=\sum_j|g_jV_{2j}q_j|,\quad (\underline{Z}_A)=\sqrt{\sum_j(g_jV_{2j}q_j)^2}\\
&(\overline{Z}_B)=\sum_j|g_jV_{1j}q_j|,\quad (\underline{Z}_B)=\sqrt{\sum_j(g_jV_{1j}q_j)^2}\\
&(\overline{Y}_A)=\sum_j|g_jV_{3j}q_j|,\quad (\underline{Y}_A)=\sqrt{\sum_j(g_jV_{3j}q_j)^2}\\
&(\overline{\varphi})=\sum_j|G_j(Z_A,\ Z_B,\ Y_A)|\\
&(\underline{\varphi})=\sqrt{\sum_j\{G_j(Z_A,Z_B,Y_A)\}^2}
\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(36)$$

これらを各変位のΣ内の各項ごとに，(17)，(18)，(19)および(21)に代入して各モードの和を求めるという手順で H_o，M_o が算出され，また同様にして(16)式から，δ_L，δ_A が得られ，(10)と(12)，(13)から各断面力等が得られる。

(4) 昭和大橋の力学モデルの数値

i) 鋼管基礎

基礎の形状は図-4.16に示すとおりで，地盤表面と上部構造の距離は8.0m，10.0m，12.0m，15.0m，18.0mの5種をとることにした。中詰めコンクリートの剛性は省略し，またくい先端はN値の大きい支持層に到達しているので変位は零とする。細部の仮定は次のようにとった。

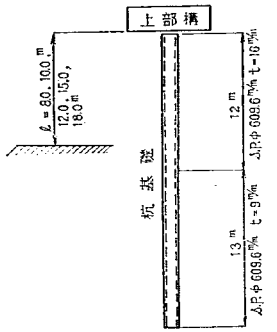


図-4.16

A) 基礎地盤と同一面にフーチングが無く，その鉛直方向のバネは零とする。

B) 地表面以下のくいの部分は基礎ぐいと見なし，それより上部は橋脚の躯体とし，躯体部分の曲げ抵抗は中詰めコンクリートの剛性を無視して求める。

C) 地盤面での拘束率 $\varepsilon=1$ とする。

D) 橋脚躯体は二分して，それぞれ上部構造部と地表面部に質量が集中するものとする。

E) 地表面部の回転慣性は躯体相当部の半分を採って計算する。

F) 橋脚頂部の鉛直方向の変位から鉛直方向のバネ係数を求める。

G) 回転慣性はくいを等価な正方形ぐいとして計算する。

この他，地盤中のくいの曲げモーメントは，ごく地表面に近い部分のみで大きな値になることを考慮し，地表上の高さが10mまでのときには断面二次モーメントの計算は肉厚が $t=16$mm 鋼管として行ない，12m以上のときは同様に $t=12$mm 鋼管として行なった。

ii) 諸数値

肉厚（t）	断面積	断面二次モーメント（I）
12（mm）	187（cm²）	1.01×10^5（cm⁴）
16（mm）	225.3（cm²）	1.32×10^5（cm⁴）

くい径は609.6mmの外比較のため，812.8mm，1,016mmを選んだ。

K_{PA} の計算：$t=12$mm，$l'=13$m部分と $t=16$mm，$l'=12$m部分とに分けて考える。それぞれ K_{PL}'，K_{PU}' をバネ係数とする。

$$\frac{1}{K_{PA}}=\frac{1}{K_{PL}'}+\frac{1}{K_{PU}'}$$

$$K_{PL}'=\frac{2.1\times10^7\times1.87\times10^{-2}}{13}=3.02\times10^4$$

$$K_{PU}'=\frac{2.1\times10^7\times2.253\times10^{-2}}{12}=3.94\times10^4$$

$\therefore\ K_{PA}=1.71\times10^{4}$ (t-m)

これから全長25mで一様な断面としたときの等価な断面積を求めるとつぎのとおりである。

$$\frac{1.71\times10^{4}\times25}{2\times10^{7}}=2.036\times10^{-2}\ (m^2)$$

上部構重量（1 span 当り）

steel	84.47（t）
slab	366.5
pavement	92.23
その他	13.82
	557.02（t）

中詰めコンクリートのある部分の重量

単位長さ当りのくいの重量

$$0.239+\frac{\pi\times0.5936^2}{4}\times2.3=0.876\ (t)$$

橋脚躯体部分の断面二次モーメントは，中詰めコンクリートの剛性は無視しているから，1脚当たり9本のくいが一列に打ち並べてあるゆえにつぎのようになる。

表-4.6　ϕ=609.6mm

l (m)	W_A (t)	W_B (t)
8	30	590
10	40	600
12	50	610
15	60	620
18	70	630

$1.32\times10^{5}\times9=1.188\times10^{6}\ (cm^4)$

$=1.188\times10^{-2}\ (m^4)$

くい頭および地表面部に集中する重量をW_BとW_Aとすれば表-4.6のようになる。

回転慣性モーメント(J)は杭の断面を正方形に置換して求めた。一橋脚に対して橋脚下部質量$\left(\frac{W_A}{g}\right)$のもつ回転慣性モーメントは，杭径が609.6mmの場合にはつぎのようになる。

J＝〔下部質量の回転軸周りの極二次モーメント〕

×〔杭側面の単位面積当りの質量〕×〔杭の本数〕

$$=\left\{\frac{0.532(l/2)^3}{12}+\frac{0.532^3(l/2)}{12}\right\}\times0.166\times9$$

$(t\cdot m\cdot sec^2)$

表-4.7　ϕ=609.6mm

$l/2$ (m)	J (t-m-sec^2)
4	4.98
5	9.23
6	15.4
7.5	29.4
9	50.0

同様にしてϕ812.8mm，ϕ1,016mmの二種の鋼管についても諸数値を求める。いずれも肉厚16mmである。

表-4.8

	ϕ812.8mm		ϕ1,016mm	
	8m	18m	8m	18m
K_{PA} (t/m)	3.36×10^{4}	3.36×10^{4}	4.225×10^{4}	4.225×10^{4}
W_A (t)	50	113	77	174
W_B (t)	610	670	630	730
J (t-m-sec^2)	7.11	79.33	10.92	120.55
I (m^4)	2.862×10^{-2}	2.862×10^{-2}	5.652×10^{-2}	5.652×10^{-2}

計算対象とする土のk値は，0.1，1.0，10.0，∞ (kg/cm^3) の4種である。

また，この計算では基礎の形状に関する値は上記のものを除いて（μ_{SH}，μ_{SV}……，D，B，L）は用いなくてよい。

(5) 計算結果

i）計算対象

計算対象は表-4.9の丸印の場合である。

表-4.9

ϕ(mm) \ l(m)	8	10	12	15	18
609.6	○	○	○	○	○
812.8	○				○
1,016.0	○				○

さらにこの外にくいのk値は前記の4種とし，応答加速度スペクトルS_Aは$0.2g$一定のスペクトル，地動加速度が$0.2g$のときの平均応答スペクトル，二つの新潟地震応答スペクトル（N－S，E－W）の4種とし，応答スペクトルを$0.2g$一定とした場合を除いては，それぞれ減衰常数が0.02（2%）と0.05（5%）の2種を選び，これらを表-4.9の各ケースに適用した。

ii）計算結果

昭和大橋の固有振動周期の計算結果を本章末尾の付図-1～3に示し，橋脚頂部（上部構造部）の変位（Z_B），地表面位置でのせん断力(H)，同位でのモーメント(M)をそれぞれ，本章末尾の付図-4～10，11～17，18～24にそれぞれ示してある。

iii）昭和大橋の固有周期

付図－1から昭和大橋（くい径が609.6mm）の一次の固有周期は，地表面上の橋脚の高さ（l）が8mで，地盤のk値が∞の場合（片持ばりの構造の場合）には1.3秒になるが，実測によるk値は1 kg/cm^{3}前後であるから，かりに地盤および構造部分に物理的変化が生じない場合でもその周期は約2.3秒になることを知ることができる。いま，もし地盤表層部の深さ10mに及ぶ部分に土の力学的性質の変化が生じ，流動化して，k値が零に近い状態を想定した場合には，地表上の橋脚の高さが見掛け上18mになり，仮想地表面より下方の土のk値によってつぎのような一次の固有周期が，同図から得られる。

k_{SL}=0.1 kg/cm³ に対して　7.4秒
k_{SL}=1　kg/cm³ に対して　6.1
k_{SL}=10　kg/cm³ に対して　5.4
k_{SL}=∞　kg/cm³ に対して　4.4

なお，同図中には見掛けの自由長（l）が8m，10m 12m．15m，18mの場合の一次から三次までの固有周期とk値との関係を示してある。

つぎにくいの直径をさらに大きく採った場合について，くい径が812.8mmと1,016mmとについて比較のために l=8mと18mと両極端についてのみ計算した結果を付図-2，3に示してある。それによると一次の固有周期は ϕ=812.8mmの場合には ϕ=609.6mmの場合のほぼ2/3，ϕ=1016mmの場合には ϕ=609.6mmの場合のほぼ1/2になり，周期が短かくなっている。

ⅳ）昭和大橋の地震応答変位

まず，設計震度0.2gに等しい応答加速度スペクトル (S_A)=0.2g=constを適用した場合に生ずる橋脚頭部の変位(Z_B)が付図-4に示されている。ϕ=609.6mm，l=8m，k=1kg/cm³では，Z_Bが26cmになり，予備計算による静的変位28cmに近い値になる。くい径のみを変化させると，ϕ=812.8mmでは Z_Bが13cmになり，ϕ=1,016mmでは Z_Bが8cmになる。また，ϕ=609.6mmでk=0.1に採れば Z_Bは52cmになり，k=∞では Z_Bは8cmになり，l=18cmに採れば Z_Bは190cmになる。当然のことではあるが，ϕ→大，l→小，k→大にすれば Z_Bは小さな値になる。

平均応答加速度スペクトルに $(S_A)_{av}$ よる応答では減衰定数 n/p が2％場合には，ϕ=609.6mm，l=8m k=1kg/cm³では Z_Bは20cm，ϕのみを変えれば ϕ=812.8mmでは Z_Bは14cm，ϕ=1,016mmでは Z_Bは12cmになる。また，ϕ=609.6mmで k=0.1 kg/cm³に採れば Z_Bは，29cm，k=∞では Z_Bは10cmになり，l=18mに変えれば Z_Bは57cmになる。

新潟地震E—W成分の応答加速度スペクトル$(S_A)_{E-W}$の n/p=2％の場合には，ϕ=609.6mm，l=8m，k=1 kg/cm³では Z_Bは33cm，ϕ=812.8mmに変えれば17cm，ϕ=1,016mmに変えれば6cmになる。また ϕ=609.6mmでk=0.1 kg/cm³に採れば Z_Bは52cm，k=∞に採れば8cm，l=18mに変えれば，130cmになる。

新潟地震N—S成分の応答加速度スペクトル $(S_A)_{N-S}$ の n/p=2％の場合には，ϕ=609.6mm，l=8m，k=1 kg/cm²では Z_Bは42cm，ϕ=812.8mmに変えれば21cm，ϕ=1,016mmに変えれば，8cmになる。また ϕ=609.6mmで，k=0.1 kg/cm³に採れば Z_Bは44cm，k=∞に採れば，10cm，l=18mに変えれば，260cmになる。

さらに減衰定数 n/p を5％にした場合には，$(S_A)_{av}$ では Z_Bは n/p=2％の場合の78%になる。$(S_A)_{E-W}$，$(S_A)_{N-S}$ では Z_Bは，多くの場合は n/p=2％の場合の70～90%に低下する。

これらの結果を相互に比較するために，いま (S_A)=0.2g=const（≒設計震度）を適用し，ϕ=609.6mm，l=8m，k=1 kg/cm³を基準として，ϕ=609.6，812.8，1,016mm，l=8，18m，k=1 kg/cm³，応答スペクトルを (S_A)=0.2g と $(S_A)_{av}$，$(S_A)_{E-W}$，$(S_A)_{N-S}$ の n/p=2％の場合の組み合わせでその比を出してみた。

この表から，l=8mの場合には，応答スペクトルの種類が異なっても Z_Bはほぼ2倍程度の開きがあるにすぎない。また ϕ=1,016mmの場合には l=18mでも同様のことがいえる。しかし，ϕ=609.6mmと ϕ=812.8mmの場合にはl=18mではほぼ3～5倍の開きができている。全体を通覧すると，新潟地震スペクトルによる変位と (S_A)=0.2g=constとによる変位はよく近似していることがわかる。つまり平均応答スペクトル $(S_A)_{av}$ による変位は比較的小さな値を示していることになる。これは今回の地震の地動が平均的な地震時地動とかなりかけはなれていることを示しているものといえる。

ⅴ）昭和大橋の地震応答断面力

仮想地表面におけるせん断力は付図-11以下に水平力として表わされている。一般的傾向として各応答スペクトルごとの同せん断力は，自由長（l）の変化によって，両極端の比が2倍ほど，k値の変化によっても同程度の開きが見られ，その絶対値はつぎの範囲内にある。

(S_A)=0.2g=const では　125 t～180 t
（一橋脚当り）
$(S_A)_{av}$，(n/p=2％）では　70 t～340 t
（一橋脚当り）
$(S_A)_{E-W}$，(n/p=2％）では　100 t～260 t
（一橋脚当り）
$(S_A)_{N-S}$，(n/p=2％）では　95 t～240 t
（一橋脚当り）

n/p=5％の場合には変位（Z_B）の場合とほぼ同率のせん断力の減少がみられる。

つぎに k=1 kg/cm³，n/p=2％の場合のせん断力を表-4.11に示しておこう。

仮想地表面における曲げモーメントは上記のせん断力に自由長（l）を乗じた値にほぼ等しい，各応答スペクトルごとにその絶対値の範囲を示すとつぎのようになる。

(S_A)=0.2g=const では　950～3,000 t-m
（一橋脚当り）
$(S_A)_{av}$，(n/p=2％）では　580～2,800 t-m
（一橋脚当り）
$(S_A)_{E-W}$ (n/p=2％）では　800～3,800 t-m
（一橋脚当り）

表-4.10

くい径 ϕ (mm) / l (m) / 応答スペクトルの種類	609.6			812.8		1016		摘要
	8	12	18	8	18	8	18	
$(S_A)=0.2g=$const (地動$=0.2g$)	1.0 ※	2.7	7.3	0.5	5.0	0.3	3.2	$k=k_{SL}=1$ kg/cm³ $n/p=2\%$
$(S_A)_{av}$ (地動$=0.2g$)	0.8	1.3	2.2	0.5	1.8	0.5	1.5	
$(S_A)_{E-W}$ (地動$=0.16g$)	1.3	2.4	5.0	0.7	3.6	0.2	3.0	
$(S_A)_{N-S}$ (地動$=0.14g$)	1.6	2.3	10.0	0.8	4.4	0.3	2.2	
一次の固有周期（秒）	2.3	3.7	6.1	1.6	4.1	1.25	3.1	

※ この場合 $Z_B=26$cm

表-4.11

くい径 ϕ (mm) / l (m) / 応答スペクトルの種類	609.6			812.8		101.6		摘要
	8	12	18	8	18	8	18	
$(S_A)=0.2g=$const	125 t	135 t	140 t	135 t	155 t	145 t	180 t	$k=k_{SL}=1$ kg/cm³ $n/p=2\%$
$(S_A)_{av}$	105	85	105	155	120	215	120	
$(S_A)_{E-W}$	165	125	135	175	185	120	260	
$(S_A)_{N-S}$	200	120	230	210	165	155	240	

(註) 一橋脚当りのせん断力

$(S_A)_{N-S}$ ($n/p=2\%$) では 830～4,400 t-m (一橋脚当り)

$n/p=5\%$の場合には前記とほぼ同率の曲げモーメントの減少がみられる。

また最大曲げモーメントは地表面での曲げモーメントのほぼ1.1倍になる。

vi) まとめ

昭和大橋に関する応答計算を通覧してみて，最も特徴的な点はつぎのとおりである。平均応答加速度スペクトルでは，1秒以上の長い固有周期をもった構造物に作用する震度がその周期に反比例して小さくなり，したがって応答速度スペクトルが一定になるが，今回の地震記録による応答スペクトルはむしろ応答加速度スペクトルが，周期1秒から6秒の間で凹凸しながらほぼ一定であった。これは若年齢の砂の堆積層からなる地盤の影響が地震時の地動に混在していたことが大きな原因であると考えられ，いかなる地点においてもこのような現象の再現を考慮することの必要性があるかといえば，その必要性は，かかる特殊な事情の存在しない限りきわめて少ないといえるであろう。

〔5〕 昭和大橋の地震加速度による振動応答の過程の追跡

昭和大橋の力学モデルを多質点系として新潟地震の加速度記録による非線型振動応答の過程を時時刻刻と追跡するものである。非線型要素はつぎのとおりである。

(a) 復元力型式に完全塑性ループとする。

(b) ケタ端の接触は非弾性衝突のモデルをとる。

(c) すべり支承部には摩擦力がはたらくものとする。

(d) 相隣れる質点の相対的な変位が，ある許容限度を越えたとき，すべり支承上に一端を置く質点は静止する。

この応答解析の結果は次報で報告する予定である。

〔6〕 八千代橋の応答スペクトル曲線による振動応答の解析

(1) 力学モデル

八千代橋は図-4.17に示すように，ϕ 600mm，長さ18mの中空RCぐいの基礎からなり，一橋脚では各列9本，2列からなり，計18本の基礎ぐいが配置されている。上部構造の幅員は被震時には前期有効幅員の8.0mであり，将来全幅完成後には13.5mになる予定であった。したがって被震時の上部構造の重量は計画した上部構造の重量のほぼ60%であった。下部構造重量をも含めると計画重量の73%であった。

計算に当って昭和大橋の場合と同様に1スパンの上部構造と1橋脚からなる単位を本橋の力学モデルとした。図-4.18に示すように，基礎ぐい頭部とフーチングの結合度に対する仮定は鉸 ($\varepsilon=0$) と完全固定 ($\varepsilon=1$) の二種を選んだ。ε については昭和大橋に関する項の〔4〕の(1)ですでに述べてある。またくいの押し込み引き抜きによる上下方向のバネ係数はくい先端部は剛な面上にあるものと考え，質量は橋脚頭部とくい頭部に集中しているものとし，くい頭部の質点は回転慣性をももつものとして

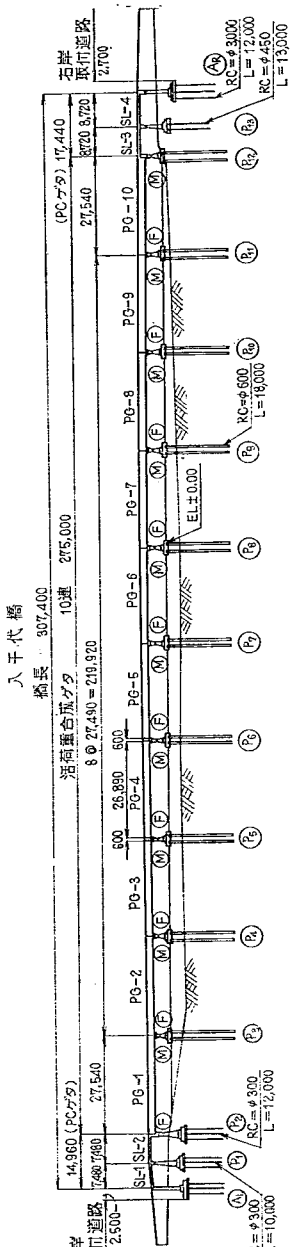


図-4.17

いる。解式については，本橋の場合にはくいの上部4mが地表面上に突出しているために，〔4〕ですでに述べた方法を修正して用いた。すなわち(8)，(9)，(10)，(11)式をつぎのように修正すればよいことになる。

(8)式に対して

$$M=M_0+M_\alpha-\frac{P_0}{2}\left(\frac{1}{\beta}+h\right) \quad \cdots\cdots(37)$$

ここで，　M：地表面部での曲げモーメント

P_0：くい頭部に作用する水平力

h：くいの地表面上の突出長（この場合には4m）

M_α：くい頭がαだけ回転したときの地表面部のモーメント

(9)式に対して

$$M_0=\left\{\frac{P_0}{2}\left(\frac{1}{\beta}+h'\right)-M_0\right\}(1-\varepsilon) \quad \cdots\cdots(38)$$

(10)式に対して

$$\Delta\delta_L=\frac{P_0}{6E_PI_P\beta^3}+\frac{P_0}{12E_PI_P}\left(h'+\frac{1}{\beta}\right)^3+\frac{1}{2E_PI_P}\left(\frac{1}{\beta}+h'\right)^2(M_0+M_\alpha) \quad \cdots\cdots(39)$$

ここで，　$\Delta\delta_L$：くい頭部の水平変位，

(11)式に対して

$$\Delta\theta=\frac{1}{E_PI_P}\left(\frac{1}{\beta}+h\right)(M_0+M_\alpha) \quad \cdots\cdots(40)$$

ここで，　$\Delta\theta$：くい頭部の回転角

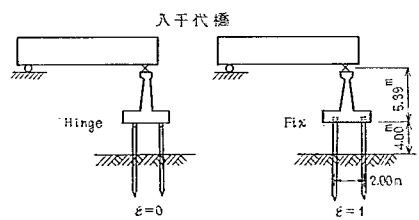


図-4.18

(2)　八千代橋の固有周期

付図-25に示すように，一次振動周期はk値が0.1～10 kg/cm³の間ではおおむねつぎのとおりである。

$\varepsilon=0$　の場合　　$T_1=0.8\sim1.6$ sec

$\varepsilon=1$　の場合　　$T_1=0.6\sim1.0$ sec

すなわち，くい頭部がフーチングに剛結されている場合には鉸結合の場合の65%から75%程度に短縮される。またこれらの周期は本橋の全幅完成後であれば1.2倍程度には長くなりうるものと推定される。

(3)　八千代橋の振動応答

i）橋脚頂部（上部構造部）の変位（Z_B）

付図-26～29によれば，k値が1 kg/cm³付近を境にし

表-4.12

応答スペクトルの種類	k_{SL} (kg/cm³) / ε	Z_B (cm) 0.1	1	10	H (t) 0.1	1	10	$\mathfrak{M}$ (t·m) 0.1	1	10	摘要
$(S_A)=0.2g=$const	0	13.	6.	3.4	105	105	105	520	520	520	$n/p=5\%$ 各モードの絶対値の和の結果
	1	6.	3.	2.	105	105	105	540	540	600	
$(S_A)_{av}$ 地動0.2g	0	11.	8.	5.5	90	140	175	550	730	850	
	1	8.	5.2	4.2	145	185	215	720	870	1050	
$(S_A)_{E-W}$ (地動0.16g)	0	15.	6.5	5.	118	120	160	580	600	750	
	1	6.8	4.3	2.6	125	155	135	590	720	650	
$(S_A)_{N-S}$(地動0.14g)	0	17.	5.	3.	135	92	95	650	440	460	
	1	5.2	2.8	2.3	95	105	145	470	490	700	
一次の固有周期(秒)	0	1.6	1.0	0.8	1.6	1.0	0.8	1.6	1.0	0.8	
	1	1.0	0.7	0.6	1.0	0.7	0.6	1.0	0.7	0.6	

て，それよりk値が大きい場合には$(S_A)_{av}$によるZ_Bが大きくなり，それよりk値が小さい場合にはおおむね，$(S_A)=0.2g=$const，$(S_A)_{E-W}$，$(S_A)_{N-S}$によるZ_Bの方が大きくなる傾向を示し，同一条件では，$(S_A)_{av}$を除く他の3種の応答スペクトルによる応答は相互に近似した値になる。つまりk値が小さいことは固有周期が長くなることを意味し，その周期がほぼ1秒以上になると，新潟地震による応答が，昭和大橋の場合と同様に，平均応答スペクトルによる応答より大きくなる傾向が現われている。

新潟地震による応答振幅（Z_B）の絶対値はn/pを5％とすれば，$k=0.1$ kg/cm³では$\varepsilon=0$に対して$Z_B=17$cm，$\varepsilon=1$に対して$Z_B=7$ cmが生じ，$k=1$ kg/cm³では$\varepsilon=0$に対して$Z_B=6.5$cm，$\varepsilon=1$に対して$Z_B=4$ cmが生じており，k値が大きくなるにしたがってZ_Bは小さな値になる。

ii）一橋脚当たりせん断力

応答スペクトルの種類による傾向は変位の場合とほぼ同様であるが，せん断力はk値が大きい程大きくなる。新潟地震による応答せん断力は$n/p=5$％の場合に$k=1$ kg/cm³では$\varepsilon=0$に対して$H=120$ t，$\varepsilon=1$に対して$H=150$ tになる。

iii）一橋脚当りモーメント（$\mathfrak{M}$）

モーメント$\mathfrak{M}$は(4)式に示してあるところのくいに生ずる曲げモーメントとフーチングの回転に伴なうくいの鉛直反力によって生ずるモーメントの和としてのモーメントである。新潟地震による応答モーメントは$n/p=5$％の場合に$k=1$ kg/cm³では$\varepsilon=0$に対して$\mathfrak{M}=600$ t-m，$\varepsilon=1$に対して$\mathfrak{M}=720$ t-mになる。

iv）ま と め

応答変位Z_B，せん断力H，モーメント$\mathfrak{M}$を対比して示すと表-4.12に示すようになる。n/pが10％の場合には表-4.12の値の70～90％に応答が低減する。全般的な傾向としては，一次の固有周期が1.6秒に達せぬケースでは，$(S_A)_{av}$の応答の方が他のスペクトルによる応答より，やや大き目であり，1.6秒以上では，その傾向が反対になっている。

おわりに

新潟地震の加速度記録による前記二橋の振動応答解析の結果，この地震動の構造物との関連における特徴がほぼ明らかになった。つまり，

（1） 一次の固有周期がほぼ1.5秒以下の構造物の振動応答は，平均応答スペクトル（ただし地震の最大震度0.2）による応答の方が新潟地震記録によるものより20～30％大きい。ただし新潟地震の最大震度は同記録ではE—W方向で0.16g，N—S方向で0.14gであったから，地震によって生ずる構造物の震度の地盤震度に対する増幅割合でいえば周期が1秒より短かい場合には前記の平均応答の増幅度と大差がない。（〔2〕，〔6〕参照）

（2） 一次の固有周期がほぼ1.5秒以上の構造物の振動応答は，平均応答スペクトルによる応答に対して，新潟地震記録による応答の方が，一般に大きな応答を示している。しかし固有周期が6秒以上の長周期になればまた新潟地震記録による応答の増幅率は平均応答に近づく傾向をたどるものと考えられる。（〔1〕，〔2〕，〔4〕の(5)，〔6〕参照）

（3） したがって構造物の震害とこの新潟地震記録による応答スペクトルとの連関性は，その構造物の一次の固有周期に着目して考えることができ，その問題となる周期は1.5秒から6秒の間にあると考えられる。この間の周期をもった橋梁では今回の地震によって生じた震度がほぼ0.2またはそれを若干上まわる程度になったと推定できる。

（4） このような長周期構造物（土木学会の本州四国連絡架橋技術調査委員会では0.67秒以上を長周期と考えて地震動記録を用いた応答解析を行ない合理的な耐震設計を行なうことの必要性を提案している）で，このような

莫大な震度の発生が推定されたことは，おおよそ従来研究されてきた地震応答の平均特性の一般的通念とはかけはなれたことである。したがって，このような事態の再現を恐れるあまり，地質，地盤等の条件を対比することなく，今後建設される橋梁に対して構造形式，設計震度等を極端に剛に，極端に大きくすることはむしろつつしむべきであろう。

（5）　しかし砂地盤上に建設される橋梁に対する耐震設計は単に設計震度に依存しているだけでは不十分であり，他のいかなる諸点に関して熟慮をはらうべきかは，他の諸調査の結果をも合わせて，考求する必要があると考えられる。また非線型復元力特性をもった構造物の振動応答も今後十分に検討しなければならない。

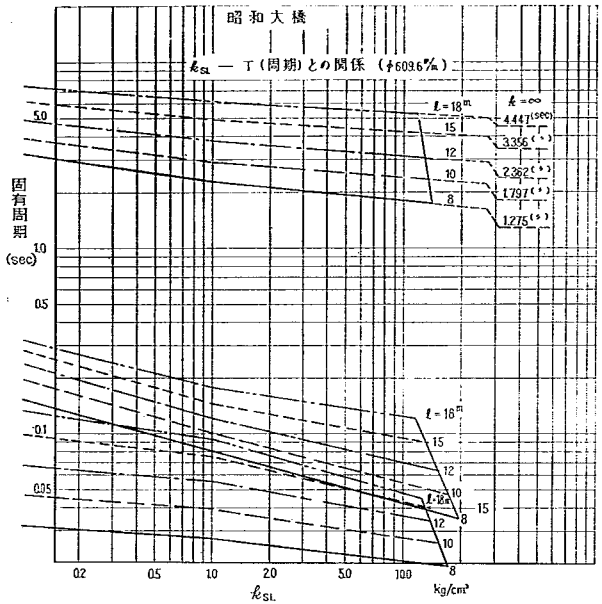
参考文献

1）　本州四国連絡架橋調査，試験調査，耐震調査報告書 No.1，1964年9月，建設省土木研究所
地震荷重に関する調査

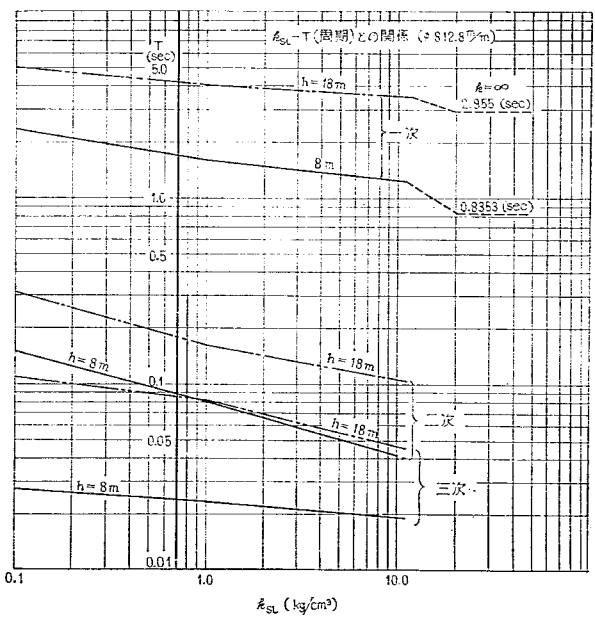
2）　本州四国連絡架橋調査，試験調査，耐震調査報告書 No.2，1964年10月，建設省土木研究所
地震荷重に関する調査

3）　新潟地震調査資料 No.1，1664年10月，建設省土木研究所
昭和大橋に関する調査（実測による振動特性調査）

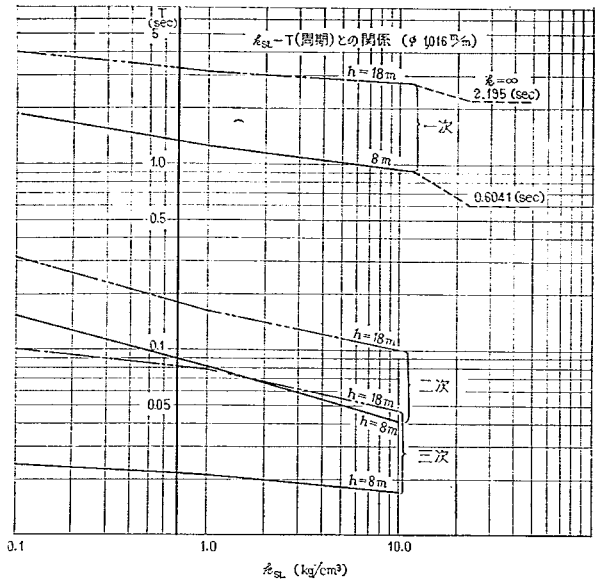
昭和大橋 4章付図



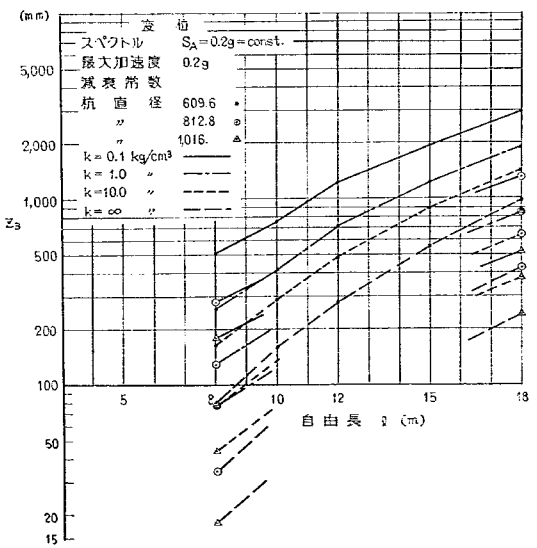
付図-4.1



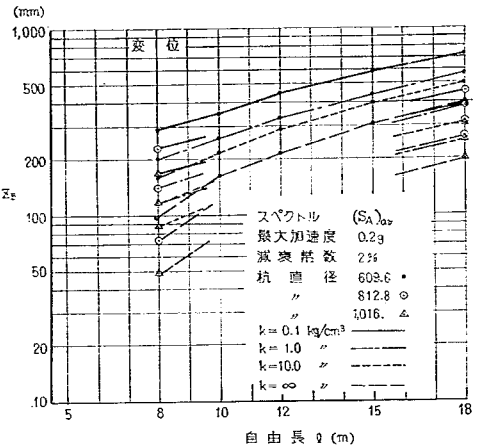
付図-4.2


T (sec)
5
k_{SL}-T(周期)との関係 (φ 1016㎜)
h=18m
$k_s=\infty$
2.195 (sec)
一次
8m
1.0
0.6041 (sec)
0.5
h=18m
0.1
二次
h=18m
0.05
h=8m
三次
h=8m
0.1
1.0
10.0
k_{SL} (kg/cm³)

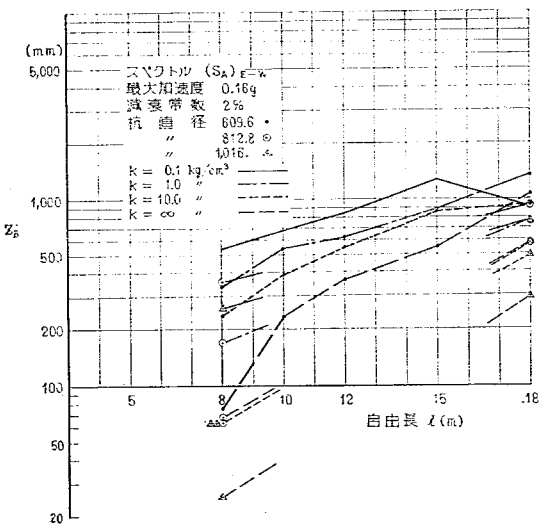
付図-4.3


(mm)
変位
スペクトル S_A=0.2g=const.
最大加速度 0.2g
減衰常数
杭直径 609.6 ●
〃 812.8 ⊕
〃 1,016. △
k=0.1 kg/cm³
k=1.0 〃
k=10.0 〃
k=∞ 〃
5,000
2,000
1,000
500
200
100
50
20
15
Z_3
5
8
10
12
15
18
自由長 l (m)

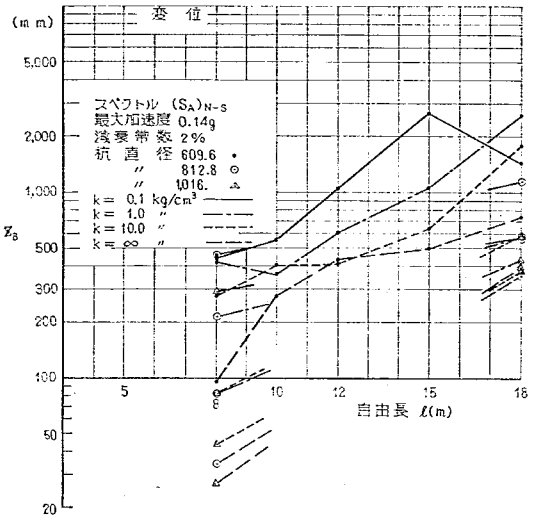
付図-4.4


(mm)
1,000
500
200
100
50
20
10
変位
スペクトル (SA)dz
最大加速度 0.2g
減衰常数 2%
抗直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1,016. △
k= 0.1 kg/cm³
k= 1.0 〃
k=10.0 〃
k=∞ 〃
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ (m)

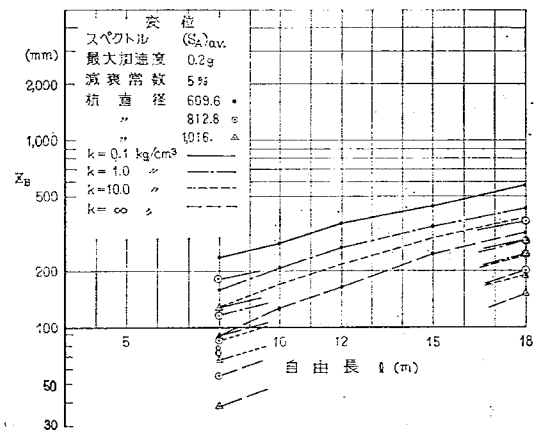
付図-4.5


(mm)
5,000
1,000
500
200
100
50
20
スペクトル (SA)E=W
最大加速度 0.16g
減衰常数 2%
抗直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1,016. △
K= 0.1 kg/cm³
K= 1.0 〃
K=10.0 〃
K=∞ 〃
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ (m)

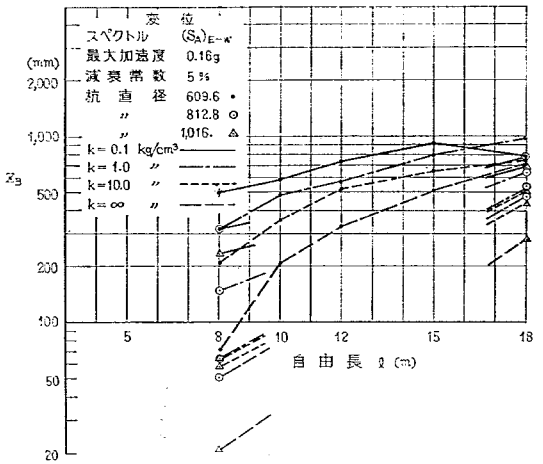
付図-4.6


変位
(mm)
5,000
2,000
1,000
500
300
200
100
50
20
Z_B
スペクトル $(S_A)_{N-S}$
最大加速度 0.14g
減衰常数 2%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
k= 0.1 kg/cm³
k= 1.0 〃
k=10.0 〃
k= ∞ 〃
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ(m)

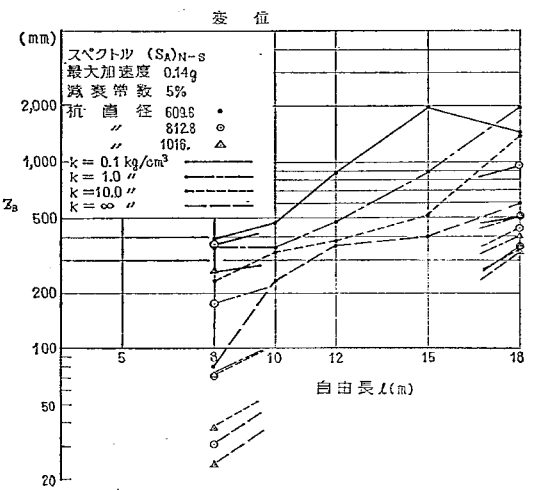
付図-4.7


変位
スペクトル $(S_A)_{av.}$
最大加速度 0.2g
減衰常数 5%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
k= 0.1 kg/cm³
k= 1.0 〃
k=10.0 〃
k= ∞ 〃
(mm)
2,000
1,000
500
200
100
50
30
Z_B
5
10
12
15
18
自由長 ℓ(m)

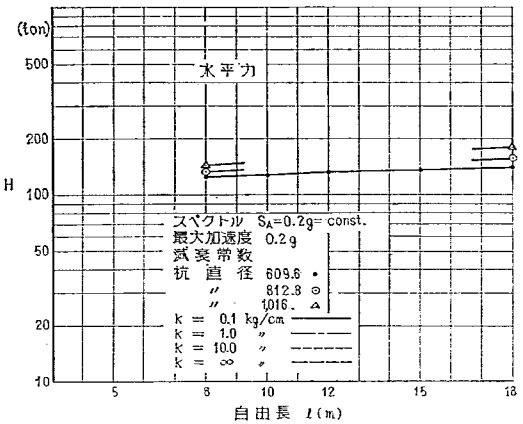
付図-4.8


変位
スペクトル (SA)E-W
最大加速度 0.16g
減衰常数 5%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
k= 0.1 kg/cm³
k= 1.0 〃
k=10.0 〃
k=∞ 〃
(mm)
2,000
1,000
500
200
100
50
20
Zs
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ (m)

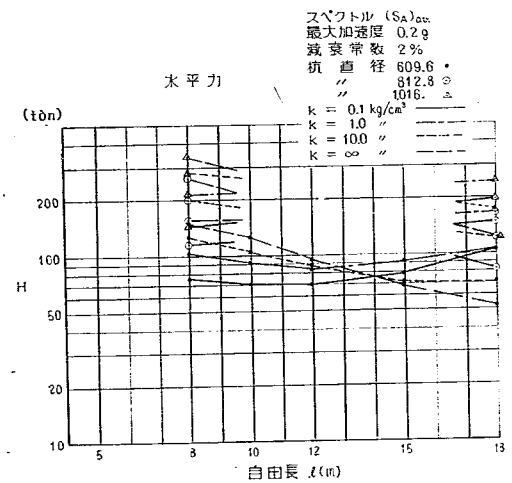
付図-4.9


変位
(mm)
スペクトル (SA)N-S
最大加速度 0.14g
減衰常数 5%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
k= 0.1 kg/cm³
k= 1.0 〃
k=10.0 〃
k=∞ 〃
2,000
1,000
500
200
100
50
20
Zs
5
8
10
12
15
18
自由長ℓ(m)

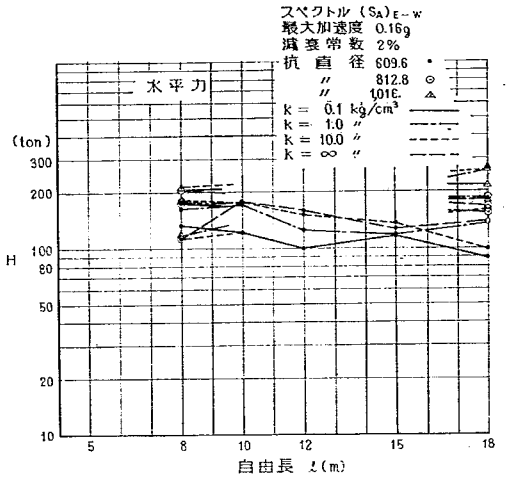
付図-4.10


(ton)
水平力
H
スペクトル S_A=0.2g= const.
最大加速度 0.2g
減衰常数
杭 直 径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
k = 0.1 kg/cm
k = 1.0 〃
k = 10.0 〃
k = ∞ 〃
自由長 l(m)

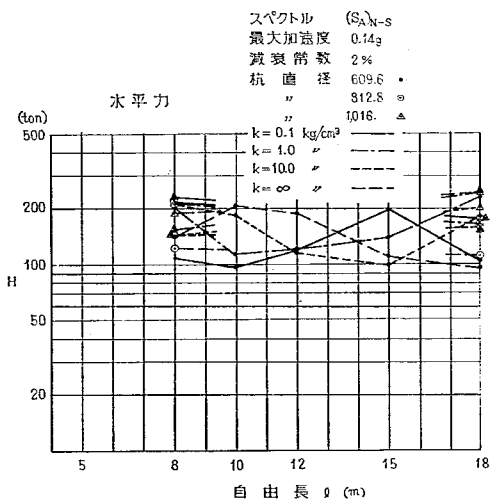
付図-4.11


スペクトル $(S_A)_{av.}$
最大加速度 0.2g
減衰常数 2%
杭 直 径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
k = 0.1 kg/cm²
k = 1.0 〃
k = 10.0 〃
k = ∞ 〃
水平力
(ton)
H
自由長 l(m)

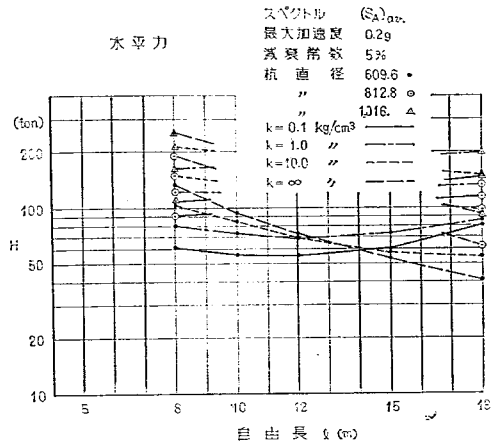
付図-4.12


スペクトル (SA)E-W
最大加速度 0.16g
減衰常数 2%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1,016. △
k = 0.1 kg/cm³
k = 1.0 〃
k = 10.0 〃
k = ∞ 〃
水平力
(ton)
300
200
100
80
50
20
10
H
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ(m)

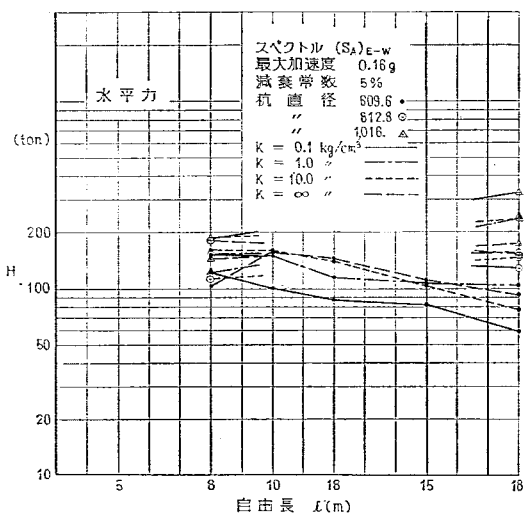
付図-4.13


スペクトル (SA)N-S
最大加速度 0.14g
減衰常数 2%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1,016. △
k= 0.1 kg/cm³
k= 1.0 〃
k=10.0 〃
k= ∞ 〃
水平力
(ton)
500
200
100
50
20
H
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ (m)

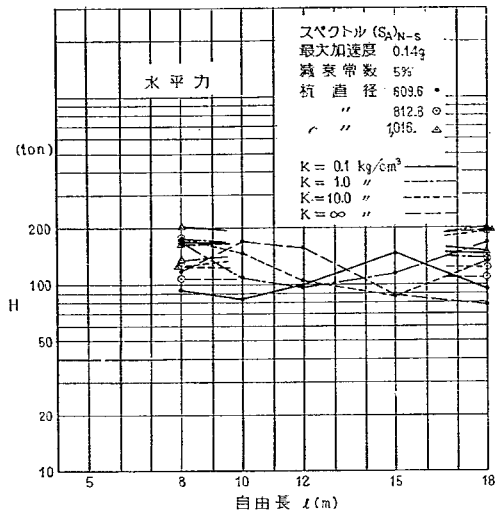
付図-4.14


水平力
スペクトル　$(S_A)_{av.}$
最大加速度　0.2g
減衰常数　5%
杭直径　609.6 •
〃　812.8 ⊙
〃　1,016. △
k = 0.1 kg/cm³
k = 1.0 〃
k = 10.0 〃
k = ∞ 〃
(ton)
200
100
H
50
20
10
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ(m)

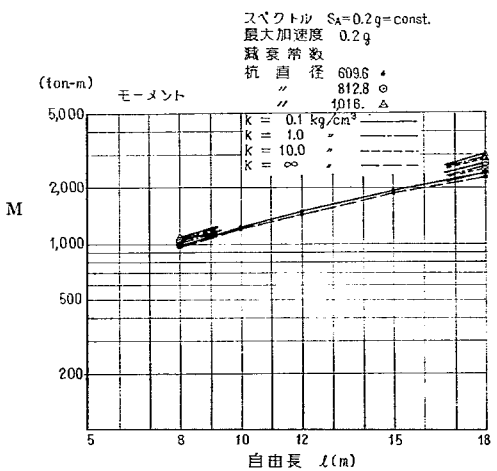
付図-4.15


水平力
スペクトル $(S_A)_{E-W}$
最大加速度　0.16g
減衰常数　5%
杭直径　609.6 •
〃　812.8 ⊙
〃　1016. △
K = 0.1 kg/cm³
K = 1.0 〃
K = 10.0 〃
K = ∞ 〃
(ton)
200
H
100
50
20
10
5
8
10
13
15
18
自由長 ℓ(m)

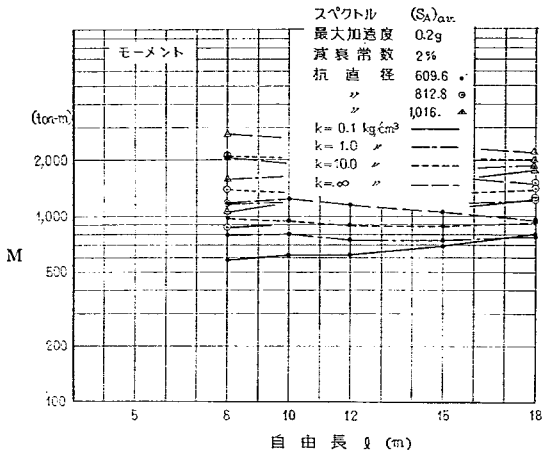
付図-4.16


水平力
スペクトル $(S_A)_{N-S}$
最大加速度 0.14g
減衰常数 5%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
K = 0.1 kg/cm³
K = 1.0 〃
K = 10.0 〃
K = ∞ 〃
(ton)
H
200
100
50
20
10
5
8
10
12
15
18
自由長 l (m)

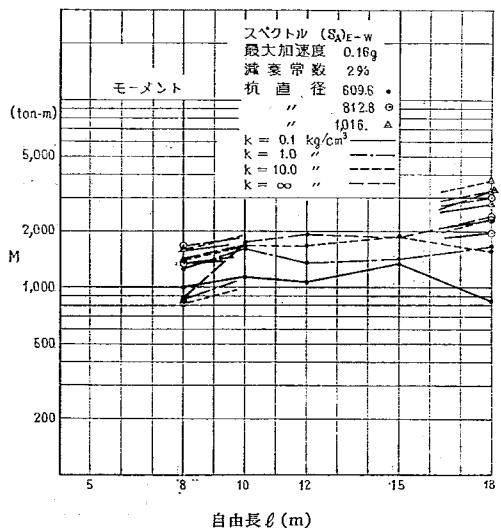
付図-4.17


スペクトル S_A=0.2 g=const.
最大加速度 0.2 g
減衰常数
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
モーメント
(ton-m)
M
5,000
2,000
1,000
500
200
K = 0.1 kg/cm³
K = 1.0 〃
K = 10.0 〃
K = ∞ 〃
5
8
10
12
15
18
自由長 l (m)

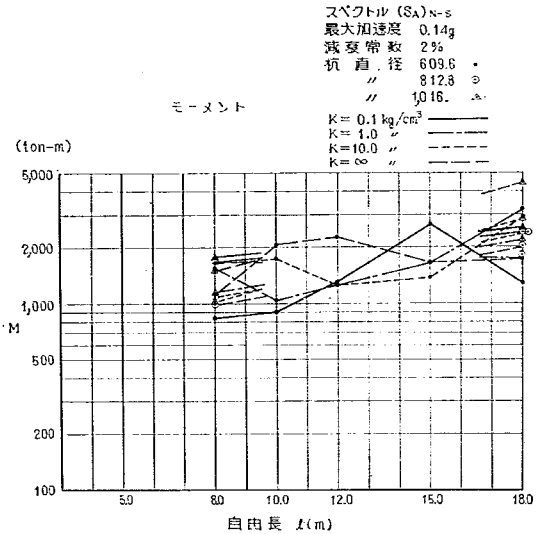
付図-4.18


スペクトル　$(S_A)_{av.}$
最大加速度　0.2g
減衰常数　2%
杭直径　609.6 •
〃　812.8 ⊙
〃　1,016. ▲
k= 0.1 kg/cm³
k= 1.0 〃
k=10.0 〃
k=∞ 〃
モーメント
(ton-m)
M
2,000
1,000
500
200
100
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ (m)

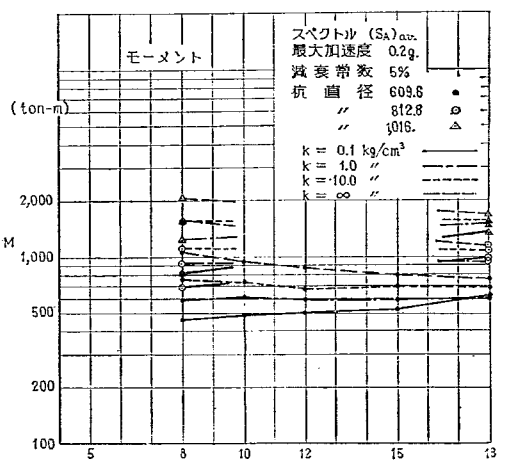
付図-4.19


スペクトル $(S_A)_{E-W}$
最大加速度　0.16g
減衰常数　2%
杭直径　609.6 •
〃　812.8 ⊙
〃　1,016. ▲
k = 0.1 kg/cm³
k = 1.0 〃
k = 10.0 〃
k = ∞ 〃
モーメント
(ton-m)
M
5,000
2,000
1,000
500
200
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ (m)

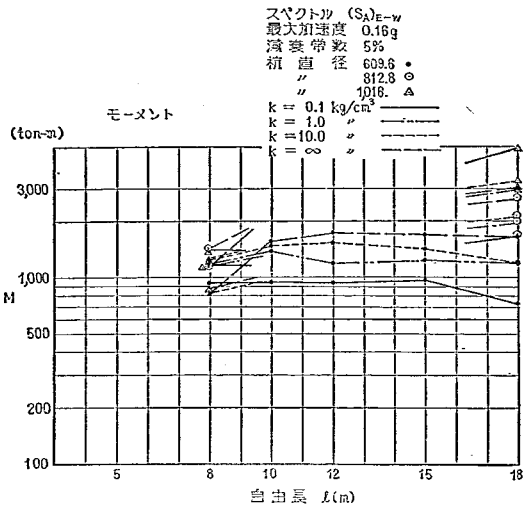
付図-4.20


スペクトル (SA)N-S
最大加速度 0.14g
減衰常数 2%
坑 直 径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1,016. △
K= 0.1 kg/cm³
K= 1.0 〃
K=10.0 〃
K= ∞ 〃
モーメント
(ton-m)
M
5,000
2,000
1,000
500
200
100
5.0
8.0
10.0
12.0
15.0
18.0
自由長 ℓ(m)

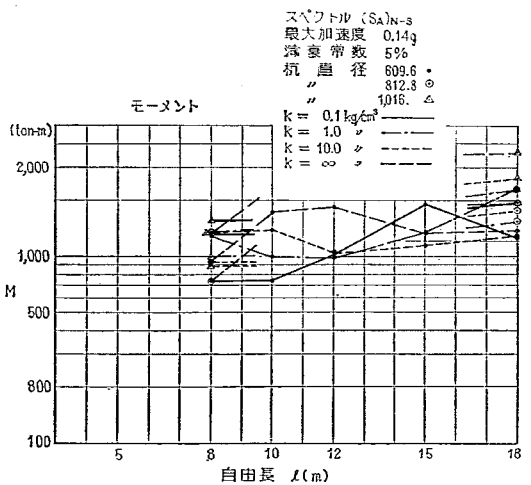
付図-4.21


スペクトル (SA)av.
最大加速度 0.2g
減衰常数 5%
坑 直 径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1,016. △
k = 0.1 kg/cm³
k = 1.0 〃
k =10.0 〃
k = ∞ 〃
モーメント
(ton-m)
M
2,000
1,000
500
200
100
5
8
10
12
15
18
自由長ℓ(m)

付図-4.22

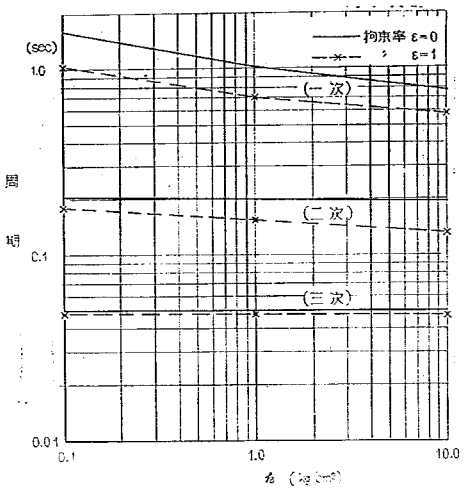

スペクトル $(S_A)_{E-W}$
最大加速度 0.16g
減衰常数 5%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
k = 0.1 kg/cm³
k = 1.0 〃
k = 10.0 〃
k = ∞ 〃
モーメント
(ton-m)
3,000
1,000
M
500
200
100
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ(m)

付図-4.23

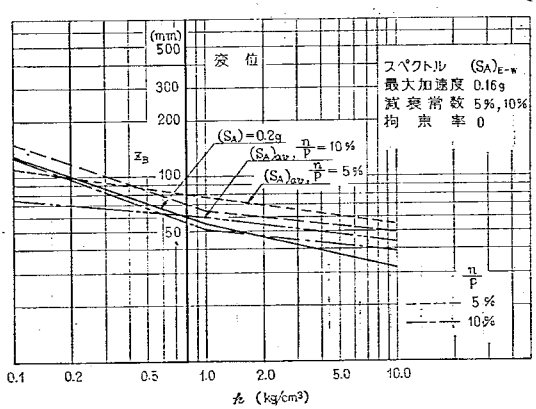

スペクトル $(S_A)_{N-S}$
最大加速度 0.14g
減衰常数 5%
杭直径 609.6 •
〃 812.8 ⊙
〃 1016. △
k = 0.1 kg/cm³
k = 1.0 〃
k = 10.0 〃
k = ∞ 〃
モーメント
(ton-m)
2,000
1,000
M
500
800
100
5
8
10
12
15
18
自由長 ℓ(m)

付図-4.24

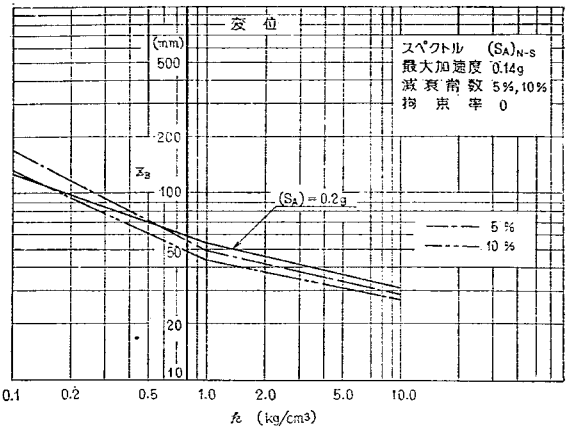
八千代橋



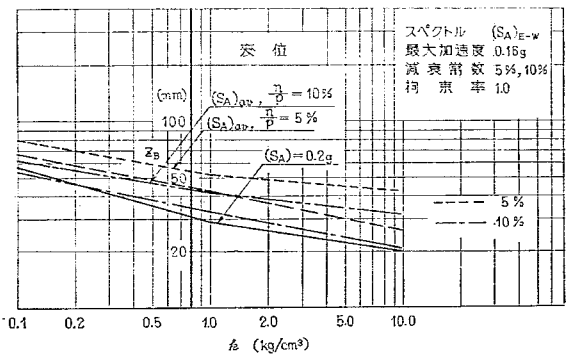
付図-4.25



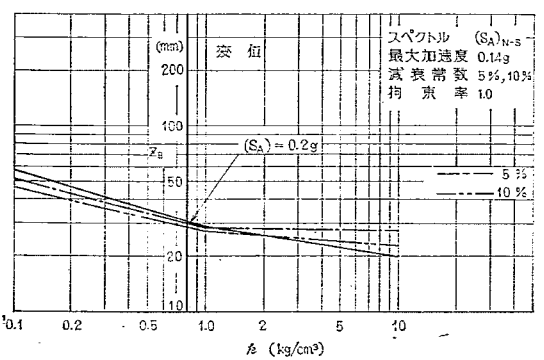
付図-4.26



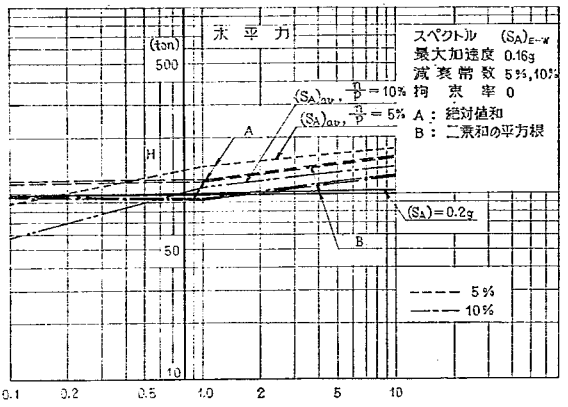
付図-4.27



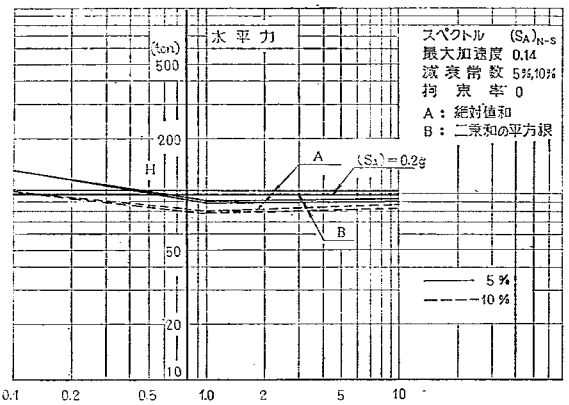
付図-4.28



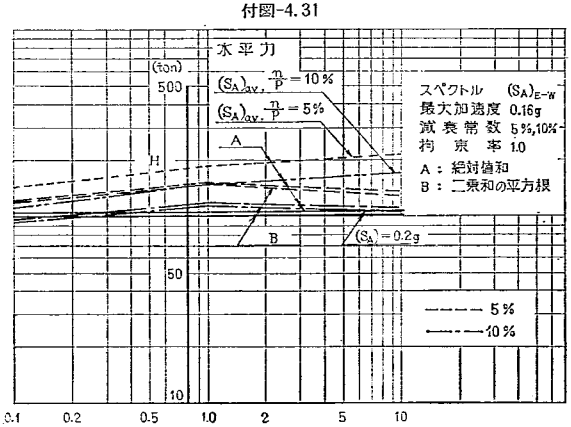
付図-4.29



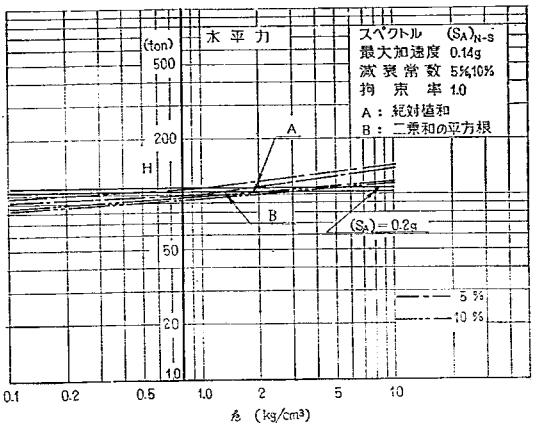
付図-4.30



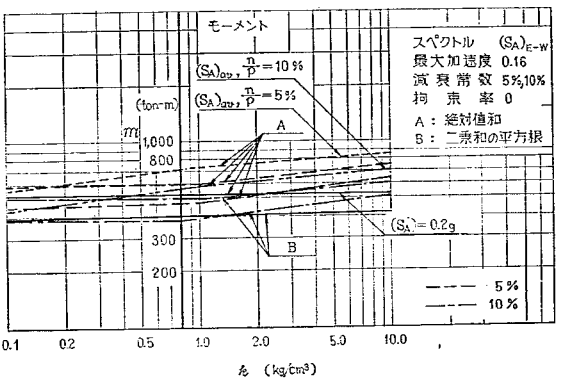
付図-4.31



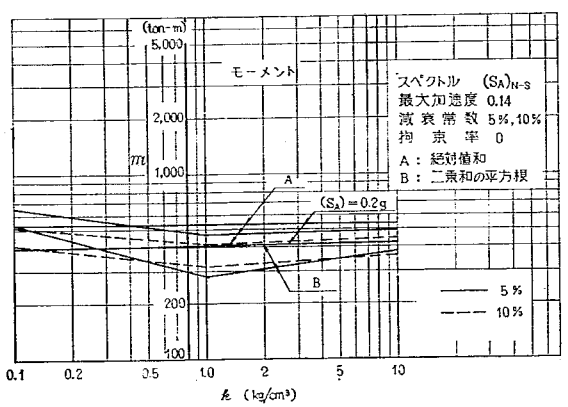
付図-4.32



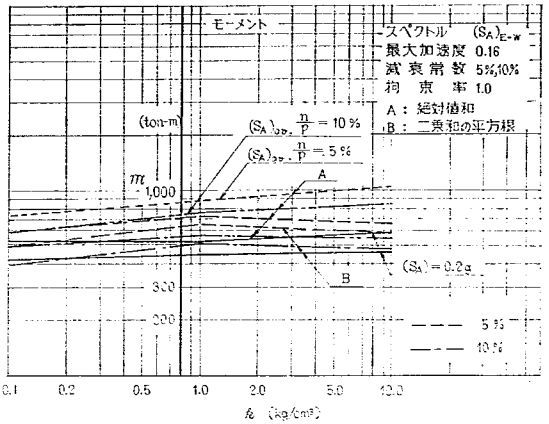
付図-4.33



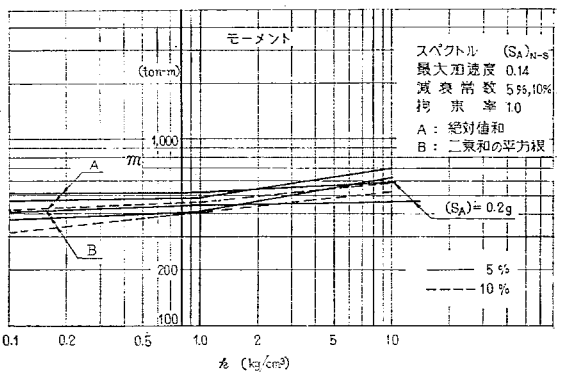
付図-4.34



付図-4.35


モーメント
スペクトル (SA)E-W
最大加速度 0.16
減衰常数 5%,10%
拘束率 1.0
A：絶対値和
B：二乗和の平方根
(ton-m)
(SA)20, n/P = 10 %
(SA)5, n/P = 5 %
m
1,000
300
200
A
B
(SA) = 0.2g
5 %
10 %
0.1
0.2
0.5
1.0
2.0
5.0
10.0
fc (kg/cm²)

付図-4.36


モーメント
スペクトル (SA)N-S
最大加速度 0.14
減衰常数 5%,10%
拘束率 1.0
A：絶対値和
B：二乗和の平方根
(ton-m)
1,000
m
A
B
(SA) = 0.2g
200
100
5 %
10 %
0.1
0.2
0.5
1.0
2
5
10
fc (kg/cm²)

付図-4.37

新潟地震調査報告

第6編　下水道関係の被害

（昭和40年1月）

杉木昭典*
村上健**

目　次

1．地盤沈下と下水道整備状況について……（1）
2．下水道施設の被害の概況……（4）
3．被害の解析について……（5）
〔1〕ポンプ場の被害……（5）
（1）沈砂池……（5）
（2）上屋およびポンプ……（7）
〔2〕下水管渠の被害……（8）
〔3〕考　察……（9）
（1）動的な要因による浮力……（9）
（2）地盤沈下と被害……（9）
（3）ポンプの形式等……（9）
（4）伸縮目地……（9）
（5）吐出井からの漏水……（10）
（6）下水管マンホールの浮上り……（10）

1．地盤沈下と下水道整備状況について

新潟市の都市排水計画は地盤沈下に関連して計画されたものであり，地震による下水道施設の被害もまた地盤沈下に少なからず関係があると思われるので，先づ地盤沈下について概要を述べる。

新潟市およびその周辺地区は，明治31年の水準測量開始以来，わずかながら土地が沈下していく傾向にあったが，昭和30年の測量により沈下の加速が認められ，昭和33年には，かなりの範囲が1年間に20cm以上も沈下し，著しいところでは一年間に40cmをこえた。このため中央，地方を通じて，原因の究明，応急，恒久対策が行われ，下水道施設は39年度においてほぼ完成の段階になっていた。昭和34年5月より，地盤地下を観測するためいく本かの井戸が設置され，その観測結果を示すと図-1のごとくなっていた。

この図からもわかるように，地盤沈下は，深度1,200mをこえて，各層にわたっており，その原因は天然ガス採集にともなう地下水の大量揚水であると判定され，34年9月頃から揚水の規制が行われ，次第に地盤沈下も小康をえてきた。例えば山の下地区1,200m井戸では34.3～35.2月0.686mm/Dであったものが，37.3～37.8最大値の27%，0.188mm/Dまで減少した。したがって，

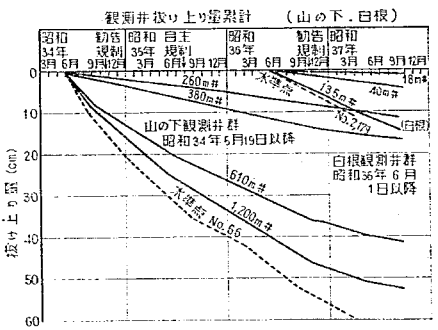


図-1

新潟市における都市排水計画は，臨港地区の二等水準点No.22が昭和35年3月より，昭和40年まで70cm，45年まで120cm沈下するものとして計画されたのである。35年3月および最大沈下量120cmのときの最終推定地盤高は図-2，図-3に示す。

したがって，最終沈下量1.20m案にしたがって既設ポンプ場の沈下量を予想すると図-4のごとくなる。

新潟市においては，地盤沈下による排水不良を改善するため，表-1に示す事業を昭和33年より38年の6年間総額約16億を投じ，下水道およびポンプ場施設を整備し（表-2参照）昭和40年度において恒久対策も完成せんとする直前にあった。

* 河川部下水道研究室長
** 河川部下水道研究室研究員

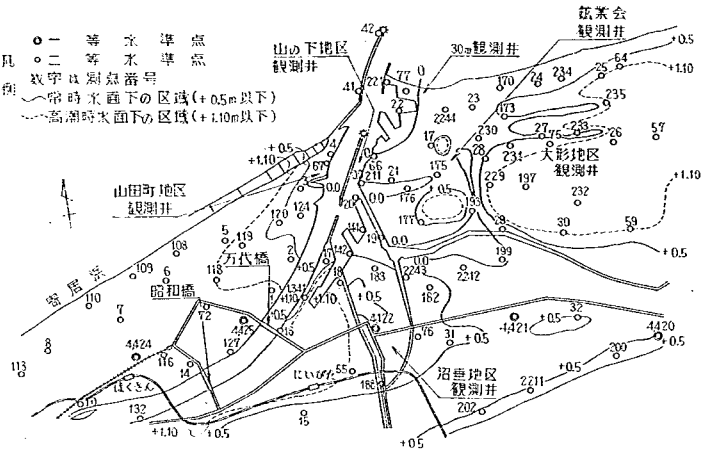


図-2　昭和35年3月の地盤高図

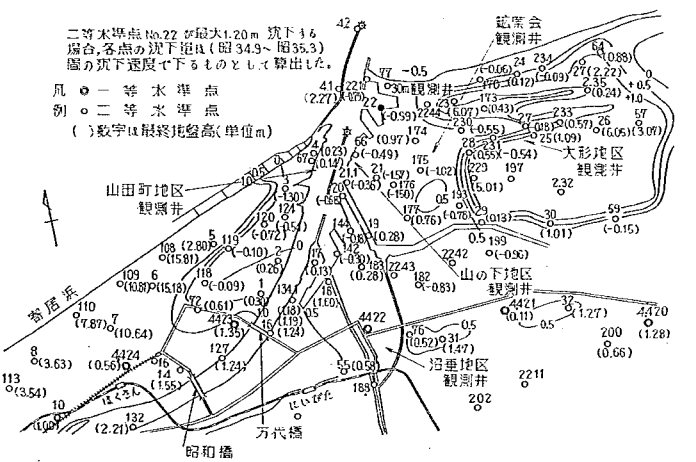


図-3　昭和35年3月より最大1.20mの推定地盤高図

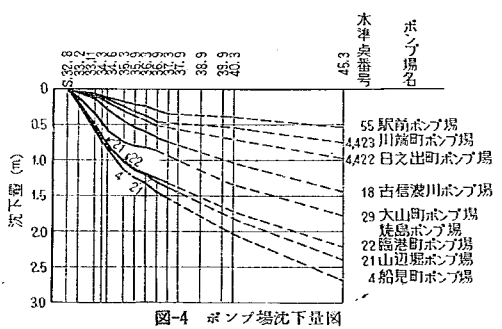


図-4　ポンプ場沈下量図

表-1　都市排水事業決定一覧実

区分	排水区名	計画決定年度	事業決定年度	執行年度	排水面積	有効面積	計画人口	晴天時下水量	降雨時下水量
					ha	ha	人	m³/s	m³/s
公共下水道区域	第一排水区	S27	S27						
	〃	S32	S32	S32～S39	390.95	253.18	88,614	0.852	15.013
	山辺堀 〃	S33	S33	S33～S39	151.59	110.68	38,740	0.610	3.307
	臨港町 〃	〃	〃	〃	189.67	73.70	13,655	0.555	3.282
	日の出町 〃	〃	〃	〃	81.25	61.24	21,436	0.269	1.876
	古信濃川 〃	S34	S34	S34～S39	93.55	55.04	19,265	0.332	2.305
	小計				907.01	553.84	181,710	2.618	25.783
都市下水路区域	第3号大山下水路	S33	S33	S33～S35	289.6	—	—	0.734	3.070
	第4号焼島 〃	〃	〃	〃	60.8	—	—	0.464	2.194
	第5号駅裏 〃	〃	S34	S34～S37	97.0	70.00	—	0.147	2.203
	第6号木戸 〃	〃	—	—	294.05	235.00	70,500	0.650	4.595
	第7号松浜 〃	S35	S35	S35～S37	117.67	85.72	29,970	0.115	3.629
	第8号第二越 〃	〃	〃	〃	229.0	116.91	40,919	0.355	6.965
	第9号本馬越 〃	S36	S36	S36～S39	31.95	27.77	9,720	0.050	0.880
	小計				1,120.07	—	—	2.515	22.936
計					2,027.08	—	—	5.133	48.719

表-2　現有ポンプ場施設内容一覧表

区分	ポンプ場名	ポンプ 型式	口径	容量	計画全揚程	予備揚程	台数	原動機 執行年次	種別	計画馬力	摘要
			mm	m³/分	m	m	台			PS	
公共下水道区域	船見町ポンプ場	竪軸軸流	400	20.4	6.4	—	1	S31	電動機	45	一般下水道事業
		〃	700	53.1	5.2	1.00	1	S33	重油機関	110	
		横軸斜流	1,000	140.0	6.7	1.00	1	S34	〃	280～300	
	早川堀ポンプ場	横軸斜流	550	45.0	5.2	1.20	1	S35	電動機	75kw	地・沈・応急対策事業
		〃	700	60.0	4.5	1.20	1	S36	重油機関	130	
		〃	900	110.0	4.6	1.20	1	S35	〃	240	
		〃	1,200	190.0	4.2	1.20	1	S35	〃	250	
	西堀ポンプ場	竪軸軸流	300	8.5	3.3	—	1	S28	電動機	10kw	一般下水道事業
		〃	500	25.4	3.3	—	1	S28	〃	35	
		〃	700	59.3	3.3	—	1	S28	〃	75	
	川端町(多門川)ポンプ場	横軸軸流	400	20.0	3.7	—	1	S35	電動機	30	地・沈・応急対策事業
		〃	600	44.0	3.3	0.50	1	S36	重油機関	96	
		〃	700	64.0	2.82	0.70	1	S35	〃	96	
		〃	800	80.0	3.0	0.50	1	S35	〃	96	
	山辺堀ポンプ場	横軸軸流	550	37.0	3.1	0.75	1	S33	電動機	40	〃
		〃	800	81.0	2.4	0.75	1	S33	重油機関	88	
		横軸斜流	800	81.0	3.7	1.00	1	S34	〃	130	
	臨港町ポンプ場	〃	500	30.0	4.2	1.00	1	S33	電動機	50	〃
		〃	800	84.0	4.0	1.00	1	S33	重油機関	165	
		〃	800	84.0	4.6	1.00	1	S34	〃	200	
	日の出町ポンプ場	横軸軸流	400	21.0	3.2	0.50	1	S33	電動機	30	〃
		〃	900	91.6	2.2	0.50	1	S33	重油機関	130	
	古信濃川ポンプ場	横軸斜流	400	20.0	4.0	0.70	1	S34	電動機	30	〃
		横軸軸流	700	55.0	3.0	0.70	1	S34	重油機関	96	
		横軸斜流	800	85.0	3.6	0.70	1	S35	〃	120～130	
	駅前ポンプ場	竪軸斜流	500	30.0	4.2	0.25	1	S33	電動機	45	区画整理事業
		横軸軸流	900	107.0	2.9	0.25	1	S33	重油機関	125	
		〃	900	107.0	2.9	0.25	1	S33	〃	125	
都市下水路区域	大山町ポンプ場	横軸軸流	600	35.0	2.6	0.70	1	S33	電動機	40	地・沈・応急対策事業
		〃	800	60.0	2.1	0.20	1	S33	〃	50	
		横軸斜流	900	105.0	3.1	1.00	1	S35	重油機関	150～165	
	焼島ポンプ場	横軸軸流	500	27.3	2.72	0.70	1	S33	電動機	30	〃
		〃	900	92.4	2.9	0.70	1	S34	重油機関	130	
	駅裏ポンプ場	横軸斜流	500	30.0	3.4	0.50	1	S34	電動機	50	〃
		横軸軸流	1,100	130.0	3.0	0.56	1	S35	重油機関	180～200	
	松浜ポンプ場	横軸斜流	400	22.0	4.8	0.70	1	S35	電動機	40	〃
		〃	800	80.0	4.3	0.70	1	S35	重油機関	160	
		〃	900	106.0	4.3	0.70	1	S36	〃	200	
	蔵所堀ポンプ場	竪軸斜流	400	22.0	6.3	1.00	1	S35	電動機	37kw	〃
		〃	400	22.0	6.3	1.00	1	S36	〃	37kw	
		〃	900	109.0	5.2	1.00	2	S35	重油機関	200	
		〃	900	109.0	5.2	1.00	2	S36	〃	200	
	本馬越ポンプ場	竪軸斜流	300	12.0	5.7	0.60	1	S36	電動機	25	〃
		〃	600	50.0	5.0	0.60	1	S36	重油機関	96	

2. 下水道施設の被害の概況

下水道施設の被害は大別すると，ポンプ場関係と下水管渠関係にわけられるがいずれも潤滅的被害を受けた。ポンプ場の被害は沈砂池の破壊・亀裂，上屋の傾斜・陥起または陥没，ポンプの軸の偏心，吐出井・吐出水路の破壊等がある。これらをまとめて表-3に示す。

管渠は埋設総延長55,000mに対し，約60%の31,300mが被害を受け流通が不可能になった。被害状況を図-5に示す。特に目立った現象は下水管，マンホールが浮上がったことである。浮上り現象が見られたのは主として地下水位の高い砂質地盤のところであったが，浮上りが起らなかった地盤のところでも，カラーがはずれて砂が管内に流入したり，あるいは土圧で管がつぶれたり（道路が舗装してある場合）して流通が不可能になった場合もある。

その他，多くの開渠で側壁が崩れる等の被害があった。

表-3 ポンプ場被害状況

図面番号	ポンプ場名（排水区）（名称）	排水面積 (ha)	ポンプ施設内容(口径) (mm)	ポンプ稼動状況	被害状況 ポンプ諸機械	建物	沈砂池	吐出井吐出水路	管きょ	備考	被害額
									(m)		(千円)
1	船見町	390.95	400(M) 700(D) 1,000(D)	○ × ○	傾斜軸の歪み	傾斜床亀裂	傾斜，破壊	破壊，寸断	2,367	原形復旧困難	386,900
2	早川堀		550(M) 700(D) 900(D) 1,200(D)	○ ○ ○ ○	傾斜	傾斜	傾斜，破壊	傾斜，亀裂	1,789	〃	392,500
3	西堀		300(M) 500(M) 700(M)	○ ○ ○	—	—	—	—	2,300	既設ポンプ場利用可能	69,500
4	川端町		400(M) 600(D) 700(D) 800(D)	○ ○ ○ ○	傾斜	傾斜	傾斜，亀裂	傾斜，亀裂	792	原形復旧困難	173,000
5	臨港町	189.67	500(M) 800(D) 800(D)	× ○ ○	傾斜，冠水	傾斜	各所亀裂1部破壊漏水	寸断，破壊	3,773	〃	359,300
6	山辺堀	151.59	550(M) 800(D) 800(D)	○ ○ ○	傾斜，冠水	傾斜	各所に亀裂，漏水	亀裂，漏水	1,734	〃	213,300
7	日の出町	81.25	400(M) 900(D)	○ ○	傾斜軸の歪み	周囲側溝破壊	—	亀裂，傾斜	2,230	既設ポンプ場利用可能	86,800
8	古信濃川	93.55	400(M) 700(D) 800(D)	○ ○ ○	傾斜	傾斜，陥起	傾斜，亀裂，破壊	亀裂，漏水	3,861	原形復旧困難	328,500
9	蔵所堀	135.00	400×2台(M) 900×2台(D)	× ○	傾斜	傾斜	傾斜，亀裂，一部破壊	亀裂，破壊	4,899	〃	667,000
10	松浜	117.67	400(M) 800(D) 900(D)	○ ○ ○	—	—	—	亀裂	933	既設ポンプ場利用可能	57,300
11	東大山町	289.60	600(M) 800(D) 900(D)	○ × ○	傾斜	傾斜，陥起	破壊	吐口の御堰倒壊，破壊	1,643	原形復旧困難	143,900
12	焼島	60.80	500(M) 900(D)	× ×	傾斜，水没	傾斜，陥没	亀裂	切断，破壊，漏水	347	〃	83,500
13	木馬越	31.95	300(M) 600(D)	○ ○	—	周囲側溝破壊	亀裂，破壊，漏水	切断	—	既設ポンプ場利用可能	4,500
14	駅前	87.00	500(M) 900(D) 900(D)	○ ○ ○	—	—	—	—	3,814	〃	147,600
15	駅裏	97.00	500(M) 1,100(D)	○ ○	—	—	—	—	790	〃	24,100
16	木戸	291.50	別途単独にて施行								
	計	2,027.08							31,272		3,137,700

(注)　(D) 重油機関　(M) 電動機　○ 稼動可能　× 稼動不可能

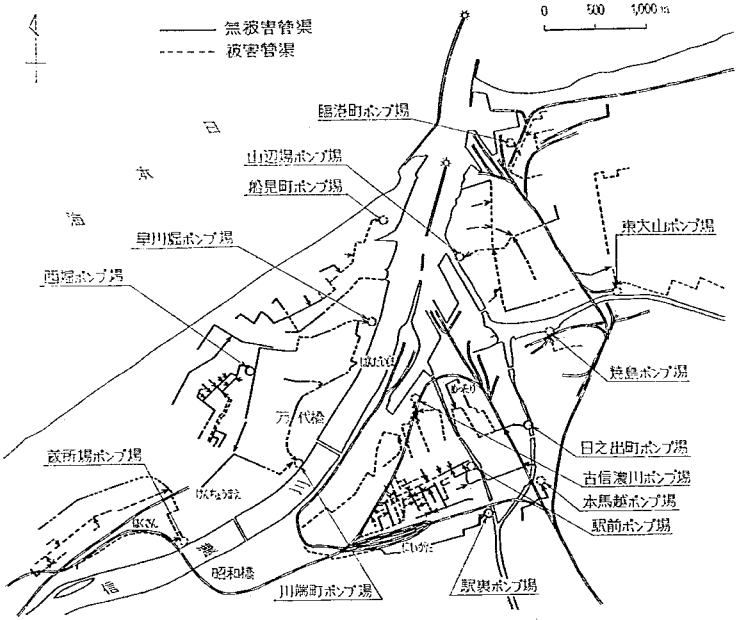


図-5　管　渠　被　害　状　況

3.　被害の解析について

〔1〕 ポンプ場の被害

（1） 沈 砂 池

ポンプ場の被害で最も特徴的なのは沈砂池の被害である。中でも蔵所堀，古信濃川，川端町の各ポンプ場の沈砂池は中央部で「く」の字型に折れている。（図-6，写真-1参照）

（川端場ポンプ場の沈砂池には側壁・隔壁の中央部に伸縮目地があり，その部分で切れているが，他のポンプ場においては目地はない。）

このような破壊は次のような課程で起ったと推定される。

① 地下水位または地下水圧の増加によって浮力が働

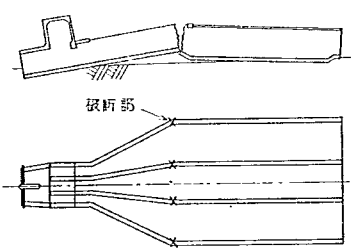


図-6　沈砂池破壊状況

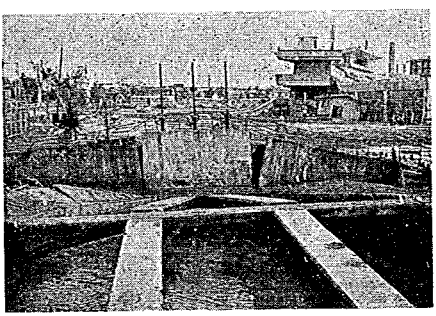


写真-1　蔵新堀ポンプ場沈砂池および水門破損状況

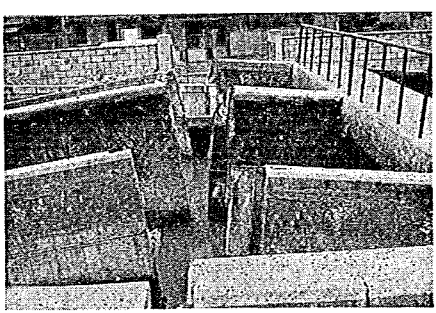


写真-2　川端町ポンプ場沈砂池破損状況

く。また沈砂池側壁と砂との間の摩擦は，砂の液状化のためにほとんど働かなくなり，浮上り易い状態になる。

② 浮力により沈砂池とポンプ井との間の伸縮目地が切れて沈砂池が浮上る。この場合便宜的に破断した部分によって沈砂池前部（流入側）と沈砂池後部（吐出側）に別けると，前部と後部では重量・底面積比が非常に異るので（蔵所場ポンプ場については前部で3.87ton/m²，後部で5.64ton/m²）浮上りの状態は図-7のようになる。



図-7　沈砂池の浮上り

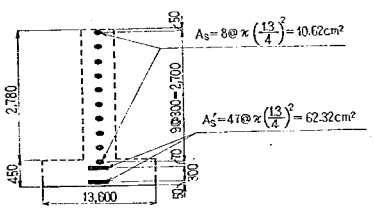
③ 沈砂池後部は支持を失ない，ほぼ破断部で支持された片持梁の状態になって自重及び地震荷重によるモーメントで破壊する。

このような推定に基ずいて蔵所場ポンプ場について，どの程度の応力が働いたかをチェックするために，弾性応力計算を行ってみる。

正の曲げモーメントを受ける複鉄筋T型梁として計算する。

○断　面

底版をT型梁の突縁と考えると，突縁の有効幅は底版の全幅として良いので簡便のため沈砂池の側壁と隔壁を1カ所にまとめ図-8の様な断面とする。



単位：mm

図-8　沈砂池断面図

○中立軸の算定

中立軸が突縁内，しかも下から1番目と2番目の鉄筋の間にあると仮定すると，釣合条件から

$$nA_s'\sigma_s'+\frac{b}{2}\sigma_c x=n\sum_{i=1}^{10}A_s\sigma_{si}+nA_s'\sigma_s \cdots\cdots\cdots(3\text{-}1)$$

但し x；下面から中立軸までの距離 cm

A_s；腹部の鉄筋面積（1段）$=\pi\left(\frac{1.3}{2}\right)^2\times 8$

$=10.62cm^2$

A_s'；突縁の鉄筋面積（1段）$=\pi\left(\frac{1.3}{2}\right)^2\times 47$

$=62.32cm^2$

n；鉄筋とコンクリートのヤング率の比$=15$

σ_s；突縁の引張鉄筋の応力 kg/cm²

σ_{si}；腹部の引張鉄筋の応力 kg/cm²

σ_s'；突縁の圧縮鉄筋の応力 kg/cm²

σ_c；コンクリートの圧縮応力 kg/cm²

b；突縁の幅

(3-1)式に次のような関係を代入して整理すると(3-2)式となる。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_s' &= n\sigma_c\frac{(x-5)}{x}\\ \sigma &= n\sigma_c\frac{(35-x)}{x}\\ \sigma_{si} &= n\sigma_c\frac{(d_i-x)}{x}\end{aligned}\right\}$$

但し d_i；下面から各鉄筋までの距離

$$x^2+\frac{2n}{b}(10A_s+2A_s')\,x=\frac{2n}{b}\times\left\{\sum_{i=1}^{10}b_iA_s+(5+35)A_s'\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(3\text{-}2)$$

これを解いて

$$x=-\frac{n}{b}(10A_s+2A_s')+\sqrt{\left\{\frac{n}{b}(10A_s+2A_s')\right\}^2+\frac{2n}{b}\left\{\sum_{i=1}^{10}d\,A_s+40A_s'\right\}}$$

A_s，A_s'，n，b，d_i に数値を与えて計算すると

$x=19.3cm$

○断面2次モーメントの算定

$$I=\frac{1}{12}bx^3+\frac{1}{2}bx^3+nA_s'[(x-5)^2+(35-x)^2]+nA_s\left[\sum_{i=1}^{10}(d_i-x)^2\right]$$

数値を代入して計算すると

$I=5.76\times10^7cm^4$

○沈砂池後部の死荷重および地震荷重によるモーメントの算定。

鉄筋コンクリート，無筋コンクリートの単位体積重量をそれぞれ 2.4ton/m³，2.3ton/m³ とする。

底版重量

$0.45\times13.60\times\{15.40+1.00+0.30+2\times(0.60^2+0.48^2)^{1/2}\}\times2.4=268ton$

側壁重量

$2\{(0.25+0.45)\times3.20\times1/2\times16.90\}\times2.4$

$=91ton$

隔壁重量

$2\times0.35\times3.20\times16.90\times2.4$

$=91ton$

敷均コンクリート重量

$0.20\times13.60\times\{15.40+1.00+0.30+2\times(0.60^2+0.48^2)^{1/2}\}\times2.3=114.1ton$

したがって沈砂池後部の自重 W は

$W=564t$

地震による上下方向最大加速度を50ガルとすると，モーメント M は

$$M=\left(1+\frac{50}{g}\right)\times W\times\frac{L}{2}$$

但し　g：重力の加速度＝980cm/sec²

$\frac{L}{2}$：アームの長さ＝$\frac{16.9}{2}$m

数値を代入して計算すると

M=5,000t·m=5×10⁵kg·cm

○応力の計算

$\sigma=\frac{M}{I}y$ により，

最上部の鉄筋の応力 σ_{s1} は

$$\sigma_{s1}=\frac{5\times10^5}{5.76\times10^7}\times(312-19.3)=2,540\text{kg/cm}^2$$

コンクリートの応力 σ_c は

$$\sigma_c=\frac{5\times10^5}{5.76\times10^7}\times19.3=168\text{kg/cm}^2$$

SS39の降伏強度は 3,900×0.7=2,700kg/cm² であるから，σ_{s1} は降伏強度よりも小さく，少なくとも破断は起らないような計算結果を得たが，実際には破断が起きた。この理由としての次の2つが考えられる。

① 破断部付近に鉄筋の継手があり，引張りによって抜けた鉄筋が若干あったので，鉄筋の有効断面積が設計図に示されている断面積よりも少なかったこと。

② 破断部の底版に目地があり，底版の圧縮を受ける部分すべてが断面2次モーメントに寄与するかどうか疑わしいこと。

③ 上下方向最大加速度50ガルは建物内部の強震計の記録の数字であるが，浮上がった沈砂池の振動の場合にはもう少し大きくなっている可能性があること。

④ 計算を弾性応力計算によって行ったが，破断時は塑性状態になっていること。

なお古信濃川ポンプ場の沈砂池の場合には，鉄筋はイールドして伸びてはいるが破断しておらず図-9に示すように，沈砂池のポンプ井側が浮上がった格好になっている。

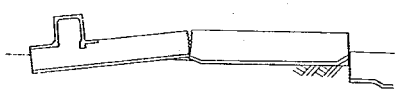


図-9　古信濃川ポンプ場沈砂池破壊状態

浮力に対する考察

地震時には沈砂池はほとんど空の状態であり，また側壁の摩擦抗力はほとんど働らかなかったと考えられるので，沈砂池の自重に対抗するだけの浮力があれば沈砂池は持ち上がる。したがって地下水位が，沈砂池底面より（自重／底面積）mだけ高ければ浮上がる。例えば蔵所堀ポンプ場の場合には，（自重／底面積）＝2.75ton/m²であり，底版の深さは地表面から約5.5mである。地震時には地下水位がほぼ地表面まで達したと推定されるので，浮上がりに必要な水位の約2倍の水位があったと考えられる。

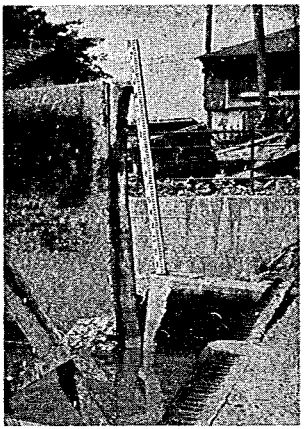


写真-3　古信濃川ポンプ場沈砂地破損状況

加えて，地震による地下水圧の増加の大部分は地下水位の増加に転換して考えてよいと思われるが，一部分は動水圧として沈砂池底版に直接作用したと思われる。

その他沈砂池関係の被害として，東大山ポンプ場の沈砂池では隔壁が崩壊している。これは地震の震動そのものによるものと思われる。れの他ほとんどすべての沈砂池が傾斜したり，大小の亀裂が入ったりしている。

（2）　上屋およびポンプ

16カ所のポンプ場のうち，10カ所において上屋が傾斜，冠水等の被害を受けている。冠水したものを除くと，その多くは地盤に較べて相対的に隆起している。これは，一つには浮力のためであると考えられるが，加えてポンプ井の基礎杭は沈砂池の場合よりも深い層にまで打ってあり，基礎杭が堅い層まで達している場合には，中間のゆるい砂層が締め固められて，相対的には地盤のみが沈下したケースもあると推定される。

ポンプの被害は軸の偏心，冠水または水没による損傷が主たるものであるが，その他吸込管の破壊，珍らしい例として軸流ポンプがポンプの継目で破壊している例もある。（焼島ポンプ場）これ等は吸込管または吐出管と，それを保持するコンクリートの動きが一致していなかったためと思われる。軸の偏心を生じたポンプは，横軸軸流ポンプ2，横軸斜流ポンプ1，竪軸斜流ポンプ1の計4基である。かなり傾斜したポンプ室が多かったにもかかわらず，軸の偏心を生じたポンプが比較的少なかったのはポンプ室の床が1体になっていたためである。軸の偏心及びポンプ本体の破壊を防ぐためには，必要な部分を1体構造にする必要がある。冠水したポンプ場は

臨港町，山辺堀，焼島の各ポンプ場であるが，これ等のポンプ場はいずれも潰滅的な被害を受けた。

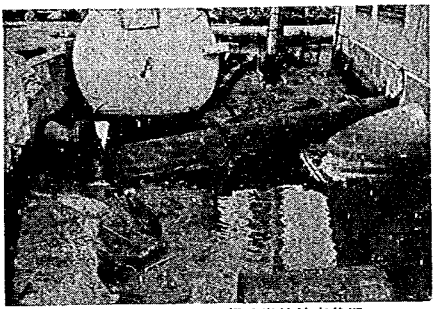


写真-4　焼島ポンプ場吐出管被害状況

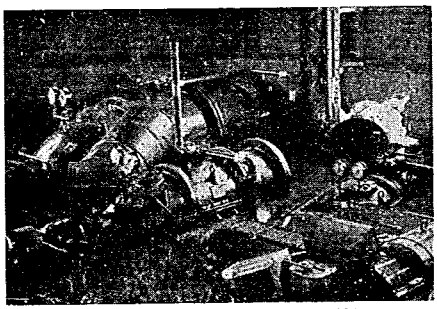


写真-5　焼島ポンプ場，軸流ポンプが切断している

〔2〕 下水管渠の被害

下水管，マンホールの浮上りは国鉄白山駅裏付近の西新潟第2排水区幹線で顕著であった。この区間では径600mm～1,200mmの各種の下水管がマンホールと共に数10cmから1m程度，著しいところでは2m程度も浮上がった。

この地域の代表的な下水管の基礎図を図-10に，マンホール（4号マンホール）の敷設図を図-11に示す。こ



土被り1.2m位あったヒューム管が地上に浮上，人孔も同じヒューム管目地切れのため道路の陥没がはなはだしい。

写真-6　西新潟第二排水区幹線第3号被害状況（川岸町越後線沿道）

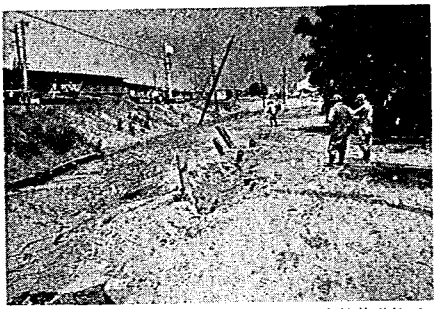


写真-7　西新潟第二排水区幹線第3号下水管基礎杭が地上に浮出している（川岸町越後線沿道）



写真-8　松浜工区幹線第2号下水道管隆起状況（この辺は土被り1.50mあった）



写真-9　西新潟第二排水区幹線人孔突出状況



写真-10　大山工区幹線水路（開渠）破損状況

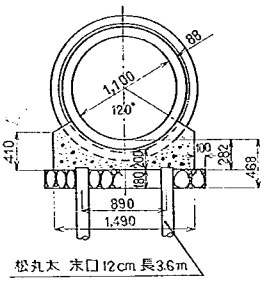


図-10　1,100mm下水管の基礎

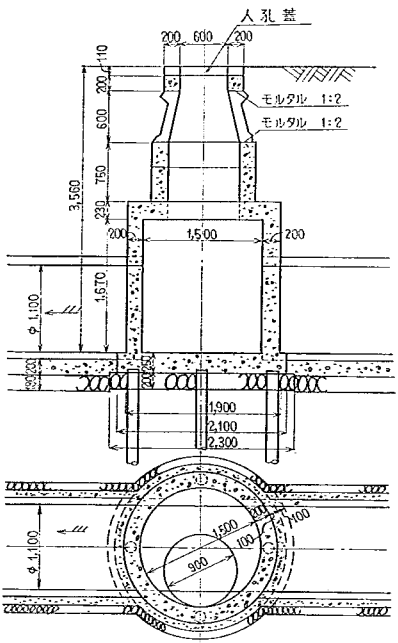


図-11　4号マンホール

㊀地域の地盤はn値が10以下の非常にゆるい砂質地盤であり，しかも地下水位が高い。したがって地震動によって地下水圧が上昇し，地盤が震動すればクイックサンド現象が起る可能性が十分ある。このような地盤を考慮に入れれば浮上りの原因として次の2つが考えられる。

①　浮力および水の吹上げで持ち上げられる。

地震時には晴天であったから管，マンホール内は空であったと考えられ，この場合例えば径700mmのヒューム管の見かけの比重は0.64，径1,200mmの管では0.35，3号マンホールの見かけの比重は1.2となる。したがって砂が液状化すればかなりの浮力が働く。

②　下水管，マンホールは地盤の動きと一致して動かないので，地震の上下動，水平動によって除除に押し上げられる。

この2つの原因のうちいずれが支配的であるかは不明であるが，下水管のカラーがはずれて中に水，砂が流入する迄は①の原因が支配的であると思われる。

〔3〕考　察

（1）動的な要因による浮力

沈砂池に限らず下水処理施設は一般的にいって地盤の低い所に建設されるので，地下水位が高い場合には，浮力に対して安全であるよう設計することと定められている。しかし静的な浮力に対しては安全であるが，動的な要因による浮力に対しては配慮が足りない場合がある。地震時には地下水位または地下水圧が急激に増加し，また側壁と土との間の摩擦力が働らかなくなる可能性があるので，これ等の影響も考慮しておく必要がある。これに対する対策として第1に沈砂池の自重を増すことが考えられる。しかし軟弱地盤においては自重を増すこと自体得策ではなく，加えて地下水位が沈砂池底部から5～6m以上ある場合には，浮力に対抗出来る程自重を大きくすることは困難である。このような場合には地盤の改良と共に，引抜きにも抵抗する杭を用いる等他の方法も考慮すべきであろう。

（2）地盤沈下と被害

図-4にポンプ場の沈下量が示してあるが，これ等のポンプ場のうちで沈下量の大きいもの（船見町，山辺堀，臨港町，焼島，大山，古信濃川の各ポンプ場）は，いずれも原形復旧が困難なほど大きな被害を受けている。沈下量は地盤の良否の一つの目安であるから当然のことといえるが，一面地盤沈下によって地下水位が上昇したこと，および水面より低くなったため冠水したこともその原因であろう。地盤沈下が予想されるところでは，それに応じて地下水位が高くなることを考慮して浮力の計算をする必要がある。

（3）ポンプの形式等

ポンプ場の地盤が低く浸水の恐れがある場合には，少くとも原動機が冠水しないよう，竪軸のポンプを採用するのがよいように思われる。また竪軸のポンプは横軸のポンプに較べて，偏心によって回転不能になる可能性が少い。

浸水する場合には停電することが多いので，自家発電の設備をそなえておくことが望ましい。

（4）伸縮目地

沈砂池では伸縮目地が特に構造上の弱点になっている。すべてを一体構造として外力に対抗させるという考え方と，弱い部分を作り外力を逃がすという考え方があるが，沈砂池の形状は負のモーメントに対して強いようになっているので，不等沈下しないよう，また温度応力に対して安全であるように設計されておれば，一体構造

にするのが良いと思われる。

（5） 吐出井からの漏水

山辺堀・臨港町・古信濃川の各ポンプ場では，吐出井の所の堤防にひびが入り，漏水が多く排水作業を非常に困難にした。堤防はポンプ場の所で不連続になるので，そこが弱くなるのは避けられない。したがって矢板を十分に打つ等，ひび割れが生じても漏水しないよう施工しておくことが必要である。

（6） 下水管，マンホールの浮上り

地盤を改良する，基礎を強固にする等の対策を立てれば浮上りを防ぐことができると思われるが，浮上り現象のおこる可能性のある区間全体にわたって十分強固に施工するのは，経済性の点から見て疑問がある。しかし浸水した場合を想定して，排水のために少なくとも流通不能になってはならないと考えられる個所，例えばポンプ場付近の大幹線等については十分考慮する必要がある。

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 125, June 1965

CONTENTS

Report on Niigata Earthquake

Part 1. M. Fukuoka
General ..... (1)

Part 2. A. Terazima, K. Kozima, M. Watari and A. Sakai
Relationship Between Earthquake and Behavior of Ground Fluctuation ..... (5)

Part 3. H. Kikkawa, K. Yamamura, O. Toyoshima, A. Tsuchiya and T. Okubo
Damage on River Structures ..... (83)

Part 4. S. Ibukiyama, K. Ichihara, K. Sawada, H. Fujii, A. Shimazu, T. Ogawa, S. Nagatomo and T. Kouda
Damages on Roads and Tunnels ..... (141)

Part 5. T. Takada, Y. Tada, I. Yoshida and E. Kuribayashi
Damage on Road Bridges ..... (173)

Part 6. A. Sugiki and K. Murakami
Damage on Sewarage System ..... (321)