

十勝沖地震調査報告

清水建設十勝沖地震研究会

主査 大 築 志 夫

§ 1. 地震の概要

1968年5月16日、午前9時49分、北日本を襲った十勝沖地震は、東北および北海道の各地に想像以上の被害を与えた。本地震の震源地は北緯 40.7N、東経 143.7E、深さ20kmで、マグニチュード(M)は7.8と発表されている。また各地の震度は次のようになっている。

- 震度VI (烈震) 苫小牧
- 震度V (強震) 浦河、盛岡、広尾、函館、八戸
- 震度IV (中震) 札幌、岩見沢、室蘭、釧路、帯広、小名浜、宮古、大船渡、石巻、秋田

今日、強震計(SMAC)が全国各地に設置されるようになり、今回の地震でも各地の記録が得られ、甚だ貴重な資料を提供している。

建物の被害が最も著しかった八戸市内には、港湾局のSMACが完全なる地震の記録を残している。同記録は東工大小林研究室で読取られ、地震の最大加速度は次のように発表されている。

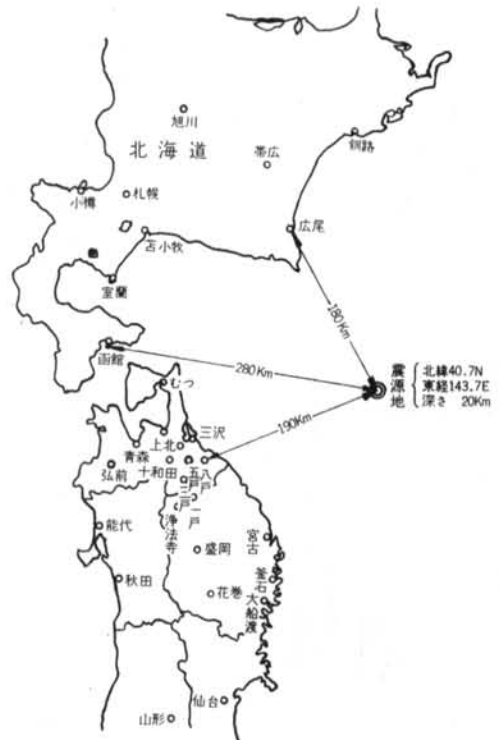
NS : 225gal, EW : 183gal, 上下 : 114gal

また北海道の広尾で観測された<sup>1)</sup> SMAC の記録について、建設省建築研究所の報告によると、最大加速度は次のようになっている。

NSおよびEW : 約 216gal, 上下 : 約 60gal

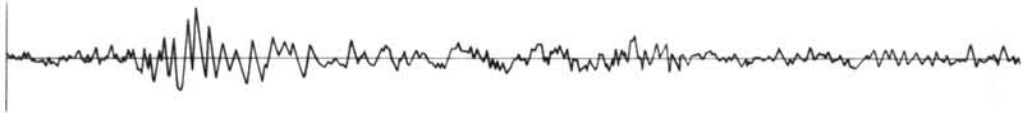
今回の地震の特徴として、地震の継続時間が長かったこと、また余震の規模が大きかった(5月16日、M=7.5、6月12日、M=7.3)ことなどが挙げられる。函館大学などは5月16日午後7時39分の余震によって、破壊がかなり進行したといわれている。

さて、東工大小林研究室より借用した八戸港湾のSMAC記録の読取りデータによって、地震の概要を検討してみよう。



図—1.1

HACHINOHE HARBOUR S-N 1968.5.16. MAX. ACC. = 224.9 gal.



HACHINOHE HARBOUR E-W 1968.5.16. MAX. ACC. = 182.9 gal.



0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 sec.

図-1.2

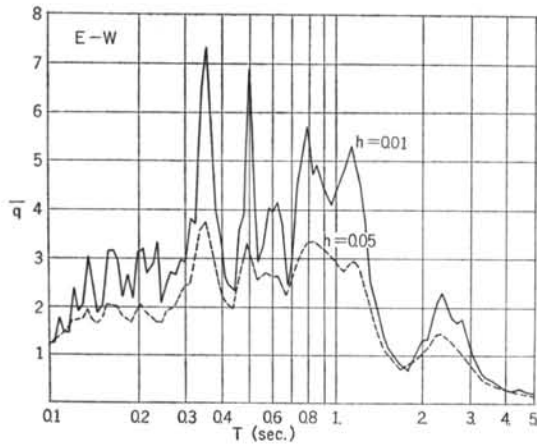
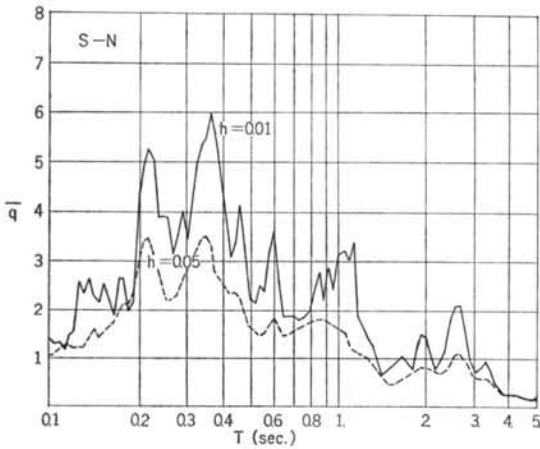


図-1.3 (SMAC 記録の15秒から135秒間)

図-1.2は、数値化された読取りデータから復元された地震の記録である。

SMACの記録の開始から15秒経ったところから120秒間の範囲について、せん断力応答スペクトルを求め、

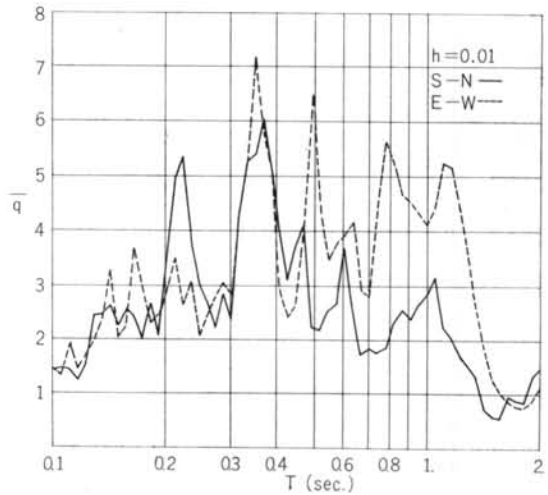


図-1.4 (SMAC 記録の27.5秒から30.0秒間)

図-1.3に示した。

今後これらのデータを使ってさまざまな解析を行なう場合、このような長い時間について計算することは甚だ不経済でもある。もう少し時間を短縮する目的で、SMACの記録開始から27.5秒経ったところから30秒間について、同様にせん断力応答スペクトルを求めてみた。その結果を図-1.4に示した。

第4章において、パワースペクトルについても同様な比較を行なってみた。

これらの結果から、主要動に関する30秒間の解析によって、同地震全体の特性を十分代表できることを確認された。せん断力応答スペクトルからそれぞれ次に示す周期において著しいピークが存在することがわかる。

S-N : 0.22, 0.37, 0.60, 1.2, 2.7 (sec.)

E-W : 0.36, 0.50, 0.60, 0.78, 1.2, 2.4 (sec.)

(文責：山原 浩)

## § 2. 建物の被害

### 2.1 建物被害の概要

写真-2.1 八戸市立図書館 R C造1階の建物で、写真左方が閲覧室、右側奥に書庫がある。7.2m スパンにある柱の中、主に外柱と小壁に被害が集中している。柱の被害箇所は柱頭、柱脚、中間と多種あり、書庫付近に剛性が集中したため全体として建物が振られたと考えるのが妥当である。

なお建物入口両側に広がる壁は柱通りから外れており無被害である。(図-2.1参照)

また写真右端に見える東北電力八戸営業所は無被害であった。

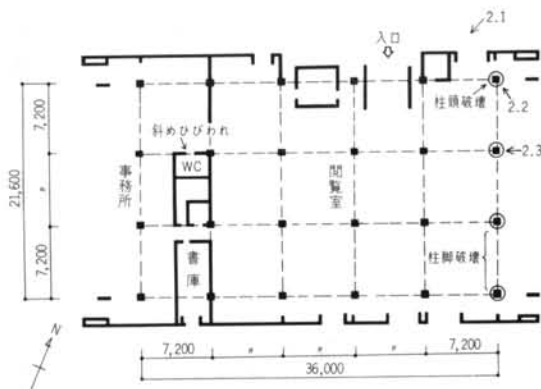


図-2.1 八戸市立図書館

図-2.1~10の図中の→(矢印)は写真番号と撮影方向

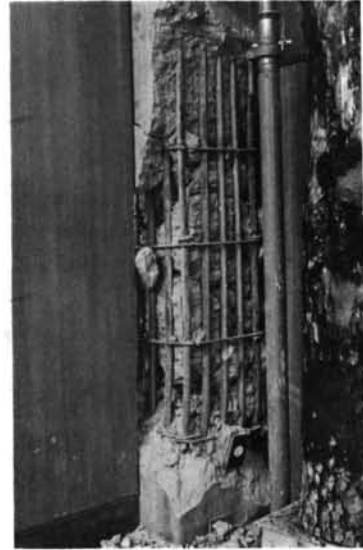


写真-2.2 八戸市立図書館 せん断破壊の著しい閲覧室外柱。柱主筋は22φでHoopは9φ筋@300にある。柱断面は450×450、階高4,350。鉄筋が極めて整然としているが、地震荷重時のコンクリートと鉄筋の一体性(付着性)に問題があるのではなかろうか。



写真-2.1



写真-2.3 八戸市立図書館 隅柱の頭部破壊状況.



写真-2.5 八戸東高校 教室側面

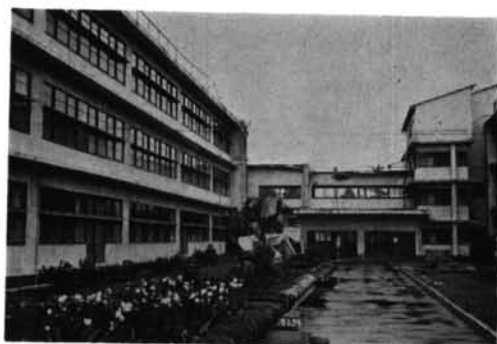


写真-2.4 八戸東高校 正面渡り廊下の左右に同じ意匠のRC造3階の校舎がある。被害を受けた右棟は図-2.2に示すように長辺柱スパンは9m、短辺は1スパンのみで7mあり、廊下部分として2.5mの張出しがある。

写真中央には屋上付近からくずれ落ちたRC造煙突の残骸が見える。

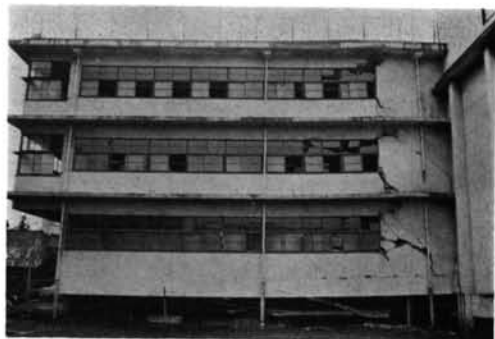


写真-2.6 八戸東高校 被害を受けた右棟は、高低差が約1.5mある地盤面に建てられており、低い方の地盤にある建物部分が基礎の沈下と脚柱の座屈によって傾斜した。写真右方にみえる壁のひびわれはその結果生じたものであり、建物の内部のひびわれや、仕上層の剥落も同様である。

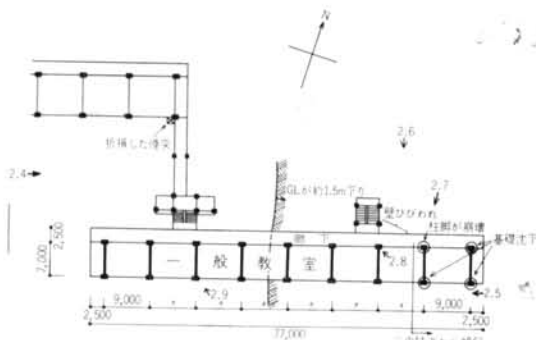


図-2.2 八戸東高校



写真-2.7 八戸東高校 せん断破壊で座屈した脚柱。柱断面1,000×500。主筋25φ、22φ。



写真-2.8 八戸東高校 脚柱つなぎはりの不用意な端部配筋.



写真-2.10 八戸高等工業専門学校 RC造3階の建物で1階柱に被害が集中した. 八戸市郊外の小高い丘に位置するこの校舎は, 東西を長辺として3棟が並行にあり, 写真は最も被害の著しい南棟である. (図-2.3参照)



写真-2.9 八戸高校 教室側の柱のせん断ひびわれ. 傾斜とは別に, 地震による水平力を明らかに受けている.



写真-2.11 八戸高専 南棟東寄部分の被害状況腰壁の剛性が高いために, 柱のその部分または柱頭の位置で曲げせん断破壊が生じている.

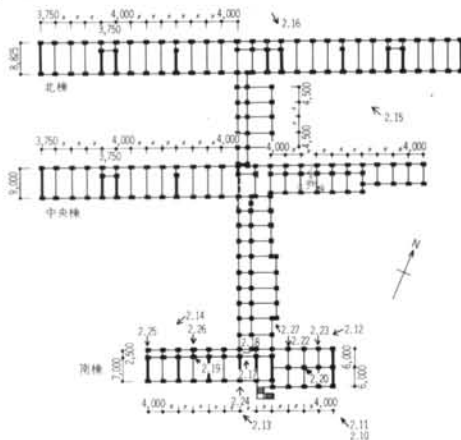


図-2.3 八戸高等工業専門学校



写真-2.12 八戸高専 南棟東寄部分を北側から見たところ. 写真-2.10の柱と同じせん断スパンであるが, さらに破壊の程度は大きい.



写真-2.13 八戸高専 南棟の西寄部分. 比較的せん断スパンの長い柱の曲げ破壊. 端部主筋まわりの被覆コンクリートがはく落している.



写真-2.16 八戸高専 北棟の北側. この部分だけ2階の柱にも被害が及んだ. 腰壁, 下り壁のためにせん断スパンが短くなり, 水平力が集中したからである.



写真-2.14 八戸高専 南棟西寄部分を北側(廊下側)からみたところ. 腰壁と下り壁のためにせん断スパンが著しく短くなり, 水平力が集中してせん断破壊を招いた. 幸いにも校舎のこの部分は短辺に2スパンあるため他の2本の柱が鉛直荷重を支えている.



写真-2.17 八戸高専 南棟の入口から中央棟に連なる廊下. 手前の柱は入り隅柱. 繰返し振動を受けて主筋とコンクリートの付着はもはや失われているが, あばら筋が原型を維持している.



写真-2.15 八戸高専 北棟の東寄部分. 左奥の壁の多い柱がせん断破壊を起こしている. せん断スパンが短いからである.



写真-2.18 八戸高専 南棟西寄部分の内部.



写真-2.19 八戸高専 南棟西寄部分の中柱の曲げせん断破壊。



写真-2.20 八戸高専 南棟東寄部分の中柱。両外柱の破壊に伴う変形によって曲げを受けたものと思われる。なお、柱脚付近にあら筋が見当らず、主筋のかぶりも浅い。



写真-2.21 八戸高専 北棟の柱。斜めひびわれの先端が主筋に沿って走っている点に注意。



写真-2.22 八戸高専 南棟の東寄部分北側柱の被害詳細。



写真-2.23 八戸高専 南棟の東寄部分北側柱の被害詳細。



写真-2.24 八戸高専 南棟南側入口柱の被害詳細。



写真-2.25 八戸高専 南棟西北隅柱の被害詳細。

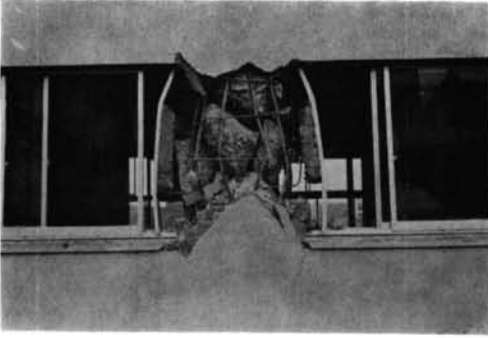


写真-2.26 八戸高専 南棟西寄部分北側柱の被害詳細。



写真-2.29 八戸高専 鉄骨造体育館. 剛性の急変する箇所に見られる典型的な被害。



写真-2.27 八戸高専 南棟から中央棟に連なる東側部分のつなぎ壁の被害。壁の両端は柱。



写真-2.30 八戸市役所 RC造3階の建物でペントハウスが5層ある。写真はペントハウスの壁のない最上層が崩壊して落下したところ。(読売新聞社提供)



写真-2.28 八戸高専 内部RC壁の被害。





写真-2.31 八戸市役所 正面入口付近の被害(図-2.4 参照)



写真-2.34 来迎寺 SRC造で骨組は2層になっており、1階部分は半地下である。プランは図-2.5に示すように径515と650の円柱が主である。1層目はRC造であるが2層目は各円柱に鉄骨が入っている。あばら筋は設計ではスパイラルであるのに反し、実際は普通のあばら筋配置である。被害は2層目に生じていて、壁のない柱は柱頭柱脚で曲げ破壊、付随壁のあるものは曲げせん断またはせん断破壊を起こしている。

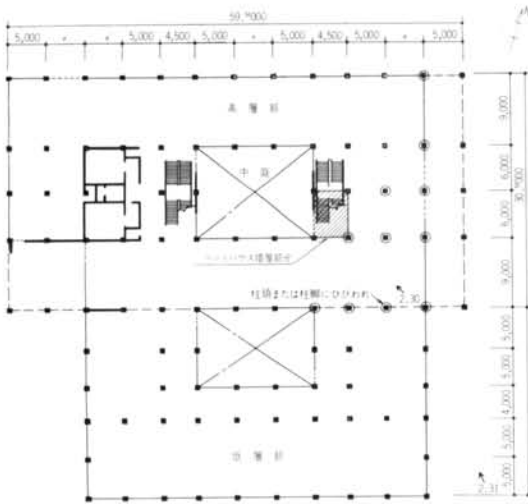


図-2.4 八戸市役所

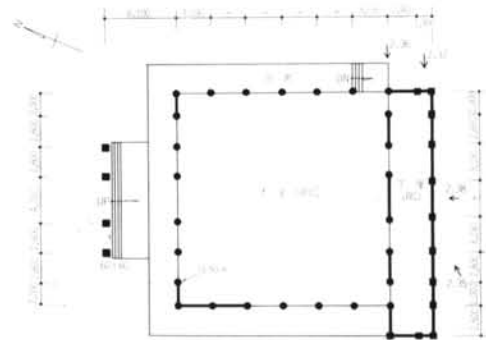


図-2.5 来迎寺



写真-2.32 八戸タワー 脚柱および頂部に近い部分で局部座屈を起こし傾斜した。



写真-2.33 八戸タワー 被害部詳細。



写真-2.35 来迎寺 せん断破壊を起こして被覆コンクリートが剥落した円柱。



写真-2.37 来迎寺 コンクリートの質の悪さがうかがえる外柱の被害。  
(以上来迎寺の写真は早大谷研究室提供)



写真-2.36 来迎寺 せん断破壊を起こした隅部分のRC造角柱と耐震壁。



写真-2.38 八戸体育館 建物周辺地盤の沈下によってRC造階段が被害を受けている。



写真-2.39 三沢商業高校 図-2.6 に示すような配置の学校でRC造3階の一般教室に大きな被害があった。写真は一般教室を南側から見たところであるが、中央

エキスパンションジョイントを境にして、1階柱の座屈によって傾斜した増築部分と、1階柱にせん断破壊を生じた既存棟に被害が分けられる。

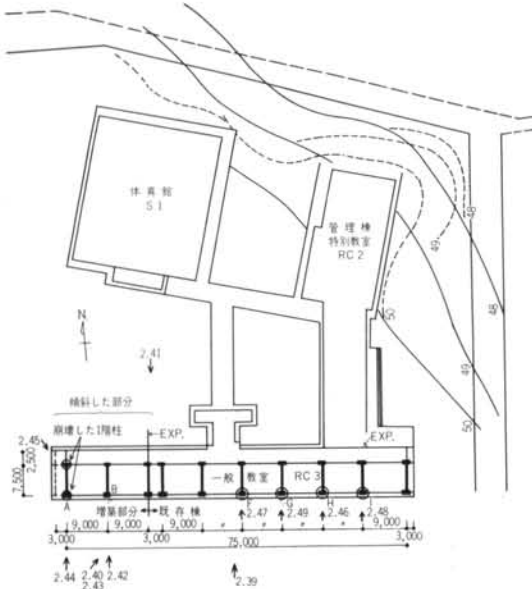


図-2.6 三沢商業高校



写真-2.40 三沢商高 一般教室は長辺スパンが9mで8スパンあり、短辺は1スパンだけで7.5mで、さらに北側へ廊下部分として2.5mの張出しがある。左端の奥の1階柱がせん断破壊を起こして座屈しており、建物は左奥に傾斜した。



写真-2.41 三沢商高 北側からみたところ。



写真-2.42 三沢商高 傾斜の原因となった増築部分A通北側の1階柱の破壊状況。柱の断面は500×800、主筋は14-19φ。



写真一2.43 三沢商高 エキスパンションジョイント付近.



写真一2.44 三沢商高 増築部分A 通南側柱の破壊状況. B通柱と同様に地震力と傾斜による両方のせん断破壊が認められる. 柱の断面は 500×800, 主筋は12—19φ.



写真2.45 三沢商高 増築部分南側のB通柱の被害.

1階柱には地震力によるせん断破壊と傾斜によるせん断破壊の痕跡があるが, 2, 3階柱のせん断破壊は傾斜時に生じたものであろう.



写真一2.46 三沢商高 既存棟の南側柱のせん断破壊(H通り). 右開口部の影響によってひびわれの生じ方が限定される.



写真一2.47 三沢商高 既存棟の南側柱のせん断破壊(F通り). 斜ひびわれの先端が主筋に沿って走っている点に注意.



写真-2.48 三沢商高 既存棟の南側柱のせん断破壊 (1通り).

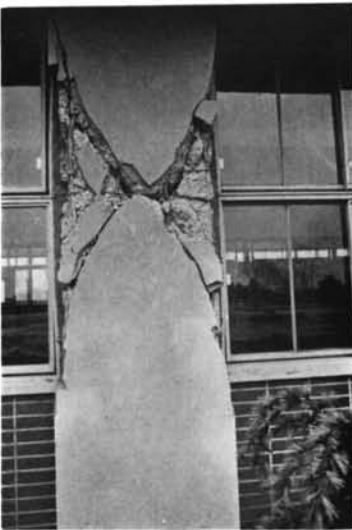


写真-2.49 三沢商高 既存棟の南側柱のせん断破壊 (G通り).

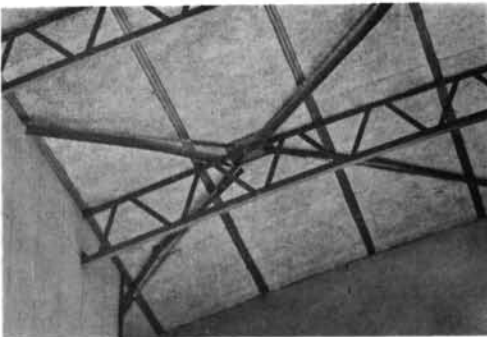


写真-2.50 三沢商高 鉄骨造体育館の屋根ブレースの破断と座屈。ブレース部材長が足りないために2本のリベットのうち、1本しか接合されていない。明らかな施工ミスである。



写真-2.51 岡三沢小学校 図-2.7 に示すようなプランのRC造3階の建物で、教室の廊下側外柱が1階と2階でせん断破壊を起こした。また、屋外避難階段が倒壊した。建物内部では、各階の耐震壁にせん断ひびわれが生じた箇所があり、はりにも各所に曲げひびわれがみられる。

写真は南棟の教室側であり、窓ガラスに若干被害が生じた程度である。

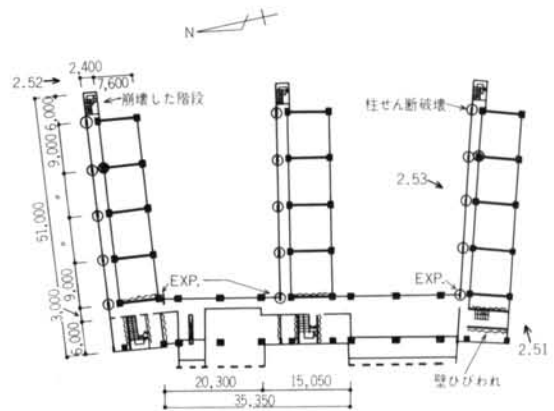


図-2.7 岡三沢小学校



写真-2.52 岡三沢小学校 北棟の倒壊した屋外避難階段。この階段は厚さ18cmの壁で自立しているが、教室棟と構造的には十分結合されていない。



写真-2.53 岡三沢小学校 南棟の廊下側外柱のせん断破壊。腰壁の剛性が大きいためにせん断スパンが短くなり、水平力が集中した。



写真-2.56 七百小学校 柱の両側にある壁が大きく偏心しており、またこの柱の内部側面には縦にひびわれが生じている点に特徴がある。



写真-2.54 上久保小学校 RC造3階の校舎の壁柱にみられるせん断破壊。



写真-2.57 上北町農協事務所 RC造3階の外観は極くありふれた建物で、柱スパンは直交2方向とも5.7mである。1階柱と1、2階壁にせん断破壊が生じた。



写真-2.55 昭陽小学校 せん断スパンの短い柱のせん断破壊。



写真-2.58 上北町農協事務所 1階柱のせん断破壊。



写真-2.59 上北町農協事務所 1階柱のせん断破壊を内側からみたところ。柱断面は500×600、主筋は22φで、あばら筋は9φ250@である。



写真-2.61 野辺地中学校 コ字形建物の隅角部伸縮ジョイント付近の被害。モルタル仕上げとひさしの一部を痛めただけで構造体に直接被害は及んでいない。



写真-2.60 野辺地町消防本部 RC造2階の建物の一部が壁構造7層の望楼になっている。建物として剛性の急変する屋階付近で望楼の壁面に水平に曲げひびわれが生じている。このひびわれ位置は2、3、4階の床面と一致しており、コンクリート打断面であろう。3階の柱は圧壊している。写真ではすでに望楼の4階以上の部分がとり除かれている。



写真-2.62 野辺地中学校 ピロティ柱脚の局部破壊。施工上問題がある。



写真-2.63 野辺地高校 長辺スパンが7.8mで10スパン、短辺が1スパンだけで7.2m(2.4mの張出し)のRC造3階の建物が2棟ある。写真の左方にみえるタイル張り腰壁のために、その壁に付く柱のせん断スパンが短くなって剛性が高くなり、水平力が集中してひびわれが生じている。(図-2.8参照)



写真-2.64 野辺地高校 せん断ひびわれの状況。1階柱にひびわれがないのは、壁と柱の間に伸縮目地がとってあったからである。

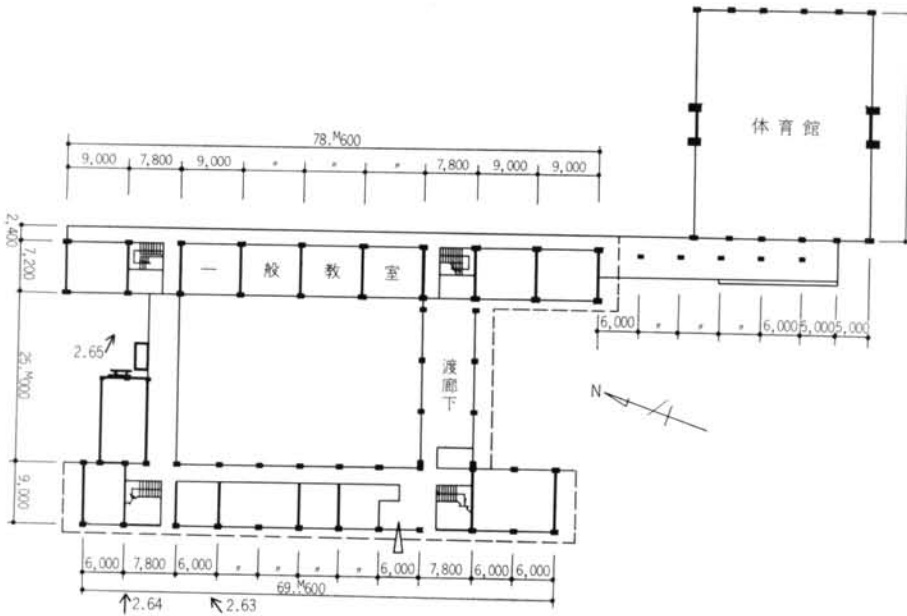


図-2.8 野辺地高等学校





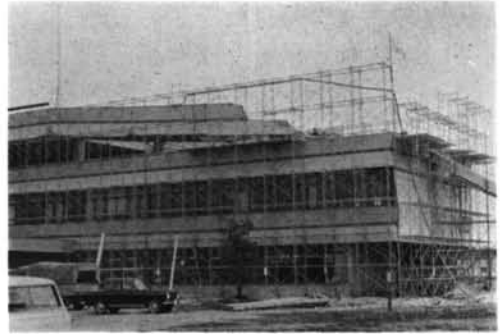
写真—2.65 野辺地高校 腰壁のついた柱のせん断ひびわれと補強状態。今回の地震によりRC造建物の受けた被害は著るしいが、その不信感のあらわれか、当面の応急処置なのか、あるいはその両方であろう。



写真—2.66 野辺地高校 内部柱頭の破壊状況。隅角部の施工の悪さが目につく。



写真—2.67 野辺地高校 内部柱頭のはりに生じたひびわれ。振りを受けたようである。



写真—2.68 むつ市役所造 RC造3階の壁の極めて少ない、いわゆるバランスラーメン構造の建物である。長辺方向は7.2m スパンで9スパンある。短辺は1スパンだけで8mあり、両側に2.5mの張出しがある。耐震壁は1、2階の短辺だけにある。被害は3層目に生じており、柱は曲げとせん断のひびわれを生じ、3スパンにわたって崩壊した。



写真—2.69 むつ市役所 崩壊した3階の除去作業。



写真-2.70 三本木農協倉庫 主体はRC造1階で短辺1スパンで12mある。短辺方向に柱頭、柱脚で曲げひびわれが生じ、鉄骨小屋組などの拘束で写真に見るように

せん断破壊を起こしている箇所がある。妻側にはブロック壁があったが積荷のために倒壊して水平力にはきかなかった。



写真-2.71 三本木農協倉庫 鋼管トラスの主体構造にRC間仕切壁とブロック外壁がついた倉庫であり、周辺地盤は著るしく軟弱である。外壁や柱脚にひびわれがみられる。鉄骨ブレースは1部破断または座屈している。



写真-2.73 北里大学 RC造煙突で剛性の急変する箇所に曲げひびわれが生じている。



写真-2.72 三本木農協倉庫 内部RC壁のせん断ひびわれと柱脚部の被害。



写真-2.74 十和田電鉄三本木駅 不同沈下によるRC柱脚の被害。



写真-2.75 函館大学 R C造4階建校舎。延面積は約4,115 $m^2$ あり、2期に分けて建てられた。(第1期工事：昭和38年～39年、第2期工事：昭和40年～41年)第2期工事中、40年秋までに基礎並びに1階スラブまでコンクリート打設、41年春より上部階を完工した。(図-2.9参照)この建物のプランは“へ”字形に曲っており、第1期と第2期との間にエキスパンションジョイントを設けている。この建物の特徴は、短辺方向が9.1mある1ス

パンラーメンを長辺に連ねて構成され、約100mの細長い建物になっている。長辺方向は約5.5mごとに大柱が配置され、その間に1部が集合煙突を兼ねた小柱が配置されている。平面図にみるように壁量が著しく少なく、被害の大きい第2期工事部分では、約6.1 $cm^2/m^2$ であり、いわゆる計算外余力が極めて少なかったものと思われる。

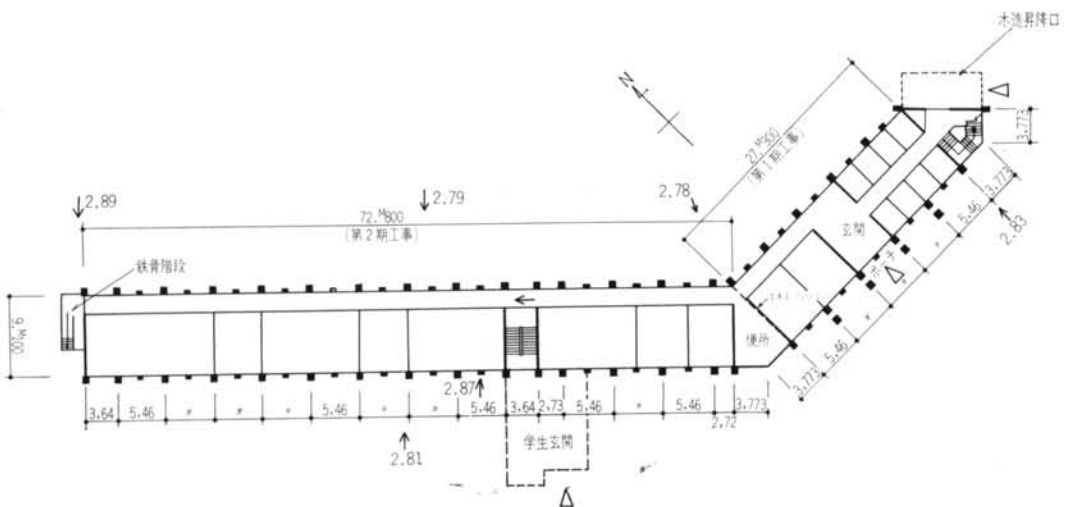


図-2.9 函館大学

図-2.10に架構断面を示す。はり幅の小さい壁ばりが柱の内側に偏心して取りついているのがわかる。したがって地震時には、長辺方向の水平力に対して、各柱に偏心による振り応力が生じたものと考えられる。写真は、M 7.8 の本震被災直後の校舎北側全景（読売新聞社提供）である。

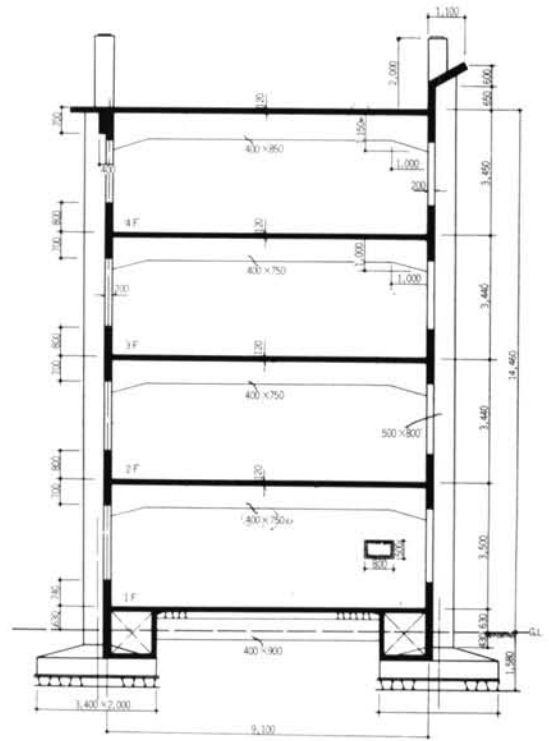


図-2.10 函館大学架構断面図

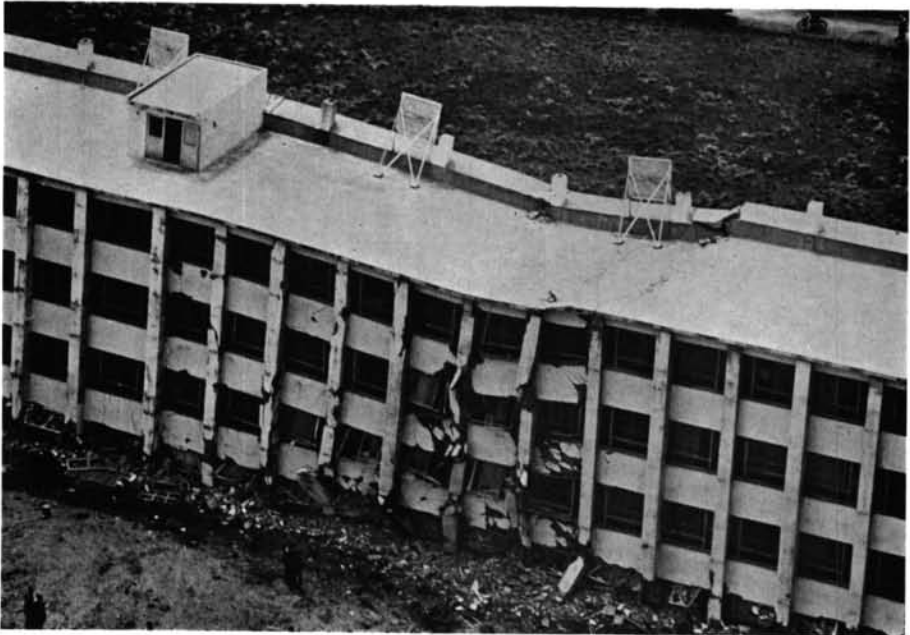


写真-2.76 函館大学 写真-2.75の詳細写真



写真-2.77 函館大学 M7.5の余震を受けて後の状況。  
本震直後の写真と比較されたい。



写真-2.78 函館大学 第1期と第2期工事の結合部の  
ずれ。



写真-2.79 函館大学 北側中央部の大きく崩壊した部  
分。大きな柱と小さな柱が交互に配置されていることに  
注意。1階の鉄筋が大きくはらんでいる。



写真-2.80 函館大学 崩壊部詳細。はり柱接合部の崩壊の仕方に注意。



写真-2.81 函館大学 南側崩壊部。1, 2階が完全につぶれており、大柱の鉄筋が大きくはらんでいる。



写真-2.82 函館大学 写真-2.81被害詳細。



写真-2.83 函館大学 東端部階段室1階柱のせん断破壊。



写真-2.84 函館大学 建物内部からみた柱はり接合部の破壊状況.



写真-2.87 函館大学 南側小柱のせん断変形.



写真-2.85 函館大学 2階廊下より崩壊部をみる.



写真-2.86 函館大学 教室内部.



写真-2.88 函館大学 屋階スラブの崩壊.



写真-2.89 函館大学 避難階段アンカーボルトの破断による倒壊。



写真-2.90 函館大学 崩壊部柱基礎は健全で沈下もしていない。



写真-2.92 五戸小学校 教室窓側。柱は無傷であるが建物周囲の埋戻土が沈下している。



写真-2.91 五戸小学校 内陸部で被害を受けたRC造3階の建物の例である。せん断スパンが付随壁のために小さくなって剛性が高くなり、水平力が集中した。



写真-2.93 巻堀小学校 震源からはかなり離れた内陸部の建物。RC造3階の校舎は仕上モルタルに微きれつがみられる程度である。この鉄骨造体育館は妻側のモルタル壁が抵抗しており、ベースプレート付近のコンクリート被覆がとれている。

(文責:磯畑 脩, 杉田 稔)



## 2.2 建物被害の解説

今回の十勝沖地震による建物の被害について、共通的な被害様相として気付いたものを列挙すれば次のようになる。(表-2.2主な被害建物リスト参照)

1. 鉄筋コンクリート造の地震力そのものによる被害が目立つ。もちろん地盤変形による木造建物被害も著しいが、今回の地震は特に鉄筋コンクリート造建物に対する初めての大規模な試練としての意義が大きく、以下の建物の被害についての記述も鉄筋コンクリート造が中心となることを断っておく。
2. 平面的に長い建物の、長手方向の被害が顕著である。
3. 梁の破壊例は少なく、1階柱の被害が多い。殊に短柱のせん断破壊の被害が最も著しく、特徴的なものである。
4. 長時間の繰返し加力によって被害が大きくなっている。
5. 地盤の比較的良好な所の建物も被害が大きい。
6. 建物周辺地盤は沈下することが多いようにみうけられる。
7. 地震により埋立地等では地下水圧が上昇し、地盤の弱い所、杭、埋設管等の周囲に沿って泥水が噴出し、いわゆる噴砂現象となる。この際の地盤沈下量は大きい。
8. エキスパンションジョイント、コンストラクションジョイント、地業の異なる建物のジョイントなどは被害を受ける。

さらに鉄筋コンクリート造建物被害について、そのこわれ方は、1.剛性不足によるもの、2.短柱せん断破壊型などに分類できるように思われる。もちろん実際にこわれた建物の内には、これら2つの型のくみ合わさったもの、施工不良、特にコンクリートの強度不足、配筋の不注意その他多くの原因によるものがみられるが、今回の地震被害の特徴的な型として、この2つの型に分類してみる。

### 1. 剛性不足型

この型に属するものとしては函館大学、八戸市役所、むつ市役所、八戸図書館、上久保小学校、岡三沢小学校、十和田工高などがあるが、これらの内にも全体的に剛性の低いものと、部分的に剛性が急変し、ホイッピング変形を起こしているものもある。八戸市役所の塔屋、むつ市役所3階部などは一般にいわゆるホイッピング変形による破壊であるが、平面的にも剛性の弱い部分の変形は大きく、平面的ホイッピング破壊とでもいうべきものに、八戸図書館、八戸市役所前面部、むつ市役所(本建物は平面的にも立面的にも3階東端のふれは大き

い)などがある。函館大学は、地盤については今の所資料が少ないので加わった地震力の大きさについては推定もできないが、配筋上各所に無理がみられること、殊に過密配筋のためコンクリートもかなりスランプの大きいものが打設されたようにみうけられ、レイタンスも多く鉄筋のボンド耐力も期待できない状態にあったと考えられる。梁端部アンカー鉄筋なども全体として柱コンクリートを破壊して抜け出しており、コンクリート強度の低いこともあり、柱は外側に倒壊している。壁梁鉄筋も柱筋の外側を通し配筋しており、剛性不足以外の問題もある。むつ市役所については3階部分のコンクリートのみが極端に悪いなどの原因もあるが、いずれも一般の鉄筋コンクリート建造物、今回の地震で被害を受けなかった建物にくらべて剛性がかなり低く、剛性不足型すなわち変形過大型破壊といえる。なお函館大学の中間部が殊にひどい破壊をしている原因は両翼部分の崩壊沈降時期のずれによるものであろう。

### 2. 短柱せん断破壊型

今回の被害で特に目立ったものは柱のせん断破壊であり、このような破壊様相は実は一般には予想されていなかった現象である。鉄筋コンクリート構造部材はダクタイルで終局荷重に対してかなりの安全率を持つものと信じられていたわけであるが、せん断破壊を起こすとなると話は別で、ブリットルな破壊となり、修復不可能な崩壊に至るものも出てくる。この型に属するものとしては、八戸高専、岡三沢小学校、野辺地高校、三沢商高その他かなりの数にのぼる建物があげられ、剛性の高い短柱からせん断破壊がはじまり、各個撃破の形で全構造体の変形が大きくなり、建物の破壊に移行してゆく。この型の破壊をする場合には、かなりの繰返し加力が必要であり、また地盤と共にロッキング運動をするような方向に対してはダンピングも大きく、被害は少ないが反対に長い建物の長手方向の場合は被害が大きくなる。

柱に対するせん断力の集中度と破壊の関係についての検討は2.3を参照されたい。

上記のような被害状況から、従来すでに完成された技術と考えられていた鉄筋コンクリート構造物の設計ならびに施工法について、多くの問題点、反省すべき点のあることが明白となった。これらを列挙すれば次のようになる。

### 設計上の問題点

#### 構造計画について

建物剛性検討の必要性…在来の設計法では、地震力による破壊に対する安全率というものが極めてまちまちであることが明らかとなった。破壊の様相からみてその対

策のひとつとしては、建物の変形限度を与えることが必要と考えられる。弾性範囲での変形は一応在来の分布係数法で求められるが、実際にはかなり低い横力で柱に引張りクラックが入り、柱にヒンジができた形で変形する。ヒンジの回転剛性は鉄筋のボンドなどに関係し、ばらつきが大きい。柱に異型鉄筋を用いるようになればかなり値も一定となり、クラック発生後の建物水平剛性も検討可能となるであろう。建物剛性が評価できれば、建物の平面型とも関連する地盤剛性との関係において、外力の大きさと構造物の層変形量との制限を決めることができよう。また建物剛性が平面的に不均衡のある場合は動的解析が必要である。

柱剛性検討の必要性…柱そのものの剛性がまちまちである場合に、柱に対するせん断力の集中についての検討が不足であったことが指摘される。腰壁ないしサッシュの横材程度の拘束でも柱のせん断スパンを短くする効果があり、柱断面寸法が等しい場合、せん断応力は柱長の3乗に逆比例して増大する。一方せん断耐力の方は実験によれば、柱長に1次の逆比例で増大する。破壊がある部材角に達した時に起こるとしても、せん断耐力は柱長の2次の逆比例で増大することになり、せん断力集中の度合の方が耐力を上回ることとなる。すなわちある標準柱がせん断破壊をすればそれよりせん断スパンの短い柱はすべて破壊することを意味する。通常の寸法の柱は最初に曲げ引張りにクラックが発生し、水平剛性が減少するゆえ、せん断スパンの短い柱に対してのせん断力集中度は弾性計算の値よりも大きくなる。せん断破壊はせん断スパンの短い柱から起こるが、スパンの短いもの程爆裂の破壊をおこし、荷重を支えることが不可能となる。それゆえ柱の軸力の大きなものは2次的な構造破壊につながる。当然のことながら構造計画に当っては、構造物の破壊過程を考慮する必要がある。設計に当ってどのような値を制限値とするかは今後の検討を要する問題である。

#### 設計用地震力について

実際に加わる地震力についての検討は § 4, § 5 にてなされており、現行設計震度より大きな値となることは広く認められている。しかしながら設計用地震力の決め方は計算方法との関連で決まり、要は地震時破壊に対して一定の安全率を保てるよう、現行設計法の不備をおぎなうことで、必ずしも現行の震度を改めなくても合理的な静的設計法を確立することは可能であろう。

応力計算について…地震時応力算定に当っては、前述のとおり、付加された部材の剛性評価の検討が必要で、安全側となるよう注意が必要である。

断面計算および設計について…断面計算上問題となる点は柱のせん断力検討である。破壊性状から分るようにせん断破壊に対する安全率の低いことが考えられる。通常程度の柱寸法では短期許容値程度のせん断力で破壊することも考えられ、ぎりぎりの設計がなされるとすれば、地震力そのものは設計値より大きいゆえに安全ではない。また鉄筋のボンド設計、鉄筋位置でのせん断破壊すなわち被覆コンクリートの剝離、圧縮鉄筋の座屈などの検討も必要と思われる。断面設計に当っては過密配筋の検討を行ない、断面変更の限度も、せん断力と両方から決めることが望ましい。

#### 施工上の問題点

コンクリートならびに配筋の不良による破壊も数多くみられるが常識的に解決される問題で今後の検討事項となるものはほとんどないように思われる。ただエキスパンションの取り方については研究が必要である。東日本フェリーのように鉄骨造と鉄筋コンクリート造との取り合い、市民病院の旧館と増築棟と間のエキスパンション等は、5~10cm 程度の間隔であったがいずれもぶつかりあって被害をうけている。三沢市民会館ではホールと事務棟とがぶつかり合い、そのためホールの屋根がずり落ちている。三沢商高増築部の崩壊にもジョイント部が不利に働いたと思われる。

### 2.3 柱のせん断応力と支持面積に関する被害の考察

#### 耐震壁のない建物について

$Q_0$ : 1階のせん断力

$C_i$ : 1階柱  $i$  のせん断分布係数 ( $\sum_i C_i = 1$ )

$a_i$ : 1階柱  $i$  の断面積

とおけば、1階柱の平均せん断応力  $\tau_0$  と1階柱  $i$  のせん断応力  $\tau_i$  はそれぞれ (2.1), (2.2) 式で表わせる。

$$\tau_0 = \frac{Q_0}{\sum_i a_i} \quad \dots\dots(2.1)$$

$$\tau_i = \frac{C_i Q_0}{a_i} \quad \dots\dots(2.2)$$

(2.1), (2.2) 式から  $Q_0$  を消去すると、

$$\frac{\tau_i}{\tau_0} = \frac{C_i \sum_i a_i}{a_i} \quad \dots\dots(2.3)$$

$\tau_i/\tau_0$  は柱  $i$  のせん断応力の集中の程度を表わすせん断応力集中係数と考えることができる。

一方、圧縮強度  $\sigma_c = 150 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートの引張強度を  $7 + \sigma_c/15 \text{ kg/cm}^2$  とおけば、せん断による斜ひびわれ発生を表わす条件式は  $\tau_i/\tau_0$  を用いて、

$$7 + \frac{\sigma_c}{15} \leq W_0 \cdot \alpha \cdot F \frac{\tau_i}{\tau_0} \quad \dots (2.4)$$

$W_0$ : 1階柱にかかる建物重量

$\alpha$ : 1階の層せん断力係数

$F$ : 1階柱の支持面積率で、(建物総床面積/1階柱総断面積)を表わす。

ここに、

No	建物名	柱位置	(1)				(2)					支持面積率 $\Sigma A_i / \Sigma a_i$	備考
			せん断スパン $l$ cm	柱せい $D$ cm	柱幅 $B$ cm	断面積 $DB$ cm <sup>2</sup>	せん断スパン 比 $l/D$	ばね定数 $k(E)/\text{cm}^2$	せん断分布 係数 $C_i$	せん断集中 係数 $c_i/\tau_0$			
1	三沢 商高	廊下	236	101	57	576	3.34	2.85	0.461	0.86	85.7	せん断破壊	
		窓	195	90	55	495	2.17	3.33	0.539	1.17	×3		
2	八戸 東高	廊下	230	103	55	567	2.23	3.04	0.409	0.82	75.3	せん断されつ 破壊	
		窓	195	103	55	567	1.89	4.40	0.591	1.18	×3		
3	上久保 小学校	廊下	260	100	50	500	2.60	1.95	0.504	0.87	99.3	曲げされつ	
		窓	200	80	45	360	2.50	1.92	0.496	1.18	×3		
4	野辺地 高校	壁無 <sup>(5)</sup> (4)	280 190	90 85	50 50	450 425	3.11 2.24	1.28 2.70	0.240 0.406	0.47 1.05	98.7	せん断されつ	
		壁有(1)	100	85	50	425	1.18	9.44	0.354	3.65	×3		
		廊下外	163	85	20	170	1.92	1.49	0.384	2.21	92.2		
5	岡三沢 小学校	廊下内	270	85	45	382	3.18	1.08	0.278	0.71		×3	
		窓	260	85	50	425	3.06	1.32	0.338	0.78			
6	八戸高専 北棟	窓	202	56	64	358	3.61	1.11	0.151	0.30	46.5	せん断、曲げ せん断破壊	
		廊下	202	55	65	357	1.71	6.25	0.849	1.70	×3	せん断破壊	
7	八戸高専 中棟	窓	94	55	65	357	3.68	1.08	0.516	1.03	47.3	—	
		廊下	205	55	65	357	3.73	1.03	0.484	0.97	×3	—	
8	八戸高専 南西棟	窓	216	57	62	353	3.79	0.94	0.153	0.41	40.3	曲げ破壊	
		廊下内	246	56	60	336	4.40	0.60	0.098	0.28		×3	曲げされつ、 破壊
		廊下外	92	54	47	254	1.70	4.60	0.749	2.78			せん断破壊
9	同上 再配分	廊下内						0.610	1.63	55.2	同上		
		廊下外						0.390	1.10	×3			
10	八戸高専 東南棟	中庭	200	40	60	240	5.00	0.43	0.393	1.16	67.7	せん断破壊	
		中	286	45	45	203	6.36	0.16	0.151	0.53	×2	曲げされつ	
		窓	200	41	65	266	4.88	0.50	0.456	1.22		曲げせん断 破壊	
11	十和田工 高	廊下	260**	100 160	35 15	590	2.60 1.62	2.82	0.604	0.92	94.7	せん断されつ	
		窓	200**	80	45	360	2.50	1.85	0.396	1.04	×3	曲げ、せん断 されつ	
12	函館 大学	窓	206	80	50	400	2.58	1.99	0.500	1.00	49.6	崩壊	
		廊下	206	80	50	400	2.58	1.99	0.500	1.00	×4	崩壊	
13	根城 小学校	廊下外	123	65	36	234	1.90	2.77	0.703	2.11	42.7	無被害	
		廊下中	294	65	36	234	4.52	0.39	0.099	0.30			×3
		窓	216	65	36	234	3.32	0.78	0.198	0.59			
14	八戸 工高	廊下	270	60	40	240	4.50	0.36	0.284	0.57	50.1	無被害	
		窓	190	60	40	240	3.17	0.91	0.716	1.43	×3		

\* 寸法実測

\*\* 寸法推定

(1) 上下に付随壁がある場合はその内法寸法

$$(2) \quad k = \frac{E \cdot B}{\left(\frac{l}{D}\right)^2 + 3(1+\nu) \left(\frac{l}{D}\right)} \quad E: \text{ヤング係数}$$

cf. 両端拘束

表-2.1 せん断応力分布計算

NO.	建物名称(所在地)	規模	被害状況	備考
1*	八戸高等工業専門学校(八戸市)	RC3階1部2階独立基礎、杭有	各棟1階柱せん断または曲げせん断または曲げ破壊階段室まわりの1階壁せん断破壊。	設計近藤事務所、施工日産建設、38-41.3完成
2	白菊学園(八戸市)	RC3階1部地下独立基礎、杭有	壁、柱にせん断されつ、地下室との境界付近1階スラブきれつ、階段、踊場スラブにきれつ。	設計村井設計、施工安藤建設、42.1完成
3*	八戸市役所(八戸市)	RC3階P2階、1部平家、RC杭	2階柱の曲げ、せん断破壊。ベントハウス最上階崩壊、下階柱大きれつ、平家部分柱、壁きれつ。	設計久米事務所、施工大成建設、42.1完成
4*	八戸市立図書館(八戸市)	RC1階	外柱が柱頭または柱脚で曲げせん断破壊、長辺方向壁きれつ。	設計日本図書館協会、施工寺下建設、36.12完成
5*	八戸東高校(八戸市)	RC3階、独立基礎。	不同沈下と脚柱破壊による1部倒壊、柱、壁きれつRC煙突折損。	設計岡事務所、施工寺下建設、38完成
6*	来迎寺(八戸市)	SRC1階地下1階、杭有。	外周柱曲げまたはせん断されつ、壁せん断されつ。	設計雑賀、施工青森金物33完成。
7	高村商店(八戸市)	RC3階地1	1、3階柱脚曲げ破壊、ブロック造外壁、間仕切壁目地にせん断されつ。	30年完成
8	桔梗野小学校(八戸市)	RC3階、RC杭	壁きれつ、柱頭曲げきれつ。	41年完成。
9	八戸第2中学校(八戸市)	RC3階	階段きれつ、EXP、ジョイントはくり。	43年完成。
10	八戸工業高校(八戸市)	RC3、2階、杭有	壁、柱にせん断されつ。	38年完成。
11	千葉学園高校(八戸市)	RC3階、木杭	EXP、ジョイントはくり。	38年42年完成。
12	吹上小学校(八戸市)	RC3階	1階床面隆起、EXP、ジョイントはくり。	35-39年完成。
13	旭ヶ丘小学校(八戸市)	RC3階	玄関壁せん断されつ。	40-42年完成。
14	丸美屋百貨店(八戸市)	RC4階	新旧ジョイント部、壁、スラブ等にきれつ。	36-37年完成。
15	三万デパート(八戸市)	RC4階地1松杭	はりせん断されつ、壁きれつ若干、1階床沈下。	36年完成。
16	テアトル八戸(八戸市)	SRC1階	柱コンクリート破損、壁破壊。	
17	久保田農機(八戸市)	RC2階	柱せん断破壊、ブロック壁破壊。	
18	於本病院(八戸市)	RC3、4階、地1。	壁柱せん断破壊、スラブきれつ。	
19*	八戸市立体育館(八戸市)	RC造、S造。	周辺地盤沈下によるギャラリ階段破損。	
20*	八戸タワー(八戸市)	S造。	鉄骨脚柱1部座屈、頂部付近部材座屈、不同沈下。	
21*	三沢商業高校(三沢市)	RC3階、2階RC杭	1階柱せん断破壊、隅柱崩壊による建物1部倒壊、EXP、ジョイント部被害。	設計岡事務所、施工寺下建設、39.4完成
22*	岡三沢小学校(三沢市)	RC3階、独立基礎。	各階廊下外柱せん断破壊、耐震壁きれつ、隅角部きれつ、RC造避難階段転倒、EXP、ジョイント剥離	設計杉本、施工藤並建設37-39完成。
23	三沢市民会館(三沢市)	RC2階、S1階	柱曲げ、せん断されつ、ホール屋根ざり落ちる。	
24*	上久保小学校(三沢市)	RC3階	壁柱せん断破壊、柱せん断破壊。	
25*	三沢郵便局(三沢市)	RC2階	1、2階柱の曲げ破壊。	
26*	野辺地高校(野辺地町)	RC3階、独立基礎、杭有。	腰壁のついた柱のせん断されつ、渡り廊下柱はりに1部きれつ、体育館ブレース若干切断。	設計岡事務所、施工奥村建設、38年完成
27*	野辺地消防庁舎(野辺地町)	RC2階、塔屋RC7階	7階の望楼が大破、2、R、P階各スラブ高さに水平大きれつ(コンクリート打継位置)	設計創作連合、施工鈴久名建設、42年完成
28*	野辺地中学校(野辺地町)	RC3階	渡り廊下脚柱破損、犬走り沈下。	41-42年完成
29	国鉄野辺地駅(野辺地町)	RC1階	駅舎、ホームの柱曲げせん断破壊。	
30*	むつ市役所(むつ市)	RC3階	3階柱せん断破壊、3スパン崩壊。	
31	むつ合同庁舎(むつ市)	RC3階地1階	ブロック壁、床スラブにきれつ、盛土沈下	
32	国鉄青森船客待合所	S造	2階コンクリートスラブ(置きスラブ)落下。	
33*	北里大学(十和田市)	RC4階	地盤不同沈下、耐震壁せん断されつ。	41.11完成。
34	十和田工業高校(十和田市)	RC3階	外柱がすべて柱頭、柱脚にて曲げきれつ、廊下側はせん断されつ、壁せん断されつ。	設計岡事務所、施工福万組、38.9完成
35	市民中央病院(十和田市)	RC3階	外部モルタル剥離、煙突曲げきれつ。	
36	相坂屋(十和田市)	RC3階	1階柱の頭部、脚部に曲げきれつ。	41年完成
37*	三本木農協倉庫(十和田市)	RC1階S造	柱頭、柱脚曲げきれつ、一部コンクリート剥離間仕切壁きれつ、ブレース破断、妻側柱きれつ。	
38	畑井鉄工所(十和田市)	RC1階	柱曲げきれつ、柱頭クラッシュ	
39*	七百中学校(六戸町)	RC2階、S2階	柱せん断されつ、RCとSのジョイント部不同沈下	
40*	昭陽小学校(六戸町)	RC2階	柱曲げせん断されつ、2階壁面ブレース破断。	42.3完成
41	農協9号倉庫(六戸町)	S造1階	間仕切柱の脚部曲げきれつ。	
42*	五戸小学校(五戸町)	RC3階	1、2階柱せん断されつ、スラブきれつ、埋戻土沈下。	
43*	上北農協事務所(上北町)	RC3階	1階柱、壁せん断されつ、2階壁きれつ。	
44*	巻棚小学校(岩、玉山村)	RC3階、S造	鉄骨体育館妻壁きれつ、RC部せん断微きれつ。	
45	剣吉中学校(岩、名川町)	木造2階	盛土崩壊による建物被害	
46	浄法寺小学校(浄法寺町)	木造2階	地くづれによる建物被害	
47*	函館大学(函館市)	RC4階、独立基礎、杭無。	1階柱は原形をとどめず圧壊、建物傾斜使用不能、S造避難階段転倒。	設計西野建設、施工高橋工務店、38-41完成
48	東町消防出張所(室蘭市)	RC3階、木杭	高さ32mの望楼柱頭柱脚に被害	
50	五陵郭タワー(函館市)		E.L.V. レール曲折、展望台床きれつ。	
51	国鉄函館棧橋(函館市)		地盤不同沈下による建物沈下傾斜。	
52	日電工模似工場(模似町)	S造	鉄骨脚柱コンクリート破壊、アंकボルト破断。	
53	模似小学校(模似町)		集合煙突倒壊	
54	日清製粉飼料工場(小樽市)		サイロ柱脚コンクリートにきれつ。	

\*印は図または写真詳細参照

表-2.2 主な被害建物リスト

耐震要素のない方向に関して被害建物と無被害建物について  $\tau_i/\tau_0$  と  $F$  を計算すると表-2.1 のようになる。また  $\tau_i/\tau_0$  と  $F$  の関係を図示すると図-2.11 のようになる。

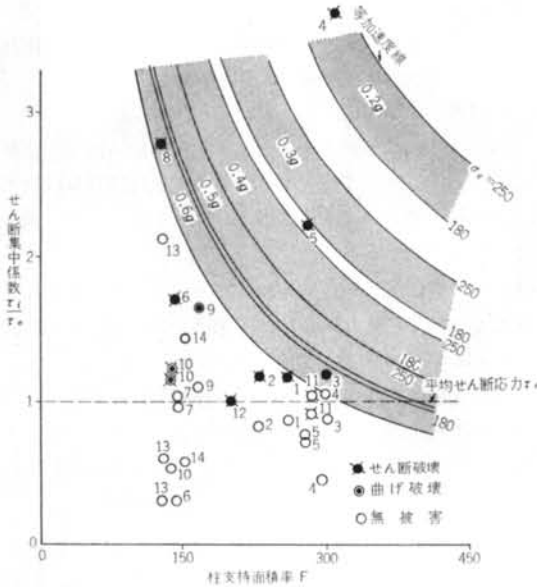


図-2.11 1階柱のせん断集中係数と柱支持面積の関係

1層当りの建物重量を  $1t/m^2$ 、 $\sigma_e=180\sim 250kg/cm^2$ 、 $\alpha=0.2\sim 0.6$  とおいて (2.4) 式を図-2.11 に示す。

図-2.11 と表-2.1 から柱の被害に関して次のように推測される。

- せん断集中係数のばらつきが大きく、かつ柱支持面積が大きい場合は、相対的に小さい加速度でも破壊し得る (岡三沢小学校, 野辺地高校)。
- せん断集中係数に大きなばらつきがあっても、柱支持面積が小さければ、かならずしも破壊しない (根城小学校)。しかしながらせん断集中係数のばらつきが破壊に大いに関連していることは確かである。
- 図-2.11 にプロットした各柱は、0.2gのせん断斜びわれの曲線より、かなり安全側に位置しているにもかかわらず、被害を受けている。せん断耐力に関する限り、1階のせん断力係数を現行の0.2で設計したものが安全であるという保障はまったくない。
- せん断集中係数のばらつきが小さく、かつ柱支持面積の比較的小さい場合の破壊は、建物形状、構造体、地盤などの特殊性を考慮しない限り、もはや、せん断集中係数と柱支持面積率からは説明できない (八戸高専 東南棟, 函館大学)。

以上十勝沖地震の研究の第一歩として、とりあえず建物被害の概況と解説、被害様相の説明としてせん断力集中の簡単な考察を行なった。今後の検討項目をあげると次のようになる。

1. クラック発生後の建物の水平剛性の評価
2. 構造体だけの固有振動と剛体としての固有振動の連成
3. 平面的に広がりをもつ建物のモーダルアナリシス
4. 構造体に加わる地震力
5. 柱のせん断耐力、特に繰返し荷重

に対して、などで最終的には特に柱の設計法の再検討を行ない、安全率に対する考え方を統一することとなる。

(文責：高橋和男, 磯畑 脩)

### § 3. 地盤の被害

#### 3.1 青森県南部八戸市付近の被害

##### 3.1.1 地盤の概要

調査地域は、南限を馬淵川流域、北限を七戸町から、上北町へ至る地域、西はほぼ南北に走る国道4号線によって囲まれた地域である。この地域には、馬淵川、五戸川、奥入瀬川の3つの河川があり、数段の段丘地形がみられる。平野部はこれらの河川の河口付近に発達し、水田地帯を形成している。

この地域を地史的にみると、新生代第三紀の中新世という今から約2,500万年前の地質時代に海成となり、それ以後、たい積作用が続いたところである。

地質時代も第四紀になると、海面の変動によって陸域になったり海域になったりすることがしばしば起こった。このために生じたたい積物の種類を大まかにみると、1) 段丘構成層、2) 火山岩・火山抛出品、3) 第三系 (第三紀にたい積してきた地層) に似た岩相で、寒冷気候を示す化石群を含む地層、ないしはこれに相当する地層の3種類に分かれる。平野を構成している地層 (主に沖積層) は、性格的には1) の段丘構成層に相当するが、低い位置にあって地形的に余り侵蝕をうけていない新鮮な平坦面をもっているという点で、別にとり扱う方が都合がよい。

一般に地層を区分する場合には、砂岩・凝灰岩といっ

た岩相による区分法を基準とするが、段丘構成層は、ほとんど類似の岩相を示すことが多い。これは、段丘構成層がたい積した時の環境を強く示すためである。おのおのの段丘が形成される時は、同じようなたい積環境がくり返されるために、段丘構成層はほとんど類似の岩相をもつことになる。そこで段丘構成層の区分をする場合は、段丘構成層がたい積した当時の平坦面を地形の上に残していることに着目するのである。すなわち、同じ高さにある平坦面は、かつて、ひとつずきのたい積面を形成していたものと考えて、段丘構成層の地史的な同時性を論ずるのである。こうして高さの同じなひとつの地形上の平坦面を段丘面とって、ひとつの地史的な区分単位としているのである。

調査地域の青森県南部に発達している第四系のたい積物を段丘面によって分類すると、5段階に分類される。海面からの高さが低いものから順番に、1) 沖積平野、2) 低位段丘、3) 中位段丘、4) 高位段丘、5) 最高位段丘という。これらの関係をわかりやすく示したのが、図-3.1である。高位段丘、最高位段丘については省略してある。図の( )内は段丘の区分を示し、( )のないものは八戸付近における各段丘面の呼び名である。

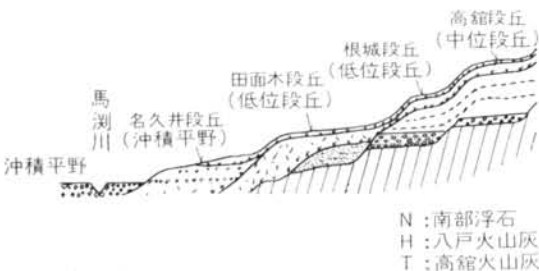


図-3.1 八戸付近(馬淵川下流沿岸)の段丘模式断面図

これらの段丘面は、現在の十和田湖付近の火山から噴きだされた火山灰などの火山抛物体におおわれている。これらの火山灰は、そのたい積した時代により、より古い火山灰ほど下部の地層として認められ、岩相もちがっているから新旧の火山灰を識別することができる。調査地域の段丘と地層の関係を示す表-3.1を掲げる。個々の火山灰についてその性質を記載するのは、本論と離れるので、地震による被害と関係の深い八戸火山灰についてのべる。

八戸火山灰：八戸火山灰は、平野部を除く段丘上に分布している。十和田市三本木付近で、低位段丘構成層の三本木層の間にはさまれているところがあるので、低位段丘とほぼ同じところにたい積したものと考えられている。八戸火山灰の中に含まれていた木片から絶対年代を測定した結果によれば、約13,000年とのことである。図-3.2に八戸火山灰層の代表的な断面を示す。

八戸火山灰は、下部の灰白色の浮石まじり火山灰と上部の黄茶褐色浮石まじり粘土質火山灰よりなり、特に下部は、分布している場所により粒度組成、色および層の

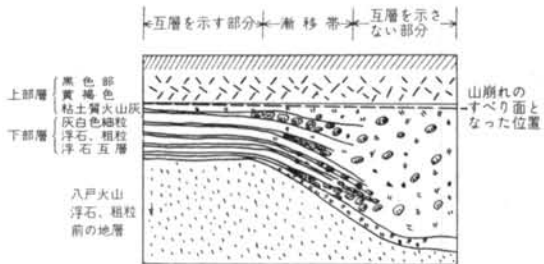


図-3.2 八戸火山灰層の代表的断面

地域	むつ市周辺地域	馬淵川、五戸川、奥入瀬川流域
区分		
沖積平野	(平野構成層)	(平野構成層) 名久井段丘
低位段丘	<八戸火山灰> 薬師野段丘・永下段丘	三本木段丘 (三本木層) <八戸火山灰> 田面木段丘 根城段丘
中位段丘	<高館火山灰> <女館火山灰> 野辺地 田名部 沼崎 段丘 段丘 段丘 (田名部層) (沼崎層)	<高館火山灰> 高館段丘 (沼崎層)
高位段丘		
最高位段丘		
第四系下部	(高位段丘、最高位段丘の詳細については省略)	
第三系		

( )……構成層名 < >……火山灰名

表-3.1 調査地域の段丘対比表

厚さは激しく変化する。八戸市売市付近での層の厚さは1～1.5mである。上部の黄茶褐色粘土質の部分は、一見関東地方にみられる関東ローム層に似ている。上部層の厚さは約50cmである。

下部の灰白色浮石まじりの部分は、粗粒の浮石を含む層と細粒の浮石を含む粘土質の層とが交互に重なって互層をなしている。粗粒の浮石は径1～3cmでやや角ばっていて、層の中には火山から直接噴出した火山れきを伴っている。

このような八戸火山灰が、地表でみられるところは、段丘面、丘陵の頂上部にみられる平坦面およびゆるい斜面である。八戸火山灰がたい積した基底の面は、火山灰がたい積する以前の地形を示している。この基底にあたる地形が、崖とか斜面の下、あるいは谷といった凹地形をなす場所では、八戸火山灰層の下部（灰白色浮石部）は、地形面の低下を補うように、急に厚さを増すことがわかる。このようなところでは、含有している浮石の粒径も大きくなって、20～30cmに達し、互層をなすことがない。

沖積平野を構成している沖積層は、図-3.3にその分布を示す。沖積層はほとんど砂質土からなるが、八戸市の北西部から尻内にかけての地域と馬淵川河口付近には軟弱な粘性土層がたい積している。そのボーリング柱状図の例を図-3.4に示す。

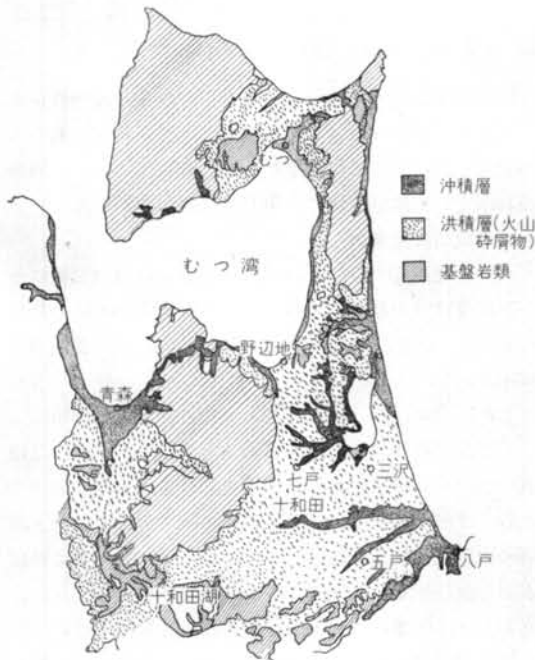


図-3.3 青森県東部の沖積層と洪積層の分布

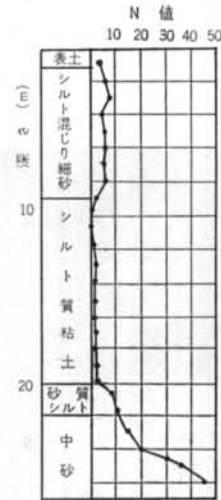


図-3.4 八戸付近の沖積地盤における土質柱状図の一例

### 3.1.2 被害状況

調査は、2日間にわたって行ない、調査ルートもきわめて限られたものであるため、全体を明らかにすることはできないので、個々の調査現場における記述を行ない参考にする。

#### (a) 八戸市立体育館

建物の位置は、段丘と段丘との間にみられる沖積層地盤を埋めたてて敷地としたものである。敷地地盤には亀裂はみられないが、建物本体と周辺地盤とは相対的に動いた形跡があつて、写真-3.1に示すように、外部階段の基礎が建物本体に対して沈下したため、本体との取り付け部分が破壊している。



写真-3.1

地下駐車場の床には亀裂がみえ、そこに土砂がたい積したと思われるが、この土砂が雨水によって運ばれたものか、噴砂現象によるものかはっきりしない。(写真—3.2)



写真—3.2

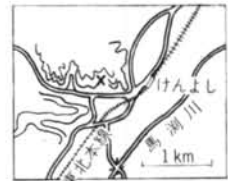
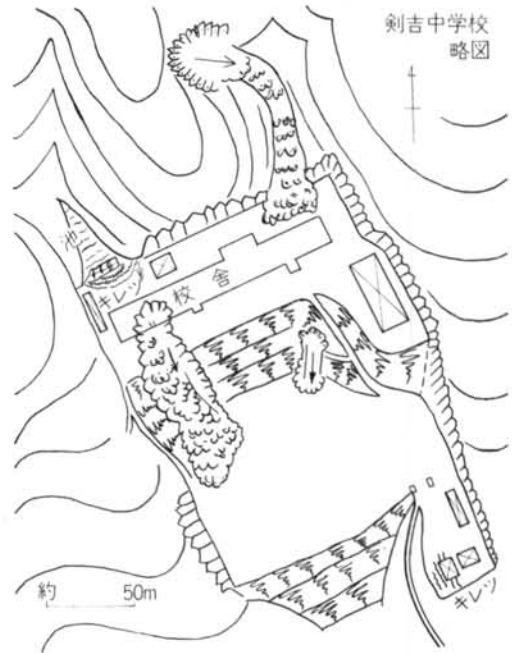
(b) 剣吉中学校

馬淵川の左岸にあって、ちょうど山の中腹に切り土と盛り土をして、建てられたものである。図—3.5は、現場の状況を示す図である。この図と写真—3.3とによりわかるように、校舎の下の地盤が幅20mにわたってすべり出し、校庭に流れだしたものである。校舎は、2つの沢の出口をせきとめるような形の盛土の上に建っていて、あたかもアースダムのようにになっている。一方の沢では、せきとめられた箇所を池として使っていた。盛土



写真—3.3

の高さは約14m位で、小段を3個所にもうけ、のりこり配は1:1.5位であった。



図—3.5 剣吉中学校の盛土崩壊を示す略図

校庭に流れた土砂の状況からみて、かなり流動性があったものと思われる。また、崩壊の状況からみて池の水が浸透していたために崩壊したとは考えにくい。崩壊の素因としては危険側に作用していたにちがいない。

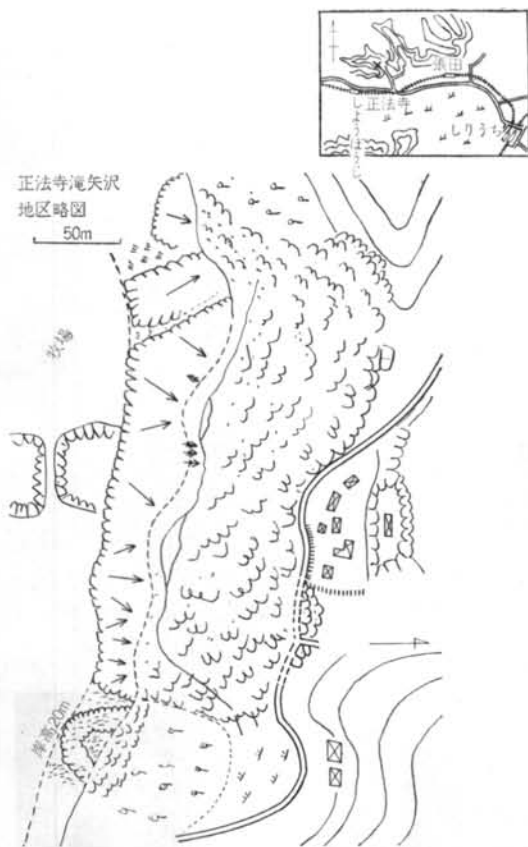
(c) 正法寺滝矢沢

八戸市北西部へのびている南部鉄道五戸線の沿線にある正法寺部落の北側である。ここは幅約400mにわたって崩壊し、民家に被害を及ぼした。その略図を図—3.6に示す。

この斜面は、段丘に入りこんでいる沢の侵蝕作用によってできた斜面で、こう配は約30°である。すべった地層は八戸火山灰層の上部(黄褐色部)と黒っぽい表土である。すべり面は上部層と下部層の間で、いくらか下部層の灰白色細粒浮石部に入っている。すべった土はほぼ水平な面が静止し、先端でのり上がりはみられない。立木などは流される途中で転倒したような様子はなく、かなり流動性をおびた崩れ方をしたのではないかと思われる。段丘上の平坦地は、整地をした形跡があり、雨



水が浸透するにはよい条件であった。



図—3.6 正法寺滝沢部落の山崩れを示す略図



写真—3.4

(d) 七崎付近の山崩れ

写真—3.4に示すように、七崎部落裏の小さな沢で、山崩れが起こっている。こう配約30°位の枝分れした沢の奥で、沢に沿って流動化した土砂がすべりおちて、民家に損害を与えた。すべった後の山肌には、前にのべた灰白色で浮石を含む八戸火山灰層の下部層とみられる地層が露出している。上部層と下部層の境界で上部層がすべりおちたものと考えられる。



写真—3.5

(e) 志戸岸—豊間内地区

この地域は、調査した行程の中では、もっとも被害が集中してみられた箇所である。写真—3.5に沿道における造成地地盤の亀裂を示す。災害後、かなりの時日をへているので新鮮な状態ではないが、これらの亀裂の方向と、亀裂にはさまれた各ブロックの傾きからみて、いずれも、低い方向へ流れだす傾向を示している。

山崩れは、主に南側ないし西側の斜面においてすべっていて、その反対側の斜面にはみられない。

この地区には、尻内から五戸に至る南部鉄道線の線路が通っているが、この盛土部分が大きく崩壊している。

盛土材料としては主に八戸火山灰の下部と思われる、灰白色粗粒の火山灰を用いている。火山灰の粗粒分は、一般に粒度がよくそろっているので、盛土材料としては、他のものに比べて、やや不利と考えられる。

(f) 国道および県道

道路は、いずれも路肩や小さい沢を横切るときの盛土部分が崩壊している。ただし、かなり復旧が進行していたので、被害をうけた直後の状況は不明である。

(g) 五戸町

五戸川へ入る小沢が、市街を通り窪地をなしている。この付近で家屋の倒壊および道路の崩壊がみられた。これらはいずれも崖錐（がはいすい）たい積物の上につくられた構造物である。崖錐たい積物は、小さい沢などを埋めるようにまわりの地盤が、自然にたい積したもので、

きわめてゆるい積物である。

五戸小学校地内では崖ふちに、崖に平行ないくつかの亀裂がみられた。(写真—3.6)ここでは、斜面の傾斜がゆるく $15^\circ$ 内外であった。また、新築の校舎周辺地盤も建物に対し沈下して犬走りに密接した排水溝が破損していた。



写真—3.6

(h) 七戸町

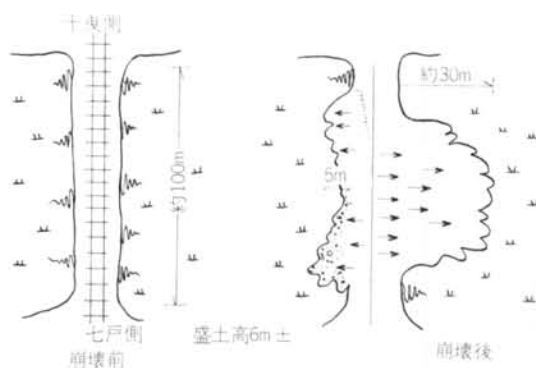
町の中心部には、目立った被害はなかった。

東北本線の千曳(ちびき)から七戸に至る南部縦貫鉄道の盛土が崩壊していた。(写真—3.7)段丘にはさまれた軟弱な水田の部分の横切るところで、盛土全長約100m、こう配 $30^\circ$ であったが、写真にみるように完全な流動化現象による崩壊のようである。すべった土の先端は



写真—3.7

もとの位置から約30m水平移動していた。盛土の高さは約6mであった。



図—3.7 千曳—七戸間盛土の崩壊を示す略図

(i) 上北町

農協倉庫も、壁の部分にかなり破損した個所がみられた。地盤の被害としては、農協倉庫裏にみられる山崩れである。(写真—3.8)幅約100mにわたってすべり、土質は茶褐色のれきをまじえた粘土質火山灰である。



写真—3.8

### 3.1.3 山崩れと盛土の崩壊について

(a) 山崩れの原因

山崩れの原因を考える場合に、山崩れの素因と誘因とに分けて考える。素因というのは、主に地形地質や森林の状況などのことをいい、誘因とは山崩れを起こすもの、すなわち、地震とか豪雨、地下水などのことをいう。

火山灰が地形面に対して安定にたい積するのは、この地域では、 $30^\circ$ 以下と考えられている。地震を誘因とする山崩れと、素因となる斜面の傾斜について統計的に調査した結果では、 $45^\circ\sim 50^\circ$ および $10^\circ\sim 20^\circ$ の2つの角度範囲の傾斜面に卓越して山崩れが発生しやすいとされている。志戸岸・豊間内付近にみられる山崩れは後者に属

するものである。

また、地質的な素因として考えられることとしては、この地域が地史的にみて、新しい八戸火山灰によっておおわれていることがあげられる。この火山灰の下部層は、粗粒で、粘着性がなく多孔質である。これに反して、上部の火山灰は細粒で、透水性が低いが、単位体積重量は軽く、間げき比は大きい値を示す。また、塑性指数が小さい。

次に誘因として考えられる地震の作用であるが、防災の見地からすれば、こういう地層からなるこういう斜面に対して、こういう地震力が作用すれば山崩れが起こるのであるという警告を出すことは、それほどむずかしいことではないように思われる。今度のように多孔質な下部層の上に軟弱な粘土質の火山灰層がたい積しているような地質状況のもとでは、地震動によるくりかえし荷重のために、下部層に含まれている間げき水が上部層との境界までしぼり出されてきたか、あるいは下部層そのものの液状化によるかの2つの原因のいずれかによって、上部層と下部層との間の摩擦力が低減され、流動的な崩壊が発生したものと考えられる。

次に、山崩れの誘因として、この地域の災害前における雨量の多さを挙げるができる。図-3.8に5月12日~14日に至る間の等雨量線図を引用してある。これによると、八戸北西部の五戸付近はかなりの雨量があったことが認められる。

被害が集中的に起こったことの原因として、地震の加速度が地域的に異なっていたことも考えられる。これは地盤の卓越周期の地域的な差などによるものと思われる

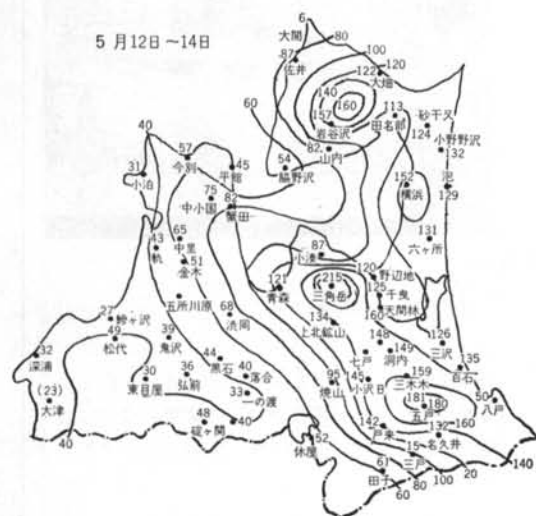


図-3.8 5月12日~5月14日に至る間の等雨量線図

が、地下の地質構造に影響されることが大きい。これについては、まだ不明な点の方が多いようである。

### (b) 盛土の崩壊について

道路あるいは鉄道の盛土の設計には、ほとんど地震力を考慮していない。これは、地震時における盛土の安定に関する調査費用が、盛土の経済性からみてかなり高価なものにつくということのためによるようである。

今回の災害での盛土の崩壊をみると、ほとんどが、粗粒土の液状化に原因があるようである。沖積層地盤の上の盛土は、今回の調査では余りみていないが、盛土の底面がすべって崩壊したという例には出会わなかった。

ほとんどが、盛土材料が液状化して崩壊したものである。また、崩壊した盛土はほとんど砂質土を主体としており、振動に対して弱かった一因となっている。

(文責：大塚 義之)

## 3.2 青森県北部むつ市付近の被害

### 3.2.1 地盤概要

調査地点は、青森県下北半島における特にむつ市(田名部、大湊)に主眼をおいて地盤の被害状況を調査したものである。青森県は、太平洋と日本海を連絡する津軽海峡によって北海道と分離されており、本州最北端を占め、下北半島は青森県独特の海岸地形を呈している。

青森県下の地質を概観すると、そのほとんどが第三系(新生代第三紀に形成された地層)の地層によって構成されている。

図-3.2、図-3.3に示すように青森県下の段丘区分は沖積平野低位段丘、中位段丘、高位段丘、最高位段丘に分けられるが、特に最高位段丘はたい積物をほとんどもなわないので一般には4つに大別している。

県南東部の沼崎層、下北半島の田名部層、県西部の山田野層で代表されているこれらの地層群は、時代や、たい積の仕方によって分けるならば、中位段丘から低位段丘構成層に属するものである。

下北半島東部に最も広く発達している新生代第四紀に形成された地層、(沖積層、洪積層で、保存、分布の状態が他の地質時代のものと若干趣を異にしている)すなわち第四系は、中位段丘に属する田名部段丘構成層である田名部層と沼崎層であって段丘は野辺地湾南岸まで連続している。

田名部段丘面は平坦でしかも田名部低地帯から、野辺地湾南東岸まで連続していて、野辺地付近はこれを野辺地段丘と呼んでいる。

特に田名部層は、野辺地付近では地盤の下の方はれきで中間から上部にかけては主として砂分が多く、中には

厚さ約5mの重炭薄層や粘土質分を伴っている。

また野辺地湾東岸の田名部層は、ほぼ野辺地付近と同様の層と見られ、一部で極めて薄くなり、段丘面が侵蝕面となっているところもある。

最上部は、高館火山灰におおわれている火山灰質の土である。この田名部層の主に発達した区域は田名部の低地帯であり、田名部周辺では、火山砂、浮石を混ぜほとんどが砂分から成りたっており、一部で層厚20mの地層が露出している部分もある。これらも田名部段丘と呼ぶ構成層（田名部層）であって、高館火山灰よりなる沼崎段丘（沼崎層）に見られる類似した砂、れき、粘土である。

丘陵地には、新第三紀にたい積した最も新しい鮮新世（1万3,000年前）の砂子又層が連続して分布し、これが丘陵の基礎を成しており、特に平頂丘陵地形は比較的透水性の高い構成層となっている。

田名部段丘の上の火山灰（女館火山灰）は恐山東麓では、火山角れき岩中に含まれ、さらにその上をおっているが、田名部町付近で砂のような火山灰を含み、田名部町西方で若干浮石の集りを形成しているのみで、他の地域ではほとんどが、暗赤褐色火山灰よりなり、田名部町付近で厚さ5m程度の層を成している。

大畑付近の火山灰も浮石層などをほとんどはさまず、厚さも2mかあるいはそれ以下で北西の方向へ行ってもその厚さは増加していない。

すなわち田名部段丘上にたい積する女館火山灰は、このような分布から考えてみると恐山に由来するものであろう。

小湊川、清水川などに沿ってその下流沿岸に発達する小規模な薬師野段丘は低位段丘に属する。小湊付近は、砂、れきを含む構成層で、特に下流沿岸に発達し扇状地の様相を呈している。大湊付近では、永下段丘（低位段丘に属する）が発達しており構成層はほとんどれきで、その分布は局部的である。

田名部、大湊付近の永下段丘に相当する低位段丘は、諸河川沿いに幅狭く発達して構成層といわれる著しいものはほとんど見られない。

### 3.2.2 地盤の被害

#### (イ) 盛土部分の被害

青森県の東部動脈として知られる東北日本の最も重要な幹線である東北本線と1級国道4号線は、今回の地震によって想像以上の被害を受けている。

しかしこれらの震害を地盤に関して良く注意してみると、決壊、損傷箇所は谷やくぼ地を横断する鉄道や道路が目立ち、ほとんどこの他に例外がない。

これらはいうまでもなく高低差を少くするために“盛土工事”が行なわれており、地震による鉄道と道路の被害は、その盛土箇所に限るといっても過言ではない。鉄道線路は、枕木が動き、レールはあめのように曲がり、道路の崩壊は、歩道と車道の境目に沿ったものが多い。

鉄道では、大湊線、大畑線、道路では“むつはまなすライン”はその被害の代表的なものであろう。

大湊と大畑を結ぶ総延長77kmの大畑線は、田名部一川代駅間をはじめ24か所5kmにわたって被害を受けており、中でも後述する早掛沼の堤防決壊で約400mの道床が押し流され、川代駅付近では約600mの間が路盤沈下をおこしているのが目立つ。

写真-3.9にみられるように鉄道線路下部はもちろん盛土されており、盛土上部の枕木および敷石は横に飛び出していないことから、盛土内部の土が両側にしかも盛土下の方からはみ出して、上部がこのため沈下したのであろう。



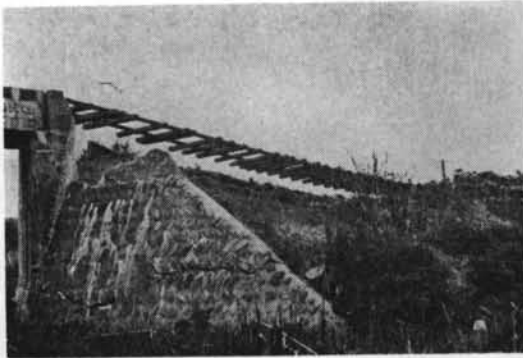
写真-3.9

盛土材料は、火山灰質の砂質ロームで安定性の低いものであった。同時にこれらの材料のせん断抵抗が、降雨あるいは浸透水による含水量の増加によって低下したこと、盛土の基礎の軟弱地盤がかなり影響していること、また盛土の高さ、相対密度による影響もかなり受けているようである。

盛土材料の火山灰質土は比較的流動化現象を生じ易い。それは均一粒径の砂に比較すると、多少粒度分布が

異なり、盛土部分の土の密度は比較的低い。大畑線沿いの盛土に使用されている火山灰質砂は飽和状態に近くになっており、事実上流動性を生じ、そのための崩壊とも見られる。

写真—3.10の部分は盛土部分を横切って通路が走っており、盛土された箇所は、コンクリートのよう壁で支持されている。盛土部分が震動のためゆるみ、よう壁は下部が押し出され、しかも横に傾むいている。



写真—3.10

また敷石部分（盛土上部の地盤）が正常であることから、盛土内部の土がはみ出して沈下し、さらに盛土全体が両側にスライドを起こしたものと考えられる。

しかしコンクリートの土止め壁に接触している土は、外部へはみ出そうとしても、止められており震動でかなり縮まり、このためこの部分ではスライドを起こしていない。これらの盛土内部の土が、外部にはみ出そうとする傾向は次のような被害場所においてもよくわかる。

田名部中心街道路終端に田名部町を一望できる高台があり、ここに木造3階建の田名部第一小学校がある。この小学校に並行して写真—3.11にみるように高さ2.5m程度盛土され、しかもその盛土周囲を石垣で包囲し固定した神社境内がある。



写真—3.11

その石垣の間にはセメントが塗り込まれており、盛土内部の水を排水する排水孔はここには見当たらない。今回の地震のために石垣の中央部がはらんで亀裂が入っている。

この敷地地盤は比較的粘性土が多く、石垣下部には学校側からの排水溝が設置されていたために盛土下部の土の移動が少なかったのであろう。線路盛土部分の被害と比較すると極めて小さいが、やはり線路の盛土崩壊と同様に盛土内部が弱点となっている。

しかしこの盛土部分が完全崩壊を免れた理由として、砂質土が少なく粘性土であったこと、盛土周囲が石垣で包囲され固定されていたこと、盛土基礎地盤が比較的硬質地盤であったこと、などがあげられよう。

特に青森県立むつ工業高等学校の敷地は標高で見ると田名部より高台に位置し、やはり1.5m程度盛土されている。地盤は粘土質砂でこの上に砂利が敷かれている。盛土部分の被害はいたるところで目についたが、ここでは何等の被害も受けていないのはなぜだろうか。

盛土している範囲が盛土高さに比較して極めて広範囲であったこと、盛土の上部は敷砂利と芝生で比較的土が締められていたこと、砂分が少なかったこと、などによるものであろう。

写真—3.12に見られるのは“むつはまなすライン”の道路路肩の崩壊である。



写真—3.12

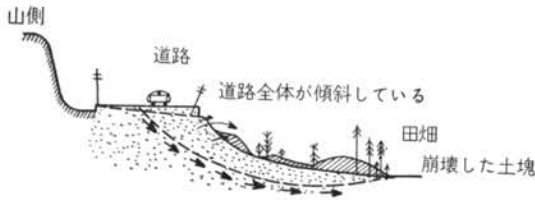


図-3.9 道路路肩の崩壊

図-3.9に示すように大畑線と直交して走るこの道路は山の斜面を削りとして盛土されている。地震によって山側は全く被害がなく片方の路肩が崩壊を起しているのが特徴である。これはやはり盛土に使用された材料が火山灰質の土で砂が多く浮石を若干混じえていたことに起因するであろう。

この砂分が広範囲にわたってはみ出し、道路が傾斜したものと考えられる。このため道路に直交する亀裂はほとんど見当らず、この盛土崩壊の形態は大部分が盛土半断面、あるいは路肩部分のみがすべり破壊を起しており、特にこの道路においては局部的な陥没がなかったのが印象的である。



写真-3.13

写真-3.13に見るように、むつ田名部北方大畑線に沿って4kmほどの地点に、市民公園として当時灌漑用水を周辺農地に供給していた早掛沼（はやかけぬま）がある。この沼の周囲は小高い丘となっており、素晴らしい景観を呈している。ここに堤防がわりの道路が長さ約150mにわたって決壊し、大畑線の路床と線路が流されてしまった。

この決壊原因は南北性の震動による法面の崩壊であることは明らかであり、今回の地震が南北性の水平振動が大きかったため、東西性の亀裂があらゆる所で目だつが早掛沼に貯えられていた水の動きや、震動による堤防盛土の法面の崩壊の方向もその例外ではないようである。

写真-3.13では決壊後、水が一滴もなくなってしまった早掛沼であるが、この堤防盛土にあたっては、本地域の地質を反映して現地で供給された主として火山灰質の

砂であったこと、さらにまたここ数10年大きな地震を経験していない本県においては、耐震許容度が低く見積られていたことなどの事実も、被害を一層高めた原因であったといえそうである。

当時の決壊状況を推定してみると地震によって発生した高波のため、沈下した堤防を水が越流して、盛土下部が洗掘されて、水に押し流されたものと考えられる。

盛土下は軟弱地盤が厚いため、地震による振動周期が長く、振幅も大きかったこと、同時に盛土の大部分が火山灰質のローム土からなっているため振動に対して、せん断強度が低下し滑動を生じ、安全率を低下させたのであろう。

したがって盛土部分の被害についての結論的事項としては盛土高さの大きいものほど被害があり、これは盛土、堤防の安定性から考えて当然のことであり、さらに砂質土を用いた堤防の被害が目立ったことである。

#### (ロ) 地盤の亀裂および山斜面の崩壊

田名部より大湊湾に沿って約25km程の所に、大湊駅がある。この大湊は一般的にみて高い建物が少ないためなのか構造物の被害はあまり目につかない。

特に写真-3.14に見るように駅構内の地盤の亀裂はまさに大地が割れているという感じが強い。

最大亀裂幅は約700mm、最小亀裂幅は約50mm、亀裂深さは見える所で300mm～600mmで盛土部分の崩壊と異なり、比較的硬質地盤に生じている。

亀裂周囲の地盤の沈下はあまりなく、わずかに地盤の高い部分から低い部分に向かって生じていることから、やはり、振動によって大きな土の横方向への移動があったのであろう。

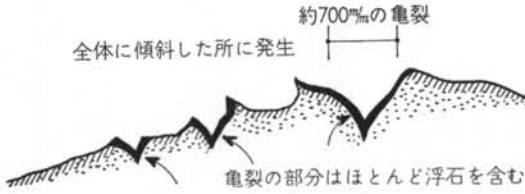
これらの亀裂群の特徴は、図-3.10に示すようにこのごりの歯のごとくなっていて亀裂部分の地盤は火山灰質の土で黄色い浮石を混じえた部分に多く発生している。



写真-3.14

大湊から田名部に向かって山道を2kmほど行くと小高い山（高さ20m程度）の面が長さ約50mにわたって滑っているのが見られる。

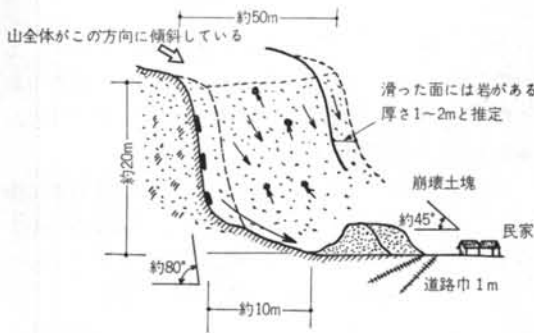
写真—3.15に見る山の部分が滑った跡で手前にある土



図—3.10 地盤の亀裂



写真—3.15



図—3.11 山斜面の崩壊

が滑って押し出されてきた土である。図—3.11に概略崩壊の形を示したが、この山側の地盤は砂質粘土と見られ、崩壊土は砂分が非常に多く地盤が異なっているのが特徴である。崩壊後の山面は乾燥しているが、その部分から深く調査してみると相当に湿っている。

多分崩壊した土は厚さ1~1.5mの厚さであろうと推定される。崩壊後山の面はほぼ垂直に近く所々に岩が露出しているが、崩壊土には岩石が含まれていない。

またこの山は全体に崩壊した面側に傾斜しており、雨水などの侵入が多く、当時崩壊前には、この崩壊面が水みちとなり、わずかでも間げきを作っていて、地震発生当時この水みち付近の土が湿っていたため、振動によって滑動をより一層加速したものと考えられる。

### 3.2.3 クイックサンド（Quicksand）現象による被害

大湊から田名部に向かい右側は波静かな大湊湾が一望にながめることができる。この大湊湾に現在原子力船母港の岸壁工事が行なわれており、ここで施工にしている建設会社の所長をしているI氏に会い地震直後の被害状況を説明していただき、当時の現場被害の記録写真を見せていただいた。

当現場敷地内は、構造物はまだ何一つ建設されていないが、乾燥しきった盛土表面は荒れ果てて雑草がきたないように生えている。

その敷地内にあつて特に興味のある現象として無数に噴砂孔の後が見られたことである。写真—3.16は地震発生当時に砂といっしょに噴き出した水が敷地内の仮道路に流れ出した時のものである。



写真—3.16

それではここでボーリング調査による地盤の柱状図を図—3.12に示してクイックサンド現象の発生理論と敷地内の被害について述べることにする。

#### (i) 揚水圧によるクイックサンド現象の理論

地下侵蝕の初期の段階は局所的な土砂の移動に始まると考えられる。その移動の起る機構の説明をしてみると図—3.13に示すように、試料の底面から水を浸透させ、試料の表面Cから水をあふれ出す時、底面Bに作用する全水圧  $P_w$  は、 $P_w = (h+L)\gamma_w \cdot A$  である。

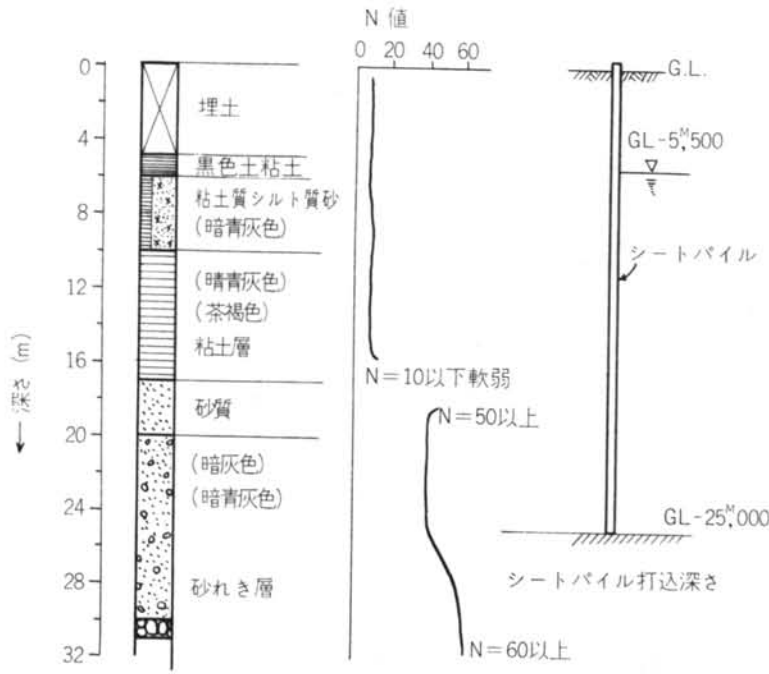
ここに、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量( $g/cm^3$ )

$A$ ：管の断面積 ( $cm^2$ )

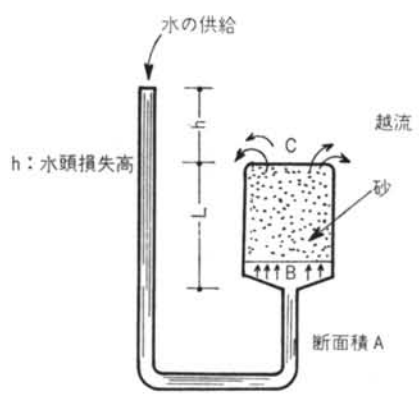
$h$ ：水頭損失高さ ( $cm$ )

$L$ ：試験体の長さ ( $cm$ )

これが地盤を持ち上げる揚水圧となる。また底面Bに



図一3.12 敷地内の地質構成



図一3.13 砂の移動の起きる機構

働く試料の全重量は、この場合試料が水で飽和された一体のものと考えたと飽和重量 ( $\gamma_s$ ) は、 $\gamma_s = G + e/1 + e \cdot \gamma_w$  である。

ここに、 $G$  : 土粒子の比重  
 $e$  : 間げき比

そこで、底面Bに作用する水圧 ( $P_w$ ) が同じ底面に働く試料の重量 ( $P_s$ ) より大きければ、水圧 ( $P_w$ ) のために試料は浮きあがる。これは揚水圧によるクィックサンド現象の1つの原因である。その時の条件は、

$$(h+L)\gamma_w \cdot A > G + e/1 + e \cdot \gamma_w \cdot A \cdot L \text{ である。}$$

したがって  $h/L > G - 1/1 + e$

となり、この式による限界動水傾度 (こう配) は、土粒子の比重 ( $G_s$ ) と間げき比 ( $e$ ) によって決定され、仮に  $G_s = 2.65$ ,  $e = 0.65$  とすると  $h/L \approx 1$  となり、 $h/L = 1$  になるとクィックサンド現象が生じることになる。

さらに土粒子1つ1つの動きを考えねばならない。この場合は、土粒子間を通過する水の土粒子への作用を考えねばならない。水頭 ( $h$ ) は長さ ( $L$ ) の間げき水が通過するために使用される。

この力は摩擦のために消費され、この場合上向きに作用して、間げき壁である土粒子を上方に引張る作用をすると、そこで飽和した土粒子の有効重量は、

$$[(G-1)/(1+e)]\gamma_w \cdot L \cdot A$$

となり、消費される水頭は  $h$  であるから上向きの力 ( $h \cdot \gamma_w \cdot A$ ) が消費される。

したがって、この場合の土粒子が浮上する条件は

$$h \cdot \gamma_w \cdot A = G - 1/1 + e \cdot \gamma_w \cdot L \cdot A$$

$$i \cdot \gamma_w = G - 1/1 + e \cdot \gamma_w \text{ である。}$$

このような原因でクィックサンド現象が起こる。この名称の起源はクィックサンド現象を起こし易い土によるものと思われるが、必ずしも特殊な土の名称あるいは粒径でなく、水圧による土粒子の沸騰現象を起こすそのものを指すものと考えてよいであろう。

しかし広義のクィックサンド現象は水圧のみでなく、



その他、衝撃、振動などによって起こるものである。

いずれの場合にでも、土の構造が破壊され、土が液状化し、懸濁液化して強度がほとんどなくなるということには変わりはない。

以上述べたことは、砂に生じる特有の現象である。

したがって振動によって、砂の粒子がバラバラになって重いものは沈んでしまうようになるが、シルトや粘土ではおたがいに付着する性質を持ち、しかも透水性が悪いので生じないのである。砂はゆるいものは変形させると縮み、締ったものは膨脹する性質をもっている。この時砂が飽和していれば縮む時には水を排出し、膨脹すれば水を吸い込む。すなわちゆるい砂では水圧が上昇するので、振動や、衝撃などで砂が液状化する可能性が出てくるわけである。

地下水が上昇流を持つと流体の圧力によって土粒子は浮き上がり、クーロンの式で表わされる土のせん断抵抗 ( $S$ ) は、 $S = \gamma \cdot Z \cdot \tan \phi$  となる。

(原式は  $S = c + \gamma \cdot Z \cdot \tan \phi$  であるが砂であるから粘着力  $c = 0$  とする。)

したがって  $S = (\gamma \cdot Z - u) \tan \phi$  となる。

ここに、 $S$  : 土のせん断抵抗 ( $\text{kg/cm}^2$ )

$\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{g/cm}^3$ )

$c$  : 土の粘着力 ( $\text{kg/cm}^2$ )

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (度)

$Z$  : 地盤内深度 (m)

$u$  : 地下水の上昇流による流体圧

( $\text{kg/cm}^2$ )

ここで、 $\gamma \cdot Z = u$  となると地盤は完全にせん断抵抗を失ってクイックサンドとなる。さらに  $u$  が増大すれば、地下水と共に土砂を噴きあげて地下水面が沸騰したような状態になる。この現象は、ボイリング (Boiling) または、クイックサンド (Quicksand) あるいは Liquefaction と呼ばれており、砂地盤を形成する所では時々見られる現象である。だから流体圧が高い場合には地盤内の微粒土砂が流出して、地盤は多孔質となり、透水性が急激に



写真-3.17

増大するのである。

当敷地内に発生したクイックサンド現象は、当時の状態を聞いて見ると約40cm水が噴き上げたとのことで、この現象のために敷地全体が40~60cmの地盤沈下を起こしていた。

写真-3.17はクイックサンド現象を生じて噴砂したその孔の後である。噴砂した砂を見ると、粒径は非常に細かい。これらの砂は、ボーリングの柱状図 (図-3.12) よりみると  $GL - 6.0\text{m} \sim GL - 10.0\text{m}$  にある粘土質シルト砂であるものと推定される。

(ロ) 敷地内におけるクイックサンド現象による構造物の被害

(ロ)-1 シートパイルの移動 (倒れ)

写真-3.18、図-3.14に示すように、岸壁に打設され



写真-3.18

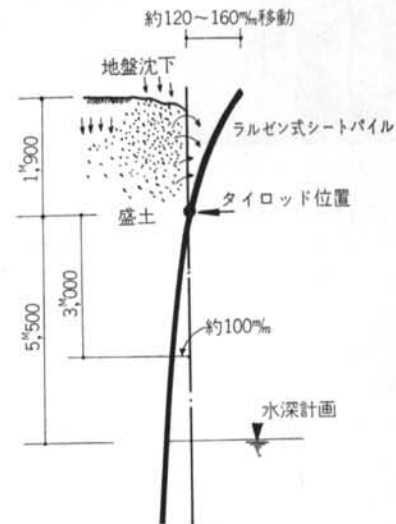


図-3.14 岸壁のシートパイルの移動

ているシートパイルは、昭和3年に打設されたラルゼン式のシートパイルで、敷地全体がクイックサンド現象によって沈下したため、盛土部分の砂分が海側に流れ出しシートパイルを押し出したのであろう。

(ロ)-2 エプロン (Apron) と盛土部分の接触部の被害

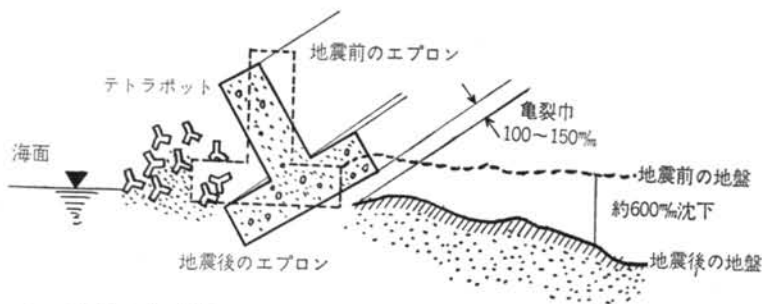


図-3.15 エプロンと盛土部分の状況



写真-3.19

写真-3.19、図-3.15に示すように、単純に砂地盤の上のコンクリートのエプロンは震動によって海側に傾斜しテトラポットを前面に押し出し沈下している。以上がこの敷地内に発生したクィックサンド現象による被害である。

昭和39年6月16日に発生した新潟地震については今回の十勝沖地震以上に、振動による砂の液状化に関して論議がかわされた。

新潟地震では砂地盤をパイロフロテーションで締め固める方法を応用した基礎地盤改良を行なったある石油タンクは、地盤のN値を平均16程度に改良していたが、これには基礎の被害はなかったようである。

今回の十勝沖地震の地盤の被害を再度振り返ってみると、道路、鉄道において、盛土部分は沈下、亀裂、すべり出し、平坦地では、沈下、亀裂、すべり出し、蛇行、舗装においてはアスファルトには亀裂が生じている。

よう壁や基礎では沈下、傾斜、移動が多く、斜面はすべり出し、崩壊が大部分である。

これらの被害に対する対策として考えられることは、やはり主要な構造物は地盤の比較的硬質な上に造り、地盤の局部改良で耐震的になるものは局部的地盤改良を行ない、また特にくい基礎を原則とし、構造物本体の強化を計ることが必要であろう。

しかし動的な原因による液状化の場合にそれを数値的に扱うことが非常に困難であるため、あまり設計にはとり入れられていないのが現状である。

地盤の耐震上の問題が大いに注目されている今日、対象が土という複雑な性質を持つ材料なので、基礎は経験的に設計されることも多い。

いずれにせよ地盤の震害はその重要性が認識されながらも、地盤の複雑性のゆえに、あまりはつきりとしていないが、今回の地震も含めて貴重な経験を無駄にすることはできないであろう。

(文責：清水 勇)

### 3.3 青森県東部の橋梁と鉄道と港湾の被害

#### 3.3.1 橋梁

橋梁には大きな被害は見られなかった。土木構造物の被害は、一部の例外を除いて青森県東部と北海道南部に多く見られた。ここでは、図-3.16に示す現場の写真を添えて青森県東部の橋梁と鉄道と港湾の被害を見よう。

新潟地震における昭和大橋のように橋桁が落下して大破したものはなかったが、一部の橋梁には橋脚の不同沈下、橋梁両端取付道路の陥没およびそれによる橋台と取付け道路のくい違い、RC橋台の亀裂などが見られた。

写真-3.20、写真-3.21は馬淵川にかかる尻内橋(八戸市内、RC橋)の橋脚の不同沈下と同橋橋台の亀裂を示す。写真-3.22は七戸町付近の橋梁(国道4号線、RC橋)で同じく橋脚の不同沈下を示す。しかし地元の話によると両橋梁とも本地震前にも程度損傷していたようで地震後にその程度が増大したようである。



写真—3.20 尻内橋橋脚の不同沈下（昭和43年7月2日撮影）



写真—3.21 尻内橋橋台の亀裂（昭和43年7月2日撮影）



図—3.16 写真撮影現場

写真—3.23, 写真—3.24は奥入瀬川にかかる橋梁（国道4号線，RC橋）で橋梁端部取付道路の陥没および亀裂を示す。

写真—3.25は小川原湖と内沼境界にかかる内沼橋（竣工昭和33年3月，橋長約30m，RC橋）の橋梁両端取付道路の滑べりおよびそれによる橋台と取付道路のくい違いを示す。写真—3.26, 写真—3.27, 写真—3.28は鷹架沼が太平洋に向かって口を開いたところにかかる鷹架橋（竣工昭和38年12月，橋長約80m，RC橋）の橋梁両端取付道路の亀裂および路肩崩壊を示す。写真—3.29は尾駁橋（竣工昭和37年12月，RC橋）の橋梁端部取付道路のり面の亀裂を示めす。写真—3.30は同じく尾駁橋の橋台下部である。橋台はRCパイルで支持されているので沈下していないが，橋台周囲のり面が滑ったため大きな割目が見られた。写真—3.31は老部川にかかる老部橋（補修昭和38年12月，橋長約40m，RC橋）である。一見被害はないようであるが，橋台に写真—3.32に示すような亀裂が見られた。

内沼橋，鷹架橋，尾駁橋および老部橋は乙供から下北半島東部を通ってむつ市に至る道路を結ぶ橋梁である。この付近一帯は，小川原湖を中心とする沖積層で，湖沼も多く，加えて砂質土であるため地震時には，土の流動化および噴砂現象が起こりそれが橋梁取付道路の被害を大きくした。



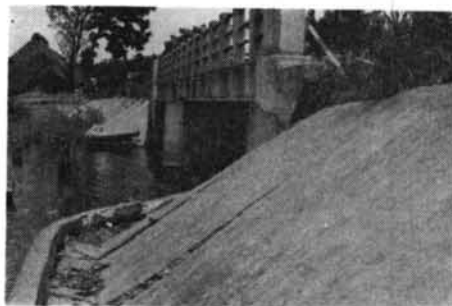
写真—3.24 奥入瀬川にかかる橋梁 端部取付道路の亀裂  
（昭和43年7月3日撮影）



写真—3.22 七戸町付近の橋梁 橋脚の不同沈下  
（昭和43年7月3日撮影）



写真—3.23 奥入瀬川にかかる橋梁 端部取付道路の陥没  
（昭和43年7月3日撮影）



写真—3.25 内沼橋両端部取付道路のり面の滑べり  
（昭和43年7月4日撮影）



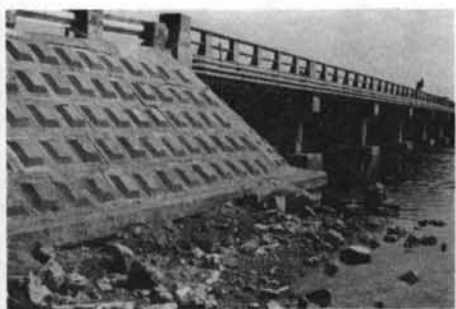
写真—3.26 鷹架橋端部取付道路の亀裂  
（昭和43年7月4日撮影）



写真—3.27 鷹架橋端部取付道路の崩壊  
(昭和43年7月4日撮影)



写真—3.28 鷹架橋端部取付道路の崩壊  
(昭和43年7月4日撮影)



写真—3.29 尾駈橋端部取付道路のり面の亀裂  
(昭和43年7月4日撮影)



写真—3.30 尾駈橋橋台下部のり面の滑べり  
(昭和43年7月4日撮影)



写真—3.31 老部橋 (昭昭43年7月4日撮影)



写真—3.32 老部橋橋台の亀裂 (昭昭43年7月4日撮影)

### 3.3.2 鉄道

鉄道にはかなり大きな被害が見られる。青森県東部一帯は、地震に先だち5月13日から15日午前にかけて100～200mmの雨量があり、地盤がかなりゆるんでいたため路盤の崩壊などによる被害がより大きくなった。すなわち、表—3.2に示すように東北本線尻内～野辺地間、大湊線、大畑線および南部鉄道においては、路盤の陥没および沈下、亀裂、築堤崩壊、のり面変状、橋梁変状、乗降場変状などかなり大きな被害が見られた。

両側を水田に囲まれた小川原駅構内は、写真—3.33に示すように高さ約20mの築堤が大崩壊した。昼夜兼行の廻旧作業の結果、写真—3.34に示すような復旧処置を施



写真-3.33 小川原駅構内築堤の大崩壊  
(盛岡鉄道管理局総務部撮影)



写真-3.34 東北本線小川原駅構内築堤崩壊の復旧処置  
(昭和43年7月4日撮影)

(東北本線)

区 間	路盤沈下 路盤かん没		路盤亀裂		築堤崩かい		のり面変状		土留 拡壁 変状		乗降場変状	
	か所	m	か所	m	か所	m	か所	m	か所	m	か所	m
盛岡～一戸	7	370	4	570							2	50
一戸～尻内	24	1,001	1	50	4	410	2	300	1		8	620
尻内～野辺地	42	8,412	3	810	16	1,404	4	1,890	2	50	21	3,979
野辺地～青森 構内側線	19	2,970	1	50	3	550	1	100	5	380	9	1,920
新 計	7	2,847										
<b>計</b>	<b>142</b>	<b>21,378</b>	<b>9</b>	<b>1,480</b>	<b>23</b>	<b>2,364</b>	<b>7</b>	<b>2,290</b>	<b>8</b>	<b>430</b>	<b>40</b>	<b>6,569</b>

区 間	給水設備 給水管破損		排水こう・流 雪こう変状		橋りょう 変状	ずい 道 変 状	こ 破 線 橋 損	分 岐 器 変 状	そ の 他
	か所	m	か所	m					
盛岡～一戸					1				1
一戸～尻内	9				3				4
尻内～野辺地	3	1,138			8				4
野辺地～青森 構内側線	2	429	2	183	1				
新 計								31	
<b>計</b>	<b>14</b>	<b>1,567</b>	<b>2</b>	<b>183</b>	<b>13</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>38</b>	<b>9</b>

(支 線 区)

	路盤沈下 路盤かん没		路盤亀裂		築場崩かい		築堤流 道床流 失		落 石	橋りよ う変状	のり面 変状	ずい 道 変 状	そ の 他
	か所	m	か所	m	か所	m	か所	m					
釜石線			1	172					1				2
山田線			3	685					4		1		2
小本線									1				
花輪線	3	280	12	341					1				
八戸線	17	693			1	21				5			
大湊線	92	10,619			1	600	1	400					1
大畑線	36	7,595					1	380					
津軽線											1		
<b>計</b>	<b>148</b>	<b>19,187</b>	<b>16</b>	<b>1,198</b>	<b>2</b>	<b>621</b>	<b>2</b>	<b>780</b>	<b>7</b>	<b>5</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>5</b>

表-3.2 鉄道被害の概要

注 「もりてつだより」昭和43年5月31日(第139号) 盛岡鉄道管理局発行

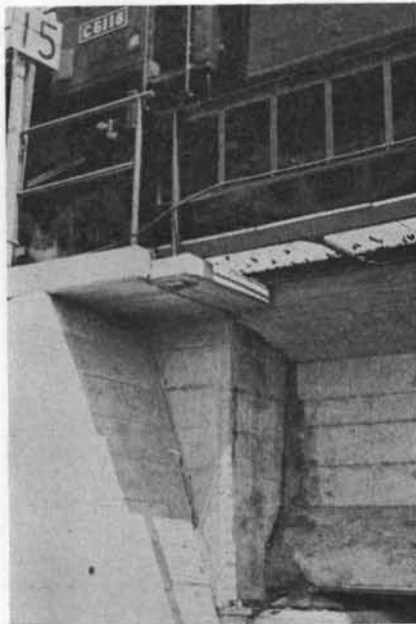
こし5月27日7時に単線開通した。

また、小川原湖から続く水田の真中を通る小川原～上北町駅間の路盤は約50mにわたり最大700～1,000mm沈下した。付近は地盤が悪くシート・パイルを28mまで打込んで復旧作業を行なった。写真—3.35はその復旧作業を示す。写真—3.36、写真—3.37は同じく小川原～上北町駅の砂土路川鉄橋（竣工昭和42年11月）橋台の亀裂と同駅間のRC高架橋橋脚基礎の埋戻土の沈下による亀裂を示す。

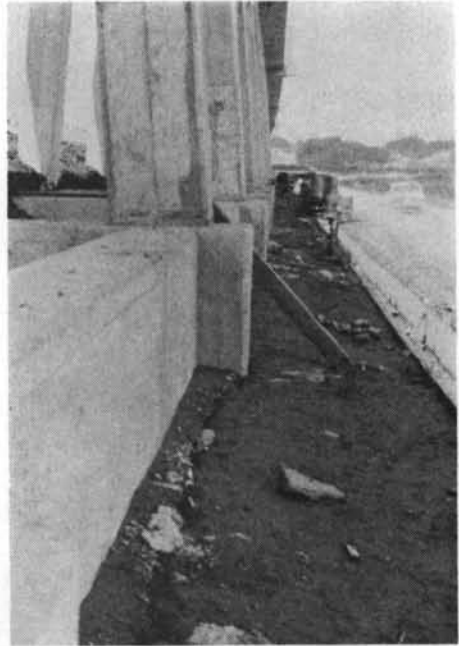
南部鉄道では各所に路盤崩壊が見られる。なかでも、志戸岸付近では写真—3.38に示すように火山灰質の築堤の流出が著しい。



写真—3.35 東北本線小川原～上北町駅間の路盤沈下の復旧作業（昭和43年7月4日撮影）



写真—3.36 東北本線小川原～上北町駅間の砂土路川鉄道橋橋台の亀裂（昭和43年7月4日撮影）



写真—3.37 東北本線小川原～上北町駅間の高架橋橋脚基礎埋戻土の沈下による亀裂（昭和43年7月4日撮影）



写真—3.38 南部鉄道志戸岸付近の築堤流出（昭和43年7月3日撮影）

### 3.3.3 港湾

港湾にはそれほど大きな被害はなかった。しかし、八戸港では津波により一部の防波堤が倒壊し、漁船が漂流



写真—3.39 むつ湾原子力船岸壁のせり出し（昭和43年7月4日撮影）

し、木材が湾内に浮遊して港内機能を麻痺させた。またノリやカキなどの養殖水産物もかなりの被害を受けた。

青森港では、一万トン岩壁付近に地割を生じ、噴水や噴砂のあとも見られた。

むつ湾原子力船岸壁では写真—3.39に示すように岸壁が海へせり出し20~30cmのくい違いが見られた。

(文責：小粥 庸夫)

#### <参考文献>

- 1) 土質工学会：“土質ハンドブック”
  - 2) “地盤調査報告書：上北郡六戸町フジ製糖予定地”，土質調査所（1960）
  - 3) 青森県地質図，同説明書（1963）
  - 4) 大池昭二，中川久夫，七崎修，松山力，米倉伸之：“馬淵川中下流沿岸の段丘と火山灰” 第四紀研究 Vol. 5. No. 1（1966）
  - 5) 全国科学技術団体総連合会：“新潟地震防災研究総合報告” 山海堂（1965）
  - 6) 西川泰，川井優：“公害対策・自然災害技術シリーズ” No. 6 “地スベリ・地盤沈下” 公害と防災編集委員会（1967）
  - 7) 河上房義，浅田秋江，柔沢栄司：“堤防の耐震性と常時微動との関係について” 土と基礎 Vol. 14. No. 9（1966）
  - 8) 日本道路協会：“道路土工指針”（1967）
  - 9) 谷口三郎：“土木施工法” 山海堂（1962）
  - 10) 土質工学会：“土と基礎” Vol. 16. No. 9 127号（1968. 9月）
- “1968年十勝沖地震災害の土質上の特徴” 斎藤迪孝 他4名  
 “1968年十勝沖地震による青森県内の地盤および土質構造物の被害について” 河上房義 他4名

## § 4. 常時微動観測

八戸市内およびその近郊から、建物および地盤の常時微動観測の対象として、表—4.1に示す19地点を選んだ。

No. 1~10は、清水建設の施工によるもので、ボーリング柱状図、構造図、計算書等の資料が得られ安い利点があるので、被害を受けなかった建物の代表例として選んだ。

No. 11~15は、RC造学校校舎で被害をほとんど受けなかったものの代表例として調査の対象とした。さらに被害を受けた建物および構造物の例として、No. 14~18の5つを選んだ。

上記の各観測位置の分布を図—4.1に示した。

常時微動の観測は、後に建物の地震応答と関連づけるため、調査の対象となる建物の周囲地盤の地表面で行なった。

自動車やその他人工的（振動常時微動の測定に関して

No.	建物名称	構造	被害概況
1	八戸信用金庫本店	RC 3階	○
2	東北電力八戸営業所	RC 3階	○
3	八戸市民病院	RC 5階，地下1階	○
4	八戸グランドホテル	RC 5階，地下1階	○
5	光星学院高校	RC 3階	○
6	青和銀行八戸支店	RC 3階	○
7	八戸日赤病院	RC 6階，地下1階	○
8	三万デパート	RC 4階	○
9	九光デパート	RC 6階，地下1階	○
10	岩徳ビル	RC 4階	○
11	八戸工業高校	RC 3階	○
12	根城小学	RC 3階	○
13	八戸北校	RC 3階	○
14	八戸東校	RC 3階	×
15	三沢商業高校	RC 3階	×
16	八戸図書館	RC 1階	×
17	八戸工専	RC 3階	×
18	八戸タワー	鉄骨	×
19	港湾局SMAC位置		

被害概況 ○印 ほとんど被害を受けなかったもの  
 ×印 著しく被害を受けたもの

表—4.1



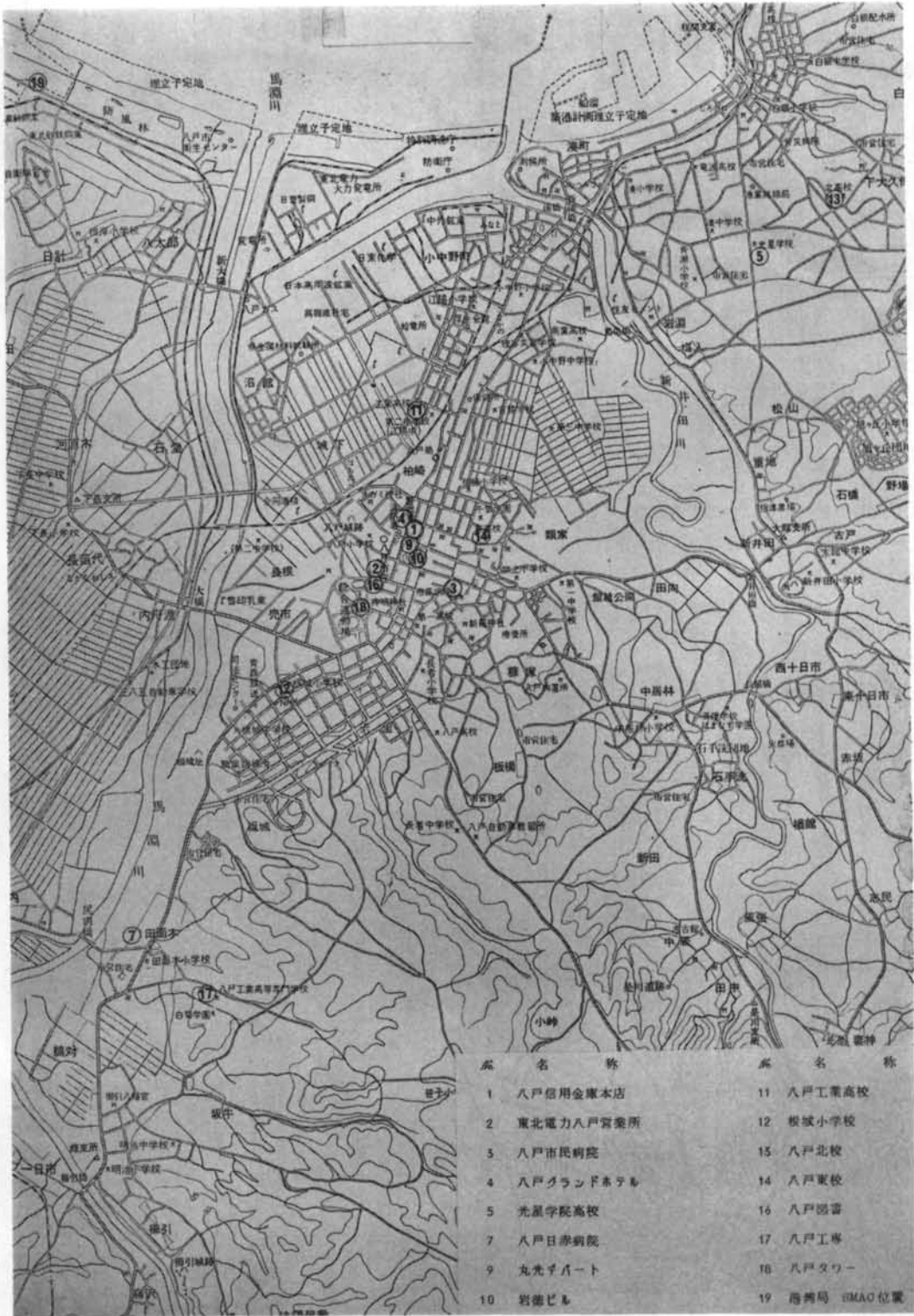


図-4.1

は Noise と見なされる) による外乱を除くため、現場ではすべて Data-Recorder によって磁気テープに集録し、後日持帰って Low-Pass Filter を通して復元し読取ることにした。

なお、常時微動の観測に用いた測定器および構成は図-4.2 のようになっている。

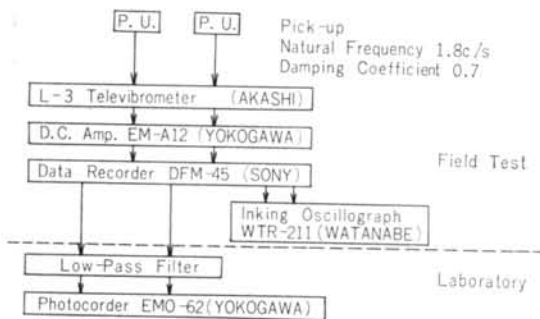


図-4.2

#### 4.1 常時微動による建物の固有周期

記録された常時微動の波形は、その中に含まれる最短周期の周波数成分によって、0.02ないし0.04sec. のピッチで読取った。また読取り長さは、問題とする最長周期の10倍を原則とした。

周波数分析は、読取ったデータを使って自己相関関数およびパワースペクトルを計算機によって求めた。

図-4.3 は各建物の常時微動に関する周波数分析結果を、パワースペクトルの形で表わしたものである。

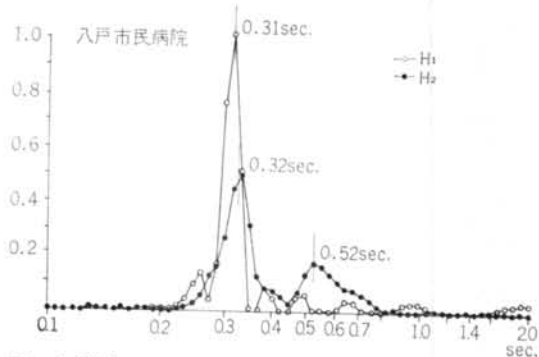


図-4.3(3)

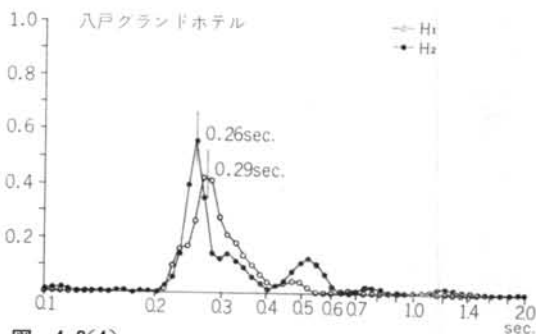


図-4.3(4)

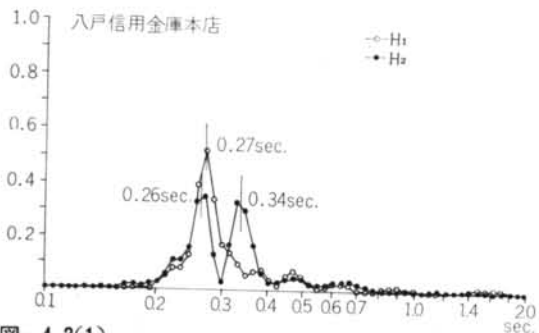


図-4.3(1)

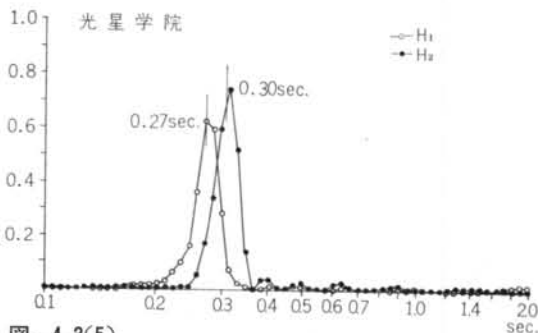


図-4.3(5)

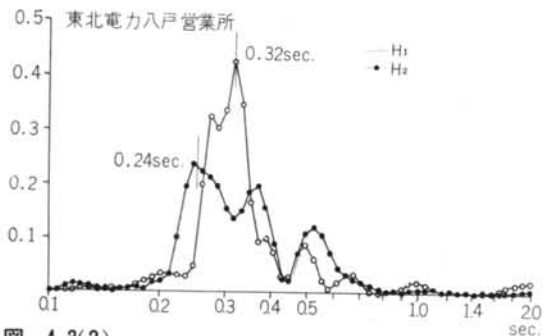


図-4.3(2)

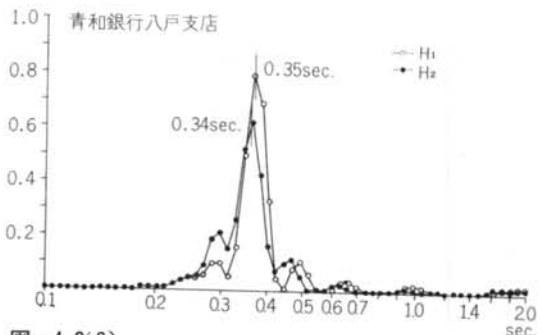


図-4.3(6)

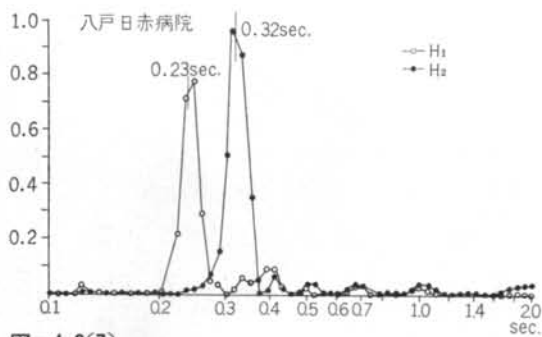


図-4.3(7)

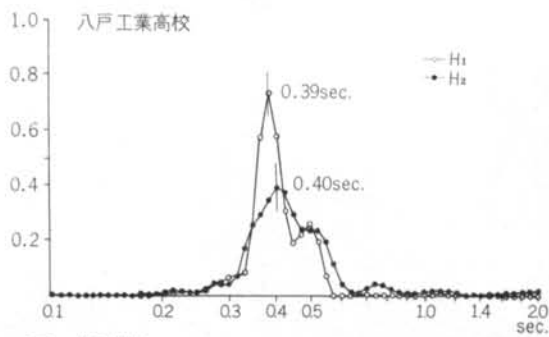


図-4.3(11)

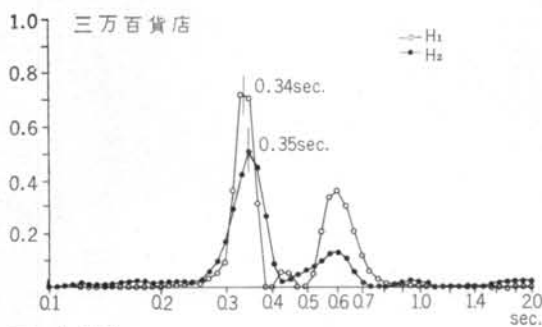


図-4.3(8)

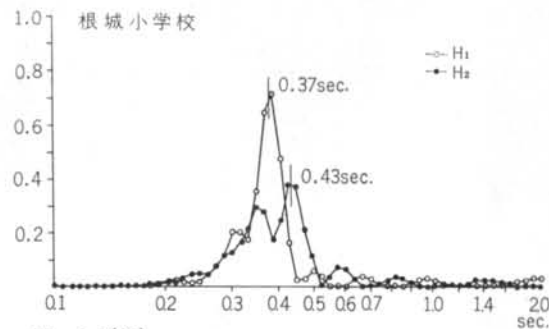


図-4.3(12)

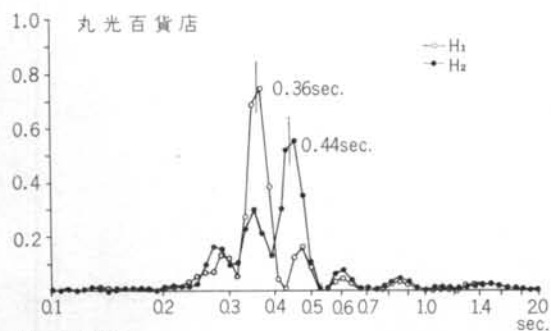


図-4.3(9)

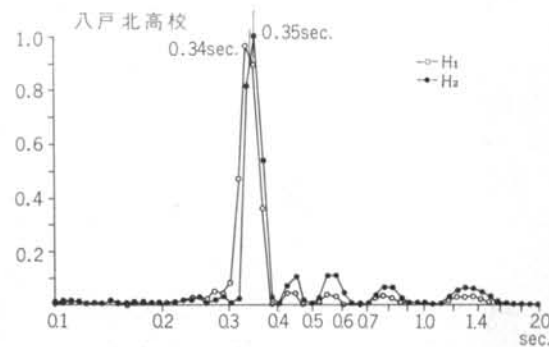


図-4.3(13)

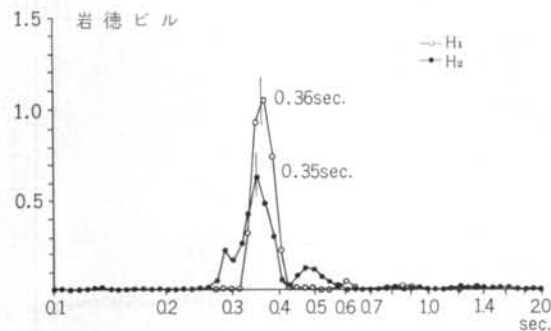


図-4.3(10)

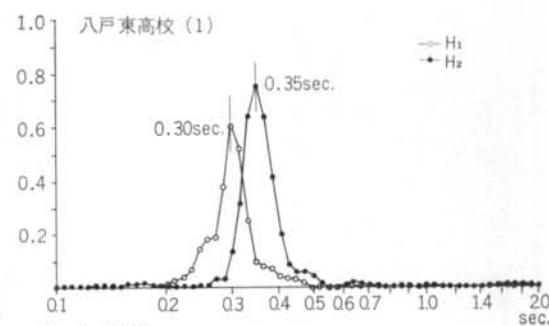
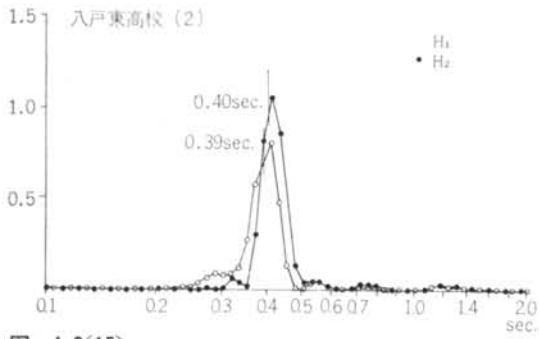
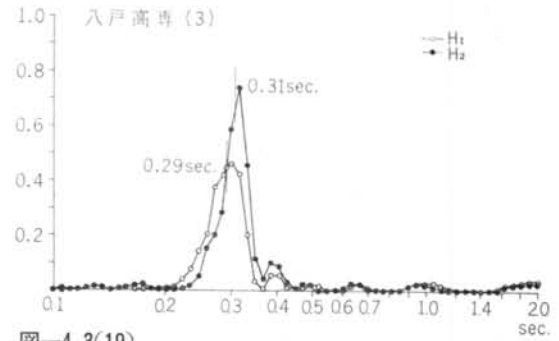


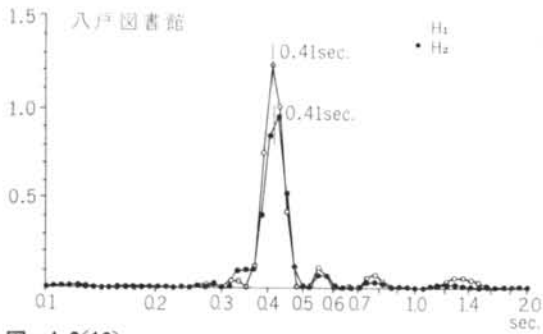
図-4.3(14)



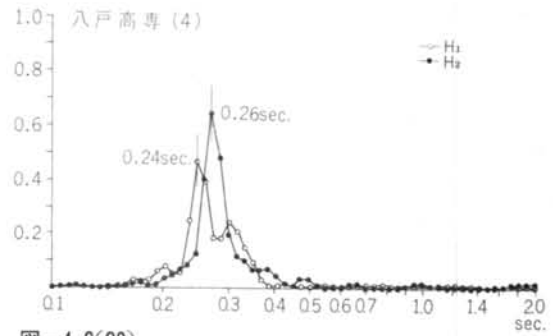
図—4.3(15)



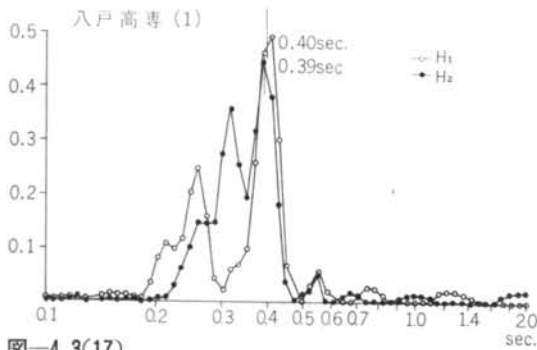
図—4.3(19)



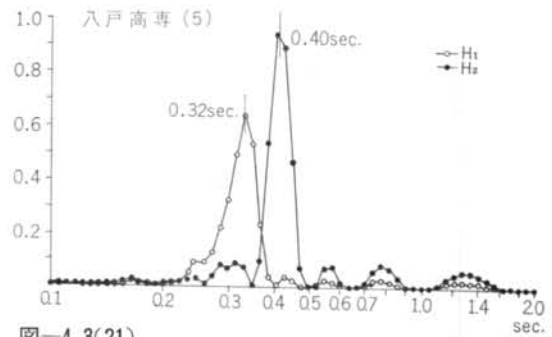
図—4.3(16)



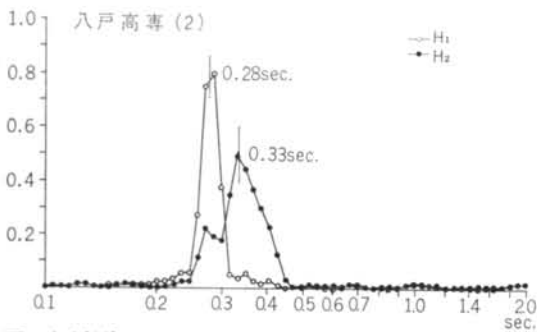
図—4.3(20)



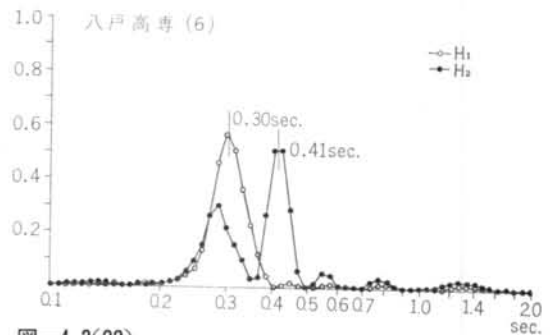
図—4.3(17)



図—4.3(21)



図—4.3(18)



図—4.3(22)

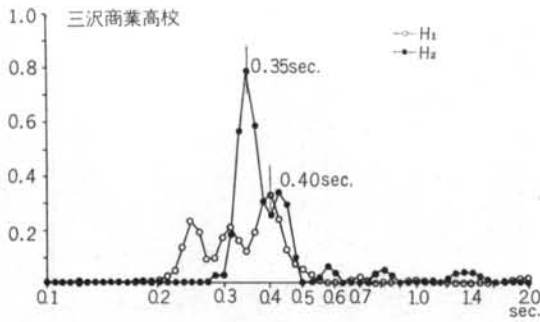


図-4.3(23)

#### 4.2 常時微動による地盤の卓越周期

地盤に関する各地点の測定位置は、各建物が建つ付近の地盤ということで、最初は建物から5~20m離れた適当な場所で測定した。

記録された波形を見ると、建物上の波形とはおよそ似ていないのであるが持冊って周波数分析してみると、建物の固有周期とほぼ一致したものが多く現われた。このような場合、建物周囲の地盤といっても建物の振動に強制されその付近一帯は建物とほぼ同じ周期の周波数成分が卓越していると考えざるを得ない。そこで疑問の地点に関しては一括して10月16~19日に再調査を行なった。

今回の調査で、地盤の常時微動といっても建物から相当な距離隔てた地点で測定しないと、地盤固有の特性は把握できないことがわかった。建物からどの程度離れなければならぬかは、建物の規模、形状、建物と地盤の剛性比、地盤の性状など多くの要素が関係してくると思われる。ただ今回の調査で、建物のロッキング側の地盤が大きな影響を受け、妻壁側は比較的影響が少ないことがわかった。このような現象から、たとえば市街地のように建物が密集しているところでは、地盤の卓越周期など普通の方法では測りようがないといえそうである。

再調査の結果も加えて、地盤の常時微動に関する周波数分析結果をパワースペクトルの形で図-4.4に示した。

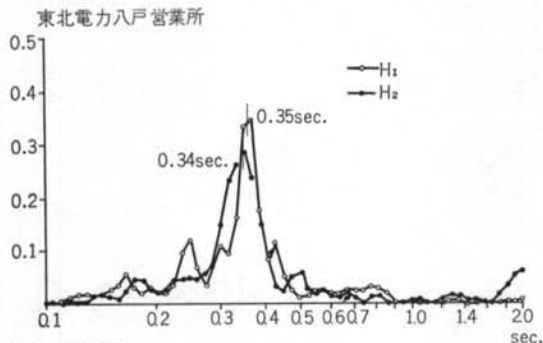


図-4.4(1)

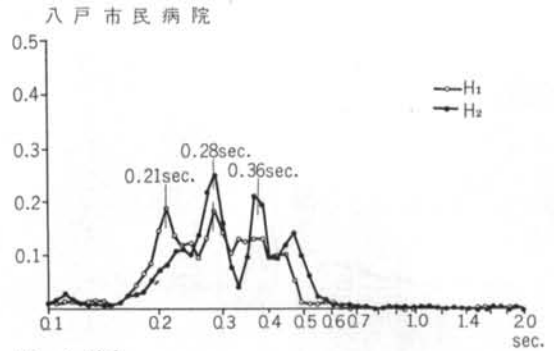


図-4.4(2)

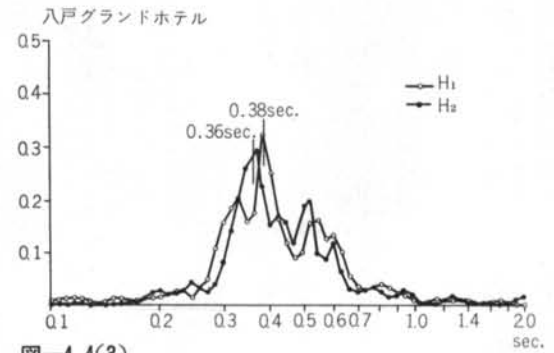


図-4.4(3)

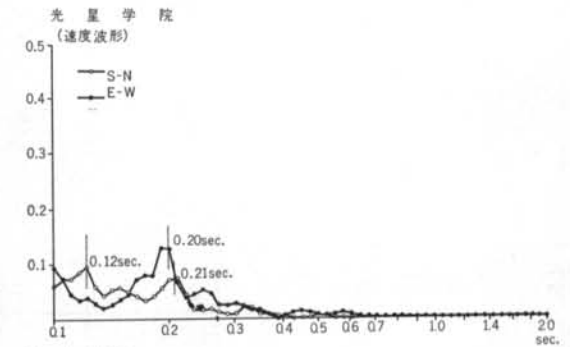


図-4.4(4)

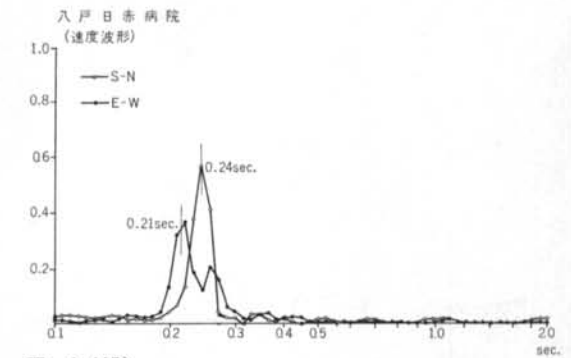


図-4.4(5)

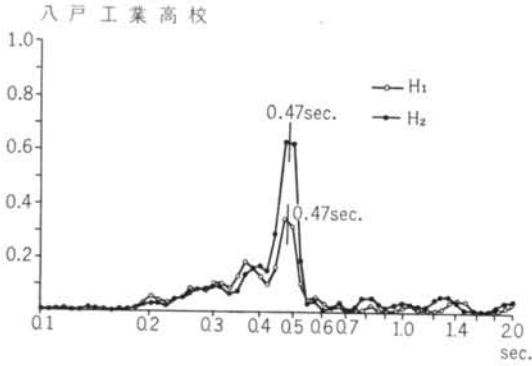


図-4.4(6)

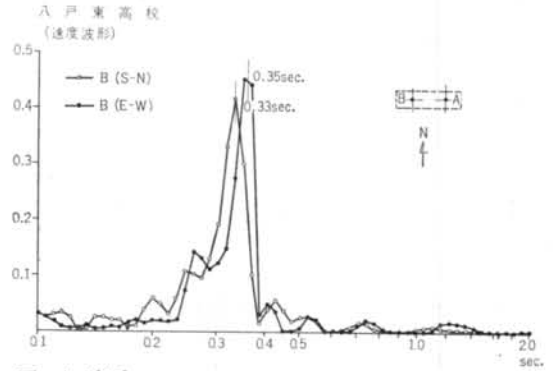


図-4.4(10)

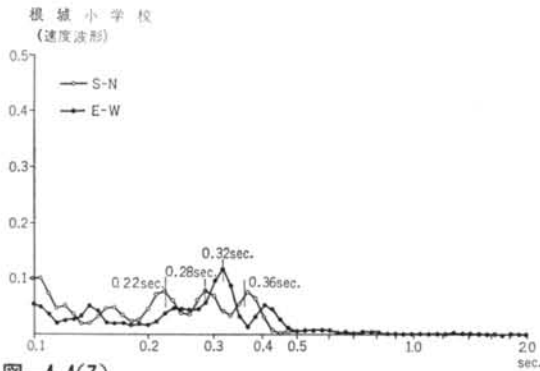


図-4.4(7)

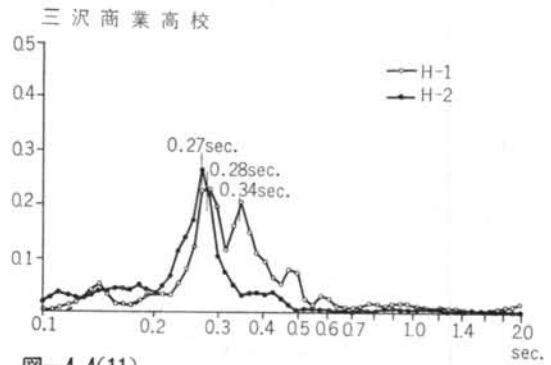


図-4.4(11)

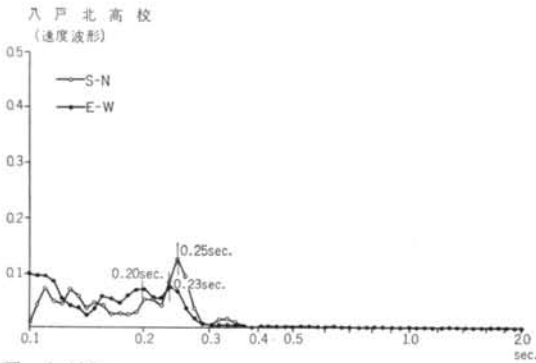


図-4.4(8)

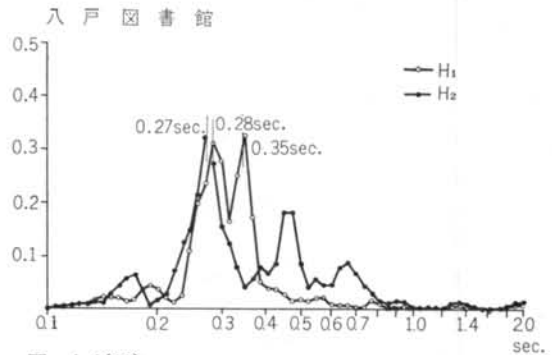


図-4.4(12)

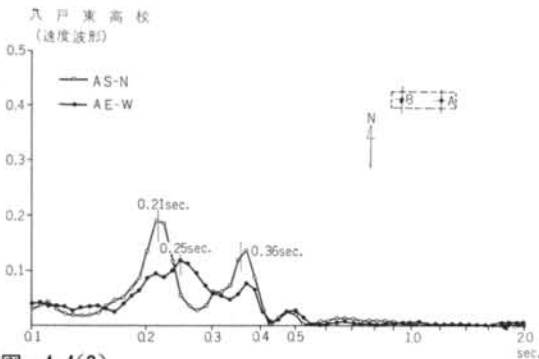


図-4.4(9)

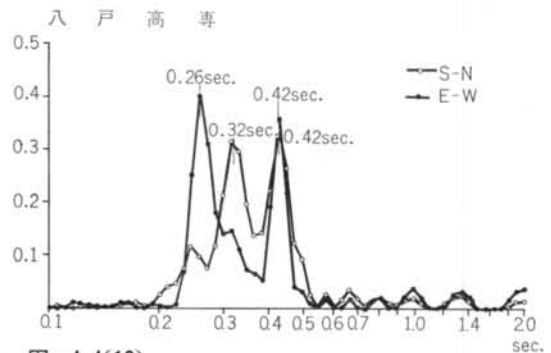


図-4.4(13)

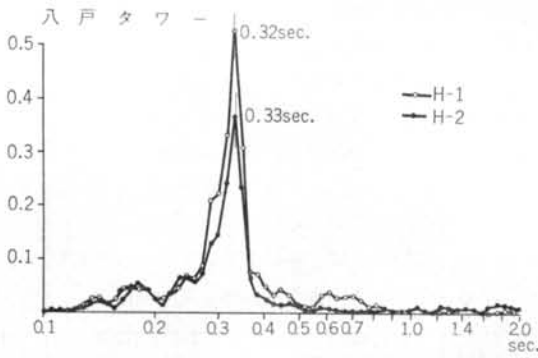


図-4.4(14)

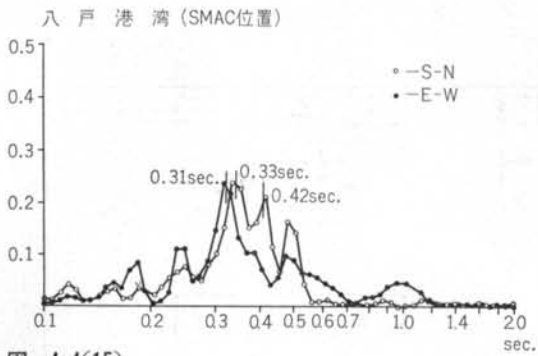


図-4.4(15)

#### 4.3 常時微動による建物の固有周期と地盤の卓越周期の関係

常時微動によって観測された建物の固有周期と、やはり常時微動によって観測された周囲地盤の卓越周期とを表-4.2に示した。

建物の固有周期と地盤の卓越周期との関係を図で示すと、図-4.5のようになる。同図より、地盤の卓越周期は0.21~0.47秒の間に分布し、建物の固有周期は0.23~0.44秒の間で、両者はほぼ同じ範囲に分布していることがわかる。

したがって確率的には建物の固有周期が地盤の卓越周期に合致する可能性は高いといえる。しかし上記の結果は、数ミクロンという微小変形における値であり、実際の地震時の地動のスペクトルと常時微動のスペクトルに相似性が低く、その上建物自体も変形が大きくなれば固有周期も伸びるであろう。また上記規模の建物では減衰

No.	測定位置	地盤の卓越周期(sec.)		備考
		H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	
2	東北電力八戸営業所	0.35	0.34	
3	八戸市民病院	0.21, 0.28	0.28, 0.30	
4	八戸グランドホテル	0.38	0.36	
5	光星学院	0.21	0.20	
7	八戸日赤病院	0.24	0.21	
11	八戸工業高校	0.47	0.47	
12	根城小学校	0.22, 0.31	0.25, 0.32	
13	八戸北高校	0.26	0.25	
14	八戸東高校	0.21, 0.36	0.25	被害棟の西側
		0.33	0.35	被害棟の東側
15	三沢商業高校	0.28, 0.34	0.27	
16	八戸図書館	0.35, 0.28	0.27, 0.46	
17	八戸高専	0.42, 0.32	0.26, 0.42	
18	八戸タワー	0.32	0.33	
19	八戸港湾SMAC位置	0.33, 0.42	0.31	

H<sub>1</sub>: 建物の短辺方向に相応する地盤の卓越周期  
H<sub>2</sub>: 建物の長辺方向に相応する地盤の卓越周期

表-4.2

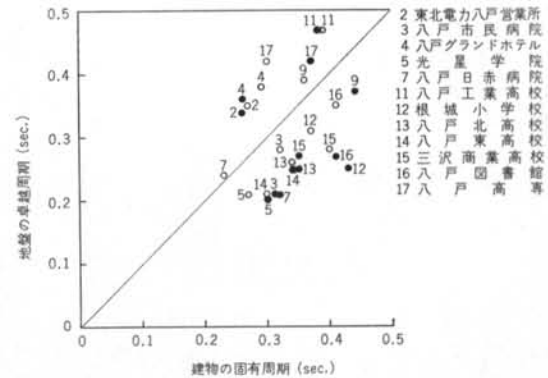


図-4.5

が大きく、常時微動で得られた建物の固有周期がたまたま地盤の卓越周期に一致したとしても、それだけで大地震時にその建物が不利であるということにはならないようである。

(文責: 山原 浩)

## § 5. 余震観測

余震観測は、それぞれ観測の目的に応じた地震計の配置によって、7月12日から8月25日の間に約24の地震を記録した。観測された地震の一覧表を表-5.1に示した。

No.	観測場所	測定年月日	時刻	最大加速度	備考
1	港湾 SMAC 位置	7.11	5:41	4.3gal	S-N
2	八戸グランドホテル	7.12	9:44	7.5	地下室床上H <sub>1</sub>
3	八戸グランドホテル	7.12	12:56	4.9	地下室床上H <sub>1</sub>
4	八戸市民病院	7.13	3:45	0.9	1階床上H <sub>1</sub>
5	八戸市民病院	7.14	12:頃	1.0	1階床上H <sub>1</sub>
6	八戸東高校	7.22	8:06	7.7	地盤E-W
7	八戸東高校	7.22	9:13	8.2	1階床上S-N
8	八戸高専	7.24	8:01	1.9	1階床上E-W
	港湾 SMAC 位置	7.24	8:01	1.6	S-N
9	八戸高専	7.28	16:16	1.2	1階床上S-N
	港湾 SMAC 位置	7.28	16:16	1.1	E-W
10	八戸高専	7.28	23:03	3.8	1階床上S-W
	港湾 SMAC 位置	7.28	23:03	2.4	E-W
11	八戸高専	7.29	0:54	2.2	1階床上E-W
	港湾 SMAC 位置	7.29	0:54	1.2	S-N, E-W
12	八戸高専	8.04	10:18	3.0	S-N
13	八戸高専	8.06	9:27	0.8	S-N
14	八戸高専	8.06	10:10	1.3	S-N
15	八戸高専	8.07	17:02	3.3	S-N
16	八戸高専	8.08	13:57	1.2	S-N
17	八戸高専	8.10	21:21	3.0	S-N
18	八戸高専	8.13	5:05	3.3	S-N
19	八戸高専	8.19	6:35	1.9	地盤S-N
20	八戸高専	8.22	5:50	2.2	地盤S-N
21	八戸高専	8.24	22:29	0.8	地盤S-N
22	八戸高専	8.25	9:02	4.2	地盤S-N
23	八戸高専	8.25	18:08	3.0	地盤S-N
24	八戸高専	8.25	18:14	3.2	地盤S-N

表-5.1

### 5.1 地盤と建物の動きの相互関係について

SMAC等の地震計によって、地震時の動きを忠実に記録することができる。もしSMACが地表面に置かれているとき、それはSMACが置かれた〔点〕における動きを示していることに違いない。しかし建物の平面的規模で計ったその付近一帯の地盤が果してSMACで測った点と同じ振幅、同じ位相で動いているとは考え難

い。とすれば地表面のある〔点〕で得られた記録をそのまま平面的に大きな広がりを持つ建物の入力として与え、建物の応答を計算することに疑義を生ずる。

もしSMACが建物の最下部（地下のない建物であれば1階床上）に置かれたとき、その記録は建物の応答計算における入力として、すなわち建物を支える地盤の動きとして果して適切であるだろうか。

このような疑問を解く糸口とするため、八戸工業高等専門学校において次のような観測を行なった。

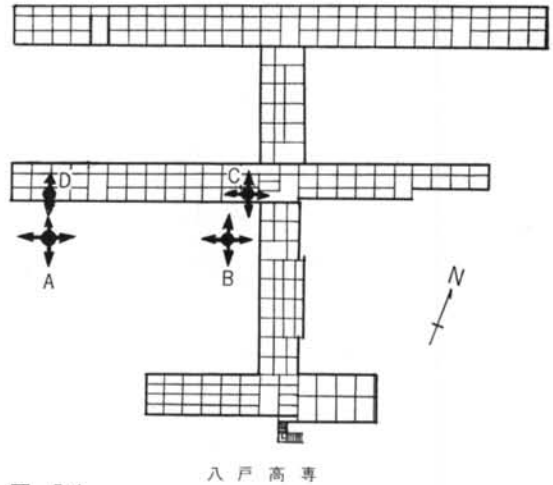


図-5.1

図-5.1に示すように、A、B、C、D、の3点に8個の地震計を置き、実際の地震の到来を待って自動観測を行なった。

A、B点は建物外の地表面に鋼製の定盤を埋込み、それぞれS-N、E-Wの2方向の換振器を設置した。

C、D点は建物内の1階床上にそれぞれ図に示す方向に換振器を設置した。

1968年8月13日から8月25日までの12日間に、震度1の地震を4回、震0度の地震を3回記録することができた。それらの中には短周期成分が著しく卓越したものや長周期成分が支配的なものなど、それぞれ異なった特性を持つ様々な地震が含まれ地盤と建物の動きの相互関係を調べるには好適な資料を提供している。

これらの記録は筆述では到底尽しがたい様々な事実を物語っている。

図-5.2以下、実際の記録の複写を集録し、簡単な解説を加えておいたので、まず一通り目を通していただきたい。



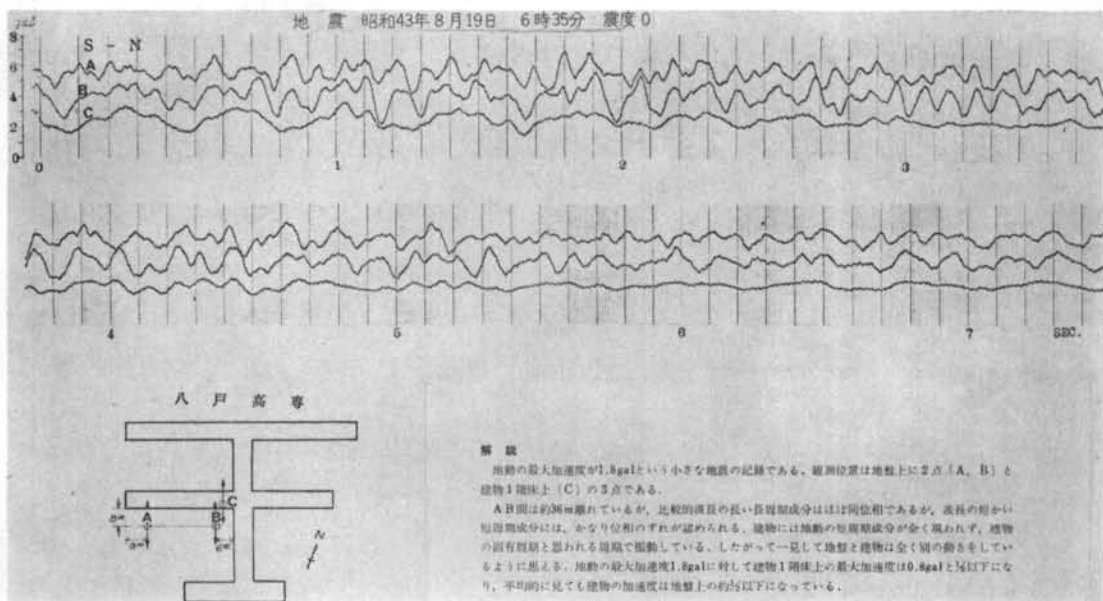


図-5.2

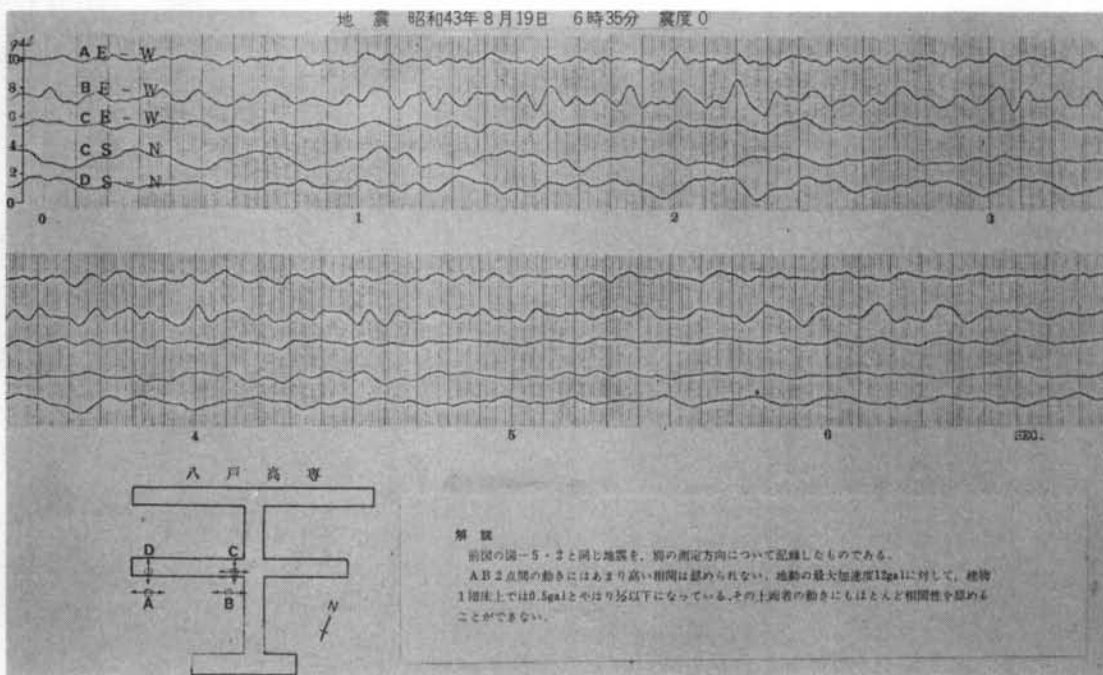


図-5.3

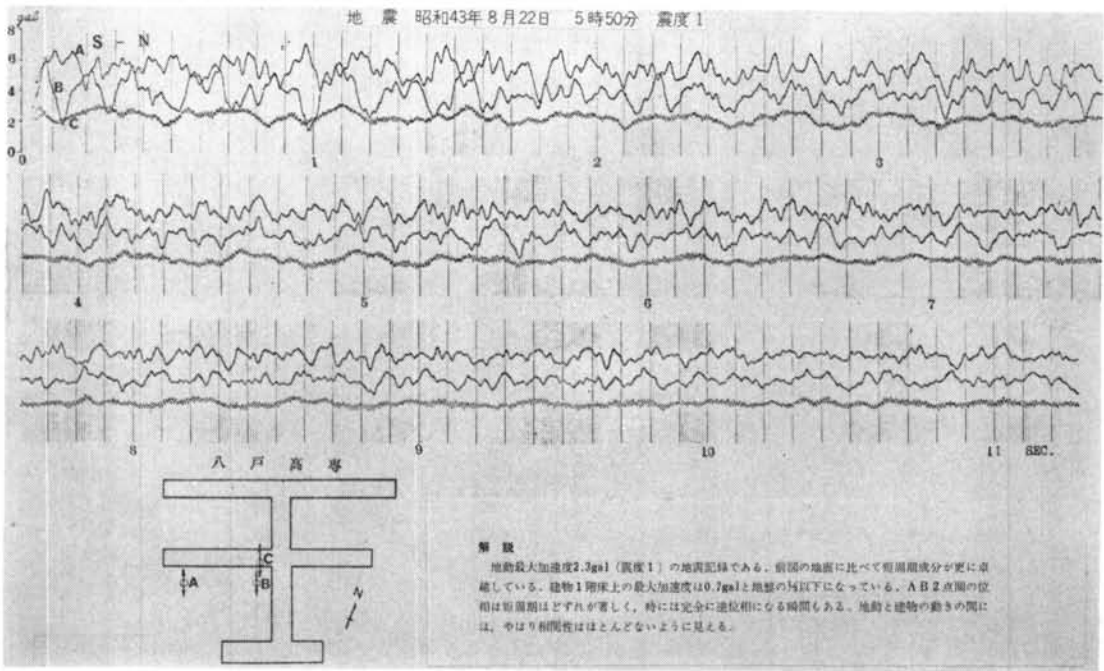


図-5.4

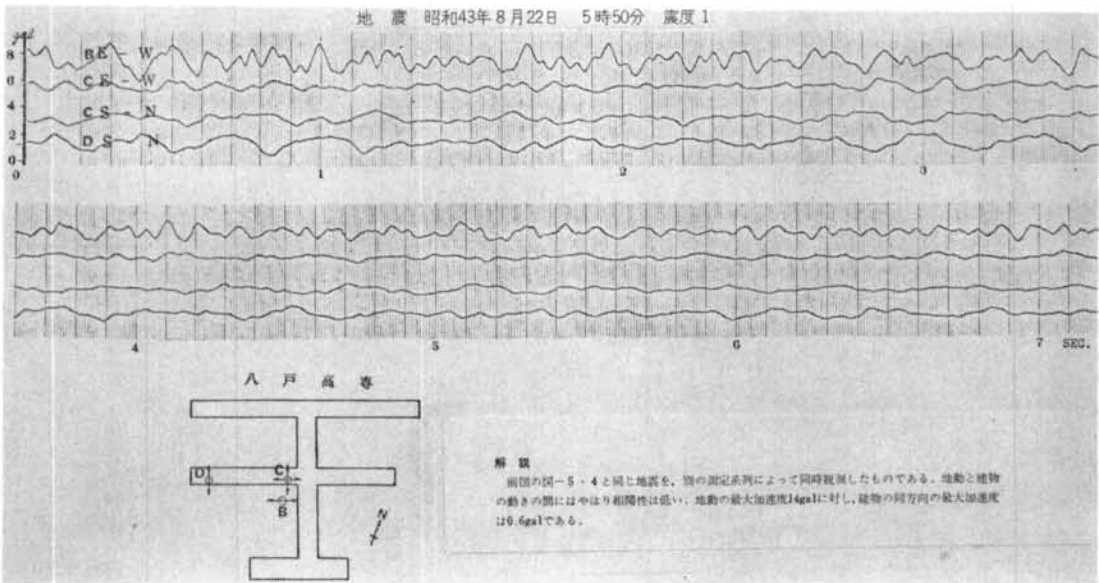


図-5.5

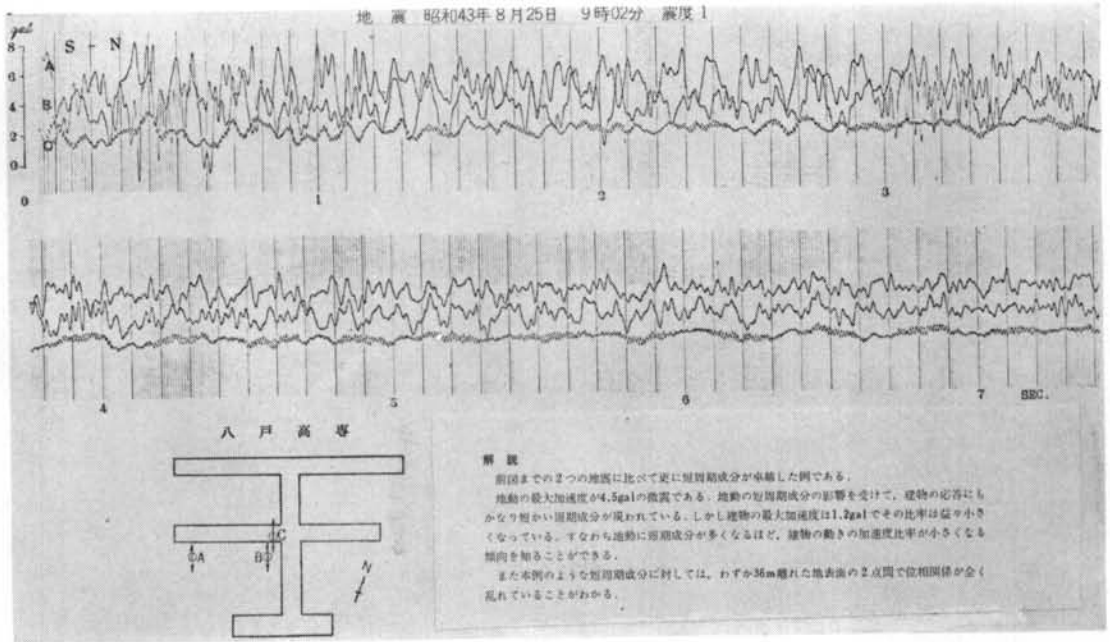


図-5.6

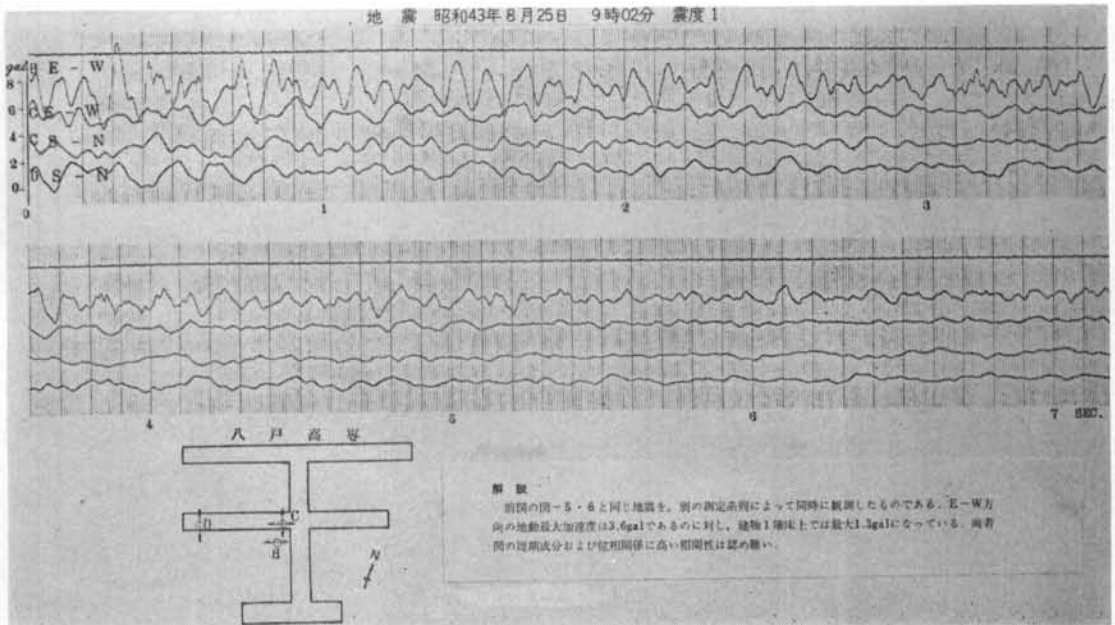


図-5.7

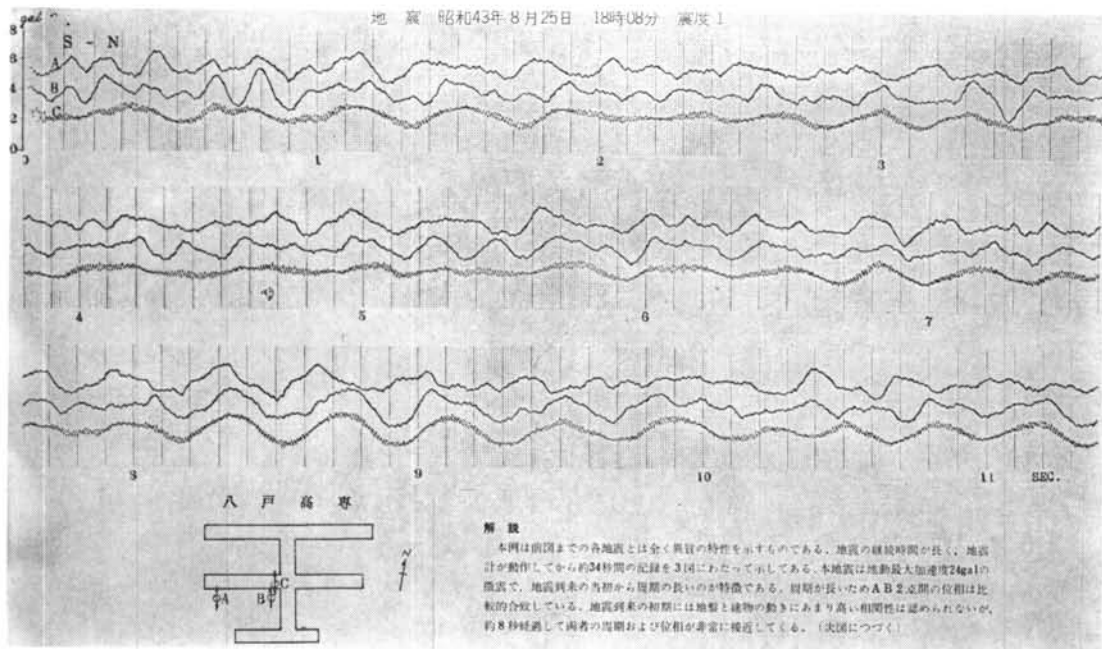


図-5.8(1)

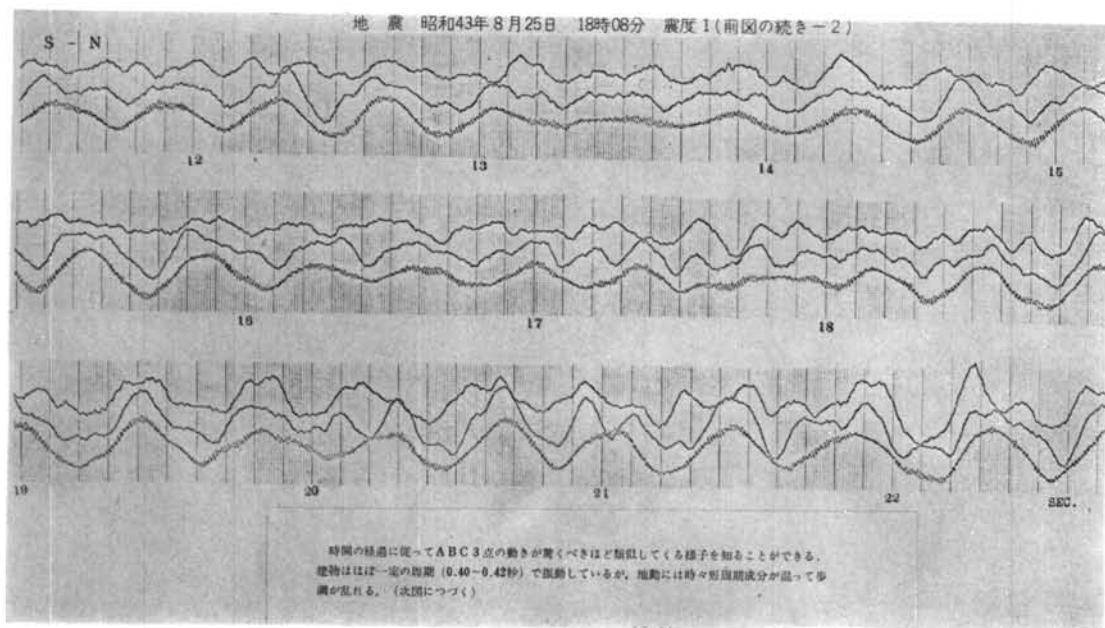


図-5.8(2)

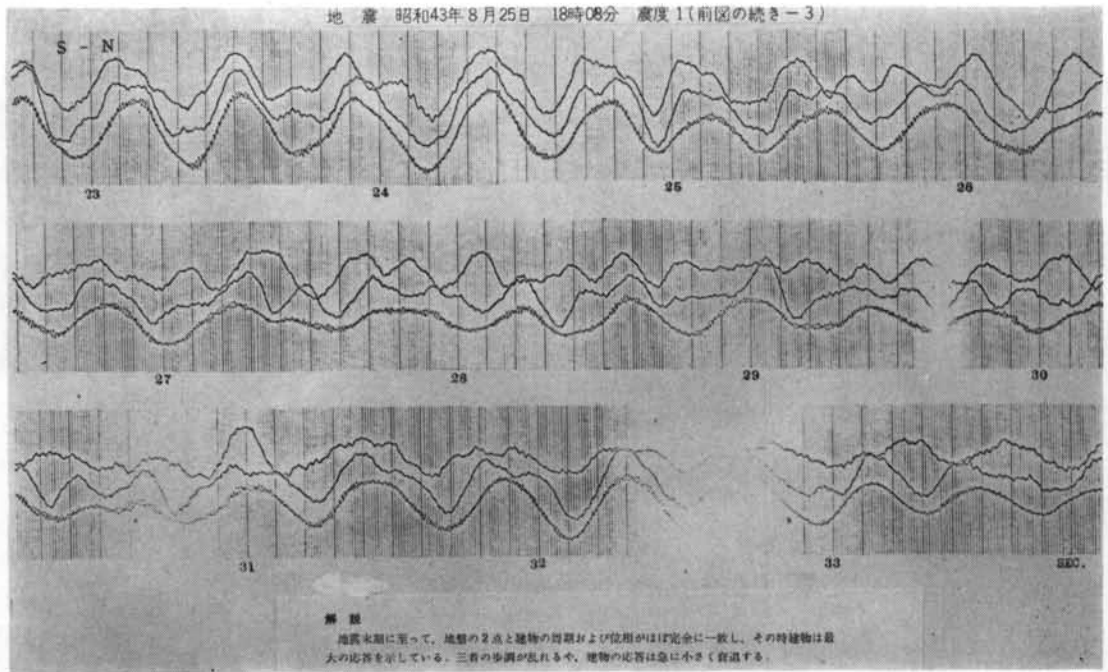


図-5.8(3)

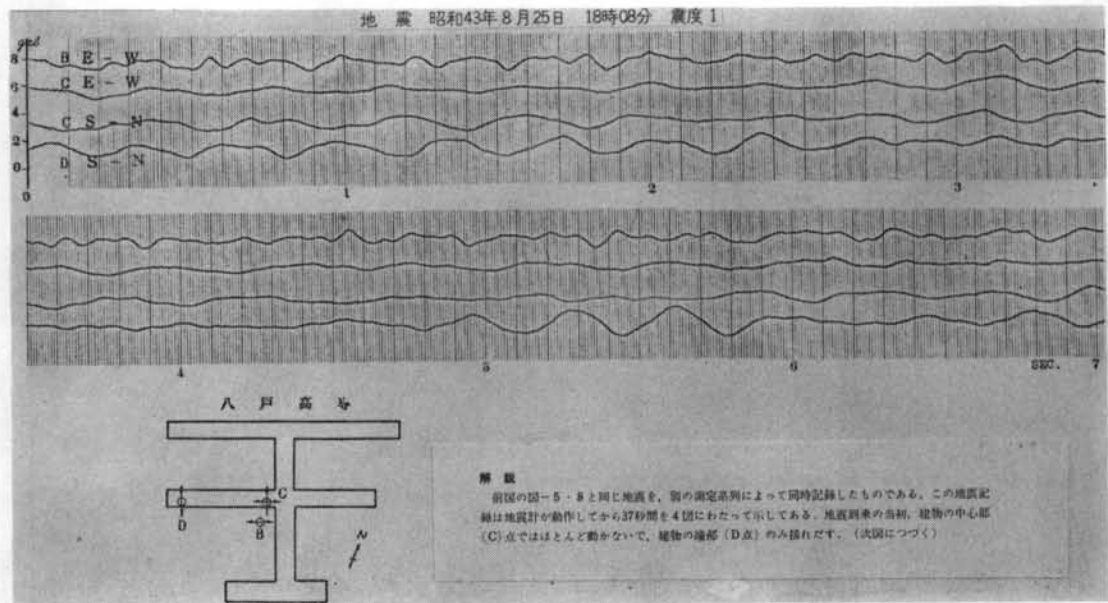


図-5.9(1)

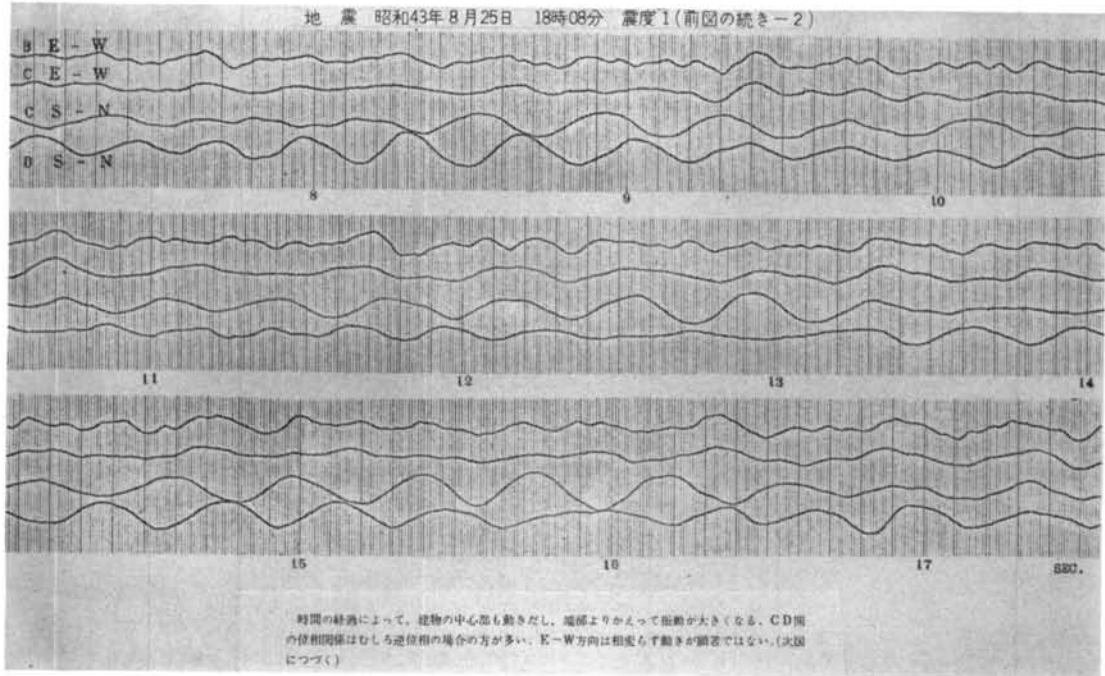


図-5.9(2)

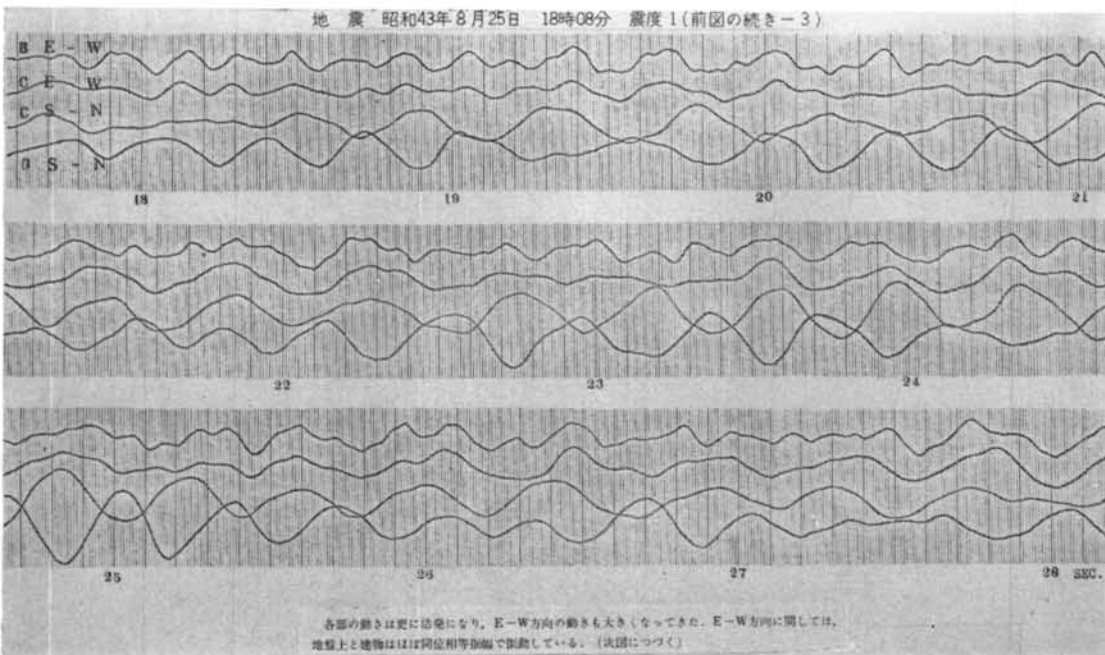


図-5.9(3)

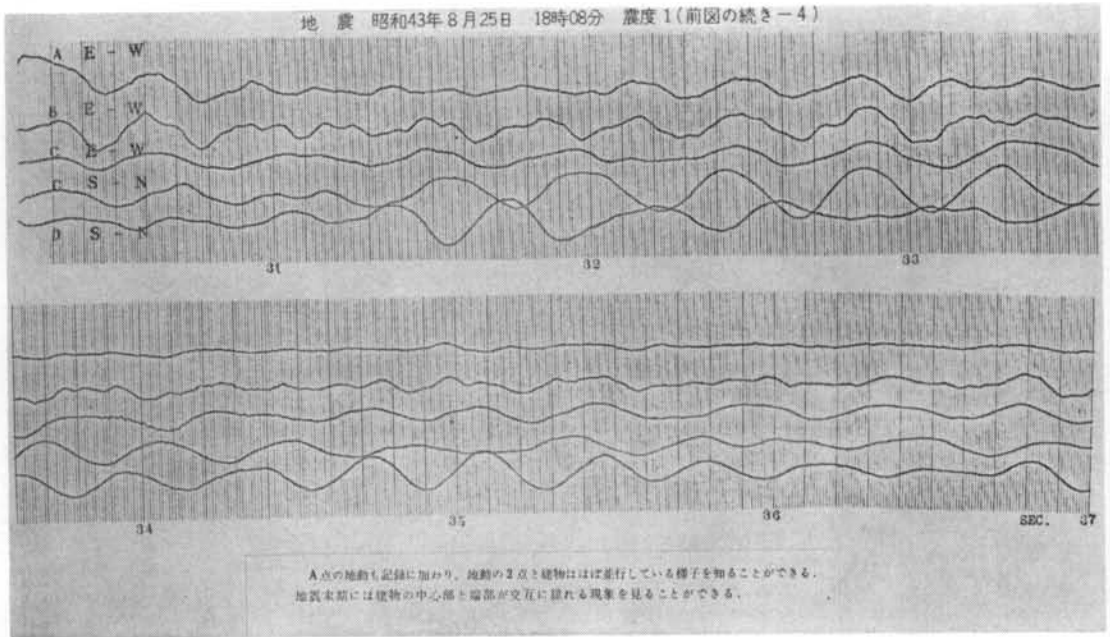


図-5.9(4)

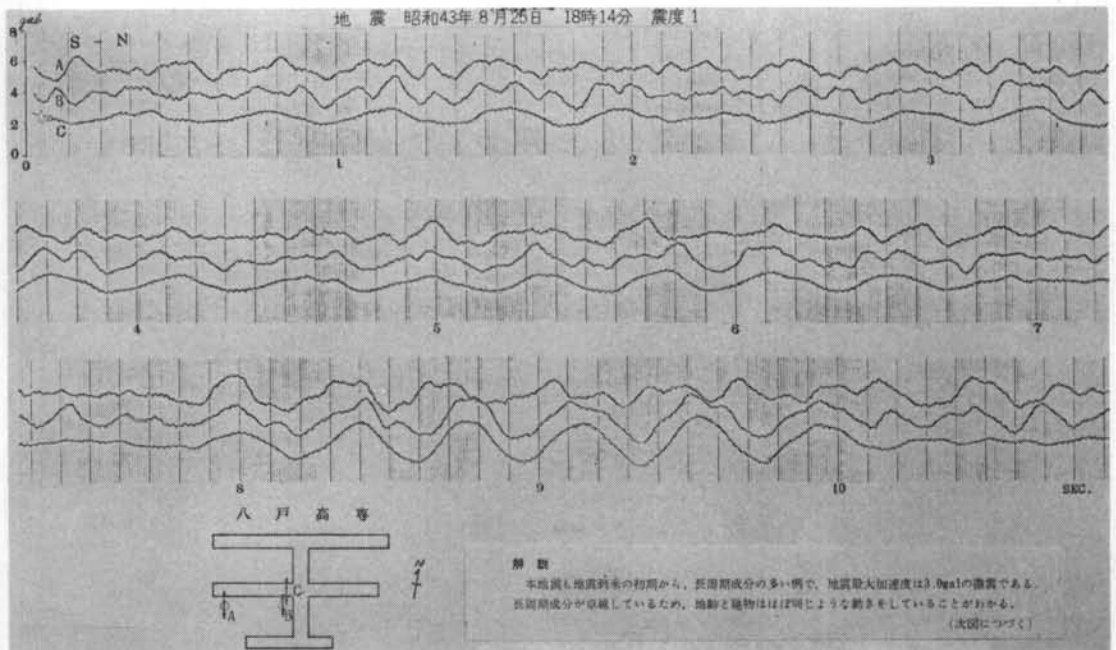


図-5.10(1)

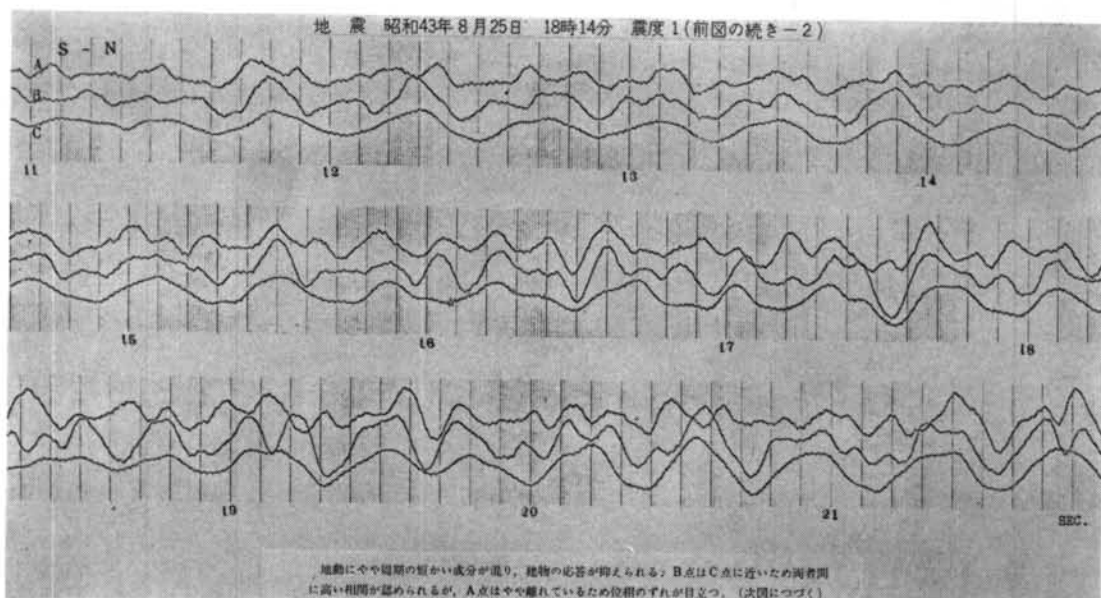


図-5.10(2)

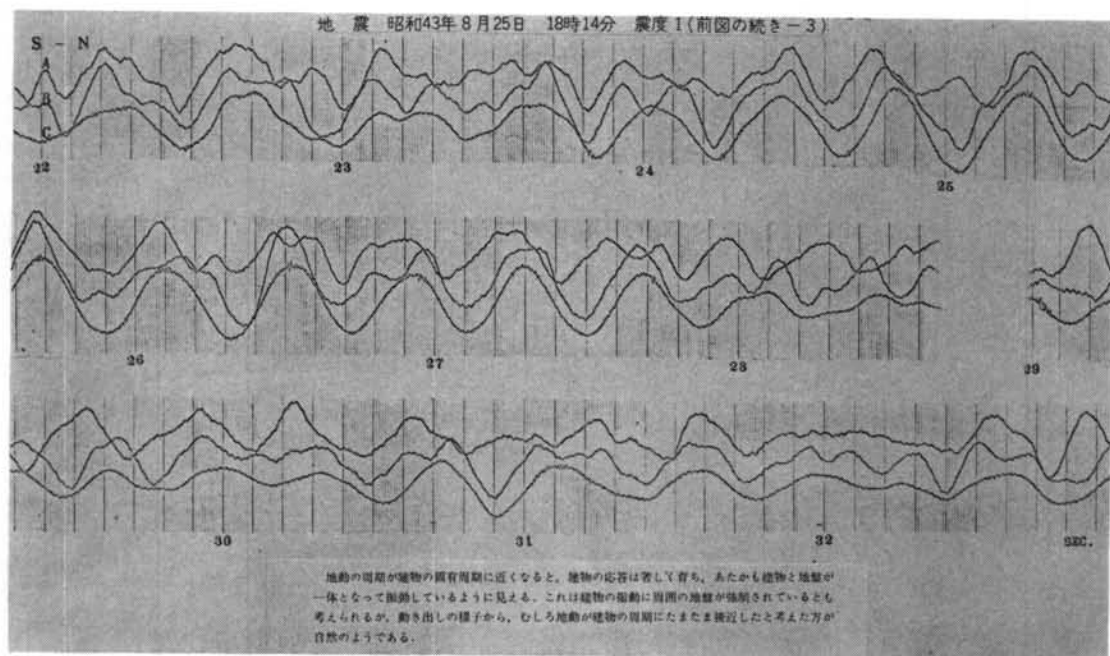


図-5.10(3)



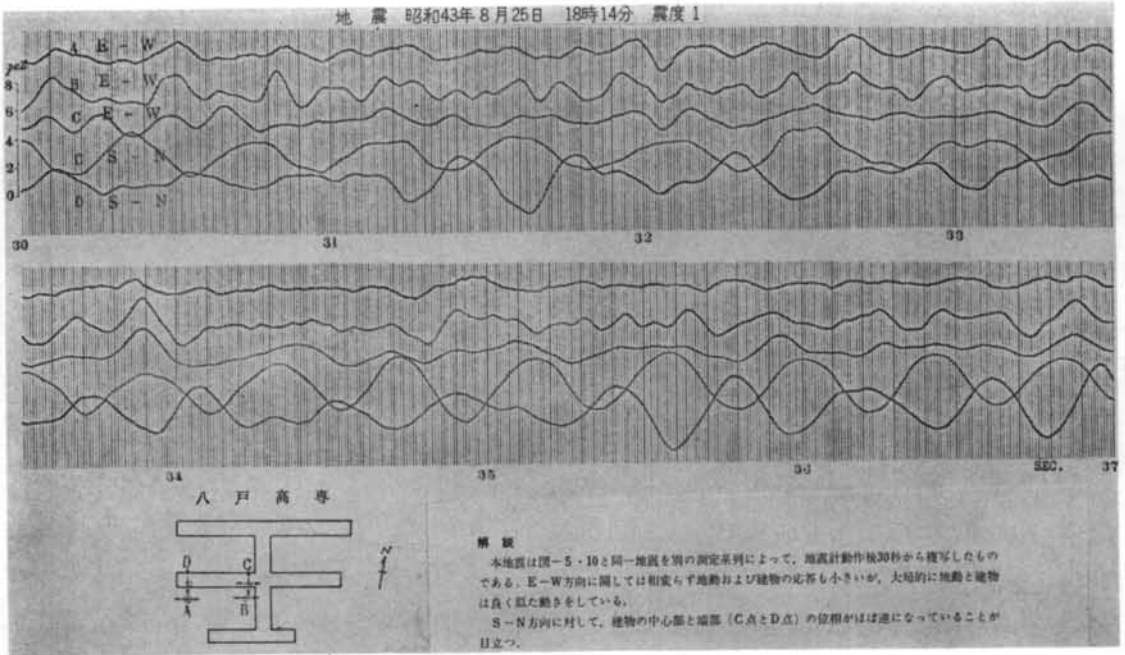


図-5.11

また、八戸東校においても地盤上と建物内の地震動を同時観測している。観測点は図-5.12に示す5点であり、C点の2方向が建物の床下地盤上に置かれている。記録波形を複写して図-5.13～図-5.15に示した。

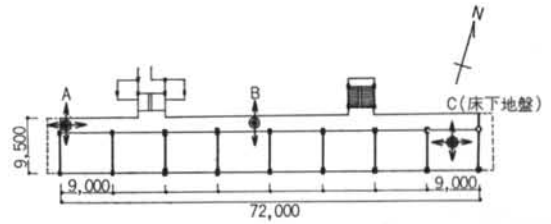


図-5.12

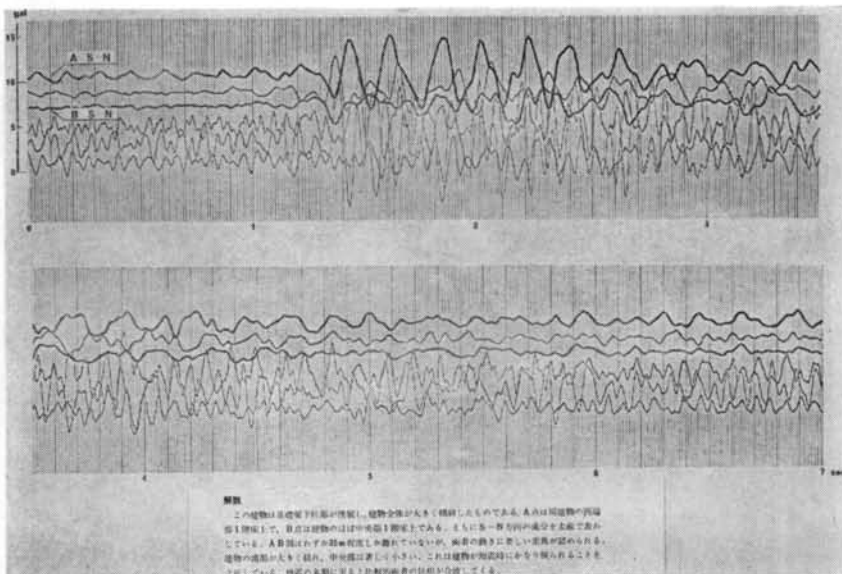


図-5.13

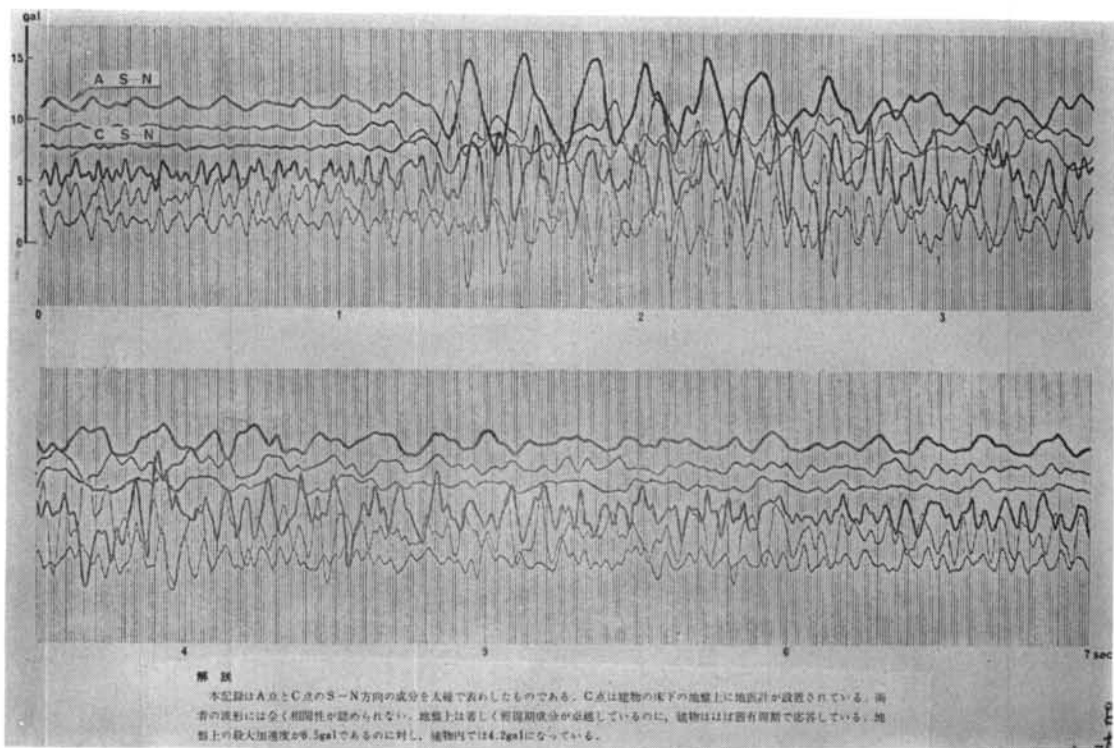


図-5.14

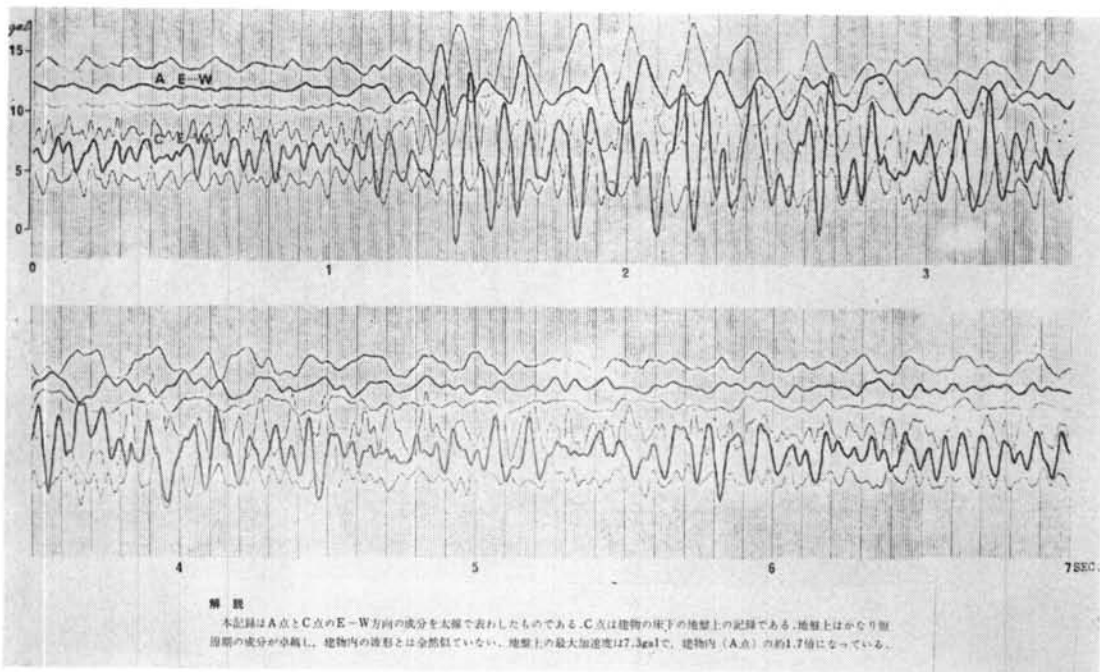


図-5.15

以上観測波形の複写記録によって、地盤と建物の動きの相互関係について簡単な解説を加えてきた。

個々の波形を読み取り周波数分析を行ない、ある程度定量的な結論を導くには甚しく時間を要するので、取りあえず定性的な結論だけを要約し次に示しておこう。

(1) 地震時の地表面の動きは、互いに36m離れた2点間で波形の性状および位相がかなり相違している。このような相違の傾向は、波長の短い短周期成分において著しく、波長の長い長周期成分ではほぼ同位相等振幅に近くなることもある。

しかし本観測においては、地表面の観測点が建物に近いため、建物による拘束の影響が波形をかなり乱しているとも考えられる。

(2) 短周期成分の多い地動は、建物の平面的規模において波形および位相ともに著しく乱れるが、建物が基礎および床版によって平面的に剛に連なっているため、建物全体としては各点の地動の合力によって加振されるようである。建物が周囲の地盤の動きを拘束することによって、当然平面的に引張り、圧縮、振りといった力を受けることになる。

(3) 建物底部（本例では1階床上）の加速度は、一般に周囲の地動加速度よりも小さい。その比は短周期の地動に対して著しく小さく、地動の周期が建物の周期に

近くなるにつれてその比は1.0に近づく。

(4) 建物底部の動きは終始建物の固有周期が卓越した正弦波状になり、一般に周囲の地盤の動きとは異質なものになっている。地動に短周期成分が含まれるほど建物の応答値は小さく、地動の周期が建物の周期に近くなると急に振幅が大きくなり、地盤と建物がほぼ一体となって振動する。

(5) 本調査例のように比較的剛な建物の底部で計測される地震波形は、最早建物の応答特性に近く、建物と密着した周囲地動とはかなり疎縁なものになっている。

## 5.2 港湾SMAC位置との同時観測について

観測期間中、八戸東高校および八戸高専において合計5つの地震について、港湾SMAC位置に設置された地震計との同一地震同時観測に成功した。

港湾局に設置されたSMACは、本震時の地動を忠実に記録している。同地点と地盤条件の異なる他の地点が、本震時に果してどのような動きをしたか推定する必要がある。その手がかりとなる資料を得るために、他の地点との同時観測を行なった。

観測結果の一例を図-5.16に示した。

同時観測による各地の最大加速度を比較すると表-5.2のようになる。

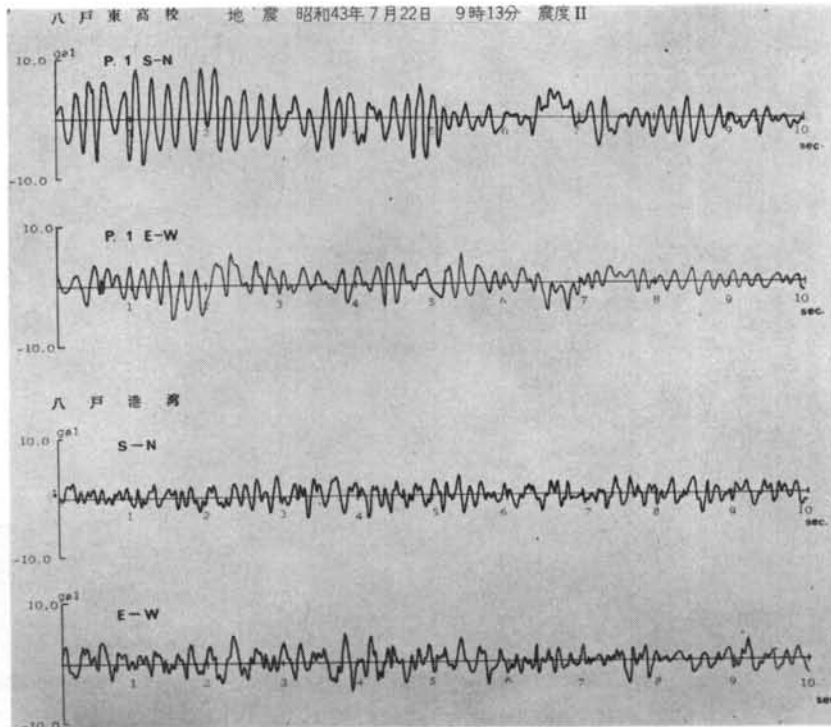


図-5.16

地震	方向	最大加速度 (gal)		
		SMAC 位置(1)	八戸東校 (2)	同 比 (2)/(1)
7.22 9:13	S-N	3.82	8.23	2.15
	E-W	5.49	5.71	1.04

注：八戸東校の観測位置は、被害を受けた建物の最西端部1階床上

地震	方向	最大加速度 (gal)		
		SMAC 位置(1)	八戸高専 (2)	同 比 (2)/(1)
7.28 16:16	S-N	0.90	1.05	1.17
	E-W	0.88	0.75	0.85
7.28 23:01	S-N	2.27	3.80	1.67
	E-W	2.42	2.36	0.98
7.29 0:54	S-N	1.25	1.17	0.94
	E-W	1.19	1.19	1.82

注：八戸高専の観測位置は、本館校舎中央部の1階床上

表-5.2

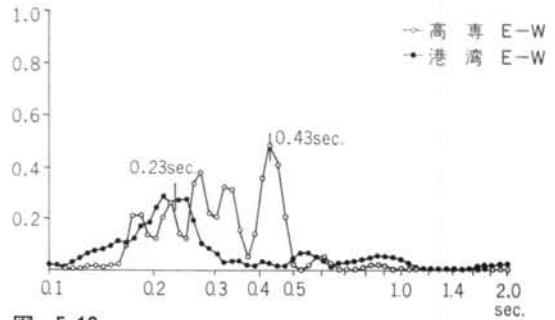
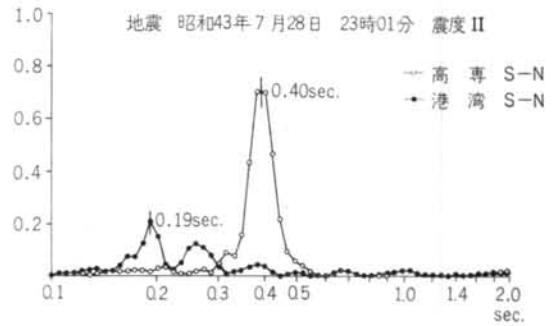


図-5.18

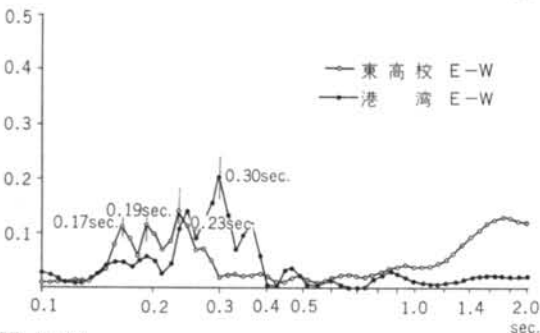
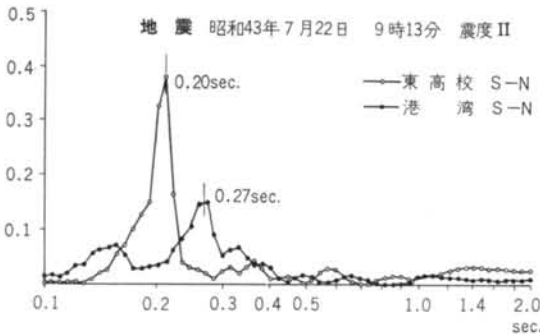


図-5.17

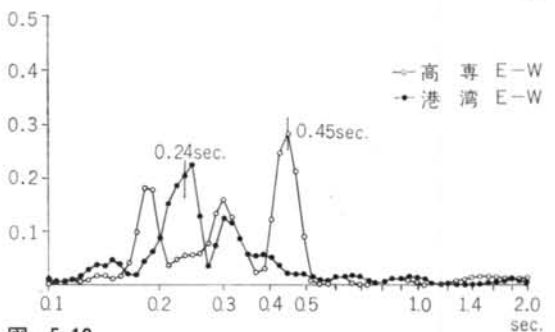
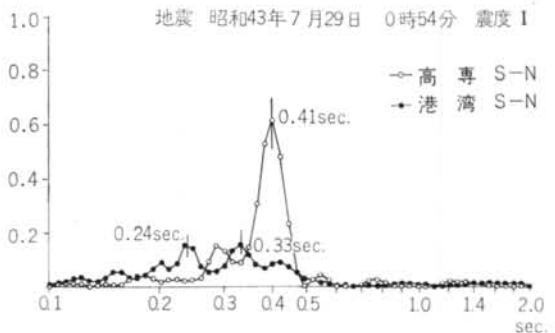


図-5.19

同時観測による2地点のパワースペクトルを比較すると図-5.17～図-5.19のようになっている。

同時観測による2つの地点の地震の強さを比較するのに、両者の最大加速度を比べることは必ずしも適切ではない。地震のエネルギーレベルが低くても、様々な波

の合成のされかたによって突発的に大きな加速度を生ずることもあるであろう。また選択度の高い地盤であればある特定の周波数の波だけが増幅され、最大加速度だけは著しく高くなることもあろう。

そこで、エネルギーレベルの比較の一方法として平均パワーについて比べてみよう。

平均パワーは次式で定義され、これは  $t = 0$  における自己相関々数値に他ならない。

$$p = \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt \quad p: \text{平均パワー}$$

また、平均パワーとはパワースペクトル図の面積部分に相当することになる。

地 震	平均 パワー		
	SMAC 位置(1)	八戸東校 (2)	同 比 (2)/(1)
7.22 9:13 S-N	1.78	9.22	5.18
	2.68	3.53	1.37
7.28 23:01 S-N	0.61	0.86	1.41
	0.60	0.52	0.87
7.29 0:54 S-N	0.10	0.18	1.75
	0.13	0.18	1.38

表-5.3

表-5.3 は同時観測による各地の平均パワーを比較したものである。

港湾の SMAC 位置は、地表地盤と同等の条件に置かれていると考えられるが、他の点（八戸東校、八戸高専）は、すべて建物内の 1 階床上で観測されたものである。

前項で検討したように、建物内の最下部の動きは必ずしも周囲地動と類似しない。

一般に、建物内よりも周囲地表面の加速度の方が大きい。その傾向は地動に短周期成分が卓越するほど著しいことがわかった。

したがって厳密には、2 地点間の地震動を直接比較するには、地震計を地表面に設置した方が後々の解析利用に便利であろうが、本観測の当初においてこの辺の原理がわからなかったので、基準となる港湾 SMAC 位置に対する各地の建物内の 1 階床上とを比較することになった。

同一地震であっても、波形そのものは建物内とその周囲地盤とで類似しない方が多いのであるから、SMAC 位置と数キロ離れた 2 地点の波形が互いに類似するとは考えられない。図-5.16 の観測波形を見ても、ただ地震の duration(継続時間) においてほぼ等しいことがわかって、周波数成分に至っては一見してあまり類似性は認められない。

両者の最大加速度だけを比較したものを表-5.1 に示

してある。データ不足で一般的な結論とするわけにはいかないが、今回の調査に関する限り次のようにまとめることができる。

八戸東高校は港湾 SMAC 位置に比べて地震加速度はかなり大きい。特に S-N 方向においてその差が大きい。前章で解説したように、別の地震ではあるが地盤上と建物内 1 階床上の加速度振幅比は、S-N 方向で 1.6、E-W 方向で 1.7 といずれも地盤上の方が大きい。このようなことを考え合わせると、本震時において八戸東高校の周囲地盤は港湾 SMAC 位置より確実に大きかったといえる。今回の余震観測による結果を単に比例換算すれば、港湾 SMAC 位置に対して

$$\text{S-N 方向} \quad 2.15 \times 1.6 = 3.44 \text{倍}$$

$$\text{E-W 方向} \quad 1.04 \times 1.7 = 1.77 \text{倍}$$

ということになる。

つぎに八戸高専の場合であるが、本館中央部の 1 階床上における最大加速度は、港湾 SMAC 位置とほぼ同程度であるといえる。しかし前項の検討で知ったように、1 階床上の加速度は周囲地盤面上の点の加速度より確実に

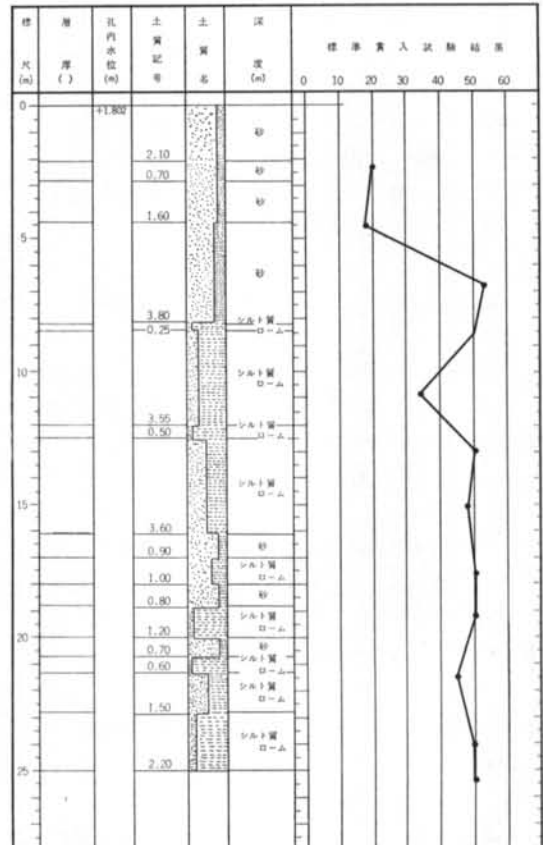


図-5.20

に小さいのであるから、本震時においても、周囲地盤は港湾SMAC位置よりも確実に大きな加速度を有していたといえることができる。

このように、港湾SMAC位置における地震時の加速度は、八戸市内およびその近郊の各地より大局的に小さいといえそうである。

図-5.20は港湾SMAC位置から海岸側に約200m離れた地点のボーリング柱状図である。同図は第2港湾建設局の御好意により借用したものである。その付近一帯はほぼ類似した地盤構成で、SMACを設置した地点も同図とほぼ同じ地盤条件にあると考えて間違いないであろう。同図によれば、地表面から約3mがゆるい砂で、深度6~7mにしてN値で50を越える砂質およびローム性の堅い地層が続いている。地盤条件としては極めて良質で、地震時の加速度が他の地点より小さいことの大きな理由として考えられる。

同時観測による実際の地震記録でも、2点間の波形に高い相関性は認められないが、それを確認する意図でそれぞれ周波数分析を行なった。

図-5.17は港湾SMAC位置と八戸東高校のパワースペクトルを比較したものである。S-N方向の0.20sec.は建物の固有周期であり、港湾で卓越する0.27sec.の成分は東高校にはほとんど存在しない。またE-W方向でも両者の周波数特性にかなりの差異が認められる。

図-5.18および図-5.19は、港湾SMAC位置と八戸高専の同時記録からパワースペクトルを比較したものである。いずれも周波数成分の共通性はほとんど認められない。

高専におけるスペクトルには、0.40~0.45sec.の成分がきまって卓越している。前項の検討では、これはおそらく建物の固有周期であろうと説明したが、常時微動による建物の固有周期の観測結果や、周囲地盤の周波数特性、周囲地盤と建物の動きの相互関係等を総合して判断すると、どうやら建物ではなく地盤の卓越周期であるらしい。

その上、上記周期付近において著しい選択度を有する特異性を持っていると考えられる。八戸高専が特に著しい被害を受けたこととも関連して、甚だ重要な問題でもあるので、さらに関連資料を集め検討を加えたい。

### 5.3 本震、余震、常時微動のスペクトル比較

港湾に設置されたSMACは本震時の地動を完全に記録している。またわれわれは同地点において幾多の余震を観測することができた。さらに同地点の常時微動も測定した。

これらの波形のスペクトルを比較することは、甚だ興味深いことでもあるが、各地の本震時の地動を推定する

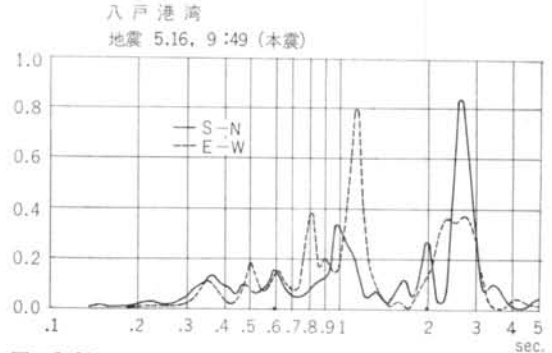


図-5.21

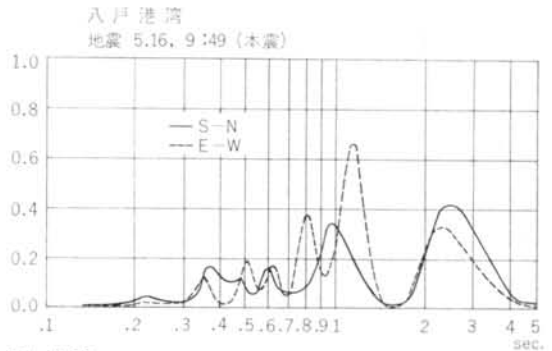


図-5.22

うえにも重要な key point になっている。

図-5.21 および 図-5.22 は本震のスペクトルである。これは東工大小林研究室で読取ったSMAC記録を借用し、周波数分析を行なったものである。

図-5.21は、SMACの記録の開始から15sec.経ったところから120sec.間の範囲について解析を行なった結果である。0.02sec.間隔で120sec.となるとデータの総数が6,000になり、かなり長い計算時間を要する。

後章において様々な解析を行なう場合、このような長い範囲について考えることは甚だ不経済でもあり、もう少し範囲を短縮することができないものか検討してみた。

図-5.22は、SMACの記録開始から27.5sec.経ったところから30sec.間について行なったスペクトルの結果である。

両者を比較すると、長周期成分にやや差異が認められるが、ピークの周期および全体の傾向は非常に良く一致している。したがって本震の記録を主要動部を中心に前後30sec.に短縮して実用上支障はなさそうである。

図-5.23(1)~(5)はそれぞれ余震観測記録のスペクトルを示したものである。

図-5.24は同地点の常時微動のスペクトルを示したものである。

八戸東高校においても同一地点において常時微動および余震観測を行なっている。両者のスペクトルを比較して図-5.25(1)~(2)に示した。

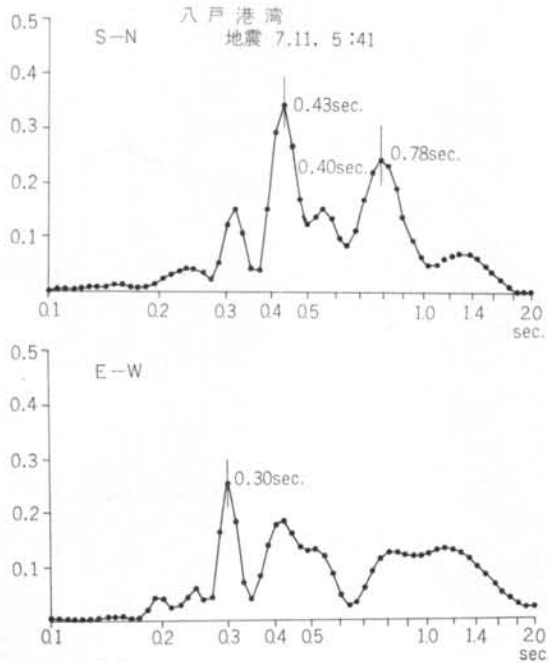


図-5.23(1)

八戸東高校においても同一地点において常時微動および余震観測を行なっている。両者のスペクトルを比較して図-5.25(1)~(2)に示した。

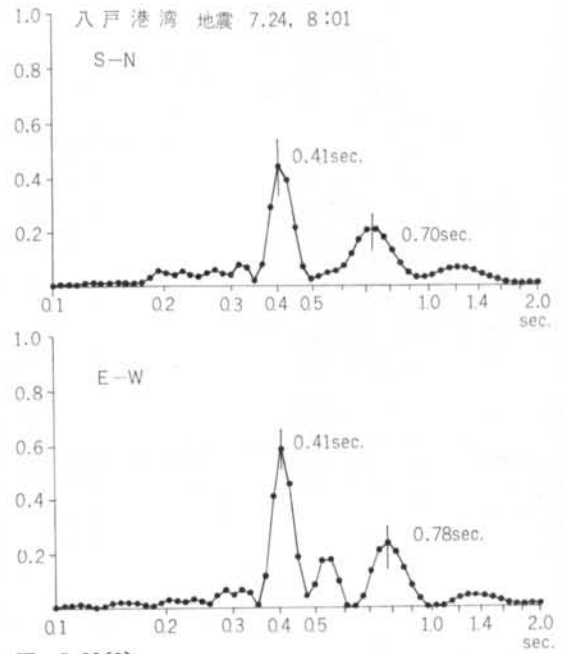


図-5.23(3)

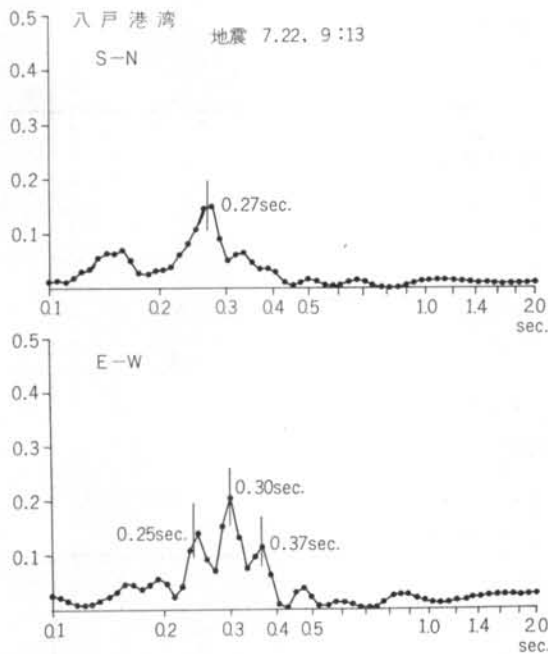


図-5.23(2)

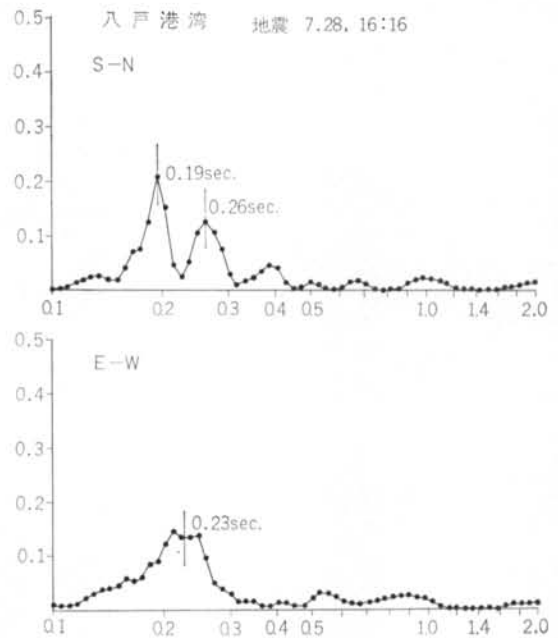
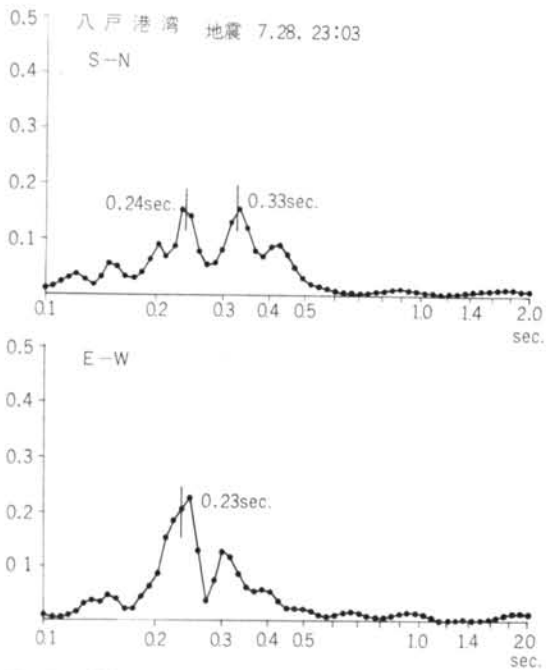
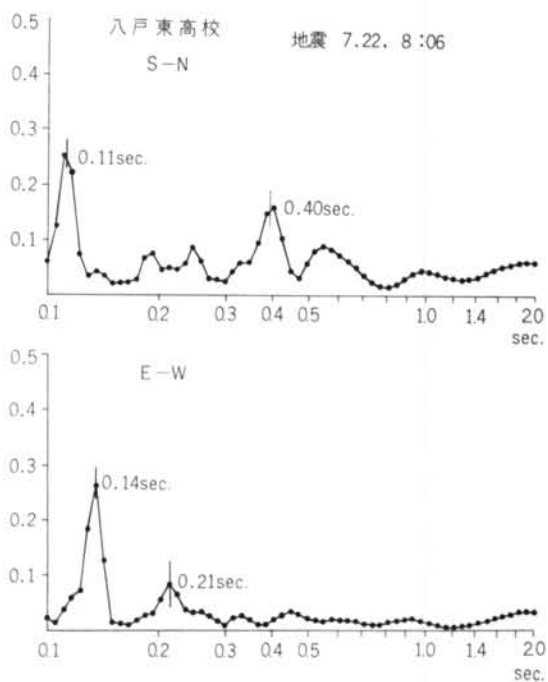


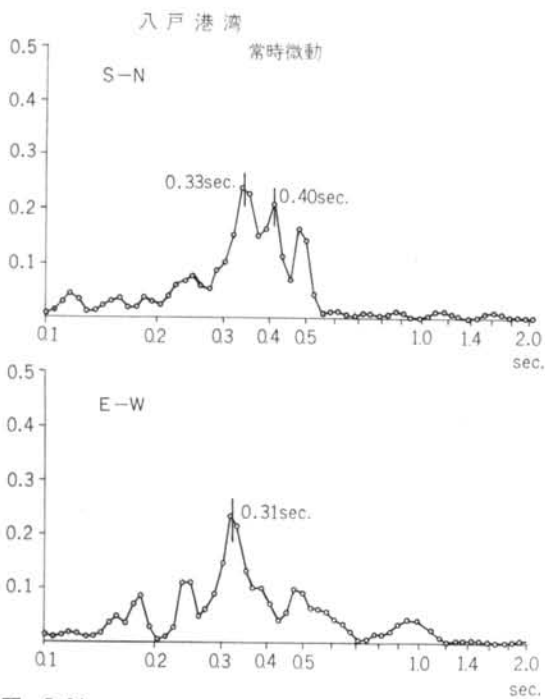
図-5.23(4)



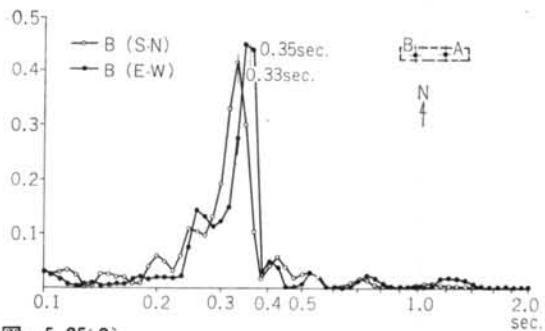
図—5.23(5)



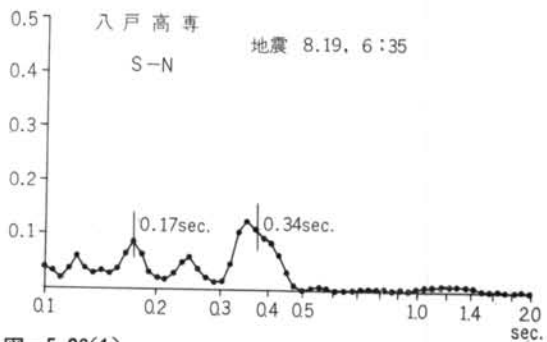
図—5.25(1)



図—5.24



図—5.25(2)



図—5.26(1)



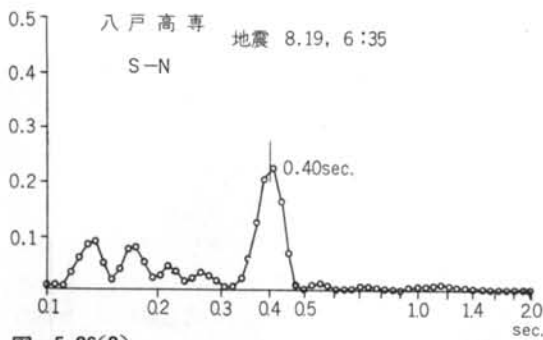


図-5.26(2)

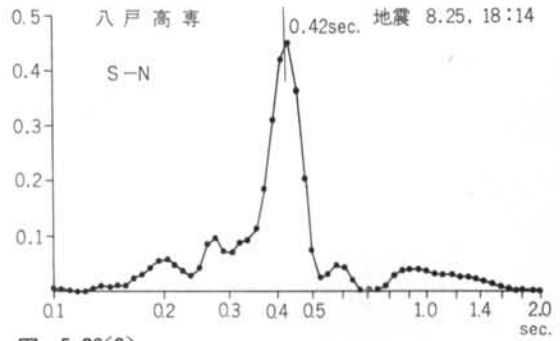


図-5.26(6)

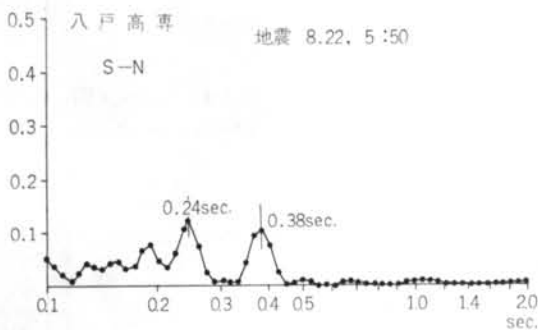


図-5.26(3)

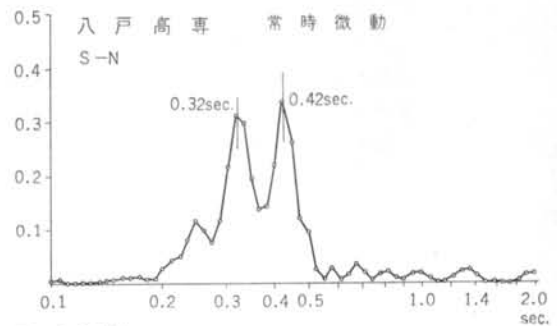


図-5.26(7)

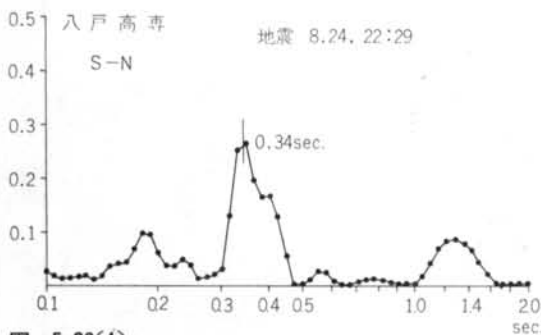


図-5.26(4)

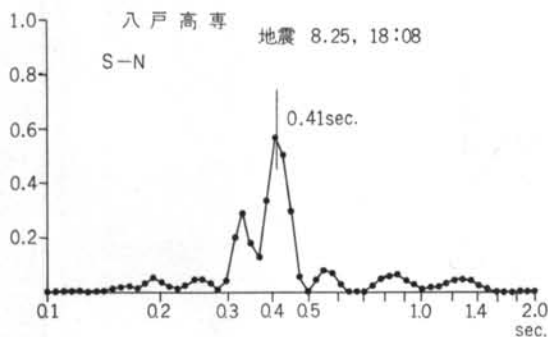


図-5.26(5)

八戸高専においては、幾多の余震について同一地盤上で観測を行なった。それらのスペクトルを常時微動のスペクトルと比較して図-5.26(1)~(7)に示した。

地表面で観測される地震動は、地表層の影響を大きく受け、地表層特有の周期成分がきまって卓越するといわれている。その地表層特有の周期成分は常時微動にも卓越して現われるということが定説になっている。

したがって、本震、余震、常時微動の3種の観測において、地表層で誘発されるある特定の周期成分が共通に卓越して現われるだろうと期待される。

図-5.27は八戸港湾SMAC位置における本震、余震、常時微動の卓越周期の分布を示したものである。同図から3種の地動において共通に卓越する周期成分は、どう

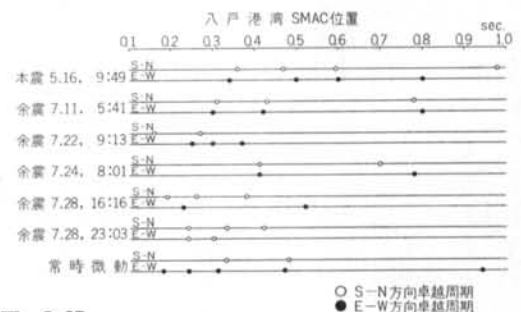
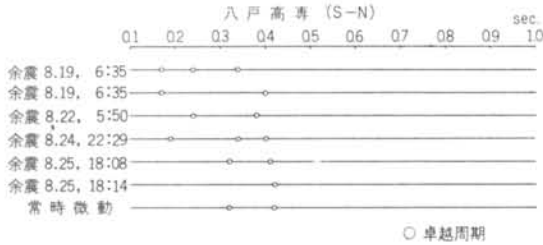


図-5.27



図—5.28

やらなさそうである。ただ確率的には0.25~0.45秒の間に卓越する頻度が高いということはいえる。

一方、図—5.28は八戸高専の地盤上で観測された地震および常時微動の卓越周期の分布を示したものである。この地点においては、0.4秒付近に明らかに共通して卓越する周期成分が認められる。

このような事実から、八戸港湾のように特性インピーダンスの異なるはっきりとした断層がない地盤では、地表層において誘発される周期成分があまり顕著に現われないと考えられる。このような地盤を周波数特性における選択度が低いと呼ぶことにする。

一方、八戸高専におけるように、地表層で誘発される周期成分が非常に顕著に現われるような地盤を、高い選択度を持つと呼び、地震および常時微動に共通に著しい卓越性を示すことになる。このような地盤は、おそらく特性インピーダンスが極度に变化する成層を成しているものと想像される。

このような地表層における周波数選択度が高い地盤は、極めて正弦波状ではあるが地震時の動きが大きくなり、地震の被害と密接な関係を持つと考えられる。

#### 5.4 地震時の建物の応答について

地震時の建物の動きを調べるため、八戸グランドホテル（地上5階塔屋2階地下1階、RC造）と八戸市民病院（地上5階塔屋3階地下1階、RC造）において、建物内各部の地震観測を行なった。

図—5.29は八戸グランドホテルの構造概略図と地震計設置位置を示したものである。

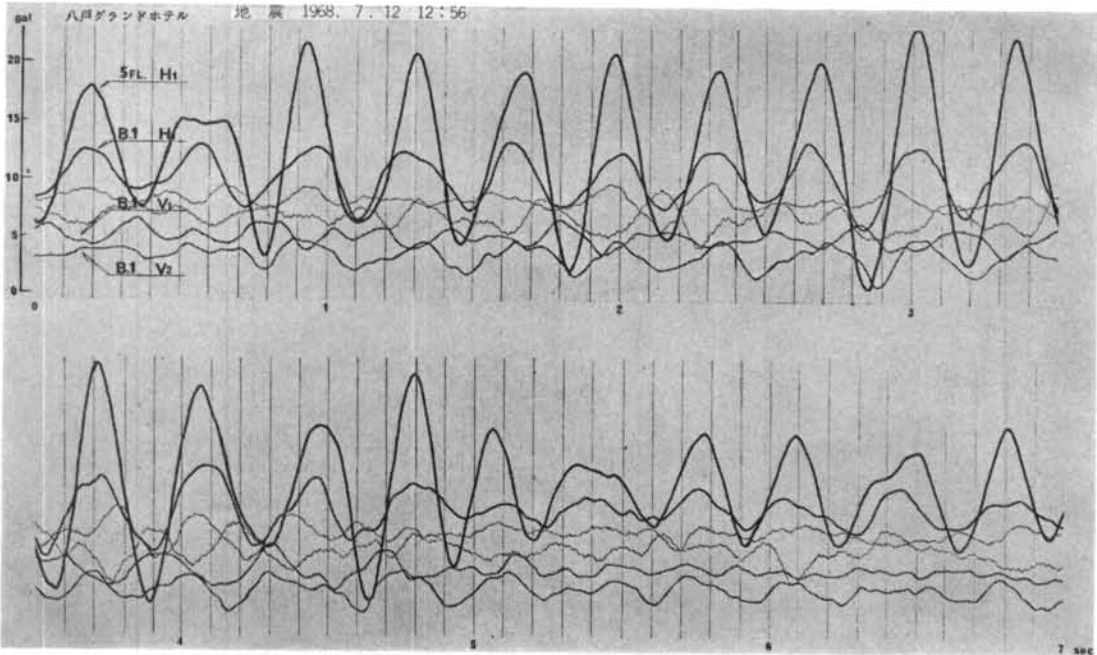
地震計は5階（4~5階階段の中央おどり場）に水平2方向、地下1階に水平2方向および上下2点の合計6台を設置した。

7月12日12時56分の地震（震度II）の記録を図—5.30に示した。これらの記録から建物はほぼ正弦的に応答していることが一目でわかる。

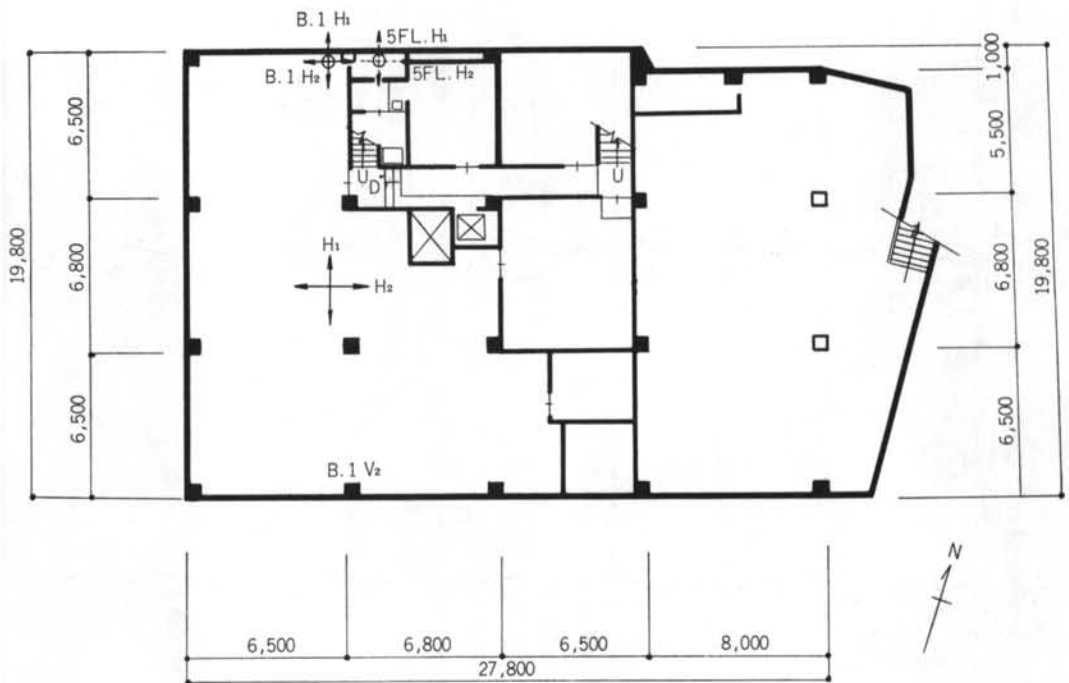
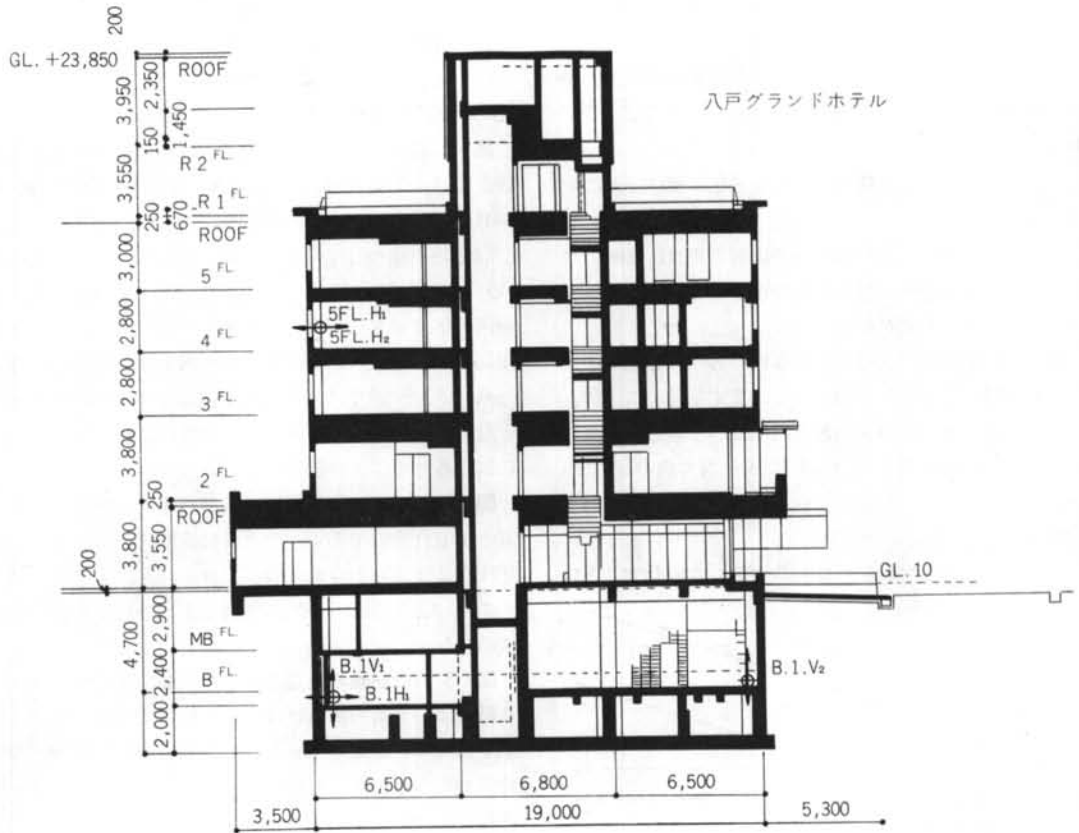
建物の底に回転中心を仮定し、その水平変位をSWAY、回転による変位をROCKING、全変位から上記2

	G. L. +11.8m (測定値)		屋上(推定値)	
	加速度	比率	加速度	比率
SWAY	3.0gal	25%	3.0gal	20%
ROCKING	4.2	35	5.0	35
弾性変位	4.8	40	6.5	45

表—5.4



図—5.30



図—5.29

つの変位を差引いたものを弾性変位と定義すれば、それぞれの成分は表-5.4 となる。

すなわち、屋上において全変位の55%が剛体運動、45%が構造物自体の弾性変位によって占められることがわかった。

また屋上の振幅は基礎版上の約4.8倍に拡大されていることがわかる。

つぎに常時微動による同方向の固有周期は0.29sec.であったが、本地震時の最大応答付近の平均周期は0.34sec.で、約17%周期が伸びている。

図-5.31は建物の長辺方向すなわちE-W方向の実測記録を強調して示したものである。まず気付くことは、建物の動きそのものがS-N方向に較べて著しく小さいことである。最大値は2.0galでS-N方向の1/6にしか相当しない。しかも5階とB1階の動きが逆位相になる傾向が強い。

このように同建物がS-N方向に著しく振動するとい

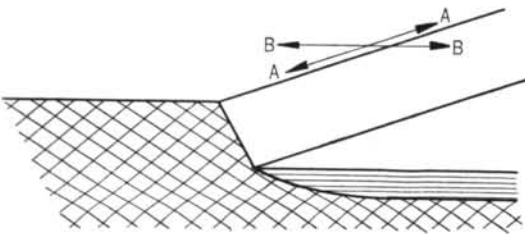


図-5.32

うことは、同建物の構造的な方向性に起因するのではなく、同建物が位置する付近の地形的な条件によるのではないかと思われる。同建物は洪積台地の北端に位置し、建物の北側が地形的にかなり低くなっている。

図-5.32に示すような地形では、地震時の地動に方向性を生じ、りよう線方向(A-A)よりその直角方向(B-B)の動きが著しく活発になるのではなかろうか。

同建物の建つ台地のりよう線に沿って、八戸区役所や八戸図書館があり両者とも大きな被害を受けた。八戸区役所の塔屋がS-N方向に倒壊していること、八戸図書館においても柱の曲げ破壊がS-N方向に著しかったこと八戸タワーがやはりS-N方向に座屈していること等を合わせて考えても、同台地が地震時に特にS-N方向に刺戟されることは確からしい。

図-5.33は八戸市民病院の構造概略図と地震計設置位置を示したものである。地震計は5階床上に2方向、1階床上に2方向の合計4台が設置された。

7月13日3時45分の地震(震度I)の記録を図-5.34に示した。

図-5.34は建物の短辺方向を強調して示したもので、5階および1階の両点はほぼ同じ位相で振動している。上下動成分の測定ができなかったのでROCKINGの成分はわからないが、建物最上部の応答は底部の約5.4倍になっている。

常時微動観測による同方向の固有周期は0.31sec.であ

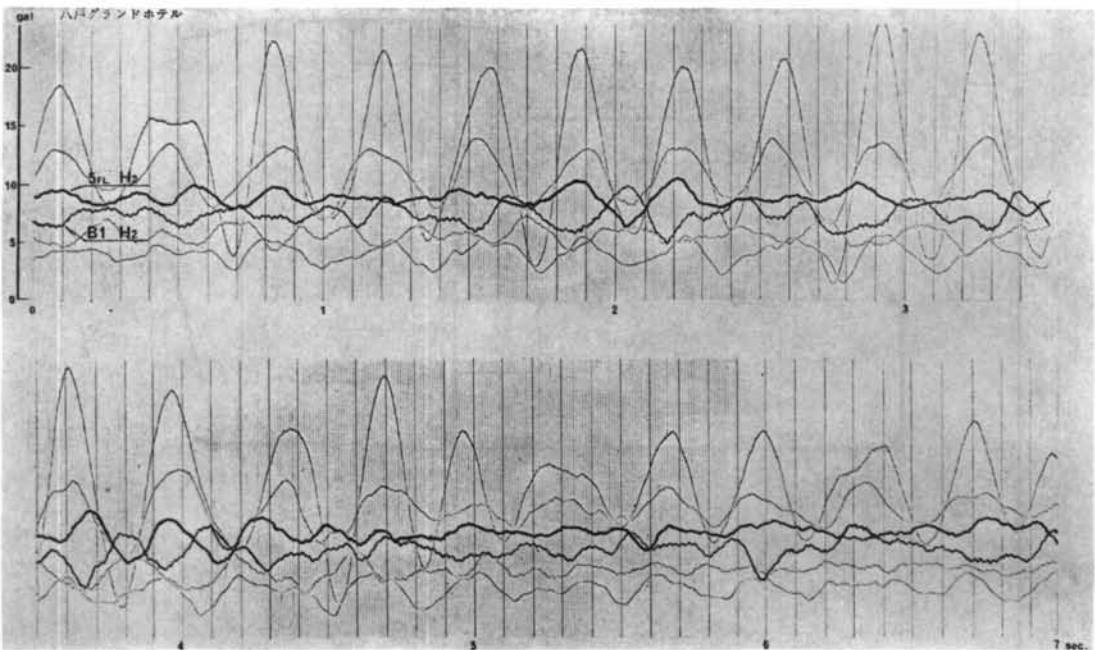
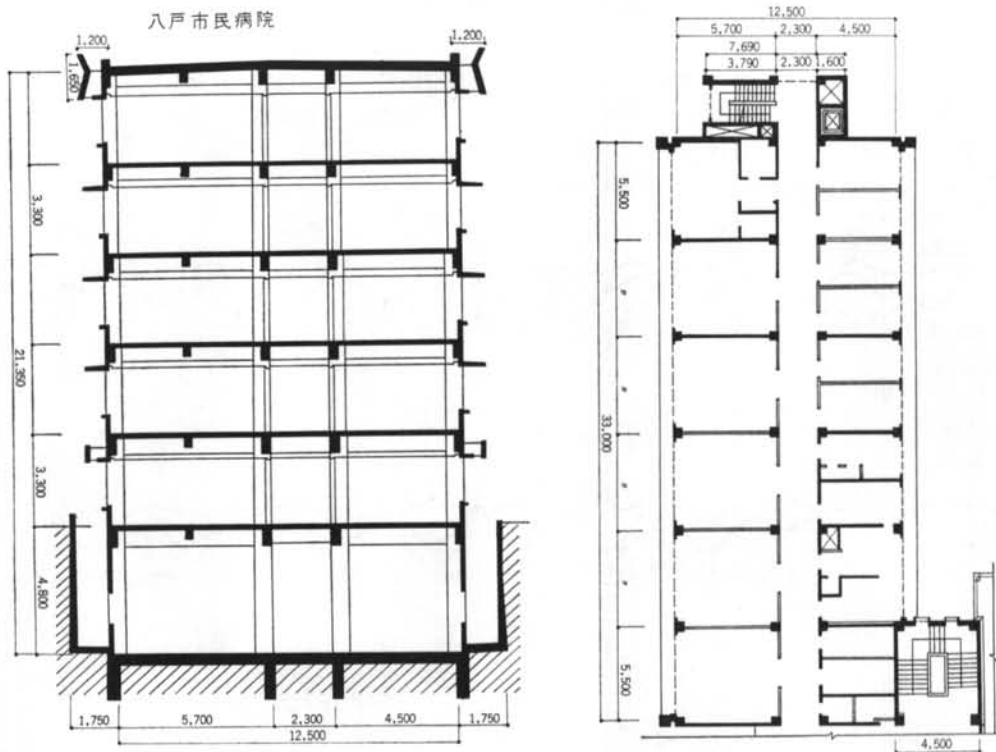
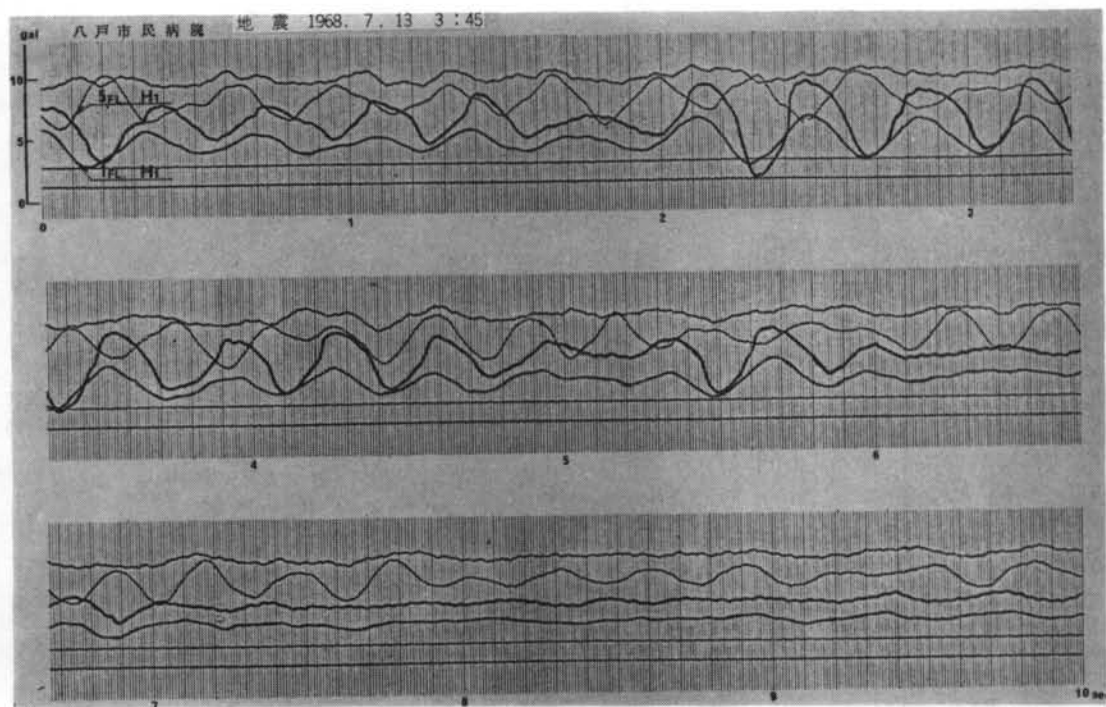


図-5.31



图—5.33



图—5.34

ったが、本地震による最大応答付近の平均周期は0.35 sec. と約13%伸びている。

図-5.35は同建物の長辺方向の記録を強調したものである。長辺方向には ROCKING 運動は考えられないため、5階とB1階の振幅比はかなりひらいている。長辺方向は ROCKING がないため応答の絶対値そのものは

短辺方向に較べて小さく、最大応答時におけるその比は 1 : 0.24 になっている。

なお常時微動による建物の固有周期は0.32sec. であったが、本地震時の平均周期は0.33sec. でほとんど変化していない。

(文責：山原 浩)

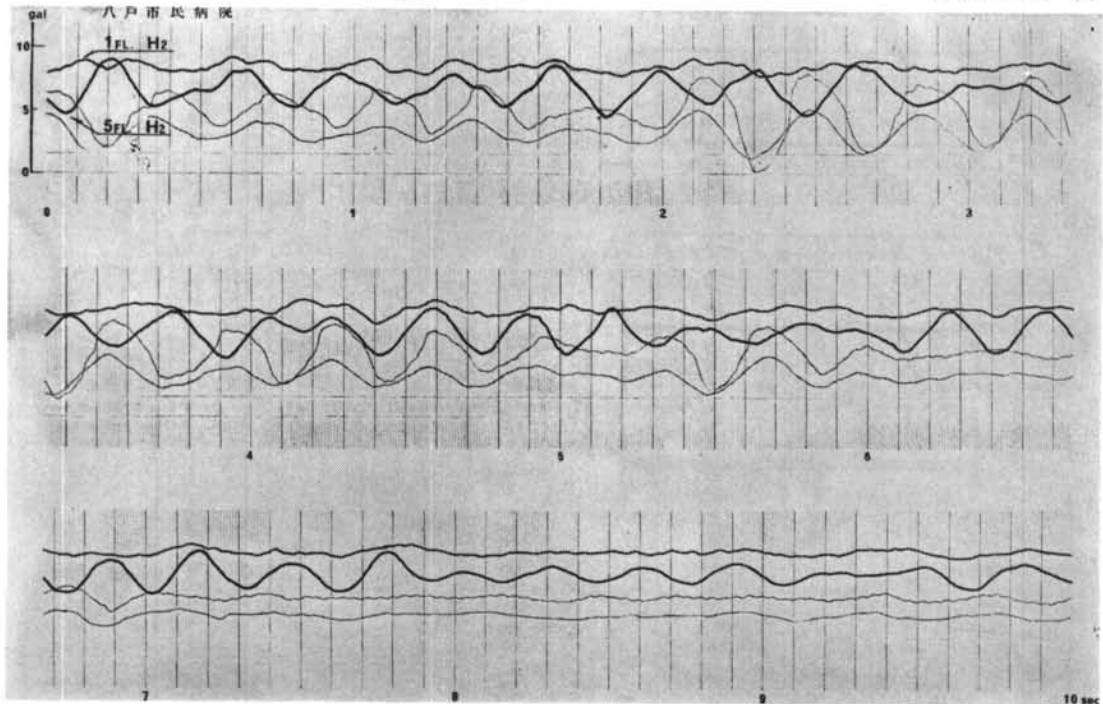


図-5.35

## § 6. 施工上の観点からの観察

### 6.1 序

この調査は地震発生の約1ヵ月半後に行なわれたもので、一部の建物はすでに復旧工事が実施された段階にあった。本報告は被災地の建物に関し、被災建物を中心にして主として施工上の観点からこれを観察したものである。

調査期間は昭和43年8月2日から3日間で調査対象建物を表6-1に示す。

始めに施工上の観点なるものについて多少考察を加える。建設工事が設計者から与えられた図面仕様書に従い監理者のもとに施工される限りにおいて施工方法、施設

等は常に監理者の承認によって採用され、また工事の各段階は監理者を通じて設計者の承認のもとに実施されているべきものである。したがって竣工した建物に、もし欠陥があったとしても、これはすべて設計の問題であるとすることも可能である。しかし、一方では現実の請負

地域	調査対象建物
八戸	八戸工業高等専門学校、八戸農協、八戸タワー、八戸市水道部、八戸市民病院、八戸市立図書館、八戸東高校
三沢	岡三沢小学校、三沢商業高校
三本木 十和田	十和田電鉄三本木駅、三本木農協、北里大学、十和田工業高校
野辺地	野辺地中学校、野辺地高校、野辺地消防署
函館	函館大学、函館工業高等専門学校、函館岸壁、東日本フェリー

表-6.1 調査対象建物

契約とその運用が欧米のように明確な形で実施されないこと、他方では監理者、設計者が施工に関して疎く、また全面的な監理体制をとることができない実情があるので一概にそうってしまうわけにもゆくまい。このようなことから施工上の問題という形で観察し考察を加えることには非常な困難がある。この報告では、さかのぼれば設計の問題とされることがらでも、施工技術のうえで問題であればこれを採り上げ観察し見解を述べたいと思う。

## 6.2 鉄筋コンクリート造建物

東北地方の鉄筋コンクリート用骨材にはかなり死に石と称せられるもろい骨材の混入が見られコンクリートの破壊面にその断面が露出している。ただし一般に骨材は経済の見地から近隣で採取されるものを使用するから、特に破壊した建物に関する特性とは考えられず、この地域全般に広く使用されている材料と考えられる。したがってこれが被災の要素とは考え難い。



写真-6.1 骨材に死に石がみられる(八戸工業高等専門学校)

被災建物のコンクリート強度に関しては東大梅村研、東工大黒正研、明大狩野研等のシュミットハンマーによる調査報告を参照すると、2, 3の例外を除いてはおおむね常識的な値を得ているものと判断される。また現場のコンクリートの観察もこれを裏付ける。例外とは、たとえば八戸工専の第1期工事(昭和39年竣工)の設計強度 $F_{4w}=180\text{kg}/\text{cm}^2$ に対し、梅村研の報告では $137\sim 165\text{kg}/\text{cm}^2$

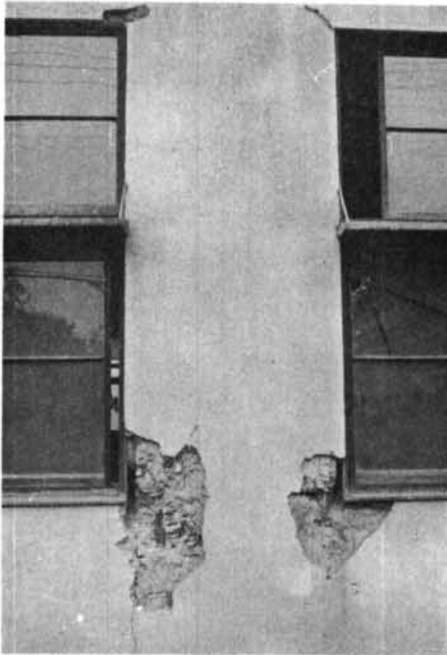
(材令による換算を行なったものかどうか不明。換算を行っていないものなら更に0.65倍程度となる。)といった設計強度を下回るものがある。この破壊箇所の観察ならびに指の触覚では、骨材は前述の通りもろいものの混入が多く、またモルタル部も砂が現われ、粗く低強度が感じられる。これは同一敷地内にあり3階建てで類似な構造を持ちながら、ほとんど被害をみなかった北寮のコンクリート強度が同じ報告書中に $370\sim 427\text{kg}/\text{cm}^2$ とされているところからコンクリート強度と被災の間に何か関係を見出すことができるものかも知れない。また西寮は4階建てで無被害と考えられるがこの強度は $223\sim 270\text{kg}/\text{cm}^2$ で、おおよそ設計強度を上回っている。このほか柱型の中に型わくの棧木を打ち込んでしまったものなど若干の施工ミスも見られ、また仕上モルタルの下に豆板が見られる部分もある。しかしこれが直接被災の原因とはいい難いように思われる。



写真-6.2 柱型の中に型わくの棧木を打ち込んでしまっている(八戸工業高等専門学校)

以上のようにコンクリートの強度に疑問が持たれる建物もあるが、前述した報告書中には十分な強度がありながら破壊しているものも多く、必ずしもコンクリート強度が要因と切り切ることにはできない。総体的な施工の状況も、表面に現われた仕上工事の程度等からの判断では、地方の学校建築、公共建築としては可不可なしと考えられる。写真6-3に示す窓台の両側のクラック部から見られるようなコンクリート充填の不良もあるが、この

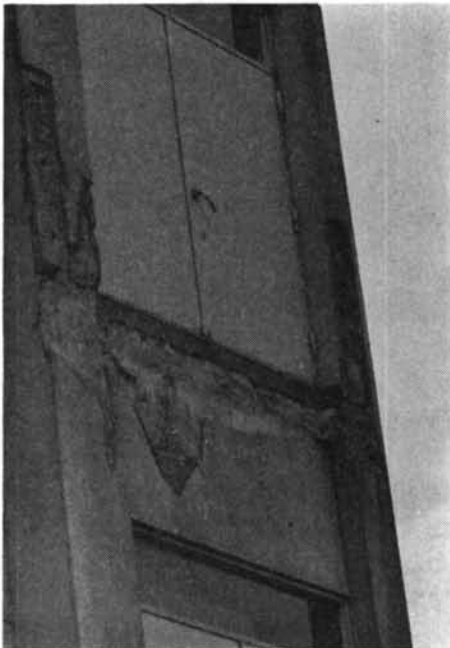
部分は一般に豆板を生じ易い所であり、充填に考慮が不



写真一6.3 窓台下のコンクリート充填不良（八戸東高校）

足であったとも考えられる。

鉄筋工事は一般に配筋の配列、かぶり等良好と考えられる。ただし岡三沢小学校の避難階段のように配筋、コンクリート工事ともに関連技術者の構造体への認識の浅

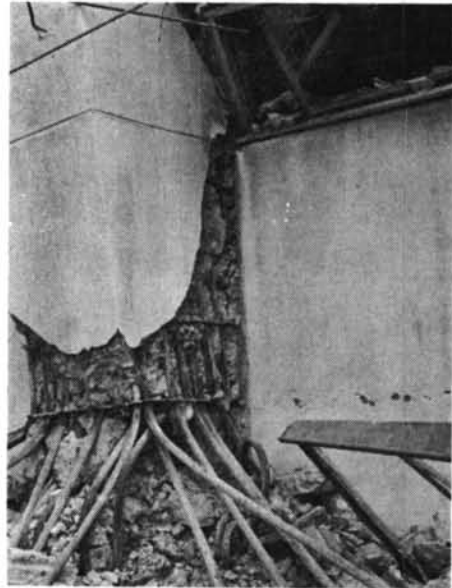


写真一6.4 岡三沢小学校の避難階段の取付部

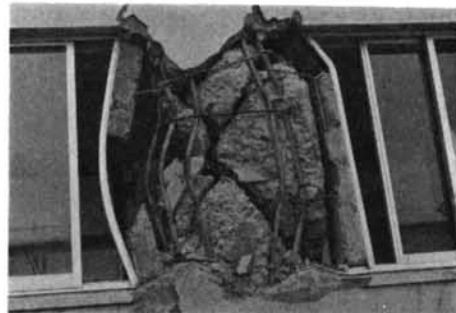
さを物語るものも例外的に散見される。

函館大学の場合は鉄筋の配置にかなり問題があるようにみられる。特に柱には太物の主筋が多数配列されそのスペースが極めて小さく、したがって主筋の内側から打設したコンクリートからモルタル分のみが主筋外側に流出した状態が感じられる。破壊箇所を見ると主筋外側のかぶりが版状に剝離し、主筋内側には豆板が残った状況がみられる。これは他の被災建物たとえば八戸工専の破壊部分の状況との比較によっても感じられる。前者は仕上げモルタルとかぶり部分が同時に剝離しているが、後者ではまず仕上げモルタルが剝離し、その後コンクリートが剝離している。

以上から函館大学の破壊は直接にはその数多い配筋にひとつの要因を考えることができる。配筋工事そのものは配列等良好と考えられる。ただし一部のウォールガー



写真一6.5 主筋の内側のコンクリートはセメントペースト分が少ないように思われる(函館大学)



写真一6.6 八戸工業高等専門学校コンクリートの破壊状況





写真-6.7 ウォールガーダーの鉄筋の継手部にフックの無いものがみられる(函館大学)

ダーの配筋にフックのないものも見られる。

以上のように鉄筋コンクリート造の建物の施工の状況は概して良好というべきであり、むしろ震災時に施工中であり、しかも無被害であった建物のコンクリートの状況、配筋の状況に不良なものがみられ、施工の良否と被災とは直接関連を持つや否やは断じ難い。

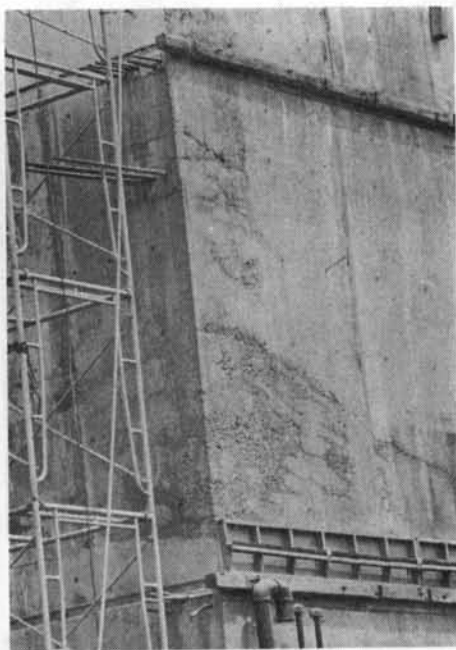


写真-6.8 コンクリート打設不良と配筋の不良が認められる無被害の建物(八戸市内)

### 6.3 鉄骨造

この地方には大きな鉄骨造建物は少なく、ほとんどが平家(体育館、工場、倉庫、市場)である。被害は軽微であるが被害率は高い。被害のほとんどが筋違である。

三沢商業高校の合掌面筋違の場合、ペンキの跡、破断したアングルに残されたリベットなどから考えて、本来

2本のリベットで止めるべきものを、寸法が足りないために1本で止めたようである。他の報告<sup>1)</sup>によれば仕上材がじゃまになってボルトやリベットが施工できず、その

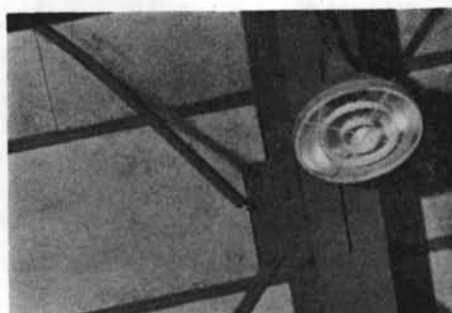


写真-6.9 2本打つべきリベットが1本しか打たれていないようだ(三沢商業高校体育館)

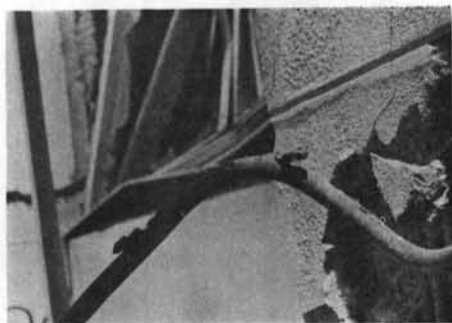


写真-6.10 丸鋼と鋼板の溶接部の破断(函館大学)

まま放置しているのが見受けられるという。

函館大学において正面人口と本館の接合部に使用されていた丸鋼と鋼板の溶接部は、溶着金属が破壊している。破面からみて不良溶接によるものと思われる。この部分の構造的意義は不明であるが、溶接技術は拙劣である。この地方一帯について、無被害のものにも、溶接技術の未熟さが目につく。

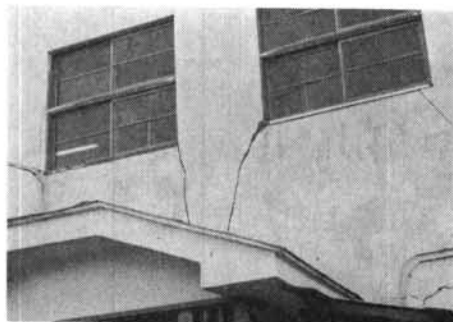
他の報告によると筋違に使用された丸鋼の突合せ溶接部の破断がみられるという。

鉄骨造の場合、筋違に施工上の問題が幾分あるが、施工が完全と思われる筋違にもかなりの数の被害がみられる。筋違の破断、座屈の主原因は施工程度よりも他の事柄にあるものとする。その他異種構造との組み合わせ、仕上材との変形態の違いによる被害が目につく。

### 6.4 木造

木造建物に共通している被害は、モルタル仕上げ部分の剝落である。東北地方一帯にこの現象がみられる。これは構造体と仕上材の変形能の差によるものと考えられる。仕上材の破壊は高層建築等においては、落下物とな

って重大な災害を起こす可能性があるので注意すべきことと考えられる。



写真一6.11 仕上げモルタルのひびわれ(八戸農協)



写真一6.12 仕上げモルタルの剝落(八戸市内)

三本木周辺では倒壊した木造建築物(木造以外の建築物は少ない)が多い。十和田観光電鉄に沿った地帯は昔、湿地帯であり、現在も道路面ぎりぎりまでの水位を有する川が流れている。この地帯では1mも掘れば水が涌くとのことである。基礎に対する配慮が足りなかったのではないだろうか。

なお、接合部の被害も数多くみられる。異種構造と組合わせたもの、間口が広く筋違のないものにも被害が多い。この地方で被害を受けた建物は老朽したものが多く、かつ完全に倒壊したものが多く、施工程度を調査するまでには至らなかった。



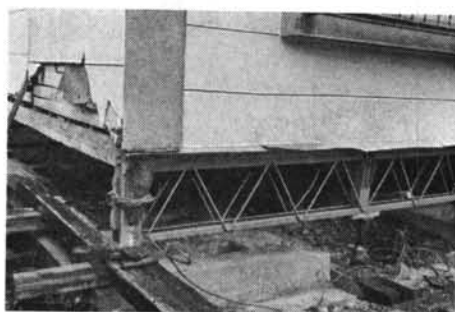
写真一6.15 軽量鉄骨の梁と木製柱とのジョイント部が破壊(三本木市内)



写真一6.13 三本木農協



写真一6.14 三本木駅倉庫



写真一6.16 写真6.15の梁と柱の接合部

## 6.5 所見

木造建物を除く被災建物が公共性のある建築物であるため、設計・監理が嚴重に行なわれたためか、施工状態は一般に良好といえよう。近接した地域にある建物であって被害の大きなものほとんど被災をしていないものを比較しても、その間に顕著な施工程度の差を見出すことはできない。したがって被害の主原因は施工の問題よりも、むしろ構造計画等にあるもののように考えられる。構造関係者による震害の調査検討等も行なわれていることから、現在の設計のシステム、仮定の設け方などに対する改善がなされるものと思われる。

他方、施工の観点からは施工ミスを起こし易い設計に対する問題提起を必要とする。1例として函館大学の配筋の問題をあげたが、この場合構造計算上にミスはなか

ったにしても、施工面の考慮はされていなかったように見受けられる。これに類するいわゆる施工しにくい納まりが時折あり、これが直接被災につながらないにしても弱点となり易いことが考えられる。しかし始めに述べたようにこれは設計の問題であると同時に、施工の問題として捕えなければならぬもので、施工しにくいのが故に入念な施工が必要であり、また施工上の考慮から設計変更等を申し出ることさえ期待されているのが現実であろう。わが国の建設工事が欧米と異なり設計・監理・施工とそれぞれその権利義務が明確に分離されず、3者の協力体制によって成立している現状からは、施工の技術を設計にフィードバックする体制が必要とされるものかも知れない。

(文責：久富 洋，藤盛 紀明)

### <参考文献>

- 1) JSSC：日本鋼構造協会 '68 8月号