

江刺市庁舎の震害とその補強について

—1978年宮城県沖地震調査報告—

江刺市庁舎復旧計画グループ

§ 1. 序

1978年6月12日午後5時14分、北緯38°09′、東経142°10′、震源深さ40kmにマグニチュード7.4の規模の地震が発生し、その被害は仙台市を中心に東北各県に広く及んだ注1)。特に、仙台市内の軟弱地盤上に建つ鉄筋コンクリート造建物の崩壊、仙台市郊外緑ヶ丘などに見られた宅地造成地盤の崩壊、老人子供の死者を出したブロック塀の倒壊などは、本地震の被害の例として記憶に新しいところである。震災の状況はすでに各種研究機関によって報告されており¹⁾、また当社においてもいくつかのレポートがまとめられている²⁾。しかし、本地震が提起した問題は土木建築の工学的な分野ばかりではなく、地震学その他の分野においても今後検討されるべきものまで及んでいる。

本報告では、地震に伴って生じるそれらの問題点の一つとして耐震補強に焦点を合わせ、その具体例として岩手県江刺市市庁舎を採り上げた。本建物は、1961年に竣工した、当時としては斬新な円形鉄筋コンクリート造4階建庁舎である。1968年2月20日に発生した宮城県沖地震³⁾により、構造体および2次部材にかなりの被害を受けたことから当社が復旧工事を請負うこととなり、建物調査後工事施工中の6月12日に再び地震を受けたのである。その後、大幅な補強工事が施され、1979年1月に工事完了し現在に至っている。すなわち、本建物は6月12日地震前後の建物履歴が判明しているとともに、補強工事の効果が確認できるという意味で貴重な資料となるものと考えられるのである。

本報告は、まず建物概要、履歴、そして補強工事の内容を述べ、次に補強の効果を常時微動測定と建設省による「耐震診断基準」⁴⁾により評価した。なお、地震域内にあった他の建物をいくつか採り上げて、同基準を適用した結果を合わせ示して今後の資料とした。

本報告に示したような耐震補強工事は、特にその評価

注1) データは気象庁による。

方法にまだ多くの問題点を含んでいるといえよう。すなわち、実際の建物の剛性および耐力算定方法、それらに減衰効果を含め、さらに地盤、外力条件を考慮した建物の動的な耐震安全性の定量化などは、今後検討を進めて行かなければならないと考えている。

§ 2. 建物および建物履歴

2.1 建物概要

本建物は、1961年地元業者により竣工した鉄筋コンクリート造、4階建の円形プランを有する市庁舎であり、1～3階は執務室、4階はホールとなっている。構造的特徴は、1～3階は放射状に耐震壁があるが、4階は外円周上に21本の柱を配した直径29mの空間となっており、径方向の壁はない。また、円周



図—1 6月12日の震央と江刺市

方向の壁は4階ステージ回りを除きほとんどない。屋根は鉄骨トラスのドームで、外周柱頭に設けられた鉄筋コンクリートはりで支持されている。屋上には、帽子のつばのような跳ね出しスラブがついており、ホールのバックスタンド下階では、一部中3階となっている。基礎深さは地表より2mで、木杭により支持されている。

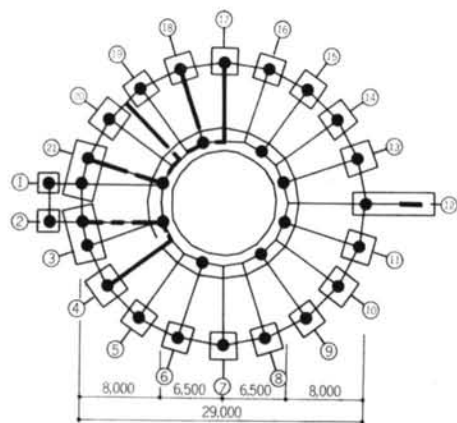
図—1には、6月12日地震の震央と本建物の所在地江刺市との位置関係を示した。

2.2 建物関係調査資料

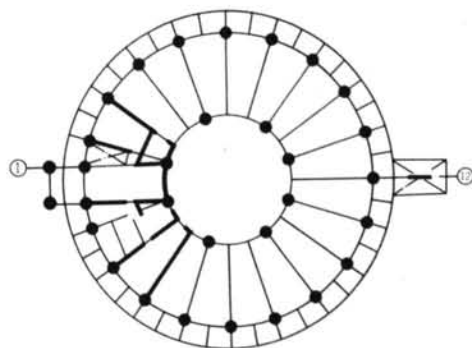
1) 形状

図—2には各階の伏図を、図—3には断面図を、また写真—1には2月20日地震直後の全景を示した。

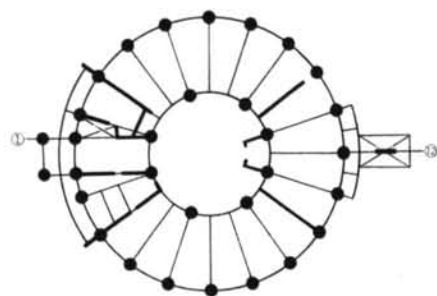
2) 地盤



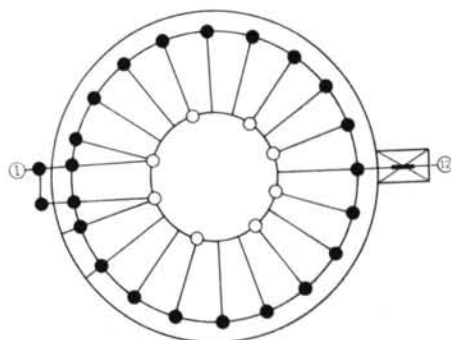
(a) 1階伏図



(b) 2階伏図

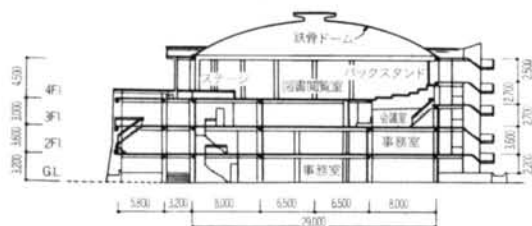


(c) 3階伏図



(d) 4階伏図

図一 2 各階伏図



図一 3 断面図

| No | 採取部位 | 高さ/径 | F_c (kg/cm ²) |
|--|------|------|-----------------------------|
| 1 | 3階内壁 | 1.32 | 202 |
| 2 | 2階 " | 0.95 | 260 |
| 3 | " " | 0.83 | 199 |
| 4 | 1階 " | 0.99 | 208 |
| 5 | " " | 1.24 | 241 |
| 平均 $\bar{F}_c=222\text{kg/cm}^2$, $\sigma=24\text{kg/cm}^2$ | | | |

注) コアの径は118mm。外階段での6本のコアによる F_c は平均267kg/cm² で建物部分の平均値より高かった。

表一 1 コンクリートコア圧縮試験結果



写真一 1 2月20日地震直後の様子(4階ガラス窓の被害の様子がわかるであろう)

6月12日の地震以後に実施したボーリング調査によれば、表層2~3mは軟弱であるが、それ以深はN値50以上の硬い砂礫層となっている。

3) コンクリート

表一1には、6月12日地震後に調査したコンクリートコア圧縮試験による強度を示した。建物のコンクリート強度は平均222kg/cm²であり、設計強度180kg/cm²を上回っている。しかし、工事の途中ではコンクリートの充填状態の悪い箇所や、鉄筋かぶり厚さの不足箇所などが見受けられた。

2.3 建物履歴

表一2には、本建物の履歴と調査との関係を示した。

§ 3. 補強工事に至る状況

3.1 2月20日地震による被害

構造体被害の主なものとしては、4階バックスタンド部分の比較的短い柱のせん断亀裂、RC煙突との接合部の破損があり、2次部材の被害としては200枚を越す外面ガラスの破損、コンクリートブロック製ルーバーの面外への大変形などが目立った。

表一3には被害状況の一覧を示した。また、先に示した写真一1でガラスの破損状況が見られるであろう。

3.2 2月20日地震後の復旧工事

この工事は、建物を地震以前の状態に復帰させる目的で行われたものであるが、その一方で地震時の安全性を限られた予算内でできるだけ改善するための方策も盛り込んだ。表一4には復旧工事の方法を示すとともに、6月12日地震時の工事進捗状況も合わせ示した。

| 年月日 | 記 事 |
|-------------|---------------------------|
| 1961. | 建物竣工 |
| 1968. | 十勝沖地震発生、軽微な被害あり |
| 1978. 2. 20 | 宮城県沖地震発生、4階を中心に被害あり、被害調査* |
| 4. 18 | 第1回振動調査 |
| 4. 21 | 復旧計画作成、工事開始 |
| 6. 12 | 宮城県沖地震発生、中破被害調査* |
| 7. 28 | 第2回振動調査 |
| 9. | 補強工事計画作成、工事開始 |
| 12. 5 | 第3回振動調査 |
| 1979. 1. | 工事完了 |

*被害調査は主に坂本鹿名夫建築研究所によって行われた。

表一2 建物履歴と調査の関係

3.3 6月12日地震による被害

構造体被害の主なものとしては、4階で前回被害を受けなかったステージ側の柱および壁がせん断破壊をし、またスラブにも多数の亀裂が生じた。1、2階の柱にはせん断亀裂を生じたものがあり、また新館への通路わきの柱がせん断破壊をした。2次部材では、4階の新設アルミサッシュ窓は無被害であったが、3階以下の窓ガラスに若干被害があった。表一5に被害状況の一覧を示し、

| | 構 造 体 | | | 2 次 部 材 |
|------|---|---|---|---|
| | 柱 | 壁 | ス ラ ブ | |
| 4 階 | バックスタンド回りの柱はクリアスパンが短かく被害が集中、特に⑩柱はせん断亀裂が生じた。他の柱にも柱頭柱脚に曲げ亀裂、また鉄骨屋根の受け方のためか柱頭部リングはり取付き部は縦亀裂が生じているものが多い | 階段回りの壁にせん断亀裂など亀裂多数、外階段およびRC煙突との取合部著しく破損 | 中央スラブに亀裂多数、バックスタンド階段取付部の亀裂は段差あり、外周RC屋上スラブにも亀裂があり一部漏水 中央部スラブは中心に向かって、外周スラブは外に向かって傾斜 | 窓ガラスの破損多数、サッシュは横上段のハメゴロシ部分より下段の2本引可動窓の方が被害が目立つ。ブロックルーバーはらみ出し、高架水槽および支持部材の破損 |
| 3 階 | | 階段回り壁に斜め亀裂、他の壁にも亀裂があるが新旧不明 | | 4階ほどではないが窓ガラス破損、ブロックルーバーはらみ出し |
| 2 質 | ⑩柱にせん断亀裂 | ⑨通り壁に斜め亀裂 | | 窓ガラス多少破損 |
| 1 階 | ⑩⑬柱にせん断亀裂 | ④⑥⑪通り壁に斜め亀裂 | | 窓ガラス多少破損 |
| 煙 突 | 屋上との取付部に亀裂 | | | |
| 外階段 | 建物との取付部に亀裂、特に4階ホールとの接合部スラブに亀裂 | | | |
| スロープ | 建物との取付部破損、2階レベルの柱の腰壁より上部に亀裂 | | | |

表一3 2月20日地震による被害状況

| 復 旧 工 事 計 画 | 6月12日時点 |
|---|--------------|
| RC煙突は撤去、鋼製とする | 完了 |
| 3、4階外面化粧ブロック撤去 | 完了 |
| 構造体亀裂の内、幅の大きいものにはエポキシを注入 | 4階片持はり部を除き完了 |
| 4階柱はエポキシ注入後溶接金網(4φ@75mm)を巻きモルタルを塗る。バックステージ部の柱脚部にはさらに3.5mm鉄板で被覆をする | モルタル塗りの最中 |
| 4階のサッシュは撤去しアルミ製とする | 完了 |

表一4 2月20日地震後の主な復旧計画と6月12日時点での進捗状況

| | 構 造 体 | | | 2 次 部 材 |
|------|-----------------------------------|--|--|--------------------------|
| | 柱 | 壁 | ス ラ ブ | |
| 4 階 | ①～⑧および⑩柱に曲げ亀裂 ④柱は両側の壁とともにせん断破壊 | ③～④間円周方向壁せん断破壊、分電盤回りに開口補強なく、また壁筋端部にフックなし、③～④間径方向壁、④～⑤間および⑩～⑪間円周方向壁にせん断亀裂 | 外周カンチレバー スラブ 沈下、内端上部に円周に沿って亀裂、中央部スラブも沈下(最大20mm位) | 新設アルミサッシ無被害 |
| 3 階 | 1部は下モルタル剥落、バックスタンド直下の柱頭、はりに亀裂 | 亀裂が生じたようであるが新旧判定不能 | | 窓ガラス一部われ |
| 2 階 | ④、⑤柱せん断亀裂 | 同 上 | 外周スラブ、中央スラブともに沈下(中央部で最大50mm位) | 窓ガラス一部われ、トイレなどの配管にかなりの被害 |
| 1 階 | ①、②柱せん断亀裂 | 同 上 | 土間スラブは各所で沈下 | |
| スロープ | 建物への取付部2階の2本の柱はせん断破壊 | | | |
| 地 盤 | 周辺地盤 10～25mm沈下 | | | |

表—5 6月12日地震による被害状況

| 主 目 的 | 主 な 補 強 工 事 |
|----------------------------|--|
| 重 量 の 軽 減 | 屋上RC造パラベットを除去し鉄骨とする |
| 耐 力 の 増 加 および剛 性 の バ ラ ン ス | 4階：ステージ回り壁を除去し打ち直す、バックステージ左右に円周方向耐震壁を増設、径方向カンチレバー部に袖壁を増設する 3～1階：円周方向柱に袖壁を打ち増す、3階は4階袖壁の下部に径方向の控え壁を、1～2階には径方向各2枚の耐震壁を増設 |
| 床 ス ラ ブ の 補 剛 | 2～4階の中央円形スラブに8本の鋼管コンクリート製柱を新設 |
| 構 造 計 画 | 新館との通路部の柱を打ち直すとともにエキスパンションを設ける |

表—6 補強工事の主な項目

写真—2にはそれらの一例を示した。

この地震後、補強工事を行なうために各階柱の仕上げを除去したところ、無被害と思われていた柱にも幅は小さいがせん断亀裂を生じているものがあることがわかった。しかし、これらの亀裂の発生時点が不明であるために被害状況からは除いてある。

§ 4. 補強工事

4.1 補強工事の概要

本建物が前述のような被害を受けた理由は数多く挙げられようが、構造的な問題に限って言えば、以下のようによまとめられよう。

- 壁が少なく保有耐力そのものが低い。
- 壁が偏在しており建物が振れる傾向がある。
- 振動特性として並進周期と振れ周期が近く、一部の部材の変形が大きくなる傾向がある。

上記の内容については§5.以降に詳述するが、これらの点を改善することを補強工事の目標とした。

基本的には半径方向にバランス良く耐震壁を配置し、



写真—2 4階円周方向壁のせん断破壊(ボックス回りの補強が充分でなかったことから被害がひどくなったようである)

円周方向には採光を考慮して柱に袖壁を付加することとし、その一方、屋上のパラベットを除去して重量の低減を計った。また、スラブの沈下に対しては1階から支持

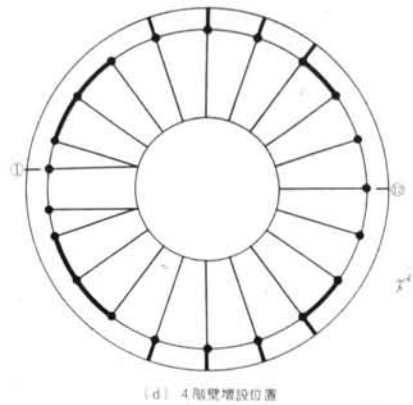
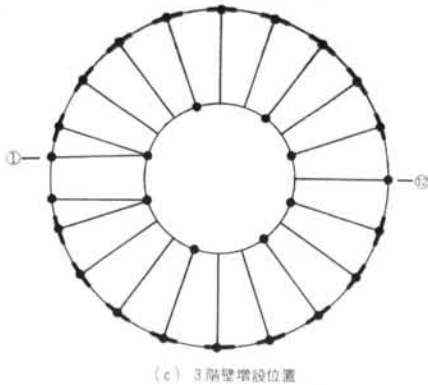
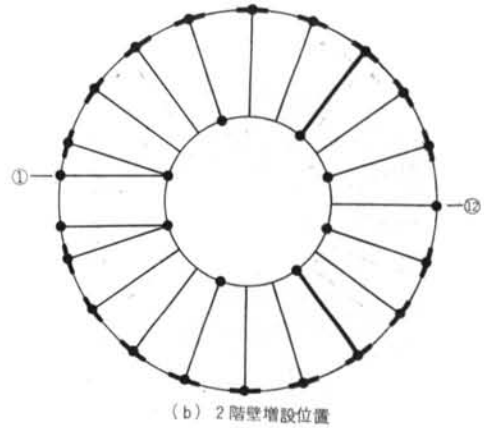
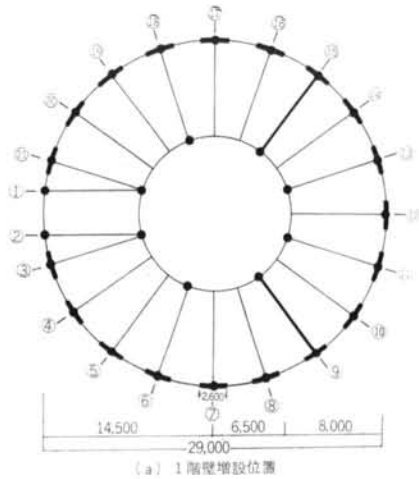


図-4 各階壁新設位置

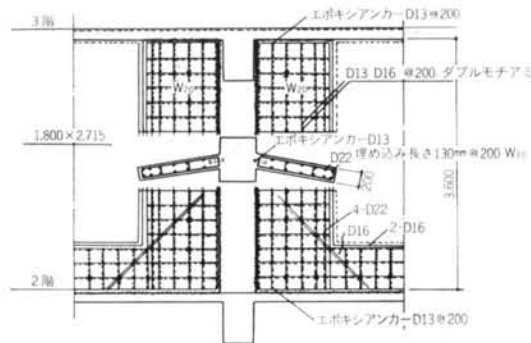


図-5 2階円周方向袖壁配筋状況

柱を設けることとした。壁量の決定にあたっては、「耐震診断基準」における構造耐震指標値 I_s で0.7程度を確保するようにした。

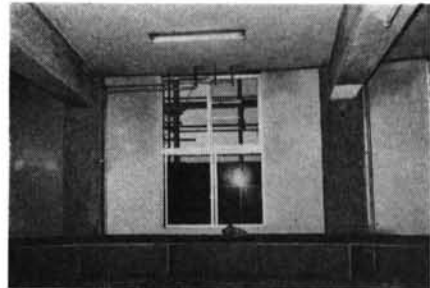


写真-3 外柱の円周方向に付加された袖壁と腰壁

図-4には壁新設位置を、図-5、写真-3には円周方向袖壁の状況を、図-6、写真-4には3～4階に設けられた径方向の壁の状況を示した。また、写真-5にはスラブ補強の状況を示した。

4.2 補強方法

表-6には補強工事の仕様のうち主なものを示した。



写真—4 4階外柱の径方向に付加された袖壁（3階にはこれを受けるバットレスが設けられた）



写真—5 中央円形スラブに設けられた鋼管コンクリート支柱の状況

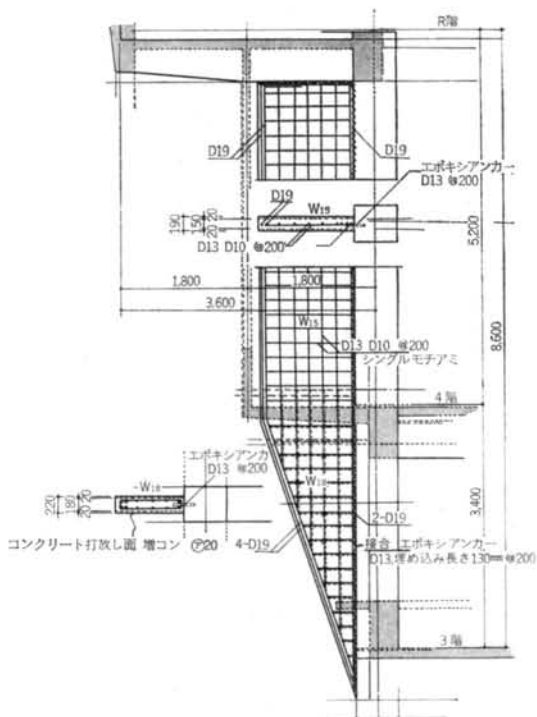
§ 5. 振動調査による建物の評価

5.1 調査概要

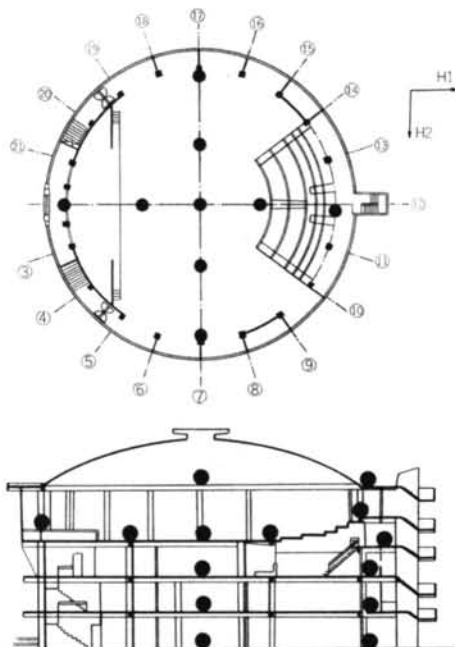
表—2にも示したように、本建物の振動調査は計3回行なわれており、補強工事前後の状況は第2回と第3回の比較により明らかとなっている。図—7には常時微動測定箇所を、図—8、9には常時微動測定および床スラブ振動試験の測定方法などを示した。

5.2 建物の常時微動測定結果

建物の常時微動測定は、その目的に応じて複数箇所の同時測定を行ない、これらを解析し、フーリエスペクトルあるいは周波数伝達関数などを求めた。第1回および第2回の調査では、建物の剛性が低いためにマンパワーによる自由振動試験も可能であり比較的容易に結果が得られたが、第3回の調査では、建物の剛性が上がりその周期が地盤の卓越周期に接近したこともあり、やや複雑



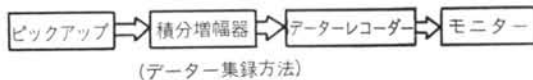
図—6 3、4階径方向壁配筋状況



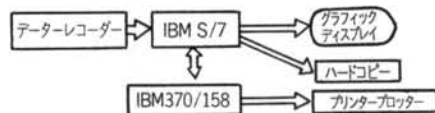
図—7 常時微動測定位置

な手順を要した。

解析の結果をまとめ、表—7に固有周期と減衰定数を、図—10に並進の垂直方向固有モードを、図—11には



(データ集録方法)



(データ解析方法)

図-8 常時微動測定方法と解析方法



図-9 床スラブ振動測定方法

| | 第1回調査 | | 第2回調査 | | 第3回調査 | |
|------|-------------|-------------|---------|---------|-------------|-------------|
| | 1次固有周期(秒)*1 | 1次固有周期(秒)*1 | 減衰定数(%) | 減衰定数(%) | 1次固有周期(秒)*2 | 1次固有周期(秒)*3 |
| H1方向 | 0.42 | 0.45 | 2.2 | 2.2 | 0.27 | 0.25 |
| H2方向 | 0.54 | 0.45 | 1.4 | 1.4 | 0.28 | 0.25 |
| 振れ | 0.54 | 0.56 | 1.8 | 1.8 | 0.22 | — |

*1: 第1回, 2回では2次固有周期も求まったが割愛した

*2: スウェイを含む

*3: スウェイを除く

表-7 1次固有周期と減衰定数の一覧

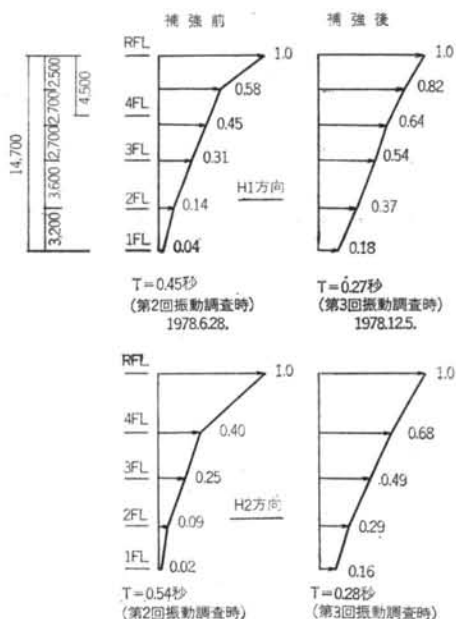


図-10 振動モードの比較

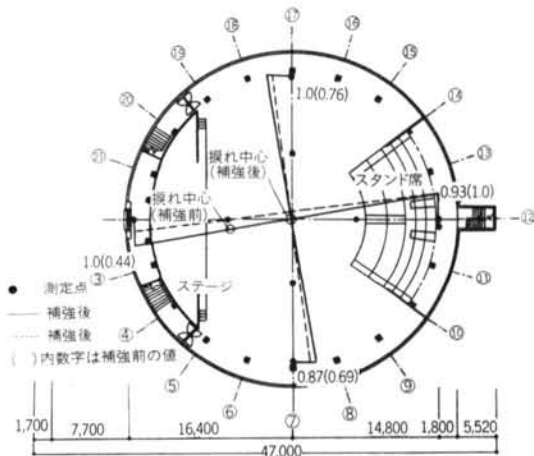


図-11 4階における振れモード

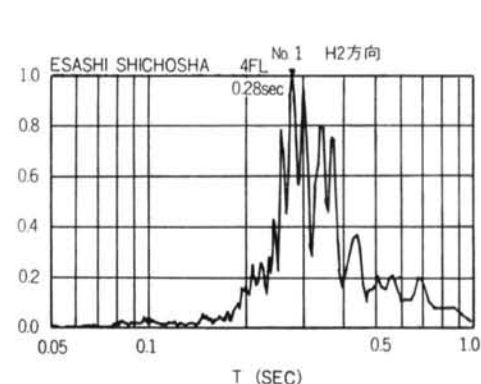
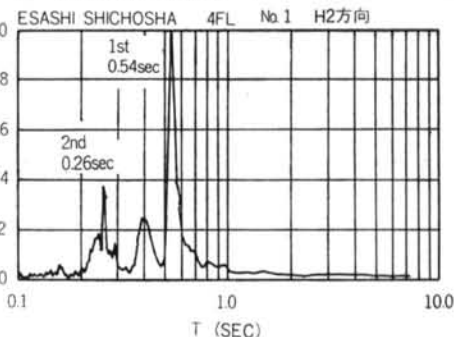


図-12 建物4階H2方向のフーリエスペクトル

4階の振れモードを示した。また、並進振動のフーリエスペクトルの例を図-12に示した。これらの図表より以下の事項が指摘し得よう。

(1)補強前の並進固有周期0.45秒, 0.54秒は, 補強によって0.27秒と0.28秒となり, 大幅に剛性の増大の効果が顕われている。建物のみでは, 各方向とも0.25秒でさら

に短くなっている。

(2)補強前は、方向による固有周期の差が大きく剛性のバランスが悪いことを示していたが、補強後はこの点でも改善がなされたといえる。

(3)振動モードで見ると、補強前には4階部分の振幅が大きくなっており、2回の地震によりこの階に被害が集中したこととの対応が見られる。補強後はほぼ直線的な分布となり、垂直方向の剛性バランスの改善の跡が見られる。また、建物の剛性が増したことにより、1階の振幅(スウェイ)の占める割合が相対的に大きくなっている。

(4)補強前の減衰定数は、2%前後と鉄筋コンクリート造建物としては非常に低かったが、補強後は10%を越える値が得られており、地震時の建物の応答を小さくするという意味で振動的に改善されたといえよう。

(5)補強前の振れ固有周期は並進のそれに比べて長い、すなわち振れ剛性の方が並進剛性より低く、さらに振れ振動の中心が建物重心とかなりずれていた(図-11を参照)。このために、特に4階などでは垂直方向の剛性のアンバランスと相まって被害を大きくしたものと考えられる。補強後は、円周方向壁の増設により振れ周期が短くなり、かつ振れ中心も建物重心とほぼ一致したことにより、地震時に建物が振れにくくなったと考えられる。

(6)補強前後の上部構造のみの剛性の比率は、建物の重量変化を無視すれば、周期の逆比の2乗として求められる。

$$H1: \left(\frac{0.45}{0.25}\right)^2 = 3.2, \quad H2: \left(\frac{0.54}{0.25}\right)^2 = 4.7$$

$$\text{振れ: } \left(\frac{0.56}{0.22}\right)^2 = 6.5$$

各方向とも剛性が大幅に増加し、特に振れ剛性が大きく改善されているといえよう。

5.3 地盤の常時微動測定結果

地盤の常時微動測定は第1回と第2回の調査時に行なわれたが、結果はほぼ同一であり、いずれも0.2~0.3秒と0.5秒付近に卓越周期が見られた。新耐震設計法(案)⁵⁾の分類によるところの2種地盤といえようが、地盤調査では表層2~3mが軟弱であるという結果がでており、決して良好な地盤とはいえない。

5.4 床スラブ振動試験結果

各階中央の円形スラブは亀裂および沈下が生じていたため、鋼管コンクリート製の8本の柱で補剛した。表-8には各調査時点での固有振動数および変位振幅を示し

| | 第1回調査 | | 第2回調査 | | 第3回調査 | |
|----|-------|------|-------|------|-------|------|
| | f(Hz) | δ(μ) | f(Hz) | δ(μ) | f(Hz) | δ(μ) |
| 4階 | 9.4 | 80 | 11.1 | 69 | 16.3 | 39 |
| 3階 | 9.5 | 65 | 9.8 | 44 | 16.7 | 41 |
| 2階 | 8.0 | 135 | 8.8 | 75 | 14.7 | 63 |

表-8 スラブの固有振動数(f)、変位振幅(δ)の一覧

た。これらより補強により床の固有振動数が平均1.6倍高くなっており、各階とも15Hz以上となっていること、また変位振幅もかなり小さくなっていることなどから、振動的にはかなり改善されたことが指摘されよう。

5.5 まとめ

本建物が、2月12日・6月20日の地震により被害を受けた原因は、振動調査の結果から見れば以下のようにまとめられよう。

- ・建物全体として壁が少なく、通常のRC造建物と比べて剛性の低い建物であったこと。
- ・平面内の剛性バランスが悪く、地震時に建物の一部の變形が大きくなる傾向があったこと。これは、振れ周期と並進周期が近い値であること、また剛心と重心の位置が一致していないことによるものである。
- ・垂直方向の剛重比分布が良くないため、地震時に特に4階部分が振られる傾向があったこと。
- ・減衰性能が通常のRC造建物に比べ低かったこと。

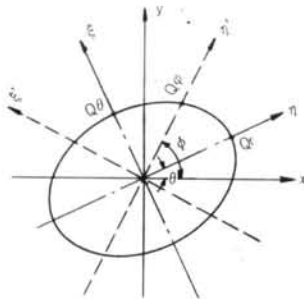
上記のような剛性、その分布、また減衰に関する建物の欠陥は、補強後の調査ではすべて改善されており、この観点からは補強の効果があつたものと判断される。建物の固有周期そのものの評価は、地盤との関連で後述する。

§ 6. 「耐震診断基準」による建物の評価

6.1 診断方法

建設省住宅局建築指導課による「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」⁶⁾を本建物に適用し、補強の効果を耐力の面から診断してみた。本建物は円形であるために、若干扱い方に工夫を要した。すなわち、図-13に示すように、各部材は基準軸x-y座標に対しθ_iだけ傾いており、一方、その層の弱軸はx-y座標に対しφだけ傾いているとする。部材の強度が各主軸に対しQ_{ri}、Q_{θi}であるとし、この部材の任意方向の降伏曲線が楕円で表わされるものと仮定すれば、角度φに対する強度Q_{φi}は次式で求まる。

$$Q_{\phi i} = \sqrt{\{Q_r \cos(\phi - \theta_i)\}^2 + \{Q_{\theta} \sin(\phi - \theta_i)\}^2} \quad \dots(1)$$



Q_x, Q_y: 原部材の直交2方向の耐力
Q_φ: 任意方向の耐力

図一13 任意方向の部材耐力の考え方

層全体の強度はこれの和で表わされるので、弱軸の方向φは次式で求まる。

$$\partial \tau Q_{\phi} / \partial \phi = \partial \left\{ \sum Q_{\phi} \right\} / \partial \phi = 0 \quad \dots\dots(2)$$

式(2)で求めた $\phi = \phi_{\min}$ を式(1)へ代入すれば、各部材の強度が求まる。一方、靱性指標Fも同様の仮定に基づけば、

$$F \phi_{\min} i = \sqrt{\{F_{rt} \cos(\phi_{\min} - \theta_t)\}^2 + \{F_{\theta t} \sin(\phi_{\min} - \theta_t)\}^2}$$

で求められる。

診断に用いた主な数値は以下のとおりで、他の数値および諸式は「基準」による。

- ・コンクリート強度 $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$
- ・鉄筋降伏応力度 $s_{\sigma y} = 3000 \text{ kg/cm}^2$
- ・形状指標 S_D 、経年指標 T はともに 1.0 とする。

6.2 診断結果

表一9には、本建物の第1次、第2次診断の耐震指標値 I_s と、弱軸方向、壁率を補強前後について示した。この表より以下の事項が指摘されよう。

(1)いま S_D 、 T とともに1.0と考えているので、耐震指標値 I_s はほぼせん断力係数と等しいものと考えられる。この観点からすると、補強前の I_s 値は0.5前後でかなり低いといえよう。

(2)補強後の I_s 値(2次)は1.0前後で、建物耐力が補強によってほぼ倍になったといえよう。

(3) I_s 値に対する評価基準値は、参考文献4)では1968年十勝沖地震の被害建物に対する考察により表一10に示すような、また参考文献1) (e)では宮城県沖地震による被害建物に対する考察により表一11に示すような値が提示されている。これらの値と本建物の値を比べれば、補強前には耐震性能が劣っているとはいえないまでも、疑問があり、補強後はかなり高いレベルの建物になったと評価できよう。

(4)平面内耐力のバランスを強・弱軸の耐力比でみれば1~3階ではかなり改善されているが、4階はステージ

| 階 | 補強前 | | | | 補強後 | | | |
|---|----------|----------|-----------|---|----------|----------|---------|---------------------------------------|
| | I_s 1次 | I_s 2次 | 耐力比*1 (%) | 壁率*2 (cm ² /m ²) | I_s 1次 | I_s 2次 | 耐力比 (%) | 壁率 (cm ² /m ²) |
| 4 | 0.47 | 0.53 | 20.0 | 4.8 | 1.12 | 1.10 | 35.9 | 43.5 |
| 3 | 0.43 | 0.47 | 27.5 | 15.4 | 0.73 | 0.97 | 23.9 | 39.5 |
| 2 | 0.36 | 0.44 | 22.2 | 8.2 | 0.74 | 0.93 | 11.2 | 36.4 |
| 1 | 0.43 | 0.58 | 14.6 | 12.5 | 0.78 | 1.17 | 6.3 | 30.4 |

*1: 耐力比 = $\frac{\text{強軸方向耐力} - \text{弱軸方向耐力}}{\text{弱軸方向耐力}} \times 100$

*2: 壁率 = $A_w / \sum A_f$

表一9 江刺市庁舎の耐震指標

| 診断次数 | 区 分 | 評 価 |
|------|--------------------------------|--------------------------|
| 第1次 | >0.9±0.05 上記以外 | 優れている 判断を下げない |
| 第2次 | >0.7±0.05 ≤0.4±0.05 上記以外 | 優れている 疑問あり 判断を下げない |

表一10 参考文献4)による基準耐震指標 I_{s0} と評価

| 診断次数 | 区 分 | 評 価 |
|------|------|------------|
| 第1次 | ≥0.5 | 無被害または被害軽微 |
| 第2次 | ≤0.4 | 中破以上の被害あり |

表一11 参考文献1)(e)による I_{s0} と評価

と階段があるためにこの方向に壁が入れられず、かえって差が大きくなっている。しかし、絶対値は先に述べたように約2倍となっている。

(5)壁率も補強後は30cm²/m²を越え、過去の震災調査結果(例えば参考文献6))などに照し合わせれば、まず問題のない値となったと思われる。

(6)以上のように、補強後の建物は計算および実測の両面から、その耐震性能の向上が確認された。

§ 7. 建物の耐震性能評価の問題点

これまで江刺市庁舎を中心として話を進めてきたが、ここでは、建物の耐震性能評価方法の問題点を整理したいと考える。耐震性能評価は、以下に示す3つのプロセスより成り立っているといえよう。

- (1)建物自身の保有耐力の算出
- (2)建物に作用する外力の決定
- (3)地盤建物の相互作用の検討

参考文献4)の診断基準では、 I_s の算出が(1)、 I_{s0} が(2)であり、(3)の項は未検討といえよう(地動指標を1.0とおいたことと対応)。当社においては、ほぼこの基準を用いて性能評価を行なっているが、第2次診断でなお

| No | 建物名称 | 所在地* | 階 | スパン数 | | 建物長(m) | | 建物形状 | 設計時期 | F _e | 基礎形式 | 被害の有無 |
|----|-----------|--------|------------------------|------|---|--------|------|------|-------|----------------|------|--------------|
| | | | | X | Y | X | Y | | | | | |
| 1 | T電子計算センター | 宮・仙・苦竹 | 3 | 3 | 2 | 17.1 | 17.1 | 矩形 | 46.4 | 180 | RC杭 | 無 |
| 2 | N道路 | 〃〃八幡 | 4 | 3 | 4 | 12.2 | 25.2 | 〃 | 51.9 | 210 | ベタ | 〃 |
| 3 | S邸 | 〃〃立町 | 3 | 2 | 3 | 10.0 | 15.0 | 〃 | 51.4 | 180 | PC杭 | 〃 |
| 4 | N銀行 | 〃〃大町 | 3 ^{B1} PH1 | 7 | 6 | 40.6 | 20.4 | 〃 | 35.12 | 180 | ベタ | 〃 |
| 5 | M病院 | 福・いわき市 | 4 PH1 | 11 | 4 | 58.6 | 27.8 | ト形 | 51.1 | 210 | PC杭 | 〃 |
| 6 | ZグリーンホームA | 仙・柴田郡 | 2 | 2 | 6 | 9.0 | 30.0 | 矩形 | 51.6 | 180 | ベタ | 〃 |
| 7 | 〃 B | 〃〃 | 3 | 2 | 8 | 9.0 | 48.0 | 〃 | 〃 | — | 〃 | 〃 |
| 8 | 〃 K | 〃〃 | 2 | 4 | 6 | 22.0 | 33.0 | 〃 | 〃 | 180 | 〃 | 〃 |
| 9 | O農協 | 〃大船渡市 | 3 | 5 | 4 | 26.0 | 23.2 | 〃 | 36.11 | 150 | RC杭 | 2 F柱3本にせん断亀裂 |
| 10 | Fクリニック | 福・福島市 | 4 PH1 | 3 | 2 | 13.8 | 13.2 | 〃 | 51.10 | 210 | PC杭 | 無 |
| 11 | K学院 | 青・八戸市 | 3 PH1 | 6 | 2 | 52.2 | 10.4 | 〃 | 43.4 | 180 | RC杭 | 〃 |

*宮…宮城県, 福…福島県, 青…青森県, 仙…仙台市, 仙台市のみは町名も記した。

表-12 検討建物一覧表

判定のつかない建物 ($I_d \leq 0.6 \sim 0.7$) がかなりある。これらの建物についてはケースバイケースで処理しているが、この処理にあたっては、上記のプロセスの各所で問題にぶつかることが多い。本章では、現時点で考えられる問題点をいくつか挙げつつ、将来の課題をさぐって行きたいと考える。

7.1 建物保有耐力

参考文献4) の診断基準で算出される I_d 指標は、一種の保有耐力指標であると考えられる。また、山田博士らによる“極限状態”⁷⁾、さらにフレームの崩壊機構を考えた青山博士らによる保有耐力の算出法⁸⁾ など、多くの研究者によって建物の極限状態における耐力算定方法が提案されており、当社においても計算センターによって開発された総合プログラム「シグマシステム」の一部に保有耐力の計算のブロックが設けられている。既存の建物の診断業務を行うに際して特に苦慮する問題点は、これらの計算方法よりは、むしろ計算に至るまでの過程である。一般に構造計算時には考慮していない（実はこの点こそ問題であると思うのだが本報告の趣旨からはずれるので不問とする）壁などをどう扱うか、などモデルを作成する過程が大仕事である。これを逆に考えれば、現実の建物で構造設計段階で考えているとおりの力の分布や流れが起きているのかという問題ともなる。

さらに、建物の極限状態を構造的な観点からのみ論ずるのが果して適切であろうかという問題もある。人間が中に生活している器として建物を考えれば、「この建物」の極限状態は建物が器の形をなさなくなる寸前であると考えるのが、常に正しいのであろうか。建物には、それ

| No | 名称 | 階 | 方向 | 耐震指標 I_d | | 剛重心 偏心率 | 剛重比 変化率 |
|----|----------------------------|---|----|------------|------|------------|------------|
| | | | | 1次 | 2次 | | |
| 1 | T 電 子 | 2 | X | 1.55 | 1.02 | 0.22 | — |
| | | | Y | 0.80 | 0.78 | 0.08 | |
| 2 | N 道 路 | 2 | X | 0.38 | 0.51 | 0.00 | — |
| | | | Y | 0.54 | 0.85 | 0.00 | |
| 7 | Z ホ ー リ ム B | 2 | X | 1.34 | 0.91 | 0.01 | 0.81 |
| | | | Y | 1.66 | 0.75 | 0.03 | 0.96 |
| 9 | O 農 協 | 2 | X | 0.43 | 0.56 | 0.02 | 0.73 |
| | | | Y | 0.53 | 0.46 | 0.02 | 0.63 |
| 10 | F ニ ク リ ク | 2 | X | 1.07 | 0.52 | 0.05 | 0.77 |
| | | | Y | 1.14 | 0.74 | 0.05 | 0.72 |
| 11 | K 学 院 | 2 | X | 0.38 | 0.29 | 0.00 | 0.89 |
| | | | Y | 1.81 | 1.40 | 0.01 | 0.89 |
| 11 | K 学 院 | 1 | X | 0.34 | 0.31 | 0.01 | 1.02 |
| | | | Y | 1.44 | 1.20 | 0.00 | 1.01 |

剛重比変化率=上階の剛重比/その階の剛重比

表-13 建物の各計算結果

固有の限界状態があると考えられる。これは2つの意味を持っており、1つは機能上の要求であり、他の1つは一部の破壊が全体に害を及ぼすような場合である。前者

に対しては、重要度係数の概念が対応しよう。また後者に対しては、各構造要素の崩壊の定義を明らかにするとともに、全体の崩壊過程を追跡するような手法が必要かとも思われる。

7.2 作用外力

作用外力とは、換言すれば建物の保有耐力が十分であるかどうかを判定する物指であり、すなわち評価をどうするかという問題であると考える。

建設省による診断基準の場合を考えるために、表-12に示す当社設計施工建物11棟を取り上げ同基準を適用し、紙面の都合上その一部の結果を表-13に示した。これらの指標値をどうみるかというときに様々な考えが思い浮かぶ。

- ・T電子の付近の建物は今回の地震でかなりの被害を受けており、本建物の I_s 値も決して高いとはいえない。もう少し地動が大きければ、本建物も被害を受けたであろうか。

- ・N道路は同じく仙台市内にあり、やはり I_s 値は高くはない。旧市内の地盤の良いところでなければ被害を受けたであろうか。

- ・O農協は震源からかなり離れていたにもかかわらず被害を受けた。 I_s 値は高くはないことは確かではあるが、

- ・K学院の I_s 値は今回のリストの中では最も低い。しかし、震源より遠いためか被害は受けなかった。

これらの建物は、今回の地震では被害は軽かった。しかし、これらの建物の耐震性能が優れている証拠とはならない。建物の耐震性能を評価するには、やはりそこに生ずるであろう地震の大きさを知る必要があり、地域係数、地盤係数、または期待値なりの考え方が必要となろう。これらの係数を考えない以上は、やはり $1g$ に相当する水平力を考えざるを得ないと思われる。梅村博士の応答スペクトル⁹⁾では、固有周期0.5秒以下では応答加速度倍率で3.5倍、外力を300gal考えればほぼ $1g$ となる。また、山田博士も $1g$ 説を持論としている¹⁰⁾。

7.3 地盤建物の相互作用

建物の耐震安全性は、建物の保有耐力のみで評価することはできず、建物の建つ地盤との間の動的相互作用を考慮すべき場合もある。ここでは、複雑な相互作用の理論を云々するつもりはなく、ただ江刺市庁舎を例にとりて問題点を指摘するにとどめる。

江刺市庁舎の補強後の建物固有周期は0.25秒、減衰定数は10%以上、そして耐力は約2倍となったことはすでに述べた。一方、地盤の常時微動測定による卓越周期が

そのまま地震時にも卓越すると考えることにはやや問題があるが、ここではそれを仮定する。すると建物の固有周期が補強によって短くなり、地盤の卓越周期と接近したことは、地震時の建物の応答を大きくすることになる。しかし、減衰定数が大となっていることは応答倍率を小さくする方向に作用する。この両者と地震の大きさによって本建物に対する物指しが決まり、これと倍増した耐力とを比較して安全性を検討することになる。本建物の場合、その耐震指標値が1.0近くあることから、まず問題はないと考えてはいるが、今後さらに動的なアプローチなどを試みるつもりである。



写真-6 補強工事終了後の全景

§ 8. おわりに

本報告では江刺市市庁舎の補強工事を中心に、耐震診断とそれに伴う補修補強工事の問題点を指摘したつもりである。これらの問題点は、今後引き続き検討していかねばならないと考えている。

末筆なら、江刺市庁舎の復旧計画に当り、貴重な御助言と御指導を戴きました東北大学の志賀敏男教授に心より謝意を表します。復旧工事は、坂本鹿名夫建築研究所と清水建設によって実施したものであるが、本報告をまとめるに当たって被災記録ならびに構造検討書の資料提供をいただいた坂本鹿名夫所長と松島哲英氏、さらに調査・測定に便宜を計っていただいた市の方々々に感謝致します。

本報告は、社内の江刺市庁舎復旧計画グループ（研究所：磯畑脩・深田泰夫・横田治彦・渡辺弘之、仙台支店建築技術部：二星大一、同建築部：奥村篤和、本社建築技術部：原田勇）による調査資料に基づき、深田泰夫、横田治彦が若干の検討・考察を加えてまとめたものである。

〈参考文献〉

- 1) 多くの報告が出されており、総てを列挙はできないが、以下に主なものを挙げる。
 - (a) 建設省建築研究所：“宮城県沖地震被害調査報告書（速報）”（1978年6月27日）
 - (b) 広沢雅也他：“速報1～2宮城県沖地震における建物の被害”建築技術（1978年9月）
 - (c) 広沢雅也他：“1978年6月12宮城県沖地震による建物等の被害（その1～2）”建築技術（1978年10月、11月）
 - (d) 志賀敏男：“都市直撃型地震の爪跡を見る”日経アーキテクチャ（1978年7月24日号）
 - (e) 建設省建築研究所：“宮城県沖地震による被害の実態”コラム No71
- 2) 研究所および仙台支店技術課等でいくつかのレポートが作られている。
- 3) 1)と同じく数例を以下に挙げる。
 - (a) 志賀敏男：“2.20東北地震は自然が行った耐震診断だ”日経アーキテクチャ（1978年4月17日号）
 - (b) 室田達郎他：“ガラス窓と耐震性”建築技術（1988年）
- 4) 日本特殊建築安全センター：“既存鉄筋コンクリート造建築の耐震診断基準”
- 5) 建設省建築研究所：“新耐震設計法（案）”建築研究報告 No79（March 1977）
- 8) 日本建築学会：“学校建築計画”（1971年）
- 7) 山田稔編著：“鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性”技報堂
- 8) 青山博之他：“鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出方法の開発（1～4）”日本建築学会関東支部研究報告集（昭和52、53年）、日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和52年）
- 9) 梅村魁：“中低層鉄筋コンクリート構造の耐震設計（十勝沖地震の教訓）”鋼材倶楽部（昭和45年7月）
- 10) 山田、河村：“RC構造物の耐震安全性について”日本建築学会論文報告集 No190（昭和48年12月）