

地震時に衝突する建築構造物の動的解析

神戸大学

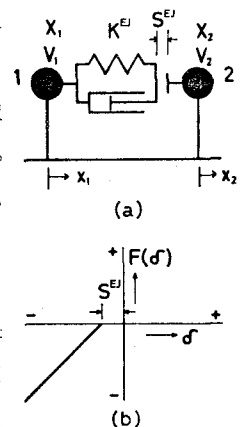
竹山 和彦

§ 1 序

1968年十勝沖地震は多数の鉄筋コンクリート造建物の被害を出した。その被害の大部分はいわゆる振動的被害とみなされるものであつたが、エキスパンションジョイント部分の被害も多数認められ、その原因はエキスパンションジョイントで分離された両部分の衝突にあると考えられている。¹ そのうちでも三沢商業高校やむつ市庁舎などの被害状況は、その一方の部分が他方の部分を突き飛ばしたように思われる。

従来、このようなエキスパンションジョイントでの衝突、あるいは近接して建てられた建物相互の衝突による被害がなかつたわけではない。特に1957年のメキシコ地震においては、エキスパンションジョイントでの被害が多数あり、それをさけるために両建物間の最小距離を規定することの必要性が強調され²、その後メキシコの耐震規定にはそれが盛り込まれている³。そしてこの隣接ビルとの衝突問題は日本にも紹介され、繁華な商店街等では充分問題にしなければならないことが指摘されたが⁴、何ら有効な対策はとられなかつたようである。またその後、1964年の新潟地震において、鉄筋コンクリート造建物のエキスパンションジョイント部の被害が非常に多く観察されたが⁵、同地震では大きな地盤変動が注目され、エキスパンションジョイントは不同沈下などによる過大な応力の発生を免れるために、むしろ有効に働いたものと考えられたのと、衝突による被害というよりも沈下、傾斜してもたれかゝつたための被害とみなされたためか、衝突問題については検討されていない。そしてその後も増築部あるいは動特性の異なる部分をもつ建物は、地震時において衝突しない事を前提として、エキスパンションジョイントで適当に分離して建てられて来た。(エキスパンションジョイントを設けることの目的のうち、他のものについてはここでは触れない) このことは現在においてもほとんど変つてはいない⁶。これは地震時における建物の変位について有効な推定が困難であることにも原因があろう。また一方米国でも1972年サンフェルナンド地震において、オリブビュー病院内の建物が壁および倉庫と衝突して大きな被害を生じたことが報告されている⁷。

本研究は、このような地震時における建築構造物相互の衝突被害、特に三沢商業高校、むつ市庁舎の被害に注目し、その解明を目指している。筆者はもちろん、従来から衝突および衝撃に関する膨大な量の論文、しかも非常に細かい議論がなされていることを知っている。しかしながら寡目にして、上記のような地震動をうける建築構造物の衝突について有効な解釈をなしたものを知らない。これがこの研究を始めた理由である。筆者はこの問題を本質的なものを失わない限り出来るだけ単純化し、第1図に示す衝突モデルを設定し、第2図に例示したような各種の場合について地震応答を求め、建築構造物相互の衝突について一通り概観し、結果の一部はすでに発表した。^{8、9、10、11} もち



第 1 図

ろん以上の解析結果は実験的に検証したものではない。また建築構造物のように複雑な系を対象とする場合には事実上それは不可能に近い。現在、考えられる唯一の場合としては、地震による実被害によつて検証することであるが、それにしても、破壊に至る経過はほとんど不明であり、且つ建築物のモデル化あるいは地動の精度を上回することは不可能である。したがつて筆者はまづ簡単な系から出発し、衝突による建物の変形増大の条件について考察することとした。ここでは1質点系相互の衝突により、衝突モデルの諸常数が反発におよぼす影響について考察し、ついで4層の場合を例示して重層建物の衝突について述べる。

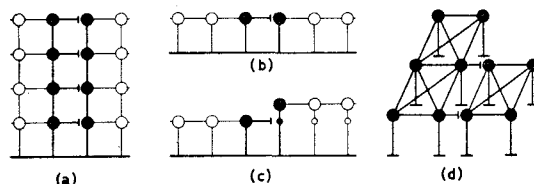
この研究を始めてから後、青柳史郎氏のなされた同種の研究を知つた¹²。氏は構造物を連続体としてとらえられていて、そのようにみなされる構造物に対してはより適切なものであろう。筆者の方はエキスパンションジョイントで分離された建物、あるいは近接して建てられた建物が、地震時において衝突する場合の弾塑性応答を求め、その挙動を解明することを目的としている。そして複雑な平面形および立面形をもつ建築構造物に関しては、この方法が充分有効であると考えている。

§ 2 解析の仮定

解析に際して次の仮定をおく

仮定 1 建築物は各部に質量を集中して考えた質点系とする。

仮定 2 衝突は質点と質点との間で生じるものとしその機構は質点と質点の間にガタのあるばね-ダンシュポット系の部材（以下衝突部材という）を挿入したものとする。（第1図）



第 2 図

建築物は質量が偏在しているために、その集中の度合および建物の振動性状、建物の基礎部に作用する地動の平面的な分布状況などに応じて、適当な位置に質量を集中して質点とし、その置換の状況に応じて、柱・梁または床などをあらわすばねで結合されているものとする。

また衝突部材のガタは両建物の間の距離をあらわし、ばねは両建物の衝突による変形と応力の関係をあらわすものであるが、建物の質点系への置換状況と関連して、両建物の間に存在する部材のばね常数であつたり、衝突部分の局部変形を総称してあらわしたり、建物の床も含めた変形に対応したりする。またダンシュポットのねん性係数は反発係数の低下に関係する量であるが、これも上記の質点系置換と同じレベルで解釈されるべきものである。

§ 3 解析結果

上述の仮定により、両建物の運動方程式を作成し¹⁰、数値解析により地震応答を求めた。本報告での地動は、主として数値解析の精度を知る目的で使用した正げん波と、地震時の挙動を知る目的で使用した東京工業大学小林研究室作成のエルセントロ1940NS型の地震波E-2（最大加速度483.49gal）¹³の2種類である。また衝突はすでに指摘したように、両建物に作用する地動の差あるいは両建物の動特性の差により生じるが⁹、ここでは両建物に同一の地動が位相差なしで作用する場合に限定し、衝突の原因を両建物の固有周期の差にもとめた。得た結果は以下の通りである。

3-1 1質点系同士の衝突

数値解析の精度および衝突部材の諸常数と反発係数などとの関係について検討するために第1図に

示す1質点系同士の衝突について解析を行なった。

数値積分は線型加速度法によつたが、この場合地動が正げん波であれば解が解析的に求まるので、積分時刻間隔を変化させて、接触時および分離時の速度・変位、接触-分離時間（衝突時間）、反発係数および相対変位最大値・同発生時刻などを求め、解析的に求めた解と比較した。ここに示す例は、両質点の重量を等しく W_{ton} とし、標準のばね常数を $K_0 = W_{\text{ton}} / \text{cm}$ とすれば、 $K_1 = K_0$ 、 $K_2 = 0.25 K_0$ 、 $K_{\text{EJ}} = 160 K_0$ 、 $S_{\text{EJ}} = 2 \text{ cm}$ 、地動 $400 \sin 10t$ であり、積分時刻間隔は地震継続時間の全部に亘つて一定時間とした $1/300$ 秒、 $1/500$ 秒、 $1/1000$ 秒、 $1/2000$ 秒の4種類と、接触を含む時刻間隔から分離を含む時刻間隔までを更に10等分した $1/300$ 秒、 $1/500$ 秒、 $1/1000$ 秒の3種類（右肩に*をつけて示す）の合計7種類である。またこの系の固有周期は両質点系が単独に振動する場合

$T_1 = 0.40142 \text{ 秒}$ 、 $T_2 = 0.20071 \text{ 秒}$ 連成して振動する場合並進型 $T_3 = 0.25396 \text{ 秒}$

反発型 $T_4 = 0.01102 \text{ 秒}$ である。

以上の解析結果から全搬にわたつて解析解とよい一致を見たのは $1/1000^*$ 秒であり、特に $1/300$ 秒の場合は衝突の回数まで全然異なつた結果が得られた。一例として地動継続時間3秒の間に求められた反発係数の平均値を第1表に示す。同表は精度の悪いものから順に並べてあるが、 $1/1000$ 秒より長い積分時刻間隔は不適当であり、その原因は衝突時における積分間隔が長すぎるためであることがわかる。（ $T_4/\pi = 0.00357 \text{ 秒}$ 、 $T_4/6\pi = 0.00059 \text{ 秒}$ 衝突時間は約 0.0055 秒 である） また接触、分離の判定は直線補間で求めたが、より細分化した時刻間隔を採用した場合は一回の補間で充分であつた。このことから積分時刻間隔は両質点系がそれぞれ単独に振動する場合には、その固有周期を基準にして粗く、接触を含む時刻間隔から分離を含む時刻間隔までは反発型の連成固有周期を考えてより細分化するだけで十分な精度が得られることがわかつた。このことは計算時間の短縮にも役立つ。また以上の事は解析解の得られない地震波についても確認される。（第1表下欄）

第 1 表

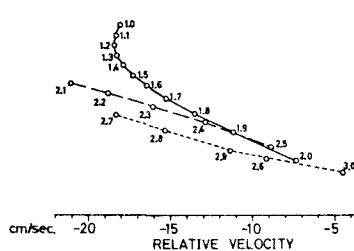
ΔT	1/300	1/500	1/1000	1/2000	1/5000	1/200*	1/300*	1/500*	1/1000*	解析解
$400 \sin 10t$	0.6448	0.8955	0.9749	0.9926	—	—	0.9973	0.9986	0.9994	0.9995
E-2	—	0.9001	0.9703	0.9924	0.9991	0.9934	—	0.9993	1.0000	—

次に衝突部材のばね常数の影響を知るために、上述の質点系の K_{EJ} を、 $K_{\text{EJ}}/K_0 = 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2, 2.5, 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560$ の17種類、また衝突時の初期条件を変化させるために S_{EJ} を $1.0 \text{ cm} \sim 3.0 \text{ cm}$ 、 0.1 cm 間隔の21種類 合計357種類の場合について、接触後地動が作用しなくなる場合と引き続き地動が作用する場合の2つについて解析した。地動も変化させたが、それは接触時の初期条件が変化するだけで傾向は同じであるので、ここに示すのは $300 \sin 10t$ の場合に限定した。

得た結果のうち接触後地動が作用しない場合について、第3図に接触時の変位 $\hat{X}_1$ ($\hat{X}_2 = \hat{X}_1 - S_{\text{EJ}}$ であるので省略)、速度 $\hat{V}_1$ 、 $\hat{V}_2$ 、相対速度 $\hat{V}_2 - \hat{V}_1$ および衝突時間 ΔT 、反発係数 $e = -(\hat{V}_2 - \hat{V}_1) / (\hat{V}_2 - \hat{V}_1)$ を示す。文字上の記号 $\wedge$ (in)、 $\vee$ (out) はそれぞれ接触時、分離時をあらわしている。同図の衝突時間が奇妙な分布を示しているのは、両質点の相対変位が最初 -2.07 cm まで単調に増加し、その後時間において -2.59 cm まで、 -2.68 cm まで、 -3 cm 以上とそれぞれ単調に増加しているのに対応し、

もし衝突しなければ相対変位がもつと増加する余裕がある程衝突時間が長くなる事を示している。第4図に $K_{EJ}/K_0=0.25$ の場合についてその関係を図示した。大ざっぱに言つて相対速度の大きい程衝突時間が長くなると考えてよい。また K_{EJ}/K_0 が大きくなると接触時の条件がおよぼす影響が少くなり ΔT は $T_0/2$ に、 e は1に近づく。第4図では K_{EJ}/K_0 の大きな値について図示出来なかつたので $S_{EJ}=1.0cm$ の場合について第5図にこの関係を図示した。同図中破線で示したのは接触後も地動が継続して作用する場合である。いずれの場合にも K_{EJ}/K_0 が小さい範囲で反発係数が1から大きくずれていることがわかる。このことは衝突時間が長く、接触時と分離時の変位に大きなずれを生じることにある。この関係を説明するために接触後地動が作用しない場合についてのエネルギー収支を第6図に示した。 E_P は位置のエネルギー、 E_K は運動エネルギーをあらわ

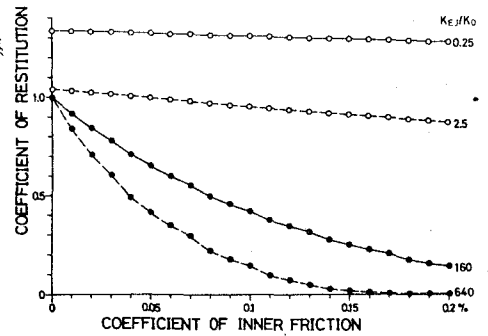
している。同図から位置のエネルギーが減少しただけ運動エネルギーが増加していることがよくわかる。そして更に注目すべきことは両質点系の位置のエネルギー



$e = ae_{理} + b$ を求め第2表に示す。相関係数はいずれの場合にもほぼ1であり、 K_{EJ}/K_0 の大きい範囲では反発係数は理論値と一致するとして差し支えない。

第 2 表

K_{EJ}/K_0	r	a	b
0.25	0.99983	0.58687	0.80845
2.5	0.99999	0.92674	0.13224
160.0	0.99989	0.99338	0.00826
640.0	0.99959	1.00453	0.00682



第 7 図

3 - 2 重層建物同士の衝突

3 - 1 で指摘したように K_{EJ}/K_0 の大きさは建物の衝突後の挙動に大きな影響をもつ事が予想されるが、実際の建築物ではどの程度の値をもつかが問題である。この事の詳細な議論は後に譲るが、筆者は、2つの巨大な建物が小さな渡り廊下によりエキスパンションジョイントで接続されている場合などは、この値は相当小さいと考えている。また細長い建物同士の衝突では衝突部材のばね定数が大きくても、接触時に衝突部材に生じた変形が建物の床変形となつて伝搬して行く⁹ために衝突時間がずいぶん長くなり、結果として K_{EJ}/K_0 は小さいものと考えねばならないようになる。結局、この値は § 2 で述べたように建物のモデル化と同じレベルで考えるべき問題であることがわかる。

ここでは4層建物の各床に質量を集中して考えた4質点系建物(各質点重量 W_t on、 $K_0 = W_t/cm$ とする)が、剛 ($K_{EJ}/K_0=160$)、柔 ($K_{EJ}/K_0=1$) 2つのばね定数をもつて衝突する場合について解析する。4質点系建物の各層剛性は各層均等な場合(U型)と、上から下へ3角形分布をなして増大する場合(T型)の2種類であり、復原力特性は双一次型で第2分枝剛性は第1分枝(初期)剛性の $1/16$ としたものである。この解析ではいずれの場合も $r=0.1\%$ とした。また地震はエルセントロ 1940 NS型 E-2 の地震波を使用した。得た結果から相対変位最大値を以下のように図示する。

第8図 U型建物の単独振動、 $\delta_y=2cm$ 、

第9図 U型建物同士の衝突、 $\delta_y=2cm$ 、 $S_{EJ}=2cm$ 、 $K_{EJ}/K_0=1, 160$

以下はすべて第1次固有周期0.4秒の第1建物と0.36秒の第2建物との場合である。

第10図 U型建物同士の衝突、 $\delta_y=2, 3, 4, 5cm$ 、 $S_{EJ}=1, 2, 3, 4, 5, 6cm$ 、 $K_{EJ}/K_0=1$

第11図 T型建物同士の衝突、 $\delta_y=2, 4cm$ 、 $S_{EJ}=1, 2, 3, 4, 5, 6cm$ 、 $K_{EJ}/K_0=1$

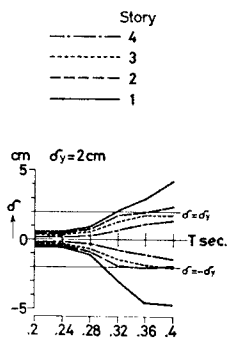
第12図 U型建物の単独振動、 $\delta_y=1, 2, 3, 4, 5, 6cm$ 、 $S_{EJ}=\infty$

第13図 T型建物の単独振動、 $\delta_y=1, 2, 3, 4, 5, 6cm$ 、 $S_{EJ}=\infty$

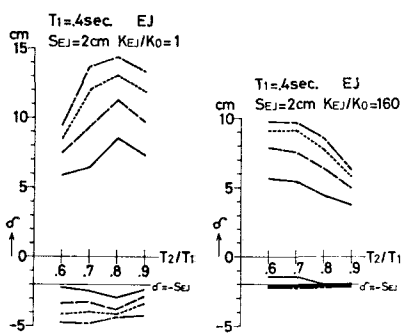
第14図 U型建物同士の衝突、 $S_{EJ}=2, 4cm$ 、 $\delta_y=1, 2, 3, 4, 5, 6cm$ 、 $K_{EJ}/K_0=1$

第15図 T型建物同士の衝突、 $S_{EJ}=2, 4cm$ 、 $\delta_y=1, 2, 3, 4, 5, 6cm$ 、 $K_{EJ}/K_0=1$

第9図から一般的に衝突により柔な方の建物の変形は減小し、剛な方の建物の変形は増大する傾向が認められるが、逆に $K_{EJ}/K_0=1$ 、 $T_2/T_1=.9, .8$ の柔な方の建物の1層で大きな変形が生じているのが注目される。重層建物の場合、どこかの床で接触が始まりその後どの床でも接触しなくなるまでを一回の衝突ということにし、一回の衝突ですべての床において衝突が行なわれるものを全衝突、しからざるものを部分衝突ということにすれば、 $K_{EJ}/K_0=1$ では全衝突が生じ、 $K_{EJ}/K_0=160$ では

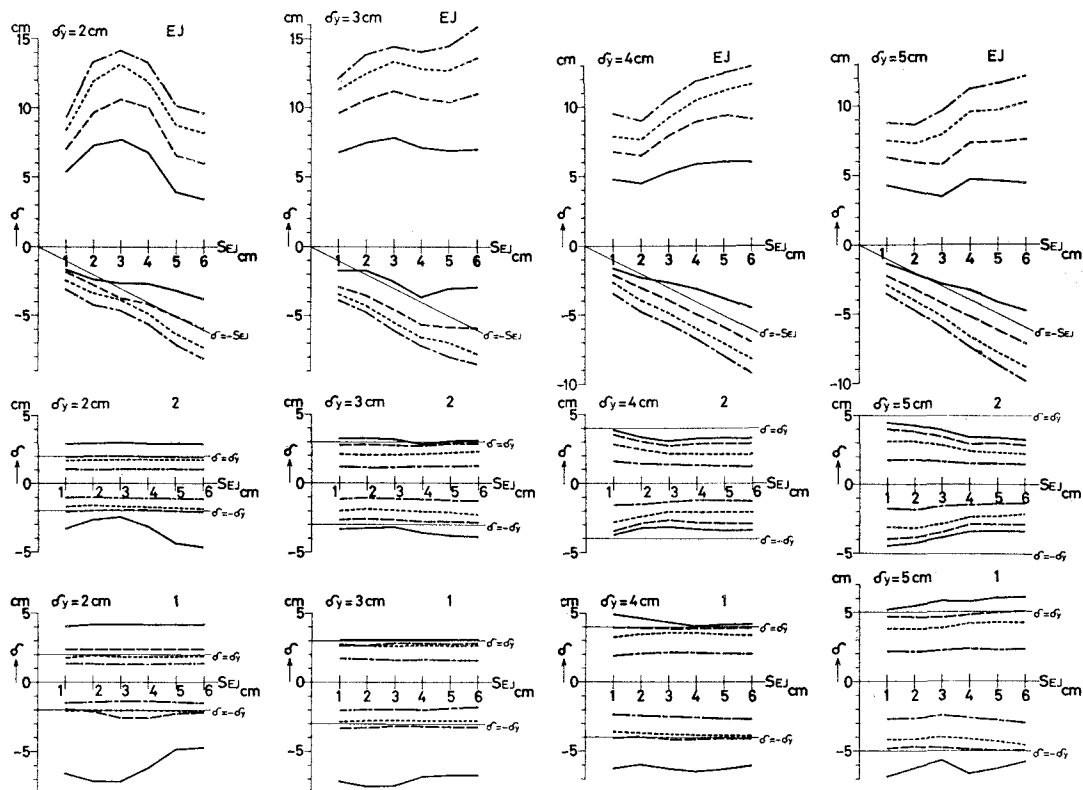


第 8 図



第 9 図

全衝突が生じていない。このことが 1 層の相対変位の増大に関係するようである。通常全衝突が生ずれば一回の衝突で両者の運動が衝突型から反発型へ移行するが、部分衝突ではこのような移行がおゝむね不完全であり、その場合には両者の運動が反発型へ移行するまで引き続き次の衝突を招来することが多い。第10、11、14、15図においても 1 階床で衝突が生じているものはすべて一度は全衝突を生じたものである。全衝突を生じる原因として一次振動形が似ていること、 K_{EJ}/K_0 および S_{EJ} が小さいことなどが挙げられる。事実全衝突は衝突の初期の段階で生じ、その後高次振動の影響が大きくなるため、この解析では



第 10 図

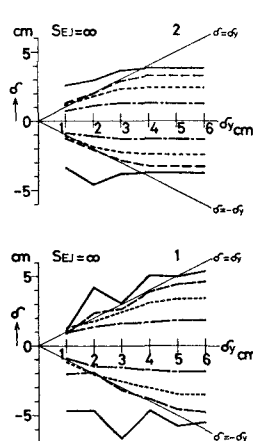
二度生じたものはなかつた。また一口に全衝突といつてもどの階の床から接触し始めどの階の床から分離して行くかが異なり、しかも接触時から分離時への変位のずれに大きな差がある。例えば第9図の $K_{2J}/K_0=1$ の場合、 $T_2/T_1=.8, .9$ では剛な方の第2建物が柔な方の第1建物を受け止めて負の方へ押しもどした形であり、 $T_2/T_1=.6, .7$ では第1建物が正の方向に変形している第2建物を更に押して行つた形である。そして押された側の建物の変形は矢張り衝突しなかつた時よりも大きくなっている。

紙面の都合で降伏変位および両建物の間隔による影響については省略するが、図によつてその傾向を知る事が出来よう。また降伏変位と建物の間隔の特定の組合せが、特に不利であると言うことは困難である。結局、前記の全衝突で指摘したように個々の衝突が問題であり、そしてそのためにこそ建物の挙動を予測することの難しさがあると言えよう。ここでは1質点系同士の衝突と同様に重層建物の衝突においても、反発係数が1以上になる衝突の型が存在することを指摘しておく。

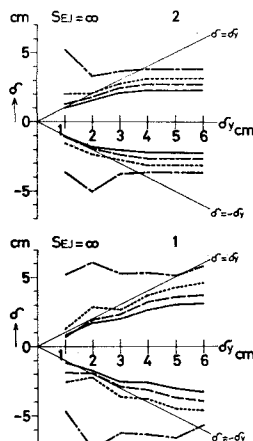
謝辞 終始御指導いたしております東京工業大学教授 小林啓美博士 に深く感謝いたします。

〔参考文献〕

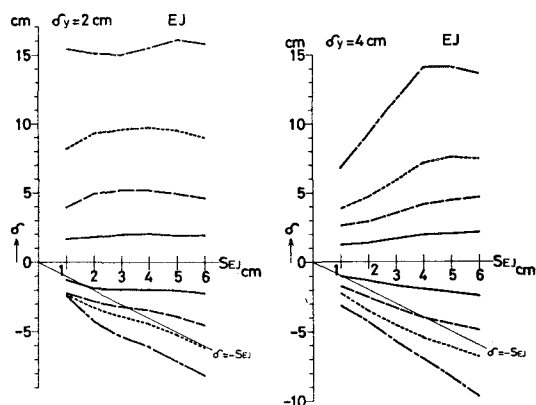
- 1) 1968年十勝沖地震災害調査報告、昭43.12、日本建築学会
- 2) Fredrick S. Merritt, "Earthquake Revealed Defects in Design and Construction", Engineering News-Record, Aug. 15, 1957
- 3) "Provisions for Earthquake Resistant Design in the Federal District, MEXICO", official 9 Feb. 1966
- 4) 中川恭次、メキシコ地震の教えるもの—地震工学の断片、建築技術、No.79、1958.1



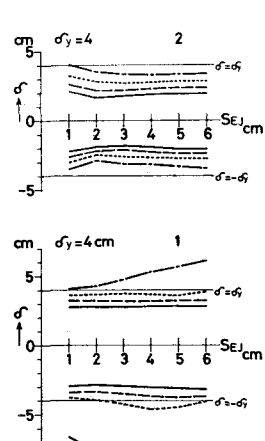
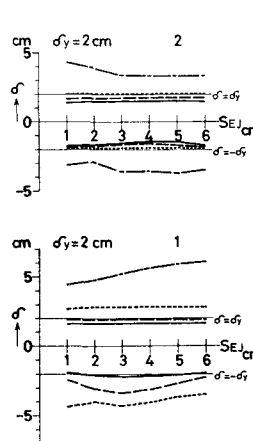
第 12 図



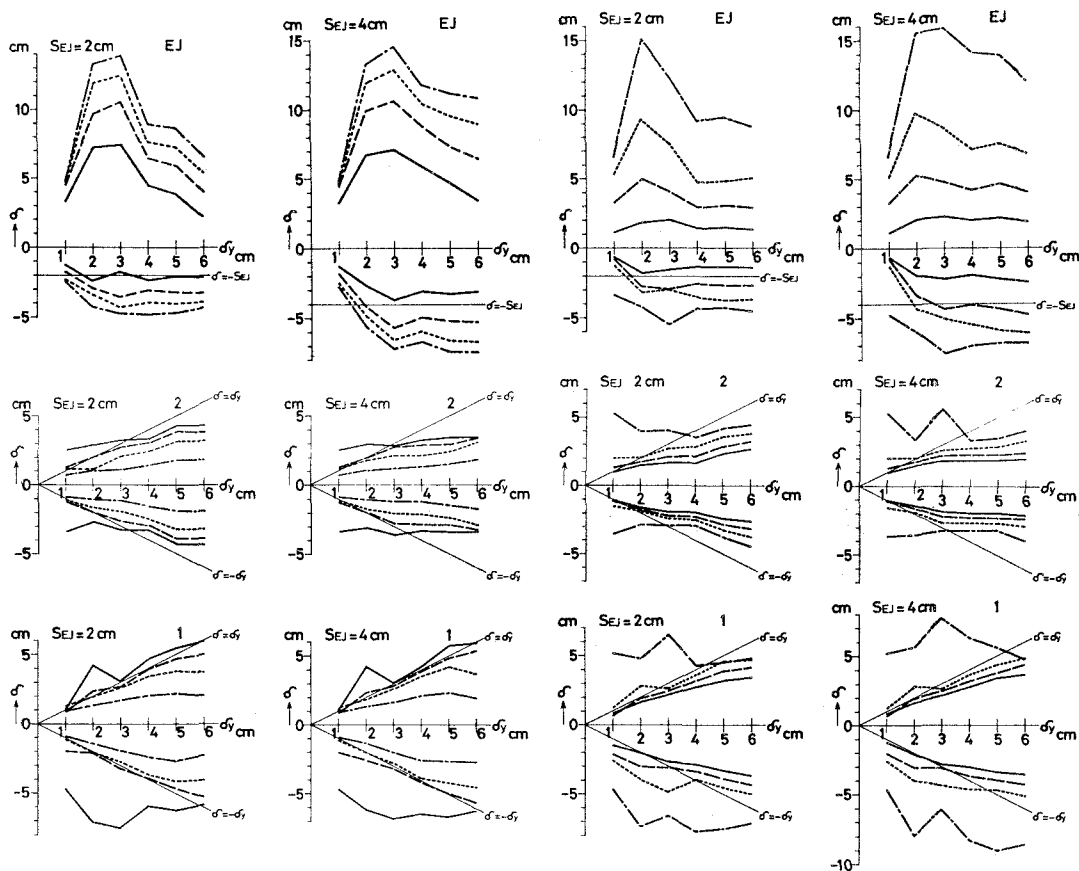
第 13 図



第 11 図



- 5) 新潟地震災害報告、昭39.12、日本建築学会
- 6) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、昭46.5、日本建築学会
学校建築計画、昭46.11、日本建築学会
- 7) V. V. Bertero, et. al., "Design Implications of Damage Observed in the Olive View Medical Center Buildings,"
5WCEE, Paper No. 6, Jun. 1973
- 8) 竹山和彦、エキスパンションジョイントで衝突する建物の地震応答、日本建築学会大会学術講演こう概集、昭47.10
- 9) 竹山和彦、地震時における建築物の衝突について、日本建築学会近き支部研究報告集、昭48.6
- 10) K. Takeyama, "Earthquake Response of a Building collided with a Neighboring Building", 5WCEE, Paper No. 276,
Jun. 1973
- 11) 竹山和彦、地震時における重層建物の衝突、日本建築学会大会学術講演こう概集、昭48.10
- 12) 青柳史郎、構造物における衝撃現象の数値解析、土木学会論文報告集、第206号、1972.10
- 13) 小林啓美、鏡味洋史、表層地盤の構成と地震動の特性との関係、日本建築学会大会学術講演こう概集、昭43.10



第 14 図

第 15 図