

1978年宮城県沖地震による建築物の被害

若林 実・中村 武・南 宏一
吉田 望・岩井 哲・浅草 肇

ON THE DAMAGE OF BUILDING STRUCTURES DUE TO THE 1978 MIYAGIKENOKI EARTHQUAKE

By *Minoru WAKABAYASHI, Takeshi NAKAMURA, Koichi MINAMI,*
Nozomu YOSHIDA, Satoshi IWAI and Hajime ASAKUSA

Synopsis

The damage of building structures due to the 1978 Miyagikenoki Earthquake and some ideas for a reduction of several types of damages are discussed on the basis of the results of a field survey and structural analyses for damaged structures. In the first part of the paper, the damage of building structures is surveyed briefly. In the case of reinforced concrete structures, severe failure of columns caused by twisting of the structures due to the asymmetrical arrangement of shear-walls in a plan is conspicuous. In the case of steel structures, a number of single-angle braces are broken at the end section with bolt holes. In the case of steel reinforced concrete structures, shear failure of secondary non-structural walls is peculiar. In the second part of the paper, four examples of structural analyses for the damaged buildings are shown. Process of failure is traced theoretically. Thirdly, the results of the questionnaire examination and the field survey for steel reinforced concrete apartment buildings are summarized. Finally, some basic ideas to improve structural design methods for braces, connections of pre-cast concrete walls, foundations of reinforced concrete block walls and arrangement of steel reinforcements in shear walls and secondary non-structural walls with openings are shown.

1. 序

1978年6月12日17時14分ごろに、北緯38°09′、東経142°13′（気象庁）深さ25~40 km で発生し、1978年宮城県沖地震と命名された $M=7.4$ の地震で仙台市を中心とした、主に宮城県下で多数の各種の被害が生じた。本稿では、おもに仙台市中の建築物の被害の調査結果、二・三の被災建物に対する構造解析結果および今回の地震で得られたいくつかの問題点及びこれらの問題に対する対応の例を報告しようとするものである。

被害調査は2回にわたって行われた。第1次班は地震発生直後の昭和53年6月15~17日に、中村・南・吉田・岩井・浅草によって被害の概況を知るための調査および被災建物のいくつかについて構造解析により被災の過程の追跡を試みるためのやや詳細な調査が行われた。また、地震後約3週間が経過した7月6日には、若林により鉄骨鉄筋コンクリート造高層共同住宅を中心とした調査が行われた。また若林・南は、日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造分科会」によって行われた昭和53年10月の仙台市内の鉄骨鉄筋コンクリート構造共同住宅および併用住宅約100棟に対する全数個別調査およびアンケート調査も担当している。この調査結果は日本建築学会より詳細な報告書が出されるので本稿ではその結果の概要のみを簡単に述べる。

本地震動の諸元は、次の通りである。

最大加速度	南北方向	丘陵・軟弱地盤上	250~300 gal
		硬質地盤上	150~180 gal
	東西方向	南北方向の3/4~4/5程度	

鉛直方向 南北方向の1/3~1/2
程度

継続時間 { 破壊をもたらした主要動 20秒
有感地震動 8分

卓越周期 水平動 加速度 0.9~1秒
速度 1~2秒
上下動 加速度 0.1~0.2秒

震央および各地の震度の分布を Fig. 1 に示す。
調査を行った仙台市における震度はVであった。

2. 被害の概要

2.1 構造種別にみた被害の概要

各構造種別に被害の概要を記すと次のようである。

鉄筋コンクリート造

市東部の卸町付近に被害は集中している。また県内各地の校舎の被害は比較的少ない(130校中、大破6、中破7、小破8と報告されている)。壁式構造のアパートも被害はなかった。被害にあった建物は3~4階建の事務所ビルが多く、壁が少ないか、あっても偏在配置のものに被害が多く生じている。破壊は柱のせん断破壊、せん断圧縮破壊が大部分であるが、曲げ破壊したとみられるものが一例あった。

鉄骨鉄筋コンクリート造

7~18階建の集合住宅についての全数調査の結果では、約13%が主体構造に被害があったと報告されているが、これらのほとんどは柱、はり、耐震壁などに生じた比較的軽微なひび割れであり構造上の被害とはいええない程度である。一方バルコニー側、廊下側に面するいわゆる非構造壁に被害を受けたものは極めて多く、比較的軽微なものも33%、壁に接続するサッシュ等にも影響の及んだ比較的大きな被害が24%で合計57%の被害率となっている。共同住宅以外の建物でも約20棟に非構造壁の被害が見られた。

鉄骨造

市内東部、南部および市北の泉市で被害建物が多い。軟弱地盤上での被害が多く、被害箇所は筋か材および接合部である。

木造

宮城県内各地で多数の被害がでた。軟弱地盤、傾斜地、造成地の崩壊による被害が多かった。壁の偏心配置等平面計画不良のもの、屋根の重いものや老朽建物にも被害がでている。

コンクリート・ブロック塀

軟弱地盤上にあるもの、傾斜地・造成地盤上のもの、控え壁のないもの、無筋のもの、配筋してあるが定着不良あるいは不十分のもの、詰めモルタルの施工不良のものに極めて多数の転倒例が出て、崩壊による人的被害も多かった。

その他

窓ガラス、二次部材、重量の大きい外装材の破損、落下が若干みられた。

以上は構造種別ごとにみた被害の概要であるが、次に第一次班の調査結果に基づいて、被害例を示しながら被害の状況をやや具体的に説明する。

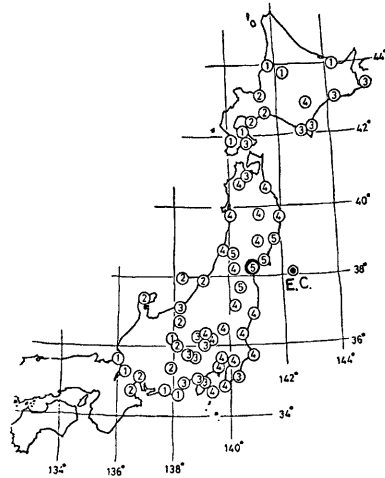


Fig. 1. Epicenter and seismic intensity.

2.2 被害の概況

第一次班が現地調査した建物の数は約50棟である。調査した建物の位置と被害の程度を学校建物とその他の建物にわけ整理番号を付して **Fig. 2** 及び **Table 1** に示す。以下に被害の概況を示す。説明中に示される丸中の数は **Fig. 2** および **Table 1** 中の建物整理番号である。

(1) 小・中学校および高等学校

小・中学校では、鉄筋コンクリート造 (RC 造) の3~4階建てB型標準設計校舎 (**Photo. 1**, ㊸) が多く見られたが、大きな被害を受けた建物はなかった。構造体の被害としては遠見塚小学校㊸の1階の柱の数本にせん断ひび割れが見られた程度である。被害としては、非構造部である犬走りや給食車用架台の破損 (**Photo. 2**, ㊸) が目立つ程度であった。木造の校舎では、屋根瓦の破損、ずれ、落下 (**Photo. 3**, ㊸) ある

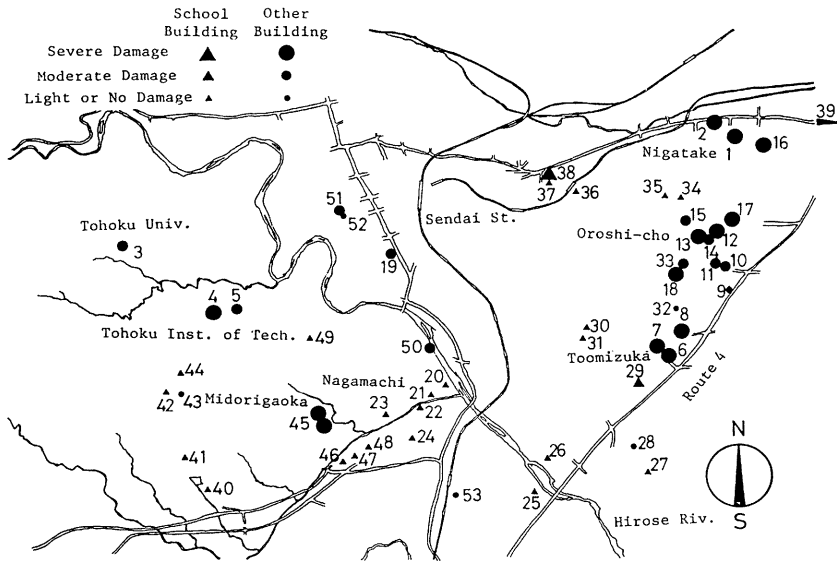


Fig. 2. Location of the structures examined in the first field survey.



Photo. 1 Example of B-type school building (Hachihonmatsu primary school).

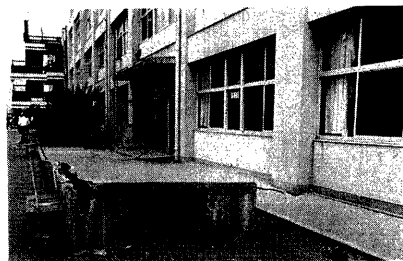


Photo. 2 Damage of slope for carrier cars of school lunch (Tomizuka primary school).

Table 1. List of the structures examined in the first field survey.

No.	Name	Structure ^{*1}	Brief Explanation of Damage	Rank of Damage ^{*2}
1	Taiyo Gyogyo	RC 3F.	1F. columns crashed. 1st story failed to the ground.	F
2	Paloma Gas	RC 3F.	Shear failure of columns. 1st story failed to the ground.	F
3	Tohoku Univ.	SRC 9F.	Cracks of walls round 9F., the staircase and the elevator hall. Shear failure of the supports of pent-roof.	M
4	Tohoku Inst. of Tech.	RC 4F. and 5F.	Shear failure of columns.	S
5	Tohoku Radio Broadcasting Bldg.	RC2~5F.	Shear cracks of columns between the hall and the management wings on 1F.	L
6	Satoh Haberdashery	S 3F.	Turnbuckles and flare welding of round bar braces with 13mm diameter were broken. Large deformation about the weak axis of structure.	S
7	Kyuei Furniture Center	S 3F.	All angle braces of 1F and some of 2F. were broken.	M
8	Narita Factory	S		S
9	Electric Poles by the Route 4 near Kasuminome		Those in a paddy field inclined.	
10	Makita Electric Machinery and Appliances	RC 4F.	Bending cracks of 1F. columns. Walls failed. Shear cracks of 2F. and 3F. columns.	M
11	Renown Co.	RC 4F.	Shear cracks of columns and walls.	L
12	Obisan Co.	RC 3F.	Bending and Shear failure of 1F. columns.	F
13	Maruhon Co.	RC 6F.	Shear cracks in non-structural walls. Bending and shear cracks of 1F. columns.	M
14	Kinoshita Menko Co.	RC 3F.	Shear failure of non-structural walls. Bending and shear failure of 1F. columns.	M
15	Keikyu Plaza	SRC 11F.	Shear cracks of non-structural walls near the entrances.	L
16	Taisei Kiko	S 2F.	Light steel truss failed.	F
17	Maruyoshi Bldg.	RC 3F.	Bending shear and shear failure of 1F. columns. Shear cracks of 2F. and 3F. columns.	S
18	Yazaki Sogyo Co.	RC 4F.	Bending shear and shear failure of 1F. columns. Front glass broke and fell.	F
19	Office Bldg.	SRC 11F.	Shear cracks of RC walls and columns.	L
20	Sendaiminami Senior High School	RC 3F.	Windowglass broke. Round bar braces of outdoor staircase broke and base of columns of them failed.	L
		W 2F.	Walls broke down.	L

Table 1. List of the structures examined in the first field survey (continued).

No.	Name	Structure ^{*1}	Brief Explanation of Damage	Rank of Damage ^{*2}
21	Sendaiminami Senior High School under construction	RC 4F.		N
22	Private Houses over Nagamachi			
23	Miyagikenritsu Daisan Girls' High School	RC 3F.	Cracks of expansion joint.	L
		RC 2F.	Cracks of columns and walls.	L
24	Nagamachi Primary School	RC 3F	Beam destroyed.	L
		W 1F.	Roof tile fell down.	M
25	Hachihonmatsu Primary School	S 1F.	Cracks in wall. Angle braces buckled.	L
26	Wakabayashi Primary School	RC 3~4F. W 2F.		N
27	Okino Primary School	RC 3~4F.		N
28	Private Houses and Motel at Sawadanishimachi		Block fence fell down.	
29	Tomizuka Primary School	RC 3F.	Shear cracks of columns.	L
		S 1F.	Mortar finish on metal lathing walls fell down.	L
30	Minamikoizumi Primary School	RC 4F.	A few cracks was observed around the pipespace and staircase.	L
31	Minamikoizumi Junior High School	RC 4F.	Some of block fence fell down.	
32	Daiwa Primary School	RC 4F.	Mortar finish on metal lathing walls fell down.	L
33	Wataki Co.	S 1F.	Bolts of horizontal braces were broken.	L
34	Sendai Technical School	RC 4F.	Braces buckled.	L
35	Miyagino Primary School	RC 4F.		N
36	Sendaikuei Senior High School	RC 3~4F.	Shear cracks of columns.	L
37	Miyagino Junior High School	RC 3~4F.	Shear cracks of 2F columns.	L
38	Tonan Senior High School	RC 3F.	Shear failure of columns.	S
39	Sunny Heights Takasago	SRC 14F.	Cracks of non-structural walls neighboring the entrance	L
40	Nishitaga Junior High School	RC 4F. W 2F.		N

Table 1. List of the structures examined in the first field survey (continued).

No.	Name	Structure ^{*1}	Brief Explanation of Damage	Rank of Damage ^{*2}
41	Kongozawa Primary School	RC 4F.		N
42	Yagiyama Junior High School	RC 4F.		N
43	Private Houses at Yagiyama-cho		Few houses were damaged.	
44	Yagiyama Primary School	RC 4F.		N
45	Midorigaoka		Many private houses damaged due to the failure of slope.	
46	Shikano Primary School	RC 3F.		N
		W 2F.	Roof tile fell down. Cracks of mortal finished lathing walls.	L
47	Yuhou Dormitory of Tohoku Univ.		All brock walls fell down.	
48	Nagamachi Junior High School	RC 3F. W 2F.		N
49	Mukoyama Primary School	W 2F.		N
50	Sozenji Temple		Stone gate fell down. Many gravestones fell down.	
51	Sendai Telephone Office	RC 5F.	Shear cracks of columns and beam-to-column connections. Bending cracks of beam.	L
52	Sendai Fuji Hotel	RC 8F.	Bending shear cracks of the beams neighboring the wall.	L
53	Chimney at Nagamachi Station.	RC	Light damage of chimney	L

- *1 RC ; Reinforced Concrete Structure.
 S ; Steel Structure.
 SRC; Steel Reinforced Concrete Structure.
 W ; Wooden Structure.
- *2 F ; Failed.
 S ; Severely Damaged.
 M ; Moderately Damaged.
 L ; Lightly Damaged.
 N ; No Damage.

いは壁の剥落が数校でみられた。鉄骨造体育館の外壁ラスモスタルが一部剥離したり㊸、妻部で大きく剥落した例 (Photo. 4, ㊸) があった。主体構造としては、鉄骨筋かい材が座屈したり、付属便所の鉄筋コンクリート壁にひび割れを生じたものが数校あったが大事には到っていない。

一方、高等学校では、仙台市立閩南高校 (RC 造3階建, Photo. 5, ㊸) の一階の柱のほとんどが校舎の長手方向にせん断破壊を起し、2階柱もほとんどにせん断ひび割れが発生するという大被害を受けたが (Photo. 6), 辛うじて倒壊はまぬがれた。この他仙台市内の数校で柱のせん断破壊がみられた。この柱のせ



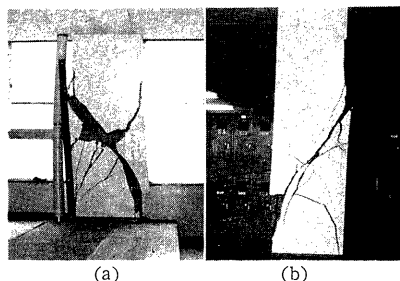
Photo. 3. Damage of roof of timber structures (Minamikoizumi primary school).



Photo. 4. Damage of walls (Daiwa primary school).



Photo. 5. Tonan senior high school.



(a) (b)
Photo. 6. Shear failure of columns (Tonan senior high school).

せん断破壊は1968年十勝沖地震において数多くみられ、そのもろい破壊が注目されたものと全く同じ破壊である。鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する研究がその後精力的に進められ、鉄筋コンクリート構造計算規準のせん断補強の規定は大幅に改定された。今回の地震でせん断破壊を起した柱は、改定前に建てられたものが多かったが、泉市にある泉高校は改定後に建てられた建物であったが柱はせん断破壊した。壊れた柱の様相は改定前の柱と多少異っているが改定による効果の程度は定かでない。今後検討される必要がある。その他鉄骨造屋外階段の筋かい端部接合部での破断および柱脚部の部分的崩壊が見られた (Photo. 7 ㊸)。

(2) その他の建物

鉄筋コンクリートの建物では3～4階建の事務所建築で柱のせん断破壊あるいは柱上下端での曲げ、せん断破壊が起り、1階部分が完全に崩壊して落階したものが、市東部の新市街である苦竹地区、卸町地区に集中して見られた (Photo. 8, ①, Photo. 9, ②, Photo. 10, ⑬, Photo. 22, ⑭, その他㊸)。これら大被害を生じた建物に見られる特徴は、会社事務室空間を確保するため、壁がきわめて少ない配置の平面計画がされていたか、壁が存在しても建物の重心に対して大きく偏っていたため、建物の水平振動に伴って建物全体が捩れ変形を起し、壁のない側の一部の柱に過度の負担を与えたためにこれらの柱に大破壊が起り落階に到ったという点である。これらの被害例によって、壁の存在の重要性および壁の平面上の配置計画の重要性があらためて再認識させられたといえる。また建物全体の大崩壊には到らないまでも、1968年十勝沖地震でも多く見られた、腰壁・たれ壁の存在で内りの高さが小さくなった柱のせん断破壊は今回も多く見られ

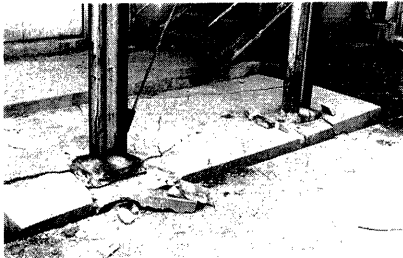


Photo. 7. Damage of base of a steel column and end of a steel bar brace (Sendaiminami Senior high school).



Photo. 8. Example of damaged reinforced concrete buildings.

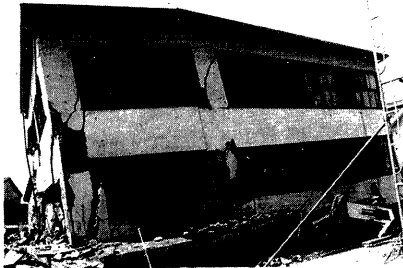


Photo. 9. Example of damaged reinforced concrete buildings.



Photo. 10. Example of damaged reinforced concrete buildings.

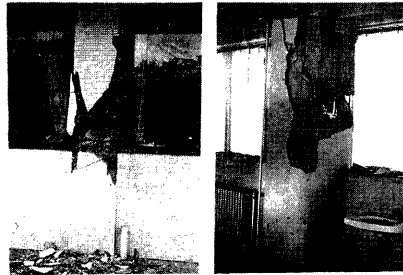


Photo. 11. Shear failure of columns (Tohoku Institute of Technology).

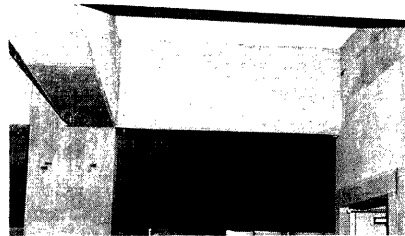


Photo. 12. Shear crack in the beam near staircase.

(Photo. 11 (a), (b) ④, Photo. 25, ⑩, その他に ①, ②など), さらに階段・エレベータ壁まわりのはりのせん断破壊 (Photo. 12, ⑩など), 非構造壁面のせん断破壊 (Photo. 36, ⑬) も見られた。この他に、2つの建物にまたがって架けられていたためと建物の振動特性の相違との相乗効果で壊れたと考えられる庇の柱の破壊例 (Photo. 13, ③) もあった。

鉄骨構造では、筋かい材の継手部、筋かい材の端部でのボルト穴による欠損断面での破断が目立った。調査した例では、13φ丸鋼筋かいのターンバックル部および丸鋼の溶接重ね継手が破断し、1階で約17cm (層間変位角約1/20 rad.) も水平変形が残留した3階建洋品店 (Photo. 27~30, ⑥), 山形鋼を一挺だけ用い、片

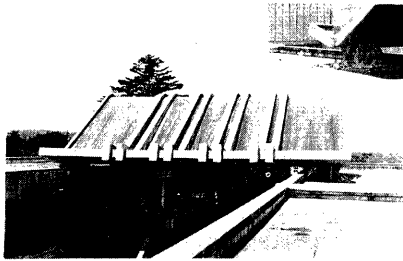


Photo. 13. Damage of pent roof structure (Tohoku university).



Photo. 14. Breakage of bolts at the joints of horizontal braces.

刃でだけ接合した筋かいが1階で全部、端部での高力ボルト摩擦接合部でのボルト穴による断面欠損部で破断した3階建家具店 (Photos. 31, 32. ㉞) および大崩壊を起した倉庫があった。細長比が大きく引張時にもみ有効な筋かいが、この例のようにもろく破断するのは、鉄骨構造の特徴の一つである粘り強さを失わせるもので、溶接施工精度の改善と共に、端部接合部での粘り強さを発揮できる接合部詳細設計法の開発が急がなければならない。この他に、他の地震の際にも見られる例であるが、屋根面筋かいの端部接合部の単一ボルトの破断例 (Photo. 14, ㉞) があった。

鉄骨鉄筋コンクリート構造では、仙台市内に7~18階建の建物が約300棟あったが、構造体架構が構造上の性能を損なうような被害は1件もなかった。この構造の被害で目立ったのは、集合住宅建築における非構造体の壁、特に廊下あるいはベランダに面した非耐力壁の開口まわりでのせん断破壊である (Photo. 15, ㉞ その他 Photos. 33~35. ㉞ など多数)。この種の被害は集合住宅約100棟のうち約60%に及んでいる。甚しいものでは、壁の破壊によって、玄関扉、窓の枠が変形して開閉が不能となったものがありあった (開不能はほとんどなく、閉不能が大部分であったと報告されている)。これらの被害および対策については後に述べる。

集合住宅以外でも非構造壁のせん断破壊は所々に見られた (例えば ㉞)。また柱・はり接合部にせん断ひび割れの生じた例もみられた (Photo. 16, ㉞)。

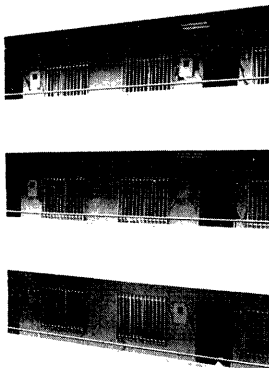


Photo. 15. Shear failure of secondary non-structural walls in apartment buildings.

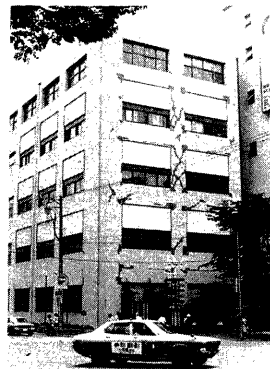


Photo. 16. Shear cracks in beam-to-column connection panels.



Photo. 17. Failure of slope.

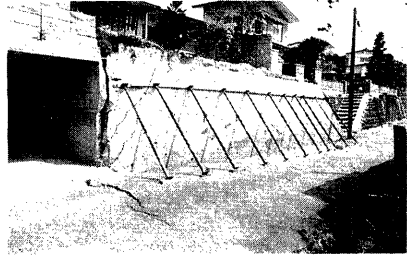


Photo. 18. Damage of retaining wall.



Photo. 19. Failure of slope and damage of retaining wall.

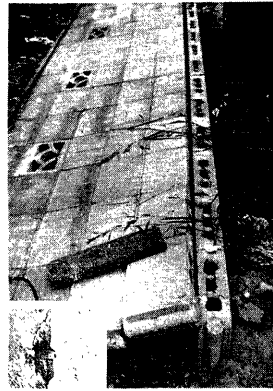


Photo. 20. Fall-down of concrete block wall.

住宅では、地震動による建物自身の被害も長町地区一帯にかなり見られたが(附近)、それ以外では緑ヶ丘地区で斜面に段状に造成された地盤の崩壊による被害が見られた(Photos. 17, 18, 19, ⑤)。

(3) 建物以外の被害

建物以外では、補強コンクリートブロック造塀の倒壊が目立った。無筋のもの、鉄筋の定着不良のもの、中詰めモルタルの施工不良も多数みられたが、臥梁・控え壁がないために倒壊したもの(Photo. 20, ⑥ 附近)、あっても形だけで、構造的効果からみて無いに等しいもの(Photo. 21, ⑦)が多かった。また基礎ごと根こそぎの

形で倒壊したものもあった。この種の構造物は形式に多様性がないので、標準設計および標準施工詳細が、図面、姿図と共に作られて広く流布・浸透されるべきであろう。この他に鋼製街路灯支柱の曲がったものや鉄筋コンクリート電柱の傾いたものがみられた。また根岸町の寺院の墓石転倒・不転倒のもの寸法比の調査よりこの付近の水平震度を推定してみたが、上下動の影響も近似的に考慮した推定式を用いて $k=0.33\sim 0.39$ 程度と計算された。

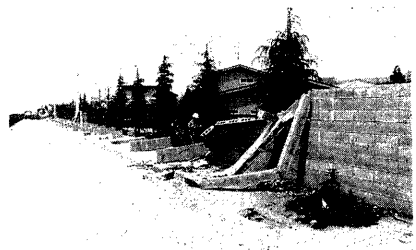


Photo. 21. Fall-down of concrete block wall.

3. 数例の建物に対する構造解析に基づく考察

3.1 A事務所ビル

3スパン×1スパンの鉄筋コンクリート造3階建て杭基礎で支持されている。1階は事務所、2・3階は住居となっている。平面は、Fig. 3に示される通りで桁行方向7mスパン×3=21m、はり間方向柱間隔5.8mで、2・3階では北へ2m南へ1mのはね出し部分をもっている。階高は3.4mで、壁は建物西側の階段室まわりに集中しており、他には2、3階の東面にある。南側は窓が大きく柱のせん断スパン比も比較的大きいが、北側1階は高窓のついた内りの高さ60cmの極短柱部をもつ。また2、3階北面はり出し部先端は全面、多数の開口をもつ非耐力壁で構成されている。被害は1階は壁の偏在による振れに伴う東側柱の南北方向への変形による曲げ破壊と東西方向力による北側短柱のせん断破壊に代表される(Photo. 22, Photo. 24(a), (b))。2、3階では南、北面にある非構造壁柱のせん断破壊が見られるが(Photo. 23)、構造体には大きな被害はでていない。建物は1階柱の破壊により東側で上層は数cm落下している。

現場での実測データをもとに、柱断面はすべてFig. 4の断面構成と仮定し、はり部材は破壊しないものとして構造解析を行なった。柱の保有水平耐力は、柱の上下端部が終局曲げモーメントに到達した時の保有耐力と、終局せん断強度式(文献2)による耐力のうち小さい方の値をとった。壁のせん断ひび割れ耐力は無開口壁(文献2)によ

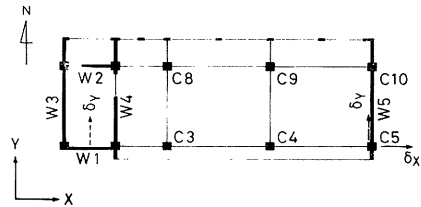


Fig. 3. Plan of A-building.

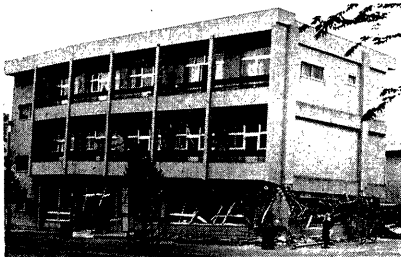


Photo. 22. Damage of A-building.

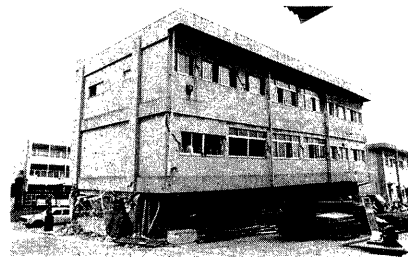
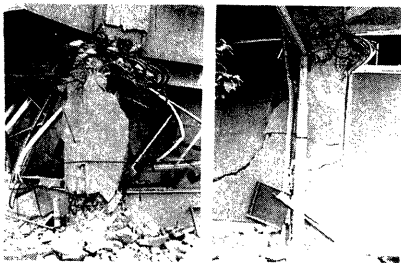


Photo. 23. Damage of A-building.



(a) Flexural failure (b) Shear failure

Photo. 24. Failure of columns.

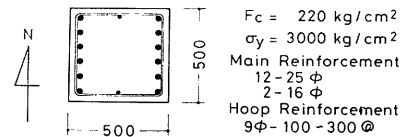


Fig. 4. Cross section of columns.

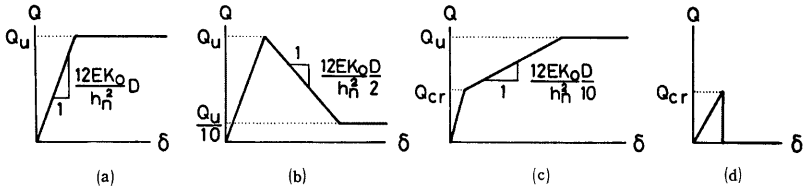


Fig. 5. Assumed restoring force characteristics.

- (a) Columns failing in flexure.
- (b) Columns failing in shear.
- (c) Shear walls.
- (d) Non-structural walls

る) および開口壁 (文献 3) による) の終局せん断耐力の 0.5 または 0.6 倍の値をとるものとして (文献 4) による) 計算した。また腰壁・たれ壁および耐震壁, 非耐力壁の影響も考慮した D 値法により骨組の弾性時および非弾性時のせん断力分布係数を求めた。この時には層せん断力の中心と剛性の中心が一致しない時の分布せん断力の補正を行なった。弾塑性解析時の各要素の復元力特性を, Fig. 5 に示す。Fig. 6 に各要素がひび割れ荷重あるいは最大耐力に達する時の層せん断力係数の解析結果を示す。また Fig. 7 (a), (b) に, この解析結果を各階について層せん断力係数-層間変位の関係として示す。図中の折れ曲がり点に各要素が耐力に達してゆく様子が記号で示されている。この解析結果によると東西方向水平力によって 1 階ではまず北側の短柱がせん断破壊し, その後, 南側柱が破壊して骨組が耐力を減じてゆく様子や 2 階, 3 階で北側の非耐力壁が最初にこわれることがよくわかる。また南北方向の水平力によって, 1 階では建物東側と西側では, 水平変位に大きな差がある, つまり建物が大きく振れて, かなり早期に東側の柱が曲げ破壊し, 順次破壊が西側柱へ向って進行してゆく様子をはっきりわかる。この解析結果と被害の状況を比較すると, 各階共

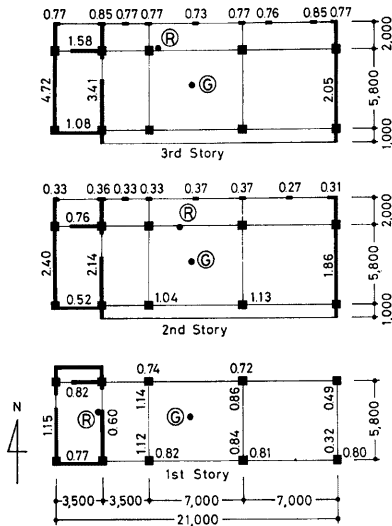
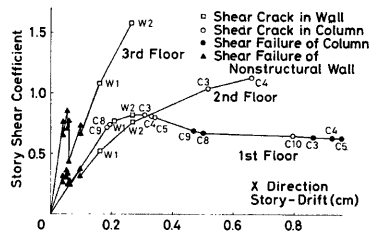
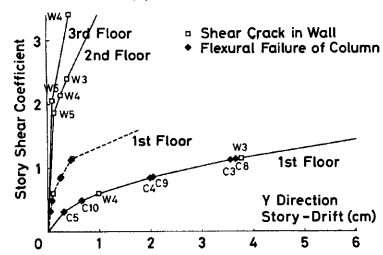


Fig. 6. Results of static elastic-plastic analysis.



(a) X-direction.



(b) Y-direction.

Fig. 7. Results of static elastic-plastic analysis.

静的な層せん断力係数に置換して約0.8程度の水平力が加っていたと推定される。この建物が大きな被害を出すに至った第1の理由は、壁の偏在と腰壁による柱せん断スパン比の減少による剛性の偏在のため振れをとまらぬ変形が原因で柱の大破壊が起ったことである。なお試算による弾性時一次固有周期は、東西方向0.11秒、南北方向0.10秒である。

3.2 B電機製作所

Fig. 8 に平面図、Photo. 25 に全景を示すように、3スパン×2スパンの4階建の鉄筋コンクリート造である。1階は事務所および倉庫、2、3階は倉庫および作業室、4階は住宅である。被害ははり間方向にのみ生じ、桁行方向にはほとんど見られなかった。1階では Fig. 8 中Ⓐ位置の柱およびはり間方向壁にせん断破壊を生じ、コンクリートが剥落し大破した (Photo. 26)。2、3階ではⒷ柱に典型的なせん断斜めひび割れが生じた (Photo. 25)。また2階のⒸ壁に斜めひび割れが生じた。

この建物の耐震性を文献6)による耐震診断基準を用いて診断した。各要素の耐力算出に際しては、鉄筋の降伏点を $3t/cm^2$ 、コンクリートの圧縮強さをシュミットハンマーによる測定結果から $330kg/cm^2$ と仮定した。柱断面は $65 \times 65cm$ とし、引張側主筋は x 方向で $5-22\phi$ 、y 方向で $7-22\phi$ 、帯筋は $9\phi-150@$ と仮定し、はりには壊れないものとした。結果を Table 2 に示す。

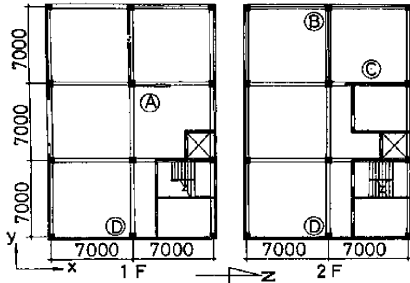


Fig. 8. Plans of B-building



Photo. 25. Whole view of B-building and shear failure of columns.



Photo. 26. Damage of wall

Table 2. Results of judgement of earthquake resistant property based on Ref. 6).

story	Primary Judgement						Second Judgement					
	x-direction			y-direction			x-direction			y-direction		
	E_o	S_D	I_s	E_o	S_D	I_s	E_o	S_D	I_s	E_o	S_D	I_s
4	1.98	1.0	1.98	1.95	1.0	1.95	2.19	0.8	1.75	0.86	0.64	0.55
3	1.06	1.0	1.06	1.94	1.0	1.94	0.52	0.8	0.42	1.57	0.8	1.25
2	0.93	1.0	0.93	1.58	1.0	1.58	0.76	0.72	0.55	0.78	1.0	1.78
1	0.77	0.9	0.69	1.40	0.9	1.26	0.39	0.72	0.28	1.33	0.9	1.19

表中, E_o は保有性能基本指標 (耐震要素の水平耐力の建物重量に対する割合), S_o は建物の形状による耐力補正指標, I_o は耐震指標である。第一次診断で x 方向は「耐震性に疑問あり」と判定されたので第二次診断を行なったところ, ①壁が建物の片側に偏在して配置されているのが, x 方向の耐震性を著しく損なう原因となっていることが示された。

3.3 C 洋品店

鉄骨造3階建て, 柱, はりはH形鋼よりなり, 柱弱軸構面には13φ丸鋼筋かいが1構面に1組ずつ設けられている (Fig. 9)。柱, はりの接合部の設計, 筋かいの重ね継手の溶接, 筋かい端部の溶接などに設計・施工の悪さが観察される。筋かいの割棒式ターンバックル部分あるいは溶着断面の極めて少ない筋かい丸鋼筋の溶接重ね継手が破断し, 層は大きく水平変形し, 壁仕上げ材が破壊, 剥落している (Photos. 27, 28, 29, 30)。現場での調査結果に基づいて行なった骨組の水平耐力に関する解析結果を Table 3 に示す。1階での水平耐力は, 設計用最低震度に基づく値に近いぎりぎりの設計であることがわかる。この解析結果と筆者らの過

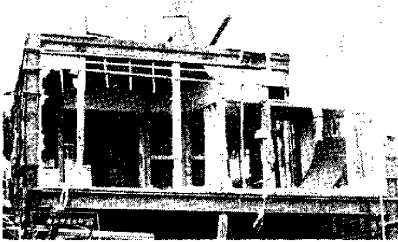


Photo. 27. Damage of C-structure.



Photo. 28. Damage of C-structure.

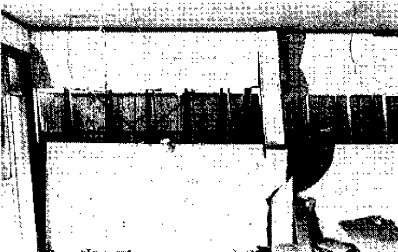


Photo. 29. Residual story-drift.

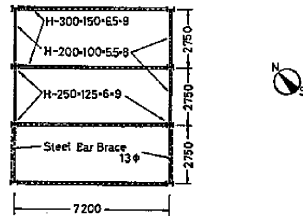
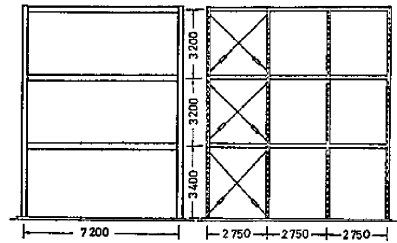


Fig. 9. Structural system of C-structure.



Photo. 30 Breakage of turnbuckle and brace.

Table 3. Results of analysis of horizontal load carrying capacity.

No. of Story	Braced Frame							Pure Frame	
	Dead Weight	at yield of braces		at yield of frame		at breakage of braces		Qu (t)	Qu / ΣW
	ΣW (t)	$\frac{bQy}{t}$	$\frac{bQy}{\Sigma W}$	$\frac{rQy}{t}$	$\frac{rQy}{\Sigma W}$	Qu (t)	$\frac{Qu}{\Sigma W}$		
1	20.8	5.2	0.25	14.9	0.72	17.5	0.84	50.9	2.45
2	40.4	5.2	0.13	14.9	0.37	17.5	0.43	42.0	1.04
3	60.0	5.2	0.09	14.1	0.24	16.6	0.28	45.7	0.76

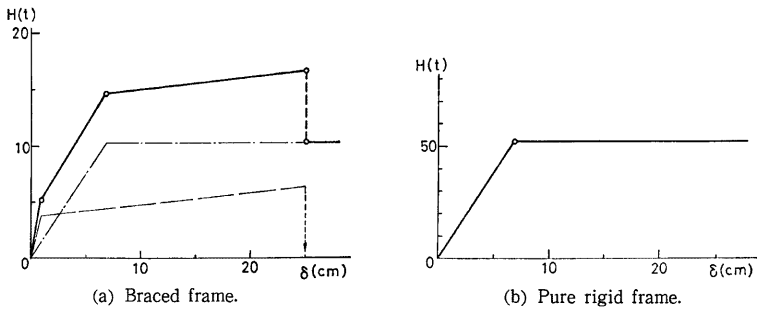


Fig. 10. Assumed restoring force characteristics.

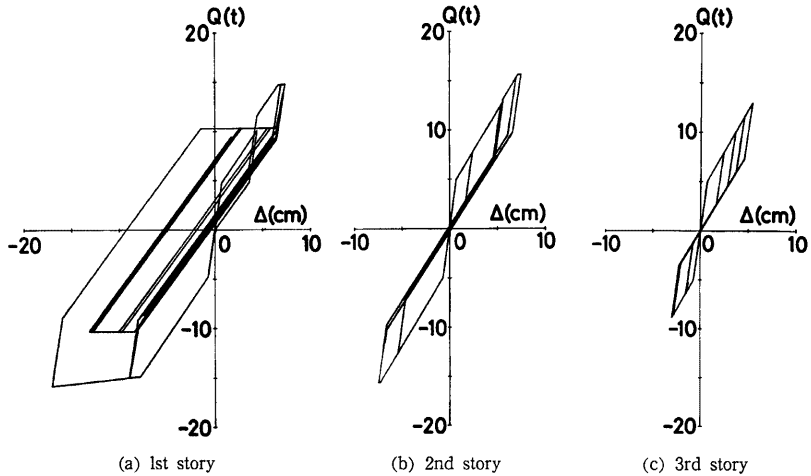


Fig. 11. Results of response analysis. (Braced frames)

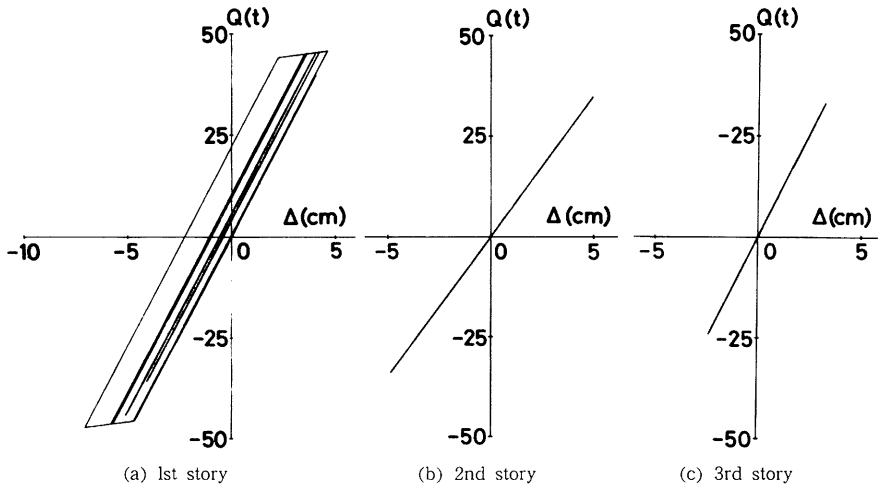


Fig. 12. Results of response analysis (Pure rigid frames).

去に行なったターンバックル付き丸鋼筋かいの実験結果を参考にして決めた Fig. 10 (a), (b) に示す復元力特性（筋かいに対して Positive Bi-linear, 純ラーメンに対して Elastic-Perfectly Plastic）を用いて、東北大学建設系研究棟 1 階で記録された本地震による加速度記録の N-S 成分を外乱として行なった地震応答解析結果を Figs. 11, 12 に示す。外乱の形も最大加速度も本建物付近で取れた記録を用いていないのであくまで目安に過ぎないが、1 階に残留している水平変形 17cm 程度の変形は筋かい材が健全であっても生じ得る可能性が観察できる。

3.4 D 家具センター

鉄骨造 3 階建の建物で、柱・はり は H 形鋼、柱弱軸構面には、両側外壁面に山形鋼（L-50×50×6）を一挺用いた X 形配置筋かいが全面に配されている（Photo. 31, Fig. 13）。1 階では、すべての筋かいが、端部の高力ボルト摩擦接合のためのボルト穴による断面欠損部で破断した（Photo. 32）。現場での調査結果

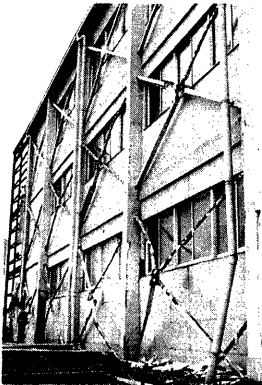


Photo. 31. Damage of D-building.

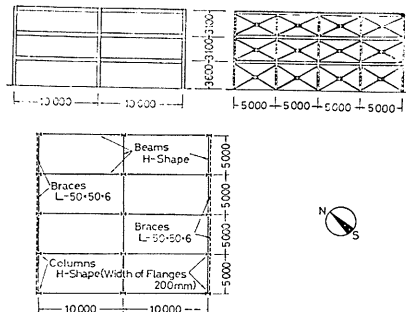


Fig. 13. Structural system of D-building.



Photo. 32. Breakage of braces.

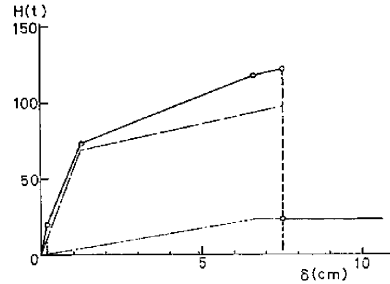


Fig. 14. Assumed restoring force characteristics.

に基づいて行なった構造解析の結果、原設計では、柱が強軸曲げを受ける純骨組構面、柱が弱軸曲げを受ける筋かい付骨組構面共水平耐力がかなり小さかったことが予測された。解析結果に基づいて Fig. 14 のようにモデル化された復元力特性（筋かいに対して Positive Bi-linear, 純ラーメンに対して Elastic-Perfectly Plastic）を用いて、東北大建設系研究棟 1 階での加速度記録 N-S 成分を外乱として行なった筋かい付骨組の方向に対する弾塑性応答解析結果を Fig. 15 に示す。1 階での応答が文献 8) の実験結果より算出した山形鋼筋かいの破断層間変位 7.5 cm を越えて応答する可能性が示される。この建物の例のように山形鋼一挺だけで筋かい断面が構成されて、片側フランジだけがガセットプレートに接合される時には突出フランジは軸方

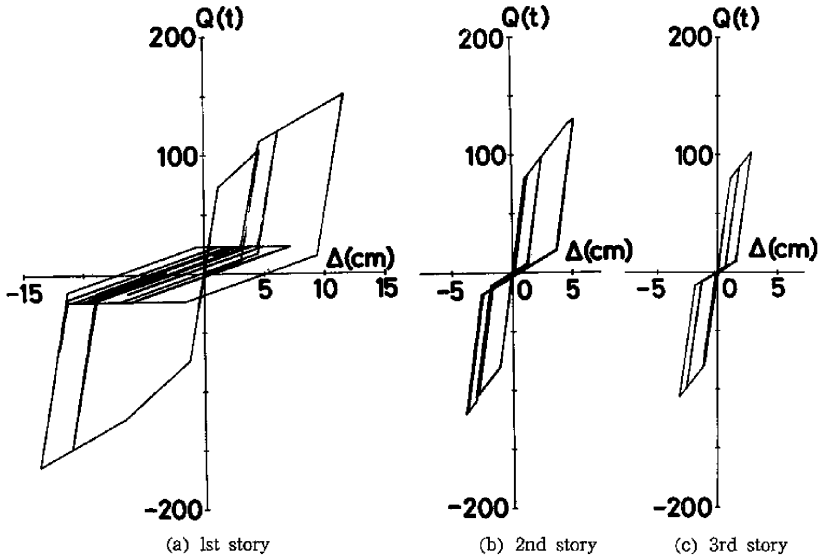


Fig. 15. Results of response analysis.

向力に対する効率が極めて悪く、その有効断面積はかなり小さくなるのがわかっているので設計の際には十分これを考慮する必要がある。また端部でのボルト穴による断面欠損のある場合で、本例のようにフランジ幅に比して穴径の割合が大きく有効断面積率が小さい場合には、筋かい中央の絶断面降伏後に大きな塑性変形が起らないうちにボルト穴欠損断面に破断が起るのでボルト穴周辺部の補強などの処置が必要であろう。

4. 鉄骨鉄筋コンクリート造共同住宅全数調査の概要

4.1 調査内容

日本建築学会で、今回の地震による被害調査報告書をまとめることが企画され、筆者らは、鉄骨鉄筋コンクリート造の被害に関する報告を分担することとなった。地震直後において研究室が行なった第1次調査では、特に問題となった1, 2の共同住宅について調査を行ない、また地震後約30日後に行なった第2次調査では、高層の共同住宅の建物約20棟を調査した。しかし、上記の調査報告書の分担執筆に際しては、今回の地震によって、高層の鉄骨鉄筋コンクリート建築物が初めて強い地震を経験したこと、仙台市内にはかなりの数の同様の建築物が存在しているので、大きな被害を受けた建物の状況ばかりでなく、全般的な被害の実状を知る必要があることなどの理由から、アンケート調査を主にして全数調査を行なうこととした。

昭和53年の10月初旬に第3次の現地調査を行ない、仙台市内にある鉄骨鉄筋コンクリート建築物の実数、所在地、建設業者等を調べ、特に共同住宅専用・併用の鉄骨鉄筋コンクリート建物については、各建物を現地で確認し、補修していないものについては、ひび割れ等の調査も行なった。

Table 4. Number of steel reinforced concrete structures in Sendai.

Number of stories	Number of Structures*
7 F	82 (32)
8 F	60 (13)
9 F	66 (6)
10 F	35 (9)
11 F	37 (28)
12 F	5 (2)
13 F	0
14 F	4 (2)
15 F	0
16 F	1 (1)
17 F	3 (2)
18 F	1 (0)
	294 (95)

(1978. June)

* Numeral in parenthesis shows the number of apartment buildings.

** 仙台市建築指導課では、7階建以上および上層より数えて20m以上の部分を鉄骨鉄筋コンクリート構造とするように指導しているため、今回の鉄骨鉄筋コンクリート建物の被害調査の対象として、7階建以上の建物を選定した。

仙台市消防局の資料によると、地震当時に仙台市内にあった7階建以上の建物**はTable 4に示されるように、ほぼ300棟である。そのうち共同住宅専用および併用の建物の棟数は、Table 3の()の内に示すように100棟近くあり、これらはすべて鉄骨鉄筋コンクリート造である。残りの200棟の大部分は鉄骨鉄筋コンクリート造であるが、用途は事務所、ホテルなどである。筆者らは共同住宅の全数調査を行なうこととし、住宅公団その他公共的な施主および、施工者にアンケート調査に協力を依頼した。

調査項目は、階数、面積、住戸数、柱割等、建物の規模に関する事項、基礎の形式、また被害状況に関しては、主体構造、非構造壁、周辺地盤、玄関扉・サッシュ、高架水槽、給排水管、ガラスに関するものなどである。

4.2 調査結果の概要

Table 5は、調査結果による共同住宅専用および併用の鉄骨鉄筋コンクリート建物の被害の棟数と、被害率を示したものである。ここに調査した建物の数の全数は95棟であるので、被害率は95棟を基準にして求めている。同表に見るように、主体構造のはり、柱、耐震壁などにせん断ひび割れを生じたものは13%である

Table 5. Damage of apartment buildings in Sendai.

Damaged Portion	Number of Damaged Structures	Percentage of Damaged Structures*
Main Frames Structural Elements	12	13 %
Non-Structural Walls	31	33 %
	23	24 %
Ground	18	19 %
Doors and Sashes	24	25 %
High Tanks	12	13 %
Pipings	20	21 %
Glass in Windows	15	16 %

* Percentage of Damaged Structures = $\frac{\text{Number of Damaged Buildings}}{\text{Total of the Confirmed Number of Structures (95)}}$

が、ひび割れの状況はいずれもそれ程甚だしいものではなく、今回の地震による鉄骨鉄筋コンクリート高層共同住宅の主体構造の被害は比較的軽微であったということができよう。

しかし、非構造壁のせん断ひび割れおよびせん断破壊による被害率は、被害の比較的軽微なものが33%、被害が比較的顕著なものが24%で、両者を含めると57%という極めて高い値を示している。

共同住宅以外の鉄骨鉄筋コンクリート建物についても、ある程度被害内容が把握されているが、その資料によると20棟程度の事務所建築に非構造壁の被害が報告されている。

Photo. 33 は、ある共同住宅の開放廊下側の被害例で、**Photo. 34** は、その詳細、**Photo. 35** は、バルコニー側の被害の詳細を示す。この建物ばかりでなく、多くの場合これらの写真のように開口部と開口部の間の壁がせん断破壊し、そのために出入口扉が閉じなくなったり、場合によっては開かなくなったりして問題となったものである。

高架水槽、給排水管およびガラスの被害率もそれぞれ20%前後となっている。したがって、非構造壁のせん断破壊に伴なう玄関扉や施錠の故障などを総合的に判断すると、共同住宅においては全体の約20%程度の建物が地震によって建築機能を損われるような被害を受けたといえよう。

Fig. 16 は、非構造壁の被害について、無被害、比較的軽微な被害、比較的顕著な被害に分けて、その建物の位置を示したものである。洪積台地にある旧市街には多くの建物があり、その大部分は無被害あるいは軽微な被害ですんでいるにもかかわらず、下町段丘、沖積低地にある新市街では被害を受けた建物が多いことが示されている。

被害調査を行なった共同住宅の鉄骨鉄筋コンクリート建物で、エキスパンションジョイント部分の被害を報告しているものが相当数あった。その被害は、エキスパンションジョイント部分の必要クリアランス不足、および、その追従性の不良によるもので、この部分の化粧材の脱落、手摺の破損、設備配管の破断、パラペットカバーの脱落などの被害を生じている。



Photo. 33. Damage of non-structural walls in apartment building.



Photo. 34. Shear failure of non-structural walls near openings.

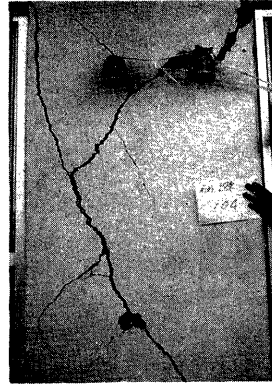


Photo. 35. Shear failure of non-structural walls near openings.

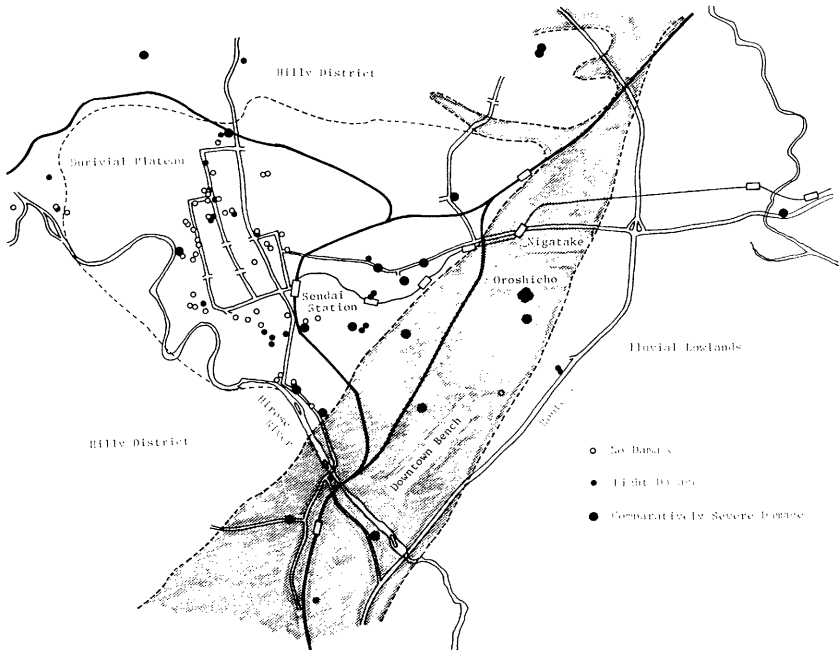


Fig. 16. Distribution of damage of non-structural walls in apartment buildings.

4.3 問題点とまとめ

鉄骨鉄筋コンクリート構造の柱・はり、耐震壁など主体構造の被害は軽微であり、その耐震性を損った建物は1棟も無かった。しかし、高層住宅の外壁および内壁など開口をもつ非構造壁の被害の率は意外に大きく、そのために玄関扉および開口窓の開閉不能となった例もあるなど、建築機能を著しく損うものがあつた。従来、構造設計者は、その主体構造の設計に注意を集中し、外壁、内壁など非構造壁の設計について注意が払われていなかった。今回の地震による被害の経験から見て、これら非構造壁の被害をどのようにして軽減するかが今後の大きな問題であるが、これについては後述する。壁の破壊に伴って扉が開かなくなることを防ぐことは第1に考える必要があるが、これはサッシュと壁体との間に隙間を設けるなどの方法で比較的簡単に解決されよう。

5. 今後の問題点

今回の地震による被害を通じて問題となった事柄は多くあるが、ここではそのうち構造担当者だけが設計時に配慮することによっても改善されそうな問題のいくつかを提起し、そのうちのいくつかに対して具体的な改善策に対する考えをまとめておく。

5.1 鉄骨筋かい材

今回多くの破断例が生じ問題となったのは、その圧縮耐力は期待せず、引張耐力だけを期待した細長比の大きい筋かいで、大部分は単一山形鋼を用い、端部で、山形鋼の片刃とガセットプレートをボルト接合したタイプの筋かいである。この種の筋かいでは、2つの問題がある。その1つは、片刃接合によって、建物が地震による水平力を受けたときに、筋かいは偏心引張を受けることである。このような偏心引張を受ける筋かい材の有効断面は、Fig. 17 に示すように、両側フランジが完全に降伏した時を考えると、単ボルト接合のときで、全断面有効と考えた時の1/2、二本ボルト接合のときで70%となる。現行の鋼構造設計規準による簡易設計法では、2本以上のボルトで接合される場合には、突出フランジの断面の1/2を無効と考えて設計してもよいとしているが、この設計法による有効断面を十分働かせる理論的根拠は十分とはいえないので設計には注意を要する。今1つは端部接合部のボルト穴による断面欠損による引張材としての塑性変形能力の低下である。Fig. 18 に簡単な例題を示すように、穴による断面欠損率が大きくなるに従って有孔純断面で破断までに引張材全体として伸び得る能力は低下することである。これに対処する方法として Fig. 19 に

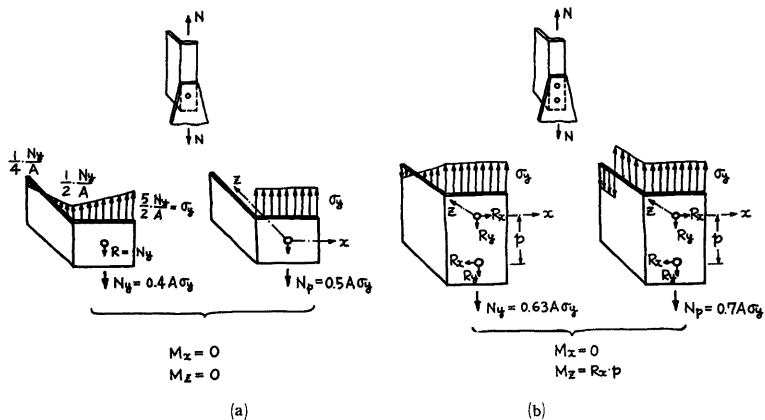


Fig. 17. Load carrying capacity of single-angle braces.

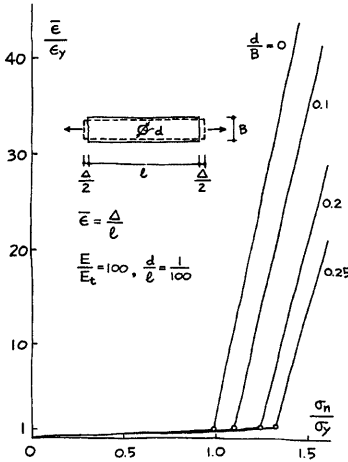


Fig. 18. Deformation capacity of members with a bolt hole.

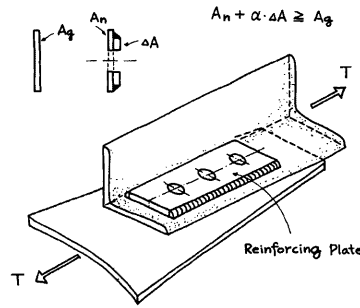


Fig. 19. Idea for reinforcement of the end of braces.

一例を示すように断面欠損部に添板などをして、穴のない縦断面部分が十分働いて、可能な限りの変形能力を発揮した後に縦断面部分で破断が起るようすべきであろう。この時の補強条件式は Fig. 19 中に示されるが、式中係数 α は穴周辺の応力集中度、断面の形状等によって変化する可能性があるので今後の実験的研究を待って決められなければならない。

5.2 プレキャスト・コンクリート板

仙台市北部の鉄骨造3階建家具店の前面外装材として用いられた比較的大きなプレキャスト・コンクリート外装板が、建物本体との接合部が破壊したため落下し、下に駐車していた車を押しつぶした被害が報告されたが、このような外装壁板は通常は本体の構造主体骨組が地震力によって変形しても、外装プレキャスト

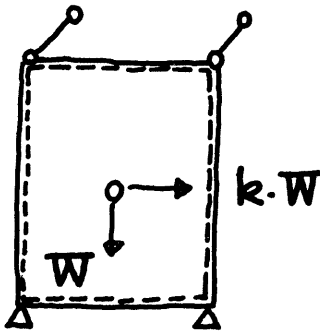


Fig. 20. Joint system of pre-cast concrete walls.

板には骨組の変形に伴う強制力が加わらないように工夫された接合法がとられる。Fig. 20 はこのような接合法の一例を示す模式図であるがこのような場合には建物本体からの強制力は無くても、自身の重量によって、地震時に接合部金物に思いがけない程大きな力が働くこととなるので注意を要する。Fig. 21 に接合部に働く力の計算結果の一例を示す。横軸に設計震度、縦軸には地震時に右下端接合部に働く力 R と長期に自重によって働く力の比をとって示したものである。プレキャスト板の設計震度をどの程度にとるかも大きな問題であると共に、それに伴ない地震時に接合部に長期応力の数倍の力が働くという結果を十分考慮して設計を行なう必要がある。

5.3 ブロック塀

今回の地震でブロック塀が多く転倒した。ブロック塀の設計震度をどのくらいとったらよいかは大切な問題の

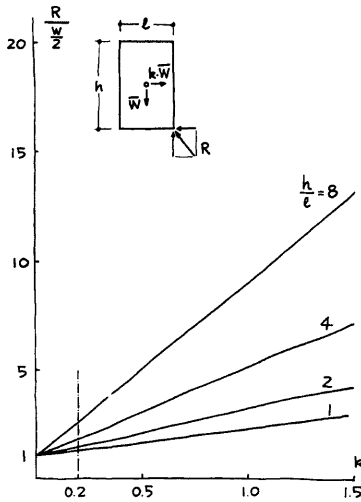


Fig. 21. Reaction force at the joint in pre-cast concrete walls.

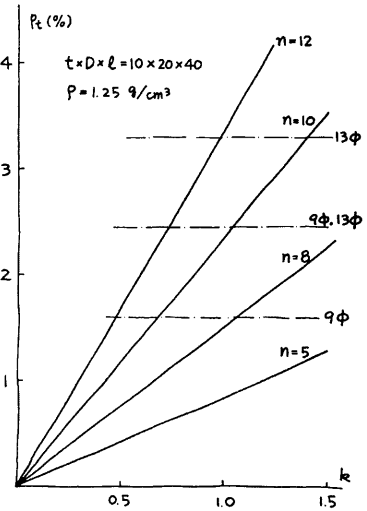


Fig. 22. Reinforcing requirements for block walls.

一つである。Fig. 22 に示したのは厚さ 10cm のブロックを想定して設計震度と必要な鉄筋比の関係を示したものである。図中 n はブロックの積み段数で通常は 8~10 段程度が最大であろう。一点鎖線で示したのはブロック 1 個に 1 本の割合で鉄筋を配した時の鉄筋比である。設計震度 1.0 程度を考えても、ブロック 1 個に 13φ 鉄筋を 1 本の割合で配して十分働くように施工しておけばほぼ大丈夫であることがわかる。一方、ブロック塀では、基礎ごと転倒した例も多い、通常、塀は敷地境界ぎりぎりにつくられるので Fig. 23(a), (b) のように両側へ張り出しをもった基礎は作りにくく、(c) 図のように道路側へ転倒し易い基礎形式しかとれない場合が大部分である。このような場合にはかなり土中深くまで突き入れた (d) 図のような基礎とし土の側圧によって転倒に抵抗させることも考えられよう。Fig. 24 は、このような抵抗機構を考えた時の設

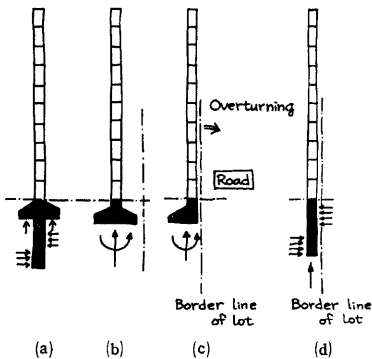


Fig. 23. Idea for foundations of block walls.

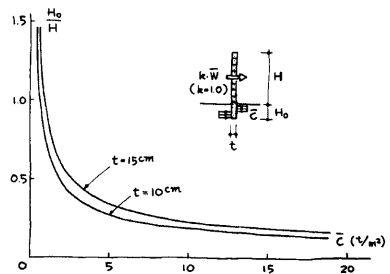


Fig. 24. Requirement for depth of embedment of foundation of block walls.

計震度 1.0 に対する必要な基礎の根入れ深さと土の耐力の関係を表したものである。勿論、土の抵抗機構は図に示したものは異なるので厳密な議論はできないが、合力として図示したような反力に耐えると換算しての話と考えると根入れ深さが土の強さに応じて計算できる。少くとも高さの 1/2 程度以上の根入れ深さの基礎の必要性がうかがわれる。

5.4 いくつかの開口部をもつ耐震壁のせん断補強法について

Photo. 36 は開口部のある非耐力壁のひび割れの例であるが、開口部のある耐力壁においても、これと同様に、左右の開口部の間の柱に相当した部分、あるいは

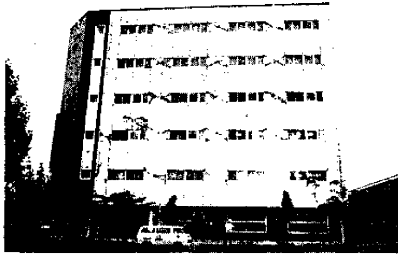


Photo. 36. Shear failure of non-structural walls with openings.

上下の開口部の間のはりに相当した部分に Fig. 25 のような斜張力ひび割れが生じた例が多い。これに対して、学会規準によって通常行なわれている配筋法は Fig. 26 のように、開口部の縁に沿った曲げ補強筋と、隅角部に斜補強筋をほどこし、その他には縦横にもち網状に通常の壁の配筋をほどこしている。これらの配筋、とくに実線で描いた太い鉄筋は、Fig. 25 のようなひび割れの拡大防止には役立っていない。点線で示した壁筋が斜ひび割れに抵抗する役目をもっているが、柱の場合のように曲げ破壊先行とするために、せん断補強筋を曲げ補強筋の量から算出するというやり方をしていなく、むしろ実

線の曲げ筋に重点を置いているので、斜張力破壊を生ずるのが当然である。したがって、このようなせん断破壊を防止するためには、柱に準じて開口部に沿った実線に示される曲げ筋の量に応じて壁筋を十分に配置する必要がある。

せん断補強筋として縦横筋を用いる場合は、以上のようにするが、柱の鉄筋を X 形に配筋することによって、せん断耐力、じん性ともに基だしく向上させることが別の論文* で明らかにされているので、壁の場合にも Fig. 27 のような X 形配筋法が有効であると思われる。Fig. 27(a) は左右の開口部のせいが等しい場合で、Fig. 27(b) は共同住宅の開放廊下側の開口部間の部分の配筋例である。このような斜配筋を施すことによって、鉄筋量の多少にかかわらず、せん断破壊は生じないので、耐力が低くてよい場合には鉄筋量が少なくてよく、大きい耐力を期待する場合には鉄筋量を増やす。この場合は、主筋がコンクリートを破

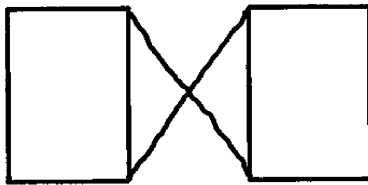


Fig. 25. Crack pattern of wall between openings.

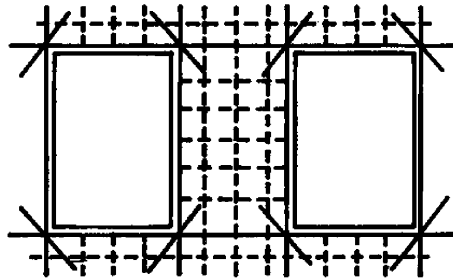


Fig. 26. Commonly used arrangement of reinforcements in a wall between openings.

* 詳細は、京都大学防災研年報に投稿中の文献(7)に示される。

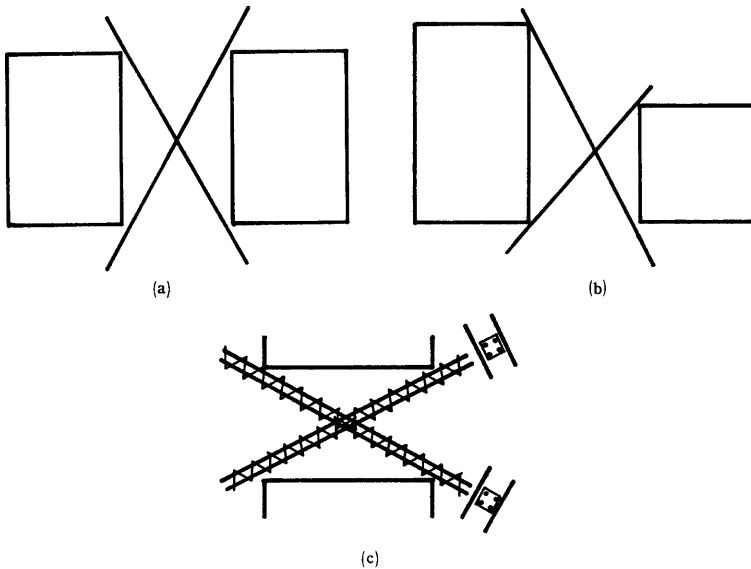


Fig. 27. New idea for arrangement of reinforcements in walls between openings.

って局部座屈をしないようにするため、Fig. 27(c) のように数本の斜筋をスパイラル筋で巻くのが良いと思われる。

5.5 主体構造より強制変形を受ける2次壁

前述したように、鉄骨鉄筋コンクリートの高層共同住宅では、多くの2次壁（非構造壁）に被害を生じた。このような被害を防止するには、次の方法が考えられる。

- A. 2次壁を構造骨組から切り離す。
- B. 2次壁の配筋法を改善して補強する。
- C. 接合具で変形を吸収する。

上記の3つの方法のうち、Aは超高層建築で一般に用いられている方法であるが、鉄骨鉄筋コンクリートの共同住宅の場合、音その他の絶縁の上から問題があるほか、次のような理由によって構造耐力上から考えても最良の方法とは考えられない。この種の建築では、一般にはり間方向には戸境壁があって水平力に対する抵抗力が十分あるが、桁行方向には耐力壁がほとんど配置しにくく耐力に余裕が無いため、現在余力として存在している2次壁を切り離してしまうことは問題があるからである。

Bの方法は、非耐力壁として配筋法等についても十分の配慮がなされていないものを補強して、積極的に水平力に対する抵抗力を大きくする方法である。これに前述のX形配筋法を応用して、ひび割れ発生後も耐力が低下しないようにすれば、従来のものに比べて水平抵抗力が増加するために、地震力による層間変位が小さくなること、ならびに同じ層間変位が生じた場合でも、X形配筋によってひび割れの発生状況が在来のものと異なることから、ひび割れの大きさは大幅に小さくなると考えられる。

Cの方法はPC板でできた耐力壁を塑性変形能力をもつ接合具で骨組に取り付ける方法と同じである。すなわち壁の耐力より接合具の塑性耐力をわずかに小さくしておくことにより、強制される層間変位を接合具で吸収することができるうえ、耐力壁の効果も発揮できる。この方法は音その他の絶縁上の問題はあ

HPC などプレファブ形式の場合に有効であろう。

6. ま と め

1978年宮城県沖地震による建築構造物の被害を主に仙台市内を中心にして調査した結果とその後の検討の結果得られた知見・問題点をまとめると次のようである。

(1) 鉄筋コンクリート造では壁の偏在、腰壁・たれ壁により内のり高さが小さくなった柱の偏在のため剛心と建物重心にずれが生じ振れ変形が原因で崩壊したと推定されるものが多く、平面計画の重要性が再認識された。

(2) 相変らず鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊が多くみられた。もろいせん断破壊の防止のための新しい配筋法として X 型配筋を推めた。

(3) 鉄骨造では、多くの破断例の見られた単一山形鋼筋かいの有効断面積について簡単な検討を示した。また破断箇所が端部のボルト穴周辺で、筋かい全体として十分な塑性変形を起さないうちに起ることを指摘し、補強法のアイデアを示した。

(4) プレキャストコンクリート板の設計、特に接合金物の設計応力が予想以上に大きくなることを指摘し設計上の注意を喚起すると共に、設計震度の検討の必要性を述べた。

(5) ブロック塀の多数の転倒に鑑み、設計震度と配筋、基礎工法について考察した。

(6) 鉄骨鉄筋コンクリート構造の共同住宅建物の非構造壁に多くの被害があった調査の結果を報告し、特に開口部周辺の非構造壁に対する現行の配筋法の不当性を指摘し、新しい配筋法である X 型配筋法を紹介した。また、主体構造から強制変形を受ける非構造 2 次壁の設計法について論じた。

参 考 文 献

- 1) 広沢雅也他「1978年6月12日宮城県沖地震による建築物等の被害(その1)、(その2)」建築技術, No. 326, 1978. 10, pp. 91-107, No. 327, 1978. 11, pp. 83-106.
- 2) 日本建築学会「地震荷重と建築構造の耐震性」1976.
- 3) 小坂義夫・森田司郎「鉄筋コンクリート構造」丸善刊, 昭和50年.
- 4) 富井政英「有開口耐震壁のひび割れおよび破壊の状況とせん断耐力」日本建築学会論文報告集, 第68号, 昭和36年6月, pp. 47-52.
- 5) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」1975.
- 6) 建設省住宅局建築指導課「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針付解説」昭和52年.
- 7) 若林 実・南 宏一「鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究」京大防災研究所年報, 第22号 B-1, 昭和54年4月, pp. 295-316.