

1995年兵庫県南部地震による
神戸市灘区及び東灘区における
鉄筋コンクリート造共同住宅の被害
(その2：調査結果の検討)

1996年2月20日

東京大学大学院工学系研究科建築学専攻
小谷・塩原研究室

杉 本 訓 祥
松 森 泰 造
小 谷 俊 介

1995年兵庫県南部地震による
神戸市灘区及び東灘区における
鉄筋コンクリート造共同住宅の被害
(その2：調査結果の検討)

1996年2月20日

東京大学大学院工学系研究科建築学専攻
小谷・塩原研究室

杉 本 訓 祥
松 森 泰 造
小 谷 俊 介

目次

1 はじめに	1
2 調査方法	2
(1) 調査建物	2
(2) 柱の配筋	5
(3) 柱の破壊モード	6
(4) 柱の軸力	6
(5) 柱の調査データ	9
3 部材強度の解析と破壊モードの判定の概要	12
(1) 曲げ解析の仮定	12
(2) せん断強度の計算	13
(3) 計算結果	14
4 結果の考察	16
(1) 柱の破壊モード	16
(2) 帯筋端部の折り曲げ角度と定着の有効性	19
(3) 帯筋端部のフック余長と定着の有効性	23
(4) 帯筋の配筋形式について	26
(5) 軸力の影響	28
(6) 柱せん断破壊時のベースシア係数の分布	30
5 まとめ	34
参考文献	35

1 はじめに

1995 年兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート造建築物に大きな被害が生じている。鉄筋コンクリート造建物のうち、神戸市灘区及び東灘区における共同住宅の被害を調査し、破壊した柱断面のデータを収集し、その詳細を文献(1)に報告した。これらの建物では、せん断破壊した柱が圧倒的に多かった。そこで、詳細な断面データが得られた柱について、強度の計算結果と調査による破壊形式を比較検討し、破壊の要因について検討する。

(社)日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会で1月24日から26日にかけて行った初動調査のうち、共同住宅に関するデータ・ベースを京都大学建築学教室から提供していただいた。本調査は、1995年3月3日(金)～7日(火)、3月12日、3月30日(木)～4月1日(土)の延べ9日間にかけて、近畿支部のデータ・ベースをもとに、兵庫県灘区および東灘区に限定して、大破および崩壊と判定されたすべての共同住宅について、被災状態、大破した部材の配筋状態(主筋および帯筋の配筋詳細)を調べ、大破あるいは崩壊した階の大まかな平面図を作成した。また、データ・ベースに報告されていない大破あるいは崩壊した鉄筋コンクリート造共同住宅建物も見つかっており、これらの建物についても調査し、文献(1)では近畿支部のデータ・ベースを更新した。

2 調査方法

(1) 調査建物

今回調査した建物の総数は、124 棟である。この中には、調査対象である区域（灘区、東灘区）、建物用途（共同住宅）、構造種別（鉄筋コンクリート構造または鉄骨鉄筋コンクリート構造）、被害程度（大破または崩壊）の範囲に入らないものも含まれる。区域別の内訳は、灘区・東灘区内の建物 117 棟に対し対象区域外の建物 7 棟である。構造種別の内訳は、鉄筋コンクリート造（RC 造）113 棟、鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC 造）8 棟、鉄骨造（S 造）3 棟である。灘区・東灘区内の RC 造建物 107 棟のうち大破した建物は 25 棟、崩壊した建物は 55 棟である。これら、調査を行った建物の調査の概要を文献(1)の建物番号 ID を用いて表 2.1 に示す。ただし、文献(1)の建物番号 113 は中破した RC 造建物であるが、ほかの建物と重複していたため、本報告では欠番とした。また、文献(1)で ID101（建物番号 101）の建物を RC 造としているが、SRC 造であることが判明したので訂正した。また、各建物の調査結果については、被害概要、建物略平面図、柱断面の配筋詳細を文献(2)に示す。

表 2.1 調査対象建物の調査概要

建物 ID	建物名称	所在地	調査者	調査日	構造種別	階数	建設時期	最下階用途	被害度
1	六甲ビル	灘区深田町3-4-12	小谷・松森・杉本	03/03	RC	4		駐車場	崩壊
2	コーポ・ニュー六甲	灘区備後町5-3-1	小谷・松森・杉本	03/03	RC	5		店舗	崩壊
3	エスプリ六甲道	灘区備後町5-2-24	小谷・松森・杉本	03/03	RC	6		店舗	中破
4	メゾン桜口	灘区桜口町5-2-23	小谷・松森・杉本	03/03	RC	4		店舗	崩壊
5	ロゴスハウス	灘区桜口町4-2-5	小谷・松森・杉本	03/03	RC	7		事務所	中破
6	うすき病院*	灘区桜口町4-2-3	小谷・松森・杉本	03/03	RC	3		医院	大破
7	桜口ビル	灘区桜口町3-1-4	小谷・松森・杉本	03/03	RC	4		店舗	大破
8	プラザ六甲道	灘区桜口町2-3-1	小谷・松森・杉本	03/03	RC	3	1985頃	店舗・事務所	大破
9	山根マンション	灘区桜口町1-2	小谷・松森・杉本	03/03	RC	4		駐車場	崩壊
10	記田コーポレス	灘区記田町2-3-25	小谷・松森・杉本	03/03	RC	8		店舗	大破
11	パラツィーナセシリア御影	灘区記田町1-4-15	小谷・松森・杉本	03/03	RC	?			軽微
12	野村ステイツ六甲道	灘区大和町3-2	小谷・松森・杉本	03/03	RC	12		共同住宅	大破
13	市営大和東住宅	灘区大和町4-4-18	小谷・松森・杉本	03/03	RC	6			調査不可
14	大和ビル	灘区大和町3-2	小谷・松森・杉本	03/03	RC	5		駐車場	崩壊
15	大和スカイハイツ	灘区大和町3-3	小谷・松森・杉本	03/03	SRC	8		駐車場	大破
16	メゾン石屋川	灘区弓木町3-10	小谷・松森・杉本	03/03	RC	4		店舗	崩壊
17	ジュネス六甲	灘区弓木町2-2-19	小谷・松森・杉本	03/03	RC	7	1987頃	共同住宅	中破
18	マダビル	灘区弓木町2-3	小谷・松森・杉本	03/03	RC	4		倉庫	中破
19	吉田マンション	灘区神前町3-9-11	小谷・松森・杉本	03/03	RC	3	1975頃	駐車場	崩壊
20	共栄マンション	灘区篠原南町4-2	小谷・松森・杉本	03/03	RC	4		事務所 作業所	崩壊
21	菊川㈱社員寮	灘区浜田町4-2-6	小谷・松森・杉本	03/04	RC	4		倉庫・駐車場	大破
22	神戸市営大石東住宅	灘区大石東町3-1	小谷・松森・杉本	03/04	RC	8		通路・集会室	中破
23	山田マンション	灘区大石東町5-1	小谷・松森・杉本	03/04	RC	4		店舗・住宅	崩壊
24	富士装備㈱大石寮	灘区大石東町5-3-9	小谷・松森・杉本	03/04	RC	4		駐車場	崩壊
25	山崎モータープール	灘区大石東町6-8	小谷・松森・杉本	03/04	RC	5		駐車場	崩壊
26	平田ビル	灘区大石東町6-5-12	小谷・松森・杉本	03/04	RC	4		店舗	崩壊
27	シングルライフ灘	灘区大石東町6-5	小谷・松森・杉本	03/04	S	4		駐車場	崩壊
28	日産プリンス兵庫販売㈱	灘区烏帽子3-3-11	小谷・松森・杉本	03/04	RC	2	1955頃	店舗	崩壊
29	㈱橋本商店	灘区産ノ下通1-4-12	小谷・松森・杉本	03/04	RC	3		店舗・事務所	大破
30	中村マンション	灘区下河原通3-4-11	小谷・松森・杉本	03/04	RC	3	1973	店舗	崩壊
31	大石川サニーハイツ	灘区灘南通1-3-12	小谷・松森・杉本	03/04	RC	6	1975頃	駐車場	崩壊
32	コーポ中岡	灘区灘南通3-3	小谷・松森・杉本	03/04	RC	5		店舗・医院	崩壊
33	㈱中山工務店不動産部	灘区灘南通5-2-8	小谷・松森・杉本	03/04	RC	3			調査不可
34	プレジオ灘	灘区灘南通6-1	小谷・松森・杉本	03/04	RC	4		駐車場	大破

建物ID	建物名称	所在地	調査者	調査日	構造種別	階数	建設時期	最下階用途	被害度
35	岩屋マンション	灘区岩屋北町3-4	小谷・松森・小前	03/31	RC	5		倉庫	崩壊
36	日華食品ビル	灘区岩屋北町4-3	小谷・松森・小前	03/31	RC	4		倉庫・事務所	崩壊
37	公団磯辺通りアパート		小谷・松森・杉本	03/05	RC	10	1965頃	店舗	崩壊
38	カシオベアールビル	東灘区住吉宮町4-3-4	小谷・松森・杉本	03/06	RC	4		店舗	崩壊
39	名称不明 (喫茶マリールイス等)	東灘区住吉宮町4-3-7	小谷・松森・杉本	03/06	RC	4		店舗	崩壊
40	グリーンハイツ住吉	東灘区住吉宮町4-1-12	小谷・松森・杉本	03/06	RC	7		駐車場	崩壊
41	メゾンドール灘	東灘区住吉東町2-3	小谷・松森・杉本	03/06	RC	7		店舗	崩壊
42	住吉川住宅	東灘区田中町5-3-23	小谷・松森・杉本	03/06	RC	10		事務所	崩壊
43	ラッキーコーヒーマシン(株) 社員寮	東灘区魚崎北町4-2	小谷・松森・杉本	03/06	RC	5		駐車場	崩壊
44	吉岡邸	東灘区魚崎北町7-6-22	小谷・松森・杉本	03/06	RC	3			調査不可
45	日興東灘スカイマンション 北棟	東灘区田中町5-1-12	小谷・松森・杉本	03/06	RC	7		駐車場	崩壊
46	サンビルダー本山	東灘区田中町4-2-14	小谷・松森・杉本	03/06	RC	?			無被害
47	ラ・コーナン建洋ビル	東灘区甲南町4-11-10	小谷・松森・杉本	03/06	RC	?			調査不可
48	タナカヤバ喫茶	東灘区甲南町3-8-17	小谷・松森・杉本	03/06	RC	4		店舗	崩壊
49	日東ビル	東灘区甲南町3-1	小谷・松森・杉本	03/06	RC	5		事務所	崩壊
50	伸青苑	東灘区魚崎北町6-1	小谷・松森・杉本	03/06	RC	3		住宅	崩壊
51	甲南文化教室	東灘区魚崎北町5-7	小谷・松森・杉本	03/06	RC	?			調査不可
52	名称不明	所在地不明	小谷・松森・杉本	—	RC	?			調査不可
53	青木マンション	東灘区北青木3-20-23	小谷・松森・杉本	03/06	RC	4		店舗	中破
54	本山ロイヤルマンション	東灘区本山南町8-5-6	小谷・松森・杉本	03/06	RC	8	1986	駐車場	崩壊
55	ハイツ本山	東灘区田中町1-14-22	小谷・松森・杉本	03/07	RC	7	1972	駐車場・店舗	崩壊
56	本山アーバンライフ	東灘区田中町1-13	小谷・松森・杉本	03/07	RC	7	1971頃	店舗・駐車場	崩壊
57	パールマンション	東灘区田中町1-15-7	小谷・松森・杉本	03/07	RC	6	1975頃	店舗	崩壊
58	玉谷ビル	東灘区田中町1-15-9	小谷・松森・杉本	03/07	RC	?			中破
59	本山マンション	東灘区田中町1-11-11	小谷・松森・杉本	03/07	RC	7		店舗・駐車場	崩壊
60	ラインビルド本山	東灘区田中町1-11-13	小谷・松森・杉本	03/07	RC	?			大破
61	前川邸	東灘区田中町1-13	小谷・松森・杉本	03/07	RC	3		駐車場	崩壊
62	メゾン本山	東灘区田中町2-15-15	小谷・松森・杉本	03/07	RC	4		地下駐車場	崩壊
63	クレール本山	東灘区田中町1-8-21	小谷・松森・杉本	03/07	RC	5		駐車場・店舗	中破
64	播州信用金庫	東灘区田中町1-13-8	小谷・松森・杉本	03/07	RC	4		事務所	大破
65	本山センチュリーマンション	東灘区田中町2-11-19	小谷・松森・杉本	03/07	RC	7		駐車場・住宅	崩壊
66	本山グリーンシャドウ	東灘区田中町2-15-13	小谷・松森・杉本	03/07	RC	4	1970	住宅	大破
67	旭マンション	東灘区田中町2-9-13	小谷・松森・杉本	03/07	RC	5		店舗	大破
68	名称不明(高橋塾等)	東灘区田中町2-12-14	小谷・松森・杉本	03/07	RC	3			中破
69	本山田中住宅	東灘区田中町1-7-1	小谷・松森・杉本	03/07	RC	4		店舗	崩壊
70	加藤邸	東灘区本山中町3-10	小谷・松森・杉本	03/07	RC	3	1980頃	駐車場	崩壊
71	神鋼青木アパート6号棟	東灘区北青木2-10	小谷・松森・杉本	03/07	SRC	10	1972		崩壊
72	名称不明	東灘区岡本2-4-11	小谷	03/12	RC	3		事務所	大破
73	名称不明(榎トシー神戸等)	東灘区岡本2-4	小谷	03/12	RC	3		事務所	崩壊
74	大同甲南マンション	東灘区西岡本1-6	小谷	03/12	RC	5		駐車場	軽微
75	ワコレ本山フラッツ	東灘区本山中町3-11	小谷	03/12	RC	5		駐車場	中破
76	芝切ビルシティライフ本山	東灘区本山南町7-6	小谷	03/12	RC	7		店舗	中破
77	マクドナルド2号線芦屋店	東灘区本山南町7-8	小谷	03/12	RC	2		店舗	大破
78	マックススポーツクラブ	東灘区本山南町7-8	小谷	03/12	RC	4		工場・駐車場	中破
79	ハイツアベニュー	東灘区本山中町1-14	小谷	03/12	RC	5		駐車場	大破
80	ハヤミマンション	東灘区本庄町2-11-10	小谷	03/12	RC	4		住宅	大破
81	菱井マンション	東灘区森南町1-10	小谷	03/12	RC	4		住宅	大破
82	SELVA SATY	東灘区森南町1-5	小谷	03/12	RC	?		店舗	中破
83	レジデンス西芦屋	東灘区森南町1-2	小谷	03/12	RC	4		駐車場	崩壊
84	三幸ハイツ	東灘区森南町1-4	小谷	03/12	RC	4		店舗	大破
85	芦屋第3コーポラス	芦屋市	小谷	03/12	S	5			大破
86	名称不明	芦屋市	小谷	03/12	RC	5			崩壊
87	インドネシア料理Durian	芦屋市	小谷	03/12	RC	3		店舗	崩壊
88	芦屋川アーバンライフ	芦屋市	小谷	03/12	RC	7			大破
89	山口マンション	芦屋市	小谷	03/12	RC	7		駐車場	崩壊
90	芦屋第2ハイツ	芦屋市	小谷	03/12	RC	5			小破
91	都コーポ	灘区都通5-4-7	小谷・松森・杉本	03/04	RC	?			調査不可

建物ID	建物名称	所在地	調査者	調査日	構造種別	階数	建設時期	最下階用途	被害度
92	佐藤ビル	灘区大和町1-4-17	小谷・松森・小前	03/31	RC	4	1985頃	駐車場	崩壊
93	六甲マンション	灘区高德町4-5	小谷・松森・小前	03/31	RC	3		住宅	中破
94	六甲桜丘ハイツ	灘区桜ヶ丘町3-18	小谷・松森・小前	03/31	RC	7		住宅	崩壊
95	不二ビル	灘区水道筋5-1-18	小谷・松森・小前	03/31	RC	7		店舗	大破
96	シャトー永井	灘区水道筋4-3-10	小谷・松森・小前	03/31	RC	5		店舗	大破
97	マンションふさ	灘区大内通4	小谷・松森・小前	03/31	RC	4		駐車場	大破
98	セントラルマンション	灘区泉通6-3-6	小谷・松森・小前	03/31	RC	5		店舗	崩壊
99	第3セントラルマンション	灘区城内通1-4-15	小谷・松森・小前	03/31	RC	7		駐車場	崩壊
100	新神戸マンション	灘区岩屋北町1-7-11	小谷・松森・小前	03/31	RC	5		住宅・店舗	中破
101	西灘スカイハイツ	灘区都通4-2	小谷・松森・小前	03/31	SRC	11		駐車場	大破
102	マンション松村	灘区新在家南町4-9-16	小谷・松森・小前	03/31	RC	4		店舗	大破
103	岡本サンハイツ	東灘区岡本3-9-35	小谷・松森・小前	03/31	RC	7		住宅・店舗	中破
104	ハイツ中岡	東灘区岡本3-9-28	小谷・松森・小前	03/31	RC	7		駐車場	大破
105	梓寮	東灘区本山中町4-1-15	小谷・松森・小前	03/31	RC	4			崩壊
106	市営本山第一住宅・1号棟	東灘区本山南町2-12-1	小谷・松森・小前	03/31	SRC	?			調査不可
107	市営本山第一住宅・3号棟	東灘区本山南町2-12-3	小谷・松森・小前	03/31	SRC	?			調査不可
108	市営本山第四住宅・2号棟	東灘区本山南町7-3	小谷・松森・小前	03/31	SRC	13		駐車場	中破
109	甲南青木ハイム	東灘区青木6-8	小谷・松森・小前	03/31	RC	7		駐車場	大破
110	深江見附住宅A棟	東灘区深江南町3-5	小谷・松森・小前	03/31	SRC	10		住宅	崩壊
111	奥野マンション	東灘区御影石町2-1	小谷・松森・小前	03/31	S	?			調査不可
112	百万両新泉楼	東灘区御影石町1-6	小谷・松森・小前	03/31	RC	?			調査不可
114	御影第一ビル	東灘区御影中町5-1	小谷・松森・小前	03/31	RC	7		住宅	崩壊
115	大樹ビル [エスハイム]	東灘区御影中町8-1	小谷・松森・小前	03/31	RC	5		駐車場・店舗	崩壊
116	御影郡家マンション	東灘区御影町郡家3-2	小谷・松森・小前	03/31	SRC	5			調査不可
117	ゲンゲマンション	東灘区御影町郡家5	小谷・松森・小前	03/31	RC	7		駐車場・住宅	崩壊
118	大蔵マンション	東灘区御影町郡家153	小谷・松森・小前	03/31	RC	6		駐車場・住宅	大破
119	尾崎マンション	東灘区御影町郡家182	小谷・松森・小前	03/31	RC	5			崩壊
120	小原田コーポラス	東灘区住吉本町2-7-16	小谷・松森・小前	03/31	RC	5		駐車場	崩壊
121	渦ヶ森コーポ14号	東灘区渦森台2-14	小谷・松森・小前	04/01	RC	5		店舗	崩壊
122	マンション高德	灘区高德町1-2	小谷・松森・小前	04/01	RC	5		地下駐車場	崩壊
123	名称不明 (喜井邸等)	灘区高德町1-3-17	小谷・松森・小前	04/01	RC	3			崩壊
124	名称不明 (喫茶TIME等)	灘区永手町2-2	小谷・松森・小前	04/01	RC	3			崩壊
125	レジデンス六甲	灘区永手町2-2-14	小谷・松森・小前	04/01	RC	4			崩壊

(2) 柱の配筋

RC 造建物 113 棟のうち 90 棟について、一棟につき 1～5 本ずつ、合計 150 本の柱について断面寸法、主筋・帯筋の径および本数、帯筋間隔を調査した。これらの中には一部のデータが測定できなかった柱も含まれているが、その内の 47 棟に対し、一棟につき 1～3 本ずつ、合計 60 本の柱について断面寸法、主筋・帯筋の径および本数、帯筋間隔の詳細なデータが得られた。これら 60 本の柱について曲げ、せん断強度の計算を行った。このうち、主筋に異形鉄筋を用いているものは 47 本、丸鋼を用いているものは 13 本である。また、これらはすべて建物第一層の柱である。

断面のかぶり厚さが不明のものは 40mm と仮定した。柱の内法高さは、現地調査ではデータが得られなかったため、個々の建物の写真をもとに推定した。

調査した建物 90 棟の柱 150 本の使用鉄筋種別を表 2.2 に示す。柱寸法、全主筋比（全断面積に対する主筋全断面積の比）、帯筋間隔、帯筋比の平均値、標準偏差、変動係数を表 2.3 に示す。柱寸法を測定できたものは 106 本（68 棟）、主筋比を計算できたものは 80 本（63 棟）、帯筋比を計算できたものは 97 本（68 棟）、帯筋間隔を測定できたものは 122 本（81 棟）である。柱断面積、柱の主筋比、帯筋比、帯筋間隔、の分布を図 2.1～図 2.4 に示す。横軸の値は、柱断面積については 500cm^2 刻みで、主筋比は 0.2% 刻み、帯筋比は 0.02% 刻み、帯筋間隔については 2.5cm 間隔で示す。また、グラフには平均値 (m) を実線で、平均値 $\pm$ 標準偏差 ($m \pm \sigma$) を破線で示す。

柱断面積が測定できたものは 106 本（68 棟）である。この中には円形中実断面の柱が 1 本（建物 ID31 の柱 C3）含まれている。この柱は、断面積が等しくなる正方形に置換して辺の長さを求め、柱寸法の統計（表 2.3）に加えた。また、これ以外の柱の断面形状については、一辺が他辺の 2 倍以上となる長方形断面の柱は 3 本（同じ建物の柱）あり、残りは正方形（68 本）あるいは正方形に近い長方形断面（34 本）である。

断面積の分布をみると、平均 4000cm^2 程度であり、平均値 $\pm$ 標準偏差の範囲も $2000 \sim 5500\text{cm}^2$ 程度である。「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（文献(3)）では柱の最小鉄筋比を 0.8% と定めているが、断面積が大きい場合は最小鉄筋比を減少出来るとし、その値について、

断面積が 2000cm^2 以下の場合 0.8%、 8000cm^2 以上の場合 0.5%、 $2000 \sim 8000\text{cm}^2$ の場合は直線補間する。

という簡便法を提案している。このコンクリート断面積の範囲を基準にすれば、柱 106 本の分布（図 2.1）は標準的であるといえる。また、断面積 8000cm^2 を超える大きな柱は 3 本（2 棟）、断面積 2000cm^2 に満たない小さな柱も 3 本（3 棟）と少ない。

主筋・帯筋ともに丸鋼を用いているものは 34 本（26 棟）で全体の 3 割程度を占めるが、帯筋だけで見ると、115 本（70 棟）と 8 割近くが丸鋼を用いており、異形鉄筋を帯筋に用いたものは全体の 2 割に満たない。

主筋の量は、主筋比の平均値 1.7% で、どの柱についても十分な量があり、0.8% に満たない柱は 80 本中わずかに 4 本（3 棟）だけである。一方、帯筋量は帯筋比の平均値 0.23% と少ない。0.2% 未満のものが多く、97 本の柱のうち 56 本（40 棟）と半数以上である。帯筋比の最大値でも 0.6% 程度であり、一般的にせん断補強筋量は少ない。帯筋間隔については平均値 16cm 程度と広く、10cm を越えるものが 74 本（47 棟）と 6 割を占める。

(3) 柱の破壊モード

柱の断面の詳細なデータが得られた柱については、現地の調査において、目視による破壊形式の判定を行った。破壊形式は、せん断破壊、曲げ破壊の二種に大きく分け、次のように定義した。

せん断破壊：柱スパンの中央部あるいは端部に発生したせん断ひび割れが大きく開いているもの。

曲げ破壊：柱頭柱脚にコンクリートの圧壊がみられるもの。

解析の対象とした柱は、現地での調査結果では、せん断破壊した柱は 53 本（42 棟）、曲げ破壊した柱は 5 本（3 棟）、残る 2 本の内 1 本は付着割裂を伴うせん断破壊（1 棟）、1 本は撤去中に配筋状態を調べたため近くからの目視による破壊形式の判別はできなかった（1 棟）。以下の検討では、破壊形式の判別ができなかった 1 本は、写真からせん断破壊と判定し、せん断破壊 55 本、曲げ破壊 5 本に大きく分けた。

(4) 柱の軸力

柱に作用する軸方向力については、対象とする柱が支配する床面積に対して、 1m^2 あたり 1.1tonf の荷重が働くとして計算した。仮定した荷重に対する柱の軸方向応力度をコンクリート強度で割った軸力比の分布を図 2.5 に示す。図中 S、F はそれぞれせん断破壊、および曲げ破壊した柱であることを示し、(R) は主筋に丸鋼を用いていることを示す。

軸力比の平均値は 0.09 程度と低く、また、図を見ても、0.20 以上の柱は 2 本あるだけで、ほとんどが 0.10 未満という低い値である。軸力比の標準偏差は 0.05、変動係数は 0.57 である。コンクリートの長期許容応力度がコンクリート圧縮強度の $1/3$ であることを考えると、柱断面の大きさはせん断設計から決められており、軸力比には余裕があることがわかる。

表 2.2 使用鉄筋種別の柱本数および建物棟数

主筋種別	帯筋種別	柱本数	建物棟数
丸鋼	丸鋼	34	26
異形	丸鋼	81	44
異形	異形	29	17
不明		6	3
合計		150	90

表 2.3 各柱の主筋比，帯筋間隔，帯筋比

	本数	平均値	標準偏差	変動係数
柱幅	106	62.3 cm	13.7 cm	0.22
柱せい	106	61.6 cm	13.7 cm	0.22
柱断面積	106	3961 cm ²	1616 cm ²	0.41
主筋比	80	1.66 %	0.74 %	0.45
帯筋間隔	122	16.2 cm	7.9 cm	0.49
帯筋比	97	0.23 %	0.12 %	0.54

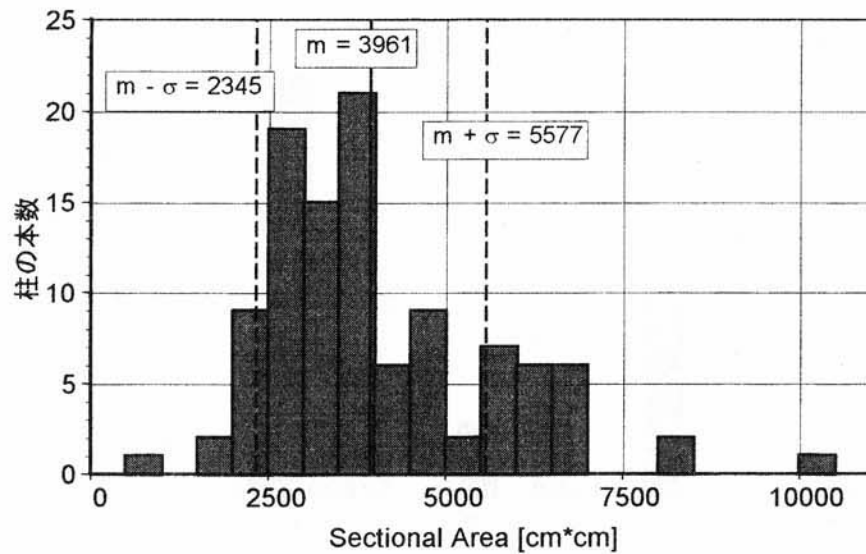


図 2.1 柱の断面積の分布（ m ：平均値， σ ：標準偏差）

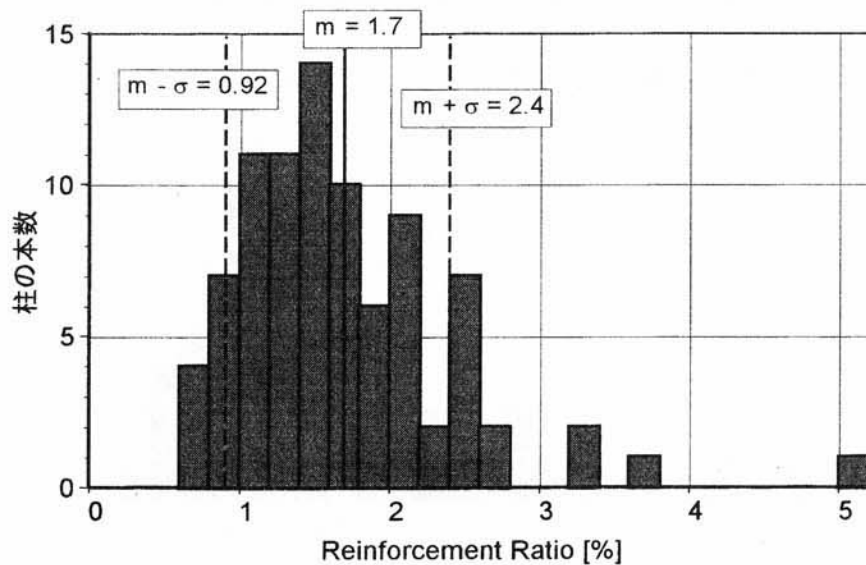


図 2.2 全鉄筋比の分布（ m ：平均値， σ ：標準偏差）

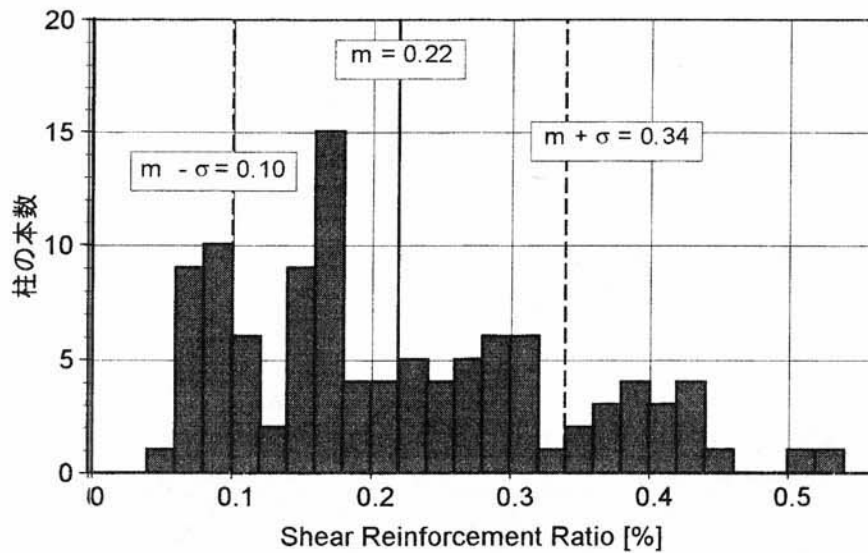


図 2.3 帯筋比の分布 (m : 平均値, σ : 標準偏差)

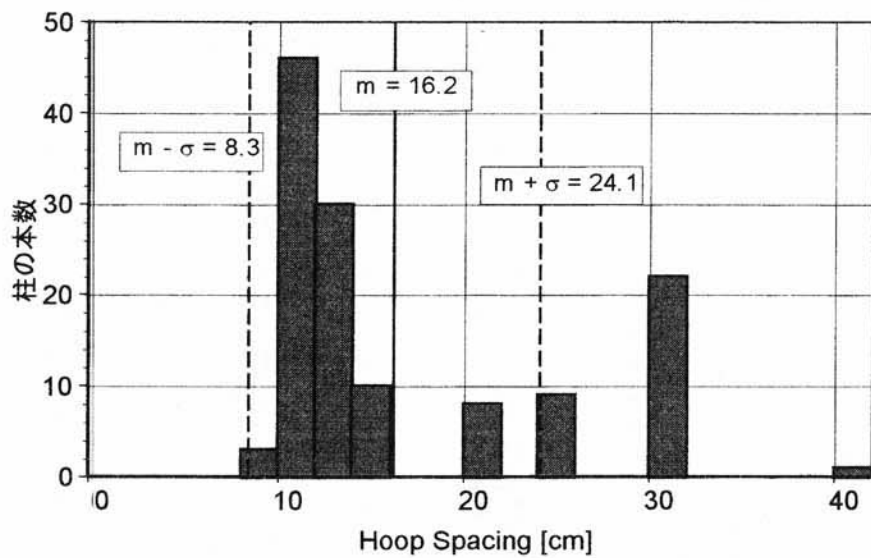


図 2.4 帯筋間隔の分布 (m : 平均値, σ : 標準偏差)

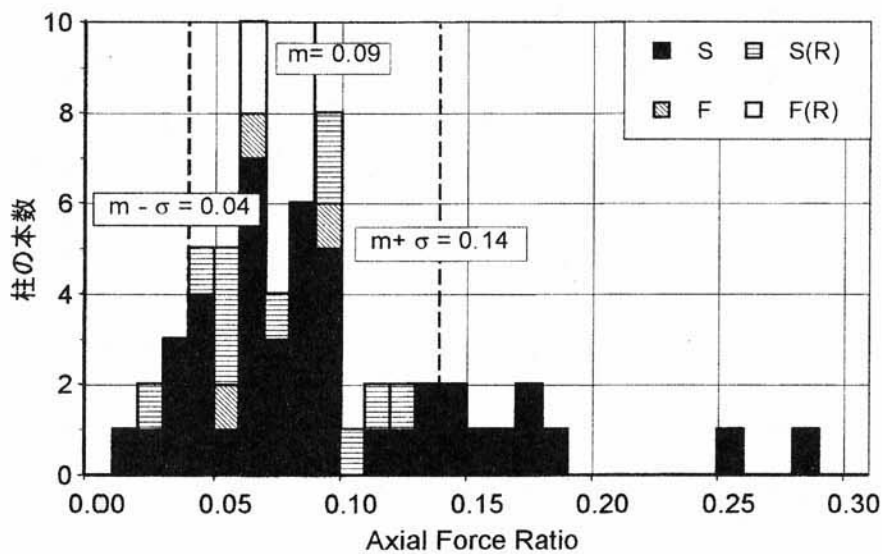


図 2.5 柱の軸力比 ($=N/bD\sigma_B$) の分布 (m : 平均値, σ : 標準偏差)
S, F はそれぞれせん断破壊, 曲げ破壊を示す. (R) は主筋に丸鋼を用いていることを示す.

(5) 柱の調査データ

断面の配筋状態を調べた 150 本の柱の破壊形式、寸法、主筋径、主筋比、帯筋径、帯筋間隔、帯筋比、帯筋フック折り曲げ角度、折り曲げ後の余長、せん断スパン比、軸力を表 2.4 に示す。破壊形式は、S がせん断破壊、F が曲げ破壊を示す。余長は、折り曲げ後の余長を帯筋径で割った値で示す。柱番号は、文献(2)の平面図中の柱位置と対応する。建物 ID31 の柱 C3 は直径 80cm の円形断面である。

表 2.4 各柱の断面データ

ID	構造 種別	破壊 形式	柱 番号	柱の 破壊	b [cm]	D [cm]	主筋径	全鉄筋 比[%]	帯筋径	間隔 [cm]	比 p _w [%]	フック 折曲角	余長 [d]	h/2D	軸力 [tonf]
1	RC	崩壊	C1	S	45	45	D19	1.7	9φ	8	0.35	90/90	8	2.89	17
2	RC	崩壊	C1	S	60	65	D22	1.6	9φ	12	0.18	135/90	7	2.15	37
3	RC	中破	---	---	---	---	---	---	D10	---	---	---	---	---	---
4	RC	崩壊	C1	---	75	---	D22	---	13φ	---	---	135/90	---	---	---
4	RC	崩壊	C2	S	52	52	D22	1.1	13φ	10	0.51	135/90	6	2.88	46
6	RC	大破	---	---	---	---	22φ	---	9φ	---	---	135/90	5	---	---
7	RC	大破	C1	S	40	40	19φ	1.6	13φ	20	0.33	90/90	7	3.75	25
8	RC	大破	C1	S	50	50	D22	1.9	D10	10	0.29	135/90	12	2.40	134
9	RC	崩壊	C1	S	60	---	D22	---	9φ	12	0.18	---	---	---	---
10	RC	大破	C1	F	---	50	D25	---	D13	10	---	135/90	11	---	---
14	RC	崩壊	C1	---	---	51	D22	---	9φ	40	---	---	---	---	---
16	RC	崩壊	C1	S	63	63	22φ	1.3	9φ	30	0.07	90/90	4	2.22	92
18	RC	中破	C1	S	---	58	D22	---	D13	15	---	90/90	---	---	---
19	RC	崩壊	C1	S	57	53	D22	2.6	9φ	10	0.22	90/90	7	2.26	62
20	RC	崩壊	C1	S	55	60	D22	1.2	9φ	15	0.15	90/90	3	2.25	65
21	RC	大破	C1	S	48	71	D22	2.0	9φ	30	0.09	90/90	8	2.54	103
21	RC	大破	C2	S	48	66	D22	2.2	9φ	30	0.09	---	8	2.73	103
22	RC	中破	C1	---	80	75	D22	---	D13	10	0.32	135/135	---	---	---
23	RC	崩壊	C1	S	45	57	19φ	2.4	9φ	20	0.14	90/90	4	2.11	31
23	RC	崩壊	C2	S	---	57	19φ	---	9φ	20	---	90/90	4	---	---
24	RC	崩壊	C1	S	55	55	19φ	1.1	9φ	25	0.09	90/90	4	2.00	58
24	RC	崩壊	C2	S	55	55	19φ	0.9	9φ	25	0.09	90/90	4	2.00	34
26	RC	崩壊	C1	---	---	67	22φ	---	9φ	10	---	90/90	6	---	---
28	RC	崩壊	C1	S	55	65	22φ	0.9	9φ	25	0.09	90/90	6	---	---
29	RC	大破	C1	S	55	55	22φ	2.0	9φ	20	0.12	90/90	---	2.45	59
30	RC	崩壊	C1	S	50	40	D22	---	9φ	---	---	---	---	---	---
31	RC	崩壊	C1	S	70	70	D25	1.5	D13	10	0.36	135/90	---	---	---
31	RC	崩壊	C2	S	88	70	D25	---	D13	10	0.29	135/90	5	1.79	145
31	RC	崩壊	C3	S	80R	---	D25	2.4	D13	10	---	90/90	---	---	---
32	RC	崩壊	C1	S	64	68	D29	3.2	9φ	10	0.20	90/90	6	1.62	77
32	RC	崩壊	C2	S	75	80	D29	5.1	9φ	12	0.14	---	---	---	---
32	RC	崩壊	C3	S	55	---	D29	---	---	---	---	---	---	---	---
34	RC	大破	C1	S	80	80	D22	1.1	13φ	12	0.42	135/90	5	---	---
34	RC	大破	C2	S	80	80	D22	0.8	13φ	12	0.42	---	---	---	---
35	RC	崩壊	C1	S	65	65	22φ	2.2	9φ	30	0.07	90/90	4	2.00	99
35	RC	崩壊	C2	S	65	---	22φ	---	---	---	---	---	---	---	---
36	RC	崩壊	C1	S	60	60	D22	2.6	9φ	13	0.16	90/90	3	2.83	46
36	RC	崩壊	C3	S	60	60	D22	---	9φ	13	0.16	90/90	3	2.83	62
36	RC	崩壊	C2	S	60	---	D22	2.2	9φ	---	---	---	---	---	---
37	RC	---	---	---	---	---	D29	---	13φ	---	---	135/90	9	---	---
38	RC	崩壊	C1	S	60	55	22φ	1.4	9φ	---	---	90/90	6	---	---
38	RC	崩壊	C2	S	60	55	22φ	1.6	9φ	---	---	---	---	---	---
39	RC	崩壊	C1	S	---	---	22φ	---	9φ	30	---	90/90	3	---	---
39	RC	崩壊	C2	S	---	---	22φ	---	9φ	30	---	90/90	3	---	---
39	RC	崩壊	C3	S	---	---	22φ	---	9φ	30	---	90/90	3	---	---
40	RC	崩壊	C1	S	61	82	D25	1.2	D13	10	0.42	135/90	6	2.01	96
40	RC	崩壊	C2	S	57	---	D25	---	D13	10	0.45	135/90	6	---	---
41	RC	崩壊	C1	S	65	60	D25	1.8	13φ	15	0.27	90/90	5	1.92	142

ID	構造 種別	破壊 形式	柱 番号	柱の 破壊	b [cm]	D [cm]	主筋径	全鉄筋 比[%]	帯筋径	間隔 [cm]	比 ρ_w [%]	フック 折曲角	余長 [d]	h/2D	軸力 [tonf]
41	RC	崩壊	C2	S	65	60	D25	2.1	13φ	15	0.27	90/90	5	1.92	142
41	RC	崩壊	C3	S	65	60	D25	---	13φ	15	0.27	90/90	5		
41	RC	崩壊	C4	S	65	60	D25	---	13φ	15	0.27	90/90	5		
41	RC	崩壊	C5	S	65	60	D25	---	13φ	13	0.31	90/90	5		
43	RC	崩壊	C1	S	50	58	D22	1.6	9φ	15	0.17	90/90	6	1.90	37
44	RC	---	---	---	---	---	19φ	---	9φ	---		---	---		
45	RC	崩壊	C1	S	82	82	D25	---	D13	10	0.31	135/90	5		
45	RC	崩壊	C2	S	82	82	D25	1.2	D13	10	0.31	135/90	7		
45	RC	崩壊	C3	S	82	82	D25	1.2	D13	10	0.31	135/90	8		
45	RC	崩壊	C4	S	82	82	D25	1.2	D13	10	0.31	135/90	---		
48	RC	崩壊	C1	S	60	45	D22	1.7	9φ	30	0.07	90/90	---	2.44	44
49	RC	崩壊	C1	S	60	60	22φ	1.1	9φ	30	0.07	90/90	---	2.17	34
50	RC	崩壊	C1	F	26	26	16φ	2.0	---	---		---	---		
53	RC	中破	C1	S	40	45	22φ	3.4	9φ	25	0.13	135/90	4	3.56	46
54	RC	崩壊	C1	S	82	82	D25	2.4	D13	8	0.39	Spiral	---	1.40	212
54	RC	崩壊	C2	S	82	82	D25	---	D13	8	0.39	Spiral	---		
55	RC	崩壊	C2	S	80	72	D29	---	9φ	30	0.05	90/90	4	1.60	58
55	RC	崩壊	C1	S	84	---	D29	1.6	9φ	---		---	---		
55	RC	崩壊	C3	S	---	80	D29	---	9φ	25		---	---		
55	RC	崩壊	C4	S	---	80	D29	---	9φ	30		---	---		
55	RC	崩壊	C5	S	---	---	D29	---	9φ	---		---	---		
56	RC	崩壊	C1	S	70	70	D19	0.9	9φ	25	0.07	110/90	8	1.57	189
56	RC	崩壊	C2	S	70	65	D19	1.0	9φ	30	0.06	110/90	7		
57	RC	崩壊	C1	S	70	70	D22	0.9	9φ	12.5	0.15	110/90	4	2.29	48
59	RC	崩壊	C1	S	60	70	D22	1.5	9φ	25	0.08	135/90	7	1.50	74
61	RC	崩壊	C1	F	45	45	22φ	2.3	9φ	20	0.14	90/90	4	3.22	26
61	RC	崩壊	C2	F	45	45	22φ	2.6	9φ	20	0.14	90/90	4	3.22	26
62	RC	崩壊	C1	S	55	---	D22	---	D13	13	0.36	90/90	3		
62	RC	崩壊	C2	S	---	---	D22	---	D13	13		90/90	3		
62	RC	崩壊	C3	S	55	---	D22	---	D13	12	0.38	90/90	3		
63	RC	中破	C1	S	68	68	D25	1.1	13φ	10	0.39	135/135	4	1.76	54
65	RC	崩壊	C1	S	75	75	D25	---	9φ	10	0.17	---	---		
65	RC	崩壊	C2	S	75	75	D25	---	9φ	10	0.17	---	---		
65	RC	崩壊	C3	S	75	75	D25	---	9φ	10	0.17	135/90	6		
66	RC	大破	C1	S	45	45	22φ	1.5	9φ	30	0.09	---	4	2.78	10
66	RC	大破	C2	S	50	---	22φ	---	9φ	30	0.09	---	---		
67	RC	大破	C1	S	---	60	D25	---	9φ	13		90/90	7		
67	RC	大破	C2	S	---	60	D25	---	9φ	12.5		---	---		
68	RC	中破	---	---	---	---	D22	---	9φ	---		---	---		
69	RC	崩壊	---	S	---	---	22φ	---	9φ	---		---	---		
70	RC	崩壊	C1	S	50	50	D22	2.8	13φ	12.5	0.42	90/90	5	2.50	33
70	RC	崩壊	C2	S	50	50	D22	3.7	13φ	12.5	0.42	---	5	2.50	67
70	RC	崩壊	C3	S	50	50	D22	---	13φ	10	0.53	---	---		
72	RC	大破	C1	S	60	60	D19	1.1	9φ	15	0.14	90/90	5	1.92	26
72	RC	大破	C2	S	---	60	D19	---	9φ	13		---	---		
73	RC	崩壊	C1	S	53	53	D22	1.7	9φ	12	0.20	90/90	4	2.17	21
75	RC	中破	C1	S	60	---	D25	---	D13	10	0.42	135/90	---		
77	RC	大破	C1	F	50	50	D16	1.0	9φ	20	0.13	90/90	5	3.00	29
77	RC	大破	C2	F	50	50	D19	1.4	9φ	10	0.25	90/90	8	3.00	33
78	RC	中破	C1	F	50	50	D19	1.6	9φ	10	0.26	90/90	---		
79	RC	大破	C1	S	55	55	D19	1.7	D10	10	0.26	135/90	5		
79	RC	大破	C2	S	---	---	D19	---	D10	10		---	---		
81	RC	大破	C1	S	---	65	D22	---	9φ	15		90/90	5		
83	RC	崩壊	C1	F	50	50	D19	1.4	D10	10	0.28	90/90	12		
84	RC	大破	C1	S	---	60	D22	---	D10	10		90/90	8		
86	RC	崩壊	---	---	---	---	22φ	---	9φ	30		135/90	---		
87	RC	崩壊	C1	---	50	50	22φ	2.4	9φ	25	0.10	90/90	6		
88	RC	---	---	---	---	---	D---	---	9φ	10		---	---		
89	RC	崩壊	C1	---	60	60	19φ	1.6	9φ	---		---	---		
92	RC	崩壊	C2	F	67.5	67.5	D19	0.9	D13	10	0.38	135/135	6	1.85	92
92	RC	崩壊	C1	S	67.5	67.5	D19	0.8	D13	10	0.38	135/135	6		
93	RC	中破	C1		50	---	19φ	---	9φ	30	0.09	---	---		

ID	構造 種別	破壊 形式	柱 番号	柱の 破壊	b [cm]	D [cm]	主筋径	全鉄筋 比[%]	帯筋径	間隔 [cm]	比 p_w [%]	フック 折曲角	余長 [d]	h/2D	軸力 [tonf]
94	RC	崩壊	C1	S	90	40	D22	1.5	9φ	---	---	---	---	---	---
94	RC	崩壊	C2	S	35	90	D22	1.1	9φ	13	0.28	90/90	6	1.28	29
94	RC	崩壊	C3	S	90	35	D22	0.8	---	---	---	---	---	---	---
94	RC	崩壊	C4	S	90	90	D22	1.2	9φ	13	0.11	---	---	1.28	29
94	RC	崩壊	C5	S	90	90	D22	0.8	9φ	13	0.11	---	---	---	---
95	RC	大破	C1	S	60	60	D22	1.3	D13	10	0.42	---	---	1.83	212
96	RC	大破	C1	S	65	65	D19	1.1	D10	12	0.18	90/90	4	2.08	67
97	RC	大破	C1	S	60	60	D25	1.1	9φ	12	0.18	90/90	6	2.75	74
97	RC	大破	C2	S	60	60	D25	1.4	9φ	12	0.18	90/90	6	2.75	99
97	RC	大破	C3	S	60	60	D25	1.4	9φ	12	0.18	90/90	6	2.75	50
98	RC	崩壊	C1	S	60	60	25φ	2.2	9φ	30	0.07	90/90	5	2.33	41
99	RC	崩壊	C1	S	75	75	D25	1.3	D13	30	0.11	90/90	5	1.53	98
99	RC	崩壊	C2	S	75	75	D25	2.2	D16	30	0.18	90/90	4	1.53	164
100	RC	中破	C2	S	45	55	D22	---	9φ	10	0.28	90/90	7	3.00	87
100	RC	中破	C1	S	45	55	D22	1.9	9φ	10	0.28	90/90	7	---	---
102	RC	大破	C1	S	55	55	D22	1.8	9φ	10	0.23	90/90	6	2.36	54
102	RC	大破	C2	S	55	55	D22	---	9φ	10	0.23	90/90	6	---	---
102	RC	大破	C3	S	55	55	D22	---	9φ	10	0.23	90/90	6	---	---
103	RC	中破	C1	S	100	100	D25	---	13φ	12	0.22	90/90	3	---	---
104	RC	大破	C1	S	70	70	D25	---	9φ	11	0.17	90/90	5	---	---
105	RC	崩壊	C1	---	---	50	D19	---	9φ	30	---	90/90	5	---	---
105	RC	崩壊	C2	---	65	45	D19	1.6	9φ	30	0.07	90/90	5	---	---
114	RC	崩壊	C1	S	70	---	25φ	---	9φ	10	0.18	90/90	4	---	---
114	RC	崩壊	C2	S	80	80	25φ	---	9φ	10	0.16	90/90	4	---	---
115	RC	崩壊	C1	S	72	40	D22	2.0	9φ	12	0.15	90/90	6	2.50	48
115	RC	崩壊	C2	S	72	40	D22	2.0	9φ	12	0.15	90/90	6	---	---
117	RC	崩壊	C1	S	75	75	D25	0.6	9φ	15	0.11	90/90	8	---	---
118	RC	大破	C1	S	68	65	D25	1.6	9φ	30	0.06	90/90	5	1.77	64
118	RC	大破	C2	S	68	65	D25	1.6	9φ	20	0.09	90/90	5	---	---
119	RC	崩壊	C1	S	50	50	D22	1.5	9φ	10	0.25	90/90	4	3.00	33
119	RC	崩壊	C2	S	50	50	D22	2.2	9φ	12	0.21	90/90	4	3.00	50
120	RC	崩壊	C1	S	---	50	22φ	---	9φ	25	---	135/90	---	---	---
121	RC	崩壊	C1	S	60	60	D25	2.3	9φ	10	0.21	135/90	8	2.08	21
121	RC	崩壊	C2	S	60	60	D25	2.5	9φ	10	0.21	135/90	4	2.08	48
122	RC	崩壊	C1	---	60	---	D22	---	9φ	10	0.21	---	---	---	---
122	RC	崩壊	C2	---	---	---	D22	---	9φ	10	---	---	---	---	---
122	RC	崩壊	C3	---	60	80	D22	1.5	9φ	12	0.18	135/90	6	---	---
123	RC	崩壊	C1	---	45	45	D22	1.5	9φ	10	0.28	90/90	8	---	---
124	RC	崩壊	C1	---	47	47	22φ	---	9φ	---	---	---	---	---	---
125	RC	---	C1	---	---	---	D22	---	13φ	---	---	---	---	---	---

b, Dはそれぞれ柱の幅, せい. ただし, 南北方向の辺の長さをせいとし, 東西方向を幅とした. p_w は補強筋比, 余長の単位[d]は帯筋の径(異形鉄筋の場合は呼び径)を示す. h/2Dはせん断スパン比, hは柱の内法高さで, 写真から推定した. また, 柱の軸力は, 床重量 1.1tonf/m^2 と仮定して支配床面積から算定した.

3 部材強度の解析と破壊モードの判定の概要

部材強度の計算

調査によって断面データが得られた柱について、曲げ終局時せん断力およびせん断強度の計算を行なった。ここで、曲げ終局時せん断力とは、柱の柱頭・柱脚が曲げ終局モーメントに達したときの部材のせん断力のことであり、以下では曲げ強度と呼ぶ。

(1) 曲げ解析の仮定

鉄筋強度は、異形鉄筋を用いた主筋についてはSD35を想定し許容応力度の1.1倍として降伏強度を 3850kgf/cm^2 、丸鋼を用いた主筋についてはSR30を想定し許容応力度の1.1倍の 3300kgf/cm^2 とした。また帯筋についてはSR24クラスを想定し降伏強度は 2400kgf/cm^2 とした。主筋の応力度-歪度関係は完全弾塑性として解析を行なった。

コンクリート圧縮強度は 210kgf/cm^2 、 240kgf/cm^2 の2通りを仮定した。参考のために、1995年度日本建築学会大会で報告された兵庫県南部地震による被害調査報告（文献(4)～(6)）によると、1970年以前に竣工した建物では設計基準強度を 180kgf/cm^2 としており、1970年以降（もっとも新しいもので1995年）に竣工した建物では1棟で 180kgf/cm^2 としているが、 210kgf/cm^2 あるいは 240kgf/cm^2 としている。また、これらの建物の実際のコンクリート強度は、シュミットハンマーによる測定値で $210\sim 350\text{kgf/cm}^2$ 程度である。これらの建物はRC造17棟、SRC造1棟の計18棟である。RC造のうち16棟は公共建物であり、1棟は7階建の共同住宅である。

柱の曲げ終局モーメントを求めるため、コンクリートの応力度-歪度関係には、帯筋による拘束効果を考慮しない、放物線モデルを仮定した（文献(7)）。コンクリートの応力度-歪度関係については、以下の式に従うとする。

上昇部分（放物線部分）

$$\sigma = \sigma_B \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_c} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)^2 \right] \quad (0 < \varepsilon \leq \varepsilon_c) \quad \cdots 1\text{-(a)}$$

下降部分（直線）

$$\sigma = \sigma_B [1 - Z_m \cdot (\varepsilon - \varepsilon_c)] \quad (\varepsilon_c < \varepsilon) \quad \cdots 1\text{-(b)}$$

ここで、係数 Z_m は以下の式に従うとした。

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.028 \cdot \sigma_B}{14.2 \cdot \sigma_B - 1000}} \quad \cdots 1\text{-(c)}$$

σ_B はコンクリート圧縮強度 $[\text{kgf/cm}^2]$ 、 ε_c は圧縮強度時のコンクリート歪度。

鉄筋およびコンクリートの応力度-歪度関係を図3.1に示す。

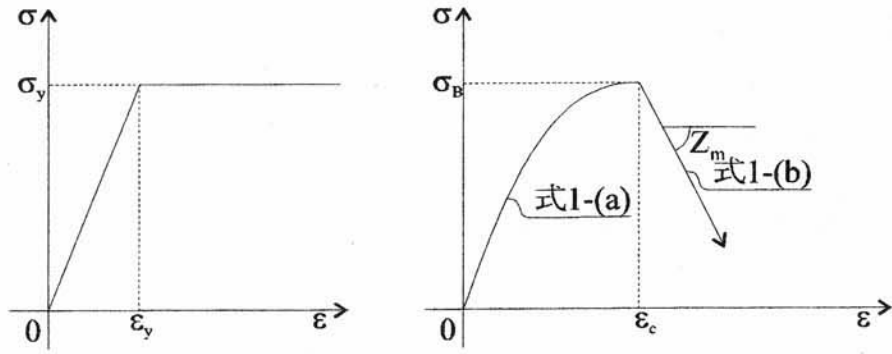


図 3.1 鉄筋およびコンクリートの応力度-歪度関係

曲げ強度 (V_{mu}) は、柱の曲げ終局モーメントを求め、柱の内法スパンの両端部が終局モーメントに達したときのせん断力として計算した。

(2) せん断強度の計算

柱のせん断強度は、南・倉本の式 2 (文献(8)) に従って軸力の効果を考慮したせん断強度 V_{su-1} 、および式 3 (指針 A 法、文献(9)「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」以下指針と略記) によるせん断強度 V_{su-2} を求めた。指針 A 法では主筋は降伏しないとしてせん断強度を計算した。

$$V_{su-1} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + \tan \theta (2\gamma / \tan \theta - b) \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B / 2 \quad \dots 2$$

$$\text{ただし, } V_{su} \leq b \cdot j_t \cdot \sigma_B \cdot \gamma / \tan \theta$$

$$n \leq 0.5 - 2\phi \text{ のとき } \gamma = \left\{ \sqrt{4(n+2\phi)(1-n-2\phi) + (2M/VD)^2} - 2M/VD \right\} / 2$$

$$n > 0.5 - 2\phi \text{ のとき } \gamma = \tan \theta / 2$$

$$\text{ここに, } n = N / (bD\sigma_B), \phi = p_t \sigma_y / \sigma_B$$

$$V_{su-2} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad \dots 3$$

$$\text{ただし, } \tan \theta = \left\{ \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \right\}$$

$$\beta = \left\{ (1 + \cot^2 \phi) p_w \cdot \sigma_{wy} \right\} / (v \cdot \sigma_B)$$

$$v = 0.7 - \sigma_B / 2000$$

b , j_t , D , L はそれぞれ柱幅、主筋中心間距離、柱全せい、 p_w は帯筋比、 σ_B , σ_{wy} はそれぞれコンクリート圧縮強度、帯筋降伏強度である。主筋中心間距離 j_t は、多段配筋の柱については最外縁の主筋の中心間距離をとった。また v はコンクリート圧縮強度、 ϕ はトラス機構のコンクリート圧縮束の角度で式 4 のうちの最小値をとる。

$$\cot \phi = 2.0$$

$$\cot \phi = j_t / (D \cdot \tan \theta) \quad \dots 4$$

$$\cot \phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1.0$$

調査結果から、多くの柱で、帯筋端部が開いた状態で破壊していたことから、帯筋がその強度で有効に機能しなかった可能性を考慮し、帯筋強度 σ_{wy} の有効強度を 80%, 60%, 40%, 20%, 0% の五通りに低減させた場合のせん断強度も計算した (表 3.1)。

せん断強度の評価式は、部材がトラス機構とアーチ機構によってせん断力を負担するという考え方から成り立っている。そして、トラス機構は、コンクリートと主筋の間に付着力が働いていることを前提として形成されるため、主筋に丸鋼を用いた柱では化学的膠着作用が失われた後にはトラス機構を期待しにくい。本報告では、主筋に丸鋼を用いた柱も調査対象として含まれているが、せん断強度の算定に関しては信頼性が低いと考えられる。しかし、主筋に丸鋼を用いた柱では帯筋量が少なく、せん断強度へのトラス機構の寄与が少ないことがわかった。

(3) 計算結果

建物 47 棟、柱 60 本について、せん断強度と曲げ強度の解析結果を表 3.1 に示す。また、 $0.8\sigma_{wy}$ 、 $0.6\sigma_{wy}$ 、 $0.4\sigma_{wy}$ 、 $0.2\sigma_{wy}$ 、 $0\sigma_{wy}$ に帯筋強度を低減させてせん断強度を計算した結果も示す。

表 3.1 解析結果：各柱の曲げ強度とせん断強度 [単位：tonf]

ID	建物名称	柱	軸力 [tonf]	$\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$								$\sigma_B=240\text{kgf/cm}^2$							
					σ_{wy}	σ_{wy}	$0.8\sigma_w$	$0.6\sigma_w$	$0.4\sigma_w$	$0.2\sigma_w$	$0\sigma_w$		σ_{wy}	σ_{wy}	$0.8\sigma_w$	$0.6\sigma_w$	$0.4\sigma_w$	$0.2\sigma_w$	$0\sigma_w$
				V_{mu}	V_{su-1}	V_{su-2}					V_{mu}	V_{su-1}	V_{su-2}						
1	六甲ビル	C1	17	20	21	34	29	25	20	16	11	21	21	35	31	26	21	17	12
2	コーポ・ニュー六甲	C1	37	54	40	52	47	42	35	33	28	55	41	55	51	46	41	36	31
4	メゾン桜口	C2	46	24	33	61	52	42	33	24	15	24	33	63	53	44	35	26	16
7	桜口ビル	C1	25	10	11	17	15	13	11	9	7	10	11	19	16	14	12	10	7
8	プラザ六甲道	C1	134	37	31	35	31	27	24	20	16	39	33	37	33	29	26	22	18
16	メゾン石屋川	C1	92	52	41	37	35	33	31	29	28	52	43	40	38	36	35	33	31
19	吉田マンション	C1	62	60	39	44	39	34	30	25	21	62	41	46	41	37	32	28	23
20	共栄マンション	C1	66	37	28	40	37	33	30	26	23	38	28	43	39	36	32	29	25
21	菊川(株)社員寮	C1	103	54	35	32	30	27	25	23	21	56	37	34	32	30	28	25	23
21	菊川(株)社員寮	C2	103	50	32	28	26	24	22	20	18	51	34	30	28	26	24	22	20
23	山田マンション	C1	31	42	28	30	28	26	23	21	19	43	29	32	30	28	26	23	21
24	富士装備(株)大石寮	C1	58	35	28	32	30	29	27	25	23	35	29	35	33	31	29	28	26
24	富士装備(株)大石寮	C2	34	27	21	32	30	29	27	25	23	27	22	35	33	31	29	28	26
29	榎橋本商店	C1	59	48	31	34	31	28	25	22	19	49	33	36	33	30	27	24	21
31	大石川サニーハイツ	C2	145	106	79	108	97	86	75	64	53	108	82	114	103	92	81	70	59
32	コーポ中岡	C1	77	139	68	70	64	58	53	47	41	142	73	75	69	63	57	52	46
35	岩屋マンション	C1	99	77	44	33	33	33	33	33	33	78	47	36	36	36	36	36	36
36	日華食品ビル	C1	46	59	39	41	37	33	28	24	20	60	42	43	39	35	31	26	22
36	日華食品ビル	C3	62	51	37	41	37	33	28	24	20	52	39	43	39	35	31	26	22
40	グリーンハイツ住吉	C1	96	68	64	108	94	80	66	52	38	69	65	113	99	85	71	57	43
41	メゾンドール灘	C1	142	79	57	67	60	53	46	38	31	81	60	71	64	56	49	42	35
41	メゾンドール灘	C2	142	87	59	67	60	53	46	38	31	90	63	71	64	56	49	42	35
43	ラッキーコーヒーマシン	C1	37	48	34	40	37	33	30	27	24	48	35	43	39	36	33	30	26
48	タナカヤパン喫茶	C1	44	36	25	23	22	21	20	18	17	37	27	25	24	23	22	20	19
49	日東ビル	C1	34	31	24	34	32	31	29	27	26	32	24	37	35	34	32	30	29
53	青木マンション	C1	46	25	16	16	14	13	11	10	8	26	17	17	15	14	12	10	9
54	本山ロイヤルマンション	C1	212	238	131	158	141	124	107	90	73	243	141	167	150	132	115	98	81
55	ハイツ本山	C2	58	108	72	65	63	61	59	57	55	109	75	71	69	67	65	63	61
56	本山アーバンライフ	C1	189	85	68	67	63	59	55	52	48	87	71	73	69	65	61	57	53
57	パールマンション	C1	48	41	36	56	51	47	42	38	33	42	37	60	55	51	46	41	37
59	本山マンション	C1	74	86	56	54	52	50	47	45	43	87	58	59	57	54	52	50	47
61	前川邸	C1	26	22	17	20	18	16	14	12	10	22	18	21	19	17	15	13	11
61	前川邸	C2	26	24	17	20	18	16	14	12	10	24	18	21	19	17	15	13	11
63	クレール本山	C1	55	56	53	89	79	69	60	50	40	57	54	93	84	74	64	54	45
66	本山グリーンシャトウ	C1	10	18	12	18	17	15	14	13	11	19	13	19	18	17	15	14	13
70	加藤邸	C1	33	45	34.4	52	45	37	30	23	16	46	36	54	46	39	32	25	17
70	加藤邸	C2	67	51	36	52	45	37	30	23	16	52	38	54	46	39	32	25	17
72	?(五叉路の角の建物)	C1	26	41	33	46	43	39	36	32	29	41	34	49	46	43	39	36	32
73	?(株)トシー神戸等	C1	22	39	29	39	35	31	28	24	20	39	30	41	38	34	30	26	22
77	マクドナルド2号線	C1	29	17	16	24	22	20	17	15	13	17	16	26	23	21	19	17	14
77	マクドナルド2号線	C2	33	23	23	35	31	26	22	17	13	23	24	37	32	28	23	19	14
92	佐藤ビル	C2	92	52	53	97	85	73	61	50	38	53	53	101	89	77	66	54	42
94	六甲桜丘ハイツ	C2	29	61	40	66	60	54	49	43	37	62	40	70	64	59	53	47	41
94	六甲桜丘ハイツ	C4	29	96	64	124	118	113	107	101	96	96	65	135	129	124	118	112	106
95	不二ビル	C1	212	72	61	81	71	61	51	40	30	75	65	85	75	64	54	44	34
96	シャトー永井	C1	67	48	38	58	53	48	42	37	31	49	38	62	57	51	46	40	35
97	マンションふさ	C1	74	33	31	43	39	34	30	25	20	34	31	46	41	36	32	27	23
97	マンションふさ	C2	99	44	38	43	39	34	30	25	20	45	40	46	41	36	32	27	23
97	マンションふさ	C3	50	37	31	43	39	34	30	25	20	38	32	46	41	36	32	27	23
98	セントラルマンション	C1	41	55	37	33	31	29	27	26	24	55	39	36	34	32	30	28	27
99	3セントラルマンション	C1	98	104	74	77	73	69	64	60	56	105	77	83	79	75	71	67	62
99	3セントラルマンション	C2	164	148	85	89	82	76	69	63	56	152	89	95	89	82	76	69	62
100	新神戸マンション	C2	87	28	25	38	33	28	23	18	13	29	25	39	34	29	24	19	14
102	マンション松村	C1	54	43	33	43	38	34	29	24	20	43	34	45	41	36	31	27	22
115	大樹ビル [エスハイム]	C1	48	44	33	32	29	26	23	21	18	44	36	34	31	28	25	23	20
118	大蔵マンション	C1	64	81	54	48	46	44	42	40	38	82	57	52	50	48	46	45	43
119	尾崎マンション	C1	33	25	23	35	31	26	22	17	13	25	24	37	32	28	23	19	14
119	尾崎マンション	C2	50	34	27	32	28	24	20	17	13	35	28	33	29	26	22	18	14
121	渦ヶ森コーポ14号	C1	21	63	39	53	48	42	37	32	27	64	40	56	51	45	40	35	30
121	渦ヶ森コーポ15号	C2	48	74	46	53	48	42	37	32	27	76	48	56	51	45	40	35	30

4 結果の考察

せん断強度と曲げ強度の計算結果から、強度を比較することで、解析的に破壊形式を判定できる。また、せん断破壊時のせん断力を建物の重量で除することで、建物のベースシア係数が得られる。ここでは、解析から得られた破壊形式と現地調査の結果との比較・検討、また、計算上のせん断強度の曲げ強度に対する比、およびベースシア係数についての考察を行なう。

(1) 柱の破壊モード

曲げ強度 V_{mu} と、南・倉本によるせん断強度 V_{su-1} 、および指針によるせん断強度 V_{su-2} をそれぞれ比較し、曲げ強度がせん断強度を上回る場合をせん断破壊、逆の場合を曲げ破壊と定義する。

二通りのせん断強度の評価式による計算結果、および、指針式において、帯筋の強度を 80%~0%まで低減させて計算して破壊形式を判定した結果及び現地調査で判定された柱の破壊形式を表 4.1に示す。S はせん断破壊、F は曲げ破壊を示す。実際に曲げ破壊した柱の 5 本のうち、3 本 (ID77 の 2 本の柱と ID92 の 1 本の柱) は指針による計算では曲げ破壊と判定されている。また、せん断破壊あるいは曲げ破壊と判定される柱の本数を表 4.2に示す。

南・倉本式による計算結果 (V_{su-1}/V_{mu}) は帯筋強度を低減させなくても、ほとんどの柱がせん断破壊と判定され、せん断破壊した柱がほとんどであった調査結果と同じ傾向が見られる。つまり、せん断破壊の原因は、基本的にせん断補強筋量が少なかったことによると言える。帯筋端部の定着方法が不十分であることによる帯筋有効強度が低くなれば、さらに低い耐力でせん断破壊したと言える。

一方、指針式による計算結果 (V_{su-2}/V_{mu}) では、帯筋が降伏すると考えると曲げ破壊と判定される柱も多くあり、調査結果との対応は良くない。帯筋強度を、80%、60%、40%、20%、0%と低減させていくに従い、曲げ破壊と判定される柱の本数が少なくなっている。すなわち、帯筋の配筋詳細が悪いことが、せん断破壊の原因ということになる。

また、指針式による計算結果では、ID77、ID92 の柱は曲げ破壊と判定され、実際の破壊形式と対応がよい。帯筋の有効強度を低減しても、せん断破壊になることはない。つまり、実際に曲げ破壊した場合についても、帯筋端部の定着効果が発揮されず帯筋有効強度が低くなるとして計算した結果は、実際の状態とよく対応していると言える。

調査した建物で建設年代がわかっているものについては、1971 年ころから主筋に異形鉄筋が用いられるようになってきている (文献(1))。主筋に丸鋼を用いた柱は古い建物に多いと考えられる。しかし、指針式では、せん断強度の評価において、主筋に十分な付着力があることを前提としているため、丸鋼を主筋に用いた柱では、せん断強度を実際より高く評価する傾向があることが予想される。丸鋼とコンクリートの付着はセメントペーストによる膠着作用が主である。付着が切れた後にはトラス作用が失われるとすれば、 $\sigma_{wy}=0$ とした場合のせん断耐力に近づくことになる。

また、コンクリート圧縮強度 (σ_B) は 210kgf/cm^2 と 240kgf/cm^2 の二通りを仮定して強度の計算をおこなったが、 $\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$ と 240kgf/cm^2 の場合で比較すると、破壊形式が異なるのは、帯筋強度を低減しないで指針による式を用いた場合では3本であり、いずれもコンクリート強度を大きくすることにより、せん断破壊から曲げ破壊へと移行している。南・倉本による式は、指針による式に比べてコンクリート強度の影響が小さく、破壊形式が異なることは少ないため、コンクリート強度を大きくすることでせん断破壊から曲げ破壊へと移行する柱は1本（建物 ID77 の柱）であるが、この柱は指針による計算では、コンクリート強度に関わらず曲げ破壊と判定されている。

表 4.1 解析結果：各柱の破壊形式

ID	建物名称	$\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$								$\sigma_B=240\text{kgf/cm}^2$								調査による 破壊形式
		V_{su-1}/V_{mu} (σ_{wy})	V_{su2}/V_{mu}							V_{su-1}/V_{mu} (σ_{wy})	V_{su2}/V_{mu}							
			σ_{wy}	$0.8\sigma_w$	$0.6\sigma_w$	$0.4\sigma_w$	$0.2\sigma_w$	$0\sigma_w$	σ_{wy}		$0.8\sigma_w$	$0.6\sigma_w$	$0.4\sigma_w$	$0.2\sigma_w$	$0\sigma_w$			
1	六甲ビル	F	F	F	F	S	S	S	F	F	F	F	F	S	S	S		
2	コーポ・ニュー六甲	S	S	S	S	S	S	S	S	F	S	S	S	S	S	S		
4	メゾン桜口	F	F	F	F	F	F	S	F	F	F	F	F	F	S	S (T,B)		
7	桜口ビル	F	F	F	F	F	S	S	F	F	F	F	F	S	S	S (T)		
8	プラザ六甲道	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
16	メゾン石屋川	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S (T,B)		
19	吉田マンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
20	共栄マンション	S	F	F	S	S	S	S	S	F	F	S	S	S	S	S		
21	菊川㈱社員寮	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
21	菊川㈱社員寮	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
23	山田マンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S (B)		
24	富士装備㈱大石寮	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
24	富士装備㈱大石寮	S	F	F	F	S	S	S	S	F	F	F	F	F	S	S		
29	㈱橋本商店	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	?		
31	大石川サニーハイツ	S	F	S	S	S	S	S	S	F	S	S	S	S	S	S		
32	コーポ中岡	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
35	岩屋マンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
36	日華食品ビル	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
36	日華食品ビル	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
40	グリーンハイツ住吉	S	F	F	F	S	S	S	S	F	F	F	F	S	S	S		
41	メゾンドール灘	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
41	メゾンドール灘	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
43	ラッキーコーヒーマシン㈱	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S (T)		
48	タナカヤパン喫茶	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
49	日東ビル	S	F	F	S	S	S	S	S	F	F	F	F	S	S	S		
53	青木マンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
54	本山ロイヤルマンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
55	ハイツ本山	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
56	本山アーバンライフ	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
57	パールマンション	S	F	F	F	F	S	S	S	F	F	F	F	S	S	S		
59	本山マンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S (J)		
61	前川邸	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	F (T,B)		
61	前川邸	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	F (T,B)		
63	クレール本山	S	F	F	F	F	S	S	S	F	F	F	F	S	S	S (T)		
66	本山グリーンシャドウ	S	S	S	S	S	S	S	S	F	S	S	S	S	S	S		
70	加藤邸	S	F	S	S	S	S	S	S	F	F	S	S	S	S	S		
70	加藤邸	S	F	S	S	S	S	S	S	F	S	S	S	S	S	S		
72	名称不明	S	F	F	S	S	S	S	S	F	F	F	S	S	S	S		
73	名称不明	S	F	S	S	S	S	S	S	F	S	S	S	S	S	S		
77	マクドナルド2号線芦屋店	S	F	F	F	F	S	S	S	F	F	F	F	S	S	F		
77	マクドナルド2号線芦屋店	S	F	F	F	S	S	S	F	F	F	F	F	S	S	F		
92	佐藤ビル	F	F	F	F	F	S	S	F	F	F	F	F	F	S	F		
94	六甲桜丘ハイツ	S	F	S	S	S	S	S	S	F	F	S	S	S	S	S		
94	六甲桜丘ハイツ	S	F	F	F	F	F	F	S	F	F	F	F	F	F	S		
95	不二ビル	S	F	S	S	S	S	S	S	F	S	S	S	S	S	S		
96	シャトー永井	S	F	F	S	S	S	S	S	F	F	F	S	S	S	S+B		
97	マンションふさ	S	F	F	F	S	S	S	S	F	F	F	S	S	S	S (T,J)		
97	マンションふさ	S	S	S	S	S	S	S	S	F	S	S	S	S	S	S (T,J)		
97	マンションふさ	S	F	F	S	S	S	S	S	F	F	S	S	S	S	S (T,J)		
98	セントラルマンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
99	第3セントラルマンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
99	第3セントラルマンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
100	新神戸マンション	S	F	F	S	S	S	S	S	F	F	F	S	S	S	S		
102	マンション松村	S	F	S	S	S	S	S	S	F	S	S	S	S	S	S		
115	大樹ビル [エスハイム]	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
118	大蔵マンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
119	尾崎マンション	S	F	F	F	S	S	S	S	F	F	F	S	S	S	S		
119	尾崎マンション	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S		
121	渦ヶ森コーポ14号	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S (T)		
121	渦ヶ森コーポ14号	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S (T)		

破壊形式は、Fは曲げ破壊、Sはせん断破壊、S+Bは付着割裂を伴うせん断破壊を示す。また、()内のT、Bはそれぞれ柱頭、柱脚における破壊を示し、Jは接合部にまで破壊が進んでいたことを示す。

表 4.2 解析結果：破壊形式別の柱の本数

	破壊形式	調査 結果	$\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$								$\sigma_B=240\text{kgf/cm}^2$							
			V_{su-1}/V_{mu}		V_{su-2}/V_{mu}						V_{su-1}/V_{mu}		V_{su-2}/V_{mu}					
			σ_{wy}	σ_{wy}	$0.8\sigma_{wy}$	$0.6\sigma_{wy}$	$0.4\sigma_{wy}$	$0.2\sigma_{wy}$	$0\sigma_{wy}$	σ_{wy}	σ_{wy}	$0.8\sigma_{wy}$	$0.6\sigma_{wy}$	$0.4\sigma_{wy}$	$0.2\sigma_{wy}$	$0\sigma_{wy}$		
総計	せん断破壊	52	56	34	41	47	53	58	59	55	31	39	43	48	56	59		
	曲げ破壊	5	4	26	19	13	7	2	1	5	29	21	17	12	4	1		
	その他・不明	3	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
主筋 異形	せん断破壊	43	44	24	31	36	41	45	46	43	22	29	33	38	44	46		
	曲げ破壊	3	3	23	16	11	6	2	1	4	25	18	14	9	3	1		
	その他・不明	1	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
主筋 丸鋼	せん断破壊	9	12	10	10	11	12	13	13	12	9	10	10	10	12	13		
	曲げ破壊	2	1	3	3	2	1	0	0	1	4	3	3	3	1	0		
	その他・不明	2	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		

(2) 帯筋端部の折り曲げ角度と定着の有効性

帯筋の端部の処理について破壊形式の計算結果と調査結果との比較・検討を行なう。帯筋のフック角度と柱の破壊形式の判定結果について柱の本数についてまとめて表 4.3に示す。ここでは、南・倉本による方法と、指針による方法を用いた結果と、指針によるせん断強度式で帯筋強度を、80%、60%、40%の三通りに低減した場合を示す。90/90、90/135、135/135の列は、それぞれ両端90度、一端90度他端135度、両端135度フックの柱であることを示し、?はフック角度が不明の柱である。スパイラル筋は両端135度フックの柱に含めた。

また、せん断破壊した55本の柱について、南・倉本によるせん断強度の曲げ強度に対する比の値とその発生頻度を図 4.1に、また、指針について図 4.2に示す。凡例の90/90、90/135、135/135はそれぞれ、両端90度、一端90度他端135度、両端135度フックの柱であることを示し、(R)は、主筋に丸鋼を用いた柱であることを示す。また、?はフック角度が不明のものである。柱の破壊形式は、1.0より大きいものは曲げ破壊、小さいものはせん断破壊と判定することになる。

南・倉本によるせん断強度

コンクリート強度 210kgf/cm^2 の場合、両端90度、一端90度他端135度、両端135度フックの柱1本ずつについて曲げ破壊と判定している。また、コンクリート強度を 240kgf/cm^2 とすると両端90度フックの柱は2本を曲げ破壊と判定している。しかし、曲げ破壊した柱3本について見ると、両端90度フックのものについて、せん断破壊と判定している。しかし、曲げ破壊した柱を除いたものについては、ほとんどをせん断破壊と判定しており、実際の破壊形式との対応はよいといえる（主筋に異形鉄筋を用いているものについて）。

調査ではせん断破壊と判定されていて、計算では曲げ破壊と判定された3本の柱は、それぞれ、主筋が異形鉄筋で帯筋の両端90度フック、一端90度他端135度フック、主筋が丸鋼で両端90度フックのものであるが、せん断強度は曲げ強度の1.4倍以下程度となっている（図 4.1）。

指針によるせん断強度

帯筋強度を低減しない場合、あるいは 80%に低減した場合、どちらも、曲げ破壊したものを除いた柱についても、3 割から半数近くを曲げ破壊と判定しており、実際の破壊形式とは一致しない。しかし、帯筋強度を 60%から 40%まで低減すると、曲げ破壊したものを除いた柱についてほとんどをせん断破壊と判定しており、実際の破壊形式との対応はよくなってきている。また、主筋に異形鉄筋を用いた柱については、曲げ破壊した柱 3 本を曲げ破壊と判定しており、対応はよい（帯筋強度を 60%に低減した場合）。

また、帯筋降伏強度を低減しないで計算すると、曲げ破壊と判定される柱は全部で 23 本（表 4.3 参照）であり、このうち、両端 90 度フックのものは 17 本（うち、主筋が異形鉄筋のものは 14 本）である。両端 90 度フックのものについては、せん断強度を曲げ強度の 1.5 倍程度に評価しているが、一端 90 度他端 135 度フックの柱では、曲げ強度に対してせん断強度が 2 倍以上もある。（図 4.2）

指針によるせん断強度の計算において帯筋降伏強度を 40%まで低減した結果について図 4.3 に示す。曲げ破壊と判定される柱は、フック角度については両端 90 度フックのものが 2 本（うち 1 本は主筋が丸鋼）、一端 90 度他端 135 度のものが 2 本、両端 135 度フックのものが 1 本の計 5 本に減っている。両端 90 度フックで図 4.2 で曲げ破壊と判定していたもののほとんどは、帯筋強度を低減したことで実際の破壊形式と対応するようになった。

以上より、帯筋両端部 90 度フックでは、十分な定着効果が得られず帯筋が降伏強度に達する前にせん断破壊したと考えられる。降伏強度を 2400kgf/cm^2 と仮定したが、柱によっては、その 40%程度の有効強度しか発揮しなかったと考えられる。

コンクリート圧縮強度を 240kgf/cm^2 にした場合、図 4.1～図 4.3 とほぼ同様の傾向が見られるが、コンクリート強度を大きくすると、曲げ強度よりせん断強度の方が大きくなりやすいため、曲げ破壊と判定される柱の本数がわずかに多くなる。

表 4.3 解析結果：フック角度と破壊形式別の柱本数

		対象とした柱	破壊形式の判定	主筋異形				主筋丸鋼				合計
				90/90	90/135	135/135	?	90/90	90/135	135/135	?	
$s_B=210$ kgf/cm ²	V_{su-1}/V_{mu} で判定	全ての柱	せん断破壊	32	9	2	1	10	1	0	1	56
			曲げ破壊	1	1	1	0	1	0	0	0	4
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	2	0	0	0	2	0	0	0	4
			曲げ破壊	0	0	1	0	0	0	0	0	1
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	30	9	2	1	8	1	0	1	52
			曲げ破壊	1	1	0	0	1	0	0	0	3
	V_{su-2}/V_{mu} で判定	全ての柱	せん断破壊	17	6	1	0	8	1	0	1	34
			曲げ破壊	16	4	2	1	3	0	0	0	26
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	2	0	0	0	2
			曲げ破壊	2	0	1	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	17	6	1	0	6	1	0	1	32
			曲げ破壊	14	4	1	1	3	0	0	0	23
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.8s_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	22	7	1	1	8	1	0	1	41
			曲げ破壊	11	3	2	0	3	0	0	0	19
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	2	0	0	0	2
			曲げ破壊	2	0	1	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	22	7	1	1	6	1	0	1	39
			曲げ破壊	9	3	1	0	3	0	0	0	16
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.6s_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	27	7	1	1	9	1	0	1	47
			曲げ破壊	6	3	2	0	2	0	0	0	13
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	2	0	0	0	2
			曲げ破壊	2	0	1	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	27	7	1	1	7	1	0	1	45
			曲げ破壊	4	3	1	0	2	0	0	0	10
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.4s_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	31	8	1	1	10	1	0	1	53
			曲げ破壊	2	2	2	0	1	0	0	0	7
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	1	0	0	0	2	0	0	0	3
			曲げ破壊	1	0	1	0	0	0	0	0	2
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	30	8	1	1	8	1	0	1	50
			曲げ破壊	1	2	1	0	1	0	0	0	5
$s_B=240$ kgf/cm ²	V_{su-1}/V_{mu} で判定	全ての柱	せん断破壊	31	9	2	1	10	1	0	1	55
			曲げ破壊	2	1	1	0	1	0	0	0	5
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	1	0	0	0	2	0	0	0	3
			曲げ破壊	1	0	1	0	0	0	0	0	2
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	30	9	2	1	8	1	0	1	52
			曲げ破壊	1	1	0	0	1	0	0	0	3
	V_{su-2}/V_{mu} で判定	全ての柱	せん断破壊	16	5	1	0	8	1	0	0	31
			曲げ破壊	17	5	2	1	3	0	0	1	29
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	2	0	0	0	2
			曲げ破壊	2	0	1	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	16	5	1	0	6	1	0	0	29
			曲げ破壊	15	5	1	1	3	0	0	1	26
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.8s_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	20	7	1	1	8	1	0	1	39
			曲げ破壊	13	3	2	0	3	0	0	0	21
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	2	0	0	0	2
			曲げ破壊	2	0	1	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	20	7	1	1	6	1	0	1	37
			曲げ破壊	11	3	1	0	3	0	0	0	18
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.6s_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	24	7	1	1	8	1	0	1	43
			曲げ破壊	9	3	2	0	3	0	0	0	17
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	2	0	0	0	2
			曲げ破壊	2	0	1	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	24	7	1	1	6	1	0	1	41
			曲げ破壊	7	3	1	0	3	0	0	0	14
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.4s_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	29	7	1	1	8	1	0	1	48
			曲げ破壊	4	3	2	0	3	0	0	0	12
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	2	0	0	0	2
			曲げ破壊	2	0	1	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	29	7	1	1	6	1	0	1	46
			曲げ破壊	2	3	1	0	3	0	0	0	9

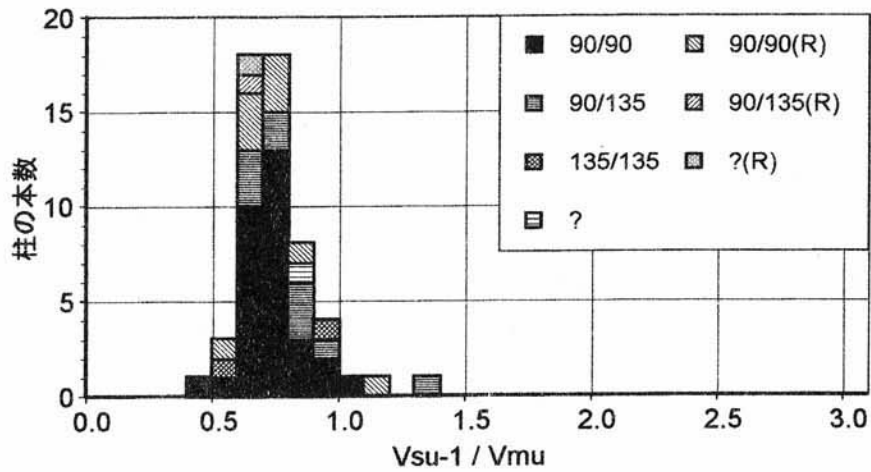


図 4.1 フック角度とせん断強度の曲げ強度に対する比
(南・倉本の方法. $\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$)

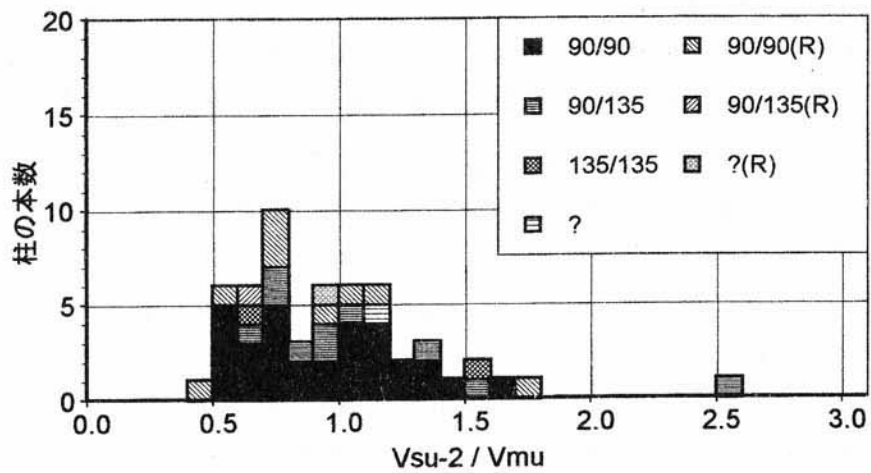


図 4.2 フック角度とせん断強度の曲げ強度に対する比
(指針の方法. $\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$, 帯筋強度は低減せず)

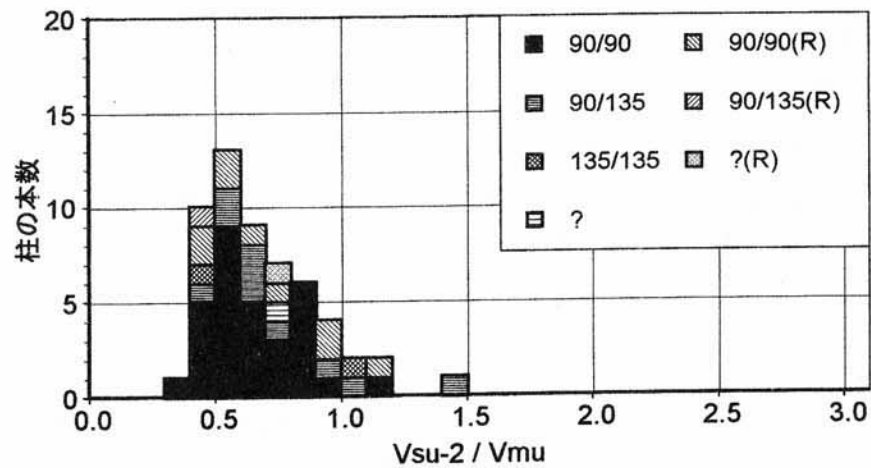


図 4.3 フック角度とせん断強度の曲げ強度に対する比
(指針の方法. $\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$, 帯筋強度は 40%まで低減)

(3) 帯筋端部のフック余長と定着の有効性

帯筋のフック余長と柱の破壊形式の判定結果について、柱の本数についてまとめて表 4.4に示す。4d～, 4d～6d, 6d～8d, 8d～はそれぞれ鉄筋径 (d) に対する余長が 4d 未満, 4d 以上 6d 未満, 6d 以上 8d 未満, 8d 以上を示しており、複数の調査結果に対しては最大値を用いて分類している。

表 4.4に示した計算結果をもとに、せん断強度の曲げ強度に対する比の分布を図 4.4, 図 4.5に示す。凡例については、～4d は余長 4d 未満, 4d～6d, 6d～8d はそれぞれ余長 4d 以上 6d 未満, 6d 以上 8d 未満, 8d～は余長 8d 以上であることを示す。

南・倉本によるせん断強度

主筋に異形鉄筋を用いているものについて、コンクリート強度 210kgf/cm^2 の場合、曲げ破壊と判定しているのは 4d～6d, 6d～8d のもの 3 本である。コンクリート強度 240kgf/cm^2 の場合は、4 本を曲げ破壊と判定している。しかし、実際に曲げ破壊したものについては、3 本のうち 2 本（コンクリート強度 240kgf/cm^2 の場合 3 本のうち 1 本）をせん断破壊と判定しており、対応はよくない。

実際にせん断破壊した柱 55 本について見ると、曲げ破壊と判定された 3 本の柱は、余長 4d から 8d のものであり、せん断強度は曲げ強度の 1.1 倍から 1.4 倍程度である（図 4.4）。

指針によるせん断強度

帯筋強度を低減しない場合、あるいは 80%に低減した場合、どちらも、曲げ破壊したものを除いた柱についても、3 割から 4 割程度を曲げ破壊と判定しており、対応はよくない。しかし、曲げ破壊した柱については実際とよく対応した判定をしている。帯筋強度を 60%, 40%と低減した場合は、曲げ破壊したものを除いた柱についてもほとんどをせん断破壊と判定しており、実際の状況とよく対応した結果となっている。

曲げ破壊と判定される柱 23 本のうち、主筋が異形鉄筋で帯筋端部の余長 6d 未満のものが 16 本ある。そのうち、せん断強度を曲げ強度の 2 倍以上に評価しているものが 1 本ある（図 4.5）。

指針の方法で帯筋の有効性を 40%に低減させて計算した結果について図 4.6に示す。曲げ破壊と判定された 5 本の柱のうち、異形鉄筋の 4 本は余長 6d 未満であることがわかる。従って、余長 6d 未満で曲げ破壊と判定された柱 16 本のうち、12 本は帯筋強度の低減によって実際の破壊形式と対応するようになっている。

以上より、帯筋端部の余長が 6d 未満の柱については、十分な定着効果が得られず、帯筋が降伏強度に達する前にせん断破壊したと考えられる。降伏強度を 2400kgf/cm^2 とすれば、その 40%程度の有効強度しか発揮しなかった柱もあると考えられる。

表 4.4 解析結果：フック余長と破壊形式別の柱本数

		対象とした柱	破壊形式の判定	主筋異形				主筋丸鋼				合計
				~4d	4d~6d	6d~8d	8d~	~4d	4d~6d	6d~8d	8d~	
$\sigma_B=210$ kgf/cm ²	V_{su-1}/V_{mu} で判定	全ての柱	せん断破壊	9	22	10	3	2	10	0	0	56
			曲げ破壊	0	1	2	0	0	0	1	0	4
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	1	1	0	0	2	0	0	4
			曲げ破壊	0	0	1	0	0	0	0	0	1
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	9	21	9	3	2	8	0	0	52
			曲げ破壊	0	1	1	0	0	0	1	0	3
	V_{su-2}/V_{mu} で判定	全ての柱	せん断破壊	4	11	6	3	1	9	0	0	34
			曲げ破壊	5	12	6	0	1	1	1	0	26
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	0	2	0	0	2
			曲げ破壊	0	1	2	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	4	11	6	3	1	7	0	0	32
			曲げ破壊	5	11	4	0	1	1	1	0	23
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.8\sigma_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	6	15	7	3	1	9	0	0	41
			曲げ破壊	3	8	5	0	1	1	1	0	19
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	0	2	0	0	2
			曲げ破壊	0	1	2	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	6	15	7	3	1	7	0	0	39
			曲げ破壊	3	7	3	0	1	1	1	0	16
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.6\sigma_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	7	18	8	3	2	9	0	0	47
			曲げ破壊	2	5	4	0	0	1	1	0	13
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	0	2	0	0	2
			曲げ破壊	0	1	2	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	7	18	8	3	2	7	0	0	45
			曲げ破壊	2	4	2	0	0	1	1	0	10
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.4\sigma_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	7	20	11	3	2	10	0	0	53
			曲げ破壊	2	3	1	0	0	0	1	0	7
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	1	0	0	2	0	0	3
			曲げ破壊	0	1	1	0	0	0	0	0	2
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	7	20	10	3	2	8	0	0	50
			曲げ破壊	2	2	0	0	0	0	1	0	5
$\sigma_B=240$ kgf/cm ²	V_{su-1}/V_{mu} で判定	全ての柱	せん断破壊	9	22	9	3	2	10	0	0	55
			曲げ破壊	0	1	3	0	0	0	1	0	5
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	1	0	0	0	2	0	0	3
			曲げ破壊	0	0	2	0	0	0	0	0	2
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	9	21	9	3	2	8	0	0	52
			曲げ破壊	0	1	1	0	0	0	1	0	3
	V_{su-2}/V_{mu} で判定	全ての柱	せん断破壊	4	10	5	3	1	8	0	0	31
			曲げ破壊	5	13	7	0	1	2	1	0	29
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	0	2	0	0	2
			曲げ破壊	0	1	2	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	4	10	5	3	1	6	0	0	29
			曲げ破壊	5	12	5	0	1	2	1	0	26
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.8\sigma_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	6	13	7	3	1	9	0	0	39
			曲げ破壊	3	10	5	0	1	1	1	0	21
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	0	2	0	0	2
			曲げ破壊	0	1	2	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	6	13	7	3	1	7	0	0	37
			曲げ破壊	3	9	3	0	1	1	1	0	18
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.6\sigma_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	7	16	7	3	1	9	1	0	44
			曲げ破壊	2	7	5	0	1	1	0	0	16
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	0	2	0	0	2
			曲げ破壊	0	1	2	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	7	16	7	3	1	7	1	0	42
			曲げ破壊	2	6	3	0	1	1	0	0	13
	V_{su-2}/V_{mu} で判定 ($0.4\sigma_{wy}$)	全ての柱	せん断破壊	7	20	8	3	1	9	1	0	49
			曲げ破壊	2	3	4	0	1	1	0	0	12
		曲げ破壊した柱	せん断破壊	0	0	0	0	0	2	0	0	2
			曲げ破壊	0	1	2	0	0	0	0	0	3
		曲げ破壊を除く	せん断破壊	7	20	8	3	1	7	1	0	47
			曲げ破壊	2	2	2	0	1	1	0	0	8

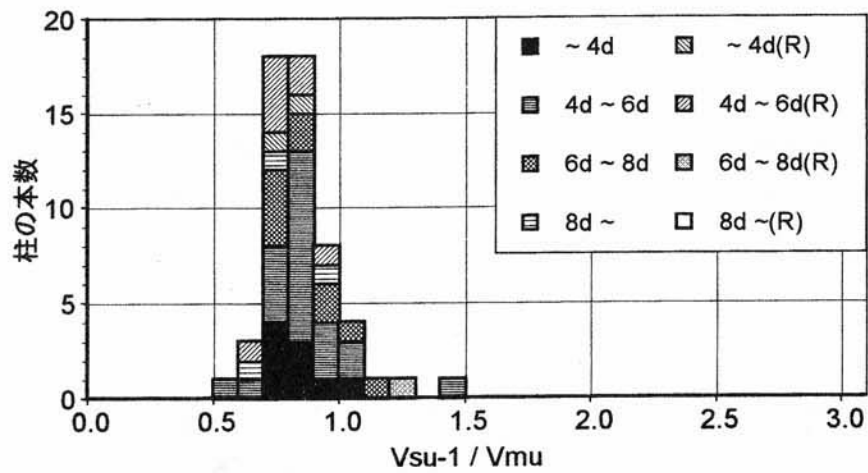


図 4.4 フック余長とせん断強度の曲げ強度に対する比
(南・倉本の方法. $\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$)

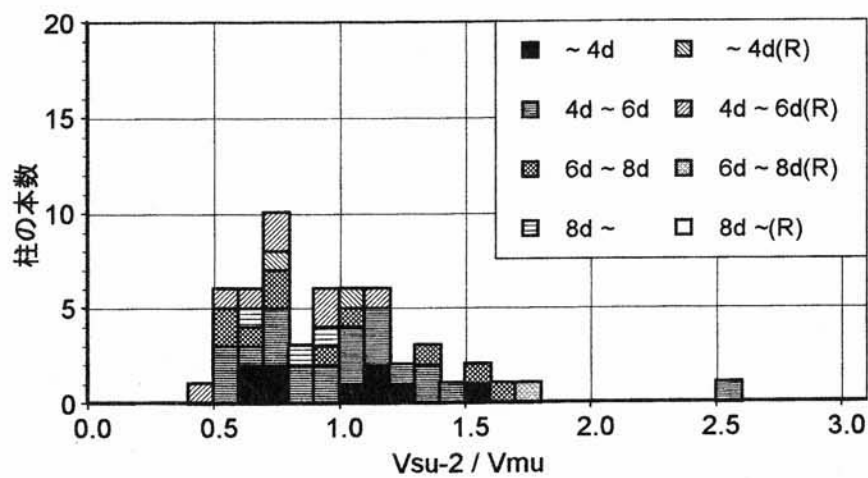


図 4.5 フック余長とせん断強度の曲げ強度に対する比
(指針の方法. $\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$, 帯筋強度は低減しない)

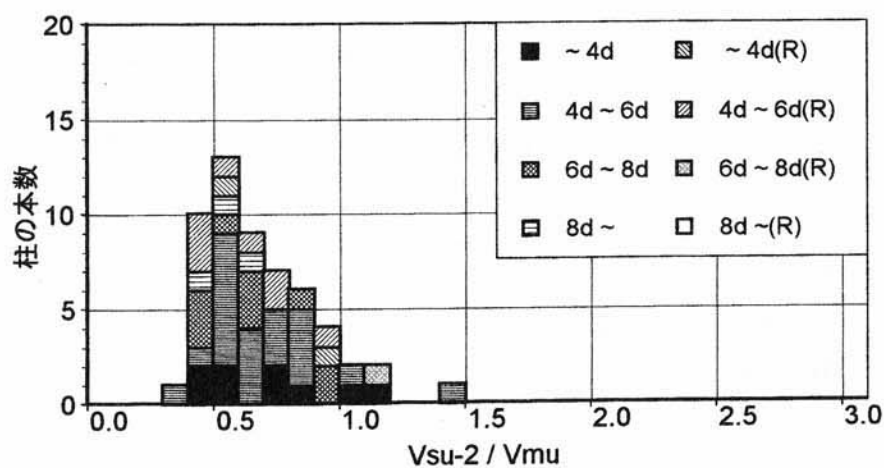


図 4.6 フック余長とせん断強度の曲げ強度に対する比
(指針の方法. $\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$, 帯筋強度は40%に低減)

(4) 帯筋の配筋形式について

日本建築学会の「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事」(1986年改訂、文献(10))では、鉄筋端部の折り曲げ角度と折り曲げ後の余長について、90度折り曲げでは余長8d以上、135度折り曲げでは6d以上と規定されている。ただし、帯筋端部の定着方法としては、135度以上に折り曲げるように規定されている。つまり、135度以上の折り曲げで折り曲げ後の余長を6d以上とするのが帯筋の定着方法である。

フック角度と余長の両方を考慮して、3段階に分類してプロットしたものを、図4.7に示す。図は、横軸に帯筋比をとったもので、凡例のA、B、Cはそれぞれ表4.5に従い分類した。また、帯筋に異形鉄筋を用いているものには(D)を付してA(D)、B(D)、C(D)と示した。鉄筋端部の定着方法としては、A、BがJASS5の仕様通りの施工方法である。また、ここでは、せん断強度の評価式の信頼性を考慮して、主筋に異形鉄筋を用いたもののみに限定し、さらに、実際に曲げ破壊した柱も除いてプロットした。計算上の破壊形式の判定は、縦軸の値が1.0より大きいものが曲げ破壊、1.0より小さいものがせん断破壊となる。

JASS5に従った鉄筋端部の定着方法としては、ほとんどの柱が余長と折り曲げ角度との関係において不適切であり、また、付着力の期待できない丸鋼を用いていることがわかる。一端90度折り曲げで余長6d、あるいは両端135度で余長が4dという施工は、帯筋端部の定着方法としては不適切であり、JASS5の規定を満たしているものは両端部135度折り曲げで余長6d以上というAのみである。最も好ましい施工法を用いたAと分類される柱はせん断破壊した柱55本中1本であった(これは異形鉄筋を用いたスパイラル筋である)。

さらに、帯筋比と計算結果(V_{su-2}/V_{mu})との関係図(図4.7)をみると、帯筋量が多いほどせん断強度の曲げ強度に対する比が大きくなり、実際の破壊形式と対応しなくなる傾向がある。帯筋量0.2%以上で実際の破壊形式と対応がよい柱は12本あり、1本は異形鉄筋を用いた一端90度他端135度フックかつ余長6d以上としたB、残りは余長8d未満(90/90)あるいは余長6d未満(90/135または135/135)としたCであり、帯筋の配筋形式は不適切である。逆にAの両端135度フックかつ余長6d以上とした柱は、計算ではせん断破壊と判定され、実際の破壊形式と対応している。

以上より、帯筋量が0.2%以上の比較的多い柱では、せん断強度を曲げ強度より大きく評価されているが、両端90度フックあるいは、一端90度他端135度フックで余長が6d未満であり、現行の規準を満たしていないため、帯筋の定着効果が十分に得られず、帯筋が降伏強度に達する前にせん断破壊したと言える。

表 4.5 帯筋端部処理の分類

折り曲げ角度	余長			
	4d未満	4d以上 6d未満	6d以上 8d未満	8d以上
両端90度フック	C	C	C	B
一端90度 / 他端135度	C	C	B	B
両端135度, 又はスパイラル	C	C	A	A

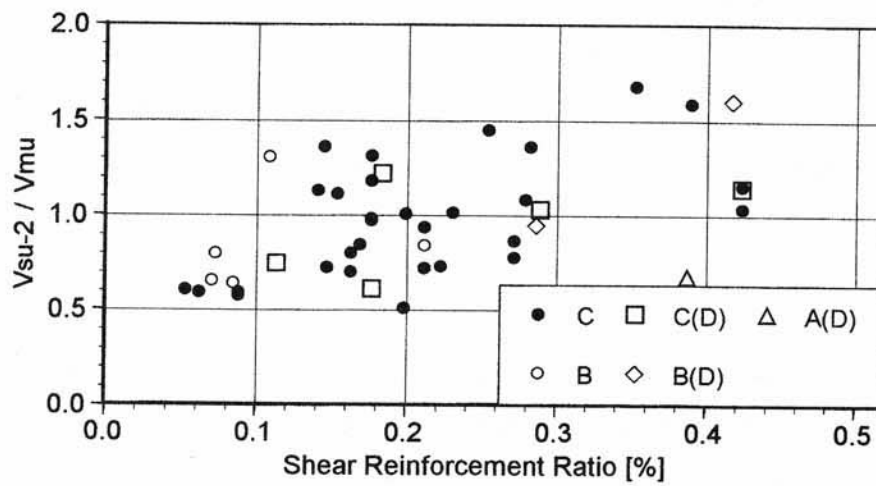


図 4.7 せん断強度の曲げ強度に対する比
($\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$, 帯筋強度の低減なし)

(5) 軸力の影響

一般に、鉄筋コンクリート部材の軸力と曲げモーメントとの間には相互作用がある。計算した曲げ強度と軸力比との関係をもとに軸力-曲げモーメントの相互関係図を利用して、軸力の変動が曲げ強度とせん断強度との関係に与える影響を検討する。対象とした柱については、計算した軸力比は概ね 0.09 前後であるが、軸力が変動すれば、曲げ強度とせん断強度の大小関係が変わり破壊形式が変化する。

今回の調査対象となった RC 造共同住宅建物は、1 階に駐車場などを配して、第 1 層をピロティ形式としたものが多く、外柱については軸力の変動も大きかったと考えられる。

柱の軸力比と曲げ強度・せん断強度の相互作用図として、図 4.8(a), (b) に建物 ID31 および ID57 の例を示す。曲げ強度 (V_{mu})、せん断強度 (V_{su-1} , V_{su-2}) を横軸に、縦軸に軸力比をとった。ID31 の場合、計算した軸力比 (=0.11) では曲げ強度はせん断強度を下回り、曲げ破壊するが、軸力比が 0.15 程度になると、曲げ強度はせん断強度を上回り、せん断破壊する。また、ID57 の場合、計算した軸力比 (=0.05) ではせん断強度は曲げ強度より 4 割程度大きいですが、軸力比 0.15 を越えると、曲げ強度がせん断強度を上回り、せん断破壊する。

そこで、主筋に異形鉄筋を用いていてせん断破壊した柱のうち、計算で曲げ破壊と判定されるもの 13 本について、計算した値より、軸力比をどの程度大きくすれば曲げ強度がせん断強度を上回るかを調べた。ここでは、コンクリート圧縮強度 210kgf/cm^2 とし、せん断強度は指針式により、帯筋強度は低減せずに計算した。

この 13 本以外で実際にはせん断破壊しており曲げ破壊と判定された柱 (10 本) の場合は常にせん断強度が曲げ強度を上回った。これらの柱の例として、建物 ID1 の場合の軸力比と強度の相互作用図を図 4.8(c) に示す。

曲げ強度がせん断強度を上回るまで軸力を変化させた結果を表 4.6 に示す。平均床鉛直荷重を $1.1 [\text{tonf/m}^2]$ として計算した軸力・軸力比 (η_0)・せん断強度の曲げ強度の比、およびせん断破壊するときの軸力・軸力比 (η_1)・せん断強度の曲げ強度に対する比と、そのときの軸力比の増加の割合を示す。この 13 本の柱はすべて外柱であり、建物平面の隅角部または側面に位置しており、隅角部、側面の柱の区別を表に示した。

対象とした柱の軸力比は小さく、平均値で 0.07 程度、変動係数は 48% とばらつきは大きいですが、最大値で 0.13 程度の値である。また、これらの柱は、せん断強度の曲げ強度に対する余裕度が低く、13 本中 10 本は 1.1 倍から 1.2 倍程度である (平均値で 1.14 倍である)。一方、曲げ強度がせん断強度を上回る ($V_{su2}/V_{mu} < 1.0$ となる) ように軸力を変更しても、軸力比は平均値で 0.16、最大値でも 0.3 程度である。

せん断強度が曲げ強度の 1.1 倍～1.2 倍程度では、わずかな軸力の変動によって、せん断強度が曲げ強度を下回ると考えられる。つまり、計算した軸力比が、実際の軸力を過小評価していると、計算上、せん断強度が曲げ強度を下回り、脆性的な破壊モードに変わる可能性があることがわかる。

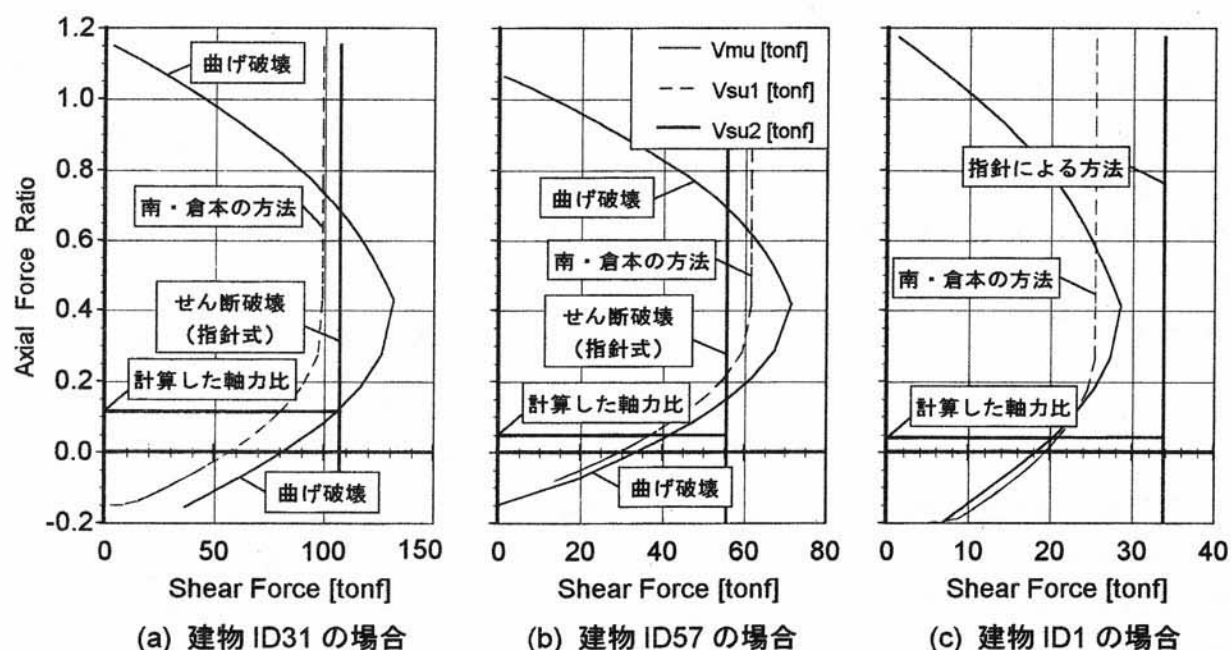


図 4.8 柱の軸力比-強度の相互作用図

表 4.6 軸力の変動とせん断強度の曲げ強度に対する比

ID	建物名称	柱位置	柱幅 b[cm]	柱せい D[cm]	計算した軸力			変更した軸力			増加の割合 ($\eta_1 - \eta_0$)/ η_0
					軸力[tonf]	軸力比(η_0)	V_{su2}/V_{mu}	軸力[tonf]	軸力比(η_1)	V_{su2}/V_{mu}	
20	共栄マンション	側	55	60	66	0.09	1.1	104	0.15	0.99	0.6
31	大石川サニーハイツ	側	88	70	145	0.11	1.0	194	0.15	0.97	0.3
57	パールマンション	隅	70	70	48	0.05	1.4	154	0.15	1.00	2.2
70	加藤邸	隅	50	50	33	0.06	1.1	158	0.30	0.99	3.7
70	加藤邸	側	50	50	67	0.13	1.0	105	0.20	0.99	0.6
72	?(五叉路の角の建物)	隅	60	60	26	0.03	1.1	76	0.10	0.91	1.9
73	?(榊トシー神戸等)	隅	53	53	22	0.04	1.0	30	0.05	0.97	0.4
94	六甲桜丘ハイツ	隅	35	90	29	0.04	1.1	66	0.10	0.95	1.3
94	六甲桜丘ハイツ	隅	90	90	29	0.02	1.3	170	0.10	0.91	4.9
96	シャトー永井	隅	65	65	67	0.08	1.2	155	0.18	0.99	1.3
97	マンションふさ	側	60	60	74	0.10	1.3	227	0.30	0.99	2.1
97	マンションふさ	隅	60	60	50	0.07	1.2	132	0.18	0.99	1.7
102	マンション松村	側	55	55	54	0.09	1.0	64	0.10	0.98	0.2
平均値					0.069	1.14	平均値	0.16	0.97	1.6	
標準偏差					0.03	0.12	標準偏差	0.08	0.03	1.4	
変動係数					48%	11%	変動係数	48%	3.1%	86%	
最大値					0.127	1.35	最大値	0.3	0.999	4.89	
最小値					0.017	1	最小値	0.05	0.91	0.18	

(6) 柱せん断破壊時のベースシア係数の分布

計算したせん断強度をもとに、建物のベースシア係数について検討する。建物1階柱のせん断力の和を、それより上層の建物の総重量で割ると、柱がせん断破壊した時の建物のベースシア係数が得られる。

調査を行なった建物では、1階のすべての柱のせん断力は未知であるため、せん断強度が未知である柱を、せん断強度が計算可能な柱で置き換えてベースシアを計算した。このベースシアを建物の総重量で除して、柱がせん断破壊するときの各建物のベースシア係数を求めた。ベースシア係数は、主筋に異形鉄筋を用い、柱がせん断破壊した建物34棟に対して計算した。各建物のベースシア係数の計算結果を表4.7に示す。ここでは、南・倉本によるせん断強度、指針によるせん断強度、および帯筋の降伏強度を80から0%に低減したせん断強度に対して計算したベースシア係数を示した。以下の検討では、コンクリート圧縮強度 210kgf/cm^2 の場合に限定した。

ベースシア係数の頻度分布を図4.9に示す。図(a)は指針に従って帯筋の降伏強度を低減せずにせん断強度を計算した場合、図(b)は帯筋降伏強度を低減して指針に従って計算したせん断強度が曲げ強度を下回ったときのせん断強度を用いて計算した場合である。凡例に示した分類は、指針によるせん断強度の計算において、帯筋の降伏強度を100%~0%に低減したことを示す。また、表4.8に、それぞれのベースシア係数の計算値の分布を、その値の平均値、標準偏差、変動係数、および最大・最小値で示す。表には、2通りのベースシア係数の計算結果（帯筋強度を低減せずに式3で計算した結果、および曲げ強度を下回るまで帯筋強度を低減して求めたせん断強度を用いて計算した結果）について示した。

図4.9(a)から、ベースシア係数は、0.3から1.2程度までに分布している。しかし、帯筋強度の低減を考慮する（図4.9(b)）と、0.4から0.6の間に含まれる建物が多くなり、ばらつきが少なくなっている。ベースシア係数が1.0から1.2程度の建物は3棟である。帯筋強度の低減を考慮すると、平均値で約0.1程度小さくなり標準偏差も0.02程度小さくなる。

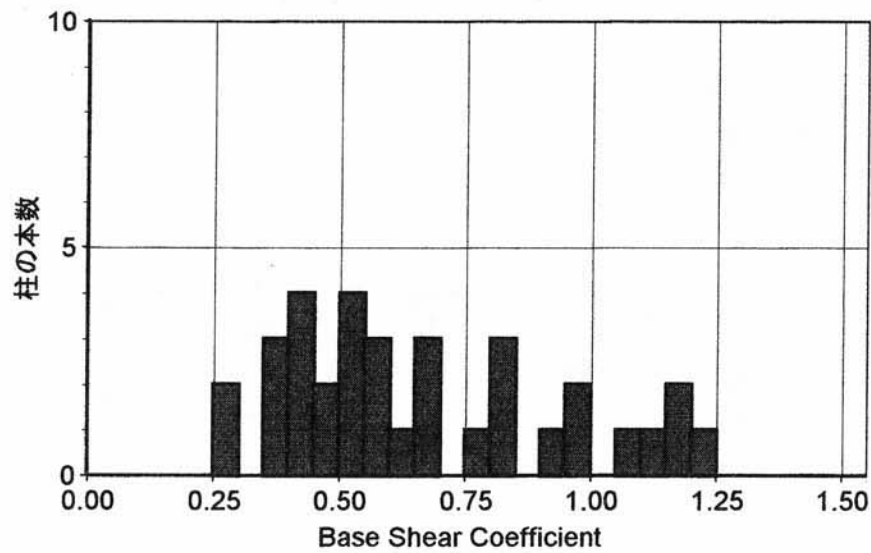
ベースシア係数と建物階数との関係についてプロットしたグラフを図4.10に示す。グラフは、建物階数別に、各建物のベースシア係数の値を白丸（○）で、各階数別のベースシア係数の平均値を黒い記号（●）で、また、（平均値±標準偏差）を横線で示した。グラフの(a)(b)は図4.9と同様に2通りの計算結果である。また、表4.9にこれらの建物のベースシア係数の分布を、建物階数別に、平均値、標準偏差、変動係数、最大・最小値で示した。

4~7階建ての建物は0.5~0.6程度の全体の平均値（表4.8参照）に近い値に分布しているが、3階建ての建物だけは、1.0に近いところに分布している。また、帯筋強度の低減を考慮すると、3、4、7階建ての建物のばらつきが小さくなっている。8階建ての建物のベースシア係数は帯筋強度の低減を考慮しても、大きさは変化せず1より大きい。他の建物はほとんどが1を下回るようになる。

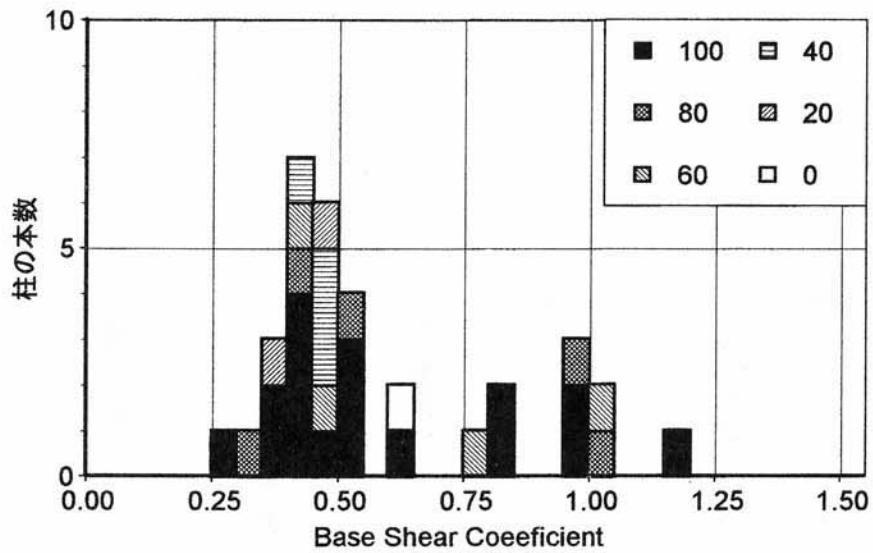
「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（文献(3)）では許容応力度設計用の標準せん断力係数は0.2である。ベースシア係数はこれに地域、地盤、建物の高さ・振動特性によって決まる係数をかけるため変動はあるが、0.2を基準に考えると、これらの建物は0.2に対して3倍程度の余裕があり、それでも大破あるいは崩壊したことになる。また、ベースシア係数が1.0以上のものもわずか（3棟）であるが大破あるいは崩壊した建物に含まれている。

表 4.7 各建物のベースシア係数

ID	建物名称	$\sigma_B=210\text{kgf/cm}^2$								$\sigma_B=240\text{kgf/cm}^2$							
		V_{mu} /mg	V_{su-1} /mg	V_{su2}/mg						V_{mu} /mg	V_{su-1} /mg	V_{su2}/mg					
				σ_{wy}	$0.8\sigma_w$	$0.6\sigma_w$	$0.4\sigma_w$	$0.2\sigma_w$	$0\sigma_w$			σ_{wy}	$0.8\sigma_w$	$0.6\sigma_w$	$0.4\sigma_w$	$0.2\sigma_w$	$0\sigma_w$
1	六甲ビル	0.47	0.48	0.78	0.68	0.57	0.46	0.36	0.25	0.47	0.49	0.81	0.71	0.60	0.49	0.39	0.28
2	コーポ・ニュー六甲	0.99	0.73	0.96	0.87	0.78	0.65	0.60	0.51	1.00	0.75	1.02	0.93	0.84	0.75	0.66	0.57
4	メゾン桜口	0.11	0.16	0.29	0.25	0.20	0.16	0.12	0.07	0.11	0.16	0.30	0.26	0.21	0.17	0.12	0.08
7	桜口ビル	0.39	0.44	0.70	0.61	0.53	0.44	0.35	0.27	0.41	0.45	0.75	0.64	0.56	0.47	0.38	0.30
8	ブラザ六甲道	0.41	0.34	0.39	0.35	0.30	0.26	0.22	0.18	0.43	0.37	0.41	0.37	0.32	0.28	0.24	0.20
16	メゾン石屋川	0.63	0.50	0.45	0.43	0.41	0.38	0.36	0.34	0.64	0.53	0.49	0.47	0.45	0.42	0.40	0.38
19	吉田マンション	1.14	0.73	0.82	0.73	0.65	0.56	0.47	0.39	1.16	0.78	0.87	0.78	0.69	0.61	0.52	0.43
20	共栄マンション	0.84	0.63	0.93	0.84	0.76	0.68	0.60	0.52	0.86	0.64	0.99	0.90	0.82	0.74	0.66	0.58
21	菊川機社員寮	0.64	0.41	0.36	0.34	0.31	0.28	0.26	0.23	0.65	0.44	0.39	0.36	0.34	0.31	0.28	0.26
23	山田マンション	0.72	0.47	0.51	0.47	0.43	0.40	0.36	0.32	0.73	0.48	0.55	0.51	0.47	0.43	0.39	0.35
24	富士装備機大石寮	0.44	0.35	0.52	0.49	0.46	0.44	0.41	0.38	0.44	0.35	0.56	0.54	0.51	0.48	0.45	0.42
29	機橋本商店	0.91	0.59	0.64	0.58	0.53	0.47	0.42	0.36	0.92	0.62	0.68	0.62	0.57	0.51	0.46	0.40
31	大石川サニーハイツ	0.58	0.44	0.59	0.53	0.47	0.41	0.35	0.29	0.60	0.45	0.63	0.57	0.51	0.45	0.38	0.32
32	コーポ中岡	1.20	0.59	0.60	0.55	0.50	0.46	0.41	0.36	1.22	0.63	0.64	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
35	岩屋マンション	0.52	0.30	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.53	0.31	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
36	日華食品ビル	0.53	0.39	0.42	0.38	0.34	0.29	0.25	0.20	0.54	0.41	0.45	0.40	0.36	0.31	0.27	0.23
40	グリーンハイツ住吉	0.41	0.38	0.65	0.57	0.48	0.40	0.31	0.23	0.41	0.39	0.68	0.59	0.51	0.42	0.34	0.26
41	メゾンドール灘	0.59	0.43	0.51	0.45	0.40	0.35	0.29	0.24	0.61	0.46	0.54	0.48	0.43	0.37	0.32	0.26
43	ラッキーコーヒーマシン機	0.96	0.68	0.80	0.74	0.67	0.60	0.54	0.47	0.97	0.71	0.86	0.79	0.73	0.66	0.59	0.53
48	タナカヤパン喫茶	0.62	0.43	0.40	0.38	0.36	0.33	0.31	0.29	0.63	0.45	0.43	0.41	0.39	0.37	0.35	0.32
49	日東ビル	0.60	0.45	0.65	0.62	0.59	0.55	0.52	0.49	0.60	0.46	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58	0.55
53	青木マンション	0.66	0.42	0.41	0.37	0.33	0.29	0.25	0.20	0.67	0.45	0.44	0.40	0.35	0.31	0.27	0.23
54	本山ロイヤルマンション	1.78	0.97	1.18	1.05	0.93	0.80	0.67	0.54	1.81	1.05	1.24	1.12	0.99	0.86	0.73	0.60
55	ハイツ本山	0.71	0.47	0.42	0.41	0.40	0.39	0.37	0.36	0.71	0.49	0.46	0.45	0.44	0.43	0.41	0.40
56	本山アーバンライフ	0.36	0.29	0.28	0.27	0.25	0.23	0.22	0.20	0.37	0.30	0.31	0.29	0.27	0.26	0.24	0.22
57	パールマンション	0.40	0.35	0.54	0.50	0.45	0.41	0.36	0.32	0.40	0.36	0.58	0.53	0.49	0.45	0.40	0.36
59	本山マンション	0.83	0.54	0.52	0.50	0.48	0.46	0.43	0.41	0.84	0.56	0.57	0.55	0.52	0.50	0.48	0.46
61	前川邸	0.63	0.49	0.56	0.50	0.45	0.39	0.33	0.28	0.64	0.51	0.59	0.54	0.48	0.42	0.37	0.31
63	クレール本山	0.53	0.50	0.84	0.75	0.66	0.56	0.47	0.38	0.54	0.51	0.88	0.79	0.70	0.61	0.52	0.42
66	本山グリーンシャトウ	0.60	0.41	0.59	0.54	0.50	0.46	0.42	0.37	0.61	0.41	0.63	0.59	0.54	0.50	0.46	0.42
70	加藤邸	1.02	0.77	1.17	1.00	0.84	0.67	0.51	0.35	1.04	0.80	1.20	1.04	0.88	0.71	0.55	0.39
72	？（五又路の角の建物）	1.07	0.86	1.20	1.11	1.02	0.93	0.84	0.75	1.08	0.87	1.29	1.20	1.11	1.02	0.93	0.84
73	？（機トシー神戸等）	1.09	0.82	1.09	0.98	0.88	0.77	0.66	0.56	1.10	0.85	1.15	1.05	0.94	0.83	0.73	0.62
77	マクドナルド2号線声屋店	0.46	0.43	0.65	0.59	0.53	0.47	0.41	0.35	0.46	0.44	0.69	0.63	0.57	0.51	0.45	0.39
92	佐藤ビル	0.84	0.85	1.57	1.38	1.19	1.00	0.80	0.61	0.85	0.86	1.64	1.45	1.26	1.07	0.87	0.68
94	六甲桜丘ハイツ	1.06	0.69	1.14	1.04	0.94	0.84	0.74	0.64	1.07	0.70	1.21	1.11	1.01	0.91	0.82	0.72
95	不二ビル	0.30	0.26	0.35	0.30	0.26	0.21	0.17	0.13	0.32	0.28	0.36	0.32	0.27	0.23	0.19	0.14
96	シャトー永井	0.49	0.38	0.59	0.54	0.48	0.43	0.37	0.32	0.50	0.39	0.63	0.57	0.52	0.46	0.41	0.35
97	マンションふさ	0.53	0.49	0.69	0.62	0.54	0.47	0.40	0.32	0.54	0.50	0.73	0.65	0.58	0.51	0.43	0.36
98	セントラルマンション	0.63	0.43	0.38	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.64	0.45	0.41	0.39	0.37	0.35	0.33	0.31
99	第3セントラルマンション	0.72	0.51	0.53	0.51	0.48	0.45	0.42	0.39	0.73	0.53	0.58	0.55	0.52	0.49	0.46	0.43
100	新神戸マンション	0.43	0.38	0.58	0.50	0.42	0.35	0.27	0.19	0.43	0.39	0.60	0.52	0.44	0.37	0.29	0.22
102	マンション松村	0.47	0.36	0.48	0.42	0.37	0.32	0.27	0.22	0.48	0.38	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30	0.24
115	大樹ビル [エスハイム]	0.69	0.52	0.49	0.45	0.41	0.36	0.32	0.28	0.69	0.56	0.52	0.48	0.44	0.39	0.35	0.31
118	大蔵マンション	0.69	0.46	0.41	0.39	0.37	0.36	0.34	0.33	0.70	0.48	0.44	0.43	0.41	0.40	0.38	0.36
119	尾崎マンション	0.54	0.51	0.69	0.61	0.53	0.45	0.37	0.28	0.55	0.52	0.73	0.64	0.56	0.48	0.40	0.32
121	渦ヶ森コーポ14号	1.15	0.71	0.96	0.87	0.77	0.68	0.58	0.48	1.17	0.73	1.02	0.92	0.83	0.73	0.63	0.54



(a) 帯筋降伏強度は低減しない

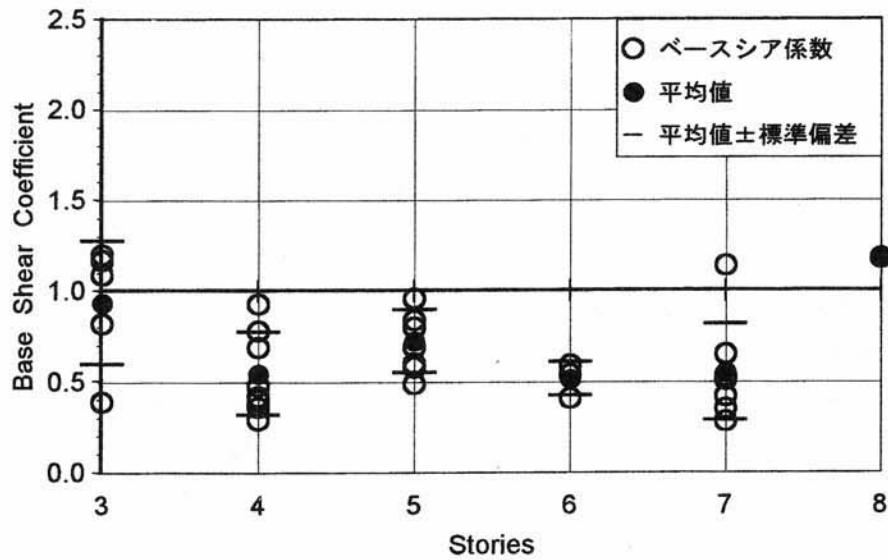


(b) 帯筋降伏強度を低減

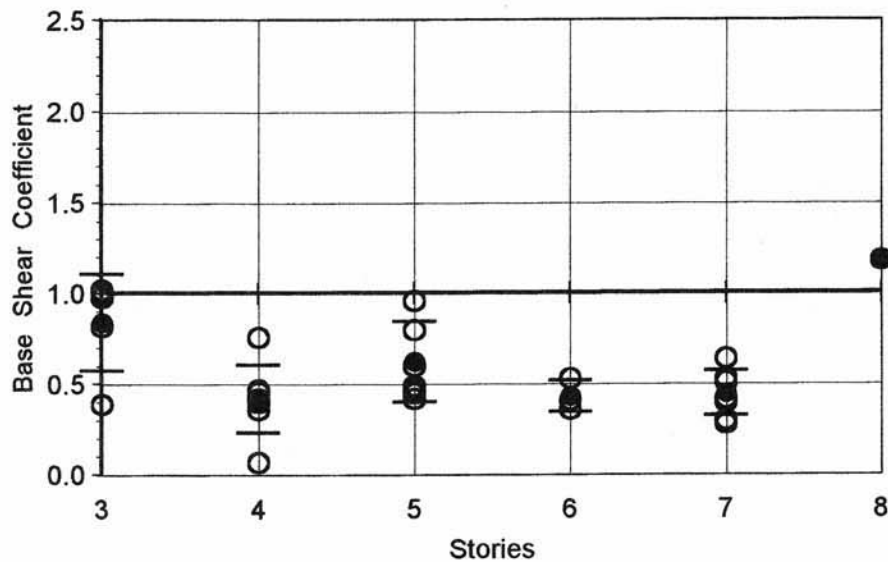
図 4.9 ベースシア係数の分布

表 4.8 ベースシア係数の値の分布

計算方法	低減なし	低減を考慮
平均値	0.67	0.57
標準偏差	0.28	0.26
変動係数[%]	42	45
最大値	1.2	1.18
最小値	0.28	0.07



(a) 帯筋降伏強度は低減しない



(b) せん断強度が曲げ強度を下回るまで帯筋降伏強度を低減

図 4.10 ベースシア係数と建物階数の関係

表 4.9 建物階数別のベースシア係数の分布

	階数	帯筋強度の低減せず						帯筋強度の低減を考慮					
		3	4	5	6	7	8	3	4	5	6	7	8
せん断破壊した柱の建物のみ	平均値	0.93	0.54	0.72	0.51	0.55	1.18	0.84	0.42	0.63	0.43	0.45	1.18
	標準偏差	0.34	0.23	0.17	0.09	0.26	---	0.26	0.19	0.22	0.09	0.12	---
	変動係数[%]	36	42	24	18	48	---	31	45	35	20	27	---
	最大値	1.20	0.93	0.96	0.59	1.14	1.18	1.02	0.76	0.96	0.53	0.64	1.18
	最小値	0.39	0.29	0.49	0.41	0.28	1.18	0.39	0.07	0.42	0.36	0.28	1.18

5 まとめ

1995年兵庫県南部地震で被害を受けたRC造共同住宅の被害調査を行い、その調査結果をもとに、柱の断面解析およびせん断強度の計算を行った。その計算結果をもとに、柱の破壊形式の判定、破壊形式と帯筋端部の定着効果の検討・軸力の影響の検討、および建物のベースシア係数の検討を行った。

1. 破壊形式

帯筋の降伏強度が十分に発揮されたと仮定して（強度を 2400kgf/cm^2 と仮定）判定した破壊形式は、実際の被害の状態との対応はよくない。それらの柱の帯筋の配筋詳細は、端部の折り曲げ角度と折り曲げ後の余長の関係で、不適切のものが多かった。しかし、JASS5の規定を満たした配筋の柱では、計算結果と実際の被害とは、比較的よく対応した。

2. 帯筋端部の定着効果

帯筋の降伏強度が発揮されなかったと仮定して有効強度を、降伏強度の80%~20%程度まで低減した場合、判定した破壊形式は実際の被害とよく対応するようになった。帯筋端部の折り曲げ角度が両端90度のものや、折り曲げ後の余長が帯筋径の6倍程度に満たないものでは定着性能が劣り、帯筋が有効に働いたのは、強度の80%~40%程度であったと考えられた。

3. 軸力と破壊形式

今回の調査対象となったRC造共同住宅建物は、1階に駐車場などを配して、第1層をピロティ形式としたものが多く、外柱では軸力の変動も大きかったと考えられる。

帯筋強度を低減せずに計算したせん断強度で破壊形式を判定すると実際の被害と対応しない外柱について、軸力の破壊形式に及ぼす影響について検討した。

実際にはせん断破壊していて、帯筋強度を低減しないで計算すると曲げ破壊と判定される柱の半数以上は、軸力比が大きくなると破壊形式が逆転し、実際の状況とよく対応した破壊形式の判定ができた。この時の軸力比は最大0.3、平均値0.16程度の値であった。しかし、軸力比に関係なく常にせん断強度が曲げ強度を上回り、実際の破壊形式と対応しない柱もあった。

4. ベースシア係数

帯筋強度を低減しないでせん断強度を計算した場合と、帯筋強度を低減して曲げ強度を下回る時のせん断強度を計算した場合の二通りの柱の強度をもとに、建物のベースシア係数を求めた。

帯筋強度を低減して計算すると、全体の平均値で0.6程度となり、RC規準の許容応力度設計用のベースシア係数より大きな値になる。また、建物階数別にみると、0.4~0.8程度にばらついて分布している。

参考文献

- (1) 「1995 年兵庫県南部地震による神戸市灘区及び東灘区における鉄筋コンクリート造共同住宅の被害（その 1：調査結果の概要）」小谷俊介・松森泰造・小前健太郎・杉本訓祥，小谷研究室報告，1995. 4.
- (2) 「1995 年兵庫県南部地震による神戸市灘区及び東灘区における鉄筋コンクリート造共同住宅の被害（その 3：調査データ）」杉本訓祥・松森泰造・小谷俊介，小谷研究室報告，1996. 2.
- (3) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，日本建築学会，1988 改定. 1991 一部改定.
- (4) 「1995 年兵庫県南部地震により被災した文教施設の被害調査報告（その 2～その 4，その 6，その 8）」，日本建築学会大会学術講梗概集，pp.859～64・pp.867～8・pp.871～2，1995. 8.
- (5) 「兵庫県南部地震による被災建物の構造被害調査（その 1，2）」，日本建築学会大会学術講梗概集，pp.883～6，1995. 8.
- (6) 「兵庫県南部地震により崩壊した RC 建物の非線形解析」，日本建築学会大会学術講梗概集，pp.895～6，1995. 8.
- (7) 「Ductility of Square-Confined Concrete Columns」 Robert Park, M. J. Nigel Priestley, Wayne D. Gill, Proceedings ASCE, Vol.108, No. ST4, April, 1982, pp.929～950.
- (8) 「靱性を考慮した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式」倉本洋・南宏一，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.10-3，pp.651～656，1988.
- (9) 「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」，日本建築学会，1990.
- (10) 「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事」，日本建築学会，1986.