

論文 袖壁がRC造骨組みの耐力及び変形性能に及ぼす影響

大宮 幸*1・林 静雄*2

要旨： 現在、鉄筋コンクリート建物において袖壁は、これが骨組に及ぼす影響が不明確という理由から非構造壁扱いとされている。本論文は、MSモデルを用いた静的フレーム解析により、袖壁が骨組の耐力及び変形性能に及ぼす影響を明らかにした。結果、袖壁長さが柱の半分程度ならば、これを無視しても骨組の耐力・変形性能には影響を及ぼさないこと、ある程度長い袖壁が付加した場合でも、梁曲げ降伏先行型の全体崩壊系を骨組に形成させることで、大変形を抑えた高い耐震性能をもつ建物の設計が可能であることを示した。

キーワード： 袖壁，張出比，MSモデル，静的フレーム解析

1. はじめに

現在、鉄筋コンクリート（RC）造建物において二次壁は、骨組の耐震性能に及ぼす影響が不明確であるという理由から、構造設計時には非構造壁として扱われている。このため、たとえわずかな二次壁が柱・梁部材に付加する場合においても、スリットによる非構造壁化が行われ、建物の施工性・経済性の面で問題となっている。また先の兵庫県南部地震においては新たな問題が発生した：(1)二次壁が非構造壁化されること

により、骨組の変形性能は向上するが剛性は低下する。このため建物が修復困難なほど大変形を起こした例がある。(2)また大地震時には非構造壁の破壊が許容されたこと、そしてスリット間隔を十分に設けることは難しいことから、壊れた非構造壁に隣接していた窓・扉が破壊され、避難の妨げになったこと。

ここで袖壁の構造特性、つまり付加する柱・骨組の剛性・耐力を増加させる特性を考えると、袖壁を有効活用することにより、大地震時にも大変形を起こさない高い耐震性能を持った建物の

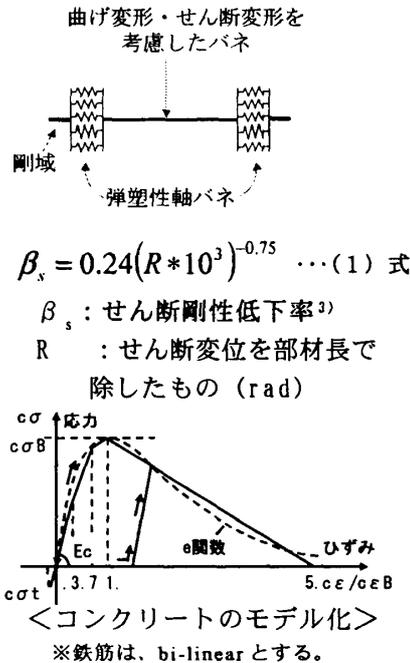


図 - 1 袖壁付き柱部材のモデル化

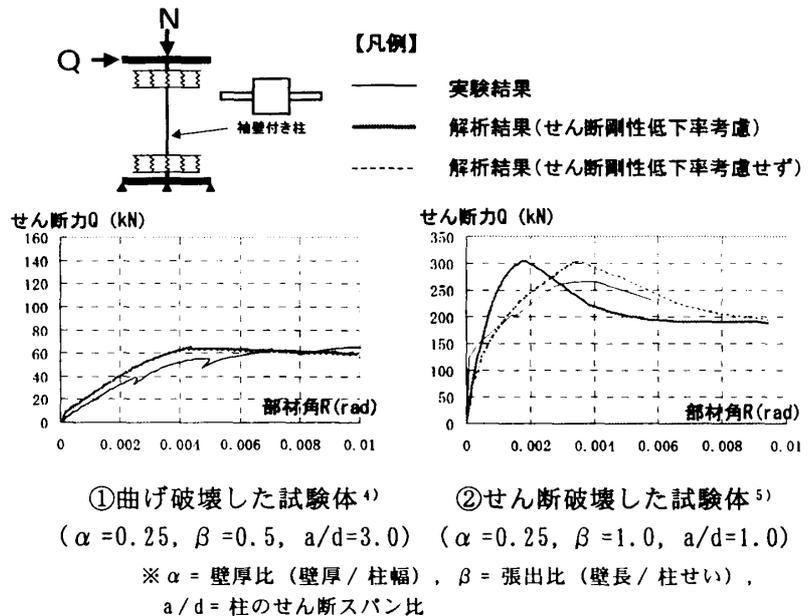


図 - 2 MSモデルによる袖壁付き柱の解析結果と実験結果の比較

*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 環境理工学創造専攻 工修 (正会員)

*2 東京工業大学教授 建築物理センター 工博 (正会員)

設計も可能であると考えられる。そこで本論文は、袖壁が骨組に及ぼす影響について、静的フレーム解析により検討を行ったものである。

2. 解析概要

2.1 解析モデル

部材のモデル化は、文献1)～2)を参考に行った。袖壁付き柱は、図-1に示すとおり、材端にコンクリートと鉄筋の複数の弾塑性バネを有するマルチスプリング (MS) モデルを用いた。袖壁付き柱のせん断剛性低下率は、連層耐震壁の実験から導かれた式(1)³⁾を用いて表現した。このようにモデル化を行った袖壁付き柱の解析結果と既往の実験結果^{4,5)}の比較を図-2に示す。同図より、式(1)を考慮したMSモデルにより、袖壁付き柱をモデル化することは妥当であるとする。

梁は、材端に弾塑性曲げバネを有する線材モデルを用いることとする。ヒンジ発生位置は以下のように仮定した：【柱】梁主筋芯位置とする【梁】二次壁が付加した梁のヒンジ位置については十分検討がなされているとは言い難い。このため、今回は文献6)を参考に、袖壁端部から梁せいの1/4内側に入った点とした。

2.2 解析対象

基準となるフレームは、実際に設計された、2×5スパンの地上14階建てRC造共同住宅の桁行き方向フレームとした。図-3にフレーム形状を示す。桁行き方向には多数の二次壁が存在していたが、これらはすべてスリットにより非構造壁化され、純フレーム構造として設計されていた。このフレームを基準フレームとして解析を行うものとする。

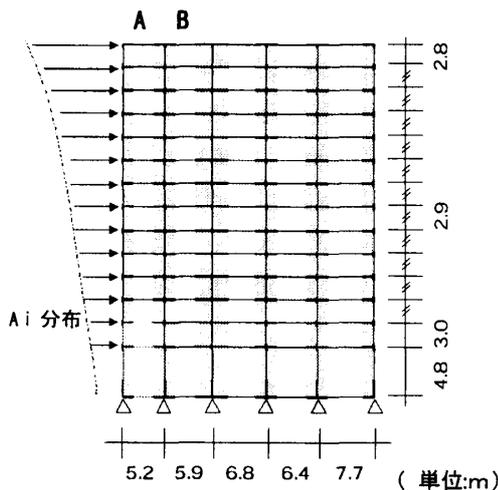


図-3 フレーム形状及び加力方式

〈〈 解析対象とした建物の材料強度及び主要断面形状〉〉

【柱】 断面形状：1050×1000(mm)，主筋：8-D38～6-D38（主筋比1.15～2.39%），補強筋：4-D13@100～2-D13@100（補強筋比0.23～0.51%）

【梁】 断面形状：750×770(mm)～650×770(mm)，主筋：6-D38+2-D35～5-D35+2-D32（引張鉄筋比0.83～1.77%），補強筋：4-D16@150（補強筋比0.23～1.06%）

【材料】 鉄筋：梁主筋-SD390，梁補強筋-SD295A・SD390，柱主筋-SD390，柱補強筋-SHD685
コンクリート：27.0～36.0 (N/mm²)

表-1 試験体一覧

試験体名	壁厚比 α	張出比 β	断面変更
A00-00	-	-	-
A25-05	0.25	0.5	そのまま
A25-10-Ch		1.0	変更
A17-10-Ch	0.17		

【記号】 壁厚比 α ：壁厚/柱幅，張出比 β ：壁長さ/柱せい

※1 $\alpha=0.25$ の試験体 → 壁厚250mm，壁筋比0.20%

$\alpha=0.17$ の試験体 → 壁厚180mm，壁筋比0.55%

【試験体名】 (i) 壁厚比

A25-10-Ch (ii) 張出比

(i) (ii) (iii) (iii) Chがつくと図-3のA, Bスパンの梁の断面変更あり

表-2 梁のせん断スパン比及びせん断余裕度

試験体名	M/QD	Qsu/Qm
A00-00	3.40	1.22
	3.90	1.40
A25-05	2.63	0.99
	3.07	1.10
A25-10-Ch	1.85	1.05
	A17-10-Ch	2.24
1.17		
		(0.89)

※ () の値は断面変更を行わなかった場合

上段の値 → 図-3, Aスパン

下段の値 → 図-3, Bスパン

【記号】 M/QD：せん断スパン比

Qsu/Qm：梁のせん断終局強度を梁の

曲げ終局時のせん断力で除したもの

Qsu, Qmの各計算式は文献7)による。

2.3 変動要因及び加力方法

変動要因を表-1に示す。変動要因は、壁厚比 (= 壁厚 / 柱幅), 張出比 (= 壁長 / 柱せい), 梁の断面変更の有無である。壁厚比は, 既往の二次壁に関する実験で多く用いられるパラメータである0.25 (壁横筋比=0.2%)と, 実際に設計された非構造壁の厚さに相当する0.17 (壁筋比=0.55%)の2通りを考えた。張出比は0.5, 1.0の2通りである。またA25-10-Ch, A17-10-Chについては, 袖壁が付加することにより梁スパンが短くなり, 梁のせん断余裕度が小さくなる (表-2参照)。このため, 図-3に示すA, Bの2スパンについて, 梁主筋の降伏強度を低下させ (主筋材質SD390 → SD295), 梁の曲げ破壊がせん断破壊に先行するよう計画した。なお, 加力方法は, 図-3に示すとおり, 一階柱脚をピンで固定し, 高さ方向の荷重分布はAi分布とした。

3. 解析結果

各解析結果について述べる前に, 本論文にお

いて仮定した各限界状態について示す。

【損傷限界】以下の3状況:(1)袖壁付き柱端部のコンクリート又は鉄筋が短期許容応力度に達した時(2)袖壁付き柱にせん断ひび割れが発生したとき(本研究では袖壁付き柱のせん断剛性が低下し始めた時点とする)(3)梁が短期許容せん断耐力に達した時

【終局状態=安全限界】最大変形となる層の層間変形角が1/50以上に達した時点。

以下から解析結果について述べる。

3.1 層せん断力-層間変位関係および終局時のモーメント分布

図-4には層せん断力-層間変位関係を, 表-3には各限界状態における層間変形角及びベースシア係数を, 図-5には終局時のモーメント分布について示す。各フレームとも, 梁降伏先行型の全体崩壊メカニズムを形成し終局状態に至った。

【A00-00, A25-05】わずかに袖壁が付加したA25-05は, 基準フレームA00-00とほぼ同様な耐力・変形性能を示した。また両フレームとも終局

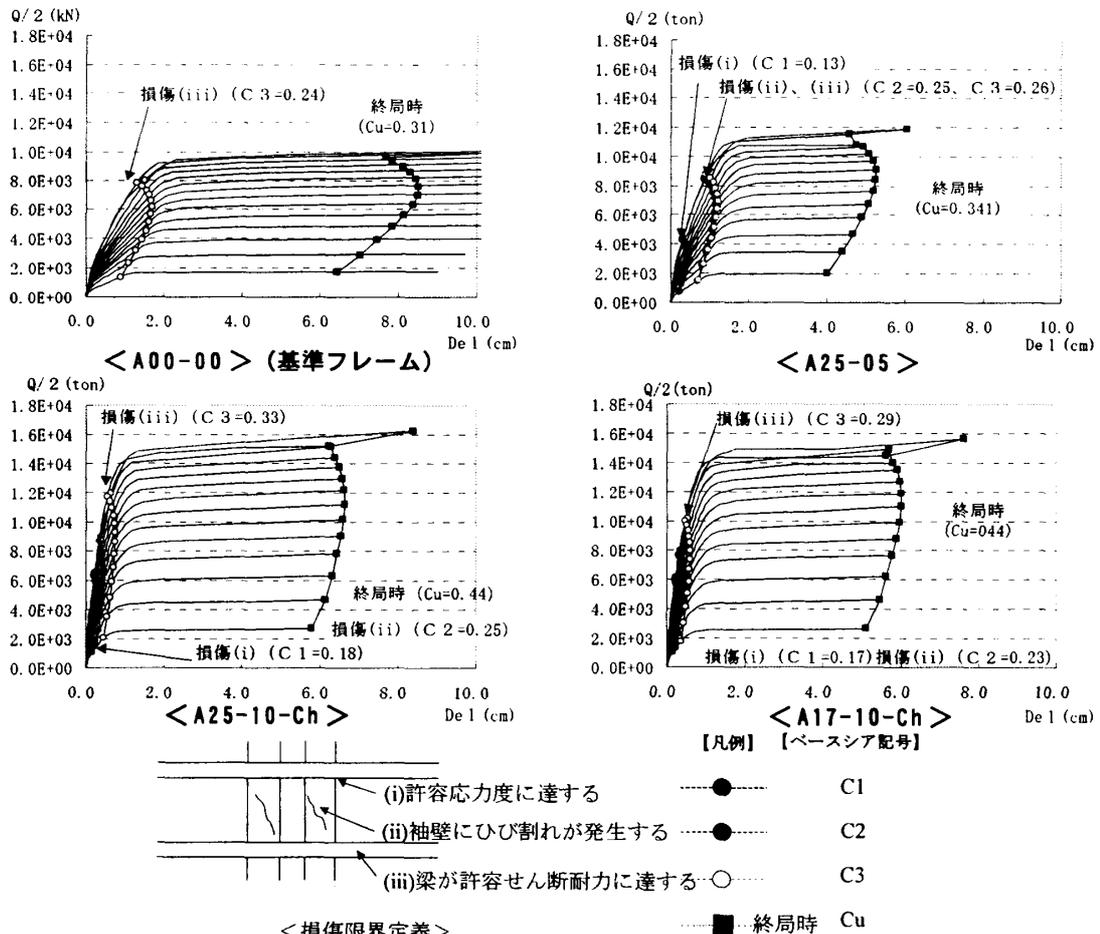


図-4 層せん断力-層間変位関係

表 - 3 各損傷限界時及び終局時の部材角及びベースシア係数一覧

試験体	壁厚 α	張出 β	解析結果								
			損傷		損傷i		損傷ii		終局		
			R(rad)	Co	R(rad)	Co	R(rad)	Co	R(rad)	Co	μ_{ave}
A00-00	0	0	-	-	-	-	1/175	0.237	1/34	0.302	4.80
A25-05	0.25	0.5	1/685	0.125	1/259	0.249	1/245	0.261	1/56	0.341	3.36
A25-10-Ch	0.25	1.0	1/1017	0.175	1/632	0.250	1/395	0.332	1/66	0.438	4.98
A17-10-Ch	0.17	1.0	1/1049	0.173	1/721	0.224	1/495	0.288	1/49	0.442	3.91

【記号】

損傷(i)：袖壁端部コンクリートが許容応力度に達したとき、損傷(ii)：袖壁付き柱にせん断ひび割れが発生したとき、損傷(iii)：梁のせん断力が許容耐力に達したとき、終局時：いずれかの層が層間変形角1/50に達した時、Co：ベースシア係数、R：最大層間変形角(rad)、 μ_{ave} ：降伏した梁の塑性率の平均値

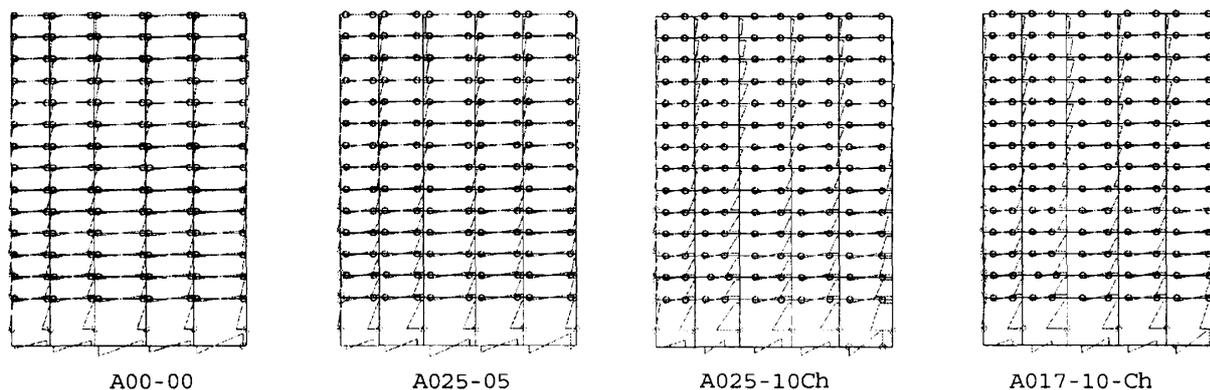


図 - 5 終局時モーメント分布比較 (○はヒンジを示す)

時はほぼ同様なモーメント分布となった。

【A25-10-Ch, A17-10-Ch】A00-00にくらべ骨組の剛性・耐力が増加し、終局時のベースシア係数は約4割ほど上昇した。また袖壁が付加することにより、柱の応力分布は連層耐震壁に近いものとなっている。また壁厚比の小さいA17-10-ChはA25-10-Chよりわずかに耐力は低下したものの、壁厚はあまりフレームの耐力・変形能に影響を及ぼさなかった。

3.2 終局時における柱・梁部材応力状態

表-4には、終局時の柱・梁部材の応力状態を示す。同表には、フレーム内部で一番応力状態が厳しい部材について示している。なお、梁のせん断終局強度は文献7)により、袖壁付き柱のせん断終局強度については著者らが提案した式により算出した(付録参照)。同表より、以下のことが分かる：【梁】終局時に梁が負担する応力は、 τ_c/F_c にしてほぼ0.12程度と、袖壁が付加した場合においても基準フレームとほとんど変わらない。【柱】柱についても τ_c/F_c は、各フレームともほとんど基準フレームと変わらない。軸力に関しては、いずれのフレームも一階引張側隅柱の負担軸力が最も厳しいものとなった。また袖

壁が長くなるほど骨組の剛性が上昇するため、一階引張側隅柱の軸力に対する余裕度は厳しくなっていく。

4. 袖壁を含む骨組の耐震性能の検討

袖壁を含む骨組の耐震性能を検討するため、本論文では限界耐力計算法⁸⁾による検証を行った。地盤の増幅係数Gsは地盤種別による略算値を用いた(第二種地盤)。また建物の減衰による加速度の低減率Fhについては、各部材の塑性率から減衰を求め、これを各部材の歪エネルギーにより重み付けして算出する方法を用いた。

表-5には損傷限界及び安全限界応答値一覧を、図-6には各フレームを等価一質点系に置換した際のベースシア-代表変位関係を示す。

【損傷限界】建物の損傷限界を袖壁付き柱端部のコンクリートが許容応力度に達した場合とすると、一部のフレームにおいて損傷限界時に必要とされる耐力を満たしていないことがわかる。しかし損傷限界応答時に、袖壁端部のコンクリート応力は最大圧縮強度程度であったため、この方法により建物の損傷限界と定めることは厳しすぎるものと思われる。一方、損傷限界を袖

壁のせん断ひび割れまたは、梁の許容せん断耐力とした場合は、損傷限界時に必要とされる耐力を満たしていた。

【安全限界】袖壁が付加する骨組においても、梁降伏が保証され全体崩壊系が形成される場合においては、安全限界時に必要とされる耐力・変形能を保持していることが分かる。また、図-7より、安全限界時のベースシア係数と張出比には比例関係が見られるが、A25-05とA25-10を結ぶ直線が縦軸 ($\beta = 0.0$)と交わる点の値は、A00-00より小さい。この結果から、袖壁が張出比にして0.5以下であるならば、袖壁が骨組に及ぼす影響はほとんどないことが考えられる。

5. まとめ

本論文では袖壁を含む骨組の静的フレーム解析を行った。この結果、以下の知見を得た。

- (i) 袖壁長さが張出比にして0.5以下であるならば、骨組の耐震性能にほとんど影響を及ぼさない。張出比が0.5より大きい場合は、この影響を無視することができないので、構造設計時には袖壁の影響を考慮する必要がある。
- (ii) 袖壁が付加されても、梁の負担せん断応力はそれほど増加しない。一方、柱は袖壁付加によりせん断余裕度が上昇した。ただし、袖壁が付加することにより、フレームの剛性が上昇するため、一階引張側隅柱の負担軸力が増加する。このため、軸鉄筋などの補強が必要と思われる。

表-4 終局時における部材応力状態一覧

試験体名	壁厚比 α	張出比 β	梁		柱		
			τ_c/F_c	Q_{su}/Q	τ_c/F_c	Q_{su}/Q	N_{max}/N
A00-00	0	0	0.116	1.23	0.054	2.11	1.61
A025-05	0.25	0.5	0.119	1.04	0.055	2.81	1.14
A025-10-Ch	0.25	1.0	0.120	0.94	0.055	2.80	0.98
A017-10-Ch	0.17	1.0	0.122	0.93	0.064	2.73	0.94

【記号】

τ_c : 終局時の平均せん断応力 (N/mm^2)、 (= 部材が負担するせん断力を全断面積で除したもの)
 F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)、 Q_{su} : 各せん断終局強度式による計算値 (kN)、梁は文献7)による計算値、袖壁付き柱は筆者らが提案したせん断終局強度式による計算値 (付録参照)、 Q : 終局時の各部材が負担するせん断力 (kN)、 N_{max} : 柱の最大軸力で、以下に示すとおり。圧縮最大軸力 = (全断面積 $\times F_c$) (kN)、引張最大軸力 = (袖壁縦筋も含む断面の全鉄筋 \times その降伏強度) (kN)、 N : 終局時に柱が負担する軸力 (kN)

表-5 損傷限界及び安全限界応答値一覧

【記号】 表-3に同じ

試験体名	壁厚比 α	張出比 β	解析結果						応答値					
			損傷(i)		min(損傷(ii),(iii))		終局時		損傷		安全			
			R(rad)	C_o	R(rad)	C_o	R(rad)	C_o	μ_{ave}	R(rad)	C_o	R(rad)	C_o	μ_{ave}
A00-00	0	0	-	-	1/175	0.24	1/34	0.30	4.80	1/388	0.13	1/65	0.28	2.15
A25-05	0.25	0.5	1/685	0.13	1/259	0.25	1/56	0.33	3.36	1/457	0.16	1/76	0.34	2.26
A25-10-Ch	0.25	1.0	1/1017	0.18	1/632	0.25	1/66	0.44	4.98	1/1006	0.18	1/123	0.42	2.44
A17-10-Ch	0.17	1.0	1/1049	0.17	1/721	0.22	1/49	0.44	3.91	1/953	0.19	1/99	0.42	3.20

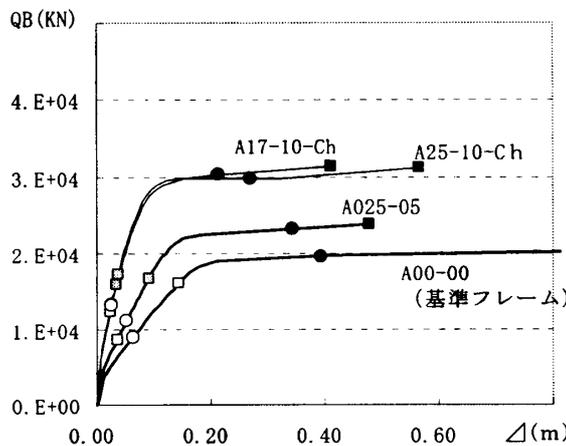


図-6 ベースシア - 代表変位関係

【凡例】

- 損傷限界時(i) (袖壁端部コンクリートが許容応力度に達する)
- 損傷限界時(ii) (袖壁付き柱にせん断ひび割れ発生)
- 安全限界時(終局時)
- 損傷限界時応答時
- 安全限界時応答時

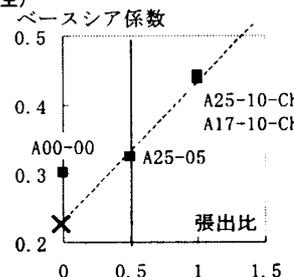


図-7 ベースシア係数 - 張出比関係 (終局時)

(iii) 梁の曲げ降伏が保証され、骨組に全体崩壊系が形成されるのであれば、袖壁を活用することにより、大地震時においても大変形を起こさない高い耐震性能を持つ骨組の設計も可能であることが分かった。

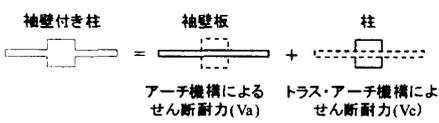
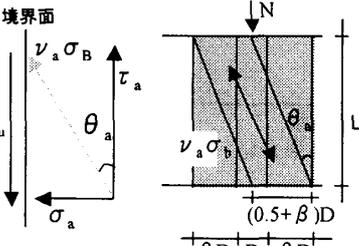
【謝辞】本研究を行うにあたり、東京工業大学助教授・工学博士・坂田弘安先生より多くのご助言・ご指導を戴きました。また、大阪大学助教授・工学博士・中塚信先生からご助言・ご指導を戴きました。ここに厚くお礼申し上げます。また本研究は東京工業大学建築物理研究センターの共同研究の一環として行われ、文部科学省科学研究費補助金の援助を受けております。ここに関係者各位に対しまして、深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 坂田弘安, 林静雄, 和田章: 軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリート梁の断塑性性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, pp. 45-55, 第380号, 1987.10
- 2) 坂田弘安, 和田章, 他: 増分解析法による保有耐力算定法について, 第8回電子計算機利用シンポジウム, pp.175-180, 1986年
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, pp. 86-87, 1987.9
- 4) 大宮幸, 中村洋介, 松浦康人, 林静雄: RC 造柱耐力・

破壊性状に及ぼす袖壁形状および袖壁横筋の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23 No3, pp.169-174, 2001年7月

- 5) 東洋一, 大久保全陸: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その9), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1305-1306, 1974
 - 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, pp. 56-61, 1987.9
 - 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1991
 - 8) 国土交通省住宅局建築指導課, 日本建築学会主事会議, 財団法人日本建築センター, 国土交通省建築研究所, 国土交通省建築研究所: 2001年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2001.3
- ※付録に関して
- 9) 大宮幸, 松浦康人, 香取慶一, 林静雄: 袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験及び考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第553号, pp.81-88, 2002年3月
 - 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート建造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997年
 - 11) 長沼洋一: 平面応力場における鉄筋コンクリート版の非線形解析モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, 第421号, pp.39-48, 1991年3月
 - 12) 望月重, 榎谷栄次, 永坂具也: 壁式プレキャスト構造鉛直接合部のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第424号, pp.11-22, 1991年6月

<p>■付録: 袖壁付き柱のせん断終局強度 提案式⁹⁾</p>  <p>【記号】 Vu: 袖壁付き柱のせん断終局強度 (kN) Va: 袖壁板のアーチ機構によるせん断耐力 (kN) Vc: 柱のトラス・アーチ機構によるせん断耐力 (kN) va: コンクリート圧縮強度低減係数 (下参照) ba: 壁厚 (= α B) (mm) Da: 袖壁も含めた全せい = (1 + 2β) D (mm) θa: アーチ角度 ※式(4)については文献10)参照</p> $V_u = V_c + V_a \quad \dots (2) \text{式}$ $V_a = v_a \sigma_B \frac{b_a D_a}{2} \tan \theta \quad \dots (3) \text{式}$ $V_c = \min \{V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}\} \quad \dots (4) \text{式}$ $\begin{cases} V_{c1} = 2 p_w \sigma_w b_c l_c + \left(w_n - \frac{5 p_w \sigma_w}{\lambda} \right) \frac{h D}{2} \tan \theta \\ V_{c2} = \frac{\lambda w_n + p_w \sigma_w}{3} b_c l_c \\ V_{c3} = \frac{\lambda v_a \sigma_B}{2} b_c l_c \end{cases}$	<p>■アーチの有効圧縮強度低減係数¹¹⁾</p> $v_a' = v_{sp} + 1.45 \eta \quad \dots (7) \text{式}$ $v_{sp} = 0.74 - c \sigma_b / 2600$ $\eta = (\sigma_0 - \sigma_{oc}) / c \sigma_b$ $\sigma_0 \leq \sigma_{oc} \text{ のとき } \eta = 0$ $\sigma_{oc} = 2.1 c \sigma_b^{0.66} - p_s \sigma_y$ <p>【記号】 η: 有効圧縮応力比 c σ b: コンクリート1軸圧縮強度 (kgf/cm²) v a': 圧縮強度低減係数 v sp: 軸力が作用しない場合の圧縮強度低減係数 p s: 補強筋比 σ y: 補強筋降伏強度 (kgf/cm²) σ 0: 外部圧縮応力 (kgf/cm²) $\sigma_0 = N / \{ \alpha (0.5 + \beta) B D \}$</p>
<p>■vaについて</p> <p>τ a < τ u のとき v a = v a'</p> <p>τ a > τ u のとき → スリップ破壊 v a = (τ a / τ u) · v a'</p> <p>【記号】 τ a: 境界面に働くせん断応力 (6)式 τ u: 境界面が負担できるせん断応力 (8)式 v a': アーチの有効圧縮強度 (7)式 σ a: 境界面に働く垂直応力 (5)式</p>	 <p>■柱-袖壁境界面のスリップ時のせん断応力¹²⁾</p> $\tau_u = 0.09 \lambda \cdot f_c + 1.28 p_w \sqrt{\sigma_y f_c} + 0.54 p_w \sigma_y + 0.84 \sigma_n \quad \dots (8) \text{式}$ <p>【記号】 λ: 1.0とする f c: コンクリート圧縮強度 (N/mm²) p w: 壁横筋比 σ y: 鉄筋降伏強度 (N/mm²) σ n: 外部圧縮応力 (N/mm²) σ n = σ a とする (5)式</p> $\begin{cases} \sigma_a = -\frac{v_a' \sigma_B}{2} (1 - \cos 2\theta_a) \quad \dots (5) \text{式} \\ \tau_a = \frac{v_a' \sigma_B}{2} \sin 2\theta_a \quad \dots (6) \text{式} \end{cases}$