そで壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究

STRUCTURAL PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE FRAME WITH NON-STRUCTURAL REINFORCED CONCRETE WALLS (SIDEWALLS)

杉山 智昭*, 松崎 育弘**, 中野 克彦***

Tomoaki SUGIYAMA, Yasuhiro MATSUZAKI and Katsuhiko NAKANO

The aim of this paper is to estimate the structural performance (stiffness, capacity, failure modes and ductility) of the Reinforced Concrete (RC) frame with cast-in-place non-structural RC walls (sidewalls).

This paper mainly describes the structural performance of the RC frame under the situation of which the column and the sidewall slide off vertically. A shear-loading test and a finite element analysis (2-D non-linear analysis) were conducted using one-story RC frame with non-structural walls (sidewalls). From the test and the analysis, the shear resistant mechanism of the RC frames was clarified. Further, the load-deformation relationship of the RC frame can be predicted by a evaluation method verified with the shear resistant mechanisms.

Keywords : Reinforced Concrete, Non-structural wall, Frame, Experiment, Finite element method

鉄筋コンクリート造, 非構造壁, 架構, 実験, 有限要素法解析

1. はじめに

柱および梁で構成される架構型の鉄筋コンクリート造建物では、様々な用途から、腰壁、たれ壁、そで壁および方立て壁といった非構造壁(2次壁)が混在して構面内に設けられる。これら非構造壁は、柱・梁の構造部材と同時に施工されるのが一般的なため、構造体との間に応力伝達が発生し、地震時の建物挙動に多大な影響を与えることになる。この影響は、構造体(柱)に取り付け壁板の形状から①腰壁・たれ壁的な挙動、②そで壁的な挙動、③方立て壁的な挙動に分けられる。これらの挙動は、地震が発生するごとに、①に関しては、変形が拘束された(短柱化による)柱のせん断破壊や、②に関しては、剛性が高くなって応力が集中することで生じた柱のせん断破壊として報告されており¹⁾、非構造壁が架構の構造性能に悪影響を与えるとみなされる傾向が強くなっている。しかしながら、非構造壁が構造部材よりも先に破壊することで架構の損傷が軽微になった被害²⁾も同時に報告されており、一概に、非構造壁の存在は、耐震上不利であると判断することもなさそうである。この様に非構造壁が存在する架構の挙動は複雑になるため、建築物の構造規定³⁾や既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準⁴⁾において、非構造壁の取り扱いとは未だ不明確であり、適切な評価方法が求められる。

一方、非構造壁と構造部材の応力伝達をディテールの面から回避する事を目的とした、『構造用スリット』と呼ばれる目地について

使用が推奨されている。しかし、この方法は、非構造壁を構造体から切り離すことで、結果的に架構全体の剛性と耐力を共に低下させる恐れも併せ持っている。また、スリットの使用には、目地部分の防水と耐火の問題、配筋やコンクリート打設など施工上の問題も指摘されている。更に、いわゆる『部分スリット』は、非構造壁の存在による力学的影響は無視し得ないことが示されており⁵⁾、構造用スリットを用いる場合にも適切な評価および使用方法が必要となる。

筆者らは、非構造壁と構造部材の破壊を制御した、架構の構造性能評価法の提案を目的として研究を進めている。文献6)では、非構造壁が取り付け柱の特性が卓越する架構に対して実験を行い、柱のせん断補強量が十分な場合には、非構造壁を構造部材よりも先行して破壊させるなど、柱と壁板の応力伝達を許容した設計法も選択可能であることを示した。そして、たれ壁・腰壁の挙動となる非構造壁が存在する架構について、柱部材と壁板のせん断力に対する抵抗機構をモデル化することで、構造性能評価法を提案している。

本論文では、そで壁の挙動となる非構造壁を内蔵する架構について構造性能評価法を提案することを目的としている。そで壁が接合する柱に関しては、構造性能評価法について研究が進められつつある(例えば7), 8)など。しかし、これら研究は、柱とそで壁が一体として挙動する状況について対象としており、多くの実験研究で報告されている、柱部材とそで壁の接合面近傍においてひび割れが著しくな

* 東京理科大学工学部建築学科 助手・博士(工学)

** 東京理科大学工学部建築学科 教授・工博

*** 新潟工科大学工学部建築学科 助教授・博士(工学)

Research Assoc., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Niigata Institute of Technology, Dr. Eng.

り、柱とそで壁が接合面ですれる(すべる、スリップする)挙動に関してなど、不明な点がいまだ多い。ここでは、これら破壊モードを明確に区分した架構の復元力包絡線(荷重-変形関係)の評価方法を、実験および有限要素法数値解析を用いて、柱と壁板のせん断力に対する抵抗機構を適切にモデル化して提案する。

2. 構造性能評価のための実験

構造性能評価に必要な知見を得るために実験を行った。文献6)では、柱の片側にそで壁が接合する架構の実験(No.1-2:図1~図4および表1~表2参照)を行い、柱とそで壁が接合部近傍で鉛直方向にすべる性状について示した。ここでは、より多くの要因に対して性状を知るため、試験体(No.3-2)を追加して実験を行った。

2.1 実験概要

表1に試験体要因一覧、図1に試験体形状および配筋図を示す。試験体は1層で柱が3本存在する架構であり、大きさは実大の約1/3である。架構内の壁板は柱と梁に剛接合させている。

柱の芯々寸法は $(I)2000\text{mm}$ 、柱の脚部からせん断力加力点までの距離は 1400mm とした。また、柱断面($B_c \times D_c$)は $240 \times 240\text{mm}$ 、スタブ梁断面($B_b \times D_b$)は $800 \times 600\text{mm}$ と剛強で、柱の特性が卓越する架構として設定している。柱主筋は12-D13(SD345)、壁せん断補強筋は縦、横ともにD4@105とし、壁筋は、長さ210mmで柱と梁に

表1 試験体要因一覧

No.	試験体名	断面 $B \times D$ [mm]	柱部 主筋 D13 [SD345]	せん断 補強筋 [SD295]	壁部 壁厚 t [mm]	そで壁 長さ l_w [mm]	補強筋比 (D4@105)	コンクリート 圧縮強度 σ_s [N/mm ²]
1-2	NWSM-53-4	240 $\times$ 240	12-D13	D6@50 (0.53%)	40	470	0.30%	24.7
3-2	NWS-89-4-6	左柱 中柱 右柱		D6@30 (0.89%)	60 40	240 360 240	0.20% 0.30%	33.9

使用鉄筋降伏点強度[N/mm²] No.1-2: [D13: 350], [D6: 292], [D4: 250]
No.3-2: [D13: 376], [D6: 296], [D4: 228]

図1 試験体形状(上: No.1-2⁶⁾, 下: No.3-2)

表2 実験特異点一覧: 正載荷 (Q [kN] (δ [mm]))

No.	柱曲げ ひび割れ	柱-そで壁 間ひび割れ	柱主筋 引張降伏	最大耐力
1-2	左柱 216 (1.75) 右柱 297 (3.52)	137 (0.87) 216 (1.75)	339 (10.10) 345 (11.08)	346.8 (12.12)
3-2	左柱 191 (0.87) 中柱 290 (1.74) 右柱 304 (1.75)	418 (3.35) 296 (1.67) 358 (2.39)	496 (7.03) 481 (8.74) 493 (9.22)	510.2 (12.03)

定着させている。柱せん断補強筋は、No.3-2 試験体で D6@30($p_w=0.89\%$)とした。また、スタブ梁主筋は $2 \times 6\text{-D22(SD295)}$ 、せん断補強筋は D13(SD295)@100($p_w=0.31\%$)とした。

変動要因は、No.1-2 試験体も含めて、そで壁長さ(l_w)が3水準(240,360,470mm)、そで壁厚さ(t)が2水準(40,60mm)、そして、壁の接合状況が2水準(片側に接合: 外柱, 両側に接合: 中柱)とした。これらの変動要因が設定されるように、左側柱・中柱・右側柱の各々で接合するそで壁を変化させている。

加力は、図2の様に加力用鉄骨を介して、上部に一定の軸力を保ち、試験体上部のスタブ梁芯位置に、左右の押し引きの荷重が等しくなるよう変位制御の漸増繰返しでせん断力を载荷した。

2.2 実験結果

図3に破壊状況、表2に実験結果一覧を示す。No.3-2 試験体の破壊は、層間変形角 $\gamma = 1/800 \sim 1/400\text{rad}$ にかけて、曲げひび割れが端部に発生し、 $\gamma = 1/800\text{rad}$ ($Q=300 \sim 400$ [kN])を過ぎた変形角で、柱とそで壁の接合面に一番近い壁縦筋に沿って無数のせん断ひび割れが発生した。そして、 $\gamma = 1/400 \sim 1/200\text{rad}$ 付近で柱とそで壁がそのひび割れ発生位置で鉛直方向にすべる性状が顕著となり、柱とそで壁の一体性が失われている。その後、純ラーメン⁶⁾と同程度の変形角である $\gamma = 1/200 \sim 1/100\text{rad}$ で、柱主筋が引張降伏して柱曲げ降伏先行型の破壊モードを示し、最大耐力以降、そで壁部のコンクリート圧壊が著しくなる性状となった。これら破壊性状は、発生荷重(変形)に差があるが、左側柱、中柱および右側柱の全てで同様であった。柱部材は、最終サイクル($\gamma = 1/25\text{rad}$)まで軸力を保持し、せん断ひび割れが著しく進展せず、健全な性状であった。なお、スタブ梁には、目視ではひび割れが認められない状況であった。

図4に層せん断力(Q)ー層間変位(δ)関係を示す。No.3-2 試験体の変形状は、曲げひび割れの発生と共に剛性が低下し、柱とそで壁が接合面ですべる性状が顕著になることで更に剛性が低下する性

図2 実験加力装置図

図3 破壊状況($\gamma = 1/25\text{rad}$)

◆柱-そで壁接合面せん断ひび割れ発生(SL) ●柱主筋引張降伏(Y) (L): 左柱 (R): 右柱 (C): 中柱

図4 層せん断力(Q)ー層間変位(δ)関係

状であった。そして、柱主筋の引張降伏により最大耐力を迎え、そこで壁のコンクリートの圧壊が著しくなることで、純ラーメン(柱部材のみ)の性状へと徐々に移行することが認められる。

以上の実験結果を検討して、構造性能評価を行っていく。

3. 有限要素法による数値解析

柱と壁板のせん断力に対する抵抗機構を明確にするため、内部応力状態の把握が可能である有限要素法による数値解析を行う。ここでは、解析が実験の状況を表現できていることを検証した後に、実験を補足する結果を得るため、擬似的な実験として、壁厚(t)とそで壁長さ(l_w)を変動させたパラメトリック解析を行った。

3.1 解析概要

図5に要素分割図および接合部要素設定模式図を示す。解析は、コンクリート、鉄筋および付着の材料非線形を考慮した2次元有限要素法解析プログラム⁹⁾を使用している。コンクリート要素は、8節点四角形の弾塑性要素で、2軸応力下の応力度(σ)—ひずみ度(ϵ)関係は Darwin and Pecknold による等価一軸ひずみ度に基づく直交異方性モデルを修正して用い¹⁰⁾、破壊条件は Kuper らの実験結果を修正した Darwin のモデルを用いた。柱主筋は鉄筋線材要素、柱と壁のせん断補強筋はコンクリート要素内に一様に分布するとした鉄筋積層要素(付着完全固定)でモデル化し、柱主筋とコンクリートの付着は各要素間にボンドリンクを設定してモデル化した。更に、柱、梁および壁板の各接合面には、局所的なひび割れと鉄筋のダボ抵抗をモデル化するため、クラックリンクおよび、文献 11) のせん断力—ずれ関係を適用したダボリンクを設定した。クラックリンクは、接合面の垂直・水平方向共に完全固定であり、垂直応力度がコンクリート引張強度を超えた後は両方向の剛性および応力を零とした。ダボリンクは、接合面に垂直な方向が完全固定であり、水平方向は図5中に示すバネ特性とした。これらのバネは、接合面の応力伝達をするものであり、意図的に柱とそで壁の接合面にすべりを発生させる要素としては設定していない。解析の試験体は、No.1-2試験体のたれ壁を除いた形状であり、そで壁部分の厚さは全て一様である。材料の機械的特性は、実験の材料試験結果を用いた。

3.2 解析の検証

図6に実験(No.1-2)と解析($l_w=470\text{mm}$, $t=40\text{mm}$)を比較した層せん断力(Q)—層間変位(δ)関係を示す。解析の破壊状況は、実験の曲げひび割れ・せん断ひび割れの発生状況を良く表現し、柱に沿ったそで壁コンクリート要素にせん断ひび割れが発生し、すべり発生兆候が見られた。しかし、柱—そで壁接合面に明確なずれ変形を生じるまでには至らず、層間変形角 $\gamma=1/200\text{rad}$ 付近でそで壁部分のコンクリート圧壊が著しくなり、誤差が大きくなって解析が終了した。荷重—変位関係では、柱とそで壁のすべりが著しくなる $\gamma=1/200\text{rad}$ 付近まで実験と解析が対応する結果となっている。また、図6中に示すとおり、柱主筋と柱せん断補強筋の歪み性状も対応する結果が得られている。これらより、解析試験体は、コンクリート要素にひび割れが発生するのみ²⁾では、そで壁と柱の接合面におけるすべり性状を十分に表現することができず、このため、柱主筋降伏まで解析がされていないものと推測される。しかし、柱と壁が一体である状況の内部応力状態は十分に検討できると思われるので、解析結果を含めて抵抗機構に対する検討を進める。

3.3 パラメトリック解析

壁厚(t)および壁長さ(l_w)を変動要因とする解析を行い、これら変動要因が剛性・耐力等を与える変化について検討する。非構造壁の壁厚および壁長さは、左右の柱で同一としている。

解析結果の剛性および最大耐力一覧を表3に、層せん断力(Q)—層間変位(δ)関係を図6に示す。解析は、壁厚 $t=160, 240\text{mm}$ の解析試験体のみが引張側柱主筋の降伏で最大耐力に達している。その他の解析試験体は、柱に沿ってそで壁のひび割れが生じているが、明確なずれ変位が柱—そで壁間で生じず、そで壁部分のコンクリート圧壊が著しくなることで誤差が大きくなり、解析が終了した(解析

図5 有限要素法解析要素分割図および接合部要素設定模式図

表3 解析変動要因および解析結果一覧

壁長さ(l)[mm]	470										240	720
壁厚(t)[mm]	10	20	30	40	60	80	120	160	240	40		
初期剛性[kN/mm]	181	212	296	349	442	503	630	730	849	210	486	
最大耐力[kN]	207	247	243	326	384	464	538	586	603	262	469

図6 数値解析結果(層せん断力—層間変位関係)

終了時を最大耐力とした)。初期剛性は、壁が厚くなる程、または、壁が長くなる程上昇している。また、最大耐力は、柱主筋が降伏せず、そで壁コンクリートが著しく圧壊した試験体では、壁が厚くなる程、または、壁が長くなる程、線形的に上昇する傾向があるが、柱主筋が引張降伏した試験体では、その上昇がほぼ頭打ちになった。

4. 内部応力状態

せん断抵抗機構のモデル化を行うため、実験および数値解析結果より内部応力状態について検討する。なお、解析結果については、柱とそで壁が一体である状況を示していると判断する。

4.1 応力の流れ

図7は、数値解析結果より得られたコンクリート主応力図である。図中、線の長さは圧縮応力の大きさ、線の方法は主応力方向を示しており、最大耐力時の状態を示している。そで壁厚さ(t)およびそで壁長さ(l_w)の変化に関わらず、主応力は、対角を結ぶ方向に存在していることが認められる。したがって、構造性能の評価には、柱-そで壁接合面における応力状態、および、そで壁端部(圧縮縁)における応力状態について着目することが重要と推測される。

4.2 柱モーメント分布(柱-そで壁接合面垂直応力度)

図8に実験および数値解析の柱各断面におけるモーメント分布を示す。実験の値は、柱主筋歪みより平面保持を仮定し、材料試験結果に基づくモデル(図8中)を用いて算出している。解析の値は、鉄筋線要素およびコンクリート面要素の応力を用いて算出している。

柱のモーメントは、そで壁長さが短い($l_w=240\text{mm}$)場合、そして、両側にそで壁が接合する中柱の場合に直線的な分布を示している。これは、壁が短い場合は、柱-そで壁接合面で伝達される圧縮(垂直)応力度が小さく、壁負担のモーメントが小さいためであり、中柱の場合は両側から伝達される圧縮力がほぼ同じになり、柱せん断力の変化が小さいためと考えられる。したがって、片側にそで壁が接合する場合は、壁が厚くなるほど、また、壁が長いほど、柱-そで壁接合面の圧縮応力度が大きくなり、柱負担せん断力の変化が著しく、柱モーメントが曲線的に変化する傾向となる。これら分布状況より、柱-そで壁接合面の圧縮(垂直)応力度は、ほぼ一様に分布しているものと推測される。なお、これらの状況は、柱とそで壁のすべりが顕著になる層間変形角($\gamma=1/400\sim 1/200\text{rad}$)の前後において、著しく変化していない。

4.3 柱-そで壁接合面せん断応力度分布

図9に数値解析の柱-そで壁接合面のせん断応力度分布を示す。接合面のせん断応力度は、クラックリンクおよびダボリンクの要素応力より求めている。若干、隣り合う節点の値にばらつきがあるものの、柱頭から柱脚まで平均的に見ると、図に見られるように、壁厚(t)や壁長さ(l_w)に関わらず、せん断応力度は、接合面全域に渡りほぼ一様で、最大耐力時に平均 5N/mm^2 程度の分布を示している。以上より、柱とそで壁の接合面におけるすべりを評価する際、接合面に発生する応力は一様として評価すればよいと考えられる。

4.4 そで壁端部ひずみ度分布

図10に実験(No.3-2)のそで壁端部コンクリート歪み分布の一例を示す。歪み計は、コンクリート表面に貼付しており、梁との接合面から 50mm の壁縦筋位置で計測している。コンクリートの歪みは、層間変形角 $\gamma=1/800\text{rad}$ 程度まで、柱部分も含めた断面内の全域で

図7 解析コンクリート主応力図($l_w=470,720\text{mm}$: 左右共 $t=40\text{mm}$)

図8 柱モーメント分布図(単位[kN・m], せん断力は左から右)

図9 柱-そで壁間せん断応力度分布(せん断力は左から右)

図10 そで壁端コンクリート歪み分布(実験 No.3-2)

直線に近い分布で発生している。柱に最も近い測定位置では、柱とそで壁のすべりによるせん断ひび割れの影響が見られるが、歪みは、すべりが顕著になり始める $\gamma = 1/400 \sim 1/200 \text{ rad}$ において、そで壁端部から $1.0D_c$ (D_c : 柱せい) の位置で零となる三角形分布の状態へ移行している。これは、そで壁長さ (l_w) が 360mm と長い中柱の場合も、そで壁長さ (l_w) が 240mm ($=1.0D_c$) と柱せいと同じである側柱の場合にも、また、壁厚 (t) が変化する場合も同様な性状が認められる。

5. 構造性能評価

検討した内部応力状態より柱とそで壁のせん断力に対する抵抗機構をモデル化し、架構の復元力包絡線(骨格曲線)、特に、剛性、耐力、破壊モードおよび変形性能の評価方法について提案する。ここでは、柱とそで壁が一体として挙動する場合、そして、柱とそで壁が接合面ですべる(スリップ)挙動となる場合を含めて評価する。

本論文では、梁が剛強で鉛直部材(柱部材)の特性が卓越する架構を対象としているので、架構の復元力包絡線は、各柱の復元力包絡線をすべて足し合わせることで評価する。そで壁が接合する柱の復元力包絡線は、基本的に曲げ降伏までを図 11(a)に示す様な bi-linear で評価する。柱とそで壁が接合面ですべる場合、柱の復元力包絡線は、すべり発生の折れ点を持つ tri-linear で評価することとした(図 11(b))。そして、曲げ降伏後の変形能は、柱とそで壁が一体として挙動する場合、最大耐力を維持する部材として変形能 (δ_{CWu}) を評価し、矩形柱のみの変形能 (δ_{Cu}) が更に大きい場合は、矩形柱の変形能と矩形柱の曲げ耐力へ移行する性状と判断する。これは、柱のせん断補強量が十分な場合、そで壁付柱としてのせん断力は維持できなくとも、矩形柱としての性能は十分保持されることが報告されており(例えば¹²⁾、これらを考慮したものである。また、柱とそで壁が接合面ですべる場合、最大耐力以降、矩形柱の耐力・変形能へ移行すると判断する。以上の復元力包絡線をモデル化するため、評価項目は、初期剛性(K_{CW1})、二次剛性(K_{CW2})、曲げひび割れ発生荷重(Q_{CWmc})、柱-そで壁スリップ発生荷重(Q_{CWslip})、曲げ耐力(Q_{CWmy} : 柱とそで壁が一体の場合、 Q_{CWsm} : 柱とそで壁がスリップした場合、 Q_{Cmy} : 柱部材のみの場合)、せん断耐力(Q_{Csu} : 柱とそで壁が一体の場合、 Q_{Csu} : 柱部材のみの場合)および限界変形 (δ_{CWu} : 柱とそで壁が一体の場合、 δ_{Cu} : 柱部材のみの場合)とした。

各評価項目について、柱とそで壁のせん断力に対する抵抗機構を実験結果および解析結果よりモデル化して求める。図 12 は、抵抗機構の模式図である。抵抗機構は、すべり発生前は、柱と壁板が一

図 11 復元力包絡線のモデル化

体として抵抗しているものとして、また、すべり発生後は、そで壁端部に圧縮束が偏るものとして扱う。すべり発生後のそで壁端部コンクリート圧縮応力は、柱せい (D_c) と同じ幅で三角形に分布しているものとする。また、柱-そで壁接合面の応力は、部材長さ方向全面で一様に発生しているものと仮定する。なお、垂れ壁・腰壁が接合する場合、クリアスパン (h_0') の扱いは文献 6) にしたがう、ここでは変動軸力を考慮せず、初期(長期)軸力のみを考慮する。

5.1 剛性

5.1.1 初期剛性

初期剛性は、曲げ変形 (δ_{Cm}) およびせん断変形 (δ_{Cs}) より (1) 式で求められる。柱の曲げ変形 (δ_{Cm}) は、部材軸方向 (y 方向) の曲率 (φ) を積分して (2) 式で算出する、また、柱せん断変形 (δ_{Cs}) は、せん断力からせん断変形角を算出し、部材軸方向で積分して (3) 式で求められる。ここで断面 2 次モーメント (I_w)、断面 (A_w) およびせん断形状係数 (κ_w) は、壁が接合する変断面として¹³⁾ 求める。なお、ここでは、柱部材のモーメントが逆対称であるとして算出している。

$$K_{CW} = \frac{Q_C}{\delta_{Cm} + \delta_{Cs}} \quad K_{CW1} = \frac{Q_C}{\delta_{Cm1} + \delta_{Cs1}} \quad \dots (1)$$

$$\delta_{Cm} = \iint \left\{ \varphi(y) \right\} dy dy = \iint \left\{ \frac{M_C(y)}{EI} \right\} dy dy \quad \delta_{Cm1} = \frac{Q_C h_0'^3}{12EI_w} \quad \dots (2)$$

$$\delta_{Cs} = \int \left\{ \frac{\kappa_Q C}{GA} \right\} dy \quad \delta_{Cs1} = \frac{\kappa_w Q_C h_0'}{GA_w} \quad \dots (3)$$

E : コンクリートヤング係数 $G = E/(2(1+\nu))$ $\nu = 1/6$ h_0' : クリアスパン

5.1.2 二次剛性(降伏時剛性)

二次剛性 (K_{CW2}) は、(4) 式に示すように、曲げ変形とせん断変形にそれぞれ、曲げ剛性低下率 (α_y) およびせん断剛性低下率 (β_u) を用いて評価する。曲げ剛性低下率とせん断剛性低下率は、文献 14) より (5) 式および (6) 式を用いる。なお、 a は $h_0'/2$ 、 η_0 は荷重初期に導入した軸力比(本論文の実験では $1/6$) として計算する。また p_t 、 p_w 、 σ_{wy} は、矩形柱とした値を用いる。なお、柱とそで壁が接合面ですリップする場合、降伏時変形は、壁の接合しない矩形柱と同一とする。

$$K_{CW2} = \frac{Q_C}{\delta_{Cm1}/\alpha_y + \delta_{Cs1}/\beta_u} \quad \dots (4)$$

$$\alpha_y = (0.0432 + 1.635np_t + 0.0434a/D_w + 0.325\eta_0)(d_w/D_w)^2 \quad \dots (5)$$

$$\beta_u = 0.461p_w\sigma_{wy} + 0.13 \quad \dots (6)$$

ここで D_w : 部材全せい、 d_w : そで壁圧縮端から柱引張主筋までの距離

5.2 各折点荷重(耐力)および破壊モード

5.2.1 一次折点(曲げひび割れ発生荷重)

第一折点荷重 (Q_{Ccr}) は、クリアスパン上下端に曲げひび割れが発

図 12 柱・そで壁抵抗機構概略図

生した状態を想定して、上下端のモーメントが(7)式¹⁵⁾のモーメントに達した時の荷重として、(8)式で求めることとした。

$$M_{CWmcr} = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z_W + ND_W / 6 \quad Z_W = I_W / (D_W / 2) \quad \cdots (7)$$

$$Q_{CWmcr} = 2M_{CWmcr} / h_0' \quad \cdots (8)$$

5.2.2 二次折点(曲げ耐力, せん断耐力およびスリップ発生荷重)

第二折点(第三折点)荷重(Q_{Cmy})は、クリアスパン端部のモーメントが曲げ終局モーメント(M_{CWy})に達した荷重として(9)式で求められる。ただし、片側のみにそで壁が接合する場合、(9)式で求める。

$$Q_{CWmy} = 2M_{CWmy} / h_0' \quad \cdots (9) \quad Q_{CWmy} = (M_{CWmy} + M_{Cmy}) / h_0' \quad \cdots (9)'$$

ここで、 M_{Cmy} : 柱断面のみの曲げ終局モーメント¹⁵⁾

$$M_{Cmy} = 0.8a_s \sigma_y D_C + 0.5N_C D_C (1 - N_C / (B_C D_C \sigma_B)) \quad \cdots (10)$$

N_C : 柱軸力($\leq 0.4B_C D_C \sigma_B$) a_s : 柱引張主筋断面積

σ_y : 柱主筋降伏点強度 D_C : 柱せい B_C : 柱幅

M_{CWmy} は、柱とそで壁が一体として挙動するとき、壁縦筋を考慮して(N_{ws} , M_{ws})、累加強度式⁷⁾を修正した(11)式により求める。

$$M_{CWmy} = M_{u1} \sim M_{u5} \quad \cdots (11)$$

$$N_0 = N'_{min} - a_n \cdot \sigma_y - 2N_{ws} \quad N_1 = N'_{min} - a_n \cdot \sigma_y + N_{wu} \quad N_2 = -a_n \cdot \sigma_y + N_{wu}$$

$$N_3 = 0.4B_C D_C \sigma_B - a_n \cdot \sigma_y + N_{wu} \quad N_4 = 0.4B_C D_C \sigma_B + a_n \cdot \sigma_y + N_{wu}$$

$$N_5 = N'_{max} + a_n \cdot \sigma_y + 2N_{wu} + 2N_{ws} \quad N'_{min} = -2a_t \cdot \sigma_y$$

$$N'_{max} = B_C D_C \sigma_B + 2a_t \cdot \sigma_y \quad N_{wu} = \eta_c l_w \sigma_B \quad M_{wu} = N_{wu} \cdot (D_C + l_w) / 2$$

$$N_{ws} = a_w \sigma_{sy} (= t l_w p_s) \quad M_{wu} = N_{wu} \cdot (D_C + l_w) / 2 \quad M_{ws} = 2N_{ws} \cdot (D_C + l_w) / 2$$

$$N_5 \geq N_C > N_4$$

$$M_{u1} = (0.8a_t \sigma_y D_C + 0.12B_C D_C^2 \sigma_B + M_{wu} + M_{ws})$$

$$\cdot (N'_{max} + a_n \cdot \sigma_y + 2N_{wu} + 2N_{ws} - N_C) / (N'_{max} - 0.4B_C D_C \sigma_B + N_{wu} + 2N_{ws})$$

$$N_4 \geq N_C > N_3$$

$$M_{u2} = 0.8a_t \sigma_y D_C + 0.12B_C D_C^2 \sigma_B + M_{wu} + M_{ws}$$

$$N_3 \geq N_C > N_2$$

$$M_{u3} = (0.8a_t \sigma_y D_C + 0.5(N_C + a_n \cdot \sigma_y - N_{wu}) D_C$$

$$\cdot \{1 - (N_C + a_n \cdot \sigma_y - N_{wu}) / (B_C D_C \sigma_B)\} + M_{wu} + M_{ws}$$

$$N_2 \geq N_C > N_1$$

$$M_{u4} = 0.8a_t \sigma_y D_C \cdot \{1 - (N_C + a_n \cdot \sigma_y - N_{wu}) / N'_{min}\} + M_{wu} + M_{ws}$$

$$N_1 \geq N_C > N_0$$

$$M_{u5} = (M_{wu} + M_{ws}) \cdot (N_C - N'_{min} + a_n \cdot \sigma_y + 2N_{ws}) / (N_{wu} + 2N_{ws})$$

η_c : そで壁コンクリートの有効圧縮係数=0.85 a_n : 柱中段筋断面積

a_w : 壁縦筋断面積 σ_{sy} : 壁筋降伏強度 p_s : 壁縦筋比

また、柱とそで壁の接合面にすべりが発生した場合の曲げ耐力(Q_{CWslmy})は、両側そで壁付柱の場合、(12)式にて、片側そで壁付柱の場合、(12)'式にて求める。

$$Q_{CWslmy} = 2M_{CWslmy} / h_0' \quad \cdots (12)$$

$$Q_{CWslmy} = (M_{CWslmy} + M_{Cmy}) / h_0' \quad \cdots (12)'$$

M_{CWslmy} は、そで壁端部のコンクリート圧縮束(図12参照)を考慮し、圧縮縁が圧縮強度に達すると仮定して(13)、(13)'式より求める。

$$M_{CWslmy} = 0.8a_t \sigma_y D_C + 0.5\Delta N_C D_C (1 - \Delta N_C / (B_C D_C \sigma_B)) + C_{We} (l_w / 6 + \beta_w) D_C \quad \cdots (13)$$

($l_w < D_C$ の場合)

$$M_{CWslmy} = 0.8a_t \sigma_y D_C + 0.5\Delta N_C D_C (1 - \Delta N_C / (B_C D_C \sigma_B)) + C_{We} (D_C / 2 + 2l_w / 3) \quad \cdots (13)'$$

$0 \leq \beta_w \leq 2$ $N_C \leq 0.4B_C D_C \sigma_B$ $\Delta N_C = N_C - C_{We}$ C_{We} : そで壁負担圧縮力

$C_{We} = t D_C \sigma_B / 2$ ($D_C \leq l_w$ のとき) $C_{We} = t l_w \sigma_B / 2$ ($D_C > l_w$ のとき)

せん断耐力は、矩形柱(Q_{Csu})とそで壁付き柱(Q_{CWsu})に分類し、矩形柱は終局強度型耐震設計指針せん断耐力式¹⁶⁾を用いて(14)式で、そで壁付き柱は益尾・神野式⁷⁾を用いて(15)式で求める。柱とそで壁が接合面ですべり発生する場合は、矩形柱として(14)式を用いる。

$$Q_{Csu} = B_C j_p \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) B_C D_C v \sigma_B / 2 \quad \cdots (14)$$

$$v = v_0 = 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} \quad \beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}}{v \sigma_B}$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_0' / D_C)^2 + 1} - h_0' / D_C$$

$$\cot \phi = \min \left(2.0, j_p / (D_C \tan \theta), \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy}) - 1.0} \right) \quad Q_{CWsu} = B_C j_p v \sigma_{wy} \tan \theta (1 - \beta) A_{ar} v_c \sigma_B / 2 \quad \cdots (15)$$

$$\beta = 2v_s p_w \sigma_{wy} / (v_c \sigma_B) \quad \tan \theta = \sqrt{(h_0' / D_{ar})^2 + 1} - h_0' / D_{ar}$$

$$v_c = 1.0 - \sigma_B / 170 \quad \sigma_B < 85 [\text{N/mm}^2]$$

$$= 42.5 / \sigma_B \quad \sigma_B \geq 85 [\text{N/mm}^2]$$

D_{ar} : アーチ機構のせい, A_{ar} : アーチ機構の断面積

$$D_{ar} = (1 + 2\zeta \beta_w) D_C \quad A_{ar} = B_C D_C + 2\zeta \beta_w D_C \quad (\text{両側そで壁})$$

$$D_{ar} = (1 + \zeta \beta_w) D_C \quad A_{ar} = B_C D_C + \zeta \beta_w D_C \quad (\text{片側そで壁})$$

ζ : そで壁のせん断有効係数(=0.65) v_s : せん断補強筋有効係数

$$v_s = 1.0 \quad p_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \leq 0.66 \text{の時}$$

$$= 1.28 - 0.42 p_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \quad 0.66 < p_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \leq 1.53 \text{の時}$$

$$= 0.98 \sqrt{\sigma_B} / p_w \sigma_{wy} \quad 1.53 \leq p_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \text{の時}$$

柱-そで壁接合面のすべりは、柱-壁接合面にひび割れが生じることで発生すると考える。そのときの接合面せん断応力度($\tau_{c-w} = \tau_{sl}$)は、接合面に発生している垂直応力度($\sigma_{c-w} = \sigma_0$)とコンクリート割裂強度(σ_t)を用いて(16)式で求められる。 σ_0 は、図12の力の釣り合いより、圧縮束(σ_{sl})の角度(θ_{sl})を用いて $\sigma_0 = \tau_{sl} \cdot \tan \theta_{sl}$ が成り立つので、(16)式より(16)'式が求められる。ここで、図7の応力状態より、圧縮束(σ_{sl})の角度(θ_{sl})は、柱頭・柱脚の加力端を結ぶと仮定して $\tan \theta_{sl} = D_w / h_0' = (D_C + \Sigma l_w) / h_0'$ と考える。

なお、壁補強筋量 $p_s \sigma_{sy}$ (p_s : 壁横筋, σ_{sy} : 壁筋降伏点強度)が σ_t よりも大きい場合、接合面近傍のひび割れの口開きを抑えられると考えられるので、(16)式中の σ_t を $p_s \sigma_{sy}$ と読み替えて用いる。

$$\tau_{sl} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_0^2} \quad \cdots (16)$$

$$\tau_{sl} = (\tan \theta_{sl} + \sqrt{\tan^2 \theta_{sl} + 4}) \sigma_t / 2 \quad \cdots (16)'$$

τ_{sl} より、すべりが発生する時のそで壁脚部圧縮力 $C_{We(sl)}$ は、接合面に一様な応力が生じていることから(17)式で求められる。

$$C_{We(sl)} = \tau_{sl} h_0' t \quad \cdots (17)$$

柱とそで壁が一体の場合、曲げ降伏時のそで壁脚部圧縮力 $C_{We(my)}$ は、(11)式の累加強度式より、そで壁に入力される軸方向力を算出して(18)式で求められる。(18)式の前者は、そで壁コンクリート圧壊(N_{wu})により、後者は柱引張主筋降伏により曲げ耐力に至ることを想定している。なお、ここでは、そで壁縦筋を無視している。

$$C_{We(my)} = \min (0.85 \sigma_B t l_w, a_t \cdot \sigma_y + a_n \cdot \sigma_y + N_C) \quad \cdots (18)$$

a_t : 柱引張鉄筋断面積 a_n : 柱中間筋断面積 σ_y : 柱主筋降伏強度

したがって、柱-そで壁のスリップ発生荷重(Q_{slip})は、柱とそで壁が一体として挙動する場合の曲げ耐力(Q_{CWmy})と線形の関係にあるとして、比をとって(19)式で求められる。

$$Q_{slip} = (C_{We(sl)} / C_{We(my)}) \cdot Q_{CWmy} \quad \cdots (19)$$

破壊モードは、せん断耐力(Q_{CWsu})よりも曲げ耐力(Q_{Cmy})が小さい場合に曲げ降伏先行型と判断する。また、柱とそで壁が一体として挙動する場合の曲げ耐力(Q_{Cmy})よりもスリップ発生荷重(Q_{slip})が小さい場合は、柱とそで壁の接合面ですべりが発生するものと判断し、この時、矩形柱のせん断耐力(Q_{Csu})よりもスリップ発生時曲げ耐力(Q_{CWslmy})が小さい場合に曲げ降伏先行型となると判断する。

5.2.3 変形能

変形能は、せん断余裕度による評価等、様々な算出方法¹⁷⁾があるが、ここでは、コンクリート圧縮強度の有効係数(v)をヒンジ回転角(R_p)にて低減する終局強度型耐震設計指針せん断耐力式靱性式($v = (1.0 - 15R_p) v_0$)¹⁶⁾に準じて求め、せん断耐力(靱性式)が曲げ耐力を下回る点を限界変形と判断する。このときの限界変形(δ_u)は、降伏時変形(δ_y)および部材長さ($h = h_0'$)より、(20)式にて求められる。

表4 計算結果一覧

	K_{CH1}	K_{CH2}	Q_{mcr}	Q_{CWmy}	Q_{slip}	Q_{CWslmy}
左柱	178	73	75	216	88	150
右柱	241	111	90	259	78	180
架構	419	-	-	-	-	320
左柱	156	30	63	231	107	167
中柱	315	33	127	424	174	218
右柱	126	24	58	231	98	154
架構	597	-	-	-	-	539

※上段:No.1-2 下段:No.3-2

 K_{CH1} :初期剛性, K_{CH2} :降伏時剛性 [kN/mm] Q_{mcr} :曲げひび割れ発生荷重, Q_{CWmy} :曲げ耐力(一体), Q_{slip} :スリップ発生荷重, Q_{CWslmy} :曲げ耐力(スリップ発生後) [kN]

図13 実験-計算包絡線(Q-δ)関係比較

$$\delta_u = \delta_v + \delta_p = \delta_v + R_p \cdot h \quad \dots (20)$$

ここで、そで壁が一体の場合の δ_{CWu} は、 $Q_{CWmy} > Q_{CWsu}$ となる変形であり、矩形柱の場合の δ_{Cu} は、 $Q_{Cmy} > Q_{Csu}$ となる変形である。

6. 構造性能評価法の適合性

6.1 本論文の実験に対する検証

表4に計算値一覧を、図13にせん断力-層間変位関係包絡線における計算値と実験値の比較を示す。架構の計算値は、柱のせん断力-層間変位関係包絡線を総和して求めている。図13では、点線が各柱の包絡線(計算値)を示しており、実線が架構全体の包絡線(計算値)を示している。計算値に用いた材料強度、ヤング係数は、全て材料試験結果の値を用いている。

せん断力-層間変位関係において、本論文の計算方法は、初期剛性をやや高めに評価(比較値 0.51~0.56)しているが、剛性の低下状況、降伏時変形および最大耐力(比較値 0.95~1.08)を良好に評価している。スリップ発生荷重についても計算値(比較値 0.78~1.38)は、実験を適切に評価している。なお、変形能は、全体的に安全側の評価であるが、概ね実験結果と対応する適合性を示している。

6.2 本論文の数値解析に対する検証

初期剛性および最大耐力の数値解析結果と計算値の比較を図14に示す。最大耐力の比較値には、累加強度式(一体の場合)の曲げ耐力 Q_{CWmy} 、スリップが発生した場合の曲げ耐力 Q_{CWslmy} 、柱-そで壁スリップ発生荷重 Q_{CWslip} の計算値も示した。横軸は、壁厚の柱幅に対する比($\alpha_w = t/B_c$)としている。

初期剛性の計算値は、若干高めではあるが、壁が厚くなることによる剛性の上昇と対応しており、適切に評価されている。

壁厚(t)が 120mm($t/B_c=1/2$)以下の場合、解析は、柱接合面近傍のそで壁コンクリート要素にひび割れが生じているものの、接合面におけるスリップを十分にモデル化できていないため、そで壁コンクリートの圧壊が著しくなり、柱主筋降伏(曲げ耐力に達する)まで至っていない。これら解析試験体は、曲げ耐力(累加強度式)計算値よりもスリップ発生荷重計算値が小さくなっており、この状態を適切に示していると考えられる。壁厚 $t=160$ mm($t/B_c=2/3$)および 240mm($t/B_c=1.0$)の場合、解析においても柱主筋降伏が観察され、ほぼ曲げ耐力計算値(累加強度式)まで解析されている。これらの性状は、壁長さが変化した場合についても同様であり、本論文の方法は、壁厚・壁長さの変動に対応した評価法といえる。

6.3 既往の実験研究に対する検証

既往研究の実験^{7), 8), 18)~35)}を用いて検証する。検証試験体は、

図14 解析値-計算値比較(初期剛性 K_1 ・耐力(最大荷重) Q)

架構試験体および部材試験体を抽出している。既往研究では、変形について報告されているものは少ないので、ここでは、曲げ耐力、せん断耐力、柱破壊モードの判定および壁スリップ発生の有無について検証する。試験体の破壊モードは、柱曲げ降伏先行型または柱せん断破壊先行型であり、スリップが発生した(スリップ後の曲げ降伏、スリップ後のせん断破壊)試験体を含めている。なお、曲げ降伏先行型には、そで壁コンクリートが圧壊した試験体も含んでいる。試験体を抽出した論文は、壁が付帯しない基準試験体(矩形柱試験体または frame 試験体)の曲げ耐力(最大耐力)が著しく計算値(AIJ 曲げ略算式)と異なる論文(比較値が 0.85 以下または 1.15 以上)を除いている。抽出した試験体数は、本論文の実験を含め 105 体である。試験体の主要因の範囲は、以下に示すとおりである。

壁厚・柱幅比($\alpha_w = t/B_c$): 0.13(1/7.5)~0.48(=1/2.08), 壁長さ・柱幅比($\beta_w = l_w/D_c$): 0.48~3.00, コンクリート圧縮強度(σ_B): 14.8~33.9[N/mm²], 軸力比($\eta = N_d/\sigma_B B_c D_c$): 0.00~0.40, 柱せん断補筋筋比(p_w): 0.10%~1.21%。

図15に曲げ耐力(eQ_{my} , eQ_{mv})とせん断耐力(eQ_{su} , eQ_{sv})の実験値(最大耐力)と計算値の比較を示す。

柱とそで壁が一体として挙動する場合の曲げ耐力は、試験体スケールが小さい場合に若干バラツキがあるが、実験値と計算値の比が大部分において 0.8~1.2 の間に分布しており、良好な対応を示しているといえる。スリップが生じている場合の曲げ耐力は、比の平均が 1.09 と実験値と良好な対応をしており、累加強度式を用いて計算した場合(○: 灰色)に比べて適切に評価がなされている。

せん断耐力も同様に、試験体スケールが小さい場合にバラツキが大きいが、実験値の大部分は計算値の 0.8~1.2 倍に収まっており、十分精度のある評価がなされている。また、スリップ発生後にせん断破壊した試験体についても、数が少ないが評価可能と考えられる。

図15 実験値-計算値比較(曲げ耐力 Q_{my} ・せん断耐力 Q_{su})

図16 既往実験における計算余裕度と破壊モード

図16(a)に計算柱せん断余裕度(柱せん断耐力/柱曲げ耐力 $=Q_{su}/cQ_{my}$)と柱破壊モードの関係を示す。図には矩形柱の結果も示している。せん断破壊先行型と曲げ破壊先行型の境界は、壁厚に関係なく余裕度が1.0の時とみてとれる。なお、余裕度が1.0を越える領域でもせん断破壊を示す試験体が存在するが、それらの試験体は、せん断破壊時の耐力と曲げ耐力計算値がほぼ同じであることから、曲げ降伏とせん断破壊がほぼ同時に発生していると推測される。

図16(b)に計算スリップ発生荷重(cQ_{WSu})/計算柱曲げ耐力(cQ_{Wmy})と壁破壊モードの関係を示す。試験体は、曲げ降伏先行型について抽出している。1.0を境界としてスリップ発生の有無が判定されるものと考えられる。文献に示された結果のみでは、スリップ発生の有無が明確でないため、0.8~1.0程度の範囲内でスリップが発生していない試験体も存在する。これは、評価式がひび割れ発生をスリップ発生時と評価しており、ひび割れ発生後も柱とそで壁が完全にすべるには、若干の荷重の上昇が必要であるとも考えられる。この場合も含めて、スリップ発生荷重を曲げ耐力の0.8以下にすることで、柱と壁板のすべり発生を保証でき、そで壁が剛接合する場合でも、柱単体の性能とみなした設計が可能であるといえる。

なお、評価法の適用範囲は、実験により検証された範囲である。

7. 結論

本論文では、構造体(柱部材)と非構造壁の応力伝達を許容した設計手法の確立を目的に、そで壁の挙動を示す非構造壁を内蔵する架構の構造性能(剛性、耐力、破壊モードおよび変形能)評価法を提案した。本手法は、実験および解析から柱と壁板の応力伝達状況を顕在化し、せん断抵抗機構をモデル化して構築しており、破壊モードを適切に分類することで、実験を良く表現できる事を示した。

参考文献

- 日本建築学会：1968年十勝沖地震被害調査報告，1968.12，1978年宮城沖地震災害調査報告，1980.2，1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の地震被害調査報告書，1997.3 等
- 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書，第IV編集合住宅，pp.69,163,第VI編非構造部材，pp.67~76,pp.31,39,102~103,1997.3，阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計-特設被害の原因と設計への提案-，pp.430~435,1998.10 等
- 日本建築センター：建築物の構造規定 1997年版,1997
- 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 耐震改修設計指針・同解説,1990
- 日本建築学会耐震壁小委員会二次壁ワーキンググループ：構造地を設けた鉄筋コンクリート造二次壁に関する研究資料,1988.3
- 杉山智昭,松崎育弘,中野克彦：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第551号，pp.111~118,2002.1
- 益尾潔,神野靖夫：袖壁貫通型アンカーを用いた柱のみのCFRPシート巻き付け構法による袖壁付きRC柱の補強効果，日本建築学会構造系論文集，第536号，pp.121~128,2000.10
- 磯雅人,松崎育弘,園部泰寿,中村洋行：連続繊維シートによりせん断補強された袖壁付きRC柱のせん断終局耐力評価，日本建築学会構造系論文集，第542号，pp.147~154,2001.4
- 張愛暉,野口博：RC造柱のせん断終局強度に及ぼす軸力の影響に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12,No.2,pp.329~332,1990
- Darwin D. and D. A. Pecknold：Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, SRS No.409, Civil Engineering Studies, University of Illinois, 1974.7
- 大淵英夫,松崎育弘,中野克彦：ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第491号，pp.97~104,1997.1
- 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，1987
- 大久保全陸,東洋一,飯田研：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2：剛性および終局強度曲げ強度に関する考察)，日本建築学会論文報告集，第207号，pp.9~17,1973.5
- 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究，東京大学博士論文，1970.12
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1999
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説,1990
- 日本コンクリート工学：コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム，1988.3
- 佐藤和英,野村設郎,座間美和：たれ壁，袖壁を有する鉄筋コンクリート構造物の弾塑性性状に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，<構造系>,pp.149~152,1979
- 佐藤和英,野村設郎,座間美和,山田隆久：たれ壁，袖壁，腰壁を有する鉄筋コンクリート構造物の弾塑性性状(その1：実験および解析概要)，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.161~164,1980
- 座間美和,野村設郎,佐藤和英,山田隆久：たれ壁，袖壁，腰壁を有する鉄筋コンクリート構造物の弾塑性性状(その2：実験および解析結果と考察)，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.165~166,1980
- 山田隆久,野村設郎,平間敏彦：たれ壁，袖壁，腰壁が周辺部材に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1449~1450,1981
- 長谷川雅弘,野村設郎：鉄筋コンクリートたて開口壁の耐震性能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1909~1910,1984
- 武田寛：鉄筋コンクリート造壁付き柱の耐力および変形性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1753~1754,1984
- 武田寛：鉄筋コンクリート造壁付き柱の耐力・変形性能に関する実験(高強度せん断補強筋比の場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，<構造系>,pp.561~562,1985
- 大久保全陸,東洋一,飯田研：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その1：実験概要および曲げ破壊性状)，日本建築学会論文報告集，第204号，pp.1~7,1973.2
- 大久保全陸,東洋一：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験(その1：せん断補強筋の少ない場合)，日本建築学会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1405~1406,1973
- 藤又康,東洋一,大久保全陸：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験(その2：壁厚の異なる場合，袖壁を付加して補強する場合)，日本建築学会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1289~1290,1974
- 大久保全陸,東洋一：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：CWシリーズ：袖壁付き柱の実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1305~1306,1974
- 山根一博,東洋一,大久保全陸,山本嘉孝,磯健一：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37CWシリーズ：袖壁付き柱の第2次実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1417~1418,1976
- 王子和臣,入江善久,藤本一郎：袖壁付き鉄筋コンクリート柱の挙動に関する実験的研究(その1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1433~1434,1976
- 王子和臣,入江善久,藤本一郎：袖壁付き鉄筋コンクリート柱の挙動に関する実験的研究(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1587~1588,1977
- 野村設郎,大森茂樹：RC造たれ壁・袖壁・腰壁付柱の剛域および復元力特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，<構造系>,pp.1451~1452,1981
- 久徳琢磨,徳広育夫：片側袖壁付き柱の変形および耐力に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C,pp.743~744,1988
- 久徳琢磨,徳広育夫：鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の耐力および変形性状，日本建築学会中国・九州支部研究報告，1990,pp.321~324
- 大宮幸,松浦康人,香取慶一,林幹雄：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および考察，日本建築学会構造系論文集，第553号，pp.81~88,2002.3月
- 杉山智昭,中野克彦,松崎育弘：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する実験的研究-中柱が存在する架構の実験-，日本建築学会学術講演梗概集，C-2,pp.538~pp.539,2002.8

(2003年7月10日原稿受理，2003年11月11日採用決定)