論文 脚部すべりが支配的な耐震壁の耐力評価とモデル化

井戸硲 勇樹*1・坂下 雅信*2・谷 昌典*3・西山 峰広*4

要旨:著者らが実施した耐震壁の水平二方向載荷実験では,面内一方向のみに載荷を行った試験体を含むす べての試験体で,脚部危険断面位置におけるすべり変位が支配的な挙動を示した。本報ではまず,鉄筋のダ ウエル抵抗分を求める既往の評価式を用いた耐力算定手法について述べた。次に,得られたすべり耐力を用 いてモデル化した水平方向バネを,試験体を模した三本柱モデルの脚部に挿入することにより,実験時の変 形挙動を概ね表現できることを示した。

キーワード: 耐震壁, 水平二方向載荷, 脚部すべり破壊

1. はじめに

E-defense において実施された 6 層 RC 造建物を模した 振動台実験¹⁾では、1 階耐震壁脚部ですべり挙動が観測 された。著者らがその要素試験として実施した、耐震壁 の水平二方向載荷実験²⁾においても、面内一方向のみに 載荷を行った試験体を含むすべての試験体で、脚部危険 断面位置におけるすべり変位が支配的な挙動を示した。 また、面外載荷を行った試験体では、面内載荷のみを行 った試験体と比較して、最大耐力が 10~15%程度低下し ており、復元力特性の評価手法の構築が課題となってい る。

脚部すべり破壊に至った耐震壁の挙動については,離 散ひび割れモデルを用いた有限要素解析での評価の試み ^{例えば3)}などが報告されている。本報ではそのような脚部 のすべりが支配的となる耐震壁に関して,著者らの実施 した実験を対象に,まず水平二方向載荷を受ける場合を 含む耐力算定手法を提案し,さらにその脚部すべり挙動 のより簡略な形での評価を目的として,線材置換による モデル化手法についても検証を行う。

2. 耐震壁の水平二方向載荷実験

2.1 実験概要

試験体は4体製作した。寸法・配筋は全試験体で共通 (図-1)であり,面内方向でせん断破壊,面外方向で曲 げ降伏が先行するよう計画した。施工時には,まず基礎 ブロックの打設を行い,打継面をワイヤーブラシで目荒 らしした後,試験区間と載荷梁の打設を行った。

本論文では、面内方向のみに載荷した O-0 試験体およ び、面外方向変位を面内方向変位の3倍となるよう水平 二方向に載荷した O-3 試験体を対象として検討を行う。 試験体に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結 果を表-1 に示す。載荷は一定軸力下で,図-2 に示す 載荷経路で行った。なお,面外方向載荷時は,試験区間



柱主筋:12-D10 柱補強筋:Ⅲ-S6@50 壁縦横筋:D6@62.5



図-1 試験体形状・配筋(単位 mm)



図-2 水平二方向載荷の経路(O-3の場合)

*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻・日本学術振興会特別研究員 DC (学生会員)
*2 (国研)建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士(工学) (正会員)
*3 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻准教授 博士(工学) (正会員)
*4 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻教授 博士(工学) (正会員)





図-4 脚部のすべり(O-0, Rx=1.5%時)

上下のブロックが水平となるよう2本の鉛直方向ジャッ キで制御しながら載荷した。その他,載荷装置図,配筋 詳細などは既報²⁾を参照されたい。

2.2 実験結果

図-3 に面内方向の水平荷重一層間変形角関係を示す。 ここでの層間変形角とはスタブ上面から高さ 900mm 位 置で計測した水平変位から算出したものである。また, 図中の破線は広沢平均式⁴⁾で求めたせん断耐力である。

図からも読み取れるように、広沢平均式で求めたせん 断耐力を上回る最大耐力に達した後、いずれの試験体も 変形角 0.5%付近から 1.5%付近までほとんど耐力低下が 見られなかった。なお、実験時には変形角 0.5%付近から、 後述する脚部打継面におけるすべり(水平方向のずれ) が確認されており、耐力の頭打ちはそれに伴う現象であ ると推察される。変形角 1.5%以降の耐力劣化は、壁板内



図-5 脚部水平変位---面内層間変形角関係(O-0)



図-6 面内方向水平荷重—脚部水平変位関係(O-0)

の圧縮ストラットの損傷などによる通常のせん断破壊で はなく,耐震壁脚部のコンクリートの損傷進展によるも

-416-

のと考えられ、これによる軸方向縮みも計測された。

2.3 壁板脚部水平変位について

図-4 に示すように、載荷中に観測された試験体脚部 におけるすべり変位は視認できるほどの大きさであった。 なお,変位計測は行っていなかったものの,柱について も壁と同様にすべる挙動が見られた。図-5 に一方向載 荷試験体 O-0 について壁板脚部水平変位(基礎ブロック 上面から 120mm の高さに取り付けた 6 本の変位計によ る計測値を平均して算出) - 面内方向層間変形角関係を 示す。図中には合わせて、層間変位-層間変形角(層間変 位/900mm)関係(図中の黒鎖線)も示した。この図から も変形角 0.5%付近から脚部水平変位が卓越する様子が わかる。なお、図中で脚部水平変位が層間変位を上回る 箇所が見受けられるが、これはサイクルピーク点から除 荷後の荷重0以降に対応し、図-6に示した面内方向水 平荷重-脚部水平変位関係からわかるようにその領域で は脚部水平変位がそれほど減少しないまま、荷重が負側 に向かうためである。また、図-6からは、脚部水平変 位は最大耐力付近の荷重に到達するまではほとんど生じ ず、剛塑性に近い挙動を示していたことも読み取れる。

3. 脚部すべり耐力の算出

3.1 解析モデル

すべり耐力算出にあたり、まず耐震壁を1本の線材と して MS モデルでモデル化した。解析ソフトには非線形 解析ソフト SNAP Ver.6⁵⁾を用いた。MS 要素の断面要素 分割の概要を図-7 に示す。なお、面内方向のせん断ス パンを実験と一致させるため、MS 要素で試験区間 (900mm)を柱部材としてモデル化し、その上部に実験時 の載荷点高さまでのスタブに対応する 300mm の剛な要



素を別途設け,面内方向の載荷はその頂部(1200mm 位置) で行った。図中,灰色の部分はコアコンクリートとして モデル化している。図-8 はコンクリートおよび鉄筋の 応力一ひずみ関係である。コンクリートは圧縮強度点ま でを二折れ線でモデル化しており,最初の折れ点は最大 強度の 0.8 倍の応力となる点とした。なお,コアコンク リートの圧縮強度点は NewRC モデル^{6,7}により算出し, 圧縮軟化域の勾配については圧縮強度点と NewRC モデ ルで算出した曲線においてひずみ 1.0%時の点を結んだ 勾配とした。

3.2 すべり耐力算定

本節では、すべり耐力算定手法についてまとめる。

後述する面内方向載荷中の各ステップにおいて、脚部 MS 要素のコンクリートバネ,鉄筋バネの負担応力を用 いて,式(1)によりすべり耐力 *Qst*を算出する。なお,式 (1)の第一項はコンクリートバネの圧縮合力から求まる 摩擦抵抗,第二項は鉄筋のダウエル抵抗分⁸⁾にそれぞれ 対応する。

$$Q_{sl} = \mu \sum C_c + \sum 1.65 a_s \sqrt{\sigma_B f_y (1 - \alpha^2)}$$
(1)

- μ:摩擦係数 (=0.8 とした)
 C_c:コンクリートバネの圧縮力(N)
 a_s:各鉄筋の断面積(mm²)
 σ_B:コンクリートの圧縮強度(MPa)
 f_y:鉄筋の降伏応力(MPa)
- α : 引張応力 f_s に応じた低減係数 (= $f_s / f_y, \alpha \leq 1$)

3.3 耐力算出に至る手順

最初に,一方向載荷試験体は面内方向にプッシュオー バー解析を行う。二方向載荷試験体は O-3 (面外方向に 面内方向の3倍の変形を作用させた試験体)の場合,面 外に層間変形角でまず負側 1.5%,次に正側 1.5%変形さ せ,その面外方向変形を保持したまま,面内方向に載荷 した。この層間変形角 1.5%の面外方向変形は,実験にお いてすべり変位が明確に生じ始めたのが,面内方向の層 間変形角 0.5%付近からであったことを反映したもので



図-9 すべり耐力算出の概要

ある。また、「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリ ート構造設計指針(案)・同解説」⁹では摩擦係数につい て、先打ちコンクリート表面を無処理の場合を 0.6、レイ タンス除去を行い 5mm 程度の人為的凹凸面を設けた場 合を 1.0 としており、本研究の対象とした試験体はその 中間的な状況であったと考え、今回は摩擦係数を 0.8 と した。これらの点に関しては今後さらなる検討が必要で あろう。

次に, 図-9 に示すように面内方向載荷を行う各ステ ップにおいて,解析結果として得られる面内方向水平荷 重と、その各ステップにおいて算出した前述のすべり耐 力とを比較し、それらが交差する点をすべり耐力と定義 する。

式(1)を用いて算出した結果を表-2に示す。表中の括弧 の中の数値は実験時の最大耐力を 1.0 とした場合の算出 値の割合である。なお,表-2には,塑性ヒンジ長さを 0.5Dとした場合について算出値を掲載している。ここで のDとは側柱面外方向のせい(=240mm)である。この ヒンジ長さは、O-0 のすべり耐力算定結果には影響を与



表-2 算定したすべり耐力(単位 kN)

Ş _側柱の MS 要素 (面内方向は両端ピン) ~~~ すべりバネ --> -----

図-10 脚部にすべりバネを挿入した解析モデル



えないが、今回の O-3 のようにまず面外方向に正負で規 定の変形を生じさせる場合,そのヒンジ長さに応じて各 コンクリートおよび鉄筋バネのひずみが変化し、本手法 で求めるすべり耐力に影響を与えることになる。表-2 に示すように,実験結果と同様に水平二方向載荷を行っ た O-3 の方がすべり耐力が低くなる結果が得られた。面 外方向載荷で正負繰り返し載荷を行い、その変形を保持 したまま面内方向に載荷することにより、当然ながら MS 要素の各バネに残留ひずみが生じる。今回の結果は, その残留ひずみが本手法で算定するすべり耐力を低下さ せる方向に影響を与えたものである。なお、面外方向を 含めた繰り返し載荷により、仮定した摩擦係数に相当す る値も低下している可能性が高いが、本論文ではその点 は考慮していない。

4. すべり挙動のモデル化

4.1 モデル化の概要

実験において観察されたすべり挙動を簡便な方法で模 擬するため、図-10に示す解析モデルを提案した。具体 的には、三本柱モデルの脚部に面内水平方向のみに自由







度を有するすべりを模したバネ(以後、すべりバネ)を 挿入している。

既に述べたとおり、脚部水平変位(すべり変位がその 殆どを占める)を横軸に、面内方向の水平荷重を縦軸に とった図-6 に着目すると、剛塑性に近い極めて特徴的 な曲線を描いている。これを表現するため、図-11 に示 すバイリニアスリップモデルおよび武田スリップモデル ¹⁰のすべりバネへの適用を試みた。いずれのモデルにお いても十分大きな初期剛性をすべりバネに与えた。さら に基礎ブロックを剛と仮定し、脚部に設けた 2 つのすべ りバネの水平力がそれぞれ 0.5Qs1 に達した時にすべりが 生じ始めるようモデル化されている。

また、すべりバネ直上の耐震壁のモデルにおいて、中 央壁柱のせん断バネの骨格曲線は「鉄筋コンクリート造 建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」⁵⁾を参考にバイ リニアでモデル化し、その履歴特性は原点指向とした。 ただし、せん断終局強度についてのみ、津田の手法¹¹⁾を 用いて求めた。(1419kN)

側柱や壁柱の軸・曲げ挙動は MS 要素を用いてモデル 化し、断面の要素分割のサイズは 3 章で述べた一本柱の モデルと同様とした。中央壁柱の MS 要素の塑性ヒンジ 長さは 180mm (0.15*M/Q*¹²))とした。ただし、中央壁柱



図-15 面内方向の水平荷重-層間変形角関係(O-3)



図-16 面外方向の水平荷重-層間変形角関係(O-3)

の頂部は弾性としてモデル化した。

4.2 一方向載荷試験体への適用

本節ではまず一方向載荷のみを行った O-0 試験体についての検討結果を示す。載荷履歴は層間変形角 0.05%, 0.10%, 0.25%, 0.50%, 0.75%, 1.0%の各サイクルを二回ずつとした。

図-12 に(a) バイリニアスリップモデルを用いた場合, (b) 武田スリップモデル (β:0.0, λ:0.3) を用いた場合 の水平荷重一層間変形角関係を示す。なお,ここで示し た実験結果は変形角 1.0%のサイクルまでを取り出した ものである。 図-12 より,すべりが生じ始めてから耐 力が頭打ちとなる挙動や,実験において特徴的であった 残留変形についても十分精度よく再現できている。特に (b)武田スリップモデルを用いた場合では,バイリニアス リップモデルでは表現されない第2象限,第4象限の挙 動,2回目の繰り返し載荷の挙動を含めて実験結果とよ く対応している。

さらに、図-5、図-6に示したものと同様の図を、武 田スリップモデルを用いた解析結果から出力し、実験結 果と比較したものを図-13および図-14に示す。なお、 既に述べたとおり、実験結果の値には変位計取付け高さ までの壁脚部せん断変形も含まれているが、すべり変形 が生じ始めた 0.50%サイクル以降は図-4 などからも明 らかなように、その値はすべり変形と比較して十分無視 できる大きさであると考えられる。これらの図は、すべ りを模擬するバネを脚部に挿入するだけの簡便な方法で、 脚部すべりが支配的となる耐震壁の変形挙動を、残留変 形なども含めて十分評価できるようになる可能性を示唆 している。現状のモデルでは、実験で変形角 1.5%や 2% のサイクルから生じ始めた耐力劣化域のモデル化が行わ れておらず、大変形領域までのモデル化が必要な場合は さらなる検討が必要である。

4.3 二方向載荷試験体への適用

水平二方向載荷を行った試験体 O-3 についても同様の 解析を試みた。O-3 試験体のすべり耐力には表-2 で求 めた値(1046 kN)を用い,載荷経路は実験(図-2)と同様 とした。

図-15, 図-16 に面内方向, 面外方向それぞれの水平 荷重-層間変形角関係について実験結果と解析結果を比 較した。面内方向に着目すると、一方向載荷の試験体 O-0ほどには、残留変形などを表現できていない。これは、 面内方向載荷サイクルピーク点からの面外方向除荷(図 -2の[2]→[3]および[6]→[7])に伴い, 面内方向, 面外方 向の相互作用によって生じている面内水平耐力の低下な どについて,実験結果を十分に評価できていないことが 大きな原因のひとつであると考えられる。また、面外方 向についても、解析で得られた最大耐力と実験における 最大耐力に乖離が見られるほか, カバーコンクリートの 損傷に伴う耐力低下も早期に発生している。既報 2)でも 述べたとおり, 柱2本分として略算式4)で求めた面外方 向曲げ耐力を実験結果は大きく上回っている。壁板を考 慮していない影響、上下スタブによる拘束の影響など 様々な要因が挙げられ、今後さらなる検討が必要であろ う。

5. まとめ

脚部すべり破壊に至った,著者らが実施した耐震壁の 水平二方向載荷実験について,その実験結果をもとにす べり耐力の算定,すべり挙動のモデル化を試みた。

- (1) 実験で計測した面内水平荷重-脚部水平変位関係は 剛塑性に近い特徴的な挙動を示していた。
- (2) 最初に作用させる面外方向変形量の設定方法, 摩擦 係数の考え方などに課題は残すものの, MS モデルを 用いた水平二方向載荷時のすべり耐力の算定手法を 示した。
- (3) 三本柱モデル脚部にすべり挙動を模擬した水平方向 バネを挿入することで、耐力が劣化し始めるような 大変形領域の手前までであれば、脚部すべりが支配 的となる耐震壁の変形挙動を概ね追跡できることを

示した。しかしながら,水平二方向載荷を受ける試験 体については課題を残す結果となった。

謝辞

本研究は、平成27年度文部科学省委託研究「都市の脆弱 性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト(2)都市 の機能維持・回復に関する調査研究」の一環として実施 したものである。また、本研究を実施するにあたり、修 士二回生木村聡氏の協力があった。併せてここに謝意を 表す。

参考文献

- 増田安彦,勝俣英雄,杉本訓祥,米澤健次,西村勝 尚,三浦耕太,西山峰広,真田靖士,松森泰造:縮 小6層RC造耐震壁フレーム建物試験体の振動台実 験(結果の検討) RC造建物の崩壊余裕度定量化に 関する研究開発 その 10,日本建築学会大会学術講 演梗概集, pp.343-344, 2015.9
- 2) 井戸硲勇樹,松井孝憲,坂下雅信,西山峰広:水平 二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響,コンクリート工学年次論文集 Vol.36, No.2, pp.271-276, 2014
- 三島徹也,山田一宇,前川宏一:交番載荷及び温 度荷重を受ける RC 構造の離散ひびわれ有限要素解 析,土木学会論文集 No.442/V-16, pp.201-210, 1992.2
- 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会:2015
 年版 建築物の構造関係技術基準解説書,2015.6
- 5) 株式会社構造システム: SNAP Ver.6 テクニカルマニ ュアル, 2012.1
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証 型耐震設計指針・同解説,1999.8
- 7) 田福勝,崎野健治,孫玉平:拘束 RC 柱の曲げ圧縮 性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響,日本建築学会 構造工学論文集 Vol.43B, pp.191-198, 1997.3
- Vintzeleou, E. N., and Tassios, T. P. : Behavior of Dowels under Cyclic Deformations, ACI Structural Journal, Vol.84, No.3, pp.18-30, Jan./Feb.1987
- 9) 日本建築学会:現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説,2002.10
- 江戸宏彰,武田寿一:鉄筋コンクリート構造物の弾
 塑性地震応答フレーム解析,日本建築学会大会学術
 講演梗概集,pp.1877-1878,1977.10
- 津田和明:鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度 算定法に関する研究,日本建築学会構造系論文集 第74巻,第645号,pp.2069-2075,2009.11
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能 評価指針(案)・同解説,2004