コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，2009

論文　ストラットモデルによるRCフレーム組積造壁構造の耐力算定方法

小日山　喬[*1]・Carlos ANTEZANA[*2]・椿　龍哉[*3]

要旨：本研究では， RCフレーム組積造壁構造について，既往の研究結果に見られる組積造壁の亀裂の形状から圧縮域をモデル化し，ストラットモデルによる耐力算定方法を検討した。地震時に作用する水平荷重に対する構造全体の剛性と，組積造壁とRC柱の荷重分担率を考慮し，各構造要素の等価弾性係数と断面積の積で定義される抵抗力の低下率を定めた。さらに圧縮域の強度を開口状態に応じて定義することにより，各種開口形状に対してせん断耐力を算定できることを確認した。

キーワード：RCフレーム組積造壁，ストラットモデル，荷重分担率，強度低減率，せん断耐力

1. 序論

RC フレーム組積造壁構造は南米やアジアなどの途上国を中心に現在多数建設されており，建設費用が安く、鉄筋コンクリートや鉄骨造が普及した現在でも主要な住居用の構造として利用している例は多い。しかしこの構造形式は耐震性に乏しく，また経済および社会上の制約から十分な耐震補強をされないまま使用され続けている建造物が多いのが現状である。国や地域によって違いはあるが、耐震性に対する研究例の少なさから十分な耐震設計の基準が設けられている例も少なく，基準に補足や修正が必要な場合も多数存在する。

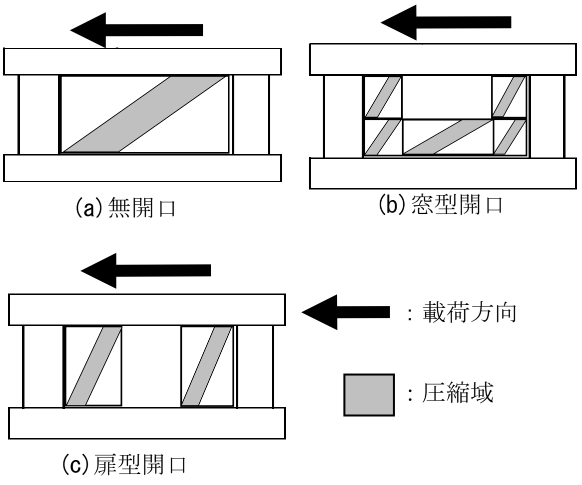
本研究では，RC フレーム組積造壁構造が地震時にせん断力を受けて破壊に至る時の耐力を組積造壁の開口部の有無や大きさ，開口形式を実験変数とした既往の実験を対象とした解析を行い，その結果について実験との比較検討を試みるとともに，耐力算定方法の提案を目的とする。本研究の独自の試みとして，実験では把握が難しい荷重の分担率を解析により検討することで，RC フレームおよび組積造壁の応力分布を再現することとした。

2．RCフレーム組積造壁構造の破壊挙動

2.1 破壊現象

(1) 破壊モード

RC フレーム組積造壁構造は図－1 に示すように，水平荷重を受けると変形し，組積造壁が抵抗することで圧縮域が形成され，組積造壁に斜めひび割れが発生する。通常この斜めひび割れはモルタル界面と組積材の付着界面に発生することが多いが，配合の良いモルタルと組積材を用いて適切な施工管理を行うことにより，モルタル目地の付着が高まり斜めひび割れはモルタル材と組積材を突き抜けながら進行する。この場合には柱部より先に組積造壁の圧縮域が破壊し，RC フレーム組積造壁構造全体の耐力が他の場合より大きい。一方，組積材とモルタル目地の付着が悪い場合にはモルタル目地にひび割れが集中することで柱のせん断破壊が先行することにより耐力が小さくなり，脆性的な破壊をする傾向がある。本研究では前者の破壊パターンを想定する。



図－1　水平荷重作用時の組積造壁の圧縮域

(2) 圧縮域

RC フレーム組積造壁構造では圧縮域が形成されるためせん断に対する抵抗は高くなり，全体の剛性は高くなる。また，図－1(b) (c) に示すように，圧縮域は開口部が存在することによって小さくなるため，抵抗が低下し，全体の剛性は無開口の場合に比べて低い。

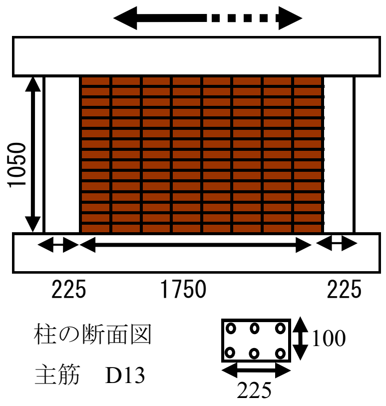
3. 解析手法

3.1 解析対象

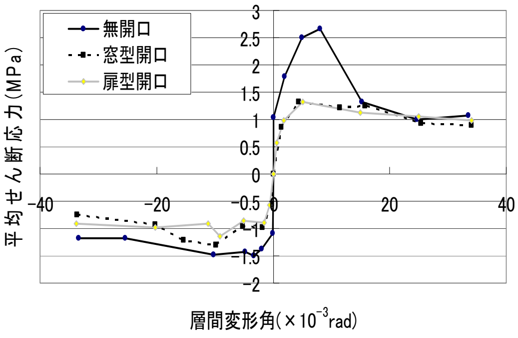
解析対象には，既往の実験の中からレンガで造られた組積造壁を有する RC フレームを用い，かつ組積造壁の破壊が先行し，終局に至る実験結果を選定した。実験の

*1 横浜国立大学大学院　環境情報学府　環境システム学専攻　(正会員)
*2 横浜国立大学大学院　工学府　社会空間システム学専攻
*3 横浜国立大学大学院　工学研究院教授　Ph.D　(正会員)

概要と結果を**図－2** に示す。供試体は想定実在モデルに壁厚 200mm の 1 スパン 3 層建物を想定しており，縮尺はその約 1/2 で第 1 層部分を取り出した模型である。解析した試験体は異なる開口状況のものが計 3 体あり，これらはすべてせん断力を正負繰返し載荷されている。



(a) 供試体と載荷方向　(mm)



(b) 平均せん断応力と層間変形角の関係

図－2　実験結果（兼古ら [3]）

3.2 解析の仮定

本研究の解析では 2 次元有限要素法に用いる梁要素により圧縮域をモデル化した。解析の仮定は次のとおりである。

①組積造壁の引張力は無視することとし，組積造壁の圧縮域をストラットモデルとする。

②本研究では柱より先に組積造壁の圧縮域が破壊するという破壊パターンを想定するため，終局時，組積造壁が先行して破壊し，RC フレームは柱部分に損傷があるが，破壊はしていないこととする。

③解析モデルの梁要素と圧縮域を対応させるため，組積造壁の破壊箇所は実験結果から読み取れる破壊図から決定する。

④水平荷重が 50kN 載荷されている時点を初期状態，最大耐力を迎えた時点を終局状態と定義する。

⑤各梁要素の断面積と等価弾性係数の積を抵抗力と定義し，要素の剛性に関する係数とする。

⑥各要素の圧縮強度には組積材を 3～5 段積み上げて作製するプリズム体の圧縮強度を用いる。

なお，仮定②，③については，解析結果が満足していることを確認する。

3.3 モデル化

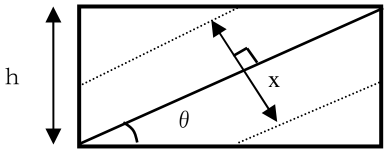
(1)分割決定方法

RC フレーム組積造壁体の例を**図－2** に示す。柱の分割は，組積造壁の開口部と対応させ，また開口部の状況による局所的な損傷程度の違いを表現するため 4 分割の格子構造 [4] とした。梁の分割は組積造壁の開口部と対応するような格子状の分割とした。組積造壁の分割は圧縮域を模擬して格子状に分割にすることとした。その際，圧縮域は実験結果の破壊図より読み取ることとした(解析仮定③より)。RC フレームと組積造壁は共有する節点で接合させた。

(2) パラメータ決定方法

各梁要素の断面積 A は実験の供試体の寸法を用いることとし，斜め方向の要素は式(1)で定める方法で求めることとする。ただし，θ は水平方向部材軸と斜材要素のなす角度, A は要素の断面積, t は厚さである [5](**図－3** 参照)。

$$A = xt \quad ; \quad x = h\cos\theta \qquad (1)$$



図－3　分割決定方法

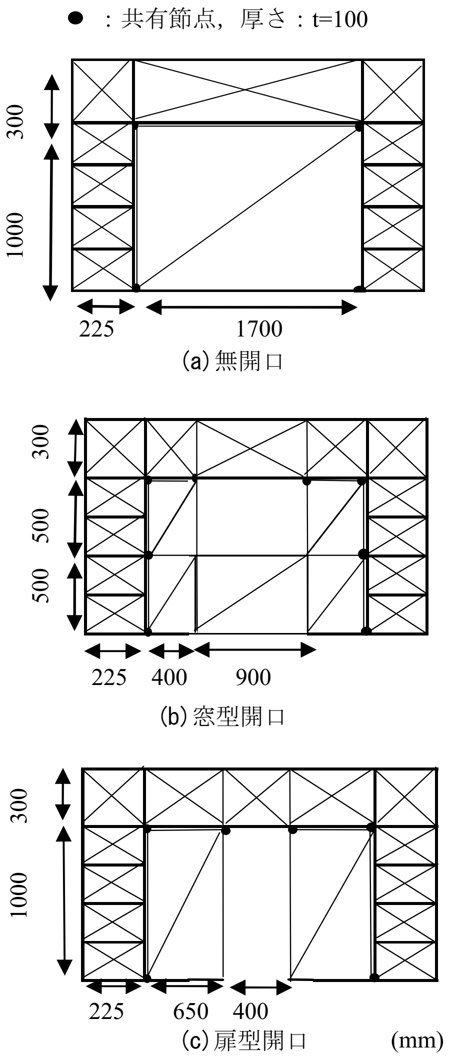
また，弾性係数には材料実験のプリズム圧縮試験の結果を用いることとした。斜材要素の値については後述する低減係数を乗じた値を用いる。**表－1** に RC フレームと組積造壁の材料実験の結果をもとに解析に使用した値を示す。レンガブロックの値はプリズム体での値である。また，載荷する際の載荷治具を模擬する場合は，完全な剛体として扱った(**図—4** 参照)。

表－1　モデル化に使用したパラメータ

	コンクリート	レンガブロック	主鉄筋　6D13
弾性係数(GPa)	25.2	15.8	218
圧縮強度(MPa)	31.7	11.6	380

3.4 解析手順

本研究では，兼古ら [3]の実験条件と結果をストラットモデルの基準値を定めるために用い，初期と終局時においてモデル化された各梁要素の抵抗力を定義することで圧縮域の強度を定量化し，構造形式毎に補正を行い耐力



図－4 RC フレーム組積造壁構造のモデル

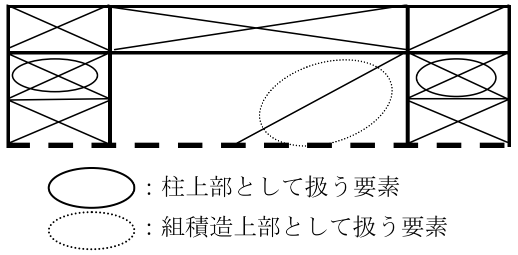
を求める算定式を導くことを目的としている。基準値を決定する際の解析の手順は次のようになる。

①各 RC フレーム組積造壁モデルの載荷点に水平荷重を載荷する。

②実験結果より得られている構造全体の剛性と比較し，組積造壁の斜材要素の弾性係数を低下させ，実験結果と等しい値が得られるように定める。

③Antezana[2]の RBSM 解析結果より得られている RC 柱と組積造壁の荷重分担率とを比較し，等しい結果が得られるように，柱部の斜材要素と組積造壁の斜材要素の等価弾性係数を定める。

以上 3 つの手順により初期と終局時の 2 つの場合について解析を行った。なお，各過程について水平荷重は初期に 50 k N，終局時には最大荷重の値を用いた。荷重の分担率は上部と下部の 2 箇所で比較を行っており，上部では柱モデルの最上部に位置する左右 4 本の斜材要素に作用する軸力の水平方向成分の合計と，上部組積造壁の斜材要素に作用する軸力の水平方向成分の合計を比で表した値として扱う。図－5 に荷重分担率の計算上の仮定の概念図を示す。終局時には RC フレームは局所的な破壊をしないという仮定(解析仮定②より)のもと，柱はその損傷を等価に評価するために斜材要素のみの弾性係数を変化させ，組積造壁は圧縮域を模擬している斜材要素のみ弾性係数を変化させる。

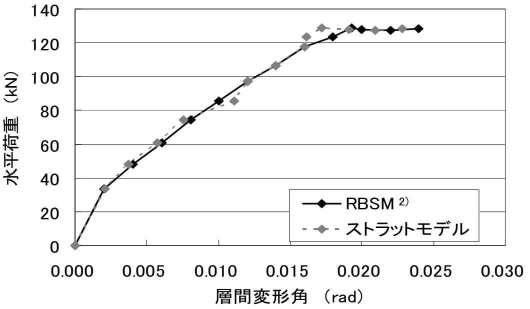


図－5 荷重分担率の計算上の仮定

4. 解析結果

4.1 RC フレームの解析結果

図－6 に RC フレームのみの荷重変位曲線の解析結果と RBSM により得られた解析結果[2]を示す。層間変形角 9×10^{-3}rad 程度で RC 柱斜材要素抵抗力の値が初期時の 0.28 倍で終局に至ったが，RBSM による解析値と本研究のモデルは整合性が比較的良く取れており，今回の算定方法でフレームの挙動が再現できることが確認された。また RC フレーム組積造壁体が 50 k N の荷重を受けた時の層間変形角を RC フレームのみの荷重変形曲線に適用することで，RC 柱斜材の初期時の等価弾性係数は，材料実験値の 0.08 倍となることがわかった。この値は解析仮定②より，終局時まで用いる。



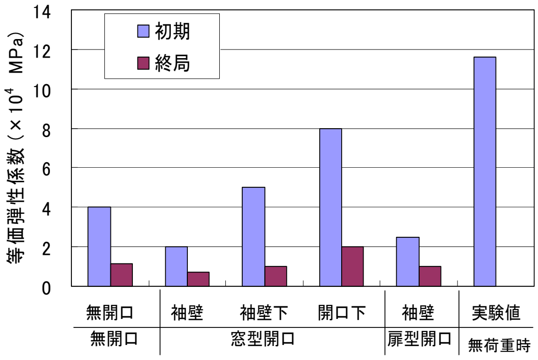
図－6 RC フレームのみの荷重変位曲線の解析結果

4.2 RC フレーム組積造壁構造の解析結果

(1) 組積造壁の結果

図－7 に各開口形式の初期と終局時の組積造壁の斜材要素の等価弾性係数値を示す。無開口構造は，初期の弾性係数は材料実験値の 0.35 倍, 終局時には 0.10 倍になることがわかった。窓型開口構造は，初期の弾性係数が材料実験値に対し開口部の袖壁が 0.17 倍，袖壁下の壁が 0.43 倍，開口部下の壁が 0.69 倍，終局時には開口部袖壁

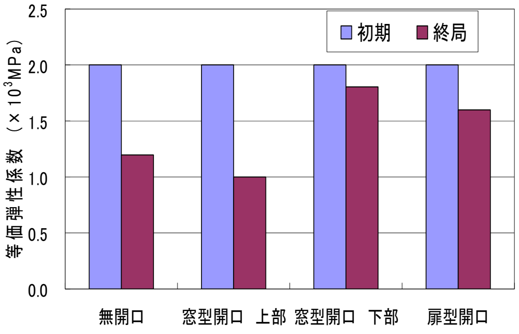
が 0.06 倍，袖壁下が 0.09 倍，開口部下壁が 0.17 倍になることがわかった。扉型開口構造は，初期の弾性係数が材料実験値に対し，袖壁が初期時では 0.22 倍，終局時では 0.09 倍になることがわかった。



図－7　組積造壁の等価弾性係数

(2) RC フレームの結果

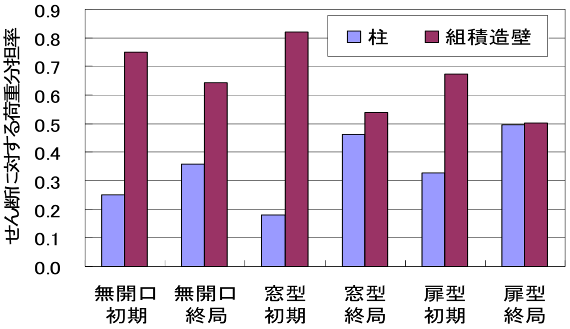
図－8 に RC 柱斜材要素の初期と終局時の組積造斜材要素の等価弾性係数値を示す。RC 柱の比較では窓型開口構造の場合は他と比べて柱の上部と下部で挙動に大きな差があるため，区別して評価することとした。各弾性係数は材料実験値と比べ, 無開口の場合で初期が 0.08 倍，終局時が 0.05 倍となり，窓型開口の場合，初期には上部と下部とも 0.08 倍，終局時では上部が 0.04 倍，下部が 0.07 倍となった。窓型開口の場合では初期が 0.08 倍，終局時が 0.06 倍になることがわかった。終局時の層間変形角の大きい箇所の抵抗力の減少率が大きいという結果が得られた。



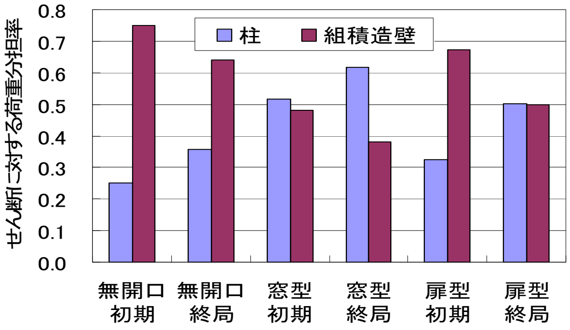
図－8　ＲＣフレーム柱部の等価弾性係数

(3) 荷重分担率の比較

図－9, 10 に RC 柱と組積造壁が受け持つせん断に対する荷重分担率を示す。無開口の場合，せん断に対する抵抗は初期には組積造壁が 8 割で RC 柱が 2 割であるが，終局時には組積造壁の破壊が生じ組積造壁と RC 柱が共に 5 割程度となる。窓型開口の場合，下部は無開口の場合と同じ挙動を示すが，上部は開口部が存在するため，4 割程度低下する。扉型開口の場合，柱に対する組積造の上部と下部での影響がほぼ等しいため，抵抗は同じである。



図－9　各供試体上部の荷重分担率



図－10　各供試体下部の荷重分担率

5. せん断耐力の算定

5.1 組積造壁の破壊基準

本研究では終局の定義を組積造圧縮域の一番脆弱な部分の破壊の発生とした。図－11 に窓型開口における繰返し水平載荷実験で得られた終局時のひび割れ図を示す。解析上では，これまでの議論により，終局時の剛性の設定方法を以下のように定めた，

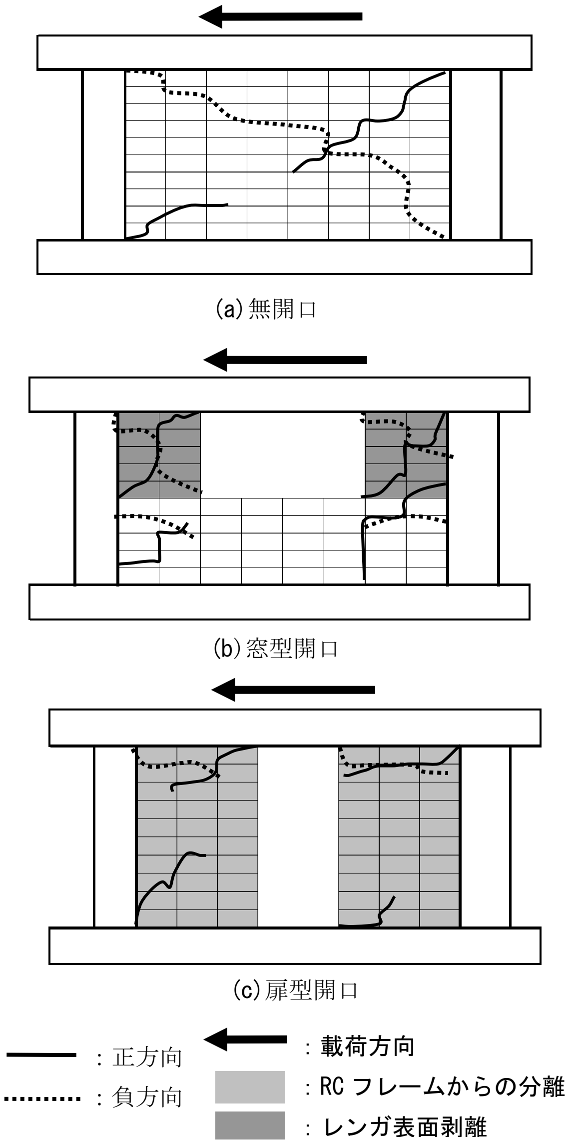
①RC フレーム柱部分の斜材要素の剛性は，無開口が実験値の 0.05 倍, 窓型開口上部が 0.04 倍, 下部が 0.07 倍, 扉型開口が 0.06 倍である。

②組積造壁の斜材要素の剛性は，無開口が実験値の 0.10 倍，窓型開口では袖壁が 0.06 倍，袖壁下部壁が 0.09 倍，開口下部壁が 0.17 倍, 扉型開口では袖壁が実験値の 0.09 倍である。

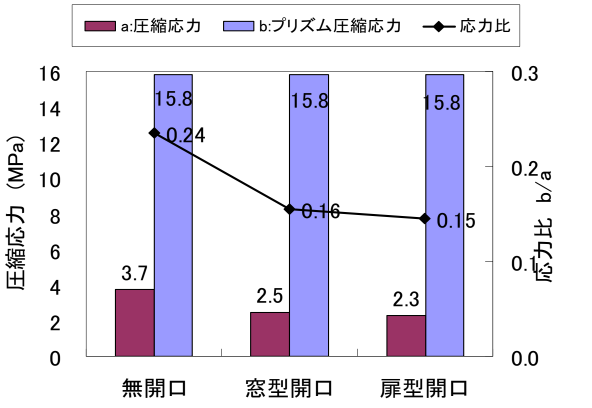
また,強度の決定方法を以下のように定めた。

①強度を，破壊箇所とみなした組積造壁の斜材要素に作用する終局時の圧縮強度として定義する。

②図－12 に示す各供試体の破壊箇所となる斜材要素の終局時に作用する圧縮応力値から，無開口では,プリズム圧縮強度に対して 0.24 倍，窓型開口では 0.16 倍，扉型開口では 0.15 倍とする。



図－11　終局時のひび割れ状況

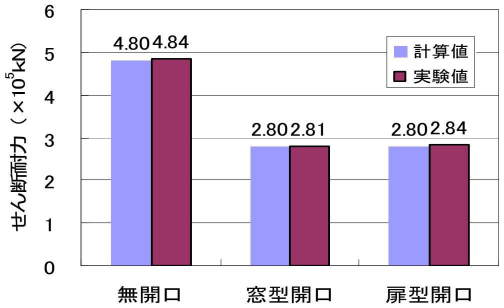


図－12　終局時の組積造壁の斜材要素に作用する応力

5.2 せん断耐力算定方法

(1) 圧縮ストラットの強度

これまでの解析結果より，各供試体の組積造壁の斜材要素の強度の計算結果はそれぞれ，無開口では 3.7MPa，窓型開口では 2.5MPa，扉型開口では 2.3MPa となる。これらの解析は兼古ら [3]の実験結果を用いているため,全て同じ材料,施工を行ったものであるが,開口部が存在する場合は無開口と違い,組積体の拘束が解放されている面があるために強度が減少していると考えられる。図－13 に実験値との比較を示す。解析上では水平荷重を 10ｋN ずつ上昇させているため多少の相違が見られるが,各供試体のせん断耐力は概ね実験値と近い値が求められた。



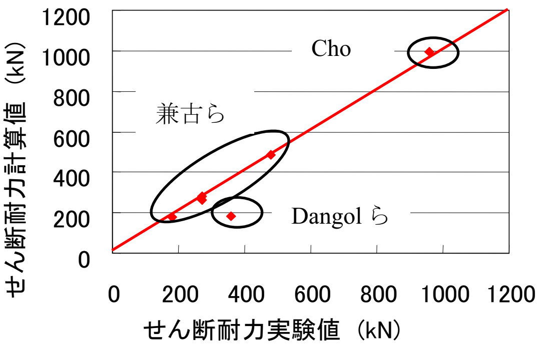
図－13　せん断耐力の実験値と計算値の比較

(2) 他の実験結果への適用

これまでの解析結果で得られた RC フレーム組積造壁構造の耐力算定方法に，構造形式に対する補正を式(2)により行い，他の実験の実験値と計算値を比較した結果を図－14 に示す。表－2 に他の実験で扱ったデータを示す。なお，レンガブロックはプリズム体での値である。兼古ら [3]の実験以外では開口部のある載荷実験がないため，すべて無開口での実験である。また,組積造壁の組積方法として兼古ら [3]が通し目地工法を採用にしているのに対し,Dangol[6]ら，Cho[7]らは破れ目地工法を採用している。

表－2　他の実験の耐力算定に使用したデータ

兼古ら[3] (S=2.09)	コンクリート	レンガブロック	主鉄筋 6D13
弾性係数 (GPa)	25.7	11.6	218
圧縮強度 (MPa)	31.7	15.8	380
	RC梁	RC柱	組積造壁
高さ (mm)	300	1000	1000
スパン (mm)	870	115	890
幅 (mm)	100	100	100
Dangolら[6]	コンクリート	レンガブロック	主鉄筋 4φ16
弾性係数 (GPa)	26	5.4	200
圧縮強度 (MPa)	30.5	4.8	350
	RC梁	RC柱	組積造壁
高さ (mm)	190	1400	1400
スパン (mm)	2400	200	2400
幅 (mm)	190	190	190
Choら[7]	コンクリート	レンガブロック	主鉄筋 12D22
弾性係数 (GPa)	22.8	12.2	188
圧縮強度 (MPa)	27.3	17.5	498
	RC梁	RC柱	組積造壁
高さ (mm)	600	2400	2400
スパン (mm)	3600	400	3600
幅 (mm)	450	450	450



図－14　せん断耐力の実験値と計算値の比較（兼古ら他）

$$V = \sum_{1}^{N} \frac{F_{mi} \cos \theta}{r} \tag{2}$$

ここに,

$$F_m = f_m A_m^d \tag{3}$$

$$f_m = \alpha f_{pri} \tag{4}$$

$$r = r_S (0.45 S + 0.53)(-3.54 P + 1.46) \tag{5}$$

V：せん断耐力

F_{mi}：i 番目の圧縮域の強度

r：組積造壁の荷重分担率

r_s：基準供試体の荷重分担率(無開口の時＝0.60, 窓型開口袖壁＝0.35，扉型開口袖壁＝0.50)

S：シアスパン比(壁底辺から水平荷重作用点までの距離と，壁と柱の幅の合計との比)

P：柱の断面積占有率

f_m：圧縮域の最大圧縮応力度

A^d_m：圧縮域断面積

α：強度低減率(無開口の時＝0.24，窓型開口袖壁＝0.16，扉型開口袖壁＝0.15)

f_{pri}：プリズム体の圧縮強度

式(2)は，5.2(②)で定めた計算方法を他の実験に適用した後，シアスパン比・垂直方向荷重・RC 柱と組積造壁の断面積比・組積工法の違いがせん断耐力に与える影響を線形近似により求めた。実験結果と計算値を比較すると,柱と組積造壁に補強が施されている Dangol ら[6)]の実験では計算値が実験値に対し過小評価をしたものの，本研究の強度決定方法から,概ね実験値のせん断耐力を算定できることがわかった。しかし,RC フレーム組積造壁構造の正負繰返し載荷実験のデータの内,プリズム供試体の材料実験を明記している実験に絞ると実験サンプル数が限られる。今後，本研究の耐力算定方法の精度についてさらなる検討が必要である。

6. 結論

本研究では，RC フレーム組積造壁構造を用いた実験結果を対象に，2 次元有限要素法を用いたストラットモデルによる解析手法と，解析結果から得られたせん断耐力算定方法を提案した。その結果を以下に示す。

(1)RC フレーム組積造壁構造は格子状梁要素を用いてモデル化し，各梁要素の特性は等価弾性係数と断面積の積で評価できることを確認した。

(2)各梁要素の内，斜材要素の弾性係数の値を低減することで，モデルによる実験の再現が可能であることを確認した。各種開口形式の組積造壁の圧縮域の剛性と強度決定方法を，実験結果による全体の剛性と RBSM 解析による水平抵抗力の分担率から提案した。

(3)基準として定めた供試体によって得られた計算方法を，他の実験に適用し，構造形式や載荷条件による影響に対する補正式を提案した。

(4)本研究で定めた耐力算定式は，適切な補正を与えることにより,組積体の組積方法が異なる場合にも耐力算定が十分可能であることを確認した。

参考文献

1) Antezana, O.C. and Tsubaki, T.: Interaction Analysis of RC Frame and Unreinforced Masonry Wall, Proc. of the 9th International Summer Symposium, JSCE, pp.251-254, 2007.8

2) Antezana, O.C.: 組積造壁を有する RC フレームの非線形挙動の数値解析，横浜国立大学大学院修士論文, 2008.9

3) 兼古学，後藤康明，北野敦則，城攻：開口形状およびシア・スパン比の異なる RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集， Vol.28, No.2, pp.457-462, 2006

4) McHenry, D. : Latice Analogy in Concrete Design , Journal of the American Concrete Institute, Vol .60, No2, Title No. 60-7 , Oct. 1948

5) 土木学会:コンクリート標準示方書[設計編], 2007 年制定，設計編:標準，6 編:ストラットータイモデル，pp.391-398，2007

6) Dangol, P., Hori, N, Nishida, T., and Inoue, N.: Experimental and Analytical Studies on Seismic Resisiting Behaviors of Composite Block Masonry Wall , コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.61-66, 2002

7) Cho i ho, 中森良昭, 真田靖士：組積造壁を有する鉄筋コンクリート造架構の耐震性能評価，第 1 回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集，pp.187-192, 2004