

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	無補強組積造壁の面内・面外性能を考慮するRC建築の耐震性能評価 - ネパール都市部の住宅への適用を通して -
Title(English)	SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF RC BUILDINGS CONSIDERING THE IN-PLANE AND OUT-OF-PLANE PERFORMANCE OF UNREINFORCED MASONRY WALLS - Through application to an urban residential building in Nepal -
著者(和文)	真田 靖士, PRADHAN SUJAN
Authors(English)	Yasushi Sanada, Pradhan Sujan
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 87, No. 802, pp. 1213-1224
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 87, No. 802, pp. 1213-1224
発行日 / Pub. date	2022, 12
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

無補強組積造壁の面内・面外性能を考慮するRC建築の耐震性能評価

- ネパール都市部の住宅への適用を通して -

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF RC BUILDINGS CONSIDERING THE IN-PLANE AND
OUT-OF-PLANE PERFORMANCE OF UNREINFORCED MASONRY WALLS

- Through application to an urban residential building in Nepal -

真田 靖士^{*1}, パラダン スージャン^{*2}

Yasushi SANADA and Sujan PRADHAN

An evaluation procedure of the seismic performance of overseas RC buildings with unreinforced masonry walls is proposed and applied to an urban residential building in Nepal. The structural performance of unreinforced masonry walls in the out-of-plane as well as in-plane directions is considered in the proposal. Consequently, the seismic performance of the building of interest was reliably evaluated considering the in-plane effects of brick walls; namely, it was confirmed that the brick walls did not collapse in the out-of-plane direction under the analytical conditions adopted in the present study.

Keywords : Brick masonry infill, Equivalent linearization method, Nonstructural wall, Reinforced concrete moment-resisting frame, Static pushover analysis

レンガ造充填壁, 等価線形化法, 非構造壁, 鉄筋コンクリート造柱梁架構, 静的荷重増分解析

1. はじめに

1.1 研究の背景と目的

発展途上にある地震国では近年も度々甚大な地震災害が報告されており^{1),2)},地震災害に対し持続可能な社会の構築には課題が多い。一方,日本では1995年阪神・淡路大震災の教訓を経て,既存建築の耐震診断や補強³⁾が急速に社会に普及し,2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震などの近年の大地震に際して,その有効性が確認されている^{4),5)}。すなわち,わが国の地震災害に対する豊富な経験と知見を発展途上国の今後の地震防災に応用することは,当分野の国際的なプレゼンスを高めるのみならず,防災産業の国際化に繋ぐことができれば経済上の国益にも適うものと考えられる。

こうした観点から,本稿第一著者はこれまでアジア圏発展途上国の鉄筋コンクリート造(RC)建物の耐震性能を評価する研究に注力してきた。日本の耐震診断法を当該諸国のRC建物の耐震性能評価に適用した事例^{6),7)}も多いが,その適用に際して日本では用いられない非構造の組積造壁の取り扱いが共通して課題となった。非構造組積造壁は海外のRC建築で外壁や間仕切壁として多用されるが,比較的大きい重量やとくに面内方向の高い剛性,強度に起因して,RC柱梁架構の構造性能に影響することが予てより指摘されてきた⁸⁾。筆者らもこの種の組積造壁が充填されたRC柱梁架構を対象に,実験や解析を通じて耐震性能を解明,評価する研究を行ってきた⁶⁾。また,組積造壁の面内方向に対して周辺RC架構との相互作用を考慮して耐震性能を評価できる数値解析モデルも提案し¹⁰⁾,建物の正確な耐震性能の評価にはこの種の壁の考慮が不可欠であることを示してきた¹¹⁾。しかし,周知のように組積造壁は地震時に面外方向

の転倒に対する抵抗性能が低いため,面外転倒の発生の有無を考慮する必要があるが,この現象を考慮して建物の耐震性能を一般的に論じる方法については学術的にも実務的にも必ずしもコンセンサスが得られていない。

以上の背景の下,本研究の目的は,海外とくに発展途上国のRC柱梁架構を対象として,とくに組積造壁の面外転倒の有無を判定し,転倒が生じないことを条件に,その面内性能を考慮して建物の耐震性能を評価する一つの方法を提案することである。また,この方法をネパールの典型的なRC住宅に適用した解析事例を通して,同国の典型的なレンガ壁が建物の耐震性能に与える影響を分析した結果について論じる。

1.2 提案する耐震性能評価法の要旨

冒頭に,本研究で提案する組積造壁の面内および面外性能を考慮して耐震性能を評価する方法の要旨をまとめる。主な方針や特徴を箇条書きにして示す。

要点 1) 耐震性能評価の骨子は本会耐震性能評価指針¹²⁾に準ずる方針とし,建物の耐震安全性能を3.1節に後述する α_s (同指針¹²⁾の限界地震動の基準地震動に対する倍率)により定義する。すなわち,耐震性能評価の手段として,静的荷重増分解析と設計用加速度応答スペクトルを利用する等価線形解析に基づくことを想定する。これは発展途上国を含む一般の実務設計での利便性や汎用性に利があるためであり,地震応答解析の利用は想定しない。したがって,期待する出力値は各種最大応答値であり,それに基づく α_s である。

要点 2) 組積造壁の面内性能を考慮してRC柱梁架構の耐震性能を評価することに主眼を置く。ただし,前述のように組積造壁は地震

*1 大阪大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

*2 大阪大学大学院工学研究科 大学院生

Prof. Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr.Eng.
Grad. Student, Graduate School of Engineering, Osaka University

時に面外転倒の恐れがあるため、面外方向（建物の耐震性能評価の対象方向に直交方向）の地震入力に対して面外転倒の有無を判定し、転倒が生じないことを条件に、その面内性能を考慮する。要点 1)に示したように地震応答解析は用いないため、地震動入力時ある時刻における組積造壁の転倒を評価する意図はなく、想定される設計用加速度応答スペクトルに対して転倒発生の可能性のみを判定する。

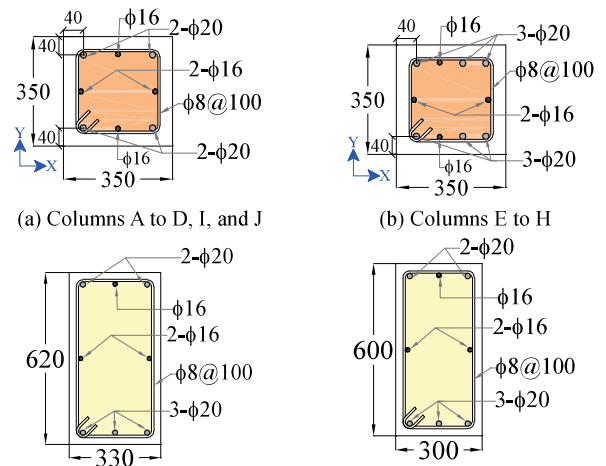
2. 研究対象建物とモデル化方法

2.1 建物の概要⁹⁾

はじめに本稿の検討事例として用いる研究対象建物の概要を紹介する。ここでは解析的検討に必要な構造特性について抜粋して示すが、より詳細な情報は文献 9)を参照されたい。建物はネパール首都カトマンズの市街地に所在するペントハウスを含めて地上 5 階建て、地下 1 階を有する RC 住宅である。本会の 2015 年ネパール・ゴルカ地震の災害調査¹⁾に際して筆者らが現地の典型的な住宅建物の構造特性調査を実施したものであるが、当時建設中であり同地震は受けていなかった。なお、現地のヒアリングを通じこの建物は当初 3 階建てとして設計されたが、実際には 5 階建てに増築されたことが確認されている。Fig.1, Photo1 のように桁行方向の外壁を中心に非構造のレンガ壁が用いられている。なお、レンガ壁は建物南東面では室内側の片面が、北西面では両面がモルタル仕上げされ (Photo1, Table1)、また、レンガ長手方向が壁厚さ方向に用いられ、いわゆる一枚積みが採用されていた。また、後述の数値解析では桁行方向のレンガ壁は小開口が壁面積に対する見附面積比で最大 3%程であるため無視し充填壁としてモデル化し、梁間方向の壁の開口比は最小 50%程であること、その結果レンガ壁の両端が柱に拘束される状態がなく地震挙動への影響は小さいと考えられたため¹³⁾レンガ壁自体を無視した。Fig.2 に柱（記号は Fig.1 の平面図を参照）、梁の断面図を示す。これらの断面は建物高さ方向に共通である。スラブ厚さは 160mm である。コンクリートの材料強度は現地で実施したリバウンドハンマー試験より 39.8N/mm^2 、鋼材の降伏強度は現地の住宅建設で典型的に利用される 415N/mm^2 と推測された。レンガ壁の材料特性は推測が困難であったため、現地の建材、施工、職人により再現されたプリズム試験体の材料試験により評価し、Table1 に示す。上記の現地調査では微動計測による建物の振動特性が評価されており、実測結果は本稿の解析結果と比較して後掲する。



(a) North view (b) Southeast view
Photo 1 Overview of the investigated building



(a) Columns A to D, I, and J (b) Columns E to H
(c) Beams in the longitudinal dir. (d) Beams in the transverse dir.
Fig. 2 Column and beam cross sections (unit: mm)

Table 1 Mechanical/physical properties of brick masonry prisms

Type	Elastic modulus, N/mm^2	Compressive strength, N/mm^2	Weight density, kN/m^3
One-sided finishing	2.03×10^3	2.5	17.7
Double-sided finishing	5.56×10^3	3.2	18.0

2.2 建物の構造部材のモデル化方法

本研究の主旨は、RC 建物の耐震性能に非構造レンガ壁が与える影響を明らかにすることであるため、数値解析モデルとしてレンガ壁の考慮の有無を変数と設定した。本節では、建物のモデル化方法をまとめるが、レンガ壁に関わるモデル化については次節に示す。

建物は地上 5 階を三次元架構にモデル化する方針とし、概念図を Fig.3 に示す。1 階床位置の梁下をピン支持とした。建物重量にはレンガ壁を含む躯体重量のみ考慮し、部材寸法に基づく体積に密度 (RC : 25kN/m^3 , レンガ壁 : Table1 の数値) を乗じて求めた。重量の仮定は建物調査時の状態を模擬する意図である。各階床は面内方向に剛と仮定した。柱、梁は総じて細長い形状のため、弾性のせん断バネと軸バネ (後者は柱のみ) を有する線材に置換した。柱は線材端部にマルチスプリング (MS) バネを、梁は曲げバネを設け、それぞれ非線形性を考慮した。柱の MS バネの長さは柱せい の 1/2 と仮定した。柱、梁の線材端部には、節点一危険断面から接合部内に部材せい の 1/4 入った点を結ぶ長さの剛域を設けた。柱断面はコンクリートを断面幅とせい方向に 4 等分の 16 分割した要素に置換し、

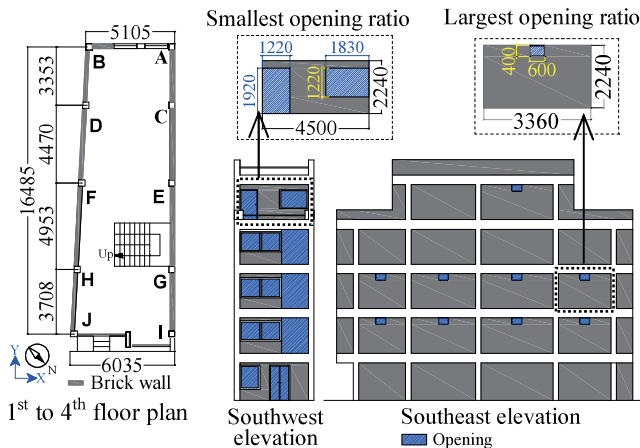


Fig. 1 Floor plan and elevations (unit: mm)

鉄筋を Fig.2 と同位置に要素置換した。MS バネのコンクリートと鉄筋の材料構成則を Fig.4 に示す。梁の曲げバネの特性はひび割れ点と降伏点を有する三折れ線で表現した。弾性剛性は弾性理論に基づいて、曲げひび割れモーメントはコンクリートの曲げ引張強度 (= $0.56\sqrt{\sigma_B}$, σ_B : コンクリートの圧縮強度) に断面係数を乗じて、曲げ降伏 (終局) モーメント M_{bu} は Eq.(1), 降伏点割線剛性の弾性剛性に対する低下率は Eq.(2)によりそれぞれ評価した¹⁴⁾。降伏後の剛性は弾性剛性の 0.001 倍とした。

$$M_{bu} = 0.9\alpha_t\sigma_yd \quad (1)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043 a/d + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad (2)$$

ここで、各記号は文献 14)を参照されたい。なお、梁のせん断スパン比の範囲は $2.4 \leq a/d \leq 4.4$ である。

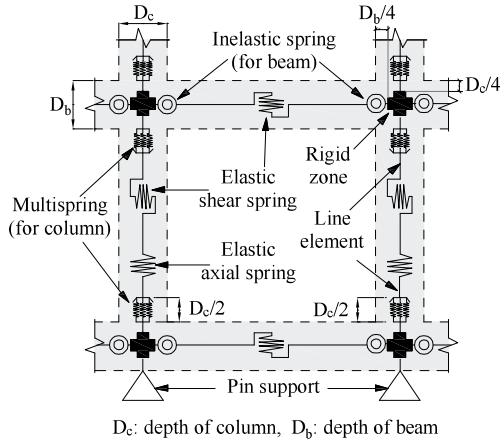
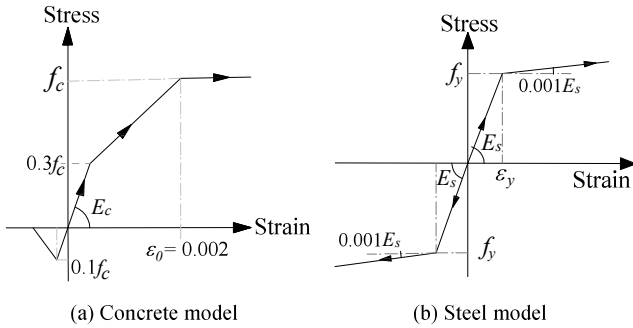


Fig. 3 Modeling of the moment-resisting frame



(a) Concrete model (b) Steel model
Fig. 4 Material models for concrete and steel

2.3 非構造組積造壁とモデル化方法

先述のように、本研究ではレンガ壁を考慮する場合と考慮しない場合の解析モデルを設定した。レンガ壁を考慮しない場合を Case B (Bare frame), 考慮する場合を Case I (Infilled frame) と称することとする。レンガ壁の重量はいずれの場合も躯体重量として算入した。なお、後者の解析モデルについて、2.1 節で既述のように、研究対象建物はレンガ長手方向が壁厚さ方向に用いられる一枚積みを採用されていたが、レンガ短手方向が壁厚さ方向に用いられる半枚積みも一般に普及していることを考慮し、これを模擬した Case I-half を含めた 3 通りのモデルを設定した。

レンガ壁の面内方向のモデル化は、本稿の第一著者らが提案した方法¹⁰⁾を採用した。これは柱梁架構の層間変形に伴って組積造壁の

斜め対角線 (圧縮側) 上に生じるストラットを模擬し、両端ピン of 斜め線材に置換する方法である。本モデルの概念図を Fig.5 に示し、解析上主要な情報を以下にまとめる。より詳細な内容は文献 10)を参照されたい。この種の組積造壁を斜め線材に置換する方法は Holmes¹⁵⁾, Smith and Carter¹⁶⁾によるモデルなど様々な提案があるが、採用したモデルは組積造壁と隣接柱の相互作用を理論的に評価することで、ストラットの幅や、柱の変形性能を定量的に評価できる点に特徴がある。Fig.5 に示すように、前者は柱の曲げ変形と組積造壁のせん断変形を考慮した場合の接触域高さ h_s に基づいて評価される。また、後者はストラットから柱への伝達応力を考慮し、柱に組積造壁との接触域において作用するパンチングシアとせん断終局強度を比較することで柱のせん断破壊時の変形が導かれており、2.5 節にて詳述する。

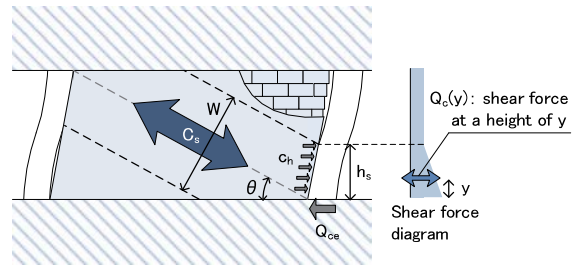


Fig. 5 Outline of the masonry infill model

Fig.5 のモデルでは、斜め線材の幅 W と強度 C_s はそれぞれ Eq.(3) と Eq.(4)により定義されている。従って、斜め線材すなわち組積造壁のせん断強度 Q_i が Eq.(5)により得られ、せん断強度に達する時の水平変形角 R_i が Eq.(6)により定義されており、後者は隣接柱を含むいわゆるインフィル架構の耐震性能を Bilinear 置換する際の降伏変形として用いられている。

$$W = 2h_s \cos\theta \quad (3)$$

$$C_s = Wt\bar{f}_m \quad (4)$$

$$Q_i = Wt\bar{f}_m \cos\theta \quad (5)$$

$$R_i = (\epsilon_i l_s / \cos\theta) / h \quad (6)$$

ここに、 θ : 組積造壁の対角線の水平角度、 t : 組積造壁の厚さ、 \bar{f}_m : 組積造壁の圧縮強度、 ϵ_i : 組積造壁の圧縮強度時ひずみ度、 l_s : 斜め線材の長さ、 h : 組積造壁の高さである。

また、上記のように Fig.5 ではストラットから柱への伝達応力を考慮し、柱に作用するせん断力 $Q_c(y)$ が Eq.(7) (本稿ではストラットとの接触域高さ h_s 内の任意高さ y における算定式のみを掲載する)により理論的に評価されている。なお、インフィル架構の耐震性能を Bilinear 置換する際の降伏変形時の強度は、架構の任意高さにおけるレンガ壁の強度 (Eq.(5)) と柱のせん断力 (Eq.(7)) の和として評価されており、既往の実験との良好な整合が報告されている^{10), 11)}。

$$Q_c(y) = c_h y - Q_{ce} \quad (7)$$

$$c_h = t\bar{f}_m \cos^2\theta \quad (7a)$$

$$Q_{ce} = c_h h_s^2 / (3h^2) - c_h h_s^2 / h + c_h h_s + 2M_u / h \quad (7b)$$

ここに、 c_h : ストラットから柱へ伝達される単位長さ当たりの水平力 (Fig.5), Q_{ce} : $y = 0$ における (Fig.5) 柱のせん断力, M_u : $y = 0$ における (Fig.5) 柱の曲げ終局モーメントである。なお、Eq.(7)は 2.5 節の柱の安全限界変形の評価に用いられる。同節も参照されたい。

また、本稿のレンガ壁を考慮する Case I, Case I-half では、建物各階の床位置の応答加速度と、面外転倒に抵抗できる最大加速度の関係に基づきレンガ壁の転倒の有無を評価する。後者は筆者らが提案した組積造壁の面外転倒に対する抵抗性能（最大加速度）の評価法¹⁷⁾によって算定した。この方法では組積造壁の面外転倒時の最大加速度 A_{cap} は Fig.6 に示す壁脚固定一壁頭ローラー（鉛直方向）支持の理想化モデルの仮定下で以下の Eq.(8)より評価される。同式は面外転倒時に壁の高さ方向の単位長さあたりに作用する一様分布荷重 w_{cap} (Eq.(8a)) と、その壁脚の曲げ耐力 M_r との釣り合い (Eq.(8b)) から導かれ、 M_r は Fig.7 の自重 N による抵抗として同式の通り評価されており、より詳細は文献 17)を参照されたい。なお、同文献では Eq.(8)の評価結果が実大レンガ壁の振動台実験結果と良好に整合した報告がある。

$$A_{cap} = 8M_r/(hm) \quad (8)$$

$$w_{cap} = mA_{cap}/h \quad (8a)$$

$$M_r = w_{cap}h^2/8 = Nd = N(t/2 - x_n/3) \quad (8b)$$

ここに、 m : レンガ壁の質量、 N : レンガ壁の重量 (Fig.7 の C と等価)、 x_n : 圧縮縁が圧縮強度に達するときの中立軸深さである。

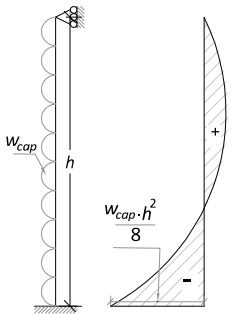


Fig. 6 Idealized model¹⁷⁾

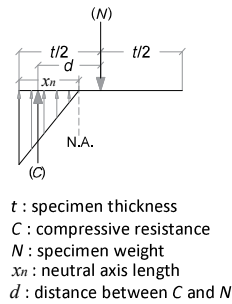


Fig. 7 Moment resistance model¹⁷⁾

2.4 建物の弾性振動特性の検証

Case B と Case I の弾性振動特性を 2.1 節で紹介した観測結果¹⁸⁾と比較する。Table2 で一次固有周期を比較すると、観測結果はレンガ壁が多い桁行方向の周期がより短く、また、桁行方向の解析結果はレンガ壁を考慮した Case I が観測結果とより整合した (Case I と観測結果の誤差は Eq.(6)によるインフィル架構の耐震性能の Bilinear 置換に起因すると考えられる)。一方、梁間方向の解析では 2.1 節で前述のように開口面積比が大きいレンガ壁を無視する方針としたため、弾性周期を過大評価 (微動計測で扱う微小変形時の剛性を過小評価) したが、本稿で扱う建物の地震応答への影響は小さいと判断した¹³⁾。また、Fig.8 で Case I の一次固有モードを観測結果と比較すると、後述の解析で耐震性能評価の主対象とする建物桁行方向において、レンガ壁を無視した梁間方向よりも良好な対応を示すことを確認できる。

Table 2 Comparison of the elastic natural periods

Direction	Measured period, s	Analytical period, s	
		Case B	Case I
Longitudinal dir.	0.11 to 0.13	0.53	0.20
Transverse dir.	0.33 to 0.34	0.63	0.63

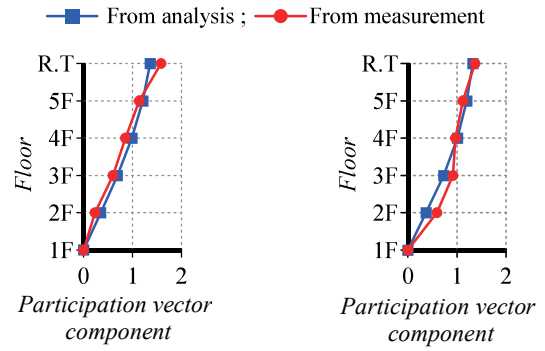


Fig. 8 Comparison of the primary mode shapes

2.5 建物の安全限界変形の定義

上記の 3 通りの解析モデルを対象に、以降では建物の安全限界時の耐震性能を本会耐震性能評価指針¹²⁾に準じて評価する。そのため、建物の安全限界変形を、主要な鉛直構造部材である柱の変形性能に基づいて定義した。本稿ではいずれかの柱が初めて安全限界変形に達するときを建物の安全限界状態と仮定した。以下に柱の安全限界変形の評価方法をまとめるが、この評価は 2.2 節、2.3 節の建物全体の解析モデルとは独立している点を補足する。

柱 (レンガ壁が面内方向に隣接しない独立柱) の安全限界変形はせん断破壊時の変形として定義した。Fig.9 に示すように、柱の曲げ性能を示す骨格曲線と、柱の塑性変形に応じて低下するせん断強度の交点横軸を評価した。ただし、柱の曲げ骨格曲線は Eq.(9)による曲げ終局強度に基づいて Fig.9 のように略算し、せん断強度は Eq.(10)により評価した¹⁹⁾。また、層間変形角に安全限界変形の上限值 (=1/75rad) を設定した²⁰⁾。

$$Q_{cu} = 2M_{cu}/h_0 \quad (9)$$

$$M_{cu} = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5N_c D(1 - N_c/bDF_c) \quad (9a)$$

ここで、 h_0 : 柱のクリア高さであり、 N_c : 柱の圧縮軸力、Eq.(9a)の柱の曲げ終局モーメント算定式の他記号は文献 14)を参照されたい。

$$V_u = b j_t v_w \sigma_{wy} \cot \phi + b(D/2)(1 - \beta)v\sigma_B \tan \theta \quad (10)$$

$$\cot \phi = \begin{cases} 2.0 & \text{for } R_p = 0 \\ 2.0 - 50R_p & \text{for } 0 < R_p < 0.02 \\ 1.0 & \text{for } R_p \geq 0.02 \end{cases} \quad (10a)$$

$$v = \begin{cases} v_0 = 0.7 - \sigma_B/200 & \text{for } R_p = 0 \\ (1.0 - 15R_p)v_0 & \text{for } 0 < R_p < 0.05 \\ v_0/4 & \text{for } R_p \geq 0.05 \end{cases} \quad (10b)$$

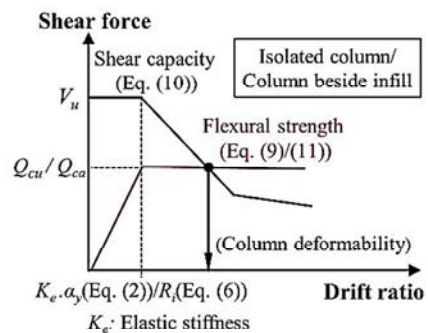


Fig. 9 Evaluation of column deformation capacity

ここに、 b : 断面幅、 j_t : 引張-圧縮主筋間距離、 p_w : セン断補強筋比、 σ_{wy} : セン断補強筋の降伏強度、 ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の部材軸に対する角度、 D : 断面せい、 β : アーチ機構に残余するコンクリート有効強度を表す係数、 v : コンクリートの有効強度を表す係数、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 θ : アーチ機構のコンクリート圧縮束の部材軸に対する角度、 R_p : 部材の塑性変形、 v_0 : $R_p = 0$ のときの v である。

一方、レンガ壁が面内方向に隣接する柱では、Fig.5 のモデル¹⁰⁾に基づいてレンガ壁に形成される斜め圧縮ストラットから柱に伝達されるパンチングシア (Fig.5, Eq.(7)より、ストラットを伝達される圧縮力の 1/2 の水平成分が隣接柱に直接作用するせん断力である) を考慮して安全限界変形を評価した。具体的には Fig.9 の柱の曲げ骨格曲線の降伏変形角を Eq.(6)による R_t 、降伏せん断力を Eq.(11)による Q_{ca} と定義して評価し、Eq.(10)によるせん断強度との交点を求めた。 Q_{ca} は Fig.5 に示す組積造壁と接触する柱の端部から想定破壊領域の高さ h_f (本稿では柱せいと仮定) に作用する平均せん断力である。結果的に当該柱の安全限界変形は独立柱よりも小さく評価される。なお、Fig.5 のモデルではレンガ壁に隣接する梁のせん断破壊は考慮されていない。

$$Q_{ca} = c_h h_f / 2 - Q_{ce} \quad (11)$$

3. 組積造壁の面内性能を考慮する建物の耐震性能評価

3.1 耐震安全性能の評価手順

本会耐震性能評価指針¹²⁾に準じて Case B と Case I, Case I-half について安全限界性能を評価して比較する。Fig.10 に評価フローを概説する。Step 1 では前章のようにモデル化した三次元架構の Pushover 解析を行う。外力分布を弾性一次モード比例形と仮定した Pushover 解析結果に基づいて、Step 2 で Eq.(12)と Eq.(13)²¹⁾より等価一自由度系の ${}_1S_a$ - ${}_1S_d$ 関係を評価し、これを安全限界変形までの包絡面積が等価となる完全弾塑性関係 (以降、性能曲線と称す) に置換する。得られた性能曲線を Step 3 で要求曲線と比較する。要求曲線は次節で詳述するように Indian Standards (IS)²²⁾に基づき設定した。最後に Step 4 で性能曲線上の安全限界変形において要求曲線と交差する条件を満たす場合に、要求曲線に乗じる倍率 α_s (耐震性能評価指針¹²⁾の限界地震動の基準地震動に対する倍率) を評価して、 α_s を建物の安全限界性能の指標とする。なお、安全限界変形に相当する塑性率 μ (等価粘性減衰定数 h) に応じて Eq.(14)による F_h ²¹⁾を乗じて要求曲線を低減する。

$${}_1S_a = \left(\{ {}_1\delta \}^T [M] \{ {}_1\delta \} \right) V_B / \left(\{ {}_1\delta \}^T [M] \{ 1 \} \right)^2 \quad (12)$$

$${}_1S_d = \left(\{ {}_1\delta \}^T [M] \{ {}_1\delta \} \right) / \left(\{ {}_1\delta \}^T [M] \{ 1 \} \right) = 1 / {}_1\beta \quad (13)$$

$$F_h = 1.5 / (1 + 10h) = 1.5 / [1 + 10 \{ 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.05 \}] \quad (14)$$

ここに、 $\{ {}_1\delta \}$: 建物高さ方向の変位ベクトル、 $[M]$: 質量マトリクス、 V_B : ベースシア、 ${}_1\beta$: 一次モード刺激係数である。

なお、組積造壁を有する RC 柱梁架構に対する Eq.(14)の適用性は明らかでない。しかし、以降の耐震安全性能の評価過程では結果的に同式はレンガ壁を考慮しない Case B にのみ適用された旨を補足する。

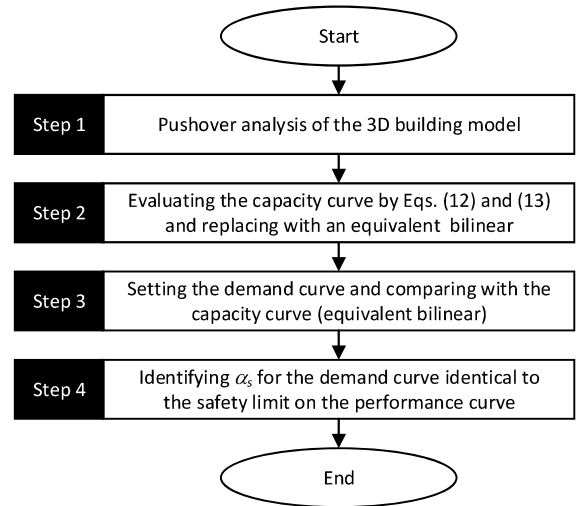


Fig.10 Seismic performance evaluation flow for Cases B, I and I-half

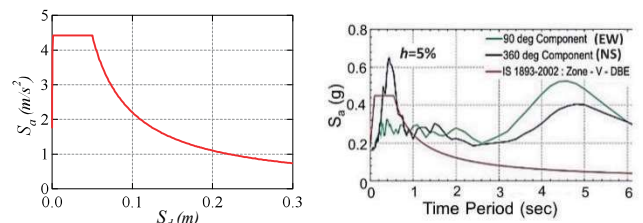
3.2 要求曲線の設定

Fig.10 の Step3 で想定する要求曲線は研究対象建物が所在するカトマンズの耐震設計用の加速度応答スペクトルに基づいて設定した。このスペクトルは IS²²⁾によって対象建物の地盤条件 (Type III: Soft soil) を考慮すると Eq.(15)のように規定されている。Eq.(16)は当該スペクトルに基づく設計用層せん断力係数 A_h の評価式である。Fig.11 ではこのスペクトルに基づいて S_a - S_d 要求曲線 (ここに、同図縦軸は Eq.(16)を考慮して S_a に $Z/2$ を乗じた数値を示し、 S_d は疑似変位応答スペクトルとして評価した) を図示するとともに、参考として 2015 年ネパール・ゴルカ地震に際してカトマンズで観測された記録^{23), 24)}の加速度応答スペクトルと比較する。

$$S_a/g = \begin{cases} 1 + 15T & \text{for } T \leq 0.10 \\ 2.50 & \text{for } 0.10 \leq T \leq 0.67 \\ 1.67/T & \text{for } T \geq 0.67 \end{cases} \quad (15)$$

$$A_h = ZIS_a / (2Rg) \quad (16)$$

ここに、 g : 重力加速度 ($=9.81\text{m/s}^2$)、 T : 建物の弾性一次固有周期 (s)、 Z : 地域係数でネパールは 0.36²⁵⁾、 I : 重要度係数 (本稿では 1.0 と仮定)、 R : 応答低減係数 (本稿では Eq.(14)より評価するため、1.0 と仮定) である。



(a) S_a - S_d relationship

(b) Comparison with the 2015

Gorkha earthquake^{23), 24)}

Fig.11 Adopted demand spectra

3.3 耐震安全性能の評価結果とその分析

レンガ壁の面内性能が研究対象建物の耐震安全性能に与える影響について分析するため、Fig.10 に従って Case B と Case I, Case I-half

の桁行方向を対象に耐震性能を評価した。3つの解析モデルの耐震安全性能の評価過程を Fig.12 に、評価結果を Table3 にまとめる。Table3 の Drift capacity は Fig.12 の Step2 に示した性能曲線上の安全限界変形であり、 α_s が前述の通り耐震安全性能を表す指標である。Fig.12 の Step1 より Case B は 1, 2 層の層間変形が大きく、Case I, Case I-half では 1 層がとくに大きかった。後者のような建物下層のソフトニングを伴う被害形態は過去の地震災害において度々報告されている²⁶⁾。Step2 よりレンガ壁の面内性能を考慮した Case I, Case I-half では剛性と強度が大幅に増大したこと、一方で、レンガ壁から柱に作用するパンチングシアを考慮したこと (2.5 節)、柱の安全限界変形、その結果、建物の安全限界変形は大幅に低下したこと

がわかる。また、とくに上記のレンガ壁の強度への寄与はレンガ壁が厚い Case I の方がより顕著であることがわかる。結果的に Case I の α_s は Case B を 25% 程度上回り、Case I-half の α_s は Case B と同等であった。

Table 3 Comparison of the seismic performance from three models

Model	Drift capacity (μ)	F_h	α_s
Case B	0.080 m (2.62)	0.61	1.68
Case I	0.012 m (1.00)	1.00	2.12
Case I-half	0.015 m (1.00)	1.00	1.66

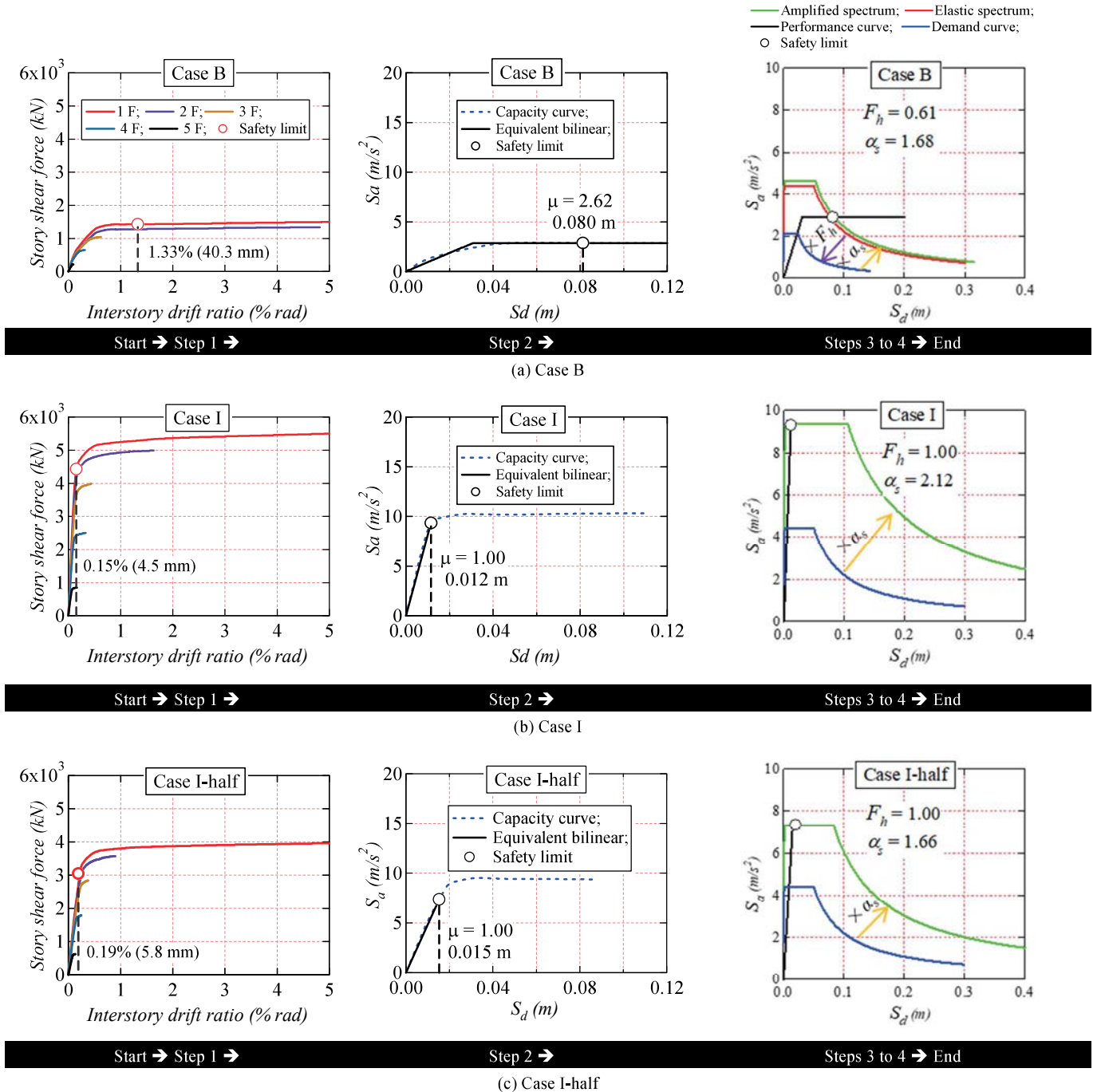


Fig. 12 Seismic performance evaluation results of Cases B, I and I-half

4. 組積造壁の面内・面外性能を考慮する建物の耐震性能評価

4.1 組積造壁の面外転倒を判定する耐震性能評価法の提案

先述のように Fig.10 の耐震性能の評価フローは本会耐震性能評価指針¹²⁾に準じており、一般的な RC 建物に適用できる方法である。Fig.12, Table3 に示したように、この方法を本研究の対象建物の桁行方向に適用した結果、レンガ壁の面内性能が建物の耐震安全性能に強く影響することが確認された。ただし、この種のレンガ壁は面外方向の地震力に対し脆弱と考えられており、仮にレンガ壁が面外転倒しなければ Table3 の Case I (レンガ壁が半枚積みの場合は Case I-half) の耐震性能が確からしいが、逆にすべてのレンガ壁が面外転倒すれば Case B の耐震性能が確からしくなる。そこで、本研究では Fig.10 で対象とした建物の桁行方向に直交する(建物梁間方向)地震入力も考慮して、同耐震性能評価指針に準ずる耐震性能の評価フローを Fig.13 のように提案する。本手法は建物の主軸二方向への地震入力を想定して、組積造壁の面外転倒の有無の判定を含む建物の耐震性能の評価フローである。

Fig.13 の評価フローを概説する。Step1~4 (直交方向では Step1'~4') は Fig.10 の評価フローと同様である。同図では直交方向の Step4' に続いて Step5 で安全限界時における建物各層の最大応答加速度

$|A_{max}|$ を Eq.(17)より算定し、Step6 で Eq.(8)による地震入力方向とは直交する(本稿の解析対象では建物桁行方向)レンガ壁の面外耐力 A_{cap} と比較することで、面外転倒の発生の有無を判定する。なお、前者の $|A_{max}|$ は本会等価線形化法指針²⁷⁾に基づく高次モード応答を含む慣性力の評価法(同指針では層せん断力の評価法として記載されている)に準じて評価する方針とした。

$$|A_{max}| = \sqrt{|_1A|^2 + |_hA|^2} \quad (17)$$

$$\{_1A\} = {}_1\beta\{ {}_1\delta\} {}_1S_a \quad (17a)$$

$$\{_2A\} = {}_2\beta\{ {}_2u\} {}_2S_a \quad (17b)$$

$$|_hA| = \sqrt{|_2A|^2 + \{({}_11) - {}_1\beta\{ {}_1\delta\} - {}_2\beta\{ {}_2u\}\} S_g\}^2} \quad (17c)$$

ここに、 $\{_1A\}/\{_2A\}/|_hA|$: 一次/二次/高次モードの建物各層の応答加速度、 ${}_2\beta\{ {}_2u\}/{}_2S_a$: 弾性二次モードの刺激関数/要求曲線 (Fig.11(a)) に対する応答加速度、 S_g : 地動加速度 (Eq.(15)と Eq.(16)より $(Z/2)g$) である。

レンガ壁の面外転倒が発生しない、または、発生可能性がある場合は Step7 でレンガ壁を面外耐力 A_{cap} が $|A_{max}|$ を上回るまで補強することを条件に Step4 で評価される α_s の信頼性を確認する。この

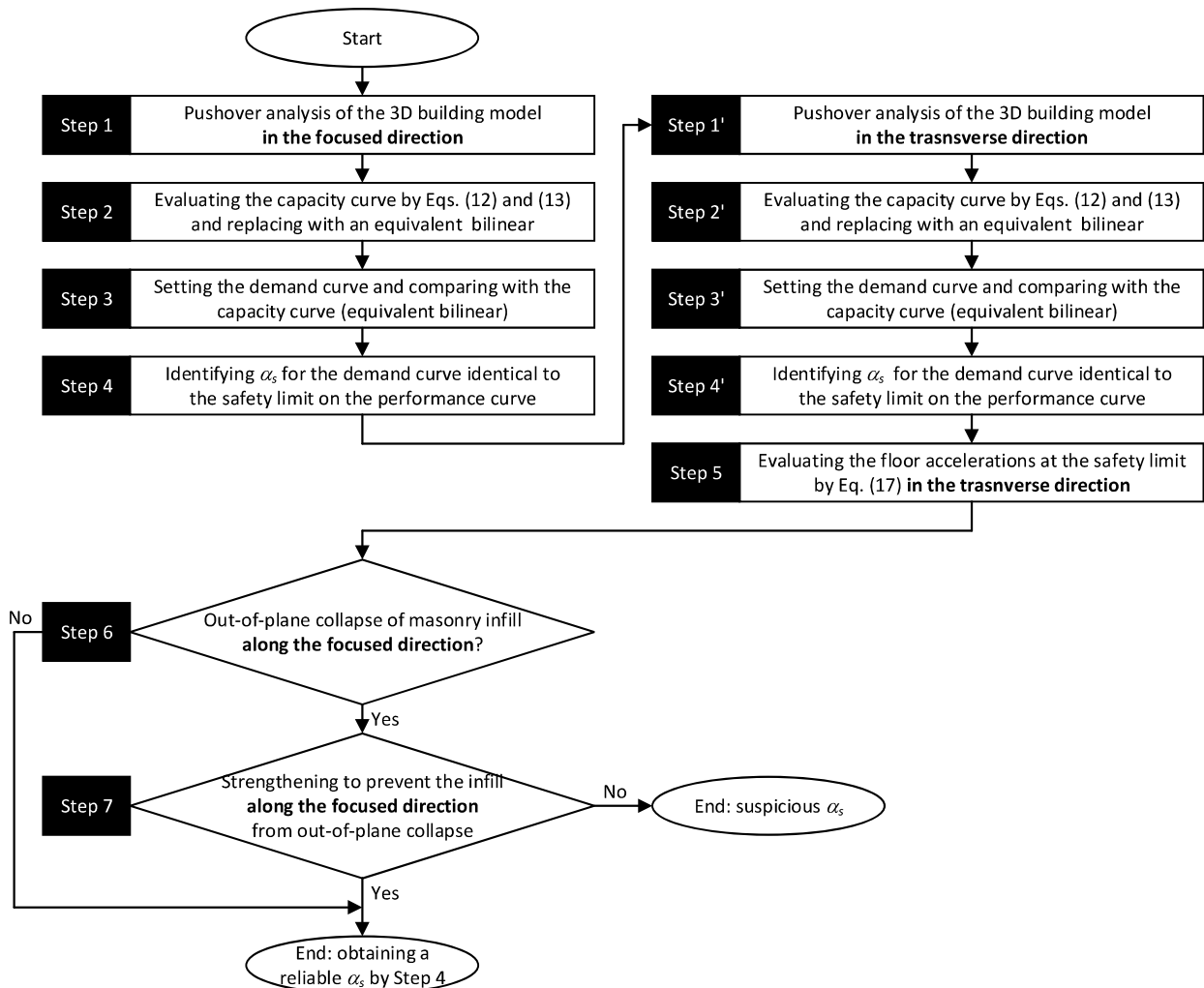


Fig.13 Proposal of a seismic performance evaluation flow considering biaxial seismic forces

評価フローにより、耐震性能の評価方向と直交する地震入力によるレンガ壁の面外転倒を考慮し、面外転倒しないレンガ壁に限定してその面内性能を考慮した建物の耐震性能評価が可能となる。

なお、Fig.13 の評価フローは研究対象建物に整合させ、レンガ壁が検討方向 (Fig.1 の桁行方向) にのみ存在することを前提に示した。一方、検討方向と直交方向 (Fig.1 の梁間方向) にも二方向にレンガ壁が存在する場合も同様の評価が可能である。この場合、検討方向に対しても Step4 に続いて Step5 を行い、直交方向に対して Step6~7 の確認を行う。両方向のレンガ壁が転倒しないことを条件に、両方向の α_s の信頼性を確認することになる。

1.2 節の要点 2)で示したように、この評価フローでは地震動入力時のある時刻におけるレンガ壁の面外転倒の発生を評価する意図はない (評価できない)。また、Step7において面外転倒すると判定されるレンガ壁を取り除いて建物の耐震性能を再評価することも仕組み上は可能である。しかしながら、後述する解析例 (Case I-half) ではレンガ壁が上層で部分的に転倒する判定がなされることを考慮すると、上層のレンガ壁を取り除くことで建物高さ方向に著しい層剛性の変化を許容するかのような著者が意図しない誤解を読者に招くことを危惧するため、Fig.13 では面外転倒するレンガ壁を取り除くフローを本稿で記述することは見合わせる方針とした。

4.2 組積造壁の面内・面外性能を考慮した耐震性能評価結果と分析

Case I, Case I-half の桁行方向を対象に Fig.13 の評価フローを適用した。Step1~4 の桁行方向の耐震性能評価は Fig.10 と同様であり、レンガ壁の面内性能を考慮する場合の α_s が Fig.12, Table3 と同様に評価される。続いて、Fig.13 の Step1~4 で梁間方向の耐震性能評価を行い、Step5 で得られる各層の最大応答加速度 $|A_{max}|$ と、これに直交する桁行方向のレンガ壁の面外耐力 A_{cap} (Eq.(8)) を比較し、その結果を Fig.14 に示す。Case I のレンガ壁はいずれも面外方向の地震入力に対し面外転倒しないことが確認され、すなわち、本解析モデルの桁行方向の耐震安全性能として、 α_s (Fig.12, Table3) の妥当性を支持する結果が得られた。一方、Case I-half のレンガ壁は直交方向の地震入力相対的に大きい上層、具体的には 3~5 階において面外転倒すると判定され、Case I-half の耐震性能はレンガ壁の転倒を防止する対策を行わないと α_s の信頼性が低いことが確認された。Table3 より Case I-half の α_s は仮にレンガ壁の転倒を防止する対策を施しても Case B 未達であることから、Fig.13 の Step7 ではレンガ壁を補強することなく全層にわたり除去し、カーテンウォールなどの面外転倒のおそれなく耐震性能に影響しない非構造壁への代替を含めて検討することが望ましい。

さらに、レンガ壁が建物の耐震安全性能に与える影響をより多角的に分析するため、建物の階数を変動因子とするパラメータ解析を計画した。2.1 節で紹介したように、研究対象建物は当初 3 階建てとして設計されたが (部材断面などを変更なく) 5 階建てに増床されたことが確認されている。ネパールでは建物の建設後もこのような増床が慣例的に行われている社会背景に鑑みて、解析モデルの階数を 6~8 階と設定した (ネパールで典型的な 1~3 層分の増床を想定した) 場合についても Fig.13 に基づく耐震性能評価を行った。なお、上記解析モデルにおいて、増床部の平面図と部材断面は Fig.1, Fig.2 と同様と仮定し、基準階 (Fig.1 の 1~4 階) の平面図を有する階をペントハウスの下層に追加することで増床を表現した。

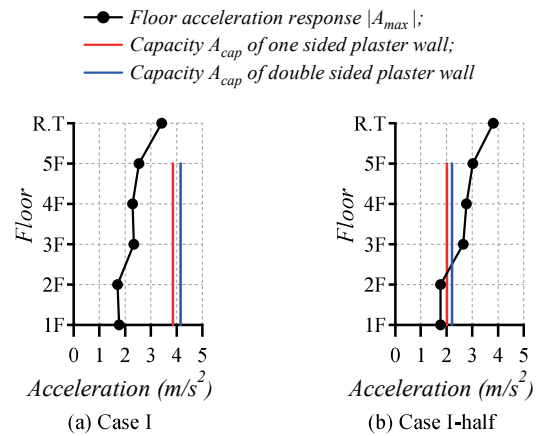


Fig. 14 Comparison of the floor acceleration responses and the out-of-plane resistances of brick infill

Table 4 Parametric analysis results

Number of stories	Case B	Case I		Case I-half	
	α_s	α_s	Out-of-plane collapse of walls	α_s	Out-of-plane collapse of walls
5	1.68	2.12	None	1.66	3F to 5F
6	1.61	1.70	None	1.54	4F to 6F
7	1.48	1.48	None	1.30	3F*, 4F and 7F
8	1.35	1.15	None	1.10	4F, 5F* and 8F

*Only walls with one-sided plaster

建物階数を変動因子とするパラメータ解析結果のうち、Fig.13 の Step1, Steps3~4, Step5~6 を抜粋して Fig.15 に示し、また、Step4 より得られた建物桁行方向の α_s と、Step6 より面外転倒すると判定されたレンガ壁を Table4 にまとめ、比較する。なお、同表 5 階建てモデルの結果は上述した Fig.12, Fig.14, Table3 と同様である。Case B, Case I, Case I-half のすべてのモデルに共通して、総じて階数が大きいモデルほど α_s は低下した。はじめに Case B と Case I の関係に着目すると、5 階、6 階建てモデルでは Case I の α_s が Case B を上回ったが、7 階建てモデルで同等、8 階建てモデルでは相対関係が逆転した。つづいて Case I に着目すると、いずれの階数のモデルともに直交方向の入力に対してレンガ壁が転倒しないことが明らかとなり、本解析ケースの範囲内で 1 枚積みレンガ壁の面外転倒防止に対する有効性が示された。最後に Case I-half に着目すると、いずれの階数のモデルにおいても一部の上層でレンガ壁が部分的に面外転倒すると判定され (レンガ壁の転倒を防止する対策を行わないと) Fig.13 の Step4 より評価された α_s は信頼性が低いことが確認された。なお、Fig.16 に例示するように、こうした建物上層の組積造壁の相対的に大きな被害は本稿の第一著者が過去に実施した海外の地震被害調査でも度々確認されている。さらに Table3 の 5 階建てモデルにおいて既に考察したように、Case I-half の α_s はいずれの階数のモデルにおいても Case B を下回っており、レンガ壁を除去しカーテンウォールなどへ代替することが耐震安全性能の観点でより合理的であることを示唆する結果が得られた。

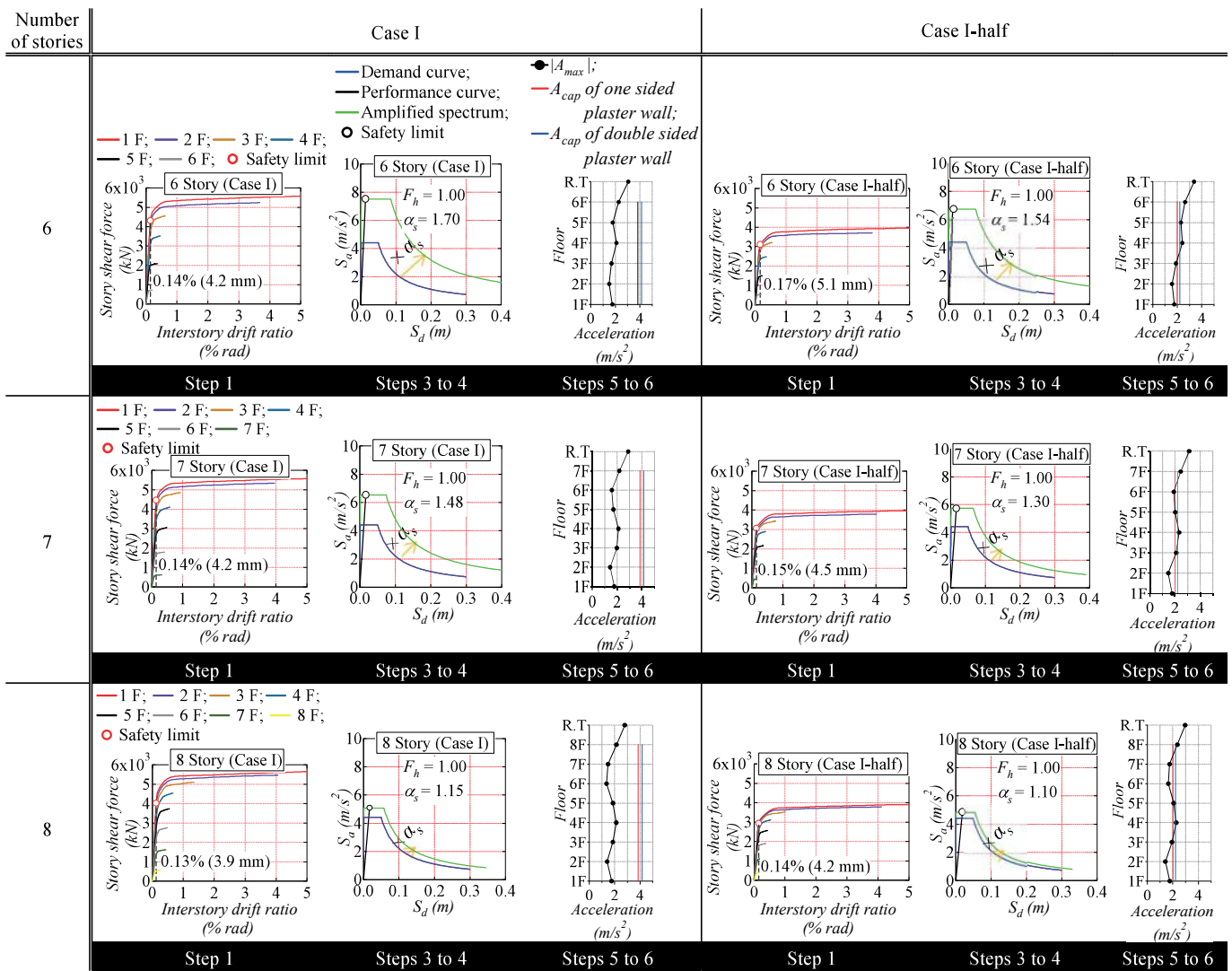


Fig. 15 Parametric analysis procedures



(a) the 2009 Sumatra earthquake (b) the 2003 Bam earthquake
Fig. 16 Out-of-plane failure of masonry walls on upper floors of earthquake-damaged RC buildings

5. まとめ

本研究では海外の RC 建物を対象として、とくに組積造壁の面内および面外性能を考慮して建物の耐震性能を評価する一つの方法を提案した。この方法をネパールの典型的な RC 住宅に適用した事例を通して、同国の典型的なレンガ壁が建物の耐震安全性能に与える

影響を分析した結果、以下の結論が得られた。

- 1) レンガ壁の面内性能が研究対象建物 (桁行方向) の剛性と強度を大幅に増大する効果があることを確認した。一方、柱の安全限界変形はレンガ壁から作用するパンチングシアを考慮し評価したため低下した。建物の耐震安全性能 α_s は、一枚積み (レンガ長手方向が壁厚さ方向に用いられる) レンガ壁の面内性能を考慮した場合、考慮しない場合より約 25% 上回り、半枚積み (レンガ短手方向が壁厚さ方向に用いられる) のレンガ壁の場合は同等であることを確認した。
- 2) 本研究で提案した組積造壁の面内および面外方向の性能を考慮して建物の耐震性能を評価する方法に基づいて、研究対象建物 (桁行方向) のレンガ壁の面外転倒の発生を評価した。研究対象建物のレンガ壁 (一枚積み) は本稿の解析条件下で面外転倒せず、まとめ 1) の結果の信頼性が高いことを確認した。一方、半枚積みを仮定した解析モデルでは建物上層のレンガ壁が転倒すると判定され、レンガ壁の転倒を防止する対策を講じないとまとめ 1) の結果は信頼性が低いことを確認した。
- 3) ネパールで見られる (部材断面などを変更しない) 建物の増床を

想定して、建物階数を基準とする5階（研究対象建物）から8階まで1階ずつ増床した解析モデルを対象に、本研究で提案した耐震性能評価法を適用した。その結果、建物階数の増大によって α_s が低下することに加え、一枚積みレンガ壁を模擬する建物は、本稿の解析条件の範囲内でレンガ壁が面外転倒しないこと、6階建てまではレンガ壁の面内性能を考慮すると、考慮しない場合（例えば、耐震スリットなどを設けて完全な非構造部材とする）より高い α_s を示すことなどが確認された。他方、半枚積みレンガ壁を模擬する建物は、いずれの階数のモデルもレンガ壁の面外転倒が生じること、仮にレンガ壁の面外転倒を防止する対策を講じても面内性能を考慮しない建物よりも α_s が低いため、レンガ壁を全層にわたり除去してカーテンウォールなどへの代替が、耐震安全性能の観点ではより合理的であることが示された。

本研究で提案した組積造壁の面内および面外性能を考慮して建物の耐震性能を評価する方法をより一般化するための課題をまとめる。

- a) 2.3節では、組積造壁の面内および面外性能を著者らの既往研究^{10), 17)}に基づいてそれぞれ独立に評価した。ここで、面内損傷が面外性能に与える影響、面外損傷が面内性能に与える影響、いわゆる面内-面外相互作用は考慮していないことに留意されたい。この現象については実験的知見が十分に蓄積されておらず²⁸⁾、その取り扱いに対するコンセンサスも得られていないと考えられるため、今後の課題である。
- b) 2.5節では、建物の安全限界変形を柱の安全限界変形に基づいて定義した。本研究で用いた組積造壁を有するRC柱梁架構の解析モデル (Fig.5) では、柱の安全限界変形の評価において、2.2, 2.3節の建物全体の解析モデルとの連成は考慮されていない。また、梁のせん断破壊は考慮されていない。実験データの蓄積を進め、これらのモデル化の要否を含めて明らかにすることが望まれる。
- c) 3.1節では、RC柱梁架構に適用される塑性率 μ （等価粘性減衰定数 h ）による応答低減係数 F_h の評価式 Eq.(14)を示した。結果的に本稿の解析条件では組積造壁を有するRC柱梁架構に対し同式を適用する必要はなかったが、今後はその適用性を実験や解析により明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) Architectural Institute of Japan: Reconnaissance Report on the 2015 Nepal Gorkha Earthquake, 2016. 8
- 2) Maidiawati, Jafri Tanjung, Yasushi Sanada, Fajar Nugroho, Syafri Wardi: Seismic Analysis of Damaged Buildings Based on Post-Earthquake Investigation of the 2018 Palu Earthquake, International Journal of GEOMATE, Vol. 18, Issue 70, pp. 116-122, 2020. 6
(DOI: <https://doi.org/10.21660/2020.70.9490>)
- 3) The Japan Building Disaster Prevention Association: Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001, Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001, and Technical Manual for Seismic Evaluation and Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001, 2005. 1
- 4) Architectural Institute of Japan: Preliminary Reconnaissance Report of the 2011 Tohoku-Chiho Taiheiyō-Ōki Earthquake, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 23, Springer, 2012. 9
- 5) Architectural Institute of Japan: Report on the Damage Investigation of the 2016 Kumamoto Earthquake, 2018. 6
日本建築学会：2016年熊本地震災害調査報告，2018.6
- 6) Maidiawati, Sanada Y, Konishi D, Tanjung J: Seismic performance of nonstructural brick walls used in Indonesian R/C buildings, Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol. 10, No. 1, pp. 203-210, 2011. 5

- (DOI: <https://doi.org/10.3130/jaabe.10.203>)
- 7) Susumu Takahashi, Yasushi Sanada: Post-Earthquake Investigation of RC Building Due to the 2013 Bohol Earthquake, The 14th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 99-107, 2014. 12
- 8) Hashemi A, Mosalam KM: Seismic evaluation of reinforced concrete buildings including effects of masonry infill walls, PEER Report, 2007/100, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2007. 7
- 9) S. Pradhan, Y. Li, Y. Sanada, H. Katayama, S. Fukui, K.K. Bhetwal, H. Choi, Y. Hibino, K. Kusunoki: Effects of Masonry Infill Walls on the Seismic Behavior of a Typical RC Building in Nepal, 17th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2c-0233, 2020. 9
- 10) Yasushi Sanada, Maidiawati: Modeling of interactions between RC columns and masonry infill in buildings with a column-sway mechanism, Japan Architectural Review, Vol. 1, Issue 1, pp. 109-117, 2018. 1
(DOI: <https://doi.org/10.1002/2475-8876.1012>)
- 11) Maidiawati, Yasushi Sanada: R/C frame-infill interaction model and its application to Indonesian buildings, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 46, Issue 2, pp. 221-241, 2017. 2
(DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.2787>)
- 12) Architectural Institute of Japan: Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings (Draft), 2004. 1
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，2004.1
- 13) Ho Choi, Yoshiaki Nakano and Yasushi Sanada: Seismic Performance and Crack Pattern of Concrete Block Infilled RC Frames, Bulletin of ERS, No. 38, pp. 119-134, 2005. 3
- 14) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Lateral Load-carrying Capacity Calculation of Reinforced Concrete Structures, 2021. 2
日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2021.2
- 15) Holmes M: Steel frames with brickwork and concrete infilling, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 19, Issue 4, pp. 473-478, 1961. 8
(DOI: <https://doi.org/10.1680/icep.1961.11305>)
- 16) Smith BS, Carter C: A method of analysis for infilled frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 44, Issue 1, pp. 31-48, 1969. 9
(DOI: <https://doi.org/10.1680/icep.1969.7290>)
- 17) Sujan Pradhan, Yasushi Sanada, Rokhyun Yoon, Ho Choi, Kiwoong Jin, Ryuki Hata, Jose Tomas Diaz Guzman: Shaking Table Test on a Specimen Representing Brick Masonry Infill Wall and Evaluation of Its Lateral Resistance, AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 27, No. 66, pp. 744-749, 2021. 6
パラダンスーザン, 真田靖士, 尹ロク現, 崔琥, 晋沂雄, 畠龍樹, デイアズグズマンホセトマス: 組積造インフィル壁を想定した試験体の面外方向の振動台実験と水平抵抗性能の評価, 日本建築学会技術報告集, 第27巻, 第66号, pp.744-749, 2021.6
(DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.27.744>)
- 18) Haruka Katayama, Yuebing Li, Yasushi Sanada, Ho Choi: Observation and Analysis on Vibration Characteristics of an RC Building with Brick Walls in Nepal, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 38, No. 2, pp. 1495-1500, 2016. 7
片山遥, 李曰兵, 真田靖士, 崔琥: ネパールのレンガ壁を有するRC建物の振動特性の計測と解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1495-1500, 2016.7
- 19) Ichinose T: A shear design equation for ductile R/C members, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, Issue 3, pp. 197-214, 1992. 1
(DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.4290210302>)
- 20) National Institute for Land and Infrastructure Management, Building Research Institute: Commentary on Structural Regulations of the Building Standard Law of Japan (2020), 2020.10
国土技術政策総合研究所, 建築研究所: 2020年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.10
- 21) Kuramoto H, Matsumoto K: Mode-adaptive pushover analysis for multi-story RC buildings. Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, No. 2500, 2004. 8
- 22) Bureau of Indian Standards: IS 1893-2002 Indian Standard, Criteria for Earthquake Design of Structures, Part 1 General Provisions and Buildings. 2002. 6
- 23) G.B. Motra: Performance of Buildings during Gorkha Earthquake 2015 and Recent Trends of Repair/Rehabilitation Works, Proceedings of IOE Graduate Conference, pp. 1-5, 2015. 12
- 24) Keshab Sharma, Lijun Deng, Carlos Cruz Noguez: Field investigation on the

- performance of building structures during the April 25, 2015, Gorkha earthquake in Nepal, *Engineering Structures*, Vol. 121, pp. 61-74, 2016. 8 (DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.043>)
- 25) Pujan Neupane, Samyog Shrestha: Comparative Analysis of Seismic Codes of Nepal and India for RC building, *International Journal of Engineering Trends and Technology*, Vol.28, No. 2, pp. 102-105, 2015. 10
- 26) MATJAZ DOLŠEK and PETER FAJFAR: SOFT STOREY EFFECTS IN UNIFORMLY INFILLED REINFORCED CONCRETE FRAMES, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5, Issue 1, pp. 1-12, 2001. 1 (DOI: <https://doi.org/10.1080/13632460109350383>)
- 27) Architectural Institute of Japan: AIJ Seismic Performance Evaluation Guidelines for Reinforced Concrete Buildings Based on the Capacity Spectrum Method, 2019. 3
日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に基づく耐震性能評価型設計指針（案）・同解説，2019.3
- 28) Paolo Ricci, Mariano Di Domenico and Gerardo M. Verderame: Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 47, Issue 3, pp. 802-827, 2018. 3 (DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.2992>)

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF RC BUILDINGS CONSIDERING THE IN-PLANE AND OUT-OF-PLANE PERFORMANCE OF UNREINFORCED MASONRY WALLS

– Through application to an urban residential building in Nepal –

Yasushi SANADA^{*1} and *Sujan PRADHAN*^{*2}

^{*1} Prof., Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr.Eng.

^{*2} Grad. Student, Graduate School of Engineering, Osaka University

1. Introduction

An evaluation procedure of the seismic performance of overseas RC buildings with unreinforced masonry walls is proposed (Fig. 13) and applied to an urban residential building in Nepal. The structural performance of unreinforced masonry walls in the out-of-plane as well as in-plane directions is considered in the proposal. Applying the proposed scheme to the building of interest, the seismic performance was parametrically evaluated and discussed.

2. A building of interest and the analytical modeling

This study focuses on a five-story RC residential building located at the city center of Kathmandu, Nepal (Fig. 1 and Photo 1). The building had typical exterior nonstructural infill walls made of brick in the longitudinal direction. Its three-dimensional modeling was performed using nonlinear line elements for the columns/beams (Figs. 3 and 4) and considering without/with the brick infill walls with a thickness of brick length for Case B/Case I, respectively. However, Case I-half was also considered assuming reduced thickness (of brick width) of the brick walls in Case I. The in-plane and out-of-plane performance of the brick walls was evaluated/modeled according to the authors' previous studies 10) (Fig. 5) and 17) (Figs. 6 and 7), respectively.

3. Seismic performance evaluation considering the in-plane performance of masonry walls

The seismic performance of Case B, Case I and Case I-half was evaluated according to the AIJ performance evaluation guidelines¹²⁾ (Fig. 10). The stiffness and strength of Case I and Case I-half were much higher than those of Case B because the in-plane performance of brick walls was considered (Fig. 12). In contrast, the column deformability of Case I and Case I-half decreased compared to that of Case B because the in-plane analysis model considered punching shear applied to the column from the infill strut (Fig. 5). As a result, the seismic performance of Case I was approximately 25% higher than that of Case B while that of Case I-half was almost equivalent to that of Case B (Table 3). These results indicated that the masonry walls significantly affected the seismic performance of this kind of structure; thus, they should be considered in the seismic performance evaluation.

4. Seismic performance evaluation considering the in-plane and out-of-plane performance of masonry walls

The seismic performance of the building of interest was also evaluated considering both the in-plane and out-of-plane performance of masonry walls. Consequently, the brick walls in Case I did not collapse in the out-of-plane direction under the analytical conditions adopted in the present study (Fig. 14a), which indicated that the seismic performance was reliably evaluated in Chapter 3 and that the brick walls with the thickness of brick length were effective to prevent the out-of-plane failure. In contrast, those in Case I-half were found to collapse in the out-of-plane direction on upper floors (Fig. 14b), indicating that the evaluation results in Chapter 3 were unreliable. Furthermore, similar findings to the above results were also confirmed from additional analytical models with different numbers of stories of 6 to 8 representing vertical extension conventionally found in Nepal (Table 4).

5. Conclusions

According to the proposed evaluation procedure of the seismic performance of overseas RC buildings with unreinforced masonry walls considering their in-plane and out-of-plane performance, the seismic performance of the building of interest in Nepal was parametrically evaluated and discussed. The major findings obtained from the above study are summarized.

(2022年2月7日原稿受理, 2022年6月13日採用決定)