

論文 ネパールのレンガ壁の要素実験と実験結果に基づく RC 建物の耐震性能評価

福井 紳矢*1・片山 遥*1・真田 靖士*2・楠 浩一*3

要旨：2015年4月25日にネパール・ゴルカで発生した地震により多くの鉄筋コンクリート造（以下 RC）建物が被害を受けた。これらの建物には組積造レンガ壁が多用されており、レンガ壁が RC フレーム構造の耐震性能に影響を及ぼすと予想される。本研究ではネパールのレンガ壁を有する RC 建物を対象として、現地においてレンガ壁の要素実験を実施した。また、得られた実験結果をもとに、静的弾塑性解析を行いレンガ壁が建物の性能曲線に及ぼす影響を評価した。さらに性能曲線を設計用スペクトルと比較することでレンガ壁が建物の地震応答に与える影響についても評価した。

キーワード：非構造壁，組積造壁，鉄筋コンクリート構造，ストラット置換，弾塑性解析，耐震性能

1. はじめに

2015年4月25日11時56分（現地時間）、ネパールにおいてマグニチュード(Mw)7.8の地震が発生した。この地震によりネパール国内は大きな被害に見舞われた¹⁾。また、都市部において多くの RC 建物が被害を受けた。なお、ネパールの RC 建物には外壁や間仕切り壁としてレンガの組積造壁が多用されている。

組積造壁は RC 架構の耐力の一部を負担することや、その変形性能に影響を及ぼすことが既往の研究^{例え²⁾}により明らかになっている。現在ネパールの建築基準ではレンガ壁は建物の構造性能には影響を与えない非構造壁とみなされているが、実際には耐震性能に寄与している可能性がある。

既報³⁾ではレンガ壁による建物の振動特性への影響を検証するため、現地建物の常時微動計測結果から振動特性の評価を行った。本報では同建物のレンガ壁を想定した試験体について現地で行った要素実験の結果、また、実験結果を利用した弾塑性解析を行い、建物の耐震性能について分析した結果について報告する。

2. 研究対象建物

研究対象建物はネパール首都のカトマンズ市内にある。建物周辺地図を図-1に示す。地上5階地下1階建てのレンガ壁を有する RC 住宅である。基礎構造は直接基礎であり、本建物は2015年4月25日の地震後に建てられた。写真-1に建物の外部の様子を、図-3に1階平面図、X軸に沿う立断面図を示す。同図に示すように本建物は桁行方向に4スパン、梁間方向に1スパンを有する建物である。各部材断面を図-2に示す。また、リバウ

ンドハンマー試験によるコンクリート強度の実測値は 39.8N/mm^2 であった。

建物の北西側桁行方向のレンガ外壁は両面モルタル仕上げ、南東側桁行方向のレンガ外壁は（室内側）片面モルタル仕上げである。

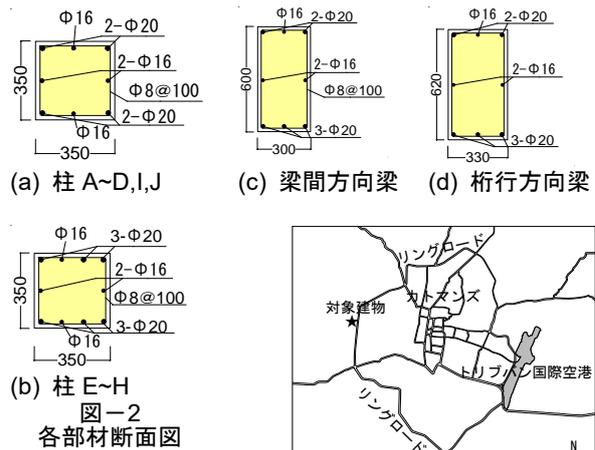


図-1 対象建物周辺地図



写真-1 対象建物外観

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻准教授 博(工) (正会員)

*3 東京大学地震研究所 災害科学系研究部門 准教授 博(工) (正会員)

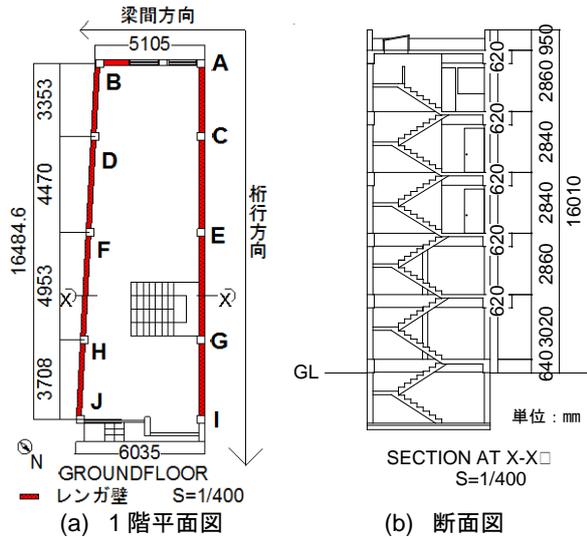
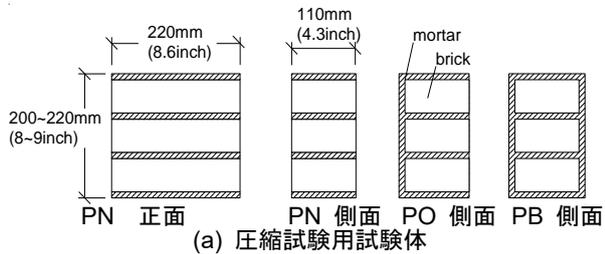
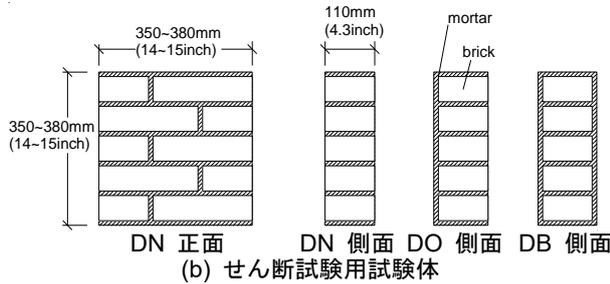


図-3 1階平面図および断面図



(a) 圧縮試験用試験体



(b) せん断試験用試験体

図-4 試験体形状

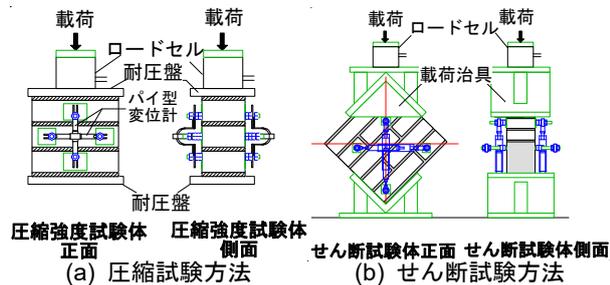


図-5 試験方法



(1) 圧縮試験 (2) せん断試験

写真-2 実際の試験写真

表-2 試験体一覧

試験体	モルタル仕上げなし	片面モルタル仕上げ	両面モルタル仕上げ
圧縮試験用	PN1~3	PO1~3	PB1~3
せん断試験用	DN1~3	DO1~3	DB1~3

P: プリズム圧縮試験 D: ダイアゴナルせん断試験

N: 仕上げなし(None) O: 片面仕上げ(One Side)

B: 両面仕上げ(Both Side)

表-3 圧縮試験結果

	弾性係数(N/mm ²)	圧縮強度(N/mm ²)
PN1	2192	5.1
PN2	2278	3.0
PN3	795	3.7
平均	1755	3.9
PO1	2108	2.7
PO2	2032	3.2
PO3	1935	1.6
平均	2025	2.5
PB1	4777	3.4
PB2	5394	2.0
PB3	6506	4.3
平均	5559	3.2

3. レンガ壁の要素実験

研究対象建物で用いられたレンガ壁を想定した要素試験体を製作した。試験体は研究対象建物の建設時と同等の材料を用い、同じ職人に依頼して製作した点に特徴がある。レンガ壁の剛性や強度などの構造特性を得るために以下に示す実験を行った。

3.1 実験方法

試験体一覧を表-2に示す。試験体の種類は表面のモルタル仕上げの有無が異なる3種類(モルタル仕上げなし、片面モルタル仕上げ、両面モルタル仕上げ)とし、プリズム圧縮試験用と平板のせん断試験(平板試験体の対角方向の圧縮試験)用の2つの形状のものを各3体ずつ作成した。先述のように、対象建物のレンガ壁の材料特性を得ることを目的として、建物の建設に携わった職人に建設時と同等の材料、工程での作成を依頼した。レンガは220mm×110mm×55mmの焼成レンガ、モルタルの配合は1:4:0.55(セメント:砂:水)である。試験体形状を図-4に示す。

荷重はトリブバン大学の材料実験室で行い、アムスラー試験機を用いた。測定項目は荷重荷重と試験体の(設置時に対して)鉛直方向ひずみ、水平方向ひずみとした。鉛直、水平ひずみは試験体に取り付けたナット付きプレート間に変位計を設置して測定した。試験方法を図-5に、実際の試験時の様子を写真-2に示す。

3.2 実験結果

(1) 圧縮試験

弾性係数および圧縮強度の値を表-3に、応力度-ひずみ度関係を図-6に示す。圧縮応力度または強度は荷重をモルタルを含めた試験体の実測断面積で除した値、ひずみ度は試験体側面に取り付けた変位計の出力を支点間距離で除した値とした。また、弾性係数は応力度-ひずみ度関係のグラフにおいて初期のおよそ線形な区間での

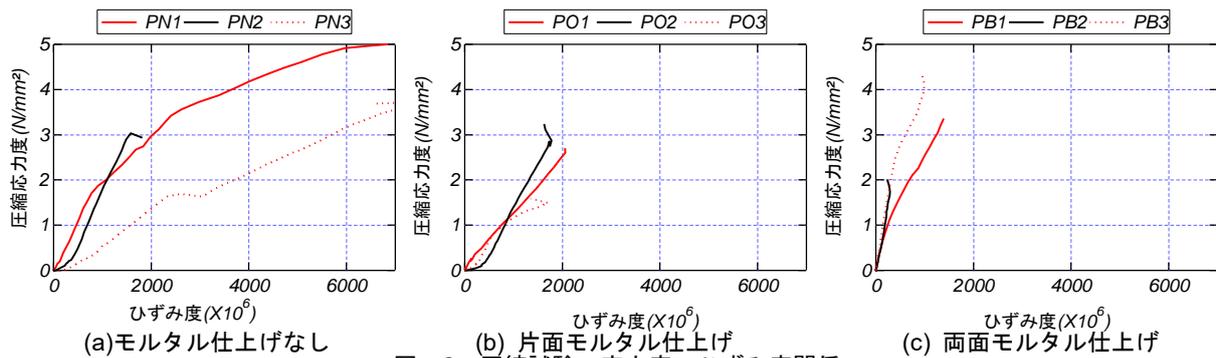


図-6 圧縮試験 応力度—ひずみ度関係

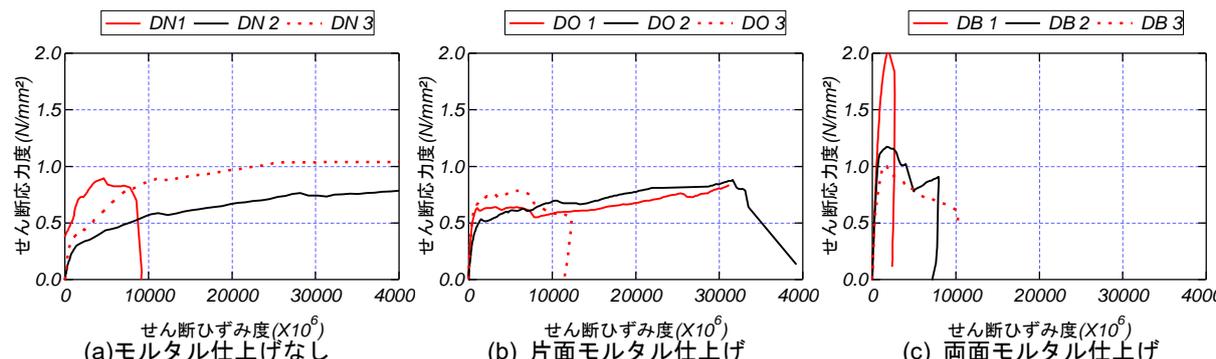


図-7 せん断試験 応力度—ひずみ度関係

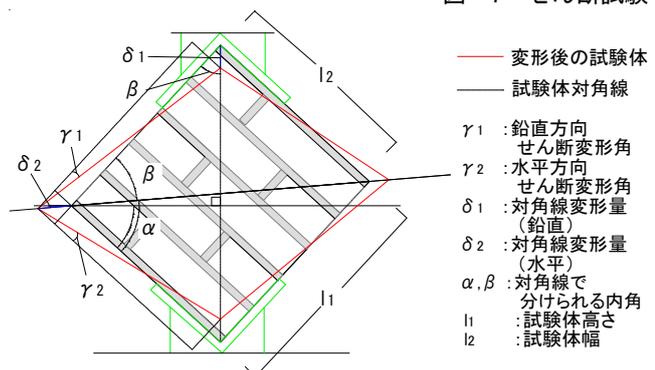


図-8 変形模式図

表-4 せん断試験結果

	せん断弾性係数(N/mm ²)	せん断強度(N/mm ²)
DN1	171	0.89
DN2	299	0.81
DN3	514	1.05
平均	328	0.92
DO1	1690	0.84
DO2	1164	0.88
DO3	1895	0.78
平均	1583	0.83
DB1	2534	2.01
DB2	2025	1.17
DB3	2004	1.01
平均	2188	1.40

傾きとして求めた。

(2) せん断試験

せん断弾性係数およびせん断強度の値を表-4に、せん断応力度—せん断ひずみ度の関係を図-7に示す。試験体が手作業で作られているため、完全な正方形ではないことを考慮し、せん断応力度は、既往の研究⁴⁾を参考に、荷重を試験体の水平方向（荷重状態ではなく通常時）にベクトル分解した値を水平断面積で除した値、せん断ひずみ度は2つの対角方向に沿って計測したひずみから求まるそれぞれのせん断ひずみ度 γ_1 、 γ_2 の和として求めた。 γ_1 、 γ_2 は図-8および式(1)、式(2)を参照されたい。また、せん断弾性係数は圧縮試験と同様に荷重初期のおよそ線形な区間の傾きとして求めた。

$$\gamma_1 = \frac{\delta_1 \sin \beta + \delta_2 \cos \alpha}{l_1 - \delta_1 \cos \beta + \delta_2 \sin \alpha} \quad (1)$$

$$\gamma_2 = \frac{\delta_1 \sin \alpha + \delta_2 \cos \beta}{l_2 - \delta_1 \cos \alpha + \delta_2 \sin \beta} \quad (2)$$

以下の解析では、圧縮試験の結果のみを用いて解析的検討を行うため、せん断試験の結果は参考値として示す。

4. レンガ壁の有無をパラメータとする建物の静的増分解析

3章で述べた要素実験によって得られたレンガ壁の特性値を用いて、研究対象建物の耐震性能にレンガ壁が与える影響について解析的に分析する。

4.1 モデル化方法

建物を立体骨組に置換し、表-5に示す3つの解析ケースに対して静的増分解析を行った。

モデル化における仮定は以下の通りである。

- (1) 地下階を無視し、地上5層をモデル化した。基礎梁を剛と仮定し、基礎下をピン支持とした。柱梁部材は剛域を有する線材に置換した。剛域は節点からD/4 (D:各部材のせい) 内側までとした。
- (2) 建物の重量算定には構造躯体の重量を考慮した。非

構造壁の重量は解析パラメータ（表-5）として考慮した。

- (3) レンガ壁を考慮する解析では、レンガ壁を面内方向にのみストラット材に置換した。ストラットの幅はSmith&Carter⁵⁾による式(3)に基づいて算定し、剛性を評価した。一方、ストラット材の強度はMainstone⁶⁾による式(4)に基づいて評価した。すなわち、式(4)により求まるストラット幅に壁厚と素材の圧縮強度を乗じてストラット材の強度を求め、式(3)による幅を有するストラットが等価な強度を有するように素材の圧縮強度を低減させることで評価した。

Smith&Carter

$$w = 0.58 \left(\frac{1}{H} \right)^{-0.445} (\lambda_h H')^{0.335} \left(\frac{1}{H} \right)^{0.064} \quad (3)$$

MainStone

$$w = 0.175 d_z (\lambda_h H')^{-0.4} \quad (4)$$

ここで

$$\lambda_h = 4 \sqrt{\frac{E_z t \sin 2\theta}{4E_b I_s H}} \quad (5)$$

w : ストラットの幅(m), E_z : レンガ壁のヤング係数(kN/m²), E_b : コンクリートのヤング係数(kN/m²), I_s : 柱の断面二次モーメント(m⁴), t : 壁厚(m), 他の記号は図-8を参照されたい。

- (4) レンガ壁の弾性係数および圧縮強度は要素実験の結果（表-3）での平均の値をストラットに与え置換した。
- (5) 開口を有するレンガ壁は体積が等価な無開口壁として扱い、壁厚を低減してストラットに置換した。
- (6) 柱のモデル化には曲げにMSモデル、せん断、軸方向に弾性の単軸ばねモデル、梁のモデル化には曲げに弾塑性の単軸ばねモデル、せん断、軸方向に弾性の単軸ばねモデルを用いた⁷⁾。ストラットの復元力特性には原点と降伏点を直線で結ぶバイリニアモデルを用いた。

以上の仮定に基づき作成した各ケースの解析モデルを図-9に示す。

4.2 解析結果

3つのケースについて固有値解析を行い、前述の既報³⁾にある、現地での常時微動計測から得られた固有周期と比較したものが表-6である。各ケースを比較すると、レンガ壁の重量が増えた分Case AよりもCase Bの方の周期が長くなった。レンガ壁の剛性を考慮したCase Cは特に1次固有周期において実測値に近い値が得られた。

桁行方向を対象に静的増分解析を行った。桁行方向に北東から南西方向へ、いずれかの層が層間変形角0.05radになるまで載荷した。得られた層せん断力-層間変形角

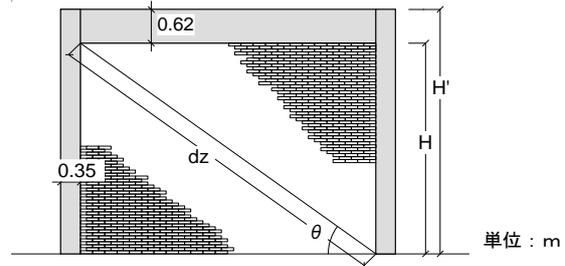


図-8 式記号参照図

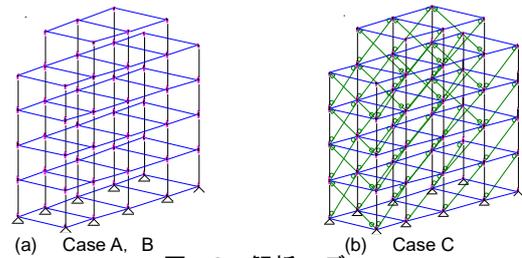


図-9 解析モデル

表-5 解析ケース一覧

解析ケース	レンガ壁重量	レンガ壁剛性
Case A	無視	無視
Case B	考慮	無視
Case C		考慮

表-6 固有周期の比較

固有周期(s)		実測値	解析値		
			Case A	Case B	Case C
梁間方向	1次	0.33~0.34	0.498	0.646	0.268
	2次	0.15~0.16	0.168	0.216	0.082
桁行方向	1次	0.11~0.13	0.420	0.546	0.138

の関係を図-10に、層せん断力を各階が支持する重量で除した層せん断力係数-層間変形角の関係を図-11に示す。

RC架構のみのCase Aよりもレンガ壁の重量を考慮したCase Bの方がより高い耐力を示したが、層せん断力係数で比較するとレンガ壁の重量を考慮したCase Bの重量が相対的に大きく、Case Aの方が高い耐力を示した。レンガ壁をストラット置換したCase Cが3ケースの中で最も高い耐力を示し、層せん断力係数においてもCase Aと比べて約1.7倍、Case Bと比べて約2.4倍の値を示した。レンガ壁の剛性と強度を考慮することで耐力が大幅に上昇することがわかる。

5. 等価1自由度系置換に基づく耐震性能評価

5.1 等価1自由度系への置換

4章で得られた静的増分解析の結果を式(6)、式(7)に基づいて等価1自由度系の静的な代表荷重-代表変位($S_a - S_d$)関係に置換した。

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \delta_i \right)^2} Q_B \quad (6)$$

$$S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N P_i \delta_i} S_a \quad (7)$$

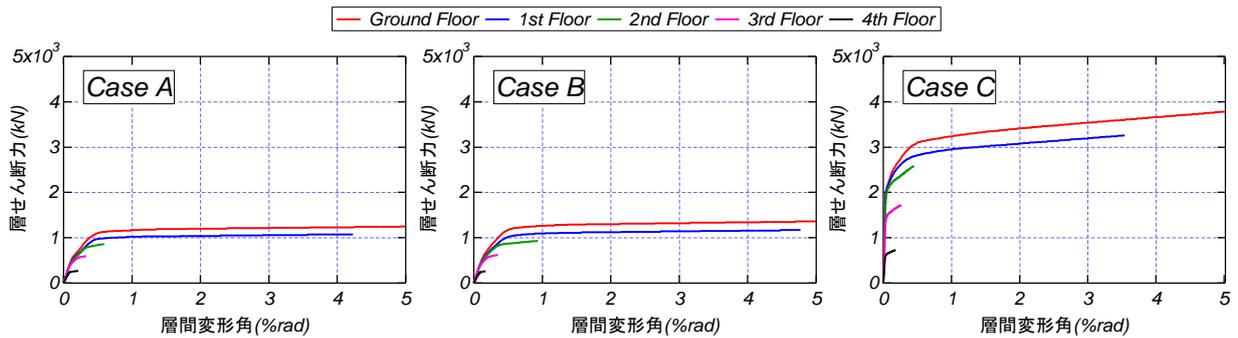


図-10 層せん断力-層間変形角関係

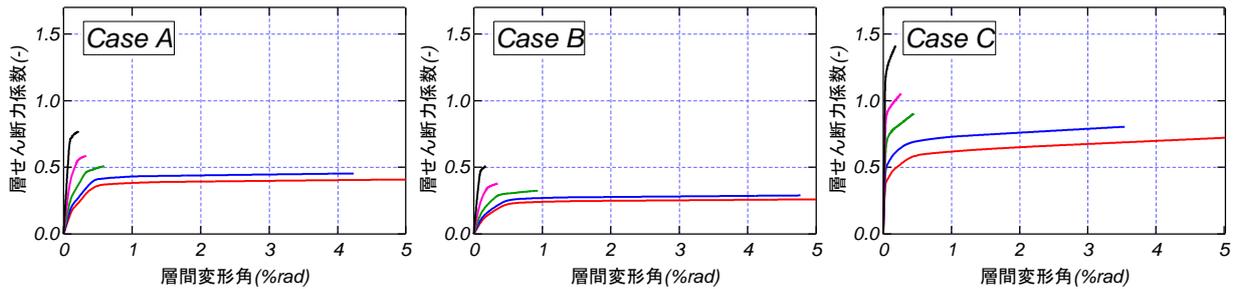


図-11 層せん断力係数-層間変形角関係

ここで、 m_i : i 層の質量、 δ_i : i 層の変位
 P_i : i 層の作用水平力、 Q_B : ベースシアである。

さらに、得られた性能曲線を、曲線に囲まれる面積が等価になるように完全弾塑性復元力特性をもつバイリニアモデルに変換した。置換した結果については後述する。

5.2 ネパールで用いられる設計用スペクトル

ネパールでは1994年にNepal National Building Code⁸⁾(NBC)が作られるまでは、インドの設計基準であるIndian Standard⁹⁾(IS)が使われてきた。ISを基にNBCが作られており、加速度応答スペクトルで定義されているのがISであるので、以下ISに沿って検討していく¹⁰⁾。

IS1893に表-7のように加速度応答スペクトルが与えられている。これを加速度-変位応答スペクトルの形で表したものが図-12である。既報³⁾での周辺地盤の計測結果では卓越周期が0.6秒を超える0.88秒および0.98秒であり、NBCと同じ分類のISではType 3の地盤に分類される。

5.3 耐震性能の比較

5.1節で得られたバイリニアモデルと、5.2節の設計用応答スペクトルを重ね合わせ応答を評価する。建物塑性化後の履歴減衰の増大を剛節架構を対象にした式(8)、式(9)に基づいて評価する

11)。各ケースに対して評価された応答点を図-13に示す。

$$h = 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad (8)$$

$$F_h = \frac{S(h)}{S(h=0.05)} = \frac{1.5}{1+10h} \quad (9)$$

ここで、 h : 減衰定数、 μ : 塑性率である。

RC架構のみのCase Aでは塑性率が4.05、応答変形が

表-7 IS1893の加速度応答スペクトル

Type 1 (Rock or Hard Soil)	$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1+15T & 0.00 \leq T \leq 0.10 \\ 2.50 & 0.10 \leq T \leq 0.40 \\ 1.00/T & 0.40 \leq T \leq 4.00 \end{cases}$
Type 2 (Medium Soil)	$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1+15T & 0.00 \leq T \leq 0.10 \\ 2.50 & 0.10 \leq T \leq 0.55 \\ 1.36/T & 0.55 \leq T \leq 4.00 \end{cases}$
Type 3 (Soft Soil)	$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1+15T & 0.00 \leq T \leq 0.10 \\ 2.50 & 0.10 \leq T \leq 0.67 \\ 1.67/T & 0.67 \leq T \leq 4.00 \end{cases}$

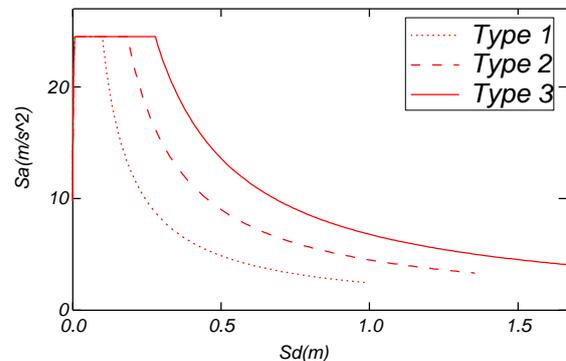


図-12 設計用スペクトル

0.34mである。壁重量を考慮したCase Bでは塑性率5.65、応答変形0.48mであり、塑性率、応答変形がともにCase Aよりも大きい。レンガ壁をストラット置換したCase Cでは応答変形が0.18mと1/2~1/3程度になり、最も小さい。塑性率は5.38であり、Case Aより大きくCase Bよりは小さい。また、応答点でのストラット材の塑性率は200以上と大幅に変形していることがわかる。レンガ壁の剛性と強度を考慮することで建物の応答変位が大幅に低減されていることがわかる。

以上より、現在ネパールではレンガ壁が非構造壁とみ

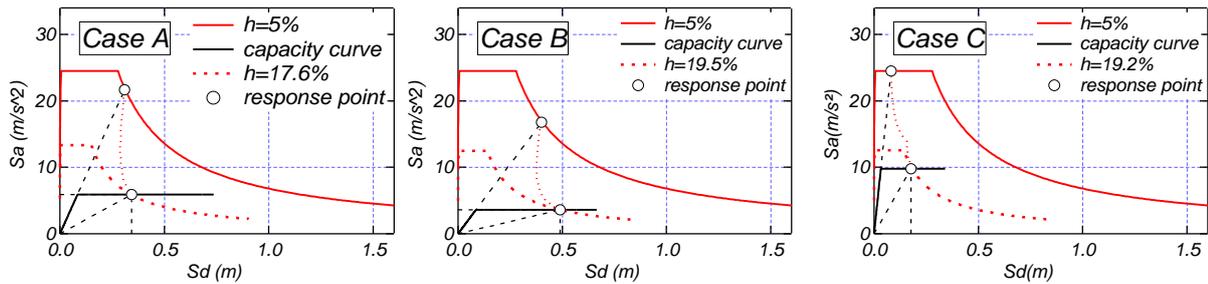


図-13 各応答点の比較

なされて建物が設計されているが、構造特性が変化することを踏まえて設計する必要があるといえる。ただし、レンガ壁の考慮の有無による建物の耐震性能のより正確な評価には、今後、レンガ壁が建物とくに構造部材の変形性能に与える影響を明らかにする必要がある。

6. まとめ

本研究では、ネパールの典型的な RC 建物を対象に、非構造壁として扱われるレンガ壁が耐震性能に与える影響を明らかにするために実験的、解析的に検討した。現地でのレンガ壁の要素試験、研究対象建物の弾塑性解析を行い、レンガ壁が建物の耐震性能に与える影響について分析した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 研究対象建物のレンガ壁の材料特性を得るために、研究対象建物で用いられた材料と工程を再現してレンガ壁の要素試験体を製作し、試験した。弾性係数、圧縮強度、せん断弾性係数およびせん断強度の特性値を明らかにした。
- (2) 建物を立体モデルに置換し、RC 架構のみ、レンガ壁の重量のみを考慮したもの、およびレンガ壁をストラット置換した 3 つのケースについて静的弾塑性解析を行った。その結果、レンガ壁の剛性を考慮した場合に耐力が上昇することがわかった。
- (3) 弾塑性解析の結果に基づいて、等価な 1 自由度系の性能曲線を評価し、ネパールで用いられる設計用スペクトルと比較することで応答点を求めた。その結果、レンガ壁の剛性を考慮した場合に応答変形が最も小さい値になり、レンガ壁は建物の応答を大幅に低減する効果があることを確認した。
- (4) 現在のネパールではレンガ壁は非構造壁として構造設計に考慮されていないが、レンガ壁があることで建物の構造特性が大幅に変化することがわかったため、これを踏まえた設計、既存建物の耐震性能評価が必要である。これを実現するため、レンガ壁が建物とくに構造部材の変形性能に与える影響を明らかにする必要がある。

謝辞

本研究は、科学技術振興機構平成 27 年度国際緊急共同研究・調査支援プログラム(J-RAPID) (研究課題名: 既存を含むネパールの建築物の耐震性能評価精度向上に資する調査研究, 研究代表者: 楠浩一・東京大学准教授) の助成を受けたものであり、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：ネパール・ゴルカ地震 日本建築学会災害調査 速報会 資料, 2015.9
- 2) 山内成人, 真田靖士, 高橋絵里, 中埜良昭：RC 枠組積構造を構成する非構造壁が構造躯体の耐震性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.925-930, 2007.7
- 3) 片山遥, 李日兵, 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
- 4) 諏訪愛ほか：ALC ブロックを用いた組積体の材料特性と組積壁の面内せん断性状に関する実験的研究 その 2：プリズム圧縮試験およびプリズムせん断試験, 日本建築学会大会学術講演概集, C-2 分冊, pp.279, 2015.9
- 5) B. Stafford Smith, C. Carter：A method of analysis for infilled frames, Proc. Inst. Civil Engrs, Sep. 1969
- 6) Mainstone RJ：On the Stiffness and strength of infilled frames, Proc. Supplement, Trans. Of Instn. Of Civil Engrs, State Univ. of New York, 1974
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.64-76, 2010.2
- 8) Nepal National Building Code NBC105, 1994
- 9) Indian Standard IS 1893 (part1), 2002
- 10) Pujan Neupane, Samyog Shrestha：Comparative Analysis of Seismic Code of Nepal and India for RC Building, International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT), Volume28, Oct. 2015
- 11) 柴田明德：最新耐震構造解析 (第 3 版), 森北出版株式会社, pp.325-348, 2015.5