

ネパール・パタンの歴史的組積造建物の漸増動的解析と ノンエンジニアド補強効果の検証

Incremental Dynamic Analysis of A Historic Masonry Building in Patan, Nepal
and Investigation of Effectiveness of Non-Engineered Retrofitting Techniques

古川愛子¹・花房陸斗²・清野純史³・R.R. Parajuli⁴・土岐憲三⁵

Aiko Furukawa, Rikuto Hanafusa, Junji Kiyono, R.R. Parajuli and Kenzo Toki

¹京都大学准教授 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Associate Professor, Kyoto University, Dept. of Urban Management

²京都大学修士課程学生 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Master Course Student, Kyoto University, Dept. of Urban Management

³京都大学教授 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Professor, Kyoto University, Dept. of Urban Management

⁴トリブバン大学非常勤講師 工学部 (Thapathali, Kathmandu, Nepal)

Lecturer, Institute of Engineering, Tribhuvan University, Nepal

⁵立命館大学特別研究フェロー 衣笠総合研究機構 (〒603-8341 京都市北区小松原北町58)

Special Research Fellow, Ritsumeikan University, Kinugasa Research Organization

Prior to 2015 Gorkha earthquake, authors conducted detailed survey of a two-story historic masonry building in Patan, Nepal. This building only experienced several cracks inside the building during Gorkha earthquake. This study conducted incremental dynamic analysis of the building by inputting scaled ground motions to understand the building safety at different input of ground motion leveles. This study also investigated the effectiveness of non-engineered retrofitting, such as ring-beams and supporting bars. It was found that ring-beams reduces maximum and residual displacement in both horizontal directions, but supporting bars only reduces displacement in their supporting direction.

Keywords: *historic masonry building, Nepal, Patan, incremental dynamic analysis, non-engineered retrofitting*

1. はじめに

ネパールのカトマンズバレーは、カトマンズ、パタン、バクタプルというかつての主要な3つの王宮都市からなるネパール文化の中心地である。ヒマラヤ造山帯という地震多発地帯に位置していることから、何世紀にもわたり歴史的・文化的に貴重な建物への地震被害が繰り返し報告されている^{1),2)}。カトマンズバレーは、急激な人口増加に伴って景観が破壊されつつあるとして、2003年に世界危機遺産に登録された。現在までにネパール政府などにより、文化遺産保護の改善努力がなされており、2007年に世界危機遺産の登録は解除されている³⁾。このように、文化遺産保護の観点からの改善努力はなされているものの、地震災害からの歴史的建造物の保護は十分とはいえない。著者らは、2008年から2012年にかけて立命館大学グローバルCOEプログラム(歴史都市を守る「文化遺産防災学」推進拠点)の一環で、パタンの旧王宮広場から徒歩5分ほどの距離にあり、集会所として利用されているノンエンジニアドの2階建て組積造建物(以下、集会所と略称)を対象とし、地震リスク評価を行った⁴⁾。地震危険度解析により推定した地震動を入力した地震応答解析を実施した結果、50年発生確率が10%と5%の地震動では建物が倒壊し、50年発生確率が40%

の地震動⁵⁾では建物の倒壊は免れるが、壁の多くが落下する可能性を示す結果となった。

研究プロジェクトが終了して3年が経過した2015年4月25日にゴルカ地震が発生した。集会所は倒壊を免れたが、建物内の数カ所にひび割れを確認した⁶⁾。集会所周辺の91棟の建物について被災度を調査したところ、倒壊した建物はなかったが、22棟の建物は外壁にひび割れが確認され、10棟の建物には木製の突っ張り棒による補強が施されていた⁷⁾。これは、住民が自前で行ったノンエンジニアド補強である。

集会所はゴルカ地震で倒壊を免れたが、より振幅の大きい地震動に対する安全性は定かでない。また、木製の突っ張り棒によるノンエンジニアド補強の効果も定かでない。そこで本研究では、漸増動的解析⁸⁾を援用し、集会所の耐震性能を評価することを1つ目の目的とする。具体的には、ゴルカ地震の振幅を1倍、2倍、3倍した地震動に対する集会所の地震時挙動を、離散体の数値解析手法である改良版個別要素法により再現し、振幅増加により被害がどの程度大きくなるかを調べる。また、集会所がノンエンジニアドな組積造であること、パタンでは木材を安価に利用できることから、木材を用いた2種類のノンエンジニアド補強法の効果を検証することを2つ目の目的とする。木製のリングビームを用いた補強と、住民によって採用されていた木製の突っ張り棒を用いた補強の2種類を対象とし、改良版個別要素法により効果と問題点を検証する。

2. 対象地区の概要

(1) 対象建物

対象建物は、図1に示す組積造と木造との複合建物である。普段は周辺住民の集会所として利用されている。17世紀中頃に建てられたものであるが、地震や老朽化により様々な個所に補修が行われ現在に至っている。2階建てで、長辺方向と短辺方向の幅は16.5m、5.6m、1階と2階の高さは2.4m、2.2m、屋根の高さは6.5mである。レンガはセメントモルタルにより接着されている。建物内部は図2のように細長い空間が2列ある。

図1(a)(b)(c)はゴルカ地震後に撮影した外観である。外観からは、地震による損傷を確認することができなかった。図2は地震後の目視調査によって発見した建物1階内のひび割れ状況である。例としてD1とD3のひび割れを図1(d)(e)に示す。D3の位置にひび割れを確認したことから、D1やD2に見られたひび割れが、緑色の●の位置にも発生しているのではないかと推察される⁹⁾。

(2) 対象建物近傍の強震記録

図3(a)に、ゴルカ地震の震源と対象建物の位置関係を示す¹⁰⁾。図4に、対象建物の北北西方向に4.3km離れたアメリカ合衆国地質調査所(USGS)¹¹⁾の強震観測点KATNPの加速度波形を示す。



図1 ゴルカ地震後の建物の写真 ((a)(b)(c)は建物外観、(d)(e)は建物内のひび割れ写真)⁶⁾



図2 ゴルカ地震後の調査で発見した建物1階内のひび割れ発生状況 (左が北、上が東)⁶⁾



図3 ゴルカ地震の震源と対象建物の位置関係 (Google Map¹⁰)に加筆

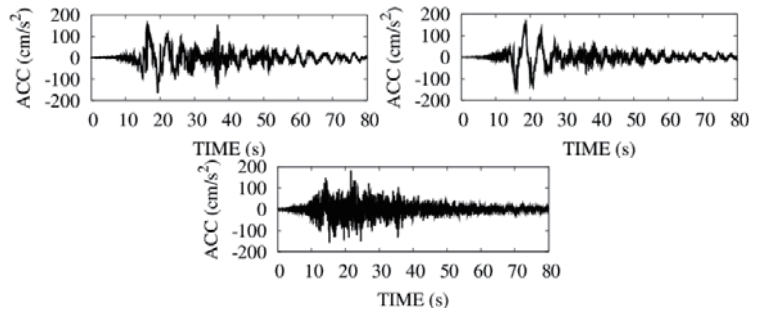


図4 強震観測点 KATNP¹¹)におけるゴルカ地震本震の加速度波形 (左上から、NS、EW、UD 方向)

表1 ゴルカ地震前後の対象建物の固有振動数の変化・解析モデルの固有振動数との比較^{6),10)}

モード次数 (卓越方向)	微動			解析モデル	
	地震前	地震後	地震前後の変化率	地震前	微動との誤差
1次(Y方向)	4.33 Hz	4.02 Hz	-7.16 %	4.20 Hz	-3.10 %
2次(X・Y方向)	5.78 Hz	5.58 Hz	-3.46 %	6.25 Hz	7.52 %
3次(X方向)	6.87 Hz	6.43 Hz	-6.40 %	6.93 Hz	1.01 %

(3) 対象建物のゴルカ地震前後の固有振動数

対象建物では、地震前の2009年11月と地震後の2016年3月に微動計測が行われ、表1に示すように地震前後で固有振動数が低下していることが明らかとなっており⁹⁾、対象建物の剛性が低下するような損傷が生じていることが示唆される。X方向は長辺方向(南北方向)、Y方向は短辺方向(東西方向)である。

3. 対象建物の解析モデルおよび入力地震動⁹⁾

(1) 改良版個別要素法

本研究では、3次元改良版個別要素法¹²⁾を用いて対象建物のゴルカ地震前の解析モデルを構築する。改良版個別要素法は、構造物を剛体ブロック要素の集合体としてモデル化する離散体の数値解析手法である。従来の個別要素法¹³⁾では、ばね定数を理論的に決定することができないという問題点があった。この問題点を解決したのが改良版個別要素法であり、ばね定数を物性値から理論的に決定できるようになった。

弾性挙動は要素間に設置する復元ばねによって表現する。もともと一体となって連続している要素同士を復元ばねによって連結することで一体となって挙動するようにしている。破壊現象は復元ばねの切断によってモデル化している。もともと連続していない要素同士が接触する場合や、復元ばねで連結されていた要素間が、破壊後に再接触する場合は、要素間に接触ばね・接触ダッシュポットを設置する。復元ばねと接触ばねのばね定数の算定式は同じであるが、上記のように区別している。接触ダッシュポットは衝突によるエネルギーを消散させるためのものであり、接触ばねと並列に設置する。詳細については文献¹²⁾に譲る。

(2) 解析モデル

数値解析モデルを図5に示す。長辺(南北)方向をX方向(南がXの正方向)、短辺(東西)方向をY方向(東がYの正方向)とする。長辺方向と短辺方向の幅は16.0m、5.6m、1階と2階の高さは2.4m、2.2mである。総要素数は約24,000である。外壁と内壁の厚さは60cmであり、レンガ要素の大きさは20cm(幅方向)×10cm(高さ方向)×12~30cm(壁の厚さ方向)とした。壁の厚さ方向について、レンガの落下が生じる南北方向に面した壁は細かく12cm(5分割)とし、東西方向に面した壁は20cm(3分割)とした。固有振動数を求める解析ではレンガ間の破壊を考慮しないことから、いずれの壁も30cm(2分割)とすることで、解析時間を節約した。モルタルの厚さは3mmとした。なお、薄いトタン屋根はモデル化していないが、梁で構成される屋根組は図5(d)のとおりモデル化している。レンガの要素には茶色、灰色、薄い紫色を用いている。木の要素には青色、オレンジ色、緑色、赤色を用いている。レンガと木の要素間は、モルタルで接着しているとモデル化した。

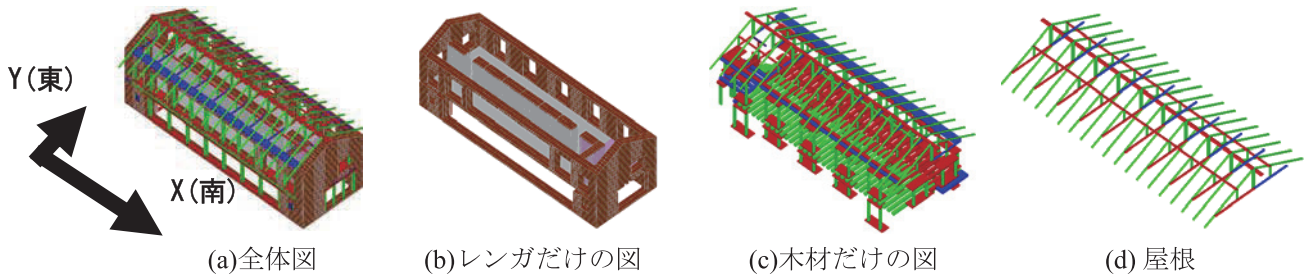


図5 解析モデル図（南西から見た図）

表2 物性値

	外壁レンガ	内壁レンガ	外壁モルタル	内壁モルタル	木
密度(t/m ³)	1.768	1.768	1.768	1.768	0.800
ヤング率(MPa)	470	600	470	600	1250
ポアソン比	0.11	0.11	0.25	0.25	0.12

表3 モルタルの強度

引張強度(MPa)	粘着力(MPa)	摩擦角(°)	圧縮強度(MPa)
0.1	0.0917	42.5	1.58

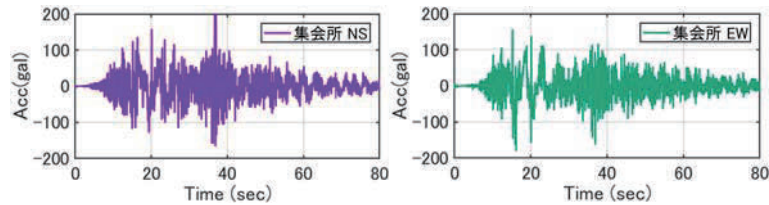


図6 対象建物での推定地震動（左：南北方向、右：東西方向、14～24秒のデータを解析に使用）

(3) 物性値および強度

物性値を表 2 に示す。レンガとモルタルの物性値は、現地での組積体の実験結果⁴⁾を参考にした。組積体の平均的なヤング率をレンガとモルタルそれぞれのヤング率として使用した。実験より推定された組積体のヤング率は 274～632 MPa と値がばらついたことから、この範囲のなかで、常時微動と数値解析による固有振動数が最も近い値となる値を求めた。木材の物性値は、同地域の既往研究の値を用いた¹⁴⁾。

要素間の強度については、レンガ間のモルタルにのみ破壊が発生すると仮定し、木材は破壊しないとした。モルタルの強度を表 3 に示す。モルタルの圧縮強度、粘着力、摩擦角は既往研究⁴⁾の実験値を用いた。引張強度は実験値が得られていないので、ネパールで使用されているインドの設計基準¹⁵⁾を参考にした。なお、いずれの解析でも圧縮破壊は生じなかった。

ダッシュポットの減衰定数は、衝突によるエネルギーを効率よく消散させるために、100%とした。

(4) 解析モデルの妥当性検証

作成した解析モデルに振幅 100gal の矩形波を 0.01 秒間、地動加速度として入力し、自由振動させた。モデル上の様々な点で応答変位を出力した。なお、モルタルは破壊しないものと仮定し、重力は考慮していない。変位応答のフーリエスペクトルから、固有振動数を算出した。表 1 に、地震前の微動計測と数値解析によって得られた固有振動数の比較を示す。概ね再現できており、構築した解析モデルは妥当であると考えた。

(5) H/Vスペクトル比を用いた対象建物における地震動推定

対象建物の前の道路と強震観測点 KATNP で 2016 年 11 月に常時微動計測を行い、H/V スペクトル比を得た。常時微動 H/V スペクトル比と近傍強震観測点における地震動記録を用いて未観測点の地震動を推定する手法¹⁶⁾を用いて、建物地点における地震動を推定した。推定した加速度波形を図 11 に示す。本手法は水平動の推定手法であることから、鉛直動は KATNP の記録を用いることとした。解析時間の制約から、建物が振動し易い東西方向の加速度振幅が卓越する推定地震動の 14 秒～24 秒の 10 秒間を用いることとした。

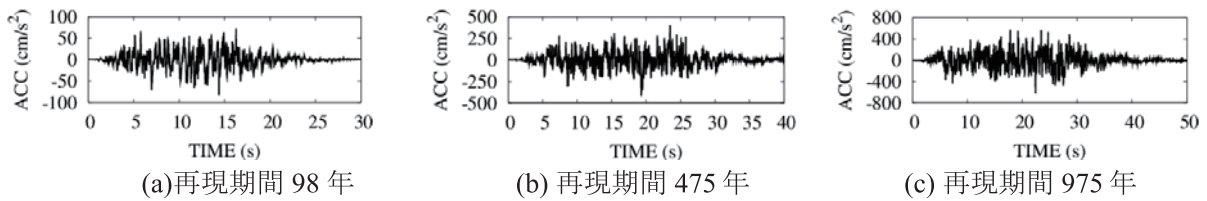
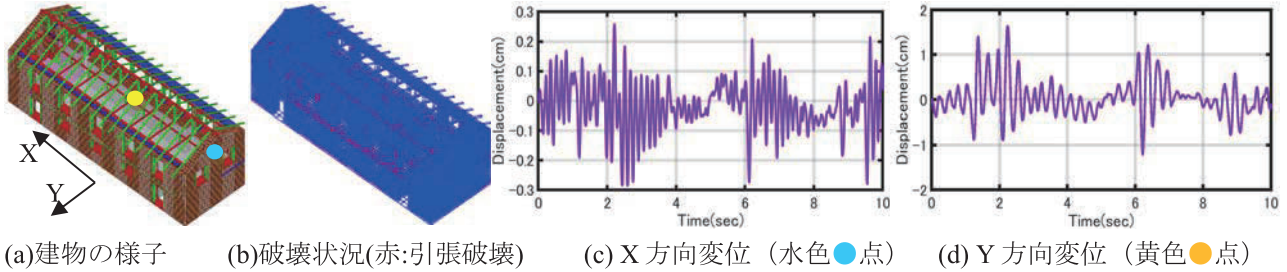
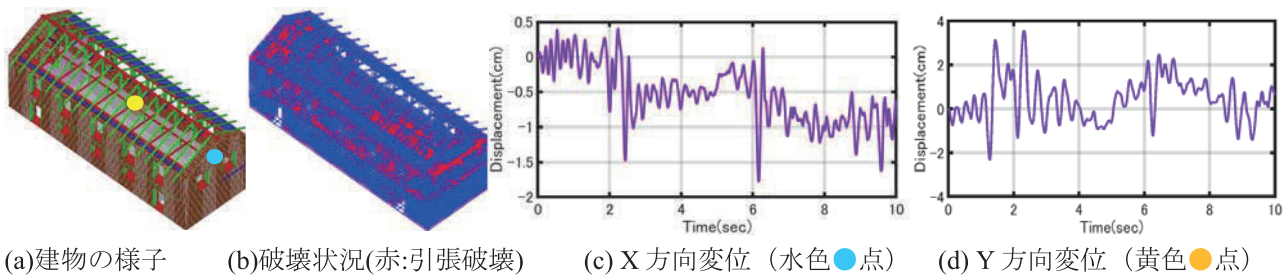


図7 地震危険度解析により推定した地震動（50年発生確率：(a)40%、(b)10%、(c)5%）⁵⁾



(a)建物の様子 (b)破壊状況(赤:引張破壊) (c) X方向変位 (水色●点) (d) Y方向変位 (黄色●点)
 図8 振幅1倍の解析結果 ((a)(b)は北東から見た図、(a)の●●は変位応答出力点、無補強)



(a)建物の様子 (b)破壊状況(赤:引張破壊) (c) X方向変位 (水色●点) (d) Y方向変位 (黄色●点)
 図9 振幅2倍の解析結果 ((a)(b)は北東から見た図、(a)の●●は変位応答出力点、無補強)

4. 地震応答解析

(1) 漸増動的解析 (Incremental Dynamic Analysis: IDA) ⁸⁾

漸増動的解析 (IDA) は、入力地震動に振幅倍率を乗じ、入力地震動の振幅を増加させながら動的解析を繰り返し構造物の耐震性能を評価する手法である。ここで、地震危険度解析により推定したカトマンズの地震動を図7に示す⁵⁾。再現期間が98年、475年、975年の推定地震動の最大加速度はそれぞれ、84、420、630galである。再現期間475年の420galは建物地点の最大加速度の約2倍、再現期間975年の630galは建物地点の最大加速度の約3倍であることから、本研究では振幅が1、2、3倍の3ケースを想定する。

a) 振幅1倍

入力地震動の振幅が1倍のときの解析後の建物の様子、破壊状況（赤色が引張破壊箇所）、北側の壁の2階頂部中央（図8(a)の水色●点）のX方向変位、内壁の2階頂部中央（図8(a)の黄色●点）のY方向変位を図8に示す。建物が倒壊せずレンガの剥落も生じない点で実被害と対応しているが、実際の建物では外観にひび割れを確認できず、建物内で確認したひび割れ発生箇所は図2に示す限定的な箇所であったのに対し、解析では図8(b)に赤色で示す領域に破壊が生じており、解析の方が破壊領域が広い。実際のモルタルの引張強度は、解析に用いた引張強度0.1MPaよりも大きい可能性がある。変位は、X方向よりもY方向の方が5.5倍程度大きい。インドの設計基準では許容層間変形角が0.4%である。2階頂部の高さ4.6mの0.4%は1.84cmであるのに対し、最大応答変位はY方向で約1.65cmと、許容範囲内に収まっていることがわかる。

b) 振幅2倍

入力地震動の振幅が2倍のときの解析結果を図9に示す。振幅2倍でも倒壊を免れ、レンガの剥落も生じなかったが、広範囲にわたって引張破壊が発生した。最大変位応答はY方向で3.55cmで、許容層間変形角0.4%に対する変位1.84cmを2倍程度上回っている。X方向変位には約1cmの残留変位が生じている。

c) 振幅3倍

入力地震動の振幅が3倍のときの解析結果を図10に示す。振幅3倍では南北方向に面している2面の壁からレンガが落下した。主に屋根付近の外側のレンガが剥落した。最大変位はY方向で約10cmであり、許

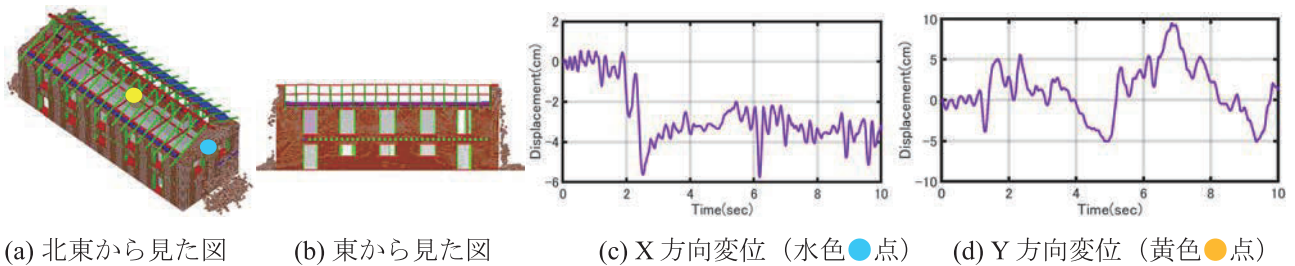


図 10 振幅 3 倍の解析結果 ((a)の●●は変位応答出力点、無補強)

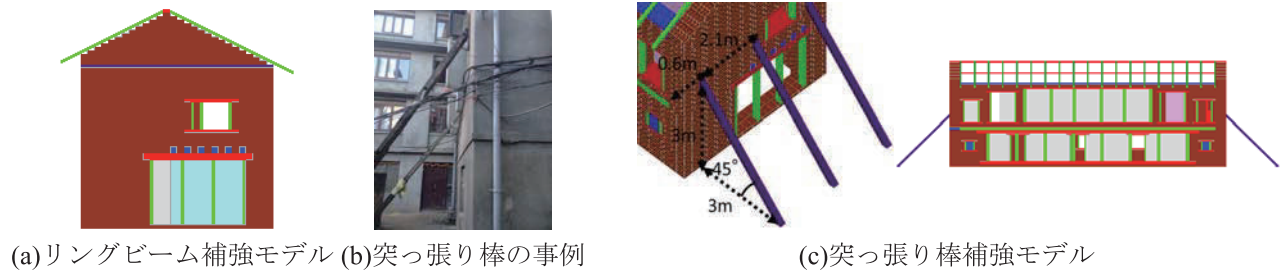


図 11 補強モデル (リングビーム、突っ張り棒)

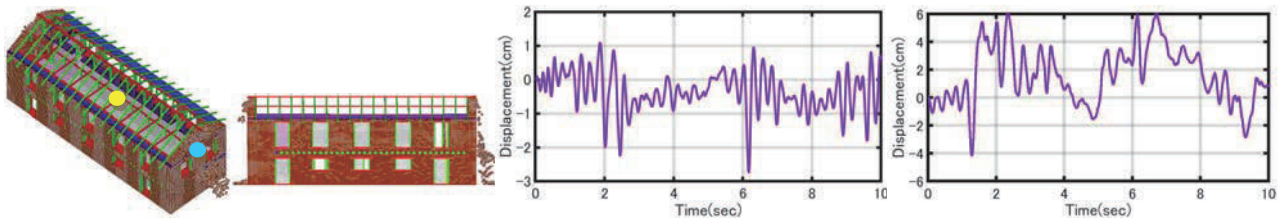


図 12 振幅 3 倍の解析結果 ((a)の●●は変位応答出力点、リングビームで補強した場合)

容層間変位角 0.4%に対する変位 1.84cm を 5.4 倍も上回っている。X 方向の最大変位は約 6cm、残留変位は約 4cm 生じている。Y 方向は短辺方向になるため振動し易く最大変位が大きい、残留変位はほとんど生じていない。この理由は、Y 方向に面した壁のうち、西側の壁 (図 5(a)) には多くの木製の柱が配置しており、かつ Y 方向に延びる多くの梁が配置しているためではないかと推察される。X 方向は長手方向になるため Y 方向よりも最大変位は大きい、残留変位が生じているのは、X 方向に面する壁に柱が少なく、かつ X 方向に延びる梁の数が Y 方向に比べて少ないためではないかと推察される。建物の倒壊は免れたのも、建物内に張り巡らされている木材 (図 5(c)) が補強材の役割を果たしている可能性があると考えられる。

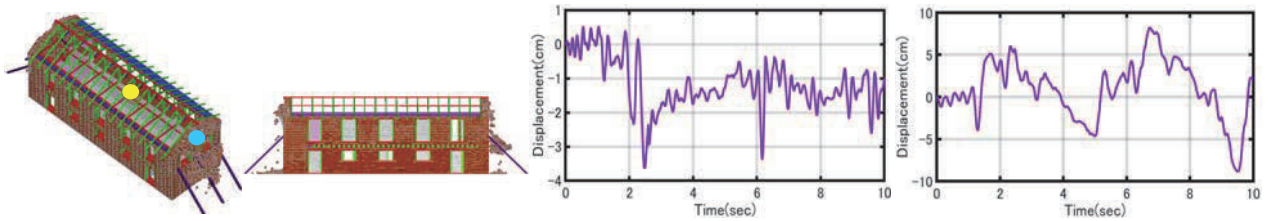
(2) ノンエンジニアド補強の効果検証

a) リングビーム補強

リングビームによる補強とは、建物のある高さにおいて、4面の壁を一周する梁を這わすことである。引張強度の小さいレンガに対して、引張強度の大きい梁を一周させることで、壁の一体化を図ることができる。

本研究では、パタンで入手し易い木製のリングビームによる補強効果を数値解析により検証する。無補強では振幅3倍のときに屋根付近のレンガの落下が顕著であったので、図11(a)のように2階の天井高さ（高さ5m）において、4面の壁を一周する木製のリングビームを壁の中に挿入した。具体的には、ブロック1段分（高さ方向に10cm分）を木材に置換した。固有振動数は、無補強時がX方向6.93Hz、Y方向4.20Hzであるのに対し、リングビーム導入によりX方向7.03Hz、Y方向4.30Hzとわずかに増加した。無補強時、入力地震動の振幅が3倍になってはじめてレンガが落下したことから、振幅3倍に対するリングビームの効果を検証する。

解析結果を図 12 に示す。レンガの落下を防ぐことはできなかったが、変位には補強の効果が表れた。Y 方向最大変位を比較すると、無補強時では 10cm であったのがリングビームを導入することにより 6cm まで抑制することができた。X 方向最大変位は、無補強時の約 6cm に対してリングビームを導入することにより約 2.8cm と約 5 割になっている。さらに、X 方向の残留変位も大きく減少している。以上のことから、リングビームは最大変位と残留変位を抑制する効果があることが確認できた。



(a) 北東から見た図 (b) 東から見た図 (c) X方向変位 (水色●点) (d) Y方向変位 (黄色●点)

図 13 振幅 3 倍の解析結果 ((a)の●●は変位応答出力点、突っ張り棒で補強した場合)

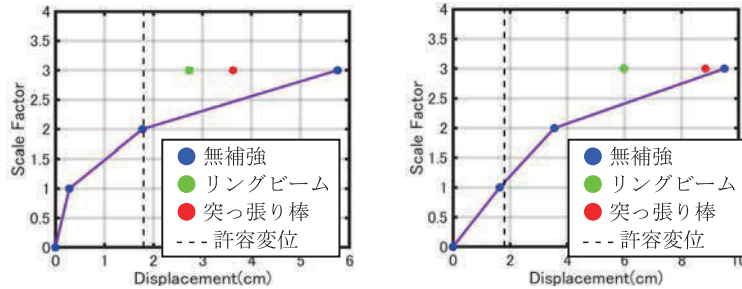


図 14 IDA 曲線 (左: 図 7(a)●点の X 方向最大変位、右: 図 7(a)●点の Y 方向最大変位)

b) 突っ張り棒による補強

ゴルカ地震後に集会所周辺の建物調査を行ったところ、図 11(b)のように木製の突っ張り棒による補強が施されている建物があった。これは住民の手によるノンエンジニアド補強であり、その効果は明らかにされていない。本研究では、突っ張り棒による補強効果を数値解析により検証する。作成した補強モデルを図 11(c)に示す。西側が道路であることから、補強は南北方向に面した 2 面の壁にのみ施し、3 本ずつ計 6 本の突っ張り棒を配置した。隣り合う木材間の距離は 2.1m とした。突っ張り棒の傾斜角は 45° とした。現地では 2 階の壁の中央付近を突っ張り棒で支持している建物があったことから、壁の高さ 3m の位置を支えるモデルとした。木材は 20cm×20cm の正方形断面とした。固有振動数は、無補強時が X 方向 6.93Hz、Y 方向 4.20Hz であるのに対し、突っ張り棒の導入により、X 方向 7.03Hz、Y 方向 4.20Hz と、X 方向がわずかに増加した。無補強のとき、入力地震動の振幅が 3 倍になってはじめてレンガの落下が見られたことから、振幅 3 倍に対する突っ張り棒の効果を検証する。

解析結果を図 13 に示す。レンガの落下を防ぐことはできなかった。Y 方向の最大変位は、無補強時は正側の最大値は約 10cm、負側が -5cm であったのに対し、突っ張り棒で補強したときは正側の最大値は 8cm、負側が -9cm となり、正側では僅かに低減したが、負側では増加した。これは、突っ張り棒が X 方向に面する壁のみに配置されているため、Y 方向の変位抑制には効果が小さいと考えられる。X 方向の最大変位は、無補強時の約 6cm に対して突っ張り棒を導入することにより約 3.6cm と約 6 割になった。X 方向の残留変位も減少した。以上のことから、突っ張り棒による補強は、突っ張り棒が支える壁が面した方向のみ、最大変位と残留変位を抑制する効果のあること、それと反対の方向の抑制効果は見られないことが確認できた。

リングビームと突っ張り棒の補強効果は、使用する木材の量が異なるため単純に比較できないが、リングビームは水平両方向に変位抑制効果があるのに対して、突っ張り棒は支える方向のみ変位抑制効果があることがわかった。X 方向の最大変位・残留変位ともに、リングビームの方が抑制効果が大きいこともわかった。

(3) IDA 曲線

集会所の IDA 曲線を図 14 に示す。IDA 曲線とは、縦軸に入力地震動の振幅倍率 (Scale Factor) をとり、横軸に応答値をプロットしたものである。ここでは、図 8、9、10、12、13 で図示した X 方向と Y 方向の最大変位に着目する。また、許容層間変位角 0.4% に対応する変位を破線で示している。無補強●の場合、Y 方向は振幅 2 倍までは振幅倍率と最大変位の間に線形関係が見られるのに対し、X 方向では非線形となっている。これは、振幅 2 倍のときに X 方向に残留変位が生じていたのに対し、Y 方向では残留変位が見られなかったことと関係している。リングビームの補強●により、振幅 3 倍時の最大変位が X 軸方向でおよそ 5 割、Y 軸方向でおよそ 6 割と大きく低減していること、突っ張り棒による補強●では X 方向のみ低減していることが確認できる。IDA 曲線から、リングビームと突っ張り棒の補強効果を視覚的に確認することができた。

5. まとめ

本研究では、ネパール・パタン²の2階建て歴史的組積造建物を対象とし、ゴルカ地震の推定地震動の振幅を1、2、3倍とした入力地震動に対する地震応答解析を行った。振幅1倍では建物は倒壊せずレンガの落下も生じず、概ね実被害と調和的な結果となった。しかし、振幅が2倍（再現期間475年に対応）では、レンガの落下は生じないものの、Y方向最大変位が許容値を上回り、X方向には残留変位が生じる結果となった。振幅3倍（再現期間975年に対応）では、レンガの落下が生じ、X方向最大変位も許容値を上回る結果となった。

さらに、パタンで入手容易な木材を用いたノンエンジニアド補強（リングビーム、突っ張り棒）の効果を数値解析により検証した。ゴルカ地震の推定地震動の振幅を3倍にしたものを入力した。その結果、リングビームを用いた補強では、X、Y方向の最大変位をそれぞれ5割、6割程度に低減できた。突っ張り棒による補強では、突っ張り棒の設置方向のみ最大変位を抑制する効果を確認できた。いずれの補強方法も、一定の変位抑制効果を確認できたものの、レンガの落下を抑制することはできなかった。

謝辞：本研究は、ゴルカ地震前に実施しました立命館大学グローバルCOEプログラム（歴史都市を守る「文化遺産防災学」推進拠点）の研究成果をもとに、実施することができました。実施に際し、故谷口仁士先生からは、ご指導とご支援、そして温かい励ましのお言葉を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Bilham, R. and Ambraseys, N.: Apparent Himalayan slip deficit from the summation of seismic moments for Himalayan earthquakes 1500-2000. *Curr. Sci.* 88, 1658–1663, 2005.
- 2) Disaster Preparedness Network Nepal: Earthquake, <http://www.dpnet.org.np/index.php?pageName=earthquake> (2018.2.28閲覧)
- 3) Rohit K.R.: Heritage homeowner's preservation handbook, UNESCO, 2007.
- 4) Research Center for Disaster Mitigation of Urban Cultural Heritage, Ritsumeikan University and Institute of Engineering, Tribhuvan University: Disaster Risk Management for the Historic City of Patan, Nepal. Final Report of the Kathmandu Research Project, 2012.
- 5) Parajuli, H.R., Kiyono, J., Ono, Y., and Tsutsumiuchi, T.: Design earthquake ground motions from probabilistic response spectra: Case study of Nepal, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, Vol.8, No.4, pp.16-28, 2008.
- 6) Aiko Furukawa, Junji Kiyono, Rishi Ram Parajuli, Hari Ram Parajuli and Kenzo Toki, Evaluation of damage to an historic masonry building in Nepal through comparison of dynamic characteristics before and after the 2015 Gorkha Earthquake, *Frontier in Built Environment*, 3:62, 2017. doi: 10.3389/fbuil.2017.00062.
- 7) 古川愛子, 花房陸斗, 清野純史, R.R. Parajuli : ネパール・パタン地区の歴史的組積造建物を対象としたゴルカ地震による固有振動数低下要因の検討, *日本地震工学論文集*, 2019 (印刷中) .
- 8) Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. : Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31, No.3, pp.491-514, 2002.
- 9) 古川愛子, 花房陸斗, 清野純史, R.R. Parajuli, H.R. Parajuli, 土岐憲三 : ネパール・ゴルカ地震によるパタン Jhatapol地区の歴史的組積造建物群の被災度分析, *歴史都市防災論文集*, Vol.12, pp.67-74, 2018.
- 10) Google Maps: <https://www.google.co.jp/maps?hl=ja> (2019.3.19閲覧)
- 11) Combined Strong-Motion Data (CESMD): Earthquakes Recorded by Station KATNP, <http://www.strongmotioncenter.org/cgi-bin/CESMD/StaEvent.pl?stacode=NPKATNP> (2018.2.28閲覧)
- 12) Aiko Furukawa, Junji Kiyono, and Kenzo Toki : Proposal of a numerical simulation method for elastic, failure and collapse behaviors of structures and its application to seismic response analysis of masonry walls, *Journal of Disaster Research*, Vol. 6, No. 1, pp. 51-68, 2011.
- 13) Cundall, P.A., Strack, O.D.L., A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*, Vol. 29, pp.47–65, 1979.
- 14) Jaishi, B., Ren, W., Zong, Z.H., Maskey, P.N., Dynamic and seismic performance of old multi-tiered temples in Nepal. *Engineering Structures*, Vol.25, pp.1827-1839, 2003.
- 15) Bureau of Indian Standards: National Building Code of India, <http://bis.org.in/sf/nbc.htm> (2018.2.28閲覧)
- 16) 原田隆典, 中村真貴, 王宏沢, 斉藤将司 : 強震観測点の記録と常時微動 H/V スペクトル比を利用した近傍の未観測点の強震動推定法, *応用力学論文集*, Vol.11, pp.595-602, 2008.