



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

古川愛子¹⁾, 花房陸斗²⁾, 清野純史³⁾, PARAJULI Rishi Ram⁴⁾

1) 正会員 京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻, 准教授 博士 (工学)

e-mail : furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

2) 非会員 京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻, 修士課程学生 (研究当時)

3) 正会員 京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻, 博士 (工学)

e-mail : kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

4) 非会員 トリブバン大学工学部, 非常勤講師, 博士 (工学)

要 約

2015年4月25日にカトマンズの北西約80kmを震源とするゴルカ地震が発生した。カトマンズ・バレーの主要都市の一つであるパタンでは、旧王宮広場の組積造建造物が倒壊するなどの被害が生じた。本研究が対象とする2階建ての組積造建物は、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。倒壊は免れたものの、目視調査により、建物内の数カ所にひび割れが確認された。また、ゴルカ地震前後に行われた微動計測により、建物の固有振動数が低下したことも明らかになっている。本研究では、地盤の常時微動のH/Vスペクトル比により補正した集会所地点の地震動を、集会所の数値解析モデルに入力した地震応答解析により、建物の固有振動数の低下要因を検討することを目的とする。

キーワード：ネパール, 歴史的組積造, ゴルカ地震, 被害分析, 改良版個別要素法

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ワ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、急激な人口の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⁾。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。カトマンズ西方のネパール・ヒマラヤで巨大地震の発生が確実視されていること^{4),5),6)}、カトマンズの地盤は著しく脆弱で地震動を大きく増幅させること^{7),8)}が指摘されていることから、地震対策は喫緊の課題である。ネパールのように観光産業が主要産業となっている地域において、地震により観光資源が被害を受けると、経済的にも大きなダメージを受けることになる。特に本研究が対象とするパタンのように多くの人々の生活を支える観光資源を地震災害から守ることは、貴重な文化遺産を継承することと同様に重要な課題といえる。

これまで日本政府は、JICA を通じて様々な形で技術援助をしており、2002 年にはカトマンズの地震被害想定を行っている⁹⁾。ただし、建物被害想定において利用された建物の被害関数は、これまで世界で起こった地震による各種建物の被害統計から導出されたものであり、ネパールに特化したものではなかった。

一方、著者らは、2008年から2012年にかけて行われた立命館大学グローバルCOEプログラム（研究課題名：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2階建ての組積造建物を対象とし、地震リスク評価を行った¹⁰⁾。組積造壁の静的載荷試験によって得られた物性値を元に建物をモデル化し、解析モデルの1次固有振動数が微動計測によって得られた1次固有振動数に概ね一致することを確認した上で、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。その結果、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%の地震動では建物の倒壊は免れるが、壁の多くが落下する結果となった¹⁰⁾。

そして、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。著者らは、再び現地へ赴き、集会所の被災度を調査した。集会所は倒壊を免れ、外観から目視で確認できるひび割れは見られず、地震前の数値解析結果よりも被害の程度が小さかった。しかし、建物の微動計測を実施したところ、地震前に比べて固有振動数が低下していることが確認できた¹¹⁾。建物内で目視調査を行ったところ、数カ所にひび割れを確認することができた¹¹⁾。本論文では、数値解析によって、現地調査で明らかとなった固有振動数低下の要因を検討することを目的とする。

本論文の構成は以下の通りである。2章において、現地調査で明らかになった建物の被害状況と固有振動数の計測結果を述べる。3章において、地震前の固有振動数のうち、1～5次モードまでを良好な精度で再現できる解析モデルを構築する。4章において、集会所と強震観測点で実施した地盤の微動計測について述べる。集会所と強震観測点では振動特性が異なることが明らかとなったので、強震記録をH/Vスペクトル比を用いて補正する経験的な手法を採用して、集会所におけるゴルカ地震の加速度波形を推定した。5章において、3章で構築した解析モデルに4章で推定した地震動を入力する地震応答解析を実施した。ネパールで使用されているインドの設計基準¹²⁾に記載の強度を入力した場合は、実被害よりも多くのひび割れが生じ、実際よりも解析の方が地震後の固有振動数が小さくなった。したがって、集会所は、設計基準に記載の強度よりも大きな強度を持っている可能性が示唆された。また、実際にひび割れが確認された点において破壊するように設定した解析モデルでは、地震後の固有振動数を良好に再現することができた。6章では本論文の結論を述べる。

2. 対象建物

2.1 対象建物の概要とひび割れ発生状況

対象建物は、図1に示す組積造と木造との歴史的複合建物である。この建物は、普段は周辺住民の集会所として利用されているが、地震時には一時的に周辺住民が避難する場所としての役割を期待されている。建物は17世紀中ごろに建てられたものであるが、地震や老朽化によってさまざまな個所に補修が行われ現在に至っている。建物は2階建てで、長辺方向と短辺方向の幅は16.5m、5.6mである。1階と2階の高さは2.4m、2.2mである。屋根の地上からの高さは6.5mである。いずれの壁にも開口部があるが、開口部の割合は西側の壁が最も大きい。壁を構成す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のようになり、細長い空間が2列ある。

図1(a)は地震前の、図1(b)は地震後に撮影した外観である。外観の比較では、地震によって生じたと思われ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内のひび割れ状況である。左が北側、上が東側である。地震前の建物内写真がないため、地震前から存在したひび割れなのか、地震によって生じたひび割れなのかを判断することができないが、図2に挙げたひび割れは比較的新しいひび割れに見えた。例としてD1に確認できたひび割れを図3(a)に示す。D2にも同様のひび割れを確認した。D1～D2に延びる薄い壁は長手方向の壁が面外方向へ変形するのを抑制するため、D1とD2にひび割れが生じたのではないかと推察される。薄い壁と屋根の境界にもひび割れを確認した。同

様に、1階の西側（図2(a)の下側）にも薄い壁（緑色の●と●を結ぶ壁）がある。残念ながら、1階の西側に入る許可が得られなかったため、この空間のひび割れ状況は調査できていない。しかし、1階の北東角の小部屋（図2(a)の左上の小部屋）において、図3(b)に示すように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。

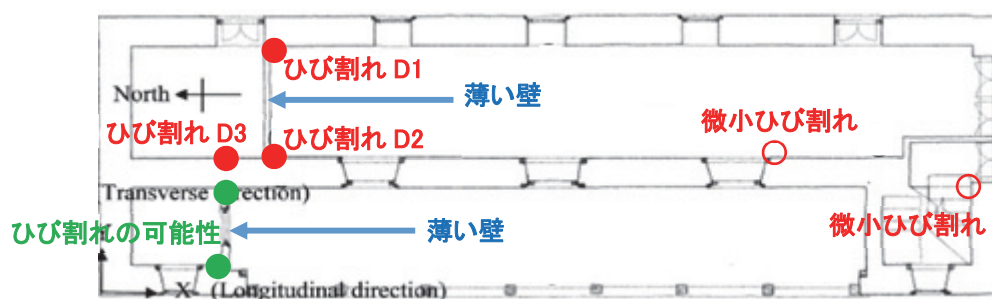


(a) 地震前（2009年11月3日）

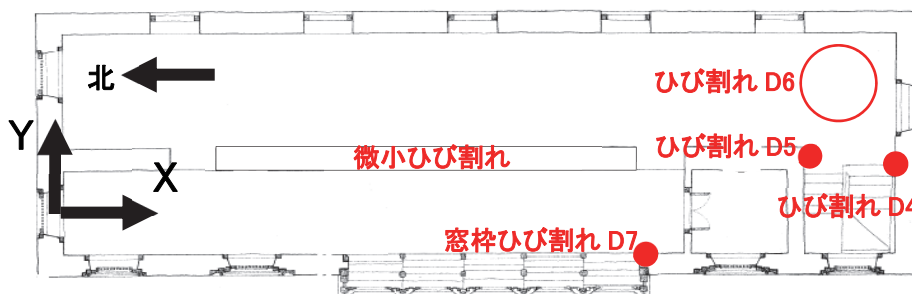


(b) 地震後（2016年3月5日）

図1 ギルカ地震前後の建物の外観（左：南側，中：東側，右：西側）



(a) 1階にて確認したひび割れ



(b) 2階にて確認したひび割れ

図2 ギルカ地震後の調査で発見した建物内のひび割れ発生状況（左が北，上が東）

2.2 対象建物近傍の強震記録

図4(a)に、ゴルカ地震の震源と対象建物の位置関係を示す¹³⁾。対象建物は、震源から南東側に約78km離れている。図4(b)に、対象建物と強震観測点の位置関係を示す。KATNPはアメリカ合衆国地質調査所(USGS)¹⁴⁾の強震観測点である。KTP, TVU, PTN, THMはTakaiら¹⁵⁾により設置された強震観測点であり、このうち対象建物に最も近いのはPTNである。図5に、KATNPとPTNで観測された加速度波形を示す。KATNPのNS, EW, UD方向の最大加速度は、162 cm/s², 155 cm/s², 184 cm/s²である。PTNのNS, EW, UD方向の最大加速度は、151 cm/s², 128 cm/s², 133 cm/s²である。



(a) D1に生じたひび割れ



(b) D3に生じたひび割れ

図3 ギルカ地震後の調査で発見した建物内のひび割れ写真

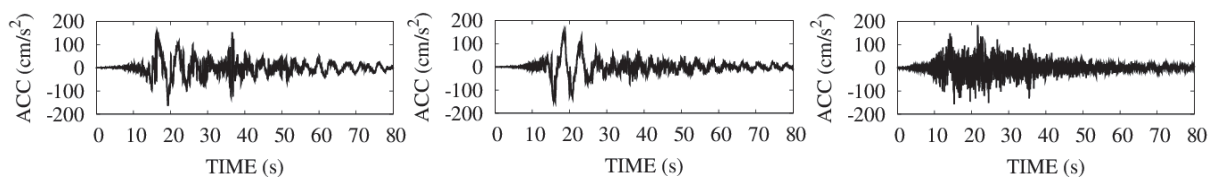


(a) 震源と対象建物の位置関係

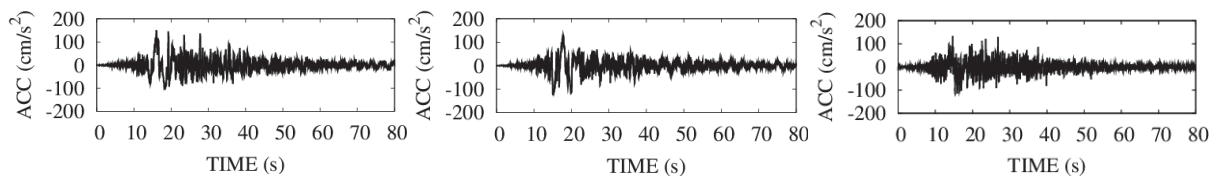


(b) 強震観測点と対象建物の位置関係

図4 ギルカ地震の震源および強震観測点と対象建物の位置関係 (Google Map¹³⁾に加筆)



(a) KATNP¹⁴⁾



(b) PTN¹⁵⁾

図5 対象建物近傍の強震観測点におけるギルカ地震本震の加速度波形 (左から, NS, EW, UD方向)

2.3 対象建物のゴルカ地震前後の固有振動数

一般に、建物の損傷は剛性低下として現れること、剛性低下は固有振動数の低下として現れることが知られている。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ている。その結果、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いる¹¹⁾。ここで、X方向は長手方向（南北方向）、Y方向は短辺方向（東西方向）である。建物内に設置した3台の微動計で計測した加速度波形をフーリエ変換し、卓越振動数を読み取って固有振動数とした。固有振動数が減少していることから、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。

3. 対象建物の数値解析モデルの構築

3.1 概説

本研究では、3次元改良版個別要素法¹⁶⁾を用いて対象建物のゴルカ地震前の数値解析モデルを構築する。本章では、改良版個別要素法の概要と、解析モデルの構築方法、妥当性検証結果について述べる。

3.2 改良版個別要素法

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。従来の剛体ブロックを用いた個別要素法¹⁷⁾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、要素表面をセグメントに離散化して（図6(a)）、セグメントの代表点にはばね・ダッシュポットを設置（図6(b)）した。セグメント毎の力のつり合い式から、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（図6(c)）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間に設置するばねを復元ばねと定義し、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に要素間に設置するばね・ダッシュポットを接触ばね・接触ダッシュポットと定義する（図6(d)）。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。以上、改良版個別要素法の概要を述べたが、詳細については文献¹⁶⁾を参照して頂きたい。

表1 ゴルカ地震前後の対象建物の固有振動数の変化

モード次数(卓越方向)	地震前(Hz)	地震後(Hz)	変化率(%)
1次(Y方向)	4.33	4.02	-7.16
2次(X,Y方向)	5.78	5.58	-3.46
3次(X方向)	6.87	6.43	-6.40
4次(Y方向)	7.13	6.68	-6.31
5次(Y方向)	8.40	7.64	-9.05

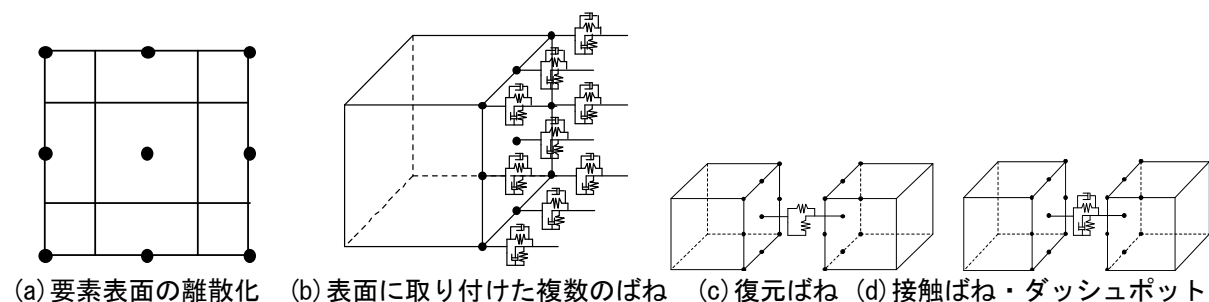


図6 改良版個別要素法の概要

3.3 対象建物のモデル化

(1) 概要

数値解析モデルを図 7 に示す。長辺方向（南北方向）を X 方向（南が X の正方向）、短辺方向（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それぞれ 16.0m, 5.6m, 1 階と 2 階の高さは 2.4m, 2.2m, 屋根の地上からの高さは 6.5m である。

ゴルカ地震前に著者らが作成した数値解析モデル¹⁰⁾では、屋根、2 階上部の梁や屋根組、階段、1 階にある 2 枚の薄い壁、2 階の床をモデル化していなかった。理由は解析結果に影響を及ぼしにくいと考えたためである。しかし、地震後の目視調査により、1 階の薄い壁に亀裂が確認されたことから、薄い壁のモデル化は必要と判断した。本論文では、薄いトタン屋根を除く、2 階上部の梁や屋根組、階段、1 階にある 2 枚の薄い壁、2 階の床を新たにモデル化した。新たな構造部材のモデル化により、微動計測で得られた多数のモードの固有振動数を再現することが可能となった。

(2) 全体図

作成した解析モデルの南西、北東から見た全体図を図 7(a) (b) に示す。総要素数は約 24, 000 である。外壁と内壁の厚さは 60cm であり、レンガの要素の大きさは 20cm（幅方向）×10cm（高さ方向）×30cm（壁の奥行き方向）とした。モルタルの厚さは 3mm とした。目視より、実際のレンガの寸法は、20cm（幅方向）×5cm（高さ方向）程度、モルタルの厚さは 3mm 程度であった。

全体図からレンガのみを取り出したものを図 7(c) に、全体図から木材のみを取り出したものを図 7(d) に示す。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。境界条件については、解析モデルの底面にある要素を固定とした。

(3) 屋根

屋根のモデルを図 7(e) に示す。薄いトタン屋根を除く、2 階上部の梁や屋根組、階段、1 階にある 2 枚の薄い壁、2 階の床をモデル化した。屋根は木材で構成されている。2 階の内壁上面と西側の壁の間には、オレンジ色の水平な梁が設けられている。2 階の内壁上面と東側の壁の間には、青色の水平な梁が設けられている。鉛直柱は 3 列あり、小屋組みを構成している。実際の建物では、梁が途中で折れているなど梁の本数は西側・東側で異なり間隔も均一ではないが、モデルでは簡単のため梁の間隔を均一とし西側・東側それぞれについて本数を揃えた。柱・梁の要素サイズは平均的な値として幅 20cm とした。

(4) 階段

階段のモデルを図 7(f) に示す。階段は木材で構成されている。既往の研究¹⁰⁾では階段はモデル化しておらず、南側の壁付近に大きな穴が開いていた。緑色は階段、青色は階段の下に斜め方向に設置されていた板、赤色は両者の間にある梁である。

(5) 外壁

南側の壁を図 7(g) に示す。建物の入口は南側の壁に位置しており、北側の壁に比べて開口部が多い造りとなっている。茶色はレンガである。扉や窓のフレームは幅 20cm の木材で構成されている。縦方向の木材を緑色、上下にある水平の木材を赤色で示している。

西側の壁を図 7(h) に示す。西側の壁はメインの道路に面しており、広い開口部がある。窓は木枠のみをモデル化した。1 階の両サイドにある小さい窓には、通気用の小さな穴の開いた木がはめ込まれていたが、穴の開いていない木の要素（青色）を設置した。

東側の壁を図 7(i) に示す。東側の壁には各階 5 つの窓があり、窓は木枠のみをモデル化している。西側の壁に比べて開口部の面積は少ないが、木材の割合も少ない。

北側の壁を図 7(j) に示す。北側の壁は 2 階に窓が 2 つあるのみであり、窓は木枠のみをモデル化している。南側の壁に比べて開口部の面積は少ないが、木材の割合も少ない。

(6) 内壁

内壁を図 7(k) (l) に示す。1 階と 2 階それぞれに南北に走る内壁がある。1 階の内壁には、東西の部屋を行き来する扉がある。上下 1 階の北東には、内壁と東側の壁を結ぶ薄い壁（水色のレンガの要素）があり、北東角には倉庫として使われている小部屋がある。薄い壁の厚さは 20cm としてモデル化した。この薄い壁の両端にひび割れが確認されている（図 2(a) の D1 と D2）。1 階の北西にも、内壁と西側の壁を結ぶ薄い壁（扉あり、壁をピンク色のレンガの要素、扉の枠を緑色と赤色の木材の要素）があり、

薄い壁の厚さは 20cm としてモデル化した。前述のように薄い壁と内壁の接合部にひび割れが確認されている（図 2(a) の D3, 灰色要素と黄緑色の要素の境界）。後述するが、灰色と黄緑色の要素で色分けしている理由は、灰色要素と黄緑色要素の境界に生じた D3 のひび割れを表すためである。

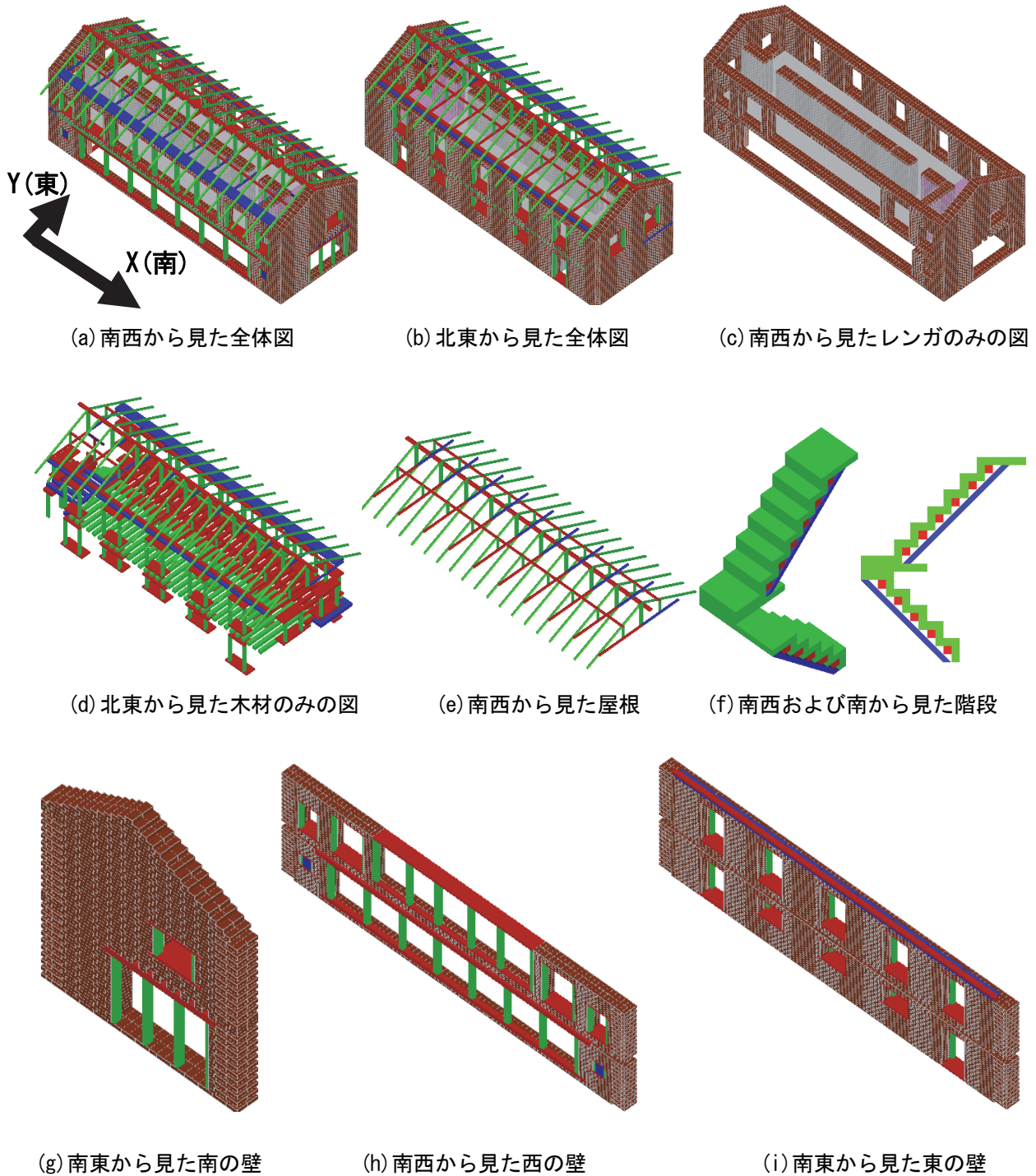


図7 解析モデル図（続く）

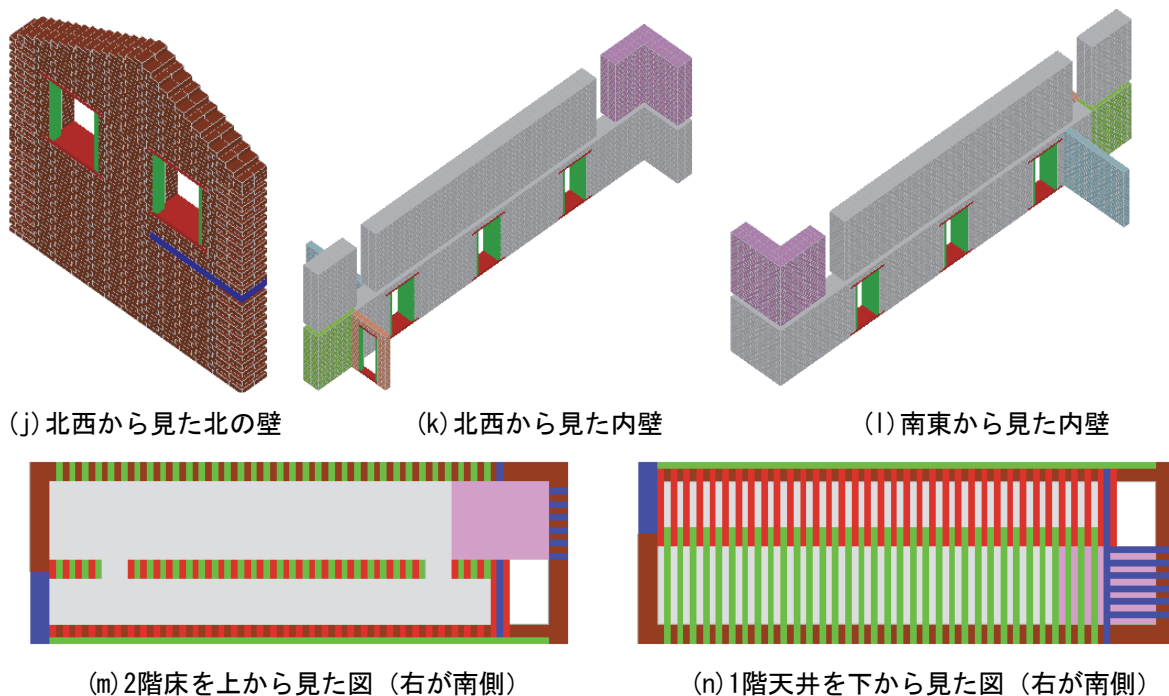


図7 解析モデル図（続き）

表2 物性値

	外壁のレンガ	内壁のレンガ	モルタル (外壁のレンガ)	モルタル (内壁のレンガ)	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

(7) 床

2階の床を上から見た図を図7(m)に、1階から見上げた図を図7(n)示す。既往の研究¹⁰⁾では、東西方向に水平に配置されている木材だけで床は構成されていた。そのため2階の床は基本的に穴だらけなものになっており水平方向の剛性が非常に小さいものになっていた可能性がある。本研究では2階の床は高さ20cmの木材の梁（オレンジ色、緑色、青色）の上に、高さ10cmのレンガ（灰色、薄紫色）を載せることで構成した。更に、実際の損傷調査では南側の床で多くのひび割れが発生していた。これは南側で開口部が大きく、北側に比べて非常に揺れやすいものとなっているためであると考えられる。解析モデルでは、ひび割れが確認できなかったところは灰色の要素、ひび割れが多く見つかった部分は薄紫色の要素とした。

3.4 物性値

解析に用いた物性値を表2に示す。

レンガとモルタルの物性値は、既往研究で実施した現地での組積体の実験結果の値¹⁰⁾を参考にした。レンガとモルタルから構成される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することとした。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、常時微動による固有振動数を再現する値を試行錯誤で求めた。

木材の物性値については、同地域の研究で過去に用いられた質量や剛性、ポアソン比などを用いた¹⁸⁾。

接触要素間に設置するダッシュポット（図6(d)）は粘性減衰とし、既往研究の通り¹⁰⁾、衝突によるエネルギーを効率よく消散させるために、臨界減衰1.0（減衰定数100%）を与えた。

3.5 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。矩形波を X, Y 方向にそれぞれ別々に入力した際の X, Y 各方向の変位応答のフーリエスペクトルから、固有振動数と、モード形状を算出した。

表 3 に、地震前の微動計測と数値解析によって得られた 1～5 次モードの固有振動数の比較を示す。図 8 に対応するモード形状を示す。1～5 次までの固有振動数を概ね再現できていること、モード形状より卓越方向も一致していることが確認できた。以上より、構築した解析モデルは妥当であると考えた。

表3 微動計測と解析の固有振動数の比較

地震前の微動観測		解析結果(Hz)		誤差(%)
モード次数(卓越方向)	卓越振動数(Hz)	モード次数(卓越方向)	卓越振動数(Hz)	
1 次(Y 方向)	4.33	1 次(Y 方向)	4.20	-3.10
2 次(X,Y 方向)	5.78	2 次(X,Y 方向)	6.25	7.52
3 次(X 方向)	6.87	3 次(X 方向)	6.93	1.01
4 次(Y 方向)	7.13	4 次(Y 方向)	7.71	7.52
5 次(Y 方向)	8.40	5 次(Y 方向)	8.90	5.62

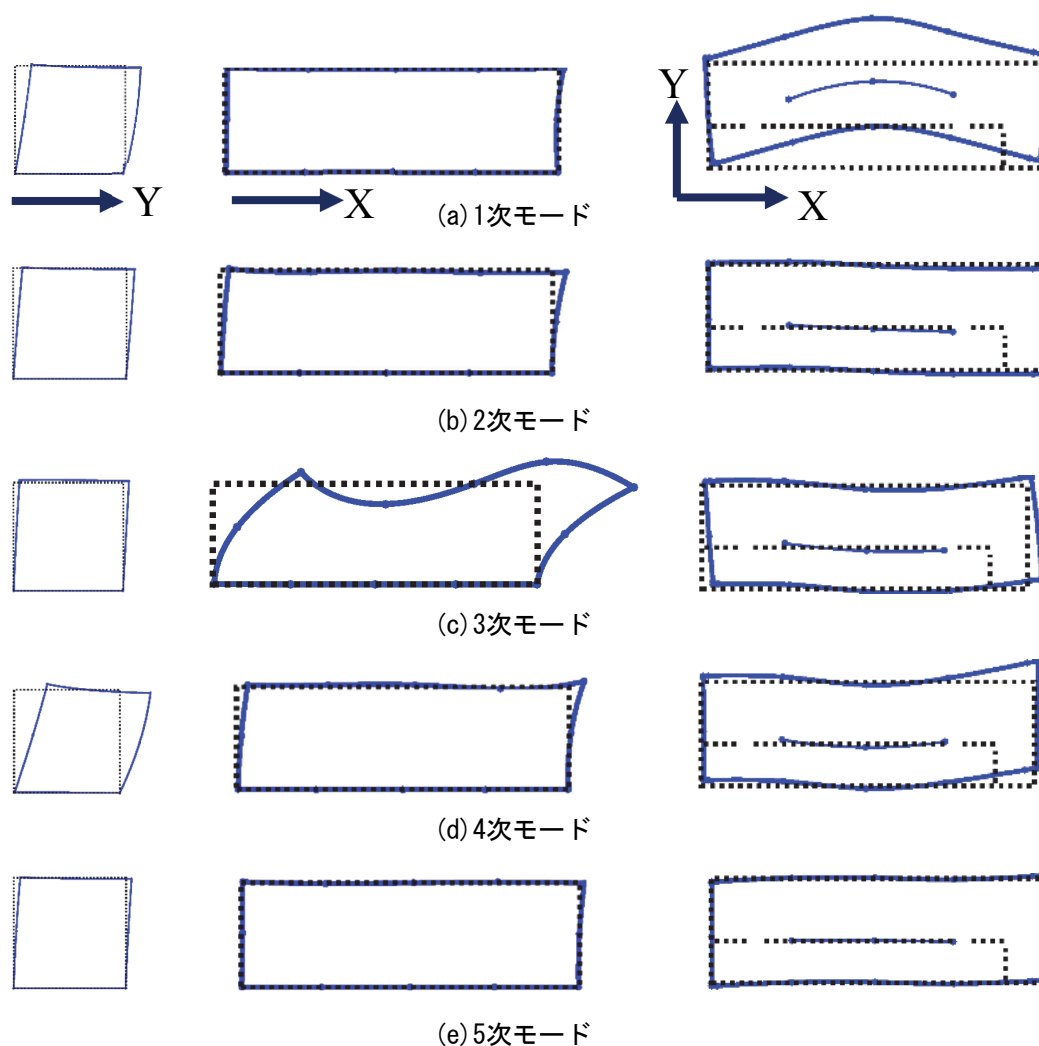


図8 モード形状（左：正面から見た南側の壁，中：正面から見た西側の壁，右：上から見た2階床）

4. 対象建物地点の地震動の推定

4.1 微動計測

対象建物の前の道路、対象建物から約 4.2km 離れている強震観測点 KATNP、約 0.9km 離れている強震観測点 PTN、の 3 か所で 2016 年 11 月に微動計測を行った。KATNP に関してはアメリカ大使館内に設置されており、建物内に入ることができなかったため、隣の建物の駐車場で測定した。PTN の地震計はトリブバン大学の建物内の 1 階に設置されているため、建物の前の道路で測定した。白山工業の微動観測装置 JU-410 を 3 台用いて 12 分間測定した。JU-410 の仕様は、AD 変換の分解能が 24bit、内蔵センサはサーボ型加速度計、測定レンジは $\pm 0.2G$ 、 $\pm 2G$ 、 $\pm 4G$ の 3 通りでこのうち $\pm 0.2G$ を選択した。アレイ半径は対象建物と PTN では 1.73m、KATNP では 1m とし、半径は 1 通りとした。

4.2 微動計測結果

図 9(a) に H/V スペクトル比を示す。地点ごとの差を見やすくするためにパワースペクトルの比をとった。H/V スペクトル比は 3 台全てが同程度の結果を示し機械毎の違いがほとんどないことも示している。H/V スペクトル比の結果より、地盤の 1 次の固有振動数は 3 地点とも 0.4Hz 付近であるため、深層地盤は非常に構造が似ているものと考えられる。しかし、対象建物地点では 3Hz から 8Hz 付近にかけてピークが見られるが、KATNP と PTN の両地点では見られない。

次に、図 9(b) にレイリー波の位相分散曲線の比較を示す。KATNP と PTN の位相分散曲線は似ているが、対象建物地点は特徴が異なっていることがわかる。一般に高周波数になると分散曲線は地表面付近のせん断波速度に漸近するという事を考慮すると、建物位置とその他 2 地点では浅層地盤において構造が異なることが推測できる。また、対象建物の地震前の固有振動数は 1 次が 4.33Hz、2 次が 5.78Hz、3 次が 6.87Hz であることから、対象建物にとって重要な振動数成分が KATNP や PTN より多く含まれた地震動が入力されていた可能性がある。

なお、既往の PTN における表面波探査結果より、表層のせん断波速度は 150m/s 程度であることが報告されている¹⁹⁾。図 9(b)において、レーリー波の位相速度が高周波数側で 150m/s に漸近していることから、既往研究と整合の取れた結果であることがわかる。

以上のことから、対象建物地点の地震動を推定することとした。本来であれば、臨時余震観測などにより推定することが望ましいと考えられるが、臨時余震観測を実施できておらず、また、アレイ観測は道幅が狭く小さい半径でしか実施できていないことから、H/V スペクトル比を利用した経験的な手法を利用することとした。

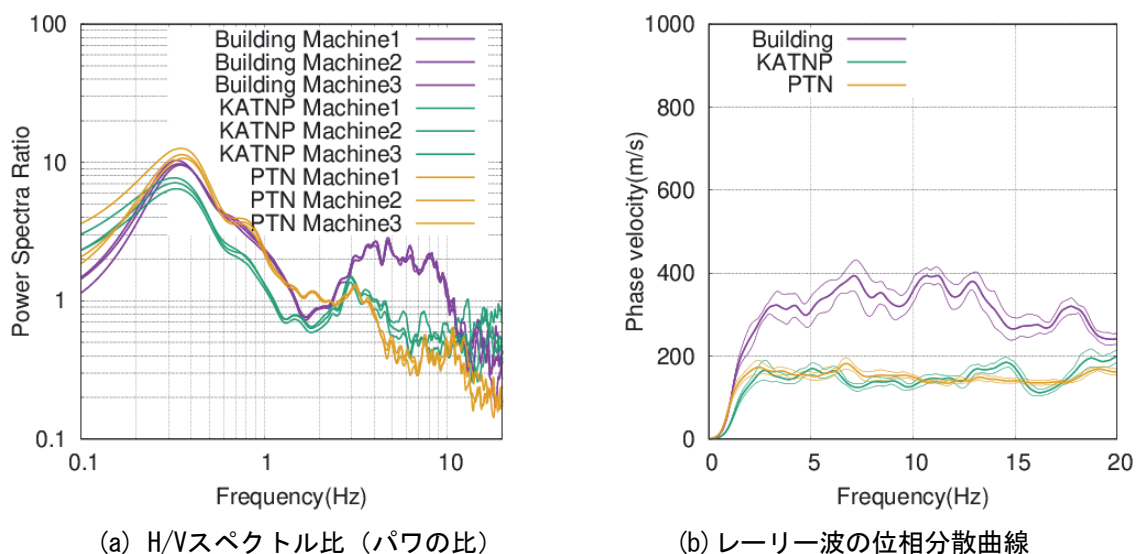


図9 微動計測結果

4.3 H/Vスペクトル比を用いた地震動推定

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のみを用いて未観測点の地震動を推定する手法には、丸山ら²⁰⁾、原田ら²¹⁾、中村ら²²⁾によるものがある。これらの手法について説明する。まず、次式のような補正係数 β_O 、 β_E を定義している。

$$\beta_O = \frac{1/C_{Omax}(H/V)_O^M}{(H/V)_O^E}, \quad \beta_E = \frac{1/C_{Emax}(H/V)_E^M}{(H/V)_E^E} \quad (1)$$

ここに、下添字の O と E は強震観測点と推定点を意味する。上添字の M と E は常時微動と地震動を意味する。 C_{Omax} 、 C_{Emax} は強震観測点と推定点における常時微動 H/V スペクトル比の振幅の最大値である。すなわち、常時微動 H/V スペクトル比の振幅の最大値が 1 となるように基準化したものを、地震動 H/V スペクトル比で除したものが補正係数 β_O 、 β_E である。

補正係数 β_O 、 β_E を導入すると、強震観測点と推定点の常時微動 H/V スペクトル比の比は次式のようになる。

$$\frac{(H/V)_E^M}{(H/V)_O^M} = \frac{C_{Emax}\beta_E(H/V)_E^E}{C_{Omax}\beta_O(H/V)_O^E} \quad (2)$$

上式より、推定点の水平地震動フーリエ振幅 H_E^E は、強震観測点の水平地震動フーリエ振幅 H_O^E と補正係数 α を用いて次式のように求められる。

$$H_E^E = \alpha \frac{(H/V)_E^M}{(H/V)_O^M} H_O^E \quad (3)$$

式(3)の補正係数 α を 1 とする場合が丸山らの提案式²⁰⁾となる。原田ら²¹⁾、中村ら²²⁾の提案式では、補正係数 α を求める式は、次式の通りである。

$$\alpha = \frac{\beta_O}{\beta_E} \cdot \gamma_{E/O} \cdot \frac{1/C_{Emax}}{1/C_{Omax}}, \quad \gamma_{E/O} = \frac{V_E^E}{V_O^E} \quad (4)$$

式(4)において、補正係数 β_E と鉛直地震動スペクトル比 $\gamma_{E/O}$ 以外は H/V スペクトル比から求めることができる。補正係数 β_E と鉛直地震動スペクトル比 $\gamma_{E/O}$ は推定地点の強震記録が無ければ求めることができないため、これらの推定式が原田ら²¹⁾、中村ら²²⁾によって提案されている。詳細は文献^{21),22)}にゆずる。

4.4 H/Vスペクトル比を用いた地震動推定手法の検証

3通りの提案式をカトマズバレーに適用する。具体的には KATNP の加速度波形と、KATNP と PTN の 2 地点の H/V スペクトル比を用いて、PTN の加速度波形を推定する。反対に、PTN の加速度波形と 2 地点の H/V スペクトル比を用いて KATNP の加速度波形を推定する。推定誤差は、加速度フーリエ振幅の推定誤差の二乗平均平方根によって評価する。推定誤差を表 4 に示す。

表 4 推定誤差（二乗平均平方根）の比較

提案式	KATNP の強震動記録から PTN の強震記録を推定したとき		PTN の強震動記録から KATNP の強震記録を推定したとき		二乗平均平方根の和
	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	
丸山らの提案式	0.87	0.68	0.84	0.99	3.38
原田らの提案式	0.72	0.70	0.81	0.74	2.97
中村らの提案式	0.71	0.75	0.82	0.73	3.01

原田らと、中村らの方法の誤差の違いは少ないが、僅かに原田らの方法の方が誤差の小さいことから、原田らの方法を採用することとした。例として、KATNPの観測記録、PTNの観測記録、原田らの方法によってKATNPの記録から推定したPTNの推定波形の比較を図10に示す。

4.5 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

本研究では原田らの提案式を用いることとした。時刻歴波形を算出する際は位相が必要であるが、原田の提案式では観測波の位相を使用している。本研究でも観測地震動の位相を用いた。KATNPの観測記録を元に推定した対象建物地点の加速度フーリエ振幅と加速度波形を図11に示す。本手法は水平動の推定手法であることから、鉛直動についてはKATNPの記録を用いることとした。

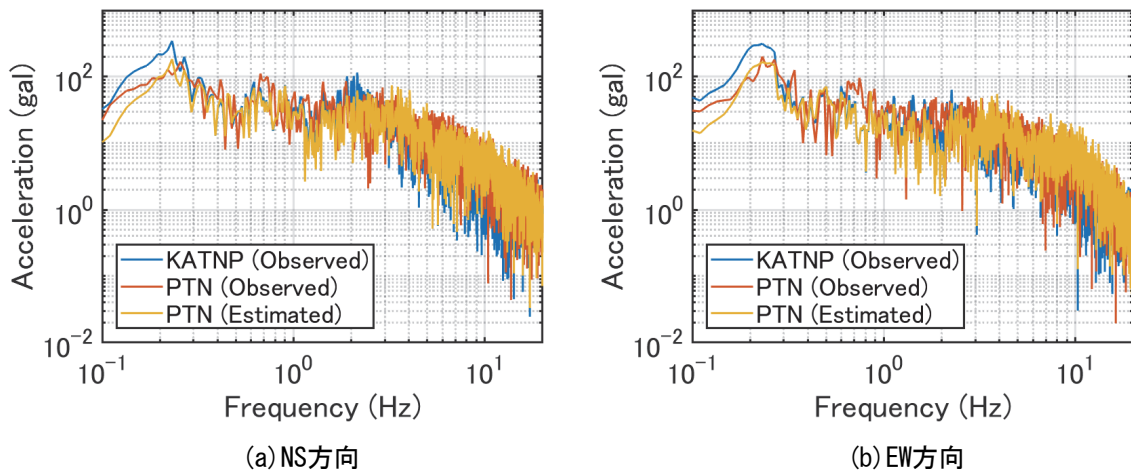


図10 KATNPの観測記録（青）とPTNの観測記録（赤）、原田らの方法によってKATNPから推定したPTNの推定波形（黄）の加速度フーリエ振幅の比較

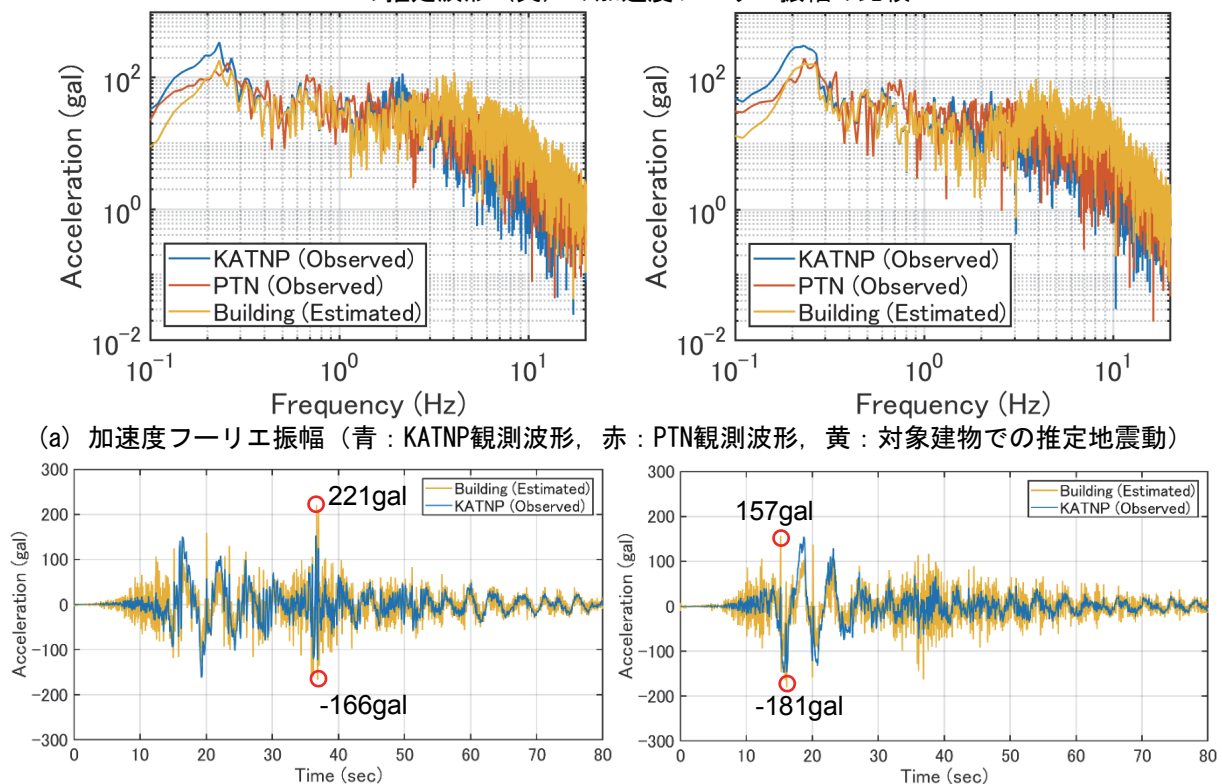
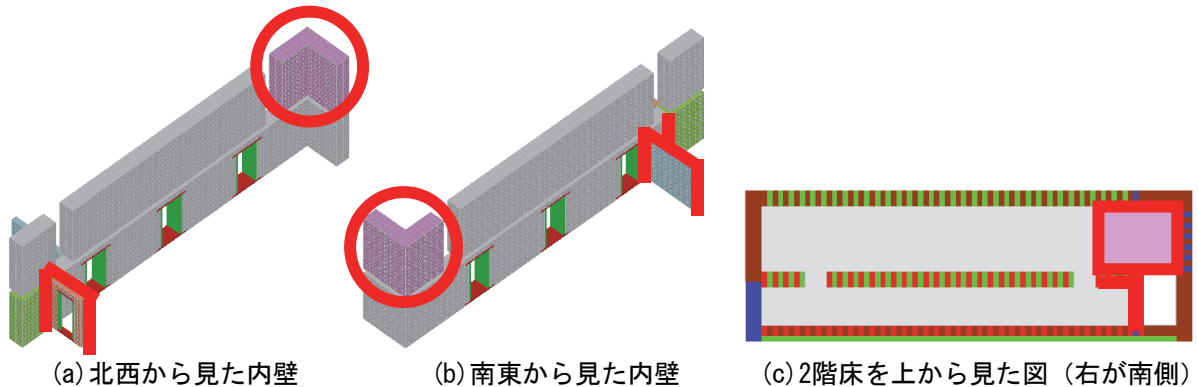


図11 対象建物での推定地震動（左：NS方向，右：EW方向）

表5 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



(a) 北西から見た内壁 (b) 南東から見た内壁 (c) 2階床を上から見た図 (右が南側)
図12 解析モデルBにおいて破壊の発生を許容した領域(赤色の太線上と○, □で囲った領域)

5. 地震応答解析

5.1 概説

本章では3章で構築したゴルカ地震前の建物の解析モデルに、4章で計算した推定地震動を入力する。また、ゴルカ地震入力後の建物の変位応答をフーリエ変換して卓越振動数を読み取ることにより、ゴルカ地震後の建物の固有振動数を算出する。

5.2 解析概要

(1) 入力地震動

入力地震動の継続時間は38秒とした。最初の30秒間(0~30秒)は、4章で推定した地震動(図11)のうち振幅の大きい10秒から40秒までの30秒間を入力した。その後の3秒間(30~33秒)は、加速度0galを与えて自由振動させ、応答を減衰させた。その後の0.01秒間(33秒~33.01秒)は、100galで一定の加速度を入力し、その後の約5秒間(33.01~38秒)は再び加速度0galを与えて自由振動させた。最後の5秒間の自由振動の際の応答変位のフーリエ変換により、地震後の固有振動数を求めた。

(2) 物性値および強度

密度、ヤング率、ポアソン比は、表2に示した値を用いた。ダッシュポットの減衰定数は臨界減衰1.0(減衰定数100%)とした。

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5に示す。モルタルの圧縮強度、粘着力、摩擦角は既往研究¹⁵⁾の実験値を用いた。モルタルの引張強度について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¹⁸⁾を参考に0.1MPaを仮定した。

ここで、モルタル破壊を考慮する領域の違いによって、2通りの解析モデルを作成した。

解析モデルAは、全てのモルタルで破壊が生じると仮定するモデルである。

解析モデルBは、地震後の目視調査によって実際にひび割れが確認された箇所のモルタルのみに引張強度、せん断強度(粘着力、摩擦角)、圧縮強度を与えて破壊を考慮するモデルである。ひび割れが確認されなかった箇所のモルタルは破壊しないようにしたモデルである。破壊を考慮した領域は図12の通り、

- ・ 図12(a)に示す1階のピンク色の内壁の両端と上端(図2に緑色の●で示すピンク色の壁の両端と上端)
- ・ 図12(b)に示す1階の水色の内壁の両端と上端(図2に赤色の●で示す水色の壁の両端のD1とD2と上端)
- ・ 図12(b)に示す黄緑色の壁と灰色の壁の接合部分(図2に赤色の●で示すD3)
- ・ 図12(a)(b)(c)にピンク色で示す2階の内壁と階段近くの床(図2に赤色の●で示すD4, D5, D6)

である。微小なひび割れや窓枠のひび割れは剛性低下への影響が小さいと考えて破壊を考慮しなかった。

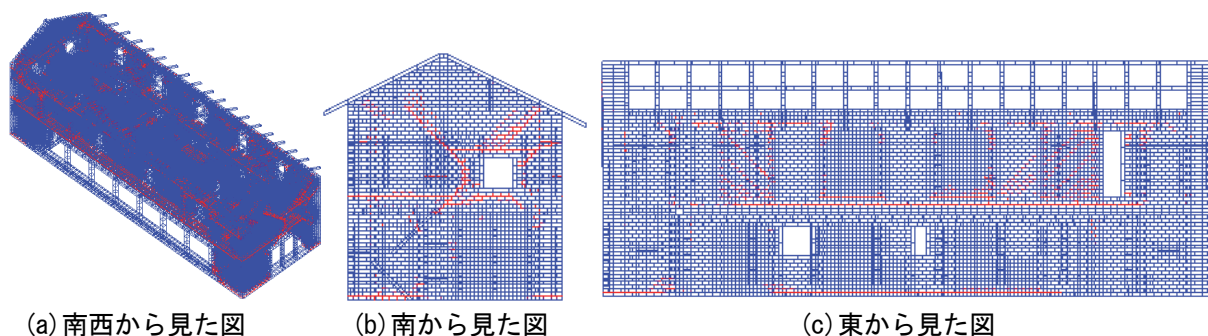


図 13 30 秒間の地震動入力後の破壊発生状況（解析モデル A）

表6 地震前後の固有振動数の比較 (Hz)

モード次数 (卓越方向)	地震前		地震後		
	微動	解析モデル A, B	微動	解析モデル A	解析モデル B
1 次(Y 方向)	4.33	4.2	4.02	3.2	4.0
3 次(X 方向)	6.87	6.93	6.43	5.8	6.7

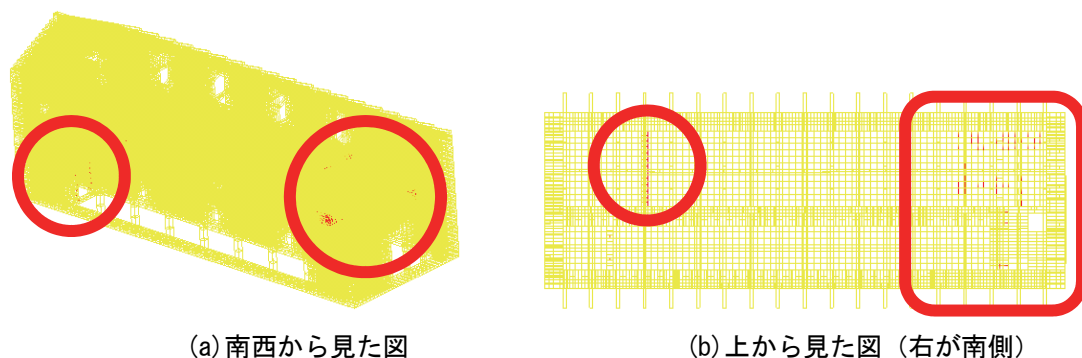


図 14 30 秒間の地震動入力後の破壊発生状況（解析モデル B）

5.3 解析結果

(1) 解析モデル A

解析モデル A に 30 秒間のゴルカ地震の推定地震動を入力した時点のひび割れ状況を図 13 に示す。青色は要素の輪郭であり、赤線はレンガ間のモルタルが引張破壊していることを表している。南側の幅の狭い壁には、主に 2 階に斜め方向のひび割れが確認できる。東側の幅の長い壁には、主に 2 階に斜め方向のひび割れが確認され、また 1 階および 2 階の壁の底部に水平方向のひび割れが確認できる。ひび割れの発生状況から、Y 方向への変形が卓越していることが推察される。

次に、33 秒～38 秒における変位応答のフーリエ変換より、地震後の固有振動数を求めた。地震前後の固有振動数を常時微動と解析モデルとで比較したものを表 6 に示す。地震後の数値解析では、X 方向、Y 方向それぞれの卓越する 1 つのモードしか明瞭に得られなかったため、1 次モード（Y 方向 1 次）と 3 次モード（X 方向 1 次）の比較のみ示す。解析モデル A では、地震前に比べて X、Y 方向の 1 次固有振動数が大幅に低下しており、地震後の微動計測によって得られた建物の固有振動数より低下しすぎていることが分かった。これは、解析モデル A に生じた引張破壊の領域が、現地の目視調査で確認されたひび割れ発生領域よりも広範囲に及んでいることとも対応しており、解析モデル A の結果は実際よりも被害を過大評価する結果となった。以上のことから、実際の建物の引張強度は本研究が仮定した 0.1MPa より大きい可能性があると考えられる。

(2) 解析モデル B

解析モデル B では、建物の目視調査でひび割れを確認した箇所のみが破壊できるように設定したモデルである。解析モデル B に 30 秒間のゴルカ地震の推定地震動を入力した時点のひび割れ状況を図 14

に示す。黄色は要素の輪郭であり、赤線はレンガ間のモルタルが引張破壊していることを表している。

図 14 からは判別が難しいが、図 12 に示す破壊を想定した位置に引張破壊が生じ、想定通りに破壊を引き起こすことができたことを確認した。

次に、33 秒～38 秒における変位応答のフーリエ変換より、地震後の固有振動数を求めた。地震前の固有振動数（常時微動、解析モデル）と地震後の固有振動数（常時微動、解析モデル A、解析モデル B）の比較を表 6 に示す。解析モデル B の地震後の 1 次固有振動数は、微動計測により求めた実際の値に非常に近い値となった。解析モデル B の地震後の 3 次固有振動数は、実際には 6.87Hz から 6.43Hz まで 0.44Hz 低下したのに対して、解析では 6.93Hz から 6.7Hz の 0.23Hz の低下となり、固有振動数低下を過小評価したものの、解析モデル A より、地震後の実際の固有振動数に近い結果となった。

以上のことから、地震後の目視調査によって損傷を見つけた図 2 の D1～D6、および損傷を疑った図 2 の緑色で示した薄い壁に損傷を仮定することによって、地震後の 1 次モードの固有振動数の低下を概ね再現できることを確認した。

6. まとめ

本研究では、ネパールのパタン地区に位置する歴史的価値の高い 2 階建て組積造のゴルカ地震による固有振動数低下の要因について検討を行った。現地調査では対象建物地点と強震観測点である KATNP と PTN の 3 地点で微動観測を行った。H/V スペクトル比とレイリー波の位相分散曲線から、対象建物と強震観測地点は地盤構造が異なることが判明した。そこで、原田らによって提案されている経験的手法により、常時微動 H/V スペクトル比を用いて強震記録から対象建物地点の地震動を推定した。

また、対象建物では、地震前後で建物の固有振動数が計測されていることから、改良版個別要素法を用いて、地震前の 1～5 次モードの固有振動数と卓越方向を再現できる解析モデルを作成した。

そして、作成した解析モデルに推定地震動を入力して、対象建物の地震応答解析を実施した。ネパールで使用されているインドの設計基準を参考に設定した引張強度を用いた場合、実際よりも多くの破壊が生じ、固有振動数も実際よりも大きく低下した。以上のことから、実際の建物の引張強度は、設計基準に記載の強度よりも大きい可能性のあることがわかった。地震後の目視調査によりひび割れを確認した箇所のみ破壊の発生を許容した解析モデルを用いた場合は、地震による 1 次モードの固有振動数の低下を良好な精度で再現することができた。すなわち、目視調査によって確認できた箇所のひび割れによって、1 次固有振動数の低下を説明できたことから、建物の 1 次固有振動数の減少に影響を与えた損傷は、目視調査によって発見できたものと考えられる。

今後、地震前後の固有振動数が計測された組積造があった場合は、本論文と同様の手法を用いて、組積造の固有振動数低下を引き起こした損傷箇所を検討することが可能であると考えられる。また、組積造の被害予測に同様の数値解析が利用できると考えられる。

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（研究課題名：歴史都市を守る「文化遺産防災学」推進拠点）の研究成果を使わせて頂きました。研究実施に際し、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, Current Science, Vol.88, No.10, pp.1658-1663, 2005.
- 2) Disaster Preparedness Network Nepal: Earthquake, <http://www.dpnep.org.np/index.php?pageName=earthquake> (2018.2.28閲覧)
- 3) Rohit K.R.: Heritage homeowner's preservation handbook, UNESCO, 2007.

- 4) UNDP : Seismic hazard mapping and risk assessment for Nepal, Report submitted to the Ministry of Housing and Physical Planning. UNDP/UNCHS (Habitat), NEP/88/054/21.03, 1994.
- 5) 吉田勝, B.N.ウプレティ : 中部ヒマラヤ巨大地震とカトマンズの危機, 地学教育と科学運動, 53 号, pp.41-51, 2006.
- 6) Upreti, B.N., Yoshida, M. : Seismic hazard and mitigation activities in Nepal with emphasis on Kathmandu Valley, Journal of South Asian Studies, Vol. 2(11), pp.1-16, 2009.
- 7) Sakai, H : Stratigraphic division and sedimentary facies of the Kathmandu Basin Group, central Nepal, Journal of Nepal Geological Society, Vol.25, pp.19-32, 2001.
- 8) 酒井治孝:2015 年ネパール地震のテクトニクスとカトマンズの極軟弱地盤, 日本地質学会ニュース, Vol.18(5), pp.9-10, 2015.
- 9) JICA: ネパール国カトマンズ盆地地震防災対策計画調査最終報告書, 2002.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) Bureau of Indian Standards. (2016). National Building Code of India, <http://bis.org.in/sf/nbc.htm> (2018.2.28 閲覧)
- 13) Google Maps: <https://www.google.co.jp/maps?hl=ja> (2018.2.28 閲覧)
- 14) 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)
- 15) Takai, N. Shigefuji, M., Rajaure, S., Bijukchhen, S., Ichiyanagi, M., Dhital, M. R. and Sasatani, T.: Strong ground motion in the Kathmandu Valley during the 2015 Gorkha, Nepal earthquake. Earth Planets Space, Vol.68:10, 2016.
- 16) 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.
- 17) Cundall, P.A., Strack, O.D.L., A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique, Vol. 29, pp.47-65, 1979.
- 18) 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.
- 19) 澤田耕助, 高井伸雄, Dhakal Yadab, 重藤迪子, 岡島秀樹, 宮原有史, 笹谷努, ネパール国カトマンズ盆地温強伸度評価 強震観測点各点の表層地盤のS波速度構造と強震記録, 2013年度日本建築学会大会学術講演会概要集, pp.239-240, 2013.
- 20) 丸山喜久, 山崎文雄, 本村均, 浜田達也 : 常時微動の H/V スペクトル比を用いた地震動推定法の提案, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.261-272, 2001.
- 21) 原田隆典, 中村真貴, 王宏沢, 齊藤将司 : 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.
- 22) 中村真貴, 原田隆典, 王宏沢, 齊藤将司 : 常時微動 H/V スペクトル比を利用した強震観測点近傍の地震動推定法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1 (地震工学論文集第 30 巻), pp.65-74, 2009.

(受理 : 2018年12月11日)

(掲載決定 : 2019年3月8日)

Investigation of Natural Frequency Reduction Mechanism of a Historic Masonry Building in Patan following the 2015 Gorkha Earthquake in Nepal

FURUKAWA Aiko ¹⁾, HANAFUSA Rikuto ²⁾, KIYONO Junji ³⁾ and PARAJULI Rishi Ram ⁴⁾

1) Member, Associate Professor, Dept. of Urban Management, Kyoto University, Dr. Eng.

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

3) Member, Professor, Dept. of Urban Management, Kyoto University, Dr. Eng.

4) Lecturer, Institute of Engineering, Tribhuvan University, Dr. Eng.

ABSTRACT

A Mw 7.8 earthquake struck the Gorkha district of Kathmandu, Nepal on April 25, 2015. In Patan, vibrational characteristics of a two-story masonry building near Patan Durbar Square had been measured prior the earthquake. During the damage survey of the building after the earthquake, several new cracks were found and the natural frequencies after the earthquake were found to be smaller than those before the earthquake. In this study, microtremor observation was conducted at the building site as well as at ground motion observation sites, and the ground motion at the building site during the Gorkha earthquake was estimated. An analytical model of the structure representing the pre-earthquake condition was established so that the natural frequencies of the first five modes match the pre-earthquake measurements. Then, the dynamic analysis of the building using the estimated ground motion as the input is conducted using the refined distinct element method. The reduction of the first natural frequency was explained using the numerical model which allows the damage at the locations where the actual damages were observed.

Keywords: Nepal, Historic masonry building, Gorkha earthquake, Damage analysis, Refined DEM