2016年度（第8回）免震構造・制振構造に関わる研究助成の成果報告

階段下部に制震ダンパーを設置した寺院山門の長周期・長時間地震動に対する応答に関する研究

向坊 恭介　（鳥取大学）

1　はじめに

一般に、伝統構法による木造山門は、屋根の重量が大きい一方で耐震要素となり得る壁が少ないため、耐震性が不足している場合が多い。したがって、何らかの耐震補強が必要となるが、参拝者の利便性や美観を考慮すると、通路となる空間に耐震壁等を付加することは難しい。また、伝統構法による木造建築物が有する優れた変形性能 [1]を活かすためには、大変形に追随可能な補強方法である必要がある。

本研究で対象とした東本願寺御影堂門では、大変形による履歴減衰を特徴とする制震ダンパーを用いた補強技術が検討され実際に導入されている。設計段階で構造計算や時刻歴応答解析が実施されているものの、実際に施工された仕様のもと、改修前後で実建築物の耐震性がどの程度向上しているのかを詳細に調べる必要がある。

そこで本研究では、地震観測記録および質点系モデルによる時刻歴応答解析に基づいて、改修前後の振動特性の変化や補強効果について検証を行う。

2　寺院山門の耐震補強の概要

浄土真宗「真宗大谷派」の本山である東本願寺（京都市下京区）では、宗祖親鸞聖人七百五十回御遠忌の特別記念事業の一環として御影堂門の御修復が行われている。御影堂門は、1911（明治 44）年築、1層平面約 21m×13m、基壇からの高さ約 27m の伝統木造二重門である（図 1、2）。修復に際しての調査から、重い小屋組や瓦屋根に対して耐震要素が少なく、耐震補強を行うことが望ましいことが判明した。そこで、けた行方向の補強として、御影堂門の南北に取り付く外部階段を利用した制震補強技術を考案し振動台実験 [2]等を行って検討した。結果として、基壇と階段の接合部分に高減衰ゴムを用いた粘弾性ダンパーを挿入する方法が採用されている。

また、ダンパー補強以外にも、瓦の吹き替えに併せて葺き土を軽減（空葺き）することによる屋根重量軽減、東西方向に対する板壁補強などによって耐震補強されている。

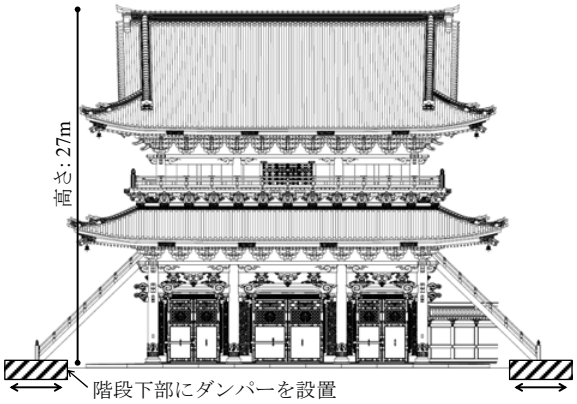


図 1 東面立面図

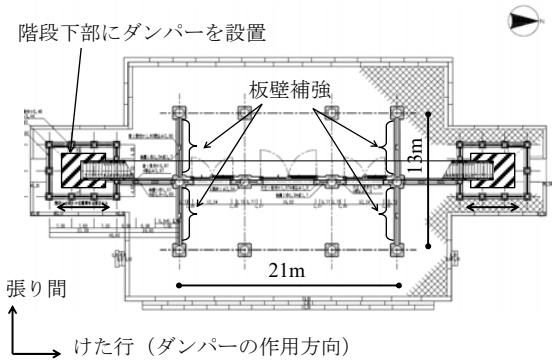


図 2 平面図

写真 1、2 に実際の取付け状況を示す。写真 1 中央に見られるように高減衰ゴム 1 ピース（200×200×高さ 150）を平面的に 18 個並べ、2 段重ねにしてある。地震時、山門本体に層間変位が生じると階段がブレースのように作用し、ダンパーに水平変位が与えられる。階段をブレースと見たとき、山門の変位方向によって圧縮あるいは引張軸力が作用することになるが、山門と階段上部の接続部分に十分な引張耐力を確保することが困難であったため、引張軸力が作用する方向には階段下部の水平変位を拘束しない工夫が施してあり、階段に圧縮軸力が作用する方向にのみダンパーがはたらくようになっている。

写真 1 高減衰ゴムダンパー

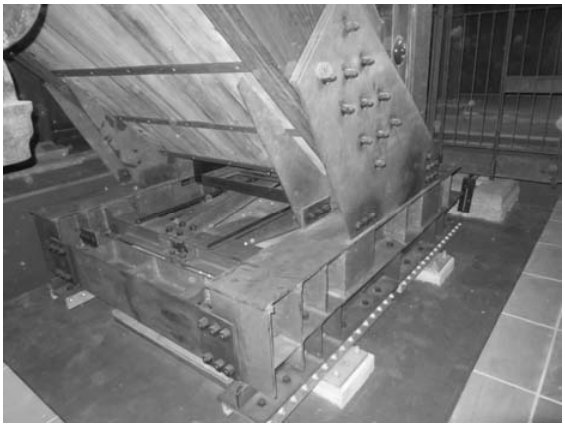


写真 2 階段下部の状況

3　常時微動計測および地震観測

東本願寺では、御影堂門を含む境内の建築物および地盤に地震計を合計 81 成分設置し、地震観測を行っている。また、毎週日曜日の午前 3 時から 10 分間、常時微動観測が行われている。

毎月第 1 週の常時微動計測結果から、地盤に対する御影堂門各部のフーリエスペクトル比を算出し、1 次および 2 次卓越振動数を読み取った。改修前後の卓越振動数の年間平均の比較を表 1 に示す。改修後の卓越振動数は、けた行（NS）、張り間（EW）方向いずれも 6～8%増加している。次章で示すように設計上の重量軽減率は 11.3tonf／12.4tonf＝0.91 程度であり、平方根の逆数をとると約 1.05 となる。したがって、重量軽減による卓越振動数の増加はおおよそ 5%、残りが耐震改修による剛性増加に起因するものと考えられる。

また、卓越振動数の時間的推移を図 3 に示す。瓦降ろし工事（2013 年 4 月～6 月頃）、瓦葺き工事（2014 年 10 月～2015 年 7 月頃）の期間も併せて示している。瓦および葺き土の重量が変化することによって卓越振動数も変動しているが、改修工事前後では安定して観測できている。

表 1 常時微動計測における卓越振動数[Hz]の比較

	NS 方向		EW 方向	
	1 次	2 次	1 次	2 次
2012 年平均	1.32	2.94	1.07	2.60
2016 年平均	1.39	3.14	1.16	2.77
比率	1.06	1.07	1.08	1.06

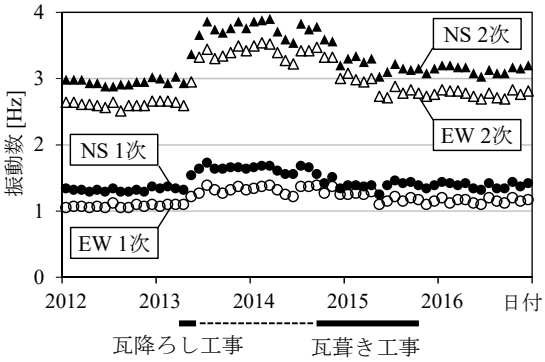


図 3 常時微動計測における卓越振動数[Hz]の推移

同様に常時微動計測におけるフーリエスペクトル比より得られた NS 方向の振動モード形状を図 4 に示す。横軸は最大値を 1 とした固有モード、縦軸は観測点高さで、下方から牛引き梁レベル 12.2m、二重牛引き梁レベル 19.6m、最頂部梁レベル 23.3m、それぞれ 1 層梁、2 層梁、棟木直下の高さに相当していると思ってよい。1 次モードは改修前後でほとんど変化していないが、2 次モードでは最頂部梁－二重牛引き梁間の変形が抑えられており、2 層屋根重量の軽減が影響していると考えられる。

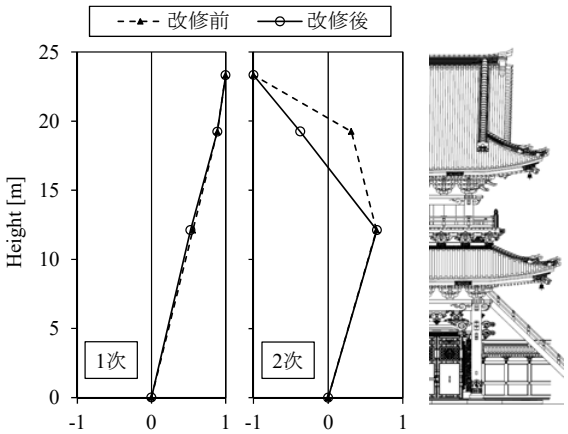


図 4 NS 方向振動モード形状の比較

一方、地震観測においては改修工事後、地震動が4度観測されているが、最大の計測震度が2.4と小さく、ダンパー補強の有効性を検証するには未だデータが不足している。今後も引き続き観測を継続してデータの蓄積を行っていく。

4　数値解析による補強効果の検証

ダンパー補強の効果を検証するため、2質点系モデルを用いた時刻歴応答解析による改修前後の応答の比較を行う。解析にはSNAP ver. 6（株式会社構造システム）を用いる。解析モデルの諸量は、改修工事の設計資料に基づいて設定する。表2に各層の重量と階高を示す。1層の組物層および下屋小屋組、2層の小屋組は剛体的に挙動するものと考えて質点として縮約し階高を設定している。

表2 2質点系モデルの重量と階高

	改修前[kN]	改修後[kN]（空葺き）	階高[m]
2層	6377	5690	4.280
1層	5984	5592	7.454

御影堂門において主な耐震要素は、板壁や柱梁接合部などのめり込み系要素および大径柱による柱傾斜復元力である。なお、既報[3)]で報告した解析モデルをベースとしているがダンパーの仕様を実際の状況に合わせて修正している。設計資料に基づいてNS方向各層の復元力を算定した結果を図5に示す。2層の差違は、重量軽減による傾斜復元力の減少によるものである。以上の諸量からなる解析モデルの固有振動数は、改修前が1次0.49Hz、2次1.40Hz、改修後が1次0.59Hz、2次1.51Hzである。

また、各耐震要素の履歴則を図6に示す。木材同士のめり込み系要素である板壁および柱梁接合部はスリップ型バイリニア、柱傾斜復元力は履歴ループを描かない3折れ線型履歴則を適用する。また、ダンパー要素はノーマルバイリニアを適用する。

入力地震動として御影堂門におけるこれまでの観測記録から、比較的遠隔地を震央とし1秒以上の長周期成分を多く含むものとして2波を選定した。表3に選定した2波の計測震度と最大地動速度（PGV）を示す。eq2は、2016年熊本地震の本震が伝播してきたものである。

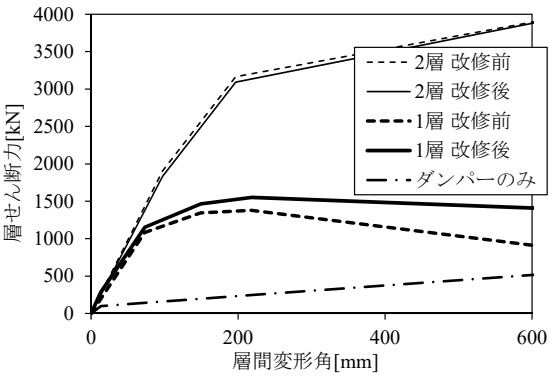
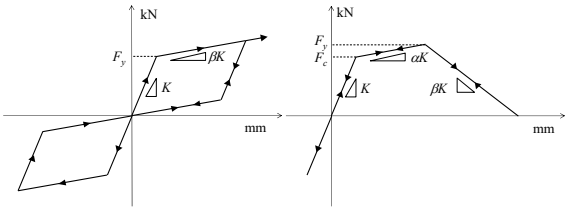


図5 NS方向各層およびダンパーの復元力包絡線



a）板壁・接合部　　b）傾斜復元力

図6 各要素の履歴則

表3 観測地震動の概要

（計測震度，PGVは御影堂門基壇での値）

#	日付	震央	計測震度	PGV [cm/s]
eq1	2004/9/5	東海道沖	3.3	2.4
eq2	2016/4/16	熊本地方	1.9	1.0

また、琵琶湖西岸に位置する花折断層帯で地震が発生した際の東本願寺サイトにおける想定地震動（eq3）も入力地震動として用いる。それぞれの加速度応答スペクトルを図7に示す。図中、「-N」および「-E」の記号はそれぞれNS、EW成分であることを表している。eq3は1方向のみの波形である。

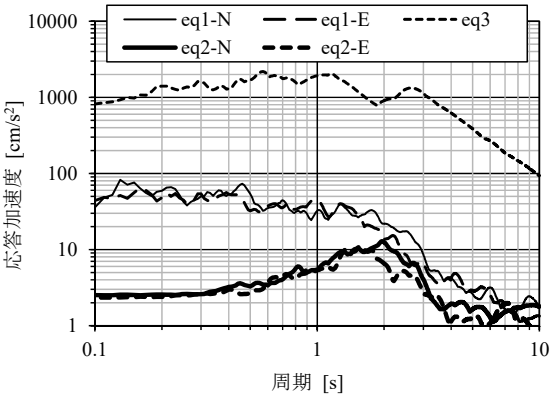


図7 加速度応答スペクトル

eq1、eq2 は表 3 の PGV を見ても分かるように振幅が小さく、そのまま解析モデルに入力しても弾性範囲で収まってしまう。そこで、解析モデルが塑性域に入る程度になるよう、それぞれ加速度振幅を 10 倍して用いた。各層の最大層間変位を図 8 に示す。図中の百分率は改修前の最大層間変位に対する改修後の最大層間変位の割合を表している。eq2-E-10 のケースのように変位が小さいうちは、改修による補強効果は小さいが、変位がある程度大きい場合には補強効果が顕著になり最大層間変位が 50～60%に低減されていることが分かる。

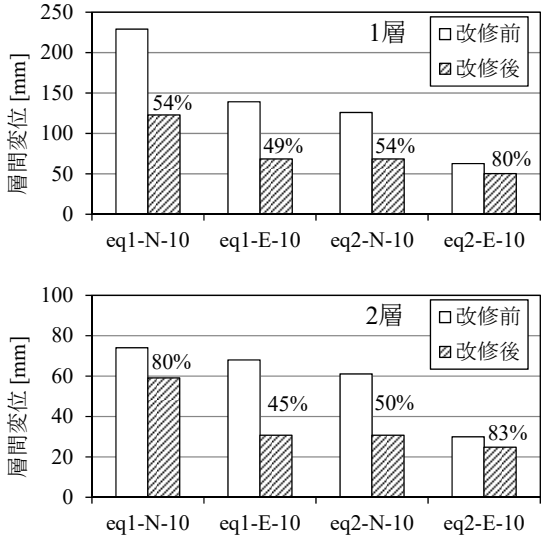


図8 eq1、eq2入力時の最大層間変位の比較

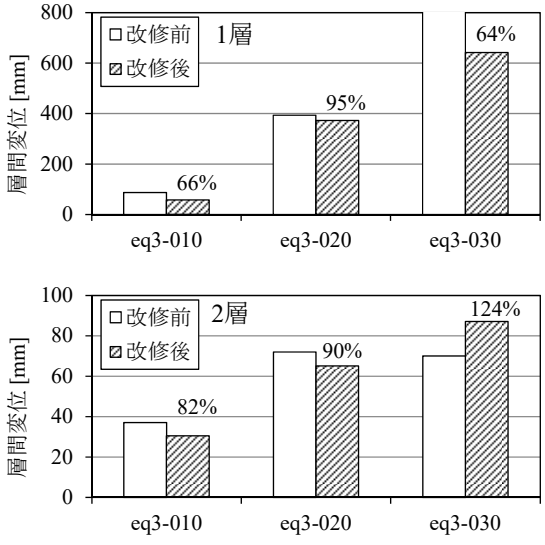


図 9 eq3 入力時の最大層間変位の比較

次に想定地震動（eq3）を用いた結果を示す。eq1、eq2 と対照的に、当該地震動は最大の断層破壊シナリオにしたがっていることもあり、広い周期帯にパワーを持っており、PGV=220cm/s と非常に大きな地震動となっているため、ここでは加速度振幅を 0.1、0.2、0.3 倍に低減して用いた。各層の最大層間変位を図 9 に示す。改修前に比べて改修後の最大層間変位は低減されてはいるが、eq1、eq2 の場合に比べると補強効果は小さくなっている。改修後であっても 1 層の層間変位が約 200mm を超えると復元力包絡線上で剛性が負になるため、応答変位が出やすくなることが影響していると考えられる。

図 10 に層間変位の時刻歴波形を示す。eq1 では、継続時間が長く主要動の開始からしばらくして最大値を記録するのに対して、eq3 の場合、主要動の第 1 波で最大層間変位を記録するため、ダンパーによるエネルギー消費の効果が表れにくいことも補強効果が比較的小さかった一因として考えられる。

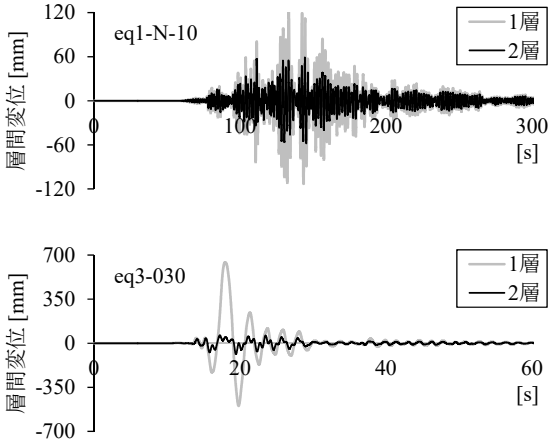


図 10 改修後モデルの層間変位の時刻歴波形

5　おわりに

階段下部に制震ダンパーを設置した寺院山門について、地震観測記録および質点系モデルによる時刻歴応答解析に基づいて、改修前後の振動特性の変化や補強効果について検証を行った。実際に施工した制震ダンパーの有効性を実証するには、比較的大きな観測記録が得られるまで待たねばならないが、少なくとも数値解析上は、1～2 秒の長周期成分を有し、継続時間が長いタイプの地震動に対して制震ダンパーによる補強効果が十分発揮されることが示された。

参考文献

1) 鈴木祥之, 前野将輝, 西塔純人, 北原昭男, 後藤正美, 須田達, 大下達哉: 伝統木造軸組の実大振動実験・静的水平力載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 68, No. 574, pp. 135-142, Dec. 2003.

2) 向坊恭介, 鈴木祥之: 階段を利用した伝統木造二重門の制震補強, 歴史都市防災論文集, Vol.10, pp. 31-38, Jul. 2016.

3) Kyosuke Mukaibo, Hideaki Tanahashi, Shinta Yoshitomi, and Yoshiyuki Suzuki: Seismic Reinforcement for Traditional Timber Gate Utilizing External Stairs, World Conference on Timber Engineering 2016, Aug. 2016.