# 法政大学学術機関リポジトリ

### HOSEI UNIVERSITY REPOSITORY

PDF issue: 2025-07-04

## ゴシック教会における飛梁と尖塔の構造的相 互作用について

田川, 可世子 / TAGAWA, Kayoko

(出版者 / Publisher)法政大学大学院デザイン工学研究科

(雑誌名 / Journal or Publication Title) 法政大学大学院紀要. デザイン工学研究科編 / Bulletin of graduate studies. Art and Technology

(巻 / Volume) 13 (開始ページ / Start Page) 1 (終了ページ / End Page) 7 (発行年 / Year) 2024-03-24 (URL) https://doi.org/10.15002/00030962

### ゴシック教会における飛梁と尖塔の 構造的相互作用について

# ON THE STRUCTUAL INTERACTION OF FLYING BUTTRESS AND PINNACLE IN GOTHIC CHURCHES

#### 田川可世子 Kayoko TAGAWA 主查 浜田英明

法政大学大学院デザイン工学研究科建築学専攻修士課程

The structural roles of the various elements of the Gothic church are not precisely understood. This study focuses on flying buttresses, which are considered structural elements, and pinnacles, which are not considered important. Based on Robert Mark's discussion of pinnacles, a material nonlinear analysis will be performed on a representative Gothic church to discuss the structural interaction between flying buttresses and pinnacles.

Key Words : Gothic Chuches, flying buttress, pinnacle

#### 1. はじめに

ゴシック教会は Fig.1 のように時代によってプロポー ションが異なり、様々な要素の構造的役割は正確に理解 されていない. その中で、構造的な要素と捉えられている フライングバットレスと、重要視されていないピナクル に着目し、現代の解析により相互作用を考察することを 目的とする.

ゴシック盛期に登場したピナクルは配置によって構造 的役割が議論されてきた.ヴィオレ・ル・デュック, P・ アブラム, J・ハイマンが長期荷重時の有効性を主張した と考えられる一方,ロバート・マークは光弾性模型実験を 用いて,水平荷重時に外側のピナクル有効であると指摘 している<sup>1)2)</sup>.本研究では,ロバート・マークの主張に基 づいて代表的なゴシック教会で材料非線形解析を行う.

#### 2. 研究方法

#### (1)組積造モデルについて

ゴシック教会をはじめとする歴史的建造物は組積造で, これは,直交異方性の特徴を持ち,本研究では Fig.2 の構成とする<sup>33</sup>.





Fig.2 石とモルタルの構成の詳細



Fig.3 石とモルタルの剛性低下

#### (2) 組積造の解析手法

組積造の代表的な解析手法には等価ヤング係数を用い た手法があるが,本研究では,剛性均質化処理を行う方法 を採用する<sup>4)</sup>. 汎用解析プログラムソフト midas iGen を 用いて解析を行う. 剛性マトリクスは, ひずみエネルギー の概念に基づいて均質化処理され,非線形解析に反映さ れる.均質化処理は2段階で行われ,1段階目に石と Bed Joint,2段階目に積層材料(石と Bed Joint を1段階目に 剛性均質化処理した材料)と Head Joint を行う.1段階目 の石と Bed Joint の剛性均質化処理を行った,組積造の直 交異方性材料特性を $E_x, E_y, E_z$ (縦弾性係数), $v_{xy}, v_{xz}, v_{yz}$ (ポアソン比), $G_{xy}, G_{yz}, G_{xz}$ (横弾性係数)で表す.2段階 目の積層材料と Head Joint の剛性均質化処理を行った,組 積造の直交異方性材料特性を $\bar{E}_x, \bar{E}_y, \bar{E}_z, \bar{v}_{xy}, \bar{v}_{xz}, \bar{v}_{yz}, \bar{G}_{xy}$ ,

 $\bar{G}_{yz}$ , $\bar{G}_{xz}$ で表す.ここでは、1 段階目の剛性均質化処理に ついて説明する.2 段階目の剛性均質化も同じ流れで行わ れる.均質化された石の応力-ひずみ関係は式(1)または、 式(2)のように表される.式(3)は石と Bed Joint、式(4)は 積層材料と Head Joint の体積比を表す.ここで、添字bと bjはそれぞれ石と Bed Joint を、 $eq \ge hj$ はそれぞれ積層材 料と Head Joint を示す.

$$\sigma = [D]\varepsilon \tag{1}$$

$$\varepsilon = \lfloor \mathcal{L} \rfloor \sigma \tag{2}$$

$$h \qquad t_{hi}$$

$$\mu_b = \frac{n}{h + t_{bj}}, \mu_{bj} = \frac{t_{bj}}{h + t_{bj}} \tag{3}$$

$$\mu_{eq} = \frac{l}{l+t_{hj}}, \quad \mu_{hj} = \frac{t_{hj}}{l+t_{hj}} \tag{4}$$

1段階目の剛性均質化処理を行った,それぞれの方向の垂 直応力,せん断応力を式(5),直ひずみ,せん断ひずみを 式(6)のように示す.2段階目の剛性均質化処理を行った ものを式(7),式(8)に示す.

$$\sigma = \left\{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}\right\}^{T}$$
(5)

$$\varepsilon = \{\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}\}^{T}$$
(6)

$$\bar{\sigma} = \{\bar{\sigma}_{xx}, \bar{\sigma}_{yy}, \bar{\sigma}_{zz}, \bar{\tau}_{xy}, \bar{\tau}_{yz}, \bar{\tau}_{zx}\}^{T}$$

$$(7)$$

$$\bar{\varepsilon} = \left\{ \bar{\varepsilon}_{\chi\chi}, \bar{\varepsilon}_{\chiy}, \bar{\varepsilon}_{zz}, \bar{\gamma}_{\chiy}, \bar{\gamma}_{yz}, \bar{\gamma}_{z\chi} \right\}^{T}$$
(8)

式(9)は、直交座標系における応力-ひずみベクトルである.剛性均質化処理を行い、等価な異方性材料として表す.それぞれの詳細については、文献4)を参照されたい.

$$[C] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{v_{xy}}{E_x} & -\frac{v_{xz}}{E_x} & 0 & 0 & 0\\ -\frac{v_{yx}}{E_y} & \frac{1}{E_y} & -\frac{v_{yz}}{E_y} & 0 & 0 & 0\\ -\frac{v_{zx}}{E_z} & -\frac{v_{zy}}{E_z} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xz}} \end{bmatrix}$$
(9)

降伏判定は,式(10)によって計算される板要素に発生 する応力度が石,モルタルそれぞれの引張強度に達した 時点をそれぞれの降伏と判定する.添字b, bj, hjは,石, Bed Joint, Head Jointを意味する.石,モルタルのそれぞ れの降伏によって,それぞれの剛性低下が考慮されてい く.本研究では,非線形挙動はFig.3のようなトリリニア となる.

$$\sigma_{b} = [S_{b}]\overline{\sigma}$$

$$\sigma_{bj} = [S_{bj}]\overline{\sigma}$$

$$\sigma_{hj} = [S_{hj}]\overline{\sigma}$$
(10)

#### 3. 研究対象

#### (1) 解析モデル

パリのノートルダム大聖堂, ブールジュ大聖堂, シャル トル大聖堂, ランスのノートルダム大聖堂, アミアンのノ ートルダム大聖堂, ボーヴェ大聖堂を研究対象として, ピ ナクルの有無や配置場所を変えたモデルで, フライング バットレスとピナクルの構造的相互作用を考察する. Fig.4 の赤で示す部分の 100mm 厚の 2 次元モデルを作成す る.モデルに加わる木造屋根, ヴォールト重量, 風荷重の 範囲を示している.ヴォールトにより, 風下側に応力再配 分が行われると考えられるが, 本研究においては無視す ることとする.また, 解析モデルは実際の石の組み方を表 現して, Fig.5 のように要素座標系を設定する.

#### (2) 材料特性值

石,モルタルの材料特性値は Table 1 の通りである<sup>3)5)</sup>.

#### (3)荷重条件

#### a)自重

石の単位体積重量は Table 1 の値を使用する.中央の六 分,四分ヴォールトの重量は、3 次元でモデル化し、ソリ ッド要素に分割したものを,midas iGen を使用して線形 解析を行い、得られた反力(Table 2)をそれぞれの教会の ヴォールトのサイズで算出して、図 6 のように、それぞ れ集中荷重として加えた.木造屋根部分は、重量のみを使 用する.パリのノートルダム大聖堂の屋根の重さの木造 部分は、269.23kg/m<sup>2</sup>、鉛タイルの部分は、115.38kg/m<sup>2</sup>で ある.この数値を基に、それぞれのゴシック教会における 荷重を計算し、集中荷重として Fig.6 のように加える.



Fig.4 モデルについて (パリのノートルダム)



Fig.5 要素座標系(フライングバットレス部分)



Fig.6 荷重の加え方 (パリのノートルダム)



b) 風荷重

風荷重は,式(13)で算出し,実際はFig.7のように加わ る.本研究では,片側モデルに対し,風上・風下の風荷重 の合計の1/2の値であるp'(Table 3)をFig.7の受風面に 加える.木造屋根の剛性や,木造屋根にかかる風荷重は本 研究では,無視することとする.

荷重条件は,自重のみの場合,自重に加えて風速 26.0m/s(パリの 50 年再現期待値)の荷重時,風速 61.7m/s(崩壊につながる臨界風速)の荷重時を加えた場 合の3パターンで解析を行う<sup>6)7)</sup>.

$$p = \frac{1}{2} C_D \rho v^2 \tag{13}$$

$$p = p_w + p_l, \ p_w = 2p_l \tag{14}$$

$$p' = \frac{1}{2}(p_w + p_l) \tag{15}$$

 $C_D = 1.5, \ \rho = 1.225 \text{kg/m}^3$  (16)

p:風圧
 C<sub>D</sub>:抗力係数
 v:風速
 ρ:空気の質量密度
 p<sub>w</sub>:風上圧力負荷
 p<sub>l</sub>:風下圧力負荷

Table 1 材料特性值				
	石	Bed	Head	
		Joint	Joint	
単位体積重量(N/mm)	1.962×10 <sup>-5</sup>	-	-	
ヤング率(N/mm゚)	20000	3000	3000	
ポアソン比	0.25	0.16	0.16	
引張強度ft(N/mm)	0.500	0.133	0.133	
圧縮強度(N/mm)	約 40.0	1.333	1.333	
剛性低減係数	0.001	0.001	0.001	

#### Table 2 単位幅当たりの重量(kN/m)

	木造屋根	ヴォ	ールト
	鉛直方向	水平方	鉛直方向
パリ(六分)	86.4	266.7	480.0
ブールジュ(六分)	87.9	146.7	482.7
シャルトル(四分)	49.5	65.0	275.0
ランス(四分)	64.2	68.0	370.4
アミアン(四分)	71.2	80.0	330.0
ボーヴェ (六分)	37.2	102.0	288.9

Table 3 単位幅当たりの風	荷重の合計 (kN/m)
------------------	--------------

	風速26.0m/s	風速61.7m/s
パリ	64.1	361.0
ブールジュ	54.8	308.8
シャルトル	35.3	198.5
ランス	61.6	347.0
アミアン	73.6	414.4
ボーヴェ	48.5	273.2

#### 4. 結果・考察

研究対象とした6つのゴシック教会建築のうち,3つの 教会建築の結果を比較し,考察する.結果は,石の積み方 にそった,要素座標系のX軸,Y軸方向のそれぞれにおけ る最大引張・圧縮応力度の数値と,座標系に左右されない 最大主応力度によりモルタルの引張降伏が判定された箇 所を図に赤色で示す.材料特性値はTable1の通りである.

#### (1) ブールジュ大聖堂

ブールジュ大聖堂においては、1 期工事後と2 期工事後 のフライングバットレスの傾斜の違いとピナクルの有無 の比較を行う.最後に作られ、現存しているのは、2 期工 事後のピナクル有りのモデルである.

Fig.8, Fig.9 より, 自重や風速 26.0m/s の風荷重時は 2 期工事後のピナクル無しのモデルで降伏が少ない. Fig.10 より, 風速 61.7m/s の暴風時はピナクルの有無に関係な く,2期工事後フライングバットレスの降伏箇所が少ない.

Table 4, Table 5 より, 要素座標系の X 軸方向の最大引 張応力度は 2 期工事後のモデルで小さくなっていること が分かるが, Table 6 より, 風速 61.7m/s の暴風時には, 1 期工事後でピナクル無しのモデルのみ大きくなる. 要素 座標系の Y 軸方向最大圧縮応力度は, 自重のみの時に 2 期工事後のピナクル有りのモデルで大きく,風速 26.0m/s の荷重時,風速 61.7m/s の暴風時には 2 期工事後のモデ ルで大きくなる.

	1期	1期	2 期	2期
ピナクル	無	有	無	有
$\sigma_{\max(X)}$	0.33	0.34	0.25	0.29
$\sigma_{\min(X)}$	-0.83	-0.85	-0.88	-0.92
$\sigma_{\max(Y)}$	0.10	0.08	0.12	0.10
$\sigma_{\min(Y)}$	-1.20	-1.22	-1.22	-1.29

Table 4 最大応力度(自重のみ) (N/mn<sup>\*</sup>)

Table 5	最大広力度	(国读 26 0m/s)	(N/mm <sup>2</sup> )
I able 5	取入心力泣	$(\square \square \square \square \square)$	

	1期	1期	2 期	2期
ピナクル	無	有	無	有
$\sigma_{\max(X)}$	0.33	0.34	0.26	0.29
$\sigma_{\min(X)}$	-0.84	-0.86	-0.89	-0.94
$\sigma_{\max(Y)}$	0.10	0.08	0.11	0.10
$\sigma_{\min(Y)}$	-1.26	-1.26	-1.35	-1.35

Iable 0 取八心力反 (風丞 $OI. / III/3)$ ( $N/IIIIII$	Fable 6	最大応力度	(風速 61.7m/s)	(N/mm)
---	---------	-------	--------------	--------

	1期	1期	2期	2期
ピナクル	無	有	無	有
$\sigma_{\max(X)}$	0.50	0.43	0.43	0.44
$\sigma_{\min(X)}$	-1.02	-1.02	-1.11	-1.11
$\sigma_{\max(Y)}$	0.15	0.14	0.13	0.14
$\sigma_{\min(Y)}$	-1.60	-1.60	-1.67	-1.67

Fig.11の荷重変位グラフからも、ピナクルの有無に関係 なく、傾斜の大きい2期工事後のモデルの方が塑性化し ていないと言える.ブールジュ大聖堂においては、全体的 にピナクルの効果は見られず、フライングバットレスの 傾斜が与える影響が大きいことが分かる.



#### (2) ランスのノートルダム大聖堂

ランスのノートルダム大聖堂においては、ピナクルの 有無と、配置をずらした4種類のモデルを比較する.現 在建っているのは、ピナクル有りで外側に配置したモデ ルである.

Fig.12, Fig.13 より, 自重のみ, 風速 26.0m/s の風荷重 時に差は見られない. Fig.14 より, 風速 61.7m/s の暴風時 には、外側のモデルで、 控壁の外側に発生する降伏箇所が 少なくなり、ピナクルを控え壁の重心の外側の位置に配 置する方法が有効であると言える.また、ピナクル無しの モデルでは、ピナクルの分の重量がかるくなることから、 控壁の地面に近い箇所にも降伏が拡大していることが分 かる.

Table 7, Table 8, Table 9 より, 全ての荷重時に, 要素 座標系の X 軸方向の最大引張応力度はピナクル無しのモ デルで小さくなるが、ピナクル有りのモデルでは配置に よらず,ほとんど変わらない.要素座標系の Y 軸方向最 大圧縮応力度も全ての荷重時にピナクル無しのモデルで 小さくなる.

Fig.15の荷重変位グラフより, 塑性化の進行はピナクル 無し、ピナクル有りで内側、中央、外側の順である. フラ イングバットレスの傾斜が小さく、アミアンのノートル ダム大聖堂に比べて, 控壁の規模が小さいランスのノー トルダム大聖堂では、ピナクルが無いモデルよりも有る モデル方が、ピナクルが控壁を安定させる役割を果たし、 塑性化が進んでおらず、その中で外側が一番有効である と言える.

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max(X)}$	0.37	0.40	0.40	0.40
$\sigma_{\min(X)}$	-0.86	-0.88	-0.88	-0.88
$\sigma_{\max(Y)}$	0.11	0.13	0.13	0.12
$\sigma_{\min(Y)}$	-1.37	-1.41	-1.41	-1.42

Table 7	最大応力度	(自重のみ)	(N∕mm)≀
I aoio /			(1.)

Table 8	最大応力度	(風速 26.0m/s)	(N/mmů)
---------	-------	--------------	---------

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max(X)}$	0.37	0.40	0.40	0.40
$\sigma_{\min(X)}$	-0.89	-0.91	-0.91	-0.91
$\sigma_{\max(Y)}$	0.11	0.13	0.13	0.12
$\sigma_{\min(Y)}$	-1.34	-1.38	-1.38	-1.39

Table 9	最大応力度	(風速 61)	7m/s)	(N∕mm)≀
Tuble )			/ 111/ 0/	(11) 11117

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max(X)}$	0.36	0.41	0.41	0.41
$\sigma_{\min(X)}$	-1.88	-1.64	-1.67	-1.76
$\sigma_{\max(Y)}$	0.17	0.17	0.19	0.19
$\sigma_{\min(Y)}$	-1.79	-1.80	-1.80	-1.81











Fig.15 荷重変位グラフ

#### (3) アミアンのノートルダム大聖堂

アミアンのノートルダム大聖堂においては、ピナクル の有無と、配置をずらした4種類のモデルを比較する. 現在建っているのは、ピナクル有りで外側に配置したモ デルである.

Fig.16, Fig.17より,自重や風速26.0m/sの風荷重時には,外側のモデルでフライングバットレスに生じる降伏 点が多い.しかし,Fig.18より,風速61.7m/sの暴風時には,外側のモデルのフライングバットレスの端部に生じ る降伏が少なくなることが分かる.これは,大きな水平荷 重を考慮して,あえて控壁の重心をずらした外側の位置 にピナクルを配置した可能性があると言える.

Table 7, Table 8, Table 9 より,全ての荷重時に,要素 座標系の X 軸方向において,ピナクル有りで外側のモデ ルの最大引張応力度が大きくなり,ピナクル有りで内側 のモデルの最大引張応力度が小さくなる.風速 61.7m/sの 暴風時の最大引張応力度が石の許容圧縮応力度を超えて いる.しかし,この部分は局所的なため,モルタルの降伏 後その部分には応力はかからなくなり,周囲に再配分さ れる組積の性質上,石の降伏には至ってないと考える.全 ての荷重時で,要素座標系の Y 軸方向の最大圧縮応力度 には,大きな差は見られない.

Fig.19の荷重変位グラフより,塑性化の進行はピナクル 有りで内側,中央,ピナクル無し,ピナクル有りで外側の 順である.フライングバットレスの傾斜がランスのノー トルダム大聖堂よりも大きく,控壁の規模も大きいアミ アンのノートルダム大聖堂では,ピナクルが無いよりも 内側,中央の結果が悪く,外側が一番有効であると言える.

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max(X)}$	0.25	0.36	0.25	0.17
$\sigma_{\min(X)}$	-1.31	-1.29	-1.32	-1.34
$\sigma_{\max(Y)}$	0.06	0.08	0.05	0.05
$\sigma_{\min(Y)}$	-1.85	-1.82	-1.86	-1.90

Table 11	最大広力度	(国读 26 0m/s)	( <b>N</b> /mm <sup>*</sup> )
I dole I I			(11) 1111/

	Table 10	最大応力度	(自重のみ)	(N/mm)
--	----------	-------	--------	--------

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max(X)}$	0.26	0.36	0.25	0.17
$\sigma_{\min(X)}$	-1.14	-1.13	-1.16	-1.19
$\sigma_{\max(Y)}$	0.06	0.08	0.06	0.03
$\sigma_{\min(Y)}$	-1.66	-1.64	-1.68	-1.71

Table 12	最大応力度	(風速 61.7m/s)	(N/mm)

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max(X)}$	0.39	0.57	0.38	0.23
$\sigma_{\min(X)}$	-2.06	-2.06	-2.06	-1.89
$\sigma_{\max(Y)}$	0.15	0.17	0.16	0.16
$\sigma_{\min(Y)}$	-2.72	-2.68	-2.72	-2.77









Fig.20 荷重変位グラフ

また、アミアンのノートルダム大聖堂において、フライ ングバットレスの傾斜とピナクルの相互作用を比較する ために、フライングバットレスの傾斜をランスのように 小さくしたモデルを作成した. Fig.20 において、フライン グバットレスの傾斜を変更したモデルとの荷重変位グラ フを比較すると、ピナクルの配置による塑性化の進行の 順番は変わらなかったが、フライングバットレスの傾斜 が大きいほうが塑性化しにくいことが分かる.

#### (4) ゴシック全時代を通した比較

無次元化した荷重変位グラフで 6 つの教会の比較を行 う(Fig.21).ボーヴェ大聖堂は、細く高く、現在も自立 していないことから、不安定であると言える.ほぼ同じ規 模でフライングバットレスの傾斜の小さいランスのノー トルダム大聖堂とアミアンのノートルダム大聖堂を比較 すると、傾斜が大きいアミアンのノートルダム大聖堂が 安定している.パリのノートルダム大聖堂は規模が小さ く、大きな控壁、ブールジュ大聖堂は急傾斜のフライング バットレス、シャルトル大聖堂は 3 段のフライングバッ トレスで控壁と固められており、塑性化が小さい.

#### 5. 結論

結果から、ゴシック教会の高層化には3つの方法が取られていたと言える.1つ目は、ブールジュ大聖堂のような、傾斜の急なフライングバットレスの採用.2つ目は、シャルトル大聖堂のような、傾斜の小さいフライングバットレスを3段に設ける方法.3つ目は、ランスのノートルダム大聖堂やアミアンのノートルダム大聖堂のような、傾斜の小さいフライングバットレスと控壁の重心の外側にピナクルを配置する方法である(Fig.1).

時代が後になるほど,採用されたのは,効率的な急傾斜 のフライングバットレスではなく,傾斜の小さいもので あった.傾斜の小さいフライングバットレスで成立させ るためにあえて重心の位置をずらしたピナクルはロバー ト・マークの主張の通り,効果が見られた.よって当時の 石工は力学的な認識のもと傾斜の小さいフライングバッ トレスの教会に外側のピナクルを配置したと言える.



Fig.21 ゴシック教会の断面と荷重変位グラフ

#### 6. 今後の展望

石やモルタルの正確な材料特性値の調査や3次元のモ デルでの解析を行いヴォールトによる応力再配分を考慮 した,より正確な結果を得ることができると考えられる. また,構造的な視点に加え,周辺状況など,多角的な視点 を取り入れて考察を行うことで,盛期ゴシックにおいて, なぜ構造的に有効であると考えられる急傾斜のフライン グバットレスではなく,傾斜の小さいフライングバット レスで高層化を目指したのか,解明できると考える.

謝辞: 法政大学教授である浜田英明先生には,本研究を進めるにあたり,論文の構成や知識,参考文献の紹介など, 終始丁寧なご指導,ご鞭撻をいただき,心から感謝いたします.また,理論や歴史的背景を引用させて頂いた参考文 献の著者の方々に,心より御礼申し上げます.

#### 参考文献

- ロバート・マーク著飯田喜四郎訳:ゴシック建築の構造, 鹿島出版会, 1983.11.5
- 2) Jacques Heyman : The stone skeleton StructualEngineering of Masonry Architecture, Cambridge university press, 1995
- 3) P. Vannucci, F. Masi, and I. Stefanou : A nonlinear approach to the wind strength of Gothic Cathedrals: the case of Notre Dame of Paris, 2018.11.29
- 株式会社マイダスアイティジャパン:塑性材料-組積造 モデル-, 2023.11.13-midas-seminar-material-part-1 資料
- 5) 青木孝義・伊藤憲雄・角舎輝典・宮村篤典:歴史的な組 積造建造物のモルタルの力学特性に関する基礎的研究, コンクリート工学論文集第10巻第1号, pp.41-50, 1999.1
- 6) EN Eurocode Parts EN 1991 Eurocode 1 : Actions on structures EN 1991-1-4,2005, (Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions)
- 7)社団法人日本建築学会:建築物荷重指針・同解説(2004), 丸善株式会社, 1975.3.20