

堺市指定有形文化財「鉄砲鍛冶屋敷」の耐震診断および耐震補強計画

Seismic assessment and improving seismic resistance of “Teppo Kaji Yashiki (Houses of gun smithery)” which are Tangible Cultural Properties Designated by Sakai City

立石 一*1

1. はじめに（耐震診断と耐震補強計画の背景）

堺市では平成25年11月に「堺市歴史的風致維持向上計画」を策定し、「百舌鳥古墳群及び周辺地区」と「環濠都市区域」の2地域を重点区域と位置づけ、歴史的風致の維持向上につながる各種事業が実施されている。特に環濠都市区域内の北部地区は、第二次世界大戦の戦火を免れ、戦前の町家が今も数多く残っており、江戸期に形成された短冊形の街区による「元和の町割」と内川・土居川が当時の環濠都市の面影を残した堺市を代表する歴史的文化的景観を有するエリアである。

堺市指定有形文化財井上関右衛門家住宅（鉄砲鍛冶屋敷）は、堺市北旅籠町に所在する江戸時代初期の建造物群である。主屋には鉄砲の生産現場が遺されており、その他の建物群とともに、江戸時代の鉄砲鍛冶の屋敷構えとその意匠をよく伝えていて、平成16年6月24日に主屋を、座敷棟、道具蔵、俵倉、附属棟の4棟を平成30年5月9日に市指定有形文化財に指定された歴史的建造物である。

本建造物の所有者である堺市は、本建造物群を資料館へ変更し、保存活用する計画であり、可能な限り本建造物群の文化財的価値を守ることを目標にした整備改修を行った後は、堺市民に限らず広く国民に開かれた資料館として開館する予定である。

しかし、本建造物群を現行の建築基準法に適合させることは困難であることから、堺市は、これら建造物群について、建築基準法第3条第1項三号の「保存建築物」とし、建築審査会の同意を得て建築基準法の適用の除外とすることとしたが、建築審査会の同意を得るいくつかの条件のうち、構造耐力に係わる条件として、各建造物が所要の耐震性能を確保しているか確認することと、耐

震性能が充たない場合は耐震補強を行うこととされた。また、耐震診断及び補強計画の妥当性については、第三者機関の判定を受けることが条件とされていた。

（株）コガ建築設計室は、建物調査、設計（耐震設計含む）および消防法に関する検討（建築審査会対応含む）を堺市より業務として受託し、そのうち耐震診断および補強計画の範囲を（株）立石構造設計が担当し、耐震診断および耐震補強計画の妥当性に関する判定を（一財）日本建築総合試験所に依頼した。

2. 診断の対象建造物概要

「鉄砲鍛冶屋敷」は、主屋、座敷棟、道具蔵、俵倉および付属棟で構成されており、各建造物を、配置図に色分けして示す（図-1参照）。

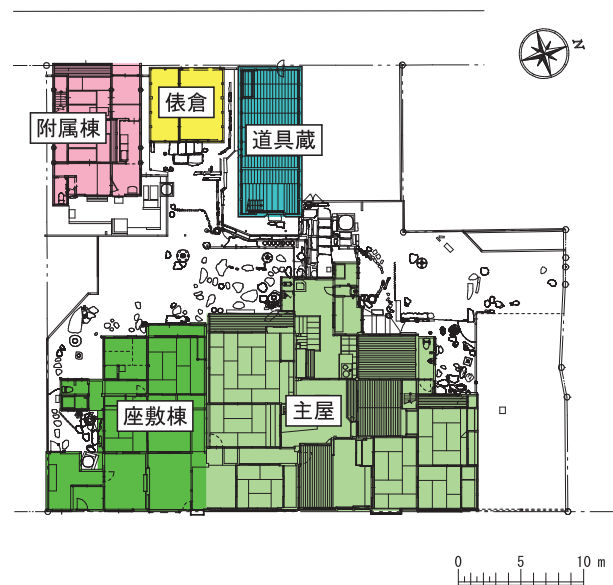


図-1 対象建造物の配置

*1 HAJIME Tateishi：株式会社立石構造設計

本稿は、東側道路に面するメインの棟である主屋+座敷棟の耐震診断および耐震補強計画について記述する。両棟の建設年代は、図-2に示すように、北側（水色）の部分が江戸時代前期（元禄2年（1689年）以前）、中央部分（ピンクと橙）は江戸時代後期（文化10年（1813年））、南の座敷棟（薄緑）は江戸時代後期（文政8年（1825年））であり、3期にわたる。

色分けされた4ゾーンの架構は、その境界には柱が2列残っており、主体架構はそれぞれ構造的に独立して建設されているが、境界部において屋根が繋がっており、東西方向の土壁も取り除かれ、部分的に部屋が入り組んでいるため、厨子2階および小屋組みを含む一体架構と見做した。主屋と座敷棟の建築概要を表-1に示す。

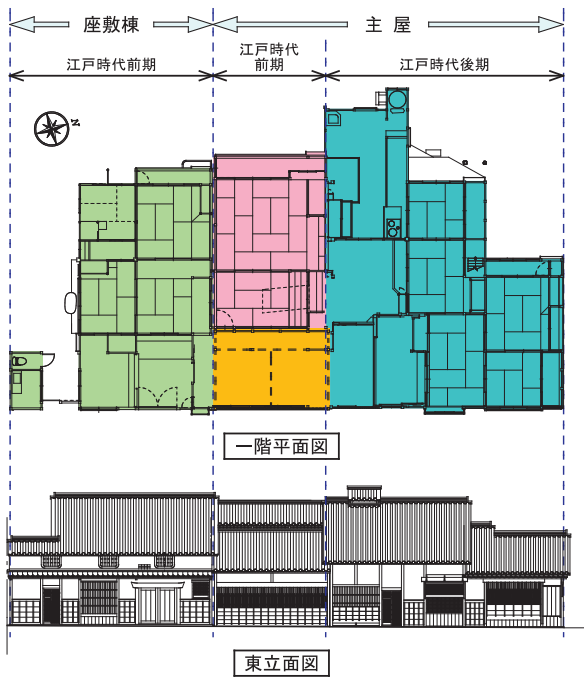


図-2 主屋と座敷棟

表-1 主屋と座敷棟の建築概要

棟名称	主屋+座敷棟	
建築年	江戸時代前期から後期（図-2参照）	
構造	木造平屋建、一部厨子2階	
規模	延床面積	462.61m ² （1階330.52m ² 、厨子2階132.09m ² ）
	平面の各辺	桁行：29.16 m， 梁間：16.84 m
	高さ	軒高：5.34 m， 棟高：6.95 m
屋根	切妻造、本瓦葺・一部銅板葺	
外壁・内壁	土塗壁	
基礎	礎石建	

3. 与条件の整理

3.1 「鉄砲鍛冶屋敷」に関する概要

1) 耐震診断および耐震補強計画の前提

市指定文化財である本建造物は、堺市民だけではなく国民の宝であり、つけ足しもせず減らしもせず、現況のままを後世に伝えることが、先人から預かった私たちの使命と考える。そのため、耐震診断および補強計画は、歴史的文化的価値を損なわないことを基本とした。

耐震診断時の建物調査は、解体を伴わないため、架構すべての部材と継手・仕口に関してその状態を把握できない。しかし、耐震性能を含む現況の構造性能は保存修理工事に先立ち評価する必要があるため、部材は保存修理工事で補修される前提で、健全な部材による耐震診断を実施した。

2) 仮定と方針

原則として主要な構造部材はすべて健全と仮定して耐震診断を行った。不明な継手・仕口については推測して評価した。また、地盤に関する情報は、近傍のボーリング柱状図等より推定した。

なお、耐震補強時の調査により劣化や破損の程度を把握することとし、それらの耐震性能への影響を再評価し、必要に応じて劣化箇所、破損箇所の補修を実施することとした。

3) 既存の資料

既存の資料は、「堺市指定有形文化財 井上関右衛門家住宅（鉄砲鍛冶屋敷）現況調査報告書（平成30年5月）」（以下、「現況調査報告書」と記す）があり、以下の事項についての詳細が記載されている。

- ・鉄砲鍛冶屋敷の概要
- ・保護の方針
- ・耐震診断
- ・活用計画
- ・整備スケジュール他

4) 敷地および立地条件の特徴

本建造物の立地する環濠都市北部地区は、堺のまちあるき観光の重要なエリアで、ほぼ平坦と考えてよい。

また、所在地は文化財保護法第93条の2における埋蔵文化財の包蔵地（堺環濠都市）であるが、地表面下の構造補強（地業、基礎、地中梁など）の計画は可能であった。

5) 利活用の予定

内部見学メインとなるのは主屋であり、資料館としての利活用が予定されている。ただし、「厨子2階」と呼ばれる屋根裏部屋については、物置として使用され、非

公開とする。

6) 地盤の推定

当該敷地の地盤については未調査であり、地盤に関する正確な情報（鉛直支持性能、振動特性および工学的地盤までの地盤構成など）は得られていなかった。

「現況調査報告書」の耐震診断において、地盤種別が第2種地盤との記述（根拠の記述はない）があるため、本検討でもこれに倣い、略算法による地盤条件パラメータの数値設定を行った。なお、第2種地盤略算Gsの値が近隣のデータの読み取りによる精算Gsの値を包摂することを確認する試算を行っている。

さらに、工事着手前に常時微動測定、保存修理工事の段階で地盤調査を行う予定であり、その結果により必要に応じて計画変更を行う予定としている。

3.2 構造調査概要と構造の特徴

1) 構造調査項目

構造調査は令和元年に行った。内容は以下の通りである。

- ・ 架構調査 ((株) コガ建築設計室)
- ・ 耐震診断用図面作成 ((株) コガ建築設計室)
- ・ 地盤調査・液状化判定 (近隣の資料)
- ・ 構造解析・耐震診断 ((株) 立石構造設計)
- ・ 総括・まとめ ((株) コガ建築設計室 + (株) 立石構造設計)

2) 調査結果と構造の特徴

- ・ 礎石、基礎形状は不明である。
- ・ 1階床伏図より、土台はなく、柱へ足固・足固貫が接続している。
- ・ 通し柱を多用し胴差で固める軸部構成となっている。
- ・ 主屋増築部の構造部材の接合方法は不明である。
- ・ 座敷棟は主屋と接続しているが、構造部材の接合方法は不明である。
- ・ 主屋増築部の構造部材の接合方法は不明である。
- ・ 増築時に、室内空間に不要な外壁は撤去してあるが、その他の外壁は垂壁として残っている。
- ・ 厨子2階部の架構は傾斜屋根の中に包摂される（平屋建と取り扱う）。

4. 耐震診断概要

4.1 基本方針

耐震診断は、文化庁文化財保護部「重要文化財（建造物）耐震診断指針（平成24年6月改正）」（以下、「耐震診断指針」と記す）他を適用した。なお、現行建築基準法等の諸規定は参考とする。

本耐震診断の耐震性能計算方法は、等価線形化法（限界耐力計算）を採用した。

4.2 構造検討のフローチャート

現況の耐震診断から補強案策定と補強後の耐震性能評価までの全プロセスを示す（図-3参照）。一般的な構造補強設計と異なる点は、文化財建造物の耐震補強としての適切性を検討する必要がある点である。

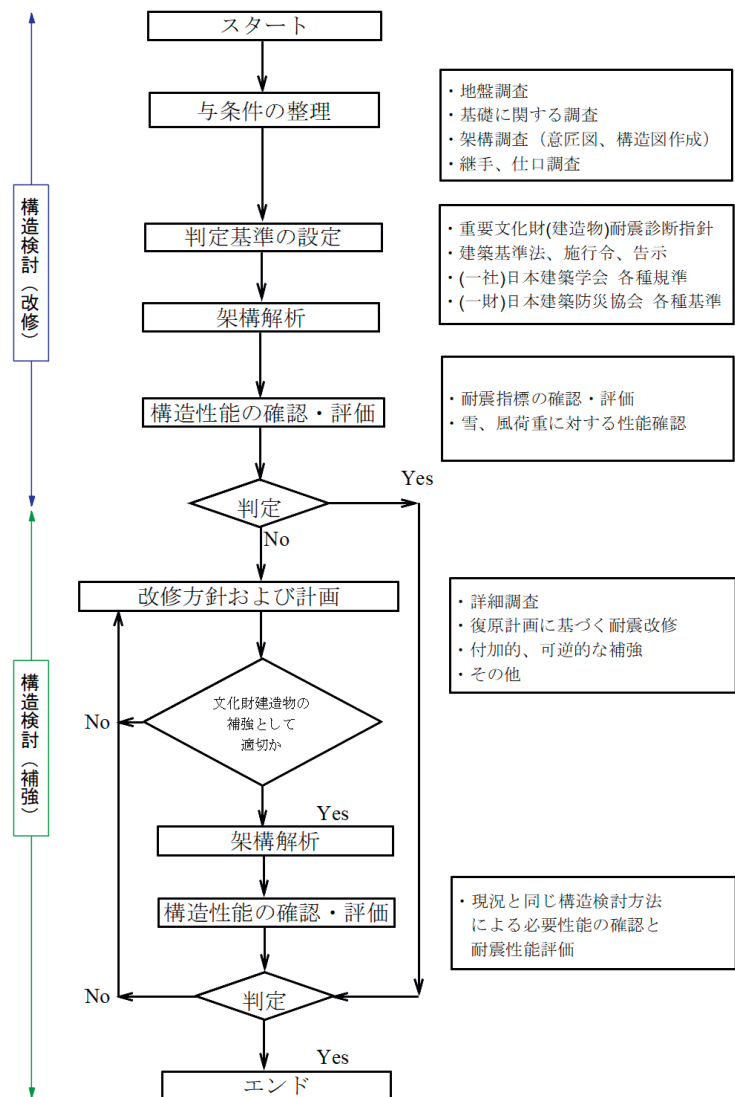


図-3 構造検討のフローチャート

4.3 耐震性能評価の判定項目と判定基準値

1) 水平荷重時の構造性能に関する評価項目

文化庁文化財保護部「重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領（平成24年6月改正）」（以下、「基礎診断実施要領」と記す）では、建物ごとにその特性に応じて決めるよう規定されている。

2) 耐震性能判定基準

「基礎診断実施要領」によれば、大地震時に許容される被害程度により性能目標は「機能維持水準」「安全確保水準」「復旧可能水準」の3つに区分されている。

このうち「機能維持水準」は、社会生活の基盤となる施設（インフラ施設）、災害時の防災拠点となる不特定多数が常時利用する大規模な建造物で、特に必要と判断されるものを対象に求められる水準である。一方、「復旧可能水準」は、ほとんど人が立入らないか、滞留時間が短い建造物を対象に求められる水準である。「安全確保水準」はその中間に位置づけられ、大半の文化財建造物はこれによる。

4.4 耐震性能評価（耐震診断）

1) 必要耐震性能の設定

必要耐震性能の設定に際しては、特に以下の事項に留意して、「安全確保水準」を採用することが関係者間で合意された。

（文化的価値の保存に係る事項）

一定程度の変形があっても復旧が可能で、主要な価値を失わないものは安全確保水準とすることができる。

（活用上の安全確保に係る事項）

不特定多数が常時使用する大規模な建造物で、避難が容易でないものは、状況に応じて機能維持水準又は安全確保水準とする。

（杓子定規な運用に陥らないための但し書き）

安全確保に係る措置が文化的価値を著しく損なうおそれがある場合は、使用方法の見直しを含めて必要耐震性能の水準を再検討する。

2) 耐震性能の目標値

安全確保水準に規定される層間変形角の目安は、大地震動時に倒壊しない性能として1/30以下とされている。しかし、文化庁文化財部「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引（改訂版）」（平成29年3月）のp.33には、「柱の曲げ変形等変形能力があり、柱の折損等による急激な抵抗力の低下が生じない場合には非倒壊限界変形角を1/15程度設定することもある」という記述がある。本建造物においてもこれに準じて必要耐震性能を設定した。具体的な目標値は、7.1節に後述する。

5. 荷重・外力

1) 荷重概要

- ・屋根瓦：本瓦葺（葺土なし、丸瓦や鬘斗瓦は土あり）
- ・積載荷重：住居用（厨子2階床）
- ・建造物の地震用建物重量：1592.4 kN

2) 地震力

等価線形化法（限界耐力計算法）による計算の結果として得られた、大地震動時の応答層せん断力及び応答層せん断力係数を表-2に示す。

表-2 大地震時の応答せん断力および応答層せん断力係数

方向	大地震時応答値	
	応答層せん断力	応答層せん断力係数
南北	218.7 kN	0.137
東西	320.4 kN	0.201

応答層せん断力係数 = 応答層せん断力 / 各階の累加重量

3) 極稀暴風時風圧力と大地震動時地震力の比較

極稀暴風時風圧力と大地震動時地震力の比較を表-3に示す。大地震動の水平力が極稀暴風時の風圧力より卓越することより、大地震動時の水平力で性能確認を行えば、風圧力に対する性能確認も含まれることを確認した。

表-3 極稀暴風時風圧力と大地震動時地震力の比較

方向	極稀暴風時	大地震動時	大地震/極稀暴風
南北	92.7 kN	218.7 kN	2.36
東西	162.1 kN	320.4 kN	1.98

6. 架構のモデル化

6.1 基本事項

1) 解析ソフト

主架構の解析には、下記解析ソフトを用いた。

（株）NTTファシリティーズ総合研究所

一貫計算プログラム SEIN La CREA Ver 3.0.3.18

2) 解析モデル

主要部材・小屋組・厨子2階等の部材を線材置換した立体架構フレームモデルを採用した。

架構モデルは、4つのゾーンを分離せず、一体の架構モデルとして扱った。その理由は、ゾーン分けをして、ゾーン毎に耐震性能を評価して補強計画を練るより、全体を一体として計画の方が補強の重複を避けることができ、補強量を少なくすることができるかと判断したためである。

3) 架構のモデル化とSEIN入力

架構モデルの俯瞰図を図-4に示す。

厨子2階部を屋根の一部として小屋組、屋根面を考慮した階数1階の立体架構モデルに対し静的弾塑性増分解析を行い、部材レベルで変位・応力を確認した。

屋根面や床組の面内剛性を考慮して、非剛床の構造として解析した。この解析方法に関する補足説明を表-4に示す。また、解析モデルで考慮する部材の変形要素を表-5に示す。さらに、柱脚と基礎では浮上りを考慮した。

4) まとめ

架構モデルのまとめとして、仮定条件、解析方針、架構のモデル化および部材剛性と耐力についての根拠を表-6に示す。

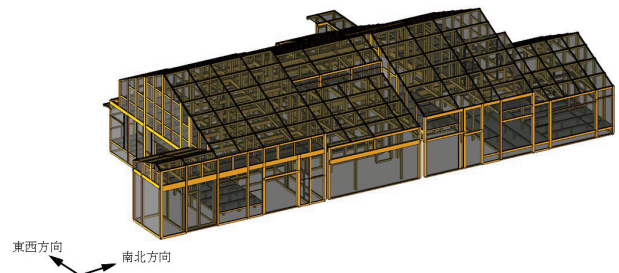


図-4 主屋+座敷棟の架構モデル

表-5 各部材で考慮する変形要素

部 位	曲げ変形	せん断変形	軸変形
柱	○	○	○
桁・梁	○	○	○
土壁	■	○	■
厨子2階床・屋根	■	○	■

○：考慮する ■：考慮しない

表-4 非剛床解析の補足説明

	剛床	非剛床 (SEIN)
変形	並進+回転 (床は変形せず) 	並進+回転+床変形
地震動時の水平力	一層分の質量に対応する水平力を各階の重心位置にまとめて載荷 	各節点が負担する質量に対応する水平力をそれぞれの節点に載荷
梁にかかる軸力	考慮せず 理論的に梁の軸力はゼロ	考慮する 節点移動より梁の軸力を算出
梁の弱軸にかかる曲げ	考慮せず 理論的に梁の弱軸曲げはゼロ	考慮する 節点を梁端部以外に設定すれば梁弱軸曲げを算出

表-6 部材の剛性および耐力の概要

項 目	本 診 断	備 考	
仮定条件と解析方針	柱・横架材・壁・床	部材は健全と仮定し、劣化を考慮しない	
	土壁	全壁・垂壁・腰壁を剛性・耐力とも評価する	
	屋根面・床面	剛床仮定を採用せず、非剛床として解析する	面剛性を入力
	小屋組	荷重伝達機構および荷重として評価する	
架構および部材のモデル化	柱	線材置換 材端：原則ピン	切欠き考慮
	桁・梁・内法貫	線材置換 材端：原則ピン	
	部材の継手	節点を設ける	剛性・耐力を設定
	土壁	ブレース置換	全壁・垂壁・腰壁
	屋根面・床面	面要素置換	
	基礎の浮上り	考慮する	
部材剛性と耐力の根拠	土壁	文化庁「重要文化財（建造物）耐震診断基準」	
	木材	告示第1452号 無等級材の基準強度	
	屋根面	ベターリビング実験報告書・梗概集	
	床面	住木センター木造軸組住宅の許容応力度設計	

7. 耐震性能評価

7.1 耐震診断の設定条件

1) 耐震性能の目標

大地震動時に倒壊しない性能として、立体架構モデルの解析値から縮約で求めた各応答値に対して以下のように設計クライテリアを設定した。

- ・代表層間変形角：1/20 以下^{註)}
- ・最大層間変形角：1/15 以下^{註)}
- ・木造柱部材の耐力：降伏耐力以下または鉛直支持能力の確保
- ・主要構造柱部材の曲げ折れを許容しない

層間変形角 = 水平変位量 / 桁高さ

註) 層間変形角の目安のうち代表とは、7.2 節に示す立体架構を縮約して得た特定の座標を持たない架空の位置における数値とし、最大とは全ての柱の中で最大の層間変形角をいう。

2) その他の設定条件

- ・地震力に関する地域係数は $Z = 1.0$ にて検討した。
- ・構造部材および接合部は、健全であると仮定した。
- ・地盤種別と表層地盤における加速度の増幅率 (G_s)
表層地盤による加速度の増幅率 G_s は、略算法と精算法の2種類があるが、本耐震診断では、第2種地盤の G_s 略算法を採用した。

7.2 等価線形化法による耐震診断の方法

1) 手法の概要と手順

日本建築学会「限界耐力計算による伝統的木造建築物構造設計指針 (2013)」および建築行政情報センター「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」に準拠して、1層の立体架構を1自由度系に縮約し、応答値を確認した後に、また、元の立体架構に戻すまでの手順を以下に示す (図-5 および 図-6 参照)。

- ① 地盤の種別より、架構モデルの加速度増幅率を設定する。
- ② 荷重増分解析を行い、階の復元力特性と変形モードを求める。ここで、架構モデルの水平変位は鉛直部材の傾斜角から算出された水平変位の代表値を採用する。
- ③ 多質点モデルから等価な一質点系に縮約する。
- ④ 等価剛性 (K_e)・等価周期 (T_e)・減衰定数 (h_{eq}) と加速度応答スペクトル・加速度増幅率 (G_s) から一質点系の応答加速度を求める。
- ⑤ 応答加速度 (S_A) を式 (1) および式 (2) により、応答せん断力 (Q_n) と応答変位 (S_D) に換算する。

$$Q_n = M_u \cdot S_A \dots\dots\dots (1)$$

$$S_D = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 S_A \dots\dots\dots (2)$$

- ⑥ 各変位における (Q_n, S_D) 点を建物の復元力特性のグラフ上にプロットする。
各 (Q_n, S_D) 点を結んだ線を必要性能スペクトルと呼ぶ。
- ⑦ 必要性能スペクトルと建物の復元力特性との交差点が建物の応答値となる。この応答値が目標とする層間変形角以下であるか否かにより、建物の性能を確認する。
- ⑧ 縮約された1質点系の応答値を元の立体架構に戻し、各節点、各部材の応答値を求める。等価1質点系モデルの応答値が求めれば、その応答時の荷重ステップ数を確認する。

1 質点系モデルの骨格曲線に刻まれた荷重ステップと元の立体架構の荷重ステップは1対1に対応しているため、応答値が生じた荷重ステップを確認して、このステップにおける立体架構各節点の変位および各部材の応力が架構各部の応答値となる。

$$T_e = 2\pi \sqrt{M_u \frac{\delta}{Q}}$$

δ : 変位, Q : δ 時の建物のせん断耐力

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\Delta W}{W}$$

ΔW : 下図の面積, W : $\delta \times Q/2$

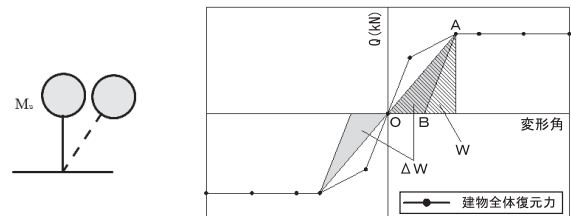


図-5 1 質点系モデルと等価剛性

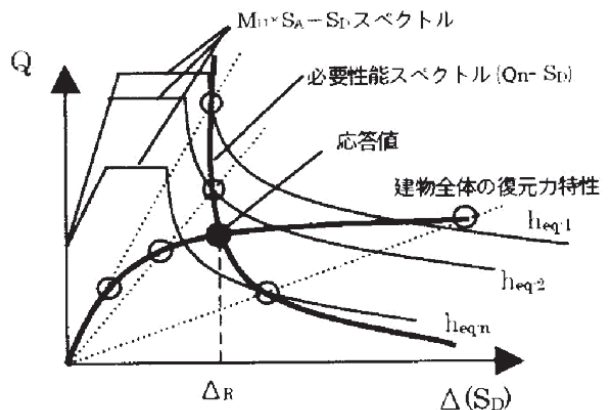


図-6 1 質点系架構の復元力特性と必要性能スペクトル¹⁾

2) 『1自由度系への縮約～各部の応答値』のフロー
 立体モデル⇒1自由度系への縮約⇒各部の応答値
 を求めるフローチャートを図-7に示す。

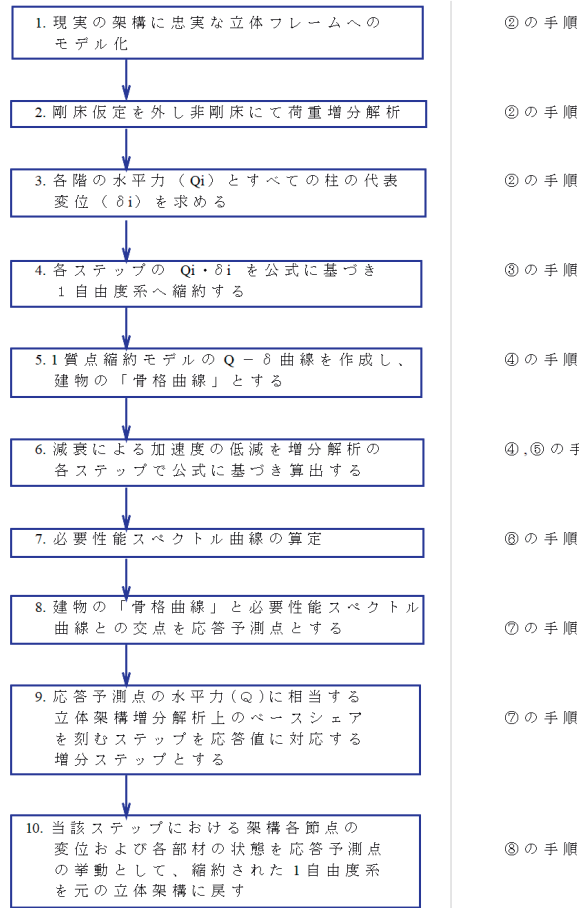


図-7 1自由度系への縮約～各部の応答値のフロー

3) 1自由度系への縮約について

厨子2階を含む主屋及び附属棟の立体モデルから1自由度系への縮約については、「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」に示される算出式による。

- ① 立体架構のX,Y,Z座標で与えられる全ての節点の質量を求める。
- ② 荷重増分法により求まる各ステップの全ての節点の水平変位 (xδ, yδ) を求める。
- ③ 各ステップの有効質量と代表変位は、式(3)～式(6)による。

$$X \text{ 方向地震時有効質量 } M_u = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \cdot x x \delta_i)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot (x x \delta_i^2 + x y \delta_i^2)} \dots (3)$$

$$Y \text{ 方向地震時有効質量 } M_u = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \cdot y y \delta_i)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot (y x \delta_i^2 + y y \delta_i^2)} \dots (4)$$

$$X \text{ 方向地震時代表変位 } \Delta = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot (x x \delta_i^2 + x y \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot x x \delta_i} \dots (5)$$

$$Y \text{ 方向地震時代表変位 } \Delta = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot (y x \delta_i^2 + y y \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot y y \delta_i} \dots (6)$$

7.3 耐震診断結果概要

1) 計算条件の諸元 (4棟一体)

等価線形化法による計算条件の諸元を表-7に示す。図-8に示すように、4棟を1質点に縮約して解析を行った。

表-7 現況の計算条件の諸元

建物の諸元		本建造物	備考
軒高 (mm)		3,110	石口～厨子2階床梁天端
地震用建物重量 Wi (ΣWi) (kN)	屋根	1592.4	屋根～1階壁上半分
	1階	371.2 (1963.7)	1階壁下半分
外力分布 (Ai分布)		1.000	告示第1793号 第3
地震地域係数Z		1.0	告示第1793号 第1
地盤種別		第2種地盤	
Gsの計算方法		略算法	
代表変位の算出方法		立体架構の縮約	

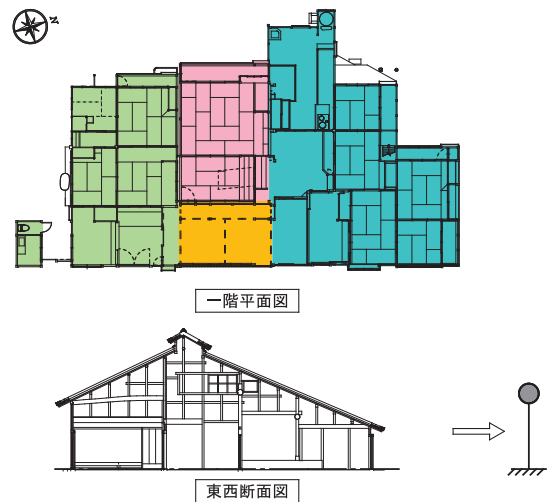


図-8 4棟を1質点に縮約するイメージ図

2) 1質点系の骨格曲線と応答値

一質点系の骨格曲線と応答値を図-9と図-10に示す。

3) 木造部材の耐力確認

応答値における立体架構の鉛直部材 (柱) の応力を確認した。その結果、図-11および図-12に示すように、大地震動時において、曲げ折れの恐れある柱があった。

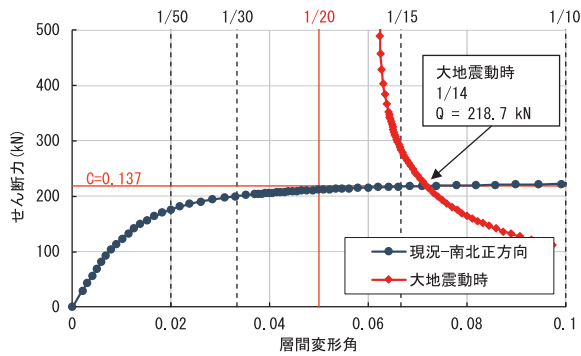


図-9 南北方向の骨格曲線と応答値

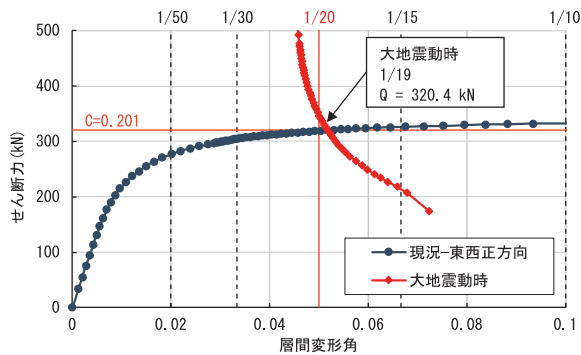


図-10 東西方向の骨格曲線と応答値

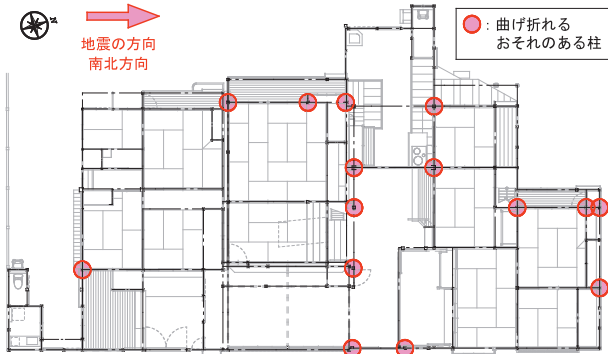


図-11 曲げ折れの懼れある柱 (南北方向大地震時)

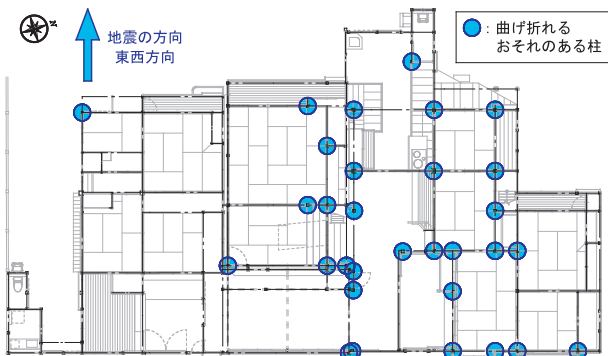


図-12 曲げ折れの懼れある柱 (東西方向大地震時)

4) 診断基準との照合

本建造物の耐震性能の判定にあたり、「耐震診断指針」を参考にした。必要耐震性能の設定の目安の「安全確保水準」は表-8のように整理されている。

表-8 安全確保水準の概要

性能に関する項目	目安	備考
層間変形角	代表： 1/20 以下 最大： 1/15 以下	水平変位/桁高さ
木造部材の耐力確認	降伏耐力以下	鉛直支持能力確保

本建造物の耐震性能を「安全確保水準」と対照して表-9に示す。

表-9 現況の耐震性能の概要

項目	南北方向	東西方向
応答層せん断力 (kN)	218.7	320.4
応答層せん断力係数	0.137	0.201
応答層間変形角	代表値	1/14
	最大値	1/7
木造部材の耐力確認	曲げ折れの懼れある柱(11ヶ所)	曲げ折れの懼れある柱(26ヶ所)

■ 目標値を満足しない

5) まとめ

主屋の大地震動時の応答予測値を等価線形化法により求めて、耐震性能を判定した。その結果、南北方向・東西方向とも、代表値は1/20を超え、最大値は南北方向が1/15を超えた。また、曲げ折れの懼れある柱があるため、補強が必要と判断した。

8. 補強計画

8.1 耐震補強方針と目標性能

1) 基本方針および与条件の整理

a) 耐震補強方針

- ・地域係数および加速度増幅率は、耐震診断時と同じ値とする。
- ・補強工事に伴う解体、補強後の復旧の範囲を極小に留める。
- ・補強部材や補強部品は、原則として見え隠れの場所に取り付け、意匠的に十分配慮する。
- ・基礎地業の改修等は最小限に留め、応急処置(一時的な対策)も視野に入れて検討する。
- ・見えがかりの位置に補強部材を取り付ける場合、意匠的な配慮は当然であるが、目立たないように隠すだけでなく、補強材であることを見せることも選択肢に加える。

b) 文化財関連の制約条件

- ・この敷地では、地中掘削に関する制約は特はない。
- ・本耐震補強は、本建造物の文化的歴史的価値を損なわず、補強のために既存の部材に傷を付れたり、変質させたりしないものとする。
- ・補強計画は、取り外せば本建造物の原形が分かるような補強方法を採用する。補強部材を付け加える場合には、今回の補強であることが分かるようにし、また付け加えた補強部材は取り外し可能なディテールとする。

c) 耐震目標（補強後）

補強後の耐震目標と基準値を表-10に示す。

表-10 補強後の耐震性能評価項目と基準値

性能に関する項目	目安	備考
層間変形角	代表：1/20 以下 最大：1/15 以下	水平変位量/桁高さ
木造部材の耐力確認	降伏耐力以下	鉛直支持能力確保
合板補強壁の塑性率	3.69 (1/30) 以下	限界塑性率 (せん断変形角)

2) 現状の耐震的な弱点

以下に、現状における本建造物の耐震的な弱点を示す。

- ・大地震動時には4ゾーンがバラバラに挙動する可能性がある。
- ・応答層間変形角が、クライテリアとして設定した1/20を超えている（南北・東西方向とも）。
- ・最大応答層間変形角が、クライテリアとして設定した1/15を超えている（南北・東西方向とも）。
- ・曲げ折れの懼れある柱が多数存在する。

3) 補強案策定方針

耐震目標である代表点の応答層間変形角については、以下の方針とした。

- ・主屋についてゾーン毎の耐震補強は過大となると考え、4ゾーン一体で耐震補強計画を立てる。
- ・柱の曲げ折れにより急激な層崩壊を起さないことが確認できれば、1/30を超えてもこれを許容する。
- ・構造用合板による補強を採用した箇所は、限界塑性率（せん断変形角1/30）以下を目標とする。

8.2 耐震補強計画概要

1) 主屋+座敷棟の補強案

主屋+座敷棟に関する補強案の概要を図-13に示す。主な補強要素は以下の4項目である。

- ① 鉄骨柱補強
- ② 合板補強壁（土壁を合板補強壁に）

③ 柱の曲げ折れ対策の鋼板補強

④ 屋根面の水平面剛性確保

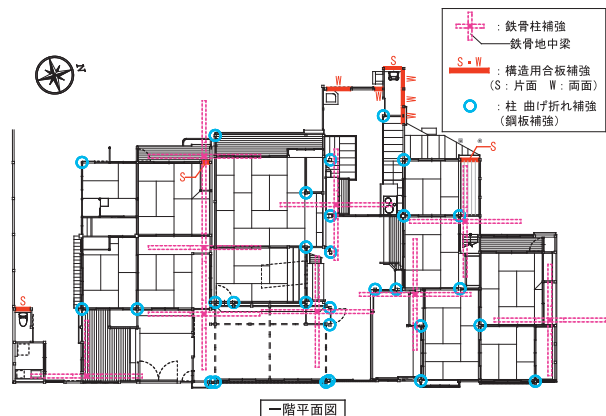


図-13 主屋+座敷棟の補強概要

①の鉄骨柱補強に関する概要を図-14に示す。

鉄骨柱は、鉄骨地中梁より跳ね出していて、柱頭は木造部材を掴む掴み金物を設け、柱脚半固定の片持ち柱である。片持ち柱を両方向有効にするため、南北方向、東西方向ともに鉄骨地中梁を設け、鋼材の防錆のため、また反力増強のために、鉄筋コンクリートで鉄骨地中梁を被覆する。

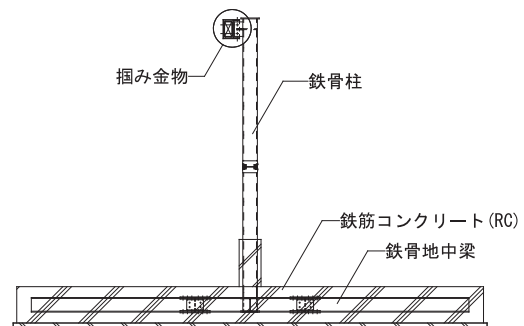


図-14 鉄骨柱補強

②の合板補強壁は、原則として土壁の位置に設ける。

仕上げは土壁の上塗りだけとなるため、壁厚が制限される。また、合板の受材は厚さが制限されるため、合板が負担する水平力を周囲の柱梁に伝達する釘仕様には注意を要する（図-15参照）。

③の鋼板による木造柱の曲げ折れ対策の一例を図-16に示す。曲げ折れの懼れある箇所は、多くが垂壁下端位置（鴨居の位置）であり、よく目立つケースが多い。弱点を直接的に補強するという点で有効な手段であるが、採用場所は人目につきにくい場所に限られる。

④の屋根面水平剛性確保の補強は、図-17に示す屋根伏図の着色部分とし、同部の補強要領を図-18に示す。この補強により、主屋+座敷棟の4棟が各棟の荷重伝達が可能となり、補強を各4棟個別にせず、共通の補強とすることができた。

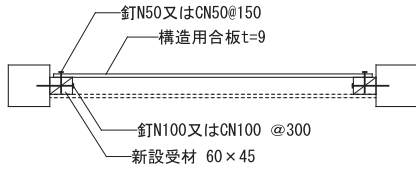


図-15 合板補強の概要

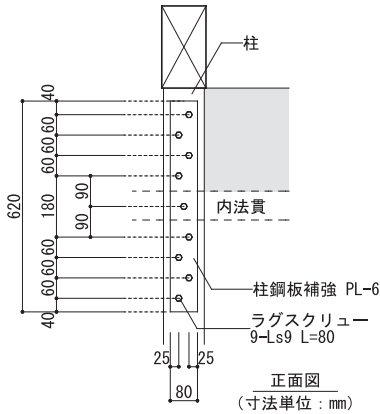


図-16 柱の曲げ折れ防止鋼板補強

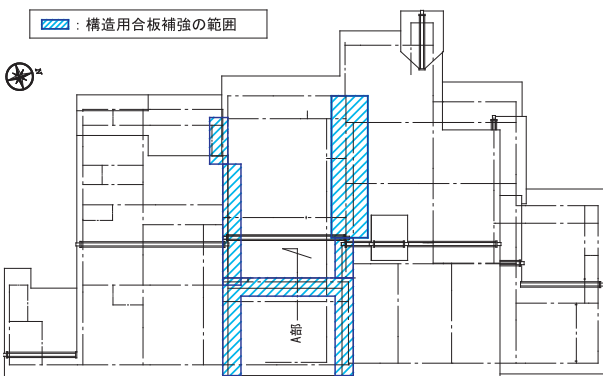


図-17 屋根伏図(野地面の構造用合板補強範囲)

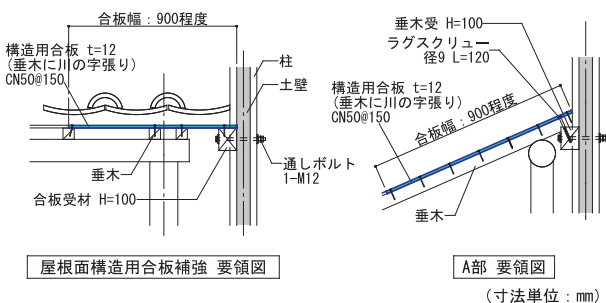


図-18 断面図(野地面の構造用合板補強要領)

8.3 補強計画の耐震性能評価

1) 補強計画の耐震性能に関する計算条件の諸元

補強後の耐震性能を評価するための計算条件の諸元は、地震用建物重量が補強材の追加等により現況診断時と異なるが、それ以外は現況診断時と同じである(表-11参照)。

表-11 補強後の計算条件の諸元

建物の諸元		本建造物	備考
軒高 (mm)		3,110	石口~厨子2階床梁天端
地震用建物重量 W_i (ΣW_i) (kN)	屋根	1607.1	屋根~1階壁上半分
	1階	1025.5(2632.6)	1階壁下半分
外力分布 (A_i 分布)		1.000	告示第1793号 第3
地震地域係数Z		1.0	告示第1793号 第1
地盤種別		第2種地盤	
G_s の計算方法		略算法	
代表変位の算出方法		立体縮約	

2) 1質点系の骨格曲線と応答値

補強後の1質点系の骨格曲線と応答値を、図-19および図-20に示す。

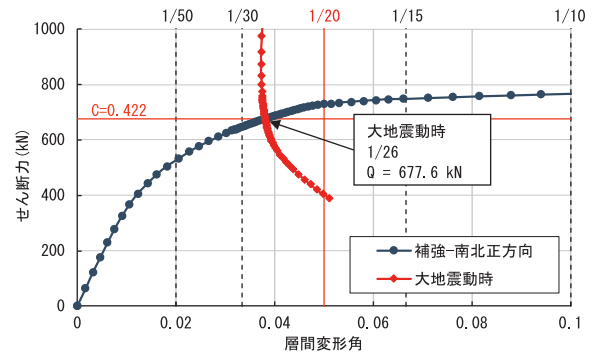


図-19 補強後の南北方向の骨格曲線と応答値

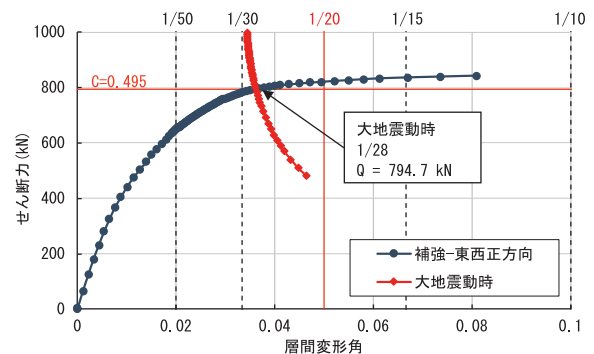


図-20 補強後の東西方向の骨格曲線と応答値

3) 応答層せん断力と応答層間変形角

応答層せん断力と応答層間変形角を表-12に示す。

表-12 補強後の耐震性能の概要

項目		南北方向	東西方向
応答層せん断力 (kN)		677.6	794.7
応答層せん断力係数		0.422	0.495
応答層間変形角	代表値	1/26	1/28
	最大値	1/16	1/16
木造部材の耐力確認		曲げ折れの懼れある柱なし	
合板補強壁の最大塑性率		1.46(1/76)	0.92(1/121)

4) 補強後の性能評価と補強の効果

- ・層間変形角の立体縮約における数値は、両方向とも1/20以下であることを確認した。また、最大値は両方向ともに1/15以下であることを確認した。
- ・曲げ折れの懼れある柱は、補強により解消したため、柱の鉛直支持能力の喪失はなくなる。
- ・以上より、「耐震診断指針」に示される「安全確保水準」相当の性能が確保できると考えられる。

5) P-Δ効果に関する検討

層間変形角が1/30を超える大変形を許容しているので、P-Δ効果の影響を検討した。P-Δ効果を考慮した等価1質点の骨格曲線から求める応答予測値を求める。P-Δ効果によるせん断力は、ステップ毎に式(7)によって求めた。図-21および表-13に検討結果を示す。

$$Q = W \times \delta/h \dots\dots\dots (7)$$

W：建物重量 (kN)

δ/h ：等価1質点の骨格曲線各ステップの層間変形角

- ・元の応答予測値との変動を見ると、応答せん断力は7～9%程度小さくなった。
- ・代表層間変形角は2～3%程度大きくなったが、1/20以下に納まっていることを確認した。
- ・最大層間変形角はほぼ変わらず、1/15以下に納まっていることを確認した。

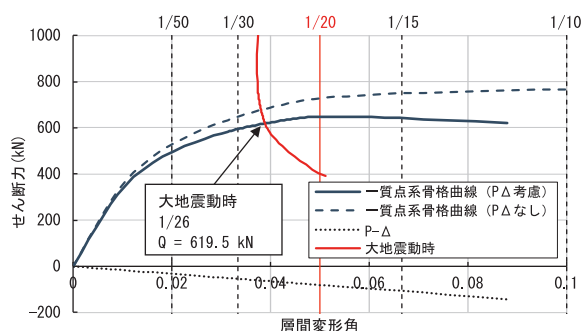


図-21 P-Δ効果を考慮した応答層せん断力と応答層間変形角

表-13 P-Δ効果を考慮した応答値のまとめ

項目	南北方向	東西方向
応答層せん断力 (kN)	619.5	738.0
応答層せん断力係数	0.386	0.460
応答層間変形角	代表値	1/26
	最大値	1/16
木造部材の耐力確認	曲げ折れの懼れある柱なし	
合板補強壁の最大塑性率	1.52(1/73)	0.93(1/122)

9. おわりに

建築工事は、(株)鳥羽瀬社寺建築の真摯な取り組みと入念な施工により無事完了した。現在は展示の準備中であり、改修された鉄砲鍛冶屋敷のオープンが待ち望まれる。

堺市民のみならず国民の宝として相応しい補強となり得たかについては多くの意見を素直に聞きたいが、後世に残して歴史を学ぶ建造物の業務に参加できて、大変光栄である。

【謝辞】

本検討にあたり、堺市文化観光局文化財課主幹小林初恵氏、堺市建築都市局開発調整部建築安全課指導係長垣内明氏、株式会社コガ建築設計室古賀芳智氏はじめ多くの方々の協力により、耐震診断の判定を申請することができました。また、(一財)日本建築総合試験所の判定委員会では、長瀬委員・岡村委員・小倉委員のご指導により、精緻な診断及び補強計画ができました。ここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 鈴木祥之ほか：限界耐力計算法，建築技術，pp.123, 2003.6

【執筆者】



*1 立石一
(HAJIME Tateishi)