

祇園甲部歌舞練場の耐震補強設計と施工

Seismic Reinforcement Design and Construction of GION KOBU KABURENJYO

西本 信哉*1、坂口 裕美*2、笹井 弘雄*3、吉岡 伸悟*4、山形 有紀*5

1. はじめに

祇園甲部歌舞練場は、京都を代表する伝統芸能のひとつである「都をどり」の開催場として、100年を超える歴史を有する大規模木造建築群であり、国登録有形文化財に指定されている。歌舞練場という劇場と学校が一体となった特殊な用途・形式を日本で初めて形にした建物で、本館は舞台・客席を有し入母屋造・瓦葺きの大屋根がかかる建物である。耐震性が不足するため2016年に一時休館し、2023年春の再開に向けて耐震補強工事を行った。本報では、歌舞練場本館の補強設計概要のほか、客席棟および玄関棟についても報告する。



写真-1 1913年(大正2年)竣工当時の歌舞練場(花見小路より)



図-1 改修後パース

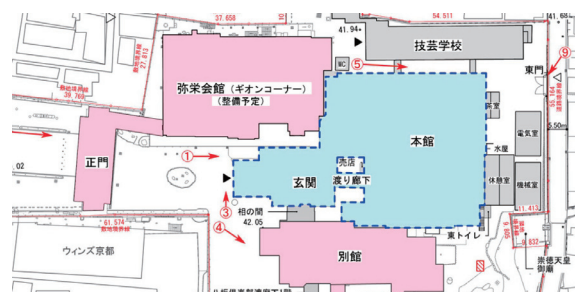


図-2(a) 改修前配置図

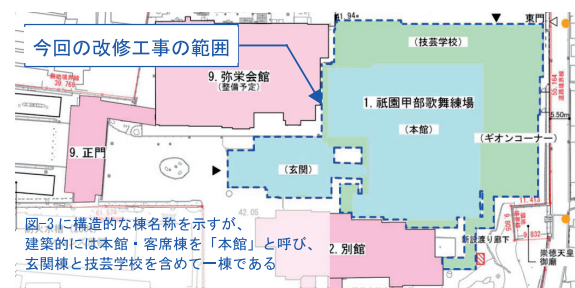


図-2(b) 改修後配置図

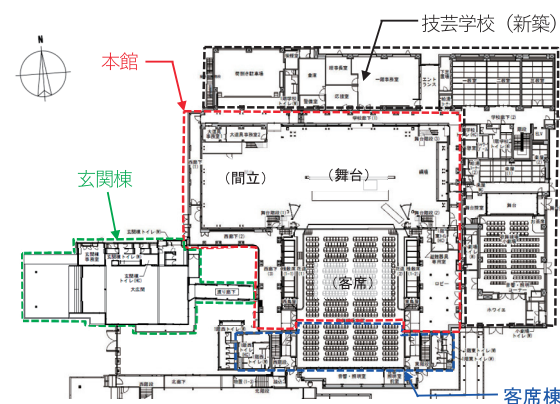


図-3 改修後1階平面図

*1 NISHIMOTO Shinya : 大成建設(株)設計本部・室長
 *2 SAKAGUCHI Yumi : 大成建設(株)関西支店設計部・シニアエンジニア
 *3 SASAI Hiroo : 大成建設(株)関西支店設計部・シニアエンジニア
 *4 YOSHIOKA Shingo : 大成建設(株)関西支店設計部・プロジェクトエンジニア
 *5 YAMAGATA Yuki : 大成建設(株)設計本部・エンジニア

2. 建物概要

祇園甲部歌舞練場は1873年（明治6年）に、隣接する建仁寺の塔頭清住院が歌舞練場として改築されたことに端を発するが、現在の本館は1913年（大正2年）（写真-1）に、教育・練習および劇場のための施設として現在の場所に移築されたもので、外観については概ね創建当時の姿を残している。戦前・戦後には軍需工場や遊興施設として使用されるが、1952年（昭和27年）から翌年にかけて歌舞練場に復旧する大改修が行われた。1953年（昭和28年）の改修工事では、本館南側にRC造の客席棟が追加されたほか、小屋組みの鉛直たわみを抑制するための箱型の鉄骨ガーダーが建屋内部に構築され、小屋組を部分的に支持している。図-1に改修後のパース、図-2(a), (b)に改修前後の配置図、図-3に改修後の1階平面図を示す。今回の改修工事では、京都市の条例に基づき地震や火災に対する安全性を確保したうえで、建築基準法第3条による法適用除外の指定を受けている。また、耐震補強計画に関しては第三者による判定を取得している。

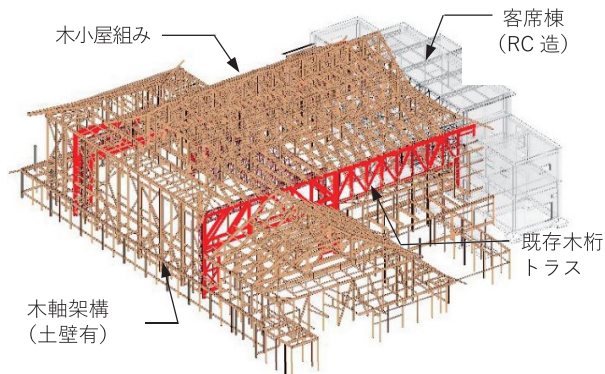


図-4(a) 既存木架構・木桁トラス

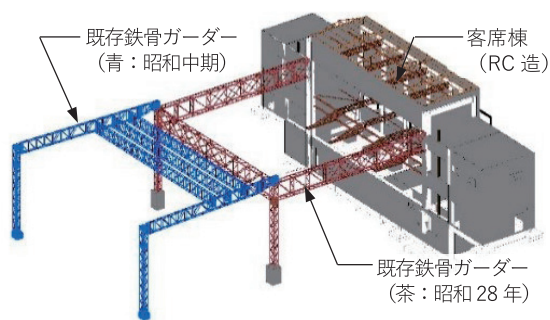


図-4(b) 既存鉄骨ガーダー（建屋内部）

3. 本館の耐震補強設計について

3.1 全体概要

既存の木架構・木桁トラスおよび既存鉄骨ガーダーを図-4(a), (b)に示す。建物調査の結果、既存の木小屋組みやそれを受ける木桁トラス、および周辺木軸架構・土壁に劣化や破損、改変が見受けられることから、長期荷

重および地震荷重に対してそれぞれ補強を行うこととした。以下に補強方針を示す。

(a) 長期荷重

①小屋組み等に必要な補強を行ったうえ、長期荷重は原則として既存木造部に支持させる。図-5(a)に示すように小屋組みは地震時上下震度1Gを考慮して補強を行っている。

②小屋組みを受けている木桁トラスの状態が悪いため、これには期待せず、鉄骨ガーダーを更新・新設して小屋組みを支持させる（図-5(b)）。

(b) 地震荷重

① 既存木造部分の劣化が顕著で各所の健全性が不明瞭なため、建屋に作用する地震力を100%負担する補強鉄骨フレームを建屋内部に構築する（図-5(c)）。現状の建築外観を損なわずかつ内部空間への影響も最小限とするため、小径部材を組み合わせた鉄骨フレームを採用する（図-5(c)）。

② 補強鉄骨フレームの基礎は、回転圧入による小径鋼管杭を打設し、地震せん断力およびフレーム軸力を地盤に伝達する。

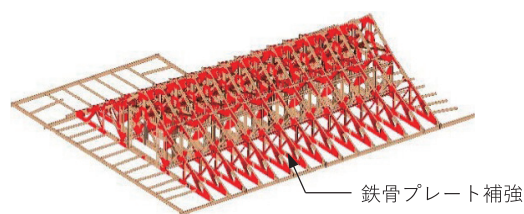


図-5(a) 小屋組み補強

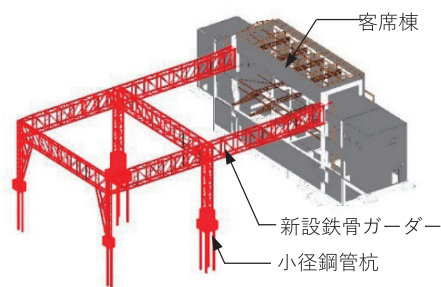


図-5(b) 新設鉄骨ガーダー

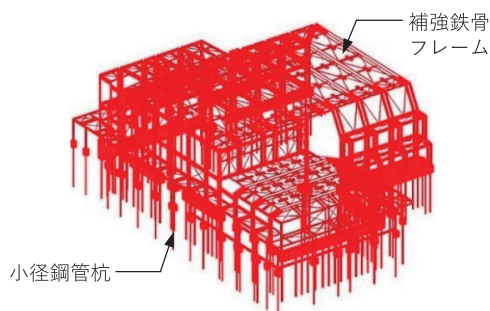


図-5(c) 新設補強鉄骨フレーム

3.2 屋根小屋組みの補強方法

屋根小屋組みはその両端にある既存の木桁トラスで支持されているが、たわみが大きいことから1953年（昭和28年）の改修時に鉄骨ガーダーが追加され、これに小屋組の荷重を部分的に支持させていた。今回の改修工事では、既存の鉄骨ガーダーを更新し、小屋組みの鉛直荷重を100%支持できる補強計画とした。また、小屋組みが受ける水平荷重は、小屋組み下弦材レベルまで立ち上がる補強鉄骨フレームと小屋組み下弦材とを緊結し、これに負担させる計画とした。なお、小屋組みはすべり支承を介して鉄骨ガーダーに支持させることにより、鉄骨ガーダーに作用する小屋組みからの地震水平力の影響が最小限となるようにした。図-6に補強概要を示す。

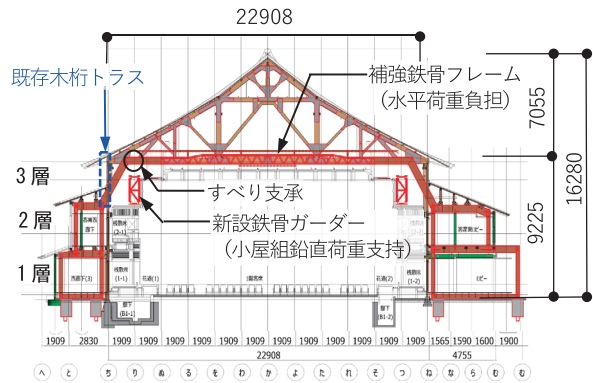


図-6 補強断面図 (単位: mm)

3.3 耐震補強設計概要

本館の構造耐震性能は、重要文化財（建造物）基礎耐震診断指針（平成11年4月文化庁文化財部平成24年6月12日改訂）（表-1）における必要耐震性能設定の目安にならない、大地震動時に倒壊せず生命に重大な危害を及ぼさないこととした。既設木造部の柱の基礎への緊結がなされていないため、本館の耐震計算方法としては、構造方法規定により柱の基礎への緊結が求められない計算手法である限界耐力計算を用いて設計した。また、図-7の配置図に示すように、本館と隣接する建物とは構造躯体を分離し必要な離間幅を確保した（境界A～E）。地震力を負担する補強鉄骨フレームは、表-2を目標耐震性能として、限界耐力計算法による静的な設計に加え、告示波およびサイト波（花折断層波）に対して鉄骨部分のフル立体モデルを用いた時刻歴応答解析により性能確認を行った。なお、花折断層波はレベル3相当に該当するため、部材が限界塑性率以内であることを条件に、層間変形角が1/60を超えることを許容している。

表-1 重要文化財（建造物）基礎耐震診断指針
（平成11年4月文化庁文化財部平成24年6月12日改訂）

		機能維持水準	安全確保水準	復旧可能水準	
性能目標		大地震動時に要求される機能が維持できる。	大地震動時に倒壊せず、生命に重大な危害を及ぼさない。	大地震動時に倒壊の恐れがあるが、文化財としての主要な価値を損なうことなく復旧できる。	
	活用内容	現役の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もの。 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。	通常の用途に供しているもの。	ほとんど人が立ち入らないが、滞留時間が短いもの。	
木造建築物 状況の目安 (参考)	大地震動時	軸組	変形が生じる。	大きな変形が生じるが、倒壊しない（層間変形角1/30以下）。	倒壊する危険性がある。
		安全	安全	生命に重大な影響を及ぼさない。	危険
		機能維持	機能維持	機能喪失	機能喪失
	中地震動時	軸組	損傷なし。仕口の緩みが生じることがある。	変形が生じる。	大きな変形が生じるが、倒壊しない。
		雑作	一部が破損することがある。	破損・落下するおそれがあるが、再利用して復旧可能。	過半が損壊して、失われる可能性がある。
		土壁	ほとんど被害が生じない。	亀裂を生じ、塗り替えが必要となることがある。	落下し、壁下地も損壊する。
大地震動時	安全	安全	安全	生命に重大な危害を及ぼさない。	
	機能維持	機能維持	機能維持	機能喪失	

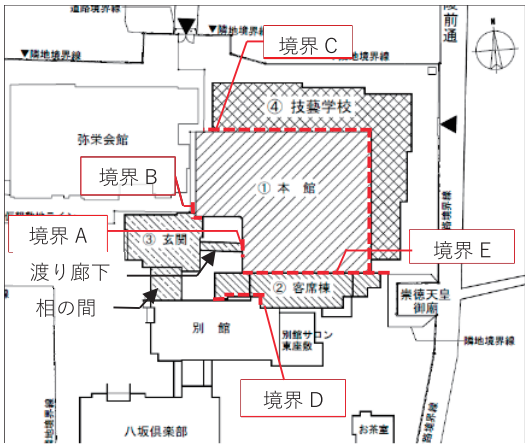


図-7 各棟の配置と境界

表-2 目標耐震性能

地震動レベル	極めて稀に発生する地震時（安全限界時）	
目標性能	建築物が崩壊・倒壊しないことを確認する	
	層間変形角(*1)	概ね 1/60 以内(*2)
	部材の塑性率	限界塑性率以下(*3)

(*1) 鉛直部材位置での平均層間変形角
(*2) 一般的な木造建物において、鉛直荷重支持能力を失わない層間変形角の目安は 1/30 程度であること、および補強鉄骨フレームの水平変形能力を勘案し、補強鉄骨フレームによる補強後の変形角の制限を概ね 1/60 程度と設定した。
(*3) 参考文献 1) および 2) に記載

3.4 耐震補強設計および結果について

耐震補強の設計は、下記①～③の部位に分けて検討を行った。ここでは各部位の検討内容を紹介し、3.5節において補強鉄骨フレームの限界耐力計算結果および時刻歴応答解析結果を示す。

①既存木造小屋組み

大屋根の小屋組みの鉛直荷重は②の鉄骨ボックス梁・柱（以下新設鉄骨ガーダー）で支持する計画とした。また、地震荷重は小屋組み下弦材から③の耐震補強鉄骨フレームに伝達させる計画とした。小屋組みは鉛直荷重時および地震荷重時の部材および接合部の健全性の確認を行うとともに、接合耐力が不足する箇所では接合部に補強プレートを配置した。また隣接する小屋組み間には補強部材（図-8に示す赤部材）を入れ、小屋組み面外方向の剛性も確保した。

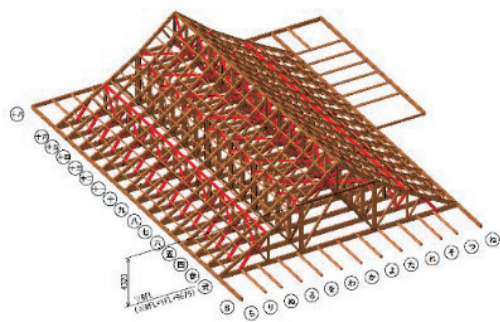


図-8 小屋組 大屋根モデル

② 鉄骨ボックス梁・柱（以下“新設鉄骨ガーダー”）

新設鉄骨ガーダー（図-9）は、小屋組みからの鉛直荷重のほか、地震時荷重を考慮して設計を行った。地震時は、小屋組みからの荷重にすべり支承の摩擦係数（0.2）をかけた荷重に加え、新設鉄骨ガーダーの自重が受ける地震荷重（水平1.0G＋鉛直1.0G）を考慮して検討を行った。また、新設鉄骨ガーダーの端部は客席棟につながっているが、その接続部の設計に関しては「4.2 本館と客席棟の取り合い部の設計について」に記載する。

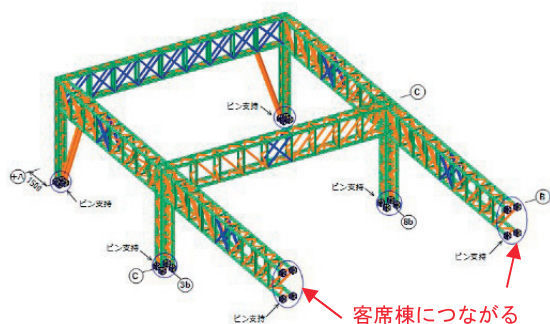


図-9 新設鉄骨ガーダーモデル

③補強鉄骨フレーム

補強鉄骨フレーム（図-10～12、写真-2）は、限界耐力計算および時刻歴応答解析に対して地震時の安全性の検証を行った。目標耐震性能は前掲の表-2による。小屋組みの重量は、①の小屋組みモデルの反力を節点重量として与えた。部材は保証設計時に対して限界塑性率以下、層間変形角は安全限界時に対して1/60以下を確認した。接合部（柱・梁仕口およびブレース端部）および柱・梁の継手は保有水平耐力接合とし、軸力部材（主にラチス梁部材）の継手は保証設計時の軸力に対して短期許容応力以下とした。

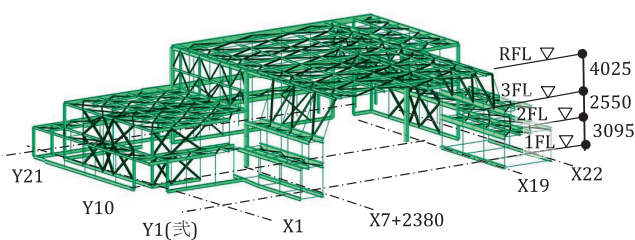


図-10 補強鉄骨フレームモデル（単位：mm）

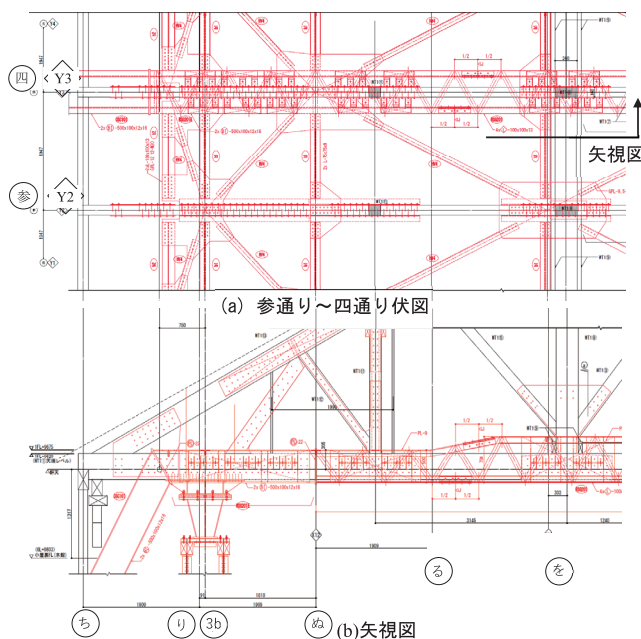


図-11 補強鉄骨フレーム詳細図（四通り）

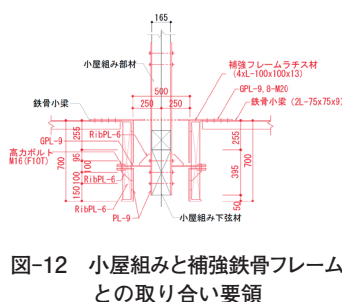


図-12 小屋組みと補強鉄骨フレームとの取り合い要領

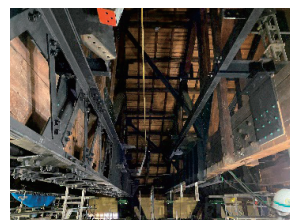


写真-2 補強鉄骨状況

3.5 補強鉄骨フレームモデルにおける検討結果

①限界耐力計算結果

限界耐力計算法の安全限界時の検証方法は告示平12建告第1457号第7に従い、bsi分布で静的増分解析を行った。ある部材の塑性率が、限界塑性率に達する直前のステップを保証設計時とした。保証設計時の変形に1/1.5を乗じた変形となるステップを安全限界時（保有水平耐力時）とした。ここで求めた安全限界時耐力（保有水平耐力）が必要安全限界耐力を上回ることを確認した。建物重量、必要安全限界時のせん断力およびせん断力係数（Ci）を表-3に示す。また、安全限界時のせん断力およびせん断力係数、および安全限界耐力を必要安全限界耐力で除した余裕度を表-4に示す。余裕度としては、X方向が1.16、Y方向が1.11となっている。

安全限界時および保証設計時の層間変形角を表-5に示す。変形角は保証設計時において1/60程度となっており、安全限界時では、最大で1層目のX方向の変形角が1/97となっており、前述の表-2の安全限界時におけるクライテリア（概ね1/60以内）を満足していることを確認した。

表-3 建物重量・必要安全限界耐力・せん断力係数

階	Σ wi (kN)	必要安全限界時層せん断力(kN)				Ci			
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
3	4811	5516	5710	6239	6224	1.15	1.19	1.30	1.29
2	7240	7305	7562	8262	8243	1.01	1.04	1.14	1.14
1	10908	9465	9798	10705	10680	0.87	0.90	0.98	0.98

表-4 安全限界耐力・せん断力係数・余裕度

階	安全限界時層せん断力(kN)				余裕度			
	下段はCi							
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
3	6447	6630	7079	6903	1.17	1.16	1.13	1.11
	1.34	1.38	1.47	1.44				
2	8538	8780	9375	9142				
	1.18	1.21	1.29	1.26				
1	11063	11377	12148	11846				
	1.01	1.04	1.11	1.09				

表-5 安全限界時および保証設計時の層間変形角

階	安全限界時層間変形角(rad)				保証設計時層間変形角(rad)			
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
3	1/102	1/113	1/265	1/277	1/68	1/75	1/190	1/198
2	1/122	1/136	1/181	1/185	1/81	1/90	1/117	1/121
1	1/97	1/107	1/120	1/122	1/58	1/61	1/80	1/81

②時刻歴応答解析

時刻歴応答解析では、限界耐力計算と同じ立体モデルを用いて行った。時刻歴応答解析に採用する設計用入力地震動は、建設省告示第1461号に基づき、極めて稀に発生する地震動（レベル2）として「告示波1 El Centro位相」、「告示波2 八戸位相」、「告示波3 神戸位相」の工学的基盤波3波を作成した。表層地盤による地震動の増幅波については工学的基盤から基礎底面までの地盤モデルを設定し、地震応答解析を実施することで増幅地震動を作成した。

また、計画地周辺の過去の地震を考慮し、サイト波として「花折断層地震」を採用し、参考波として応答性状の確認を行った。「花折断層地震」は、京都市に大きな地震動をもたらすことが考えられる起震断層として作成された模擬地震動であり、地表面で定義されている。表-6に時刻歴応答解析における耐震性能クライテリアを記載する。検討用地震動の諸元を表-7に、加速度応答スペクトルを図-13に示す。

表-6 時刻歴応答解析における耐震性能クライテリア

地震動のレベル		レベル2地震動
国交省告示での呼称		極めて稀に発生する地震動
検討用 入力 地震動	告示波	告示波1(El Centro位相)
		告示波2(八戸位相)
		告示波3(神戸位相)
上部 構造	変形	層間変形角 概ね1/60以下
	塑性率	部材ごとに算出した 限界塑性率以下

表-7 検討用地震動の諸元 (基礎底)

地震動波形 名称	最大 加速度 (cm/sec ²)	最大速度 (cm/sec)	時間 刻み (sec.)	解析 時間 (sec.)
告示波 1 El Centro 位相	442.2	100.2	0.01	120.00
告示波 2 八戸位相	423.6	69.0	0.01	120.00
告示波 3 神戸位相	500.3	90.8	0.01	163.84
サイト波 花折断層地震	774.1	92.1	0.01	40.95

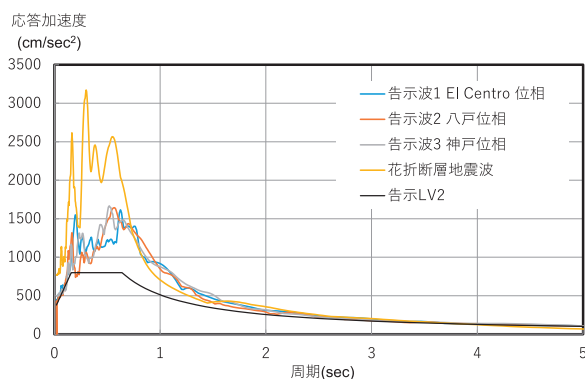


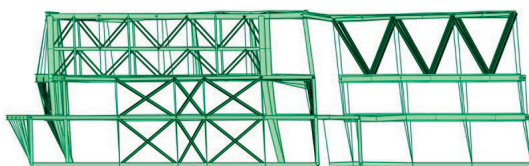
図-13 加速度応答スペクトル (基礎底)

③ 固有値解析結果

検討モデルの固有値は、1次モードがX方向で0.46秒 (図-14(a))、2次モードがY方向で0.36秒 (図-14(b))、回転方向は9次にあり、0.26秒となっている。



(a) 1次モード(X方向 0.46sec)



(b) 2次モード(Y方向 0.36sec)

図-14 固有モード図

④ 応答解析結果

時刻歴応答解析結果を表-8に示す。最大層間変形角は告示波では、告示波1 El Centro位相においてX方向3層の1/74が最大であり、クライテリアである1/60以下となっている。花折断層地震波では、最大層間変形角が1/48となっているが、部材は限界塑性率以下となっていることを確認している。

表-8 応答結果一覧

応答種別	階/層	告示波1 El Centro 位相		告示波2 八戸位相		告示波3 神戸位相		花折断層 地震波	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
最大加速度 (cm/sec ²)	R	1623	1192	1554	1232	1334	1016	1898	1743
	3	979	740	880	848	784	785	1081	1142
	2	811	555	649	645	683	617	1087	1064
	1	500	500	424	424	442	442	774	774
最大変位 (mm)	R	54.1	25.9	52.7	27.0	41.1	19.8	83.2	43.4
	3	25.1	19.7	26.2	21.2	20.2	16.3	40.2	35.0
	2	29.4	21.2	30.8	24.3	23.7	19.7	46.9	36.8
	1	1/105	1/146	1/100	1/127	1/127	1/157	1/66	1/84
最大層間 変形角(rad)	3	1/74	1/156	1/76	1/149	1/98	1/204	1/48	1/93
	2	1/102	1/130	1/97	1/120	1/127	1/156	1/64	1/73
	1	1/105	1/146	1/100	1/127	1/127	1/157	1/66	1/84
	3	7632	6789	7377	7129	7019	6223	9166	8384
最大層せん断力 (kN)	2	9053	8548	9118	9118	8092	7853	10915	11040
	1	11264	9837	11196	11104	9719	9552	12350	13261
	3	1.59	1.41	1.53	1.48	1.46	1.29	1.90	1.74
	2	1.25	1.18	1.26	1.26	1.12	1.08	1.50	1.52
層せん断力 係数	1	1.03	0.90	1.03	1.02	0.89	0.88	1.13	1.21

以上より、限界耐力計算法および時刻歴応答解析において、設計クライテリアを満足することを確認した。

3.6 小屋組みのジャッキアップ施工

小屋組みの補強を行う際、既存の長期応力を極力キャンセルした状態で行うことが構造性能上の観点から望ましい。そのため、小屋組み補強に先立ち小屋組みの荷重をベント支保工にて受け替える施工計画とした。

一方、既存小屋組みは、荷重による変形のほか経年変化等によるたわみがあることが、計測した点群情報により分かっている。そのため、ジャッキアップを行うにあたり、付与する荷重と変形の関係やたわみの戻り具合を事前に明らかにするため、参・四通りの小屋組みに対し、試験ジャッキアップを行った。

図-15に参通りと四通りの小屋組み下弦面の1FLからのレベルを示す。隣り合う小屋組み下弦材間には補強鉄骨が配置される計画としているため、小屋組み同士の鉛直変形差をなるべく小さくすることが望ましい。そのため、試験ジャッキアップの対象としていた参・四通りと隣り合う式通りおよび五通りも50%の荷重でジャッキアップすることで鉛直変位差を緩和することとした。

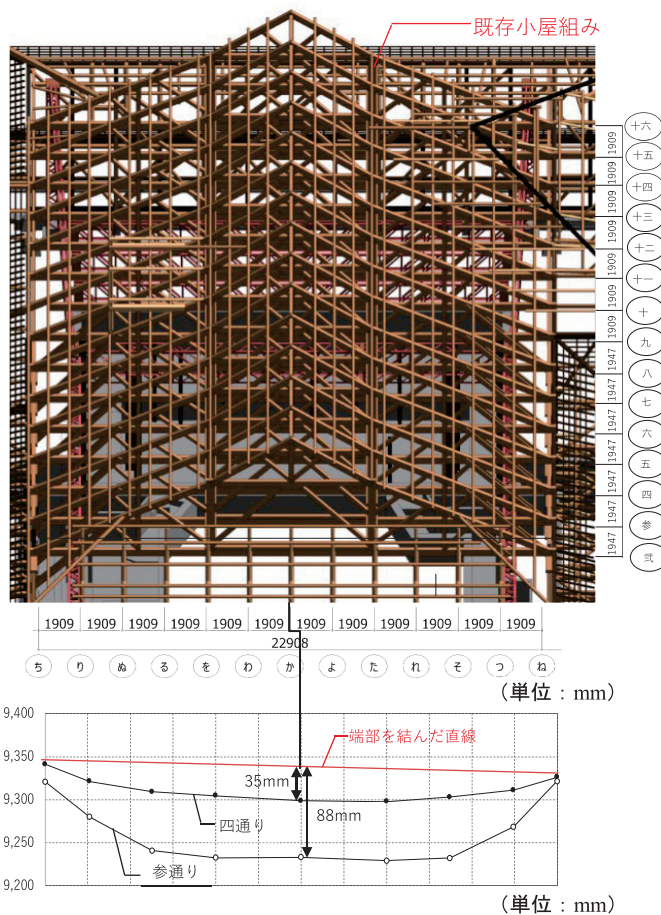


図-15 小屋組みの既存の状態 (1FLからのレベル及び変位)

ベント位置および計測位置は、実際の施工計画と同じく小屋組みの束材の位置 (図-16) に合わせて配置し、両端部 (▲印部) はジャッキはなしでベントのみとした。また、変位計はベントと同じ位置に設置し、小屋組みの上下弦材位置で鉛直変位を計測した (写真-3, 4)。

試験ジャッキアップの荷重スケジュールは、事前の応力解析により得られたベント反力に対し、荷重制御により25、50、75、100、110%で荷重し、同じ荷重ステップでジャッキダウン行って除荷挙動を確認した。その後、再度100%荷重までジャッキアップを行った。



写真-3 計測の様子

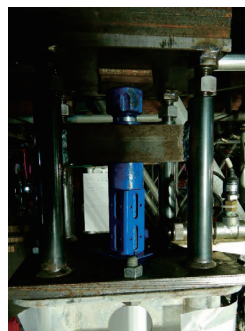
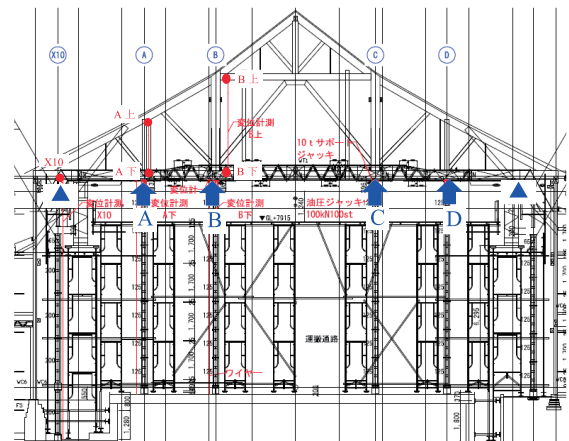


写真-4 ジャッキ部

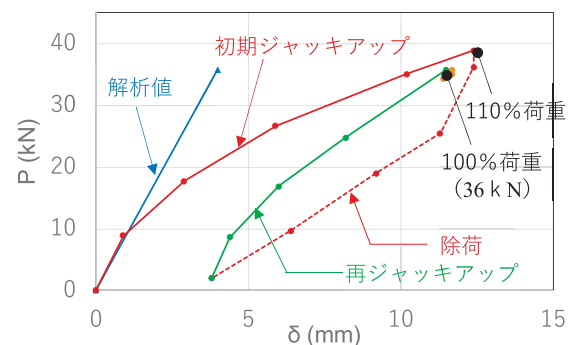


青：ベント位置 (ジャッキ位置)、赤：変位計位置を示す

図-16 ベント (ジャッキ) 位置

図-17に参通りにおけるBベント位置での荷重 P (kN) - 変位 δ (mm) 関係を示す。青線は小屋組みの応力解析により算出した荷重 - 変位関係から得られた弾性剛性を示す。応力解析モデルでは接合部をピンと仮定しているため、実情より高い剛性となっている。

荷重ステップの初期では、解析値と近い剛性を示したが、荷重が受け替わっていくに従い、解析値より剛性が低下する傾向がみられた。100%荷重は36kNで、その時の変位は11.4mmであった。また最終ステップ時 (110%荷重時) に両端部のベントと小屋組み下弦材の間に隙間があることが目視できたため、小屋組み荷重がベントに受け替わったと判断した。その後、荷重を除去したところ残留変形が3.8mm生じた。再ジャッキアップでは、初期ジャッキアップ時の最終ポイントに向かって荷重変形関係が推移した。

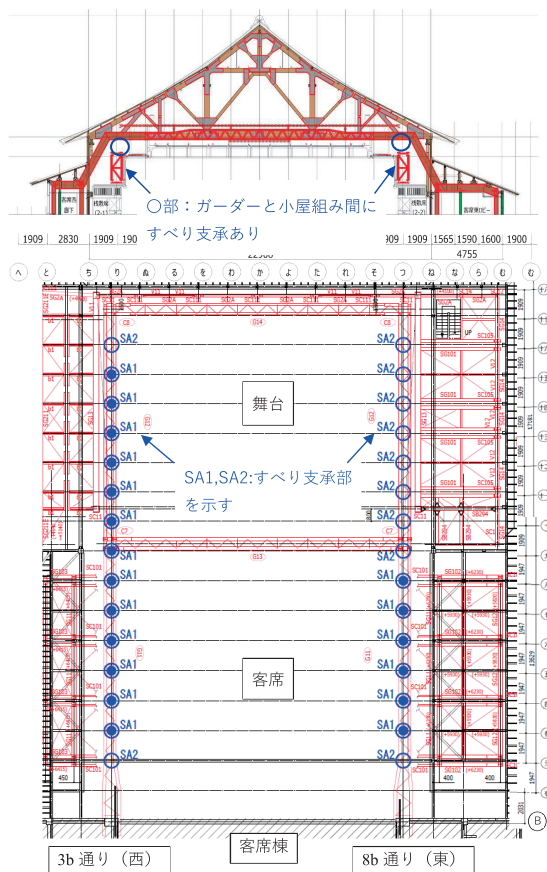
図-17 荷重 P (kN) - 変位 δ (mm) 関係 (Bベント位置)

ジャッキアップが進むにつれて、初期剛性から徐々に剛性が低下していく様子が、初期ジャッキアップ時、再ジャッキアップ時ともに確認された。これは、ジャッキアップ初期段階には木材同士または木材・接合金物間の摩擦による抵抗があるが、ジャッキアップに伴い摩擦抵抗が消失したことによるものと考えられる。

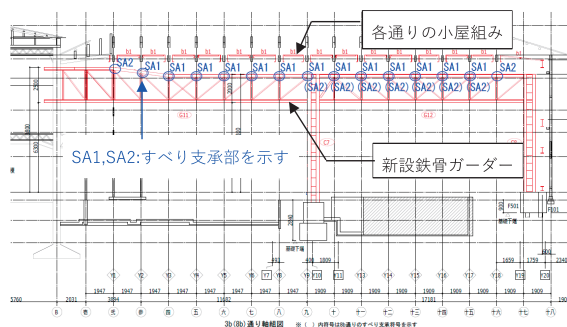
今回の試験ジャッキアップでは、小屋組みの荷重変形関係と、事前に想定した荷重で小屋組み荷重の受け替えができたことが確認できた。その後の本施工では、各通りの小屋組みの想定重量をジャッキアップ荷重の目標値とし、試験施工時の変形量も参考として順次ジャッキアップ施工を行った。

3.7 ジャッキダウン施工について

新設鉄骨ガーダーに既存小屋組みの荷重を100%受け替えることを目標として施工を行った。鉄骨ガーダー上と小屋組み下弦材の間にすべり支承を設けており、その配置は小屋組み通りごとになっている(図-18)。



(a) 新設鉄骨ガーダー平面上の配置



(b) 3b・8b 通り軸組図

図-18 すべり支承配置 (単位: mm)

今回の改修工事では、既存小屋組みの荷重を新設鉄骨ガーダーに100%受け替え支持させることを目標としていたが、施工手順との兼ね合いからすべての箇所に豆ジャッキを入れて荷重を確認することは難しかったため、確認方法を下記の4点とし総合的に判断した。小屋組み下ジャッキ・下弦材レベルの計測の様子を写真-5に示す。

1. 小屋組み下のジャッキ反力(全通りのA~D点※)
2. 小屋組み面内方向の変形(全通りのA~D点※)
3. 新設鉄骨ガーダーの変形(全箇所)
4. 鉄骨ガーダーと小屋組み下弦材の間に設置した豆ジャッキによる荷重確認(四、七、九、十三、十五、十六通りのみ)(図-19, 20, 写真-6)。

※ここでのA~D点は図16内に示すものと同じ

ここでは、上記3、4の計測結果を記載する。

新設鉄骨ガーダーの変形を図-21に示す。赤実線は小屋組みのジャッキダウン完了時の新設鉄骨ガーダーの変位実測値を示す。赤点線で示しているのが、ジャッキダウン完了時の解析による変位予測値である。実測値が予測値の6割程度となっているが、解析では新設鉄骨ガーダーの接合部の剛性を考慮していないことからその違いが出ていると考える。また、設計荷重時の変位予測値(青点線)は、赤点線で示す解析によるジャッキダウン完了時予測値から2倍程度進むことから、実際の設計荷重が載った場合は、実測値に対して同じ傾向で変形が進むと考えられる。

反力計測結果を図-22に示す。黒点線は小屋組み補強プレート設置前の反力実測値、黒実線は補強プレート設置後の反力実測値を示しており、小屋組み補強プレート分の重量が増えている。赤●で示するのが豆ジャッキ位置による反力実測値である。多少のばらつきはあるものの、概ね豆ジャッキによる反力実測値と黒実線で示す小屋組み補強後の反力実測値の傾向が一致していることから、既存小屋組み荷重を鉄骨ガーダーに概ね受け替え支持ができたと判断した。

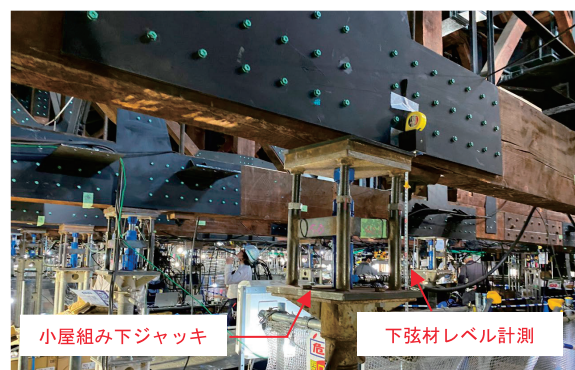


写真-5 小屋組み下ジャッキ・下弦材レベル計測の様子

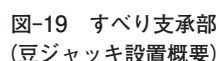


図-19 すべり支承部
(豆ジャッキ設置概要)



図-20 ガーダーの変位計測位置および豆ジャッキ配置(赤○部)

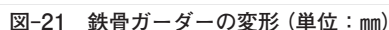
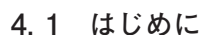


図-21 鉄骨ガーダーの変形(単位: mm)



図-22 すべり支承部想定荷重および計測荷重(豆ジャッキ)



4.1 はじめに

(正面奥が客席棟)



单位 (mm)



写真-7 客席内観(改修後)



図-23 梁間方向軸組図



図-24 桁行方向軸組図 (単位: mm)

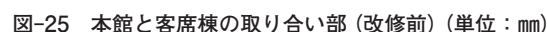


図-25 本館と客席棟の取り合い部(改修前)(単位:mm)

耐震安全性は、参考文献3) ,4) に従い、以下の要件で判定した。

$$I_s \geq I_{so} \text{かつ} CTU \cdot SD \geq 0.3$$

ここに、 I_s ：構造耐震指標

CTU ：累積強度指標

SD ：形状指標

I_{so} ：構造耐震判定指標 ($I_{so}=0.6$)

地上階の耐震診断は、第2次診断法で行った。保有水平耐力は、既存鉄骨ガーダーを介して伝達される本館側からの作用力を差し引いて算定した。また、コンクリート圧縮強度の診断採用値が 13.5 N/mm^2 を下回っているため、参考文献5) に記載の強度低減係数を用いて、鉛直部材のせん断終局耐力を低減した。

耐震診断の結果、2階は、第2種構造要素となる極脆性柱が存在しているため、1階は、第2種構造要素となる下階壁抜け柱が存在しているため、耐震安全性の判定要件を満足していないことが判明した。また、SRC造柱は、既存鉄骨ガーダーから作用する地震力に対して、曲げ耐力およびせん断耐力が不足していた。なお、2階客席部のS造片持ち梁およびこれを支持する2階S造梁については、震度1.0の鉛直地震力をSRC造柱まで伝達できることを確認した。

耐震補強計画については、図-26に示すように下記の耐震補強によって、耐震安全性の判定要件を満足することを確認した。

- 1) SRC造柱に対する2階梁下端から屋上スラブレベルに至るRC増打ち
- 2) 2階の第2種構造要素となる極脆性柱の解消を意図した耐震スリットの設置
- 3) RC造壁の開口閉塞
- 4) 1階の第2種構造要素となる下階壁抜け柱の解消を意図したRC増打ち

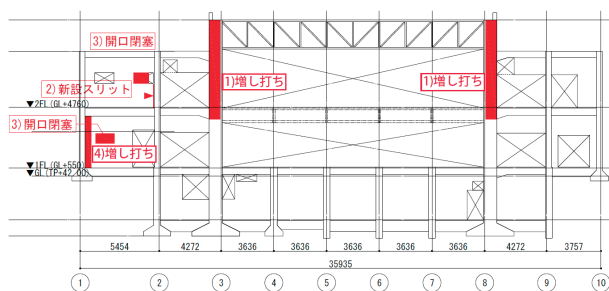


図-26 補強軸組図

(単位:mm)

4.2 本館と客席棟の取り合い部の設計について

本館側の耐震補強において、木造小屋組を支持する鉄骨ガーダーの更新が行われた。そのため、補強にあたっては、新設鉄骨ガーダー端部からの作用力を受ける柱の接合部において以下のような点に留意して設計を行った。

新設鉄骨ガーダー端部接合部の作用力として、鉛直方向力とともに客席棟と本館との水平変位差を考慮した水平方向力を想定した(図-27(a))。

新設鉄骨ガーダーの上下弦材から既設柱もしくは増打ち柱に作用するX,Y,Z(鉛直)方向の地震時支点反力(図-27(b))を伝達できるように、あと施工アンカー、貫通ボルト、溶接部や増設鉄骨部材の詳細設計を行った(図-28)。

SRC造柱とRC増打ち部との接合部にはあと施工アンカーを配し(図-28)、地震時に一体性が確保できるように設計を行った。

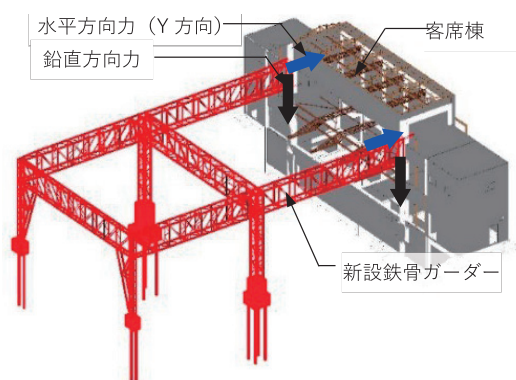


図-27(a) 新設鉄骨ガーダーから客席棟への作用力

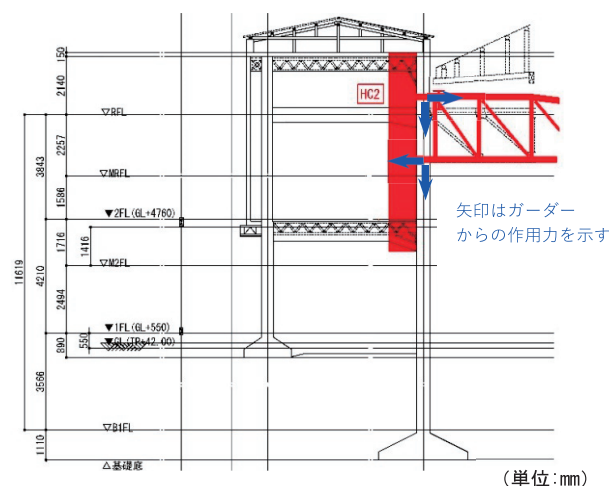


図-27(b) 新設鉄骨ガーダーの上下弦材からの客席棟への作用力

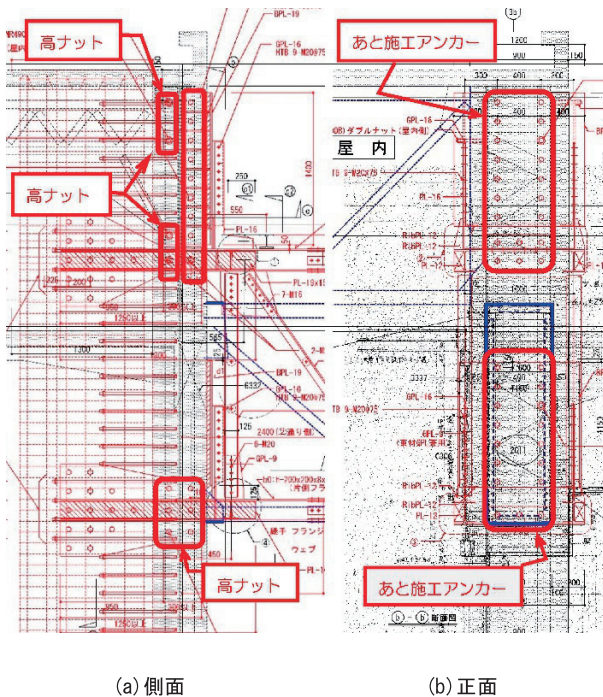


図-28 接合部要領

5. 玄関棟の耐震補強設計について

5.1 全体概要

玄関棟は、創建時は演舞会時に一等客の玄関・待合として使用されていた建築物である。入母屋造に唐破風の車寄せを接続する外観は、創建時の状態を良好に維持している。木造本館とは隣接する渡り廊下で、別館棟とは相の間で接続されている。本館とは渡り廊下の本館側にエキスパンションジョイントを設けて分離し、相の間は撤去する。

5.2 耐震診断

耐震安全性は、参考文献(6) および(7)に従い、限界耐力計算法による精密診断法を用いて判定した。必要耐震性能は、極めて稀に発生する地震動に対する最大応答層間変形角を $1/15\text{rad}$ 以下とした。

診断計算に際しては、京都市Gsマップにより表層地盤による加速度増幅率Gsを1.40とした。全体架構とともに、ゾーニングを行った各架構について地震時の最大応答変形角を算定し、必要耐震性能の有無を評価した。また、地震時に浮き上がりが発生する柱に接続する壁については、浮き上がり力が0となる時点の耐力を上限とした。なお、平成24年の改修時に増設されている鋼板パネル付き格子壁については撤去予定のため、耐力壁として扱わないこととした(図-29)。

診断結果は、X方向、Y方向ともに、木造部材の耐力が不足しているため、応答層間変形角が規定値 $1/15\text{rad}$ を超え、必要性能を満足しないという結果となった。

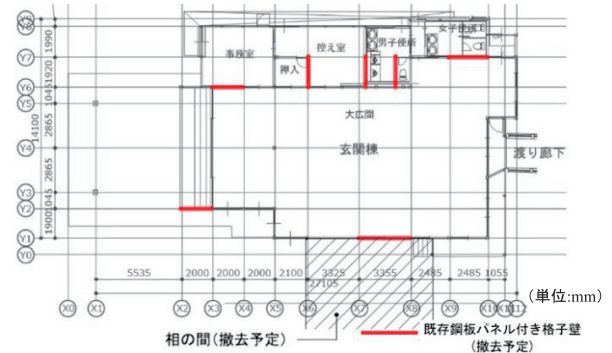


図-29 現況平面図

5.3 耐震補強

玄関棟の耐震補強計画は以下の方針とした。

- 1) 車寄せ部大庇及び渡り廊下の屋根葺き土を撤去して重量を軽減する。
- 2) 荒壁パネル(補強土壁パネル)を用いた壁の新設により、耐力要素を増設する(図-30~31,写真-8)。
- 3) 耐力要素への水平力伝達を確実にするために、火打ち梁または水平ブレースを設ける(図-32)。
- 4) 渡り廊下は玄関棟本体側に地震荷重を伝達させるが、本館側端部に木質ラーメン架構を新設し、これに廊下の半分の地震荷重を負担させる。(図-33)。

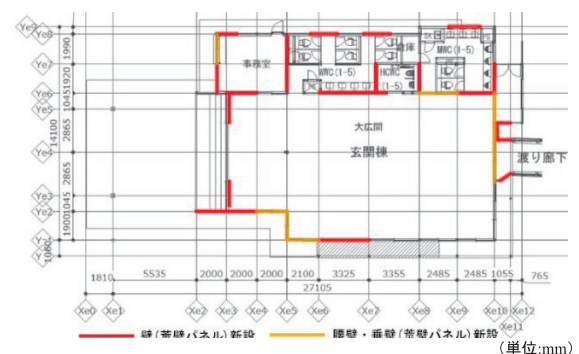


図-30 補強後平面図

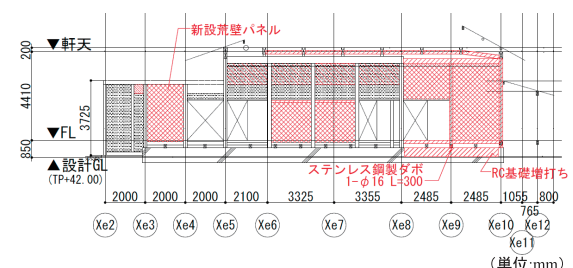


図-31 軸組図 (Ye6通り)

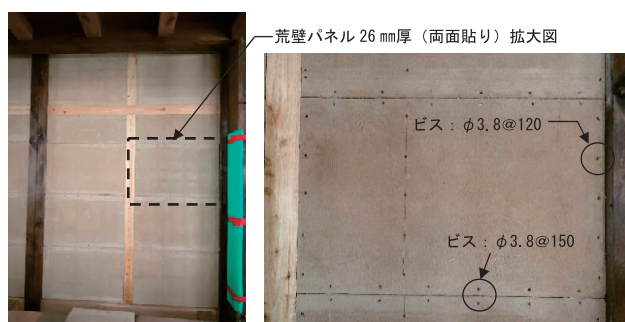


写真-8 荒壁パネル施工状況

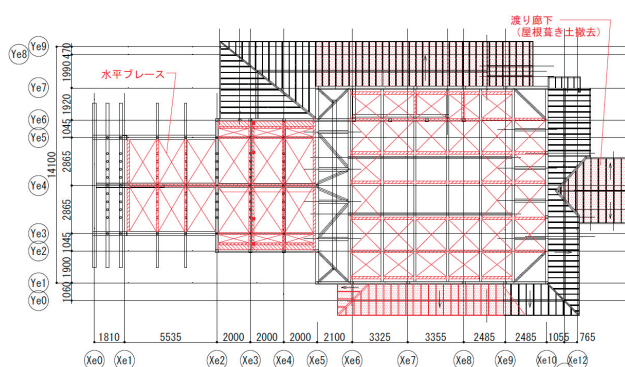


図-32 陸梁伏図（小屋組み下弦材レベル）（単位：mm）

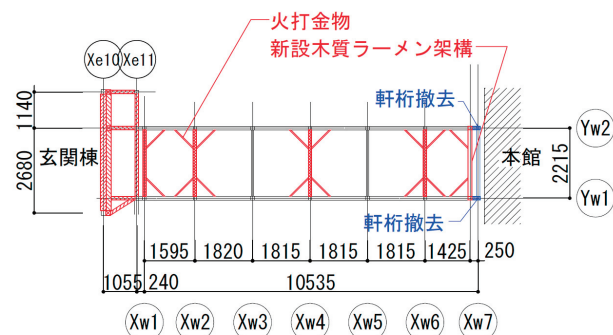


図-33 渡り廊下伏図（単位：mm）

限界耐力計算による建物全体および各ゾーンの評価結果を表-9に示す。耐震補強計画に対する耐震診断結果は、極稀な地震（震度6強程度）において両方向共に層間変形角（柱の傾斜角）が $1/15\text{rad}$ 以下で目標耐震性能を満足し、極稀な地震時において損傷を生ずるものの、倒壊する可能性は低いという評価が得られた。

表-9 評価結果

方向	ゾーン	極めて稀に発生する地震時の最大応答層間変形角	評価
X	建物全体	$1/24 < 1/15$	OK
	Y1~4通り ※	$1/22 < 1/15$	OK
	Y4~7通り ※	$1/25 < 1/15$	OK
	Y8~9通り	$1/24 < 1/15$	OK
	建物全体	$1/22 < 1/15$	OK
Y	X1~4通り	$1/19 < 1/15$	OK
	X4~7通り	$1/22 < 1/15$	OK
	X8~12通り ※	$1/22 < 1/15$	OK
	渡り廊下の1/2（本館側）	$1/16 < 1/15$	OK

※ 渡り廊下からの負担分を含む

6. まとめ

国登録有形文化財に指定されている明治～大正期の歴史的な木造建築群に対して耐震補強を行った。特に本館は大規模かつ架構も複雑であり、また文化的に価値がある客席内部に耐震補強材を露出させないことが求められたため、補強鉄骨フレームを用いて耐震補強するとともに、鉄骨ガーダーで小屋組みを受け替えることにより、長期に対する小屋組みの安全性・安定性も確保した。

既往の木造耐震補強事例にとらわれない発想が求められたが、大規模木造建物の耐震補強のあり方について新しい方向性を示せたと考える。

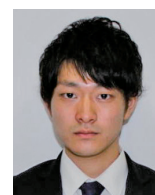
【謝辞】

本設計にあたり有益なご助言を戴いた日建設計構造設計グループ田代靖彦氏に感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター他「限界耐力計算法の計算例とその解説 2001年版」
- 2) 「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説」日本建築センター他
- 3) (財) 日本建築防災協会「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」
- 4) (財) 日本建築防災協会「2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」
- 5) (一社) 建築研究振興協会「既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2018年版」
- 6) (一財) 日本建築防災協会「2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法」
- 7) 京都市都市計画局「京町家の限界耐力計算による耐震設計および耐震診断・耐震改修指針（増訂版）平成26年3月」（社）日本建築構造技術者協会関西支部検証）

【執筆者】

*1 西本 信哉
(NISHIMOTO Shinya)*2 坂口 裕美
(SAKAGUCHI Yumi)*3 笹井 弘雄
(SASAI Hiroo)*4 吉岡 伸悟
(YOSHIOKA Shingo)*5 山形 有紀
(YAMAGATA Yuki)