

大谷石建造物の保全・活用のための耐震診断・補強ガイドライン

平成30年6月

宇 都 宮 市

はじめに

宇都宮市の郊外にある大谷地区で産出される大谷石は、古くから日本各地に建材として流通してきたことから、栃木県および関東地方周辺を中心に、現在でも数多くの大谷石建造物が存在し、倉庫・納屋・住宅などとして利用され続けており、中には店舗などに改修されて活用されているものもあります。

これらの建造物の多くは、江戸後期から昭和中後期にかけて建設され、建設後50年以上を経過したものがほとんどとなっており、今後も安全性を確保しながら使用し続けていくためには、補強や保全のための方法についての基準が求められています。

宇都宮市では、「大谷石建造物の保全・活用のための耐震診断・補強ガイドライン」の策定を目的として、平成27年4月より、宇都宮大学地域デザイン科学部建築都市デザイン学科および栃木県建築士事務所協会の協力を得ながら、大谷石建造物の保全・活用に関する耐震補強工法の調査研究を行ない、耐震補強事例や基準の収集整理、既存大谷石建造物の実地調査、石組の構造安全性に関する実験などの研究活動により、地震に対する安全性を確保するための内容をまとめることができました。

本ガイドラインは、平成18年国土交通省告示第184号と同等の診断法を基礎に、地震時にこれらの建造物が倒壊しないことを目的として、中・小規模の標準的な大谷石造建造物の耐震診断および補強工法の要点をまとめたものとしております。なお、本ガイドラインはあくまでも診断・補強工法について例示するものであり、他の方法による組積造建築物の耐震性の確認や補強工法を否定するものではありません。

大谷石建造物の保全・活用のための耐震診断・補強ガイドライン

目次

第1章 大谷石建造物の耐震診断

1条 適用の範囲	1
2条 耐震診断の方針	2
3条 建物の調査および試験	3
4条 耐震壁の条件	4
5条 壁体の強度	5
6条 壁体の面外耐力の診断	6
7条 耐震性の判定	7

第2章 大谷石建造物の耐震補強

1. 耐力壁の補強	10
2. 臥梁の設置・補強	13
3. 基礎の補強	14
計算例	16

第1章 大谷石建造物の耐震診断

1条 適用の範囲

1. 本ガイドラインは、大谷石を目地モルタル等により組積して壁体を造った建築物の耐震診断に適用する。
2. 建築物の階数は2階建以下、かつ耐力壁で囲まれた部分の水平投影面積が100m²程度までのものを対象とする。
3. 2階以上の床面等において、剛性を確保できる部材が、耐力壁の上部に配置されていること。屋根面・床面（平屋の屋根も含む）において、剛性を確保できる臥梁等がない場合は、形状係数SD（7条参照）を低減する。
4. 平面、立面形状は概ね整形の建物とする。
5. 現状において、有害な不同沈下が生じていないことを確認する。

1. 無筋の大谷石造を対象としている。建築物の診断は耐震性能の判定（I_s値の算定）までとし、壁体の面外耐力の診断も行うものとする。
2. 建物の規模は、建築基準法や日本建築学会の組積造設計規準で想定している通常の規模（小規模～中規模まで）を想定している。また、特殊な規模や構造の組積造は対象外とする。
3. 建築基準法や日本建築学会の組積造設計規準では、鉄筋コンクリート造臥梁または鉄筋コンクリート造床スラブの配置により、耐力壁相互が連結され、地震力を耐力壁に確実に伝えられるようにすることを義務付けているため、臥梁等がない場合は、本ガイドラインにおいては形状係数SDを低減するものとする。
4. 「平面、立面形状が概ね整形の建物」を明確に定義は出来ないが、診断計算はXY軸に平行な構面を有する直方体を想定しているので、その前提から大きく外れないもの、といった意味合いになる。
5. ひび割れ調査やレベル測定を行い、構造上有害な不同沈下が生じていないことを確認すること。

2条 耐震診断の方針

1. 大谷石造建築物の変形状については、塑性変形を考慮せず、壁量および石材強度を基本とした耐震診断方法とする。
2. 面内・面外の検討をそれぞれ個別に行う。
3. 壁体の面内方向の診断は、壁の水平断面のせん断耐力の検討を基本とする。
4. 壁体の面外方向の診断は、水平震度 1.0 以上の外力に対し検討を行う。

1. 大谷石造建築物の保有水平耐力の計算方法については、鉛直方向応力の小さな壁の塑性変形能力は小さいため、本ガイドラインでは建物の保有水平耐力を各階各方向の壁の水平断面積と、壁の水平断面積当りのせん断耐力との積 ($Q_u = A_w \cdot \tau_w$) により算定する (7条参照)。
2. 面外の耐震性を検討する壁のほとんどは耐震壁であり、壁の面外検討の重要性は非常に大きい。本ガイドラインでは、面内・面外の検討をそれぞれ個別に行うこととしているが、床や屋根を支えている壁の面外耐力の判定が不可となる場合には、臥梁の設置等による補強を検討する。
3. 壁体の面内方向の診断法については、歴史的な大規模煉瓦造の建築物の耐震診断において、有限要素法により解析を行うなど他の方法による事例もあるが、本ガイドラインでは日本建築学会の組積造設計規準等で採用されているとおり、開口部を除いた耐力壁の量によりせん断耐力の検討を行うものとする。
4. 壁体の面外方向の診断法については、本ガイドラインでは、過去の震災事例より、壁の面外崩壊は建物の大被害を招く可能性が高いと考え、壁の面外方向の診断に用いる水平震度を1.0 以上と規定した (6条参照)。



3条 建物の調査及び試験

診断に先立ち、以下の調査および試験を行う。

- 1) 目地の状態・形状等
- 2) 建物のひび割れ・劣化
- 3) 壁体の目地の強度・壁体の圧縮強度（または大谷石単体の圧縮強度）
- 4) 臥梁等のコンクリートの圧縮強度・中性化深さ
- 5) 建物の不同沈下・傾斜
- 6) 建物の形状・寸法等の診断計算に必要な事項

診断に先立ち、建物の調査を行う必要がある。

建物の診断で必要とする情報は、建物形状、経年劣化、環境条件、振動性状、保有耐力等である。組積造建築においてもこの内容は変わらないが、壁体や目地に関する調査は特に詳細に行う必要がある。

表1 大谷石造建築物の調査事項の例

	調査項目	方法
概要調査	建物の歴史	文献調査・ヒアリング
	設計図・構造計算書の有無	
	建物各部の寸法	建物全体の寸法その他 壁厚・開口部・基礎 土間コンクリート・木造部材・鉄筋部材・屋根葺材等
実測測量	基礎	試掘による基礎深さの確認
	組積の形式	芋目地または破れ目地
	壁体表面	亀裂, 剥落, 風化
	屋根仕上材	屋根鉄板の腐食状態
	建物の不同沈下	レベルによる
	建物の傾斜	トランシットまたは下げふりによる
	木造軸組み・小屋根の損傷	目視調査, 梁・小屋組のたわみ, 接合部の開き
	鉄筋部材の損傷	さび, たわみ
	目地	目地の状態・形状の確認
	常時微動計測	固有周期の推定
壁体調査	石材の単体圧縮強度	せん断試験用コア採取。JIS R 1250 による。
	目地材の平均引張強度	目地を含むコアを採取し, 割裂試験を実施する。
	目地材の平均せん断強度	せん断試験を実施

4条 耐震壁の条件

耐震壁として算定できる有効な壁は、以下の条件を満足していること。

1. 耐震壁の厚さは、高さの25分の1以上かつ200mm以上とする。
2. たて方向の貫通目地（芋目地）を有する壁は、原則として一体の耐震壁と見なすことはできない。
3. 開口部等で区切られた耐震壁の長さは600mm以上とする。

1. 日本建築学会「組積造設計規準・解説」3条には階高3m以下の規定があり、同5条で最低壁厚を200mmとしている。即ち、最低壁厚／最高階高=200mm／3m=1／15であるが、本ガイドラインではこの関係（最低壁厚／最高階高）を緩和して1／25とした。

2. 1枚の大谷石壁の中央付近に、たて方向の貫通目地（芋目地）が有る場合は、これを左右2枚の壁と見なして、それぞれの壁が耐震壁としての要件を満たしているかどうかを検討する。

大谷石壁の間に鉄筋コンクリート造の部材（柱など）が入っている場合、鉄筋コンクリート部材を大谷石壁より後に施工した場合は、両側の大谷石壁を一体と見なすことができる。この場合は、鉄筋コンクリート部材を同断面の大谷石壁と見なして計算する。

3. 日本建築学会「組積造設計規準・解説」の6条による。

5条 壁体の強度

壁体の強度は試験（3条参照）によるが、標準偏差を考慮した試験値に対して、表の各強度を上限値とする。

表1 壁体の強度の上限値

圧縮	せん断 (τw)	引張
2.25 N/mm ²	0.225 N/mm ²	0.225 N/mm ²

表の上限値は、日本建築学会「組積造設計規準・解説」2条 解説表2.2組積体の許容応力（1964年規準）の「レンガおよび中実コンクリートブロック」の短期許容応力度に相当している（表2）

また、表2においては、壁体の許容引張応力度は許容せん断応力度に等しいものとしており、本ガイドラインにおいても、壁体の引張強度はせん断強度に等しいものとした。

表2 組積体の許容応力度（組積造設計規準・日本建築学会・1964年）※

	長期		短期	
	圧縮	引張・せん断	圧縮	引張・せん断
レンガ造 および中実 コンクリー トブロック	単体圧縮強度の 1/8, かつ 1.5 N/ mm ² 以下	単体圧縮強度の 1/80, かつ 0.15 N/ mm ² 以下	単体圧縮強度の 1.5/8, かつ 2.25 N/ mm ² 以下	単体圧縮強度の 1.5/80, かつ 0.225 N/ mm ² 以下

※単位は kgf/cm² からN/ mm² に換算

小規模建築物の壁体調査については、診断者の判断に委ねることとした（3条参照）。

6条 壁体の面外耐力の診断

壁体の面外耐力は（1）式を満足しなければならない。

$$\tau \leq \text{壁のせん断耐力} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (1)$$

ここに、 $\tau = Q/A_m$ （壁体のせん断力／目地部の断面積） $[\text{N/mm}^2]$

$$Q = \kappa_1 \times \kappa_2 \times W \quad [\text{N}]$$

W：当該壁体が支える地震力算定用重量 $[\text{N}]$

κ_1 ：形状係数で1.5とする

$$\kappa_2 = Z \times K \times A_i$$

Z：地震地域係数で令88条第1項による

K：壁の面外水平震度で1.0とする

A_i ：高さ方向の分布係数で令88条第1項による

（ i ：対象としている階の階数）

壁体の面外応力は、面外崩壊の危険性の高いものから、代表的なものを適宜選択して検討する。

東日本大震災時の被災状況検証によると、目地部のすべり破壊による被害が多かったため、壁体のせん断耐力に対する検討を行う。

なお、既存大谷石蔵の地震による被害の多くは、臥梁が設置されていないために壁体が面外方向に崩落することにより生じていることから、本検討の結果にかかわらず、臥梁が有効に設けられていない建物については、原則として、各階の床・屋根位置に面外方向への変形を抑制できる臥梁を配置する必要がある。

7条 耐震性の判定

1. 耐震性の判定

構造体の耐震性の判定は(3)式を満足すること。

$$I_s \geq I_{so} \quad (3)$$

ここで、 I_s ：構造耐震指標

I_{so} ：構造耐震判定指標で0.8以上とする（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」5.2(1)
第1次診断用 $E_s=0.8$ による）

2. 構造耐震指標 (I_s) の算定

構造耐震指標 (I_s) は(4)式により算定する。

$$I_s = Q_u \cdot F \cdot T \cdot S D / (\Sigma W \cdot A_i \cdot Z \cdot R_t) \quad (4)$$

ここで、 Q_u ：保有水平耐力（7条3.参照）〔N〕

F ：靱性指標（ $F=1.0$ ）

T ：経年指標（7条5.参照）

$S D$ ：形状指標（7条6.参照）

ΣW ：地震時荷重で建築基準法施行令第88条第1項による〔N〕

A_i ：高さ方向の分布係数で建築基準法施行令第88条第1項による
(i ：対象としている階の階数)

Z ：地震地域係数で建築基準法施行令第88条第1項による

R_t ：固有周期等に関わる係数で建築基準法施行令第88条第1項による

3. 保有水平耐力 (Q_u) の算定

保有水平耐力は(5)式により算定する。

$$Q_u = \alpha \cdot A_w \cdot \tau_w \quad [N] \quad (5)$$

ここで、 A_w ：各階各方向の壁の水平断面積〔mm²〕

τ_w ：壁の水平断面積当りのせん断耐力〔N/mm²〕（5条表1参照）

α ：壁の高さと幅の比率による低減係数で①～③による

①開口部の高さとの壁の幅の比が2以下： $\alpha=1.0$

②開口部の高さとの壁の幅の比が3以上： $\alpha=0.0$

③上記①と②の間は直線補間による

壁の両側の開口部高さが異なる場合は両者の平均の高さとする。

また、端部の壁は煉瓦の積み高を片側の開口部高さで見なす。

4. 靱性指標 (F) は、1.0とする。

5. 経年指標 (T) は、調査項目についての結果をもとに、表3により求めるものとする。

6. 形状指標 ($S D$) は、調査項目についての結果をもとに、表4により求めるものとする。

表3 経年指標 (T)

チェック項目	程 度	T 値	2 次調査の関連項目
変形	建物が傾斜している。または明らかに不同沈下を起こしている。	0.7	構造ひび割れ・変形
	地盤が埋立地か水田跡である	0.9	
	内眼で梁、柱の変形が認められる	0.9	
	上記に該当せず	1	
壁・柱のひび割れ	雨もりがあり、鉄筋さびが出ている	0.8	構造ひび割れ・変形
	内眼で柱に斜めひび割れがはっきりみえる	0.9	
	外壁に数えきれない程ひび割れが入っている	0.9	
	雨もりがあるが、さびは出していない	0.9	
	上記に該当せず	1	
火災経験	痕跡あり	0.7	構造ひび割れ・変形 変質・老朽化
	受けたことがあるが痕跡目立たず	0.8	
	なし	1	
用途	化学薬品を使用していたかまたは現在使用中	0.8	変質・老朽化
	上記に該当せず	1	
建築年数	30 年以上	0.8	変質・老朽化
	20 年以上	0.9	
	20 年未満	1	
仕上状態	外部の老朽化による剥落が著しい	0.9	変質・老朽化
	内部の変質、剥落が著しい	0.9	
	特に問題なし	1	

※なお、経年指標 T については、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」3. 4 経年指標 T に基づくものとし、上記の表および3条の調査項目についての結果を考慮して算定する。

表4 形状指標 (SD)

項 目		G i (グレード)			Rレンジ調整係数		
		1.0	0.9	0.8	R li		
平面 形状	a	整形性	整形 a1	ほぼ整形 a2	不整形 a3	1.00	
	b	辺長比	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	0.25	
	c	くびれ	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.25	
	d	エキスパンションジョイント	$1/100 \leq d$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$	0.25	
	e	吹抜	$e \leq 0.1$	$0.1 < e \leq 0.3$	$0.3 < e$	0.25	
	f	吹抜の偏在	$f1 \leq 0.4$ かつ $f2 \leq 0.1$	$f1 \leq 0.4$ かつ $0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.4 < f1$ 又は $0.3 < f2$	0.50	
	g						
断面 形状	h	地下室の有無	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	1.00	
	i	層高の均等性	$0.8 \leq i$	$0.7 \leq i < 0.8$	$i < 0.7$	0.50	
	j	ピロティの有無	ピロティなし	全てピロティ	ピロティ偏在	1.00	
	k	床面等剛性有無	床剛性有 1.0		床剛性無 0.8	1.00	

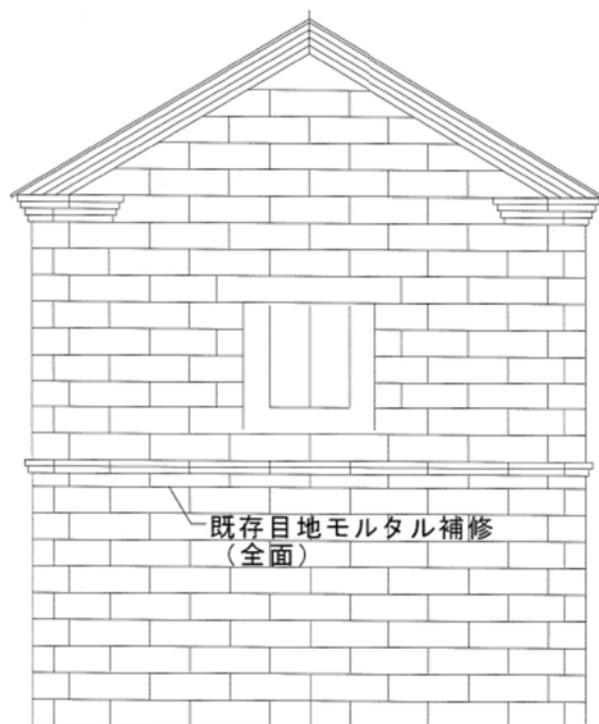
※なお、形状指標SDについては、日本建築防災協会「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」3.3形状指標SDに基づくものとし、上記の表および3条の調査項目についての結果を考慮して算定する。

第2章 大谷石建造物の耐震補強

1. 耐力壁の補強

1- (1) 壁体の目地補修

壁体の目地は耐震性能に大きく影響を与えることから、目地の劣化や剥落が著しい場合には、補修により壁体の強度が一定以上確保できるようにすることが望ましい。



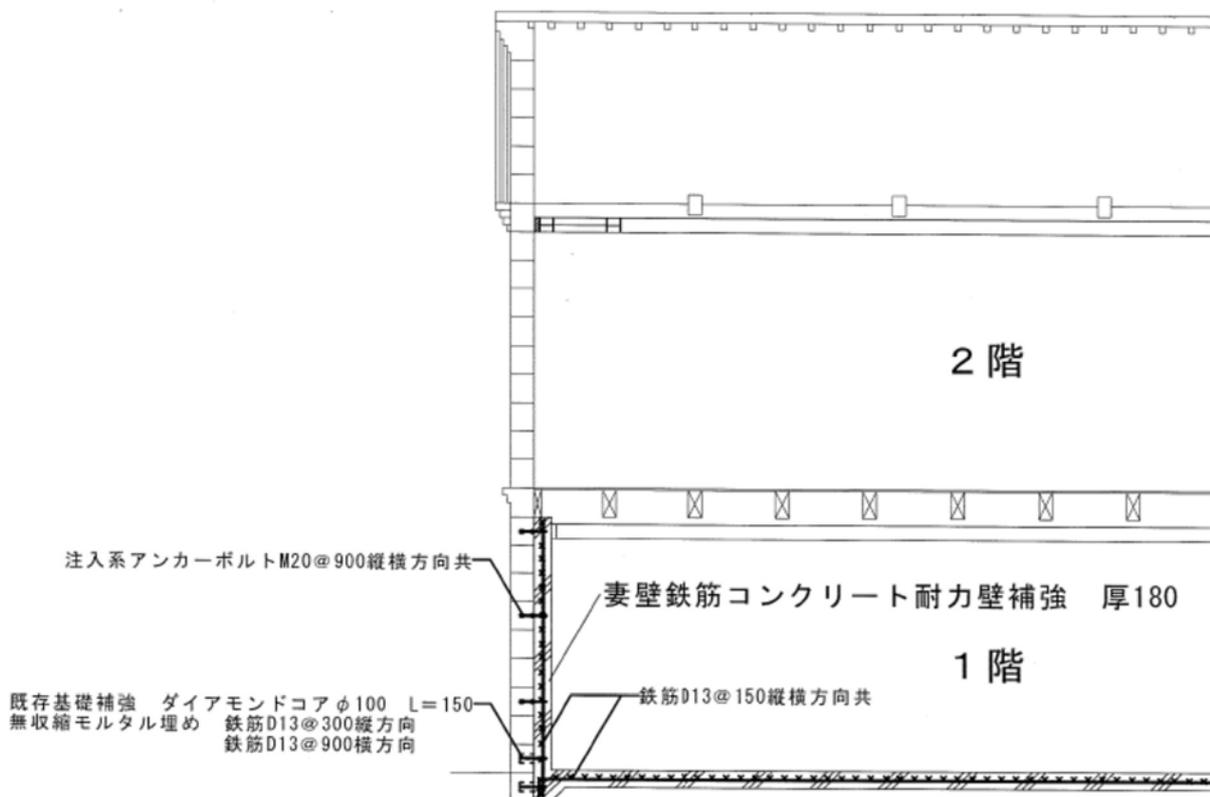
・ 目地補修例



1 - (2) 鉄筋コンクリート構造耐震壁による耐震補強

壁体の断面積が不足しているために耐震性能が確保できない場合には、既存外壁の室内側に鉄筋コンクリート造の耐震壁を配置して補強を行う方法がある。

耐震壁の配置にあたっては、基礎を併せて配置するなど、転倒に対する検討も行うことが必要となる。



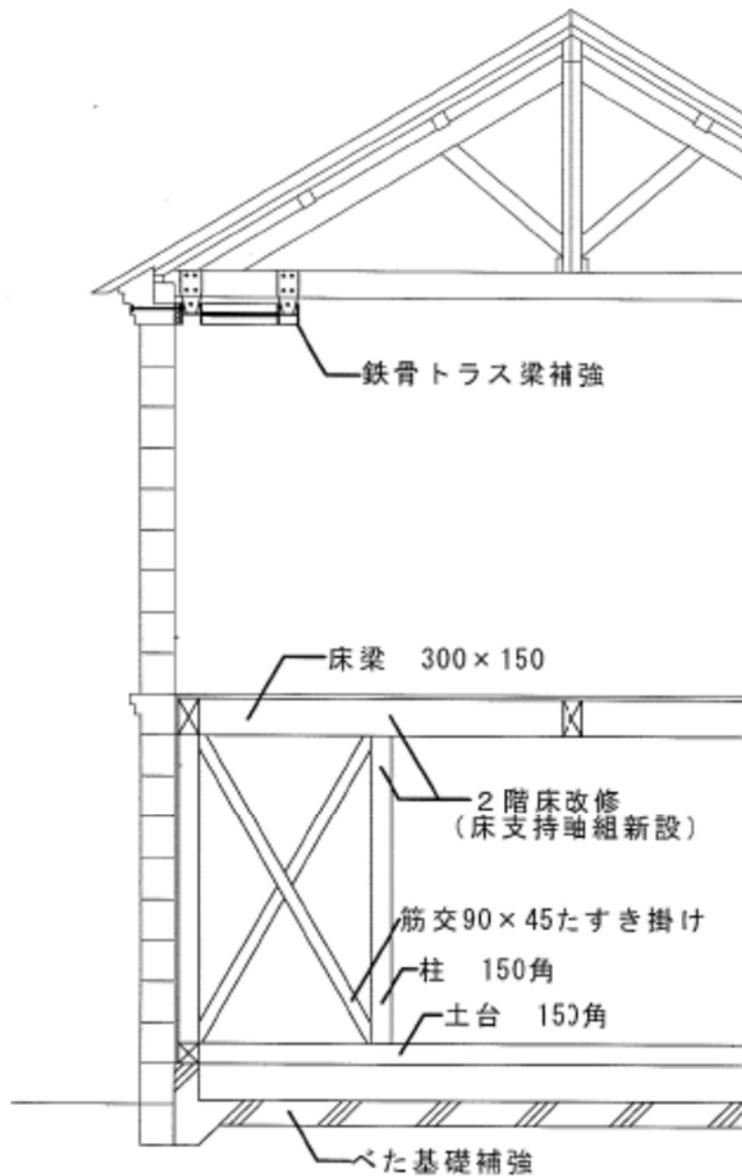
・鉄筋コンクリート耐震壁補強例



1 - (3) 屋根・床荷重の低減による耐震性能向上

建築物に必要とされる耐震性能は屋根や床の荷重により決定づけられるため、荷重を低減することにより、耐震性能を向上させることが可能となる。

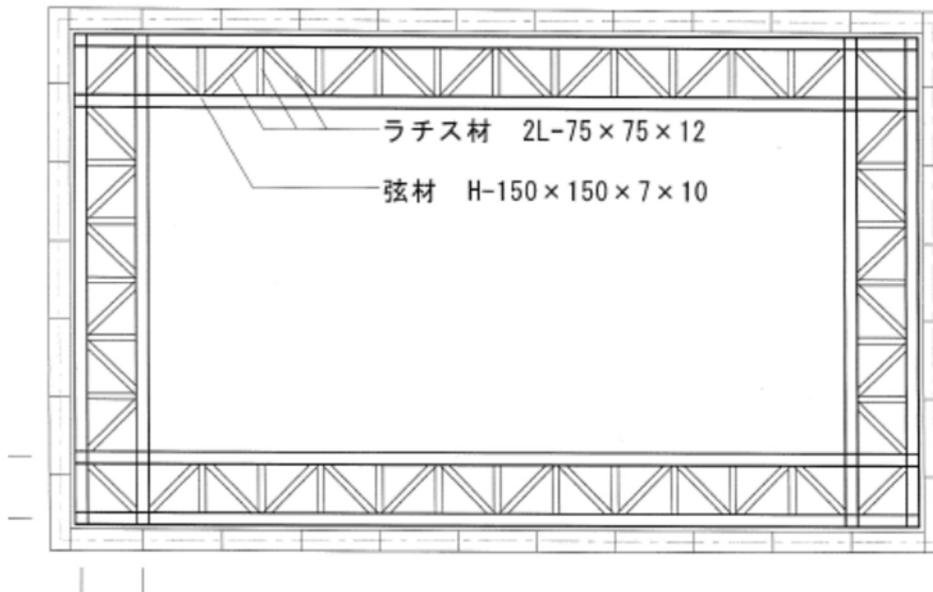
具体的には、屋根を瓦葺きから鉄板葺きに変えることや、壁が荷重を負担している2階床を撤去することなどにより、荷重を低減し耐震性能を向上させることができる。



2. 臥梁の設置・補強

壁体の耐震性を確保するためには、面外方向への変形を抑え、対隣壁に地震力を伝える臥梁を各階壁の頂部に設置することが重要となる。

既存大谷石蔵の地震による被害の多くは、臥梁が設置されていないために壁体が面外方向に崩落することにより生じており、壁の頂部に面外方向への変形を抑制できる臥梁を配置することが必要となる。



・鉄骨トラス臥梁による補強例



3. 基礎の補強

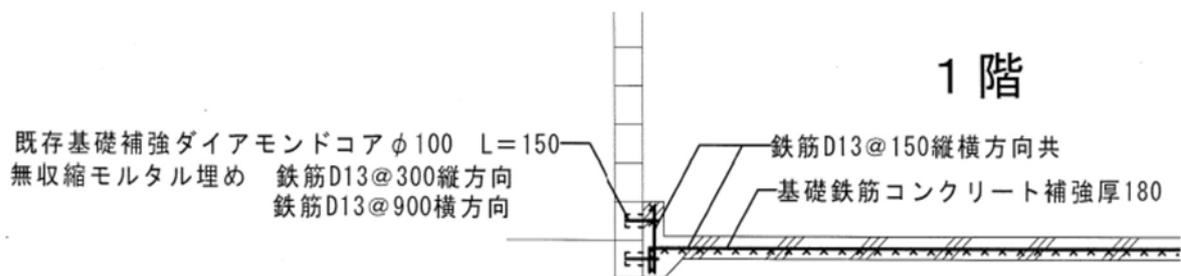
耐震性能を向上させるためには、壁の頂部に臥梁を設置するとともに、基礎も剛強な布基礎またはべた基礎として、各壁体の脚部と一体となるよう連結させることが重要となる。

また、常時の荷重または設置圧の不均等などによる不同沈下や壁体のひび割れを防止し、構造体の弱体化を抑制するためにも基礎の補強が重要となる。

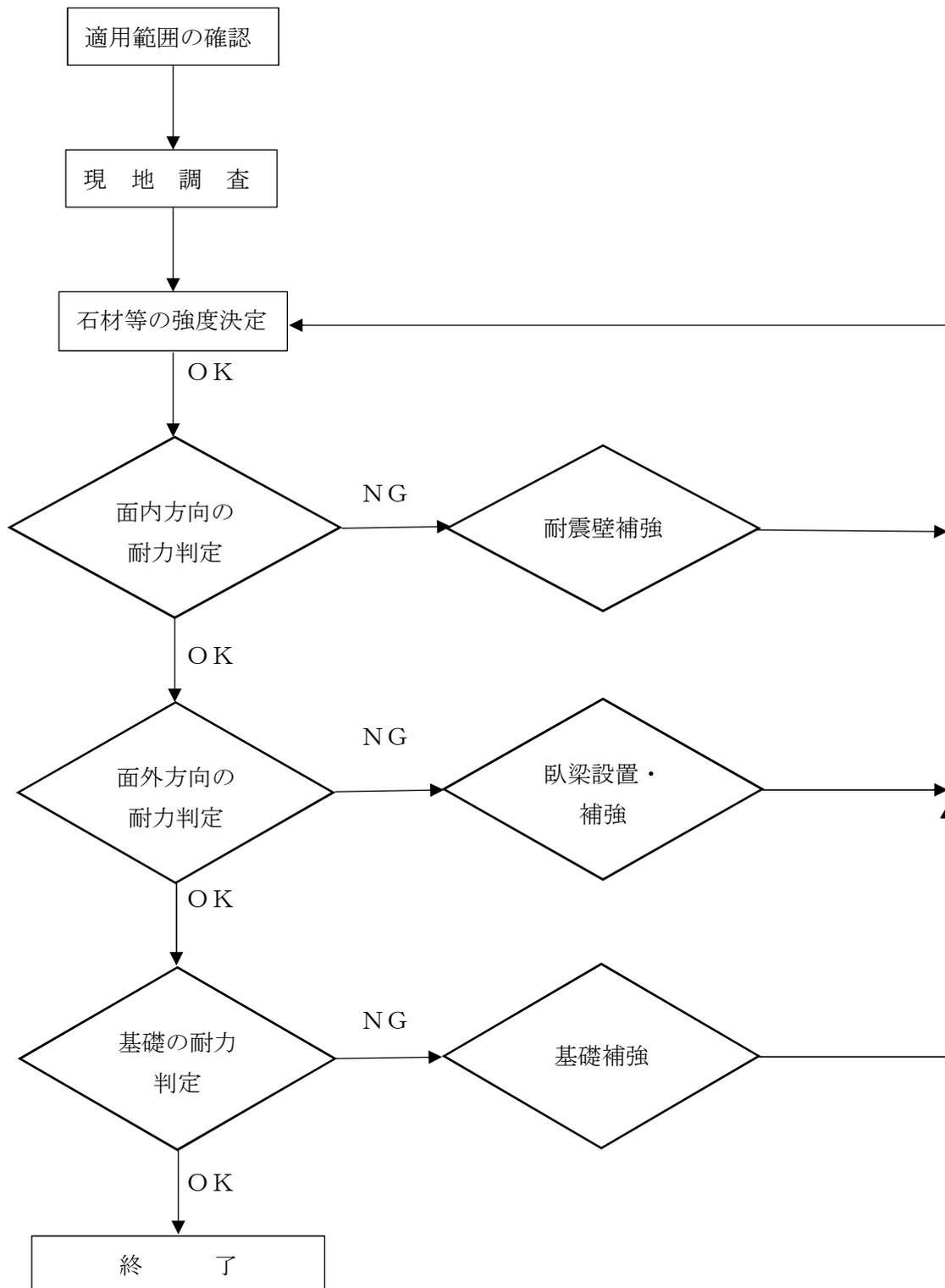
・鉄筋コンクリート造基礎による補強例



・基礎断面図（例）



診断・補強のフローチャート

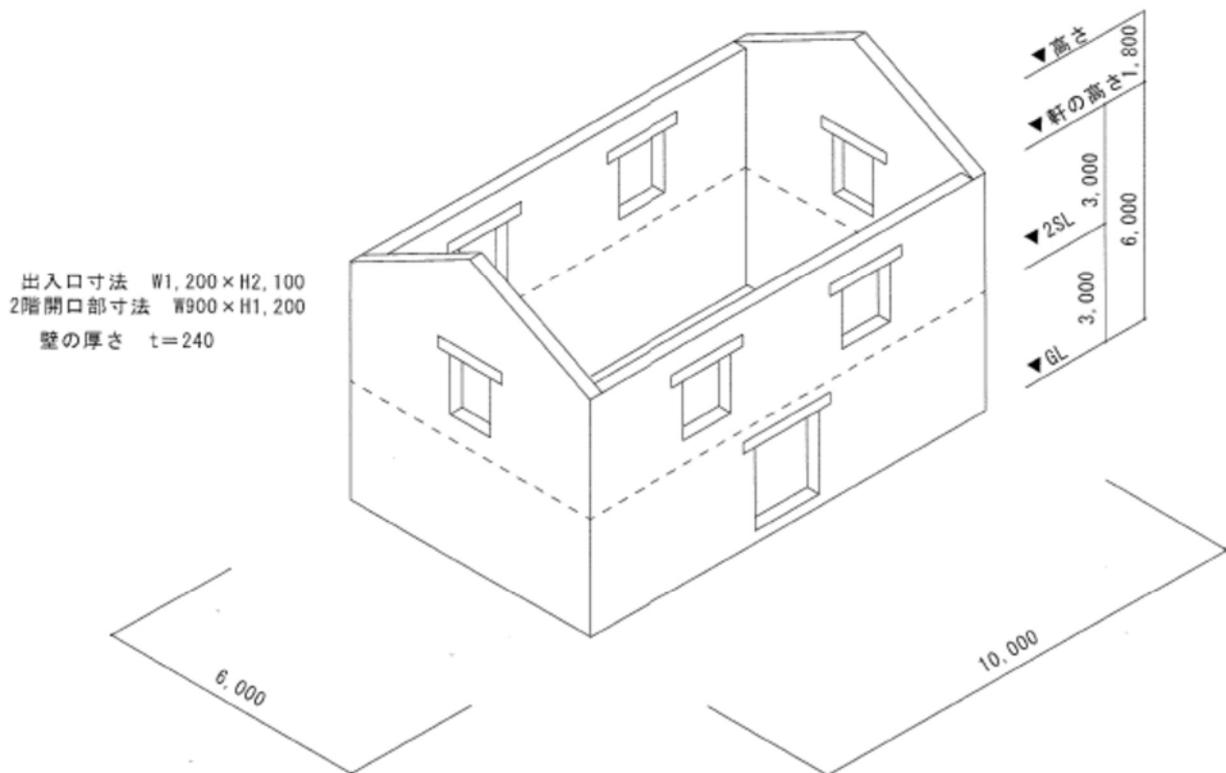


計算例

1. 検討を行う既存大谷石建造物の設定について

- ・現存する大谷石建造物の中では、大きなものとしては長さ 5 間（約 9.1m）、奥行き 3 間（約 5.46m）の和室が内包されるもので、軒の高さが 6m 程度の 2 階建てのものが一般的には多いと考えられる。
- ・壁の厚さとしては八十石（厚さ 24cm、高さ 30cm）の大谷石で積まれたものが多い。
- ・開口部の大きさは、出入口では 1.2m×1.8m 程度、窓では 0.8m×1.2m 程度のものが多い。
- ・納屋などでは長さが 10m を超えるものもあるが、建築基準法上の規定による壁の長さの上限は 10m となっており、石壁の厚さが規定より少ないものでは面外方向への変形による転倒の危険性が高いため、控え壁などによる補強が必要となると考えられる。
- ・日本建築学会における組積造設計規準では、各階の高さを 3m 以下、軒の高さを 6m 以下、壁に囲まれた部分の面積を 60m² 以下としている。

上記の理由により、以下の大谷石建造物を想定して検討を行なった。



耐震補強工法検討用投影図 1/100

2. 耐震診断・耐震補強ガイドラインによる検討

・大谷石強度について

石材の圧縮強度としては、今回の共同研究による石材圧縮試験により、平均で 10 N/mm² 程度の試験結果が報告されているが、今後の石組強度試験の結果や安全率を考慮し、約 2/3 の強度となる 6 N/mm² の圧縮強度により検討を行うこととした。

また、比重については、今回の宇都宮大学との共同研究に基づく見掛比重試験結果による最大値が 1.58 であったことから、16 KN/m³ として検討した。

圧縮強度	6 N/mm ²
比重	16 KN/m ³
ヤング係数	1.2×10 ⁴ N/mm ²
引張強度	0.9 N/mm ²
曲げ強度	2.0 N/mm ²

・壁体強度について

日本建築学会「組積造設計規準・解説」2条 解説表2.2組積体の許容応力度（1964年規準）の「レンガおよび中実コンクリートブロック」の短期許容応力度では、下記の表による数値を上限値としており、壁体のせん断強度試験において、試験結果が0.12～0.28N/mm²となったことから、学会の上限値により検討を行った。

組積体の許容応力度（組積造設計規準・日本建築学会・1964年）*

	長期		短期	
	圧縮	引張・せん断	圧縮	引張・せん断
レンガ造 および中実 コンクリ ートブロッ ク	単体圧縮強度の 1/8、かつ 1.5 N/mm ² 以下	単体圧縮強度の 1/80、かつ 0.15 N/mm ² 以下	単体圧縮強度の 1.5/8、かつ 2.25 N/mm ² 以下	単体圧縮強度の 1.5/80、かつ 0.225 N/mm ² 以下

*単位は kgf/cm² からN/ mm² に換算してある

壁体の強度の上限値

圧縮	せん断 (τ w)	引張
2.25 N/ mm ²	0.225 N/ mm ²	0.225 N/ mm ²

・荷重について

屋根については、既存の大谷石蔵に日本瓦が多く用いられていることから、固定荷重を日本瓦（葺き土有）・母屋（木造）を採用した。

また、2階床については、床梁（張間 6m 以下）木板仕上とし、積載荷重として店舗の売場の荷重を採用した。

大谷石重量

$$16 \times 0.24 \times 1 = 3.84 \text{ KN/m}^2$$

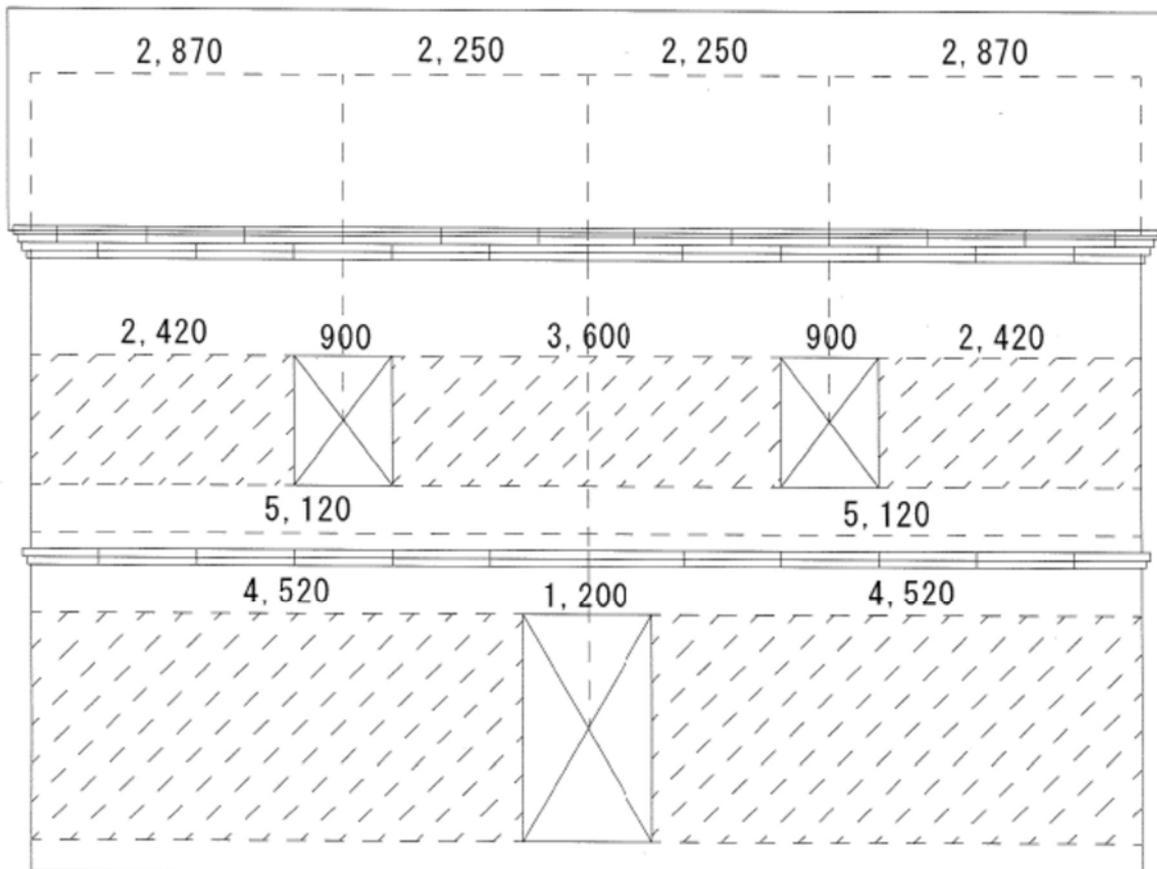
床別

(N/m²)

屋根 勾配 6 寸	日本瓦 (葺き土有) (下地含む)	980	1260	区分	床用	小梁用	大梁用	地震用
				D. L.	1260	1260	1260	1260
	母屋 (木造 支点間距離 4m 以下)	100		L. L.	0	0	0	0
		1080		T. L.	1260	1260	1260	1260
	(1080 × 1.16619) =	1259.5						
2 階床	仕上 (木板厚 24 程度)	150	320	区分	床用	小梁用	大梁用	地震用
	床梁 (張間 6m 以下)	170		D. L.	320	320	320	320
		320		L. L.	2900	2900	2400	1300
				T. L.	3220	3220	2720	1620

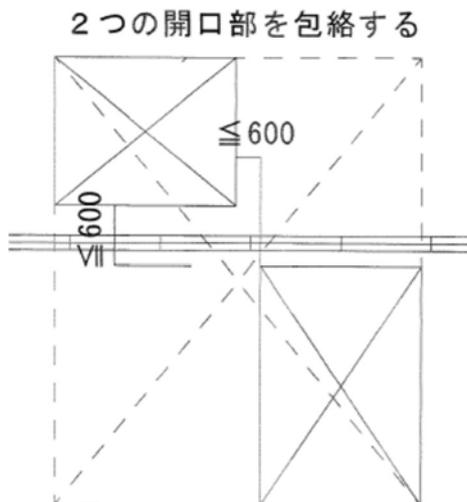
・耐震診断の計算条件

大谷石組の水平耐力は、開口部を除いた壁の有効断面積に壁体のせん断強度を乗じてせん断耐力を求め、XY 方向別に集計を行った。



・上下開口部の間のせん断に対する検討について

建築基準法では、上下開口部の間は 60cm 以上の間隔を確保する規定が設けられているため、上下の開口部間の壁がせん断破壊を起こさないための基準について検討を行い、60cm 未満となる場合には、開口部を包絡して検討を行う必要がある。



・検討結果について

床の剛性が確保できる場合の I_s 値は Y 方向 1 階で 0.55 であり、一次診断の基準である I_s 値が 0.8 を下回ることから、床の剛性を確保するための補強および 1 階妻側壁の補強を行うことにより、耐震性を確保できると考えられる。

床剛性成立時の耐震性

X	Q_w	Q_u	Q_u/Q_w	F	T	SD	I_s	I_{so}	判定	St	q	判定
2	414.60	911.52	2.20	1.0	0.8	0.9	1.58	0.8	OK	0.3	5.276476	OK
1	884.04	1054.08	1.192	1.0	0.8	0.9	0.86	0.8	OK	0.3	2.861613	OK

Y	Q_w	Q_u	Q_u/Q_w	F	T	SD	I_s	I_{so}	判定	St	q	判定
2	414.60	576.72	1.39	1.0	0.8	0.9	1.00	0.8	OK	0.3	3.338434	OK
1	884.04	673.92	0.76	1.0	0.8	0.9	0.55	0.8	NG	0.3	1.829556	OK

T(経年)指標

チェック項目	程度	T値	2次調査の関連項目
変形	建物が傾斜している。または明らかに不同沈下を起こしている。	0.7	構造ひび割れ・変形
	地盤が埋立地か水田跡である	0.9	
	内眼で梁、柱の変形が認められる	0.9	
	上記に該当せず	1	
壁・柱のひび割れ	雨もりがあり、鉄筋さびが出ている	0.8	構造ひび割れ・変形
	内眼で柱に斜めひび割れがはっきりみえる	0.9	
	外壁に数えきれない程ひび割れが入っている	0.9	
	雨もりがあるが、さびは出していない	0.9	
	上記に該当せず	1	
火災経験	痕跡あり	0.7	構造ひび割れ・変形 変質・老朽化
	受けたことがあるが痕跡目立たず	0.8	
	なし	1	
用途	化学薬品を使用していたかまたは現在使用中	0.8	変質・老朽化
	上記に該当せず	1	
建築年数	30年以上	0.8	変質・老朽化
	20年以上	0.9	
	20年未満	1	
仕上状態	外部の老朽化による剥落が著しい	0.9	変質・老朽化
	内部の変質、剥落が著しい	0.9	
	特に問題なし	1	

T=0.8

SD(形状)指標

項目		計算値	Gi(グレード)			レンジ調整係数		
			1.0	0.9	0.8	R1i	R2i	
第1次・第2次診断用	a	整形性	無	整形a1	ほぼ整形a2	不整形a3	1.0	0.5
	b	辺長比	10.0/6.0=1.66	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	0.5	0.25
	c	くびれ	無	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.5	0.25
	d	エキスパンションジョイント	無	$1/100 \leq d$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$	0.5	0.25
	e	吹抜	無	$e \leq 0.1$	$0.1 < e \leq 0.3$	$0.3 < e$	0.5	0.25
	f	吹抜の偏在	無	$f1 \leq 0.4$ かつ $f2 \leq 0.1$	$f1 \leq 0.4$ かつ $0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.4 < f1$ または $0.3 < f2$	0.25	0
	g							
	h	地下室の有無	無	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	1.0	1.0
	i	階の均等性	3.0/3.0=1.0	$0.8 \leq i$	$0.7 \leq i < 0.8$	$i < 0.7$	0.5	0.25
	j	ピロティの有無	無	ピロティなし	全てピロティ	ピロティが偏在	1.0	1.0
	k							

$$SD = [(1 - (1 - 0.8) \times 0.5) \times [(1.2 - (1 - 0.8) \times 1.0)] = 0.9$$

壁体の面外耐力の検討

X方向壁(診断)

符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	240	240
tm	目地部厚さ	mm	220	220
L	壁長	mm	2400	3300
H	壁高さ	mm	3000	3000
N1	壁軸力(頂部)	N	17690	103410
N2	壁軸力(中央)	N	43610	128294
N3	壁軸力(底部)	N	69530	171642
W	壁重量	N	69530	171642
K・Z	水平震度×地震地域係数	-	1.0	1.0
fcL	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.5	1.5
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	2.25	2.25
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.225	0.225
fs	壁体のせん断耐力	N/mm ²	0.225	0.225
Ai	または(n+1)/(n+1)	-	1.22	1.00
Aw	壁断面積	mm ²	576000	792000
Zw	壁断面係数	mm ³	23040000	31680000
Am	目地部断面積	mm ²	528000	726000
κ1	壁形状係数		1.5	1.5
κ2	地震力に関する係数		1.219	1.000
Q	せん断力		127152	257463
長期の検討				
σL1	N1/Aw	N/mm ²	0.031	0.131
σL2	N2/Aw	N/mm ²	0.076	0.162
σL3	N3/Aw	N/mm ²	0.121	0.217
	判定 σL3 ≤ fc1		OK	OK
地震時の検討				
τE1	Q/Am		0.241	0.355
	判定 τE1 ≤ fs		NG	NG

3. 耐震補強の検討

・床の剛性確保の方法について

耐震補強事例の調査では、各階の頂部に鉄骨及び鉄骨ブレース等による補強が行われており、同様の補強を行うことが想定されるため、補強コンクリートブロック造設計規準の臥梁の断面の仕様などを参考に同等の剛性を確保できる鉄骨部材の配置を検討した。

1階床面積当たりの重量	809.52	÷	60	=	13.49	KN/m ²
臥梁の面外方向変位量検討荷重	13.49	×	6	×	0.5	= 40.48 KN/m
w	=	40.48	×	1.0	×	1.00 = 40.48 KN/m
固定端 M1	40.48	×	10 ²	÷	12	= 337.3 KN・m
外端 M2	0.6	×	M1			= 202.4 KN・m
1階臥梁変位量 δ を 10mm とした場合の臥梁断面 2次モーメント I (L: スパン, E: ヤング係数)						
I =	L ² /10E(5/384wL ² -M2/8)		=	1336852780	mm ⁴	⇒ 133685 cm ⁴

・耐力壁の補強方法について

1階妻側壁に厚さ 180mm の鉄筋コンクリート造の耐力壁を配置した場合の Is 値は、1階で 2.68 となり耐震性を確保できる。

RC 壁補強時

Y	Qw	Qu	Qu/Qw	F	T	SD	Is	Iso	判定	St	q	判定
2	410.61	2812.32	6.85	1.0	0.8	0.9	4.93	0.8	OK	0.3	16.43794	OK
1	876.45	3265.92	3.73	1.0	0.8	0.9	2.68	0.8	OK	0.3	8.943142	OK

・基礎の補強について

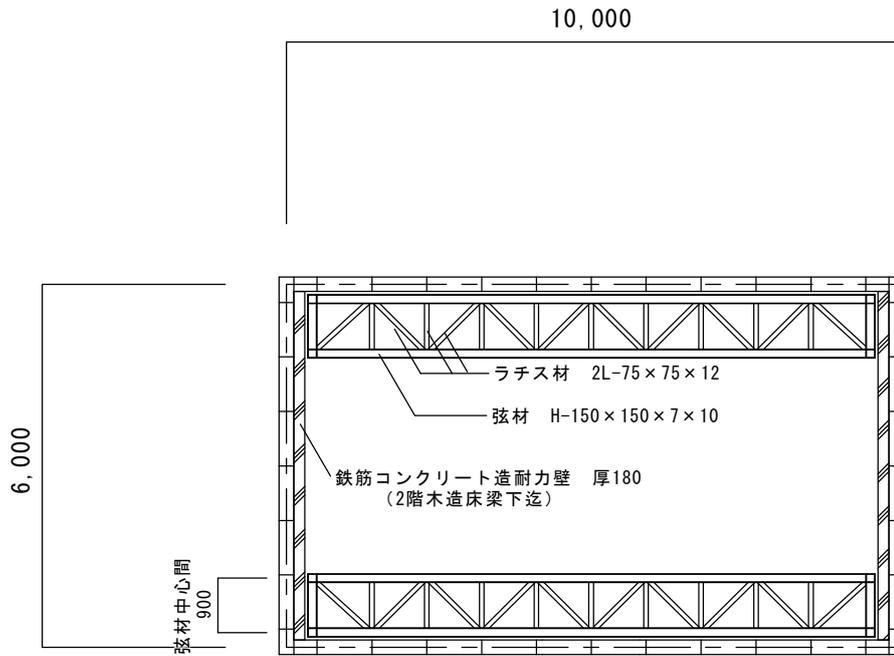
基礎の補強については、木造建築物の無筋コンクリート基礎補強方法のように、内部に鉄筋コンクリート造の基礎を設置して、べた基礎または布基礎とすることが必要となる。

長期荷重に対する検討では、べた基礎とした場合の平均荷重は 26.18 KN/m² となり、一般的な宅地の地耐力に対して安全性が確保できると考えられる。

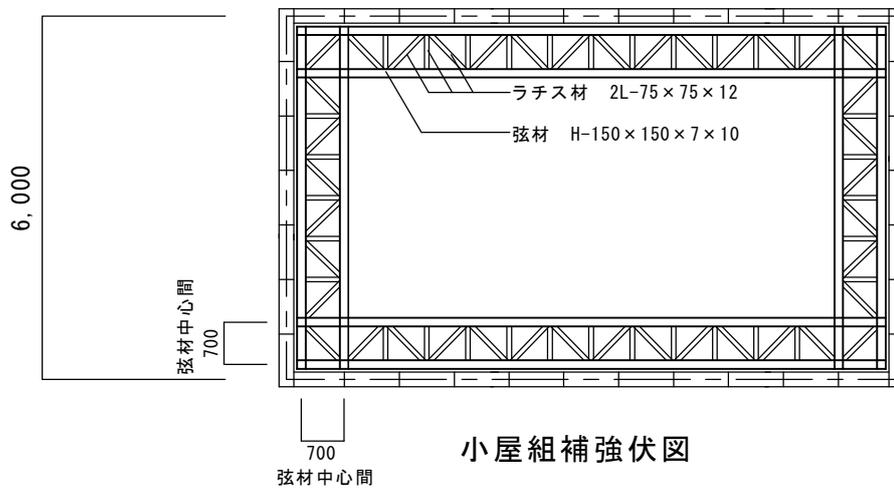
基礎補強検討(べた基礎)						
10240	×	6240		=	63897600	
基礎平均荷重						
1672.90	×	1000	/	63897600	=	0.026181 N/mm ² = 26.18093 KN/m ²

耐震補強工法（案1） [1階妻側RC壁補強]

- ・小屋組・2階床梁下部の外壁面に鉄骨トラス臥梁を設置
- ・1階妻壁を鉄筋コンクリート造耐力壁により補強
- ・建物内部に鉄筋コンクリート造べた基礎を設置



2階床補強伏図



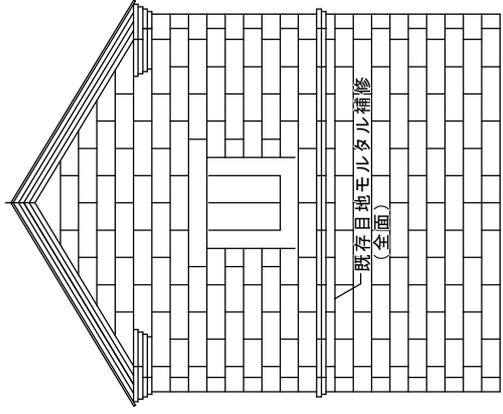
小屋組補強伏図

▼ 最高の高さ 1,800

▼ 軒高 3,000

▼ 2 F L 6,000

▼ G L 3,000



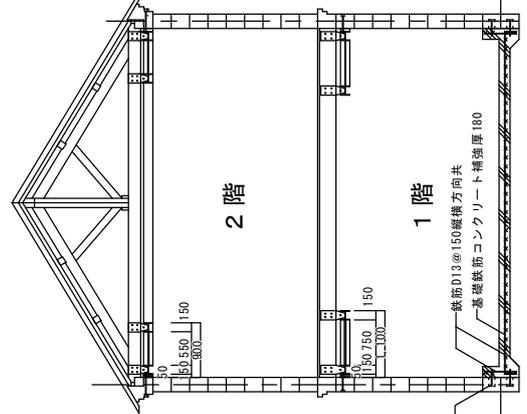
立面図 2

▼ 最高の高さ 7,800

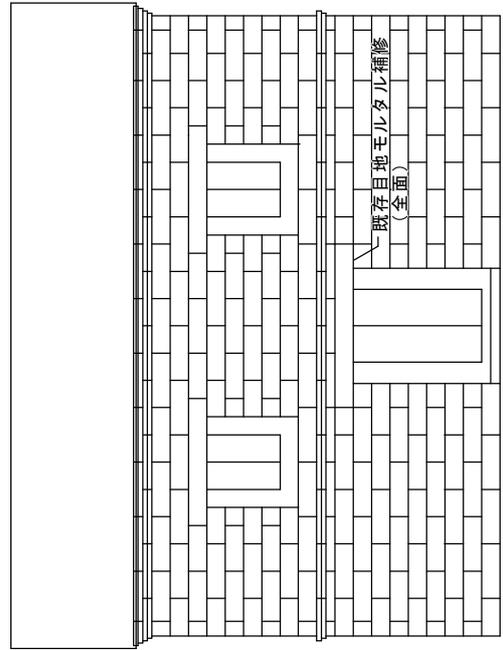
▼ 軒高 1,800

▼ 2 F L 3,000

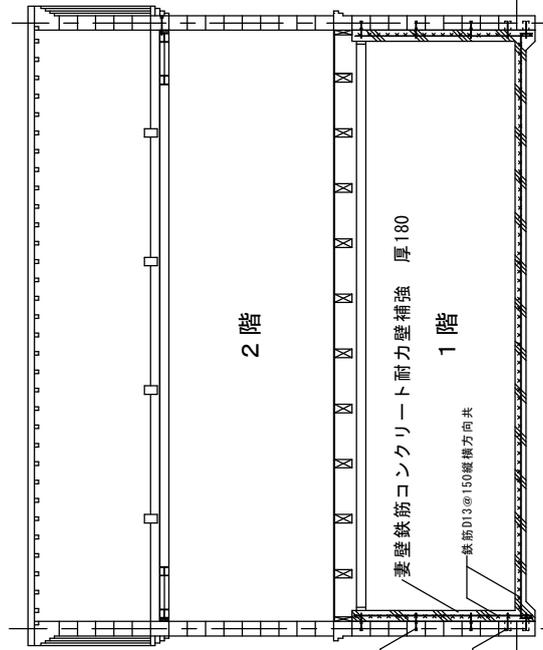
▼ G L 3,000



断面図 2



立面図 1



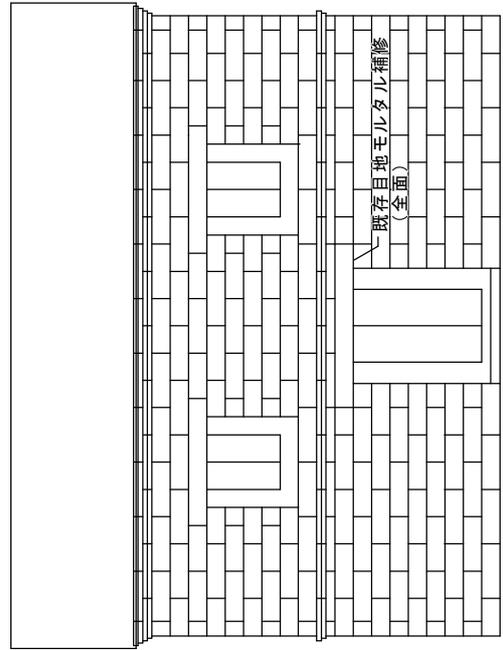
断面図 1

▼ 最高の高さ 1,800

▼ 軒高 3,000

▼ 2 F L 6,000

▼ G L 3,000



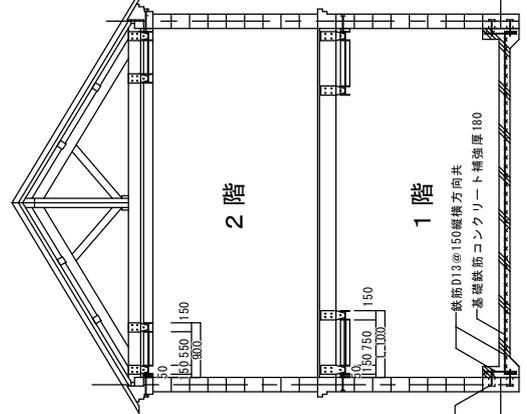
立面図 1

▼ 最高の高さ 7,800

▼ 軒高 1,800

▼ 2 F L 3,000

▼ G L 3,000



断面図 2

注入系アンカーボルトM20@900縦横方向共

既存基礎補強 ダイヤモンドコアφ100 L=150
無収縮モルタル埋め 鉄筋D13@300縦方向 鉄筋D13@900横方向

妻壁鉄筋コンクリート耐力壁補強 厚180

鉄筋D13@150縦横方向共

鉄筋D13@300縦方向 鉄筋D13@900横方向

既存基礎補強 ダイヤモンドコアφ100 L=150
無収縮モルタル埋め 鉄筋D13@300縦方向 鉄筋D13@900横方向

壁体の面外耐力の検討
X方向壁(補強)

符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	240	240
tm	目地部厚さ	mm	220	220
L	壁長	mm	2400	3300
H	壁高さ	mm	3000	3000
N1	壁軸力(頂部)	N	17690	103410
N2	壁軸力(中央)	N	43610	128294
N3	壁軸力(底部)	N	69530	171642
W	壁重量	N	51840	51840
K・Z	水平震度×地震地域係数	-	1.0	1.0
fcL	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.5	1.5
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	2.25	2.25
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.225	0.225
fs	壁体のせん断耐力	N/mm ²	0.225	0.225
Ai	または(n+1)/(n+1)	-	1.22	1.00
Aw	壁断面積	mm ²	576000	792000
Zw	壁断面係数	mm ³	23040000	31680000
Am	目地部断面積	mm ²	528000	726000
κ1	壁形状係数		1.5	1.5
κ2	地震力に関する係数		1.219	1.000
Q	せん断力		94801	77760
長期の検討				
σL1	N1/Aw	N/mm ²	0.031	0.131
σL2	N2/Aw	N/mm ²	0.076	0.162
σL3	N3/Aw	N/mm ²	0.121	0.217
	判定 σL3 ≤ fc1		OK	OK
短期の検討				
τE1	Q/Am		0.180	0.107
	判定 τE1 ≤ fs		OK	OK

- ・既存2階床の改修による耐震性確保について

2階床の積載荷重が地震力算定に大きな影響を与えることから、既存の2階床を改修して内部に独立した木造軸組を設置し、大谷石壁に荷重を負担させないようにすることにより、耐震性を向上させることができる。

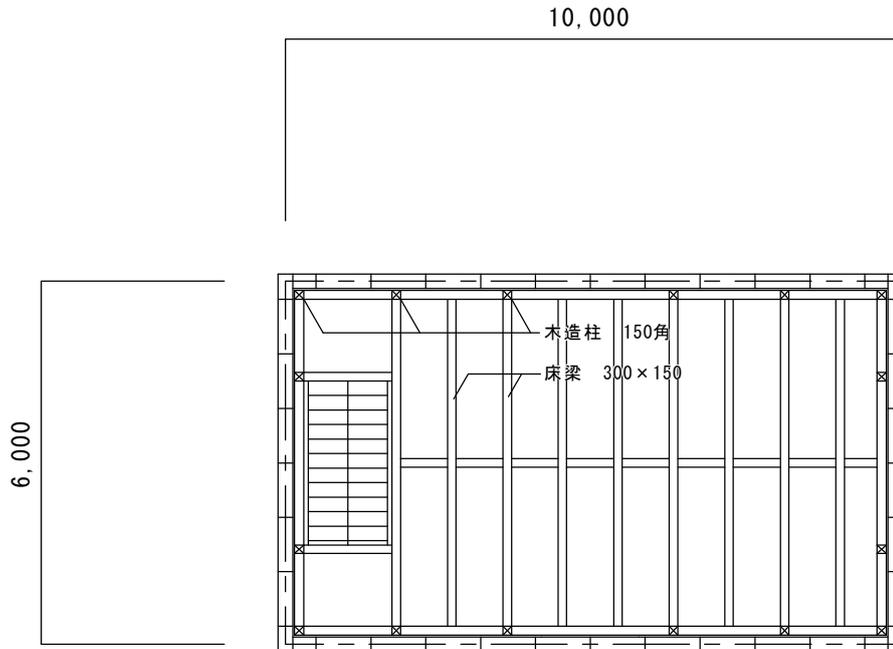
2階床改修時の耐震性

X	Qw	Qu	Qu/Qw	F	T	SD	Is	Iso	判定	St	q	判定
1・2	474.08	781.92	1.65	1.0	0.8	0.9	1.19	0.8	OK	0.3	3.95845	OK

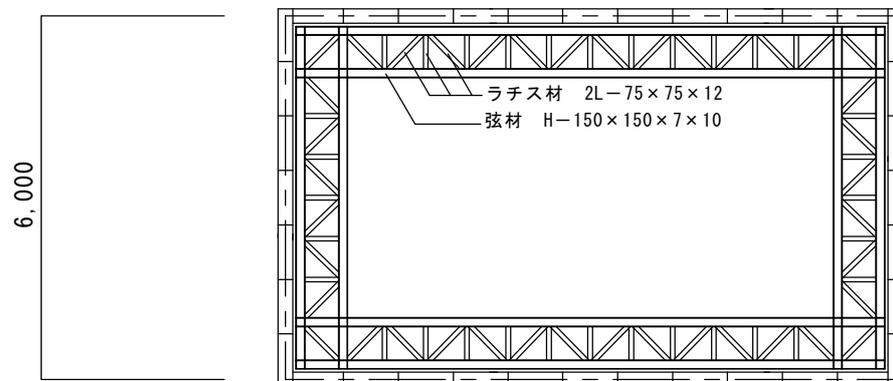
Y	Qw	Qu	Qu/Qw	F	T	SD	Is	Iso	判定	St	q	判定
1・2	474.08	576.72	1.22	1.0	0.8	0.9	0.88	0.8	OK	0.3	2.919631	OK

耐震補強工法（案2） [屋根・床荷重の低減による耐震性能向上]

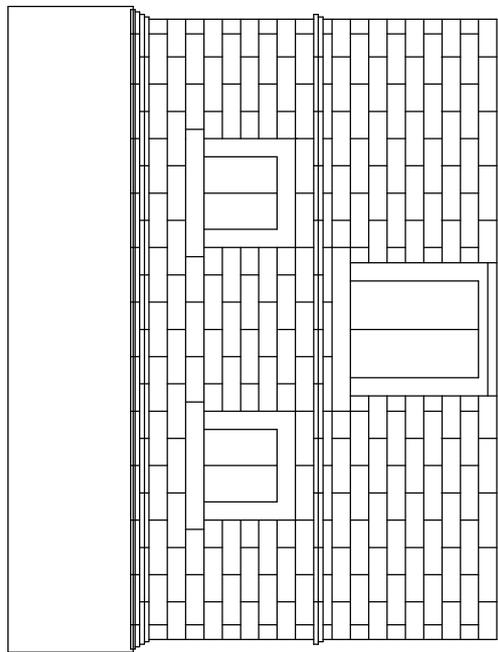
- ・ 建築物に必要とされる耐震性能は屋根や床の荷重により決定づけられるため、荷重を低減することにより、耐震性能を向上させることが可能となる。
具体的には、屋根を瓦葺きから鉄板葺きに変えることや、2階床を撤去することなどにより荷重を低減し、耐震性能を向上させることができる。



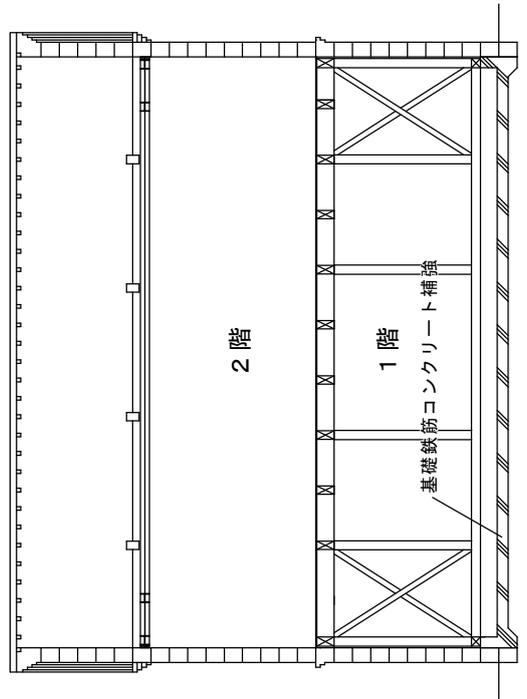
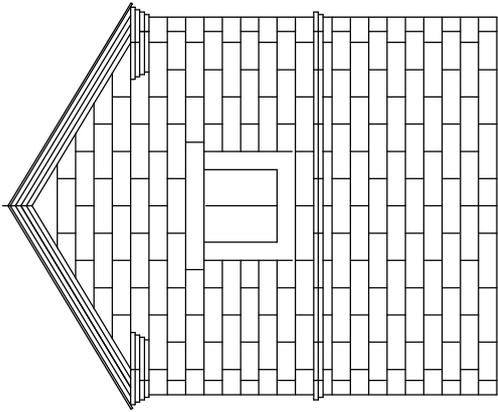
2階床伏図



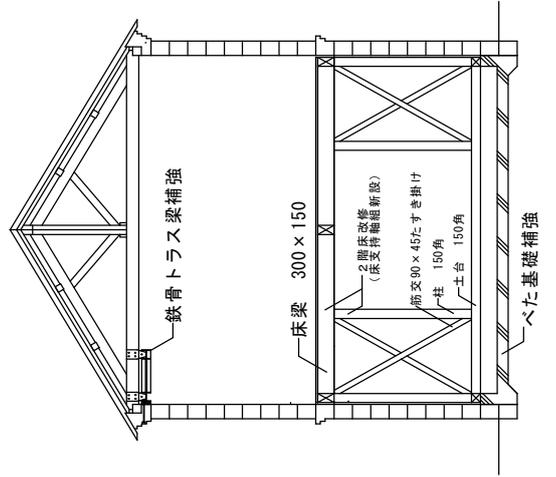
小屋組補強伏図



立面図 1



断面図 1



壁体の面外耐力の検討
X方向壁(補強)

符号	計算内容	単位	1・2階壁
t	壁厚	mm	240
tm	目地部厚さ	mm	220
L	壁長	mm	3300
H	壁高さ	mm	5400
N1	壁軸力(頂部)	N	8846
N2	壁軸力(中央)	N	33470
N3	壁軸力(底部)	N	58094
W	壁重量	N	98496
K・Z	水平震度×地震地域係数	-	1.0
fcl	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.5
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	2.25
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.225
fs	壁体のせん断耐力	N/mm ²	0.225
Ai	または(n+1)/(n+1)	-	1.00
Aw	壁断面積	mm ²	792000
Zw	壁断面係数	mm ³	31680000
Am	目地部断面積	mm ²	726000
κ1	壁形状係数		1.5
κ2	地震力に関する係数		1.000
Q	せん断力		147744
長期の検討			
σL1	N1/Aw	N/mm ²	0.011
σL2	N2/Aw	N/mm ²	0.042
σL3	N3/Aw	N/mm ²	0.073
	判定 σL3 ≤ fcl		OK
短期の検討			
τE1	Q/Am		0.204
	判定 τE1 ≤ fs		OK