伝統的な木造軸組を主体とした

木造住宅・建築物の
耐震性能評価・耐震補強マニュアル

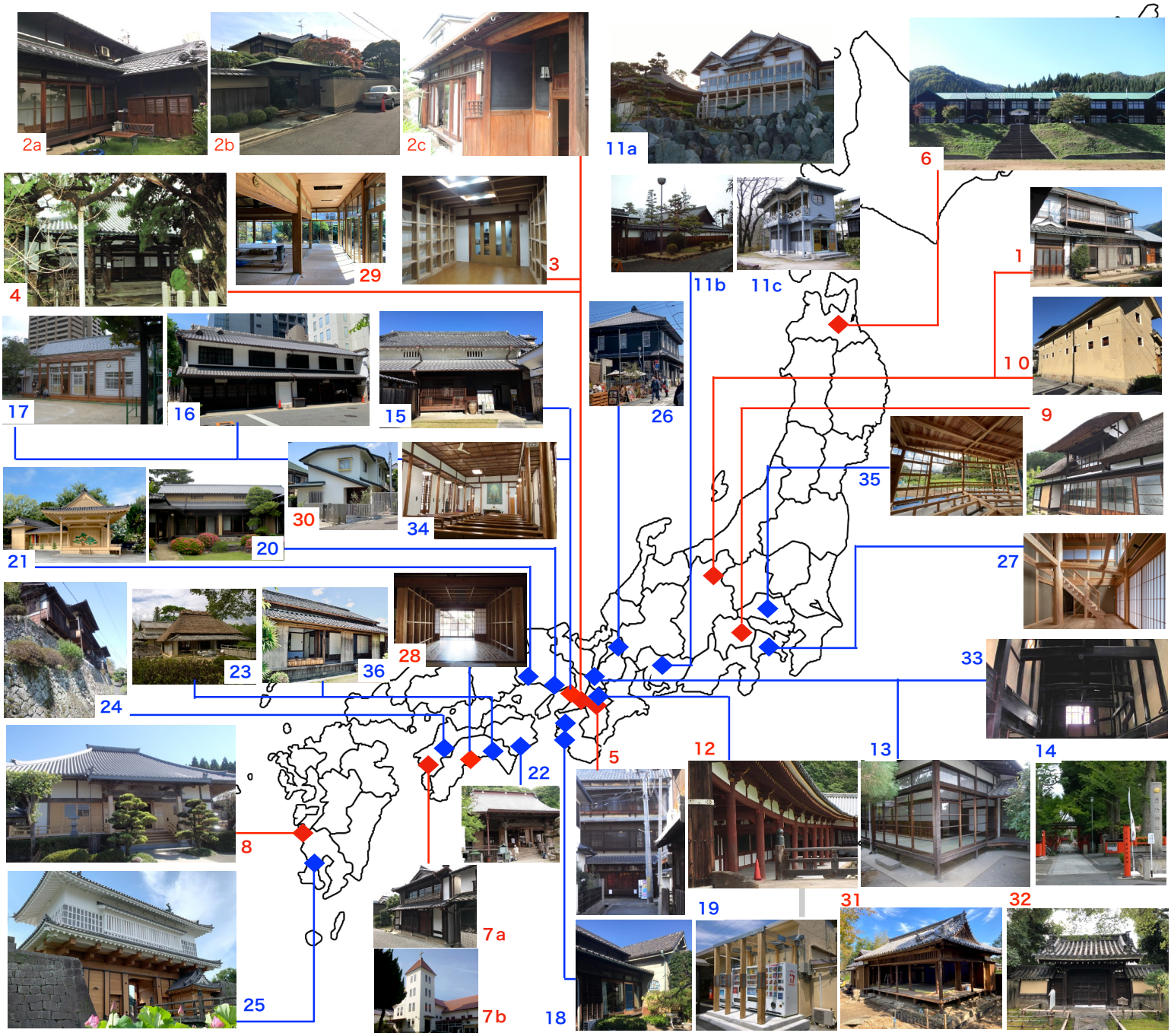
第７部（改訂版）

設計（検討）・施工事例集 2023

2023年10月

（一社）日本建築構造技術者協会関西支部
木造住宅レビュー委員会

限界耐力計算適用事例リストマップ 2023



1　松代の家（長野県松代）昭和20年築の養蚕農家：耐震・断熱・バリアフリー改修
2　木造住宅（大阪府内中南部）昭和56年以前築の戸建て木造住宅耐震改修
　2a　T邸（大阪府松原市）昭和52年築の和風住宅：リブフレームと耐震リング補強
　2b　Su邸（大阪府堺市）昭和50年築の数寄屋造り住宅：同上
　2c　Y邸（大阪府岸和田市）昭和44年築の伝統構法住宅：接合部や断面欠損補強
3　Sa邸（大阪府堺市）昭和54年築の在来工法住宅：耐震シェルター設置
4　西教寺（大阪府和泉市）江戸時代建築（浄土真宗）の登録有形文化財
5　旧川本家住宅（奈良県大和郡山市）大正13年築の遊郭建築：登録有形文化財
6　松風塾高校（青森県東津軽郡）大正15年築の現役木造校舎：多雪地域の断熱耐震改修
7　重伝建地区における木造建物（愛媛県西予市）
　7a/旧武蔵・明治時代の商家、7b/大正期に建てられたキリスト教会および併設幼稚園
8　長光寺（鹿児島県出水郡）天草諸島の近くにある長島の禅宗寺院
　石場建て、太い柱と大断面の貫・差鴨居から構成される本格的な伝統的構法の建物
9　茅葺き民家（山梨県甲州市）山間部（重伝建地区）に残る茅葺き民家（検討）
10　土蔵造り商家（長野県千曲市）重伝建稲荷山地区の２階建て土蔵（検討）
11　伝統的木造建築物（愛知県豊田市）新築および耐震診断・補強設計
　11a　弘誓院本堂（診断・改修）および大方丈・観音堂（平成20-24年に新築）
　11b　六鹿邸（明治期築の市指定文化財）
　11c　旧井上家住宅西洋館（明治期築の登録有形文化財）
12　東大寺大仏殿回廊（奈良県奈良市）太径柱と大断面貫による歴史的建造物（重要文化財）検討
13　浄土院大書院（京都府宇治市/平等院）平等院塔頭として建てられた書院造
14　車折神社本殿（京都市右京区）1752年造営：昭和63年改築を再改築（平成26年）
15　旧田中家住宅（大阪府富田林市）明治期築の農家型住宅・登録有形文化財
16　旧小西家住宅（大阪市中央区）明治期築の近代大阪を代表する町屋・重要文化財
17　大江幼稚園（大阪市天王寺区）昭和7年築の木造園舎：複数棟連結の木造軸組（平屋）
18　木綿家住宅（和歌山県和歌山市）昭和15年築のスペイン瓦葺住宅・登録有形文化財
19　箕島駅舎（和歌山県有田市）大正13年開業の木造駅舎：建物外部にて耐震補強
20　旧木下家住宅（神戸市垂水区/舞子公園）昭和16年築の数寄屋造り・登録有形文化財
21　高砂神社能舞台（兵庫県高砂市）謡曲「高砂」にちなむ能舞台：老朽化のため改築
22　薬王寺（徳島県海部郡）四国88カ所第23番札所：本堂（明治期建替）の改修
23　岩崎弥太郎生家（高知県安芸市）1795年築の茅葺き民家を移築修復・登録有形文化財
24　旧松井家住宅（愛媛県大洲市）大正15年築の大洲市指定文化財：崖地際の構造留意
25　鶴丸城御楼門（鹿児島県鹿児島市）1601年築（焼失）大規模城門を復元・県指定史跡
26　旧百三十銀行支店（滋賀県長浜市）明治33年築をガラス工房展示館に改修・登録有形文化財
27　大磯の家（神奈川県中郡）令和3年竣工の伝統的構法による新築個人住宅（構造計算適合性判定）
28　岸本集落活動センター（高知県香南市）築90年の古民家にシェルター設置した住民の活動拠点
29　妙法寺客殿（大阪市中央区）江戸時代築の寺院庫裡：柱の元傾斜是正と戻り防止措置
30　K邸（大阪府枚方市）昭和50年築の和洋折衷住宅：バリアフリー化・内外装全面改修
31　鈴木屋敷（和歌山県海南市）国指定史跡・熊野参詣道紀伊路に含まれる旧家の復元工事
32　松花堂庭園表門（京都府八幡市）史跡・名勝の旧表門：典型的な薬医門（地震時転倒の検討）
33　京町家（京都市内全域）京町家保全継承地区に指定された歴史的建造物群
34　カトリック豊中教会（大阪府豊中市）昭和14年築の木造列柱システムが大空間を支える・登録有形文化財
35　横瀬の家（埼玉県北秩父郡）令和5年施工中の伝統的工法による新築個人住宅（構造計算適合性判定）
36　野村家住宅（高知県安芸市）土居郭中（伝建地区）に建つ江戸時代末期の旧武家屋敷・登録有形文化財

設計（検討）・施工事例集 2023

JSCA関西木造住宅レビュー委員会

2014年以降2023年秋までに設計（施工）完了した木造建物から選んだ設計（あるいは診断・検討、施工）事例集である。いずれも耐震診断・補強設計は「JSCA関西木造住宅レビュー委員会（編）・伝統的な軸組構法を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル」第2版によっているが、第3版の改訂内容を試行した検討事項も一部含んでいる。ただし構造計算書は必要な部分のみ抜粋添付するにとどめ、現地調査および設計・施工に際して注意すべき事項を中心に編集した。

（注）事例番号は「限界耐力計算適用事例リストマップ2023」に付した番号に対応しており、必ずしも実施順にはなっていない。またタイトルも固有名を避け、参考事例として示すために具体的な建物名称とは一致しておらず、内容を一部変えて編集している。本事例集は設計施工工事内容の地域性・時代性が多様であること、したがってさまざまな案件に際して唯一の問題解決法はなく答えも多様であることことを考慮して参照されたい。

1. 松代の家–養蚕農家の改修設計・施工事例　1

子育てしながら建築の勉強をはじめ、一級建築士資格取得後に設計事務所活動を行ってきた女性建築士の限界耐力計算による（耐震・断熱・バリアフリー）改修設計・監理に関する報告（講演記録2019年8月）。

2　木造住宅（大阪府内）の耐震改修事例３件　20

３件とも大阪府内の戸建て住宅（昭和56年以前に建築）の改修事例。いわゆる在来工法と伝統的構法の混在した（近現代）和風住宅であり、関西各地に多く存在する。いずれも全国一律の仕様規定では安全性と居住性の両立が難しく、性能規定型設計法の限界耐力計算と地元工務店の施工力で完成した事例。

3.　戸建て住宅（大阪府内）の耐震シェルター設置検討・施工事例　41

「大阪府木造住宅の限界耐力計算による耐震診断・耐震改修に関する簡易計算マニュアル」に参考事例として紹介されているj.Pod耐震シェルターの設置検討・施工事例。大阪市、堺市含む大阪府下の行政庁で補助金の対象工法となっている。限界耐力計算による耐震シェルターの安全性検討法と施工事例を付す。

4. 古寺（大阪府和泉市）の耐震改修施工事例　48

江戸時代建築寺院（浄土真宗）の登録文化財建造物。現地調査で建物の不同沈下・傾きおよび部材の腐食（蟻害）が確認されたので、応急的に耐震シェルター設置によって本堂内部空間の保護を図り、3年後に耐震シェルター部材を解体再移用して耐震補強工事を行った施工事例。

5.　大正時代住宅（奈良県大和郡山市）の耐震改修施工事例　56

大正13年築の遊郭建築であり、昭和30年以後は民間賃貸住宅として使われていた。所有者から市への建物寄付に伴って保存事業（耐震補強を含む改修）が決定、調査・設計・施工を実施（登録文化財建造物）。

6.　多雪地域における木造校舎（青森県東津軽郡）の耐震・断熱改修事例　64

多雪地域における大規模木造校舎（大正15年築を昭和48年に移築）の耐震・断熱改修工事の補強設計・施工事例。老朽化・既存不適格（耐震）を理由にRC造へ建て替え計画が進む中、卒業生らの熱心な改修再生への働きにより再調査・設計・施工が実現し、防雪・除雪対策、省エネ改修、防火（法令）工事も並行して行われた。

7. 重伝建地区における木造建物（愛媛県西予市）の耐震改修施工事例2件　80

江戸時代から宇和島藩の在郷町として栄えた地区の建物であり、1件は明治時代の商家（地元施工の土壁増設で補強）、1件は大正期に建てられたキリスト教会および併設幼稚園の補強事例。

8. 禅宗寺院（鹿児島県出水郡）の耐震診断・修理施工事例　94

天草諸島の近くにある長島の禅宗寺院であり、石場建て、太い柱と大断面の貫・差鴨居から構成される本格的な伝統的構法建物。2013年の調査から始まり、5年かけて宮大工により設計検討と修理工事が行われた。

9. 茅葺き民家（山梨県甲州市）の耐震性能評価事例 106
山梨県甲州市の山間部（重伝建地区）に残る茅葺き民家の耐震性能評価事例。築150年以上の農家が現在も住み続けられており、この地区特有の構造形態を限界耐力計算によって検討した事例。

10. 土蔵造り（長野県千曲市）の耐震性能評価事例 118
江戸時代には中山道から分岐して善光寺へと至る北国西街道の宿場町として賑わった長野県千曲市稲荷山地区の土蔵造りにつき検討した。土蔵建築（厚い土壁で建物周囲を囲む）の保存再生へ参考となる一つの検討事例。

12. 古寺回廊-架構の復元力特性と耐震性能評価 130
天平時代に建てられ、江戸時代に焼失後の再建になる寺院回廊部分の構造検討。内外とも壁はないので太径柱の傾斜復元力と柱をつなぐ貫一段で水平抵抗力を担う、古代特有の構造形式である。（日本建築学会「日本建築史図集」新訂第二版にあるように外周の壁は土壁ではない）

24. 崖地に建つ主屋の構造検討と補強計画 132
瀬戸内海に面する地域特有の急傾斜地に建つ大正時代築の木造住宅の構造検討と補強工事。正面からは三階建てと見えるが、断面で判断すれば、平屋条件を満足すれば平屋として検討できることを示す。

28. 古民家の耐震シェルター 133
高知県の海に近い地域に建つ古い商家を住民活動拠点として活用するために耐震シェルターを併用して改修工事を行った事例。県の公的補助金を得て実施された。

29. 古寺元傾斜柱の是正・補強 134
大阪市内に建つ江戸時代築の古寺。経年の不同沈下により傾きの大きい本堂と客殿において、大きな軸力による水平変位をワイヤーで是正工事を行い、その後に変位が戻らないようリブレーム（工場製作）で長期傾き力を吸収するように設置した事例。またほぼ同時期に施工した事例（江戸時代築の商家）でリブフレームの代替として耐震リングパネルを現場施工した事例を掲載した。

30. 和洋折衷住宅の改修 139
昭和50年築の既存不適格住宅の改修事例。屋根の改修、外壁（サッシュ）の高断熱化、床面のバリアフリー化と並行して基礎/床レベルの不陸解消工事と耐震補強も行っている。改修にあたっては廃材を敷地外へ出さない手法をとり、地盤レベルの是正についても近接する隣家への影響を考慮して地盤改良工事を行っていない。

31. 江戸時代中期の屋敷・庭園整備復元工事 142
和歌山県海南市に建つ江戸時代中期築の武家屋敷復元および改修工事。図面と現地の写真からは壁が少なく一見多くの補強が必要のように見えるが、本来の構造を生かして壁などの増設は行わず、水平面での応力伝達や床面の水平剛性確保、礎石レベルの不陸解消など目立たない部分の改修補強にとどまっている。

32. 薬医門（偏心軸圧架構）の検討 143
中世以降の寺院や武家屋敷では薬医門という長期軸力が偏心している形式が多い。地震のたびに倒壊する事例も多く2018年の大阪北部地震（震度6弱）では10例に近い被害が出た。本検討では教科書にある典型的な木割を参考に転倒の検討、クライテリアの考え方を示した上で、京都府南部にある江戸時代築（後に現在地へ移設）の具体的検討を行い実施施工へ応用された事例を紹介している。

1　松代の家 - 養蚕農家の改修設計・施工事例

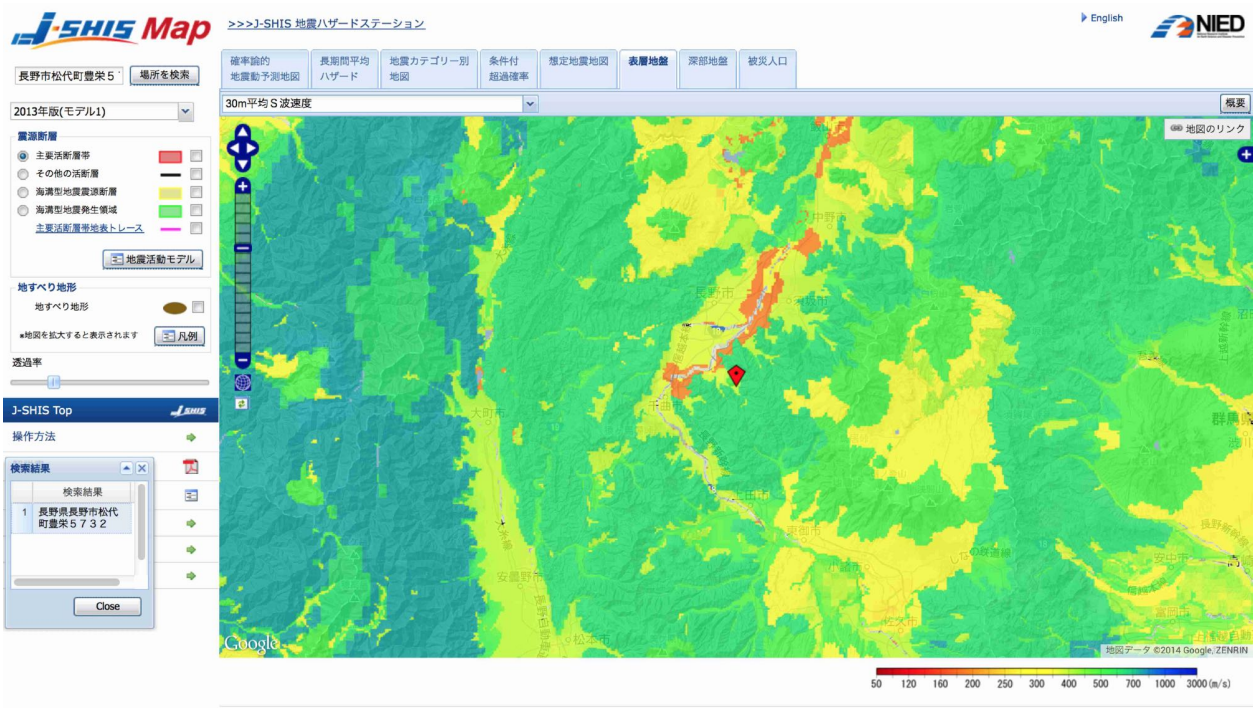
（講演記録2019）

1）はじめに

長野の松代町から参りました小川悦子と申します。築70年の養蚕農家を改修した自宅（兼設計事務所）に暮らし5年経ちます。改修にあたってはJSCA関西のマニュアルをダウンロードして、耐震診断、耐震補強設計、工事監理を行いました（2014年）。その様子を報告させていただきます。

こういうところに住んでいます。ここに山が映っているのが、皆神山という山で、山頂には神社があります。この山は多くの意味でこの地域の中心的存在で、人々の信仰の対象にもなっています。

場所は長野市松代町です。松代はフォッサマグナの中央部に位置しています。松代では昭和40年から松代群発地震というのがありました。これは数年間続いて、体に感じる地震が6万回以上、一番多い時は1日に585回とあります。人的被害はなかったですが、全壊家屋が10戸、大量の湧き水や発光現象なども見られました。その震源地と言われるのが皆神山です。この皆神山の麓に住んでいます。発光現象は大体時間が決まっていて、朝の４時ごろと夜の８時ごろに光ったそうです。気象庁のホームページにも幻想的な写真が載っています。地震発生の翌年、松代は長野市に合併しています。耐震診断にあたって、地盤はJ-SHISマップにより第一種地盤と判断しました。



2）松代町

松代は真田10万石の城下町で、佐久間象山らを輩出しています。大阪城を守った側の真田ではなく、東軍についた方の真田の城下です。

まちの中心部には武家屋敷などが多く残っています。以前は時代に取り残されたような廃れたまちでした。地元のNPOの頑張りや、長野市の後押しもあってまちづくりが進められてきましたが、最近は解体される建物も目立っています。

武家屋敷　樋口家

寺町商家

旧松代藩文武学校

・再生された武家屋敷（樋口家）。
・旧松代藩文武学校、昭和30年代まで小学校として使われていましたが、今は国の史跡。
・質屋さんのお宅の門です。敷地内に蔵がいくつかあります（寺町商家）。
・大正時代の駅舎。数年前に路線は廃線になり、解体が計画されています。

駅舎(大正時代)

3）辺境

私が住む地域は、松代町中心部から離れた農村部です。新しく建て替わっている家も多いですが、このように100年前後の家も数多く残っています。

4）わが家の既存外観

100年ものに比べると今風の形ですが、昭和20年に建てられた養蚕農家です。祖父母が建てたもので、裏山の木を伐って近隣の協力も得て建てられたものと思われます。実際昭和50年代頃まで、この辺りの建前は、近所が総出で手伝うということをやっていました。

改修のきっかけは、夫が車椅子生活になり、それまで住んでいた県営団地の３階には入ることもできなくなったことです。冬は家の中でモノが凍ります。断熱改修は不可欠でしたが、私の一番の課題は構造の既存不適格を解消することでした。これまで、伝統構法について構造専門家の書いた本を読んでみたり、文化庁の指針を取り寄せてみたりしましたが、いずれも全く歯が立たずに放置していました。今回は時間の制約が少ないので構造のことを納得できるようにしたいと思いました。

5）北側の部屋

これは北側の部屋（改修前）です。中も外もこのような状態ですから、壊して建て替えるのが当然というのが大方の見方でした。周りの意見に素直に従えば、古い家は壊して建て替えることになるのでしょうが、柱と貫で篭のように編まれた建物が弱いとはどうしても思えませんでした。壊して建て替えても、いろいろな意味でこの建物にはかなわないという変な自信が、私にはありました。

よく見ればボロボロに見えるのは建具と畳です。これらはもともと交換部品のようなものですから、構造がしっかりしていれば何とでもなると思いました。昭和20年ということで、立派な材が使われているわけではありません。本物の木と土壁ということが頼りでした。既存の状態にもよるでしょうが、解体して伝統構法の家を新築することに比べれば、改修なら桁違いの工事費でできますから、人から壊せと言われるほどに改修が楽しみになりました。

6）南側の部屋

南側のふた部屋は「ハレ」の部屋という扱いで、接客や冠婚葬祭に使われていました。ここはそのまま使えそうです。

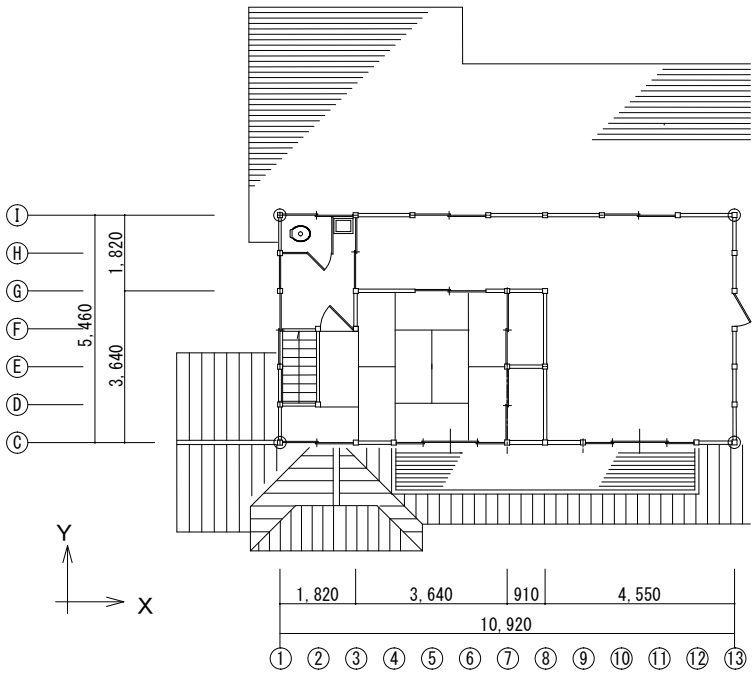
昔の暮らしは、「ハレ」と「ケ」のメリハリがはっきりしていたと思わされます。他の建物などをみても、メリハリは、材料の使い方や空間の造り方にも現れていると思います。材の交換がしやすいところとそうでないところで使い分けるとか、２階建ての本建て部分を、バラック的な下屋が守っているなどです。

7）縁側　風呂など

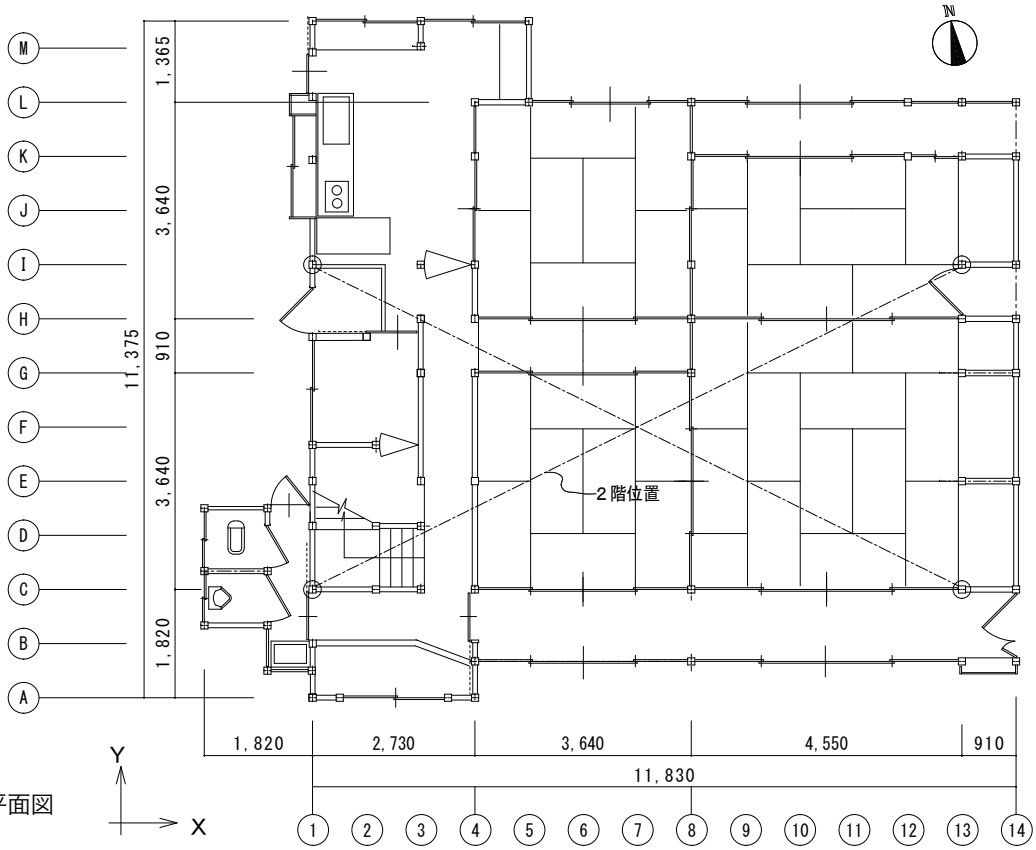
これは縁側、階段、風呂の様子です。昭和30年代に既存の土間を壊して隣に養蚕のための蚕室を建てています。その後も度々大工さんの手が入っています。ここは是非とも残したいというものではありませんでした。

8）既存平面

既存の平面図です。田の字型の間取りに台所、風呂、トイレが付いているものです。2階は養蚕に使われていて、今でもほぼそのままです。一般診断法（建築防災協会）では評点が０.38でした。軸組は壁を入れるなりして補強すればいいと、この時は簡単に考えていました。問題は基礎でした。外周と主要な軸組の下は礎石に土台敷、ほかは石場建てです。脚固めはありました。持ち上げてコンクリートを打つなどの事例が雑誌に出ていますが、それも大変なことで、どうしたものかと思っていた矢先、長野県建築士会主催の木造塾があるということで受講することにしました。



既存　2階平面図



既存　1階平面図

9）限界耐力計算（1）

木造塾講義の合間に講師の先生に質問をしました。古い建物は限界耐力計算なら法適合が可能であると言われました。そしてJSCA関西を教えて頂きました。

・早速帰宅してJSCA関西のホームページを見てみると、マニュアルと計算ソフトが無料でダウンロードできるようになっていました。構造計算ソフトは高額なものしか知りませんでしたので驚きました。打ち出してみると分厚いマニュアルでした。これまで折に触れ探していたものに「やっと巡り会えた」と思いがこみ上げました。そして、構造の専門用語もわからないのに、今思えばまるで取り憑かれたように読みふけりました。

・読み始めてみると地盤のことに多くのページが割かれていることが印象に残りました。以前、耐震診断士の講習を受けました。そのとき既存建物の耐震診断はどのようにやるのかとワクワクして参加しました。はじめに言われた事は、「診断は基礎から上、軸組だけやればいい」という事でした。がっかりすると同時に「これは楽だ」と一瞬、建築士の顔が現れました。そのことがずっと引っかかっていました。しかし、このマニュアルには地盤のことがこれだけ書かれている、これまでの設計法とは違う！と思いました。

・何度も用語の解説に戻りながら読み返してわかったことは、計算ソフトに入力するためには、重量と耐震要素を出せばいいということでした。そこで、それ以外のところをクリップで留めて、この部分だけをまた読み返しました。すると復元力特性の求め方が大体わかってきました。

・重量と復元力特性を計算ソフトに入力してみると、何と結果が出ました。X方向Y方向とも1/22でした。この数値の意味がわかりませんので、今度は評価のところを読んでみますと、補強の必要のない値のようでした。しかし一般診断法の評点は0.38ですから半信半疑でした。
・講師の先生や構造設計者の方に聞いてみました。「こんなに丈夫なわけはない」「どこか間違えている」「限界耐力計算は分からないし、やる気もない」「築70年の家なんか壊しちゃえ」との回答でした。
・何回か計算をやり直してみましたが、結果はさほど変わりませんでした。
・仕方なく、何箇所かに合板の壁を入れ、下には基礎を打つことにして補強設計とし、JSCA関西にレビューを申し込みました。

10）限界耐力計算（2）

確認申請のように、不備の内容がFAXなどで送られてくると覚悟していましたが、最初に電話をいただきました。レビュー委員の方から電話を頂いたときに再度「これは違う」と思いました。何が違うのか、あとで考えてみたのですが、恐らく二つのことがあるのではないかと思います。

確認申請の内容に問題がある時などは担当官と話をしますのでコミュニケーションがとれているように見えます。風通しが良さそうに見えて、実はその風は一方向からしか吹いていない。法律上の規定が元にありますから担当官は規定の内容を伝える人で、申請者（設計者）は指示通りに修正する人になると思います。

一方、限界耐力計算は性能規定型の設計法ということで一律の規定はないですから、建物ごとにゼロから向き合うしかないことになります。建物とどう向き合いどう考えたかを、レビューによって妥当性を判断してもらえるということです。「この建物は危険です」という判断は言い易いことだと思いますが、計算が妥当なものであるという判断には、シビアな責任が伴うと思います。その素材を提供する設計者の側にもそれに応じた厳しさが求められてくる、ということがわかってきました。

レビューという技術支援のやり方は、双方向のコミュニケーションと責任ある対応という、この二つのことが表裏一体となっているものだと思います。

そしてこの電話口で言われたことは、「石場建ての木造住宅は松代ばかりでなく全国にたくさんありますよ」「今までなにも地震被害や不同沈下などの不具合がなかったのなら、こんな過剰な補強はしなくていいのではないですか」とのこと・・・。驚きました。

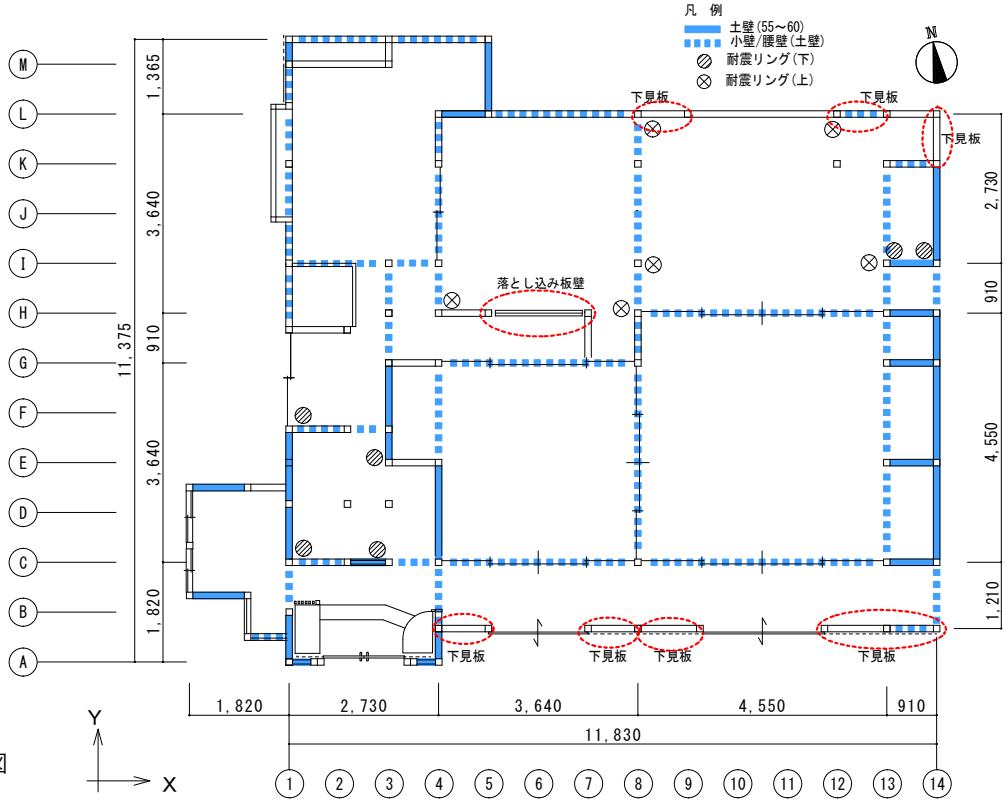
指摘事項は主に３点で、計算結果は妥当であり、基礎もそのままでいいこと。補強する場合は、筋かいや合板のような変形能力の小さいものでなく、変形能力の大きいものでやること、チェックリストの空欄を埋めること、でした。これらの指摘を受けて補強設計をやり直し、チェックリストの空欄を埋めて再提出することになりました。

補強設計は次のように行いました。
二間半にわたる梁が４箇所あるので、その近くの補強を心がけました。補強も主に梁と同じ方向としました。既存の耐震性能を目標に、下見板張り、落とし込み板壁、耐震リングを補強の耐震要素としました。

当初、意味もわからずに合板で補強をした時、頭の中は仕様規定の設計法のままでした。他の設計法を知りませんから、限界耐力計算も今までの設計法の延長上にあるものと思い込んでいました。これでいいだろうと思い込んで、独断と偏見でレビューの申し込みを怠っていたら、お金をかけて不必要な工事をしていました。それは壁が多く動きにくい家になっていただけでなく、既存の状態よりも危険なものになってしまうところでした。その上、この新しい設計法、新しいシステムに気付かずに通り過ぎていたと思います。
どこが間違っているかわからないまま提出したものが、妥当なものですと言われて初めて、質の違う設計法だと、知るに至りました。マニュアルを読んでわかったような気になっていましたが、レビューによって理解の及ばないところを指摘されてこそ、頭の中が切り替わることができたと思います。

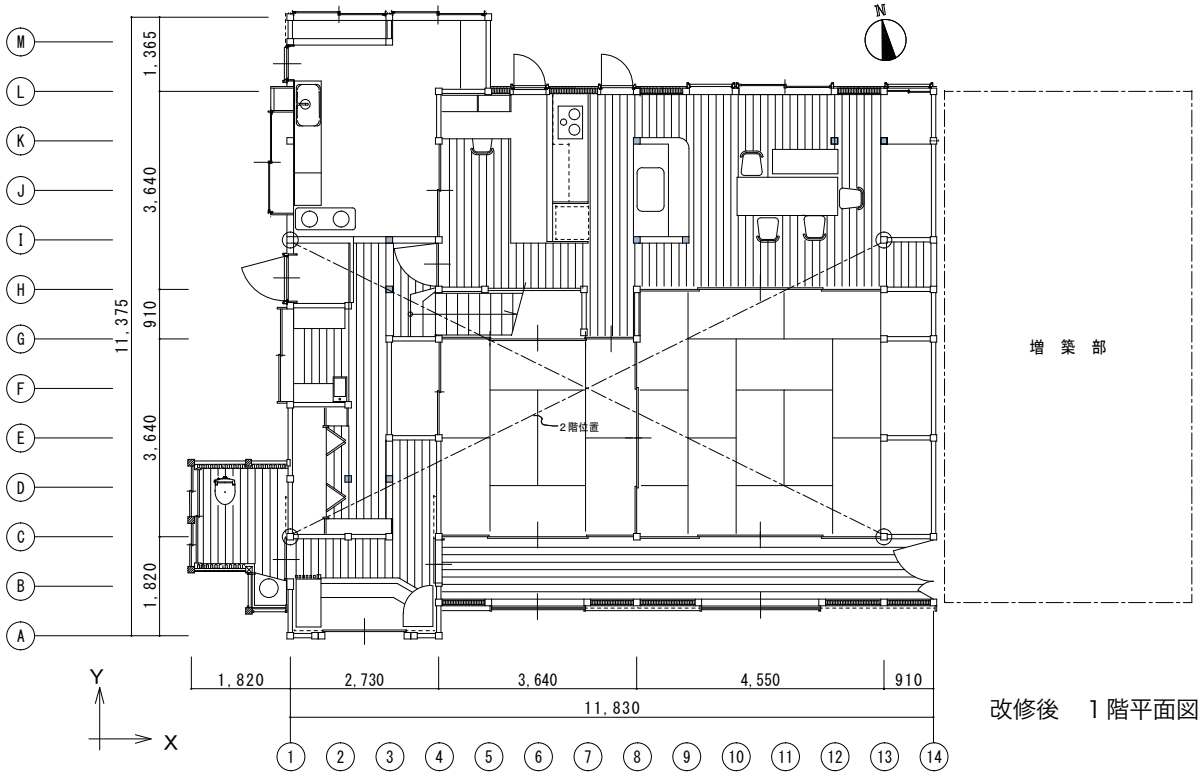
この計算に基づいて長野市へ耐震改修補助金を申請した結果、受理されて交付金を受け取ることができました。

11）耐震要素配置図
耐震要素配置図です。青が既存の土壁と小壁で、赤い楕円が補強です。南面と北面の外壁には下見板を貼り、中央部に落とし込み板壁を設けました。梁と柱の接合部に耐震リングを取り付けると安心感が湧きます。改修工事が終わって間もなく2014年11月に長野県神城断層地震が起きましたが、震度5強、被害は全くありませんでした。



耐震要素配置図

12）改修後の平面図



改修後　１階平面図

改修後の平面図です。基本設計のポイントは既存の台所でした。この家は農家としてはさほど大きくはありませんが、これまで１５坪程度の団地に住んでいた身としては、無駄に広い感じがしました。北西の隅にあるジメジメした既存の台所をどう扱うかが課題でした。田舎の暮らしには汚れを気にせずに使える台所は必要なことに気が付いて、そのままにしておくことにしました。日本の家は先人達が陽のあたる南側に縁側という緩衝地帯を設けました。それに倣って西側も緩衝地帯を兼ねたバックヤードとすることで基本設計がまとまりました。北側に配するのは、仕事場、キッチン、リビングです。北向きの仕事場は光が安定します。食品の腐敗を考えると北面のキッチンは都合がいい。リビングはどうかと言えば、光が安定しモノが日光で劣化しません。そして太陽に向かって生きる植物の正面は、北の窓からこそ見ることができます。

寝室と水周りは、両親が晩年使っていた東側の増築部分が車椅子で使えています。この増築部分も山仕事の好きだった父が19歳で植えた木を80代になって伐採して造ったものです。

13）耐震補強工事

何箇所か土壁を解体しました。下地は竹小舞ではなくバラックと言われる葦の小舞でした。落とし込み板のダボはマニュアルでは15ミリの角材となっていますが、施工サイドから12ミリの丸型断面にできないかとのことで、JSCA関西レビュー委員に相談して12ミリの丸材で施工しました。

昭和20年ということで使われている材料は寄せ集めの感がありましたが、工事中に大工さんが、軒桁が一本ものだと言っていました。長さは9m以上あります。南の虹梁もほぼ同じ長さで一本ものでした。長いものを山から引いてきたのだと思います。

落とし込み板壁施工

壁解体：葦の小舞

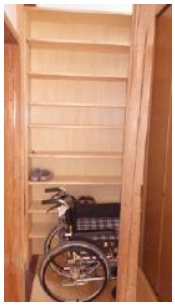
14）断熱工事

断熱工事は床、壁、天井と断熱気密の層を連続させることがポイントと言われます。取り合いの部分に隙間ができがちです。床と天井は専門業者に依頼しました。断熱工事屋さんは断熱施工の下地の造り方を大工さんと詰めてくれました。改修ですから完璧にはいきませんが温熱環境は大きく変わりました。

15）片麻痺玄関

脳の病気で長期入院していた夫ですが、その後自立支援施設に入所していました。出所にあたっては理学療法士さんの住宅チェックが入ります。障害者が暮らせる住居になっていることが出所の条件になります。寝室や水まわりはなんとか使えますが、ネックは段差の大きい玄関で、靴を履き替えるベンチも必要でした。片麻痺なので入るときと出るときで、ベンチの向きは反対になります。そこで、室内用金具ですが半自動引戸システムの金具を使い引き分け戸として、入る時と出る時用に、両側にベンチを置きました。

障害者や要介護者の住宅改修についても補助金が使えます。介護保険の住宅改修は全国一律最大で20万円の９割ですが、障害者の場合は自治体によってさまざまです。長野市の場合は耐震改修補助金と同じくらいの補助が受けられました。



16）デッキへ

リビングに使うことにしたこの北側の部屋は、以前はミラクル納戸ともいうべき状態でした。北側にも裏縁と称して縁側がありました。でもそこは物で塞がれて誰も足を踏み入れることのできない場所でした。改修の準備で片付けをしていて初めて見る北側の風景に圧倒され、ここをリビングにしようと決めました。見慣れた風景ですが、室内から観れるということはまた、別の意味を持つようです。ここに風景につながるデッキを設け、南の縁側と同じ位置に開口部を設けました。

17）リビング

藁畳を板張りにして車椅子で食事ができるようになりました。当初はもっと緩い勾配の斜め天井の予定でしたが、安心の耐震リングがいつでも見れるようにと思い、天井を押し上げて露出で取り付けました。耐震改修補助金の完了検査に来た市の職員も「ああこれがそうですか」と見ていきました。

テーブルの板は片付け作業中に見つけたケヤキの一枚板です。いつからそこにあったのか分かりませんが、物置の外の壁にひっそりと立てかけられていてました。保存状態が悪くないことにびっくりしました。3×6判を少し細長くしたくらいの大きさです。家具屋さんに表面を水平に磨いてもらいました。ちょっと薄くなったところもありますが脚をつけてテーブルに使っています。

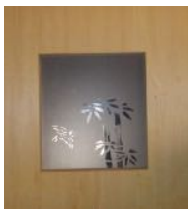
18）キッチン

キッチンは家具工事で作りました。面材はシナベニヤです。既存柱が二本あってその間に流し台を押し込みました、ここはアイランド型でもあります。動きの多いところは行き止まりを作らないことで気持ちが楽になります。猫や子どもが廻って遊んでいます。

19）発見再生

片付けながら作業をしていると、いろいろなものが見つかります。これも古い家の改修の楽しみの一つです。ここでもケヤキのこたつ板を見つけました。隣近所の家などでも物置の隅に無造作に置かれているのを見かけることがあります。これはトイレの手洗いカウンターにしました。家紋と同じ絵柄のガラスはフラッシュ戸に組み入れました。漆塗の鏡台をトイレに置きました。

私の仕事場　机は杉のJパネル



（左より）
簡易水洗トイレ　背もたれは欅板
欅こたつ板を手洗いカウンターに
家紋のガラス

20）改修工事を終えて

南側外観

南側の縁側（引込み戸）

南側の居間

北側のデッキ

まだまだ手を入れたいところは多いですが、何とか暮らせる状態になりました。こだわりが多くて複雑にしてしまったところもあるので、先々修理などで困らないような資料を残しておきたいと思っています。

特に耐震性能については、この先、基準法がどのようになっていくか分かりませんが、全国一律の基準に当てはめた場合、危険な状態になってしまうことが懸念されますので、この点は特に心しておきたいと思います。

改修工事が終わってから、いくつかの建物を手計算でやらせていただく機会がありました。建築基準法以前の建物は当然のことながら一律でないことを知りました。それぞれ歴史があり理由があっての特徴的な建物です。壁もなく筋かいもないのになぜ長年建ち続けているのか。それは謎を解くような楽しさや新たな発見があり、同時に判断に迷うこともあります。しかし構造設計の経験豊富な実務家たちによるレビューがあれば、私のような構造を専門としない建築士でも対応していけると思います。

手計算で建物の全体像がわかると、数学の証明問題が解けた時のような爽快感があります。先人の知恵を探りながら、限界耐力計算で建物固有の成り立ちを考えることはとても面白いです。

自宅についても、手計算で再確認してみました。その様子を以下に書きとめておきます。

【地震荷重】

・重量の出し方はよくわからなくて、初めのうちは多めに丸めていました。何回かやり直していきながら、拾うべきところを拾っているという感覚がつかめてくると絞れてきました。

・屋根は屋根勾配から実際の屋根面積を勘案し、単位重量を割り増ししました。

・小屋組は３重梁でしたので、各部材をそれぞれ拾って体積を出し、松材の比重5.1kN/㎥をかけました。

・土壁の厚みは約80mmです。施行令の重量は60mm程度と判断し、単位重量を約３割増にしています。

・床は、仕上げと床梁を合計して、畳の場合は600N/㎡、板張りは400N/㎡としています。

・柱は４寸角の杉材で比重3.8kN/㎥で計算しています。

・２階床には、600N/㎡の積載荷重を加えました。

・２階の柱壁は、半分が2階用重量で半分が1階用重量に算入されますので、各階に集計できるように表を作りました。紆余曲折がありましたが、建物全体の単位面積当たりの重量は３.２kN/㎡でした。

部位			B m	D m	L m	面積or体積 (㎡,/㎥)	数	単位重量 (kN/㎡、orkN/㎥)	算入割合	2階荷重 kN	1階荷重 kN
大屋根(鉄板葺き)			面積計算は別表1			105.4	1	0.25		26.3	
集熱屋根			南面			50.0	1	0.25		12.5	
小屋組	棟木/母屋/隅木(松)		体積計算は別表2			1.3		5.1		6.8	
	小屋/二重/三重梁 (松)					4.4				22.3	
	桁/中引き/束 (松)					2.5				12.6	
2階妻壁			面積計算は別表3			8.1	1	1.15		9.3	
2階天井			5.46	10.92		59.6		0.2		11.9	
2階柱(杉)			0.12	0.12	2.7	0.04	35	3.8	0.5	2.6	2.6
2階壁	土壁		0.91	2.7		2.5	19	1.15	0.5	44.7	44.7
	小壁		0.91	0.9		0.8	20	1.15			
	内部乾式雑壁		0.91	2.73		2.5	17	0.4			
2建	外部建具		面積計算は別表4			19.7		0.35	0.5	4.2	4.2
	内部建具		面積計算は別表5			14.3		0.1			
下屋	鉄板葺き	北	7.5	4		30.0		0.25			7.5
		北	5.5	5.5		30.3		0.25			7.6
		西	5	3		15.0		0.25			3.8
	瓦葺	南	2.5	9.5		23.8		1.2			28.5
		南	5	3		15.0		1.2			18.0
小屋組	小屋梁 (松)	北	体積計算は別表6			0.5		5.1			2.7
	桁 (松)					0.8					4.3
	母屋/束 (松)					0.4					2.3
小屋組	虹梁	南	体積計算は別表7			0.6		5.1			3.0
	桁 (松)					0.6					3.0
	母屋/束 (松)					0.3					1.8
小屋組	棟木/桁 (松)	西	体積計算は別表8			0.2		5.1			1.1
	母屋/束 (松)					0.1					0.3
腰壁	2階腰壁		1	1.82		1.8	4	1.15			8.4
			1.2	1.82		2.2	1	1.15			2.5
			0.6	2.73		1.6	2	1.15			3.8
2階床	板床		5.46	7.88		43.0		0.4			17.2
	タタミ床		3.64	4.55		16.6		0.6			9.9
	積載荷重					59.6		0.6			35.8
	アルミベランダ							2			2.0
1天	棹縁天井					80.2		0.1			8.0
	しっくい					7.8		0.39			3.0
	石膏ボード張り					34.0		0.2			6.8
1柱	柱:主屋		0.12	0.12	3.6	0.05	38	3.8	0.5		3.7
	柱:下屋		0.12	0.12	3	0.04	42	3.8	0.5		3.4
1階壁	土壁(主屋)		0.91	3.6		3.3	8	1.15	0.5		15.1
	雑壁(主屋)		0.91	3.6		3.3	7	0.5	0.5		5.7
	土壁(下屋)		0.91	3		2.7	22	1.15	0.5		34.5
	雑壁(下屋)		0.91	3		2.7	10	0.5	0.5		6.8
	小壁		面積計算は別表9			118.9		1.15			136.7
1建	外部建具		面積計算は別表10			37.5		0.2	0.5		3.8
	内部建具		面積計算は別表11			47.5		0.1			2.4
各階　合計(kN)										141.3	444.7
地震用総重量(kN)										586.0	

【復元力特性の算出】　〈X方向〉

１階　構造階高：3.6ｍ

土壁厚は約80mmだが、標準の60mmとみて耐力を求める　Q＝9kN(基本フレーム)

H-①
土壁

土壁高さhw ： 3000、長さL:0.91m（架構高さ:3.0m）

・構造階高に対する高さ補正 ： 3.0/3.6＝0.833

・基本フレームに対する高さ補正なし

Q＝9×0.833×(0.91/1.82) = 3.74 kN

H-②
落込板壁

落し込み板壁高さhw ： 3300、長さL:1.82m（構造階高:3.6m）

・構造階高に対する高さ補正 ： 3.3/3.6＝0.916

・基本フレームに対する高さ補正なし

Q＝15×0.916×(1.82/1.82) = 13.74 kN

H-③
小壁

小壁高さhw : 1000　長さL:4.55m（架構高さ:3.6m）

・構造階高に対する高さ補正 ： 3.6/3.6＝1

・基本フレームに対する高さ補正 ： 2.73/3.6＝0.758

壁比率:1000/3600=0.277 ＞ 1.5/6　Q＝4.5kN ［小壁耐力表より1/4の耐力を求める］

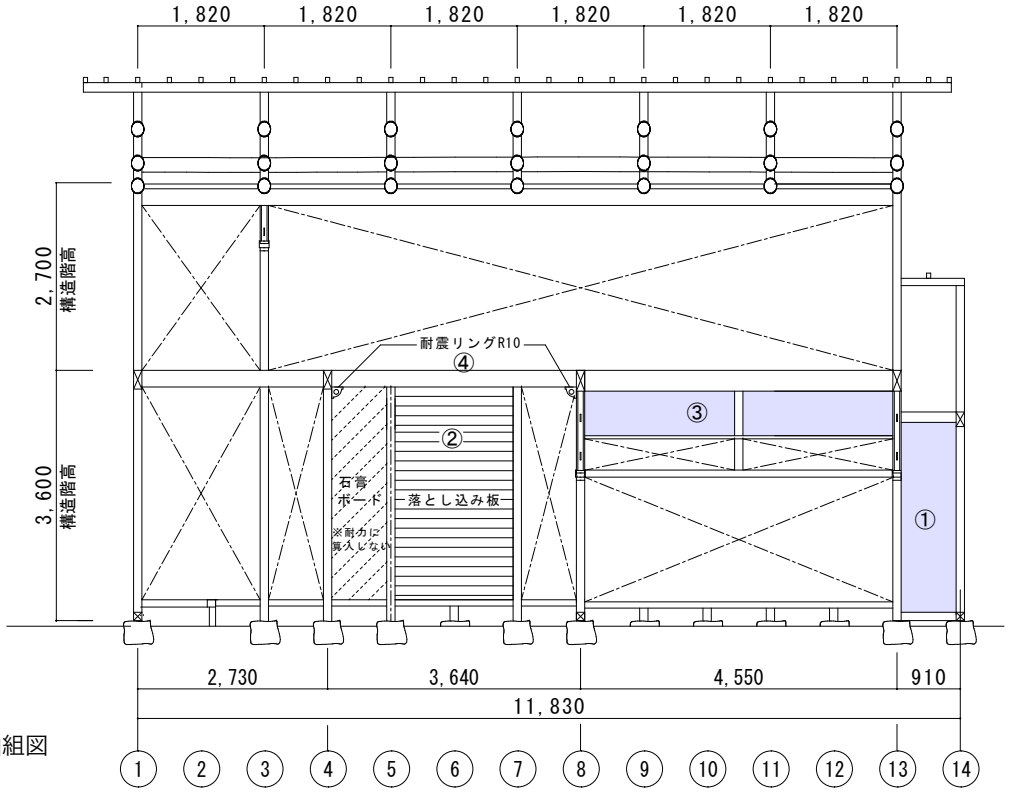
Q＝4.5×1×0.758 = 3.4 kN

H-④
耐震補強

耐震補強 ： 耐震リングR10

Q＝3kN×2個/4個＝1.5kN

	1/120		1/60		1/30		1/20		1/15	
土壁	3.74	1	3.74	1	3.74	1	3.74	1	3.74	1
落込板	13.7	0.25	13.7	0.5	13.7	1	13.74	1	13.74	1
小壁	3.4	0.5	3.4	1	3.4	1	3.4	1	3.4	1
R10	0.3		0.6		1		1.25		1.5	
計	9.18		14.61		21.88		22.13		22.38	



H通り 軸組図

【復元力特性の算出】　〈Ｙ方向〉

8-①
小壁

小壁高さhw ： 1500、長さL:3.64m　（架構高さ:3.6m）
・構造階高に対する高さ補正 ： 3.6/3.6＝1
・基本フレームに対する高さ補正 ： 2.73/3.6＝0.758
壁比率:1500/3600=0.416 ＞ 2/6　Q＝6kN ［小壁耐力表より］
Q＝6×1×0.758＝4.54kN

8-②
小壁

小壁高さhw ： 1500、長さL:0.91m　（架構高さ:3.6m）
・構造階高に対する高さ補正 ： 3.6/3.6＝1
・基本フレームに対する高さ補正 ： 2.73/3.6＝0.758
壁比率:1500/3600=0.416 ＞ 2/6　Q＝3kN ［小壁耐力表より］
Q＝3×1×0.758＝2.27kN

８－③
小壁

小壁高さh ：1400、長さL:0.91m　（架構高さ:3.6m）
・構造階高に対する高さ補正 ： 3.6/3.6＝1
・基本フレームに対する高さ補正 ： 2.73/3.6＝0.758
壁比率:1400/3600=0.388 ＞ 2/6　Q＝3kN ［小壁耐力表より］
Q＝3×1×0.758＝2.27kN

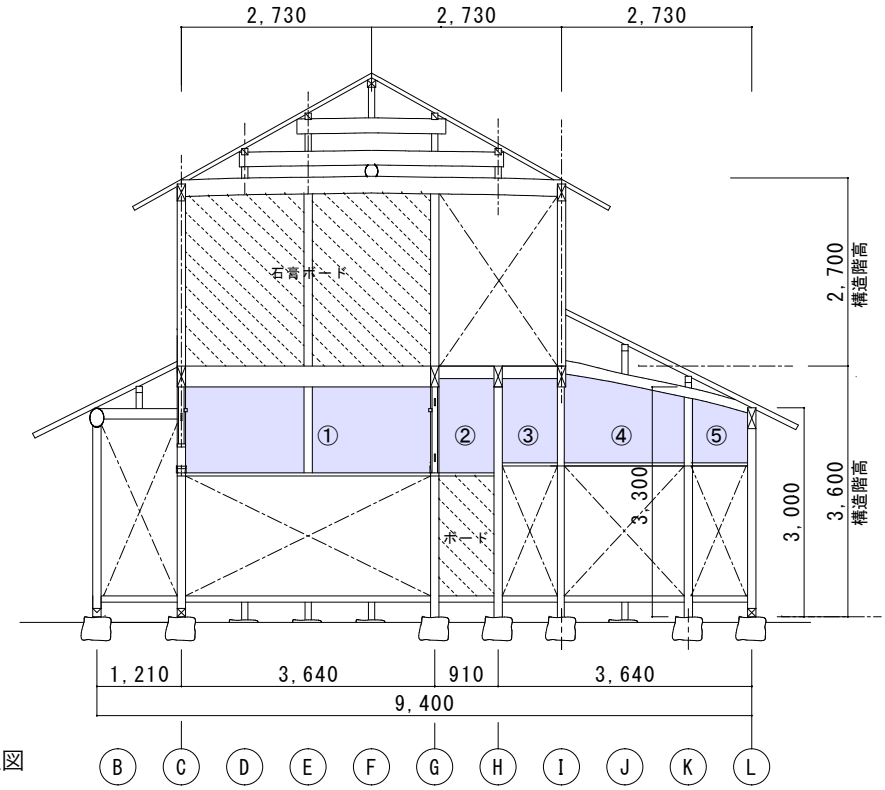
８－④
小壁

小壁高さhw：1135　長さL:1.82m（構造階高:3.3m）
・構造階高に対する高さ補正 ： 3.3/3.6＝0.916
・基本フレームに対する高さ補正 ： 2.73/3.6＝0.758
壁比率:1135/3300=0.343 ＞ 2/6　Q＝4kN ［小壁耐力表より］
Q＝4×0.916×0.758＝2.77kN

８－⑤
小壁

小壁高さhw：835　長さL:0.91m（架構高さ:3.0m）
・構造階高に対する高さ補正 ： 3.0/3.6＝0.833
・基本フレームに対する高さ補正 ： 2.73/3.6＝0.758
壁比率:835/3000=0.278 ＞ 1.5/6　Q＝2.25kN ［小壁耐力表より1/4の耐力を求める］
Q＝2.25×0.833×0.758＝1.42kN

	1/120		1/60	
小壁	4.54	0.5	4.54	1
小壁	2.27	0.5	2.27	1
小壁	2.27	0.5	2.27	1
小壁	2.77	0.5	2.77	1
小壁	1.42	0.5	1.42	1
計	6.64		13.27	



H通り 軸組図

【復元力特性の集計】

X方向　　単位:kN

2階	1/120	1/60	1/30	1/20	1/15
I	36.02	45	45	45	45
H～D	－	－	－	－	－
C	26.75	35.5	35.5	35.5	35.5
計	**62.77**	**80.5**	**80.5**	**80.5**	**80.5**
1階	1/120	1/60	1/30	1/20	1/15
M+	2.1	4.2	4.2	4.2	4.2
L	6.76	9.78	11.84	12.09	12.34
K	1.42	2.84	2.84	2.84	2.84
I	6.69	9.64	10.04	10.29	10.54
H	9.18	14.61	21.88	22.13	22.38
G	6.01	8.28	8.28	8.28	8.28
E/F	1.59	3.18	3.18	3.18	3.18
E	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74
E/D	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78
C	13.34	18.44	18.44	18.44	18.44
B/C	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78
A/B	5.4	8.91	12.65	12.65	12.65
A	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
計	**67.39**	94.78	108.25	109	109.75

Y方向

2階	1	2	3	4～7	8	9～12	13	合計
1/120	19.63	－	5.13	－	20	－	26.13	70.89
1/60	25.75	－	6.25	－	24	－	29.75	85.75
1/30	28.75	－	6.25	－	16	－	34.75	85.75
1/20	28.75		2.25	－	16	－	34.75	81.75
1/15	28.75	－	2.25	－	16	－	34.75	81.75

1階	1	2	3	4	5	6～7	8	9～12	13	14	合計
1/120	24.9	－	12.95	17.09	4.68	－	6.64	－	7.4	28.12	101.78
1/60	30.72	－	16.92	22.75	4.68	－	13.27	－	14.79	30.02	133.15
1/30	30.72	－	16.92	22.75	4.68	－	13.27	－	14.79	30.02	133.15
1/20	30.72		16.92	22.75	4.68	－	13.27	－	14.79	30.85	133.98
1/15	30.72	－	16.92	22.75	4.68	－	13.27	－	14.79	30.85	133.98

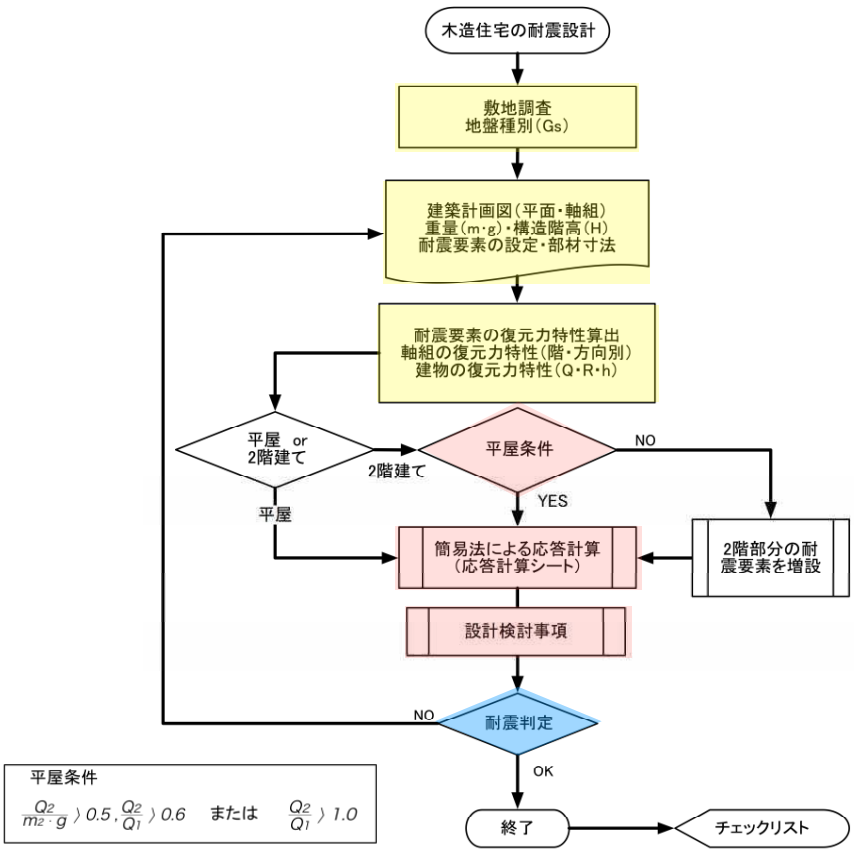
このようにして算出した復元力特性を、表に集計しました。建物全体の中で耐震要素がどの位置にあるかが分かるように、はじめに全体を書き込める表を作ってから数値を入れました。補強位置の検討がやりやすくなると思います。接合部の補強を兼ねて耐震リングを配置しながら数値の調整を行いました。

ここから先の作業で、応答値を求めますが、耐力が不足している場合にはこの時点に戻って、補強を増やすなどフィードバックしながら検討しました。

【耐震設計フロー】

ここまでの作業で重量と復元力特性が出ましたので、計算ソフトを使う場合は、ここでソフトに入力することになります。

手計算の場合のフローを確認します。図はマニュアルの第１章P.1-8にある図です。図の黄色の部分まで終わりました。目標はブルーの耐震判定です。そこまでにあと三つの行程があることがわかります。平屋条件の確認、簡易法による応答計算、設計検討事項の三つです。



【平屋条件の確認】

平屋としての扱いは二つの条件式のいずれかを満たすかどうかで確認することになります。2階の耐力が不足していましたので、一旦復元力特性の集計の時点に戻って、補強を入れて平屋条件をクリアしました。

平屋条件式　　①　$Q_2 > Q_1$

②　Q2/m2g ＞ 0.5 かつ、Q2/Q1 ＞ 0.6

平屋条件の判定

	階	耐力Q_i(1/30)kN	重量m_ig(kN)	Q_2/m_2g	Q_2/Q_1	判定
X方向	2	80.5	141.3	0.57	0.74	OK 条件式②
	1	108.25	444.7			
Y方向	2	85.75	141.3	0.61	0.64	OK 条件式②
	1	133.15	444.7			

【耐力係数の算出　(簡易法による応答計算ー1/3)】

次に、応答値を求めるために、耐力係数と減衰定数を算出します。

耐力係数（CB）＝ 耐力（Q1）/ 地震用総重量

地震用総重量は586kNなので

X方向　(桁行方向) CB:　108.25 /　586　=　0.185

Y方向　(梁間方向) CB:　133.15 /　586　=　0.227

平屋条件を満足するので、階数による調整係数 p=0.8を考慮して、

X方向　CB＝0.185/0.8=0.231

Y方向　CB＝0.227/0.8=0.283

【減衰定数の算出　(簡易法による応答計算ー2/3)】

X方向

・1/120の変位:360×1/120＝3cm　　Q_1 ：67 kN

・1/15の変位:360×1/15＝24cm　　Q_1 ：109 kN

下図BCの距離：3×109/67＝4.88 cm

Wの面積：24×109/2＝1308　　(三角形OACの面積)

ΔWの面積：(1308ー4.88×109/2)×2＝2084　　{(三角形OACの面積ー三角形BACの面積)×２}

h＝{1/(4π)×ΔW/W}＋0.05 ＝{1/(4π)×2084/1308}＋0.05＝0.1767

Y方向

・1/120の変位:360×1/120＝3cm　　Q_1 :101 kN

・1/15の変位:360×1/15＝24cm　　Q_1 :133 kN

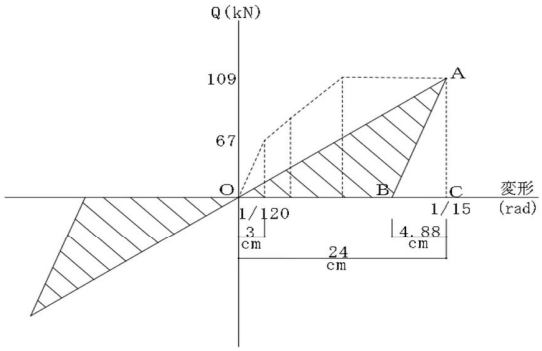
下図BCの距離：3×133/101＝3.95 cm

Wの面積：24×133/2＝1596　　(三角形OACの面積)

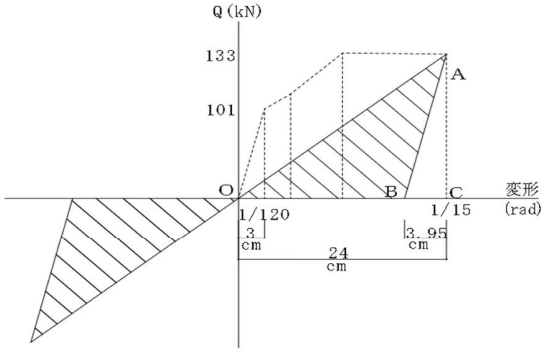
ΔWの面積：(1596ー3.95×133/2)×2＝2666　　{(三角形OACの面積ー三角形BACの面積)×２}

h＝{1/(4π)×ΔW/W}＋0.05 ＝{1/(4π)×2666/1596}＋0.05＝0.1829

X方向



Y方向



各変形角における耐力がわかると、次式により減衰定数を求めることになります。

$$h=1/4\pi\times(\Delta W/W)+0.05$$

変位と復元力特性から履歴ループの図を描いていきますと、復元力特性の値によってに斜線部の形や大きさが違うものが現れてきます。いくつかの建物をやるうちに、どんなグラフになるかイメージが湧くようになりました。この斜線部の面積が大きいほど耐力が大きいということになります。

【応答値を求める (簡易法による応答計算ー3/3)】

耐力係数と減衰定数が出ましたので、応答値を求めるためのグラフを選びます。地盤種別と階高によって巻末のグラフを選びます。この土地は第一種地盤ですのでGs(表層地盤の増幅率)＝1.35です。建物の構造階高は3.6mですので、該当する応答シートを選びました。

求めた耐力係数と減衰定数をプロットすると、X方向、Y方向の最大応答変形角が求まります。
X方向が約1／20、Y方向が約1/30で、ごく稀に発生する地震に対して安全限界以下であることが確認されました。数年前に計算ソフトで行なった結果と変わらないことが確認できました。

応答シートの選択

Gs： 第一種地盤相当　Gs ＝ 1.35

構造階高 ： H＝3.6m → 3.5≦H＜4.0m

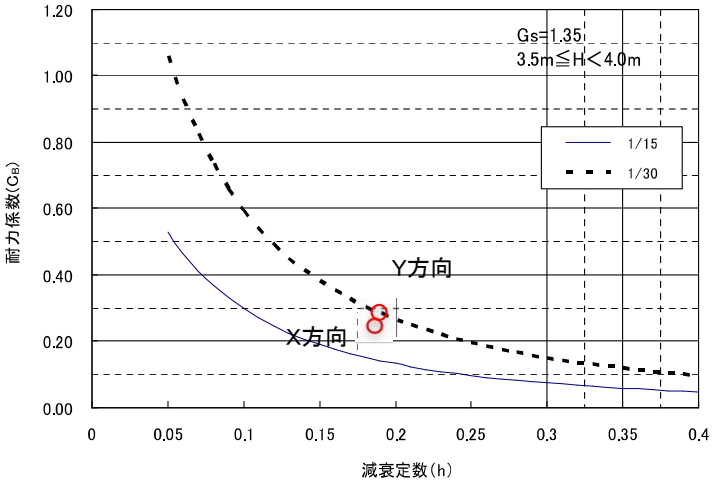
平屋による調整係数0.8を考慮して

X方向 CB＝0.185/0.8=0.231

Y方向 CB＝0.227/0.8=0.283

X方向:約1/22　　Y方向:約1/29

極稀地震に対する応答値が安全限界以下であることが確認された。



【設計検討事項】

マニュアルの第１章P.1-24に、限界耐力計算が成り立つための前提条件とも言える、設計検討事項が6点にわたって述べられています。

この建物で行った検討は、小壁付柱の折損の検討でした。三方向に小壁が付いている柱で、階高３.６mのうち約１.５mが小壁で拘束されていて柱の有効長さが約２m、これが最大応答変形角まで変形した時に折れるか否かを検討しました。

固定部曲げモーメントの公式に数値を代入して検討しました。
小壁の高さ、最大応答変形角がそれぞれ方向によって違いました。が、検討の結果、曲げ応力度は、両方向ともほぼ近い値でした。

杉材の曲げ応力度は長野県林業総合センターから出ている資料に、天然乾燥材の曲げ応力度の平均値が47N /mm^{2}とありました。結果、柱は折れないことがわかりました。松代群発地震を乗り越え、70年間折れずに耐えてきた意味が確認できました。また、圧縮応力度については、柱にかかる重量を2階から加算して、1階柱の軸力を出し、検討を行いましたが、曲げ応力度に対する圧縮力の割合はわずかであることが確認できました。

〈8-C柱〉

柱材料:杉材

曲げ強度　　Fb＝47N/mm^2

ヤング係数　　E=7kN/mm^2

柱断面　　120×120　有効長さ　h＝3600mm

8-C柱が安全限界変形角のとき、損傷するか否かにつき検討する。

断面積　　Ac＝14400mm^2

断面2次モーメント　　Ic=172.8×10^{5}mm^4

断面係数　　Zc=2.9×10^{5}mm^3

軸力　　N=46kN

(圧縮応力度σc=46000/14400=3.2N/mm^2 ＜17.7N/mm^2)

X方向:1/20　小壁下有効長さ　X方向:2400mm

固定部曲げモーメントMc＝3EKcR

＝3×7×172.8×10^5/2400×1/20

＝7560kN･mm^2

曲げ応力度　　σc＝Mc/Zc＝26.07N/mm^2 ＜ 47 N/mm^2

※曲げ強度試験(2000年)結果より
(長野県林業総合センター)
スギ柱材曲げ強度平均値:47N/mm^2

Y方向:1/20　小壁下有効長さ　Y方向:1800mm

固定部曲げモーメントMc＝3EKcR

＝3×7×172.8×10^5/1800×1/30

＝6720kN･mm^2

曲げ応力度　　σc＝Mc/Zc＝23.17N/mm^2 ＜ 47 N/mm^2

小壁つき柱の検討　8-C柱について

2階柱軸力

柱記号	項目	b	d	面積:m^2 柱:m^3	算入割合	単位重量 kN/m^2	重量 kN
		m					
7-C	屋根	1.82	3.64	6.62		0.25	1.66
	小屋組	1.82	2.73	4.97		1	4.97
	外壁(見付面積)	0.46	2.70	1.23	0.5	1.15	0.71
	内壁(見付面積)	0.46	2.70	1.23	0.5	0.5	0.31
	2階柱	0.12*0.12*2.7		0.04	0.5	3.8	0.07
	小壁(見付面積)	1.40	0.90	1.26		1.15	1.45
	建具						1.00
				.			10.16
8-C	屋根	0.91	3.64	3.31		0.25	0.83
	小屋組	0.91	2.73	2.48		1	2.48
	外壁(見付面積)	0.91	2.73	2.48	0.5	1.15	1.43
	内壁(見付面積)	3.20	2.70	8.64	0.5	0.5	2.16
	2階柱	0.12*0.12*2.7		0.04	0.5	3.8	0.07
				.			6.97
9-C	屋根	1.82	3.64	6.62		0.25	1.66
	小屋組	1.82	2.73	4.97		1	4.97
	外壁(見付面積)	0.46	2.70	2.46	0.5	1.15	1.41
	建具						0.50
	小壁(見付面積)	1.40	0.90	1.26		1.15	1.45
	2階柱	0.12*0.12*2.7		0.04	0.5	3.8	0.07
				計			10.06

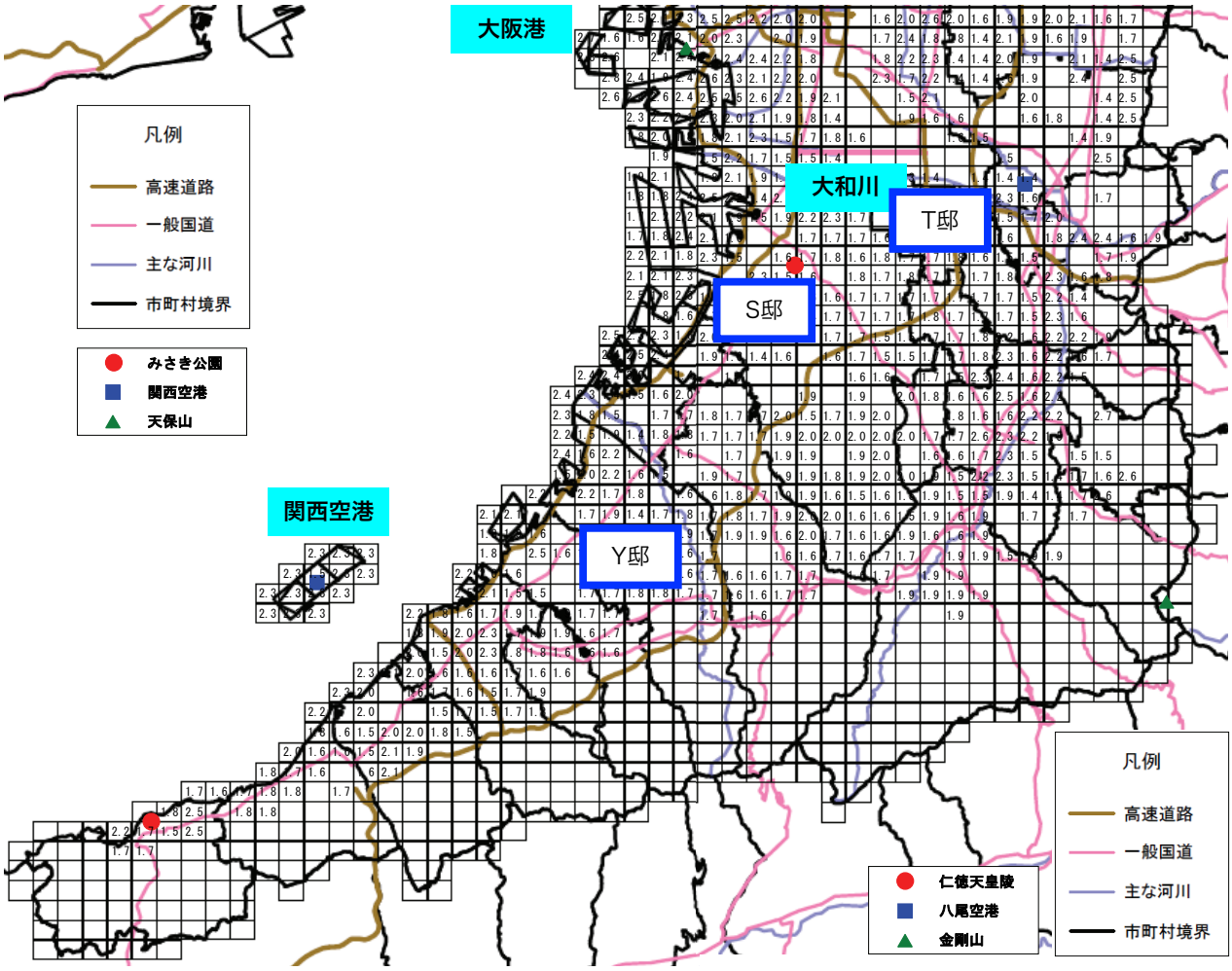
1階柱軸力

柱記号		項目	b	d	面積:m^2 柱:m^3	算入割合	単位重量 kN/m^2	重量 kN
			m					
8-C	上	2階柱　7-C						10.16
		2階柱　8-C						6.97
		2階柱　9-C						10.06
		2階外壁(見付面積)	1.82	2.70	4.91	0.5	1.15	2.83
		2階床	4.10	2.42	9.91		1.2	11.89
		腰壁	0.60	2.40	1.44		1.15	1.66
		2階建具						1.00
		2階柱	0.12*0.12*2.7		0.04	1.5	3.8	0.22
		1階屋根	0.60	2.42	1.45		1.2	1.74
		1階天井	0.60	2.42	1.45		0.1	0.15
		1階柱	0.12*0.12*3.6		0.05	0.5	3.8	0.10
					.			46.78

2　木造住宅（大阪府内）の耐震改修事例３件

以下の３件は大阪府内の戸建て住宅（昭和56年以前に建築）の改修事例である。いわゆる在来工法と伝統的構法の混在した近現代和風住宅であり、関西地方にはかなり存在し多くの人が居住している。いずれも一律の仕様規定では安全性と居住性の両立が難しく、性能規定型設計法の限界耐力計算によって安全性を検証した上で、伝統的な構法と現代工業技術への理解、地域での施工体制、改修現場での的確な構造判断/経験を兼ね備えた施工力が求められる。ここに紹介する事例３件は2014年から2019年にかけて取り組んだ木造住宅の耐震改修工事である。

大阪府内（南部）Gsマップ　（注：令和2年よりGsマップは廃止、J-SHISマップを参照することとしている）



「大阪府木造住宅の限界耐力計算による耐震診断・耐震改修に関する簡易計算マニュアル（平成26年版）」より

2a　和風住宅（T邸）の耐震改修施工事例

中庭と広縁

玄関

中庭から見た広縁と玄関（右）

Ｔ邸耐震診断・補強工事

建設地　　大阪府松原市

建築年　　昭和52年（1977年）

延床面積　約280㎡

改修施工　平成30年8-10月

（現地調査・構造概要）

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	T邸			建築年	昭和52年
	所在地	大阪府内			用途	専用住宅
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　）				
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）				
	増改築・改修の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）				
	構造階高	1階　3.16 m、　2階　2.04 m、　3階　m、　地下　m				
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり				
	不同沈下	■ なし　□ あり				
	近隣の地盤状況					
	基礎	■	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）		□	べた基礎（改装部）
		□	玉石礎石・その他 ［内容：ほぼ平坦　］）			
	基礎の状態	■	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：なし		
		■	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：		
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	■ なし　□ あり　（内容：　）				
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容：　）				
	土台の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　）				
	樹種	柱	ヒノキ	梁	マツ	土台　ヒノキ
	柱寸法	120 mm × 120 mm ～ 150 mm × 150 mm				
	梁寸法	120 mm × 120 mm ～ 120 mm × 360 mm				
	柱の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考：　）				
	梁の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 貫　（参考：　）				
	接合部の金物	■ なし　□ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　）				
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）				
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容：　）				
	土台と基礎の接合	□ なし　■ あり　（内容：　）				
	柱の引抜き防止	■ なし　□ 軽微　□ あり（内容：　）				
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　■ なし　□ あり（内容：　）				
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　■ 土壁　□ 板壁　□ その他（　）				
	構造壁の仕様（厚みなど）	土壁約50㎜				
	小壁の高さ	40 cm ～ 110 cm				
	腰壁の高さ	70 cm ～ 100 cm				
	外壁の仕上げ	漆喰塗、板張り				
	内壁の仕上げ	ジュラク塗り				
	小壁・土壁の損傷	■ なし	□ あり　（内容：　）			
	小壁・土壁の天井裏状況	ほとんどの箇所で梁まで土壁が施工されていない				
床	火打ちの有無	□ なし　■ あり				
	床板の接合状況	1階　（良・不良）　2階　（良・不良）　3階　（良・不良）				
	吹き抜けの有無	■ なし　□ あり　（内容：**改装部一部**　）				
屋根	屋根仕様	□ 桟瓦　■ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（　）				
	葺き土	□ なし　■ あり		雨漏り跡	■ なし　□ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　■ 良　□ 不良				
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良				
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　4.5寸		軒の出　780、900 mm		
隣接家屋との離間		間口方向		奥行方向		

（耐震診断）

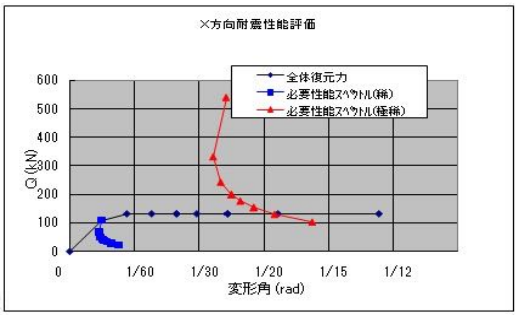
木造建物の耐震設計総括表

（検討種別）	新築		診断	○	改修	

建物名称	T邸	所在地	大阪府松原市	（建築年）昭和52年	
建物階数	2階	用途	専用住宅	構造	木造軸組工法
延床面積	280.9㎡	建物重量	2.75kN/㎡	構造階高	1F:3.16m　2F:2.04m

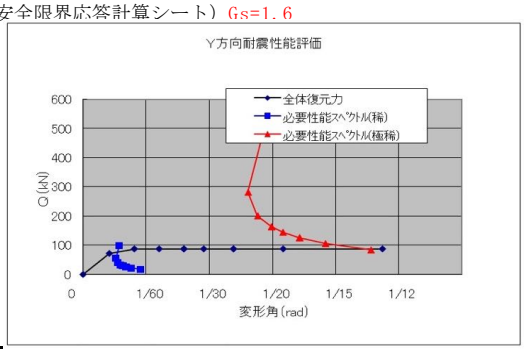
小屋裏および床下の状況

X方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.6



X方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下		1/122	
1/60　以下			
1/30　以下			
1/30～1/15			
1/15　以上			1/15
主な耐震要素	2F	土壁	
	1F	土壁、小壁	

Y方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.6



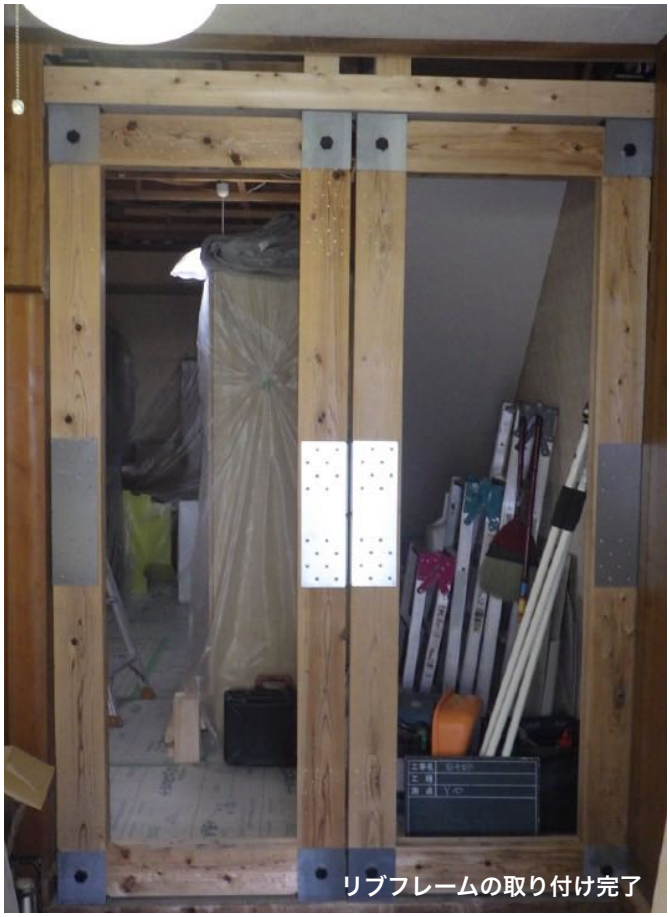
Y方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下		1/91	
1/30　以下			
1/30～1/15			
1/15　以上			1/11
主な耐震要素	2F	土壁	
	1F	土壁、小壁	

耐震設計（診断）に関する特記事項

基礎・地盤	束石、布基礎+土台。大阪府ＧＳマップ（JSCA関西マニュアル）よりＧＳ＝1.6。
床組・横架材	横架材（足元つなぎ、頭つなぎ材）がない箇所は復元力特性作成時耐力を50%低減している。
軸組の耐力	浮上がり検討については、浮上りが想定される箇所は低減している。
その他	ごくまれに発生する地震に対して、Y方向１階で安全限界1/15を越え、倒壊する可能性がある。

（耐震補強検討）Y方向にリブフレーム（3カ所）を間仕切り壁面内に設置、土壁の天井裏空洞充填、柱・梁の仕口に耐震リング設置→補強計算の結果、X/Y両方向とも安全限界時の応答値は1/30～1/15になった。

リブフレームの取り付け準備


リブフレームの取り付け完了

リブフレーム取り付け上部
（反力伝達のため横架材＋束材）

耐震リング設置（天井裏）

天井裏土壁充填
（横架材増設）

2b　数寄屋造り住宅（S邸）の耐震診断・改修事例

玄関

客間から見る庭

Ｓ邸耐震診断・補強工事

建設地　　大阪府堺市

建築年　　昭和50年（1975年）

延床面積　約300㎡

改修施工　平成30年10-12月

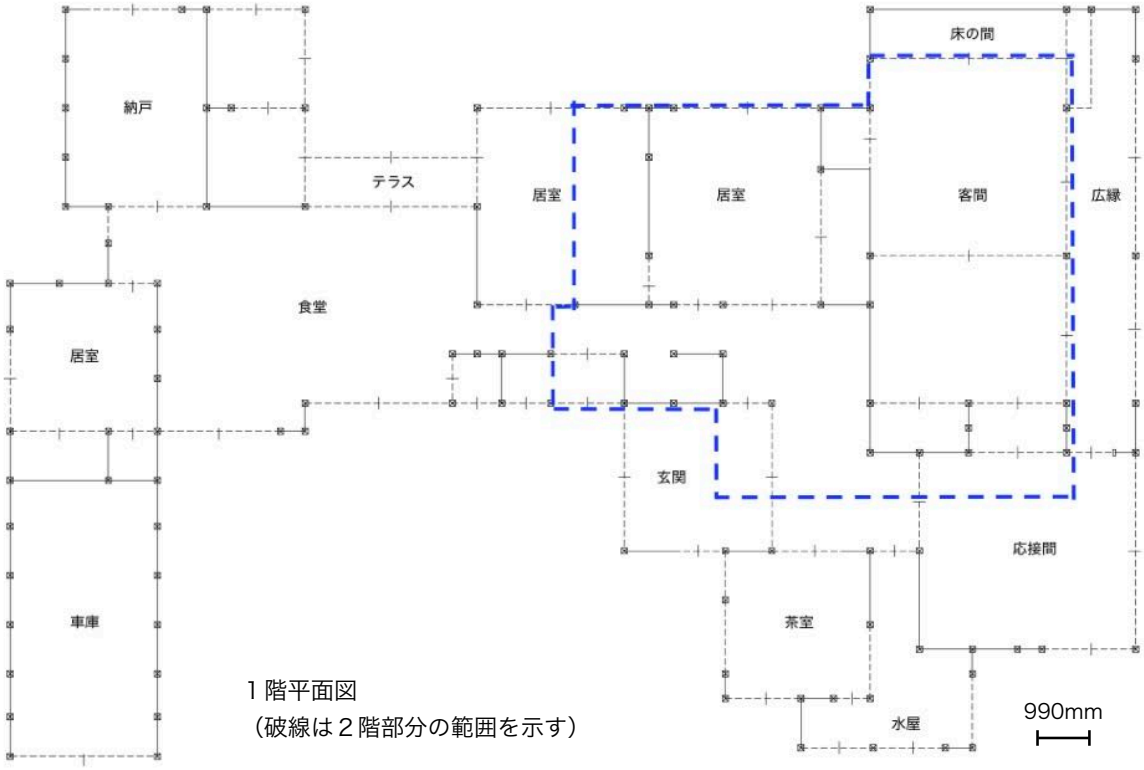
（現地調査・構造概要）

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	S邸		建築年	昭和50年
	所在地	大阪府堺市		用途	専用住宅
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	増改築・改修の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	構造階高	1階　2.91 m、　2階　2.90 m、　3階　m、　地下　m			
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	■ なし　□ あり			
	近隣の地盤状況				
	基礎	■	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎（改装部）
		□	玉石礎石・その他 ［内容：ほぼ平坦　］）		
	基礎の状態	■	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：なし	
		□	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	樹種	柱	栂	梁	松	土台	
	柱寸法	105 mm × 105 mm ～ mm × mm			
	梁寸法	120 mm × 180 mm ～ 120 mm × 340 mm			
	柱の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考：　）			
	梁の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 貫　（参考：　）			
	接合部の金物	□ なし　■ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　）			
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台と基礎の接合	□ なし　■ あり　（内容：　）			
	柱の引抜き防止	□ なし　■ 軽微　□ あり（内容：　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　■ なし　□ あり（内容：　）			
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　□ 土壁　□ 板壁　■ その他（ラスボード　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）				
	小壁の高さ	cm ～ cm			
	腰壁の高さ	cm ～ cm			
	外壁の仕上げ	木摺り下地モルタル塗り			
	内壁の仕上げ	ラスボード・ジュラク塗り			
	小壁・土壁の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	小壁・土壁の天井裏状況	ほとんどの箇所で梁（横架材）までラスボードが到達しておらず下地に釘止めのみの周辺拘束			
床	火打ちの有無	□ なし　■ あり			
	床板の接合状況	1階　（良・不良）　2階　（良・不良）　3階　（良・不良）			
	吹き抜けの有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
屋根	屋根仕様	□ 桟瓦　■ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（　）			
	葺き土	□ なし　■ あり	雨漏り跡	□ なし　■ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　■ 良　□ 不良			
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良			
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　4寸	軒の出　750 mm		
隣接家屋との離間		間口方向	奥行方向		

（現地調査図と写真）



1 階平面図
（破線は 2 階部分の範囲を示す）

客間

床の間

床の間上部

２階東南窓から北方向

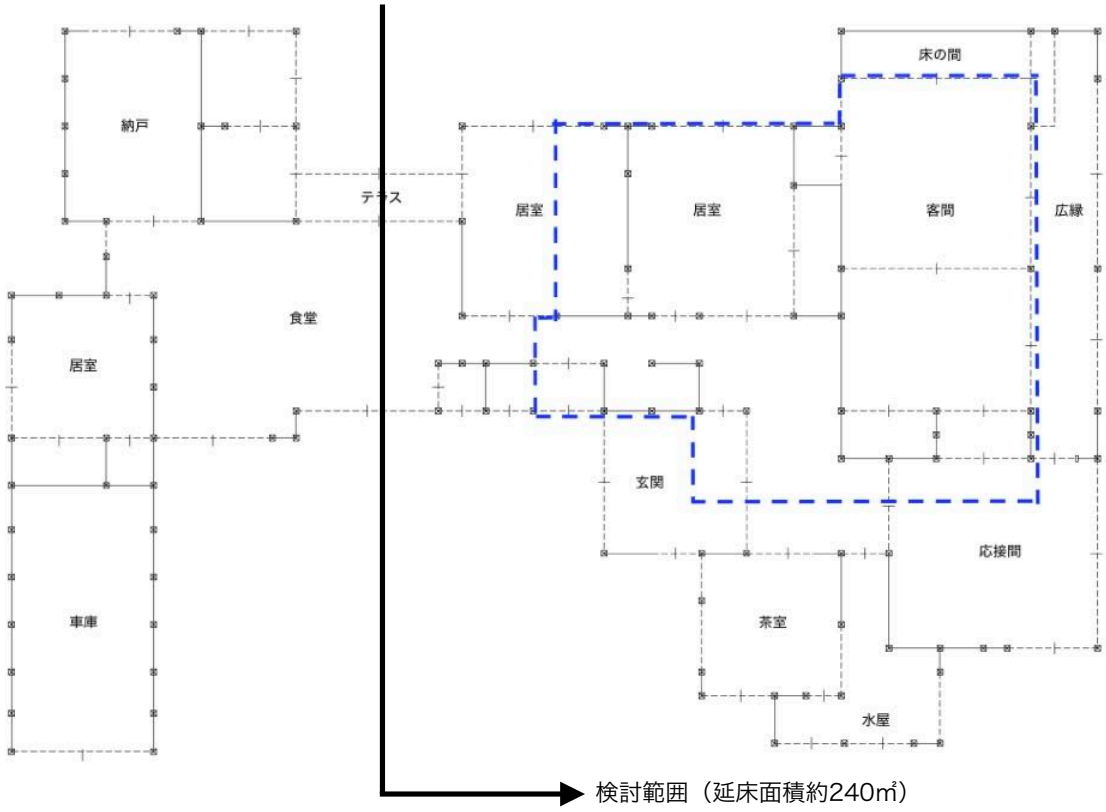
天井裏

天井裏

天井裏

床下

Ｓ邸の耐震性能評価（概算）



建物重量（積載荷重含む）　２階：W2=240kN　１階：W1=330kN　合計：W=570kN
階高　２階：H2=2.9m　１階：H1=2.9m
地盤による増幅係数　Gs=1.5（ただし、2階建てによる調整係数 p=0.85）

安全限界変形角（設計クライテリア）をR=1/15rad（h=0.15～0.2）として必要耐力を求める
限界耐力計算の基本式

$$C_B = \frac{1}{R} \cdot \frac{1}{H} \cdot F_h{}^2 \cdot C$$

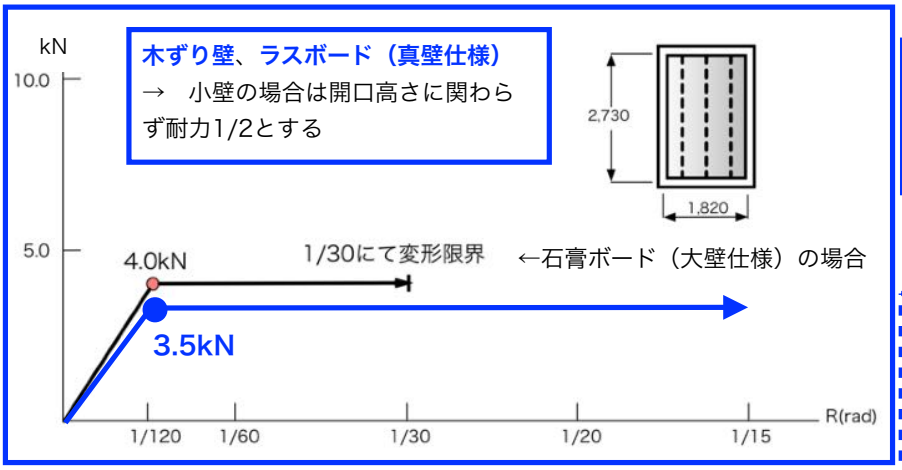
$$C = \frac{(5.12 \times G_S)^2}{4\pi^2 \cdot g} \qquad F_h = \frac{1.5}{1+10h} \qquad h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} + 0.05$$

建物の特性値を代入すれば、Fh=0.6～0.5、C=0.11、R=1/15なので、1階の必要耐力係数
CB=0.15～0.2　となり、
よって1階の必要耐力は、Qd1 ≒ 570×（0.15～0.2）≒115～85kN
ただし、2階が先行破壊（2次モードの振動系）しないための判別式を満足する必要があり、
下式よりQd2＞0.6Qd1とする。

$$\mathrm{Qd}_2 / \mathrm{Qd}_1 > \frac{1+\mathrm{H}_2/\mathrm{H}_1}{1+\mathrm{H}_2/\mathrm{H}_1+\mathrm{W}_1/\mathrm{W}_2}$$

Qd_2およびQd_1：2 階および 1 階の層間変形角が 1/120 時の耐力
W_2およびW_1：2 階および 1 階の重量（m･g）
H_2およびH_1：2 階および 1 階の構造階高

既存の主たる耐震要素



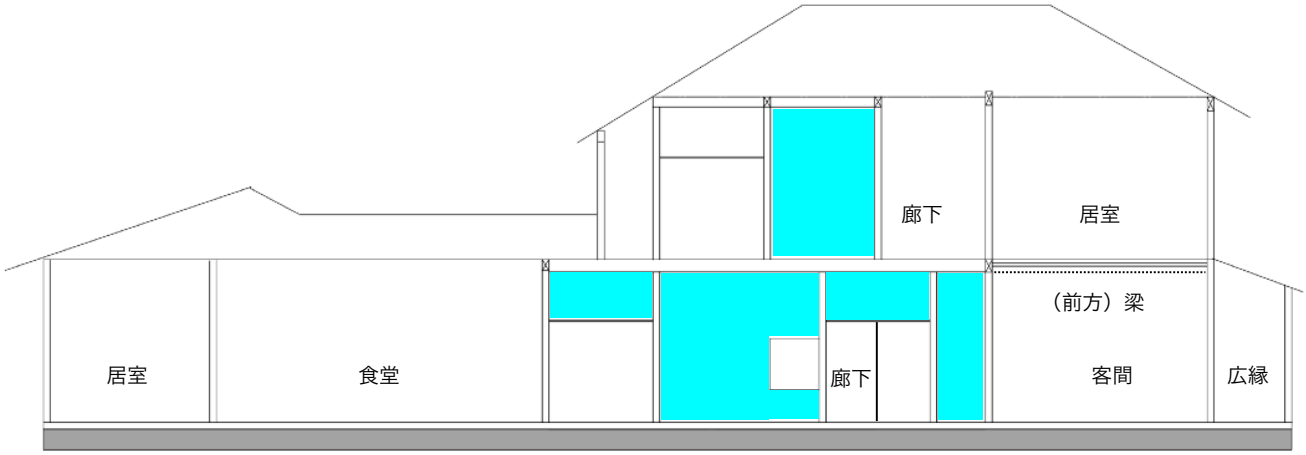
既存の耐力（1F：1/120変形）
X方向　約50kN
Y方向　約60kN

↓

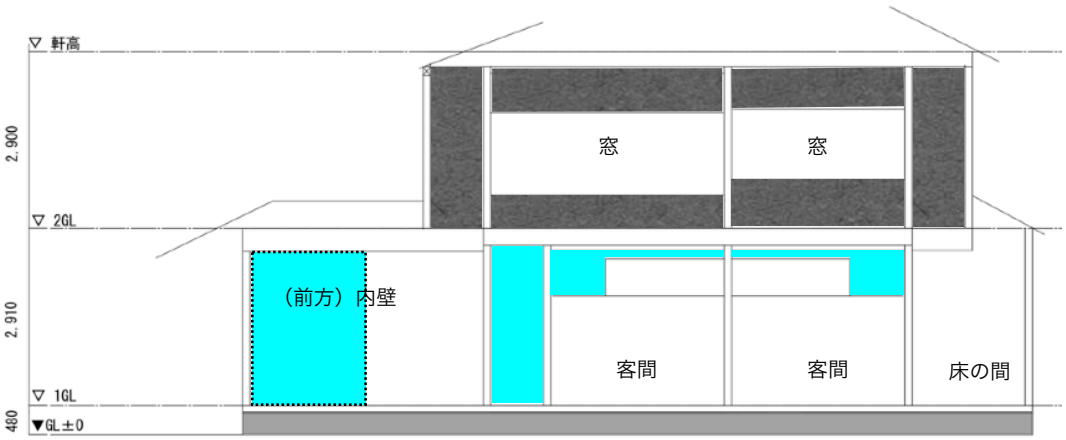
震度5レベルで損傷限界程度
震度6強レベルで安全限界超過
↓
約40～50kN不足（1/15変形）

既存架構（軸組図）→　補強は壁面内または天井裏でコンパクト（軽量）に収め、乾式施工部材を選定
補強材として　耐震リング（最大寸法：135mm）
リブフレーム（部材厚：72mm、固定部厚：85mm）

X方向軸組図



Y方向軸組図



木造限界耐力計算Ⅱ Ver. 2

JSCA-08

X 方向

計算システムシート作成者: JSCA関西木造住宅レビュー委員会

地域係数 Z		1			
		2階	1階	合計	p,q考慮？
質量	(ton)	24.49	33.67	58.16	(y or n)
重量	(kN)	240	330	570	y
階高	(cm)	290	291	581	
地盤種別	種	0	0～3 を入力		Gs自由入力

限界耐力計算結果

	稀地震	極稀地震		崩壊層
応答値	3.91	20.38	(cm)	1階
1自由度系	1/117	1/21	↓2F最大	
2階	1/131	1/63	1/54	OK
1階	1/110	1/16		OK
C_B	0.095	0.172		

準備計算 復元力特性の作成　本システムの適用の適否チェック: 適用可能です。

ｽﾃｯﾌﾟ番号 n		1	2	3	4	4'	5	6	6'	7	8
層間変形角 R	(rad)	1/120	1/60	1/40	1/30	1/30+	1/25	1/20	1/20+	1/15	1/10
その時のQ_2	(kN)	34.64	40.19	42.69	42.69	42.69	30.69	30.69	30.69	30.69	30.69
その時のQ_1	(kN)	52.63	69.69	78.39	84.59	84.59	87.69	92.34	92.34	100.09	100.09
2階剛性 K_2	(kN/m)	1,433	832	589	442	442	265	212	212	159	106
1階剛性 K_1	(kN/m)	2,170	1,437	1,078	872	872	753	635	635	516	344

1自由度系への縮約

U_2/U_1		1.873	1.528	1.387	1.320	1.341	1.303	1.262	1.283	1.242	1.184
δ_{Z2}	(m)	0.045	0.074	0.101	0.128	0.130	0.152	0.184	0.187	0.241	0.344
δ_{Z1}	(m)	0.024	0.049	0.073	0.097	0.097	0.116	0.146	0.146	0.194	0.291
$\delta_{Z2}-\delta_{Z1}$	(cm)	2.118	2.559	2.816	3.107	3.311	3.524	3.819	4.110	4.696	5.350
有効質量 M_U	(ton)	52.90	55.63	56.63	57.05	56.92	57.16	57.38	57.27	57.48	57.75
代表変位 Δ	(m)	0.036	0.062	0.087	0.112	0.113	0.134	0.164	0.165	0.216	0.316
有効質量比 $M_U/\Sigma m_i$		0.91	0.96	0.97	0.98	0.98	0.98	0.99	0.98	0.99	0.99
Q_A	(kN)	52.63	69.69	78.39	84.59	84.59	87.69	92.34	92.34	100.09	100.09
K_e	(kN/m)	1,443	1,125	902	754	746	657	564	558	463	317
T_e	(sec)	1.20	1.40	1.57	1.73	1.74	1.85	2.00	2.01	2.21	2.68
$\Delta W=4\pi(heq_1 \cdot W_1+heq_2 \cdot W_2)$		0.00	1.18	2.99	5.12	5.18	7.01	9.95	10.05	15.56	25.53
$W_A = W_1+W_2$		0.96	2.14	3.35	4.67	4.71	5.76	7.44	7.51	10.65	15.65
粘性減衰定数 h		0.050	0.094	0.121	0.137	0.138	0.147	0.156	0.157	0.166	0.180
減衰による加速度低減率 F_h		1.00	0.77	0.68	0.63	0.63	0.61	0.58	0.58	0.56	0.54
等価高さ H	(m)	4.58	4.44	4.37	4.33	4.34	4.32	4.30	4.31	4.29	4.25
p		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
pq=		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85

損傷限界レベルの必要性能

S_{od}	(m/sec^2)	0.85	0.73	0.65	0.59	0.59	0.55	0.51	0.51	0.46	0.38
G_s		1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
S_{Ad}	(m/sec^2)	1.09	0.72	0.56	0.48	0.48	0.43	0.38	0.38	0.33	0.26
S_{Dd}	(cm)	3.98	3.57	3.53	3.61	3.62	3.73	3.88	3.89	4.12	4.75
Q_{nd}	(kN)	57.42	40.17	31.88	27.24	27.04	24.46	21.86	21.73	19.09	15.07
R	(rad)	1/115	1/124	1/124	1/120	1/120	1/116	1/111	1/111	1/104	1/89
R_2	(rad)	1/126	1/197	1/253	1/290	1/274	1/295	1/321	1/300	1/324	1/360
R_1	(rad)	1/110	1/104	1/98	1/93	1/94	1/90	1/84	1/85	1/79	1/66

安全限界レベルの必要性能

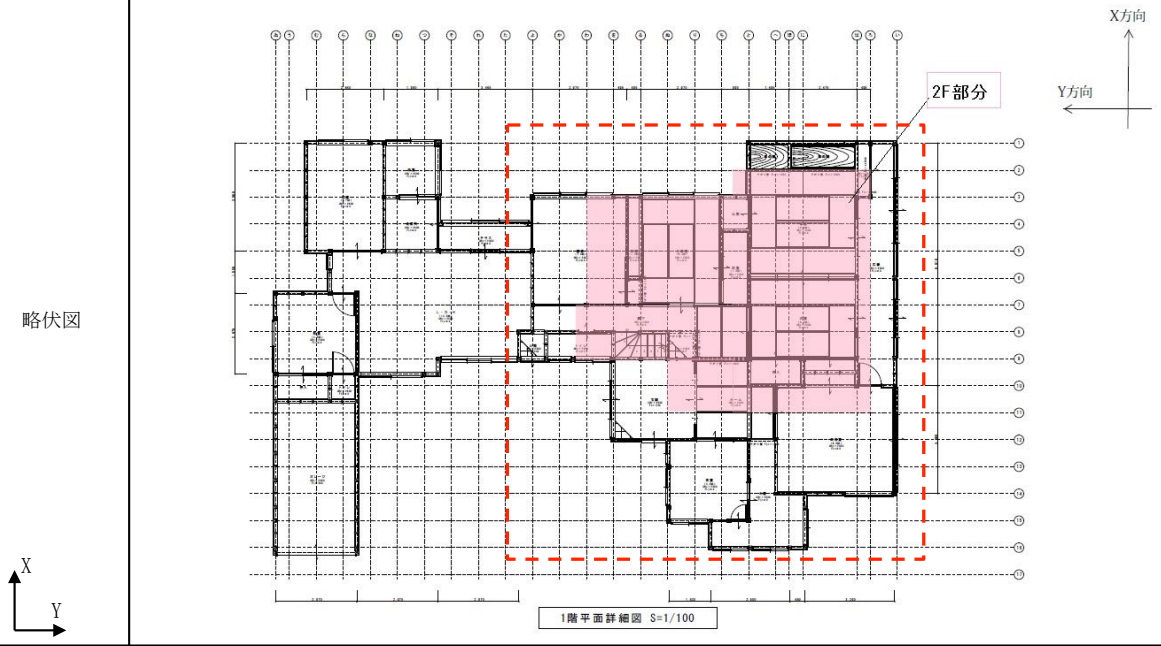
S_{os}	(m/sec^2)	4.26	3.66	3.25	2.96	2.95	2.76	2.55	2.54	2.31	1.91
G_s		1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
S_{As}	(m/sec^2)	5.43	3.61	2.81	2.39	2.38	2.14	1.90	1.90	1.66	1.30
S_{Ds}	(cm)	19.89	17.86	17.67	18.07	18.12	18.63	19.39	19.45	20.62	23.77
Q_{ns}	(kN)	287.10	200.85	159.39	136.19	135.20	122.30	109.31	108.64	95.43	75.36
R	(rad)	1/23	1/25	1/25	1/24	1/24	1/23	1/22	1/22	1/21	1/18
R_2	(rad)	1/25	1/39	1/51	1/58	1/55	1/59	1/64	1/60	1/65	1/72
R_1	(rad)	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16	1/13

木造建物の耐震設計総括表

（検討種別）	新築		診断		改修	○

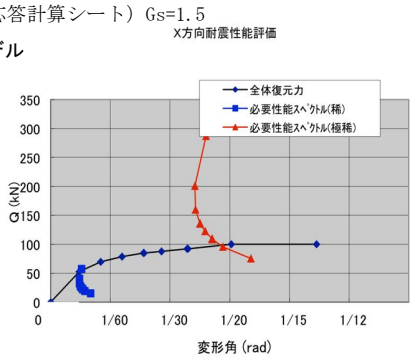
建物名称	S邸	所在地	堺市	（建築年）昭和50年	
建物階数	2階	用途	専用住宅	構造	木造軸組工法
延床面積	296㎡	建物重量	2.4kN/㎡	構造階高	1F:2.91m　2F:2.90m

略伏図



X方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.5

等価一質点系モデル（H=4.2m）の応答

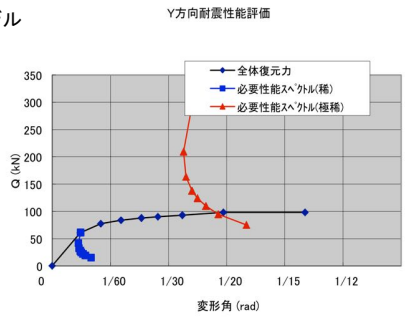


X方向応答値（1階）

		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下			
1/30　以下			
1/30～1/15			1/16
1/15　以上			
主な耐震要素	2F	ラスボード、木擦りモルタル	
	1F	ラスボード、木擦りモルタル	

Y方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.5

等価一質点系モデル（H=4.2m）の応答



Y方向応答値（1階）

		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下			
1/30　以下			
1/30～1/15			1/16
1/15　以上			
主な耐震要素	2F	ラスボード、木擦りモルタル	
	1F	ラスボード、木擦りモルタル	

耐震設計（診断）に関する特記事項

基礎・地盤	束石、布基礎+土台。大阪府GSマップ(JSCA関西マニュアル)よりGS＝1.5
床組・横架材	横架材(足元つなぎ、頭つなぎ材)がない箇所は施工時に取り付けることとする
軸組の耐力	内壁ラスボードは横架材まで到達していないため、耐力を1/2に低減している
その他	2階の剛性不足による2階先行破壊(二次モード)を避けるために、2階一部に(合板など)壁を増設して復元力特性算出

耐震リングおよびリブフレームにて耐震補強

耐震補強工事（耐震リングとリブフレーム）　狭いスペースに補助材を使って耐震補強工事を行う

2c　伝統構法住宅（Y邸）の耐震改修施工事例

玄関周り

瓦葺き屋根

Ｙ邸耐震診断・補強工事

建設地：大阪府岸和田市

木造　平屋建て（伝統的構法）

建築面積　約120㎡

建築年　　昭和44年（1969年）

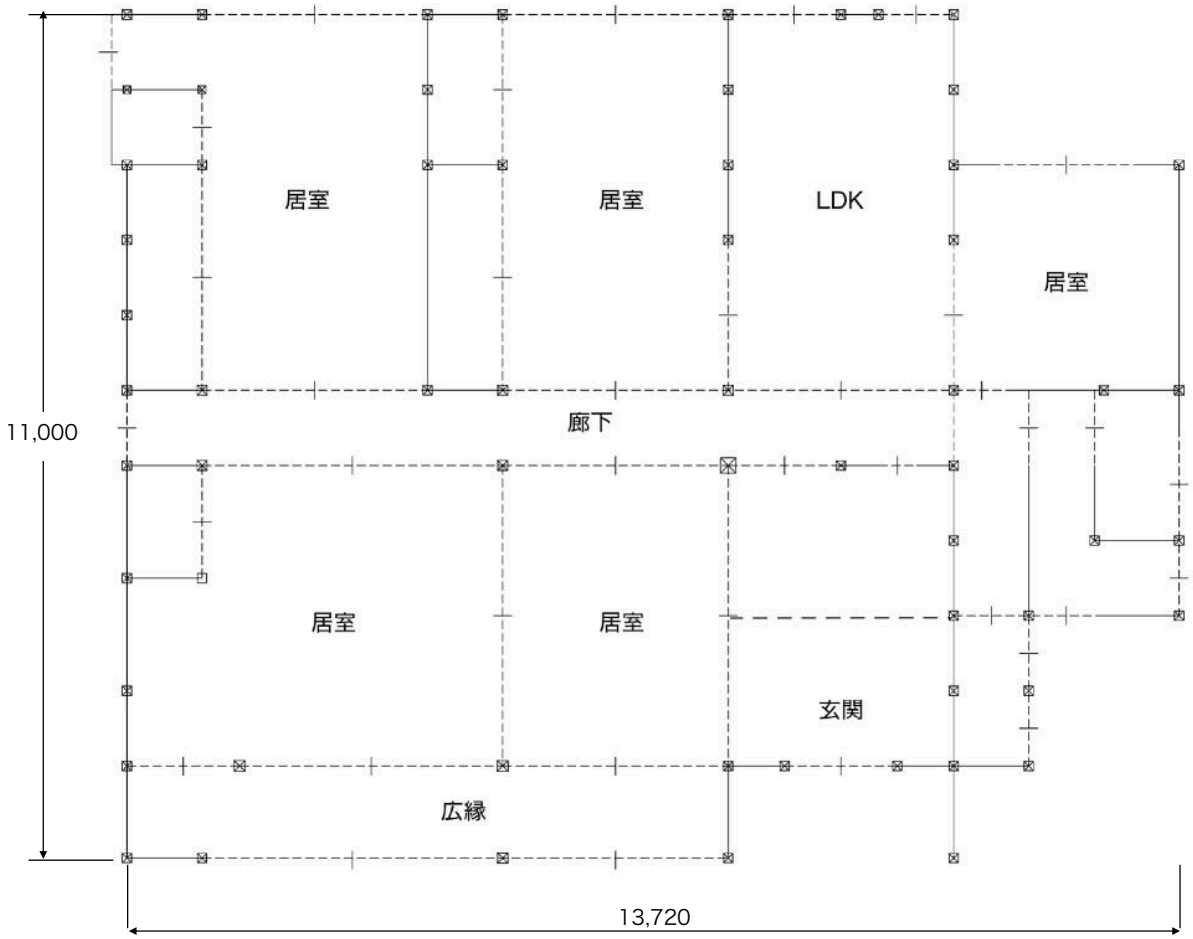
改修施工：平成30年12-31年3月

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	Y邸		建築年	昭和44年
	所在地	大阪府岸和田市		用途	専用住宅
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容　　）			
	増改築・改修の有無	□ なし　■ あり　（内容　　）			
	構造階高	1階　3.40　m、　2階　　m、　3階　　m、　地下　　m			
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	■ なし　□ あり			
	近隣の地盤状況				
	基礎	□	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎（改装部）
		■	玉石礎石・その他 ［内容：ほぼ平坦　　］）		
	基礎の状態	□	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：なし	
		■	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	■ なし　□ あり　（内容　　）			
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容　　）			
	土台の損傷	■ なし　□ あり　（内容　　）			
	樹種	柱	檜	梁	松	土台	
	柱寸法	105 mm × 105 mm ～ 200 mm × 200 mm			
	梁寸法	120 mm × 240 mm ～ 420 φ mm × mm			
	柱の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考　　）			
	梁の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 貫　（参考　　）			
	接合部の金物	■ なし　□ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　　）			
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容　　）			
	土台と基礎の接合	■ なし　□ あり　（内容　　）			
	柱の引抜き防止	■ なし　□ 軽微　□ あり（内容：　　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　□ なし　■ あり（内容：　外周部は無い　　）			
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　■ 土壁　□ 板壁　□ その他（　　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）				
	小壁の高さ	850 cm ～ 155 cm			
	腰壁の高さ	3200 cm ～ 3700 cm			
	外壁の仕上げ	土壁			
	内壁の仕上げ	ジュラク塗り、石膏ボード、化粧合板			
	小壁・土壁の損傷	■ なし	□ あり　（内容：　　）		
	小壁・土壁の天井裏状況	梁（横架材）まで土壁が到達している			
床	火打ちの有無	■ なし　□ あり			
	床板の接合状況	1階（良 ・ 不良）　2階（良 ・ 不良）　3階（良 ・ 不良）			
	吹き抜けの有無	■ なし　□ あり　（内容　　）			
屋根	屋根仕様	□ 桟瓦　■ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（　　）			
	葺き土	□ なし　■ あり	雨漏り跡	■ なし　□ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　■ 良　□ 不良			
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良			
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　5～2.5寸	軒の出　800 mm		
隣接家屋との離間		間口方向	奥行方向		

（現地調査図と写真）



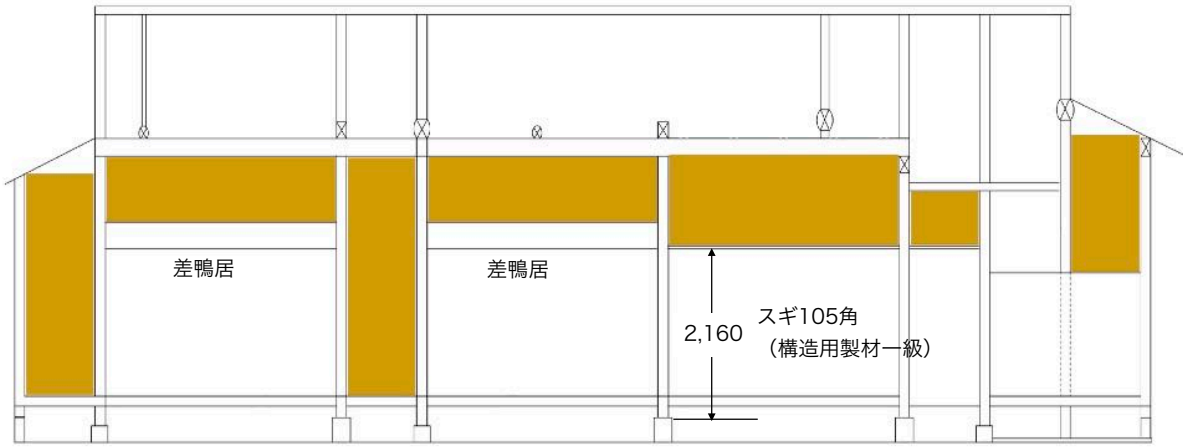
礎石・延石、部分的にコンクリート基礎（増築部）

小屋裏の丸太組

改修工事調査（天井・床・建具解体）

中廊下を挟む二つの軸組が小屋組を支える構造になっている　－　天井を解体して調査する大工たち

廊下と平行に連なる小壁・差鴨居架構における柱折損の検討



上図に見るように廊下に面する架構は差鴨居あるいは小壁に拘束された柱が並んでいる。これらの柱が安全限界1/15の層間変形角に達する時、折損するか否かの検討を行う。

（差鴨居・小壁下端で固定、礎石天端でピン支点とする）固定端モーメントは、M=3EKRで表わされ、

$M=3\times7\times105^4/12\times1/2160\times1/15=6{,}565$kNmm（→マニュアルp.1-29より曲げ剛性50%をとり、M=3,282kNmm）

105角柱の断面係数は$Z=105^3/6=193{,}000\text{mm}^3$（→同上、断面欠損考慮して断面係数75%とし、$Z=144{,}700\text{mm}^3$）

よって柱の曲げ応力度は、$\sigma=M/Z=22\ \text{N/mm}^2$（軸力は軽微なので無視）

スギの曲げ強度は、（JAS一級製材）$fb=27\text{N/mm}^2$なので、柱は安全限界変形時に折損しないと考えられる。

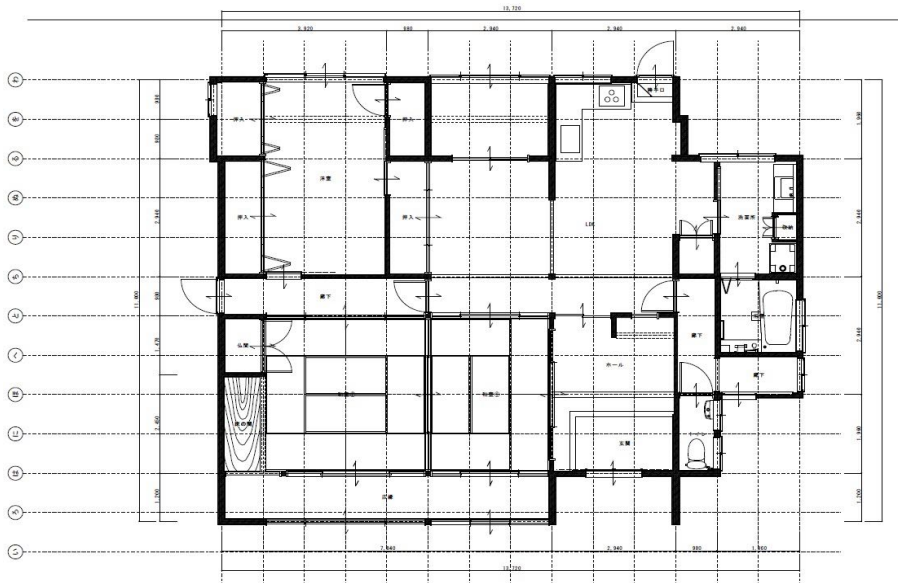
（材料強度について、http://www.fpri.hro.or.jp/rsdayo/10602050909.pdf参照）

木造建物の耐震設計総括表

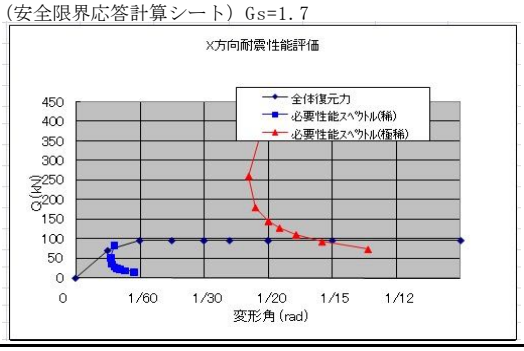
（検討種別）	新築		診断	○	改修	●

建物名称	Y邸	所在地	大阪府岸和田市		（建築年）昭和44年
建物階数	1階	用途	専用住宅	構造	木造軸組工法
延床面積	118.51㎡	建物重量	3.6kN/㎡	構造階高	3.4m

略伏図

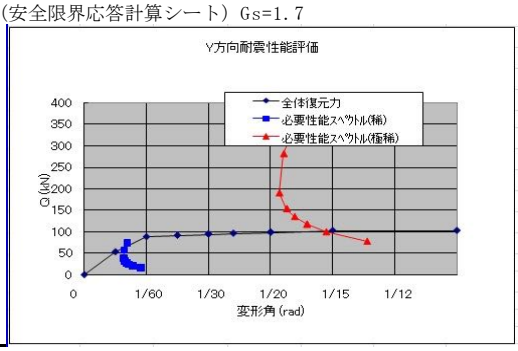


X方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.7



X方向応答値（1階）		診断（現状）	改修後
1/120　以下			
1/60　以下			
1/30　以下			
1/30～1/15		1/17	1/16
1/15　以上			
主な耐震要素	2F	－	
	1F	土壁	

Y方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.7



Y方向応答値（1階）		診断（現状）	改修後
1/120　以下			
1/60　以下			
1/30　以下			
1/30～1/15		1/14	1/16
1/15　以上			
主な耐震要素	2F	－	
	1F	土壁、耐震リング	

耐震設計（診断）に関する特記事項

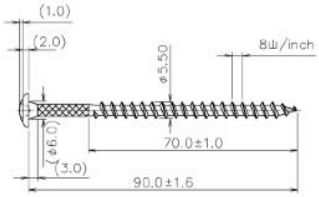
基礎・地盤	礎石立ち。大阪府GSマップ（JSCA関西マニュアル）よりGS＝1.7
床組・横架材	外周部は垂木で構造材で囲まれていない為、土壁の耐力を1/2に低減している
軸組の耐力	足元つなぎが入っていない箇所については補強時取り付けることとする。
その他	改修時に撤去する土壁要素あり、改修後の応答計算は耐震補強と撤去予定の耐震要素を考慮した数値である。

次ページに記すように、改修工事が始まって判明する構造不良（過去の改修履歴など）に対し、通常の構造計算、耐震診断などのデスクワークではあらわれない施工対応（構造判断）が必要となる。

浴室柱の断面欠損補強

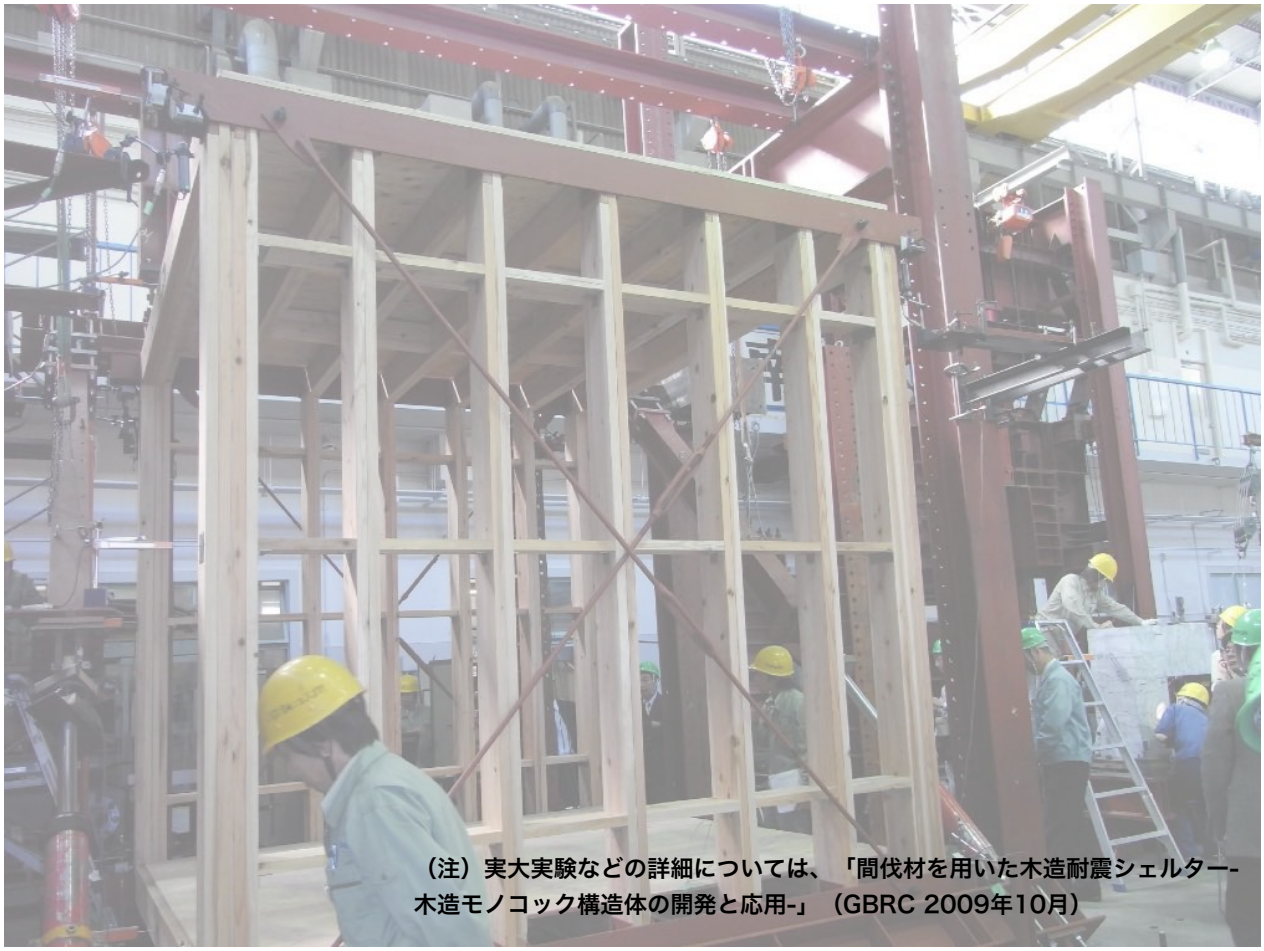
添柱　30-60mm厚（幅および長さは既存柱と同じ）
既存柱と耐震リング専用ネジ（5.5φ×90mm長）
　2本@300以下にて緊結
　　上端　耐震リングにて上階梁と添え柱を緊結
　　下端　土台に緊結（既製金物）

耐震リング専用ネジの耐力
（メーカー試験値）
　　市販のスギ材に対して
（引き抜耐力）約8.0kN/本
（せん断耐力）約5.0kN/本



柱上に二段梁・束建て・棟受け（複雑な多段積み重ね）

3　戸建て住宅（大阪府内）の耐震シェルター設置検討・施工事例



（注）実大実験などの詳細については、「間伐材を用いた木造耐震シェルター-木造モノコック構造体の開発と応用-」（GBRC 2009年10月）

耐震シェルターの要件

① 耐震シェルター自身の水平耐力：震度6強以上の地震動を受けても損傷しないこと

② 既存の住宅とは構造的に縁を切ること（あるいはクッション材などを挟むことにより衝突時の衝撃緩和措置がなされること）

③ 屋内に設置する場合、2階以上部分の落下（衝撃力）に耐える鉛直耐力を保有していること

④ おなじく屋内に設置する場合、上部（2階以上）の荷重を載荷した状態で余震に対する安全性を有すること

⑤ 耐久性については建築基準法の規定に従う。

⑥ コスト的に安価で、設置工事および解体撤去も容易であること（屋内での組み立て・解体が可能）

⑦ 付帯設備はできるだけ軽微にし、屋外設置型では被災時の出火および延焼防止がなされていること

（注）既存の住宅と縁を切ることは、構造計算上の問題を明快にするために耐震シェルターの前提としている条件である。既存住宅と構造的に連結して耐震補強を兼ねた耐震シェルターの考え方もあり、一概にどちらがコスト面で有利であるとは決めがたい。住宅の一部として連結する場合は、荷重伝達や変形の連続性など検討すべき事項が多いので住宅全体の耐震補強としての検証を必要とする。本マニュアルでは問題を単純に扱うために既存家屋構造体と絶縁したケースを基本に考えている。

耐震シェルターの安全性検討法

「大阪府　木造住宅の限界耐力計算による耐震診断・耐震改修に関する簡易計算マニュアル」より

4.3　構造性能と検証

耐震シェルターは落下する上階部分および屋根構造体に対して圧壊せず、またその上部に落下した上階部分を載せた状態で余震などの水平外力に対して倒壊しないように設置されること。

（解説）

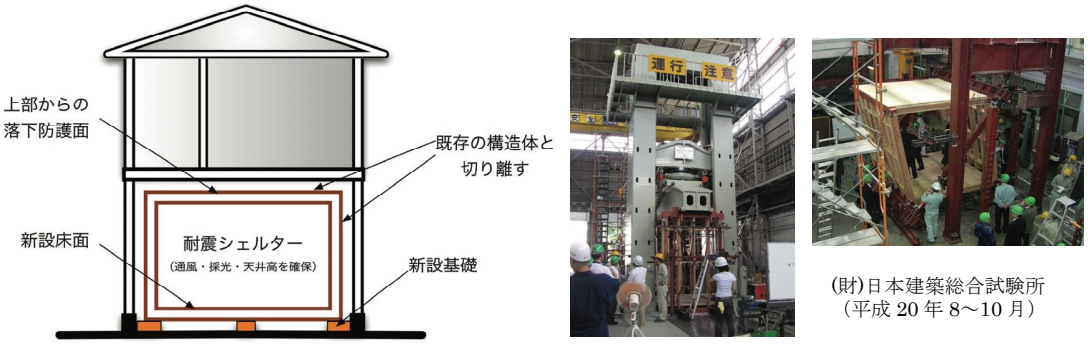


図 28　2 階建て木造住宅の 1 階に設置する屋内型耐震シェルターと載荷実験

図 28 のように 2 階建て木造住宅の 1 階にシェルターを設置する場合を考え、以下のようにその耐震安全性を検証する。

(1)　鉛直荷重支持能力（鉛直耐力）

既存の木造住宅の強度が不足して倒壊した場合、2 階床から上部は耐震シェルター上に落下する。落下する高さに依存するが、耐震シェルターは上階の落下に伴う衝撃荷重を受けることになる。つまり耐震シェルターは［上載荷重×衝撃係数］に耐えなければならない。よって衝撃係数を 1.5 とすれば、耐震シェルターの負担する部屋面積を S ㎡、既存住宅の質量を 2.5kN/㎡として、必要な鉛直耐力（Nre）は次式で表せる：

Nre　=　1.5×S×2.5kN/㎡　×2 階　=　S×7.5（kN）

つまり耐震シェルターおよびその基礎は 3 階建て木造住宅の 1 階部分と同じ程度の支持能力が要求される。

(2)　水平荷重支持能力（水平耐力）

耐震シェルターと既存構造体は水平方向に 1 階の安全限界変位以上の隙間を設けることにより、水平方向の衝突はないと考える。しかし上階は水平方向へも速度を持ちながら耐震シェルター上に落下するので、耐震シェルターには大きな水平荷重が加わる。また耐震シェルターに対する上階の偏心落下も、外力条件として鉛直荷重と水平荷重を同時に考慮することで安全性を確保できる。これらの水平外力を上階の落下方向が 45°に相当するものと考えれば、水平耐力（Qre）は鉛直耐力の 1/√2 倍、すなわち

Qre　=　1/√2×S×7.5　=　S×5.25（kN）

つまり 3 階建て木造住宅の 1 階でベースシェア係数 0.7 に相当する水平耐力が要求される。

(3)　検証法

安全性を検証するための実験には、さまざまな方法が考えられる。上記に述べた鉛直荷重支持能力および水平荷重支持能力について破壊実験によって確認することや、S×7.5kN/㎡の積載荷重を設置した実大モデルを用いて振動台実験を行うことが考えられる。

構造計算は実験と同じく、S×7.5kN/㎡の上載荷重を受ける耐震シェルターの耐震安全性を鉛直方向および水平方向について検証する。なお上階の落下が必ずしも垂直でなく、耐震シェルターにとっては偏心載荷となる可能性が高いことから、ねじれ変形や座屈耐力に注意する。

（追記）耐震シェルターの安全性検証（限界耐力計算）

耐震シェルターに要求される構造機能

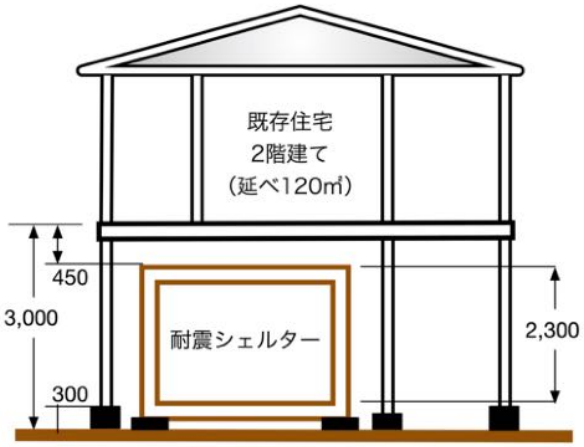
① 水平耐力：震度6強以上の地震動を受けても倒壊しないこと
② 既存の住宅とは構造的に縁を切ること（あるいはクッション材などを挟むことにより衝突時の衝撃緩和措置がなされること）
③ 屋内に設置する場合、2階以上部分の落下（衝撃力）に耐える鉛直耐力を保有していること
④ おなじく屋内に設置する場合、上部（2階以上）の荷重を載荷した状態で余震に対する安全性を有すること

1．上階が落下してきたときの安全性

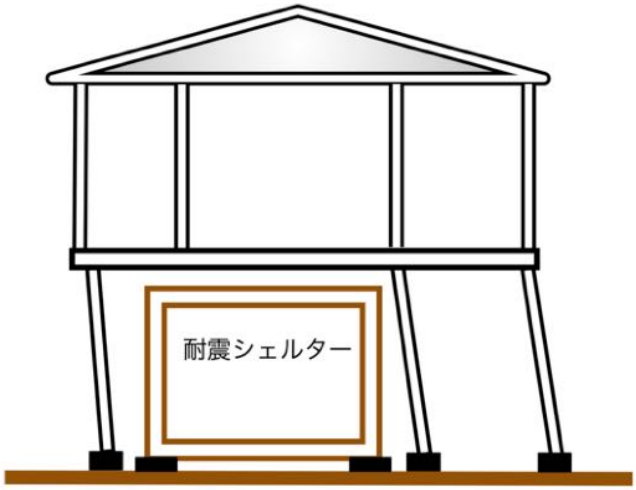
既存の木造住宅を120㎡（2.5kN/㎡）とすれば、
落下荷重　W=300kN
衝撃係数1.5を乗じて、Ws=1.5×300=450kN
耐震シェルターの鉛直耐力は1000kNあるので、上階の落下に対して十分安全である。

（注1）耐震シェルターと既存構造物（構造部材）の間には左右の柱（端部）および上階（床梁）下端位置で150mm以上の隙間があり、上階が落下するまで干渉（衝突）がないものとしている。
耐震シェルターの階高（既存住宅の基礎天から）
　H=2,250mmなので、
倒壊するときの水平角度　R=1/15とすれば、
水平変位　　δh=2250/15=150mm
鉛直変位　　δv=66mm

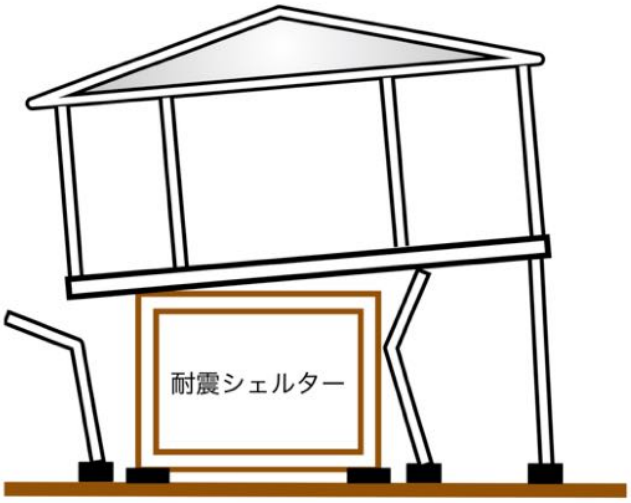
（注2）既存住宅がP-δ効果で倒壊するとき、横方向にH=W×Rの水平荷重を持つ。既存住宅の引き倒し実験によれば倒壊するときの層間変形角は1/15～1/5なので、耐震シェルターまたは隣家に及ぼす水平力は（衝撃係数1.5を乗じて）、
H=1.5×W×（1/15～1/5）=W/10～W/3
W=300kNなので
H=30～100kN
耐震シェルターの水平耐力はX,Y方向とも100kN以上ありOK。
ただし、耐震シェルターは地盤に固定していないので実際は既存住宅がもたれかかってきても横滑りして、これほどの水平力を受けることはないものの、何らかの障害物に当たってまともに水平力を受けることもありうる。



図A　２階建て住宅に耐震シェルター設置



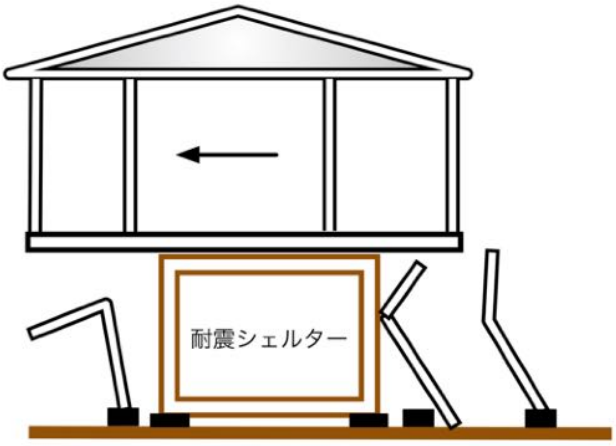
図B　既存住宅の安全限界時（R=1/15）



図C　既存住宅倒壊（R>1/15）

2. 上部載荷状態の余震に対する安全性

j.Pod耐震シェルター（単独使用）の復元力特性は、鉛直耐力1,000kN（座屈耐力）のもと、水平方向（X,Y方向とも）ではR=1/30で降伏耐力100kNに達し、その後R=1/15以上までの変形能力を有することが実大実験によって確認されている（「間伐材を用いた木造耐震シェルター」GBRC，2009年10月）。
この耐震シェルターが既存住宅の倒壊後に、全体を載せて振動し、さらに余震（共振）に対する安全性を確保できるか、すなわち避難路・救出路として機能するか、以下に限界耐力計算を用いて検証する。
（計算は安全限界変形角（R=1/15）における耐震シェルターの保有耐力が上載荷重（既存住宅の荷重）によって耐震シェルターが受ける地震力（上限値）を上回るか否かの検討である）



図D　耐震シェルターは２階を載せて共振する

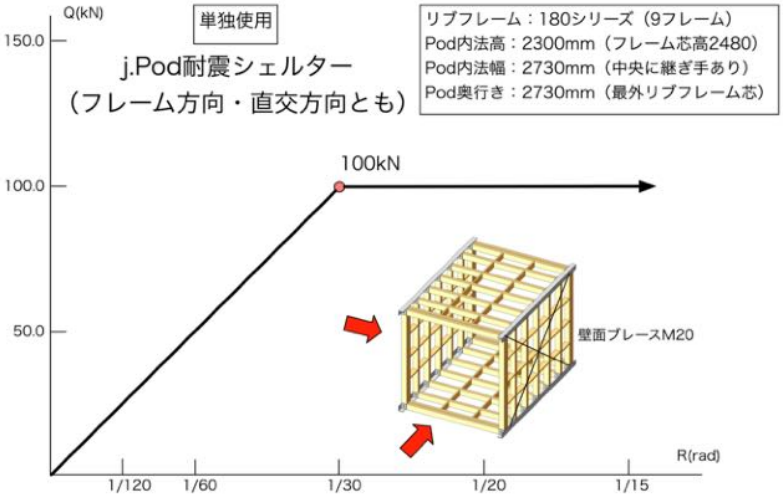
既存木造住宅は第二種地盤上とし、
延べ床面積　A=120㎡
地震時の平均荷重　w=2.5kN/㎡
よって上載荷重　W=300kN

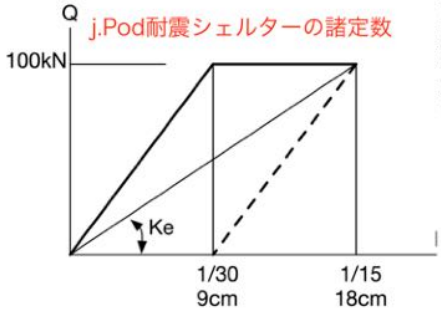
耐震シェルターの限界変位（変形角1/15）時の諸定数は下図から、
固有周期　Te=1.5sec
減衰定数　h=0.15+0.05=0.20
耐力係数　C_B=100/300=0.33

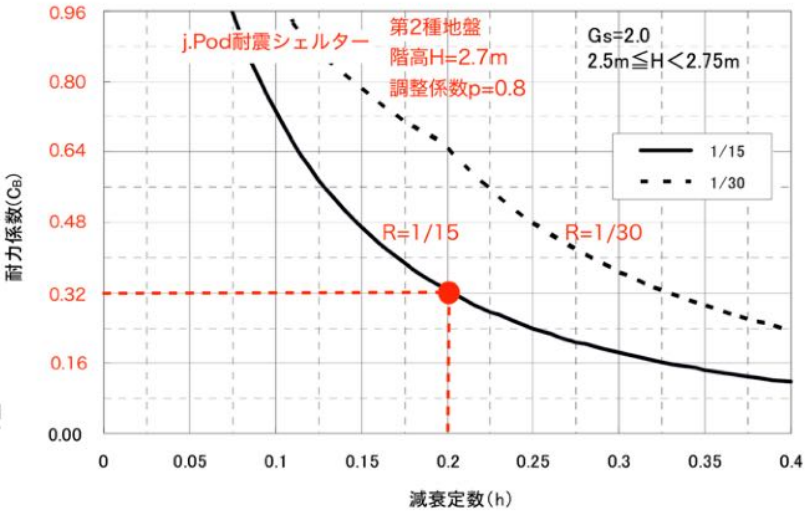
一方、平屋の耐震シェルターが安全限界の層間変形角1/15に達するのは、右の限界耐力計算応答計算シートに示すようにC_B=0.32であり、耐震シェルターの保有耐力C_B=0.33が上回っている。

よって、第二種地盤上に建つ木造住宅（120㎡）が倒壊しても、内部の耐震シェルターは極限状態においてその空間が保持され、避難路・救出路としても機能すると考えられる。

（注）限界耐力計算と応答計算シートについては、樫原・河村「木造住宅の耐震設計」（技報堂出版2007年）による。







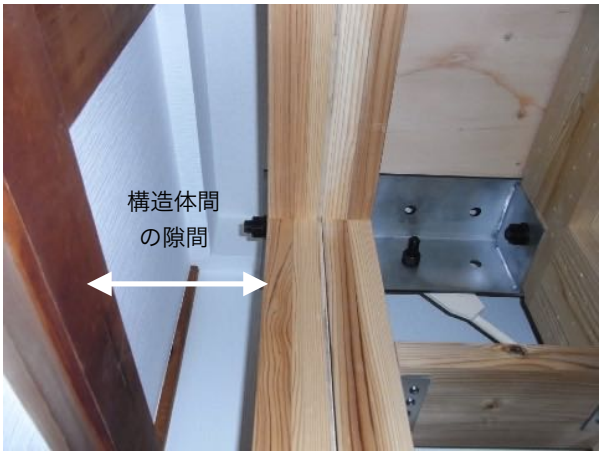
耐震シェルターの施工事例

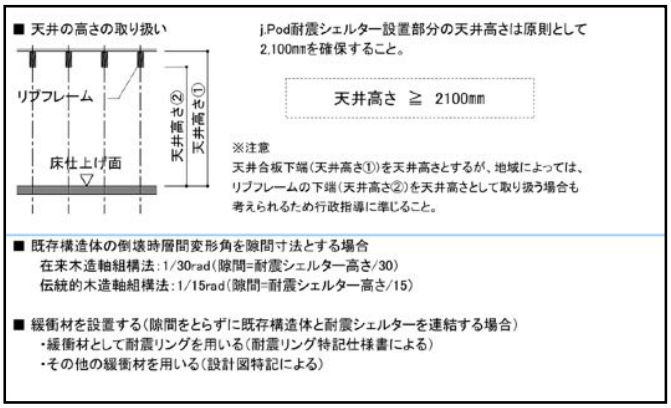
耐震シェルター組み立て作業直後の状況
（資材搬入から1-2週間）

S邸の概要

建築場所　大阪府堺市
構　造　　在来木造軸組構法
規　模　　地上2階建て
　建築面積　約48㎡
　延床面積　約90㎡
建築年　　1979年
耐震シェルター工期
（関連仕上含む）2014年1月-2月
　ただし1室内工事

細部納まりの状況（コーナーアングル継手・座屈止め・天井板）



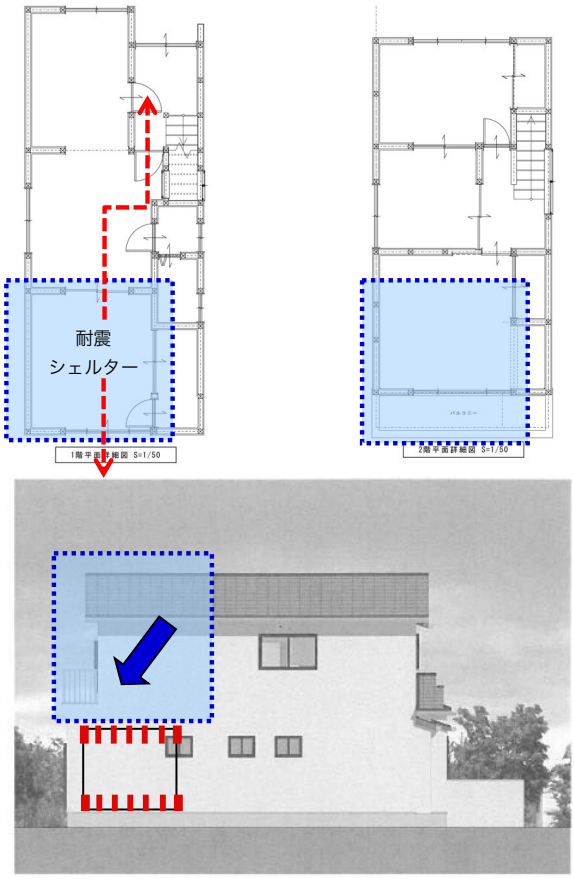


耐震シェルター特記仕様書（留意事項）

耐震シェルター検討書

名称	○○○邸	建築主	○○○
建設地	大阪府堺市	居住者	○○○
耐震診断者	株式会社住まい工房　集	施工者	株式会社住まい工房　集（堺市南区高尾1-358-1）

耐震シェルターの配置



既存建物の概要

構造	在来（木造軸組）工法		
階数	2		階
各階床面積	2階	41.40	m^2
	1階	48.02	m^2
建物用途	住宅		
屋根の仕様	瓦屋根（土あり）		
外壁の仕様	木ずり下地壁		
建築年月	昭和54	年	月
耐震診断の結果	X方向	1階 0.02　2階 0.11	
	Y方向	1階 0.10　2階 0.28	
耐震診断手法	（財）建防協　一般診断法		

耐震シェルターの仕様

設置場所	和室①		
設置場所の広さ	約7帖間		
耐震シェルター	j.Pod耐震シェルター		
幅×奥行×高さ	2,730×2,730×2,300（内法）		
耐震シェルターの負担面積（屋根・2階）と負担重量	17.66×2		m2
	88.30		kN
落下時の衝撃荷重	132.45		kN
耐震シェルターの耐力（設計限界値）	上階鉛直落下時	1000	kN
	上階斜め落下時	150	kN
	水平耐力	100	kN

耐震シェルターの配置と安全性について（設置方針チェックリスト）

既存建物とのギャップ処理	周辺の架構とリブフレームとのクリアランスを確保し、緩衝材は挿入しない。
耐震シェルターの基礎	鉄筋コンクリート（Pca）基礎を地盤上に新設し、既存建屋の基礎を利用しない。
上階の衝撃落下に対する安全性	耐震シェルターの負担荷重は設置する居室の約2倍面積を見込み、2.5kN/㎡の単位面積荷重とした。その落下による衝撃荷重（負担荷重×1.5）に対してシェルターの耐力が上回っている。
避難前の余震に対する安全性	余震時に耐震シェルターが負担すべき上載荷重は約90kNである。シェルターの水平耐力は100kNなので水平震度1.0としても余力がある。
避難および救助に支障ないか	耐震シェルターは道路に近い8畳間に設置するので避難に支障はない。また玄関からの経路と合わせると2方向の経路を確保している。
日常の居住性に問題ないか	施主との打ち合わせにより、生活動線を含めて居住性には問題ない（通風・採光・天井高・床壁面仕上）。
その他特記事項	
設置申請	平成25年　10月　8日　（申請者）　住まい工房 集　○○○○
特許実施許諾およびレビュー	平成　25　年　10月　30日　有限責任事業組合　j.Podエンジニアリング
施工時期	平成25年12月頃
施工時の注意	既存構造体とのクリアランス確保
耐震シェルター識別番号	RF-01-00674～00682

（本検討書は国土交通省平成20年度地域木造住宅市場活性化推進事業の研究開発にもとづくものです）

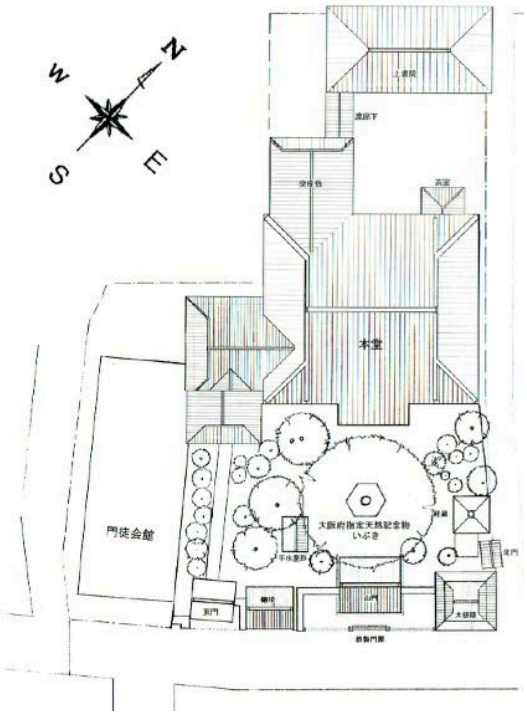
耐震シェルターの完成状態

座屈止め間に移動可能な棚板追加

テレビ局取材時の状況（2017年：シェルター居住3年）
左側手前：居住所有者　　右側手前：施工者説明
中央3人は取材訪問者　（シェルター内の広さ4.5畳）

4　古寺（大阪府和泉市）の耐震改修施工事例

2012年　　（耐震シェルター設置工事）
2015–16年　（耐震シェルターを分解して耐震補強工事へ転用）



建物名称　西教寺本堂
（2014年登録有形文化財建造物）
建設年代　1808年
参照資料　和泉市教育委員会「和泉市歴史的建造物調査報告書Ⅰ」（2014年3月）

（現地調査）

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

（新築の場合は設計内容を示す）

一般事項	建築主／建物名称	阿耨山　西教寺		建築年	江戸期
	所在地	大阪府和泉市		用途	寺院
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　■ その他　（伝統的構法　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	増改築・改修の有無	□ なし　■ あり　（内容：　）			
	構造階高	1階　5 m、　2階　m、　3階　m、　地下　m			
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	□ なし　■ あり			
	近隣の地盤状況	良い			
	基礎	□	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎
		■	玉石礎石・その他 ［内容：　］）		
	基礎の状態	□	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：	
		■	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	□ なし　■ あり　（内容：本堂Y軸方向1/30以上→是正要　）			
	梁部材の傷み、撓み	□ なし　■ あり　（内容：新材に交換または修理必要　）			
	土台の損傷	□ なし　□ あり　（内容：　）			
	樹種	柱	トガ	梁	マツ　土台
	柱寸法	120 mm × 120 mm ～ 260 mm × 260 mm			
	梁寸法	120 mm × 150 mm ～ 500 mm × 500 mm			
	柱の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　■ 肘木　□ 斗栱　（参考：　）			
	梁の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　■ 貫　（参考：　）			
	接合部の金物	■ なし　□ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　）			
	接合部の状態	□ 良　■ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）			
	楔・込み栓の緩み	□ なし　■ あり　（内容：　）			
	土台と基礎の接合	□ なし　□ あり　（内容：土台なし　）			
	柱の引抜き防止	■ なし　□ 軽微　□ あり（内容：　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　■ なし　□ あり（内容：　）			
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　■ 土壁　□ 板壁　□ その他（　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）	土壁厚60ミリ～90ミリ			
	小壁の高さ	60 cm ～ 120 cm			
	腰壁の高さ	160 cm ～ 220 cm			
	外壁の仕上げ	土壁漆喰塗り及び土壁ラス下地モルタル塗り			
	内壁の仕上げ	土壁漆喰塗り			
	小壁・土壁の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	小壁・土壁の天井裏状況	ほぼ梁下まで塗りあがっている			
床	火打ちの有無	■ なし　□ あり			
	床板の接合状況	1階　（良・不良）　2階　（良 ・ 不良）　3階　（良 ・ 不良）			
	吹き抜けの有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
屋根	屋根仕様	■ 桟瓦　■ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（　）			
	葺き土	□ なし　■ あり	雨漏り跡	□ なし　■ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　□ 良　■ 不良			
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良			
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　5.0～6.5	軒の出　500～1500 mm		
隣接家屋との離間		間口方向	奥行方向		

1）現地調査の所見

・建物が全般的に西方向に傾斜しており、本堂においては（h＝3.0m間計測)最大値141mmの傾斜(1/22），柱の沈下が各所で著しく高低差は60㎜。玉石基礎の不同沈下が原因であると推定される。
・床下調査を行ったところ、一部の柱・足固め・大引きに蟻害が見受けられ、柱が圧壊している箇所があって非常に危険な状態。
・本堂小屋裏の妻受け梁にも蟻害が見られる。又玄関部分の屋根下地に不具合が発生し、屋根瓦に大きな変形をもたらし雨漏りの原因となっている。書院も不同沈下により高低差が70㎜に及んでいる。

内陣の状況

外陣の状況

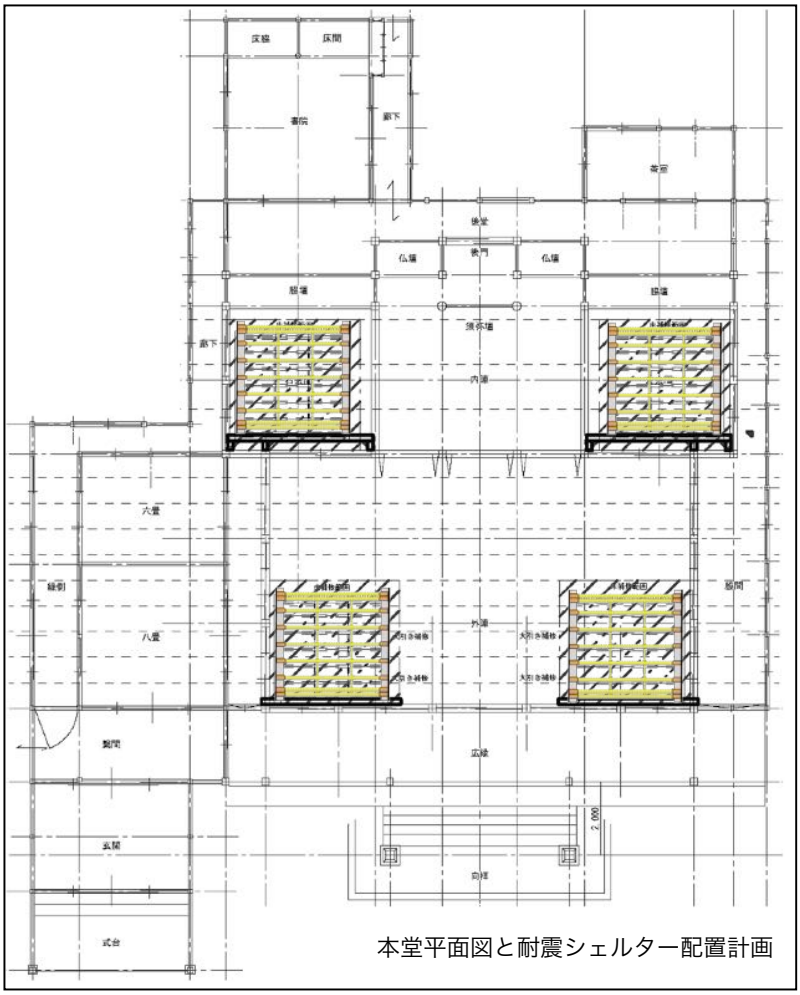
柱の傾き

2）早急な対策（2012年）- 耐震シェルターの設置

耐震診断の結果、震度5レベル程度の地震でも倒壊するおそれあり、特に西側へ約1/20の傾斜が見られる。応急的に耐震シェルターを４箇所に設置して、全面倒壊を防止することで、人命保護（人の生存空間を確保と通電火災防止）および文化財的価値のある旧来要素の倒壊後・復元再利用をはかる。

全面倒壊（すべての部材が地面上に瓦礫となって落下すること）を防ぐためには、本堂の主要部分を支える四つの支点が必要であり、ここに設置する4Pod（1Podあたり約100トンの鉛直耐力・約15トンの斜め耐力あり、地盤に固定せずに空間ボリュームを保持する）がその役割を担う。

耐震シェルターの仕様			
設置場所	外陣両端（2箇所）		
設置場所の広さ	内陣両端（2箇所）		
耐震シェルター	j. Pod耐震シェルター		
幅×奥行×高さ	2, 730×2, 730×2, 300（内法）		
耐震シェルターの負担面積と負担重量	約250		m2
	360		kN
落下時の衝撃荷重	540		kN
耐震シェルターの耐力（設計限界値）※4箇所計	上階鉛直落下時	4, 000	kN
	上階斜め落下時	600	kN
	水平耐力	400	kN



本堂平面図と耐震シェルター配置計画

3）耐震シェルターの施工

本堂内部に耐震シェルター設置後の状況

4）耐震改修（耐震シェルター設置３年後の2015年）

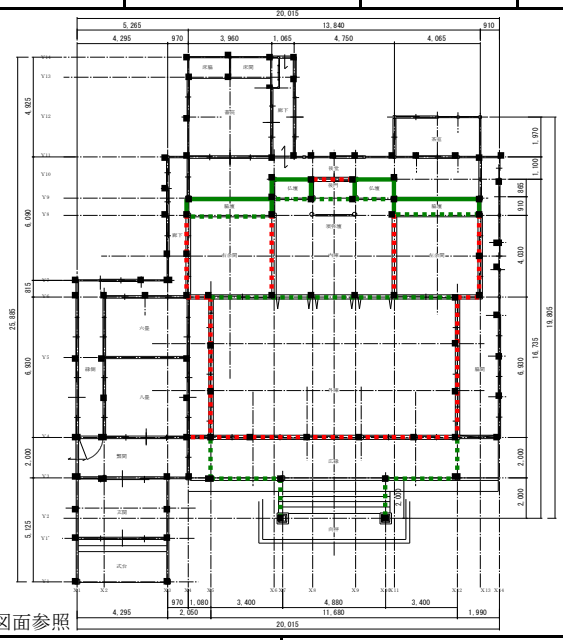
（耐震補強設計の概要）

木造建物の耐震設計総括表

（検討種別）	新築		診断		改修	○

建物名称	西教寺本堂	所在地	大阪府和泉市		1670年頃
建物階数	1階	用途	寺院施設	構造	伝統的な木造軸組工法
延床面積	219.94㎡	建物重量	932.26kN	構造階高	1F： 5.0m　　2F：

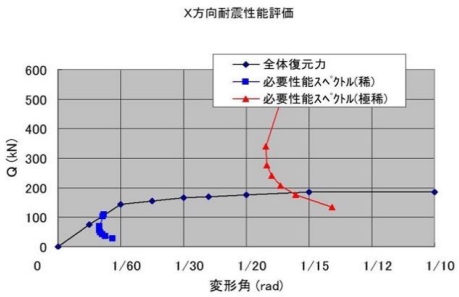
略伏図



Y
X

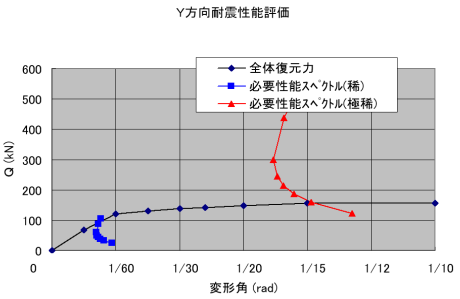
耐震リング取り付け箇所は別図面参照

X方向（安全限界応答計算シート）Gs=2.025



X方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下			
1/30　以下			
1/30～1/15			○
1/15　以上			
主な耐震要素	2F		
	1F	リブフレーム・耐震リング	

Y方向（安全限界応答計算シート）Gs=2.025



Y方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下			
1/30　以下			
1/30～1/15			○
1/15　以上			
主な耐震要素	2F		
	1F	リブフレーム・耐震リング	

耐震設計（診断）に関する特記事項	
基礎・地盤	礎石の不同沈下が見受けられるため礎石下にコンクリート地業を施す。
床組・横架材	1F床組み小屋裏梁の蟻害にあった材料は適宜交換・補修を行う。
軸組の耐力	X軸方向CB=0.195　Y軸方向CB=0.168
その他	土葺き瓦屋根を軽量化する。

5）耐震補強工事（2015-2016年）

礎石下部の地業工事ならびに礎石据え直し、架構のレベル調整、天井裏・床下各部補強工事

耐震シェルター（2012年施工）を分解して架構の耐震補強リブフレームへ転用（2015年、継ぎ手金物を用いてフレーム幅の寸法を調整→固定金物で既存軸面に緊結）

6）竣工（2016年）

落慶法要（外陣）

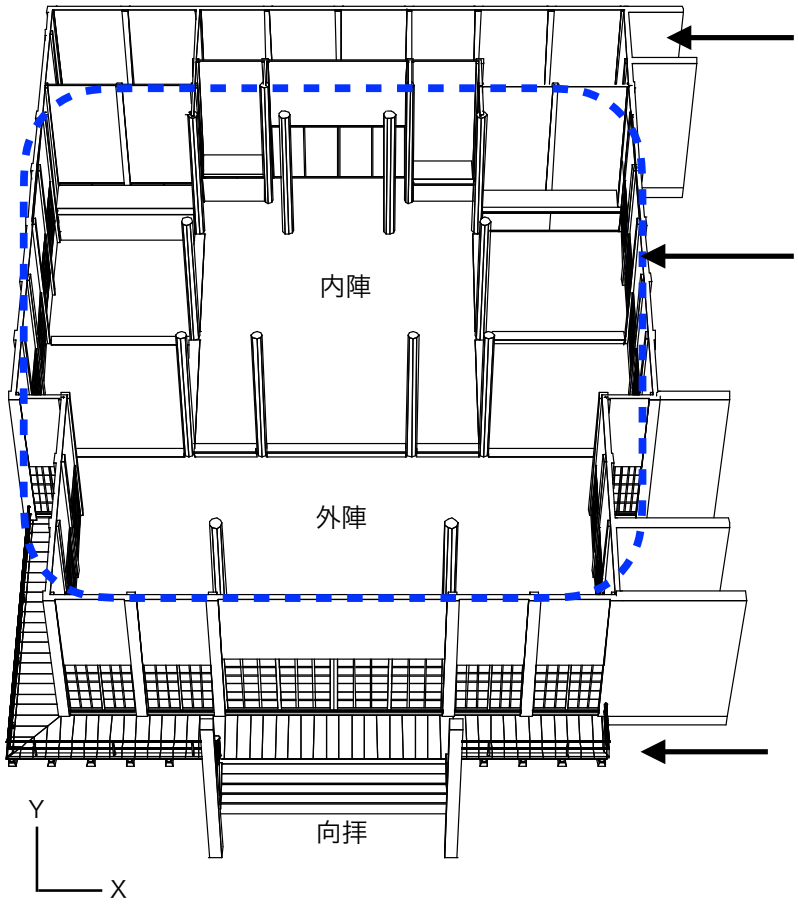
外陣のリブフレーム

広縁のリブフレーム

向拝の耐震リング

（追記）寺院本堂における周辺付属架構の応力伝達に関する注意事項

古くからある寺院本堂は、屋根面レベルの異なる（段差のある）付属部分が内陣・外陣の周囲に配され、増改築によって時代を経てきたものが多い。基礎形式もその都度変わっている。経年変化を踏まえた耐震性能評価・改修工事に当たっては、水平力の伝達とともに建物全体の一体性確保が重要課題となるので、下記事例のように建物を立体的にとらえて改修設計・施工に反映することが望ましい。



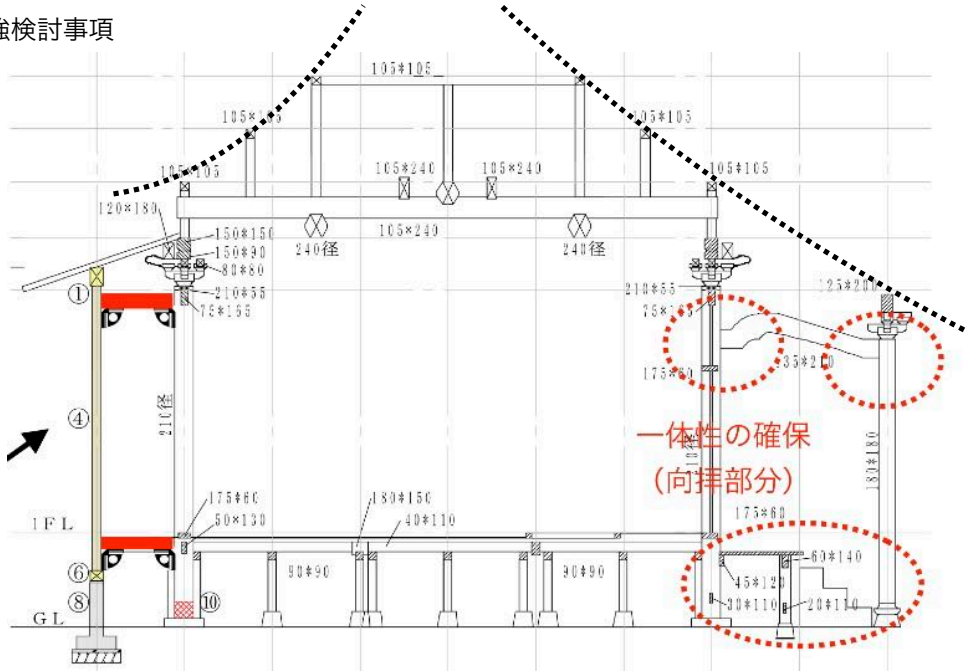
付属部分・後廊
（屋根勾配により付属架構の階高は低いケースが多いが、土壁など耐震要素がある）

本堂のうち本体部分
（主架構天端がほぼ一定→礎石天端からの高さを構造階高とする）

付属部分・向拝
（屋根勾配または別屋根により付属架構の階高は低く、また耐震要素がほとんどない）

Y方向の軸組での補強検討事項

後廊最外縁の土壁を本体のX方向耐震要素として取り込むためには、Y方向の軸組としても有効に機能するよう一体性を確保する。（この図はその一例）



5　大正時代住宅（奈良県大和郡山市）の耐震改修施工事例

改修前の状況（2012年）

大正13年築（木造３階建・遊郭建築）
2012-2014年　調査および改修設計
2016-2017年　改修工事

（現地調査・構造概要）

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

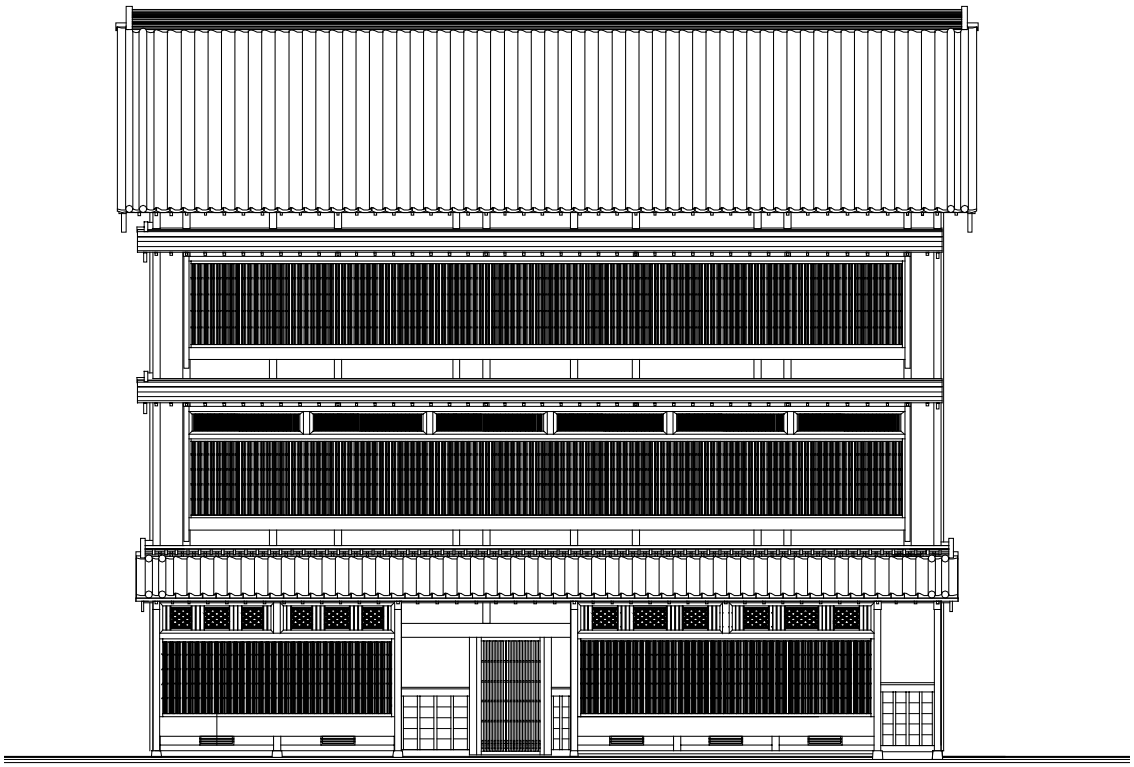
（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	○○○住宅		建築年	大正13年
	所在地	奈良県大和郡山市		用途	－
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	増改築・改修の有無	□ なし　■ あり　（内容：　１階食堂、新帳場、応接室　）			
	構造階高	1階　3.295 m、　2階　2.898 m、　3階　3.023 m、　地下　m			
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	■ なし　□ あり			
	近隣の地盤状況	問題なし			
	基礎	□	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎
		■	玉石礎石・その他 ［内容：のべ石　］）		
	基礎の状態	□	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：	
		■	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：問題なし	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	□ なし　■ あり　（内容：修理を要する部分的劣化、1/120以下の部分的傾斜）			
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	樹種	柱	ヒノキ	梁	マツ　ツガ	土台	なし
	柱寸法	120 mm × 120 mm　～　mm × mm			
	梁寸法	105 mm × 225 mm　～　320 mm × 丸 mm			
	柱の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考：　）			
	梁の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　□ 貫　（参考：　）			
	接合部の金物	■ なし　□ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　）			
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台と基礎の接合	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	柱の引抜き防止	■ なし　□ 軽微　□ あり（内容：　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　□ なし　■ あり（内容：　足固め有　）			
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　■ 土壁　□ 板壁　□ その他（　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）	60mm～75mm			
	小壁の高さ	87.3 cm　～　18.8 cm			
	腰壁の高さ	94.3 cm　～　24.8 cm			
	外壁の仕上げ	鉄板　漆喰			
	内壁の仕上げ	漆喰			
	小壁・土壁の損傷	□ なし	■ あり　（内容：雨シミと、一部仕上げの剥がれあり。　）		
	小壁・土壁の天井裏状況	天井まで			
床	火打ちの有無	□ なし　■ あり			
	床板の接合状況	1階　（良）　2階　（良）　3階　（良）			
	吹き抜けの有無	□ なし	■ あり　（内容：　台所上　）		
屋根	屋根仕様	■ 桟瓦　□ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（　）			
	葺き土	□ なし　■ あり	雨漏り跡	□ なし　■ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　■ 良　□ 不良			
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良			
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　５寸勾配	軒の出　937　mm		
隣接家屋との離間		間口方向	奥行方向		

（現地調査図）

1階平面図　S:1/200　　2階平面図　S:1/200　　3階平面図　S:1/200

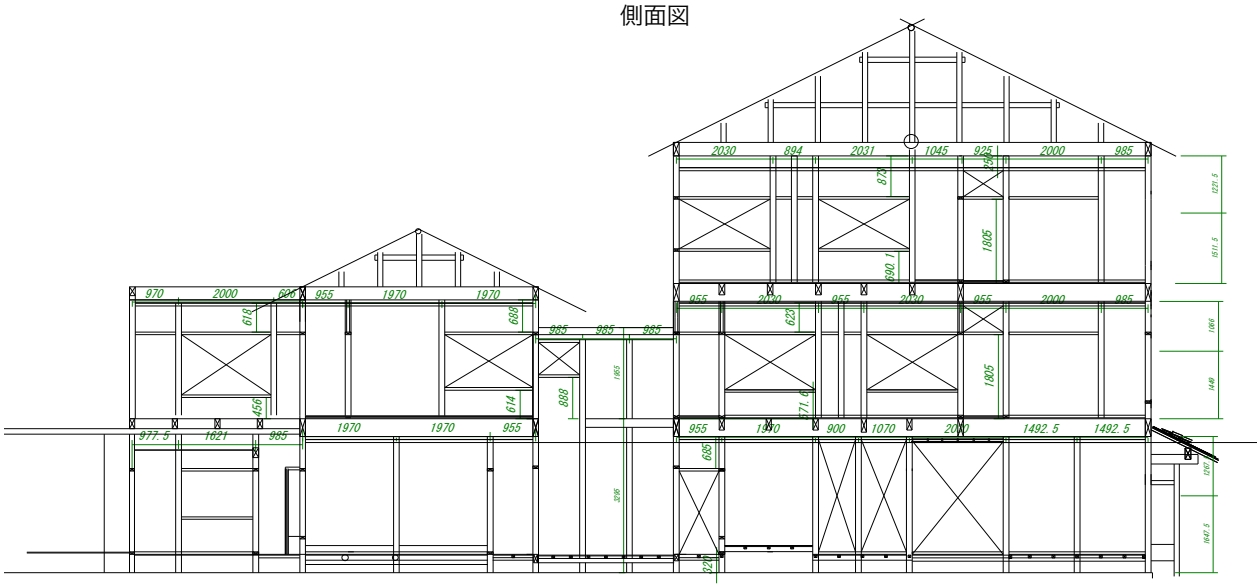
平面図



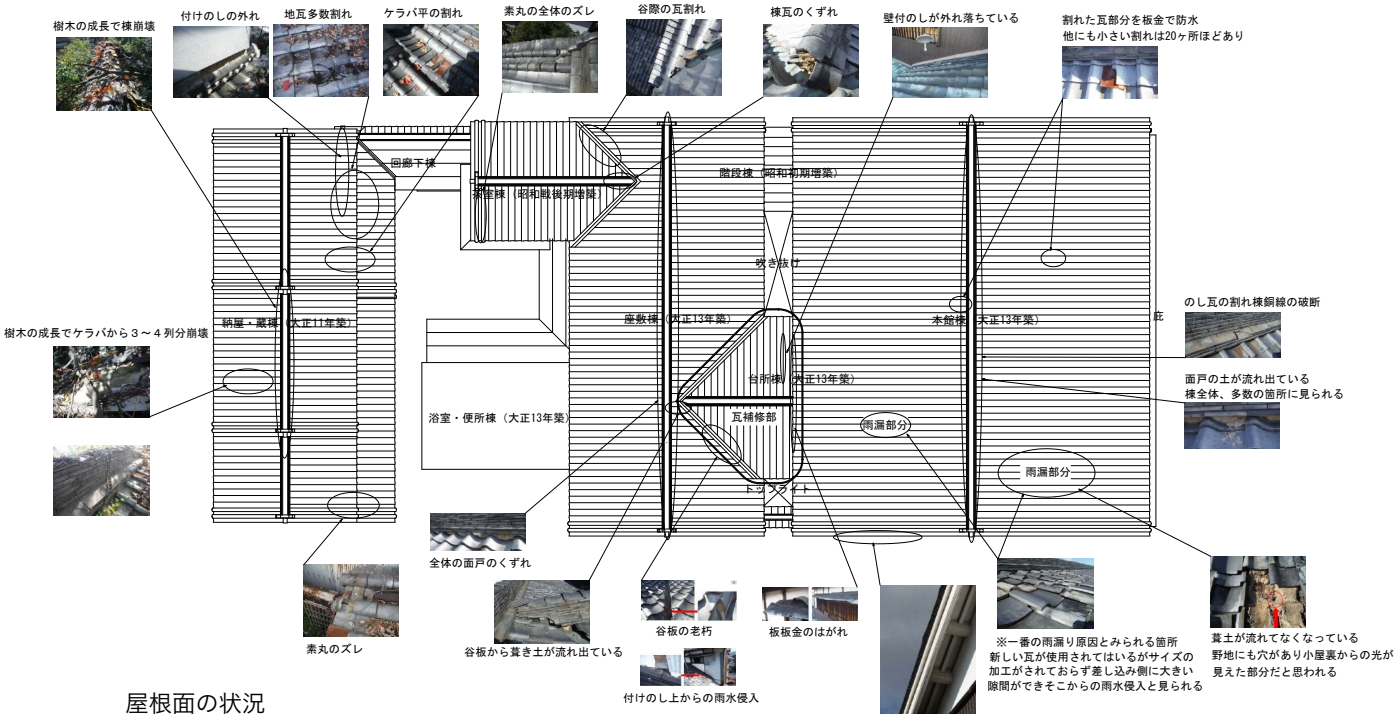
正面図

（現地調査図）

側面図



軸組図



屋根面の状況

現地調査所見

1)本館座敷棟

雨漏り跡は見受けられるが、一部土壁を除いて構造体の腐朽には至っていない。ただし吹き抜け部周りの屋根・外壁面は雨漏りの原因となっている外装材の改修が必要。

２)蔵棟

隣地樹木の枝等が屋根・外壁にかかっており、建物の環境としては望ましくない。２階床面のY方向(間口方向)に横架材がないので架構として安定するように桁を増設する必要がある。

３)浴室便所等

レンガ造と木造の接触部に腐朽が見られた。腐朽材は新材に交換することが望ましい。

構造計算方針（本館座敷棟）

・耐力の大きくない耐震要素が分散して配置されており、屋根面の水平剛性はある程度確保されているものとする。応答結果は建物重心位置での値を示す。

・座敷棟と本館棟の一体性を確保するため、本館棟3階床レベル（＝座敷棟小屋組レベル）での水平力伝達（水平剛性確保）に留意する。

・小屋組は、剛体であるものとし、質量として考慮する。

・部材の腐食や蟻害は無いものとする。

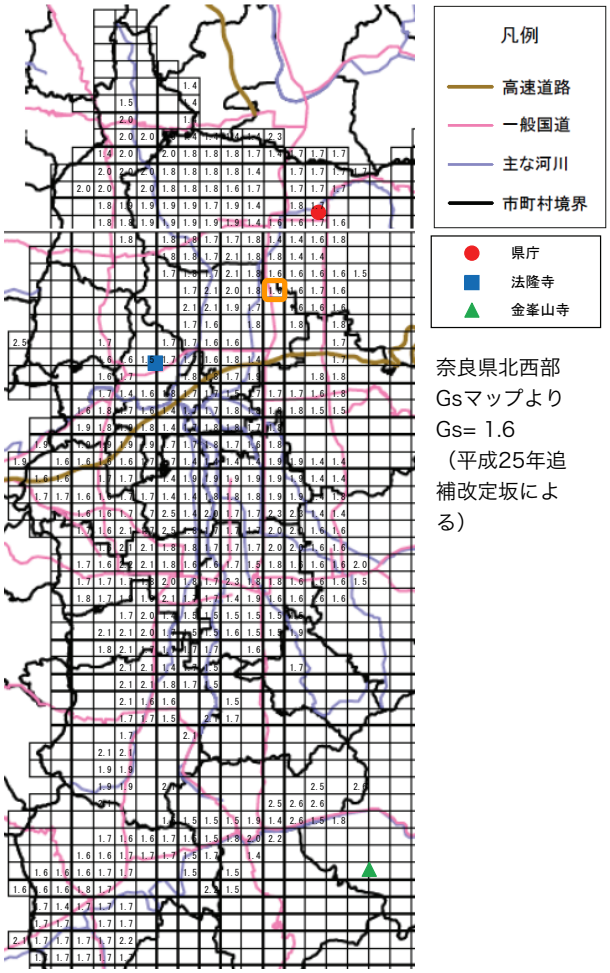
・仕口、継手部は抜出しやはずれ等が無いものとする。

・軸組、小屋組の大きな元歪みは無いものとする。又、基礎の沈下は無いものとする。

・柱脚の移動は無いものとする。

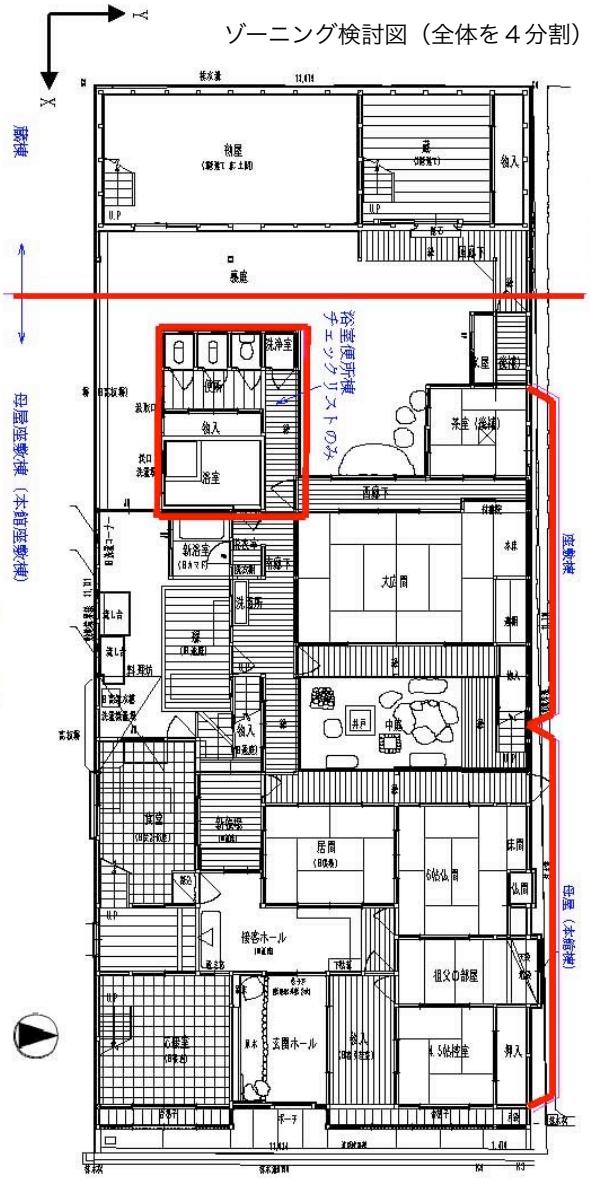
・現段階で不明な部分は推定で検討を行う。

・腐食、蟻害等の劣化部材や仕口、継ぎ手の緩みがある場合は、それらの補修を行うことを前提とする。



奈良県北西部
Gsマップより
Gs= 1.6
（平成25年追補改定坂による）

ゾーニング検討図（全体を４分割）

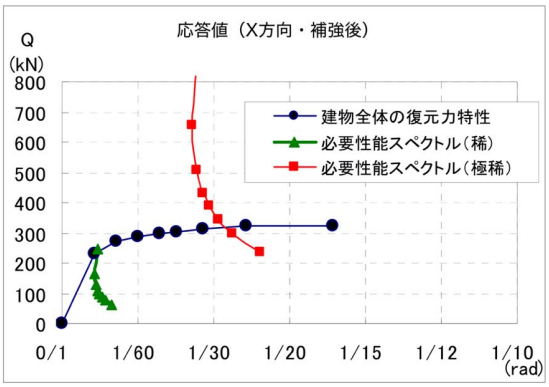


木造建物の耐震設計総括表

（検討種別）	新築		診断		改修	○

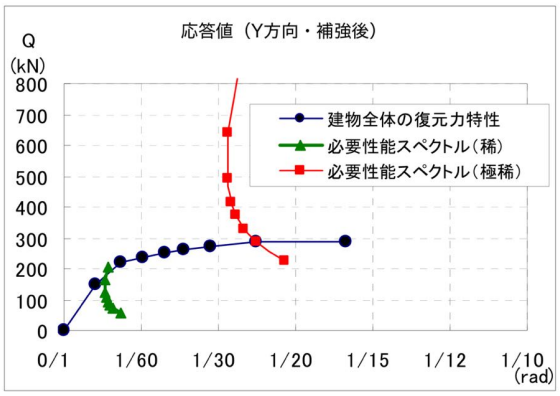
建物名称	○○○住宅	所在地	奈良県大和郡山市		（建築年）大正13年
建物階数	３階	用途	未定	構造	木造軸組工法
延床面積	555.85㎡	建物重量	2.76kN/㎡	構造階高	1階：3.38m 2階：2.9m 3階：3.02m

略伏図



X方向応答値

		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下		1/110	
1/30　以下			
1/30～1/15			1/17
1/15　以上			
主な耐震要素	3F	土壁　小壁	
	2F	土壁　小壁　耐震リング　仕口ダンパー	
	1F	土壁　小壁　耐震リング　仕口ダンパー	



Y方向応答値

		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下		1/83	
1/30　以下			
1/30～1/15			1/15
1/15　以上			
主な耐震要素	3F	土壁　小壁　耐震リング　仕口ダンパー	
	2F	土壁　小壁　耐震リング　仕口ダンパー	
	1F	土壁　小壁　差鴨居　耐震リング　仕口ダンパー　荒壁パネル	

耐震設計（診断）に関する特記事項

基礎・地盤	礎石立ち、表層地盤増幅率Gs：第2種地盤
床組・横架材	足固め有り、一部、足下繋ぎ、頭繋ぎの無い箇所有り。
軸組の耐力	CB：（X）0.20，（Y）0.18
その他	（補強）添え柱補強、新設横架材の設置、耐震リングR10、仕口ダンパー15cm、荒壁パネルの設置

耐震補強工事１

１階玄関脇の部屋（添柱と横架材・袖壁による補強）

１階玄関脇の部屋（背面仕上げの状況）

１階玄関脇の部屋（内壁補強）

１階玄関脇の部屋（仕上げの状況）

耐震補強工事２

廊下天井裏（横架材・耐震リング）

土壁コーナー部補強（仕口ダンパー）

天井裏（耐震リング）

足固め補強（耐震リング）

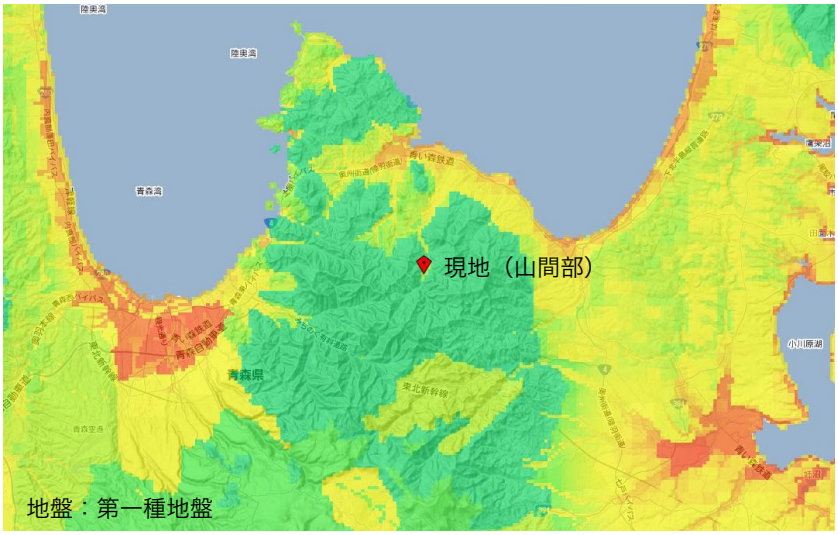
竣工時外観（2017年11月）

竣工時内観（吹き抜け部）

6　多雪地域の木造校舎（青森県東津軽郡）耐震・断熱改修事例

建物名称　○○○高等学校（私立）
建築場所　青森県東津軽郡平内町
建設年　　昭和48年移築（大正15年築の旧制青森県立中学校舎）
規　模　　木造軸組工法　地上2階建て（主架構はヒバ材）
延床面積　1,852㎡（本棟のみ）改修後はやや減
　　付属校舎含めて約3,000㎡（改修後は約2,500㎡）

移築校舎跡地（青森県つがる市木造）



設計用最大積雪量　1.7m
（ただし部分的に4m程度の積雪を考慮）
積雪期間は平年で12月-4月
（部分的に5月頃まで残雪あり）

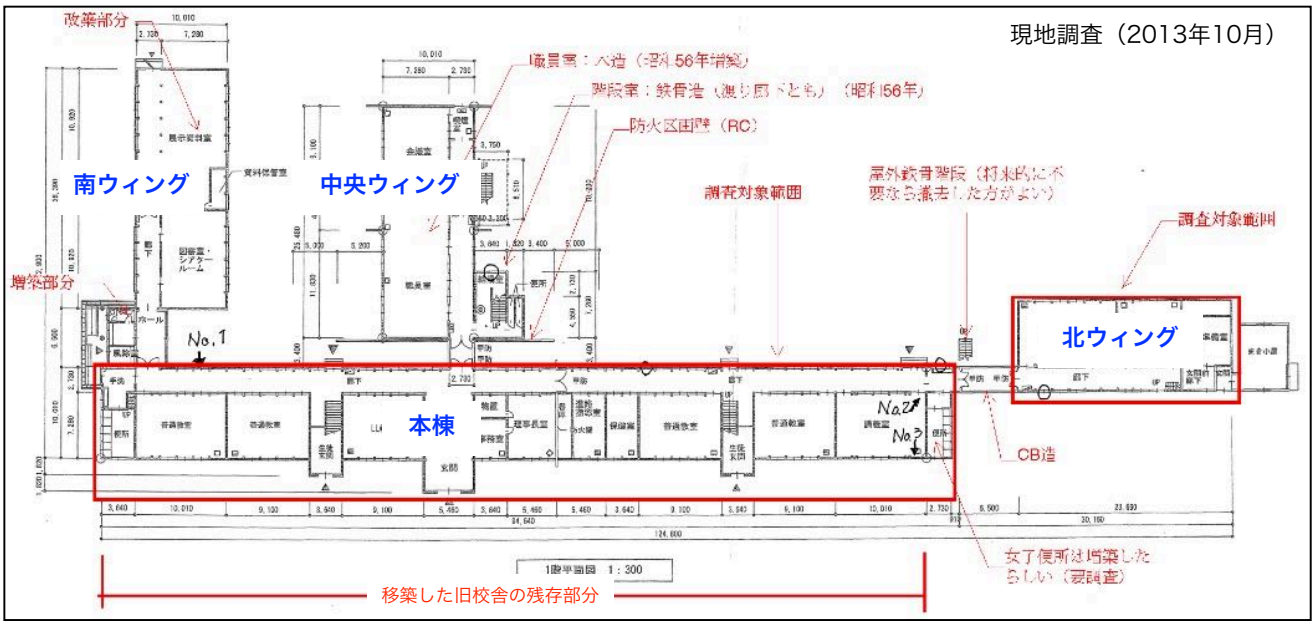
概略工程
2013年　　現状調査
2014年　　耐震診断・設計
2015年　　断熱その他検討
　　（秋）　北ウィング工事
2016年　　本棟工事（2工区）
2017年　　南ウィング及び
　　中央ウィング工事

（現地調査・構造概要）

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	学校法人○○○　○○○高等学校　本棟		建築年	S48年移築(大正15年)
	所在地	青森県東津軽郡平内町		用途	校舎
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	増改築・改修の有無	□ なし　■ あり　（内容：　）			
	構造階高	1階　4.63 m、　2階　4.399 m、　3階　m、　地下　m			
基礎・地盤	地盤調査	□ なし　■ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	□ なし　■ あり　（東側で局部的に沈下。全体で1/500、局所的に1/35程度）			
	近隣の地盤状況				
	基礎	■	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎
		□	玉石礎石・その他 ［内容：　］）		
	基礎の状態	■	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：（H23年8月の調査報告による）	
		□	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	□ なし　■ あり　（内容：最大で1/65程度(ただし解体予定部分)　）			
	梁部材の傷み、撓み	□ なし　■ あり　（内容：小屋トラスにおいて鉛直部材の破損を確認(1箇所)　）			
	土台の損傷	□ なし　□ あり　（内容：未確認　）			
	樹種	柱　ヒバ	梁　ヒバ	土台　ヒバ	
	柱寸法	105 mm × 105 mm　～　120 mm × 120 mm			
	梁寸法	120 mm × 120 mm　～　120 mm × 510 mm			
	柱の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考：　）			
	梁の接合方法	■ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 貫　（参考：　）			
	接合部の金物	□ なし　■ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　）			
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台と基礎の接合	□ なし　■ あり　（内容：アンカーボルト有り　）			
	柱の引抜き防止	□ なし　□ 軽微　■ あり（内容：　込栓　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　□ なし　□ あり（内容：　）			
壁	構造壁の種類	■ 筋かい　□ 土壁　■ 板壁　■ その他（　方杖　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）	筋かい45×105（釘），板壁：下見板貼り，方杖(120×120,120×45)			
	小壁の高さ	95 cm　～　267 cm　（下見板貼り）			
	腰壁の高さ	76 cm　～　154 cm　（下見板貼り）			
	外壁の仕上げ	下見板貼り、西面のみ鉄板系サイディング、北面一部鉄板			
	内壁の仕上げ	ボード，腰壁ベニヤ，モルタル，クロス，ケイカル板（図書室），板			
	小壁・土壁の損傷	□ なし　□ あり　（内容：　）			
	小壁・土壁の天井裏状況				
床	火打ちの有無	□ なし　■ あり			
	床板の接合状況	1階　（良・不良）　2階　（良・不良）　3階　（良・不良）			
	吹き抜けの有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
屋根	屋根仕様	□ 桟瓦　□ 本瓦　■ 軽量屋根葺材　□ その他（　）			
	葺き土	■ なし　□ あり	雨漏り跡	■ なし　□ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　■ 良　□ 不良			
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良			
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　6寸勾配（一部4寸）	軒の出　500 mm		
隣接家屋との離間		間口方向	奥行方向		
調査者		連絡先		調査日	2013.11.5－10



北から本棟北面を見る

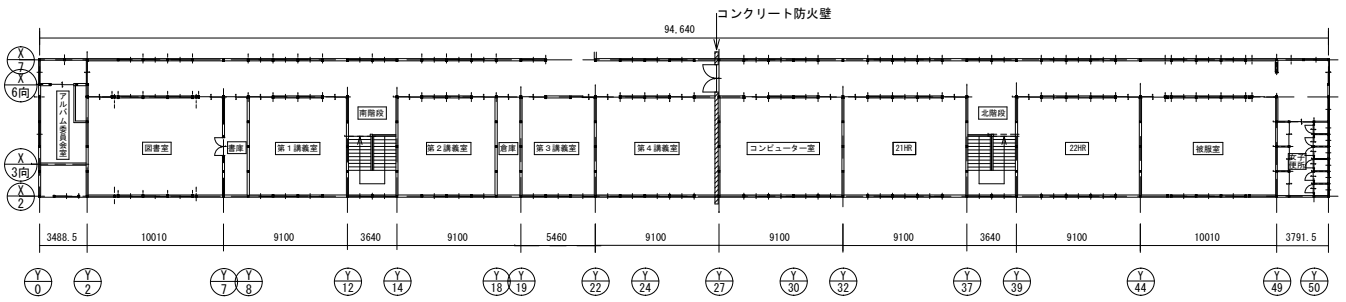
南から本棟西面を見る

本棟教室

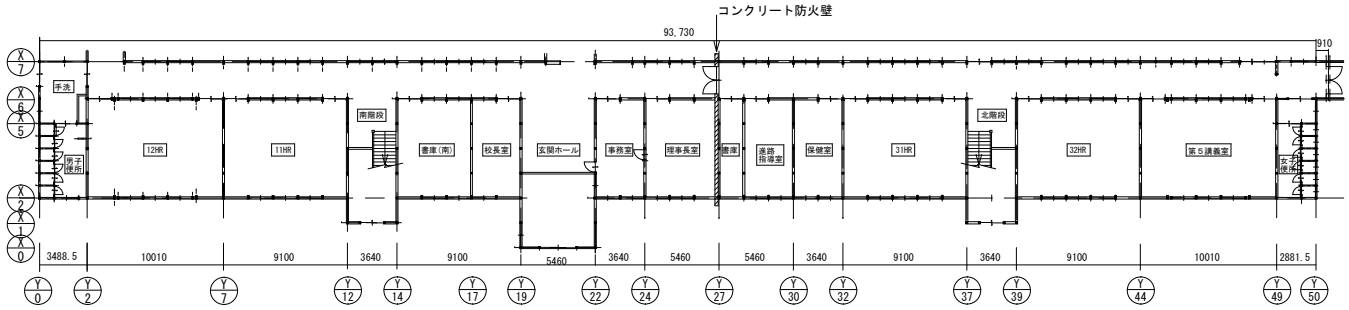
本棟１階廊下

教室床下

本棟東面下部

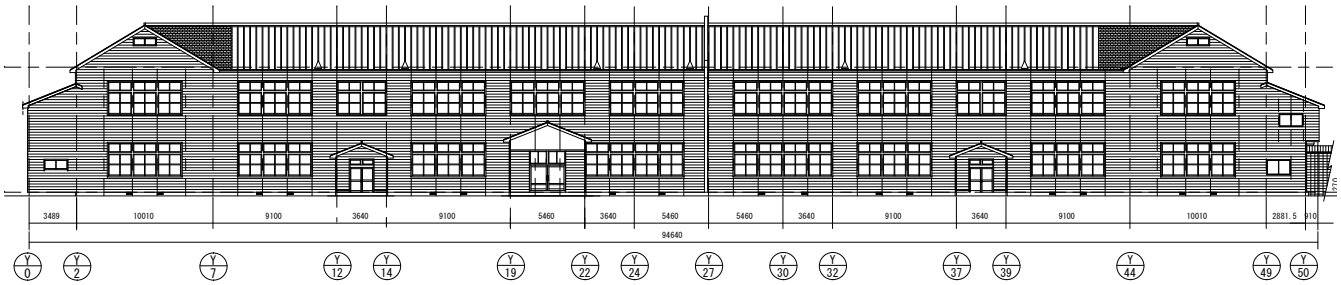


２階平面図

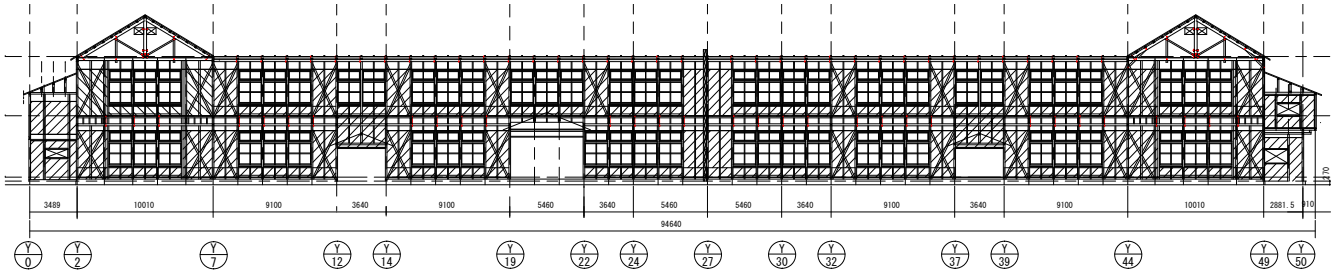


１階平面図

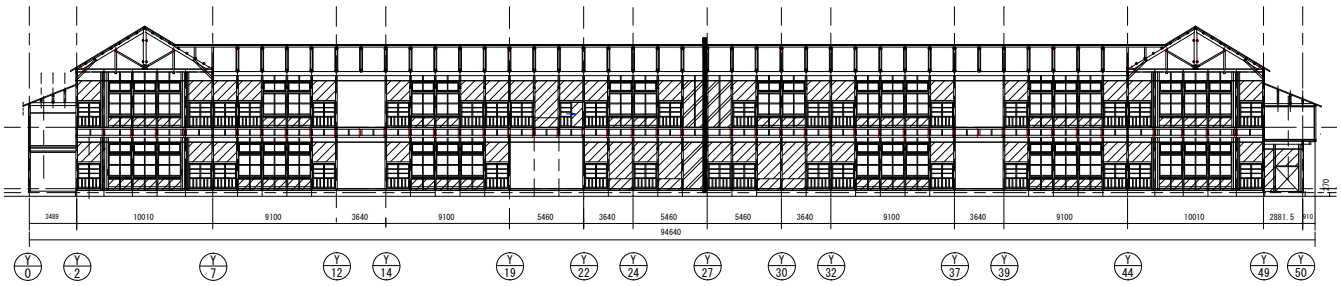
本棟平面図（改修前）



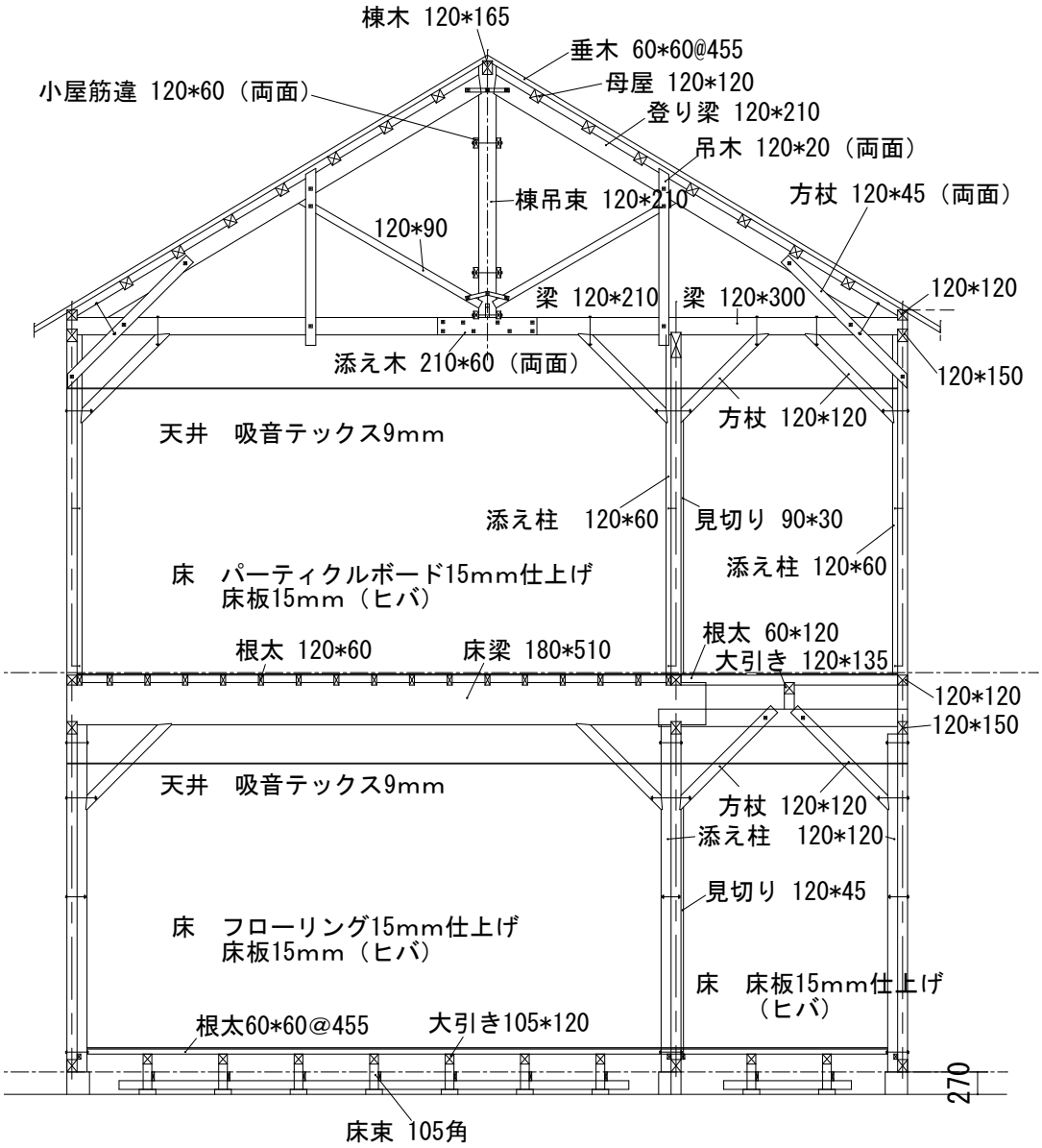
本棟東立面図（改修前）



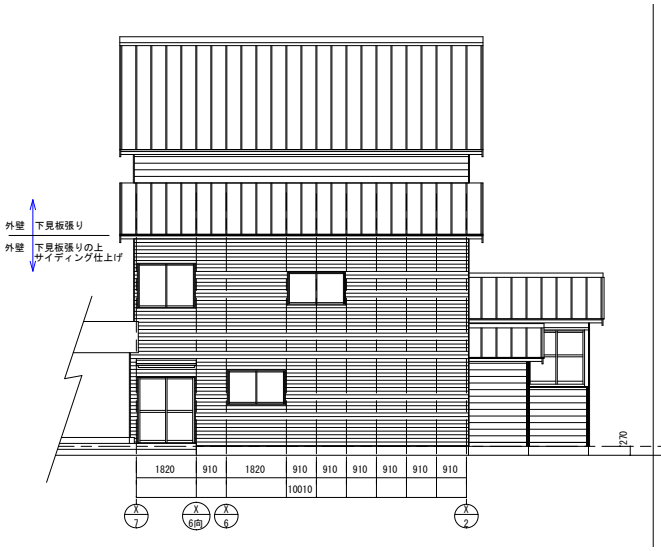
本棟東面軸組図（改修前）



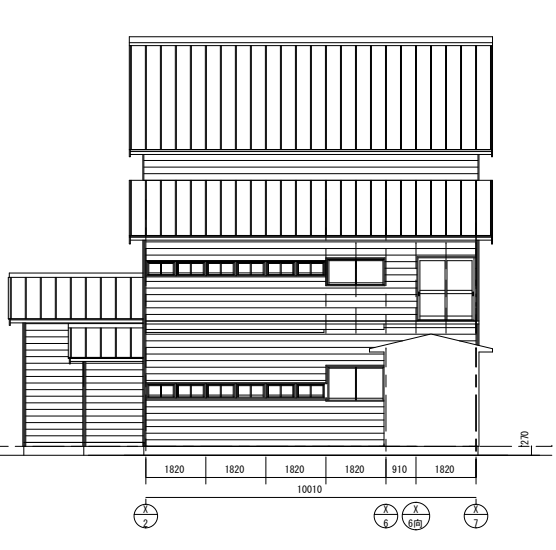
本棟廊下面軸組図（改修前）



Y方向軸組詳細図



本棟南立面図（改修前）



本棟北立面図（改修前）

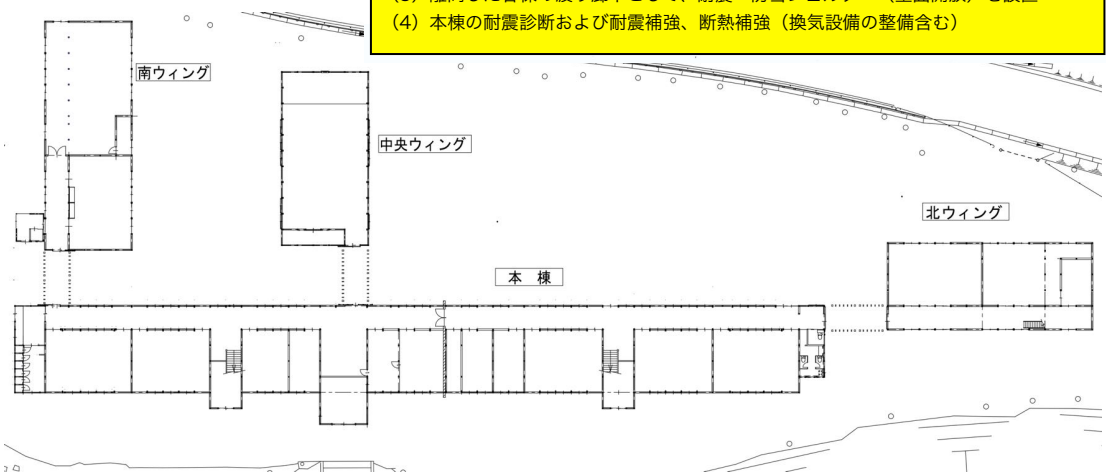
木造建物の耐震設計総括表

（検討種別）	新築		診断		改修	○

建物名称	○○○高等学校　本棟	所在地	青森県東津軽郡平内町		（建築年）T15年、S48年(移築)
建物階数	2階	用途	校舎	構造	木造軸組工法
延床面積	1852　m^2	建物重量	3.14 kN/㎡（積雪時）	構造階高	1F：4.63m　　2F：4.399m

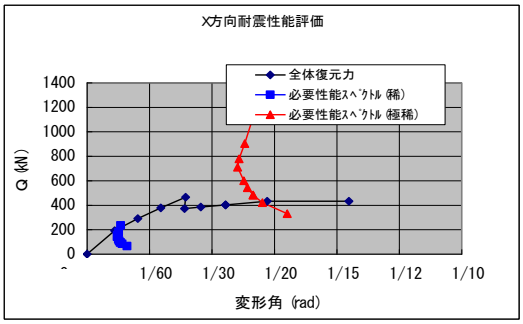
略伏図

（1）全体面積を縮小し、本棟・北ウィング・南ウィング・中央ウィングを分離（離間距離＞6m）
（2）中央ウィングを減築（2階建て→平屋かつ付属の湯沸室、便所撤去）
（3）離間した各棟の渡り廊下として、耐震・防雪シェルター（壁面開放）を設置
（4）本棟の耐震診断および耐震補強、断熱補強（換気設備の整備含む）



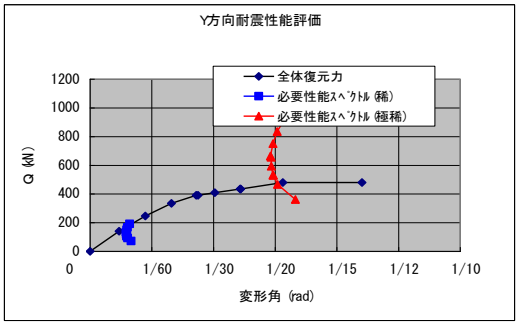
Y
X

X方向（安全限界応答計算シート）Gs=第1種地盤



X方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下		1/99	
1/30　以下			
1/30～1/15			1/16
1/15　以上			
主な耐震要素	2F	下見板貼り、筋かい、方杖、R10	
	1F	下見板貼り、筋かい、R10	

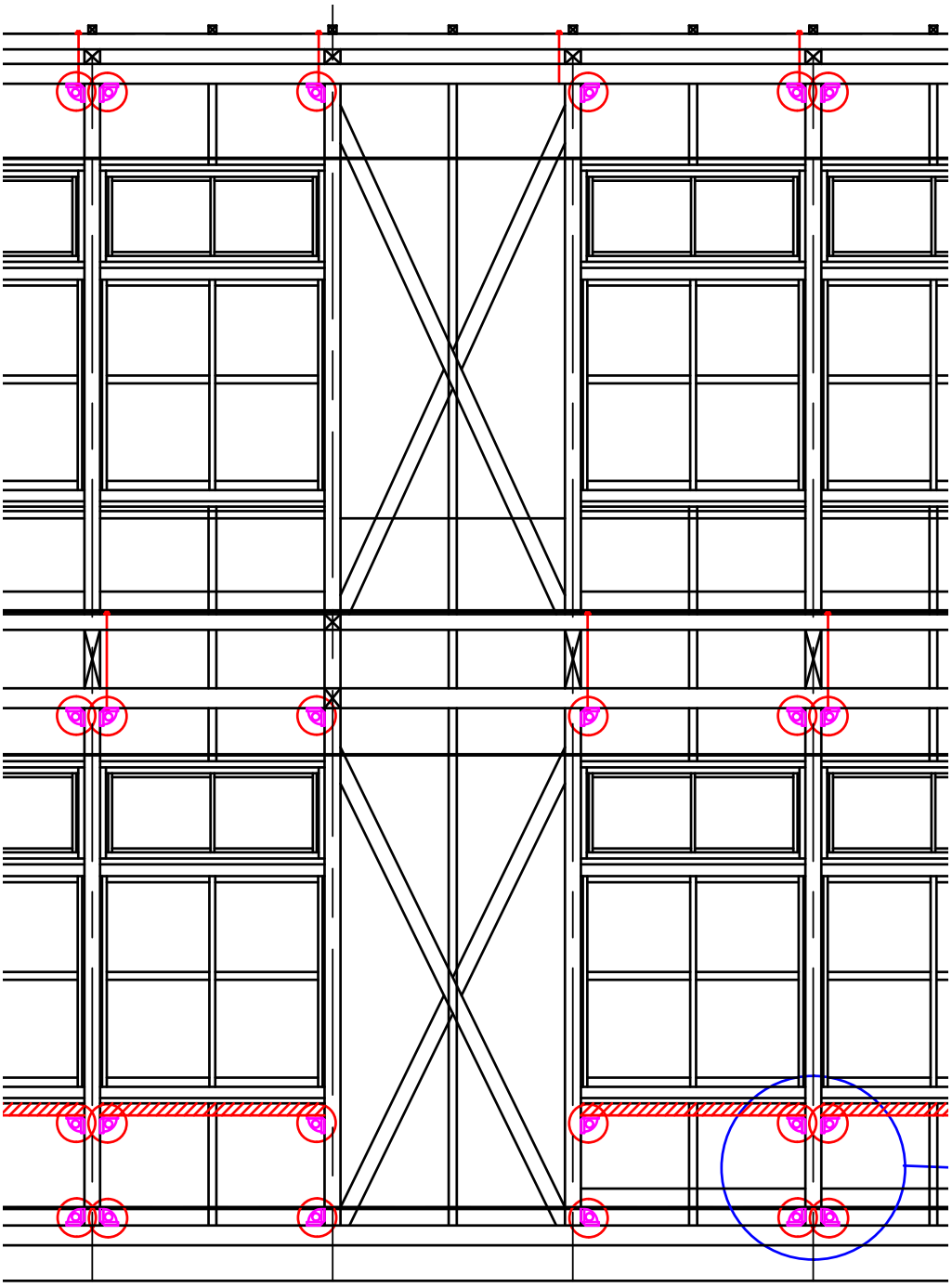
Y方向（安全限界応答計算シート）Gs=第1種地盤



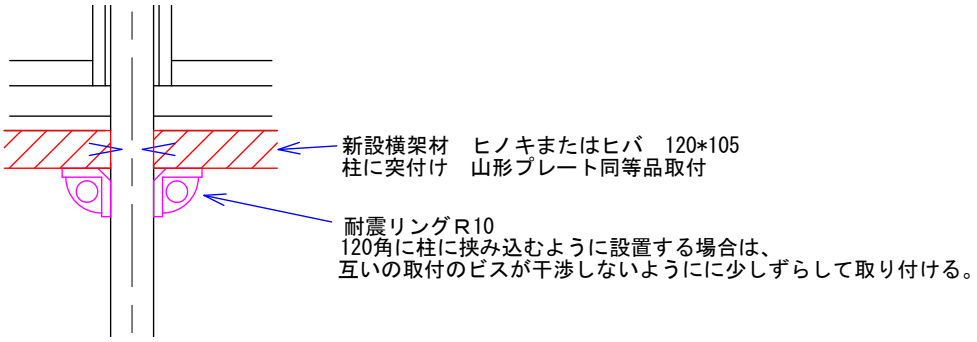
Y方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下		1/89	
1/30　以下			
1/30～1/15			1/16
1/15　以上			
主な耐震要素	2F	下見板貼り、方杖、R10	
	1F	下見板貼り、方杖、R10	

耐震設計（診断）に関する特記事項	
基礎・地盤	コンクリート布基礎（北端部の便所部分でひび割れ）：撤去改修予定
床組・横架材	小屋トラス、桁方向の桁梁、及び2階床梁は間に張り間方向の梁を挟んで2段組、通しボルトで緊結
軸組の耐力	耐震リングR10により補強、　X：CB=0.073,　Y：CB=0.080
その他	積雪荷重考慮、女子便所撤去、断熱材の設置、床の仕上げ材撤去を前提。新たな外壁の下見板貼りの耐力は考慮無し。

耐震補強要領（桁方向）



（既存のすじかいは少量かつ金物不足）



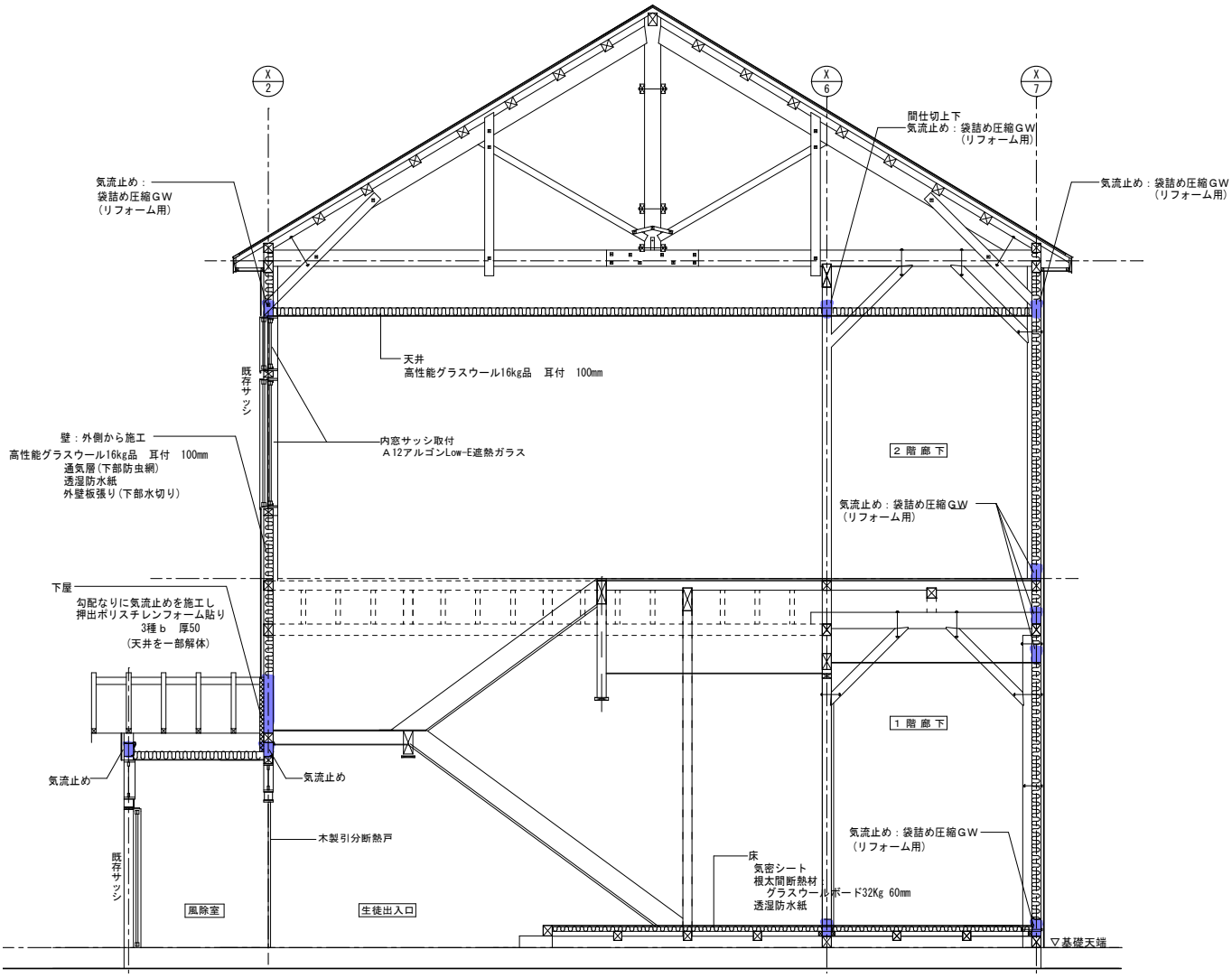
断熱改修

厳寒期が数ヶ月に及ぶ当校舎は冬の暖房経費が大きく、また窓や床の隙間から寒気が侵入するため、床のオーバーレイが施工されていても効果は少なかった。下記表は断熱改修の基本方針であり、省エネ計算では改修によって年間の暖房経費が数分の一に改善される。

■既存の状態は
- 壁、天井、床、断熱材なし
- サッシはアルミシングルガラス

■改修後の仕様
- 天井（2階）　高性能グラスウール16Kg品　：　100mm
- 壁（1･2階）　高性能グラスウール16Kg品　：　100mm
- 床（1階）　高性能グラスウール16Kg品　：　60mm　(根太厚分)
- 内窓サッシ　樹脂断熱Low-Eガラス　(南、西の出入り口も含む)
- 生徒出入り口、正面玄関は断熱Low-Eガラス入りの木製建具を内側に立てる

1階壁面・天井・床面取合部の断熱（気流止め）施工



本棟（南側内部）耐震補強・断熱工事（2016年1月）

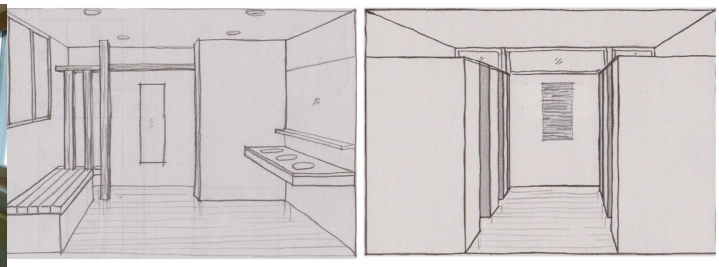
本棟（南側内部）耐震補強・断熱工事（2016年2月）

断熱サッシの増設（内側）

廊下の床断熱・床板復旧工事

校長室の耐震補強工事

本棟（南側内部）
女子便所工事
（2016年1-3月）



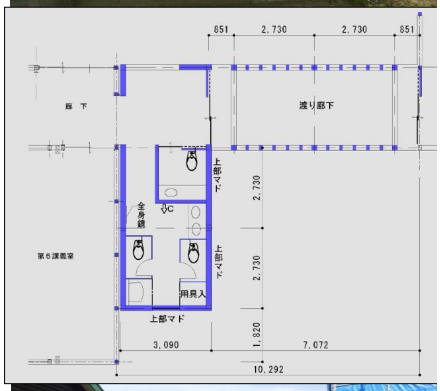
本棟（南側内部）耐震補強・断熱工事（2016年3月）完了

本棟外壁面・北側内部（2016年7月）施工スタート

外壁足場開始

北側女子便所・渡り廊下解体

北側内外壁耐震リング

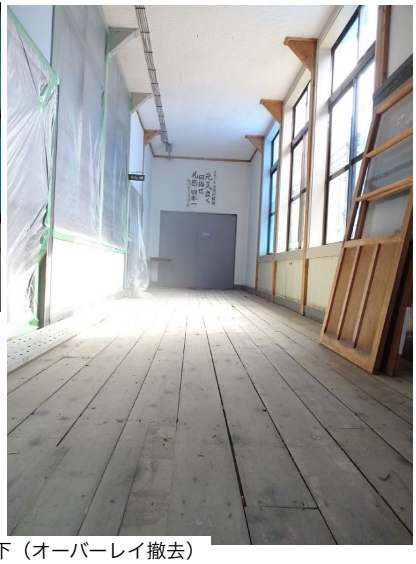


廊下床解体中

北側女子便所・渡り廊下基礎掘削
（改良土を入れ替え）

本棟外壁面・北側内部（2016年7月）北側教室・廊下

北側1階廊下



北側1階教室

北側2階廊下（オーバーレイ撤去）

耐震リング

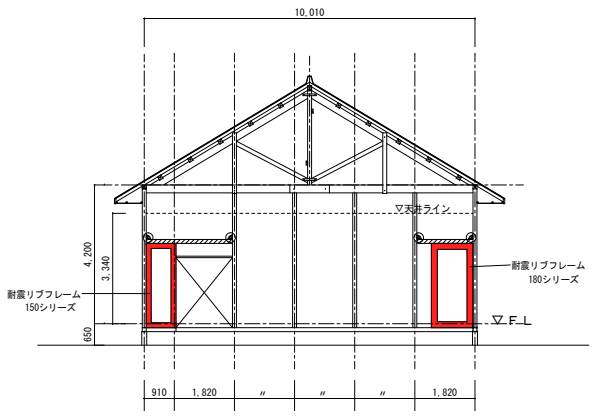
いったん取り外した床板（再使用）

本棟外壁面・北側内部（2016年7月）外壁断熱施工と下見板貼り復旧

本棟外壁面・北側内部（2016年7-8月）渡り廊下（シェルター）資材搬入と組み立て

南ウィング工事（2017年4月-7月）

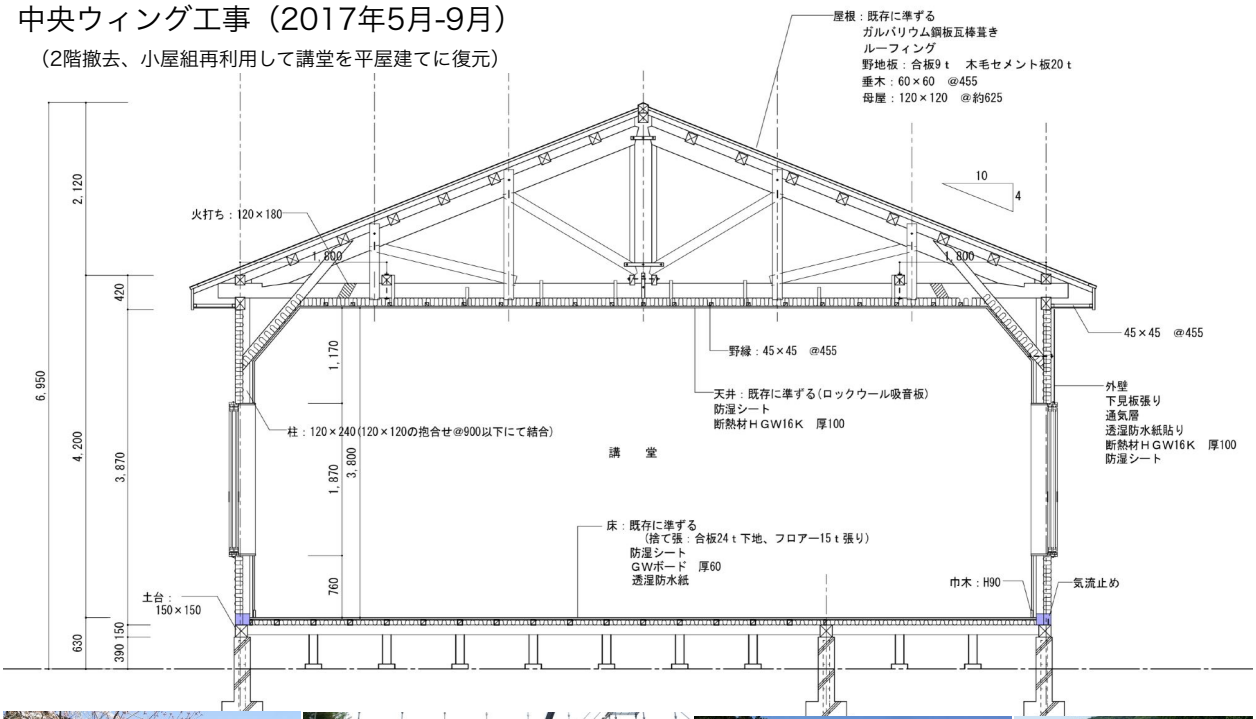
南ウィング渡り廊下（コンクリートブロック造）解体撤去



南ウィング妻面耐震補強（リブフレーム）

中央ウィング工事（2017年5月-9月）

（2階撤去、小屋組再利用して講堂を平屋建てに復元）



小屋組トラス再利用

断熱工事

中央ウィング（講堂の復元内装工事）

中央ウィング渡り廊下（シェルター）工事

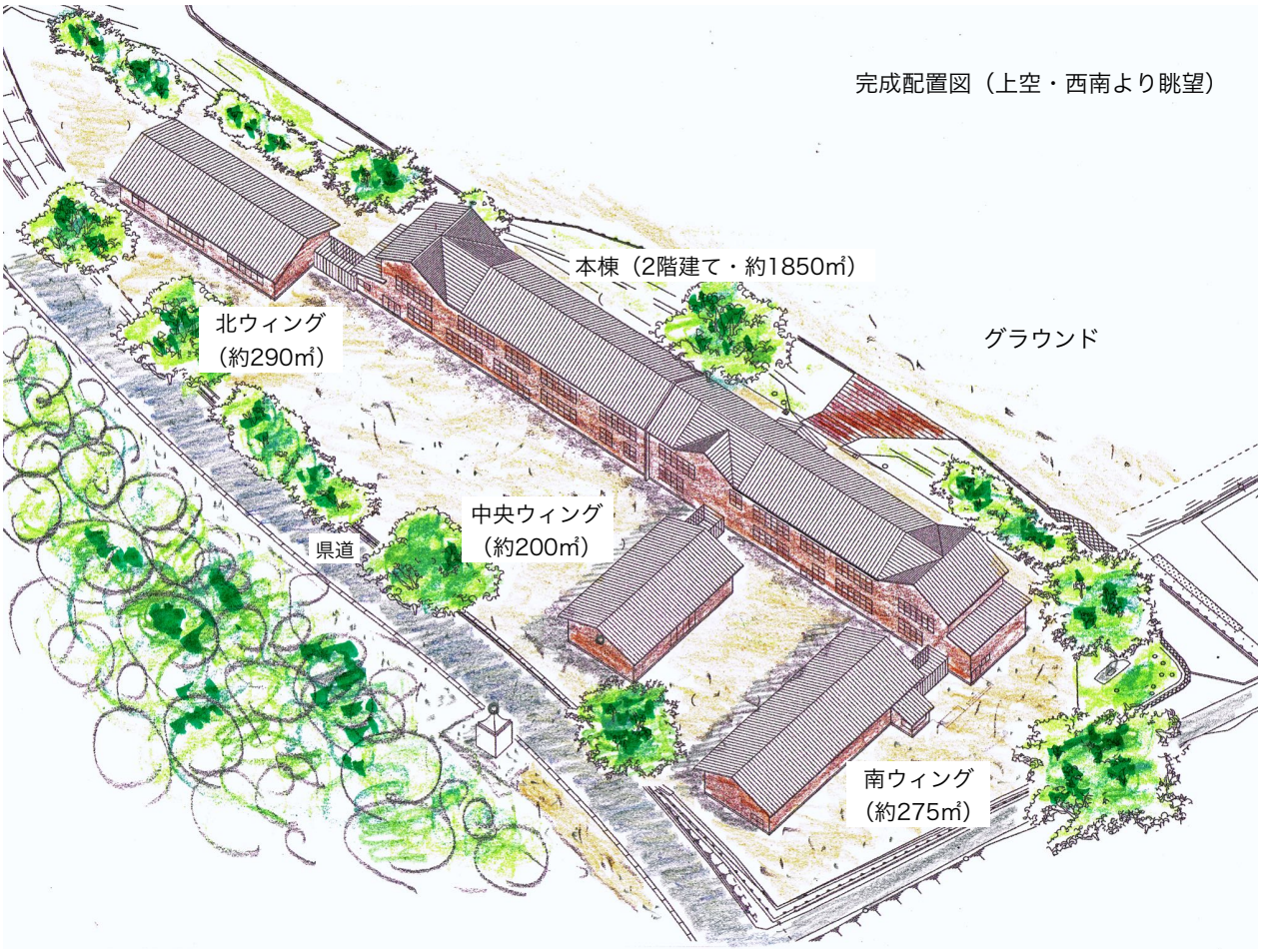
中央ウィング西側

本棟（中央ウィング取り合い部）外壁改修

2017年9月（全棟完了）

中央ウィング渡り廊下

中央ウィング（講堂）内観



改修完了後の（2018年2月）豪雪時状況（最大積雪量は4m程度）

–耐震・耐雪シェルターの効果が実証される–

本棟屋根からの落雪（衝撃荷重）に耐える

雪に埋もれた渡り廊下（耐震・防雪シェルター）の内部

7a　重伝建地区における木造建物の耐震改修事例（愛媛県西予市・卯之町）

卯之町は市内宇和地区の中心地で、幕藩時代は宇和島藩の在郷町として栄えた。この地は戦国時代には西園寺氏の支配下にあり、卯之町はもともと松葉城の城下町であった。西園寺氏は後に居城を肱川の対岸（地区の南方）に移したが、卯之町は引き続き城下町として存続した。近代になって町の中心が南方へ移動したことにより、卯之町には伝統的建造物が良好に残されることとなった。

町内には江戸中期から昭和初期までに建てられた商家が並び、白壁・うだつ・出格子といった伝統的な美しい町並みが続いている。保存地区の中には国の重要文化財である開明学校、市指定文化財の末光家住宅・鳥居門、大正期の建築である卯之町キリスト教会がある。2009年12月に全国で86番目の重要伝統的建造物群保存地区として選定された。

卯之町の町並

卯之町の町並

旧開明学校（重要文化財）

（同）教室

①　旧武蔵改修工事（2015年竣工）

明治期に「武蔵(屋)」という屋号で商いをしていたため 「旧武蔵」といい、建築年代は「明治期」と伝えられている。昭和中期までは「料亭」として使用された。

改修前の旧武蔵外観（2013年）

改修前の旧武蔵内観（2013年）

2階内部

外観（左側）

土間廊下

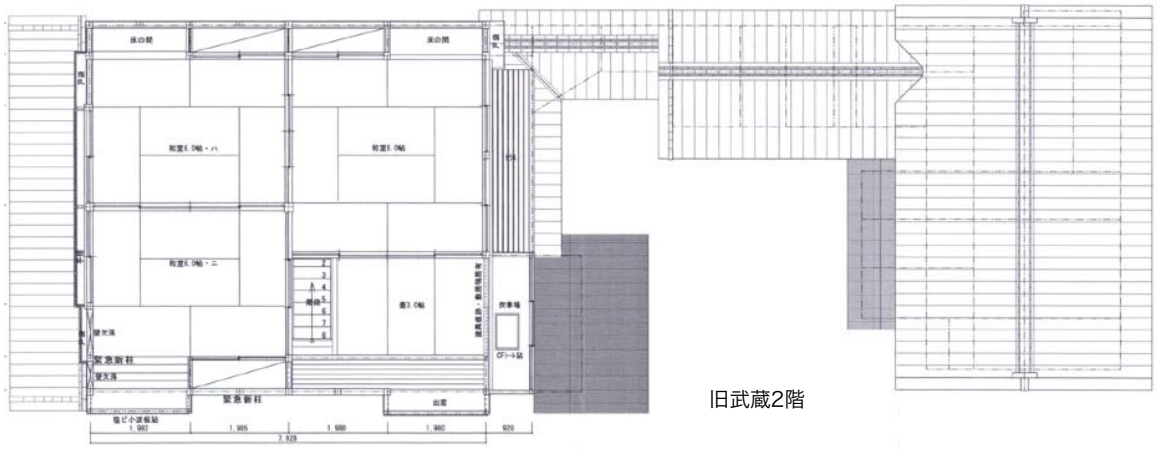
中庭

（現地調査・構造概要）

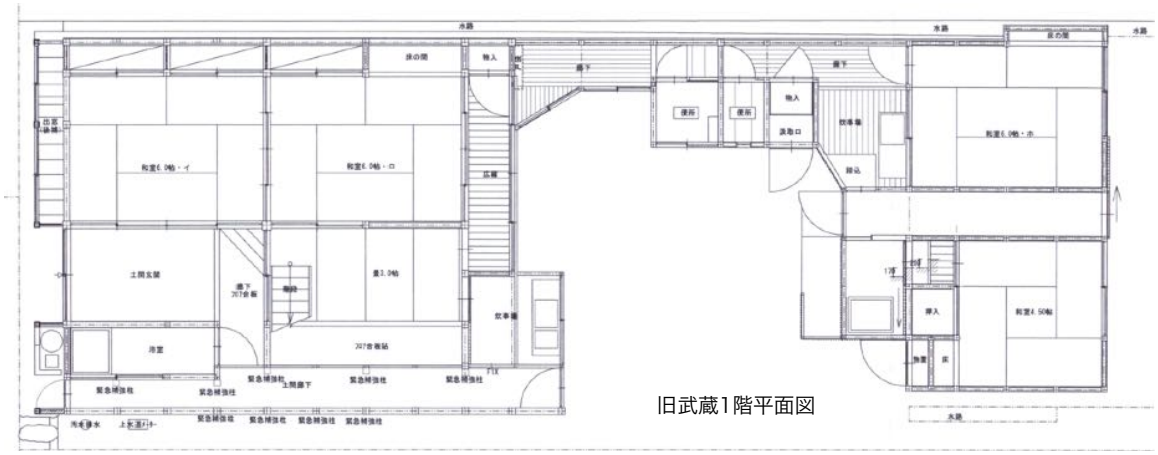
耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

（新築の場合は構造概要を示す）

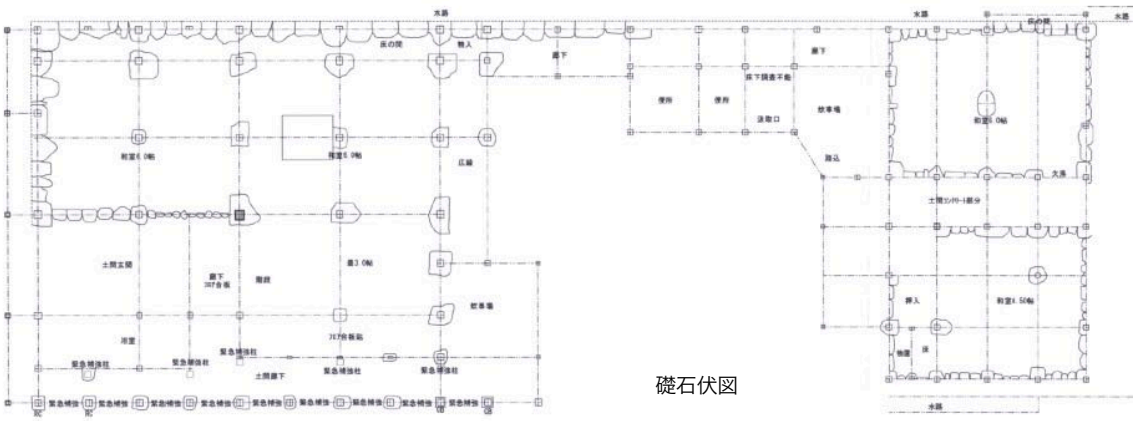
一般事項	建築主／建物名称	旧武蔵		建築年	明治期
	所在地	愛媛県西予市卯之町		用途	旧商家
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容：　　）			
	増改築・改修の有無	□ なし　■ あり　（内容：　　）			
	構造階高	1階　2.5 m、　2階　2.25 m、　3階　　m、　地下　　m			
基礎・地盤	地盤調査	□ なし　■ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	□ なし　■ あり			
	近隣の地盤状況	若干の不同沈下あり			
	基礎	□	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎
		■	玉石礎石・その他 ［内容：　　］）		
	基礎の状態	□	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：	
		■	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：50mm	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	■ なし　□ あり　（内容：全面解体後修復する。）			
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容：全面解体後修復する。）			
	土台の損傷	■ なし　□ あり　（内容：全面解体後修復する。）			
	樹種	柱	桧	梁	和松	土台	桧
	柱寸法	135 mm × 135 mm ～ 180 mm × 180 mm			
	梁寸法	115 mm × 115 mm ～ φ300 mm			
	柱の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考：　　）			
	梁の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　□ 貫　（参考：　　）			
	接合部の金物	□ なし　□ 軽微　■ 平12建告1460号相当　（内容：引きボルト M12　）			
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容：　　）			
	土台と基礎の接合	■ なし　□ あり　（内容：石場建ての為　　）			
	柱の引抜き防止	□ なし　□ 軽微　■ あり（内容：土台と長ほぞ差込栓打　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　□ なし　■ あり（内容：長ほぞ差込栓打　）			
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　■ 土壁　□ 板壁　□ その他（　　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）	土壁厚100mm			
	小壁の高さ	cm ～ cm			
	腰壁の高さ	cm ～ cm			
	外壁の仕上げ	土壁（大壁）			
	内壁の仕上げ	土壁（真壁）			
	小壁・土壁の損傷	■ なし	□ あり　（内容：　　）		
	小壁・土壁の天井裏状況	改築の為、梁下端まで塗りこむ（土壁）			
床	火打ちの有無	■ なし　□ あり			
	床板の接合状況	1階 (良)・不良）　2階 (良)・不良）　3階 （良 ・ 不良）			
	吹き抜けの有無	■ なし　□ あり　（内容：　　）			
屋根	屋根仕様	■ 桟瓦　□ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（　　）			
	葺き土	□ なし　■ あり（すじ葺）	雨漏り跡	■ なし　□ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　■ 良　□ 不良			
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良			
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　3寸5分	軒の出　100　mm		
隣接家屋との離間		間口方向　0.5m	奥行方向　6m		



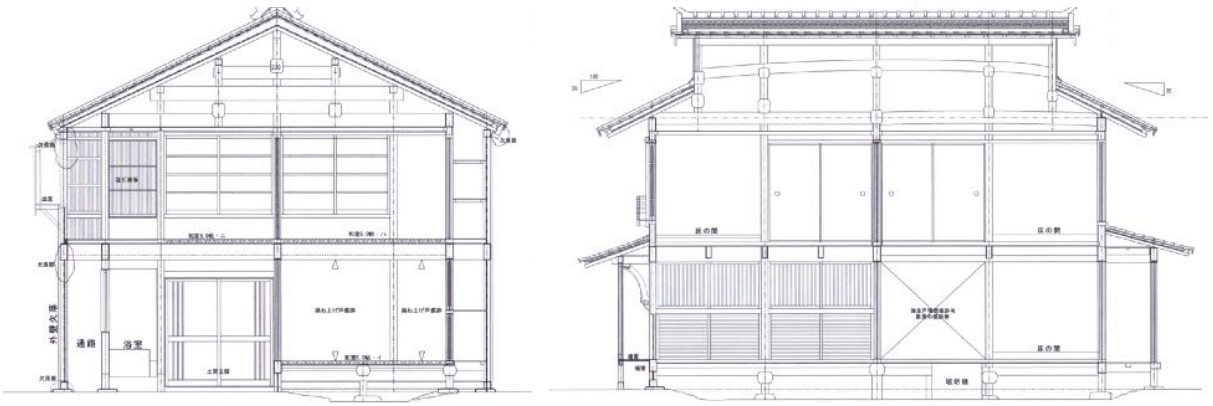
旧武蔵2階



旧武蔵1階平面図



礎石伏図



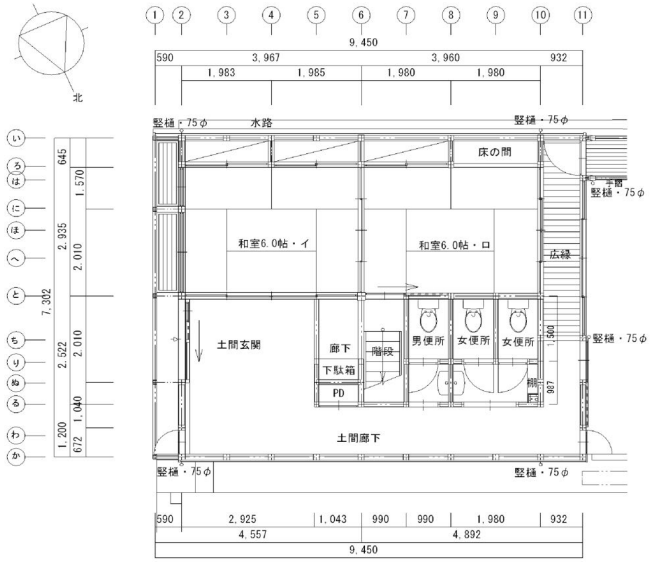
旧武蔵断面図

木造建物の耐震設計総括表

（検討種別）	新築		診断		改修	○

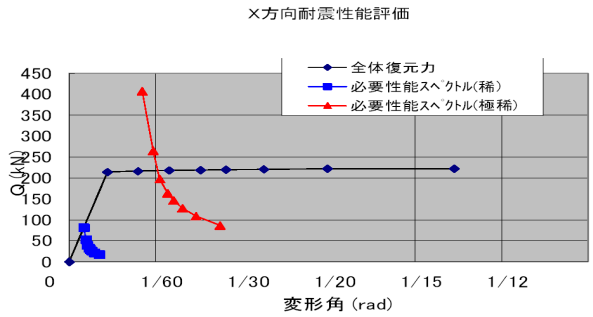
建物名称	旧武蔵	所在地	愛媛県西予市卯之町	（建築年）明治期	
建物階数	2 階	用途	旧商家	構造	木造軸組工法
延床面積	126.9 ㎡	建物重量	3.6 kN/㎡	構造階高	1F： 2500　　2F： 2250

略伏図



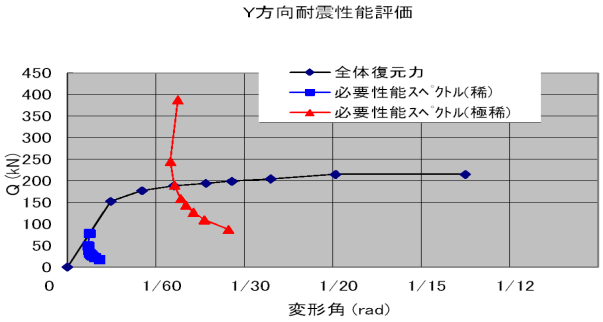
Y
X

X方向（安全限界応答計算シート）



X方向応答値		
	損傷限界時	安全限界時
1/120　以下	1/316(1F)	
1/60　以下		
1/30　以下		1/46(1F)
1/30～1/15		
1/15　以上		
主な耐震要素 2F / 1F	土壁、耐震リング	

Y方向（安全限界応答計算シート）



Y方向応答値		
	損傷限界時	安全限界時
1/120　以下	1/316(1F)	
1/60　以下		
1/30　以下		1/40(1F)
1/30～1/15		
1/15　以上		
主な耐震要素 2F / 1F	土壁、耐震リング	

耐震設計（診断）に関する特記事項	
基礎・地盤	石組+土台、礎石、RCベタ基礎、地盤は第一種地盤
床組・横架材	全解体を行い、腐食のある部材は同樹種・同断面の新材（製材）に取り換える
軸組の耐力	X方向　0.475　　Y方向　0.411　　（数値は極稀地震時変形における耐力係数（1階の耐力/地震用重量）を示す）
その他	

耐震補強の主要工程は土壁施工

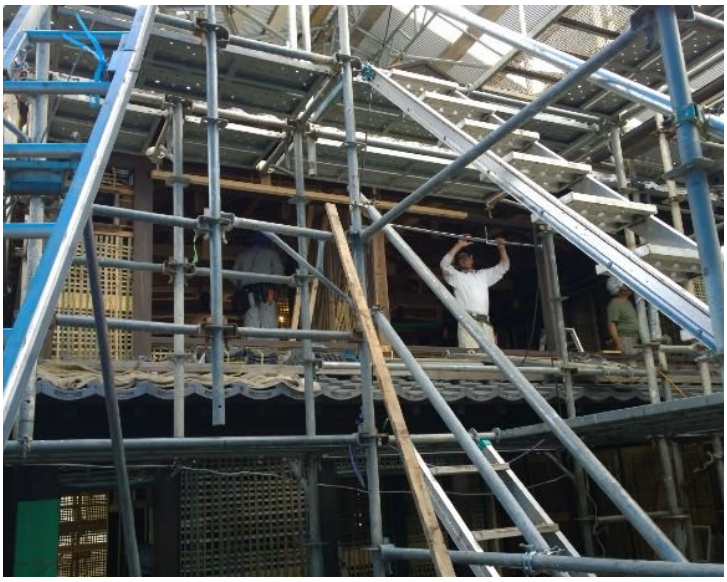
旧武蔵（平成27年6月）施工中

1階土壁施工

2階土壁施工

壁土を木舞壁に塗り付け

壁土練り混ぜ



旧武蔵改修後の状況（2017年）

外観

玄関周り

土間廊下

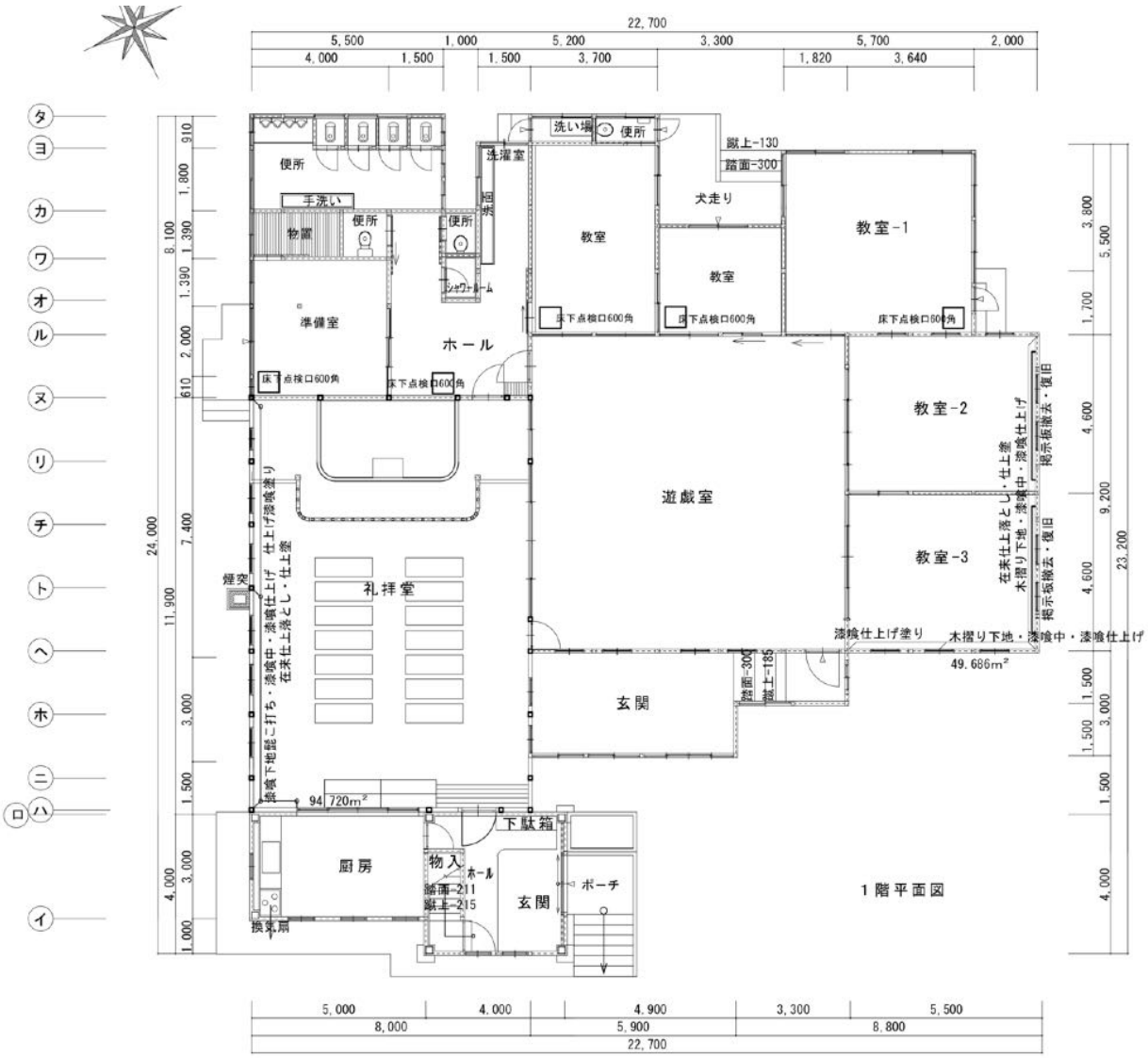
2階和室から外部を見る

1階和室

柱脚部分の補強

7b　卯之町教会・幼稚園改修工事（2017年竣工）

卯之町教会・幼稚園
木造平屋建て
延床面積　約340㎡
築年　1926年（大正15年）

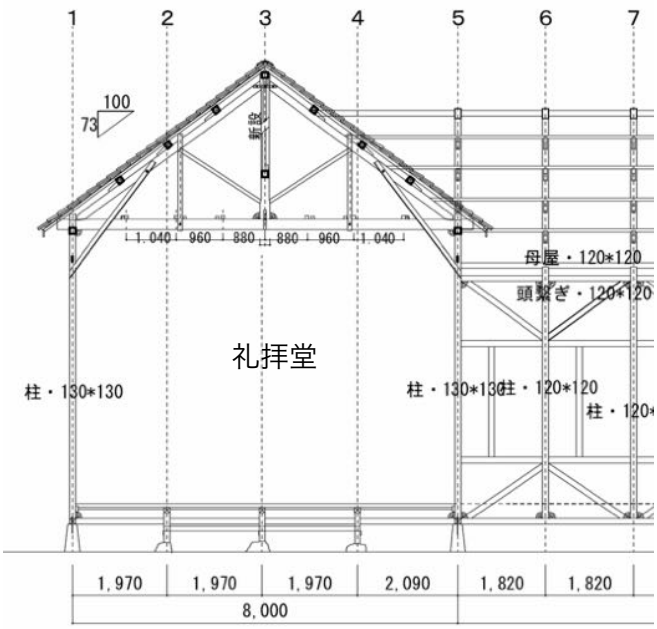


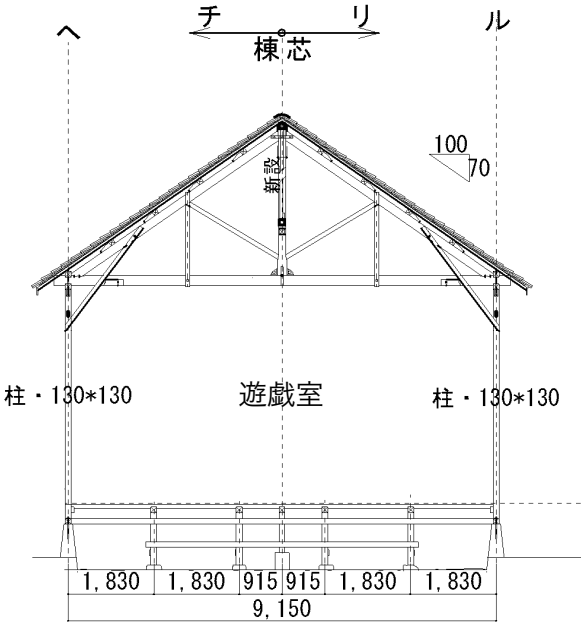
（現地調査・構造概要）

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	卯之町教会・幼稚園		建築年	1926年
	所在地	愛媛県西予市宇和町卯之町		用途	教会・幼稚園
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　）			
	確認申請書の有無	□ なし　□ あり　（内容：　）			
	増改築・改修の有無	□ なし　■ あり　（内容：教会柱・壁除去の改修跡→復旧要　）			
	構造階高	1階　5.569 m、　2階　m、　3階　m、　地下　m			
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	■ なし　□ あり			
	近隣の地盤状況				
	基礎	■	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎
		□	玉石礎石・その他 ［内容：　］）		
	基礎の状態	■	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：見当たらない	
		□	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：100mm できる限り平坦にする。	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台の損傷	□ なし　■ あり　（内容：一部教会にあり　）			
	樹種	柱	桧・杉	梁	和松・杉	土台	桧
	柱寸法	120 mm × 120 mm ～ 130 mm × 130 mm			
	梁寸法	120 mm × 210 mm ～ φ300 mm			
	柱の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考：　）			
	梁の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　□ 貫　（参考：　）			
	接合部の金物	□ なし　■ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　）			
	接合部の状態	□ 良　■ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台と基礎の接合	□ なし　■ あり　（内容：　）			
	柱の引抜き防止	□ なし　□ 軽微　■ あり（内容：　土台と+長ほぞ込栓　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　□ なし　□ あり（内容：　長ほぞ差込栓　）			
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　□ 土壁　□ 板壁　■ その他（木ズリ・ﾗｽﾓﾙ壁　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）	木摺壁　外壁ﾗｽﾓﾙﾀﾙ　（内部木摺シックイ壁）			
	小壁の高さ	120 cm ～ 200 cm			
	腰壁の高さ	120 cm ～ 200 cm			
	外壁の仕上げ	ﾗｽﾓﾙの上吹き付け（大壁）			
	内壁の仕上げ	木摺の上・シックイ壁（大壁）			
	小壁・土壁の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	小壁・土壁の天井裏状況	改築の為、梁下端まで塗りこむ　木摺塗り込みあり			
床	火打ちの有無	□ なし　■ あり　火打ち金物			
	床板の接合状況	1階（良・不良）　2階（良・不良）　3階（良・不良）			
	吹き抜けの有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
屋根	屋根仕様	■ 桟瓦　□ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（スペイン瓦　）			
	葺き土	■ なし　□ あり	雨漏り跡	■ なし　□ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　■ 良　□ 不良			
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良			
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　7.3寸	軒の出　300 mm		
隣接家屋との離間		間口方向　2m以上	奥行方向　6m以上		





構造上の特徴

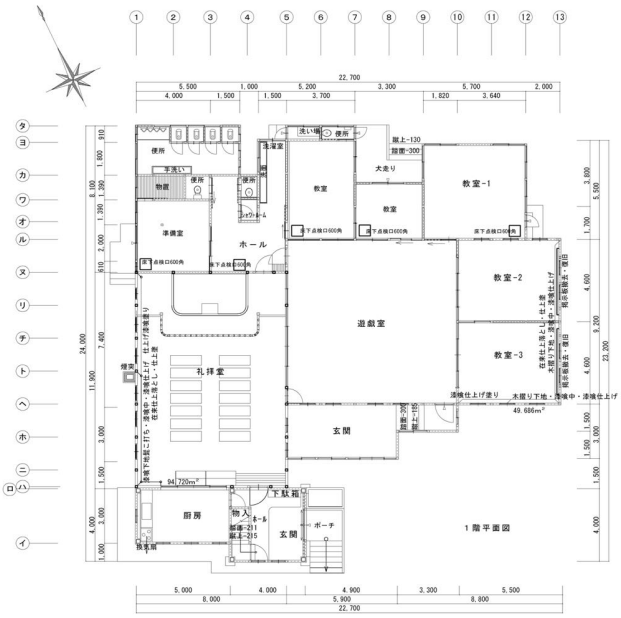
1．大正 15 年（1926 年）3 月末竣工の記録がある。礼拝堂と幼稚園は当初からあったと推測される。その後附属的な部屋が順次増築されている。
2．柱、梁の仕口は、長ほぞ込み栓打ち、長ほぞ鼻栓打ち等が見受けられ、伝統的な仕口の納まりである。小屋は洋組トラス構造となっており、柱頭には方杖がある。
3．耐震診断により耐震性能が不足することが判明したため、耐震補強を行う。
4．主な既存の耐震要素は、ラスモルタル、木摺壁　である。補強は、本来建物が有している変形能力に追従できる要素を用いることとし、壁と耐震リングにより耐力を増大させることにより、建物の耐震性能を向上させる。耐震リングを使うことで、耐震壁により空間を閉鎖しなければならない箇所を減らすことができる。
5．屋根は桟瓦葺き（スペイン瓦）である。
6．腐食している部材が存在するが、これらの部材は健全な材料に取り換える。
7．根継ぎを行う柱の継手は金輪継ぎとする。
8．柱脚は布基礎土台の部分がある。床組みは足固め等で剛性を高める。

木造建物の耐震設計総括表

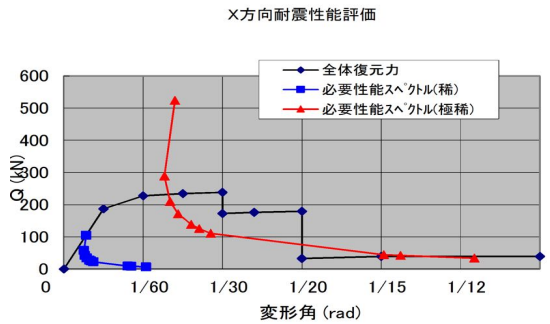
（検討種別）	新築		診断		改修	○

建物名称	卯之町教会・幼稚園	所在地	愛媛県西予市宇和町卯之町		（建築年）1926年
建物階数	1 階	用途	教会・幼稚園	構造	木造軸組工法
延床面積	340.4 ㎡	建物重量	3.08 kN/㎡	構造階高	1階 ： 6.59m　2F:

略伏図

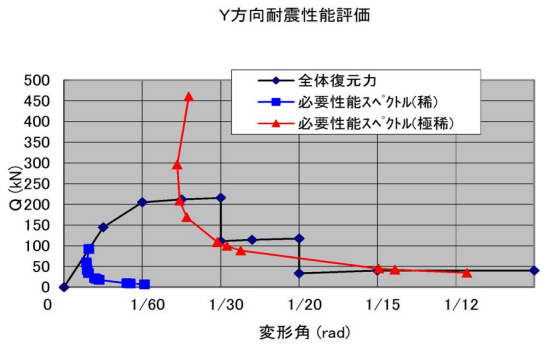


X方向（安全限界応答計算シート）



X方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下		1/214(1F)	
1/60　以下			
1/30　以下			1/46
1/30～1/15			
1/15　以上			
主な耐震要素	2F		
	1F	土壁、耐震リング	

Y方向（安全限界応答計算シート）



Y方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下		1/189(1F)	
1/60　以下			
1/30　以下			1/41
1/30～1/15			
1/15　以上			
主な耐震要素	2F		
	1F	木摺、ラスモルタル壁 耐震リング	

耐震設計（診断）に関する特記事項

基礎・地盤	布基礎
床組・横架材	製材(一部古材)
軸組の耐力	X方向 0.221　Y方向 0.202　（数値は極稀地震時変形における耐力係数(1階の耐力/地震用重量)を示す）
その他	足固め・柱など木造部材増設

礼拝堂（南面）

礼拝堂（北東面）

礼拝堂の添柱

幼稚園遊戯室

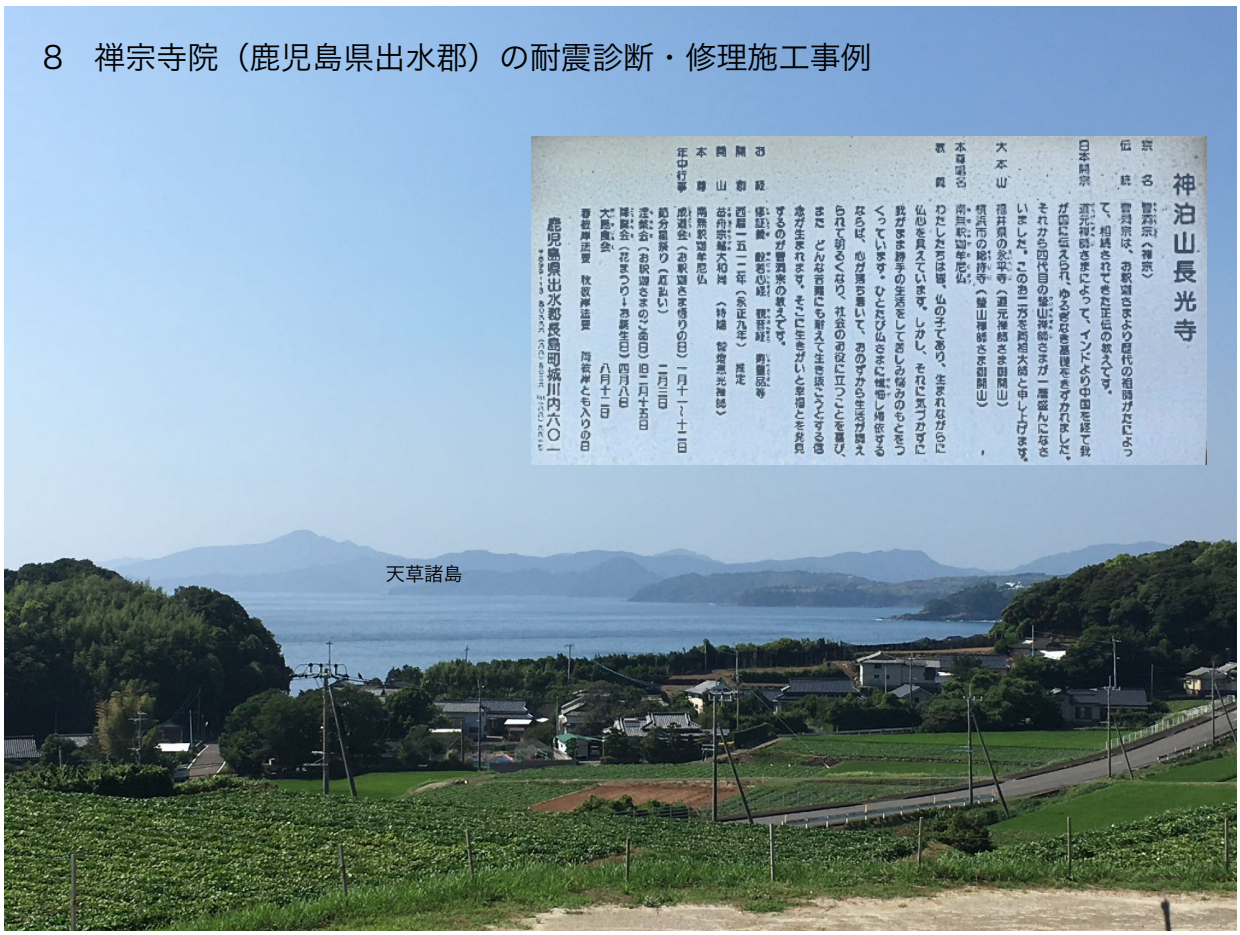
幼稚園遊戯室

卯之町教会・幼稚園　門

幼稚園玄関

外壁面（北側）

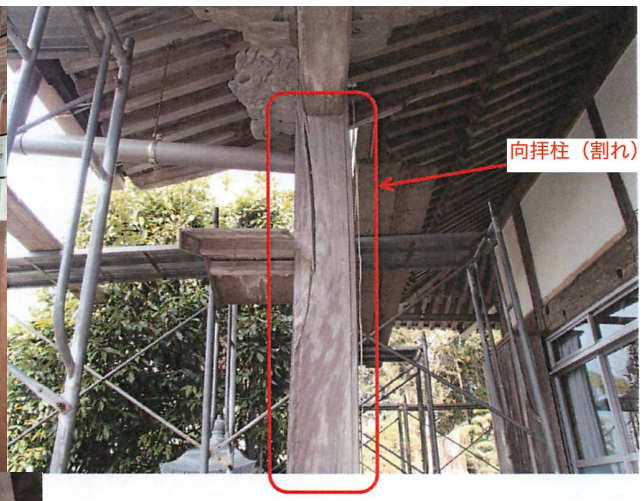
8　禅宗寺院（鹿児島県出水郡）の耐震診断・修理施工事例

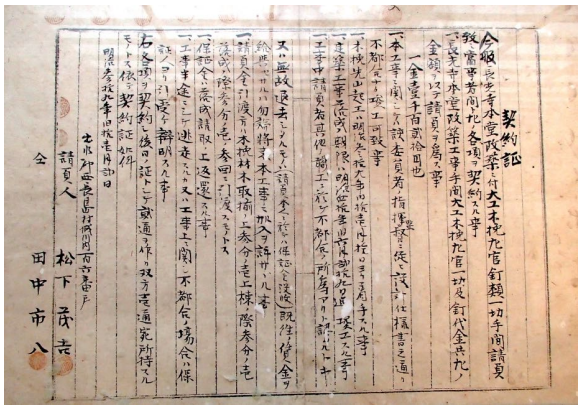


現地調査時の状況（2013年）屋根

隅木の鼻先が下がり、下り棟が波打っている

現地調査時の状況（2013年）





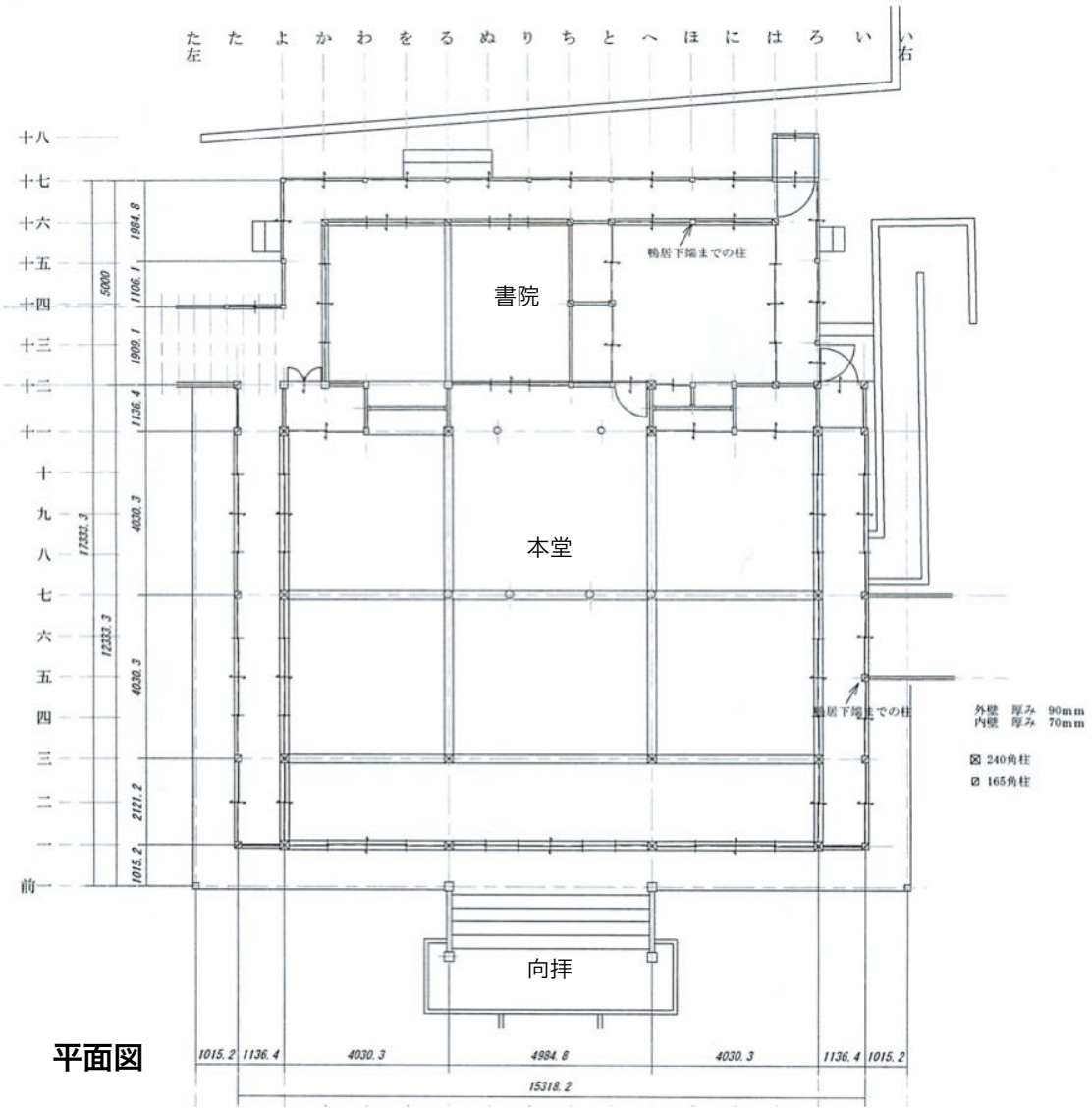
本堂・差鴨居架構（現地調査時）

（現地調査・構造概要）

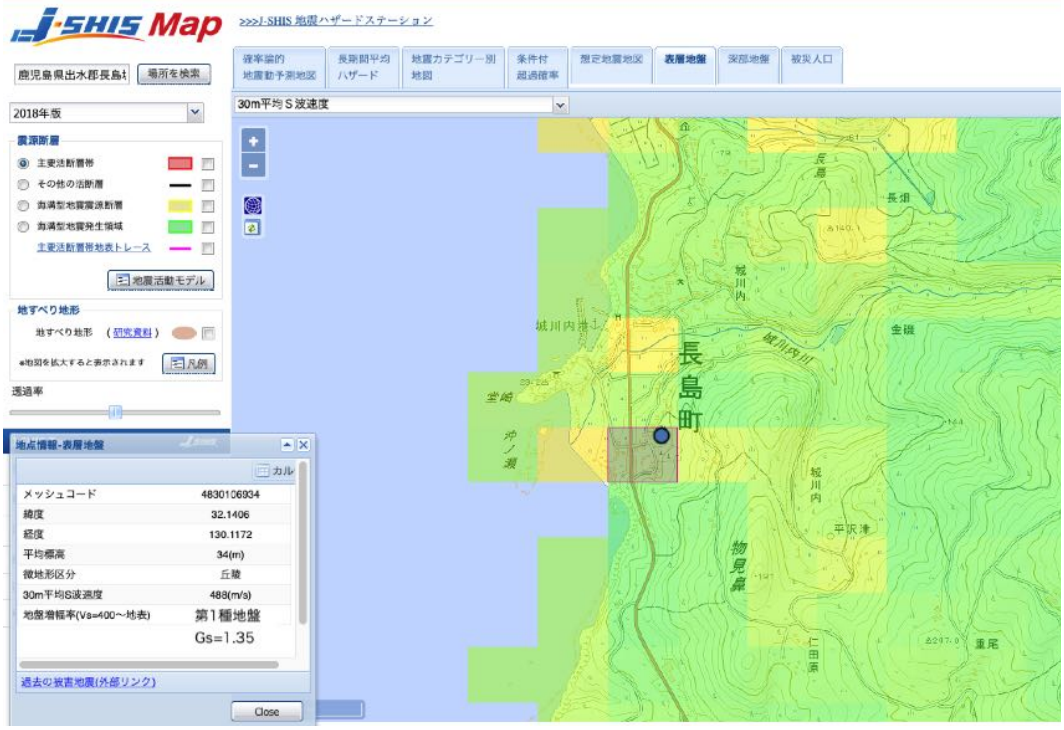
耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

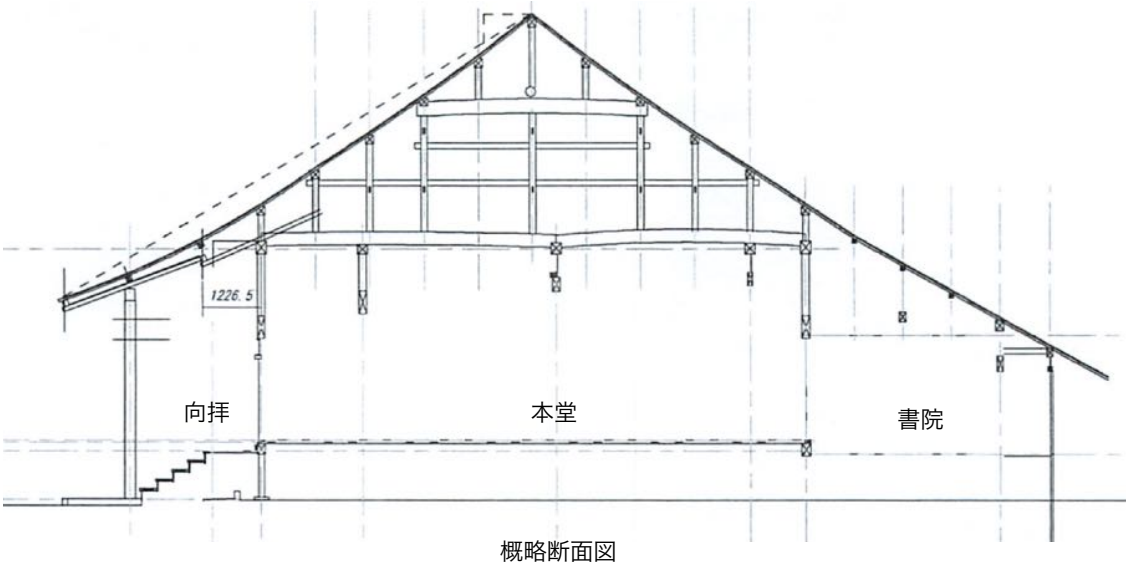
（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	長光寺		建築年	明治39年
	所在地	鹿児島県出水郡		用途	寺院
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	増改築・改修の有無	□ なし　■ あり　（内容：書院増設　）			
	構造階高	本堂　5.35 m、　書院部分　3.69 m、			
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	□ なし　■ あり			
	近隣の地盤状況	第一種地盤（J-SHISマップ）			
	基礎	□	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎
		■	玉石礎石・その他 ［内容：　］）		
	基礎の状態	□	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：	
		■	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	□ なし　■ あり　（内容：　軽微（大きいところで1/100程度以下）　）			
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	樹種	柱	マツ	梁	マツ	土台	無
	柱寸法	105 mm × 105 mm ～ 230 mm × 230 mm			
	梁寸法	120 mm × 180 mm ～ 300 mm × 300 mm			
	柱の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　■ 肘木　■ 斗栱　（参考：　）			
	梁の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　□ 貫　（参考：　）			
	接合部の金物	■ なし　□ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　）			
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台と基礎の接合	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	柱の引抜き防止	■ なし　□ 軽微　□ あり（内容：　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　□ なし　■ あり（内容：　足固め　）			
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　■ 土壁　□ 板壁　□ その他（　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）	土壁　厚み70mm～90mm			
	小壁の高さ	0.49 cm ～ 2.12 cm			
	腰壁の高さ	無			
	外壁の仕上げ	漆喰			
	内壁の仕上げ	漆喰			
	小壁・土壁の損傷	■ なし	□ あり　（内容：　）		
	小壁・土壁の天井裏状況	上部横架材まで塗り上げ有（一部片面塗り上げ）			
床	火打ちの有無	■ なし　□ あり			
	床板の接合状況	（良）			
	吹き抜けの有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
屋根	屋根仕様	■ 桟瓦　□ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（　）			
	葺き土	□ なし　■ あり	雨漏り跡	■ なし　□ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況　■ 良　□ 不良			
		垂木の接合状況　■ 良　□ 不良			
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　6.5寸勾配	軒の出　2048 mm		
隣接家屋との離間		間口方向	奥行方向		


書院
本堂
向拝
鴨居下端までの柱
外壁 厚み 90mm
内壁 厚み 70mm
240角柱
165角柱
15318.2

平面図


J-SHIS Map
>>>J-SHIS 地震ハザードステーション
30m平均S波速度
長島町
地点情報-表層地盤
メッシュコード 4830106934
緯度 32.1406
経度 130.1172
平均標高 34(m)
微地形区分 丘陵
30m平均S波速度 488(m/s)
地盤増幅率(Vs=400～地表) 第1種地盤
Gs=1.35
過去の被害地震(外部リンク)
Close



概略断面図

耐震診断

・当建物は明治39年に建築された寺院本堂で、礎石建ち・太い柱・丸太を枘差とする足固め・大断面の差鴨居・厚い土壁を耐震要素とする伝統的なしっかりとした木造軸組構法の本堂である。

・耐震診断の方法として、変形性能を有する伝統的木造建築に適した限界耐力計算によってその現状調査を行い、耐震性能を検証し、安全性を検討する。

主屋の現状

・足固め・差鴨居は長枘で、込栓・鼻栓により留付けられる。

・特に経年劣化や腐朽している部材は見られず健全である。

・屋根の隅棟や野地面の落ち込み箇所がひどく、雨漏り個所もみられる。

・屋根は、土葺桟瓦である。

・軒先は地垂木・飛檐垂木勾配の乱れで体裁を失っている。

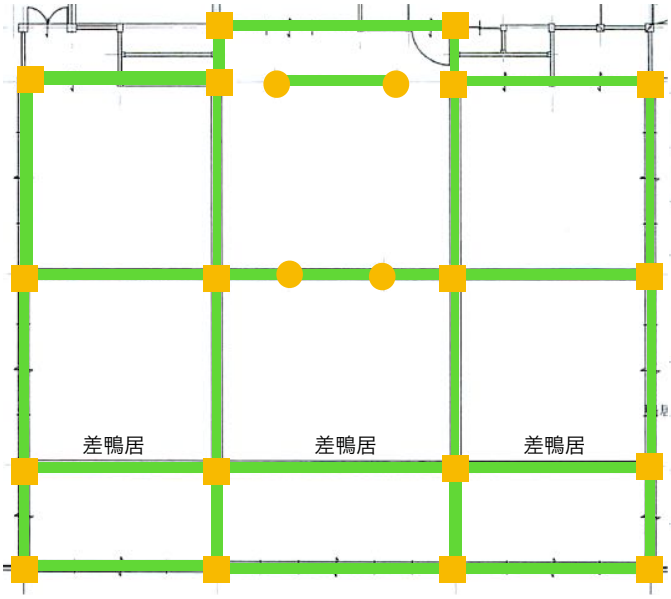
・差鴨居下端に不陸はみられるが、極端に落ち込む箇所があるのではなく、なだらかに西・北側に低くなっている。

・不陸による柱の傾斜も起ており、軽微ではあるが、一部において確認できる。

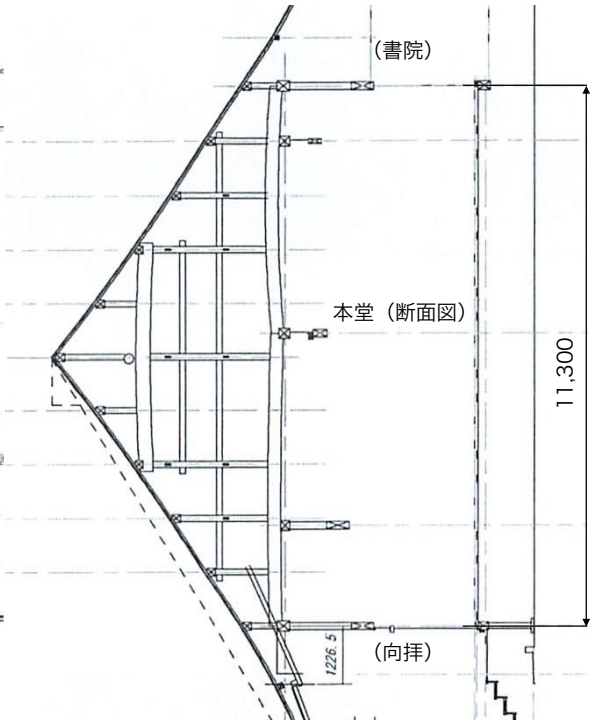
単位荷重					
本堂					
材木重量	262.79KN				
	9.92KN				
壁重量	149.96KN			合計	422.67KN
	422.67KN	/	173.37㎡	=	2.437954955
			単位荷重	→	2.44KN/㎡
棟瓦	6.16KN	/	173.37㎡	=	0.035514795
			単位荷重	→	0.04KN/㎡
隅棟瓦	69.01KN	/	173.37㎡	=	0.398057334
			単位荷重	→	0.40KN/㎡
桟瓦葺(葺き土あり)(下地及び垂木含む)	0.98KN/㎡	×	1.193	→	1.17KN/㎡
格天井				→	0.29KN/㎡
	本堂単位荷重				4.33KN/㎡
向拝					
材木	20.46KN	/	13.58㎡	=	1.506453465
			単位荷重	→	1.51KN/㎡
桟瓦葺(葺き土あり)(下地及び垂木含む)	0.98KN/㎡	×	1.193	→	1.17KN/㎡
	向拝単位荷重				2.68KN/㎡
書院					
材木重量	21.36KN				
	9.92KN				
壁重量	44.95KN			合計	76.22KN
	76.22KN	/	65.23	=	1.168556567
			単位荷重	→	1.17KN/㎡
桟瓦葺(葺き土あり)(下地及び垂木含む)	0.98KN/㎡	×	1.193	→	1.17KN/㎡
竿縁天井				→	0.10KN/㎡
	書院単位荷重				2.44KN/㎡

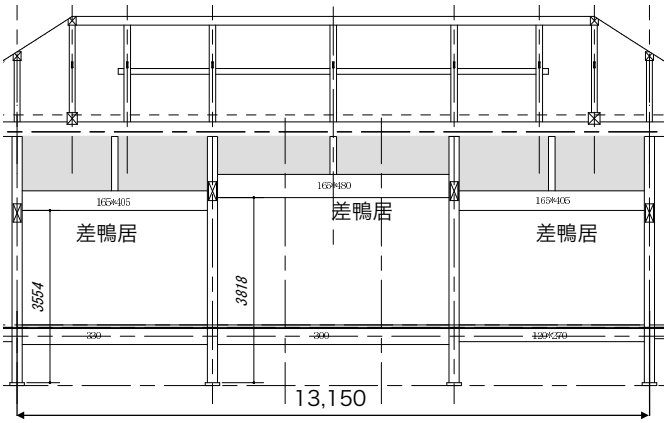
寺院本堂の大断面柱-差鴨居架構による耐震性能

下図に示す当寺院本堂の概略プランから大断面の差鴨居架構によってどれくらいの耐震性能を保有しているか、概略算出して評価する。ただし書院および側廊・向拝部分は除く。



本堂軸組の柱と差鴨居





本堂架構高さ=5,350（礎石天端-小屋陸桁天端）
本堂部分面積=13.15×11.3→約150㎡
本堂部分荷重＝4.33kN/㎡×150㎡=650kN
　寺院全体荷重=1073.7kN（書院・向拝・側廊含む）
本堂主要部材（標準部材）
　柱部材断面（マツ）210×210
　差鴨居部材（マツ）165×405（差口40×130）
　足固め部材（マツ）120×300（長ほぞ・込栓）

差鴨居架構・耐震性能算出のための前提条件

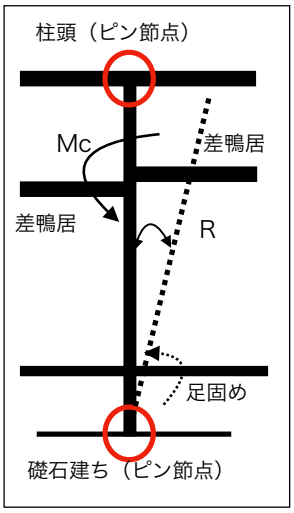
1）差鴨居の断面は軸組図に示すように幅165・成400mm以上の大断面である（計算は165×405に統一）。差鴨居の柱に対する差口はいずれも大略40×130mm。

2）柱は角柱と一部円柱があるが、断面は210mm角に統一して計算する。

3）小壁（土壁または木板）が各所にあるが荷重のみ考慮し、耐力には見込まず。

4）床面に足固めが二方向に配されており（長ほぞ・込栓が調査で確認）、耐震要素として十分考慮できるが、安全側にこれを架構耐力に算入しない。

5）差鴨居の高さ位置は架構によりまちまちであるが、各柱の天端は小屋組陸桁位置でそろっている。また礎石天端（柱下端）も高さがそろっている。したがって、差鴨居中心高さ位置で柱にめり込みによる節点モーメントが発生する、上下ピン支点の柱部材によって全体の水平抵抗力が確保されるものと考える。すなわち、各柱の上端は水平に等しく変位し、各柱脚は回転するが水平移動（滑り・浮き上がり）がないものとする。（右図）



上下ピン支点の柱の傾きR（rad）によって、差鴨居の柱に対する「めり込み」で発生する節点モーメントを以下のように求める。

Acv = 165×405/2 - (40×130/2) = 33412.5 - 2600 = 30800mm²

（めり込み降伏時）

Ry = 4/405 = 1/101.25 → 1/100

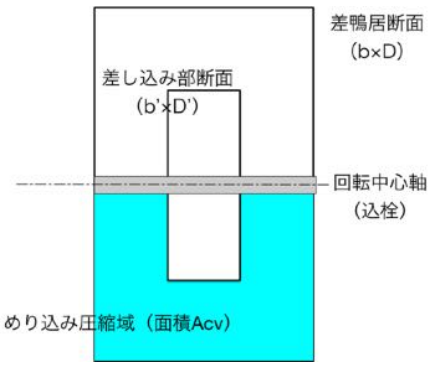
My = 30800 × 3 × 405/4 = 935,500Nmm = 9.35 kNm

（めり込み終局時）耐力上昇の見込めない限度

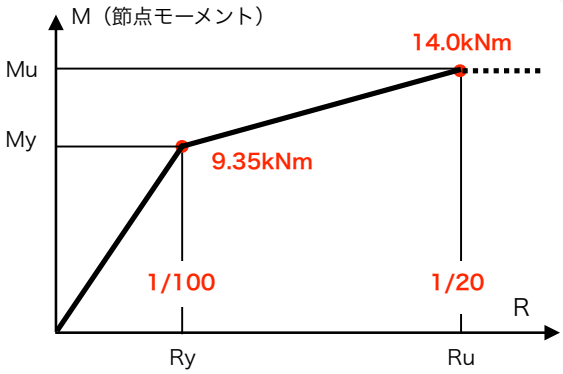
Ru = 20/405 = 1/20.25 → 1/20

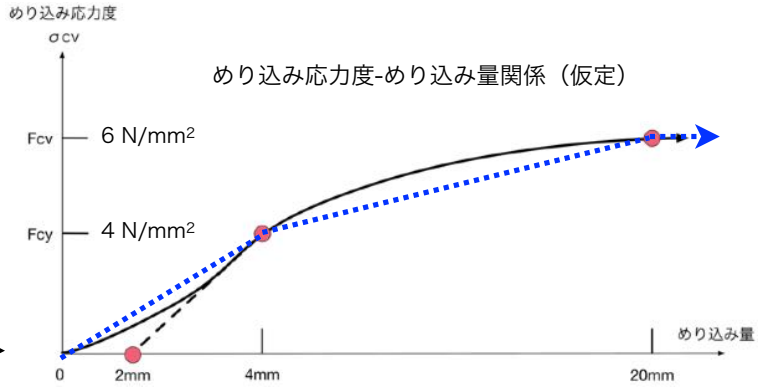
Mu = 30800 × 4.5 × 405/4 = 14,033,250Nmm = 14.0 kNm

よって差鴨居（片側）のとりつく柱節点モーメントは下記のようになる。



0.75×σcvが面積Acvに等分布と仮定





軸組図に見るように差鴨居は多少の段差（断面の成も異なる）をつけながら内柱では両側から柱に差込まれているので、柱に生じる当該位置での節点モーメントはこの２倍の値になる。

このとき、柱が折損するか否かを終局モーメントでチェックする。

柱部材は210mm角の正方形断面なので、

断面係数　Z = 2103/6 = 1543500mm³

柱部材の曲げ応力度

σ = 2 × 14.0 × 106 / 1543500 = 18.1 N/mm²

（軸力は軽微なので無視している）

当該地のマツ材の強度データ（一般社団法人 鹿児島県林材協会連合会）によれば右表にあるように類似の材種含めて、曲げ基準強度

fb ＞ 62N/mm² なので、十分余裕がある。

樹　種	耐久性		平均収縮率(%)		気乾比重 (g/cm³)	強度(kgf/cm²)			曲げヤング率 (tonf/cm²)
	耐朽	耐摩耗	柾目	板目		曲げ	圧縮	せん断	
センベルセコイヤ(レッドウッド※2)	大	Ⅳ	0.07	0.14	0.46	620	355	65	90
ヒノキ	大	Ⅳ	0.12	0.23	0.41	750	400	75	90
ウエスタンレッドシーダー(ベイスギ)	大	Ⅳ	0.08	0.14	0.37	550	310	60	80
アラスカシーダー(ベイヒバ)	大	Ⅲ	0.08	0.18	0.49	705	375	80	100
スギ	中	Ⅳ	0.1	0.26	0.38	660	340	80	80
カラマツ	中	Ⅲ	0.14	0.31	0.53	850	450	80	105
ダクラスファー(ベイマツ)	中	Ⅲ	0.14	0.23	0.55	780	420	80	130
シベリアカラマツ	中	Ⅲ	0.15	0.33	0.51	1,025	465	120	120
オウシュウアカマツ(レッドウッド※2)	中	Ⅲ	0.14	0.31	0.47	650	290	80	85
アカマツ	小	Ⅲ	0.16	0.29	0.53	900	450	100	115
ツガ	小	Ⅲ	0.16	0.29	0.51	760	430	90	80
ウエスタンヘムロック(ベイツガ)	小	Ⅳ	0.13	0.23	0.46	745	405	90	105
エゾマツ	極小	Ⅳ	0.18	0.36	0.43	720	360	75	95
トドマツ	極小	Ⅳ	0.14	0.37	0.42	680	340	80	80
ラジアタマツ	極小	Ⅲ	0.14	0.25	0.49	700	330	90	85
オウシュウトウヒ(ホワイトウッド※3)	極小	Ⅳ	0.16	0.28	0.41	660	325	90	90

鹿児島県林材協会連合会HPより

以上の検討から本堂部分の柱-差鴨居架構がもつ耐震性能を概略求めてみると（X方向に限定する）、

片側のみに差鴨居がある柱は14本　→ Qu = 14.0/5.35 = 2.6kN

両側に差鴨居がある柱は8本　　→ Qu = 2×14.0/5.35 = 5.2kN

なので、総せん断耐力は　ΣQu = 14×2.6+8×5.2 = 78kN（層間変形角R=1/20のとき）となる。

（全体の荷重は1073.7kNなので、C_B = 78/1073.7= 0.07 の耐力係数増大分が見込まれる）

当初の設計時点（2014年6月）ではマニュアルに従って土壁と小壁耐力のみを耐震要素として算入しており、それでも補強なしの診断結果を得ている。しかし大断面の柱-差鴨居架構の耐力を参入すればなおかなりの耐力増大が見込まれ、竣工後に行った本寺院の耐震診断では相当高い結果を得ている（次ページの耐震診断結果は工事完了後に差鴨居架構の耐力を算入再計算したものである）。

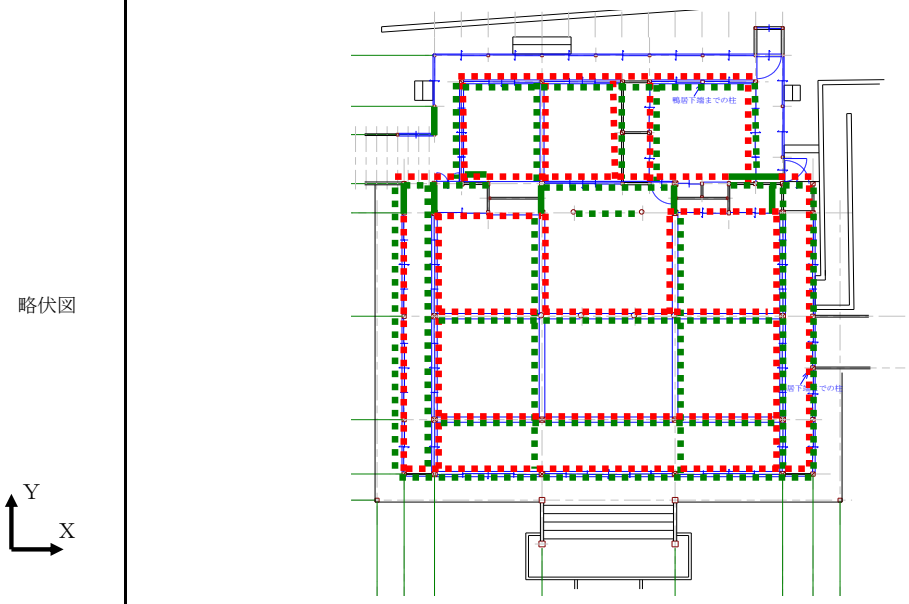
木造建物の耐震設計総括表

（差鴨居架構の耐力を考慮した場合）

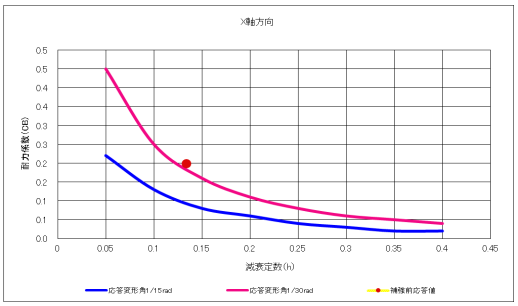
（検討種別）	新築		診断	○	改修	

建物名称	長光寺	所在地	鹿児島県出水郡	（建築年）明治39年	
建物階数	平屋建て	用途	寺院	構造	木造軸組工法
延床面積	238.6㎡	建物重量	4.5kN/㎡	構造階高	本堂5.35m　書院3.69m

略伏図

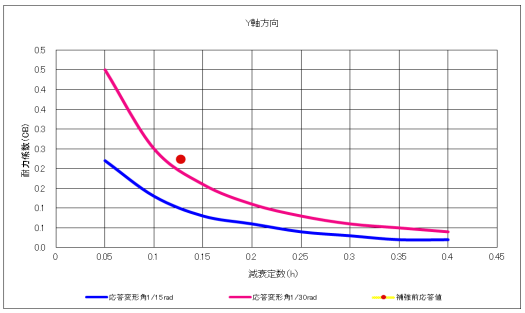


X方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.35



X方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下			
1/60　以下		1/151	
1/30　以下			
1/30～1/15			1/32
1/15　以上			
主な耐震要素	2F		
	1F	土壁　差鴨居　足固め	

Y方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.35



Y方向応答値		損傷限界時	安全限界時
1/120　以下		1/161	
1/60　以下			
1/30　以下			
1/30～1/15			1/35
1/15　以上			
主な耐震要素	2F		
	1F	土壁　差鴨居　足固め	

耐震設計（診断）に関する特記事項	
基礎・地盤	礎石立ち・表層地盤増幅率：第一種地盤、（極稀地震時）1.35
床組・横架材	足固め有り・横架材有り
軸組の耐力	CB：X方向0.198　Y方向0.220
その他	差鴨居(大断面)架構の復元力特性を用いての計算

屋根改修工事

書院化粧軒

本堂床組

書院床組

本堂内改修工事

本堂内改修（天井部分）

書院（改修後）

向拝部分と正面回廊（改修後）

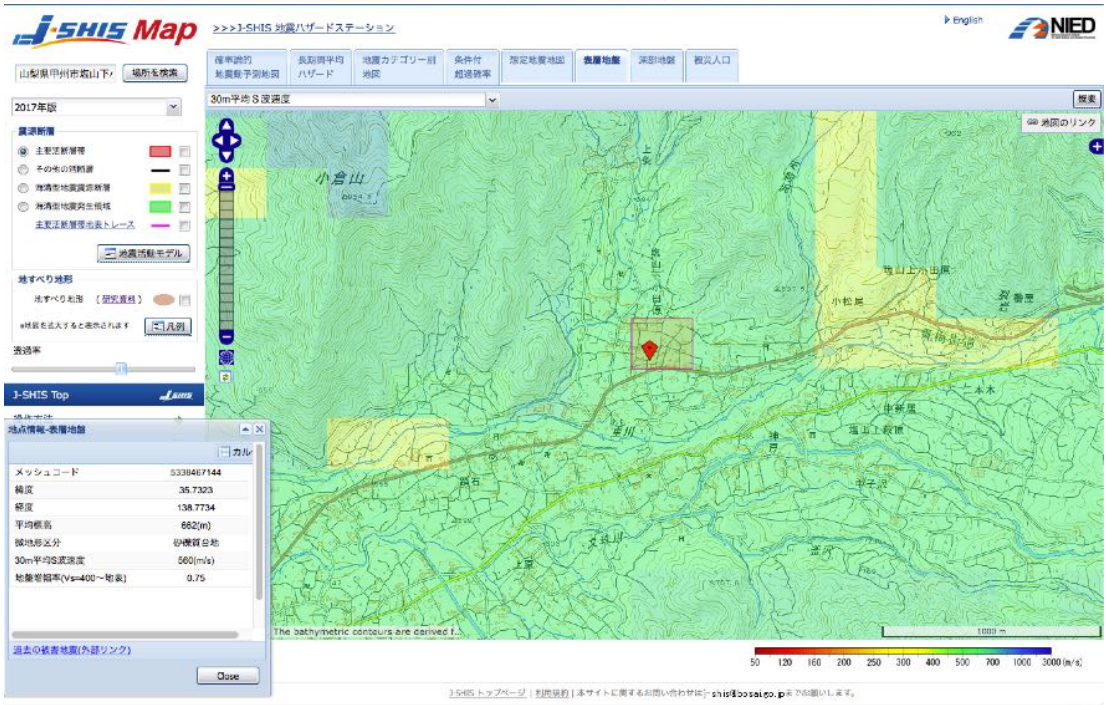
本堂西正面（2018年10月）竣工

書院南東側（2018年10月）竣工

9　茅葺き民家（山梨県甲州市）の耐震性能評価事例

本事例は山梨県甲州市の重伝建地区における典型的な民家の耐震性能評価検討事例である。ただし本質を損なわない程度に簡略化している。

検討に当たっては、JSCA関西「伝統的な木造軸組を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル（第２版）2014年」によっている。



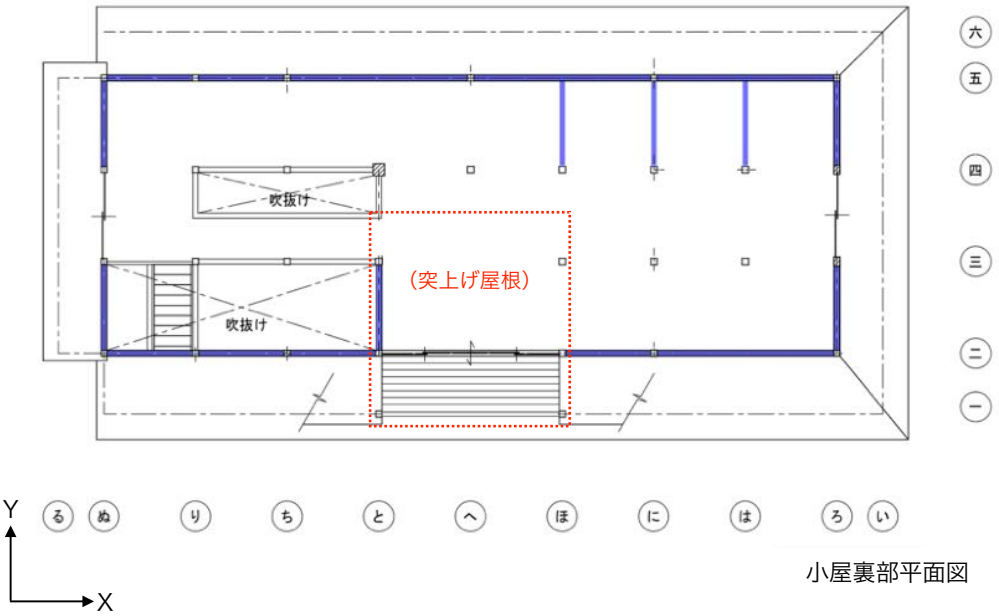
〔現地調査・構造概要〕

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

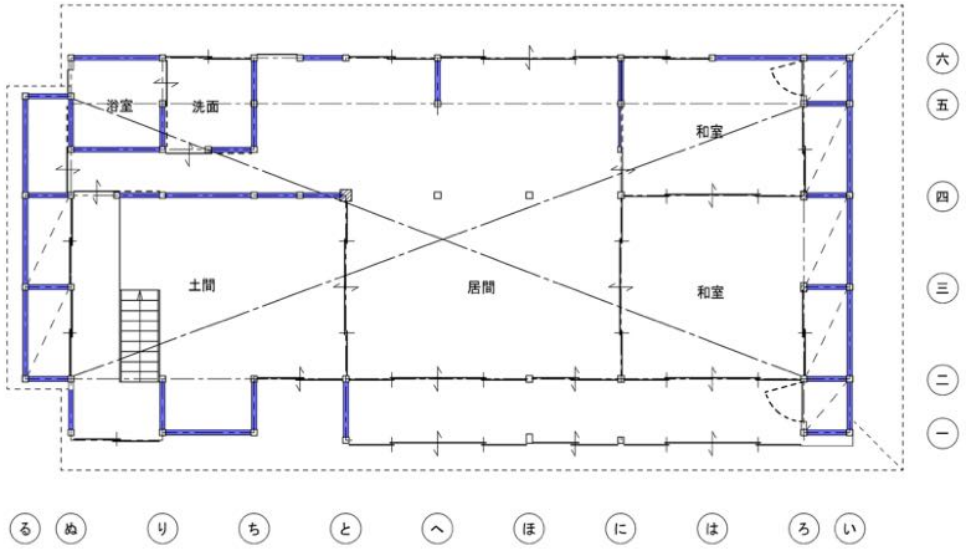
（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	茅葺き民家（事例）		建築年	19世紀初～中期
	所在地	山梨県甲州市塩山下小田原上条		用途	農家
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容　）			
	増改築・改修の有無	□ なし	■ あり　（内容　S29年に離れ（蚕室）増築　）		
	構造階高	1階　3 m、　2階　m、　3階　m、　地下　m			
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	■ なし　□ あり			
	近隣の地盤状況	山地で地盤は良好			
	基礎	□	布基礎（ 鉄筋コンクリート造 ・ 無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎
		■	玉石礎石・その他 ［内容：　］）		
	基礎の状態	□	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：	
		■	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	■ なし　□ あり　（内容　2017年に改修工事　）			
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容　〃　）			
	土台の損傷	■ なし　□ あり　（内容　〃　）			
	樹種	柱	栗	梁	栗	土台	栗
	柱寸法	140 mm × 140 mm ～ 220 mm × 240 mm			
	梁寸法	140 mm × 140 mm ～ 140 mm × 270 mm			
	柱の接合方法	□ 短ほぞ　□ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考　）			
	梁の接合方法	□ 短ほぞ　□ 長ほぞ　■ 貫　（参考　）			
	接合部の金物	■ なし　□ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：　）			
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容　）			
	土台と基礎の接合	■ なし　□ あり　（内容　）			
	柱の引抜き防止	■ なし　□ 軽微　□ あり（内容：　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部 つなぎ　□ なし　■ あり（内容：　床レベル大引　）			
壁	構造壁の種類	□ 筋かい　■ 土壁　□ 板壁　□ その他（　）			
	構造壁の仕様（厚みなど）	土壁　厚90mm程度　（重量算定は仕上げを考慮して100mm厚とする）			
	小壁の高さ	500 cm ～ 700 cm			
	腰壁の高さ	600 cm ～ 900 cm			
	外壁の仕上げ	漆喰			
	内壁の仕上げ	漆喰			
	小壁・土壁の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	小壁・土壁の天井裏状況	梁まで塗り上げ			
床	火打ちの有無	■ なし　□ あり			
	床板の接合状況	1階（良・不良）　2階（良・不良）　3階（良・不良）			
	吹き抜けの有無	□ なし　■ あり　（内容　1間×3間、半間×2間　）			
屋根	屋根仕様	□ 桟瓦　□ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　■ その他（茅葺　）			
	葺き土	■ なし　□ あり	雨漏り跡	■ なし　□ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況	□ 良　□ 不良　■ 野地板なし		
		垂木の接合状況	□ 良　□ 不良　サス、屋中に縄で緊結		
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　矩勾配	軒の出　1000　mm		
隣接家屋との離間		間口方向　20m	奥行方向　10m		

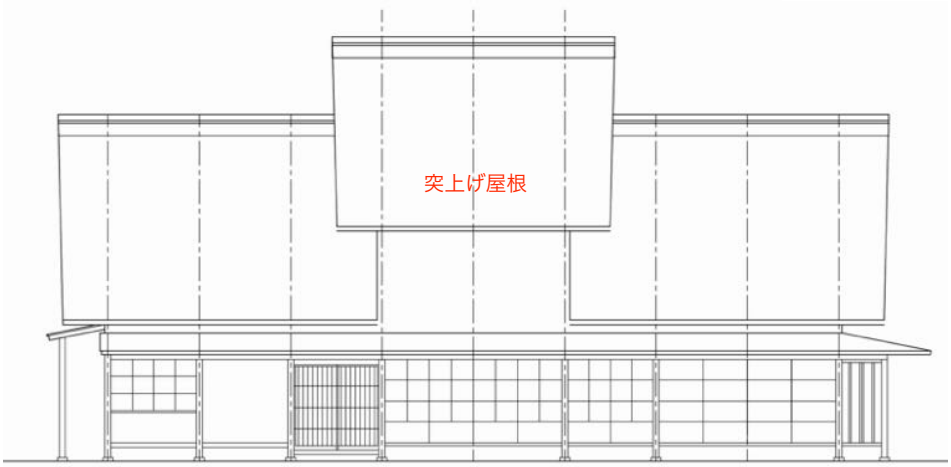
概要図面



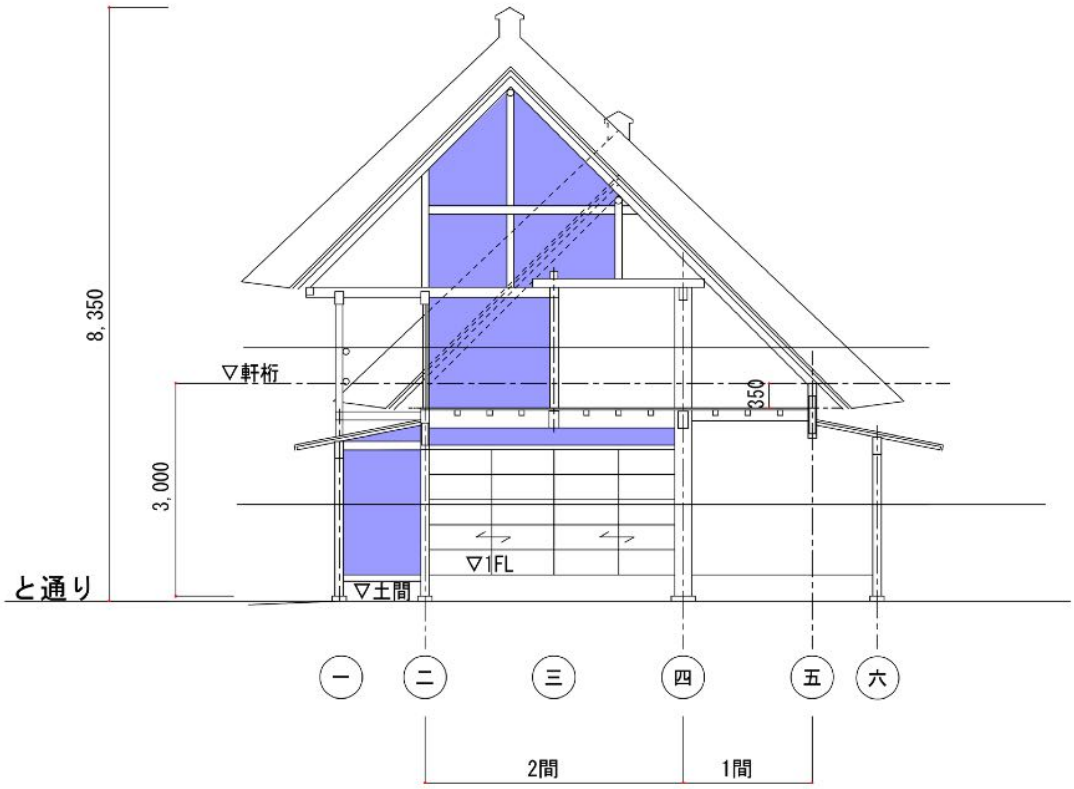
小屋裏部平面図

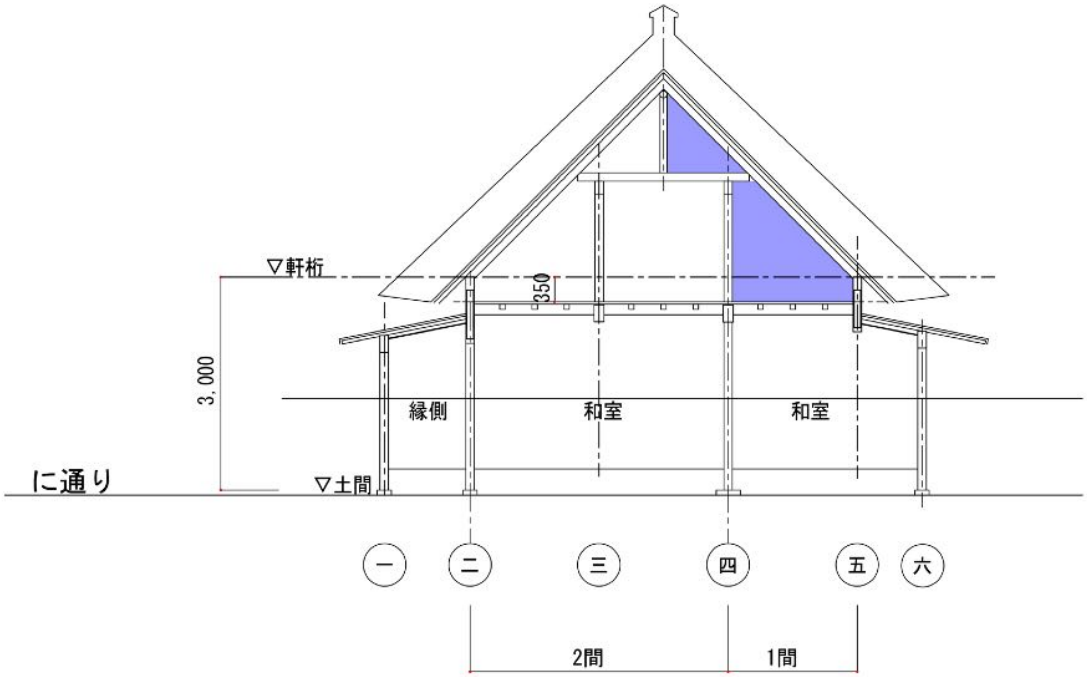


1階平面図

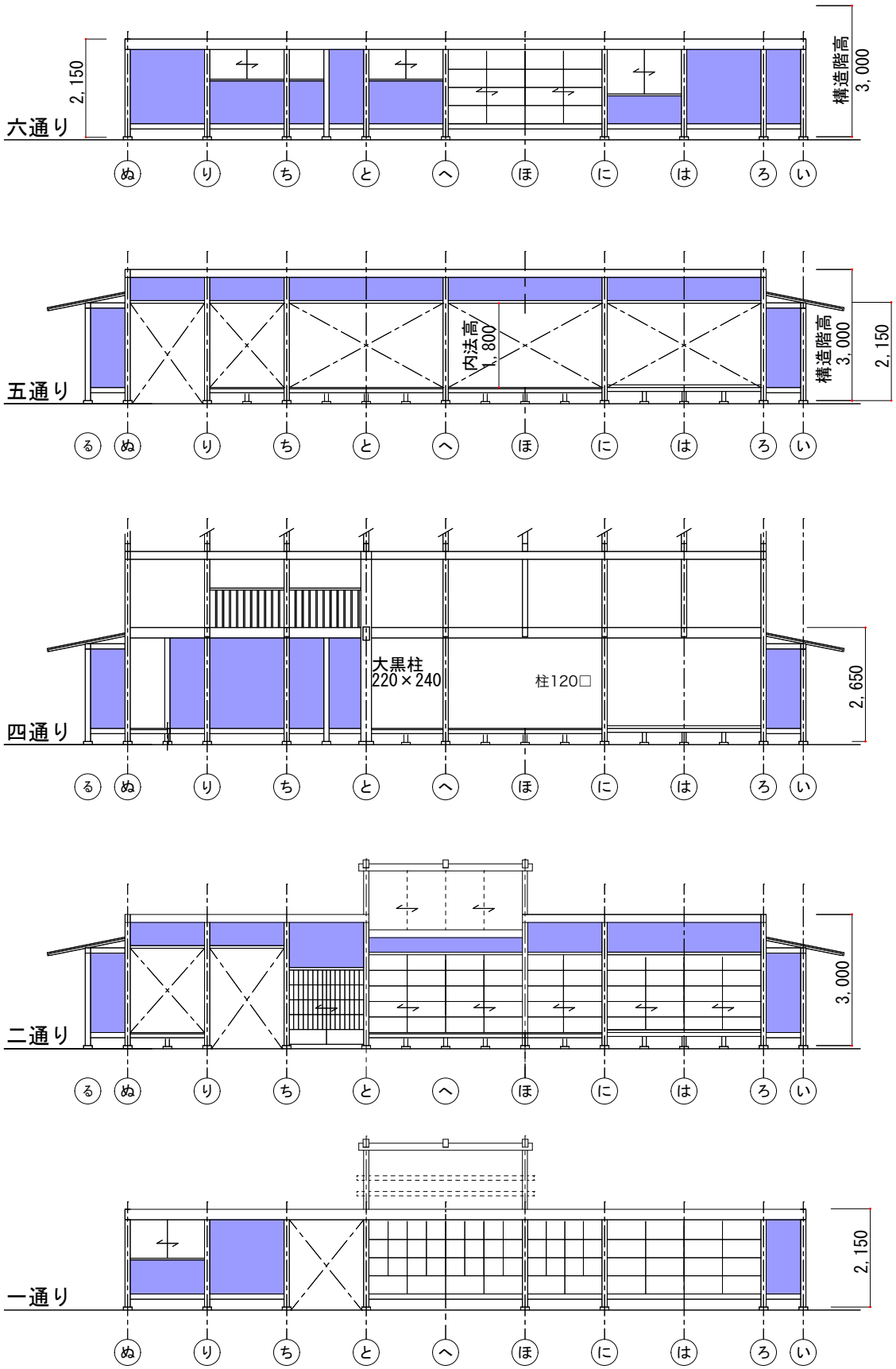


立面図





Y方向断面図（軸組図兼用）



X方向断面図（軸組図兼用）

建物重量（固定荷重）、柱軸力の算定

▪固定荷重

屋根　(矩勾配)　　茅葺(棟共)　1/cosθ＝1.42　　640 N/㎡ ×1.42＝　　910 N/㎡　→　1000 N/㎡

小屋組　　571 N/㎡　→　600 N/㎡

軒　　(矩勾配)　　茅葺(棟共)　　640 N/㎡ ×1.42＝　　910 N/㎡　→　1000 N/㎡

下屋　(２寸勾配)　鉄板葺　　1/cosθ＝1.02　288 N/㎡ ×1.02＝293 N/㎡　→　400 N/㎡

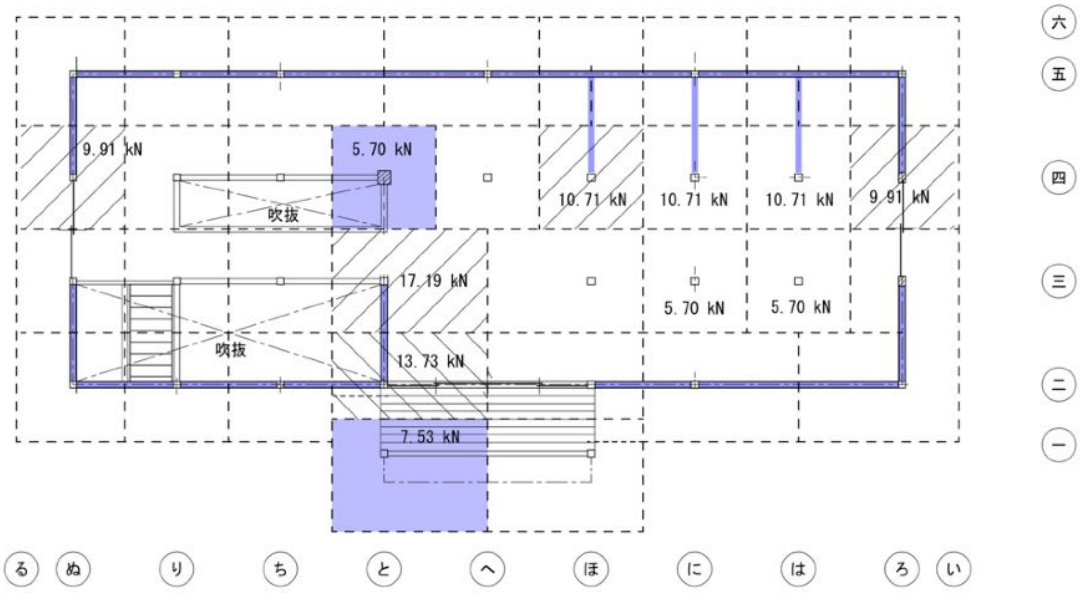
２階床　　梁間　6m以下　　170 N/㎡　→　250 N/㎡

土壁　　壁厚　10㎝（1600 N/㎡）　＋　仕上塗（100 N/㎡）　→ 1700 N/㎡

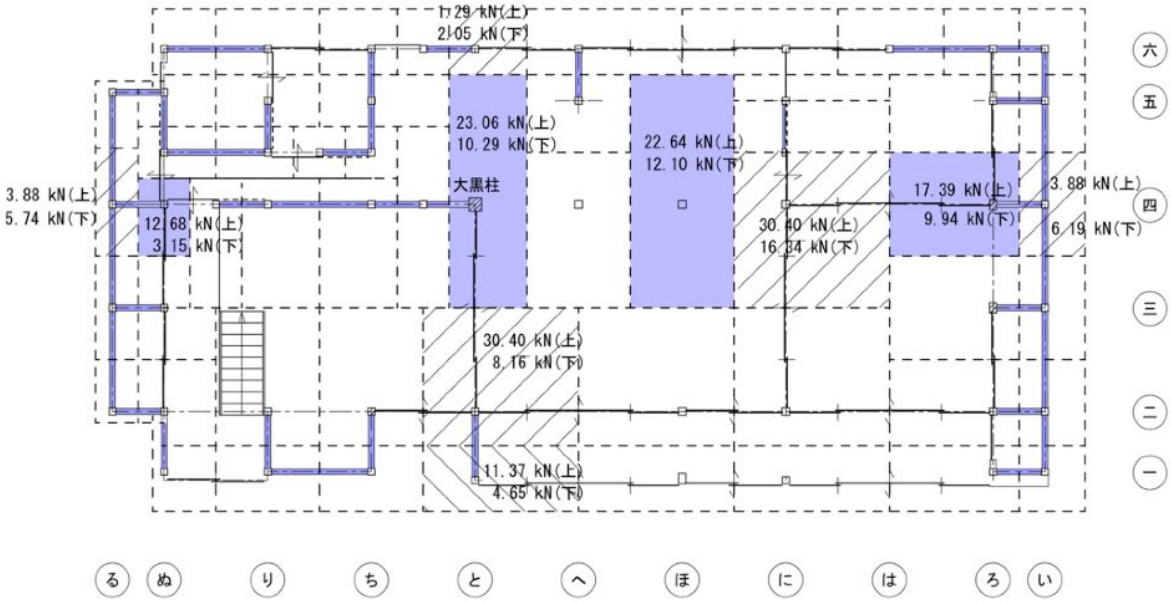
建具　　210 N/枚

１階床　　（板敷）　300 N/㎡　　（畳床）　500 N/㎡

	B m	D m	面積 ㎡	単位重量 N/㎡		重量 kN
屋根						
	14.56	5.46	79.50			
	3.64	1.82	6.62			
			86.12	1600		137.8
軒	14.56	2	29.12			
	7.28	2	14.56			
	1.82	2	3.64			
			47.32	1000		47.3
下屋	15	1.6	24			
	15	1.8	27			
	1.6	9	14.4			
	1.6	6	9.6			
			75	400		30.0
2階床	9.1	5.46	49.69			
	5.46	2.73	14.91			
	1.82	0.91	1.66			
			66.25	250		16.6
積載荷重			**66.25**	600		39.8
上屋柱	小屋組へ					
2階梁	小屋組へ					
土壁						90.0
手摺	1.8	0.9	1.62	150	10ヶ所	4.0
建具	6 枚*210N					1.3
1階部分						
柱						12.0
土壁						100.0
建具	71 枚*210N				0.5	7.5
合計						**486.3**



2階軸力分布図



1階軸力分布図

注）軸力分布は、基礎の検討他、柱の折損についてのチェックや壁など耐震要素の浮き上がり（耐力頭打ち）あるいは水平荷重時の滑りに対する検討に用いる。ただし、耐震診断においては基礎は不同沈下が見られない限り、検討を省略する。

復元力特性の算定

土壁および小壁につき、すべて壁厚を60mmとし、階高及びスパンの補正によってX・Y方向の通りごとに算出した結果を表に示す。

	Q(kN)							1階
	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	通り
X方向	29.59	40.74	40.74	40.74	40.74	40.74	40.74	六
	15.15	24.15	24.15	24.15	24.15	24.15	24.15	五
	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	四/五
	22.02	24.05	24.05	24.05	24.05	24.05	24.05	四
	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	三
	16.92	27.7	27.7	27.7	27.7	27.7	27.7	二
	10.27	11.32	11.32	11.32	11.32	11.32	11.32	一
	106.3	140.3	140.3	140.3	140.3	140.3	140.3	計

W=486.3kN なので
X方向
CB＝140.3/486.3＝0.288
Y方向
CB＝87.66/486.3＝0.180

	Q(kN)							1階
	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	通り
Y方向	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1	い
	2.7	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	ろ
	−	−	−	−	−	−	−	は
	5.32	7.57	7.57	7.57	7.57	7.57	7.57	に
	−	−	−	−	−	−	−	ほ
	3.075	3.075	3.075	3.075	3.075	3.075	3.075	へ
	4.93	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	と
	9.73	9.73	9.73	9.73	9.73	9.73	9.73	ち
	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58	り
	5.775	8.475	8.475	8.475	8.475	8.475	8.475	ぬ
	18.45	18.45	18.45	18.45	18.45	18.45	18.45	る
	78.66	87.66	87.66	87.66	87.66	87.66	87.66	計

注）土壁はほとんど下屋部分にあり、耐力（復元力特性）は、引き抜け力や本屋との水平力伝達性を考慮して

これらの集計結果から減衰定数を算出する。

〈X方向〉

・1/120の変位：300×1/120＝2.5cm　　Q　：106.3　kN

・1/15の変位：300×1/15＝20cm　　Q　：140.3　kN

下図BCの距離 ： 2.5×140.3/106.3＝2.78 cm

Wの面積：20×140.3/2＝1403　　（三角形OACの面積）

ΔWの面積：(1403−2.78×140.3/2)×2＝2415.96　　[(三角形OACの面積−三角形BACの面積)×２]

h＝[1/(4π × ΔW/W)]＋0.05 ＝ ＝[1/(4π)×2415.96/1403]＋0.05＝0.187

〈Y方向〉

・1/120の変位：300×1/120＝2.5cm　　Q　：78.66　kN

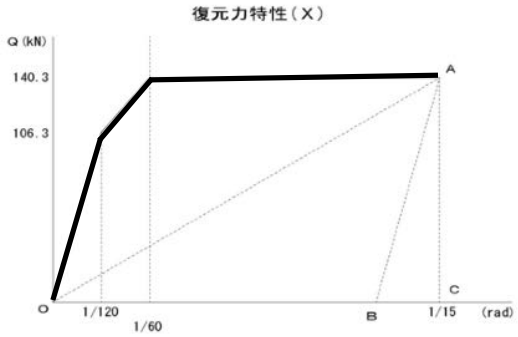
・1/15の変位：300×1/15＝20cm　　Q　：87.66　kN

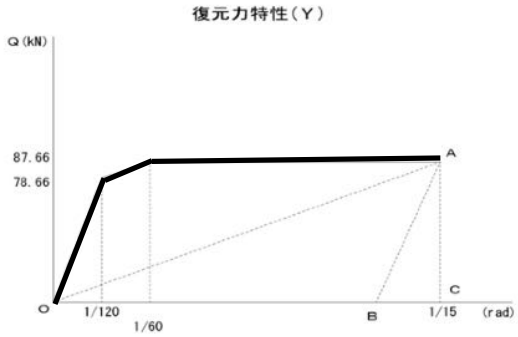
下図BCの距離 ： 2.5×87.66/78.66＝2.786 cm

Wの面積：20×87.66/2＝876.6　　（三角形OACの面積）

ΔWの面積：(876.6−2.78×87.66/2)×2＝1509.5　　[(三角形OACの面積−三角形BACの面積)×２]

h＝[1/(4π × ΔW/W)]＋0.05 ＝ ＝[1/(4π)×1509.5/876.6]＋0.05＝0.187





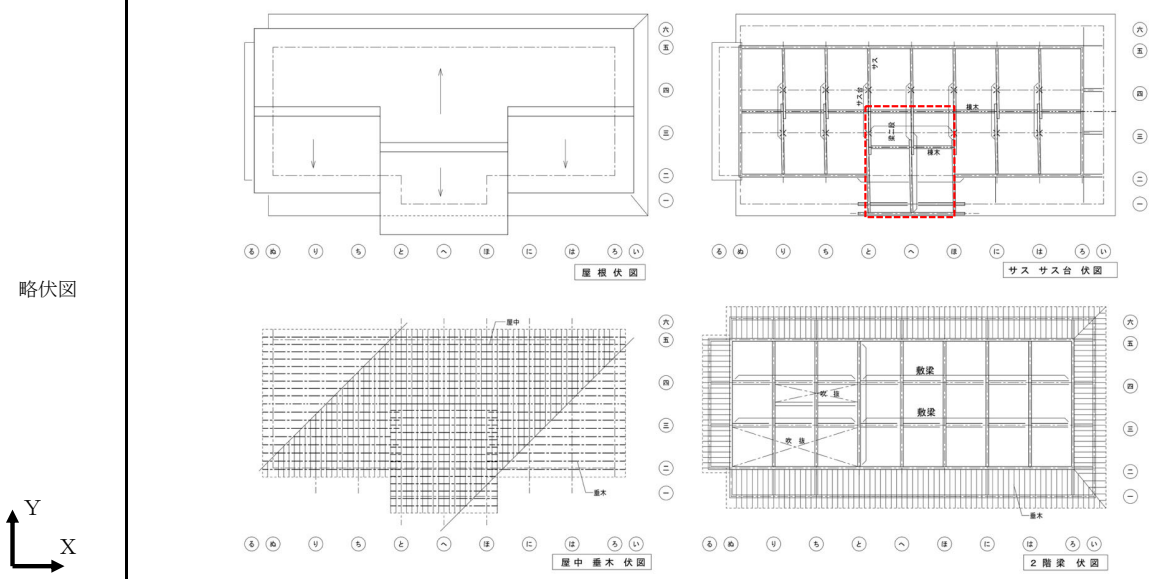
以上の結果より、本建物の応答値がJSCA関西マニュアル付属の応答計算シートまたはソフト（エクセル）によって求めることができる。

木造建物の耐震設計総括表

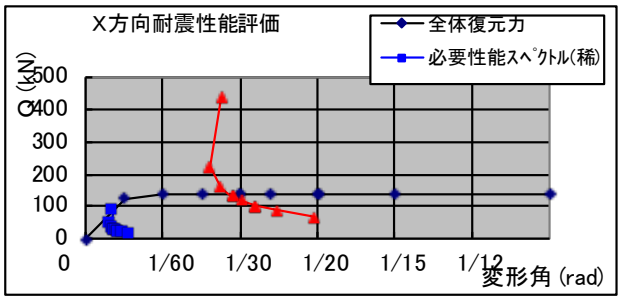
（検討種別）	新築		診断	○	改修	

建物名称	茅葺き民家（事例）	所在地	山梨県甲州市塩山下小田原上条	（建築年）19世紀初～中期	
建物階数	1	用途	農家	構造	木造軸組工法
延床面積	115.4 ㎡	建物重量	4.2 kN/㎡	構造階高	1F： 3.0m 2F：

略伏図



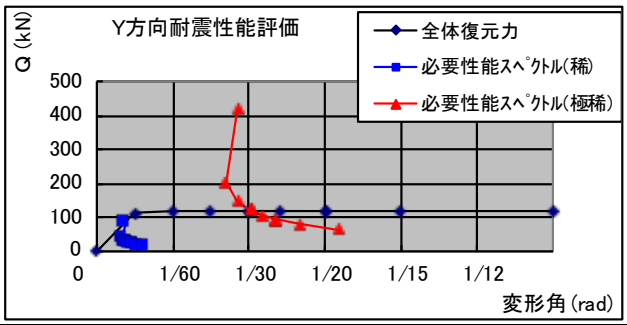
X方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.35



X方向応答値

		（損傷限界時）	安全限界時
1/120 以下			
1/60 以下			
1/30 以下			●
1/30～1/15			
1/15 以上			
主な耐震要素	2F		
	1F	土壁	

Y方向（安全限界応答計算シート）Gs=1.35



Y方向応答値

		（損傷限界時）	安全限界時
1/120 以下			
1/60 以下			
1/30 以下			
1/30～1/15			●
1/15 以上			
主な耐震要素	2F		
	1F	土壁	

耐震設計（診断）に関する特記事項

基礎・地盤	既存建物に不同沈下なし。地震時の表層地盤増幅係数Gs=1.35（J-SHISマップによる）
床組・横架材	伝統的な木造軸組と同じく長ほぞ接合。材料はクリ（強度を現地に近い試験所でのデータにもとづき設定）。
軸組の耐力	両方向とも極まれに発生する地震に対して、層間変形角1/30程度におさまり、全体として耐震安全性があると判断できる。
その他	部材間接合部（仕口）の応力伝達性を確保する（設計検討事項）。

設計検討事項

1）柱の折損検討（柱：クリ材）

クリ材の強度は下記の長野県林業総合センター技術情報レポートおよび木材工業ハンドブック（1982年）を参照して以下のように設定した。ただし括弧内は木材工業ハンドブックによる平均強度を示す。

曲げ強度　　Fb= 75N/mm²（78.5N/mm²）
ヤング係数　　E ＝ 8kN/mm²（8.83kN/mm²）
柱断面
大黒柱　　220×240（→220□として検討）
　　有効長さ　h=2650mm
一般部柱　　120×120　　有効長さ　h=2650mm
側柱　　120×120　　有効長さ　h=3000mm
小壁下および下屋部分柱
　　120×120　　有効長さ　h=2150mm

表-1　クリ材の曲げ試験の結果

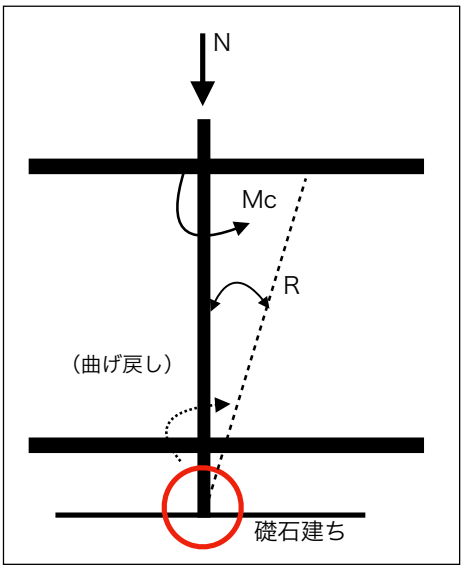
	曲げ強さ 全体 (N/mm²)	曲げ強さ 無欠点材のみ (N/mm²)	曲げヤング係数 全体 (kN/mm²)	曲げヤング係数 無欠点材のみ (kN/mm²)
平均値	69.9	77.7	9.02	9.30
最小値	24.6	44.1	5.56	7.66
最大値	98.0	98.0	13.58	13.58
標準偏差	17.6	12.8	1.33	1.13
変動係数(%)	25.2	16.5	14.7	12.2
試験体数	60	41	60	41

長野県林業総合センター・技術情報2002年6月より

大黒柱の検討

右図のような独立柱が層間変形角1/15傾いたとき、折損するか否かにつき検討する。

220□断面
断面積　　Ac=48400 mm²
断面二次モーメント　　Ic=1952×10⁵ mm⁴
　　Kc=Ic/h
断面係数　　Zc=17.75×10⁵mm³
軸力　　N=23kN
　（圧縮応力度σ=0.5N/mm²なので無視できる）
固定部曲げモーメントMc= 3 EKcR
　　=3×8×1952×10⁵ /2650×1/15
　　=118000kN･mm
曲げ応力度　　σc=Mc/Zc=66.75N/mm²
　　＜75N/mm²



（数値上は一応1/15傾いても折損しない計算結果であるが、1割程度の余裕しかない。ただし大引きの曲げ戻し効果や上梁との接合による断面欠損など不明確な要因あり、注意を要する。したがって、安全を見て接合部にて仕口補強材などによる補強が望ましい）

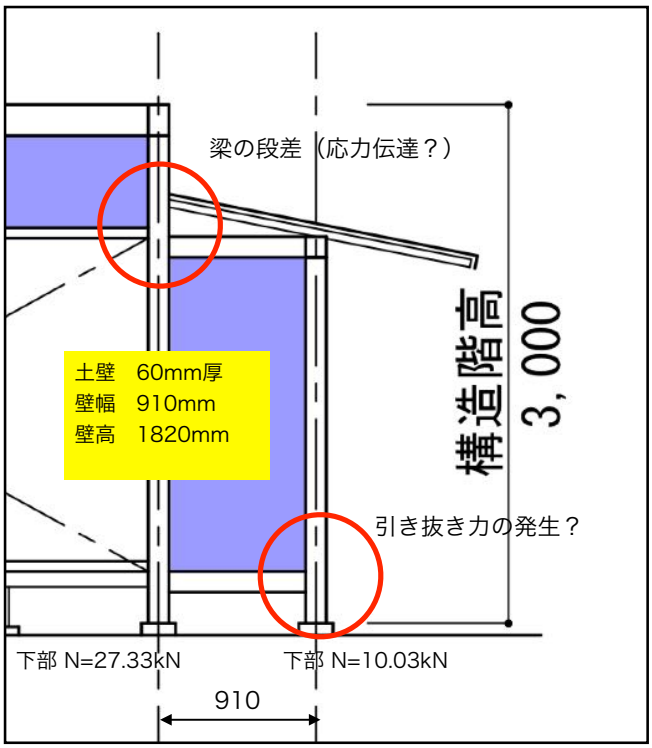
小壁付き柱の検討

上と同様に小壁下端を固定点として、層間変形角1/15の時に折損するか否かにつき検討する。

断面積　　Ac=14400 mm²
断面二次モーメント　　Ic=172.8×10⁵ mm⁴
　　Kc=Ic/h
断面係数　　Zc=2.9×10⁵mm³
軸力（大黒柱とほぼ同じ負担面積）N=23kN
　（圧縮応力度σ=1.6N/mm²なので無視できる）
固定部曲げモーメントMc= 3 EKcR
　　=3×8×172.8×10⁵ /2150×1/15
　　=12859kN･mm
曲げ応力度　　σc=Mc/Zc=44.6N/mm²　＜75N/mm²

（注）応力度が破壊までに30%以上の余裕がある。ただし、クリ材のように強度が高い広葉樹ではこのように小壁下で1/15の傾きでも折損しないことになるが、一般の住宅でスギやヒノキ、マツなどを用いた場合は計算上も実際の地震被害でも折損被害が見られる。

2）下屋部分土壁架構の応力伝達について



本建物では、四周の下屋（スパン910mm、高さ2150mm）に設けられた土壁架構が主たる耐震要素になっている。

土壁の厚さは約100mmであり、荒壁と中塗りを合わせて90mm厚だが、引き抜き力を考慮して60mm厚に低減した土壁として建物の復元力特性を算出している。

設計検討として、右図に示すように土壁の耐力が有効に発揮されるかどうかで、段差部の部材応力および最外端柱の引き抜き（浮き上がり）のチェックが必要である。

土壁の耐力は標準耐力をスパンで補正して、

Q=9.0/2=4.5kN

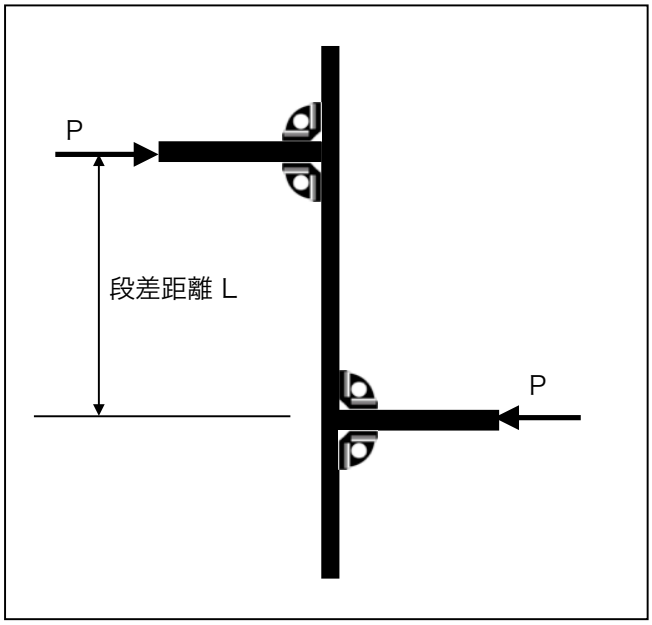
となるので、内側柱にはその反力として4.5kNの水平力が高さ2.15m位置で作用する。

一方外側柱には、Q×H/L=9.0kNの引き抜き力が生ずる。

引き抜き力に対しては、最外縁柱の長期軸力が約10kNあるので、浮き上がることはない。段差部の梁レベルに働く水平力は4.5kNであり、地震力が左右の向きにより圧縮もしくは引張に作用する。段差が約850mmあるが、梁成が約300あり、さらに小壁が付いているので、柱正味の段差距離は100mm程度であるから、水平力が圧縮側の場合は柱断面の直接剪断で応力伝達される。（$\tau=4500/120^2=0.3N/mm^2$となり、十分安全である）

水平力が引張の場合は梁が柱から引き抜けないように注意しなければならない。

段差がある場合の検討は下記のように行う。

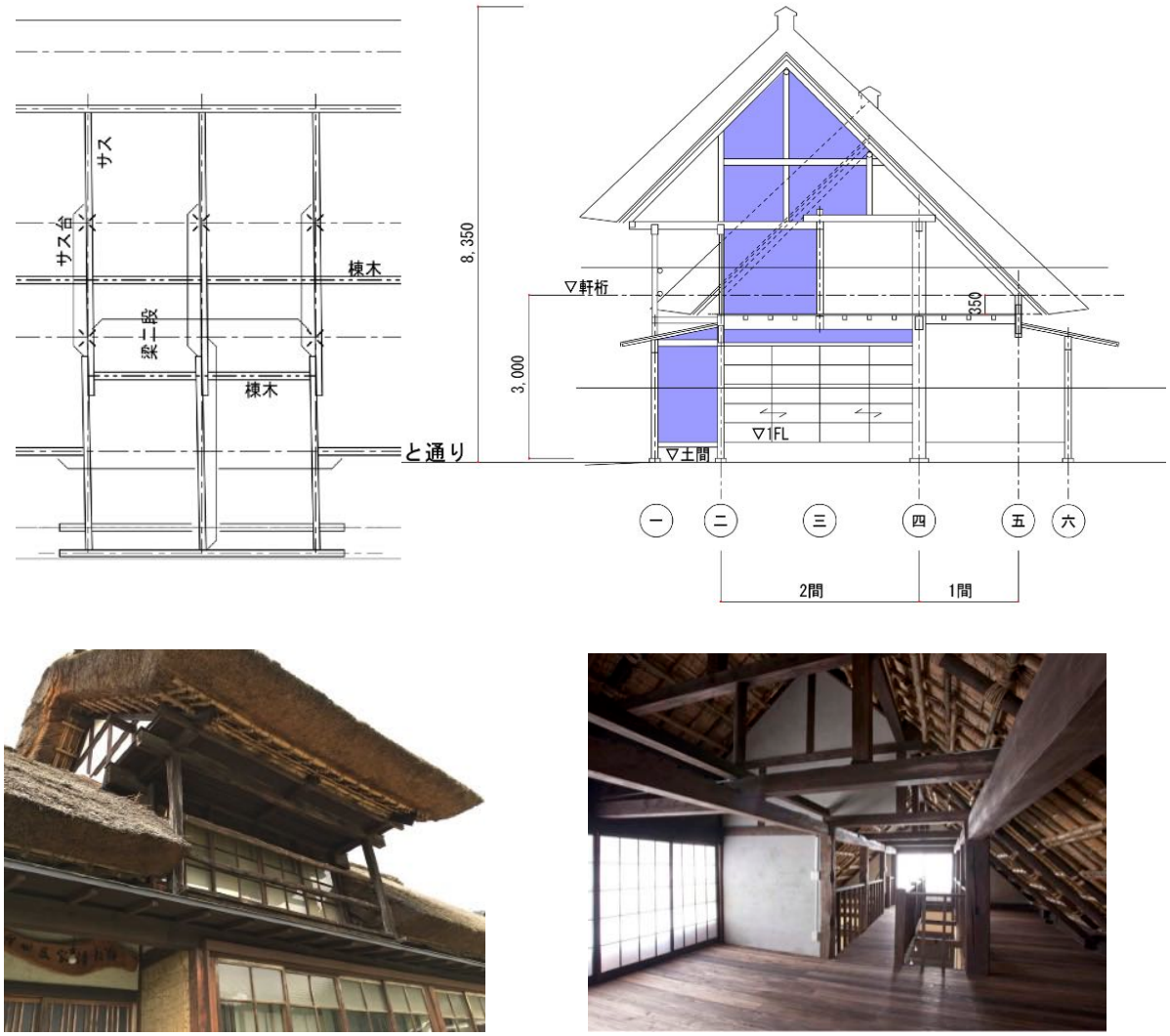


右図のように柱の段差梁がとりつく場合。柱の見つけ幅をDとすれば、L/Dが4.0より大きい場合は柱の曲げ変形が卓越するので、段差部に発生する曲げモーメントM=P×Lに対して柱部材の折損検討を行う。ただし礎石建ちのように段差の片側がピン支点の時はL/D=4.0を2.0と読み替えて判定する。

段差が小さい場合は、柱部材の直接剪断応力度の検定ばかりでなく、接合部耐力や支圧（めり込み）など個々の事情に応じた検討が必要である。伝統的な木造軸組では部材の継手や仕口で剛接合とすることは難しく、右図のように2点のトルクで固定度をかせぐ手法が古来多く用いられてきたので、後述するような屋上突出物にも仕口補強材などを用いて、母材を損傷させずに柱脚の固定度を確保することが効果的である。

3）突上げ屋根部分の検討（小屋組との一体性）

下記の図・写真に示すように屋根（小屋組）の一部が偏った形状で突き上げられた特徴的な民家であるが、同地域にはこのような形式が多用されている。本検討書で対象としている建物では、小屋組内の「二通り」架構（柱2本）によってX方向の水平力を負担するとしてその検討を行う。



突上げ屋根部分の伏図、断面図および外観・内観写真

突上げ部の総荷重（屋根・小屋組および壁）W=約40kNであり、屋上突出物と見なして、震度0.5で水平力が働くものとする。突出長さは約1mであるので、柱1本あたり0.5×40×1.0/2=10kNmの固定モーメントが働く。この固定モーメントを前項に示した段差梁の手法で支えている。段差距離は約0.5mと見なせるので、水平力が働くときの水平反力Pは、10kN/0.5=20kNとなる。柱断面は120×180mmなので、柱部材の応力度は　σb=10kNm/Z → 15.4N/mm^2＜75N/mm^2（軸力は1階柱と同様小さいので無視したが、十分安全である）ただし、当該の柱の固定端において、約20kNの側圧または引張力に対して、引き抜けたりめり込んで固定度が損なわれることのないようにディテールの検討が必要である。

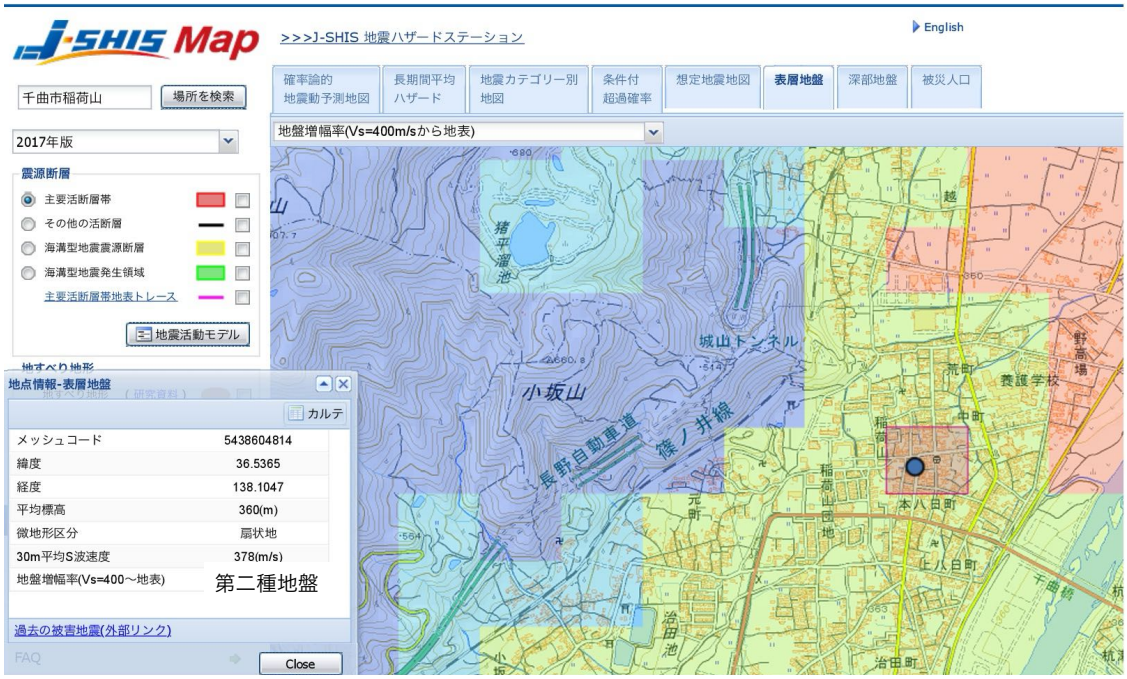
たとえば、前項で述べた仕口補強材（耐震リング）を用いて接合補強する手法は有効である。耐震リングのような補強材は木材との接触面が広く、ポリエステル系エラストマー（熱可塑性）を小径の木ねじ複数本でとりつける。木材（の繊維直交方向）を傷つけることなく適度な固定度を確保することが可能である。

10　土蔵造り（長野県千曲市）の耐震性能評価事例

本事例は長野県千曲市（重伝建地区）における典型的な土蔵造りの検討事例である。

本建物は1847年の善光寺地震に続く火災で壊滅的な被害を受けたこの地域で、焼け残った数少ない建物のひとつである。文庫蔵として利用されていたものを震災後現在地に移動し、被服工場に貸していたときに窓を設けたという。寺子屋などにも使われていた。現在は資料館として一般に開放されている。

検討に当たっては、JSCA関西「伝統的な木造軸組を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル（第２版）2014年」によっている。



（稲荷山地区の町並み）2017年6月

戦国末期の城跡であったが江戸時代には善光寺へと至る「善光寺街道」（北国西街道）最大の宿場町として、また呉服問屋を中心とした商取引の町としても栄えた。1847年(弘化4年)の善光寺大地震では、地震に伴う火災により市街地がほぼ全焼する大被害を受けた。街の中央部を通り抜ける街道が途中で折れ曲がる「鍵の手」や水路などの近世以来の地割や建物が遺っていることから、2014年に109地区目の重要伝統的建造物群保存地区として選定された。

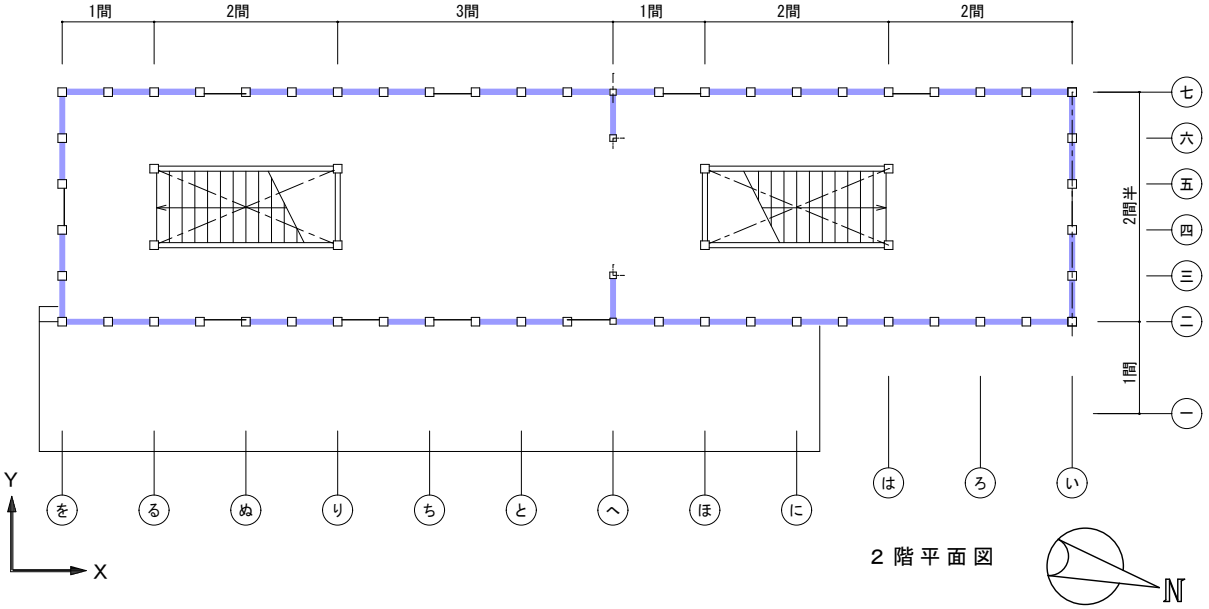
（現地調査・構造概要）

耐震設計・耐震診断・改修設計のための現地調査チェックリスト

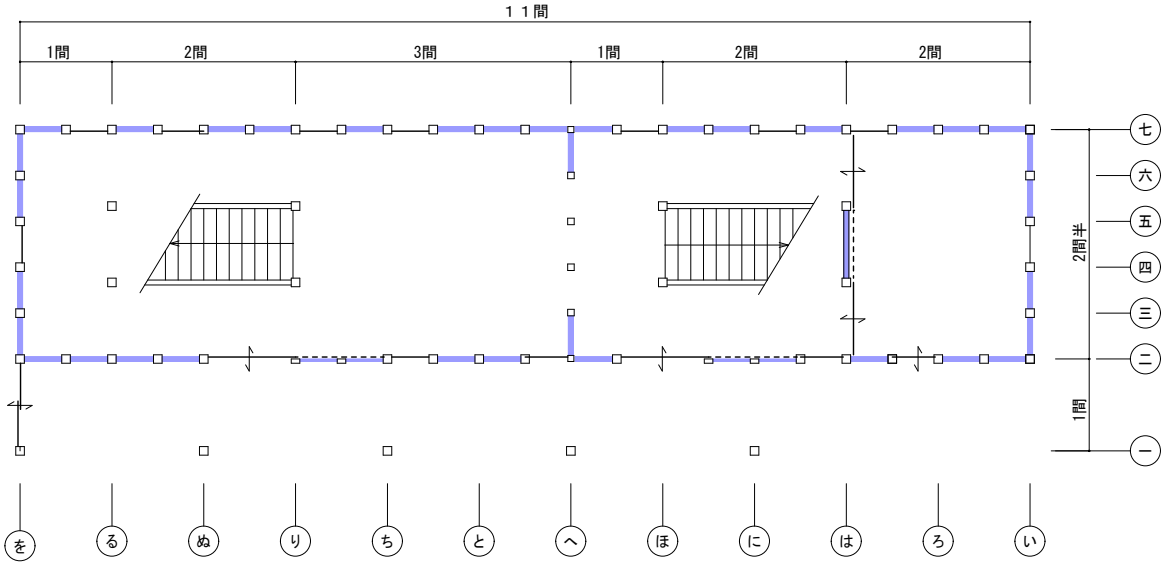
（新築の場合は構造概要を示す）

一般事項	建築主／建物名称	長野県千曲市　/　稲荷山宿・土蔵		建築年	19世紀中頃以前
	所在地	長野県千曲市稲荷山		用途	資料館（現在）
	構造	■ 木造軸組構法　□ 混合構造（RC+W・S+W ）　□ その他　（　）			
	確認申請書の有無	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	増改築・改修の有無	□ なし	■ あり　（内容：　2000年に改修　）		
	構造階高	1階　3.35 m、　2階　2.3 m、　3階　m、　地下　m			
基礎・地盤	地盤調査	■ なし　□ あり　□ 近隣のデータあり			
	不同沈下	■ なし　□ あり			
	近隣の地盤状況	西側の山地は東側の河川沿いに比して良好（J-SHISマップ参照）			
	基礎	□	布基礎（ 鉄筋コンクリート造　・　無筋コンクリート造 ）	□	べた基礎
		■	玉石礎石・その他　［内容：　］）		
	基礎の状態	□	コンクリート基礎の場合	ひび割れ：	
		■	礎石その他の場合	平坦度・平滑度・滑り幅：	
柱・梁	柱部材の傷み、傾斜	■ なし　□ あり　（内容：　2000年に改修　）			
	梁部材の傷み、撓み	■ なし　□ あり　（内容：　〃　）			
	土台の損傷	■ なし　□ あり　（内容：　〃　）			
	樹種	柱	杉	梁	松	土台	不明
	柱寸法	130 mm × 130 mm　～　170 mm × 170 mm			
	梁寸法	130 mm × 150 mm　～　180 mm × 240 mm　（小屋梁）			
	柱の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　□ 肘木　□ 斗栱　（参考：　）			
	梁の接合方法	□ 短ほぞ　■ 長ほぞ　■ 貫　（参考：　）			
	接合部の金物	□ なし	□ 軽微　□ 平12建告1460号相当　（内容：不明　）		
	接合部の状態	■ 良　□ 部分的に不良　□ 不良（内容：　）			
	楔・込み栓の緩み	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	土台と基礎の接合	■ なし　□ あり　（内容：　）			
	柱の引抜き防止	■ なし　□ 軽微　□ あり（内容：　）			
	土台がない場合（礎石）	柱脚部　つなぎ　□ なし	□ あり（内容：　不明　）		
壁	構造壁の種類	□ 筋かい	■ 土壁　□ 板壁　□ その他（　）		
	構造壁の仕様（厚みなど）	土壁　内：厚120㎜程度　外：200㎜程度　（耐力は真壁部分とし、内：厚100㎜、外：170㎜に低減）			
	小壁の高さ	400 cm　～　1000 cm			
	腰壁の高さ	700 cm　～　1800 cm			
	外壁の仕上げ	土壁			
	内壁の仕上げ	漆喰仕上			
	小壁・土壁の損傷	■ なし	□ あり　（内容：　）		
	小壁・土壁の天井裏状況	梁まで塗り上げと思われる			
床	火打ちの有無	■ なし　□ あり			
	床板の接合状況	1階　（良・不良）　2階　（良・不良）　3階　（良・不良）			
	吹き抜けの有無	□ なし	■ あり　（内容：　階段部：1.5m×3.6m　2ヶ所　）		
屋根	屋根仕様	■ 桟瓦　□ 本瓦　□ 軽量屋根葺材　□ その他（　）			
	葺き土	■ なし　□ あり	雨漏り跡	■ なし　□ あり	
	屋根面の剛性	野地板の接合状況	■ 良　□ 不良		
		垂木の接合状況	■ 良　□ 不良		
	屋根勾配・軒の出	屋根勾配　6 寸	軒の出　900 mm		
隣接家屋との離間		間口方向　10m	奥行方向　10m		

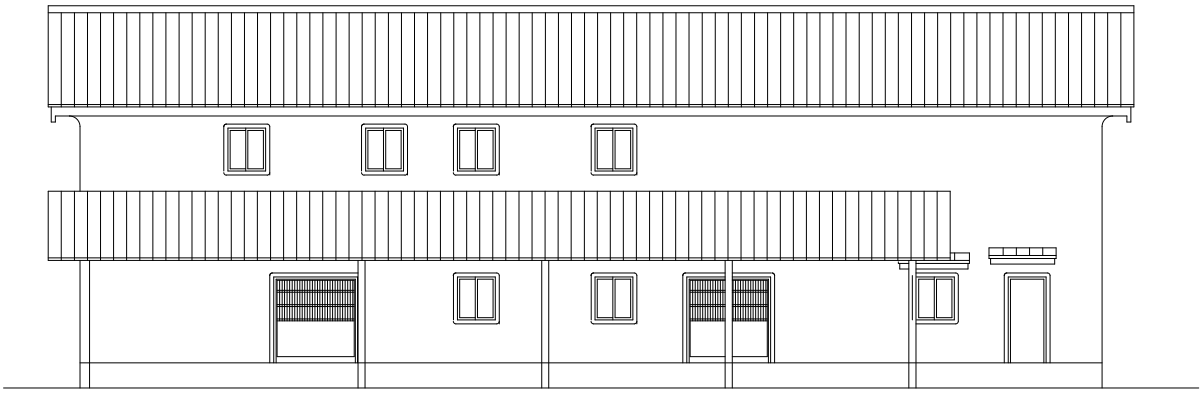
概要図面



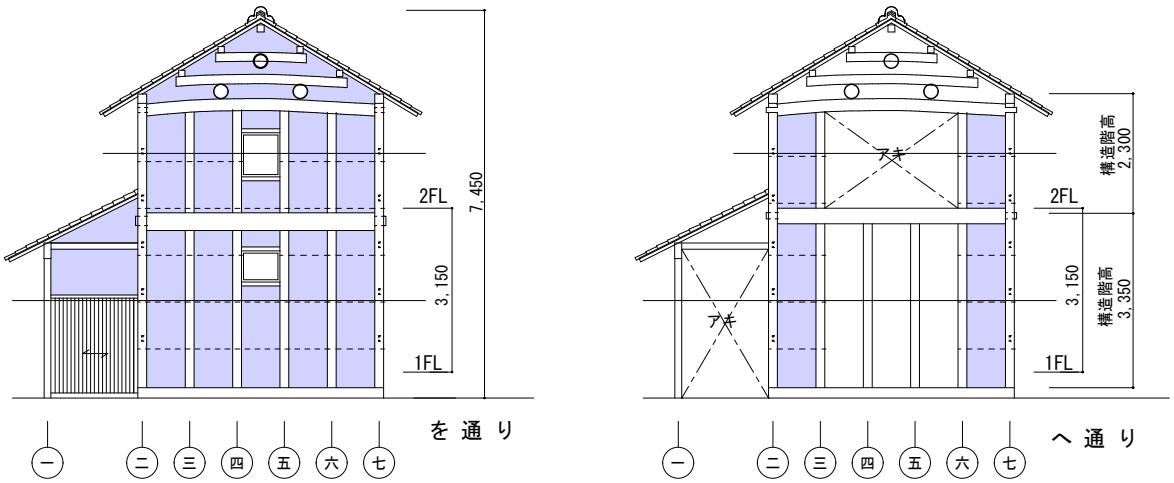
2 階 平 面 図



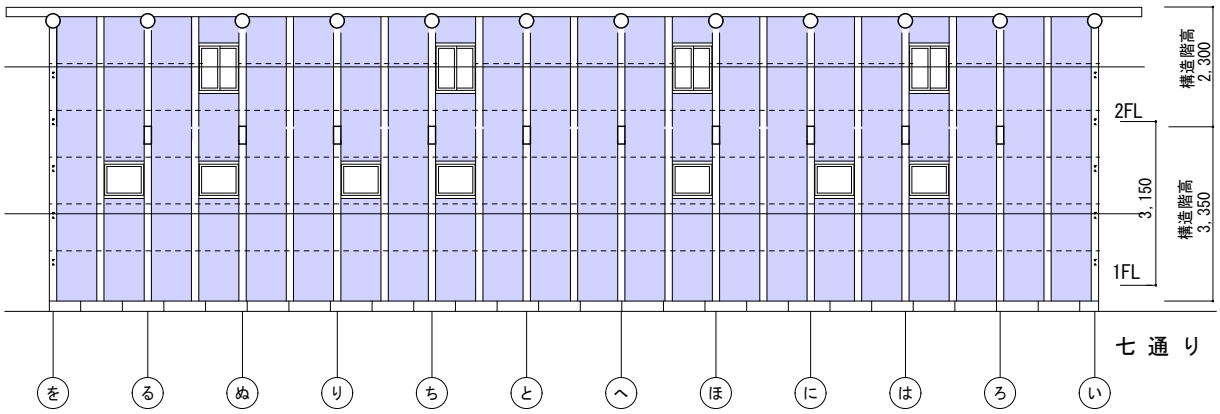
1 階 平 面 図

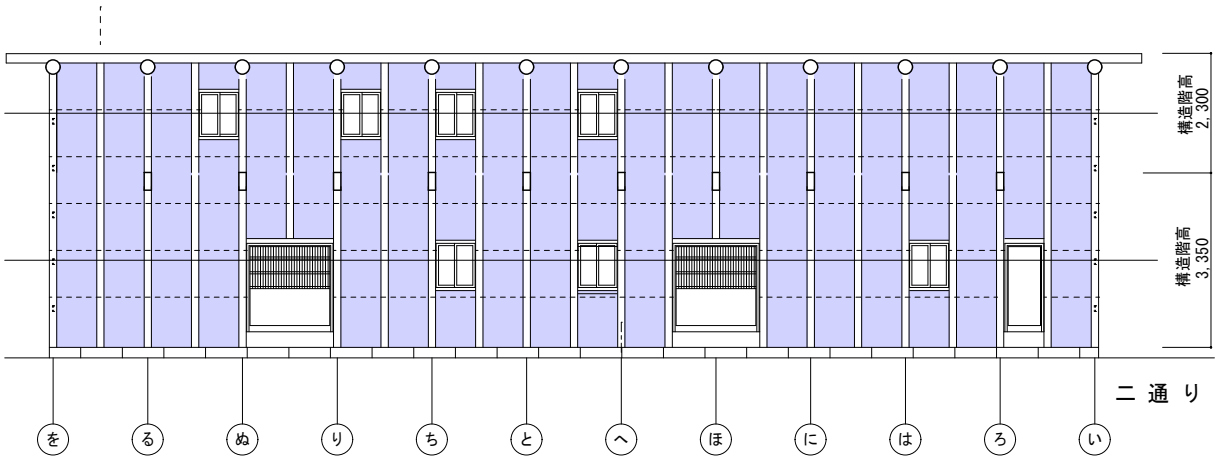


立　面　図



Y方向断面図(軸組図兼用)





X方向断面図(軸組図兼用)

木造軸組構法建物の限界耐力計算チェックリスト（１）

項目			チェック内容					
1．概要	建物概要	一般事項	建物名称	稲荷山宿・土蔵(事例)				
			建築主	−				
			設計者（建築）	−				
			設計者（構造）	−				
			建築用途	資料館（現在）				
			建築場所	長野県千曲市稲荷山				
			工事種別	■ 診断　□ 改築（または改修）　□ 増築　□ 新築				
			建築時期	(旧)	19世紀中頃以前	(新または改)	2000年改修	
		建築規模	建築面積	117.59　m^2				
			延床面積	182.18　m^2				
			規模	地下　階、地上　2　階				
			高さ	軒高　5.95　m 、最高高さ　7.45　m				
			構造階高	1階　3.35　m 、　2階　2.3　m				
	構造概要	地盤・基礎	基礎形式	□ 布基礎　□ べた基礎　□ 独立基礎	■ 礎石			
			地業形式	□ 杭地業	■ 割栗地業			
			設計用地耐力	30　kN/m^2　（推定）				
			地盤調査	■ 無　□ 有（方法：　）				
		主要構造部	小屋組形式	三重梁　（屋根下地）　野地板				
			構造材料	(柱)	杉	(梁)	松	(壁) 土壁
			接合部	長ほぞ				
			柱脚部	長ほぞ				
			柱部材の大きさ	130×130　～　170×170				
			梁部材の大きさ	130×150　～　180×240				
			床組形式	根太組　（床下地）				
		仕上げ材の仕様	屋根	桟瓦葺き				
			外壁	中塗り（220～250mm）				
			内壁	漆喰塗り（120mm）				
			床	板張り				
2．荷重		地震用重量	建物全体	1階　571.8　KN	2階　383.2　KN	延床　5.6　KN/m^2		
		積載荷重	階	（床用）	（架構用）	（地震用）		
				1800	1300	600		
		積雪荷重	多雪区域の指定	無				
			最深積雪量	53　cm				
			単位積雪重量	20　$N/m^2/cm$　930　N/m^2				
		風圧力		建築基準法施行令第87条及び平12建告第1454号				
				$P=Cf・q・A$　$q=0.6EVo^2$　梁間方向：71ｋN　桁行方向：21ｋN				

木造軸組構法建物の限界耐力計算チェックリスト（２）

項目		チェック内容						
３．復元力特性 改修の場合は改修後を記入	耐震要素	（要素）	（有/無）	（仕様）				
		柱の傾斜復元力	無					
		貫・差鴨居	有り	貫：土壁下地、差鴨居：小屋梁、床梁				
		土壁	有り	内部：真壁漆喰、外部：大壁中塗り				
		合板その他の壁	無					
		小壁	有り	内部：真壁漆喰、外部：大壁中塗り				
		方杖その他	無					
		制震装置	無					
		仕口補強材	無					
		剛節フレーム	無					
		他（　　）						

土壁の耐力は大壁部分をのぞき、外壁170mm厚、内壁100mm厚として算定

復元力特性の集計	層間変形角		第1折点 1/200　1/120	第2折点 1/90　1/60		1/40	1/30	1/20	1/15
	2階	X　方向（kN）	511		571		571		571
		Y　方向（kN）	153		191		192		212
	1階	X　方向（kN）	449		535		535		535
		Y　方向（kN）	162		198		203		213

4．地震力	加速度応答スペクトル	施行令第82条の5	（地域係数）Z＝1	（地盤種別）　第二種地盤	
			表層地盤による増幅率	Gs＝2.025	（根拠）Vs=378m/s

5．平屋条件	判定 （平屋の場合は不要）	安全限界耐力判定条件式	□ $Q_2/m_2g>0.5$　かつ　$Q_2/Q_1>0.6$					
			■ $Q_2/Q_1>1.0$					
		（方向）	階	耐力 Q_i (KN)	重量 m_ig (KN)	Q_2/m_2g	Q_2/Q_1	判定
		X　方向	2	571	384	1.49	1.07	■ OK
			1	535	572			□ NG
		Y　方向	2	212	384	0.55	1.00	■ OK
			1	213	572			□ NG

6．耐震性能の目標値	要求性能 応答変形角の制限値 （rad）	X　方向	（損傷限界）　（安全限界）　1/15以下
		Y　方向	（損傷限界）　（安全限界）　1/15以下

木造軸組構法建物の限界耐力計算チェックリスト（３）

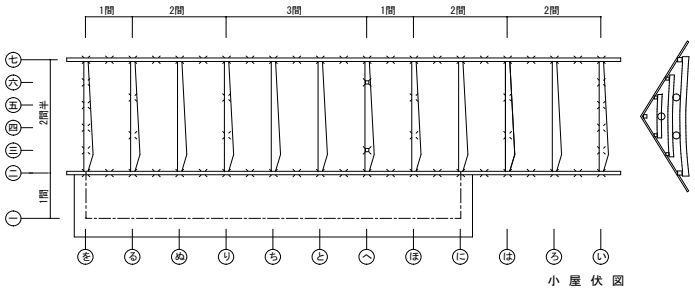
<table>
<tr><th colspan="2">項目</th><th colspan="2">チェック内容</th></tr>
<tr><td rowspan="12">７．応答計算
（安全限界）</td><td>方向</td><td>項目</td><td>（極めて稀に発生する地震）</td></tr>
<tr><td rowspan="6">X　方向</td><td>耐力係数　C_B</td><td>0.56</td></tr>
<tr><td>等価粘性減衰定数　h（%）</td><td>18.55%</td></tr>
<tr><td rowspan="3">応答変形角　（rad）</td><td>■ 1/30 以下　　（安全ゾーン）</td></tr>
<tr><td>□ 1/30 ～ 1/15</td></tr>
<tr><td>□ 1/15 以上　　（危険ゾーン）</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Y　方向</td><td>耐力係数　C_B</td><td>0.223</td></tr>
<tr><td>等価粘性減衰定数　h（%）</td><td>18.29%</td></tr>
<tr><td rowspan="3">応答変形角　（rad）</td><td>□ 1/30 以下　　（安全ゾーン）</td></tr>
<tr><td>□ 1/30 ～ 1/15</td></tr>
<tr><td>■ 1/15 以上　　（危険ゾーン）</td></tr>
<tr><td rowspan="4">８．設計条件</td><td>経年変化</td><td>有　(無)</td><td>（有りの場合、考慮の方法）
2000年に改修済み</td></tr>
<tr><td>小屋組</td><td>剛体の(可)否</td><td>（否の場合、剛性考慮の方法）
三重梁小屋組であり野地板と一体となった剛体と判断できる</td></tr>
<tr><td>床組</td><td>剛床の(可)否</td><td>（否の場合、剛性考慮の方法）
根太落とし込みと推定するが、剛性確保のため、火打ちまたは耐震リング水平付け等の補強法をとる</td></tr>
<tr><td>偏心</td><td>有　(無)</td><td>（有りの場合、偏心考慮の方法）</td></tr>
<tr><td>９．所見</td><td>耐震性能の判定
耐震補強方針等</td><td colspan="2">ごく稀に発生する地震に対して、X方向の最大応答値は1/30以下で安全ゾーンであるが、Y方向は安全限界変形角1/15をわずかに超えている。地盤が比較的良好な地域で、30m平均のS波速度が378m/sと第一種地盤の条件に近いことから、精算法で求めれば（ただしボーリング調査が必要）、必要耐力はさらに低く見積もることができ、クライテリアを満足できる可能性がある。これらのことを加味すれば、本建物は耐震安全性を増大するために、特に水平面などで耐震リング程度の仕口補強によって、荷重伝達性を確保することが適切だと判断できる。
→設計検討事項参照</td></tr>
</table>

木造建物の耐震設計総括表

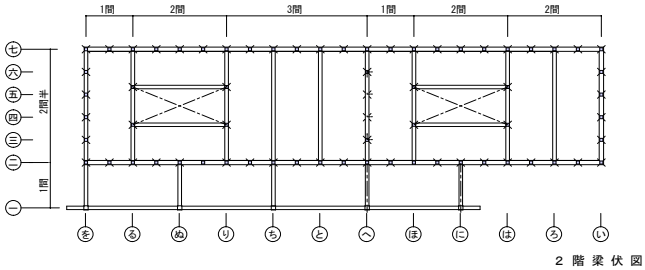
（検討種別）	新築		診断	○	改修	

建物名称	稲荷山宿・土蔵	所在地	長野県千曲市稲荷山		（建築年）　19世紀中期以前
建物階数	2	用途	資料館	構造	木造軸組工法
延床面積	182.18　㎡	建物重量	5.6　kN/㎡	構造階高	1F：　3.35m　　2F：　2.30m

略伏図



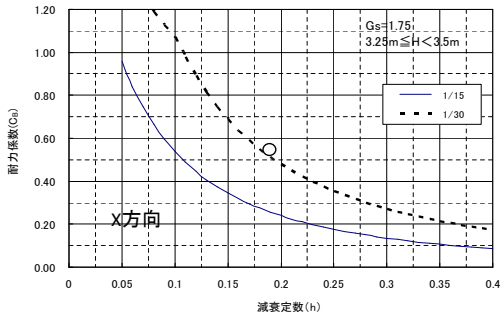
小屋伏図



2階梁伏図

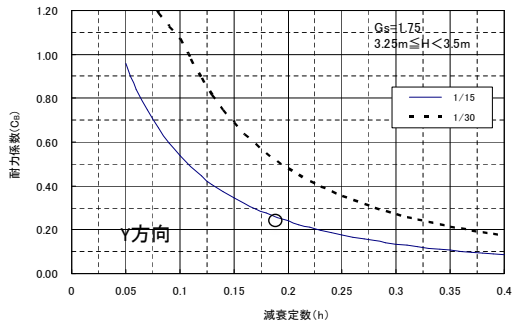
Y:張間方向
X:桁行方向

X方向（安全限界応答計算シート）Gs=2.025×0.85 → 1.75



X方向応答値		
	損傷限界時	安全限界時
1/120　以下		
1/60　以下		
1/30　以下		●
1/30～1/15		
1/15　以上		
主な耐震要素　2F	土壁	
主な耐震要素　1F	土壁	

Y方向（安全限界応答計算シート）Gs=2.025×0.85 → 1.75



Y方向応答値		
	損傷限界時	安全限界時
1/120　以下		
1/60　以下		
1/30　以下		
1/30～1/15		
1/15　以上		●
主な耐震要素　2F	土壁　差鴨居	
主な耐震要素　1F	土壁　差鴨居	

耐震設計（診断）に関する特記事項	
基礎・地盤 床組・横架材 軸組の耐力 その他	第2種地盤である。表層地盤増幅率は2.025であるが、階数による調整係数を考慮してGs＝1.75の応答計算シートを使用する。 改修工事では伝統的な軸組構法を継承しているとの前提で診断している。土壁が支配的であるが、Y方向では小屋梁が柱に差し込まれ、2階床梁も同様と推定する。

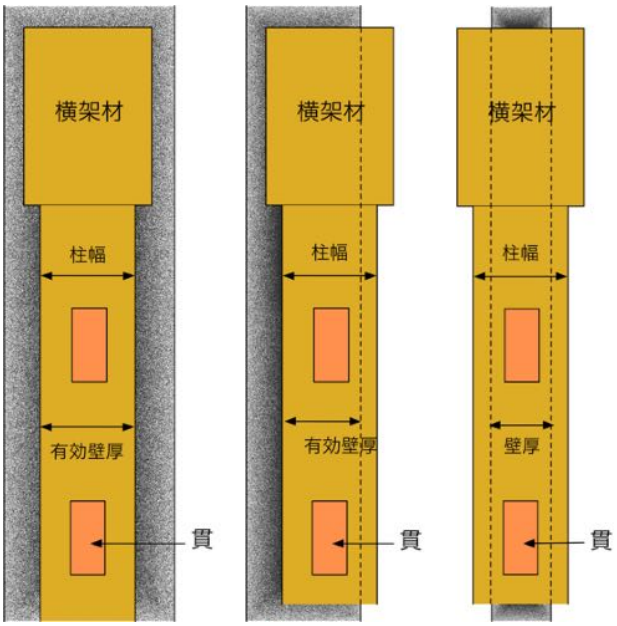
設計検討事項

1）土壁の耐力評価について

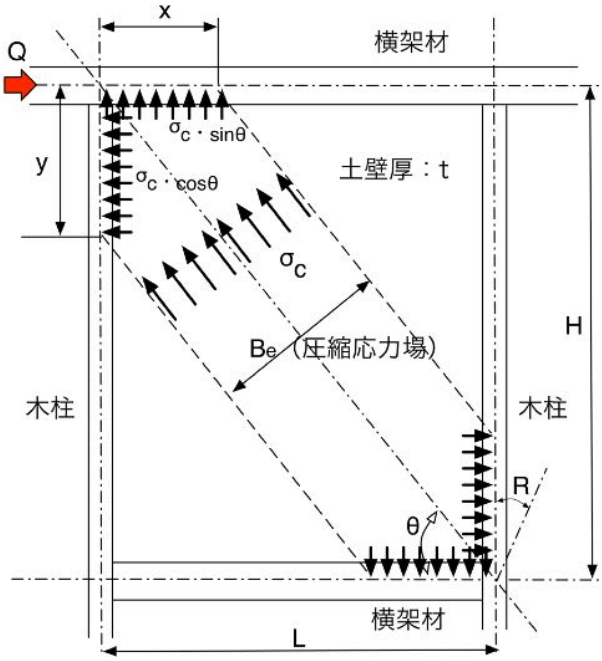
土壁の断面は右に示すように三種類あり、柱も横架材も壁内に収まっているものや、外側だけ土壁におおわれ内側ははしらや大壁が見えるもの、あるいは柱も横架材もみえる真壁である。

これらの耐力評価にあたっては、土壁の復元力特性を柱と横架材で拘束された枠内耐力壁と見なすので、有効壁厚を柱幅以内にとる。

本検討事例のような土蔵の場合、現地調査で開口部位置で全壁厚（220-250mm）を測定した上で、内観および外観から判断して、外壁の有効壁厚を170mmとしている。ただし、壁重量は全壁厚をとる必要がある。



土壁の断面（有効壁厚の取り方）



土壁のせん断抵抗力学モデル

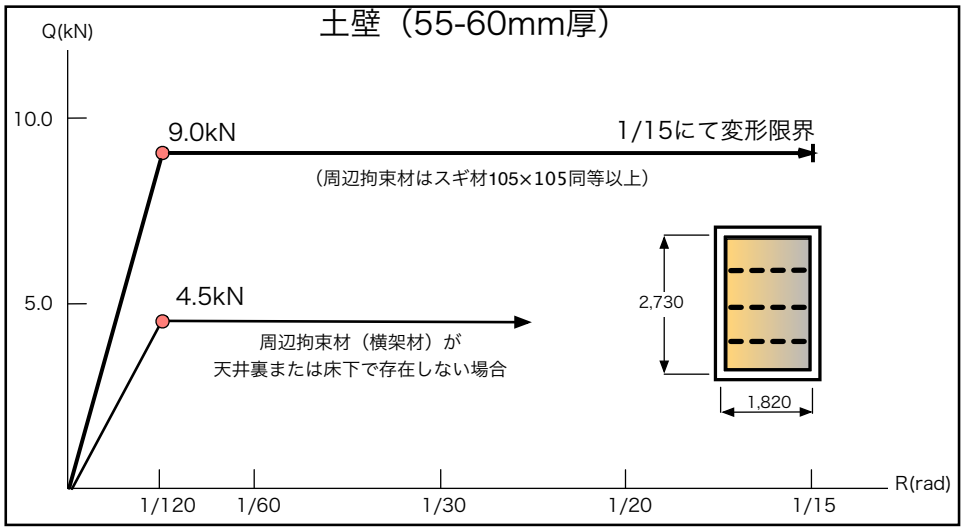
一般的な柱・梁（横架材）で囲まれた左図のような土壁架構を対角線方向の圧縮応力場（幅Be、厚さt）に置換する。圧縮応力場は土壁架構の層間変形角に応じた応力度・ひずみ関係に従って抵抗する。その水平方向成分が土壁架構のせん断耐力である。圧縮応力場の反力は柱部材および横架材の接する部分（長さxおよびy）にかかり、柱部材および横架材の曲げせん断抵抗と釣り合う。圧縮応力場が土壁素材の最大圧縮ひずみ度（ε_c）に達するときが土壁架構の降伏点である。主要な変数は下記の基本式で表される。ただし基本式には柱・横架材の曲げせん断変形は含んでいない。

$$Q = t \cdot L \cdot f_s = B_e \cdot t \cdot f_c \cdot \cos\theta$$

$$R = \varepsilon_c / (\sin\theta \cdot \cos\theta)$$

$$x = (B_e/2) / \sin\theta$$

$$y = (B_e/2) / \cos\theta$$



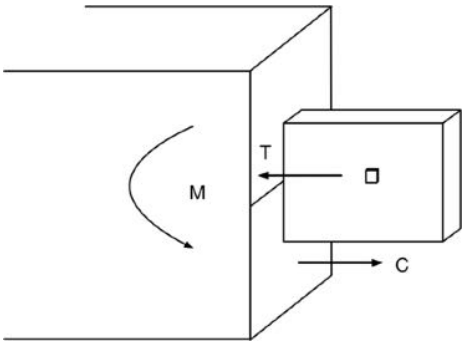
土壁架構の設計用復元力特性

注）復元力特性は左記の単位フレームから、階高・スパン・壁厚に応じて当該建物の設計用復元力特性が求まる。なお、土壁架構内にある小開口の耐力低減は鉄筋コンクリート耐震壁の規定に準じておこなえばいいが、柱間におよぶ開口のある場合は小壁架構に準じて復元力特性を算定することになる。

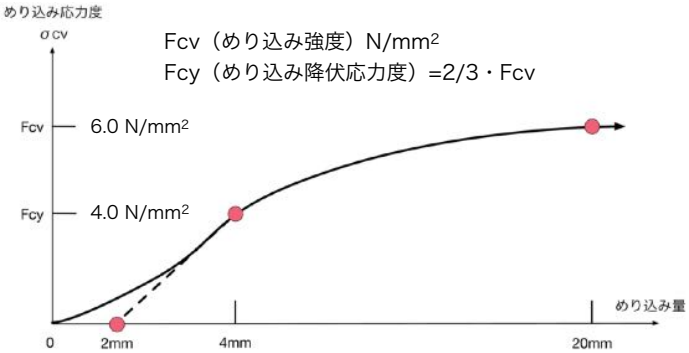
2）差鴨居の耐力評価と柱の折損検討

一般に土蔵のように外壁が壁で囲まれた建物は内部に壁がなく（あってもごく一部に過ぎない）、耐震性能は外壁面のみに頼る考え方もあるが、本建物では右の内観写真のように大断面の差鴨居が（1階・2階とも）もうけられている。この差鴨居の耐力評価が耐震診断（設計）のポイントとなる。

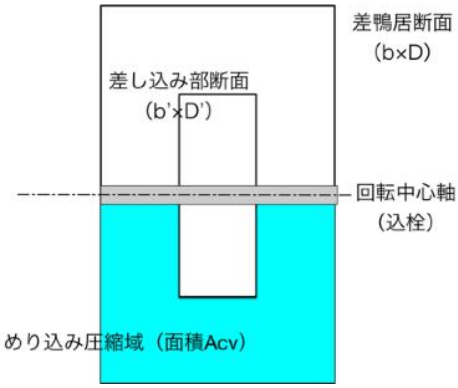
差鴨居架構の耐力評価手法は各種提案されているが、差口の形状や込栓材質あるいは柱材のめり込み特性など現地調査では不明なことが多いので、一定の仮定条件の下に算出する下記の手法によって本建物の耐力評価を行った。



差鴨居の抵抗機構モデル



木材のめり込み特性



0.75×σcvが面積Acvに等分布と仮定

差鴨居が柱面に対してめり込む領域は、差鴨居断面積の半分から差し込み部の断面積を差し引いた面積であるから

$$Acv = (b \times D - b' \times D')/2$$

めり込みによる抵抗モーメントは、

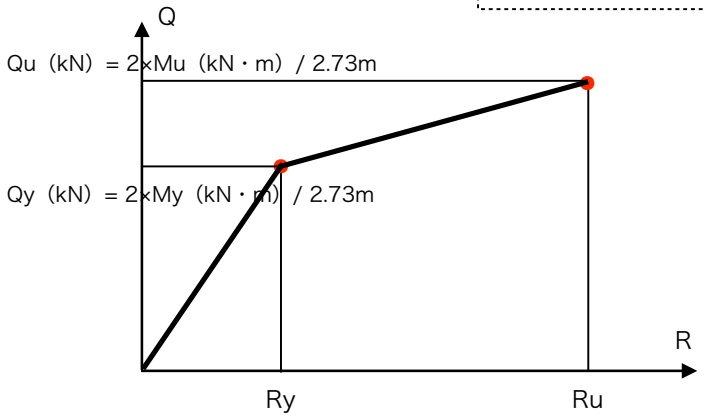
$$M = Acv \times 0.75\sigma cv \times D/4$$

めり込み量（δ）と節点回転角（θ）の関係は次式で表せる

$$\theta = \delta/D$$

なお、差鴨居や柱の曲げ変形を無視すれば、節点回転角と架構の部材回転角（したがって層間変形角）は等しい。

以上の単純な数式で差鴨居-柱節点の復元力特性が求まり、架構の復元力特性（耐力）は節点の数を乗じて、これを階高で割ることによって得られる。



差鴨居架構（単位フレーム）の復元力特性

注）柱・梁架構は節点ピンで部材の曲げ剪断変形はないものとしている。また差鴨居の曲げ剪断変形も考慮せず、差鴨居と柱の節点でのみめり込みによる回転が起こるものと仮定している。ただし断面欠損を考慮して、柱が折損しないことを検証しなければならない。

上記設計式を用いて差鴨居架構の耐力を求めると右のようになり、土壁架構を含めて集計すれば、1/30～1/15層間変形角時に差鴨居架構の耐力負担割合は2階で約30%、1階で約20%となる（ただし張間方向）。すなわち70～80%の水平力は両端の土壁と中間にある小壁架構が負担していることになる。小壁架構の負担分は差鴨居架構とほぼ同等なので、結局、両端部は全体の50%程度の水平力を負担することになる。

ここで、差鴨居の取り付く柱が安全限界変形角時に折損するか否かにつき検討すれば、以下のようになる。

柱材料：杉材　Fb＝47N/mm²
（※長野県林業総合センター曲げ強度試験(2000年)結果よりスギ材強度の平均値）
柱断面：170×170mm
有効長さ：h＝3300mm
柱軸力（1階）：14.4kN
張間方向について
固定部曲げモーメント：
$Mc=3EK_cR=29527.3$ kN･mm
曲げ応力度：
$\sigma b=\sigma c=Mc/Zc=29527300$ N･mm / 8.18×10^5 mm³= 36.1 N/mm²
＜　47　N/mm²　→OK
（軸力による応力度は約0.5N/mm²）

（い）～（を）通り　12ヶ所

2F　架構高さ：2.3m

差鴨居　180×240　（差し込み部60×90）　柱　170×170
柱幅170を超える部分は　差鴨居のめり込み領域から除外する
Acv =(170×240 - 60×90)/2 = 17,700 mm²

降伏時 Ry(接点回転角) = 4mm/240mm = 1/60　→　1/60
My(抵抗モーメント) = 17700×3×240/4 =　→　3.2kN･m
復元力特性に置き換える
Q (kN) ＝2×My(kN･m)/2.73(m)　＝2.34kN
架構高さ：2.3m　なので　2.34kN×2.73/2.3= 2.78 kN（12ヶ所）　→　33.3kN

終局時 Ru(接点回転角) = 20mm/240mm = 1/12　→　1/15
Mu(抵抗モーメント) = 17700×4.5×240/4　→　4.78kN･m
復元力特性に置き換える
Q (kN) ＝2×Mu(kN･m)/2.73(m)　＝ 3.5kN
架構高さ：2.3m　なので　3.5kN×2.73/2.3= 4.15 kN（12ヶ所）　→　49.8kN

（い）～（を）通り　10ヶ所

1F　架構高さ：3.35m

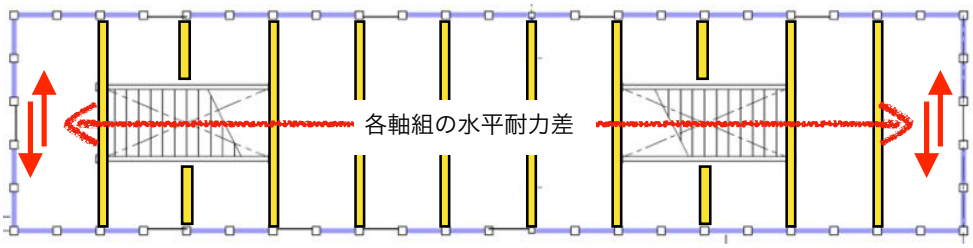
差鴨居　180×270　（差し込み部60×120）　柱　170×170
柱幅170を超える部分は　差鴨居のめり込み領域から除外する
Acv =(170×270 - 60×120)/2 = 19,350 mm²

降伏時 Ry(接点回転角) = 4mm/270mm = 1/67.5　→　1/60
My(抵抗モーメント) = 19,350×3×270/4　→　3.9kN･m
復元力特性に置き換える
Q (kN) ＝2×My(kN･m)/2.73(m)　＝2.9kN
架構高さ：3.35m　なので　2.9kN×2.73/3.35= 2.36 kN（10ヶ所）　→　23.6kN

終局時 Ru(接点回転角) = 20mm/270mm = 1/13.5　→　1/15
Mu(抵抗モーメント) = 19,350×4.5×270/4　→　5.9kN･m
復元力特性に置き換える
Q (kN) ＝2×Mu(kN･m)/2.73(m)　＝ 4.3kN
架構高さ：3.35m　なので　4.3kN×2.73/3.35= 3.5 kN（10ヶ所）　→　35kN

3）床面の補強

上に述べたように、全水平力の約50%は両側面の壁面で負担することになるので、屋根面・小屋組や2階床面は各軸組で負担しきれない水平力を側面にまで伝達するだけの剛性と耐力が求められる。剛性が小さければ軸組の変形差が生じて、床面の損傷・破壊が懸念されるので、床面の水平補強も考慮する必要がある。一般に「剛床仮定」という、床面一体性が構造計算（特に限界耐力計算のような一質点系モデル）の原則である。在来木造軸組構造では床面ブレースや構造用合板を用いることが多いが、伝統的な軸組構造では経年変化によっていわゆるガタや緩みが生じるので、多少の変形差があっても水平面の耐力（剪断耐力）を確保するように留意する。その手法はコーナー部に火打ち梁を設けたり、床板を落とし込み方式で真壁を水平面で作る方法である。同様に簡易な方法としては、床根太（90mm角以上）を格子状に組んで、節点に耐震リングのような仕口補強材（横付け）で耐力と変形性能を向上する方法も考えられる。いずれの方法をとるにしても、水平面の剪断耐力は架構耐力と同様に算定できる。



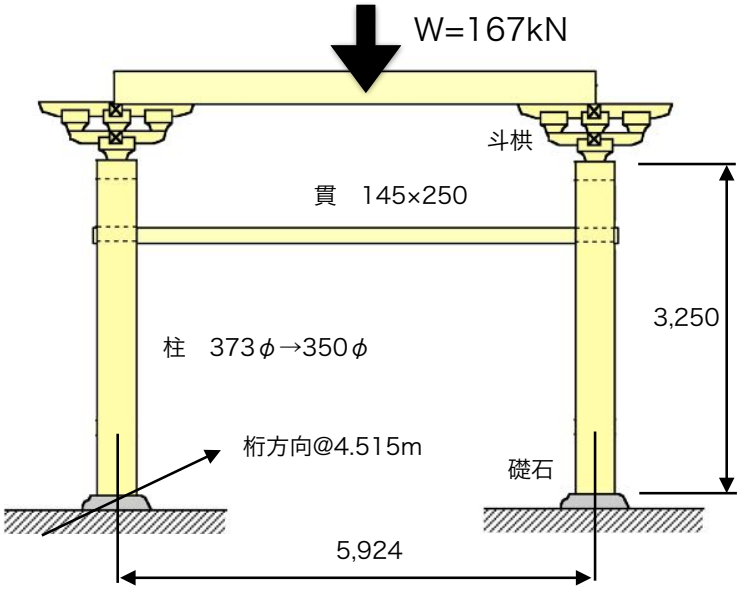
土蔵（Y方向水平力）の床面での応力伝達

水平付けされた耐震リング

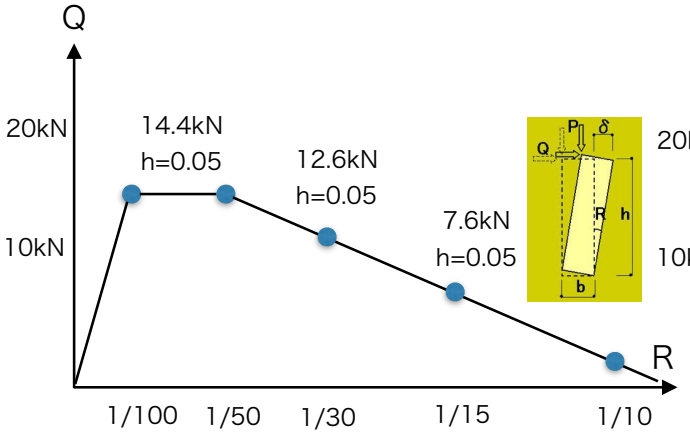
12. 古寺回廊-架構の復元力特性と耐震性能評価

（事例・古寺回廊の特徴）

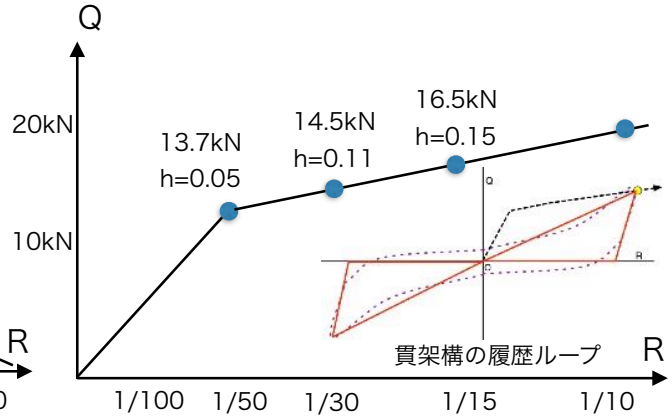
・築300年以上（天平時代築・火災焼失後江戸時代に再建）
・中門を除いて同じパターンの繰り返し
・不静定次数の小さい積木構造
・耐震要素（壁）が極端に少ない古代建築
・屋根（小屋組）が地震荷重の大半を占める
・太径柱の傾斜復元力が主たる抵抗力



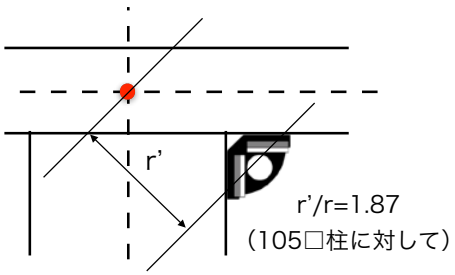
1. 第一種地盤（Gs=1.35）
2. 架構の負担荷重=167kN
3. 太径柱（計算用350φ）ヒノキ　→　径/高さ=1/8.25＞1/15
4. 柱の傾斜復元力を考慮し、他のエネルギー吸収部材とは別に応答計算
5. 大断面貫材一段のみ　→　柱との節点における「めり込み」による復元力特性で応答値を求め、不足分を仕口に取り付ける耐震リングで補う
6. ごくまれに発生する地震動に対して、クライテリアを1/15radとする
7. 構造階高3.25m、負担幅4.515mの平面フレームとして、地震時最大応答変形角Rは、1/20～1/15となる



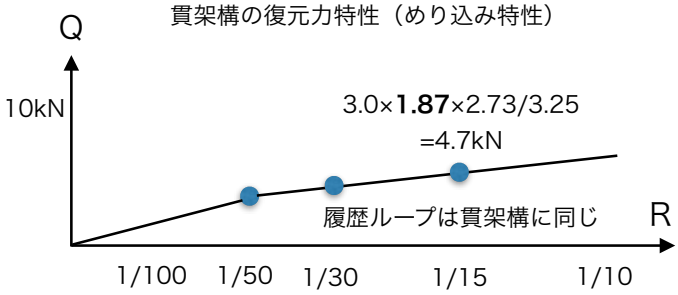
傾斜復元力特性（柱2本）履歴減衰なし



貫架構の復元力特性（めり込み特性）



太径柱への耐震リング補強効果



耐震リング付加の復元力特性

・傾斜復元力を耐震性能評価（限界耐力計算）に考慮する場合、履歴エネルギーを有する耐震要素とは別に応答計算を行い、同一応答変形角時の耐力を合算する。但し弾性域（損傷限界まで）の応答計算は耐力を合算して行ってもよい（このときの減衰定数は h=0.05）。

・傾斜復元力特性においてクライテリアの設定では柱の形状比（幅 b / 高さ H）を考慮する。

損傷限界は R＜0.2×b/H

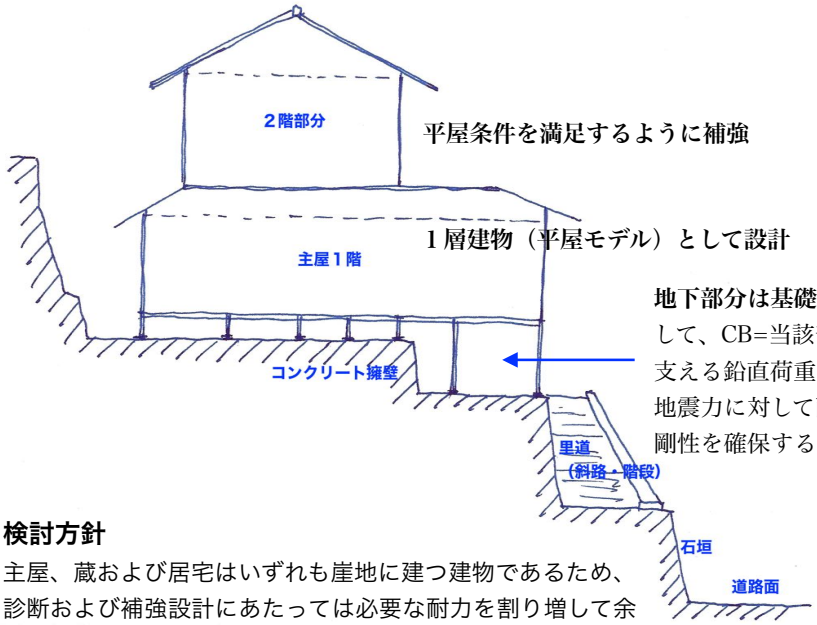
安全限界は R＜b/H　　（本件の場合はb/H=1/8.25なので問題ない）

・大断面の柱・貫による架構では、復元力特性において部材の曲げ変形を無視し接合部のめり込み特性のみを考慮しているので、最大応答時の貫部材応力（曲げ耐力）の検定が必要である。また、柱軸力に摩擦係数を乗じた摩擦耐力を上回らないことも検証が必要となる。

24. 崖地に建つ主屋の構造検討と補強計画

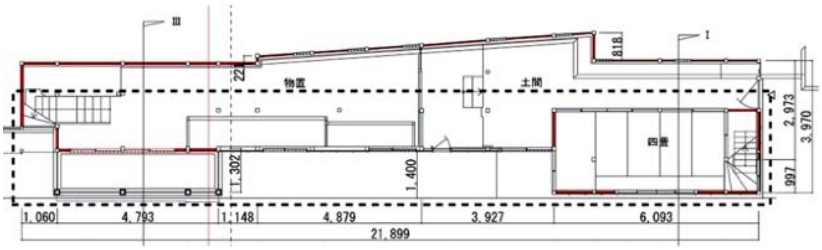
大洲市・旧松井家住宅（愛媛県大洲市柚木317番地　外）
1926年（大正15年）築

地上階数（2）地下階数（1）	
軒高	7.27m
建物高さ	9.53m
建築面積	236.29 ㎡
延床面積	337.39 ㎡（地階　69.71 ㎡、一階　224.88 ㎡、二階　42.80 ㎡）



検討方針

主屋、蔵および居宅はいずれも崖地に建つ建物であるため、診断および補強設計にあたっては必要な耐力を割り増して余裕を見込む。
（当該敷地のJ-SHISデータ：Vs=425m/sec）
構造計算は左図のように1質点系にモデル化する。ただし、限界耐力計算する場合の階数調整係数p=0.8を外力に乗じず、また当該地の地震地域係数Z=0.9も乗じない、余裕のある保有耐力を確保する。（2020年改修施工）



地下部分平面図

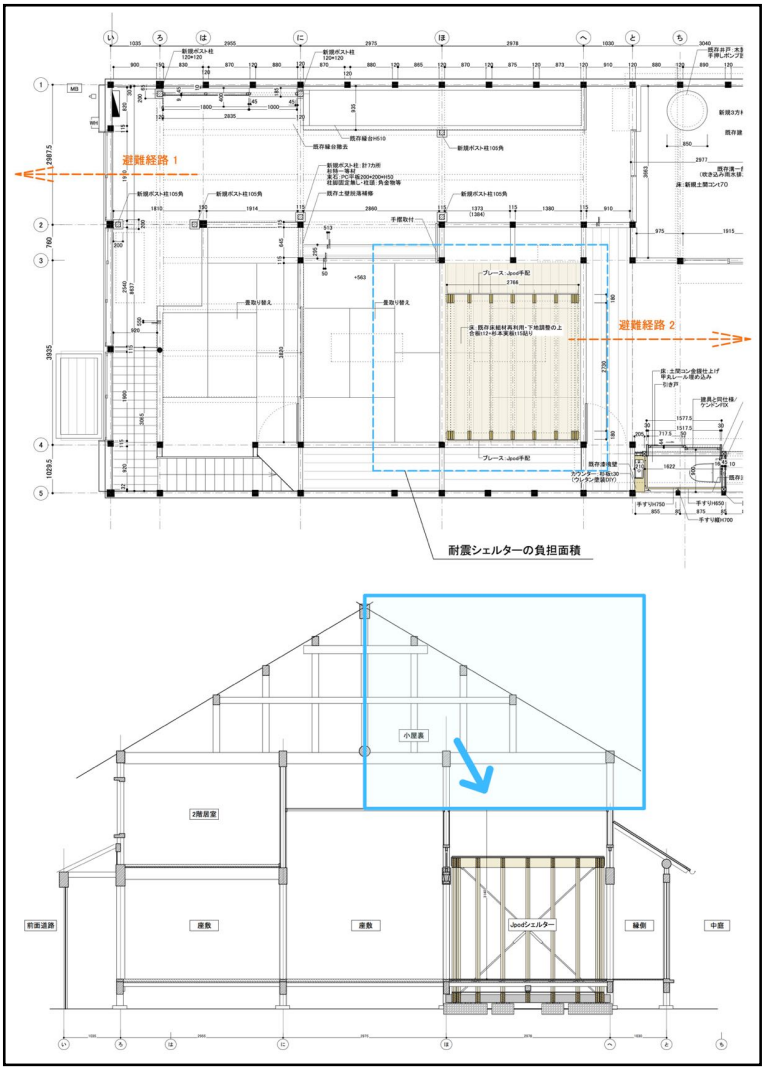
主屋地下部分（基礎）の検討

破線で囲った部分が支える上部の荷重は、
3.1kN/㎡×29.22×2層=181.2kN
地下部分の柱と壁でXY方向とも、Q=0.3×181.2=54.36kNの耐力以上になるように補強する。既存の土壁は、X・Y方向とも３間（5.4m）の延べ長さがあるので、耐力は９kN×３=27kNであり、必要耐力（54.36kN）に対して不足している。
開口部を有する剛節フレーム（リブフレーム・180シリーズ）は耐力が7.5kNあり、これをX方向に6フレーム、Y方向に6フレームそれぞれ物置および土間に補強設置する。したがって、地下部分の保有耐力（1/30）は6×7.5kN=45kN加わって、X・Y方向とも27+45=72kNとなり、必要耐力を上回る。

28. 古い商家の住民センターへの活用 - 耐震シェルターの設置

高知県香南市岸本地域の歴史を物語る伝統的な商家建築である近森邸空き家「かっぱや」（昭和元年築）を住民活動の拠点として地域に開く活用実験では、多くの方々から太い大黒柱が土間に立つ古い商家造りの空間を懐かしむ声や、立派な梁柱の架構に感嘆する声が聞かれた。通りから様子を伺え、立ち寄りやすい造りもあいまって、拠点としての活用を望む声が多い。活用空間の耐震シェルターにより建物の倒壊から人命を守り、ポスト柱により避難経路を確保する。（2021年施工）

中庭から見た耐震シェルター



避難経路のポスト柱

組み立て完了後の耐震シェルター

床フローリング仕上げ完了

29. 古寺における元傾斜柱の是正と補強

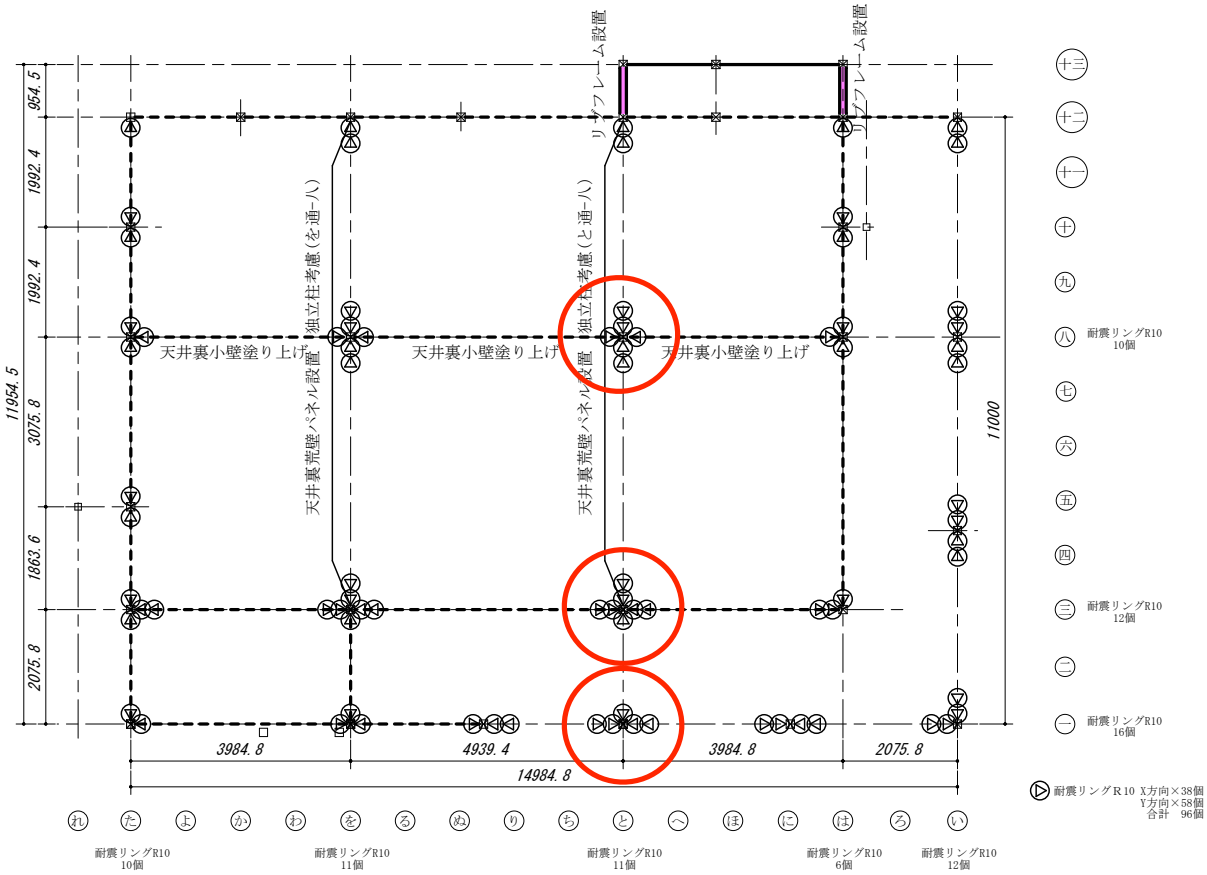
築100年を超える寺院や民家では、経年による地盤の不同沈下や地震・暴風などの被災から柱が傾き、上部の屋根荷重が重い構造体では不安定な状況になっている場合がある。増改築の折りに傾斜を是正してもいったん傾斜した柱は再び元に戻ることが多い。原因は木材の持つ塑性変形特性（クリープ現象）によるもので、長期にわたって建物全体に水平力を与えることになる。本件は耐震補強にともなって元傾斜を是正した事例である。

大阪市中央区内の寺院客殿（伝統的木造軸組構造・平屋建て・延べ床面積164㎡）

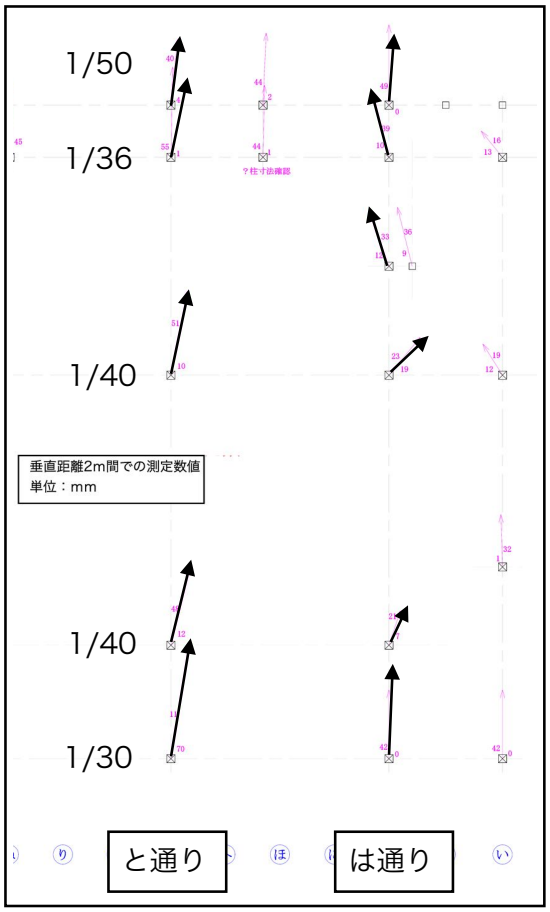
改修前の状況–と通り柱（約1/40の傾き）

と	又ほ	ほ	に	は
3. 20kN		5. 39kN		4. 59kN
14. 08kN	9. 73kN			10. 12kN
				11. 57kN
38. 07kN				33. 03kN
29. 65kN				27. 00kN
N 8. 48kN			9. 33kN	
N 93. 48kN	9. 73kN	5. 39kN	9. 33kN	86. 31kN

柱軸力分布（柱頭部）



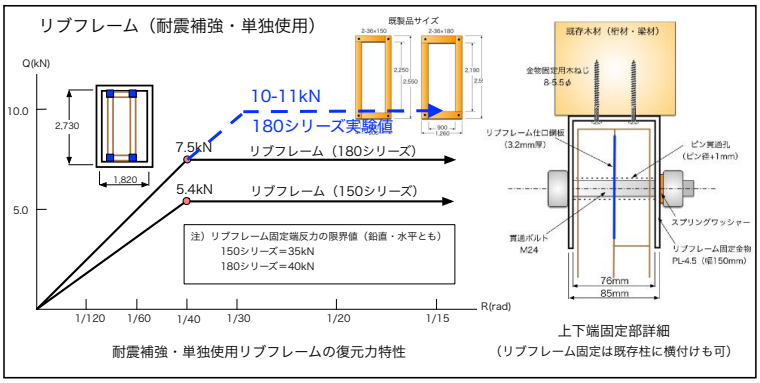
補強計画図（平面）



元傾斜実測値（左）
　と通り軸組が全体に約1/50～1/30（平均1/40）北方へ傾斜
　と通り軸組の軸力合計（柱頭部）は約100kN

柴田明徳「最新耐震構造解析」（森北出版2003年）により、
と通り軸組は北方向へ
Q=100×1/40=2.5kN
の水平力を受けていることになる。

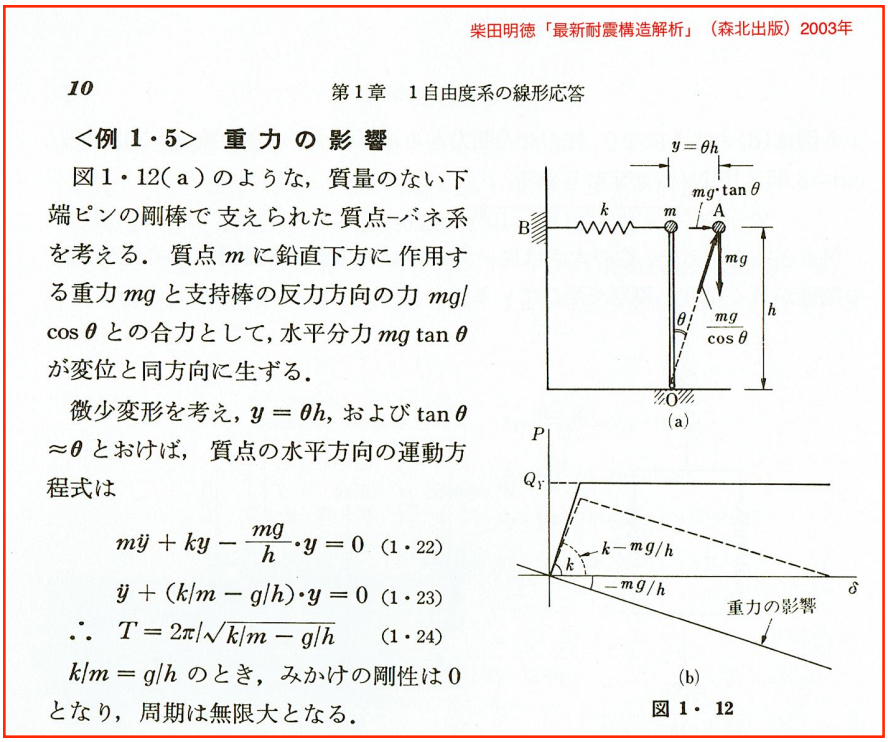
全体の耐震補強計画とは別に、この傾斜水平力を解消するバットレス補強を、軸組の直角度を保持できるリブフレームによって補強施工する計画とした。（と通り・は通りの２架構）



リブフレーム（高さ2.73m）の復元力特性は上図に示すように、部材角1/30において降伏耐力10kN（実験値）。設計用には1/40で降伏耐力7.5kN としており、本件の構造階高4.5mにおいては、耐力を2.73/4.50=0.6倍の補強効果を得る。

元傾き1/40によると通りの水平力2.5kN に対して、リブフレーム1台設置は7.5kN ×0.6＝4.5kNの許容耐力を有するので、と通りの最外部にリブフレームバットレスを配する計画は妥当であると判断できる。

（注）当補強は長期応力に対する補強であり、耐震補強の耐力には加算していない。


柴田明徳「最新耐震構造解析」（森北出版）2003年

10　　第１章　１自由度系の線形応答

<例 1・5>　重 力 の 影 響

図１・12(ａ)のような，質量のない下端ピンの剛棒で支えられた質点-バネ系を考える．質点 m に鉛直下方に作用する重力 mg と支持棒の反力方向の力 $mg/\cos\theta$ との合力として，水平分力 $mg\tan\theta$ が変位と同方向に生ずる．

微少変形を考え，$y=\theta h$，および $\tan\theta \approx \theta$ とおけば，質点の水平方向の運動方程式は

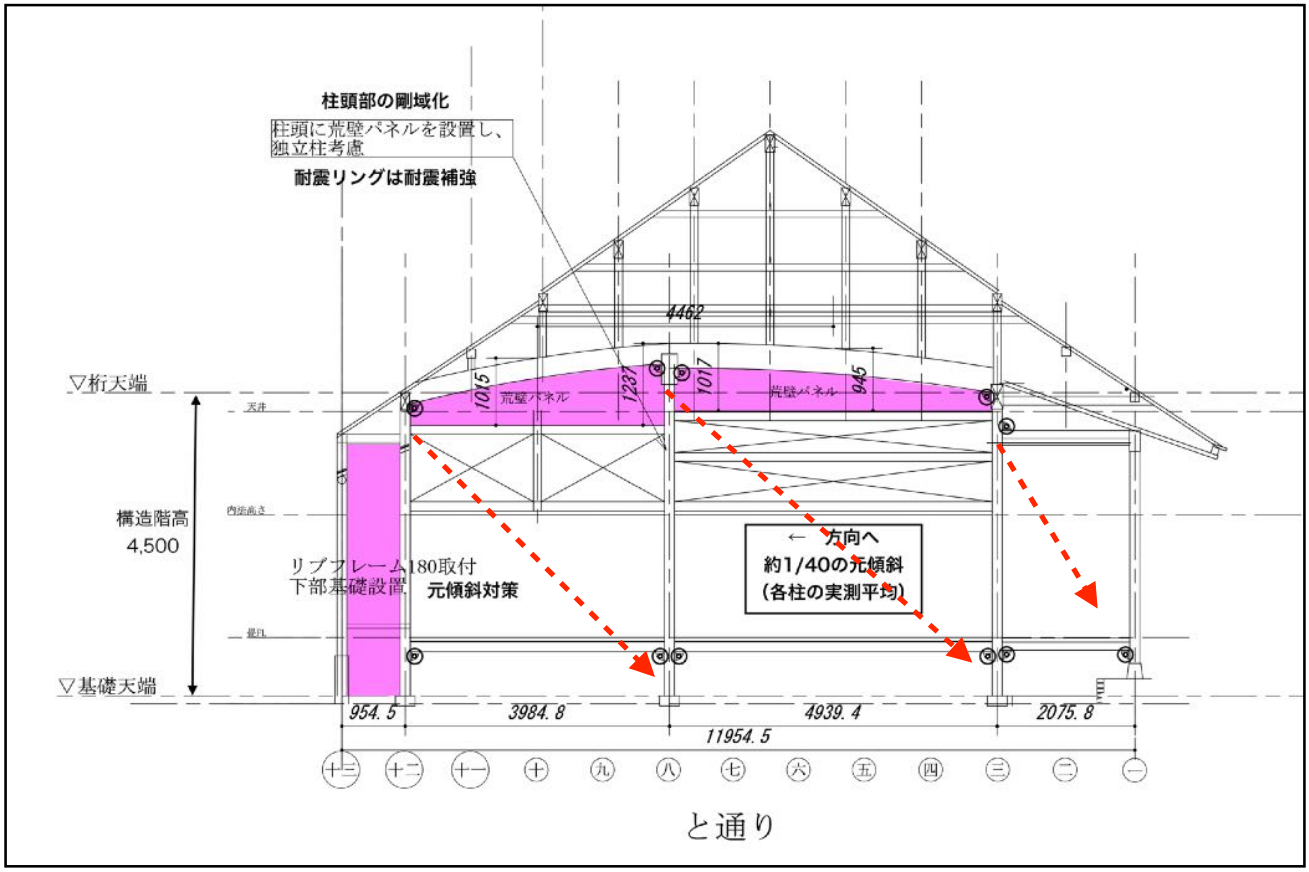
$$m\ddot{y} + ky - \frac{mg}{h}\cdot y = 0 \quad (1\cdot 22)$$

$$\ddot{y} + (k/m - g/h)\cdot y = 0 \quad (1\cdot 23)$$

$$\therefore \quad T = 2\pi/\sqrt{k/m - g/h} \quad (1\cdot 24)$$

$k/m = g/h$ のとき，みかけの剛性は０となり，周期は無限大となる．

図 1・12



補強工事の手順

1）ワイヤーで傾き是正

2）架構直角度確認の上、耐震補強工事（耐震リング、垂れ壁–荒壁パネル設置）

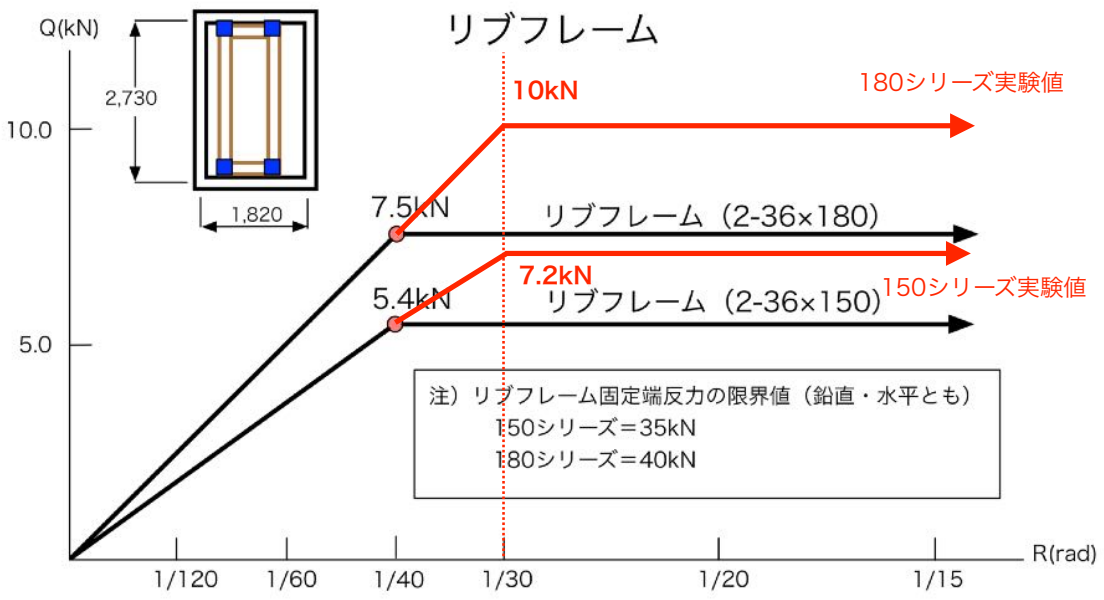
3）ワイヤー撤去後の元傾き戻り防止のため、リブフレームを設置（コンクリート基礎およびアンカーボルトで土台工事後にリブフレーム180タイプを専用金物で既存部材へ固定）

リブフレームの施工

傾斜是正・補強工事完了（2021年）

（付）リブフレーム代替えとしての耐震リング付きフレーム（耐震リングパネル）

1）リブフレーム

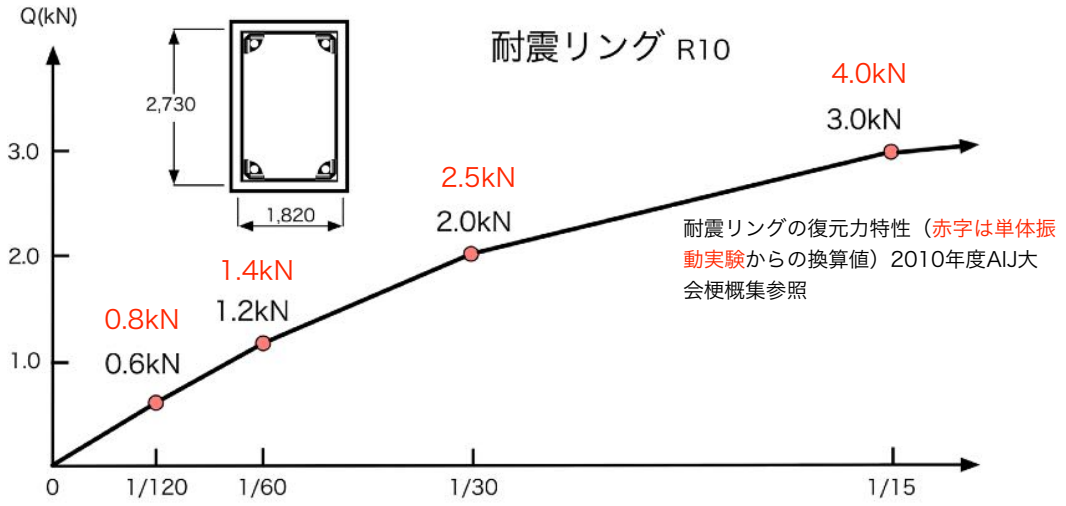


リブフレームの復元力特性（実験値）

設計目標値：リブフレーム150→　R=1/30にて降伏耐力=7.2kN　（R= 1/15以上の変形能力）
リブフレーム180→　R=1/30にて降伏耐力=10kN　（R= 1/15 以上の変形能力）

2）耐震リング

上記の耐震補強用リブフレーム（工場製作）を、耐震リングを用いて耐力と変形性能が同等以上になる部材（現場施工）の仕様を検討する。目標性能は数多く実施した実験値に基づいて求める（設計値は実験値の0.75～0.80倍に設定）。

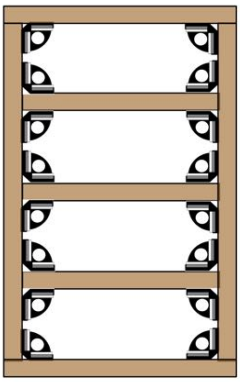


耐震リング付きフレームの復元力特性（実験値）

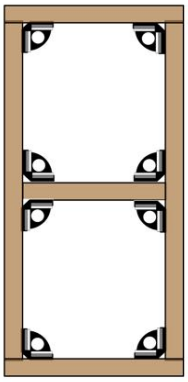
耐震リング特記仕様書（耐震リングパネル）

5-1 耐震リングパネル

■ **柱材と横架材で枠組を作り、枠内に複数の耐震リングを設置して、耐力の高いパネルとする方法**
（既存構造体と枠材の連結につき、上部と下部で応力の伝達に注意のこと）



※耐震リングパネルは105□以上の外周材および105×150以上の中桟材と各節点に耐震リングを装着したパネル状の耐震要素を指す。
上下の横架材と、剪断力および軸力（反力）の伝達に問題ないように、ボルトまたはカーボンシートにより固定する。



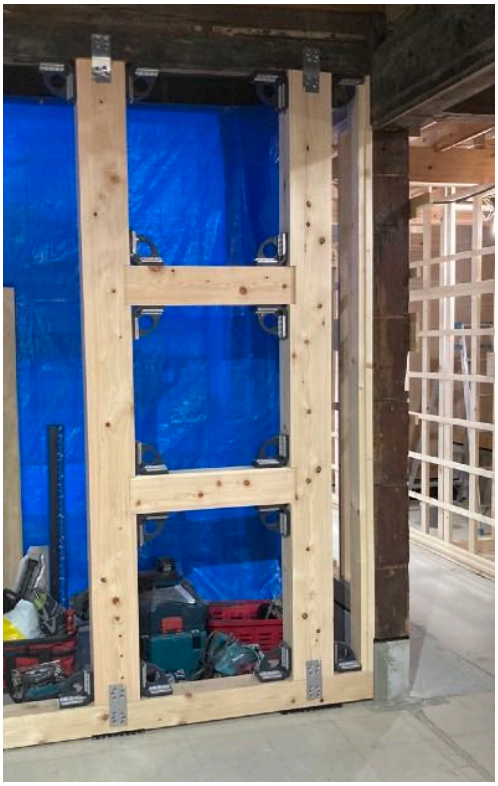
※耐震リングパネル16（R10）
（例：1820幅×2730高、Qmax=12kN）

※耐震リングパネル８（R10）
（例：910幅×2730高、Qmax=6kN）

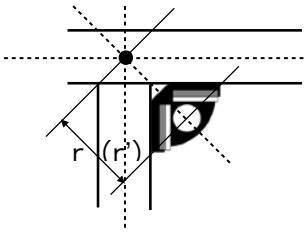
柱材が105角材より大きな部材を用いる場合は別途計算による

実施適用事例（大阪市中央区　2021-22年）-リブフレーム180の代替え措置

元設計は耐震補強リブフレーム180
1/30変形時の耐力＝10kN
フレームの部材105角を180部材（180×90）とすれば、耐震リングの補強効果は r'/r = 1.336倍 ※
よって耐震リング（4カ所）あたり、
ΔQ = 2.5×1.336 = 3.34kNとなり、
リブフレーム180の場合耐震リング数（n）は、
n=10kN/3.34kN × 4カ所　= 12カ所
→　右写真（耐震リングパネル設置時）
リブフレーム180の代替え耐震リングパネル12
土台：120角（基礎パッキンを介して土間コンクリートにアンカー@900）
柱　　180見付幅×100厚部材（上下胴付き）
中桟　150見付幅×100厚部材（左右胴付き）2本
耐震リングR10×12カ所（フレーム内対称配置）
耐震リング4カ所（柱上下端の外側）
　→この4カ所は柱の外側引き抜け防止用



実施施工　2022年1月
耐震リングパネル（フレーム部材見付幅180）
H×B=2,700×900
耐震リング個数　計16カ所
（フレーム内 12カ所＋柱上下外側 4カ所）

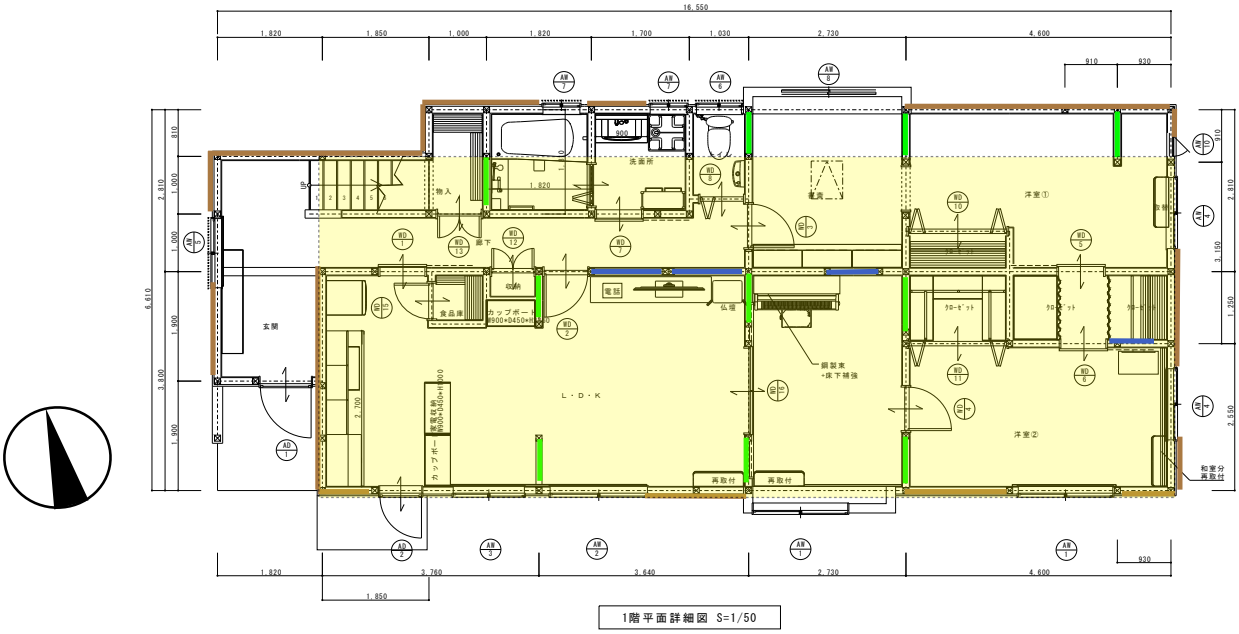


耐震リングの角度変化中心半径
r=15.9cm　（柱見付105）
r'=21.25cm（柱見付180）
よってr'/r=21.25/15.9=1.336

※ 耐震リング補強効果

30. 昭和50年築の和洋折衷住宅改修（大阪府枚方市）

内部解体中の既存住宅



1階平面詳細図 S=1/50

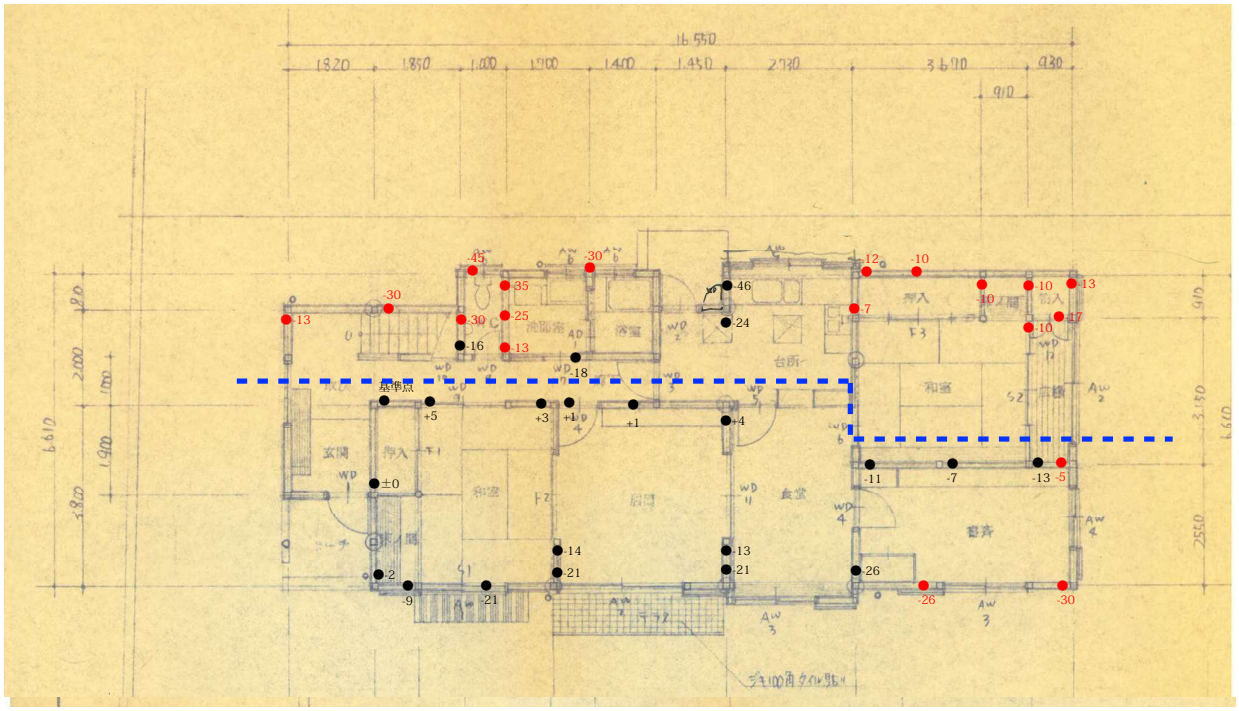
改修後の外観（2022年）

改修（補強）の方針

当地は地下水位の低いかなり良好な地盤であるが、昭和50年頃の元施工において布基礎部分掘削・コンクリート打設後の埋め戻し・転圧が不十分で、比較的重い外壁モルタル壁（25mm厚）を受ける布基礎が即時沈下したものと考えられる。解体時に調査した範囲ではコンクリート布基礎にひび割れはほとんど生じていない。また土台や柱への蟻害や老朽化・損傷もなかった（2021年）。

柱の元傾斜（最大1/60-1/70程度）は外周部柱（基礎）の沈下に対する１階軸組の曲げ・剪断剛性の不足によるもので、当住宅では1階木造軸組の剛性アップとともに耐震安全性（震度6強レベル地震動に対して倒壊しない）を確保することを企図している。鉛直方向の不均等力（柱軸力）は長期にわたって働く長期応力である。軸組を上下方向へ曲げようとする力に対して耐震要素の鉛直方向剪断力と各柱の長期軸力で抵抗する。当改修では柱の増設とリブフレームの複数配置で住宅の剛性アップを図る。

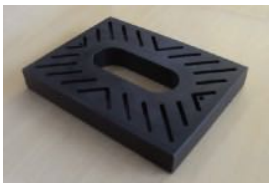
ジャッキアップ後に再度土台レベルを測定した結果は下図のようになり、基礎と土台の間に防振スペーサー（＋補助木材）を介してジャッキアップ時に緩めたアンカーボルトを再緊結している。すなわちこの測定レベルで地盤と建物を固めた上で、鉛直剛性・水平剛性を高めるように補強工事を行う。



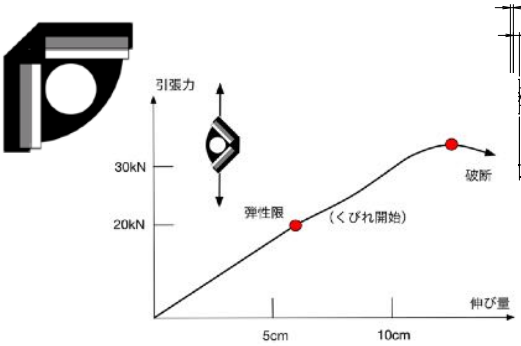
ジャッキアップ後の土台レベル測定（補強前）

耐震補強資材

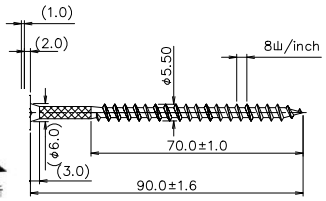
（耐震補強リブフレーム）14箇所



防振スペーサー（15mm厚×90×120）スターライト製
材料：熱可塑性ポリエステルエラストマー
特徴：強度・変形特性・耐久性は耐震リングと同じ
　　交通振動（5Hz程度の縦揺れ）に対し30％カット



（耐震リング）54箇所



耐震リング専用ネジの耐力試験
　　市販のスギ材に対して
（引き抜耐力）約8.0kN/本
（せん断耐力）約5.0kN/本

（耐震リング専用ネジ）

耐震強度のチェック

1）地盤　　新J-SHISよりVs= 336m/s（丘陵地）→　第二種地盤（Gs= 2.025）ただし第一種地盤に近い
　　無筋コンクリート布基礎の上、土台敷き（105–120角ヒノキ材）アンカーボルト固定

2）構造規模　　在来木造軸組工法（昭和52年/新築、平成5年/2階一部増築）確認検査済
　　１階/103㎡　2階/79㎡　延べ床面積/182㎡　階高3m

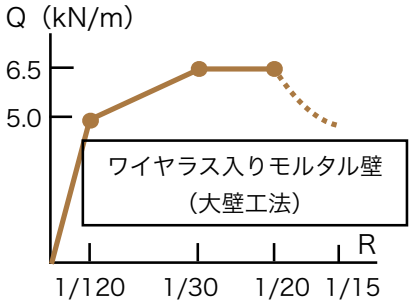
3）地震荷重　　軽量屋根：カラーアスベスト貼りの上カバー工法でガルバリウム鋼板）
　　外壁　　：木摺下地（ワイヤラス入り）モルタル塗20-25厚吹きつけタイル
　　内壁　　：木軸下地PB12.5ビニールクロス（廊下・洗面）または左官仕上げ3mm厚（居室）
　　天井　　：木軸下地PB9.5ビニールクロス
　　概略荷重：2.0～2.2kN/ ㎡
　　地震荷重W= 182㎡×（2.0～2.2）=364～400kN（1階中央から上部）

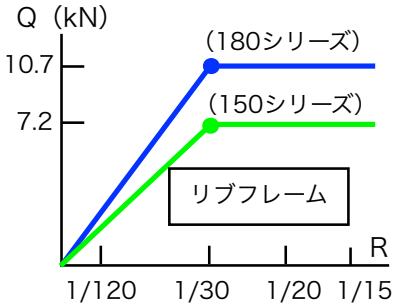
4）耐震要素（外壁内側および内壁両面のPB、内外壁内の木製筋かいについては安全側に無視）

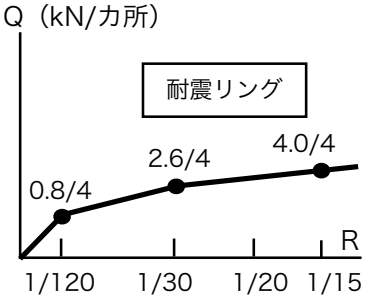
・木摺下地（ワイヤラス入り）モルタル壁　　大壁工法
　　X方向（東西方向）　延べ16.5m
　　Y方向（南北方向）　延べ9.3m

・リブフレーム
　　X方向（180）計４カ所
　　Y方向（150）計10カ所

・耐震リング（主に外周面コーナー部）
　　X方向　計32カ所
　　Y方向　計22カ所



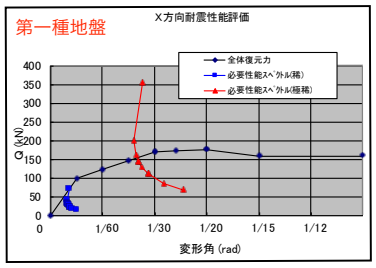


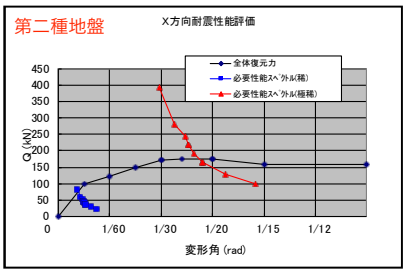


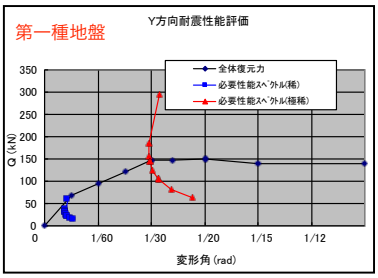
5）耐震強度の集計

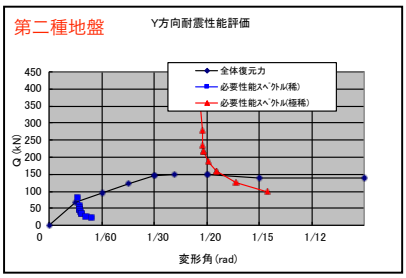
R= 1/120　X方向　16.5×5.0＋4×2.675＋32×0.2=99.6kN（Cb= 0.25）
　　Y方向　9.3×5.0＋10×1.8＋22×0.2=68.9kN（Cb= 0.17）
R= 1/30　X方向　16.5×6.5＋4×10.7＋32×0.65=170.85kN（Cb= 0.43）
　　Y方向　9.3×6.5＋10×7.2＋22×0.65=146.75kN（Cb= 0.37）
R= 1/20　X方向　16.5×6.5＋4×10.7＋32×0.825=176.45kN（Cb=0.44）
　　Y方向　9.3×6.5＋10×7.2＋22×0.825=150.6kN（Cb= 0.38）

6）限界耐力計算応答値（第一種地盤および第二種地盤の両ケースで検討）









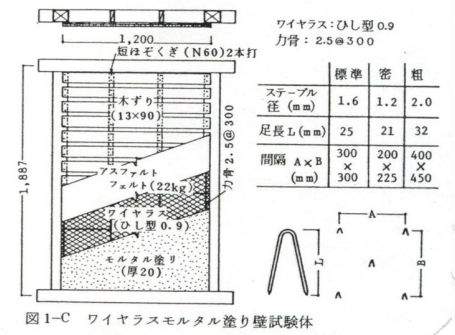


図1–C　ワイヤラスモルタル塗り壁試験体

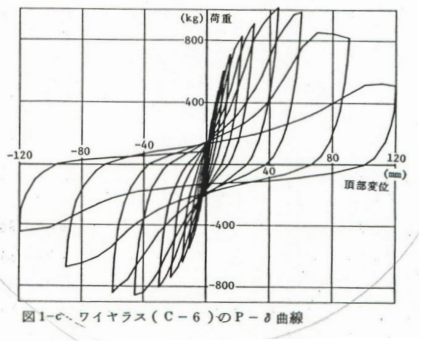


図1–c. ワイヤラス（C－6）のP－δ曲線

注）ワイヤラス入りモルタル壁（木摺下地）の復元力特性の根拠は坂本・大橋「木造軸組ラスモルタル壁の水平せんだん実験その1、その2」（昭和57年AIJ大会梗概集）によっている。実験試験体は1.2m幅なので、設計用復元力特性は耐力を1.2で割ってkN/m単位で適用する。

31．鈴木屋敷整備復元工事（和歌山県海南市・藤白神社内）

藤白神社に残る古文書によれば、座敷普請は享保五年（1720年）→　2022-2023年に整備復元工事

北側正面（玄関）

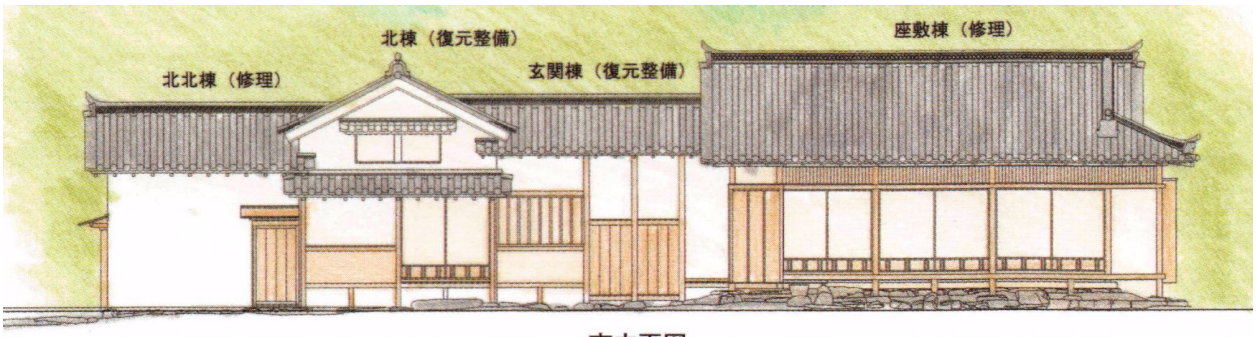
敷地面積	1,969㎡
建物整備	延床面積　136.7㎡(41.4坪)
	構造　木造、伝統構法、本瓦葺
	・座敷棟(修理)　53.5㎡
	・北北棟(修理)　15.8㎡
	・玄関棟(復元)　24.6㎡
	・北　棟(復元)　34.8㎡
	・土　塀(修理)延長6.0m
庭園整備	池泉庭園(修理)
周辺整備	前庭(東池)、門、塀、生垣等

座敷棟（南東側より）

座敷棟小屋面の水平力伝達補強

座敷棟東面

座敷棟内観



南立面図

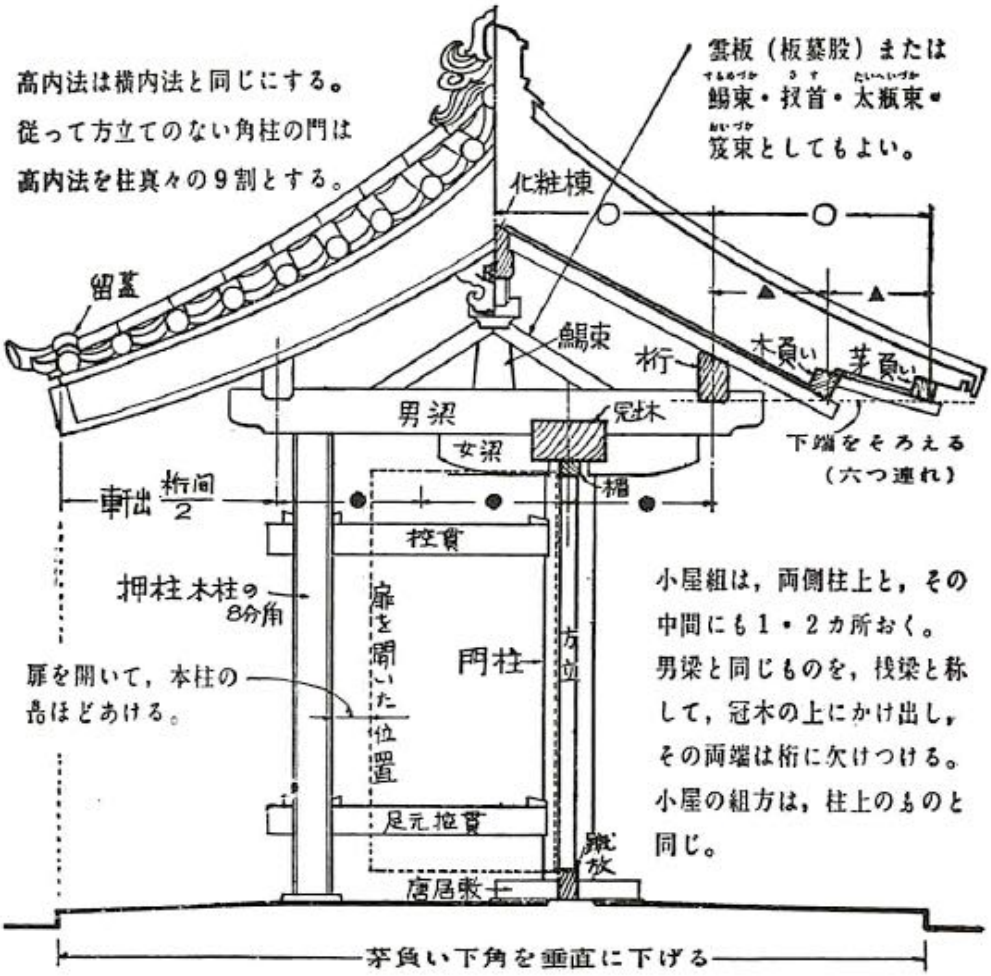
32. 薬医門の耐震性について　-長期にわたる偏心軸圧を受ける架構の転倒安全性-

1. はじめに

薬医門に関しては、地震や台風時に道路側に倒れる被害が多く見られる。それは、道路側の門柱が少し内側に偏心していることが原因のひとつと考えられる。ここでは、薬医門の木割から決まる耐震性の特徴を考察し、耐震補強の要否、方法を検討する際の参考資料とする。

2. 薬医門の典型的な形状

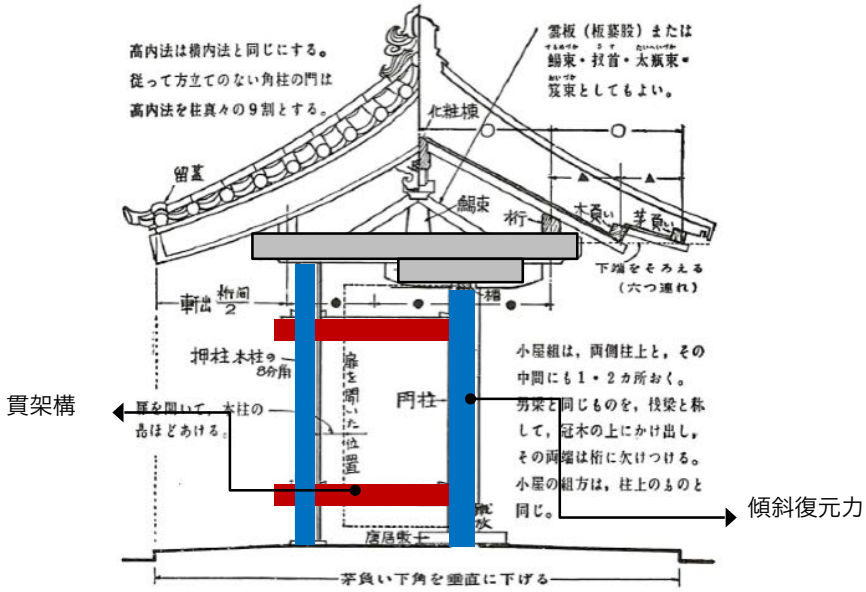
次図に、薬医門の典型的な木割を引用して示す。



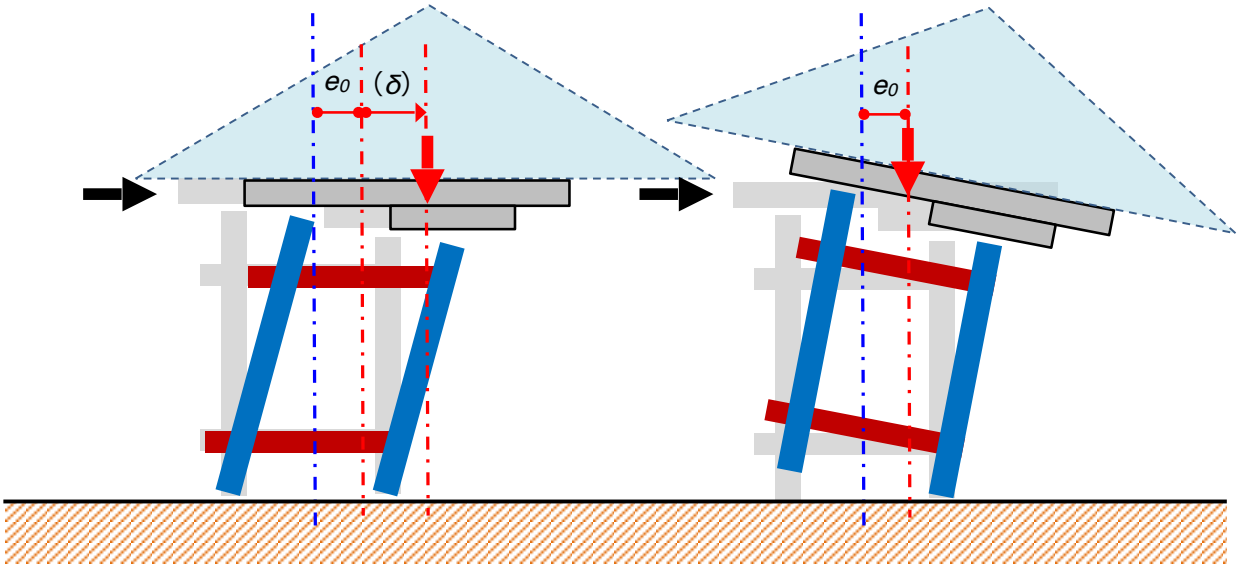
薬医門の木割（渋谷五郎・長尾勝馬『日本建築』下巻p.129、学芸出版社1959年）

3. 薬医門の耐震要素と崩壊系について

木割の図より、薬医門の耐震要素は、門柱と通柱の傾斜復元力と両柱間の貫架構であると考えられる。



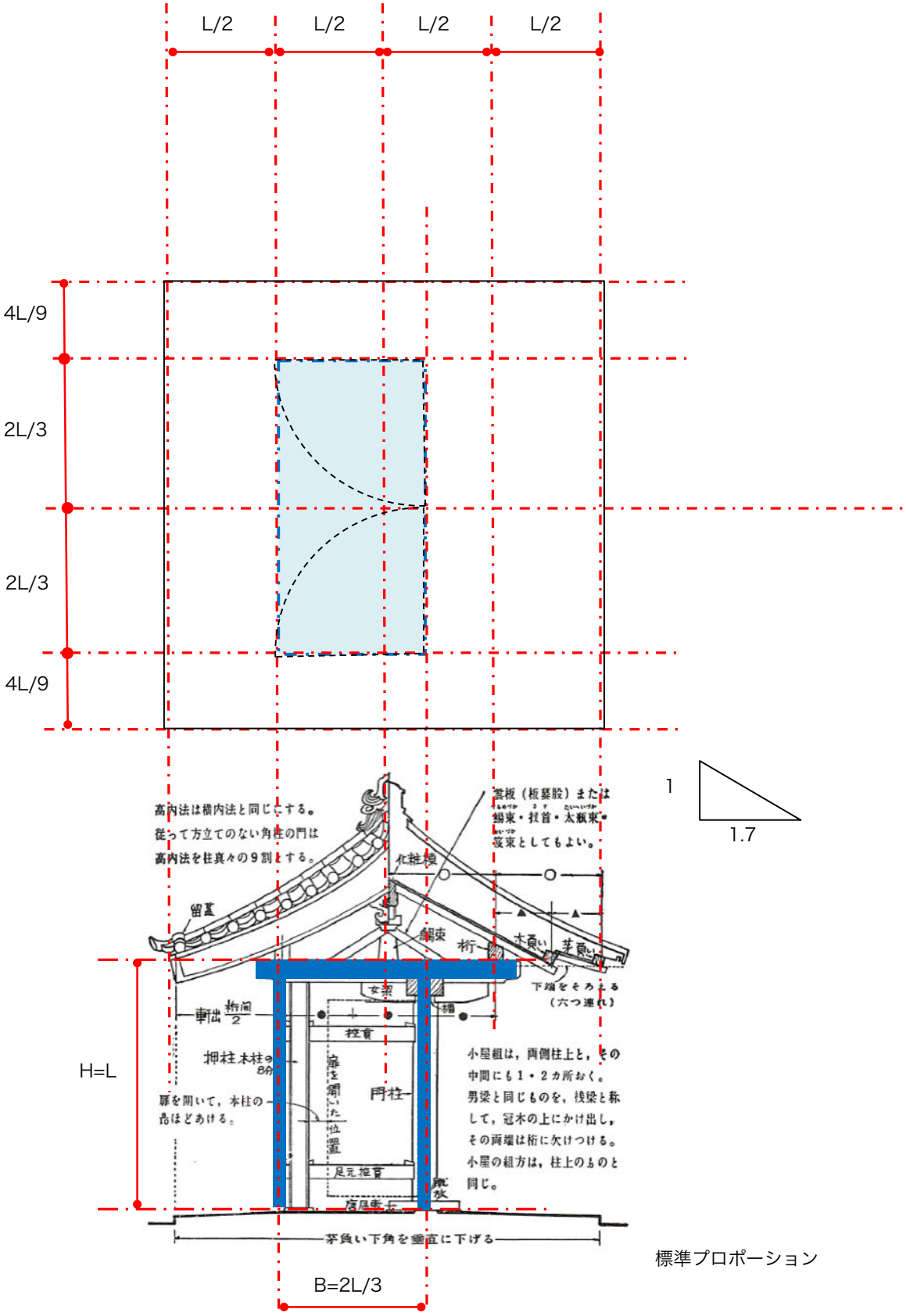
しかし門柱が押柱側にセットバックし、屋根の偏心荷重が長期荷重として作用するため、単純にこれらの耐力の和をもって薬医門の保有耐力と評価することはできない。一般的には、架構の剛性が小さいと、大変形領域ではP-δ効果により柱に付加曲げモーメントが作用しさらに変形が増幅する。また、架構の剛性が大きくなれば、層間変形による偏心の増大やP-δ効果は無視できるものの、正加力地震時の全体転倒で決まることに留意する必要がある。



剛性	小さい	→	大きい
変形	大きい	→	小さい
キーワード	傾斜復元力、貫架構、P-δ効果		全体転倒

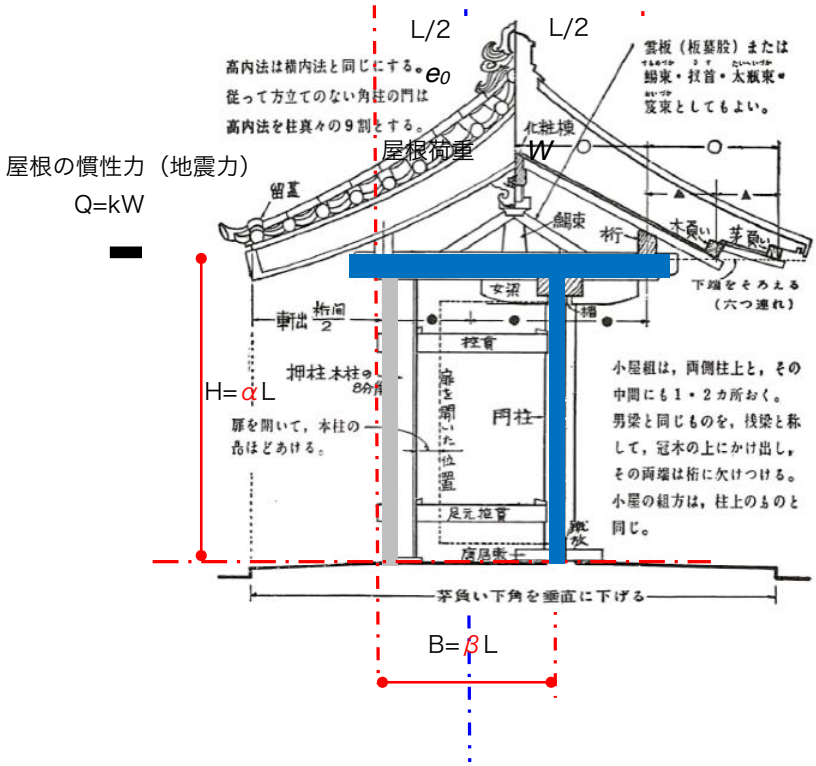
4. 幾何学的形状から見た耐震性に関する考察

検討を行うにあたり、前久夫『寺社建築の歴史図典』（東京美術2002年3月）を参考にして、次図のプロポーションを『標準』モデルとして扱う。また、地耐力は無限大とし、部材の接合方法に関わらず、薬医門を剛体として検討する。

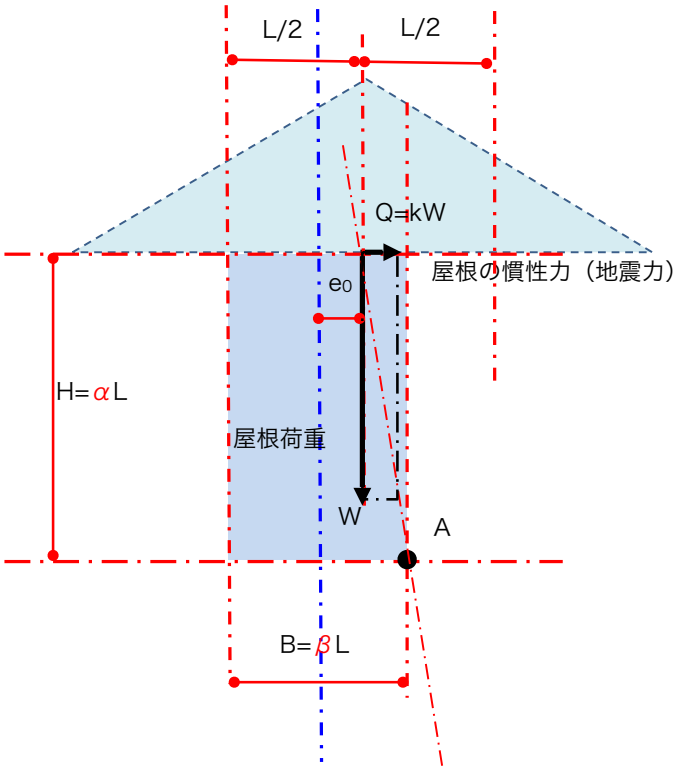


標準プロポーション

薬医門の幅と高さに変数α、βを以下のように設ける。



簡単のため、部材の自重を無視し、屋根荷重をWとおく。また、柱脚は固定されていないものとする。地震時における屋根の慣性力が軒レベルに作用すると仮定し、層せん断力係数をk、屋根荷重偏在による偏心距離をe_0とおくと、浮上り限界時の層せん断力係数kは次のように求められる。



転倒限界はこれら合力の作用線が点Aを通る時であるから、

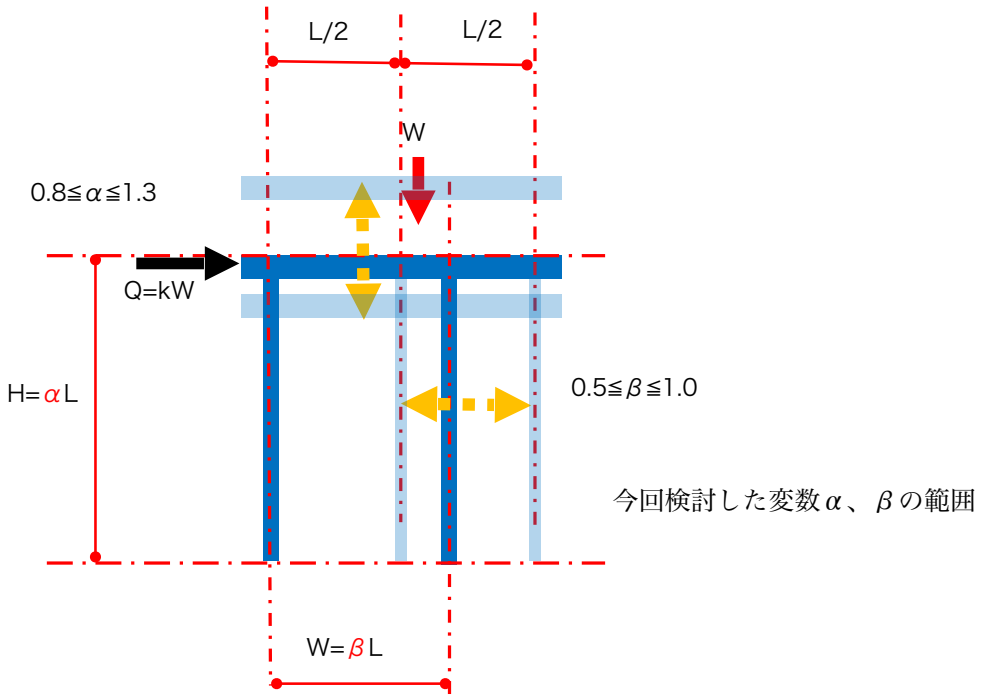
$$kW \times \alpha L = W \times \left(\frac{1}{2}\beta L - e_0\right)$$

$$\therefore k = \frac{\frac{1}{2}\beta L - e_0}{\alpha L} = \frac{\frac{1}{2}\beta L - \left(\frac{L}{2} - \frac{\beta L}{2}\right)}{\alpha L} = \frac{2\beta - 1}{2\alpha}$$ （e_0は柱スパンが決まれば一義的に決まる）

以上より、転倒限界から決まる層せん断力係数kは、α、βを変数として次式で表すことができる。

変数を変えた時のkの値を一覧表として示す。ここでは、仮にk=0.15以上をセーフティゾーン（水色）、0.1未満を危険ゾーン（赤色）として設定した。表中の赤字は標準プロポーションにおける係数(=0.167)である。また、転倒抵抗性は階高に反比例するが、柱スパンに関しては短くなると極端に転倒抵抗性が低下し、部材耐力で耐震性能が決まらなくなるため、柱位置は重要な要素となる。

転倒限界から決まる層せん断力係数k		β						
		0.50	0.60	0.67	0.70	0.80	0.90	1.00
α	0.80	0.000	0.125	0.208	0.250	0.375	0.500	0.625
	0.90	0.000	0.111	0.185	0.222	0.333	0.444	0.556
	1.00	0.000	0.100	0.167	0.200	0.300	0.400	0.500
	1.10	0.000	0.091	0.152	0.182	0.273	0.364	0.455
	1.20	0.000	0.083	0.139	0.167	0.250	0.333	0.417
	1.30	0.000	0.077	0.128	0.154	0.231	0.308	0.385



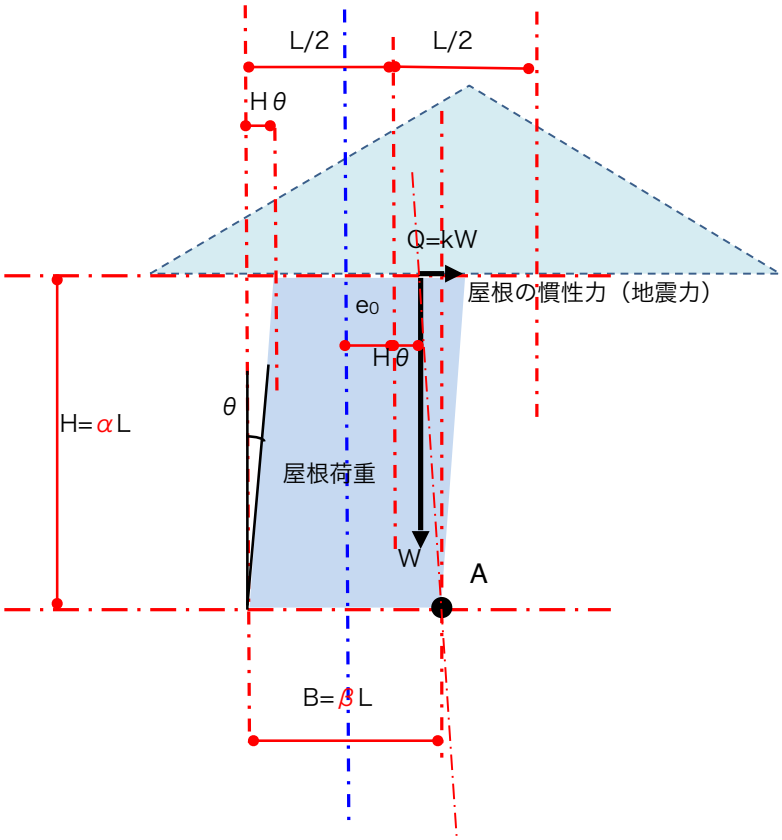
さらに、架構の水平剛性が有限であると仮定し、地震時のつりあい状態を考えてみる。層間変形角を θ とすると、偏心距離e_0はHθ（$=\alpha$Lθ）だけ増える。

$$\therefore k = \frac{\frac{1}{2}\beta L - (e_0 + H\theta)}{\alpha L} = \frac{\frac{1}{2}\beta L - \left(\frac{L}{2} - \frac{\beta L}{2} + H\theta\right)}{\alpha L} = \frac{\frac{1}{2}\beta L - \left(\frac{L}{2} - \frac{\beta L}{2} + \alpha L\theta\right)}{\alpha L} = \frac{2\beta - 1}{2\alpha} - \theta$$

この式より、α=1、β=0.67の標準プロポーションにおける転倒限界から決まる層せん断力係数kは層間変形角 θ が

0の時　　k=0.167
1/120の時　k=0.159
1/30の時　k=0.134
1/15の時　k=0.100

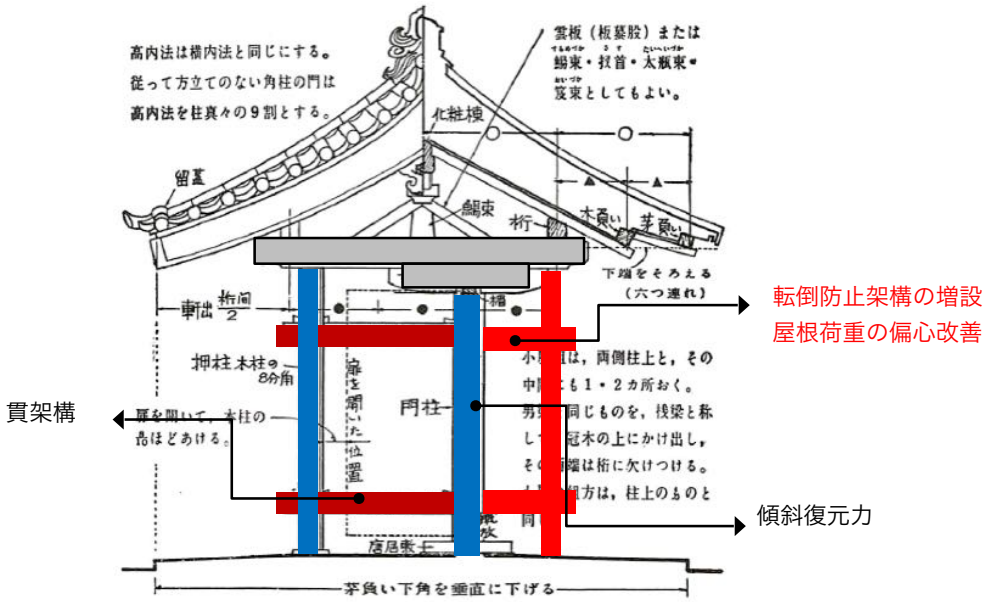
となり、変形を許容すればそれだけさらに偏心が大きくなり、転倒抵抗力が低下することがわかる。



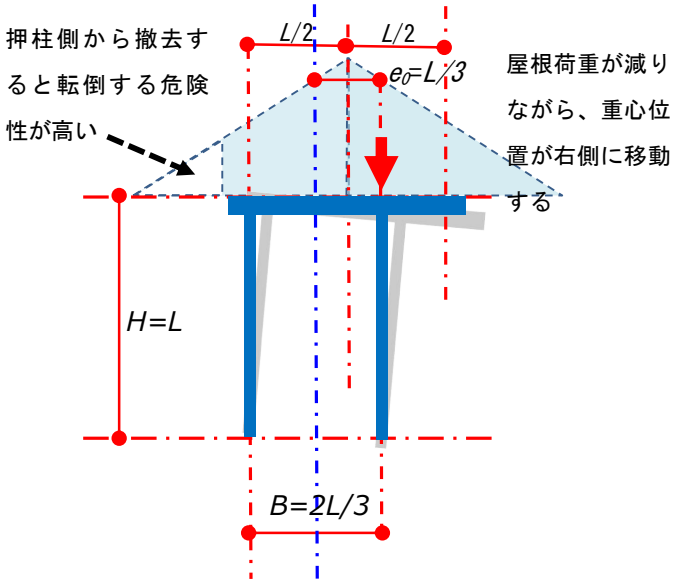
架構の水平剛性を有限とした場合

5. 幾何学的形状から見た耐震性に関する考察

今回、スパン（門柱の位置）や階高をパラメータにして、幾何学的形状から決まる転倒抵抗性をもとに、どの程度の耐震性能を取り得るかという目安を示した。実際には剛性が無限大ということはなく、架構の剛性が低いほど、また門柱の偏心が大きいほど転倒モードで耐力が決定されるようになり、変形の耐震性能に与える影響が大きいことがわかる。とくに、門柱が押柱側に寄って屋根荷重の偏在が著しくなる場合は転倒しやすくなるため、確保できる耐震性能に限界がある。そのため、門柱の外側に新たな柱を設けて（貫）架構を増設するなどして、できるだけスパンをかせぎつつ架構の剛性と耐力を増やすことが有効な方法のひとつであろう。



なお、柱の傾斜復元力に関する適用条件から、柱径が階高の1/15以上あることが必要であり、こうした点を十分ふまえて耐震性評価および補強計画を行うことが求められる。

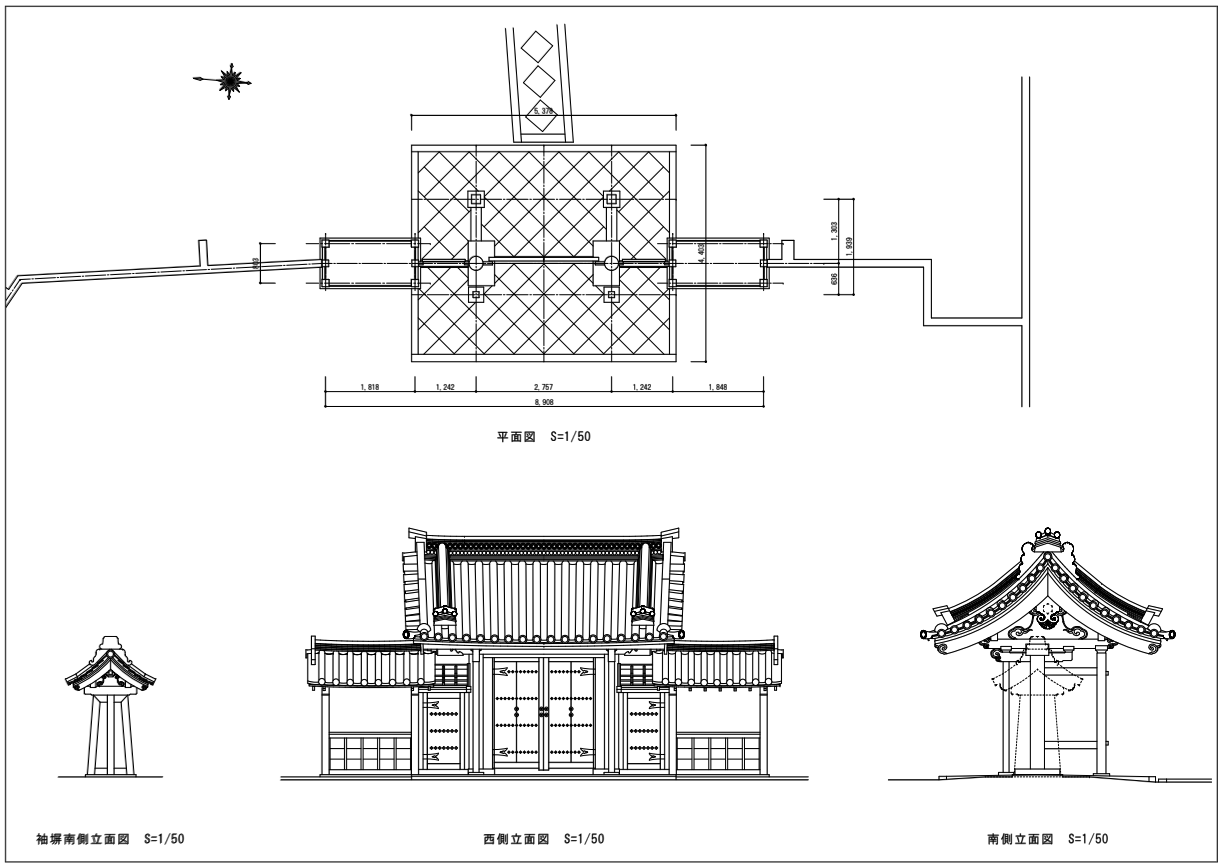


（注）瓦屋根の葺き替え時に転倒することがあるか？

既存瓦を押柱（控柱）側から順に撤去していった場合、屋根荷重の重心位置が（主柱）側にシフトし、偏心距離e_0が大きくなる。e_0が門柱位置、すなわちe_0=L/3になる位置が転倒限界門柱になる。この時、屋根荷重を単純に<u>等分布面荷重</u>と仮定すると、下図のように屋根（瓦）を左端からL/3撤去、すなわち屋根全体の1/6撤去すると、計算上屋根荷重の重心位置が門柱上にくる。実際には、計算上無視している柱はり材や棟瓦の自重が押柱の浮上り防止に寄与するため、屋根全体の1/5～1/3撤去しないと転倒しないと思われる。

6. 計算例で把握する薬医門の構造特性

簡単な計算により、下記の松花堂庭園（京都府八幡市）表門を事例として耐震性能を検証する。



東側立面（庭園側）

西側立面（外側）

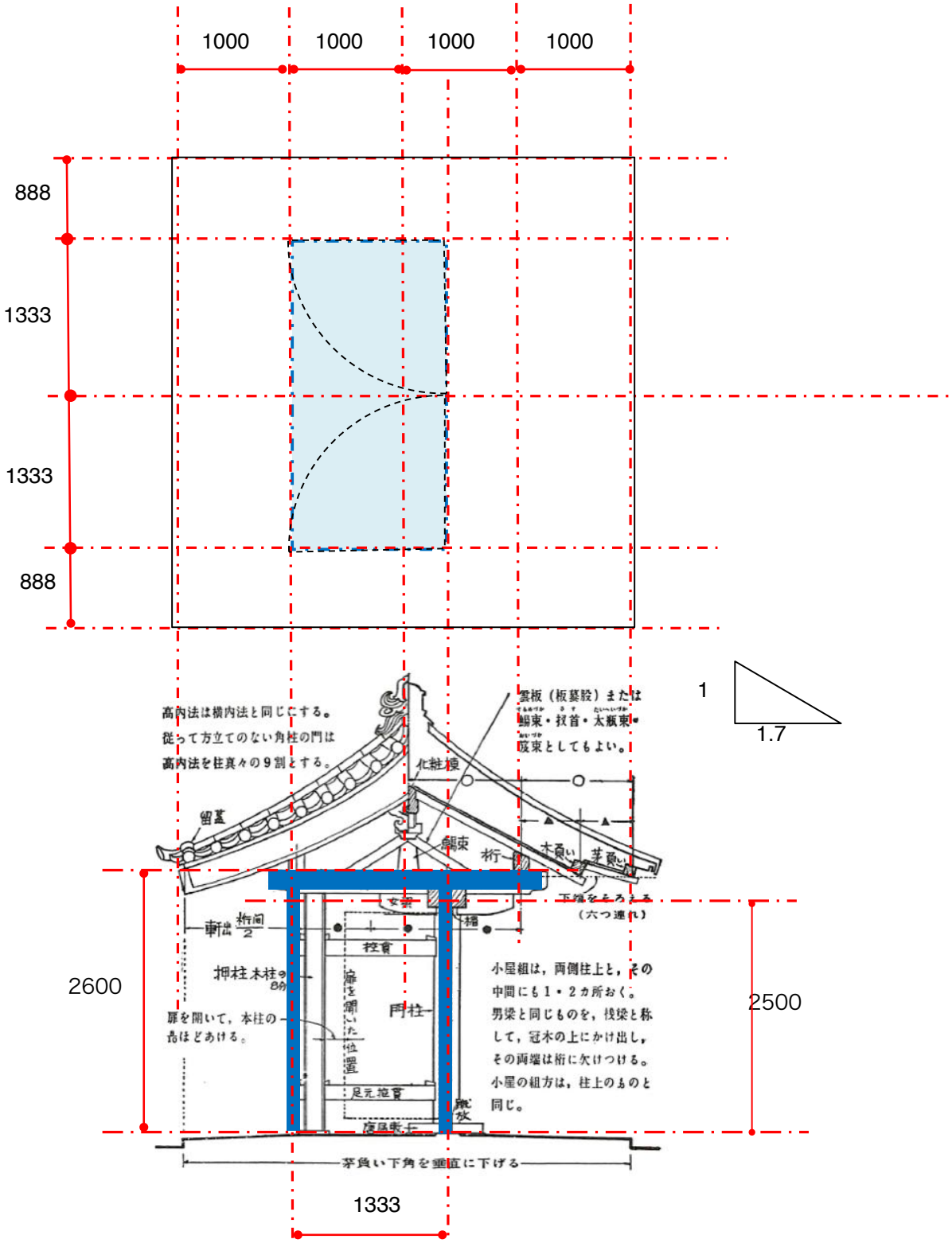
注）最外の仮ポスト柱は 2018 年北大阪地震の際に倒壊防止のため仮設置したもので、2022 年改修時に撤去

検討にあたっては、下図に示す寸法の薬医門（α=1.3、β=1.0、L=2000mm）について、屋根荷重（下地、支持部材込）を4.0kN/m²とし、架構の自重を無視する。また、簡単のため門柱および押柱のサイズを250角（ヒノキ）とする。当該地の地盤はJ-SHISマップよりGL-30m平均Vs=433m/s（砂礫質台地）なので、第一種地盤に該当する。

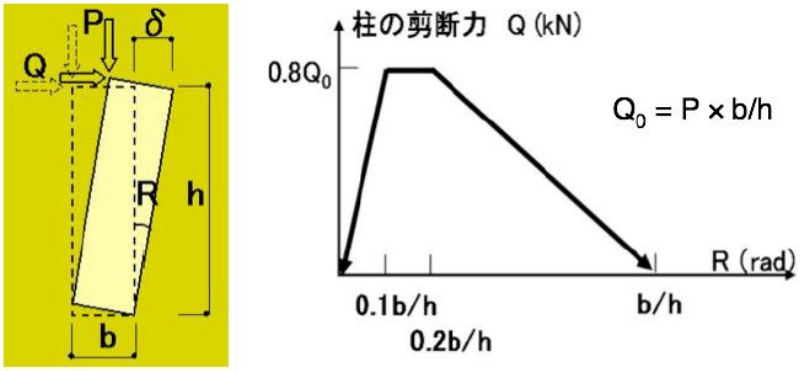
勾配を考慮した屋根荷重　　ω=4.0kN/m²×1.2=4.8 kN/m²

1構面あたりの屋根重量　　W=4.8kN/m²×4.0 m×2.221 m =42.7 kN

柱軸力　　門柱、押柱とも　P=21.3 kN（ここでは平均値で計算する）


1000
1000
1000
1000
888
1333
1333
888
1
1.7
高内法は横内法と同じにする。
従って方立てのない角柱の門は
高内法を柱真々の９割とする。
雲板（板蟇股）または
鯱束・扶首・太瓶束・
筋束としてもよい。
化粧棟
留蓋
鯱束
桁
木負い
茅負い
下端をそろえる
（六つ連れ）
安栖
桁間
2
桁
控貫
押柱
木柱の
8分
扉を開いた位置
門柱
扉を開いて，本柱の
高さほどあける。
小屋組は，両側柱上と，その
中間にも１・２カ所おく。
男梁と同じものを，桟梁と称
して，冠木の上にかけ出し，
その両端は桁に欠けつける。
小屋の組方は，柱上のものと
同じ。
足元控貫
扉枢
2600
2500
茅負い下角を垂直に下げる
1333

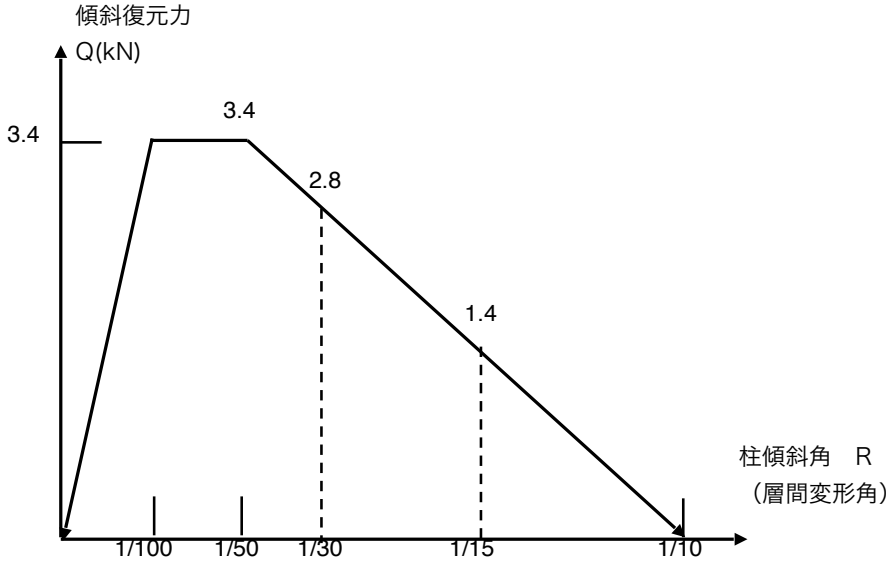
（1）傾斜復元力の計算



坂静雄：寺社骨組の力学的研究（第１部　柱の安定復元力）、日本建築学会大会論文集、pp.252-258、1941.4　による

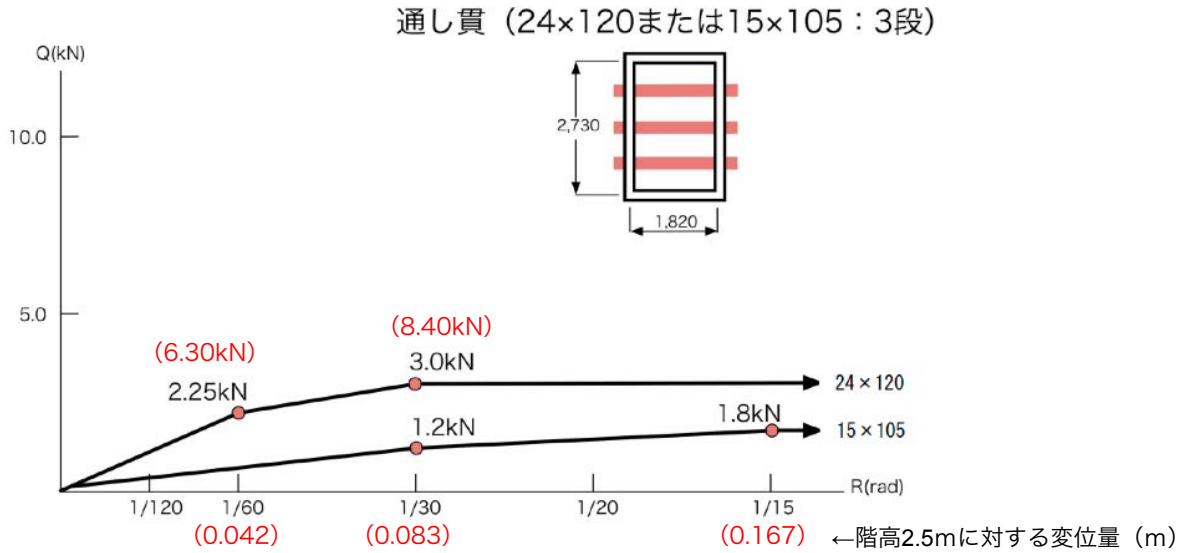
柱の形状比　250/2500=1/10　（剛体的な挙動をするとみなす）
上記のJSCA関西マニュアル第1部（傾斜復元力）により、傾斜復元力を計算する。

Q_0=P×b/H=21.3×0.25/2.5=2.13 kN
これより、最大傾斜復元力は0.8×2.13=1.70/本
柱は2本あるので、柱の傾斜復元力と柱の傾斜角との関係は次図のようになる。柱2本の最大抵抗力は、 C_B=3.4/42.7=0.080
の耐力係数に相当する（ただし、変形角が1/80～1/40の時）。
ちなみに変形角が1/15の時は、
　　C_B=1.4/42.7=0.033
となる。



(2) 貫架構の復元力特性

貫の断面が比較的小さい（D=67×148mm）ので、JSCA関西マニュアルp.4-18（住宅並みの貫架構）により耐力を評価する。ただし貫材はマニュアル貫材に対して67／24＝2.8倍のめり込み面積あり、段数は2段なので、下記単位フレーム復元力特性図において（　　）内数値の耐力と変位になる。



薬医門の通し貫は2段で、架構の耐力は通し貫の仕口の数に比例し、架構の高さに反比例するので、

6.30 kN×（2/3）×（2.75/2.5）=4.62 kN

8.40 kN×（2/3）×（2.75/2.5）=6.16 kN

となる。

R=1/60（弾性限界）　　heq=0 → h=0.05

R=1/30　　W=8.4×0.083/ 2 =0.349

W'=8.4×0.056/ 2 =0.235

ΔW/2=（0.349-0.235）×2=0.228　heq=0.052 → h=0.102

R=1/15　　W=8.4×0.167/ 2 =0.701

W'=8.4×0.056/ 2 =0.235

ΔW/2=（0.701-0.235）×2=0.932　heq=0.106 → h=0.156

(3) 安全限界応答値の計算

履歴減衰のない傾斜復元力と履歴減衰を伴う通し貫架構復元力に分けて応答値を求める。

諸元

構造階高 H=2.5m

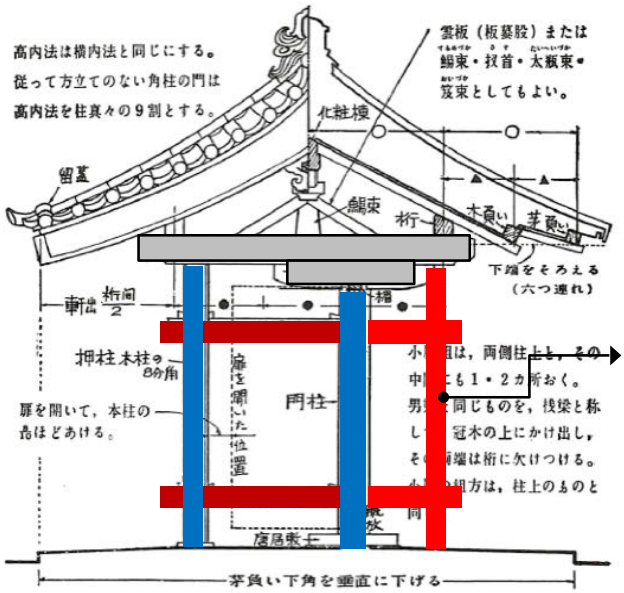
地震荷重 P=42.6kN（1構面あたり）

階数の調整係数　p=0.8

Gs=1.35（第1種地盤）より、C=（5.12×1.35）^{2}/（4×3.14^2×9.8）=0.123

安全限界変位　R=1/15とすると、貫架構の減衰定数h=0.156
これより　Fh=1.5/（1+10×0.156）=0.586
貫架構の（保有）耐力係数は、6.16/42.6=0.145
傾斜復元力の減衰定数は変位にかかわらずh=0.05、すなわちFh=1.0で、1/15変位時では
C_B（傾斜）=1.4/42.7=0.033の耐力係数を有している。
貫架構の応答変位が安全限界変位（角）1/15にとどまるために必要な耐力係数は、
C_B（貫）=1/R×1/H×Fh^2×C×p-0.080=15×1/2.5×0.586^2×0.123×0.8-0.033
=0.203-0.033=0.170 >　0.145
以上の結果より、貫架構の必要耐力が保有耐力を上回るため、補強が必要である。

(4) 耐震補強の概略検討
転倒耐力の確保も兼ねて、次図のような補強を考える。



貫架構の増設
（既存へピン接）

柱本数が3本（←2本）、貫架構の仕口の数が6個（←4個）に増えることにより、柱の傾斜復元力と貫架構の耐力がそれぞれ1.5倍になると考えると、
傾斜復元力の耐力係数　C_B（傾斜）=0.033×1.5=0.050
貫架構の（保有）耐力係数 C_B（貫）=0.145×1.5=0.218
貫架構の応答変位が安全限界変位（角）1/15にとどまるために必要な耐力係数は、
C_B（貫）=15×1/2.5×0.586^2×0.123×0.8-0.05
=0.153 <　0.218　　OK
補強後の1/15変形角における耐力係数は
C_B=0.050+0.218=0.268
となる。一方、α=1.3、β=1.0より転倒から決まる耐力係数（層せん断力係数）は先の表から
k=0.3859であることから、架構の耐力で決定されることがわかる。

伝統的な木造軸組を主体とした
木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル
設計（検討）・施工事例集2023

2008年3月	第1版（第1～4部）発行
2009年9月	第1版（第1～4部改訂、別冊第5部）発行
2010年10月	第1版（追補版第1～5部）HP公開
2011年3月	第1版（追補（第5部改訂）版）HP公開
2014年4月	第2版（第1～4部・別冊第5部）HP公開
2016年4月	第2版（別冊第6部）発行
2019年4月	第2版（第1～4部改訂）HP公開
2019年10月	第2版（別冊第7部）発行
2023年10月	第3版（改訂版）発行

編集　一般社団法人　日本建築構造技術者協会　関西支部
木造住宅レビュー委員会

本書の収録内容を無断で転載、複写、引用等することを禁じます