伝統的構法データベースの使い方

平成 31 年 2 月

目　次

頁
§０．はじめに---------- 2
§１．建築物の概要と構造設計方針
1-1　建築物の概要 ---------- 2
1-2　構造計算方針 ---------- 4
§２．使用構造材料一覧表
2-1　使用構造材料一覧表 ---------- 8
2-2　許容応力度---------- 8
2-3　地盤の概要　　（省略）---------- 8
§３．伏図と軸組図
3-1　伏図 ---------- 9
3-2　軸組図 ---------- 12
§４．荷重・外力計算
4-1　仮定荷重---------- 17
4-2　風圧力の計算　　（省略）---------- 17
4-3　地震力の計算 ---------- 17
§５．架構のモデル化
5-1　基本方針---------- 18
5-2　軸材のモデル化 ---------- 18
5-3　接合部のモデル化---------- 19
5-4　耐力壁のモデル化---------- 28
5-5　水平構面のモデル化 ---------- 31
5-6　架構モデル図 ---------- 34
§６．架構の解析
6-1　基本方針---------- 36
6-2　偏心に対する割増係数 Fe の算定 ---------- 36
6-3　地震力に対するＸ方向の検討 ---------- 37
6-4　地震力に対するＹ方向の検討 ---------- 40
6-5　解析結果のまとめ---------- 43
§７．部材・接合部の設計
7-1　応力図 ---------- 45
7-2　柱・梁の設計 ---------- 47
7-3　柱脚接合部の設計---------- 48
7-4　接合部の設計 ---------- 49
7-5　土塗壁の設計 ---------- 51
7-6　水平構面の設計 ---------- 53
7-7　１階柱脚部の浮き上がりの検討 ---------- 55
7-8　２次部材の設計　　（省略）---------- 55
7-9　基礎の設計　　（省略）---------- 55
付録１　伝統的構法データベースのホームページについて ---------- 56

§０．はじめに

（１）データベースの使い方について

本書は『伝統的構法データベース』の使い方を限界耐力計算の事例を用いて示すものです。個別の設計方針を示すものではないのでご注意ください。

（２）留意事項

本事例に用いる設計プランは使い方を説明するためのものであり、特定の構法や仕様を推奨するものではありません。

また、「伝統的構法データベースの使い方」における設計事例では、「伝統的構法データベース」に掲載される各種接合部等のデータ（※）の耐力を低減せずに一律に許容耐力として便宜的に使用していますが、実際の構造設計において許容耐力を算出する場合は、構成材料の耐久性、使用環境の影響、施工性の影響、構造計算等の前提条件を満たさない場合の影響等を勘案して適切に低減を考慮して設定を行う必要があります。

※ばらつきを考慮した統計的処理は、実施しています。

§１．建築物の概要と構造設計方針

1-1　建築物の概要

（１）建築物の名称　　〇〇住宅新築工事
（２）建築場所　　〇〇県〇〇市
（３）主要用途　　一戸建ての住宅
（４）規模
　　延べ面積　　152.37 ㎡
　　建築面積　　 89.43 ㎡
　　構造　　木造
　　階数　　地上 2 階
　　高さ　　 7.373m
　　軒の高さ　　 5.940m

（５）構造上の特徴

・本建物は、延べ面積 500 ㎡以下、軒の高さ 9m 以下、高さ 13m 以下の伝統的要素を用いた木造２階建ての住宅である。
・平面形状は、１階、２階とも 10.92m×6.37m の長方形とし、１階の南側には 1200mm の濡縁を設け、北側には１間の下屋を設ける。
・屋根は、4.5 寸勾配の切妻屋根で、仕上げは日本瓦葺き（葺き土なし）とする。
・通し柱の接合構法は、４方差しとする部位は雇いほぞ胴栓止めとし、３方差しとする部位は、連続方向は雇いほぞ胴栓止めとし、直交方向は小根ほぞ込栓打ちとする。隅角部は両方向とも小根ほぞ込栓打ちとする。
・柱及び梁には構造用製材 E70 程度（スギ）を用いる。
・通し柱の断面は 150mm 角とし、Ｘ方向は２間間隔の配置とし、Ｙ方向は２間及び１間半の間隔の配置とする。
・鉛直構面は、全面土塗壁と垂れ壁、腰壁の部分土塗壁とする。
・水平構面は、スギの小幅板（板厚 t=30mm、幅 B=190mm、長さ L=1820mm、本実加工）を梁桁材（間隔 910mm）に釘（N90 釘を１箇所あたりに３本）で脳天打ちした床構面（１階床及び２階床）とし、スギの野地板（板厚 t=15mm、幅 B=240mm、長さ L=2000mm）を垂木（45x90mm@455）に釘（N45@90）打ちした屋根構面とする。
・基礎は、コンクリート盤（べた基礎）に支持された礎石の上に柱を建てる形式とし、礎石と柱はだぼにより接合することで水平方向の変形は拘束するが、鉛直方向の変形は自拘束しないものとする。

地震力などの外力（水平力）等が建物に作用した場合、主として土塗壁が抵抗することで外力に抵抗し、木材同士の接合部がめり込み抵抗することで建物の変形性能が得られているのが特徴である。

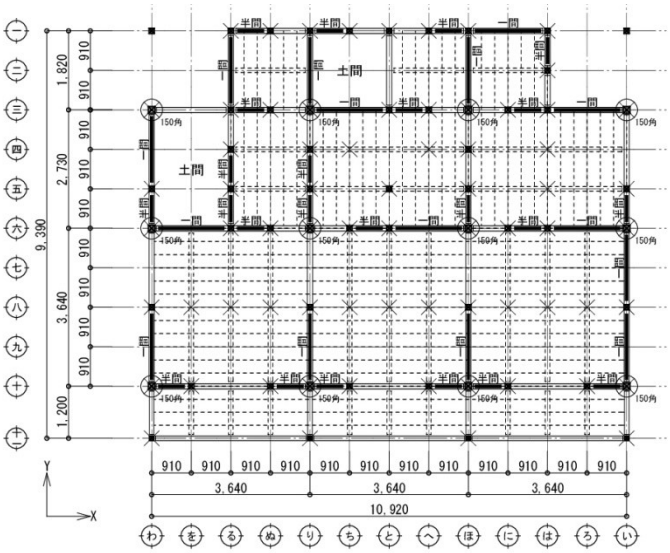


図 1-1-1　１階伏図

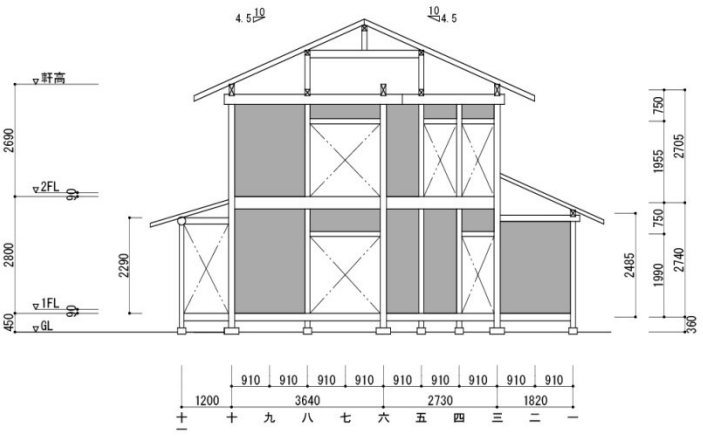


図 1-1-2　り通り軸組図

1-2　構造計算方針

（１）構造計算ルート

本事例における構造計算のルートを下図に示す。

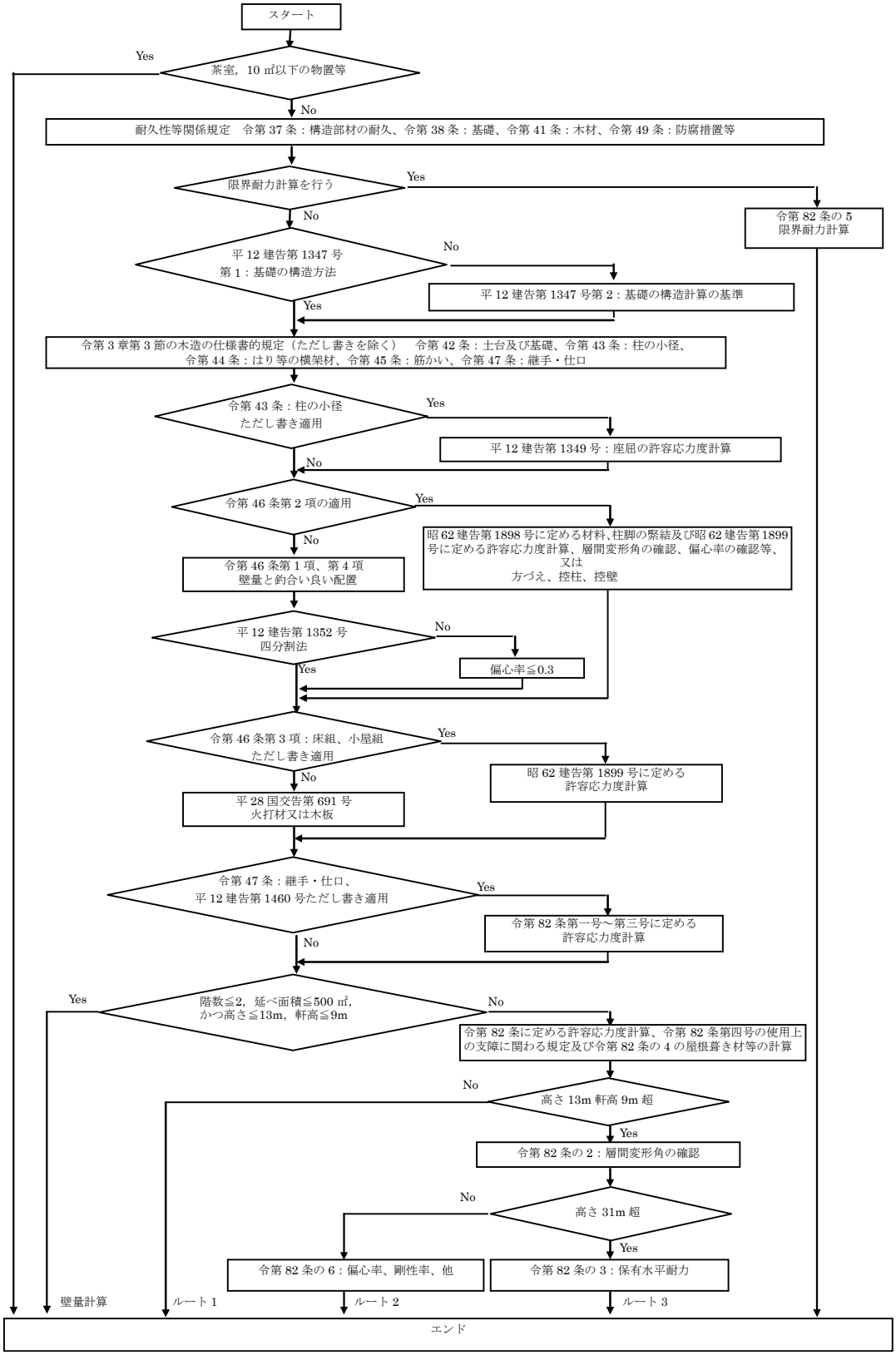


図 1-2-1　本事例における構造計算のルート

（２）構造計算全体の流れ

本事例における構造計算の全体の流れを示す。

		本書に対応するｾｸｼｮﾝ
①	使用樹種、部材断面、荷重を設定する。	§２、§４
②	設計建物を立体骨組みにモデル化する。	§５
③	上記モデルについて変位増分解析を行い、建物の荷重変形関係を求める。	§６
④	増分解析により求められた建物の荷重変形関係を基に限界耐力計算を行う。	§６
⑤	得られた変位が限界変形以内であることを確認する。	§６
⑥	各部材、接合部について変位増分解析で求められた変形、応力を用いて検証を行う。	§７

このうち②、⑥において耐力壁・水平構面・接合部の復元力特性は『伝統的構法データベース』を用いて設定する。

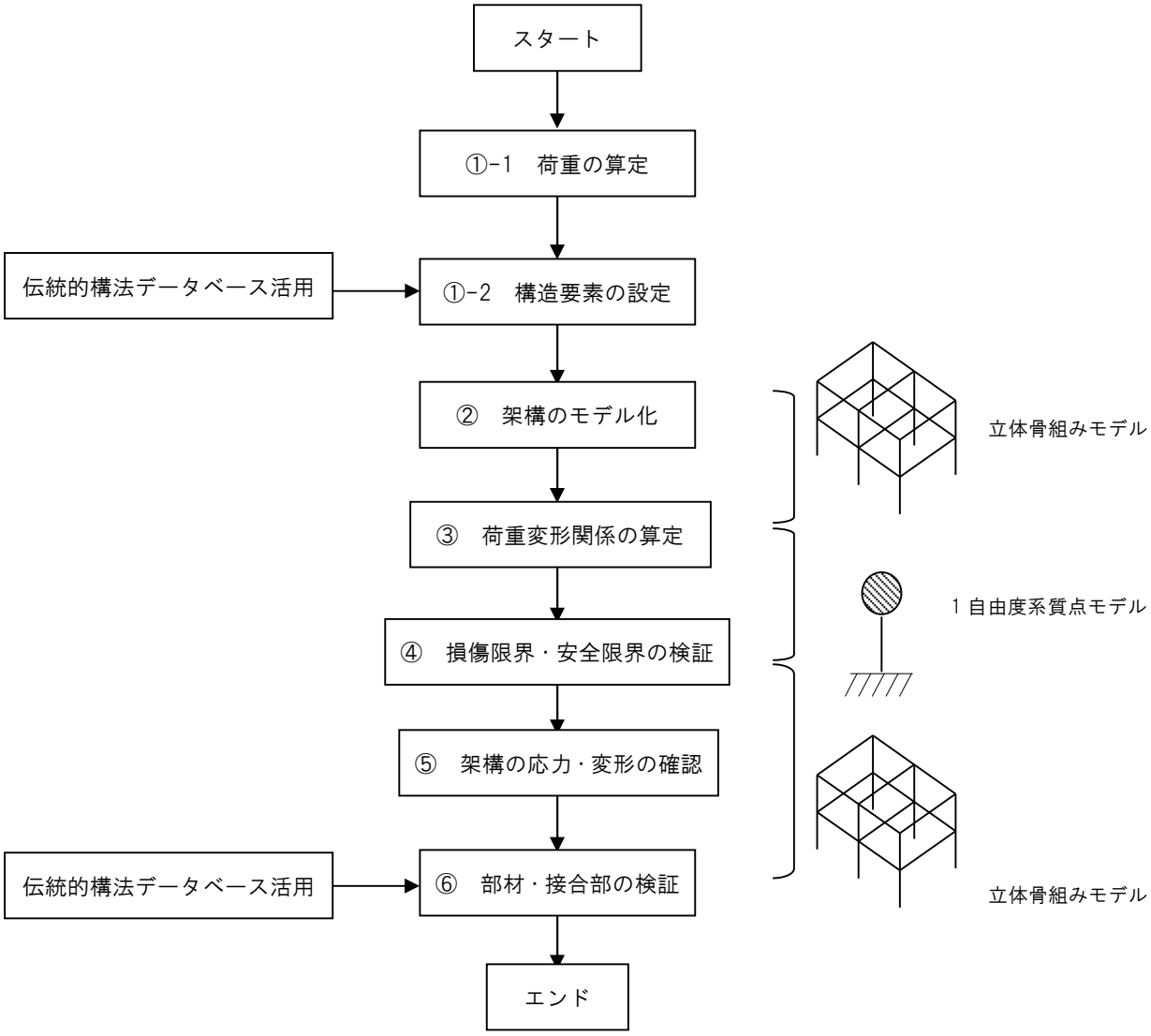


図 1-2-2　本事例における構造計算の流れ

（３）限界耐力計算の流れ

次に図 1-2-2 のうち、③～⑤までの限界耐力計算の詳細フロー図を示す。

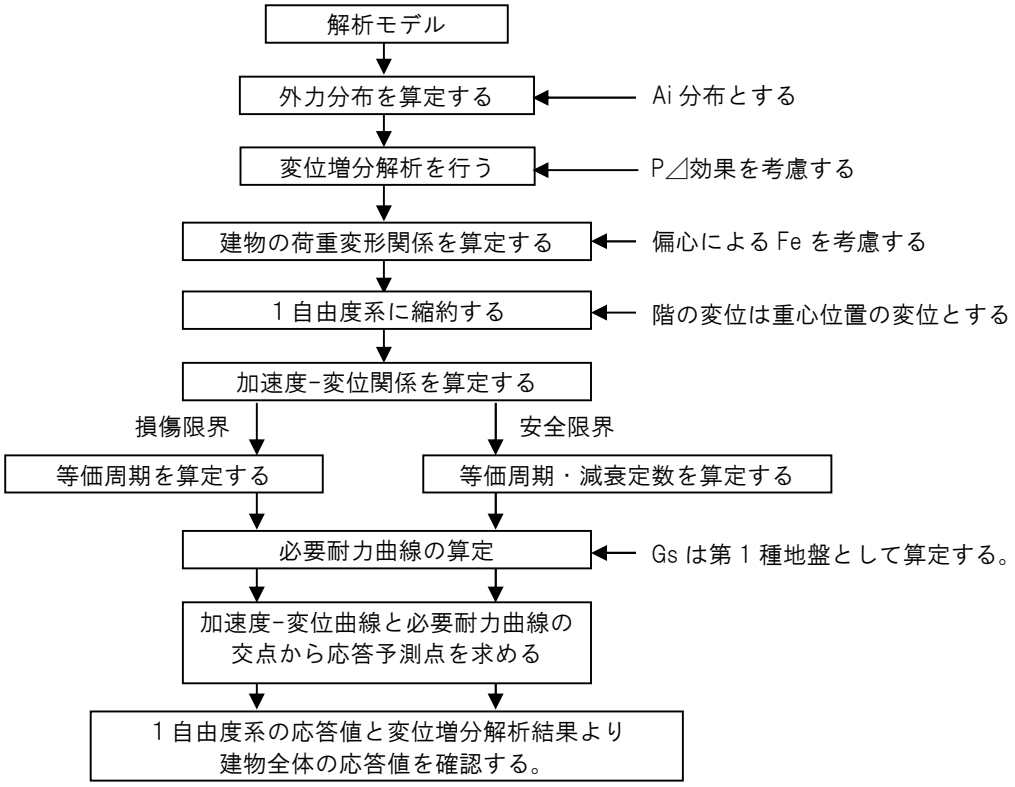


図 1-2-3　図 1-2-2 の③～⑤における限界耐力計算の詳細フロー

（４）本事例における解析

設計方針、解析条件、限界耐力計算、地盤について下記に示す。

① 設計方針

・稀に起こる地震に対して、各階、各フレームの層間変形角が 1/120 以下であることを確認する。

・稀に起こる地震に対して、柱、梁、接合部、耐力壁・水平構面に生じる応力が短期許容耐力以下であることを確認する。

・接合部、耐力壁、水平構面の短期許容耐力は、『伝統的構法データベース』を用いて設定する。

・偏心率が 0.30 以下であることを確認する。

・安全限界の検討において、偏心率が 0.15 を超える場合は当該階の保有水平耐力を Fe 値により低減する。

・極めて稀に起こる地震に対して、各階の層間変形角が 1/30 以下であることを確認する。

・極めて稀に起こる地震に対して、柱、梁に生じる応力が終局耐力以下であることを確認する。

・本事例においては、地震に対する木造架構の検討を中心に記載するため、風、積雪に対する検討及び基礎の設計は省略する。

② 解析条件

・増分解析は、静的弾塑性解析による変位増分解析とする。
・各階の変位は、重心位置の値を採用する。
・地震力の分布は、Ai 分布とする。
・計算プログラムは、下記が考慮できるものを用いた。
　・復元力特性に負勾配を設定できる。
　・P⊿効果を考慮することができる。

③ 限界耐力計算

・地震動は令第 82 条の５及び平 12 建告第 1457 号の第 10 に示される加速度応答スペクトルを用いる。
・表層地盤の増幅係数 Gs は第１種地盤として算定する。
・建物の各方向について、各階の地震力 Pi および各階の重心位置での当該方向への変位δi から、増分解析の各ステップにおいて、次式により１自由度系の縮約を行う。

$$\mathrm{cSa} = \frac{\Sigma m_i {\delta_i}^2}{(\Sigma m_i \delta_i)^2} \cdot \Sigma P_i \quad 、 \quad \mathrm{cSd} = \frac{\Sigma m_i {\delta_i}^2}{\Sigma P_i \delta_i} \cdot cSa$$

ただし、

cSa　：等価１自由度系の加速度(m/s^2)
cSd　：等価１自由度系の変位(m)
m_i　：各階の質量(kg、ton)
P_i　：各階の重量(N、kN)
δ_i　：各階の重心位置での当該方向への変位(m)

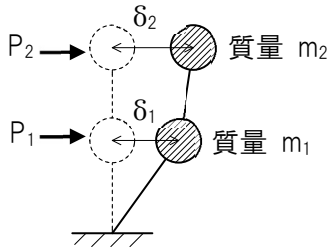


図 1-2-4　せん断型モデル

・減衰による加速度の低減率 Fh は、下式により算定する。

$$\mathrm{Fh} = \frac{1.5}{1+10\mathrm{h}}$$

$$\mathrm{h} = \frac{\sum_{\mathrm{i}=1}^{\mathrm{N}} {}_m h_{ei} \cdot {}_m W_i}{\sum_{\mathrm{i}=1}^{\mathrm{N}} {}_m W_i} + 0.05$$

$${}_m h_{ei} = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{{}_m D_{fi}}} \right)$$

ただし、

$${}_m D_{fi} = \frac{{}_m \delta_i}{{}_m \delta_{di}}$$

${}_m D_{fi} < 1.0$ のときは ${}_m D_{fi} = 1.0$

ここに、

${}_m \delta_i$　：各要素の変形（m または rad）
${}_m \delta_{di}$　：等価な完全弾塑性に置換された荷重変形関係の仮想降伏点（m または rad）
γ　：構造要素の減衰特性を表す係数。本事例では通常 γ＝0.2 とする。

・等価１自由度系の加速度－変位曲線上の任意の点に対し、その点の等価周期を用いて地震動の加速度応答スペクトル Sa 及び変位応答スペクトル Sd を算出し、Sa-Sd 曲線（以後、必要耐力曲線）を求める。等価１自由度系の加速度－変位曲線と必要耐力曲線の交

点から応答予測点を求め、これに対応する多自由度系の変形状態を構造物の応答予測とする。

④ 地盤について

・建設地の地盤種別は、第１種地盤とする。

§２．使用構造材料一覧表

2-1　使用構造材料一覧表

（１）木材

表 2-1-1　構造材料一覧表（木材）

部　位	断　面	等級	樹種
柱	120×120mm、150×150mm	E70 程度	スギ
桁・梁・足固め	120x150～300mm	E70 程度	スギ

（２）木材以外　：　省略

（３）各部の仕様

表 2-1-２　各部の仕様

部　位		仕　様
耐力壁	土塗壁	t=70mm
屋根	野地板	t=15mm
	垂木	60×60@455mm
	母屋、束	120×120mm
２階床	床板	t=30mm
１階床	床板	t=30mm
	根太	45×60@303mm
	大引き	105×105mm

2-2　許容応力度

（１）木材

① 基準強度と基準弾性係数

表 2-2-1　基準強度と基準弾性係数（N/㎟）

材料・規格	基準強度					基準弾性係数	
	Fc	Ft	Fb	Fs	Fcv	E	G
スギ E70 程度	17.7	13.5	22.2	1.8	6.0	6865	E の 1 /15

② 許容応力度と材料強度

表 2-2-2　許容応力度と材料強度（N/㎟）　　（N/㎟）

	長期許容応力度	短期許容応力度	材料強度
圧縮、引張、曲げ、せん断、めり込み	基準強度の 1.1/3	基準強度の 2.0/3	基準強度

（２）木材以外　：　省略

2-3　地盤の概要

省略

§３．伏図と軸組図

3-1　伏図

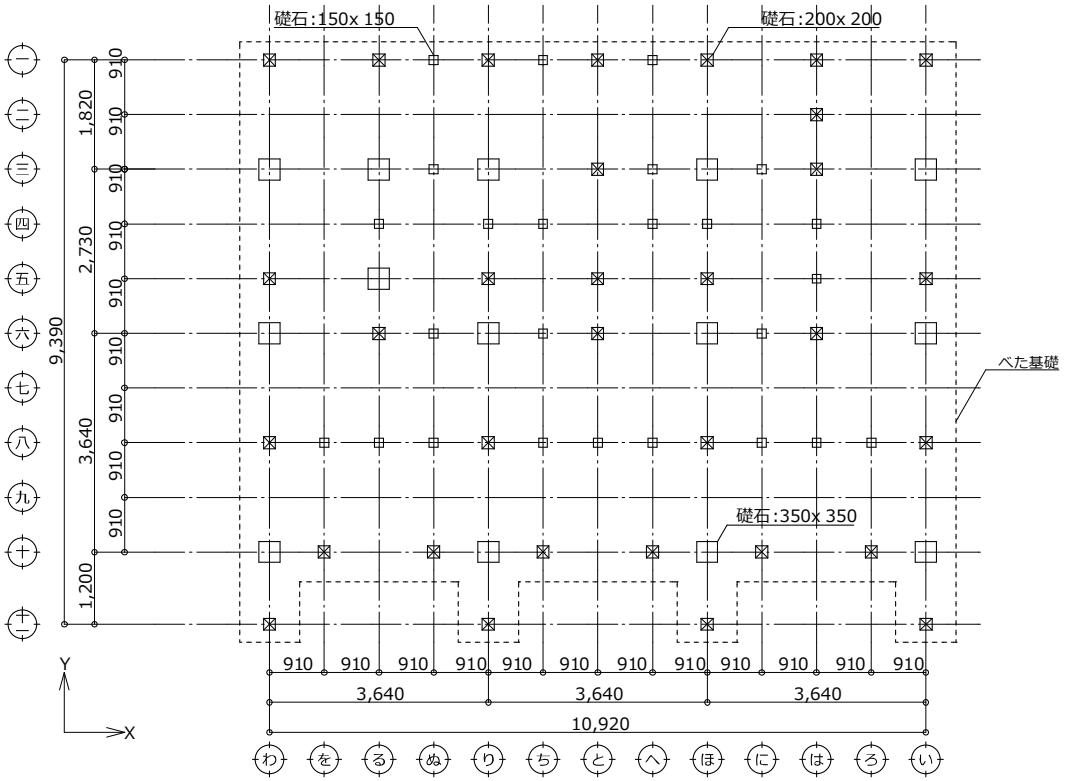


図 3-1-1　礎石配置図

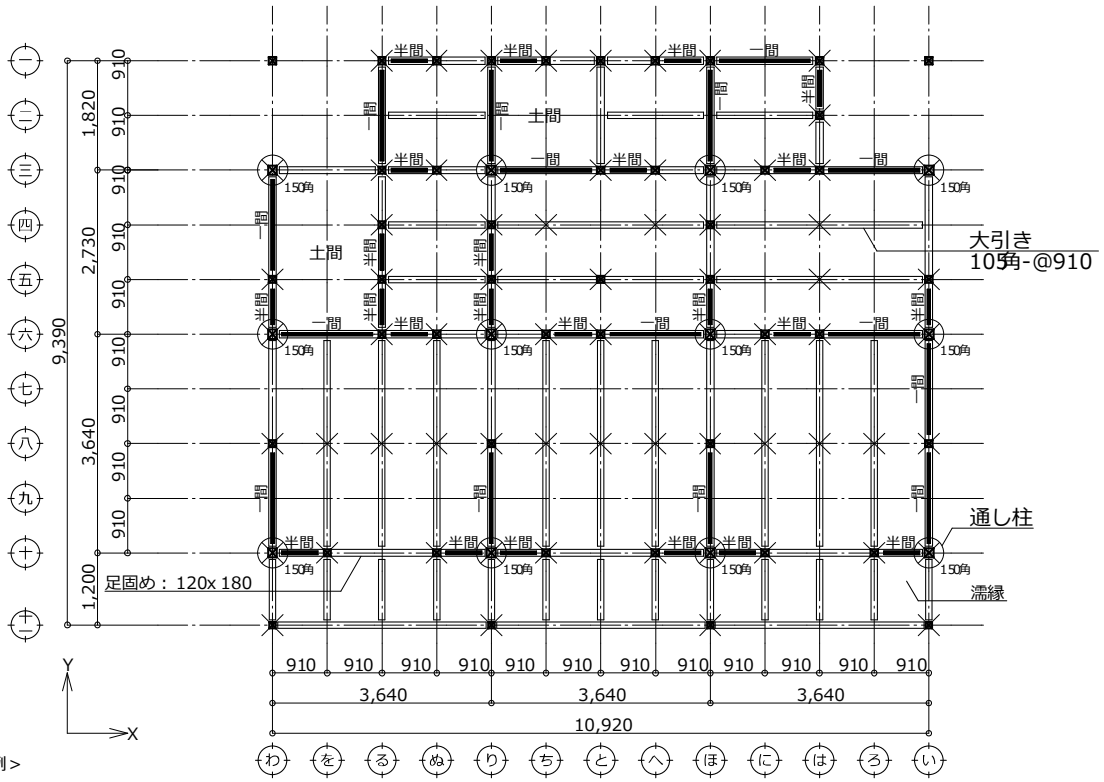


図 3-1-2　１階床伏図

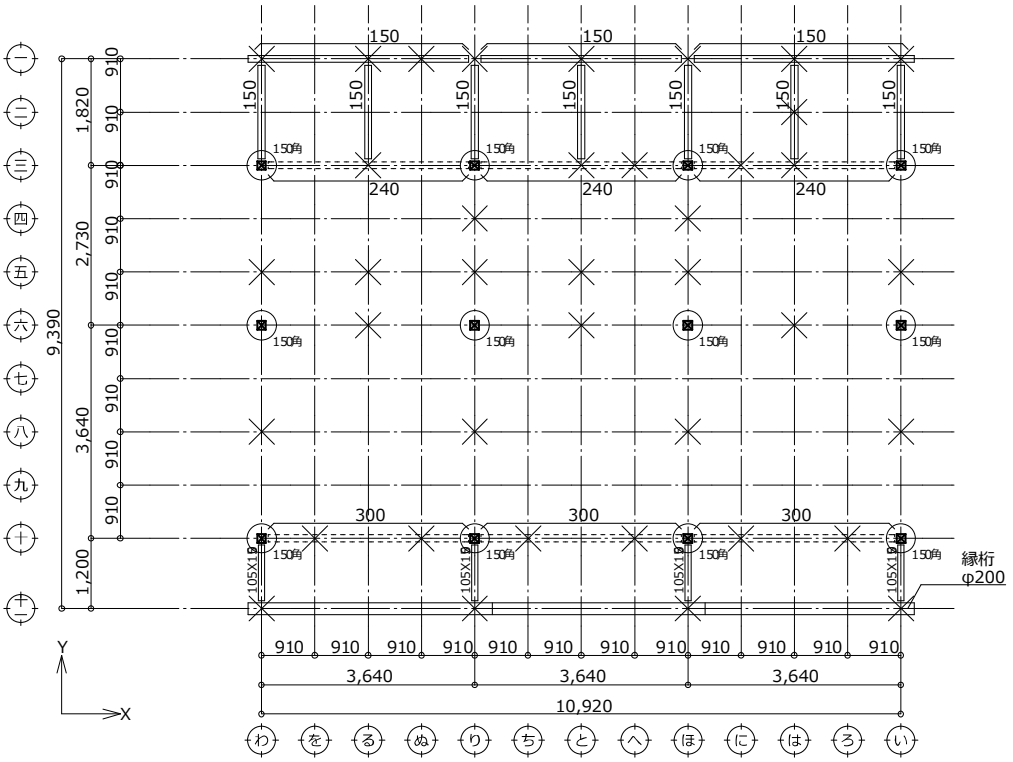


図 3-1-3　下屋小屋伏図

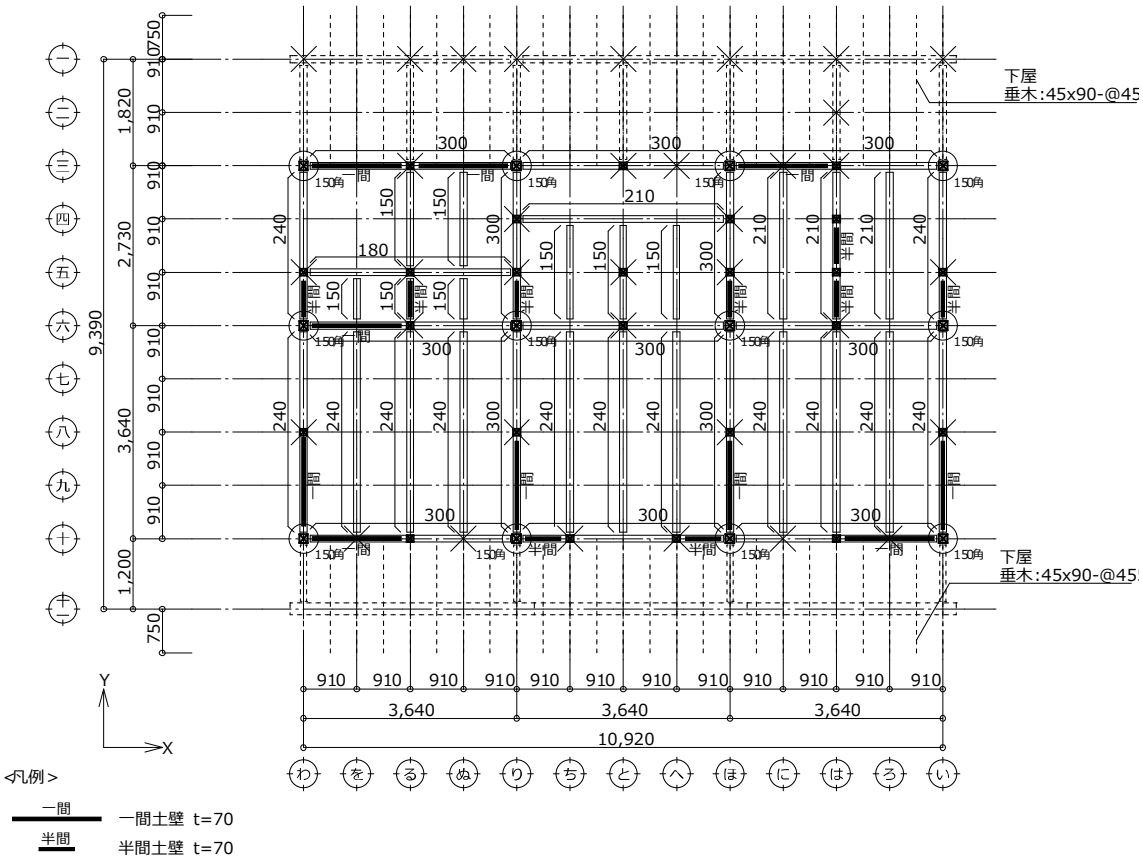


図 3-1-4　２階床伏図

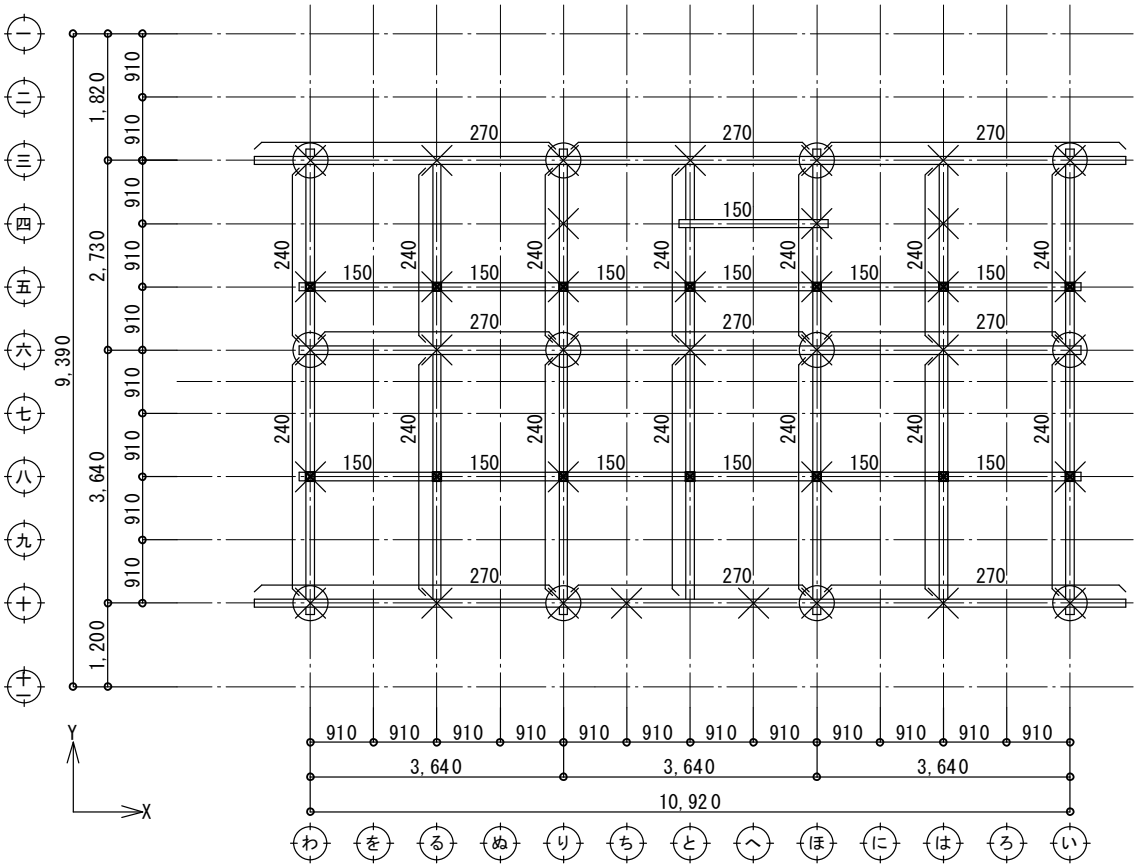


図 3-1-5　小屋伏図 1

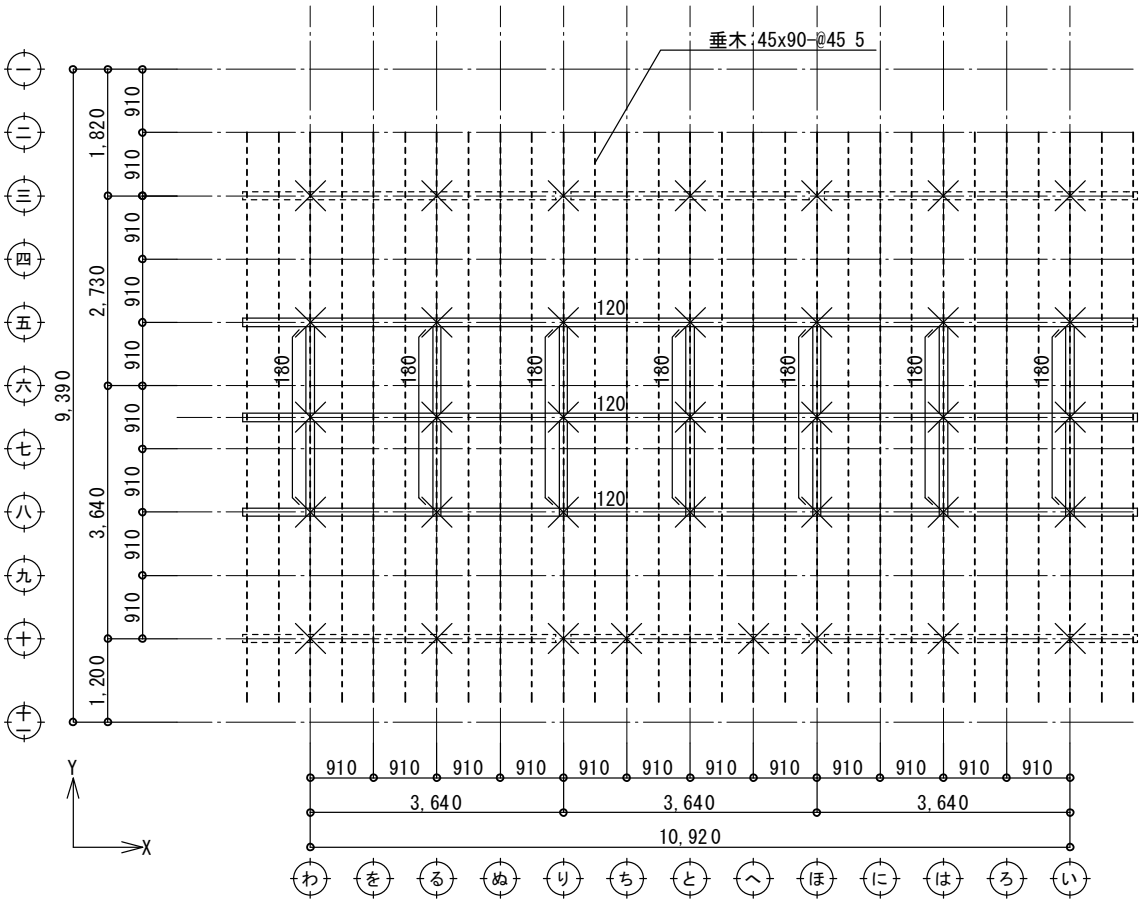
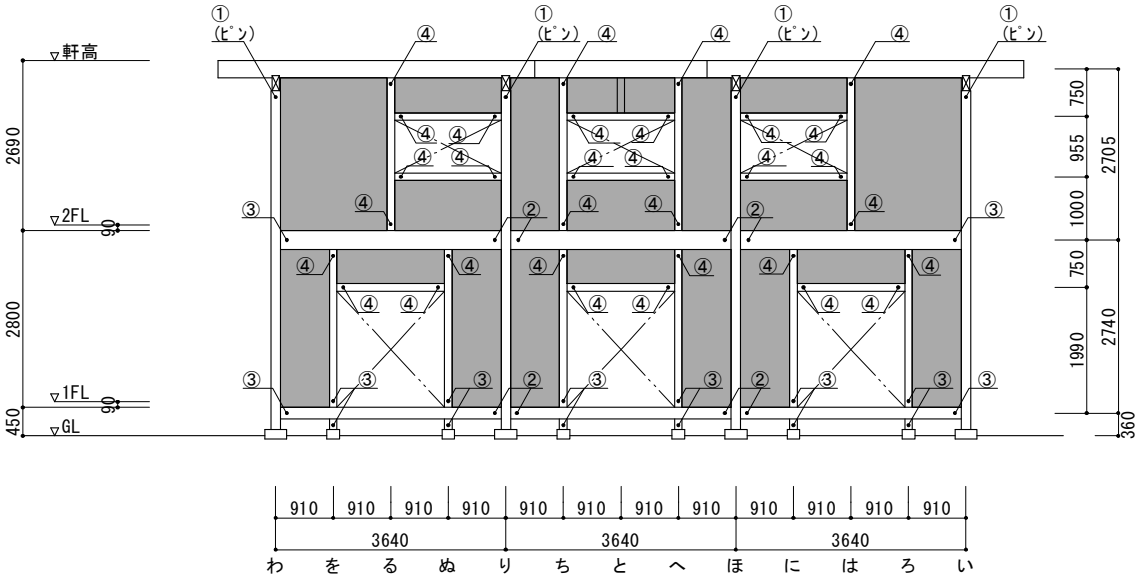
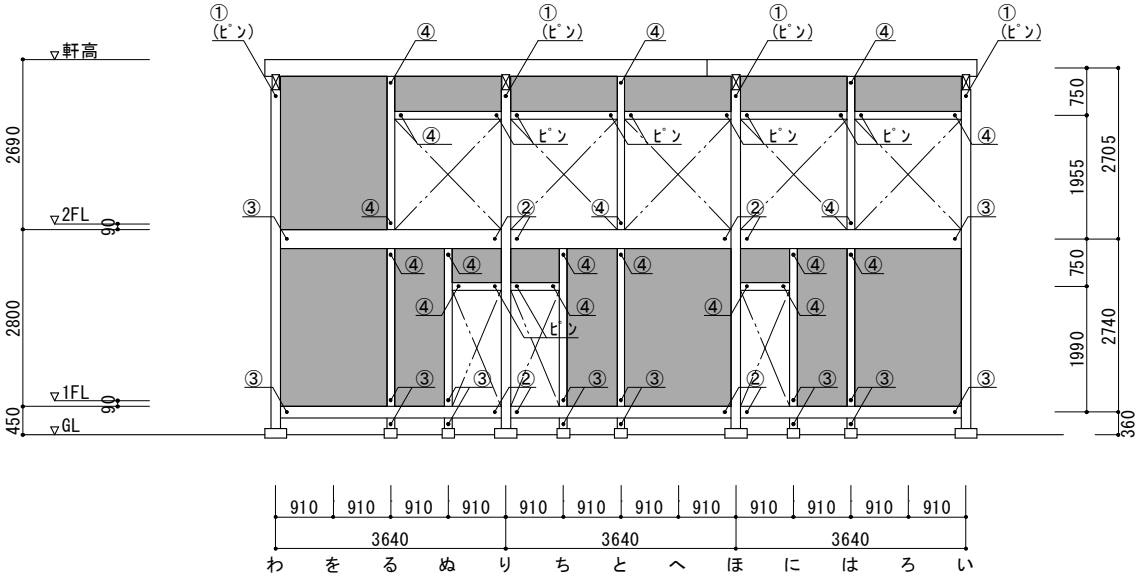


図 3-1-6　小屋伏図 2

3-2　軸組図

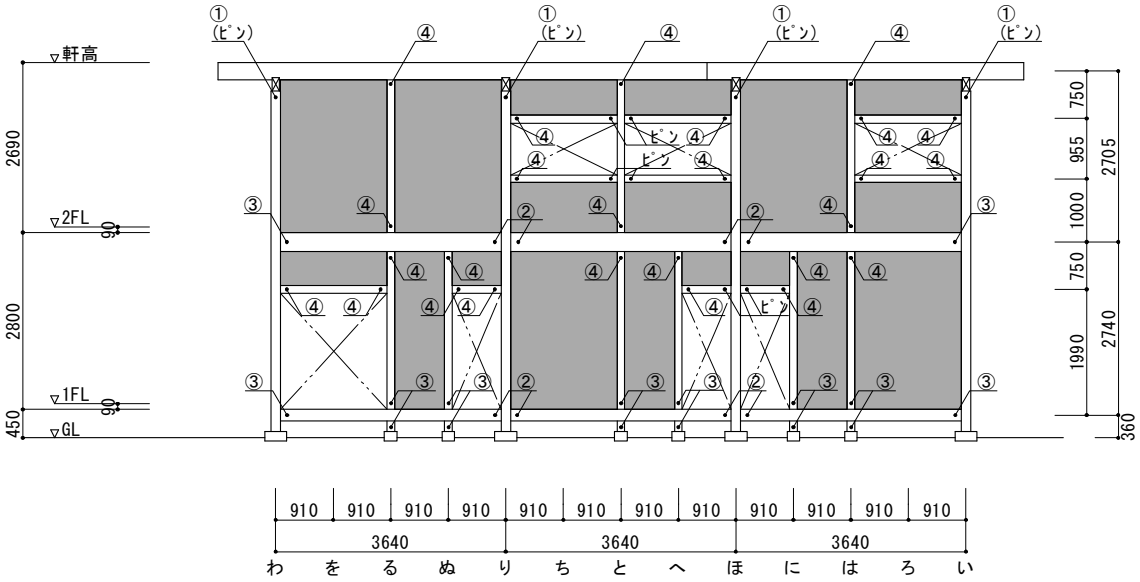


十 通り

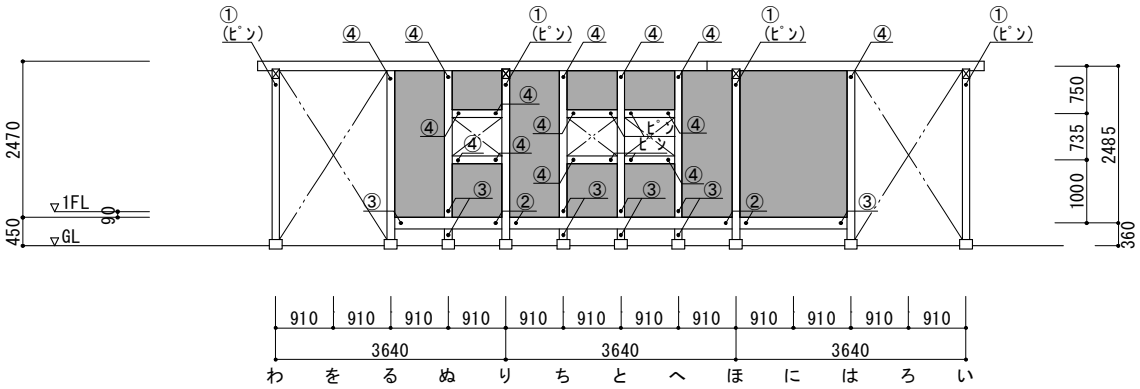


六 通り

図 3-2-1　軸組図 1

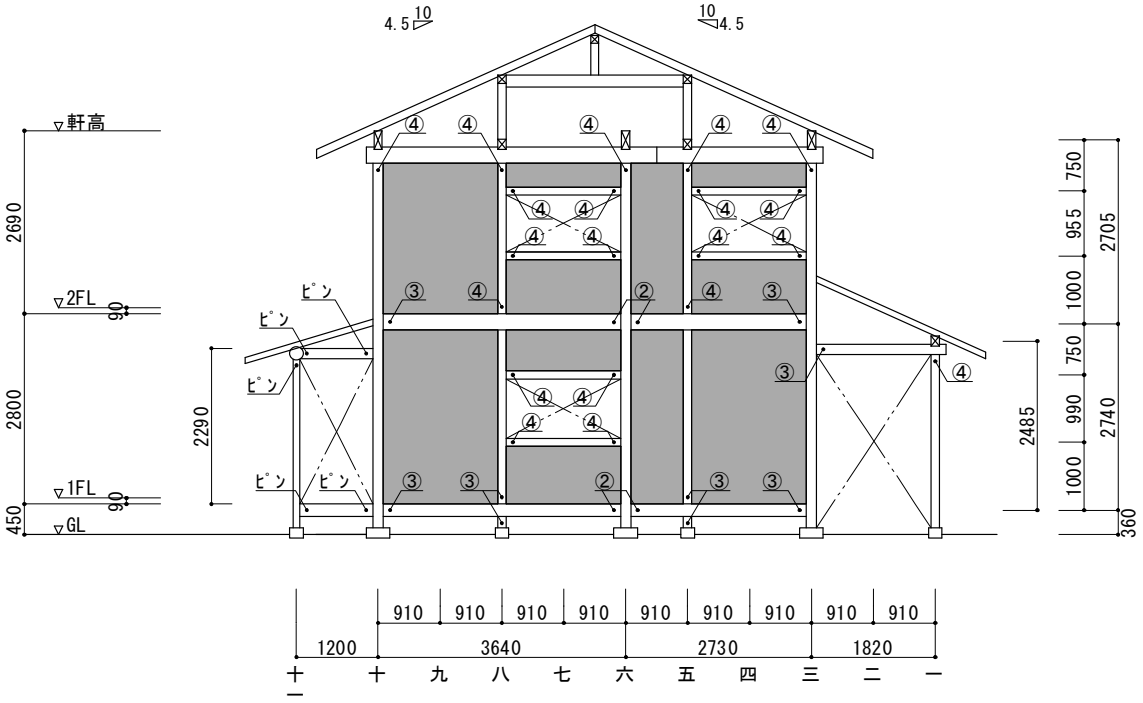


三 通り

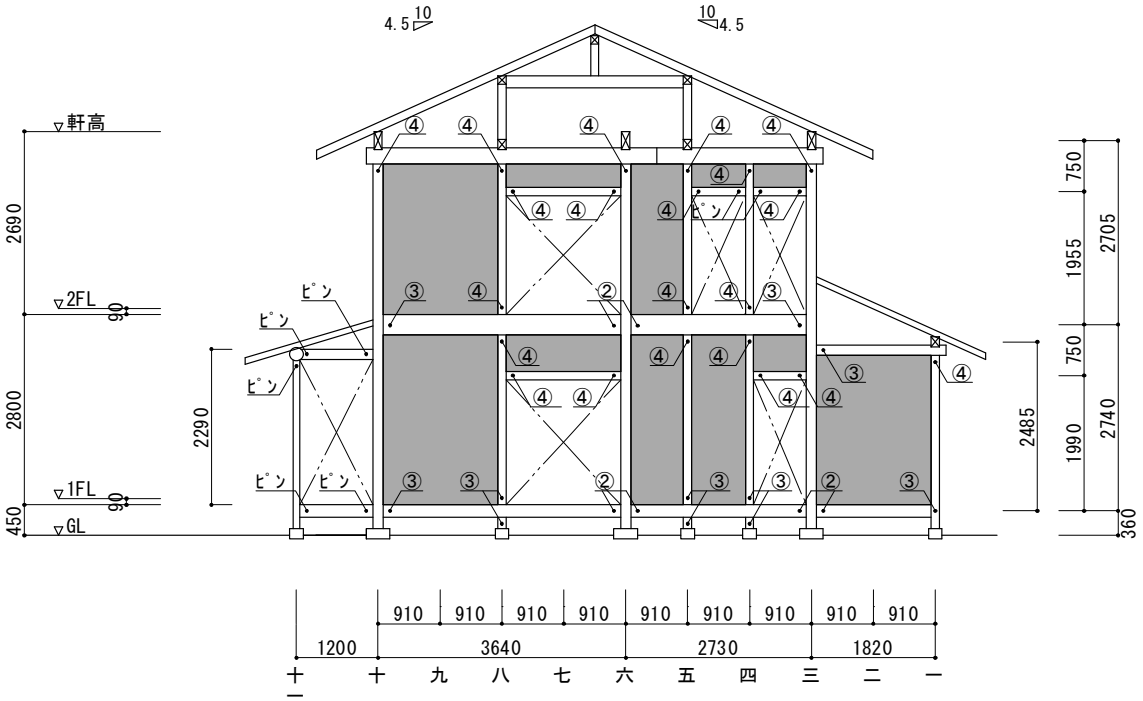


一 通り

図 3-2-2　軸組図 2

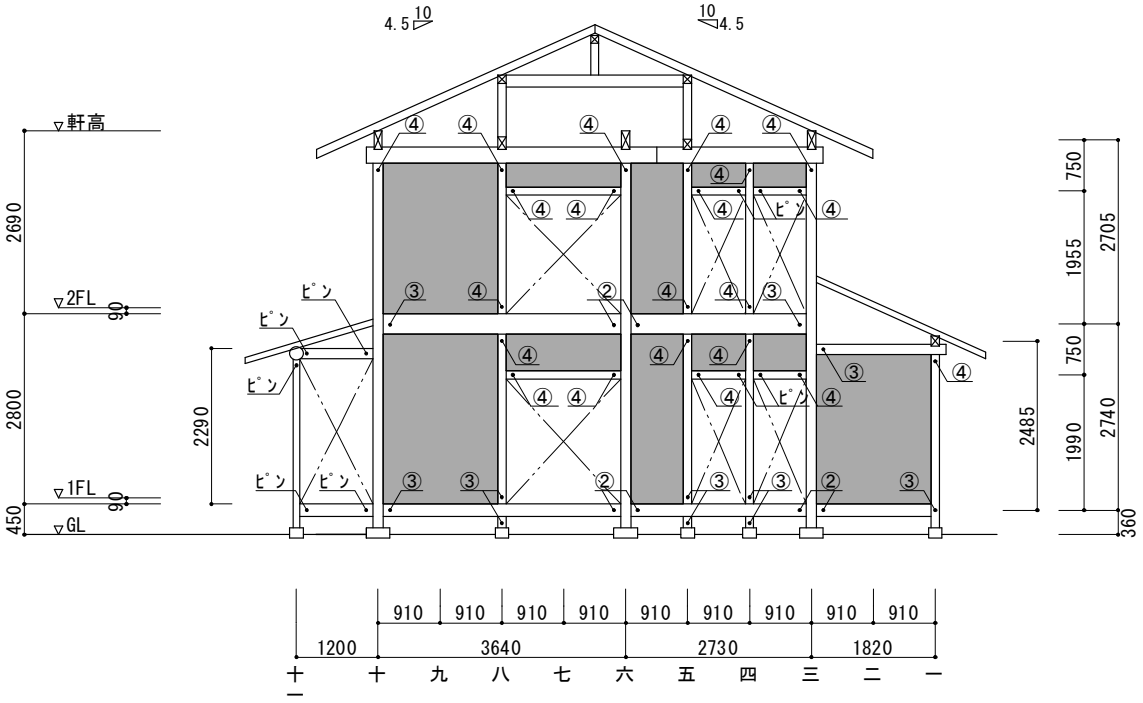


わ 通り

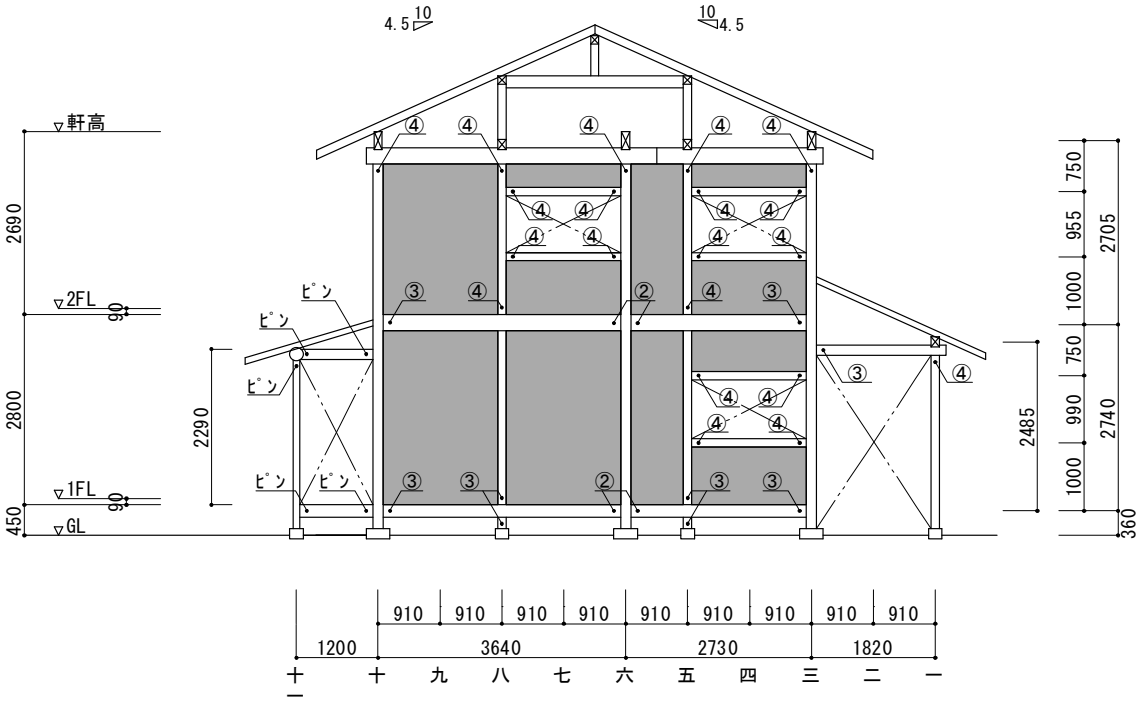


り 通り

図 3-2-3　軸組図 3

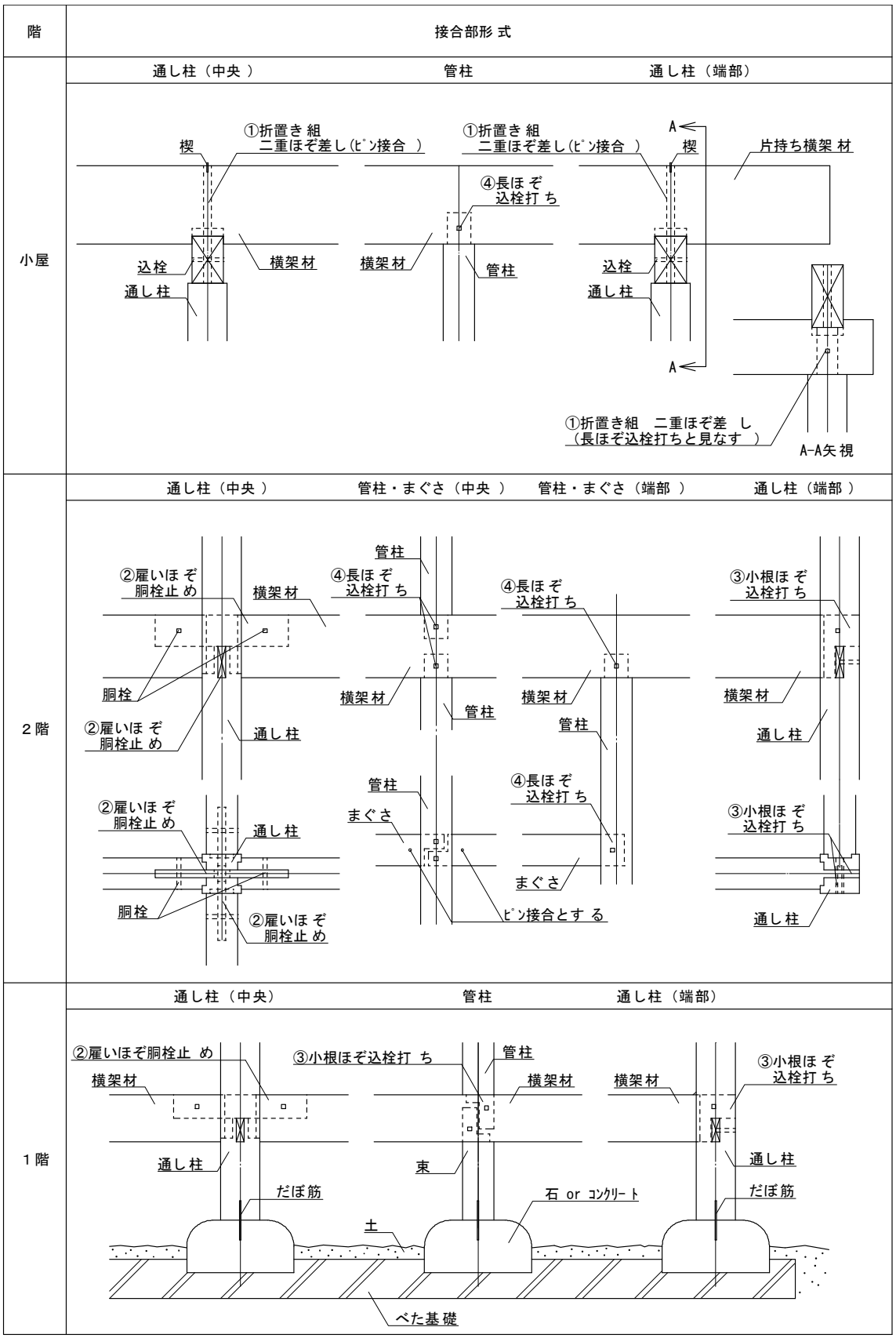


ほ 通り



い 通り

図 3-2-4　軸組図 4



丸数字は接合部形式番号を表し、軸組図に示す番号に対応する

図 3-2-5　接合部一覧

§４．荷重・外力計算

4-1　仮定荷重

（１）固定荷重、積載荷重、設計荷重

① 床、屋根

表 4-1-1　床、屋根の固定荷重、積載荷重、設計荷重(N/m^2)

部位	部材	固定荷重		対象架構と想定外力	積載荷重	設計荷重	備考
		w	Σw				
屋根	日本瓦(葺き土なし)	470	垂木 620	垂木	0	680	勾配 10：4.5 (1.10)※
	ルーフィング	20	×1.10　680				
	野地板	90	母屋 670	母屋	0	740	
	垂木	40	×1.10　740	架構	0	890	
	母屋、束	50	小屋 890	地震	0	890	
	小屋組	150					
2 階床	板張り	300	750	床	1800	2550	
	根太	100		架構	1300	2050	
	床梁	150		地震	600	1350	
	天井	200					
1 階床	板張り	200	550	床	1800	2350	
	根太	100		架構	1300	1850	
	床梁	150		地震	600	1150	
	天井	100					

※括弧内の数値は勾配屋根を水平面としてみなす場合の荷重の割増率を示す。
設計例の屋根勾配が 10:4.5 であるため、割増率は$\sqrt{(10^2+4.5^2)}/10=1.10$ となる。

② 壁

表 4-1-2　壁の固定荷重、積載荷重、設計荷重(N/m^2)

部位	部材	固定荷重		備考
		w	Σw	
壁	土塗壁　t=70mm	950	1150 ↓ 1200	
	軸組	200		

（２）積雪荷重

省略

4-2　風圧力の計算

省略

4-3　地震力の計算

建物重量、Ai 分布及び地震力を示す。

表 4-3-1　建物重量、Ai 分布及び地震力

階	Wi(kN)	ΣWi(kN)	αi	Ai	Ci	Qi(kN)
2	166.36	166.36	0.368	1.320	0.264	43.91
1	285.67	452.02	1.000	1.000	0.200	90.40

§５．架構のモデル化

5-1　基本方針

・屋根は、荷重として扱い小屋組のレベルで水平な架構とする。
・柱、梁の軸材は、弾性梁要素の線材に置換する。
・耐力壁は、せん断ばねに置換する。
・水平構面は、水平ブレースに置換する。
・柱一梁等の接合部は、回転ばね及び引張ばねに置換する。
・腰壁、垂れ壁横の全面壁は、開口端に連続する部材（圧縮力のみを伝達する）が存在するものとする。
・１階柱脚の接合部は、鉛直方向浮き上がりを考慮するため、引張側の剛性はゼロの鉛直ばね、圧縮側は剛な鉛直ばねとし、水平方向は拘束する(図 5-1-1)。
・耐力要素の復元力特性は、『伝統的構法データベース』を用いて設定する。
・部材の剛性は、曲げ剛性２方向・せん断剛性２方向・軸剛性を設定する。
・部材の接合条件は、x’、y’、z’、θx’、θy’、θz’ それぞれについて固定、自由、半固定を設定する(図 5-1-2)。

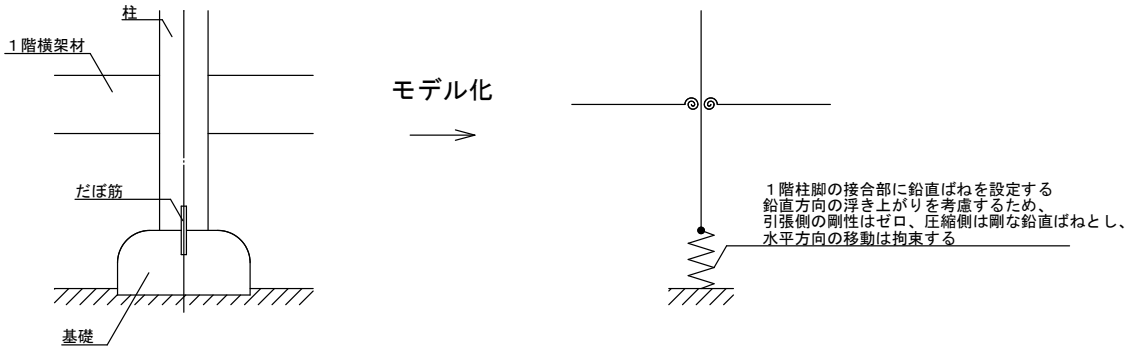
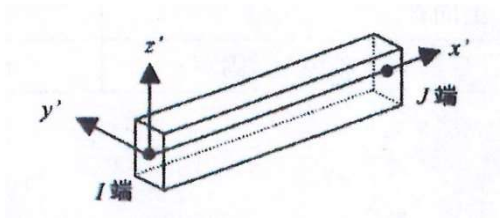


図 5-1-1　１階柱脚の接合部のモデル化



x’　　：材軸
y’　　：せん断
z’　　：せん断
θx’　：ねじり剛性
θy’　：曲げ
θz’　：曲げ

図 5-1-2　部材座標系

5-2　軸材のモデル化

・軸材の変形要素は下表による。

表 5-1-1　軸材の変形要素

	軸(x’)	せん断(y’,z’)	ねじり(θx’)	曲げ(θy’,θz’)
柱	○	○	×	○
梁	○	○	×	○

○：変形を考慮する　×：変形を考慮しない

5-3　接合部のモデル化

・１階柱脚の接合部は、鉛直方向は浮き上がりを考慮するため、引張側（上向き）の剛性はゼロの鉛直ばね、圧縮側（下向き）は剛な鉛直ばねとし、水平方向の移動は拘束する。

表 5-3-1　１階柱脚の接合部の拘束条件

	鉛直方向		水平方向	回転方向
	下向き	上向き		
１階柱脚の接合部	剛なばね	剛性ゼロのばね	拘束	自由

・柱接合部、梁接合部の拘束条件を下表に示す。

表 5-3-2　柱接合部、梁接合部の拘束条件

	材軸方向(x')		材軸直交方向(せん断)		回転方向（曲げ）		
	圧縮	引張	強軸	弱軸	強軸	弱軸	ねじり
柱	固定	半固定	固定	固定	半固定	固定	考慮しない
梁	固定	半固定	固定	固定	半固定	固定	考慮しない

・接合部の回転ばね及び引張ばねの荷重変形関係は、完全弾塑性モデルとし『伝統的構法データベース』を用いて各特性値を設定する。『伝統的構法データベース』では各特性値について、実験より得られた値（実験値）と理論式から得られた値（計算値）を掲載しており、本事例で採用した特性値を下記に示す。

表 5-3-3　本事例で採用した接合部の特性値

	回転ばね	引張ばね
雇いほぞ胴栓止め	実験値	計算値
小根ほぞ込栓打ち	実験値	実験値
長ほぞ込栓打ち	計算値	実験値

（注：小根ほぞ込栓打ちの引張ばねの特性値は、長ほぞ込栓打ちの引張ばねの特性値を採用する）

5-3-1　雇いほぞ胴栓止め接合部の例

通し柱と梁の接合部の仕口に用いる雇いほぞ胴栓止めのモデル化は、図 5-3-1 のとおり回転ばねと引張ばねの組合せとした。入力する値は、『伝統的構法データベース』に「雇いほぞ胴栓止め」※1の各特性値を採用した。当データベースでは実験値に加え、力学的な性能が計算によって算定可能な場合においては計算によってばね剛性は算出可能である。

ここでは様々な事例を紹介するため、回転バネについては実験から完全弾塑性による評価値(降伏モーメント、初期剛性、終局回転角)を、引張バネについては、計算値(降伏耐力、初期剛性、終局変位)を用いることとした。なお、梁は、断面寸法が幅 120mm×高さ 180mm、幅 120mm×高さ 240mm、幅 120mm×高さ 300mm の３種類の部材を用いている。

※１：『伝統的構法データベース』に掲載されている各部要素の実験データ等の閲覧方法については、付録を参照。

以下の雇いほぞ胴栓止め接合部における各特性値の取得の例を示す。

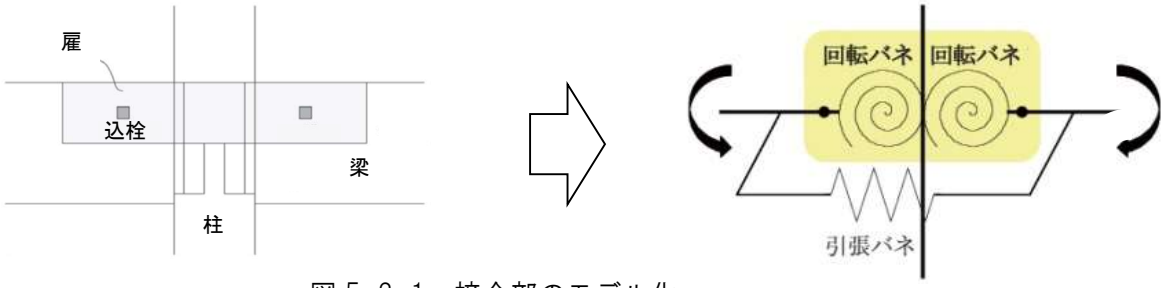


図 5-3-1　接合部のモデル化

１）回転ばね採用値（実験値）

回転ばねの各特性値は、『伝統的構法データベース』に掲載の「雇いほぞ胴栓止め（対称曲げ）」※2より取得した。

※２：「雇いほぞ胴栓止め（対称曲げ）」http://www.denmoku-db.jp/files/libs/222/202003261726285588.pdf

a.採用する梁、柱及び仕口の寸法より、「試験体」の名称を取得する。

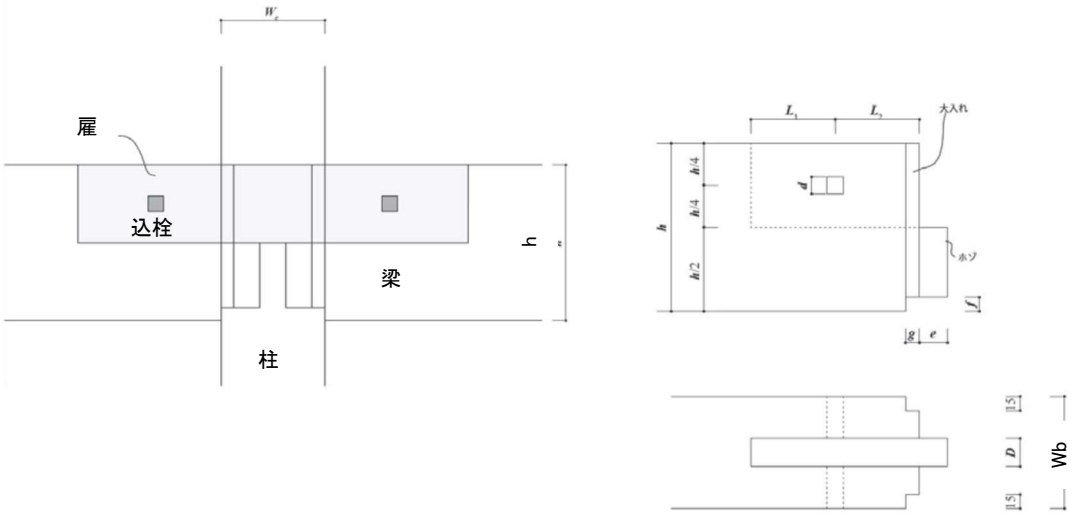


図 5-3-2　姿図・寸法（柱-梁接合部）『伝統的構法データベース』掲載

表 5-3-1 接合部寸法パラメータ(mm)『伝統的構法データベース』掲載

<table>
<tr><th>試験体</th><th>$W=W_b,W_c$</th><th>D</th><th>h</th><th>d</th><th>$L1$</th><th>$L2$</th><th>f</th><th>e</th><th>g</th><th>引張試験体との対応</th><th>備考</th></tr>
<tr><td>L2-1</td><td>120</td><td>30</td><td rowspan="2">180</td><td rowspan="4">18 角</td><td rowspan="7">90</td><td rowspan="10">90</td><td rowspan="10">15</td><td rowspan="10">30</td><td rowspan="10">15</td><td>K2-1</td><td>標準</td></tr>
<tr><td>L2-2</td><td>150</td><td>36</td><td>K2-2</td><td></td></tr>
<tr><td>L2-3</td><td rowspan="8">120</td><td rowspan="8">30</td><td>240</td><td>K2-3</td><td></td></tr>
<tr><td>L2-4</td><td>300</td><td>K2-4</td><td></td></tr>
<tr><td>L2-5</td><td rowspan="5">180</td><td>15 角</td><td>K2-5</td><td></td></tr>
<tr><td>L2-6</td><td>24 角</td><td>K2-6</td><td></td></tr>
<tr><td>L2-7</td><td>18 丸</td><td>K2-7</td><td></td></tr>
<tr><td>L2-8</td><td rowspan="3">18 角</td><td>75</td><td>K2-8</td><td></td></tr>
<tr><td>L2-9</td><td>120</td><td>K2-9</td><td></td></tr>
<tr><td>L2-10</td><td>90</td><td>75</td><td>K2-10</td><td></td></tr>
</table>

梁は、断面寸法が幅 120mm×高さ 180mm、幅 120mm×高さ 240mm、幅 120mm×高さ 300mm であることから、「接合部寸法パラメータ」を表読みしてそれぞれ「試験体」を以下のとおり取得した。(本事例におけるその他の接合部寸法（d、L1、L2、f,e,g）については、「接合部寸法パラメータ」の表の値のとおりとした。)

・断面寸法が幅 120mm×高さ 180mm　：　L2-1
・断面寸法が幅 120mm×高さ 240mm　：　L2-3
・断面寸法が幅 120mm×高さ 300mm　：　L2-4

b.降伏モーメント及び初期剛性

a で取得した「試験体」の名称が「特性値一覧（正の対象曲げ)」の表において「接合部」の名称の欄と一致する部分の「降伏モーメント」、「初期剛性」及び「終局回転角」を取得する。

表 5-3-2 特性値一覧(正の対称曲げ)『伝統的構法データベース』掲載

接合部	降伏モーメント M_y (kN)	降伏回転角 θ_y (mm)	折れ点 θ_v (mm)	終局モーメント M_u (kN)	終局回転角 θ_u (mm)	初期剛性 K (kN/mm)
L2-1	1.24	0.012	0.020	1.98	0.033	101.3
L2-2	1.83	0.015	0.020	2.40	0.041	123.2
L2-3	2.32	0.016	0.025	3.58	0.111	145.5
L2-4	2.41	0.009	0.013	3.50	0.037	264.4
L2-5	1.23	0.012	0.018	1.78	0.084	105.3
L2-6	1.17	0.009	0.013	1.75	0.046	137.4
L2-7	1.50	0.021	0.029	2.06	0.085	70.1
L2-8	0.93	0.009	0.014	1.43	0.029	100.5
L2-9	1.37	0.014	0.022	2.20	0.048	105.0
L2-10	0.98	0.012	0.019	1.52	0.057	95.7

a で取得した「試験体」について「接合部寸法パラメーター」を表読みして、それぞれ「降伏モーメント」、「初期剛性」及び「終局回転角」を以下のとおり取得した。

（試験体／降伏モーメント／初期剛性／終局回転角）

・断面寸法が幅 120mm×高さ 180mm　：　L2-1 ／ 1.24kN ／ 101.3kN/mm／0.033mm
・断面寸法が幅 120mm×高さ 240mm　：　L2-3 ／ 2.32kN ／ 145.5kN/mm／0.111mm
・断面寸法が幅 120mm×高さ 300mm　：　L2-4 ／ 2.41kN ／ 264.4kN/mm／0.037mm

２）引張ばねの各特性値（計算値）

引張ばねの各特性値は、『伝統的構法データベース』に掲載の「雇いほぞ胴栓止め（引張）」※3より取得した。

※３：「雇いほぞ胴栓止め（引張）」http://www.denmoku-db.jp/files/libs/223/202003261726324412.pdf

a.初期剛性、降伏耐力及び終局変位は、『伝統的構法データベース』に掲載の「（１）初期剛性」及び「（２）降伏耐力」に示される式により算出できる。

(1) 初期剛性

木ダボ接合（せん断抵抗型），対称な２面せん断の剛性計算より，以下で求められる。

$$K_t = 2\frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \tag{1}$$

$$K_1 = \min\left(dk_{cp1},\ \frac{1}{3}\left(E_{0f} d^7 k_{cp2}^3\right)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1} d}{E_{0f}}}\right)^{-\frac{1}{2}} \right) \tag{2}$$

$$K_2 = \min\left(dk_{cp2}\frac{W-D}{2},\ \frac{1}{3}\left(E_{0f} d^7 k_{cp2}^3\right)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp2} d}{E_{0f}}}\right)^{-\frac{1}{2}} \right) \tag{3}$$

- k_{cp1} ：雇いホゾと込栓の複合面圧定数（N/mm^3）
- k_{cp2} ：梁材と込栓の複合面圧定数（N/mm^3）
- E_{0f} ：込栓の曲げヤング係数（N/mm^2）
- $\eta\ (= E/G = 15)$ ：せん断弾性係数と曲げヤング係数の比

(2) 降伏耐力　P_{yt}

込栓２面せん断接合部の降伏耐力を　P_{yd}　，および，ホゾ先端のせん断破壊耐力を　P_{us}　とすると，降伏耐力　P_{yt}　は次式で表せる。

$$P_{yt} = \min\left[P_{yd}, P_{us}\right] \tag{4}$$

込栓２面せん断接合部の降伏耐力

$$P_{yd} = \min\left(\begin{array}{c} dDF_{Ecp1} \\ dDF_{Ecp1} \times 2\alpha\beta \\ dDF_{Ecp1} \times \left[\sqrt{\dfrac{16\beta M_y}{dD^2 F_{Ecp1}(2\beta+1)} + \dfrac{8\alpha^2\beta^2(\beta+1)}{(2\beta+1)^2}} - \dfrac{2\alpha\beta}{2\beta+1}\right] \\ \sqrt{\dfrac{16dF_{Ecp1}M_y\beta}{1+\beta}} \\ \dfrac{2\times A\times F_{sf}}{\kappa} \end{array}\right. \tag{5}$$

- $F_{Ecp1} = \min(F_{E1},\ \alpha_F F_{cvf})$　：雇いホゾの複合面圧降伏応力（N/mm^2）
- $F_{Ecp2} = \min(F_{E2},\ \alpha_F F_{cvf})$　：梁材の複合面圧降伏応力（N/mm^2）
- F_{E1}　：雇いホゾの面圧降伏応力（N/mm^2）
- F_{E2}　：梁材の面圧降伏応力（N/mm^2）
- $\alpha_F = 1.5$　：めり込み降伏応力増大係数
- $F_{cvf} = -8.2 + 35.4\rho$　：込栓のめり込み降伏応力（N/mm^2）
- ρ　：込栓の密度（kg/m^3）＝実験値
- $\alpha = (W - D)/2D$
- $\beta = F_{Ecp2}/F_{Ecp1}$
- $M_y = Z \times F_{bf}$
- $Z = bh^2/6$　：込栓の弾性断面係数（N/mm^3）
- $F_{bf} = 8.1 + 136\rho$　：込栓の曲げ強さ（N/mm^2）
- A　：込栓の断面積（mm^2）
- $F_{sf} = (-7.7 + 100\rho)d^{-0.4}$　：込栓のせん断強さ（N/mm^2）
- $\kappa = 3/2$　：せん断補正係数

ホゾ先端のせん断破壊耐力

$$P_{us} = F_s \times \left(L1 - \frac{d}{2}\right) \times D \times 2 \tag{6}$$

- $F_s = 2.1$　：雇いホゾ（ヒノキ）のせん断強さ（N/mm^2）

このときの終局変位　D_u　は次式で表せる。

$$D_u = \left(\begin{array}{l} d \quad : P_{yt} = P_{yd} \text{ の場合} \\ P_{yt}/K_t : P_{yt} = P_{us} \text{ の場合} \end{array}\right. \tag{7}$$

『伝統的構法データベース』では、一定の接合部寸法及び諸定数の範囲において降伏耐力を算出した結果が掲載されており、本事例においてはその結果を用いることとした。

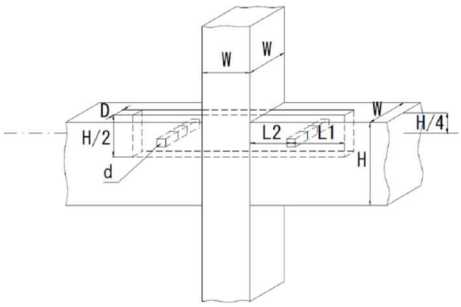


図 5-3-3 姿図・寸法（柱-梁接合部）『伝統的構法データベース』掲載

表 5-3-3 接合部寸法パラメータ（mm）『伝統的構法データベース』掲載

試験体	W	D	H	d	L1	L2	備考
K2-1	120	30	180	18 角	90	90	標準
K2-2	150	36					
K2-3	120	30	240				
K2-4			300				
K2-5			180	15 角			
K2-6				24 角			
K2-7				18 丸			
K2-8				18 角	75		
K2-9					120		
K2-10					90	75	
K2-11						120	

梁は、断面寸法が幅 120mm×高さ 180mm、幅 120mm×高さ 240mm、幅 120mm×高さ 300mm であることから、「接合部寸法パラメータ」を表読みしてそれぞれ「試験体」を以下のとおり取得した。（本事例におけるその他の接合部寸法（D、d、L1、L2）については、「接合部寸法パラメータ」の表の値のとおりとした。）

・断面寸法が幅 120mm×高さ 180mm　：　K2-1
・断面寸法が幅 120mm×高さ 240mm　：　K2-3
・断面寸法が幅 120mm×高さ 300mm　：　K2-4

用いた材料特性の諸定数は以下の数値とした。

表 5-3-4 諸定数『伝統的構法データベース』掲載

■柱・梁（スギ・芯持ち・正角）

密度 ρ（× 10^3kg/m^3）	ヤング係数 E_{0b} (N/mm^2)	面圧降伏応力 F_{E2} (N/mm^2)
0.38	7000	17.7

■雇いホゾ（ヒノキ）

密度 ρ（× 10^3kg/m^3）	ヤング係数 E_{0S} (N/mm^2)	面圧降伏応力 F_{E1} (N/mm^2)	せん断強さ F_S (N/mm^2)
0.41	9000	20.7	2.10

■車知栓（カシ）

密度 ρ（× 10^3kg/m^3）	ヤング係数 E_{0f} (N/mm^2)	めり込み降伏応力 F_{cyf} (N/mm^2)	曲げ強さ F_{bf} (N/mm^2)	せん断強さ F_{sf} (N/mm^2)
0.9	14430	23.66	130.5	25.90

式（１）を用いることにより初期剛性については、Kt＝5485（N/mm）を得た。

表 5-3-5 推定破壊モードとその耐力及び変位一覧『伝統的構法データベース』掲載

K2-1 (W=120mm,D=30mm,H=180mm,d=18mm,L1=90mm,L2=90mm)

	込栓の降伏					ホゾのせん断
	モード①	モード②	モード③	モード④	モード⑤	
降伏耐力P_{yt} (kN)	11.18	28.67	14.99	18.67	11.19	10.21
降伏変位 δ_y (mm)	2.04	5.23	2.73	3.40	2.04	1.86
終局変位 δ_u (mm)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	1.86

K2-3 (W=120mm, D=30mm, H=240mm, d=18mm, L1=90mm, L2=90mm)

	込栓の降伏					ホゾのせん断
	モード①	モード②	モード③	モード④	モード⑤	
降伏耐力P_{yt} (kN)	11.18	28.67	14.99	18.67	11.19	10.21
降伏変位 δ_y (mm)	2.04	5.23	2.73	3.40	2.04	1.86
終局変位 δ_u (mm)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	1.86

K2-4 (W=120mm, D=30mm, H=300mm, d=18mm, L1=90mm, L2=90mm)

	込栓の降伏					ホゾのせん断
	モード①	モード②	モード③	モード④	モード⑤	
降伏耐力P_{yt} (kN)	11.18	28.67	14.99	18.67	11.19	10.21
降伏変位 δ_y (mm)	2.04	5.23	2.73	3.40	2.04	1.86
終局変位 δ_u (mm)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	1.86

また、降伏耐力については、「接合部寸法パラメータ」の表より取得した「試験体」名称に該当する「推定破壊モードとその耐力および変位一覧」を表読みして、それぞれ「降伏耐力」を以下のとおり取得した。

（試験体／降伏耐力）

・断面寸法が幅 120mm×高さ 180mm　：　K2-1 ／ 10.21kN
・断面寸法が幅 120mm×高さ 240mm　：　K2-3 ／ 10.21kN
・断面寸法が幅 120mm×高さ 300mm　：　K2-4 ／ 10.21kN

5-3-2　各接合部の特性値

5-3-1 の雇いほぞ胴栓止め接合部と同様に、小根ほぞ込栓打ち及び長ほぞ込栓打ちについて回転ばね及び引張りばねを設定し、『伝統的構法データベース』に掲載の各特性値を取得した結果を下記に示す。

表 5-3-6 各接合部の特性値

接合部形式	部材せい	回転ばね		引張ばね	
	(mm)	K(kNm/rad)	My(kNm)	K(kN/mm)	Py(kN)
雇いほぞ胴栓止め	180	101.3	1.24	5.5	10.2
	240	145.5	2.32	5.5	10.2
	300	264.4	2.41	5.5	10.2
小根ほぞ込栓打ち	150	166.4	2.33	18.2	9.1
	180	166.4	2.33	18.2	9.1
	240	157.9	3.00	18.2	9.1
	300	157.9	3.00	18.2	9.1
長ほぞ込栓打ち	120	20.1	0.55	18.2	9.1

各接合部の回転ばね、引張ばねの荷重変形関係を示す。

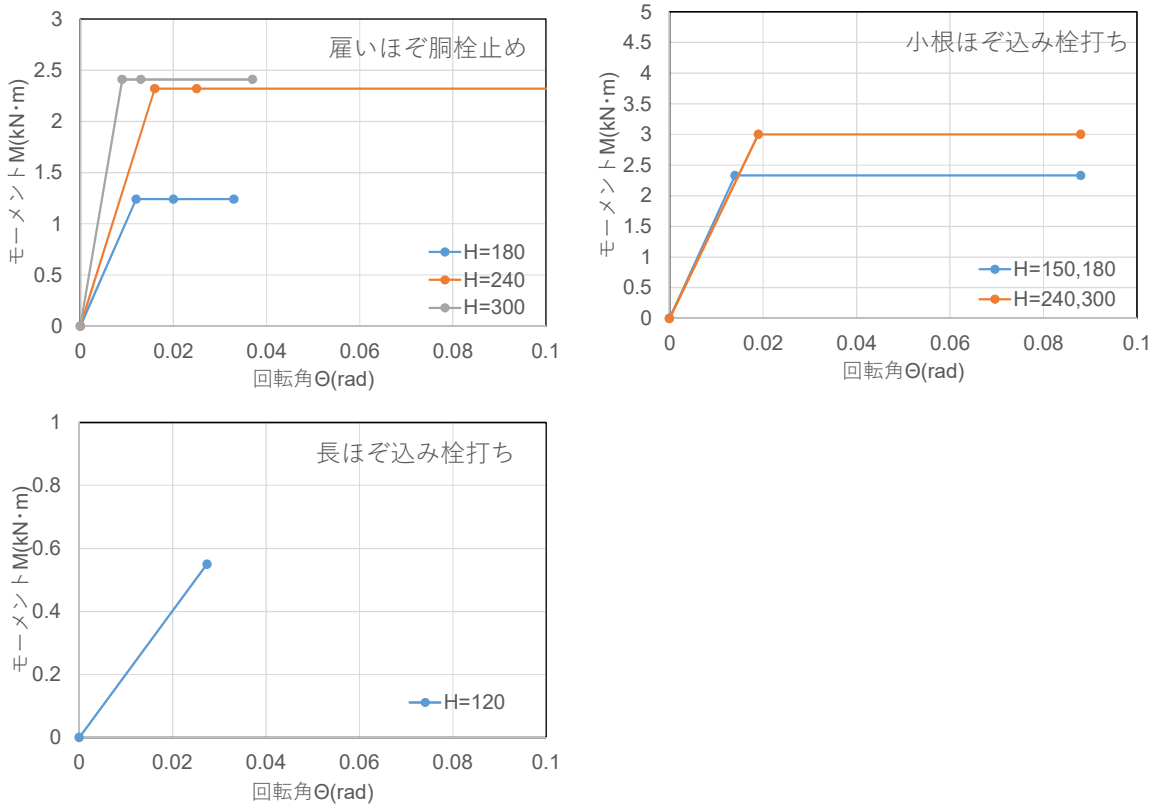


図 5-3-4　接合部回転ばねの荷重変形関係

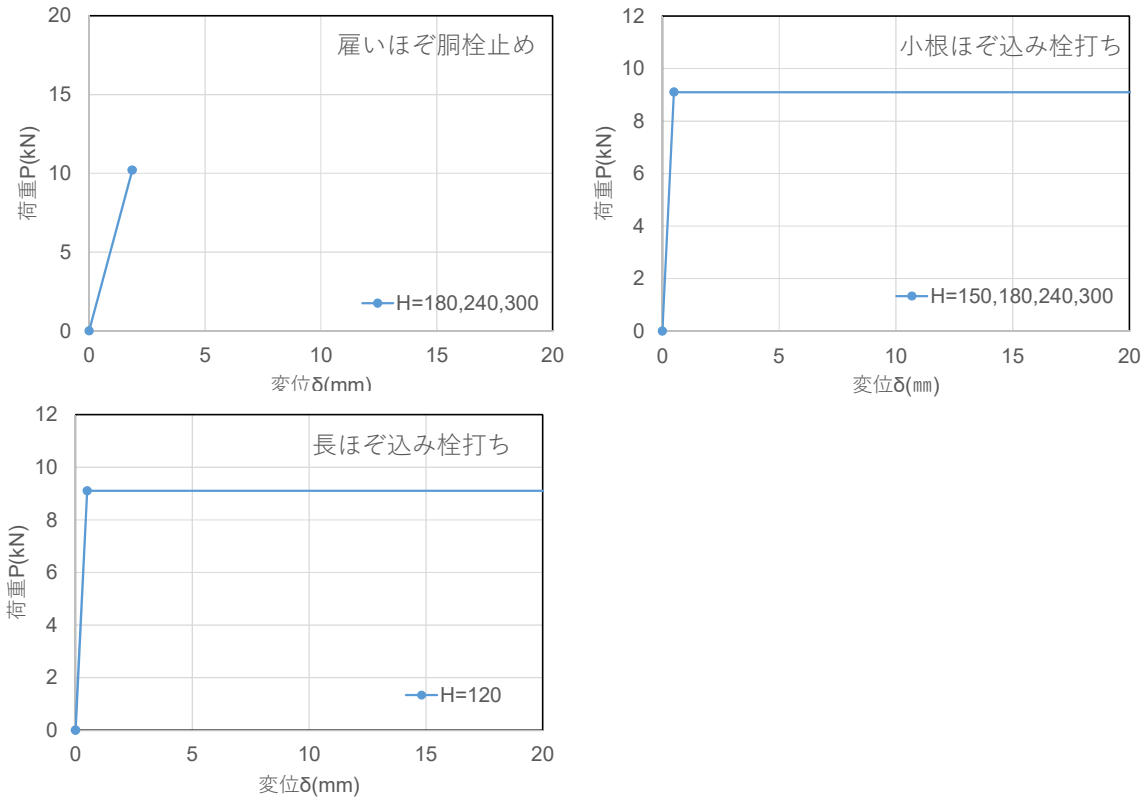


図 5-3-5　接合部引張ばねの荷重変形関係

5-4　耐力壁のモデル化

耐力壁として用いる土塗壁は、せん断ばねに置換しばねの荷重変形関係はトリリニアモデル（３折線モデル）とした。『伝統的構法データベース』に掲載の「土塗壁 全面」[※1] を参照し、設計用せん断応力度の値を用いることとした。なお、復元力特性は、変形角 1/120 を第１折点（降伏耐力）、変形角 1/90 を第２折点（最大耐力）とし、最終変形角の設計用せん断応力度までの第３勾配を設定した。

※１：『伝統的構法データベース』に掲載されている各部要素の実験データ等の閲覧方法については、付録を参照。

１）設計用せん断力

ばねの設計用せん断力は、『伝統的構法データベース』に掲載「土塗壁 全面」[※2、3] の１間仕様及び半間仕様より取得したせん断応力度に、耐力壁断面積を乗じることで算出する。

※２：「土塗壁 全面（１間）」http://www.denmoku-db.jp/files/libs/203/201805141709483300.pdf

※３：「土塗壁 全面（半間）」http://www.denmoku-db.jp/files/libs/113/201703290516446594.pdf

表 5-4-1 設計用せん断応力度（１間）『伝統的構法データベース』掲載

変形角	(rad)	1/120	1/90	1/60	1/30	1/20	1/15
	(× 1/1000rad)	8.33	16.67	25	33.33	50	66.67
せん断応力度	提案 (N/mm^2)	80	90	80	70	45	20
	提案 (上限)(N/mm^2)	120	135	120	105	67.5	30

表 5-4-2 設計用せん断応力度（半間）『伝統的構法データベース』掲載

変形角	(rad)	1/120	1/90	1/60	1/30	1/20	1/15
	(× 1/1000rad)	8.33	16.67	25	33.33	50	66.67
せん断応力度	提案 (N/mm^2)	50	65	60	55	45	35
	提案 (上限)(N/mm^2)	75	97.5	90	82.5	67.5	52.5

また、１間壁については幅 70mm 長さ 1820mm、半間壁については幅 70mm 長さ 910mm として、ばねの設計用せん断力を算出した結果を表 5-4-3 に示す。

表 5-4-3　設計用せん断力

一間壁	t(mm)=	70	L(mm)=	1820			
変形角	(rad)	1/120	1/90	1/60	1/30	1/20	1/15
せん断応力度	(N/mm^2)	80	90	80	70	45	20
せん断力	(kN)	10.19	11.47	10.19	8.92	5.73	2.55

半間壁		70	L(mm)=	910			
変形角	(rad)	1/120	1/90	1/60	1/30	1/20	1/15
せん断応力度	(N/mm^2)	50	65	60	55	45	35
せん断力	(kN)	3.19	4.14	3.82	3.50	2.87	2.23

取得したばねの設計用せん断力の荷重変形関係を図 5-4-1 に示す。

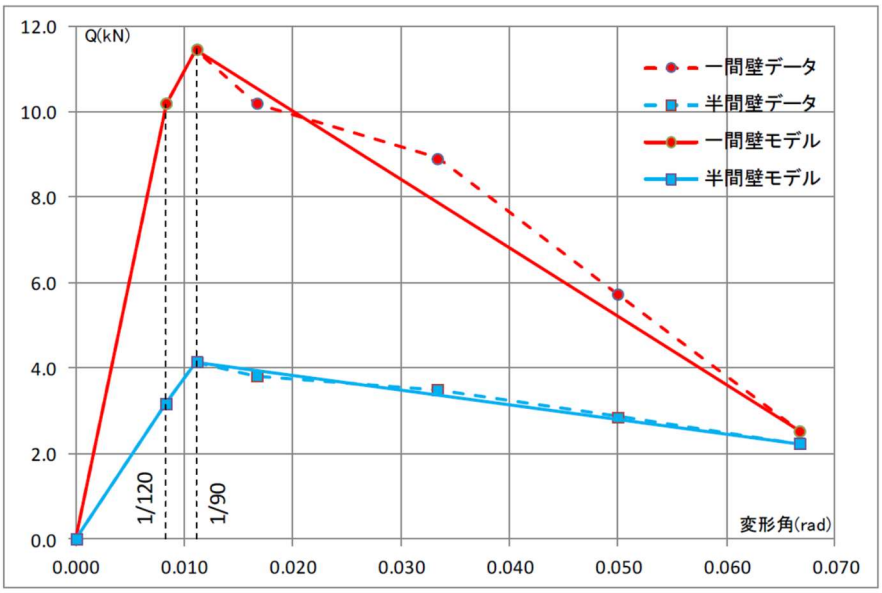


図 5-4-1　土塗壁の荷重変形関係

2）各壁の各変形角の剛性

壁長さが同じならば設計用せん断耐力は同じであるとして壁高さに応じた初期剛性を算出する。ここで、全壁の適用条件は 2,100～3,600mmであるので実務では適用できないが、今回は事例という位置付けであるため、2,100mm を下回る耐力壁にも適用できると仮定して計算を進めている。

①δ1～δ3 を算出する。

δ1=h/120、δ2=h/90、δ3=h/15

②K1～K3 を算出する。

K1=Q1/δ1、K2=Q2/δ2、K3=Q3/δ3

③一間壁、半間壁の結果を下表に示す。

表 5-4-4　各壁の各変形角における剛性（一間壁）

一間壁

壁高さ(mm)		A h=495	A h=750	A h=955	A h=990	A h=1000	A h=1955	A h=1990	A h=2485	A h=2705	A h=2740
Q1(kN)	(降伏 1/120)	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
Q2(kN)	(終局 1/90)	11.47	11.47	11.47	11.47	11.47	11.47	11.47	11.47	11.47	11.47
Q3(kN)	(最終 1/15)	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
δ1(mm)	1/120	4.13	6.25	7.96	8.25	8.33	16.29	16.58	20.71	22.54	22.83
δ2(mm)	1/90	5.50	8.33	10.61	11.00	11.11	21.72	22.11	27.61	30.06	30.44
δ3(mm)	1/15	33.00	50.00	63.67	66.00	66.67	130.33	132.67	165.67	180.33	182.67
K1(kN/mm)		2.471	1.631	1.281	1.235	1.223	0.626	0.615	0.492	0.452	0.446
K2(kN/mm)		0.927	0.612	0.480	0.463	0.459	0.235	0.230	0.185	0.170	0.167
K3(kN/mm)		-0.324	-0.214	-0.168	-0.162	-0.161	-0.082	-0.081	-0.065	-0.059	-0.059
β(K2/K1)		0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375
η(p1)(K3/K1)		-0.131	-0.131	-0.131	-0.131	-0.131	-0.131	-0.131	-0.131	-0.131	-0.131
μ(p3)		1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333

表 5-4-5　各壁の各変形角における剛性（半間壁）

半間壁

壁高さ(mm)		B h=495	B h=720	B h=750	B h=955	B h=990	B h=1000	B h=1955	B h=1990	B h=2705	B h=2740
Q1(kN)	(降伏 1/120)	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19
Q2(kN)	(終局 1/90)	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14
Q3(kN)	(最終 1/15)	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23
δ1(mm)	1/120	4.13	6.00	6.25	7.96	8.25	8.33	16.29	16.58	22.54	22.83
δ2(mm)	1/90	5.50	8.00	8.33	10.61	11.00	11.11	21.72	22.11	30.06	30.44
δ3(mm)	1/15	33.00	48.00	50.00	63.67	66.00	66.67	130.33	132.67	180.33	182.67
K1(kN/mm)		0.772	0.531	0.510	0.400	0.386	0.382	0.195	0.192	0.141	0.139
K2(kN/mm)		0.695	0.478	0.459	0.360	0.347	0.344	0.176	0.173	0.127	0.126
K3(kN/mm)		-0.069	-0.048	-0.046	-0.036	-0.035	-0.034	-0.018	-0.017	-0.013	-0.013
β(K2/K1)		0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900
η(p1)(K3/K1)		-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090
μ(p3)		1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333	1.333

5-5　水平構面のモデル化

２階床及び屋根の水平構面モデルは、水平ブレースに置換した。入力値は『伝統的構法データベース』に掲載の「水平構面」※1の各特性値のうち特定変形角時のせん断力を用いることとした。

※１：『伝統的構法データベース』に掲載されている各部要素の実験データ等の閲覧方法については、付録を参照。

１）２階床

２階床の短期許容せん断耐力及び終局耐力は、『伝統的構法データベース』に掲載「小幅板直張り」※2の「特性値」を参照しても良いが、ここでは表 5-5-1 の特定変形角時のせん断力データを用いた完全弾塑性モデルによる評価を行って特性値を求める方法を採用した。採用するデータは母集団の分布形を正規分布とみなし、耐力壁の試験評価方法に採用されている統計的処理に基づく信頼水準 75%の 50%下側許容限界値(表では 50%下限値と呼称)とした。

※２：「小幅板直張り」http://www.denmoku-db.jp/files/libs/119/201703290521135644.pdf

表 5-5-1 特定変形角時のせん断力『伝統的構法データベース』掲載

試験体名称	特定変形角時のP(kN)									
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667
a-1-1	1.40	1.61	1.59	1.99	2.06	2.08	2.26	2.50	2.68	3.13
a-1-2	2.02	2.22	2.34	2.34	2.75	2.83	3.10	3.50	4.17	6.55
a-1-3	1.82	2.01	2.22	2.42	2.62	2.66	2.94	3.06	3.56	4.77
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	1.75	1.95	2.05	2.25	2.48	2.52	2.77	3.02	3.47	4.82
最大値	2.02	2.22	2.34	2.42	2.75	2.83	3.10	3.50	4.17	6.55
最小値	1.40	1.61	1.59	1.99	2.06	2.08	2.26	2.50	2.68	3.13
変動係数	0.147	0.131	0.161	0.083	0.121	0.127	0.131	0.137	0.176	0.289
95%上限値	2.56	2.75	3.09	2.84	3.42	3.54	3.91	4.32	5.39	9.22
50%下限値	1.63	1.83	1.90	2.16	2.33	2.37	2.60	2.82	3.18	4.16
95%下限値	0.94	1.15	1.01	1.66	1.53	1.51	1.62	1.72	1.55	0.42

取得したせん断力を試験体の長さ（1.82m）で除し単位長さ当たりのせん断力としてプロットした荷重変形角関係のグラフを図 5-5-1 に示す。この荷重変形角関係から完全弾塑性モデルを作成することによって、終局耐力（Pu）1.8kN/m 及び短期許容せん断耐力（Pa）1.19kN/m を得た。なお、このときの低減係数αは 1.0 として算出している。

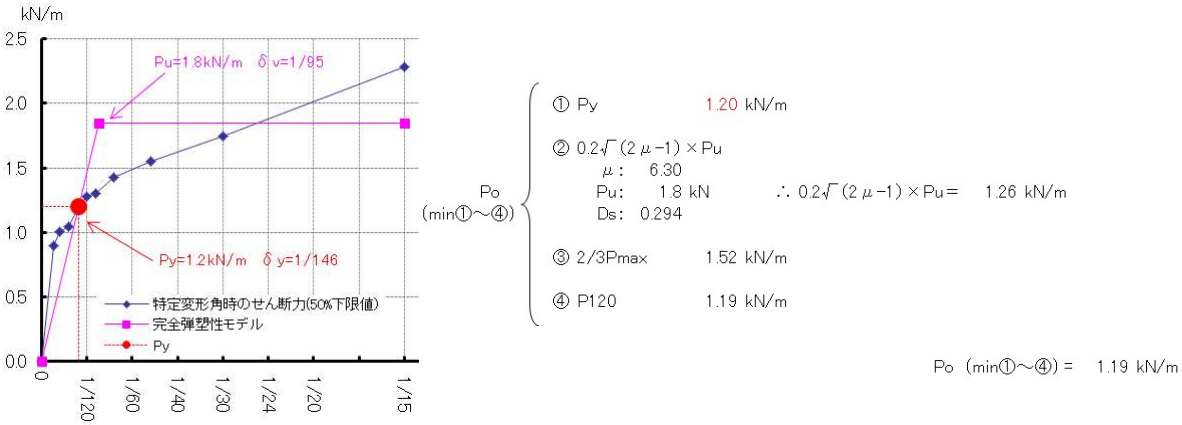


図 5-5-1 完全弾塑性モデルによる評価

２）屋根

屋根の短期許容せん断耐力及び終局耐力は、『伝統的構法データベース』に掲載「切妻_スギ板_小屋貫無、積載荷重無」※3 の「特性値」を参照しても良いが、ここでは表 5-5-2 の特定変形角時のせん断力データを用いた完全弾塑性モデルによる評価を行って特性値を求める方法を採用した。採用するデータは母集団の分布形を正規分布とみなし、耐力壁の試験評価方法に採用されている統計的処理に基づく信頼水準 75%の 50%下側許容限界値(表では 50%下限値と呼称)とした。

※３：「切妻_スギ板_小屋貫無、積載荷重無」http://www.denmoku-db.jp/files/libs/130/20170329052609455 0.pdf

表 5-5-2 特定変形角時のせん力『伝統的構法データベース』掲載

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
0.97	1.14	1.36	1.7	1.93	2.22	2.43	2.87	3.52	4.49	6.11

取得したせん断力を試験体の長さ（3.64m）で除し単位長さ当たりのせん断力としてプロットした荷重変形角関係のグラフを図 5-5-2 に示す。この荷重変形角関係から完全弾塑性モデルを作成することによって、終局耐力（Pu）1.4kN/m 及び短期許容せん断耐力（Pa）0.57kN/m を得た。なお、このときの低減係数αは 1.0 として算出している。

Po（min①～④）

① Py　0.85 kN/m

② 0.2√(2μ−1)×Pu
μ：2.57
Pu：1.4 kN
Ds：0.491
∴ 0.2√(2μ−1)×Pu＝ 0.57 kN/m

③ 2/3Pmax　1.12 kN/m

④ P120　0.61 kN/m

Po（min①～④）＝ 0.57 kN/m

図 5-5-2　完全弾塑性モデルによる評価

３）下表に２階床及び屋根をブレース置換する場合の部材寸法を示す。

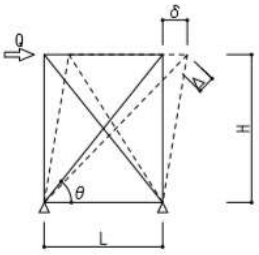
表 5-5-3　２階床及び屋根をブレース置換する場合の部材寸法

L[cm]	364.0	364.0	364.0	182.0	182.0	182.0	182.0	364.0
H[cm]	364.0	273.0	182.0	182.0	91.0	182.0	91.0	120.0
COSθ	0.707	0.800	0.894	0.707	0.894	0.707	0.894	0.950
床倍率換算値	α=0.92	α=0.92	α=0.92	α=0.92	α=0.92	α=0.71	α=0.71	α=0.71
a[cm]	1.274	1.222	1.266	0.901	0.895	0.791	0.787	1.252

なお、表 5-5-3 のブレース置換のブレース断面を正方形断面とした場合の 1 辺の長さ a は、下記のとおり算出する。

倍率 1.0 でせん断変形角 $1/R$ の時のせん断耐力を $W[N/m]$ とすると、

倍率 α 、でせん断変形角 $1/R$ の時のせん断耐力は $\alpha \times W[N/m]$



長さ $L[m]$、高さ $H[m]$ の板の剛性 K_w は

$$K_w = \frac{Q}{\delta} = \frac{\alpha \cdot W \cdot L}{H/R} = \alpha \cdot W \cdot R \times \frac{L}{H} = \frac{\alpha \cdot W \cdot R}{\tan\theta}[N/m]$$

また、等価ブレースのヤング係数 $E[N/mm^2]$、断面積 $A_B[mm^2]$、

ブレース長 $l_B[m]$ とすると $\Delta l = \delta \times \cos\theta[m]$ （ただし $\cos\theta = \frac{L}{\sqrt{L^2+H^2}} = \frac{L}{l_B}$）、

ブレース軸力は $P = E \cdot A_B \cdot \frac{\Delta l}{l_B} = E \cdot A_B \times \frac{\delta \cdot \cos\theta \times \cos\theta}{L} = E \cdot A_B \cdot \frac{\delta \cdot \cos^2\theta}{L}[N]$

$Q = 2 \cdot P \cdot \cos\theta = 2 \times E \cdot A_B \cdot \frac{\delta \cdot \cos^2\theta}{L} \times \cos\theta = 2 \cdot E \cdot A_B \cdot \frac{\delta \cdot \cos^3\theta}{L}[N]$ より、

ブレースの剛性 K_B は、$K_B = \frac{Q}{\delta} = 2 \cdot E \cdot A_B \times \frac{\cos^3\theta}{L}[N/m]$

$K_w = K_B$ より

$\frac{\alpha \cdot W \cdot R}{\tan\theta} = 2 \cdot E \cdot A_B \times \frac{\cos^3\theta}{L}$ となり、等価ブレースの断面積 $A_B[mm^2]$ は

$$A_B = \frac{\alpha \cdot W \cdot R \cdot L}{2 \cdot E \cdot \cos^3\theta \cdot \tan\theta} = \frac{\alpha \cdot W \cdot R \cdot L^2}{2 \cdot E \cdot H \cdot \cos^3\theta}[mm^2]$$

$a = \sqrt{A_B}$

5-6　架構モデル図

六通りを例にして、架構モデルの入力図を示す。

・軸組図

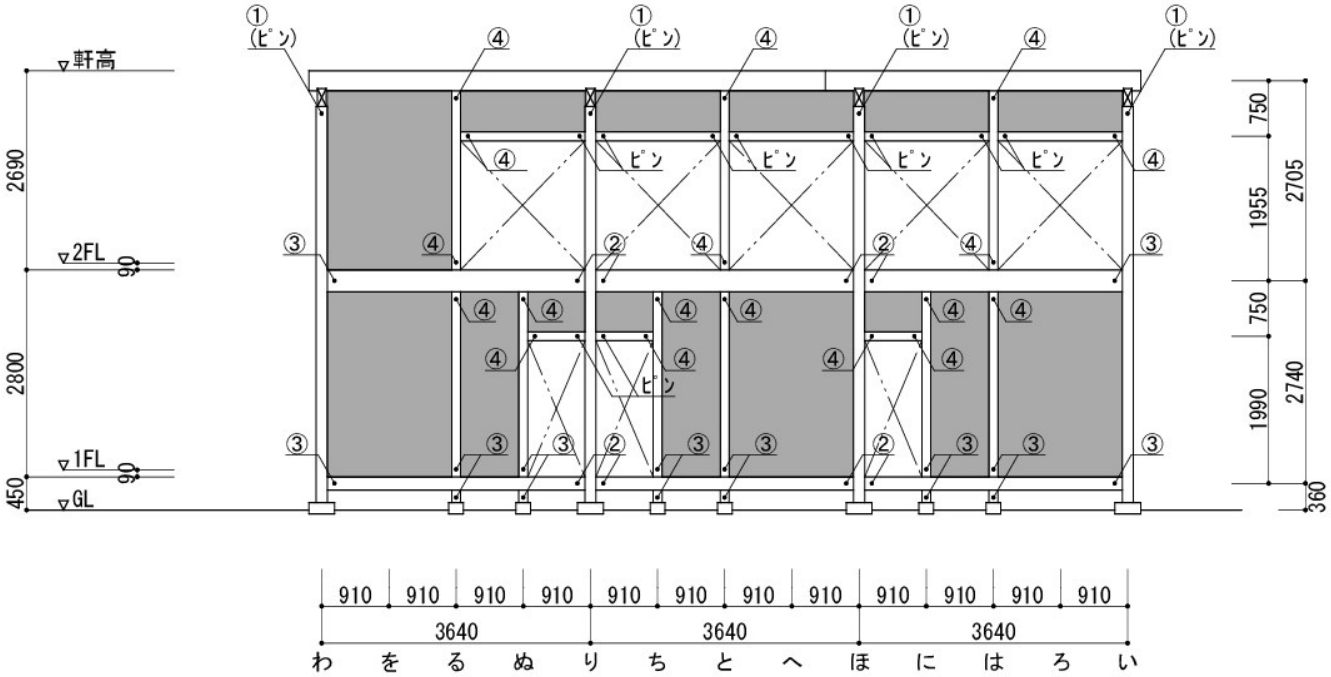


図 5-6-1　軸組図（六通り）

節点番号

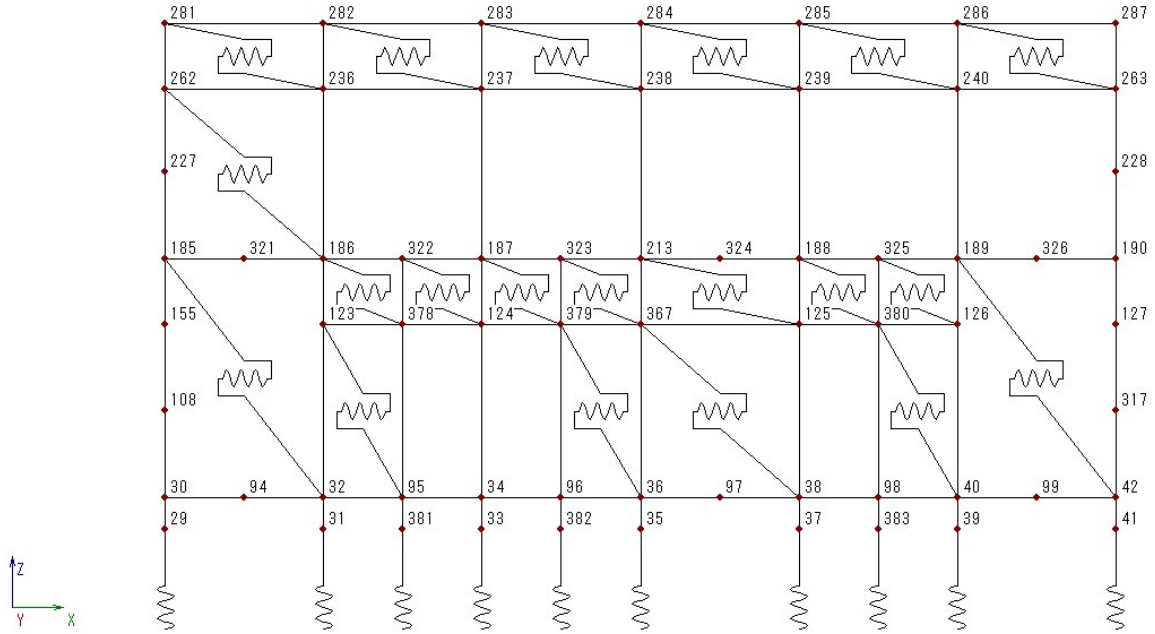
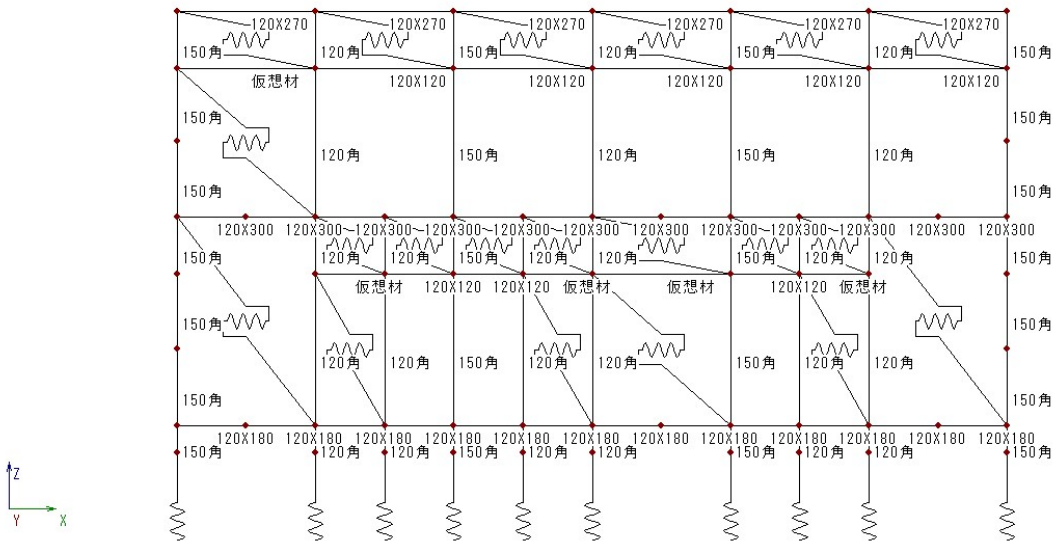
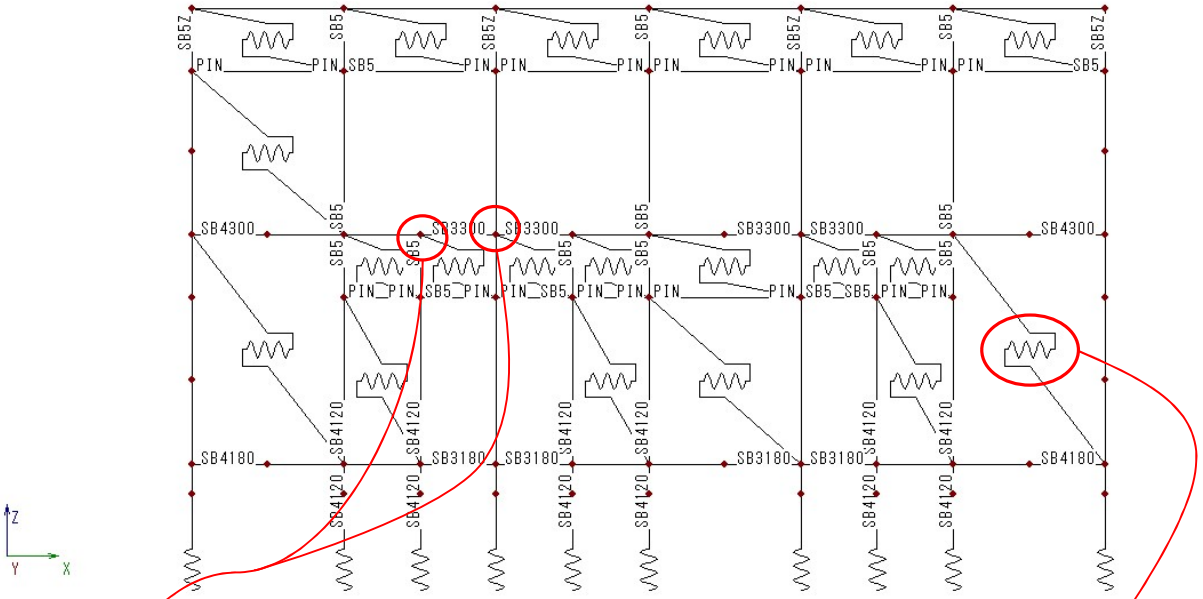


図 5-6-2　入力モデル図（六通り）



※垂れ壁・腰壁横にある全面壁には開口端に連続する部材（仮想材：ﾋﾟﾝ接合）を配する
※ばね記号は土塗壁のせん断ばねを示す

図 5-6-2　入力部材配置図（六通り）



※仮想材の材端はピン接合とする

凡例　SB3***：雇いほぞ胴栓止め
SB4***：小根ほぞ込栓打ち
SB5***：長ほぞ込栓打ちを示す

土塗壁の
せん断ばね
を示す

図 5-6-3　入力材端ばね符号図（六通り）

SB3300 は梁せい 300mm の雇いほぞ胴栓止め接合を示し、
この接合部には回転ばねおよび引張ばねを考慮している。

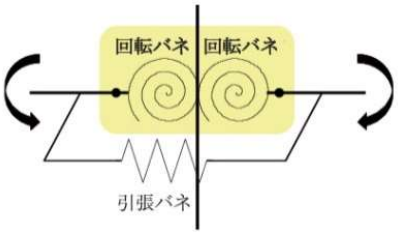


図 5-6-4　接合部のモデル図

§６．架構の解析

6-1　基本方針

1-2 構造計算方針にしたがって解析を行う。

6-2　偏心に対する割増係数 Fe の算定

2015 年度版建築物の構造関係技術基準解説書に準じて偏心率の算定を行い、重心は柱軸力より求め、剛心は耐力壁の初期剛性より求める。偏心に対する割増係数 Fe の算定結果を以下に示す。

表 6-2-1　偏心に対する割増係数 Fe の算定結果(Ｘ方向)

階	重心位置	剛心位置	弾力半径	偏心距離	偏心率	Fe
2F	4.39m	4.68m	4.93m	0.28m	0.058	1.000
1F	4.66m	5.69m	4.84m	1.04m	0.214	1.213

表 6-2-2　偏心に対する割増係数 Fe の算定結果(Y 方向)

階	重心位置	剛心位置	弾力半径	偏心距離	偏心率	Fe
2F	6.34m	6.54m	4.85m	0.20m	0.041	1.000
1F	6.37m	5.90m	4.74m	0.47m	0.099	1.000

安全限界の検討において、Ｘ方向１階は耐力を１／Fe 値により低減する。

6-3　地震力に対するＸ方向の検討

１）Ｘ方向の解析結果

１、２階の荷重変形関係と、１自由度系の応答値を以下に示す。正加力と負加力がほぼ同じため、正加力時の応答を記載する。

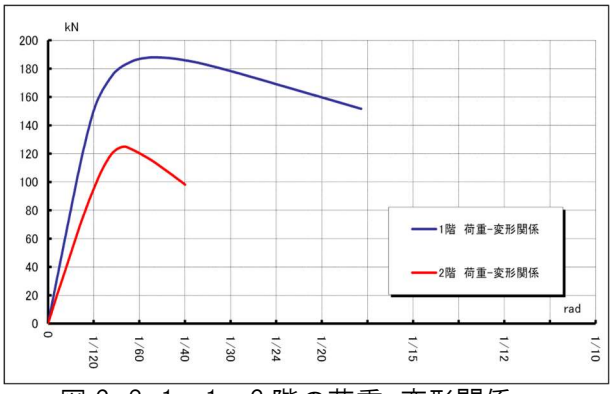


図 6-3-1　1，2 階の荷重-変形関係

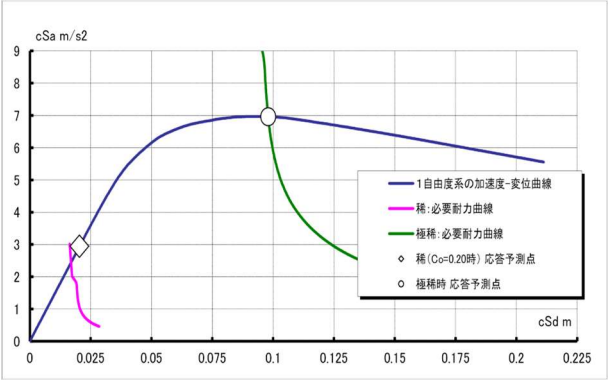


図 6-3-2　1 自由度系の応答値

表 6-3-1　自由度系の応答予測点

ケース	有効質量 Mud (t)	有効質量比	Gs	Fh	調整係数 p	調整係数 q	応答予測点 cSa (m/s²)	応答予測点 cSd (m)	代表高さ He (m)	rad	Te (秒)
稀(Co=0.20時)	43.77	0.95	1.450	1.00	0.85	1.0	2.94	0.020	4.398	1/216	0.596
極稀	44.55	0.97	1.350	0.74	0.85	1.0	6.96	0.098	4.341	1/44	0.953

２）損傷限界及び安全限界時の各階の応答値の算出

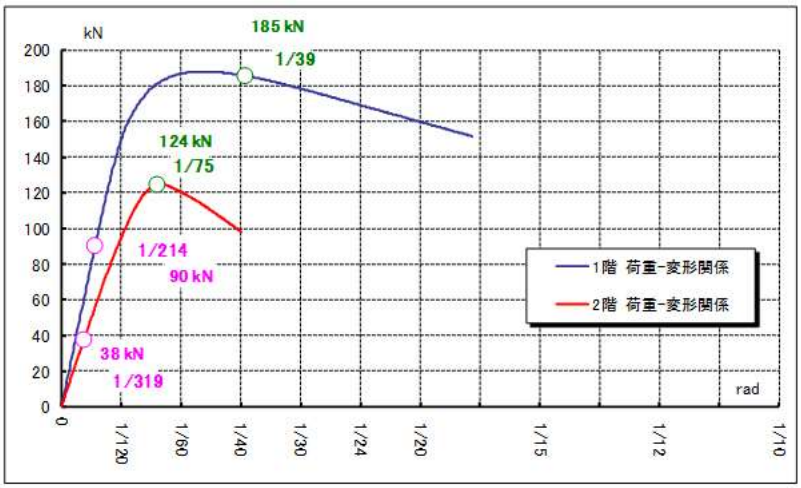
１ 質点系の応答値から、損傷限界（=稀に発生する地震動）及び、安全限界（=極稀に発生する地震動）時の各階の応答値を算出する。

稀に発生する地震動に対する応答(Co=0.20時)

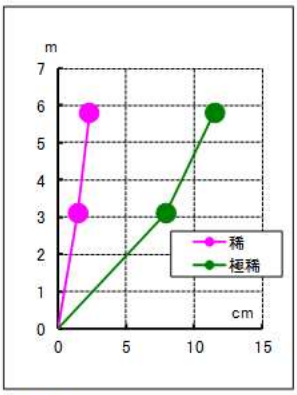
階	応答せん断力 kN	応答せん断力 C_B	応答層間変形 cm	応答層間変形 rad
2階	38	0.23	0.85	1/319
1階	90	0.20	1.45	1/214

極稀に発生する地震動に対する応答

階	応答せん断力 kN	応答せん断力 C_B	応答層間変形 cm	応答層間変形 rad
2階	124	0.75	3.61	1/75
1階	185	0.41	7.93	1/39



荷重-変形関係と、応答値



応答変形

図 6-3-3　損傷限界及び安全限界時の各階の応答値

３）損傷限界時の変位図及び土塗壁負担せん断力図

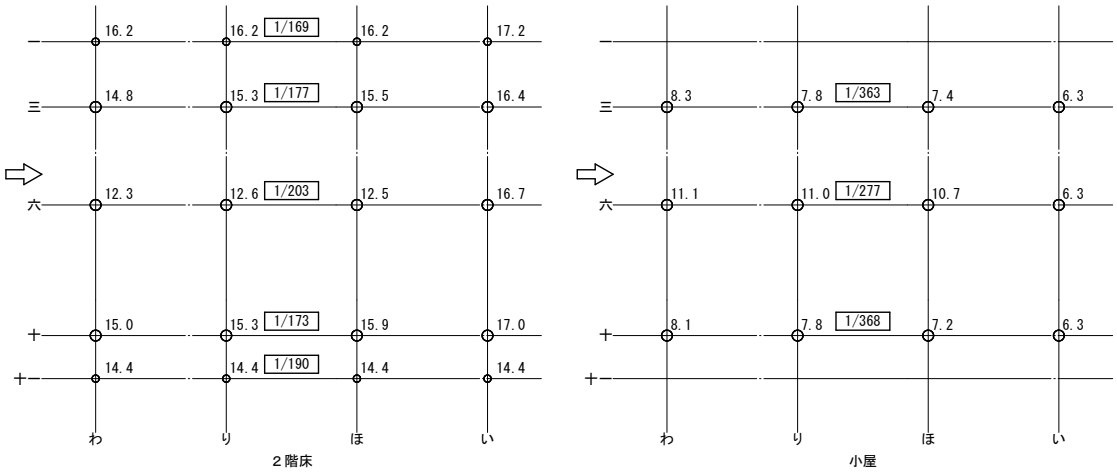


図 6-3-4　損傷限界時の変位図（Ｘ方向）　単位：mm

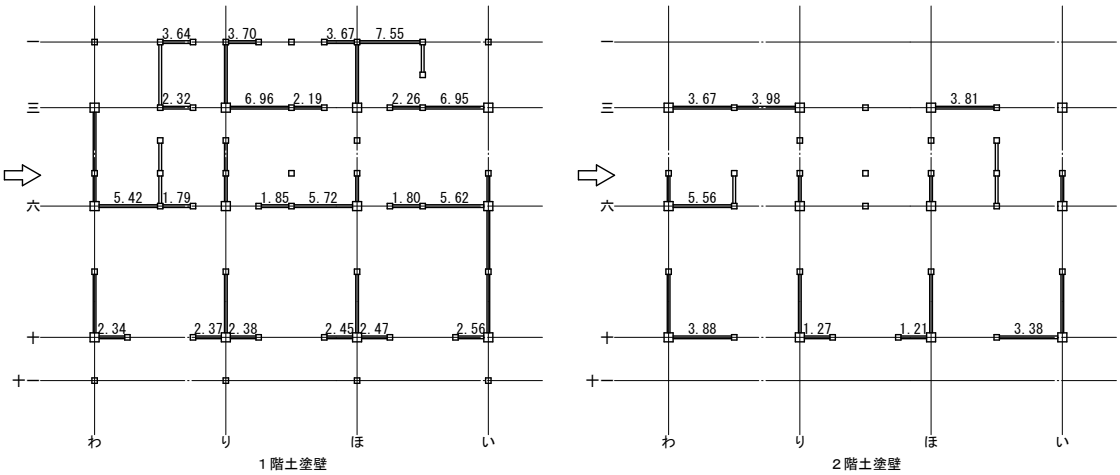


図 6-3-5　損傷限界時の土塗壁負担せん断力図（Ｘ方向）　単位：kN

表 6-3-2　損傷限界時の水平力分担率（Ｘ方向）

	損傷限界時		
	水平力 (kN)	土塗壁負担せん断力(kN)	柱等負担せん断力(kN)
２階	38.0	26.76 (70.4%)	11.24 (29.6%)
１階	90.0	76.10 (84.6%)	13.90 (15.4%)

４）安全限界時の変位図及び土塗壁負担せん断力図

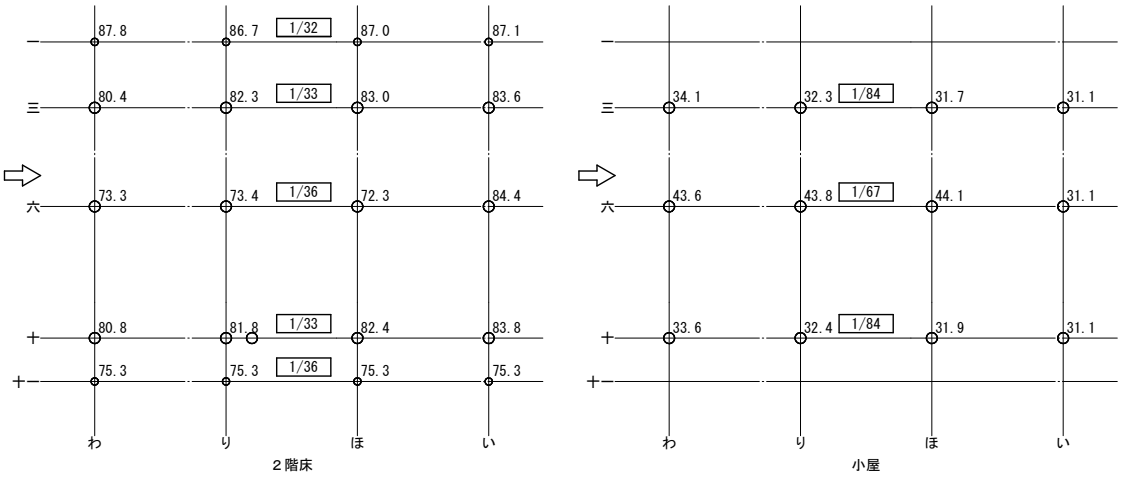


図 6-3-6　安全限界時の変位図（Ｘ方向）　単位：mm

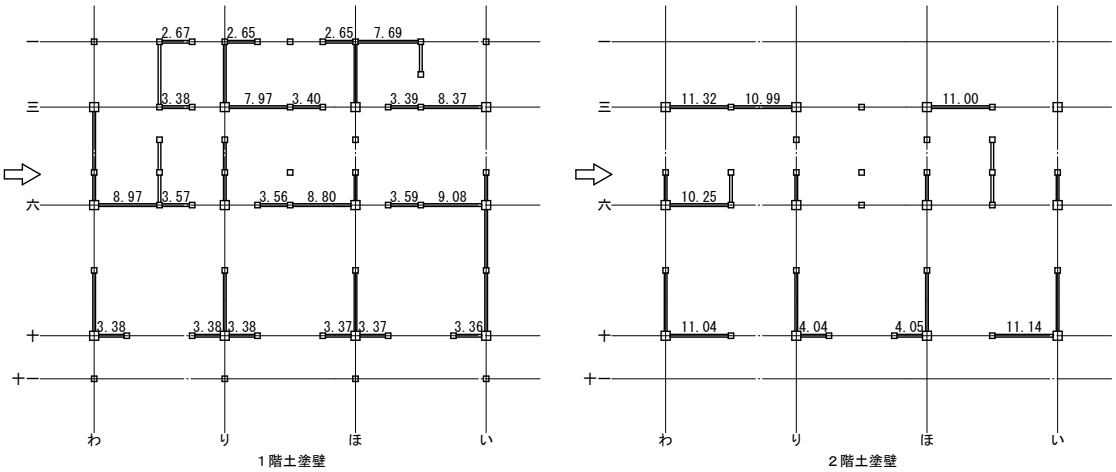


図 6-3-7　安全限界時の土塗壁負担せん断力図（Ｘ方向）　単位：kN

表 6-3-3　安全限界時の水平力分担率（Ｘ方向）

	安全限界時		
	水平力 (kN)	土塗壁負担せん断力(kN)	柱等負担せん断力(kN)
２階	124.0	73.83 (59.5%)	50.17 (40.5%)
１階	185.0	99.98 (54.0%)	85.02 (46.0%)

6-4　地震力に対するＹ方向の検討

１）Ｙ方向の解析結果

１、２階の荷重変形関係と、１自由度系の応答値を以下に示す。正加力と負加力がほぼ同じため、正加力時の応答を記載する。

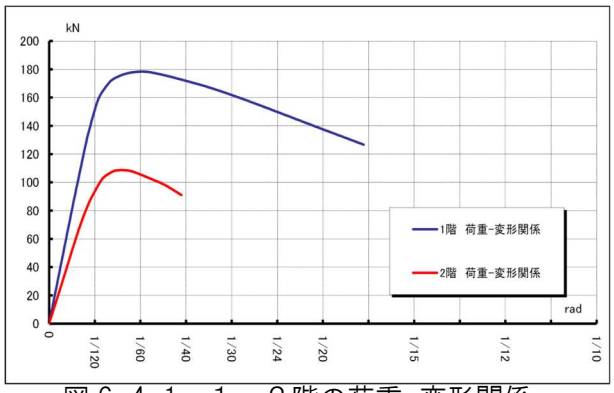


図 6-4-1　１、２階の荷重-変形関係

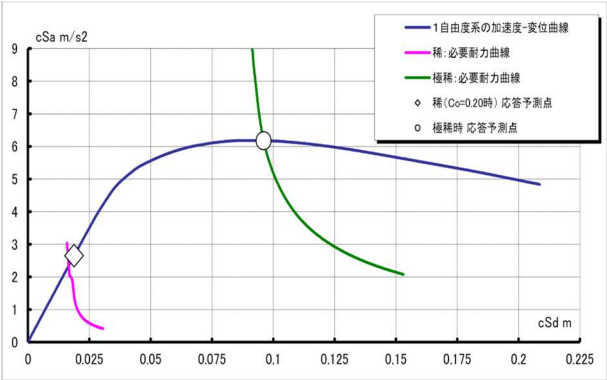


図 6-4-2　１自由度系の応答値

表 6-4-1　１自由度系の応答予測点

ケース	有効質量 Mud (t)	有効質量比	Gs	Fh	調整係数		応答予測点		代表高さ He (m)	rad	Te (秒)
					p	q	cSa (m/s^2)	cSd (m)			
稀(Co=0.20時)	44.74	0.97	1.486	1.00	0.85	1.0	2.65	0.019	4.325	1/230	0.581
極稀	44.98	0.98	1.350	0.72	0.85	1.0	6.17	0.096	4.304	1/45	0.991

２）損傷限界時及び安全限界時の各階の応答値の算出

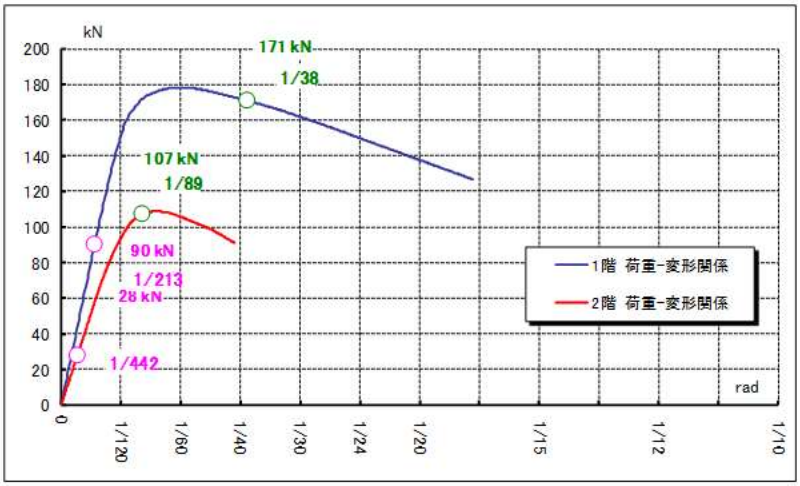
１ 質点系の応答値から、損傷限界（=稀に発生する地震動）時及び安全限界（=極稀に発生する地震動）時の各階の応答値を算出する。

稀に発生する地震動に対する応答(Co=0.20時)

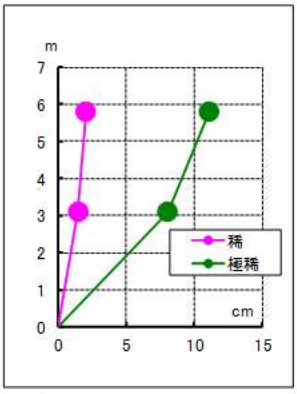
階	応答せん断力		応答層間変形	
	kN	C_B	cm	rad
2階	28	0.17	0.61	1/442
1階	90	0.20	1.45	1/213

極稀に発生する地震動に対する応答

階	応答せん断力		応答層間変形	
	kN	C_B	cm	rad
2階	107	0.64	3.05	1/89
1階	171	0.38	8.08	1/38



荷重-変形関係と、応答値



応答変形

図 6-4-3　損傷限界及び安全限界時の各階の応答値

３）損傷限界時の変位図及び土塗壁負担せん断力図

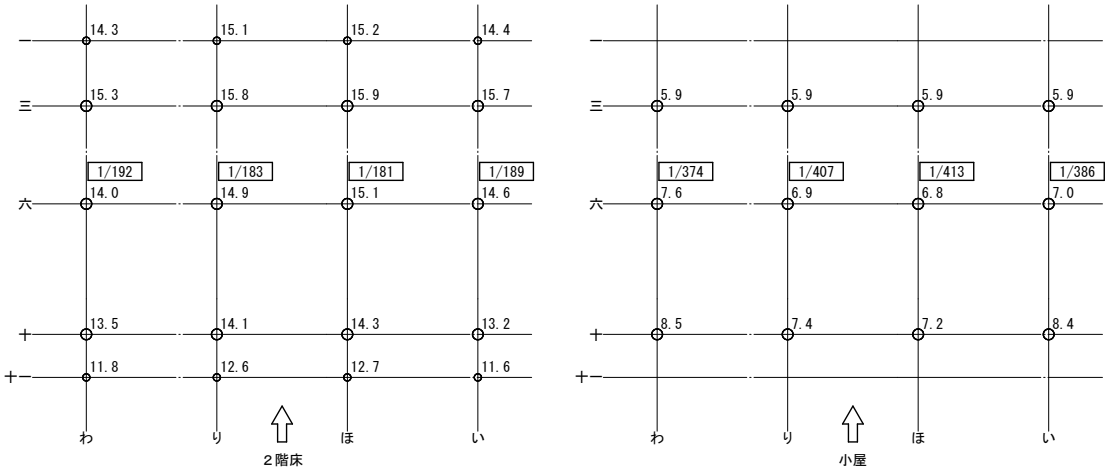


図 6-4-4　損傷限界時の変位図（Ｙ方向）　単位：mm

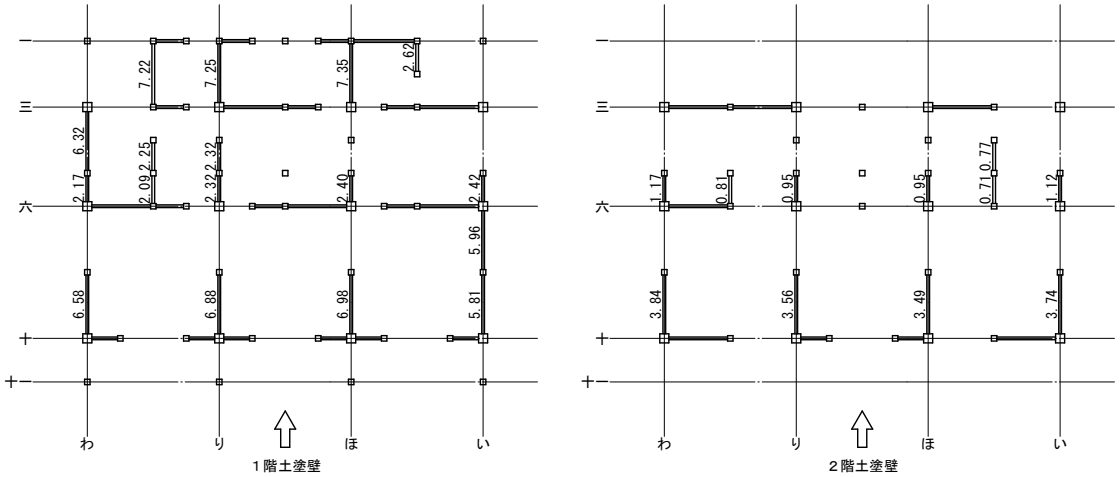


図 6-4-5　損傷限界時の土塗壁負担せん断力図（Ｙ方向）　単位：kN

表 6-4-2　損傷限界時の水平力分担率（Ｙ方向）

	損傷限界時		
	水平力 (kN)	土塗壁負担せん断力(kN)	柱等負担せん断力(kN)
２階	28.0	21.11 (75.4%)	6.89 (24.6%)
１階	90.0	78.94 (87.7%)	11.06 (12.3%)

４）安全限界時の変位図及び土塗壁負担せん断力図

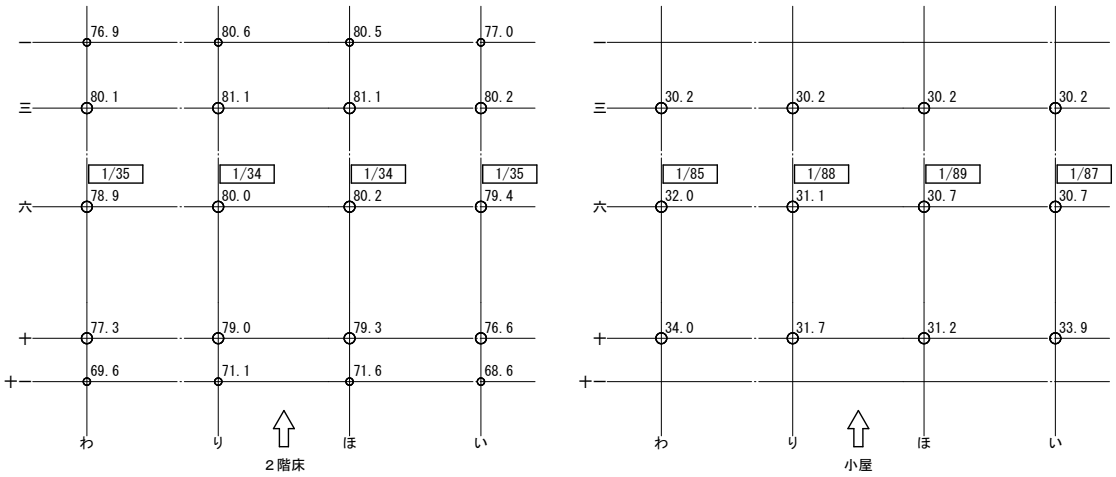


図 6-4-6　安全限界時の変位図（Ｙ方向）　単位：mm

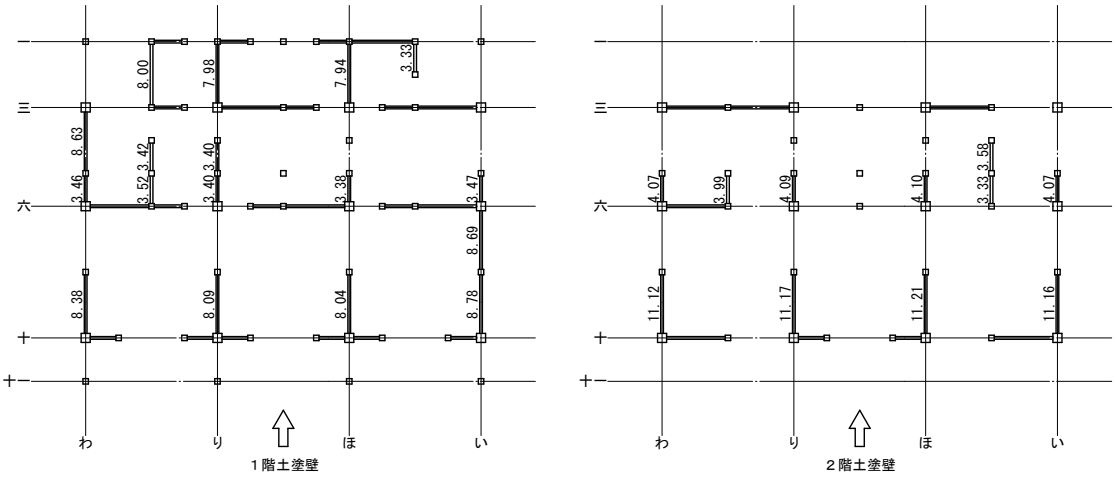


図 6-4-7　安全限界時の土塗壁負担せん断力図（Ｙ方向）　単位：kN

表 6-4-3　安全限界時の水平力分担率（Ｙ方向）

	安全限界時		
	水平力 (kN)	土塗壁負担せん断力(kN)	柱等負担せん断力(kN)
２階	107.0	71.89 (67.2%)	35.11 (32.8%)
１階	171.0	101.91 (59.6%)	69.09 (40.4%)

6-5　解析結果のまとめ

１）損傷限界時

稀に発生する地震動によって生じる層間変形角は最大で 1/169 となっており、1/120 以下であるため、適と判定される。

表 6-5-1　損傷限界時の応答値

		Ｘ方向	Ｙ方向	備　考
固有周期(sec)		0.596	0.581	限界耐力計算
損傷限界耐力(kN)	２階	38	28	限界耐力計算
	１階	90	90	
損傷限界時の層間変形角	２階	1/319	1/442	限界耐力計算
	１階	1/214	1/213	
損傷限界時の層間変形角（最大）	２階	1/277（六通り）	1/374（わ通り）	立体解析フレーム最大値
	１階	1/169（一通り）	1/181（ほ通り）	

２）安全限界時

極稀に発生する地震動によって生じる層間変形角は最大で 1/32 となっており、1/30 以下であるため、適と判定される。

表 6-5-2　安全限界時の応答値

		Ｘ方向	Ｙ方向	備　考
固有周期(sec)		0.953	0.991	限界耐力計算
安全限界耐力(kN)	２階	124	107	限界耐力計算
	１階	153(185)*1	171	
安全限界時の層間変形角	２階	1/75	1/89	限界耐力計算
	１階	1/39	1/38	
安全限界時の層間変形角（最大）	２階	1/67（六通り）	1/85（わ通り）	立体解析フレーム最大値
	１階	1/32（一通り）	1/34（ほ通り）	

*1：（　）は Fe 低減前の値を示す。

§７．部材・接合部の設計

部材・接合部の設計にあたってはＸ方向の六通り架構を例に示し、その他の箇所については省略する。

部材・接合部の設計に採用する応力は限界耐力計算で算定された各階の応答せん断力の値と変位増分解析で算定された各階のせん断力の値が一致する時の応力を採用する。

限界耐力計算の応答せん断力と一致する変位増分解析の計算ステップを求めると

表 7-0-1　限界耐力計算の応答せん断力と一致する変位増分解析の計算ステップ

Ｘ方向応答せん断力(kN)

	２階	１階
損傷限界時	38	90
安全限界時	124	185

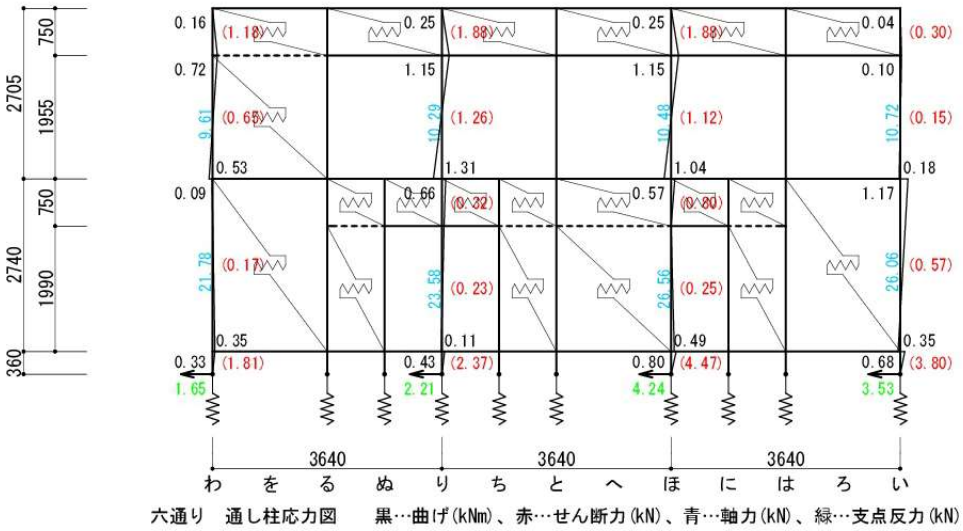
増分解析せん断力(kN)

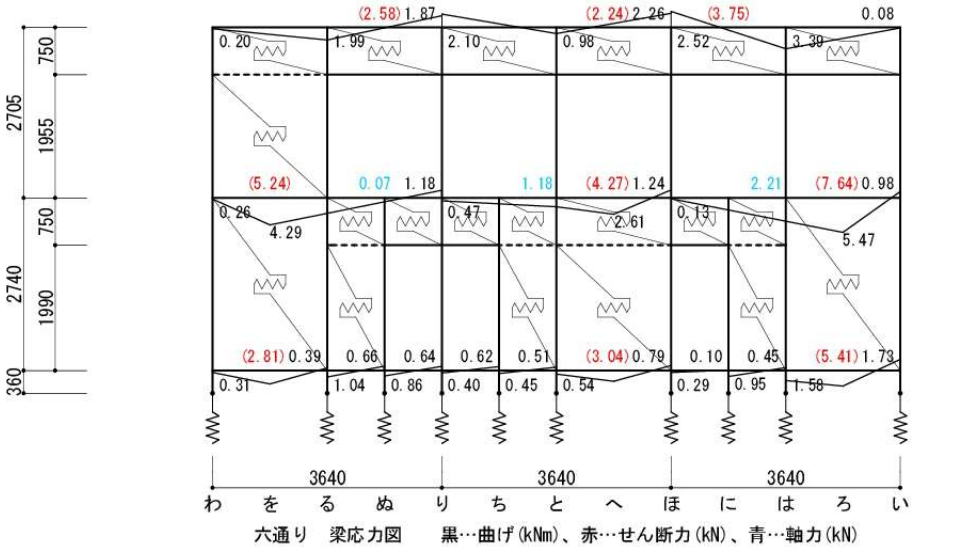
ｽﾃｯﾌﾟ数	２階	１階	
37	35	85	
38	36	87	
39	38	90	損傷限界時
40	38	91	
41	39	93	
192	124	186	
193	124	186	
194	124	185	安全限界時
195	125	185	
196	125	185	

上記に示すよう、採用計算ステップは損傷限界時で 39 ステップ、安全限界時で 194 ステップとなり、それぞれの計算ステップ時の応力を用いる。

7-1　応力図

1)六通り架構　損傷限界時の応力図（主な部材の応力数値を示す）





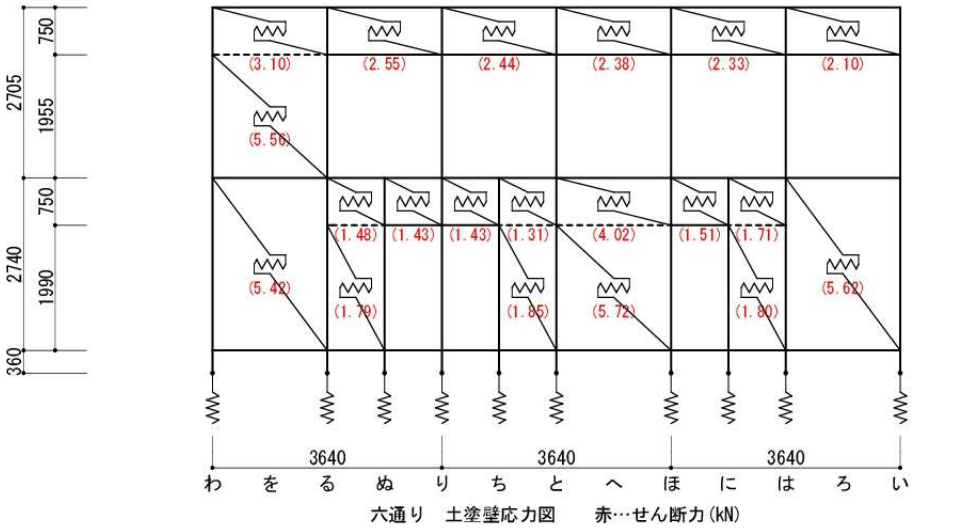
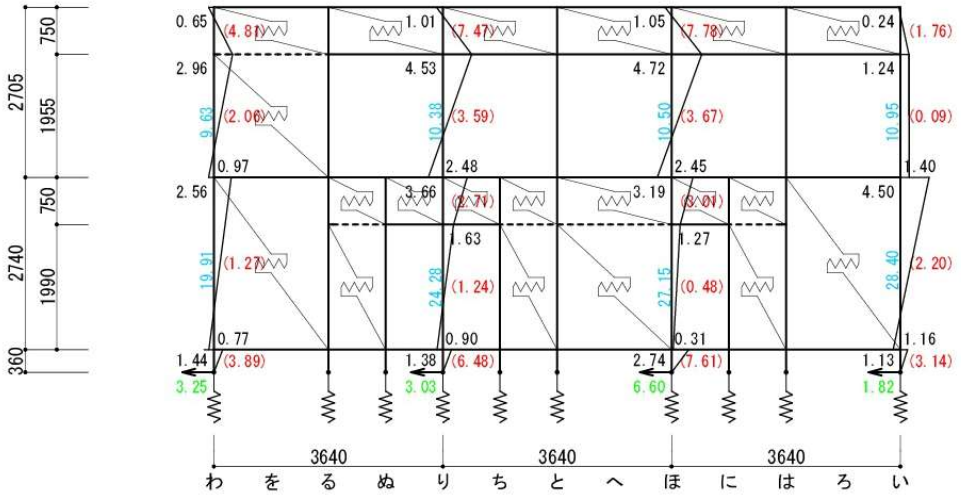
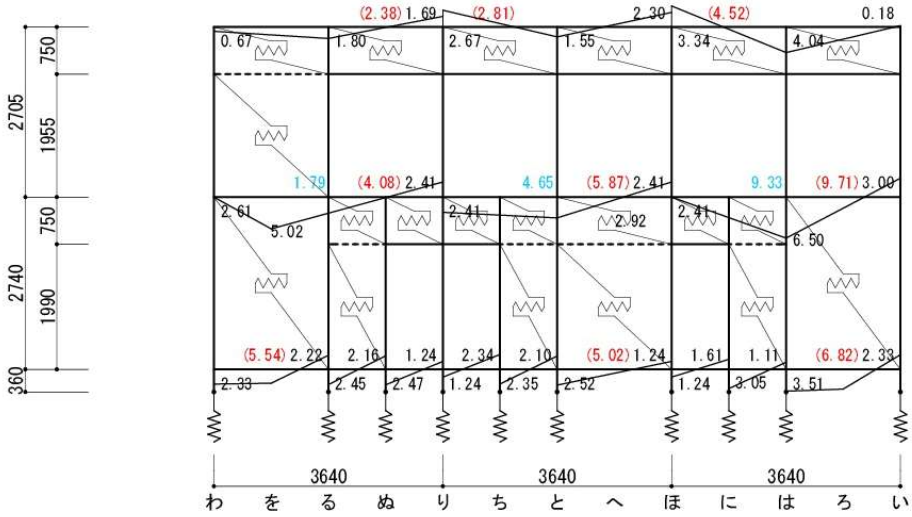


図 7-1-1　六通り架構　損傷限界時の応力図

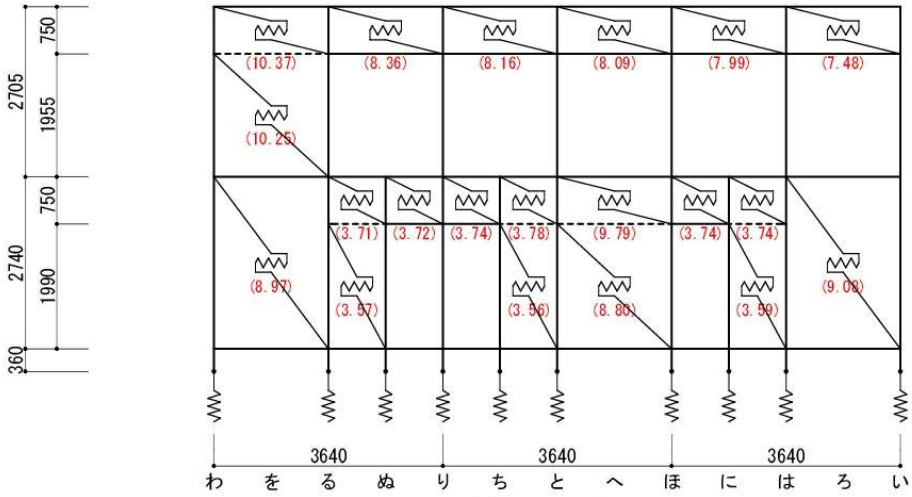
2)六通り架構　安全限界時の応力図（主な部材の応力数値を示す）



六通り　通し柱応力図　　黒…曲げ(kNm)、赤…せん断力(kN)、青…軸力(kN)、緑…支点反力(kN)



六通り　梁応力図　　黒…曲げ(kNm)、赤…せん断力(kN)、青…軸力(kN)



六通り　土塗壁応力図　　赤…せん断力(kN)

図 7-1-2　六通り架構　安全限界時の応力図

7-2　柱・梁の設計

・損傷限界時において、各部材に生じる応力が短期許容耐力を超えないことを確認する。
・安全限界時において、各部材に生じる応力が材料強度を超えないことを確認する。
・部材の許容応力度設計は建築基準法及び日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」ほか各種構造設計規準に準拠して行う。

1）　柱の設計

以下、１階六通り－り軸の柱頭部の検討の例を示す。

・柱部材の概要

断面　150x150　スギ

断面性能（下図に示すよう４方差しの断面欠損を考慮した断面とする）

断面積　　A=13500 ㎟

断面２次半径　　i=43.3mm、λ=L/i=2500/43.3=57.7

→ η=0.723

断面係数　　Z=321300 ㎥

基準強度　　Fc=17.7N/㎟、 Fb=22.2N/㎟、Fs=1.8N/㎟

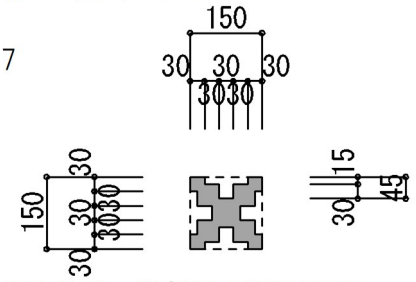


図 7-2-1　柱部材の断面欠損

・損傷限界時　Ｘ方向加力時

短期許容応力度　sfk=11.8x0.723=8.53N/㎟、 sfb=14.8N/㎟、sfs=1.2N/㎟

部材応力　　N=23.6kN、M=0.66kNm、Q=0.32kN

断面検定　　σc=N/A=1.75 N/㎟、σb=M/Z=2.05 N/㎟

σc/sfk+σb/sfb=0.20+0.14=0.34 ≦ 1.0　 OK

τ=αQ/A=0.04 N/㎟

τ/sfs=0.03 ≦ 1.0　 OK

損傷限界時において、断面検定比は 1.0 以下となることから、部材に生じる応力が短期許容耐力を超えていない。

・安全限界時　Ｘ方向加力時

材料強度　　座屈：ηFc、曲げ：Fb、せん断：Fs

部材応力　　N=24.3kN、M=3.66kNm、Q=2.71kN

断面検定　　σc=N/A=1.80 N/㎟、σb=M/Z=11.39 N/㎟

σc/ηFc+σb/Fb=0.15+0.51=0.66 ≦ 1.0　 OK

τ=αQ/A=0.30 N/㎟

τ/Fs=0.17 ≦ 1.0　 OK

安全限界時において、断面検定比は 1.0 以下となることから、部材に生じる応力が材料強度を超えていない。

2）　梁の設計

省略

7-3　柱脚接合部の設計

・損傷限界時において、各部材に生じる応力が短期許容耐力を超えないことを確認する。
・安全限界時において、各部材に生じる応力が材料強度を超えないことを確認する。
・柱脚には基礎に定着された鋼材のだぼ筋が埋め込まれているので、柱脚に生じるせん断力に対する検討を行う。柱脚接合部のせん断耐力は「木質構造設計規準・同解説」に掲載されている１面せん断形式の降伏耐力式（EYT 式）に準じる。
以下、わ通り一六軸の柱脚接合部の検討の例を示す。

柱脚接合部のせん断耐力

Po(N)=min(jKo・Py , jKo・jKf・Puo)
Pa(N)=jKd・jKm・Po
Py(N)=C・Fe・d・L

接合具	鋼棒(1-M16)	d(mm)=16	F(N/mm²)=	235
主材	スギ(J3)	L(mm)=150	Fe(N/mm²)=	9.7
γ=	24.23		d/L=	0.107

ﾓｰﾄﾞⅠ	1.000
ﾓｰﾄﾞⅢ	0.478
ﾓｰﾄﾞⅣ	0.429
C=	0.429

Py(N)=	9980	降伏せん断耐力	
Puo(N)=	11976	(ru=1.2:ﾓｰﾄﾞⅣ)	
jKo=	0.500	jKo・Py(N)=	4990
jKf=	0.667	jKo・jKf・Puo(N)=	3992
Po(N)=	3992		
jKd=	2.0	jKm=	0.8
sPa(N)=	6387	短期許容せん断耐力	

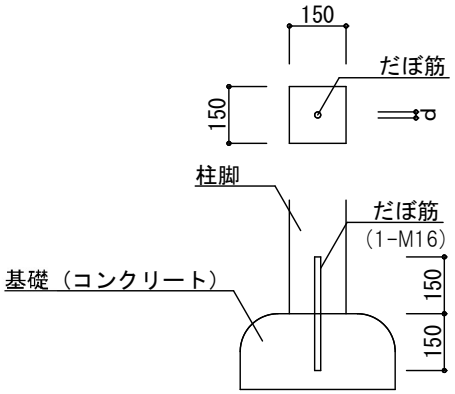


図 7-3-1　だぼ接合部

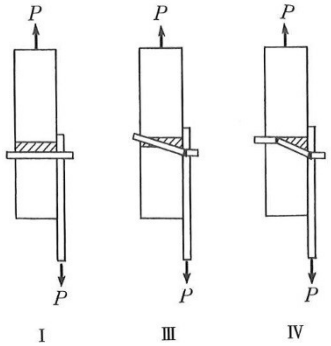


図 7-3-2　降伏モード

・損傷限界時　Ｘ方向加力時
　せん断力　　Q=1.65kN
　柱脚接合部の短期許容せん断耐力　sPa=6.39kN
　判定　　Q／sPa＝0.26≦1.0　　OK
損傷限界時において検定比は 1.0 以下となることから、接合部に生じる応力が短期許容耐力を超えていない。

・安全限界時（Ｘ方向加力時　安全限界時までの最大値）
　せん断力　　Q=8.73kN
　柱脚接合部の終局せん断耐力　Puo=11.976kN
　判定　　Q／Puo＝0.73≦1.0　　OK
安全限界時において検定比は 1.0 以下となることから、接合部に生じる応力が終局せん断耐力を超えていない。

7-4　接合部の設計

接合部の設計においては、以下を確認する。

・損傷限界時において、各接合部に生じる応力が短期許容耐力を超えないこと。

・安全限界時において、各接合部の変形角及び変形が安全限界時を超えないこと。

降伏耐力、終局耐力並びに安全限界変形角及び変位は『伝統的構法データベース』の値を用いる。

以下、六通り 2 階り通り軸左側の接合部（下図丸印部分）の検討の例を示す。

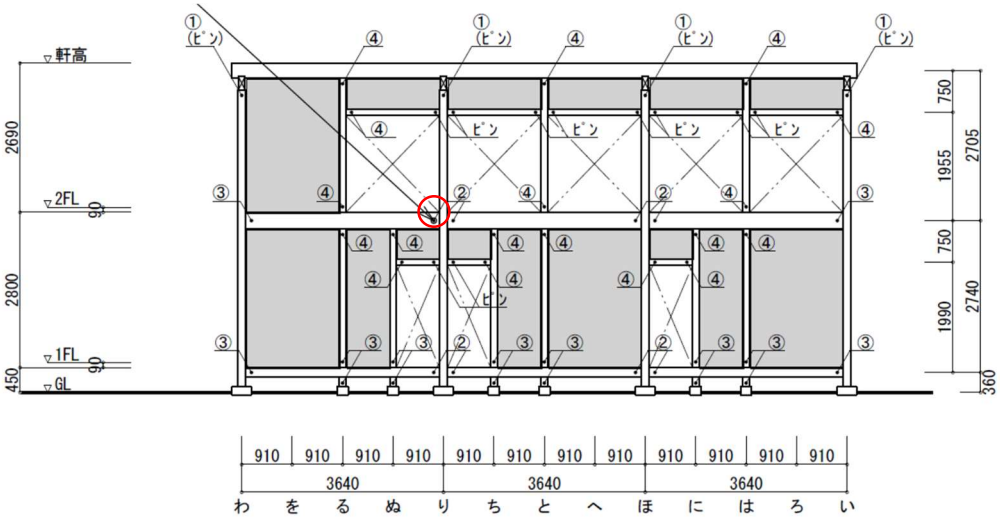


図 7-4-1　軸組図（六通り）

当該接合部の仕様は雇いほぞ胴栓止めで、梁断面寸法は幅 120mm×高さ 300mm であることから、「5-3-1 雇いほぞ胴栓止め接合部の例」と同様に『伝統的構法データベース』を参照し、降伏耐力、終局耐力並びに安全限界変形角及び変位の値を取得する。

表 7-4-1　特性値一覧（正の対称曲げ）『伝統的構法データベース』掲載

接合部	降伏モーメント M_y (kN)	降伏回転角 θ_y (mm)	折れ点 θ_v (mm)	終局モーメント M_u (kN)	終局回転角 θ_u (mm)	初期剛性 K (kN/mm)
L2-1	1.24	0.012	0.020	1.98	0.033	101.3
L2-2	1.83	0.015	0.020	2.40	0.041	123.2
L2-3	2.32	0.016	0.025	3.58	0.111	145.5
L2-4	2.41	0.009	0.013	3.50	0.037	264.4
L2-5	1.23	0.012	0.018	1.78	0.084	105.3
L2-6	1.17	0.009	0.013	1.75	0.046	137.4
L2-7	1.50	0.021	0.029	2.06	0.085	70.1
L2-8	0.93	0.009	0.014	1.43	0.029	100.5
L2-9	1.37	0.014	0.022	2.20	0.048	105.0
L2-10	0.98	0.012	0.019	1.52	0.057	95.7

短期許容耐力 M_a は下式より算出する。

$$M_a = \min\left(M_y,\quad 2/3 \cdot M_u\right)$$

・断面寸法が幅 120mm×高さ 300mm（L2-4）の場合、M_y=2.41kNm、M_u=3.50kNm であることから、短期許容耐力は以下のとおりとなる。

$$M_a = \min(2.41,\quad 2/3 \times 3.50) = 2.33\text{kNm}$$

表 7-4-2　推定破壊モードとその耐力及び変位一覧『伝統的構法データベース』掲載

K2-4（W=120mm, D=30mm, H=300mm, d=18mm, $L1$=90mm, $L2$=90mm）

	込栓の降伏					ホゾのせん断
	モード①	モード②	モード③	モード④	モード⑤	
降伏耐力 P_{yt}（kN）	11.18	28.67	14.99	18.67	11.19	10.21
降伏変位 δ_y　（mm）	2.04	5.23	2.73	3.40	2.04	1.86
終局変位 δ_u　（mm）	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	1.86

短期許容耐力 P_a は下式より算出する

$$P_a = \min(P_y,\quad 2/3 \cdot P_u)$$

なお、『伝統的構法データベース』雇ほぞ胴栓止め引張接合部の「○力の伝達方法　荷重変形関係と破壊の例」に記載のとおり、ホゾのせん断破壊が生じる場合、降伏耐力に達すると脆性破壊する。実験結果における終局強度比（P_u／P_y）の最小値が 1.17 であることから、P_u=1.17×P_y とする。

・断面寸法が幅 120mm×高さ 300mm（K2-4）の場合、P_y=10.21kN であることから、短期許容耐力は以下のとおりとなる。

$$M_a = \min(10.21,\quad 2/3 \times 1.17 \times 10.21) = 7.96\text{kN}$$

取得した値を判定基準値として解析結果と比較する。

表 7-4-3　解析結果と判定基準値の比較

ばね形状		解析結果	判定基準値	判定
回転ばね	損傷限界時	曲げ応力 M=1.18kNm	短期許容耐力 Ma=2.33kNm	OK
	安全限界時	変形角 θ=0.020rad	終局回転角 θu=0.037rad	OK
引張ばね	損傷限界時	軸力 P=0.07kN	短期許容耐力 Pa=7.96kN	OK
	安全限界時	変位 δ=0.3mm	終局変位 δu=1.86 mm	OK

以上より、
・損傷限界時において、接合部に生じる応力が短期許容耐力を超えていない。
・安全限界時において、接合部の変形角及び変形が安全限界時を超えていない。

7-5　土塗壁の設計

検討は以下、六通りの土塗壁の検討の例を示す。

・損傷限界時において、土塗壁に生じる応力が降伏耐力を超えないことを確認する。

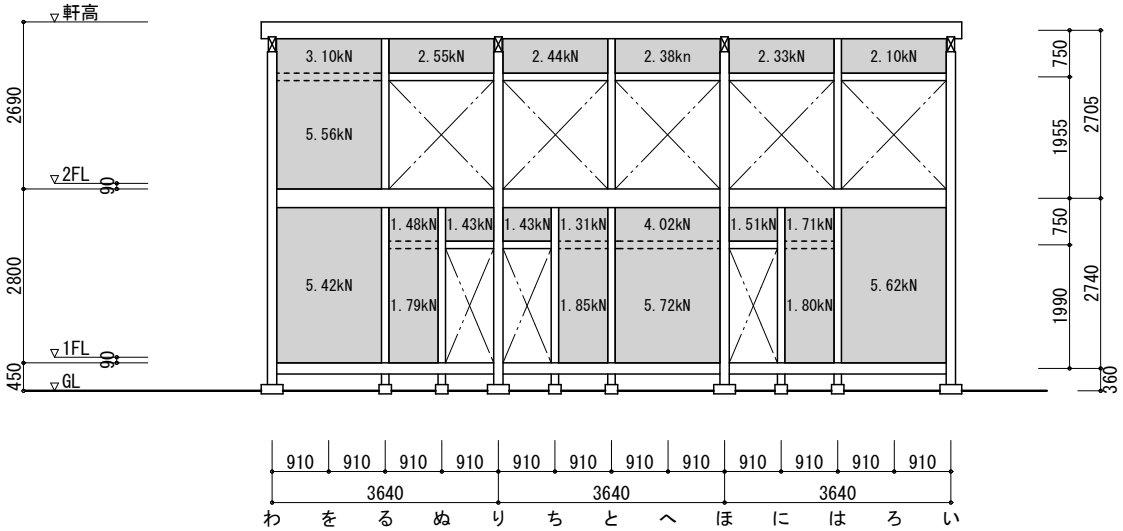


図 7-5-1　六通り損傷限界時　土塗壁せん断力

降伏耐力は表 5-4-3「設計用せん断力」より 1 間壁で 10.19kN、半間壁で 3.19kN なので、各壁とも降伏耐力を超えていない。

・安全限界時において、土塗壁の変形角が安全限界変形角を超えないことを確認する。

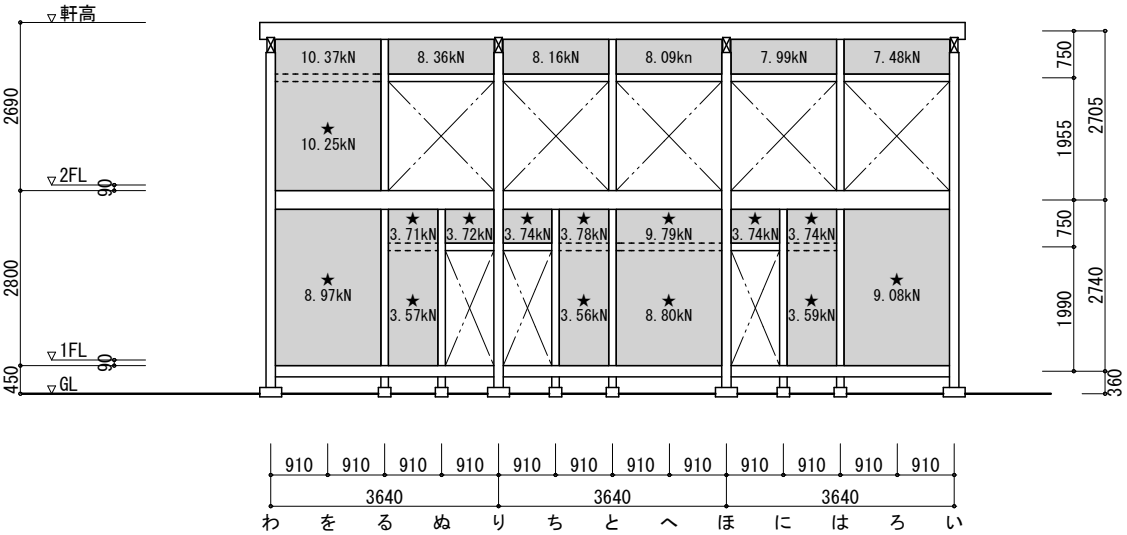


図 7-5-2　六通り安全限界時　土塗壁せん断力（★印は最大耐力を超えた状態を示す）

土塗壁のせん断力を、図 5-4-1「土塗壁の荷重変形角関係」にプロットし、安全限界時の変形角を確認する。

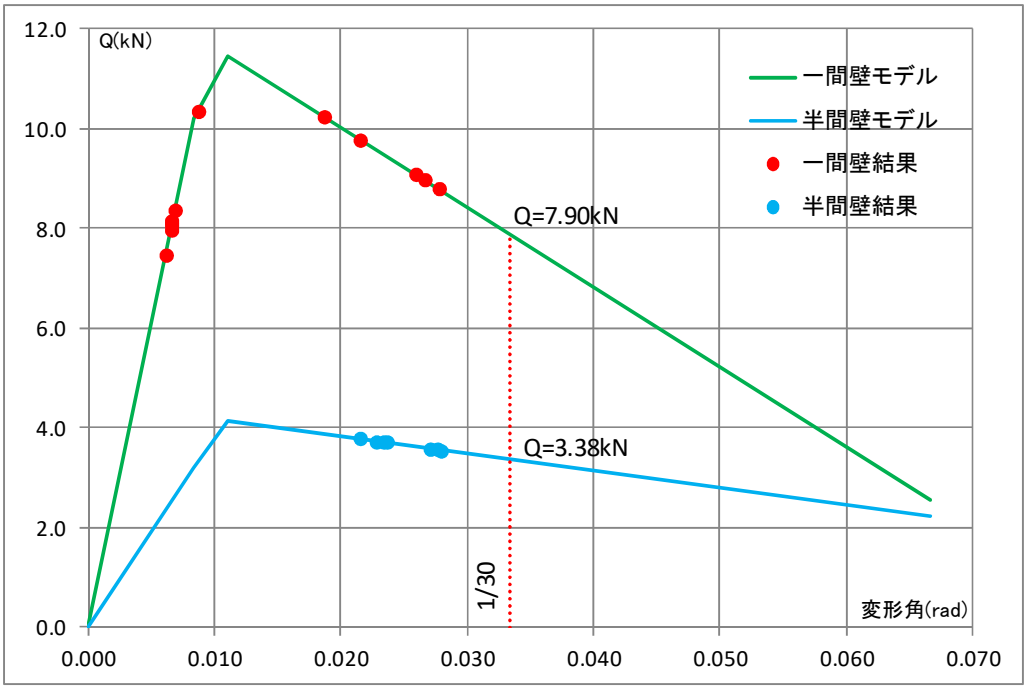


図 7-5-3　安全限界時における土塗壁の荷重ー変形角図

安全限界時において全ての土塗壁の変形角が、安全限界変形角 1/30 を超えていない。

7-6　水平構面の設計

水平構面の設計においては、以下を確認する。

・損傷限界時において、水平構面に生じる応力が短期許容耐力を超えないこと。

・安全限界時において、水平構面の塑性率が安全限界塑性率を超えないこと。

短期許容耐力は『伝統的構法データベース』の値を用いて算出し、安全限界塑性率は『伝統的構法データベース』の値を用いる。

以下、Ｘ方向に作用する地震力に対する六～十通りの 2 階床（下図枠囲い部分）の検討の例を示す。

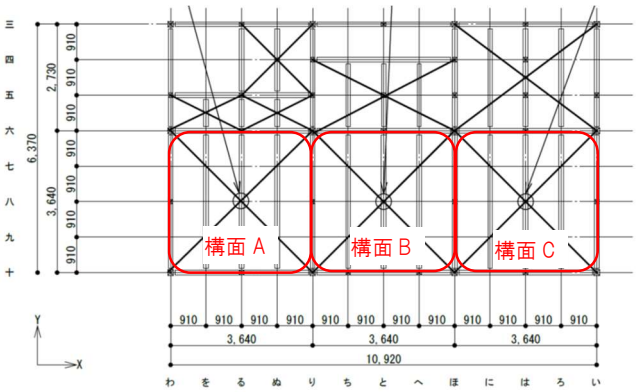


図 7-6-1　２階床伏図

当該２階床部分の１辺の長さは 3.64mであることから、「5-5　1）2 階床」の値から短期許容せん断耐力は 4.33kN（1.19kN/m×3.64m）となる。また、「5-5　1）2 階床」と同様に『伝統的構法データベース』を参照し、安全限界塑性率（μ）の値を取得する。

表 7-6-1 特定変形角時のせん力『伝統的構法データベース』掲載

試験体名称	Py (kN)	0.2Pu/Ds (kN)	2/3Pmax (kN)	P(1/120) (kN)	K (kN/rad)	Pu (kN)	Pmax (kN)	γy (rad)	γv (rad)	γu (rad)	μ	Ds
a-1-1	2.09	1.87	2.52	2.06	238.9	3.03	3.78	0.009	0.013	0.067	5.27	0.32
a-1-2	3.19	2.25	4.55	2.75	221.8	5.20	6.82	0.014	0.023	0.067	2.84	0.46
a-1-3	2.58	2.52	3.44	2.62	325.0	4.05	5.17	0.008	0.012	0.067	5.35	0.32
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	2.62	2.22	3.50	2.48	261.9	4.09	5.25	0.010	0.016	0.067	4.49	0.37
最大値	3.19	2.52	4.55	2.75	325.0	5.20	6.82	0.014	0.023	0.067	5.35	0.46
最小値	2.09	1.87	2.52	2.06	221.8	3.03	3.78	0.008	0.012	0.067	2.84	0.32
変動係数	0.17	0.12	0.24	0.12	0.17	0.22	0.24	0.28	0.32	0.00	0.26	0.18
95%上限値	4.04	3.06	6.12	3.42	404.16	6.90	9.18	0.02	0.03	0.07	8.15	0.58
50%下限値	2.41	2.09	3.11	2.33	240.62	3.68	4.67	0.01	0.01	0.07	3.94	0.34
95%下限値	1.21	1.37	0.89	1.53	119.61	1.29	1.33	0.00	0.00	0.07	0.82	0.16

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

取得した値を判定基準値として解析結果と比較する。

表 7-6-2　解析結果と判定基準値の比較

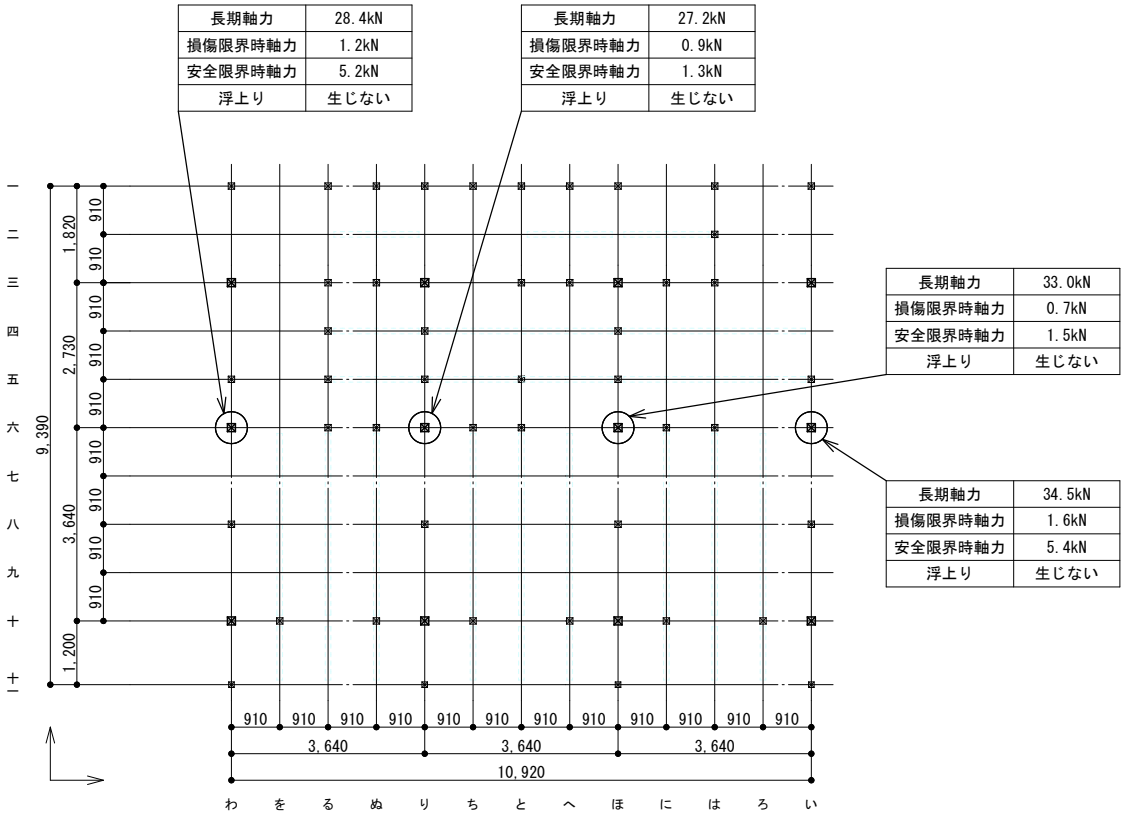
構面の種類		解析結果	判定基準値	判定
構面A	損傷限界時	せん断力Q=2.78kN	短期許容耐力Qa=4.33kN	OK
	安全限界時	塑性率μ=0.25	安全限界塑性率μu=3.94	OK
構面B	損傷限界時	せん断力Q=3.06kN	短期許容耐力Qa=4.33kN	OK
	安全限界時	塑性率μ=0.27	安全限界塑性率μu=3.94	OK
構面C	損傷限界時	せん断力Q=1.98kN	短期許容耐力Qa=4.33kN	OK
	安全限界時	塑性率μ=0.31	安全限界塑性率μu=3.94	OK

以上より、
・損傷限界時において、水平構面に生じる応力が短期許容耐力を超えていない。
・安全限界時において、水平構面の塑性率が安全限界塑性率を超えていない。

7-7　１階柱脚部の浮き上がりの検討

・損傷限界時・安全限界時において、１階柱脚部の浮き上がらないことを１階柱脚部の軸力により確認する。

　以下、Ｘ方向加力時（正方向）六通り通し柱の検討の例を示す。



１階床伏図

・各柱脚部において長期軸力がＸ方向の水平荷重時の軸力を上回っており、浮き上がりは生じない。

7-8　２次部材の設計

　省略

7-9　基礎の設計

　省略

付録１　伝統的構法データベースのホームページについて

（１） ホームページの概要

伝統的構造データベースのホームページ※では、伝統的構法建物の構造設計において限界耐力計算や時刻歴応答解析に基づく設計法を想定した解析プログラムへ活用可能な各部要素の実験データおよびその理論値、設計式などを公表しております。

これらは、平成 26、27 年度「全面に土が塗られていない土塗壁等で構成された木造建築物の設計基準に関する検討」（国土交通省建築基準整備促進事業）のほか、平成 22～24 年度に実施された伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会における検討の成果等をもとに、「伝統的構法データベース検討委員会」において公表用データベースとして分かりやすく整理してまとめたものです。

※伝統的構法データベースのホームページ　http://www.denmoku-db.jp/

（２）伝統的構法データベースのデータ一覧

伝統的構造データベースに掲載しているデータの一覧は、下記のとおりです。部位を軸組、壁、水平構面、材料の 4 つに分類し、部位ごとに要素を詳細に分類しています。

部位　　要素

軸組　　1.1柱梁横架材 接合部・継手

- 蟻継ぎ（引張）
- 腰掛け鎌継ぎ（引張）
- 追掛け継ぎ（曲げ）
- 追掛け継ぎ（引張）
- 追掛け大栓継ぎ（曲げ）
- 追掛け大栓継ぎ（引張）
- 金輪継ぎ（曲げ）
- 金輪継ぎ（引張）
- 台持ち継ぎ（引張）

1.2柱梁横架材　接合部・仕口

- 蟻掛け（引張）
- 相欠き（曲げ）
- 渡り腮（引張）
- 渡り腮（曲げ）
- 雇いほぞ胴栓止め（引張）
- 雇いほぞ胴栓止め（対称曲げ）
- 雇い竿車知（引張）
- 雇い竿車知（対称曲げ）
- 胴付き小根ほぞ鼻栓止め（曲げ）
- 胴付き小根ほぞ込み栓止め（曲げ）
- 胴付き小根ほぞ割り楔締め（曲げ）
- 長ほぞ込栓打ち（曲げ）
- 長ほぞ込栓打ち（引張）
- 長ほぞ割り楔締め（引張）
- 長ほぞ鼻栓打ち（引張）
- 通し貫（曲げ）
- 通し貫（略鎌継ぎ）（引張）
- 通し貫（略鎌継ぎ）（曲げ）
- 下げ鎌（引張）
- 下げ鎌（曲げ）
- 包み込み貫（曲げ）

2柱脚・基礎*

- 花崗岩　6枚びしゃん（細）
- 花崗岩　3枚びしゃん（粗）
- 花崗岩　切り出しのまま（平滑）
- コンクリート
- テフロンボード
- 花崗岩　びしゃん仕上げ
- コンクリートブロック
- 花崗岩　サンドブラスト処理仕上げ

3通し柱

- 架構－平面

壁　4板壁

- 落とし込み板壁（ダボ有無）
- 落とし込み板壁（接合具）

5.1土塗壁 全面

- 半間
- 1間

5.2土塗壁 垂れ壁・腰壁

- 垂れ壁
- 垂れ壁・腰壁

水平構面　6床・野地板

- 小幅板直張り
- 床板+大入れ根太
- 野地板直張り
- 床板+大入れ根太
- 根太+床板
- 垂木+野地板
- 仕上げ床用根太による拘束型
- 仕上げ床用根太による拘束型（落とし込み）
- ダボによる拘束型

7小屋組

- 切妻
- 寄棟
- 方形

材料　8樹種

（３）データの閲覧方法

通し柱と梁の接合部の雇いほぞ胴栓止め（対称曲げ）を例として、閲覧方法を示す。

① 伝統的構法データベースのトップページを開き、「伝統的構法データベースの目次」を選択する。

② 要素の「柱梁横架材　接合部・仕口」の欄を確認し、データリストの「ＨＴＭＬファイル表示」を選択する。

③ 通し柱と梁の接合部であることから、部材１が「通し柱」、部材２が「梁」の欄を確認し、データリストの「ＨＴＭＬファイル表示」を選択する。

1.2柱梁横架材　接合部・仕口

部材１	部材２	データリスト
梁	梁	HTMLファイル表示
通し柱	梁	HTMLファイル表示
柱	梁	HTMLファイル表示
	通し貫	HTMLファイル表示
	貫	HTMLファイル表示

④ 仕口名称欄から「雇いほぞ胴栓止め（対称曲げ）」の欄を確認し、データシートの「ＰＤＦファイル表示」を選択する。

1.2柱梁横架材　接合部・仕口（通し

部材1 特記無き限りスギ		部材2 特記無き限りスギ		仕口名称	参照：文献	データシート
	寸法（mm）		寸法（mm）			
通し柱	120×120、150×150	梁	120×180、120×240、120×300、150×180	雇いほぞ胴栓止め（引張）	伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験、平成24年度事業報告書・設計法案、2012 http://green-arch.or.jp/dentoh/report_2012.html	PDFファイル表示
			120×180、120×240、120×300、150×180	雇いほぞ胴栓止め（対称曲げ）	伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験、平成24年度事業報告書・設計法案、2012 http://green-arch.or.jp/dentoh/report_2012.html	PDFファイル表示
			120×150、120×240、120×300、150×240	雇い半蟻知（引張）	伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験、平成24年度事業報告書・設計法案、2012 北守顕久、野村昌史、稲山正弘、後藤正美：雇い半蟻知栓留め柱－梁接合部の引張性能評価式の提案、伝統構法における雇い半蟻知栓留め柱－梁接合部の力学性能その1、日本建築学会構造系論文集、第79巻、第695号、pp.93-102、2014	PDFファイル表示
			120×150、120×240、120×300、150×240	雇い半蟻知（対称曲げ）	伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験、平成24年度事業報告書・設計法案、2012	PDFファイル表示
			120×180、120×240、120×300、150×180	胴付き小根ほぞ胴栓止め（曲げ）	平成23年度国土交通省補助事業報告書　伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会報告書	PDFファイル表示
			120×180、120×240、120×300、150×180	胴付き小根ほぞ込み栓止め（曲げ）	平成23年度国土交通省補助事業報告書　伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会報告書	PDFファイル表示
			120×180、120×240、120×300、150×180	胴付き小根ほぞ割り楔締め（曲げ）	平成23年度国土交通省補助事業報告書　伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会報告書	PDFファイル表示

⑤　「雇いほぞ胴栓止め（対称曲げ）」のデータが表示される。

概要

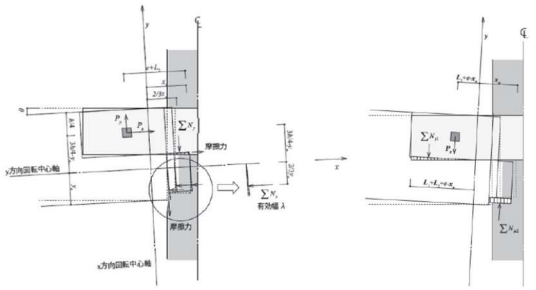
伝統的構法や在来軸組工法などの軸組工法には数多くの仕口が存在するが，そのうちの雇いホゾ胴栓止め継ぎ手の対称曲げに関する剛性と耐力および終局変位について，実験結果，理論式，耐力，解析モデル及び注意点などについての内容を記載してある。

○力の伝達方法

変形と仕口にかかる力

図 1 のように，正負では抵抗機構が異なる。正モーメント（接合部上部が開く）に対しては仕口上部で込栓が引張力を負担し，仕口下部において梁が柱へとめり込むことで偶力を構成する。すなわち，水平方向の力の釣り合いによって成り立つ。なお，このとき，回転中心は接合部の込栓部分の軸方向せん断剛性と仕口下部のめり込み剛性の釣り合いによって決定される。

一方，負モーメント（接合部下部が開く）に対しては，込栓接合部は引張抵抗機構を持たない。また，仕口下部でも引張抵抗機構が無いため，水平方向には力が働かない。一方，柱を貫通している雇いホゾ先端が梁の回転を押さえ込む効果を持つ。このとき雇いホゾは柱心で対称のため，回転は生じない。梁は雇いホゾ先端から圧縮抵抗を受け，また梁先端部の小根ほぞが柱にめり込み抵抗することで偶力を構成する。すなわち，鉛直方向の力の釣り合いによって成り立つと説明できる。



(a) 正モーメント（凸変形モード）　　(b) 負モーメント（凹変形モード）

図 1　抵抗メカニズム

○設計における考え方と適用範囲

（正の対称モーメントに対する回転剛性の計算）

抵抗要素は，接合部の込栓部分の軸方向 2 面せん断抵抗と仕口下部のめり込み抵抗の水平偶力である。梁下部のめり込み変形と，単位雇いホゾ胴栓接合部の 2 面せん断変形とのバランスによりめり込み量と梁下端からのめり込み中立軸距離が決定される。

（正の対称モーメントに対する降伏・終局モーメントの計算）

接合部はバイリニア挙動を示す梁下端による柱の横圧縮めり込み，もしくは繊維方向加力を受ける込栓の 2 面せん断によって降伏モーメントが定まる。また，込栓せん断によって生じる雇材余長にかけてのせん断破壊が生じるものとして終局モーメントを決定する。なお，この際，終局時の回転中心軸は，弾性時に等しいと仮定する。

（負の対称モーメントに対する回転剛性の計算）