

2016年

薄板軽量形鋼造 ルート 1

設計チェックリスト

発行／スチールハウス協会
監修／名古屋工業大学名誉教授 小野 徹郎

監修にあたって

スチールハウスは薄板軽量形鋼材を枠材としてドリルねじで合板等を取り付けた耐震壁を耐震要素とするもので、阪神淡路大震災の仮設住宅の一部として米国からの支援で建設されたのが始まりです。平成7年の「スチールハウス建築物の性能評定・評価基準」に従って性能評価を受け、当時の建築基準法第38条のもとで大臣認定され建設可能となりました。その後、平成10年の建築基準法の改正による旧法第38条の廃止に伴って、スチールハウスは平成13年11月の国土交通省告示第1641号

「薄板軽量形鋼造の建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める等の件」が公布され、本告示に合わせて使用材料のめっき鋼板やドリルねじが指定建築材料となり、より一般的に設計出来るものとなりました。その後、鉄鋼業界を含む関係者は薄板軽量形鋼造建築物の拡大を図るべく技術的開発を進め、告示における3階建てまでの制限を撤廃できるように努力を重ねられました。平成23年の東日本大震災の復興住宅等でも薄板軽量形鋼造建築物がその優れた耐震性、居住性、短い建設工期などの特性をもって採用が検討され、早急に告示の改正が要望されました。平成24年春にはこうした努力の結果、4階建てまで建築できる告示のパブリックコメントの聴取が始まり、平成24年9月には新たな告示が公布されました。その主な改正点は、1) 4階建てまでの建築が可能となったこと、2) 重量鉄骨や鉄筋コンクリート造骨組とのいわゆる併用構造が設計できることとなったことです。この告示改正に伴い国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人建築研究所の監修のもと、一般社団法人日本鉄鋼連盟編集委員会編の「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」第2版が発行され、設計者はこの手引きを基本として設計できることとなりました。

しかしながらその内容は設計ルートも含めて内容が多岐にわたり、一般の実務設計者にとっては必ずしも理解が容易でない部分もあり、実施設計に用いづらいという意見がありました。実務者からは、構造計算適合性判定が不要な許容応力度計算を基本とするルート1に従う設計手順を簡潔に把握できる資料の作成が要望されていました。その要望を受けてスチールハウス協会はルート1に従う設計手順をチェックリスト形式で追えて、欠落なく設計ができる設計チェックリストを作成されました。本設計チェックリストは「告示」や「手引き」の内容を踏まえた上で、地震応答解析による検証をバックにしながら、設計者にとって理解しやすい設計ルート1で3階建てまでのスチールハウスが細部にわたって安全に設計できるように構成されています。

本チェックリストが「手引き」とともに実施設計の現場で活用され、薄板軽量形鋼造建築物の実務的な新しい展開に繋がり、益々、安全で快適な薄板軽量形構造建築物の需要拡大に繋がることを願っています。最後に本チェックリストを作成されたスチールハウス協会のご努力に敬意を表します。

小野 徹郎

(名古屋工業大学名誉教授)

目 次

監修にあたって

第 I 編 ルート1設計チェックリスト

1. ルート1による仕様規定	I -1-1
1.1 仕様規定	I -1-1
1.2 構造計算フロー	I -1-1
2. 荷重及び外力	I -2-1
2.1 固定荷重	I -2-1
2.2 積載荷重	I -2-1
2.3 積雪荷重	I -2-1
2.4 風圧力	I -2-1
2.5 地震力	I -2-1
3. 壁量計算	I -3-1
3.1 耐力壁の耐力・剛性の評価	I -3-1
3.2 応力計算の方法	I -3-4
3.3 壁量計算の判定	I -3-6
4. 部材計算	I -4-1
4.1 部材の評価	I -4-1
4.2 耐力壁中間部のたて枠	I -4-1
4.3 屋根根太、床根太	I -4-2
4.4 屋根梁、床梁	I -4-2
4.5 まぐさ	I -4-3
4.6 耐風梁	I -4-3
4.7 小屋組	I -4-4
5. 床版、屋根版、開口部補強	I -5-1
5.1 床版、屋根版の評価	I -5-1
5.2 床版	I -5-1
5.3 開口部の補強	I -5-5
5.4 屋根版	I -5-6

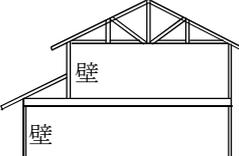
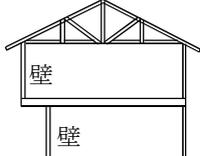
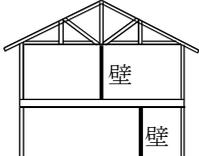
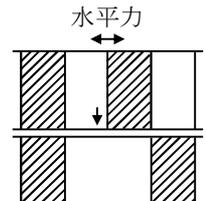
6. 接合部の計算	I-6-1
6.1 耐力壁端部たて枠及び脚部の接合部	I-6-1
6.2 耐力壁パネルジョイント部の接合	I-6-7
6.3 耐力壁と床版の接合	I-6-8
6.4 耐力壁と屋根版の接合	I-6-10
6.5 耐力壁の基礎と接合	I-6-11
6.6 床根太端部の接合	I-6-14
6.7 まぐさ端部の接合	I-6-14
6.8 ガセットプレートによる接合	I-6-15
7. 基礎計算	I-7-1
7.1 ホールダウンアンカーボルトの埋め込み長さの検討	I-7-1
7.2 せん断アンカーボルトの せん断力に対してのコーン状破壊の検討	I-7-2
7.3 基礎梁断面の検討	I-7-3
第Ⅱ編 チェックシート	Ⅱ-1
第Ⅲ編 設計例	
1. 2階建て設計例(ルート1)	Ⅲ-1-1
2. 3階建て設計例(ルート1) 接合部の検討:第1編6.1.4 (1)①「適用条件」全てを満足できない場合	Ⅲ-2-1
3. 3階建て設計例(ルート1) 接合部の検討:第1編6.1.4 (1)①「適用条件」全てを満足できる場合 ..	Ⅲ-3-1
付録 地震応答解析による崩壊層の検証	

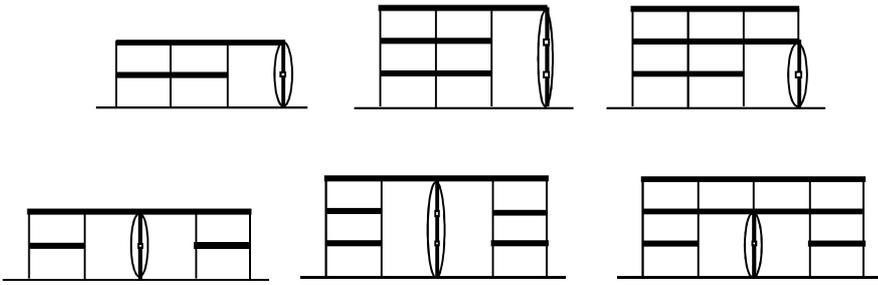
2. 荷重及び外力

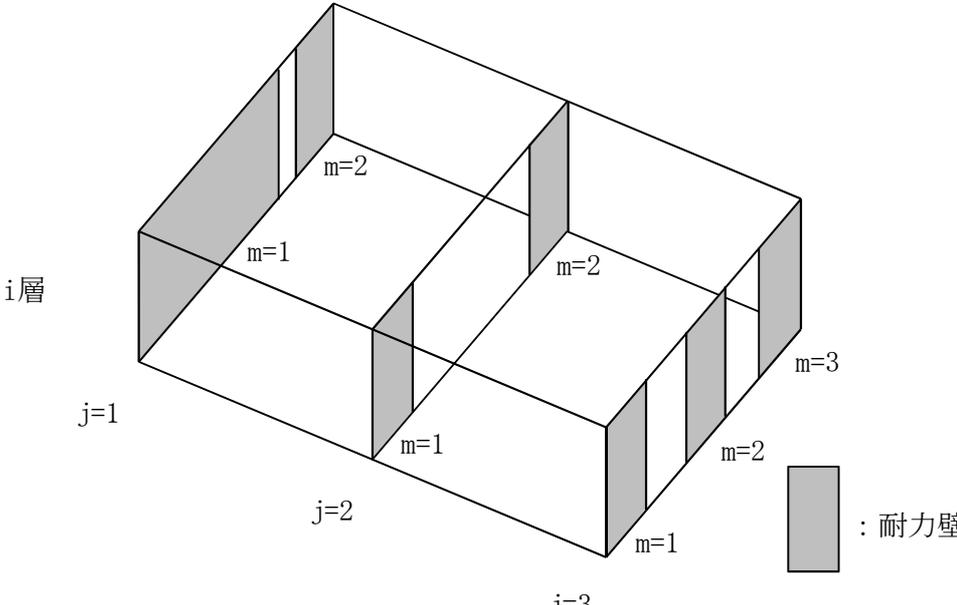
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>2.1 固定荷重</p> <p>固定荷重は、令第84条による。</p>	P44
<p>2.2 積載荷重</p> <p>積載荷重は、令第85条による。</p>	P44
<p>2.3 積雪荷重</p> <p>積雪荷重は、令第86条及び平成12年建設省告示第1455号による。</p>	P44
<p>2.4 風圧力</p> <p>風圧力は、令第87条及び平成12年建設省告示第1454号による。</p>	P44
<p>2.5 地震力</p> <p>地震力は、令第88条及び昭和55年建設省告示1793号による。ルート1計算の地震力は、次式より算定する。</p> $Q_{Ei} = C_i \times \Sigma W_i$ $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_0$ <p> Q_{Ei} : i層の地震時層せん断力(kN) C_i : i層の地震時層せん断力係数 ΣW_i : i層の建物総重量(kN) Z : 地震地域係数 R_t : 振動特性係数 A_i : 地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す数値 C_0 : 標準せん断力係数($C_0 \geq 0.3$) </p>	P44

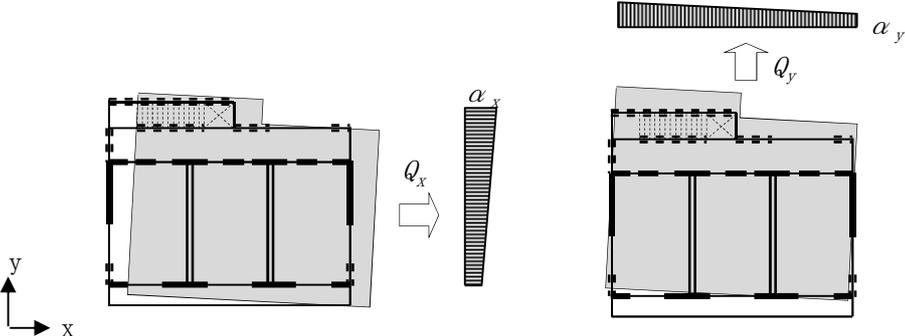
3. 壁量計算

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>3.1 耐力壁の耐力・剛性の評価</p> <p>耐力壁の耐力・剛性は、「3.1.1」に示す方法により定まる。「3.1.2」に示す特殊な耐力壁の耐力・剛性は、「3.1.1」に示す方法により定まる耐力・剛性に、「3.1.2」に示す影響を評価した値とする。</p> <p>3.1.1 耐力壁の耐力・剛性</p> <p>薄板軽量形鋼造の耐力壁は、告示の規定及び「手引き」の仕様規定に適合した耐力壁、若しくは(2)に規定する仕様規定に適合しない耐力壁とすることができる。</p> <p>(1) 仕様規定に適合した耐力壁 薄板軽量形鋼造告示第5(壁)の規定に適合し、「手引き」の「表3.15.1 耐力壁の耐力と剛性」に記載された仕様による耐力壁の耐力と剛性は、同表に記載された許容せん断耐力、終局せん断耐力及びせん断剛性とする。 ただし、耐力壁長さが45cm以上90cm未満となる「手引き」の「表3.15.1 耐力壁の耐力と剛性」に記載された仕様とする場合(長さLの規定を除く。)、許容せん断耐力及び終局せん断耐力は、同表当該数値の1/2倍した値に壁長を乗じた値とする。</p> <p>また、耐力壁の用途、使用部位、施工の状況によって水分の影響が考えられる場合は、適切に低減するものとする。</p> <p>(2) 仕様規定に適合しない耐力壁 「(1) 仕様規定に適合した耐力壁」によらない耐力壁は、実験により耐力、剛性等の評価を行う。実験によって評価する場合は、「手引き」のP88「(2)実験によって評価する場合」による。</p> <p>「(1) 仕様規定に適合した耐力壁」と同様に、耐力壁の用途、使用部位、施工の状況によって水分の影響が考えられる場合は、適切に低減するものとする。</p>	<p>P13 P87</p> <p>P87</p> <p>P88</p> <p>P87</p>

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>3.1.2 特殊な耐力壁の耐力・剛性</p> <p>(1) から (3) までに示す特殊な耐力壁は、それぞれの影響を適切に評価する必要がある。</p> <p>(1) 上下階の耐力壁にずれが生じた場合の評価 次に示すように立面上の耐力壁の配置条件によって、耐力壁の耐力・剛性が低下する場合があるので、当該耐力壁の耐力・剛性の影響を適切に評価する。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;">  <p>(a) セットバック</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(b) オーバーハング</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(c) 内部耐力壁のずれ</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(d) 横架材の変形の考慮</p> </div> </div> <p>図3.1.1 (a)～(c)耐力壁線のずれの例及び、(d)横架材の変形の考慮</p> <p>(2) 小開口付き耐力壁の評価 耐力壁に設ける開口は、次の制限を満足する必要がある。ただし、実験等により別途確認した場合は、次の制限によらず当該実験等の評価を用いてよい。</p> <ul style="list-style-type: none"> 開口は、たて枠を横断しないように設け、その数はたて枠間内で1箇所とする。上枠から開口上端までの距離は37.5cm以上とする。 開口を有するたて枠間が連続しないようにする。 開口の大きさが30cm角以下の場合は、耐力低減する必要がある。 開口の大きさが高さ60cm以下かつ長さ40cm以下の場合は、次式による補正係数γにより耐力低減を行う。 $\gamma = \frac{1 - \alpha}{1 - \alpha + \alpha \beta}$ <p> γ : 耐力低減係数 α : 水平開口率(= l_w/L) β : 鉛直開口率(= h_w/H) l_w : 開口の長さの合計(mm) h_w : 開口の高さの最大値(mm) L : 耐力壁の長さ(開口を含む)(mm) H : 耐力壁の高さ(mm) </p>	<p>P14</p> <p>P94</p>

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>(3) 床面に接しない耐力壁の評価</p> <p>床構面に接しない耐力壁は、床構面から直接水平力が伝達されない影響を受けて負担せん断力が小さくなる。床構面に接しない耐力壁の負担せん断力は、立体解析等により算定する。算定結果の耐力壁の負担せん断力となるように当該耐力壁の剛性を適切に評価する。</p> <p>または、床構面に接しない壁は耐力壁としないようにする。</p>  <p style="text-align: right;">○印 対象耐力壁</p> <p style="text-align: center;">図3.1.2 床面に接しない耐力壁</p>	

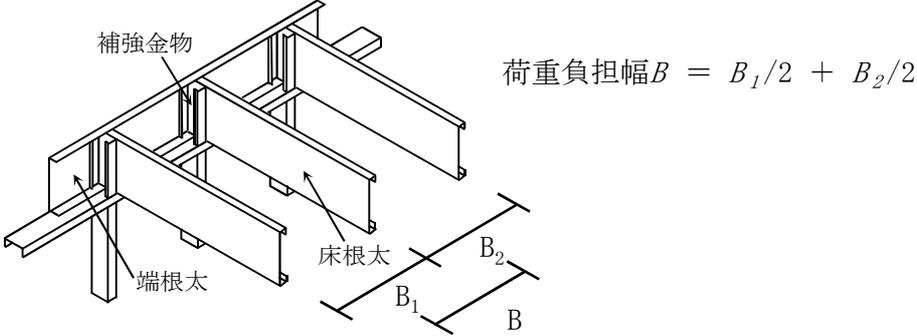
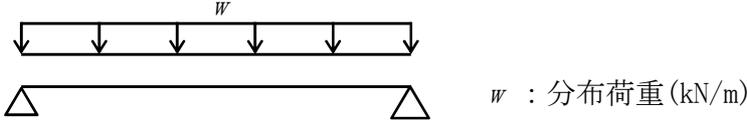
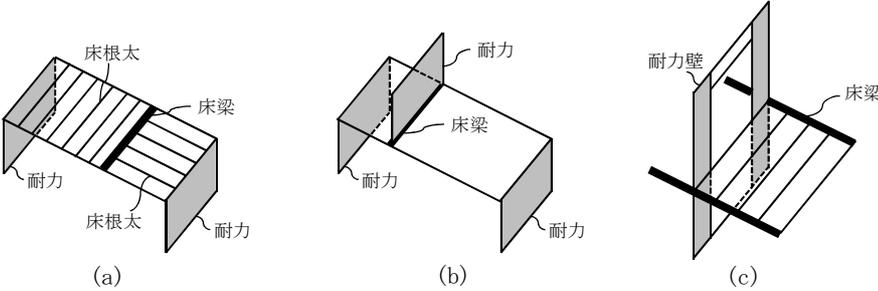
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>3.2 応力計算の方法</p> <p>次に示す (1)、(2) 及び (3) を満足させる必要がある。</p> <p>(1) 剛床仮定 屋根・床構面は、面内変形に対して剛体であるとみなし、剛床仮定が成り立つものと仮定する。屋根・床構面の剛床仮定を成立させるために、「5. 床版、屋根版、床開口部補強計算」の規定を満足させる。</p> <p>(2) 水平力に対する抵抗要素のせん断力負担に関する仮定 各耐力壁の負担せん断力は、各耐力壁のせん断剛性に比例することとし、次式にて算定する。</p> $Q_{d_{ij}} = Q_i \times Ks_{ij} / \sum Ks_i$ <p>$Q_{d_{ij}}$: i層j通りの耐力壁の負担せん断力 (kN) Q_i : i層の層せん断力 (kN) Ks_{ij} : i層j通りの耐力壁のせん断剛性 (kN/rad) $Ks_{ij} = \sum Ks_{ijm}$ $\sum Ks_i$: i層の耐力壁のせん断剛性 (kN/rad) Ks_{ijm} : i層j通りm番目の耐力壁のせん断剛性 (kN/rad) $Ks_{ijm} = K \times L_{ijm}$ K : 耐力壁の単位長さ当たりのせん断剛性 (kN/rad/m) L_{ijm} : i層j通りm番目の耐力壁の長さ (m)</p>  <p style="text-align: center;">図3.2.1 i層j通りm番目の耐力壁</p> <p>なお、同一構面内で著しく壁長が異なる耐力壁が混在し、かつ、耐力壁脚部金物の伸縮の影響が大きいと判断された場合、耐力壁脚部の回転を加味したせん断剛性で評価することが望ましい。</p>	<p>P45</p> <p>P45</p> <p>P92</p>

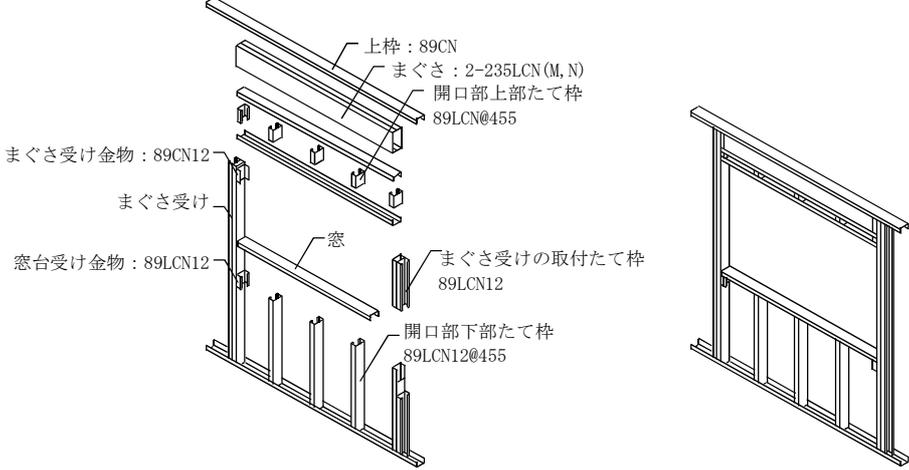
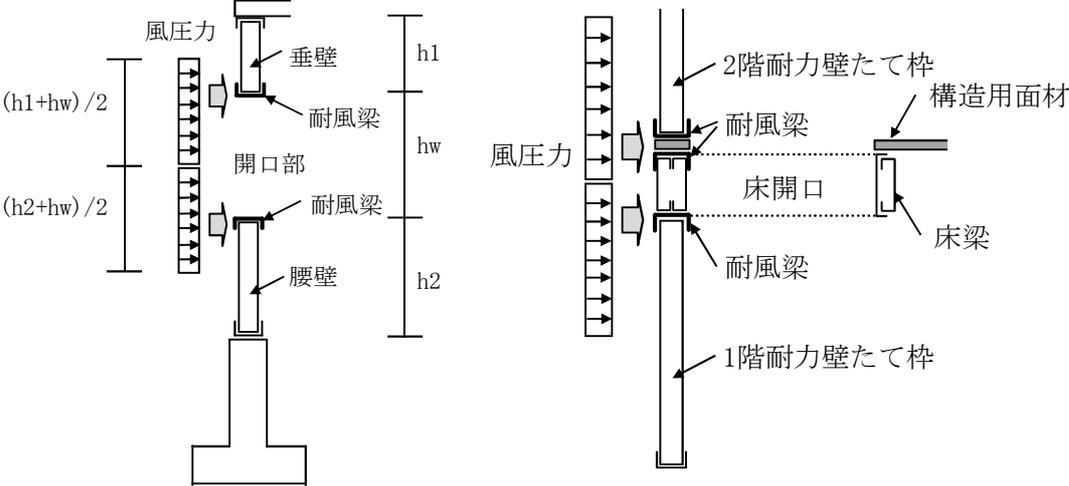
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>(3) 平面架構の仮定 (2) により各耐力壁の負担せん断力を算定する場合、ねじれ補正を行って外力を割り増す。</p>  <p> Q_x, Q_y : X方向、Y方向の水平外力 (kN) α_x, α_y : X方向、Y方向のねじれ補正による割増係数</p> <p>図3.2.2 ねじれ補正</p>	P45

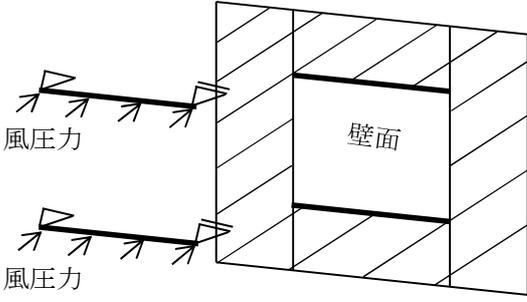
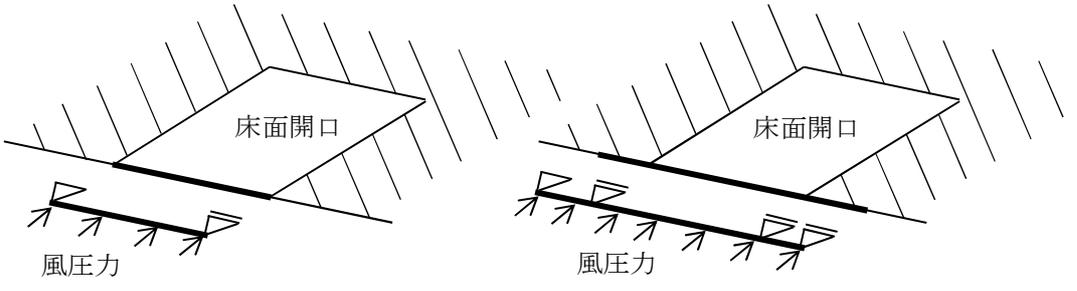
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>3.3 壁量計算の判定</p> <p>すべての耐力壁について、「3.1 耐力壁の耐力・剛性」で定めた耐力壁の短期許容せん断耐力が、「3.2 応力計算の方法」で算定した負担せん断力を上回っていることを確認する。</p> $Qa_{ij} \geq Qd_{ij}$ <p> Qa_{ij} : i層j通りの耐力壁の短期許容せん断耐力 (kN) $Qa_{ij} = \sum Qa_{ijm}$ Qa_{ijm} : i層j通りm番目の耐力壁の短期許容せん断耐力 (kN) $Qa_{ijm} = Pa \times L_{ijm}$ Pa : 耐力壁の単位長さ当たりの短期許容せん断耐力 (kN) L_{ijm} : i層j通りm番目の耐力壁の長さ (m) Qd_{ij} : i層j通りの耐力壁の負担せん断力 (kN) (「3.2 応力計算の方法」参照) </p>	

4. 部材計算

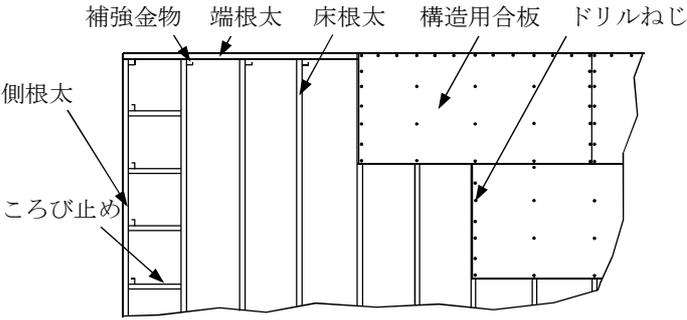
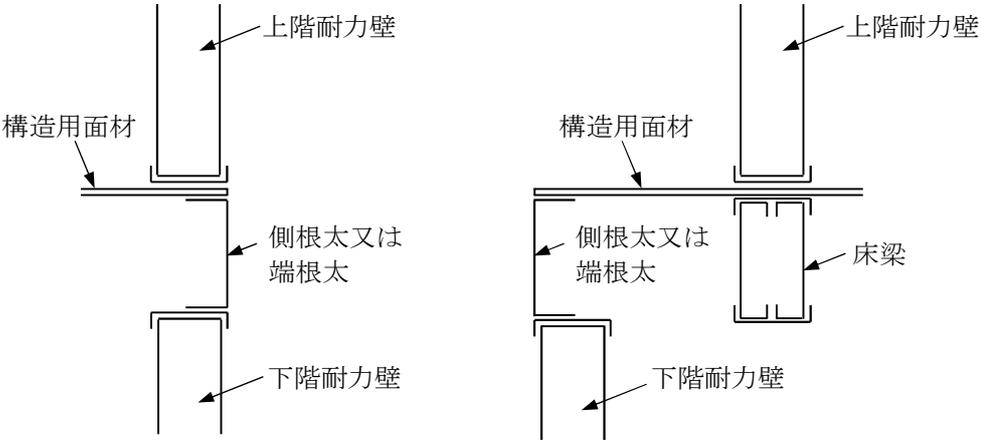
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>4.1 部材の評価</p> <p>柱、横架材及び斜材は、告示第6の規定に従い、かつ、構造上安全であることを確認しなければならない。なお、4.2から4.7までに示す部材は、当該規定にも留意する必要がある。</p> <p>部材の許容応力度等は、「手引き」の「第3章 構造計算」による。</p> <p>4.2 耐力壁中間部のたて枠</p> <p>耐力壁中間部のたて枠(図4.2.1参照)は、たて枠上、下端部の支持条件をピン支持として応力及び変形量を算定し、構造上安全であることを確認する。検討対象の荷重は、図4.2.2に示すように固定・積載荷重による軸力、積雪荷重による軸力、風圧力による浮き上がり軸力及び風圧力による面外方向曲げモーメントを必要に応じ考慮する。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="271 784 654 1388"> </div> <div data-bbox="798 739 1165 1388"> </div> </div> <p style="text-align: center;">図4.2.1 耐力壁の構成</p> <p style="text-align: center;">図4.2.2 検討対象の荷重</p> <p>支持壁（鉛直荷重のみに対し有効に抵抗できる壁をいう。）のたて枠も、耐力壁中間部のたて枠と同様に検討する。支持壁の開口脇端部たて枠は、開口部分の荷重負担も適切に評価する(図4.2.3参照)。</p> <div data-bbox="494 1657 813 1993"> </div> <p style="text-align: center;">図4.2.3 支持壁の開口脇たて枠</p>	<p>P36</p> <p>P92</p>

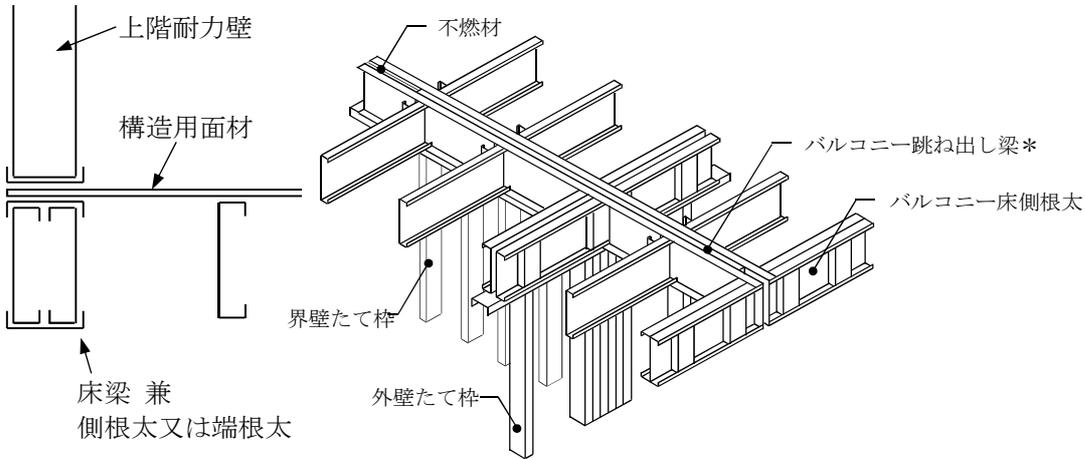
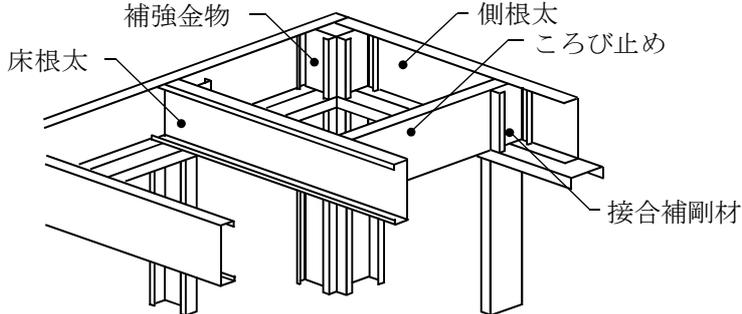
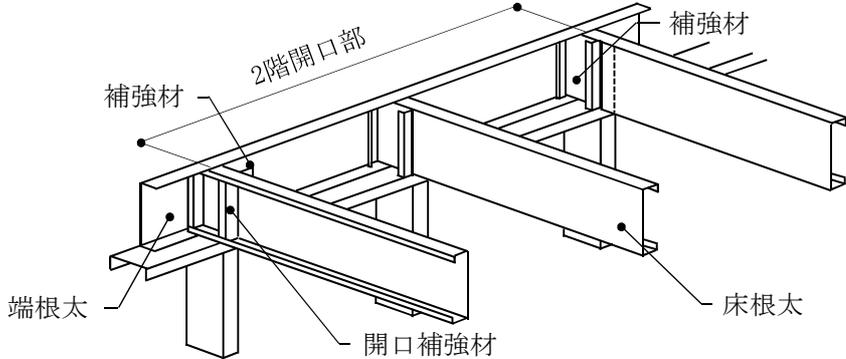
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>4.3 屋根根太、床根太</p> <p>屋根根太及び床根太は、一般に根太間隔を荷重負担幅(図4.3.1参照)とした分布荷重を受ける両端ピン支持の単純梁(図4.3.2参照)として、応力及び変形を算定し、構造上安全であることを確認する。ただし、荷重及びモデルは、状況に応じて適切に考慮する。</p>  <p style="text-align: right;">荷重負担幅 $B = B_1/2 + B_2/2$</p> <p style="text-align: center;">図4.3.1 床根太の荷重負担幅</p>  <p style="text-align: center;">図4.3.2 床根太の応力・変形算定モデル</p>	<p>P96</p>
<p>根太のウェブに開口を設ける場合は、「手引き」の3.9節に従い適切に評価する。</p>	<p>P69</p>
<p>4.4 屋根梁、床梁</p> <p>下階に耐力壁がない位置で床根太を受ける部分(図4.4.1 (a))、上下階で耐力壁の位置がずれる場合で上階からの耐力壁を受ける部分(図4.4.1 (b))及びはね出しの両側面等の負担応力の大きい部位(図4.4.1(c))には、床梁を設ける。床梁は、床根太及び壁からの荷重を適切に評価し、単純梁、連梁又ははね出し梁等の適切なモデルで、応力及び変形を算定し、構造上安全であることを確認する。</p> <p>屋根梁の検討も、床梁の検討に準ずる。</p>  <p style="text-align: center;">図4.4.1 床梁を設ける場合</p> <p>根太のウェブに開口を設ける場合は、「手引き」3.9節に従い適切に評価する。</p>	<p>P96</p> <p>P69</p>

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p data-bbox="193 271 360 304">4.5 まぐさ</p> <p data-bbox="240 338 1251 434">壁面開口上部には、必要に応じてまぐさを設ける(図4.5.1参照)。まぐさは、屋根、床及び壁からの荷重を適切に評価し、両端ピン支持の単純梁として、応力及び変形を算定し、構造上安全であることを確認する。</p>  <p data-bbox="560 943 884 976">図4.5.1 壁面開口の構成</p> <p data-bbox="193 1021 360 1055">4.6 耐風梁</p> <p data-bbox="240 1088 1267 1184">「外壁の開口上部、開口下部」及び「床開口の外壁に面する部分」に、風圧力に抵抗する耐風梁を設ける。耐風梁の位置と風圧力の関係は、図4.6.1のようになる。</p>  <p data-bbox="448 1720 954 1753">図4.6.1 壁面開口と床面開口の耐風梁</p>	

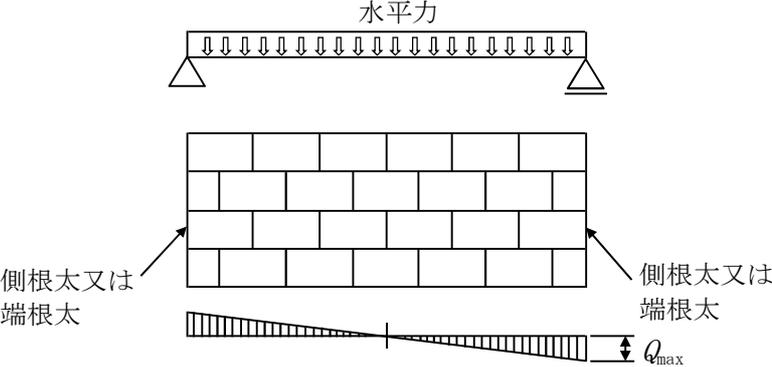
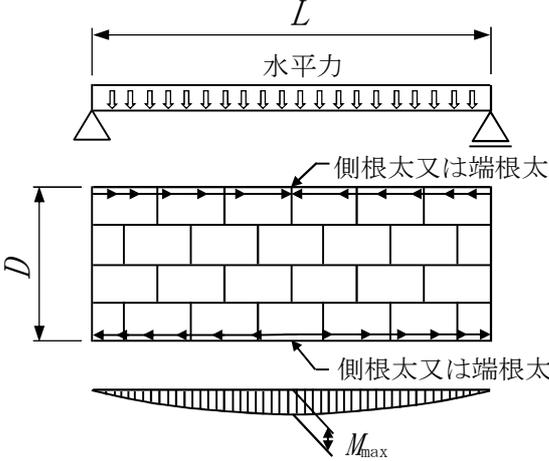
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>外壁の開口上部、開口下部の耐風梁は、単純梁とし、床開口の外壁に面する部分の耐風梁は、単純梁又は連梁等(図4.6.2参照)として、応力及び変形を算定し、構造上安全であることを確認する。 なお、床面開口で外壁部に壁面開口がある場合は、床梁あるいはまぐさ等上階からの鉛直荷重に対しても考慮する。</p>  <p>図4.6.2 壁面開口の耐風梁の応力・変形算定モデル</p>  <p>図4.6.3 床面開口の耐風梁の応力・変形算定モデル例</p> <p>4.7 小屋組</p> <p>上弦材、下弦材、束材、斜材、たるき、棟木、軒先、雲筋かい等の小屋組を構成する部材は、告示第7及び「手引き」の「3.17 屋根版の設計」に従い、荷重及びモデルを適切に評価し、構造上安全であることを確認する。</p>	<p>P19 P99</p>

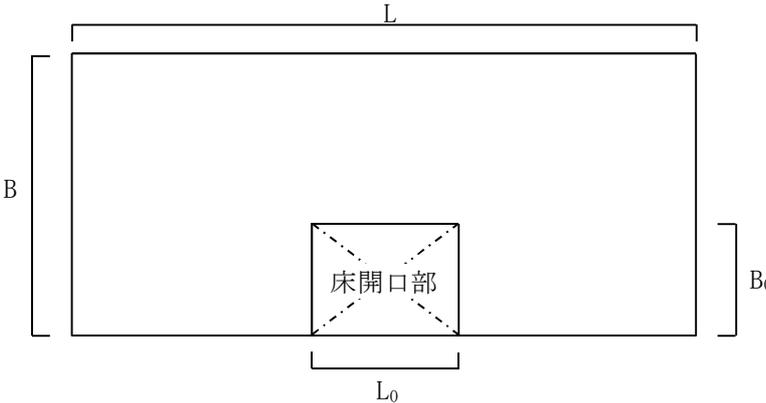
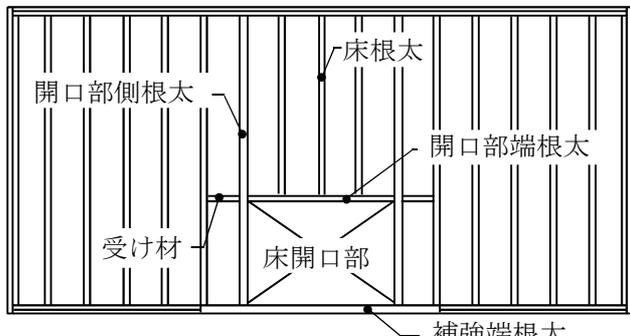
5. 床版、屋根版、開口部補強

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>5.1 床版、屋根版の評価</p> <p>床版及び屋根版は、告示第4の規定に従い、要求性能として作用する水平力を周囲の構造耐力上主要な架構等に伝達することの可能な剛性及び耐力を有する構造とする。</p> <p>5.2 床版</p> <p>床版は、5.2.1に示す構成とし、5.2.2及び5.2.3の検討を行う。</p> <p>5.2.1 床組の構成</p> <p>床組は、床根太、端根太及び側根太等に構造用合板等の構造用面材をドリルねじで留め付け構成する(図5.2.1参照)。床組の端部支持部材のうち、床根太に直交して直接床根太を受ける部材を端根太と呼び、床根太に平行に設置する枳材を側根太と呼ぶ。端根太及び側根太は、図5.2.2(a)に示す耐力壁直上及び図5.2.2(b)に示す建物外周部に設ける。</p> <p>側根太には床根太が接続されないため、側根太を2丁断面とするか、ころび止めを設ける(図5.2.3参照)などにより倒れ防止策をとる。また、端根太及び側根太は、壁体からの軸力や床根太等からのせん断力に対して有害な変形を生じないように補強材を取り付ける(図5.2.4参照)。</p>  <p style="text-align: center;">図5.2.1 床組の構成</p>  <p>(a) 上下階の耐力壁が重なる部分 (b) 上下階の外壁が面外方向にずれる部分</p> <p style="text-align: center;">図5.2.2 端根太、側根太設置位置</p>	<p>P12 P95</p> <p>P12</p>

設計チェック項目	「手引き」参照頁
	<p>P96</p>
	<p>P96</p>
	<p>P96</p>
<p>図5.2.3 側根太の補強例</p> <p>図5.2.4 端根太の補強例</p>	

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>5.2.2 鉛直荷重に対する検討</p> <p>床組は固定荷重及び積載荷重等の鉛直荷重を安全に支持し、耐力壁・基礎等の耐力要素に円滑に伝達するため、床組を構成する部材は「4. 部材計算」に従い、設計する。</p> <p>5.2.3 水平荷重に対する検討</p> <p>告示第4では、床版に対して水平力によって生じる力を構造上有効に耐力壁等に伝えることができる剛性を確保することを要求している。「3.2 応力計算の方法」に示す応力計算を行う場合に剛床仮定が成り立つものと仮定しているため、次の規定を満たす床版とする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 告示第4の仕様規定に基づく床版とする。 ・ 耐力壁線相互の距離は、12m以下とする。 ・ 床版は過度に細長い形状とすることは避け、下階の耐力壁等で周囲を囲まれる一つの床構面の面積制限は、長辺長さに対する短辺長さの比(辺長比)が1/2以上の場合、72m²以下とし、1/3以上1/2未満の場合、60m²以下とすることが望ましい。 <p>床組は、地震力・風圧力の水平荷重及び上階の耐力壁に作用する水平力等を当該床組に接続した下階の耐力壁へ伝達できる十分な性能を持つように(1)及び(2)に従い設計する。床組をI形梁として、側根太・端根太はフランジに相当し曲げ応力を、面材はウェブに相当しせん断応力を負担する。</p> <p>なお、(1)及び(2)までに示す検討は、最も単純な場合の1区画の床構面に分布荷重のみが作用する場合であるので、実情を考慮したうえで荷重・モデル化を適切に評価する必要がある。</p>	<p>P95 P96</p> <p>P97</p> <p>P96</p> <p>P95 P97</p>

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>(1) せん断力を受ける部材</p> <p>床版については、面材と柾材(床根太、端根太及び側根太等)との接合方法が告示に規定されていないので、本規定に従って構造計算を行い、接合部を設計する必要がある。</p> <p>床組が受ける水平力を等分布荷重とすると、せん断力分布は、図5.2.5のようになる。構造用面材端部の位置におけるせん断力に対して、当該位置の構造用面材と根太材を留め付けるドリルねじに生じるせん断力がドリルねじの許容耐力を超えないことを確認する。</p>  <p>図5.2.5 せん断力分布</p> <p>(2) モーメントを受ける部材</p> <p>(1)の荷重状態の場合、床組が受けるモーメントは、図5.2.6のようになる。モーメントに対しては、フランジに相当する荷重方向に直交して配置した側根太又は端根太の引張及び圧縮の軸力による偶力モーメントで抵抗する。それぞれの軸力に対して側根太・端根太断面の許容応力度を超えないことを確認する。</p> <p>引張側となる側根太・端根太は、ドリルねじ孔及びウェブ開口等を控除した断面積を用いて応力度の検定を行う。</p>  <p>図5.2.6 曲げ応力分布</p>	<p>P97</p>

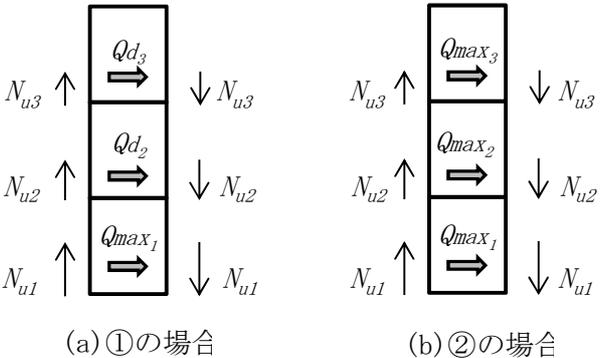
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>5.3 開口部の補強</p> <p>床構面内に下階の耐力壁で周辺部を囲まれない開口部を設ける場合には、次に示す開口制限とする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・短辺方向に対し、当該方向の床スパンの1/2以下の開口幅とする。 ・床組の短辺長さ/長辺長さの比が1/3以上1/2未満の場合は、開口面積4m^2以下とし、短辺長さ/長辺長さの比が1/2以上の場合は、開口面積6m^2以下とする。 ・外壁に接する開口幅は、3m以下とする。  $B_0 \leq B / 2$ $B/L \geq 1/2 \text{ の場合：}$ $L_0 \times B_0 \leq 6\text{m}^2、L_0 \leq 3\text{m}$ $1/3 \leq B/L < 1/2 \text{ の場合：}$ $L_0 \times B_0 \leq 4\text{m}^2、L_0 \leq 3\text{m}$ <p>上記条件を超える場合は、開口周辺に耐力壁を設けることが好ましい。</p> <p>図5.3.1 床組開口制限</p> <p>補強を要する部材としては開口部端根太、これと平行して外壁部に設置される補強端根太、開口部端根太を受ける開口部側根太等があげられる。</p> <p>開口部周辺の部材設計は、長期荷重による部材応力に、剛性マトリクス法等により算定した水平荷重時の部材応力を加えたもので構造上安全であることを確認する。</p> <p>外壁面に接する補強端根太は、耐風梁としての性能も有する必要があるので、「4.6 耐風梁」に従い検討する。</p>  <p>図5.3.2 開口部周辺の部材構成</p> <p>開口部周辺の面材固定ドリルねじは、面材のせん断力の偏りを考慮し適切に増し打ちを行う。</p>	<p>P98</p> <p>P98</p> <p>P99</p>

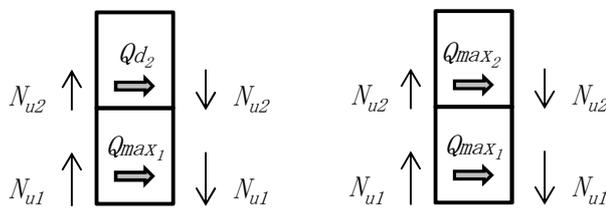
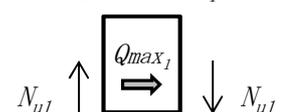
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p data-bbox="193 271 363 304">5.4 屋根版</p> <p data-bbox="272 333 1233 367">屋根版は、「5.2 床版」及び「5.3 開口部の補強」に準ずるものとする。</p>	

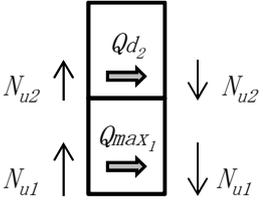
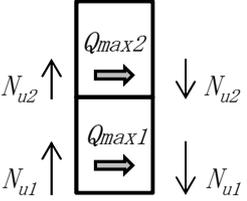
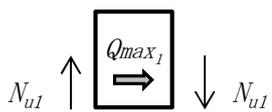
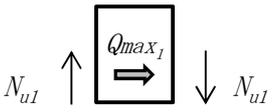
6. 接合部の計算

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p data-bbox="193 264 735 295">6.1 耐力壁端部たて枠及び脚部の接合部</p> <p data-bbox="201 327 804 358">6.1.1 耐力壁端部たて枠及び脚部の接合方法</p> <p data-bbox="201 392 1217 488">上下階に連続する耐力壁の端部のたて枠相互の接合および1階の耐力壁の端部たて枠と基礎との接合は、引張力を伝達するために、ホールダウン金物を設ける必要がある(図6.1.1参照)。</p> <p data-bbox="201 490 1230 613">帯金物は6.1.4①の適用条件であるSAHD-15の軸剛性を満足せず、更に終局耐力が30kN以下であり、6.1.4②のせん断力により発生する軸力を下回ることから耐力壁端部たて枠以外の中間たて枠で、風圧力による引張力を伝達する場合に使用する。</p> <p data-bbox="201 616 1259 712">ただし、「手引き」の「3.18.4 枠組材相互間および枠組材と土台または基礎の接合部」に記載された金物以外の金物は、実験等によって耐力・剛性を評価することができる。</p> <div data-bbox="367 712 1093 1064"> </div> <p data-bbox="347 1072 1142 1104">(a) 上下階耐力壁端部たて枠のホールダウン金物による接合方法(例)</p> <div data-bbox="367 1108 1077 1467"> </div> <p data-bbox="389 1473 1053 1505">(b) 上下階耐力壁中間たて枠の帯金物による接合方法(例)</p> <div data-bbox="526 1512 893 1937"> </div> <p data-bbox="497 1944 1043 1975">(c) 1階耐力壁端部たて枠と基礎の接合方法(例)</p> <p data-bbox="497 1989 995 2020">図6.1.1 耐力壁たて枠及び脚部の接合方法</p>	<p data-bbox="1310 392 1372 456">P108 P28</p> <p data-bbox="1310 647 1372 678">P106</p>

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>6.1.3 短期の検討に用いるせん断力</p> <p>短期の検討に用いるせん断力は、「3.2 (2)」より算定された耐力壁の負担せん断力とする。</p> <p>6.1.4 保有耐力接合の検討に用いるせん断力</p> <p>各階の耐力壁のせん断力は、次の建物階数に応じ、①の方法で算定する。ただし、①の「適用条件」全てを満足できない場合は、②の方法で算定することもできる。</p> <p>(1) 3階建ての場合</p> <p>(1) -1 3連層耐力壁の場合</p> <p>① 以下の「適用条件」全てを満足できる場合 (図6.1.3 (a)参照)</p> <p>「適用条件」</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地盤種別 : 第1種地盤又は第2種地盤 ・耐力壁の種類 : 3.1.1 (1) に示す耐力壁 ・耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物 ・耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.3^{**} \leq n_3 / n_1 \leq 1.6^{**}$ $1.3^{**} \leq n_2 / n_1 \leq 1.6^{**}$ n_3 : 3階耐力壁の耐力余裕度 n_2 : 2階耐力壁の耐力余裕度 n_1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 ・1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.05^{**}$ <p>※地震応答解析により安全性を確認して決定した値となっている。 「付録 地震応答解析による崩壊層の検証」参照。</p> <p>各階のせん断力</p> <p>3階のせん断力 = $\min(Q_{d_3}, Q_{max_3})$ 2階のせん断力 = $\min(Q_{d_2}, Q_{max_2})$ 1階のせん断力 = Q_{max_1}</p> <p>n_i : 各階の「短期せん断耐力の和」と「地震力」の比 $n_i = \Sigma Q_{ai} / Q_i$</p> <p>$Q_{ai}$: i階の耐力壁の短期せん断耐力 (kN) ΣQ_{ai} : i階のQ_{ai}の合計 (kN) Q_i : i階の地震力 (kN) Q_{d_3}, Q_{d_2} : 外力分布をAi分布とした状態において、1階の耐力壁が最大耐力に達した時点の3、2階のせん断力 (kN) Q_{max_i} : i階の耐力壁の最大耐力 (kN)</p> <p>告示第5 (壁)の規定に適合し、かつ「手引き」の表3.15.1に示される仕様による耐力壁の最大耐力は、終局せん断耐力に1.1倍を乗じた値としてよい。 上記告示仕様以外の耐力壁の最大耐力は、実験により求めた最大耐力の値を用いる。</p>	<p>P91</p> <p>P88</p> <p>P87、P88</p> <p>P92</p>

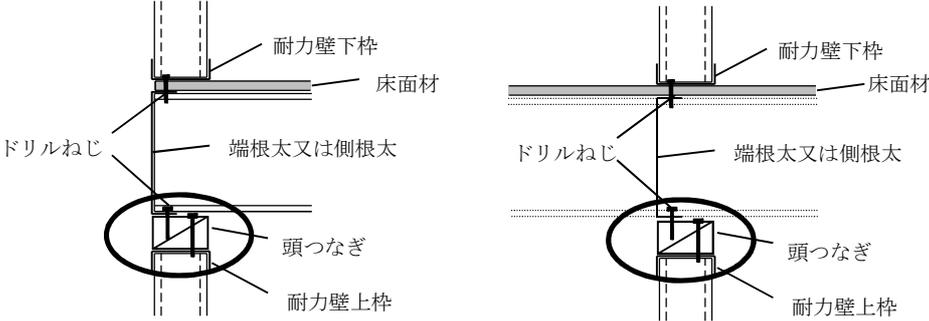
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>② ①の「適用条件」全てを満足できない場合 (図6.1.3 (b)参照)</p> <p>3階のせん断力 = Q_{max_3} 2階のせん断力 = Q_{max_2} 1階のせん断力 = Q_{max_1}</p>  <p>(a) ①の場合 (b) ②の場合</p> <p>図6.1.3 3連層耐力壁の保有耐力接合検討に用いる軸力</p> <p>(1) -2 2連層耐力壁の場合</p> <p>① 以下の「適用条件」全てを満足できる場合 (図6.1.4 (a)参照)</p> <p>「適用条件」</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地盤種別 : 第1種地盤又は第2種地盤 ・耐力壁の種類 : 3.1.1 (1) に示す耐力壁 ・耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物 ・耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.3^{**} \leq n_3 / n_1 \leq 1.6^{**}$ $1.3^{**} \leq n_2 / n_1 \leq 1.6^{**}$ n_3: 3階耐力壁の耐力余裕度 n_2: 2階耐力壁の耐力余裕度 n_1: 1階耐力壁の耐力余裕度 ・1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.05^{**}$ <p>※地震応答解析により安全性を確認して決定した値となっている。 「付録 地震応答解析による崩壊層の検証」参照。</p> <p>各階のせん断力 2階のせん断力 = $\min(Q_{d_2}, Q_{max_2})$ 1階のせん断力 = Q_{max_1}</p>	

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>② ①の「適用条件」全てを満足できない場合 (図6.1.4 (b)参照)</p> <p>2階のせん断力 = Q_{d_2} 1階のせん断力 = Q_{max_1}</p>  <p>(a) ①の場合 (b) ②の場合</p> <p>図6.1.4 2連層耐力壁の保有耐力接合検討に用いる軸力</p> <p>(1) -3 1層耐力壁の場合 (図6.1.5 参照)</p> <p>1階のせん断力 = Q_{max_1}</p>  <p>図6.1.5 1層耐力壁の保有耐力接合検討に用いる軸力</p> <p>(2) 2階建ての場合</p> <p>(2) -1 2連層耐力壁の場合</p> <p>① 以下の「適用条件」全てを満足できる場合 (図6.1.6 (a)参照)</p> <p>「適用条件」</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地盤種別 : 第1種地盤又は第2種地盤 ・耐力壁の種類 : 3.1.1 (1) に示す耐力壁 ・耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物 ・耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.2^{**} \leq n_2 / n_1 \leq 1.8^{**}$ n_2: 2階耐力壁の耐力余裕度 n_1: 1階耐力壁の耐力余裕度 ・1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.15^{**}$ <p>※地震応答解析により安全性を確認して決定した値となっている。 「付録 地震応答解析による崩壊層の検証」参照。</p> <p>2階のせん断力 = $\min(Q_{d_2}, Q_{max_2})$ 1階のせん断力 = Q_{max_1}</p>	

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>② ①の「適用条件」全てを満足できない場合 (図6.1.6 (b)参照)</p> <p>2階のせん断力 = Q_{max2} 1階のせん断力 = Q_{max1}</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>(a) ①の場合</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(b) ②の場合</p> </div> </div> <p>図6.1.6 2連層耐力壁の保有耐力接合検討に用いる軸力</p> <p>(2) -2 1層耐力壁の場合 (図6.1.7 参照)</p> <p>1階のせん断力 = Q_{max1}</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>図6.1.7 1層耐力壁の保有耐力接合検討に用いる軸力</p> <p>(3) 平家</p> <p>(3) -1 1層耐力壁の場合 (図6.1.8 参照)</p> <p>1階のせん断力 = Q_{max1}</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>図6.1.8 1層耐力壁の保有耐力接合検討に用いる軸力</p>	

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p data-bbox="193 264 708 297">6.2 耐力壁パネルジョイント部の接合</p> <p data-bbox="201 329 1219 454">耐力壁パネル相互を繋ぐことにより1つの耐力壁とする場合、耐力壁パネルジョイント部（形鋼ウェブねじ接合部）は、次に示す検討を行う。なお、実験又は構造計算により接合部の耐力を確認した場合は、当該実験等の耐力によることができる。</p> <div data-bbox="225 472 1230 1137"> </div> <p data-bbox="368 1167 935 1200">図6.2.1 耐力壁パネルジョイント部の接合</p> <p data-bbox="277 1256 512 1290">短期に対する検討</p> $R_a \times n \geq P_a \times h$ <p data-bbox="277 1294 743 1328">保有耐力接合を満足するための検討</p> $R_{max} \times n \geq P_{max} \times h$ <p data-bbox="352 1368 1206 1402">R_a : ドリルねじの鋼板間接合部の短期許容せん断耐力 (kN/本)</p> <p data-bbox="352 1406 1062 1440">R_{max} : ドリルねじの鋼板間接合部の最大耐力 (kN/本)</p> <p data-bbox="352 1444 727 1478">n : ドリルねじ本数 (本)</p> <p data-bbox="352 1482 1158 1516">P_a : 耐力壁の単位長さ当たりの短期許容せん断耐力 (kN/m)</p> <p data-bbox="352 1520 1254 1715">P_{max} : 耐力壁の単位長さ当たりの最大耐力 (kN/m) 告示第5(壁)の規定に適合し、かつ「手引き」の表3.15.1に示される仕様による耐力壁の最大耐力は、終局せん断耐力に1.1倍を乗じた値としてよい。 上記告示仕様以外の耐力壁の最大耐力は、実験により求めた最大耐力の値を用いる。</p> <p data-bbox="352 1720 655 1753">h : 耐力壁高さ (m)</p>	<p data-bbox="1310 329 1374 362">P106</p> <p data-bbox="1310 1368 1374 1402">P178</p> <p data-bbox="1310 1406 1374 1440">P178</p>

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p data-bbox="191 264 531 295">6.3 耐力壁と床版の接合</p> <p data-bbox="228 329 1110 360">耐力壁と床版の接合は、6.3.1及び6.3.2を満足しなければならない。</p> <p data-bbox="197 423 630 454">6.3.1 耐力壁上枠と床版の接合</p> <p data-bbox="197 488 1217 613">耐力壁上枠と端根太又は側根太の接合部(図6.3.1参照)は、せん断力を耐力壁に適切に伝達できる構造としなければならない。耐力壁上枠と端根太又は側根太は、次に示す検討による必要ドリルねじ本数以上のドリルねじにより緊結する。</p> <div data-bbox="220 609 1177 896"> </div> <p data-bbox="368 927 1021 958">図6.3.1 耐力壁上枠と端根太又は側根太の接合部</p> <p data-bbox="236 1032 533 1064">短期に対する必要本数</p> $n_1 = Q_a / R_{a1}$ <p data-bbox="236 1070 762 1102">保有耐力接合を満足するための必要本数</p> $n_2 = Q_{max} / R_{max1}$ <p data-bbox="236 1142 504 1173">必要ドリルねじ本数</p> $n = \max(n_1, n_2)$ <p data-bbox="316 1216 900 1285">Q_a : 耐力壁の短期許容せん断耐力 (kN) = $P_a \times L$</p> <p data-bbox="316 1294 756 1364">Q_{max} : 耐力壁の最大耐力 (kN) = $P_{max} \times L$</p> <p data-bbox="316 1373 1161 1404">P_a : 耐力壁の単位長さ当たりの短期許容せん断耐力 (kN/m)</p> <p data-bbox="316 1413 1254 1603">P_{max} : 耐力壁の単位長さ当たりの最大耐力 (kN/m) 告示第5(壁)の規定に適合し、かつ「手引き」の表3.15.1に示される仕様による耐力壁の最大耐力は、終局せん断耐力に1.1倍を乗じた値としてよい。 上記告示仕様以外の耐力壁の最大耐力は、実験により求めた最大耐力の値を用いる。</p> <p data-bbox="316 1612 624 1644">L : 耐力壁長 (m)</p> <p data-bbox="316 1653 1203 1684">R_{a1} : ドリルねじの鋼板間接合部の短期許容せん断耐力 (kN/本)</p> <p data-bbox="316 1693 1059 1724">R_{max1} : ドリルねじの鋼板間接合部の最大耐力 (kN/本)</p>	<p data-bbox="1310 427 1358 459">P27</p>

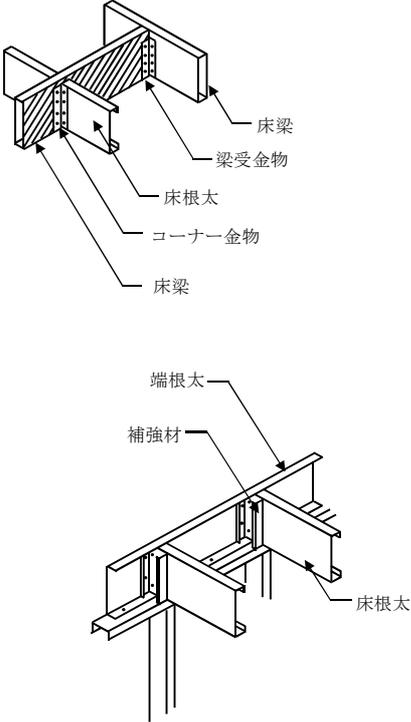
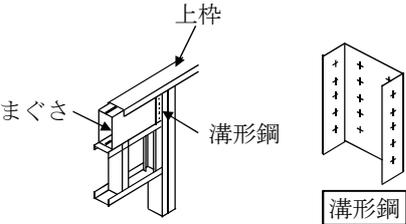
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>耐力壁上枠の上に頭つなぎがある場合の耐力壁上枠と端根太又は側根太（図6.3.2参照）は、頭つなぎを介して次に示す検討による必要ドリルねじ本数以上のドリルねじにより緊結する。</p> <p>耐力壁上枠と頭つなぎの接合 短期に対する必要本数 $n_1 = Q_a / R_{a2}$ 保有耐力接合を満足するための必要本数 $n_2 = Q_{max} / R_{max2}$</p> <p>必要ドリルねじ本数 $n = \max(n_1, n_2)$</p> <p>頭つなぎと端根太又は側根太の接合 短期に対する必要本数 $n_1 = Q_a / R_{a2}$ 保有耐力接合を満足するための必要本数 $n_2 = Q_{max} / R_{max2}$</p> <p>必要ドリルねじ本数 $n = \max(n_1, n_2)$</p> <p>R_{a2} : ドリルねじの鋼板-頭つなぎ間接合部の短期許容せん断耐力(kN/本) R_{max2} : ドリルねじの鋼板-頭つなぎ間接合部の最大耐力(kN/本)</p>  <p>図6.3.2 耐力壁上枠と端根太又は側根太の接合部(頭つなぎを設ける場合)</p>	

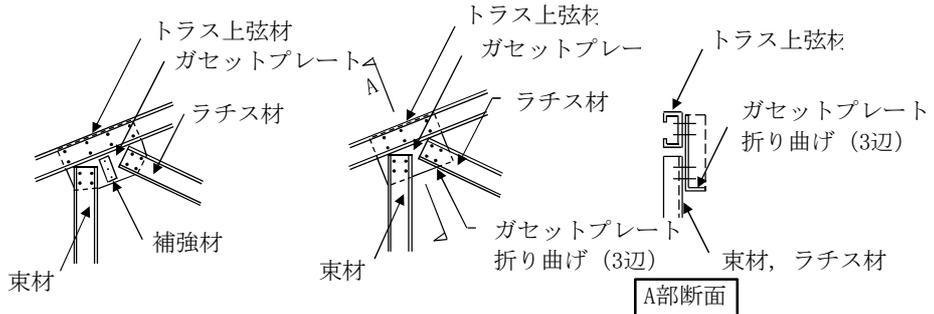
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p data-bbox="199 264 630 295">6.3.2 耐力壁下枠と床版の接合</p> <p data-bbox="199 331 1220 459">耐力壁下枠と端根太又は側根太の接合部(図6.3.3参照)は、せん断力を耐力壁に適切に伝達できる構造としなければならない。耐力壁下枠と端根太又は側根太は、次に示す検討による必要ドリルねじ本数以上のドリルねじにより床面材を介して緊結する。</p> <div data-bbox="220 465 1181 750"> </div> <p data-bbox="367 788 1021 819">図6.3.3 耐力壁下枠と端根太又は側根太の接合部</p> <p data-bbox="236 873 534 904">短期に対する必要本数</p> $n_1 = Q_a / R_{a3}$ <p data-bbox="236 909 762 940">保有耐力接合を満足するための必要本数</p> $n_2 = Q_{max} / R_{max3}$ <p data-bbox="236 981 502 1012">必要ドリルねじ本数</p> $n = \max(n_1, n_2)$ <p data-bbox="311 1052 1197 1120">R_{a3} : ドリルねじの鋼板-面材-鋼板間接合部の短期許容せん断耐力 (kN/本)</p> <p data-bbox="311 1124 1204 1155">R_{max3} : ドリルねじの鋼板-面材-鋼板間接合部の最大耐力 (kN/本)</p> <p data-bbox="191 1227 558 1258">6.4 耐力壁と屋根版の接合</p> <p data-bbox="231 1288 1093 1319">耐力壁と屋根版の接合は、「6.3 耐力壁と床版の接合」に準ずる。</p>	<p data-bbox="1300 264 1356 295">P27</p>

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>6.5 耐力壁と基礎の接合</p> <p>耐力壁と基礎は、ホールダウンアンカーボルトとせん断アンカーボルトの2種類のアンカーボルトにより接合する。</p> <p>ホールダウンアンカーボルトは、耐力壁脚部の引抜力を基礎に伝達させるアンカーボルトであり、6.5.1に従わなければならない。</p> <p>せん断アンカーボルトは、耐力壁のせん断力を基礎に伝達させるアンカーボルトであり、木土台を設ける場合は、6.5.2に従い、木土台を設けず直接基礎の上に耐力壁を設ける場合は、6.5.3に従わなければならない。</p>	P27
<p>6.5.1 ホールダウンアンカーボルト</p> <p>ホールダウン金物と基礎の接合部は、ホールダウン金物に作用する軸力を基礎へ適切に伝達できる構造としなければならない。ホールダウン金物と基礎は、次に示す規定を満足するホールダウンアンカーボルトにより緊結する。</p> <p>短期に対する検討 $R_a \geq T_l$</p> <p>保有耐力接合を満足するための検討 $R_{max} \geq T_{ul}$</p> <p>R_a : ホールダウンアンカーボルトの許容引張耐力(kN)</p> <p>R_{max} : ホールダウンアンカーボルトの最大引張耐力(kN)</p> <p>T_l : 「6.1.3 短期の検討に用いるせん断力」を用いて「6.1.2 耐力壁端部たて枠及び脚部の接合部」にて算定したホールダウン金物に作用する引抜力(kN)</p> <p>T_{ul} : 「6.1.4 保有耐力接合検討に用いるせん断力」を用いて「6.1.2 耐力壁端部たて枠及び脚部の接合部」にて算定したホールダウン金物に作用する引抜力(kN)</p>	P26
<p>6.5.2 木土台を設ける場合のせん断力の伝達方法</p> <p>木土台を設ける場合(図6.5.2参照)には、「手引き」の「2.4 土台」に従い、耐力壁のせん断力を基礎まで適切に伝達できる構造としなければならない。この場合、木土台へのたて枠のめり込み強度、木土台とせん断アンカーボルト、木土台の支圧耐力及び木土台と耐力壁下枠を接合するドリルねじのせん断耐力等に留意して、設計しなければならない。</p> <p>なお、3階建ての場合は、木土台にたて枠がめり込むため、6.5.3の方法とする。</p> <div data-bbox="422 1556 949 1937" style="text-align: center;"> </div> <p>図6.5.1 木土台の設置例</p>	P10

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p data-bbox="199 264 893 295">6.5.3 木土台を設けない場合のせん断力の伝達方法</p> <p data-bbox="199 331 1236 425">木土台を設けない場合(図6.5.3参照)には、「手引き」の「2.4.1 土台の設置部位」に従い、耐力壁と基礎の接合部は、耐力壁に作用するせん断力を基礎へ適切に伝達できる構造としなければならない。</p> <div data-bbox="422 492 861 840" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="383 884 957 918">図6.5.2 耐力壁を基礎に直接緊結した場合</p> <p data-bbox="199 963 1244 1030">耐力壁下枠と基礎は、次に示す検討による必要アンカーボルト本数以上のアンカーボルトにより緊結する。</p> <p data-bbox="199 1030 1236 1097">また、アンカーボルトに用いる座金は、厚さ4.5mm以上、辺長40mm以上の角座金とすることが望ましい。</p> <div data-bbox="494 1120 981 1433" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="518 1467 941 1500">図6.5.3 耐力壁と基礎の接合例</p> <p data-bbox="231 1534 1021 1579">短期に対する必要本数 $n_1 = Q_a / R_{a4}$</p> <p data-bbox="231 1579 1061 1624">保有耐力接合を満足するための必要本数 $n_2 = Q_{max} / R_{max4}$</p> <p data-bbox="231 1646 1117 1691">必要アンカーボルト本数 $n = \max(n_1, n_2)$</p> <p data-bbox="311 1713 1061 1758">R_{a4} : アンカーボルトの短期許容せん断耐力(kN/本)</p> <p data-bbox="311 1758 917 1803">R_{max4} : アンカーボルトの最大耐力(kN/本)</p> <p data-bbox="199 1825 1220 1926">アンカーボルトの短期許容せん断耐力及び最大耐力は、アンカーボルト自体の強度のほか、薄板軽量形鋼の支圧耐力、基礎やコンクリートのへりあき等を考慮して算定する。</p>	<p data-bbox="1300 324 1364 358">P11</p> <p data-bbox="1300 1825 1380 1859">P108</p>

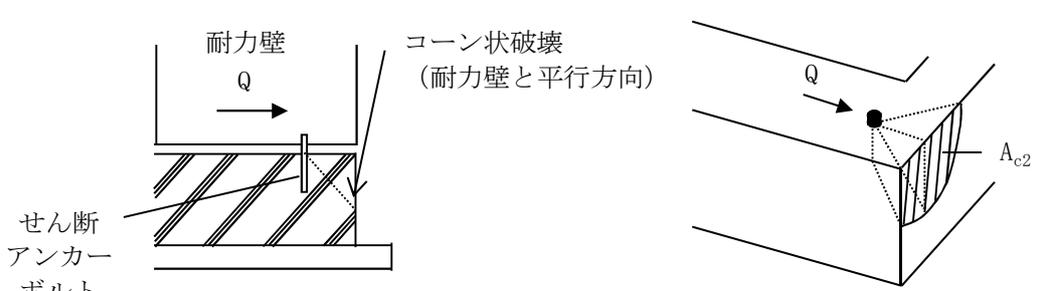
設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>ただし、あと施工アンカー（せん断アンカーピン）を使用する場合は、薄板軽量形鋼造の耐力壁下枠との組み合わせが明記され、かつ、アンカー本体のせん断耐力、下枠薄板の支圧耐力、基礎立上り部分におけるコーン状破壊耐力が明記されており、指定性能評価機関で評価を受けたものに限る。</p> <p>あと施工アンカー（せん断アンカーピン）を設計する場合、次に示す考え方に基づく検討を行い、構造上安全であることを確認する。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 水平力に耐えるように設ける耐力壁端部のアンカーボルト（ホールダウンアンカーボルト）はあと施工ではなく通常のもの（先埋め）とすること。 ② 引き抜きの作用しない部位として原則として耐力壁の下枠と基礎（または土台）との緊結部において、あと施工アンカー（せん断アンカーピン）をせん断にだけ効かせるような構造方法として使用すること。 ③ ②に示す部位においては、風圧力等の面外方向の荷重・外力が作用するが、これに対して以下の項目について適切な検討を行うこと。 <ol style="list-style-type: none"> 1) アンカー本体のせん断 2) 下枠等の薄板の支圧 3) 基礎立上り部分におけるへりあきとコーン状破壊 4) その他、床版等も介するのであれば、それらの検討 	P27、28

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>6.6 床根太端部の接合</p> <p>床根太端部の接合部は、当該床根太が支持する鉛直力を端根太等へ適切に伝達できる構造としなければならない。当該接合部は、できるだけ接合部に偏心曲げが生じないディテール(図6.6.1参照)とする。</p> <p>屋根根太及び床梁等の鉛直力を支持する部材は、当該規定による。</p> 	P26
<p>6.7 まぐさ端部の接合</p> <p>まぐさ端部の接合部は、上階からの鉛直力をまぐさ端部のせん断力として、開口部両端のたて枠材へ適切に伝達できる構造としなければならない。このため、まぐさ端部とたて枠を溝形鋼を介して緊結する(図6.7.1参照)。</p> <p>まぐさと溝形鋼並びにたて枠と溝形鋼を留め付けるドリルねじは、まぐさ端部に作用するせん断力より、必要なねじ本数を算定する。</p> 	P26

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p data-bbox="191 264 651 295">6.8 ガセットプレートによる接合</p> <p data-bbox="199 331 1220 488">接合する部材相互の軸力をガセットプレートを通じて伝達する場合は、圧縮に対する薄板の座屈を考慮して板厚（原則として接合する材の板厚以上）を決定する。ガセットプレートのドリルねじの配置は、外周部に近く、かつ、相互に近接しないように全体にバランスよく配置し、接合する部材相互の軸力を十分伝達できるドリルねじ本数とする。</p> <p data-bbox="199 492 1220 555">スパンの長い部材や多雪区域等の大きい軸力が生ずる場合は、必要に応じて形鋼等による補強を行う（図6.8.1参照）。</p>  <p data-bbox="422 929 957 960">図6.8.1 ガセットプレートによる接合例</p>	<p data-bbox="1308 264 1364 295">P24</p>

7. 基礎計算

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>7.1 ホールダウンアンカーボルトの埋め込み長さの検討</p> <p>ホールダウンアンカーボルトは、「6.1 耐力壁端部たて枠及び脚部の接合部」より求まる引抜力に対して、構造上安全であることを確認する。ホールダウンアンカーボルトが引抜力を受けることにより、定着したコンクリート部分のコーン状破壊が生じないことを、次に示す検討により確認する。</p> <p>短期に対する検討 $R_{a5} \geq N_a$ 保有耐力接合を満足するための検討 $R_{max5} \geq N_{max}$</p> <p>R_{a5} : コンクリートのコーン状破壊に対する短期耐力 (kN) $R_a = 0.31 \times \phi_1 \times \sqrt{Fc} \times A_{c1} / 1000$</p> <p>$R_{max5}$: コンクリートのコーン状破壊に対する最大耐力 (kN) $R_{max} = 0.31 \times \sqrt{Fc} \times A_{c1} / 1000$</p> <p>$\phi_1$: 低減係数 (=2/3)</p> <p>Fc : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)</p> <p>A_{c1} : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²) (図7.1.1参照)</p> <p>N_a : 「6.1.2 耐力壁端部たて枠及び脚部の接合部」及び「6.1.3 短期の検討に用いるせん断力」より算定したホールダウン金物の引抜力 (kN)</p> <p>N_{max} : 「6.1.2 耐力壁端部たて枠及び脚部の接合部」及び「6.1.4 保有耐力接合の検討に用いるせん断力」より算定したホールダウン金物の引抜力 (kN)</p> <div data-bbox="351 1164 989 1568"> <p>Lb : 埋込み長さ B_F : 基礎梁幅</p> </div> <p>図7.1.1 直線部分の基礎梁のコンクリートのコーン状破壊</p>	

設計チェック項目	「手引き」参照頁
<p>7.2 せん断アンカーボルトのせん断力に対するのコーン状破壊の検討</p> <p>せん断アンカーボルトは、耐力壁が負担するせん断力に対するコーン状破壊の検討(7.2.1)及び耐力壁と直交方向の風圧力によるせん断力に対するコーン状破壊の検討(7.2.2)を行い、構造上安全であることを確認する。</p> <p>7.2.1 耐力壁から受けるせん断力に対する検討</p> <p>せん断アンカーボルトが耐力壁のせん断力を受けることにより、基礎立ち上がり部の側面方向へのコーン状破壊が生じないことを、次に示す検討により確認する。</p> <p>短期に対する検討 $R_{a6} \geq Q_a / n$ 保有耐力接合を満足するための検討 $R_{max6} \geq Q_{max} / n$</p> <p>$R_{a6}$: コンクリートのコーン状破壊に対する短期耐力(kN) $R_a = 0.31 \times \phi_1 \times \sqrt{Fc} \times A_{c2} / 1000$</p> <p>$R_{max6}$: コンクリートのコーン状破壊に対する最大耐力(kN) $R_{max} = 0.31 \times \sqrt{Fc} \times A_{c2} / 1000$</p> <p>$n$: 当該耐力壁と基礎を繋ぐせん断アンカーボルト本数(本)</p> <p>ϕ_1 : 低減係数 (=2/3)</p> <p>Fc : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)</p> <p>A_{c2} : 基礎側面方向へのコーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²) (図7.2.1参照)</p> <p>Q_a : 耐力壁の短期許容せん断耐力(kN) $= P_a \times L$</p> <p>Q_{max} : 耐力壁の最大耐力(kN) $= P_{max} \times L$</p> <p>P_a : 耐力壁の単位長さ当たりの短期許容せん断耐力(kN/m)</p> <p>P_{max} : 耐力壁の単位長さ当たりの最大耐力(kN/m) 告示第5(壁)の規定に適合し、かつ「手引き」の表3.15.1に示される仕様による耐力壁の最大耐力は、終局せん断耐力に1.1倍を乗じた値としてよい。 上記告示仕様以外の耐力壁の最大耐力は、実験により求めた最大耐力の値を用いる。</p> <p>L : 耐力壁長(m)</p>  <p>図7.2.1 基礎側面のコーン状破壊 (耐力壁平行方向)</p>	

設計チェック項目

「手引き」参照頁

7.2.2 耐力壁と直交方向の風圧力によるせん断力に対する検討

耐力壁が直交方向の風圧力を受け、せん断アンカーボルトがせん断力を受けることにより、基礎立ち上がり部の側面方向へのコーン状破壊が生じないことを、次に示す検討により確認する。

短期に対する検討

$$R_{a7} \geq Q_w$$

R_{a7} : コンクリートのコーン状破壊に対する短期耐力 (kN)

$$R_a = 0.31 \times \phi_1 \times \sqrt{Fc} \times A_{c3} / 1000$$

A_{c3} : 基礎側面方向へのコーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)
(図7.2.2参照)

Q_w : 耐力壁面外への風圧力によってせん断アンカーボルトに作用するせん断力 (kN)

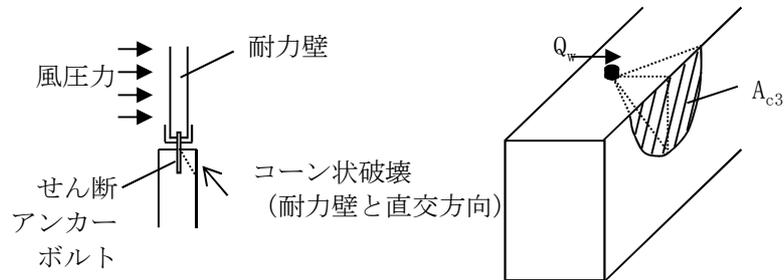


図7.2.2 基礎側面のコーン状破壊 (耐力壁直交方向)

7.3 基礎梁断面の検討

基礎梁に作用する長期荷重は、上部構造からの固定荷重等の鉛直荷重に、基礎自重、土被り、1階床固定荷重、1階床積載荷重等を加えた荷重とする。短期荷重は、長期荷重に耐力壁端部に作用する軸力 (「6.1.1 短期に対する検討」にて算定した軸力) 及び1階耐力壁に作用するせん断力による転倒モーメント (図7.3.1参照) を加えた荷重とする。

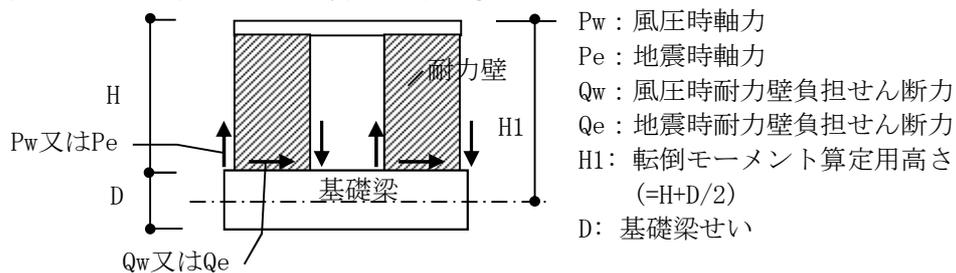


図7.3.1 基礎梁設計用荷重

前述の荷重に対して基礎梁断面が構造上安全であることを確認する。

第Ⅱ編 チェックシート

チェック欄には、「OK」又は「該当なし」を記入する。

設計チェック項目	チェック欄
<p>1 ルート1による仕様規定</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「1.1 仕様規定」の規定を満足している。 ・「1.2 構造設計フロー」に従った構造計算ルートにて検討している。 	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<p>2 荷重及び外力</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「2.1 固定荷重」の規定を満足している。 ・「2.2 積載荷重」の規定を満足している。 ・「2.3 積雪荷重」の規定を満足している。 ・「2.4 風圧力」の規定を満足している。 ・「2.5 地震力」の規定を満足している。 	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<p>3 壁量計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「3.1.1 耐力壁の耐力・剛性」に示す方法により耐力壁の耐力・剛性を定めている。 ・「3.1.2 特殊な耐力壁の耐力・剛性」に示す特殊な耐力壁は、その影響を適切に評価している。 ・「3.2 応力計算の方法」に従い、各耐力壁の負担せん断力を算定している。 ・「3.3 壁量計算の判定」の規定を満足している。 	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<p>4 部材計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「4.1 部材の評価」の規定を満足している。 ・「4.2 耐力壁中間部のたて枠」の規定を満足している。 ・「4.3 屋根根太、床根太」の規定を満足している。 ・「4.4 屋根梁、床梁」の規定を満足している。 ・「4.5 まぐさ」の規定を満足している。 ・「4.6 耐風梁」の規定を満足している。 ・「4.7 小屋組」の規定を満足している。 	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<p>5 床版、屋根版、開口部補強</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「5.1 床版、屋根版の評価」の規定を満足している。 ・「5.2.1 床組の構成」の規定を満足している。 ・「5.2.2 鉛直荷重に対する検討」の規定を満足している。 ・「5.2.3 水平荷重に対する検討」の規定を満足している。 ・「5.3 開口部の補強」の規定を満足している。 ・「5.4 屋根版」の規定を満足している。 	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

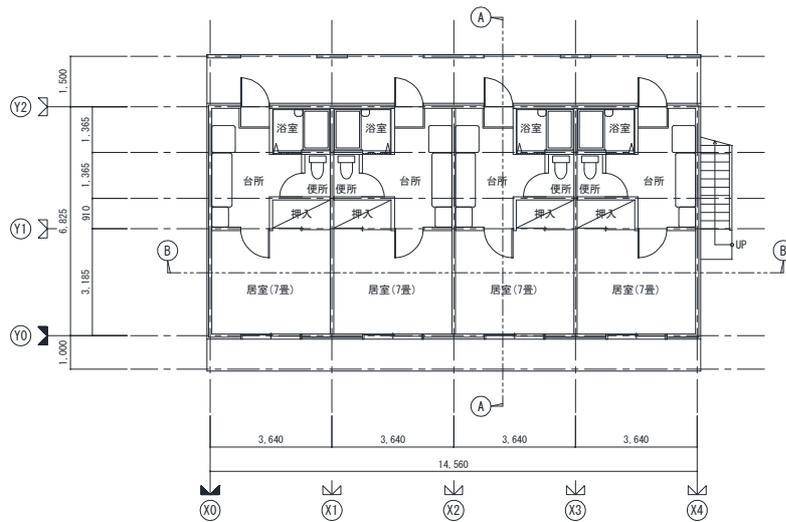
第Ⅲ編 設計例

1. 2階建て設計例(ルート1)

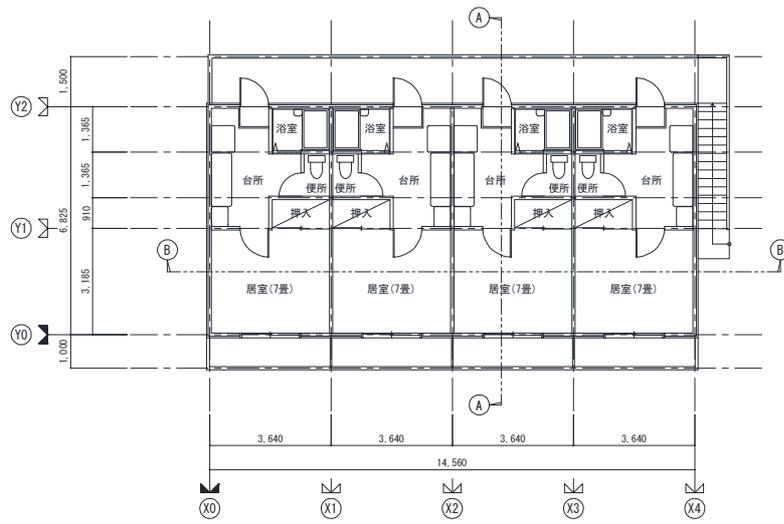
1.1 建物概要

1.1.1 建物概要

- 1) 用途 : 共同住宅
- 2) 階数 : 2階建て
- 3) 規模 : 延べ面積 198.74 m² , 高さ 8.104 m , 軒高 6.015 m
- 4) 屋根勾配 : 4.0/10 (切妻屋根)
- 5) 軒の出 : 軒の出 = 1.060 m , 1.560 m
- 6) 構造
 - a) 構造形式 : 薄板軽量形鋼造
 - b) 基礎種別 : ベタ基礎 (地盤の長期許容応力度30kN/m²)
- 7) 建設地 : 地盤種別 第二種地盤
 一般地域 (最深積雪量 30 cm)
 基準風速 34 m/s (地表面粗度区分 III)
 地震地域係数 Z = 1.0
- 8) 仕上
 - a) 屋根 : 彩色セメント板
 - b) 床 : 畳又はフローリング仕上げ相当
 - c) 天井 : 天井直張り又は吊天井
 - d) 外壁 : サイディング仕上げ
 - e) 内壁 : 両面せつこうボード仕上げ相当
- 9) 平面図

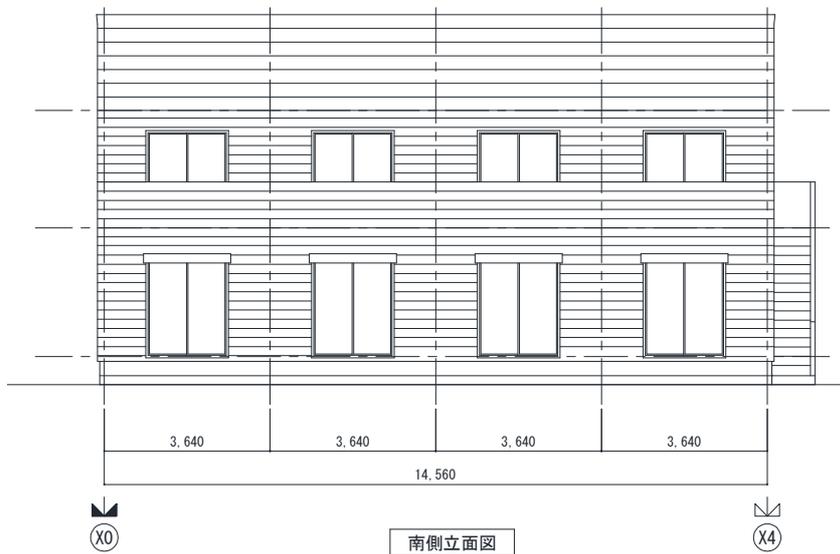


1階平面図

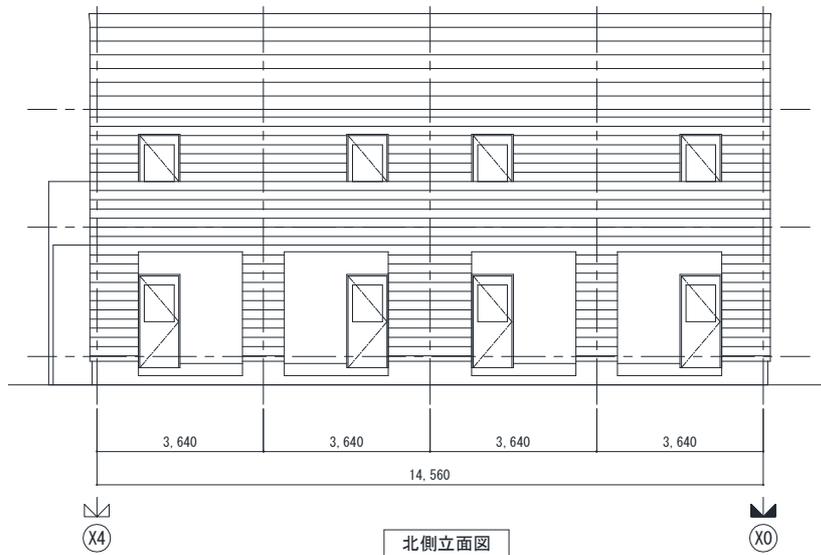


2階平面図

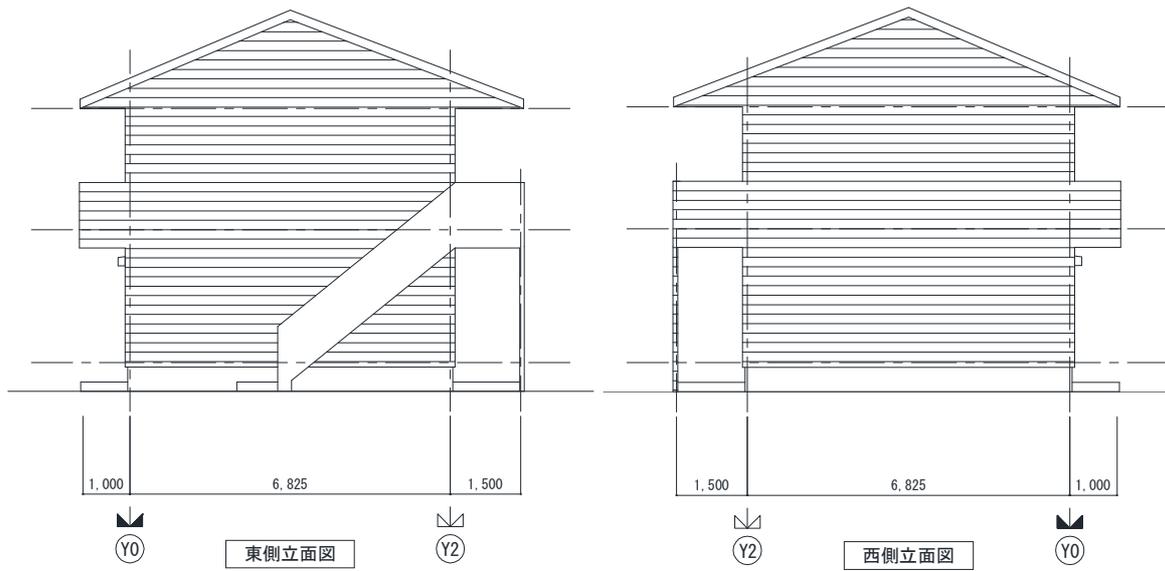
10) 立面図



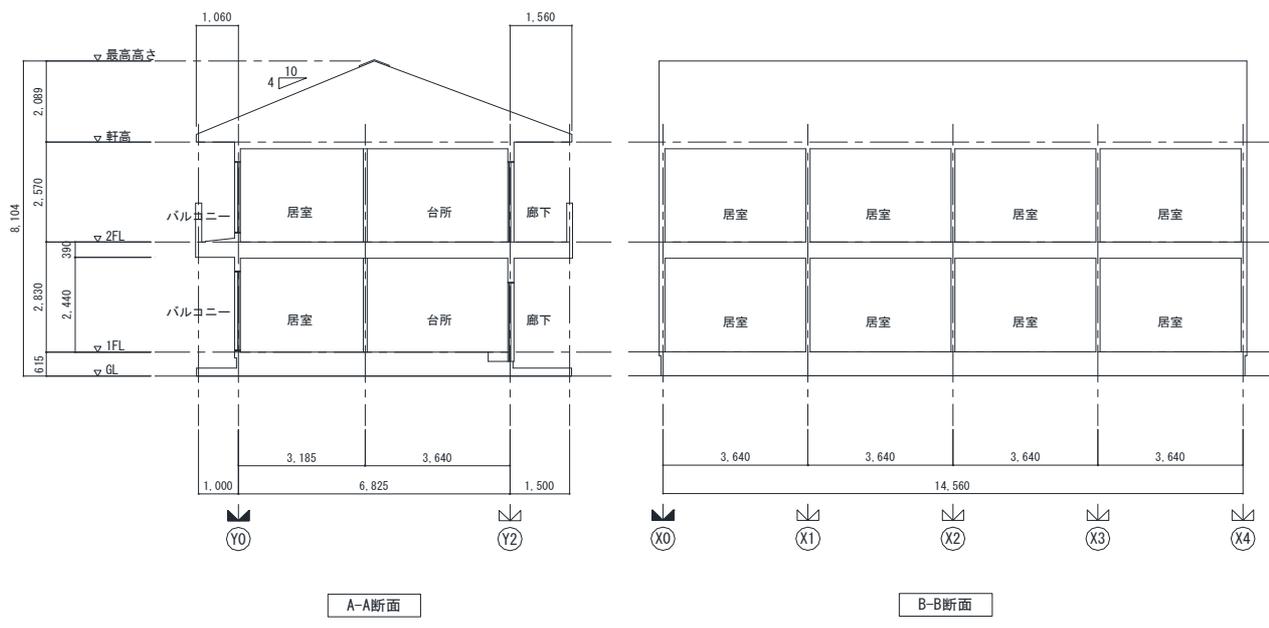
南側立面図



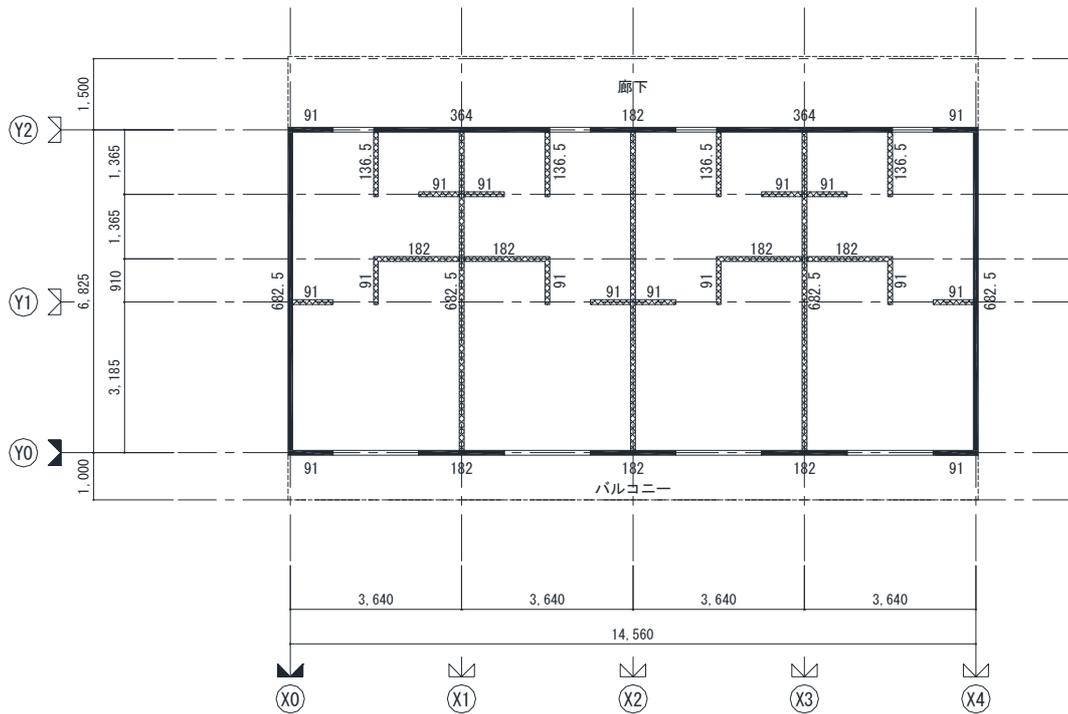
北側立面図



11) 断面図

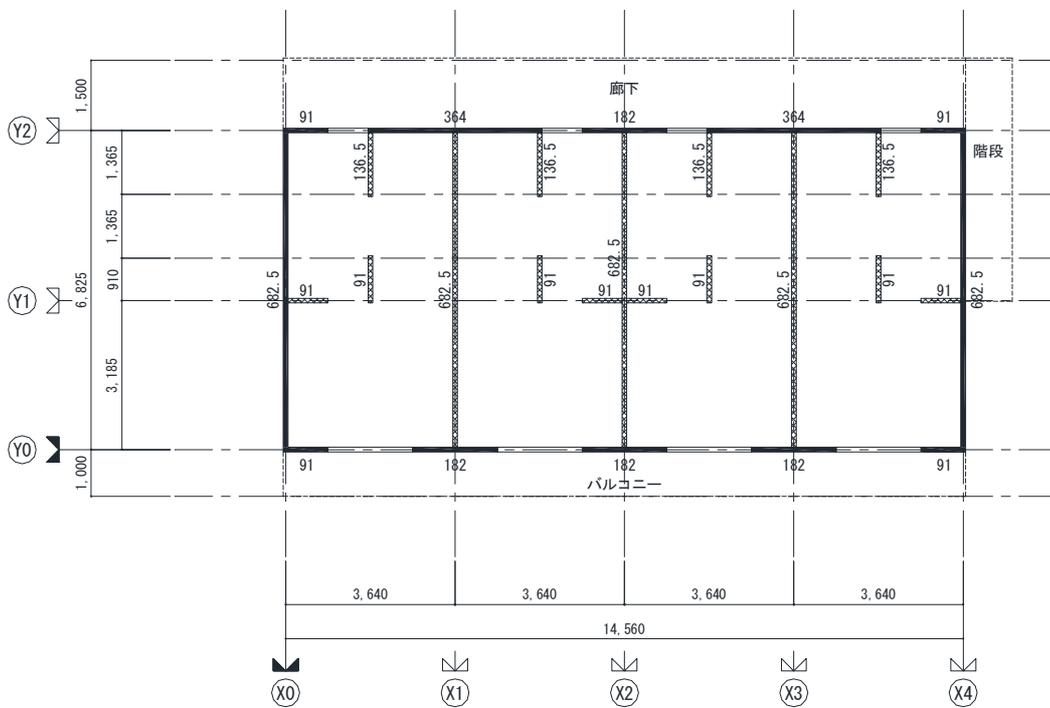


12) 耐力壁配置図



1階耐力壁配置図

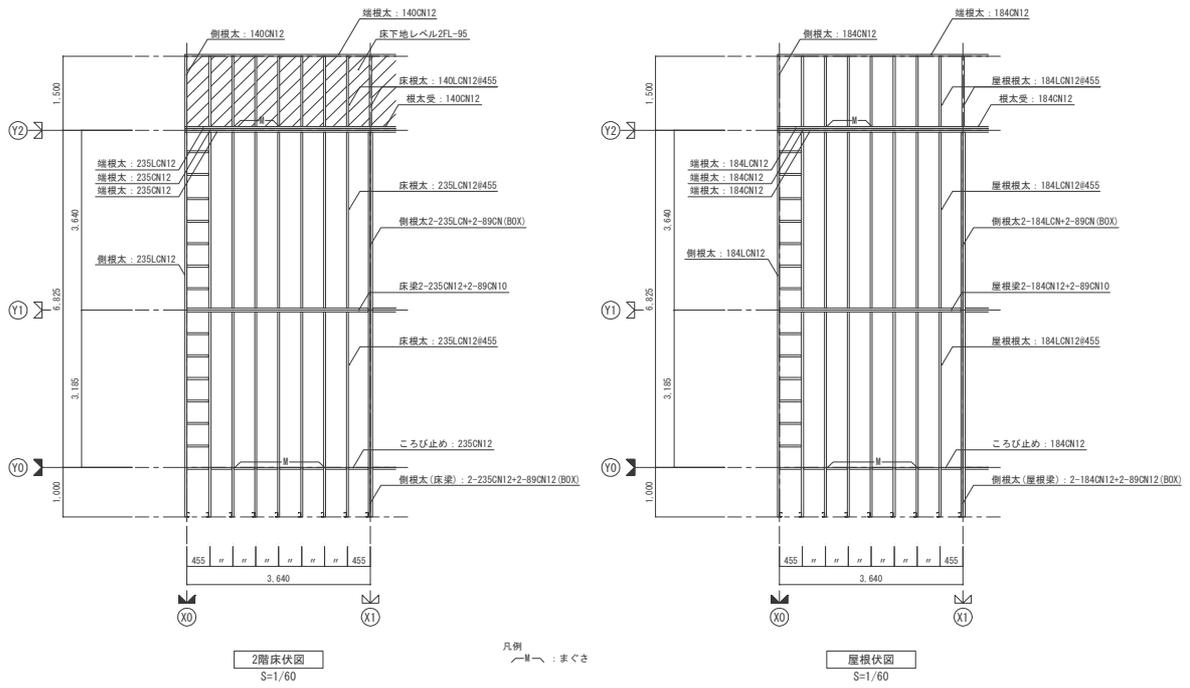
凡例
 ■ 耐力壁
 ⊠ 耐力壁



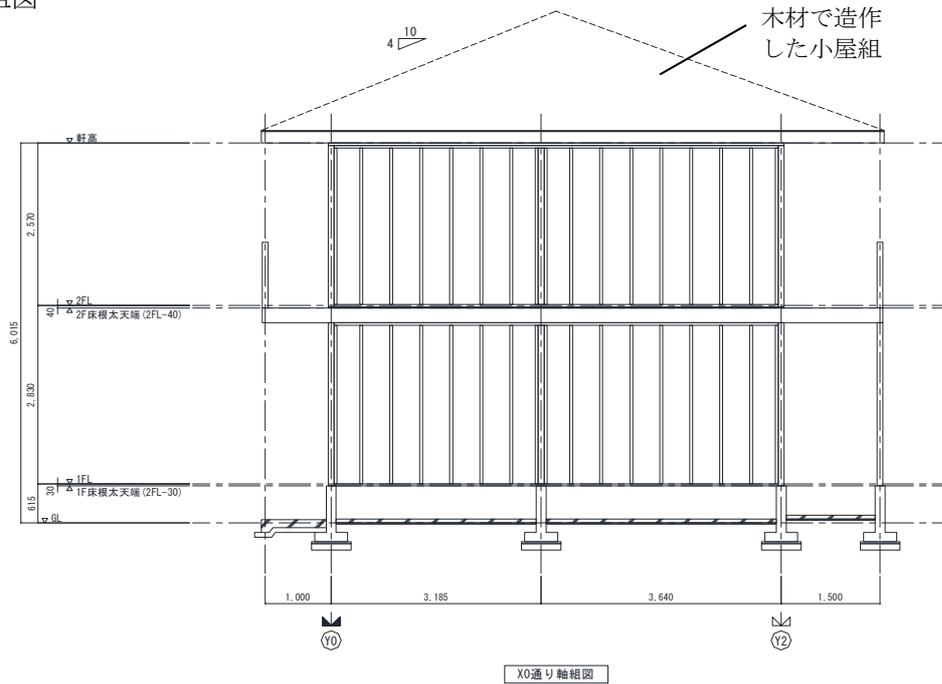
2階耐力壁配置図

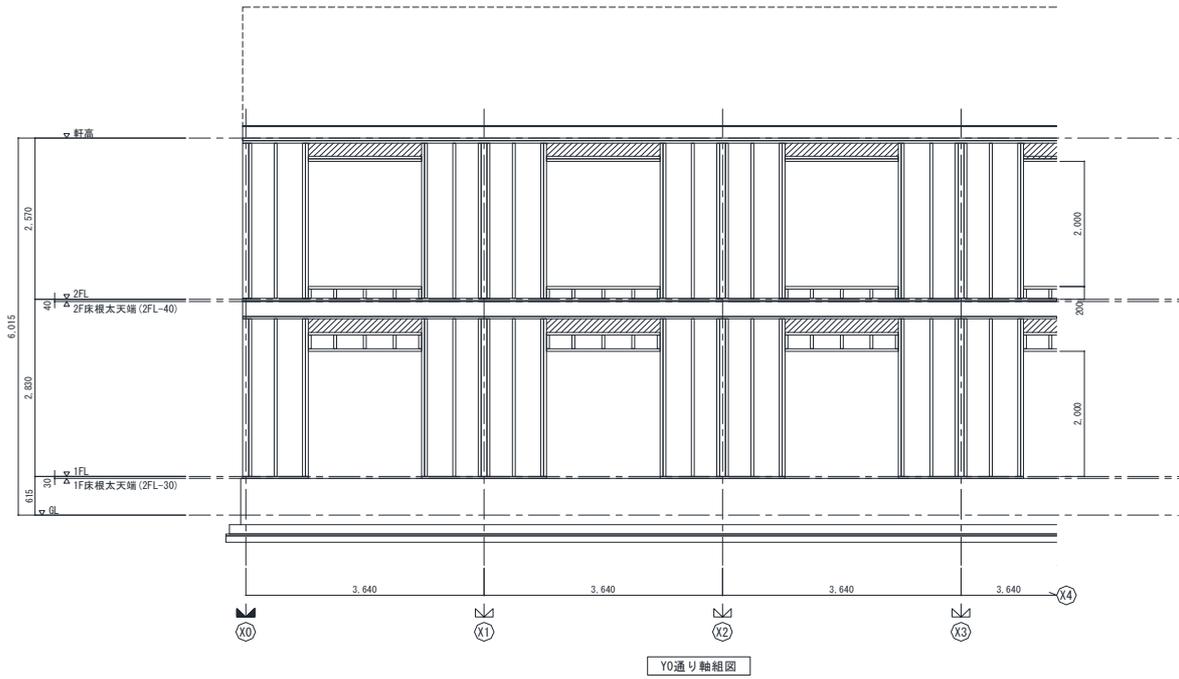
凡例
 ■ 耐力壁
 ⊠ 耐力壁

13) 屋根・床伏図



14) 軸組図





1.1.2 設計方針

(1) 準拠する基準

本構造計算は、下記の諸規準に準拠する。

- ・ 建築基準法、同施行令および関連告示
- ・ 国土交通省住宅局建築指導課他監修「2015年版建築物の構造関連技術基準解説書」
- ・ 日本建築学会「鋼構造設計規準」（許容応力度設計法）2005年
- ・ 日本鉄鋼連盟「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」2013年

(2) 設計方針

- ・ 本建築物は平成13年国交省告示第1641号「薄板軽量形鋼造建築物の建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な基準を定める等の件」及び「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」に基づき設計を行う。
- ・ 以降「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」は、「設計の手引き」と略称する。
- ・ 架構形式は耐力壁と床構面によって水平力を伝達する壁式構造とする。
- ・ 基礎はベタ基礎によって鉛直荷重・水平荷重を支持できるものとする。ただし、本設計例では基礎の設計は省略する。
- ・ 小屋組は木材で造作する。ただし、本設計例では小屋組の設計は省略する。
- ・ 階段は鉄骨造とし、エキスパンションジョイントを設置することで建物本体とは別構造とする。
- ・ 廊下（屋根、床）の鉛直力は、建物本体と廊下先端の支持壁によって負担する構造とし、廊下の水平力は建物本体で負担する構造とする。

(3) 構造設計フロー

「設計の手引き」第Ⅰ編第3章3.1.2項「構造計算フロー」に従い、ルート1により構造の安全性を確認する。

1.1.3 使用材料および材料の許容応力度

(1) 鋼材の基準強度（F値）と許容応力度

薄板軽量形鋼の鋼材はSGC400、F値は 280N/mm^2 とする。
（「設計の手引き」第Ⅰ編第4章4.1節「鋼造用鋼材」）

(2) ドリルねじ

「設計の手引き」第Ⅰ編第4章4.2節「ドリリングタッピンねじ」、第Ⅰ編第4章「付録7.ドリルねじ接合部の許容せん断耐力と終局せん断耐力」による。

(3) 接合金物

「設計の手引き」第Ⅰ編第3章3.18.4項「枠組材相互間および枠組材と土台または基礎の接合部」による。

- (4) 耐力壁のせん断耐力とせん断剛性
「設計の手引き」第I編第3章3.15.1項(1)「仕様規定による耐力壁の耐力と剛性」による。

耐力壁の許容耐力とせん断剛性

採用	面材種類	壁高さ (cm)	壁長さ (cm)	ねじピッチ (径-ピッチ_外周/中間)	短期	終局耐力	せん断剛性
					せん断耐力 $P_a^{\text{注1}}$ (kN/1P)	$P_u^{\text{注1}}$ (kN/1P)	$k^{\text{注1}}$ (kN/rad/1P)
○	せっこうボード12.5mm	263	91以上	φ4.2-150/300	2.23	3.64	669
	せっこうボード12.5mm				2.23	3.64	669
	合計				4.46	7.28	1338
○	構造用合板9.0mm	263	91以上	φ4.2-150/300	5.82	10.56	1747
	せっこうボード12.5mm				2.23	3.64	669
	合計				8.05	14.20	2416
○	構造用合板9.0mm	263	91以上	φ4.2-150/300	5.82	10.56	1747
	構造用合板9.0mm				5.82	10.56	1747
	合計				11.65	21.11	3494
○	せっこうボード12.5mm	263	91未満	φ4.2-150/300	1.11	1.82	334
	せっこうボード12.5mm				1.11	1.82	334
	合計				2.23	3.64	669
○	構造用合板9.0mm	263	91未満	φ4.2-150/300	2.91	5.28	874
	せっこうボード12.5mm				1.11	1.82	334
	合計				4.03	7.10	1208

注1) 耐力及び剛性は、耐力壁長1P (910mm)に対する値を示す。

1.1.4 仕様規定の確認

- ・ 地階を除く階数 : 2 ≦ 3 OK
- ・ 建物の高さ : 8.104 m ≦ 13.0 m OK
- ・ 軒の高さ : 6.015 m ≦ 9.0 m OK
- ・ 延べ面積 : 198.74 m² ≦ 500.0 m² OK
- ・ 耐力壁相互の最大距離 : 3.64 m ≦ 12.0 m OK
- ・ 耐力壁線によって囲まれる部分の最大面積
 - 辺長比1/2未満の場合 : - m² ≦ 60.0 m² 該当なし
 - 辺長比1/2以上の場合 : 11.59 m² ≦ 72.0 m² OK

1.2 荷重

1.2.1 設計条件

- ① 小屋高さ 1890 mm
- ② 壁高さ
 (2階) : 2570 + 239 = 2809 mm
 (1階) : 2570 + 250 = 2820 mm
- ③ GLからの1階高さ 585 mm
- ④ 階数 2階建て
 1階 2階
- ⑤ 桁行方向の長さ $L_x = 14.560$ m 14.560 m
- ⑥ 張間方向の長さ $L_y = 9.325$ m 9.325 m

1.2.2 固定荷重 (屋根、床荷重は水平面について、壁荷重は垂直面についての単位荷重を表す。)

- ① 屋根・天井 700 N/m²
- ② 2階床 620 N/m²
- ③ 外壁 730 N/m²
- ④ 界壁 500 N/m²
- ⑤ 内壁 350 N/m²
- ⑥ 妻小壁 330 N/m²
- ⑦ 小屋裏界壁 500 N/m²
- ⑧ 階段・廊下 1100 N/m²
- ⑨ バルコニー 1100 N/m²
- ⑩ 手摺壁 1070 N/m²

1.2.3 積載荷重

室の用途：居室

- ・ 床根太，床梁用 1800 N/m²
- ・ まぐさ，たて枠，基礎用 1300 N/m²
- ・ 地震力算定用 600 N/m²

1.2.4 屋根・床荷重表

位置	種別	(N/m ²)			備考
		根太用	架構用	地震用	
屋根	D.L	700	700	700	D.L：固定荷重 L.L：積載荷重 T.L：荷重合計
	L.L	0	0	0	
	T.L	700	700	700	
2階床	D.L	620	620	620	
	L.L	1800	1300	600	
	T.L	2420	1920	1220	
2階床 (廊下・階段、 バルコニー)	D.L	1100	1100	1100	
	L.L	1800	1300	600	
	T.L	2900	2400	1700	

1.2.5 積雪荷重

令第86条，平成12年建設省告示第1455号により垂直積雪量を決定する。

- ① 積雪の設計用平均単位重量 20 N/cm/m²
- ② 最深垂直積雪量 30 cm
- ③ 屋根勾配 4.0/10
- ④ 屋根勾配 (角度) $\beta = \tan^{-1}(0.40)$ = 21.80°
- ⑤ 屋根形状係数 $\mu_b = \sqrt{\cos(1.5\beta)}$ = 0.917
- ⑥ 積雪荷重 $W_{snow} = 20 \times 30 \times 0.917 = 550.4$ N/m²
→ 570 N/m²

1.2.6 風圧力の計算

風圧力は、令第87条、平成12年建設省告示第1454号に基づいて定める。

① 地表面粗度区分 III

$$\left(\begin{array}{l} Z_b = 5.000 \text{ m} \\ Z_G = 450 \text{ m} \\ E_r = 1.7 \times (h_{max} / Z_G)^\alpha = 0.740 \\ E = E_r^{z'} \times G_f = 1.371 \end{array} \right. \quad \alpha = 0.2, \quad G_f = 2.5$$

- ② 最高高さ $h_{Roof} = 8.104 \text{ m}$
- ③ 軒高さ $h_{noki} = 6.005 \text{ m}$
- ④ 平均高さ $h_{ave} = 7.055 \text{ m}$ (最高高さ+軒高さ)/2
- ⑤ 風圧力計算用高さ $h_{max} = \max(5.000, 7.055) = 7.055 \text{ m}$
- ⑥ 基準風速 $V_o = 34 \text{ m/s}$
- ⑦ 速度圧 $q_w = 0.6 \times E \times V_o^2 = 950.7 \text{ N/m}^2 \rightarrow 955 \text{ N/m}^2$
- ⑧ 風力係数

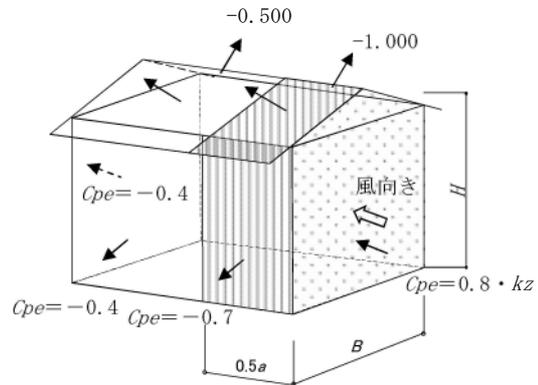
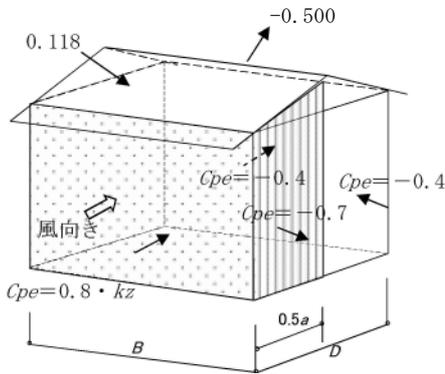
・ 屋根面の外圧係数 C_{pe}

〈 風向き：張間方向（長辺側）〉

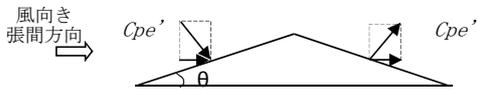
風上 $0.01 \times \theta - 0.1 = 0.118$ 風下 -0.500

〈 風向き：桁行方向（短辺側）〉

風上 -1.000 風下 -0.500



H : 建築物の最高高さ
 B : 風向に対する見付幅
 a : B と $2H$ の数値のうちいずれか小さい数値



⑨ 小屋組の水平方向の風圧力 〈張間方向〉

- ・ 当該位置の平均高さ $h_{ave} = 7.055 \text{ m}$
- ・ 屋根の勾配 (角度) $\theta = \tan^{-1}(4.0/10) = 21.80^\circ$
- ・ 屋根面の風上の外圧係数 $C_{pe}' = 0.118 \times \sin(21.80) = 0.044$
- ・ 屋根面の風下の外圧係数 $C_{pe}' = -0.500 \times \sin(21.80) = -0.186$
- ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.044 - (-0.186) = 0.230$
- $q_{wRF} = 0.230 \times 955 = 219 \text{ N/m}^2$

⑩ 小屋組の水平方向の風圧力 〈桁行方向〉

- ・ 当該位置の平均高さ $h_R = 7.055 \text{ m}$
- ・ 屋根面の外圧係数 同等な吹上側の外圧係数となり水平方向に打ち消し合うので屋根面はなし。
- ・ 壁面の風上の外圧係数 $= 0.8 \times (h_R / H)^{2\alpha} = 0.800$
- ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
- ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.800 - (-0.400) = 1.200$
- $q_{wRF} = 1.200 \times 955 = 1146 \text{ N/m}^2$

⑪ 2階壁の風圧力

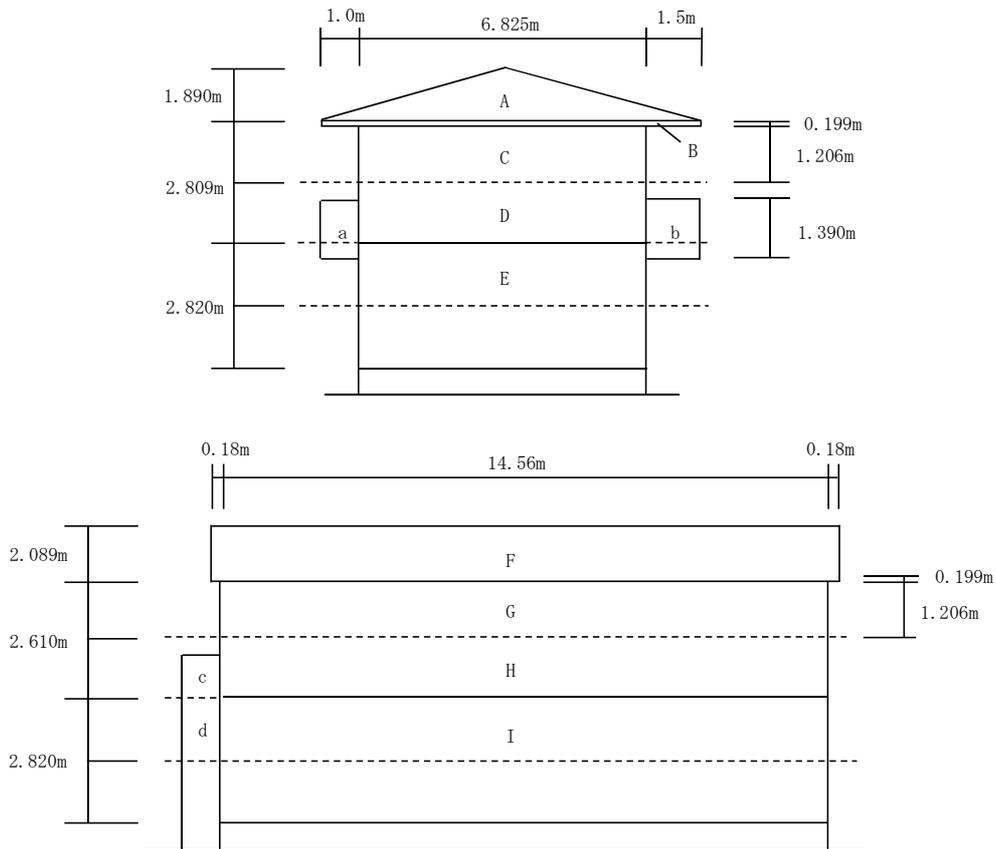
- ・ 当該位置の平均高さ $h_2 = 4.810 \text{ m} \rightarrow 5.000 \text{ m}$
- ・ 壁面の風上の外圧係数 $0.8kz = 0.8 \times (h_2 / H)^{2\alpha} = 0.697$
- ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
- ・ 内圧係数 $C_{pi} = 0.000 \text{ or } -0.200$
- ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.697 - (-0.400) = 1.097$
- $q_{wRF} = 1.097 \times 950 = 1042 \text{ N/m}^2$

⑫ 1階壁の風圧力

- ・ 当該位置の平均高さ $h_I = 1.995 \text{ m} \rightarrow 5.000 \text{ m}$
- ・ 壁面の風上の外圧係数 $0.8kz = 0.8 \cdot (h_I/H)^{2\alpha} = 0.697$
- ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
- ・ 内圧係数 $C_{pi} = 0.000 \text{ or } -0.200$
- ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.697 - (-0.400) = 1.097$
- $Q_{wF} = 1.097 \times 950 = 1042 \text{ N/m}^2$

⑬ 風圧力の受圧面積及び風圧力の計算

・ 受圧面積 (見付け面積)



・ 風圧力の計算

階数	速度圧 q_{wi} (kN/m ²)	X方向				Y方向			
		箇所	見付面積 A_{wi} (m ²)	各階風圧力 $Q_{wi} = q_{wi} \times A_{wi}$ (kN)	合計風圧力 ΣQ_{wi} (kN)	箇所	見付面積 A_{wi} (m ²)	各階風圧力 $Q_{wi} = q_{wi} \times A_{wi}$ (kN)	合計風圧力 ΣQ_{wi} (kN)
2階	1.146	A	$9.445 \times 1.890 / 2 = 8.93$	10.23	21.26				25.43
	1.146	B	$9.445 \times 0.199 = 1.88$	2.15					
	0.219					F	$14.920 \times 2.089 = 31.17$	6.83	
	1.042	C	$7.065 \times 1.206 = 8.52$	8.88		G	$14.800 \times 1.206 = 17.84$	18.60	
		合計		21.26		合計		25.43	
1階	1.042	D	$7.065 \times 2.809 / 2 = 9.92$	10.34	45.61	H	$14.800 \times 2.809 / 2 = 20.79$	21.66	71.39
	1.042	E	$7.065 \times 2.820 / 2 = 9.96$	10.38		I	$14.800 \times 2.820 / 2 = 20.87$	21.75	
	1.042	a	$1.000 \times 1.390 = 1.39$	1.45		c	$1.000 \times 1.040 = 1.04$	1.08	
	1.042	b	$1.500 \times 1.390 = 2.09$	2.17					
	1.042					d	$1.000 \times 2.820 / 2 = 1.41$	1.47	
		合計		24.35		合計		45.97	

注. 通り芯と外壁仕上げ面との距離は、120mmとする。
 X方向: $6.825 + 0.12 + 0.12 = 7.065$
 Y方向: $14.560 + 0.12 + 0.12 = 14.800$

1.2.7 地震力の計算

① 各部位の地震時の重量算定

部位	固定荷重 N/m ²	積載荷重 N/m ²	合計荷重 N/m ²	符号	水平面または鉛直面の荷重面積(m ²)	重量 kN
屋根	700		700	W ₁	(14.56+0.18×2)×(6.825+1.06+1.56) = 140.92	98.64
妻小壁	330		330	W ₂	(6.825+1.06+1.56)×1.890/2×2 = 17.85	5.89
小屋裏界壁	500		500	W ₃	(6.825+1.06+1.56)×1.890/2×3 = 26.78	13.39
外壁(2階)*1	730		730	W ₄	2.809×(14.56×2+6.825×2) = 120.14	87.70
外壁(1階)*1	730		730	W ₅	2.820×(14.56×2+6.825×2) = 120.61	88.05
界壁(2階)	500		500	W ₆	2.809×6.825×3 = 57.51	28.76
界壁(1階)	500		500	W ₇	2.820×6.825×3 = 57.74	28.87
内壁(2階)	350		350	W ₈	2.570×(0.91×2+1.82×3+1.365×2)×4 = 102.90	36.02
内壁(1階)	350		350	W ₉	2.570×(0.91×2+1.82×3+1.365×2)×4 = 102.90	36.02
2階床	620	600	1220	W ₁₀	14.56×6.825 = 99.37	121.23
廊下	1100	600	1700	W ₁₁	14.56×1.5+1.0×3.310 = 25.15	42.76
ハ゜ルコニー	1100	600	1700	W ₁₂	3.64×4×1.0 = 14.56	24.75
ハ゜ルコニー手摺・廊下先端壁*2	1070		1070	W ₁₃	1.39×(14.56×2+1.0×3+1.5+3.310)+1.235×14.56×0.5 = 60.32	64.55

*1 外壁の開口率については、本計算では無視する。また、内壁量は各階同じ壁量とする。

*2 1階の廊下先端壁は、開口率50%とする。

② 各階の地震時の重量算定

部位	項目	2階 (kN)	1階 (kN)	バルコニー・廊下先端壁 (kN)
屋根	W ₁	98.64 × 1.0 = 98.64		
妻小壁	W ₂	5.89 × 1.0 = 5.89		
小屋裏界壁	W ₃	13.39 × 1.0 = 13.39		
2階外壁	W ₄	87.70 × 0.5 = 43.85	87.70 × 0.5 = 43.85	
1階外壁	W ₅		88.05 × 0.5 = 44.02	
2階界壁	W ₆	28.76 × 0.5 = 14.38	28.76 × 0.5 = 14.38	
1階界壁	W ₇		28.87 × 0.5 = 14.43	
2階内壁	W ₈	36.02 × 0.5 = 18.01	36.02 × 0.5 = 18.01	
1階内壁	W ₉		36.02 × 0.5 = 18.01	
2階床	W ₁₀		121.23 × 1.0 = 121.23	
廊下	W ₁₁		42.76 × 1.0 = 42.76	
ハ゜ルコニー	W ₁₂			24.75 × 1.0 = 24.75
ハ゜ルコニー手摺・廊下先端壁	W ₁₃			64.55 × 1.0 = 64.55
合計		194.16	316.69	89.30

		外壁	界壁	内壁	
2階下部の重量	m ₁₃ =	43.85	+ 14.38	+ 18.01	= 76.24 kN
1階下部の重量	m ₁₄ =	44.02	+ 14.43	+ 18.01	= 76.47 kN

③ 地震力

設計条件の建設場所から、施行令88条、昭和55年建設省告示第1793号に基づいて定める。

- 各階の層せん断力係数 $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_0$
- 地震時層せん断力 $Q_i = C_i \sum W_i$
- 地震力分布係数 $A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha \right) \frac{2T}{1+3T}$
- 建築高さ $h = 1.89 / 2 + 2.809 + 2.820 + 0.585 = 7.159$ m
- 建築物の1次固有周期 $T = 0.03h = 0.215$ sec
- 地域係数 $Z = 1.0$
- 地域係数 $T_c = 0.6$
- 地域係数 $R_t = 1.0$
- 振動特性係数 α_i : 対象とする階の支える固定荷重と積載荷重の和に当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重の和で除した数値
- C_0 : ルート1による標準せん断力係数($C_0=0.3$)
- W_i : 対象とする階の支える固定荷重と積載荷重の和

④ A_i 分布の計算

階数	部位	重量 W_i	総重量 ΣW_i	α_i	A_i	せん断力係数 C_i	地震層せん断力 Q_i
2階	屋根	194.16					
	合計	194.16	194.16	0.32	1.37	0.412	80.08
1階	床	316.69					
	ハココン・廊下先端壁	89.30					
	合計	405.99	600.15	1.00	1.00	0.300	180.05

・耐力壁下部のせん断力割り増し係数 Kf

2階下部の重量 = 76.24 kN

2階下部地震力 = 0.41 × 76.24 = 31.44 kN

2階下部の総地震力 = 80.1 + 31.44 = 111.52 kN

2階壁せん断係数用地震力の割り増し係数 Kf

$$Kf = 111.52 / 80.08 = 1.393 \rightarrow \boxed{1.40}$$

1階下部の重量 = 76.47 kN

1階下部地震力 = 0.30 × 76.47 = 22.94 kN

基礎天端の総地震力 = 180.0 + 22.94 = 202.99 kN

1階壁せん断係数用係数及び基礎天端に作用する地震力の割り増し係数 Kf

$$Kf = 202.99 / 180.05 = 1.127 \rightarrow \boxed{1.15}$$

・小屋組転倒モーメントの影響による割り増し係数 Km

各階の転倒モーメント

2階転倒モーメント $M_2 = 80.08 \times 2.809 = 224.94$ kN・m

1階転倒モーメント $M_1 = 224.94 + 180.0 \times 2.820 = 732.67$ kN・m

地震力による転倒モーメント

小屋組による軒位置での転倒モーメント (小屋組+屋根葺き材荷重: 0.55 N/m²とする)

$$M_R = 1.89 / 2 \times 0.55 \times 140.92 \times 0.412 = 30.21$$
 kN・m

小屋組を考慮した転倒モーメント

2階転倒モーメント $M_{2R} = 224.94 + 30.21 = 255.14$ kN・m

1階転倒モーメント $M_{1R} = 732.67 + 30.21 = 762.87$ kN・m

$$Km_2 = M_{2R} / M_2 = \boxed{1.13}$$

$$Km_1 = M_{1R} / M_1 = \boxed{1.04}$$

2) 1階重心の計算

階	荷重 W kN	原点からの 距離		床面積の 寸法		床面積の重心位置 (図心位置)		
		X m	Y m	L_x m	L_y m	X_0 m	Y_0 m	
2階 1階	より	194.16						
	①	150.05	0.000	1.000	14.560	6.825	7.280	4.413
	②	87.87	0.000	1.000	14.560	6.825	7.280	4.413
	③	36.02	-	-	-	-	7.280	5.426
	④	42.76	0.000	7.825	15.560	1.500	7.780	8.575
	⑤	24.75	0.000	0.000	14.560	1.000	7.280	0.500
	⑥	64.55	0.000	0.000	15.560	9.325	7.780	4.663
小計		405.99						
合計		600.15						

階	$W \times A \times X_0$ kN・m	$W \times A \times Y_0$ kN・m	重心位置		
			g_x m	g_y m	
2階 1階	より	1413.49	904.46		
	①	1092.34	662.08		
	②	639.73	387.75		
	③	262.20	195.42		
	④	332.63	366.62		
	⑤	180.19	12.38		
	⑥	502.17	300.95		
小計		3009.27	1925.20		
合計		4422.76	2829.66	7.369	4.715

- ① : 床・界壁の荷重
- ② : 外壁の荷重
- ③ : 内壁の荷重
- ④ : 廊下の荷重
- ⑤ : バルコニーの荷重
- ⑥ : バルコニー・廊下手摺り壁

重心位置

$$g_x = \Sigma (W \times A \times X_0) / \Sigma (W \times A)$$

$$g_y = \Sigma (W \times A \times Y_0) / \Sigma (W \times A)$$

(2) 剛心の計算

1) 耐力壁の耐力と剛性

壁 記号	耐力壁の種類	壁長	せん断剛性 K_s (kN/rad/1P)
W1	両面せっこうボード	910mm以上	1338
W2	構造用合板+せっこうボード	910mm以上	2416
W3	両面せっこうボード	910mm未満	669
W4	構造用合板+せっこうボード	910mm未満	1208
W5	両面構造用合板	910mm以上	3494

2) 2階剛心の計算

X方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_x (kN/rad)	Y (m)	$\Sigma K_x \cdot Y$	$\Sigma K_x \cdot Y^2$
Y0	W2	8.0	2416	19328	1.000	19328	19328
Y1	W1	4.0	1338	5351	4.185	22393	93715
Y2	W2	12.0	2416	28993	7.825	226867	1775235
合計				53672		268589	1888279

Y方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_y (kN/rad)	X (m)	$\Sigma K_y \cdot X$	$\Sigma K_y \cdot X^2$
X0	W2	7.5	2416	18120	0.000	0	0
X0_2	W1	2.5	1338	3344	1.820	6087	11077
X1	W1	7.5	1338	10033	3.640	36519	132930
X1_2	W1	2.5	1338	3344	5.460	18260	99697
X2	W1	7.5	1338	10033	7.280	73038	531720
X2_2	W1	2.5	1338	3344	9.100	30433	276937
X3	W1	7.5	1338	10033	10.920	109558	1196369
X3_2	W1	2.5	1338	3344	12.740	42606	542797
X4	W2	7.5	2416	18120	14.560	263833	3841404
合計				79716		580332	6632932

剛心座標	l_x (m)	l_y (m)
2階	7.280	5.004

* 1 1P=0.910mとする。

3) 1階剛心の計算

X方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_x (kN/rad)	Y (m)	$\Sigma K_x \cdot Y$	$\Sigma K_x \cdot Y^2$
Y0	W2	8.0	2416	19328	1.000	19328	19328
Y1	W1	4.0	1338	5351	4.185	22393	93715
Y1_1	W1	8.0	1338	10702	5.095	54525	277803
Y1_2	W1	4.0	1338	5351	6.460	34566	223297
Y2	W2	12.0	2416	28993	7.825	226867	1775235
合計				69724		357679	2389379

Y方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_y (kN/rad)	X (m)	$\Sigma K_y \cdot X$	$\Sigma K_y \cdot X^2$
X0	W2	7.5	2416	18120	0.000	0	0
X0_2	W1	2.5	1338	3344	1.820	6087	11077
X1	W1	7.5	1338	10033	3.640	36519	132930
X1_2	W1	2.5	1338	3344	5.460	18260	99697
X2	W1	7.5	1338	10033	7.280	73038	531720
X2_2	W1	2.5	1338	3344	9.100	30433	276937
X3	W1	7.5	1338	10033	10.920	109558	1196369
X3_2	W1	2.5	1338	3344	12.740	42606	542797
X4	W2	7.5	2416	18120	14.560	263833	3841404
合計				79716		580332	6632932

剛心座標	l_x (m)	l_y (m)
1階	7.280	5.130

* 1 1P=0.910mとする。

(3) ねじり補正係数の計算

「(1) 重心の計算」, 「(2) 剛心の計算」より

1) 2階

① 偏心距離(e_x, e_y)

X方向	$e_x = 7.280$	-	7.280	=	0.000	m
Y方向	$e_y = 4.658$	-	5.004	=	-0.346	m

② 剛性の二次モーメント(J_x, J_y)

X方向	$J_x = 1888279$	-	53672	×	5.004^2	=	544187
Y方向	$J_y = 6632932$	-	79716	×	7.280^2	=	2408111

③ ねじり剛性(K_R) $K_R = 544187 + 2408111 = 2952298$

④ ねじり補正係数(α_x, α_y)

X方向	$\alpha_x =$	$1 + \Sigma K_x \times e_y \times (Y - I_y) / K_R$	=	1.0315	-	0.0063	Y
Y方向	$\alpha_y =$	$1 + \Sigma K_y \times e_x \times (X - I_x) / K_R$	=	1.0000	+	0.0000	X

2) 1階

① 偏心距離(e_x, e_y)

X方向	$e_x = 7.369$	-	7.280	=	0.089	m
Y方向	$e_y = 4.715$	-	5.130	=	-0.415	m

② 剛性の二次モーメント(J_x, J_y)

X方向	$J_x = 2389379$	-	69724	×	5.130^2	=	554513
Y方向	$J_y = 6632932$	-	79716	×	7.280^2	=	2408111

③ ねじり剛性(K_R) $K_R = 554513 + 2408111 = 2962625$

④ ねじり補正係数(α_x, α_y)

X方向	$\alpha_x =$	$1 + \Sigma K_x \times e_y \times (Y - I_y) / K_R$	=	1.0501	-	0.0098	Y
Y方向	$\alpha_y =$	$1 + \Sigma K_y \times e_x \times (X - I_x) / K_R$	=	0.9825	+	0.0024	X

1.3.2 耐力壁の検討

壁記号	耐力壁の種類	壁長	P_a (kN/1P)
W1	両面せっこうボード	910mm以上	4.46
W2	構造用合板+せっこうボード	910mm以上	8.05
W3	両面せっこうボード	910mm未満	2.23
W4	構造用合板+せっこうボード	910mm未満	4.03
W5	両面構造用合板	910mm以上	11.65

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および地震力との比較 (X方向)

方向	階数	通り	壁記号	せん断剛性 K^* ¹ 剛心計算により (kN/rad)	剛性低下率 ² β_i	ねじり補正係数 ³ α_i	耐力壁			地震力		判定
							壁量 ΣL_w ⁵ (nP)	短期許容せん断耐力 P_a (kN/P)	許容せん断耐力 Q_d (kN)	分担せん断力 ΔQ_{Ei} (kN)	耐力比 $\frac{\Delta Q_{Ei}}{Q_d}$	
X 方向	2 階	全体		53672					178.91	80.08	0.45	OK
		Y0	W2	19328	1.00	1.025	8.0	8.05	64.43	29.56	0.46	OK
		Y1	W1	5351	1.00	1.005	4.0	4.46	17.84	8.02	0.45	OK
		Y2	W2	28993	1.00	0.982	12.0	8.05	96.64	42.49	0.44	OK
	1 階	全体		69724					232.41	180.05	0.77	OK
		Y0	W2	19328	1.00	1.040	8.0	8.05	64.43	51.92	0.81	OK
		Y1	W1	5351	1.00	1.009	4.0	4.46	17.84	13.94	0.78	OK
		Y1_1	W1	10702	1.00	1.000	8.0	4.46	35.67	27.64	0.77	OK
		Y1_2	W1	5351	1.00	0.987	4.0	4.46	17.84	13.64	0.76	OK
		Y2	W2	28993	1.00	0.974	12.0	8.05	96.64	72.90	0.75	OK

*1 「1.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。

*2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。

「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。

*3 α_i は「1.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。

*4 分担せん断力は ($\alpha_i \times \beta_i \times$ 各通りの剛性/全体剛性)により計算する。

*5 1P=0.910mとする。

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および地震力との比較 (Y方向)

方 向	階 数	通 り	壁記号	せん断 剛性 A^{*1} 剛心計算 により (kN/rad)	剛性 低下率 β_i^{*2}	ねじり補 正係数 α_i^{*3}	耐力壁			地震力		判定	
							壁量 ΣL_w^{*5} (nP)	短期許容 せん断耐 力 P_a (kN/P)	許容せん 断耐力 Q_d (kN)	分担せん 断力 Q_{Ei}^{*4} (kN)	耐力比 $\frac{\Delta Q_{Ei}}{Q_d}$		
Y 方 向	2 階	全体		79716					265.72	80.08	0.30	OK	
		X0	W2	18120	1.00	1.000	7.5	8.05	60.40	18.20	0.30	OK	
		X0_2	W1	3344	1.00	1.000	2.5	4.46	11.15	3.36	0.30	OK	
		X1	W1	10033	1.00	1.000	7.5	4.46	33.44	10.08	0.30	OK	
		X1_2	W1	3344	1.00	1.000	2.5	4.46	11.15	3.36	0.30	OK	
		X2	W1	10033	1.00	1.000	7.5	4.46	33.44	10.08	0.30	OK	
		X2_2	W1	3344	1.00	1.000	2.5	4.46	11.15	3.36	0.30	OK	
		X3	W1	10033	1.00	1.000	7.5	4.46	33.44	10.08	0.30	OK	
		X3_2	W1	3344	1.00	1.000	2.5	4.46	11.15	3.36	0.30	OK	
		X4	W2	18120	1.00	1.000	7.5	8.05	60.40	18.20	0.30	OK	
	1 階	全体		79716						265.72	180.05	0.68	OK
		X0	W2	18120	1.00	0.982	7.5	8.05	60.40	40.21	0.67	OK	
		X0_2	W1	3344	1.00	0.987	2.5	4.46	11.15	7.45	0.67	OK	
		X1	W1	10033	1.00	0.991	7.5	4.46	33.44	22.46	0.67	OK	
		X1_2	W1	3344	1.00	0.996	2.5	4.46	11.15	7.52	0.67	OK	
		X2	W1	10033	1.00	1.000	7.5	4.46	33.44	22.66	0.68	OK	
		X2_2	W1	3344	1.00	1.004	2.5	4.46	11.15	7.59	0.68	OK	
		X3	W1	10033	1.00	1.009	7.5	4.46	33.44	22.86	0.68	OK	
		X3_2	W1	3344	1.00	1.013	2.5	4.46	11.15	7.65	0.69	OK	
X4		W2	18120	1.00	1.018	7.5	8.05	60.40	41.64	0.69	OK		

* 1 「1.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。

* 2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。

「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。

* 3 α_i は「1.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。

* 4 分担せん断力は ($\alpha_i \times \beta_i \times$ 各通りの剛性/全体剛性)により計算する。

* 5 $1P=0.910m$ とする。

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および風圧力との比較

方 向	階 数	通 り	壁記号	せん断 剛性 A^{*1} 剛心計算 により (kN/rad)	剛性 低下率 β_i^{*2}	ねじり補 正係数 α_i^{*3}	耐力壁			風圧力		判 定	
							壁量 ΣL_w^{*5} (nP)	短期許容 せん断耐 力 P_a (kN/P)	許容せん 断耐力 Q_d (kN)	分担せん 断力 $Q_{d_i}^{*4}$ (kN)	耐力比 $\frac{\Delta Q_{w_i}}{Q_d}$		
X 方 向	2 階	全体		53672					178.91	21.26	0.12	OK	
		Y0	W2	19328	1.00	1.025	8.0	8.05	64.43	7.85	0.12	OK	
		Y1	W1	5351	1.00	1.005	4.0	4.46	17.84	2.13	0.12	OK	
		Y2	W2	28993	1.00	0.982	12.0	8.05	96.64	11.28	0.12	OK	
	1 階	全体		69724					232.41	45.61	0.20	OK	
		Y0	W2	19328	1.00	1.040	8.0	8.05	64.43	13.15	0.20	OK	
		Y1	W1	5351	1.00	1.009	4.0	4.46	17.84	3.53	0.20	OK	
		Y1_1	W1	10702	1.00	1.000	8.0	4.46	35.67	7.00	0.20	OK	
		Y1_2	W1	5351	1.00	0.987	4.0	4.46	17.84	3.45	0.19	OK	
		Y2	W2	28993	1.00	0.974	12.0	8.05	96.64	18.46	0.19	OK	
	Y 方 向	2 階	全体		79716					265.72	25.43	0.10	OK
			X0	W2	18120	1.00	1.000	7.5	8.05	60.40	5.78	0.10	OK
X0_2			W1	3344	1.00	1.000	2.5	4.46	11.15	1.07	0.10	OK	
X1			W1	10033	1.00	1.000	7.5	4.46	33.44	3.20	0.10	OK	
X1_2			W1	3344	1.00	1.000	2.5	4.46	11.15	1.07	0.10	OK	
X2			W1	10033	1.00	1.000	7.5	4.46	33.44	3.20	0.10	OK	
X2_2			W1	3344	1.00	1.000	2.5	4.46	11.15	1.07	0.10	OK	
X3			W1	10033	1.00	1.000	7.5	4.46	33.44	3.20	0.10	OK	
X3_2			W1	3344	1.00	1.000	2.5	4.46	11.15	1.07	0.10	OK	
1 階		全体		79716					265.72	71.39	0.27	OK	
		X0	W2	18120	1.00	0.982	7.5	8.05	60.40	15.94	0.26	OK	
		X0_2	W1	3344	1.00	0.987	2.5	4.46	11.15	2.96	0.27	OK	
		X1	W1	10033	1.00	0.991	7.5	4.46	33.44	8.91	0.27	OK	
		X1_2	W1	3344	1.00	0.996	2.5	4.46	11.15	2.98	0.27	OK	
		X2	W1	10033	1.00	1.000	7.5	4.46	33.44	8.99	0.27	OK	
		X2_2	W1	3344	1.00	1.004	2.5	4.46	11.15	3.01	0.27	OK	
X3	W1	10033	1.00	1.009	7.5	4.46	33.44	9.06	0.27	OK			
X3_2	W1	3344	1.00	1.013	2.5	4.46	11.15	3.03	0.27	OK			
X4	W2	18120	1.00	1.018	7.5	8.05	60.40	16.51	0.27	OK			

- * 1 「1.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。
- * 2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。
「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。
- * 3 α_i は「1.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。
- * 4 分担せん断力は $(\alpha_i \times \beta_i \times \text{各通りの剛性} / \text{全体剛性})$ により計算する。
- * 5 1P=0.910mとする。

1.4 部材の設計

1.4.1 屋根根太の検討

(1) 応力算定

荷重条件

根太ピッチ	455 mm
屋根荷重	700 N/m ²
積雪荷重	570 N/m ²

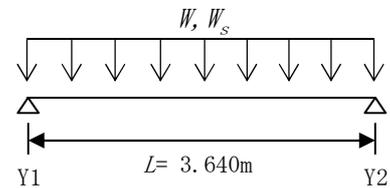
屋根荷重

$$W = 0.7 \times 0.455 = 0.319 \text{ kN/m}$$

屋根 積雪荷重

$$W_s = 0.57 \times 0.455 = 0.259 \text{ kN/m}$$

Y1～Y2間の屋根根太



長期 最大応力

$$M_{max} = W \times L^2 / 8 = 0.319 \times 3.640^2 / 8 = 0.527 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{max} = W \times L / 2 = 0.319 \times 3.640 / 2 = 0.580 \text{ kN}$$

短期 最大応力

$$M_{max} = (W + W_s) \times L^2 / 8 = (0.319 + 0.259) \times 3.640^2 / 8 = 0.957 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{max} = (W + W_s) \times L / 2 = (0.319 + 0.259) \times 3.640 / 2 = 1.052 \text{ kN}$$

(2) 断面性能

C184×40×20×1.2

$$F = 280 \text{ N/mm}^2$$

$$t = 1.2 \text{ mm}$$

$$h = 184 \text{ mm}$$

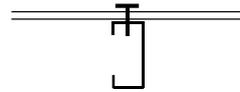
$$t_e = 1.08 \text{ mm}$$

$$A_e = 1.682 \text{ cm}^2$$

$$A_s = h \times t_e = 1.987 \text{ cm}^2$$

$$Z_{xe} = 14.5 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 150 \text{ cm}^4$$



(3) 許容応力度

・許容曲げ応力度

面材拘束されている上フランジが圧縮側

$$f_b = F / 1.5 = 280 / 1.5 = 186 \text{ N/mm}^2$$

・許容せん断応力度

$$f_{s1} = F / 1.5\sqrt{3} = 280 / 1.5\sqrt{3} = 107 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 5.34 \pi^2 E \times (t_e / h)^2 / 12 \times (1 - \nu^2) \\ &= 5.34 \times \pi^2 \times 205000 \times (1.08 / 184)^2 / [12 \times (1 - 0.3^2)] \\ &= 34.09 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_\lambda &= \sqrt{[F / \sqrt{3 \times \sigma_s}]} \\ &= \sqrt{[280 / (\sqrt{3} \times 34.09)]} \\ &= 2.18 > 1.4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{s2} &= 1.16 \times f_{s1} / W_\lambda^2 \\ &= 1.16 \times 107 / 2.18^2 \\ &= 26.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \min(f_{s1}, f_{s2}) \\ &= 26.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 断面検討

長期 曲げ

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M_{max}/Z_{xe} \\ &= 0.527 \times 10^6 / (14.500 \times 10^3) = 36.4 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_b / f_b &= 36.4 / 186 = 0.20 < 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{せん断} \\ \tau &= Q_{max}/A_s \\ &= 0.580 \times 10^3 / 198.7 = 2.92 \text{ N/mm}^2 \\ \tau / f_s &= 2.92 / 26.2 = 0.11 < 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{変形} \\ \delta &= 5WL^4 / 384EI_x \\ &= 5 \times 0.319 \times 3640^4 / (384 \times 205000 \times 150 \times 10^4) \\ &= 2.368 \text{ mm} \\ \delta / L &= 2.368 / 3640 = 1/1537 < 1/300 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

短期 曲げ

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M_{max}/Z_{xe} \\ &= 0.957 \times 10^6 / (14.500 \times 10^3) = 66.00 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_b / f_b &= 66.0 / 280 = 0.24 < 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{せん断} \\ \tau &= Q_{max}/A_s \\ &= 1.052 \times 10^3 / 198.7 = 5.29 \text{ N/mm}^2 \\ \tau / f_s &= 5.29 / 39.3 = 0.13 < 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{変形} \\ \delta &= 5(W+W_s)L^4 / 384EI_x \\ &= 5 \times 0.578 \times 3640^4 / (384 \times 205000 \times 150 \times 10^4) \\ &= 4.296 \text{ mm} \\ \delta / L &= 4.296 / 3640 = 1/847 < 1/200 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

(5) 屋根根太端部の接合部ドリルねじ

ドリルねじ $\phi 4.8\text{mm}$ $n = 4$ 本
鋼板1.2mm→鋼板1.2mm
長期許容せん断耐力 $R_s = 1.190$ kN/本
短期許容せん断耐力 $R_a = 1.785$ kN/本

必要ドリルねじ本数

$$\begin{aligned}\text{長期} \quad n_s &= Q_{max} / R_s \\ &= 0.580 / 1.190 \\ &= 0.5 \text{ 本} \\ \text{短期} \quad n_a &= Q_{max} / R_a \\ &= 1.052 / 1.785 \\ &= 0.6 \text{ 本} \\ \text{必要本数} n &= \max(n_s, n_a) \\ &= \max(0.5, 0.6) \\ &= 0.6 \text{ 本} < 4 \text{ 本} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

1.4.2 屋根梁の検討

(1) 応力算定

荷重条件

荷重負担幅	3413 mm
屋根荷重	700 N/m ²
積雪荷重	570 N/m ²

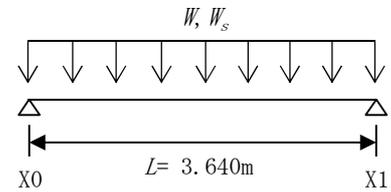
屋根荷重

$$W = 0.7 \times 3.413 = 2.389 \text{ kN/m}$$

屋根 積雪荷重

$$W_s = 0.57 \times 3.413 = 1.945 \text{ kN/m}$$

X0～X1間の屋根梁



長期 最大応力

$$M_{max} = W \times L^2 / 8 = 2.389 \times 3.640^2 / 8 = 3.956 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{max} = W \times L / 2 = 2.389 \times 3.640 / 2 = 4.348 \text{ kN}$$

短期 最大応力

$$M_{max} = (W + W_s) \times L^2 / 8 = (2.389 + 1.945) \times 3.640^2 / 8 = 7.178 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{max} = (W + W_s) \times L / 2 = (2.389 + 1.945) \times 3.640 / 2 = 7.888 \text{ kN}$$

(2) 断面性能

2×C184×40×20×1.2

$$F = 280 \text{ N/mm}^2$$

$$t = 1.2 \text{ mm}$$

$$h = 184 \text{ mm}$$

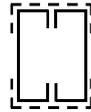
$$t_e = 1.08 \text{ mm}$$

$$A_e = 3.364 \text{ cm}^2$$

$$A_s = h \times t_e = 3.974 \text{ cm}^2$$

$$Z_{xe} = 29 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 300 \text{ cm}^4$$



(3) 許容応力度

・許容曲げ応力度

面材拘束されている上フランジが圧縮側

$$f_b = F / 1.5 = 280 / 1.5 = 186 \text{ N/mm}^2$$

・許容せん断応力度

$$f_{s1} = F / 1.5\sqrt{3} = 280 / 1.5\sqrt{3} = 107 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 5.34 \pi^2 E \times (t_e / h)^2 / 12 \times (1 - \nu^2)$$

$$= 5.34 \times \pi^2 \times 205000 \times (1.08 / 184)^2 / [12 \times (1 - 0.3^2)]$$

$$= 34.09 \text{ N/mm}^2$$

$$W_\lambda = \sqrt{[F / \sqrt{3 \times \sigma_s}]}$$

$$= \sqrt{[280 / (\sqrt{3} \times 34.09)]}$$

$$= 2.18 > 1.4$$

$$f_{s2} = 1.16 \times f_{s1} / W_\lambda^2$$

$$= 1.16 \times 107 / 2.18^2$$

$$= 26.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_s = \min(f_{s1}, f_{s2})$$

$$= 26.2 \text{ N/mm}^2$$

(4) 断面検討

長期 曲げ

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M_{max}/Z_{xe} \\ &= 3.956 \times 10^6 / (29.000 \times 10^3) = 136.4 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_b / f_b &= 136.4 / 186 = 0.73 < 1.0 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

せん断

$$\begin{aligned}\tau &= Q_{max}/A_s \\ &= 4.348 \times 10^3 / 397.4 = 10.94 \text{ N/mm}^2 \\ \tau / f_s &= 10.94 / 26.2 = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

変形

$$\begin{aligned}\delta &= 5WL^4 / 384EI_x \\ &= 5 \times 2.389 \times 3640^4 / (384 \times 205000 \times 300 \times 10^4) \\ &= 8.879 \text{ mm} \\ \delta / L &= 8.879 / 3640 = 1/410 < 1/300 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

短期 曲げ

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M_{max}/Z_{xe} \\ &= 7.178 \times 10^6 / (29.000 \times 10^3) = 247.51 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_b / f_b &= 247.5 / 280 = 0.88 < 1.0 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

せん断

$$\begin{aligned}\tau &= Q_{max}/A_s \\ &= 7.888 \times 10^3 / 397.4 = 19.85 \text{ N/mm}^2 \\ \tau / f_s &= 19.85 / 39.3 = 0.51 < 1.0 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

変形

$$\begin{aligned}\delta &= 5(W+W_s)L^4 / 384EI_x \\ &= 5 \times 4.334 \times 3640^4 / (384 \times 205000 \times 300 \times 10^4) \\ &= 16.108 \text{ mm} \\ \delta / L &= 16.108 / 3640 = 1/226 < 1/200 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

(5) 屋根根太端部の接合部ドリルねじ

ドリルねじ $\phi 4.8\text{mm}$ $n = 6$ 本
鋼板1.2mm→鋼板1.2mm
長期許容せん断耐力 $R_s = 1.190$ kN/本
短期許容せん断耐力 $R_a = 1.785$ kN/本

必要ドリルねじ本数

$$\begin{aligned}\text{長期 } n_s &= Q_{max} / R_s \\ &= 4.348 / 1.190 \\ &= 3.7 \text{ 本}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{短期 } n_a &= Q_{max} / R_a \\ &= 7.888 / 1.785 \\ &= 4.4 \text{ 本}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{必要本数 } n &= \max(n_s, n_a) \\ &= \max(3.7, 4.4) \\ &= 4.4 \text{ 本} < 6 \text{ 本} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

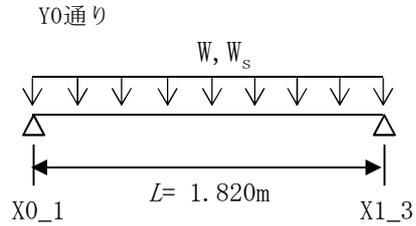
1.4.3 まぐさの検討

本設計例では、組立ボックスのかぶせ材による合成効果を見逃して検討を行う。

(1) 応力算定

荷重条件

根太ピッチ	455 mm
屋根荷重	700 N/m ²
2階 床荷重	2420 N/m ²
2階 ハココーナー荷重	2900 N/m ²
2階 手摺り壁荷重	1070 N/m ²
2階 外壁荷重	730 N/m ²
積雪荷重	570 N/m ²



長期

屋根

$$W_{RTL} = 0.7 \times 2.653 = 1.857 \text{ kN/m}$$

2階 床, ハココーナー

$$W_{2roof} = 2.420 \times 1.593 + 2.900 \times 1.00 = 6.754 \text{ kN/m}$$

2階 手摺り壁

$$W_{2hand} = 1.07 \times 1.39 = 1.487 \text{ kN/m}$$

2階 外壁

$$W_{2wall} = 0.73 \times 2.809 = 2.051 \text{ kN/m}$$

短期

屋根 積雪

$$W_{sroof} = 0.57 \times 2.653 = 1.512 \text{ kN/m}$$

2階 ハココーナー 積雪

$$W_{sbal} = 0.57 \times 1.00 = 0.570 \text{ kN/m}$$

・2階まぐさの最大応力

長期 固定荷重時

$$M_{max} = W_{RTL} \times L^2 / 8 = 1.857 \times 1.820^2 / 8 = 0.769 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{max} = W_{RTL} \times L / 2 = 1.857 \times 1.820 / 2 = 1.690 \text{ kN}$$

短期 積雪荷重時

$$M_{max} = (W_{RTL} + W_{sroof}) \times L^2 / 8$$

$$= (1.857 + 1.512) \times 1.820^2 / 8 = 1.395 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{max} = (W_{RTL} + W_{sroof}) \times L / 2$$

$$= (1.857 + 1.512) \times 1.820 / 2 = 3.065 \text{ kN}$$

・1階まぐさの最大応力

長期 固定荷重時

$$M_{max} = (W_{2roof} + W_{2hand} + W_{2wall}) \times L^2 / 8$$

$$= (6.754 + 1.487 + 2.051) \times 1.820^2 / 8 = 4.261 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{max} = (W_{2roof} + W_{2hand} + W_{2wall}) \times L / 2$$

$$= (6.754 + 1.487 + 2.051) \times 1.820 / 2 = 9.365 \text{ kN}$$

短期 積雪荷重時

$$M_{max} = (W_{2roof} + W_{2hand} + W_{2wall} + W_{sbal}) \times L^2 / 8$$

$$= (6.754 + 1.487 + 2.051 + 0.570) \times 1.820^2 / 8 = 4.497 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{max} = (W_{2roof} + W_{2hand} + W_{2wall} + W_{sbal}) \times L / 2$$

$$= (6.754 + 1.487 + 2.051 + 0.570) \times 1.820 / 2 = 9.884 \text{ kN}$$

(2) 断面性能

$$F = 280 \quad \text{N/mm}^2$$

2階 主材 2-C235×40×20×1.2

$$h = 235 \quad \text{mm}$$

$$t = 1.2 \quad \text{mm}$$

$$t_e = 1.08 \quad \text{mm}$$

$$I_x = 273 \times 2 = 546 \quad \text{cm}^4 \quad (\text{有効断面積を考慮しない断面二次モーメント})$$

$$Z_{xe} = 19.4 \times 2 = 38.8 \quad \text{cm}^3 \quad (\text{有効断面積を考慮した断面係数})$$

$$A = 3.749 \times 2 = 7.498 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{断面積})$$

$$I_{xe} = 227 \times 2 = 454 \quad \text{cm}^4 \quad (\text{有効断面積を考慮した断面二次モーメント})$$

$$A_s = 253.8 \times 2 = 507.6 \quad \text{mm}^2 \quad (\text{せん断断面積})$$



1階 主材 2-C235×40×20×1.6

$$h = 235 \quad \text{mm}$$

$$t = 1.6 \quad \text{mm}$$

$$t_e = 1.44 \quad \text{mm}$$

$$I_x = 359 \times 2 = 718 \quad \text{cm}^4 \quad (\text{有効断面積を考慮しない断面二次モーメント})$$

$$Z_{xe} = 28.1 \times 2 = 56.2 \quad \text{cm}^3 \quad (\text{有効断面積を考慮した断面係数})$$

$$A = 4.960 \times 2 = 9.920 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{断面積})$$

$$I_{xe} = 330 \times 2 = 660 \quad \text{cm}^4 \quad (\text{有効断面積を考慮した断面二次モーメント})$$

$$A_s = 338.4 \times 2 = 676.8 \quad \text{mm}^2 \quad (\text{せん断断面積})$$

(3) 組立ばりの許容応力度の算定

・許容曲げ応力度

$$f_b = F / 1.5 = 280 / 1.5 = 186 \quad \text{N/mm}^2$$

・許容せん断応力度

$$2階 \quad f_{s1} = F / (1.5\sqrt{3}) = 280 / (1.5\sqrt{3}) = 107.8 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 5.34 \pi^2 E \times (t_e/h)^2 / 12 \times (1 - \nu^2) \\ &= 5.34 \times \pi^2 \times 205000 \times (1.08 / 235)^2 / [12 \times (1 - 0.3^2)] \\ &= 20.90 \quad \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_\lambda &= \sqrt{[F / \sqrt{3} \times \sigma_s]} \\ &= \sqrt{[280 / (\sqrt{3} \times 20.90)]} = 2.78 > 1.4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{s2} &= 1.16 \times f_{s1} / W_\lambda^2 \\ &= 1.16 \times 107.8 / 2.78^2 = 16.2 \quad \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_s = \min(f_{s1}, f_{s2}) = 16.2 \quad \text{N/mm}^2$$

$$1階 \quad f_{s1} = F / (1.5\sqrt{3}) = 235 / (1.5\sqrt{3}) = 90.5 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 5.34 \pi^2 E \times (t_e/h)^2 / 12 \times (1 - \nu^2) \\ &= 5.34 \times \pi^2 \times 205000 \times (1.44 / 235)^2 / [12 \times (1 - 0.3^2)] \\ &= 37.15 \quad \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_\lambda &= \sqrt{[F / \sqrt{3} \times \sigma_s]} \\ &= \sqrt{[235 / (\sqrt{3} \times 37.15)]} = 1.91 > 1.4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{s2} &= 1.16 \times f_{s1} / W_\lambda^2 \\ &= 1.16 \times 90.5 / 1.91^2 = 28.7 \quad \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_s = \min(f_{s1}, f_{s2}) = 28.7 \quad \text{N/mm}^2$$

(4) 断面検討

・2階まぐさ

長期 曲げ

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M_{max}/Z_{xe} \\ &= 0.769 \times 10^6 / (38.80 \times 10^3) = 19.81 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_b / f_b &= 19.81 / 186 = 0.11 < 1.0 \text{ OK}\end{aligned}$$

せん断

$$\begin{aligned}\tau &= Q_{max}/A_s \\ &= 1.690 \times 10^3 / 507.6 = 3.33 \text{ N/mm}^2 \\ \tau / f_s &= 3.33 / 16.2 = 0.21 < 1.0 \text{ OK}\end{aligned}$$

変形

$$\begin{aligned}\delta &= 5W_{RTL}L^4 / 384EI_{xe} \\ &= 5 \times 1.857 \times 1820^4 / (384 \times 205000 \times 454 \times 10^4) \\ &= 0.285 \text{ mm} \\ \delta / L &= 0.285 / 1820 = 1/6386 < 1/300 \text{ OK}\end{aligned}$$

短期 曲げ

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M_{max}/Z_{xe} \\ &= 1.395 \times 10^6 / (38.80 \times 10^3) = 35.95 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_b / f_b &= 35.95 / 280 = 0.13 < 1.0 \text{ OK}\end{aligned}$$

せん断

$$\begin{aligned}\tau &= Q_{max}/A_s \\ &= 3.065 \times 10^3 / 507.6 = 6.04 \text{ N/mm}^2 \\ \tau / f_s &= 6.04 / 24.2 = 0.25 < 1.0 \text{ OK}\end{aligned}$$

変形

$$\begin{aligned}\delta &= 5(W_{RTL} + W_{sroof})L^4 / 384EI_{xe} \\ &= 5 \times 3.369 \times 1820^4 / (384 \times 205000 \times 454 \times 10^4) \\ &= 0.517 \text{ mm} \\ \delta / L &= 0.517 / 1820 = 1/3520 < 1/200 \text{ OK}\end{aligned}$$

・1階まぐさ

長期 曲げ

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M_{max}/Z_{xe} \\ &= 4.261 \times 10^6 / (56.20 \times 10^3) = 75.82 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_b / f_b &= 75.82 / 186 = 0.41 < 1.0 \text{ OK}\end{aligned}$$

せん断

$$\begin{aligned}\tau &= Q_{max}/A_s \\ &= 9.365 \times 10^3 / 676.8 = 13.84 \text{ N/mm}^2 \\ \tau / f_s &= 13.84 / 28.7 = 0.48 < 1.0 \text{ OK}\end{aligned}$$

変形

$$\begin{aligned}\delta &= 5(W_{roof} + W_{2hand} + W_{2ball})L^4 / 384EI_{xe} \\ &= 5 \times 10.29 \times 1820^4 / (384 \times 205000 \times 660 \times 10^4) \\ &= 1.087 \text{ mm} \\ \delta / L &= 1.087 / 1820 = 1/1675 < 1/300 \text{ OK}\end{aligned}$$

短期 曲げ

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M_{max}/Z_{xe} \\ &= 4.497 \times 10^6 / (56.20 \times 10^3) = 80.02 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_b / f_b &= 80.02 / 280 = 0.29 < 1.0 \text{ OK}\end{aligned}$$

せん断

$$\begin{aligned}\tau &= Q_{max}/A_s \\ &= 9.884 \times 10^3 / 676.8 = 14.60 \text{ N/mm}^2 \\ \tau / f_s &= 14.60 / 43.1 = 0.34 < 1.0 \text{ OK}\end{aligned}$$

変形

$$\begin{aligned}\delta &= 5(W_{roof} + W_{2hand} + W_{2ball} + W_{sbal})L^4 / 384EI_{xe} \\ &= 5 \times 10.862 \times 1820^4 / (384 \times 205000 \times 660 \times 10^4) \\ &= 1.147 \text{ mm} \\ \delta / L &= 1.147 / 1820 = 1/1587 < 1/200 \text{ OK}\end{aligned}$$

(5) まぐさ端部の接合部ドリルねじ

・ 2階まぐさ端部

ドリルねじ $\phi 4.8\text{mm}$ $n = 6$ 本
鋼板1.2mm→鋼板1.2mm
長期許容せん断耐力 R_s = 1.190 kN/本
短期許容せん断耐力 R_a = 1.785 kN/本

必要ドリルねじ本数

$$\begin{aligned} \text{長期} \quad n_s &= Q_{max} / R_s \\ &= 1.690 / 1.190 \\ &= 1.4 \text{ 本} \\ \text{短期} \quad n_a &= Q_{max} / R_a \\ &= 3.065 / 1.785 \\ &= 1.7 \text{ 本} \\ \text{必要本数}n &= \max(n_s, n_a) \\ &= \max(1.4, 1.7) \\ &= 1.7 \text{ 本} < 6 \text{ 本} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

・ 1階まぐさ端部

ドリルねじ $\phi 4.8\text{mm}$ $n = 8$ 本
鋼板1.6mm→鋼板1.2mm
長期許容せん断耐力 R_s = 1.621 kN/本
短期許容せん断耐力 R_a = 2.431 kN/本

必要ドリルねじ本数

$$\begin{aligned} \text{長期} \quad n_s &= Q_{max} / R_s \\ &= 9.365 / 1.621 \\ &= 5.8 \text{ 本} \\ \text{短期} \quad n_a &= Q_{max} / R_a \\ &= 9.884 / 2.431 \\ &= 4.1 \text{ 本} \\ \text{必要本数}n &= \max(n_s, n_a) \\ &= \max(5.8, 4.1) \\ &= 5.8 \text{ 本} < 8 \text{ 本} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

1.4.4 耐風梁の検討

(1) 応力算定

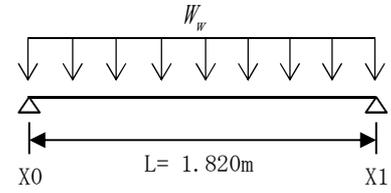
荷重条件

$$\begin{aligned} \text{速度圧} &= 0.955 \text{ N/m}^2 \\ \text{風力係数} &= 1.00 \end{aligned}$$

風荷重

$$\begin{aligned} W_w &= 0.955 \times 1.00 \times (\text{屋根根太} + \text{垂壁} + \text{開口部高さ} / 2) \\ &= 1.484 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

X0～X1間の耐風梁(2階上部)



最大応力

$$\begin{aligned} M_{max} &= W \times L^2 / 8 = 1.484 \times 1.820^2 / 8 = 0.614 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ Q_{max} &= W \times L / 2 = 1.484 \times 1.820 / 2 = 1.351 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) 断面性能

C92×40×1.2 垂壁下枠

$$\begin{aligned} F &= 280 \text{ N/mm}^2 \\ t &= 1.2 \text{ mm} \\ h &= 92 \text{ mm} \\ t_e &= 1.08 \text{ mm} \\ A_e &= 0.861 \text{ cm}^2 \\ A_s &= h \times t_e = 1.987 \text{ cm}^2 \\ Z_{xe} &= 2.83 \text{ cm}^3 \\ I_x &= 23.9 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

(3) 許容応力度

・許容曲げ応力度

圧縮側フランジ拘束

$$f_b = F / 1.5 = 280 / 1.5 = 186 \text{ N/mm}^2$$

・許容せん断応力度

$$f_{s1} = F / 1.5\sqrt{3} = 280 / 1.5\sqrt{3} = 107 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 5.34 \pi^2 E \times (t_e/h)^2 / 12 \times (1 - \nu^2) \\ &= 5.34 \times \pi^2 \times 205000 \times (1.08 / 92)^2 / [12 \times (1 - 0.3^2)] \\ &= 136.35 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_\lambda &= \sqrt{[F / \sqrt{3} \times \sigma_s]} \\ &= \sqrt{[280 / (\sqrt{3} \times 136.3)]} \\ &= 1.09 < 1.4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{s2} &= 0.83 \times f_{s1} / W_\lambda \\ &= 0.83 \times 107 / 1.09 \\ &= 81.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \min(f_{s1}, f_{s2}) \\ &= 81.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 断面検討

曲げ

$$\sigma_b = M_{max} / Z_{xe}$$
$$= 0.614 \times 10^6 / (2.830 \times 10^3) = 217.1 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_b / 1.5f_b = 217.1 / 279 = 0.78 < 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断

$$\tau = Q_{max} / A_s$$
$$= 1.351 \times 10^3 / 198.7 = 6.80 \text{ N/mm}^2$$
$$\tau / 1.5f_s = 6.80 / 122.3 = 0.06 < 1.0 \quad \text{OK}$$

変形

$$\delta = 5WL^4 / 384EI_x$$
$$= 5 \times 1.484 \times 1820^4 / (384 \times 205000 \times 24 \times 10^4)$$
$$= 4.327 \text{ mm}$$
$$\delta / L = 4.327 / 1820 = 1/421 < 1/200 \quad \text{OK}$$

(5) 屋根根太端部の接合部ドリルねじ

ドリルねじ $\phi 4.8\text{mm}$ $n = 6$ 本
鋼板1.2mm→鋼板1.2mm
長期許容せん断耐力 $R_s = 1.190$ kN/本
短期許容せん断耐力 $R_a = 1.785$ kN/本

必要ドリルねじ本数

$$\begin{aligned} \text{必要本数}n &= Q_{max} / R_s \\ &= 1.351 / 1.785 \\ &= 0.8 \text{ 本} < 6 \text{ 本} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

1.4.5 たて枠・接合金物の検討

(1) 一般部たて枠の検討

1、2階たて枠の検討方法は同様であるので、ここでは1階たて枠の検討例を示す。

・設計条件

屋根根太ピッチ : $P_r = 0.455 \text{ m}$
 床根太ピッチ : $P_n = 0.455 \text{ m}$
 たて枠ピッチ : $P_s = 0.455 \text{ m}$
 階高 : $h_2 = 2.809 \text{ m}$ (耐力壁高さ $h_2' = 2.570 \text{ m}$)
 $h_1 = 2.820 \text{ m}$ (耐力壁高さ $h_1' = 2.570 \text{ m}$)

1階一般部 内壁のたて枠 (Y1通り:X0~X0_1)

・荷重条件

長期

屋根 $W_{RTL} = w(RTL) \times (6.825/2) \times P_r$
 $= 700 \times 3.413 \times 0.455$
 $= 1087 \text{ N} = 1.087 \text{ kN}$
 2階内壁 $W_{2wall} = w(wall) \times h_2' \times P_s$
 $= 350 \times 2.570 \times 0.455$
 $= 409 \text{ N} = 0.409 \text{ kN}$
 2階床 $W_{2roof} = w(2roof) \times (6.825/2) \times P_n$
 $= 1920 \times 3.413 \times 0.455$
 $= 2981 \text{ N} = 2.981 \text{ kN}$
 1階内壁 $W_{1wall} = w(wall) \times h_1' \times P_s$
 $= 350 \times 2.570 \times 0.455$
 $= 409 \text{ N} = 0.409 \text{ kN}$

1階たて枠の負担軸力 $N_1 = W_{RTL} + W_{2wall} + W_{2roof} + W_{1wall}$
 $= 1.087 + 0.409 + 2.981 + 0.409 = 4.887 \text{ kN}$

短期

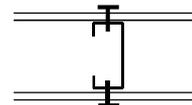
積雪荷重 $W_s = w(s) \times (6.825/2) \times P_r$
 $= 570 \times 3.413 \times 0.455$
 $= 885 \text{ N} = 0.885 \text{ kN}$

1階たて枠の負担軸力 $N_{S1} = N_1 + W_s$
 $= 4.887 + 0.885 = 5.772 \text{ kN}$

・1階たて枠の許容応力度

C89×44.5×12×1.0 (両フランジ面材拘束)

$F = 280 \text{ N/mm}^2$
 $h_1' = 2.570 \text{ m}$
 $A_e = 1.339 \text{ cm}^2$
 $i_x = 3.61 \text{ cm}$
 $\lambda_x = h/i_x = 71.19$
 $A = 110$
 $\lambda_x/A = 0.647$
 $\nu_x = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_x/A)^2 = 1.779$
 $f_c = (1 - 0.4 \times (\lambda_x/A)^2) \times F / \nu_x = 131.0 \text{ N/mm}^2$ (圧縮)



・たて枠の断面検討

長期 $\sigma_c = N_1/A_e = 4.887 / 1.339 \times 10 = 36.49 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_c/f_c = 36.49 / 131.0 = 0.28 < 1.0 \text{ OK}$

短期 積雪時 $\sigma_c = N_{S1}/A_e = 5.772 / 1.339 \times 10 = 43.10 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_c/(1.5 \times f_c) = 43.10 / (1.5 \times 131.0) = 0.22 < 1.0 \text{ OK}$

(2) 耐力壁端部たて枠・接合金物の検討

・設計条件

検討たて枠	Y0通り	2P耐力壁 (X1_1)	
2階：構造用合板+せっこうボード、1階：構造用合板+せっこうボード			
屋根根太ピッチ	$P_r =$	0.455 m	
軒の出	$a_1 =$	1.060 m	、 $a_2 =$ 1.560 m
階高	$h_2 =$	2.809 m	(耐力壁高さ $h_2' =$ 2.570 m)
	$h_1 =$	2.820 m	(耐力壁高さ $h_1' =$ 2.570 m)

・荷重条件 (積雪時軸力及び風圧時軸力は、地震時軸力より小さいので省略)

長期 軸力

屋根	$W_{RTL} =$	$(1+3.185/2) \times (0.91 \times 1.25) \times 0.7$	
	$=$	2.064 kN	
2階外壁	$W_{2wall} =$	$2.809 \times (0.91 \times 1.25) \times 0.73$	
	$=$	2.333 kN	
2階バルコニー手摺	$W_{2bal} =$	$1.39 \times (0.91 \times 1.25) \times 1.07$	
	$=$	1.692 kN	
2階床	$W_{2roof} =$	$(1+3.185/2) \times (0.91 \times 1.25) \times 1.92$	
	$=$	5.662 kN	
1階外壁	$W_{1wall} =$	$2.82 \times (0.91 \times 1.25) \times 0.73$	
	$=$	2.342 kN	
2階たて枠の負担軸力	$N_{p2} =$	$W_{RTL} + W_{2wall}$	
	$=$	4.397 kN	
1階たて枠の負担軸力	$N_{p1} =$	$W_{RTL} + W_{2wall} + W_{2bal} + W_{2roof} + W_{1wall}$	
	$=$	14.092 kN	

短期 地震時軸力

耐力壁の各負担せん断力を片持ち梁モデルとして発生する転倒モーメントから軸力 [引張力・圧縮力] を算定する。

各通りの負担せん断力は「1.3.2 耐力壁の検討」、小屋組の転倒モーメントを考慮した割増係数Kmは「1.2.7 地震力の計算」を参照。

Y0通り 検討耐力壁 n= 2.0 P(外壁)

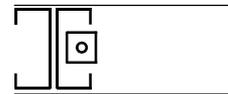
2階	Y0通り分担せん断力	$\Delta Q_{Ei} =$	29.56 kN
	Y0通り壁量	$\Sigma L_w =$	8.0 P
	耐力壁の負担せん断力	$Q_2 = \Delta Q_{Ei} \times n / \Sigma L_w$	
		$= 29.56 \times 2.0 / 8.0$	= 7.39 kN
	地震時の軸力	$N_{E2} = (Q_2 \times h_2) / (0.91 \times n)$	
		$= (7.39 \times 2.809) / (0.91 \times 2.0)$	= 11.41 kN
	2階たて枠の負担軸力	${}_c N_{d2} = N_{p2} + N_{E2} \times Km_2$	
		$= 4.40 + 11.41 \times 1.13$	= 17.34 kN
		${}_T N_{d2} = N_{p2} - N_{E2} \times Km_2$	
		$= 4.40 - 11.41 \times 1.13$	= -8.54 kN

1階 Y0通り分担せん断力 $\Delta Q_{Ei} = 51.92 \text{ kN}$
Y0通り壁量 $\Sigma L_w = 8.0 \text{ P}$
耐力壁の負担せん断力 $Q_1 = \Delta Q_{Ei} \times n / \Sigma L_w$
 $= 51.92 \times 2.0 / 8.0 = 12.98 \text{ kN}$
地震時の軸力 $N_{E1} = (Q_1 \times h_1) / (0.91 \times n) + N_{E2}$
 $= (12.98 \times 2.820) / (0.91 \times 2.0) + 11.41 = 31.52 \text{ kN}$

1階たて枠の負担軸力 ${}_c N_{d1} = N_{p1} + N_{E1} \times Km_1$
 $= 14.09 + 31.52 \times 1.04 = 46.91 \text{ kN}$
 ${}_t N_{d1} = N_{p1} - N_{E1} \times Km_1$
 $= 14.09 - 31.52 \times 1.04 = -18.73 \text{ kN}$

・2階たて枠の許容応力度

2-C89×44.5×12×1.2
 $F = 280 \text{ N/mm}^2$
 $h_2' = 2.570 \text{ m}$
 $A = 2 \times 2.096 = 4.192 \text{ cm}^2$
 $A_{ec} = 2 \times 1.703 = 3.406 \text{ cm}^2$ (圧縮用有効断面積)
 $A_{et} = 2 \times 1.703 = 3.406 \text{ cm}^2$ (引張用有効断面積)
 $I_x = 2 \times 27.1 = 54.2 \text{ cm}^4$
 $i_x = \sqrt{I_x / A} = 3.60 \text{ cm}$
 $\lambda_x = h_2' / i_x = 71$
 $A = 110$
 $\lambda_x / A = 0.650$
 $\nu_x = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_x / A)^2 = 1.781$
 $f_c = [1 - 0.4(\lambda_x / A)^2] \times F / \nu_x = 130.6 \text{ N/mm}^2$ (圧縮)
 $f_t = F / 1.5 = 186.7 \text{ N/mm}^2$ (引張)



・たて枠の断面検討

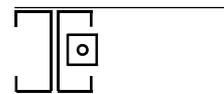
$\sigma_c = {}_c N_{d2} / A_{ec} = 50.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_c / (1.5 \times f_c) = 0.26 < 1.0$ OK
 $\sigma_t = {}_t N_{d2} / A_{et} = 25.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_t / (1.5 \times f_t) = 0.09 < 1.0$ OK

・接合金物の検討 使用金物 SAHD-30 アンカーボルト M16 短期許容引張力 Ra=30.0kN

金物ボルト中心とたて枠中心間距離 $s = 2P \times 910 - 35 = 1785 \text{ mm}$
 $N_t = {}_t N_{d2} \times (2P \times 910) / 1785 = 8.71 \text{ kN} < 30.0 \text{ kN}$ OK

・ 1 階たて枠の許容応力度

$$\begin{aligned}
 & 2\text{-C89} \times 44.5 \times 12 \times 1.6 \\
 F &= 280 \text{ N/mm}^2 \\
 h_1' &= 2.570 \text{ m} \\
 A &= 2 \times 2.757 = 5.514 \text{ cm}^2 \\
 A_{ec} &= 2 \times 2.485 = 4.970 \text{ cm}^2 \quad (\text{圧縮用有効断面積}) \\
 A_{et} &= 2 \times 2.485 = 4.970 \text{ cm}^2 \quad (\text{引張用有効断面積}) \\
 I_x &= 2 \times 35.2 = 70.4 \text{ cm}^4 \\
 i_x &= \sqrt{I_x/A} = 3.57 \text{ cm} \\
 \lambda_x &= h_1'/i_x = 72 \\
 A &= 110 \\
 \lambda_x/A &= 0.654 \\
 \nu_x &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_x/A)^2 = 1.785 \\
 f_c &= [1 - 0.4(\lambda_x/A)^2] \times F/\nu_x = 130.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{圧縮}) \\
 f_t &= F/1.5 = 186.7 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{引張})
 \end{aligned}$$



・ たて枠の断面検討

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= cN_{d1} / A_{ec} = 94.4 \text{ N/mm}^2 & \sigma_c / (1.5 \times f_c) &= 0.48 < 1.0 \quad \text{OK} \\
 \sigma_t &= tN_{d1} / A_{et} = 37.7 \text{ N/mm}^2 & \sigma_t / (1.5 \times f_t) &= 0.13 < 1.0 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

・ 接合金物の検討 使用金物 SAHD-45 アンカーボルト M20 短期許容引張力 Ra=45.0kN

$$\begin{aligned}
 & \text{金物ボルト中心とたて枠中心間距離 } s = 2P \times 910 - 35 = 1785 \text{ mm} \\
 N_t &= tN_{d2} \times (2P \times 910) / 1785 = 19.10 \text{ kN} < 45.0 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

保有耐力接合

耐力壁の各負担せん断力を片持ち梁モデルとして発生する転倒モーメントから軸力 [引張力・圧縮力] を算定する。

第 I 編 6.1.4 (2) ①の「適用条件」を全て満足しているため、当該規定に従い、各階の負担せん断力を算定する。

「適用条件」

- ・ 地盤条件 : 第 1 種地盤又は第 2 種地盤 ⇒ OK (第 2 種地盤)
- ・ 耐力壁の種類 : 第 I 編 3.1.1(1)に示す耐力壁 ⇒ OK
- ・ 耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物 ⇒ OK (2F SAHD-30、1F SAHD-45)
- ・ 耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.2 \leq n_2/n_1 \leq 1.8$
 - $\Sigma Q_{a2} = 178.91 \text{ kN}$
 - $\Sigma Q_{a1} = 232.41 \text{ kN}$
 - $Q_2 = 80.08 \text{ kN}$
 - $Q_1 = 180.05 \text{ kN}$
 - $n_2 = 2.234$
 - $n_1 = 1.291$
 - $n_2 / n_1 = 1.731 \Rightarrow \text{OK} (1.2 \leq n_2/n_1 \leq 1.8)$
- ・ 1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.15 \Rightarrow \text{OK} (n_1 = 1.291)$

・荷重条件

保有耐力接合時の軸力

2階：構造用合板+せっこうボード、1階：構造用合板+せっこうボード

$$\begin{aligned} \text{耐力壁の負担せん断力} \quad Q_2 &= 7.39 \text{ kN} \\ Q_1 &= 12.98 \text{ kN} \\ \text{耐力壁の終局耐力} \quad P_u &= 14.20 \text{ kN/1P} \\ \text{検討耐力壁} \quad n &= 2.0 \text{ P(外壁)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2階 保有耐力接合検討せん断力} \quad Q_{u2a} &= P_u \times 1.1 \times n \times Q_2 / Q_1 \\ &= 14.20 \times 1.1 \times 2.0 \times 7.39 / 12.98 \\ &= 17.78 \text{ kN} \\ Q_{u2b} &= P_u \times 1.1 \times n \\ &= 14.20 \times 1.1 \times 2.0 = 31.23 \text{ kN} \\ Q_{u2} &= \min(Q_{u2a}, Q_{u2b}) \\ &= \min(17.78, 31.2) \\ &= 17.78 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{保有耐力接合時軸力} \quad N_{u2} &= (Q_{u2} \times h_2) / (0.91 \times n) \\ &= (17.78 \times 2.809) / (0.91 \times 2.0) = 27.44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2階たて枠の負担軸力} \quad {}_cN_{ud2} &= N_{p2} + N_{u2} \times K_{m2} \\ &= 4.40 + 27.44 \times 1.13 = 35.53 \text{ kN} \\ {}_T N_{ud2} &= N_{p2} - N_{u2} \times K_{m2} \\ &= 4.40 - 27.44 \times 1.13 = -26.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{1階 保有耐力接合検討せん断力} \quad Q_{u1} &= P_u \times 1.1 \times n \\ &= 14.20 \times 1.1 \times 2.0 = 31.23 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{保有耐力接合時軸力} \quad N_{u1} &= (Q_{u1} \times h_1) / (0.91 \times n) + N_{u2} \\ &= (31.23 \times 2.820) / (0.91 \times 2.0) + 27.44 = 75.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{1階たて枠の負担軸力} \quad {}_cN_{ud1} &= N_{p1} + N_{u1} \times K_{m1} \\ &= 14.09 + 75.84 \times 1.04 = 93.06 \text{ kN} \\ {}_T N_{ud1} &= N_{p1} - N_{u1} \times K_{m1} \\ &= 14.09 - 75.84 \times 1.04 = -64.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

・2階たて枠の終局耐力

2-C89×44.5×12×1.2

$$F = 280 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cu} = [1 - 0.4(\lambda_x / \lambda)^2] \times 1.1 \times F = 256.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{圧縮})$$

$$f_{tu} = 1.1 \times F = 308.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{引張})$$

・たて枠の断面検討

$$\begin{aligned} \sigma_{cu} &= {}_cN_{ud2} / A_{ec} = 104.3 \text{ N/mm}^2 & \sigma_{cu} / f_{cu} &= 0.41 < 1.0 \quad \text{OK} \\ \sigma_{tu} &= {}_T N_{ud2} / A_{et} = 78.5 \text{ N/mm}^2 & \sigma_{tu} / f_{tu} &= 0.25 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

・接合金物の検討 使用金物 SAHD-30 アンカーボルト M16 終局引張力 Ru=65.0kN

金物ボルト中心とたて枠中心間距離 $s = 2P \times 910 - 35 = 1785 \text{ mm}$

$$N_{tu} = {}_T N_{ud2} \times (2P \times 910) / 1785 = 27.26 \text{ kN} < 65.0 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

・ 1 階たて枠の終局耐力

$$2\text{-C89} \times 44.5 \times 12 \times 1.6$$

$$F = 280 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cu} = [1 - 0.4(\lambda_x/A)^2] \times 1.1 \times F = 255.3 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{圧縮})$$

$$f_{tu} = 1.1 \times F = 308.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{引張})$$

・ たて枠の断面検討

$$\sigma_{cu} = cN_{ud1} / A_{ec} = 187.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cu} / f_{cu} = 0.73 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{tu} = tN_{ud1} / A_{et} = 130.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tu} / f_{tu} = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$$

・ 接合金物の検討 使用金物 SAHD-45 アンカーボルト M20 終局引張力 $R_u = 105.0 \text{ kN}$

$$\text{金物ボルト中心とたて枠中心間距離 } s = 2P \times 910 - 35 = 1785 \text{ mm}$$

$$N_{tu} = tN_{ud1} \times (2P \times 910) / 1785 = 66.14 \text{ kN} < 105.0 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

1.4.6 屋根版・床版の検討

(1) 応力算定

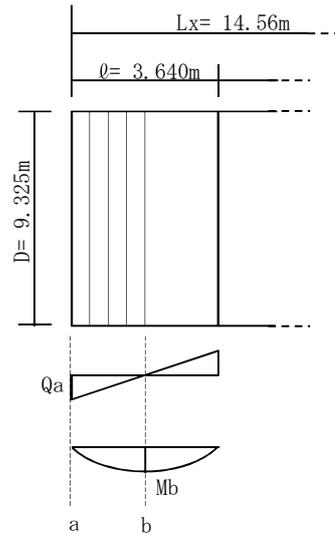
荷重条件

風圧力 「1.2.6 風圧力の計算」より
 屋根 $Q_{w2} = 25.43 \text{ kN}$
 2階床 $Q_{w1} = 71.39 \text{ kN}$

地震力 「1.2.7 地震力の計算」より
 屋根 $Q_{e2} = 80.08 \text{ kN}$
 2階床 $Q_{e1} = 180.05 \text{ kN}$

屋根 $Q_2 = \max(Q_{w2}, Q_{e2})$
 $= 80.08 \text{ kN}$
 $W_2 = Q_2 / L_x$
 $= 80.08 / 14.56 = 5.50 \text{ kN/m}$

2階床 $Q_1 = \max(Q_{w2}-Q_{w1}, Q_{e2}-Q_{e1})$
 $= 99.97 \text{ kN}$
 $W_1 = Q_1 / L_x$
 $= 99.97 / 14.56 = 6.87 \text{ kN/m}$



屋根版

せん断力 $Q_{a2} = W_2 l / 2 = 5.50 \times 3.640 / 2 = 10.01 \text{ kN}$
 曲げモーメント $M_{b2} = W_2 l^2 / 8 = 5.50 \times 3.640^2 / 8 = 9.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

床版

せん断力 $Q_{a1} = W_1 l / 2 = 6.87 \times 3.640 / 2 = 12.50 \text{ kN}$
 曲げモーメント $M_{b1} = W_1 l^2 / 8 = 6.87 \times 3.640^2 / 8 = 11.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(2) 断面性能

ドリルねじ (面材→鋼板)

構造用面材： 構造用合板 15 mm

枠組材： 板厚 1.0 mm

ドリルねじ： ϕ 4.2 mm

短期許容せん断耐力： $R_a = 0.954 \text{ kN}$

屋根端根太 [186×40×1.2

$F = 280 \text{ N/mm}^2$

$t = 1.2 \text{ mm}$

$h = 186 \text{ mm}$

$A_e = 0.861 \text{ cm}^2$

$i_x = 6.76 \text{ cm}$

床端根太 [142×40×1.2

$F = 280 \text{ N/mm}^2$

$t = 1.2 \text{ mm}$

$h = 142 \text{ mm}$

$A_e = 0.861 \text{ cm}^2$

$i_x = 5.34 \text{ cm}$

(3) 許容応力度

・許容引張応力度

$$f_t = F/1.5 = 280 / 1.5 = 186 \text{ N/mm}^2 \quad \begin{array}{l} \text{長期} \\ 280 \text{ N/mm}^2 \text{ 短期} \end{array}$$

・許容圧縮応力度

片側フランジが拘束されている場合による。

屋根端根太 座屈長さ $\ell_x = 3.640 \text{ m}$

$$\lambda_x = 53.85$$

$$\begin{aligned} \Lambda &= \sqrt{[\pi^2 E / (0.6 \times F)]} \\ &= \sqrt{[\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 280)]} \\ &= 110 \quad (\text{限界細長比}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_c &= 0.277 \times F / (\lambda_x / \Lambda)^2 \\ &= 0.277 \times 280 / (53.85 / 110)^2 \\ &= 324 \text{ N/mm}^2 > 0.3F = 84 \text{ N/mm}^2 \\ \therefore f_c &= \begin{array}{ll} 84 \text{ N/mm}^2 & \text{長期} \\ 126 \text{ N/mm}^2 & \text{短期} \end{array} \end{aligned}$$

床端根太 座屈長さ $\ell_x = 3.640 \text{ m}$

$$\lambda_x = 68.16$$

$$\begin{aligned} \Lambda &= \sqrt{[\pi^2 E / (0.6 \times F)]} \\ &= \sqrt{[\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 280)]} \\ &= 110 \quad (\text{限界細長比}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_c &= 0.277 \times F / (\lambda_x / \Lambda)^2 \\ &= 0.277 \times 280 / (68.16 / 110)^2 \\ &= 202 \text{ N/mm}^2 > 0.3F = 84 \text{ N/mm}^2 \\ \therefore f_c &= \begin{array}{ll} 84 \text{ N/mm}^2 & \text{長期} \\ 126 \text{ N/mm}^2 & \text{短期} \end{array} \end{aligned}$$

(4) ドリルねじピッチの検討

屋根版 $n_2 = Q_{a2} / R_a$
 $= 10.01 / 0.954 = 10.49 \text{ 本}$
 $s_2 = D/n_2$
 $= 9.325 \times 10^3 / 10.49 = 889 \text{ mm} \geq 150 \text{ OK}$

床版 $n_1 = Q_{a1} / R_a$
 $= 12.50 / 0.954 = 13.10 \text{ 本}$
 $s_1 = D/n_1$
 $= 9.325 \times 10^3 / 13.099 = 712 \text{ mm} \geq 150 \text{ OK}$

(5) 端根太断面の検討

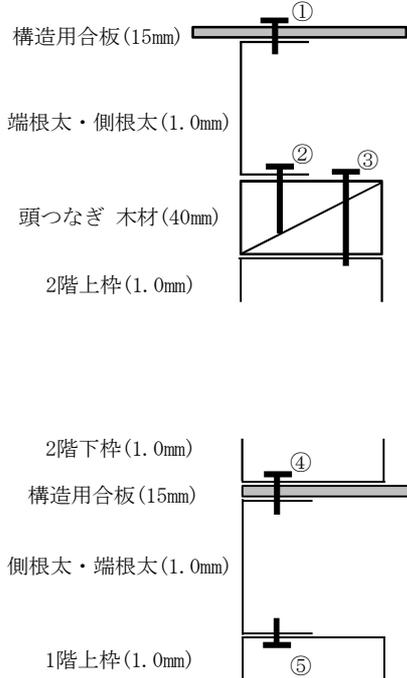
屋根版 $N_2 = M_{b2}/D$
 $= 9.11 / 9.325 = 0.977 \text{ kN}$
 $(\sigma_t, \sigma_c) = N_2/A_e$
 $= 0.977 \times 10^3 / (0.861 \times 10^2) = 11.35 \text{ N/mm}^2$
圧縮
 $\sigma_c/f_c = 11.35 / 126 = 0.09 < 1.0 \text{ OK}$
引張
 $\sigma_t/f_t = 11.35 / 280 = 0.04 < 1.0 \text{ OK}$

床版 $N_1 = M_{b1}/D$
 $= 11.37 / 9.325 = 1.219 \text{ kN}$
 $(\sigma_t, \sigma_c) = N_1/A_e$
 $= 1.219 \times 10^3 / (0.861 \times 10^2) = 14.16 \text{ N/mm}^2$
圧縮
 $\sigma_c/f_c = 14.16 / 126 = 0.11 < 1.0 \text{ OK}$
引張
 $\sigma_t/f_t = 14.16 / 280 = 0.05 < 1.0 \text{ OK}$

1.4.7 接合部の検討

(1) 各接合箇所のドリルねじ必要本数の算定

・ドリルねじの耐力



① ドリルねじ $\phi 4.2$

面材 ($t = 15 \text{ mm}$) \rightarrow 鋼板 ($t = 1.0 \text{ mm}$)
 $R_{as1} = 0.954 \text{ kN/本}$ (短期せん断耐力)
 $R_{max1} = 1.334 \text{ kN/本}$ (終局せん断耐力)

② ドリルねじ $\phi 4.8$

鋼板 ($t = 1.0 \text{ mm}$) \rightarrow 製材 ($L = 30 \text{ mm}$)
 $R_{as2} = 0.808 \text{ kN/本}$ (短期せん断耐力)
 $R_{max2} = 1.524 \text{ kN/本}$ (終局せん断耐力)

③ ドリルねじ $\phi 4.8$

製材 ($t = 40 \text{ mm}$) \rightarrow 鋼板 ($t = 1.0 \text{ mm}$)
 $R_{as3} = 1.905 \text{ kN/本}$ (短期せん断耐力)
 $R_{max3} = 1.905 \text{ kN/本}$ (終局せん断耐力)

④ ドリルねじ $\phi 4.8$

鋼板 ($t = 1.0 \text{ mm}$) \rightarrow 面材 ($t = 15 \text{ mm}$) \rightarrow 鋼板 ($t = 1.0 \text{ mm}$)
 $R_{as4} = 1.006 \text{ kN/本}$ (短期せん断耐力)
 $R_{max4} = 2.012 \text{ kN/本}$ (終局せん断耐力)

⑤ ドリルねじ $\phi 4.8$

鋼板 ($t = 1.0 \text{ mm}$) \rightarrow 鋼板 ($t = 1.0 \text{ mm}$)
 $R_{as5} = 1.358 \text{ kN/本}$ (短期せん断耐力)
 $R_{max5} = 2.715 \text{ kN/本}$ (終局せん断耐力)

・接合部の設計応力

接合部の耐力は、耐力壁の短期耐力および最大耐力 (終局耐力 $\times 1.1$) 以上とする。

耐力壁 (構造用合板+せっこうボード)

短期せん断耐力 $Q_a = 8.054 \text{ kN/1P}$

最大耐力 $Q_{max} = 15.616 \text{ kN/1P}$

・ドリルねじの必要本数

① 短期 $n_1 = Q_a / R_{a1} = 8.054 / 0.954 = 8.44 \text{ 本/1P}$
 保有耐力接合 $n_1' = Q_{max} / R_{max1} = 15.616 / 1.334 = 11.71 \text{ 本/1P}$
 $n = \max(n_1, n_1') = 11.71 \rightarrow 12 \text{ 本/1P}$

② 短期 $n_2 = Q_a / R_{a2} = 8.054 / 0.808 = 9.97 \text{ 本/1P}$
 保有耐力接合 $n_2' = Q_{max} / R_{max2} = 15.616 / 1.524 = 10.25 \text{ 本/1P}$
 $n = \max(n_2, n_2') = 10.25 \rightarrow 11 \text{ 本/1P}$

③ 短期 $n_3 = Q_a / R_{a3} = 8.054 / 1.905 = 4.23 \text{ 本/1P}$
 保有耐力接合 $n_3' = Q_{max} / R_{max3} = 15.616 / 1.905 = 8.20 \text{ 本/1P}$
 $n = \max(n_3, n_3') = 8.20 \rightarrow 9 \text{ 本/1P}$

④ 短期 $n_4 = Q_a / R_{a4} = 8.054 / 1.006 = 8.01 \text{ 本/1P}$
 保有耐力接合 $n_4' = Q_{max} / R_{max4} = 15.616 / 2.012 = 7.76 \text{ 本/1P}$
 $n = \max(n_4, n_4') = 8.01 \rightarrow 9 \text{ 本/1P}$

⑤ 短期 $n_5 = Q_a / R_{a5} = 8.054 / 1.358 = 5.93 \text{ 本/1P}$
 保有耐力接合 $n_5' = Q_{max} / R_{max5} = 15.616 / 2.715 = 5.75 \text{ 本/1P}$
 $n = \max(n_5, n_5') = 5.93 \rightarrow 6 \text{ 本/1P}$

(2) せん断力を負担するアンカーボルトの必要本数の算定

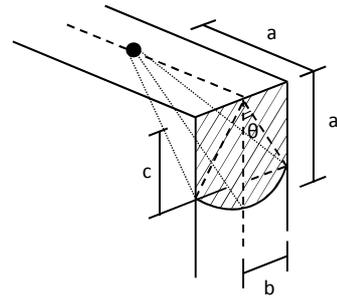
・各接合部材の耐力

① アンカーボルト(M 12)

$$\begin{aligned}
 f_s &= 235 / 1.5\sqrt{3} = 90.45 \text{ N/mm}^2 \text{ (長期許容せん断耐力)} \\
 F_u &= 400 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張強度)} \\
 A_d &= (\pi d_b^2 / 4) \times 0.75 \\
 &= (\pi \times 12^2 / 4) \times 0.75 = 84.82 \text{ mm}^2 \\
 R_{a1} &= f_s \times 1.5 \times A_d / 10^3 \\
 &= 90.45 \times 1.5 \times 84.82 / 10^3 = 11.509 \text{ kN} \\
 R_{max1} &= F_u / \sqrt{3} \times A_d / 10^3 \\
 &= 400 / \sqrt{3} \times 84.82 / 10^3 = 19.589 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 基礎に平行方向荷重時の、コンクリートのコーン状破壊耐力

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \pi a^2 \times \theta / 2\pi = 8694 \text{ mm}^2 \\
 A_2 &= b \times c = 16109 \text{ mm}^2 \\
 a &= 455 / 2 = 227.5 \text{ mm} \\
 b &= 150 / 2 = 75 \text{ mm} \\
 (\theta &= 19.25^\circ) \\
 c &= \sqrt{(a^2 - b^2)} = 214.8 \text{ mm} \\
 A_c &= 2A_1 + A_2 = 2 \times 8694 + 16109 \\
 &= 33496 \text{ mm}^2 \\
 F_c &= 18 \text{ N/mm}^2 \text{ (コンクリート設計基準強度)} \\
 R_{a2} &= 2/3 \times 0.31\sqrt{F_c} \times A_c / 10^3 \\
 &= 2/3 \times 0.31\sqrt{18} \times 33496 / 10^3 = 29.370 \text{ kN} \\
 R_{max2} &= 0.31\sqrt{F_c} \times A_c / 10^3 \\
 &= 0.31\sqrt{18} \times 33496 / 10^3 = 44.055 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



③ 鋼板の支圧耐力

$$\begin{aligned}
 F &= 280 \text{ N/mm}^2 \text{ (基準強度)} \\
 \sigma_u &= 400 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張強さ)} \\
 d_b &= 12 \text{ mm}, \quad t = 1.0 \text{ mm} \\
 R_{a3} &= 1.05 \times F \times 1.5 \times d_b \times t / 10^3 \\
 &= 1.05 \times 280 \times 1.5 \times 12 \times 1.0 / 10^3 \\
 &= 5.292 \text{ kN} \\
 R_{max3} &= 1.5 \times 1.25 \times \sigma_u \times d_b \times t / 10^3 \\
 &= 1.5 \times 1.25 \times 400 \times 12 \times 1.0 / 10^3 \\
 &= 9.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

①～③の内、最も小さい耐力でボルトの必要本数を算出する。

$$\begin{aligned}
 R_a &= \min(R_{a1}, R_{a2}, R_{a3}) \\
 &= \min(11.509, 29.370, 5.292) \\
 &= 5.292 \text{ kN} \\
 R_{max} &= \min(R_{max1}, R_{max2}, R_{max3}) \\
 &= \min(19.589, 44.055, 9.000) \\
 &= 9.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

・設計用せん断力

接合部の耐力は、耐力壁の短期耐力および最大耐力（終局耐力×1.1）以上とする。

耐力壁（構造用合板+せっこうボード）

短期せん断耐力 $Q_a = 8.054 \text{ kN/1P}$

最大耐力 $Q_{max} = 15.616 \text{ kN/1P}$

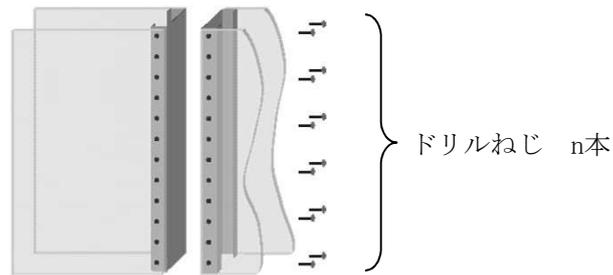
・せん断アンカーボルトの必要本数

短期 $n = Q_a / R_a = 8.054 / 5.292 = 1.52 \text{ 本/1P}$

保有耐力接合 $n' = Q_{max} / R_{max} = 15.616 / 9.000 = 1.74 \text{ 本/1P}$

$n = \max(n, n') = 1.74 \rightarrow 2 \text{ 本/1P}$

(3) 耐力壁パネルジョイント部の接合



耐力壁 (構造用合板+せっこうボード)

短期せん断耐力 $P_a = 8.85 \text{ kN/m}$

最大耐力 $P_{max} = 17.16 \text{ kN/m}$

耐力壁高さ $h = 2.570 \text{ m}$

ドリルねじ $\phi 4.8$ $n = 20$ 本

鋼板 ($t = 1.0\text{mm}$) \rightarrow 鋼板 ($t = 1.0\text{mm}$)

$R_{as} = 1.358 \text{ kN/本}$ (短期せん断耐力)

$R_{max} = 2.715 \text{ kN/本}$ (終局せん断耐力)

短期

$$R_{as} \times n = 1.358 \times 20 = 27.16 \text{ kN}$$

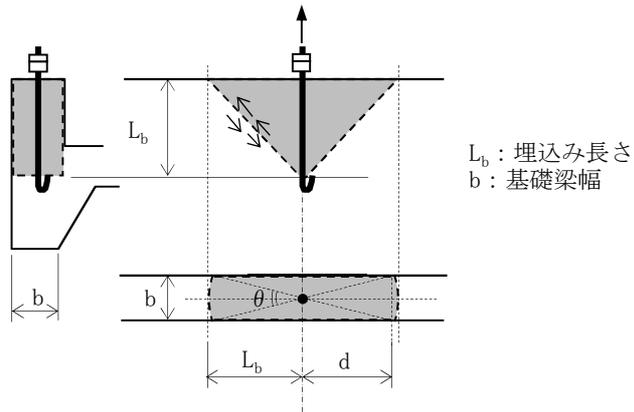
$$P_a \times h = 8.850 \times 2.570 = 22.74 \text{ kN} < 27.16 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

保有耐力接合

$$R_{max} \times n = 2.715 \times 20 = 54.30 \text{ kN}$$

$$P_{max} \times h = 17.160 \times 2.570 = 44.10 \text{ kN} < 54.30 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

1.4.8 ホールダウンアンカーボルトの検討



・ホールダウンアンカーボルトの耐力

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \pi L_b^2 \times \theta / 2\pi = 30179 \text{ mm}^2 \\
 A_2 &= d \times b = 58936 \text{ mm}^2 \\
 L_b &= 400 \text{ mm} \\
 b &= 150 \text{ mm} \\
 \theta &= 21.61^\circ = 0.377 \\
 d &= \sqrt{[L_b^2 - (b/2)^2]} = 393 \text{ mm} \\
 A_c &= 2 \times A_1 + A_2 = 2 \times 30179 + 58936 \\
 &= 119293 \text{ mm}^2 \\
 F_c &= 18 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{コンクリート設計基準強度}) \\
 R_a &= 2/3 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c / 10^3 \\
 &= 2/3 \times 0.31 \sqrt{18} \times 119293 / 10^3 = 104.60 \text{ kN} \\
 R_{max} &= 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c / 10^3 \\
 &= 0.31 \sqrt{18} \times 119293 / 10^3 = 156.90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

・設計用引抜力

引抜力は、「1.4.3 (2) 耐力壁端部たて枠・接合金物」における接合金物の検討を参照。

$$\begin{aligned}
 \text{短期せん断耐力 } N_a &= 19.10 \text{ kN} \\
 \text{最大耐力 } N_{max} &= 66.14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

・ホールダウンアンカーボルトの検討

短期	N_a/R_a	=	19.10 / 104.60	=	0.18	<	1.0	OK
保有耐力接合	N_{max}/R_{max}	=	66.14 / 156.90	=	0.42	<	1.0	OK

1.5 基礎の設計

基礎はべた基礎によって鉛直荷重・水平荷重を支持できるものとする。ただし、本設計例では基礎の設計は省略する。

1.6 チェックシート

チェック欄には、「OK」又は「該当なし」を記入する。

設計チェック項目	チェック欄							
1 ルート1による仕様規定 <ul style="list-style-type: none"> ・「1.1 仕様規定」の規定を満足している。 ・「1.2 構造設計フロー」に従った構造計算ルートにて検討している。 	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK					
OK								
OK								
2 荷重及び外力 <ul style="list-style-type: none"> ・「2.1 固定荷重」の規定を満足している。 ・「2.2 積載荷重」の規定を満足している。 ・「2.3 積雪荷重」の規定を満足している。 ・「2.4 風圧力」の規定を満足している。 ・「2.5 地震力」の規定を満足している。 	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	OK		
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
3 壁量計算 <ul style="list-style-type: none"> ・「3.1.1 耐力壁の耐力・剛性」に示す方法により耐力壁の耐力・剛性を定めている。 ・「3.1.2 特殊な耐力壁の耐力・剛性」に示す特殊な耐力壁は、その影響を適切に評価している。 ・「3.2 応力計算の方法」に従い、各耐力壁の負担せん断力を算定している。 ・「3.3 壁量計算の判定」の規定を満足している。 	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>該当なし</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	該当なし	OK	OK			
OK								
該当なし								
OK								
OK								
4 部材計算 <ul style="list-style-type: none"> ・「4.1 部材の評価」の規定を満足している。 ・「4.2 耐力壁中間部のたて枠」の規定を満足している。 ・「4.3 屋根根太、床根太」の規定を満足している。 ・「4.4 屋根梁、床梁」の規定を満足している。 ・「4.5 まぐさ」の規定を満足している。 ・「4.6 耐風梁」の規定を満足している。 ・「4.7 小屋組」の規定を満足している。 	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
5 床版、屋根版、開口部補強 <ul style="list-style-type: none"> ・「5.1 床版、屋根版の評価」の規定を満足している。 ・「5.2.1 床組の構成」の規定を満足している。 ・「5.2.2 鉛直荷重に対する検討」の規定を満足している。 ・「5.2.3 水平荷重に対する検討」の規定を満足している。 ・「5.3 開口部の補強」の規定を満足している。 ・「5.4 屋根版」の規定を満足している。 	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>該当なし</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	該当なし	OK	
OK								
OK								
OK								
OK								
該当なし								
OK								

設計チェック項目	チェック欄								
<p>6 接合部の計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「6.1 耐力壁端部たて枠及び脚部接合部」の規定を満足している。 ・「6.2 耐力壁パネルジョイント部の接合」の規定を満足している。 ・「6.3 耐力壁と床版の接合」の規定を満足している。 ・「6.4 耐力壁と屋根版の接合」の規定を満足している。 ・「6.5 耐力壁と基礎の接合」の規定を満足している。 ・「6.6 床根太端部の接合」の規定を満足している。 ・「6.7 まぐさ端部の接合」の規定を満足している。 ・「6.8 ガセットプレートによる接合」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>該当なし</td></tr> </table>	OK	該当なし						
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
該当なし									
<p>7 基礎計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「7.1 ホールダウンアンカーボルトの埋め込み長さの検討」の規定を満足している。 ・「7.2 せん断アンカーボルトのせん断力に対してのコーン状破壊の検討」の規定を満足している。 ・「7.3 基礎梁断面の検討」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK					
OK									
OK									
OK									

2. 3階建て設計例(ルート1)

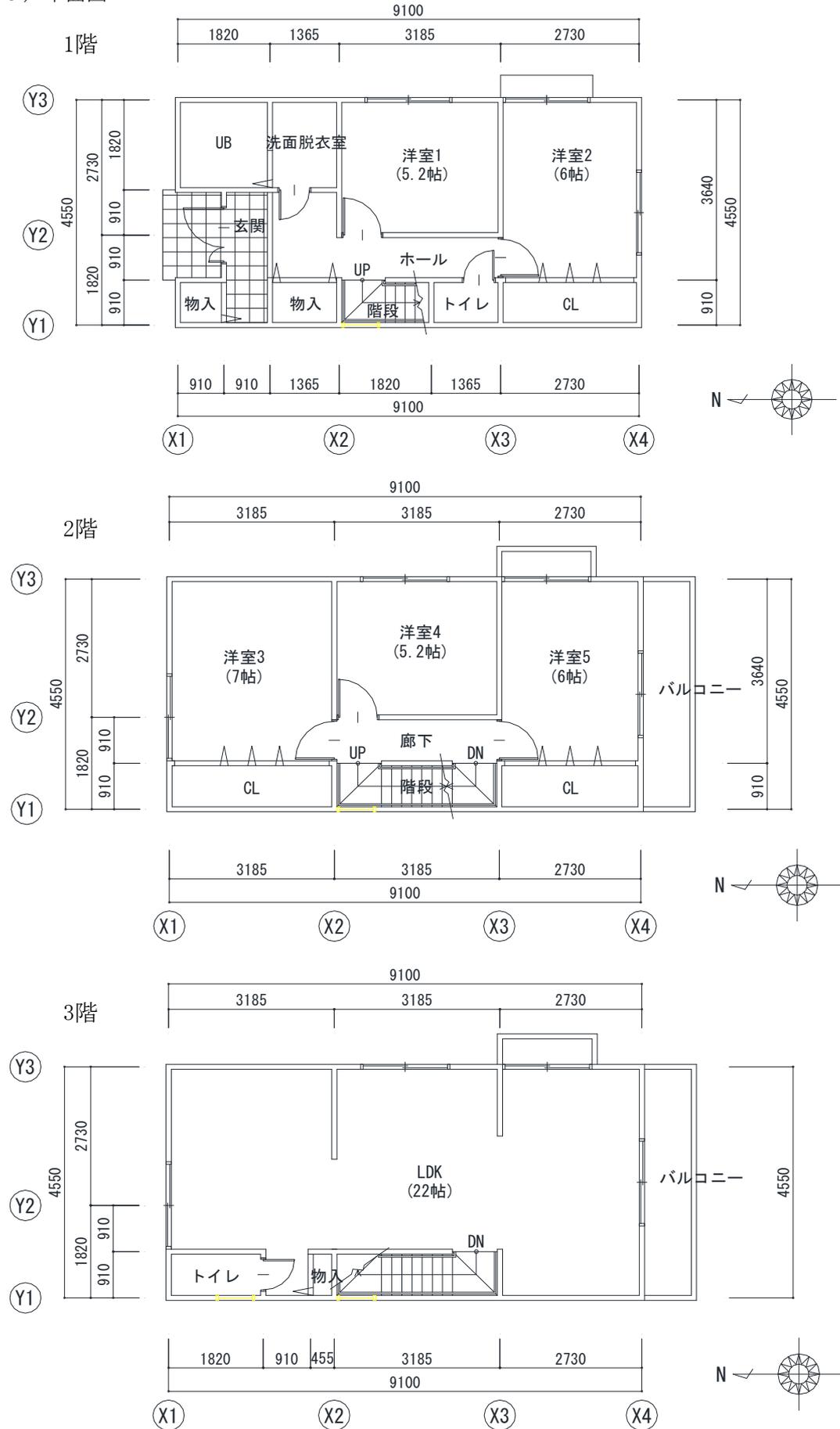
接合部の検討：第1編6.1.4 (1)①「適用条件」全てを満足できない場合

2.1 建物概要

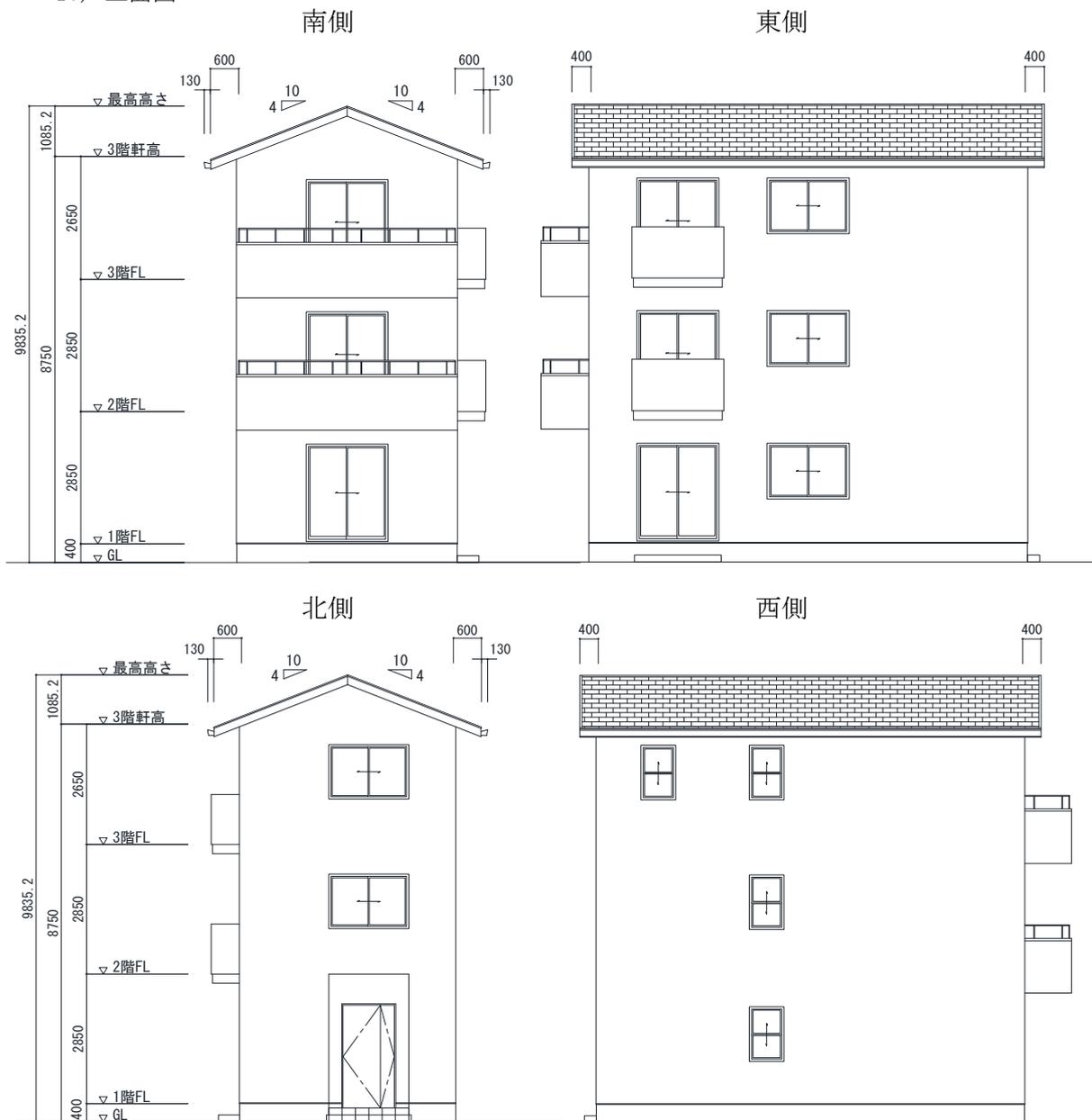
2.1.1 建物概要

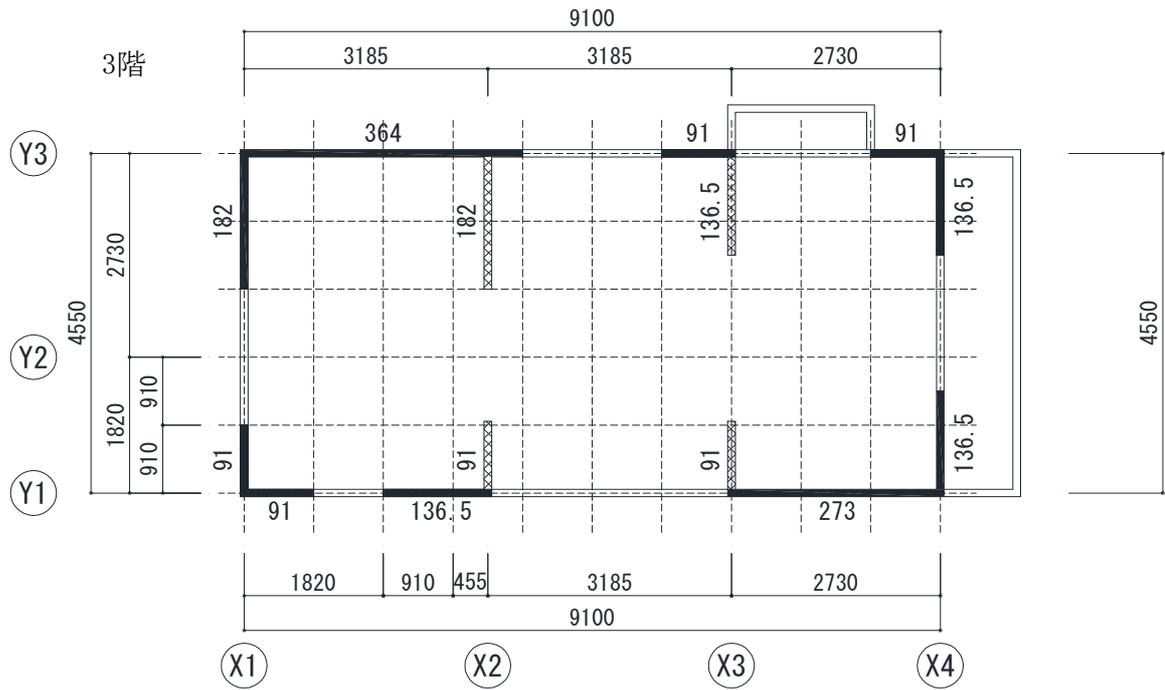
- 1) 用途 : 一戸建て住宅
- 2) 階数 : 3階建て
- 3) 規模 : 延べ面積 122.450 m² , 高さ 9.835 m , 軒高 8.750 m
- 4) 屋根勾配 : 4.0/10 (切妻屋根)
- 5) 軒の出 : 0.73 m
- 6) 構造
 - a) 構造形式 : 薄板軽量形鋼造
 - b) 基礎種別 : 布基礎 (地盤の長期許容応力度50kN/m²)
- 7) 建設地 : 地盤種別 第二種地盤
一般地域 (最深積雪量 30 cm)
基準風速 32 m/s (地表面粗度区分 III)
地震地域係数 Z = 1.0
- 8) 仕上
 - a) 屋根 : 金属板葺等
 - b) 床 : 畳またはフローリング (厚15mm)
 - c) 天井 : せっこうボード
 - d) 外壁 : 防火サイディング仕上げ
 - e) 内壁 : せっこうボード

9) 平面図



10) 立面図

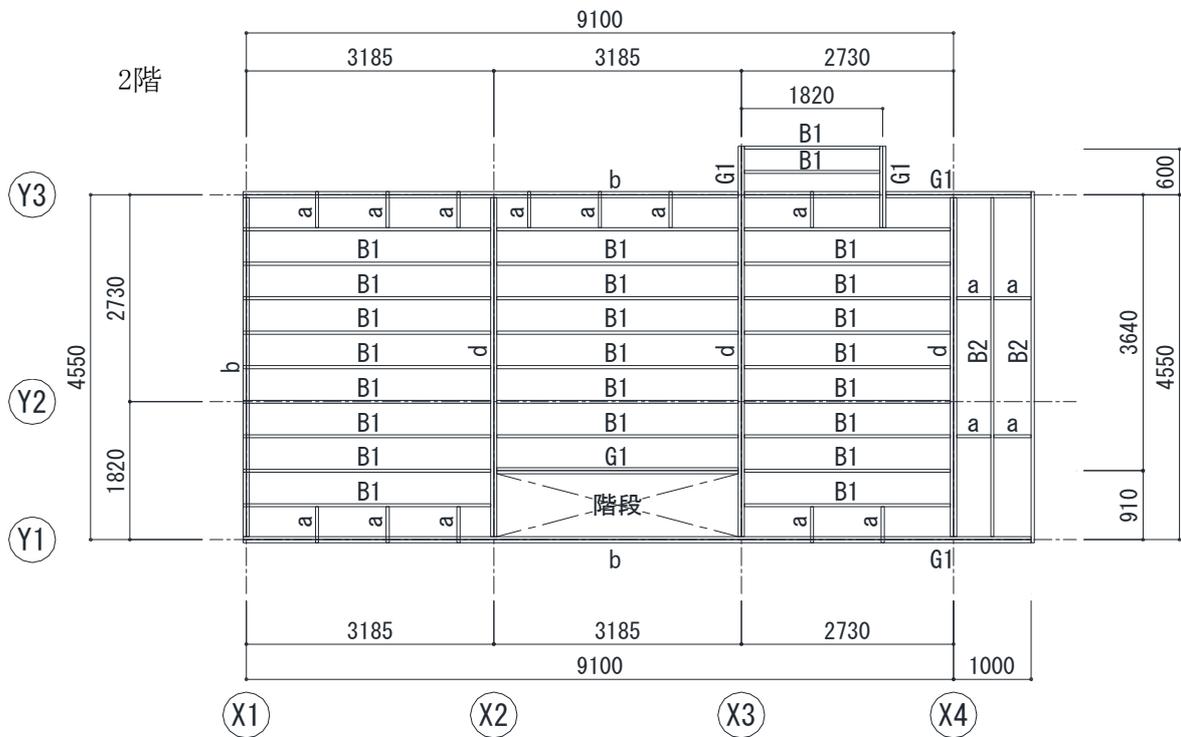




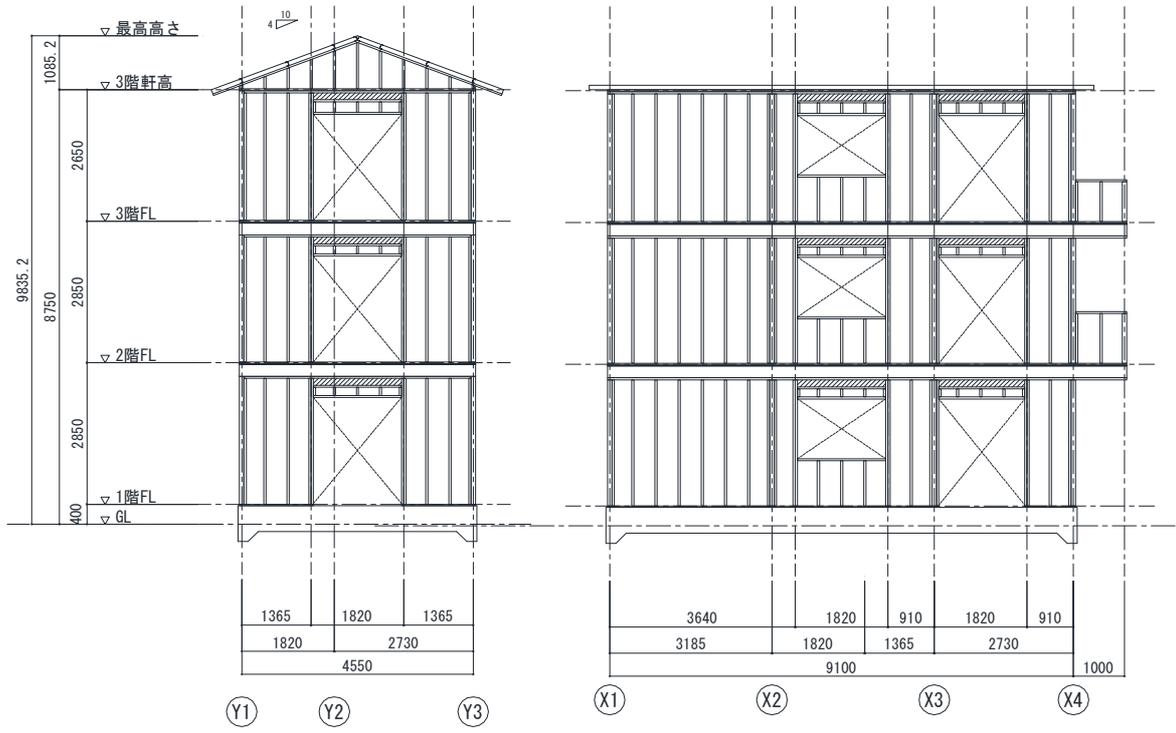
凡例

- : 構造用合板+石こうボード
- : 石こうボード+石こうボード

12) 伏図



13) 軸組図



2.1.2 設計方針

(1) 準拠する基準

本構造計算は、下記の諸規準に準拠する。

- ・ 建築基準法，同施行令および関連告示
- ・ 国土交通省住宅局建築指導課他監修「2015年版建築物の構造関連技術基準解説書」
- ・ 日本建築学会「鋼構造設計規準」（許容応力度設計法）2005年
- ・ 日本鉄鋼連盟「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」2013年

(2) 設計方針

- ・ 本建築物は平成13年国交省告示第1641号「薄板軽量形鋼造建築物の建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な基準を定める等の件」及び「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」に基づき設計を行う。
- ・ 以降「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」は、「設計の手引き」と略称する。
- ・ 架構形式は耐力壁と床構面によって水平力を伝達する壁式構造とする。
- ・ 基礎は布基礎によって鉛直荷重・水平荷重を支持できるものとする。ただし、基礎の設計については省略した。
- ・ 小屋組、横架材等については、本設計例では省略する。

(3) 構造設計フロー

「設計の手引き」第Ⅰ編第3章3.1.2項「構造計算フロー」に従い、ルート1により構造の安全性を確認する。

2.1.3 使用材料および材料の許容応力度

(1) 鋼材の基準強度（F値）と許容応力度

薄板軽量形鋼の鋼材はSGC400，F値は $280\text{N}/\text{mm}^2$ とする。
（「設計の手引き」第Ⅰ編第4章4.1節「鋼造用鋼材」）

(2) ドリルねじ

「設計の手引き」第Ⅰ編第4章4.2節「ドリリングタッピンねじ」，第Ⅰ編第4章「付録7.ドリルねじ接合部の許容せん断耐力と終局せん断耐力」による。

(3) 接合金物

「設計の手引き」第Ⅰ編第3章3.18.4項「枠組材相互間および枠組材と土台または基礎の接合部」による。

- (4) 耐力壁のせん断耐力とせん断剛性
「設計の手引き」第I編第3章3.15.1項(1)「仕様規定による耐力壁の耐力と剛性」による。

耐力壁の許容耐力とせん断剛性

採用	面材種類	壁高さ (cm)	壁長さ (cm)	ねじピッチ (径-ピッチ_外周/中間)	短期	終局耐力	せん断剛性
					せん断耐力 $P_a^{\text{注1}}$ (kN/1P)	$P_u^{\text{注1}}$ (kN/1P)	$k^{\text{注1}}$ (kN/rad/1P)
○	せっこうボード12.5mm	263	91以上	φ4.2-150/300	2.23	3.64	669
	せっこうボード12.5mm				2.23	3.64	669
	合計				4.46	7.28	1338
○	構造用合板9.0mm	263	91以上	φ4.2-150/300	5.82	10.56	1747
	せっこうボード12.5mm				2.23	3.64	669
	合計				8.05	14.20	2416
○	構造用合板9.0mm	263	91以上	φ4.2-150/300	5.82	10.56	1747
	構造用合板9.0mm				5.82	10.56	1747
	合計				11.65	21.11	3494
○	せっこうボード12.5mm	263	91未満	φ4.2-150/300	1.11	1.82	334
	せっこうボード12.5mm				1.11	1.82	334
	合計				2.23	3.64	669
○	構造用合板9.0mm	263	91未満	φ4.2-150/300	2.91	5.28	874
	せっこうボード12.5mm				1.11	1.82	334
	合計				4.03	7.10	1208

注1) 耐力及び剛性は、耐力壁長1P (910mm)に対する値を示す。

2.1.4 仕様規定の確認

- ・ 地階を除く階数 : 3 ≤ 3 OK
- ・ 建物の高さ : 9.835 m ≤ 13.0 m OK
- ・ 軒の高さ : 8.75 m ≤ 9.0 m OK
- ・ 延べ面積 : 122.45 m² ≤ 500.0 m² OK
- ・ 耐力壁相互の最大距離 : 4.55 m ≤ 12.0 m OK
- ・ 耐力壁線によって囲まれる部分の最大面積
 - 辺長比1/2未満の場合 : - m² ≤ 60.0 m² 該当なし
 - 辺長比1/2以上の場合 : 14.49 m² ≤ 72.0 m² OK

2.2 荷重

2.2.1 設計条件

① 小屋高さ		1085 mm			
② 壁高さ					
	(3階)	2600 + 50	=	2650 mm	
	(2階)	2600 + 250	=	2850 mm	
	(1階)	2600 + 250	=	2850 mm	
③ GLからの1階高さ		400 mm			
④ 階数		3 階建て			
		1階		2階	3階
⑤ 桁行方向の長さ	L_x	=	9.100 m	9.100 m	9.100 m
⑥ 張間方向の長さ	L_y	=	4.550 m	4.550 m	4.550 m

2.2.2 固定荷重（屋根、床荷重は水平面について、壁荷重は垂直面についての単位荷重を表す。）

① 屋根・天井	710 N/m ²
② 2,3階床	660 N/m ²
③ 外壁	570 N/m ²
④ 界壁	0 N/m ²
⑤ 内壁	250 N/m ²
⑥ 妻小壁	330 N/m ²
⑦ 小屋裏界壁	0 N/m ²
⑧ 階段・廊下	0 N/m ²
⑨ ハルコニー	760 N/m ²
⑩ 手摺壁	520 N/m ²

2.2.3 積載荷重

室の用途：居室

・ 床根太, 床梁用	1800 N/m ²
・ まぐさ, たて枠, 基礎用	1300 N/m ²
・ 地震力算定用	600 N/m ²

2.2.4 屋根・床荷重表

位置	種別	(N/m ²)			備考
		根太用	架構用	地震用	
屋根	D.L	710	710	710	D.L：固定荷重 L.L：積載荷重 T.L：荷重合計
	L.L	0	0	0	
	T.L	710	710	710	
2,3階床	D.L	660	660	660	
	L.L	1800	1300	600	
	T.L	2460	1960	1260	
2,3階床 (バルコニー)	D.L	760	760	760	
	L.L	1800	1300	600	
	T.L	2560	2060	1360	

2.2.5 積雪荷重

令第86条, 平成12年建設省告示第1455号により垂直積雪量を決定する。

① 積雪の設計用平均単位重量	20 N/cm/m ²	
② 最深垂直積雪量	30 cm	
③ 屋根勾配	4.0/10	
④ 屋根勾配 (角度)	$\beta = \tan^{-1}(0.40)$	= 21.80°
⑤ 屋根形状係数	$\mu_b = \sqrt{\cos(1.5\beta)}$	= 0.917
⑥ 積雪荷重	$w_{snow} = 20 \times 30 \times 0.917$	= 550.4 N/m ²
		→ 560 N/m ²

2.2.6 風圧力の計算

風圧力は、令第87条、平成12年建設省告示第1454号に基づいて定める。

① 地表面粗度区分 III

$$\left(\begin{array}{l} Z_b = 5.000 \text{ m} \\ Z_G = 450 \text{ m} \text{ , } \alpha = 0.2 \text{ , } G_f = 2.5 \\ E_r = 1.7 \times (h_{max} / Z_G) = 0.782 \\ E = E_r^2 \times G_f = 1.530 \end{array} \right)$$

- ② 最高高さ $h_{roof} = 9.835 \text{ m}$
 ③ 軒高さ $h_{noki} = 8.750 \text{ m}$
 ④ 平均高さ $h_{ave} = 9.293 \text{ m}$ (最高高さ+軒高さ)/2
 ⑤ 風圧力計算用高さ $h_{max} = \max(5.000, 9.293) = 9.293 \text{ m}$
 ⑥ 基準風速 $V_o = 32 \text{ m/s}$
 ⑦ 速度圧 $q_w = 0.6 \times E \times V_o^2 = 940.3 \text{ N/m}^2 \rightarrow 950 \text{ N/m}^2$
 ⑧ 風力係数

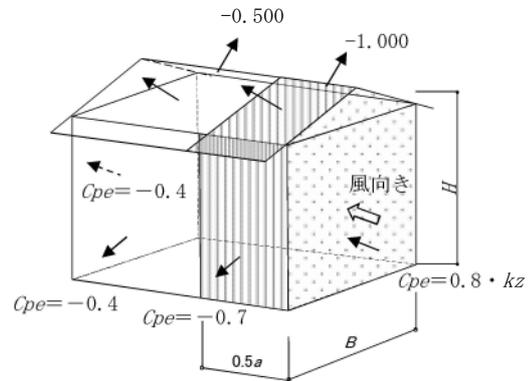
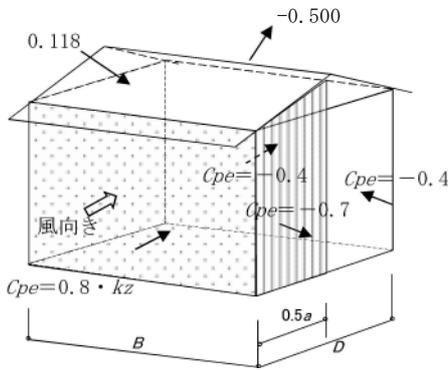
・ 屋根面の外圧係数 C_{pe}

〈 風向き：張間方向（長辺側）〉

風上 $0.01 \times \theta - 0.1 = 0.118$ 風下 -0.500

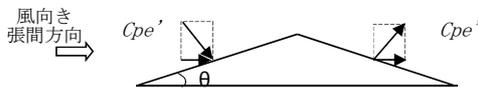
〈 風向き：桁行方向（短辺側）〉

風上 -1.000 風下 -0.500



H ：建築物の最高高さ
 B ：風向に対する見付幅

a ： B と $2H$ の数値のうちいずれか小さい数値



⑨ 小屋組の水平方向の風圧力 〈張間方向〉

- ・ 当該位置の平均高さ $h_{ave} = 9.293 \text{ m}$
- ・ 屋根の勾配（角度） $\theta = \tan^{-1}(4.0 / 10) = 21.80^\circ$
- ・ 屋根面の風上の外圧係数 $C_{pe}' = 0.118 \times \sin(21.80) = 0.044$
- ・ 屋根面の風下の外圧係数 $C_{pe}' = -0.500 \times \sin(21.80) = -0.186$
- ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.044 - (-0.186) = 0.230$
- ・ $q_{wRF} = 0.230 \times 950 / \sin(21.80) = 587 \text{ N/m}^2$

⑩ 小屋組の水平方向の風圧力 〈桁行方向〉

- ・ 当該位置の平均高さ $h_R = 9.293 \text{ m}$
- ・ 壁面の風上の外圧係数 $= 0.8 \cdot (h_R / H)^{2\alpha} = 0.800$
- ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
- ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.800 - (-0.400) = 1.200$
- ・ $q_{wRF} = 1.200 \times 950 = 1140 \text{ N/m}^2$

⑬ 3階壁の風圧力

- ・ 当該位置の平均高さ $h_3 = 7.425 \text{ m}$
- ・ 壁面の風上の外圧係数 $0.8kz = 0.8 \cdot (h_3 / H)^{2\alpha} = 0.731$
- ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
- ・ 内圧係数 $C_{pi} = 0.000 \text{ or } -0.200$
- ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.731 - (-0.400) = 1.131$
- ・ $q_{w2F} = 1.131 \times 950 = 1075 \text{ N/m}^2$

⑬ 2階壁の風圧力

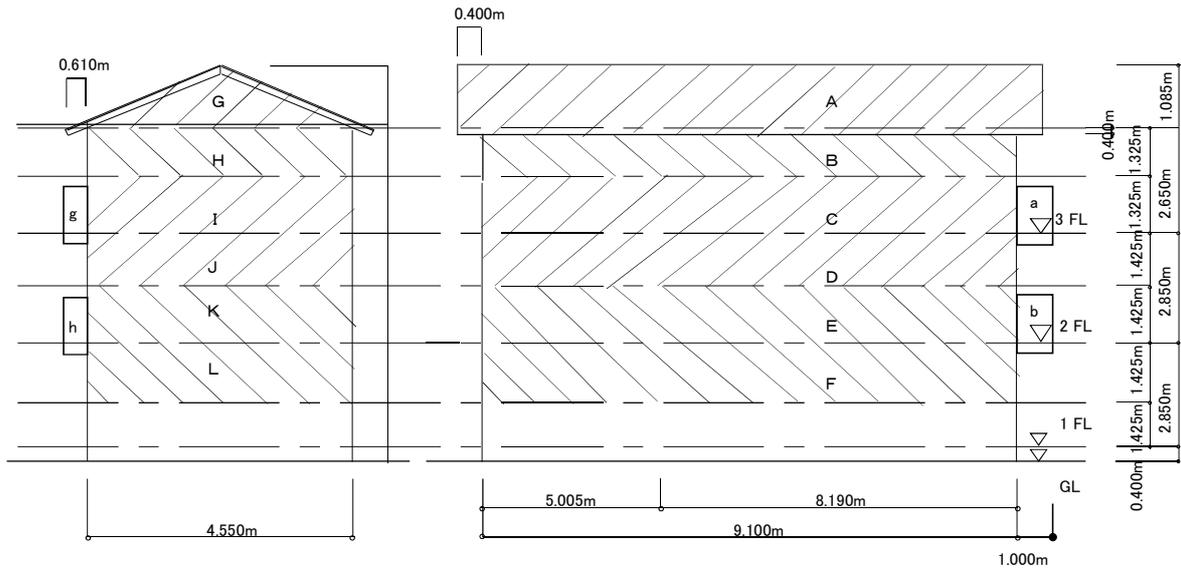
- ・ 当該位置の平均高さ $h_2 = 4.675 \text{ m} \rightarrow 5.000 \text{ m}$
- ・ 壁面の風上の外圧係数 $0.8kz = 0.8 \cdot (h_2 / H)^{2\alpha} = 0.624$
- ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
- ・ 内圧係数 $C_{pi} = 0.000 \text{ or } -0.200$
- ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.624 - (-0.400) = 1.024$
- ・ $q_{w2F} = 1.024 \times 950 = 973 \text{ N/m}^2$

⑭ 1階壁の風圧力

- ・ 当該位置の平均高さ $h_l = 1.825 \text{ m} \rightarrow 5.000 \text{ m}$
- ・ 壁面の風上の外圧係数 $0.8kz = 0.8 \cdot (h_l/H)^{2\alpha} = 0.624$
- ・ 壁面の風下の外圧係数 $Cpe = -0.400$
- ・ 内圧係数 $Cpi = 0.000 \text{ or } -0.200$
- ・ 建物全体用風圧力 $CF = 0.624 - (- 0.400) = 1.024$
- $q_{wIF} = 1.024 \times 950 = 973 \text{ N/m}^2$

⑮ 風圧力の受圧面積及び風圧力の計算

- ・ 受圧面積 (見付け面積)



・ 風圧力の計算

階数	速度圧 q_{wi} (kN/m^2)	X方向				Y方向				
		箇所	見付面積 A_{wi} (m^2)	各階風圧力 $Q_{wi} = q_{wi} \times A_{wi}$ (kN)	合計風圧力 ΣQ_{wi} (kN)	箇所	見付面積 A_{wi} (m^2)	各階風圧力 $Q_{wi} = q_{wi} \times A_{wi}$ (kN)	合計風圧力 ΣQ_{wi} (kN)	
3階	0.587					A	$9.900 \times 1.485 = 14.70$	8.63	17.92	
	1.140	G	$4.790 \times 0.930 / 2 = 2.23$	2.54						
	1.075	H	$4.790 \times 1.480 = 7.09$	7.62		B	$9.340 \times 0.925 = 8.64$	9.29		
	1.075	軒	$2 \times 0.610 \times 0.155 = 0.19$	0.20	10.36					
			合計	10.36		合計		17.92		
2階	1.075	I	$4.790 \times 1.325 = 6.35$	6.82	24.73	C	$9.340 \times 1.325 = 12.38$	13.30	45.67	
	0.973	J	$4.790 \times 1.425 = 6.83$	6.64			D	$9.340 \times 1.425 = 13.31$		12.95
	1.075	g	$0.600 \times 1.400 = 0.84$	0.90			a	$1.000 \times 1.400 = 1.40$		1.50
			合計	14.37		合計		27.76		
1階	0.973	K	$4.790 \times 1.425 = 6.83$	6.64	38.83	E	$4.790 \times 2.850 = 13.65$	13.28	73.22	
	0.973	L	$4.790 \times 1.425 = 6.83$	6.64			F	$4.790 \times 2.850 = 13.65$		13.28
	0.973	h	$0.600 \times 1.400 = 0.84$	0.82				$1.000 \times 1.000 = 1.00$		0.97
							b			
			合計	14.10		合計		27.54		

注. 通り芯と外壁仕上げ面との距離は、120mmとする。
 X方向: $9.1 + 0.12 + 0.12 = 9.340$
 Y方向: $4.550 + 0.12 + 0.12 = 4.790$

2.2.7 地震力の計算

① 各部位の地震時の重量算定

部位	固定荷重 N/m ²	積載荷重 N/m ²	合計荷重 N/m ²	符号	水平面または鉛直面の荷重面積(m ²)	重量 kN	
屋根	710		710	W ₁	$(9.10+0.40 \times 2) \times (4.55+0.73 \times 2)$	= 59.499	42.24
妻小壁・桁小壁	330		330	W ₂	$4.55 \times 1.085/2 \times 2$	= 4.937	1.63
小屋裏界壁	0		0	W ₃	0	= 0.000	0.00
外壁(3階) ^{*1}	570		570	W ₄	$2.650 \times (9.10 \times 2 + 4.55 \times 2)$	= 72.345	41.24
外壁(2階) ^{*1}	570		570	W ₄	$2.850 \times (9.10 \times 2 + 4.55 \times 2)$	= 77.805	44.35
外壁(1階) ^{*1}	570		570	W ₅	$2.850 \times (9.10 \times 2 + 4.55 \times 2 + 1.82 \times 2)$	= 88.179	50.26
界壁(2階) ^{*1}	0		0	W ₆	0	= 0.000	0.00
界壁(1階) ^{*1}	0		0	W ₇	0	= 0.000	0.00
内壁(3階) ^{*1}	250		250	W ₈	$2.850 \times (2.73 \times 2 + 3.185 \times 2 + 0.91 \times 2)$	= 38.903	9.73
内壁(2階) ^{*1}	250		250	W ₈	$2.850 \times (2.73 \times 2 + 3.185 \times 2 + 0.91 \times 2)$	= 38.903	9.73
内壁(1階) ^{*1}	250		250	W ₉	$2.850 \times (2.73 \times 2 + 3.185 \times 2 + 0.91 \times 2)$	= 38.903	9.73
2,3階床	660	600	1260	W ₁₀	9.10×4.55	= 41.405	52.17
廊下	0	600	600	W ₁₁	0	= 0.000	0.00
ハ ^ル コニー①	760	600	1360	W ₁₂	4.55×1.0	= 4.550	6.19
ハ ^ル コニー②	760	600	1360	W ₁₂	1.82×0.6	= 1.092	1.49
ハ ^ル コニー手摺①	520		520	W ₁₃	$1.40 \times (1.0 \times 2 + 4.55)$	= 9.170	4.77
ハ ^ル コニー手摺②	520		520	W ₁₃	$1.40 \times (0.6 \times 2 + 1.82)$	= 4.228	2.20

*1 外壁の開口率については、本計算では無視する。

② 各階の地震時の重量算定

部位	項目	3階 (kN)		2階 (kN)	
屋根	W ₁	42.24	$\times 1.0 = 42.24$		
妻小壁	W ₂	1.63	$\times 1.0 = 1.63$		
小屋裏界壁	W ₃				
3階外壁	W ₄	41.24	$\times 0.5 = 20.62$	41.24	$\times 0.5 = 20.62$
2階外壁	W ₄			44.35	$\times 0.5 = 22.17$
1階外壁	W ₅				
2階界壁	W ₆				
1階界壁	W ₇				
3階内壁	W ₈	9.73	$\times 0.5 = 4.86$	9.73	$\times 0.5 = 4.86$
2階内壁	W ₈			9.73	$\times 0.5 = 4.86$
1階内壁	W ₉				
床組	W ₁₀			52.17	$\times 1.0 = 52.17$
廊下	W ₁₀				
ハ ^ル コニー①	W ₁₁				
ハ ^ル コニー②	W ₁₁				
ハ ^ル コニー手摺①	W ₁₂				
ハ ^ル コニー手摺②	W ₁₂				
合計			69.35		104.69

部位	項目	1階 (kN)		バルコニー (kN)	
屋根	W ₁				
妻小壁	W ₂				
小屋裏界壁	W ₃				
3階外壁	W ₄				
2階外壁	W ₄	44.35	$\times 0.5 = 22.17$		
1階外壁	W ₅	50.26	$\times 0.5 = 25.13$		
3階界壁	W ₆				
2階界壁	W ₆				
1階界壁	W ₇				
3階内壁	W ₈				
2階内壁	W ₈	9.73	$\times 0.5 = 4.86$		
1階内壁	W ₉	9.73	$\times 0.5 = 4.86$		
床組	W ₁₀	52.17	$\times 1.0 = 52.17$		
廊下	W ₁₀				
ハ ^ル コニー①	W ₁₁			6.19	$\times 1.0 = 6.19$
ハ ^ル コニー②	W ₁₁			1.49	$\times 1.0 = 1.49$
ハ ^ル コニー手摺①	W ₁₂			4.77	$\times 1.0 = 4.77$
ハ ^ル コニー手摺②	W ₁₂			2.20	$\times 1.0 = 2.20$
合計			109.20		14.64

3階下部の重量	m ₁₃ =	外壁	+	界壁	+	内壁	=	25.48 kN
2階下部の重量	m ₁₃ =	22.17	+	0.00	+	4.86	=	27.04 kN
1階下部の重量	m ₁₄ =	25.13	+	0.00	+	4.86	=	29.99 kN

③ 地震力

設計条件の建設場所から、施行令88条、昭和55年建設省告示第1793号に基づいて定める。

- ・ 各階の層せん断力係数 $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_0$
- ・ 地震時層せん断力 $Q_i = C_i \sum w_i$
- ・ 地震力分布係数 $A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha \right) \frac{2 \cdot T}{1 + 3 \cdot T}$
- ・ 建築高さ $h = 1.085 / 2 + 2.650 + 2.850 + 2.850 + 0.400 = 9.293 \text{ m}$
- ・ 建築物の1次固有周期 $T = 0.03h = 0.279 \text{ sec}$
- ・ 地域係数 $Z = 1.0$ 地域係数
- $T_c = 0.6$ 地盤種別 : 第二種地盤
- $R_t = 1.0$ 振動特性係数
- α_i : 対象とする階の支える固定荷重と積載荷重の和に当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重の和で除した数値
- C_0 : ルート1による標準せん断力係数 ($C_0=0.3$)
- w_i : 対象とする階の支える固定荷重と積載荷重の和

④ A_i 分布の計算

階数	部位	重量 w_i	総重量 $\sum w_i$	α_i	A_i	せん断力係数 C_i	地震層せん断力 Q_i
3階	屋根	69.35					
	合計	69.35	69.35	0.22	1.58	0.473	32.81
2階	屋根	104.69					
	バルコニー	14.64					
	合計	119.33	188.68	0.60	1.21	0.362	68.35
1階	床	109.20					
	バルコニー	14.64					
	合計	123.84	312.52	1.00	1.00	0.300	93.76

- ・ 耐力壁下部のせん断力割り増し係数 Kf
- 3階下部の重量 = 25.48 kN
- 3階下部地震力 = $0.47 \times 25.48 = 12.06 \text{ kN}$
- 3階下部の総地震力 = $32.81 + 12.06 = 44.87 \text{ kN}$
- 3階壁せん断係数割増し係数 Kf
- $Kf = 44.87 / 32.81 = 1.367 \rightarrow \boxed{1.37}$
- 2階下部の重量 = 27.04 kN
- 2階下部地震力 = $0.36 \times 27.04 = 9.79 \text{ kN}$
- 2階下部の総地震力 = $68.35 + 9.79 = 78.14 \text{ kN}$
- 2階壁せん断係数割増し係数 Kf
- $Kf = 78.14 / 68.35 = 1.143 \rightarrow \boxed{1.15}$
- 1階下部の重量 = 29.99 kN
- 1階下部地震力 = $0.30 \times 29.99 = 9.00 \text{ kN}$
- 基礎天端の総地震力 = $93.76 + 9.00 = 102.76 \text{ kN}$
- 1階壁せん断係数及び基礎天端に作用する地震力の割り増し係数 Kf
- $Kf = 102.76 / 93.76 = 1.096 \rightarrow \boxed{1.10}$

- ・ 小屋組転倒モーメントの影響による割り増し係数 Km
- 各階の転倒モーメント
- 3階転倒モーメント $M_3 = 32.81 \times 2.650 = 86.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 2階転倒モーメント $M_2 = 86.96 + 68.35 \times 2.850 = 281.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 1階転倒モーメント $M_1 = 281.75 + 93.8 \times 2.850 = 548.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 地震力による転倒モーメント
- 小屋組による軒位置での転倒モーメント (小屋組+屋根葺き材荷重: 0.55 N/m^2 とする)
- $M_R = 1.085 / 2 \times 0.55 \times 59.50 \times 0.473 = 8.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 小屋組を考慮した転倒モーメント
- 3階転倒モーメント $M_{3R} = 86.96 + 8.40 = 95.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $Km = M_{3R} / M_3 = \boxed{1.10}$
- 2階転倒モーメント $M_{2R} = 281.75 + 8.40 = 290.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $Km = M_{2R} / M_2 = \boxed{1.03}$
- 1階転倒モーメント $M_{1R} = 548.96 + 8.40 = 557.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $Km = M_{1R} / M_1 = \boxed{1.02}$

2) 2階重心の計算

階	荷重 $W \times A$ kN	原点からの 距離		床面積の 寸法		床面積の重心位置 (図心位置)	
		X	Y	L_x	L_y	X_0	Y_0
		m	m	m	m	m	m
3階 より	69.35						
2階 ①	52.17	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
②	42.79	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
③	9.73	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
④	6.19	9.100	0.000	1.000	4.550	9.600	2.275
⑤	1.49	6.370	4.550	1.820	0.600	7.280	4.850
⑥	4.77	9.100	0.000	1.000	4.550	9.600	2.275
⑦	2.20	6.370	4.550	1.820	0.600	7.280	4.850
小計	119.33						
合計	188.68						

階	$W \times A \times X_0$ kN・m	$W \times A \times Y_0$ kN・m	重心位置	
			g_x	g_y
			m	m
3階 より	315.56	157.78		
2階 ①	237.37	118.69		
②	194.71	97.35		
③	44.25	22.13		
④	59.40	14.08		
⑤	10.81	7.20		
⑥	45.78	10.85		
⑦	16.01	10.66		
小計	608.33	280.96		
合計	923.90	438.74	4.897	2.325

- ① : 床の荷重
- ② : 外壁の荷重
- ③ : 内壁の荷重
- ④ : バルコニーの荷重①
- ⑤ : バルコニーの荷重②
- ⑥ : バルコニー手摺の荷重①
- ⑦ : バルコニー手摺の荷重②

重心位置

$$g_x = \Sigma (W \times A \times X_0) / \Sigma (W \times A)$$

$$g_y = \Sigma (W \times A \times Y_0) / \Sigma (W \times A)$$

3) 1階重心の計算

階	荷重 $W \times A$ kN	原点からの 距離		床面積の 寸法		床面積の重心位置 (図心位置)	
		X	Y	L_x	L_y	X_0	Y_0
		m	m	m	m	m	m
2階 より	188.68						
1階 ①	52.17	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
②	47.31	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
③	9.73	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
④	6.19	9.100	0.000	1.000	4.550	9.600	2.275
⑤	1.49	6.370	4.550	1.820	0.600	7.280	4.850
⑥	4.77	9.100	0.000	1.000	4.550	9.600	2.275
⑦	2.20	6.370	4.550	1.820	0.600	7.280	4.850
小計	123.84						
合計	312.52						

階	$W \times A \times X_0$ kN・m	$W \times A \times Y_0$ kN・m	重心位置	
			g_x	g_y
			m	m
2階 より	923.90	438.74		
1階 ①	237.37	118.69		
②	215.24	107.62		
③	44.25	22.13		
④	59.40	14.08		
⑤	10.81	7.20		
⑥	45.78	10.85		
⑦	16.01	10.66		
小計	628.86	291.22		
合計	1552.76	729.96	4.968	2.336

- ① : 床の荷重
- ② : 外壁の荷重
- ③ : 内壁の荷重
- ④ : バルコニーの荷重①
- ⑤ : バルコニーの荷重②
- ⑥ : バルコニー手摺の荷重①
- ⑦ : バルコニー手摺の荷重②

重心位置

$$g_x = \Sigma (W \times A \times X_0) / \Sigma (W \times A)$$

$$g_y = \Sigma (W \times A \times Y_0) / \Sigma (W \times A)$$

(2) 剛心の計算

1) 耐力壁の耐力と剛性

壁 記号	耐力壁の種類	壁長	せん断剛性 K_s (kN/rad/1P)
W1	両面せっこうボード	910mm以上	1338
W2	構造用合板+せっこうボード	910mm以上	2416
W3	両面せっこうボード	910mm未満	669
W4	構造用合板+せっこうボード	910mm未満	1208
W5	両面構造用合板	910mm以上	3494

2) 3階剛心の計算

X方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_x (kN/rad)	Y (m)	$\Sigma K_x \cdot Y$	$\Sigma K_x \cdot Y^2$
Y1	W2	5.5	2416	13288	0.000	0	0
Y2	W2	6.0	2416	14496	4.550	65958	300110
合計				27785		65958	300110

Y方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_y (kN/rad)	X (m)	$\Sigma K_y \cdot X$	$\Sigma K_y \cdot X^2$
X1	W2	3.0	2416	7248	0.000	0	0
X2	W1	3.0	1338	4013	3.185	12782	40710
X3	W1	2.5	1338	3344	6.370	21303	135699
X4	W2	3.0	2416	7248	9.100	65958	600219
合計				21854		100043	776628

剛心座標	I_x (m)	I_y (m)
3階	4.578	2.374

* 1 $1P=0.910m$ とする。

2) 2階剛心の計算

X方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_x (kN/rad)	Y (m)	$\Sigma K_x \cdot Y$	$\Sigma K_x \cdot Y^2$
Y1	W2	6.5	2416	15704	0.000	0	0
Y2	W2	6.0	2416	14496	4.550	65958	300110
合計				30201		65958	300110

Y方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_y (kN/rad)	X (m)	$\Sigma K_y \cdot X$	$\Sigma K_y \cdot X^2$
X1	W2	3.0	2416	7248	0.000	0	0
X2	W1	4.0	1338	5351	3.185	17042	54280
X3	W1	4.0	1338	5351	6.370	34085	217119
X4	W2	3.0	2416	7248	9.100	65958	600219
合計				25198		117085	871618

剛心座標	I_x (m)	I_y (m)
2階	4.647	2.184

* 1 1P=0.910mとする。

3) 1階剛心の計算

X方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_x (kN/rad)	Y (m)	$\Sigma K_x \cdot Y$	$\Sigma K_x \cdot Y^2$
Y1	W2	6.5	2416	15704	0.000	0	0
Y2	W1	2.5	1338	3344	1.820	6087	11077
Y3	W2	6.0	2416	14496	4.550	65958	300110
合計				33545		72045	311187

Y方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_y (kN/rad)	X (m)	$\Sigma K_y \cdot X$	$\Sigma K_y \cdot X^2$
X1	W2	3.0	2416	7248	0.000	0	0
X2	W2	4.0	2416	9664	3.185	30780	98036
X3	W2	4.0	2416	9664	6.370	61561	392143
X4	W2	3.0	2416	7248	9.100	65958	600219
合計				33825		158300	1090398

剛心座標	I_x (m)	I_y (m)
1階	4.680	2.148

* 1 1P=0.910mとする。

(3) ねじり補正係数の計算

「(1) 重心の計算」, 「(2) 剛心の計算」より

1) 3階

① 偏心距離(e_x, e_y)

X方向	$e_x = 4.550$	-	4.578	=	-0.028	m
Y方向	$e_y = 2.275$	-	2.374	=	-0.099	m

② 剛性の二次モーメント(J_x, J_y)

X方向	$J_x = 300110$	-	27785	×	2.374^2	=	143531
Y方向	$J_y = 776628$	-	21854	×	4.578^2	=	318648

③ ねじり剛性(K_R) $K_R = 143531 + 318648 = 462178$

④ ねじり補正係数(α_x, α_y)

X方向	$\alpha_x =$	$1 + \sum K_x \times e_y \times (Y - l_y) / K_R$	=	1.0141	-	0.0059	Y
Y方向	$\alpha_y =$	$1 + \sum K_y \times e_x \times (X - l_x) / K_R$	=	1.0060	-	0.0013	X

2) 2階

① 偏心距離(e_x, e_y)

X方向	$e_x = 4.897$	-	4.647	=	0.250	m
Y方向	$e_y = 2.325$	-	2.184	=	0.141	m

② 剛性の二次モーメント(J_x, J_y)

X方向	$J_x = 300110$	-	30201	×	2.184^2	=	156057
Y方向	$J_y = 871618$	-	25198	×	4.647^2	=	327568

③ ねじり剛性(K_R) $K_R = 156057 + 327568 = 483625$

④ ねじり補正係数(α_x, α_y)

X方向	$\alpha_x =$	$1 + \sum K_x \times e_y \times (Y - l_y) / K_R$	=	0.9807	+	0.0088	Y
Y方向	$\alpha_y =$	$1 + \sum K_y \times e_x \times (X - l_x) / K_R$	=	0.9395	+	0.0130	X

3) 1階

① 偏心距離(e_x, e_y)

X方向	$e_x = 4.968$	-	4.680	=	0.288	m
Y方向	$e_y = 2.336$	-	2.148	=	0.188	m

② 剛性の二次モーメント(J_x, J_y)

X方向	$J_x = 311187$	-	33545	×	2.148^2	=	156456
Y方向	$J_y = 1090398$	-	33825	×	4.680^2	=	349556

③ ねじり剛性(K_R) $K_R = 156456 + 349556 = 506012$

④ ねじり補正係数(α_x, α_y)

X方向	$\alpha_x =$	$1 + \sum K_x \times e_y \times (Y - l_y) / K_R$	=	0.9732	+	0.0125	Y
Y方向	$\alpha_y =$	$1 + \sum K_y \times e_x \times (X - l_x) / K_R$	=	0.9098	+	0.0193	X

1.3.2 耐力壁の検討

壁記号	耐力壁の種類	壁長	P_a (kN/1P)
W1	両面せっこうボード	910mm以上	4.46
W2	構造用合板+せっこうボード	910mm以上	8.05
W3	両面せっこうボード	910mm未満	2.23
W4	構造用合板+せっこうボード	910mm未満	4.03
W5	両面構造用合板	910mm以上	11.65

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および地震力との比較 (X方向)

方 向	階 数	通 り	壁記号	せん断 剛性 K^{*1} 剛心計算 により (kN/rad)	剛性 低下率 β_i^{*2}	ねじり補 正係数 α_i^{*3}	耐力壁			地震力		判定
							壁量 ΣL_w^{*5} (nP)	短期許容 せん断耐 力 P_a (kN/P)	許容せん 断耐力 Q_d (kN)	分担せん 断力 ΔQ_{Ei}^{*4} (kN)	耐力比 $\frac{\Delta Q_{Ei}}{Q_d}$	
X 方 向	3 階	全体		27785					92.62	32.81	0.35	OK
		Y1	W2	13288	1.00	1.014	5.5	8.05	44.29	15.92	0.36	OK
		Y2	W2	14496	1.00	0.987	6.0	8.05	48.32	16.90	0.35	OK
	2 階	全体		30201					100.67	68.35	0.68	OK
		Y1	W2	15704	1.00	0.981	6.5	8.05	52.35	34.86	0.67	OK
		Y2	W2	14496	1.00	1.021	6.0	8.05	48.32	33.49	0.69	OK
	1 階	全体		33545					111.82	93.76	0.84	OK
		Y1	W2	15704	1.00	0.973	6.5	8.05	52.35	42.72	0.82	OK
		Y2	W1	3344	1.00	0.996	2.5	4.46	11.15	9.31	0.84	OK
		Y3	W2	14496	1.00	1.030	6.0	8.05	48.32	41.73	0.86	OK

*1 「2.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。

*2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。

「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。

*3 α_i は「2.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。

*4 分担せん断力は $(\alpha_i \times \beta_i \times \text{各通りの剛性} / \text{全体剛性})$ により計算する。

*5 1P=0.910mとする。

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および地震力との比較 (Y方向)

方 向	階 数	通 り	壁記号	せん断 剛性 K^{*1} 剛心計算 により (kN/rad)	剛性 低下率 β_i^{*2}	ねじり補 正係数 α_i^{*3}	耐力壁			地震力		判定
							壁量 ΣL_w^{*5} (nP)	短期許容 せん断耐 力 P_a (kN/P)	許容せん 断耐力 Q_d (kN)	分担せん 断力 ΔQ_{Ei}^{*4} (kN)	耐力比 $\frac{\Delta Q_{Ei}}{Q_d}$	
Y 方 向	3 階	全体		21854					72.85	32.81	0.45	OK
		X1	W2	7248	1.00	1.006	3.0	8.05	24.16	10.95	0.45	OK
		X2	W1	4013	1.00	1.002	3.0	4.46	13.38	6.04	0.45	OK
		X3	W1	3344	1.00	0.998	2.5	4.46	11.15	5.01	0.45	OK
		X4	W2	7248	1.00	0.994	3.0	8.05	24.16	10.82	0.45	OK
	2 階	全体		25198					83.99	68.35	0.81	OK
		X1	W2	7248	1.00	0.939	3.0	8.05	24.16	18.47	0.76	OK
		X2	W1	5351	1.00	0.981	4.0	4.46	17.84	14.24	0.80	OK
		X3	W1	5351	1.00	1.022	4.0	4.46	17.84	14.84	0.83	OK
		X4	W2	7248	1.00	1.058	3.0	8.05	24.16	20.80	0.86	OK
	1 階	全体		33825					112.75	93.76	0.83	OK
		X1	W2	7248	1.00	0.910	3.0	8.05	24.16	18.28	0.76	OK
		X2	W2	9664	1.00	0.971	4.0	8.05	32.21	26.02	0.81	OK
		X3	W2	9664	1.00	1.033	4.0	8.05	32.21	27.66	0.86	OK
		X4	W2	7248	1.00	1.085	3.0	8.05	24.16	21.80	0.90	OK

* 1 「2.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。

* 2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。

「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。

* 3 α_i は「2.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。

* 4 分担せん断力は $(\alpha_i \times \beta_i \times \text{各通りの剛性} / \text{全体剛性})$ により計算する。

* 5 $1P=0.910m$ とする。

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および風圧力との比較

方 向	階 数	通 り	壁記号	せん断 剛性 A^{*1} 剛心計算 により (kN/rad)	剛性 低下率 β_i^{*2}	ねじり補 正係数 α_i^{*3}	耐力壁			風圧力		判 定	
							壁量 ΣL_w^{*5} (nP)	短期許容 せん断耐 力 P_a (kN/P)	許容せん 断耐力 Q_d (kN)	分担せん 断力 ΔQ_{Wi}^{*4} (kN)	耐 力 比 $\frac{\Delta Q_{Wi}}{Q_d}$		
X 方 向	3 階	全体		27785					92.62	10.36	0.11	OK	
		Y1	W2	13288	1.00	1.014	5.5	8.05	44.29	11.03	0.25	OK	
		Y2	W2	14496	1.00	0.987	6.0	8.05	48.32	11.72	0.24	OK	
	2 階	全体		30201					100.67	24.73	0.25	OK	
		Y1	W2	15704	1.00	0.981	6.5	8.05	52.35	12.61	0.24	OK	
		Y2	W2	14496	1.00	1.021	6.0	8.05	48.32	12.12	0.25	OK	
	1 階	全体		33545					111.82	38.83	0.35	OK	
		Y1	W2	15704	1.00	0.973	6.5	8.05	52.35	17.69	0.34	OK	
		Y2	W1	3344	1.00	0.996	2.5	4.46	11.15	3.86	0.35	OK	
		Y3	W2	14496	1.00	1.030	6.0	8.05	48.32	17.28	0.36	OK	
	Y 方 向	3 階	全体		21854					72.85	17.92	0.25	OK
			X1	W2	7248	1.00	1.006	3.0	8.05	24.16	13.22	0.55	OK
X2			W1	4013	1.00	1.002	3.0	4.46	13.38	7.29	0.54	OK	
X3			W1	3344	1.00	0.998	2.5	4.46	11.15	6.05	0.54	OK	
X4			W2	7248	1.00	0.994	3.0	8.05	24.16	13.06	0.54	OK	
2 階		全体		25198					83.99	45.67	0.54	OK	
		X1	W2	7248	1.00	0.939	3.0	8.05	24.16	12.34	0.51	OK	
		X2	W1	5351	1.00	0.981	4.0	4.46	17.84	9.51	0.53	OK	
		X3	W1	5351	1.00	1.022	4.0	4.46	17.84	9.92	0.56	OK	
		X4	W2	7248	1.00	1.058	3.0	8.05	24.16	13.90	0.58	OK	
1 階		全体		33825					112.75	73.22	0.65	OK	
		X1	W2	7248	1.00	0.910	3.0	8.05	24.16	14.27	0.59	OK	
		X2	W2	9664	1.00	0.971	4.0	8.05	32.21	20.32	0.63	OK	
		X3	W2	9664	1.00	1.033	4.0	8.05	32.21	21.60	0.67	OK	
		X4	W2	7248	1.00	1.085	3.0	8.05	24.16	17.03	0.70	OK	

* 1 「2.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。

* 2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。

「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。

* 3 α_i は「2.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。

* 4 分担せん断力は $(\alpha_i \times \beta_i \times \text{各通りの剛性} / \text{全体剛性})$ により計算する。

* 5 $1P=0.910m$ とする。

2.4 部材の設計

2.4.1 屋根根太・床根太の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

2.4.2 屋根梁・床梁の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

2.4.3 まぐさの検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

2.4.4 耐風梁の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

2.4.5 たて枠・接合金物の検討

(1) 一般部たて枠の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

(2) 耐力壁端部たて枠・接合金物の検討

・設計条件

検討たて枠 X4通り 開口脇たて枠
3, 2, 1階：構造用合板+せっこうボード

小屋組みスパン	$L_{TR} =$	4.550 m		
小屋組みピッチ	$P_T =$	0.455 m		
けらばの出	$B =$	0.400 m		
小屋組高	$h_{RF} =$	1.085 m		
階高	$h_3 =$	2.650 m	(耐力壁高さ $h_3' =$	2.600 m)
	$h_2 =$	2.850 m	(耐力壁高さ $h_2' =$	2.600 m)
	$h_1 =$	2.850 m	(耐力壁高さ $h_1' =$	2.600 m)
地盤高	$h_{GL} =$	0.400 m		
側根太高	$h_{MG} =$	0.250 m		
腰壁/垂れ壁高	$h_{KW} =$	0.850 m		
開口幅	$L_{MG} =$	1.820 m		
床根太スパン	$L_n =$	2.730 m		
床根太ピッチ	$P_N =$	0.455 m		
たて枠ピッチ	$P_S =$	0.455 m		
バルコニーの出	$L_{ball} =$	1.0 m		

・荷重条件 (積雪時軸力及び風圧時軸力は、地震時軸力より小さいので省略)

長期 軸力

		D_L	P_T	B		
小屋	$W_{RTL} =$	$710 \times (0.455/2 + 0.400)$			$= 446 \text{ N/m}$	$= 0.446 \text{ kN/m}$
妻小壁	$W_{TMTL} =$	$330 \times 1.085 \times$	0.8	(高さ低減)	$= 286 \text{ N/m}$	$= 0.286 \text{ kN/m}$
3階 外壁	$W_{3wall} =$	570×2.650			$= 1511 \text{ N/m}$	$= 1.511 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{3kwall} =$	570×0.850			$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$
床	$W_{3roof} =$	$1960 \times (2.730 + 1.0)/2$			$= 3655 \text{ N/m}$	$= 3.655 \text{ kN/m}$
2階 外壁	$W_{2wall} =$	570×2.850			$= 1625 \text{ N/m}$	$= 1.625 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{2kwall} =$	570×0.850			$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$
床	$W_{2roof} =$	$1960 \times (2.730 + 1.0)/2$			$= 3655 \text{ N/m}$	$= 3.655 \text{ kN/m}$
1階 外壁	$W_{1wall} =$	570×2.850			$= 1625 \text{ N/m}$	$= 1.625 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{1kwall} =$	570×0.850			$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$

3階たて枠の軸力	$N_{p3} =$	$(W_{RTL} + W_{TMTL} + W_{3wall}) \times P_S/2 + (W_{RTL} + W_{TMTL} + W_{3kwall}) \times L_{MG}/2$
	$=$	1.62 kN
2階たて枠の軸力	$N_{p2} =$	$N_{p3} + (W_{3roof} + W_{2wall}) \times P_S/2 + (W_{3roof} + W_{2kwall}) \times L_{MG}/2$
	$=$	6.59 kN
1階たて枠の軸力	$N_{p1} =$	$N_{p2} + (W_{2roof} + W_{1wall}) \times P_S/2 + (W_{2roof} + W_{1kwall}) \times L_{MG}/2$
	$=$	11.55 kN

短期 地震時軸力

耐力壁の各負担せん断力を片持ち梁モデルとして発生する転倒モーメントから軸力 [引張力・圧縮力] を算定する。

各通りの負担せん断力は「2.3.2 耐力壁の検討」、割増係数Kmは「2.2.7 地震力の計算」を参照。

X4通り 検討耐力壁 $n = 1.5$ P(外壁)

3階 X4通り分担せん断力 $\Delta Q_{Ei} = 10.82$ kN
 壁量 $\Sigma L_w = 3.0$ nP
 耐力壁の負担せん断力 $Q_3 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w3} / \Sigma L_w$
 $= 10.82 \times 1.5 / 3.0 = 5.41$ kN
 地震時の軸力 $N_{E3} = (Q_3 \times h_3) / (0.91 \times n)$
 $= (5.41 \times 2.650) / (0.91 \times 1.5) = 10.50$ kN
 3階たて枠の負担軸力 $cN_{d3} = N_{p3} + N_{E3} \times Km^{*1}$ *1 (割増係数Km)
 $= 1.62 + 10.50 \times 1.10 = 13.13$ kN
 $TN_{d3} = N_{p3} - N_{E3} \times Km^{*1}$
 $= 1.62 - 10.50 \times 1.10 = -9.90$ kN

3階たて枠は、短期引張耐力9.90kN以上、短期圧縮耐力13.13kN以上の耐力を有する構成とする。

金物ボルト中心間距離 $s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332$ mm
 3階接合金物の負担軸力 $N_{t3} = TN_{d3} \times L_{w3} \times 910 / s$
 $= 9.90 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 10.14$ kN

3階接合金物は、短期引張耐力10.14kN以上の耐力を有する金物とする。

2階 X4通り分担せん断力 $\Delta Q_{Ei} = 20.80$ kN
 壁量 $\Sigma L_w = 3.0$ nP
 耐力壁の負担せん断力 $Q_2 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w2} / \Sigma L_w$
 $= 20.80 \times 1.5 / 3.0 = 10.40$ kN
 地震時の軸力 $N_{E2} = (Q_2 \times h_2) / (0.91 \times n) + N_{E3}$
 $= (10.40 \times 2.850) / (0.91 \times 1.5) + 10.50 = 32.22$ kN
 2階たて枠の負担軸力 $cN_{d2} = N_{p2} + N_{E2} \times Km^{*1}$
 $= 6.59 + 32.22 \times 1.03 = 39.76$ kN
 $TN_{d2} = N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1}$
 $= 6.59 - 32.22 \times 1.03 = -26.59$ kN

2階たて枠は、短期引張耐力26.59kN以上、短期圧縮耐力39.76kN以上の耐力を有する構成とする。

金物ボルト中心間距離 $s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332$ mm
 2階接合金物の負担軸力 $N_{t2} = TN_{d2} \times L_{w2} \times 910 / s$
 $= 26.59 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 27.25$ kN

2階接合金物は、短期引張耐力27.25kN以上の耐力を有する金物とする。

1階 X4通り分担せん断力
壁量 $\Delta Q_{Ei} = 21.80 \text{ kN}$
 $\Sigma L_w = 3.0 \text{ m}$
耐力壁の負担せん断力 $Q_1 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w1} / \Sigma L_w$
 $= 21.80 \times 1.5 / 3.0 = 10.90 \text{ kN}$
地震時の軸力 $N_{E1} = (Q_1 \times h_1) / (0.91 \times n) + N_{E2}$
 $= (10.90 \times 2.850) / (0.91 \times 1.5) + 32.22 = 54.98 \text{ kN}$

1階たて枠の負担軸力 $cN_{d1} = N_{p1} + N_{E1} \times Km^{*1}$
 $= 11.55 + 54.98 \times 1.02 = 67.37 \text{ kN}$
 $rN_{d2} = N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1}$
 $= 11.55 - 54.98 \times 1.02 = -44.26 \text{ kN}$

1階たて枠は、短期引張耐力44.26kN以上、短期圧縮耐力67.37kN以上の耐力を有する構成とする。

金物ボルト中心間距離 $s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332 \text{ mm}$
1階接合金物の負担軸力 $N_{t1} = rN_{d1} \times L_{w1} \times 910 / s$
 $= 44.26 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 45.36 \text{ kN}$

1階接合金物は、短期引張耐力45.36kN以上の耐力を有する金物とする。

保有耐力接合

耐力壁の各負担せん断力を片持ち梁モデルとして発生する転倒モーメントから軸力 [引張力・圧縮力] を算定する。

第I編 6.1.4 (1) ①の「適用条件」を全て満足していないので、②の規定に従い、各階の負担せん断力は、耐力壁の最大耐力 (終局耐力×1.1) とする。

「適用条件」

- ・地盤条件 : 第1種地盤又は第2種地盤 ⇒ OK (第2種地盤)
 - ・耐力壁の種類 : 第I編 3.1.1(1)に示す耐力壁 ⇒ OK
 - ・耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物 ⇒ OK
 - ・耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.3 \leq n_3/n_1 \leq 1.6$
 $1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6$
- $\Sigma Q_{a3} = 72.85 \text{ kN}$
 $\Sigma Q_{a2} = 83.99 \text{ kN}$
 $\Sigma Q_{a1} = 112.75 \text{ kN}$
 $Q_3 = 32.81 \text{ kN}$
 $Q_2 = 68.35 \text{ kN}$
 $Q_1 = 93.76 \text{ kN}$
 $n_3 = 2.220$
 $n_2 = 1.229$
 $n_1 = 1.203$
 $n_3 / n_1 = 1.846 \Rightarrow \text{NG} (1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6)$
 $n_2 / n_1 = 1.022 \Rightarrow \text{NG} (1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6)$
- ・1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.05 \Rightarrow \text{OK} (n_1 = 1.203)$

X4通り 検討耐力壁 $n = 1.5$ P(外壁)

$$\begin{aligned} \text{3階 耐力壁の負担せん断力} \quad Q_3 &= 1.1 \times P_u \times L_{w3} \\ &= 1.10 \times 14.2 \times 1.5 = 23.42 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{保有耐力接合時の軸力} \quad N_{E3} &= (Q_3 \times h_3) / (0.91 \times n) \\ &= (23.42 \times 2.650) / (0.91 \times 1.5) = 45.47 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{3階たて枠の負担軸力} \quad {}_cN_{d3} &= N_{p3} + N_{E3} \times Km^{*1} && *1 \text{ (割増係数Km)} \\ &= 1.62 + 45.47 \times 1.10 = 51.48 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_T N_{d3} &= N_{p3} - N_{E3} \times Km^{*1} \\ &= 1.62 - 45.47 \times 1.10 = -48.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

3階たて枠は、終局引張耐力48.25kN以上、終局圧縮耐力51.48kN以上の耐力を有する構成とする。

$$\text{金物ボルト中心間距離} \quad s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{3階接合金物の負担軸力} \quad N_{t3} &= {}_T N_{d3} \times L_{w3} \times 910 / s \\ &= 48.25 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 49.44 \text{ kN} \end{aligned}$$

3階接合金物は、終局引張耐力49.44kN以上の耐力を有する金物とする。

$$\begin{aligned} \text{2階 耐力壁の負担せん断力} \quad Q_2 &= 1.1 \times P_u \times L_{w2} \\ &= 1.10 \times 14.2 \times 1.5 = 23.42 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{保有耐力接合時の軸力} \quad N_{E2} &= (Q_2 \times h_2) / (0.91 \times n) + N_{E3} \\ &= (23.42 \times 2.850) / (0.91 \times 1.5) + 45.47 = 94.38 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2階たて枠の負担軸力} \quad {}_cN_{d2} &= N_{p2} + N_{E2} \times Km^{*1} \\ &= 6.59 + 94.38 \times 1.03 = 103.78 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_T N_{d2} &= N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1} \\ &= 6.59 - 94.38 \times 1.03 = -90.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

2階たて枠は、終局引張耐力90.61kN以上、終局圧縮耐力103.78kN以上の耐力を有する構成とする。

$$\text{金物ボルト中心間距離} \quad s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{2階接合金物の負担軸力} \quad N_{t2} &= {}_T N_{d2} \times L_{w2} \times 910 / s \\ &= 90.61 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 92.85 \text{ kN} \end{aligned}$$

2階接合金物は、終局引張耐力92.85kN以上の耐力を有する金物とする。

1階 耐力壁の負担せん断力 $Q_1 = 1.1 \times P_u \times L_{w1}$
 $= 1.10 \times 14.2 \times 1.5 = 23.42 \text{ kN}$
 保有耐力接合時の軸力 $N_{E1} = (Q_1 \times h_1) / (0.91 \times n) + N_{E2}$
 $= (23.42 \times 2.850) / (0.91 \times 1.5) + 94.38 = 143.29 \text{ kN}$

1階たて枠の負担軸力 ${}_cN_{d1} = N_{p1} + N_{E1} \times Km^{*1}$
 $= 11.55 + 143.29 \times 1.02 = 157.03 \text{ kN}$
 ${}_T N_{d1} = N_{p1} - N_{E1} \times Km^{*1}$
 $= 11.55 - 143.29 \times 1.02 = -133.92 \text{ kN}$

1階たて枠は、終局引張耐力133.92kN以上、終局圧縮耐力157.03kN以上の耐力を有する構成とする。

金物ボルト中心間距離 $s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332 \text{ mm}$
 1階接合金物の負担軸力 $N_{t1} = {}_T N_{d1} \times L_{w1} \times 910 / s$
 $= 133.92 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 137.24 \text{ kN}$

1階接合金物は、終局引張耐力137.24kN以上の耐力を有する金物とする。

2.4.6 屋根版・床版の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

2.4.7 接合部の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

2.5 基礎の設計

基礎は布基礎によって鉛直荷重・水平荷重を支持できるものとする。ただし、本設計例では基礎の設計は省略する。

2.6 チェックシート

チェック欄には、「OK」又は「該当なし」を記入する。

設計チェック項目	チェック欄							
<p>1 ルート1による仕様規定</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「1.1 仕様規定」の規定を満足している。 ・「1.2 構造設計フロー」に従った構造計算ルートにて検討している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK					
OK								
OK								
<p>2 荷重及び外力</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「2.1 固定荷重」の規定を満足している。 ・「2.2 積載荷重」の規定を満足している。 ・「2.3 積雪荷重」の規定を満足している。 ・「2.4 風圧力」の規定を満足している。 ・「2.5 地震力」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	OK		
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
<p>3 壁量計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「3.1.1 耐力壁の耐力・剛性」に示す方法により耐力壁の耐力・剛性を定めている。 ・「3.1.2 特殊な耐力壁の耐力・剛性」に示す特殊な耐力壁は、その影響を適切に評価している。 ・「3.2 応力計算の方法」に従い、各耐力壁の負担せん断力を算定している。 ・「3.3 壁量計算の判定」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>該当なし</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	該当なし	OK	OK			
OK								
該当なし								
OK								
OK								
<p>4 部材計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「4.1 部材の評価」の規定を満足している。 ・「4.2 耐力壁中間部のたて枠」の規定を満足している。 ・「4.3 屋根根太、床根太」の規定を満足している。 ・「4.4 屋根梁、床梁」の規定を満足している。 ・「4.5 まぐさ」の規定を満足している。 ・「4.6 耐風梁」の規定を満足している。 ・「4.7 小屋組」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
<p>5 床版、屋根版、開口部補強</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「5.1 床版、屋根版の評価」の規定を満足している。 ・「5.2.1 床組の構成」の規定を満足している。 ・「5.2.2 鉛直荷重に対する検討」の規定を満足している。 ・「5.2.3 水平荷重に対する検討」の規定を満足している。 ・「5.3 開口部の補強」の規定を満足している。 ・「5.4 屋根版」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								

設計チェック項目	チェック欄								
<p>6 接合部の計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「6.1 耐力壁端部たて枠及び脚部接合部」の規定を満足している。 ・「6.2 耐力壁パネルジョイント部の接合」の規定を満足している。 ・「6.3 耐力壁と床版の接合」の規定を満足している。 ・「6.4 耐力壁と屋根版の接合」の規定を満足している。 ・「6.5 耐力壁と基礎の接合」の規定を満足している。 ・「6.6 床根太端部の接合」の規定を満足している。 ・「6.7 まぐさ端部の接合」の規定を満足している。 ・「6.8 ガセットプレートによる接合」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK							
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
<p>7 基礎計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「7.1 ホールダウンアンカーボルトの埋め込み長さの検討」の規定を満足している。 ・「7.2 せん断アンカーボルトのせん断力に対してのコーン状破壊の検討」の規定を満足している。 ・「7.3 基礎梁断面の検討」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK					
OK									
OK									
OK									

3. 3階建て設計例(ルート1)

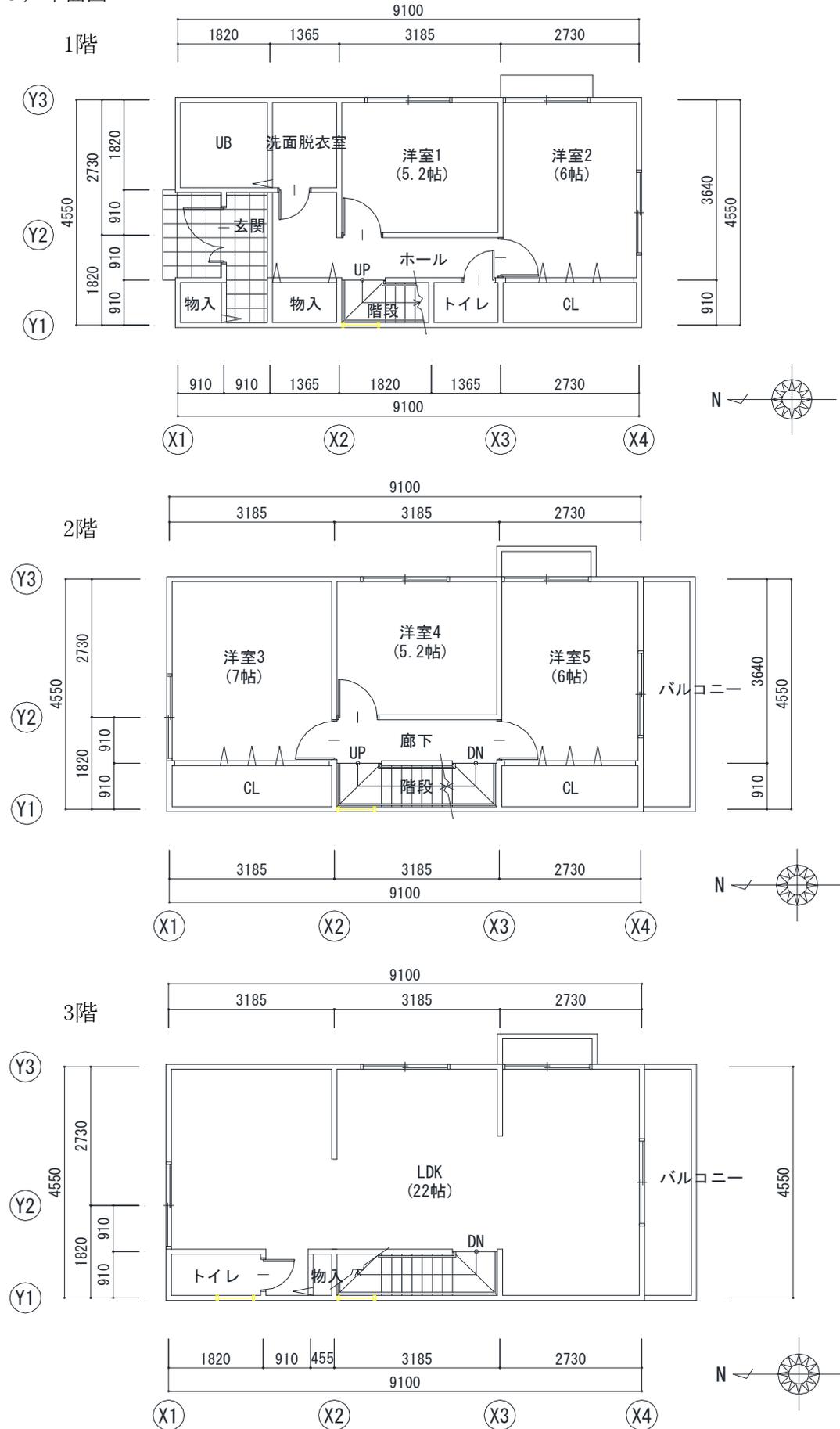
接合部の検討：第1編6.1.4 (1)①「適用条件」全てを満足できる場合

3.1 建物概要

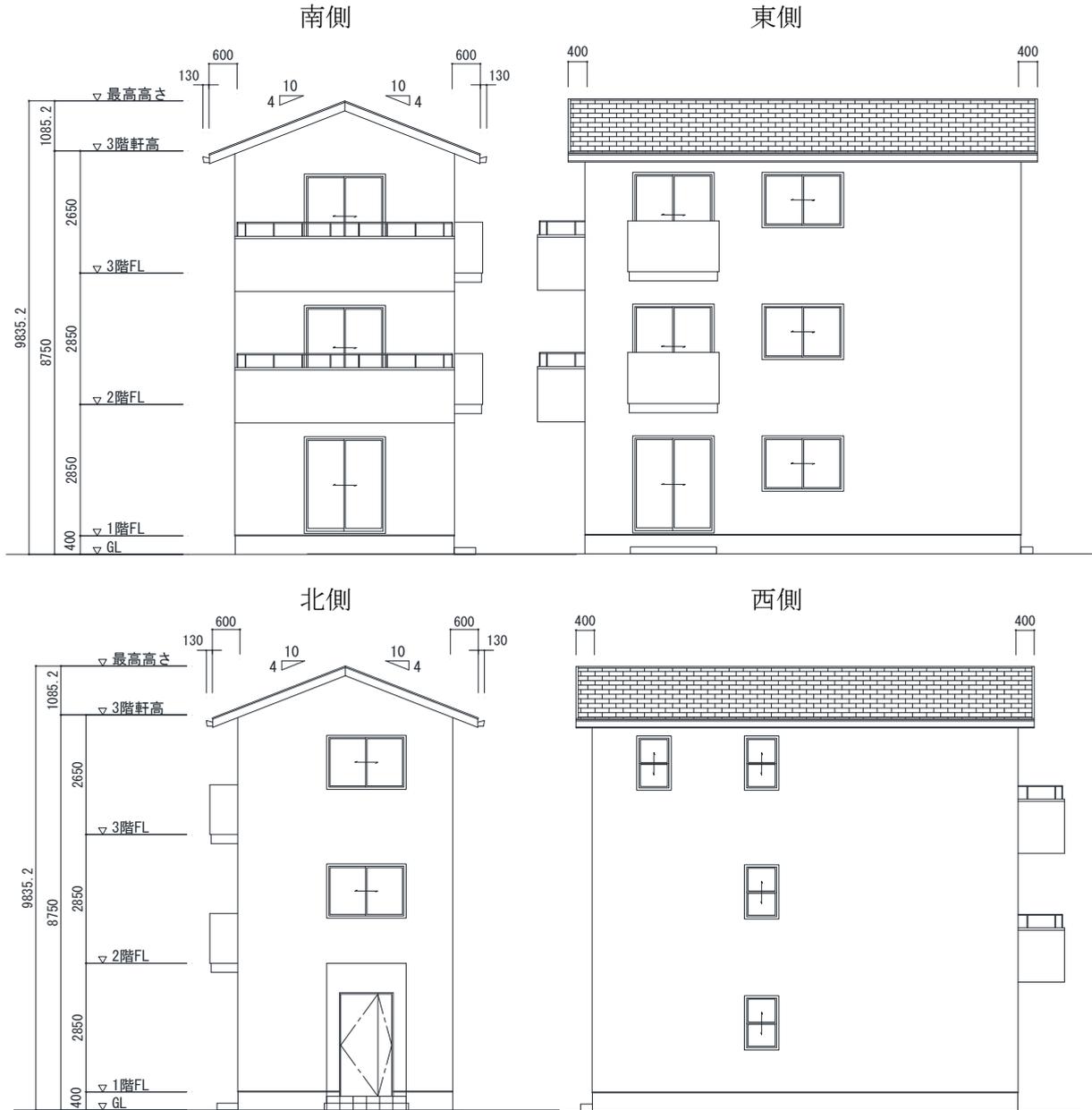
3.1.1 建物概要

- 1) 用途 : 一戸建て住宅
- 2) 階数 : 3階建て
- 3) 規模 : 延べ面積 122.450 m² , 高さ 9.835 m , 軒高 8.750 m
- 4) 屋根勾配 : 4.0/10 (切妻屋根)
- 5) 軒の出 : 0.73 m
- 6) 構造
 - a) 構造形式 : 薄板軽量形鋼造
 - b) 基礎種別 : 布基礎 (地盤の長期許容応力度50kN/m²)
- 7) 建設地 : 地盤種別 第二種地盤
一般地域 (最深積雪量 30 cm)
基準風速 32 m/s (地表面粗度区分 III)
地震地域係数 $Z = 1.0$
- 8) 仕上
 - a) 屋根 : 金属板葺等
 - b) 床 : 畳またはフローリング (厚15mm)
 - c) 天井 : せっこうボード
 - d) 外壁 : 防火サイディング仕上げ
 - e) 内壁 : せっこうボード

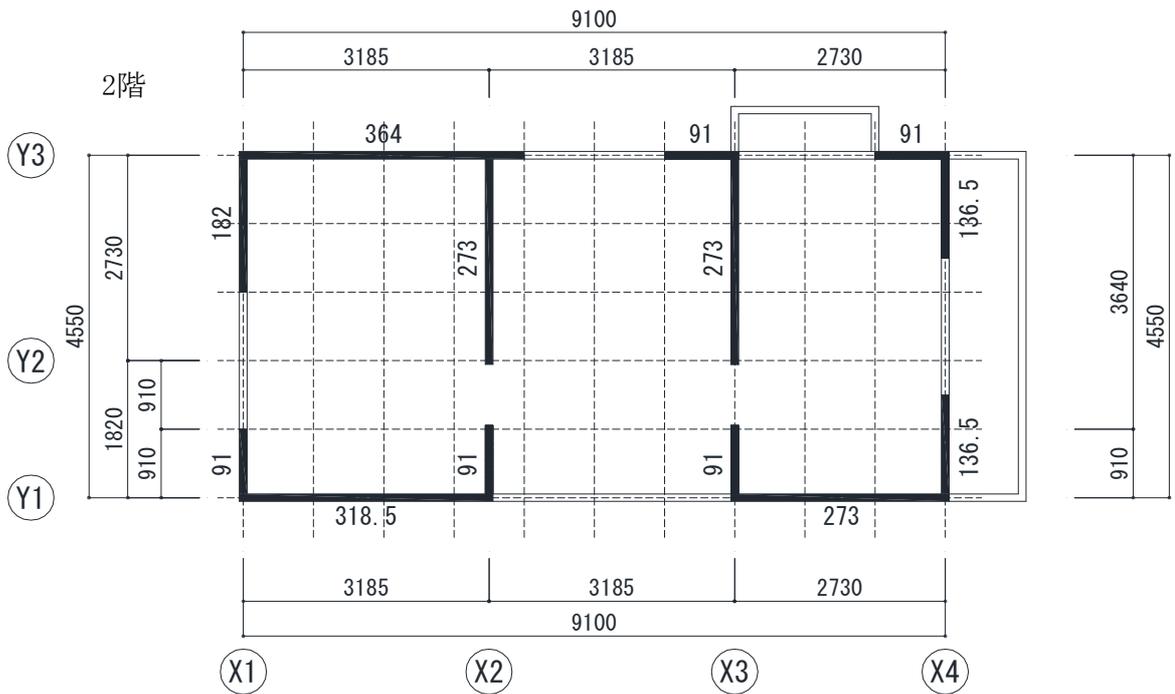
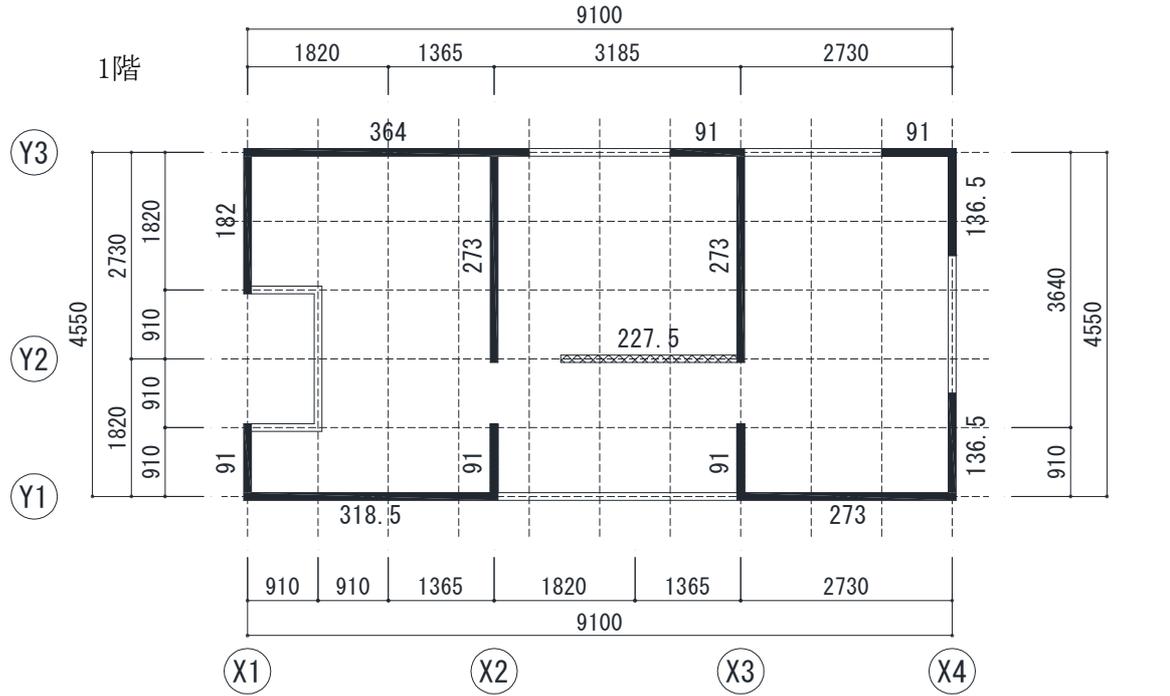
9) 平面図



10) 立面図



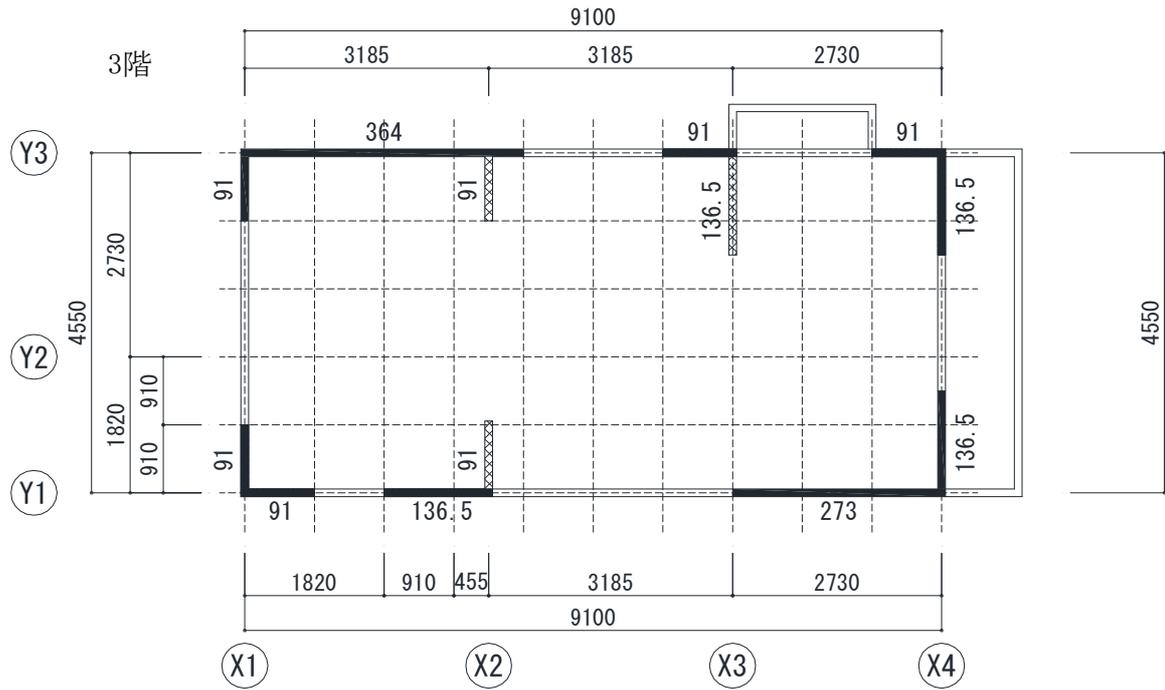
11) 耐力壁配置図



凡例

■ : 構造用合板+石こうボード

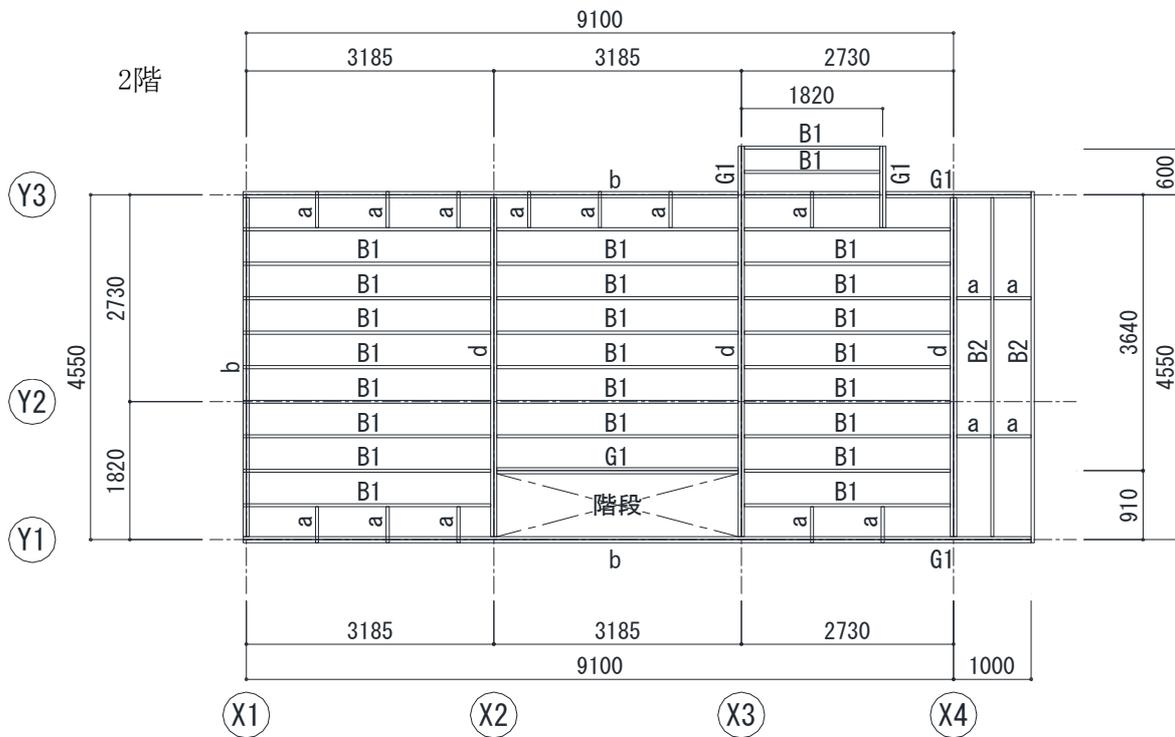
▨ : 石こうボード+石こうボード

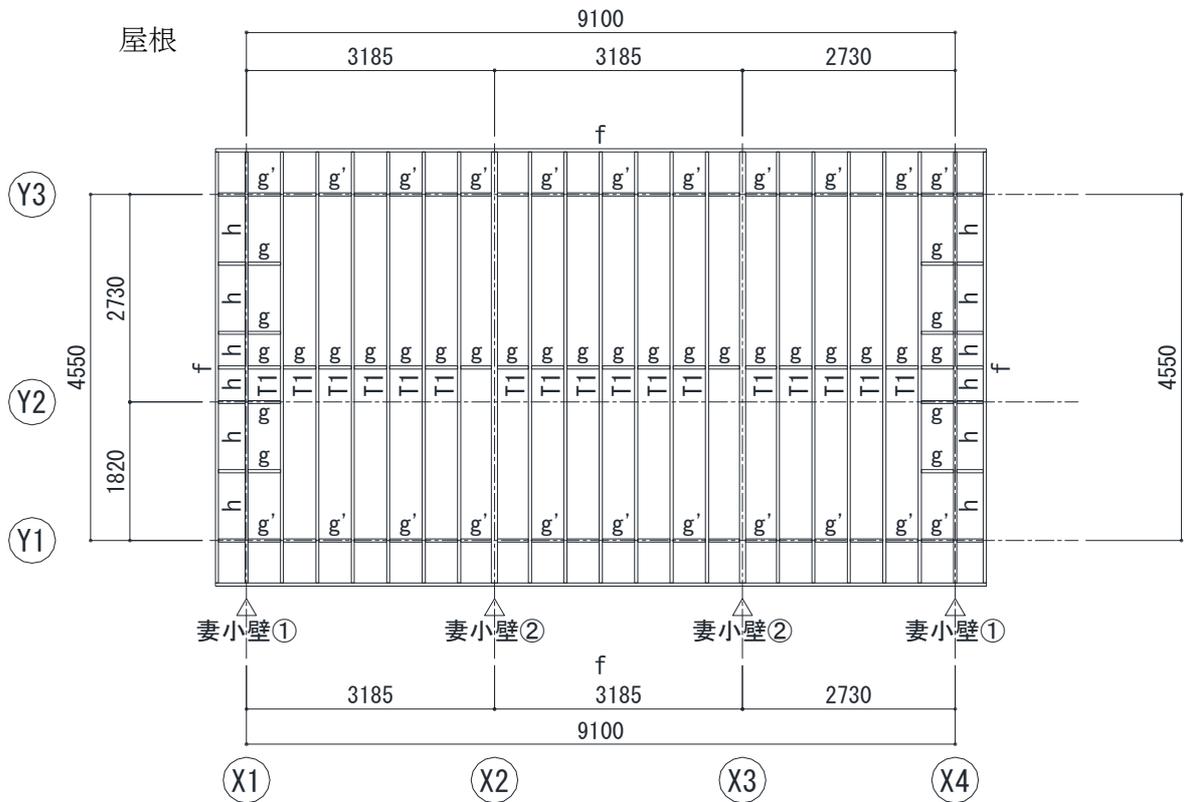
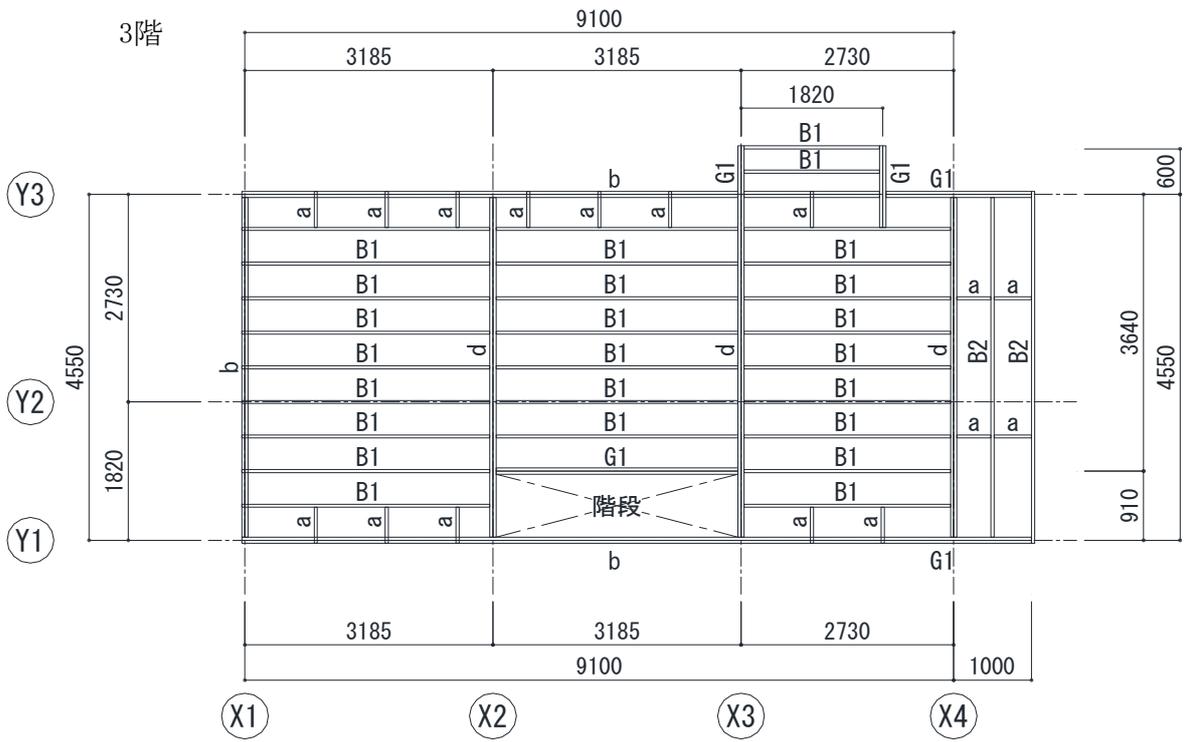


凡例

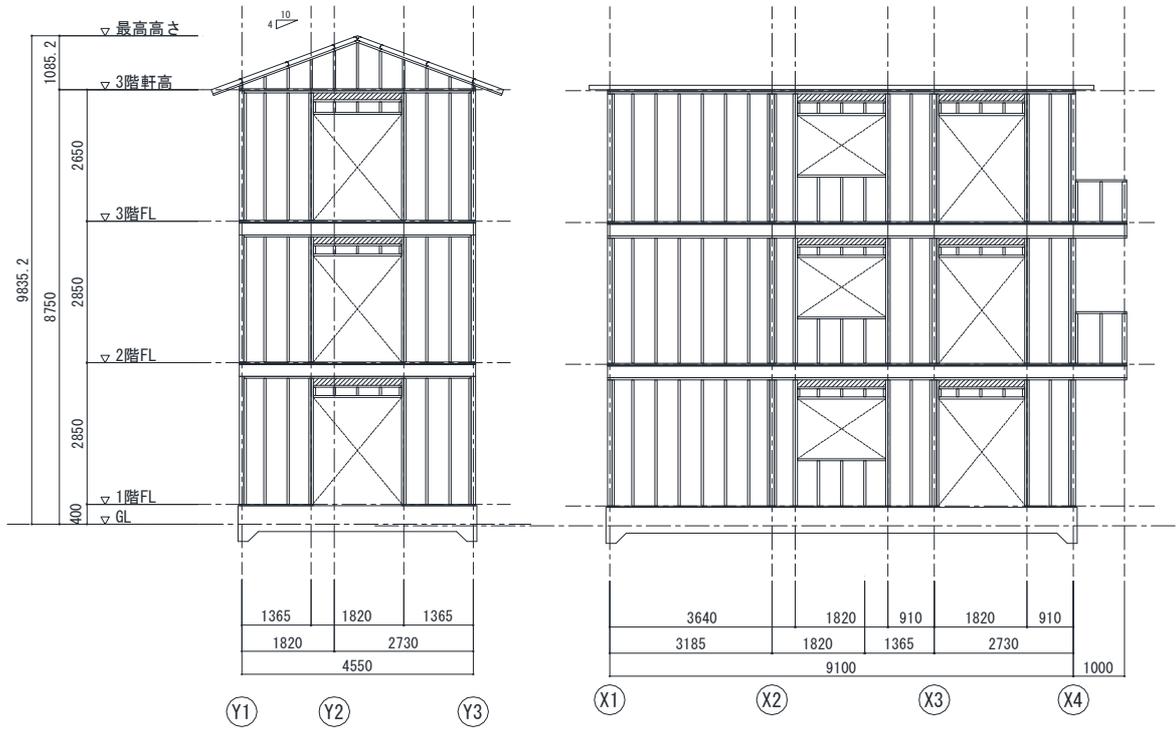
- : 構造用合板+石こうボード
- : 石こうボード+石こうボード

12) 伏図





13) 軸組図



3.1.2 設計方針

(1) 準拠する基準

本構造計算は、下記の諸規準に準拠する。

- ・ 建築基準法，同施行令および関連告示
- ・ 国土交通省住宅局建築指導課他監修「2015年版建築物の構造関連技術基準解説書」
- ・ 日本建築学会「鋼構造設計規準」（許容応力度設計法）2005年
- ・ 日本鉄鋼連盟「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」2013年

(2) 設計方針

- ・ 本建築物は平成13年国交省告示第1641号「薄板軽量形鋼造建築物の建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な基準を定める等の件」及び「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」に基づき設計を行う。
- ・ 以降「薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き」は、「設計の手引き」と略称する。
- ・ 架構形式は耐力壁と床構面によって水平力を伝達する壁式構造とする。
- ・ 基礎は布基礎によって鉛直荷重・水平荷重を支持できるものとする。ただし、基礎の設計については省略した。
- ・ 小屋組、横架材等については、本設計例では省略する。

(3) 構造設計フロー

「設計の手引き」第Ⅰ編第3章3.1.2項「構造計算フロー」に従い、ルート1により構造の安全性を確認する。

3.1.3 使用材料および材料の許容応力度

(1) 鋼材の基準強度（F値）と許容応力度

薄板軽量形鋼の鋼材はSGC400，F値は $280\text{N}/\text{mm}^2$ とする。
（「設計の手引き」第Ⅰ編第4章4.1節「鋼造用鋼材」）

(2) ドリルねじ

「設計の手引き」第Ⅰ編第4章4.2節「ドリリングタッピンねじ」，第Ⅰ編第4章「付録7.ドリルねじ接合部の許容せん断耐力と終局せん断耐力」による。

(3) 接合金物

「設計の手引き」第Ⅰ編第3章3.18.4項「枠組材相互間および枠組材と土台または基礎の接合部」による。

- (4) 耐力壁のせん断耐力とせん断剛性
「設計の手引き」第I編第3章3.15.1項(1)「仕様規定による耐力壁の耐力と剛性」による。

耐力壁の許容耐力とせん断剛性

採用	面材種類	壁高さ (cm)	壁長さ (cm)	ねじピッチ (径-ピッチ_外周/中間)	短期	終局耐力	せん断剛性
					せん断耐力 $P_a^{\text{注1}}$ (kN/1P)	$P_u^{\text{注1}}$ (kN/1P)	$k^{\text{注1}}$ (kN/rad/1P)
○	せっこうボード12.5mm	263	91以上	φ4.2-150/300	2.23	3.64	669
	せっこうボード12.5mm				2.23	3.64	669
	合計				4.46	7.28	1338
○	構造用合板9.0mm	263	91以上	φ4.2-150/300	5.82	10.56	1747
	せっこうボード12.5mm				2.23	3.64	669
	合計				8.05	14.20	2416
○	構造用合板9.0mm	263	91以上	φ4.2-150/300	5.82	10.56	1747
	構造用合板9.0mm				5.82	10.56	1747
	合計				11.65	21.11	3494
○	せっこうボード12.5mm	263	91未満	φ4.2-150/300	1.11	1.82	334
	せっこうボード12.5mm				1.11	1.82	334
	合計				2.23	3.64	669
○	構造用合板9.0mm	263	91未満	φ4.2-150/300	2.91	5.28	874
	せっこうボード12.5mm				1.11	1.82	334
	合計				4.03	7.10	1208

注1) 耐力及び剛性は、耐力壁長1P (910mm)に対する値を示す。

3.1.4 仕様規定の確認

- ・ 地階を除く階数 : 3 ≤ 3 OK
- ・ 建物の高さ : 9.835 m ≤ 13.0 m OK
- ・ 軒の高さ : 8.75 m ≤ 9.0 m OK
- ・ 延べ面積 : 122.45 m² ≤ 500.0 m² OK
- ・ 耐力壁相互の最大距離 : 4.55 m ≤ 12.0 m OK
- ・ 耐力壁線によって囲まれる部分の最大面積
 - 辺長比1/2未満の場合 : - m² ≤ 60.0 m² 該当なし
 - 辺長比1/2以上の場合 : 14.49 m² ≤ 72.0 m² OK

3.2 荷重

3.2.1 設計条件

- ① 小屋高さ 1085 mm
- ② 壁高さ
 (3階) : 2600 + 50 = 2650 mm
 (2階) : 2600 + 250 = 2850 mm
 (1階) : 2600 + 250 = 2850 mm
- ③ GLからの1階高さ 400 mm
- ④ 階数 3 階建て
- ⑤ 桁行方向の長さ $L_x =$ 1階 9.100 m 2階 9.100 m 3階 9.100 m
- ⑥ 張間方向の長さ $L_y =$ 4.550 m 4.550 m 4.550 m

3.2.2 固定荷重 (屋根、床荷重は水平面について、壁荷重は垂直面についての単位荷重を表す。)

- ① 屋根・天井 710 N/m²
- ② 2,3階床 660 N/m²
- ③ 外壁 570 N/m²
- ④ 界壁 0 N/m²
- ⑤ 内壁 250 N/m²
- ⑥ 妻小壁 330 N/m²
- ⑦ 小屋裏界壁 0 N/m²
- ⑧ 階段・廊下 0 N/m²
- ⑨ ハルコニー 760 N/m²
- ⑩ 手摺壁 520 N/m²

3.2.3 積載荷重

室の用途：居室

- ・ 床根太, 床梁用 1800 N/m²
- ・ まぐさ, たて枠, 基礎用 1300 N/m²
- ・ 地震力算定用 600 N/m²

3.2.4 屋根・床荷重表

		(N/m ²)			
位置	種別	根太用	架構用	地震用	備考
屋根	D.L	710	710	710	
	L.L	0	0	0	
	T.L	710	710	710	
2,3階床	D.L	660	660	660	
	L.L	1800	1300	600	
	T.L	2460	1960	1260	
2,3階床 (バルコニー)	D.L	760	760	760	D.L : 固定荷重 L.L : 積載荷重 T.L : 荷重合計
	L.L	1800	1300	600	
	T.L	2560	2060	1360	

3.2.5 積雪荷重

令第86条, 平成12年建設省告示第1455号により垂直積雪量を決定する。

- ① 積雪の設計用平均単位重量 20 N/cm/m²
- ② 最深垂直積雪量 30 cm
- ③ 屋根勾配 4.0/10
- ④ 屋根勾配 (角度) $\beta = \tan^{-1} (0.40) = 21.80^\circ$
- ⑤ 屋根形状係数 $\mu_b = \sqrt{\cos (1.5 \beta)} = 0.917$
- ⑥ 積雪荷重 $w_{snow} = 20 \times 30 \times 0.917 = 550.4 \text{ N/m}^2$
 $\rightarrow 560 \text{ N/m}^2$

3.2.6 風圧力の計算

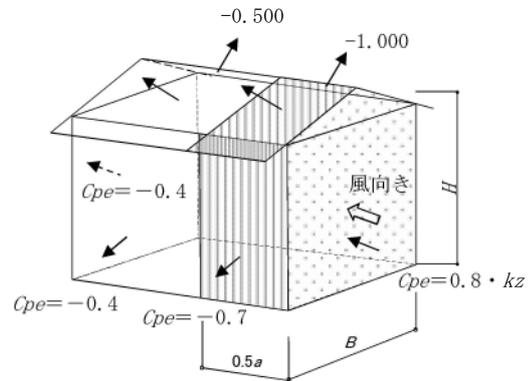
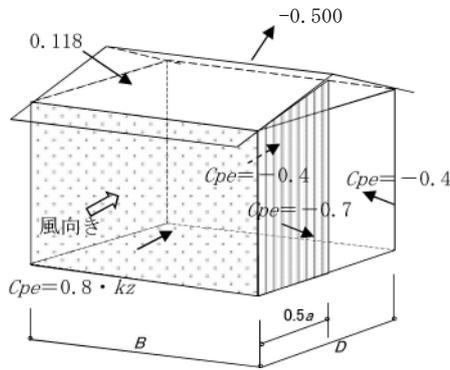
風圧力は、令第87条、平成12年建設省告示第1454号に基づいて定める。

① 地表面粗度区分 III

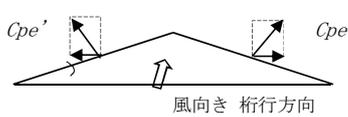
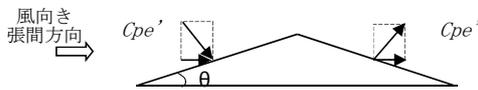
$$\left(\begin{array}{l} Z_b = 5.000 \text{ m} \\ Z_G = 450 \text{ m} \text{ , } \alpha = 0.2 \text{ , } G_f = 2.5 \\ E_r = 1.7 \times (h_{max} / Z_G) = 0.782 \\ E = E_r^2 \times G_f = 1.530 \end{array} \right)$$

- ② 最高高さ $h_{Roof} = 9.835 \text{ m}$
 ③ 軒高さ $h_{noki} = 8.750 \text{ m}$
 ④ 平均高さ $h_{ave} = 9.293 \text{ m}$ (最高高さ+軒高さ)/2
 ⑤ 風圧力計算用高さ $h_{max} = \max(5.000, 9.293) = 9.293 \text{ m}$
 ⑥ 基準風速 $V_o = 32 \text{ m/s}$
 ⑦ 速度圧 $q_w = 0.6 \times E \times V_o^2 = 940.3 \text{ N/m}^2 \rightarrow 950 \text{ N/m}^2$
 ⑧ 風力係数

- ・ 屋根面の外圧係数 C_{pe}
 - 〈 風向き：張間方向（長辺側）〉
 - 風上 $0.01 \times \theta - 0.1 = 0.118$ 風下 -0.500
 - 〈 風向き：桁行方向（短辺側）〉
 - 風上 -1.000 風下 -0.500



H : 建築物の最高高さと同様の平均高さ
 B : 風向に対する見付幅
 a : B と $2H$ の数値のうちいずれか小さい数値



- ⑨ 小屋組の水平方向の風圧力（張間方向）
- ・ 当該位置の平均高さ $h_{ave} = 9.293 \text{ m}$
 - ・ 屋根の勾配（角度） $\theta = \tan^{-1}(4.0/10) = 21.80^\circ$
 - ・ 屋根面の風上の外圧係数 $C_{pe}' = 0.118 \times \sin(21.80) = 0.044$
 - ・ 屋根面の風下の外圧係数 $C_{pe}' = -0.500 \times \sin(21.80) = -0.186$
 - ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.044 - (-0.186) = 0.230$
 - ・ $q_{wRF} = 0.230 \times 950 / \sin(21.80) = 587 \text{ N/m}^2$

- ⑩ 小屋組の水平方向の風圧力（桁行方向）
- ・ 当該位置の平均高さ $h_R = 9.293 \text{ m}$
 - ・ 壁面の風上の外圧係数 $= 0.8 \cdot (h_R/H)^{2\alpha} = 0.800$
 - ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
 - ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.800 - (-0.400) = 1.200$
 - ・ $q_{wRF} = 1.200 \times 950 = 1140 \text{ N/m}^2$

- ⑬ 3階壁の風圧力
- ・ 当該位置の平均高さ $h_3 = 7.425 \text{ m}$
 - ・ 壁面の風上の外圧係数 $0.8kz = 0.8 \cdot (h_3/H)^{2\alpha} = 0.731$
 - ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
 - ・ 内圧係数 $C_{pi} = 0.000 \text{ or } -0.200$
 - ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.731 - (-0.400) = 1.131$
 - ・ $q_{w2F} = 1.131 \times 950 = 1075 \text{ N/m}^2$

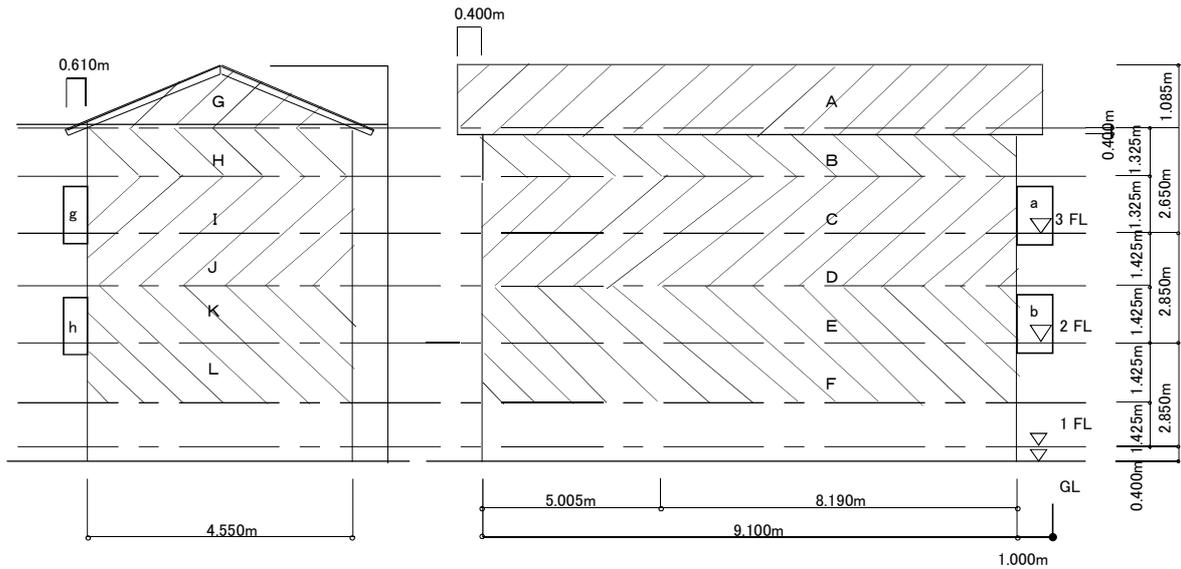
- ⑬ 2階壁の風圧力
- ・ 当該位置の平均高さ $h_2 = 4.675 \text{ m} \rightarrow 5.000 \text{ m}$
 - ・ 壁面の風上の外圧係数 $0.8kz = 0.8 \cdot (h_2/H)^{2\alpha} = 0.624$
 - ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
 - ・ 内圧係数 $C_{pi} = 0.000 \text{ or } -0.200$
 - ・ 建物全体用風圧力 $C_f = 0.624 - (-0.400) = 1.024$
 - ・ $q_{w2F} = 1.024 \times 950 = 973 \text{ N/m}^2$

⑭ 1階壁の風圧力

- ・ 当該位置の平均高さ $h_l = 1.825 \text{ m} \rightarrow 5.000 \text{ m}$
- ・ 壁面の風上の外圧係数 $0.8kz = 0.8 \cdot (h_l/H)^{2\alpha} = 0.624$
- ・ 壁面の風下の外圧係数 $C_{pe} = -0.400$
- ・ 内圧係数 $C_{pi} = 0.000 \text{ or } -0.200$
- ・ 建物全体用風圧力 $CF = 0.624 - (- 0.400) = 1.024$
- $q_{wIF} = 1.024 \times 950 = 973 \text{ N/m}^2$

⑮ 風圧力の受圧面積及び風圧力の計算

- ・ 受圧面積 (見付け面積)



・ 風圧力の計算

階数	速度圧 q_{wi} (kN/m^2)	X方向				Y方向			
		箇所	見付面積 A_{wi} (m^2)	各階風圧力 $Q_{wi} = q_{wi} \times A_{wi}$ (kN)	合計風圧力 ΣQ_{wi} (kN)	箇所	見付面積 A_{wi} (m^2)	各階風圧力 $Q_{wi} = q_{wi} \times A_{wi}$ (kN)	合計風圧力 ΣQ_{wi} (kN)
3階	0.587					A	$9.900 \times 1.485 = 14.70$	8.63	17.92
	1.140	G	$4.790 \times 0.930 / 2 = 2.23$	2.54					
	1.075	H	$4.790 \times 1.480 = 7.09$	7.62	B	$9.340 \times 0.925 = 8.64$	9.29		
	1.075	軒	$2 \times 0.610 \times 0.155 = 0.19$	0.20					
			合計	10.36		合計	17.92		
2階	1.075	I	$4.790 \times 1.325 = 6.35$	6.82	C	$9.340 \times 1.325 = 12.38$	13.30	45.67	
	0.973	J	$4.790 \times 1.425 = 6.83$	6.64	D	$9.340 \times 1.425 = 13.31$	12.95		
	1.075	g	$0.600 \times 1.400 = 0.84$	0.90	a	$1.000 \times 1.400 = 1.40$	1.50		
			合計	14.37		合計	27.76		
1階	0.973	K	$4.790 \times 1.425 = 6.83$	6.64	E	$4.790 \times 2.850 = 13.65$	13.28	73.22	
	0.973	L	$4.790 \times 1.425 = 6.83$	6.64	F	$4.790 \times 2.850 = 13.65$	13.28		
	0.973	h	$0.600 \times 1.400 = 0.84$	0.82		$1.000 \times 1.000 = 1.00$	0.97		
						b			
			合計	14.10		合計	27.54		

注. 通り芯と外壁仕上げ面との距離は、120mmとする。
 X方向: $9.1 + 0.12 + 0.12 = 9.340$
 Y方向: $4.550 + 0.12 + 0.12 = 4.790$

3.2.7 地震力の計算

① 各部位の地震時の重量算定

部位	固定荷重 N/m ²	積載荷重 N/m ²	合計荷重 N/m ²	符号	水平面または鉛直面の荷重面積(m ²)	重量 kN	
屋根	710		710	W ₁	$(9.10+0.40 \times 2) \times (4.55+0.73 \times 2)$	= 59.499	42.24
妻小壁・桁小壁	330		330	W ₂	$4.55 \times 1.085/2 \times 2$	= 4.937	1.63
小屋裏界壁	0		0	W ₃	0	= 0.000	0.00
外壁(3階) ^{*1}	570		570	W ₄	$2.650 \times (9.10 \times 2 + 4.55 \times 2)$	= 72.345	41.24
外壁(2階) ^{*1}	570		570	W ₄	$2.850 \times (9.10 \times 2 + 4.55 \times 2)$	= 77.805	44.35
外壁(1階) ^{*1}	570		570	W ₅	$2.850 \times (9.10 \times 2 + 4.55 \times 2 + 1.82 \times 2)$	= 88.179	50.26
界壁(2階) ^{*1}	0		0	W ₆	0	= 0.000	0.00
界壁(1階) ^{*1}	0		0	W ₇	0	= 0.000	0.00
内壁(3階) ^{*1}	250		250	W ₈	$2.850 \times (2.73 \times 2 + 3.185 \times 2 + 0.91 \times 2)$	= 38.903	9.73
内壁(2階) ^{*1}	250		250	W ₈	$2.850 \times (2.73 \times 2 + 3.185 \times 2 + 0.91 \times 2)$	= 38.903	9.73
内壁(1階) ^{*1}	250		250	W ₉	$2.850 \times (2.73 \times 2 + 3.185 \times 2 + 0.91 \times 2)$	= 38.903	9.73
2,3階床	660	600	1260	W ₁₀	9.10×4.55	= 41.405	52.17
廊下	0	600	600	W ₁₁	0	= 0.000	0.00
ハ ^ル コニ-①	760	600	1360	W ₁₂	4.55×1.0	= 4.550	6.19
ハ ^ル コニ-②	760	600	1360	W ₁₂	1.82×0.6	= 1.092	1.49
ハ ^ル コニ-手摺①	520		520	W ₁₃	$1.40 \times (1.0 \times 2 + 4.55)$	= 9.170	4.77
ハ ^ル コニ-手摺②	520		520	W ₁₃	$1.40 \times (0.6 \times 2 + 1.82)$	= 4.228	2.20

*1 外壁の開口率については、本計算では無視する。

② 各階の地震時の重量算定

部位	項目	3階 (kN)		2階 (kN)	
屋根	W ₁	42.24	$\times 1.0 = 42.24$		
妻小壁	W ₂	1.63	$\times 1.0 = 1.63$		
小屋裏界壁	W ₃				
3階外壁	W ₄	41.24	$\times 0.5 = 20.62$	41.24	$\times 0.5 = 20.62$
2階外壁	W ₄			44.35	$\times 0.5 = 22.17$
1階外壁	W ₅				
2階界壁	W ₆				
1階界壁	W ₇				
3階内壁	W ₈	9.73	$\times 0.5 = 4.86$	9.73	$\times 0.5 = 4.86$
2階内壁	W ₈			9.73	$\times 0.5 = 4.86$
1階内壁	W ₉				
床組	W ₁₀			52.17	$\times 1.0 = 52.17$
廊下	W ₁₀				
ハ ^ル コニ-①	W ₁₁				
ハ ^ル コニ-②	W ₁₁				
ハ ^ル コニ-手摺①	W ₁₂				
ハ ^ル コニ-手摺②	W ₁₂				
合計			69.35		104.69

部位	項目	1階 (kN)		バルコニー (kN)	
屋根	W ₁				
妻小壁	W ₂				
小屋裏界壁	W ₃				
3階外壁	W ₄				
2階外壁	W ₄	44.35	$\times 0.5 = 22.17$		
1階外壁	W ₅	50.26	$\times 0.5 = 25.13$		
3階界壁	W ₆				
2階界壁	W ₆				
1階界壁	W ₇				
3階内壁	W ₈				
2階内壁	W ₈	9.73	$\times 0.5 = 4.86$		
1階内壁	W ₉	9.73	$\times 0.5 = 4.86$		
床組	W ₁₀	52.17	$\times 1.0 = 52.17$		
廊下	W ₁₀				
ハ ^ル コニ-①	W ₁₁			6.19	$\times 1.0 = 6.19$
ハ ^ル コニ-②	W ₁₁			1.49	$\times 1.0 = 1.49$
ハ ^ル コニ-手摺①	W ₁₂			4.77	$\times 1.0 = 4.77$
ハ ^ル コニ-手摺②	W ₁₂			2.20	$\times 1.0 = 2.20$
合計			109.20		14.64

3階下部の重量	m ₁₃ =	外壁	20.62	+	界壁	0.00	+	内壁	4.86	=	25.48	kN
2階下部の重量	m ₁₃ =	22.17	+	0.00	+	4.86	=	27.04	kN			
1階下部の重量	m ₁₄ =	25.13	+	0.00	+	4.86	=	29.99	kN			

③ 地震力

設計条件の建設場所から、施行令88条、昭和55年建設省告示第1793号に基づいて定める。

- 各階の層せん断力係数 $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_0$
- 地震時層せん断力 $Q_i = C_i \sum w_i$
- 地震力分布係数 $A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2 \cdot T}{1 + 3 \cdot T}$
- 建築高さ $h = 1.085 / 2 + 2.650 + 2.850 + 2.850 + 0.400 = 9.293 \text{ m}$
- 建築物の1次固有周期 $T = 0.03h = 0.279 \text{ sec}$
- 地域係数 $Z = 1.0$ 地域係数
- $T_c = 0.6$ 地盤種別 : 第二種地盤
- $R_t = 1.0$ 振動特性係数
- α_i : 対象とする階の支える固定荷重と積載荷重の和に当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重の和で除した数値
- C_0 : ルート1による標準せん断力係数 ($C_0=0.3$)
- w_i : 対象とする階の支える固定荷重と積載荷重の和

④ A_i 分布の計算

階数	部位	重量 w_i	総重量 $\sum w_i$	α_i	A_i	せん断力係数 C_i	地震層せん断力 Q_i
3階	屋根	69.35					
	合計	69.35	69.35	0.22	1.58	0.473	32.81
2階	屋根	104.69					
	バルコニー	14.64					
	合計	119.33	188.68	0.60	1.21	0.362	68.35
1階	床	109.20					
	バルコニー	14.64					
	合計	123.84	312.52	1.00	1.00	0.300	93.76

- 耐力壁下部のせん断力割り増し係数 Kf
- 3階下部の重量 = 25.48 kN
- 3階下部地震力 = 0.47 × 25.48 = 12.06 kN
- 3階下部の総地震力 = 32.81 + 12.06 = 44.87 kN
- 3階壁せん断係数 Kf
- $Kf = 44.87 / 32.81 = 1.367 \rightarrow \boxed{1.37}$
- 2階下部の重量 = 27.04 kN
- 2階下部地震力 = 0.36 × 27.04 = 9.79 kN
- 2階下部の総地震力 = 68.35 + 9.79 = 78.14 kN
- 2階壁せん断係数 Kf
- $Kf = 78.14 / 68.35 = 1.143 \rightarrow \boxed{1.15}$
- 1階下部の重量 = 29.99 kN
- 1階下部地震力 = 0.30 × 29.99 = 9.00 kN
- 基礎天端の総地震力 = 93.76 + 9.00 = 102.76 kN
- 1階壁せん断係数及び基礎天端に作用する地震力の割り増し係数 Kf
- $Kf = 102.76 / 93.76 = 1.096 \rightarrow \boxed{1.10}$

- 小屋組転倒モーメントの影響による割り増し係数 Km
- 各階の転倒モーメント
- 3階転倒モーメント $M_3 = 32.81 \times 2.650 = 86.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 2階転倒モーメント $M_2 = 86.96 + 68.35 \times 2.850 = 281.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 1階転倒モーメント $M_1 = 281.75 + 93.8 \times 2.850 = 548.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 地震力による転倒モーメント
- 小屋組による軒位置での転倒モーメント (小屋組+屋根葺き材荷重: 0.55 N/m²とする)
- $M_R = 1.085 / 2 \times 0.55 \times 59.50 \times 0.473 = 8.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 小屋組を考慮した転倒モーメント
- 3階転倒モーメント $M_{3R} = 86.96 + 8.40 = 95.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $Km = M_{3R} / M_3 = \boxed{1.10}$
- 2階転倒モーメント $M_{2R} = 281.75 + 8.40 = 290.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $Km = M_{2R} / M_2 = \boxed{1.03}$
- 1階転倒モーメント $M_{1R} = 548.96 + 8.40 = 557.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $Km = M_{1R} / M_1 = \boxed{1.02}$

2) 2階重心の計算

階	荷重 $w \times A$ kN	原点からの 距離		床面積の 寸法		床面積の重心位置 (図心位置)	
		X m	Y m	L_x m	L_y m	X_0 m	Y_0 m
3階 より	69.35						
2階 ①	52.17	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
②	42.79	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
③	9.73	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
④	6.19	9.100	0.000	1.000	4.550	9.600	2.275
⑤	1.49	6.370	4.550	1.820	0.600	7.280	4.850
⑥	4.77	9.100	0.000	1.000	4.550	9.600	2.275
⑦	2.20	6.370	4.550	1.820	0.600	7.280	4.850
小計	119.33						
合計	188.68						

階	$w \times A \times X_0$ kN・m	$w \times A \times Y_0$ kN・m	重心位置	
			g_x m	g_y m
3階 より	315.56	157.78		
2階 ①	237.37	118.69		
②	194.71	97.35		
③	44.25	22.13		
④	59.40	14.08		
⑤	10.81	7.20		
⑥	45.78	10.85		
⑦	16.01	10.66		
小計	608.33	280.96		
合計	923.90	438.74	4.897	2.325

- ① : 床の荷重
- ② : 外壁の荷重
- ③ : 内壁の荷重
- ④ : バルコニーの荷重①
- ⑤ : バルコニーの荷重②
- ⑥ : バルコニー手摺の荷重①
- ⑦ : バルコニー手摺の荷重②

重心位置

$$g_x = \Sigma (w \times A \times X_0) / \Sigma (w \times A)$$

$$g_y = \Sigma (w \times A \times Y_0) / \Sigma (w \times A)$$

3) 1階重心の計算

階	荷重 $w \times A$ kN	原点からの 距離		床面積の 寸法		床面積の重心位置 (図心位置)	
		X m	Y m	L_x m	L_y m	X_0 m	Y_0 m
2階 より	188.68						
1階 ①	52.17	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
②	47.31	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
③	9.73	0.000	0.000	9.100	4.550	4.550	2.275
④	6.19	9.100	0.000	1.000	4.550	9.600	2.275
⑤	1.49	6.370	4.550	1.820	0.600	7.280	4.850
⑥	4.77	9.100	0.000	1.000	4.550	9.600	2.275
⑦	2.20	6.370	4.550	1.820	0.600	7.280	4.850
小計	123.84						
合計	312.52						

階	$w \times A \times X_0$ kN・m	$w \times A \times Y_0$ kN・m	重心位置	
			g_x m	g_y m
2階 より	923.90	438.74		
1階 ①	237.37	118.69		
②	215.24	107.62		
③	44.25	22.13		
④	59.40	14.08		
⑤	10.81	7.20		
⑥	45.78	10.85		
⑦	16.01	10.66		
小計	628.86	291.22		
合計	1552.76	729.96	4.968	2.336

- ① : 床の荷重
- ② : 外壁の荷重
- ③ : 内壁の荷重
- ④ : バルコニーの荷重①
- ⑤ : バルコニーの荷重②
- ⑥ : バルコニー手摺の荷重①
- ⑦ : バルコニー手摺の荷重②

重心位置

$$g_x = \Sigma (w \times A \times X_0) / \Sigma (w \times A)$$

$$g_y = \Sigma (w \times A \times Y_0) / \Sigma (w \times A)$$

(2) 剛心の計算

1) 耐力壁の耐力と剛性

壁 記号	耐力壁の種類	壁長	せん断剛性 K_s (kN/rad/1P)
W1	両面せっこうボード	910mm以上	1338
W2	構造用合板+せっこうボード	910mm以上	2416
W3	両面せっこうボード	910mm未満	669
W4	構造用合板+せっこうボード	910mm未満	1208
W5	両面構造用合板	910mm以上	3494

2) 3階剛心の計算

X方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_x (kN/rad)	Y (m)	$\Sigma K_x \cdot Y$	$\Sigma K_x \cdot Y^2$
Y1	W2	5.5	2416	13288	0.000	0	0
Y2	W2	6.0	2416	14496	4.550	65958	300110
合計				27785		65958	300110

Y方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_y (kN/rad)	X (m)	$\Sigma K_y \cdot X$	$\Sigma K_y \cdot X^2$
X1	W2	2.0	2416	4832	0.000	0	0
X2	W1	2.0	1338	2675	3.185	8521	27140
X3	W1	1.5	1338	2007	6.370	12782	81420
X4	W2	3.0	2416	7248	9.100	65958	600219
合計				16762		87261	708779

剛心座標	I_x (m)	I_y (m)
3階	5.206	2.374

* 1 $1P=0.910m$ とする。

2) 2階剛心の計算

X方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_x (kN/rad)	Y (m)	$\Sigma K_x \cdot Y$	$\Sigma K_x \cdot Y^2$
Y1	W2	6.5	2416	15704	0.000	0	0
Y2	W2	6.0	2416	14496	4.550	65958	300110
合計				30201		65958	300110

Y方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_y (kN/rad)	X (m)	$\Sigma K_y \cdot X$	$\Sigma K_y \cdot X^2$
X1	W2	3.0	2416	7248	0.000	0	0
X2	W2	4.0	2416	9664	3.185	30780	98036
X3	W2	4.0	2416	9664	6.370	61561	392143
X4	W2	3.0	2416	7248	9.100	65958	600219
合計				33825		158300	1090398

剛心座標	I_x (m)	I_y (m)
2階	4.680	2.184

* 1 1P=0.910mとする。

3) 1階剛心の計算

X方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_x (kN/rad)	Y (m)	$\Sigma K_x \cdot Y$	$\Sigma K_x \cdot Y^2$
Y1	W2	6.5	2416	15704	0.000	0	0
Y2	W1	2.5	1338	3344	1.820	6087	11077
Y3	W2	6.0	2416	14496	4.550	65958	300110
合計				33545		72045	311187

Y方向							
通り	壁 記号	ΣnP^{*1}	K_s (kN/rad/1P)	K_y (kN/rad)	X (m)	$\Sigma K_y \cdot X$	$\Sigma K_y \cdot X^2$
X1	W2	3.0	2416	7248	0.000	0	0
X2	W2	4.0	2416	9664	3.185	30780	98036
X3	W2	4.0	2416	9664	6.370	61561	392143
X4	W2	3.0	2416	7248	9.100	65958	600219
合計				33825		158300	1090398

剛心座標	I_x (m)	I_y (m)
1階	4.680	2.148

* 1 1P=0.910mとする。

(3) ねじり補正係数の計算

「(1) 重心の計算」, 「(2) 剛心の計算」より

1) 3階

① 偏心距離(e_x, e_y)

X方向	$e_x = 4.550$	-	5.206	=	-0.656	m
Y方向	$e_y = 2.275$	-	2.374	=	-0.099	m

② 剛性の二次モーメント(J_x, J_y)

X方向	$J_x = 300110$	-	27785	×	2.374^2	=	143531
Y方向	$J_y = 708779$	-	16762	×	5.206^2	=	254513

③ ねじり剛性(K_R) $K_R = 143531 + 254513 = 398044$

④ ねじり補正係数(α_x, α_y)

X方向	$\alpha_x =$	$1 + \sum K_x \times e_y \times (Y - l_y) / K_R$	=	1.0164	-	0.0069	Y
Y方向	$\alpha_y =$	$1 + \sum K_y \times e_x \times (X - l_x) / K_R$	=	1.1438	-	0.0276	X

2) 2階

① 偏心距離(e_x, e_y)

X方向	$e_x = 4.897$	-	4.680	=	0.217	m
Y方向	$e_y = 2.325$	-	2.184	=	0.141	m

② 剛性の二次モーメント(J_x, J_y)

X方向	$J_x = 300110$	-	30201	×	2.184^2	=	156057
Y方向	$J_y = 1090398$	-	33825	×	4.680^2	=	349556

③ ねじり剛性(K_R) $K_R = 156057 + 349556 = 505613$

④ ねじり補正係数(α_x, α_y)

X方向	$\alpha_x =$	$1 + \sum K_x \times e_y \times (Y - l_y) / K_R$	=	0.9816	+	0.0084	Y
Y方向	$\alpha_y =$	$1 + \sum K_y \times e_x \times (X - l_x) / K_R$	=	0.9322	+	0.0145	X

3) 1階

① 偏心距離(e_x, e_y)

X方向	$e_x = 4.968$	-	4.680	=	0.288	m
Y方向	$e_y = 2.336$	-	2.148	=	0.188	m

② 剛性の二次モーメント(J_x, J_y)

X方向	$J_x = 311187$	-	33545	×	2.148^2	=	156456
Y方向	$J_y = 1090398$	-	33825	×	4.680^2	=	349556

③ ねじり剛性(K_R) $K_R = 156456 + 349556 = 506012$

④ ねじり補正係数(α_x, α_y)

X方向	$\alpha_x =$	$1 + \sum K_x \times e_y \times (Y - l_y) / K_R$	=	0.9732	+	0.0125	Y
Y方向	$\alpha_y =$	$1 + \sum K_y \times e_x \times (X - l_x) / K_R$	=	0.9098	+	0.0193	X

3.3.2 耐力壁の検討

壁記号	耐力壁の種類	壁長	P_a (kN/1P)
W1	両面せっこうボード	910mm以上	4.46
W2	構造用合板+せっこうボード	910mm以上	8.05
W3	両面せっこうボード	910mm未満	2.23
W4	構造用合板+せっこうボード	910mm未満	4.03
W5	両面構造用合板	910mm以上	11.65

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および地震力との比較 (X方向)

方 向	階 数	通 り	壁記号	せん断 剛性 K^{*1} 剛心計算 により (kN/rad)	剛性 低下率 β_i^{*2}	ねじり補 正係数 α_i^{*3}	耐力壁			地震力		判定
							壁量 ΣL_w^{*5} (nP)	短期許容 せん断耐 力 P_a (kN/P)	許容せん 断耐力 Q_d (kN)	分担せん 断力 ΔQ_{Ei}^{*4} (kN)	耐力比 $\frac{\Delta Q_{Ei}}{Q_d}$	
X 方 向	3 階	全体		27785					92.62	32.81	0.35	OK
		Y1	W2	13288	1.00	1.016	5.5	8.05	44.29	15.95	0.36	OK
		Y2	W2	14496	1.00	0.985	6.0	8.05	48.32	16.86	0.35	OK
	2 階	全体		30201					100.67	68.35	0.68	OK
		Y1	W2	15704	1.00	0.982	6.5	8.05	52.35	34.89	0.67	OK
		Y2	W2	14496	1.00	1.020	6.0	8.05	48.32	33.46	0.69	OK
	1 階	全体		33545					111.82	93.76	0.84	OK
		Y1	W2	15704	1.00	0.973	6.5	8.05	52.35	42.72	0.82	OK
		Y2	W1	3344	1.00	0.996	2.5	4.46	11.15	9.31	0.84	OK
		Y3	W2	14496	1.00	1.030	6.0	8.05	48.32	41.73	0.86	OK

*1 「3.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。

*2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。

「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。

*3 α_i は「3.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。

*4 分担せん断力は $(\alpha_i \times \beta_i \times \text{各通りの剛性} / \text{全体剛性})$ により計算する。

*5 1P=0.910mとする。

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および地震力との比較 (Y方向)

方 向	階 数	通 り	壁記号	せん断 剛性 K^{*1} 剛心計算 により (kN/rad)	剛性 低下率 β_i^{*2}	ねじり補 正係数 α_i^{*3}	耐力壁			地震力		判定
							壁量 ΣL_w^{*5} (nP)	短期許容 せん断耐 力 P_a (kN/P)	許容せん 断耐力 Q_d (kN)	分担せん 断力 ΔQ_{Ei}^{*4} (kN)	耐力比 $\frac{\Delta Q_{Ei}}{Q_d}$	
Y 方 向	3 階	全体		16762					55.87	32.81	0.59	OK
		X1	W2	4832	1.00	1.144	2.0	8.05	16.11	10.82	0.67	OK
		X2	W1	2675	1.00	1.056	2.0	4.46	8.92	5.53	0.62	OK
		X3	W1	2007	1.00	0.968	1.5	4.46	6.69	3.80	0.57	OK
		X4	W2	7248	1.00	0.892	3.0	8.05	24.16	12.66	0.52	OK
	2 階	全体		33825					112.75	68.35	0.61	OK
		X1	W2	7248	1.00	0.932	3.0	8.05	24.16	13.65	0.57	OK
		X2	W2	9664	1.00	0.978	4.0	8.05	32.21	19.11	0.59	OK
		X3	W2	9664	1.00	1.024	4.0	8.05	32.21	20.01	0.62	OK
		X4	W2	7248	1.00	1.064	3.0	8.05	24.16	15.58	0.65	OK
	1 階	全体		33825					112.75	93.76	0.83	OK
		X1	W2	7248	1.00	0.910	3.0	8.05	24.16	18.28	0.76	OK
		X2	W2	9664	1.00	0.971	4.0	8.05	32.21	26.02	0.81	OK
		X3	W2	9664	1.00	1.033	4.0	8.05	32.21	27.66	0.86	OK
		X4	W2	7248	1.00	1.085	3.0	8.05	24.16	21.80	0.90	OK

* 1 「3.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。

* 2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。

「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。

* 3 α_i は「3.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。

* 4 分担せん断力は $(\alpha_i \times \beta_i \times \text{各通りの剛性} / \text{全体剛性})$ により計算する。

* 5 $1P=0.910m$ とする。

各階の耐力壁のせん断耐力の算出および風圧力との比較

方 向	階 数	通 り	壁記号	せん断 剛性 A^{*1} 剛心計算 により (kN/rad)	剛性 低下率 β_i^{*2}	ねじり補 正係数 α_i^{*3}	耐力壁			風圧力		判 定	
							壁量 ΣL_w^{*5} (nP)	短期許容 せん断耐 力 P_a (kN/P)	許容せん 断耐力 Q_d (kN)	分担せん 断力 ΔQ_{wi}^{*4} (kN)	耐 力 比 $\frac{\Delta Q_{wi}}{Q_d}$		
X 方 向	3 階	全体		27785					92.62	10.36	0.11	OK	
		Y1	W2	13288	1.00	1.016	5.5	8.05	44.29	11.06	0.25	OK	
		Y2	W2	14496	1.00	0.985	6.0	8.05	48.32	11.69	0.24	OK	
	2 階	全体		30201					100.67	24.73	0.25	OK	
		Y1	W2	15704	1.00	0.982	6.5	8.05	52.35	12.62	0.24	OK	
		Y2	W2	14496	1.00	1.020	6.0	8.05	48.32	12.11	0.25	OK	
	1 階	全体		33545					111.82	38.83	0.35	OK	
		Y1	W2	15704	1.00	0.973	6.5	8.05	52.35	17.69	0.34	OK	
		Y2	W1	3344	1.00	0.996	2.5	4.46	11.15	3.86	0.35	OK	
		Y3	W2	14496	1.00	1.030	6.0	8.05	48.32	17.28	0.36	OK	
	Y 方 向	3 階	全体		16762					55.87	17.92	0.32	OK
			X1	W2	4832	1.00	1.144	2.0	8.05	16.11	7.46	0.46	OK
X2			W1	2675	1.00	1.056	2.0	4.46	8.92	3.81	0.43	OK	
X3			W1	2007	1.00	0.968	1.5	4.46	6.69	2.62	0.39	OK	
X4			W2	7248	1.00	0.892	3.0	8.05	24.16	8.73	0.36	OK	
2 階		全体		33825					112.75	45.67	0.41	OK	
		X1	W2	7248	1.00	0.932	3.0	8.05	24.16	9.12	0.38	OK	
		X2	W2	9664	1.00	0.978	4.0	8.05	32.21	12.77	0.40	OK	
		X3	W2	9664	1.00	1.024	4.0	8.05	32.21	13.37	0.42	OK	
		X4	W2	7248	1.00	1.064	3.0	8.05	24.16	10.41	0.43	OK	
1 階		全体		33825					112.75	73.22	0.65	OK	
		X1	W2	7248	1.00	0.910	3.0	8.05	24.16	14.27	0.59	OK	
		X2	W2	9664	1.00	0.971	4.0	8.05	32.21	20.32	0.63	OK	
		X3	W2	9664	1.00	1.033	4.0	8.05	32.21	21.60	0.67	OK	
		X4	W2	7248	1.00	1.085	3.0	8.05	24.16	17.03	0.70	OK	

* 1 「3.3.1(2) 剛心の計算」の結果より求められた数値を参照する。

* 2 β_i は耐力壁直下に耐力壁がない場合の剛性低下率。

「設計の手引き」第I編第3章「3.15.4 支持条件の影響」参照。

* 3 α_i は「3.3.1(3) ねじり補正係数の計算」で求めた式による。

* 4 分担せん断力は $(\alpha_i \times \beta_i \times \text{各通りの剛性} / \text{全体剛性})$ により計算する。

* 5 $1P=0.910m$ とする。

3.4 部材の設計

3.4.1 屋根根太・床根太の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

3.4.2 屋根梁・床梁の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

3.4.3 まぐさの検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

3.4.4 耐風梁の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

3.4.5 たて枠・接合金物の検討

(1) 一般部たて枠の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

(2) 耐力壁端部たて枠・接合金物の検討

①X1通り 1.0P耐力壁

・設計条件

検討たて枠 X1通り 開口脇たて枠
3, 2, 1階：構造用合板+せっこうボード

小屋組みスパン	$L_{TR} =$	4.550 m		
小屋組みピッチ	$P_T =$	0.455 m		
けらばの出	$B =$	0.400 m		
小屋組高	$h_{RF} =$	1.085 m		
階高	$h_3 =$	2.650 m	(耐力壁高さ $h_3' =$	2.600 m)
	$h_2 =$	2.850 m	(耐力壁高さ $h_2' =$	2.600 m)
	$h_1 =$	2.850 m	(耐力壁高さ $h_1' =$	2.600 m)
地盤高	$h_{GL} =$	0.400 m		
側根太高	$h_{MG} =$	0.250 m		
腰壁/垂れ壁高	$h_{KW} =$	0.850 m		
開口幅	$L_{MG} =$	1.820 m		
床根太スパン	$L_n =$	2.730 m		
床根太ピッチ	$P_N =$	0.455 m		
たて枠ピッチ	$P_S =$	0.455 m		
バルコニーの出	$L_{ball} =$	0.0 m		

・荷重条件 (積雪時軸力及び風圧時軸力は、地震時軸力より小さいので省略)

長期 軸力

小屋	$W_{RTL} =$	$710 \times (0.455/2 + 0.400)$	$= 446 \text{ N/m}$	$= 0.446 \text{ kN/m}$
妻小壁	$W_{TMTL} =$	$330 \times 1.085 \times 0.8$	$= 286 \text{ N/m}$	$= 0.286 \text{ kN/m}$
3階 外壁	$W_{3wall} =$	570×2.650	$= 1511 \text{ N/m}$	$= 1.511 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{3kwall} =$	570×0.850	$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$
床	$W_{3roof} =$	$1960 \times (2.730)/2$	$= 2675 \text{ N/m}$	$= 2.675 \text{ kN/m}$
2階 外壁	$W_{2wall} =$	570×2.850	$= 1625 \text{ N/m}$	$= 1.625 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{2kwall} =$	570×0.850	$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$
床	$W_{2roof} =$	$1960 \times (2.730)/2$	$= 2675 \text{ N/m}$	$= 2.675 \text{ kN/m}$
1階 外壁	$W_{1wall} =$	570×2.850	$= 1625 \text{ N/m}$	$= 1.625 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{1kwall} =$	570×0.850	$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}
 N_{p3} &= (W_{RTL} + W_{TMTL} + W_{3wall}) \times P_S/2 + (W_{RTL} + W_{TMTL} + W_{3kwall}) \times L_{MG}/2 \\
 &= 1.62 \text{ kN} \\
 N_{p2} &= N_{p3} + (W_{3roof} + W_{2wall}) \times P_S/2 + (W_{3roof} + W_{2kwall}) \times L_{MG}/2 \\
 &= 5.47 \text{ kN} \\
 N_{p1} &= N_{p2} + (W_{2roof} + W_{1wall}) \times P_S/2 + (W_{2roof} + W_{1kwall}) \times L_{MG}/2 \\
 &= 9.32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

短期 地震時軸力

耐力壁の各負担せん断力を片持ち梁モデルとして発生する転倒モーメントから軸力〔引張力・圧縮力〕を算定する。

各通りの負担せん断力は「3.3.2 耐力壁の検討」、割増係数 K_m は「3.2.7 地震力の計算」を参照。

X1通り 検討耐力壁 $n = 1.0$ P(外壁)

3階	X1通り分担せん断力	$\Delta Q_{Ei} = 10.82 \text{ kN}$	
	壁量	$\Sigma L_w = 2.0 \text{ nP}$	
	耐力壁の負担せん断力	$Q_3 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w3} / \Sigma L_w$	
		$= 10.82 \times 1.0 / 2.0 = 5.41 \text{ kN}$	
	地震時の軸力	$N_{E3} = (Q_3 \times h_3) / (0.91 \times n)$	
		$= (5.41 \times 2.650) / (0.91 \times 1.0) = 15.75 \text{ kN}$	
	3階たて枠の負担軸力	$cN_{d3} = N_{p3} + N_{E3} \times Km^{*1}$	*1 (割増係数 K_m)
		$= 1.62 + 15.75 \times 1.10 = 18.89 \text{ kN}$	
		$TN_{d3} = N_{p3} - N_{E3} \times Km^{*1}$	
		$= 1.62 - 15.75 \times 1.10 = -15.66 \text{ kN}$	

3階たて枠は、短期引張耐力15.66kN以上、短期圧縮耐力18.89kN以上の耐力を有する構成とする。

	金物ボルト中心間距離	$s = 1.0 \times 910 - 33 = 877 \text{ mm}$
	3階接合金物の負担軸力	$N_{t3} = TN_{d3} \times L_{w3} \times 910 / s$
		$= -15.66 \times 1.0 \times 910 / 877 = 16.25 \text{ kN}$

3階接合金物は、短期引張耐力16.25kN以上の耐力を有する金物とする。

2階	X1通り分担せん断力	$\Delta Q_{Ei} = 13.65 \text{ kN}$	
	壁量	$\Sigma L_w = 3.0 \text{ nP}$	
	耐力壁の負担せん断力	$Q_2 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w2} / \Sigma L_w$	
		$= 13.65 \times 1.0 / 3.0 = 4.55 \text{ kN}$	
	地震時の軸力	$N_{E2} = (Q_2 \times h_2) / (0.91 \times n) + N_{E3}$	
		$= (4.55 \times 2.850) / (0.91 \times 1.0) + 15.75 = 30.01 \text{ kN}$	
	2階たて枠の負担軸力	$cN_{d2} = N_{p2} + N_{E2} \times Km^{*1}$	
		$= 5.47 + 30.01 \times 1.03 = 36.37 \text{ kN}$	
		$TN_{d2} = N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1}$	
		$= 5.47 - 30.01 \times 1.03 = -25.43 \text{ kN}$	

2階たて枠は、短期引張耐力25.43kN以上、短期圧縮耐力36.37kN以上の耐力を有する構成とする。

	金物ボルト中心間距離	$s = 1.0 \times 910 - 33 = 877 \text{ mm}$
	2階接合金物の負担軸力	$N_{t2} = TN_{d2} \times L_{w2} \times 910 / s$
		$= -25.43 \times 1.0 \times 910 / 877 = 26.39 \text{ kN}$

2階接合金物は、短期引張耐力26.39kN以上の耐力を有する金物とする。

1階 X1通り分担せん断力
壁量 $\Delta Q_{Ei} = 18.28 \text{ kN}$
 $\Sigma L_w = 3.0 \text{ m}$
耐力壁の負担せん断力 $Q_1 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w1} / \Sigma L_w$
 $= 18.28 \times 1.0 / 3.0 = 6.09 \text{ kN}$
地震時の軸力 $N_{E1} = (Q_1 \times h_1) / (0.91 \times n) + N_{E2}$
 $= (6.09 \times 2.850) / (0.91 \times 1.0) + 30.01 = 49.09 \text{ kN}$

1階たて枠の負担軸力 $cN_{d1} = N_{p1} + N_{E1} \times Km^{*1}$
 $= 9.32 + 49.09 \times 1.02 = 59.16 \text{ kN}$
 $rN_{d2} = N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1}$
 $= 9.32 - 49.09 \times 1.02 = -40.51 \text{ kN}$

1階たて枠は、短期引張耐力40.51kN以上、短期圧縮耐力59.16kN以上の耐力を有する構成とする。

金物ボルト中心間距離 $s = 1.0 \times 910 - 33 = 877 \text{ mm}$
1階接合金物の負担軸力 $N_{t1} = rN_{d1} \times L_{w1} \times 910 / s$
 $= 40.51 \times 1.0 \times 910 / 877 = 42.04 \text{ kN}$

1階接合金物は、短期引張耐力42.04kN以上の耐力を有する金物とする。

保有耐力接合

耐力壁の各負担せん断力を片持ち梁モデルとして発生する転倒モーメントから軸力 [引張力・圧縮力] を算定する。

第I編 6.1.4 (1) ①の「適用条件」を全て満足しているので、当該規定に従い、各階の負担せん断力を算定する。

「適用条件」

- ・地盤条件 : 第1種地盤又は第2種地盤 \Rightarrow OK (第2種地盤)
 - ・耐力壁の種類 : 第I編 3.1.1(1)に示す耐力壁 \Rightarrow OK
 - ・耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物 \Rightarrow OK
 - ・耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.3 \leq n_3/n_1 \leq 1.6$
 $1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6$
- $\Sigma Q_{a3} = 55.87 \text{ kN}$
 $\Sigma Q_{a2} = 112.75 \text{ kN}$
 $\Sigma Q_{a1} = 112.75 \text{ kN}$
 $Q_3 = 32.81 \text{ kN}$
 $Q_2 = 68.35 \text{ kN}$
 $Q_1 = 93.76 \text{ kN}$
 $n_3 = 1.703$
 $n_2 = 1.650$
 $n_1 = 1.203$
 $n_3 / n_1 = 1.416 \Rightarrow$ OK ($1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6$)
 $n_2 / n_1 = 1.372 \Rightarrow$ OK ($1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6$)
- ・1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.05 \Rightarrow$ OK ($n_1 = 1.203$)

・荷重条件

保有耐力接合時の軸力

2階：構造用合板+せっこうボード、1階：構造用合板+せっこうボード

$$\text{耐力壁の負担せん断力 } Q_3 = 10.82 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 13.65 \text{ kN}$$

$$Q_1 = 18.28 \text{ kN}$$

$$\text{耐力壁の終局耐力 } P_u = 14.20 \text{ kN/1P}$$

$$\text{X1通り 検討耐力壁 } n = 1.0 \text{ P(外壁)}$$

$$\begin{aligned} \text{3階 耐力壁の負担せん断力 } Q_{u3a} &= P_u \times 1.1 \times n \times Q_3 / Q_1 \\ &= 14.20 \times 1.1 \times 1.0 \times 10.82 / 18.28 \\ &= 9.24 \text{ kN} \\ Q_{u3b} &= 1.1 \times P_u \times L_{w3} \\ &= 1.10 \times 14.2 \times 1.0 = 15.62 \text{ kN} \\ Q_{u3} &= \min(Q_{u3a}, Q_{u3b}) \\ &= \min(9.24, 15.6) \\ &= 9.24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{保有耐力接合時の軸力 } N_{E3} &= (Q_3 \times h_3) / (0.91 \times n) \\ &= (9.24 \times 2.650) / (0.91 \times 1.0) = 26.92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{3階たて枠の負担軸力 } {}_cN_{d3} &= N_{p3} + N_{E3} \times Km^{*1} \quad *1 \text{ (割増係数Km)} \\ &= 1.62 + 26.92 \times 1.10 = 31.14 \text{ kN} \\ {}_tN_{d3} &= N_{p3} - N_{E3} \times Km^{*1} \\ &= 1.62 - 26.92 \times 1.10 = -27.90 \text{ kN} \end{aligned}$$

3階たて枠は、終局引張耐力27.90kN以上、終局圧縮耐力31.14kN以上の耐力を有する構成とする。

$$\text{金物ボルト中心間距離 } s = 1.0 \times 910 - 33 = 877 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{3階接合金物の負担軸力 } N_{t3} &= {}_tN_{d3} \times L_{w3} \times 910 / s \\ &= 27.90 \times 1.0 \times 910 / 877 = 28.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

3階接合金物は、終局引張耐力28.95kN以上の耐力を有する金物とする。

$$\begin{aligned} \text{2階 耐力壁の負担せん断力 } Q_{u2a} &= P_u \times 1.1 \times n \times Q_2 / Q_1 \\ &= 14.20 \times 1.1 \times 1.0 \times 13.65 / 18.28 \\ &= 11.66 \text{ kN} \\ Q_{u2b} &= 1.1 \times P_u \times L_{w2} \\ &= 1.10 \times 14.2 \times 1.0 = 15.62 \text{ kN} \\ Q_{u2} &= \min(Q_{u2a}, Q_{u2b}) \\ &= \min(11.66, 15.6) \\ &= 11.66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{保有耐力接合時の軸力 } N_{E2} &= (Q_2 \times h_2) / (0.91 \times n) + N_{E3} \\ &= (11.66 \times 2.850) / (0.91 \times 1.0) + 26.92 = 63.45 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2階たて枠の負担軸力 } {}_cN_{d2} &= N_{p2} + N_{E2} \times Km^{*1} \\ &= 5.47 + 63.45 \times 1.03 = 70.81 \text{ kN} \\ {}_tN_{d2} &= N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1} \\ &= 5.47 - 63.45 \times 1.03 = -59.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

2階たて枠は、終局引張耐力59.87kN以上、終局圧縮耐力70.81kN以上の耐力を有する構成とする。

$$\begin{aligned}
 \text{金物ボルト中心間距離} \quad s &= 1.0 \times 910 - 33 = 877 \text{ mm} \\
 \text{2階接合金物の負担軸力} \quad N_{t2} &= T N_{d2} \times L_{w2} \times 910 / s \\
 &= 59.87 \times 1.0 \times 910 / 877 = 62.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2階接合金物は、終局引張耐力62.12kN以上の耐力を有する金物とする。

$$\begin{aligned}
 \text{1階 耐力壁の負担せん断力} \quad Q_1 &= 1.1 \times P_u \times L_{w1} \\
 &= 1.10 \times 14.2 \times 1.0 = 15.62 \text{ kN} \\
 \text{保有耐力接合時の軸力} \quad N_{E1} &= (Q_1 \times h_1) / (0.91 \times n) + N_{E2} \\
 &= (15.62 \times 2.850) / (0.91 \times 1.0) + 63.45 = 112.36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{1階たて枠の負担軸力} \quad {}_c N_{d1} &= N_{p1} + N_{E1} \times K_m^{*1} \\
 &= 9.32 + 112.36 \times 1.02 = 123.40 \text{ kN} \\
 {}_T N_{d1} &= N_{p1} - N_{E1} \times K_m^{*1} \\
 &= 9.32 - 112.36 \times 1.02 = -104.75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

1階たて枠は、終局引張耐力104.75kN以上、終局圧縮耐力123.40kN以上の耐力を有する構成とする。

$$\begin{aligned}
 \text{金物ボルト中心間距離} \quad s &= 1.0 \times 910 - 33 = 877 \text{ mm} \\
 \text{1階接合金物の負担軸力} \quad N_{t1} &= T N_{d1} \times L_{w1} \times 910 / s \\
 &= 104.75 \times 1.0 \times 910 / 877 = 108.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2階接合金物は、終局引張耐力108.69kN以上の耐力を有する金物とする。

②X4通り 1.5P耐力壁

・設計条件

検討たて枠 X4通り 開口脇たて枠
3, 2, 1階：構造用合板+せっこうボード

小屋組みスパン	$L_{TR} =$	4.550 m		
小屋組みピッチ	$P_T =$	0.455 m		
けらばの出	$B =$	0.400 m		
小屋組高	$h_{RF} =$	1.085 m		
階高	$h_3 =$	2.650 m	(耐力壁高さ $h_3' =$	2.600 m)
	$h_2 =$	2.850 m	(耐力壁高さ $h_2' =$	2.600 m)
	$h_1 =$	2.850 m	(耐力壁高さ $h_1' =$	2.600 m)
地盤高	$h_{GL} =$	0.400 m		
側根太高	$h_{MG} =$	0.250 m		
腰壁/垂れ壁高	$h_{KW} =$	0.850 m		
開口幅	$L_{MG} =$	1.820 m		
床根太スパン	$L_n =$	2.730 m		
床根太ピッチ	$P_N =$	0.455 m		
たて枠ピッチ	$P_S =$	0.455 m		
バルコニーの出	$L_{ball} =$	1.0 m		

・荷重条件 (積雪時軸力及び風圧時軸力は、地震時軸力より小さいので省略)

長期 軸力

		D_L	P_T	B		
小屋	$W_{RTL} =$	$710 \times (0.455/2 + 0.400)$			$= 446 \text{ N/m}$	$= 0.446 \text{ kN/m}$
妻小壁	$W_{TMTL} =$	$330 \times 1.085 \times$	0.8	(高さ低減)	$= 286 \text{ N/m}$	$= 0.286 \text{ kN/m}$
3階 外壁	$W_{3wall} =$	570×2.650			$= 1511 \text{ N/m}$	$= 1.511 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{3kwall} =$	570×0.850			$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$
床	$W_{3roof} =$	$1960 \times (2.730 + 1.0)/2$			$= 3655 \text{ N/m}$	$= 3.655 \text{ kN/m}$
2階 外壁	$W_{2wall} =$	570×2.850			$= 1625 \text{ N/m}$	$= 1.625 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{2kwall} =$	570×0.850			$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$
床	$W_{2roof} =$	$1960 \times (2.730 + 1.0)/2$			$= 3655 \text{ N/m}$	$= 3.655 \text{ kN/m}$
1階 外壁	$W_{1wall} =$	570×2.850			$= 1625 \text{ N/m}$	$= 1.625 \text{ kN/m}$
小壁	$W_{1kwall} =$	570×0.850			$= 485 \text{ N/m}$	$= 0.485 \text{ kN/m}$

$$N_{p3} = (W_{RTL} + W_{TMTL} + W_{3wall}) \times P_S/2 + (W_{RTL} + W_{TMTL} + W_{3kwall}) \times L_{MG}/2$$

$$= 1.62 \text{ kN}$$

$$N_{p2} = N_{p3} + (W_{3roof} + W_{2wall}) \times P_S/2 + (W_{3roof} + W_{2kwall}) \times L_{MG}/2$$

$$= 6.59 \text{ kN}$$

$$N_{p1} = N_{p2} + (W_{2roof} + W_{1wall}) \times P_S/2 + (W_{2roof} + W_{1kwall}) \times L_{MG}/2$$

$$= 11.55 \text{ kN}$$

短期 地震時軸力

耐力壁の各負担せん断力を片持ち梁モデルとして発生する転倒モーメントから軸力〔引張力・圧縮力〕を算定する。

各通りの負担せん断力は「3.3.2 耐力壁の検討」、割増係数 K_m は「3.2.7 地震力の計算」を参照。

X4通り 検討耐力壁 $n = 1.5$ P(外壁)

3階	X4通り分担せん断力	$\Delta Q_{Ei} = 12.66$ kN	
	壁量	$\Sigma L_w = 3.0$ nP	
	耐力壁の負担せん断力	$Q_3 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w3} / \Sigma L_w$	
		$= 12.66 \times 1.5 / 3.0 = 6.33$ kN	
	地震時の軸力	$N_{E3} = (Q_3 \times h_3) / (0.91 \times n)$	
		$= (6.33 \times 2.650) / (0.91 \times 1.5) = 12.29$ kN	
	3階たて枠の負担軸力	$cN_{d3} = N_{p3} + N_{E3} \times Km^{*1}$	*1 (割増係数 K_m)
		$= 1.62 + 12.29 \times 1.10 = 15.10$ kN	
		$TN_{d3} = N_{p3} - N_{E3} \times Km^{*1}$	
		$= 1.62 - 12.29 \times 1.10 = -11.86$ kN	

3階たて枠は、短期引張耐力11.86kN以上、短期圧縮耐力15.10kN以上の耐力を有する構成とする。

金物ボルト中心間距離	$s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332$ mm
3階接合金物の負担軸力	$N_{t3} = TN_{d3} \times L_{w3} \times 910 / s$
	$= 11.86 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 12.16$ kN

3階接合金物は、短期引張耐力12.16kN以上の耐力を有する金物とする。

2階	X4通り分担せん断力	$\Delta Q_{Ei} = 15.58$ kN	
	壁量	$\Sigma L_w = 3.0$ nP	
	耐力壁の負担せん断力	$Q_2 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w2} / \Sigma L_w$	
		$= 15.58 \times 1.5 / 3.0 = 7.79$ kN	
	地震時の軸力	$N_{E2} = (Q_2 \times h_2) / (0.91 \times n) + N_{E3}$	
		$= (7.79 \times 2.850) / (0.91 \times 1.5) + 12.29 = 28.56$ kN	
	2階たて枠の負担軸力	$cN_{d2} = N_{p2} + N_{E2} \times Km^{*1}$	
		$= 6.59 + 28.56 \times 1.03 = 36.00$ kN	
		$TN_{d2} = N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1}$	
		$= 6.59 - 28.56 \times 1.03 = -22.83$ kN	

2階たて枠は、短期引張耐力22.83kN以上、短期圧縮耐力36.00kN以上の耐力を有する構成とする。

金物ボルト中心間距離	$s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332$ mm
2階接合金物の負担軸力	$N_{t2} = TN_{d2} \times L_{w2} \times 910 / s$
	$= 22.83 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 23.39$ kN

2階接合金物は、短期引張耐力23.39kN以上の耐力を有する金物とする。

1階 X4通り分担せん断力
壁量 $\Delta Q_{Ei} = 21.80 \text{ kN}$
 $\Sigma L_w = 3.0 \text{ m}$
耐力壁の負担せん断力 $Q_1 = \Delta Q_{Ei} \times L_{w1} / \Sigma L_w$
 $= 21.80 \times 1.5 / 3.0 = 10.90 \text{ kN}$
地震時の軸力 $N_{E1} = (Q_1 \times h_1) / (0.91 \times n) + N_{E2}$
 $= (10.90 \times 2.850) / (0.91 \times 1.5) + 28.56 = 51.32 \text{ kN}$

1階たて枠の負担軸力 $cN_{d1} = N_{p1} + N_{E1} \times Km^{*1}$
 $= 11.55 + 51.32 \times 1.02 = 63.66 \text{ kN}$
 $rN_{d2} = N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1}$
 $= 11.55 - 51.32 \times 1.02 = -40.55 \text{ kN}$

1階たて枠は、短期引張耐力40.55kN以上、短期圧縮耐力63.66kN以上の耐力を有する構成とする。

金物ボルト中心間距離 $s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332 \text{ mm}$
1階接合金物の負担軸力 $N_{t1} = rN_{d1} \times L_{w1} \times 910 / s$
 $= 40.55 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 41.56 \text{ kN}$

1階接合金物は、短期引張耐力41.56kN以上の耐力を有する金物とする。

保有耐力接合

耐力壁の各負担せん断力を片持ち梁モデルとして発生する転倒モーメントから軸力 [引張力・圧縮力] を算定する。

第I編 6.1.4 (1) ①の「適用条件」を全て満足しているので、当該規定に従い、各階の負担せん断力を算定する。

「適用条件」

- ・地盤条件 : 第1種地盤又は第2種地盤 \Rightarrow OK (第2種地盤)
 - ・耐力壁の種類 : 第I編 3.1.1(1)に示す耐力壁 \Rightarrow OK
 - ・耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物 \Rightarrow OK
 - ・耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.3 \leq n_3/n_1 \leq 1.6$
 $1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6$
- $\Sigma Q_{a3} = 55.87 \text{ kN}$
 $\Sigma Q_{a2} = 112.75 \text{ kN}$
 $\Sigma Q_{a1} = 112.75 \text{ kN}$
 $Q_3 = 32.81 \text{ kN}$
 $Q_2 = 68.35 \text{ kN}$
 $Q_1 = 93.76 \text{ kN}$
 $n_3 = 1.703$
 $n_2 = 1.650$
 $n_1 = 1.203$
 $n_3 / n_1 = 1.416 \Rightarrow$ OK ($1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6$)
 $n_2 / n_1 = 1.372 \Rightarrow$ OK ($1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6$)
- ・1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.05 \Rightarrow$ OK ($n_1 = 1.203$)

・荷重条件

保有耐力接合時の軸力

2階：構造用合板+せっこうボード、1階：構造用合板+せっこうボード

$$\text{耐力壁の負担せん断力 } Q_3 = 12.66 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 15.58 \text{ kN}$$

$$Q_1 = 21.80 \text{ kN}$$

$$\text{耐力壁の終局耐力 } P_u = 14.20 \text{ kN/1P}$$

$$\text{X4通り 検討耐力壁 } n = 1.5 \text{ P(外壁)}$$

$$\begin{aligned} \text{3階 耐力壁の負担せん断力 } Q_{u3a} &= P_u \times 1.1 \times n \times Q_3 / Q_1 \\ &= 14.20 \times 1.1 \times 1.5 \times 12.66 / 21.80 \\ &= 13.60 \text{ kN} \\ Q_{u3b} &= 1.1 \times P_u \times L_{w3} \\ &= 1.10 \times 14.2 \times 1.5 = 23.42 \text{ kN} \\ Q_{u3} &= \min(Q_{u3a}, Q_{u3b}) \\ &= \min(13.60, 23.4) \\ &= 13.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{保有耐力接合時の軸力 } N_{E3} &= (Q_3 \times h_3) / (0.91 \times n) \\ &= (13.60 \times 2.650) / (0.91 \times 1.5) = 26.41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{3階たて枠の負担軸力 } {}_cN_{d3} &= N_{p3} + N_{E3} \times Km^{*1} \quad *1 \text{ (割増係数 } Km) \\ &= 1.62 + 26.41 \times 1.10 = 30.58 \text{ kN} \\ {}_tN_{d3} &= N_{p3} - N_{E3} \times Km^{*1} \\ &= 1.62 - 26.41 \times 1.10 = -27.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

3階たて枠は、終局引張耐力27.35kN以上、終局圧縮耐力30.58kN以上の耐力を有する構成とする。

$$\text{金物ボルト中心間距離 } s = 1.5 \times 910 - 33 = 1332 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{3階接合金物の負担軸力 } N_{t3} &= {}_tN_{d3} \times L_{w3} \times 910 / s \\ &= 27.35 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 28.02 \text{ kN} \end{aligned}$$

3階接合金物は、終局引張耐力28.02kN以上の耐力を有する金物とする。

$$\begin{aligned} \text{2階 耐力壁の負担せん断力 } Q_{u2a} &= P_u \times 1.1 \times n \times Q_2 / Q_1 \\ &= 14.20 \times 1.1 \times 1.5 \times 15.58 / 21.80 \\ &= 16.74 \text{ kN} \\ Q_{u2b} &= 1.1 \times P_u \times L_{w2} \\ &= 1.10 \times 14.2 \times 1.5 = 23.42 \text{ kN} \\ Q_{u2} &= \min(Q_{u2a}, Q_{u2b}) \\ &= \min(16.74, 23.4) \\ &= 16.74 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{保有耐力接合時の軸力 } N_{E2} &= (Q_2 \times h_2) / (0.91 \times n) + N_{E3} \\ &= (16.74 \times 2.850) / (0.91 \times 1.5) + 26.41 = 61.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2階たて枠の負担軸力 } {}_cN_{d2} &= N_{p2} + N_{E2} \times Km^{*1} \\ &= 6.59 + 61.37 \times 1.03 = 69.78 \text{ kN} \\ {}_tN_{d2} &= N_{p2} - N_{E2} \times Km^{*1} \\ &= 6.59 - 61.37 \times 1.03 = -56.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

2階たて枠は、終局引張耐力56.61kN以上、終局圧縮耐力69.78kN以上の耐力を有する構成とする。

$$\begin{aligned}
\text{金物ボルト中心間距離} \quad s &= 1.5 \times 910 - 33 = 1332 \text{ mm} \\
\text{2階接合金物の負担軸力} \quad N_{t2} &= T N_{d2} \times L_{w2} \times 910 / s \\
&= 56.61 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 58.01 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2階接合金物は、終局引張耐力58.01kN以上の耐力を有する金物とする。

$$\begin{aligned}
\text{1階 耐力壁の負担せん断力} \quad Q_1 &= 1.1 \times P_u \times L_{w1} \\
&= 1.10 \times 14.2 \times 1.5 = 23.42 \text{ kN} \\
\text{保有耐力接合時の軸力} \quad N_{E1} &= (Q_1 \times h_1) / (0.91 \times n) + N_{E2} \\
&= (23.42 \times 2.850) / (0.91 \times 1.5) + 61.37 = 110.27 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{1階たて枠の負担軸力} \quad {}_c N_{d1} &= N_{p1} + N_{E1} \times K_m^{*1} \\
&= 11.55 + 110.27 \times 1.02 = 123.51 \text{ kN} \\
{}_T N_{d1} &= N_{p1} - N_{E1} \times K_m^{*1} \\
&= 11.55 - 110.27 \times 1.02 = -100.41 \text{ kN}
\end{aligned}$$

1階たて枠は、終局引張耐力100.41kN以上、終局圧縮耐力123.51kN以上の耐力を有する構成とする。

$$\begin{aligned}
\text{金物ボルト中心間距離} \quad s &= 1.5 \times 910 - 33 = 1332 \text{ mm} \\
\text{1階接合金物の負担軸力} \quad N_{t1} &= T N_{d1} \times L_{w1} \times 910 / s \\
&= 100.41 \times 1.5 \times 910 / 1332 = 102.89 \text{ kN}
\end{aligned}$$

1階接合金物は、終局引張耐力102.89kN以上の耐力を有する金物とする。

3.4.6 屋根版・床版の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

3.4.7 接合部の検討

2階建て設計例に倣い設計する（本設計例では省略する）。

3.5 基礎の設計

基礎は布基礎によって鉛直荷重・水平荷重を支持できるものとする。ただし、本設計例では基礎の設計は省略する。

3.6 チェックシート

チェック欄には、「OK」又は「該当なし」を記入する。

設計チェック項目	チェック欄							
<p>1 ルート1による仕様規定</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「1.1 仕様規定」の規定を満足している。 ・「1.2 構造設計フロー」に従った構造計算ルートにて検討している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK					
OK								
OK								
<p>2 荷重及び外力</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「2.1 固定荷重」の規定を満足している。 ・「2.2 積載荷重」の規定を満足している。 ・「2.3 積雪荷重」の規定を満足している。 ・「2.4 風圧力」の規定を満足している。 ・「2.5 地震力」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	OK		
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
<p>3 壁量計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「3.1.1 耐力壁の耐力・剛性」に示す方法により耐力壁の耐力・剛性を定めている。 ・「3.1.2 特殊な耐力壁の耐力・剛性」に示す特殊な耐力壁は、その影響を適切に評価している。 ・「3.2 応力計算の方法」に従い、各耐力壁の負担せん断力を算定している。 ・「3.3 壁量計算の判定」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>該当なし</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	該当なし	OK	OK			
OK								
該当なし								
OK								
OK								
<p>4 部材計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「4.1 部材の評価」の規定を満足している。 ・「4.2 耐力壁中間部のたて枠」の規定を満足している。 ・「4.3 屋根根太、床根太」の規定を満足している。 ・「4.4 屋根梁、床梁」の規定を満足している。 ・「4.5 まぐさ」の規定を満足している。 ・「4.6 耐風梁」の規定を満足している。 ・「4.7 小屋組」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
<p>5 床版、屋根版、開口部補強</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「5.1 床版、屋根版の評価」の規定を満足している。 ・「5.2.1 床組の構成」の規定を満足している。 ・「5.2.2 鉛直荷重に対する検討」の規定を満足している。 ・「5.2.3 水平荷重に対する検討」の規定を満足している。 ・「5.3 開口部の補強」の規定を満足している。 ・「5.4 屋根版」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								
OK								

設計チェック項目	チェック欄								
<p>6 接合部の計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「6.1 耐力壁端部たて枠及び脚部接合部」の規定を満足している。 ・「6.2 耐力壁パネルジョイント部の接合」の規定を満足している。 ・「6.3 耐力壁と床版の接合」の規定を満足している。 ・「6.4 耐力壁と屋根版の接合」の規定を満足している。 ・「6.5 耐力壁と基礎の接合」の規定を満足している。 ・「6.6 床根太端部の接合」の規定を満足している。 ・「6.7 まぐさ端部の接合」の規定を満足している。 ・「6.8 ガセットプレートによる接合」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK							
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
OK									
<p>7 基礎計算</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「7.1 ホールダウンアンカーボルトの埋め込み長さの検討」の規定を満足している。 ・「7.2 せん断アンカーボルトのせん断力に対してのコーン状破壊の検討」の規定を満足している。 ・「7.3 基礎梁断面の検討」の規定を満足している。 	<table border="1"> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> </table>	OK	OK	OK					
OK									
OK									
OK									

付録 地震応答解析による崩壊層の検証

1. 概要

部分崩壊となる建物の条件を決定するために弾塑性地震応答解析を行う。

解析の手順は、「非崩壊層の耐力余裕度」と「崩壊層の耐力余裕度」の比を仮定し、これによって設計された建物をモデルに地震応答解析を行う。

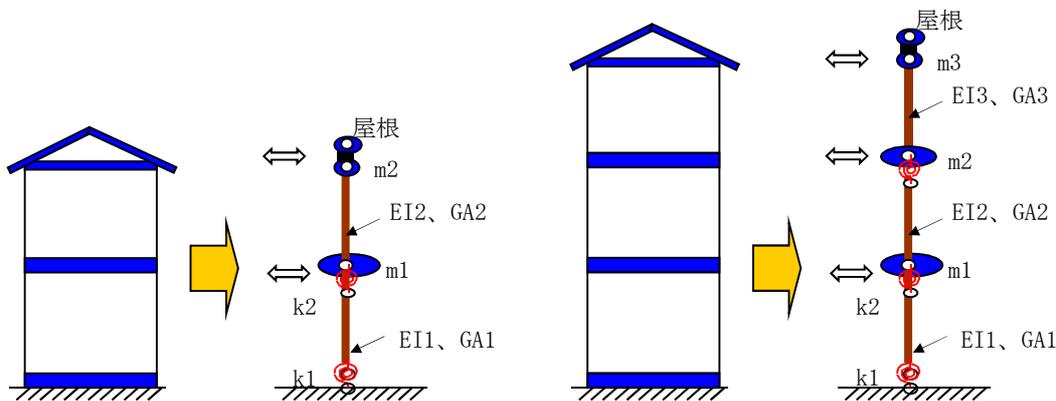
応答結果の最大せん断変形角が耐力壁の限界せん断変形角以内であり、かつ、1階部分だけが崩壊層となった場合、仮定した「非崩壊層の耐力余裕度」と「崩壊層の耐力余裕度」の比が適正であると判断する。

耐力壁の履歴特性は、面内の繰り返しせん断試験結果を用いて定義し、耐力劣化型のスリップモデルとする。

2. 振動モデルと振動諸元

2.1 振動モデル

振動モデルは各層を1質点とする串団子型とし、質点間は耐力壁のせん断ばねで結合し、耐力壁脚部には、接合金物による回転ばねを配置する。



mi : 質点質量
 E_i : 曲げ剛性
 G_i : せん断剛性
 K_i : 回転剛性

2.2 質量分布

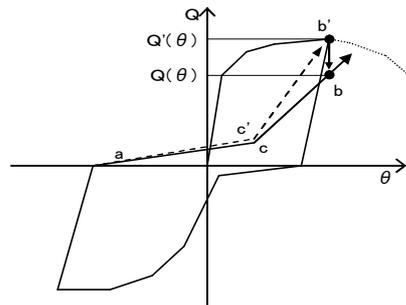
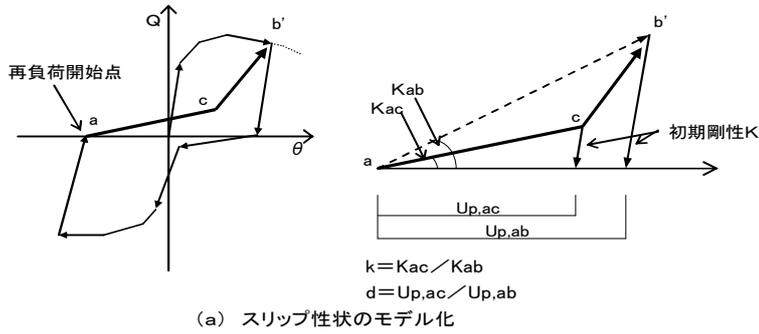
設計例より、地震時の荷重分布は以下となる。

W_i: 各階の重量 kN

建物	2階建て		3階建て	
	W _i	W _i /W ₁	W _i	W _i /W ₁
3	-	-	69.35	0.560
2	189.21	0.481	119.33	0.964
1	393.17	1.000	123.84	1.000

2. 3 耐力壁の履歴特性

耐力壁の履歴特性は、耐力劣化型のスリップ性状であり下図のようにモデル化できる。



$$Q(\theta) / Q'(\theta) = 1 / \log(\theta / U + 10)$$

$Q(\theta)$: 同一振幅における繰返し载荷による耐力(b)

$Q'(\theta)$: 包絡線上の耐力(b')

θ : せん断変形角

U : 劣化の程度を表すパラメータ

履歴特性を定義する k 、 d 、 U は、実験結果より定める。

標準的な耐力壁の仕様は、以下の2種類を考える。

外壁 仕様① : 構造用合板厚9mm+せっこうボード厚12.5mm

$$U = 2.715 \times 10^{-3}$$

$$k = 0.166$$

$$d = 0.722$$

内壁 仕様② : 両面せっこうボード厚12.5mm

$$U = 3.283 \times 10^{-3}$$

$$k = 0.093$$

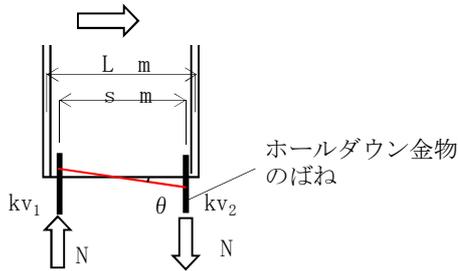
$$d = 0.849$$

耐力壁の限界せん断変形角は、「スチールハウス 構造・耐久性研究報告書 vol.2 平成9年10月」に記載された実験結果より以下と設定する。

限界せん断変形角	仕様①	1/40	($R_u = 25.0 \times 10^{-3}$)
	仕様②	1/45	($R_u = 22.2 \times 10^{-3}$)

2. 4 回転剛性と履歴特性

耐力壁脚部のホールダウン金物による回転剛性 k_θ は、下式で評価する。



$$N = M/s = K_{v1} \times \delta_1 = K_{v2} \times \delta_2$$

$$M = K_\theta \times \theta, \quad \theta = (\delta_1 + \delta_2)/s \text{ より}$$

$$k_\theta = s^2 / (1/K_{v1} + 1/K_{v2})$$

各耐力壁長より k_θ を求める。
 M : 曲げモーメント
 θ : 脚部回転角
 δ_1, δ_2 : 耐力壁両端の変形

2, 3階

名称	Pa kN	Pmax kN	Kv1 kN/mm	Kv2 kN/mm
SAHD-15	15	45	9.0	10.0
SAHD-30	30	65	9.0	10.0
SAHD-45	45	105	21.0	10.0

1階

名称	Pa kN	Pmax kN	Kv1 kN/mm	Kv2 kN/mm
SAHD-15	15	45	18.0	-
SAHD-30	30	65	18.0	-
SAHD-45	45	105	42.0	-

Pa: 短期許容耐力
 Pmax: 最大耐力
 kv1: 引張側軸剛性
 kv2: 圧縮側軸剛性
 (薄板軽量形鋼造建築物
 設計の手引き 第2版 P94より)

・ L_s の計算

$$L_s = L - 0.035$$

階	金物	K_{v1} kN/mm	K_{v2} kN/mm	平均壁長=1.0P		平均壁長=1.5P		平均壁長=2.0P		平均壁長=3.5P	
				L_s m	$k_\theta/10^6$						
2	SAHD-15	9.0	10.0	0.965	4.41	1.465	6.78	1.965	9.15	3.465	16.25
1	SAHD-30	18.0	-	0.965	16.76	1.465	25.75	1.965	34.75	3.465	61.75

階	金物	K_{v1} kN/mm	K_{v2} kN/mm	平均壁長=1.0P		平均壁長=1.5P		平均壁長=2.0P		平均壁長=3.5P	
				L_s m	$k_\theta/10^6$						
3	SAHD-15	9.0	10.0	0.965	4.41	1.465	6.78	1.965	9.15	3.465	16.25
2	SAHD-15	9.0	10.0	0.965	4.41	1.465	6.78	1.965	9.15	3.465	16.25
1	SAHD-30	18.0	-	0.965	16.76	1.465	25.75	1.965	34.75	3.465	61.75

k_θ : 回転剛性 (kN/mm/rad/P)

2. 5 建物の振動諸元の設定

建物の振動諸元は、以下のようにして決定する。

$$Q_i = Z \times C_0 \times A_i \times \Sigma W_i$$

Q_i : 地震層せん断力 (kN)

Z : 地域係数 (1.0)

C_0 : 標準せん断力係数 (0.3)

A_i : 告示式による A_i 分布

ΣW_i : i 階以上の建物重量 (kN)

$$n_i = Q_i / (Q_a \times L)$$

n_i : i 階の必要壁枚数 (P)

Q_a : 単位長さ当たりの短期許容せん断耐力 (kN/m)

$$Q_a = (Q_{a①} + r \times Q_{a②}) / (1 + r)$$

r = 内壁壁長/外壁壁長

$Q_{a①}$ 、 $Q_{a②}$: 外壁、内壁の単位長さ当たりの短期許容せん断耐力

L : 基本寸法 (=0.91m/P)

調整必要壁枚数 N_i

$N_3 = n_3 \times \beta$ β : 「非崩壊層の耐力余裕度」と「崩壊層の耐力余裕度」の比

$N_2 = n_2 \times \beta$

$N_1 = n_1$

層剛性 $K_i = N_i \times K_a \times 0.91m$

K_a : 単位長さ当たりのせん断剛性 (kN/m/rad)

$$K_a = (K_{a①} + r \times K_{a②}) / (1 + r)$$

$K_{a①}$ 、 $K_{a②}$: 外壁、内壁の単位長さ当たりのせん断剛性

回転剛性 : K_θ kN・m/rad

$$K_{\theta i} = K_{\theta iL} \times N_i$$

$K_{\theta iL}$: 耐力壁の長さに応じた回転剛性 (2. 4 参照) (kN・m/rad/P)

2. 6 減衰定数

減衰定数は「スチールハウス 構造・耐久性研究報告書 vol.2」に記載された実験住宅の振動試験結果を基に設定する。

実験住宅	試験方法	減衰定数 (%)	
		短辺	長辺
NKKスチールハウス	スイープ加振試験	9.05	6.43
	自由振動試験	5.09	8.34
	常時微動試験	5.49	4.64
新日鐵スチールハウス	スイープ加振試験	11.20	7.34
	自由振動試験	13.33	7.36

参考

木造2×4（内外装仕上げなし）	$h = 3.9 \sim 5.4\%$
木造2×4（内外装仕上完了）	$h = 5.3 \sim 7.4\%$
鉄骨プレハブA（軸組ブレース）	$h = 6.9 \sim 10.5\%$
鉄骨プレハブB（軸組ブレース）	$h = 5.0 \sim 5.4\%$
在来木造（軸組）	$h = 7.8\%$
木質プレハブ（パネル工法）	$h = 4.8 \sim 8.4\%$

2物件の減衰定数は、ばらつきが大きいものの5～13%程度の値を示してる。ここでは減衰定数を6%と仮定する。

3. 適用地震波

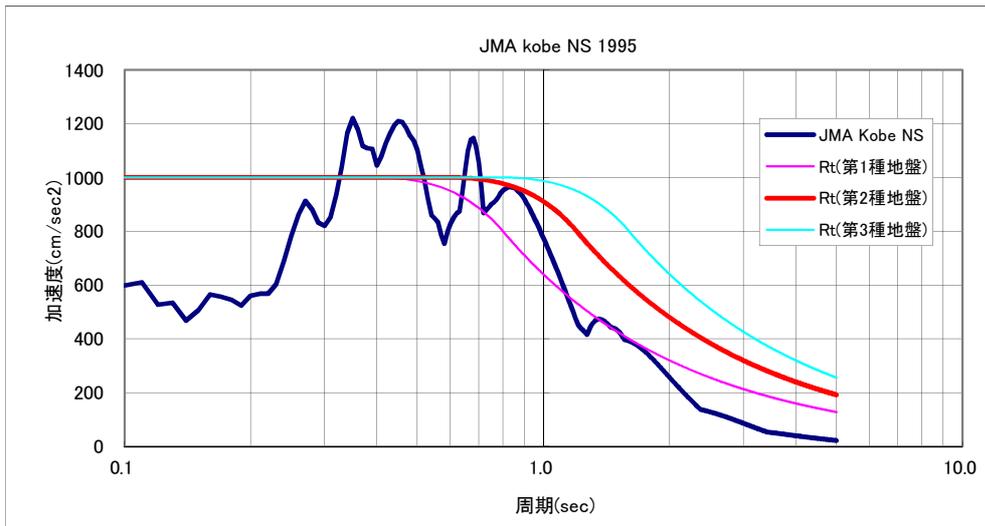
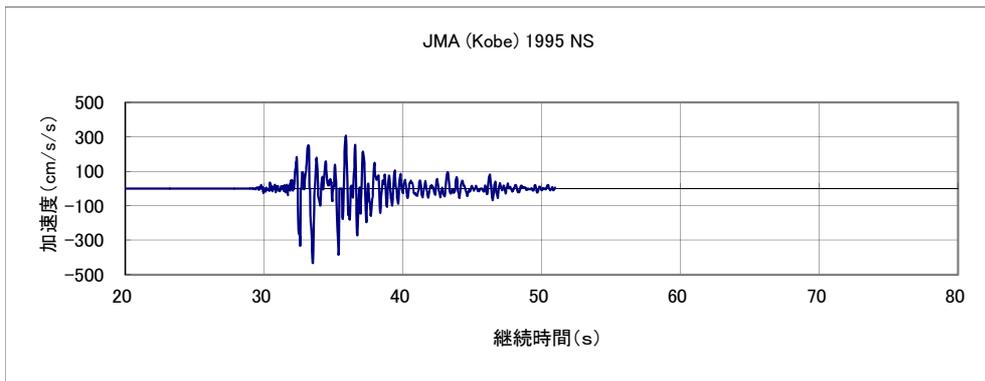
地震応答解析に用いる地震波は、過去に観測された代表的な地震波を3波採用する。また、参考として告示が定めるRt曲線 (Co=1.0, Z=1.0, 第2種地盤) に応答スペクトル (減衰5%) を適合させた地震波 (以下、Rt波) を5波採用する。

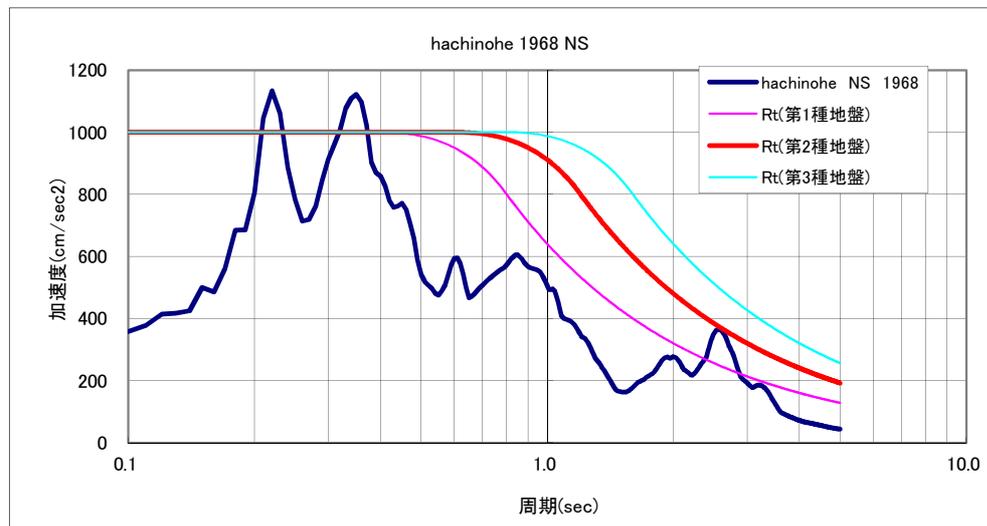
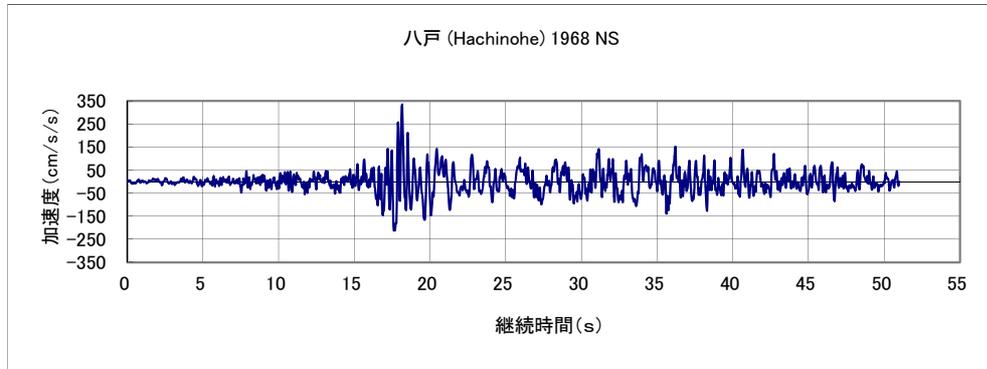
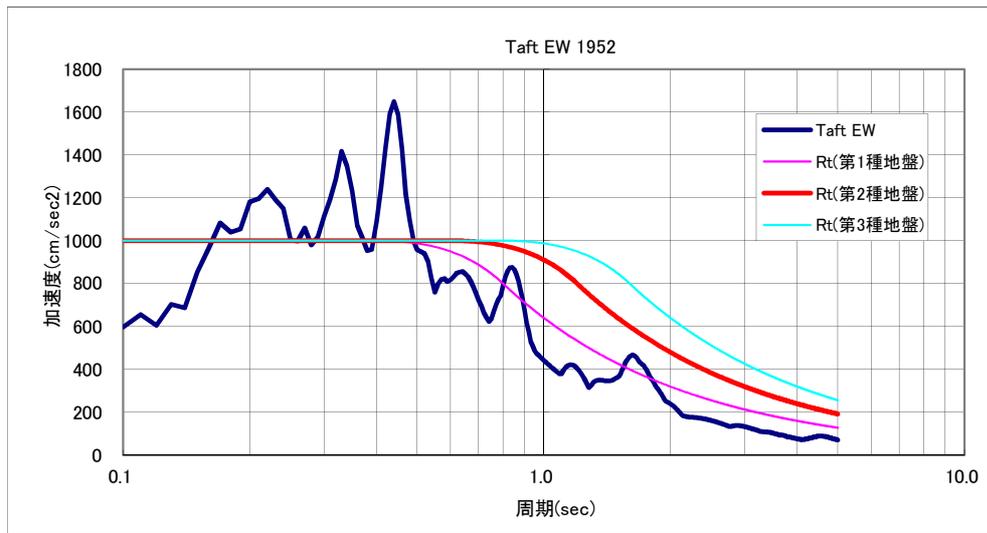
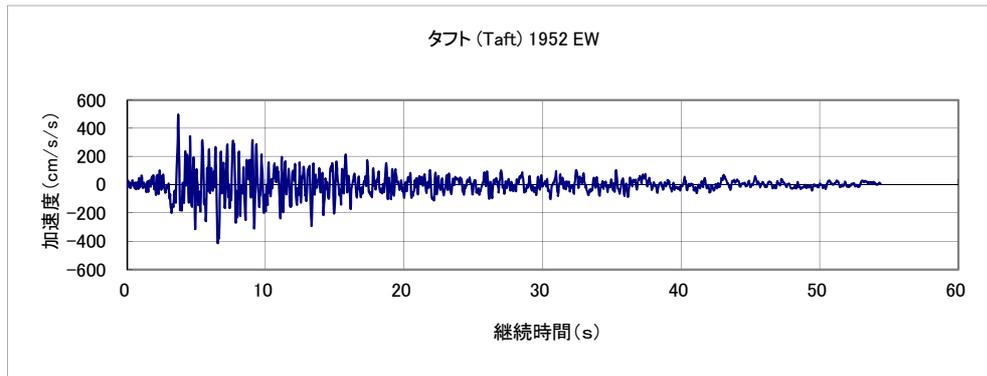
過去に観測された地震波 (3波) は、建築センター1994年研究助成版のTaftEW(1952)、HachinoheNS(1968)、及び気象庁提供のKobeNS(1995)とする。

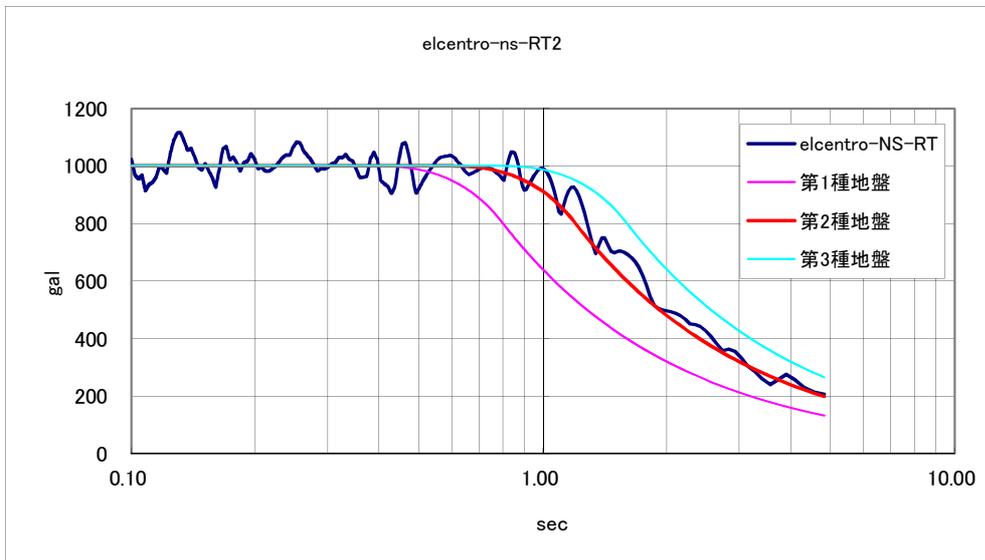
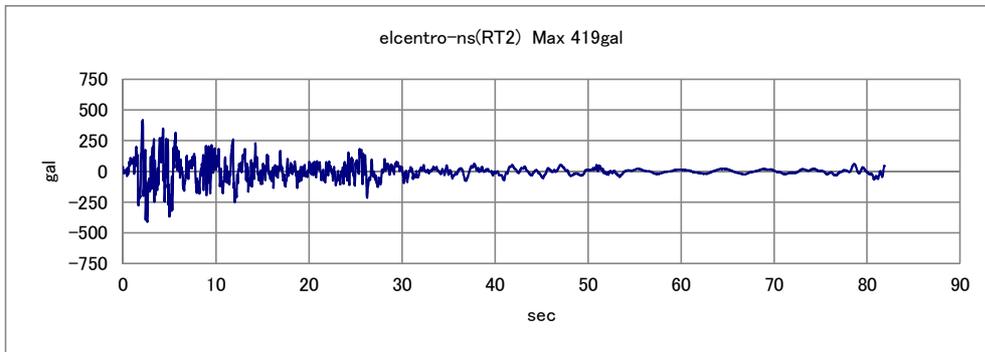
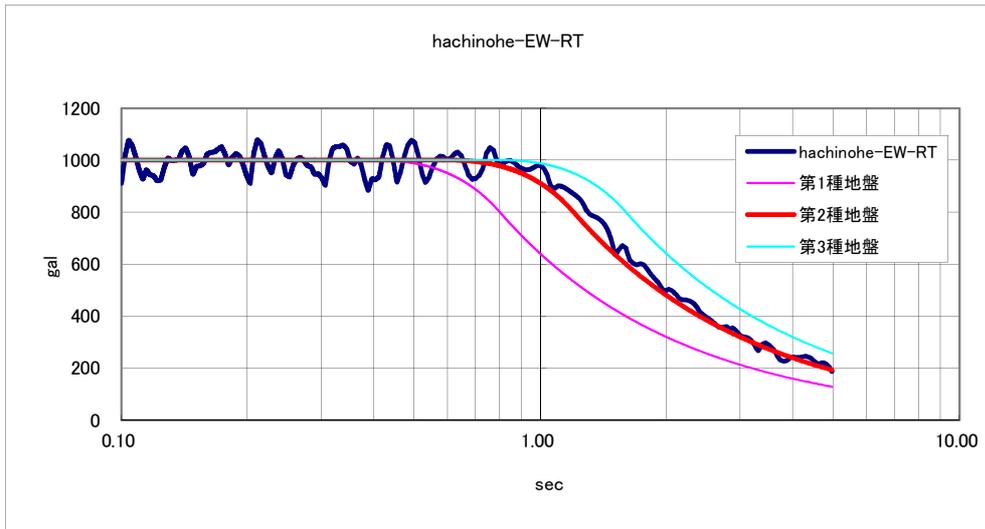
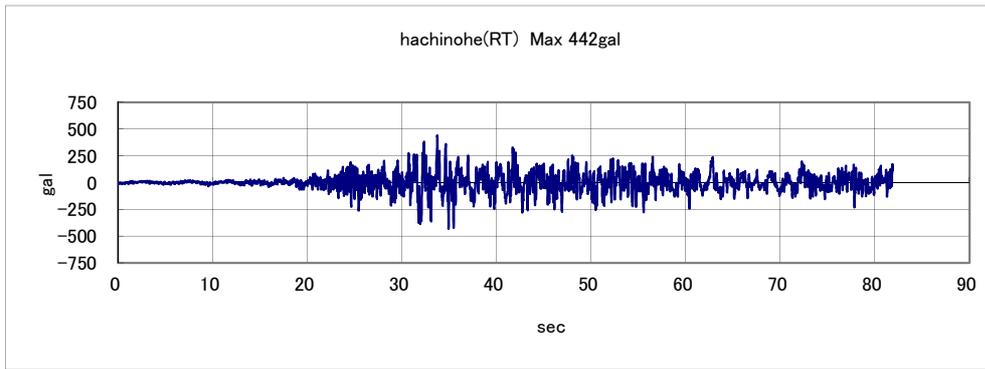
地震応答解析に用いた地震動の最大加速度・速度

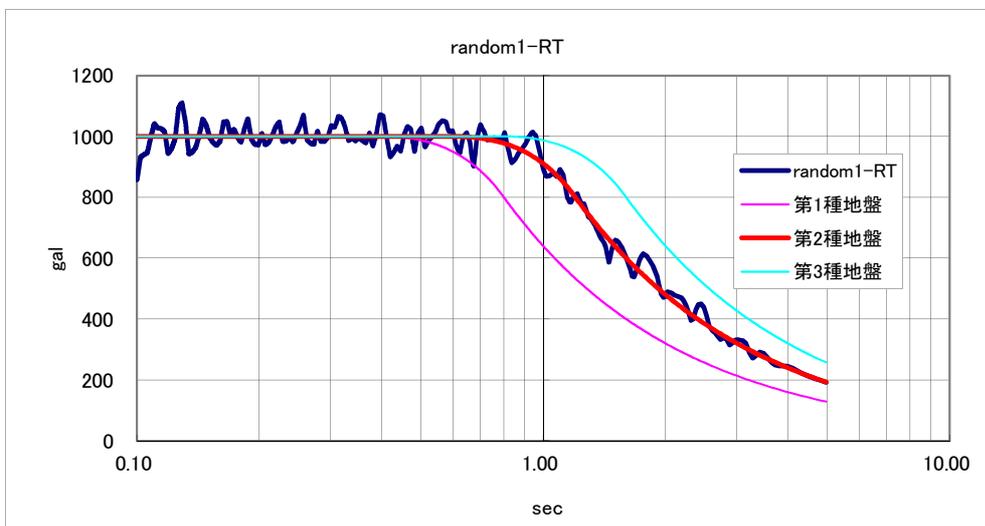
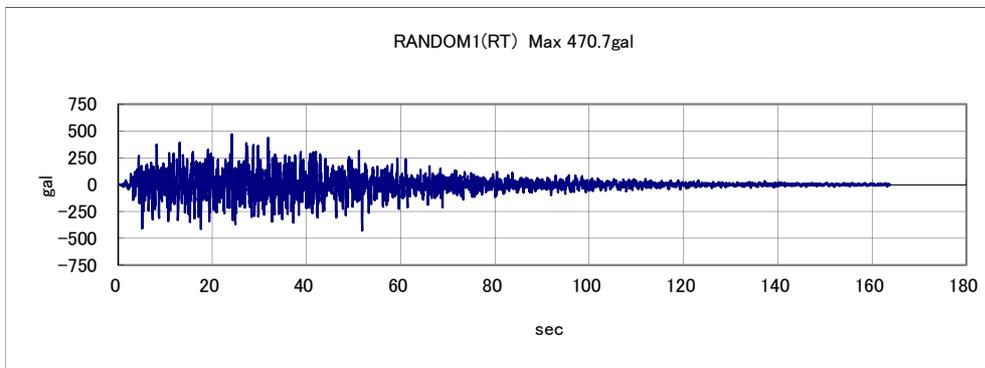
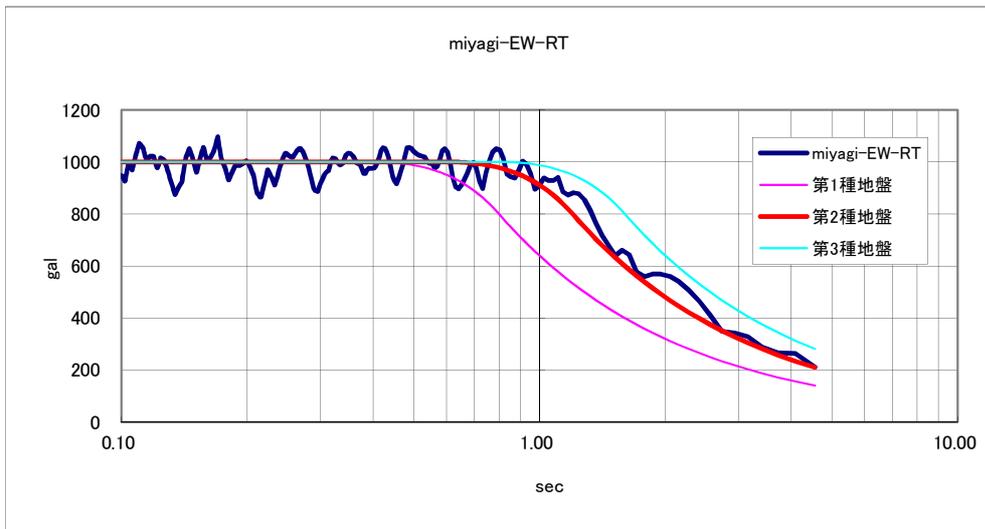
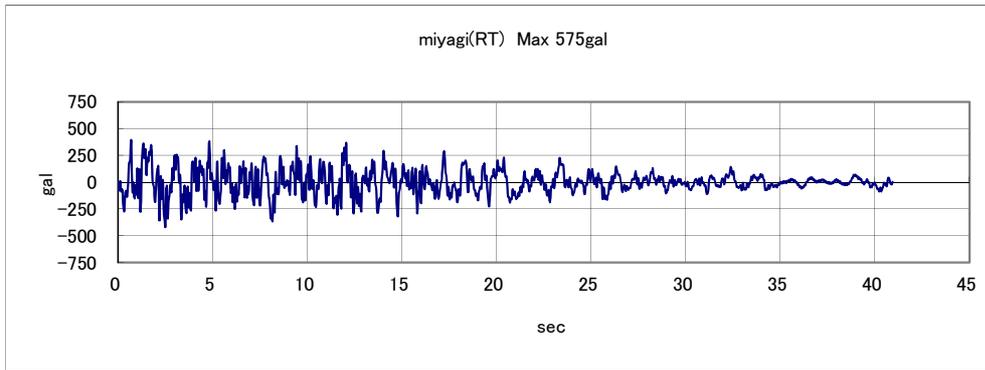
	地震波名	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)
観測波	Kobe NS(1995)	433.2	50.0
	Taft EW(1952)	496.9	50.0
	Hachinohe NS(1968)	333.9	50.0
Rt波 (第2種地盤、Z=1.0)	Rt波1 (八戸位相)	441.9	69.8
	Rt波2 (エルセントロ NS位相)	419.4	72.8
	Rt波3 (宮城県沖位相)	418.5	90.8
	Rt波4 (ランダム位相1)	470.7	83.3
	Rt波5 (ランダム位相2)	403.8	71.5

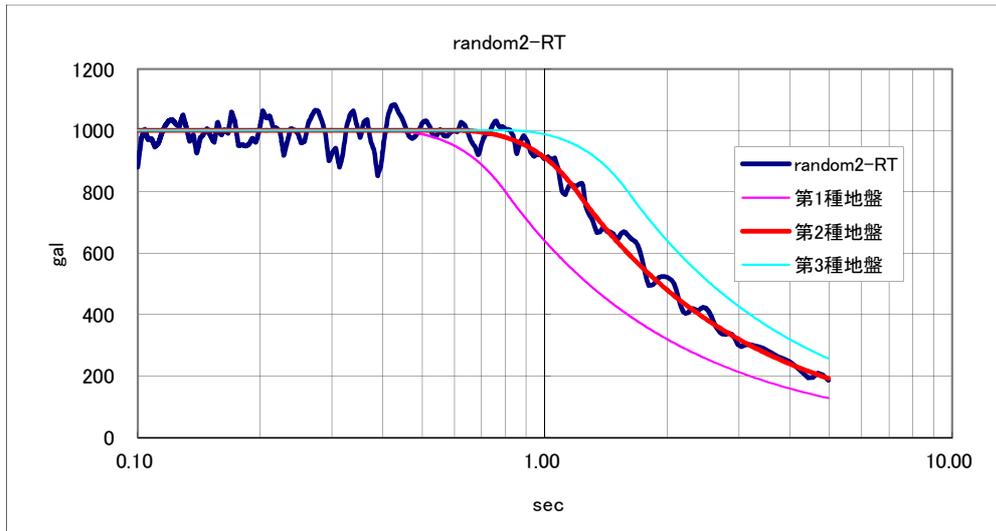
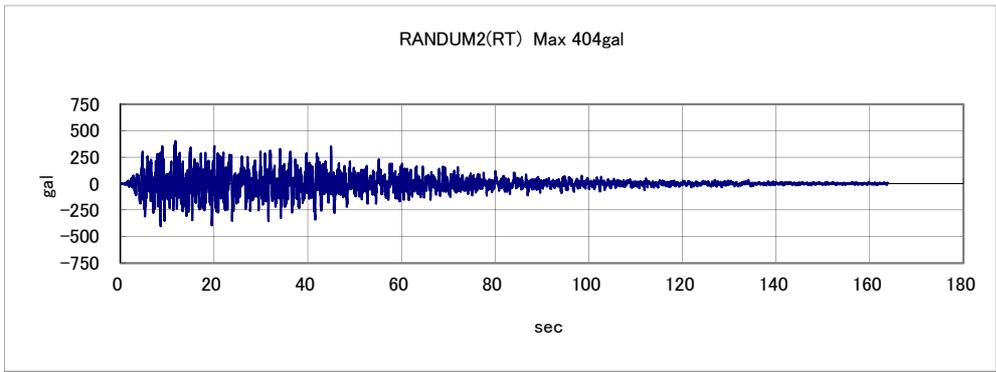
入力地震動の波形と応答スペクトル(減衰5%)











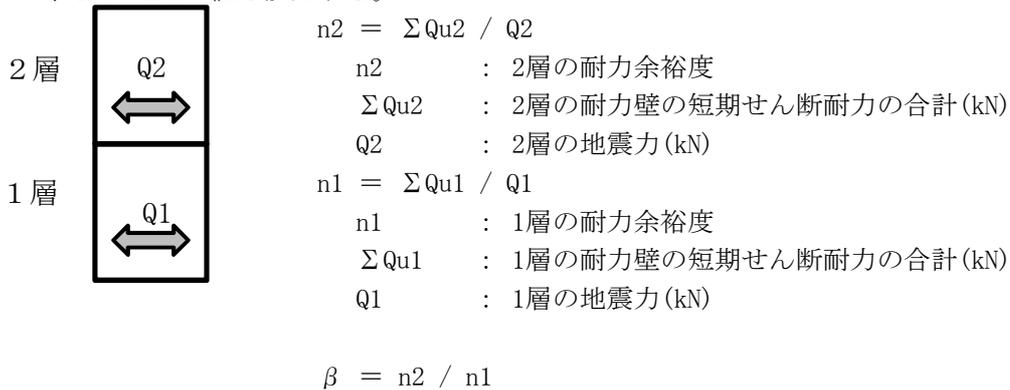
4. 解析パラメータ

「2. 振動モデルと解析諸元」より、本検討における解析パラメータは、以下の通りである。

①「非崩壊層の耐力余裕度」と「崩壊層の耐力余裕度」の比 (β)

崩壊層を1層に特定するため非崩壊層(2層及び3層)には、崩壊層以上の耐力余裕度が必要となる。

「崩壊層(1層)の耐力余裕度」と「非崩壊層(2層及び3層)の耐力余裕度」の比(β)として、1.0~2.0の値を設定する。



②平均壁長

回転剛性は耐力壁長の二乗に比例するので、長さの異なる耐力壁が混在した場合には各々の回転剛性を求めて累加する必要がある。今回の検討では、複雑さを避けるため建物全体が平均長さ(平均壁長)の耐力壁で構成されるものとして、回転剛性の影響を調べる。

平均壁長は、1P、1.5P、2.0P、3.5Pの4種を設定する。

③外壁と内壁の比率

一般に戸建て住宅や共同住宅の内壁壁長と外壁壁長の比率は以下のようなになる。

戸建住宅 内壁壁長/外壁壁長 \approx 1.0
共同住宅 内壁壁長/外壁壁長 \approx 0.0~0.3 (桁行方向)
内壁壁長/外壁壁長 \approx 1.5 (界壁方向)

ここでは、内壁壁長/外壁壁長=0.0、1.0の2種類を設定する。

④1階耐力壁の耐力余裕度

崩壊層(1層)への応答集中による倒壊を防ぐために1階耐力壁の耐力余裕度として、1.00、1.05、1.10、1.15の4種の値を設定する。

5. 建物一次固有周期

本解析モデルにおける建物一次固有周期を示す。

5. 1 2階建て

β	平均壁長	r = 0 (Ru=1/40)				r = 1.0 (Ru=1/45)			
		1階耐力壁の耐力余裕度				1階耐力壁の耐力余裕度			
		1.00	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15
1.0	1.0P	0.653	0.637	0.623	0.609	0.570	0.557	0.544	0.532
	1.5P	0.584	0.570	0.557	0.544	0.508	0.496	0.485	0.474
	2.0P	0.547	0.534	0.522	0.510	0.476	0.464	0.454	0.444
	3.5P	0.499	0.487	0.476	0.465	0.432	0.422	0.412	0.403
1.1	1.0P	0.637	0.622	0.608	0.594	0.557	0.543	0.531	0.519
	1.5P	0.570	0.557	0.544	0.532	0.508	0.496	0.485	0.474
	2.0P	0.535	0.522	0.510	0.499	0.465	0.454	0.444	0.434
	3.5P	0.489	0.477	0.466	0.456	0.424	0.413	0.404	0.395
1.2	1.0P	0.624	0.609	0.595	0.582	0.545	0.532	0.520	0.508
	1.5P	0.559	0.546	0.533	0.522	0.487	0.475	0.464	0.454
	2.0P	0.525	0.513	0.501	0.490	0.457	0.446	0.436	0.426
	3.5P	0.480	0.469	0.458	0.448	0.416	0.406	0.397	0.388
1.3	1.0P	0.613	0.599	0.585	0.572	0.535	0.522	0.510	0.499
	1.5P	0.550	0.537	0.524	0.513	0.479	0.467	0.457	0.447
	2.0P	0.517	0.505	0.493	0.482	0.450	0.439	0.429	0.419
	3.5P	0.474	0.462	0.451	0.442	0.410	0.401	0.391	0.383
1.5	1.0P	0.596	0.581	0.568	0.555	0.520	0.507	0.496	0.485
	1.5P	0.535	0.522	0.510	0.499	0.466	0.455	0.444	0.435
	2.0P	0.504	0.492	0.481	0.470	0.438	0.427	0.418	0.408
	3.5P	0.463	0.452	0.441	0.431	0.401	0.391	0.382	0.374
2.0	1.0P	0.567	0.554	0.541	0.529	0.495	0.483	0.472	0.462
	1.5P	0.512	0.500	0.488	0.477	0.446	0.435	0.425	0.415
	2.0P	0.483	0.472	0.461	0.451	0.420	0.410	0.400	0.392
	3.5P	0.446	0.435	0.425	0.416	0.386	0.377	0.368	0.360

- β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 ($=n2/n1$)
 $n1$: 1階耐力壁の耐力余裕度 $n2$: 2階耐力壁の耐力余裕度
 平均壁長 : 耐力壁の平均壁長
 r : $r=0$ 構造用合板+せっこう 100%
 $r=1$ 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

5. 2 3階建て

β	平均壁長	r = 0 (Ru=1/40)				r = 1.0 (Ru=1/45)			
		1階耐力壁の耐力余裕度				1階耐力壁の耐力余裕度			
		1.00	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15
1.0	1.0P	0.978	0.955	0.933	0.912	0.857	0.837	0.817	0.799
	1.5P	0.843	0.823	0.804	0.786	0.738	0.720	0.703	0.688
	2.0P	0.770	0.751	0.734	0.718	0.672	0.656	0.641	0.627
	3.5P	0.668	0.652	0.637	0.623	0.581	0.567	0.554	0.542
1.2	1.0P	0.921	0.899	0.878	0.859	0.807	0.788	0.770	0.753
	1.5P	0.795	0.776	0.758	0.741	0.695	0.678	0.663	0.648
	2.0P	0.727	0.709	0.693	0.678	0.634	0.619	0.605	0.591
	3.5P	0.631	0.616	0.602	0.589	0.549	0.536	0.524	0.512
1.3	1.0P	0.899	0.877	0.857	0.838	0.787	0.768	0.751	0.734
	1.5P	0.776	0.757	0.740	0.723	0.678	0.662	0.647	0.633
	2.0P	0.709	0.692	0.676	0.661	0.619	0.604	0.590	0.577
	3.5P	0.617	0.602	0.588	0.575	0.537	0.524	0.512	0.500
1.5	1.0P	0.861	0.841	0.821	0.803	0.755	0.736	0.719	0.704
	1.5P	0.744	0.726	0.710	0.694	0.651	0.635	0.620	0.607
	2.0P	0.681	0.665	0.649	0.635	0.594	0.580	0.567	0.554
	3.5P	0.593	0.579	0.566	0.553	0.516	0.504	0.492	0.481
1.6	1.0P	0.846	0.825	0.806	0.789	0.751	0.733	0.716	0.701
	1.5P	0.731	0.714	0.697	0.682	0.647	0.631	0.617	0.603
	2.0P	0.669	0.653	0.638	0.624	0.590	0.576	0.563	0.551
	3.5P	0.584	0.570	0.557	0.544	0.512	0.499	0.488	0.477
1.7	1.0P	0.832	0.812	0.793	0.776	0.729	0.711	0.695	0.680
	1.5P	0.720	0.702	0.686	0.671	0.629	0.614	0.600	0.587
	2.0P	0.659	0.643	0.628	0.615	0.575	0.561	0.548	0.536
	3.5P	0.575	0.561	0.548	0.536	0.500	0.488	0.477	0.467
1.8	1.0P	0.819	0.800	0.781	0.764	0.718	0.701	0.684	0.669
	1.5P	0.709	0.692	0.676	0.661	0.620	0.605	0.591	0.578
	2.0P	0.650	0.634	0.620	0.606	0.567	0.553	0.541	0.529
	3.5P	0.568	0.554	0.541	0.529	0.494	0.482	0.471	0.460
2.0	1.0P	0.798	0.779	0.761	0.744	0.699	0.682	0.666	0.652
	1.5P	0.691	0.675	0.659	0.645	0.604	0.590	0.576	0.563
	2.0P	0.634	0.618	0.604	0.591	0.553	0.540	0.527	0.516
	3.5P	0.554	0.541	0.529	0.517	0.482	0.470	0.460	0.450

- β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n3/n1)
n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
n3 : 3階耐力の耐力壁余裕度
平均壁長 : 耐力壁の平均壁長
r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

6. 解析結果

地震応答解析による各階の最大せん断変形角を示す。

6. 1 2階建て（観測波3波、Rt波5波）

β	平均壁長	層	r = 0 (Ru=1/40)				r = 1.0 (Ru=1/45)				崩壊層
			1階耐力壁の耐力余裕度				1階耐力壁の耐力余裕度				
			1.00	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15	
1.0	1.0P	2	1/20	1/21	1/21	1/24	1/19	1/21	1/23	1/29	2階
		1	1/65	1/63	1/64	1/69	1/60	1/70	1/77	1/78	
	1.5P	2	1/21	1/22	1/23	1/29	1/21	1/24	1/27	1/32	
		1	1/46	1/53	1/62	1/69	1/55	1/60	1/69	1/79	
	2.0P	2	1/22	1/21	1/23	1/27	1/23	1/24	1/27	1/36	
		1	1/45	1/54	1/63	1/66	1/53	1/63	1/73	1/85	
	3.5P	2	1/23	1/27	1/35	1/39	1/26	1/26	1/31	1/37	
		1	1/48	1/49	1/59	1/62	1/52	1/68	1/71	1/73	
1.1	1.0P	2	1/22	1/31	1/43	1/48	1/23	1/27	1/39	1/40	2階, 1階混在
		1	1/47	1/49	1/53	1/61	1/53	1/55	1/62	1/65	
	1.5P	2	1/27	1/24	1/42	1/50	1/29	1/43	1/56	1/55	
		1	1/43	1/50	1/54	1/60	1/48	1/53	1/60	1/64	
	2.0P	2	1/32	1/49	1/52	1/58	1/47	1/57	1/60	1/65	
		1	1/41	1/47	1/49	1/53	1/38	1/45	1/54	1/60	
	3.5P	2	1/50	1/54	1/67	1/68	1/53	1/55	1/59	1/66	
		1	1/32	1/36	1/43	1/47	1/34	1/39	1/48	1/55	
1.2	1.0P	2	1/56	1/61	1/59	1/67	1/48	1/61	1/71	1/76	1階
		1	1/41	1/42	1/44	1/52	1/40	1/47	1/53	1/56	
	1.5P	2	1/61	1/62	1/66	1/77	1/84	1/91	1/91	1/94	
		1	1/32	1/35	1/42	1/46	1/35	1/40	1/46	1/53	
	2.0P	2	1/71	1/77	1/78	1/87	1/102	1/100	1/104	1/107	
		1	1/30	1/34	1/40	1/44	1/38	1/39	1/49	1/52	
	3.5P	2	1/86	1/94	1/101	1/102	1/109	1/117	1/117	1/111	
		1	1/28	1/38	1/43	1/47	1/34	1/41	1/46	1/48	
1.3	1.0P	2	1/78	1/84	1/90	1/93	1/96	1/99	1/102	1/104	1階
		1	1/34	1/39	1/42	1/46	1/35	1/41	1/46	1/51	
	1.5P	2	1/93	1/95	1/97	1/106	1/116	1/124	1/135	1/138	
		1	1/31	1/35	1/40	1/44	1/38	1/42	1/48	1/52	
	2.0P	2	1/94	1/99	1/108	1/115	1/126	1/136	1/147	1/151	
		1	1/33	1/40	1/42	1/46	1/35	1/41	1/46	1/51	
	3.5P	2	1/114	1/126	1/140	1/137	1/163	1/162	1/167	1/177	
		1	1/28	1/35	1/40	1/44	1/32	1/39	1/43	1/46	

β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)

n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度

平均壁長 : 耐力壁の平均壁長

r : r=0 構造用合板+せっこう 100%

r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

Ru : 限界変形角（限界変形角を超えた結果は、赤色部としている）

 : 1階崩壊層とした部分崩壊の設計としてよい仕様範囲

β	平均壁長	層	r = 0 (Ru=1/40)				r = 1.0 (Ru=1/45)				崩壊層
			1階耐力壁の耐力余裕度				1階耐力壁の耐力余裕度				
			1.00	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15	
1.5	1.0P	2	1/112	1/121	1/131	1/143	1/153	1/162	1/173	1/197	1階
		1	1/35	1/40	1/43	1/45	1/36	1/42	1/46	1/51	
	1.5P	2	1/132	1/139	1/152	1/165	1/189	1/197	1/214	1/219	
		1	1/28	1/36	1/40	1/43	1/34	1/42	1/45	1/50	
	2.0P	2	1/143	1/160	1/171	1/179	1/202	1/217	1/227	1/223	
		1	1/27	1/33	1/40	1/44	1/33	1/41	1/46	1/52	
	3.5P	2	1/167	1/182	1/203	1/207	1/216	1/220	1/228	1/241	
		1	1/26	1/32	1/41	1/45	1/32	1/40	1/47	1/48	
1.8	1.0P	2	1/182	1/199	1/215	1/224	1/253	1/269	1/295	1/325	1階
		1	1/31	1/37	1/41	1/43	1/32	1/41	1/46	1/50	
	1.5P	2	1/211	1/241	1/259	1/277	1/274	1/292	1/302	1/322	
		1	1/26	1/32	1/40	1/44	1/35	1/41	1/47	1/53	
	2.0P	2	1/223	1/238	1/262	1/279	1/280	1/295	1/310	1/335	
		1	1/25	1/33	1/40	1/45	1/31	1/39	1/47	1/53	
	3.5P	2	1/249	1/274	1/286	1/300	1/298	1/304	1/305	1/305	
		1	1/25	1/27	1/38	1/44	1/27	1/32	1/39	1/46	
1.9	1.0P	2	1/207	1/229	1/248	1/261	1/294	1/317	1/332	1/349	1階
		1	1/29	1/36	1/40	1/42	1/32	1/42	1/46	1/51	
	1.5P	2	1/238	1/270	1/291	1/309	1/303	1/320	1/333	1/352	
		1	1/26	1/32	1/40	1/44	1/33	1/41	1/48	1/53	
	2.0P	2	1/249	1/267	1/295	1/306	1/306	1/326	1/342	1/353	
		1	1/25	1/32	1/40	1/45	1/31	1/38	1/46	1/47	
	3.5P	2	1/290	1/297	1/310	1/319	1/313	1/319	1/321	1/324	
		1	1/24	1/26	1/38	1/43	1/27	1/31	1/38	1/45	
2.0	1.0P	2	1/237	1/261	1/283	1/306	1/340	1/351	1/361	1/372	1階
		1	1/28	1/36	1/40	1/42	1/31	1/42	1/47	1/51	
	1.5P	2	1/266	1/298	1/327	1/335	1/329	1/346	1/357	1/382	
		1	1/25	1/33	1/40	1/44	1/32	1/39	1/47	1/53	
	2.0P	2	1/279	1/302	1/318	1/333	1/335	1/350	1/361	1/373	
		1	1/23	1/32	1/40	1/44	1/31	1/38	1/45	1/48	
	3.5P	2	1/298	1/319	1/334	1/338	1/329	1/336	1/339	1/344	
		1	1/24	1/26	1/30	1/43	1/27	1/30	1/38	1/44	

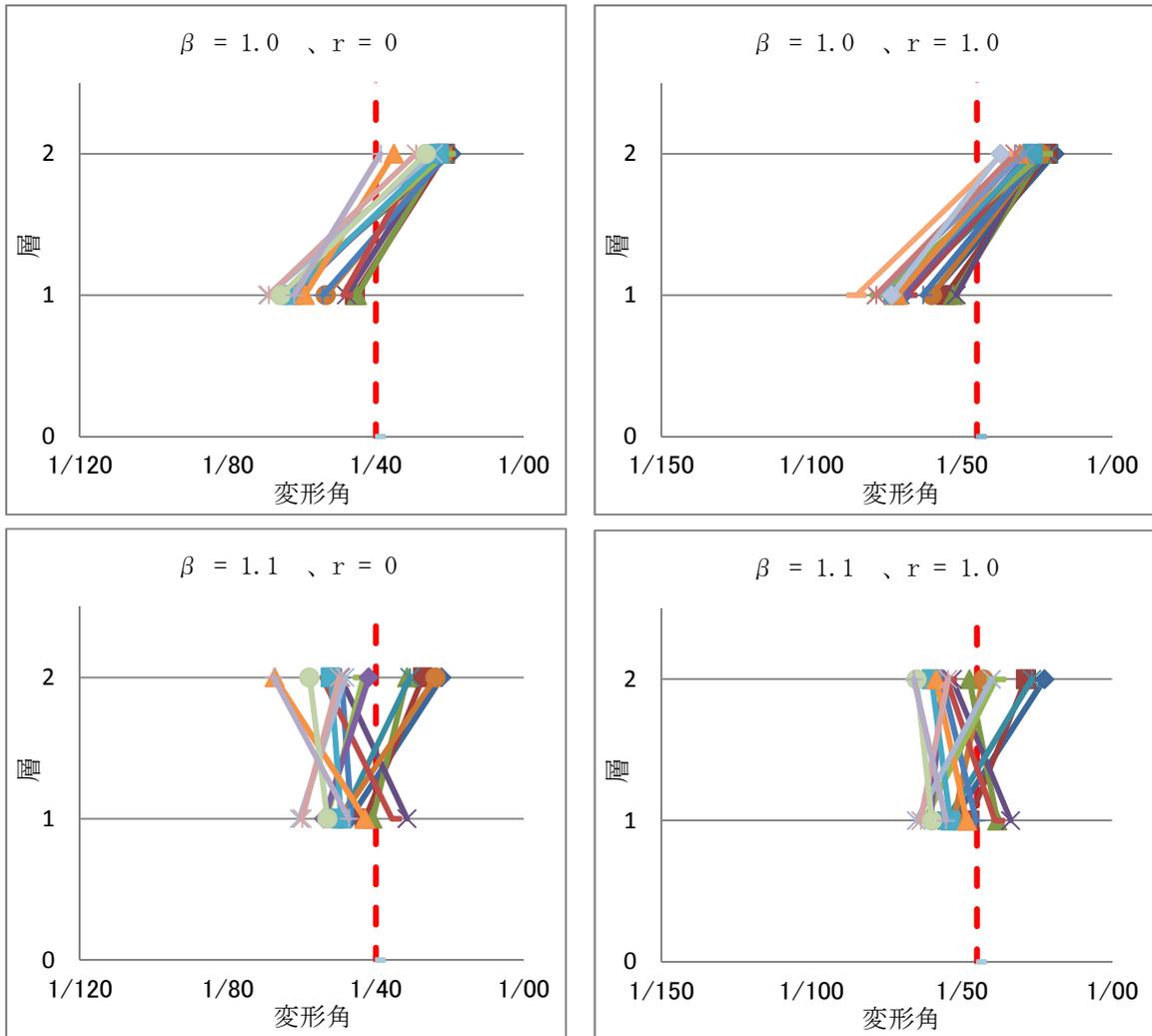
β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度

平均壁長 : 耐力壁の平均壁長

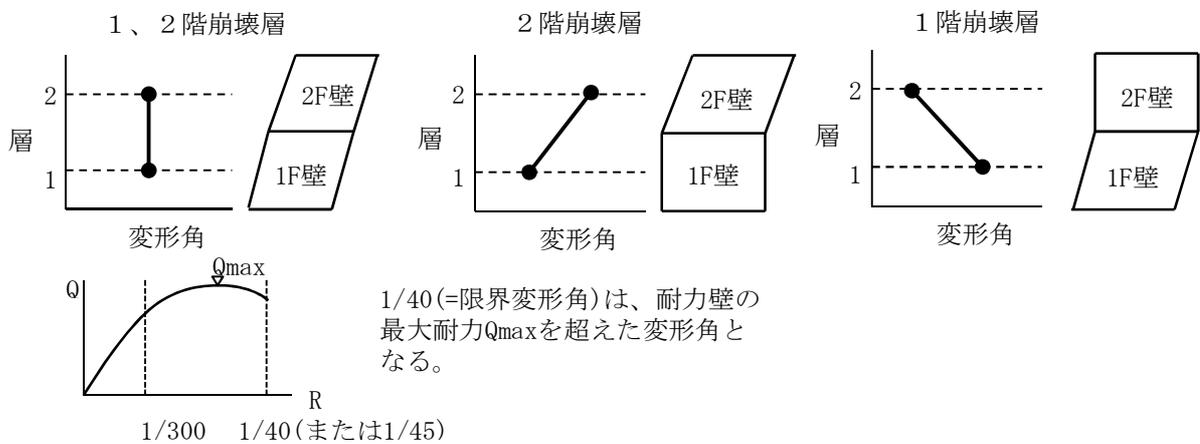
r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

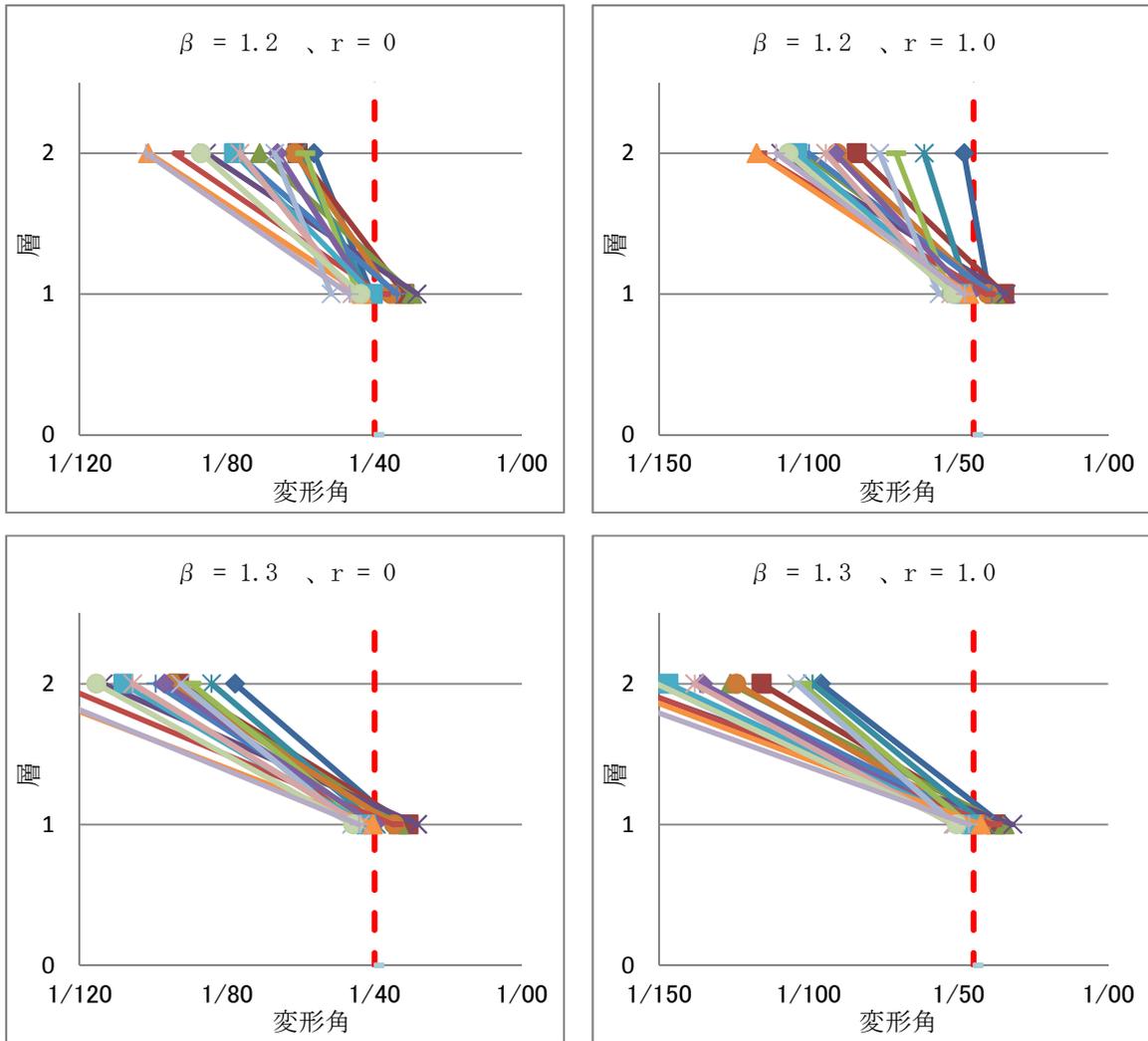
Ru : 限界変形角 (限界変形角を超えた結果は、赤色部としている)

 : 1階崩壊層とした部分崩壊の設計としてよい仕様範囲

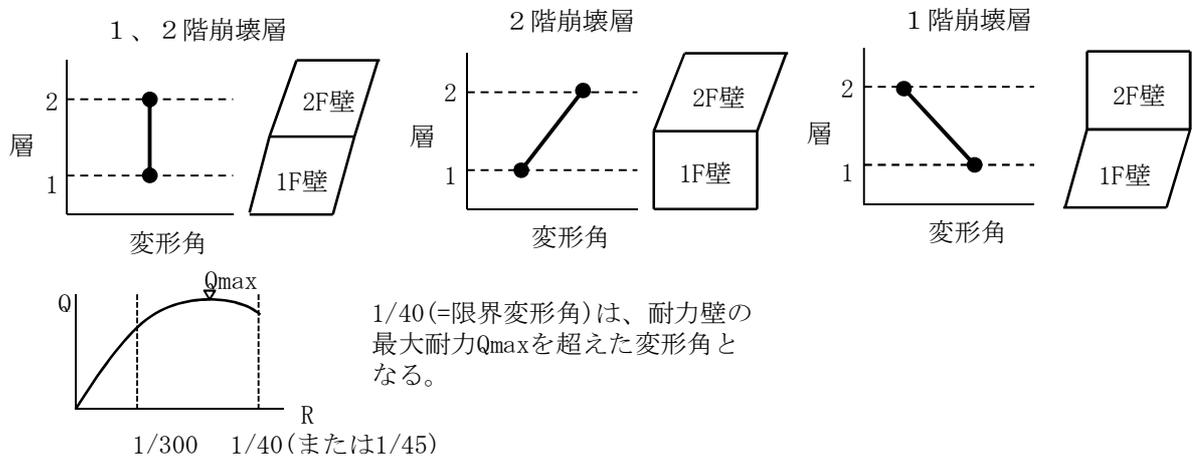


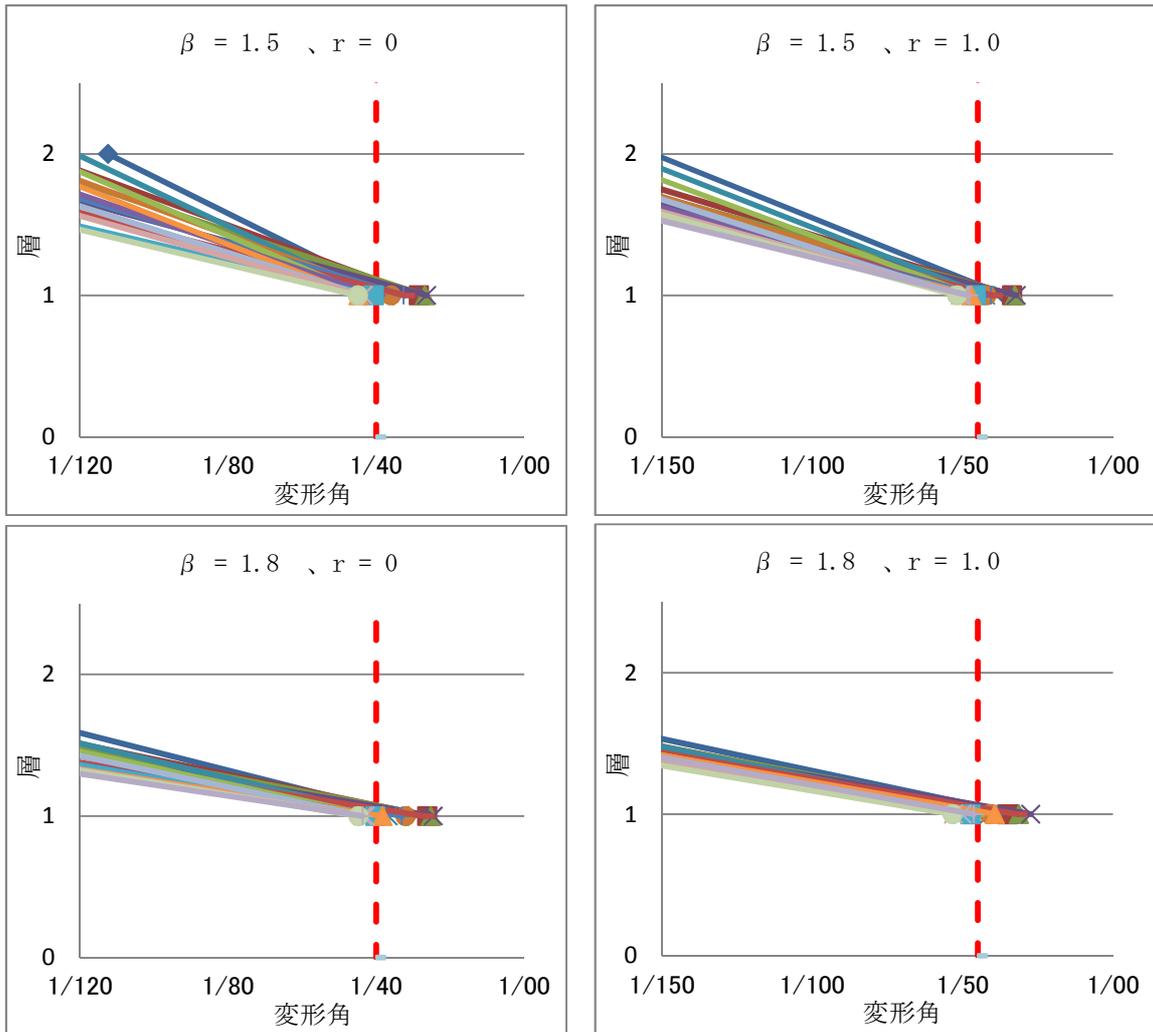
β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
 $n1$: 1階耐力壁の耐力余裕度 $n2$: 2階耐力壁の耐力余裕度
 r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
 $r=1$ 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%
 崩壊層の判定 : 下記のように、1層、2層の変形角の進行度合いより判断する。



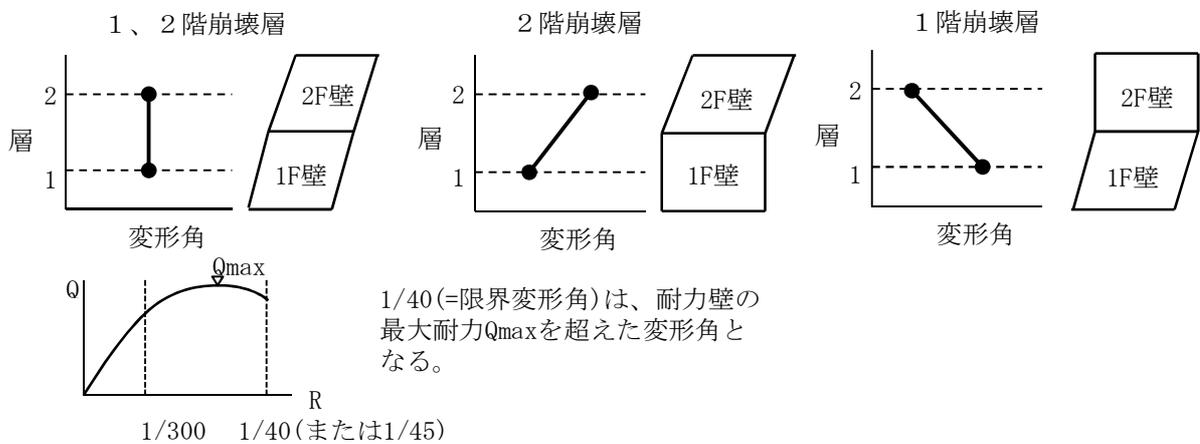


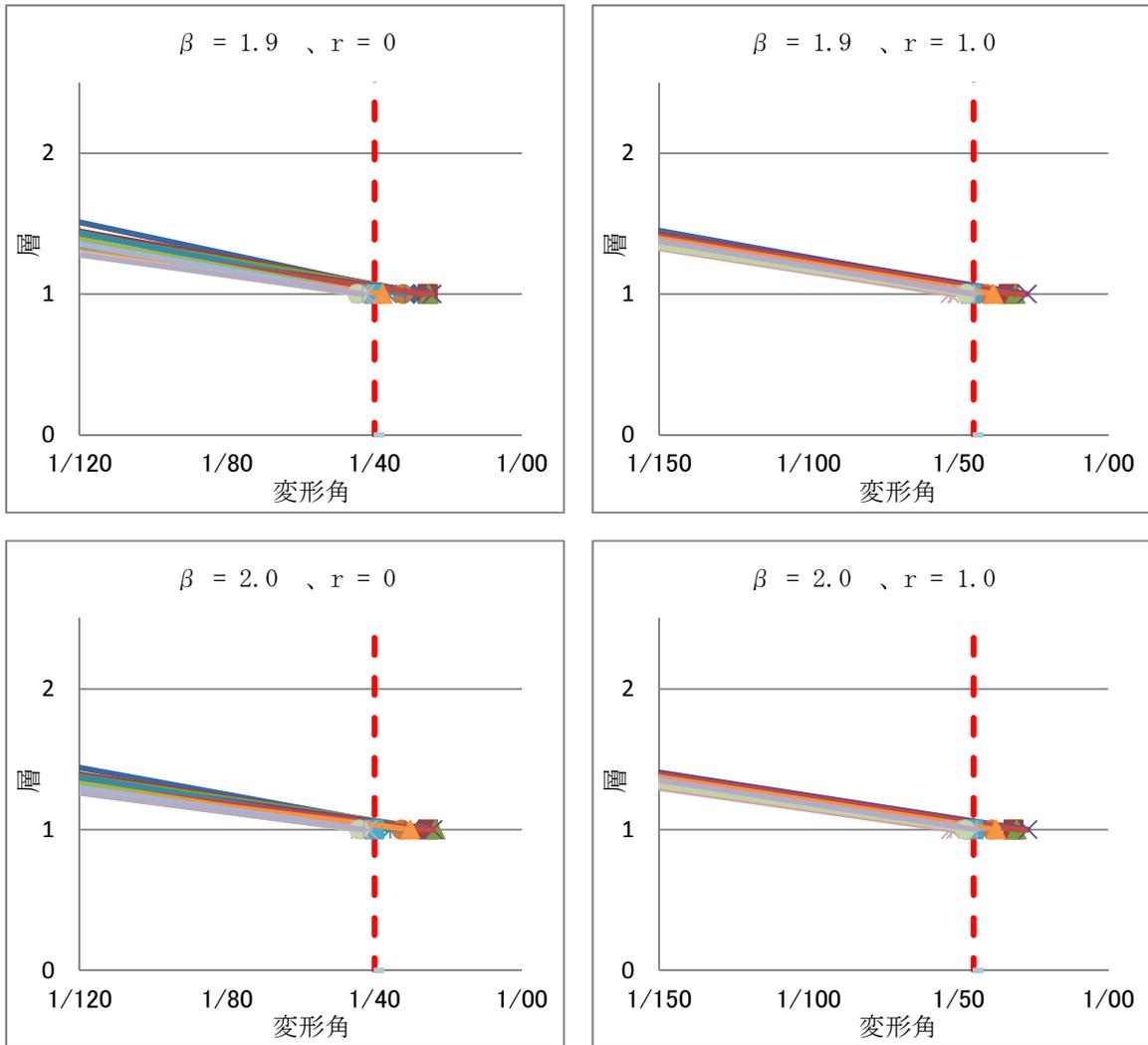
β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
 n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
 r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%
 崩壊層の判定 : 下記のように、1層、2層の変形角の進行度合いより判断する。



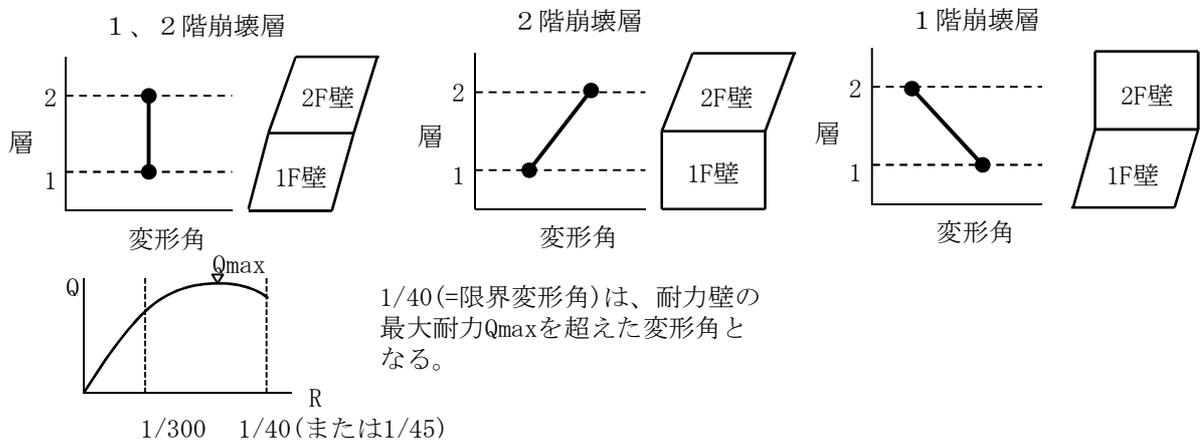


β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
 n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
 r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%
 崩壊層の判定 : 下記のように、1層、2層の変形角の進行度合いより判断する。





β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
 n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
 r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%
 崩壊層の判定 : 下記のように、1層、2層の変形角の進行度合いより判断する。



6. 2 3階建て（観測波3波、Rt波5波）

β	平均壁長	層	r = 0 (Ru=1/40)				r = 1.0 (Ru=1/45)				崩壊層
			1階耐力壁の耐力余裕度				1階耐力壁の耐力余裕度				
			1.00	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15	
1.0	1.0P	3	1/17	1/19	1/19	1/20	1/21	1/25	1/27	1/29	3階
		2	1/51	1/53	1/54	1/50	1/47	1/52	1/66	1/71	
		1	1/75	1/84	1/80	1/86	1/84	1/83	1/89	1/100	
	1.5P	3	1/20	1/21	1/22	1/22	1/20	1/21	1/24	1/34	
		2	1/42	1/46	1/58	1/64	1/63	1/71	1/80	1/83	
		1	1/68	1/69	1/75	1/82	1/86	1/97	1/110	1/120	
	2.0P	3	1/19	1/19	1/21	1/22	1/21	1/27	1/36	1/46	
		2	1/50	1/58	1/64	1/72	1/69	1/76	1/75	1/81	
		1	1/66	1/74	1/82	1/91	1/96	1/105	1/104	1/104	
	3.5P	3	1/21	1/23	1/29	1/36	1/31	1/31	1/40	1/45	
		2	1/53	1/55	1/62	1/68	1/65	1/74	1/79	1/81	
		1	1/76	1/81	1/84	1/84	1/82	1/87	1/92	1/98	
1.2	1.0P	3	1/22	1/42	1/46	1/51	1/52	1/62	1/49	1/52	3階, 1階 混在
		2	1/75	1/78	1/81	1/86	1/83	1/89	1/98	1/110	
		1	1/50	1/51	1/54	1/57	1/58	1/69	1/84	1/98	
	1.5P	3	1/34	1/53	1/56	1/53	1/49	1/54	1/59	1/65	
		2	1/75	1/80	1/87	1/93	1/93	1/99	1/108	1/113	
		1	1/46	1/55	1/67	1/80	1/67	1/67	1/73	1/80	
	2.0P	3	1/50	1/58	1/54	1/63	1/55	1/62	1/81	1/77	
		2	1/81	1/84	1/88	1/93	1/95	1/101	1/106	1/109	
		1	1/53	1/62	1/61	1/62	1/58	1/61	1/67	1/74	
	3.5P	3	1/69	1/74	1/71	1/71	1/70	1/81	1/96	1/108	
		2	1/81	1/85	1/90	1/96	1/99	1/105	1/111	1/117	
		1	1/47	1/50	1/51	1/56	1/53	1/58	1/63	1/67	

β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n3/n1)
n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
n3 : 3階耐力の耐力壁余裕度

平均壁長 : 耐力壁の平均壁長

r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

Ru : 限界変形角（限界変形角を超えた結果は、赤色部としている）

 : 1階崩壊層とした部分崩壊の設計としてよい仕様範囲

β	平均壁長	層	r = 0 (Ru=1/40)				r = 1.0 (Ru=1/45)				崩壊層
			1階耐力壁の耐力余裕度				1階耐力壁の耐力余裕度				
			1.00	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15	
1.3	1.0P	3	1/49	1/54	1/61	1/70	1/73	1/77	1/82	1/88	1階
		2	1/88	1/90	1/92	1/95	1/98	1/108	1/120	1/128	
		1	1/44	1/46	1/48	1/54	1/56	1/72	1/82	1/85	
	1.5P	3	1/66	1/70	1/74	1/79	1/80	1/84	1/92	1/99	
		2	1/89	1/95	1/99	1/103	1/108	1/120	1/127	1/131	
		1	1/45	1/55	1/63	1/64	1/59	1/63	1/68	1/72	
	2.0P	3	1/72	1/77	1/84	1/87	1/96	1/104	1/114	1/125	
		2	1/91	1/95	1/102	1/108	1/112	1/120	1/127	1/133	
		1	1/49	1/50	1/55	1/58	1/54	1/58	1/62	1/67	
	3.5P	3	1/92	1/102	1/111	1/113	1/124	1/135	1/144	1/151	
		2	1/99	1/103	1/109	1/115	1/129	1/134	1/141	1/146	
		1	1/41	1/47	1/48	1/52	1/47	1/54	1/57	1/61	
1.5	1.0P	3	1/81	1/89	1/98	1/103	1/104	1/107	1/111	1/116	1階
		2	1/106	1/110	1/117	1/126	1/137	1/147	1/159	1/173	
		1	1/39	1/41	1/46	1/56	1/52	1/61	1/64	1/67	
	1.5P	3	1/92	1/96	1/100	1/104	1/114	1/123	1/134	1/147	
		2	1/115	1/121	1/130	1/142	1/152	1/157	1/163	1/172	
		1	1/41	1/46	1/48	1/54	1/48	1/58	1/61	1/65	
	2.0P	3	1/102	1/107	1/114	1/122	1/144	1/158	1/173	1/190	
		2	1/125	1/135	1/137	1/141	1/154	1/163	1/174	1/187	
		1	1/37	1/42	1/47	1/54	1/51	1/53	1/57	1/61	
	3.5P	3	1/143	1/153	1/164	1/174	1/185	1/202	1/222	1/241	
		2	1/139	1/145	1/152	1/161	1/185	1/202	1/213	1/226	
		1	1/41	1/44	1/47	1/49	1/44	1/48	1/53	1/59	

β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n3/n1)
n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
n3 : 3階耐力の耐力壁余裕度

平均壁長 : 耐力壁の平均壁長

r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

Ru : 限界変形角 (限界変形角を超えた結果は、赤色部としている)

 : 1階崩壊層とした部分崩壊の設計としてよい仕様範囲

β	平均壁長	層	r = 0 (Ru=1/40)				r = 1.0 (Ru=1/45)				崩壊層
			1階耐力壁の耐力余裕度				1階耐力壁の耐力余裕度				
			1.00	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15	
1.6	1.0P	3	1/95	1/105	1/111	1/118	1/115	1/120	1/125	1/131	1階
		2	1/118	1/126	1/136	1/149	1/156	1/168	1/182	1/201	
		1	1/38	1/41	1/47	1/55	1/50	1/53	1/60	1/64	
	1.5P	3	1/104	1/108	1/114	1/119	1/131	1/142	1/155	1/167	
		2	1/131	1/141	1/155	1/168	1/171	1/177	1/186	1/196	
		1	1/40	1/41	1/45	1/51	1/48	1/57	1/60	1/64	
	2.0P	3	1/117	1/125	1/134	1/143	1/165	1/181	1/199	1/220	
		2	1/147	1/151	1/155	1/161	1/175	1/186	1/200	1/217	
		1	1/36	1/41	1/48	1/53	1/51	1/53	1/56	1/60	
	3.5P	3	1/167	1/180	1/193	1/197	1/217	1/237	1/256	1/277	
		2	1/160	1/168	1/179	1/192	1/216	1/238	1/260	1/261	
		1	1/39	1/42	1/45	1/48	1/43	1/48	1/53	1/59	
1.7	1.0P	3	1/111	1/120	1/126	1/129	1/129	1/135	1/143	1/152	1階
		2	1/134	1/145	1/159	1/169	1/179	1/196	1/220	1/236	
		1	1/37	1/41	1/47	1/53	1/44	1/50	1/56	1/60	
	1.5P	3	1/117	1/122	1/128	1/135	1/158	1/172	1/187	1/205	
		2	1/152	1/168	1/183	1/187	1/191	1/200	1/212	1/226	
		1	1/36	1/40	1/44	1/50	1/48	1/55	1/58	1/61	
	2.0P	3	1/136	1/145	1/156	1/167	1/202	1/223	1/245	1/266	
		2	1/165	1/170	1/176	1/185	1/203	1/219	1/238	1/262	
		1	1/35	1/41	1/49	1/52	1/48	1/51	1/55	1/59	
	3.5P	3	1/193	1/207	1/217	1/226	1/253	1/274	1/292	1/309	
		2	1/185	1/197	1/211	1/228	1/261	1/292	1/297	1/301	
		1	1/38	1/41	1/44	1/47	1/43	1/48	1/54	1/60	

β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n3/n1)
n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
n3 : 3階耐力の耐力壁余裕度

平均壁長 : 耐力壁の平均壁長

r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

Ru : 限界変形角 (限界変形角を超えた結果は、赤色部としている)

 : 1階崩壊層とした部分崩壊の設計としてよい仕様範囲

β	平均壁長	層	r = 0 (Ru=1/40)				r = 1.0 (Ru=1/45)				崩壊層
			1階耐力壁の耐力余裕度				1階耐力壁の耐力余裕度				
			1.00	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15	
1.8	1.0P	3	1/129	1/133	1/136	1/140	1/145	1/153	1/161	1/171	1階
		2	1/153	1/169	1/181	1/193	1/206	1/232	1/254	1/259	
		1	1/37	1/41	1/46	1/48	1/43	1/49	1/54	1/60	
	1.5P	3	1/131	1/138	1/145	1/153	1/182	1/199	1/218	1/241	
		2	1/179	1/199	1/203	1/209	1/215	1/227	1/243	1/261	
		1	1/31	1/38	1/42	1/49	1/50	1/54	1/57	1/60	
	2.0P	3	1/156	1/167	1/179	1/193	1/237	1/262	1/288	1/312	
		2	1/185	1/193	1/202	1/213	1/234	1/255	1/281	1/310	
		1	1/35	1/42	1/50	1/52	1/46	1/50	1/54	1/58	
	3.5P	3	1/220	1/230	1/241	1/255	1/282	1/299	1/320	1/337	
		2	1/214	1/229	1/248	1/271	1/310	1/332	1/336	1/339	
		1	1/37	1/40	1/43	1/46	1/43	1/49	1/55	1/61	
2.0	1.0P	3	1/153	1/158	1/163	1/169	1/180	1/191	1/204	1/219	1階
		2	1/203	1/215	1/232	1/254	1/293	1/298	1/306	1/316	
		1	1/35	1/39	1/43	1/45	1/40	1/46	1/54	1/62	
	1.5P	3	1/163	1/173	1/184	1/197	1/241	1/266	1/295	1/329	
		2	1/239	1/245	1/253	1/263	1/274	1/294	1/318	1/342	
		1	1/29	1/37	1/43	1/51	1/50	1/53	1/55	1/59	
	2.0P	3	1/201	1/216	1/233	1/252	1/317	1/346	1/357	1/368	
		2	1/236	1/248	1/263	1/280	1/313	1/338	1/359	1/382	
		1	1/37	1/45	1/49	1/50	1/44	1/48	1/53	1/58	
	3.5P	3	1/256	1/288	1/299	1/311	1/340	1/358	1/378	1/397	
		2	1/283	1/307	1/330	1/345	1/383	1/389	1/395	1/401	
		1	1/35	1/40	1/42	1/47	1/44	1/49	1/55	1/59	

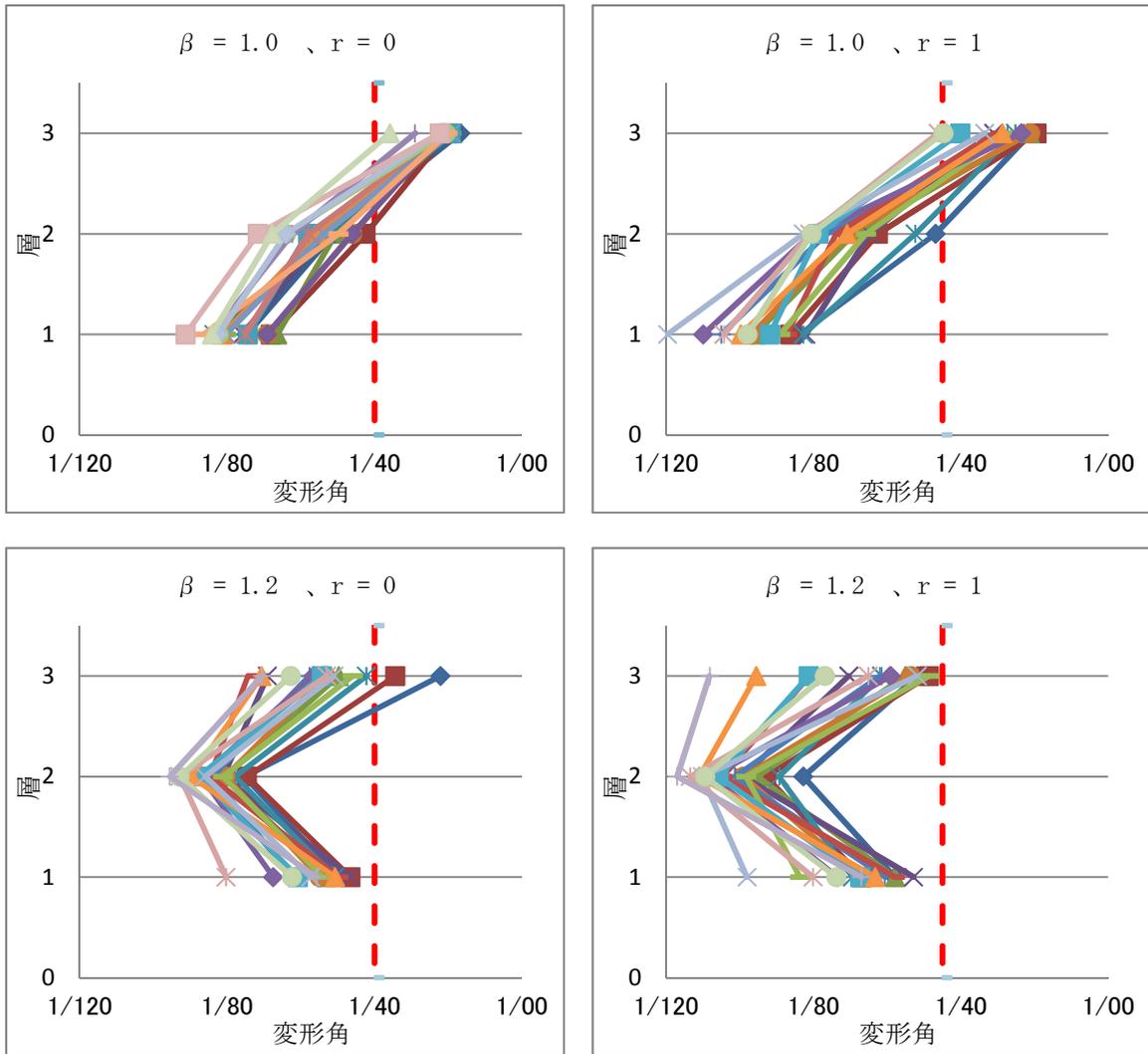
β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n3/n1)
n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
n3 : 3階耐力の耐力壁余裕度

平均壁長 : 耐力壁の平均壁長

r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

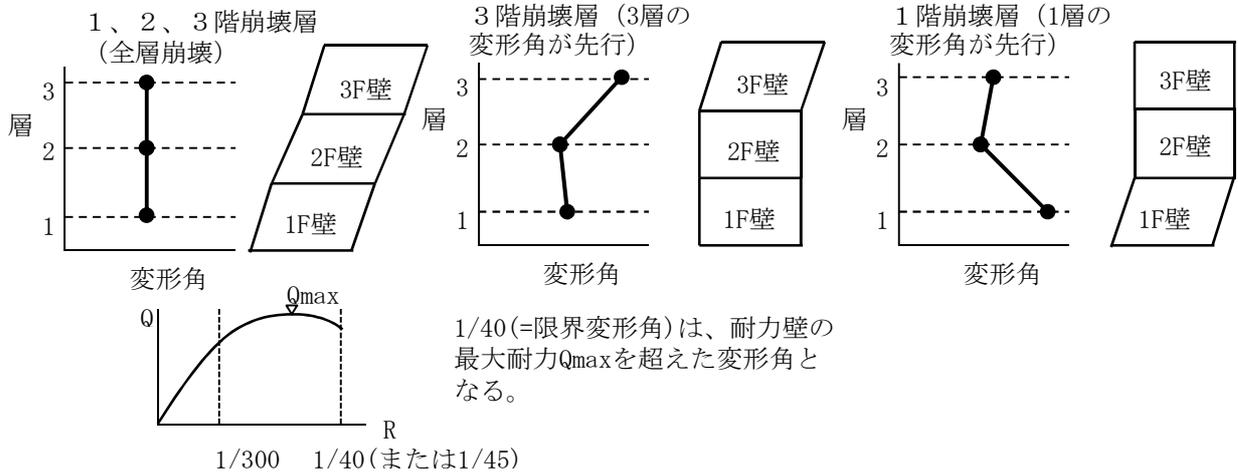
Ru : 限界変形角 (限界変形角を超えた結果は、赤色部としている)

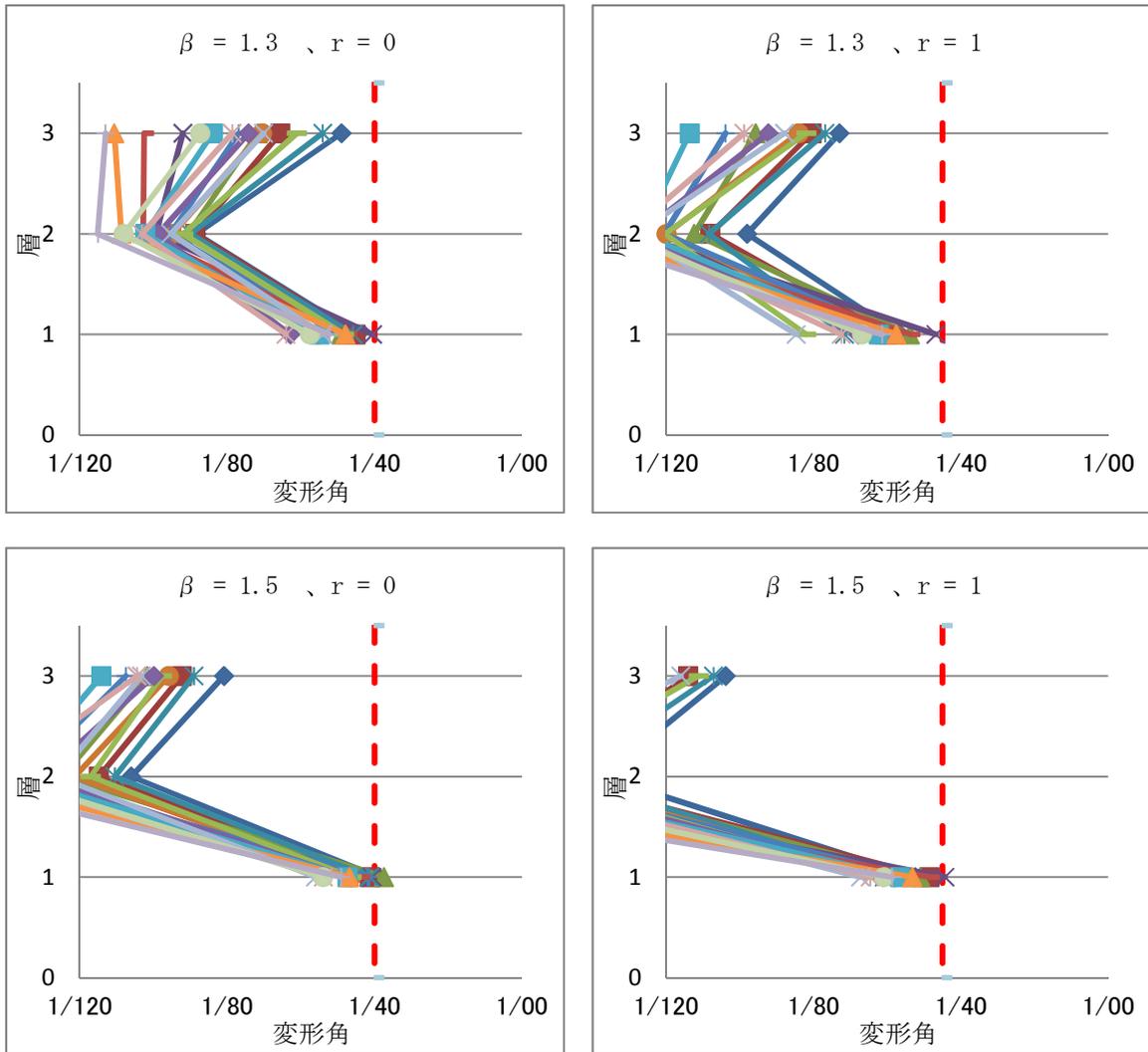
 : 1階崩壊層とした部分崩壊の設計としてよい仕様範囲



β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
 「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n3/n1)
 n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 n3 : 3階耐力の耐力壁余裕度
 r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
 r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

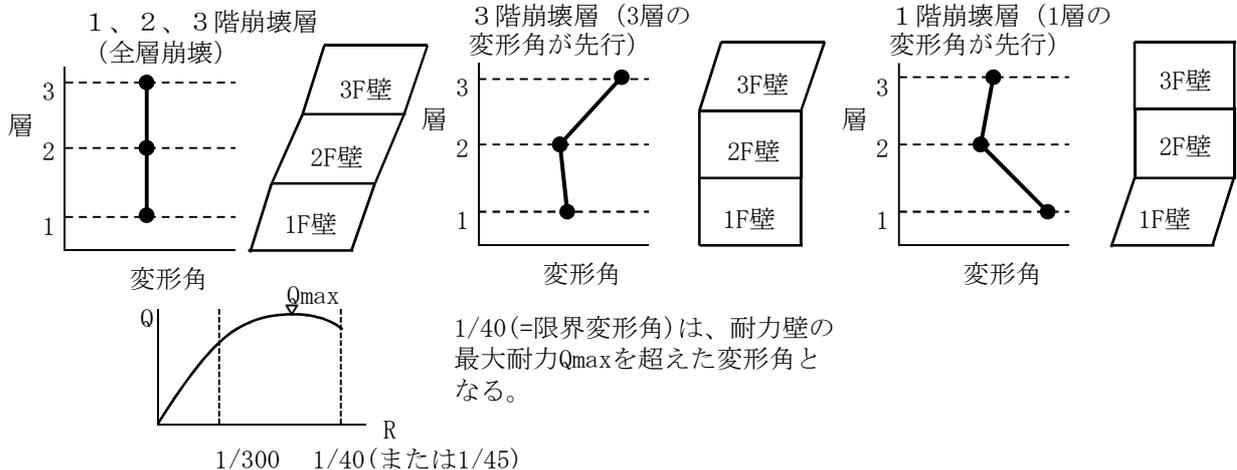
崩壊層の判定 : 下記のように、1層、2層の変形角の進行度合いより判断する。

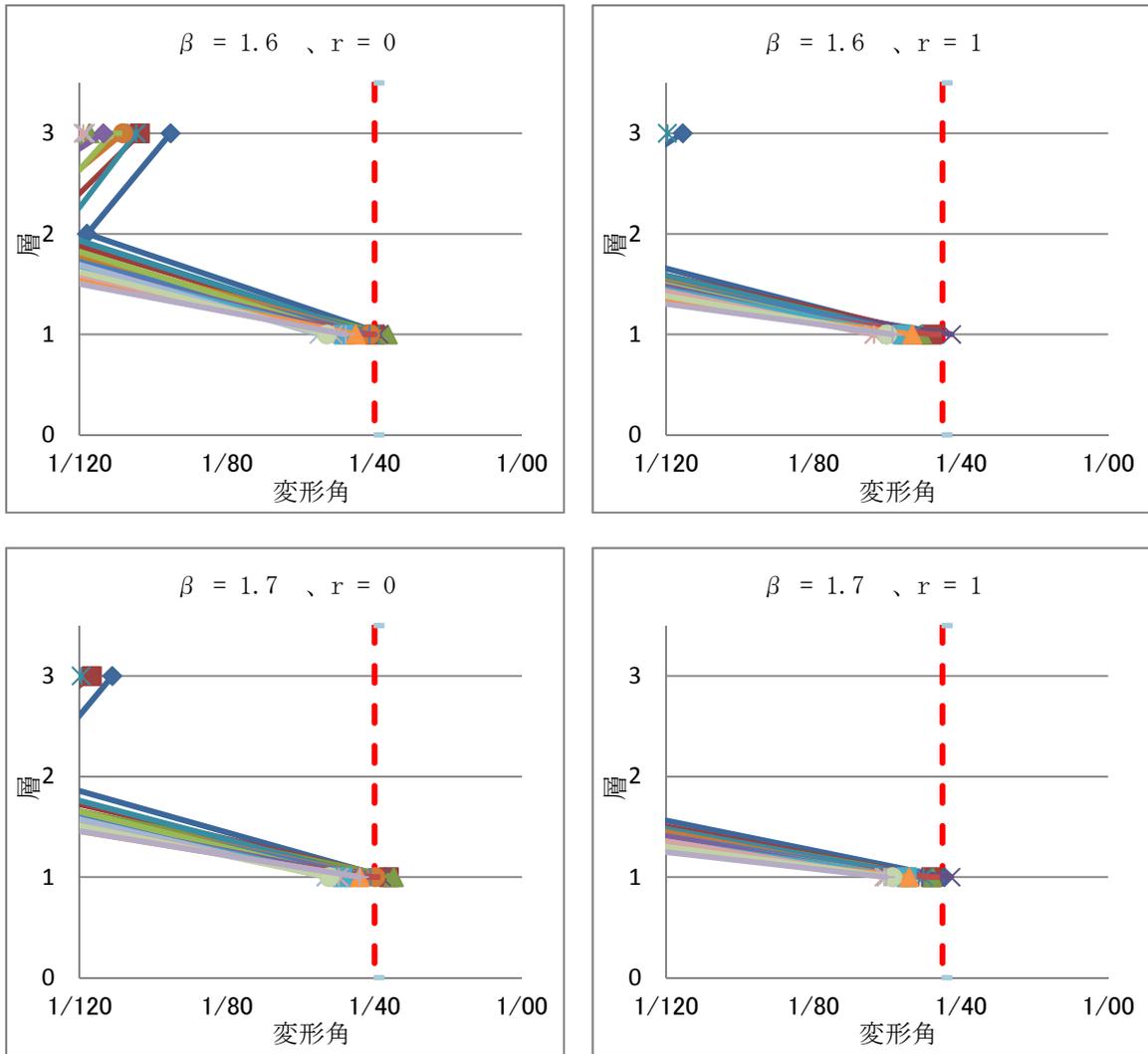




β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
 「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n3/n1)
 n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 n3 : 3階耐力の耐力壁余裕度
 r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
 r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

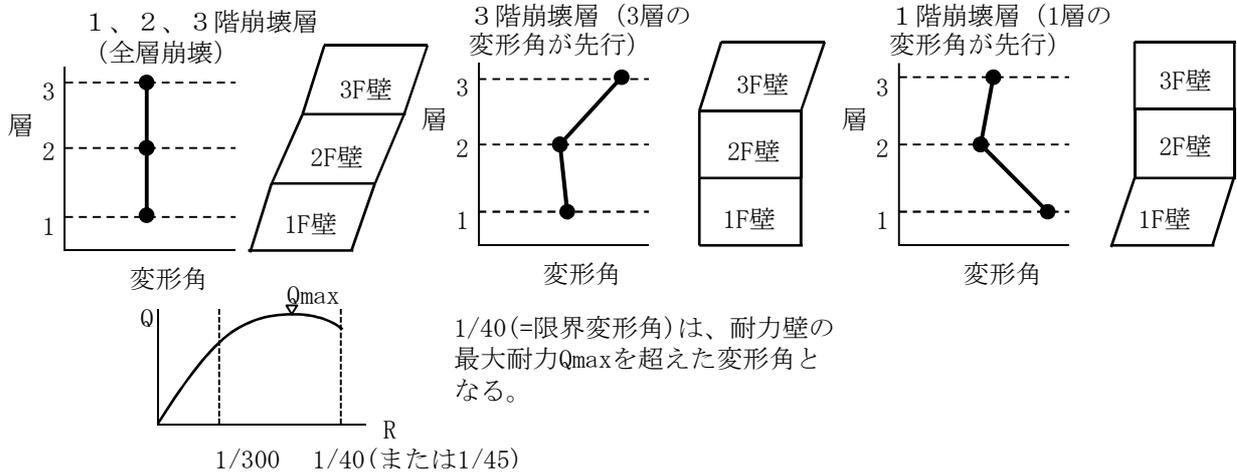
崩壊層の判定 : 下記のように、1層、2層の変形角の進行度合いより判断する。

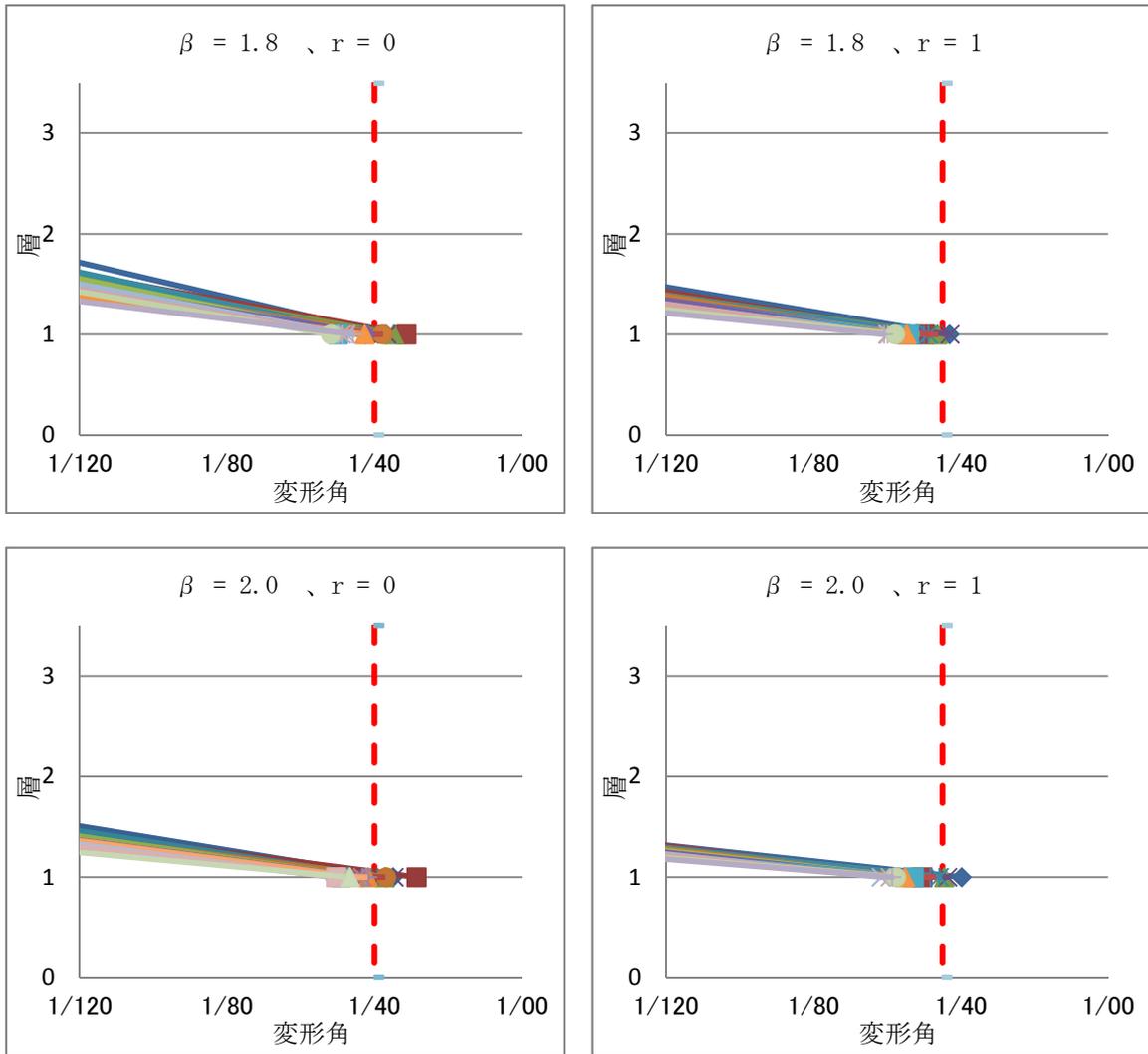




β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n2/n1)
 「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (=n3/n1)
 n1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 n3 : 3階耐力の耐力壁余裕度
 r : r=0 構造用合板+せっこう 100%
 r=1 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

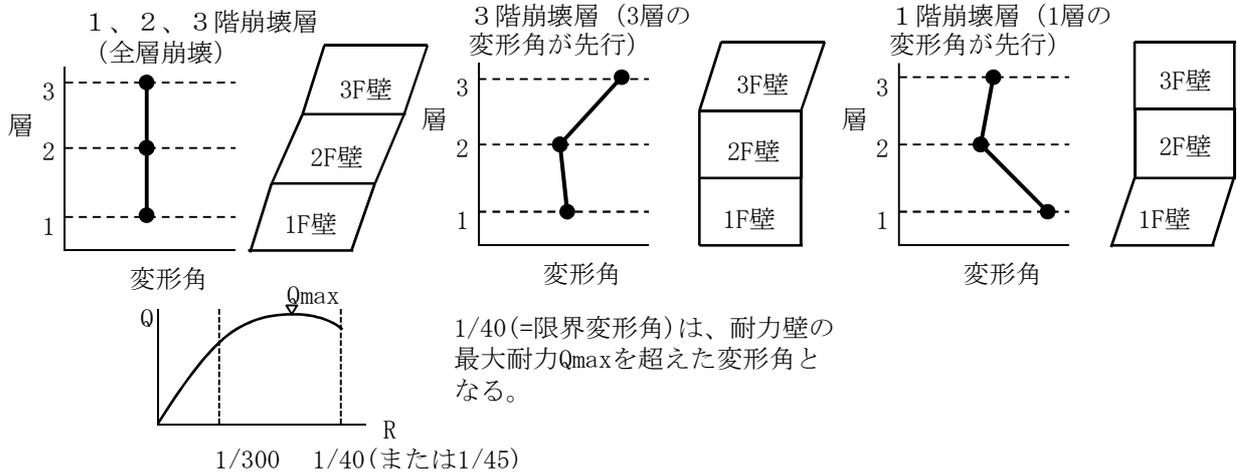
崩壊層の判定 : 下記のように、1層、2層の変形角の進行度合いより判断する。





β : 「2階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (= n_2/n_1)
 「3階耐力壁の耐力余裕度」と「1階耐力壁の耐力余裕度」の比 (= n_3/n_1)
 n_1 : 1階耐力壁の耐力余裕度 n_2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 n_3 : 3階耐力の耐力壁余裕度
 r : $r=0$ 構造用合板+せっこう 100%
 $r=1$ 構造用合板+せっこう 50% 内壁は両面せっこう 50%

崩壊層の判定 : 下記のように、1層、2層の変形角の進行度合いより判断する。



7. 結果まとめ

「6. 解析結果」より崩壊層が1階となっており、最大せん断変形角が許容値以下となっている条件について、耐力壁端部たて枠及び脚部接合部の検討を部分崩壊による応力を用いてよいこととする。

以上を整理して、2階建て及び3階建ての適用条件は以下とする。

(1) 3階建て

- ・地盤種別 : 第1種地盤又は第2種地盤
- ・耐力壁の種類 : 手引き「3.15.1(1)」に示された耐力壁
- ・耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物
- ・耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.3 \leq n_3/n_1 \leq 1.6$
 $1.3 \leq n_2/n_1 \leq 1.6$
 n_3 : 3階耐力壁の耐力余裕度
 n_2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 n_1 : 1階耐力壁の耐力余裕度

- ・1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.05$
 n_i : 各階の「短期せん断耐力の和」と「地震力」の比
 $n_i = \Sigma Q_{ai} / Q_i$
 Q_{ai} : i階の耐力壁の短期せん断耐力(kN)
 ΣQ_{ai} : i階の Q_{ai} の合計(kN)
 Q_i : i階の地震力(kN)

(2) 2階建て

- ・地盤種別 : 第1種地盤又は第2種地盤
- ・耐力壁の種類 : 手引き「3.15.1(1)」に示された耐力壁
- ・耐力壁端部金物の種類 : SAHD-15の軸剛性以上の軸剛性を有する金物
- ・耐力壁の耐力と地震力の関係 : $1.2 \leq n_2/n_1 \leq 1.8$
 n_2 : 2階耐力壁の耐力余裕度
 n_1 : 1階耐力壁の耐力余裕度

- ・1階耐力壁の耐力余裕度 : $n_1 \geq 1.15$
 n_i : 各階の「短期せん断耐力の和」と「地震力」の比
 $n_i = \Sigma Q_{ai} / Q_i$
 Q_{ai} : i階の耐力壁の短期せん断耐力(kN)
 ΣQ_{ai} : i階の Q_{ai} の合計(kN)
 Q_i : i階の地震力(kN)