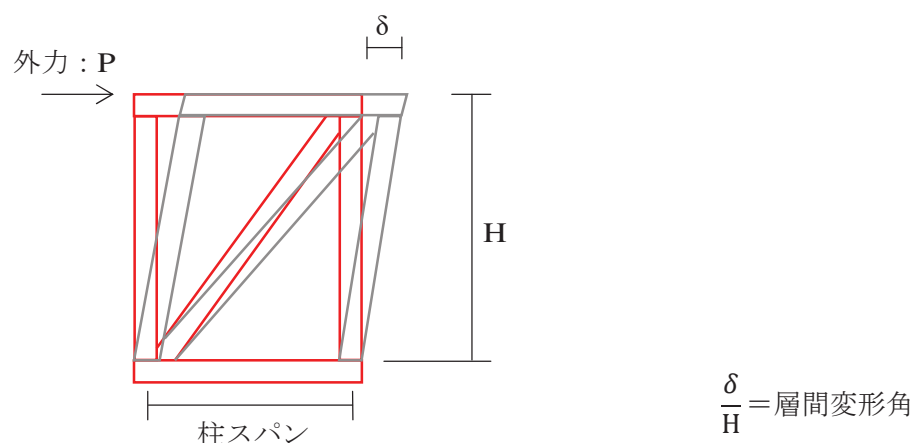


#### 1-1-4 層間変形角

- ・ 実大振動台実験，要素実験等により
  1. 層間変形角  $1/15\text{rad}$  以下なら崩壊，倒壊の恐れはないことを踏まえて、極めて希な地震動時の層間変形角を  $1/20$  以下に納まる事としている。
  2. 希な地震動（損傷限界レベル）時、層間変形角が  $1/90\text{rad}$  以下なら、構造上主要部の耐力低下なく、補修を要する損傷は生じない。
  3. 極めて希な地震動（安全限界レベル）で  $1/20\text{rad}$  以下の層間変位に納まる水平耐力を有する場合、希な地震動に対して  $1/90\text{rad}$  以下の層間変位に納まる事が地震応答計算により検証されている。この  $1/90\text{rad}$  の層間変形では補修を要する損傷が生じない事を実験、計算で確認している。よって本標準設計法は大地震に対する安全限界レベルの耐力のみチェックするとしている。



層間変形角とは…

H=2730 としますと

$$\text{層間変形角 } \frac{1}{90} \text{ rad} \approx \frac{30.3}{2730} \quad \text{水平変位：} \delta \approx 30.3\text{mm} \text{ の状態です。}$$

$$\text{層間変形角 } \frac{1}{20} = \frac{136.5}{2730} \quad \text{水平変位：} \delta = 136.5\text{mm} \text{ の状態です。}$$

本設計法（案）レベルで建てられた伝統的構法木造建築物の水平加力試験及び要素実験により、層間変形角が  $1/15\text{rad}$  以下ならば、建物の崩壊，倒壊の恐れがない事が確認されています。

この程度の層間変形角を生じる地震力は極めて希な地震動とって、限界耐力計算の安全限界時に相当します。

そこで本設計法（案）ではより安全側に、この極めて希な地震動が生じた場合の建物の変形角を  $1/15\text{rad}$  より小さい  $1/20\text{rad}$  以下に納まる様、必要耐力を設定しています。

この極めて希な地震力による層間変形角を  $1/20\text{rad}$  以下に納まる様に建てられた建物は、中地震程度の希な地震力に対しては、主要部に補修を要する損傷が生じない層間変形角が  $1/90\text{rad}$  以下に納まる事が、実験と計算で確認されています。

この中地震の希な地震動とは、限界耐力計算では損傷限界に相当する水平力です。

損傷限界変形角については、現行の規準が  $1/120\text{rad}$  以下となっておりますが、これは外装材の落下を防ぐため、地震時の変形追従性から決められた経緯があり、伝統的構法の場合は、土壁、板壁等を想定しており、 $1/90\text{rad}$  以下としても問題ないと判断しています。

極めて希な地震力は、その発生時間スパンの平均を、数百年に一度程度とし、希な地震力は、建物が少なくとも一度は遭遇する数十年に一度程度の地震力です。

この設計法（案）の大きな特徴の一つとして、極めて希な地震力に対して、建物全体の層間変形角が  $1/20\text{rad}$  以下に納まるならば、希な地震動に対しても、層間変形角  $1/90\text{rad}$  以下に納まるのがすでに確認されているので、「極めて希な地震力でのチェックを行えば、希な地震力に対する検討は省く」とした事です。

ここで限界耐力計算の安全限界、損傷限界と表現しましたが、この設計法（案）は限界耐力計算そのものを行っているわけではありません。よって、この設計法（案）を用いれば、構造計算適合判定送りとなるものでもありません。

#### 1-1-5 まとめ

以上をまとめると

- ・ 安全限界変形角 1/20rad 以下
- ・ 損傷限界変形角 1/90rad 以下 とする。

極めて希な地震力を超える巨大地震でも層間変形角 1/15rad 以下となり、倒壊の恐れがない事を求めている。

よって、層間変形角 1/20rad 程度の大変形への追従性の無い在来軸組工法で用いる筋違い、構造用合板等の釘、木ねじ等の止め材は用いない。

在来軸組工法の許容最大層間変形角は

- ・ 安全限界変形角 1/30rad 以下
- ・ 損傷限界変形角 1/120rad 以下 程度

前頁までの内容をまとめると上記の様になります。

伝統的木造構法の主要部分は、層間変形角 1/15rad まで顕著な損傷が無く、急激な耐力低下が無いとしています。

よって、設計に用いる水平耐力要素材は、層間変形角 1/15rad まで安全性が担保される事を確認して用いる必要があります。層間変形角 1/30rad 程度で破壊が始まる在来軸組工法の筋かい、釘で留める面材及びZ金物等の使用は想定していません。



この設計法（案）は、上部架構については、地震力、風荷重の短期荷重についての検討方法を示しています。長期荷重については、別途許容応力度設計を行って下さい。

## 1-2 柱脚の仕様

標準設計法では柱脚の仕様は3種に分かれる

柱脚の拘束条件 A : 水平方向, 上下方向の移動を拘束

柱脚の拘束条件 B : 水平方向拘束, 上下方向拘束しない

柱脚の拘束条件 C : 水平方向, 上下方向共拘束しない

水平方向の移動 : 柱脚のすべり

(免震構造ではない)

上下方向の移動 : 柱脚の浮上り

(柱脚の浮上り時点で倒壊とは考えていない)

柱脚の水平移動、浮上りを始めから考慮している画期的計算法。

実大実験で確認している。

柱脚の拘束条件として、3種類を準備しました。

拘束条件 A : 水平方向, 上下方向の移動を拘束

拘束条件 B : 水平方向拘束, 上下方向拘束しない

拘束条件 C : 水平方向, 上下方向共拘束しない

拘束条件 A は、柱脚の水平移動、垂直移動を拘束します。但し、固定柱脚仕様とはならないので曲げ拘束はありません。

拘束条件 B は、基礎から棒鋼等を柱に挿入すれば、水平方向は拘束し垂直方向の移動のみを許す柱脚に出来ます。

拘束条件 C は、水平、垂直方向共拘束しません。特に水平移動で基礎から滑り落ちない様に、礎石の大きさには注意が必要です。

ここで拘束条件 C の水平方向を拘束しないとは、実際には極めて希な地震時にすべりの発生を許す事です。すべりが発生する事で「免震構造だ!」との意見もありますが、私は全く別物であると考えます。免震構造は、鉛直荷重をアイソレーター(積層ゴム等)で受けますが、横移動への抵抗はほぼありません。代わりにダンパーが、計算により横移動量の制限やエネルギーの吸収を行い、極めて希な地震時に予定変位内に納めるようにしています。