

# 木造住宅の構造いろいろ

宮本構造設計 宮本昌司

## 1 はじめに

木造住宅で2階建て延床面積が500㎡未満の建物は、確認申請では4号建物と言われ仕様規定のみで、構造計算による安全確認まで求められていない。

平成17年11月17日国土交通省で発表された姉齒事件の影響より、住宅局建築指導課のホームページでは、「一級建築士の懲戒処分について」、平成17年度から掲載されている。一級建築士である事から木造住宅については無縁のように思えるが、内容の中には添付資料にあるように木造に関する事も記載されている。

処分内容のみでは、木造に関する事か否かが不明な処分もあるが、多くの設計者が間違っ  
て解釈している事もあるのではと思ひ、木造の基礎に関する建築基準法について再度復習し確認する講義とする。

関係する建築基準法20条、施行令38条、93条、告示1347号、1113号について説明し仕様から外れた場合の構造計算による裏づけができるように、べた基礎の構造計算方法を、山辺先生の文献「ヤマベの木構造」を使用して説明する。

## 2 処分内容

国土交通省 平成24年12月25日 「一級建築士の懲戒処分等について」

### ①処分の内容

平成25年4月1日から業務停止3月

### ②処分の原因となった事実

広島県内の建築物(1物件(建築確認：平成20年2月)について、株式会社共栄店舗一級建築士事務所(広島県知事登録06(1)第0290号)の業務に関し、設計者として、建築基準法第20条に違反する設計(建築基準法施行令第38条第3項及び第4項による「建築物の基礎の構造方法及び構造計算の基準を定める件」(平成12年建設省告示第1347号)第一第4項第1号により準用する同第3項第2号及び第3号の規定によれば、建築物の基礎を布基礎とする場合、木造の建築物の土台の下にあっては、連続した立上り部分を地上部で30cm以上としなければならないが、一部で立上り寸法が不足しており、また同告示第二による構造計算の基準も満たさない設計)を行った。

## 3 抵触した建築基準法

### 【施行令第38条】

第3項：建築物の基礎の構造は、建築物の構造、形態及び地盤の状況を考慮して国土交通大臣が定めた構造方法を用いるものとしなければならない。この場合において、高さ13m又は延べ面積3000㎡を超える建築物で、当該建築物に作用する荷重が最下階の床面積1㎡につき100kNを超えるものにあつては、基礎の底部(基礎ぐいを使用する場合にあつては、当該基礎ぐいの先端)を良好な地盤に達することとしなければならない。

第4項：前2項の規定は、建築物の基礎について国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によって構造耐力上安全であることが確かめられた場合においては、適用しない。

### 【平成12年建設省告示第1347号】

第一第3項：建築物の基礎をべた基礎する場合にあつては、次に定めるところによらな

なければならない。

第3号:立上り部分の高さは地上部分で30cm以上と、立上り部分の厚さは12cm以上と、基礎の底盤の厚さは12cm以上とすること。

4 基礎構造計算例

**144, 145 改訂版 160,161**

**ベタ基礎における地中梁設計の手順**

1) 応力の算定  
 建物重量から基礎の重量を差し引いて地中梁設計用荷重を求める。  
 モデル住宅は瓦葺き屋根+モルタル外壁であるので、134頁より単位床面積当たりの建物重量は、2階建て部分は19.0kN/m<sup>2</sup>、1階部分は11.0kN/m<sup>2</sup>となる。また、基礎の重量は、134頁より5.0kN/m<sup>2</sup>なので、地中梁設計用荷重は以下のとおりとなる。  
 2階建て部分 W<sub>1</sub>=15.0kN/m<sup>2</sup>-5.0kN/m<sup>2</sup>=10.0kN/m<sup>2</sup>  
 1階建て部分 W<sub>1</sub>=11.0kN/m<sup>2</sup>-5.0kN/m<sup>2</sup>=6.0kN/m<sup>2</sup>

ここで、計算を簡便化するため、梁に作用する面荷重を等価な等分布荷重に置き換える(図解が参照)。なおよみ負荷係数(図解参照)。  
 2階建ての面荷重 A<sub>1</sub>=3.64kN/2.82/2=0.91/2=2.90m<sup>2</sup>  
 等価な負荷係数 B<sub>1</sub>=A<sub>1</sub>/ℓ=2.90/2.73=1.06m  
 よって、W<sub>1</sub>=W<sub>1</sub>×B<sub>1</sub>=10.0kN/m<sup>2</sup>×1.06=10.6kN/m  
 1階建ての面荷重 A<sub>2</sub>=2.73kN/2.82/2=1.86m<sup>2</sup>  
 等価な負荷係数 B<sub>2</sub>=A<sub>2</sub>/ℓ=1.86/2.73=0.68m  
 よって、W<sub>2</sub>=W<sub>2</sub>×B<sub>2</sub>=6.0kN/m<sup>2</sup>×0.68=4.1kN/m

以上の値をもとに、両端固定としたときの端部に生じる曲げモーメント(C)、両端ピンとしたときの中央部に生じる曲げモーメント(M)、両端ピンとしたときの端部に生じるせん断力(Q)をそれぞれ算定する。

・両端固定としたときの端部に生じる曲げモーメント  
 $C = \frac{1}{12} W \ell^2$   
 $C = \frac{1}{12} (W_1 + W_2) \ell^2 = \frac{1}{12} (4.1 + 10.6) \times 2.73^2$   
 $= 9.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

・両端ピンとしたときの中央部に生じる曲げモーメント  
 $M = \frac{1}{8} W \ell^2$   
 $M = \frac{1}{8} (W_1 + W_2) \ell^2 = \frac{1}{8} (4.1 + 10.6) \times 2.73^2$   
 $= 13.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$

・両端ピンとしたときの端部に生じるせん断力  
 $Q = \frac{1}{2} W \ell$   
 $Q = \frac{1}{2} (W_1 + W_2) \ell = \frac{1}{2} (4.1 + 10.6) \times 2.73$   
 $= 20.07 \text{ kN}$

学公式より設計用応力を求める。  
 曲げモーメント  
 ①端部:  $M = 0.6C = 0.6 \times 9.13 = 5.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 中央:  $M = M = 0.65C = 13.69 - 0.65 \times 9.13$   
 $= 7.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 ②端部:  $M = 1.2C = 1.2 \times 9.13 = 10.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  
 ①端部:  $Q = Q_0 = (M_0 - M_1) / \ell$   
 $= 20.07 - (10.96 - 5.48) / 2.73$   
 $= 18.66 \text{ kN}$   
 ②端部:  $Q = Q_0 + (M_0 - M_1) / \ell$   
 $= 20.07 + (10.96 - 5.48) / 2.73$   
 $= 22.08 \text{ kN}$

2) 断面算定  
 ①曲げモーメントに対する設計  
 引張鉄筋(主筋)の必要断面積は、スラブと同様、下記により求められる。  
 $\sigma_s = \frac{M}{A_s \ell}$   
 $A_s = \frac{M}{\sigma_s \ell}$   
 ②せん断力に対する設計  
 せん断力によるせん断破壊は、コンクリートの許容せん断力(図解参照)とせん断力(Q)を比較して判断する。  
 ③せん断力に対する設計  
 せん断力によるせん断破壊は、コンクリートの許容せん断力(図解参照)とせん断力(Q)を比較して判断する。

## 地中梁の設計

① 応力算定  
 ② 断面算定  
 曲げ: 主筋(上筋・下筋)  
 せん断: スターラップ(あばら筋、タテ筋)  
 梁巾

**ベタ基礎における地中梁設計の手順(続き)**

$P_u = \frac{W}{0.5A_s} + 0.002$   
 ただし、 $a = \frac{M}{Q \ell} < 1$  かつ  $1.5a \leq 2$

$a$ : 梁のせん断スパン比  $\frac{M}{Q \ell}$  による調整係数  
 $M$ : コンクリートの許容せん断力(図解参照)  
 $Q$ : 設計せん断力  
 $W$ : 設計せん断力に対するせん断力(図解参照)  
 $A_s$ : あばら筋の必要断面積(図解参照)  
 $\ell$ : せん断力に対するせん断力(図解参照)

せん断力  $Q$  が大きい区間で計算すると、以下のとおりとなる。  
 $P_u = \frac{22.08}{30 \times 2.73} + 0.002$   
 $= 0.023 \text{ kN/cm}^2 < f_s = 0.07 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{OK}$

よって、コンクリート断面だけでせん断力が処理できるので、あばら筋は特に必要はない。しかし、収縮ひび割れなどを考慮し、 $P_u = 0.2$ を目安に配筋することとする。

あばら筋: D10とする。  
 $A_s = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$

必要あばら筋の間隔は  
 $s = \frac{A_s}{P_u} = \frac{1.42}{0.023} = 61.7 \text{ cm}$   
 必要あばら筋の間隔は  
 $s = \frac{A_s}{P_u} = \frac{1.42}{0.023} = 61.7 \text{ cm}$   
 以上より、あばら筋はD10-@200とする。  
 さらに、施工性を考慮して、地中梁は下記のとおりとする。

なお、 $a > 1$  となったときは、せん断破壊として有効に働くために、平均値で  $P_u = 0.2$  とする。その場合は、 $b = 22 \times 18 = 40 \text{ cm}$  より、以下のとおりとなる。  
 D10の場合:  $2 \times D10 = 178 \times 150$   
 D15の場合:  $2 \times D15 = 8317 \times 200$

**145 改訂版 161**

## 梁巾と配筋

**図3◆主筋の間隔とかぶり厚さから求める必要最小限の梁幅**

主筋の間隔とかぶり厚さから必要最小限の梁幅を求める

① 主筋の径  
 D13→公称直径  $d_1 = 12.7 \text{ mm}$   
 最外径  $D_1 = 14.0 \text{ mm}$

② あばら筋の径  
 D10→公称直径  $d_2 = 9.53 \text{ mm}$   
 最外径  $D_2 = 11.0 \text{ mm}$

③ 粗骨材最大寸法  
 $d' = 25 \text{ mm}$

④ 主筋間隔  
 $\max \begin{cases} d \times 2.7 \dots \dots A \\ d' \times 1.25 + D \dots \dots B \end{cases}$   
 上記より  
 $A = 12.7 \times 2.7 = 34.29 \text{ mm} \rightarrow 35 \text{ mm}$   
 $B = 25 \times 1.25 + 14.0 = 45.25 \text{ mm} \rightarrow 46 \text{ mm}$   
 よって、Bで決定する。

⑤ かぶり厚さ  
 土に接する梁は50mm

⑥ あばら筋の曲げ加工誤差  
 それぞれ10mmずつ見込む

梁幅の算定  
 $2 \times 5 = 2 \times 50 = 100.0$   
 $2 \times 2 = 2 \times D_2 = 2 \times 11.0 = 22.0$   
 $2 \times 1 = 2 \times D_1 / 2 = 14.0$   
 $1 \times 4 = 46.0$   
 $2 \times 6 = 2 \times 10 \times 3 \times d_2 = 20.0$   
 計 202.2mm  
 217mm  
 注 ①~⑤は280~282頁を参照のこと

∴ 施工性を考慮して、梁幅  $b = 220 \text{ mm}$  とする(各自で判断)。

このとき、  
 $\tau = \frac{Q}{B \cdot j} = \frac{22.04}{22 \times 32.3} = 0.031 \text{ kN/cm}^2 < f_s = 0.07 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{OK}$