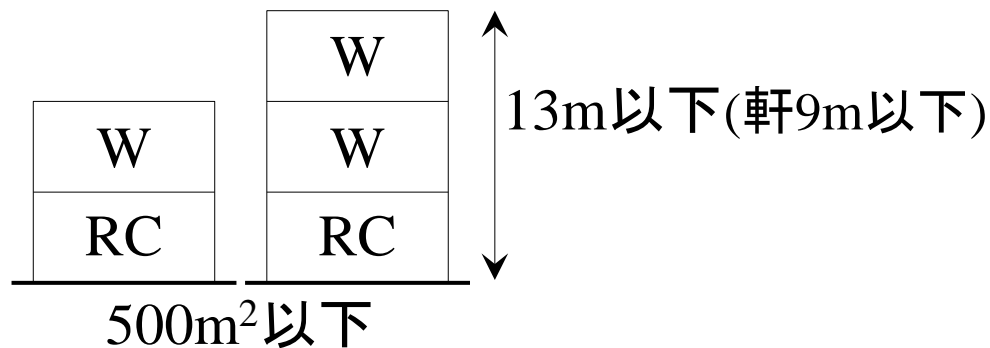


# WRC造部の規定



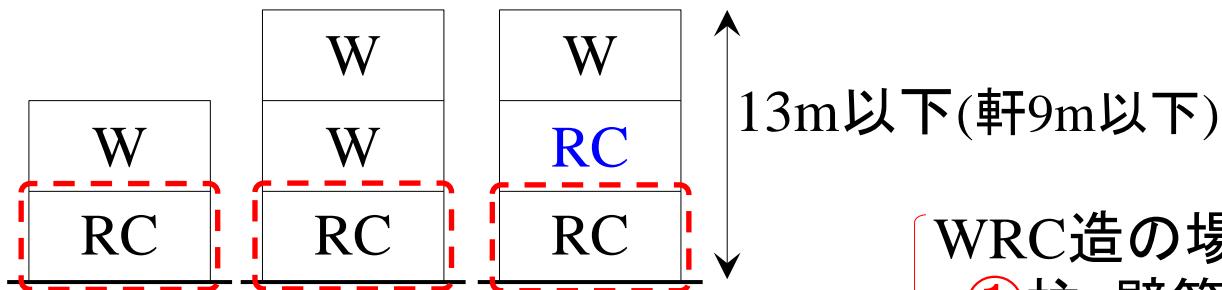
+「配筋指針」

# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(1)



国交告 第593号改正 (H23.4.27)

a)500m<sup>2</sup>以下



b)500m<sup>2</sup>超

①告示の定める規模毎に  
Exp.Jで分離。

①3000m<sup>2</sup>以下  
木造部分の地震力を割り増ししてルート2。

WRC造の場合

①柱・壁等の水平断面積の規定

$$\Sigma 2.5\alpha A_w + \Sigma 0.7\alpha A_c \geq \Sigma Z A_i W_i$$

◆必要壁量(1/2)

②床版はRC造

※無ければ一気にルート3(保有耐力計算)

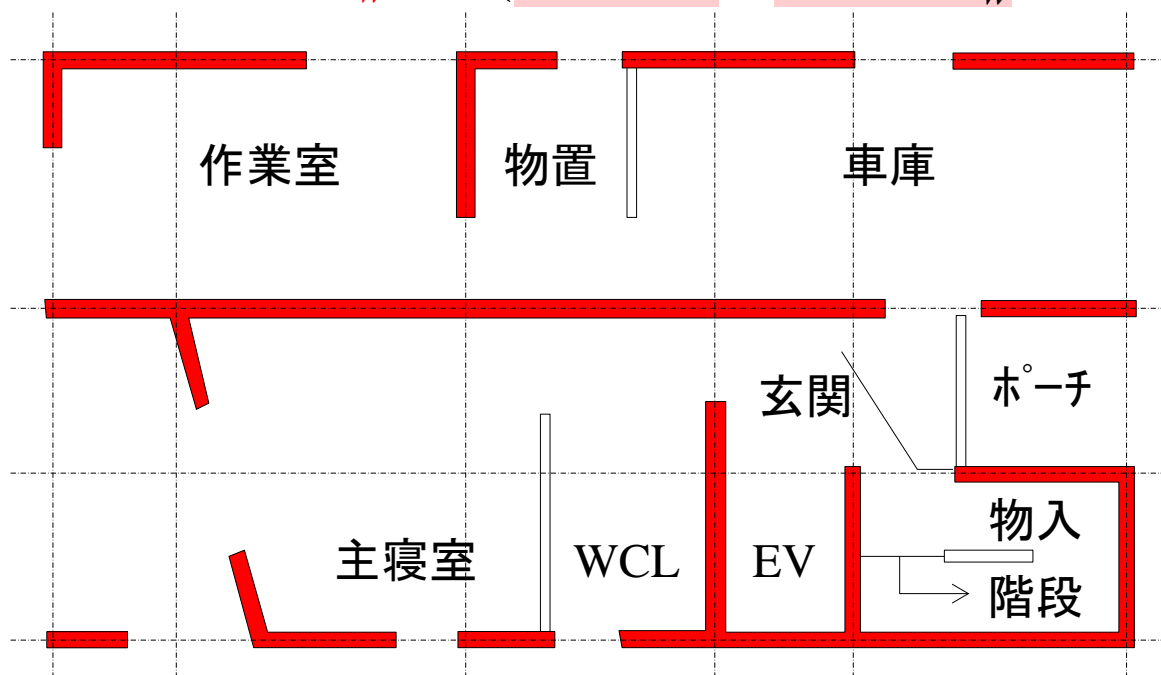
# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(2)

## ◆必要壁量(1/2) ←WRC規準では「壁率」規定

$$\Sigma 2.5 \alpha A_w + \Sigma 0.7 \alpha A_c \geq \Sigma A_i W_i$$

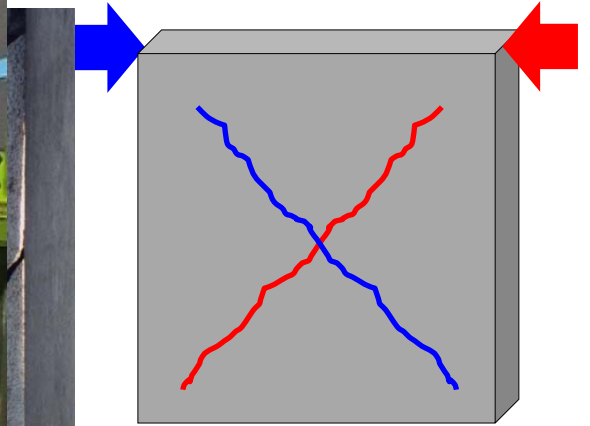
コンクリート強度による補正係数  $\alpha = \sqrt{18/F_c}$  ←WRC設計規準では $\alpha=1.0$   
(補正を認めていない)  
但し  $1 \leq \alpha (= \sqrt{F_c}/18) \leq \sqrt{2}$

壁の水平断面の総面積  $\Sigma A_w = \Sigma(\text{壁厚さ } t \times \text{壁長さ } l_w)$



1階平面図(WRC造階)

# WRC造規準の壁量・壁厚規定 + 補強筋規定



# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(2)

## ◆必要壁量(1/2) ←WRC規準では「壁率」規定

$$\Sigma 2.5 \alpha A_w + \Sigma 0.7 \alpha A_c \geq Z A_i W_i$$

コンクリート強度による補正係数  $\alpha = \sqrt{18/F_c}$  ←WRC設計規準では $\alpha=1.0$   
 (補正を認めていない)  
 但し  $1 \leq \alpha (= \sqrt{F_c}/18) \leq \sqrt{2}$

壁の水平断面の総面積  $\Sigma A_w = \Sigma(\text{壁厚さ } t \times \text{壁長さ } l_w)$

「 $\Sigma 2.5 \alpha A_w + \Sigma 0.7 \alpha A_c \geq Z A_i W_i$ 」 ← 左辺と右辺の単位が?  
 (N、mm<sup>2</sup>でなければ成立しない。)

$$2.5 \Rightarrow 25 \text{kg/cm}^2$$

壁の終局せん断応力度

$$0.7 \Rightarrow 7 \text{kg/cm}^2$$

柱の終局せん断応力度

$$Z A_i W_i \times 1.0$$

$$C_0$$

ベースシア係数1.0g

各階の保有耐力の略算値  $\geq$  各階の層せん断力

## ※石山会長提案:単位に関係のない形式へ

$$\sqrt{F_c F_{c0}} (0.14 \Sigma A_w + 0.04 \Sigma A_c) \geq Z A_i W_i$$

但し  $F_{c0} \leq \sqrt{F_c F_{c0}} \leq \sqrt{2} F_{c0}$ 、  
 $F_{c0} = 18 \text{N/mm}^2$

# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(2)

## ◆必要壁量(1/2) ←WRC規準では「壁率」規定

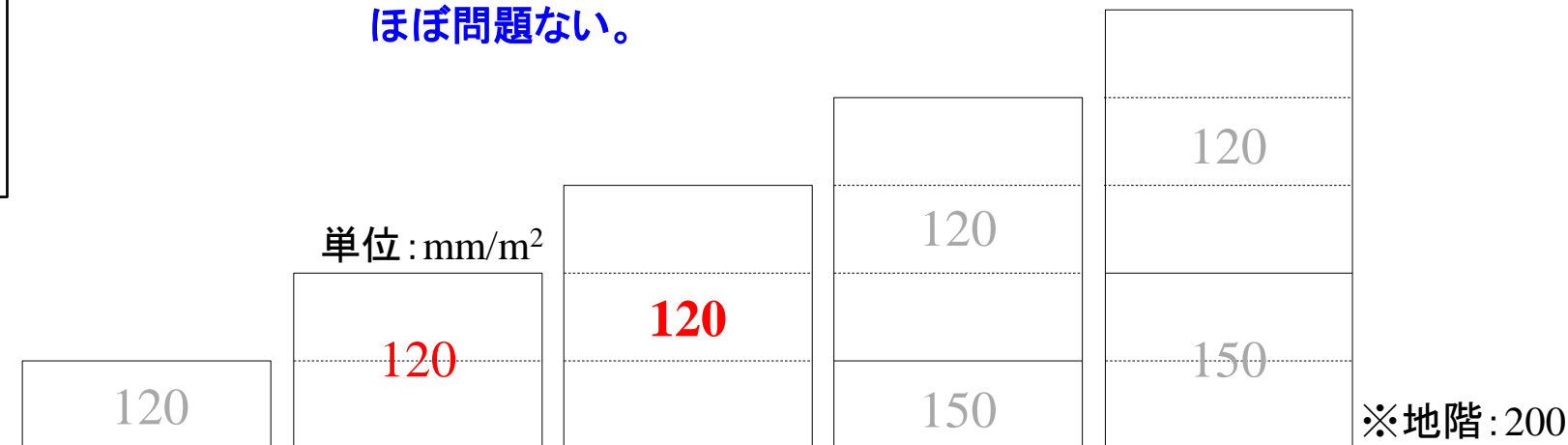
断面積

$$\Sigma 2.5 \alpha A_w + \Sigma 0.7 \alpha A_c \geq \Sigma Z A_i W_i$$

コンクリート強度による補正係数  $\alpha = \sqrt{18/F_c}$  ←WRC設計規準では $\alpha=1.0$   
 (補正を認めていない)  
 但し  $1 \leq \alpha (= \sqrt{F_c/18}) \leq \sqrt{2}$

## ◆必要壁量(2/2) ←WRC設計規準では「標準壁量」。 標準壁量がOK⇒必要壁量(1/2)の検証は ほぼ問題ない。

長さ



## ※木造の必要壁量(基準法)

①在来(カッコは軽い屋根)  
 枠組:多雪地域以外

150 (110)	210 (150)	240 (180)
330 (290)	390 (340)	390 (340)
	500 (460)	

②枠組:多雪地域ー軽い屋根+2mー  
 (カッコは1m)

390 (250)	510 (330)	550 (350)
	570 (430)	680 (510)
		740 (600)

# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(2)

## ◆必要壁量(1/2) ←WRC規準では「壁率」規定

断面積

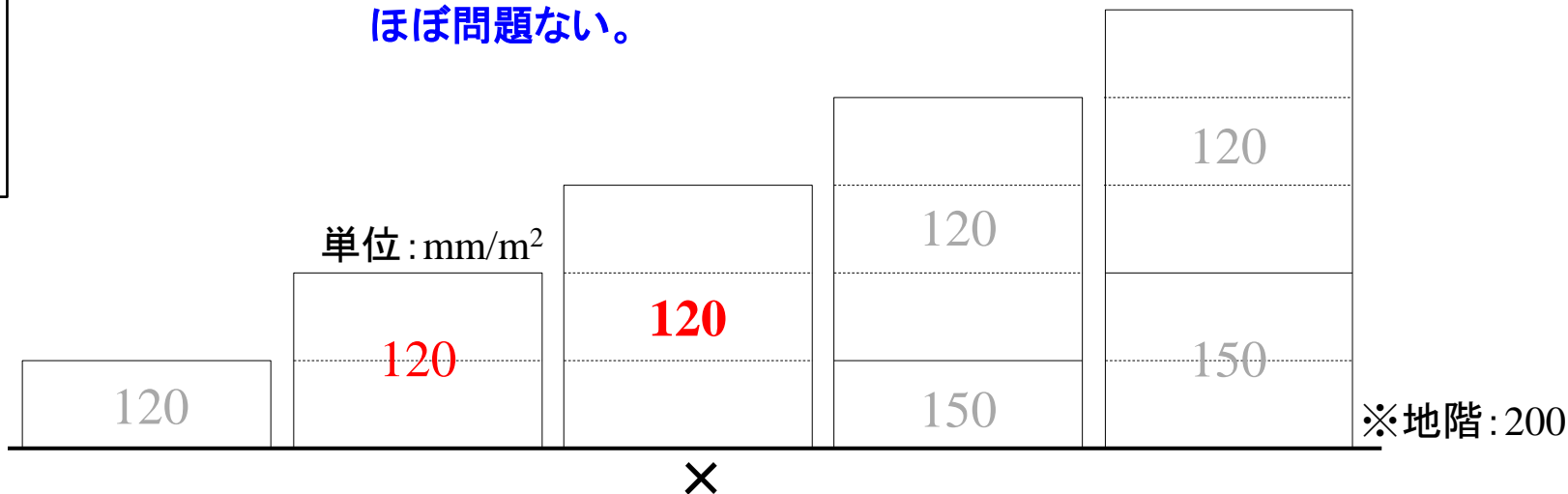
$$\Sigma 2.5 \alpha A_w + \Sigma 0.7 \alpha A_c \geq Z A_i W_i$$

コンクリート強度による補正係数  $\alpha = \sqrt{18/F_c}$  ←WRC設計規準では $\alpha=1.0$   
 (補正を認めていない)  
 但し  $1 \leq \alpha (= \sqrt{F_c}/18) \leq \sqrt{2}$

## ◆必要壁量(2/2) ←WRC設計規準では「標準壁量」。

標準壁量がOK⇒必要壁量(1/2)の検証は  
 ほぼ問題ない。

長さ



( 厚さによる低減係数 $\alpha$  × コンクリート強度による低減係数 $\beta$  ×  $Z$  )

$$\alpha = \frac{[t_0] \cdot \Sigma l_w}{\Sigma (t \cdot l_w)}$$

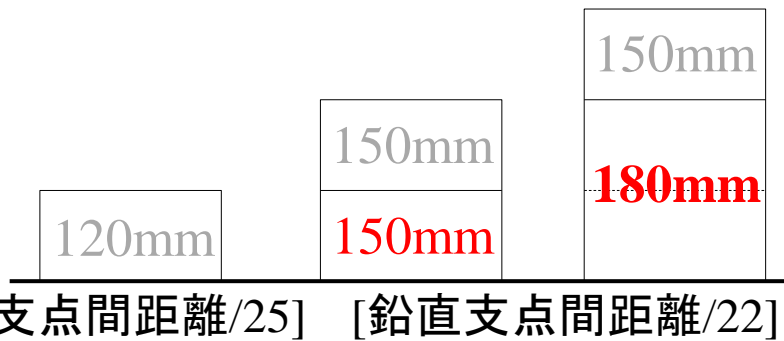
但し  $t \geq t_0$  の場合のみ

※但し、低減できるのは(必要壁量-50)まで。

←WRC設計規準:低減量は最大30mm/m<sup>2</sup>まで  
 (ラーメンにならないため)。

# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(3)

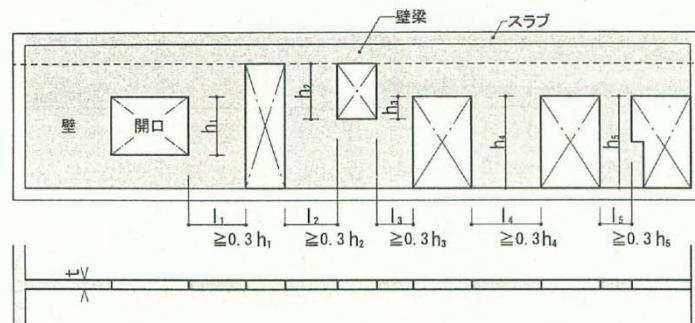
## ◆必要壁厚さ $t_0$



※地階  
180mmかつ  
[鉛直支点間距離/18]

## ◆耐力壁長さ $l_w$ :450mm以上かつ下図以上 ←WRC規準 ←道計算例 「900mm以上」

耐力壁の長さおよび同一長さを有する部分の高さのとり方は下図による。

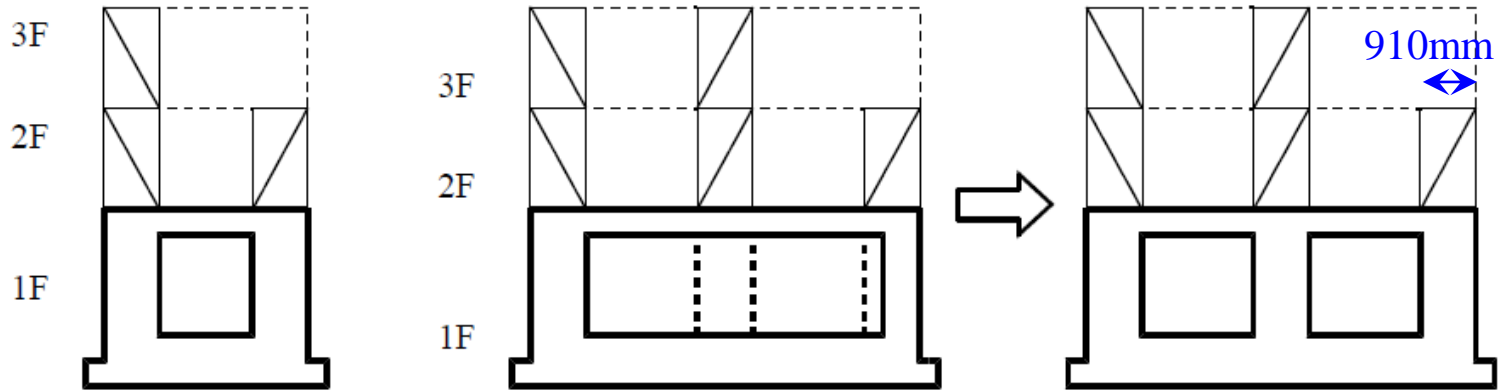


$A_w = \sum(t \times l_i)$  注1) 耐力壁長は、450mm以上かつ、同一長さを有する部分の高さの30%以上とする (WRC指針)。  
注2) 壁厚さは、平13国交告第1026号第6第五号イ表1による。

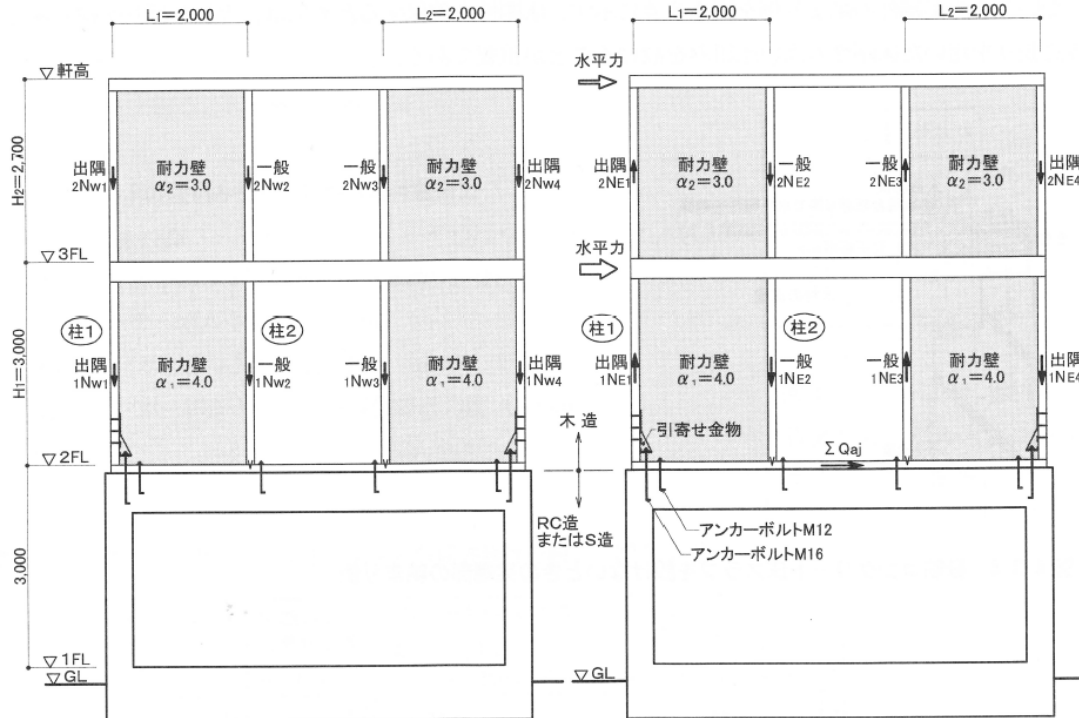




# 立面計画の基本型



木造部分の中央の軸組からRC造の壁ばりに地震時の応力が生じるため、点線部分に耐力壁を配置することが基本  
 (設置しない場合は、断面算定時に木造部分の軸組からの応力を考慮)



↑  
道計算例「900mm以上」

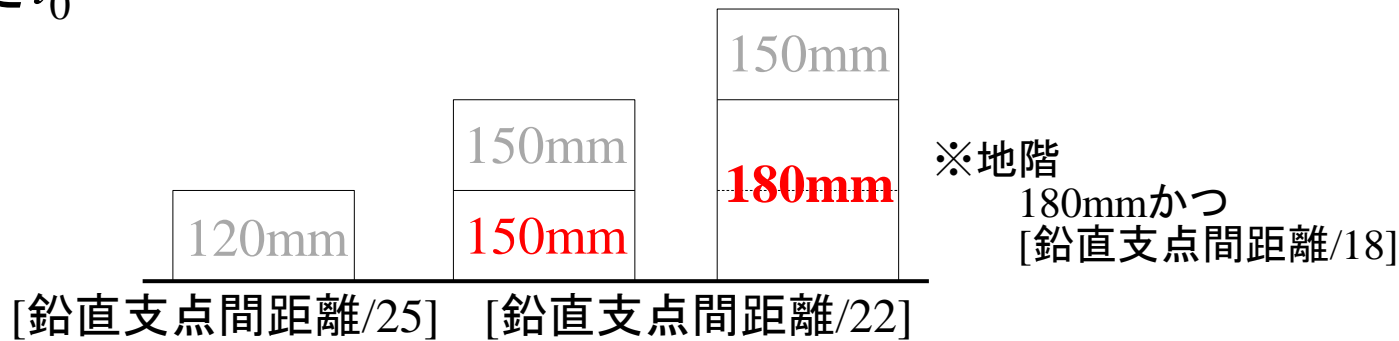
←手引き

①鉛直荷重時に生じる力

②水平荷重時に生じる力

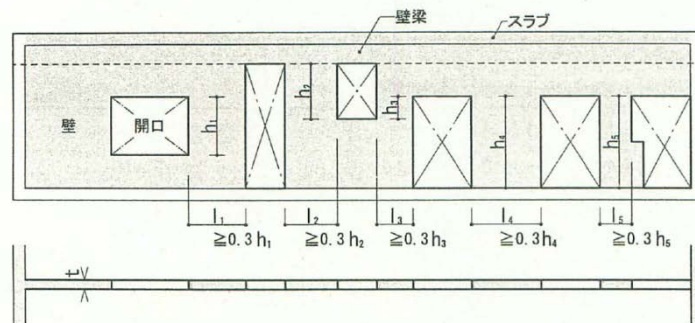
# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(3)

## ◆必要壁厚さ $t_0$



## ◆耐力壁長さ $l_w$ :450mm以上かつ下図以上 ←WRC規準 ←道計算例 「900mm以上」

耐力壁の長さおよび同一長さを有する部分の高さのとり方は下図による。



$A_w = \sum (t \times l_j)$  注1) 耐力壁長は、450mm以上かつ、同一長さを有する部分の高さの30%以上とする (WRC指針)。  
注2) 壁厚さは、平13国交告第1026号第6第五号イ表1による。

## ◆耐力壁線間隔

規定はないが「8m以下を目安にする。」 ←手引き

## ◆耐力壁線に囲まれる面積

60m<sup>2</sup>以下 構造計算によって除外可能。



## 耐力壁に力を有効に伝えるための水平構面の大きさの目安

構法	耐力壁線間距離	耐力壁線区画面積
枠組壁工法	12m以下	40m <sup>2</sup> 以下 (60~72m <sup>2</sup> まで可)
在来軸組構法	8m以下 ←品確法 (面材壁は12mまで可)	—
CB造	耐力壁の厚さの50倍以下	60m <sup>2</sup> 以下
WRC造	8m以下を目安 ←手引き	60m <sup>2</sup> 以下

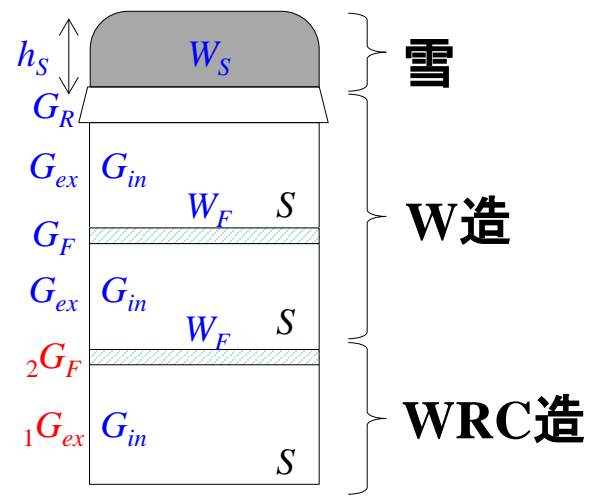
# ※WRC造規準の壁量・壁厚規定

## ◆検討の諸元

- ・地震力算定用重量  $12\text{kN/m}^2$  ☞ W造部分はもっと軽い:安全側
- ・各階の階高  $3.0\text{m}$ 以下 ☞ 法令・手引きは $3.5\text{m}$  :危険側
- ・積雪 「注意する必要がある」 :不明確

## ◆確認: WRC造部の壁量・壁厚規定とせん断耐力

※品確法



W造

天井+軽い屋根(繊維混入セメント瓦) $G_R$	: $0.93\text{kN/m}^2$	◎
天井+重い屋根(葺き土無し瓦葺き) $G_R$	: $1.274\text{kN/m}^2$	
軽い外装(ラスモル) $G_{ex}$	: $0.735\text{kN/m}^2$	
重い外装(土塗) $G_{ex}$	: $1.176\text{kN/m}^2$	◎
内装(石膏ボード) $G_{in}$	: $0.196\text{kN/m}^2$	
床(地震時) $G_F$	: $0.588\text{kN/m}^2$	
積載荷重(地震時) $W_F$	: $0.598\text{kNg/m}^2$	
屋根上積雪深さ $h_S$ (m)		
雪荷重( $3\text{kN/m}^3 \times \text{軒}1.3$ ) $\rho_S$	: $3.9h_S\text{kN/m}^2$	
	$\downarrow$ <ul style="list-style-type: none"> <li>×地震時0.35</li> <li>×屋根形状係数<math>\mu_B = \sqrt{\cos(1.5\theta)}</math>、<math>\theta=20^\circ</math> = 0.93</li> </ul>	
屋根上雪積荷重(地震時) $W_S$	: $1.27h_S\text{kN/m}^2$	

WRC造

RC造床スラブ ${}_2G_F$	: $5.75\text{kN/m}^2$
コンクリート $0.20\text{m} \times 24\text{kN/m}^3$	= $4.8\text{kN/m}^2$
畳床	$0.40\text{kN/m}^2$
ビニールクロス張り	$0.05\text{kN/m}^2$
木造間仕切り	$0.50\text{kN/m}^2$
RC造耐力壁 ${}_1G_{ex}$	: $4.32\text{kN/m}^2$
コンクリート $0.18\text{m} \times 24\text{kN/m}^3$	= $4.32\text{kN/m}^2$

- ・屋根上積雪深さ :  $2\text{m}$
- ・1階の階高 :  $3.5\text{m}$
- ・建物高さ :  $13\text{m}$
- ・ $C_0=0.2$
- ・ $Z=1.0$ 、 $R_f=1.0$

# ※WRC造規準の壁量・壁厚規定

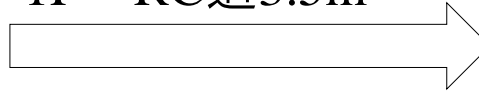
## ◆確認：WRC造部の壁量・壁厚規定とせん断耐力

$$T=(0.02+0.01\lambda)h$$

$$\lambda = \frac{\text{(鉄骨造または木造部の高さ)}}{\text{(建築物の高さ)}}$$

$$h=13\text{m}$$

1F：RC造3.5m



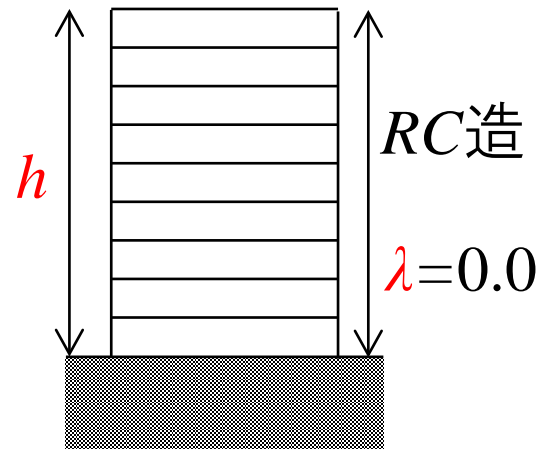
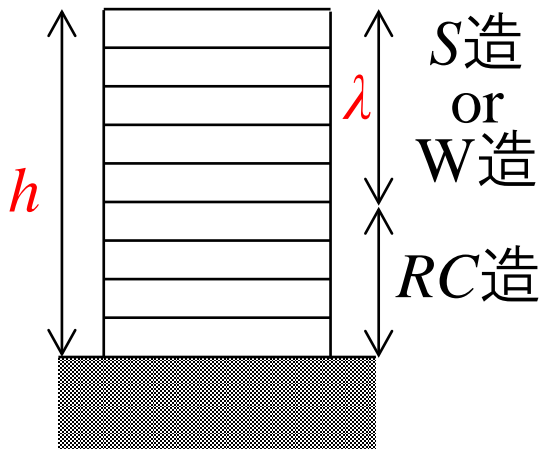
# 建築物の動的応答 (Dynamic Response of Structure)

◆ 建築基準法：構造種別を $\lambda$ で考慮

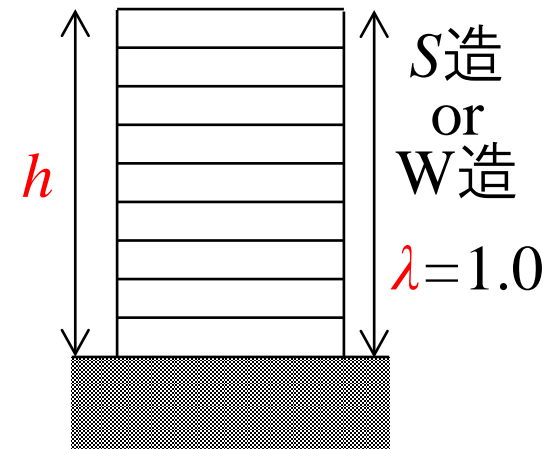
$$T(\text{sec}) = (0.02 + 0.01\lambda) \times \text{高さ } h(m)$$

ここで、 $\lambda = \frac{\text{(鉄骨造または木造部の高さ)}}{\text{(建築物の高さ)}}$

ex) ちょっと考察



$$T(\text{sec}) = 0.02h(m)$$



$$T(\text{sec}) = 0.03h(m)$$

ex) ちょっと試算  $h=13\text{m}$

混構造の  $T_{(\text{sec})}$  :  $0.26 < T < 0.39$

# ※ WRC造規準の壁量・壁厚規定

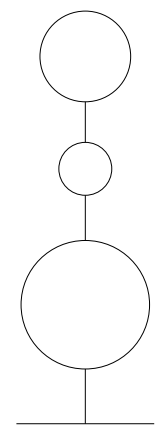
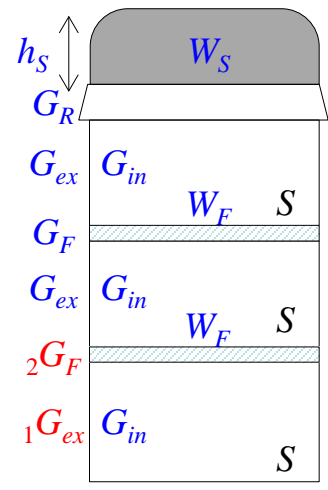
## ◆ 確認: WRC造部の壁量・壁厚規定とせん断耐力

$$T = (0.02 + 0.01\lambda)h$$

$$\lambda = \frac{\text{(鉄骨造または木造部の高さ)}}{\text{(建築物の高さ)}}$$

$h = 13\text{m}$   
 1F: RC造3.5m

$T = 0.355\text{sec}$   
 ※RC造3.0m  
 $\Rightarrow 0.360\text{sec}$



$w_3 = 4.157S$        $A_3 = 1.46$   
 ( $A_3 = 1.46$ )  
 $w_2 = 2.558S$        $A_2 = 1.26$   
 ( $A_2 = 1.26$ )  
 $w_1 = 9.292S$        $A_1 = 1.00$   
 ( $A_1 = 1.00$ )  
 ※ $A_i$ 算定用:  $5.116S$

※カッコ内は1F階高3.0m

$$Q_{01} = C_0 A_1 Z R_t \times \Sigma W_i \quad \leftarrow C_0 = 0.2, Z = 1.0, R_t = 1.0$$

$$= 0.2 \times 1.00 \times 16.01 = 3.20\text{kN/m}^2$$

$$\rightarrow \div (\text{最小壁量 } 120\text{mm/m}^2 \times \text{最小壁厚 } 180\text{mm}) = 0.148\text{N/mm}^2$$

平均せん断応力度

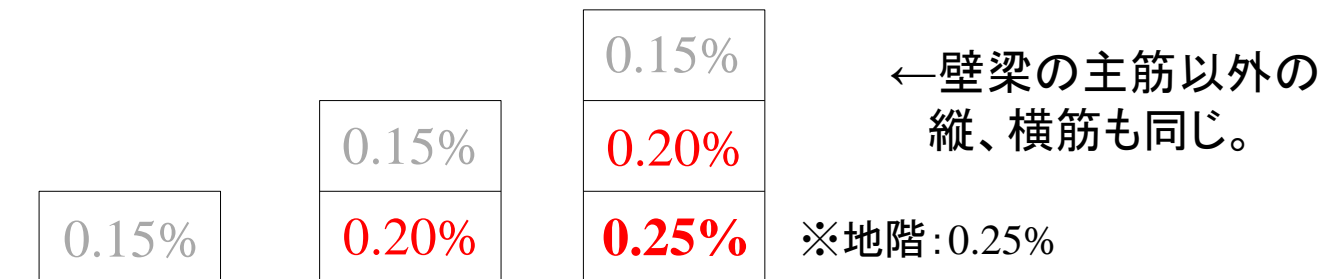
コンクリートの短期許容せん断応力度

$$F_c / 30 \times 1.5 \rightarrow F_c = 18\text{N/mm}^2 \rightarrow 0.900\text{N/mm}^2$$

OK!!!

# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(4)

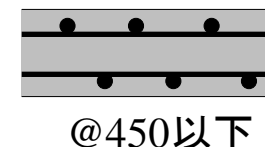
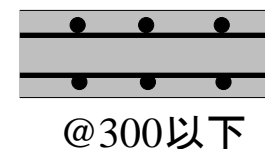
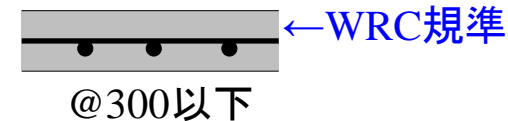
◆耐力壁の配筋:必要せん断補強筋比 $p_{s0}$ は縦・横とも同じ。



構造計算によって0.15%まで低減可能(壁量が標準壁量を超える場合)。

## 耐力壁厚さと配筋方法の想定 ←WRC規準

耐力壁厚さ $t$ (mm)	配筋方法
$120 \leq t < 165$	単配筋
$165 \leq t \leq 200$	単配筋 or 複配筋千鳥配置
$200 < t$	複配筋対称配置



※1:縦筋・横筋はD10以上とする。

※2:複配筋は原則200mm以上。縦筋・横筋がD10かつ端部曲げ補強筋がD16以下の時は180mmの複配筋としても良い。←配筋指針

※その他

- ・耐力壁の端部、交差部、開口部鉛直縁の曲げ補強筋
- ・開口部水平縁
- ・RC床版との交差部 の仕様

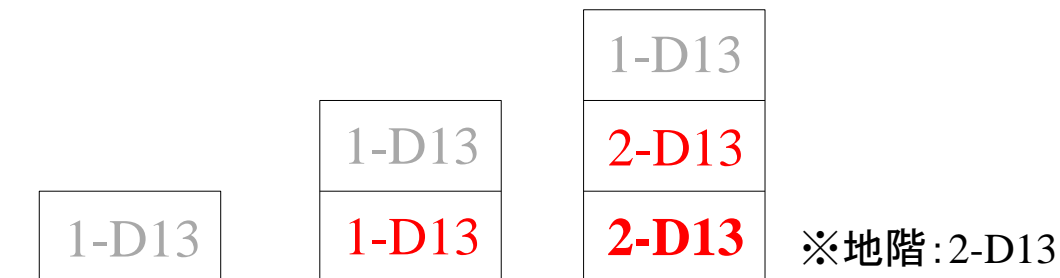
←WRC規準



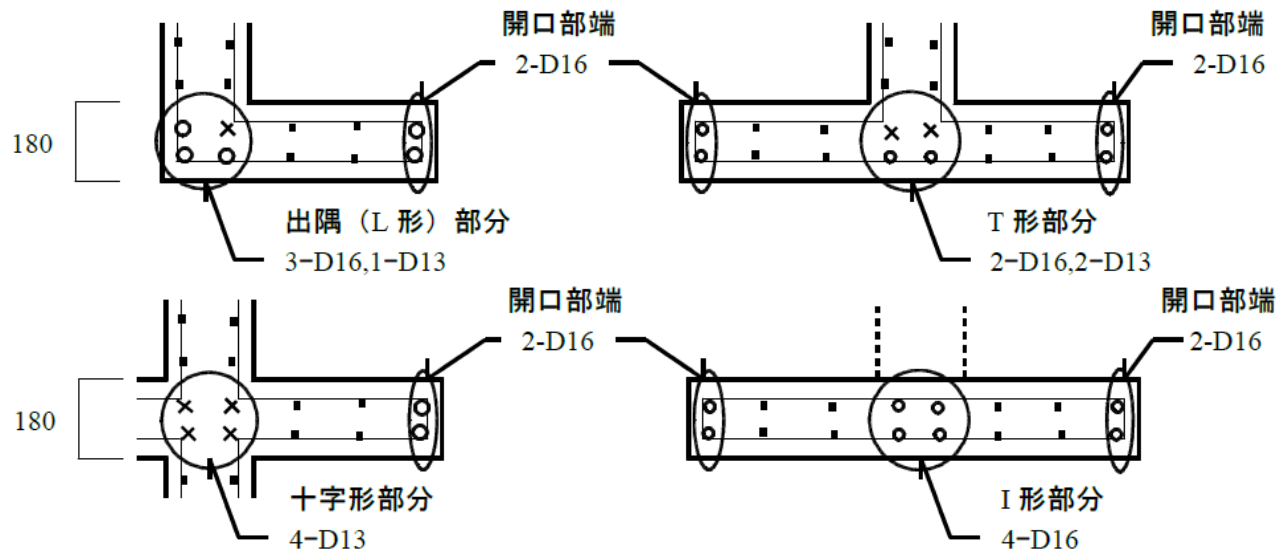
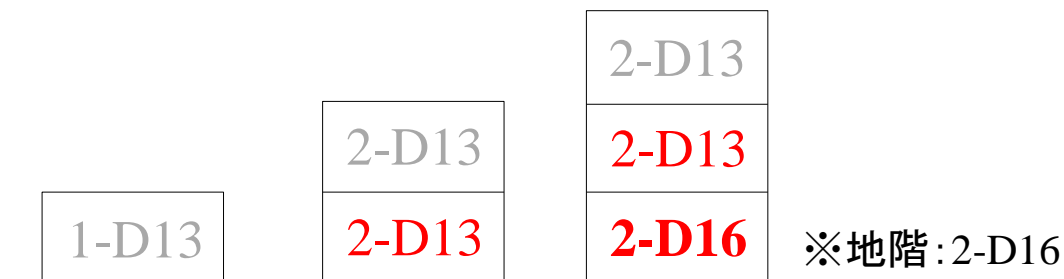
# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(5)

## ◆耐力壁の配筋:端部・交差部などの曲げ補強筋 ←WRC規準

曲げ補強筋に沿った  
開口部縁の高さ  $h_0 \leq 1m$



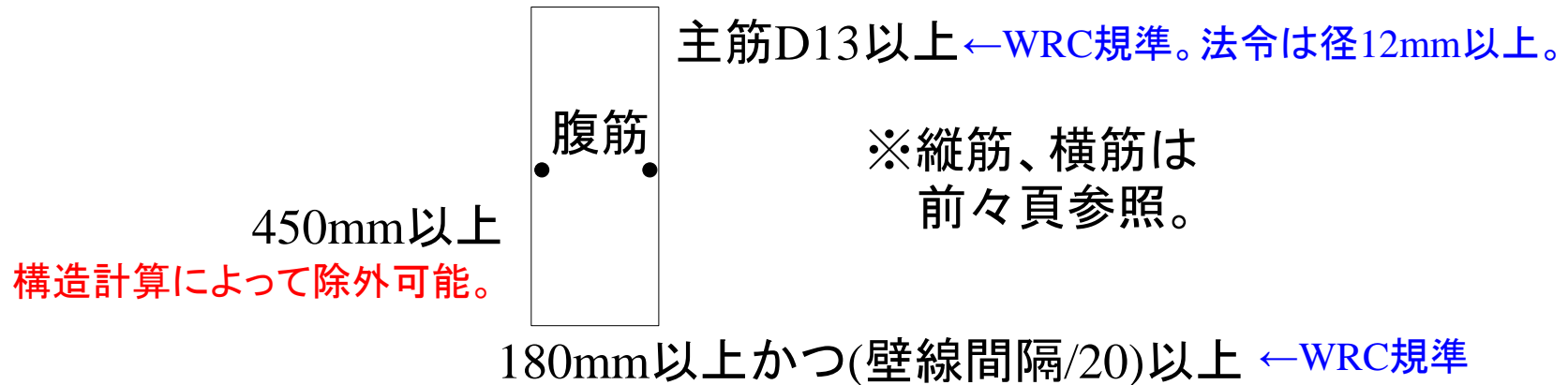
曲げ補強筋に沿った  
開口部縁の高さ  $h_0 > 1m$



←道計算例

# ルート1(告示4号)の対象:WRC造部の規定(6)

◆壁梁:せい450mm以上、幅180mm以上かつ(壁線間隔/20)以上



◆階高:3.5m以下

- ・告示:3.5m超で保有耐力計算等
- ・WRC計算規準:3.0m超で特別な計算が必要(総曲げモーメントの確認)  
4.0m超で保有水平耐力の検討
- ・WRC設計規準:3.0m以下

◆設計基準強度 $F_c$ :18~36N/mm<sup>2</sup> ←WRC規準

◆鉄筋:原則D25以下、6φ以下の溶接金網 ←WRC規準

## モデルプランの特徴 ①

### ○ホームエレベーターを設置

- ・エレベーター対応耐力壁の設定 (P20) と耐力壁の扱い (P18)
- ・エレベーター対応耐力壁を含めないで所定の壁量を確保 (21P)
- ・エレベーター対応耐力壁を含めて所定の壁量の1.1倍を確保 (22P)

### ○やや大きな吹抜を設定して、将来居室にすることや間仕切り壁を撤去して広い空間にすることを想定

- ・耐力壁の扱い (P18~)

### ○斜めの外壁 (Z 通り) を設定

- ・壁量や許容せん断耐力の計算をどうするか (P20 など)

### ○木造部分の軽易な間仕切壁をのぞき、耐力壁や主要な柱は全て、壁式 R C の耐力壁や梁の上に設置

- ・混構造ではあるが、力の流れは明確な設定
- ・ R C 造部分の構造検討を複雑にしない計画

### ○1階に車庫や物置だけではなく、玄関と居室も設定

- ・混構造3階建て住宅の可能性の拡大
- ・ホームエレベーターの設置と併せて、住宅密集地の高齢化対応住宅としての役割 (1階の床を低くできることや陽当りの良さなど)

## 4. 壁式鉄筋コンクリート造部分の計算

木造部分の計算に必要な基礎知識は、工業高校で学ぶ程度のものが多いが、それらを的確に、設定条件に合わせて使いこなすのはかなり難しい。

鉄筋コンクリート造の構造計算には、大学レベルの基礎知識が必要である。

### 4. 2 基本事項の確認

混構造3階建ての構造計画では、**木造部分の荷重がRC部分に明快に伝わるのが重要**である。本設計では、**木造部分の鉛直荷重・水平荷重ともRC部分の耐力壁やはりに伝わるように設定**している（床スラブの上には軽易な間仕切壁しか載っていない。また、1階の木造部分は軽易な間仕切壁である）。

\*このような設定により、RC床スラブの高度な検討が不要になる。また、上階の木造部分の荷重が1階の木造部分に伝わる設定である場合、平面的にも混構造として扱われる可能性がある。

壁式鉄筋コンクリート造は、5階建てまで可能な工法であるから、2・3階が木造で軽い混構造3階建てでは、計算をしても問題ない項目が多い。

しかし、上記のような明快な設定をしないと、混構造であるために計算が難しくなることもある。

## 4.2.1 壁厚等の検討

構造上の階高  $3000\text{mm} \leq \underline{3000}$  OK

壁厚  $180\text{mm} > \underline{3000/22}=136.4$  OK

※本設計は、小規模な住宅であり、化粧目地を設けない設定であるため、壁厚は基準値と同じ180mmとしている。

## 4.2.2 壁量・壁率の検討

壁量

X方向	Y1	900+1578+1105+2620+2335	=	8538
	Y2			2000
	Y7	1310+7855+1770	=	10935
	Y9	2900+1105+2620+2035	=	8660
	Z	$(1200+1088) \times \cos^2 76^\circ$	=	134
				<hr/>
				30267 mm

$$30267 / 75.36 = 402\text{mm/m}^2 > \underline{120} \text{ OK}$$

Y方向	X1			1080
	Z	$(1200+1088) \times \sin^2 76^\circ$	=	2154
	X4			1830
	X7			2740
	X10			2000
	X12			2000
				<hr/>
				11804 mm

$$11804 / 75.36 = 157\text{mm/m}^2 > \underline{120} \text{ OK}$$

混構造3階建ての最下階のRCの壁厚を使い分けるケースは少ないと思われるため、壁量の検討が重要である。

標準壁量がOK

⇒必要壁量(1)の検証はほぼ問題ない。

$$\text{※} \Sigma 2.5 A_w \geq Z W_i A_i$$

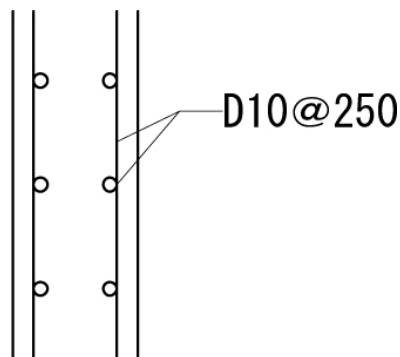
X方向

$$13,620,150 \geq 1,155,510$$

Y方向

$$5,311,800 \geq 1,155,510$$

## 4.4 耐力壁の補強筋



縦・横共せん断補強筋比 ( $P_{so}$ ) が 0.25%以上となるように配筋し、配筋はダブル配筋とする。

鉄筋間隔  $x$

$$x \leq a_s / P_{so} \cdot t = 2 \times 71 / 0.0025 \times 180 = 316 \text{mm}$$

→ D10@250mm ダブル配筋

← $t_0=180\text{mm}$ なので  
千鳥が望ましい。

耐力壁端部などの曲げ補強筋  $h_o \leq 1\text{m}$ の場合 2-D13  
 $h_o > 1\text{m}$ の場合 2-D16

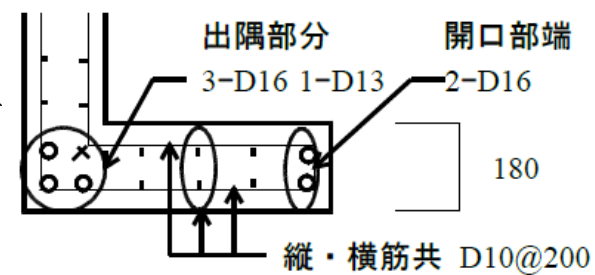
このような仕様を標準化することができる。

## 4.5.2 地震力による壁梁の応力

壁厚が全て 180mm のため、壁長 1mm 当りのせん断力により算定す

$$\text{X方向} \quad 207990 \div 30267 = 6.87 \text{ N/mm}$$

$$\text{Y方向} \quad 207990 \div 11804 = 17.62 \text{ N/mm}$$



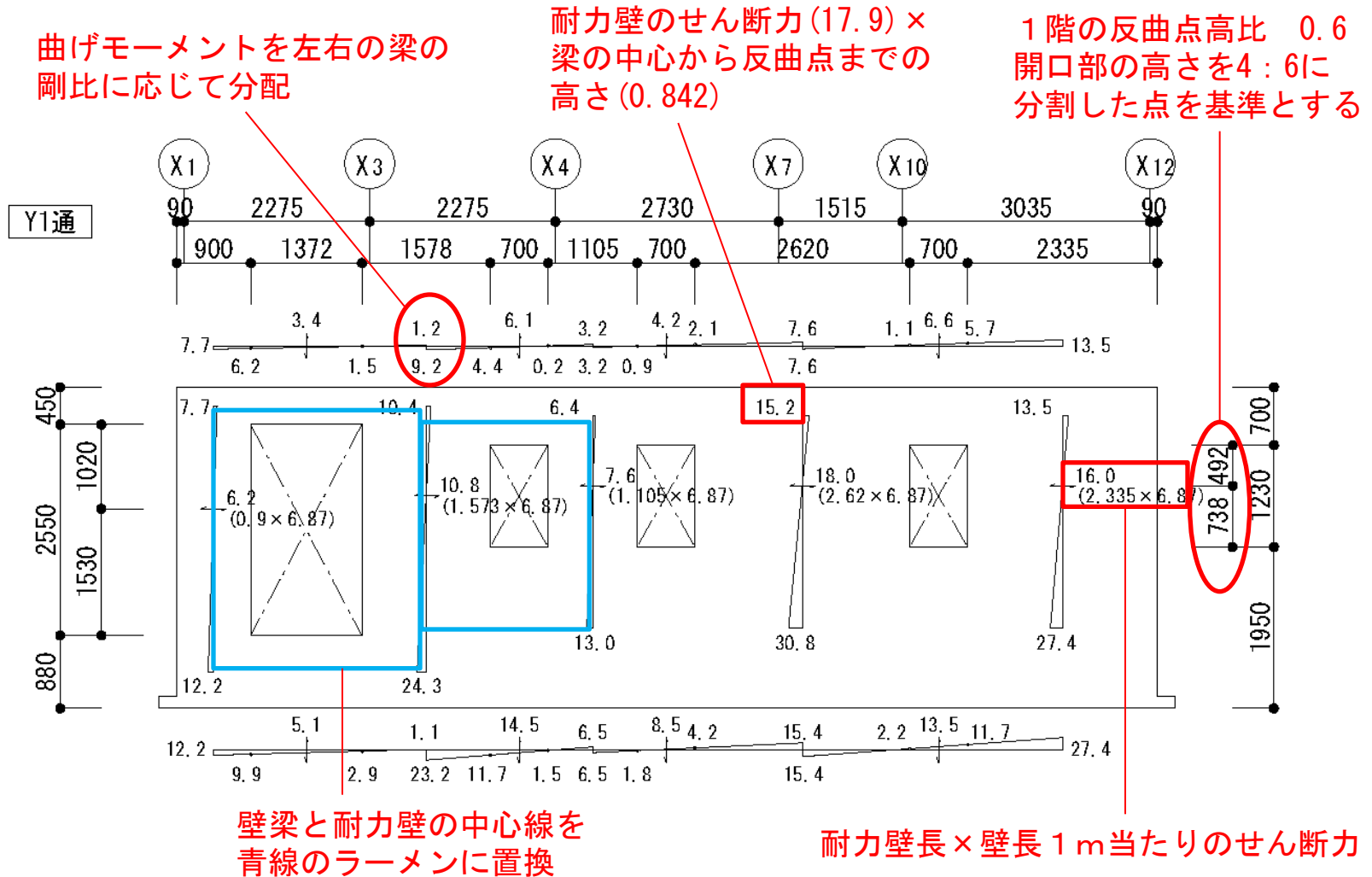
端部の曲げモーメント (CE) とせん断力 (QE) の算定は以下の図に示す。

左右に開口幅や梁背の異なる壁梁または地中梁が接続している場合は、壁梁等の剛比に応じて接点モーメントを分配する。

開口幅 : 1 梁背 : D 分配比  $D_1^3 / 11 : D_2^3 / 12$

壁梁の曲げモーメントの算出は、耐力壁・壁梁とも見付幅の中心線にラーメンの軸線を設定し、上記の地震力によるせん断力を作用させた時の応力を算定する。

# Y1通り壁梁の曲げモーメント図



### 4.5.3 鉛直荷重による壁梁の応力

2階の床荷重は短辺長さの1/2の等分布荷重とする。

梁上に壁がない梁については、2階床+2階壁+自重の等分布荷重による応力を算定する。

梁上に壁がある梁については、上記に加え、木造部分の荷重を等分布荷重として算定する。

上下の主筋を同一とする配筋を採用するため、端部モーメント (C) のみ算出する。

両端固定の場合	$C = wl^2 / 12$	$Q = wl / 2$
1端固定の場合	$C = wl^2 / 8$	$Q = 5wl / 8$
2連続小梁の場合	$C = 1.3wl^2 / 12$	$Q = wl / 2 + 0.7wl / 12 = 0.56wl$

スパン1は固定端では梁背の1/4を加え、それ以外は通芯までの長さとする。

梁符号	w			l	C	Q
GX11 (2連続小梁)	2階屋根	$1.1375 \times 7.19$	= 8.2	3.64	13.6	19.4
	自重	$0.18 \times 0.3 \times 24$	= 1.3			
			計 9.5			
GX12 (1端固定)	2階床	$1.365 \times 5.55$	= 7.6	1.95	5.8	14.9
	2階外壁	$2.45 \times 0.65$	= 1.6			
	自重	$0.18 \times 0.7 \times 24$	= 3.0			
			計 12.2			



### 4. 5. 4 断面設計

地震力と鉛直荷重による壁梁の応力を集計し断面を決定する。

短期のせん断力は、Q+2QEにより検定する。

梁符号	長期荷重時応力		水平荷重時応力		短期荷重時応力		梁番号
	C	Q	CE	QE	C+CE	Q+2QE	
GX11	13.2	19.0	—	—	—	—	G1
GX12	6.5	15.9	18.4	10.6	24.9	37.1	G1→G4
GZ1	7.1	21.2	11.2	12.7	18.3	46.6	G1→G3

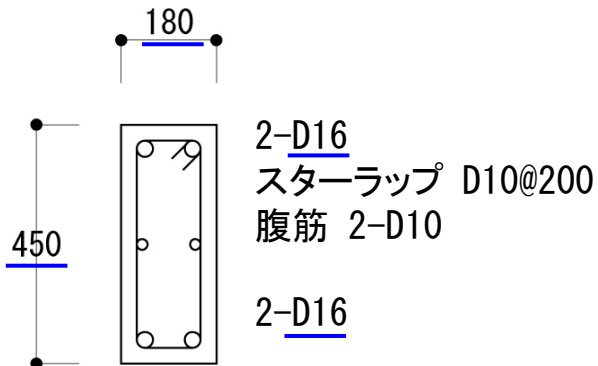
↑  
LH

↑  
LQ<sub>1</sub>  
LQ<sub>2</sub>

↑  
sM

↑  
sQ<sub>1</sub>  
sQ<sub>2</sub>

それぞれの算定値が応力を上回る梁で決定する。  
G3,G4はG1と同じ主筋で梁せいが大きい。



$$at=398 \quad b=180 \quad j=400 \times 7/8=350$$

$$LM = 197 \times 398 \times 350 \times 10^{-6} = 27.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$sM = 295 \times 398 \times 350 \times 10^{-6} = 41.1$$

$$LQ_1 = 0.73 \times 180 \times 350 \times 10^{-3} = 46.0 \text{ KN}$$

$$sQ_1 = 1.095 \times 180 \times 350 \times 10^{-3} = 69.0$$

$$LQ_2 = 1.54 \times 100 \times 350 \times 10^{-3} = 53.9$$

$$sQ_2 = 1.54 \times 1.5 \times 100 \times 350 \times 10^{-3} = 80.9$$

$$Pt = \{398 / (180 \times 400)\} \times 100 = 0.55\% > 0.4$$

$$Pw = \{143 / (180 \times 200)\} \times 100 = 0.40\% > 0.2$$

## 4. 6 スラブの設計

1階 X4~X12 Y7~Y9

$$l_x=2.7 \quad l_y=7.2 \quad \lambda=7.2/2.7=2.67 \quad w=6.05 \quad w l_x^2=44.1$$

$$M_x=0.082 \times 44.1 = 3.61$$

$$M_y=0.042 \times 44.1 = 1.85$$

— 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算用資料集」の規準式による値

スラブ厚 150mm D10 使用 鉄筋間隔 b

$$b=12.1d/M \quad d=150-40=110$$

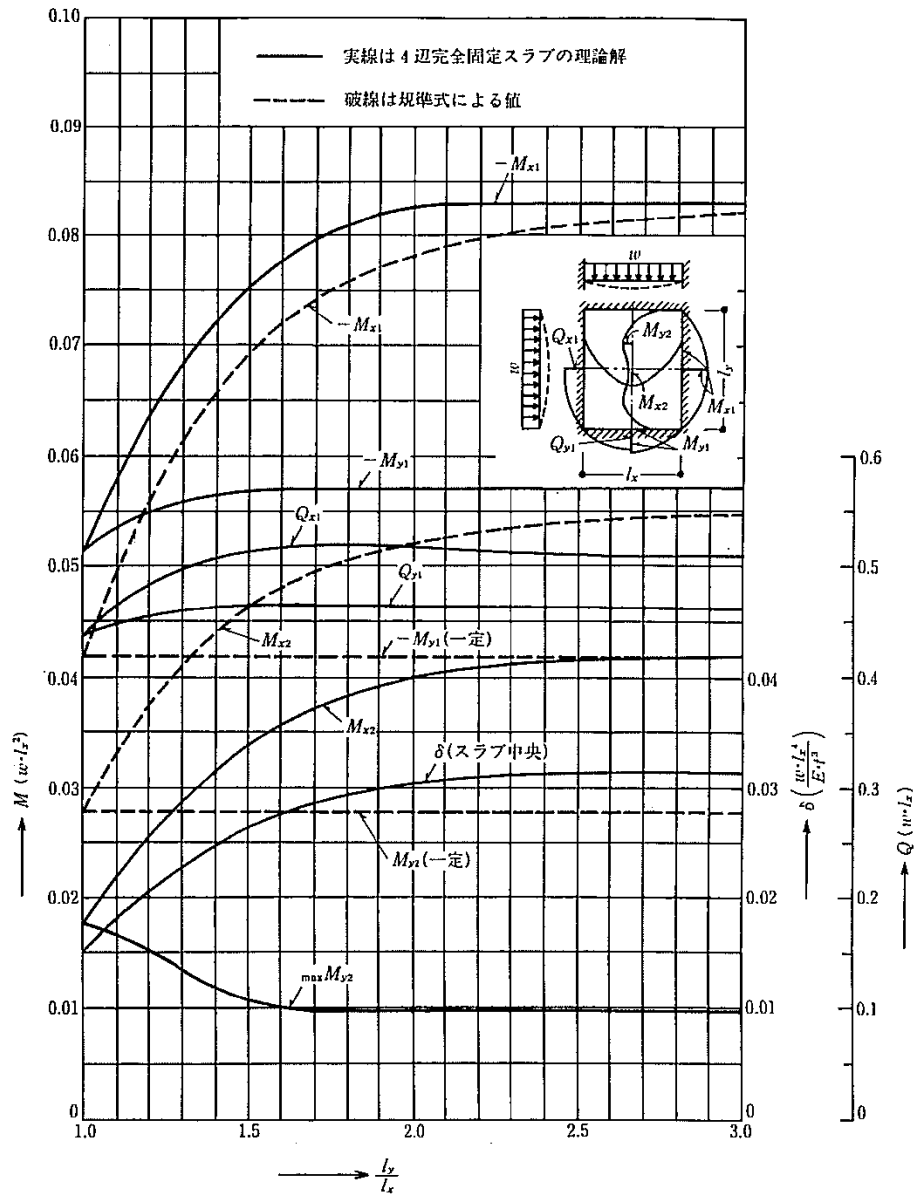
$$\text{短辺} \quad b=12.1 \times 110 / 3.61 = 369 \rightarrow \text{上下共} \quad D10@200$$

$$\text{長辺} \quad b=12.1 \times 110 / 1.85 = 719 \rightarrow \text{上下共} \quad D10@250$$



※住宅なので、検討を簡略化してモチアミ配筋としている。

※大きなスラブで算定するが、 $l_x$ と $\lambda(=l_y/l_x)$ のバランスで決まるため、数箇所計算する必要があることが多い。



$E$  : コンクリートのヤング係数

$l$  : スラブ厚

等分布荷重時4辺固定スラブの応力図と中央点のたわみ  $\delta$  (日本建築学会『鉄筋コンクリート構造計算資料集』図6-1より)

### 4.7 基礎の設計

基礎検討用の総荷重を算定する

鉛直荷重検討用総荷重

$$1 \text{ 階 RC 床} \quad (11.83 \times 2.73 + 3.035 \times 1.82 + 1.515 \times 1.6) \times 5.55$$

$$1 \text{ 階木造床} \quad \{(5.005 + 5.915) \times 3.64 \div 2 + 1.515 \times 2.04 + 3.035 \times 1.82\} \times 2.0$$

$$1732.25 \quad \text{— P49の総荷重}$$

$$= 223.35$$

$$= 56.98$$

1階床荷重

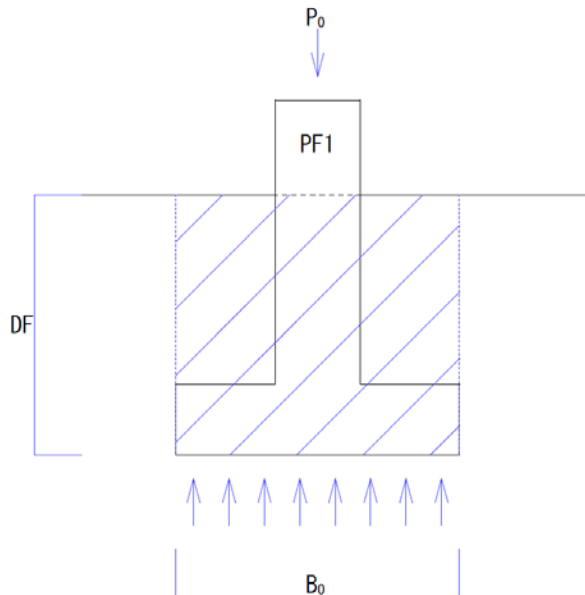
---


$$2012.58 \quad \text{KN}$$

※構造計算では、検討箇所に加わる荷重を必ず算定する。

布基礎フーチング幅 (Bo)

基礎1m当りの荷重で算定する。



$P_0 + PF1$ : 建築物の地上部分の荷重

地盤面下の荷重:  $\gamma_{DF} \cdot B_0$   
 $\gamma$ : 土とコンクリートの平均単位容積重量  
 $(\gamma = 19.6 \text{ KN/m}^3)$

地反力: 地盤の許容支持力度  $-\gamma_{DF}$

## 基礎スラブの設計

$$\text{平均地反力 } (P_0 + PF1) / 0.6 = 59.5 \text{ KN/m}^2$$

荷重の偏在を考慮して  $59.5 \times 1.2 = 71 \text{ KN/m}^2$  で検討する

$$QF = 71 \times 0.21 = 14.9 \text{ KN} = 14900 \text{ N}$$

$$MF = 71 \times 0.21^2 / 2 = 1.6 \text{ KN/m} = 1600000 \text{ N/mm}$$

$$\text{フーチングの背 } D = 150\text{mm} \quad d = D - 70 = 80 \quad j = \frac{7}{8}d = 70$$

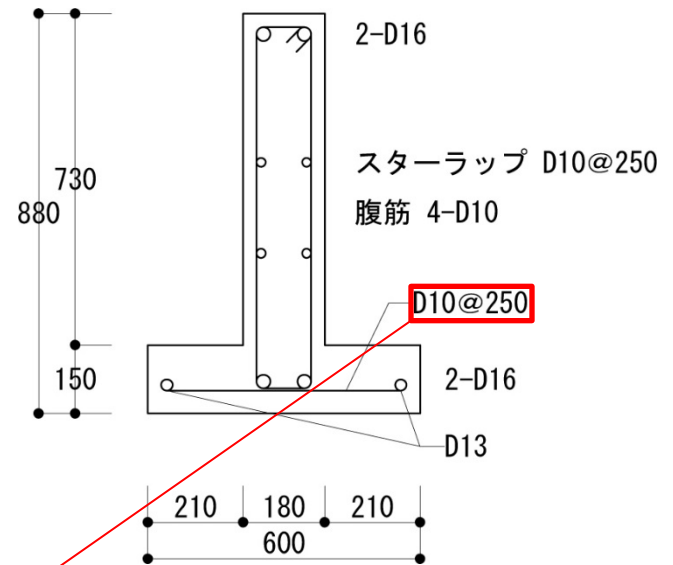
D10 使用 鉄筋間隔 : b

$$b = 1000 \cdot \text{ft} \cdot a \cdot j / MF = 1000 \times 197 \times 71 \times 70 / 1600000 = 612\text{mm}$$

$$b = 1000 \cdot \text{fa} \cdot \phi \cdot j / QF = 1000 \times 2.31 \times 30 \times 70 / 14900 = 326\text{mm}$$

b = 250mm とする

FG1



※この配筋を片持梁として算定している。

$$w = P_o + PF1 = 3.42 + 1.2 = 35.4 \text{ KN/m}$$

梁背の小さい FGX121 と FGX122 で検定する

FGX121 (1 端固定・ $l = 1.95\text{m}$ )

$$\text{長期 } C = wl^2/8 = 16.8 \quad Q = 5wl/8 = 43.1$$

$$\text{水平 } CE = 43.9 \quad QE = 25.4 \quad 2QE = 50.8$$

$$\text{短期 } C + CE = 60.7 \quad Q + 2QE = 93.9 \quad \rightarrow \text{FG1}$$

FGX122 (2 連続小梁・ $l = 2.73\text{m}$ )

$$\text{長期 } C = 1.3wl^2/12 = 28.6 \quad Q = 0.56wl = 54.1 \quad \rightarrow \text{FG1}$$

※基礎梁の算定は、住宅の場合、梁せいが小さく  $l$  が大きい  
車庫の入口で検討することが多い。