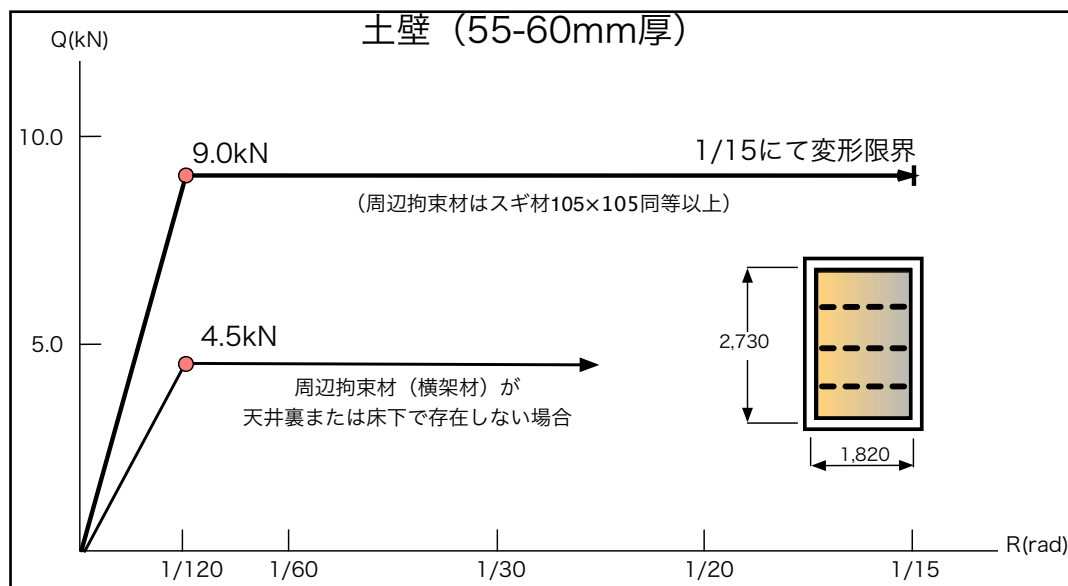
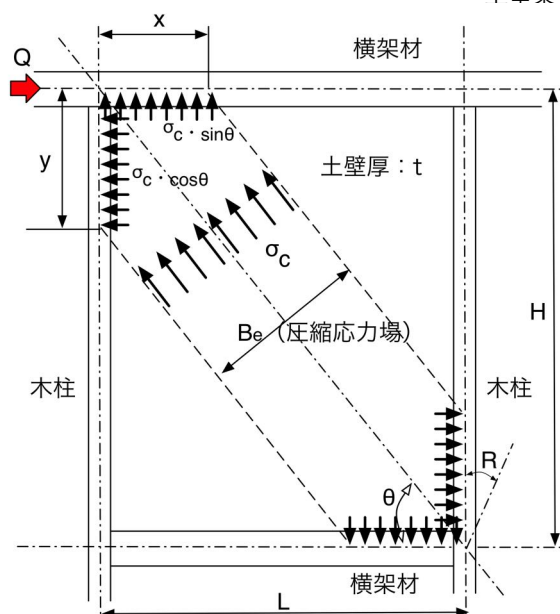


土壁架構の復元力特性と周辺拘束効果について

(1) 土壁架構の復元力特性と周辺拘束効果を検証するための力学モデル



土壁架構の設計用復元力特性



土壁のせん断抵抗力学モデル

一般的な柱・梁（横架材）で囲まれた左図のような土壁架構を対角線方向の圧縮応力場（幅 Be 、厚さ t ）に置換する。圧縮応力場は土壁架構の層間変形角に応じた応力度・ひずみ関係に従って抵抗する。その水平方向成分が土壁架構のせん断耐力である。圧縮応力場の反力は柱部材および横架材の接する部分（長さ x および y ）にかかり、柱部材および横架材の曲げせん断抵抗と釣り合う。圧縮応力場が土壁素材の最大圧縮ひずみ度（ ϵ_c ）に達するときが土壁架構の降伏点である。

主要な変数は下記の基本式で表される。ただし基本式には柱・横架材の曲げせん断変形は含んでいない。

$$Q = t \cdot L \cdot f_s = Be \cdot t \cdot f_c \cdot \cos \theta$$

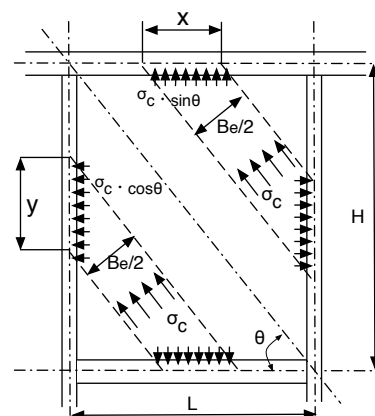
$$R = \epsilon_c / (\sin \theta \cdot \cos \theta)$$

$$x = (Be/2) / \sin \theta$$

$$y = (Be/2) / \cos \theta$$

降伏耐力時以降

土壁架構が降伏点に達すると圧縮応力場はそれ以上耐力が増大せず、したがって柱・横架材の拘束域反力も増大せず、位置が右図のように順次対角線から半分づつ分かれて外側へ移動していくと考える。すでに圧縮応力場は最大ひずみ度に達しているのので土壁架構の耐力はこれ以上増大はしない。柱・横架材にとってもっとも厳しい状況はそれぞれの中央へ圧縮応力場中心が移動してきた時点である。土壁を拘束する柱部材と横架材の曲げモーメントがその曲げ耐力以下であれば、土壁架構は降伏耐力を維持できるが、拘束が弱い、もしくは空洞があれば土壁架構の耐力は当初想定した耐力の1/2しかないことがこの力学モデルで説明できる。



(注) 土壁の圧縮応力場については、下記の鉄筋コンクリート耐震壁に関する論文に基づいてモデルを設定した。

Yamada/Kawamura/Katagihara : " Reinforced Concrete Shear Walls without Openings" (ACI SP42)1974

(2) 土壁架構（単位フレーム）の数値検証事例

仮定値：

土壁架構のスパン $L=1820\text{mm}$ （柱芯間）

土壁架構の高さ $H=2730\text{mm}$ （構造階高または横架材中心間）

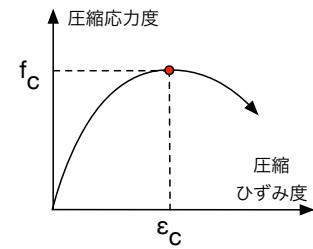
土壁の厚さ $t=60\text{mm}$

土壁材料の圧縮応力度-ひずみ度関係（右図）

$f_c=1\text{N/mm}^2$ （土壁内の貫や竹子舞を含んだ強度）

$\epsilon_c=1/200$

土壁材料のせん断強度 $f_s=0.1\text{N/mm}^2$ （同上）



上記の仮定値より

土壁架構の水平せん断耐力

$$Q_H = t \cdot L \cdot f_s = 60 \times 1820 \times 0.1 = 10920\text{N}$$

対角線角度

$$\theta = \tan^{-1}(2730/1820) = 56^\circ \rightarrow \sin \theta = 0.83, \cos \theta = 0.56$$

対角線方向の圧縮耐力

$$P = t \cdot B_e \cdot f_c = 17860\text{N} \quad (P \text{の水平成分が} Q_H \text{に相当する})$$

圧力場の幅

$$B_e = P/60 \approx 300\text{mm}$$

周辺架構の抵抗域

$$x = 180\text{mm}, \quad y = 270\text{mm}$$

土壁降伏時（圧力場最大耐力時） $R_y = \epsilon_c / \sin \theta \cdot \cos \theta = 1/93 \rightarrow$ 約1/90が降伏時の層間変形角

周辺架構の拘束が有効であるかの検証（部材中央への集中荷重として曲げ耐力チェック）

柱部材（105×105として）

$$Z = 193000\text{mm}^3$$

曲げモーメント

$$M = 3720000\text{Nmm}$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = 19.3\text{N/mm}^2$$

$\rightarrow$ 無等級スギの曲げ強度は $f_b=22.2\text{N/mm}^2$ なのでOK

横架材（柱と同部材として）

$$Z = 193000\text{mm}^3$$

曲げモーメント

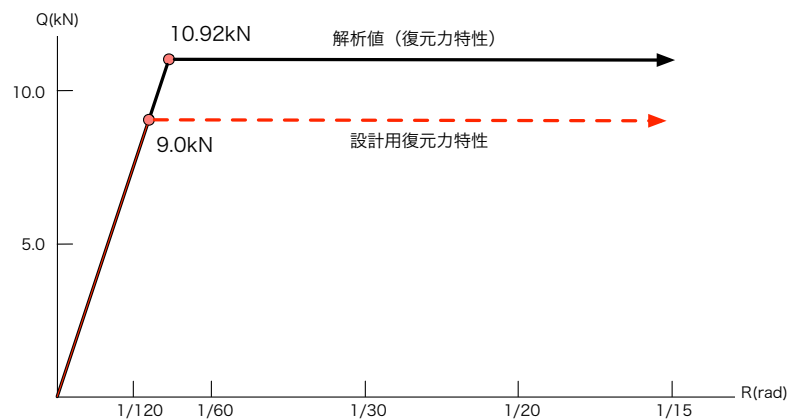
$$M = 3367000\text{Nmm}$$

曲げ応力度

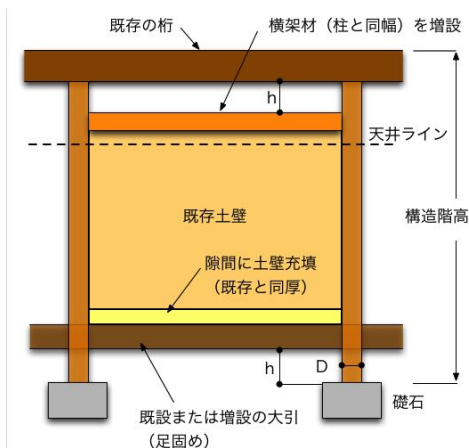
$$\sigma_b = 17.5\text{N/mm}^2$$

$\rightarrow$ 無等級スギの曲げ強度は $f_b=22.2\text{N/mm}^2$ なのでOK

よって、単位フレームの土壁架構の復元力特性は右図（実線）のようになる。設計用の復元力特性は約20パーセントの安全率を乗じて破線のように設定している。柱・横架材は105角（スギ）と仮定したが、同等以上の曲げ耐力があれば問題ない。

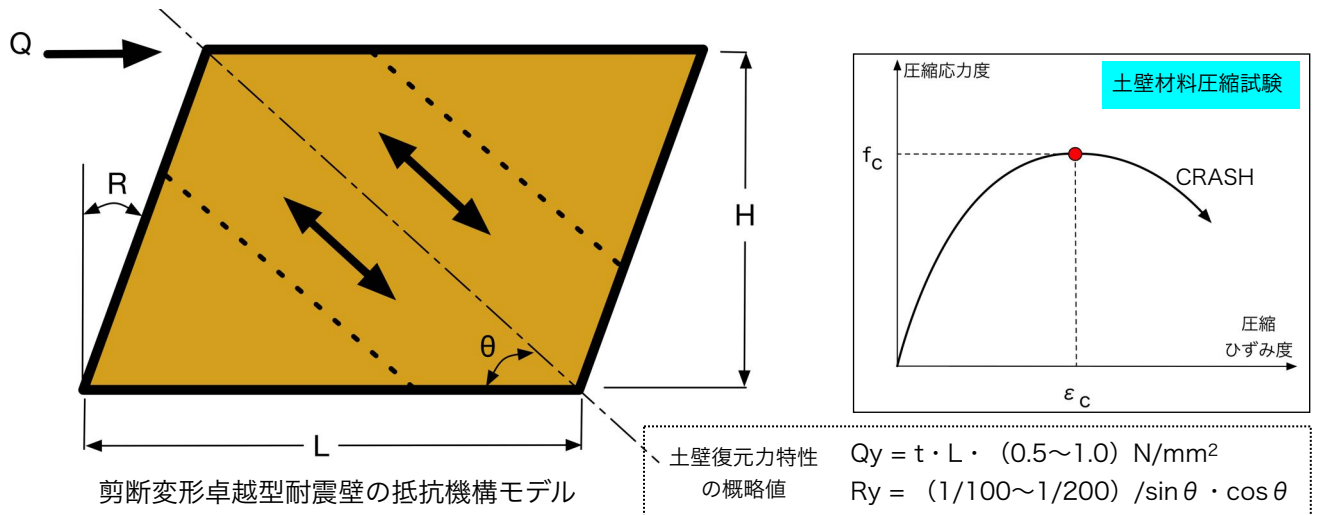


土壁架構の復元力特性（解析値と設計値の関係）

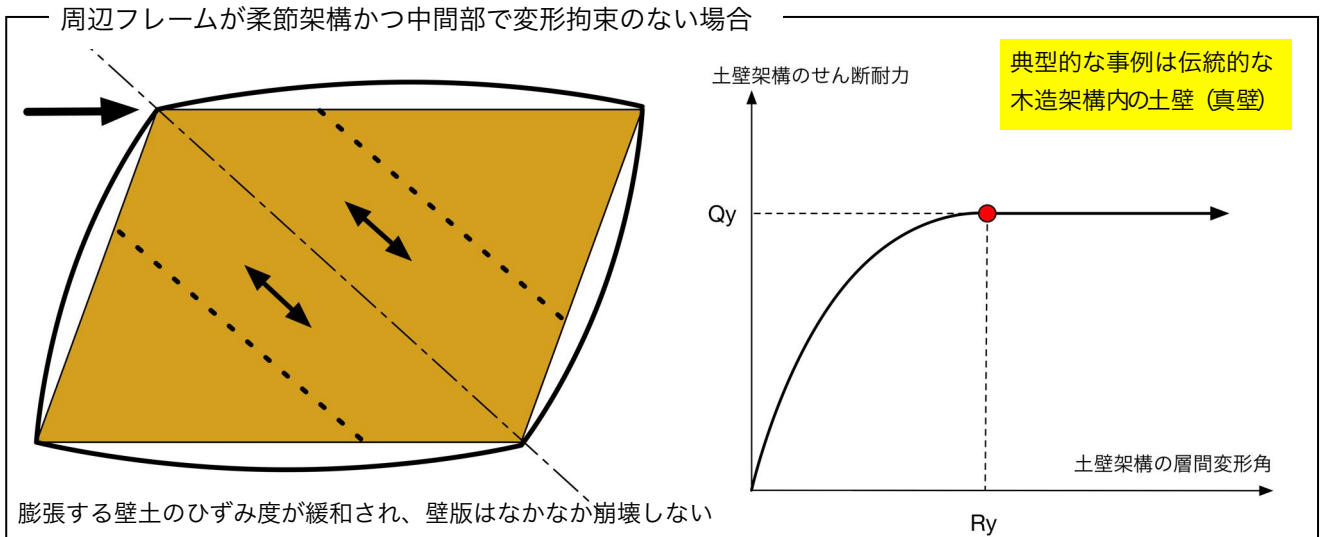
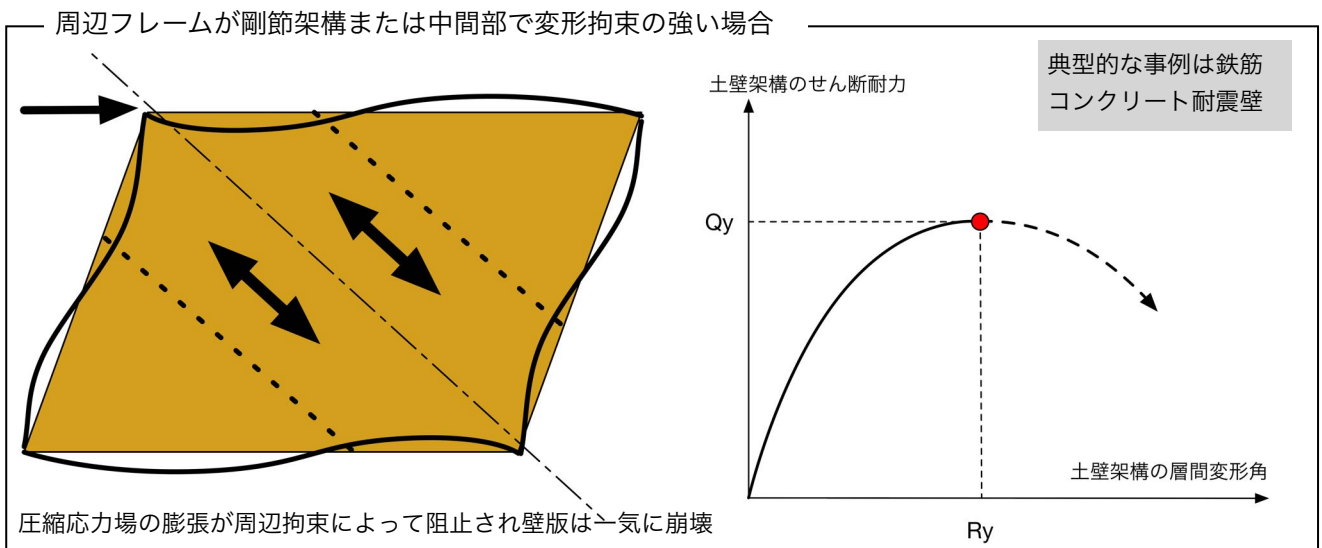


（注）左図のように天井裏または床下で土壁が塗り込められていないとき、圧力場の拘束は柱だけとなり耐力は1/2しか評価できない。両方に隙間があれば耐力は0である。したがって上下とも土壁で塗り込めるか柱同等部材で拘束を付加することが耐力の回復法であるといえる。ただし残された隙間（高さ h ）で柱の曲げ変形が生じないよう、 $h/D < 2$ （ D は柱の見付け幅）であること。

土壁の強度特性と周辺拘束効果について（補遺）



土壁架構を上図のようにモデル化して壁土の応力度・ひずみ度関係を用いて、復元力特性を求めている。壁土が最大応力度に達した時点を土壁架構の降伏と定義すれば、層間変形角（1/50～1/100程度）に達した後に耐力低下を起こして不安定領域に入るか、もしくは降伏後も耐力を保持して大きな変形能力を発揮するかは周辺フレームの拘束条件により異なると考えられる。それを図示したのが下記の二つの図である。実際、公開されている様々な実験で両方のケースがあり、一概に断定はできないが、昭和初期から1985年頃までの実験例では最下図のパターンが多く、本数値検証事例はこのケースに該当する。（日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）参照）



(注) 小壁架構の変形モードとその復元力特性について

1) 小壁 (A-A'-B-B') の変形

平行四辺形の剪断変形とラーメンの梁のようにたわむ曲げ変形の混じった変形モードであるが、小壁の高さ (A-A'、B-B) とスパンLの比 (4.0より大きいか小さいか) によって剪断変形または曲げ変形が卓越するかが変わる。(右下の解説参照)

2) 柱 (C-A、C'-A') の変形

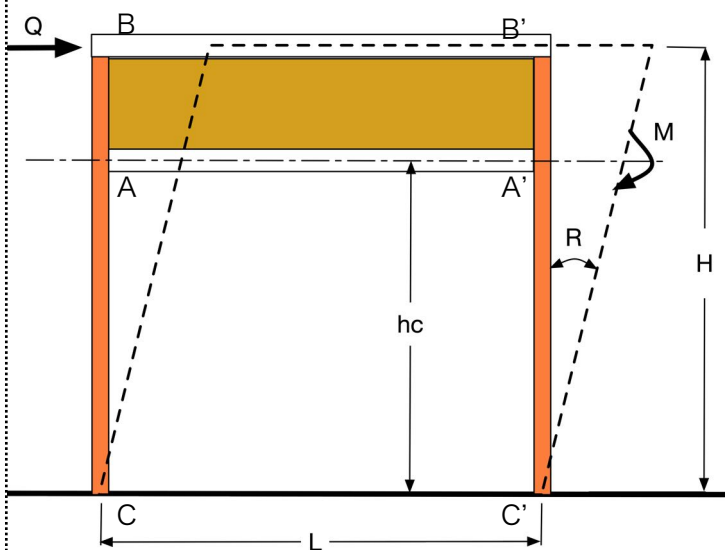
一般に柱脚 (C、C') をピン支点とし、小壁下端 (A、A') を固定端とする曲げ変形が卓越する。

3) 変形の適合条件 (境界条件)

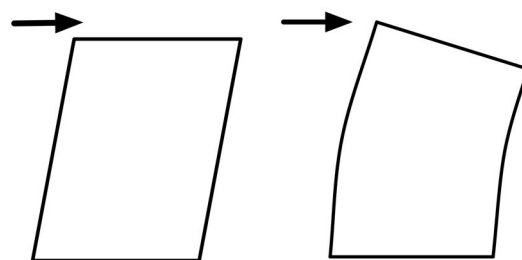
小壁下端で変形が連続しなければならないので、その位置での節点回転角および曲げモーメント (M) は等しい。小壁の変形が、柱と接するA-B、A'-B'を直線とすれば、節点回転角は柱の部材回転角Rに等しい。

4) 小壁架構の復元力特性

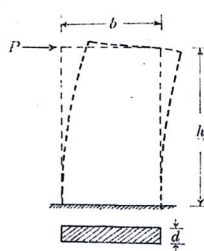
小壁高さがスパンの1/4以下の場合、小壁架構の耐力を高さhcの柱が柱脚ピン・柱頭固定 (小壁を剛な梁と見なし) として復元力特性を求めるのがより実情に近くなる。逆に小壁が全面壁に近い時 (hcが柱幅の2倍以下) は、柱の剪断変形が卓越するので実用的には全面壁と見なしても差し支えない。また縦長の壁なら曲げ変形卓越型の変形モードとなり、復元力特性を求める際に柱の浮き上がり (転倒モード) チェックが不可欠である。



小壁架構の変形モード



剪断変形卓越型と曲げ変形卓越型



第 83 図

$\frac{b}{h}$ に對して、 δ_b と δ_s がその和に對する割合を求めると第 11 表の如くなる。この表は $\frac{b}{h}$ が 1 の時、即ち壁が正方形の場合は、曲げモーメントによる撓みが 57%、剪断力による撓みが 43% といふことを表はしたものである。 $\frac{b}{h}$ が 2 となれば剪断力による撓みの方が遙かに大となる。

(i) 内藤博士は 1 層の有壁ラーメンの撓みは、斯くの如く突梁の先端に P なる力の作用した場合と同様であると假定する。

従つて有壁ラーメンの撓みは (47) 式で表はすことにしてある。

$$\delta_w = \delta_b + \delta_s = \frac{P_w h^3}{3EJ_w} + \frac{P_w h}{A_w G} \dots \dots \dots (47)$$

(佐野利器・谷口忠「耐震構造汎論」(岩波全書) 昭和 11 年刊より)

小壁耐力表

()内は1/120rad時の耐力を示す (単位:kN)

柱間	910mm以上	1365mm以上	1820mm以上	2275mm以上	2730mm以上	3185mm以上	3640mm
1/8×H以上	(0.7) 1.5	(0.8) 1.7	(1.0) 2.0	(1.1) 2.2	(1.2) 2.5	(1.3) 2.7	(1.5) 3.0
2/8×H以上	(1.5) 3.0	(1.7) 3.5	(2.0) 4.0	(2.2) 4.5	(2.5) 5.0	(2.7) 5.5	(3.0) 6.0
3/8×H以上	(2.2) 3.3	(2.9) 4.3	(3.7) 5.2	(4.4) 6.1	(5.2) 7.1	(5.9) 8.0	(6.7) 9.0
4/8×H以上	(3.0) 3.7	(4.2) 5.1	(5.5) 6.5	(6.7) 7.8	(8.0) 9.2	(9.2) 10.6	(10.5) 12.0
5/8×H以上	(3.7) 4.1	(5.4) 5.9	(7.2) 7.7	(8.9) 9.5	(10.7) 11.3	(12.4) 13.1	(14.2) 15.0
6/8×H	(4.5) 4.5	(6.7) 6.7	(9.0) 9.0	(11.2) 11.2	(13.5) 13.5	(15.7) 15.7	(18.0) 18.0

$\frac{b}{h}$	δ_b %	δ_s %
$\frac{1}{10}$	99.5	0.5
$\frac{1}{5}$	97.0	30.0
1	57.0	43.0
2	25.0	75.0

第 11 表

太枠で囲った部分は実験値に基づくケースで、他は小壁高さとしスパンについて線形補完した耐力を示している。柱の曲げ変形を無視して小壁の剪断変形のみを考慮しているので、色塗り部は要注意。