

木造住宅基礎の開口補強方法

Method for Reinforcing the Open Mouth of Wooden House Base

横濱 茂之

YOKOHAMA Shigeshi

1. はじめに

リフォームや防蟻工事の祭に、木造住宅布基礎の立ち上がり部を破壊後放置する事例が後を絶たない(写真-1 参照)。一方、新築木造住宅の床下換気口、床下点検のための床下貫通口(以下、人通口と称する)の補強配筋方法が、住宅金融支援機構を始めとする公的機関の仕様書に規定されている。しかし、布基礎を鉄筋コンクリート造の構造体として見た場合、補強効果が疑問である。この為、布基礎立ち上がり部に開口を設けた試験体を製作し力学性状を検討するとともに、構造計算書上で想定される応力に対する安全性を検討した。

2. 布基礎破壊の現状と開口補強筋の効果

ある試算によると、写真-1 のように白蟻駆除の際に立ち上がり部を破壊し放置した住宅は一千万棟以上あると言われている。根拠は、(財)日本白蟻対策協会傘下企業がこれまでに行った「はつり工事」の件数である。悪質リフォーム業者の報道に伴い具体例の一つとして注目され始めた。そして、報道を見た顧客の知識の向上に伴い、写真-1 のような状況を発見した顧客が損害賠償を求める係争が急増している。当校では、補強金物工法を産学連携の一環として開発し普及に努めているが、大部分の住宅は放置されている。

一方、新築木造住宅の大部分は住宅金融支援機構の仕様¹⁾に準拠した図-1の開口補強を行っている。HPを見ると横浜市等も同様である。しかし、図-1の配筋では開口の無い部分と同様の構造耐力を開口部が持つことはない。この事を確認するために、開口補強筋の無いA点と、開口補強筋のあるB点での力の釣合いが、図-2の状態であると仮定すると、



写真-1 防蟻工事で破壊された布基礎

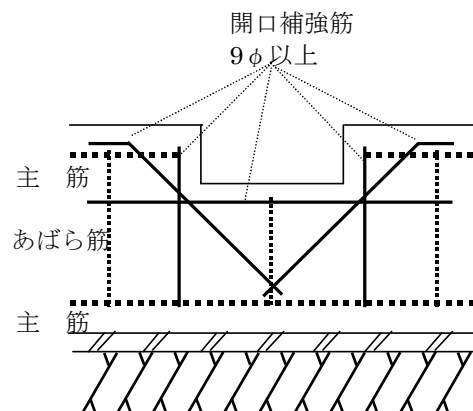


図-1 開口補強筋

各断面で圧縮合力と引張合力の力の釣合いより、式(1)と式(2)を得る。また、各断面のモーメントの釣合いより、式(3)と式(4)を得る。

$$\text{A点} \quad sT_A = C_A + sC_A \quad \text{————— (1)}$$

$$\text{B点} \quad sT_B = C_B + sC_B \quad \text{————— (2)}$$

$$\text{A点} \quad sT_A \cdot j_A = (C_A + sC_A) \cdot j_A = M_A \quad \text{————— (3)}$$

$$\text{B点} \quad sT_B \cdot j_B = (C_B + sC_B) \cdot j_B = M_B \quad \text{————— (4)}$$

今、引張側主筋が降伏している状態を考えると $sT_A = sT_B$ となり、 $j_A > j_B$ であるから $M_A > M_B$ となる。また、主筋に 1-D13 を用

いた布基礎ではコンクリート圧縮域が図－2のほど大きくなることは稀で、主筋が圧縮力を負担することも少ないが主筋量が同一で $j_A > j_B$ である限り $M_A > M_B$ は変わらない。

一方、上述の議論で無視した斜めの開口補強筋が全断面有効だと考える技術者がおられるかもしれない。しかし、後述するように開口補強筋はA点及びB点でも定着域の断面となるのであって通常の主筋のように降伏強度を期待出来ないので、 $M_A > M_B$ は変わらない。

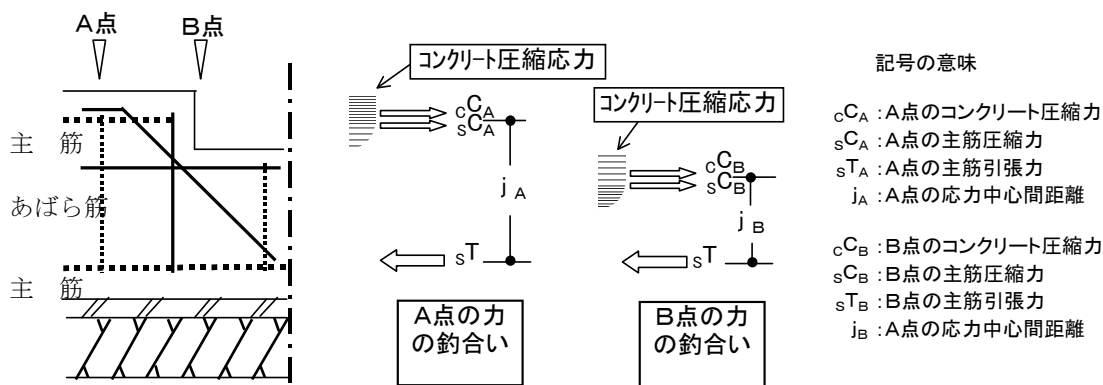
以上より、図－2の開口補強筋のディテールでは、ひびわれ幅の抑制に効果があっても、布基礎開口部の強度的な要件を満足し得ない

と言える。多く構造技術者は、精算法と呼ばれる等価応力ブロックを仮定した断面解析²⁾を実施していなので、これらの事を認識していない。本小論では、通常の換気口よりも大きい人通孔の開口補強配筋ディテールの開発を念頭に進めた実験の概要を述べる。

3. 布基礎開口補強配筋法の開発実験

3.1 試験体

試験体一覧を表－1に、配筋図を図－3に示す。試験体は6体で、通常の布基礎立ち上がり部を対象とした試験体S、立ち上がり部に、はつり工事に伴う破壊を模擬した試験体KT、住宅金融仕様書と建築学会の小規模建物基礎設計の手引き³⁾に準じた試験体HC及び



図－2 布基礎各部の力の釣合い

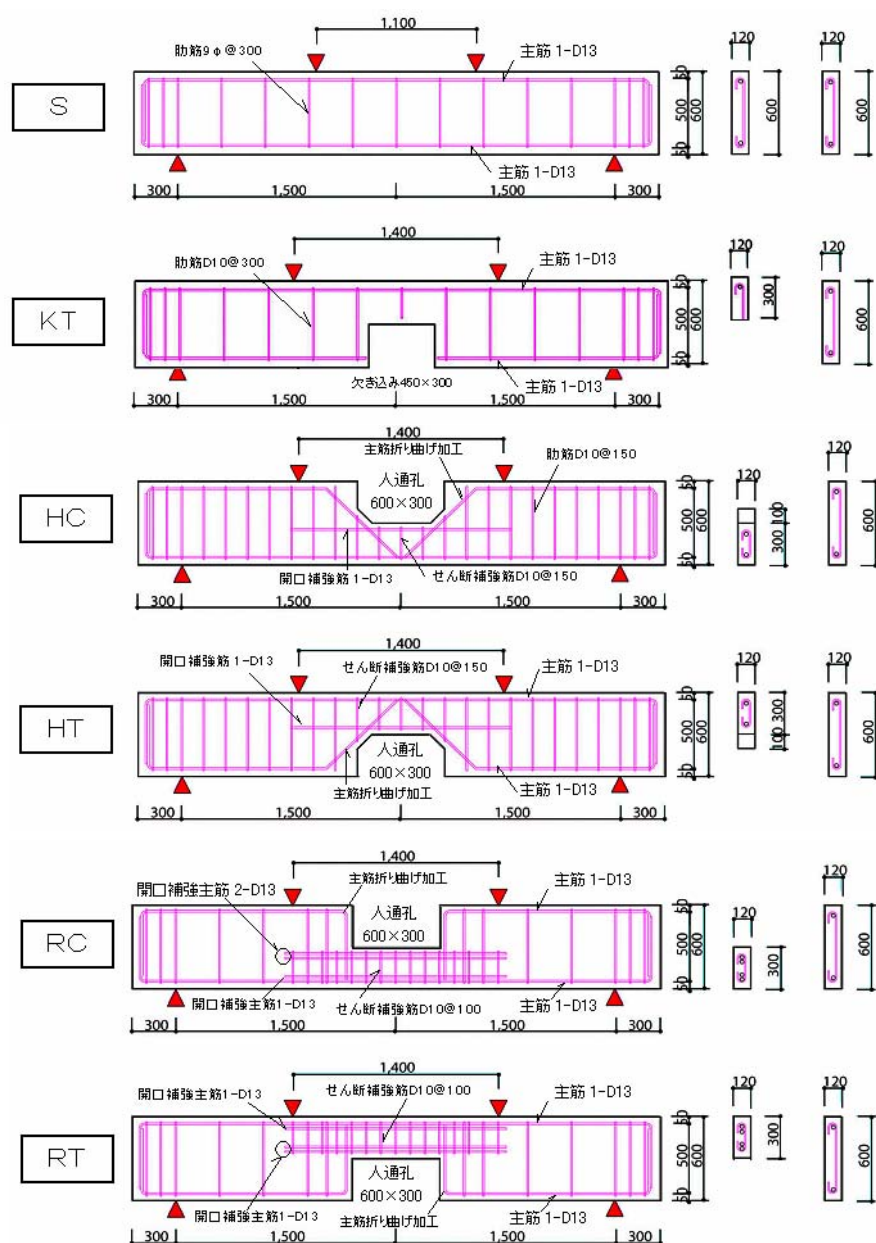
表－1 試験体一覧表

試験体記号	試験体の特徴	主筋		開口	使用材料の機械的性質		
		上端主筋	下端主筋		主筋	あばら筋	コンクリート強度 σ_B (N/mm ²)
S	・標準的な布基礎立ち上がり部 ・布基礎立ち上がり部に欠損無し	1-D13 (SD295)	1-D13 (SD295)	・開口無し ・開口補強筋	D13 (SR295) $\sigma_y = 352\text{N/mm}^2$ $\sigma_m = 496\text{N/mm}^2$	9φ (SR235) $\sigma_y = 282\text{N/mm}^2$ $\sigma_m = 433\text{N/mm}^2$	$\sigma_B = 28.4\text{N/mm}^2$
KT	・はつり工事に伴う欠損を想定 ・上端圧縮を想定した加力形式	1-D13 (SD295) 欠き込み部で切断	1-D13 (SD295)	・開口有り ・補強筋無し	D13 (SR295) $\sigma_y = 348\text{N/mm}^2$ $\sigma_m = 495\text{N/mm}^2$	D10 (SD345) $\sigma_y = 431\text{N/mm}^2$ $\sigma_m = 591\text{N/mm}^2$	$\sigma_B = 26.5\text{N/mm}^2$
HC	・人通孔(基礎開口)を設定 ・金融機構仕様書準拠の開口補強 ・上端圧縮を想定した加力形式	1-D13 (SD295) 開口部で折り曲げ	1-D13 (SD295)	・開口有り ・折り曲げ主筋 ・1-D13を追加	D13 (SR295) $\sigma_y = 354\text{N/mm}^2$ $\sigma_m = 508\text{N/mm}^2$	D10 (SD345) $\sigma_y = 431\text{N/mm}^2$ $\sigma_m = 591\text{N/mm}^2$	$\sigma_B = 33.2\text{N/mm}^2$
HT	・人通孔(基礎開口)を設定 ・金融機構仕様書準拠の開口補強 ・上端引張りを想定した加力形式	1-D13 (SD295)	1-D13 (SD295) 開口部で折り曲げ	・せん断補強筋 間隔を150に変更			
RC	・人通孔(基礎開口)を設定 ・提案する開口補強 ・上端圧縮を想定した加力形式	1-D13 (SD295) 開口部で折り曲げ	1-D13 (SD295)	・開口有り ・D13 2本			
RT	・人通孔(基礎開口)を設定 ・提案する開口補強 ・上端引張りを想定した加力形式	1-D13 (SD295)	1-D13 (SD295) 開口部で折り曲げ	・せん断補強筋 間隔を100に変更 ・提案補強配筋			

HT、そして、提案する開口補強配筋ディテールの試験体 RC 及び RT である。試験体の被り厚は 50mm で全試験体共通である。また、試験体 S、KT と他の 4 体で、鋼材とコンクリートの材料特性が違うので単純比較はできないが、この点は理論値算定時に考慮することとした。

提案する配筋方法は、開口部の終局曲げ耐力と終局せん断耐力を開口の無い部分と同等

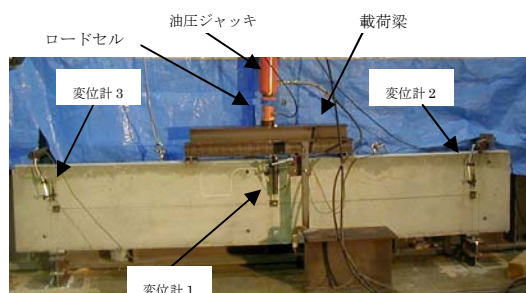
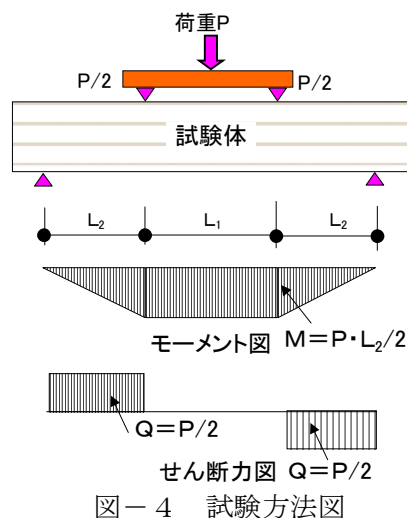
に設計してある。また、開口隅部の斜め張力を確実に処理し曲げ耐力も同時に確保する補強筋配置とし、開口補強主筋と称している。なお、試験体 RC、RT との違いを明確にするために、試験体 HC、HT のせん断補強筋間隔を、あえて全長で 150mm としてある。また、試験体は、実大の寸法を採用したので、主筋径の 45 倍以上の定着長が確保されている。



図－3 試験体の配筋図

3.2 実験方法

試験体への加力方法を図－４と写真－２に示す。試験体の開口は全て試験体中央部に設定している。この部分は、図－４に示すようにせん断力が作用しない。従って、今回の実験は曲げ耐力に限定した検討となっている。また、試験体 S と試験体 KT は載荷梁間支持間隔 1100mm、他の試験体は 1400mm としてある。この為、耐力の比較は曲げモーメントで行った。加力は、一方向単調加力とした。これは、布基礎の、上端が圧縮となる場合と上端が引張になる場合に分けて試験体を設定してあること、及び、実験の目的が布基礎にとって不利な応力状態を把握することを目的としたことによるものである。変位の計測は電気式変位計で行い、荷重はロードセルで測定した。測定値はデータロガーを介してパソコンで収録処理し、これと、並行してひび割れの発生状況を目視観察した。



写真－２ 試験方法

3.3 実験結果(破壊性状とM－δ特性)

各試験体の破壊状況を写真－３～写真－８に示す。各試験体の曲げモーメントMと水平変位δの関係（以下、M－δ特性と称する）を図－５と図－６に示す。なお、荷重Pは図－４中の式でモーメントに変換している。

試験体と S は、曲げひび割れ発生後、引張側主筋が降伏し曲げ圧縮域コンクリートが圧壊して最大耐力 30.7kN・m に至った。曲げひび割れは、通常、圧縮鉄筋とされている上端主筋を超えて進展している(写真－２参照)。下端主筋の降伏し曲げ圧縮域コンクリートの圧壊で最大耐力に至る現象は全試験体で確認された。なお、試験体 S の加力を変位 50mm で打ち切り除荷したのは、面外への変形が大きくなり実験の継続が危険と判断したことによる。

試験体 KT は、4.7kN・m で曲げひび割れが発生し、即進展後開口し 4.8kN・m で最大耐力に至った(写真－４参照)。M－δ 特性を見ると、



写真－３ 試験体S 破壊状況



写真－４
試験体KT
破壊状況





写真－５
試験体HC
破壊状況



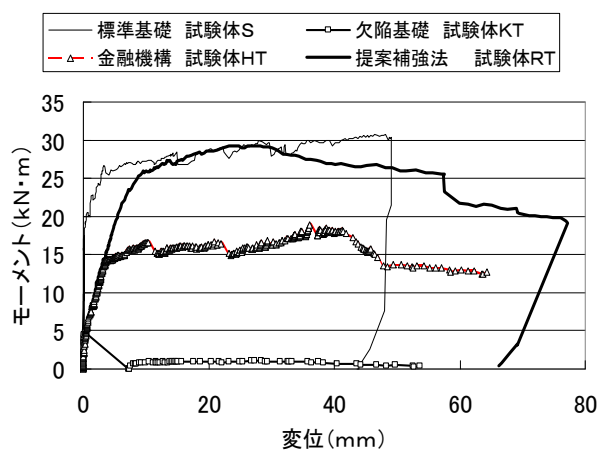
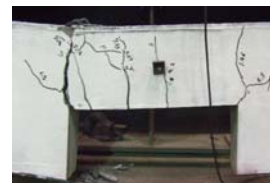
写真－７
試験体RC
破壊状況



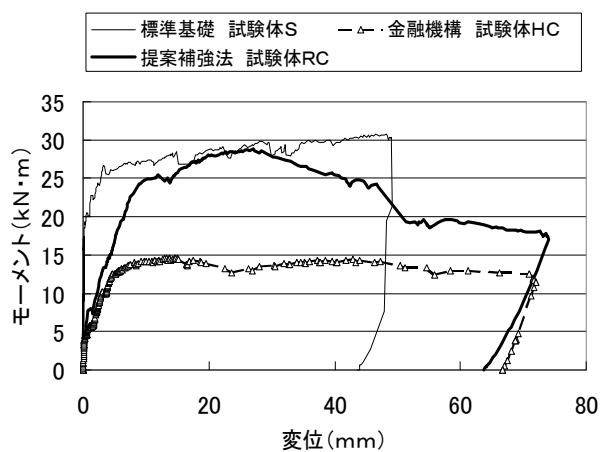
写真－６
試験体HT
破壊状況



写真－８
試験体RT
破壊状況



図－５ モーメントー変位特性
(開口部引張の場合)



図－６ モーメントー変位特性
(開口部圧縮の場合)

ひび割れ開口に伴い急激に耐力を失っている。また、最大耐力が試験体 S の 16%程度しかなく、布基礎上部を破壊後放置すると大幅な耐力低下を生じることを示唆している。

試験体 HC は、4.6kN・m で曲げひび割れが発生し、曲げひび割れの増えた後に、18.96kN・m で曲げ最大耐力に達した。最大耐力は試験体 S の 61%で十分な補強効果は認められない。

試験体 HT は、7.5kN・m で曲げひび割れが発生し、曲げひび割れの増えた後に、14.6kN・m で曲げ最大耐力に達した。最大耐力も試験体 S の 48%で健全な布基礎の半分にも満たない。

試験体 HT と HC のひび割れやコンクリートの圧壊と言った損傷は、試験体のせいが一番低い領域にのみ集中して発生している。開口周囲に設けられた隅切り(ハンチ)は応力集中の緩和に一定の効果が認められる。

試験体 RC は、7.8kN・m で曲げひび割れが発生し、多数の曲げひび割れ発生後、28.8kN・m で曲げ最大耐力に達した。最大耐力は試験体 S の 94%で補強効果が認められる。

試験体 RT は、9.1kN・m で曲げひび割れが発生し、曲げひび割れ本数が増加後、29.3kN・m で曲げ最大耐力に達した。最大耐力も試験体 S の 95%で試験体 RC と同様に補強効果が認められる。

以上より、標準布基礎(試験体 S)との比較で最大耐力を見た場合、住宅金融支援機構仕様書や建築学会の手引きに基づいた開口補強方法では、48%から 61%の強度回復しか見込めないが、提案する開口補強方法を用いれば 95%前後の強度回復が見込め、かつ、開口が圧縮側、引張側を問わずほぼ同様の強度回復効果があると言える。住宅金融支援機構仕様書や建築学会の手引きに基づいた開口補強方法は、本来、床下換気口を対象し、かつ、乾燥収縮ひび割れに対する補強であり、この補強方法を人通口に適用することは出来ない。

なお、提案する補強方法の最大耐力が試験体 S より低い理由は後述する。

4. 実験結果の検討

4.1 理論値と実験値の適合性

各試験体の曲げひび割れ耐力理論値は式(5)で算定した⁴⁾。最大耐力理論値は、設計で慣用的に用いられている式(6)と⁵⁾、ACI318 基準に準拠してコンクリートの終局圧縮歪度 $\varepsilon_c=0.003$ として式(7)～式(9)からコンクリート応力を等価な応力ブロックに置換し、式(10)からコンクリート等価合力を決定して断面の力の釣合いから最大耐力を求める精算法と呼ばれる二つの方法から求めた。精算法で確認した歪度分布と力の釣合いを図-7～図-9に示す。なお、精算法を含む理論値算定式は、当然のことながら、試験体中央部に適用した。表-2 に実験値と理論値の比較を示す。表中で、精算法による最大耐力理論値は $M_{U2理}$ と表示している。

$$M_{C理} = (1.8\sqrt{\sigma_B})Z_e \quad \text{--- (5)}$$

$$M_{U1理} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad \text{--- (6)}$$

$$k1 = 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 \quad \text{--- (7)}$$

$$k2 = k1/2 \quad \text{--- (8)}$$

$$k3 = 0.85 \quad \text{--- (9)}$$

$$C = k1 \cdot k3 \cdot B \cdot \sigma_B \cdot X_n \quad \text{--- (10)}$$

ここで、 σ_B :コンクリートの圧縮強度(kg/cm²)、 Z_e :主筋を考慮した断面係数、 a_t :主筋の断面積、 σ_y :主筋の降伏点、 d :有効せい(図-7～図-9参照)、 B :試験体の幅、 X_n :中立軸深さ

表-2③欄によれば、試験体 S、KT、HC は曲げひび割れ耐力実験値が理論値を下回っている。しかし、式(5)中の係数は平均的な値を推定する 1.8 を採用している。下限の 1.2 を用いれば実験値が理論値を下回ることではなく許容されるばらつきの範囲と言える。

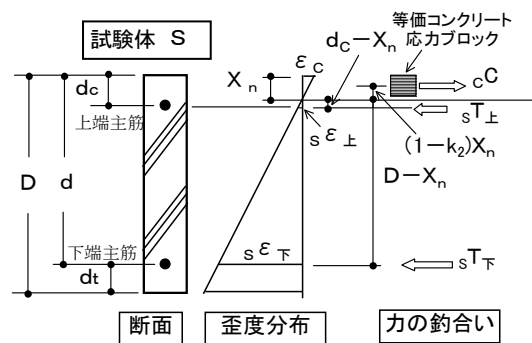
表-2④欄によれば、慣用的に用いられている式(6)は、最大耐力を安全側に過小評価していることがわかる。この事の原因は後述する。ところで、表-2の理論値の欄を見ると、

表－２ 実験値と理論値の比較

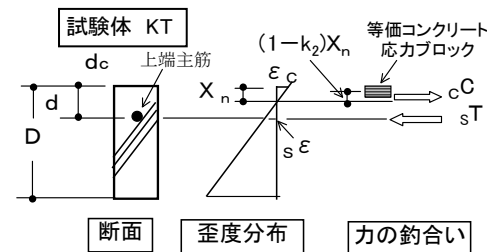
試験体記号	①実験値		②理論値			③	④	⑤	⑥	⑦
	曲げひび割れ耐力 $M_{C実}$ ($kN \cdot m$)	最大耐力 $M_{U実}$ ($kN \cdot m$)	曲げひび割れ耐力 $M_{C理}$ ($kN \cdot m$)	略算曲げ耐力 $M_{U1理}$ ($kN \cdot m$)	精算曲げ耐力 $M_{U2理}$ ($kN \cdot m$)	$\frac{M_{C実}}{M_{C理}}$	$\frac{M_{U実}}{M_{U1理}}$	$\frac{M_{U実}}{M_{C理}}$ [$\frac{M_{U1理}}{M_{C理}}$]	$\frac{M_{U実}}{M_{C理}}$ [$\frac{M_{U2理}}{M_{C理}}$]	内法 $\frac{M_{U実}}{M_{C理}}$ [$\frac{M_{U2理}}{M_{C理}}$]
S	15.6	30.7	22.4	19.2	25.4	0.70	1.60	1.37	1.21	1.08
KT	4.7	4.8	5.1	2.0	3.8	0.92	2.44	0.94	0.94	0.84
HC	4.6	18.9	6.5	8.6	12.3	0.71	2.19	2.19	1.54	1.35
HT	7.5	14.6	6.5	8.6	12.3	1.15	1.70	1.70	1.19	1.04
RC	7.8	28.8	7.1	16.8	21.4	1.10	1.72	1.72	1.35	1.18
RT	9.1	29.3	7.1	16.8	21.4	1.28	1.75	1.75	1.37	1.20

曲げひび割れ耐力 $M_{C理}$ が式(6)より求まる略算曲げ耐力 $M_{U1理}$ を上回る試験体がある。試験体 S と KT である。式(6)は曲げひび割れ発生後、引張主筋の降伏を前提としている。従って、曲げひび割れが耐力の方が大きい場合には曲げひび割れ耐力を最大耐力の理論値とする必要がある。この点を考慮したのが表－２⑤欄以降である。表中の $[M_{U1理} M_{C理}]$ は、 $M_{U1理}$ と $M_{C理}$ の大きい方の値を採用したという意味であり、以後の検討では、この点は共通とする。表－２⑤欄によれば、試験体 KT の実験値と理論値の適合性は改善されている。理論値が実験値を上回っているが、これは式(5)の係数を 1.2 とすれば、ばらつきの範囲内に入る。

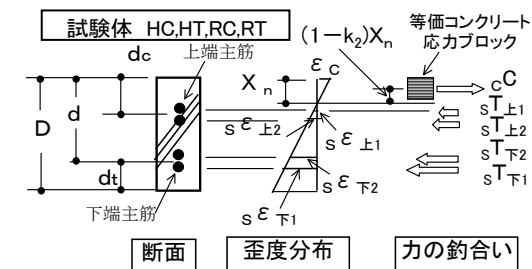
精算法による曲げ耐力理論値 $M_{U2理}$ と実験値を比較したのが表－２⑥欄である。略算の式(6)に比べて実験値との適合性が大幅に改善されている。精算法では圧縮端から中立軸までの距離(中立軸深さ) X_n を算定する。算定した X_n は、試験体 S が 3.6cm、試験体 KT が 2.0cm、試験体 HC と HT で 3.3cm、試験体 RC と RT で 4.9cm となり、いずれも主筋の被り厚さ 5.0cm 以下であり、上端主筋は圧縮力ではなく引張力を負担している。この点を無視して下端主筋断面積を a_t としているために、式(6)は最大耐力を安全側に過小評価してしまうのである。この点を回避するには、精算法で最大耐力を算定するのが適切であり、この



図－７ 歪度分布と力の釣合い



図－８ 歪度分布と力の釣合い



図－９ 歪度分布と力の釣合い

方法を勧める。

試験体 S に適合した図－７と、提案する補強方法試験体 RC、RT に適合した図－９を比較

すると、試験体 RC、RT は ϵ_c が同一でも有効せい d が小さいために主筋の引張歪度が試験体 S ほど大きくならない事がわかる。また、全せい D が半分であるにもかかわらず、圧縮端から上端主筋までの距離は同一のため、応力間距離の効果が試験体 S に比べて低くならざるを得ない。これらの不利な条件が重なるために、試験体 RC、RT の最大耐力が試験体 S を下回ったと推定される。

ところで、載荷板と支点到に配置した支承の板は、それぞれ幅が 10cm である。コンクリート表面に板があるとコンクリートの変形が拘束されてスタブと同じ役割をする。この拘束効果は、梁長が長い場合には問題にならないが、本実験のようにモーメント $M = P \cdot L_2 / 2$ (図-4 参照) で L_2 が 95cm から 80cm と小さい場合には影響が懸念される。そこで、支承板と載荷板の内法で実験値を再計算し理論値と比較したのが表-2⑦欄である。予想通り、実験値と理論値の適合性は試験体 HC 以外の試験体で格段に改善されている。

試験体 HC が曲げモーメントを受けると、折り曲げ主筋は付着作用によって引張力を負担できる(図-10)。曲げひび割れと交差する部分ではひび割れ開口の抑制が期待でき、中立軸深 X_n の増大等の効果も期待出来る。折り曲げ主筋が圧縮となり効果の期待出来ない試験体 HT と $M-\delta$ 特性を比較してみると、折り曲げ主筋は最大耐力時で 4kN・m 程度のモーメントを負担している(図-11 参照)。しかし、耐力的効果は大きいとは言えない。また、折り曲げ主筋は中央部で連続していないため、試験体中央部での破壊を想定すると、理論上その効果を取り入れることは難しい。

4.2 構造計算上の必要耐力との比較

布基礎が耐力壁の引拔力 T を受ける場合を最初に検討してみる。図-13 のような連層耐力壁の場合、1 階と 2 階の壁倍率の和が 6、 $NL1+NL2$ が 4kN、幅 $W=0.91m$ 、 $H1=H2=2.7m$ の

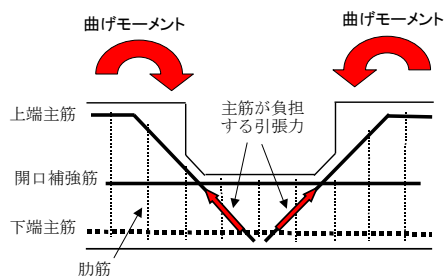


図-10 折り曲げ主筋の引張力負担

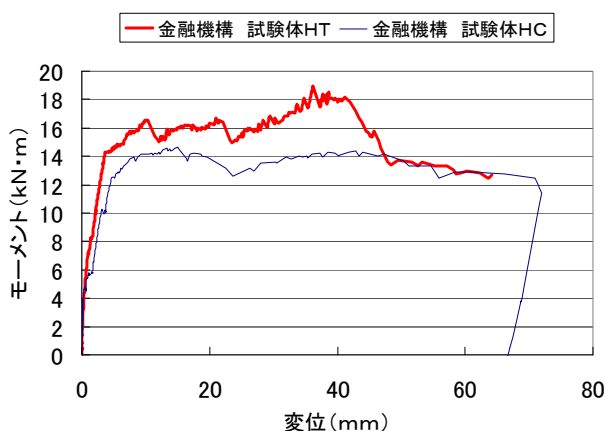


図-11 折り曲げ主筋が負担する引張力の効果

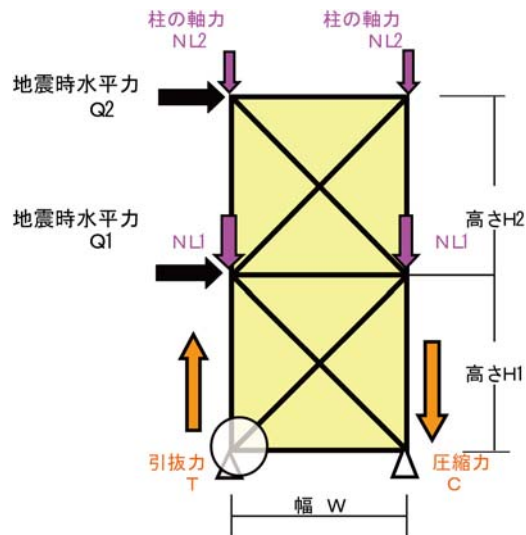


図-13 引拔力 T

時に引拔力 T は 31kN となる。この 31kN は材質 SS400 のアンカーボルト M12 の短期許容引張力の 1.1 倍に相当する。従って、通常の本

造住宅でホールダウン金物を使用していない場合の最大引抜き力と考えて良い。この時に布基礎に生じる曲げモーメントは、図-13 より $22.1\text{kN}\cdot\text{m}$ となる。表-2 を参照すると、最大耐力が $22.1\text{kN}\cdot\text{m}$ を上回っているのは試験体 S、RT、RC である。

次に、長期荷重時に布基礎に作用する曲げモーメントを求める。柱間隔 3.64m として、図-4 の伏図を考えると図中の計算から必要長期許容耐力は $20.681\text{kN}\cdot\text{m}$ となる。図-5 及び図-6 を参照すると、主筋が降伏して $M-\delta$ 特性が $20.681\text{kN}\cdot\text{m}$ まで急変していないのも試験体 S、RT、RC だけである。

以上より、地震時及び長期荷重時の曲げモーメントを処理できるのは開口の無い試験体 S と提案する開口補強法の試験体 RT、RC のみと言える。

なお、現行の建築基準法では壁倍率 5.0 まで認められている。1 階と 2 階の壁倍率の和を 10 として先の条件で引抜き力を求めると 55kN となり、今回の実験で検討した試験体の布基礎は全て耐力不足となる。従って、基礎の構造安全性の確認を義務づける必要がある。

固定荷重		
屋根	110	kg/m^2
2階床	60	kg/m^2
1階床	15	kg/m^2
間仕切壁	30	kg/m^2
積載荷重	130	kg/m^2
合 計	345	kg/m^2
↓		
	350	kg/m^2
1階の床は負担幅 0.91m なので 想定する固定荷重 $60 \times 0.91 / 3.64$ より、 $15\text{kg}/\text{m}^2$ としている。		
負担幅 3.64m を掛けて等分布 荷重を算定する。		
$w =$	1274	kg/m
$L =$	7.28	m
長期荷重時の曲げモーメントの 最大値は下式より求まる。		
$M = w \cdot L^2 / 32$		
$M =$	2.11	$\text{ton}\cdot\text{m}$
	↓	
$M =$	20.68	$\text{kN}\cdot\text{m}$

図-14 長期曲げモーメント

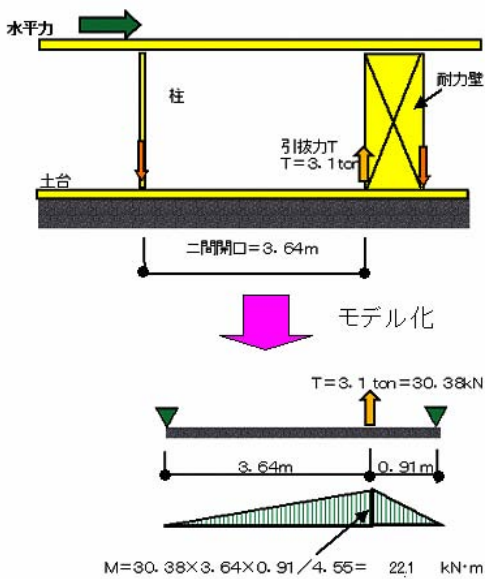


図-13 引抜時曲げモーメント

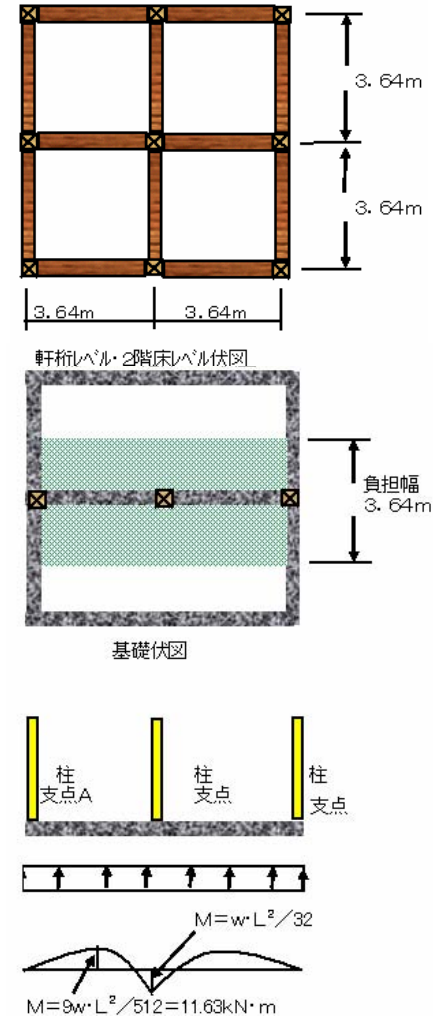


図-14 長期曲げモーメント

5. 結 論

木造住宅布基礎の開口補強方法に着目した実験的検討を行い次の結論を得た。

- ① 布基礎立ち上がり部を、はつり工事で破壊後放置すると、健全な布基礎の16%程度まで耐力が低下する。
- ② 住宅金融支援機構仕様書や建築学会の手引きに基づいた開口補強方法では、健全な布基礎の48%から61%の強度回復しか見込めない。
- ③ 提案する開口補強方法を用いれば95%前後の強度回復が見込め、かつ、開口が圧縮側、引張側を問わずほぼ同様の強度回復効果がある。
- ④ 木造住宅布基礎の最大耐力を慣用されている略算式 $M=0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d$ で評価すると過小評価となる。
- ⑤ 木造住宅布基礎の最大耐力を精算法で推定すると比較的良く実験値と適合した。
- ⑥ 木造住宅布基礎で圧縮主筋とされていた鉄筋も引張力を負担している。
- ⑦ 木造住宅の1階と2階が連層耐力壁で、M12のアンカーボルトを使用出来る範囲で安全となる布基礎の開口補強方法は、提案するもののみである。
- ⑧ 住宅金融支援機構仕様書や建築学会の手引きに基づいた開口補強方法では、引抜時及び、長期荷重時とも必要耐力を下回った。人通口では用いるべきでない。

謝辞：本実験は、総合大東京校で実施した課題解決セミナーの検証の一部として実施した。実験は、応用課程4年生の、永田彰秀氏、平山茂氏、中川寿也氏、木村正典氏、熊谷学氏らの協力によって実施された。実験の機会を与えていただいた、創業サポートセンターと東京校の皆様、並びに、優秀な学生諸君に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 住宅金融支援機構：木造住宅標準仕様書 在来木造編 2002.10
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1997.10
- 3) 日本建築学会：小規模建物基礎の設計の手引き 2001.10
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2001.10
- 5) 日本建築センター：建築物の構造規定，1997