

貫通孔を有する木造住宅布基礎の強度と補強方法

Strength and the Reinforcement Technology of the Wooden House Continuous Footing having the Through-Hole

横濱 茂之, 張替 亮太郎, 石田 茜, 横濱 大悟

YOKOHAMA Shigeshi, HARIGAE Ryoutarou, ISHIDA Akane, YOKOHAMA Daigo

1. はじめに

2 階建程度の既存木造住宅(以下、「既存木造住宅」と称する)に設備配管等を通すために後施工で貫通孔を設けることが多々見受けられる。その様な場合に補強が必要なのか否かの判断は施工業者に任されており明確な施工標準は無いと思われる。そこで、既存木造住宅布基礎に 100φ程度の貫通孔を設けた場合の強度低下率と破壊性状、並びに補強方法の確立を念頭にして、実験的な検討を行なったので報告する。

スパン a が短い場合の曲げ耐力算定時の計算方法と、マクロモデルを用いたせん断耐力推定方法について検討を行なっている。

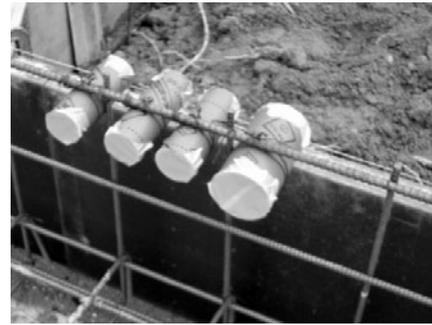


写真-1 貫通孔回り無補強施工例

2. 貫通孔設置工事の現状

新築住宅に貫通孔を設ける場合には、住宅金融支援機構の工事仕様書に準拠することが一般的に行なわれている。しかし、写真-1に示すように、貫通孔周囲にせん断補強筋が追加されていない不適切な施工も散見される。一方、写真-2に示すように、既存木造住宅布基礎(以下、「既存住宅布基礎」と称する)に設備機器用の貫通孔を設け補強を行わず、はつり後のコンクリート塊も放置する杜撰な工事が後を絶たない。既存木造住宅の場合には新築と違って、住宅金融支援機構の工事仕様書のような明確な基準が存在しないことに加えて、貫通孔を設けることで、どの程度耐力低下を生じるのか検討を行なう事無く工事のみが先行することが殆んどであり、構造耐力を損なっている恐れがある。

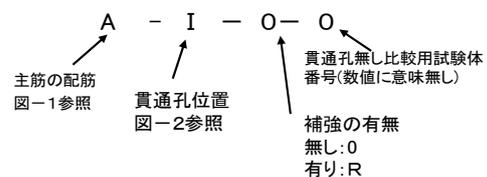


写真-2 貫通孔回りの杜撰な施工例

3. 貫通孔による強度低下率の確認実験

3.1 試験体

試験体一覧を表-1に、配筋図を図-1に、各試験体の貫通孔の位置を図-2に、各試験体の使用材料の機械的性質を表-2に示す。各試験体記号は下記の意味を持っている。



上記の状況を踏まえて、既存住宅布基礎に限定して、貫通孔設置による強度低下率の検討を目的とした実験と、貫通孔を鋼管で補強した場合の補強効果の確認を目的とした二つの実験を実施した。なお、実験結果の検討から、既存住宅布基礎の全せいDに対してシア

既存住宅布基礎では、主筋として上下に 1-D13 を設ける場合が多い。この場合の曲げモーメントの最大位置に貫通孔を配置したのが試験体 A-I-0, A-II-0, A-III-0 の三体である。一方、せん断耐力が最も低下すると思われる、シアスパン a の中央、かつ、全せい D の中央に貫通孔を設けた試験体が試験体 A-V-0 である。また、下端主筋(引張主筋)を 2-D13 として構造設計上問題となるせん断耐力に曲げ耐力を近づけたのが、試験体 B-IV-0, B-V-0 である。多雪区域や荷重負担幅の大きな住宅で主筋を 2-D13 とすることが見られることから設定した試験体である。

RC 規準¹⁾の常用設計式から曲げ耐力とせん断耐力を算定すると、上記の試験体は全て曲げ破壊と判定される試験体であり、理論上曲げ耐力は低下しないとして設計されている。

なお、今回の貫通孔の外径は 108mm で全試験体共通である。

表-1 試験体一覧

試験体記号	配筋	孔の有無と孔の位置		孔補強の有無	幅 B (mm)	高さ D (mm)	長さ L (mm)
		図-1参照	図-2参照				
A-0-0-1	配筋図 A	孔無し	-	-	140	600	1800
A-I-0		孔配置 I	補強無し				
A-II-0		孔配置 II	補強無し				
A-III-0		孔配置 III	補強無し				
A-0-0-2	配筋図 A	孔無し	補強無し	-	140	600	1800
A-V-0		孔配置 V	補強無し				
B-0-0-1	配筋図 B	孔無し	-	-	140	600	1800
B-IV-0		孔配置 IV	補強無し				
B-V-0		孔配置 V	補強無し				

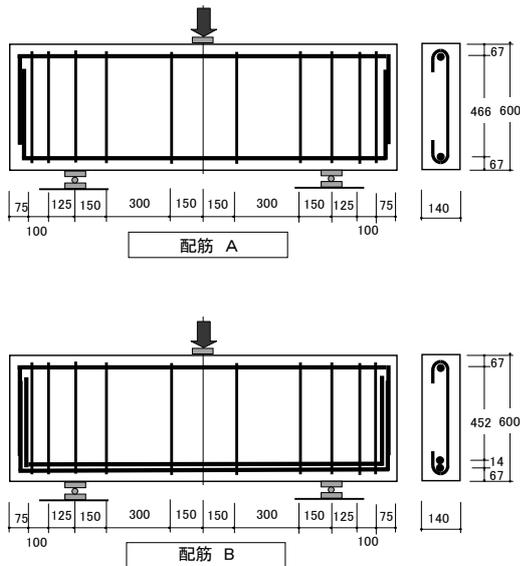


図-1 配筋図

表-2 使用材料の機械的性質

試験体記号	主筋 D13		肋筋 D10		コンクリート	
	σ_y (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	E_C (N/mm ²)
A-0-0-1	374	512	365	529	19.2	2.13×10^4
A-I-0						
A-II-0						
A-III-0						
A-0-0-2	347	493	363	526	13.2	1.96×10^4
A-V-0						
B-0-0-1						
B-IV-0						
B-V-0	18.7	2.14×10^4				

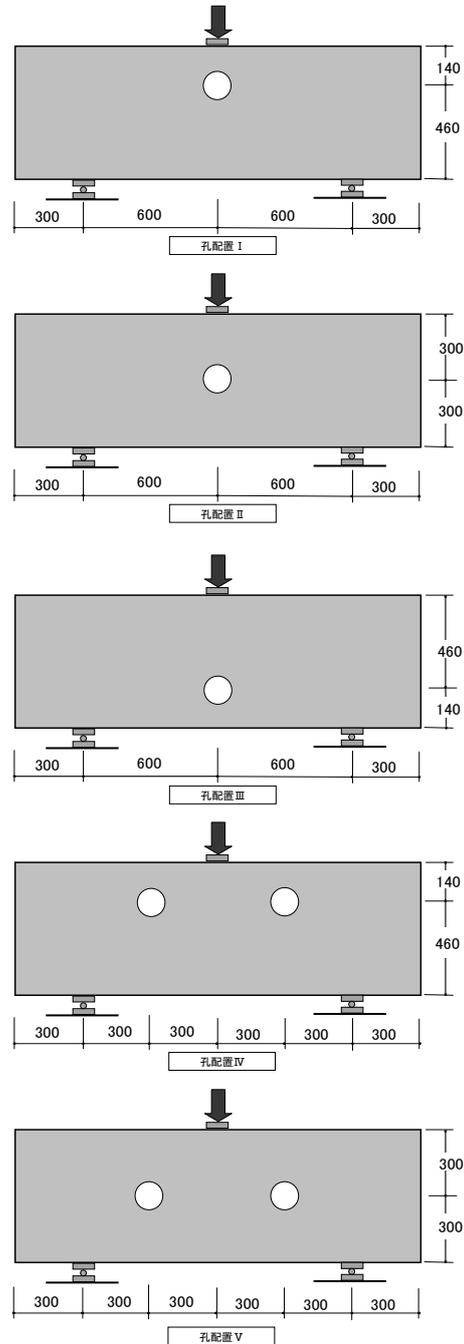


図-2 貫通孔位置

3.2 実験結果

試験結果一覧を表-3 に示す。各試験体の破壊状況を図-3 に、荷重-変位特性を図-4 から図-6 に、それぞれ示す。

試験体 A-0-0-1 と A-II-0 及び A-III-0 の荷重-変位特性は、A-II-0 で曲げせん断ひび割れの進展に伴う荷重の一時的な低下が見られるものの最大耐力はほぼ同じで傾向は同一である。上下主筋が 1-D13 の場合、貫通孔位置が II 及び III の場合には最大耐力への影響はほぼ無いと考えられる。一方、A-I-0 は曲げひび割れ発生後に曲げせん断ひび割れが貫通孔に向かって進展し孔部周辺のコンクリートが破壊して最大耐力に達した。貫通孔の影響を受けた破壊であることから最大耐力は他の試験体に比べて 67% 程度の値となっている(図-4 参照)。貫通孔がコンクリートの圧縮ストラットを阻害し最大耐力が低下したものと推定される。

試験体 A-0-0-2 と A-V-0 の荷重-変位特性を比較すると、A-V-0 の最大耐力も貫通孔の影響を受けて貫通孔の無い場合に比べて 73% に低下している(図-5 参照)。破壊状況を見ると、孔周辺にひび割れは認められず、曲げせん断ひび割れの開口と曲げ圧縮域コンクリートの圧壊が顕著である。

なお、上記の配筋 A を用いた試験体は貫通孔の影響で最大耐力の低下が認められた 2 体を除くと主筋の破断或は破断直前の歪度に達しているのが特徴であり、主筋の降伏強度を前提とした曲げ耐力の常用設計式では最大耐力を推定出来ないと考えられる。

下端の引張主筋を 2-D13 とした配筋 B の試験体 B-0-0-1 と B-IV-0 の荷重-変位特性と比較すると、B-IV-0 の最大耐力が 8% 程度低い破壊状況に大きな差は無い。

表-3 試験結果一覧

試験体記号	曲げひび割れ発生時		最大耐力時		破壊モード	破壊までの経過
	荷重 P_{bc} (kN)	変位 δ_{bc} (mm)	荷重 P_m (kN)	変位 δ_m (mm)		
A-0-0-1	77.6	0.36	199.9	24.40	曲げ	BC→SY→CC→SR
A-I-0	101.0	0.33	133.2	1.18	曲げ降伏後-孔部圧壊	BC→BSC→SY→CC→SR直前に除荷
A-II-0	70.4	0.33	215.6	20.32	曲げ	BC→BSC→SY→CC→SR直前に除荷
A-III-0	68.5	0.40	203.1	14.44	曲げ	BC→SY→CC→SR
A-0-0-2	111.1	0.34	213.7	10.13	曲げ	BC→SY→CC→SR
A-V-0	101.6	0.56	155.7	4.97	曲げ、せん断滑り破壊	BC→SY→CC
B-0-0-1	106.3	0.51	323.6	7.70	曲げ	BC→BSC→SC→SY→CC
B-IV-0	114.1	0.31	304.8	2.29	曲げ	BC→BSC→SC→SY→CC
B-V-0	100.3	0.31	176.7	1.81	せん断破壊	BC→BSC→SC→CC

破壊経過 BC: 曲げひび割れ発生 BSC: 曲げせん断ひび割れ発生 SC: せん断ひび割れ発生 SY: 引張主筋降伏
記号の意味 CC: 曲げ圧縮域コンクリート圧壊 SR: 主筋破断

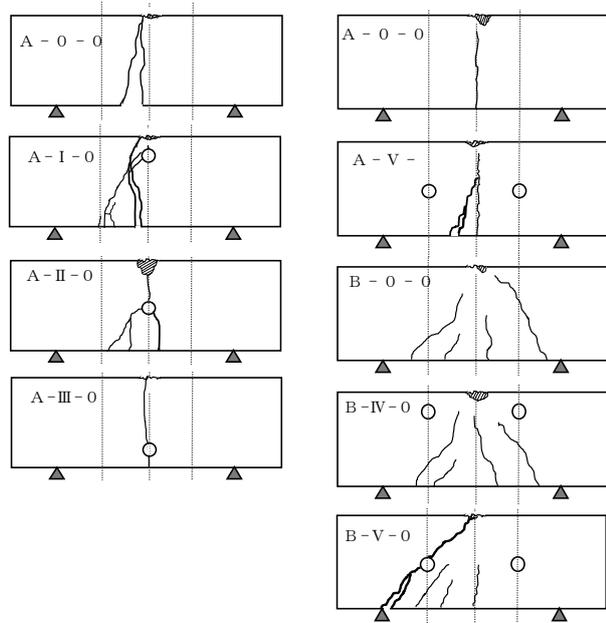


図-3 最終破壊状況

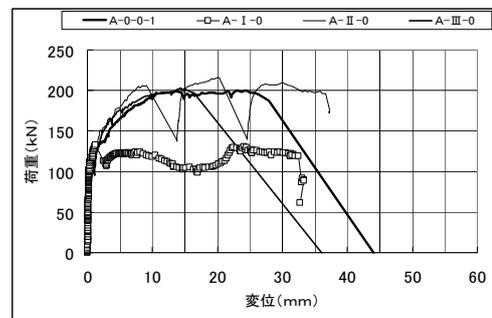


図-4 荷重-変位特性

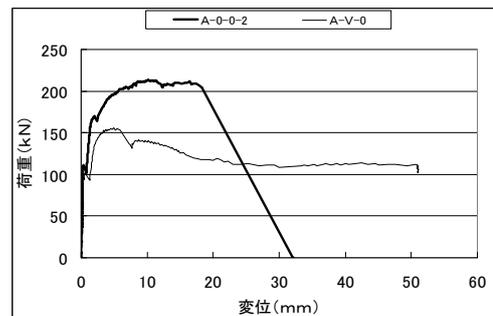


図-5 荷重-変位特性

一方、試験体 B-V-0 の最大耐力は、B-0-0-1 の 55% 程度とかなり低くなった。せん断ひび割れが発生直後に進展開口して最大耐力に到っており、せん断破壊したものと推定される。

配筋 B の試験体も貫通孔の有無にかかわらず常用設計式で曲げ破壊するように設計しており、何故せん断破壊したのかを検証する必要がある。

4. 貫通孔鋼管補強時の効果確認実験

4.1 試験体

前章の実験で、図-2 に示した貫通孔の配置 I, IV, V のケースで最大耐力の低下が確認された。この為、最大耐力の低下が確認された試験体と同一の引張主筋量と貫通孔の配置を有する試験体に鋼管補強を行い補強効果を検証する。試験体は 5 体で、表-4 に試験体一覧表を、図-7 に配筋図を、表-5 に試験体の使用材料の機械的性質をそれぞれ示す。

貫通孔の補強手順は、コア抜きドリルで基礎に外径寸法 108mm の貫通孔を明けた後に、機械構造用炭素鋼管 STKM13A の外側を切削加工して製作した鋼管を挿入し、グラウト材として早強ポルトランドセメントで作成したセメントペースト (C/W=60%) を左官コテにて詰め込む簡便な補強方法である。なお、グラウト材の圧縮強度は 7N/mm^2 で強度的には低いものを用いている (図-8 参照)。

4.2 実験結果

試験結果一覧を表-6 に示す。各試験体の破壊状況を図-9 に、荷重-変位特性を図-10 と図-11 に、それぞれ示す。

補強を行なった試験体 A-I-R と A-V-R は、曲げひび割れ発生後に引張主筋が降伏し曲げ圧縮域のコンクリートが圧壊する安定的な挙動を示した後に引張主筋が破断した。コンクリート強度が同一で貫通孔の無い前章の試験体 A-0-0-2 より最大耐力も大きくなっており補強の効果が顕著に認められる。実験

的には、1-D13 を上下主筋とする配筋 A の場合には、今回の補強を行なえば貫通孔による強度低下は無いと言える。

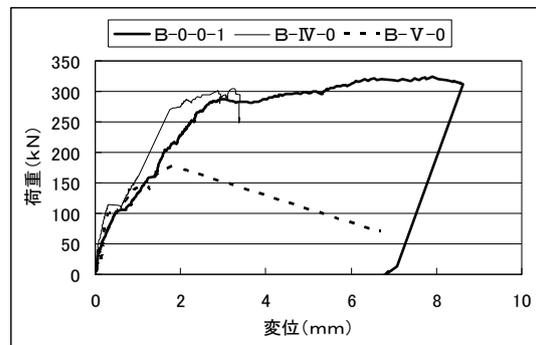


図-6 荷重-変位特性

表-4 試験体一覧

試験体記号	配筋	孔の有無と孔の位置	孔補強の有無	幅 B (mm)	高さ D (mm)	長さ L (mm)
A-I-R	配筋図 A 図-1参照	孔配置 I	補強有り	140	600	1800
A-V-R		孔配置 V	補強有り			
C-0-0-1		孔無し	-			
C-IV-R	配筋図 C 図-7参照	孔配置 IV	補強有り			
C-V-R		孔配置 V	補強有り			

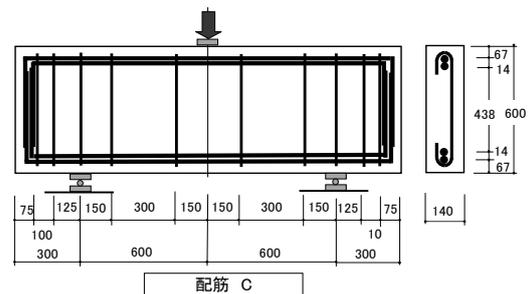


図-7 配筋図

表-5 使用材料の機械的性質

試験体記号	主筋 D13		肋筋 D10		コンクリート	
	σ_y (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	E_C (N/mm ²)
A-I-R	347	493	363	526	13.2	1.96×10^4
A-V-R						
C-0-0-1						
C-IV-R					18.1	2.11×10^4
C-V-R						

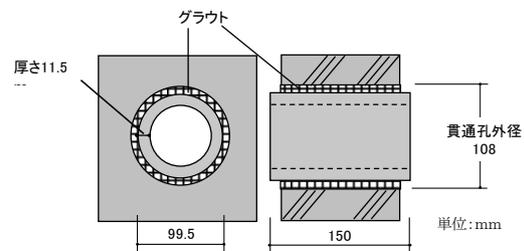


図-8 貫通孔の鋼管補強

試験体 C-IV-R は曲げひび割れが発生したものの開口することはなく、その後が発生したせん断ひび割れが開口して最大耐力に達した。最大耐力時には曲げ圧縮域のコンクリートの圧壊が認められ、貫通孔の無い試験体 C-0-0-1 と最大耐力はほぼ同一である。加えて、引張主筋量が同一で貫通孔無補強の試験体 B-IV-0 より最大耐力が向上しており補強の効果が認められる。2-D13 を上下主筋とする配筋 C で貫通孔位置 IV の場合、今回の補強を行なう事で貫通孔による強度低下は無いと言える。

試験体 C-V-R は、曲げひび割れ発生後、せん断ひび割れが発生直後に開口して最大耐力に達した。曲げ降伏後にせん断破壊したものと考えられる。ところで、引張主筋量が同一で貫通孔補強の無い試験体 B-V-0 と荷重-変位特性を比較すると図-12 を得る。試験体 C-V-R は、せん断破壊を生じ、最大耐力は貫通孔の無い試験体 C-0-0-1 の 82% となったが、B-V-0 の 160% 以上の最大耐力を有しており補強の効果は十分に認められる。

5. 実験結果の検討

5.1 常用設計式の適合性

RC 造建物の構造設計で常用されている RC 規準では、式(1)で曲げひび割れ耐力を、式(2)で曲げ耐力を、式(3)で貫通孔等の有孔梁のせん断耐力を与えている。ここでは、実験値との比較のために式(4)から式(6)で荷重に置換して理論値とし、実験値と比較した。曲げひび割れ発生荷重の実験値と理論値の比較を表-7 に示す。試験体 A-II-0 で実験値が理論値を 2% 下回ったが他の試験体では安全側の評価となっており問題は少ない。

表-6 試験結果一覧

試験体記号	曲げひび割れ発生時		最大耐力時		破壊モード	破壊までの経過
	荷重 P _{BC} (kN)	変位 δ _{BC} (mm)	荷重 P _m (kN)	変位 δ _m (mm)		
A-I-R	121.8	0.35	227.2	18.51	曲げ	BC-SY-CC-SR
A-V-R	94.6	0.15	232.2	18.01	曲げ	BC-SY-CC-SR
C-0-0-1	143.0	0.52	342.2	9.83	曲げ	BSC-SY-CC
C-IV-R	101.3	0.55	337.2	4.33	曲げ降伏後せん断破壊	BC-SY-SC-CC
C-V-R	117.6	0.31	281.2	2.83	曲げ降伏後せん断破壊	BC-SY-SC-CC

破壊経過 BC: 曲げひび割れ発生 BSC: 曲げせん断ひび割れ発生 SC: せん断ひび割れ発生 SY: 引張主筋降伏
記号の意味 CC: 曲げ圧縮域コンクリート圧壊 SR: 主筋破壊

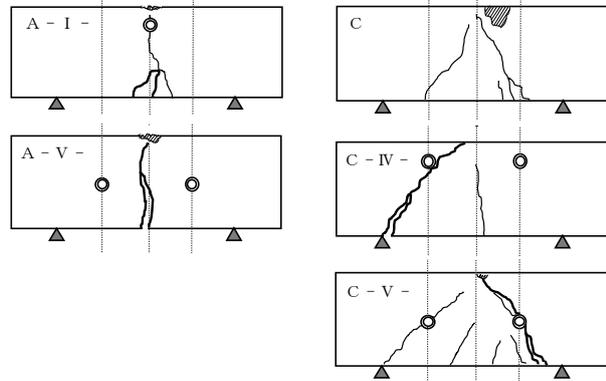


図-9 最終破壊状況

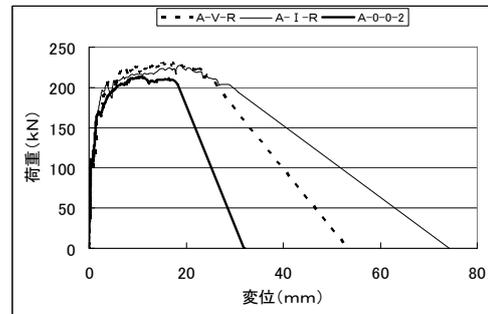


図-10 荷重-変位特性

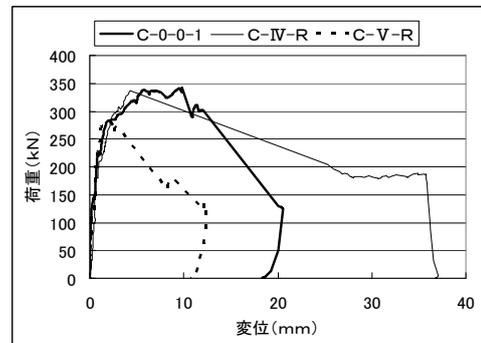


図-11 荷重-変位特性

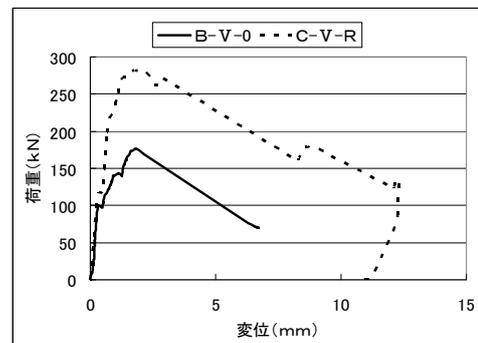


図-12 荷重-変位特性

式(2)の曲げ耐力と式(3)のせん断耐力の小さい方で耐力が決定するとして実験値と比較した結果を表-8に示す。全試験体とも曲げ耐力で理論値が決定され、かつ、実験値は理論値を大きく上回っており、破壊モードも一致していない。実験値が理論値を上回る理由の一つは、実験時に配筋Aの試験体では主筋の破断が認められており主筋の負担力が式(2)より大きい事があげられる。しかし、主筋が破断していない配筋B及び配筋Cの試験体の傾向も同様であり一貫した説明がつかない。また、破壊モードが一致しておらず、起こりうる脆性破壊を見逃す可能性を示唆している。以上のように、常用設計式で最大耐力を評価した場合には実験結果を説明するのは難しいと言える。

5.2 曲げ精算法と有効梁のせん断耐力式の適合性

最大耐力時の曲げ圧縮域のコンクリートの応力を等価矩形応力ブロックで置換して中立軸の力の釣り合いから曲げ耐力を求める方法を曲げ精算法と定義する。この方法は、米国コンクリート協会の設計規準そのもので、我国でも終局強度型設計指針²⁾に取り入れられている(図-13参照)。

今、図-13の応力ブロックを仮定して $c \cdot \epsilon_c = 0.003$ 、主筋の負担応力度は降伏点 σ_y として曲げ耐力理論値を計算して、式(3)から定まるせん断耐力理論値の小さい側で最大耐力と破壊モードを決定すると表-9を得る。実験値との適合性は表-8より若干向上するものの満足できるものではない。そこで、鉄筋の歪硬化を考慮して主筋の負担力を引張強さ σ_m (破断強度)まで許容して上記の計算を実行すると表-10を得る。実験値との適合性は改善しているが、せん断破壊した試験体の破壊モードは一致しない。

$$M_{BC} = Z_e \cdot 0.57 \sqrt{\sigma_B} \quad \text{----- (1)}$$

$$M_{BU} = 0.9 a_t \sigma_y d \quad \text{----- (2)}$$

$$Q_{SU} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.092 k u k p (\sigma_B + 18)}{M/Qd + 0.12} \\ + 0.85 \sqrt{\rho_{ss} \sigma_y} \end{array} \right\} b_j \quad \text{---- (3)}$$

$$P_{BC} = 4M_{BC} / L_e \quad \text{----- (4)}$$

$$P_{BU} = 4M_{BU} / L_e \quad \text{----- (5)}$$

$$P_{SU} = 2Q_{SU} \quad \text{----- (6)}$$

表-7 曲げひび割れ荷重の検討

試験体記号	曲げひび割れ発生荷重		
	実験値 P _{BC} 実 (kN)	式(1) P _{BC} 値 (kN)	実/理
A-0-0-1	77.6	72.6	1.07
A-I-0	101	66.3	1.52
A-II-0	70.4	72.2	0.98
A-III-0	68.5	52.4	1.31
A-0-0-2	111.1	59.8	1.86
A-V-0	101.6	60.2	1.69
B-0-0-1	106.3	71.2	1.49
B-IV-0	114.1	71.6	1.59
B-V-0	100.3	71.6	1.40
A-I-R	121.8	60.2	2.02
A-V-R	94.6	60.2	1.57
C-0-0-1	143	70.1	2.04
C-IV-R	101.3	70.5	1.44
C-V-R	117.6	70.5	1.67

表-8 常用設計式の適合性

試験体記号	最大耐力					
	実験値 P _M 実 (kN)	実験 破壊 モード	式(2) P _{BU} 理 (kN)	式(3) P _{SU} 理 (kN)	理論 破壊 モード	実/理
A-0-0-1	199.9	B	77.7	244.6	B	2.57
A-I-0	133.2	S	77.7	198.9	B	1.72
A-II-0	215.8	B	77.7	198.9	B	2.78
A-III-0	203.1	B	77.7	198.9	B	2.62
A-0-0-2	213.7	B	72.0	219.0	B	2.97
A-V-0	155.7	S	72.0	180.7	B	2.16
B-0-0-1	323.6	B	142.4	297.4	B	2.27
B-IV-0	304.8	B・S	142.4	212.5	B	2.14
B-V-0	176.7	S	142.4	212.5	B	1.24
A-I-R	227.2	B	72.0	219.0	B	3.15
A-V-R	232.2	B	72.0	219.0	B	3.22
C-0-0-1	342.2	B	142.4	263.8	B	2.40
C-IV-R	337.2	B	142.4	263.8	B	2.37
C-V-R	281.6	S	142.4	263.8	B	1.98

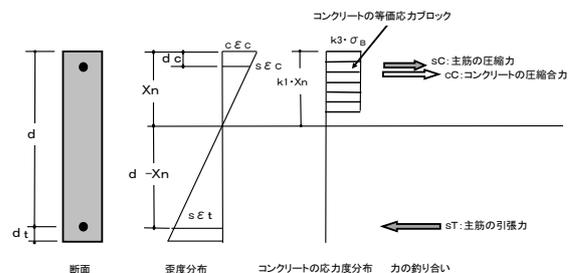


図-13 精算法の応力ブロック

一方、式(3)のせん断耐力にも疑問がある。仮に式(3)のせん断耐力が正しいとして、表-9の実験による破壊モードがSの試験体の実験値と理論値を比較すると、該当する殆んどの試験体で実験値が式(3)の理論値を上回っており、評価出来ていないことがわかる。

つまり、これまで検討した方法では今回の実験のようにシアスパン比 $M/QD = a/D$ が1程度の短い有孔梁の最大耐力を評価出来ないと考えざるを得ない。

5.3 断面分割法とマクロモデルの適合性

図-13の精算法応力ブロックでは、コンクリートの引張応力を無視している。しかし、長さLに比べて梁せいDが大きいディープビーム³⁾では、コンクリートの圧縮歪度 $c \epsilon_c$ が小さい段階でも、梁の高さ方向に広い引張域が存在し引張主筋の負担力が大きくなると共にコンクリートが負担する引張力も無視出来ないと考えられる。例えば、中立軸直下に深さ17cmの引張応力を負担可能な領域が存在し、コンクリートの引張応力度 $c \sigma_t$ が圧縮強度 σ_B の1/10だとすると試験体A-0-0-1では、コンクリートの負担引張力 $(19.2 \text{ N/mm}^2 \times 0.1 \times 170 \text{ mm} \times 140 \text{ mm} = 45696 \text{ N} = 45.7 \text{ kN})$ と、主筋の降伏強度 $(374 \text{ N/mm}^2 \times 127 \text{ mm}^2 = 47498 \text{ N} = 47.5 \text{ kN})$ は同等となる。曲げ変形時の曲率が小さいディープビームでは起こりうる現象である。コンクリートの圧縮歪度 $c \epsilon_c$ が小さい段階でコンクリートの引張応力度 $c \sigma_t$ を考慮して曲げ解析を行うためには力の釣合い式を各ステップ毎に計算する必要がある。図-14は、引張側のコンクリートの一部が引張限界歪度 $c \epsilon_{tu}$ を越えて引張ひび割れが発生した状態を描いている。この時の応力ブロックは特定できないので、断面を分割して各要素の歪度を求め、コンクリートと鉄筋の負担力を算定して断面の釣合式を満足していることを確認後に部材の負担モーメントを算定する必要がある。この為、図-15に示すように断面を100分割して図-16の手順で計算を進めた。

表-9 精算法の適合性

試験体記号	最大耐力						
	実験値 $P_{M\text{実}}$ (kN)	実験 破壊 モード	精算法 $P_{BU\text{理}}$ (kN)	精算法 中立軸深さ $X_n(\text{cm})$	式(3) $P_{SU\text{理}}$ (kN)	理論 破壊 モード	実/理
A-0-0-1	199.9	B	87.4	3.98	244.6	B	2.29
A-I-0	133.2	S	87.4	3.98	198.9	B	1.52
A-II-0	215.8	B	87.4	3.98	198.9	B	2.47
A-III-0	203.1	B	87.4	3.98	198.9	B	2.32
A-0-0-2	213.7	B	79.2	4.54	219.0	B	2.70
A-V-0	155.7	S	79.2	4.54	180.7	B	1.97
B-0-0-1	323.6	B	152.3	5.15	297.4	B	2.12
B-IV-0	304.8	B・S	152.3	5.15	212.5	B	2.00
B-V-0	176.7	S	152.3	5.15	212.5	B	1.16
A-I-R	227.2	B	79.2	4.54	219.0	B	2.87
A-V-R	232.2	B	79.2	4.54	219.0	B	2.93
C-0-0-1	342.2	B	153.0	5.62	263.8	B	2.24
C-IV-R	337.2	B	153.0	5.62	263.8	B	2.20
C-V-R	281.6	S	153.0	5.62	263.8	B	1.84

表-10 精算法の適合性(歪硬化考慮)

試験体記号	最大耐力						
	実験値 $P_{M\text{実}}$ (kN)	実験 破壊 モード	精算法 $P_{BU\text{理}}$ (kN)	精算法 中立軸深さ $X_n(\text{cm})$	式(3) $P_{SU\text{理}}$ (kN)	理論 破壊 モード	実/理
A-0-0-1	199.9	B	116.5	4.38	244.6	B	1.72
A-I-0	133.2	S	116.5	4.38	198.9	B	1.14
A-II-0	215.8	B	116.5	4.38	198.9	B	1.85
A-III-0	203.1	B	116.5	4.38	198.9	B	1.74
A-0-0-2	213.7	B	109.9	5.12	219.0	B	1.95
A-V-0	155.7	S	109.9	5.12	180.7	B	1.42
B-0-0-1	323.6	B	212.6	6.33	297.4	B	1.52
B-IV-0	304.8	B・S	212.6	6.33	212.5	B・S	1.43
B-V-0	176.7	S	212.6	6.33	212.5	B・S	0.93
A-I-R	227.2	B	109.9	5.12	219.0	B	2.07
A-V-R	232.2	B	109.9	5.12	219.0	B	2.11
C-0-0-1	342.2	B	212.6	6.44	263.8	B	1.61
C-IV-R	337.2	B	212.6	6.44	263.8	B	1.59
C-V-R	281.6	S	212.6	6.44	263.8	B	1.32

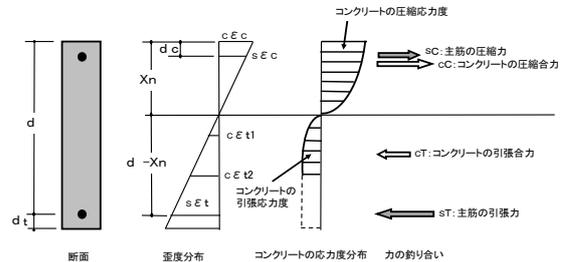


図-14 力の釣り合い

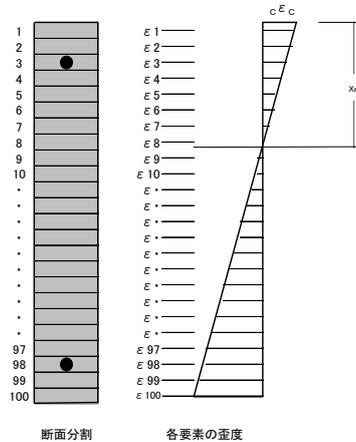


図-15 断面分割と歪度

この際、コンクリートの圧縮応力度と歪度の関係を梅村の ϵ 関数法で与え、引張応力度と歪度の関係を岡村・前川モデル⁴⁾(図-17)に従い式(7)から式(9)で算定した。また、主筋の歪硬化を考慮し引張強さまでモデル化して計算を実行した。

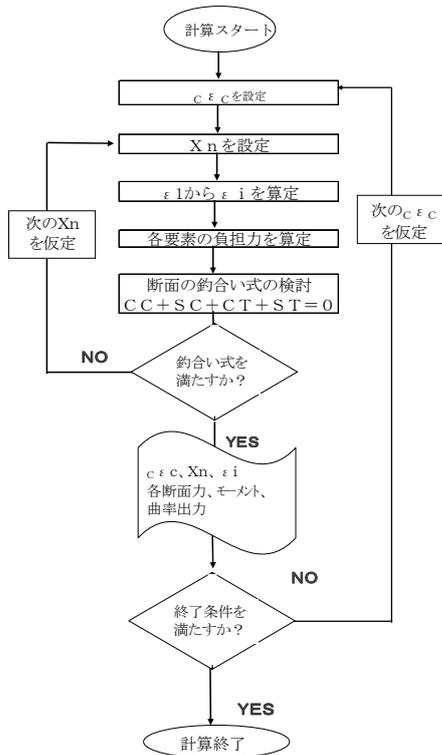


図-16 計算フロー

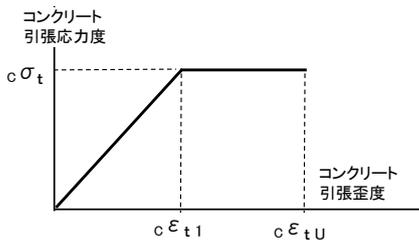


図-17 コンクリートの引張応力度-歪度特性

$$c\sigma_t = 0.2\sigma_B^{2/3} \text{----- (7)}$$

$$c\epsilon_{t1} = c\sigma_t / E_C \text{----- (8)}$$

$$c\epsilon_{tU} = 2c\epsilon_{t1} \text{----- (9)}$$

次にせん断耐力について考えてみる。式(3)は荒川の実験式を基本に、貫通孔の強度低下分を $(1-1.61H/D)$ として実験結果を整理した実験式であり理論的な根拠は無い。そこで、今回の実験範囲に限定して貫通孔による強度低下について考察する。市之瀬⁵⁾らの努力で力の釣り合いから理論的にせん断耐力を算定する方法が開発されている。マクロモデルと呼ばれている手法で終局強度型設計指針(以下、指針A法と称する)に取り入れられている。この手法では、アーチ機構(図-18)の負担力 Q_A とトラス機構(図-19)の負担力 Q_T を考え、式(11)と式(12)を加算してせん断耐力を与えている。指針A法では、図-18のアーチ機構コンクリート圧縮束の幅 W を式(13)で表現した後せん断力が最大となる条件 $dQ/d\theta=0$ より曲げ圧縮域の有効幅 X_{ns} を $D/2$ として式(11)を誘導している。しかし、梁の実験で有効幅 X_{ns} を観察すると、多くの場合、せん断破壊時の X_{ns} が $D/2$ までの値を取ることは認められない。そこで、アーチ機構コンクリート圧縮束(以下、アーチ束と称する)の幅 W を $0.33D$ と仮定して議論を進める。

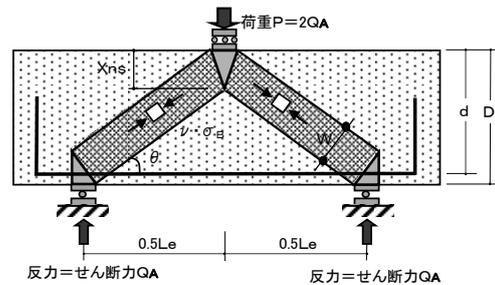


図-18 アーチ機構

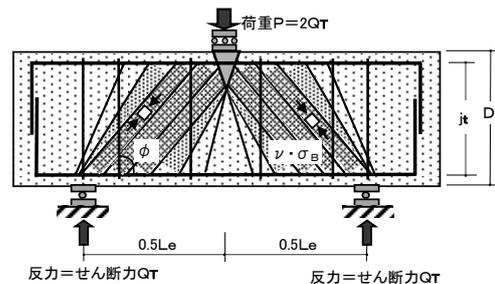


図-19 トラス機構

$W=0.33D$ として式(13)に代入しシアスパン比 $a/D=0.5Le/D$ とアーチ束の角度 θ の関係を求めると式(14)となる。両者の関係を図で描くと図-20 となり近似式を求めると式(15)を得る。コンクリートの有効強度係数 ν_0 を $k1 \cdot k3$ として精算法の応力ブロックでアーチ束の応力を仮定してアーチ機構負担力 Q_A を求めると式(16)を得る⁶⁾。試験体 B-0-0-1 のシアスパン比 a/D を変数として式(16)から定まるアーチ機構負担力 Q_A と比較したのが図-21 である。図には式(3)の貫通孔による強度低減の項を削除した荒川式の計算値も示している。図によれば、式(11)で算定される指針A法の計算値と式(16)の値がほぼ同一であること、式(3)の荒川式の算定値がやや小さいことがわかる。ところで、市ノ瀬⁷⁾が指針案A法の式(11)と二羽⁸⁾が選定した $p_w=0$ で主筋量の少ない実験値(JCI 選定試験体)との適合性を検討した結果では、 a/D が1から3.7の範囲で実験値が計算値を下回ったことが報告されている。この為、安全側の措置としてコンクリートの有効強度係数を指針案A法と同じく Nielsen⁹⁾の $\nu=0.7-\sigma_B/200$ から求め、式(17)でアーチ機構負担力 Q_A を算定する。

$$Q_A + Q_T \quad \text{----- (10)}$$

$$Q_A = \tan \theta (1 - \beta) B D \nu \sigma_B / 2 \quad \text{---- (11)}$$

ここで、 $\nu = 0.7 - \sigma_B / 200$

$$Q_T = B j_t p_w \sigma_y \cot \phi \quad \text{---- (12)}$$

$$W = D \cos \theta + L \sin \phi \quad \text{---- (13)}$$

$$a/D = \cot \theta - 0.33 / \sin \theta \quad \text{---- (14)}$$

$$\theta = 31.5 (a/D)^{-0.82} \quad \text{---- (15)}$$

$$Q_A = W B \nu_0 \sigma_B \sin \theta \quad \text{---- (16)}$$

ここで、 $\nu_0 = k1 \cdot k3$ (図-13 参照)

$$Q_A = W B \nu \sigma_B \sin \theta \quad \text{---- (17)}$$

ここで、 $\nu = 0.7 - \sigma_B / 200$

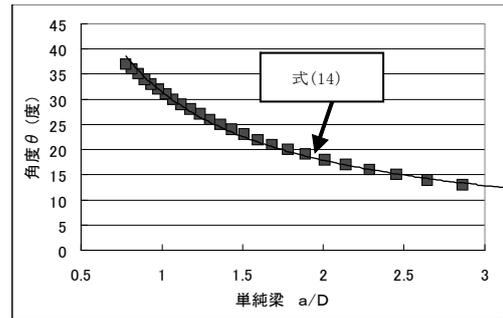


図-20 アーチの角度 θ と a/D

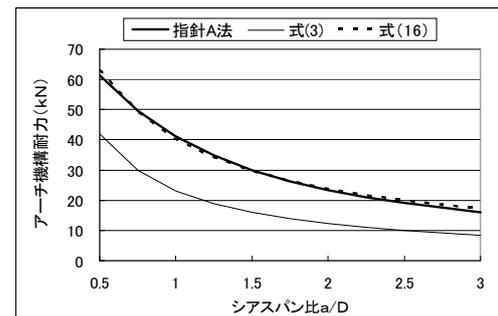


図-21 アーチ機構耐力の比較

主筋が少なく a/D が小さい梁では、コンクリートの圧壊でアーチ機構負担力 Q_A に達する以前に、引張主筋が降伏してせん断断面が滑ることで破壊するせん断滑り破壊を考慮する必要がある¹⁰⁾。せん断滑り破壊をアーチ機構の内部のみで考えると式(18)が得られる。せん断摩擦説に基づいて、材軸方向の補強量の向上に伴い、アーチ束が圧壊するまでせん断耐力が向上すると考えると式(17)と式(18)の小さい方の耐力でアーチ機構の耐力が決定される(図-22 参照)。以上より、貫通孔の無い試験体のせん断耐力は、コンクリートの有効強度係数を $\nu = 0.7 - \sigma_B / 200$ から求めて、式(19)から式(22)で算定することとした。

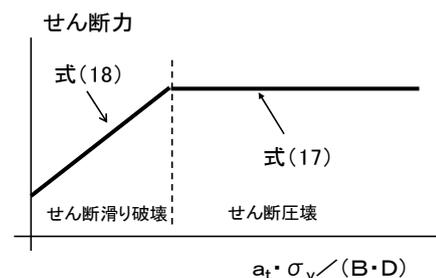


図-22 アーチ機構の負担力

$$Q_{AF} = (0.21BD\nu\sigma_B + 1.06a_t\sigma_y)\sin\theta \quad \text{--- (18)}$$

$$Q_{SU} = \min(Q_{SU1}, Q_{SU2}) \quad \text{---- (19)}$$

$$Q_{SU1} = B j_t p_w \sigma_y \cot\phi + (1-\beta) (0.21BD\nu\sigma_B + 1.06a_t\sigma_y)\sin\theta \quad \text{--- (20)}$$

$$Q_{SU2} = B j_t p_w \sigma_y \cot\phi + (1-\beta) WB\nu\sigma_B\sin\theta \quad \text{--- (21)}$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2\phi) p_w \sigma_y\} / (\nu\sigma_B) \quad \text{--- (22)}$$

一方、補強の無い貫通孔がアーチ束にかかると、圧縮力が伝達出来なくなりアーチ機構の耐力を低下させると考えられる。

今、貫通孔がアーチ束にかかる寸法をRとし(図-23 参照)、貫通孔周囲の力の回り込みを無視すると、(1-R/W)だけアーチ機構の耐力が低下する。同様のことはトラス機構でも考えられるがトラス機構の方が圧縮束の分布が広いために耐力の低下は穏やかになる(図-24 参照)。従って、(1-R/W)で補強の無い貫通孔の耐力低下を考慮すれば安全側の評価が可能と考えられる。

ところで、図-23 及び図-24 をみると、実験で耐力低下が著しかった貫通孔の位置I及びVはアーチ機構及びトラス機構の圧縮束を完全に阻害している。また、耐力低下の少なかった貫通孔位置IVでは圧縮束を若干阻害する程度となっており、貫通孔の影響で耐力低下が起こる現象を視覚的に表現出来ている。従って、式(3)のように、貫通孔の位置を問わず一律に強度低下分をH/Dで評価することには限界がある。

これまでの議論から、補強の無い貫通孔を有する試験体のせん断耐力は式(23)から式(25)で求まる。

$$Q_{SU} = \min(Q_{SU3}, Q_{SU4}) \quad \text{---- (23)}$$

$$Q_{SU3} = (1-R/W) Q_{SU1} \quad \text{---- (24)}$$

$$Q_{SU4} = (1-R/W) Q_{SU2} \quad \text{---- (25)}$$

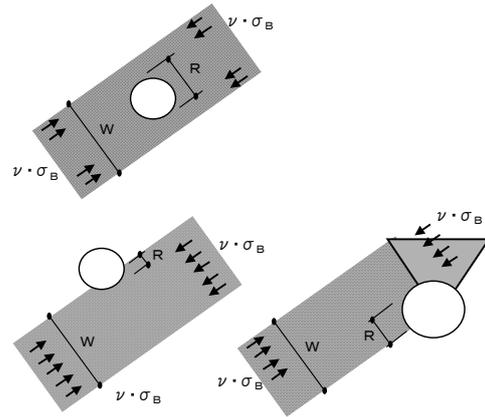


図-23 貫通孔によるアーチ機構圧縮力伝達の阻害

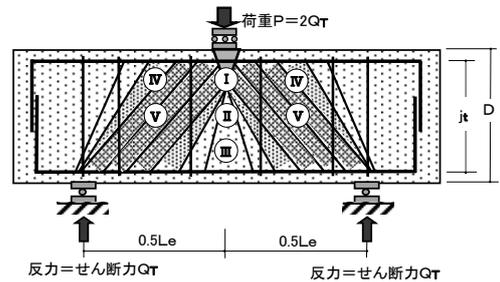
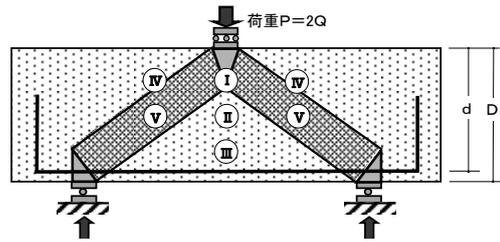


図-24 貫通孔によるトラス機構圧縮力伝達の阻害

次に、貫通孔を鋼管補強した場合のせん断耐力について考えてみる。補強に用いた鋼管の肉厚はコンクリート強度 σ_B が 30N/mm^2 の圧縮力に対して弾性となるように設計してある(図-25(a)参照)。従って、今回の試験体の σ_B に対しては十分に安全であり圧縮応力のみを考えれば孔の欠損による強度低減は考慮する必要がない。しかし、実際には圧縮主応力と直交して引張主応力が働いている。また、図-25(b)に示したように、鋼管の変形で圧縮束材軸と直交方向にコンクリートを引き離す引張力が作用する。力の回り込みが発生する

と図-25(c)のように、圧縮束材軸と直交方向に引張力が作用することも考えられる。これらの引張力はグラウトを介してコンクリートから鋼管に伝達されるがグラウトと鋼管の付着力(接着力)は樹脂系の接着剤等を用いない限りゼロに近い。写真-3は試験体 C-V-R の最大耐力時の貫通孔周囲の状況を示したものであるが、グラウトと鋼管の間で離間が生じており前述のことを裏付けている。最大耐力後も加力を継続すると写真-4 に示したように鋼管の直径を圧縮束の幅とする破壊も認められている。せん断耐力算定時にコンクリートの有効強度係数 ν を考慮するのは貫通孔の無い圧縮束に材軸と直交方向に引張力が働き歪軟化と呼ばれるコンクリートの強度低下を考慮したものであるが、鋼管補強時には更なる強度低下を生じ、その影響は貫通孔がアーチ束にかかる寸法 R に比例すると考えられる。今、寸法 R に係る圧縮束の強度低減係数 γ を 0.6 と仮定し、図-26 を参照して貫通孔鋼管補強部の圧縮力伝達を考えると、圧縮束全体の寸法 R による強度低減係数 α は式(26)で表現される。結果的に、貫通孔を鋼管補強した試験体のせん断耐力は式(26)から式(29)で求まる。

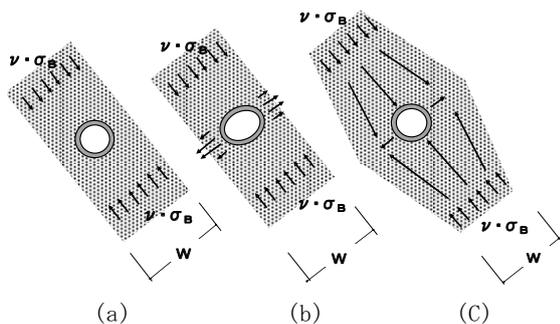


図-25 貫通孔補強部の応力

$$\alpha = \{(\gamma R + W - R) / W\} \quad \text{--- (26)}$$

$$Q_{SU} = \min(Q_{SU3}, Q_{SU4}) \quad \text{---- (27)}$$

$$Q_{SU3} = \alpha Q_{SU1} \quad \text{---- (28)}$$

$$Q_{SU4} = \alpha Q_{SU2} \quad \text{---- (29)}$$



写真-3 試験体 C-V-R 最大耐力時
貫通孔補強部の破壊状況

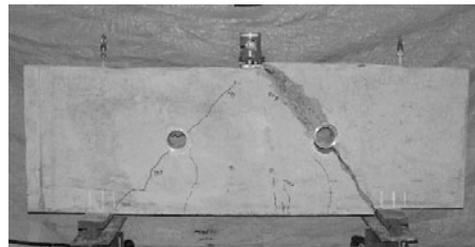


写真-4 試験体 C-V-R 最大耐力後
の破壊状況

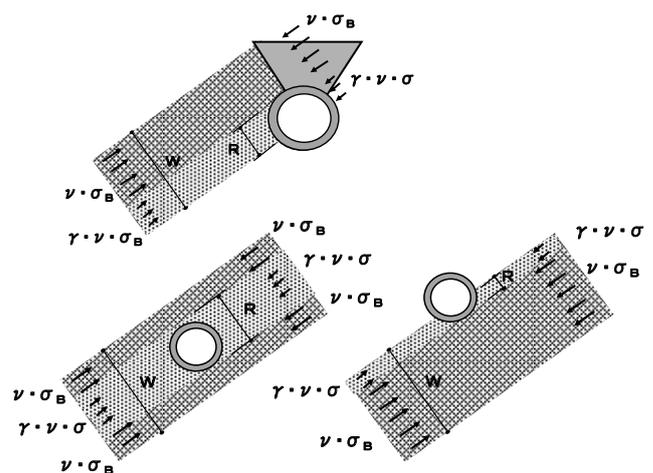


図-26 貫通孔補強部の圧縮力伝達

断面分割法で求めた曲げ耐力と、指針 A 法の延長でマクロモデルから誘導したせん断耐力式から求めたせん断耐力の小さい方を理論値とした時の実験値との適合性を表-9 に示す。曲げ耐力とせん断耐力の理論値で破壊モードと実験値を整理すると図-27 となる。理論値は的確に破壊モードを捉えており、理論値と実験値の適合性も格段に向上している。本小論の方法は特殊解の一つと考えられるが一定の適合性は有しているようである。

表-9 理論値の適合性

試験体記号	実験値		曲げ理論値		せん断理論値		適合性	
	実験値 P _M 実 (kN)	実験 破壊 モード	断面分割法 P _{BU} 理 (kN)	中立軸 深さ Xn(cm)	せん断 P _{SU} 理 (kN)	せん断 P _{SU} 理 (kN)	理論 破壊 モード	実/理
A-0-0-1	199.9	B	218.4	6.0	424.7	368.3	B	0.92
A-I-0	133.2	S	218.2	6.0	176.1	146.0	S	0.91
A-II-0	215.8	B	218.4	6.0	424.7	368.3	B	0.99
A-III-0	203.1	B	218.4	6.0	424.7	368.3	B	0.93
A-0-0-2	213.7	B	193.8	6.6	326.9	300.7	B	1.10
A-V-0	155.7	S	193.8	6.6	148.6	136.7	S	1.14
B-0-0-1	323.6	B	304.5	7.8	416.6	362.6	B	1.06
B-IV-0	304.8	B・S	304.5	7.8	374.5	325.9	B	1.00
B-V-0	176.7	S	304.5	7.8	189.4	164.8	S	1.07
A-I-R	227.2	B	193.8	6.6	255.5	235.1	B	1.17
A-V-R	232.2	B	193.8	6.6	255.5	235.1	B	1.20
C-0-0-1	342.2	B	344.1	7.8	407.3	356.2	B	0.99
C-IV-R	337.2	B	344.1	7.8	390.8	341.8	B	0.99
C-V-R	281.6	S	344.1	7.8	318.4	278.5	S	1.01

P_{SU}理はアーチ機構とトラス機構の和
P_{SU}理はアーチ機構内滑り耐力とトラス機構の和

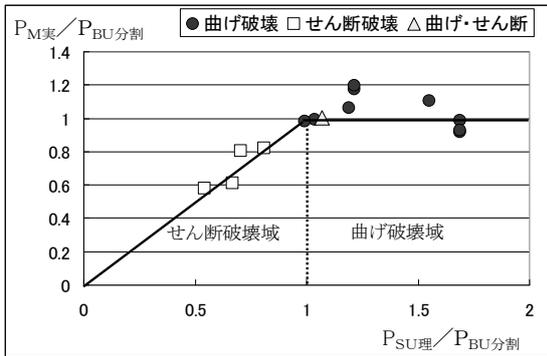


図-27 理論値の適合性

6. 結論

シアスパン比 1.0 の木造住宅布基礎の貫通孔補強実験を単純梁加力のもとで行ない以下の結論を得た。

- ① 引張主筋 1-D13, H/D (貫通孔直径 H, 梁せい D) が 0.18 の場合, 貫通孔位置 I で 67%, V で 73% 程度の耐力低下が認められるが鋼管補強を行なうことで, 貫通孔の無い布基礎と同一の耐力に回復できる。
- ② 引張主筋 2-D13, H/D (貫通孔直径 H, 梁せい D) が 0.18 の場合, 貫通孔位置 IV で 8%, V で 55% の耐力低下が認められるが鋼管補強を行なうことで, 孔位置 IV では貫通孔の無い場合の耐力に回復できる。孔位置 V の場合には 82% まで耐力が回復する。
- ③ 貫通孔の有無にかかわらず常用設計式を用いて最大耐力を推定できない。同

様に曲げ耐力を精算法で求めても理論値は大幅に小さい。

- ④ コンクリートの引張応力度を考慮し断面分割法を用いた曲げ解析理論値は実験値と良く適合する。
- ⑤ マクロモデルから構築したせん断耐力理論値は実験値と良く適合する。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 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
- 3) 成井信, 上坂康雄共訳：レオンハルトのコンクリート講座 1 鉄筋コンクリートの設計, pp137-139, 鹿島出版, 1985
- 4) 岡村有, 前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, pp34-35, 技報堂 1991
- 5) 市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断設計法, 建築学会東海支部研究報告集, pp137-148
- 6) 横浜茂之, 竹添芳孝；シアスパンの短い RC 柱梁部材のせん断耐力に関する一考察, 建築学会梗概集構造 II, pp633-634, 1992
- 7) 青山博之編：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計法, pp360-362, 技報堂, 1990
- 8) 二羽淳一郎：「柱梁選定試験体」選定理由及び実験データの概要, RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム, コンクリート工学協会, pp1-8, 1983
- 9) M.P.Nielsen：CONCRETE PLASTICITY, Specialpublikarion udgivet at Dansk Selskab for Bygningsstatik, Lingby, pp36-38, 1978
- 10) 横浜茂之：小規模建築物基礎梁のせん断補強方法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.N02, pp 595-600, 1995