

小規模建築物基礎梁のせん断補強方法に関する研究

富山職業能力開発短期大学校 井上 澄雄・横浜 茂之

Study on Methods of Web Reinforcement for Foundation of Small Buildings

Sumio INOUE, Shigeshi YOKOHAMA

要約

小規模建築物基礎梁の慣用あばら筋に代わって、斜めせん断補強筋を用いると施工の省力化がはかれる。本報告は、斜めせん断補強筋を実用的なシアスパン比 $M/QD=1.0\sim 3.0$ の小規模建築物基礎梁に適用した場合の構造耐力を実験的に求め、現在、一般に使われている設計式や理論との適合性を検討したものである。

検討の結果、許容曲げ耐力や曲げ終局強度は、斜めせん断補強筋の有効断面積を基礎梁断面中央部に配筋された主筋として取り扱う事で、慣用の配筋方法と同一の設計方法を用いる事が可能である。許容せん断耐力、せん断終局強度については、斜めせん断補強筋が直接負担するせん断力を、慣用配筋部分の負担せん断力に累加すれば、一般に用いられている設計方法で設計が可能である。また、各計算値から求めた予想破壊モードは実験結果と完全に一致した。

1. はじめに

現在、我が国で設計されている、3階建以下の木造・枠組壁構法・軽量鉄骨造等の基礎梁（以下、小規模建築物基礎梁と称する）は図1のような構成となる事が多い。

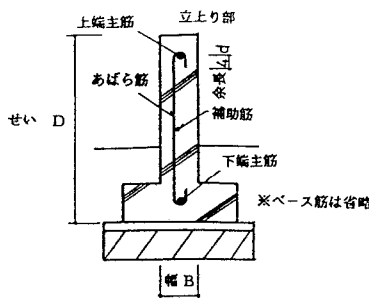


図1 小規模建築物基礎梁の構成例

小規模建築物基礎梁で慣用されているあばら筋に代わってに斜めせん断補強筋（図2参照）を用いれば、曲げ耐力・せん断耐力が向上し、かつ、施工の省力化が計れる事が $M/QD=1.2$ 、 $p_t=0.4\sim 0.8\%$ 、 $F_c=376$

kg/cm^2 の場合について報告⁽¹⁾されている。

しかし、実験の範囲が狭い為、多くの実験資料の蓄積が必要な状況にある。特に、①シアスパン比 M/QD が、どの程度まで斜めせん断補強筋が有効かの確認、②斜めせん断補強筋を有する部材のせん断耐力等の検証は不可欠な状況にある。今回、これらの点に着目した実験を行ったので報告させていただく。

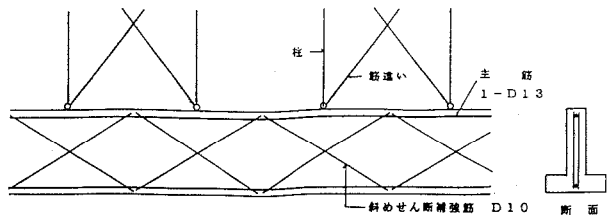


図2 斜めせん断補強筋の例

II. 実験の概要

1. 試験体

表1に試験体の概要を示す。図3に試験体の配筋図を示す。

3. 実験結果

試験体の最終破壊状況を図5に示す。試験体のせん断力 Q と試験体中央の変位 δ の関係（以下 $Q-\delta$ 特性と称する）を図6に示す。試験結果の一覧を表4に示す。表4中のひび割れ荷重は最大耐力に達する以前のもののみを記した。なお、実験で実測した荷重 P は、式(1)で、せん断力 Q に変換している。

$$Q = P / 2 \quad (1)$$

試験体1-S-1、1-X-1はシアスパン比が1.0と小さいために変形量は大きくないが曲げひび割れが進展し、曲げひび割れ開口後主筋が降伏して曲げ破壊した。最大耐力後にせん断ひび割れも開口した。試験体1-S-2、1-X-2は主筋量が増えている為に、曲げひび割れが梁せいの半分程度までしか進展せず開口しないまません断破壊を生じた。主筋本数が同一の試験体を比較すると最大耐力はいずれも斜めせん断補強筋を有する試験体の方が大きい。

斜めせん断補強筋を有する試験体1-X-1の $Q-\delta$ 特性は安定しており、主筋の本数が慣用配筋の試験体1-S-2の半分であるにもかかわらず1-S-2と同一の最大耐力を示しており、斜めせん断補強筋の有効性が認められる。

試験体2-S-1、2-X-1は曲げひび割れが進展し開口後曲げ破壊した。試験体2-S-2は曲げひび割れが発生進展後、曲げせん断ひび割れも発生した。載荷と供に曲げせん断ひび割れが開口進展しせん断ひび割れが発生して最終的にはせん断破壊を生じた。引張主筋の歪み度も降伏歪み度に達している事から、曲げ降伏直後にせん断破壊したものと考えられる。試験体2-X-2も曲げひび割れ発生後、曲げせん断ひび割れが発生し載荷と供に進展開口し、せん断ひび割れも発生した。そして最大耐力時にはせん断ひび割れが開口してせん断破壊を生じた。試験体2-X-2の最大耐力は、せん断耐力のバラッキによるためか、試験体2-S-2と同一の値を示した。

斜めせん断補強筋を有する試験体2-X-1の $Q-\delta$ 特性は安定しており、主筋本数が慣用配筋の試験体2-S-2の半分であるにもかかわらず、最大耐力は87%程度の値となった。

試験体3-S-1、3-X-1は曲げひび割れが開口して曲げ破壊を生じた。シアスパン比が大きいため変形量が大きく靱性に富んでいる。一方、試験体3-S-2は、曲げひび割れ発生後曲げせん断ひび割れが発生し、それらのひび割れは、載荷と供に進展し曲げ降伏したが、最大耐力後にせん断ひび割れが開口したため急激

な耐力低下を生じている。3-X-2は曲げひび割れが発生し、その後に発生したせん断ひび割れ開口直後にせん断破壊した。試験体3-X-2のコンクリート強度が3-S-2より小さい事及び斜めせん断補強筋の角度が小さいために曲げ耐力の上昇に比べてせん断耐力の上昇が小さいためにせん断破壊が先行したものと考えられる。

斜めせん断補強筋を有する試験体3-X-1と、慣用配筋の試験体3-X-2の $Q-\delta$ 特性を比較すると、試験体3-X-1は主筋量が半分であるにもかかわらず、最大耐力は約78%程度の値を示し、かつ、変形能力も大きくなっており、斜めせん断補強筋の有効性が認められる。同様の事は、シアスパン比が1.0、2.0の試験体でも認められる事は先に述べたが、シアスパン比が大きくなるにしたがって、その効果は小さくなる傾向にある。

曲げ破壊した試験体の破壊状況を概観すると、主筋が1本の試験体（試験体記号の末尾が1の試験体）の曲げひび割れは、上端筋位置に到達しており、開口幅も、主筋が2本の試験体（試験体記号の末尾が2の試験体）より大幅に大きかった。引張主筋に貼付した歪みゲージは曲げ降伏前後で断線あるいは剥離により測定不能となっているものが多く明言はできないが、引張主筋は歪み硬化の領域にあるものと推測される。

また、全試験体の $Q-\delta$ 特性を比較すると斜めせん断補強筋を有する試験体の初期剛性は慣用あばら筋を有する試験体に比べて若干大きくなっている。斜めせん断補強筋が主筋的に作用し見かけの鉄筋量が増大していること、及び、斜めせん断補強筋がせん断剛性を高める方に作用する事の影響が表れているものと考えられる。

表4 実験結果一覧表

| 試験体 記号 | 曲げひび割れ時 | | せん断ひび割れ時 | | 最大荷重時 | | 破壊モード |
|-----------|-------------|-------------------|-------------|-------------------|--------------|--------------------|------------|
| | $Q_{sc}(t)$ | $\delta_{sc}(mm)$ | $Q_{sc}(t)$ | $\delta_{sc}(mm)$ | $Q_{max}(t)$ | $\delta_{max}(mm)$ | |
| 1-S-1 | 1.24 | 0.22 | 2.35 | 0.60 | 3.07 | 4.17 | 曲げ破壊 |
| 1-S-2 | 1.30 | 0.29 | 3.50 | 1.01 | 4.48 | 1.71 | せん断破壊 |
| 2-S-1 | 0.53 | 0.30 | — | — | 1.54 | 10.35 | 曲げ破壊 |
| 2-S-2 | 0.70 | 0.28 | 1.70 | 1.33 | 2.10 | 3.02 | 曲げ降伏後せん断破壊 |
| 3-S-1 | 0.38 | 0.88 | — | — | 1.04 | 27.89 | 曲げ破壊 |
| 3-S-2 | 0.45 | 0.51 | — | — | 1.65 | 8.97 | 曲げ降伏後せん断破壊 |
| 1-X-1 | 1.23 | 0.17 | — | — | 4.57 | 3.91 | 曲げ破壊 |
| 1-X-2 | 1.40 | 0.25 | 3.38 | 0.86 | 5.48 | 1.69 | せん断破壊 |
| 2-X-1 | 0.61 | 0.37 | — | — | 1.83 | 9.72 | 曲げ破壊 |
| 2-X-2 | 0.80 | 0.37 | 1.67 | 0.40 | 1.83 | 2.51 | せん断破壊 |
| 3-X-1 | 0.35 | 0.40 | — | — | 1.28 | 19.09 | 曲げ破壊 |
| 3-X-2 | 0.45 | 0.50 | — | — | 1.69 | 3.92 | せん断破壊 |

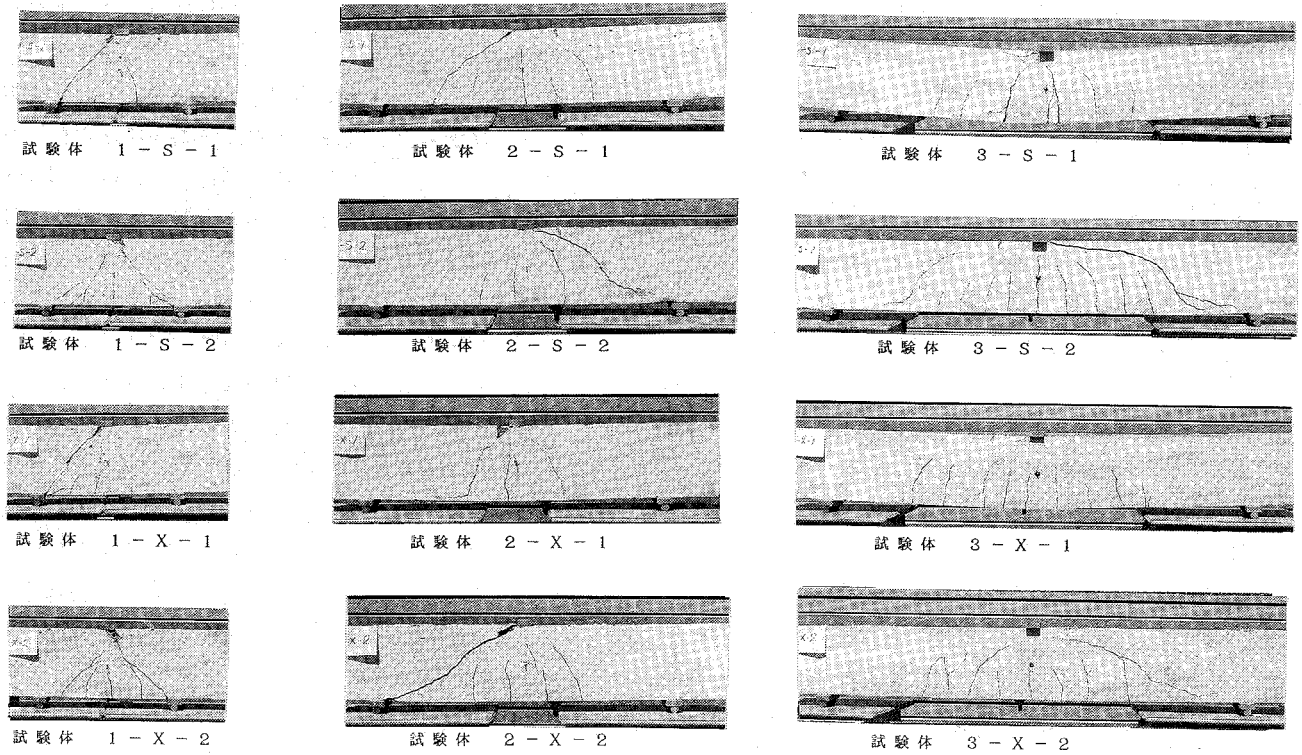


図5 試験体の最終破壊状況

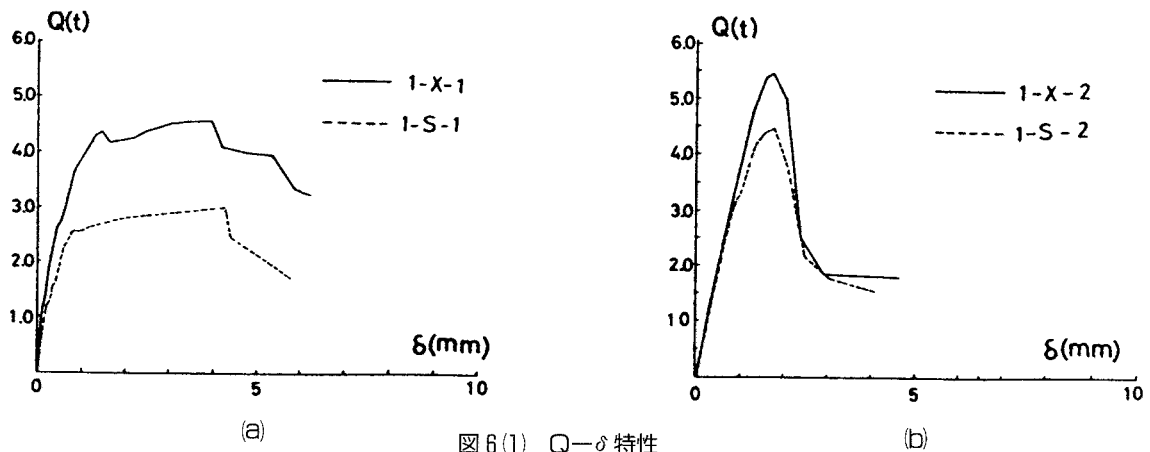


図6(1) Q-δ特性

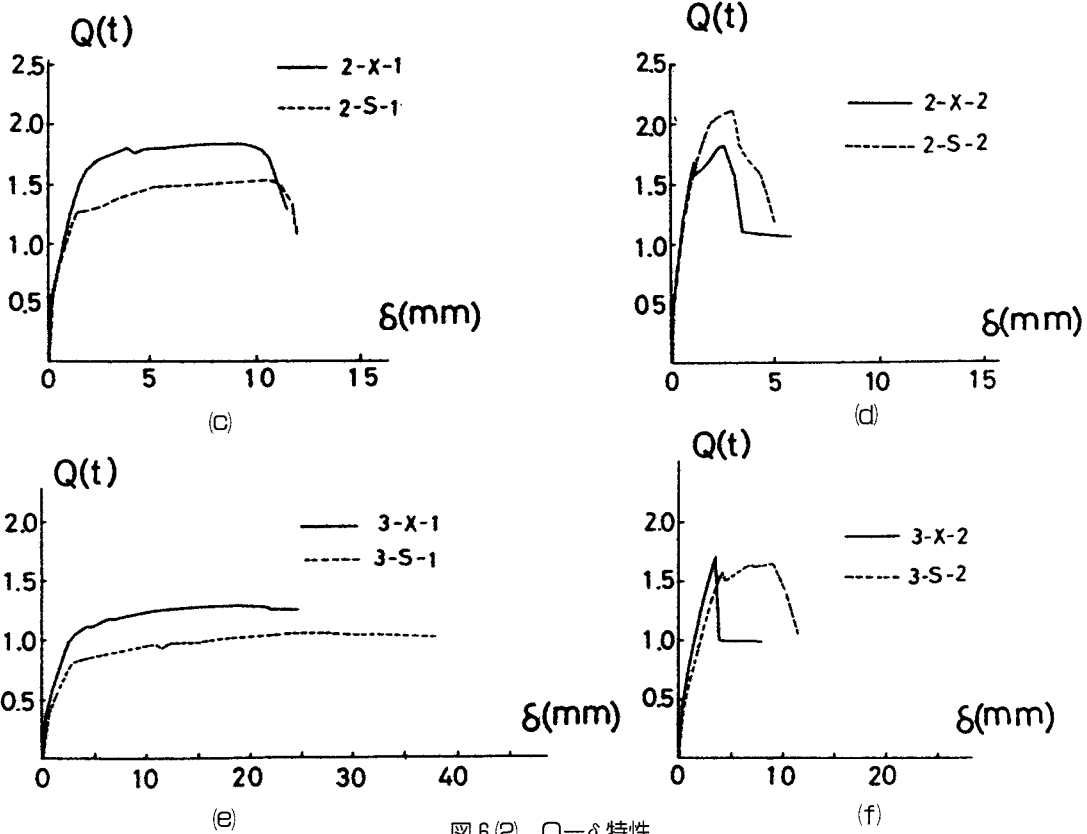


図6(2) Q-δ特性

III. 実験結果の検討

1. 曲げひび割れ発生時せん断力の検討

曲げひび割れ発生時せん断力理論値 $Q_{BC理}$ は式(2)~式(3)を用いて算定した⁽²⁾。

$$M_{BC理} = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_E \quad (2)$$

ここで $M_{BC理}$: 曲げひび割れモーメント

F_c : コンクリート強度

Z_E : 鉄筋を考慮した断面係数

$$Q_{BC理} = 2M_{BC理} / L \quad (3)$$

ここで L : 試験区間の長さ

理論値と実験値の適合性を図7に示す。図7中には文献(1)の実験データもプロットしてある。図7によれば、実験値は理論値より大幅に大きく単純平均で、約1.4倍となった。また、斜めせん断補強筋を有する試験体と慣用あばら筋を有する試験体の間に明確な差異は認められない。

2. 許容応力度設計時許容耐力の検討

慣用のあばら筋を有する試験体の許容応力度設計時許容曲げ耐力理論値 $Q_{BD理}$ は、式(4)~式(5)で算定した⁽²⁾。

$$M_{BD理} = 7/8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (4)$$

ここで $M_{BD理}$: 許容応力度設計時許容曲げモーメント

a_t : 引張鉄筋の断面積

σ_y : 引張主筋の降伏点

d : 有効せい

$$Q_{BD理} = 2M_{BD理} / L \quad (5)$$

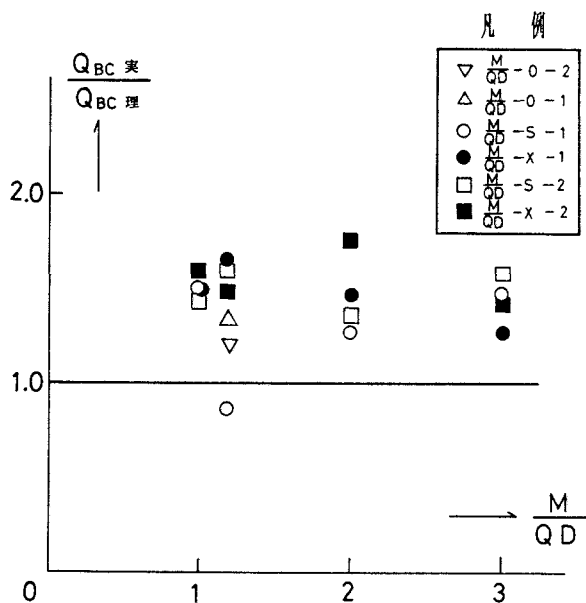


図7 曲げひび割れ発生荷重に関する理論値と実験値の適合性

一般に行われている設計ではほとんどの場合、上端筋か下端筋のいずれか一方を引張主筋として a_t を算定することが多いのでここでも同様とする。

斜めせん断補強筋を有する試験体の $Q_{BD理}$ は、断面中央部に配筋された斜めせん断補強筋の断面積 a_w に $\cos\theta$ を乗じた断面積を斜めせん断補強筋の有効断面積と見なして、引張主筋が降伏歪み度 $s\epsilon_y$ に達した時の斜めせん断補強筋の歪み度 $w\epsilon_t$ を、平面保持の仮定と梅村の e 関数法⁽³⁾ から求め、その時の負担曲げモーメントを式(4)が成立する応力状態に加算して (図8参照)、式(6)と式(5)から求めた。

$$M_{BD理} = 7/8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \cdot + w\epsilon_t \cdot a_w \cdot \cos\theta \cdot E_s \cdot j_2 \quad (6)$$

ここで E_s : 斜めせん断補強筋の降伏点

j_2 : コンクリート合力と斜めせん断補強筋の応力中心距離 ($j_2 = 0.5 D - d/8$)

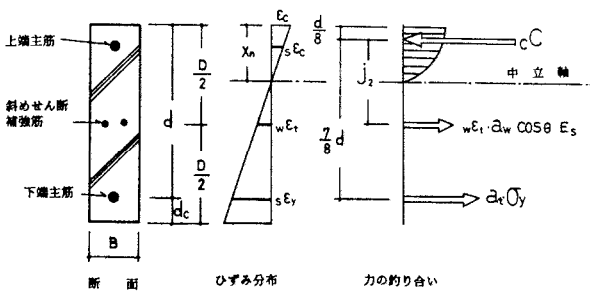


図8 許容曲げモーメント算定に用いた応力ブロック

一方、許容応力度設計時許容せん断力理論値 $Q_{SD理}$ は、慣用あばら筋を有する試験体では式(7)を用いて算定した⁽²⁾。

$$Q_{SD理} \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \delta_y (p_w - 0.002) \} b \cdot j \quad (7)$$

ここで、 $\alpha = 4 / (M/QD + 1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$

f_s : コンクリートの許容せん断力

$w\delta_y$: あばら筋の降伏点

p_w : あばら筋比

j : 応力中心距離 ($7d/8$)

斜めせん断補強筋を有する試験体では、式(7)の { } 内第2項目を削除し、引張側(1本)の斜めせん断補強筋が直接負担するせん断力を加算できると仮定して⁽⁴⁾、式(8)で $Q_{SD理}$ を算定した。

$$Q_{SD理} = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j + a_{wt} \cdot w \sigma_y \cdot \sin\theta \quad (8)$$

ここで a_{wt} : 引張側の斜めせん断補強筋の断面積

$w\sigma_y$: 斜めせん断補強筋の降伏点

θ : 斜めせん断補強筋の角度

逆対称加力を受けるX形配筋部材では、引張側と圧

縮側の補強筋が有効であるとされている⁽⁴⁾。しかし、今回の実験は単純梁加力で圧縮側の斜め補強筋の負担力に疑問があるため控えめの評価を行った。

以上のようにして求めた理論値と、 $Q-\delta$ 特性の弾性限度何重として求めた実験値の適合性を表5に示す。すべての試験体で実験値は理論値を上回っており、一連の式で計算される許容応力度設計時許容耐力は、斜めせん断補強筋を有する曲げ破壊した試験体はもちろん、せん断破壊した試験体に対しても安全側の評価を与えている。従って、斜めせん断補強筋を有する小規模建築物基礎梁の許容応力度設計時許容耐力は、一連の式で安全側に評価できていると考えられる。

表5 許容応力度設計時許容耐力に関する実験値と理論値の適合性

| 試験体 記号 | 実験値 Q_{D*} (t) | 略算耐力 理論値 $Q_{BD理}$ (t) | 略算耐力 理論値 $Q_{SD理}$ (t) | 実験値 理論値 |
|-----------|---------------------|------------------------------|------------------------------|------------|
| 1-S-1 | 2.60 | 2.13 | 2.69 | 1.22 |
| 1-S-2 | 4.30 | 4.25 | 2.41 | 1.78 |
| 2-S-1 | 1.25 | 1.06 | 1.80 | 1.18 |
| 2-S-2 | 2.00 | 2.13 | 1.60 | 1.25 |
| 3-S-1 | 0.85 | 0.71 | 1.37 | 1.20 |
| 3-S-2 | 1.55 | 1.42 | 1.27 | 1.22 |
| 1-X-1 | 3.60 | 2.43 | 2.95 | 1.48 |
| 1-X-2 | 5.45 | 4.53 | 2.66 | 2.05 |
| 2-X-1 | 1.60 | 1.22 | 1.91 | 1.31 |
| 2-X-2 | 1.75 | 2.28 | 1.71 | 1.02 |
| 3-X-1 | 1.05 | 0.82 | 2.91 | 1.28 |
| 3-X-2 | 1.69 | 1.52 | 2.71 | 1.11 |

3. 略算式による終局強度理論値と実験値の適合性

慣用のあばら筋を有する試験体の終局曲げ耐力理論値 $Q_{BU理}$ は式(9)~式(10)で算定した⁽²⁾。

$$M_{BU理} = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (9)$$

$$Q_{BU理} = 2M_{BU理} / L \quad (10)$$

斜めせん断補強筋を有する試験体の終局曲げ耐力理論値 $Q_{BU理}$ は、式(9)が成立する応力状態に、断面中央に配置されている斜めせん断補強筋が降伏していると仮定した時の負担力を加算して(図9参照)、式(11)と式(10)から求めた。なお、仮定の妥当性は、後で述べる曲げ耐力の精算の際に確認されている。

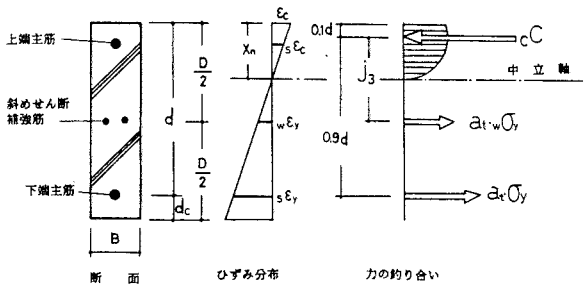


図9 略算による終局曲げモーメント算定に用いた応力ブロック

$$M_{BU理} = 0.9a_s \cdot \sigma_y \cdot d + a_w \cdot \cos\theta \cdot w \cdot \sigma_y \cdot j_3 \quad (11)$$

ここで j_3 : コンクリート合力と斜めせん断補強筋の応力中心距離 ($j_3 = 0.5D - 0.1d$)

次に終局せん断耐力理論値 $Q_{SU理}$ の算定方法についてであるが、本論文では荒川博士が多数の鉄筋コンクリート梁実験資料を統計処理して得た実験式(5)から慣用あばら筋を有する試験体の終局せん断耐力理論値 $Q_{SU理}$ を算定した。

荒川博士の実験式は式(12)である。

$$Q_{SU理} = \{ [K_U \cdot K_P (F_c + 180)] / [M/Qd + 0.12] + 2.7 \sqrt{p_w \cdot w \cdot \sigma_y} \} b \cdot j \quad (12)$$

ここで K_U : 断面寸法による補正係数

K_P : 引張鉄筋による補正係数

$$(K_P = 0.82 p_t^{0.23})$$

実設計では、終局せん断耐力を下記の式(13)で算定することが多い⁽⁶⁾。

$$Q_{SU理} = \{ [0.068 p_t^{0.23} (F_c + 180)] / [M/Qd + 0.12] + 2.7 \sqrt{p_w \cdot w \cdot \sigma_y} \} b \cdot j \quad (13)$$

文献(6)によれば式(13)は荒川博士の実験式を実際の構造物の部材寸法や加力状態に適用しやすいように書き換えた設計式とされている。しかし、梁の有効せいが32 cm未満の場合を対象にしていない事、及び、単純梁加力の場合に適用するとかなり安全側の値を与える事も記述されており、有効せい22 cm~21.5 cmで単純梁加力の本実験に対しては適用するのは適切でない。

この為、本論文では荒川博士の提案式を用いた。

斜めせん断補強筋を有する試験体では、式(12)の第2項目(慣用あばら筋の負担力)を削除して、引張側の斜め補強筋が直接負担するせん断力 $a_{wt} \cdot w \cdot f_y \cdot \sin\theta$ を加算できると仮定して式(14)で算定することとした。

$$Q_{SU理} = \{ [K_U \cdot K_P (F_c + 180)] / [M/Qd + 0.12] \} b \cdot j + a_{wt} \cdot w \cdot f_y \cdot \sin\theta \quad (14)$$

以上のようにして求めた理論値と実験値の適合性を表6に示す。試験体2-S-2、2-X-2を除く試験体は、すべて実験値が理論値を上回った。試験体2-S-2、2-X-2は、せん断破壊した試験体であるが、実

験値と理論値の適合性も良く、鋼材の降伏点を建築基準法で定められた値を用いれば実験値が理論値を下回ることにはなかった。また、推定破壊モードは実験結果と完全に一致する事から、一連の式で斜めせん断補強筋を有する小規模建築物基礎梁の設計用終局強度(保有耐力)を評価しても設計上は支障ないようである。

表6を概観すると主筋が1本の試験体(試験体の末尾1の試験体)で実験値が理論値を大幅に上回る傾向がある。これらの試験体はいずれも曲げ破壊を生じており、曲げひび割れが上端筋まで進展していた試験体である。式(9)~式(11)で理論値を計算する場合、上端筋は圧縮鉄筋であると仮定している。一般の鉄筋コンクリート構造物の場合、この仮定はほとんどの場合正しいが、小規模建築物基礎梁のように引張鉄筋比が小さい場合には、中立軸位置の算定を行って上端筋の状況と負担力についても評価する必要がありそうである。

表6 略算式による終局強度理論値と実験値の適合性

| 試験体 記号 | 実験値 Q_{max} (t) | 曲げ耐力 理論値 Q_{BUM} (t) | せん断耐 力理論値 Q_{SUM} (t) | 実験値 —— 理論値 | 推定 破壊モード |
|-----------|----------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------|-------------|
| 1-S-1 | 3.07 | 2.19 | 4.02 | 1.40 | B |
| 1-S-2 | 4.48 | 4.26 | 4.11 | 1.09 | S |
| 2-S-1 | 1.54 | 1.10 | 2.56 | 1.40 | B |
| 2-S-2 | 2.10 | 2.13 | 2.57 | 0.99 | B |
| 3-S-1 | 1.04 | 0.73 | 1.89 | 1.42 | B |
| 3-S-2 | 1.65 | 1.42 | 1.88 | 1.16 | B |
| 1-X-1 | 4.57 | 2.93 | 3.49 | 1.56 | B |
| 1-X-2 | 5.48 | 5.01 | 3.63 | 1.51 | S |
| 2-X-1 | 1.83 | 1.49 | 1.86 | 1.23 | B |
| 2-X-2 | 1.83 | 2.53 | 1.93 | 0.95 | S |
| 3-X-1 | 1.28 | 1.00 | 1.27 | 1.28 | B |
| 3-X-2 | 1.69 | 1.69 | 1.32 | 1.28 | S |

※Bは曲げ系の破壊、Sはせん断系の破壊を表す。

3. 精算曲げ耐力を用いた場合の終局耐力の検討

終局曲げ耐力を精算する場合、図10のような応力ブロックを仮定することが多い⁽⁷⁾。コンクリートの終局圧縮歪み度 $\epsilon_{cu} = 0.003$ とし、 k_1 、 k_2 、 k_3 をACI規準に従って終局曲げ耐力理論値を精算し、終局せん断耐力を前節の荒川式で評価した場合の実験値と理論値の適合性を表7に示す。終局曲げ耐力を略算式で求めた場合に比べて若干適合性が良くなった試験体もあるが良

好とは言えない結果となった。特に、主筋量が少ない試験体では、その事が顕著で今後の検討課題である。

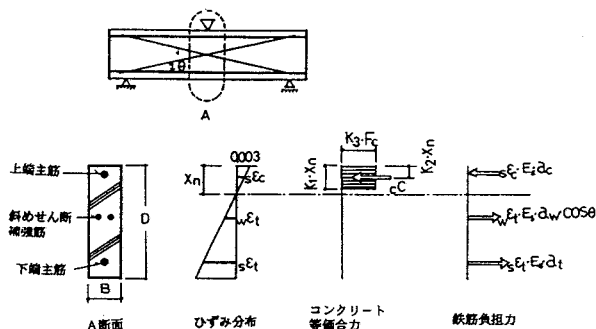


図10 精算による曲げ耐力算定に用いた応力ブロック

表7 精算曲げ耐力を用いた場合の終局強度理論値と実験値の適合性

| 試験体 記号 | 実験値 Q_{test} (t) | 曲げ耐力 理論値 Q_{BUM} (t) | せん断耐力 理論値 Q_{SUM} (t) | 実験値 理論値 | 推定 破壊モード |
|-----------|-----------------------|------------------------------|-------------------------------|------------|-------------|
| 1-S-1 | 3.07 | 2.33 | 4.02 | 1.32 | B |
| 1-S-2 | 4.48 | 4.26 | 4.11 | 1.09 | S |
| 2-S-1 | 1.54 | 1.17 | 2.56 | 1.32 | B |
| 2-S-2 | 2.10 | 2.13 | 2.57 | 0.99 | B |
| 3-S-1 | 1.04 | 0.77 | 1.89 | 1.35 | B |
| 3-S-2 | 1.65 | 1.40 | 1.88 | 1.18 | B |
| 1-X-1 | 4.57 | 2.93 | 3.49 | 1.56 | B |
| 1-X-2 | 5.48 | 4.83 | 3.63 | 1.51 | S |
| 2-X-1 | 1.83 | 1.48 | 1.86 | 1.24 | B |
| 2-X-2 | 1.83 | 2.43 | 1.93 | 0.95 | S |
| 3-X-1 | 1.28 | 1.00 | 1.27 | 1.28 | B |
| 3-X-2 | 1.69 | 1.63 | 1.32 | 1.28 | S |

※Bは曲げ系の破壊、Sはせん断系の破壊を表す。

終局曲げ耐力精算時に上端筋の歪み度を求めたが主筋が1本の試験体(試験体記号の末尾が1の試験体)の内、慣用あばら筋をは用いた試験体は上端筋が引張歪み度、斜めせん断補強筋を有する試験体では圧縮歪み度となった。下端筋、斜め補強筋はいずれも引張降伏しており略算式設定時の仮定を満たしていた。

推定破壊モードは、略算式を用いた場合と同様に実験結果と完全一致した。

IV 結 論

斜めせん断補強筋を有する小規模建築物基礎梁について実験・検討を行い次の結論を得た。

- 1) シアスパン比 $M/QD=1.0\sim 3.0$ の斜めせん断補強筋を有する小規模建築物基礎梁は従来配筋の場合に比べて初期剛性と最大耐力が向上する。しかし、 M/QD が大きくなるにしたがって、斜めせん断補強筋の角度 θ が小さくなるため、曲げ耐力の上昇にくらべて、せん断耐力の上昇が小さくなり、せん断破壊を生ずる事がある。採用に当たっては、構造設計をする事が不可欠である。
- 2) 斜めせん断補強筋を有する小規模建築物基礎梁の、許容応力度設計時許容曲げ耐力・許容せん断耐力・終局曲げ耐力・終局せん断耐力は設計に支障をきたさない範囲で、本論文で示した各式で計算可能であり、破壊モードの推定も可能である。
- 3) 引張鉄筋比0.5%程度の試験体の曲げ強度は、コンクリートの終局歪み度を0.003として精算した曲げ耐力より大幅に大きな値となる。起こりうる破壊モードを見逃さないためにも、せん断耐力に余裕を持たせておく必要がある。

参考文献

- (1) 横浜茂之：小規模建築物基礎梁の配筋方法、職業能力開発報文誌、第5巻第2号、1993
- (2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988年
- (3) 梅村 魁：鋼筋コンクリート梁の終局強度について、日本建築学会論文集、第42号、昭和26年2月
- (4) 南 宏一・倉本 洋：鉄筋コンクリート部材のせん断設計式、コンクリート工学年次講演論文報告集9-2、1987年
- (5) 荒川 卓：鉄筋コンクリート梁の許容せん断応力度とせん断補強について、日本建築学会学術講演梗概集、昭和44年8月
- (6) 日本建築センター：構造計算指針・同解説、1991年
- (7) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77), Dec. 1977