

斜めひび割れの進展に着目したディープビームのせん断耐力の寸法効果に関する実験的検討

コンクリート研究室 渡邊 真史
指導教員 下村 匠

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材のせん断耐力は、断面寸法が大きくなるほど相対的に低下することが知られている。特に、せん断スパン比（以下、 a/d ）が小さいディープビームの場合、支圧破壊や定着破壊がせん断破壊よりも先行して起こり、耐力が著しく低下する可能性がある。一方で、支圧破壊や定着破壊が起こらない水準においては、寸法効果の程度が小さくなることが指摘されている。

そこで本研究では、有効高さが異なる a/d が 1.0 および 1.5 であるディープビーム試験体を作製し、支圧破壊や定着破壊が起こらない水準において載荷試験を行い、寸法効果の程度を比較した。また、主筋の付着を除去して斜めひび割れの進展経路を制御することにより、ストラットの幅や形状がせん断耐力に与える影響についても検討した。この実験結果をもとに寸法効果の感度および a/d の影響を表す係数を設定し、耐荷機構に立脚したせん断耐力の評価式を提案した。さらに、断面幅や載荷点数をパラメータとした a/d が 1.0 であるディープビーム試験体の載荷試験を行い、支圧応力とせん断耐力との関係についても検討を行った。以上の検討を総合して、斜めひび割れの進展経路がディープビームのせん断耐力の寸法効果に及ぼす影響について考察した。

2. 試験体概要

表-1に試験体概要を示す。試験体は、 a/d が1.0および1.5である矩形断面はりであり、主筋の付着と有効高さ、支圧面積をパラメータとした計17体である。No.1～No.12の試験体に関しては、載荷時に支圧破壊が起こらないようにするため、断面幅 b と有効高さ d との比 b/d は、すべての試験体にお



($d=200\text{mm}$, 400mm) ($d=800\text{mm}$)

写真-1 試験体端部の状況

いて 0.25 とした。17 体すべての試験体において、主筋のかぶり c は支圧板幅 r の 0.5 倍とした。また、主筋には降伏強度が 1100N/mm^2 以上の異形 PC 鋼棒を使用し、試験体が可能な限りせん断破壊するようにした。主筋の付着の除去は、主筋の表面に厚紙とテフロンシートを巻き付けることによって行った。なお、主筋の付着を除去した区間は、スパン l の 0.8 倍の範囲である。有効高さが 200mm , 400mm の試験体に関しては端部の増圧補強を行い、定着破壊を防止した。有効高さが 800mm の試験体に関しては、試験体端部でネジふし形状の主筋をボルトで固定した。試験体の端部の状況は写真-1 に示すとおりである。

3. 実験概要

図-1に実験概要を示す。載荷形式は2点支持、1点あるいは2点載荷とし、試験体が破壊に至るまで除荷を行わずに静的載荷した。載荷時の支圧応力が一定となるように、支圧板の幅 r と有効高さ d との比 r/d は、すべての試験体において 0.25 とした。試験体が破壊に至るまで、荷重と試験体両側面の中央変位、支点変位を測定した。また、各荷重段階のひび割れの進展状況を、試験体側面において観察した。

表-1 試験体概要

試験体 No.	試験体名	主筋の付着	有効高さ d (mm)	せん断スパン比 a/d	断面幅 b および 支圧板幅 r (mm)	載荷点数 n	コンクリート		主筋			
							圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	弾性係数 E_c (N/mm ²)	降伏強度 f_y (N/mm ²)	弾性係数 E_s (N/mm ²)	本数 n (本)	主筋比 p_w (%)
No.1	B2-1.0 (50-II)	有	200	1.0	50	2	22.6	22100	1360	200000	1	0.64
No.2	B4-1.0		400		100		29.2	28300	1400	202000	2	0.62
No.3	B8-1.0		800		200		27.1	27000	1159	200000	1	0.64
No.4	UB2-1.0	無	200	1.5	50	2	23.2	23400	1360	200000	1	0.64
No.5	UB4-1.0		400		100		29.2	28300	1400	202000	2	0.62
No.6	UB8-1.0		800		200		26.6	28600	1159	200000	1	0.64
No.7	B2-1.5	有	200	1.5	50	2	36.8	33300	1360	200000	1	0.64
No.8	B4-1.5		400		100		33.6	32200	1400	202000	2	0.62
No.9	B8-1.5		800		200		26.9	29800	1159	200000	1	0.64
No.10	UB2-1.5	無	200	1.0	50	1	36.8	33300	1360	200000	1	0.64
No.11	UB4-1.5		400		100		34.9	33500	1400	202000	2	0.62
No.12	UB8-1.5		800		200		26.7	29800	1159	200000	1	0.64
No.13	50-I	有	200	1.0	50	1	29.8	31000	1360	200000	1	0.64
No.14	100-I				100 ^{※)}		29.8	31000	1360	202000	1	0.62
No.15	200-I				200 ^{※)}	29.6	31400	1360	202000	2	0.62	
No.16	100-II				100 ^{※)}	27.5	26800	1360	202000	1	0.62	
No.17	200-II				200 ^{※)}	28.2	27400	1360	202000	2	0.62	

※) No.14 から No.17 の試験体の支圧板幅 r は 50mm

4. 実験結果

4.1 耐力の評価方法

ディープビームのせん断耐力は、斜めひび割れ発生後に形成されるストラットの幅や形状に大きく依存する。そこで本研究では、斜めひび割れの進展経路を考慮した既往のせん断耐力算定式である式(1)を用いて実験結果を評価することとした。式(1)は以下に示す仮定にもとづき、ストラット-タイモデルを適用して導かれた式である。

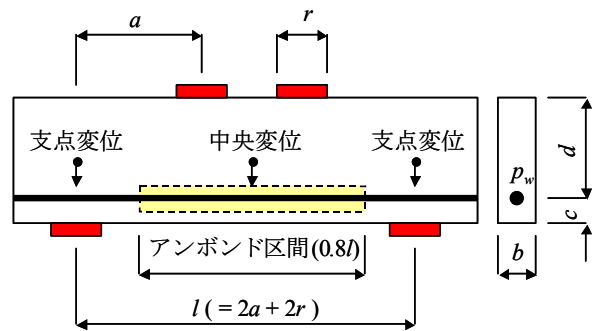


図-1 実験概要

仮定1) 斜めひび割れ発生時の圧縮側コンクリートは弾性体とし、引張側は無視する。また、平面保持を仮定する。

仮定2) 斜めひび割れの起点は中立軸上にあり、引張主応力方向に直交して進展する。

仮定3) 終局状態のコンクリートの圧縮応力は等価応力ブロックによって表すとする。

仮定4) アーチリブ厚さをストラット幅とする。

仮定5) せん断破壊は主筋の降伏前に起こる。

$$V_{cdd} = \frac{k_1 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot Z'_c}{\sqrt{1 + (a/d)^2}} \quad (1)$$

ここで、 k_1 は圧縮強度の低減係数であり、式(2)によって与えられる。また、 β は等価応力ブロックに採用されている係数であり、コンクリートの圧縮強度が50N/mm²以下である場合には $\beta=0.8$ である。 Z'_c はアーチリブ厚さであり、式(3)によって与えられる。

$$k_1 = \begin{cases} 1.0 & (f'_c \leq 25) \\ 0.6 + \frac{10}{f'_c} & (f'_c > 25) \end{cases} \quad (2)$$

$$Z'_c = Z' - z \quad (3)$$

ここで、 Z' は中立軸位置であり、式(4)によって与えられる。また、 z は中立軸位置から斜めひび割れ先端までの距離であり、式(5)を満たす値である。

$$Z' = \frac{A_s \cdot E_s}{b \cdot E_c} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{b \cdot d \cdot E_c}{A_s \cdot E_s}} \right) \quad (4)$$

$$z = \int_{l_1}^a \tan \theta dx \quad (5)$$

ここで、 l_1 は支点から斜めひび割れ発生位置までの距離であり、 x は支点から部材軸方向への距離である。また、 θ は斜めひび割れ方向であり、式(6)を満たす値である。

$$\tan 2\theta = \frac{Z'^2 - z^2}{x \cdot z} \quad (6)$$

なお、式(1)中の変数の定義は、表-1および図-2に示すとおりである。

4.2 寸法効果に関する検討

図-3にNo.1~No.12試験体に関する耐力比と有効高さとの関係を示す。ここで耐力比とは、耐力の実験値を計算値で除した値である。なお、耐力の計算値は式(1)によって求めた。

図-3より、 a/d が1.0である場合の寸法効果の程度は、主筋の付着の有無によらず小さい。一方で、 a/d が1.5である場合の寸法効果の程度は、主筋の付着を有する試験体では大きく、主筋の付着がない試験体では小さい。寸法効果が小さかったシリーズでは、いずれの試験体においても図-

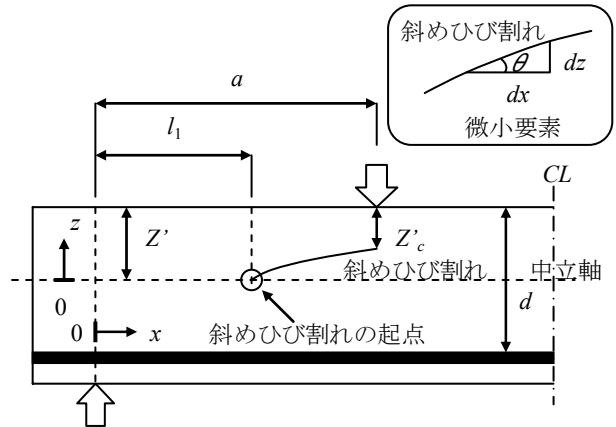


図-2 式(1)中の変数の定義

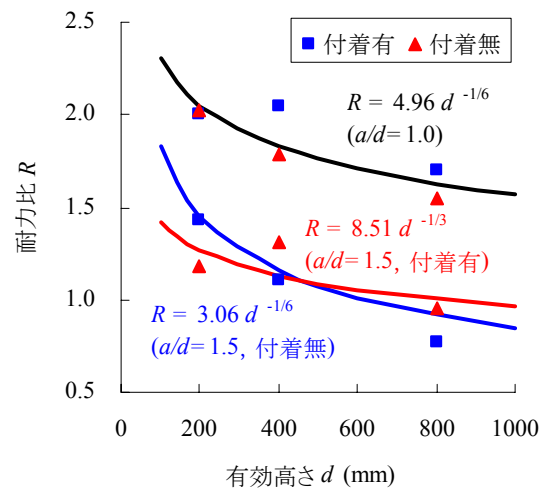


図-3 耐力比と有効高さとの関係

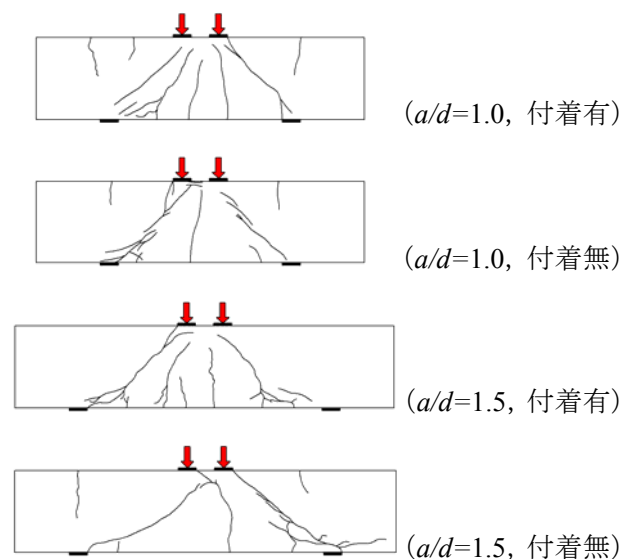


図-4 ひび割れの進展状況 ($d=800\text{mm}$)

4に示すように、ウェブから進展した直線的な斜めひび割れを起点に破壊が生じた。したがって、ウェブから直線的な斜めひび割れが進展し、ストラットが強固に保持される場合には、寸法効果が小さくなることが明らかとなった。なお、主筋の付着を除去した試験体においては、斜めひび割れ発生位置が荷点寄りにシフトする傾向があり、 a/d が1.5の場合においては、ストラット幅の拡大に伴う耐力増加が見られた。

4.3 支圧応力に関する検討

No.1およびNo.13～No.17の6体の試験体において、1点荷重および2点荷重の場合の断面幅と最大支圧応力との関係を図-5および図-6にそれぞれ示す。ここで最大支圧応力とは、荷重荷重を荷点の総支圧面積で除した値である。すなわち、1点荷重における支圧応力の大きさは、同一荷重下における1点荷重の場合の2倍である。

図-5に示すように1点荷重の場合、斜めひび割れの発生以降、3体の試験体すべてにおいて支圧応力は増加せず、直ちに破壊に至った。これは、斜めひび割れが発生した時点で最大支圧応力がコンクリートの圧縮強度を上回っているためであると考えられる。なお、3体すべての試験体において、破壊は支圧応力がコンクリートの圧縮強度の約1.2倍に達したときに起こった。

一方で、2点荷重の場合は図-6に示すように、断面幅が50mmの試験体を除いて、斜めひび割れ発生後も支圧応力は増加した。またその程度は、断面幅が大きい試験体ほど顕著であった。しかし、いずれの場合も最大支圧応力がコンクリートの圧縮強度を上回ることにはなかった。

以上により、荷重時に支圧応力がコンクリートの圧縮強度を上回らない水準においては、断面寸法が大きい試験体ほど斜めひび割れの進展抑制効果が発揮され、結果として寸法効果が軽減される可能性があることが示唆された。

No.1およびNo.13～No.17の6体の試験体は、 a/d

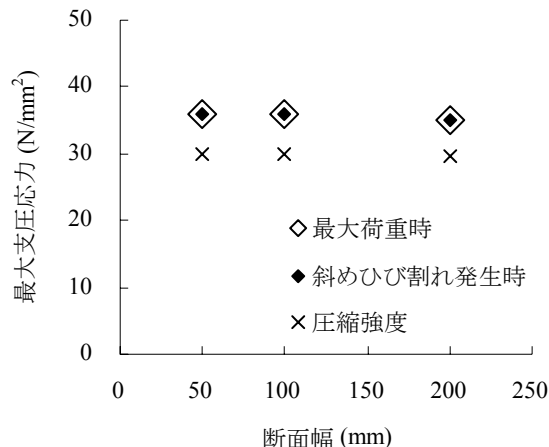


図-5 断面幅と支圧応力との関係 (1点荷重)

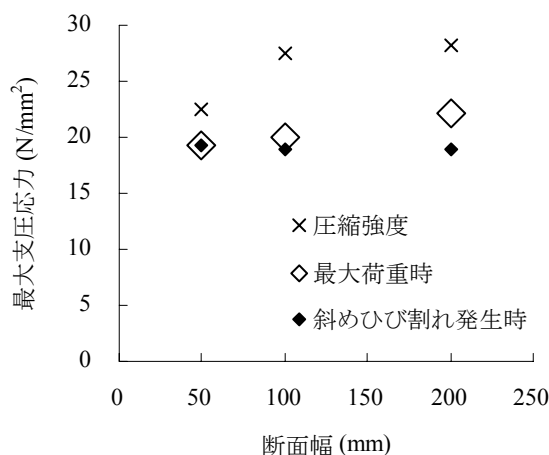


図-6 断面幅と支圧応力との関係 (2点荷重)

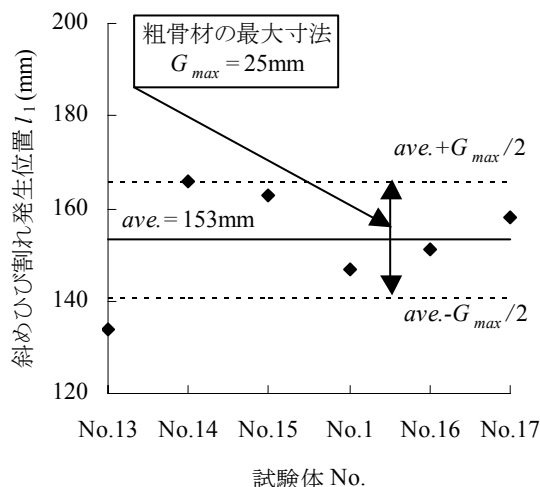


図-7 斜めひび割れ発生位置の実測値

および有効高さが同一の試験体であるため、斜めひび割れ発生位置の再現性についても検討を行った。図-7に式(4)によって求めた中立軸上における斜めひび割れ発生位置 l_1 の実測値を示す。図-7より、 a/d および有効高さが同一の試験体であっても、斜めひび割れ発生位置は粗骨材の最大寸法程度の範囲でばらつくことが確認された。特に、実験レベルの小型の試験体においては、斜めひび割れ発生位置のばらつきが耐力に与える影響は顕著であると考えられる。

5. 耐力評価式の提案

5.1 せん断破壊する場合の耐力評価式

図-3に示した寸法効果に関する検討結果をもとに、寸法効果の感度を表す係数 β_d および、 a/d の影響を表す係数 β_a を式(7)および式(8)のように設定した。また、これらの係数を既往の評価式である式(1)に考慮し、せん断耐力の評価式を式(9)のように提案した。

β_d の値は、本実験の a/d の検討パターンが少ないこと、寸法効果の感度が変化する遷移領域が不明瞭であることを配慮し、 $a/d=1.0$ を境に耐力を過大評価することがないように個別に設定した。また、有効高さが0.2mのときに $\beta_d=1.0$ となるように設定した。 β_a の値は、 $a/d<1.0$ の領域において実験を行っていないことを考慮し、 β_a の上限値を2.1($a/d=1.0$ のときの β_a の値)とした。

$$\beta_d = \begin{cases} \left(\frac{d}{0.2}\right)^{-1/6} & (a/d \leq 1.0) \\ \left(\frac{d}{0.2}\right)^{-1/3} & (a/d > 1.0) \end{cases} \quad (d : \text{m}) \quad (7)$$

$$\beta_a = \frac{4.1}{a + (a/d)^{1.8}} \quad (\beta_a \leq 2.1) \quad (8)$$

$$V_{cdd} = \frac{k_1 \cdot \beta \cdot \beta_a \cdot \beta_d \cdot f'_c \cdot b \cdot Z'_c}{\sqrt{1 + (a/d)^2}} \quad (9)$$

5.2 支圧破壊する場合の耐力評価式

支圧破壊が起こる場合の耐力に関しては、式(10)によって評価することとした。式(10)は、図-5に示した1点載荷によって行った実験結果を参考に、載荷時の支圧応力がコンクリートの圧縮強度の1.2倍($k=1.2$)に達したときに破壊が起こるものとして設定した。

$$V_b = \frac{1}{2} \cdot k \cdot n \cdot f'_c \cdot b \cdot r \quad (10)$$

5.3 主筋が降伏する場合の耐力評価式

主筋の降伏がせん断破壊よりも先行して起こる場合には、簡易的に主筋が降伏する際のせん断力が耐力であると仮定し、式(11)によって耐力を評価することとした。

$$V_y = \frac{100 \cdot p_w \cdot b \cdot d \cdot f_y}{a/d} \quad (11)$$

5.4 提案式の検証

式(9)~式(11)に示した提案式の検証を行うため、表-2に示す既往の実験データ81体の耐力評価を行った。なお、斜めひび割れ発生位置は式(12)によって推定した。

$$l_1 = (1 - 0.11 \cdot a/d) \cdot a \quad (a/d < 2.7) \quad (12)$$

また、式(13)に示す土木学会式(ここでは、 $\gamma_b=1.0$ とした。)による耐力評価も行った。

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (13)$$

ここに、 $\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$ ($d : \text{m}$) ただし、 $\beta_d \leq 1.5$,

$\beta_p = \sqrt[3]{p_w}$ ただし、 $\beta_p \leq 1.5$,

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}, \quad f_{dd} = 0.19 \cdot \sqrt{f'_c}$$

図-8 および図-9 に、提案式および土木学会式による耐力評価の結果をそれぞれ示す。図中の耐力比の平均値および変動係数は、計算上、せん断破壊したとされる試験体に関する値である。図-8 より、提案式は計算上、せん断破壊したとされる試験体に関しては、耐力を概ね評価した。なお、耐力比の変動係数の値は、提案式によって評価した場合のほうが、土木学会式で評価した場合よりも若干小さかった。

図-8 に示したように、提案式は支圧破壊する水準において耐力を過大評価する恐れがあった。支圧破壊する場合の厳密な耐力評価法に関しては、今後の課題としたい。

結論

有効高さや断面幅、主筋のかぶりといった試験体寸法や、材料の構成要素、実験水準を可能な限り相似にした、 a/d が 1.0 および 1.5 であるディープビームの載荷試験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 定着破壊や支圧破壊、主筋の降伏が生じない水準において、 a/d が 1.0 である場合、あるいは主筋の付着を除去した場合、せん断耐力に関する寸法効果の程度は小さい。これは、ウェブから直線的な斜めひび割れが進展し、強固なストラットが形成されるからであると考えられる。
- 2) 載荷時に生じる支圧応力がコンクリートの圧縮強度を上回らない水準では、斜めひび割れの進展抑制効果によって耐力が増加し、寸法効果の程度が軽減される可能性がある。
- 3) a/d および有効高さが同一であっても、斜めひび割れ発生位置は粗骨材の最大寸法程度の範囲でばらつくことが確認された。
- 4) 本実験結果をもとに寸法効果の感度および a/d の影響を考慮した耐力算定式を提案した結果、提案式は既往の実験データを比較的高い精度で評価することを確認した。

表-2 既往の実験データ一覧

各影響因子		既往の実験データの試験体水準 (計81体)
有効高さ	d	160~2000mm
コンクリートの圧縮強度	f'_c	17.2~123N/mm ²
鉄筋比	p_w	0.27~4.25%
支圧板幅と有効高さとの比	r/d	0.22~0.38
断面幅と有効高さとの比	b/d	0.20~1.56
せん断スパン比	a/d	0.5 ~ 2.0

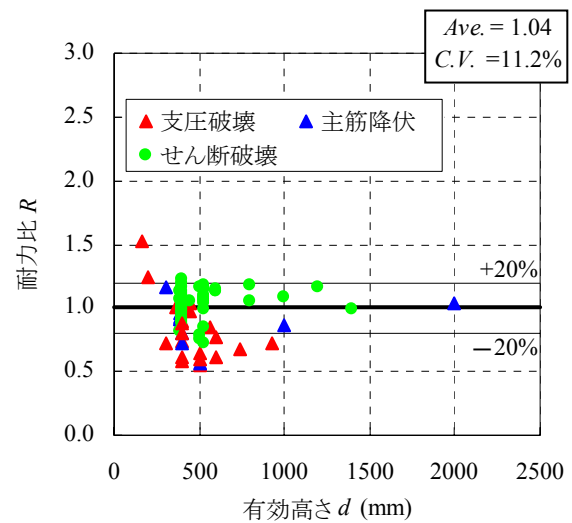


図-8 提案式による耐力評価

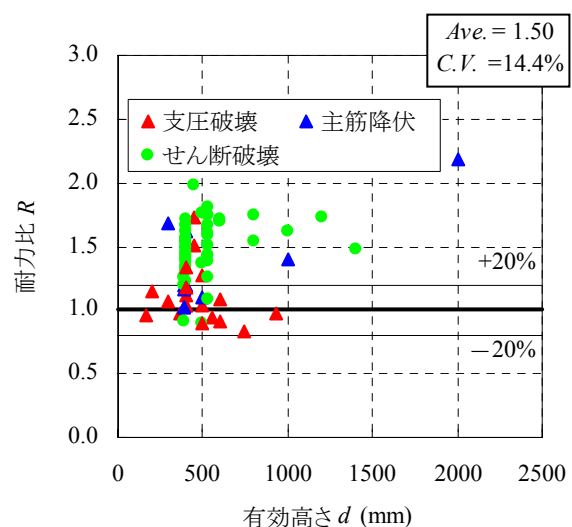


図-9 土木学会式による耐力評価