

論文 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

渡邊 真史*1・田中 泰司*2・下村 匠*3

要旨: せん断スパン比 (以下, a/d) が1.0および1.5であるディープビームを対象に, 主筋の付着と有効高さ, 支圧面積をパラメータにして載荷試験を行った。その結果, 主筋の付着を除去して斜めひび割れ発生位置を制御し, ストラット幅を拡大させた場合, a/d が1.5の試験体に関してはせん断耐力が向上することを確認した。また, a/d が1.0の場合のせん断耐力は主筋の付着の有無によらずほぼ同じであり, 寸法効果の程度は a/d が1.5の場合よりも小さかった。さらに, 支圧面積をパラメータとした a/d が1.0である試験体の載荷試験より, 支圧応力とせん断耐力との関係についても検討した。

キーワード: ディープビーム, 寸法効果, 主筋の付着, 斜めひび割れ, ストラット幅

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既往の研究より明らかとなっている。特に, a/d が小さいディープビームの場合, 破壊時に荷重作用点や定着部に極めて大きな力が作用するため, 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高くなる¹⁾。したがって, ディープビームの寸法効果に関して検討する場合, 破壊形態が確実に同一となるような試験体水準において実験を行う必要がある。寸法効果に関する実験はこれまでに数多く行われており, 大型ディープビームを対象とした実験例も少なくない。例えば, 幸左ら²⁾は有効高さを300mmから1400mmまで変化させた, a/d が1.5であるディープビームを対象に載荷試験を行い, せん断耐力と有効高さおよびストラット幅との関係について検討している。別の研究³⁾では, ストラットの輪郭を成す斜めひび割れの経路に着目し, ディープビームのせん断耐力を理論的に評価する方法を示している。

そこで本研究では, 有効高さや断面幅, 主筋のかぶりに至るまで寸法割合を同一とした試験体を作製し, 支圧破壊や定着破壊が生じない載荷水準において実験を行い, 寸法効果の程度を a/d が1.0と1.5の場合において比較した。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した場合のせん断耐力の差異についても検討した。さらに, 断面幅や載荷点数が異なる a/d が1.0である試験体に関しても載荷試験を行い, 支圧応力とせん断耐力との関係についても検討した。以上の検討を総合して, 斜めひび割れ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。試験体の作製にあたっては, 断面幅が50mmである4体の試験体に限り, 打設方向を断面幅方向とした。その他の試験体は, 打設方向を載荷方向と同一にした。なお, 粗骨材の最大寸法はすべての試験体において25mmとした。表-1に示す各試験体のコンクリートの圧縮強度および弾性係数は, 載荷試験当日に3本の円柱供試体から測定した値の平均値である。No.1からNo.12の試験体に関しては, 載荷時に支圧破壊がせん断破壊よりも先行して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, 0.25で統一した。なお, 後述の最大せん断力の実験値から計算される支圧応力の値は表-2に示すように, No.1からNo.12のいずれの試験体においてもコンクリートの圧縮強度より小さい値であった。また, 主筋のかぶり c は, 断面幅 b の0.5倍とした。主筋には降伏強度が1100N/mm²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。主筋の本数は1本あるいは2本とし, 主筋比はすべての試験体において約0.6%に統一した。主筋の付着の除去は, 主筋の表面に厚紙を巻き, その周りにテフロンシートを巻き付けることによって行った。なお, スパン内で曲げひび割れが分散するのを防ぎ, かつ, 支点近傍において付着・定着破壊が生じないようにするため, 主筋の付着を除去する区間はスパン l の0.8倍の範囲とした。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

*1 長岡技術科学大学大学院 工学研究科修士課程建設工学専攻 (正会員)

*2 長岡技術科学大学 工学部環境・建設系助教 工博 (正会員)

*3 長岡技術科学大学 工学部環境・建設系准教授 工博 (正会員)

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	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	50	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		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	50	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	1400	202000	1	0.62
No.15	200-I				200 ^{※)}		29.6	31400	1400	202000	2	0.62
No.16	100-II				100 ^{※)}		27.5	26800	1400	202000	1	0.62
No.17	200-II				200 ^{※)}		28.2	27400	1400	202000	2	0.62

※) No.14 から No.17 の試験体の支圧板幅 r は 50mm

形状の主筋をボルトで固定した。各試験体の端部の状況は、写真-1に示すとおりである。

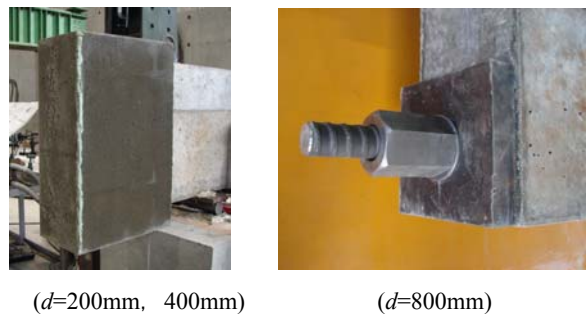
3. 実験概要

図-1に実験概要を示す。載荷形式は2点単純支持，1点載荷あるいは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。載荷は，容量1000kNの手動油圧ジャッキおよび容量2000kNのアクチュエータによって行った。No.1からNo.12の試験体に関しては，載荷時の支圧応力が同じになるように，支点部と載荷点部に設置する支圧板の幅 r と有効高さ d との比 r/d は，0.25で統一した。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，ひび割れの進展状況を試験体側面において観察した。

4. 実験結果および考察

4.1 耐力性状

No.7, No.10, No.11を除く試験体がせん断破壊した。なお，すべての試験体において主筋は降伏しなかった。図-2に有効高さが800mmの試験体に関する破壊に至るまでの荷重と中央変位との関係を示す。なお，図中の中央変位は支点変位を差し引いた補正值である。図-2に示すように， a/d が1.0の場合には，最大荷重および最大荷重時の変形量は主筋の付着の有無によらずほぼ同じであった。一方， a/d が1.5の場合には，主筋の付着がな



($d=200$ mm, 400mm)

($d=800$ mm)

写真-1 試験体端部の状況

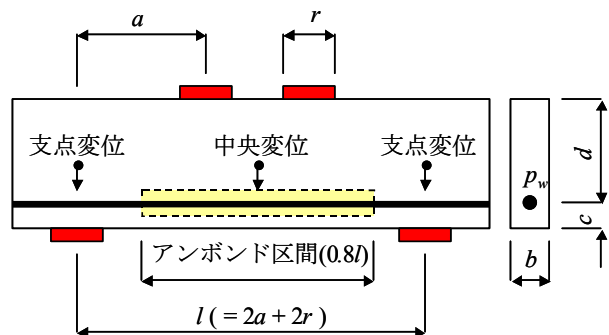


図-1 実験概要 (2点載荷の場合)

い試験体の方が最大荷重および最大荷重時の変形量が大きかった。有効高さが200mm, 400mmの試験体に関しても， a/d が1.0および1.5のそれぞれの場合において，有効高さが800mmの場合と同様の傾向を示した。

4.2 ひび割れの進展状況

図-3と図-4に有効高さが800mmである試験体のひび割れの進展状況を示す。図-3および図-4に示すように、スパン全域の8割の区間において主筋の付着を除去した場合、 a/d が1.0および1.5の試験体に共通して、曲げひび割れは1本のみ発生した。また、主筋の付着を除去した試験体の方が、斜めひび割れ発生位置がスパン中央寄りにシフトしていることがわかる。この場合、載荷点と支点とを結ぶストラット部のコンクリートは比較的広範囲で健全であり、圧縮力を負担するストラットの有効幅は主筋の付着を有する場合よりも大きいと考えられる。なお、有効高さが200mmの場合を除くせん断破壊したすべての試験体において、最初に発生した斜めひび割れは直ちに試験体の上部、下部に進展することはなく、脆性的な破壊には至らなかった。

4.3 寸法効果

表-2に載荷試験結果を示す。また、図-5および図-6に a/d が1.0および1.5である場合の耐力比と有効高さとの関係をそれぞれ示す。ここで耐力比とは、最大せん断力の実験値を計算値で除した値である。なお、最大せん断力の実験値は最大荷重の0.5倍とし、最大せん断力の計算値は、主筋の付着の有無に関わらず、すべての試験体において式(1)によって求めた。式(1)は支圧板の幅の影響を考慮し、かつ、寸法効果の程度を考慮していないディーブームのせん断耐力算定式⁴⁾である。式(1)中の値は、表-1に示すとおりである。

$$V_u = 0.244 \cdot \frac{f_c^2 \cdot (1 + \sqrt{p_w}) \cdot \{1 + 3.33 \cdot (r/d)\}}{1 + (a/d)^2} \cdot b \cdot d \quad (1)$$

図-5に示すように、 a/d が1.0である場合のせん断耐力に関する寸法効果の程度は、主筋の付着の有無によらず小さい。したがって、支圧破壊や定着破壊が生じない試験体水準において、断面寸法や材料の構成要素といった寸法効果に与える影響因子を可能な限り相似にして実験を行った場合、スレンダーなはりで確認されているような著しい寸法効果は起こらないといえる。

図-6に示すように、 a/d が1.5である場合のせん断耐力に関する寸法効果の程度は、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。上記の結果を換言すれば、主筋の付着がある場合は a/d のわずかな増加によって寸法効果の影響が顕著なるのに対し、主筋の付着がない場合には a/d によらず寸法効果の影響は割合小さいといえる。この原因として、主筋の付着の有無による斜めひび割れの進展経路の違いが考えられる。

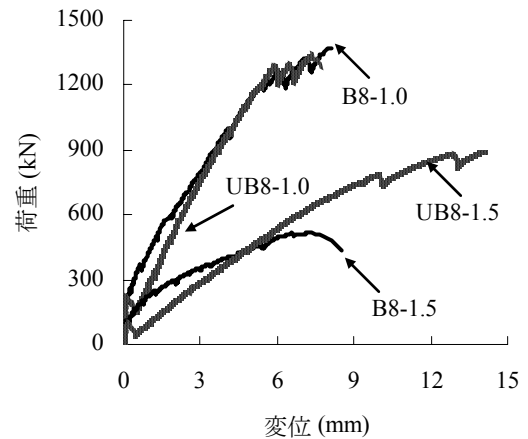


図-2 荷重と中央変位との関係

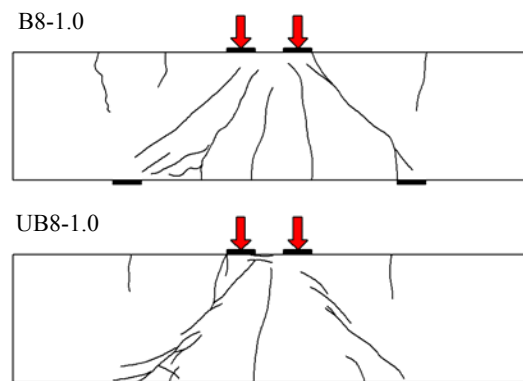


図-3 ひび割れの進展状況 ($a/d=1.0$)

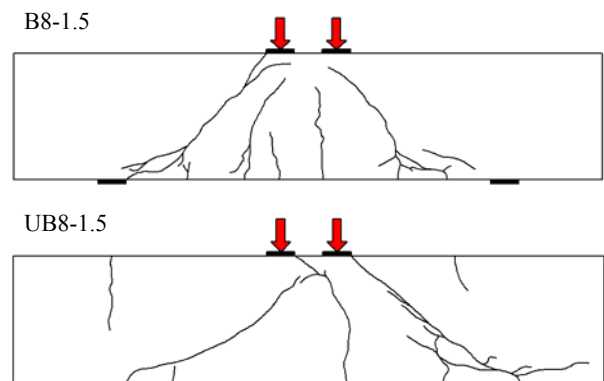


図-4 ひび割れの進展状況 ($a/d=1.5$)

図-3と図-4に示したように、斜めひび割れには曲げひび割れから移行したものとウェブから進展したものの2種類が存在する。このうち、曲げひび割れから移行した斜めひび割れを起点に破壊が生じたB8-1.5試験体に関しては、図-6に示すように著しい寸法効果が生じた。この場合、斜めひび割れはストラットの輪郭を成すので、ひび割れの進展速度が速い大型試験体の方が影響を受けやすい²⁾。一方、ウェブから生じた斜めひび割れを起点に破壊が生じたB8-1.0, UB8-1.0, UB8-1.5試験体に関

しては、**図-5**および**図-6**に示すように小型の試験体よりも耐力比の値は小さく、寸法効果の程度は小さい。これは、耐荷機構がタイドアーチ的な状態になった後、ウェブから発生する最初の斜めひび割れが直線的であるため、第一斜めひび割れ発生後もストラット部で一軸圧縮状態が保持されるためであると考えられる。特に、 a/d が1.0の試験体においては、主筋の付着の有無に関わらずウェブから進展した斜めひび割れを起点に破壊が生じており、形成されるストラットの強さは主筋の付着の有無によらず同じであると考えられる。そのため、せん断耐力も主筋の付着の有無によらず同程度であったと考えられる。

4.4 支圧面積の影響

図-7および**図-8**に1点荷重および2点荷重の場合の断面幅と支圧応力との関係をそれぞれ示す。ここで支圧応力とは、載荷荷重を載荷点の総支圧面積で除した値である。すなわち、2点荷重の場合の支圧面積は1点荷重の場合の2倍であり、支圧応力の大きさは半分である。

図-7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。一方で、2点荷重の場合は**図-8**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。なお、斜めひび割れ発生荷重は、1点荷重および2点荷重のどちらの場合においても、スレンダーなはり部材において既に実証⁵⁾されているように、断面幅の影響を受けないことが明らかとなった。

5. ストラットタイモデルによる耐力評価

5.1 斜めひび割れを考慮したストラットタイモデル

ディープビームのせん断耐力は斜めひび割れ発生後のタイドアーチ的な機構に支配されていることから、ストラットタイモデルを適用することによって耐力を評価する手法が提案されている。田中ら³⁾は、以下に示す仮定に基づき、集中荷重を受ける単純支持された部材を対象に、アーチリブ厚さを考慮した斜めひび割れ発生後のせん断耐力算定式を式(2)のように導出している。

表-2 荷重試験結果

試験体 No.	最大せん断力 V_u (kN)		斜めひび割れ発生位置 l_1 (mm)	支圧応力 (N/mm ²)
	実験値	計算値		
No.1	48	32	147	19.2
No.2	226	152	313	22.6
No.3	685	580	575	17.1
No.4	45	33	129	17.8
No.5	217	152	345	21.7
No.6	668	573	647	16.7
No.7	36	27	251 ^{※)}	14.3
No.8	114	103	538	11.4
No.9	258	355	991	6.4
No.10	41	27	300 ^{※)}	16.3
No.11	173	105	600 ^{※)}	17.3
No.12	444	353	1294	11.1
No.13	45	39	134	36.0
No.14	90	77	166	35.8
No.15	174	153	163	34.9
No.16	95	73	151	19.0
No.17	189	148	158	18.9

※) 曲げ破壊したため、推定値

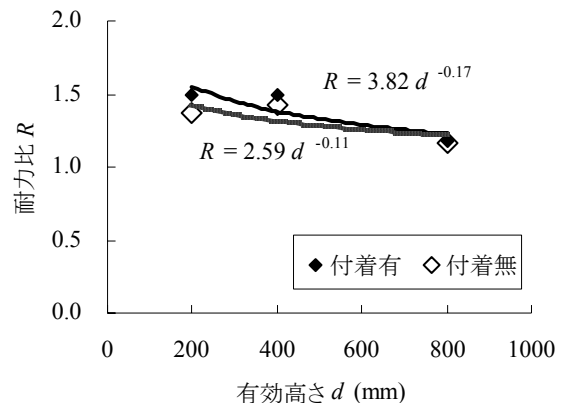


図-5 耐力比と有効高さとの関係 ($a/d=1.0$)

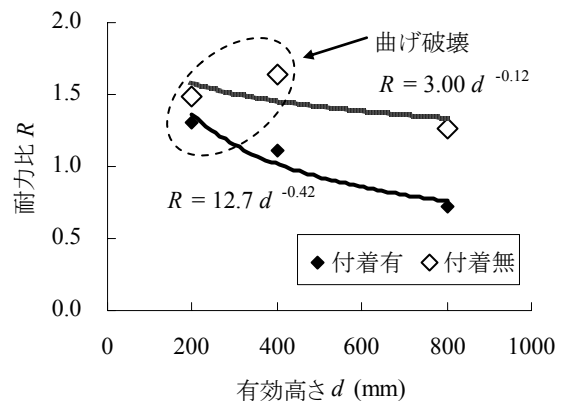


図-6 耐力比と有効高さとの関係 ($a/d=1.5$)

- 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ものとする。
- 仮定4) アーチリブ厚さをストラットの幅とする。
- 仮定5) せん断破壊は主筋の降伏前に起こる。

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

ここで、 k_1 は圧縮強度の低減係数であり、Collinsらの提案式⁹⁾を参考に式(3)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、本稿では0.8とした。 Z'_c はアーチリブ厚さであり、式(4)によって与えられる。

$$k_1 = \begin{cases} 1.0 & (f'_c \leq 25) \\ 0.6 + \frac{10}{f'_c} & (f'_c > 25) \end{cases} \quad (3)$$

$$Z'_c = Z' - z \quad (4)$$

ここで、 Z' は中立軸位置であり、式(5)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(6)を満たす値である。

$$Z' = \frac{A_s \cdot E_s}{b \cdot E_c} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{b \cdot d \cdot E_c}{A_s \cdot E_s}} \right) \quad (5)$$

$$z = \int_{l_1}^a \tan \theta \, dx \quad (6)$$

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 は斜めひび割れの方向であり、式(7)を満たす値である。

$$\tan 2\theta = \frac{Z'^2 - z^2}{x \cdot z} \quad (7)$$

すなわち、式(6)および式(7)を用いて中立軸位置から斜めひび割れ先端までの距離 z を数値計算により求め、 z の値と式(5)からアーチリブ厚さ Z'_c を式(4)より決定し、最終

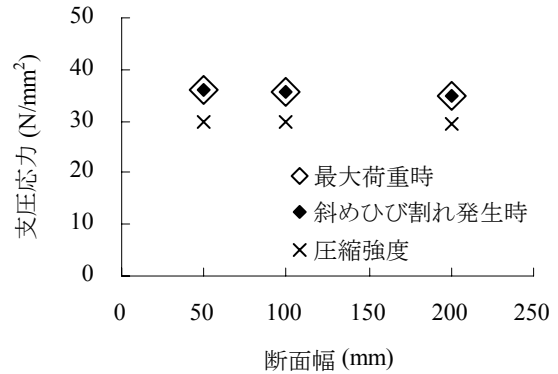


図-7 断面幅と支圧応力との関係 (1点載荷)

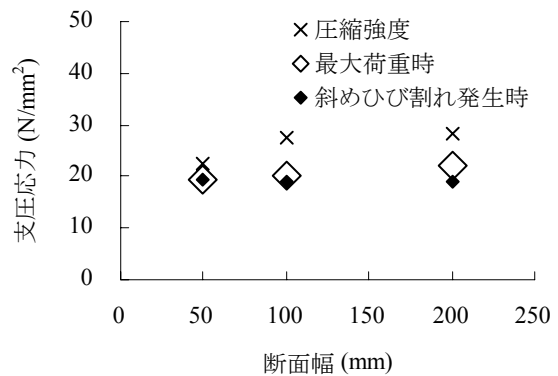


図-8 断面幅と支圧応力との関係 (2点載荷)

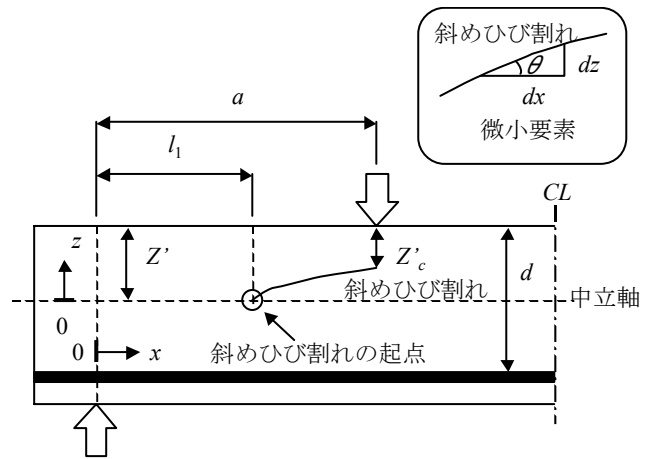


図-9 モデルで使用した変数の定義

的に式(2)を用いてせん断耐力 V_{cdd} を求めることができる。式(2)から式(7)で使用した変数の定義は表-1と表-2および図-9に示すとおりである。

5.2 実験結果の評価

ひび割れ観察図から最初に発生した斜めひび割れ発生位置 l_1 を測定し、式(2)を用いてせん断耐力を評価した。 l_1 の値は表-2に示すとおりである。なお、曲げ破壊したNo.7, No.10, No.11試験体のうち、主筋の付着を有するNo.7試験体に関しては、斜めひび割れ発生位置 l_1 を式(8)

によって推定した。式(8)は、既往の実験のひび割れ図から斜めひび割れ発生位置の規則性を見出し、定式化したものである³⁾。

$$l_1 = (1 - 0.11 \cdot a/d) \cdot a \quad (a/d < 2.7) \quad (8)$$

主筋の付着がないNo.10, No.11試験体に関しては、図-4に示したUB8-1.5試験体の斜めひび割れ発生位置の傾向を参考に、 $l_1 = a$ と仮定した。実験値を評価値で除した値を耐力比として整理すると、図-10のようになった。

図-10より、斜めひび割れを考慮した既往のモデル³⁾を適用してせん断耐力を評価した場合、寸法効果の程度は主筋の付着の有無によらず、 a/d によって分類することができた。ただし、既往の研究⁷⁾で確認されているように、 $a/d=1.0$ であっても大きな寸法効果が見られる場合もある。載荷状況やコンクリートの破壊エネルギーが破壊形式とひび割れ進展状況の遷移に影響を与えていると考えられるが、この検討に関しては今後の課題としたい。

6. 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) a/d が1.0の場合、あるいは主筋の付着を除去した場合、寸法効果の程度は小さい。これは、ウェブから発生する最初の斜めひび割れが直線的であり、第一斜めひび割れ発生後もストラット部で一軸圧縮状態が保持されるためである。
- (2) a/d が1.5の場合、主筋の付着を除去した試験体の方がせん断耐力は大きい。これは、斜めひび割れ発生位置がスパン中央寄りにシフトすることにより、圧縮力を負担するストラットの有効幅が大きいためであると考えられる。
- (3) $a/d=1.0$ において、載荷時の支圧応力がコンクリートの圧縮強度を下回る水準では、斜めひび割れの進展抑制効果によってせん断耐力が向上し、寸法効果が軽減される可能性がある。なお、斜めひび割れ発生荷重は、1点載荷および2点載荷のどちらの場合においても、断面幅の影響を受けないことが確認された。
- (4) a/d が1.0および1.5のそれぞれの場合において、斜めひび割れの発生位置を考慮した評価モデルを適用することにより、せん断耐力の寸法効果の程度を主筋の付着の有無によらず設定することができた。したがって、斜めひび割れの発生位置を把握できれば、各 a/d における寸法効果の程度を考慮した合理的な設計が行える可能性がある。

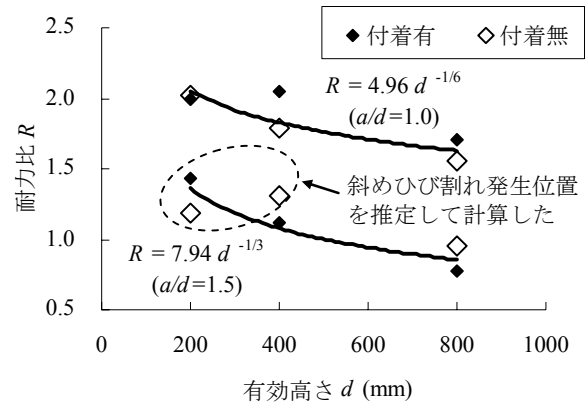


図-10 ストラット-タイモデルによる耐力評価

7. 謝辞

本研究の試験体作製および載荷実験を進めるにあたり、長岡技術科学大学、大型実験棟の中村裕剛技術職員をはじめ、コンクリート研究室の方々に多大なる御協力を賜りました。ここに感謝の意を表し、謝辞とさせていただきます。

参考文献

- 1) 小倉弘崇, 奥野圭一, 細田暁: 主鉄筋の定着不良がディープビームの耐荷性状に及ぼす影響, 土木学会第61回年次学術講演会講演概要集, pp.865-866, 2006.8
- 2) 幸左賢二, 脇山知美, 西岡勉, 小林寛: せん断スパン比に着目したディープビームの破壊形式に関する実験的検討, 土木学会論文集E, Vol.62, No.4, pp.798-814, 2006.11
- 3) 田中泰司, 岸利治, 前川宏一: 人工亀裂や無付着領域を含むRC部材が発現するタイドアーチ機構とせん断耐力評価法, 土木学会論文集, No.788/V-67, pp.175-193, 2005.5
- 4) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回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論文集, pp.119-128, 1983.
- 5) Kani, G. N. J.: How safe are our large reinforced concrete beams?, ACI Journal Proceedings, V.64, No.3, pp.128-141, 1967.3
- 6) Collins, M. P., Mitchell, D. and Macgregor, J. G.: Structural design considerations for high-strength concrete, Concrete International, Vol.15, No.13, pp.27-34, 1993.
- 7) Walraven, J. and Lehwalter, N.: Size effects in short beams loaded in shear, ACI structural journal, Vol.91, No.5, pp.585-593, Sep/Oct.1994