

RC 梁の破壊モードとせん断耐力

坏陽平，内田俊也，中塚博元，吉川弘道

1. 研究背景

構造物の構成部材のうち，鉄筋コンクリートを扱う場合には靱性，破壊形態に対して十分な考慮が必要とされる．そこで，本研究では，構造物の構成部材のうち，主要構成子を成す RC 梁を取り上げ，その終局限界状態における破壊形態の分類から，平成 17 年度学生実験における曲げ耐力，せん断耐力と理論値の比較を行い，さらに破壊モードについて検証する．

2. 小型試験体の実験結果

2.1 試験体概要

断面寸法 100×70mm，全長 700mm，支持スパン長 600mm，せん断スパン長 250mm の試験体を対象とした．図 4 に試験体構造図，表 2 に試験体諸元，なお，実験パラメータとした水セメント比は $w/c = 45, 50, 55, 60(\%)$ と 4 種類設定した．主鉄筋には D6 (SD295) を使用し，複鉄筋には D4 を使用した．また，ここに示すのは，曲げ破壊に至るように設計した試験体である．²⁾³⁾

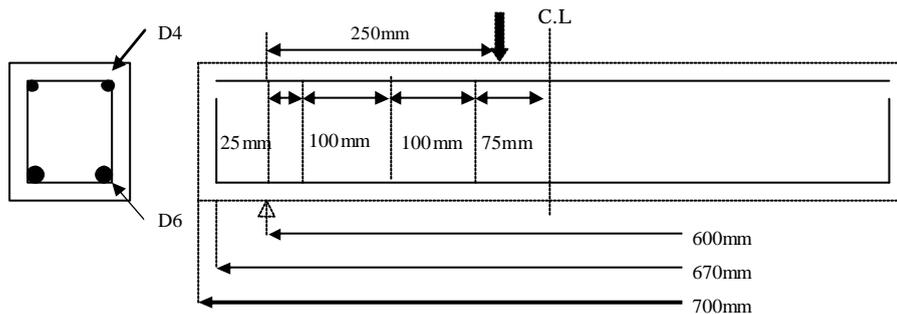


図 4 試験体構造図 (曲げ破壊型)

表 2 試験体諸元

断面 (mm)		有効高さ d (mm)	せん断スパン長 a(mm)	主鉄筋		主鉄筋断面積 A_s (mm ²)	主鉄筋比 P
高さ h	幅 b_w			圧縮	引張		
100	70	77	250	D4@2本	D6@2本	63.3	0.011744

2.2 試験結果

平成 17 年度及び平成 18 年度の実験演習の結果を表 1 に示す．上段に平成 17 年度，下段に平成 18 年度の実験終了分までの結果を掲載した．試験体 A の破壊形状は，多くの場合，曲げ破壊を示した．また試験体 B においては試験で異なる破壊形状を示したため，形状の相違を明確にするため，せん断破壊の場合のみ着色表示とした．

図 1 は，実験より求めたせん断耐力と計算値を比較したものである．この図より，実験値は計算値よりも大きな値を示していることがわかる．ここで，実験値の比較より，平成 18 年度実験におけるせん断耐力が向上されていることがわかる．この要因としては，主鉄筋を増やしたことによる曲げ耐力の向上が挙げられる．また，計算値も同様に，せん断耐力が向上している．

次に，実験値と計算値の比較を図 2 に示す．ここで，精度を見る基準となる直線として 1:1，1:0.8，1:1.2，1:1.4 直線を引くこととする．ここで，図 2 (a) は境界値直線と実験値の関係を示し，図 2 (b) は図 2 (a) における

実験値のプロット部分の拡大図である。この場合、平成 17 年度実験値は 1:1.2 直線に近い値であり、平成 18 年度実験値は 1:1.4 直線周辺に密集していることから、耐力が向上しており、コンクリート標準示方書による計算式は、安全側に設定されていることがわかる。しかし、実験値-計算値の関係は 1:1 直線に近似するほど実験値の精度が良いことを示しており、実験値と計算値の乖離が著しいことがわかる。

表 1 平成 17 年度及び 18 年度実験結果

	圧縮強度 f'_c	試験体A					試験体B				
		曲げ終局荷重(kN)		曲げ耐力 M_u (kN·m)		破壊モード	せん断終局荷重(kN)		せん断耐力 V_s (kN)		破壊モード
		計算値	実験値	計算値	実験値		計算値	実験値	計算値	実験値	
平成17年度											
1-A	36.8	15.00	15.48	1.88	1.94	曲げ破壊	14.30	17.65	7.15	8.83	曲げ降伏
1-B	36.0	14.90	15.16	1.86	1.90	曲げ破壊	14.10	18.42	7.05	9.21	曲げ降伏
1-C	24.5	14.30	15.26	1.79	1.91	曲げ破壊	12.50	17.00	6.25	8.50	せん断破壊
1-D	30.3	14.70	14.89	1.84	1.86	曲げ破壊	13.40	17.23	6.70	8.62	せん断破壊
2-A	40.4	15.10	15.36	1.89	1.92	曲げ破壊	14.70	16.18	7.35	8.09	曲げ降伏
2-B	41.9	15.10	14.83	1.89	1.85	曲げ破壊	14.90	17.44	7.45	8.72	曲げ降伏
2-C	33.6	14.80	15.21	1.85	1.90	曲げ破壊	13.90	16.30	6.95	8.15	せん断破壊
2-D	28.6	14.60	13.85	1.83	1.73	曲げ破壊	13.10	16.65	6.55	8.33	せん断破壊
3-A	47.5	15.20	14.96	1.90	1.92	曲げ破壊	15.60	20.51	7.80	10.26	曲げ降伏
3-B	41.4	15.10	13.97	1.89	1.85	曲げ破壊	14.90	17.83	7.45	8.92	せん断破壊
3-C	36.7	15.00	14.53	1.88	1.90	曲げ破壊	14.30	19.44	7.15	9.72	曲げ降伏
3-D	33.9	14.90	14.99	1.86	1.73	曲げ破壊	13.90	15.18	6.95	7.59	せん断破壊
4-A	49.0	15.30	17.40	1.91	2.18	曲げ破壊	15.70	20.10	7.85	10.05	せん断破壊
4-B	37.3	15.00	14.80	1.88	1.85	曲げ破壊	14.40	17.40	7.20	8.70	曲げ降伏
4-C	30.3	14.70	16.30	1.84	2.04	曲げ破壊	13.40	18.80	6.70	9.40	曲げ降伏
4-D	29.9	14.70	14.50	1.84	1.81	曲げ破壊	13.30	17.10	6.65	8.55	-
5-A	45.2	15.20	17.20	1.90	2.15	曲げ破壊	15.30	17.80	7.65	8.90	曲げ降伏
5-B	38.4	15.00	17.50	1.88	2.19	曲げ破壊	14.50	19.20	7.25	9.60	-
5-C	37.5	15.00	16.70	1.88	2.09	曲げ破壊	14.40	19.00	7.20	9.50	-
5-D	35.2	14.90	15.50	1.86	1.94	曲げ破壊	14.10	17.70	7.05	8.85	-
6-A	42.4	15.10	15.20	1.89	1.90	曲げ破壊	15.00	20.30	7.50	10.15	曲げ降伏
6-B	40.0	15.10	15.60	1.89	1.95	曲げ破壊	14.70	20.30	7.35	10.15	曲げ降伏
6-C	31.5	14.70	15.80	1.84	1.98	曲げ破壊	13.60	17.40	6.80	8.70	せん断破壊
6-D	31.3	14.70	15.80	1.84	1.98	曲げ破壊	13.50	17.50	6.75	8.75	-
平成18年度											
3-A	40.4	15.08	14.19	1.89	1.42	曲げ破壊	13.68	23.29	8.50	11.65	せん断破壊
3-B	38.3	15.01	14.38	1.88	1.80	曲げ破壊	13.55	23.12	8.35	11.56	せん断破壊
3-C	33.4	14.83	14.95	1.85	1.87	曲げ破壊	12.23	24.42	7.98	12.21	せん断破壊
3-D	30.2	14.69	14.22	1.84	1.78	曲げ破壊	13.00	23.58	7.65	11.79	せん断破壊

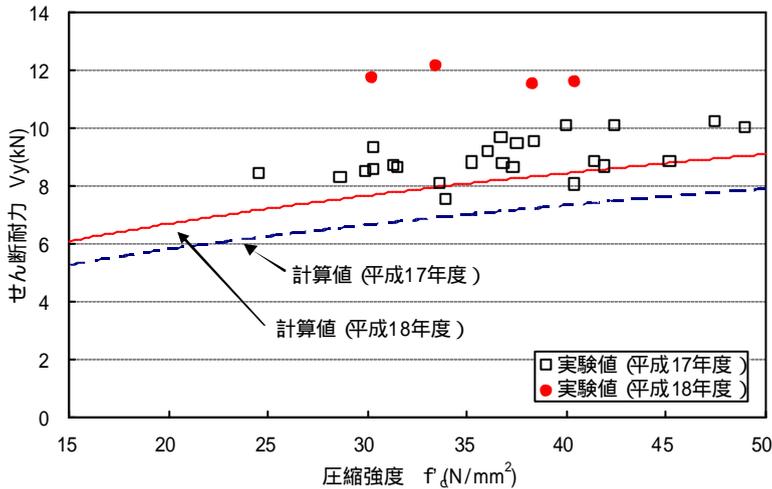


図 1 f'_c - V_y 関係図

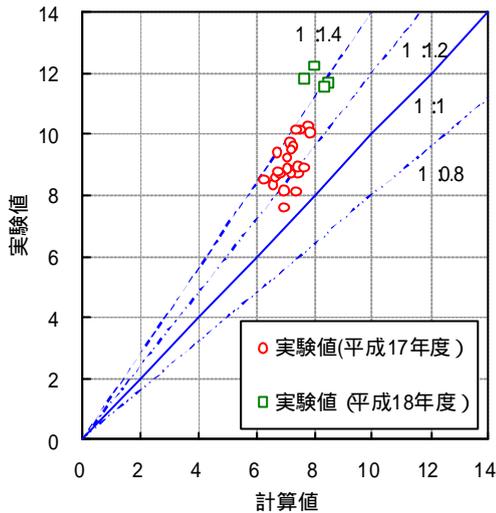


図 2(a)

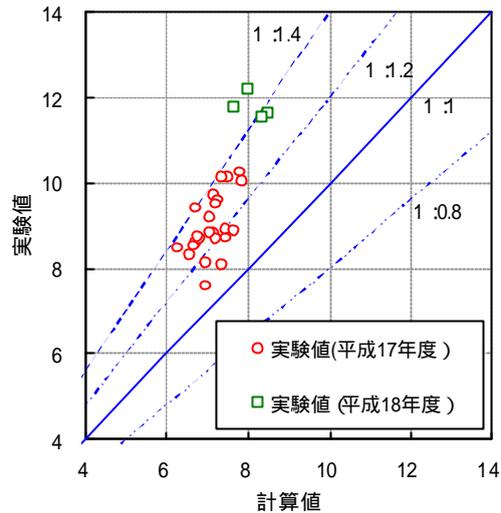


図 2(b) 拡大図

図 2 実験値と計算値の比較 (試験体 B :せん断破壊型)

2 曲げ耐力に関する考察

3.1 曲げ終局耐力の基本式と数値シミュレーション

3.1.1 曲げ終局耐力 (under-reinforcement の場合)

梁部材における曲げ終局状態への進展過程は次のように示される。

荷重載荷後、まず引張鉄筋が降伏点に達する。このとき圧縮側コンクリートはまだ破壊せず荷重は最大となるが、梁はなお荷重を支持する。この状態のまま、または、やや荷重を増加させると鉄筋は塑性変形を生じて著しく伸び、引張側のひび割れは大きく開口する。このため圧縮側コンクリートの面積は次第に減少し、ついに圧縮側コンクリートのひずみは曲げ破壊領域に達し、コンクリートは圧壊する。鉄筋降伏型の場合、等価矩形応力ブロックを用いると容易に終局耐力を求めることができる。この場合は引張鉄筋が降伏し、次いでコンクリートの圧縮縁が圧縮破壊する¹⁾。このときの曲げ終局耐力は式(1)のように表され、それを無次元化した場合は式(2)のように表される。

$$M_u = bd^2 pf_y \left(1 - \frac{pf_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (1)$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f'_c} = y \left(1 - \frac{y}{1.7} \right) \quad (2)$$

上式 2 式において、 b : 部材幅、 d : 有効高さ、 p : 鉄筋比、 f_y : 鉄筋の引張降伏強度、 f'_c : コンクリートの圧縮強度、 y : 力学的鉄筋比、 pf_y : 鉄筋強度である。

3.1.2 曲げ終局耐力 (over-reinforcement の場合)

over-reinforcement の場合、引張鉄筋は降伏せずに断面が終局状態となり、式(3)のように表される。

$$k^2 + zk - z = 0 \quad \text{ただし、} \quad z = \frac{pE_s e'_{cu}}{b_1 k_3 f'_c} \quad (3)$$

を解けばよい。また、終局耐力については、式(4)のように求められる。

$$\frac{M_u}{bd^2} = b_1 k_3 f'_c k (1 - k_2 k_3) = 0.68 f'_c k (1 - 0.4k) \quad (4)$$

が得られる。

ここで、under-reinforcement と over-reinforcement 両ケースの比較として、図 3 に数値シミュレーションを示す。

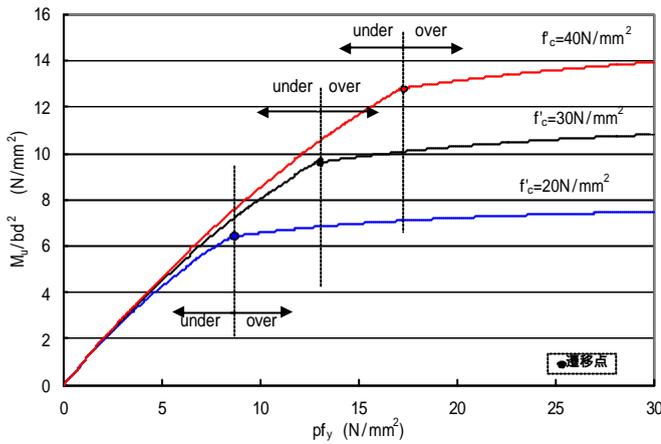


図 3(a) $pf_y - M_u/bd^2$ の関係

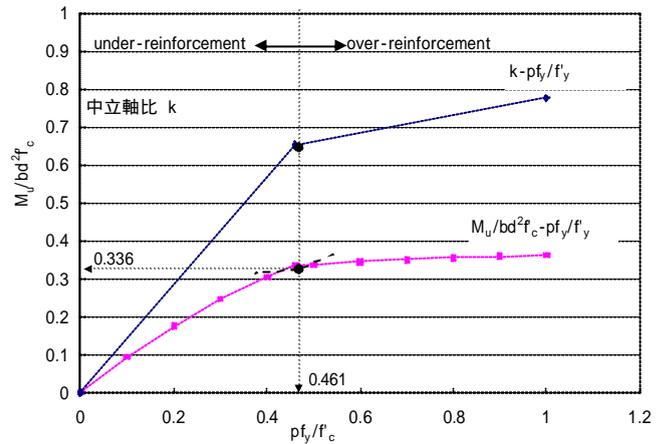


図 3(b) $y - M_u/bd^2 f'_c - k$ の関係

図 3 単鉄筋長方形断面の曲げ終局耐力

これより、いずれも鉄筋比の増大とともに上昇するが、釣合い鉄筋比にて破壊モードが変わり、頭打ちとなっていることがわかる。図 3(a)は鉄筋降伏型の範囲では、曲げ終局耐力に与えるコンクリート強度の影響はわずかではあるが、コンクリート圧壊型では顕著となる。図 3(b)は無次元化した曲げ終局耐力と中立軸比 k の変化を示したもので、いずれも釣り合い鉄筋比に対応する力学的鉄筋比 $y_b = 0.461$ を遷移点としている (ただし $y_b = p_b f_y / f'_c$)¹⁾。

3.2 実験結果との比較

2.1 で曲げ終局耐力の数値シミュレーションを用いて、平成 17 年度都市基盤実験の RC 梁載荷実験結果との比較を以下に行った。

実験結果の P_u を用いて曲げ終局耐力 M_u を式(5)より算出した¹⁾。

$$P_u = \frac{2M_u}{a} \quad (5)$$

3.2 実験結果との比較

図 5 は表 3 の実験値を用い、縦軸に断面終局耐力 M_u 、横軸に pf_y より算出し、 M_u をプロットしたグラフである。このグラフに引かれた線にプロットした点が近いほど各試験体の実験値はより精度の良いものと考えられる。それぞれのプロットの点においては、 $w/c=45,50,55,60\%$ における実験値の平均をプロットした点である。このグラフより、それぞれの値は近似していたためプロットした点が一箇所に集中した。このことから、 w/c を変えても M_u の値は w/c にはほとんど影響されないものとする。またシミュレーションを用いて示したグラフに近似していることが読み取れる。

図 6 は縦軸に M_u の実験値、横軸に計算値によりプロットしたグラフである。このグラフは縦軸と横軸に同じスケールを用いた相関図であり、このグラフの中央に引かれた線に近いほど各試験体の実験値と計算値が近似していることを示している。またプロットの点が中央に引かれた線よりも上にある場合は計算値を実験値が上回っていることを示している。また、プロット点が中央線よりも下にある場合は実験値を計算値が上回っていることを示している。このグラフより w/c に関係なく中央の線に近似していることがわかる。

しかし、いくつかの点は中央の線から大きく離れている。やはり人の手で実験を行うため、ある程度の誤差は生じてしまうものと考えられる。

表 3 曲げ耐力に関する計算値 ,実験値一覧

	圧縮強度 f'_c N/mm ²	M_u (計算値) kN m	M_u (実験値) kN m
1-A	47.5	1.90	1.87
1-B	41.4	1.89	1.75
1-C	36.7	1.88	1.82
1-D	33.9	1.86	1.87
2-A	40.4	1.89	1.92
2-B	41.9	1.89	1.85
2-C	33.6	1.85	1.90
2-D	28.6	1.83	1.73
3-A	36.8	1.88	1.94
3-B	36.0	1.86	1.90
3-C	24.5	1.79	1.91
3-D	30.3	1.84	1.86
4-A	42.4	1.90	1.90
4-B	40.0	1.90	2.00
4-C	31.5	1.80	2.00
4-D	31.3	1.80	2.00
5-A	45.2	1.90	2.20
5-B	38.4	1.90	2.20
5-C	37.5	1.90	2.10
5-D	35.2	1.90	1.90
6-A	49.0	1.90	2.20
6-B	37.3	1.90	1.90
6-C	30.3	2.00	2.00
6-D	29.9	1.80	1.80

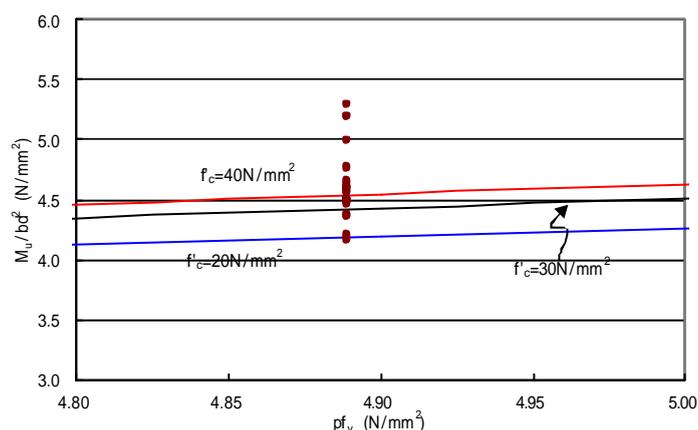


図 5 M_u における実験値

また ,分散は表 4 のようになった . $s^2_{45} = 0.0023$, $s^2_{50} = 0.0046$, $s^2_{55} = 0.0021$,そして $s^2_{60} = 0.0015$ であった .分散とは ,ばらつきを表す数値であり ,今回の実験で一番ばらつきが小さかったのは $w/c = 60\%$ であり ,逆にばらつきが大きかったのは $w/c = 50\%$ であった .

図 7 は縦軸に終局耐力 M_u ,横軸に圧縮強度 f'_c 取り , $w/c = 45,50,55,60\%$ それぞれの終局耐力の平均をプロットしたグラフである .このグラフより ,それぞれ w/c のプロットした点を結んでみると終局耐力はあまり差がないことがわかる .また $w/c = 45\%$ が一番大きな値となり $w/c = 60\%$ に近づくにつれて終局耐力は若干小さくなっていく傾向にあるが ,圧縮強度 f'_c が増加しても終局耐力 M_u はあまり変化しないことがわかる .

表 4 分散

	実験値	平均値	分散	標準偏差	変動係数
w/c=45%	1.87	2.01	0.14	0.15	0.075
	1.90				
	1.92				
	2.20				
	1.94				
	2.20				
w/c=50%	1.75	1.93	0.14	0.15	0.078
	2.00				
	1.85				
	2.20				
	1.90				
	1.90				
w/c=55%	1.82	1.96	0.09	0.10	0.051
	2.00				
	1.90				
	2.10				
	1.91				
	2.00				
w/c=60%	1.87	1.86	0.08	0.09	0.048
	2.00				
	1.73				
	1.90				
	1.86				
	1.80				

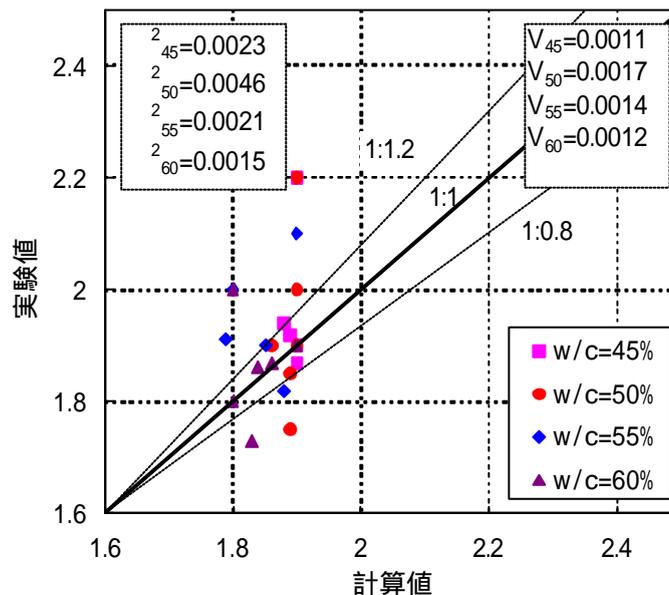


図 6 M_u における計算値と実験値の比較

3 せん断耐力に関する考察

3.2 せん断耐力の基本式と数値シミュレーション

せん断破壊は、梁の腹部に斜め方向に発達するひび割れが先行し急激な崩壊を助長することが多い。すなわち、斜めひび割れ発生後、破壊に至るまであまり変形することなく耐力が低下し、曲げ部材に比べて、危険な様相を呈する。このため、せん断耐力が曲げ耐力より上まわるように設計することが絶対である。このようなせん断破壊に至る梁の耐荷機構は極めて複雑であるが、トラスモデルによる近似を行うと、整然とした理論的な取扱いが可能になる。

3.3 塑性トラス理論と修正トラス理論⁵⁾

- ・ 塑性トラス理論

斜めひび割れを有する RC 梁部材をトラスモデルに置き換えた場合、古典トラスモデルは、コンクリートの圧縮ストラット角度を θ 、せん断補強筋の配筋角度を α 、せん断補強筋の総断面積を A_w 、せん断補強筋の降伏強度を f_{wy} 、せん断解析での有効高さを z とすると式(6)のように表される。

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{S} \quad (6)$$

また、通例では圧縮ストラット（腹部コンクリートの斜め圧縮材）は $\theta = 45^\circ$ として用いられることが多く、この場合は式(7)のように表される。なお、図7には塑性トラス理論によるせん断補強量とせん断強度の関係を示す。

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z}{S} \quad (7)$$

修正トラス理論

上述の古典トラス理論ではせん断耐力を過小評価してしまう点が問題となるため、 V_s にトラス理論の余剰分（other contribution）として、コンクリート寄与分 V_c が導入された。よって、せん断耐力 V_y は式(8)のようになる。

$$V_y = V_s + V_c \quad (8)$$

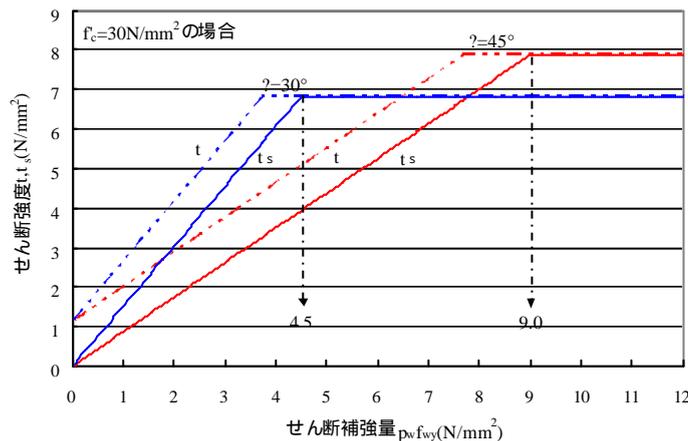


図7 塑性トラス理論によるせん断強度

4.3 せん断破壊の破壊過程

RC 梁におけるせん断破壊過程は次のように示される。

荷重載荷後、徐々に荷重が増大すると、まず曲げひび割れ発生が確認された。微細のため判読が難しいが、試験体中央部（上縁側にある2本の丸鋼材の間）にて、下縁側（引張側）より、鉛直方向に発達した曲げひび割れを確認された。曲げひび割れ発生後、さらに荷重が増大し、最大荷重をに達すると、せん断ひび割れが、上縁載荷点から斜め右下の支点に向かって発生する。

その後緩やかに荷重が減少し、変位の増大とせん断ひび割れの拡幅が観察された。この頃から、コンクリート表面は粉末状のコンクリートのはく離が確認でき、やがて急激な荷重低下が生じ、せん断破壊に至る。

せん断破壊後、荷重載荷を続けると、変形が増大し、せん断破壊が進行する。最終的に試験体のコンクリート表面に大きな剥離が確認される。

4.4 せん断破壊の破壊性状

梁部材における基本的な破壊モードとして(1)曲げ破壊(2)斜め引張破壊(3)せん断圧縮破壊(曲げせん断破壊)と3つの破壊モードがある。また、これらはせん断スパン比によって分類することができ、一般に a/d が小さくなるにつれ

て(1)? (2)? (3)のように移行する.本研究ではせん断破壊に着目しているため(2),(3)について以下に詳しく示す.

4.5 実験結果との比較

4.5.1 試験体概要

今回は,平成17年度の都市基盤工学科学生実験のせん断破壊先行型の矩形断面のRC梁を評価対象とする. . . 試験体構造図および試験体諸元を図7及び表4に示す.

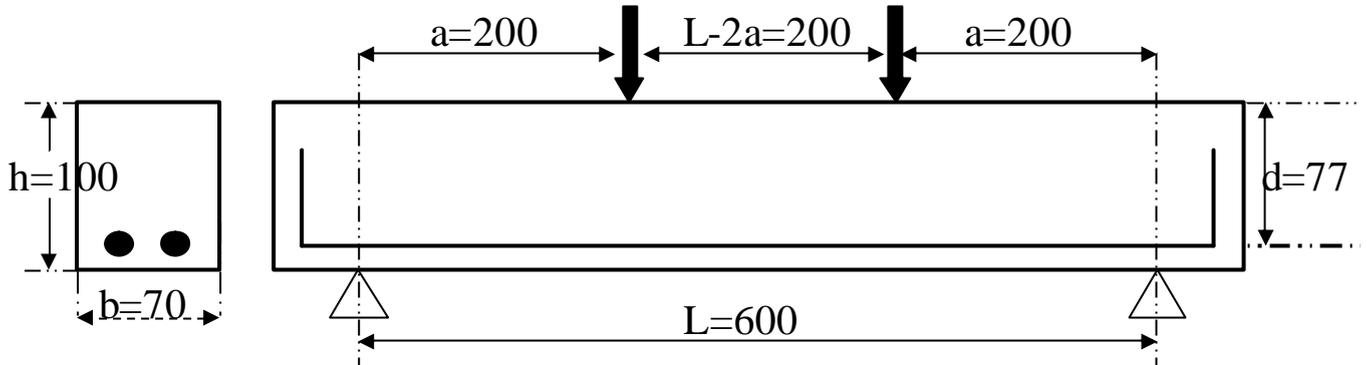


図7 試験体構造図

表4 試験体諸元

断面幅b(mm)	断面高さh(mm)	有効高さd(mm)	スパン長L(mm)	せん断スパンa(mm)	主鉄筋	主鉄筋比
70	100	77	600	200	2@D6	0.0117

4.5.2 実験結果

表5に平成17年度実験結果一覧を示す.実験値のせん断耐力は載荷装置で計測した最大荷重の1/2とした.なお,表中のコンクリートのせん断強度 f_{vc} の計算値は土木学会コンクリート標準示方書(以下,土木学会)によるものと,鉄道構造物等設計標準⁴⁾(以下,鉄道標準)による算出方法の2通りを用いて算出した.式(9)~(11)に示す.

$$f_{vc} = \frac{V_y}{b_d b_p b_n b d} \quad (9)$$

$$f_{vc} = 0.20 \sqrt[3]{f'_c} \quad (10)$$

$$(2.5 \leq a/d \text{ の場合}) f_{vc} = 0.20(0.75 + 1.4 \frac{d}{a}) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \quad (11)$$

表 5 平成 17 年度せん断試験結果

試験体名	実験値				せん断耐力に関する計算値					
	圧縮強度 f_c N/mm ²	終局せん断荷重 P_s kN	断面耐力 V_d kN	破壊形式	f_c^{*1}		P_s kN	V_d kN	土木学会式 ^{*2} f_{vc} (N/mm ²)	鉄道標準式 ^{*3} f_{vc} (N/mm ²)
					$d=1.5$	$d=1.9$				
1-A班	36.8	17.7	8.9	曲げ破壊	1.128	0.891	13.2	6.6	0.665	0.857
1-B班	36.0	18.4	9.2	曲げせん断破壊	1.173	0.926	13.1	6.6	0.660	0.851
1-C班	24.5	17.0	8.5	せん断破壊	1.084	0.856	11.5	5.8	0.581	0.749
1-D班	30.3	17.2	8.6	せん断破壊	1.097	0.866	12.3	6.2	0.624	0.804
2-A班	40.4	16.2	8.1	曲げせん断破壊	1.033	0.815	13.6	6.8	0.686	0.885
2-B班	41.9	17.4	8.7	曲げせん断破壊	1.109	0.876	13.7	6.9	0.695	0.895
2-C班	33.6	16.3	8.2	せん断破壊	1.039	0.820	12.8	6.4	0.645	0.832
2-D班	28.6	16.7	8.4	せん断破壊	1.065	0.841	12.1	6.1	0.612	0.788
3-A班	47.5	20.5	10.3	曲げせん断破壊	1.307	1.032	14.3	7.2	0.724	0.934
3-B班	41.4	17.8	8.9	せん断破壊	1.135	0.896	13.7	6.9	0.692	0.892
3-C班	36.7	19.4	9.7	曲げせん断破壊	1.237	0.976	13.2	6.6	0.665	0.857
3-D班	33.9	15.2	7.6	せん断破壊	0.969	0.765	12.8	6.4	0.647	0.834
4-A班	49.0	20.1	10.1	曲げせん断破壊	1.281	1.012	14.5	7.3	0.732	0.943
4-B班	37.3	17.4	8.7	曲げせん断破壊	1.109	0.876	13.2	6.6	0.668	0.861
4-C班	30.3	18.8	9.4	曲げせん断破壊	1.199	0.946	12.3	6.2	0.624	0.804
4-D班	29.9	17.1	8.6	せん断破壊	1.090	0.861	12.3	6.2	0.621	0.800
5-A班	45.2	17.8	8.9	曲げせん断破壊	1.135	0.896	14.1	7.1	0.712	0.918
5-B班	38.4	19.2	9.6	?	1.224	0.966	13.4	6.7	0.675	0.870
5-C班	37.5	19.0	9.5	?	1.211	0.956	13.3	6.7	0.669	0.863
5-D班	35.2	17.7	8.9	曲げせん断破壊	1.128	0.891	13.0	6.5	0.655	0.845
6-A班	42.4	20.3	10.2	曲げせん断破壊	1.294	1.022	13.8	6.9	0.697	0.899
6-B班	40.0	20.3	10.2	曲げせん断破壊	1.294	1.022	13.5	6.8	0.684	0.882
6-C班	31.5	17.4	8.7	曲げ破壊	1.109	0.876	12.5	6.3	0.632	0.814
6-D班	31.3	17.5	8.8	曲げせん断破壊	1.116	0.881	12.5	6.3	0.630	0.812

表 5 より多くの梁において曲げ降伏後のせん断破壊となっていることがわかる．これは曲げ降伏後のせん断破壊した梁においてコンクリートの圧縮強度が高く，それに伴ってコンクリートのせん断強度が上昇し曲げ降伏後のせん断破壊になったと推測できる．

4.5 せん断強度

図 8 に土木学会及び鉄道標準より算出される圧縮強度とコンクリートのせん断強度の関係を示す．土木学会と鉄道標準の相違点はせん断スパン比の考慮によるものであるが， $B_d=1.9$ のときに鉄道標準と一致しており，設計段階において $d=1.9$ とし，鉄道標準を用いていればほぼ設計通りの強度となっていたことがわかる．なお， B_d の上限を 1.5 としているのは有効高さ d が大きい梁に対しても十分にせん断強度を満足させるためだと考えられる．

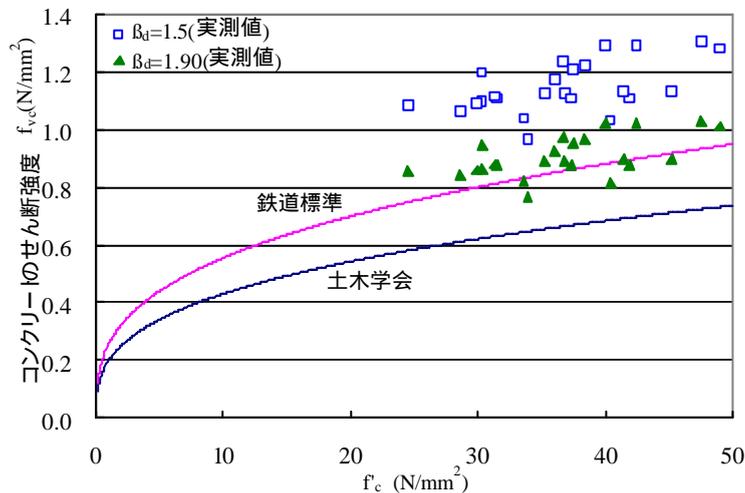


図 8 理論式とせん断強度

また，図 9 として， x 軸に圧縮強度， y 軸にせん断強度の実験値をせん断強度の計算値で除した値をプロットし，圧縮強度とせん断強度の関係を示した．このことより，1.0 を基準値として値を比較が可能となったため．図-4 より土木学会($B_d=1.9$)において平成 17 年度及び平成 18 年度実験値の比較を行った．平成 17 年度都市基盤工学科学生実験においては 1.0 から 1.5 程度の分布を示したが，主鉄筋量を増量し，1.5 倍にした平成 18 年度実験では 1.6 から 2.0 の分布となった．

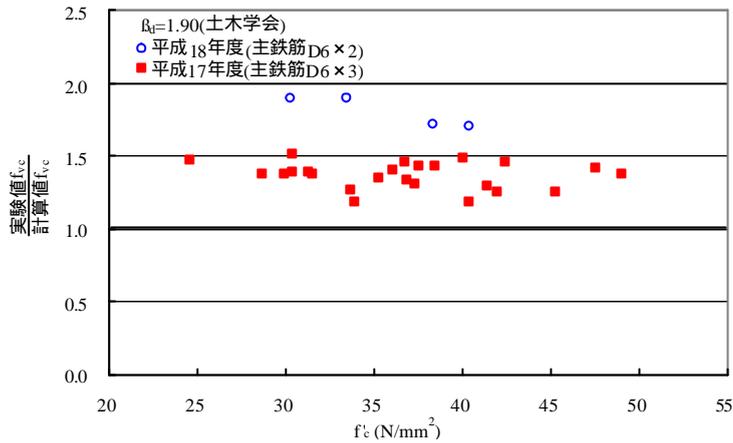


図 9 基準値と実験結果の関係

5. せん断スパン比 a/d による破壊モードの判定

表 1 からわかるように、試験体 A においてはほぼすべての実験において破壊形式は曲げ破壊となった。一方、試験体 B においては、いくつかの試験体において破壊形式に分かれる結果となった。そこで今回は、破壊モードの判定材料として、せん断スパン比 a/d に着目した。

今回の実験では、理論式として、土木学会コンクリート標準示方書と鉄道設計標準を用いた。土木学会では、パラメータ a/d は考慮されずコンクリートの圧縮強度のみが考慮される。一方、鉄道設計標準ではコンクリートの圧縮強度に加え、パラメータ a/d を考慮される。

図 10 に f_{vc} における土木学会及び鉄道設計標準の理論式によるせん断スパン比の影響を示す。鉄道設計標準の場合、 a/d の増加に伴い f_{vc} の値は急激に減少した後、徐々に減少しながら 0 に収束している。このことから、 $a/d = 3.0$ 以下の場合には、 a/d の影響が多であると考える。一方、 $a/d = 3.0$ 以上では 3.0 以下の場合と比較すると減少はしているが減少量はわずかとなっている。

しかし、平成 17 年度及び 18 年度の実験においては、せん断スパン比は一定であるため、せん断スパン比からの破壊モードの決定は出来ない。

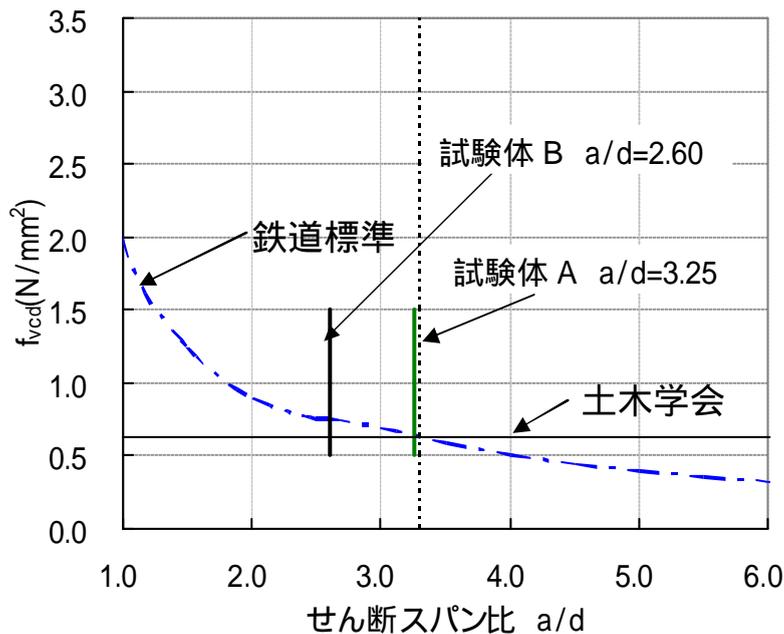


図 10 せん断スパン比の影響

6 まとめ

- (1) RC 梁においては、主鉄筋本数を増やすことにより、曲げ耐力が大きく向上した。
- (2) 曲げ終局耐力について数値シミュレーションをし、実験結果との比較検討を行った結果、曲げ終局耐力は圧縮強度の増減にはあまり関係ないことが判明した。
- (3) 今回の実験では、せん断スパン比が同一だったため、せん断スパン比から破壊モードを決定することは出来なかったが、今後の実験において、同条件でせん断スパン比のみを変化させたときには耐力に変化を及ぼす可能性が考えられる。

7. 今後の展望

学生実験と同型の小型 RC 梁を作成し、荷重載荷実験を行う。その際、炭素繊維補強シート等を用いて補強した場合や水セメント比を変化させるなど、条件を変えて試験を行い、曲げ耐力、せん断耐力にどのような変化を及ぼすのか、比較検討を行う。

参考文献

- 1) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計 -限界状態設計法と許容応力度設計法- 丸善 2000
- 2) 熊谷俊樹：せん断スパン比を変化させた RC 梁載荷実験のせん断耐力に関する考察，平成 17 年度卒業論文，武蔵工業大学
- 3) 池内弘樹：平成 17 年度都市基盤実験演習レポート，むさし 武蔵工業大学
- 4) 鉄道総合技術研究所：SI 単位版鉄道構造物等設計標準・同解説 -コンクリート構造物-
- 5) 依田宏之：修正圧縮場理論を適用した RC 単柱のせん断挙動解析，平成 17 年度修士論文，武蔵工業大学