

論文 せん断スパン比の小さい RC 柱部材の水平加力試験

松本 浩一*1・菅野 貴浩*2・小林 将志*3・築嶋 大輔*4

要旨: ディープビームのせん断耐力については、RC 梁の実験結果に基づいた計算式がいくつか提案されているが、せん断スパン比の小さい RC 柱部材のせん断耐力については知見が少ない。そこで水平加力試験により破壊状況やせん断耐力等に関する検討を行った。その結果、RC 柱部材に配置するせん断補強鉄筋量によりひび割れの発生状況には 2 つの形態があること、せん断耐力については棒部材式に適用されるトラス理論によりせん断補強鉄筋の効果を評価できる場合と斜め圧縮破壊耐力により評価できる場合があり、両者のうち小さい方の値を用いることでせん断耐力を比較的精度よく評価できることを確認した。

キーワード: せん断スパン比, RC 柱部材, せん断耐力, せん断補強鉄筋, 水平加力試験

1. はじめに

一般にせん断スパン比（せん断スパン a と有効高さ d の比）の小さい鉄筋コンクリート（以下「RC」という）梁のせん断耐力については、ディープビームの荷重実験結果をもとに、いくつかのせん断耐力式が提案され、それらに基づいて算定している。しかし、壁式橋脚のようなせん断スパン比の小さい RC 柱部材のせん断耐力については知見が少なく、また壁式橋脚などは断面形状、配筋等が梁部材と異なる点があるにもかかわらず、RC 梁に適用されるディープビームのせん断耐力式を用いて設計しているのが現状である。

そこで、本研究ではせん断スパン比の小さい RC 橋脚について、破壊状況やせん断耐力を確認することを目的に、せん断スパン比、せん断補強鉄筋比等をパラメータに用いた RC 柱部材の水平加力試験を行った。さらに、比較のため柱部材と同一断面寸法の梁部材による荷重試験を実施した。本論では水平加力試験の結果をもとに、破壊状況や各パラメータがせん断耐力に与える影響、せん断耐力式の評価方法について考察する。

2. 試験概要

2.1 試験体および荷重方法

図-1 に試験体形状、寸法の一例として試験体 No.1 を、表-1 に各試験体の諸元を示す。試験体の形状は、せん断スパン比の小さい RC 橋脚を想定したものであり、一般的な RC 梁と比較すると断面幅と断面高さの比が大きいことおよび主鉄筋と同径の側方鉄筋を配置していることが特徴である。試験体数では RC 柱部材を 15 体、RC 梁部材を 2 体の計 17 体で試験を実施し、試験体の断面寸法は、 $850\text{mm} \times 350\text{mm}$ 、 $1,050\text{mm} \times 250\text{mm}$ 、 $750\text{mm} \times 250\text{mm}$ の 3 種類で、 $750\text{mm} \times 250\text{mm}$ の試験体に

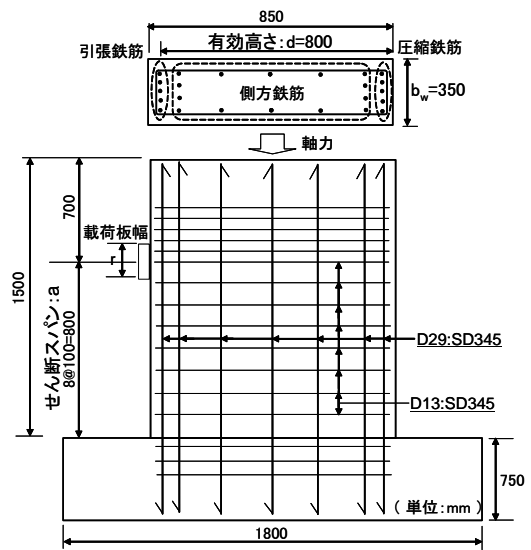


図-1 試験体の一例 (No.1)

については部材寸法が同一の柱部材、梁部材においてそれぞれ 2 体ずつ試験を行った。主なパラメータはせん断スパン比、せん断補強鉄筋比、軸力、側方鉄筋で、各パラメータの範囲は、せん断スパン比 a/d は $0.95 \sim 2.00$ 、せん断補強鉄筋比は $0 \sim 1.89\%$ 、軸力は $0 \sim 1.5\text{N/mm}^2$ である。なお荷重板幅は No.1 を 100mm とし、それ以外については 150mm とした。

荷重方法は RC 柱部材については水平交番荷重試験装置を用いて一方向に荷重し、RC 梁部材については、2 点対称荷重で静的に一方向単調荷重により行った。両者ともに最大荷重に達し荷重が低下した後、荷重がある程度一定になった時点で試験を終了した。

2.2 計測項目

荷重試験時は、せん断スパン内の軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋のひずみを計測した。また、荷重点から荷重点の反対側の基部を結ぶ対角のエリア（以下「圧縮ス

*1 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事事務所 構造技術センター 耐震技術プロジェクト 工修 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事事務所 構造技術センター 耐震技術プロジェクト課長 工修 (正会員)

*3 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事事務所 構造技術センター 耐震技術プロジェクト 工修 (正会員)

*4 東日本旅客鉄道 (株) 上信越工事事務所 工事管理室副課長 (正会員)

表-1 試験体諸元

No	高さ (mm)	有効高さ: d(mm)	厚さ: b _v (mm)	せん断 スパン: a(mm)	a/d	f _c (N/mm ²)	軸力 (N/mm ²)	引張鉄筋			せん断補強鉄筋			圧縮鉄筋 呼び名 一本数	側方鉄筋 呼び名 一本数	実験値 (kN)	部材	
								呼び名	f _{sy} (N/mm ²)	P _s (%)	呼び名	f _{wy} (N/mm ²)	s _s (mm)					P _w (%)
1	850	800	350	800	1.00	31.3	1.5	D29	381.7	1.15	D13	366.0	100.0	0.72	D29-5本	D29-14本	1,899	柱
2	850	800	350	1200	1.50	28.8	1.5	D29	381.7	1.15	D13	366.0	100.0	0.72	D29-5本	D29-14本	1,539	柱
3	850	800	350	1600	2.00	28.5	1.5	D29	381.7	1.15	D13	366.0	100.0	0.72	D29-5本	D29-14本	1,302	柱
4	850	800	350	800	1.00	27.9	1.5	D29	381.7	1.15	-	-	-	0.00	D29-5本	D29-14本	1,223	柱
5	850	800	350	800	1.00	24.5	1.5	D29	381.7	1.15	D19	373.5	100.0	1.63	D29-5本	D29-14本	2,025	柱
6	850	800	350	800	1.00	30.3	1.5	D29	381.7	1.15	D13	355.7	100.0	0.72	D29-5本	D29-8本 D16-6本	1,862	柱
7	850	800	350	1600	2.00	30.6	1.5	D29	381.7	1.15	D13	366.0	100.0	0.72	D29-5本	D29-40本	1,463	柱
8	850	800	350	800	1.00	26.5	0.0	D29	381.7	1.15	D13	355.7	100.0	0.72	D29-5本	D29-14本	1,703	柱
9	850	800	350	800	1.00	24.1	1.5	D29	428.1	1.15	D13	355.7	100.0	0.72	D13-2本	D29-10本	1,770	柱
10	850	800	350	800	1.00	23.6	1.5	D29	428.1	1.15	D6	353.1	150.0	0.12	D29-5本	D29-14本	1,273	柱
11	850	800	350	1200	1.50	25.2	1.5	D29	436.3	1.15	D16	360.3	60.0	1.89	D29-5本	D29-40本	2,038	柱
12	1050	1000	250	950	0.95	31.2	0.3	D22	437.4	0.46	D16	376.8	100.0	1.58	D22-3本	D22-20本	1,681	柱
13	1050	1000	250	950	0.95	28.5	1.5	D25	371.9	0.81	D6	347.9	100.0	0.25	D25-4本	D25-8本 D6-16本	1,135	柱
14	750	700	250	700	1.00	17.4	0.0	D22	437.4	1.79	D10	367.9	100.0	0.57	D22-3本	D22-10本	744	柱
15	750	700	250	1400	2.00	17.4	0.0	D32	424.6	3.36	D13	408.1	100.0	1.01	D32-3本	D32-10本	817	柱
16	750	700	250	700	1.00	15.5	0.0	D22	437.4	1.79	D10	364.5	100.0	0.57	D22-3本	D22-10本	758	梁
17	750	700	250	1400	2.00	24.7	0.0	D32	424.6	3.36	D13	362.8	100.0	1.01	D32-3本	D32-10本	861	梁

トラット」という)のコンクリート断面内には、ずれ止めを設けた径10mm程度のアクリル製の棒にコンクリートゲージを取り付け、コンクリート圧縮ひずみを計測した。アクリル製の棒は圧縮ストラットに平行に3本配置し、ゲージ取り付け位置は圧縮ストラットを等分割するように配置した。

3. 試験結果

3.1 ひび割れの発生状況とひずみ分布

試験体は全て最大荷重付近でせん断破壊となり、その後荷重が低下した。いずれの試験体も最大荷重後の急激な荷重低下を示す脆性的な破壊とはならず、比較的緩やかな荷重低下となったのが特徴である。

ひび割れについては、まず曲げひび割れが発生し、その曲げひび割れが斜めひび割れに進展する。さらに圧縮ストラットにも斜めひび割れが発生し、最大荷重に達した後、緩やかに荷重が低下した。

(1) ひび割れの発生状況

試験体のひび割れ発生状況として、最大荷重付近までに圧縮ストラットに発生する斜めひび割れには、ひび割れが分散して多く発生するものと比較的ひび割れが集中するものに大きく2つに分類される。斜めひび割れが分散する場合の試験体 No.1 の最大荷重時のひび割れ発生状況を図-2に、斜めひび割れが集中する場合の試験体 No.13 の最大荷重時のひび割れ発生状況を図-3に示す。

このひび割れの発生傾向の違いは、主に配置したせん断補強鉄筋量に関係し、せん断補強鉄筋量が多い場合の試験体 No.1, 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 14, 15, 16, 17は、斜めひび割れが分散して多く発生する傾向となり、せん断補強鉄筋量が少ない場合の試験体 No.4, 10, 13では、斜めひび割れが集中する傾向となった。

このことは、せん断スパン比が1.0以上のディープビームにおける過去の荷重試験においても同様の効果が

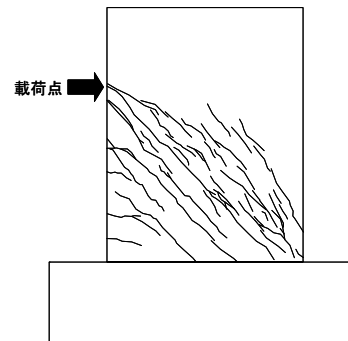


図-2 ひび割れ分布 No. 1 (ひびわれが分散する場合)

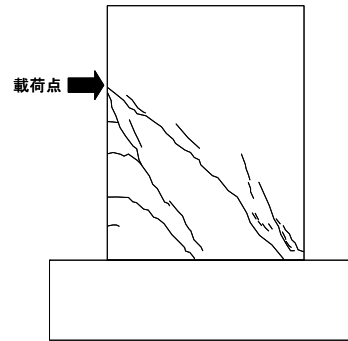


図-3 ひび割れ分布 No. 13 (ひび割れが集中する場合)

確認されており¹⁾、せん断補強鉄筋の効果によりせん断スパン内の斜めひび割れが集中せず、分散しているものと考えられる。

(2) せん断補強鉄筋のひずみ分布

図-4は、せん断スパン比1.0である試験体 No.1 の最大荷重時におけるせん断補強鉄筋のひずみ分布である。降伏している箇所は▲で表示し、降伏していない箇所は△で表示している。せん断補強鉄筋は最大荷重時においてせん断スパンに対し基部からせん断スパンの約2/3の範囲までが降伏し、特に圧縮ストラットに沿ってせん断補強鉄筋が降伏した。

これはせん断補強鉄筋を配置しなかった試験体 No.4 やせん断補強鉄筋が降伏しなかった試験体 No.5,11,12 を

除く、すべての試験体においてせん断スパン比に関係なく同様の傾向を示した。なお、せん断補強鉄筋が降伏しなかった試験体 No.5,11,12 においても、圧縮ストラットに沿ってせん断補強鉄筋のひずみが大きくなる傾向を示すことが確認された。

(3) コンクリートのひずみ分布

載荷時におけるコンクリートの圧縮ひずみは、全試験体において最大荷重時に載荷点から載荷点の反対側の基部を結ぶ対角線上において、ひずみの値が大きくなる傾向を示した。これは、最大荷重時のコンクリート表面の挙動として、圧縮ストラットにおいて微細なひび割れが発生し、コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに達するものも確認できることから両者には関係があるものと考えられる。

ここで、せん断補強鉄筋が降伏した試験体 No.10 について、最大荷重時のコンクリート内部のアクリル棒による圧縮ひずみを図-5 に示す。数字のマイナスは圧縮を示す。図より最大荷重時では圧縮ストラットの圧縮ひずみが大きい傾向にあり、せん断補強鉄筋が降伏しない試験体においても同様の傾向を示した。

(4) 荷重変位曲線と各ひずみの関係

最大荷重時の圧縮ストラット基部付近におけるコンクリート内部の圧縮ひずみとせん断補強鉄筋の引張ひずみ及び水平荷重について変位との関係に着目した。図-6 に試験体 No.10、図-7 に試験体 No.11 の試験結果であり、それぞれ最大荷重付近でせん断補強鉄筋が降伏する場合と降伏しない場合の例である。

図-6 の最大荷重時に着目すると、最大荷重時でせん断補強鉄筋の引張ひずみは塑性域の $7,500\mu$ に対し、内部コンクリートの圧縮ひずみは $4,000\mu$ 以上となっている。一方、図-7 では、最大荷重時で内部コンクリートの圧縮ひずみは約 $4,000\mu$ となっているが、せん断補強鉄筋の引張ひずみは $1,600\mu$ 程度となっていることがわかる。

このように両者とも最大荷重付近で内部コンクリートは終局圧縮ひずみに達するが、せん断補強鉄筋は降伏する場合と降伏しない場合が計測された。なお、最大荷重以降はコンクリートのひび割れ、損傷が進行するため、特にアクリル棒によるコンクリートの圧縮ひずみの値は正確に計測されていないと思われる。

3.2 各パラメータの比較

ここで示す荷重と変位の関係において、○で示す位置はせん断補強鉄筋が降伏した時点を表す。

(1) せん断スパン比の影響

図-8 は、試験体 No.1, 2, 3 の荷重と変位の関係を示したものである。それぞれせん断スパン比は 1.0, 1.5, 2.0 であり、その他の諸元については断面寸法、せん断補強鉄筋比 0.72%、軸力 1.5N/mm^2 、鉄筋本数、配置もす

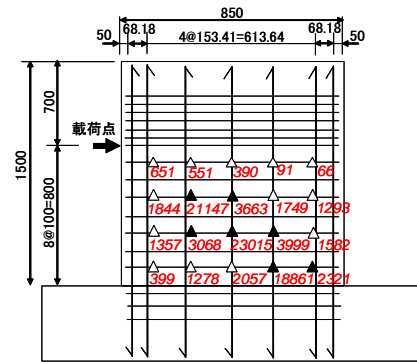


図-4 最大荷重時のせん断補強鉄筋ひずみ (No. 1)

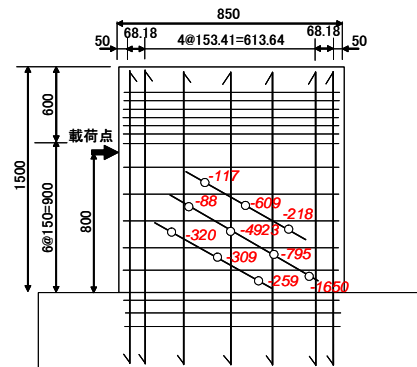


図-5 最大荷重時のコンクリート圧縮ひずみ (No. 10)

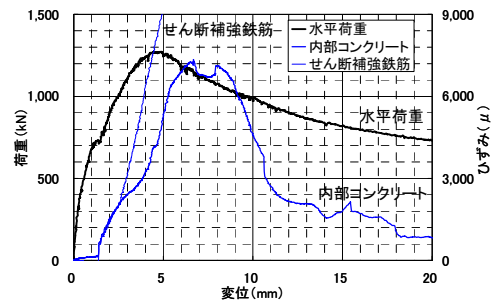


図-6 水平荷重と各ひずみの関係 (No. 10)

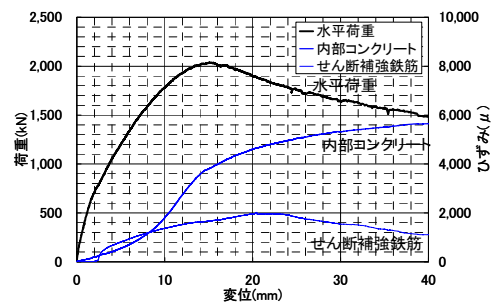


図-7 水平荷重と各ひずみの関係 (No. 11)

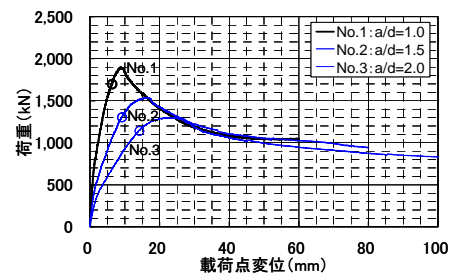


図-8 荷重変位関係 (パラメータ:せん断スパン比)

べて同一条件とした。図-8 よりせん断スパン比が小さいほど、最大荷重値は大きくなっており、せん断耐力にせん断スパン比が影響することがわかる。なお、試験体 No.1, 2, 3 とともに最大荷重時以前にせん断補強鉄筋が降伏した。

(2) せん断補強鉄筋の影響

図-9 は、試験体 No.4, 10, 1, 5 の荷重と変位の関係を示したものである。それぞれせん断補強鉄筋比は0%, 0.12%, 0.72%, 1.63%で、これ以外は軸方向鉄筋の種別を除き、せん断スパン比 1.0, 軸力 1.5N/mm^2 , 鉄筋本数, 配置もすべて同一条件とした。軸方向鉄筋の種別は、試験体 No. 4, 1, 5 は引張鉄筋及び側方鉄筋に D29 SD345 を使用しており、No.10 は引張鉄筋及び側方鉄筋に D29 SD390 を使用した。

最大荷重については、配置したせん断補強鉄筋比が大きいものほど大きくなっており、せん断耐力にせん断補強鉄筋比が影響することがわかる。また、試験体 No.4 はせん断補強鉄筋を配置していない試験体であり、この最大荷重はせん断補強鉄筋を考慮しないコンクリートのみのせん断耐力の実験値を表す。

そこで、図-9 をもとに各試験体の最大荷重について、せん断補強鉄筋比との関係を検討する。せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力とせん断補強鉄筋比の関係について示したものが図-10 である。ここでせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力として、各試験体の最大荷重値から試験体 No.4 の最大荷重値の差を用いた。この図から、せん断補強鉄筋比が 0.72%まではせん断補強鉄筋が負担するせん断力はせん断補強鉄筋比の増加に伴い、ほぼ比例的に増加するが、せん断補強鉄筋比が 1.63%ではその増加の割合が緩やかになっていることがわかる。

(3) 側方鉄筋の影響

RC 橋脚と RC 梁の配筋上の違いの一つに、側方鉄筋の量が異なる点が挙げられる。今回の試験において、せん断スパン比が 1.0, 2.0 の各試験体において、側方鉄筋量のみパラメータとする試験を行った。

試験体 No.1, 6 はせん断スパン比が 1.0, せん断補強鉄筋比 0.72%, 軸力 1.5N/mm^2 と全て同一とし、最外縁鉄筋以外の側方鉄筋量のみ変化させ、試験体 No.1 は D29 SD345 を 14 本、試験体 No.6 は D29 SD345 を 8 本と D16 SD345 を 6 本配置した。図-11 は試験体 No.1, 6 の荷重と変位の関係を示したものである。試験体 No.6 の方が最大荷重となる変位が 2mm ほど早い、最大荷重は試験体 No.1 が 1,899kN で No.6 が 1,862kN と同程度であり、最大荷重にはほとんど差が生じなかった。

試験体 No.3, 7 はせん断スパン比が 2.0, せん断補強鉄筋比 0.72%, 軸力 1.5N/mm^2 と全て同一とし、最外縁鉄筋以外の側方鉄筋量のみ変化させ、試験体 No.3 は D29

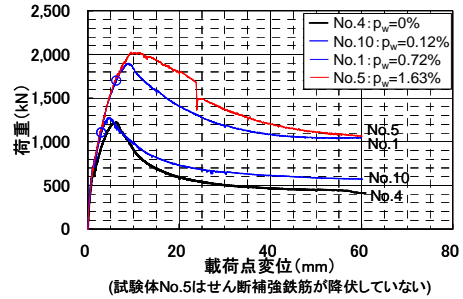


図-9 荷重変位関係 (パラメータ:せん断補強鉄筋比)

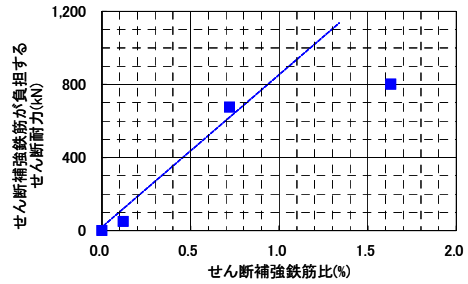


図-10 実験値-V (No. 4) とせん断補強鉄筋比の関係

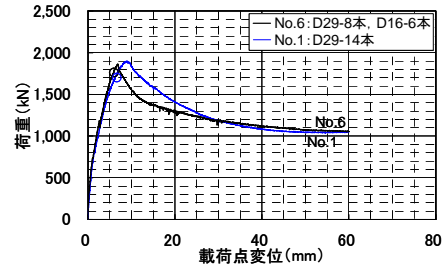


図-11 荷重変位関係 a/d=1.0 (パラメータ:側方鉄筋)

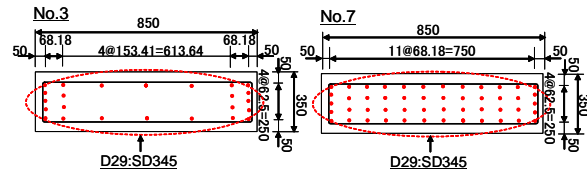


図-12 側方鉄筋の配置図 (No. 3 と No. 7)

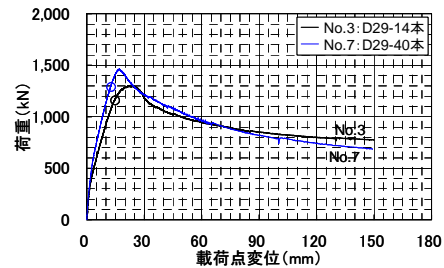


図-13 荷重変位関係 a/d=2.0 (パラメータ:側方鉄筋)

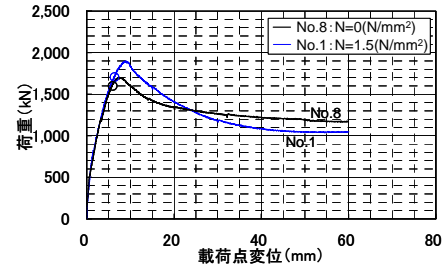


図-14 荷重変位関係 (パラメータ:軸力)

SD345を14本、試験体No.7はD29 SD345を40本配置した。図-12に、試験体No.3と試験体No.7の配筋図の比較を示す。図-13は試験体No.3, 7の荷重と変位の関係を示したものである。試験体No.7の方が最大荷重となる変位が約6mm早く、最大荷重は試験体No.3が1,302kNでNo.7が1,463kNと約160kNの差があり、側方鉄筋の影響が考えられる。

(4) 軸力の影響

図-14は、試験体No.1, 8の荷重と変位の関係を示したものである。試験体No.1とNo.8は形状、寸法、配筋等全て同一のものとし、試験体No.1は軸力1.5N/mm²、試験体No.8は軸力0N/mm²で軸力のみ変化させて載荷した。試験の結果、試験体No.1は1,899kN、試験体No.8は1,703kNとなり、差は196kNで1.12倍程度、試験体No.1のほうがNo.8より大きい結果となった。ただし、コンクリート強度は、No.1のほうがNo.8より1.18倍大きいため、同一強度で考慮した場合は、差が縮まるものと考えられる。

また、RC部材のせん断耐力に与える軸力の影響は、部材のせん断スパン比に関係なく棒部材もしくはディーブームによる設計せん断耐力式^{2),3)}の β_n 項で表現されている。軸力の違いによる β_n の比について試験体No.1はNo.8に対し、1.06となり、前述のコンクリート強度の違いを考慮した場合、軸力の効果は β_n でほぼ妥当に評価されているものと考えられる。

4. 各設計式と実験値の比較

4.1 既往の設計せん断耐力式と提案する評価方法

ディーブームのせん断耐力式については、せん断補強鉄筋を用いないディーブームのせん断耐力算定式⁴⁾を元に土木学会コンクリート標準示方書^{2),5)}による方法、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）^{1),3)}による方法などいくつか提案されている。

ここでは、せん断補強鉄筋を用いないディーブームのせん断耐力算定式 V_c ⁴⁾とトラス理論で求められるせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力 V_s ²⁾を加算する方法(V_1)と斜め圧縮破壊耐力²⁾による方法(V_2)があり、前述の試験結果に基づき、両者のうち小さい方の値でせん断耐力が定まる考え方(V_3)（以下、提案する方法という）について実験値と計算値の比較を行う。以下にそれぞれの計算式を示す。

$$V_3 = \min(V_1, V_2) \quad (1)$$

$$V_1 = V_c + V_s \quad (2)$$

$$V_c = \frac{0.24f'_c{}^{2/3} \left(1 + \sqrt{100\rho_t}\right) (1 + 3.33r/d)}{1 + (L_a/d)^2} b_w d \quad (3)$$

$$V_s = A_w f_{wy} z / s_s \quad (4)$$

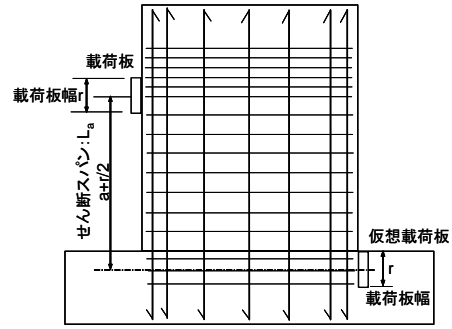


図-15 計算上のRC柱部材のせん断スパンの考え方

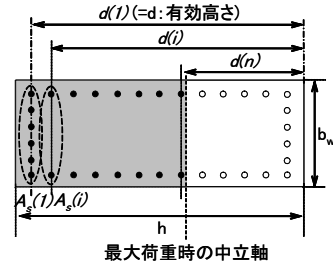


図-16 引張鋼材量と有効高さの考え方

$$V_2 = f_{wc} b_w d \quad (5)$$

$$f_{wc} = 1.25 \sqrt{f'_c} \quad (6)$$

4.2 せん断スパンおよび引張鋼材の考え方

せん断補強鉄筋を用いないディーブームのせん断耐力算定式は、梁部材であるディーブームの載荷実験結果に基づいて提案されており、載荷板幅とせん断スパンがパラメータとなっている。

そのため柱部材の計算を行う場合、梁部材と異なりせん断スパンの考え方が異なる。梁部材と同等の条件を考慮し、柱部材については図-15に示すように、圧縮ストラット下部に仮想載荷板があるものとして、せん断スパン L_a を定めた。

また、耐力算定に用いる引張鋼材量 A_s については、せん断破壊時の中立軸を計算で求め、引張側に位置する側方鉄筋は、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）³⁾を参考に、式(7)のように有効高さと圧縮縁からの距離の比で低減させて算出した。引張鋼材量と有効高さの関係を図-16に示す。

$$A_s = \sum_{i=1}^n A_s(i) \cdot \frac{d(i)}{d(1)} \quad (7)$$

$$\rho_t = A_s / (b_w d) \quad (8)$$

4.3 実験値との比較

図-17は、実験値と提案する方法による計算値との比較を行ったもので、計算値には V_1 と V_2 の両方の計算結果を示す。図中の各記号の意味については凡例に示す。なお梁部材については、全て V_1 により求められ、 V_2 により求めたものはなかった。さらに実験値には、 β_n 項により柱部材における軸力の影響を除いている。図-17を踏まえ、図-18では、実験値と計算値 V_3 の結果を比較し

たもので、比較的精度良く実験値と計算値が評価できている。

提案の方法において V_1 により決まる場合と V_2 で決まる場合の決定要素についてはせん断補強鉄筋比が大きく影響しており、今回の試験範囲においては、せん断補強鉄筋比が 1.01% 以下の場合 V_1 でせん断耐力が決定し、せん断補強鉄筋比が 1.58% 以上の場合 V_2 でせん断耐力が決定する結果となった。

次に図-19 は、今回の試験結果に既往の梁部材のせん断試験の実験結果を加えて、実験結果と今回の提案の方法による計算結果の比較を行ったものである。 V_1 で決まるものを○で、 V_2 で決まるものを□で示す。これによると実験値の大きいところで危険側の評価を行う結果もあるが、それ以外は概ね精度よく評価できているものと考えられる。なお危険側に評価している実験値の大きいものは、試験体の断面高さが 2m 以上となるものである。

今回行った実験とあわせて、既往の梁部材のせん断試験を含めた各パラメータの範囲は、以下のとおりである。

せん断スパン比：0.5~2.5

せん断補強鉄筋比：0~1.89%

軸力：0~1.5N/mm²

有効高さ：265~2,000mm

コンクリートの圧縮強度：15.5~32.0N/mm²

以上より、今回の本論文で検討した範囲においては、柱および梁の部材の違いによる計算結果の相違は確認されず、部材の種類に関係なく今回の提案の方法によりせん断耐力を評価することが可能であると考えられる。

5. まとめ

以上より、せん断スパン比の小さい RC 柱部材の水平加力試験およびせん断耐力計算の結果、得られた知見について以下に示す。

- せん断補強鉄筋比が 0.72% 以上となる場合は、せん断スパン内の斜めひび割れは分散して発生するが、せん断補強鉄筋比が 0~0.25% 程度の小さい場合は、せん断スパン内の斜めひび割れは数本程度に集中して発生し、その後破壊に至る。
- 試験の範囲内であるせん断補強鉄筋比が 1.01% 以下の場合、せん断スパンの高さ約 2/3 までのせん断補強鉄筋が圧縮ストラットに沿って降伏わずみに達し、せん断補強鉄筋比 1.58% 以上のせん断補強鉄筋を配置した場合は、せん断補強鉄筋が降伏わずみに達しなかった。
- 実験値と提案の方法による計算値の比較の結果、比較的精度よく評価できた。また V_1 、 V_2 の決定要素はせん断補強鉄筋比に影響し、1.01% 以下の場合 V_1 でせん断耐力が決定し、せん断補強鉄筋比が 1.58% 以上の場合 V_2 でせん断耐力が決定する結果となった。

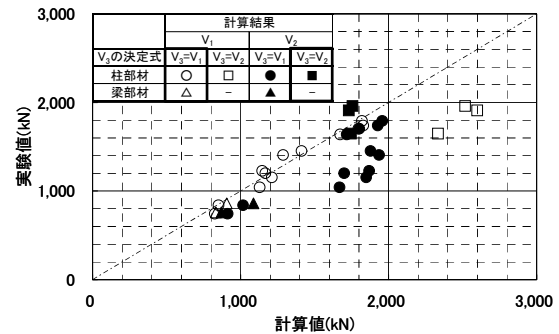


図-17 実験値と計算値 V_1 と V_2 の関係

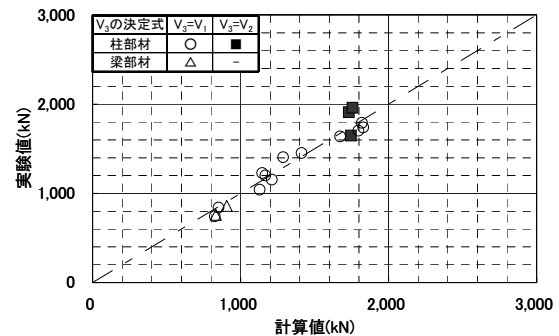


図-18 実験値と計算値 V_3 の関係

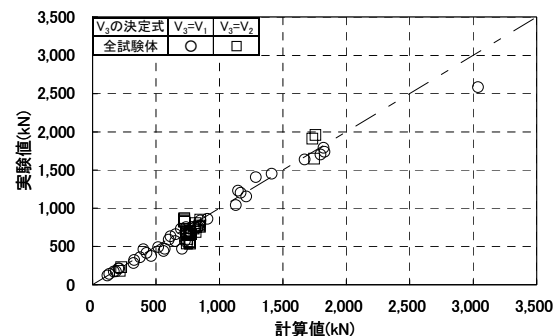


図-19 今回および既往の実験値と計算値 V_3 の関係

参考文献

- 1) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡邊忠朋, 松岡茂: スターラップを有するディーブビームのせん断耐力に関する研究, 土木学会論文集 No.760/V-63, pp.29-44, 2004.5
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.190-192, 2002
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, pp.142-150, 2004.4
- 4) 二羽淳一郎: FEM 解析に基づくディーブ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.119-126, 1983
- 5) 林川俊郎, 斎藤文彦, 角田与史雄: せん断補強鉄筋を有する RC ディーブビームの強度について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.319-324, 1990