

逆対称曲げを受ける鉄筋コンクリート梁のせん断耐力評価法

前田 友章* 田所 敏弥* 谷村 幸裕*

Evaluation Method for Shear Strength of Reinforced Concrete Beam Subjected to Antisymmetrical Moment

Tomoaki MAEDA Toshiya TADOKORO Yukihiro TANIMURA

In horizontal beam (upper, middle, and underground beam) of rigid-frame viaduct, arrangement of reinforcements is dense and difficult. Because these members have deep beam structures, and tend to increase shear reinforcements as the earthquake load taken into account of the design increases. However, an evaluation method for shear strength of reinforced concrete beam is based on the tests of simply supported beams; an evaluation method for shear strength of horizontal beam of rigid-frame viaduct subjected to antisymmetrical moment is not defined. In this research, we executed the loading tests of reinforced concrete beams subjected to antisymmetrical moment, and examined an evaluation method for shear strength.

キーワード：逆対称曲げモーメント，梁，せん断耐力，せん断スパン比，支持条件

1. はじめに

近年，耐震設計で考慮すべき地震力の増大に伴い，ラーメン高架橋横梁（上層梁，中層梁，地中梁）のせん断補強鉄筋量が増大する傾向にある。このような梁は，せん断スパン (a) と有効高さ (d) の比 (a/d) が比較的小さい，端部拘束支持の梁となることも少なくない。 a/d の小さい梁を有する土木構造物の設計に対して，現在では，単純曲げモーメントが作用する梁（図1 (a)）のせん断耐力算定式¹⁾が適用されている。

しかしながら，ラーメン高架橋の横梁においては，地震による水平荷重が作用すると，梁の支間中央においてモーメントの正負が反転する，逆対称曲げモーメント分布が形成される（図1 (b)，図2）。そのため，ラーメン高架橋横梁のような，逆対称曲げを受ける鉄筋コンクリート梁においては，単純支持を前提とした現行の算定式の適用は，適当でない可能性がある。

本研究は，支持条件の違いによる破壊形態への影響を考察するとともに，逆対称曲げモーメントを受ける a/d の小さい梁のせん断耐力算定式を検討することを目的としている。具体的には，せん断耐力に大きな影響を及ぼすと考えられる，せん断スパン比 (a/d)，せん断補強鉄筋比 (p_w) をパラメータとした試験体に逆対称曲げモーメントを作用させる荷重試験と FEM 解析を実施し，既往の研究²⁾と比較することで，支持条件の相違による破

壊形態，耐荷機構への影響を考察する。また，荷重試験の結果から，逆対称曲げモーメントを受ける a/d の小さい梁のせん断耐力 (V_j) と， a/d および p_w との関係を定式化し，その精度を検証する。

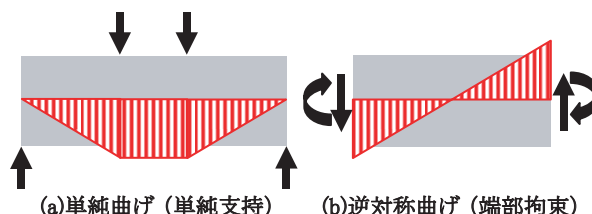


図1 支持条件と曲げモーメント分布

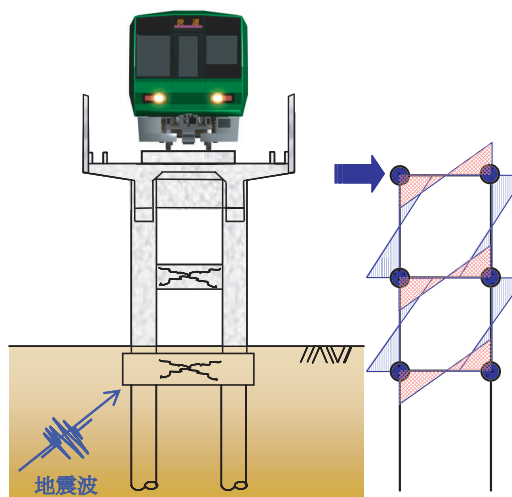


図2 地震時の高架橋の曲げモーメント分布

* 構造物技術研究部（コンクリート構造）

特集：構造物技術

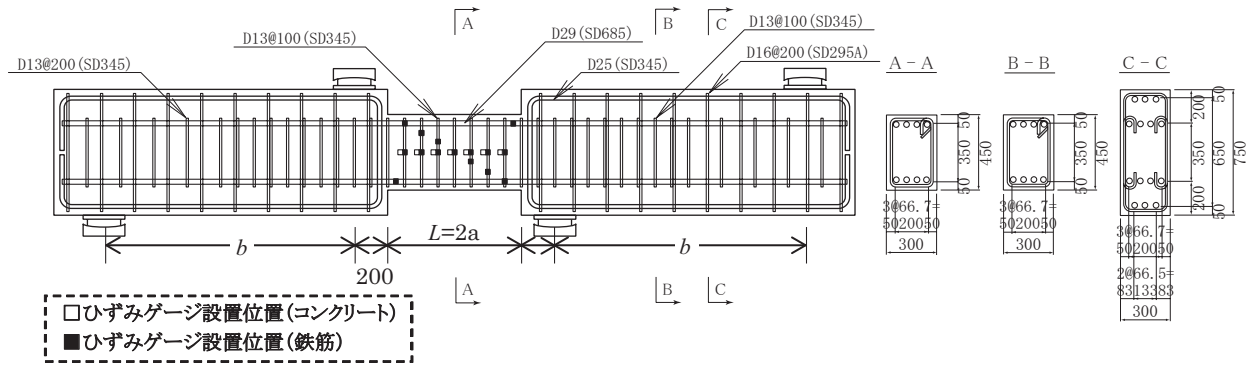


図3 試験体概要（単位 mm）

表1 試験体諸元，材料試験値および荷重試験結果

試験体 No.	試験体諸元，材料試験値，荷重試験結果											既往の荷重試験 ²⁾		
	a/d	d (mm)	a (mm)	b (mm)	せん断補強鉄筋			軸方向鉄筋		コンクリート f'_c (N/mm ²)	V_{exp} (kN)	コンクリート $f'_{c,ie}$ (N/mm ²)	V_{ie} (kN)	
					呼び名	p_w	E_w (kN/mm ²)	f_{wy} (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)					f_{sy} (N/mm ²)
No.1	1.0	400	400	1700	—	0	—	—	194	721	28.6	381	29.0	632
No.2					D10	0.0048	183	390	194	721	27.3	544	29.2	750
No.3					D13	0.0084	191	369	194	721	28.9	621	29.3	804
No.4					D16	0.0132	193	381	197	734	25.4	758	—	—
No.5	1.5	400	600	1500	—	0	—	—	194	721	30.3	250	22.9	284
No.6					D10	0.0048	—	390	199	758	27.8	440	23.0	491
No.7					D13	0.0084	191	368	199	758	28.9	549	23.5	570
No.8					D16	0.0132	194	383	194	721	27.0	643	—	—
No.9	2.0	400	800	1300	—	0	—	—	194	721	29.3	137	—	—
No.10					D10	0.0048	183	390	194	721	26.9	394	26.6	416
No.11					D13	0.0084	191	368	199	758	29.3	519	27.4	440

※ a/d：せん断スパン比 d：有効高さ a：せん断スパン b：スタブの荷重点支間距離 p_w ：せん断補強鉄筋比
 E_w ：せん断補強鉄筋のヤング係数 f_{wy} ：せん断補強鉄筋の引張降伏強度 E_s ：軸方向鉄筋のヤング係数 f_{sy} ：軸方向鉄筋の引張降伏強度
 f'_c ：コンクリートの圧縮強度 V_{exp} ：本研究の荷重試験から得られたせん断耐力（試験値）
 $f'_{c,ie}$ ：既往の荷重試験²⁾ 試験体のコンクリート圧縮強度 V_{ie} ：既往の荷重試験²⁾ から得られたせん断耐力（試験値）

2. ラーメン高架橋横梁を模擬した荷重試験

2.1 試験体および荷重方法

試験体概要を図3に示す。試験体は、左右にスタブを有する矩形断面のRC梁であり、中央の試験区間は長さ $L=2a$ 、有効高さ $d=400\text{mm}$ および幅 $b_w=300\text{mm}$ である。試験区間の軸方向鉄筋は、D29を使用し、断面の上下縁に計8本配置した。引張鋼材比は2.14%、軸方向鉄筋の芯かぶりは50mmとした。これは、既往の単純支持の荷重試験²⁾と比較するため、断面形状や配筋を同一としている。

その他の試験体諸元と材料試験値を表1に示す。試験体は、a/dおよび p_w をパラメータとして変化させたものを製作した。せん断補強鉄筋は、D10、D13およびD16の鉄筋を閉合形状にしたものを100mmの間隔で配置した（図3）。コンクリートは、水セメント比を60.5%、粗骨材最大寸法を20mmとした。

荷重は、4点曲げで単調荷重とし、支間中央においてモーメントの正負が反転する逆対称曲げモーメントを作用させた（図4）。

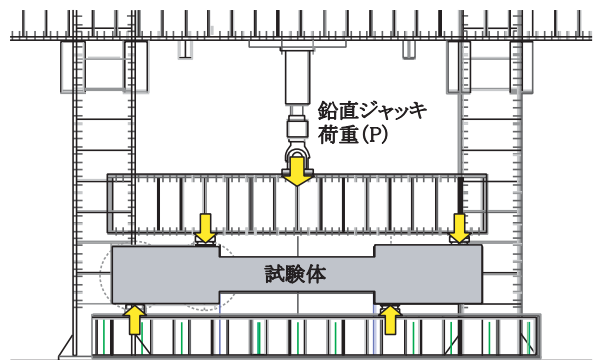


図4 試験体の荷重状況

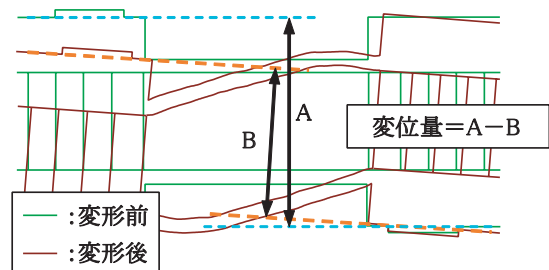


図5 変位量計測位置

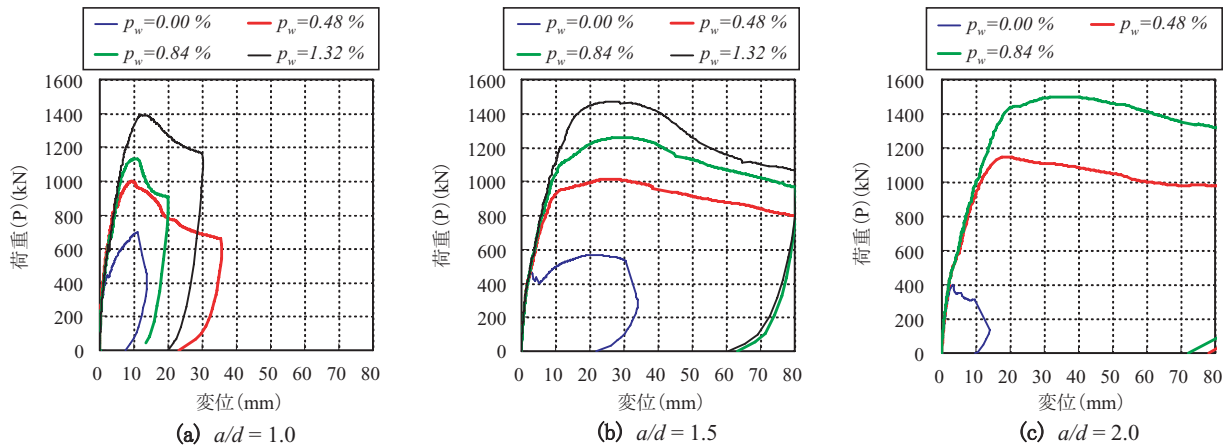


図6 荷重 (P) -変位関係

主な計測項目は、載荷荷重、変位、鉄筋ひずみおよびコンクリート内部のひずみとした。ここでの変位とは、逆対称曲げモーメントによって生ずる左右スタブの鉛直方向の相対変位を表す (図5)。

2.2 試験結果および考察

載荷試験で計測された荷重 (P) -変位関係を図6に示す。図6から、試験体の a/d が異なっても、せん断補強鉄筋比の増加に従い、最大荷重が大きくなることがわかった。

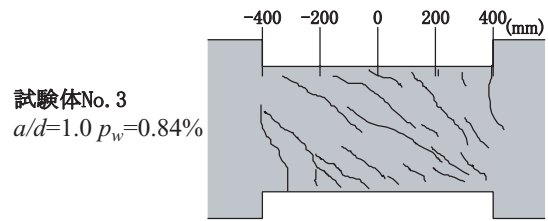
図7に逆対称曲げの載荷試験、および単純曲げの載荷試験²⁾における最大荷重時の試験体 No.3 ($a/d=1.0$, $p_w=0.84\%$) のひび割れ状況を示す。逆対称曲げモーメントが作用する試験体は、載荷に伴い、梁の引張縁に曲げひび割れが発生し、その後、曲げせん断ひび割れに進展、拡大した。さらに、支間中央部にせん断ひび割れが発生し、以降にせん断補強鉄筋のひずみが増大、降伏ひずみを超過した後に、最大荷重に達した (図8)。また、最大荷重時のコンクリートの内部ひずみを図9に示す。ひずみ量は1000~1500 μ であり、コンクリート圧縮強度時のひずみに達していないことがわかった (図9)。

以上のことから、逆対称曲げモーメントが作用した試験体は、斜め引張破壊が発生したと推測される。単純支持されたディープビームの破壊は、せん断スパンを対角に結ぶ圧縮ストラットの圧壊に起因して終局に至ることがわかっていることから、支持条件の違いによる影響を受け、破壊形態が異なると考えられる。

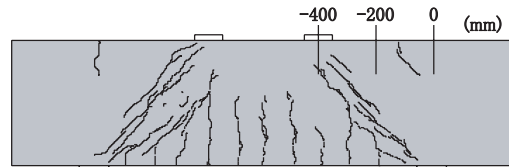
3. 逆対称曲げモーメントを受けるせん断スパン比の小さな梁のせん断耐力の評価

3.1 支持条件の違いによるせん断耐力の比較

表1に、既往の単純支持載荷試験²⁾から得られた、最大荷重時に試験区間に作用するせん断力 (以下、せん断耐力 (試験値)) (V_{te}) を示す。支持条件の違いによるせん断耐力の影響を検討するため、 V_{te} と逆対称曲げモーメント



(a) 逆対称曲げの載荷試験



(b) 単純曲げの載荷試験²⁾

図7 最大荷重時のひび割れ状況

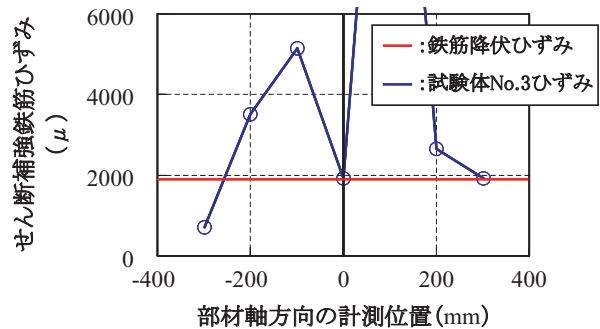


図8 最大荷重時のせん断補強鉄筋ひずみ

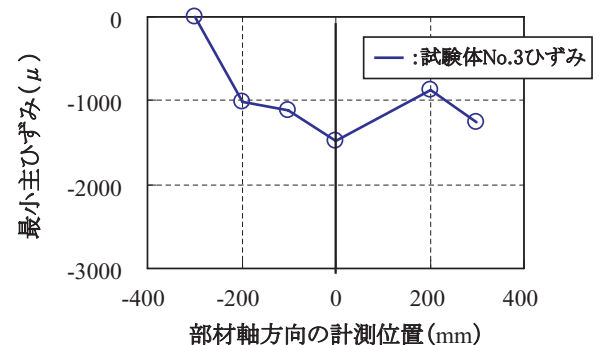


図9 最大荷重時のコンクリート内部ひずみ

特集：構造物技術

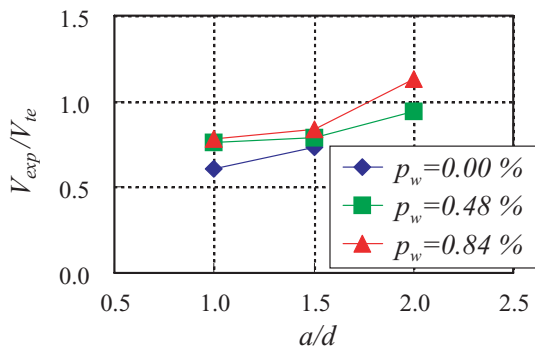


図10 支持条件の違いによる影響 (V_{exp} と V_{te} の比較)

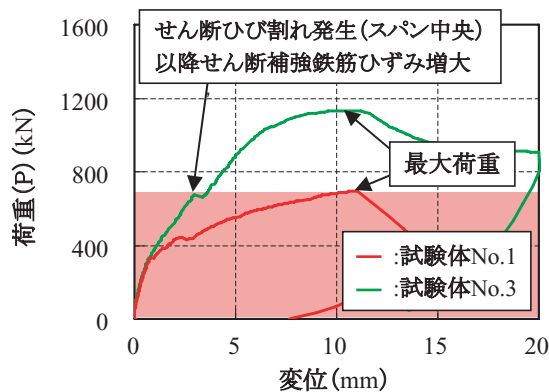


図11 せん断補強鉄筋の有無による荷重(P)－変位関係

表2 せん断耐力(試験値)

試験体 No.	試験体諸元		V_c (kN)	V_s (kN)	V_{exp} (kN)
	a/d	p_w			
No.1	1.0	0	381	381	0
No.2		0.0048	544	—	164
No.3		0.0084	621	—	234
No.4		0.0132	758	—	387
No.5	1.5	0	250	250	0
No.6		0.0048	440	—	214
No.7		0.0084	549	—	321
No.8		0.0132	643	—	420
No.9	2.0	0	137	137	0
No.10		0.0048	394	—	248
No.11		0.0084	519	—	369

※ $V_{c,exp}$: V_{exp} のうちコンクリートが分担するせん断耐力(試験値)
 $V_{s,exp}$: V_{exp} のうちせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力(試験値)

が作用する本載荷試験で得られた試験体のせん断耐力(試験値) (V_{exp}) の比較を行った。 V_{exp} を同じ試験体諸元の V_{te} で除した V_{exp}/V_{te} と a/d , p_w の関係を図10に示す。試験体No.11 ($a/d=2.0$, $p_w=0.84\%$)を除いて、 $V_{exp}/V_{te} < 1.0$ となり、 a/d および p_w が小さいほど V_{exp}/V_{te} の値は小さくなった。

3.2 せん断耐力の評価方法

支持条件の相違により、同諸元の試験体のせん断耐力が異なることがわかった。よって、本節以降で、逆対称曲げモーメントを受ける a/d の小さい梁のせん断耐力(V_y)の算定式を検討する。

a/d が小さい梁においては、支持条件により、破壊形態が異なることがわかった。2.2から、逆対称曲げモーメントが作用した試験体は、 a/d が大きい梁に見られる、斜め引張破壊が発生すると推測され、トラス的な耐荷機構を形成すると考えられる。そこで、ここでは、 a/d の大きい梁に適用される修正トラス理論に基づき、式(1)による評価を試みた。

$$V_y = V_c + V_s \tag{1}$$

ここに、

V_y : せん断耐力 (kN)

V_c : コンクリートが分担するせん断耐力 (kN)

V_s : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力 (kN)

3.3 コンクリートが分担するせん断耐力の評価

a/d が大きい梁に適用される式(1)は、トラス的な耐荷機構により、せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力(V_s)とせん断補強鉄筋がない梁のせん断耐力相当であるコンクリートが分担するせん断耐力(V_c)の累加によって、せん断耐力(V_y)を評価する。

せん断補強鉄筋を有する梁のコンクリートが分担するせん断耐力(V_c)、すなわち、斜めひび割れ発生後にせん断補強鉄筋以外のメカニズムにより分担されるせん断耐力は、斜めひび割れ面のせん断力の伝達や軸方向鉄筋によるダウエル効果等を定量的に考慮しなければならず、理論的な評価は困難である。しかしながら、せん断補強鉄筋を有する梁を対象とした、これまでの実験的検討の蓄積によって、式(1)によって、斜め引張破壊する梁のせん断耐力をほぼ妥当に評価できることがわかっている。

ここで、せん断補強鉄筋の有無のみ異なる試験体No.1およびNo.3の載荷試験の結果を図11に示す。せん断補強鉄筋のない試験体No.1は、スパン中央に斜めひび割れが発生した直後の696kNにおいて、最大荷重に達した。一方、せん断補強鉄筋のある試験体No.3は、696kNにほぼ等しい678kNで、スパン中央に試験体No.1と同様の斜めひび割れが発生し、それ以降、せん断補強鉄筋のひずみが増大し、せん断補強鉄筋の降伏後、しばらくして最大荷重に達した。このことから、せん断補強鉄筋を有する梁においては、せん断補強鉄筋がない梁のせん断耐力とトラス機構によるせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力の累加として、評価できる可能性が考えられる。

載荷試験で得られた各試験体のせん断耐力(試験値)を表2に示す。試験体No.1, No.5およびNo.9は、せん断補強鉄筋のない梁であることから、載荷試験で得られた V_{exp} をコンクリートが分担するせん断耐力(試験値)($V_{c,exp}$)とした(表2)。

ここで、 V_c は、既往の研究成果により提案されたせん断補強鉄筋を用いていない梁のせん断耐力算定式(V_{c0})³⁾に基づいて検討した(式(2))。ただし、単純曲げを受ける

梁を前提とした V_{c0} は、支持条件が異なる逆対称曲げを受ける梁の最大荷重時のひび割れ状況と異なる (図7) ため、 V_c とは異なる可能性が考えられる。そこで、せん断補強鉄筋のない梁におけるせん断スパン比の影響を図12に示す。逆対称曲げモーメントを受ける梁における a/d の影響を既往の算定式³⁾ に準じて評価した結果、式(3)を得た。

$$V_{c0} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \cdot (0.75 + 1.4/(a/d)) = V_{c1} \cdot (0.75 + 1.4/(a/d)) \quad (2)$$

$$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \cdot (-0.75 + 4.0/(a/d)) \quad (3)$$

ここに、

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_c}$$

$$f_{vc} = 0.2\sqrt[3]{f'_c}$$

b_w : 腹部の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

p_c : せん断引張鋼材比 $p_c = A_s/(b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

a/d : せん断スパン比 ($a/d=1.0 \sim 2.0$)

3.4 せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力の評価

トラス機構によるせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力 (試験値) ($V_{s,exp}$) を、式(4)に示すように、せん断補強鉄筋を有する梁のせん断耐力 (試験値) から、せん断補強鉄筋のない梁のせん断耐力を減じることによって算定した (表2)。

$$V_{s,exp} = V_{exp} - V_c \quad (4)$$

ここに、

V_{exp} : 本载荷試験から得られたせん断耐力 (試験値) (kN)

$V_{s,exp}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力 (試験値) (kN)

ここで、せん断補強鉄筋を有するすべての梁において、せん断補強鉄筋が降伏したことからトラス機構が適用できると仮定し、トラス理論に基づいて算定したせん断補強鉄筋のせん断耐力の分担分 (V_{s0}) について検討した。式(5)にトラス理論に基づいたせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力の算定式を示す。

$$V_{s0} = A_w \cdot f_{wy} \cdot z \cdot \cot\theta / s_s = V_{s1} \cdot \cot\theta \quad (5)$$

ここに、

A_w : 区間 s_s における部材軸と直交するせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²)

f_{wy} : せん断補強鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

z : 圧縮応力の合力位置から引張鋼材図芯までの距離

$$z = d/1.15 \quad (\text{mm})$$

s_s : 部材軸と直交するせん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

θ : 圧縮ストラットの角度 (°)

ここで、圧縮ストラットの角度 (θ) とせん断スパン比、せん断補強鉄筋比の関係を図13に示す。図13から、 $\cot\theta$

は a/d および p_w と相関があることがわかる。そこで、 $\cot\theta$ と a/d および p_w との関係より、せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力の算定式を式(6)に示す。ただし、 $\cot\theta$ の範囲については、現行の設計法との連続性を考慮し、 $\cot\theta \leq 1.0$ とした。

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot z \cdot \cot\theta / s_s$$

ここに、

$$\cot\theta = 0.44(a/d) - 35p_w + 0.58 \quad (6)$$

ただし、 $\cot\theta \leq 1.0$

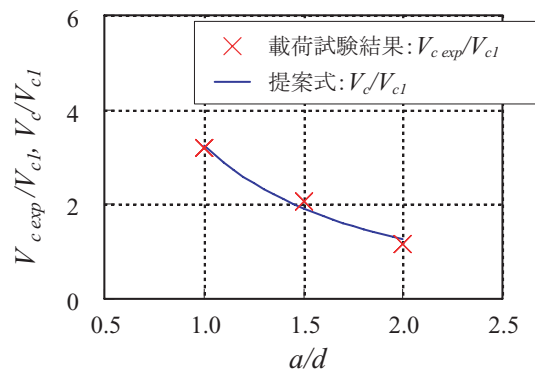


図12 コンクリートが分担するせん断耐力の評価

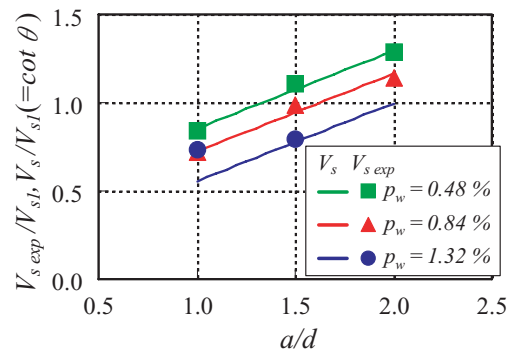


図13 せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力の評価

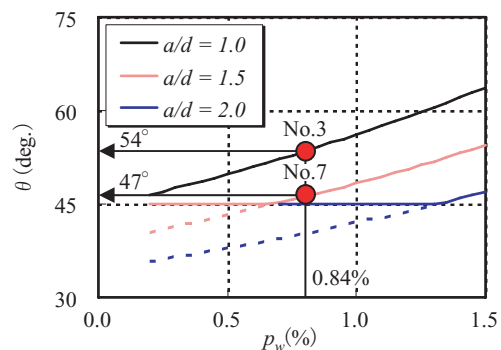
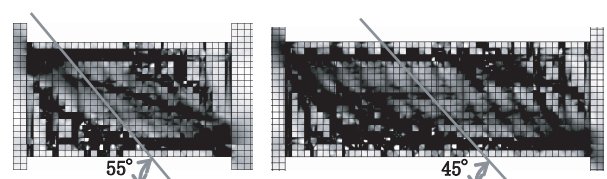


図14 圧縮ストラットの角度 (θ)



試験体No.3 ($a/d=1.0, p_w=0.84\%$) 試験体No.7 ($a/d=1.5, p_w=0.84\%$)

図15 FEM解析による圧縮ストラットの角度

特集：構造物技術

また、式(6)における θ の妥当性について検討した。式(6)から求まる θ と a/d , p_w の関係を図14に示す。最大荷重時の圧縮ストラットの角度は、斜め引張発生時の圧縮ストラットの角度である、試験において観察される斜めひび割れの角度と異なる。そこで、ここでは、FEM解析を用いて、最大荷重時の圧縮ストラット角度について検討した。試験体No.3およびNo.7の最大荷重時の最小主ひずみの分布、および圧縮ストラットの角度を図15に示す。図14, および図15から、式(6)より算定される圧縮ストラットの角度は、FEM解析の結果とほぼ一致し、式(6)の θ の妥当性について確認できた。このことから、せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力については、トラス理論に基づく算定式の適用が可能であると考えられる。

3.5 現行の算定式との比較

逆対称曲げを受けるRC部材のせん断耐力に関する既往の研究^{4)~9)}、および本研究の载荷試験結果を用いて、現行の単純支持されたディープビームのせん断耐力算定式から求めたせん断耐力 (V_{dd})¹⁰⁾ と本研究の提案式から求めたせん断耐力 (V_y) の比較を行う。

既往の研究、および本研究の载荷試験から得られた V_{exp} と V_y , V_{dd} とを比較したものを図16に示す。図16から、本研究の提案式は、現行の算定式と比較して、相関がよいことがわかった。これは、せん断補強鉄筋を配置している逆対称曲げモーメントを受ける a/d の小さい梁について、せん断補強鉄筋をほとんど評価しない V_{dd} に対し、 V_y は適切に評価しているからであると考えられる。このように、既往の試験結果を精度よく評価できることが可能であることから、逆対称曲げモーメントを受ける a/d の小さい梁のせん断耐力は、せん断補強鉄筋のない梁のせん断耐力相当であるコンクリートが分担するせん断耐力と、トラス的な耐荷機構によりせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力の累加として評価できると考えられる。

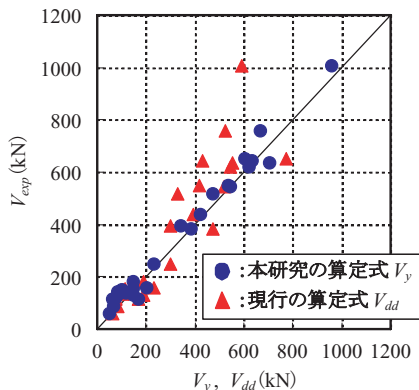


図16 試験結果と提案式算定値との比較

4. まとめ

本研究で得られた逆対称曲げモーメントを受ける a/d

の小さい梁に関する知見を以下に示す。

- (1) 同一のせん断スパン比、かつ同一の大きさの曲げモーメントが作用する梁であっても、作用する曲げモーメントが、単純曲げか、逆対称曲げかによって、斜めひび割れの角度、破壊形態、およびせん断耐力が異なることがわかった。
- (2) せん断補強鉄筋のある梁の場合、トラス的な耐荷機構によりせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力は、せん断スパン比やせん断補強鉄筋比によって、変化することがわかった。これは、圧縮ストラットの角度が、せん断スパン比やせん断補強鉄筋比によって、変わることが原因であると推測できた。
- (3) 载荷試験結果から、逆対称曲げモーメントを受けるせん断スパン比の小さい梁のせん断耐力算定式を提案した。

文献

- 1) 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, JCI-C5, pp.119-126, 1983.10
- 2) 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プ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
- 3) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 4) 鈴木裕隆, 谷村幸裕, 楠本秀樹：逆対称曲げを受けるせん断スパン比の小さい梁の耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.961-966, 2004
- 5) 荒川卓, 加藤信夫, 山本幹夫, 今野伸一：正負繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力性状について, 日本建築学会大会学術講演概要集, Vol.45, pp.713-714, 1970.9
- 6) 荒川卓, 武田寛, 山本幹夫, 小島雅樹：正負繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力性状について(その2), 日本建築学会大会学術講演概要集, Vol.46, pp.803-804, 1971.11
- 7) 野口博, 堀川孝助：鉄筋コンクリートばりのせん断抵抗機構に関する研究, 日本建築学会大会学術講演概要集, Vol.56, pp.1479-1480, 1981.9
- 8) 高木仁之, 奥出久人, 新田隆雄：せん断補強鉄筋の強度による梁のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.75-80, 1989
- 9) 古内仁, 高橋義裕, 上田多門, 角田史雄：反曲点を有するRCはりのせん断破壊に対する斜めひび割れの影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.449-454, 1993
- 10) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・解説(コンクリート構造物), 2004.4