(43) 逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリートの せん断耐力に関する検討

中田 裕喜1・渡辺 健1・谷村 幸裕1・岡本 大1・池田 学2

¹正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38) E-mail:nakata@rtri.or.jp

鉄道ラーメン高架橋の横梁などでは、両端が他部材に固定されているため、地震時に、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が作用する.支持条件が、鉄筋コンクリート部材 のせん断耐力に及ぼす影響の検討が実施されているが、土木構造物に使用される鉄骨鉄筋コンクリート部 材に対してはいまだ検討がなされていない.そこで、支持条件の影響が大きいと考えられるせん断スパン 比の小さい、逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート梁を対象に載荷試験を行い、各種試験パラメータ がせん断耐力に及ぼす影響とせん断耐荷機構の検討を行った.そのために、3次元FEMを実施し、最小主 応力の分布について検討した.

Key Words : Steel Reinforced Concrete Beam, Shear Strength, Railway Viaduct Structures, Support Condition

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下,SRCという)梁を有す るラーメン高架橋の設計では、鉄筋コンクリート(以下, RC)部材に利用されている修正トラス理論の考え方に、 鉄骨のせん断耐力負担を考慮したせん断耐力算定式や、 単純支持されたSRC梁の載荷試験に基づくせん断耐力算 定式が適用されている^{1,2}.しかし、図-1に示すように、 鉄道ラーメン高架橋の横梁などは両端が他部材に固定さ れているため、地震時に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が作用する.す なわち、現行の設計式が前提としている支持条件と異な るため、支持条件がせん断耐力におよぼす影響について 検討する必要がある.

逆対称曲げが作用するRC横梁に対しては³,支持条件 がせん断耐力に及ぼす影響の検討が行われている.一方, 鉄道ラーメン高架橋のSRC梁に対しては、いまだ支持条 件に着目した検討がなされていない.そこで、本研究で は、逆対称曲げモーメントを受けるSRC梁の、各種試験 パラメータがせん断耐力に及ぼす影響とせん断耐荷機構 を検討することを目的として、支持条件の影響が大きい と考えられるせん断スパン比の小さいSRC梁を対象に、 載荷試験および3次元FEMを実施したので、ここに報告 する.



図-1 地震時の高架橋の曲げモーメント分布

2. 逆対称曲げを受けるSRC梁の載荷試験

(1) 試験体諸元

試験体諸元を,**表**−1,図−2に示す.試験体は全部で 12体で,SRC梁が8体,RC梁が4体⁴である.試験体は両 側にマッシブなスタブを有するダンベル形で,断面の小 さい中央部分が試験区間である.

試験区間の断面は、幅(b)が300mmまたは400mm, 高さ450mmの矩形断面とした.なお、スタブは破壊しな いように、幅400mm、高さ750mmと試験区間に対して断

試験体	b	d	а	a/d	f'c	軸方向鉄筋		せん断補強筋			鉄骨		April L.L.L	
						鉄筋径	降伏強度	鉄筋径	鉄筋比	降伏強度	形状 降伏強度	<i>鋼</i> 材比	鉄骨	
	(mm)	(mm)	(mm)		(N/mm^2)	(鉄筋比%)	(N/mm^2)	(ピッチmm)	(%)	(N/mm^2)	(鉄骨比%)	(N/mm^2)	(%)	鉄筋比
SRC1			400	1.0	25.6			_	_	-				
SRC2	200	200 400	400	1.0	24.5	D29	970	D10 (100)	0.48	379	244×175×7×11	334	7.92	1.08
SRC3	300	400	600	1.5	27.4	(4.28)		_	_	_	(4.11)			
SRC4			600		28.1			D10 (100)	0.48	379				
SDCE					24.4						250×250×9×14		7.27	2.27
SKC5			400	1.0	34.4						(5.12)		1.37	2.27
SDCC	400	400	400	1.0	22.6	D25	0(0	D10 (1(0)	0.22	207	250×113×9×14	222	5 (2)	1.40
SKCO	400	400			32.0	(2.53)	968	D10 (160)	0.22	387	(3.36)	332	5.62	1.49
SRC7			600	1.5	29.0						250×250×9×14		7.37	2.27
SRC8					66.4						(5.12)			
RC1	200	400	400	1.0	28.6	D29 (4.28)	721	_	-	_		_	_	_
RC2					27.3			D10 (100)	0.48	390				
RC3	500		600	1.5	30.3			_	_	_				
RC4		000	600 1.5	27.8	27.8	758	D10 (100)	0.48	390					

表-1 試験体諸元

b: 試験区間の断面幅, d: 試験区間断面の有効高さ, a: せん断スパン, f_c : コンクリート圧縮強度 鉄骨形状: 鉄骨高さ×フランジ幅×ウェブ厚×フランジ厚 (mm)



面寸法を増加させ、さらに十分な量の配筋を行っている.

主な試験パラメータは、せん断スパン比a/d (a: せん 断スパン、d: 有効高さ) 、せん断補強鉄筋比 (A_w /b·s、 A_w : 1組のせん断補強鉄筋断面積、b: 断面幅、s: せん 断補強鉄筋間隔) 、鋼材比 ($(A_s+A_t)/A_c$ 、 A_s : 鉄骨断面 積、 A_t : 鉄筋断面積、 A_c : コンクリート断面積) 、鉄骨 鉄筋比 (A_s/A_t) 、断面幅、フランジ幅、コンクリート 圧縮強度、鉄骨の有無である.

なお、RC1~4はRC梁(鉄骨を配置していない)である が、SRC1~4に対して、材料試験結果は若干異なるもの の、鉄骨以外は同諸元の試験体であり、同一の試験体番 号とすることで鉄骨配置の影響が直接比較できる試験体 である.

また,実構造物では軸方向鉄筋と鉄骨フランジの降伏 点および配置位置に大差がないことが多い.よって,本 試験は,せん断耐力を取得することを目的としているた め,極力鉄骨のウェブ降伏がフランジ引張降伏に先行す るように工夫している.

(2) 載荷方法と測定項目

載荷方法を図-2に示す.載荷は4点単調載荷で,試験 区間に逆対称曲げモーメントが作用させた.

測定は鉄骨,鉄筋,コンクリートの表面,内部のひず み,ひび割れおよびひび割れ性状の観察を行った.なお, コンクリートの内部ひずみは,あらかじめコンクリート 内部に設置した,コンクリートの二軸挙動に追随できる アクリル棒のひずみを測定することで評価した⁴.鉄骨, コンクリート表面および内部のひずみは3軸ゲージを用 いて計測し,測定高さ位置は図心軸上とした.

(3) 使用材料

試験体に使用した材料は、目標強度が27N/mm²のコン クリート、SD345のせん断補強鉄筋、SS400の鉄骨を基 本とした.また、いずれの試験体もせん断破壊が先行す るように、軸方向鉄筋は熱処理により高強度化している. 鉄骨にはロール材を用いた.軸方向鉄筋および鉄骨は、 試験体両端部に設けた鋼板に溶接することで、定着を確 保した.

試験体	b (mm)	a/d	р _w (%)	形状 (鉄骨比%)	V _{crack} (kN)	V _{hoop} (kN)	V _{sweb} (kN)	V _{max} (kN)	V_y (kN)	$V_{\rm max}$ $/V_y$
SRC1	300	1.0			205		453	526	1222	0.43
SRC2			0.48	244×175×7×11	231	426	567	629	1410	0.45
SRC3		1.5		(4.11)	185		432	464	1013	0.46
SRC4			0.48		139	516	509	534	1203	0.44
SRC5	400	1.0	0.22	250×250×9×14 (5.12)	233	621	668	858	1676	0.51
SRC6				250×113×9×14 (3.36)	293	635	844	912	1676	0.54
SRC7				250×250×9×14	185	536	648	668	1454	0.46
SRC8		1.5		(5.12)	331	561	872	920	1555	0.59
RC1	300	1.0			185	_	_	381	_	_
RC2			0.48		225	468	_	544	_	_
RC3		1.5			145			250		
RC4		1.5	0.48		190	385	_	440	_	—

表--2 試験結果

 V_{crack} :端部斜めひび割れ発生時のせん断力、 V_{hoop} :せん断補強鉄筋初降伏時せん断力、 V_{sweb} :鉄骨ウェブ初降伏時 せん断力、 V_{max} : せん断力の最大値(30mm以内)、 V_{y} :式(1)参照

3. 試験結果および考察

(1) 損傷状況

損傷状況の例を図-3に示す.ひび割れは曲げひび 割れと、端部での斜めひび割れ、圧縮縁を結ぶ対角 線上での斜めひび割れ、軸方向鉄筋に沿った水平ひ び割れに大別できる.いずれの試験体も、曲げひび 割れを除けば、端部での斜めひび割れが最初に発生 している.表-2に各試験体の端部斜めひび割れ発生 せん断力V_{ack}を示した.

せん断スパン比が1.0の試験体は、端部および試験 区間中央での斜めひび割れが卓越する傾向にある. ただし、RC1においては、端部および試験区間中央で の斜めひび割れ(圧縮縁を結ぶ対角線上での斜めひ び割れにより最大せん断力に到達)が発生するもの の、軸方向鉄筋に沿った一続きのひび割れも顕著に 表れていることから、鉄骨を配置することで、軸方 向鉄筋に沿ったひび割れは低減されると考えられる⁵.

せん断スパン比が1.5の試験体は、SRC梁において も軸方向鉄筋に沿ったひび割れが見られるようにな った.ただし、コンクリートが高強度であるSRC8に おいては、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが見られな い.RC3と比較すると、斜めひび割れがおよび軸方向 鉄筋に沿ったひび割れが分散する傾向が見られた.

いずれのSRC梁も鉄骨ウェブ降伏後に多少のせん断 カの増加を経て,最大せん断力を迎えたが(表-2参 照),図-3(g)に示すように,鉄骨ウェブ後には試験 区間上下面で軸方向鉄筋または鉄骨フランジに沿っ たひび割れ,乖離が見られた.逆対称曲げを受ける RC梁においてはこのような上下面のひび割れは観察 されていないため,鉄骨の影響によって鉄骨フラン



(g)試験区間上面の損傷状況(SRC4試験終了時点) 図-3 試験体損傷状況(図中の矢印は載荷方向)

ジの側面と内面でコンクリートが分断されている可能性 がある.

(2) せん断補強鉄筋比p,の影響

せん断補強鉄筋比pw以外が同緒元のSRC1と2または SRC3と4を比較することで、せん断補強鉄筋比がせん断 耐力に及ぼす影響を検討した.

せん断力-層間変位関係を図ー4に示す. せん断力は, 試験区間に作用するせん断力であり,層間変位は両側ス タブの相対層間変位である(図ー5参照).また,せん 断力の最大値 V_{max} を表-2に示す.なお,ここでは, V_{max} は層間変位30mm以内の最大値とした.図より,せん断 補強鉄筋を配置することで, V_{max} は増加する.SRC2は SRC1の1.20倍(せん断力差103kN),SRC4はSRC3の1.15 倍(せん断力差70kN)である.なお,トラス理論に基 づくせん断補強鉄筋が負担するせん断力 $V_w^{1, 2, 3}$ は, 188kNであり,試験ではせん断補強鉄筋比が負担するせ ん断力が小さい結果となった.

(3) せん断スパン比a/dの影響

せん断スパン比a/d以外が同緒元のSRC1と3, SRC2と4, SRC5と7を比較することで、せん断スパン比が V_{max} に及 ぼす影響を検討した.

せん断力-層間変位関係を図-4,6に示す.また,最 大せん断力*V*_{max}を表-2に示す.いずれのケースも,既 往の研究^{3,4,6,7}の知見と同様に,せん断スパン比が短 くなるほど*V*_{max}は大きくなる.

(4) コンクリート強度の影響

コンクリート強度以外が同緒元のSRC7と8を比較する ことで、コンクリート強度がV_{max}に及ぼす影響を検討し た. せん断力ー層間変位関係を図ー7に示す. コンクリ ートを高強度化することで、剛性およびV_{max}は大きく増 加し、SRC8のV_{max}はSRC7の1.38倍である(表-2参照).

(5) フランジ幅の影響

図-8にSRC5, 6のせん断力-層間変位関係を示す. 両試験体は鉄骨フランジ幅のみ異なり, SRC5は250mm, SRC6は113mmである. なお, SRC6のフランジは, SRC5 と同じ鉄骨のフランジをカットしている.

SRC5は鉄骨ウェブ降伏(668kN)後に剛性が大きく変化し、変位が大きくなるにつれ、せん断力が増加し続けるのに対し、SRC6は鉄骨ウェブ降伏(844kN)後に剛性が大きく変化し、せん断力が低下し続けた.鉄骨ウェブ降伏点に着目すれば、SRC5の方が鋼材量が少ないにも関わらず、せん断力が大きい.

図-9にSRC6におけるコンクリート内部ひずみから算



(せん断補強鉄筋比 p.およびせん断スパン比 a/dの影響)





定した最小主応力を示す.内部ひずみは鉄骨フランジ内 部のコアコンクリート部分と外側の側面コンクリート部 分で測定しており,図は試験体中央断面位置での結果で ある.図よりせん断力が大きくなるにつれ,側面側の内 部コンクリートの最小主応力ほうが大きくなる傾向になる. つまり,内部と側面で圧縮応力の大きさまたは流れが異なっていると考えられる.

南ら^{8,9}はSRC部材のせん断抵抗要素をRC部分の①ト ラス機構,②アーチ機構,③鉄骨フランジ外部のかぶり コンクリート部分のアーチ機構,④鉄骨フランジ内部の コアコンクリート部分のアーチ機構,および⑤鉄骨のト ラス機構の5つに区分し,それぞれの強度の累加により せん断耐力の理論解を提案している.このうち,③と④ は,その角度が小さいために,他の負担せん断耐力に比 して強度負担が小さい.即ち,フランジ幅が小さくなる ほど③,④の割合は小さくなり,②の割合が大きくなる ため,鉄骨ウェブ降伏時においてはSRC6の方がせん断 力が大きくなったと考えられる.

(6) 支持条件の影響

単純支持の載荷試験から得られた既往のせん断耐力式 と比較することで,支持条件がせん断耐力に及ぼす影響 を検討した.

既往の研究において,単純支持の載荷試験に基づく算 定式(1)^{2,3}が提案されている.記号の詳細については, 文献2),3)を参照されたい.

> $V_{y} = V_{c} + V_{w} + V_{s}$ (1) $V_{c} = f(l_{d}'d) \cdot f_{c}^{13} \cdot \beta_{d} \cdot \beta_{p} \cdot b \cdot d$ $f(l_{d}'d) = 0.76(l_{d}'d), \quad 0.5 \le l_{d}'d \le 2.5$ $\beta_{d} = (1000/d)^{14} \le 1.5$ $\beta_{p} = (100 \cdot p_{c})^{13} \le 1.5$ $V_{w} = (A_{w} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_{r} + \cos \theta_{r})/s_{r}) \cdot z$ $V_{s} = \alpha \cdot f_{vy} \cdot t_{w} \cdot Z_{s}$ $\alpha = 2.7 + 0.16k \cdot 0.68(l_{d}'d) \le 2.5$

表-2にSRC試験体のVyを示す.いずれの試験体も計算値が過大評価しており,逆対称曲げを受けるSRC梁は式(1)で評価できないと考えられる.

(7)鉄骨配置の影響

鉄骨の有無以外は同緒元のSRC1~4とRC1~4を比較することで、鉄骨配置がVnaxに及ぼす影響を検討した⁵.

図-10にせん断カー層間変位関係を示す.SRC梁は RC梁と同等以上の初期剛性であるが、斜めひび割れ発 生(表-2参照)後の剛性の低下が小さい.また、SRC 梁の斜めひび割れ発生時のせん断力はRC梁より大きい が、これは鉄骨のせん断力負担によるものと考えられる. なお、せん断補強鉄筋を配置していない試験体は、配置 している試験体よりも、鉄骨配置によるせん断力の増加 が大きくなった.



4. FEMによる検討

(1) はじめに

3章のSRC梁の試験結果から、フランジ内部のコンク リートと側面のかぶりコンクリートで、最小主応力に大 きな違いが見られた.そこで、FEMにより試験結果をシ ミュレーションし、コンクリート内部の圧縮応力の分布 の状況について検討した.合わせて鉄骨の付着に着目し て、感度解析を行った.

(2) 解析概要

フランジ内部のコンクリートと側面のコンクリートの 応力分布を検討するため,汎用FEM解析コードDIANA (Ver.9.3)を用いて,3次元の非線形解析を行った.

解析に用いた要素分割の例を図-11に示す. 試験体の 奥行き方向については,対称性を考慮して1/2モデルと している. コンクリートはソリッド要素,鉄筋は埋込み 鉄筋要素,鉄骨はシェル要素を用いてモデル化した. た だし,鉄筋とコンクリートの付着特性は,剛結合とし,

鉄骨とコンクリート間はインターフェース要素 (Coulombの摩擦基準で,摩擦係数0.4,付着応力0N/mm² と仮定)を用いてモデル化した.

コンクリートの材料モデルは、全ひずみモデルとし、 圧縮側は軟化勾配を考慮した放物線モデル、引張側は、 Hordijk¹⁰の軟化勾配を適用したtension softeningモデルとし た.軟化勾配を規定する破壊エネルギーについては、圧 縮側は、既往の研究¹¹にしたがって(2)式で算定し、引張 側は、鉄道構造物等設計標準(コンクリート構造物)¹² で示されている(3)式とした.

$$G_{\rm Fc} = 8.77 f_{\rm ck}^{-1/2} \, (\rm N/mm)$$
 (2)

 $G_{\rm Ft} = 1/100 \cdot (d_{\rm max})^{1/3} \cdot f_{\rm ck}^{1/3}$ (N/mm)

ここに,

f_{ck} :設計基準強度(N/mm²) d_{max}:粗骨材の最大寸法(mm)

なお、供試体両側のスタブについては、弾性体とし、



(3)

図-12 せん断カー層間変位関係

破壊を回避することとした.また,鉄筋は完全弾塑性モ デルとし,ひび割れモデルについては,ひび割れ発生後 の応力伝達を考慮しない回転ひび割れモデルとした.な お,解析に用いた材料強度については,材料試験値を入 力した.

(3) 解析結果

a) せん断カー層間変位関係と圧縮応カ分布

SRC2, 5, 7の試験体に対するせん断力-層間変位関係を図-12に示す.剛性が大きく変化する点(折れ点) 以降,試験結果と解析結果で乖離が見られるもの,折れ 点まではald,断面幅,せん断補強鉄筋比の違いを問わ ず,精度良くせん断力-変位関係を評価できている.

折れ点前である鉄骨ウェブ降伏時点の応力分布の例を 図-13に示す. 図-13 (a)は奥行き方向の1/2を対象とし た図-12の解析モデルにおいて,内部からみた側面のコ ンクリート(以下,内部コンクリート)の最小主応力分 布で,図-13 (b)は外側側面からみたコンクリート(以 下,側面コンクリート)の最小主応力分布である.

内部コンクリートにおいて,鉄骨フランジで囲まれた コアコンクリートの曲げ圧縮側端部で最小主応力の局所 化がみられるが,中央に行くにつれて-10N/mm²程度の主 応力で一様に分布している.ただし,鉄骨上下外側のコ ンクリートは非常に小さな応力である.



図-11 解析モデル(要素分割例)



図-13 コンクリートの最小主応力分布(鉄骨ウェブ降伏時)

一方,側面コンクリートは最小主応力の広がりは小さいものの,載荷点と支持点を結ぶ直線上で,-16 N/mm² 程度の圧縮応力が発生している領域(圧縮ストラット)が形成されている.また,軸方向鉄筋に沿った方向にも応力が流れていることが確認できる.内部と側面のコンクリートの応力分布の違いは,3章(4)の試験結果と一致する.なお,いずれの解析結果も,主応力の大きさには違いがあるものの,概ね同様な分布形状であった.

以上より、内部コンクリートは鉄骨の存在により、試験区間中の応力分布が不規則となり、中央で小さくなる 傾向にある.土木分野におけるSRC梁のせん断耐力算定 式のV_c^{1), 2), 3)}は、せん断応力に有効断面積を乗じている が、内部コンクリートと側面コンクリートで応力分布が 異なるため、V_cは一様断面で考慮できないと考えられる.

b) 鉄骨とコンクリートの付着がせん断性状に及ぼす影響

一般に,鉄骨とコンクリートの付着は非常に小さい. 建築のSRC基準⁸では,鉄骨とコンクリートの付着が小 さいことから,鉄骨とRCが独立した挙動を示すと考え, せん断耐力は累加強度で算定されている.

一方,試験はコンクリートを打設し,強度発現後すぐ に載荷を行うため,鉄骨とコンクリートの化学的粘着を 有している可能性がある.化学的粘着は時間の経過に伴 って消失すると考えられるので,鉄骨とコンクリートの 付着がせん断耐力に及ぼす影響を把握する必要がある.

そこで,FEMにより,鉄骨とコンクリートのインター フェイス要素の剛性を剛または0と極端に設定し,鉄骨 とコンクリートの付着がせん断耐力に及ぼす影響につい て検討を行った.

対象は、付着のせん断耐力への影響が大きいと考えら



図-14 付着の違いによるせん断力-層間変位関係

れるせん断スパン比の小さいSRC2とした. せん断力-層間変位関係を図-14に示す. 完全剛結時の最大せん断 力は605kN,付着無し時は574kNであり,5.5%程度の差 である. 化学的粘着があるとしても完全剛結までは行か ないと考えられるため,実際の付着の有無によるせん断 耐力の差はこれよりも小さいと思われる. また,300kN 付近で斜めひび割れが発生し,剛性が変化しているが, 剛結時と付着無し時で斜めひび割れ後の剛性の乖離がみ られる. 例えば,最大せん断力時の変位は,完全剛結時 で7.61mm,付着無し時で10.5mmである.

以上より, SRC2のような諸元の場合は, 付着が無い 場合のせん断耐力は, 剛結時に比して5%程度の差であ った. また, 付着が無い場合, ラーメン構造のような不 静定構造の場合には, 斜めひび割れ後の剛性が小さくな る傾向があるので, 留意が必要であると考えられる.

5. まとめ

支持条件と鉄骨の配置がせん断耐力,耐荷機構に及ぼ す影響を把握することを目的として,逆対称曲げを受け る,せん断スパン比の小さいSRC梁のせん断試験および FEMを実施した.得られた知見は以下の通りである.

せん断試験より,

- (1) SRC梁は斜めひび割れが卓越して発生する. RC梁と 比較すると、軸方向鉄筋に沿ったひび割れは低減され る.
- (2) いずれのSRC梁も、鉄骨ウェブ降伏後に試験区間上下面で軸方向鉄筋または鉄骨フランジに沿ったひび割れ、乖離が見られた。逆対称曲げを受けるRC梁においてはこのような上下面のひび割れは観察されていないため、鉄骨の影響によって鉄骨フランジの側面と内面でコンクリートが分断されている可能性がある。
- (3) せん断補強鉄筋比およびコンクリート強度の増加, またはせん断スパン比およびフランジ幅の減少に伴い, せん断力の最大値は増加する結果が得られた.
- (4)単純支持の載荷試験に基づく既往のせん断耐力式では、逆対称曲げを受けるSRC梁のせん断耐力を過大評価する.
- (5) せん断力が大きくなるにつれ,側面コンクリートの 最小主応力が,鉄骨フランジで囲まれるコアコンクリ ート部よりも大きくなる傾向になる.つまり,内部と 側面で圧縮応力の流れが異なっていると考えられる. 3次元FEMより,
- (6) 断面幅に対して,鉄骨フランジより内側にあるコン クリートは,鉄骨の存在により試験区間中の応力分布 が不規則となり,中央で小さくなる傾向にある.土木 分野におけるSRC梁のせん断耐力算定式中のV。は,せ ん断応力度に有効断面積を乗じることで算定されてい るが,内部コンクリートと側面かぶりコンクリートで 応力分布が異なるため,V。は一様断面で考慮できない と考えられる.

(7)対象とした解析モデルの場合,鉄骨とコンクリートの付着が無い場合のせん断耐力は、剛結時に比して 5%程度の差である.また,付着が無い場合,斜めひび割れ後の剛性が小さくなる傾向にあるため,不静定構造の場合には留意が必要である.

参考文献

- 1) 土木学会: 複合構造標準示方書, 丸善, 2009.
- 2)鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼 とコンクリートの複合構造物),丸善,2002
- 3)村田清満,池田学,渡邊忠朋,戸塚信弥:鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力,土木学会論文集,No.626/148,207-218,1999.7.
- 4)前田友章,田所敏弥,谷村幸裕,渡辺健:せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する支持条件の影響,コンクリート工学年次論文集,Vol.30,No.3,pp. 799-804,2008.
- 5) 中田裕喜,田所敏弥,谷村幸裕,池田学:逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する一考察, 土木学会第65回年次学術講演会概要集,CS2-045, pp.89-90, 2011.
- 6) 二羽淳一郎: FEM に基づくディープビームのせん断耐荷力 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.
- 7) 二羽淳一郎,山田一宇,横沢和夫,岡村甫: せん断補強的を 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, No.372/V-5, 167-176, 1986.
- 8) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計と保有水平耐力-,丸善,2003.
- 9) 南宏一, 岡本浩一, 若林実: SRC柱のせん断強度に関する理 論解, コンクリート工学年次論文集, Vol.7, No.1, pp.557-560, 1985.
- Hordijk, A. D. : Local Approach to Fatigue of Concrete, Delft University of Technology 1991.
- Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.
- 12) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物),丸善,2004.

STUDY ON SHEAR STRENGTH OF STEEL REINFORCED CONCRETE BEAMS UNDER ANTISYMMETRIC MOMENT DIAGRAM

Yuki NAKATA, Ken WATANABE, Yukihiro TANIMURA, Masaru OKAMOTO and Manabu IKEDA

The antisymmetric moment diagram has occurred in the transverse beams of the railway viaduct by earthquakes. However, the safty of the railway viaducts for shear force had been verified based on empirical equation obtained based on the steel reinforced concrete (SRC) beam tests with simple supported condition. On the other hand, the shear performance of SRC beam under antisymmetric moment diagram has not been estmated. Based on experimental and analytical studies, we concluded the effects of some parameters on the shear strength of SRC under antisymmetric moment diagram.