

(46) 断面欠損を有する鉄骨を内蔵した SRC材の鉄筋による補強法

EFFECT OF REINFORCING BARS TO STEEL MEMBERS WITH LOSS SECTION IN SRC BEAM

○福知保長¹⁾, 下村波基²⁾, 外狩吉隆³⁾, 新美禎久⁴⁾
Yasunaga FUKUTI, Hagai SHINOMURA, Yoshitaka TOGARI, Yoshihisa NIIMI

When high strength steel is used in buildings of steel structure, breaking failure may occur in joints before formation of plastic hinges in full sections of members, because of section loss due to bolt holes and high yield ratio of material. This phenomenon decreases deformation capacity of members and is undesirable to earthquake resistant design. In SRC structure, there is possibility that strength loss can be reinforced by additional bars arranged in RC parts near to the joints. To investigate the effect of such reinforcement and the mechanism of stress transfer from steel members to RC parts, pure bending tests under monotonic load and bending with moment gradient tests under repeated load are carried out. In results, it is recognized that above 120% reinforcement can recover the strength of members and prevent the failure at joints and stress can be transferred by pressure on intersurfaces of steel members and RC parts with densely arranged stirrups.

1. 序

一般の鉄骨鉄筋コンクリート（以下SRCと記す）構造に高張力鋼を用いた場合、柱・梁継手部などのボルト穴などによる断面欠損部分を有する箇所において、降伏以降の歪硬化による耐力上昇が小さいため、無欠損断面が降伏する以前に欠損部断面が破断し、脆性的な破壊を生じて、部材全体の変形能力が小さくなる問題がある。

そこで本研究は、鉄骨の断面欠損部分を鉄筋で補強する場合において、高張力鋼と普通鋼を用いて、以下の点を明らかにするため実験を行った。

- (1) 耐力を回復させ、十分な変形能力を有するための補強量
- (2) 鉄筋コンクリート（以下RCと記す）と鉄骨間の応力伝達

実験は、モーメント勾配のない純曲げの実験とモーメント勾配を持つ片持梁の実験の2種類を行った。

2. モーメント勾配のない実験

2.1 実験計画

図1に試験体縦断面図、図2にN部の横断面図を示す。試験体で、J部は鉄筋による補強（以下この鉄筋を添筋と記す）が施された断面欠損部分、S部は鉄骨は無欠損で、添筋による補強が無い部分であり、

-
- 1) 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科
 - 2) 工博 岐阜工業高等専門学校助教授 建築学科
 - 3) 工修 清水建設 大崎研究所
 - 4) 名古屋工業大学 大学院生

実験の際、両部のどちらかで破断するかによって添筋の補強効果が確認できるように設計した。

定着不足により添筋の補強効果が損なわれないように、定着長さを $40d=65\text{cm}$ (d :鉄筋の呼び名)とした。

鉄骨は、H-200x100x6x6を使用した。実験変数は、フランジ断面欠損の有無(欠損は、上下に25φの穴を2箇所与えた)、鋼材種、鉄筋の補強率(鉄骨を破断強度としたJ部の耐力を鉄骨を降伏強度としたS部の耐力で除したもの)である。鋼材種は、69材(破断強度6σ降伏比90%)、47材を使用した。それぞれの試験体の一般化累加強度式によって算出した耐力を表1に示す。試験体に使用した鋼材のコンクリートの機械的特性を表2に示す。

試験体セットアップ図を図3に示す。試験体は、両支点より550mmの位置に等しい荷重が加わるような2点集中荷重形式でH形鋼の載荷梁を介し、単調載荷した。変位は、図3に示す通り、試験体の下端の変位計により測定した。鉄骨・鉄筋の歪は、貼付したW.S.G.で測定した。

2. 3 実験結果

いずれの試験体も3t付近で等モーメント部内の梁の下端より曲げ亀裂が数力所に発生し、その後、N部、S部どちらか一方に亀裂が集中する。N部破断のものでは、鉄骨欠損部で著しく変形が集中し、塑性ヒンジが形成され、最終的には、鉄骨が破断して耐力が急減した。また、S部破壊では、梁下端より梁せいの2/3まで曲げ亀裂が伸び、鉄骨破断以前に梁上端コンクリートに圧壊が生じ、鉄骨、鉄筋を拘束していたコンクリートが剥落するために、圧縮側の露出した鉄骨、鉄筋に座屈が生じて、耐力が徐々に下降した。またS部破壊の試験体においても、N部をはさんで両側に左右逆の傾きのせん断亀裂が確認できた。これは、コンクリートと鉄骨の間に応力伝達が成立し、RC部にN部をはさんで、正負逆のせん断耐力が生じていることを示している。各試験体実験結果及び計算値を表3に、変位～荷重変位曲線を図4、5に示す。

2. 3 考察

【最大耐力及び変形能力】 表3に見られるように、

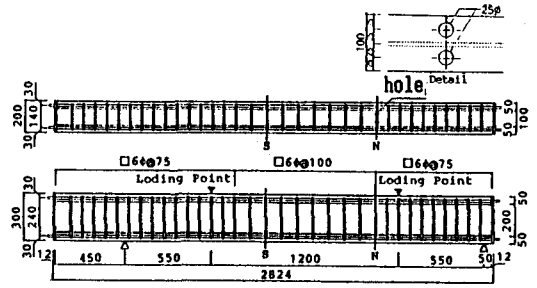


図1 試験体縦断面図

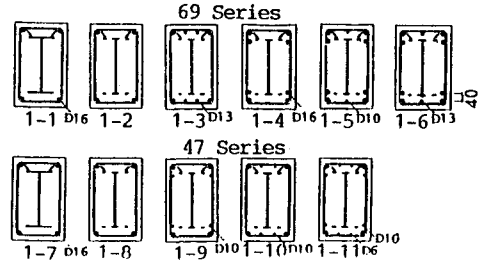


図2 試験体横断面図

表1 試験体一覧

Symbol	RC				Steel				SRC			
	rAt (cm ²)	rcfb (cm ²)	rcfy (cm ²)	rcfb (cm ²)	sfp (cm ²)	sfpy (cm ²)	sfyb (cm ²)	sfyb (cm ²)	Mya (tcm)	Mxb (tcm)		
69 series	1-1	3.98	403	784	790	169.4	978	1091	890	1005	1674	1796
	1-2	3.98	403	784	790	111.2	642	715	554	631	1339	1421
	1-3	6.52	659	1063	1069						1617	1700
	1-4	7.96	704	1221	1226						1775	1857
	1-5	8.62	776	1298	1304						1853	1935
	1-6	9.23	833	1360	1366						1914	1997
47 series	1-7	3.98	403	734	764	169.4	512	722	413	627	1148	1391
	1-8	3.98	403	734	764	111.2	336	474	238	379	972	1143
	1-9	5.41	511	806	830						1043	1215
	1-10	5.41	547	854	888						1096	1267
	1-11	6.07	576	863	891						1199	1370

rAt:引張筋断面積 (添筋含む)

rcfb:鉄骨の強度を降伏点とした場合の一般化累加式でのRC部分の補分

rcfy:鉄骨の強度を破断強度とした場合の一般化累加式でのRC部分の補分

sfp:鉄骨の増付断面積 (N部欠損のあるものは欠損を考慮)

sfpy:鉄骨の強度を降伏点とした場合の全塑性モーメント

sfyb:鉄骨の強度を破断強度とした場合の全塑性モーメント

sfyb:鉄骨の強度を降伏点とした場合の一般化累加式での鉄骨部分の補分

Mya:鉄骨の強度を破断強度とした場合の一般化累加式での鉄骨部分の補分

Mxb:SRC材としての一般化累加式によるせん断耐力 (鉄骨強度:降伏点)

Mg:SRC材としての一般化累加式によるせん断耐力 (鉄骨強度:破断強度)

表2 素材の機械的特性

	σ_y (t/cm^2)	σ_b (t/cm^2)	σ_y/σ_b (%)	ϵ_y (%)	E (t/cm^2)
S47 Ave.	3.02	4.26	70.9	-	1898
S69 Ave.	6.11	6.66	91.7	-	2071
D6 Ave.	4.30	5.63	76.5	0.2252	2085
D10 Ave.	4.64	6.49	71.4	0.2032	2294
D13 Ave.	4.36	6.25	69.7	0.1927	2231
D16 Ave.	4.21	6.13	68.7	0.2105	2181

Age (days)	Fc (kg/cm^2)	Ec (1/3) (t/cm^2)	ϵ_c (%)
28	215.71	-	-
31	239.43	205.7	0.2098

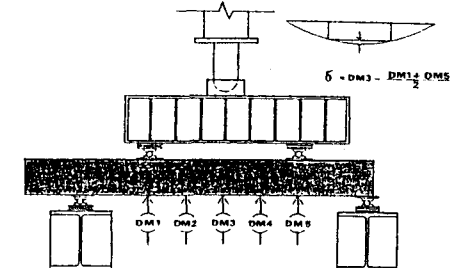


図3 セットアップ図

各試験体とも実験での最大耐力と、計算値はほぼ一致している。
 また、無欠損鉄骨試験体（1-1, 1-7）と欠損無補強試験体（1-2, 1-8）の最大耐力は、試験体1-1と1-2で、実験値の耐力差は、欠損耐力分の22%程度しかなく、1-7と1-8ではほとんど差は見られない。以上のことは、鉄骨の欠損部が、局部的に降伏後直ちに歪硬化域に入り、破断強度付近にまで達するためと考えられる。そこで、N部においては、鉄骨は破断強度、S部では鉄骨は降伏強度による曲げ耐力を持つとすれば、ほぼ妥当な耐力差である。

欠損鉄骨無補強試験体の変形能力は、69材の方が47材に比べて45%程度しかない。このように高張力鋼の方が変形能力が劣るのは、鋼材種にかかわらず断面欠損部は早期に塑性域に達するが、高張力鋼は降伏比が大きいため、破断強度に至っても、それ以外の部分はまだ塑性域に達せず、弾性変形に留まるためと推測される。S部破壊の場合、添筋に十分な応力が伝達され、変形能力は無欠損のものと同等になる。

最大耐力は、鉄骨はJ部で破断強度、S部で降伏強度とし、そのうち小さな方として算定すれば妥当な値が求められるが、破断については、69材ではS部のPycal、47材では降伏比が低く歪硬化の影響でS部の耐力が上昇するため1.10~1.15PycalとN部のPbcclと比較して、前者が大きい場合、N部破断が生じるものと考えればよい。

【応力伝達】 鉄骨の断面欠損による耐力低下に対して鉄筋で補うとき、鉄骨部と鉄筋コンクリート部の間の応力伝達は図6のように、初期においては、鉄骨とコンクリートとの付着力においてなされるが、変形が進むにつれ付着力が徐々に無くなり、鉄骨からコンクリートへの支圧力として伝わると考えられる。これは、最大耐力時にコンクリートが支圧力を受け補強部にせん断亀裂が発生していることから確認できる。

また補強率は、累加強度式が成立するのであれば、100%補強で耐力・変形能力が、回復すると考えられるが、耐力的には十分だが、破断に対しては不十分であった。このことは、引張実験においても明らかになっている。¹⁾これは、降伏耐力は歪硬化等の影響でなお上昇するものであるのに対し、破断耐力には余裕がないこと、J部のコンクリートの圧壊により、添筋の定着が薄れ、効果を十分に発揮できなくなることに起因すると考えられる。

3. モーメント勾配を有する実験

3.1 実験計画

図7に試験体縦断面図、図8に試験体横断面図を示す。試験体は、曲げ破壊先行の片持梁形式とした。J部は耐力の低い鉄骨継手部を想定して、鉄骨のフランジに切欠きを設けた断面欠損部分で、添筋による補強

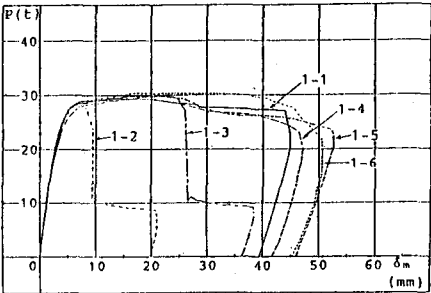


図4 47シリーズ変位～荷重曲線

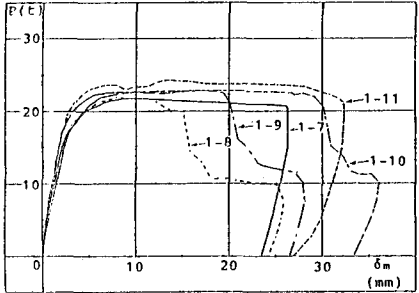


図5 69シリーズ変位～荷重曲線

表3 実験値及び計算値

	Pycal (t)	Pbccl (t)	Pmax (t)	Pmax/Pycal×S B.P.	δT (mm)	
69	1-1 30.44±3	32.65±3	29.08	0.955	-	4.061
	1-2 24.35±2	25.84±4	27.75	1.074	N	3.830
	1-3 29.40±2	30.91±4	29.55	0.956	N	4.002
	1-4 32.27±3	33.76±4	29.10	0.956	S	3.878
	1-5 33.69±2	35.18±4	29.45	0.967	S	4.016
	1-6 34.80±2	36.31±4	30.15	0.990	S	3.924
47	1-7 20.87±1	25.29±3	21.60	1.035	-	3.009
	1-8 17.67±2	20.78±4	21.75	1.047	N	2.944
	1-9 18.96±2	22.09±4	22.60	1.023	N	3.185
	1-10 19.93±2	23.04±4	22.65	0.983	N	2.425
	1-11 21.80±2	24.91±4	24.10	1.155	S	3.064

*1: 鉄骨の強度を降伏点とした場合の一般化累加式によるS部の耐力
 *2: 鉄骨の強度を破断強度とした場合の一般化累加式によるN部の耐力
 *3: 鉄骨の強度を破断強度とした場合の一般化累加式によるS部の耐力
 *4: 鉄骨の強度を破断強度とした場合の一般化累加式によるN部の耐力
 *5: PycalはN部破断の場合その試験体N部のPycal(0)
 S部破断の場合1-1er1-7のPycal(0)

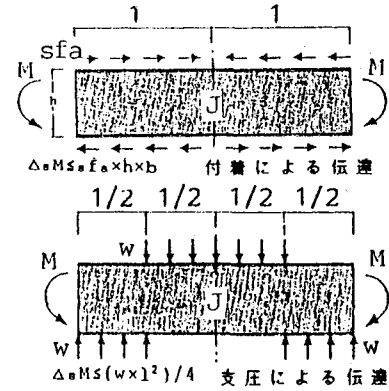


図6 応力伝達

図7に試験体縦断面図、図8に試験体横断面図を示す。試験体は、曲げ破壊先行の片持梁形式とした。J部は耐力の低い鉄骨継手部を想定して、鉄骨のフランジに切欠きを設けた断面欠損部分で、添筋による補強

達機構が成立しているためと考えられる。

端部破壊のほとんどの試験体は、端部より10cmの点で大きな亀裂が広がっている。これは、添筋に引張力が働くと、形状がU字型であるため、底部つまり端部よりのU字の部分で、コンクリートに局所的な支圧力が働き、亀裂幅を広げていったためと思われる。表6に各試験体の計算値及び、実験結果を示す。図10、11に69-1,69-3の荷重変位曲線を示す。

3. 3 考察

【最大耐力及び変形能力】 最大耐力は、J部破壊をした69-1,47-1も含め、いずれの試験体においても、鋼材種別に見て、およそ同じ値を示しており、端部での破断耐力以上となっている。これは、モーメント勾配があるために歪の飛び移りが生じ、鉄筋も歪硬化域に入ったと考えられる。また、モーメント勾配により端部が耐力に達した時点でのJ部負担モーメントは小さくなっており、無補強のものでも耐力的には、他の試験体と変わらぬ値を示した。変位～荷重曲線においては、69-1が69-3に比べ、最終部材角1/25で耐力が落ちているが、紡錘形の履歴曲線であり、十分な変形能力とエネルギー吸収能力を有する。他の69シリーズの試験体も、69-3とほぼ同じ履歴曲線を示した。47シリーズにおいても、69シリーズとほぼ同様なことが言える。

69-1,47-1はJ部破壊をしているが、破壊性状、最大耐力、変形性状から見て、これらの試験体の補強率（無補強であるが、モーメント勾配のためJ部のモーメントは、端部の2/3 となっており、これを勘案してP_{bc}al(J)/P_{yc}al(E)を補強率と呼ぶ）が、J部破壊と端部破壊の限界であると考えられる。69-1では112%、47-1では124%である。

【補強効果】 図12に69-1,3の5サイクル目の材軸方向の引張側の鉄骨・主筋・添筋の歪分布図を示す。グラフ下の数字は端部からの距離(mm)を示す。69-1の鉄骨は、端部とJ部両方降伏しているが、主筋はJ部のみ降伏しており、J部に応力が集中しているのが確認できる。69-3はそれとは反対に、J部の鉄骨が降伏しているが、主筋と添筋により補強されているのが確認できる。添筋は、3～5サイクル以降、端部付近でのコンクリートの亀裂幅が広がって行くにつれ、歪はそれ以上(0.1%程度)進展して行かない。したがって、U字型の定着法では、添筋が有効に作用していないといえる。しかし、120%の補強で耐力・変形能力が回復するということは、モーメント勾配を有する場合の実験においても成り立っている。

【応力伝達】 69-2～4の補強スタラップの各サイクルごとの歪分布図を図13に示す。グラフ下の数字は、J部からの距離

表6 実験値及び計算値

Symbol	P _{yc} al (t)	P _{bc} al (t)	r (%)	P _{max} (t)	E, P _c	P _{max} /P _{yc} al
128)	47	14.40 10.32	16.24 12.86			
Joint	69-1	15.40	16.65	112	17.30	J 1.04
	-2	16.36	19.53	131	17.73	E 1.19 (1.09)
	-3				17.45	E 1.17 (1.07)
	-4				17.19	E 1.15 (1.05)
	-5	20.00	21.15	142	17.56	E 1.18 (1.08)
	-6				17.10	E 1.15 (1.05)
47-1	10.84	12.81	124	13.07	J 1.02	
	13.71	15.60	152	13.95	E 1.35 (1.04)	

P_{yc}al 鉄骨の強度を降伏点とした場合の一般化算定値による耐力
P_{bc}al 鉄骨の強度を破断強度とした場合の一般化算定値による耐力
r 端部は (曲げ耐力/120) J部は (曲げ耐力/80) とそれぞれシラスパンで除してある
E 補強率 P_{max}/P_{yc}al(J) P_{yc}al(E)
E, P_c 破断点 J: J部 E: 端部
P_{max}/P_{yc}al: J部破壊の場合はP_{yc}alをP_{bc}al(J)
端部破壊の場合はP_{yc}alをP_{yc}al(E)かつこのP_{yc}al(E)としたときの値

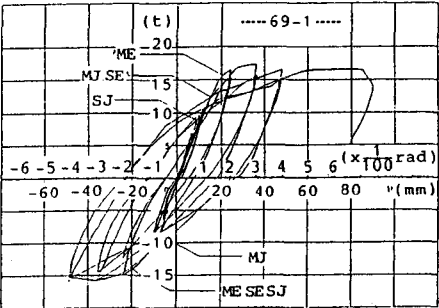


図10 69-1変位～荷重曲線

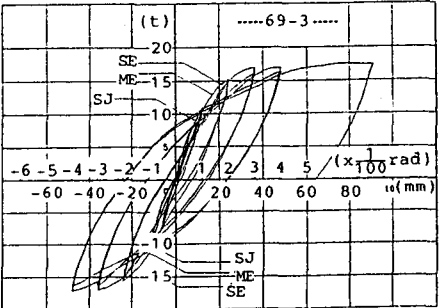


図11 69-3変位～荷重曲線

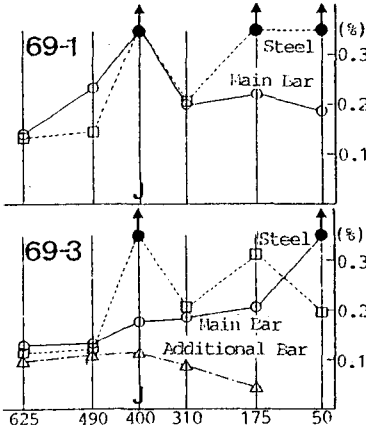


図12 材軸方向歪分布

(mm)を示す。スタラップの歪分布は、各スタラップ均等なもの、J部、E部付近の大きいもの等様々であり、これから、応力伝達を推測することは出来ない。しかし、歪はどの試験体も0.05%程度までしか伸びておらず、降伏歪に比べ小さいものとなっている。スタラップ量の算定に際しては文献3)によったが、柱梁接合部付近では、図14に示すように、支圧力は鉄骨上面または、下面の一方から与えられ、その反力は、柱梁接合部でとる形も考えられ、この方が伝達能力が大きい。更に、支圧力にともなう生ずるコンクリートと鉄骨接触面間の摩擦力、フランジ内部のコンクリートの拘束等も考えられ、図14の様な、継手部のみスタラップ量を多くして鉄骨の集中荷重として応力を伝達する考え方で、十分安全な設計が可能と思われる。

4 結論

【モーメント勾配のない実験】

- 1) 鉄骨断面の欠損による曲げ耐力の低下は鉄筋によって補強することが可能である。本実験の場合、80%以上の補強が施されれば、無欠損のものと同等の耐力を有した。
- 2) 鉄骨の断面欠損部での鉄筋による補強率は、高張力鋼では110%程度、普通鋼では130%程度であれば欠損部での破断を免れ、変形能力も無欠損のものと同等に回復する。

【モーメント勾配を有する実験】

- 1) 鉄骨断面の欠損による曲げ耐力の低下は、120%の添筋の補強によりモーメント勾配を持ち、繰返し荷重を受ける場合においても、耐力・変形能力は回復する。
- 2) U字型の添筋は、U字部分の支圧力によりコンクリート破壊が起こり、十分有効には作用しなかった。
- 3) 必要スタラップ量は、実験最小量で十分で、SRC構造計算規準のものより低減することができる。

今後、補強方法（特にディテールの簡素化）の改善と必要スタラップ量の定量的な把握が望まれる。

【謝辞】本研究は、社団法人鋼材倶楽部「SRC造への鋼張力鋼適用に関する調査研究委員会」（委員長：若林 実）の研究の一部として行われたものである。

【参考文献】

- 1) FUKUCHI Y., SHIMOMURA H.: Experimental Study on the Effect of Reinforcing Bars to Steel Plates with Loss of Section Areas in SRC Tension Members Using High Strength Steel, INTERNATIONAL SYMPOSIUM COMPOSITE STEEL CONCRETE STRUCTURES, BRATISLAVA 132/1987, VOLUME II, pp.19-26, 1987.5
- 2) 福知保長、外狩吉隆：高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(No.21) 鉄骨の断面欠損に対する鉄筋の補強効果，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），構造C，pp.1243-1244，1987.10
- 3) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説，日本建築学会，1987.6

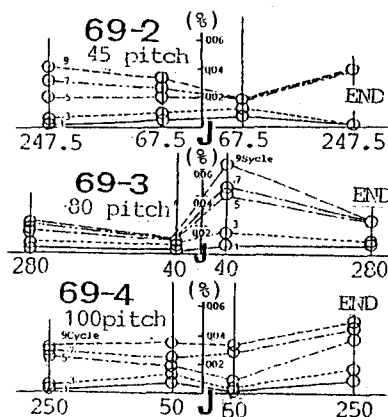


図13 スタラップ歪分布

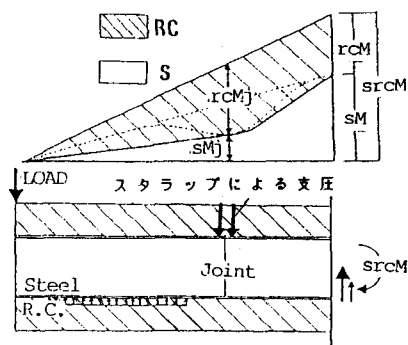


図14 考えられる応力伝達機構