

(38) スラブ付SRC梁のあばら筋の形状と梁の曲げ性状

EFFECT OF ARRANGEMENT OF STIRRUP ON FLEXURAL BEHAVIOR OF SRC BEAMS WITH CONCRETE SLAB

矢代秀雄* 清水庸介** 師橋憲貴***

Hideo YASHIRO, Yousuke SHIMIZU, Noritaka MOROHASHI

When the double reinforcement ratio is small in the beam member of the RC structure, reinforcing bars on the compression side are liable to buckle. When the double reinforcement ratio larger, however, it is known that there is a tendency of preventing the generation of buckling even if no constraint is made by the stirrup. Namely, when the slab comes to the compression side, the double reinforcement ratio becomes larger, thereby preventing buckling. In such a case, the stirrup plays the role of only the shearing reinforcing bars, and thus the inclination of the hook at the end face amounting to 90° is considered sufficient.

Whereas when the slab comes to the tension side, slab bars also act as tensile bars. Consequently the double reinforcement ratio becomes particularly small, and reinforcing bars on the compression side become liable to buckle. It is considered necessary, therefore, to arrange reinforcement bars taking into consideration the buckling of compressive reinforcing bars.

This study is aimed at the comparative examination of shapes and angles of the stirrup bar-end sections in the T-shaped beam of the SRC construction and also at the comparative examination of the reinforcing bar arrangement method using stirrups, to prevent the buckling of compressive bars.

1. まえがき

鉄筋コンクリート構造で長方形断面の梁部材において複筋比が0.4位の比較的小さい場合、引張鉄筋が降伏後、コンクリートに圧縮破壊が生じ、被りコンクリートが剥落すると、圧縮側の鉄筋は座屈し、耐力は低下する。そのとき、あばら筋（スターラップ）を密に配筋すると耐力は余り低下せず、大きな変形に耐えられる。しかし、複筋比が0.6位の大きになると、あばら筋を特に密に配筋しなくても座屈しにくくなる傾向が解っている。¹⁾

スラブのあるT形断面の梁部材で、スラブが圧縮側になる場合は、複筋比が大きくなるため、圧縮鉄筋は座屈しにくいものと考えられる。したがって、圧縮側の鉄筋に対して、特にあばら筋で拘束する必要はなく、あばら筋端部のフックは、90°でもよいと考えられる。

また、スラブが引張側になる場合には、梁付近のスラブ筋が、梁上端筋と共に引張鉄筋として作用する。そのため複筋比は小さくなり、圧縮側の鉄筋の座屈に対して考慮する必要がある。

本研究は、SRC構造のスラブ付T形梁における圧縮鉄筋の性状を考慮したあばら筋端部の形状の検討と、

* 工博 日本大学教授 生産工学部建築工学科

** 工修 日本大学助手 生産工学部建築工学科

*** 工修 日本大学生産工学部副手 建築工学科

あばら筋によって圧縮鉄筋の座屈を防ぐ配筋法の検討をしようとするものである。

2. 実験概要

2.1 実験計画

断面は、すべて図-1に示すように $b=30\text{cm}$ 、 $D=50\text{cm}$ 、 $B=90\text{cm}$ 、 $t=7.5\text{cm}$ として、実際の構造物の約2/3のスケールとなるように計画した。主筋は、すべてD16 (SD30A)を使用し、あばら筋及び、スラブ筋にはD10 (SD30A)を使用した。鉄骨にはBH-350×100×6×9 (SM50)を使用した。試験体形状及び詳細を表-2に示す。

試験体は、梁部材端部において、スラブ側が圧縮力を受ける場合とスラブ側が引張力を受ける場合を想定して、試験体中央(柱形スタブ)の梁端部より40cmを試験区間とし実験を計画した。

試験体は、試験区間内のあばら筋の配筋をパラメータとして、あばら筋の量、間隔、フックの形状を変化させ、6体計画した。

実験は2シリーズに分け、スラブが圧縮側になる場合として、圧縮鉄筋の座屈に対するあばら筋の補強効果は必要とせず、必要なあばら筋としての効果を検討するための試験体3体を計画した。試験区間におけるあばら筋の配筋は、フックの折り曲げ角度を変化させ、 90° 、 135° にしたもの、更に、フックの折り曲げ角度 90° のあばら筋とフックの無いあばら筋を交互に入れたものを間隔20cmで配筋した。

また、スラブが引張側になる場合として、スラブ筋も引張鉄筋として働くため、圧縮鉄筋は圧縮力の負担が大きくなり、あばら筋は圧縮鉄筋の座屈に対する補強効果も要求される。この圧縮鉄筋の座屈に対するあばら筋の配筋方法を検討するための試験体3体を計画した。試験区間におけるあばら筋の配筋は、フックの折り曲げ角度を 135° と統一し、間隔10cm、20cmとし

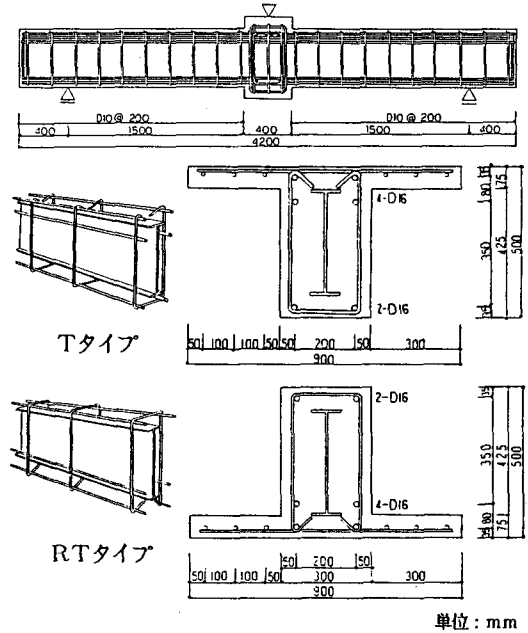


図-1 試験体形状

表-1 鋼材の機械的性質

		種 別	降 伏 点		歪硬化始点	引張強度
			σ_y	ε_y	ε_h	σ_{max}
			kg/cm ²	%	%	kg/cm ²
鉄	フランジ	SM50	3970	0.24	1.92	5610
骨	ウェブ	SM50	4350	0.21	2.36	5860
鉄	D16	SD30A	3780	0.20	1.98	5730
筋	D10	SD30A	3730	—	—	5510

表-2 試験体形状及び詳細

試験体名	鉄 骨 BH-350×100×6×9				主 筋		ス ラ ブ 筋		あ ば ら 筋					
	断 面				圧縮鉄筋	引張鉄筋	長 辺 方 向		試 験 区 間 内					
	H	B	t ₁	t ₂	配 筋	配 筋	配 筋	間隔	配筋	フック の 形 状	間隔	あばら筋比 P _a		
	mm	mm	mm	mm				S			S		cm	cm
TJ20	348	100	5.7	8.4	4-D16 (2段配筋)	2-D16	6-D10 (圧縮側)	10	2-D10	135°	20	0.24		
TL20										90°	20	0.24		
TLU20										90°+無	20	0.24		
RTJ10					2-D16	4-D16 (2段配筋)	6-D10 (引張側)			135°	10	0.48		
RTJ20										135°	20	0.24		
RTJU10										135°+無	10	0.48		

たもの、更に、あばら筋とフックの無いあばら筋を交互に入れたものを間隔10cmで配筋した。なお、すべてのあばら筋の折り曲げ内のり寸法は4d（鉄筋径）、余長は6d（鉄筋径）である。

スラブ筋は長辺方向の間隔を10cm、短辺方向は20cmで配筋した。

なお、使用した鋼材の機械的性質を表-1に示す。表中の降伏点におけるひずみ ϵ_y 及び歪硬化始点 ϵ_h は、供試体に貼付した電気抵抗線形ひずみゲージによる測定により求めた。

また、コンクリートは、レデーミクストコンクリートを使用し、設計条件は表-3に示すとおりである。

2.2 加力および測定方法

加力は、500ton構造物試験機を用いて行い、図-2に示すように、1点集中1方向繰返し加力とした。繰返しは、引張側主筋のひずみ ϵ_t が0.1%に達した時、ひずみ ϵ_t が0.19%に達した時、鉄骨の下端フランジのひずみ ϵ_b が0.19%に達した時点において行ない、図-2における①また⑥の変位のうちで先行した変位を δ_{sy} とし、それ以降変位制御で加力を行い、変位量 $2\delta_{sy}$ 、 $4\delta_{sy}$ 、 $6\delta_{sy}$ 、 $8\delta_{sy}$ 、 $12\delta_{sy}$ 時毎に1方向繰返し加力を1回行い、 $12\delta_{sy}$ 以降は耐力の変化を検討したうえで加力を終了した。

たわみの測定は、図-2に示すようなゲージホルダを作製し、ゲージホルダに変位計（精度1/100mm、容量100mm）を取り付けて行った。

3. 実験結果

実験結果一覧を表-4に示す。表-4の M_{sy} は、鉄骨のフランジに貼り付けた単軸ゲージより測定された値をもとに求めた。鉄骨のフランジのひずみが0.19%（鉄骨降伏）時の耐力を M_{sy} 、たわみ量を δ_{sy} とした。また、たわみ量が $12\delta_{sy}$ （但し、TJ20は $16\delta_{sy}$ ）に達するまでの最大耐力を M_{max} 、その時のたわみ量 δ_{max} とした。

モーメント-たわみ曲線を図-3～8に示す。また、包絡線を図-9と図-10に示す。たわみは、試験体両端（①、⑥）の先行したたわみ量 δ （mm）を表わした。

繰返し载荷より得られた $M_2/M_1-\delta$ 関係を図-12と図-13に示す。鉄骨降伏（ $s\epsilon_t\approx 0.19\%$ ）時の δ_{sy} を基準に、 $2\delta_{sy}$ 、 $4\delta_{sy}$ … $12\delta_{sy}$ （但し、TJ

表-3 コンクリートの設計条件

配合の設計条件			
呼び方	骨材の種類	呼び強度 (kgf/cm ²)	スラブ (cm)
	普通	240	15
			粗骨材の最大寸法 (mm)
			20

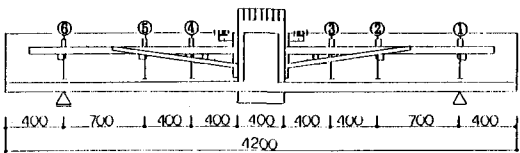


図-2 加力及び測定方法

表-4 実験結果一覧

試験体名	実 験 値					
	コンクリート 強度 cσB kg/cm ²	引張側フランジ 降 伏 時		最大荷重時		
		M _{sy}	δ _{sy}			
		t·m	mm	t·m	mm	
TJ20	398	26.05	6.98	45.62	93.85	
TL20	400	25.48	5.64	46.22	113.05	
TLU20	399	26.30	6.49	46.19	75.43	
RTJ10	403	34.58	6.54	54.99	104.45	
RTJ20	404	35.92	7.35	51.52	87.31	
RTJU10	402	36.63	7.30	55.34	101.29	

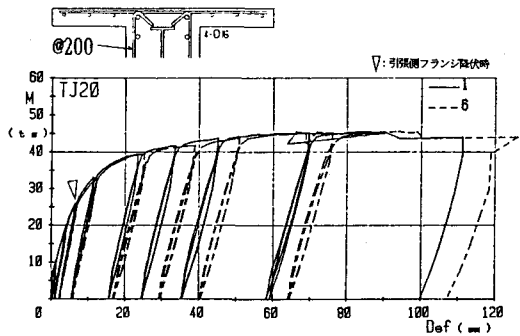


図-3 M-δ曲線 (a. TJ20)

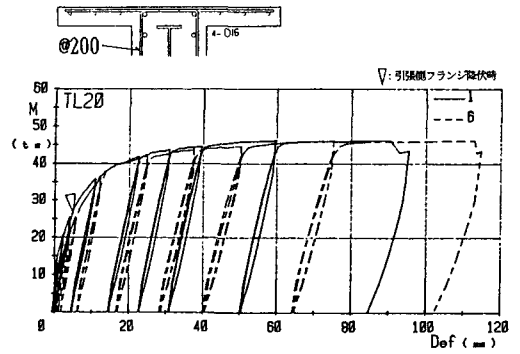


図-4 M-δ曲線 (b. TL20)

20は $16\delta_{sy}$ とする。)時におけるモーメントの値を M_1 とし、荷重を除荷し、再び M_1 と同じ変位置まで加力した時の値を M_2 とした。たわみは、 δ ①、 δ ⑥の先行した値を横軸にとったものである。

最終破壊状態のひび割れ図を図-15に示す。

4. 考 察

4.1 スラブが圧縮側にある場合

モーメント-たわみ曲線についてみると、図-9に示すように、あばら筋間隔を一定にし、フックの形状を変化させたTシリーズのモーメント-たわみ曲線の包絡線は、各試験体ともほぼ同じような関係を示しており、あばら筋のフックの折り曲げ角度を 90° 、 135° に変化させたことによる差は余りみられていない。また、フックの折り曲げ角度 90° のあばら筋にフックの無いあばら筋を交互に配筋させた場合においても余り差はみられない。

$M_2/M_1-\delta$ 関係についてみると、図-12に示すように、あばら筋の間隔を一定にしたTシリーズの各試験体の $M_2/M_1-\delta$ グラフは、 $6\delta_{sy}$ まで各試験体とも余り差はみられていない。しかしながら $8\delta_{sy}$ 時にはフックの折り曲げ角度 90° 、 135° のあばら筋を配筋したTL20、TJ20が同じような傾向を示すのに対し、フックの折り曲げ角度 90° のあばら筋とフックの無いあばら筋を交互に配筋したTLU20は M_2/M_1 の値に低下がみられ、フックの無いあばら筋はある程度の変形まではフックの折り曲げ角度 90° 、 135° のあばら筋と同様の効果を持つと考えられる。

最終破壊状態をみると、大きな差はみられないが、TLU20ではスラブ下側の梁との入り隅に、ズレによるものと思われるひび割れがみられた。このひび割れは、変形が大きくなってから発生しており、フックのあるあばら筋が40cmの間隔になっているためスラブと梁の緊結が不足したためと思われる。

以上のことによりスラブが圧縮側になる場合は、ある程度の変形までは、あばら筋のフックの形状による差は余りみられない。しかし、フックの無いあばら筋については、変形が大きくなった際に耐力の低下とズレによるものと思われるひび割れがみられた。

4.2 スラブが引張側にある場合

モーメント-たわみ曲線についてみると、図-10に

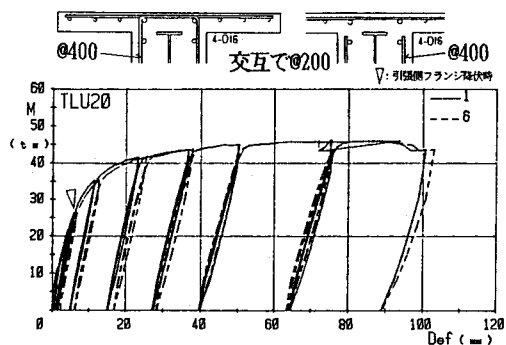


図-5 M- δ 曲線 (c. TLU20)

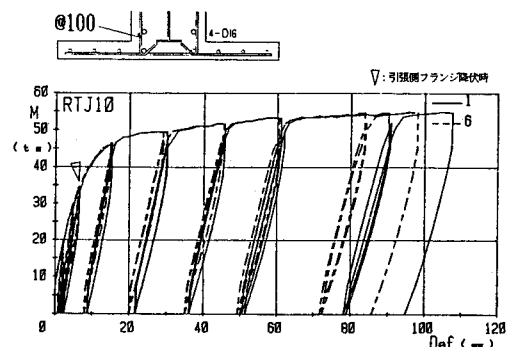


図-6 M- δ 曲線 (d. RTJ10)

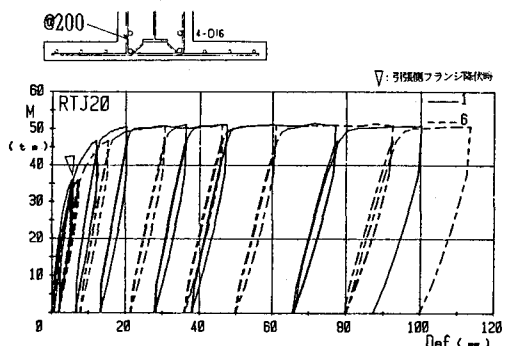


図-7 M- δ 曲線 (e. RTJ20)

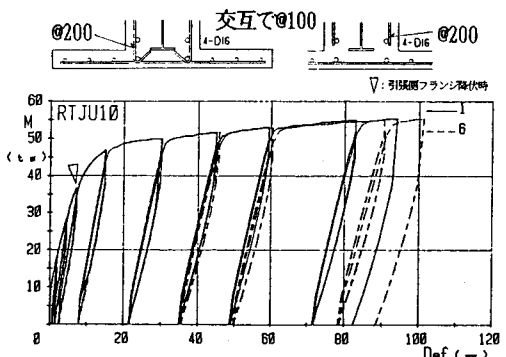


図-8 M- δ 曲線 (f. RTJU10)

示すように、あばら筋のフックの折り曲げ角度を一定にし、あばら筋間隔を変化させた試験体のモーメント-たわみ曲線の包絡線は、間隔10cmで配筋したRTJ10とあばら筋とフックの無いあばら筋を交互に間隔10cmで配筋したRTJU10は、変位量が大きくなってもモーメントの値は上昇を続けているが、間隔20cmで配筋したRTJ20は変位の値が40mm付近を過ぎるとモーメントの上昇する割合は小さくなっている。これは、圧縮鉄筋が座屈しているものと考えられる。しかし、SRC梁で、かつ圧縮鉄筋量が鉄骨量に比べ少ないため、RC梁のような急激な耐力の低下が、みられなかったものと思われる。

$M_2/M_1 - \delta$ 関係についてみると、図-13に示すように、あばら筋のフックの折り曲げ角度を一定にした試験体の $M_2/M_1 - \delta$ グラフは、あばら筋の配筋間隔の違いによる差がはっきりと表れている。間隔20cmで配筋したRTJ20は間隔10cmで配筋したRTJ10、あばら筋とフックの無いあばら筋を交互に間隔10cmで配筋したRTJU10に比べ M_2/M_1 の値は $2\delta_{sy}$ 以降は最も低い値を示している。一方、RTJ10とRTJU10を比較した場合RTJU10は $2\delta_{sy} \sim 5\delta_{sy}$ 付近で M_2/M_1 の値が低下しているのに対し、RTJ10は $5\delta_{sy} \sim 9\delta_{sy}$ 付近で M_2/M_1 の値が低下している。

また、あばら筋のひずみ状態についてみると、図-14に示すように、 $2\delta_{sy}$ までは3試験体の差はあまりみられないが、梁端部に圧縮破壊がみられた $4\delta_{sy}$ 以降、間隔の広いRTJ20のひずみは、間隔の狭い他の2試験体に比べ、増加の割合が少なくなっている。これは、間隔の狭い試験体では、圧縮鉄筋の座屈をあばら筋が抑制しているものと考えられる。また、間隔の広い試験体では、あばら筋の間隔が圧縮鉄筋径の12倍と広いため、あばら筋間で座屈を生じたため、あばら筋によって抑制されなかったものと思われる。

最終破壊状態を見ると、あばら筋の間隔が20cmのRTJ20は、間隔が10cmの他の2体に比べ、梁端部の圧縮破壊が深く、あきらかな圧縮鉄筋の座屈もみられた。また、フックのあるあばら筋を配筋した試験体とフックの無いあばら筋を交互に配筋した試験体とでは、あまり差はみられなかった。

以上のことより、スラブ筋が引張側にある場合、複筋比が小さくなるために圧縮鉄筋の負担力が大きくな

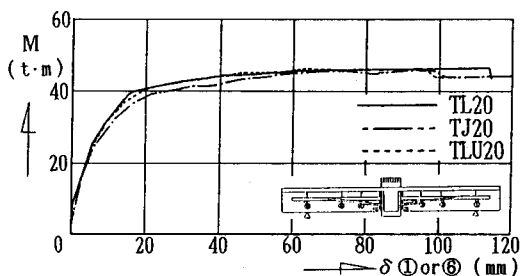


図-9 M- δ 曲線 (包絡線: Tタイプ)

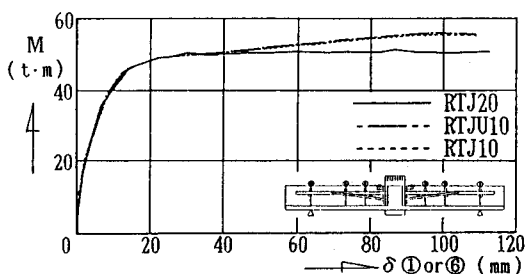


図-10 M- δ 曲線 (包絡線: RTタイプ)

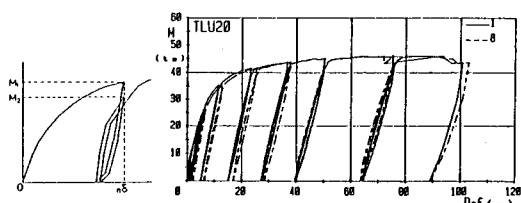


図-11 M_2/M_1 のとり方

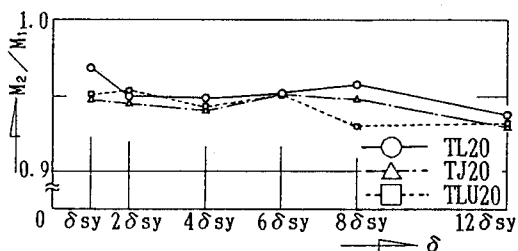


図-12 $M_2/M_1 - \delta$ 関係 (Tタイプ)

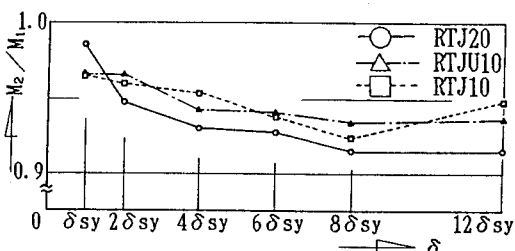


図-13 $M_2/M_1 - \delta$ 関係 (RTタイプ)

ると考えられ、あばら筋、若しくはフックの無いあばら筋の配筋間隔を狭くすることにより圧縮鉄筋の座屈等による耐荷能力の低下を大きな変形時まで防止できるものと考えられる。

5. まとめ

以上の考察より、スラブ付SRC梁のあばら筋の配筋法について、次のことが解った。

- 1) 圧縮側にスラブがある場合、圧縮側のコンクリート断面積が多く、複筋比も大きくなるため、圧縮破壊が拡大しにくく、あばら筋のフックの形状を90°に変化させても、梁材端部の靱性に対する影響は少ないものと考えられる。
- 2) 引張側にスラブがある場合、複筋比が小さくなるために圧縮鉄筋に対する負担力が大きくなると考えられる。そのとき、あばら筋の間隔を狭くすることにより圧縮鉄筋の座屈を抑制することが必要であるが、フックの無いあばら筋においても、座屈抑制の効果が期待できるものと考えられる。

付記 本研究は、昭和63年度科学研究費補助金（総合研究A，研究代表者福知保長，課題番号62302047）を受けて行なった。

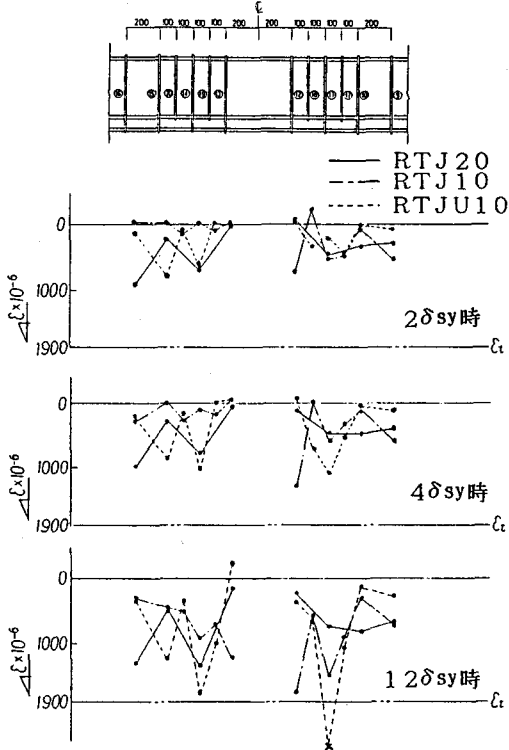


図-14 あばら筋のひずみ分布（RTタイプ）

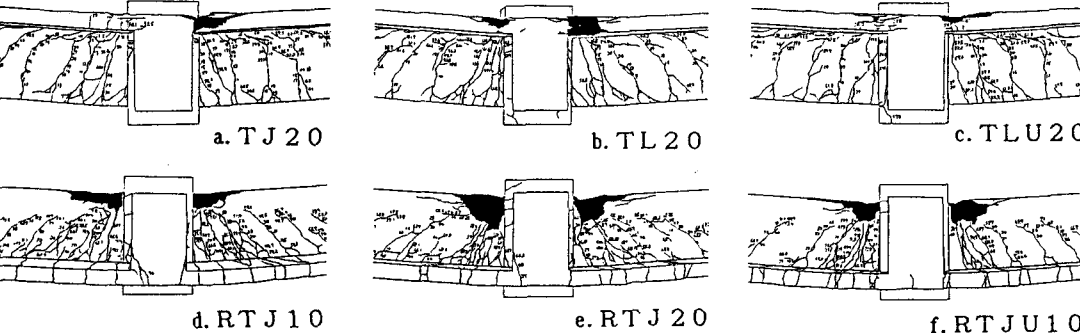


図-15 最終破壊状態

参考文献

- 1) 矢代, 清水, 中野: 鉄筋コンクリートばりの強度とじん性に関する実験的研究（その4. 複筋比と横補強筋の間隔）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、1983、pp. 1787-1788
- 2) 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、1987. 6
- 3) 鋼材倶楽部: 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計例集、1987. 7
- 4) 若林寛、高田周三、斎藤光: 建築構造学大系19 鉄骨鉄筋コンクリート構造