

論文

[2011] 付着割裂破壊に支配される梁のせん断耐力

正会員 ○ 奥出久人 (明治大学大学院)

正会員 高木仁之 (明治大学工学部)

正会員 狩野芳一 (明治大学工学部)

【1】はじめに

曲げせん断力下での脆性的な破壊形式として、異形鉄筋周辺の被りコンクリートが、鉄筋節のクサビ作用により割り裂かれて耐力を喪失する、付着割裂破壊が近年注目されている。これは割り裂きにより鉄筋と周辺コンクリートとの間の付着作用が失われるもので、主筋の応力がコンクリートに伝達されなくなり、鉄筋コンクリート構造としての本来のはり機構が成り立たなくなるものである。

一方、近年高強度鉄筋の活用に関する研究が各方面で行われているが、高強度鉄筋をあばら筋としてその高張力を活かして有効に使用すればあばら筋比が小さくなり、その場合付着割裂破壊の危険性が生じてくる。本論では【文献1】で報告した実験結果に新たな実験結果を加えて、付着割裂破壊の特性と付着割裂破壊耐力に及ぼすあばら筋の効果について総合的に論じようとした。

【2】実験概要

2.1 実験計画

筆者等が行った高強度のあばら筋に関する実験は、表-1に示すように断面、コンクリート強度、および主筋量を変化させた3つのシリーズから構成されている。【文献1】で報告したAシリーズは、20×30(cm)の断面に3本の超高強度引張主筋(異形PC鋼棒 φ=23mm, $s\sigma_y = 9560\text{kg/cm}^2$)を配したもので、コンクリート強度は280(kg/cm²)である。FシリーズおよびBシリーズは、断面が20×40(cm)でコンクリート強度を360(kg/cm²)としたものである。また、Fシリーズは付着割裂破壊を起こさせるようにAシリーズと同じく引張主筋を超高強度鉄筋3本としたが、Bシリーズは付着割裂破壊を防止するために引張主筋を5本としたもので、【文献2】で報告した一連の実験の中からFシリーズとの比較のためにとりあげた3体である。それぞれのシリーズについては、あばら筋量およびその強度を変数として、それらの影響を検討しようとした。なお全シリーズ共通事項として、せん断スパン比は $a/D = 2.0$ とした。

2.2 試験体

表-2に本論で検討する試験体16体を示す。また、図-1に代表的な試験体としてF-120-121の配筋図を示す。Aシリーズはあばら筋の降伏強度 $w\sigma_y$ と径を変動要因とし、あばら筋間隔は一

表-1 実験計画一覧

シリーズ名	断面 b×D (cm)	梁長さ 2a (cm)	有効せい d (cm)	コンクリート 強度 F_c (kg/cm ²)	引張鉄筋比 p t (配筋主筋量) (%)
Aシリーズ	20×30	120	26.0	280	2.39(3-D23)
Fシリーズ	20×40	160	36.0	360	1.73(3-D23)
Bシリーズ			33.6		3.09(5-D23)
全シリーズ共通事項: 引張鉄筋の降伏強度 $s\sigma_y = 9560\text{kg/cm}^2$ せん断スパン比 $a/D = 2.0$					

表-2 試験体および実験結果一覧

試験体名	あばら筋			コンクリート強度 F_c (kg/cm ²)	最大耐力 Q_u, exp (ton)	破壊 モード
	$w\sigma_y$ (kg/cm ²)	p w (%)	径 (cm)			
1 A-30-043	3260	0.43	6.0	295	15.98	BL
2 A-30-077	3380	0.77	8.0	296	19.04	BL
3 A-30-121	3140	1.21	10.0	299	22.38	BL
4 A-80-015	7610	0.15	3.5	282	12.53	BU
5 A-80-030	7990	0.30	5.0	287	16.38	BL
6 A-80-059	8220	0.59	7.0	273	18.45	BL
7 A-120-030	11710	0.30	5.0	266	16.67	BL
8 A-120-059	11650	0.59	7.0	279	19.73	BL
9 A-120-077	11340	0.77	8.0	288	20.40	BL
10 A-120-121	11580	1.21	10.0	280	23.80	BL
11 F-120-019	10830	0.19	6.0	351	22.98	BU
12 F-120-059	10820	0.59	8.0	353	29.09	BL
13 F-120-121	10870	1.21	10.0	353	43.50	BU
14 B-120-019	10830	0.19	6.0	352	33.05	ST
15 B-120-059	10820	0.59	8.0	354	48.41	DC
16 B-120-121	10870	1.21	10.0	355	55.13	DC

*破壊モード BU: 上端筋に沿った付着割裂破壊、BL: 下端筋に沿った付着割裂破壊、ST: せん断引張破壊、DC: 圧縮域でのコンクリートの直接せん断破壊

定とした。また、F・Bシリーズは全て10000(kg/cm²)以上の高張力鋼をあばら筋に用い、その径と配置間隔を変えることによって、それぞれ3種類の p_w に変化させた。

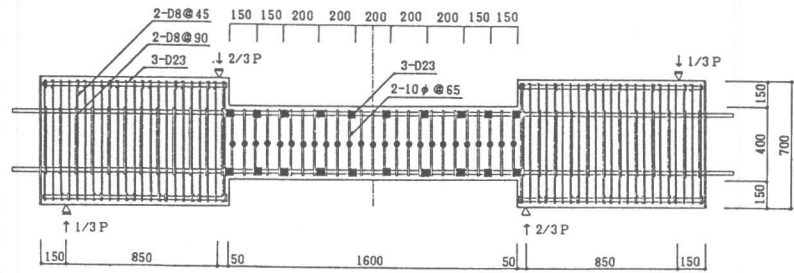


図-1 配筋図 [F-120-121] および歪ゲージ位置図

ここで、コンクリートの打ち込み方向として、Aシリーズは梁上端からの縦打ちとしたが、F・Bシリーズは上端筋、下端筋の付着力に差の生じないよう側面からの平打ちとした。

2.3 加力および測定方法

加力は逆対称モーメント形式（大野式）の一方方向載荷とした。加力履歴は全試験体共通で、最大耐力の3分の2以下の範囲で2回の片振り繰り返し載荷を行った後、破壊に至らしめた。

また測定は、左右のスタブに対するはり中央点の鉛直変位を測定する他に、主筋およびあばら筋の歪度の測定に重点をおいた。特に主筋は図-1に示したように上端筋、下端筋とも各10点において歪度を測定し、実験終了後に詳細な付着応力度の計算ができるように配慮した。なお、あばら筋は試験部に配置したすべてについて歪度を測定した。

【3】実験結果

表-2に実験結果一覧を示し、図-2にFシリーズとBシリーズの荷重変形曲線および最大耐力時の亀裂図を示す。

3.1 最大耐力

各シリーズとも、あばら筋の降伏強度 $w\sigma_y$ が同じであれば p_w が大きくなるほど、 p_w が同じであれば $w\sigma_y$ が大きくなるほど、最大耐力は大きくなっている。また、主筋量のみが異なるFシリーズとBシリーズとを同一の p_w で比較すれば、引張主筋を5本としたBシリーズの最大耐力は、Fシリーズよりもかなり大きな値を示し、最大耐力時の変形量も大きくなっている。

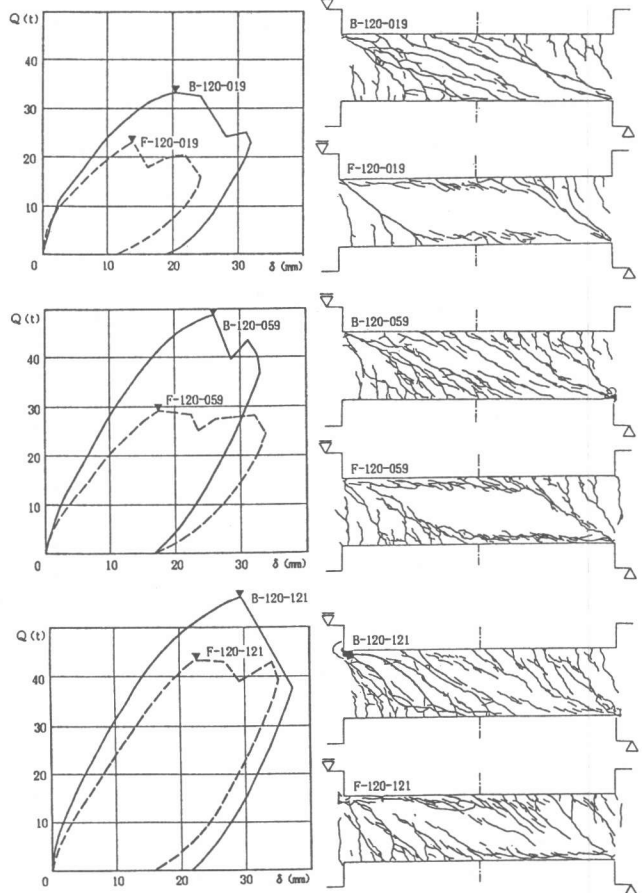


図-2 荷重変形曲線および亀裂図 [F・Bシリーズ]

3.2 破壊状況

全試験体において主筋の降伏は生じておらず、A・Fシリーズは付着割裂破壊によって、Bシリーズはせん断破壊によって最大耐力に至った。

コンクリートの打ち込み方向による上端、下端の相異がないFシリーズでは、左右ほぼ同時に発生した斜めひび割れが、比較的低い荷重段階で圧縮域に進展した後、上端、下端主筋に沿って波状の付着ひび割れが多数発生した。その後、荷重の増加にともなって付着ひび割れの間に微細なひび割れが発生し、その箇所での部分的なコンクリートの剥離を招きながら、上端もしくは下端のいずれかの主筋に沿った付着ひび割れが、一気に拡大して最大耐力に至った。

一方、付着割裂破壊しなかったBシリーズでは、付着ひび割れがほとんど進展しないせん断破壊であった。その詳細については【文献2】を参照されたい。

【4】付着応力度による検討

4.1 各区間における付着応力度の検討

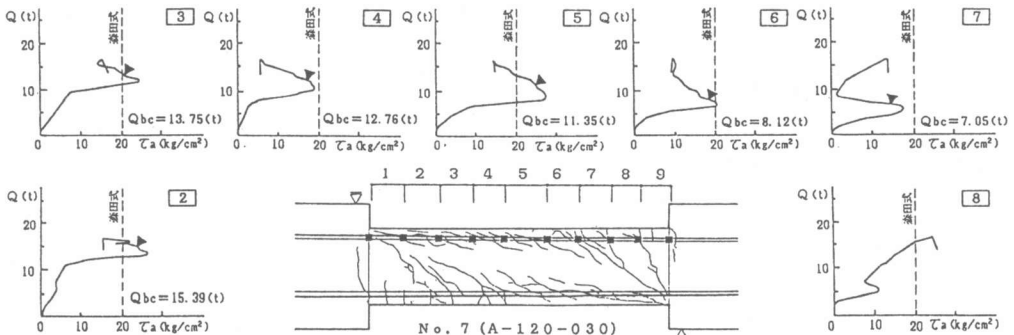
図-3に付着割裂破壊した試験体の一例としてA-120-030の上端主筋における、各区間の付着応力度 τ_a とせん断力の関係を示す。実験における付着応力度の算定には式(1)を用い、図中の破線は森田・藤井等が提案した付着割裂強度 τ_u である【文献3】。

$$\tau_a = \frac{(\epsilon_{i+1} - \epsilon_i) \cdot A_s \cdot E_s}{\phi \cdot \Delta L_i} \quad (1) \quad * \epsilon_{i+1}, \epsilon_i: \text{主筋の歪}, A_s: \text{主筋の断面積}, E_s: \text{主筋のヤング率}, \phi: \text{主筋の周長}, \Delta L_i: \text{ゲージ間距離}$$

これらの図によると、せん断力の増加に伴って τ_a も徐々に増加していくが、特に斜めひび割れの左側7~2の区間では、各区間ごとにて τ_a がある値に達すると τ_a は減少する傾向にある。その時のせん断力は主筋に生じる曲げ引張力の大きい区間の方が小さく、圧縮側になるにつれて大きくなっており、各区間で付着応力が同時に最大値になることはない。これは付着ひび割れの発生順序に対応しており、各区間における τ_a の最大値は森田式による付着割裂強度に良く適合した。

4.2 平均付着応力度の検討

図-4に上端および下端主筋における斜めひび割れ域を除いた定着区間全域にわたる平均付着応力度 τ_a とせん断力の関係を、A120シリーズ2体を例として示す。また、図-5にはAシリーズにおける平均付着応力度の最大値 $\tau_{a,max}$ と p_w の関係を示す。ここで言う斜めひび割れ域とは、図-1に示した歪ゲージ位置図における引張側2区間と仮定した。これらの図から $\tau_{a,max}$ は上端筋に関して全ての試験体で森田式を下回り、その平均は森田式の0.72倍であり、下端筋に関し



※ ▼はその区間における付着ひび割れ発生荷重 Q_{bc} (ton)時

図-3 各区間における付着応力度とせん断力の関係【A-120-030】

ては森田式の0.93倍（上下平均 $Q(t)$ で0.83倍）であった。また、 $\tau_{a,max}$ は森田式で言うように p_w に依存して大きくなっており、その傾向は上端筋の方が顕著であった。さらに、上端筋、下端筋とも w/σ_y による $\tau_{a,max}$ の相異はなかった。

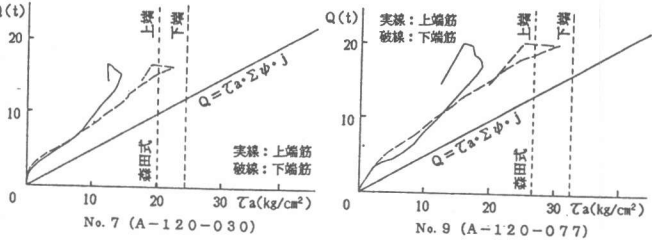


図-4 平均付着応力度とせん断力の関係 [Aシリーズ]

さらにF・Bシリーズにおいて、上端筋に関する平均付着応力度とせん断力の関係を図-6に示す。付着割裂破壊したFシリーズは、平均付着応力度の最大値がほぼ森田式に適合しているのに対して、せん断破壊したBシリーズでは森田式を上回る大きな付着応力度が生じている。

4.3 あばら筋の引張力と平均付着応力度の関係

図-7はあばら筋の歪度分布で、Fシリーズの最大耐力時と同じ荷重に対するBシリーズとFシリーズの比較である。この図によると、Fシリーズでは左右のせん断ひび割れ領域に集中して歪度が生じているが、Bシリーズの試験体は斜めひび割れが引張主筋と交わる辺りから、中央付近にかけて大きな歪度が生じている。特に斜めひび割れの外側の、付着ひび割れが最初に発生する位置では、両者の歪度に大きな差が生じている。

図-8は付着割裂領域に配置されたあばら筋に生じる引張力の総和 F_s (ton)と、下端主筋における平均付着応力度の関係を示したものである。ここで、付着割裂領域とは左右の梁端から梁せいDの部分を除いた試験体中央部をさすものとする。BシリーズではFシリーズに比べて同一の付着応力度に対する F_s の値が大きく、これは試験体中央部にも斜めひび割れが発生したためである。

これら2つの図から、Bシリーズではあばら筋の引張力とコンクリートの斜め圧縮力によって主筋が拘束され、主筋とコ

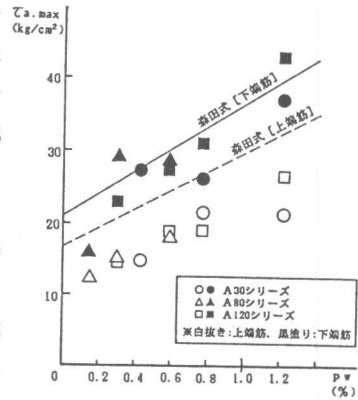


図-5 平均付着応力度の最大値と p_w の関係 [Aシリーズ]

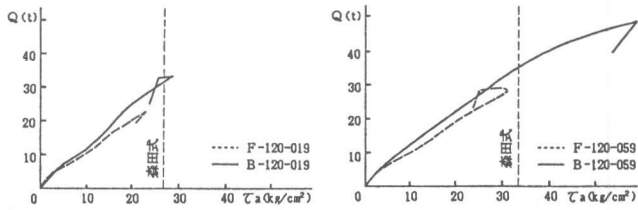


図-6 平均付着応力度とせん断力の関係 [F・Bシリーズ]

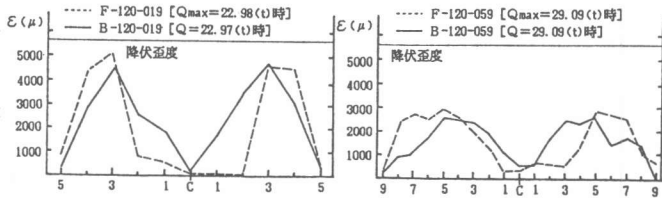


図-7 FシリーズとBシリーズにおけるあばら筋の歪度分布の比較

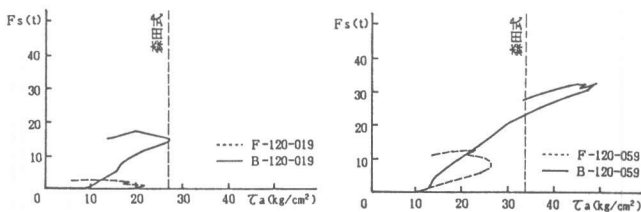


図-8 平均付着応力度とあばら筋に生じる総引張力の関係

ンクリートとの付着耐力が高められたものと考えられる。しかし、その定量的な評価については、今後更に研究を要する。

【5】梁部材としての付着割裂耐力

5.1 森田・藤井式による検討

森田・藤井は正負繰り返し加力を受けて、曲げ降伏する梁の付着割裂耐力を算定する式として、次式を提案した〔文献4〕。

$$Q_b = \frac{3.5 \cdot \{ \tau_c \cdot D + \tau_u \cdot (L - D) \} \Sigma A_s \cdot d}{L \cdot d \cdot b} \quad (2)$$

$$\tau_c = \frac{p \cdot w \cdot w \cdot \sigma_y \cdot b \cdot w \cdot D}{4 \cdot j \cdot \Sigma \phi} \quad (3)$$

$$\tau_u = (0.307 b_i + 0.427 + \frac{24.9 k \cdot A_s t}{s \cdot N \cdot d \cdot b}) \cdot \sqrt{F_c} \quad (4)$$

高層壁式ラーメン構造に関する一連の研究成果によると、式(2)によるせん断耐力の曲げ降伏耐力に対する余裕度が、1.0~1.1を境として付着割裂破壊の有無が判定できる〔文献5他〕。図-9は今回の実験結果と式(2)による計算値とを比較したものであるが、一方向加力によって曲げ降伏以前に付着割裂破壊に至った本実験に対しては、計算値は過小評価となる。

5.2 塑性理論による検討

塑性理論を用いた付着割裂耐力の検討は、柱に関して〔文献6〕で行われている。ここでは、南モデル〔文献7〕を基本として、以下の方法によって梁の付着耐力を算出する。

$$Q_u = aQ + bQ \quad (5)$$

$$bQ = \tau_b \cdot \Sigma \phi \cdot j t \quad (6)$$

$$aQ = a b / 2 \cdot (\sqrt{1 + (L/D)^2} - L/D) \cdot D \cdot \nu \cdot F_c \quad (7)$$

$$a b = b - b b$$

$$b b = \frac{\tau_b \cdot \Sigma \phi}{\nu \cdot F_c \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi} \quad (8)$$

$$\sigma_w = \frac{\tau_b \cdot \Sigma \phi \cdot \tan \phi}{b \cdot p w} \quad (9)$$

$$\tau_b = k \cdot \tau_u \quad (10)$$

ここで、トラス機構による耐力**bQ**は、主筋の付着応力とコンクリート束材に生じる圧縮力との釣合いから式(6)を用いて求め、平均付着強度**τ_b**は森田式を用いて決定されるものとする。また、トラス機構で必要とされるコンクリート圧縮束材の幅**bb**は、あばら筋が降伏しないとき、式(8)においてφ=45°と求むられる。あばら筋が降伏するときは、式(9)よりσ_w=wσ_yと求むるφを求め、このφを用いて**bb**を求むる。なおコンクリート強度低減係数νは、日本建築学会終局強度型耐震設計指針案によるν=0.7-F_c/2000を採用した。

算定式による計算結果を表-3に、算定値と実験結果との比較を図-10に示す。算定値はあばら筋が降伏する場合も降伏しない場合も、実験の傾向を良くとらえている。また、あばら筋が降伏しない場合に算出される応力度もほぼ実験結果をとらえている。

この算出方法によれば、あばら筋が降伏する範囲ではwσ_yが小さいほどφが小さくなり、それにもなって**bb**が大きくなるため式(5)の第1項の値が小さくなり、全せん断力Q_uが小さくなる。したがって、鉄筋とコンクリートとの付着強度自体は、森田式で予測されるようにpwのみ

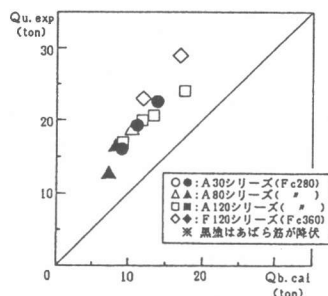


図-9 森田・藤井式と実験結果との比較
* 記号は原文参照

によって定まっても、梁としての付着割裂耐力にはあばら筋の降伏強度が影響しうることが説明される。

【6】まとめ

1) 付着割裂破壊する梁のせん断耐力は、通常のせん断破壊に比べて著しく低い値を示した。

2) 付着割裂破壊した試験

体における各区間の付着応力度の最大値は、森田式による付着割裂強度に良く適合した。

3) 付着割裂破壊した試験体の平均付着応力度の最大値は、上端下端とも森田式を下回ったが、森田式で言うようにあばら筋比 p_w に依存し、 wD_y による影響はみられなかった。

4) 梁中央部に早期に斜めひび割れが発生した試験体では、森田式よりもかなり高い付着応力度を示した。これは、あばら筋に生じる引張力に拘束されて、主筋が森田式を上回る大きな付着応力度に耐えられたものと考えられたが、その定量的な評価はできなかった。

5) 塑性理論を適用した付着割裂耐力算定式は、付着割裂破壊する試験体の耐力をほぼ的確にとらえ、あばら筋の降伏強度による影響を定性的に説明できた。

6) 本論文の知見は、一方向加力により曲げ降伏以前に付着割裂破壊する場合のものであり、正負繰返し加力等の影響については、今後更に検討する必要がある。

【謝辞】

本実験は、(株)神戸製鋼所、住友金属工業(株)、住友電気工業(株)3社の委託研究費によって行われたものであり、貴重なご助言を賜った高強度せん断補強筋研究委員会の委員の皆様、紙面を借り深く謝意を表します。また、試験体作成にあたり、フジタ工業(株)、三友エンジニアリング(株)、黒沢建設(株)にご協力いただき、深くお礼申し上げます。

【参考文献】

- 1) 奥出久人、狩野芳一他：せん断補強筋の強度がRC梁のせん断耐力に及ぼす影響について、第10回コンクリート工学年次論文報告集、1988年10-3、PP.623~628
- 2) 新田隆雄、高木仁之他：せん断補強筋の強度による梁のせん断耐力、第11回コンクリート工学年次論文報告集、1989年
- 3) 森田司郎、藤井栄：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究（付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果）、日本建築学会論文報告集第319号、昭和57年9月、PP.47~54
- 4) 森田司郎、藤井栄他：鉄筋コンクリートT形梁の耐力と靱性に関する2、3の考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和63年度、PP.235~236
- 5) 芳村学、藤沢正視他：高主筋比T形はりの靱性確保に関する研究（高層壁式ラーメン構造に関する研究）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和63年度、PP.591~592
- 6) 渡辺史夫：RC柱の付着割裂せん断破壊機構と耐力の解析、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、1983・10、PP.61~68
- 7) 南宏一：せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について、第1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、1982・6、PP.1~16

表-3 塑性理論による計算値一覧

試験体名	森田式 τ_u (kg/cm ²)	あばら筋の算出応力 σ_y (kg/cm ²)	圧縮束材の角度 θ (DEG.)	せん断耐力 $Q_u.cal$ (ton)
1 A-30-043	22.86	降伏	27.0	15.85
2 A-30-077	27.22	降伏	38.2	18.27
3 A-30-121	32.66	降伏	43.4	20.80
4 A-80-015	18.54	降伏	37.6	10.99
5 A-80-030	20.57	降伏	43.5	15.06
6 A-80-059	24.23	5030	45.0	16.76
7 A-120-030	20.86	8550	45.0	15.32
8 A-120-059	24.53	5090	45.0	17.00
9 A-120-077	26.90	4260	45.0	18.09
10 A-120-121	32.34	3290	45.0	20.57
11 F-120-019	26.28	降伏	38.3	23.33
12 F-120-059	32.89	5640	45.0	27.04
13 F-120-121	43.16	3600	45.0	32.64

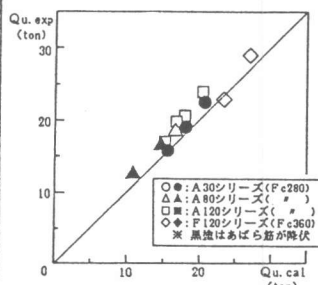


図-10 塑性理論式と実験結果との比較