

論文 炭素繊維シートにより補強された梁のせん断設計に関する研究

萩尾浩也*1・勝俣英雄*2・木村耕三*3・小島克朗*4

要旨：梁を2層以上の炭素繊維シートでせん断補強する場合、あと施工アンカーで炭素繊維シートを側面に定着する方法では、アンカーを多数必要とし施工ができないことがある。そこで、定着本数の低減が可能となるスラブ下での梁側面貫通定着の実験を行った。その結果、貫通定着もシートが抜け出さず、十分なせん断補強効果があることを確認した。また、側面定着法による炭素繊維補強梁のせん断強度式は、簡易な設計方法が見当たらない。そこでアーチ作用と2段の領域からなるトラス作用によるマクロモデルをもとにせん断設計式を検討し、過去行った16体の試験結果を含めたせん断強度と照らし合わせ、その提案手法の妥当性を確認した。

キーワード：RC梁，せん断補強，せん断強度，炭素繊維シート，マクロモデル

1. はじめに

現在建物の耐震診断¹⁾ではせん断梁支配型柱のように梁の性能により、建物の耐震性能が判断されることがあり、梁の効果的な補強とその設計法が求められている。その一つとして炭素繊維シート（以下、CFRPと呼称）を用いる方法がある。その場合にはスラブ貫通型とあと施工アンカーによる側面定着型²⁾のようにCFRPを定着して初めて、その効果を発揮することが分かっている。後者は工区が2階にわたらないという施工上有利な面があるが、2層以上の炭素繊維シートを必要とする場合、その方法で定着するには設計・施工ができないことがある。そこで施工上の利点は残したまま、また定着本数の低減が可能なスラブ下での梁

側面の貫通定着の実験を行った。また、梁側面定着のCFRP補強による梁のせん断強度式は、佐藤らの手法²⁾が提案されているが、計算が複雑である。そこでアーチ作用と2段の領域から成るトラス作用によるマクロモデルをもとに簡易なせん断設計式を提案し、過去行った16体の試験結果を含めたせん断強度と比較・検討した。

2. 実験

試験体の一覧を表1に示し、形状および配筋図を図1に示す。縮尺は実物の2/3程度で、破壊モードを明確にするために、スラブなしとした。パラメーターはCFRPの補強量と図2に示す定着方法とする。なおせん断強度の検討を目的としている

表1 試験体一覧

試験体名称	σ_B (N/mm ²)	主筋	あばら筋	CFRPの横補強筋量 $\nu_{cf} \cdot \sigma_{cf} P_w \cdot \sigma_{wy}$	定着方法	想定破壊形式
RC	24	圧縮引張共 4×GB23	D6@300 (0.062%)	—	—	せん断破壊
CF1-P				15.34	PC23@300	せん断破壊
CF2-P				30.68	PC26@200	せん断破壊
CF1-A1				15.34	M16@125	せん断破壊
CF1-A2				15.34	M16@200	せん断破壊

σ_B ：コンクリート圧縮強度； ν_{cf} ：CFRPの有効係数(=0.5)， $\sigma_{cf} P_w$ ：CFRPの横補強筋比， σ_{wy} ：CFRPの引張強度
試験体名称：CFの後の数字はCFRPシート総数、Pは貫通型、Aは側面アンカー型を示す。

- *1 (株)大林組 技術研究所 構造第一研究室 研究員 (工修)
- *2 (株)大林組 技術研究所 構造第一研究室 副主任研究員 (工修)
- *3 (株)大林組 技術研究所 構造第一研究室 主任研究員 (工博)
- *4 (株)大林組 技術研究所 副所長 (工博)

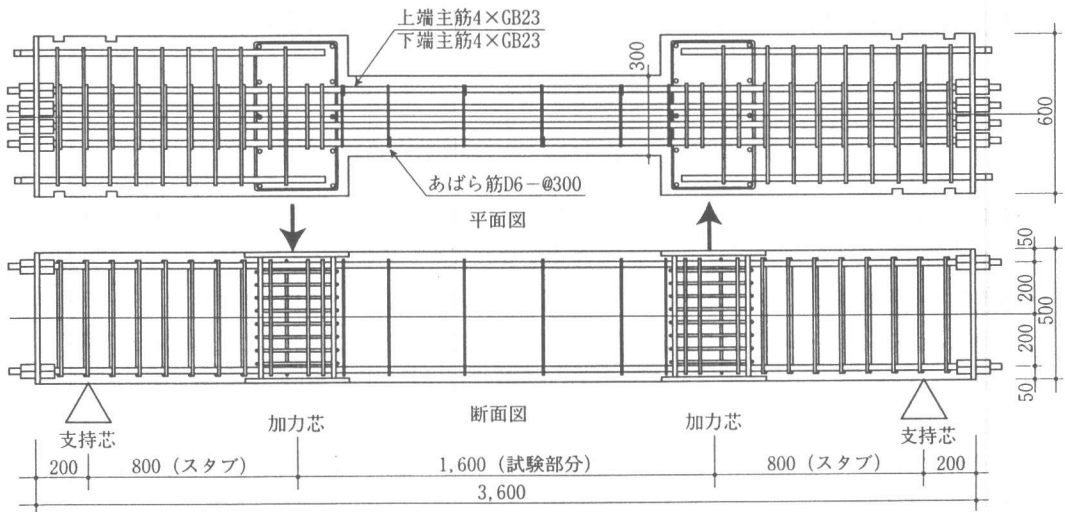


図1 試験体配筋図および加力概念図

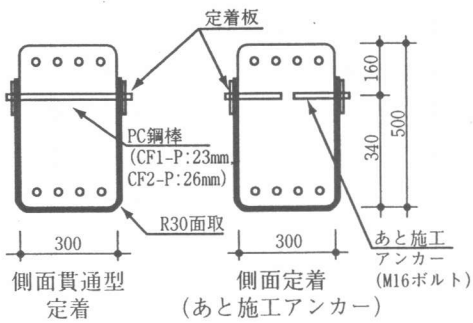


図2 定着方法の種類

表2 材料特性一覧

	ヤング係数 $\times 10^5$ (N/mm ²)	圧縮・降伏 $\sigma_B \cdot \sigma_y$ (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y (10^{-6})	引張強度 $\sigma_t \cdot \sigma_u$ (N/mm ²)
コンクリート	0.223	23.9	—	2.1
GB23 (主筋)	2.12	1030	6620	1170
D6 (あばら筋)	2.04	390	1910	535
CFRP	2.58	—	14900*1	3870
M16ボルト*2	1.87	805	—	1111

*1: CFRPは降伏がないので、破断ひずみとした

*2: あと施工アンカーのボルトで、0.2%オフセットとした

ので、すべての試験体はせん断破壊が先行する設計とした。定着部はCFRPシートの引張強度をボルトのせん断耐力で抵抗できるように設計した。ただしCF1-A2は、それより粗くなっている。定着板はSS400相当品を、PC鋼棒はC種1号を使用し、その他の材料特性は表2に示す。加力は一方単調荷重とし、地震時に梁が受けるモーメントを想定し、図1に示すように逆対称加力とした。

3. 実験結果

各試験体のせん断力とスタブ間相対変位関係を図3に示す。この図3から無補強試験体RCに比べて、CFRP補強した試験体は明らかにせん断耐力を上昇させていることが分かる。そして最終破壊は、側面貫通型の試験体も側面アンカー型の試験体も、CFRPの破断によるせん断破壊であった。図4にRC試験体は実験終了後のひび割れ図を、その

他の補強試験体はCFRPを除去した後のひび割れ図を示す。無補強であるRC試験体はせん断ひび割れが対角状に、補強された試験体は、ほぼ45度の角度で入っていることが分かる。また図5に示す部材角とCFRPのひずみ関係から、最大耐力を発揮している時点で、CFRPのひずみが 9000×10^{-6} 前後であることが分かる。表2の材料試験結果から得られたヤング係数を乗じると、応力度で約 $2,200 \text{ N/mm}^2$ となる。CFRPの破断強度が約 $4,000 \text{ N/mm}^2$ であるので、安全側にCFRP強度の有効係数を0.5として、設計式に反映することとした。

4. 設計法

4.1 マクロモデル

CFRPシートで補強された梁のせん断強度の算定法に、扇形トラスを仮定した佐藤らの手法³⁾があるが、計算が複雑となっている。そこで本論文

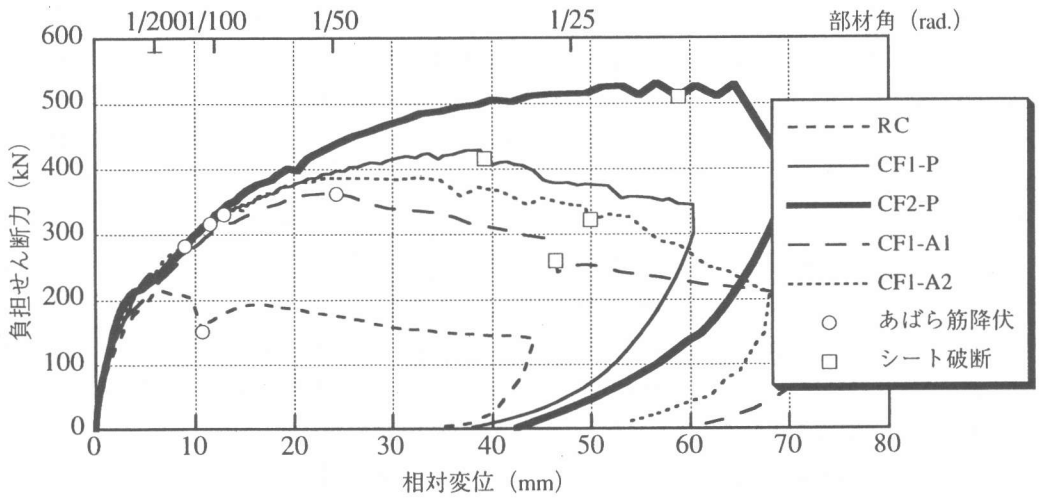


図3 試験体の負担せん断力と変位関係

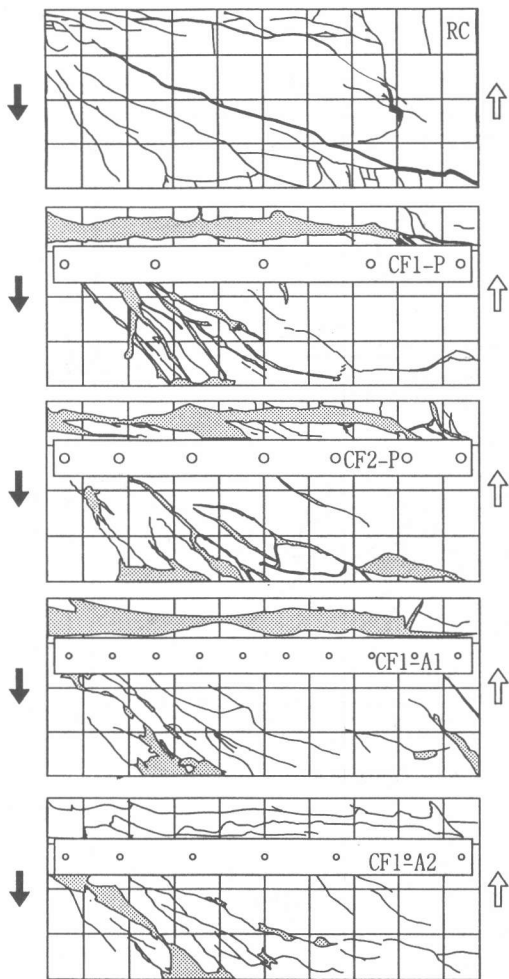


図4 ひび割れ図

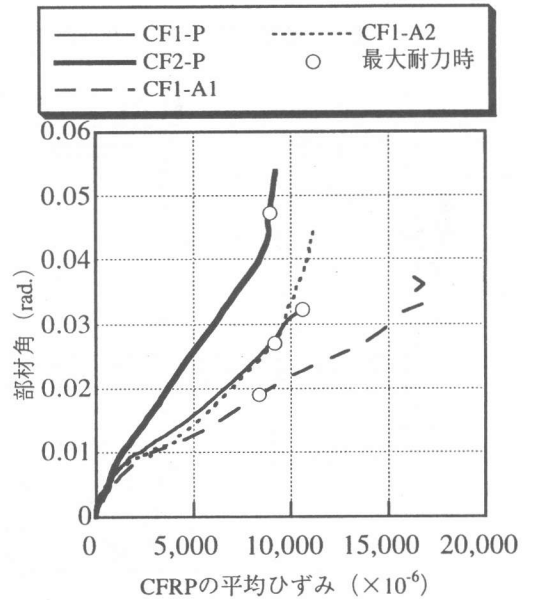


図5 部材角とCFRPの平均ひずみ関係

では簡便に計算できるように、終局強度型設計指針⁴⁾と同様に、図6に示すようなアーチ機構とトラス機構を仮定し、塑性理論の下界定理に基づいて、下記の条件より一般的なスラブが付いている梁のせん断強度の評価を試みた。

- a 外力の釣合うこと
- b せん断補筋応力が降伏強度に達していること
- c トラス機構とアーチ機構のコンクリートの圧縮応力の和が、コンクリートの有効圧縮強度に達している。またはそれより小さいこと。

その内アーチ機構は、図6に示すようにせん断補強筋の寄与がないものとした。すなわち終局強度型設計指針と同じ応力場を仮定した。そのためアーチ機構におけるせん断力 $_{cf}Q_a$ は、(1)式で示される。

$$_{cf}Q_a = b \cdot D \cdot \sigma_a \cdot \tan \theta / 2 \quad \dots (1)$$

なお式中の記号については、図6を参照されたい。一方トラス機構は、側面定着型補強の場合、上下主筋を囲うようにせん断補強がなされていないため、終局強度型設計指針のトラス機構のように、応力を直接的に主筋から主筋に伝達できない。そこで本論文では側面定着型補強のトラス機構を図6に示す側面定着部で折れ曲がる応力場を基に定めることとした。本トラス機構も様な応力場を形成するが、側面定着部にてトラスの角度が変わ

ることが特徴である。図6の領域1および領域2の力の釣合いより(2)および(3)式が得られる。また領域1と2の境界では定着板が軸方向力を負担しないとすれば、 $\tau_{12} = 0$ となり、力の釣合いより $\tau_1 = \tau_2$ となるので、(4)式が得られる。

$$\tau_1 = {}_s p_w \cdot {}_s \sigma_{wy} \cdot \cot \phi_1 = p_1 \cdot \cot \phi_1 \quad \dots (2)$$

$$\tau_2 = ({}_s p_w \cdot {}_s \sigma_{wy} + \nu_{cf} \cdot {}_{cf} p_w \cdot {}_{cf} \sigma_{wy}) \cdot \cot \phi_2 = p_2 \cdot \cot \phi_2 \quad \dots (3)$$

$$p_1 \cdot \cot \phi_1 = p_2 \cdot \cot \phi_2 \quad \dots (4)$$

よって、トラス機構におけるせん断力 $_{cf}Q_t$ は、それぞれの領域のせん断力の和の(5)式となる。

$$\begin{aligned} _{cf}Q_t &= Q_{t1} + Q_{t2} \\ &= b \cdot j_1 \cdot p_1 \cdot \cot \phi_1 + b \cdot j_2 \cdot p_2 \cdot \cot \phi_2 \\ &= b \cdot j_t \cdot \sum (p_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot \cot \phi_2 \quad \dots (5) \end{aligned}$$

本トラス機構は2つの領域から成るため、条件c

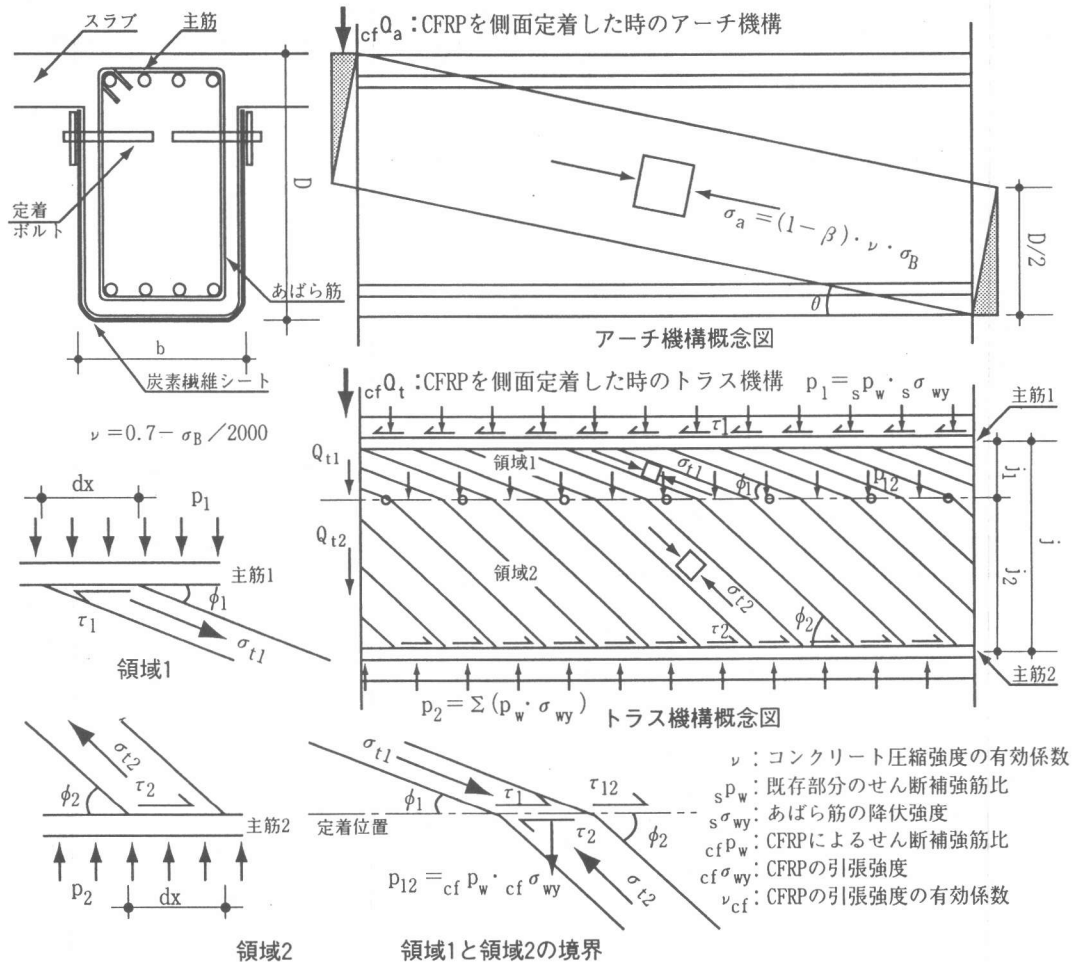


図6 側面定着補強におけるアーチ機構とトラス機構

表3 試験体強度一覧

試験体			実験値		計算値			
名称	スラブの有無	定着方法	最大耐力 Q_{max} (kN)	破壊形式	曲げ強度時 せん断力 Q_{Mu} (kN)	せん断強度 (kN)		
						荒川: Q_{Su}	A法: Q_{Su}	提案: Q_{Su}
RC	無	—	217	せん断	1045	225	229	—
CF1-P	無	側面貫通	429	せん断		307	468	342
CF2-P	無	側面貫通	531	せん断		354	656	472
CF1-A1	無	側面定着	362	せん断		307	468	342
CF1-A2	無	側面定着	386	せん断		297	420	316
B-0 ²⁾	無	—	221	せん断		881	205	390
B-CF-A0 ²⁾	無	無	260	シート剥離	280		560	476
B-CF-AB ²⁾	無	側面定着	476	せん断	280		560	476
B-CF-AC ²⁾	無	全閉鎖型	517	せん断	280		560	476
S-0 ²⁾	有	—	259	せん断	928	205	390	—
S-CF-A0 ²⁾	有	無	277	シート剥離		280	560	476
S-CF-AB ²⁾	有	側面定着	514	分離		280	560	476
S-CF-AC ²⁾	有	スラブ貫通	567	せん断		280	560	476
M-0 ³⁾	無	—	269	せん断	547	209	203	—
M-1 ³⁾	無	側面定着	315	シート剥離		284	407	299
M-2 ³⁾	無	側面定着	304	シート剥離		284	407	299
M-4 ³⁾	無	側面定着	355	せん断		284	407	299
C-0 ³⁾	有	—	170	せん断	220	147	152	—
C-1 ³⁾	有	側面定着	210	シート剥離		227	426	272
C-2 ³⁾	有	側面定着	226	曲げ降伏		227	426	272
C-4 ³⁾	有	スラブ貫通	246	曲げ降伏		227	426	272

のトラス機構のコンクリートの圧縮応力が2つ存在することになる。しかし領域1は一般にスラブ中にあるため破壊しないと仮定し、条件cのトラス機構のコンクリートの圧縮応力は領域2のコンクリートの圧縮応力とした。よって $\beta = \sigma_{12} / (\nu \cdot \sigma_B)$ となる。したがってCFRPで補強された梁のせん断強度は、アーチ機構の負担分(1)とトラス機構の負担分(5)を加えることによって、(6)式によって示すことができる。

$$Q_{Su} = b \cdot j_1 \cdot \Sigma (p_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot \cot \phi_2 + (1 - \beta) \cdot \tan \theta \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \quad (6)$$

なお、トラス機構の材軸となす角度 ϕ_2 は、実験結果より45度とした。

4.2 せん断強度提案式の評価

今回行った実験と過去に行った文献2), 3) の実験の(6)式によるせん断強度算定結果を表3に、荒

川mean式、終局強度型設計指針のA法の算出結果とともに示す。その対応を図7,8,9に示す。両式ともせん断補強筋寄与分の $p_w \cdot \sigma_{wy}$ を $s_p p_w \cdot s_s \sigma_{wy} + \nu_{cf} \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}$ とし、 ν_{cf} は本提案の設計に使用したものと同様に0.5とした。図7に示す荒川式で評価した場合、実験値をかなり過小評価しており、かなり安全側になっているのが分かる。つまりCFRP補強によってもほとんど効果がない評価となっている。図8に示すA法で評価した場合、耐力を大きめに算定する結果となり、危険側の評価となっている。しかし図9に示す本提案式による評価は、CFRPが剥離した試験体を除き、ほぼ良好な対応を示している。なお剥離した試験体は、CFRP定着がされてない、またはうまく定着されずに、CFRPが剥がれるなどして、CFRPの本来の効果が十分発揮されなかった試験体であるので、本提案式で評価できないことは当然と考えられる。

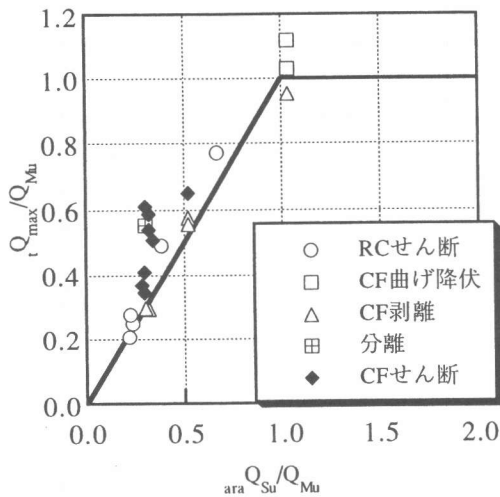


図7 荒川式でせん断耐力を評価した場合

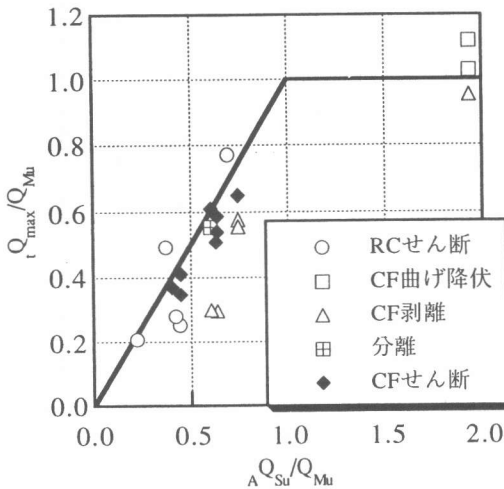


図8 A法でせん断耐力を評価した場合

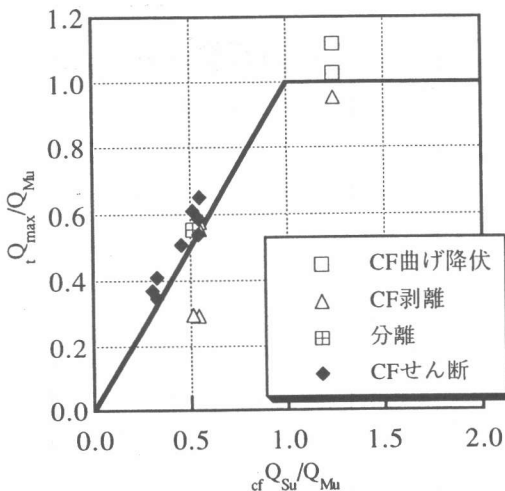


図9 本提案 Q_{Su} でせん断耐力を評価した場合

また貫通型の試験体は、少し安全側の評価となっている。これは貫通型は貫通ボルトを締め込むことにより、多少梁の材軸方向と直交方向に圧縮力が入ることになり、拘束効果によりせん断耐力が上昇したものと考えられる。表3のB-CF-ACはスラブ貫通の全閉鎖型で、上下主筋を囲うようなせん断補強となっており、抵抗機構も本提案よりもA法に近いと考えられる。その結果せん断強度もA法にほぼ近似している。また表3のB-CF-ABの分離とは、スラブと梁の境界部分に入ったひび割れが大きく開いて耐力が決まったと思われる破壊形式のことを指す。その破壊形式も提案式でほぼ評価できているが、データ量が少ないため、今後の検討課題としたい。

5. 結論

- ・定着本数を低減できる梁側面の貫通型定着で、2層以上のCFRP補強を含め、CFRPが抜け出すことなく、せん断強度を高めることが分かった。
- ・CFRPを定着し補強された梁のせん断強度は、提案したマクロモデルによるせん断強度式でほぼ評価できた。
- ・スラブと梁が分離するような破壊形式については、まだデータ量が少ないこともあって、その検討は今後の課題である。

参考文献

- [1] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，1990.12
- [2] 佐藤裕一，勝俣英雄，小島克朗：「CFRPシートによりせん断補強されたRC梁のせん断抵抗に関する研究」，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，1996，pp.1439-1444
- [3] 佐藤裕一，勝俣英雄，小島克朗：「炭素繊維貼付による既存部材の補強に関する研究（その3）－梁のせん断補強への適用に関する実験－」，大林組研究所報，Vol.54，1997，pp.33-39
- [4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説