

平成 21 年度

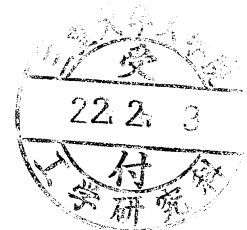
修 士 論 文

低強度コンクリートを用いた RC 梁の破壊挙動と
CFRP による補強効果に関する研究

指導教員 畑中重光 教授
三島直生 准教授

三重大学大学院工学研究科
建築学専攻

田村 雄一



『低強度コンクリートを用いた RC 梁の破壊挙動と CFRP による補強効果に関する研究』

－目次－

第 1 章 序論	1
1.1 本研究の背景	
1.2 本研究の目的	
第 2 章 既往の研究	3
2.1 概説	
2.2 コンクリート強度の分布と最低圧縮強度の経緯	
2.3 低強度コンクリートの用いられた RC 部材の研究	
2.4 まとめ	
第 3 章 低強度コンクリートを用いた RC 梁の載荷実験	33
3.1 概説	
3.2 実験概要	
3.2.1 実験の要因および水準	
3.2.2 実験方法	
3.3 実験結果および考察	
3.3.1 圧縮試験および割裂引張試験	
3.3.2 破壊状況	
3.3.3 変形性状	
3.4 まとめ	
第 4 章 低強度コンクリートを用いた RC 梁の耐力評価	50
4.1 概説	
4.2 耐力算定および実験結果との比較、検討	
4.3 まとめ	
第 5 章 結論	57
5.1 まとめ	
5.2 今後の課題	
【謝辞】	59
【参考文献】	60

第 1 章

序論

第1章 序論

1.1 本研究の背景

既存 RC 建築物の耐震診断の結果によれば、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度を下回る品質の悪い構造物が存在している³⁾。現在、日本建築防災協会から発行されている既存鉄筋コンクリート造建築物耐震診断基準では、同基準が適用可能な建築物のコンクリート圧縮強度の限界値として 13.5 N/mm^2 が示されており、圧縮強度がそれ未満の低強度コンクリートについては耐震診断の対象外とされている。コンクリート強度の低い建築物は、保有水平耐力が小さいことから、耐震補強を施しても耐力の向上があまり期待できないため、耐震診断の結果、解体という結論に至ることが多い。しかし、上記の下限値が力学的根拠に基づき定められたものではなく、当時の経済性を理由に定められた⁴⁾ことから、コンクリート強度が 13.5 N/mm^2 未満であっても、適切な補強を施せば、建物の耐震性を確保できる場合もあると考えられ、解体するよりも経済的に有効となり得る。また、RC 構造物が盛んに建設されるようになり、文化的な価値のある RC 構造物も現れ始めている。現存するそれらの多くは保存のための耐震化が急務となっているが、コンクリート強度が適用限界値未満のものも少なくない。以上の点から、現在は適用限界値未満であるものに適用できる、精度の高い耐震診断方法、短工期かつ低コストで施工可能な耐震補強工法の研究開発が望まれる。

1.2 本研究の目的

本研究では、適用限界値未満の低強度コンクリートが用いられた場合の耐震診断の可能性を明らかにすることを目的に、低強度コンクリートが用いられた RC 梁の耐力および変形特性を実験により明らかにし、既往の耐力式および低強度コンクリートに対して示された既往の研究報告との整合性に関して検討すると共に、CFRP 補強の有効性について検討する。

第 2 章

既往の研究

第2章 既往の研究

2.1 概説

耐震診断・耐震補強する際、耐震診断基準¹⁾では最低基準強度を 13.5 N/mm^2 前後、耐震設計指針²⁾では 12 N/mm^2 前後に定めている。しかし、文献⁴⁾では、当時の経済性を重視し、最低基準強度を定めたと報告されており、 13.5 N/mm^2 を最低基準強度とする力学的な根拠があるかは見出せなかった。また、既存建築物からコンクリートコアを採取・調査したところ、設計基準強度を下回る建物が多く存在することが文献^{5), 6), 7), 16)}で報告されている。これに対して、本章では、本研究目的である低強度コンクリートで造られた RC 建築物の耐震診断を行う前段階として、以下に示すような内容に対する既往の取りまとめを行う。

2.2 節では、コンクリート強度の分布と最低圧縮強度の経緯がどのように扱われているのかをまとめる

2.3 節では、コンクリート強度が低い場合の挙動と現行式との適合性に着目しながら、RC 部材について既往の論文をまとめる。

2.2 コンクリート強度の分布と最低圧縮強度の経緯

2.2.1 既存 RC 構造物のコンクリート強度の分布

中濱ら³⁾は、三重県内におけるコンクリートコアを各階3本ずつ採取した学校施設134棟を対象に、 $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 21 N/mm^2 であるコンクリート強度の傾向をまとめた。コンクリート強度としては、採取されたコンクリートコアの圧縮強度の平均値に標準偏差を考慮した値を用い、データ数は $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ が207個、 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ が83個に対する分析である。

その結果として以下のことがわかった。

①圧縮強度と建物竣工年の関係

図-2.2.1から $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ では年代が経つにつれて強度のばらつきが減っているが、設計基準強度を下回るものが少なくない。また文献¹⁾で補強の目安とされている最小強度の 13.5 N/mm^2 を下回っているものも若干存在する。 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ ではデータ個数は少ないが1970年以降でも設計基準強度を下回っているものが多数ある。1968年のJIS A 5308(レディミクストコンクリート)の改正以降で、生コンに対する品質管理体制が整ってきたにもかかわらず、設計基準強度を下回る建物も多くあり、1970年代前半に集中している。当時はコンクリートのポンプ圧送性を重視するあまり、単位水量の増量など、コンクリート品質が問題になった時期と重なる。

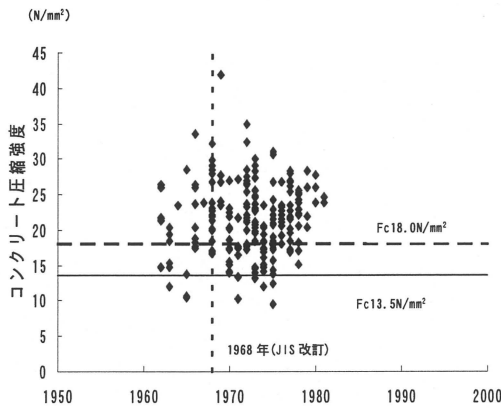
②コンクリートの圧縮強度比

図-2.2.2に他地域の圧縮強度比との比較を示す。 $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ の平均値は1.18、 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ の平均値は1.34である。図-2.2.2(a)によると東北地方では1.28($F_c = 15 \text{ N/mm}^2 \cdot 18 \text{ N/mm}^2 \cdot 21 \text{ N/mm}^2$ を合わせた値)や関東地方A県下での値(全ての設計基準強度でI期1.27、II期1.34であるが、ここでは平均値1.3を採用)、東京都での値($F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ では1.21、 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ では1.23)などと比較すると $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ では若干低い。

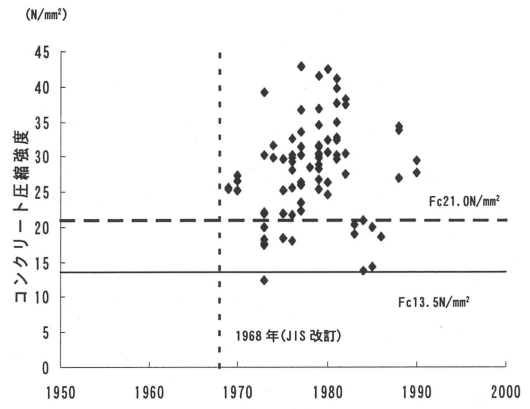
圧縮強度比1.0未満の割合は $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ では27%、 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ では17%である。図-2.2.2(b)によると東北地方での割合は21.3%($F_c = 15 \text{ N/mm}^2 \cdot 18 \text{ N/mm}^2 \cdot 21 \text{ N/mm}^2$ を合わせた割合)や東京都での割合($F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ では30%、 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ では31%)、阪神・淡路大震災で被災した建築物での割合(すべての設計基準強度で19.8%)などと比較すると $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ では東京都と同様に比較的高い値であることが分かる。

③設計基準強度を下回る階の分布

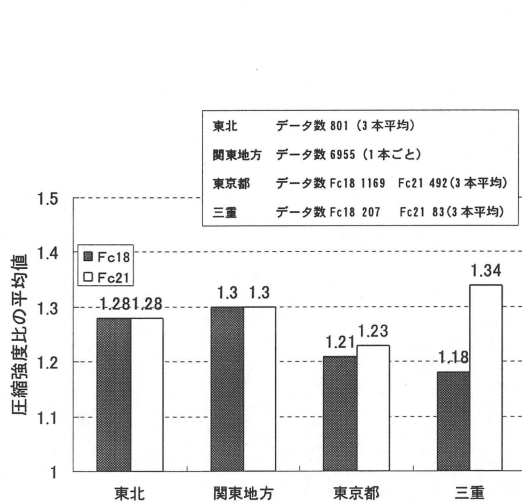
図-2.2.3に設計基準強度を下回る階の分布を示す。同図によれば、設計基準強度が下回る試験体と建物階数との相関関係は明確ではない。したがって、コンクリートコアの採取は各工期ごと、また各階ごとにある程度の本数を採取し、コンクリート強度の分布を把握し、正確なコンクリート強度を診断に反映することが重要である。



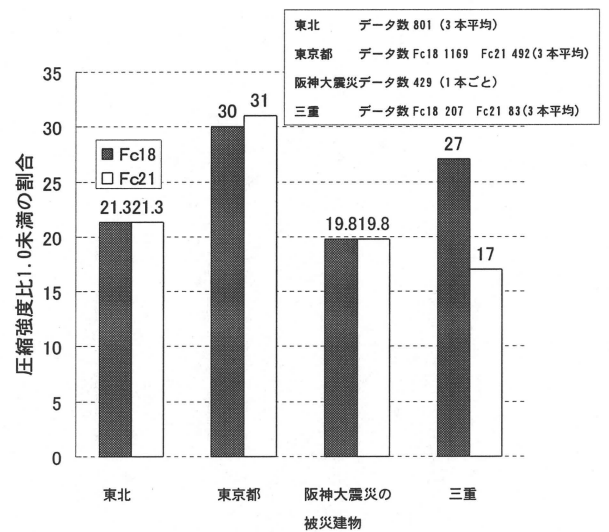
(a) Fc18.0N/mm²



(b) Fc21.0N/mm²



(a) 圧縮強度比の平均値



(b) 圧縮強度比1.0未満の割合

図-2.2.2 他地域の圧縮強度比との比較

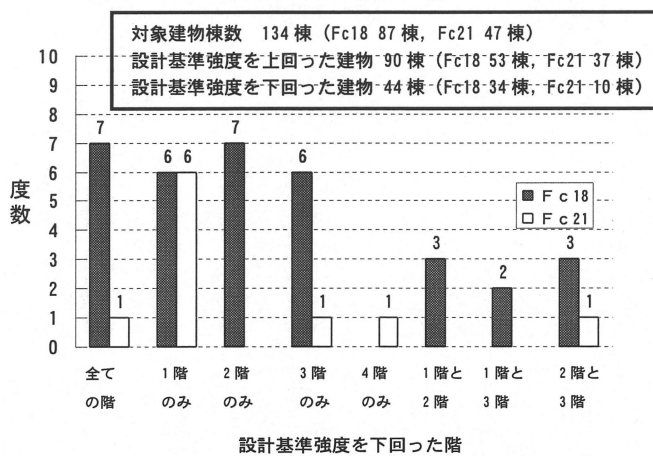


図-2.2.3 設計基準強度を下回った階の分布

川上ら⁴⁾はある県の既存RC造学校校舎におけるコンクリート圧縮強度の分布を調査し、低強度コンクリートの分布の傾向をまとめた。

その結果、以下のことがわかった。

図-2.2.4 に設計基準強度別にコンクリート圧縮強度の分布を示す。同図によれば、圧縮強度の下限值は設計基準強度によらず、13.5 N/mm²以下のものは存在し、最小値は8.6 N/mm²であった。

図-2.2.5 に9期にわたって施工されたある学校校舎のコンクリート圧縮強度の分布を示す。同図によれば、75本のコンクリートコアの内、14本が低強度となっており、内訳としては1959年に施工されたものが5本、1960年に施工されたものが4本、1965年に施工されたものが4本となっており、この3年に集中していることが特徴である。また、1966年以降は建設年が新しくなるほど、コンクリート強度は大きくなっている。

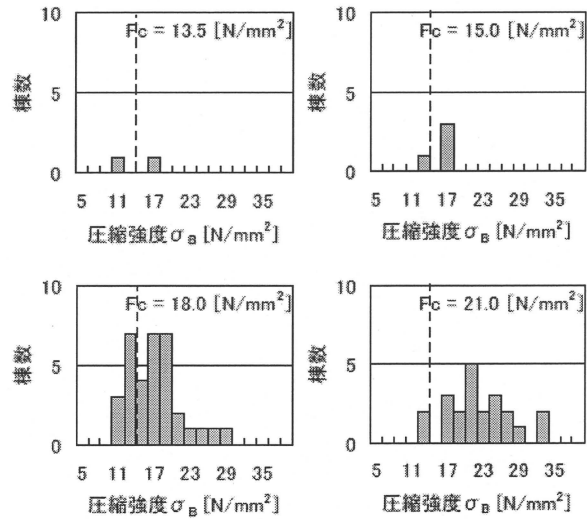


図-2.2.4 コンクリート圧縮強度の分布

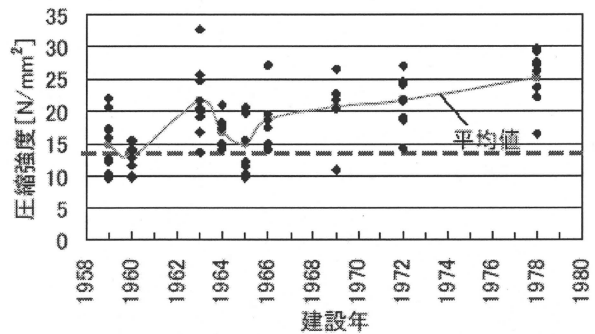


図-2.2.5 建設年別コンクリート圧縮強度

坂巻ら⁵⁾は関東地方におけるコンクリートコアを採取した公立学校校舎建築物および官庁舎建築物 1380 棟を対象にコンクリート強度の傾向をまとめた。データ数は 13197 個である。

その結果として以下のことがわかった。

① 設計基準強度の変遷

図-2.2.6 に設計基準強度 F_c に関する頻度分布を示す。同図によると 13 N/mm² や 15 N/mm² の比較的低強度の設計基準強度は古い時代に多用されており、1960 年頃まで 20 % 前後使用されている。1970 年代に入っても若干量は使用されていたが、1975 年以降は使用されていない。18 N/mm² は 1970 年初頭まで広い範囲で多数用いられている。1980 年代へ入ってからはほとんど使用されていない。21 N/mm² の比較的高強度の設計基準強度は 1960 年代初頭から徐々に使用され、1970 年代に入り急激に使用頻度を高めている。1972 年頃主要な使用頻度が 18 N/mm² と入れ替わり 1970 年後半は 90 % 以上の使用頻度となっている。

② 圧縮強度の分布

図-2.2.7に年代別圧縮強度の散布図を、図-2.2.8にコンクリートの圧縮強度比を示す。図-2.2.7によると、圧縮強度はバラつきが極めて大きな物となっている。図-2.2.8によると、1.3を中心とした正規分布に近い形を示し、低強度コンクリートのデータも少なくないことが分かる。設計基準強度以下のものは2655個(22.7%)で、13.5 N/mm²を下回るものは803個(6.1%)存在した。さらに10 N/mm²を下回るものは283個(2.1%)で、設計基準強度の1/2以下のものは28個(0.2%)存在した。また、低強度コンクリートは1975年以降では大幅に減少し、時代が進むにつれてほとんど見られなくなっている。

③ 単位容積質量と圧縮強度の関係

図-2.2.9に単位容積質量 γ と圧縮強度 σ_B の関係を示す。ここでは、単位容積質量が求まっている5737個のデータの散布図となっている。同図によれば、両者の関係は極めてバラツキの大きなものとなっているが、回帰直線 $\sigma_B = 32\gamma - 46$ となっており、重量が大きいものほどコンクリート圧縮強度が大きな値となる傾向を示した。また、単位容積質量が2.3 t/m³を超えているものには低強度のものはほとんど存在しなかった。

④ 階による分布

図-2.2.10に同一建築物における階別の圧縮強度の分布を示す。同図によれば、同一建築物で同一の設計基準強度、同一会社による施工によるものでも、階が異なると大幅に圧縮強度が異なる場合があり、特に1階が大きな圧縮強度で、上階が低強度の場合も少なくない。そのため、1階のみの調査で上階の圧縮強度も同一の値とすることは危険側の判断となることが考えられる。

⑤ 工期別の分布

図-2.2.11に工期別圧縮強度の分布を示す。同図によれば工期が異なる建築物では、大幅に圧縮強度が異なる場合があり、特に多年度にわたり増築した場合には同一階においてもしばしば強度が異なることがあるので、各工期別に圧縮強度調査が必要である。

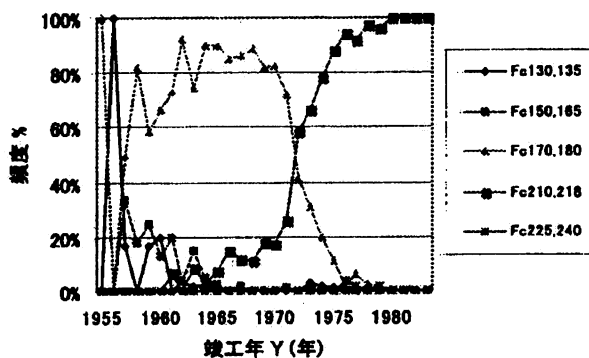


図-2.2.6 設計基準強度の頻度分布

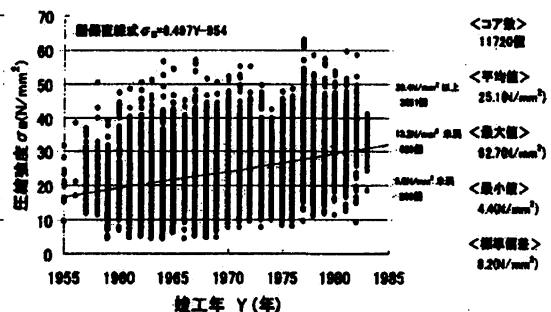


図-2.2.7 圧縮強度と施工年の関係

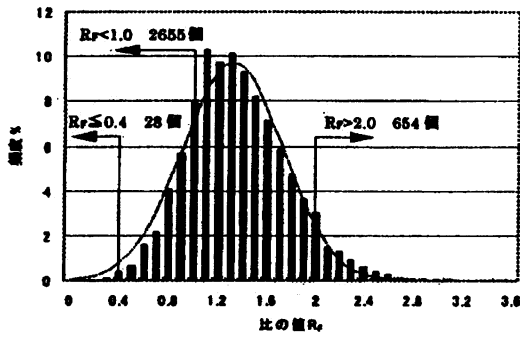


図-2.2.8 コンクリート圧縮強度比

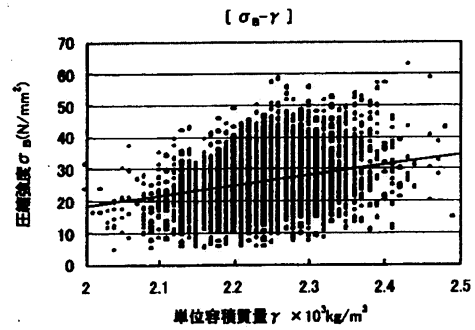


図-2.2.9 単位容積質量と圧縮強度との関係

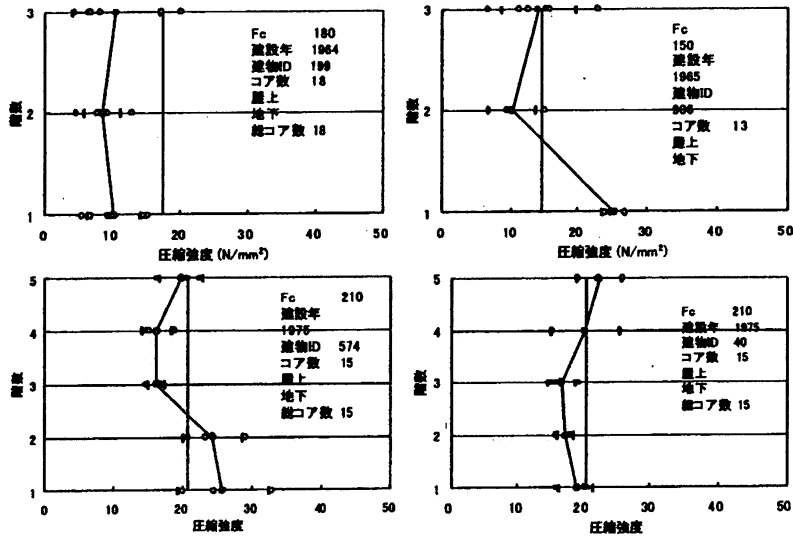


図-2.2.10 階別の圧縮強度の分布

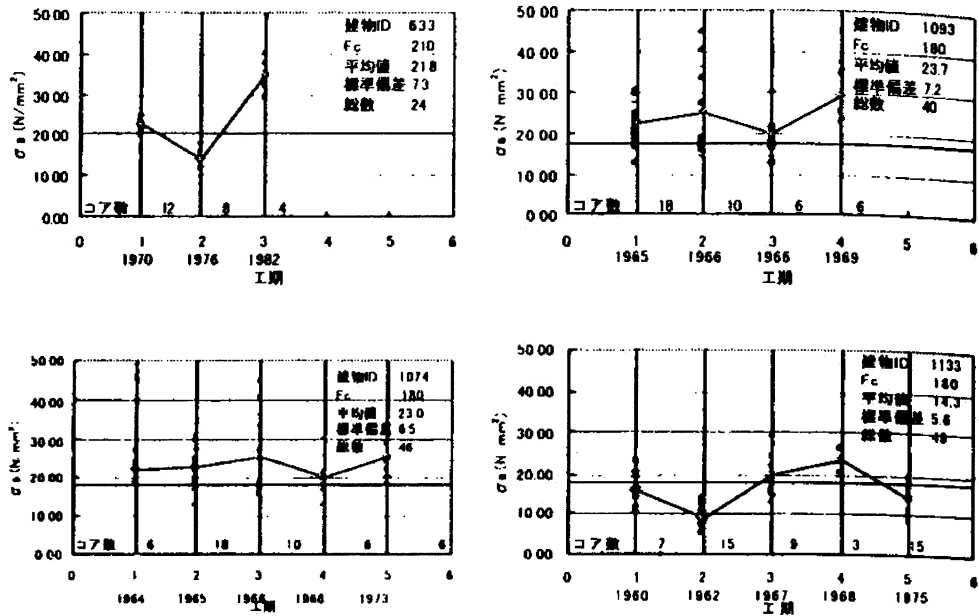


図-2.2.11 工期別の圧縮強度の分布

2.2.2 最低圧縮強度を $F_c=13.5\text{N/mm}^2$ に定めた歴史的経緯

市橋ら⁶⁾は、 F_c を 13.5N/mm^2 に定めた歴史的経緯として、過去の論文で、菱田厚介が「90 kgf のコンクリートを使ひました時分には応圧強度の 1/3 までとれるのでありますから、1 cm^2 に付き 30 kgf 以上の計算強度を持つようなコンクリートでなければ使えないのであります」と述べている。

注)市街地建築法施工規制第 102 条の 2 に安全率を 3 として

最低 9N/mm^2 、最高 21N/mm^2 をとることが示されている。

また建築雑誌 1942 年 3 月号の資料「セメント強度試験方規格改正について(浜田稔) pp.166-168」によれば、「水セメント比 65%において 28 日圧縮強度 13.5N/mm^2 以下の強度を与えるようなセメントは忌避されるべきものである。悪いセメントは結局多量に使わねば強度を得ることが不可能であり、しかも極度にこれを行うことは収縮亀裂等にも問題があり、また然らずとも良質のセメントを少量使用する事の方が常に経済的である。」と述べている。すなわち品質の悪いセメントを多量使うことの不経済性を $F_c=13.5\text{N/mm}^2$ を最低基準強度に定めた理由としている。

これらの記録からコンクリートの最低基準強度を $F_c=13.5\text{N/mm}^2$ としたことは決して、力学的挙動から決められたものではなく、戦時体制下で品質の悪いセメントを多量に使うことの不経済性を考慮した当時の経済的事情からきめられたことがわかれると報告している。

2.2.3 低強度コンクリートの製造方法と力学的特性

谷口⁷⁾らは低強度コンクリートを安定して製造でき、その力学的性質は把握する目的で、最大のセメント水比を 65%と定めた JISS 5 による水セメント比の算定式を 110%まで外挿し、気中および封緘養生における圧縮試験を行った。調合表を表-2.2.1 に示す。

その結果、以下のことがわかった。

① 圧縮強度

圧縮強度と水セメント比の関係を図-2.2.6 に示す。圧縮強度は水セメント比が 70~110% においては算定式と良く対応しており、 10N/mm^2 程度の低強度コンクリートは製造可能であると、110%以上では、算定式よりも大きな値となることが示された。

② 力学特性

ヤング係数と圧縮強度の関係を図-2.2.7 に示す。ヤング係数も日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準による計算式が低強度レベルにおいても適用できるとしている。

割裂強度と圧縮強度の関係を図-2.2.8 に示す。割裂強度も計算式が低強度レベルにおいても適用できるとしている。

圧縮応力-ひずみの関係を図-2.2.9 に示す。同図によると、最大応力までの応力上昇域における勾配は同様な傾向を示し、最大応力以降の応力降下域は低強度のものほど、緩やかに低下する傾向が示された。

表-2.2.1 実験調査

水セメント比 (%)	調合強度 (MPa)	単位量 (kg/m ³)					細骨材率 (%)	空気量 (%)	スランプ (mm)
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤			
70	25	271	190	933	859	2.71	52.0	4.8	185
93	14	203							
110	9	209	230	905	834	2.09			180
116	8	164	190	933	859	2.71			185
140	3	136							

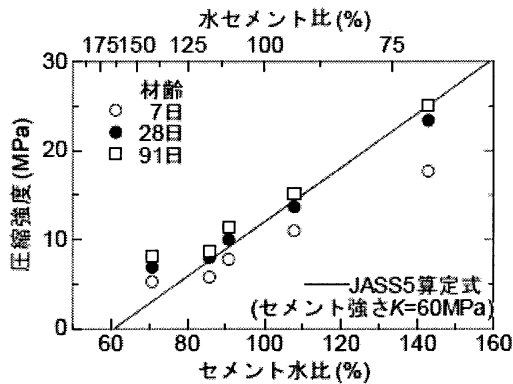


図-2.2.6 圧縮強度と水セメント比の関係

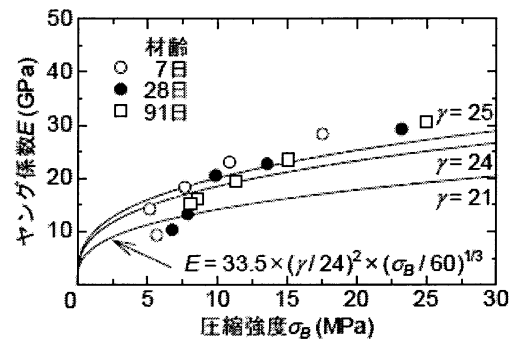


図-2.2.7 圧縮強度とヤング係数の関係

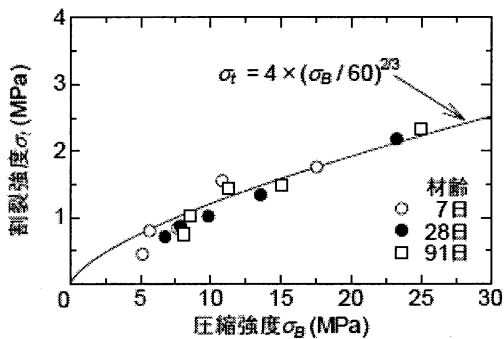


図-2.2.8 圧縮強度と割裂強度の関係

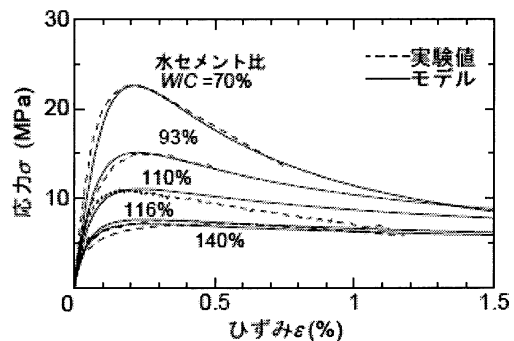


図-2.2.9 圧縮応力とひずみの関係

山本ら⁸⁾は低強度コンクリートを製造する目的で、石粉[CaCO₃]を混入して、人工的にセメント強度を低下させる手法を用いている。調合表を表-2.2.2に示す。

その結果、コンクリート強度に対する石粉の置換率を式(2.2.1)と推定した。石粉置換率P/Bと圧縮強度の関係を図-2.2.10に示す。

$$\sigma_B = -24.254 \cdot P/B + 19.359 \quad (2.2.1)$$

B: 石粉量

P: 結合材量, B = C + P

表-2.2.2 調合表

圧縮強度 [N/mm ²]	4.20 7.68 13.90
セメント [kg/m ³]	93 141 201
石粉 [kg/m ³]	164 119 62
水 [kg/m ³]	167 169 171
水セメント比 [%]	180 120 85
水結合材比 [%]	65
粗骨材最大寸法 [mm]	25
細骨材率 [%]	48.6
空気量 [%]	4±1
スランプ [mm]	180

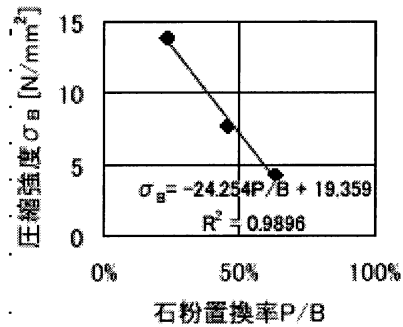


図-2.2.10 石粉置換率と圧縮強度の関係

川上ら⁴⁾は、水セメント比を増加させる方法と石粉を混入する方法について、山本ら⁶⁾の示した石粉の置換式を用いて、水セメント比と石粉の量を変数として実験を行った。実験計画を表-2.2.3に、調合表を表-2.2.4に示す。

その結果、以下のことがわかった。

① 圧縮強度

実験結果を表-2.2.5に示す。その結果、石粉を混入せず、単位水量を変化させただけでは、空気量やスランプなどが不安定である点から、安定した製造は難しい事がわかった。また、石粉を混入する方法では強度、スランプ、空気量とも安定した低強度コンクリートを製造することが可能であることがわかった。

図-2.2.10に4週圧縮強度とスランプとセメント水比の関係を示す。同図から、若干強度の差はあるものの5~15 N/mm²のコンクリートは式(2)によって推定できた。石粉を混入することで得られたコンクリート圧縮強度とセメント水比 C/W の回帰直線式を式(2.2.2)に示す。

$$\sigma_B = 17.919 \cdot C/W - 2.6371 \quad (2.2.2)$$

② 力学特性

製造された低強度コンクリートの特性としては、図-2.2.11に応力-ひずみの関係を示す。同図から、低強度のコンクリートは最大応力度以降も応力度は低下せず、ひずみが増加し続けた。この傾向は最大応力度が小さいほど低下しない特徴が見られた。このことから、低強度コンクリート程、見かけ上、粘り強い壊れ方をする事がわかった。

また、図-2.2.12に圧縮強度とヤング係数の関係を示す。同図から、圧縮強度とヤング係数の関係は式(2.2.3)のように示され、21N/mm²以下の範囲では実験値に対して、大きく評価する傾向が示された。

$$E_c = 0.0684 \cdot \sigma_B + 0.7383 \quad [\times 10^4 \text{ N/mm}^2] \quad (2.2.3)$$

表-2.2.3 実験計画

調合No.	A1	A2	A3	B0	B1	B2	B3	C1	C2	C3	C4	D1	D2	D3
石粉置換率 [%]	0	0	0	0	20	40	60	0	0	0	0	42	57	72
水セメント比 W/C [%]	70.0	90.0	120.0	65.0	81.3	108.5	162.6	70.0	90.0	120.0	131.6	112.0	151.2	232.6
水結合材比 W/B [%]	70.0	90.0	120.0	65.0	65.0	65.0	65.0	70.0	90.0	120.0	131.6	65.0	65.0	65.0
細骨材率 s/a [%]	53.0	54.3	55.4	51.4	51.2	50.9	50.6	51.8	53.3	54.6	54.6	50.3	50.1	49.9
スランブ [mm]	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180

表-2.2.4 調合表 単位 : [kg/m³]

調合No.	A1	A2	A3	B0	B1	B2	B3	C1	C2	C3	C4	D1	D2	D3
水 W	195	195	195	205	205	205	205	205	205	205	225	210	210	210
セメント C	279	217	162	315	252	189	126	293	228	171	171	188	139	90
石粉 P	0	0	0	0	63	126	189	0	0	0	0	136	184	233
細骨材1 S1	567	596	625	530	527	522	514	543	575	604	604	509	504	501
細骨材2 S2	392	414	433	370	364	362	359	375	400	420	420	353	351	348
粗骨材1 G1	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513
粗骨材2 G2	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340
混和剤 A	2.79	1.302	1.296	2.52	2.52	2.52	2.52	2.34	1.82	1.37	1.37	2.59	2.59	2.58

表-2.2.5 実験結果

調合No.	A1	A2	A3	B0	B1	B2	B3	C1	C2	C3	C4	D1	D2	D3
スランブ [mm]	95	45	10	175	175	180	175	55	70	55	85	196	193	190
空気量 [%]	5.5	3.6	3.4	4.7	4.6	4.6	4.3	4.0	3.3	5.0	2.4	4.8	4.8	4.5
コンクリート温度 [°C]	23.0	23.0	23.0	23.5	23.5	23.0	23.0	26.0	27.0	26.0	27.0	30.5	31.0	31.5
1週圧縮強度 [N/mm ²]	16.9	10.4	5.6	18.9	13.3	8.1	4.2	20.1	10.7	5.7	4.5	9.8	5.7	3.1
4週圧縮強度 [N/mm ²]	21.8	20.4	12.6	28.9	22.3	15.5	9.1	32.1	21.0	12.6	10.5	13.5	8.8	5.1
割線ヤング係数 [$\times 10^4$ N/mm ²]	2.18	2.14	1.70	2.55	2.22	1.85	1.40	2.68	1.93	1.63	1.54	1.67	1.34	1.02
比重 [kN/m ³]	22.4	22.8	22.9	22.7	22.6	22.6	22.4	23.0	22.9	22.2	22.7	22.1	22.0	22.1

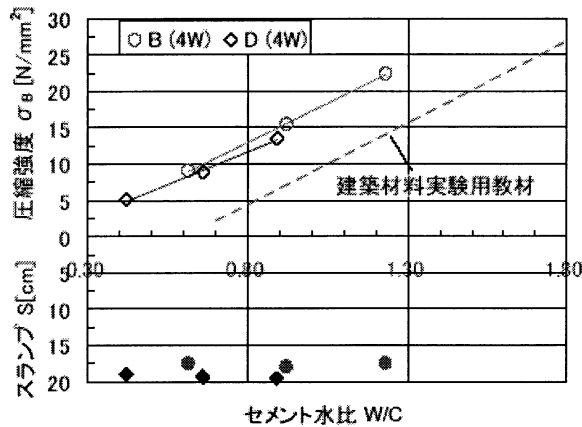


図-2.2.10 圧縮強度-スランブ-セメント水比の関係

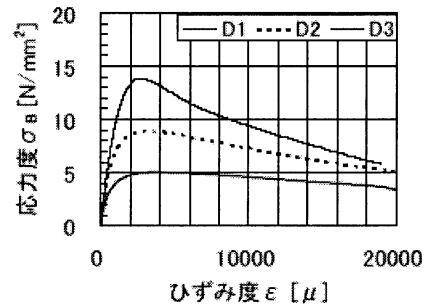


図-2.2.11 応力-ひずみの関係

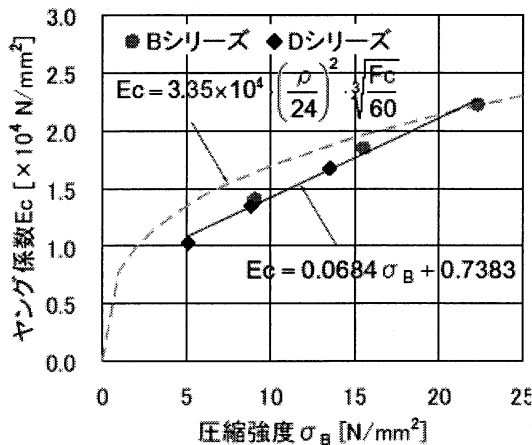


図-2.2.12 圧縮強度とヤング係数の関係

伊藤ら⁹⁾は、低強度コンクリートを製造する目的で、既存 RC 建築物よりコンクリートコアを採取し、その圧縮強度が 10N/mm^2 以下のものに対して、X線分析およびふるい分け試験を行い、成分分析およびセメント、粗骨材、細骨材、などの含有量を調べた。

その分析結果について、この論文では報告されていないが、分析結果をもとに調合を定めた。調合表を表-2.2.6に示す。

表-2.2.6 調合表

Fc [N/mm ²]	水セメント比 W/C[%]	単位重量[kg/m ³]			細骨材率 [%]
		セメント	粗骨材	細骨材	
6	130	142	931	988	52.4
10	106	174	932	962	51.7

2.3 低強度コンクリートの用いられた RC 部材

2.3.1 梁部材について

山本ら¹²⁾は最低圧縮強度が 9 N/mm^2 以下の時の梁の曲げ強度やせん断強度の慣用の設計式の適用性を明らかにするために、実験を行った。実験方法としては試験体を実大の $1/3$ のスケールで、逆対称(大野式)加力で行った。表-2.3.1 に試験体一覧を、図-2.3.1 に試験体の形状を示す。

その結果として以下のことがわかった。

(1) 破壊性状について

実験が縮小模型での検討であるのでコンクリートのかぶりが十分にとれなかったことも関係するが、主筋に沿った付着ひび割れが発生。鉄筋が重ね継ぎ手の場合には付着の検討が重要になる。

(2) 現行の耐力評価式および変形能について

① 終局強度の比較

表-2.3.2 に実験結果と耐震診断基準¹⁾に基づき求めた計算値の終局強度と破壊モードとの関係を示す。比較すると、 $L/D = 2.0$ の試験体は計算値・実験値ともにせん断破壊し、 $L/D = 4.0$ の試験体は曲げ破壊した。しかし、せん断破壊した圧縮強度の低い試験体の中には実験値と計算値の比が 1.0 以下となり、危険側の値になる物が存在している。そのため、 $\sigma_B = 9.0 \text{ N/mm}^2$ 以下の低強度コンクリートに対しては、設計式のうち、せん断強度式に適当な低減係数を乗じて評価する必要がある。

② 靱性能

図-2.4.2 に典型的な試験体[S-6], [M-6]の荷重-変形曲線を示す。比較すると、せん断破壊した[S-6]の終局部材角 $\delta_u/L = 6.5/400 = 1/61.5$ 、曲げ破壊した[M-6]は $35/800 = 1/22.9$ であった。耐震診断基準では極脆性の[S-6]は $\delta_u/L = 1/500$ (F 値 = 0.8) と規定されているので、この値は満足している。[M-6]は実験でのせん断余裕度が $\delta_u/L = 54.7/36.4 = 1.50$ 、計算では $49.1/34.9 = 1.41$ でともに 1.2 を超えており、実験値・計算値共に F 値 = 3.5 が採用できる。そのため、低強度コンクリートでも靱性能が劣るとは言えず、控えめに見ても $\sigma_B = 18.0 \text{ N/mm}^2$ 程度のものと大きく異なることはない。

表-2.3.1 試験体一覧

試験体	l/D	コンクリート		あばら筋 (補強筋比Pw)	引張鉄筋 (鉄筋比Pt)
		目標強度 F _c (N/mm ²)	圧縮強度 σ _B (N/mm ²)		
S-6	2.0	6.0	6.67	2-4φ@ 50 (0.25%)	2-D13 (0.71%)
S-8		8.0	8.8		
S-10		10.0	10.87		
M-6	4.0	6.0	6.67		
M-8		8.0	8.8		
M-10		10.0	10.87		

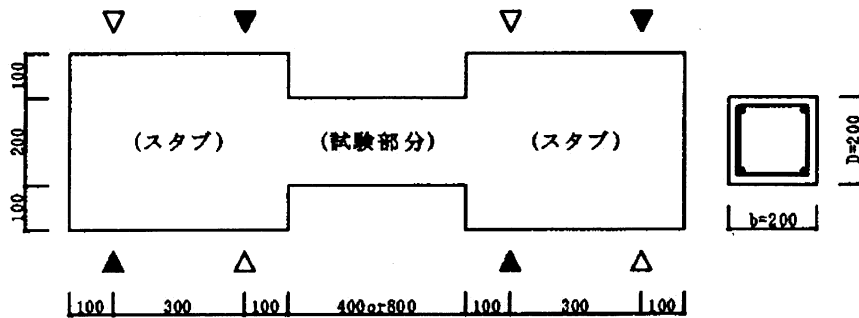


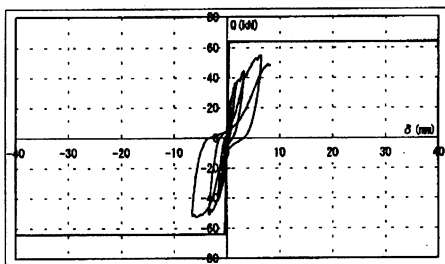
図-2.3.1 試験体形状

表-2.4.2 終局強度と破壊モードとの関係

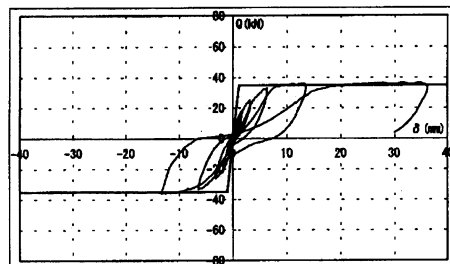
試験体	σ _s (N/mm ²)	計算値 (kN)			実験値 (kN)		実/計
		Q _u	Q _m	破壊モード	Q _u	破壊モード	
S-6	6.67	69.8	<u>63.8</u>	せん断	54.7	せん断	0.86
S-8	8.80	69.8	<u>66.4</u>	せん断	61.0	せん断	0.92
S-10	10.87	69.8	<u>69.0</u>	せん断	71.6	せん断	1.04
M-6	6.67	<u>34.9</u>	49.1	曲げ	36.4	曲げ	1.04
M-8	8.80	<u>34.9</u>	50.5	曲げ	37.5	曲げ	1.07
M-10	10.87	<u>34.9</u>	51.9	曲げ	45.2	曲げ	1.30

注) 設計値のアンダーラインは Q_m または Q_u の数値の内の小さい方の値を示す。

Q_u: 実験最大値



a) [S-6]



b) [M-6]

図-2.3.2 荷重-変形曲線

永坂ら¹³⁾は低強度(極低強度)のコンクリートが用いられた RC 梁の耐力と変形能を実験的に明らかにし、既存の耐力式および変形能の評価方法の適用性について検討を行った。実験方法としては図-2.3.3に示すように、一定の曲げモーメント分布を与える曲げ試験(Bシリーズ)と逆対称曲げモーメント分布を与えるせん断試験(Sシリーズ)を用いて、載荷方法はいずれの試験体も単調漸増載荷を行う。表-2.4.3に試験体一覧を、図-2.3.4に概要を示す。

その結果として、以下のことがわかった。

(1) 破壊性状と変形について

① 破壊性状(曲げ試験)

[B21], [B10-1], [B10-2] ($F_c = 12 \sim 15 \text{ N/mm}^2$)では引張側の下部からのひび割れが徐々に全域に発生すると共に、引張鉄筋の降伏で最大耐力に達した。その後、圧壊して急激な耐力低下が生じる。[B05-1], [B05-2] ($F_c = 4.5 \text{ N/mm}^2$)では引張鉄筋のひずみが降伏ひずみの2/3程度に達する辺りで試験区間外のせん断破壊により耐力を失った。

② 変形性状(曲げ試験)

図-2.3.5に荷重とたわみの関係を示す。[B05-1], [B05-2] ($F_c = 4.5 \text{ N/mm}^2$)では早期に試験区間外でせん断破壊し、耐力、変形能力ともに低い結果となったが、その他の3体と比較すると剛性も低荷重時から小さく、試験区間外のせん断破壊が抑えられても引張鉄筋降伏前に圧縮側のコンクリートが圧壊するものと推測される。その他は曲げ降伏に至り、同等の性状を示した。

③ 破壊性状(せん断試験)

いずれも曲げひび割れ、せん断ひび割れの順に生じ、[S2120], [S1020], [S1015]ではあばら筋の降伏と付着割裂ひび割れの発生を経てせん断破壊した。[S1010]ではあばら筋は降伏せずに曲げ降伏に至り、直後に材端にサイドスプリットを生じる区間外の付着割裂破壊により耐力を失った。[S0520], [S0515], [S0510]では早期にせん断ひび割れが発生・伸展して、コンクリートの圧潰、付着割裂ひび割れを生じて耐力を失った。

④ 変形性状(せん断試験)

図-2.3.6にせん断力と相対たわみの関係を示す。図-2.3.6(a)より同じあばら筋間隔で比較すると[S2120], [S1020]に耐力差は少ないが、[S0520]には大きな耐力差がみられる。一方、図-2.3.6(b)のコンクリートを固定して比較すると[S0520], [S0515], [S0510]では大差がない。これは低強度コンクリートにより耐力が限定されてしまったためだろう。図-2.3.6(c)のより強度の大きい[S1020], [S1015], [S1010]の比較では、あばら筋量が大きいと耐力が増大される傾向を示すが、あばら筋量の最も多い[S1010]では、曲げ降伏したが試験区間外の付着割裂破壊を伴うせん断破壊により早期に変形能を失った。

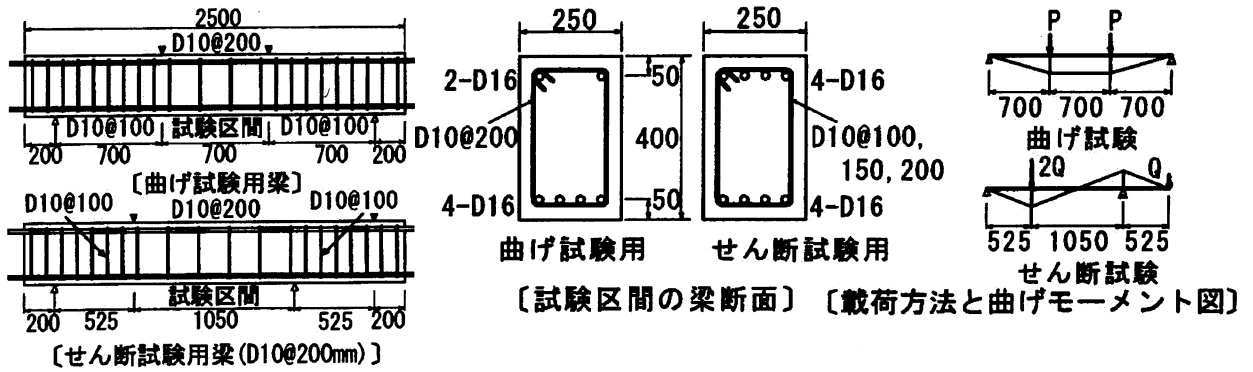


図-2.3.4 試験体概要

表-2.4.3 試験体一覧

試験体	コンクリート		あばら筋 (補強筋比 ρ_s)
	目標強度 F_c (MPa)	圧縮強度 σ_c (MPa)	
B21	21.0	15.0	2-D10@200 (0.286%)
B10-1	10.0	12.7	
B10-2	10.0	12.4	
B05-1	5.0	4.5	
B05-2	5.0	4.5	
S2120	21.0	15.2	2-D10@200 (0.286%)
S1020	10.0	12.1	
S0520	5.0	4.2	
S1015	10.0	12.1	2-D10@150
S0515	5.0	4.2	(0.381%)
S1010	10.0	12.2	2-D10@100
S0510	5.0	4.2	(0.572%)

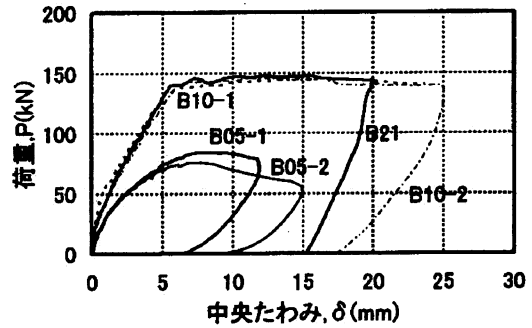
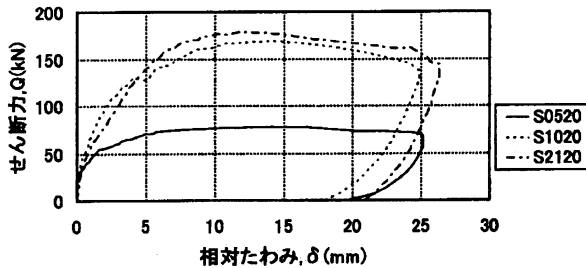
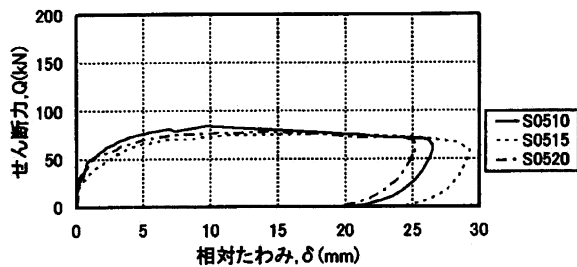


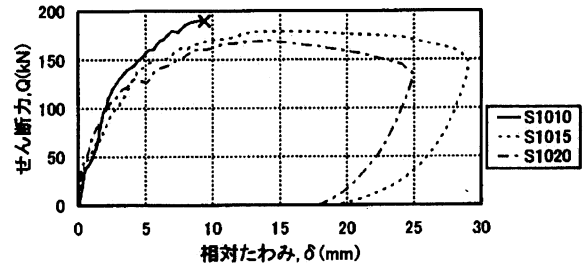
図-2.3.5 荷重とたわみの関係



(a) あばら筋間隔での比較



(b) $F_c = 5 \text{ N/mm}^2$ での比較



(c) $F_c = 10 \text{ N/mm}^2$ での比較

図-2.3.6 せん断力と相対たわみの関係

(2) 既存の耐力評価式および変形能について

① 曲げ変形能および耐力（曲げ試験）

表-2.3.4 に曲げ降伏耐力と曲率としての変形能を、図-2.3.7 に曲げモーメントと曲率の関係を示す。図-2.3.7 の「試験体のたわみによる」は中央と載荷点とのたわみ差を一定曲率与えるたわみに等値して算出したものであり、「断面の鉄筋歪による」は曲率を同一断面に位置する上下の主筋のひずみ値から平面保持を仮定してもとめたものである。実験結果としては同様の性状を呈する。また、コンクリート、鉄筋の応力度-ひずみ度関係を e 関数式、完全弾塑性とする断面解析により得られた「断面解析」は曲げ降伏モーメントを控えめに評価するものの曲げ剛性の変化がよく捉えられている。さらに、表-2.3.4 から F_c の低いものの方が靱性能は劣る結果が示され、「断面解析」による計算値とも十分に適合していると思われる。すなわち、コンクリートの圧縮強度が低いと曲げ降伏後の変形能は小さくなるが、 12 N/mm^2 程度に低い場合でも、材料特性に基づく断面解析により、曲げ耐力・靱性能を含めた曲げモーメント-曲率関係を適切に評価できる。

② 既往の耐力式との適合性（せん断試験）

表-2.3.5 に最大耐力の実験値と計算値の一覧を示し、せん断耐力の実験値と計算値との比較を大野・荒川式について図-2.3.8 に、靱性指標式について図-2.3.9 に示す。表-2.3.5 には曲げ試験体である [B05-1], [B05-2] が加えられている。これは試験区間外のせん断破壊によって耐力が決定されたものであり、あばら筋 2-D10@100 を用いた場合のせん断耐力を示していると考えられるからで、これらと同条件の試験体 [S0510] は、付着割裂破壊が生じたが、最大耐力は [B05-1] と全く同じ結果になった。同等試験体 [B05-2] の最大耐力は [B05-1] よりも若干小さくなった。その上、[B05-1], [B05-2] の耐力は付着破壊の抑えられる載荷形式で得られ、実際に付着破壊が生じなかったことから、実際的には付着割裂耐力もせん断耐力もほぼ同等であると考えられる。このことは、靱性指針によるせん断耐力の計算値がいずれもコンクリートの圧縮強度で決定される第3式によって得られている事とも符合する。また、曲げ降伏後に区間外で付着割裂破壊を生じた [S1010] ではあばら筋のひずみも降伏ひずみに近いことから、この最大耐力もせん断耐力に近い値であったと推測される。以上より表-2.3.5 に示された最大耐力の実験値はせん断耐力であるとみなし比較すると、同等のあばら筋間隔ではコンクリート強度の低いもの程小さく、同等のコンクリート強度ではあばら筋間隔の大きいもの程小さい。

せん断耐力の2通りの計算値はいずれも曲げ耐力の計算値より小さく、靱性指針によるせん断耐力はいずれも付着割裂耐力以下となっている。せん断耐力について、計算値と実験値を図-2.3.8, 図-2.3.9 によって比較すると、せん断耐力は最も一般的に評価式として用いられる大野・荒川式においてはコンクリート強度が低い場合、危険側に評価される。靱性指針式においては、全てにおいて控えめに評価をし、適合性もよいことが示された。

表-2.3.4 曲げ降伏耐力と曲率としての変形能

試験体	降伏耐力(kN・m)		降伏曲率 $\phi_y(1/m)$		終局曲率 $\phi_u(1/m) (\phi_u/\phi_y)$	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
B21	99.7	89.3	0.011	0.0085	0.092(8.36)	0.105(12.4)
B10-1	97.0	88.3	0.013	0.0088	0.091(7.00)	0.087(9.89)
B10-2	98.0	88.0	0.012	0.0090	0.084(7.00)	0.089(9.89)

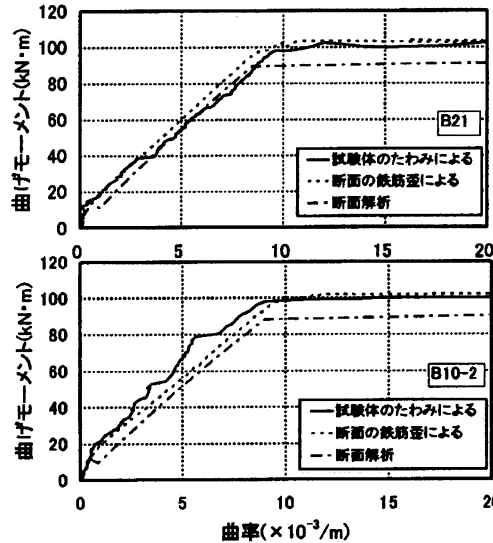


図-2.3.7 曲げモーメントと曲率の関係

表-2.3.5 最大耐力の実験値と計算値

試験体	圧縮強度 σ_c^{*1} (MPa)	あばら筋	実験耐力 Q_{max} (kN)	破壊モード ^{*2}	計算耐力(kN)			
					曲げ Q_{bu} ^{*3}	せん断 Q_u ^{*4}	せん断 V_u ^{*5}	付着 V_{bu} ^{*5}
S2120	15.2	D10@200	178	S	177	149	150	136
S1020	12.1	D10@200	169	S	176	141	128	118
S0520	4.2	D10@200	77	Bo	171	121	55	55
S1015	12.1	D10@150	178	S	176	151	147	130
S0515	4.2	D10@150	76	Bo	171	130	61	61
S1010	12.2	D10@100	190	S(区間外)	176	168	178	148
S0510	4.2	D10@100	84	Bo	171	147	66	66
B05-1	4.5	D10@100	84	S(区間外)	161	135	71	71
B05-2	4.5	D10@100	76	S(区間外)	161	135	71	71

*1 テストピースによる圧縮強度 *2 S:せん断破壊 Bo: 付着割裂破壊 *3 断面解析 *4 大野・荒川式 *5 靱性指針式

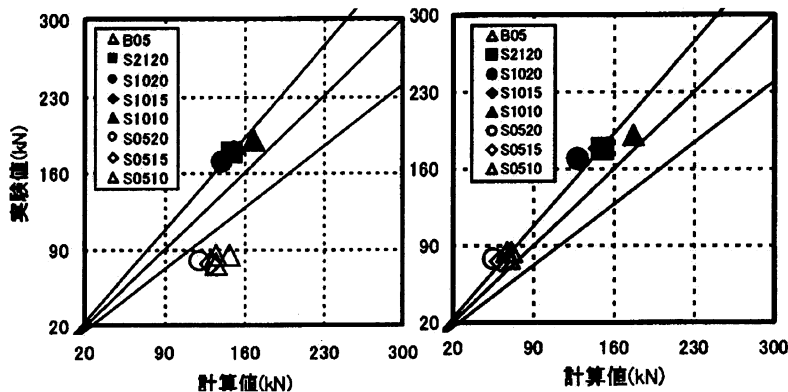


図-2.3.8 大野・荒川式との比較

図-2.3.9 靱性指針式との比較

谷口ら⁷⁾は低強度(極低強度)のコンクリートが用いられたRC梁の耐力と変形能を実験的に明らかにし、現行の評価式との適合性について検討を行った。加力方法としては逆対称モーメントによる単調載荷を行う。表-2.3.10に試験体一覧を、図-2.3.10に試験体概要を示す。

その結果として、以下のことがわかった。

(1) 破壊性状について

図-2.3.11に各試験体の最終破壊状況を、図-2.3.12にせん断力-部材角関係を示す。全ての試験体において、部材角1/400 rad程度までに、曲げひび割れおよびせん断ひび割れが順次発生した。LSC18-14は、部材角1/200 radでせん断ひび割れが拡大すると共に肋筋が降伏し、急激に耐力低下を生じ、部材角1/33 rad程度であれば筋が破断してせん断引張破壊に至った。LSC9-14は、部材角1/200 radでせん断ひび割れが圧縮側に達して拡大すると同時に、付着ひび割れが主筋に沿って進展して耐力低下を起こした。その後、付着割裂ひび割れの開口が拡大して、徐々に耐力が低下した。LSC9-35は、部材角1/150 rad程度で付着割裂ひび割れが発生し、部材角1/100 radで主筋に沿って付着ひび割れが一気に進展して徐々に耐力低下し、付着割裂破壊に至った。最終破壊形式は、LSC18-14はせん断引張破壊、LSC9-14およびLSC9-35は付着割裂破壊である。ただし、LSC9-14はせん断引張破壊と付着割裂破壊が混合した破壊モードであると考えられる。なお、全試験体において、主筋の曲げ降伏は確認されなかった。

表-2.3.10 試験体一覧

試験体名	断面 $b \times D$ (mm)	コンクリート強度(MPa)	主筋		せん断補強筋	
			配筋	強度	配筋	p_w (%)
LSC18-14	200×280	18	4-D13 $p_r = 1.01\%$	SD390	2-D6@200	0.14
LSC9-14		9				0.14
LSC9-35					0.35	

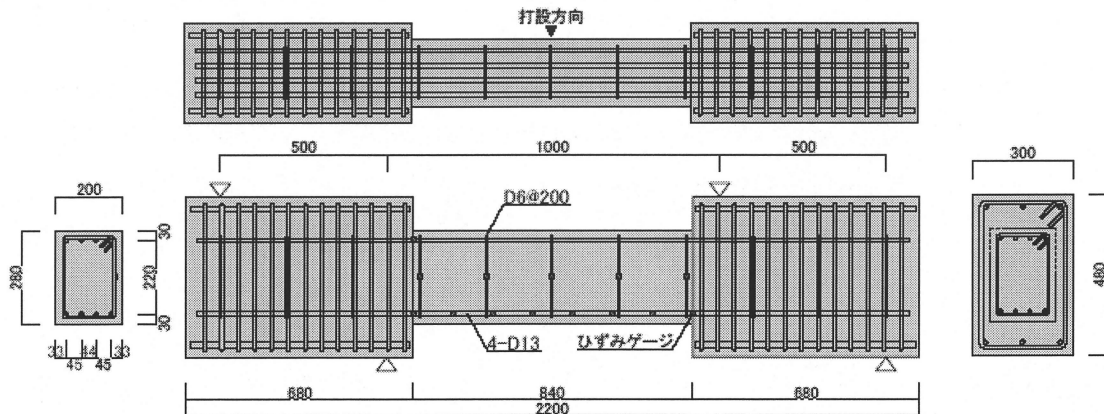


図-2.3.10 試験体概要

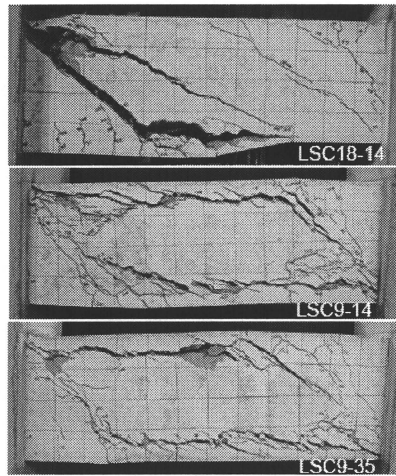


図-2.3.11 最終破壊状況

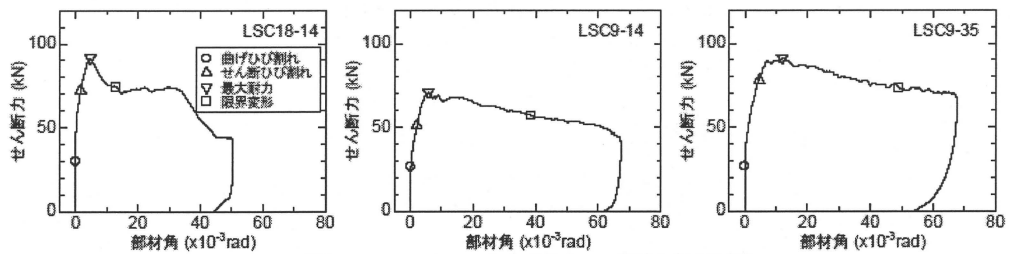


図-2.3.12 せん断力-部材角関係

(2) 既往の耐力式との適合性について

表-2.3.11に実験結果を示す。同表によると、せん断引張破壊したLSC18-14の最大荷重は、アーチ・トラス機構に基づいた終局強度型指針式A法による計算値と概ね一致しているが、荒川mean式では危険側の評価となっている。また、付着割裂破壊とせん断破壊の混在した破壊形式であるLSC9-14の最大荷重は、終局強度型指針式A法によるせん断強度計算値および靱性保証型指針式による付着割裂耐力計算値と良い対応を示しており、破壊形式と適合している。一方、付着割裂破壊したLSC9-35の最大荷重は、荒川mean式および靱性保証型指針式では、危険側の評価となっている。荒川mean式による計算値は、全ての試験体で危険側の評価になり、耐震診断基準で用いられるせん断強度下限値式の荒川min式による計算値では若干安全側の評価になるものの、せん断強度のばらつきを考慮すると、荒川min式を低強度コンクリート部材に適用可能かどうかは今後の課題である。と報告している。

表-2.3.11 実験結果

試験体名	曲げひび割れ荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	最大荷重時部材角 (10 ⁻³ rad)	限界変形角 ^{*1} (10 ⁻³ rad)	せん断強度計算値 終局A法 ^{*2} (kN)	せん断強度計算値 荒川式 ^{*3} (kN)	付着耐力計算値 ^{*4} (kN)	最大荷重 / 計算値 ^{*5}
LSC18-14	29.8	91.6	4.63	13.5	87.2	97.4	94.1	1.05
LSC9-14	26.3	71.0	5.77	38.8	71.1	82.4	70.8	1.00
LSC9-35	26.6	91.5	11.9	49.3	121.6	98.0	96.1	0.95

*1: せん断力が最大荷重の80%に低下した時の部材角 *2: AIJ終局強度型指針式A法 *3: 荒川mean式
 *4: AIJ靱性保証型指針式 *5: せん断強度計算値と付着耐力計算値の小さい方の値との比較値

2.3.1 柱部材について

永坂ら⁸⁾は、極低強度コンクリートのRC短柱の耐力と変形能について実験的に評価した。実験概要として表-2.3.12 に試験体一覧を、図-2.3.13 に概要を示す。B シリーズは主筋の曲げ降伏が先行するように、S シリーズは曲げ降伏前に最大耐力となるように計画したものである。加力方法は、図-2.3.14 に示す加力装置を用いて所定の軸力を柱頭に加えた後、両材端部の回転を拘束した上で、正負交番繰り返しせん断力を与える建研式に準じて行った。

その結果として以下のことがわかった。

(1) 破壊性状について

① B シリーズ

図-2.3.15 に荷重-変位曲線を、図-2.3.16 に終局時ひび割れ図を示す。[B05-H], [B05-L] 以外は曲げ降伏後に曲げ破壊が生じた。この2体は曲げ降伏前に最大耐力に達し、圧縮域のコンクリートが著しく圧潰した。また低強度コンクリートになると付着割裂ひび割れが多く生じた。いずれの試験体も耐力低下は穏やかに生じた。

② S シリーズ

図-2.3.17 に終局時ひび割れ図を示す。 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ は主筋の曲げ降伏前に最大耐力に達し、帯筋の降伏を伴ったせん断破壊となった。しかし、 $F_c = 10 \text{ N/mm}^2$ の試験体は最大耐力に至るまで鉄筋の降伏は見られなかった。[S10-H], [S10-L], [S05-H] は最大耐力後に帯筋の降伏が生じ、 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ と同様にせん断破壊となった。低強度コンクリートでは細かいひび割れが多数みられ、軸力の小さい方がその傾向が顕著であった。また B シリーズ同様、低強度コンクリートになると付着割裂ひび割れが多く生じた。

③ 軸力による影響

B シリーズでは、低軸力よりも高軸力のものの方がひび割れが分散して生じたが、破壊性状に支配的な影響を与えるほどではなかった。S シリーズでは、せん断ひび割れ幅は、低軸力下では高軸力に比べ、より大きくなった。

④ 包絡線エネルギー

包絡線エネルギーは図-2.3.18 のように高軸力下において σ_B が小さくなるに伴い比例的に小さくなる傾向を示したが、低軸力下においては $14 \sim 26 \text{ N/mm}^2$ ではそれほど変化がないものの 5 N/mm^2 前後になるとエネルギー吸収量が急激に低下するという異なった傾向を示した。

(2) 既存の耐力評価式および変形能について

① 曲げ耐力評価

表-2.3.13 に学会略算式により算出した耐力と実験値の比較を示す。学会略算式では曲げ降伏に至らない場合、極低強度になるに従い実験値を過大評価する傾向になる。特に、[B05], [S05] ($F_c = 3 \sim 4 \text{ N/mm}^2$) では実験値/計算値の値が $0.3 \sim 0.5$ の範囲に分布し、著しく危険側の判定となることが示された。

図-2.3.19 に断面解析による比較を示す。断面解析では[B10], [B21] ($F_c = 13 \text{ N/mm}^2$) でも安全側の評価となったが、[B05], [S05] ($F_c = 3 \sim 4 \text{ N/mm}^2$) では実験値/計算値の値が $0.4 \sim 0.8$ となり危険側の評価となった。

次に、 $0.4F_{cbD}$ 以上の軸方向力を受けた場合に過大評価となる傾向を考慮して修正された式^{*5}によると、この修正により、[B05-H] では実験値/計算値の値が 0.5 から 0.94 へと適合性は大幅に向上したが、他の軸圧比 0.4 以上の[B05-L], [S05-L] ($F_c = 3 \sim 4 \text{ N/mm}^2$) では若干の補正がされたにすぎず、危険側の評価となった。

② せん断耐力評価

表-2.3.14 に既往の耐力式による計算値と実験値の比較を示す。

(a) 広沢による修正荒川 min 式^{*5}においても図-2.3.20 で示すように $F_c = 13 \text{ N/mm}^2$ 以下では過大評価となった。本式は、帯筋の降伏を前提として最大耐力を算定しているが、 $F_c = 5, 10 \text{ N/mm}^2$ での極低強度コンクリートでは最大耐力時に帯筋が降伏しなかったことが過大評価につながったと考えられる。

(b) 終局強度型耐震設計指針式(A 法)^{*3}は軸力の影響は考慮していないが、 $F_c = 5 \text{ N/mm}^2$ において過小評価されていることを除くと全体の適合性は良好な結果となった。

(c) 靱性保証耐震設計指針式^{*1}では図-2.3.21 で示すように実験値は計算値を大きく上回り、特に[S05-L]は 2.69 と著しく過小評価している。これは(c)式において軸力がせん断耐力の上昇には寄与しないとされているため一貫して過小評価になったのではないかと考えられる。この結果を踏まえ、(a)式で用いられている軸力の影響を反映した $0.1 \sigma_0 b j$ の項を(c)式に加算した式^{*2}を図-2.3.22 に示す。結果によると[S05-L]では適合性が改善されたものの依然として 1.94 と過大評価であったが、その他では 1.3 前後で適合性は大幅に向上した。

③ 付着割裂強度評価

表-2.3.15 に靱性保証型耐震設計指針により算出した付着信頼強度と実験値との比較を示す。[S05-H]を除き、安全側の評価となった。また、高軸力下では、低軸力下に比べ安全余裕が少ない傾向が示された。

④ 変形能の評価

図-2.3.23 にせん断余裕度と終局変形角の関係を示す。

実験データのプロットが旧版耐震診断基準によれば、一体を除き安全側に評価された。危険側の評価となった一体は曲げ破壊先行で計画したものが曲げ降伏に至らずに曲げ圧縮破壊したもので、せん断余裕度が大きくとも終局変形角は小さかった。このことから曲げ降伏に至らない場合には、せん断余裕度が大きくとも終局変形角が危険側の評価となることがあると確認された。

伊藤ら⁹⁾は、低強度コンクリートを用いた柱の既往の耐力評価式の適用性について研究している。実験試験体一覧を表-2.3.16に、試験体概要を図-2.3.24に示す。試験体をRC柱の1/2スケールで主筋および帯筋に関する補強筋比も同一とした。加力方法は、図-2.3.25に示す加力装置を用いて容量750kNアクチュエータにより逆対称モーメントによる正負交番繰り返し载荷を行った。

その結果として以下のことがわかった。

① [LC]タイプ(無補強)の性状

無補強タイプ[LC]は1/52 rad.において最大荷重をむかえ、それと同時に初亀裂が生じている。その後、コンクリートの圧壊と付着ひび割れを誘発し、脆性的なせん断破壊が生じて急激な耐力低下が見受けられる。加力サイクルごとの主筋ひずみ分布をみると、主筋が未降伏のまません断破壊を示し、次にせん断補強筋のひずみ分布を見ると最大耐力後、ひずみが増加し、柱中央位置で降伏した。

② $Q_{ut} / Q_{us} - Q_{us} / Q_{um}$ の関係

図-2.3.26に実験値を各計算値で除したもの(Q_{ut} / Q_{us})と、同計算値を耐震診断基準による曲げ耐力で除したもの(Q_{us} / Q_{um})の関係を示す。全体的に Q_{us} / Q_{um} が小さくなるにつれ、計算値は実験値に対し、過小評価する傾向にある。付着耐力式で算出した場合、せん断破壊先行となる試験体が多数存在したが、A法及び耐震診断式では、ほとんどの試験体が、曲げ破壊先行となった。 Q_{us} / Q_{um} が1.0以下の範囲で、耐震診断式はやや過小評価する傾向にあるが、これらの式では最もよく適合していた。付着耐力式は大きく過小評価し、A法は実験値とのバラつきが大きいという結果となった。曲げ耐力で比較したところ、適合性は低かった。これは低強度による影響が起因して曲げ圧縮破壊を生じていると推定されるが、曲げ耐力式は引張鉄筋と軸力による曲げ抵抗の累加で与えられているものである。図-2.3.27に既存RC柱と計算値の関係を示す。図-2.3.27によると全ての試験体が計算値に対し0.8以上となり、安全側に評価された。しかし、破壊モードが付着割裂破壊と判定される試験体が多く存在した。

③ せん断耐力の評価

耐震診断基準では修正荒川 min 式を基本としているが、同式は比較的 safety 側の評価をとることが多い。しかし、破壊形式がせん断破壊だけでなく付着割裂破壊も含めた下限耐力式として与えられている。今回の実験結果からも、低強度コンクリートでも耐震診断基準のせん断耐力式は適用可能であることが明らかとなった。表-2.3.17 実験結果および計算結果を、図-2.3.28 に実験値と計算値との関係を示す。図-2.3.28 は計算に補強後の断面及びせん断補強筋比を用いて算出した。その結果適合性がある結果となった。表-2.3.17 より圧壊式で決まる試験体があり、曲げ耐力については圧壊式も考慮する必要性が示唆された。また、せん断耐力式については付着耐力式に関する検討も今後必要である。

- 1) (財)日本建築防災協会「2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」
- 2) (財)日本建築防災協会「2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針同解説」
- 3) 中濱貴生、畑中重光：三重県内における既存 RC 造学校施設のコンクリート強度の分布に関する調査研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.635-636, 2005.9
- 4) 坂巻健太、広沢雅也、清水泰、周建東：既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.801-804, 2001.9
- 5) 市橋重勝、山本泰稔、片桐太一、秋山友昭、ジム・トムプソン：低強度コンクリートに装着した接着系あと施工アンカー筋の挙動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.397-407, 2000.9
- 6) 谷口博亮、八十島章、荒木秀夫：低強度コンクリートを用いた RC 部材の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.51-54, 2007.8
- 7) 山本泰稔、片桐太一、秋山友昭、J.F.トムプソン：低強度コンクリート中における接着系アンカー筋の荷重伝達能力, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.553-558, 2000
- 8) 川上裕佳、高月行治、藤原顕太郎、根口百世、南宏一：低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.333-342, 2007.8

表-2.3.12 試験体一覧

試験体名	コンクリート				主筋 配筋	帯筋 配筋	Q_{max}^{*1} (kN)	R_u^{*2} ($\times 10^{-2}$ rad)	破壊 モード
	目標 圧縮強度 (MPa)	圧縮強度 σ_c (MPa)	ヤング係数 E_o ($\times 10^4$ MPa)	軸圧比 N/BDF $_c$					
B21-H	21	24.9	2.13	0.17	4-D13 ($p_s=1.59\%$)	D6 ϕ 40 ($p_w=0.40\%$)	97	3.40	B
B21-L		25.8	2.29	0.10			75	4.04	B
B10-H		10	13.3	2.06			0.32	70	2.80
B10-L	13.7		2.07	0.15			66	4.21	B
B05-H	5	3.1	1.13	1.35			29	2.57	BC
B05-L		3.3	1.14	0.55			31	3.70	BC
S21-H	21	26.2	2.19	0.16	8-D16 ($p_s=4.98\%$)	D6 ϕ 80 ($p_w=0.80\%$)	107	1.70	S
S21-L		24.5	2.34	0.08			99	1.66	S
S10-H	10	13.0	2.19	0.33			71	2.38	S
S10-L		14.3	1.85	0.16			68	2.54	S
S05-H	5	4.0	1.13	1.05			35	2.73	S
S05-L		3.3	1.21	0.63			35	1.68	BC

B 曲げ破壊 BC 曲げ圧縮破壊 S せん断破壊 *1 最大耐力 (実験値) *2 終局時部材角

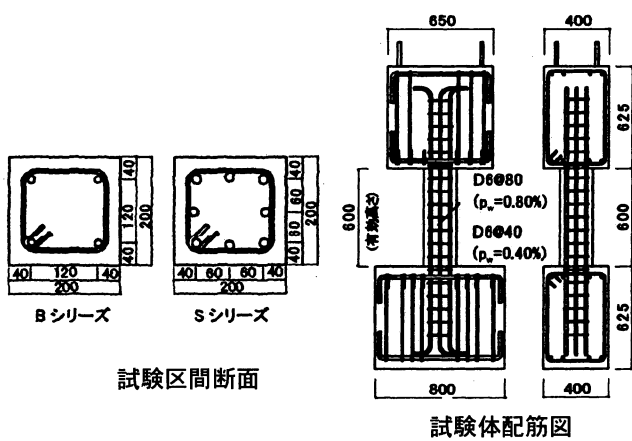


図-2.3.13 試験体概

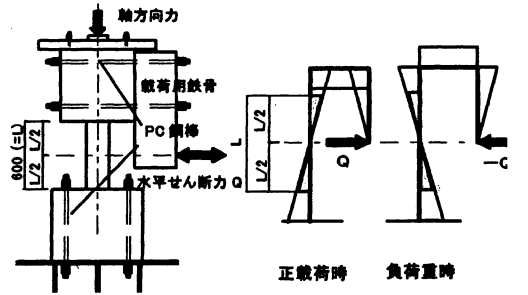


図-2.3.14 載加方法及びモーメント図

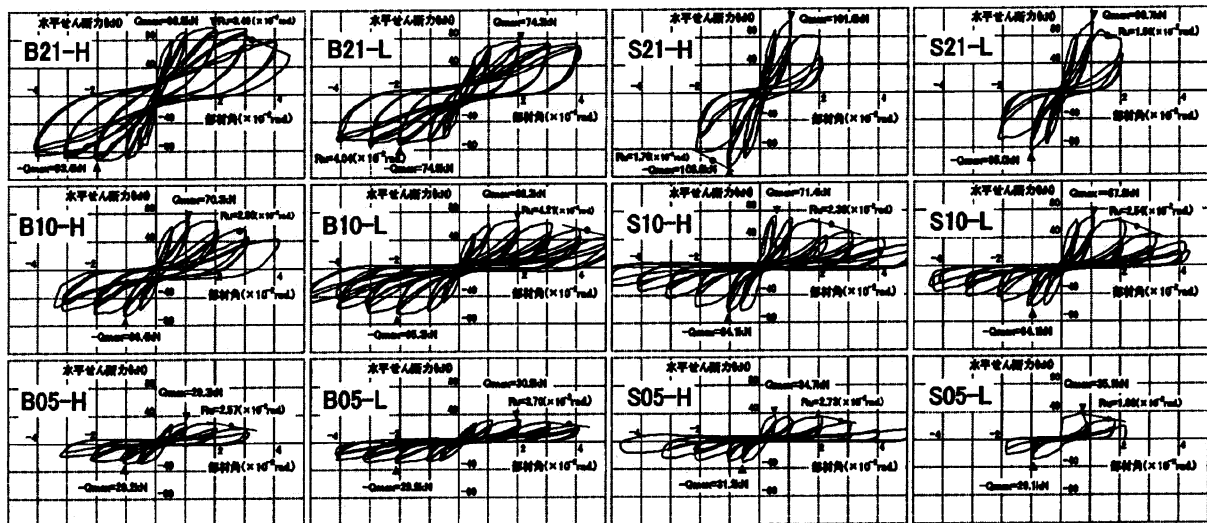


図-2.3.15 荷重-変位曲線

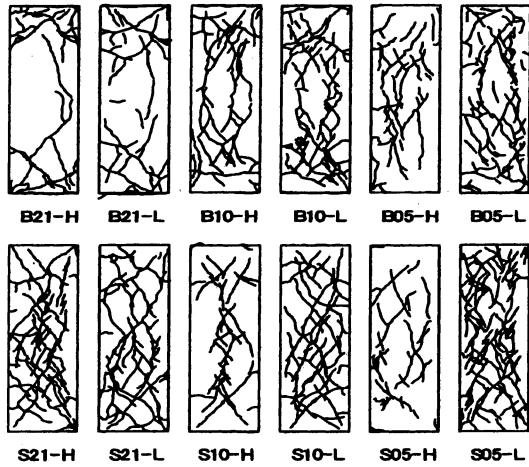


図-2.3.16 ひび割れ図

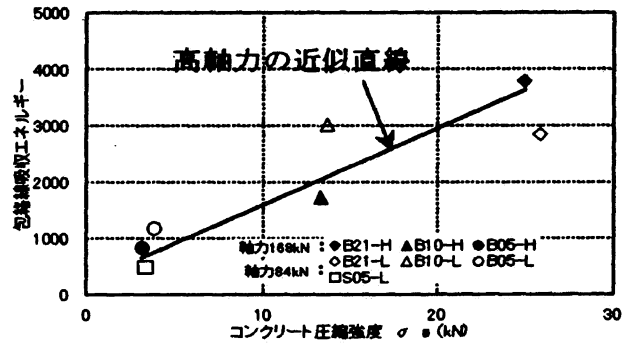


図-2.3.17 履歴吸収エネルギー— σ_B 関係

表-2.3.13 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

試験体名	Q_{max}^{*1} (kN)	R_u^{*2} ($\times 10^2 rad.$)	破壊 モード	Q_{bu1}^{*3} (kN)	実/計	Q_{bu2}^{*4} (kN)	実/計	Q_{bu3}^{*5} (kN)	実/計
B21-H	97	3.40	B	92	1.18	95	1.02	95	1.02
B21-L	75	4.04	B	66	1.14	74	1.01	74	1.01
B10-H	70	2.80	B	71	0.99	87	0.90	87	0.80
B10-L	66	4.21	B	60	1.10	72	0.92	72	0.92
B05-H	29	2.57	BC	39	0.74	58	0.50	31	0.84
B05-L	31	3.70	BC	40	0.78	58	0.53	52	0.60
S05-L	35	1.68	BC	87	0.40	91	0.38	86	0.41

B 曲げ破壊 BC 曲げ圧縮破壊 *1 最大耐力 (実験値) *2 終局時部材角
 *3 断面解析 *4 学会略算式 *5 耐震診断基準による修正学会略算式

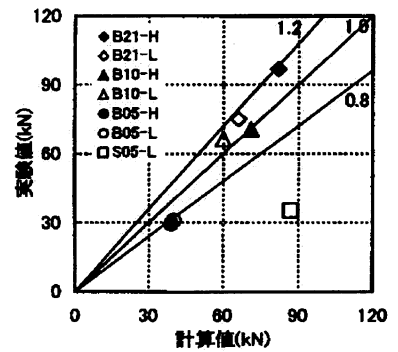


図-2.3.18 断面解析

表-2.3.14 実験値と計算値の比較(せん断耐力)

試験体名	Q_{max} (kN)	R_u ($\times 10^{-2} \tau_{bd}$)	破壊 モード	Q_{su1}^{*1} (kN)	実/計	Q_{su2}^{*2} (kN)	実/計	Q_{su3}^{*3} (kN)	実/計	Q_{su4}^{*4} (kN)	実/計	Q_{su5}^{*5} (kN)	実/計	Q_{su6}^{*6} (kN)	実/計
S21-H	107	1.70	S	68	1.57	80	1.34	96	1.11	115	0.93	100	1.07	70	1.53
S21-L	99	1.56	S	66	1.50	72	1.38	94	1.05	107	0.93	93	1.06	62	1.60
S10-H	71	2.38	S	44	1.61	56	1.27	68	1.04	93	0.78	82	0.87	64	1.11
S10-L	68	2.54	S	46	1.48	52	1.31	71	0.96	88	0.77	78	0.87	57	1.19
S05-H	35	2.73	S	13	2.69	18	1.94	22	1.59	78	0.45	70	0.50	60	0.58

S せん断破壊 *1 靱性保証型耐震設計指針式(軸力考慮なし) *2 $Q_{su1}+0.1\sigma_{obj}$ (軸力考慮あり)
 *3 終局強度型耐震設計指針式(A法) *4 広沢による修正荒川mean式 *5 広沢による修正荒川min式 *6 耐震診断基準式

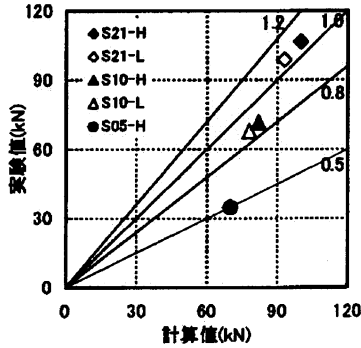


図-2.3.19 修正荒川 min 式

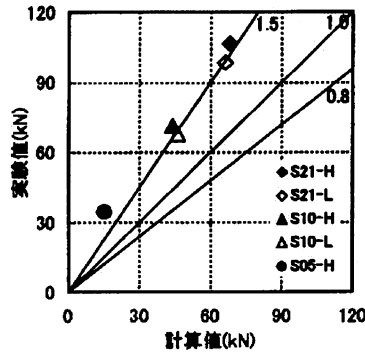


図-2.3.20 靱性指針

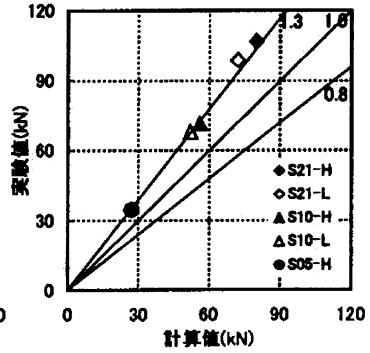


図-2.3.21 靱性指針式(軸力考)

表-2.3.15 実験値と計算値の比較(付着割裂強度)

試験体	付着強度			試験体	付着強度		
	最大実験値 τ_{max}	信頼強度 τ_{bu}	$\frac{\tau_{max}}{\tau_{bu}}$		最大実験値 τ_{max}	信頼強度 τ_{bu}	$\frac{\tau_{max}}{\tau_{bu}}$
B21-H	6.8*	2.99	2.27	S21-H	2.7*	2.23	1.21
B21-L	10.2	3.03	3.37	S21-L	3.2	2.20	1.45
B10-H	7.3	2.52	2.90	S10-H	3.2*	1.93	1.66
B10-L	6.8*	2.54	2.68	S10-L	4.5*	1.96	2.30
B05-H	4.1*	1.85	2.22	S05-H	1.4*	1.60	0.88
B05-L	4.8*	1.87	2.57	S05-L	5.6	1.56	3.59

*印は圧縮時の付着力 無印は引張り時の付着力

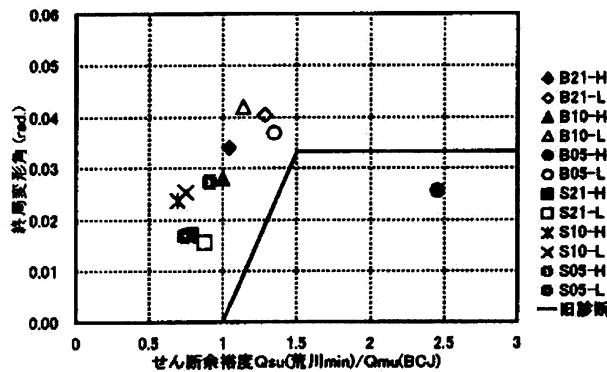


図-2.3.22 終局変形角での評価

表-2.3.16 試験体一覧

試験体	既存RC柱			補強部分			せん断補強筋比[%]				
	試験体寸法	配筋	Fc[N/mm ²]	耐震補強方法	備考	断面	Pw1	Pw2	Pw3	Pw4	ΣPw
LC	断面(B×D) 240×340 内法高さ 1020 シアスパン比 1.5	主筋 8-D16 (SD390) せん断補強筋 φ6@100 (SR295)	Fc10	無補強	-	-	0.23	-	-	-	0.23
LCB				タイバー巻き	タイバー: D10@200 (SD295A)	240×340		0.30	-	-	0.53
LCSB				鋼板巻き+タイバー巻き	鋼板: 厚さ2.3 タイバー: D10@200 (SD295A)	249×349		0.28	1.85	-	2.36
LCGS				グラウト充填鋼板巻き溶接	鋼板: 厚さ2.3	259×359		-	1.77	-	2.00
LCFS				仕上げモルタル鋼板巻き+ 帯板巻き溶接	鋼板: 厚さ2.3 帯板: 厚さ2.3, 巻き付け幅50	264×364		-	1.74	0.44	2.41
LC2				無補強	-	-		-	-	-	0.23
LCGS2				Fc18	無補強	-		-	-	-	0.23
					グラウト充填鋼板巻き溶接	鋼板: 厚さ2.3		259×359	-	1.77	-

(注) Pw1: 既存RC部分せん断補強筋比=Aw/(B×X), Pw2: タイバーによるせん断補強筋比=Aw2/(B1×X1)
 Pw3: 鋼板によるせん断補強筋比=2×t1/B1, Pw4: 帯板によるせん断補強筋比=2×t1×bs/(B1×X2)
 [記号] B, Aw, X: 既存RCの断面幅, せん断補強筋断面積及び間隔 Aw2, X1: タイバーの断面積及び間隔 t1: 鋼板厚さ bs, X2: 帯板の巻き付け幅及び間隔 B1: 補修後断面幅

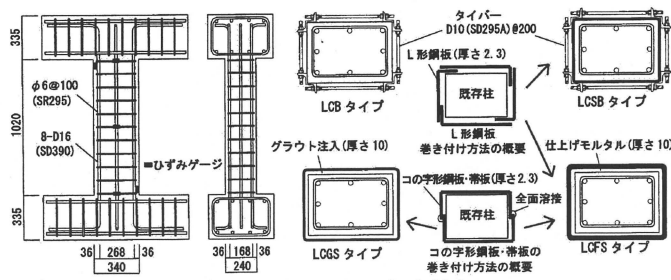


図-2.3.23 試験体概要

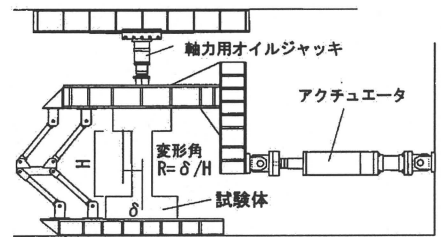


図-2.3.24 加力装置

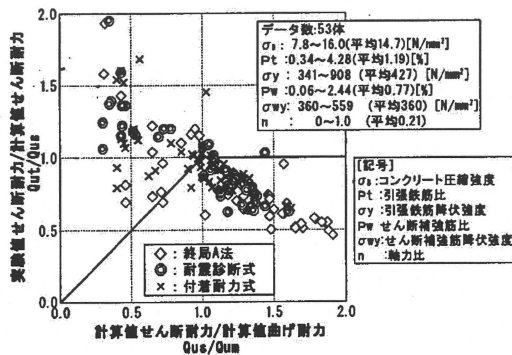


図-2.3.25 Qu/Qu_s - Qus/Qu_m の関係

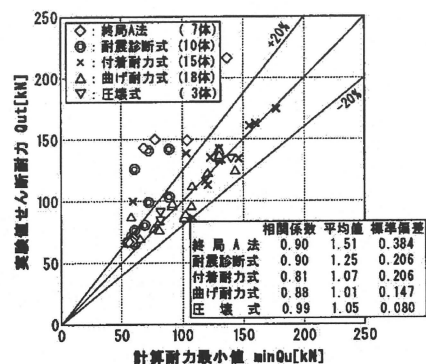


図-2.3.26 既存RC柱と計算値の関係

表-2.3.17 実験結果および計算結

試験体	実験結果			計算結果		
	コンクリート 圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	最大時		Qus [kN]	Qum [kN]	Qumc [kN]
		荷重 Qmax [kN]	変形角 Rmax [rad]			
LC	7.8	138.4	1/52	121.6	175.6	161.1
LCB	8.6	168.0	1/36	152.7	179.1	166.9
LCSB	10.2	169.8	1/34	239.8	191.8	182.2
LCGS	10.7	237.4	1/20	238.5	200.4	189.8
LCFS	12.5	203.8	1/39	266.7	212.0	205.2
LC2	24.6	230.2	1/34	179.4	250.7	262.0
LCGS2	24.6	249.5	1/29	290.5	268.3	277.5

(注) Qus : 耐震診断基準せん断耐力式¹⁾
 Qum : 耐震診断基準曲げ耐力式¹⁾, Qumc : 曲げ圧壊式²⁾

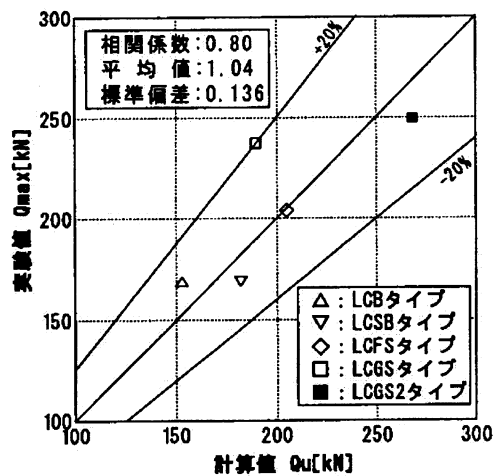


図-2.3.27 実験値と計算値の関係

2.4 既往のまとめ

2.4.1 コンクリート強度の分布および製造方法について

- 1) 設計基準強度は1970年代初頭までは $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ が相当多数用いられていたが、1972年頃からは $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ と使用頻度が入れ替わっている。
- 2) 圧縮強度には設計基準強度を下回っている低強度のものが少なからず存在し、中には設計基準強度の1/2以下の低強度なものも存在することがわかった。
- 3) 1970年代前半の建物のコンクリート強度は当時のコンクリートのポンプ圧送性を重視したことで単位水量の増量などの問題から設計基準強度を下回る建物が多く存在する。
- 4) 低強度の試験体は1975年以降では大幅に減少し、時代が新しくなるにつれて、ほとんどみられなくなる。
- 5) 圧縮強度のバラつきは相当大きく、同一建物で同一施工を行った場合でも大きく異なる場合があり、建物階数や工期が異なることでも大きなバラつきを示した。このため、正確なコンクリート強度を診断に反映するためにはコンクリートコアの採取を各工期、各階ごとある程度の本数を採取することが必要である。
- 6) 単位水量を変化させただけでは、空気量やスランプなどが不安定である点から、安定した製造は難しい。
- 7) 水セメント比を増加させる方法として、石粉 $[\text{CaCO}_3]$ を混入して、人工的にセメント強度を低下させる手法を用いることで、空気量やスランプなどが安定し、水セメント比が低いコンクリートを安定して製造できる。

2.4.2 低強度コンクリートが用いられた部材について

- 1) $\sigma_B = 9 \text{ N/mm}^2$ 以下の低強度コンクリートに対しては、現行式である大野・荒川式で評価すると実験値/計算値が1.0以下になり危険側の評価をすることがある。
- 2) 低強度コンクリート($F_c = 7 \text{ N/mm}^2$ 程度)でも靱性能が劣るとはいえない。控えめにみても $\sigma_B = 18 \text{ N/mm}^2$ 程度のものと異なることはない。
- 3) 低強度コンクリートの場合、曲げ降伏後の変形能は小さくなるが、 12 N/mm^2 程度に低い場合でも材料特性に基づく断面解析により曲げ耐力・靱性能を含めた曲げモーメント-曲率関係を適切に評価できる。
- 4) 極低強度のコンクリート($F_c = 4.5 \text{ N/mm}^2$ 程度)の場合でも、靱性指針式によれば梁のせん断耐力を適切に評価できる。
- 5) せん断耐力は一般的に耐震診断・耐震補強では大野・荒川式により評価されるが、コンクリート強度が極低強度($F_c = 4.5 \text{ N/mm}^2$ 程度)の場合、危険側の評価をする。

- 6) 軸力による影響は主筋の曲げ降伏が先行して起こる場合は低軸力よりも高軸力の試験体の方が、ひび割れは分散して生じるが、破壊性状に支配的な影響を与える程ではない。また、主筋の曲げ降伏前に最大耐力となる場合は高軸力よりも低軸力下の方が、せん断ひび割れ幅はより大きくなる。またどちらの場合もコンクリート強度が低強度になっていくと付着割裂ひび割れが著しく生じ、圧縮域のコンクリート圧潰が生じた。
- 7) 曲げ耐力の既往の評価方法では、曲げ降伏に至らない場合はコンクリート強度が低強度になるほど過大評価となる傾向を示した。
- 8) 変形能の既往の評価方法は曲げ降伏に至らずに曲げ圧縮する場合を除き、せん断余裕度による既往の評価方法が適用できる。
- 9) 修正荒川 min 式は破壊形式がせん断破壊だけでなく付着割裂破壊も含めた下限耐力式であるため、 $F_c = 10 \text{ N/mm}^2$ より大きい場合は比較的安全側の評価をとることが多く、低強度コンクリートを用いた柱であっても適用が可能であることがわかった。しかし、同式は帯筋の降伏を前提として最大耐力を算定しているために、 $F_c = 5, 10 \text{ N/mm}^2$ のような極低強度のコンクリートでは過大評価する傾向がある。
- 10) せん断耐力は終局強度指針式によれば、過小評価してしまう試験体もあるが、せん断耐力を精度よく評価する。また靱性指針式に軸力を考慮する式を加算すると適合性を高めることができる。
- 11) 付着信頼強度は安全側の評価となるが過小評価しすぎる傾向がある。
- 12) 本来、修正荒川 min 式は付着割裂式も含めた下限式として与えられているが、低強度コンクリートの場合、せん断破壊と付着割裂破壊の区別が曖昧となることがわかった。
- 13) 低強度コンクリートに用いる場合、修正荒川 min 式のみでは精度のよい評価はしきれず、付着割裂式も重ねて用いる必要がある。
- 14) 山本らにより提案された低減係数を現行の大野・荒川式に乗じることで、安全側の評価となるが、過小評価しすぎる傾向となる。
- 15) 低強度コンクリートではコンクリートのみに影響するとして、低減係数を大野・荒川式の第1項のみに乗じることで、山本らにより提案されたものよりも比較的整合性が高いものとなる。

第 3 章

低強度コンクリートを用いた RC 梁の載荷実験

第 3 章 低強度コンクリートを用いた RC 梁の載荷実験

3.1 概説

本章では、低強度コンクリートの、RC 梁の耐力、変形特性および破壊性状への影響を明らかにし、低強度コンクリートに対する CFRP 補強の有効性について検討するため、RC 梁の載荷実験を行った。

3.2 実験概要

3.2.1 実験の要因と水準

表-3.2.1 に要因と水準を示す。コンクリートの圧縮強度について 7, 20, 30[N/mm²]の 3 水準、せん断補強筋間隔について 80, 160 [mm] (P_w : 0.58, 0.29[%])の 2 水準、せん断スパンの CFRP 補強について置換せん断補強筋比が 0, 0.05, 0.09, 0.19[%]の 4 水準、引張主筋比について 1.95, 3.90[%]の 2 水準、曲げスパンの CFRP 補強については有り, 無し of 2 水準とした。圧縮強度は水セメント比(W/C)を変化させることで調整し、 $F_c = 7\text{N/mm}^2$ のコンクリートについては既往の研究⁸⁾を参考に石灰石微粉末を混入した。

表-3.2.1 要因と水準

要因	水準
コンクリート強度 [N/mm ²]	7, 20, 30
せん断補強筋 (せん断補強筋比 P_w [%])	2- ϕ 6@80, 2- ϕ 6@160 (0.58) (0.29)
CFRPの置換 せん断補強筋比 P_{wf} [%]	0, 0.05, 0.09, 0.19
引張側主筋 (引張鉄筋比 P_t [%])	2-D16, 4-D16 (1.95) (3.50)
曲げスパンのCFRP補強	有り, 無し

3.2.2 実験方法

養生方法は材齢 14 日まで型枠内封かん養生とし、脱型後は気中養生とした。試験項目は同一調合、同一養生の $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱試験体による圧縮試験、割裂引張試験、および RC 梁の曲げ試験とし、それぞれ材齢 28 日に行った。ただし Type2 Fc7, Type6 Fc7 及び Type7, Type8 の試験体については、都合上それぞれ材齢 35 日および 32 日に試験を行った。

表-3.2.2 に使用材料を、表-3.2.3, 3.2.4 にそれぞれ使用した鉄筋と CFRP の諸性状を、表-3.2.5 にコンクリートの調合を示す。スランプおよび空気量は、それぞれ $18 \pm 2.5\text{cm}$ 、 $4.5 \pm 1.5\%$ となるように混和剤の添加量で調整した。

図-3.2.1 に RC 梁の試験体（補強 Type6）を示す。試験体は $120 \times 200\text{mm}$ の長方形断面を有する全長 1700mm の RC 梁で、圧縮側主筋に $\phi 9$ 、引張側主筋に D16、せん断補強筋として $\phi 6$ を図の位置に配置し、CFRP 補強を行う試験体については図のように施工した。表-3.2.6 にその他の試験体一覧を示す。Type1 は、せん断補強筋を密に配筋し CFRP 補強は施さない試験体である。Type2 は、せん断補強筋を疎に配筋し CFRP 補強は施さない試験体である。Type3 は、せん断補強筋を疎に配筋し、 $P_{wf} = 0.05$ の CFRP 補強を施した試験体である。Type4 は、せん断補強筋を疎に配筋し $P_{wf} = 0.09$ の CFRP 補強を施し、後に示す式(4)によるせん断補強効果が Type1 とほぼ等しい試験体である。Type5 は、せん断補強筋を疎に配筋し $P_{wf} = 0.19$ の CFRP 補強を施した試験体である。Type6,7 は、それぞれ Type4,5 の引張主筋を二段配筋とし、主筋量を倍に増やした試験体である。Type8 は、Type4 の曲げスパンにおいて軸と 90 度方向に一樣に CFRP 補強を施した試験体である。補強量を調節するため、図-3.2.1, 3.2.2 に示すように Type3,4,6,8 の試験体については CFRP を分割して施工し、Type5,7 の試験体および Type8 の曲げスパンについてはせん断スパンまたは曲げスパン全体に施工した。

載荷には万能試験機を用い、スパン 1700mm 、等モーメント区間 400mm の単純 2 点載荷とした。写真-3.2.1 に実験状況を示す。なお、載荷方法は単調漸増載荷とし、明らかな耐力低下が生じるまで継続した。測定は逐次、ひび割れ観察を行い、たわみは中央部でレーザー変位計により計測し、両支点上部でダイヤルゲージにより支点の沈下量を測定することで、荷重-たわみ曲線および最大荷重を測定した。

また、試験体中央部のひずみ状況を測定するため、試験体中央部に図-3.2.3 に示すようにひずみゲージを取り付け、測定を行った。

表-3.2.2 使用材料

材料	記号	特性値
セメント	C	普通ポルトランドセメント 密度:3.15g/cm ³ , 比表面積:4000cm ² /g
石粉	P	石灰石微粉末(CaCO ₃) 密度:2.7g/cm ³ , 比表面積:4000cm ² /g
細骨材	S	町屋川産砂, 密度:2.59g/cm ³
粗骨材	G	志摩産碎石, 密度2.68g/cm ³
混和剤	SP	高背脳AE減水剤(ポリカルボン酸系)
	AE	AE剤

表-3.2.3 鉄筋の諸性状

圧縮側	種類:φ9(SD345) 降伏強度:417.0N/mm ² 引張強度:586.6N/mm ² 伸び率:17.7%
引張側	種類:D16(SD345) 降伏強度:344.5N/mm ² 引張強度:490.4N/mm ² 伸び率:28.0% ヤング係数:2.1 × 10 ⁵ kN/mm ²

表-3.2.4 CFRP の諸性状

繊維目付 [g/m ²]	200
引張強度 [N/mm ²]	3400
引張弾性率 [N/mm ²]	2.30 × 10 ⁵
設計厚さ [mm]	0.111

表-3.2.5 コンクリートの調合

Fc [N/mm ²]	W/C [%]	s/a [%]	単位量[kg/m ³]				
			W	C	P	S	G
7	128.8	50.6	179	139	51	928	905
20	71.3	50.1	179	252	0	912	907
30	58.0	47.1	180	311	0	820	922

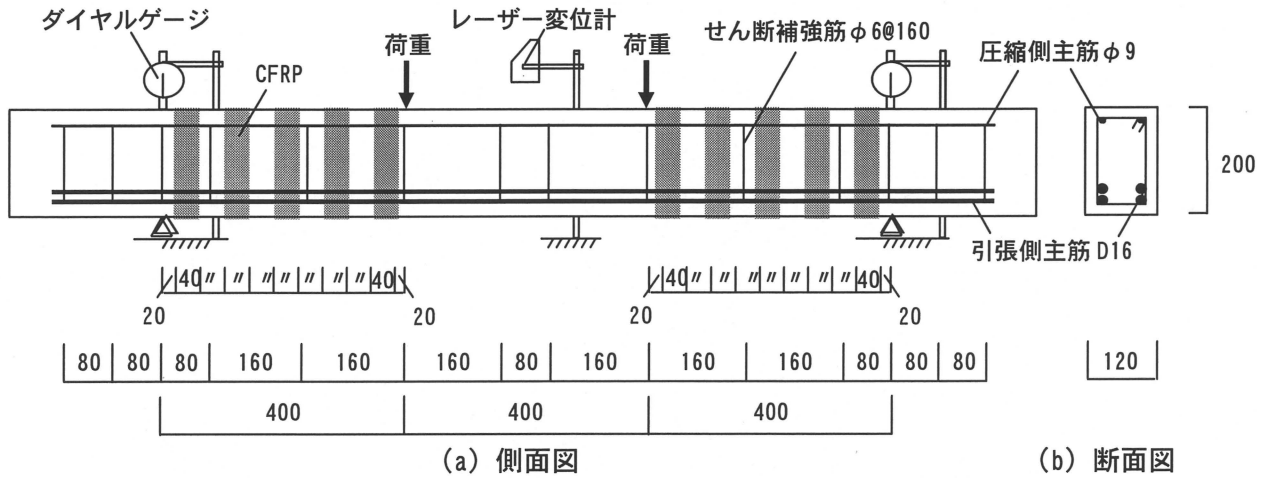


図-3.2.1 試験体形状および配筋図 (Type6)

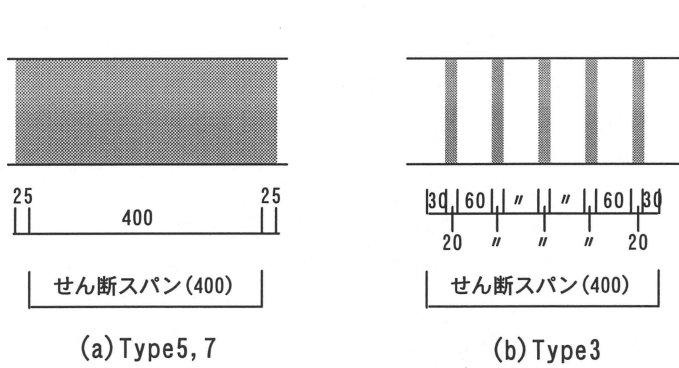


図-3.2.2 CFRP 施工図
(側面図)

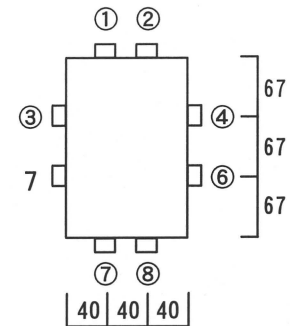
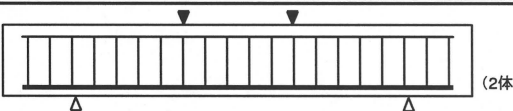
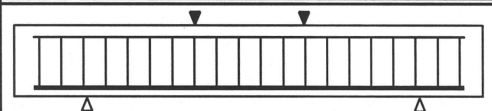
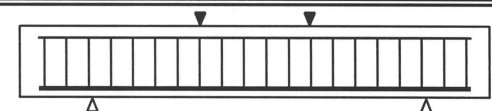
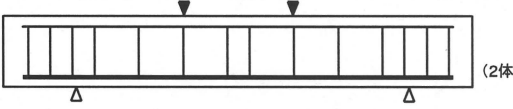

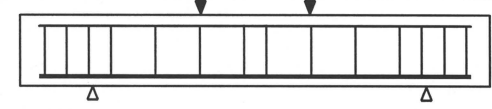
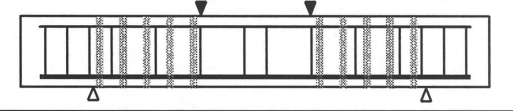
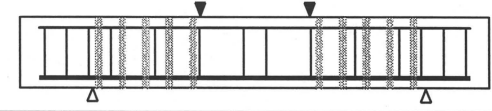
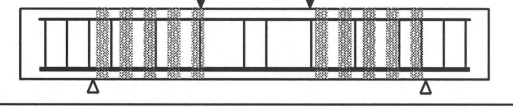
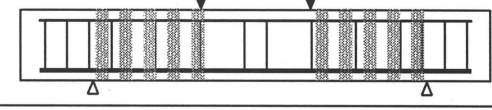
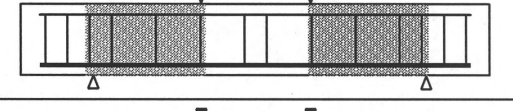

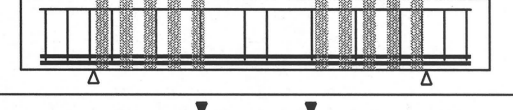
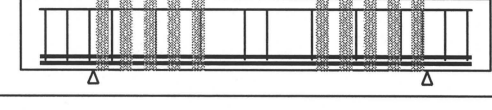
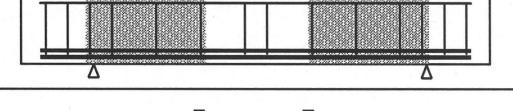
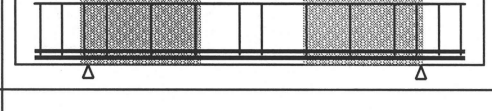
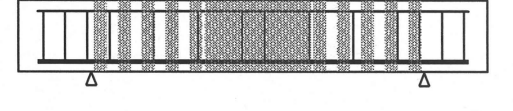
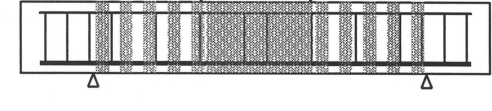


図-3.2.3 ひずみゲージ取り付け位置
(断面図)



写真-3.2.1 実験状況

表-3.2.6 試験体一覧

		コンクリート強度 F_c [N/mm ²]		
			20	30
補強Type	Type1 Pw-0.58	 (2体)		
	Type2 Pw-0.29	 (2体)		
	Type3 Pwf-0.05	 (2体)		
	Type4 Pwf-0.09	 (2体)		
	Type5 Pwf-0.19	 (2体)		
	Type6 Pwf-0.09 二段配筋	 (2体)		
	Type7 Pwf-0.19 二段配筋	 (2体)		
	Type8 Pwf-0.08 曲げスパン の補強	 (2体)		

3.3 実験結果および考察

3.3.1 圧縮試験および割裂引張試験

表-3.3.1 に圧縮試験および割裂引張試験の結果を示す。同表より、低強度コンクリートの場合、圧縮強度と引張強度の関係は普通強度レベルと同様に 1/7~1/10 程度である。

表-3.3.1 実験結果

Fc [N/mm ²]	補強Type	圧縮試験			割裂引張試験			試験日程
		荷重[kN]	圧縮強度[N/mm ²]	平均	荷重[kN]	引張強度[N/mm ²]	平均	
7	Type1,7	54.0	6.88	6.98	-	-	-	2008/7/24
		55.5	7.07					
		55.0	7.00					
	Type2,5	56.2	7.16	7.17	32.5	1.03	0.95	2008/7/31
		56.5	7.19		29.1	0.93		
		56.2	7.16		28.0	0.89		
	Type1,4	56.3	7.17	7.05	25.6	0.81	0.83	2009/7/16
		54.6	6.95		28.3	0.90		
		55.1	7.02		24.4	0.78		
	Type2,6	56.1	7.14	6.94	26.0	0.83	0.77	2009/7/30
		53.5	6.81		25.5	0.81		
		54.0	6.88		21.0	0.67		
Type3,8	82.2	10.47	10.12	36.6	1.16	1.15	2010/1/8	
	78.2	9.96		34.8	1.11			
	78.0	9.93		37.1	1.18			
20	Type2,5	149.7	19.06	19.09	44.0	1.40	1.76	2008/7/17
		150.0	19.10		63.5	2.02		
		150.0	19.10		58.0	1.85		
	Type7	114.2	14.54	13.91	54.0	1.72	1.54	2008/7/24
		104.1	13.25		40.0	1.27		
		109.4	13.93		51.5	1.64		
	Type1	125.5	15.98	15.81	-	-	-	2008/7/24
		123.0	15.66		-	-		
		124.0	15.79		-	-		
30	Type1,4	212.1	27.01	27.76	67.5	2.15	2.38	2009/7/2
		219.9	28.00		77.5	2.47		
		222.0	28.27		79.5	2.53		
	Type2,6	227.0	28.90	28.86	75.0	2.39	2.58	2009/7/9
		225.5	28.71		81.0	2.58		
		227.5	28.97		87.5	2.79		
	Type3,8	244.0	31.07	31.86	80.3	2.55	2.48	2010/1/8
		250.0	31.83		91.5	2.91		
		256.7	32.68		62.1	1.98		

3.3.1 破壊状況

写真-3.3.1 に RC 梁の最終破壊状況の一部を、表-3.3.2 に RC 梁の最終ひび割れ状況を示す。

Type1、Type3、Type4、Type5 の普通強度 ($F_c=20,30$) の試験体は、曲げスパンの引張側より曲げひび割れが発生し、曲げ降伏後、徐々に曲げひび割れが全域へと進展し、最大耐力に達した後に、曲げスパン上端のコンクリートが圧壊し、耐力が低下した。

Type1 Fc7 と Type2 の全ての試験体は、せん断スパン中央部付近にせん断ひび割れが生じ、せん断ひび割れが載荷点に進展し、最大耐力に達した後、せん断破壊した。

Type3、Type4、Type5 の Fc7 および Type6、Type7 の全ての試験体は、引張側より曲げひび割れが発生し、あまり進展せず、曲げ降伏前か曲げ降伏後間もなく、曲げスパン圧縮側のコンクリートが圧壊した。

Type8 の試験体は、曲げスパン引張側下部より曲げひび割れが発生・進展し、変形が増大していき、圧縮側のコンクリートが圧壊しても耐力低下することなく、試験機のストローク限界により載荷を終了した。

また、CFRP 補強を施した全ての試験体について、CFRP の明らかな破断や剥離は見られなかった。

Type2 と Type3,4,5 とを比較すると、Type2 の試験体はせん断破壊したのに対し、そこに CFRP 補強を施した Type3,4,5 の試験体は曲げ破壊となっており、普通強度・低強度共に CFRP による補強の効果が認められる。

写真-3.3.1 最終破壊状況一覧

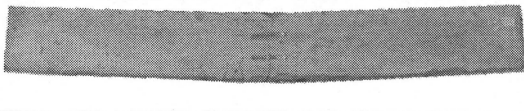
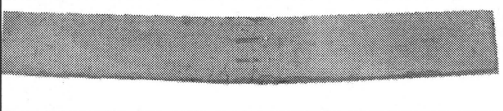
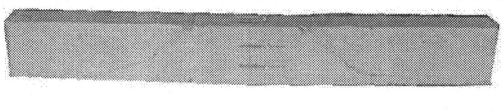

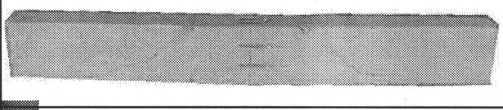



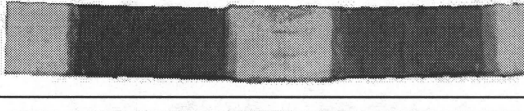
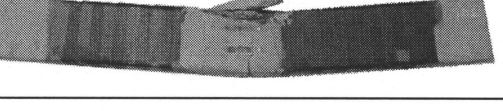

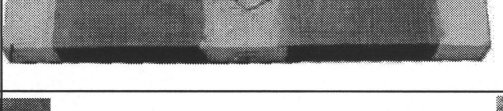




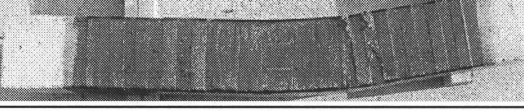
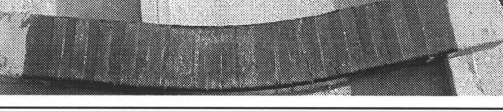
		コンクリート強度 F_c [N/mm ²]		
		7	20	30
補強Type	Type1 Pw-0.58			
	Type2 Pw-0.29			
	Type3 Pwf-0.05			
	Type4 Pwf-0.09			
	Type5 Pwf-0.19			
	Type6 Pwf-0.09 二段配筋			
	Type7 Pwf-0.19 二段配筋			
	Type8 Pwf-0.08 曲げスパン の補強			

表-3.3.2 最終ひび割れ図

		コンクリート強度 F_c [N/mm ²]		
		7	20	30
補強Type	Type1 Pw-0.58			
	Type2 Pw-0.29			
	Type3 Pwf-0.05			
	Type4 Pwf-0.09			
	Type5 Pwf-0.19			
	Type6 Pwf-0.09 二段配筋			
	Type7 Pwf-0.19 二段配筋			
	Type8 Pwf-0.08 曲げスパンの補強			

※終局破壊形式 S : せん断破壊 BS: 曲げ降伏先行型せん断破壊 B : 曲げ破壊

3.3.3 変形性状

図-3.3.1, 3.3.2 に実験より得られた荷重-たわみ関係を、図-3.3.3, 3.3.4, 3.3.5 に荷重-ひずみ関係を示す。荷重-たわみ関係によると、Type1、Type3、Type4 の Fc30 の試験体は曲げ降伏に至り、曲げスパンの圧縮側でのコンクリート圧壊後、耐力が低下した。Type2 Fc30 の試験体は、曲げ降伏後にせん断破壊し、耐力が低下した。Type1 Fc7、Type2 の Fc7 および Fc20 の試験体は、曲げ降伏前にせん断破壊し、Fc20 については急激に、Fc7 については緩やかに耐力が低下した。Type1、Type3、Type4、Type5、Type6、Type7 の Fc7 の試験体は、曲げ降伏前に曲げスパンの圧縮側でコンクリートが圧壊し、耐力が低下した。Type2、Type5、Type7 の Fc20 および Type6 Fc30 の試験体は、曲げ降伏前か曲げ降伏後間もなく、曲げスパンの圧縮側でコンクリートが圧壊し、耐力が低下した。Type8 の試験体をみると、曲げスパン上端の圧壊を防ぐことで大幅な靱性能の改善が見られる、Fc30 の試験体については曲げ降伏後、Fc7 の試験体については曲げ降伏前に、曲げスパンの圧縮側でコンクリートが圧壊するが、耐力を保ったまま変形が増大していった。引張主筋比が釣合い鉄筋比以上となっている Type8 Fc7 の試験体の曲げ圧壊を防ぐことで、曲げ降伏には至らなかったものの、曲げ耐力の上昇が確認できた。また、初期剛性を見ると、コンクリート強度の低い Fc7 の試験体ではその他の試験体よりも低く、低強度特有の傾向であると考えられる。荷重-ひずみ関係をみると、低強度レベルにおいても断面内部における平面保持の仮定は成り立つことがわかる。

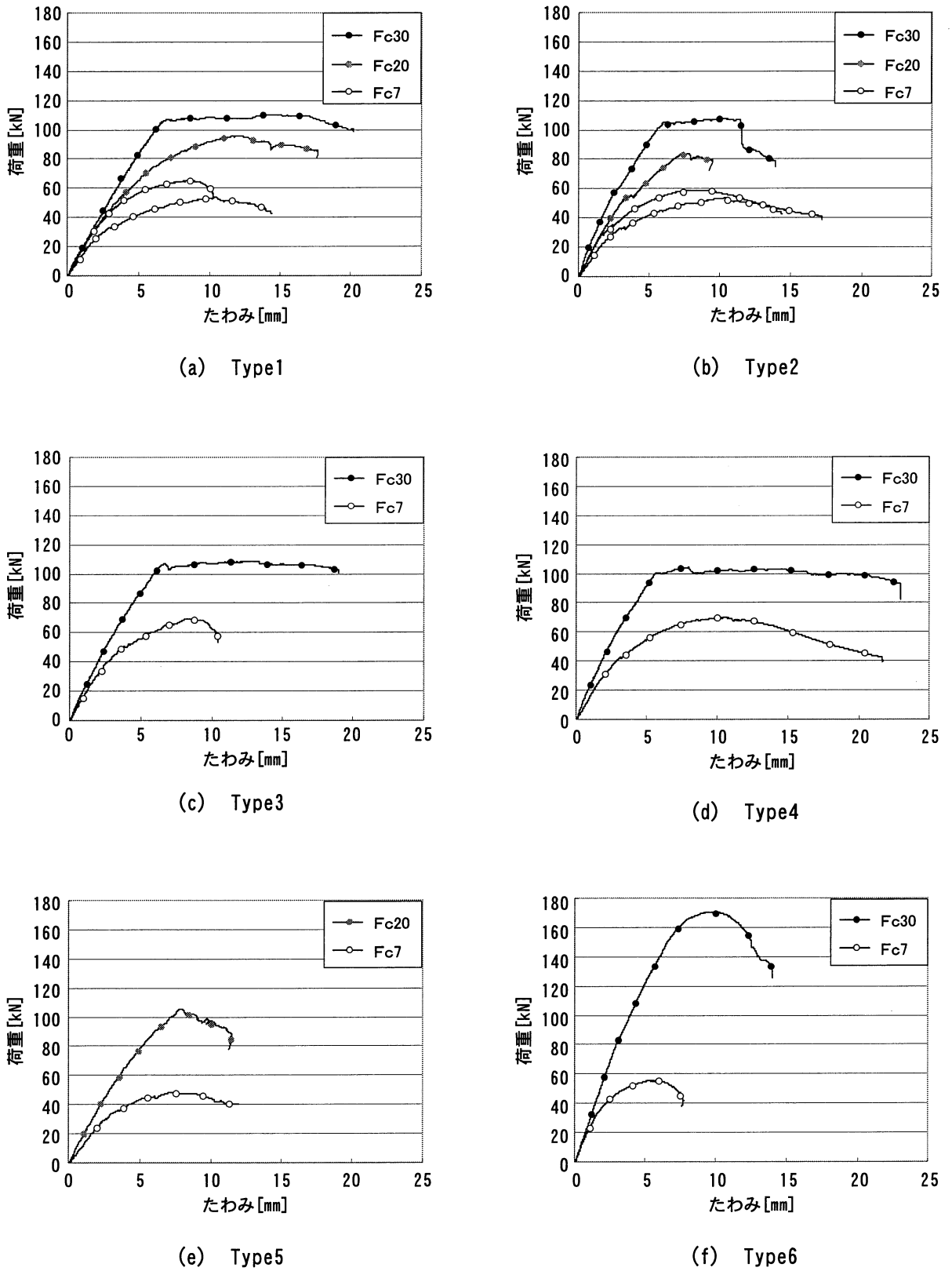
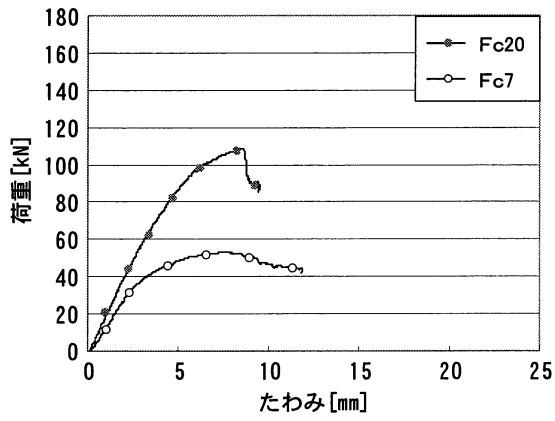
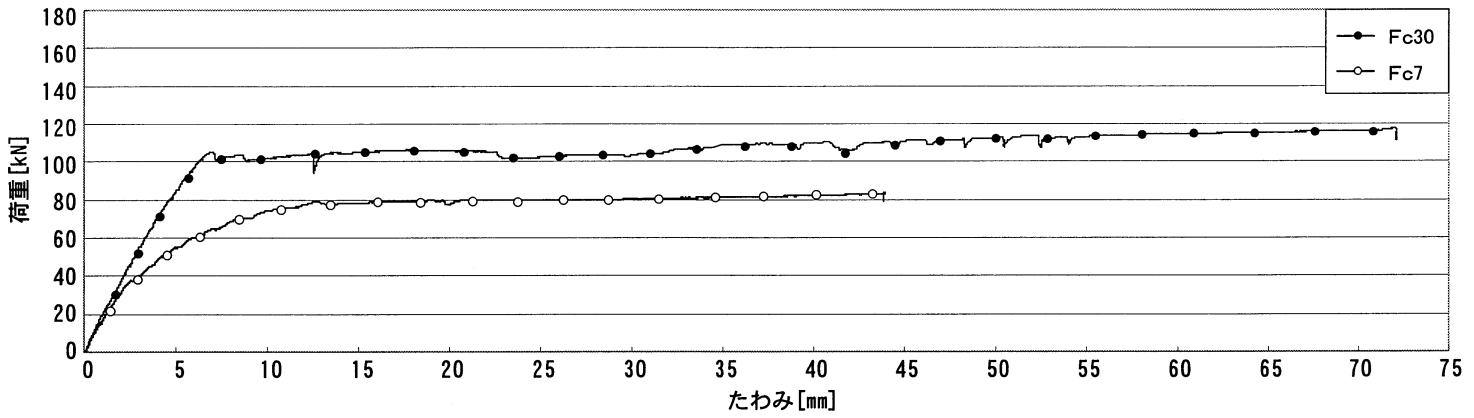


図-3.3.1 荷重-たわみ関係 (Type1~Type6)



(g) Type7



(h) Type8

図-3.3.2 荷重-たわみ関係 (Type7, Type8)

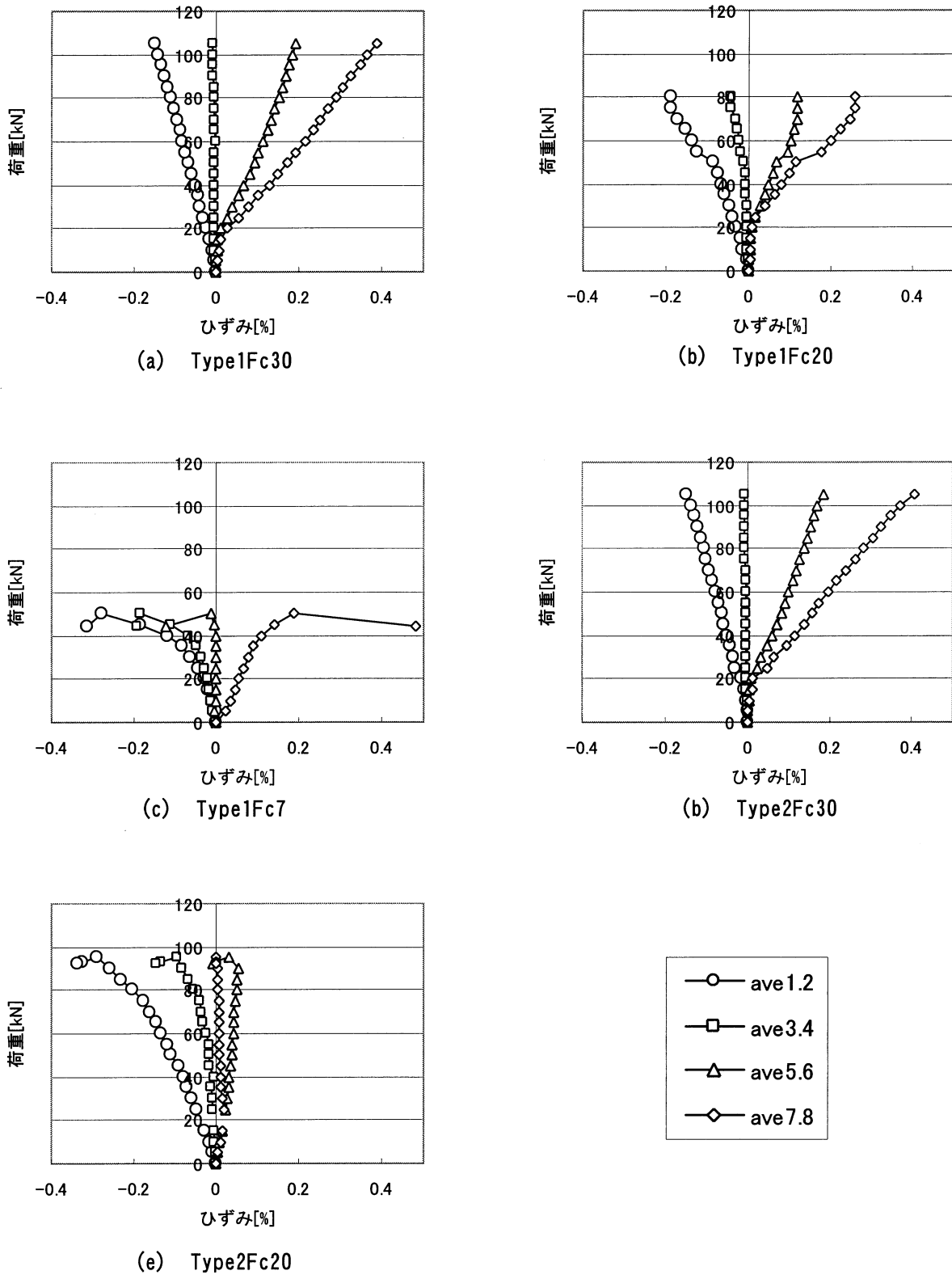
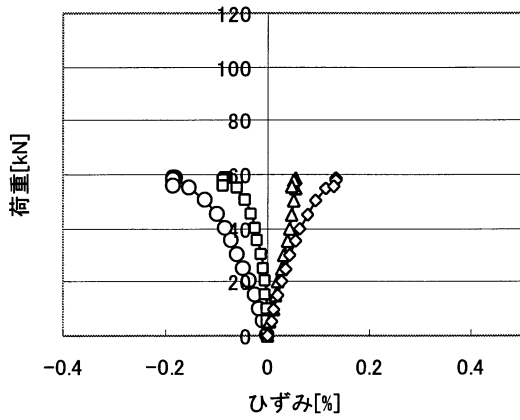
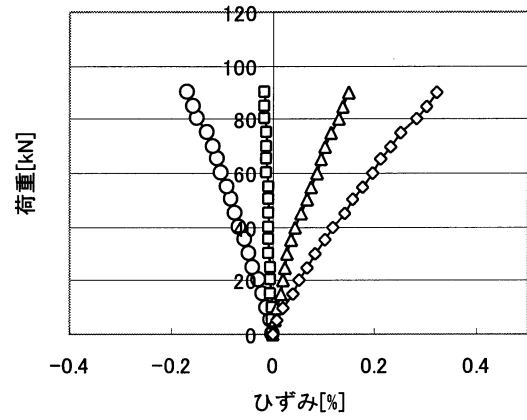


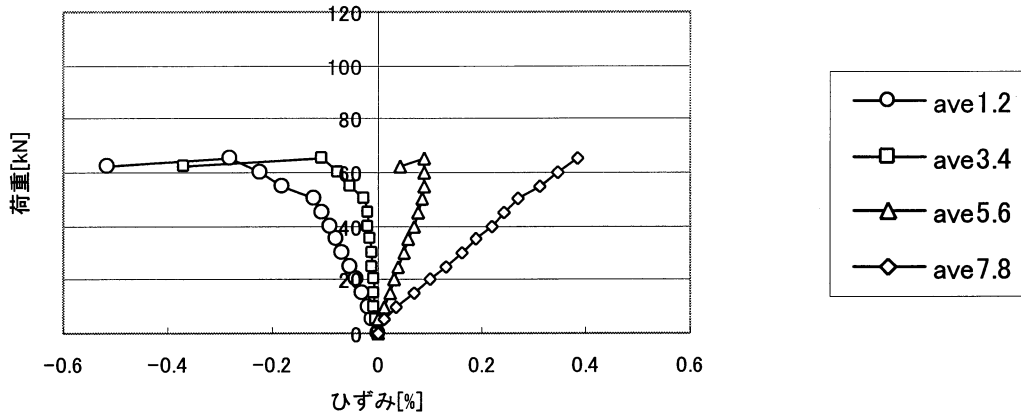
図-3.3.3 荷重-ひずみ関係①



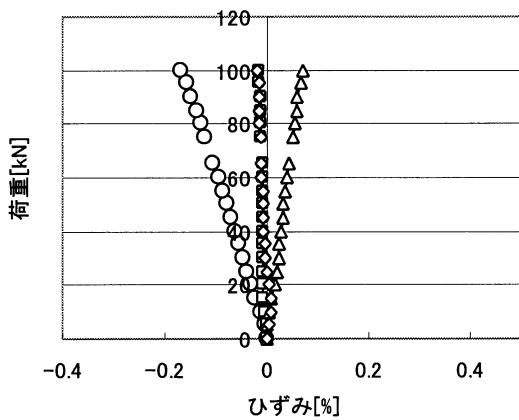
(f) Type2Fc7



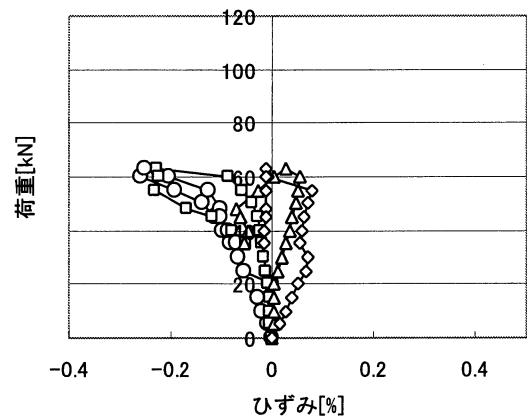
(g) Type3Fc30



(h) Type3Fc7

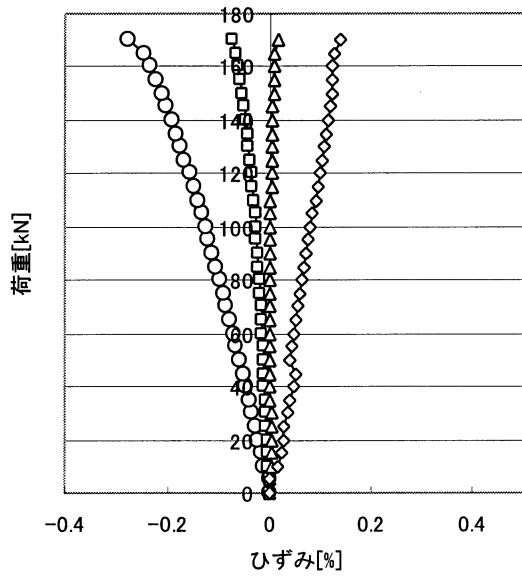


(i) Type4Fac30

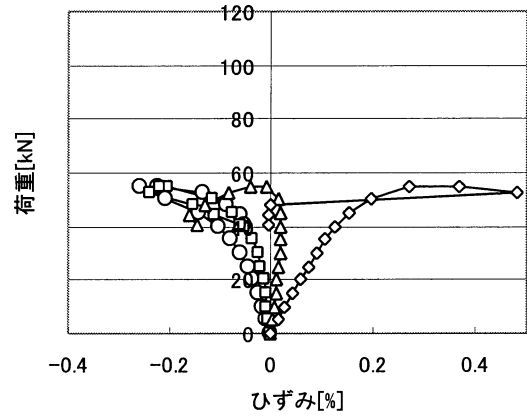


(j) Type4Fc7

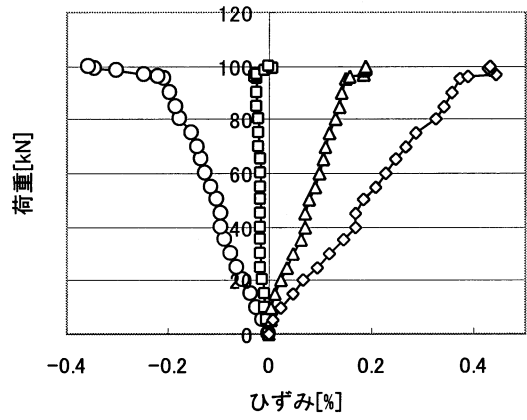
図-3.3.4 荷重-ひずみ関係②



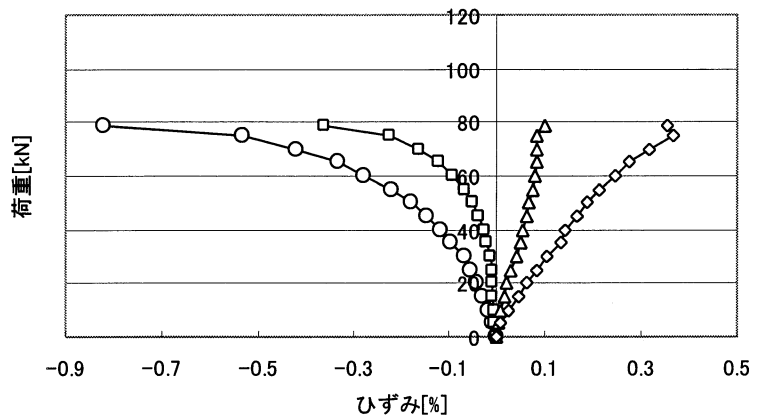
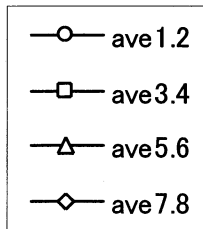
(k) Type6Fc30



(l) Type6Fc7



(m) Type8Fc30



(n) Type8Fc7

図-3.3.5 荷重-ひずみ関係③

3.4 まとめ

- (1) Type1 の試験体は Fc20,30 で曲げ破壊したのに対し、Fc7 ではせん断破壊となった。
- (2) CFRP 補強は、低強度コンクリートに対しても効果が認められた。
- (3) 低強度コンクリートでは、曲げ破壊およびせん断破壊時に、普通強度に比べ緩やかに耐力低下する傾向が見られた。

第 4 章

低強度コンクリートを用いた RC 梁の耐力評価

第 4 章 低強度コンクリートを用いた RC 梁の耐力評価

4.1 概説

第 3 章で行った実験結果をもとに、既往の耐力式、および低強度コンクリートに対して示された既往の研究報告との整合性、低強度コンクリートに対する CFRP 補強の有効性について検討する。

4.2 耐力の算定および実験結果との比較、検討

表-4.2.1 に実験結果を、図-4.2.1, 4.2.2, 4.2.3 に既往の耐力式との関係を示す。式(1) に示す、一般的にせん断耐力の算定に用いられる大野・荒川 mini 式により算定したせん断耐力を Q_{su1} とし、式(2)に示す山本らにより提案された式によるせん断耐力を Q_{su2} とする。曲げ耐力については断面解析により算定し、図-4.2.3 に示す略算式は、耐震診断基準¹⁾に示されている式で、式(6)によって表され、式(5)を用いて本試験体の曲げ耐力とした。CFRP の補強効果については日本建築学会発行の連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針(案)¹⁸⁾や既往の研究を参考にし、式(4)¹⁸⁾によりせん断補強筋と CFRP による補強効果の和を求め、式(3)に示すようにその値を大野・荒川式の $P_w \cdot \sigma_w$ に代入することによって算定した。それによると Type1 と Type4 のせん断補強効果はほぼ等しく、Type3 は Type1 より小さくなっているが、普通強度、低強度共に Type1 はせん断破壊となったが、Type3, Type4 は曲げ破壊となった。このことから、連続繊維補強コンクリート系構造設計指針(案)によれば、低強度コンクリートに対しても CFRP 補強は安全側に設計されているといえる。曲げ耐力については、試験体の様子から圧縮鉄筋の付着が十分でなく滑っていると考え、圧縮鉄筋の効果を無視して塑性断面解析により算定した。

図-4.2.1, 4.2.2 によると、大野・荒川式を適用した場合、普通強度コンクリートでは実験値を概ね評価できるものの、低強度コンクリートでは計算値が実験値を上回り、過大評価する傾向があった。これは既報²⁰⁾および既往の研究報告とも一致する。その修正方法として式(2)が提案されており、それによると、低強度域においても Q_{su2} はせん断耐力を安全側に評価することができている。また、図-4.2.3 をみると、曲げ耐力については塑性断面解析によって低強度コンクリートにおいても精度良く評価できされており、略算式による値は、低強度レベルでは引張主筋比が釣合い鉄筋比以上となるため、過大評価となった。

今回の実験では CFRP 補強を施した試験体の終局破壊形式は全て曲げ破壊となったので、補強後のせん断耐力を確認することはできなかった。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_w} \right\} b \cdot j \times 2 \quad (1)$$

$$Q_{su2} = k_r \times \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_w} \right\} b \cdot j \times 2 \quad (2)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sum (P_w \cdot \sigma_w)} \right\} b \cdot j \times 2 \quad (3)$$

$$\sum (P_w \cdot \sigma_w) = P_w \cdot \sigma_w + P_{wf} \cdot E_{fd} \cdot \varepsilon_{fd} \quad (4)$$

ここに、
 P_w :せん断補強筋比
 P_t :引張鉄筋比[%]
 σ_w :せん断補強筋の降伏強度
 F_c :コンクリートの圧縮強度[N/mm²]
 k_r :低減係数
 $= 0.244 + 0.56 \cdot \sigma_B$
 P_{wf} :CFRPの置換せん断補強筋比
 M/Q :強度算定断面におけるモーメントMとせん断力の比
 E_{fd} :CFRPの規格ヤング係数
 d :梁の有効せい[mm]
 ε_{fd} :CFRPの有効ひずみ
 j :応力中心間距離[mm]
 M/Q :強度算定断面におけるモーメントMとせん断力の比

$$Q_{mu} = (M_u / L) \times 2 \quad (5)$$

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (6)$$

ここに、
 a_t :引張鉄筋断面積[mm²]
 σ_y :引張鉄筋降伏強度[N/mm²]
 d :有効梁せい[mm]
 L :せん断スパン[mm]

表-4.2.1 実験結果一覧

補強Type	設計強度 Fc[N/mm ²]	圧縮強度 の実測値 σ _B [N/mm ²]	終局 破壊形式	最大荷重 Pu[kN]	最大耐力の計算結果[kN]					
					曲げQ _{mu} (Pu/Q _{mu})		せん断1Q _{su1} (Pu/Q _{su1})		せん断2Q _{su2} (Pu/Q _{su2})	
Type1	7	7.0	S	53.6	51.3	1.04	65.5	0.82	41.6	1.29
		7.1	S	64.8	51.7	1.25	65.5	0.99	41.9	1.55
	20	15.8	B	92.1	92.0	1.00	73.3	1.26	73.3	1.26
	30	27.8	B	110.1	102.9	1.07	84.0	1.31	84.0	1.31
Type2	7	7.2	S	53.1	52.5	1.01	53.0	1.00	34.2	1.55
		7.0	S	58.9	51.3	1.15	52.8	1.12	33.4	1.76
	20	19.1	S	84.0	96.2	0.87	63.6	1.32	63.6	1.32
Type3	7	10.1	B	68.7	70.9	0.97	62.6	1.10	50.8	1.35
		30	31.9	B	108.4	104.8	1.03	82.0	1.32	82.0
	7	7.1	B	69.7	51.7	1.35	65.5	1.06	41.9	1.67
Type4	30	28.9	B	104.1	103.5	1.01	85.0	1.22	85.0	1.22
	7	7.2	B	48.4	52.5	0.92	76.7	0.63	49.5	0.98
Type5	20	19.1	B	102.1	96.2	1.06	87.3	1.17	87.3	1.17
	7	7.0	B	55.3	54.3	1.02	65.4	0.85	41.4	1.33
Type6	30	27.8	B	170.5	176.9	0.96	84.0	2.03	84.0	2.03
	7	7.0	B	45.9	54.6	0.84	76.6	0.60	48.6	0.94
Type7	20	13.9	B	108.5	102.1	1.06	82.7	1.31	82.7	1.31
	7	10.1	B	83.9	70.9	1.18	68.5	1.22	55.5	1.51
Type8	30	31.9	B	117.5	104.8	1.12	87.9	1.34	87.9	1.34

※S:せん断破壊 BS:曲げ降伏後せん断破壊 B:曲げ破壊

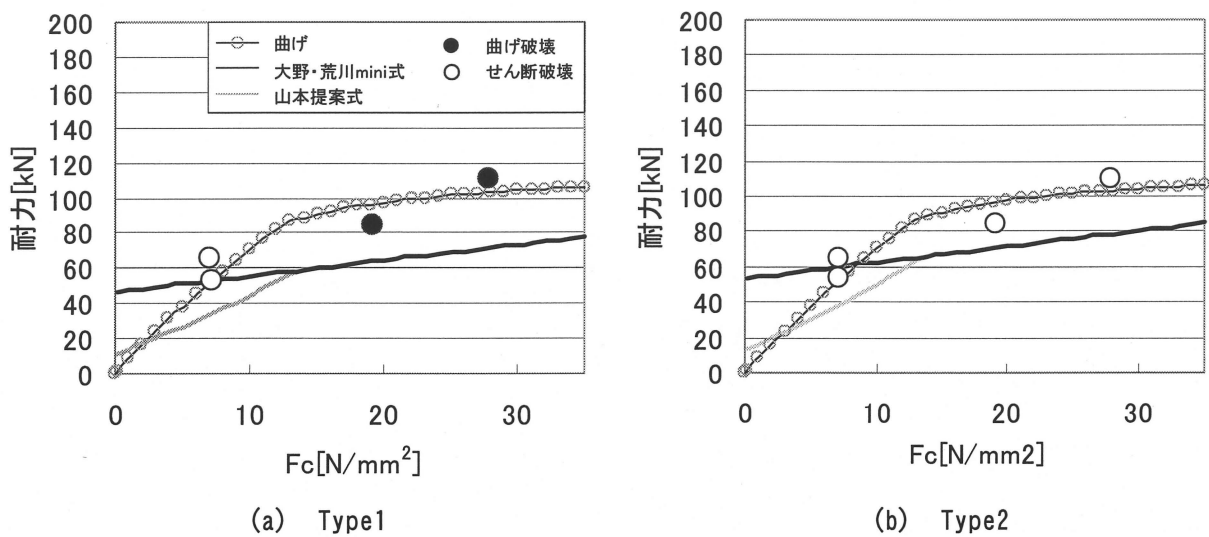


図-4.2.1 最大耐力と既往の耐力式との比較 (Type1, Type2)

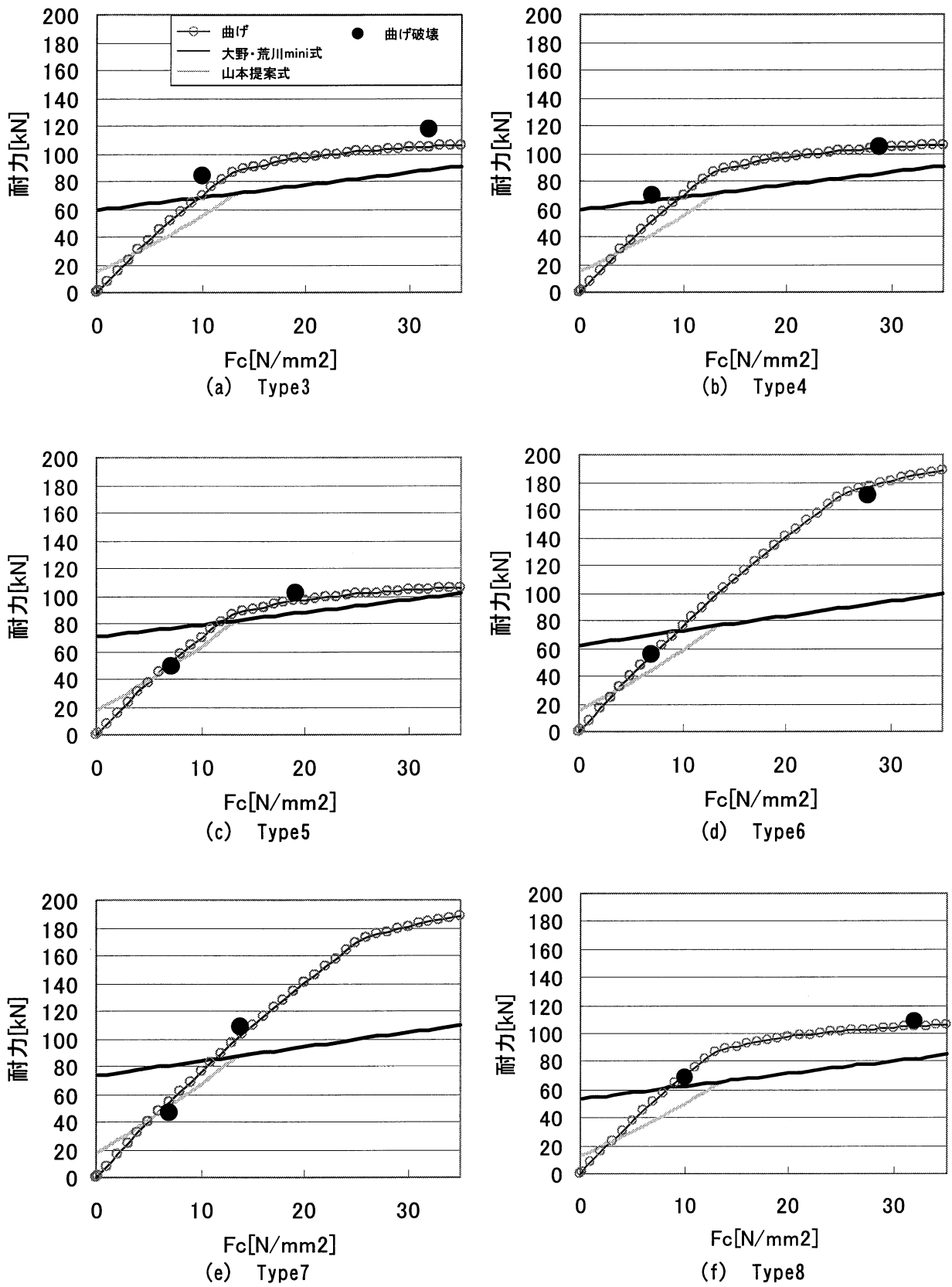


図-4.2.2 最大耐力と既往の耐力式との比較 (Type3~Type8)

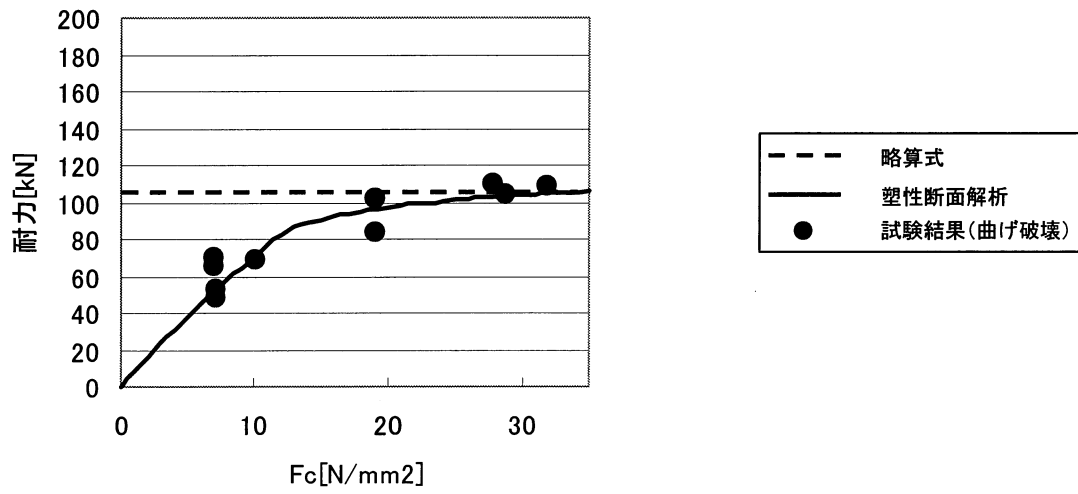


図-4.2.3 最大耐力と既往の耐力式との比較（曲げ耐力）

4.3 まとめ

- (1) 現行の大野・荒川 mini 式を低強度コンクリートに適用したところ、適用範囲外ではあるが、RC 針のせん断耐力を過大評価する傾向があった。
- (2) 山本らの提案式を提案式を用いたところ、低強度コンクリートを用いた RC 梁のせん断耐力を安全側に評価されている。
- (3) 連続繊維補強コンクリート系構造設計指針(案)によれば、低強度コンクリートに対しても CFRP 補強は安全側に設計されている。

第 5 章

結論

第5章 結論

5.1 まとめ

日本防災協会発行の耐震診断基準に示されている、同基準の適用限界値未満の低強度コンクリートが用いられた場合の耐震診断の可能性を明らかにすることを目的に、低強度コンクリートが用いられた RC 梁に対して載荷実験を行い、既往の耐力式および低強度コンクリートに対して示された既往の研究報告との整合性に関して検討すると共に、CFRP 補強の有効性について検討した。

本研究で確認されたことを以下にまとめる。

- (1) 無補強試験体においては、山本らの提案式を用いることで、低強度コンクリートを用いた RC せん断耐力を安全側に評価することができる。
- (2) 連続繊維補強コンクリート系構造設計指針(案)によれば、低強度コンクリートに対しても CFRP 補強は安全側に設計されている。

5.1 今後の課題

本研究では、梁部材の曲げ試験を行うことで、低強度コンクリートが用いられた RC 部材と低強度コンクリートが用いられた RC 部材に CFRP 補強を施した試験体の曲げせん断特性を評価し、既往の耐力式および研究報告の妥当性について検討したが、まだまだ低強度コンクリートに対する資料は少なく、低強度レベルの建物の耐震診断を精度良く評価できるかは疑問である。

そのため、様々な条件による実験を行い、更なる実験データの蓄積および耐震診断基準における低強度レベルの診断方法の確立が必要である。

【謝辞】

【謝辞】

低強度コンクリートに関する研究を進めるにあたり、適切なお指導を賜った畑中重光教授ならびに三島直生准教授に深謝致します。また、本研究に際し、和藤浩氏（三重大学技術専門員）および三重大学工学研究科建築学専攻畑中研究室の皆さんにご助力頂いた事をここに付記して謝意を表します。

【参考文献】

【参考文献】

- 1) (財)日本建築防災協会「2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」
- 2) (財)日本建築防災協会「2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針同解説」
- 3) 中濱貴生，畑中重光：三重県内における既存 RC 造学校施設のコンクリート強度の分布に関する調査研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.635-636，2005.9
- 4) 川上裕佳，高月行治，藤原顕太郎，根口百世，南宏一：低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.333-342，2007.8
- 5) 坂巻健太，広沢雅也，清水泰，周建東：既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.801-804，2001.9
- 6) 市橋重勝，山本泰稔，片桐太一，秋山友昭，ジム・トムプソン：低強度コンクリートに装着した接着系あと施工アンカー筋の挙動に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.397-407，2000.9
- 7) 谷口博亮，八十島章，荒木秀夫：低強度コンクリートを用いた RC 部材の耐震性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.51-54，2007.8
- 8) 山本泰稔，片桐太一，秋山友昭，J.F.トムプソン：低強度コンクリート中における接着系アンカー筋の荷重伝達能力，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，pp.553-558，2000
- 9) 伊藤嘉則，槇谷榮次，沢崎詠二：種々の方法で耐震補強された低強度コンクリート RC 柱の補強効果に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.613，pp.97-104，2007.3
- 10) 永坂具也，東城正晃，大川善丈：極低強度コンクリートの用いられた RC 短柱の耐力と変形能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.157-160，2005.9
- 11) 伊藤嘉則，槇谷榮次，橋本敏男，沢崎詠二：低強度コンクリート既存 RC 柱の耐震補強効果に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.199-204，2003
- 12) 山本泰稔，神谷隆，上田洋一，秋山友昭，伴幸雄，久世庸平：鋼板内蔵型外付け補強工法による既存低強度コンクリート造架構の補強実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.571-580，2005.9
- 13) 永坂具也，林杰，長谷川匡輔，東城正晃：極低強度コンクリートの用いられた RC 梁の耐力と変形能，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.225-228，2004.8
- 14) 山本泰稔：低強度コンクリート構造に関する調査・研究資料，第 30 回建築士事務所全国大会(埼玉)，2005.8
- 15) 社団法人日本コンクリート工学協会，担当 勝俣英雄：建築・土木分野における歴史

- 的構造物の診断・修復研究委員会報告書, pp.212-219, 2007, 6
- 16) 社団法人日本コンクリート工学協会中国支部, 低強度コンクリートに関する特別研究委員会:低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書, 2009.2
 - 17) 根口百世、藤原顕太郎、高月行治、南宏一: 低強度コンクリートを用いた丸宏を主筋とする RC 柱のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.157-162, 2007
 - 18) 日本建築学会: 連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針案, 2002
 - 19) 水野正、中上貴史、田才晃: 低強度コンクリートを用いた SRS 及び RC 柱に対する炭素繊維補強による補強効果に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.367-374, 2006
 - 20) 田村雄一、三島直生、畑中重光: 低強度コンクリートを用いた RC 梁の破壊挙動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.713-714, 2008

【梗概】

低強度コンクリートを用いた RC 梁の破壊挙動と CFRP による補強効果に関する研究

畑中研究室 408M411 田村 雄一

1.はじめに

日本建築防災協会の耐震診断基準¹⁾では RC 建築物に使われているコンクリートの最低圧縮強度を 13.5 N/mm² とし、それ以下のものは基本的には耐震補強の対象外としている。コンクリート強度の低い建築物では、保有水平耐力が小さいことから、耐震補強を施しても耐力の向上があまり期待できないため、耐震診断の結果、解体という結論に至ることが多い。しかし、最低圧縮強度が力学的な根拠により定められたものではなく、当時の経済性を理由に定められた²⁾ ことから、コンクリート強度が 13.5 N/mm² 以下であっても、適切な補強を行えば建物の耐震性を確保できる場合もあると考えられる。また、圧縮強度が適用範囲外の場合においても、現行の評価式を準用し、耐震診断・耐震補強設計を行っている現状であるが、低強度コンクリートを用いた構造部材に現行の曲げ、せん断耐力設計式が適用できるかどうかについての確証はなく、低強度コンクリートに着目した RC 構造物に関する論文^{3)~5)} はまだ少ないのが現状である。

本報では、低強度コンクリートが用いられた RC 梁の耐力および変形特性を実験により明らかにし、既往の耐力式、および低強度コンクリートに対して示された既往の研究報告との整合性に関して検討すると共に、CFRP 補強の有効性について検討する。

表-5 コンクリートの調合

Fc [N/mm ²]	W/C [%]	s/a [%]	単位量[kg/m ³]				
			W	C	P	S	G
7	128.8	50.6	179	139	51	928	905
20	71.3	50.1	179	252	0	912	907
30	58.0	47.1	180	311	0	820	922

表-1 要因と水準

要因	水準
コンクリート強度 [N/mm ²]	7, 20, 30
せん断補強筋 (せん断補強筋比 Pw[%])	2-φ6@80, 2-φ6@160 (0.58) (0.29)
CFRPの置換 せん断補強筋比 Pwf[%]	0, 0.05, 0.09, 0.19
引張側主筋 (引張鉄筋比 Pt[%])	2-D16, 4-D16 (1.95) (3.50)
曲げスパンのCFRP補強	有り, 無し

表-2 使用材料

材料	記号	特性値
セメント	C	普通ポルトランドセメント 密度:3.15g/cm ³ , 比表面積:4000cm ² /g
石粉	P	石灰石微粉末(CaCO ₃) 密度:2.7g/cm ³ , 比表面積:4000cm ² /g
細骨材	S	町屋川産砂, 密度:2.59g/cm ³
粗骨材	G	志摩産碎石, 密度:2.68g/cm ³
混和剤	SP	高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系)
	AE	AE剤

表-3 主筋の諸性状

圧縮側	種類:φ9(SD345) 降伏強度:417.0N/mm ² 引張強度:586.6N/mm ² 伸び率:17.7%
引張側	種類:D16(SD345) 降伏強度:344.5N/mm ² 引張強度:490.4N/mm ² 伸び率:28.0% ヤング係数:2.1×10 ⁵ kN/mm ²

表-4 CFRP の諸性状

繊維目付 [g/m ²]	200
引張強度 [N/mm ²]	3400
引張弾性率 [N/mm ²]	2.30×10 ⁵
設計厚さ [mm]	0.111

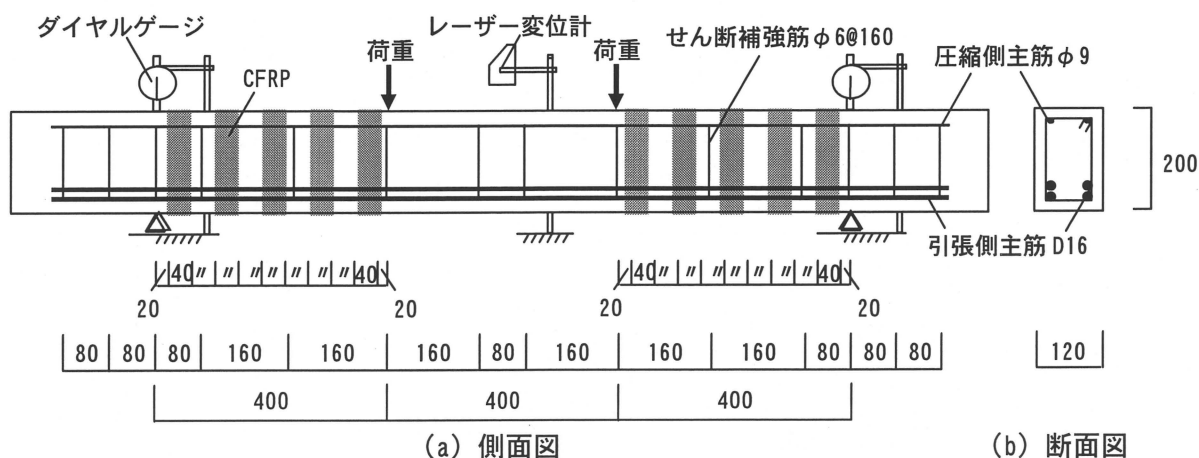


図-1 試験体形状および配筋図 (Type6)

2.実験概要

表-1 に要因と水準を示す。コンクリートの圧縮強度について 7, 20, 30[N/mm²]の 3 水準、せん断補強筋間隔について 80, 160 [mm] (P_w : 0.58, 0.29[%])の 2 水準、せん断スパンの CFRP 補強について置換せん断補強筋比が 0, 0.05, 0.09, 0.19[%]の 4 水準、引張主筋比について 1.95, 3.90[%]の 2 水準、曲げスパンの CFRP 補強については有り、無し の 2 水準とした。圧縮強度は水セメント比 (W/C) を変化させることで調整し、 $F_c = 7\text{N/mm}^2$ のコンクリートについては既往の研究⁴⁾を参考に石灰石微粉末を混入した。

養生方法は材齢 14 日まで型枠内封かん養生とし、脱型後は気中養生とした。試験項目は同一調査、同一養生の $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱試験体による圧縮試験、割裂引張試験、および RC 梁の曲げ試験とし、それぞれ材齢 28 日に行った。ただし Type2 $F_c 7$, Type6 $F_c 7$ 及び Type7, Type8 の試験体については、都合上それぞれ材齢 35 日および 32 日に試験を行った。

表-2 に使用材料を、表-3, 4 にそれぞれ使用した鉄筋と CFRP の諸性状を、表-5 にコンクリートの調合を示す。スランプおよび空気

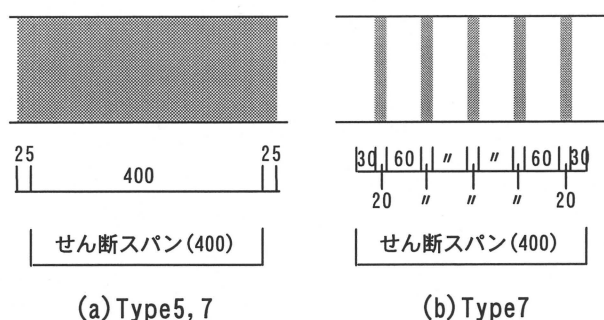


図-2 CFRP 施工図

量は、それぞれ $18 \pm 2.5\text{cm}$ 、 $4.5 \pm 1.5\%$ となるように混和剤の添加量により調整した。

図-1 に RC 梁の試験体 (補強 Type6) を示す。試験体は $120 \times 200\text{mm}$ の長方形断面を有する全長 1700mm の RC 梁で、圧縮側主筋に $\phi 9$ 、引張側主筋に D16、せん断補強筋として $\phi 6$ を図の位置に配置し、CFRP 補強を図のように施工した。表-6 にその他の試験体一覧を示す。Type1 は、せん断補強筋を密に配筋し CFRP 補強は施さない試験体である。Type2 は、せん断補強筋を疎に配筋し CFRP 補強は施さない試験体である。Type3 は、せん断補強筋を疎に配筋し、 $P_{wf} = 0.05$ の CFRP 補強を施した試験体である。Type4 は、せん断補強筋を疎に配筋し $P_{wf} = 0.09$ の CFRP 補強を施し、後に示す式(4)によるせん断補強効果が Type1 とほぼ等しい試験体で

表-6 試験体一覧

		コンクリート強度 F_c [N/mm ²]		
		7	20	30
補強 Type	Type1 Pw-0.58			
	Type2 Pw-0.29			
	Type3 Pwf-0.05			
	Type4 Pwf-0.09			
	Type5 Pwf-0.19			
	Type6 Pwf-0.09 二段配筋			
	Type7 Pwf-0.19 二段配筋			
	Type8 Pwf-0.08 曲げスパン の補強			

ある。Type5 は、せん断補強筋を疎に配筋し $P_{wf} = 0.19$ の CFRP 補強を施した試験体である。Type6,7 は、それぞれ Type4,5 の引張主筋を二段配筋とし、主筋量を倍に増やした試験体である。Type8 は、Type4 の曲げスパンにおいて軸と 90 度方向に一樣に CFRP 補強を施した試験体である。補強量を調節するため、図-1, 2 に示すように Type3,4,6,8 の試験体については CFRP を分割して施工し、Type5,7 の試験体および Type8 の曲げスパンについてはせん断スパンまたは曲げスパン全体に施工した。

荷重には万能試験機を用い、スパン 1700mm、等モーメント区間 400mm の単純 2 点荷重とした。なお、荷重方法は単調漸増荷重とし、明らかな耐力低下が生じるまで継続した。測定は逐次、ひび割れ観察を行い、たわみは中央部でレーザー変位計により計測し、両支点上部でダイヤルゲージにより支

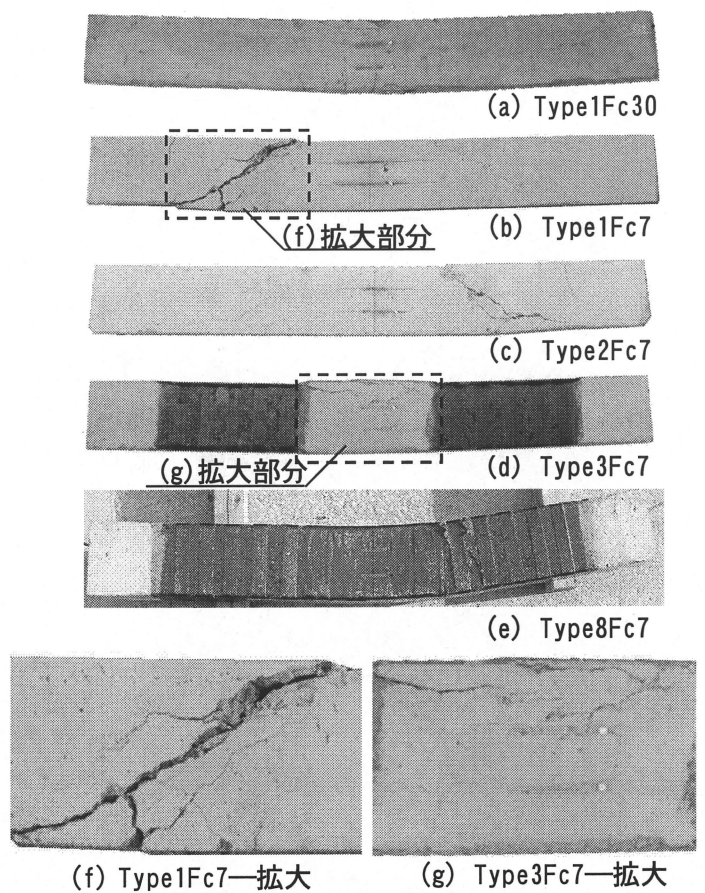


写真-1 最終破壊状況の例

表-7 最終ひび割れ状況

		コンクリート強度 F_c [N/mm ²]		
		7	20	30
補強Type	Type1 Pw-0.58			
	Type2 Pw-0.29			
	Type3 Pwf-0.05			
	Type4 Pwf-0.09			
	Type5 Pwf-0.19			
	Type6 Pwf-0.09 二段配筋			
	Type7 Pwf-0.19 二段配筋			
	Type8 Pwf-0.08 曲げスパン の補強			

※終局破壊形式 S : せん断破壊 BS:曲げ降伏先行型せん断破壊 B : 曲げ破壊

の沈下量を測定することで、荷重-たわみ曲線および最大荷重を測定した。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊状況

写真-1 に RC 梁の最終破壊状況の一部を、表-7 に RC 梁の最終ひび割れ状況を示す。

Type1、Type3、Type4、Type5 の普通強度 ($F_c=20,30$) の試験体は、曲げスパンの引張側より曲げひび割れが発生し、曲げ降伏後、徐々に曲げひび割れが全域へと進展し、最大耐力に達した後に、曲げスパン上端のコンクリートが圧壊し、耐力が低下した[写真-1(a)]。

Type1 F_c7 と Type2 の全ての試験体は、せん断スパン中央部付近にせん断ひび割れが生じ、せん断ひび割れが荷重点に進展し、最大耐力に達した後、せん断破壊した[写真-1(b), (c), (f)]。

Type3、Type4、Type5 の F_c7 および Type6、Type7 の全ての試験体は、引張側より曲げひび割れが発生し、あまり進展せず、曲げ降伏前か曲げ降伏後間もなく、曲げスパン圧縮側のコンクリートが圧壊した[写真-1(d), (g)]。

Type8 の試験体は、曲げスパン引張側下部より曲げひび割れが発生・進展し、変形が増大していき、圧縮側のコンクリートが圧壊しても耐力低下することなく、試験機のストローク限界により荷重を終了した[写真-1(e)]。

また、CFRP 補強を施した全ての試験体について、CFRP の明らかな破断や剥離は見られなかった。

Type2 と Type3,4,5 とを比較すると、Type2 の試験体はせん断破壊したのに対し、そこに CFRP 補強を施した Type3,4,5 の試験体は曲げ破壊となっており、普通強度・低強度共に CFRP による補強の効果が認められる。

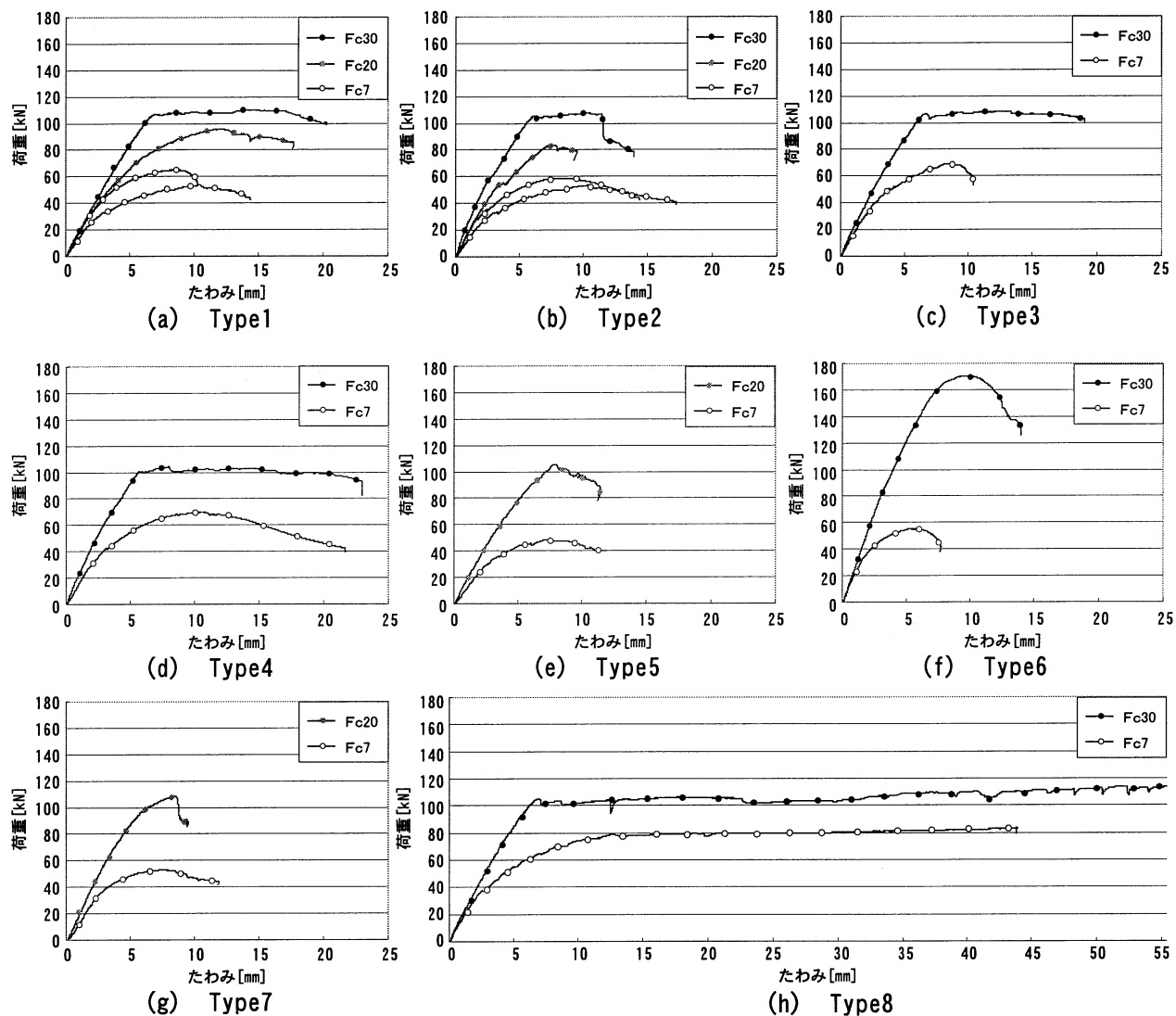


図-2 荷重－たわみ関係

3.2 変形性状

図-2 に実験より得られた荷重－たわみ曲線を示す。同図によると、Type1、Type3、Type4 の Fc30 の試験体は曲げ降伏に至り、曲げスパンの圧縮側でのコンクリート圧壊後、耐力が低下した。Type2 Fc30 の試験体は、曲げ降伏後にせん断破壊し、耐力が低下した。Type1 Fc7、Type2 の Fc7 および Fc20 の試験体は、曲げ降伏前にせん断破壊し、Fc20 については急激に、Fc7 については緩やかに耐力が低下した。Type1、Type3、Type4、Type5、Type6、Type7 の Fc7 の試験体は、

曲げ降伏前に曲げスパンの圧縮側でコンクリートが圧壊し、耐力が低下した。Type2、Type5、Type7 の Fc20 および Type6 Fc30 の試験体は、曲げ降伏前か曲げ降伏後間もなく、曲げスパンの圧縮側でコンクリートが圧壊し、耐力が低下した。Type8 の試験体をみると、曲げスパン上端の圧壊を防ぐことで大幅な靱性能の改善が見られる、Fc30 の試験体については曲げ降伏後、Fc7 の試験体については曲げ降伏前に、曲げスパンの圧縮側でコンクリートが圧壊するが、耐力を保ったまま変形が増大していった。引張主筋比が釣合い鉄筋比

表-8 実験結果一覧

補強Type	設計強度 Fc[N/mm ²]	圧縮強度 の実測値 σ _B [N/mm ²]	終局破壊 形式※	最大荷重 Pu[kN]	最大耐力の計算結果[kN]					
					曲げQ _{mu} (Pu/Q _{mu})		せん断1Q _{su1} (Pu/Q _{su1})		せん断2Q _{su2} (Pu/Q _{su2})	
Type1	7	7.0	S	53.6	51.3	1.04	65.5	0.82	41.6	1.29
		7.1	S	64.8	51.7	1.25	65.5	0.99	41.9	1.55
	20	15.8	B	92.1	92.0	1.00	73.3	1.26	73.3	1.26
	30	27.8	B	110.1	102.9	1.07	84.0	1.31	84.0	1.31
Type2	7	7.2	S	53.1	52.5	1.01	53.0	1.00	34.2	1.55
		7.0	S	58.9	51.3	1.15	52.8	1.12	33.4	1.76
	20	19.1	S	84.0	96.2	0.87	63.6	1.32	63.6	1.32
	30	28.9	BS	107.5	103.5	1.04	72.3	1.49	72.3	1.49
Type3	7	10.1	B	68.7	70.9	0.97	62.6	1.10	50.8	1.35
	30	31.9	B	108.4	104.8	1.03	82.0	1.32	82.0	1.32
Type4	7	7.1	B	69.7	51.7	1.35	65.5	1.06	41.9	1.67
	30	28.9	B	104.1	103.5	1.01	85.0	1.22	85.0	1.22
Type5	7	7.2	B	48.4	52.5	0.92	76.7	0.63	49.5	0.98
	20	19.1	B	102.1	96.2	1.06	87.3	1.17	87.3	1.17
Type6	7	7.0	B	55.3	54.3	1.02	65.4	0.85	41.4	1.33
	30	27.8	B	170.5	176.9	0.96	84.0	2.03	84.0	2.03
Type7	7	7.0	B	45.9	54.6	0.84	76.6	0.60	48.6	0.94
	20	13.9	B	108.5	102.1	1.06	82.7	1.31	82.7	1.31
Type8	7	10.1	B	83.9	70.9	1.18	68.5	1.22	55.5	1.51
	30	31.9	B	117.5	104.8	1.12	87.9	1.34	87.9	1.34

※S:せん断破壊 BS:曲げ降伏先行型せん断破壊 B:曲げ破壊

以上となっている Type8 Fc7 の試験体の曲げ
圧壊を防ぐことで、曲げ降伏には至らなかつ
たものの、曲げ耐力の上昇が確認できた。

3.3 耐力評価

表-7 に実験結果を、図-3 に既往の耐力式と
の関係を示す。式(1)に示す、一般的にせん断
耐力の算定に用いられる大野・荒川式により
算定したせん断耐力を Q_{su1} とし、式(2)⁹⁾に示
す山本らにより提案された式によるせん断耐
力を Q_{su2} とする。曲げ耐力については塑性断
面解析により算定した。CFRP の補強効果に
ついては日本建築学会発行の連続繊維補強コ
ンクリート系構造設計施工指針案⁵⁾および既
往の研究⁶⁾を参考にし、式(4)⁵⁾によりせん断
補強筋と CFRP による補強効果の和を求め、
式(3)に示すようにその値を大野・荒川式の
P_w・σ_w に代入することによって算定した。
曲げ耐力については、試験体の様子から圧縮
鉄筋の付着が十分でなく滑っていると考え、
圧縮鉄筋の効果を無視して塑性断面解析によ

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_w} \right\} b \cdot j \times 2 \quad (1)$$

$$Q_{su} = k_r \times \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_w} \right\} b \cdot j \times 2 \quad (2)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sum (P_w \cdot \sigma_w)} \right\} b \cdot j \times 2 \quad (3)$$

$$\sum (P_w \cdot \sigma_w) = P_w \cdot \sigma_w + P_{wf} \cdot E_{fd} \cdot \varepsilon_{fd} \quad (4)$$

ここに、

P_t: 引張鉄筋比[%] P_w: せん断補強筋比[-]

j: 応力中心間距離[mm] d: 梁の有効せい[mm]

F_c: コンクリートの圧縮強度[N/mm²]

σ_w: せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

M/Q: 強度算定断面におけるモーメント M と

せん断力の比

k_r: 低減係数 = 0.244 + 0.56 · σ_B

P_{wf}: CFRP の置換せん断補強筋比[-]

E_{fd}: CFRP の規格ヤング係数[N/mm²]

ε_{fd}: CFRP の有効ひずみ[-]

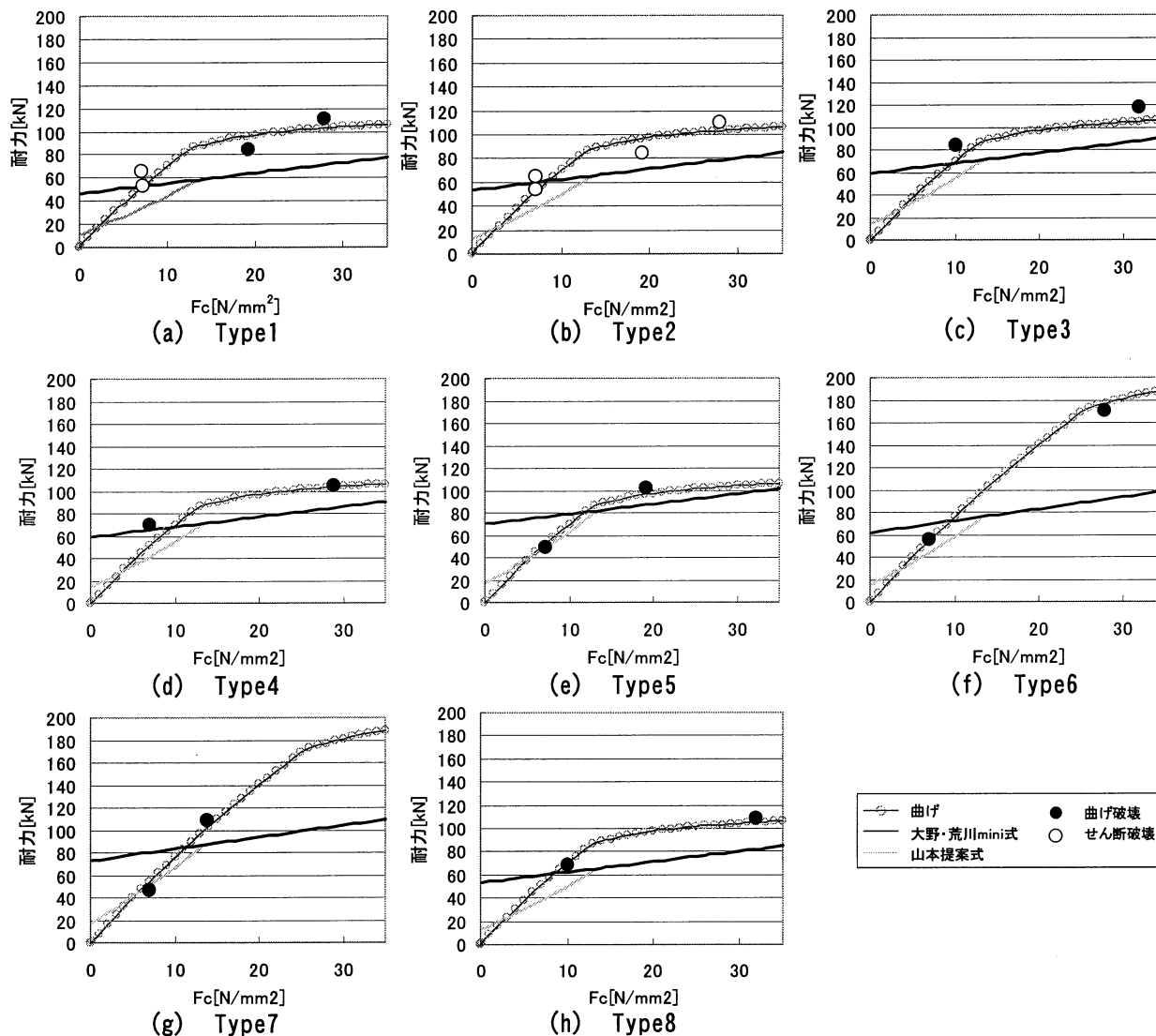


図-3 最大耐力と既往の耐力式との比較

り算定した。また式(4)によるせん断補強の効果は、Type1 Fc7 と Type4 Fc7 ではほぼ等しい設計であり、Type3 Fc7 は Type4 Fc7 下回るが、本実験では Type4 Fc7 の試験体がせん断破壊したのに対し、Type3、Type4 の Fc7 の試験体は曲げ破壊となり、式(4)による CFRP によるせん断補強効果の算定方法は低強度コンクリートに対しても安全側であると考えられる。

図-3 によると、大野・荒川式を適用した場合、普通強度コンクリートでは実験値を概ね評価できるものの、低強度コンクリートで

は計算値が実験値を上回り、過大評価する傾向があった。これは既報⁷⁾および既往の研究報告とも一致する。その修正方法として式(2)が提案されており、それによると、低強度域においても Q_{su2} はせん断耐力を安全側に評価することができている。また、曲げ耐力については低強度コンクリートにおいても精度良く評価できている。

今回の実験では CFRP 補強を施した試験体の終局破壊形式は全て曲げ破壊となったため、補強後のせん断耐力を確認することはできなかった。

4. まとめ

本実験で得られた知見を以下に示す。

- 1) 既報と同様に、無補強試験体においては山本らの提案式を用いることで低強度コンクリートを用いた RC 梁のせん断耐力を安全側に評価することができる。
- 2) 本実験の範囲においては、連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針(案)によれば、低強度コンクリートに対しても CFRP 補強は安全側に設計されている。

コンクリートを用いた RC 梁の破壊挙動に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp713-714，2008

- 8) 山本泰稔：低強度コンクリート構造に関する調査・研究資料，第 30 回建築士事務所全国大会（埼玉），2005.8

【参考文献】

- 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版・既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説，2001
- 2) 市橋重勝、山本泰稔、片桐太一、秋山友昭、ジム・トムプソン：低強度コンクリートに装着した接着系あと施工アンカー筋の挙動に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.397-407，2000.9
- 3) 日本コンクリート工学協会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書，2009
- 4) 根口百世、藤原顕太郎、高月行治、南宏一：低強度コンクリートを用いた丸宏を主筋とする RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.157-162，2007
- 5) 日本建築学会：連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針案，2002
- 6) 水野正、中上貴史、田才晃：低強度コンクリートを用いた SRS 及び RC 柱に対する炭素繊維補強による補強効果に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.367-374，2006
- 7) 田村雄一、三島直生、畑中重光：低強度