

平成 22 年度

修士論文

低強度コンクリートが使用された R C 無開口耐震壁
の破壊性状に関する研究



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

大石祐太

『低強度コンクリートが使用された RC 無開口耐震壁の破壊性状に関する研究』

—目次—

第 1 章	序論	1
1.1	本研究の背景	
1.2	本研究の目的	
1.3	本論文の構成	
第 2 章	既往の研究	3
2.1	概説	
2.2	コンクリートの圧縮強度の分布と最低圧縮強度の定められた経緯	
2.2.1	既存 RC 構造物のコンクリート強度の分布	
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	
2.2.3	低強度コンクリートの製造方法と力学的特性	
2.3	低強度コンクリートの用いられた RC 梁部材	
2.4	低強度コンクリートの用いられた RC 柱部材	
2.5	低強度コンクリートの用いられた RC 耐震壁部材	
2.6	現行のせん断耐力算定式に対する低減係数の検討	
2.6.1	低減係数の算定	
2.6.2	低減係数を乗じた場合の妥当性	
2.7	既往のまとめ	
2.7.1	コンクリート強度の分布および製造方法について	
2.7.2	低強度コンクリートを用いた RC 梁について	
2.7.3	低強度コンクリートを用いた RC 柱について	
2.7.4	低強度コンクリートを用いた RC 耐震壁について	
2.7.5	低減係数について	
第 3 章	低強度コンクリートが用いられた RC 柱の耐力および破壊性状	42
3.1	概説	
3.2	実験概要	
3.2.1	要因および水準	
3.2.2	試験体	
3.2.3	試験方法	
3.3	実験結果および考察	
3.3.1	圧縮試験	

3.3.2 RC 柱の水平加力試験

3.4 まとめ

第4章 低強度コンクリートが用いられた RC 耐震壁の耐力および破壊性状・・・・・・・・・・ 59

4.1 概説

4.2 実験概要

4.2.1 要因および水準

4.2.2 試験体

4.2.3 試験方法

4.3 実験結果および考察

4.3.1 圧縮試験

4.3.2 RC 耐震壁の水平加力試験

4.4 まとめ

第5章 結論・・ 84

5.1 まとめ

5.2 今後の課題

【謝辞】

【参考文献】

第 1 章

序論

第1章 序論

1.1 本研究の背景

1995年1月の阪神・淡路大震災の後、多くの被害報告から既存不適格建物の耐震性能不足が指摘され、既存建物の耐震診断・改修を促す「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が1995年10月に施行され、全国各地で新耐震設計以前の既存学校建築物の耐震診断が数多く実施されるようになった。

既存RC造建築物の耐震診断および耐震補強設計を行う際に、通常は鉄筋コンクリート構造物に対する圧縮強度を調査するが、その調査結果から、1970年代前半の高度経済成長期におけるコンクリートの効率優先の量産体制や粗製乱造などで、圧縮強度が設計基準強度に達していない品質の悪い構造物が存在していることが明らかになってきた。一方で、日本建築防災協会の耐震診断基準¹⁾では、コンクリート構造物のコンクリートの最低圧縮強度を 13.5N/mm^2 とし、それ以下のものについては基本的には耐震補強の対象外とされている。

しかしながら、過去の建築関係の文献から、コンクリートの最低圧縮強度を 13.5N/mm^2 と定めた根拠が後述する様に力学的挙動から決定されたものではないことから、コンクリート強度が 13.5N/mm^2 以下であっても適切な補強を施せば、耐震性を確保できる可能性があると考えられる。

また、低強度コンクリート部材の構造性能に関する研究は、梁部材、柱部材に関してはいくつか報告されているが、壁部材に関してはほとんど報告されていないのが現状である。

1.2 本研究の目的

本研究では、圧縮強度が 13.5N/mm^2 未満のコンクリートを低強度コンクリートと称し、低強度コンクリート構造物の耐震診断および耐震補強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 柱、RC 耐震壁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。

1.3 本論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

第1章では、本研究の背景および目的を示す。

第2章では、低強度コンクリートで造られた RC 構造物の耐震診断手法および破壊性状を把握することを目的に、既往の研究を取りまとめる。

第3章では、低強度コンクリートが用いられた RC 柱の耐力および変形特性を実験により明らかにする。

第4章では、低強度コンクリートが用いられた RC 耐震壁の耐力および変形特性を実験により明らかにする。

第 2 章

既往の研究

第2章 既往の研究

2.1 概説

RC 建築物に対して耐震診断・耐震補強をする際、(財)日本建築防災協会の発行する「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」¹⁾では最低圧縮強度を 13.5N/mm^2 前後、「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」²⁾では 12N/mm^2 前後に定めている。しかし、文献⁶⁾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、 13.5N/mm^2 を最低基準強度とする力学的な根拠を見出せなかった。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複数の文献^{5),6),7)}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 構造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研究の取りまとめを行う。

2.2 節では、RC 構造物のコンクリート強度の分布と最低圧縮強度設定の経緯、低強度コンクリートが製造された理由とその力学的特性について、既往の論文をまとめる。

2.3~2.5 節では、低強度コンクリートで造られた RC 部材のうち、それぞれ梁、柱、耐震壁に関する変形特性と現行の推定式との整合性に着目しながら、既往の論文を取りまとめる。

2.6 節では、低減係数の算出方法とその考え方、および低減係数の妥当性に関する既往の論文をまとめる。

2.2 コンクリートの圧縮強度の分布と最低圧縮強度の定められた経緯

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、三重県内における学校施設 143 棟を対象に、コンクリートコアを各階 3 本ずつ採取して得られた圧縮強度試験結果について、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、 21N/mm^2 に対するコンクリートの圧縮強度の結果をまとめた。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¹⁾を用い、データはコア数が $F_c=18\text{N/mm}^2$ 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コンクリートの圧縮強度と竣工年の関係

図 2.2.1 に $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ の圧縮強度分布と竣工年の関係を示す。 $F_c=18\text{N/mm}^2$ では、年代が経つにつれて強度のばらつきが減ってはいるが、1975 年頃までは、最低値は年々低下する傾向が見られた。一方、1975 年以降は最低値が年々上昇してはいるものの、設計基準強度を下回っているものが少なくない。また、文献¹⁾の適用範囲外とされている 13.5 N/mm^2 を下回るものも存在する。 $F_c=21\text{N/mm}^2$ では、データ数は少ないが 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 改訂で生コンクリートに対する品質管理体制が整ってきたにも関わらず、設計基準強度を下回った建物が多くあり、1970 年代前半に集中している。当時は、コンクリートポンプによる圧送工法が本格的に普及し、圧送性重視のあまりに単位水量の増量など、コンクリートの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 で、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ の平均値は 1.34 である。図 2.2.2(a)によると、東北地方における圧縮強度比の値 1.28($F_c=15\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ を合わせた値)や、関東地方 A 県下における値(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)、東京都における値($F_c=18\text{N/mm}^2$ の平均値は 1.21、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ の平均値は 1.23)などと比較すると、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ では平均値が他地域と同程度であるが、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ では若干低い。

また、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、東北地方における割合 21.3%($F_c=15\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ を合わせた値)、東京都における割合($F_c=18\text{N/mm}^2$ 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(全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高い値である。

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った建物においてどの段階で下回っているかを示す。同図によると、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ では設計基準強度を下回る試験体と建物階数に相関関係は見られなかった。従って、コアを採取する際には各工期ごとで各階毎にある程度の本数を採取してコンクリート強度を把握し、正確なコンクリート強度を計算に反映することが重要である。また、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ では1階で下回った建物が目立った。

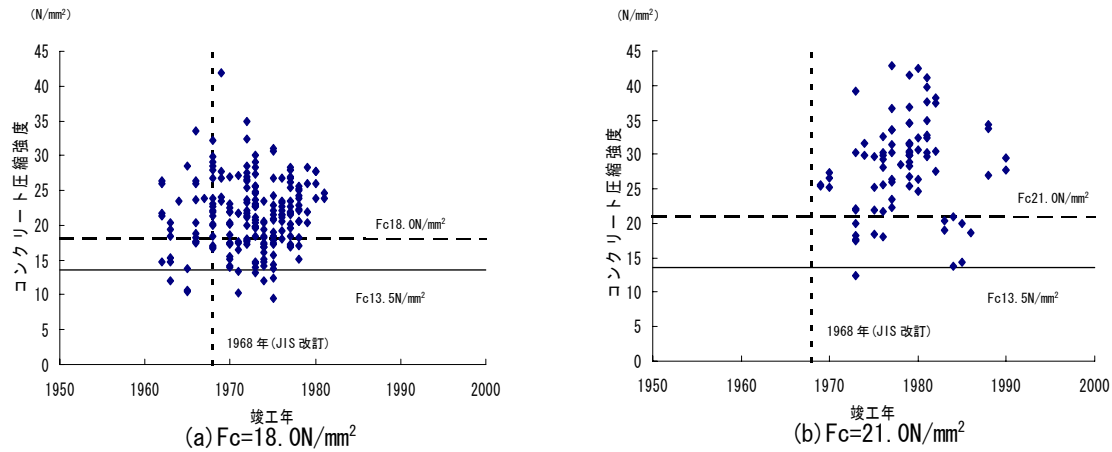


図 2.2.1 圧縮強度分布と竣工年の関係

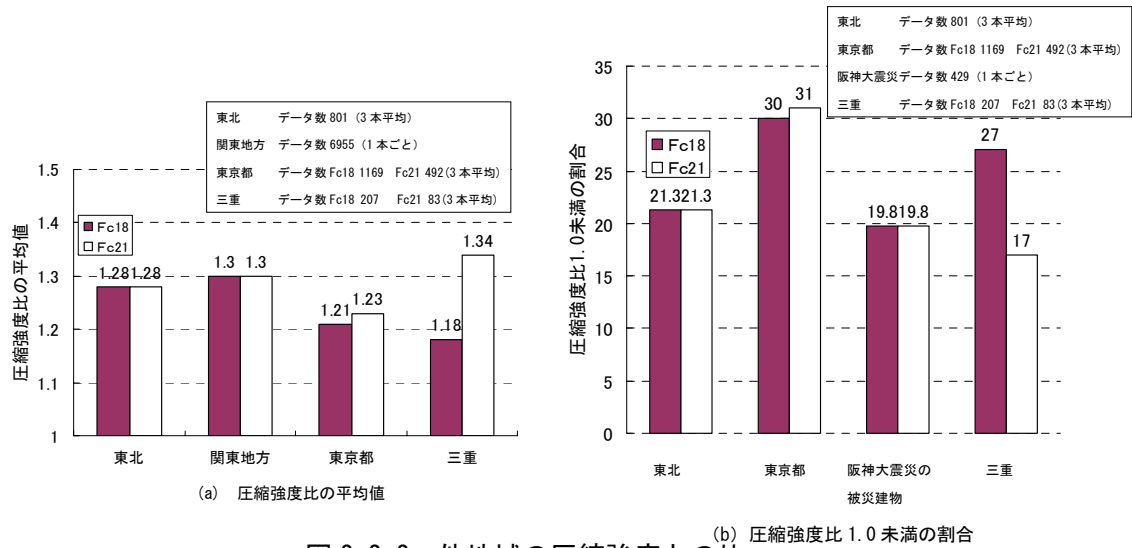


図 2.2.2 他地域の圧縮強度との比

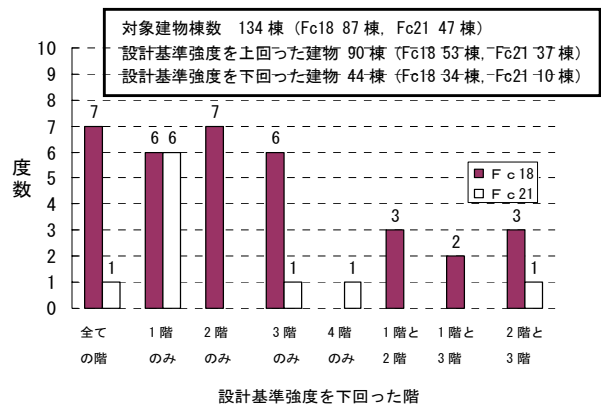


図 2.2.3 設計基準強度を下回った階の分布

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。

その結果として以下のことがわかった。

図 2.2.4 に設計基準強度が $13.5 \sim 21.0 \text{ N/mm}^2$ の範囲のコンクリートの圧縮強度の分布を示す。同図によると、設計基準強度の値によらず、 13.5 N/mm^2 を下回る低強度コンクリートは存在し、その最小値は 8.6 N/mm^2 であることが分かる。

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。同図によると、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。

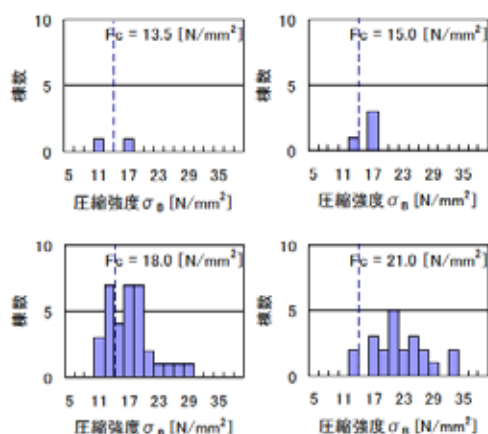


図 2.2.4 コンクリート圧縮強度の分布

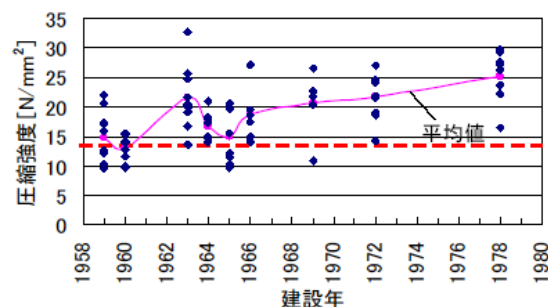


図 2.2.5 建設年別コンクリート圧縮強度

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/mm^2 や 15 N/mm^2 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/mm^2 は 1970 年初頭まで広い範囲で多数用いられているが、1980 年代へ入ってからはほとんど使用されていない。 21 N/mm^2 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/mm^2 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くなっている。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/mm^2 を下回るものは 803 個(6.1 %)存在した。さらに 10 N/mm^2 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/m^3 を超えているものには 13.5 N/mm^2 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。

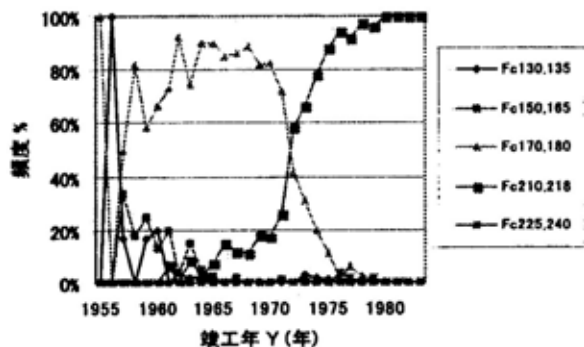


図 2.2.6 設計基準強度の頻度分布

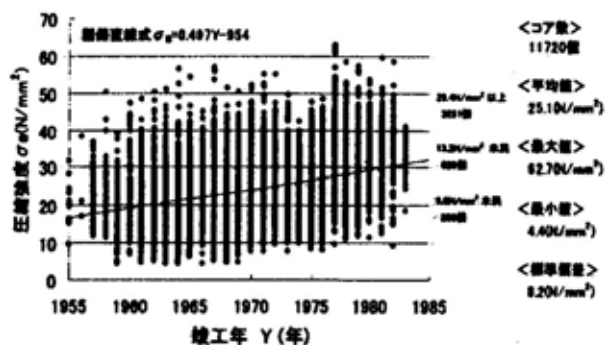


図 2.2.7 圧縮強度と施工年の関係

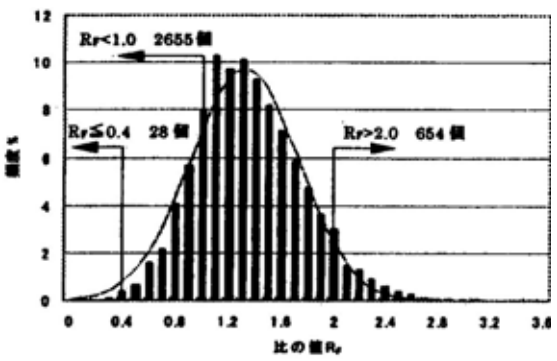


図 2.2.8 コンクリート圧縮強度比

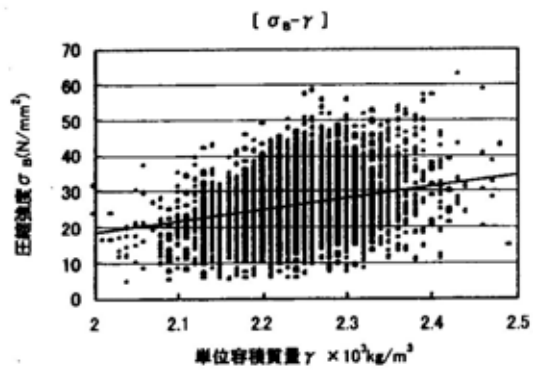


図 2.2.9 単位容積質量と圧縮強度との関係

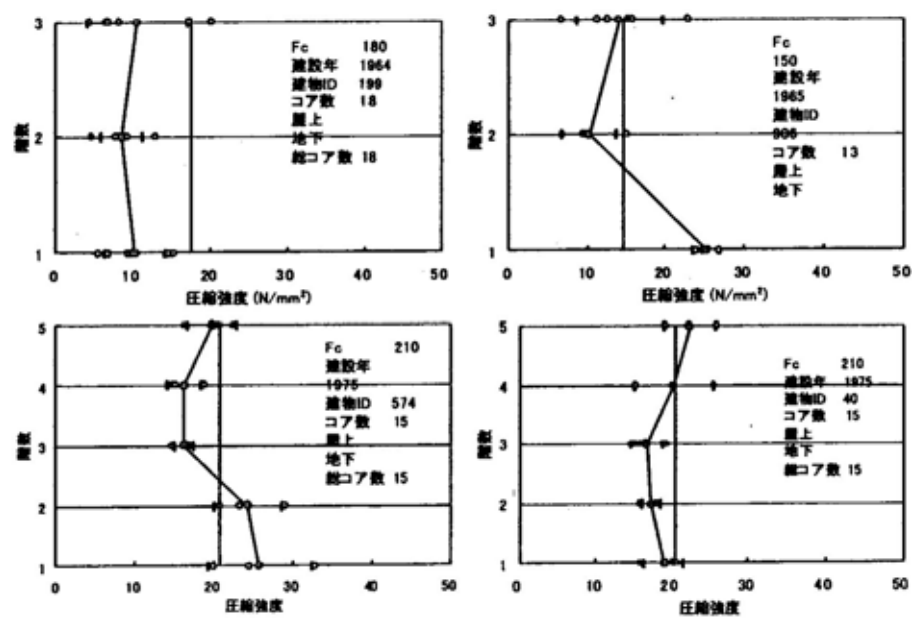


図 2.2.10 階別の圧縮強度の分布

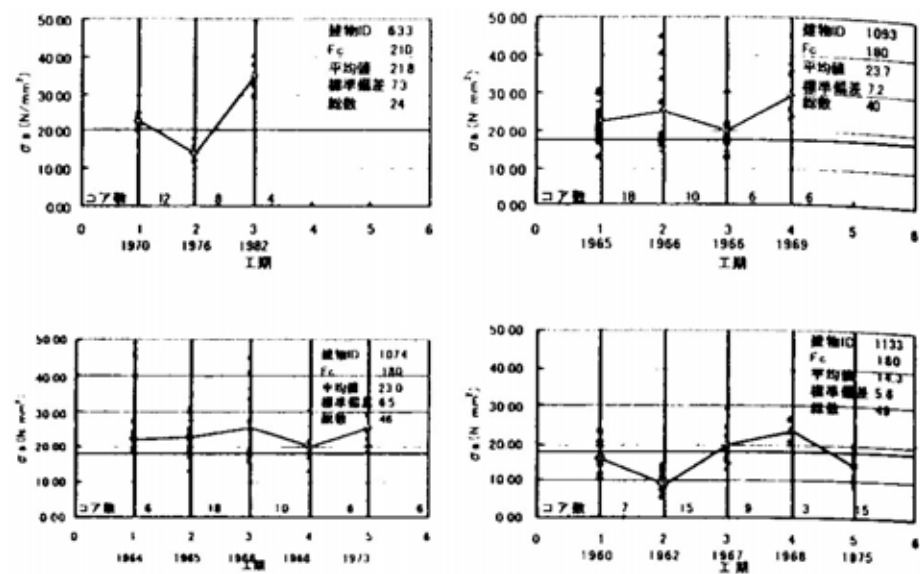


図 2.2.11 工期別の圧縮強度の分布

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 13.5 N/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 9 N/mm^2 、最高 21 N/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 13.5 N/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、その力学的性質を把握する目的で、最大の水セメント比を 65% と定めた JASS 5 による水セメント比の算定式を $W/C=110\%$ ままで外挿し、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。

その結果として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、 10 N/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その他の力学特性

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 実験調合

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							180
110	9	209	190	933	859	2.71			185
116	8	164							
140	3	136							

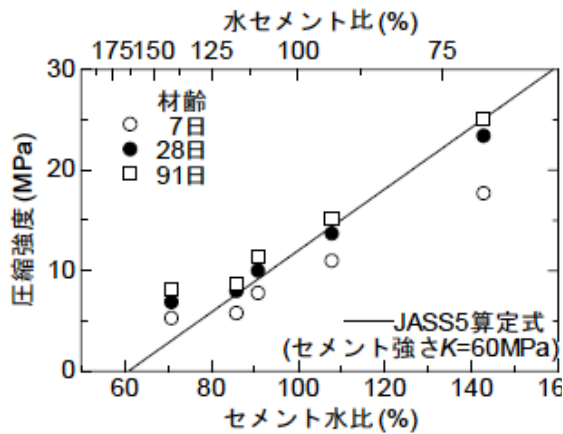


図 2.2.6 圧縮強度と水セメント比の関係

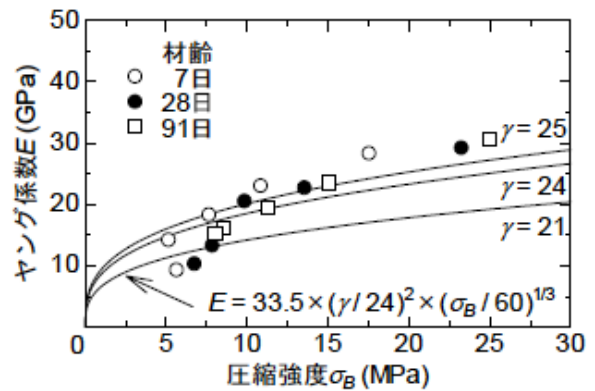


図 2.2.7 圧縮強度とヤング係数の関係

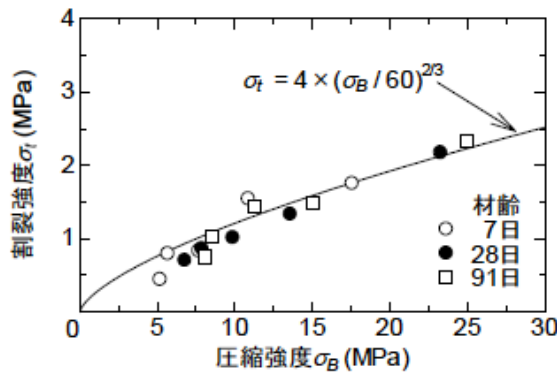


図 2.2.8 圧縮強度と割裂強度の関係

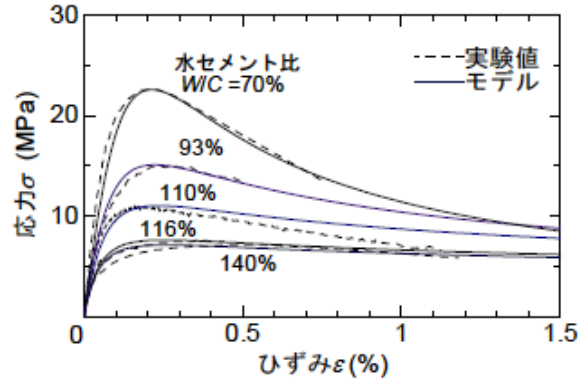


図 2.2.9 圧縮応力とひずみの関係

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 : B=C+P

P : 石粉量

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

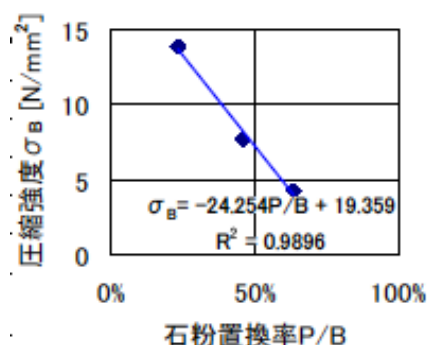


図 2.2.10 石粉置換率と圧縮強度の関係

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ことから、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によれば、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 週圧縮強度および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

図 2.2.11 に応力度－ひずみ度関係を示す。同図から、製造された低強度コンクリートの特性としては、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、ひずみ度が増加し続けた。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の方が、見かけ上は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、過大評価する傾向が示された。

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

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
スランプ [mm]	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180

表 2.2.4 調合表

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

単位 : [kg/m³]

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
スランプ [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

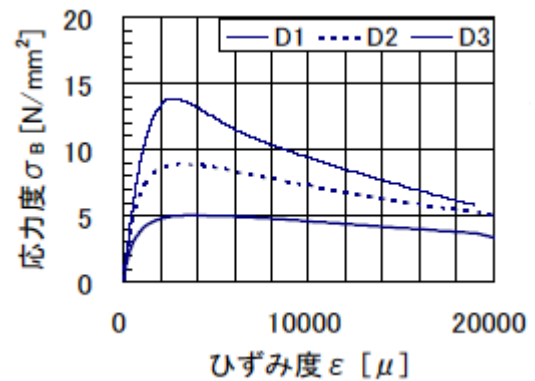
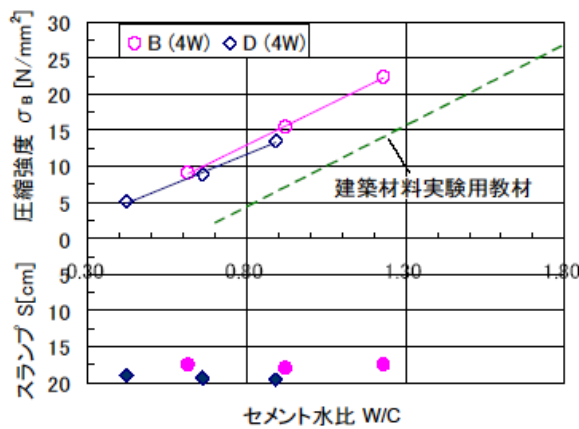


図 2.2.11 応力-ひずみの関係

図 2.2.10 圧縮強度-スランプ-セメント水比の関係

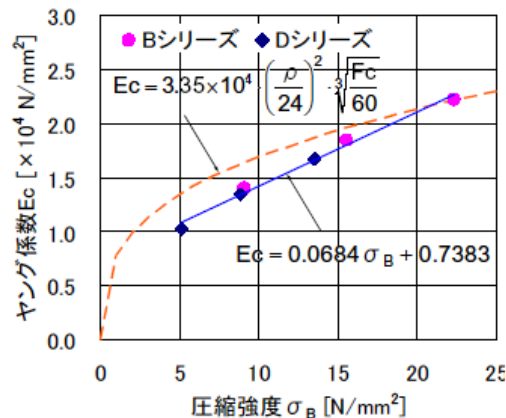


図 2.2.12 圧縮強度とヤング係数の関係

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。

その分析結果をもとに定めた調合表を表 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 梁部材

山本ら¹⁰⁾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、せん断強度式に適切な低減係数を乗じて評価する必要がある。

② 靱性性能

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 $bR_u = \delta_u / L = 6.5 / 400 = 1 / 61.5$ 、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 $bR_u = 1 / 500$ (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 $bQ_{su} / bQ_{mu} = 54.7 / 36.4 = 1.50$ 、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	I/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	2-4 ϕ @ 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		

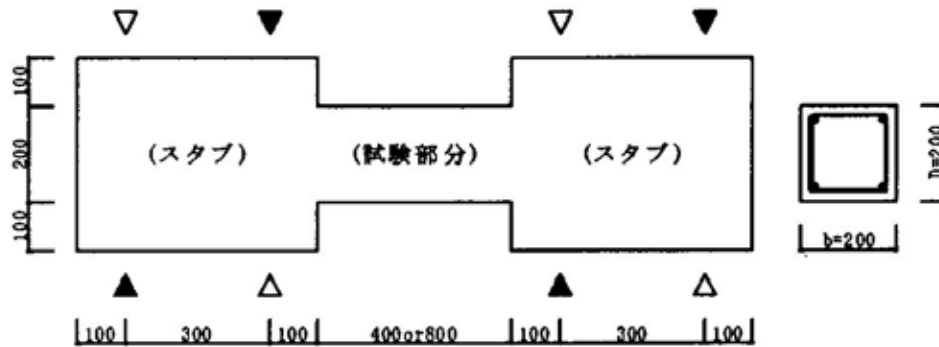


図 2.3.1 試験体形状

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>53.8</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_u または Q_m の数値の内の小さい方の値を示す。

Q_u : 実験最大値

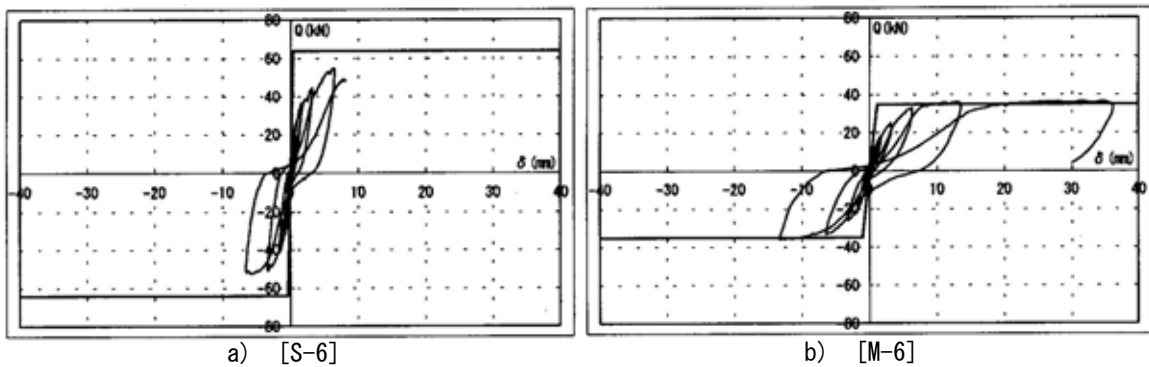


図 2.3.2 荷重－変形曲線

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。

表 2.4.3 に試験体一覧を、図 2.3.3 に試験体概要を示す。実験方法としては図 2.3.4 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。

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)のコンクリート強度を固定して比較すると [S0520],[S0515],[S0510]では大差がない。これはコンクリート強度が低いこと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。

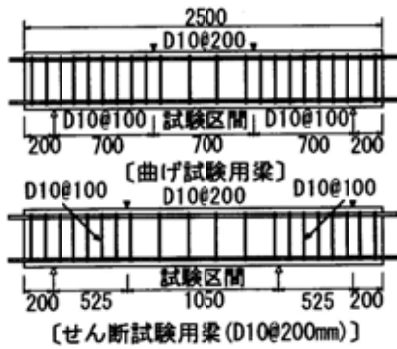


図 2.3.3 試験体概要

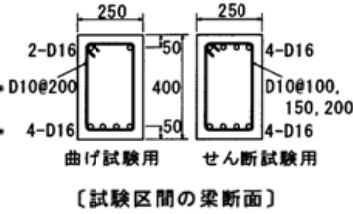


図 2.3.4 載荷方法とモーメント図

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 (0.381%)
S0515	5.0	4.2	
S1010	10.0	12.2	2-D10@100 (0.572%)
S0510	5.0	4.2	

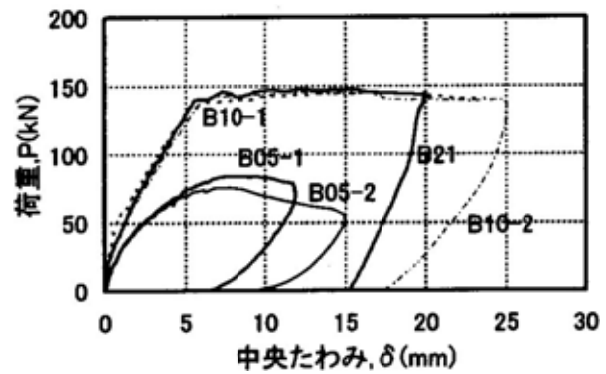
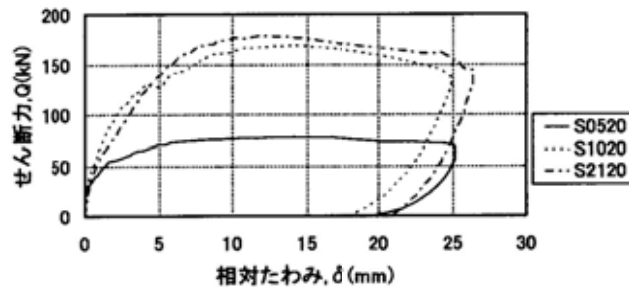
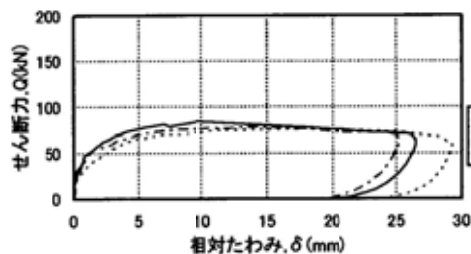


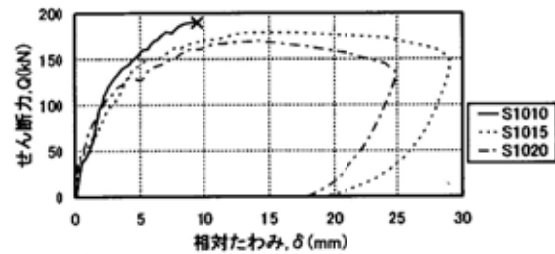
図 2.3.5 荷重とたわみの関係



(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 ϵ 関数を用いた断面解析により得られた関係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、全てにおいて安全側に評価をし、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)

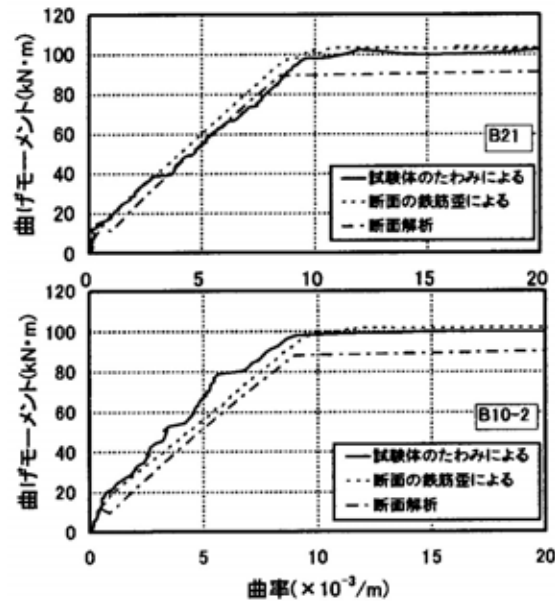


図 2.3.7 曲げモーメントと曲率の関係

表 2.3.5 最大耐力の実験値と計算値

試験体	圧縮強度 σ_{c1}^{*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_{b1}^{*3}	せん断 Q_{s1}^{*4}	せん断 V_{c1}^{*5}	付着 V_{b1}^{*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: 付着剥離破壊

*3 断面解析

*4 大野・荒川式

*5 靱性指針式

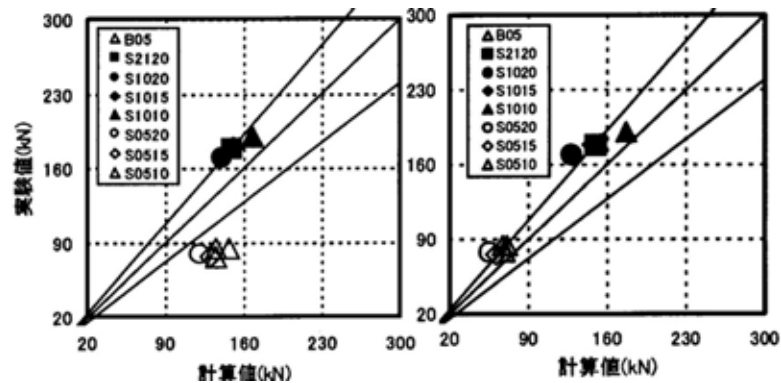


図 2.3.8 大野・荒川式との比較

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あばら筋が降伏し、急激に耐力低下を生じ、部材角 $1/33$ rad 程度であばら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 $p_t = 1.01\%$	SD390	2-D6@200	0.14
LSC9-14		9			2-D6@200	0.14
LSC9-35					2-D6@80	0.35

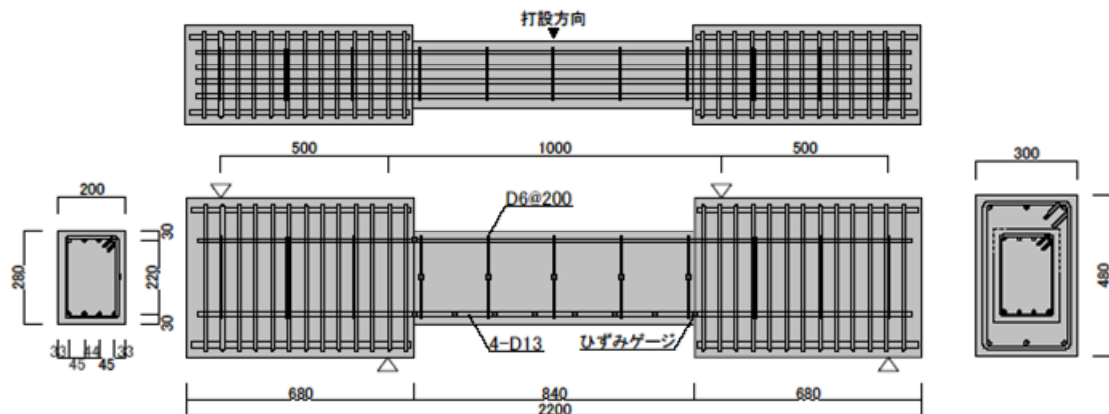


図 2.3.10 試験体概要

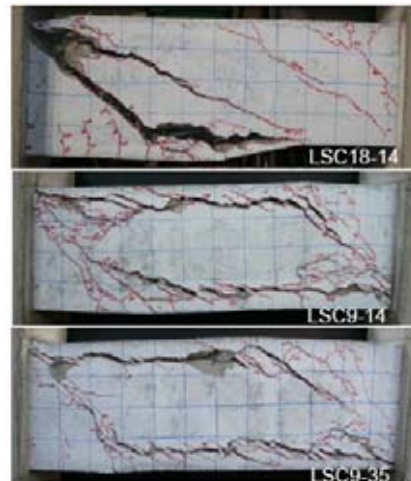


図 2.3.11 最終破壊状況

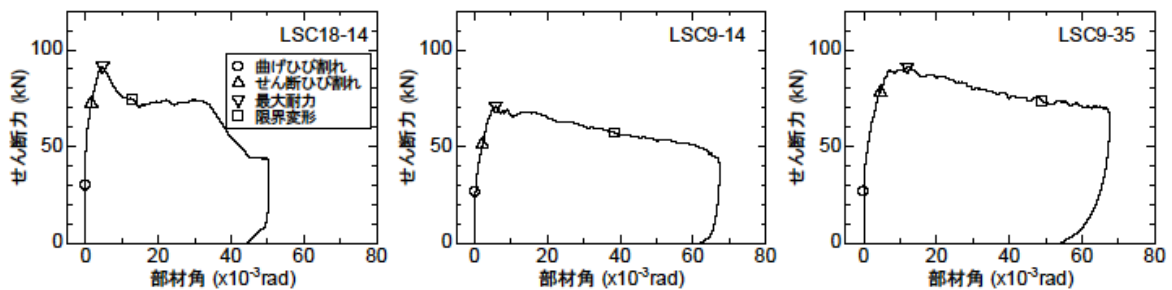


図 2.3.12 せん断力-部材角関係

(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

2.4 低強度コンクリートの用いられた RC 柱部材

永坂ら¹⁰⁾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 2.4.1 に試験体一覧を、図 2.4.1 に試験体概要を示す。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 2.4.2 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 2.4.3 に荷重－変位曲線を、図 2.4.4 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 2.4.4 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 2.4.5 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。

表 2.4.1 試験体一覧

試験体名	コンクリート			軸圧比 N/BDF ₀	主筋 配筋	帯筋 配筋	Q _{max} ^{*1} (kN)	R _u ^{*2} (× 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 ₀ (× 10 ⁴ MPa)						
B21-H	21	24.9	2.13	0.17	4-D13 (ρ _r =1.59%)	D6Φ40 (ρ _w =0.40%)	97	3.40	B
B21-L		25.8	2.29	0.10			75	4.04	B
B10-H		13.3	2.06	0.32			70	2.80	B
B10-L	10	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 (ρ _r =4.98%)	D6Φ80 (ρ _w =0.80%)	107	1.70	S
S21-L		24.5	2.34	0.08			99	1.66	S
S10-H		13.0	2.19	0.33			71	2.38	S
S10-L	10	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 セン断破壊

*1 最大耐力 (実験値)

*2 終局時部材角

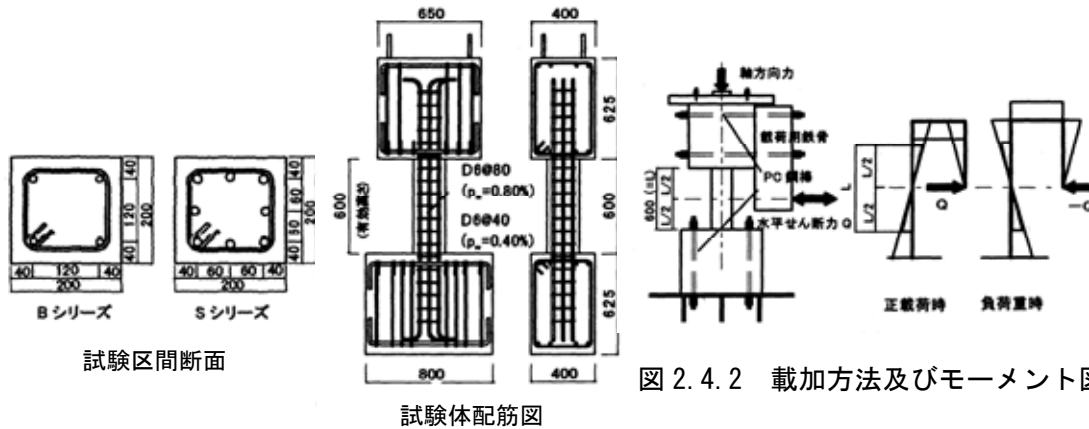


図 2.4.2 載加方法及びモーメント図

図 2.4.1 試験体概要

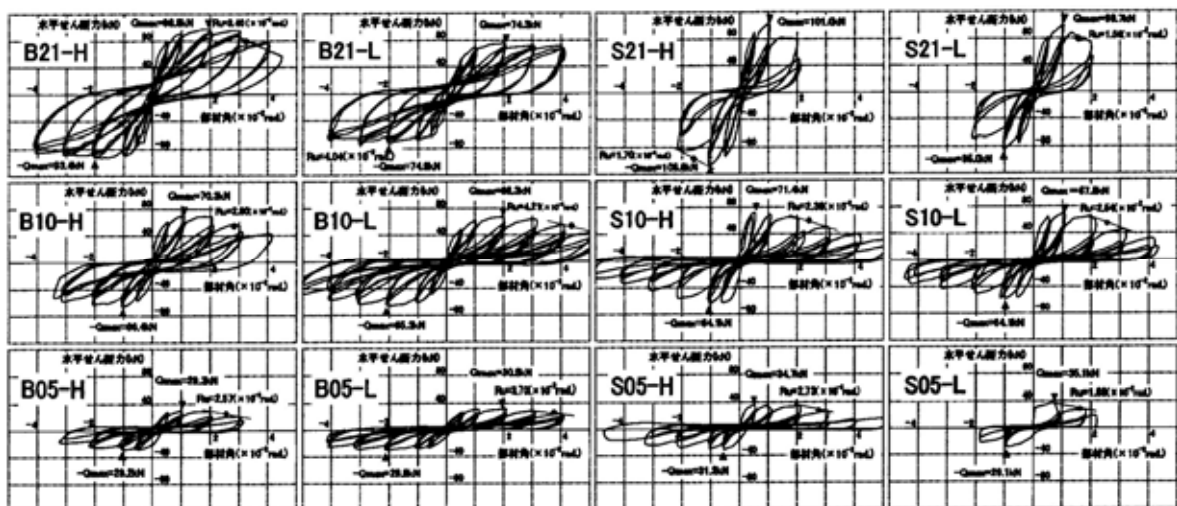


図 2.4.3 荷重-変位曲線

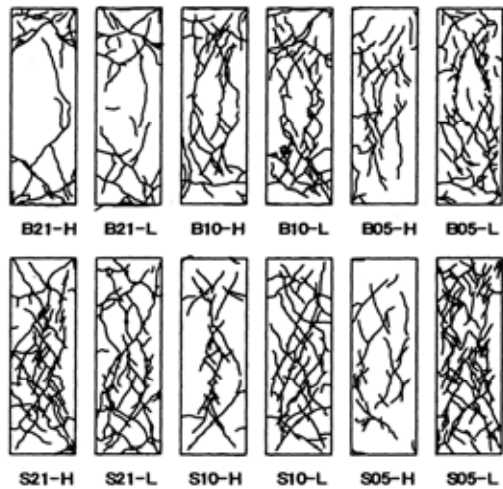
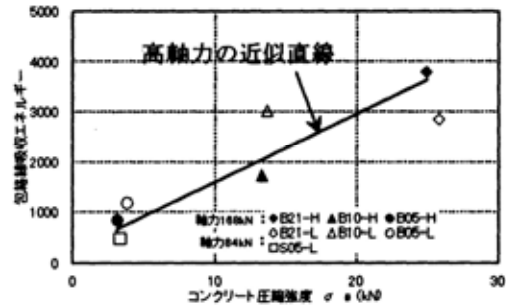


図 2.4.4 ひび割れ図

図 2.4.5 履歴吸収エネルギー— σ_B 関係

(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 2.4.2 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 2.4.6 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 2.4.3 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

部材の最大せん断耐力の下限値を求める本式においても図 2.4.7 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)

本式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

本式では図 2.4.8 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。これは本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、修正荒川 min 式で用いられている軸力の影響を反映した $(0.1 \sigma_0 b j)$ の項を本式に加算した式を図 2.4.9 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 2.4.4 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 2.4.10 にせん断余裕度と終局変形角の関係を示す。旧版耐震診断基準によれば、一体の実験データ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て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。

表 2.4.2 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_{res1}^{*3} (kN)	実/計	Q_{res2}^{*4} (kN)	実/計	Q_{res3}^{*5} (kN)	実/計
B21-H	97	3.40	B	82	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	0.80	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	0.94
B05-L	31	3.70	BC	40	0.78	59	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

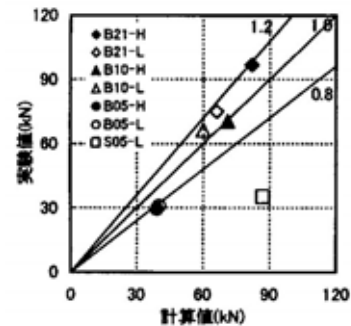


図 2.4.6 断面解析

表 2.4.3 実験値と計算値の比較(せん断耐力)

試験体名	Q_{max} (kN)	R_u ($\times 10^{-2} rad$)	破壊 モード	Q_{res1}^{*1} (kN)	実/計	Q_{res2}^{*2} (kN)	実/計	Q_{res3}^{*3} (kN)	実/計	Q_{res4}^{*4} (kN)	実/計	Q_{res5}^{*5} (kN)	実/計	Q_{res6}^{*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	82	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 セン断破壊 *1 靱性保証型耐震設計指針式(軸力考慮なし) *2 $Q_{res1}+0.1 \sigma_0 b j$ (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

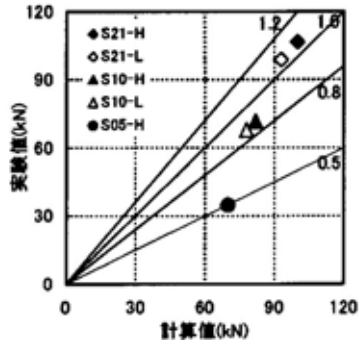


図 2.4.7 修正荒川min式

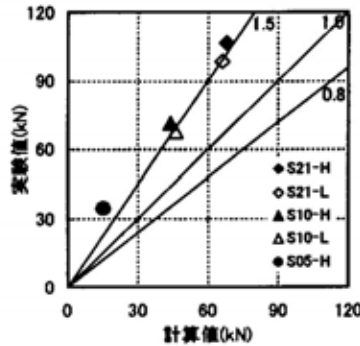


図 2.4.8 靱性指針式

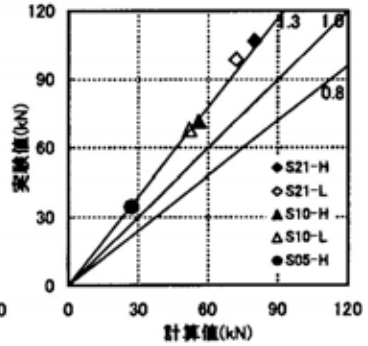


図 2.4.9 靱性指針式(軸力考慮)

表 2.4.4 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

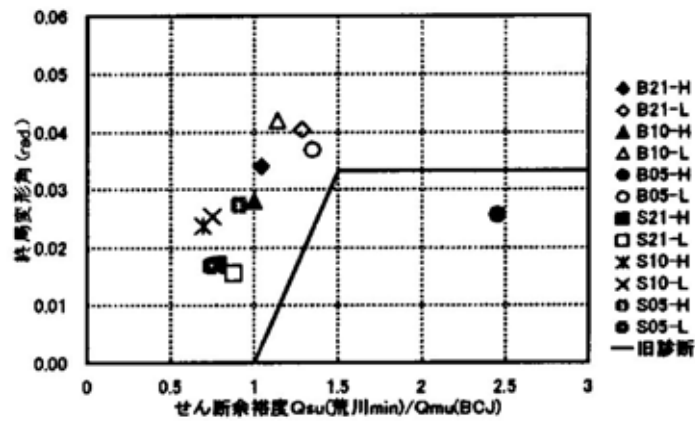


図 2.4.10 終局変形角での評価

伊藤^{9),13)}らは、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を行った。実験試験体一覧を表 2.4.5 に、試験体概要を図 2.4.11 に示す。試験体は RC 柱の 1/2 スケールとし主筋および帯筋に関する補強筋比も 1/2 スケールとした。加力方法は、図 2.4.12 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)破壊性状について(LC タイプ[無補強]の性状)

図 2.4.13 に破壊性状を、図 2.4.14 に包絡線を示す。同図によると、無補強タイプ[LC10]および[LC06]はそれぞれ最大耐力時(1/52rad および 1/78rad)に発生したせん断ひび割れおよび付着ひび割れにより耐力が著しく低下する脆性的な挙動を示した。破壊性状は、[LC10]がせん断破壊、[LC06]が付着割裂破壊であった。

表 2.4.5

試験体	既存RC柱		F_c [N/mm ²]	補強部分		断面	せん断補強筋比 [%]				
	試験体寸法	配筋		耐震補強方法	備考		Pw1	Pw2	Pw3	Pw4	ΣPw
LC			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
LCB				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	-	2.35
LOGS	・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 φ8@100 (SR295)		グラウト充填鋼板巻き溶接	鋼板: 厚さ2.3	259×359		-	1.77	-	2.00
LOFS				仕上モルタル鋼板巻き+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			Fc18	無補強	-	-	0.23	-	-	-	0.23
LOGS2				グラウト充填鋼板巻き溶接	鋼板: 厚さ2.3	259×359		-	1.77	-	2.00

(注) Pw1: 既存RC部分せん断補強筋比 $=A_w/(B \times X)$ 、Pw2: タイバーによるせん断補強筋比 $=A_w2/(B1 \times X1)$

Pw3: 鋼板によるせん断補強筋比 $=2 \times t1/B1$ 、Pw4: 帯板によるせん断補強筋比 $=2 \times t1 \times bs/(B1 \times X2)$

[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: 補強後断面幅

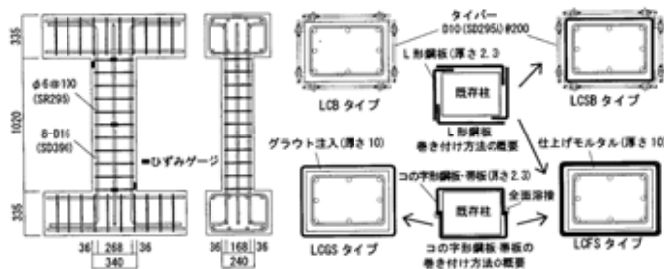


図 2.4.11 試験体概要

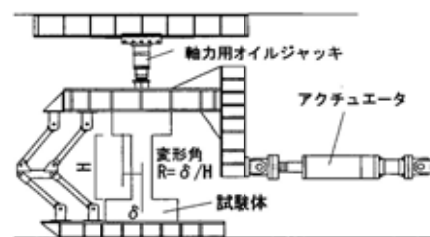


図 2.4.12 加力装置



図 2.4.13 破壊性状

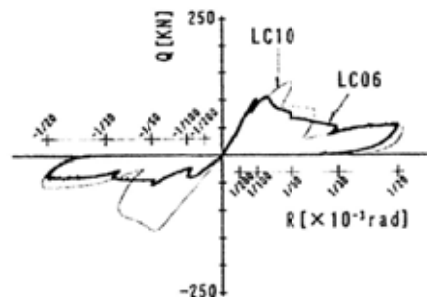


図 2.4.14 包絡線

(2)耐力評価式および変形能について

①せん断耐力の評価

実験結果を表2.4.6に示す。耐震診断基準では修正荒川 min 式により算定されているが、同式は比較的安全側の評価を取ることが多い。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修正荒川 min 式で概ね評価可能であるが、付着割裂耐力に対する検証の必要性が示唆された。図2.4.15にせん断耐力と σ_B の関係を示す。コンクリート圧縮強度が 14N/mm^2 以下の範囲で付着割裂耐力式は修正荒川 min 式を下回る傾向を示した。すなわち、コンクリート強度が小さくなるにつれ、付着割裂破壊がせん断破壊より先行することが示唆された。また、図2.4.15(b)にせん断補強筋量との関係を示す。同図によると、付着割裂式はせん断補強筋量にはほとんど影響せずほぼ一定値を示し、 0.4N/mm^2 以下では修正荒川 min 式を上回った。しかし、耐力算定の傾向と文献に示された破壊性状が異なる。すなわち、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ている。

以上の結果をもとに、図2.4.16にせん断耐力と実験データの関係を示す。同図によると、修正荒川 min 式によるせん断余裕度と実験値との間には明確な関係は見られない上、せん断破壊と判定された試験体に対し、実験値と計算値との相関係数は0.81、標準偏差は0.355であった。付着割裂式は計算値を下回るものも見られたが、相関係数は0.93、標準偏差は0.2であり、修正荒川 min 式より精度の良いものとなった。これより、せん断耐力式に対する適合性という意味では修正荒川 min 式のみでは精度の良い評価は難しく、付着割裂式も重ねて用いる必要がある。

表 2.4.6 実験結果

試験体記号	σ_B [N/mm ²]	最大耐力時		特定変形角		初期剛性	塑性率	破壊モード
		Qmax [kN]	Rmax [rad]	Ry [rad]	Ru [rad]	Kv [kN/mm]	μ	
LC10	7.8	138	1/52	1/65	1/50	9.5	1.28	S(B)
LC6	5.8	107	1/78	1/119	1/78	10.3	1.50	B(S)

(注) 1. $K_v = Q_v / R_v$

ここで、 Q_v : $R=1/150\text{rad}$ 時せん断力[kN], R_v : $R=1/150\text{rad}$ 時の変形[mm]

2. $\mu = R_u / R_y$

ここで、 R_u : 限界変形角[rad], R_y : 完全弾塑性モデルにより求めた降伏点[rad]

3. 破壊モードは、主に最大耐力時に観察された性状を示し、各記号は
S: せん断破壊, B: 付着割裂破壊, FC: 曲げ圧縮, FT: 曲げ(降伏)破壊
なお、()は最大耐力後に見られた破壊性状を参考に示す。

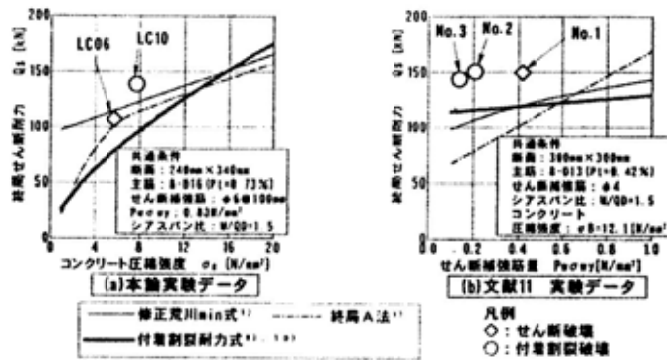


図 2.4.15 せん断耐力と σ_R の関係

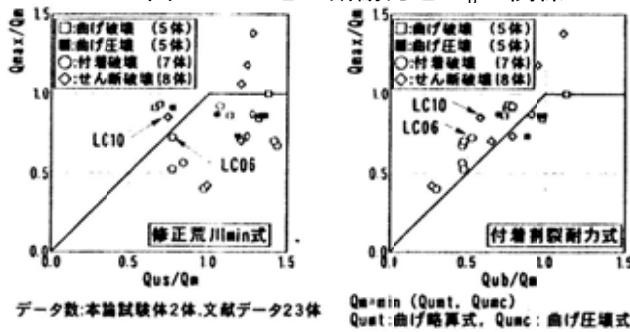


図 2.4.16 せん断耐力と実験データの関係

川上ら⁴⁾は、最低圧縮強度が 5N/mm^2 程度の低強度コンクリートを用いて、主筋に丸鋼を使用した RC 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 2.4.7 に試験要因を、図 2.4.17 に試験体概要を示す。加力方法は、変位部材角 R による変位制御によって行い、 0.002rad ($F=0.8$ 相当)の変位振幅で 2 度繰り返した後、 0.002rad ずつ増加させ、 0.032rad ($F=3.2$ 相当)で 2 度繰り返した時点で終了とした。

その結果として以下のことがわかった。

(1)破壊性状および変形能について

写真 2.4.1 に最終破壊状況を示す。Pw によらず、せん断ひび割れが生じるが、ひび割れは成長せず、最終的には端部のコンクリートの圧壊が見られ、せん断圧縮破壊の様相を呈した。

図 2.4.18 に履歴曲線を示す。同図によると、軸力比によらず、最大耐力以後の履歴過程において、 $P_w=0.21\%$ の場合には若干の耐力低下は見られるが、 $P_w=0.42\%$ の場合には耐力低下がほとんど見られない著しい逆 S 字形の履歴曲線を示す。また、 $P_w=0.42\%$ の場合は実験終了時でも耐力が維持されるが、 $P_w=0.21\%$ の場合は 0.032rad で最大耐力の 70%にまで低下した。これは主筋が丸鋼でせん断補強筋比が小さいため、主筋の付着が早期に喪失し、コンクリートが斜め圧縮力を受ける束材として働き、両サイドの主筋は引張力を生じる抵抗機構を形成するためと考えられる。

表 2.4.7 試験要因

試験体名	コンクリート 強度 [MPa]	せん断 補強筋比 p_w [%]	軸力比 $N/(bD \cdot \sigma_s)$
L05200	5	0.21	0
L05220			0.2
L05240			0.4
L05400		0.42	0
L05420			0.2
L05440			0.4

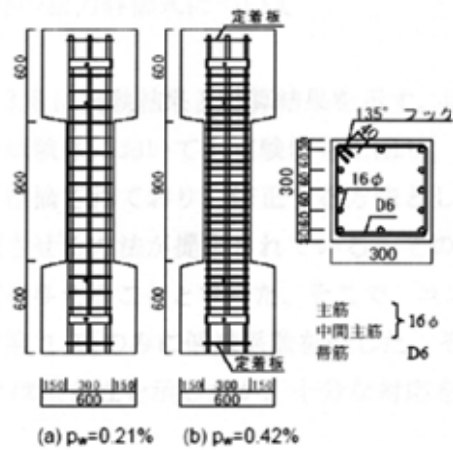


図 2.4.17 試験体概要



(a) L05240 ($p_w = 0.21\%$)



(b) L05440 ($p_w = 0.42\%$)

写真 2.4.1 最終破壊状況

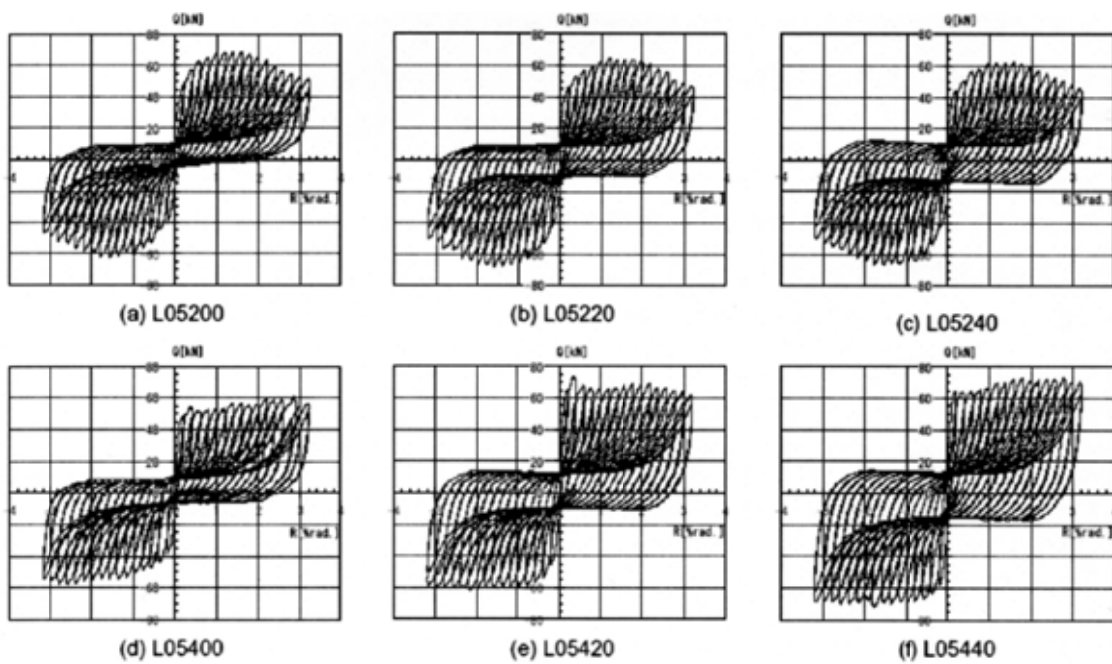


図 2.4.18 履歴曲線

(2) 既存の耐力評価式について

表 2.4.8 に実験結果と計算結果を示す。同表によると、大野・荒川式で算出した Q_{SU1} はいずれの試験体においても実験値を上回り、適切でないことがわかる。このことは既往の研究でも指摘されており、修正する方法として、コンクリート強度に応じた低減係数を乗じ、低減させる方法が提案されている。その結果、いずれの試験体も過小評価となり、安全側の値を与えることとなった。そこで、コンクリート項のみに影響するものとして大野・荒川式の第 1 項のみに低減係数を乗じた。その結果、それぞれの中間値を示し、全体的に Q_{SU2} より整合性を示したが、十分な対応を示すものとはなっていない。

表 2.4.8 実験結果および計算結果

試験体名	コンクリート強度 σ_B [MPa]	せん断補強筋比 p_w [%]	実験結果	大野・荒川式			塑性理論式		
			Q_{AU} [kN]	Q_{SU1} [kN]	Q_{AU2} [kN]	Q_{AU3} [kN]	λ	Q_{AU4} [kN]	Q_{SU5} [kN]
L05200	3.7	0.21	68.9	71.4	32.2	62.6	1.47	26.1	38.4
L05220			64.9	76.4	34.5	67.5			
L05240			62.9	81.4	36.7	72.5			
L05400		0.42	60.9	94.1	42.5	85.3	1.95		50.9
L05420			73.9	99.1	44.7	90.2			
L05440			73.9	104.1	46.9	95.2			

$$Q_{SU1} \quad \text{大野荒川min式} \quad Q_{SU1} = \left\{ \frac{0.053P_t 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s_{Owy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$$Q_{SU2} \quad \text{山本提案式} \quad Q_{SU2} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.053P_t 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s_{Owy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$$Q_{SU3} \quad \text{山本修正式} \quad Q_{SU3} = \left\{ k_r \cdot \frac{0.053P_t 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s_{Owy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$k_r : 0.244 + 0.056\sigma_B$

2.5 低強度コンクリートの用いられた RC 耐震壁部材

寺岡ら¹⁴⁾は 10N/mm^2 クラスの低強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート耐震壁が、せん断破壊する場合に関して、耐力、剛性の評価が既往の評価式で可能か否かを検討するために行った実験的研究結果について示している。試験体は、実物の約 1/5 寸法モデルの 5 体で、その諸元を表 2.5.1 に、試験体詳細を図 2.5.1 にそれぞれ示す。

その結果として以下のことがわかった。

(1)破壊過程

図 2.5.2 に実験終了時のひび割れ状況例を示す。

同図によると、試験体 No.3～No.5 では、水平戴荷に先立ち、壁板にコンクリートの乾燥収縮によりひび割れを発生していた。試験体 No.3 および No.4 は、壁板のスリップ破壊により正・負共に概ね $7.5/1000\text{ rad}$ で最大荷重に至り、急激に荷重低下を生じた。試験体 No.3 および No.4 に関して、従来の結果とは異なり、柱軸力レベルの小さい No.3 が、その大きい No.4 に比べて若干最大荷重が大きかった。試験体 No.5 は、壁板のスリップ破壊および左柱頭部のせん断破壊により、正側戴荷で $9/1000\text{ rad}$ 、負側戴荷で $7.5/1000\text{ rad}$ で最大荷重に至り、急激に荷重低下を生じた。試験体 No.5 は、柱軸力レベルの高い No.3 および No.4 試験体に比べて最大荷重が低かった。

試験体 No.6 は、柱脚部のせん断破壊および壁脚部の滑りにより正負共に概ね $1/100\text{ rad}$ で最大荷重に至り急激に荷重低下を生じた。No.5 と比べてシアースパン比の大きい No.6 の耐力および破壊モードの違いが見られた。

(2)最大荷重の評価

図 2.5.3 に水平荷重－水平変位角関係履歴曲線を、表 2.5.2 に最大荷重に関して、実験値と各種計算値を一覧にして示す。

①試験体 No.3 および No.4

最大荷重を決定した破壊モードは、壁板のスリップ破壊であり、富井式による評価値は、実験値を安全側に評価している。

②試験体 No.5 および No.6

最大荷重を決定した破壊モードは、せん断破壊であり、荒川 mean 式を適用する。その際、 M/QD が 1.0 以下の時に $M/QD=1.0$ として算定した値 (Q_{wsu}) を採用する。この結果、評価値は安全側の評価となっている。

以上より、本実験の 10 N/mm^2 クラスの低強度コンクリートを用いた耐震壁の終局せん断強度は、 M/QD が 1.0 以下の時に $M/QD=1.0$ の条件を用いた荒川 mean 式および富井式 (スリップ破壊) による評価値のいずれか小さい値で実験値を概ね安全側に評価できる。

表 2.5.1 試験体諸元

試験体名	実験因子			備考
	耐震壁	柱軸力 σ_c (N/mm ²)	シアースパン比 (M/Qd)	
No.2	後打ち壁(Fc15)	1.5	0.57	後打ち補強壁
No.3	厚さ $t_w=30$ (mm)			3.0
No.4	壁筋 縦横共 ($\rho=0.21\%$)	0.0		
No.5				1.14
No.6				
共通	柱	寸法 100×100(mm)		
		主筋 4-φ9 ($\rho=1.27\%$)		
	梁	筋筋 □-φ2.6@50($\rho_w=0.21\%$)		
		寸法 80×120(mm)		
		主筋 4-φ9 ($\rho=1.32\%$)		
	あばら筋 □-φ2.6@50($\rho_w=0.27\%$)			

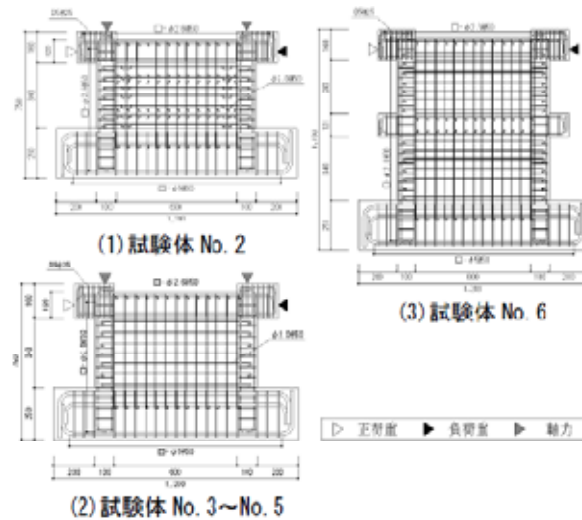
*柱軸力 σ_c = N/bd

図 2.5.1 試験体詳細

表 2.5.2 最大荷重実験値および計算値

試験体名	実験値 Q_{max} (kN)	計算値 (kN)				
		Q_{nm}	Q_{wm}	Q_n	$Q_{uo(ws)}$	αQ_{um}
No.2	92.6	183.4	80.9	102.2	88.5	69.5
No.3	81.5	180.0	70.5	85.9	74.0	
No.4	77.3	182.2	75.2	88.3	74.0	
No.5	68.2	159.2	65.8	83.4	74.0	
No.6	64.5	79.6	62.0	62.0	74.0	

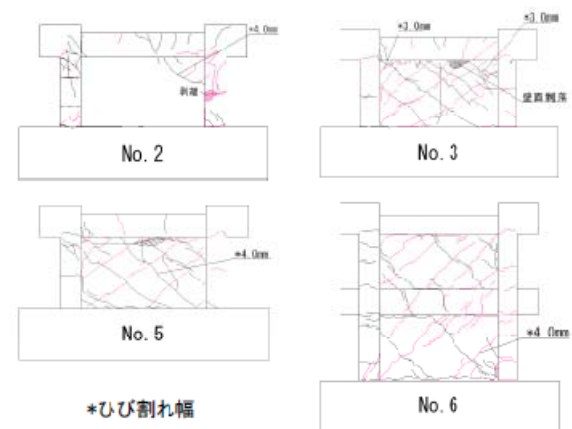
*試験体 No.2 は、 Q_{uo} を除き試験体全体が $\sigma_c=15.4$ N/mm² として計算 Q_n :耐震壁の曲げ終局強度 $Q_{uo(ws)}$:スリップ破壊強度(富井) Q_{wm} :修正荒川 mean 式(広沢) (M/QD が 1.0 以下のとき、M/QD=1.0 とする) Q_n :修正荒川 mean 式(M/QD の下限値なし) Q_{uo} :耐震改修設計指針※ $Q_{uo}(WS)$ に関しては、富井政英、江崎文也：鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究、その1壁板のスリップ破壊によって支配される水平耐力、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和50年10月、pp.1173-1174を参照

図 2.5.2 実験終了時ひび割れ状況例

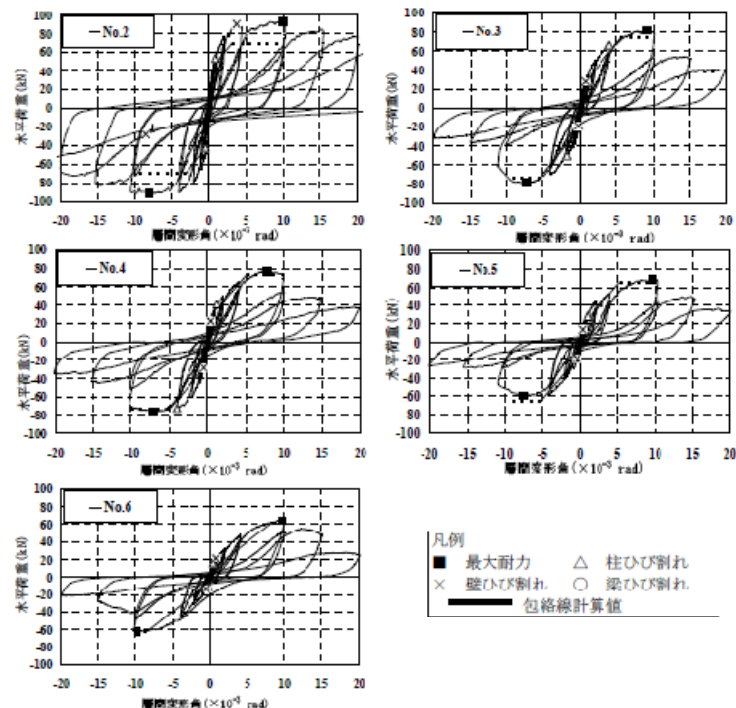


図 2.5.3 水平荷重—変形角関係履歴曲線

2.6 現行のせん断耐力算定式に対する低減係数の検討

2.6.1 低減係数の算定

①実験値からの低減係数の算定

山本ら¹⁵⁾は最低圧縮強度が 6~10N/mm² 程度の低強度コンクリートの梁のせん断試験を行い、現行のせん断耐力式(荒川 min 式)では、危険側の評価となることを指摘し、柱・梁のせん断終局強度の算定にあたっては、(実験値)/(診断設計値)の比から低減係数 k_r を決定した[式(2.6.1)参照]。

$$k_r = 0.244 + 0.056 \sigma_B \quad (2.6.1)$$

ここに、 k_r :低減係数 σ_B :コンクリートの圧縮強度

②比率からの低減係数の算定

日本コンクリート工学協会の歴史的構造物の報告書¹⁶⁾によると、低強度レベルでは低減係数を乗じることで、せん断耐力が普通強度レベルと同等の安全率を持つように修正することを考え、低減係数には荒川 mean 式を低強度コンクリートの範囲まで外挿した値と低強度コンクリート部材の実験値との比率を必要な低減率と考えた。

その際、実際に行われた 9N/mm² 程度の実験値から、必要な低減率を 0.8 程度と考え、最低圧縮強度 13.5N/mm²(このときの低減率=1.0 とする。)までの連続性を持たす目的で、単純な線形補間で表し、低減係数を式(2.6.2)として与えた。

$$k = 0.8 + 0.2(F_c - 9)/4.5 = 0.8 + (F_c - 9)/22.5 \quad (2.6.2)$$

また、報告書では、荒川 min 式に低減係数を乗じることで普通強度レベルと同等な安全率が確保されているのかについては、十分に検証されていないことに注意する必要があること、さらに荒川 min 式と荒川 mean 式による値の比率は配筋などによっても異なるため、低強度コンクリートの範囲における荒川 min 式と荒川 mean 式との比率がどの程度になっているのか、など検討が十分になされていない。と報告している。

2.6.2 低減係数を乗じた場合の妥当性

川上ら⁴⁾は山本らにより示された低減係数を用いて、最低圧縮強度が 5N/mm² 程度の低強度コンクリートで主筋に丸鋼を使用した柱部材の耐力評価を行った。(実験詳細については 2.4 章参照)。その結果、山本らにより示された低減係数¹⁵⁾を大野・荒川式に乘じることで、いずれの試験体においても設計値が実験値を下回り、安全側の評価ができることが示されたが、過小評価しすぎていることが考えられた。そこで、低強度コンクリートの影響が大野・荒川式¹⁾の第 1 項のコンクリート項のみに影響するものとして、低減係数を第 1

項のみに乗じた。

その結果、大野・荒川式¹⁾、山本提案式¹⁵⁾の中間値を示す傾向となり、全体的な整合性は取れるものの、十分な対応を示すものとはなっていない。と報告している。

岸田ら¹⁷⁾は低強度コンクリートを用いた場合の耐震診断評価を各部材に対して行い、各々の耐震診断の妥当性について検討した。また、その一例として RC 梁部材を取り上げ、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調べ、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した。

その結果として以下のことがわかった。

(1) 柱部材(耐震診断による評価)

図 2.6.1 には Q_{su} に低減係数 k を乗じて得られた結果を山本提案式として、また大野・荒川式の第 1 項のコンクリート寄与分のみに影響するとして第 1 項のみに低減係数を乗じて得られた結果を山本修正式として併示した。同図によれば、 Q_{su} が最低圧縮強度 13.5 N/mm^2 以下の領域において下方に修正され、 F_c が 0 N/mm^2 となる付近で Q_{su1} が 58 kN 、 Q_{su2} が 193 kN となった。

また、せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} は Q_{su} が下方修正されるため、山本提案式を適用すると、 $F_c=13.5 \text{ N/mm}^2$ 以下で急激に低下し $F_c=10 \text{ N/mm}^2$ 程度で 1.0 以下となり、せん断破壊が先行する傾向となった。また、山本修正式を適用した場合も最低圧縮強度以下でせん断余裕度が低下する傾向となった。

靱性指標 F は、山本提案式を適用すると $F_c=12 \text{ N/mm}^2$ 程度から急激に低下し、 $F_c=10 \text{ N/mm}^2$ 程度で破壊形式がせん断破壊に変化するため、その後も徐々に低下し、 $F=1.0$ となった。山本提案式を適用した場合も $F_c=12 \text{ N/mm}^2$ 程度から徐々に低下する傾向を示した。これらは、すべてせん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} の変化に依存している。

エネルギー量である E_o 値は、靱性指標 F の影響で大きく低下し、 $F=1.0$ となっても、部材耐力の低下に伴い、さらに低下する傾向を示した。

以上より、山本らの提案する低減係数を用いることで、柱部材のせん断耐力を低減するとともに、靱性指標 F も効果的に低減する結果となった。また、低減係数を乗じることによって、各指標値に特異な影響は生じなかった。

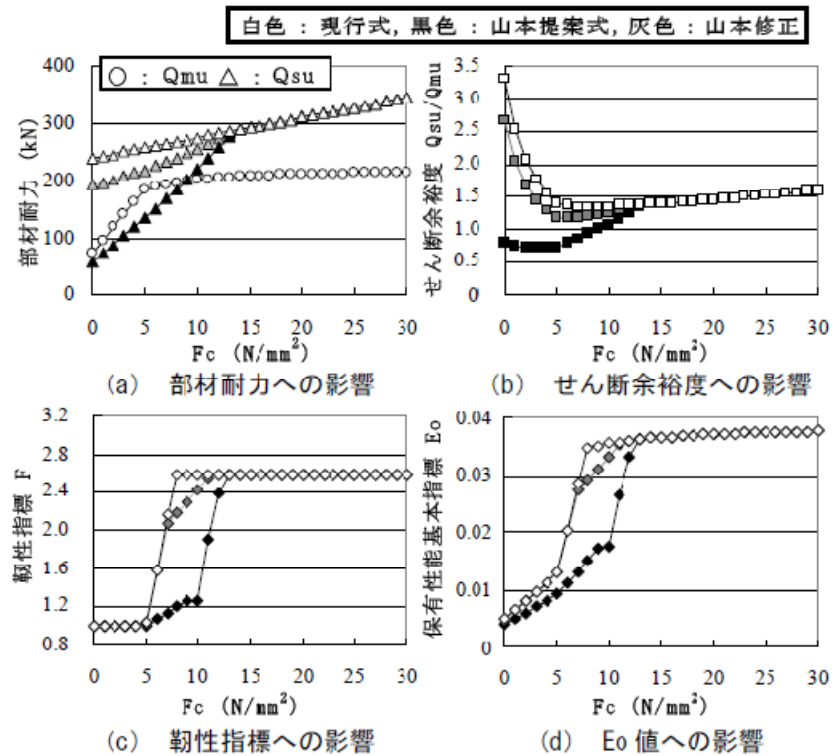


図 2.6.1 柱部材に対するコンクリート強度の影響

(2) 梁部材(耐震診断による評価)

図 2.6.2 によると，最低圧縮強度 $13.5 N/mm^2$ 以下において Q_{su} が下方に修正され， F_c が $0 N/mm^2$ となる付近で Q_{su1} が $75 kN$ ， Q_{su2} が $247 kN$ となった。また，せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} は，図(b)によると， Q_{su} が下方修正されるため，山本提案式，山本修正式を適用した場合ともに最低圧縮強度以下で低下する傾向となったが， Q_{su}/Q_{mu} が 1.2 を下回る事はなく，靱性指標 F は $F=3.5$ と一定の値を示した。

また，本計算例のように，低減係数を乗じて，引張鉄筋比の小さい通常の場合は曲げが先行して破壊するが，極めて低強度レベルでは，コンクリートの圧壊や付着破壊が先行して起こる事も考え，この場合には，現行の算定式では Q_{mu} を過大評価してしまう。この点については，今後別途検討する必要がある。

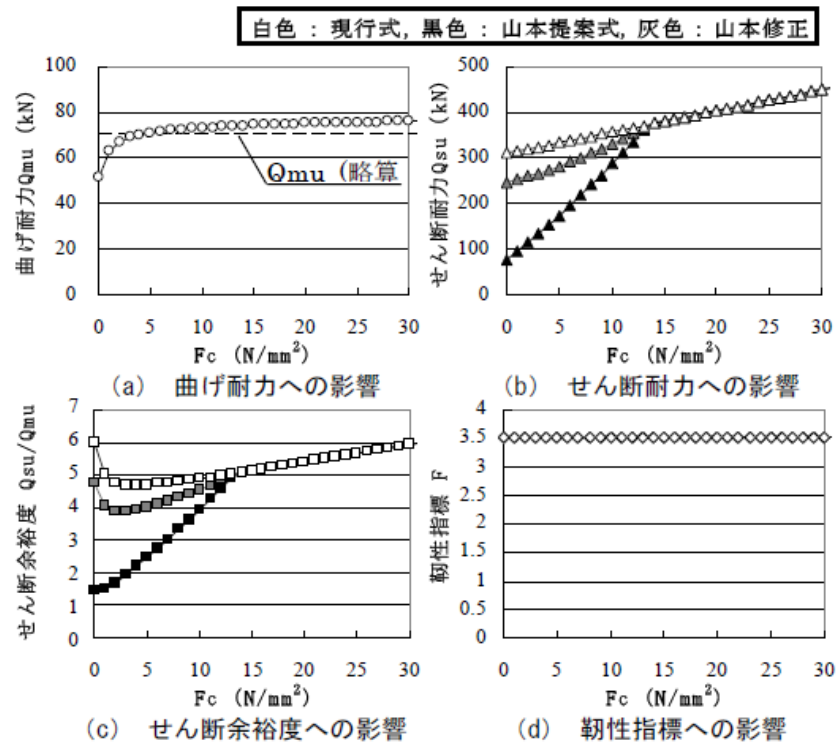


図 2.6.2 梁部材のコンクリート強度の影響

(3)梁部材(実験による評価)

表 2.6.1 に実験要因と水準を，図 2.6.3 に試験体形状および配筋図を示す。

表 2.6.2 に実験結果を，図 2.6.4 に既往の耐力式との関係を示す。同図によると，一般的にせん断耐力評価に用いられる大野・荒川式を適用した場合，普通強度コンクリートでは適切に評価されるものの，低強度コンクリートでは，計算例が実験値を上回り，過大評価する傾向あった。そこで，山本らにより提案された式に基づき計算した結果を Q_{su2} として示した。その結果，低強度域においても Q_{su2} は安全側の値を示したが，若干過小評価する傾向が見られた。そこでさらに，低強度コンクリートの影響が，大野・荒川式の第 1 項のコンクリート項のみに影響するものとし，第 1 項のみに低減係数を乗じた計算結果を Q_{su3} として示す。その結果， Q_{su3} は低強度域において，実験値を多少過大評価する傾向が見られたが，比較的精度良く評価することができた。

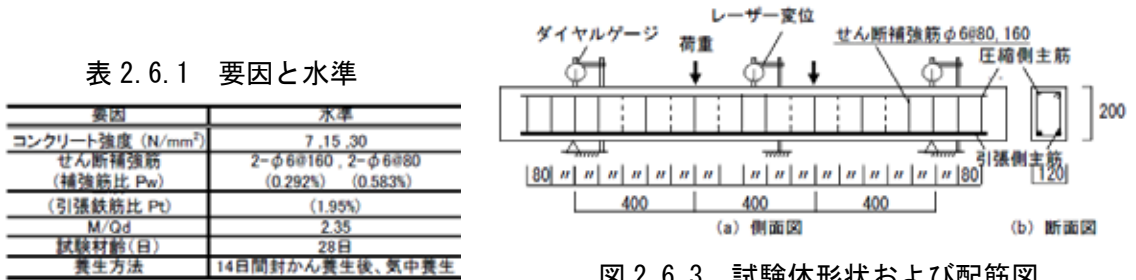


図 2.6.3 試験体形状および配筋図

表 2.6.2 実験結果

設計強度 F_c (N/mm^2)	せん断補 強筋間隔 S (mm)	圧縮強度の 実測値 σ_B (N/mm^2)	ヤング 係数 E_c (kN/mm^2)	破壊形式	最大荷重 P_u (kN)	最大耐力の計算結果 (kN)			
						曲げ Q_{mu} (P_u/Q_{mu})	せん断 ^{*1} Q_{su1} (P_u/Q_{su1})	せん断 ^{*2} Q_{su2} (P_u/Q_{su2})	せん断 ^{*3} Q_{su3} (P_u/Q_{su3})
7	80	4.46	10.17	せん断	48.20	61.13 (0.79)	73.45 (0.66)	36.28 (1.33)	58.33 (0.83)
	160	4.46	10.17	せん断	41.40	61.13 (0.68)	60.69 (0.68)	29.98 (1.38)	45.57 (0.91)
15	80	15.26	23.20	曲げ	96.20	98.27 (0.98)	87.82 (1.10)	87.82 (1.10)	87.82 (1.10)
	160	19.43	24.00	せん断	87.30	101.37 (0.86)	80.61 (1.08)	80.61 (1.08)	80.61 (1.08)
30	80	31.76	30.35	曲げ	101.80	106.16 (0.96)	109.77 (0.93)	109.77 (0.93)	109.77 (0.93)
	160	29.97	26.51	曲げ・せん断	100.90	105.68 (0.95)	94.63 (1.07)	94.63 (1.07)	94.63 (1.07)

[註] *1: 大野・荒川式¹⁾, *2: 山本提案式⁵⁾, *3: 山本修正式⁴⁾

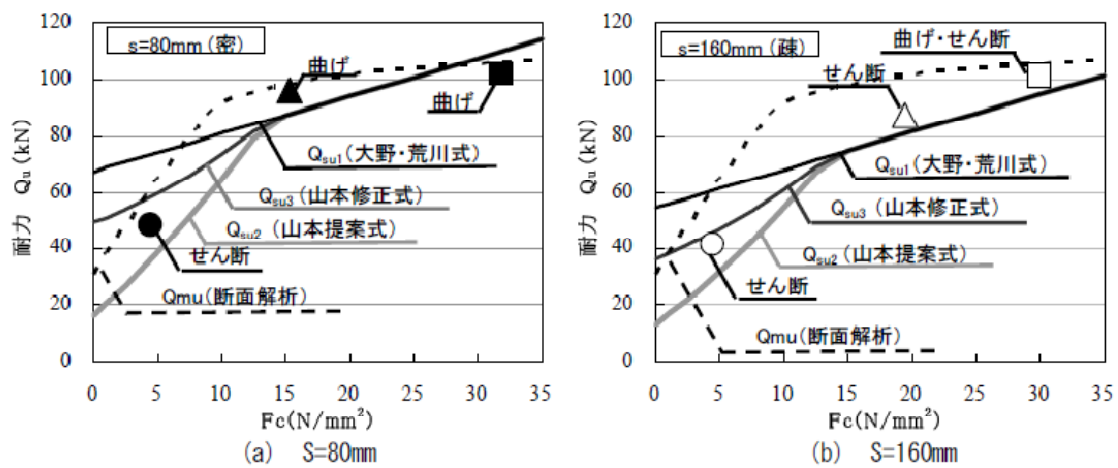


図 2.6.4 既往の耐力式との関係

2.7 既往のまとめ

本節では、低強度コンクリートで造られた RC 構造物の耐震診断を行うことを目的に、既往の研究を取りまとめた。その結果、得られた知見を以下に示す。

2.7.1 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) 1970 年代以前に建築された RC 構造物の圧縮強度には、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。
- 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の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と考えられる。
- 4) 低強度コンクリートは 1975 年以降では大幅に減少し、時代が新しくなるにつれて、ほとんどみられなくなる。
- 5) 1980 年代以前に建築された RC 構造物の圧縮強度のバラつきは相当大きく、同一建物の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、各階ごとにある程度の本数を採取することが必要である。
- 6) 低強度コンクリートを作製するためには、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く、水セメント比を増加させる方法として、石粉を混入して、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。

2.7.2 低強度コンクリートを用いた RC 梁について

- 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・荒川式でせん断耐力を評価すると実験値/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) 実験値によるせん断余裕度から低強度コンクリート ($F_c=7 \text{ N/mm}^2$ 程度) でも普通強度コンクリートと比較して、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。
- 4) $F_c=12 \text{ N/mm}^2$ 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ー曲率関係を適切に評価できる。

- 5) 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。
- 6) 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。

2.7.3 低強度コンクリートを用いた RC 柱について

- 1) 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。
- 2) 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。
- 3) 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。
- 4) 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。
- 5) 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。
- 6) 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。
- 7) 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。
- 8) 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。
- 9) 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。
- 10) 低強度コンクリートではコンクリートのみに影響するものとして、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。

2.7.4 低強度コンクリートを用いた RC 耐震壁について

- 1) 耐震壁の終局せん断強度は, M/QD が 1.0 以下の時に $M/QD=1.0$ の条件を用いた修正荒川 mean 式(広沢)および富井式(スリップ破壊)による評価値のいずれか小さい値で実験値を安全側に評価できた。
- 2) 低強度 RC 耐震壁の最大荷重迄の包絡線は, 既往の評価式を用いて概ね評価が可能であった。

2.7.5 低減係数について

- 1) 実際に実験を行い, 実験値/計算値の関係と圧縮強度との関係から低強度コンクリートのせん断耐力を安全側に評価するための大野・荒川式に乗ずる低減係数を算定した。
- 2) 委員会式では, 低減係数には荒川 mean 式を低強度コンクリートの範囲まで外挿した値と低強度コンクリート部材の実験値との比率を, 必要な低減率として算定した。
- 3) 大野・荒川式のコンクリートの第 1 項のみに低減係数を乗じることで, 山本式と大野・荒川式の概ね中間値をとる。
- 4) 大野・荒川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 梁のせん断耐力を過大評価する傾向があった。
- 5) 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 梁のせん断耐力を比較的精度良く評価できる可能性がある。

第 3 章

低強度コンクリートが用いられた RC 柱の 耐力および破壊性状

第3章 低強度コンクリートが用いられた RC 柱の耐力および破壊性状

3.1 概説

本章では, 低強度コンクリートを用いた場合の RC 柱部材の耐力および破壊性状を実験的に明らかにする目的で, 1/5 縮小モデルを用いた RC 柱部材の水平加力実験を行い, 現行の耐震診断において適用される耐力式および既往の研究との整合性を確認する。

表 3.2.3 モルタルの調合

Fc (N/mm ²)	W/C (%)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	P (kg/m ³)	S (kg/m ³)
7	129	262	204	234	1638
21	60		438	—	

[注] Fc: 設計基準強度, W/C: 水セメント比, W: 単位水量, C: 単位セメント量,
P: 単位石灰石微粉末量, S: 単位細骨材量

表 3.2.4 鉄筋の諸性状

呼び名	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D6	370	1.23×10^5
φ 3.2	566	2.1×10^5

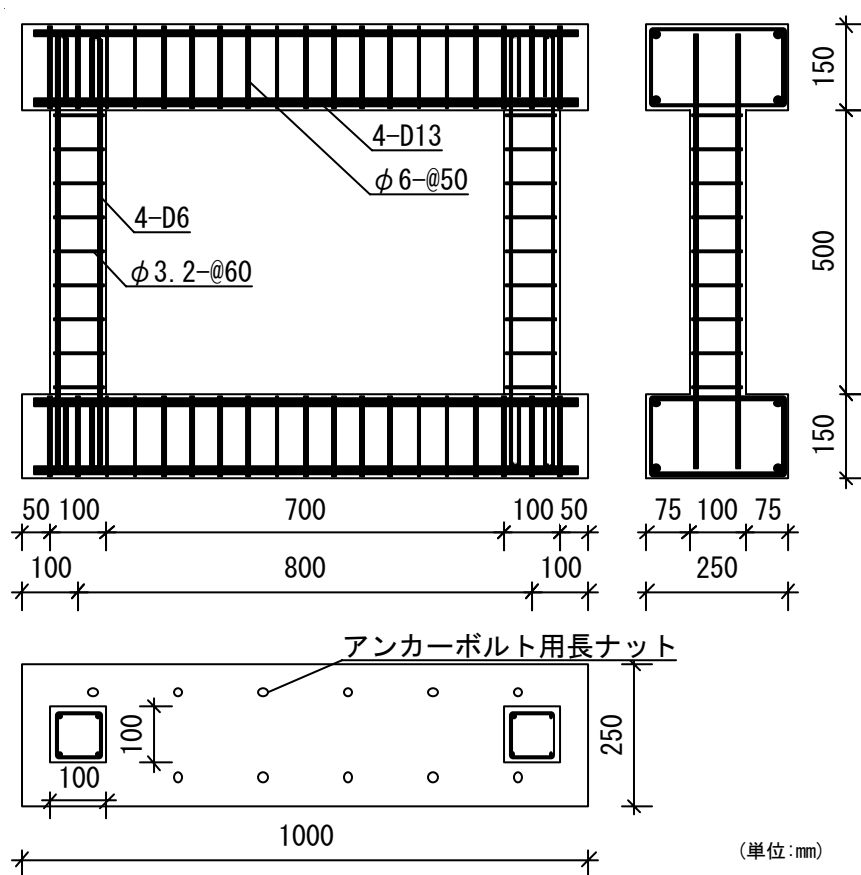


図 3.2.1 試験体寸法および配筋図

3.2.3 試験方法

写真 3.2.1, 写真 3.2.2 に試験体設置状況を、図 3.2.2 に試験装置の概要を示す。本試験では、「2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準同解説」における、耐震診断 2 次診断を想定し、柱のみを対象とした要素試験と位置付けた実験を行った。この場合、梁を剛体と仮定し、柱のモーメント分布は逆対称となる。

加力方法は、 2N/mm^2 の軸力を維持しながら、オイルジャッキにより静的漸増繰り返し水平載荷を行った。載荷位置は柱内法高さの $1/2$ とした。

載荷プログラムは、まず、 $1/1000\text{rad}$ の変位を与え、その後 $1/500\text{rad}$ ずつ増加させていき、荷重が増加しなくなった時点で押し切った。

測定は、ジャッキ頭部のロードセルで荷重を測定し、レーザ変位計および接触型変位計により、各部の変位を測定した。各変位段階ごとに載荷を一時停止し、ひび割れ状況を観察した。また、試験体への軸力の分布を測定するために、柱頭柱脚部のコンクリート表面のひずみをひずみゲージにより測定した。その結果、いずれの試験体においても、ほぼ均等に軸力を加えられていることが確認できた。結果を表 3.2.5 に示す。

また、柱試験体の打設と同時に $\phi 5 \times 10\text{cm}$ の円柱試験体を作製し、圧縮強度試験を行った。その際に、ひずみゲージによりヤング係数も測定した。

養生方法は打設後に材齢 14 日で脱型し、その後、実験室内にて気中養生を行った。



写真 3.2.1 試験体設置状況

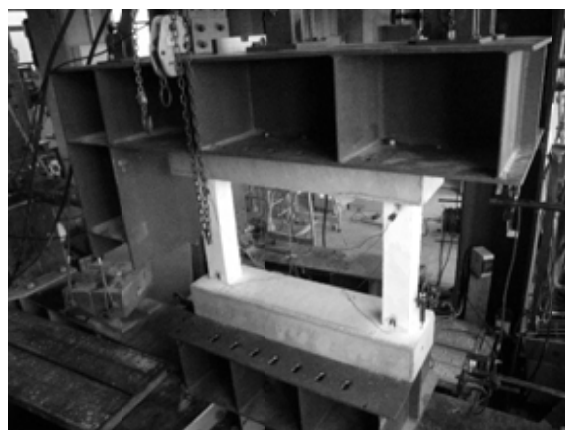


写真 3.2.2 試験体設置状況

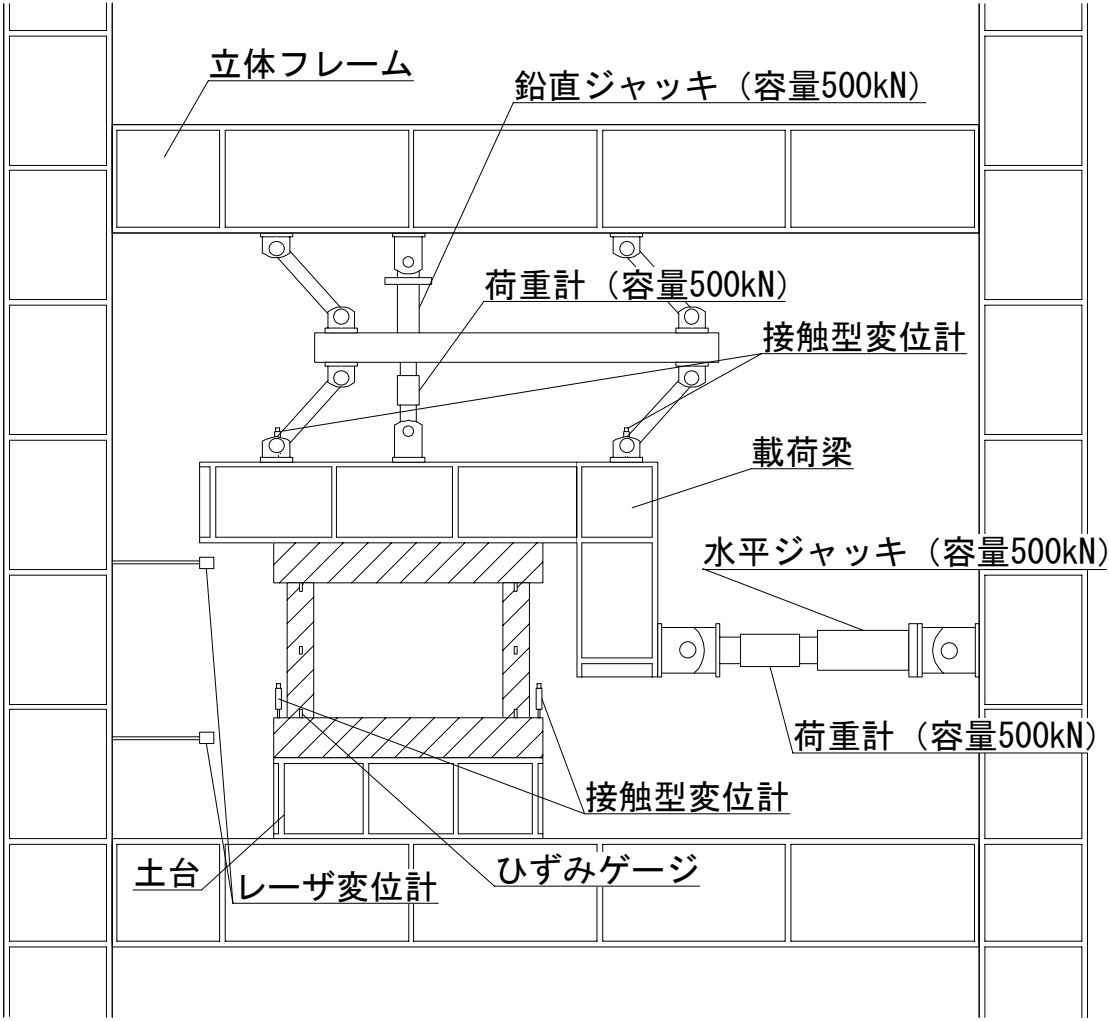
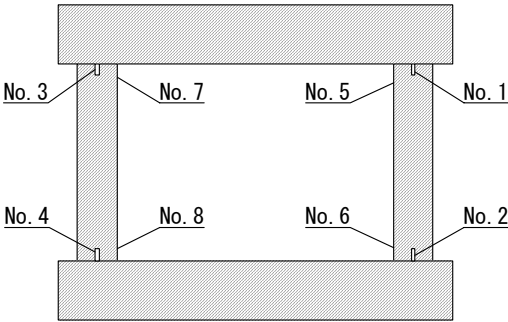


図 3. 2. 2 試験装置概要

表 3. 2. 5 軸力 $N=2N/mm^2$ 時のひずみ測定結果

試験体名	軸力 $N=2N/mm^2$ 時のひずみ($\times 10^{-6}$)							
	No.1*	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
Fc21C-1	1819	1792	1793	1410	2111	2029	1998	2128
Fc21C-2	48	62	63	13	39	39	33	84
Fc7C-1	20	55	0	19	186	345	174	241
Fc7C-2	120	152	148	93	264	88	70	145

[注]



3.3 実験結果および考察

3.3.1 圧縮試験

表 3.3.1 に圧縮試験の結果を、図 3.3.1 に円柱試験体から得られた応力－ひずみ関係を示す。低強度試験体は普通強度試験体と比較して、ヤング係数が大きく下回る結果となった。また、RC 規準によるヤング係数の推定式と比較すると、普通強度試験体、低強度試験体ともに実験値の方が低い値となった。低強度試験体に関して、実験値が計算値より低くなる結果は既往の研究とも一致する。

表 3.3.1 実験結果

試験体名		最大荷重 kN	圧縮強度(N/mm ²)		ヤング係数(N/mm ²)		
			結果	平均	結果	平均	計算値*1
Fc7C-1	No.1	12.15	6.22	6.25	6.63.E+03	6.50.E+03	1.45.E+04
	No.2	12.70	6.51		6.38.E+03		
	No.3	11.80	6.02		—		
Fc7C-2	No.1	12.00	6.08	6.64	—	—	—
	No.2	11.85	6.04				
	No.3	15.25	7.80				
Fc21C-1	No.1	43.15	22.12	21.75	—	—	—
	No.2	41.55	21.21				
	No.3	42.65	21.91				
Fc21C-2	No.1	48.85	24.89	26.96	—	1.83.E+04	2.36.E+04
	No.2	55.95	28.51		1.78.E+04		
	No.3	53.95	27.49		1.87.E+04		

[注] *1 $E_c = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma/24)^2 \times (F_c/60)^{1/3}$ (1)

ここに、 E_c ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)

γ ：コンクリートの気乾単位容積重量(kN/m³)ここでは 23 とする。

F_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

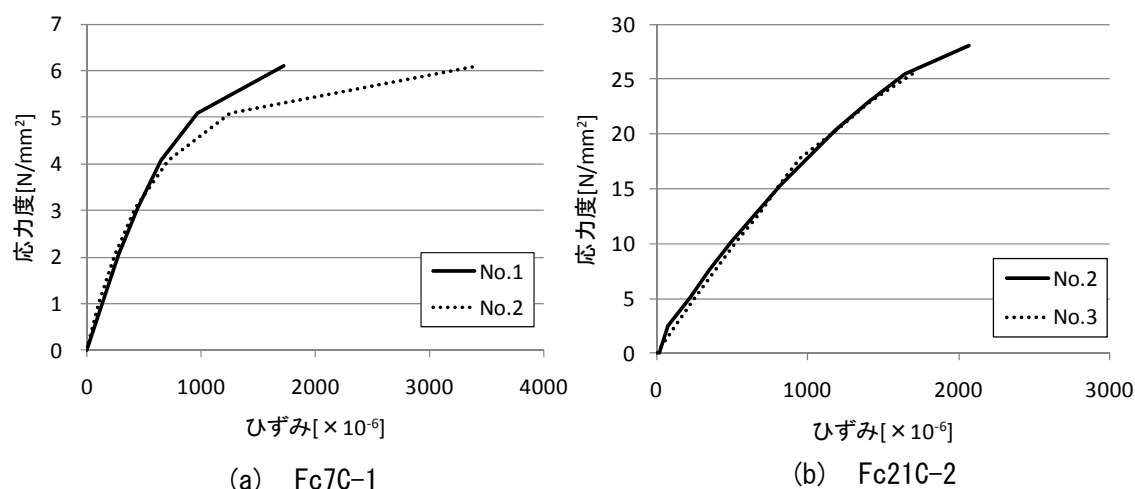


図 3.3.1 応力度－ひずみ曲線

3.3.2 RC 柱の水平加力試験

(1) ひび割れ性状

図 3.3.2 に実験終了時のひび割れ状況図を、図 3.3.3 に Fc21C-2 試験体、図 3.3.4 に Fc7C-1 試験体の各変形角段階におけるひび割れ状況図を示す。

普通強度コンクリート試験体と低強度コンクリート試験体を比較すると、写真 3.3.1 のように、普通強度コンクリート試験体では、柱頭、柱脚部に 1 本の大きなひび割れが発生するのに対して、写真 3.3.2 のように、低強度コンクリート試験体では無数の細かなひび割れが発生することがわかる。また、普通強度コンクリート試験体、低強度コンクリート試験体ともに曲げ破壊が支配的であるが、写真 3.3.3 のように、低強度コンクリート試験体では主筋に沿った付着破壊が発生することがわかる。ただし、今回の試験体は縮小モデルであり、かぶり厚さが小さいことも影響していると考えられる。これらの性状は既往の研究とも一致する。また、写真 3.3.4 のように、低強度コンクリート試験体は普通強度コンクリート試験体と異なり、水平変位が増大するとともに、梁、土台端部の破壊が進行した。

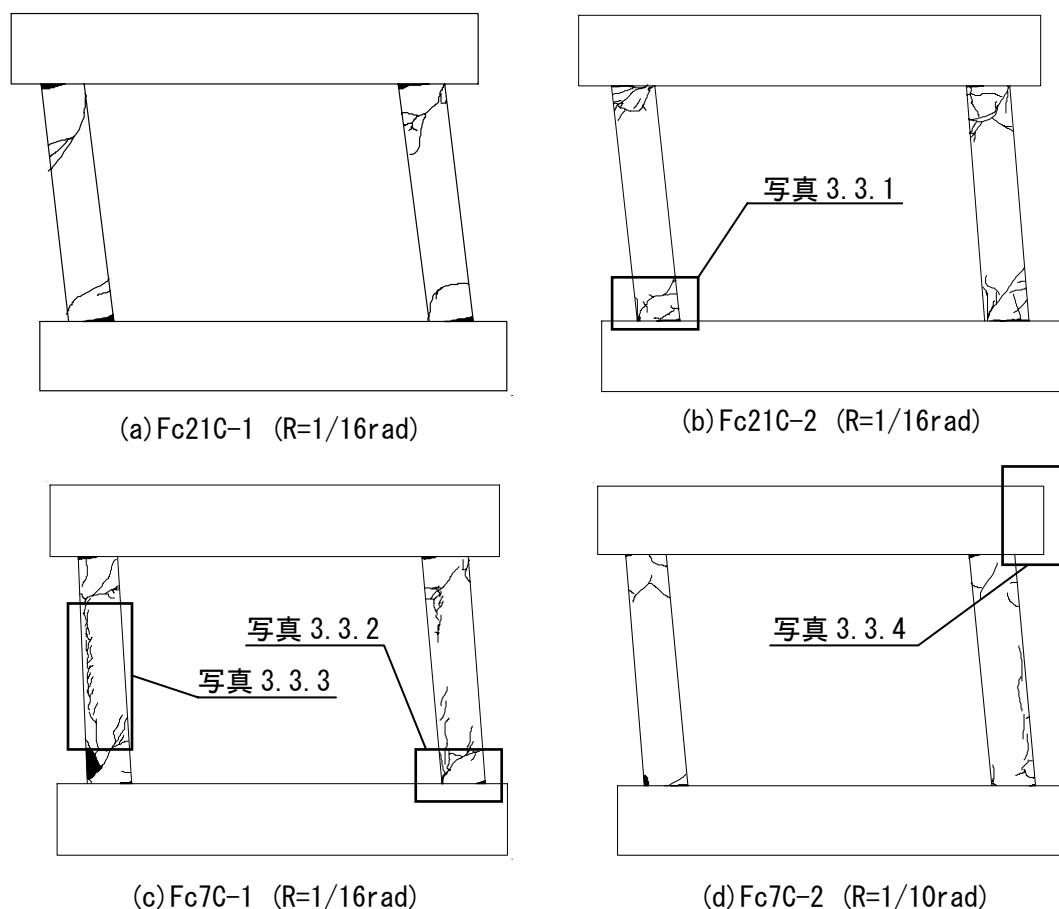


図 3.3.2 ひび割れ状況図

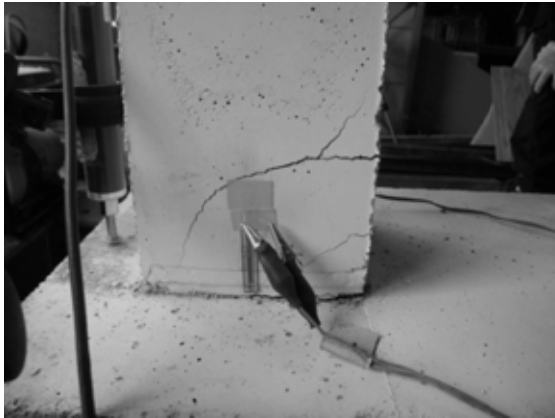


写真 3.3.1 ひび割れ性状 (Fc21C-2)



写真 3.3.2 ひび割れ性状 (Fc7C-1)



写真 3.3.3 付着ひび割れ (Fc7C-1)



写真 3.3.4 梁のひび割れ (Fc7C-2)

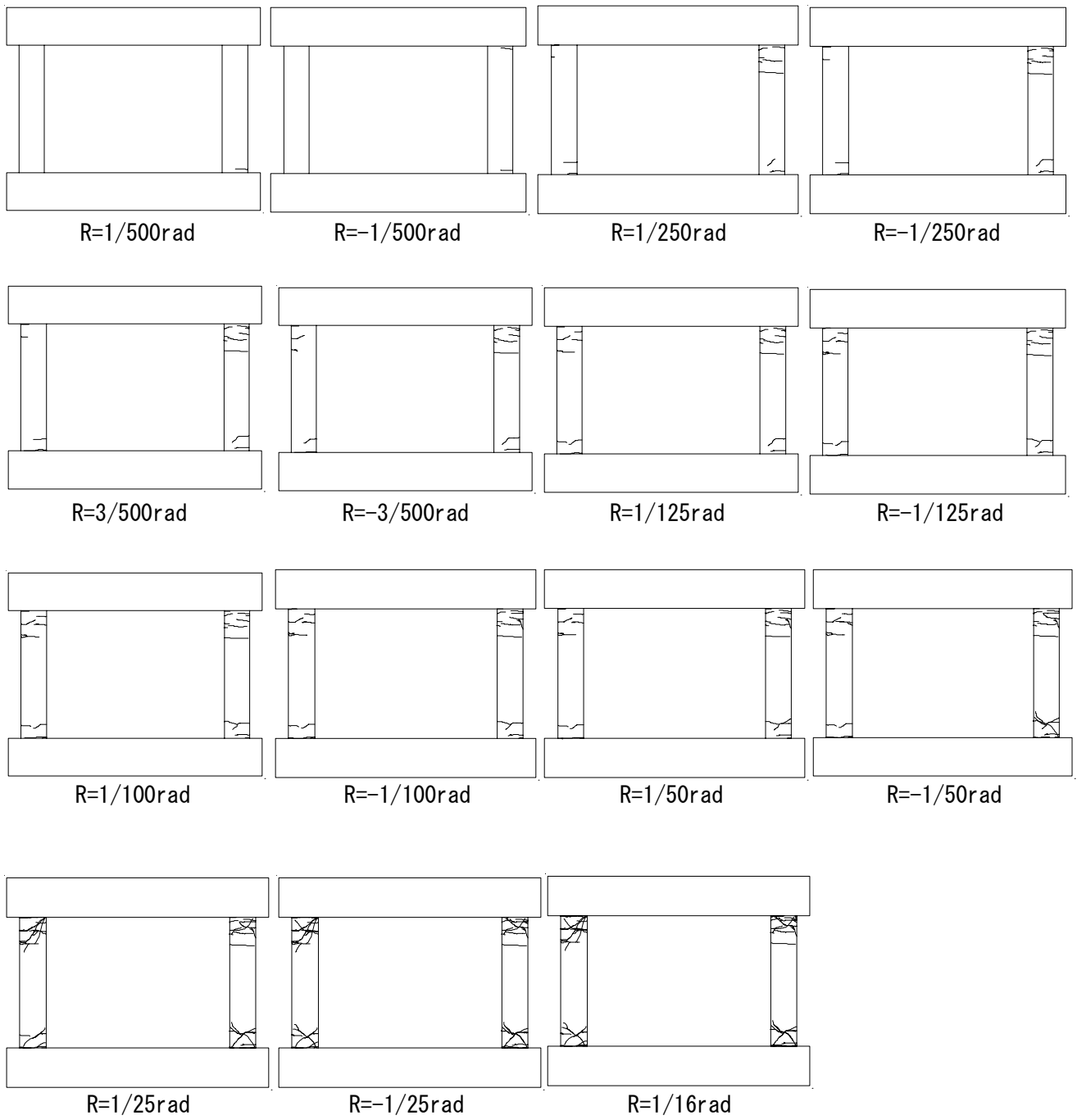


図 3.3.3 各変形角段階におけるひび割れ状況図 (Fc21C-2)

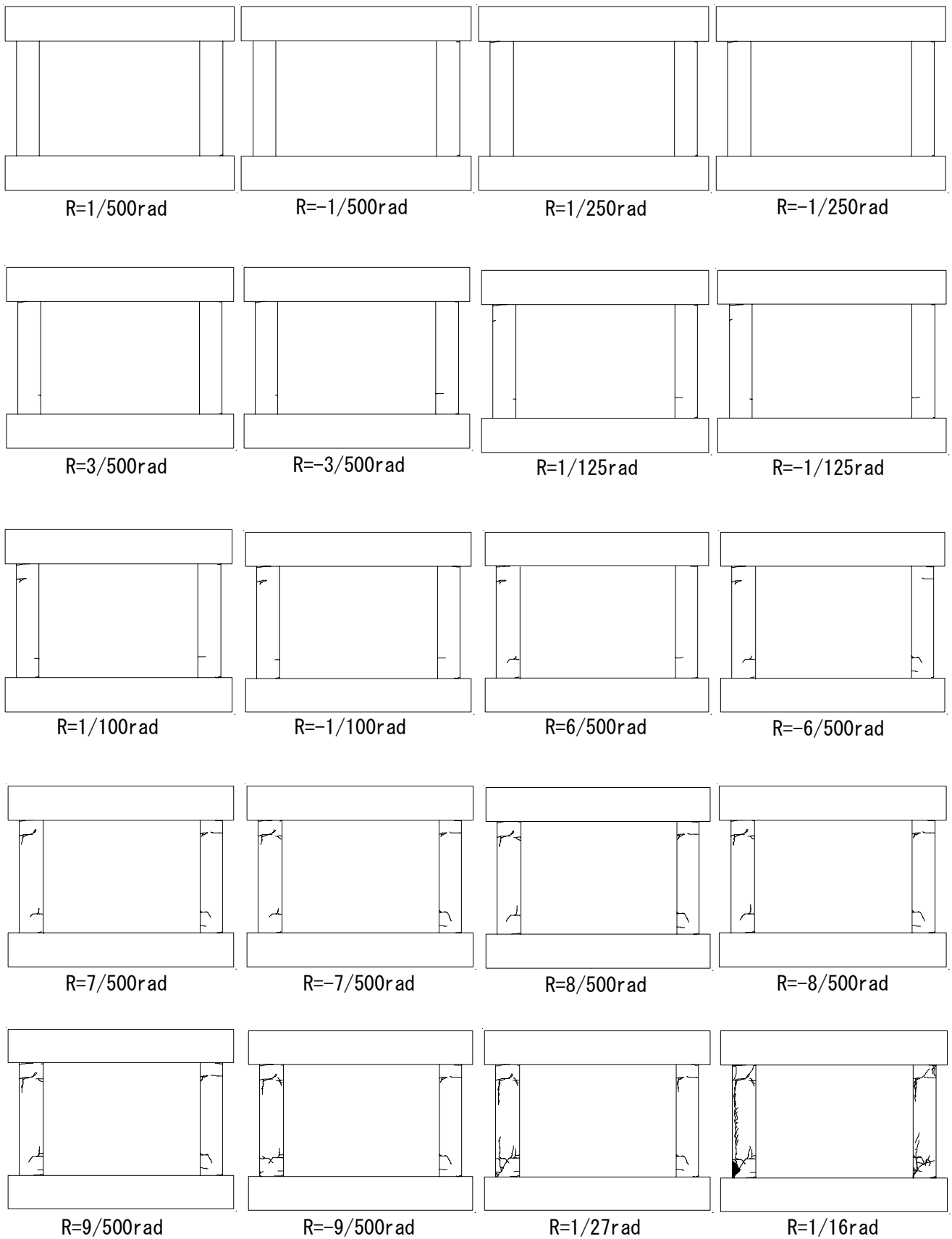


図 3.3.4 各変形角段階におけるひび割れ状況図 (Fc7C-1)

(2) 水平荷重－層間変形角関係履歴曲線

図 3.3.5 に水平荷重－層間変形角履歴曲線を示す。同図によると、普通強度で作製された Fe21C-1 試験体は $R=1/50\text{rad}$ 付近で最大耐力 22.25kN に達し、 $R=1/16\text{rad}$ 付近で最大耐力の 80%まで耐力低下した。Fe21C-2 試験体は $R=-1/55\text{rad}$ 付近で最大耐力 25.29kN に達し、 $R=1/14\text{rad}$ 付近で最大耐力の 80%まで耐力低下した。低強度で作製された Fe7C-1 試験体は $R=-1/60\text{rad}$ 付近で最大耐力 12.84kN に達し、 $R=1/16\text{rad}$ 付近で最大耐力の 80%まで耐力低下した。Fe7C-2 試験体は $R=1/35\text{rad}$ 付近で最大耐力 13.55kN に達し、 $R=1/15\text{rad}$ 付近で最大耐力の 80%まで耐力低下した。また、履歴性状に大きな違いはあまり見られない。

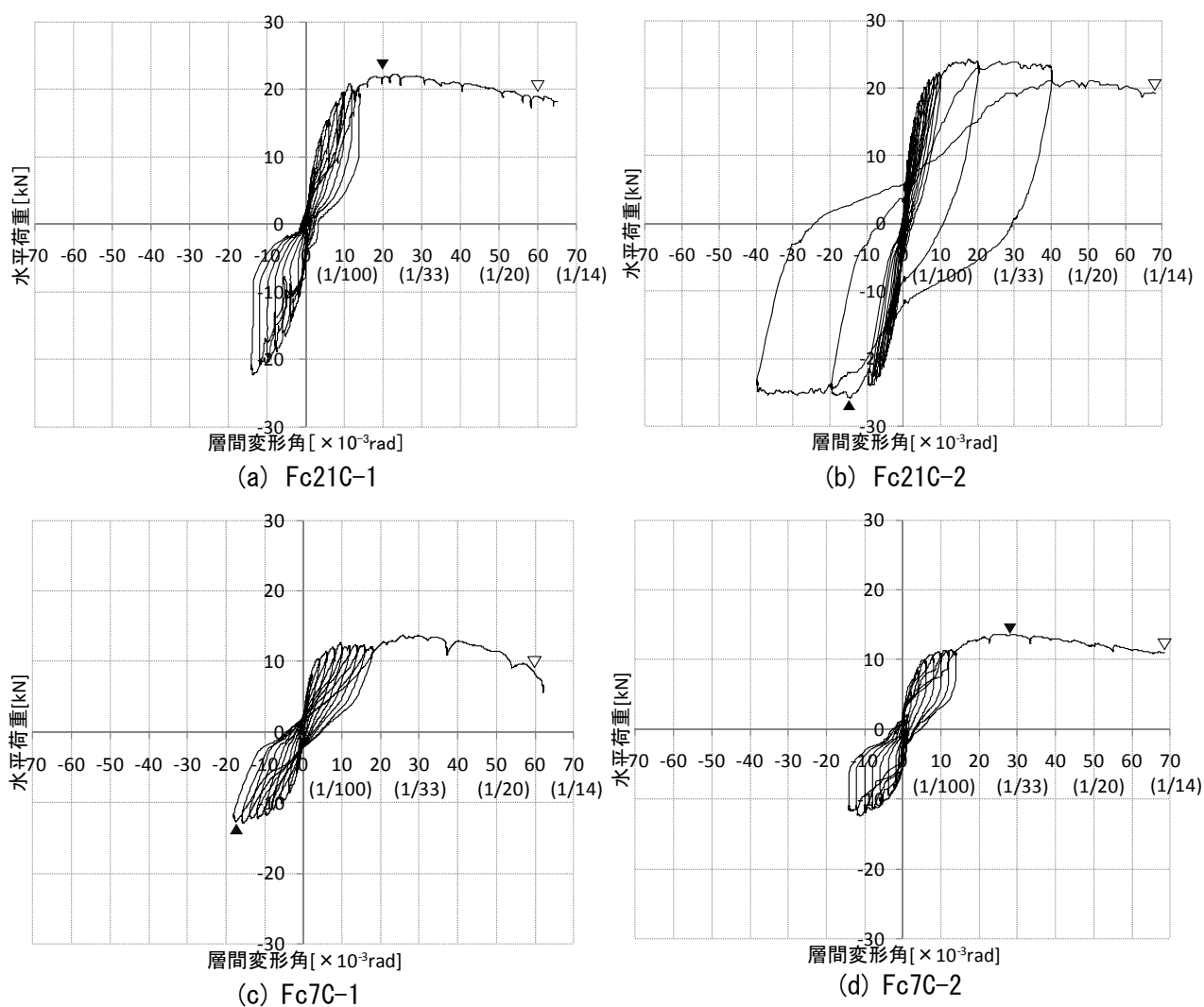


図 3.3.5 水平荷重－層間変形角関係

(3) 破壊過程

図 3.3.6 に水平荷重－層間変形角関係の包絡線を示す。

普通強度コンクリートで作製した Fc21C-1, Fc21C-2 試験体は $R=1/500\text{rad}$ までに柱頭と梁、柱脚と土台の境界部に曲げひび割れ、 $R=1/250\text{rad}$ までに柱頭、柱脚部の曲げひび割れ、 $R=1/100\text{rad}$ で梁、土台へのひび割れが発生した。その後、 $R=1/50\text{rad}$ 程度で最大荷重となり、柱頭、柱脚部のかぶりコンクリートの圧壊、柱頭、柱脚部の抜け出しが発生した。その後、最大荷重の 80%程度まで耐力低下した時点で試験を終了した。

低強度コンクリートで作製した Fc7C-1, Fc7C-2 試験体は $R=1/500\text{rad}$ で柱頭と梁、柱脚と土台の境界部に曲げひび割れ、 $R=1/250\text{rad}$ で柱頭、柱脚部の曲げひび割れ、 $R=1/100\text{rad}$ で梁、土台へのひび割れが発生した。また、Fc7C-1 試験体においては $R=9/500\text{rad}$ で、Fc7C-2 試験体においては $R=7/500\text{rad}$ で主筋の付着ひび割れが発生した。その後、Fc7C-1 試験体においては $R=1/60\text{rad}$ で、Fc7C-2 試験体においては $R=1/35\text{rad}$ で最大荷重となり、Fc7-1 試験体においては $R=1/16\text{rad}$ で、Fc7C-2 試験体においては $R=1/10\text{rad}$ で柱頭、柱脚部のかぶりコンクリートの圧壊、柱頭、柱脚部の抜け出しが発生し、最大荷重の 80%程度まで耐力低下した時点で試験を終了した。

耐力低下が生じない範囲で F 値を求めると、Fc21C-1, Fc21C-2 試験体は F 値が 2.59 であったのに対して、Fc7C-1, Fc7C-2 試験体は F 値が、それぞれ 3.20, 2.86 となり、普通強度試験体と比較して高い F 値を示す結果となった。低強度試験体には、 $8/500\text{rad}$ 付近で付着ひび割れが発生したが、靱性能に対して特に影響は与えていない。最大耐力以降の耐力低下は、いずれの試験体においても緩やかであり、特に違いは見られなかった。この結果から、本実験の範囲においては、低強度コンクリートであっても曲げ変形が支配的である場合には、急激に耐力低下することはないといえる。

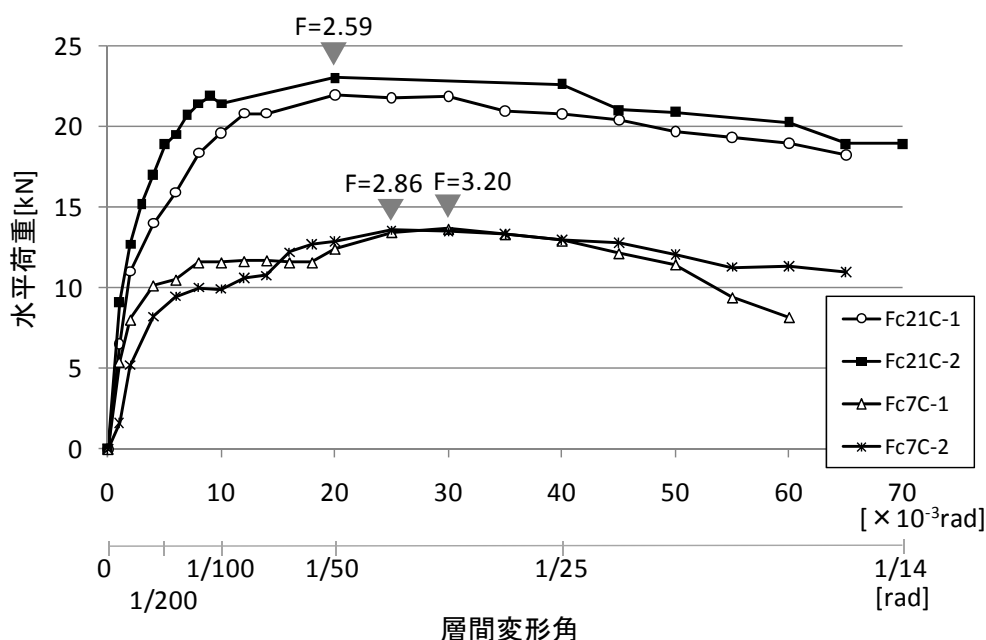


図 3.3.6 水平荷重－層間変形角関係包絡線

(4) 耐力評価

表 3.3.2 および図 3.3.7 に、実験による最大耐力と既往の算定式、および塑性断面解析による計算値を比較した一覧を示す。なお、本試験では、全ての試験体において曲げ破壊が支配的であったが、付着ひび割れが発生したため、せん断強度式による計算値についても比較した。

曲げ耐力については、耐震診断において使用されている曲げ略算式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体においては概ね精度よく評価ができていたが、低強度コンクリート試験体においては計算値が実験値を大きく上回り、過大評価する傾向がある。これは、低強度試験体では引張鉄筋の降伏前に圧壊で最大耐力が決定するのに対し、略算式では引張鉄筋の降伏を前提としていることによるものと考えられる。これに対して、コンクリートの圧壊を考慮できる塑性断面解析を行った結果、普通強度試験体、低強度試験体ともに精度よく実験値を推定することができた。これらの結果は既往の研究とも一致する。

せん断耐力については、曲げ破壊が支配的であったため、全ての試験体において耐震診断で使用されている大野・荒川 min 式では安全側の評価となった。また、大野・荒川 min 式に低減係数を乗じた山本提案式では耐力を概ね精度良く評価できている。靱性保証型付着考慮式では、低強度試験体においては実験値が計算値を上回り安全側の評価となっている。このことから、本実験の範囲においては、靱性保証型付着考慮式を用いることで、付着破壊を考慮したせん断強度を安全側に評価することができると言える。

表 3.3.2 最大耐力に対する実験値および計算値一覧

試験体名	実験値 (kN)	曲げ				せん断					
		略算式*1		断面解析		大野・荒川min式*2		山本提案式*3		靱性保証型付着考慮式*4	
		計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値
Fc21C-1	22.25	22.26	1.00	20.92	1.06	30.48	0.73	-	-	29.43	0.76
Fc21C-2	25.29	22.41	1.13	21.63	1.17	31.86	0.79	-	-	32.92	0.77
Fc7C-1	12.84	20.44	0.63	14.27	0.90	26.40	0.49	15.68	0.82	10.45	1.23
Fc7C-2	13.55	20.59	0.66	14.90	0.91	26.50	0.51	16.32	0.83	11.07	1.22

[注] *1 曲げ耐力略算式
$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \quad (2)$$

*2 大野荒川min式
$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t \cdot 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (3)$$

*3 山本提案式
$$Q_{su2} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.053P_t \cdot 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (4)$$

$$k_r: 0.244 + 0.056\sigma_B$$

*4 靱性保証型付着考慮式
$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_j e \quad (5)$$

ここに、 a_t ：引張鉄筋断面積、 σ_y ：鉄筋降伏点強度、 D ：柱断面せい、 N ：柱軸方向力、 b ：柱断面幅、 F_c ：コンクリート圧縮強度、 $M/(Q \cdot d)$ ：せん断スパン比、 P_w ：せん断補強筋比、 $s\sigma_y$ ：せん断補強筋の降伏点強度、 σ_0 ：柱軸方向応力度、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 λ ：トラス機構の有効係数、 v ：コンクリート圧縮強度の有効係数、 b_e ：トラス機構に関与する断面の有効幅、 j_e ：トラス機構に関与する断面の有効せい

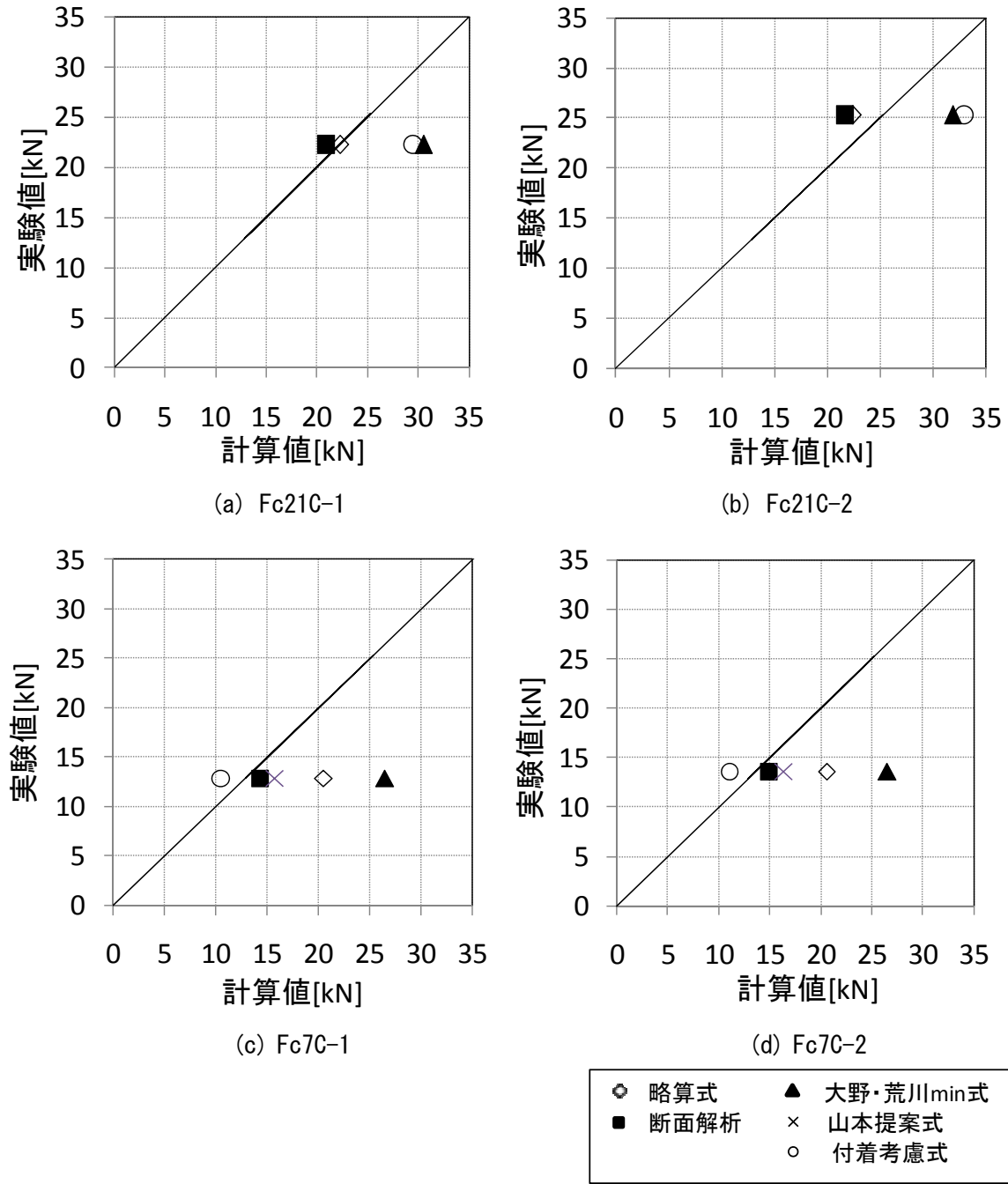


図 3.3.7 実験値と計算値の比較

(5) 剛性評価

図 3.3.8 に水平荷重－層間変形角関係の包絡線および水平荷重－層間変形角関係を tri-linear 型にモデル化した計算値を、表 3.3.3 に剛性の実験値および計算値一覧を示す。

剛性は鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料¹⁹⁾を参考に下式を用いて算定した。また、モデルと剛性の関係を図 3.3.9 に示す。その結果、全体的に計算値が実験値より高い傾向はあるが、普通強度試験体、低強度試験体ともに、概ね精度良く算定できた。計算値が実験値より高い値となった原因としては、今回の試験体はモルタルで作製されており、乾燥収縮が大きく、収縮ひび割れが発生していたことが影響していると考えられる。

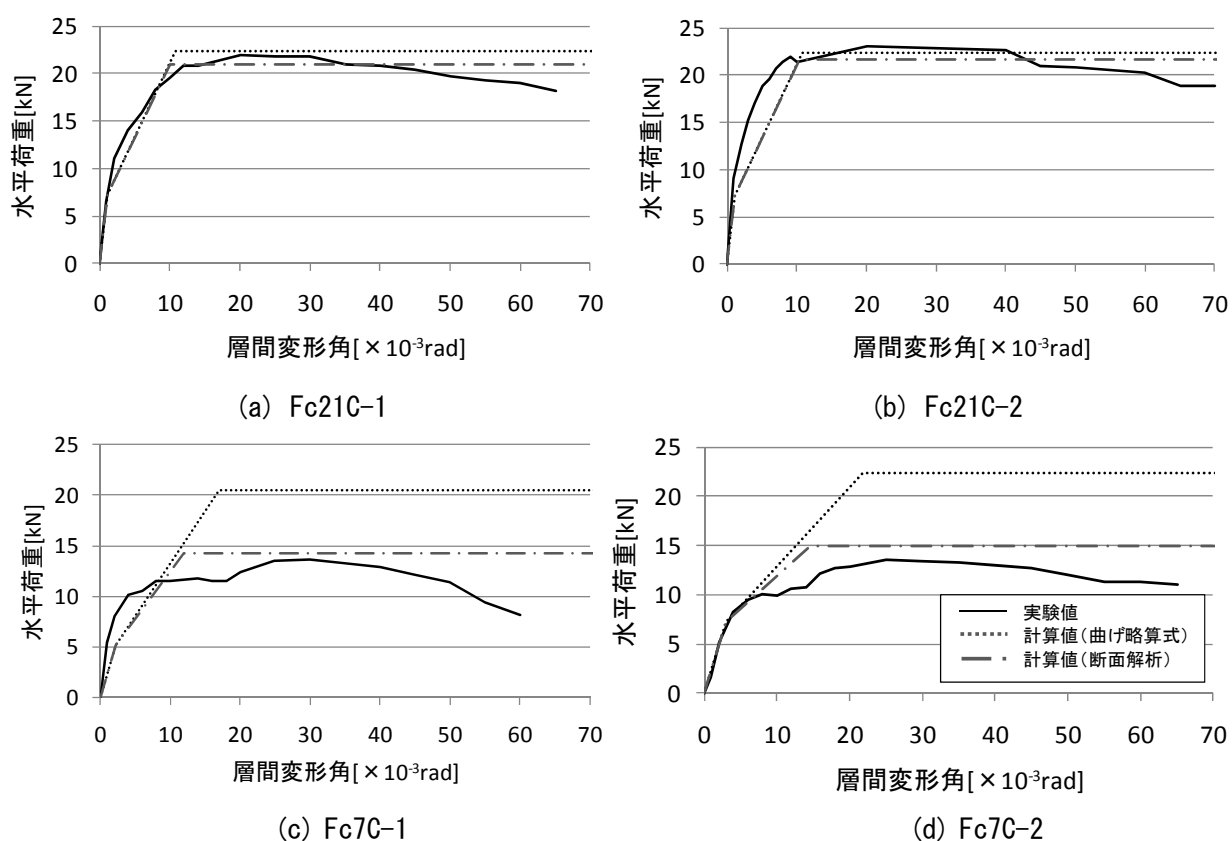


図 3.3.8 水平荷重－層間変形角関係包絡線

表 3.3.3 剛性の実験値および計算値一覧

試験体名	弾性剛性[kN/mm]			降伏時剛性[kN/mm]		
	実験値*1	計算値	実験値/計算値	実験値*2	計算値	実験値/計算値
Fc21C-1	8.46	13.10	0.65	3.01	4.25	0.71
Fc21C-2	10.58	13.12	0.81	3.57	4.18	0.85
Fc7C-1	6.17	4.76	1.30	1.78	2.40	0.74
Fc7C-2	4.32	4.76	0.91	1.65	2.05	0.80

*1 R=1/500rad 時の剛性

*2 R=1/100rad 時の剛性

i) 弾性剛性 (k_e)

$$k_e = Q/\delta \quad (6)$$

$$\delta = \delta_B + \delta_S$$

$$\delta_B = Q \cdot h_0^3 / 12 E_c \cdot I_e$$

$$\delta_S = \kappa \cdot Q \cdot h_0 / G_c \cdot A_c$$

ここに, δ_B : 曲げ変形量(mm), δ_S : せん断変形量(mm),

A_c : コンクリート断面積(mm²), κ : 形状係数(=1.2),

G_c : コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²),

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²),

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

h_0 : 柱内法高さ(mm)

ii) 降伏時剛性 (k_y)

$$k_y = k_c \cdot \alpha_y \quad (7)$$

$$k_c = Q \cdot h_0^3 / 12 E_c \cdot I_c$$

$$I_c = b \cdot D^3 / 12$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.65n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2$$

ここに, k_c : コンクリート断面に対する弾性曲げ剛性(N/mm)

α_y : 降伏時の弾性低下率

b : コンクリート断面幅(mm), D : コンクリート断面せい(mm)

n : ヤング係数比, p_t : 引張鉄筋比, a : シヤースパン(mm), η_0 : 軸力比

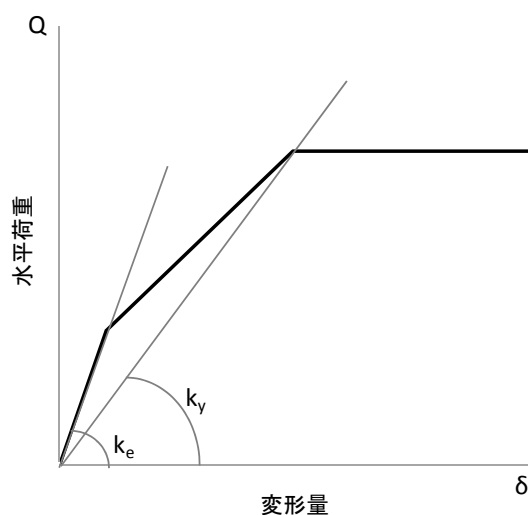


図 3.3.9 モデルと剛性の関係

3.4 まとめ

本研究では、低強度コンクリートを用いた RC 柱の破壊性状を柱部材実験により検討した。その結果、本実験の範囲において、以下のことが分かった。

- 1) 普通強度コンクリート試験体では1本の大きなひび割れが発生するのに対して、低強度コンクリート試験体は細かなひび割れが多数発生する。また、付着割裂ひび割れが発生する。
- 2) 耐震診断において使用されている曲げ耐力略算式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体においては概ね精度よく評価ができているが、低強度コンクリート試験体においては危険側の評価となった。また、塑性断面解析によれば、曲げ圧縮破壊を考慮できることから、曲げ耐力を精度良く評価することができる。

第 4 章

低強度コンクリートが用いられた RC 耐震壁の 耐力および破壊性状

4章 低強度コンクリートが用いられたRC耐震壁の耐力および破壊性状

4.1 概説

本章では、低強度コンクリートを用いた場合のRC耐震壁部材の耐力および破壊性状を実験的に明らかにする目的で、1/5縮小モデルを用いたRC耐震壁部材の水平加力実験を行い、現行の耐震診断基準において適用される耐力式および既往の研究との整合性を確認する。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体

表 4.2.1 に試験体諸元を，表 4.2.2 に鉄筋の諸性状を，図 4.2.1 に試験体寸法および配筋図を示す。

試験体は3階建てRC事務所建築の1階部分の1スパン分を想定し，実構造物の1/5スケールとしている。骨材も1/5スケールとしているため，試験体はモルタルを用いて作製した。モルタルの調合は3章と同様である。試験体は100mm×100mmの正方形断面のRC柱と壁厚40mm，長さ700mmの壁板を有する両側柱付き耐震壁で，内法高さは500mmとした。実構造物の1/5スケールを想定しているため，柱の主筋は4-D6，せん断補強筋はφ3.2，壁筋は縦横ともφ2.6を用いている。梁・土台は250mm×150mmの長方形断面を有しており，柱，壁に対して十分大きな剛性を確保するため，主筋は4-D13，せん断補強筋はφ6を用いている。また，載荷フレームと試験体の定着のために，打設時に試験体に長ナットを埋め込んだ。

表 4.2.1 試験体諸元

試験体名	設計基準強度 (N/mm ²)	軸力 (N/mm ²)	柱			壁		梁・土台										
			断面寸法 mm	主筋	せん断補強筋	壁厚 (mm)	壁筋	断面寸法 mm	主筋	せん断補強筋								
Fc7W-1	7	2	100×100	4-D6 Pt=1.06%	φ 3.2-@60 Pw=0.27%	40	縦横共 φ 2.6-@50 Ps=0.27%	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ 6-@50 Pw=0.19%								
Fc7W-2																		
Fc21W-1	21	0																
Fc21W-2																		
Fc21W-N0																		

表 4.2.2 鉄筋の諸性状

呼び名	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D6	370	1.23×10^5
φ3.2	566	2.10×10^5
φ2.6	665	2.08×10^5

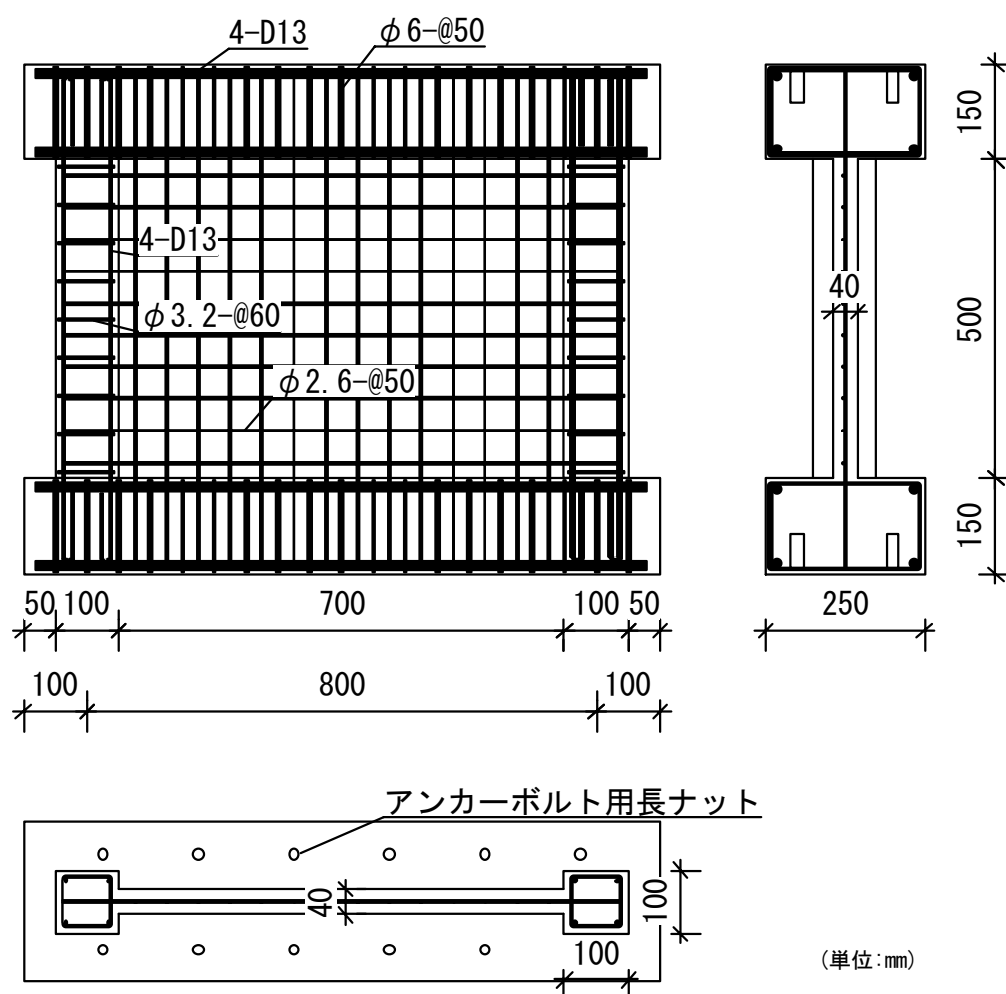


図 4.2.1 試験体寸法および配筋図

4.2.2 要因および水準

表 4.2.3 に要因および水準を示す。モルタル圧縮強度は 7, 21(N/mm²)の 2 水準とし、軸力は 0, 2(N/mm²)の 2 水準とした。モルタル圧縮強度は、3 章の実験と同様の方法で調整した。本実験の試験装置では、軸力が壁板のスパンの中央に集中することが予想されるため、軸力の影響を考慮するために軸力が 0(N/mm²)の試験を行った。

表 4.2.3 要因および水準

要因	水準
モルタル圧縮強度(N/mm ²)	7, 21
軸力(N/mm ²)	0, 2

4.2.3 試験方法

試験装置は3章で用いた試験装置を使用しており、梁を剛体と仮定した、逆対称モーメントとなる、耐震診断2次診断における1スパンの両側柱付き壁を対象とした要素試験を行った。

加力方法は、 2N/mm^2 の軸力を維持しながら、オイルジャッキにより静的漸増繰り返し水平載荷を行った。載荷位置は内法高さの1/2とした。

載荷プログラムは、 $1/2000\text{rad}$, $1/1000\text{rad}$, $1/500\text{rad}$, $1/250\text{rad}$, $1/125\text{rad}$, $1/100\text{rad}$, $1/50\text{rad}$ の順に正負1回ずつ繰り返した。ただし、軸力支持能力を失った時点で、載荷を終了した。また、Fc21W-1のみ、 $1/1000\text{rad}$ まで変形を与えた後、 $1/500\text{rad}$ ずつ変形を増加し、荷重が増加しなくなった時点で押し切った。

測定は、ジャッキ頭部のロードセルで荷重を測定し、レーザ変位計および接触型変位計により、各部の変位を測定した。各変位ごとに載荷を一時停止し、ひび割れ状況を観察した。また、水平載荷前の軸力のみ載荷した点での試験体への軸力の分布を測定するために、コンクリート表面のひずみをひずみゲージにより測定した。ひずみの測定結果を表4.2.4に示す。

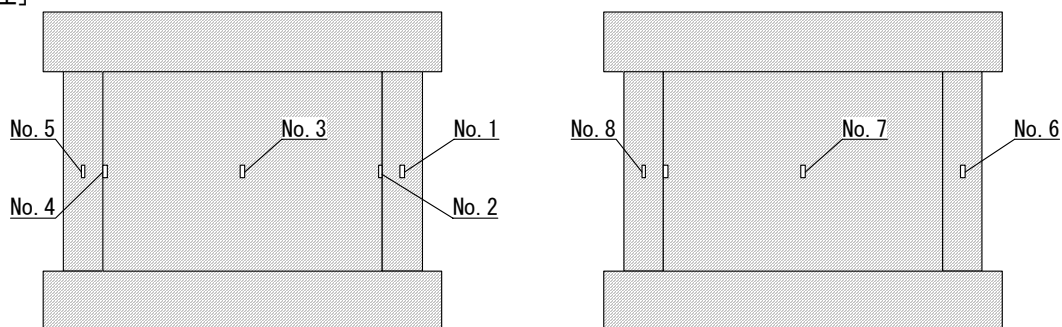
また、1/5縮小モデル試験体の打設と同時に、圧縮強度試験のための $\phi 5 \times 10\text{cm}$ の円柱試験体も作製した。

養生方法は打設後に材齢14日で脱型し、その後、実験室内にて気中養生を行った。

表 4.2.4 軸力 $N=2\text{N/mm}^2$ 時のひずみ測定結果

試験体名	軸力 $N=2\text{N/mm}^2$ 時のひずみ ($\times 10^{-6}$)							
	No.1*	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
Fc21W-1	387	7	141	27	82	284	237	340
Fc21W-2	264	147	174	325	207	243	223	368
Fc7W-1	251	84	107	126	54	424	517	795
Fc7W-2	149	161	757	264	387	221	174	241

[注]



4.3 実験結果および考察

4.3.1 圧縮試験

表 4.3.1 に円柱供試体圧縮試験の結果を示す。ヤング係数は3章で用いた試験体と同一調合のため、同じヤング係数を使用した。

表 4.3.1 モルタル圧縮強度の測定結果

試験体名		最大荷重 (kN)	圧縮強度(N/mm ²)	
			結果	平均
Fc7W-1	No.1	16.10	8.20	7.64
	No.2	13.35	6.80	
	No.3	15.55	7.92	
Fc7W-2	No.1	16.80	8.56	9.15
	No.2	19.00	9.68	
	No.3	18.05	9.20	
Fc21W-1	No.1	41.10	20.86	20.87
	No.2	42.70	21.67	
	No.3	39.70	20.07	
Fc21W-2	No.1	56.40	28.74	26.34
	No.2	51.00	25.99	
	No.3	47.70	24.31	
Fc21W-N0	No.1	57.15	29.12	28.33
	No.2	49.25	25.10	
	No.3	60.40	30.78	

4.3.2 RC耐震壁の水平加力試験

(1) ひび割れ性状

図4.3.1に乾燥収縮ひび割れの発生状況図を、図4.3.2に実験終了時のひび割れ状況図を示す。図4.3.3にFc21W-2試験体、図4.3.4にFc7W-2試験体の各変形角段階におけるひび割れ状況図をそれぞれ示す。

試験を開始する以前に、Fc21W-N0試験体以外の全ての試験体に乾燥収縮による鉛直方向のひび割れが見られた。普通強度コンクリート試験体と低強度コンクリート試験体を比較すると、写真4.3.1のように普通強度試験体が1本の大きなクラックが分散して発生するのに対して、写真4.3.2のように低強度試験体は細かなクラックが発生する点、および写真4.3.3のように低強度試験体には鉄筋に沿った付着ひび割れが発生する点は3章で行った柱の試験結果とも一致した。ただし、3章と同様に、付着ひび割れに関しては、縮小モデルを用いたことによる、かぶり厚さの不足が影響していることも考えられる。普通強度試験体、低強度試験体ともに柱と壁の間での鉛直方向のスリップひび割れが発生したが、写真4.4.4のように低強度試験体の方が、より破壊が進行した。軸力をかけた全ての試験体には、最終的には壁板の圧壊が発生したが、普通強度試験体は爆裂するように圧壊したのに対して、低強度試験体は少しずつ崩れるように圧壊した。また、圧壊する範囲は普通強度試験体は一部分が圧壊するのに対して、低強度試験体は広い範囲が圧壊した。Fc21W-1試験体には2箇所圧壊が発生しているが、これは乾燥収縮によるひび割れが大きく、2枚に分割された壁板が別々に変形し、2ヶ所に圧縮場が形成されたためと考えられる。

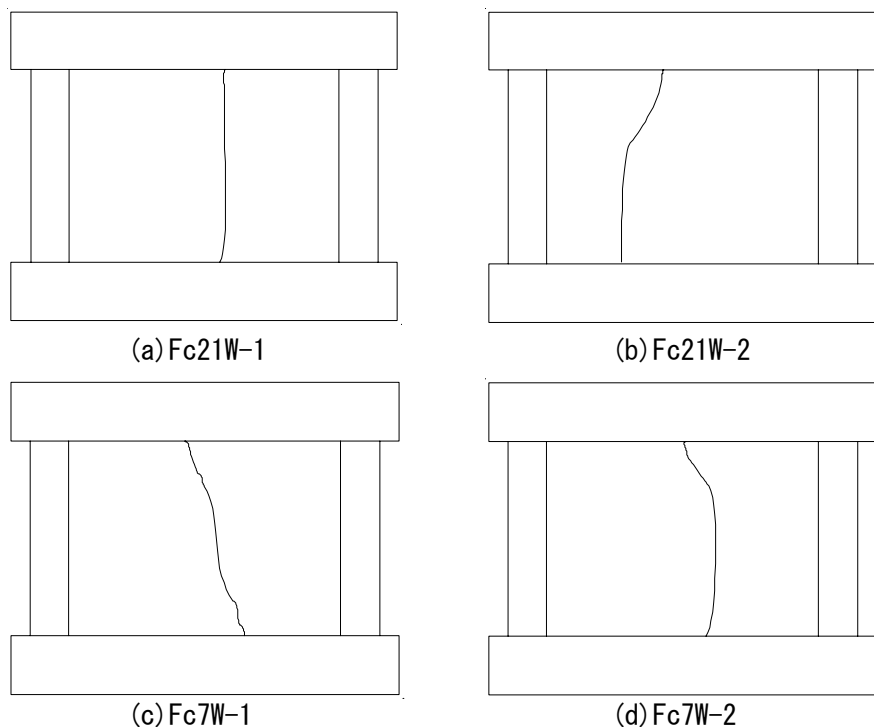


図4.3.1 乾燥収縮ひび割れ発生状況図

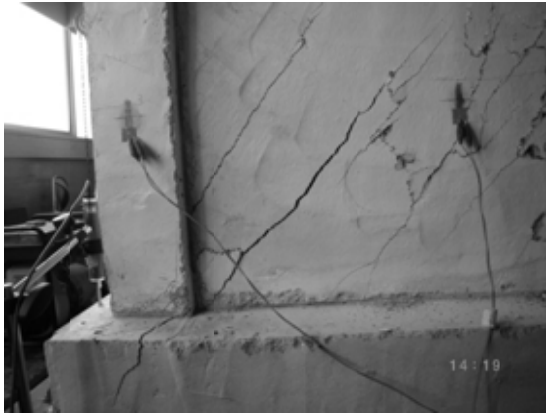


写真 4.3.1 ひび割れ性状 (Fc21W-2)

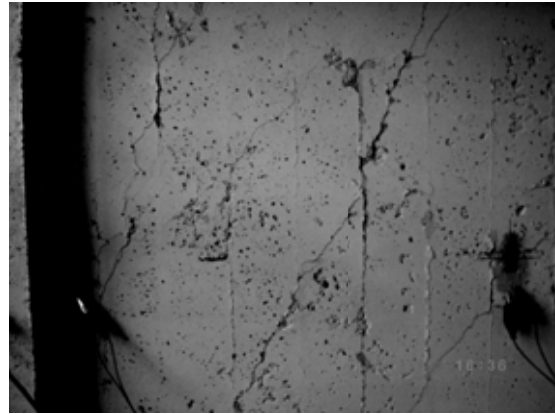


写真 4.3.2 ひび割れ性状 (Fc7W-2)



写真 4.3.3 付着ひび割れ (Fc7W-2)



写真 4.3.4 スリップひび割れ (Fc7W-1)

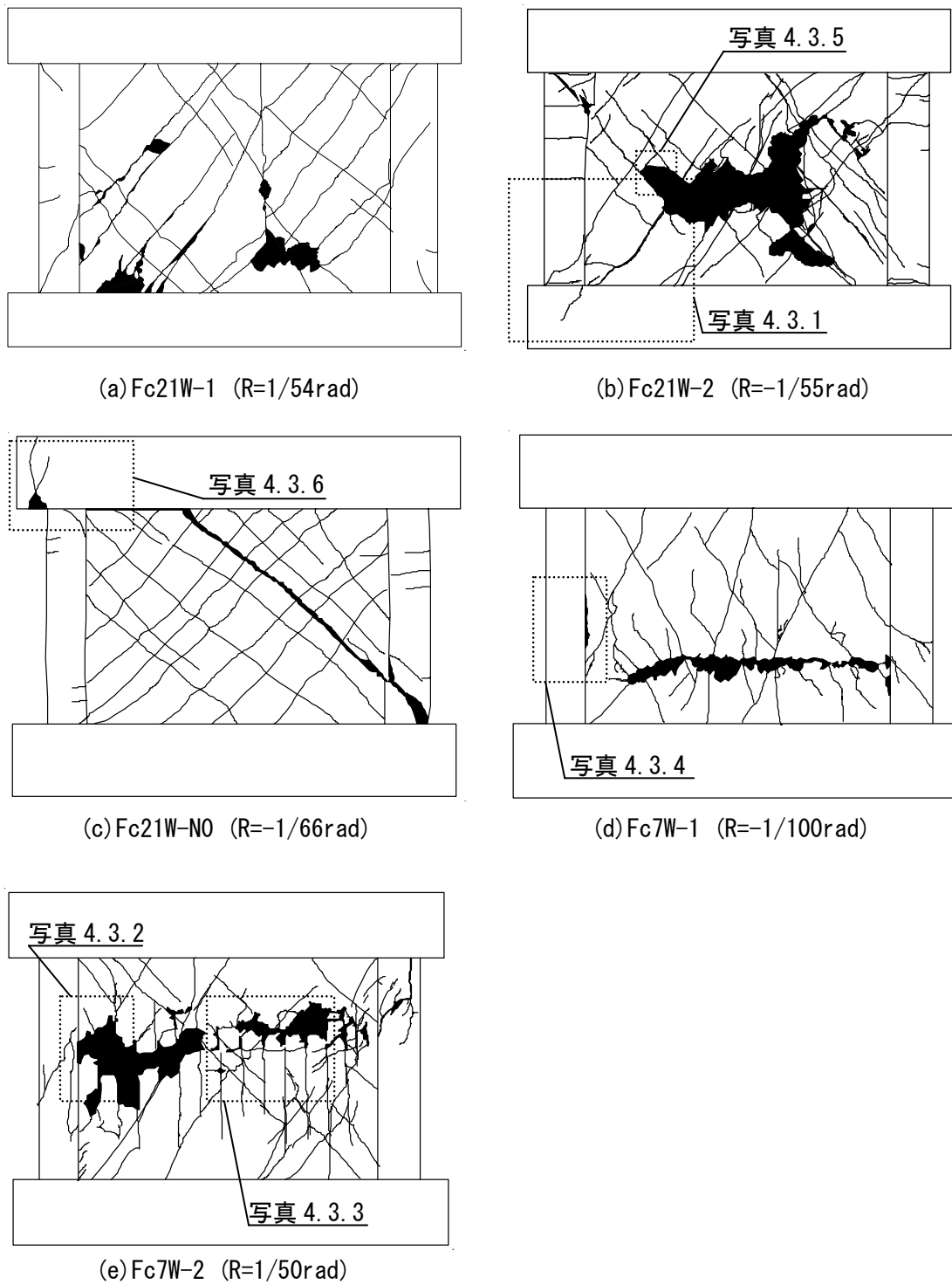


図 4.3.2 ひび割れ状況図

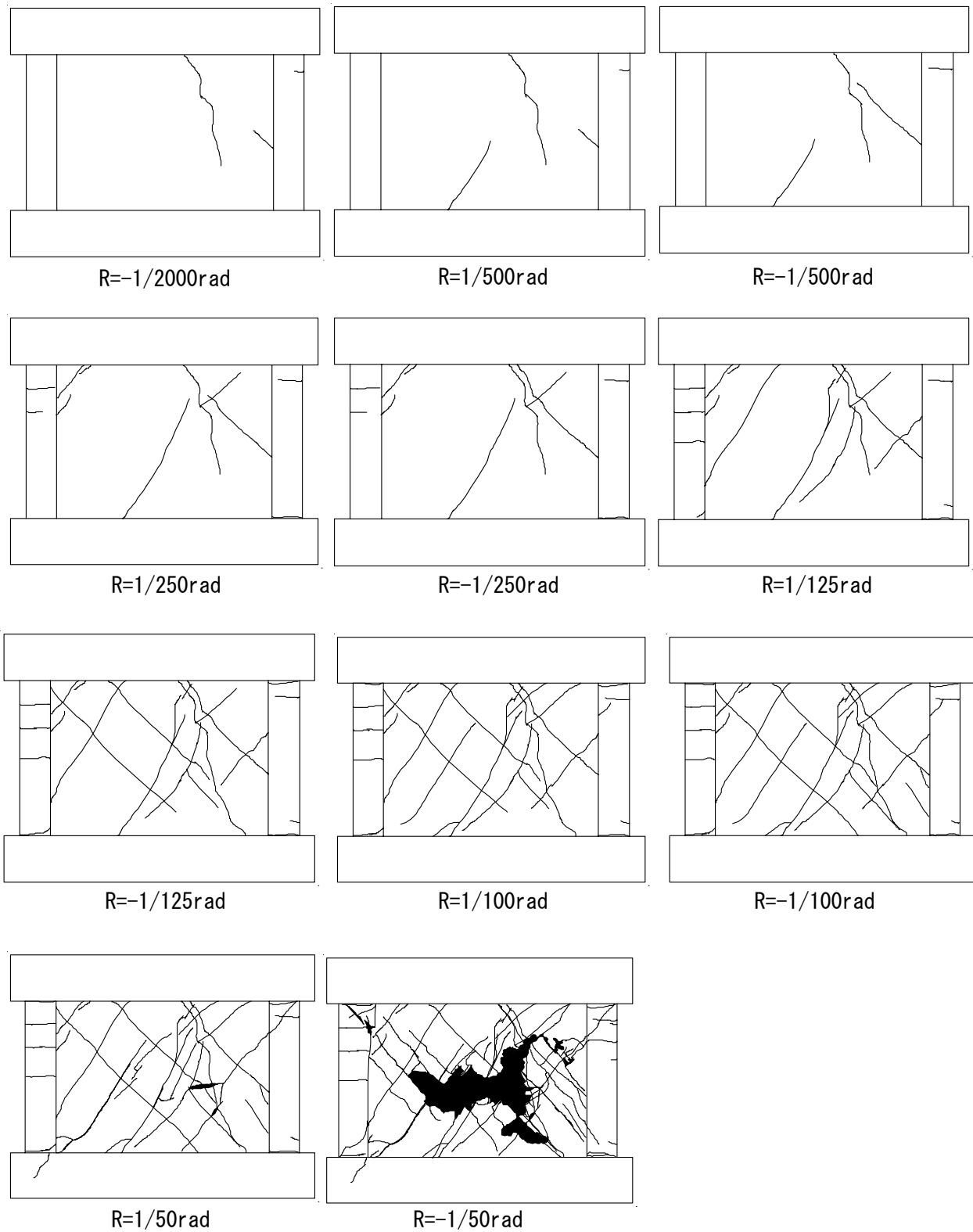


図 4.3.3 各変形角段階におけるひび割れ状況図 (Fc21W-2)

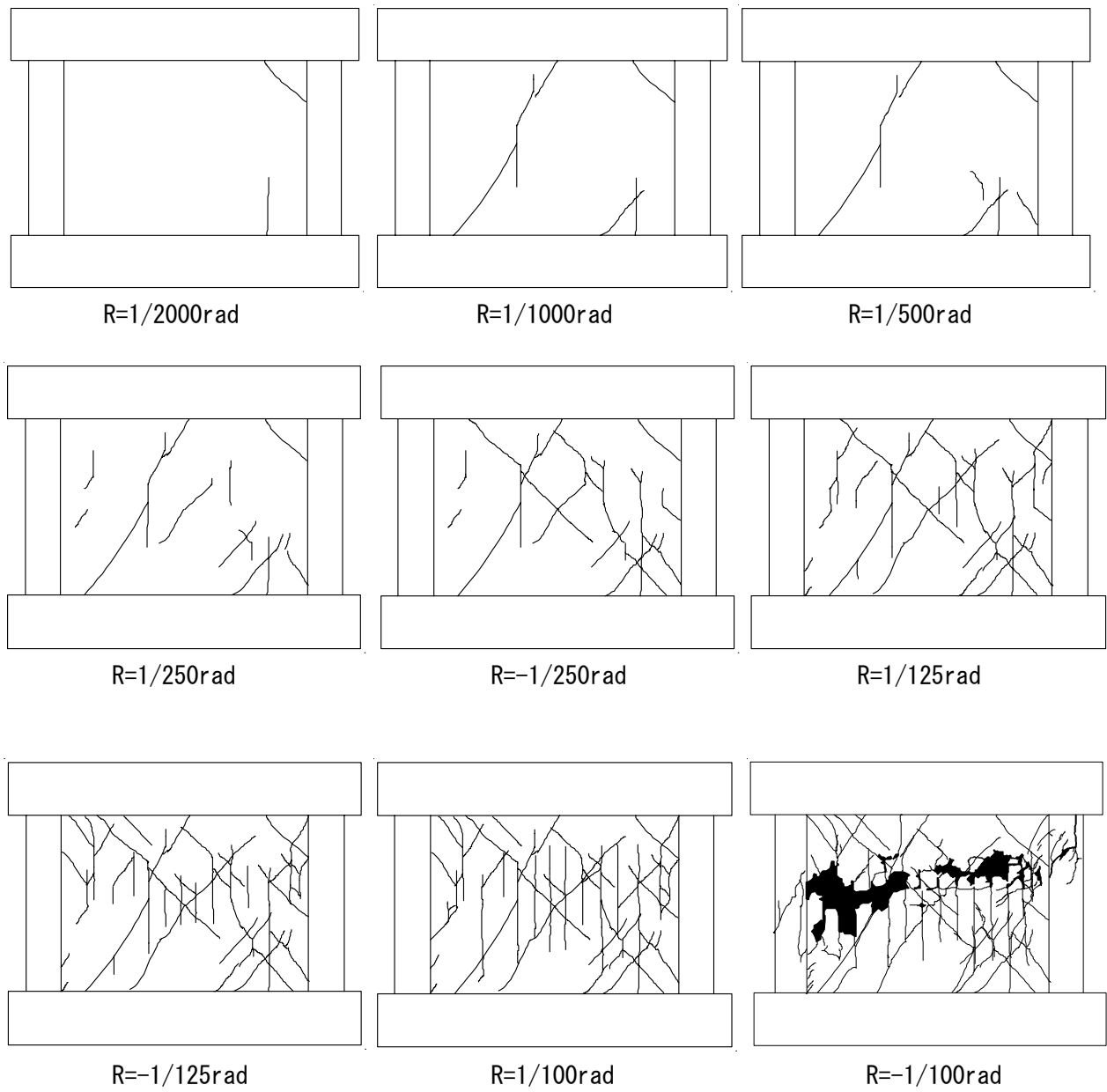


図 4.3.4 各変形角段階におけるひび割れ状況図 (Fc7W-2)

(2) 水平荷重－層間変形角関係

図4.3.5に水平荷重－層間変形角履歴曲線を示す。

同図によると、普通強度コンクリートで作製されたFc21W-1試験体は、 $R=1/100\text{rad}$ 付近で最大耐力156.41kNに達し、 $R=1/66\text{rad}$ 付近で壁板の圧壊により、急激に耐力低下し、軸力支持能力を失った。Fc21W-2試験体は、 $R=1/100\text{rad}$ 付近で最大耐力185.31kNに達し、その後、壁板の圧壊により、急激に耐力低下し、軸力支持能力を失った。軸力を加えていないFc21W-N0試験体は $R=-1/133\text{rad}$ 付近で最大耐力140.21kNに達し、その時点で軸力支持能力を失った。

低強度コンクリートで作製されたFc7W-1試験体は $R=1/166\text{rad}$ 付近で最大耐力71.88kNに達し、 $R=-1/100\text{rad}$ 付近で軸力支持能力を失った。Fc7W-2試験体は $R=1/166\text{rad}$ 付近で最大耐力82.53kNに達し、 $R=1/50\text{rad}$ 付近で軸力支持能力を失った。

普通強度試験体と低強度試験体を比較すると、普通強度試験体が $R=1/100\text{rad}$ 付近で最大耐力に達したのに対して、低強度試験体は $R=1/166\text{rad}$ 付近と水平変位が小さい段階で最大耐力に達した。この結果は、普通強度試験体の方が水平変位が小さい段階で最大耐力に達した柱の実験結果と異なる性状を示した。この理由として、長柱のように、曲げ変形が支配的である場合には、変形性能を発揮し、変形量が大きい段階で最大耐力に達する低強度コンクリートの特徴が卓越するが、両側柱付き壁のように、剛性が高く曲げ変形が制限されるような場合には変形性能を発揮する前に、最大耐力に達するためと考えられる。最大耐力以降の性状は、普通強度試験体が急激に耐力低下するのに対して、低強度試験体は緩やかに耐力低下した。この結果は、低強度コンクリートの材料特性とも一致する。履歴性状は、低強度試験体は普通強度試験体と比較して紡錘形であり、比較的エネルギー吸収性能の高い履歴性状であるといえる。

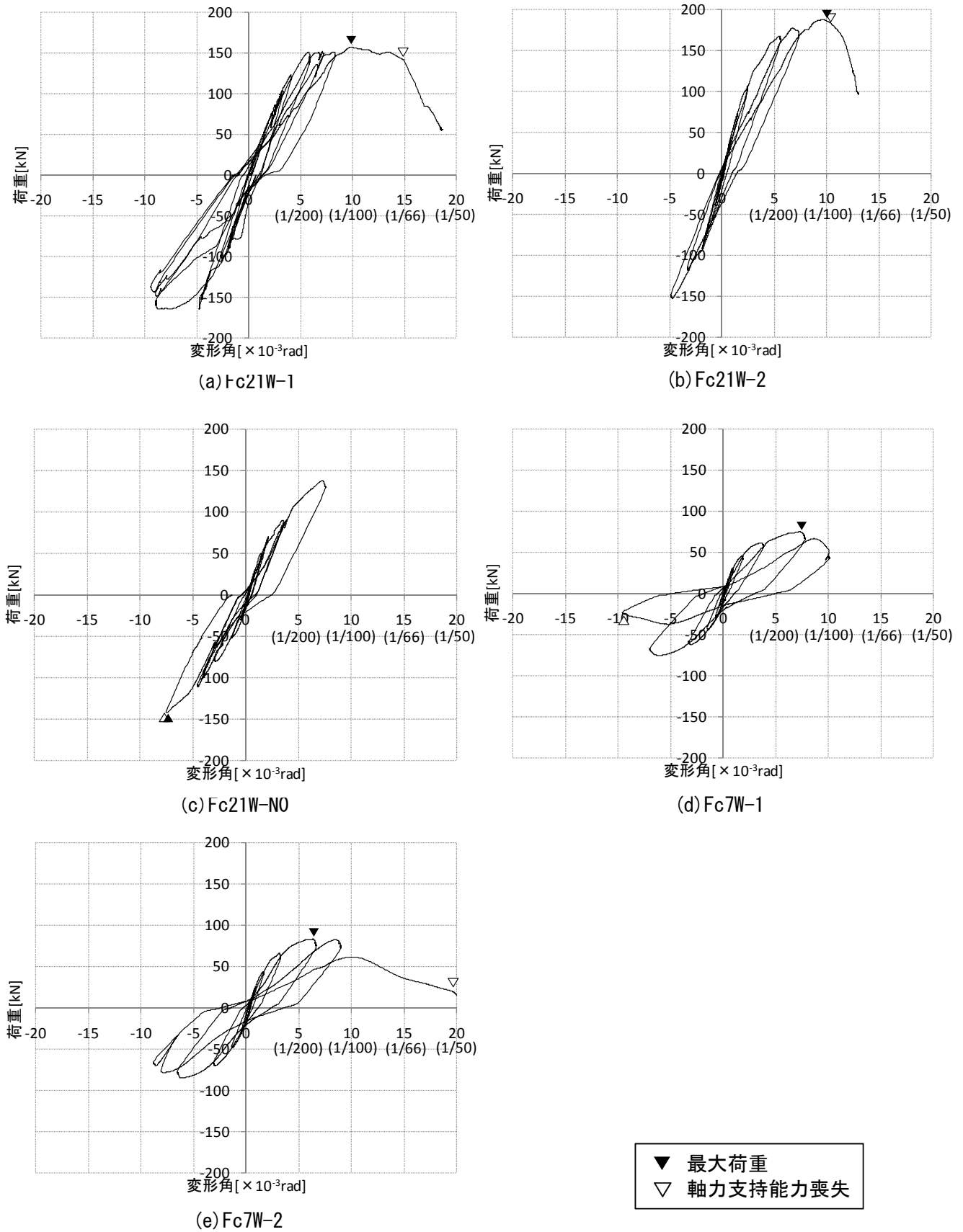


図 4.3.5 水平荷重一層間変形角関係

(3) 破壊過程

図4.3.6に水平荷重一層間変形角関係の包絡線を示す。

普通強度コンクリートで作製した Fc21W-1, Fc21W-2 試験体は $R=1/1000\text{rad}$ までに壁板の端部にせん断ひび割れの発生, $R=1/500\text{rad}$ で壁板の中央へのせん断ひび割れと柱頭部の曲げひび割れの発生, $R=1/250\text{rad}$ で柱頭, 柱脚部と梁, 土台の界面のひび割れの発生, $R=1/125\text{rad}$ でせん断ひび割れが大きく広がり, 壁板のせん断ひび割れが柱まで達し, $R=1/50\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れが土台まで達し, 壁板のコンクリートの圧壊, 爆裂がそれぞれ見られた。コンクリートの圧壊後, 急激に耐力低下し, 試験を終了した。また, 写真4.3.5に示すように壁筋の破断が見られた。

また, 軸力を加えていない Fc21W-N0 試験体は $R=1/2000\text{rad}$ でせん断ひび割れ, 柱頭と梁の界面のひび割れの発生, $R=1/1000\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れの発生, $R=1/500\text{rad}$ で柱への曲げひび割れの発生, $R=1/250\text{rad}$ で柱の曲げひび割れが壁板まで達し, $R=1/125\text{rad}$ で柱へのせん断ひび割れの発生, $R=1/100\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れが土台まで達し, $R=1/50\text{rad}$ でせん断破壊, 壁板と梁の界面でのスリップ破壊がそれぞれ見られた。また, 壁筋の破断が見られた。

低強度コンクリートで作製した Fc7W-1 試験体は $R=1/2000\text{rad}$ で柱頭と梁の界面にひび割れが発生, $R=1/1000\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れの発生, $R=1/500\text{rad}$ でせん断ひび割れの増加, $R=1/250\text{rad}$ で壁板の付着ひび割れの発生, $R=1/125\text{rad}$ で柱, 土台へのせん断ひび割れの発生, $R=1/100\text{rad}$ で水平方向への付着破壊が進行した後に, コンクリートの圧壊, 壁板と柱の界面へのひび割れの発生がそれぞれ見られた。コンクリートの圧壊後, 急激に耐力低下し, 試験を終了した。Fc7W-2 試験体は $R=1/1000\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れの発生, $R=1/500\text{rad}$ でせん断ひび割れの増加, 梁と柱頭部の界面, 土台へのひび割れ, 付着ひび割れの発生, $R=1/125\text{rad}$ で柱の曲げひび割れの発生, $R=1/100\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れが柱, 土台まで達し, $R=1/50\text{rad}$ で付着ひび割れとせん断ひび割れが複合したようなひび割れが進展した後, 壁板のコンクリートの圧壊がそれぞれ見られた。コンクリートの圧壊後, 急激に耐力低下し, 試験を終了した。

普通強度試験体と低強度試験体を比較すると, 両試験体ともせん断破壊, または付着破壊した後に軸力により圧壊するという破壊過程は同じだが, 普通強度試験体は一部のコンクリートが爆裂破壊するように急激に耐力低下するのに対して, 低強度試験体は圧壊が壁板全体へ広がりながら緩やかに耐力低下するという違いが見られた。普通強度コンクリートと比較して, 緩やかに耐力低下するという結果は低強度コンクリートの材料特性とも一致する。ただし, 今回の試験では, 低強度試験体における軸力比は 0.29 と比較的小さな軸力であり, $(1/3)F_c$ を超えるような軸力を受ける場合には, 急激に耐力低下することも考えられる。RC 規準では軸力を $(1/3)F_c$ 以下とすることを推奨している。また, 低強度試験体において, 付着破壊とせん断破壊が複合し, 違いが曖昧となる破壊性状は既往の柱に対する研究結果とも一致する。

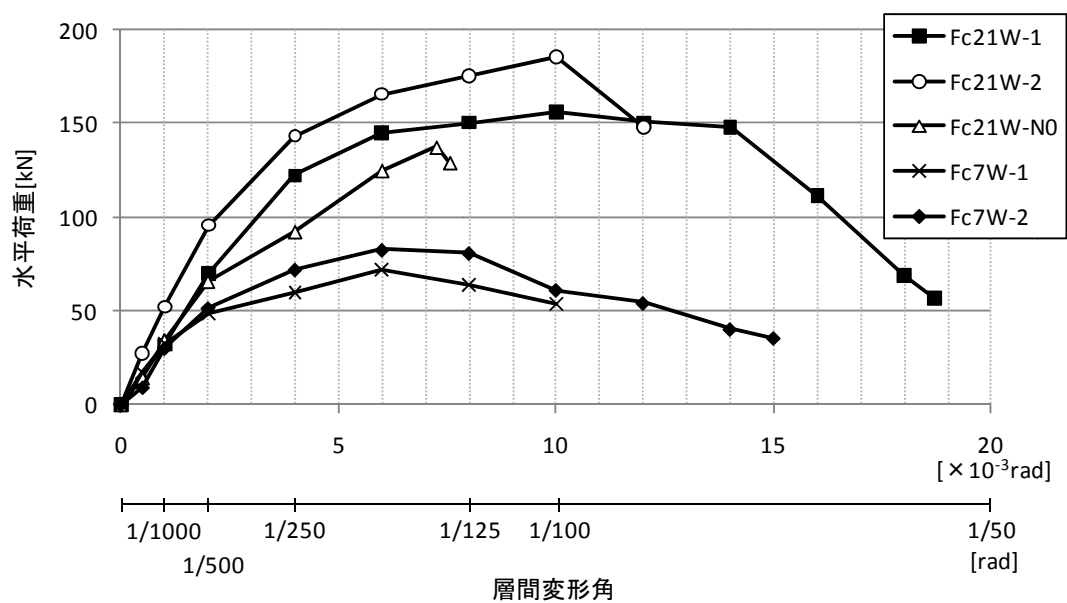


図 4.3.6 水平荷重－層間変形角関係包絡線

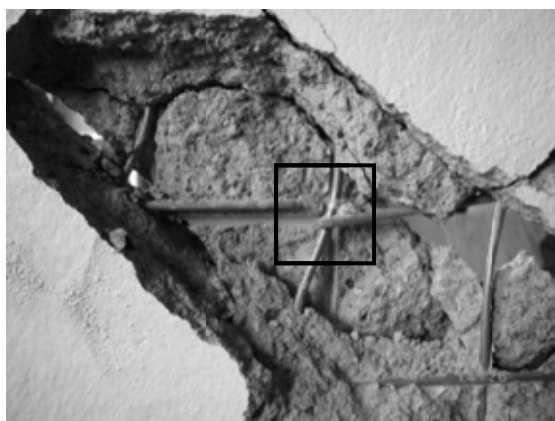


写真 4.3.5 鉄筋の破断 (Fc21W-2)

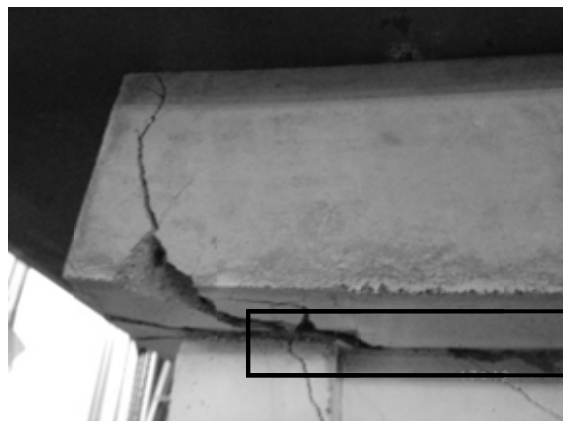


写真 4.3.6 スリップ破壊 (Fc21W-0)

(4) 剛性評価

表 4.3.2 にせん断ひび割れ発生時の変形角および水平力を、表 4.3.3 に最大耐力時の変形角および水平力を、図 4.3.7 に水平荷重－層間変形角関係の包絡線および水平荷重－層間変形角関係を tri-linear 型にモデル化した計算値を示す。

計算値は鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料¹⁹⁾を参考に、下式を用いて算定した。なお、最大耐力の算定には富井らのスリップ耐力式を用いた。その結果、普通強度試験体、低強度試験体ともに剛性を高く評価する結果となった。この理由として、収縮ひび割れの発生があったことが影響していると考えられる。特に収縮ひび割れの大きかった Fc21W-1 試験体は実験値と計算値の差が大きくなっている。また、同資料¹⁹⁾によると、モルタルを用いた耐震壁のせん断ひび割れ発生時の変形角を $R_{scr}=0.25 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度、最大耐力時の変形角を $R_u=4.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度としているが、ともにかなりばらつきが多いとしている。

i) せん断ひび割れ発生時の層間変形角 R_{scr}

$$R_{scr} = Q_{cr} \cdot k_w' / (cG \cdot t \cdot l) \quad (4.3.1)$$

$$k_w' = 3(1+u)/5 \{1-u^3 \cdot (1-v)\}^2 \cdot [v+u \cdot (1-v) \cdot \{15/8 \cdot (1-u^2)^2 - u^4 \cdot v\}]$$

$$u = L'/L$$

$$v = t/b$$

ここに、 Q_{cr} ：せん断ひび割れ発生時の水平力(kN)

k_w' ：耐震壁の I 形水平断面を有する部分のせん断弾性剛性に関する形状係数

cG ：コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)

t ：壁厚(mm)

l ：壁長さ(mm)

L ：柱の材端間距離(mm)

L' ：壁内法長さ(mm)

b ：側柱せい(mm)

ii) 最大耐力時の層間変形角 R_u

$$R_u = (Q_u/Q_{scr})^{\log(R_0/R_{scr})/\log(Q_0/Q_{scr})} \cdot R_{scr} \quad (4.3.2)$$

ここに、 Q_u ：最大耐力(kN)

R_0 ：0.002(rad)

Q_0 ：0.8・ Q_u (kN)

表 4.3.2 セン断ひび割れ発生時の変形角および水平力

試験体名	セン断ひび割れ発生時の変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)			セン断ひび割れ発生時の水平力 (kN)		
	実験値	計算値	実験値/計算値	実験値	計算値	実験値/計算値
Fc21W-1	1.00	0.26	3.85	31.84	62.18	0.51
Fc21W-2	1.00	0.33	3.03	52.08	67.63	0.77
Fc21W-N0	0.50	0.35	1.43	14.29	69.45	0.21
Fc7W-1	1.00	0.60	1.67	32.16	44.07	0.73
Fc7W-2	1.00	0.63	1.59	30	46.78	0.64

表 4.3.3 最大耐力時の変形角および水平力

試験体名	最大耐力時の変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)			最大耐力 (kN)		
	実験値	計算値	実験値/計算値	実験値	計算値	実験値/計算値
Fc21W-1	9.87	4.27	2.31	156.41	135.95	1.15
Fc21W-2	9.62	3.94	2.44	185.31	153.53	1.21
Fc21W-N0	7.25	3.89	1.86	137.35	158.15	0.87
Fc7W-1	7.05	3.33	2.12	71.88	93.43	0.77
Fc7W-2	8.45	3.16	2.67	82.53	102.35	0.81

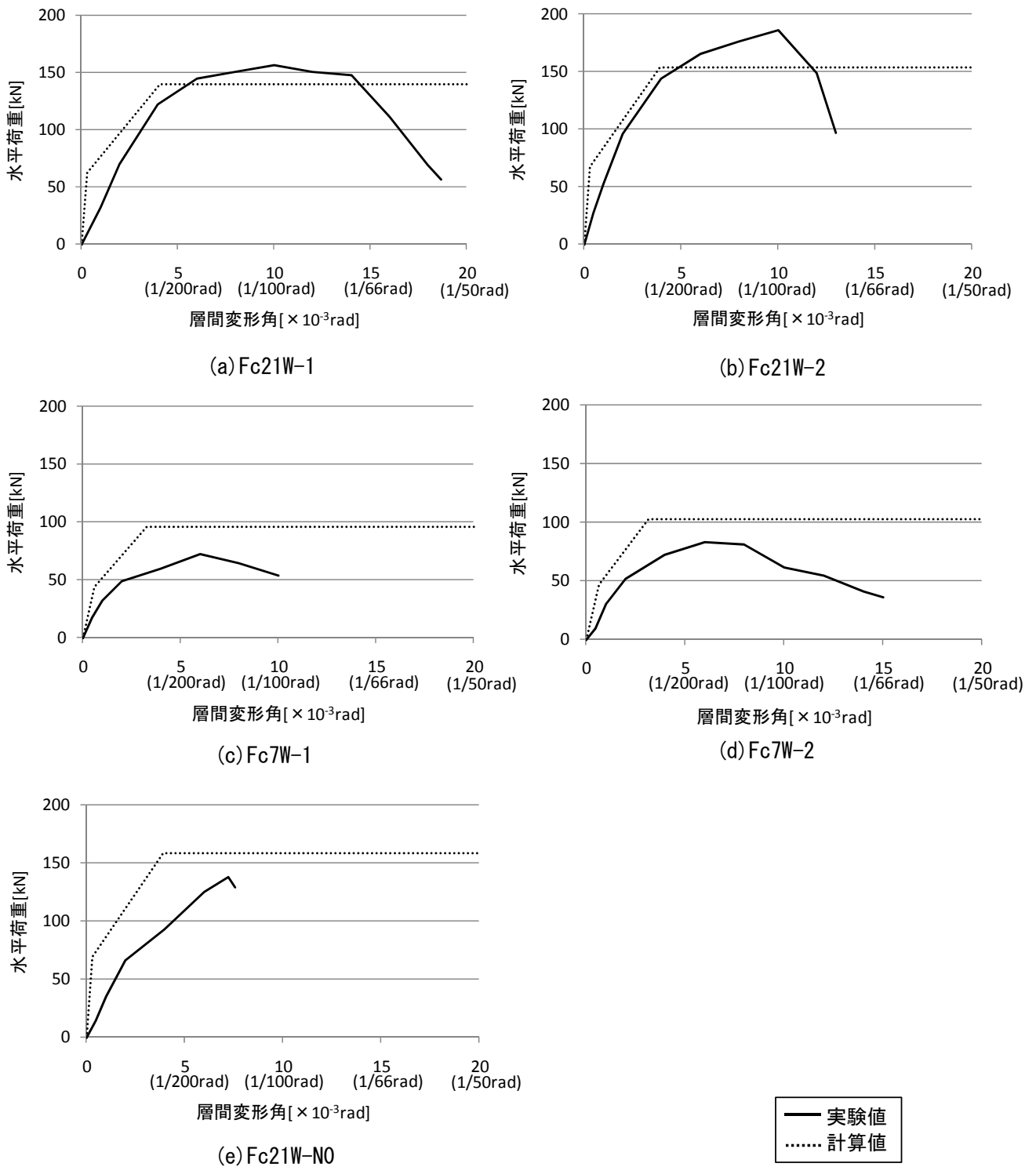


図 4.3.7 水平荷重－層間変形角関係包絡線

(5) 耐力評価

表 4.3.4 および図 4.3.8 に、実験による最大耐力と既往の算定式による計算値を比較した一覧を示す。なお、本試験では、全ての試験体においてせん断破壊および付着破壊であったが、せん断余裕度についても検討するため曲げ耐力についても算定した。

せん断耐力については、実験値から求めた平均値である修正荒川 mean 式を適用した場合、普通強度試験体に関しては概ね精度よく最大耐力を評価できていると言える。しかし、低強度試験体に関しては計算値が実験値を上回り、危険側の評価となっている。現行の耐震診断基準で用いられている荒川 min 式を適用した場合、普通強度試験体に関しては計算値が実験値を大きく上回る結果となっているが、低強度試験体に関しては、安全側の評価となっている。普通強度試験体と低強度試験体でこのような違いが発生した理由としては、荒川 min 式が付着破壊も考慮した実験値の下限值として与えられているのに対して、修正荒川 mean 式は実験値の平均値であるため、付着破壊とせん断破壊が混合して発生した低強度試験体においては、荒川 min 式が安全側の評価となり、修正荒川 mean 式が危険側の評価となったと考えられる。また、荒川 min 式、修正荒川 mean 式ともにシアスパン比 M/QD が 1 未満となったため、1 を適用した。

富井・江崎らによって提案された、側梁または側柱の材端近傍の壁板部分が破壊するスリップ破壊を考慮したスリップ耐力式を適用した場合、概ね精度良く評価できているが、低強度試験体と軸力を加えていない Fc21W-N0 試験体に関しては危険側の評価となった。この理由として、鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料¹⁹⁾によると、スリップ耐力式を算定する際には、せん断ひび割れ角度 θ を $\theta \simeq 45^\circ$ と仮定しているが、軸力の増大により、せん断ひび割れ角度が 45° より大きくなったことが影響していると考えられる。また、同資料¹⁹⁾では、スリップ耐力式の適用範囲を軸力 $N < \text{壁の終局強度 } Q_u$ としており、今回の試験では、低強度試験体においては軸力が実験値を上回っていることから適用範囲外である。図 4.3.9 に同資料に示されている軸力と壁の終局強度の関係を示す。

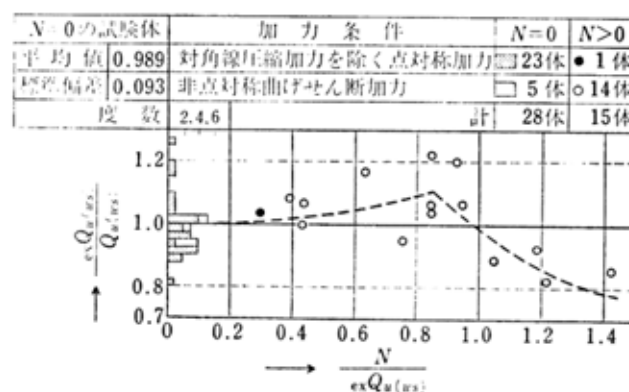


図 4.3.9 壁板のスリップ破壊によって支配される耐震壁の水平耐力の実験値 $ex Q_{u(ws)}$ と解析値 $Q_{u(ws)}$ の比と、鉛直荷重 N の関係

耐震壁の抵抗機構として、アーチ機構とトラス機構を考慮した、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」によるせん断強度式を適用した場合、Fc21W-N0試験体以外は実験値を計算値で除した値が1.2程度と、普通強度、低強度試験体ともに精度良く安全側に評価できた。

実験値を耐震診断基準で使用されている曲げの略算式で除したせん断余裕度は、低強度試験体は普通強度試験体と比較して小さな値となり、余裕度が大きい結果となった。曲げの略算式はコンクリート強度を考慮していないため、このような結果となった。しかし、3章で得られた結果や既往の研究から低強度コンクリート柱、梁においては、曲げの略算式は耐力を過大評価するという傾向があるため、耐震壁においても同様の傾向がある可能性がある。

また、軸力を加えていないFc21W-N0試験体と各計算値を比較すると、荒川min式以外ほぼ精度よく耐力を算定できている。荒川min式においても実験値が計算値を大きく上回り、軸力を加えたFc21W-1、Fc21W-2試験体と同様の傾向が見られる。この結果より、軸力の載荷方法による最大耐力に対する影響は少ないと考えられる。

表4.3.4 最大耐力に対する実験値および計算値一覧

試験体名	実験値 (kN)	せん断								曲げ ²	
		荒川min式 ^{*1}		修正荒川mean式 ^{*2}		スリップ耐力式 ^{*3}		靱性保証型せん断強度式 ^{*4}		略算式 ^{*5}	
		計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	せん断 余裕度
Fc21W-1	156.41	69.05	2.27	147.08	1.06	139.80	1.12	130.03	1.20	304.76	0.51
Fc21W-2	185.31	73.88	2.51	153.63	1.21	153.53	1.21	149.71	1.24	304.76	0.61
Fc21W-N0	137.35	75.64	1.82	156.01	0.88	158.15	0.87	158.68	0.87	151.16	0.91
Fc7W-1	71.88	57.37	1.25	131.24	0.55	96.02	0.75	60.07	1.20	304.76	0.24
Fc7W-2	82.53	58.70	1.41	133.04	0.62	102.35	0.81	70.21	1.18	304.76	0.27

[注]

$$*1 \text{ 荒川min式 } Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053P_{te}^{0.23}(18 + F_c)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \text{ (N)} \quad (3)$$

$$*2 \text{ 修正荒川mean式 } Q_{su2} = \left\{ \frac{0.068P_{te}^{0.23}(18 + F_c)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85\sqrt{P_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \text{ (N)} \quad (4)$$

$$*3 \text{ スリップ耐力式 } Q_{su3} = (2.4\sqrt{F_c} + 3400P_s) \cdot t_w \cdot l_w \text{ (kgf)} \quad (5)$$

$$*4 \text{ 靱性保証型せん断強度式 } Q_{su4} = t_w \cdot l_{wb} \cdot P_s \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot\theta + \tan\theta(1 - \beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \text{ (N)} \quad (6)$$

$$\tan\theta = \sqrt{(h_w/l_{wa})^2 + 1} - h_w/l_{wa}$$

$$\beta = (1 + \cot^2\phi) \cdot P_s \cdot \sigma_{wy} / (v \cdot \sigma_B)$$

$$*5 \text{ 曲げ耐力略算式 } {}_wM_u = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot l + 0.5 \sum (a_{wy} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l + 0.5N \cdot l \text{ (N)} \quad (7)$$

ここに、Pte：等価引張鉄筋比(%), Fc：コンクリート圧縮強度, M/(QD)：せん断スパン比
Pwe：等価横筋比, σ_{wy} ：横筋の降伏強度, σ_{0e} ：軸方向応力度, be：等価壁厚
je：応力中心間距離, Ps：引張鉄筋比, tw：壁厚, lw：壁長さ,
lwa：アーチ機構の等価壁長さ, lwb：トラス機構の等価壁長さ, v：コンクリート圧縮強度の有効係数, hw：壁高さ, ϕ ：トラス機構のコンクリート圧縮束の角度
at：側柱主筋の全断面積, σ_{sy} ：側柱主筋の降伏強度, l：両側柱の中心間距離
awy：壁縦筋の全断面積, N：当該壁に取り付く柱の全軸力

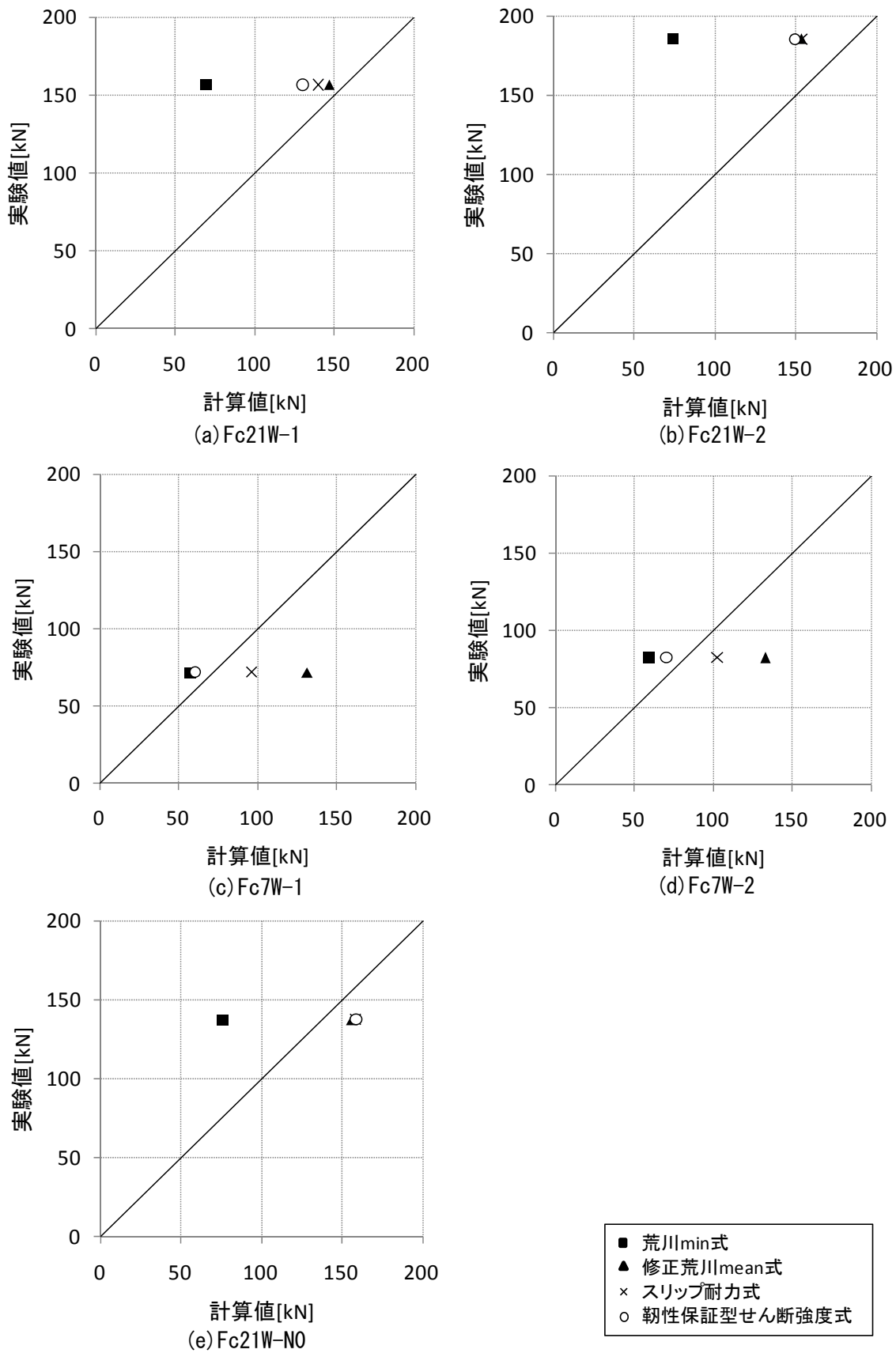


図 4.3.8 実験値と計算値の比較

(6) せん断抵抗機構

「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」²⁰⁾では、両側柱付き耐震壁のせん断抵抗機構として、アーチ機構とトラス機構を考慮しており、せん断強度式はアーチ機構とトラス機構の累加強度であるとしている。耐震壁におけるアーチ機構とトラス機構の概念図を図4.3.9に示す。

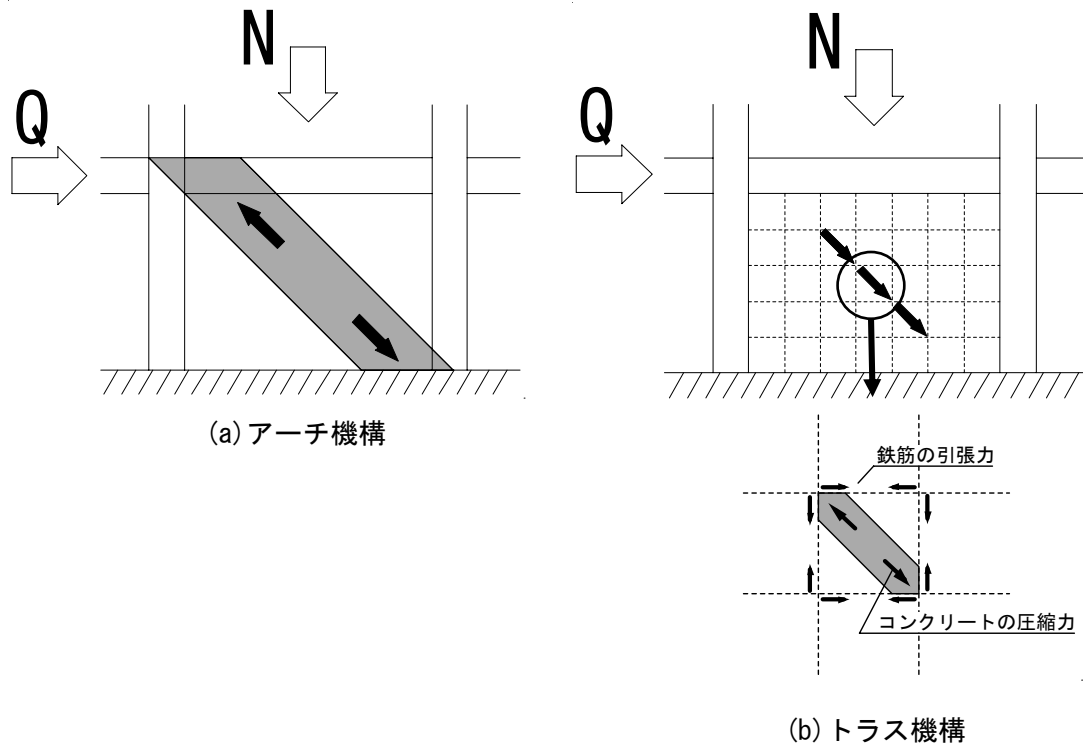


図4.3.9 耐震壁の抵抗機構

靱性指針²⁰⁾では、トラス機構による耐力が決定する条件として壁板の横筋の降伏を前提としている（Model 1）が、今回の実験では、低強度試験体の横筋は降伏していなかった。つまり、低強度試験体は横筋が降伏せずに、縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧壊により、耐力が決定していると考えられる（Model 2）。Model 2 の考え方を図4.3.10に示す。また破壊状況から、普通強度試験体は壁板の一部が圧壊し、アーチ機構がせん断耐力に対して支配的であると考えられるが、低強度試験体は壁板の圧壊が普通強度試験体と比較して広い範囲で発生しており、トラス機構が支配的であると考えられる。そこで本項では、耐震壁のせん断耐力を、縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧壊により決定する耐力と柱の負担せん断耐力の累加強度であるとして、せん断耐力の検討を行った。

柱の負担せん断耐力は3章で行った同寸法の柱の水平加力試験の結果を用い、耐震壁が最大耐力を発揮した時の変形角時の柱の耐力を、柱による負担せん断耐力とした。

縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧壊により決定する耐力の算定の際に、縦横筋

内のコンクリートの主応力方向は水平方向に対して 45° であると仮定し、主応力方向の直交方向に圧縮束を形成すると考えた。以上より、縦横筋内のコンクリート圧縮束の面積は次式で表すことができる。

$$A_c = D / (n \cdot \cos 45^\circ) \cdot t_w \quad (8)$$

ここに、 A_c ：縦横筋内のコンクリート圧縮束の面積(mm^2)

D ：壁筋のピッチ(mm)

t_w ：壁厚(mm)

さらに、低強度試験体の破壊状況より、水平方向に破壊が広がっていたため、壁板の水平投影面内の壁筋で囲まれた区間の圧縮力の和が、縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧縮力による耐力とした。以上より、縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧壊により決定する耐力 Q_{uc} は次式で表すことができる。

$$Q_{uc} = A_c \cdot \sigma_B \cdot m \cdot \cos 45^\circ \quad (9)$$

ここに、 σ_B ：コンクリート圧縮強度(N/mm^2)

m ：壁板の水平投影面内の縦横筋で囲まれた区間の数

各機構による耐力の計算値、および実験値との比較を表 4.3.5 と図 4.3.11 に示す。

靱性指針によるせん断耐力を算定し、普通強度試験体と低強度試験体を比較すると、低強度試験体はアーチ機構による耐力がかなり小さく、せん断耐力に対してあまり寄与していないと考えられ、トラス機構がせん断耐力に対して支配的であると考えられる。計算結果より、普通強度試験体はアーチ機構を形成するコンクリートの一部が圧壊することでせん断耐力が決定するのに対して、低強度試験体は、トラス機構を形成する壁筋で囲まれたコンクリートが全体として圧壊することで、せん断耐力が決定すると考えることができる。この結果は破壊性状とも一致する。

Model 2 と柱の負担せん断耐力の累加強度によりせん断耐力を算定すると、低強度試験体において計算値が実験値を大きく上回る結果となった。そこで、縦横筋で囲まれた区間の主応力の分布状態を考慮し、縦横筋内の面積の $1/2.5$ が圧縮束を形成すると考えた (Model 3)。つまり、(1)式中の $n=2.5$ とすると、今回の試験では、低強度試験体において実験値と計算値の適合が良いことが分かった。Model 3 によるトラス機構の考え方を図 4.3.12 に示す。しかし、全ての低強度コンクリート耐震壁に関して今回提案した Model 3 と柱の負担せん断耐力の累加強度がせん断耐力を精度良く評価できるかは疑問であり、今後さらにデータを蓄積し、検討する必要がある。さらに、今回の提案では柱の負担せん断耐力を柱単独の水平載荷試験の結果により求めたが、両側柱付壁となった場合には、柱単独のせん断耐力よりもせん断耐力が上昇することが考えられ、今後検討する必要がある。

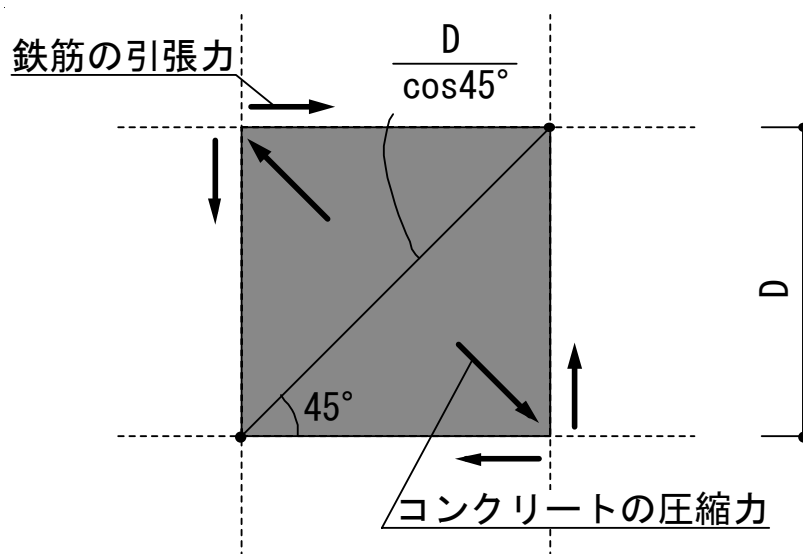


図 4.3.10 Model 2 によるトラス機構

表 4.3.5 計算値および実験値一覧

試験体名	アーチ機構 による耐力 (kN)	トラス機構 による耐力 Model 1 (kN)	トラス機構 による耐力 Model 2 (kN)	トラス機構 による耐力 ($A_c/2.5$) Model 3 (kN)	柱の 負担耐力 (kN)	実験値 (kN)	アーチ機構+Model 1		Model 2+柱の耐力		Model 3+柱の耐力	
							せん断耐力 (kN)	実験値 /計算値	せん断耐力 (kN)	実験値 /計算値	せん断耐力 (kN)	実験値 /計算値
Fc21W-1	66.47	63.56	417.40	166.96	20.00	156.41	130.03	1.20	437.40	0.36	186.96	0.84
Fc21W-2	86.15	63.56	526.80	210.72	20.00	185.31	149.71	1.24	546.80	0.34	230.72	0.80
Fc21W-N0	95.12	63.56	566.60	226.64	20.00	137.35	158.68	0.87	586.60	0.23	246.64	0.56
Fc7W-1	8.10	51.97	152.80	61.12	10.00	71.88	60.07	1.20	162.80	0.44	71.12	1.01
Fc7W-2	14.58	55.63	183.00	73.20	10.00	82.53	70.21	1.18	193.00	0.43	83.20	0.99

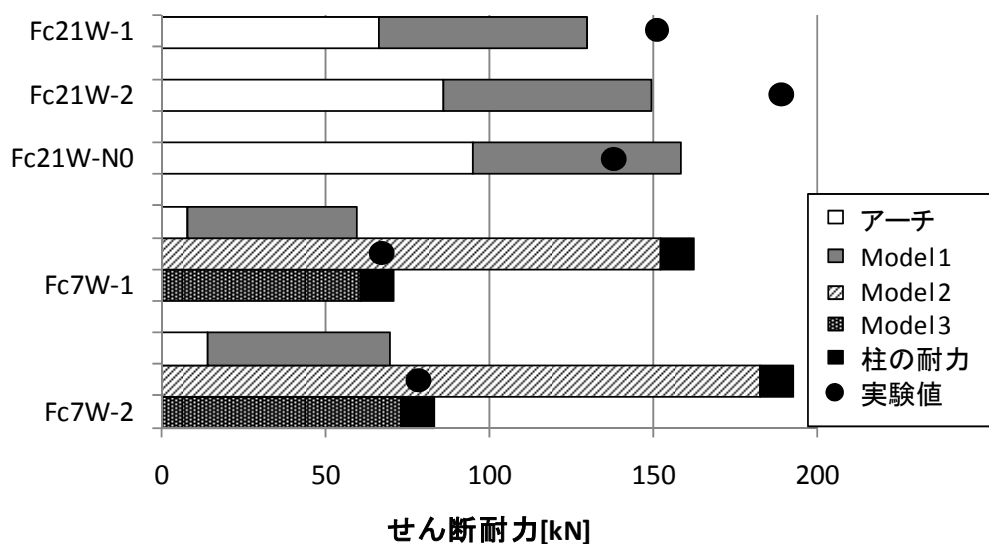


図 4.3.11 計算値および実験値一覧

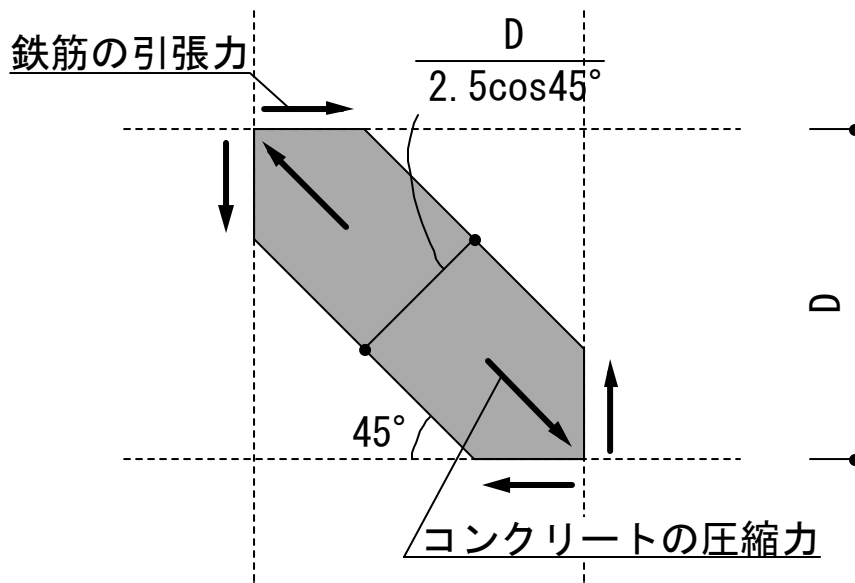


図 4.3.12 Model 3によるトラス機構

i) アーチ機構による耐力 Q_{ua}

$$Q_{ua} = \tan \theta (1 - \beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \quad (10)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot P_s \cdot \sigma_{sy} / (\nu \cdot \sigma_B)$$

ii) トラス機構による耐力 (Model 1) Q_{ub}

$$Q_{ub} = t_w \cdot l_{wb} \cdot P_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi \quad (11)$$

ここに, t_w : 壁厚(mm), l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ(mm)

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数,

$\tan \theta$: アーチ機構のコンクリート圧縮束の角度

β : 耐震壁板のトラスによるせん断強度の負担比

σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²), h_w : 耐震壁の高さ(mm)

$\cot \phi$: トラス機構のコンクリート圧縮束の角度で 1.0 とする

P_s : 壁板のせん断補強筋比, σ_{sy} : 壁筋の降伏強度(N/mm²)

l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ(mm),

4.4 まとめ

本研究では、低強度コンクリートを用いた RC 耐震壁の破壊性状を部材実験により検討した。その結果、本実験の範囲において、以下のことが分かった。

- 1) 最終破壊状況は、普通強度コンクリート試験体は一部のコンクリートが圧壊するのに対して、低強度コンクリート試験体は壁板全体が破壊する。
- 2) 低強度コンクリート試験体は、付着破壊が発生する。
- 3) 実験値の平均値である修正荒川式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体に関しては精度よく評価できているが、低強度コンクリート試験体に関しては危険側の評価となった。また、荒川 min 式を用いた場合は、普通強度、低強度コンクリート試験体ともに安全側の評価となった。
- 4) コンクリート強度の違いによる耐震壁の破壊性状の違いは、アーチ機構とトラス機構により説明できる。
- 5) 壁筋で囲まれた区間の圧壊を考慮したトラス機構と、柱の負担せん断耐力の累加強度で低強度コンクリート RC 耐震壁のせん断耐力を精度よく評価できる可能性がある。

第 5 章

結論

第 5 章 結論

5.1 まとめ

本研究では、低強度コンクリート構造物の耐震診断および耐震補強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を用いた RC 柱および RC 耐震壁の破壊性状を部材実験により検討した。その結果、本実験の範囲において、以下のことが分かった。

- 1) 柱部材に関して、普通強度コンクリート試験体では 1 本の大きなひび割れが発生するのに対して、低強度コンクリート試験体は細かなひび割れが多数発生する。また、付着割裂ひび割れが発生する。
- 2) 柱部材に関して、耐震診断において使用されている曲げ耐力略算式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体においては概ね精度よく評価ができていたが、低強度コンクリート試験体においては危険側の評価となった。また、塑性断面解析によれば、曲げ圧縮破壊を考慮できることから、曲げ耐力を精度良く評価することができる。
- 3) 耐震壁部材に関して、最終破壊状況は、普通強度コンクリート試験体は一部のコンクリートが圧壊するのに対して、低強度コンクリート試験体は壁板全体が破壊する。
- 4) 耐震壁部材に関して、低強度コンクリート試験体は、付着破壊が発生する。
- 5) 耐震壁部材に関して、実験値の平均値である修正荒川式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体に関しては精度よく評価できているが、低強度コンクリート試験体に関しては危険側の評価となった。また、荒川 min 式を用いた場合は、普通強度、低強度コンクリート試験体ともに安全側の評価となった。
- 6) 耐震壁部材に関して、コンクリート強度の違いによる耐震壁の破壊性状の違いは、アーチ機構とトラス機構により説明できる。
- 7) 壁筋で囲まれた区間の圧壊を考慮したトラス機構と、柱の負担せん断耐力の累加強度で低強度コンクリート RC 耐震壁のせん断耐力を精度よく評価できる可能性がある。

5.2 今後の課題

本研究では、低強度コンクリートが用いられた RC 柱、耐震壁部材に関して水平加力試験、耐力等に関して検討を行ったが、まだまだ低強度コンクリート部材に関する実験データは少なく、低強度コンクリートで造られた構造物の耐震診断を精度良く行うことは難しい。そのため、今後も更なる低強度コンクリート部材に関する実験データを蓄積する必要がある。

特に、耐震壁部材に関しては実験データがほとんどない状況であり、本研究で行ったせん断耐力評価方法が妥当であるかどうかは疑問である。今後は様々な要因について、低強度コンクリート RC 耐震壁部材に関する実験的研究を行っていく必要があると考える。

謝辭

謝辞

本研究を進めるにあたり，適切な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く感謝致します。また，本実験に際し，三重大学技術専門員の和藤浩氏，新美治利氏および三重大学大学院工学研究科建築学専攻畑中研究室の皆様に御助力頂いたことを，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) 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
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 寺岡勝，掛悟史：10N/mm² クラスの低強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート耐震壁の耐震性能，
- 15) 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

- 16) 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
- 17) 岸田幸治 , 田村雄一 , 三島直生 , 畑中重光 : 低強度コンクリートで造られた RC 建築物の耐震診断に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No.3, pp.1291-1296, 2008
- 18) 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
- 19) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.9
- 20) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8

梗概

低強度コンクリートが使用された RC 無開口耐震壁の破壊性状に関する研究

畑中研究室 409M402 大石祐太

1. 序論

既存RC造建築物の耐震診断および耐震補強設計を行う際に、通常は鉄筋コンクリート構造物に使用されているコンクリートの圧縮強度を調査するが、その調査結果から、1970 年代前半の高度経済成長期における効率優先の量産体制や粗製乱造などで、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度に達していない品質の悪い構造物が存在していることが明らかになってきた⁴⁾。一方で、日本建築防災協会の耐震診断基準¹⁾では、RC 構造物に使用するコンクリートの最低圧縮強度を 13.5N/mm^2 とし、それ以下のものについては基本的には耐震補強の対象外とされている。

しかしながら、過去の文献⁹⁾から、コンクリートの最低圧縮強度を 13.5N/mm^2 と定めた根拠は、力学的挙動から決定されたものではないことから、コンクリート強度が 13.5N/mm^2 以下であっても適切な補強を施せば、耐震性を確保できる可能性があると考えられる。

また、JCI 中国支部においても低強度コンクリートに関する特別研究委員会が設置され^{11),12)}、診断、補強に関する研究が行われている。しかし、低強度コンクリート部材の構造性能に関する研究は、まだ少ないのが現状である。

そこで本研究では、圧縮強度が 13.5N/mm^2 未満のコンクリートを低強度コンクリートと定義し、低強度コンクリート構造物の耐震診断および耐震補強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 柱および RC 耐震壁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関する既往の研究報告との整合性に関して検討する。

2. 本論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

第 1 章で本研究の背景および目的を示し、第 2 章で低強度コンクリートで造られた RC 構造物の耐震診断手法および破壊性状を把握することを目的に、既往の研究を取りまとめ、第 3 章および第 4 章で、それぞれ低強度コンクリートが用いられた RC 柱、RC 耐震壁の耐力および変形特性を実験により明らかにする。

3. 低強度コンクリートが用いられた RC 柱の耐力および破壊性状

3.1 実験概要

3.1.1 要因および水準

表-1 に要因および水準を示す。モルタル圧縮強度は 7、 $21(\text{N/mm}^2)$ の 2 水準とした。モルタル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、 $F_c=7\text{N/mm}^2$ のモルタルについては既往の研究を参考にセメントの一部を石灰石微粉末で置換した。

3.1.2 試験体

表-2 に試験体諸元を、表-3 に使用したモルタルの調合表を、表-4 に鉄筋の諸性状を、図-1 に試験体寸法および配筋図を示す。

試験体は 3 階建て RC 事務所建築の 1 階部分の 1 スパンの柱部分のみを想定し、実構造物の 1/5 スケールとしている。骨材も 1/5 スケールとしているため、試験体はモルタルを用いて作製した。試験体は $100\text{mm}\times 100\text{mm}$ の正方形断面を持つ RC 柱で、内法高さは 500mm とした。実構造物の 1/5 スケールを想定しているため、主筋は 4-D6、せん断補強筋は $\phi 3.2$ を用いている。梁・土台は $250\text{mm}\times 150\text{mm}$ の長方形断面を有しており、柱に対して十分大きな剛性を確保するため、主筋は 4-D13、せん断補強筋は $\phi 6$ を用いている。また、載荷フレームと試験体の定着のために、打設時に試験体に長ナットを埋め込んだ。

3.1.3 試験方法

図-2 に試験装置の概要を示す。本試験では、「2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準同解説」¹⁾における、耐震診断 2 次診断を想定し、柱のみを対象とした要素試験と位置付けた実験を行った。この場合、梁を剛体と仮定し、柱のモーメント分布は逆対称となる。加力方法は、 2N/mm^2 の軸力を維持しながら、オイルジャ

表-1 要因および水準

要因	水準
モルタル強度(N/mm^2)	7, 21

表-2 試験体諸元

試験体名	設計基準強度 (N/mm ²)	柱			梁・土台		
		断面寸法 (mm)	主筋	せん断補強筋	断面寸法 (mm)	主筋	せん断補強筋
Fc7C-1	7	100×100	4-D6 Pt=1.06%	φ 3.2-@60 Pw=0.27%	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ 6-@50 Pw=0.19%
Fc7C-2							
Fc21C-1	21						
Fc21C-2							

表-3 モルタルの調合

Fc (N/mm ²)	W/C (%)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	P (kg/m ³)	S (kg/m ³)
7	129	262	204	234	1638
21	60		438	-	

[注] Fc: 設計基準強度, W/C: 水セメント比, W: 単位水量, C: 単位セメント量, P: 単位石灰石微粉末量, S: 単位細骨材量

表-4 鉄筋の諸性状

呼び名	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D6	370	1.23×10^5
φ3.2	566	2.1×10^5

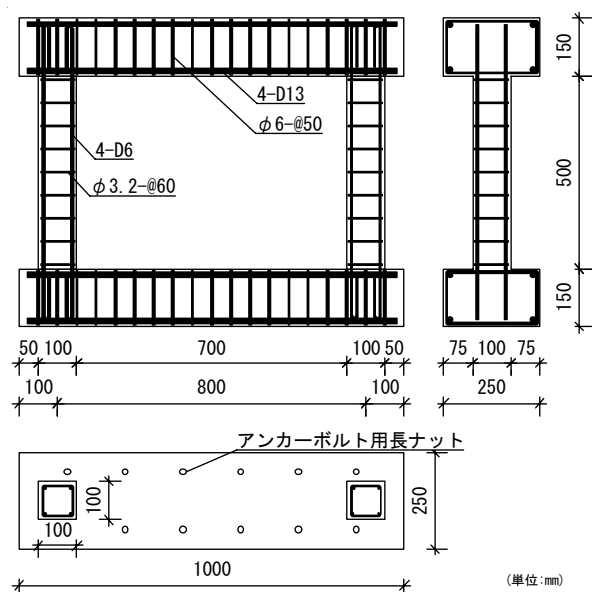


図-1 試験体寸法および配筋図

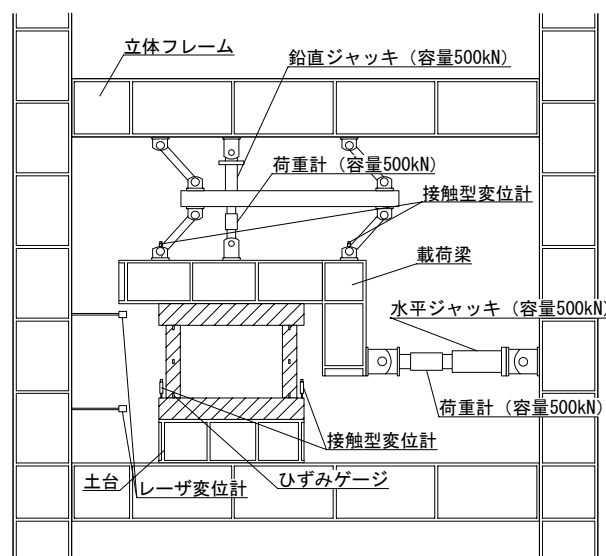


図-2 試験装置概要

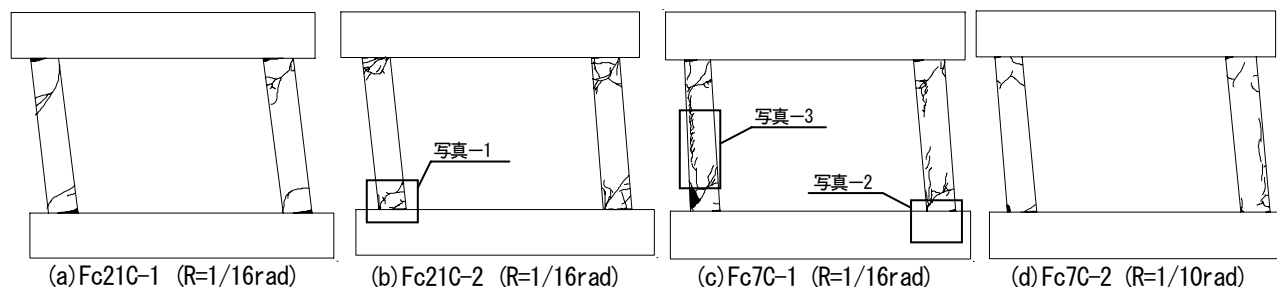


図-3 ひび割れ状況図

ッキにより静的漸増繰り返し水平載荷を行った。載荷位置は柱内法高さの 1/2 とした。載荷プログラムは、まず、1/1000rad の変位を与え、その後 1/500rad ずつ増加させていき、荷重が増加しなくなった時点で押し切った。

測定は、ジャッキ頭部のロードセルで荷重を測定し、レーザ変位計および接触型変位計により、各部の変位を測定した。各変位段階ごとに載荷を一時停止し、ひび割れ状況を観察した。また、試験体の軸力分布を測定するために、柱頭柱脚部のコンクリート表面のひずみをひずみゲージにより測定した。その結果、いずれの試験体においても、ほぼ均等に軸力を加えられていることが確認できた。また、柱試験体の打設と同時に φ5×10cm の円柱試験体を作製し、圧縮強度試験を行った。その際に、ひずみゲージによりヤング係数も測定した。養生方法は打設後に材齢 14 日で脱型し、その後、実験室内にて気中養生を行った。

3.2 実験結果および考察

3.2.1 ひび割れ性状

図-3 に実験終了時のひび割れ状況図を示す。普通強度コンクリート試験体と低強度コンクリート試験体を比較すると、写真-1 のように、普通強度コンクリート試験体では、柱頭、柱脚部に 1 本の大きなひび割れが発生するのに対して、写真-2 のように、低強度コンクリート試験体では無数の細かなひび割れが発生することがわかる。また、普通強度コンクリート試験体、低強度コンクリート試験体ともに曲げ破壊が支配的であるが、写真-3 のように、低強度コンクリート試験体では主筋に沿った付着破壊が発生することがわかる。ただし、今回の試験体は縮小モデルであり、かぶり厚さが小さいことも影響していると考えられる。これらの性状は既往の研究⁸⁾とも一致する。



写真-1 ひび割れ性状 (Fc21C-2 試験体) 写真-2 ひび割れ性状 (Fc7C-1 試験体) 写真-3 付着破壊 (Fc7C-1 試験体)

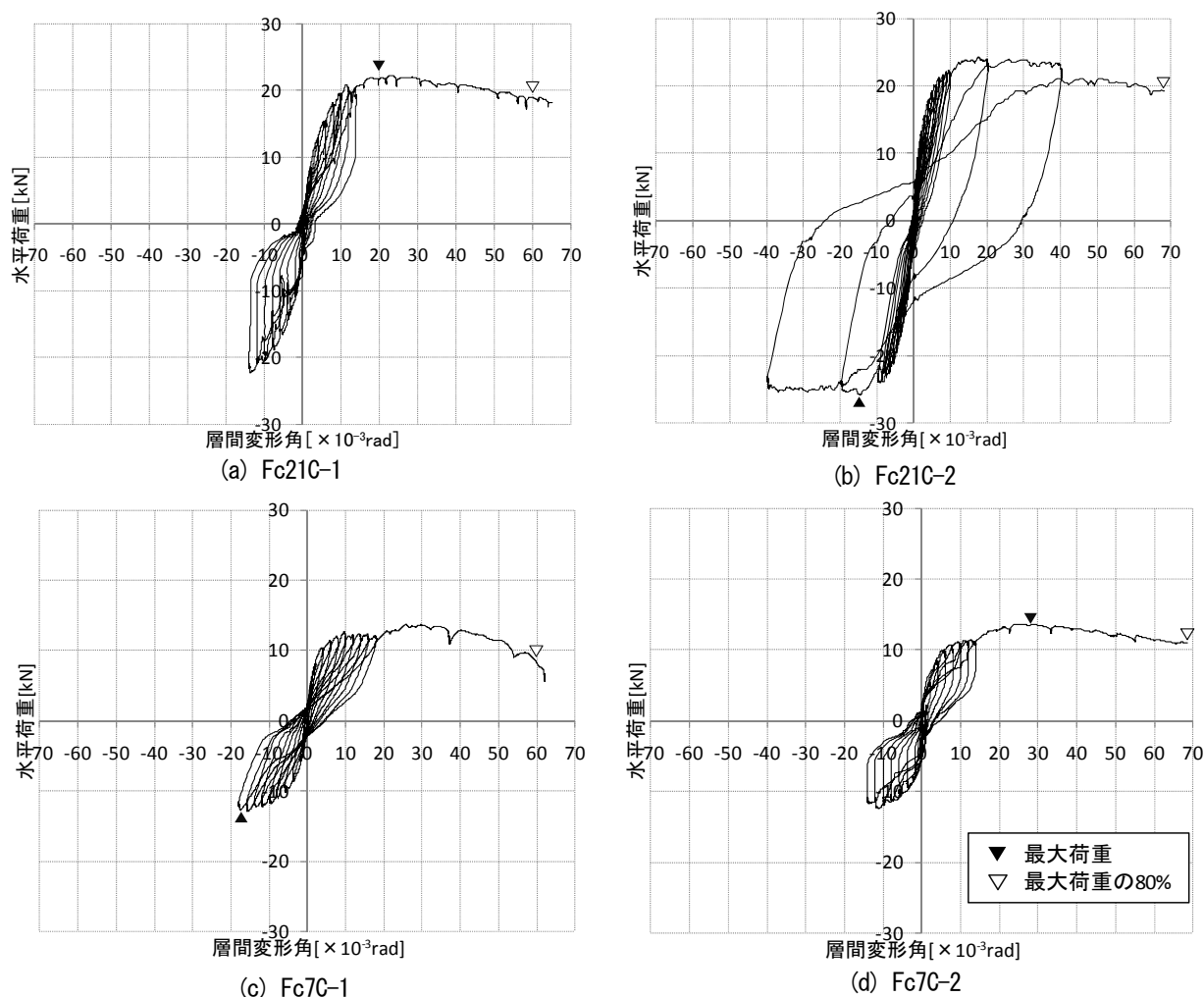


図-4 水平荷重-層間変形角関係

3.2.2 水平荷重-層間変形角履歴曲線

図-4 に水平荷重-層間変形角履歴曲線を示す。同図によると、普通強度で作製された Fc21C-1 試験体は $R=1/50\text{rad}$ 付近で最大耐力 22.25kN に達し、 $R=1/16\text{rad}$ 付近で最大耐力の 80% まで耐力低下した。Fc21C-2 試験体は $R=1/55\text{rad}$ 付近で最大耐力 25.29kN に達し、 $R=1/14\text{rad}$ 付近で最大耐力の 80% まで耐力低下した。低強度で作製された Fc7C-1 試験体は $R=1/60\text{rad}$ 付近で最大耐力 12.84kN に達し、 $R=1/16\text{rad}$ 付近で最大耐力の 80% まで耐力低下した。Fc7C-2 試験体は $R=1/35\text{rad}$ 付近で最大耐力 13.55kN に達し、 $R=1/15\text{rad}$ 付近で最大耐力の 80% まで耐力低下した。履歴

性状に関しては、圧縮強度によらず、あまり大きな違いは見られない。

3.2.3 破壊過程

図-5 に水平荷重-層間変形角関係の包絡線を示す。普通強度コンクリートで作製した Fc21C-1, Fc21C-2 試験体は $R=1/500\text{rad}$ までに柱頭と梁、柱脚と土台の境界部に曲げひび割れ、 $R=1/250\text{rad}$ までに柱頭、柱脚部の曲げひび割れ、 $R=1/100\text{rad}$ で梁、土台へのひび割れが発生した。その後、 $R=1/50\text{rad}$ 程度で最大荷重となり、柱頭、柱脚部のかぶりコンクリートの圧壊、柱頭、柱脚部の抜け出しが発生した。その後、最大荷重の 80% 程度まで耐力低下した時点

で試験を終了した。

低強度コンクリートで作製した Fc7C-1, Fc7C-2 試験体は R=1/500rad で柱頭と梁、柱脚と土台の境界部に曲げひび割れ, R=1/250rad で柱頭、柱脚部の曲げひび割れ, R=1/100rad で梁、土台へのひび割れが発生した。また, Fc7C-1 試験体においては R=9/500rad で, Fc7C-2 試験体においては R=7/500rad で主筋の付着ひび割れが発生した。その後, Fc7C-1 試験体においては R=1/60rad で, Fc7C-2 試験体においては R=1/35rad で最大荷重となり, Fc7-1 試験体においては R=1/16rad で, Fc7C-2 試験体においては R=1/10rad で柱頭、柱脚部のかぶりコンクリートの圧壊、柱頭、柱脚部の抜け出しが発生し、最大荷重の 80%程度まで耐力低下した時点で試験を終了した。

耐力低下が生じない範囲で F 値を求めると、Fc21C-1, Fc21C-2 試験体は F 値が 2.59 であったのに対して、Fc7C-1, Fc7C-2 試験体は F 値が、それぞれ 3.20, 2.86 となり、普通強度試験体と比較して高い F 値を示す結果となった。低強度試験体には、8/500rad 付近で付着ひび割れが発生したが、靱性能に対して特に影響は与えていない。最大耐力以降の耐力低下は、いずれの試験体においても緩やかであり、特に違いは見られなかった。この結果から、本実験の範囲においては、低強度コンクリートであっても曲げ変形が支配的である場合には、急激に耐力低下することはないといえる。

3.2.4 耐力評価

表-5 に実験による最大耐力と既往の算定式、および塑性断面解析による計算値を比較した一覧を示す。なお、本試験では、全ての試験体において曲げ破壊が支配的であったが、付着ひび割れが発生したため、せん断強度式による計算値についても比較した。

曲げ耐力については、耐震診断において使用されている曲げ略算式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体に

においては概ね精度よく評価ができていますが、低強度コンクリート試験体においては計算値が実験値を大きく上回り、過大評価する傾向がある。これは、低強度試験体では引張鉄筋の降伏前に圧壊で最大耐力が決定するのにに対し、略算式では引張鉄筋の降伏を前提としていることによるものと考えられる。これに対して、コンクリートの圧壊を考慮できる塑性断面解析を行った結果、普通強度試験体、低強度試験体ともに精度よく実験値を推定することができた。これらの結果は既往の研究とも一致する。

せん断耐力については、曲げ破壊が支配的であったため、全ての試験体において耐震診断で使用されている大野・荒川 min 式では安全側の評価となった。また、大野・荒川 min 式に低減係数を乗じた山本提案式では耐力を概ね精度良く評価できている。靱性保証型付着考慮式では、低強度試験体においては実験値が計算値を上回り安全側の評価となっている。このことから、本実験の範囲においては、靱性保証型付着考慮式を用いることで、付着破壊を考慮したせん断強度を安全側に評価することができると言える。

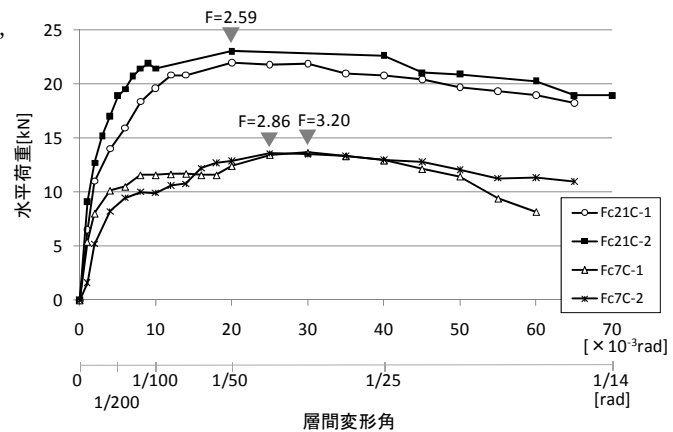


図-5 水平荷重-層間変形角関係包絡線

表-5 最大耐力に対する実験値および計算値一覧

試験体名	実験値 (kN)	曲げ				せん断					
		略算式*1		断面解析		大野・荒川min式*2		山本提案式*3		靱性保証型付着考慮式*4	
		計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値
Fc21C-1	22.25	22.26	1.00	20.92	1.06	30.48	0.73	-	-	29.43	0.76
Fc21C-2	25.29	22.41	1.13	21.63	1.17	31.86	0.79	-	-	32.92	0.77
Fc7C-1	12.84	20.44	0.63	14.27	0.90	26.40	0.49	15.68	0.82	10.45	1.23
Fc7C-2	13.55	20.59	0.66	14.90	0.91	26.50	0.51	16.32	0.83	11.07	1.22

[注] *1 曲げ耐力略算式 $M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c})$ (1)

*2 大野荒川min式 $Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t \cdot 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s_{0wy} + 0.100} \right\} \cdot b \cdot j$ (2)

*3 山本提案式 $Q_{su2} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.053P_t \cdot 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s_{0wy} + 0.100} \right\} \cdot b \cdot j$ (3)
 $k_r: 0.244 + 0.056\sigma_B$

*4 靱性保証型付着考慮式 $V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_j j_e$ (4)

ここに、 a_t : 引張鉄筋断面積、 σ_y : 鉄筋降伏点強度、 D : 柱断面せい
 N : 柱軸方向力、 b : 柱断面幅、 F_c : コンクリート圧縮強度
 $M/(Q \cdot d)$: せん断スパン比、 P_w : せん断補強筋比、 s_{0y} : せん断補強筋の降伏点強度、 σ_B : 柱軸方向応力度、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 λ : トラス機構の有効係数、 v : コンクリート圧縮強度の有効係数、 b_e : トラス機構に關与する断面の有効幅、 j_e : トラス機構に關与する断面の有効せい

4. 低強度コンクリートが用いられた RC 耐震壁の耐力および破壊性状

4.1 実験概要

4.1.1 要因および水準

表一6 に要因および水準を示す。モルタル圧縮強度は 7, 21(N/mm²) の 2 水準とし、軸力は 0, 2(N/mm²) の 2 水準とした。モルタル圧縮強度は、3 章の実験と同様の方法で調整した。本実験の試験装置では、軸力が壁板のスパンの中央に集中することが予想されるため、軸力の影響を考慮するために軸力が 0(N/mm²) の試験を行った。

4.1.2 試験体

図一6 に試験体寸法および配筋図を、表一7 に鉄筋の諸性状を、表一8 に試験体諸元を示す。

試験体は 3 階建て RC 事務所建築の 1 階部分の 1 スパン分を想定し、実構造物の 1/5 スケールとしている。試験体はモルタルを用いて作製した。モルタルの調合は 3 章と同様である。試験体は 100mm×100mm の正方形断面の RC 柱と壁厚 40mm、長さ 700mm の壁板を有する両側柱付き耐震壁で、内法高さは 500mm とした。柱の主筋は 4-D6、せん断補強筋は $\phi 3.2$ 、壁筋は縦横とも $\phi 2.6$ を用いている。梁・土台は 250mm×150mm の長方形断面を有しており、柱、壁に対して十分大きな剛性を確保するため、主筋は 4-D13、せん断補強筋は $\phi 6$ を用いている。

4.1.3 試験方法

試験装置は 3 章で用いた試験装置を使用しており、梁を剛体と仮定した、逆対称モーメントとなる耐震診断 2 次診断における 1 スパンの両側柱付き壁を対象とした要素試験を行った。加力、測定、養生方法は 3 章と同様である。载荷プログラムは、1/2000rad, 1/1000rad, 1/500rad, 1/250rad, 1/125rad, 1/100rad, 1/50rad の順に正負 1 回ずつ繰り返した。ただし、軸力支持能力を失った時点で、载荷を終了した。また、Fc21W-1 のみ、1/1000rad まで変形を与えた後、1/500rad ずつ変形を増加し、荷重が増加しなくなった時点で押し切った。

4.2 実験結果および考察

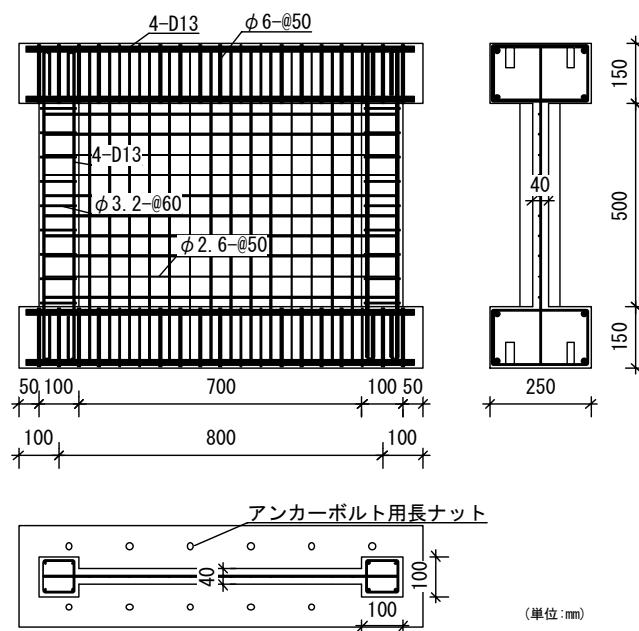
4.2.1 ひび割れ性状

図一7 に実験終了時のひび割れ状況図を示す。試験を開始する以前に、Fc21W-N0 試験体以外の全ての試験体に乾燥収縮による鉛直方向のひび割れが見られた。普通強度コンクリート試験体と低強度コンクリート試験体を比較す

ると、写真一4 のように普通強度試験体が 1 本の大きなクラックが分散して発生するのに対して、写真一5 のように低強度試験体は細かなクラックが発生する点、および写真一6 のように低強度試験体には鉄筋に沿った付着ひび割れが発生する点は 3 章で行った柱の試験結果とも一致した。ただし、3 章と同様に、付着ひび割れに関しては、縮小モデルを用いたことによる、かぶり厚さの不足が影響していることも考えられる。普通強度試験体、低強度試験体ともに柱と壁の間での鉛直方向のスリップひび割れが発生したが、低強度試験体の方が、より破壊が進行した。軸力をかけた全ての試験体には、最終的には壁板の圧壊が発生したが、普通強度試験体は爆裂するように圧壊したのに対し

表一6 要因および水準

要因	水準
モルタル圧縮強度(N/mm ²)	7, 21
軸力(N/mm ²)	0, 2



図一6 試験体寸法および配筋図

表一7 鉄筋の諸性状

呼び名	降伏点(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)
D6	370	1.23×10^5
$\phi 3.2$	566	2.10×10^5
$\phi 2.6$	665	2.08×10^5

表一8 試験体諸元

試験体名	設計基準強度 (N/mm ²)	軸力 (N/mm ²)	柱			壁		梁・土台		
			断面寸法 mm	主筋	せん断補強筋	壁厚 (mm)	壁筋	断面寸法 mm	主筋	せん断補強筋
Fc7W-1	7	2	100×100	4-D6 Pt=1.06%	φ3.2-@60 Pw=0.27%	40	縦横共 φ2.6-@50 Ps=0.27%	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ6-@50 Pw=0.19%
Fc7W-2										
Fc21W-1	21									
Fc21W-2										
Fc21W-N0	0									

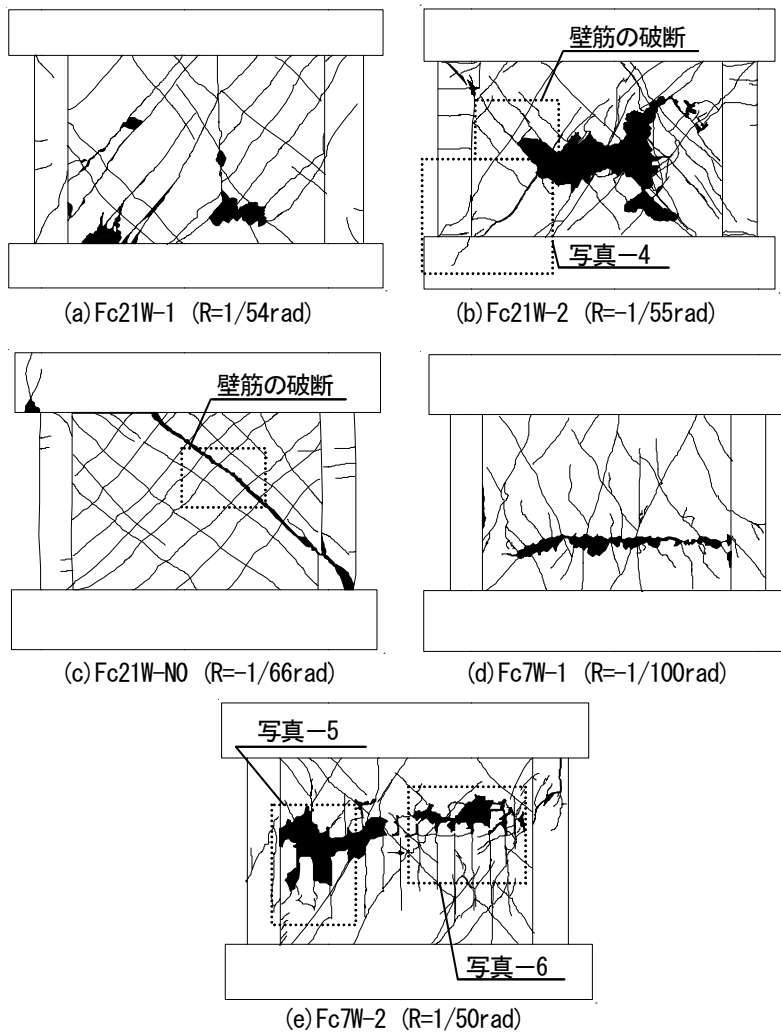


図-7 ひび割れ状況図



写真-4 ひび割れ性状 (Fc21W-2)

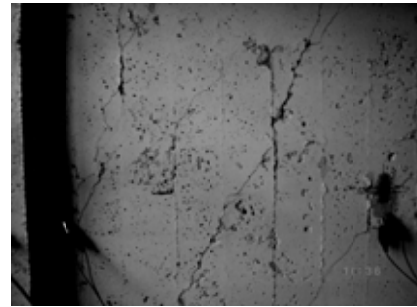


写真-5 ひび割れ性状 (Fc7W-2)



写真-6 付着ひび割れ (Fc7W-2)

て、低強度試験体は少しずつ崩れるように圧壊した。また、圧壊する範囲は普通強度試験体は一部分が圧壊するのに対して、低強度試験体は広い範囲が圧壊した。Fc21W-1 試験体には 2 箇所圧壊が発生しているが、これは乾燥収縮によるひび割れが大きく、2 枚に分割された壁板が別々に変形し、2 ヶ所に圧縮場が形成されたためと考えられる。

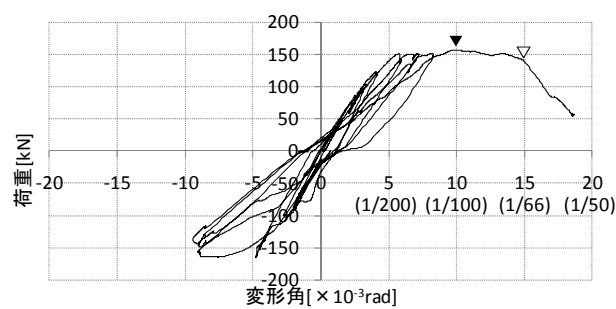
4.2.2 水平荷重－層間変形角関係

図-7 に水平荷重－層間変形角履歴曲線を示す。同図によると、普通強度コンクリートで作製された Fc21W-1 試験体は、 $R=1/100\text{rad}$ 付近で最大耐力 156.41kN に達し、 $R=1/66\text{rad}$ 付近で壁板の圧壊により、急激に耐力低下し、軸力支持能力を失った。Fc21W-2 試験体は、 $R=1/100\text{rad}$ 付近で最大耐力 185.31kN に達し、その後、壁板の圧壊により、急激に耐力低下し、軸力支持能力を失った。軸力を加えていない Fc21W-N0 試験体は $R=-1/133\text{rad}$ 付近で最大耐力 140.21kN に達し、その時点で軸力支持能力を失った。

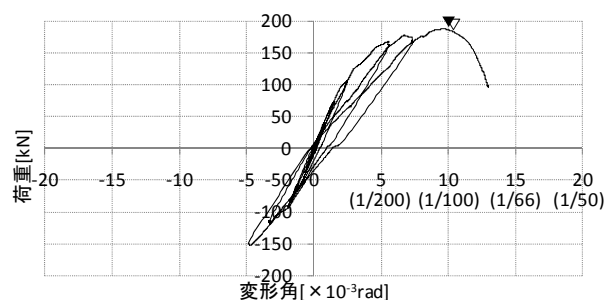
低強度コンクリートで作製された Fc7W-1 試験体は $R=1/166\text{rad}$ 付近で最大耐力 71.88kN に達し、 $R=-1/100\text{rad}$ 付近で軸力支持能力を失った。Fc7W-2 試験体は $R=1/166\text{rad}$ 付近で最大耐力 82.53kN に達し、 $R=1/50\text{rad}$ 付

近で軸力支持能力を失った。

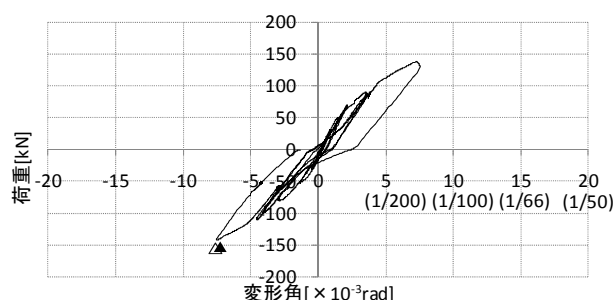
普通強度試験体と低強度試験体を比較すると、普通強度試験体が $R=1/100\text{rad}$ 付近で最大耐力に達したのに対して、低強度試験体は $R=1/166\text{rad}$ 付近と水平変位が小さい段階で最大耐力に達した。この結果は、普通強度試験体の方が水平変位が小さい段階で最大耐力に達した柱の実験結果と異なる性状を示した。この理由として、長柱のように、曲げ変形が支配的である場合には、変形性能を発揮し、変形量が大きい段階で最大耐力に達する低強度コンクリートの特徴が卓越するが、両側柱付き壁のように、剛性が高く曲げ変形が制限されるような場合には変形性能を発揮する前に、最大耐力に達するためと考えられる。最大耐力以降の性状は、普通強度試験体が急激に耐力低下するのに対して、低強度試験体は緩やかに耐力低下した。この結果は、低強度コンクリートの材料特性とも一致する。履歴性状は、低強度試験体は普通強度試験体と比較して紡錘形であり、比較的エネルギー吸収性能の高い履歴性状であるといえる。



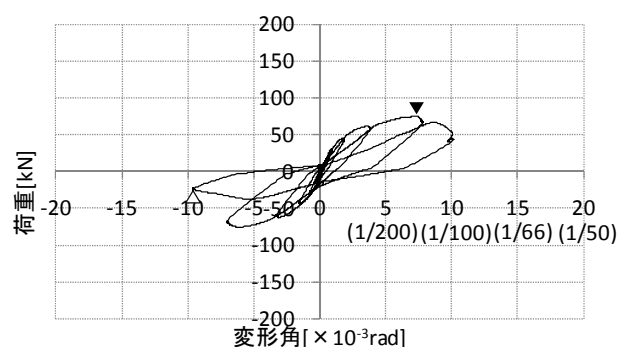
(a) Fc21W-1



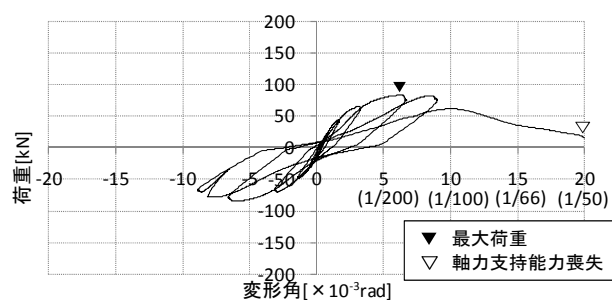
(b) Fc21W-2



(c) Fc21W-N0



(d) Fc7W-1



(e) Fc7W-2

図-7 水平荷重一層間変形角関係

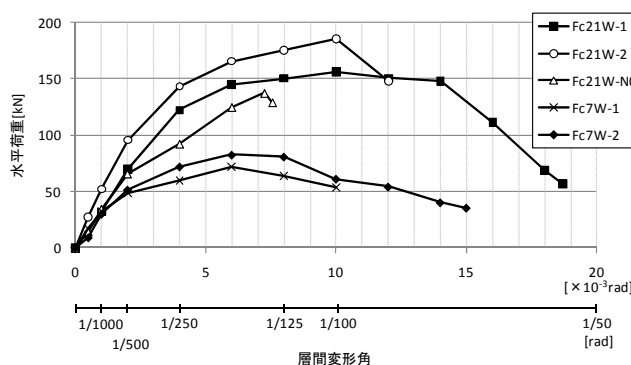


図-8 水平荷重一層間変形角関係包絡線

4.2.3 破壊過程

図-8 に水平荷重一層間変形角関係の包絡線を示す。

普通強度コンクリートで作製した Fc21W-1, Fc21W-2 試験体は $R=1/1000\text{rad}$ までに壁板の端部にせん断ひび割れの発生, $R=1/500\text{rad}$ で壁板の中央へのせん断ひび割れと柱頭部の曲げひび割れの発生, $R=1/250\text{rad}$ で柱頭, 柱脚部と梁, 土台の界面のひび割れの発生, $R=1/125\text{rad}$ でせん断ひび割れが大きく広がり, 壁板のせん断ひび割れが柱まで達し, $R=1/50\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れが土台まで達し, 壁板のコンクリートの圧壊(爆裂)がそれぞれ見られた。コンクリートの圧壊後, 急激に耐力低下し, 試験を終了した。また, 壁筋のせん断方向の破断が見られた。(図-7)

また, 軸力を加えていない Fc21W-N0 試験体は $R=1/2000\text{rad}$ でせん断ひび割れ, 柱頭と梁の界面のひび割れの発生, $R=1/1000\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れの発生, $R=1/500\text{rad}$ で柱への曲げひび割れの発生, $R=1/250\text{rad}$ で柱の曲げひび割れが壁板まで達し, $R=1/125\text{rad}$ で柱へのせん断ひび割れの発生, $R=1/100\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れが土台まで達し, $R=1/50\text{rad}$ でせん断破壊, 壁板と梁の界面でのスリップ破壊がそれぞれ見られた。また, 壁筋の破断が見られた。

低強度コンクリートで作製した Fc7W-1 試験体は $R=1/2000\text{rad}$ で柱頭と梁の界面にひび割れが発生, $R=1/1000\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れの発生, $R=1/500\text{rad}$ でせん断ひび割れの増加, $R=1/250\text{rad}$ で壁板の付着ひび割れの発生, $R=1/125\text{rad}$ で柱, 土台へのせん断ひび割れの発生, $R=1/100\text{rad}$ で水平方向への付着破壊が進行した後に, コンクリートの圧壊, 壁板と柱の界面へのひび割れの発生がそれぞれ見られた。コンクリートの圧壊後, 急激に耐力低下し, 試験を終了した。Fc7W-2 試験体は $R=1/1000\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れの発生, $R=1/500\text{rad}$ でせん断ひび割れの増加, 梁と柱頭部の界面, 土台へのひび割れ, 付着ひび割れの発生, $R=1/125\text{rad}$ で柱の曲げひび割れの発生, $R=1/100\text{rad}$ で壁板のせん断ひび割れが柱, 土台まで達し, $R=1/50\text{rad}$ で付着ひび割れとせん断ひび割れが複合したようなひび割れが進展した後, 壁板のコンクリートの圧壊が

それぞれ見られた。壁筋の破断は見られなかった。コンクリートの圧壊後、急激に耐力低下し、試験を終了した。

普通強度試験体と低強度試験体を比較すると、両試験体ともせん断破壊、または付着破壊した後に軸力により圧壊するという破壊過程は同じだが、普通強度試験体は一部のコンクリートが爆裂破壊するように急激に耐力低下するのに対して、低強度試験体は圧壊が壁板全体へ広がりながら緩やかに耐力低下するという違いが見られた。普通強度コンクリートと比較して、緩やかに耐力低下するという結果は低強度コンクリートの材料特性とも一致する。ただし、今回の試験では、低強度試験体における軸力比は 0.29 と比較的小さな軸力であり、 $(1/3)F_c$ を超えるような軸力を受ける場合には、急激に耐力低下することも考えられる。RC 規準では軸力を $(1/3)F_c$ 以下とすることを推奨している。また、低強度試験体において、付着破壊とせん断破壊が複合し、違いが曖昧となる破壊性状は既往の柱に対する研究結果⁸⁾とも一致する。

4.2.4 耐力評価

表一〇に実験による最大耐力と既往の算定式による計算値を比較した一覧を示す。なお、本試験では、全ての試験体においてせん断破壊および付着破壊であったが、せん断余裕度についても検討するため曲げ耐力についても算定した。

せん断耐力については、実験値から求めた平均値である修正荒川 mean 式を適用した場合、普通強度試験体に関しては概ね精度よく最大耐力を評価できていると言える。しかし、低強度試験体に関しては計算値が実験値を上回り、危険側の評価となっている。現行の耐震診断基準で用いられている荒川 min 式を適用した場合、普通強度試験体に関しては実験値が計算値を大きく上回る結果となっている

るが、低強度試験体に関しては、比較的近い安全側の評価となっている。普通強度試験体と低強度試験体でこのような違いが発生した理由としては、荒川 min 式が付着破壊も考慮した実験値の下限值として与えられているのに対して、修正荒川 mean 式は実験値の平均値であるため、付着破壊とせん断破壊が混合して発生した低強度試験体においては、荒川 min 式が安全側の評価となり、修正荒川 mean 式が危険側の評価となったと考えられる。また、荒川 min 式、修正荒川 mean 式ともにシアスパン比 M/QD が 1 未満となったため、1 を適用した。

富井・江崎らによって提案された、側梁または側柱の材端近傍の壁板部分が破壊するスリップ破壊を考慮したスリップ耐力式を適用した場合、概ね精度良く評価できているが、低強度試験体と軸力を加えていない Fc21W-N0 試験体に関しては危険側の評価となった。この理由として、鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料²⁾によると、スリップ耐力式を算定する際には、せん断ひび割れ角度 θ を $\theta \approx 45^\circ$ と仮定しているが、軸力の増大により、せん断ひび割れ角度が 45° より大きくなったことが影響していると考えられる。また、同資料²⁾では、スリップ耐力式の適用範囲を軸力 $N < \text{壁の終局強度 } Q_u$ としており、今回の試験では、低強度試験体においては軸力 (96kN) が実験値を上回っていることから適用範囲外である。

耐震壁の抵抗機構として、アーチ機構とトラス機構を考慮した、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」³⁾による靱性保証型せん断強度式を適用した場合、Fc21W-N0 試験体以外は実験値を計算値で除した値が 1.2 程度と、普通強度、低強度試験体ともに精度良く安全側に評価できた。

表一〇 最大耐力に対する実験値および計算値一覧

試験体名	実験値 (kN)	せん断								曲げ	
		荒川min式 ^{*1}		修正荒川mean式 ^{*2}		スリップ耐力式 ^{*3}		靱性保証型せん断強度式 ^{*4}		略算式 ^{*5}	
		計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	せん断 余裕度
Fc21W-1	156.41	69.05	2.27	147.08	1.06	139.80	1.12	130.03	1.20	304.76	0.51
Fc21W-2	185.31	73.88	2.51	153.63	1.21	153.53	1.21	149.71	1.24	304.76	0.61
Fc21W-N0	137.35	75.64	1.82	156.01	0.88	158.15	0.87	158.68	0.87	151.16	0.91
Fc7W-1	71.88	57.37	1.25	131.24	0.55	96.02	0.75	60.07	1.20	304.76	0.24
Fc7W-2	82.53	58.70	1.41	133.04	0.62	102.35	0.81	70.21	1.18	304.76	0.27

[注]

$$*1 \text{ 荒川min式 } Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053P_{te}^{0.25}(18+F_c)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.10\sigma_e \right\} \cdot b_e \cdot j_e \text{ (N)} \quad (5)$$

$$*2 \text{ 修正荒川mean式 } Q_{su2} = \left\{ \frac{0.068P_{te}^{0.25}(18+F_c)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85\sqrt{P_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.10\sigma_e \right\} \cdot b_e \cdot j_e \text{ (N)} \quad (6)$$

$$*3 \text{ スリップ耐力式 } Q_{su3} = (2.4\sqrt{F_c} + 3400P_s) \cdot t_w \cdot l_w \text{ (kgf)} \quad (7)$$

$$*4 \text{ 靱性保証型せん断強度式 } Q_{su4} = t_w \cdot l_{wb} \cdot P_s \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot\phi + \tan\theta(1-\beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B/2 \text{ (N)} \quad (8)$$

$$\tan\theta = \sqrt{(h_w/l_{wa})^2 + 1} - h_w/l_{wa}$$

$$\beta = (1 + \cot^2\phi) \cdot P_s \cdot \sigma_{wy} / (v \cdot \sigma_B)$$

$$*5 \text{ 曲げ耐力略算式 } M_u = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot l + 0.5 \sum (a_{wy} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l + 0.5N \cdot l \text{ (N)} \quad (9)$$

ここに、
 P_{te} : 等価引張鉄筋比(%), F_c : コンクリート圧縮強度
 $M/(QD)$: せん断スパン比 P_{we} : 等価横筋比
 σ_{wy} : 横筋の降伏強度
 σ_e : 軸方向応力度, b_e : 等価壁厚, j_e : 応力中心間距離
 P_s : 引張鉄筋比, t_w : 壁厚, l_w : 壁長さ
 l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ, l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ
 v : コンクリート圧縮強度の有効係数, h_w : 壁高さ
 ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度
 a_t : 側柱主筋の全断面積 σ_{sy} : 側柱主筋の降伏強度
 l : 両側柱の中心間距離 a_{wy} : 壁縦筋の全断面積
 N : 当該梁に取り付く柱の全軸力

実験値を耐震診断基準で使用されている曲げの略算式で除したせん断余裕度は、低強度試験体は普通強度試験体と比較して小さな値となり、余裕度が大きい結果となった。曲げの略算式はコンクリート強度を考慮していないため、このような結果となった。しかし、3 章で得られた結果や既往の研究から低強度コンクリート柱、梁においては、曲げの略算式は耐力を過大評価するという傾向があるため、耐震壁においても同様の傾向がある可能性がある。

軸力を加えていない Fc21W-N0 試験体と各計算値を比較すると、荒川 min 式以外は実験値を計算値で除した値が 0.9 程度と概ね精度よく耐力を算定できている。この結果より、軸力の載荷方法による最大耐力に対する影響は少なく、軸力の載荷方法に問題はないと考えられる。しかし、破壊性状に影響を与えている可能性もあり、今後検討する必要がある。

4.2.5 せん断抵抗機構

「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」³⁾では、両側柱付き耐震壁のせん断抵抗機構として、アーチ機構とトラス機構を考慮しており、せん断強度式はアーチ機構とトラス機構の累加強度であるとしている。耐震壁におけるアーチ機構とトラス機構の概念図を図-9 に示す。

靱性指針³⁾では、トラス機構による耐力が決定する条件として壁板の横筋の降伏を前提としている (Model 1) が、今回の実験では、低強度試験体の横筋は降伏していなかった。つまり、低強度試験体は横筋が降伏せずに、縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧壊により、耐力が決定していると考えられる (Model 2)。また破壊状況から、普通強度試験体は壁板の一部が圧壊し、アーチ機構がせん断耐力に対して支配的であると考えられるが、低強度試験体は壁板の圧壊が普通強度試験体と比較して広い範囲で発生しており、トラス機構が支配的であると考えられる。そこで耐震壁のせん断耐力を、縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧壊により決定する耐力と柱の負担せん断耐力の累加強度であるとして、せん断耐力の検討を行った。このモデルの考え方を図-10 に示す。柱の負担せん断耐力は 3 章で行った同寸法の柱の水平加力試験の結果を用い、耐震壁が最大耐力を発揮した時の変形角時の柱の耐力を、柱による負担せん断耐力とした。縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧壊により決定する耐力の算定の際に、縦横筋内のコンクリートの主応力方向は水平方向に対して 45°であると仮定し、主応力方向の直交方向に圧縮束を形成すると考えた。以上より、縦横筋内のコンクリート圧縮束の面積は次式で表すことができる。

$$A_c = D(n \cdot \cos 45^\circ) \cdot t_w \quad (10)$$

ここに、 A_c : 縦横筋内のコンクリート圧縮束の面積(mm²)

D : 壁筋のピッチ(mm), t_w : 壁厚(mm)

n : 応力分布状態を考慮した圧縮束の面積の低減係数

さらに、低強度試験体の破壊状況より、水平方向に破壊が広がっていたため、壁板の水平投影面内の壁筋で囲まれた区間の圧縮力の和が、縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧縮力による耐力とした。以上より、縦横筋で囲まれた区間のコンクリートの圧壊により決定する耐力 Q_{uc} は次式で表すことができる。

$$Q_{uc} = A_c \cdot \sigma_B \cdot m \cdot \cos 45^\circ \quad (11)$$

ここに、 σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

m : 壁板の水平投影面内の縦横筋で囲まれた区間の数

各機構による耐力の計算値、および実験値との比較を図-11 に示す。靱性指針によるせん断耐力を算定し、普通強度試験体と低強度試験体を比較すると、低強度試験体は一チ機構による耐力がかなり小さく、せん断耐力に対してあまり寄与していないと考えられ、トラス機構がせん断耐力に対して支配的であると考えられる。計算結果より、普通強度試験体はアーチ機構を形成するコンクリートの一部が圧壊することでせん断耐力が決定するのに対して、低強度試験体は、トラス機構を形成する壁筋で囲まれたコンクリートが全体として圧壊することで、せん断耐力が決定する可以考虑することができる。この結果は破壊性状とも一致する。

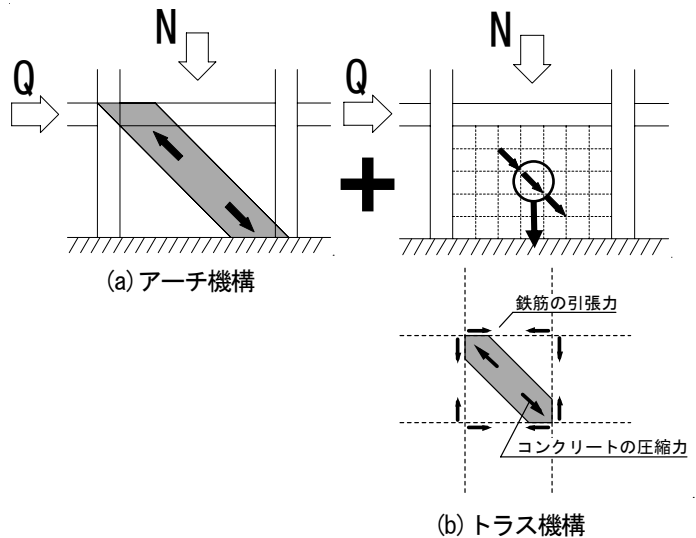


図-9 耐震壁の抵抗機構

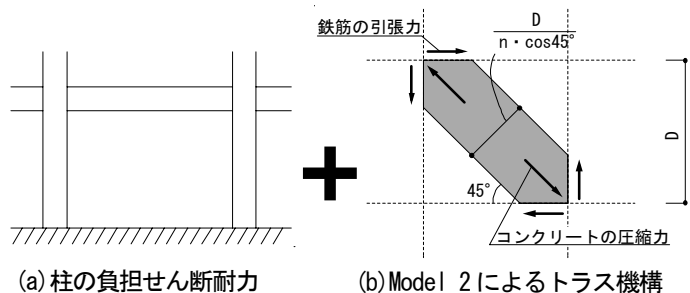


図-10 提案するモデルの考え方

Model 2 と柱の負担せん断耐力の累加強度によりせん断耐力を算定すると、低強度試験体において計算値が実験値を大きく上回る結果となった。そこで、縦横筋で囲まれた区間の主応力の分布状態を考慮し、縦横筋内の面積の 1/2.5 が圧縮束を形成すると考えた (Model 3)。つまり、(10)式中の $n=2.5$ とすると、今回の試験では、低強度試験体において実験値と計算値の適合が良いことが分かった。しかし、全ての低強度コンクリート耐震壁に関して今回提案した Model 3 と柱の負担せん断耐力の累加強度がせん断耐力を精度良く評価できるかは疑問であり、今後さらにデータを蓄積し、検討する必要がある。さらに、今回の提案では柱の負担せん断耐力を柱単独の水平載荷試験の結果により求めたが、両側柱付壁となった場合には、柱単独のせん断耐力よりもせん断耐力が上昇することが考えられ、今後検討する必要がある。また、靱性指針による各耐力は下式を用いて算定した。

i) アーチ機構による耐力 Q_{ua}

$$Q_{ua} = \tan\theta(1-\beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (12)$$

$$\tan\theta = \sqrt{(h_w/l_{wa})^2 + 1} - h_w/l_{wa}$$

$$\beta = (1 + \cot^2\phi) \cdot P_s \cdot \sigma_{sy} / (v \cdot \sigma_B)$$

ii) トラス機構による耐力 Q_{ub}

$$Q_{ub} = t_w \cdot l_{wb} \cdot P_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot\phi \quad (13)$$

ここに、

t_w : 壁厚(mm), l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ(mm), v : コンクリート圧縮強度の有効係数, $\tan\theta$: アーチ機構のコンクリート圧縮束の角度, β : 耐震壁板のトラスによるせん断強度の負担比, σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²), h_w : 耐震壁の高さ(mm), $\cot\phi$: トラス機構のコンクリート圧縮束の角度で 1.0 とする, P_s : 壁板のせん断補強筋比, σ_{sy} : 壁筋の降伏強度(N/mm²), l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ(mm)

5. まとめ

本研究では、低強度コンクリートを用いた RC 柱および RC 耐震壁の破壊性状を部材実験により検討した。その結果、本実験の範囲において、以下のことが分かった。

- 1) 柱部材に関して、普通強度コンクリート試験体では 1 本の大きなひび割れが発生するのに対して、低強度コンクリート試験体は細かなひび割れが多数発生する。また、付着割裂ひび割れが発生する。
- 2) 柱部材に関して、耐震診断において使用されている曲げ耐力略算式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体においては概ね精度よく評価ができていたが、低強度コンクリート試験体においては危険側の評価となった。また、塑性断面解析によれば、曲げ圧縮破壊を考慮できることから、低強度コンクリートにおいても曲げ耐力を精度良く評価することができる。
- 3) 耐震壁部材に関して、最終破壊状況は、普通強度コンクリート試験体は一部のコンクリートが圧壊するのにに対して、低強度コンクリート試験体は壁板全体が破壊する。

- 4) 耐震壁部材に関して、低強度コンクリート試験体は、付着破壊が発生する。
- 5) 耐震壁部材に関して、実験値の平均値である修正荒川 mean 式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体に関しては精度よく評価できているが、低強度コンクリート試験体に関しては危険側の評価となった。また、荒川 min 式を用いた場合は、普通強度、低強度コンクリート試験体ともに安全側の評価となった。
- 6) 耐震壁部材に関して、コンクリート強度の違いによる耐震壁の破壊性状の違いは、アーチ機構とトラス機構により説明できる。
- 7) 耐震壁部材に関して、壁筋で囲まれた区間の圧壊を考慮したトラス機構と、柱の負担せん断耐力の累加強度で低強度コンクリート RC 耐震壁のせん断耐力を精度よく評価できる可能性がある。

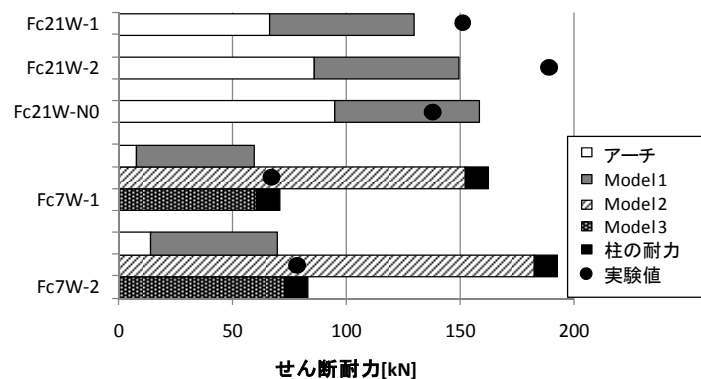


図-11 計算値および実験値一覧

【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建築物の耐震診断基準 同解説」
- 2) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.9
- 3) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 4) 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
- 5) 岸田幸治, 田村雄一, 三島直生, 畑中重光：低強度コンクリートで造られた RC 建築物の耐震診断に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp.1291-1296, 2008
- 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) 山本泰稔, 片桐太一, 秋山友昭, J.F. トンプソン：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) 伊藤嘉則, 横谷榮次, 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
- 9) 寺岡勝, 掛悟史：10N/mm² クラスの低強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート耐震壁の耐震性能,
- 10) 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
- 11) (社)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
- 12) (社)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, 2010.7