平成 26 年度

修士論文

低強度コンクリートが使用された無開口および有開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響

指導教員　畑中重光教授

三島直生准教授

三重大学大学院工学研究科

建築学専攻

田中準一

『低強度コンクリートが使用された無開口および有開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響』

ー目次ー

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 = 13.5N/mm² 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を用いた RC 部材の変形特性および耐力算定式について
2.3.1　RC 柱部材
2.3.2　RC 耐震壁部材
2.4　現行のせん断耐力算定式に対する低減係数の検討
2.4.1　低減係数の算定
2.4.2　低減係数を乗じた場合の妥当性
2.5　普通強度コンクリートを用いた RC 部材の変形特性および耐力算定式について
2.5.1　RC 柱部材
2.5.2　RC 耐震壁部材
2.6　三重大学の研究
2.7　まとめ
2.6.1　コンクリートの圧縮強度の分布および製造方法
2.6.2　低強度コンクリートを用いた RC 部材の変形特性および耐力算定式
2.6.3　現行のせん断耐力算定式に対する低減係数の検討
2.6.4　普通強度コンクリートを用いた RC 部材の変形特性および耐力算定式

三重大学大学院　工学研究科

第 3 章　無開口および有開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響・・・・・84
3.1　概要
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　ひび割れ性状
3.3.3　水平荷重−層間変形角関係および破壊過程
3.3.4　耐力評価
3.4　まとめ

第 4 章　結論・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・144
4.1　総括
4.2　今後の課題

【謝辞】
【参考文献】
【附録】

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。

既存鉄筋コンクリート（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[7)-9)]。一方で，日本建築防災協会の耐震診断基準[1)] および耐震改修指針[2)]では，コンクリート構造物に使用されてい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している。

しかしながら, 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。

これに対して，日本コンクリート工学会中国支部においては，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，耐震診断および補強に関する研究が行われた[13)-15), 23)]。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。

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が使用された RC 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使用された無開口および有開口耐震壁の耐力および変形特性に及ぼす反曲点高さ比の影響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 部材を中心に，破壊性状および耐力算定法に関する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使用された無開口および有開口耐震壁の耐力および変形特性に及ぼす反曲点高さ比の影響を実験により明らかにする。

第 4 章では，本研究により得られた知見を総括する。

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 12 N/mm^{2}前後に定めている。しかし，文献[10]では，この最低基準強度は当時の経済性を重視して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[7-9]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が使用された 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の設定の経緯，および低強度コンクリートが製造されるに至っ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 節では，RC 部材の変形特性と現行の耐力算定式との整合性について，低強度コンクリートを対象とした論文を中心に，既往の論文を取りまとめる。

2.4 節では，低強度コンクリートの耐力算定に使用される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。

2.5 節では，RC 部材の変形特性と現行の耐力算定式との整合性について，普通強度コンクリートを対象とした論文を中心に，既往の論文を取りまとめる。

2.6 節では，これらの文献のうち，低強度コンクリートに関する本研究室の既往の研究の概要を示す。

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[7]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，設計基準強度（以下，Fc）が 18N/mm^2，21N/mm^2 に対するコンクリートの圧縮強度の測定結果をまとめた。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を用い，データはコア数が Fc=18N/mm^2 が 207 個，Fc=21N/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 Fc=18N/mm^2，Fc=21N/mm^2 の圧縮強度分布と竣工年の関係を示す。Fc=18N/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。Fc=21N/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

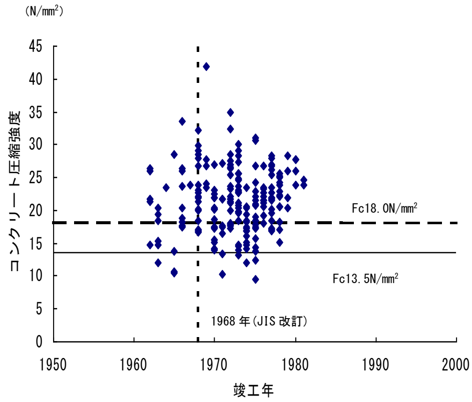
図 2.2.2 に，各地域の設計基準強度に対する圧縮強度比の比較を示す。Fc=18N/mm^2 の平均値は 1.18 で，Fc=21N/mm^2 の平均値は 1.34 である。**図 2.2.2(a)** によると，東北地方における圧縮強度比の値 1.28（Fc=15N/mm^2，Fc=18N/mm^2，Fc=21N/mm^2 を合わせた値）や，関東地方 A 県下における値（全ての設計基準強度でⅠ期 1.27，Ⅱ期 1.34 であるが，ここでは平均値 1.3 を採用），東京都における値（Fc=18N/mm^2 の平均値は 1.21，　Fc=21N/mm^2 の平均値は 1.2.4）などと比較すると，三重県においては，Fc=21N/mm^2 では平均値が他地域と同程度であるが，Fc=18N/mm^2 では若干低い。

また，圧縮強度比 1.0 未満の割合は，Fc=18N/mm^2 では 27%，Fc=21N/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%（Fc=15N/mm^2，Fc=18N/mm^2，Fc=21N/mm^2 を合わせた値），東京都における割合（Fc=18N/mm^2 では 30%，Fc=21N/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 Fc=18N/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

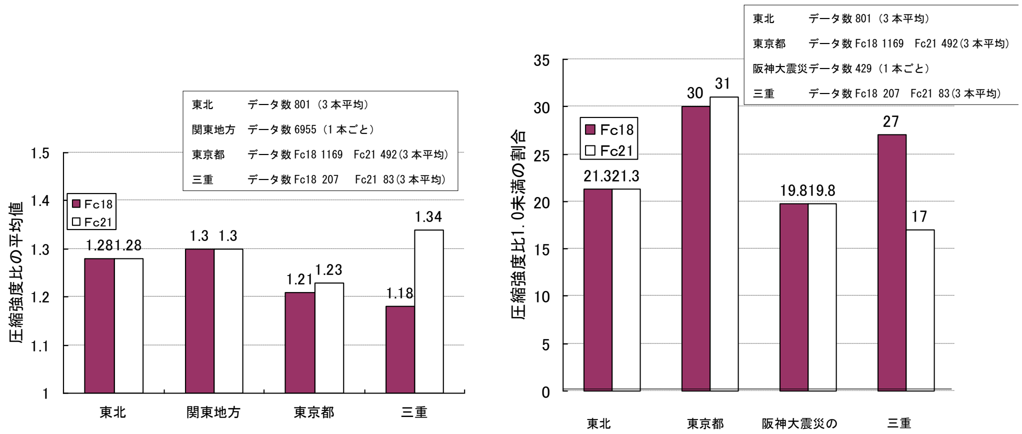
図 2.2.3 に設計基準強度を下回った建物においてどの段階で下回っているかを示す。同図によると，Fc=18N/mm^2 では設計基準強度を下回る試験体と建物階数に相関関係は見られなかった。従って，コアを採取する際には各工期ごとで各階毎にある程度の本数を採取してコンクリート強

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，Fc=21N/mm²では 1 階で下回った建物が目立った。



(a)Fc=18. 0N/mm²　(b)Fc=21. 0N/mm²

図 2. 2. 1　圧縮強度分布と竣工年の関係 [7)]



(a)　圧縮強度比の平均値

(b) 圧縮強度比 1. 0 未満の割合

図 2. 2. 2　他地域の圧縮強度との比 [7)]

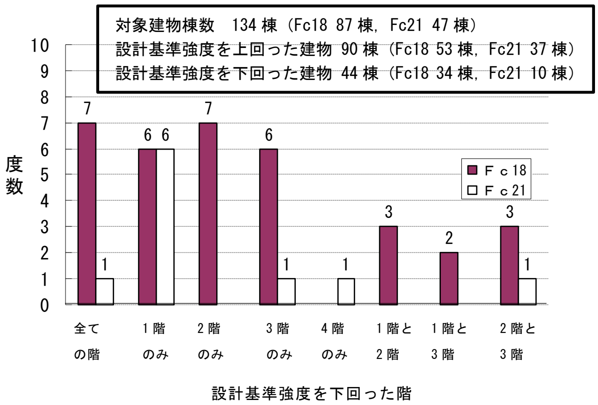


図 2. 2. 3　設計基準強度を下回った階の分布 [7)]

4）まとめ

三重県内の既存 RC 造学校施設におけるコンクリート設計基準強度を下回っている建物が他地域と比較して多少多く存在していた。また，設計基準強度を下回る部位と建物階数との相関は見られなかったことから，コンクリートコアは，各階で採取する必要があることがわかった。

川上ら[8)]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。

1）ある県の既存 RC 造学校校舎のコンクリート強度

図 2.2.4 に設計基準強度が 13.5～21.0N/mm² 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，13.5N/mm² を下回る低強度コンクリートは存在し，その最小値は 8.6N/mm² 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。

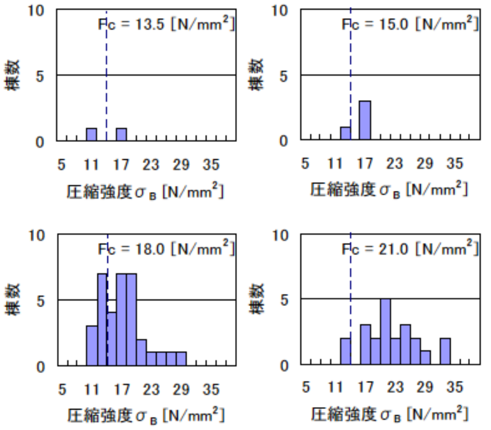


図 2.2.4　コンクリート圧縮強度の分布[8)]

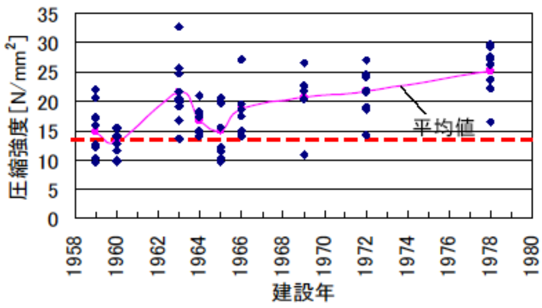


図 2.2.5　建設年別コンクリート圧縮強度[8)]

2）まとめ

1960 年代前半に施工された学校校舎は，13.5N/mm² を下回る低強度コンクリートが集中していることがわかった。1966 年以降に施工された学校校舎は，コンクリート強度は，大きくなっていた。

坂巻ら [9]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 1,380 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 13,197 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 Fc 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。

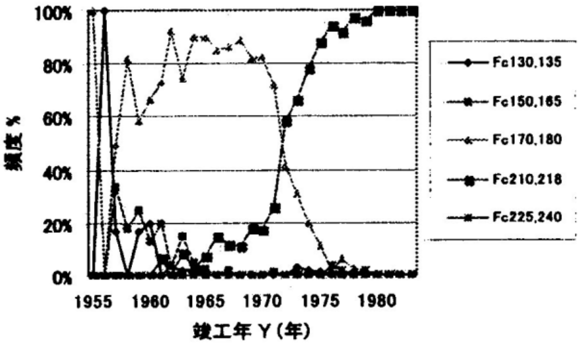


図 2.2.6 設計基準強度の頻度分布 [9]

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と設計基準強度の比を示す。**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，圧縮強度と設計基準強度の比は 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 2,455 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。

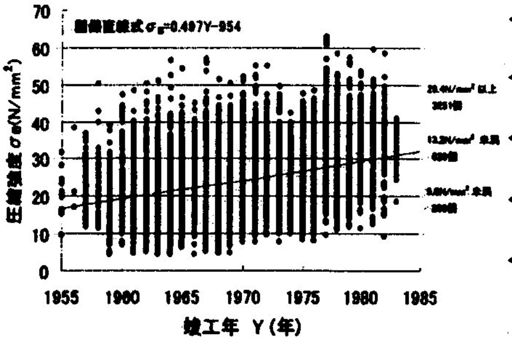


図 2.2.7 圧縮強度と施工年の関係 [9]

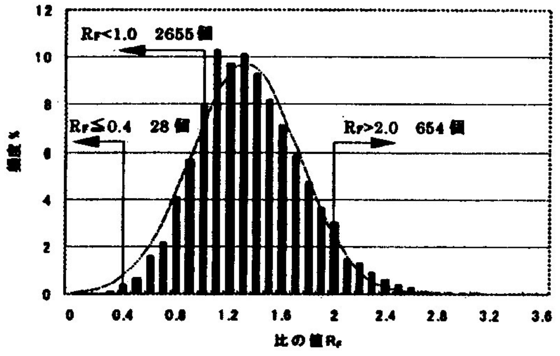


図 2.2.8 コンクリート圧縮強度比 [9]

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-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つき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 2.4 t/m³を超えているものには 13.5N/mm²のものはほとんど存在しなかった。

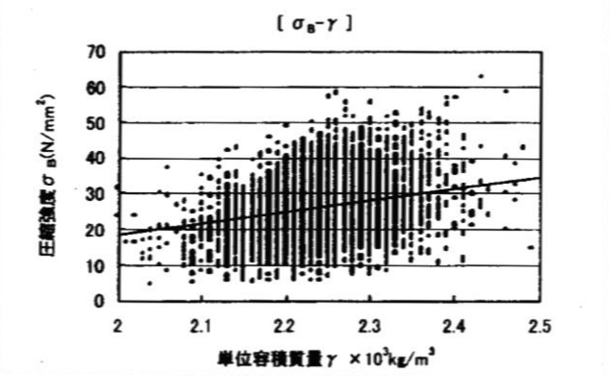


図 2.2.9 単位容積質量と圧縮強度との関係[9)]

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。

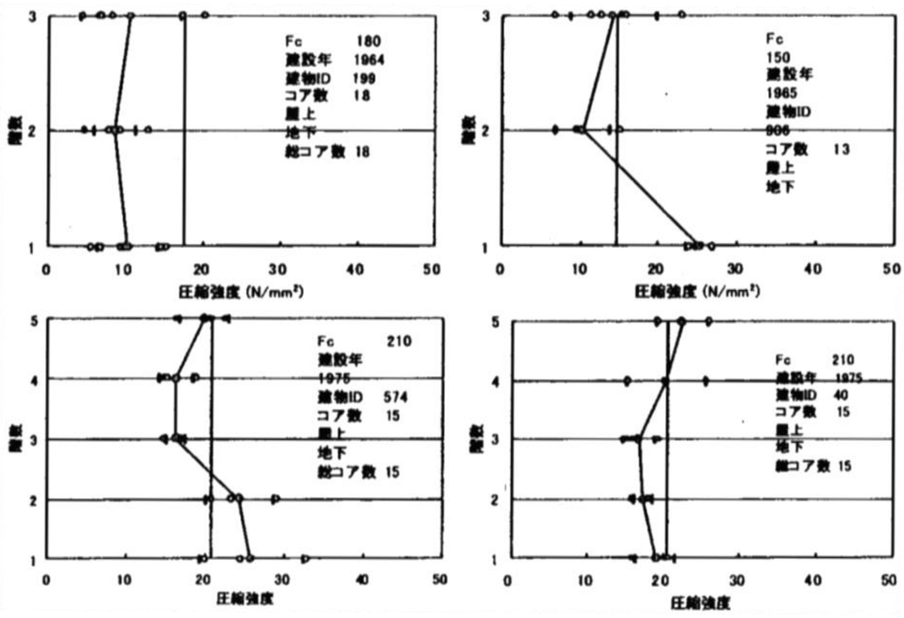


図 2.2.10 階別の圧縮強度の分布[9)]

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。

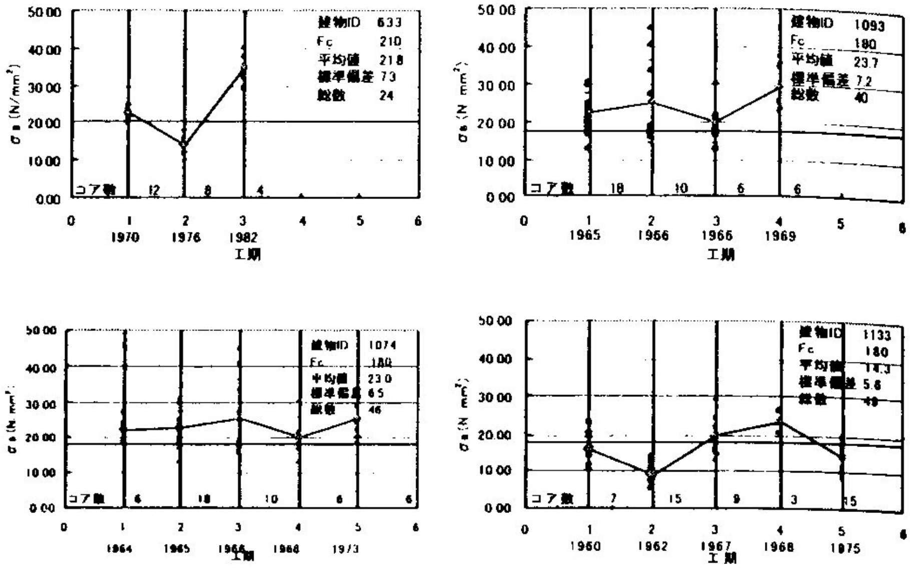


図 2.2.11 工期別の圧縮強度の分布 [9)]

6）まとめ

コンクリートの圧縮強度は，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ており，中には，設計基準強度の 50%以下の著しく低強度コンクリートもあることがわかった。

また，コンクリートの圧縮強度のばらつきは相当大きく，同一建築物で，同一の施工を行なった場合でも，階や工期を考慮した調査が必要となることがわかった。

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

市橋ら[10)]は，最低圧縮強度を 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 Fc= 13.5 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 Fc= 13.5 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ると報告している。

2.2.3　低強度コンクリートの製造方法と力学的特性

谷口[11)]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 2.2.12** に示す。圧縮強度は水セメント比が 70~110%においては算定式と良く対応しており，10N/mm² 程度の低強度コンクリートは製造可能であるとし，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 2.2.13** に示す。ヤング係数も鉄筋コンクリート構造計算規準[6)]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 2.2.14** 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。

圧縮応力ーひずみの関係を**図 2.2.15** 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 [11)]

水セメント比 (%)	調合強度 (MPa)	単位量 (kg/m³)					細骨材率 (%)	空気量 (%)	スランプ (mm)
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤			
70	25	271	190	933	859	2.71	52.0	4.8	185
93	14	203							
110	9	209	230	905	834	2.09			180
116	8	164	190	933	859	2.71			185
140	3	136							

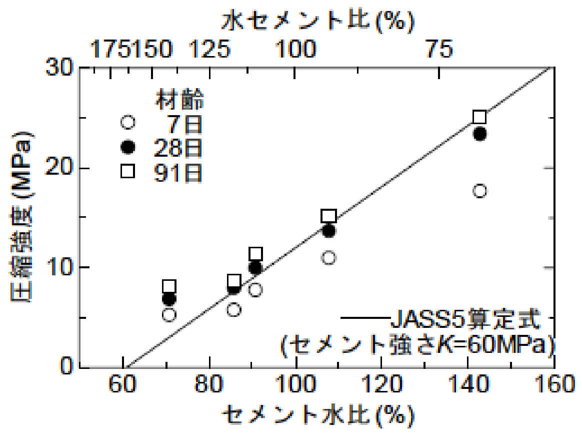


図 2.2.12　圧縮強度と水セメント比の関係 [11)]

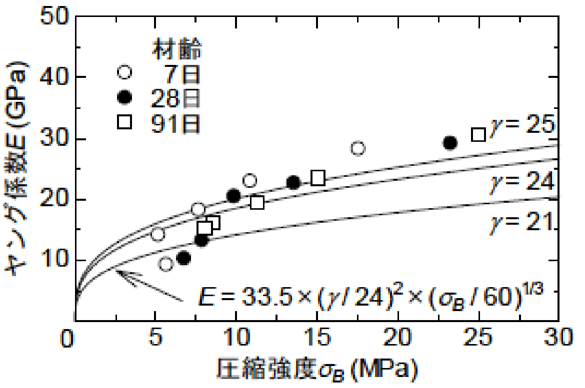


図 2.2.13　圧縮強度とヤング係数の関係 [11)]

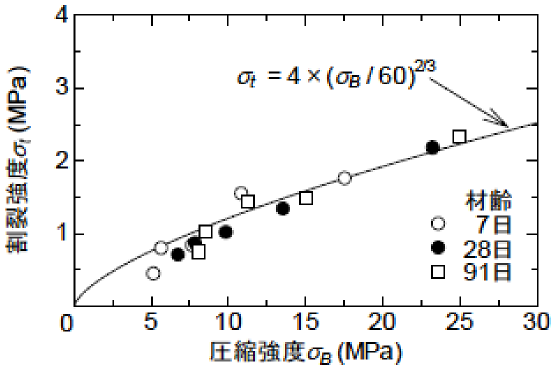


図 2.2.14　圧縮強度と割裂強度の関係 [11]

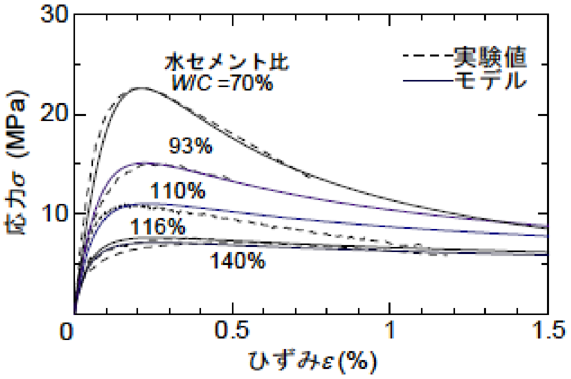


図 2.2.15　圧縮応力とひずみの関係 [11]

山本ら [12]は低強度コンクリートを製造する目的で，石粉[$CaCO_3$]を混入して，人工的にセメント強度を低下させる手法を用いている。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 2.2.16** に示す。

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

B：B=C+P

P：石粉量

表 2.2.2　調合表 [12]

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		

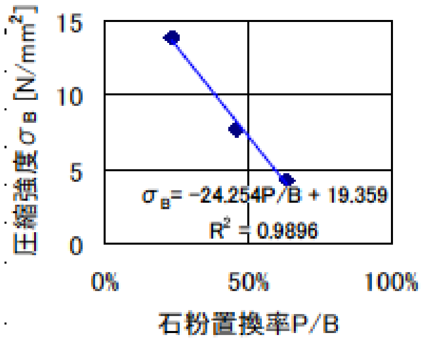


図 2.2.16　石粉置換率と圧縮強度の関係 [12]

川上ら[8]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[12]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。

表 2.2.3　実験計画[8]

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[8]

単位：[kg/m³]

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

1）圧縮強度

実験結果を**表 2.2.5** に示す。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 2.2.17 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 (2.2.1)** 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。

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

表 2.2.5　実験結果[8]

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	[℃]	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/mm²]	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/mm²]	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	[×10⁴N/mm²]	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/m³]	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

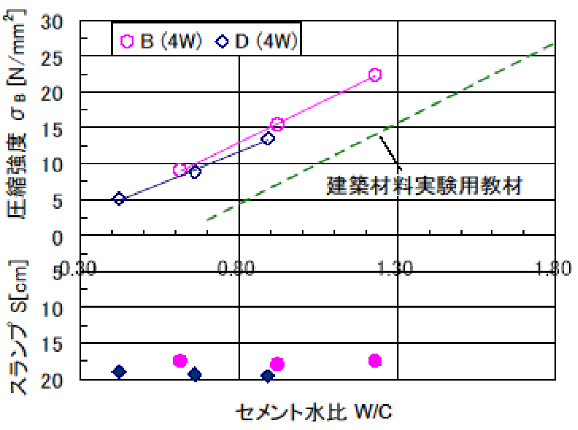


図 2.2.17　圧縮強度ースランプーセメント水比の関係 [8)]

2）力学特性

図 2.2.18 に応力度ーひずみ度の関係を示す。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顕著であった。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 2.2.19** 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。

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

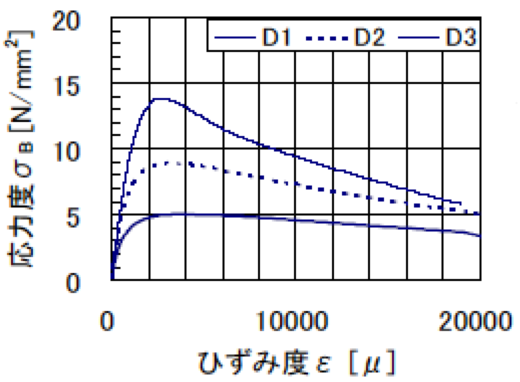


図 2.2.18　応力ーひずみの関係 [8)]

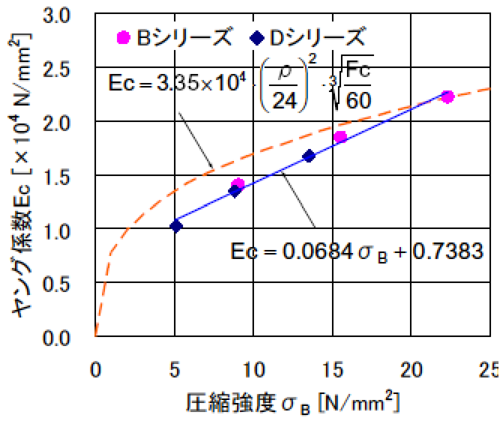


図 2.2.19　圧縮強度とヤング係数の関係 [8)]

3）まとめ

単位水量を変化させただけでは，空気量やスランプ等が不安定で，低強度コンクリートを安定して製造することができず，石粉を用いることで，強度，スランプ，空気量ともに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分かった。

2.3　低強度コンクリートを用いたRC部材の変形特性および耐力算定式について

2.3.1　RC柱部材

永坂ら[13)]は，極低強度コンクリートの RC 短柱の耐力と変形能について実験的に評価した。実験概要として**表 2.3.1** に試験体一覧を，**図 2.3.1** 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 2.3.2** 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。

表 2.3.1　試験体一覧[13)]

試験体名	コンクリート 目標圧縮強度 (MPa)	コンクリート 圧縮強度 σ_B (MPa)	コンクリート ヤング係数 Eo (×10⁴MPa)	軸圧比 N/BDFc	主筋 配筋	帯筋 配筋	Q_{max} *1 (kN)	R_u *2 (×10⁻²rad.)	破壊モード
B21-H	21	24.9	2.13	0.17	4-D13 (p_g=1.59%)	D6@40 (p_w=0.40%)	97	3.40	B
B21-L		25.8	2.29	0.10			75	4.04	B
B10-H	10	13.3	2.06	0.32			70	2.80	B
B10-L		13.7	2.07	0.15			66	4.21	B
B05-H	5	3.1	1.13	1.35			29	2.57	BC
B05-L		3.3	1.14	0.55			31	3.70	BC
S21-H	21	26.2	2.19	0.16	8-D16 (p_g=4.98%)	D6@80 (p_w=0.80%)	107	1.70	S
S21-L		24.5	2.34	0.08			99	1.56	S
S10-H	10	13.0	2.19	0.33			71	2.38	S
S10-L		14.3	1.85	0.16			68	2.54	S
S05-H	5	4.0	1.13	1.05			35	2.73	S
S05-L		3.3	1.21	0.63			35	1.68	BC

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

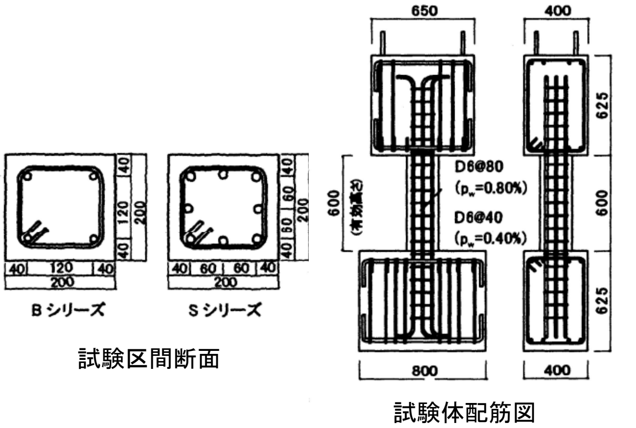


図 2.3.1　試験体概要[13)]

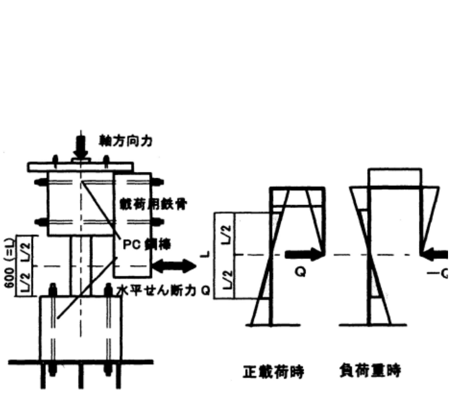


図 2.3.2　載加方法及びモーメント図[13)]

1） 破壊性状

ｉ）B シリーズ

図 2.3.3 に荷重－変位曲線を，図 2.3.4 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。

ⅱ）S シリーズ

Fc= 21 N/mm² 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, Fc= 10 N/mm² 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，Fc= 21 N/mm² 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。

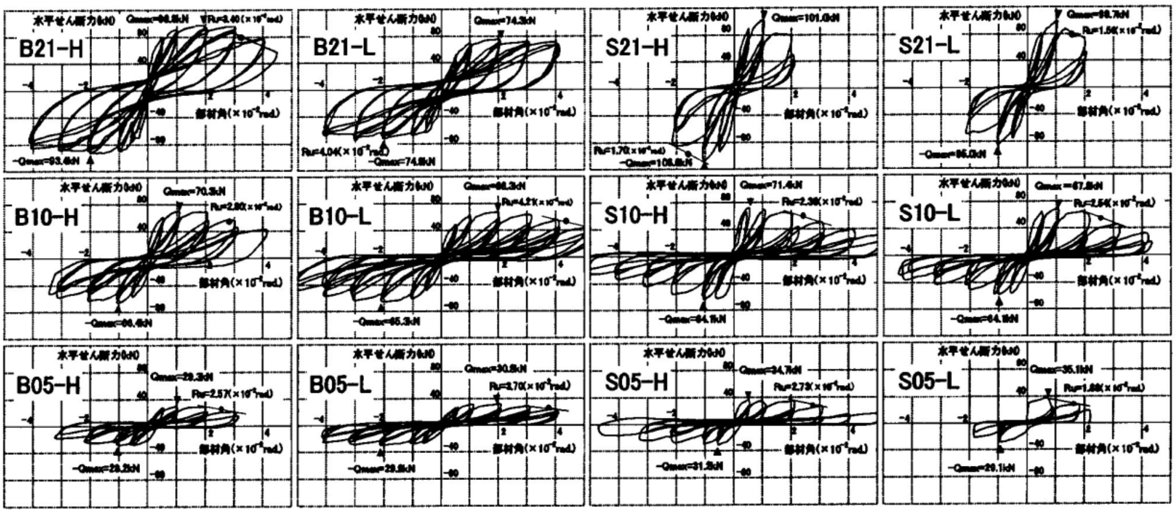


図 2.3.3　荷重－変位曲線 [13)]

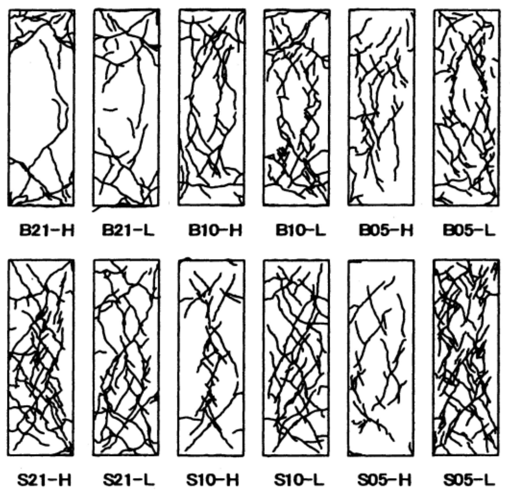


図 2.3.4　ひび割れ図 [13)]

2）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。

3）包絡線エネルギー

包絡線エネルギーは，図 2.3.5 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 14～2.4 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。

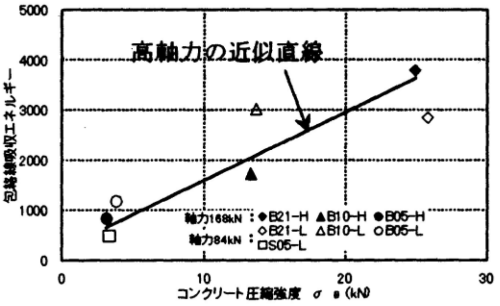


図 2.3.5　履歴吸収エネルギー－σ_B関係 13)

4） 既存の耐力評価式

ｉ）曲げ耐力評価

表 2.3.2 に学会略算式 1)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]，[SO5]（Fc= 3～4 N/mm^2）では実験値/計算値の値が 0.3～0.5 の範囲に分布し，著しく危険側の判定となることが示された。

図 2.3.6 に断面解析による計算値と実験値の比較を示す。断面解析では[B10]，[B21]（Fc= 13 N/mm^2）でも安全側の評価となったが，[B05]，[SO5]（Fc= 3～4 N/mm^2）では実験値/計算値の値が 0.4～0.8 となり危険側の評価となった。

次に，0.4FcbD 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] （Fc= 3～4 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。

表 2.3.2　曲げ耐力の実験値と計算値の比較 13)

試験体名	Q_{max} *1 (kN)	R_u *2 (×10^{-2}rad.)	破壊モード	Q_{bu1} *3 (kN)	実/計	Q_{bu2} *4 (kN)	実/計	Q_{bu3} *5 (kN)	実/計
B21-H	97	3.40	B	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

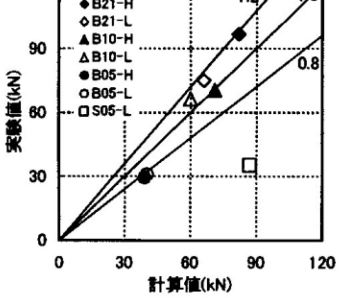


図 2.3.6　断面解析 13)

ⅱ）せん断耐力評価

表 2.3.3 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 2.3.7 で示すように Fc= 13 N/mm² 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，Fc= 5，10 N/mm² での極低強度コンクリートでは最大耐力時に帯筋が降伏しなかったことが過大評価につながったと考えられる。

(b) 終局強度型耐震設計指針式(A 法)[3)]

本式は軸力の影響は考慮していないが，Fc= 5 N/mm² 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) 靭性保証耐震設計指針式[4)]

本式では，図 2.3.8 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 2.49 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($0.1\sigma_0 bj$)の項を本式に加算した式を図 2.3.9 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。

表 2.3.3　実験値と計算値の比較(せん断耐力)[13)]

試験体名	Q_{max} (kN)	R_u (×10^{-2}rad.)	破壊モード	Q_{su1} *1 (kN)	実/計	Q_{su2} *2 (kN)	実/計	Q_{su3} *3 (kN)	実/計	Q_{su4} *4 (kN)	実/計	Q_{su5} *5 (kN)	実/計	Q_{su6} *6 (kN)	実/計
S21-H	107	1.70	S	68	1.57	80	1.34	96	1.11	115	0.93	100	1.07	70	1.53
S21-L	99	1.56	S	66	1.50	72	1.38	94	1.05	107	0.93	93	1.06	62	1.60
S10-H	71	2.38	S	44	1.61	56	1.27	68	1.04	93	0.76	82	0.87	64	1.11
S10-L	68	2.54	S	46	1.48	52	1.31	71	0.96	88	0.77	78	0.87	57	1.19
S05-H	35	2.73	S	13	2.69	18	1.94	22	1.59	78	0.45	70	0.50	60	0.58

S せん断破壊　*1 靭性保証型耐震設計指針式(軸力考慮なし)　*2 $Q_{su1}+0.1\sigma_0 bj$ (軸力考慮あり)
*3 終局強度型耐震設計指針式 (A法)　*4 広沢による修正荒川mean式　*5 広沢による修正荒川min式　*6 耐震診断基準式

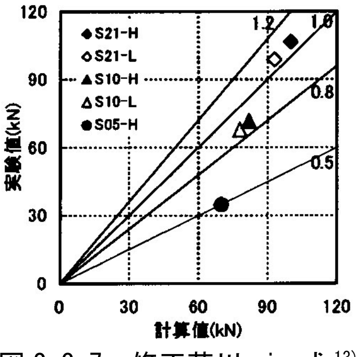


図 2.3.7　修正荒川 min 式[13)]

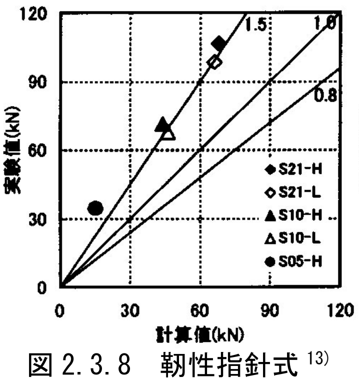


図 2.3.8　靭性指針式[13)]

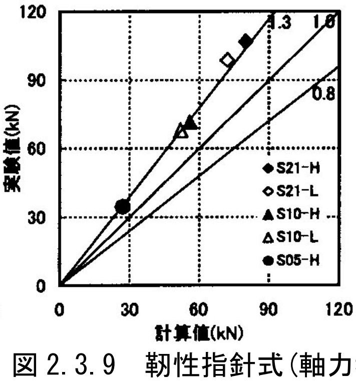


図 2.3.9　靭性指針式(軸力考慮)[13)]

ⅲ）付着割裂強度評価

表 2.3.4 に，靭性保証型耐震設計指針[4)]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。

表 2.3.4　実験値と計算値の比較（付着割裂強度）[13)]

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

5）変形能の評価

図 2.3.10 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。

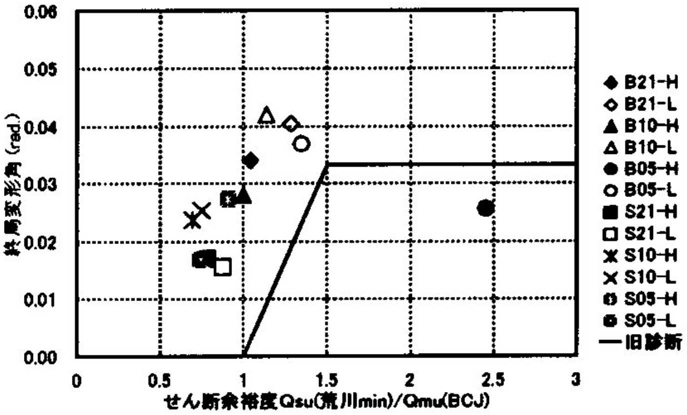


図 2.3.10　終局変形角での評価 [13)]

6）まとめ

曲げ耐力は，学会略算式 [1)]では，曲げ降伏に至らない場合には，コンクリートが低強度になるほど，過大評価になった。

せん断耐力は，終局強度型指針式 [3)]によれば，過小評価された試験体もあるが，精度良く評価できた。一方，靭性指針式 [4)]によれば，軸力を考慮する式を加算することで適合性を高めることができた。

伊藤[14)]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 2.3.5** に，試験体概要を**図 2.3.11** 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 2.3.12** 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載荷を行った。

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 2.3.13 に破壊性状を，**図 2.3.14** 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 2.3.5　試験体一覧[14)]

試験体	既存RC柱			補強部分			せん断補強筋比[%]				
	試験体寸法	配筋	Fc[N/mm²]	耐震補強方法	備考	断面	Pw1	Pw2	Pw3	Pw4	ΣPw
LC	・断面(B×D) 240×340 ・内法高さ 1020 ・シアスパン比 1.5	・主筋 8-D16 (SD390) ・せん断補強筋 φ6@100 (SR295)	Fc10	無補強	-	-	0.23	—	—	—	0.23
LCB				タイバー巻き	タイバー：D10@200(SD295A)	240×340		0.30	—	—	0.53
LCSB				鋼板巻き+タイバー巻き	鋼板：厚さ2.3 タイバー：D10@200(SD295A)	249×349		0.28	1.85	—	2.36
LCGS				グラウト充填鋼板巻き溶接	鋼板：厚さ2.3	259×359		—	1.77	—	2.00
LCFS				仕上げモルタル鋼板巻き+帯板巻き溶接	鋼板：厚さ2.3 帯板：厚さ2.3，巻き付け幅50	264×364		—	1.74	0.44	2.41
LC2			Fc18	無補強	-	-		—	—	—	0.23
LCGS2				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=Aw/(B*X)，Pw2：タイバーによるせん断補強筋比=Aw2/(B1*X1)
　Pw3：鋼板によるせん断補強筋比=2*t1/B1，Pw4：帯板によるせん断補強筋比=2*t1*bs/(B1*X2)
[記号] B, Aw, X：既存RCの断面幅，せん断補強筋断面積及び間隔　Aw2, X1：タイバーの断面積及び間隔　t1：鋼板厚さ　bs, X2：帯板の巻き付け幅及び間隔　B1：補修後断面幅

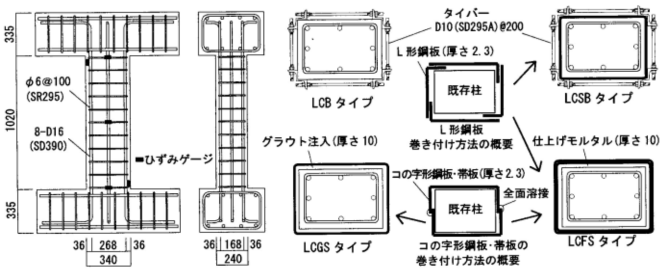


図 2.3.11 試験体概要[14)]

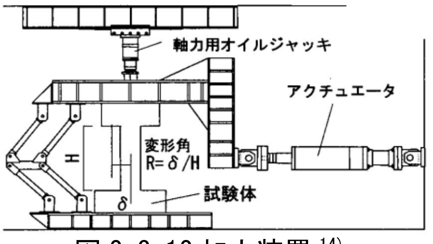


図 2.3.12 加力装置[14)]

図 2.3.13 破壊性状[14)]

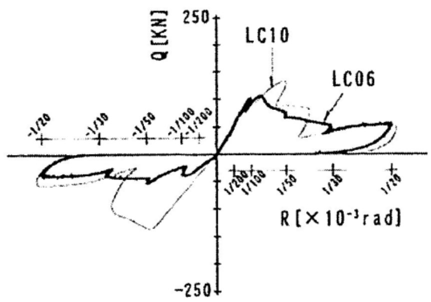


図 2.3.14 包絡線[14)]

2）耐力評価式および変形能

実験結果を**表 2.3.6** に示す。耐震診断基準では修正荒川 min 式 1)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。

図 2.3.15 にせん断耐力と σ_B の関係を，**図 2.3.16** にせん断耐力と実験データの関係を示す。コンクリート圧縮強度が 14N/mm² 以下の範囲で付着割裂耐力式は修正荒川 min 式 1)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 2.3.15(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，14N/mm² 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。

図 2.3.16 によると，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 2.3.6 実験結果 14)

試験体記号	σ_B [N/mm²]	最大耐力時 Qmax [kN]	最大耐力時 Rmax [rad]	特定変形角 Ry [rad]	特定変形角 Ru [rad]	初期剛性 Kv [kN/mm]	塑性率 μ	破壊モード
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. Kv=Qv/Rv
ここで, Qv：R=1/150rad時せん断力[kN], Rv：R=1/150rad時の変形[mm]
2. μ=Ru/Ry
ここで, Ru：限界変形角[rad], Ry：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。

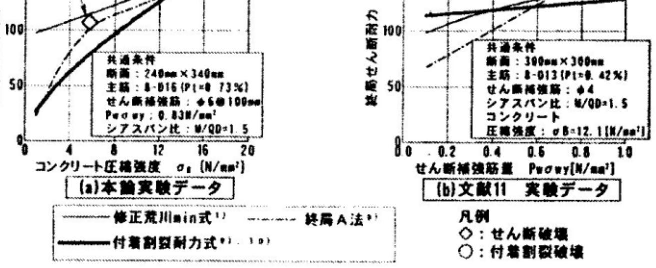


図 2.3.15 せん断耐力と σ_B の関係 14)

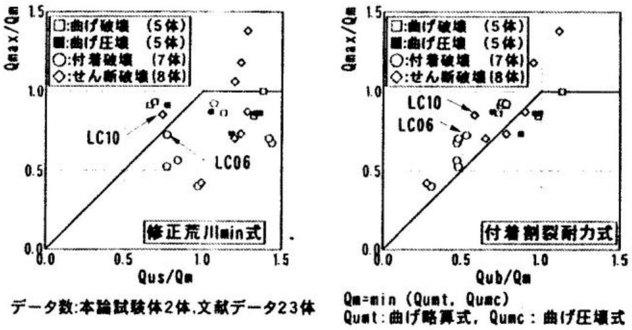


図 2.3.16 せん断耐力と実験データの関係 [14)]

3）まとめ

低強度コンクリート柱の終局せん断耐力の評価として，耐震診断基準による修正荒川 min 式の他に，付着割裂耐力式を用いる必要性を明らかとなった。

根口ら [15)]は，最低圧縮強度が 5N/mm² 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 2.3.7** に試験要因を，**図 2.3.17** 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。

表 2.3.7　試験要因 [15)]

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 $N/(bD \cdot \sigma_B)$
L05200	5	0.21	0
L05220			0.2
L05240			0.4
L05400		0.42	0
L05420			0.2
L05440			0.4

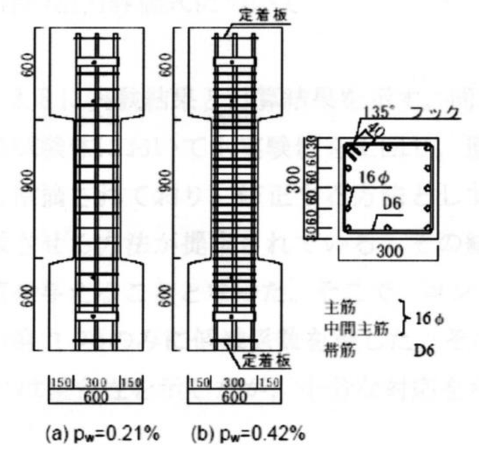


図 2.3.17　試験体概要 [15)]

1）破壊性状および変形能

写真 2.3.1 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 2.3.18 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，Pw=0.21%の場合には若干の耐力低下は見られるが，Pw=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，Pw=0.42%の場合は実験終了時でも耐力が維持されるが，Pw=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。

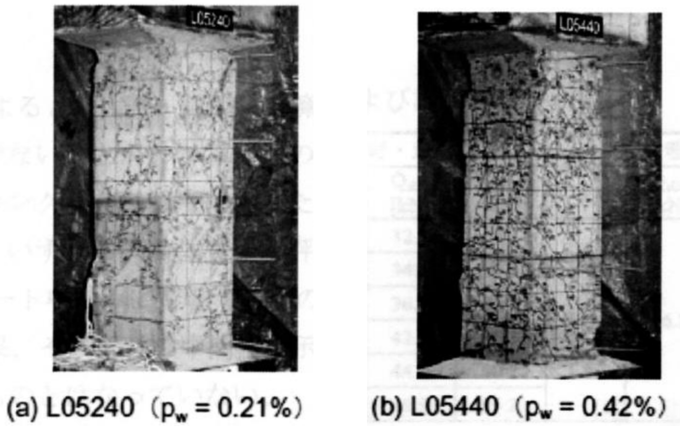


写真 2.3.1　最終破壊状況 [15]

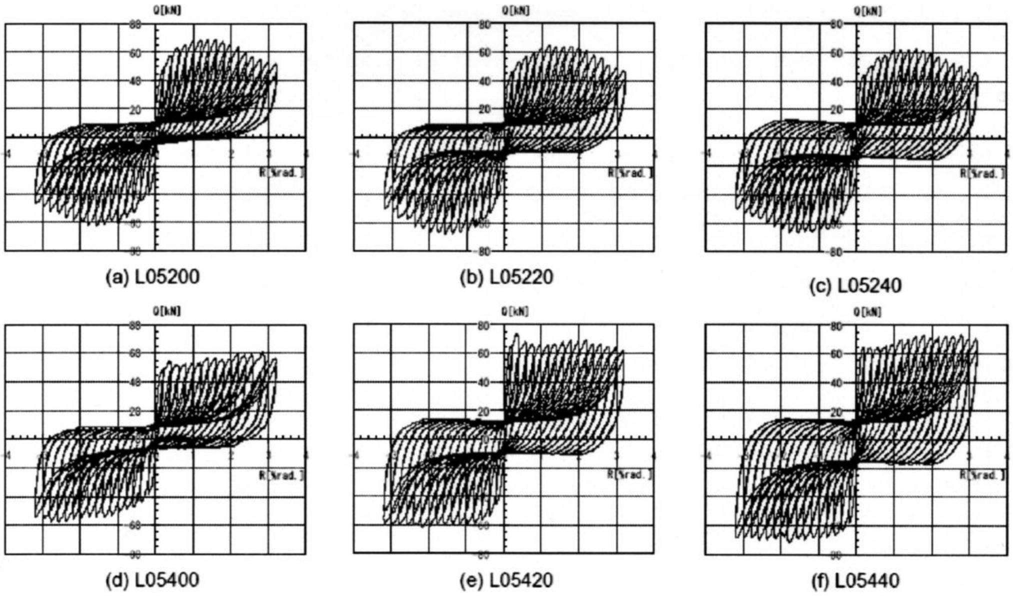


図 2.3.18　履歴曲線 [15]

2）既存の耐力評価式について

表 2.3.8 に実験結果と計算結果を示す。同表によると，大野・荒川式 [1]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。このことは後述する既往の研究 [22]（2.4.1 節）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} よりは整合性を示したが，十分な対応を示すものとはなっていない。

表 2.3.8　実験結果および計算結果[15)]

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_{sU} [kN]	Q_{sU1} [kN]	Q_{sU2} [kN]	Q_{sU3} [kN]	λ	Q_{sU4} [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			

大野・荒川 min 式[1)]

$$Q_{su}=\left\{\frac{0.053{p_t}^{0.23}(18+Fc)}{M/(Q\cdot d)+0.12}+0.85\sqrt{P_w\cdot{}_s\sigma_{wy}}+0.1\sigma_o\right\}\cdot b\cdot j$$

山本提案式[22)]
（後述 2.4.1 節）

$$Q_{su}=kr\cdot\left\{\frac{0.053{p_t}^{0.23}(18+Fc)}{M/(Q\cdot d)+0.12}+0.85\sqrt{P_w\cdot{}_s\sigma_{wy}}+0.1\sigma_o\right\}\cdot b\cdot j$$

$$kr=0.244+0.056\sigma_B$$

山本修正式[15)]

$$Q_{su}=\left\{kr\cdot\frac{0.053{p_t}^{0.23}(18+Fc)}{M/(Q\cdot d)+0.12}+0.85\sqrt{P_w\cdot{}_s\sigma_{wy}}+0.1\sigma_o\right\}\cdot b\cdot j$$

$$kr=0.244+0.056\sigma_B$$

3) まとめ

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山本提案式においても，十分に評価できないことからより適切な評価方法について検討が必要であることがわかった。

大石ら[16)]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している。

その結果として以下のことがわかった。

図 2.3.19 に試験体の形状を，表 2.3.9 に要因および水準を，表 2.3.10 に使用したモルタルの調合表を，表 2.3.11 に鉄筋の諸性状を，表 2.3.12 に試験体諸元を示す。

表 2.3.9　要因および水準[16)]

要因	水準
モルタル強度(N/mm^2)	7 ,21

表 2.3.10　使用したモルタルの調合表[16)]

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	-	

表 2.3.11　鉄筋の諸性状[16)]

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

表 2.3.12　試験体諸元[16)]

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							

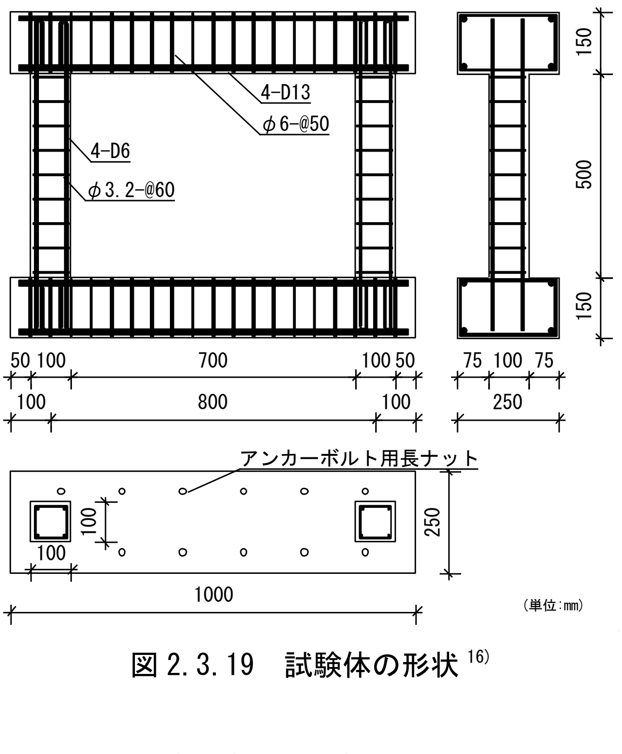


図 2.3.19　試験体の形状[16)]

1）試験方法

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。

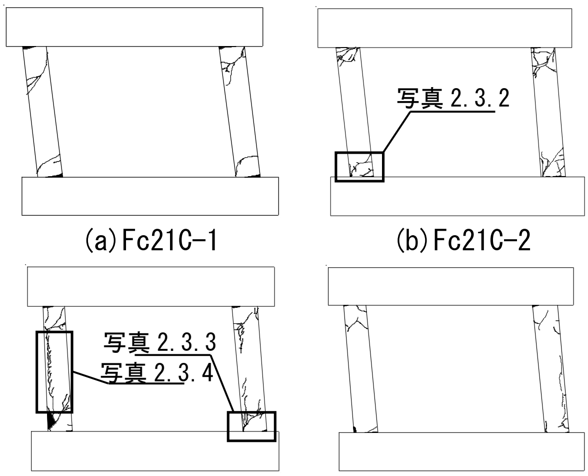
載荷プログラムは，まず，1/1000rad の変位を与え，その後 1/500rad ずつ増加させていき，荷重が増加しなくなった時点で押し切った。

2）ひび割れ性状

図 2.3.20 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 2.3.2 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 2.3.3 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，写真 2.3.4 のように，主筋に沿った付着破壊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。



(a)Fc21C-1　(b)Fc21C-2

(c)Fc7C-1　(d)Fc7C-2

図 2.3.20　実験終了時のひび割れ状況図 [16)]

写真 2.3.2[16)]

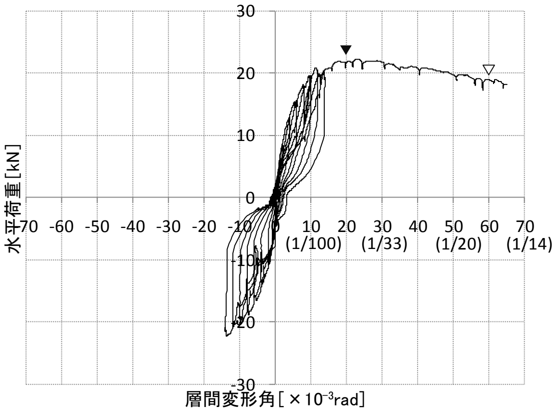
写真 2.3.3[16)]

写真 2.3.4[16)]

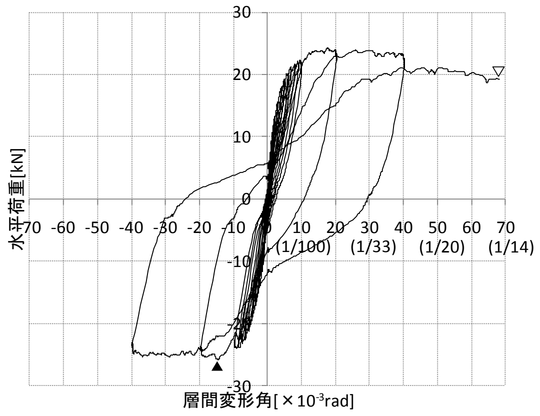
3）水平荷重－層間変形角関係履歴曲線

図 2.3.21 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試験体と低強度で作製された試験体は，履歴性状に大きな違いはあまり見られない。

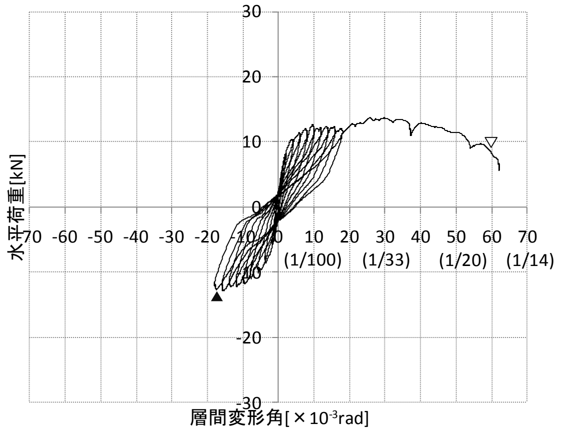
最大耐力以降の耐力低下は，いずれの試験体においても緩やかであり，普通強度試験体と低強度試験体に違いは見られなかった。この結果から，本実験の範囲においては，低強度コンクリートであっても曲げ変形が支配的である場合には，急激に耐力低下することはないといえる。



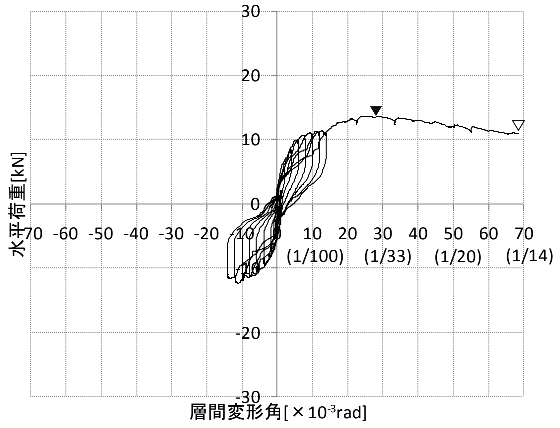
(a)Fc21C-1



(b)Fc21C-2



(c)Fc7C-1



(d)Fc7C-2

図 2.3.21　水平荷重－層間変形角関係 [16)]

4）耐力評価

表 2.3.13 に，実験による最大耐力と既往の算定式[1]，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[1]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。

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[1]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[22]では耐力を概ね精度良く評価できている。靭性保証型付着考慮式[4]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。この事から，本実験の範囲においては，靭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 2.3.13　最大耐力に対する実験値および計算値一覧[16]

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[22]		靭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

曲げ略算式[1]

$$Mu = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D\left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot Fc}\right)$$

大野・荒川 min 式[1]

$$Q_{su} = \left\{\frac{0.053{p_t}^{0.23}(18 + Fc)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot {}_s\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_o\right\} \cdot b \cdot j$$

山本提案式[22]

$$Q_{su} = kr \cdot \left\{\frac{0.053{p_t}^{0.23}(18 + Fc)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot {}_s\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_o\right\} \cdot b \cdot j$$

$$kr = 0.244 + 0.056\sigma_B$$

靭性保証型付着考慮式[4]

$$V_u = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B}{2} \cdot b_e \cdot j_e$$

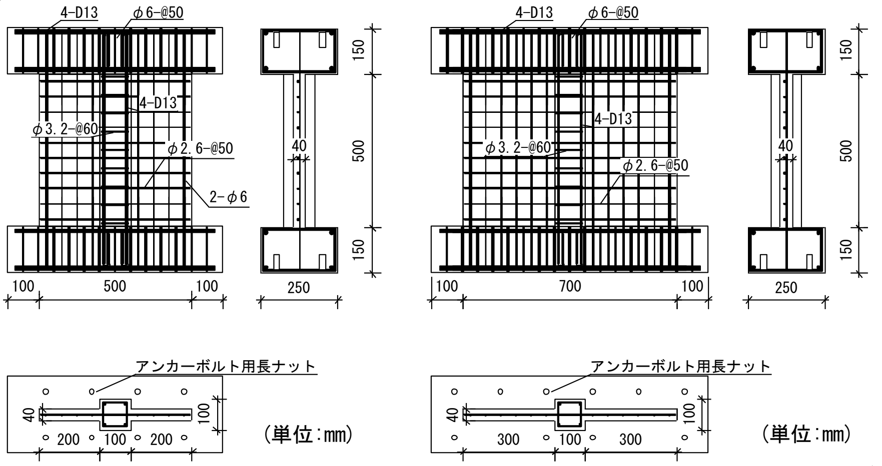
5）まとめ

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したのに対して，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した。また，付着割裂ひび割れが発生した。

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たことから，曲げ耐力を精度良く評価することができた。

高橋ら[17]は，低強度コンクリートが使用された両側袖壁付き RC 柱の耐力および変形特性を実験により明らかにする目的で，1/5 縮小モデルを用いた両側および片側袖壁付き RC 柱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している。

図 2.3.22 に試験体の形状を，**表 2.3.14** に要因および水準を，**表 2.3.15** に試験体諸元を示す。モルタルの調合表および鉄筋の諸性状は既往の研究[16]と同様である。



(a) 試験体 F21L-20W および　　(b) 試験体 F21L-30W および

図 2.3.22　試験体寸法および配筋図[17]

表 2.3.14　要因および水準[17]

要因	水準
モルタル圧縮強度(N/mm²)	7, 21
袖壁長さ(mm)	<u>200</u>, 300
反曲点高さ比	<u>0.5</u>, 1.0, 1.5

表 2.3.15　試験体諸元[17]

試験体名	設計基準強度 (N/mm²)	反曲点高さ比 (h/h₀)	柱			袖壁			上下梁		
			断面寸法 (mm)	主筋	せん断補強筋	袖壁長さ (mm)	壁厚 (mm)	壁筋	断面寸法 (mm)	主筋	せん断補強筋
F21L-30W-0.5	21	0.5	100 × 100	4-D6 Ps= 1.27% Pt= 0.63%	φ3.2- @60 Pw= 0.27%	300	40	縦横共 φ3.2- @60 Pw= 0.27%	250 × 150	4-D13 Ps= 1.35% Pt= 0.68%	φ6-@50 Pw= 0.45%
F21L-20W-0.5						200					
F21L-20W-1.0		1.0									
F21L-20W-1.5		1.5									
F7L-30W-0.5	7	0.5				300					
F7L-20W-0.5						200					
F7L-20W-1.0		1.0									
F7L-20W-1.5		1.5									

1) 試験方法

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。載荷位置は柱高さの 1/2，柱高さの 2/2，および柱高さの 2/3 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。

2) ひび割れ性状

図 2.3.23 に実験終了時における各試験体のひび割れ状況を示す。反曲点高さ比 1.0（記号-1.0）の普通強度試験体 F21L-20W-1.0, 反曲点高さ比 1.5（記号-1.5）の普通強度試験体 F21L-20W-1.5，および低強度試験体 F7L-20W-1.5 は曲げ破壊した。反曲点高さ比 0.5（記号-0.5）の普通強度試験体 F21L-30W-0.5，F21L-20W-0.5，低強度試験体 F7L-30W-0.5，F7L-20W-0.5，および反曲点高さ比 1.0（記号-1.0）の低強度試験体 F7L-20W-1.0 はせん断破壊した。また，せん断破壊した試験体のうち，普通強度試験体では幅の大きなひび割れが集中して発生するのに対して，低強度試験体では細かなひび割れが分散して発生した。この点は，柱・梁に関する既往の実験結果 [4)-10), 13)-16), 20)] と一致している。また，曲げ破壊した試験体で，曲げ応力度が圧縮側となる領域に壁の圧壊が発生した。普通強度試験体と低強度試験体でひび割れ性状に大きな違いはみられなかった。

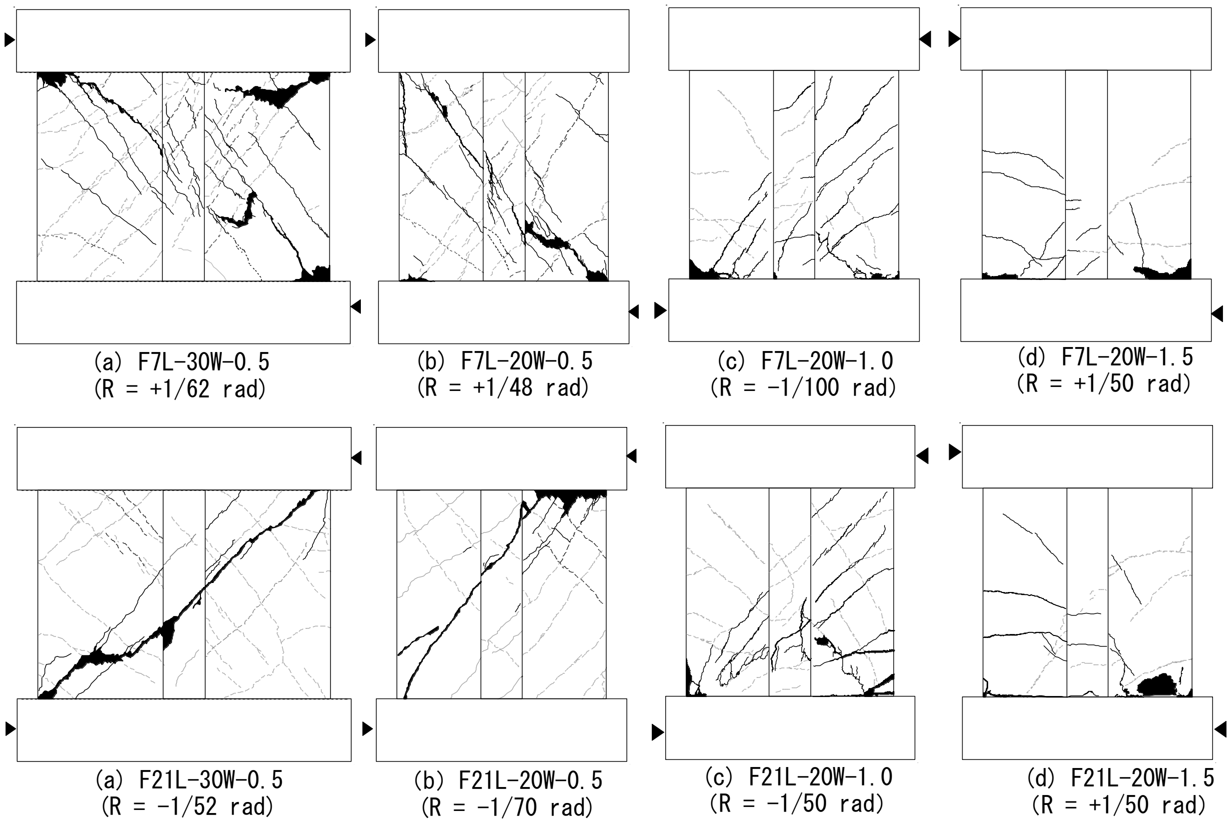


図 2.3.23　実験終了時のひび割れ状況図（◀: 破壊が先行した加力方向）[17)]

3) 水平荷重－層間変形角包絡線

図 2.3.24 に反曲点高さ比の異なる試験体の水平荷重－層間変形角関係の包絡線を示す。なお，

包絡線は各試験体における第 1，3 象限のピークを示している。

普通強度試験体では反曲点高さ比が大きくなるほど，最大耐力が小さくなり，最大耐力後の耐力低下が緩やかとなった。これは破壊性状がせん断破壊から，曲げ破壊に変化したためだと考えられる。

低強度試験体では，反曲点高さ比が大きくなるほど，最大耐力および最大耐力時の変形角が小さく，最大耐力後の耐力低下が緩やかとなった。

また，すべての普通強度試験体と低強度試験体について，普通強度試験体と比較して，低強度試験体は最大耐力後の耐力低下が緩やかとなる傾向が見られた。特にせん断破壊した試験体では低強度試験体の耐力低下が緩やかとなった。

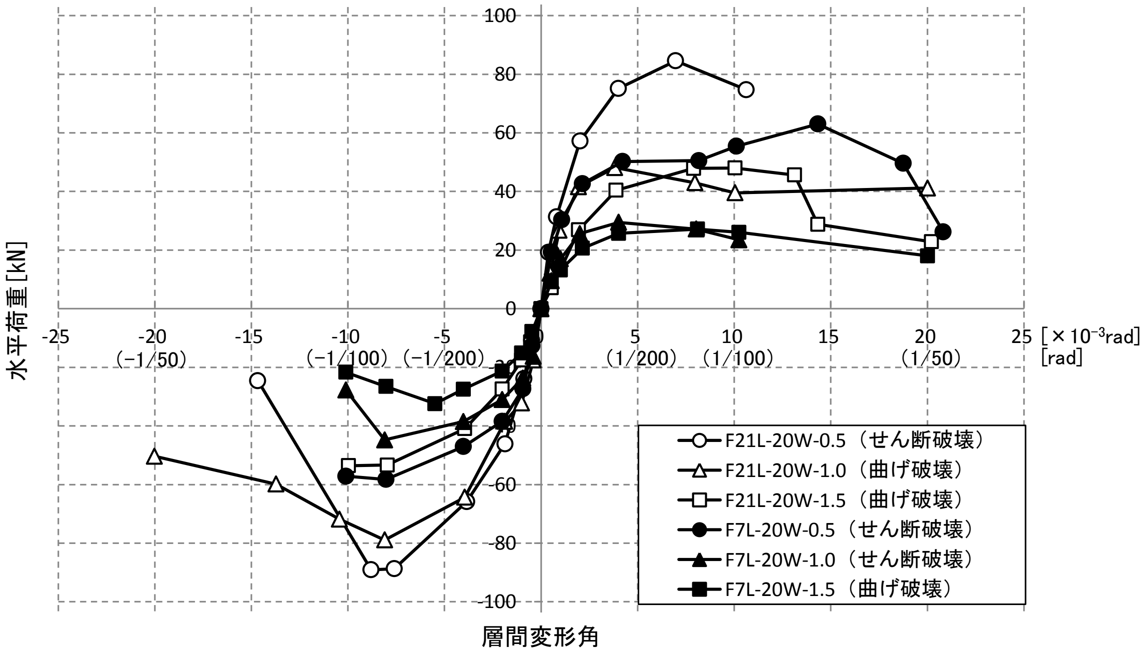


図 2.3.24　水平荷重－層間変形角関係包絡線（反曲点高さ比の影響）[17)]

4）耐力評価

表 2.3.16 に，せん断破壊した試験体の実験による最大水平耐力と既往の算定式による計算値を比較した結果の一覧を，**表 2.3.17** に，曲げ破壊した試験体の実験による最大水平耐力と既往の算定式による計算値を比較した結果の一覧を示す。

本実験では，せん断耐力の算定にあたっては，既往の算定式 [1)]，断面の取り扱いについては耐震診断法 [1)]に準じた方法および壁谷澤らによる分割累加法 [27)]を用いている。せん断耐力については，耐震診断基準ではシアスパン比（M/Qde）の下限値として 1.0 が示されているが，ここでは既往の研究報告 [26)]に示されている 0.6 を使用している。曲げ耐力算定にあたっては，曲げ略算式，完全塑性理論，日本建築学会の鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料に記載されている曲げ強度式および RC 規準の付録 10 を用いた。

せん断耐力式として，耐震診断法に準じた断面の取り扱いにより大野・荒川 min 式を用いた場

合，普通強度試験体，低強度試験体ともに概ね精度よく安全側に評価できた。

曲げ耐力式として完全塑性理論を用いた場合，普通強度試験体では精度よく安全側に評価できたが，低強度試験体では実験値が計算値の 0.93 倍と下回った。RC 規準付録 10 に準じた場合は，普通強度試験体，低強度試験体ともに概ね精度よく安全側に評価できた。

表 2.3.16　せん断破壊した試験体の実験による最大耐力および計算値一覧 [17)]

試験体名	実験値		計算値							
			耐震診断法				分割累加法			
	モルタル圧縮強度 [N/mm^2]	耐力 [kN]	大野荒川min式		山本提案式		大野荒川min式		山本提案式	
			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
F21L-30W-0.5	30.5	131.2	99.5	1.32	−	−	112.1	1.17	−	−
F21L-20W-0.5	29.0	89.1	78.3	1.14	−	−	88.6	1.01	−	−
F7L-30W-0.5	9.7	96.8	82.1	1.18	64.6	1.50	87.0	1.11	70.0	1.38
F7L-20W-0.5	10.5	63.0	61.5	1.02	51.2	1.23	66.5	0.95	56.2	1.12
F7L-20W-1.0	6.5	44.8	43.5	1.03	26.2	1.71	46.0	0.97	27.7	1.62

表 2.3.17　曲げ破壊した試験体の実験による最大耐力および計算値一覧 [17)]

試験体名	実験値		計算値							
	モルタル圧縮強度 [N/mm^2]	耐力 [kN]	曲げ略算式		完全塑性理論		曲げ終局強度式		RC規準付録10	
			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
F21L-20W-1.0	32.1	78.9	36.2	2.18	71.7	1.10	65.1	1.21	60.8	1.30
F21L-20W-1.5	41.7	53.5	24.6	2.17	49.5	1.08	44.2	1.21	41.4	1.29
F7L-20W-1.5	9.3	32.4	18.6	1.74	34.9	0.93	35.6	0.91	31.3	1.04

5）まとめ

一般に反曲点高さ比が大きくなると，破壊モードがせん断破壊から，曲げ破壊に移行する。本実験の範囲では，低強度試験体では普通強度試験体よりもせん断破壊が先行しやすくなる傾向が見られた。

普通強度試験体では，大きなひび割れが集中して発生するのに対し，低強度試験体では，細かなひび割れが多数，また鉄筋に沿った付着ひび割れが発生した。

せん断耐力式として，耐震診断法に準じた断面の取り扱いにより大野・荒川 min 式を用いた場合，普通強度試験体，低強度試験体ともに概ね精度よく安全側に評価できた。

曲げ耐力式として完全塑性理論を用いた場合，普通強度試験体では精度よく安全側に評価できたが，低強度試験体では実験値が計算値の 0.93 倍と下回った。RC 規準付録 10 に準じた場合は，普通強度試験体，低強度試験体ともに概ね精度よく安全側に評価できた。

2.3.2　RC 耐震壁部材

寺岡ら[18]は 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 2.3.18** に，試験体詳細を**図 2.3.25** にそれぞれ示す。

その結果として以下のことがわかった。

表 2.3.18　試験体諸元[18]

<table>
<tr><th rowspan="2">試験体名</th><th colspan="3">実験因子</th><th rowspan="2">備考</th></tr>
<tr><th>耐震壁</th><th>柱軸力 σ_0 (N/mm²)</th><th>シアースパン比 (M/Qd)</th></tr>
<tr><td>No.2</td><td>後打ち壁(Fc15)</td><td rowspan="2">1.5</td><td rowspan="4">0.57</td><td>後打ち補強壁</td></tr>
<tr><td>No.3</td><td rowspan="4">厚さ t_w=30(mm)
壁筋 縦横共
(p_s=0.21%)</td><td rowspan="3">柱軸力レベル</td></tr>
<tr><td>No.4</td><td>3.0</td></tr>
<tr><td>No.5</td><td rowspan="2">0.0</td></tr>
<tr><td>No.6</td><td>1.14</td><td>シアースパン比</td></tr>
<tr><td rowspan="6">共通</td><td rowspan="3">柱</td><td colspan="3">寸法　100×100(mm)</td></tr>
<tr><td colspan="3">主筋　4-φ9 (p_t=1.27%)</td></tr>
<tr><td colspan="3">帯筋　□-φ2.6@50(p_w=0.21%)</td></tr>
<tr><td rowspan="3">梁</td><td colspan="3">寸法　80×120(mm)</td></tr>
<tr><td colspan="3">主筋　4-φ9 (p_t=1.32%)</td></tr>
<tr><td colspan="3">あばら筋　□-φ2.6@50(p_w=0.27%)</td></tr>
</table>

*柱軸力 σ_0=N/bD

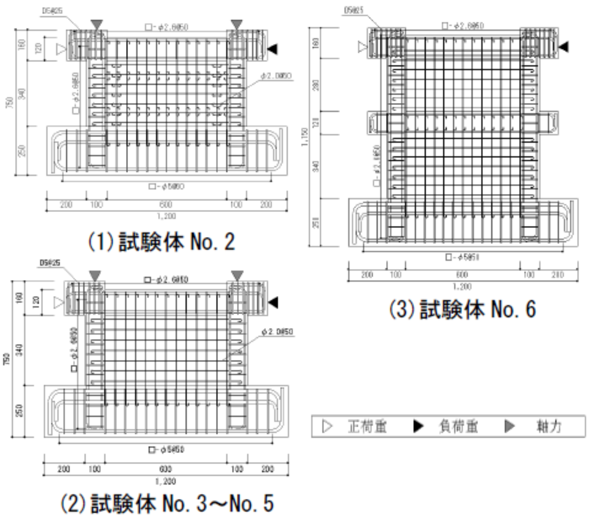


図 2.3.25　試験体詳細[18]

1）破壊過程

図 2.3.26 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，水平載荷に先立ち，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 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，それの大きい 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，正側載荷で 9/1000 rad，負側載荷で 7.5/1000 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 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。

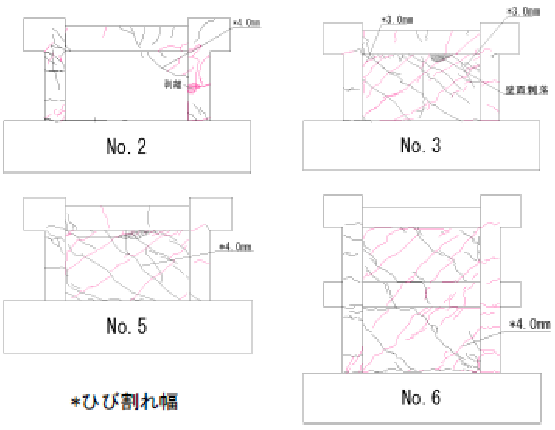


図 2.3.26　実験終了時ひび割れ状況例 [18)]

2）最大荷重の評価

図 2.3.27 に水平荷重－水平変位角関係履歴曲線を，**表 2.3.19** 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。

ｉ）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 [20)] による評価値は，実験値を安全側に評価している。

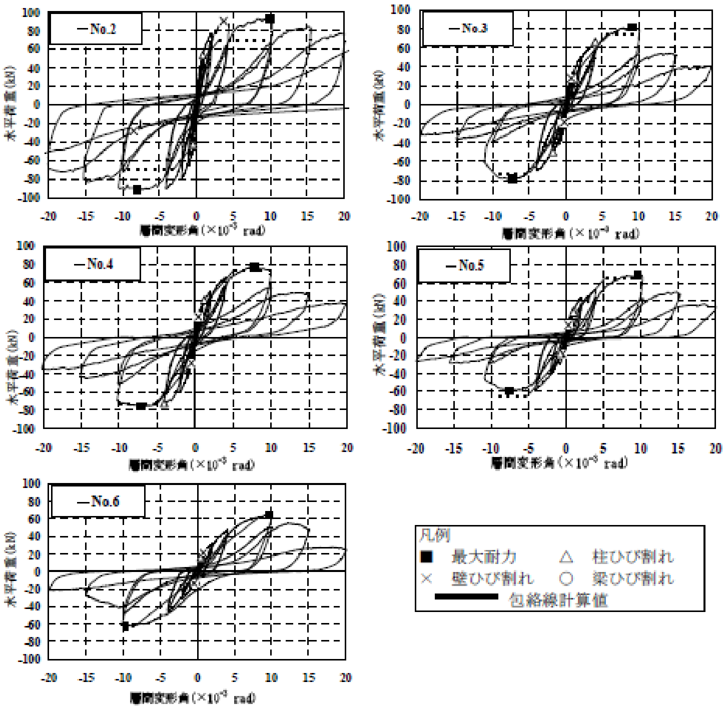


図 2.3.27　水平荷重－変形角関係履歴曲線 [18)]

表 2.3.19　最大荷重実験値および計算値 [18)]

試験体名	実験値	計算値(kN)				
	Q_{exp}(kN)	Q_{mu}	Q_{wsu}	Q_u	$Q_{uo(ws)}$	$_wQ_{su}$
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、$_wQ_{su}$ を除き試験体全体が σ_B=15. 4N/mm^2 として計算

Q_{mu}：耐震壁の曲げ終局強度　$Q_{uo(ws)}$：スリップ破壊強度(富井)

Q_{wsu}：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_u：修正荒川 mean 式(M/QD の下限値なし)　$_wQ_{su}$：耐震改修設計指針

※Quo(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

ⅱ）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 [1)]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（Qwsu）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。

3）まとめ

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 [1)]および富井式（スリップ破壊）[20)]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。

大石ら[19)]は，低強度コンクリートを用いた場合の無開口耐震壁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無開口耐震壁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している。

その結果として以下のことがわかった。

図 2.3.28 に試験体の形状を，表 2.3.20 に要因および水準を，表 2.3.21 に使用したモルタルの調合表を，表 2.3.22 に鉄筋の諸性状を，表 2.3.23 に試験体諸元を示す。

表 2.3.20　要因および水準[19)]

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

表 2.3.21　使用したモルタルの調合表[19)]

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	-	

表 2.3.22　鉄筋の諸性状[19)]

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	2.10×10^5
φ 2.6	665	2.08×10^5

表 2.3.23　試験体諸元[19)]

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									
Fc21W-2										
Fc21W-N0		0								

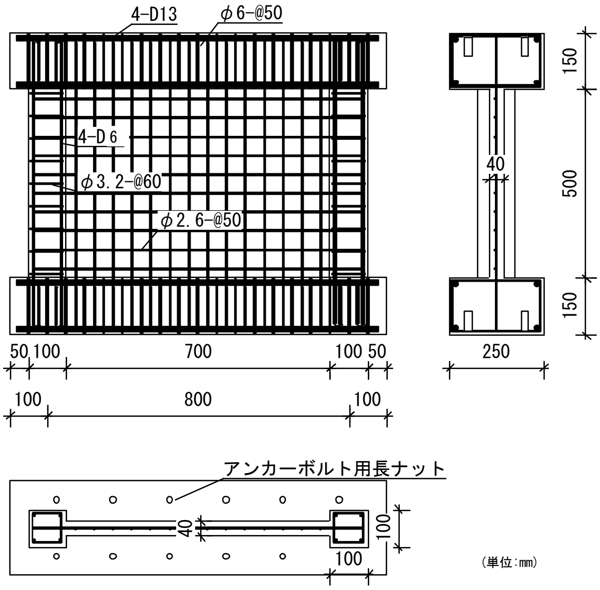


図 2.3.28　試験体寸法および配筋図[19)]

1）試験方法

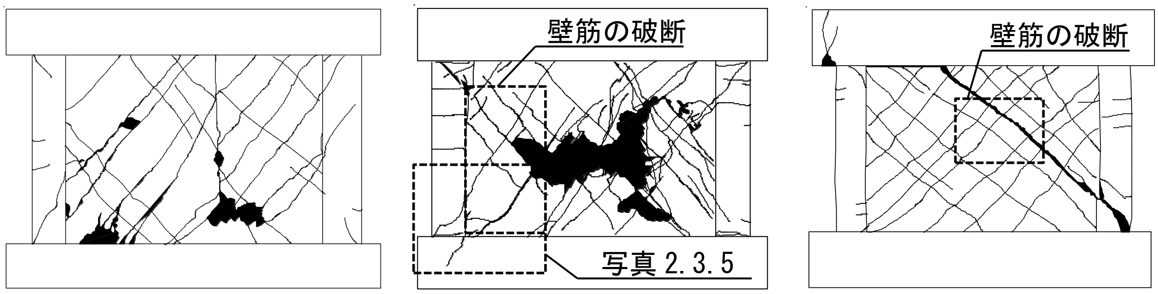
既往の研究[16]と同様である。

2）ひび割れ性状

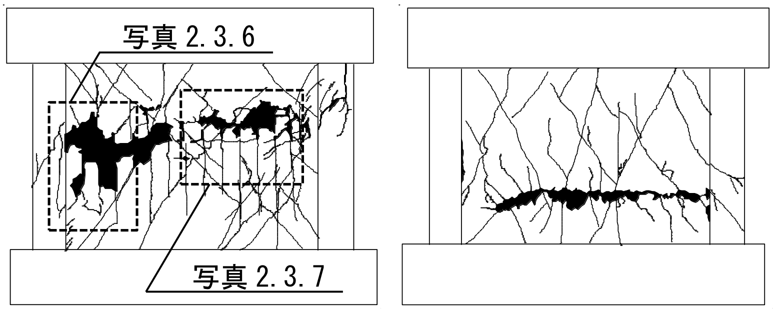
図 2.3.29 に実験終了時のひび割れ状況図を示す。

普通強度試験体と低強度試験体を比較すると，**写真 2.3.5** のように普通強度試験体が大きなクラックが集中して発生するのに対して，**写真 2.3.6** のように低強度試験体は細かなクラックが分散して発生する点，および**写真 2.3.7** 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，既往の研究の試験結果とも一致した。

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，よりそのひび割れが進行した。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．試験体（Fc21W-1）には，2ヶ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長く，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。



(a) Fc21W-1 (R=1/54rad)　(b) Fc21W-2 (R=-1/56rad)　(c) Fc21W-NO (R=-1/66rad)



(d) Fc7W-1 (R=-1/100rad)　(e) Fc7W-2 (R=1/50rad)

図 2.3.29　ひび割れ状況図[19]

写真 2.3.5　ひび割れ性状（Fc21W-2）[19]

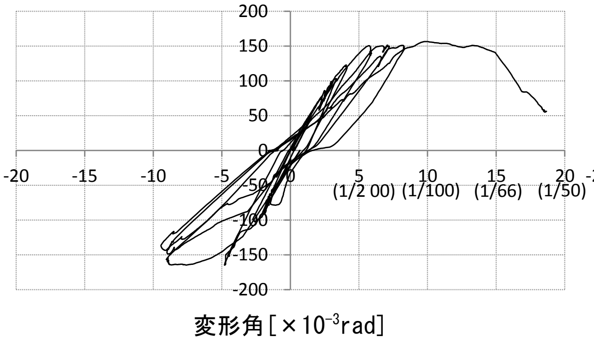
写真 2.3.6　ひび割れ性状（Fc7W-2）[19]

写真 2.3.7　付着ひび割れ（Fc7W-2）[19]

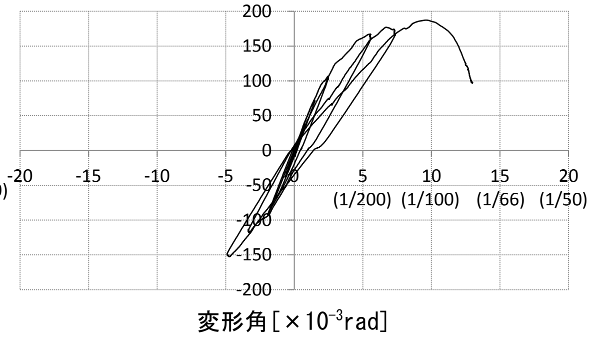
3）水平荷重－層間変形角関係履歴曲線

図 2.3.30 に水平荷重－層間変形角履歴曲線を示す。同図から，普通強度試験体と低強度試験体を比較すると，低強度試験体の最大耐力は普通強度試験体の約 1/2 と小さい。

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，より紡錘形に近く，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。

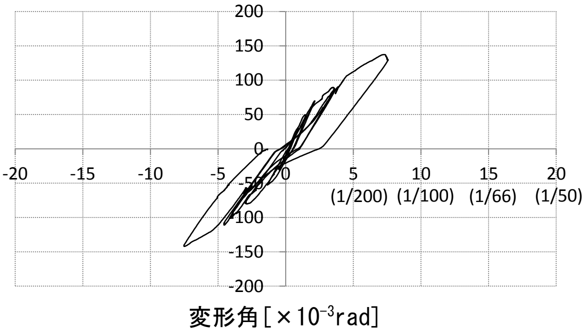


(a) Fc21W-1

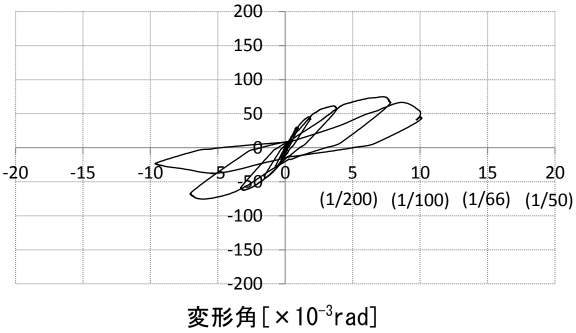


(b) Fc21W-2

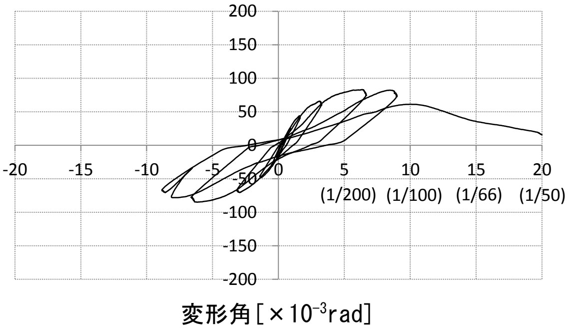
図 2.3.30　水平荷重－層間変形角関係 [19]



(c) Fc21W-N0



(d) Fc7W-1



(e) Fc7W-2

図 2.3.30　水平荷重－層間変形角関係 [19]

4) 耐力評価

表 2.3.24 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，破壊モードはせん断破壊および付着破壊であった。

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 [1]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。

富井・江崎ら [20]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，実験値を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試験体（Fc21W-N0）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」[3]によると，スリップ耐力式を用いる際には，せん断ひび割れ角度θをθ≒45°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 [3]では，スリップ耐力式の適用範囲を軸力（N）　< 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。

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靭性保証型耐震設計指針・同解説」[4]によるせん断強度式を適用した場合，軸力を加えていない試験体（Fc21W-N0）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比較的精度良く安全側に評価できた。

表 2.3.24　最大耐力に対する実験値および計算値一覧 [19)]

試験体名	実験値 [kN]	せん断耐力							
		大野・荒川min式[1)]		修正荒川mean式[2)]		スリップ耐力式[19)]		靭性保証型せん断強度式[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
Fc21W-1	156.41	108.05	1.45	128.72	1.22	135.94	1.15	129.22	1.21
Fc21W-2	185.31	116.18	1.60	139.76	1.33	149.23	1.24	151.16	1.23
Fc21W-N0	137.35	110.60	1.24	135.25	1.02	153.71	0.89	159.28	0.86
Fc7W-1	71.88	88.38	0.81	102.02	0.70	-	-	57.52	1.25
Fc7W-2	82.53	90.62	0.91	105.06	0.79	-	-	64.03	1.29

大野・荒川 min 式 [1)]

$$Q_{su}=\left\{\frac{0.053{p_{te}}^{0.23}(18+Fc)}{M/(Q\cdot d)+0.12}+0.85\sqrt{P_{se}\cdot {}_s\sigma_{wy}}+0.1\sigma_{oe}\right\}\cdot b_e\cdot j_e\quad [N]$$

修正荒川 mean 式 [1)]

$$Q_{su}=\left\{\frac{0.068{p_{te}}^{0.23}(18+Fc)}{\sqrt{M/(Q\cdot d)+0.12}}+0.85\sqrt{P_{we}\cdot {}_s\sigma_{wy}}+0.1\sigma_{oe}\right\}\cdot b_e\cdot j_e\quad [N]$$

スリップ耐力式 [20)]

$$Q_{su}=\left(2.4\sqrt{F_c}+3400P_s\right)\cdot t_w\cdot l_w\quad [kgf]$$

靭性保証型せん断強度式 [4)]

$$Q_{su}=t_w\cdot l_{wb}\cdot P_s\cdot\sigma_{wy}\cdot\cot\varphi+\tan\theta(1-\beta)\cdot t_w\cdot l_{wa}\cdot\nu\cdot\sigma_B/2\quad [N]$$

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

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

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，σwy：横筋の降伏強度，σ0e：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
ν：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，σsy：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

5）まとめ

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したのに対して，低強度コンクリート試験体は壁板全体が破壊した。

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靭性保証型せん断強度式を用いた場合，軸力を加えていない試験体（Fc21W-N0）以外は，普通強度，低強度試験体ともに比較的精度良く安全側に評価できた。

石田ら[21)]は，低強度コンクリートを用いた場合の有開口耐震壁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有開口耐震壁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している。

その結果として以下のことがわかった。

図 2.3.31 に試験体の形状を，**表 2.3.25** に要因および水準を，**表 2.3.26** に使用したモルタルの調合表を，**表 2.3.27** に鉄筋の諸性状を，**表 2.3.28** に試験体諸元を示す。

表 2.3.25　要因および水準[21)]

要因	水準
設計基準強度[N/mm^2]	7, 21
開口数[個]	1, 2
開口位置	壁中央，壁際面

表 2.3.26　使用したモルタルの調合表[21)]

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	-	

表 2.3.27　鉄筋の諸性状[21)]

呼び名	降伏点 [N/mm^2]	ヤング係数 [N/mm^2]
D6	342.3	1.88×10^5
φ3.2	528.4	1.74×10^5
φ2.6	708.7	1.91×10^5

表 2.3.28　試験体諸元[21)]

試験体名	設計基準強度 [N/mm^2]	モルタル圧縮強度 [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	開口数 [個]	開口位置	縦横開口補強筋	断面寸法 [mm]	主筋	せん断補強筋
Fc7-S-W.C	7	8.1	2	100×100	4-D6 Pt=0.63%	φ3.2-@60 Pw=0.27%	40	縦横共 φ3.2-@50 Ps=0.27%	1	壁中央	1-D6	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ6-@50 Pw=0.19%
Fc7-D-W.C		6.4							2					
Fc7-D-W.E		5.9								壁際面				
Fc21-S-W.C	21	31.0							1	壁中央				
Fc21-D-W.C		24.2							2					
Fc21-D-W.E		25.9								壁際面				

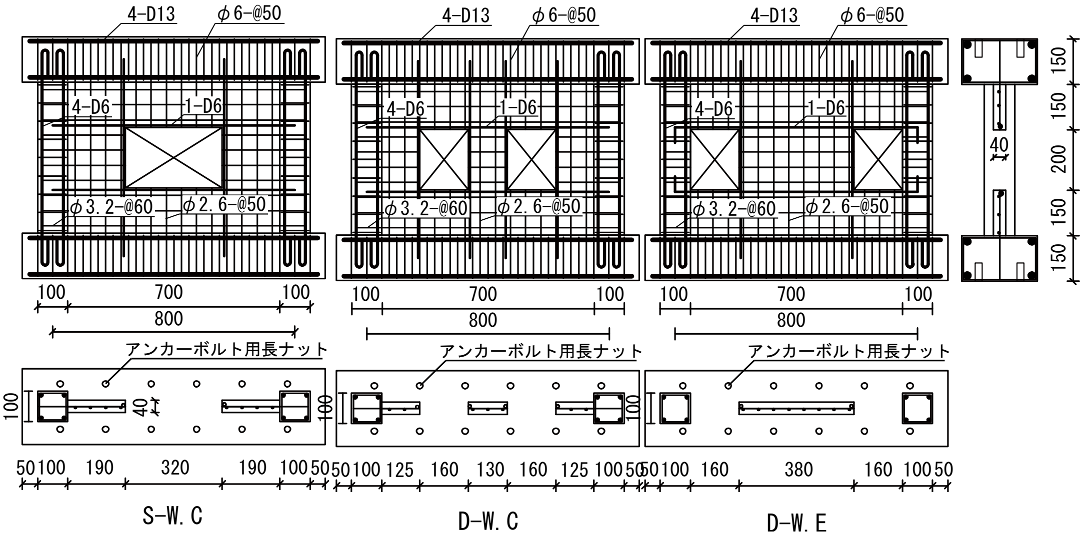


図 2.3.31　試験体寸法および配筋図[21)]

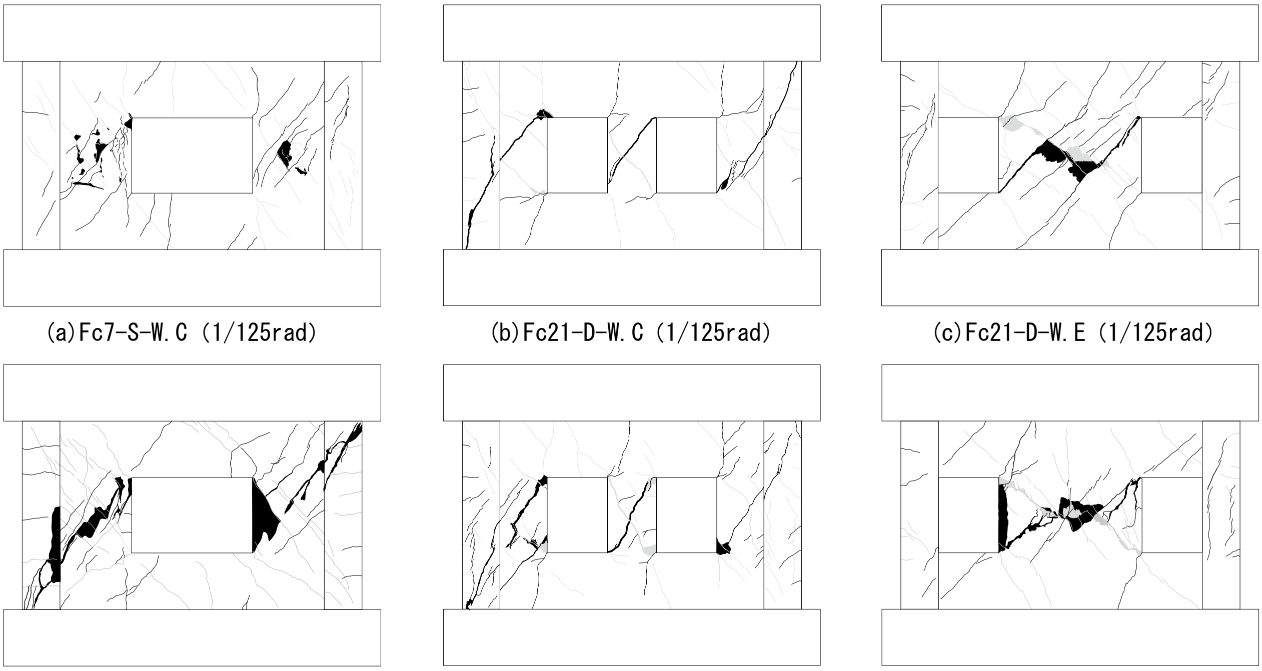
1）試験方法

既往の研究[16)]と同様である。

2）ひび割れ性状

図 2.3.32 に実験終了時のひび割れ状況図を示す。

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 1 本の大きなひび割れが発生したが，低強度試験体は柱の主筋に沿って付着ひび割れが発生し，柱および壁の全体に細かなひび割れが発生した。これらの傾向は，既往の研究の試験結果とも一致した。



(a)Fc7-S-W.C (1/125rad)　(b)Fc21-D-W.C (1/125rad)　(c)Fc21-D-W.E (1/125rad)

(d)Fc21-S-W.C (1/150rad)　(e)Fc7-D-W.C (1/100rad)　(f)Fc7-D-W.E (1/125rad)

図 2.3.32　ひび割れ状況図 [21)]

3）水平荷重－層間変形角包絡線

図 2.3.33 に反曲点高さ比の異なる試験体の水平荷重－層間変形角関係の包絡線を示す。なお，包絡線は各試験体における第 1，3 象限のピークを示している。

無開口，開口ともに，低強度試験体は，最大耐力は小さいが，最大耐力後の耐力低下が緩やかである。無開口耐震壁と開口耐震壁を比較すると，普通強度および低強度試験体ともに，無開口耐震壁の方が，最大耐力時の層間変形角は大きくなった。

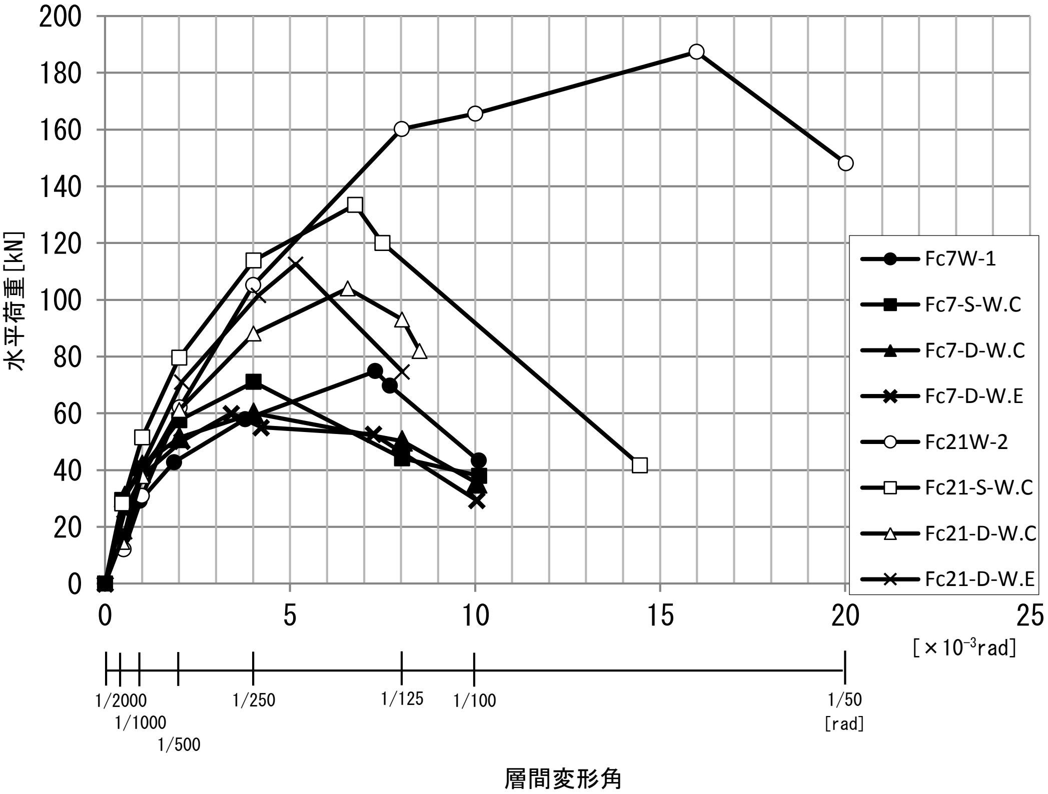


図 2.3.33　水平荷重-層間変形角包絡線 [21)]

4）耐力評価

本実験では，既報の研究を参考に，1）耐震診断基準による低減率を乗じて算定する方法 [1)]，2）45 度方向の圧力場の面積による低減率を乗じて算定する方法 [32)]，および 3）開口耐震壁を袖壁，柱のみ，および柱なし壁に分解して計算する方法 [4)] の 3 種類を用いて，開口耐震壁試験体の水平耐力を推定した。なお，本試験では全ての試験体において，破壊モードはせん断破壊であった。

表 2.3.29 に，実験による最大耐力と耐震診断基準による低減率 [1)] を乗じて算定した計算値を比較した一覧を，表 2.3.30 に，実験による最大耐力と圧力場の面積による低減率 [32)] を乗じて算定した計算値を比較した一覧を，表 2.3.31～33 に，実験による最大耐力と部材を分割して [4)] 算定した計算値を比較した一覧を示す。

表 2.3.29 によれば，普通強度コンクリートを用いた場合，いずれの開口耐震壁試験体も，大野・荒川 min 式 [1)]および mean 式 [1)]で安全側に評価でき，修正荒川 mean 式 [1)]を用いることで，比較的精度良くせん断耐力を評価できた。しかし，修正荒川 mean 式 [1)]を用いた場合，開口耐震壁試験体では，開口低減率が同一の試験体であるにもかかわらず，3 体の間で実験値/計算値が異なる結果となった。これは，既往の報告 [32)]と同様である。

表 2.3.30 によれば，耐震診断基準による低減率 [1)] と圧力場による低減率 [32)] と比較すると，普通強度試験体，低強度試験体ともに，S-W.C 試験体では，耐震診断基準による低減率 [1)] を適用した場合より，圧力場による低減率 [22)] を適用した方が，多少ではあるが，実験値に近い値を評価した。

しかし，D-W.C および D-W.E 試験体は，圧力場による低減率の方がせん断耐力を過小評価し，異なる結果となった。また，圧力場面積については，破壊状況から範囲を検討することでより精度よく評価できる可能性がある。

表 2.3.31～33 によれば，耐震診断基準による低減率 [1)] および圧力場による低減率 [32)] と開口耐震壁を袖壁，柱のみ，および柱なし壁に分解して計算する方法 [4)] を比較すると，強度によらず，開口耐震壁試験体のせん断耐力を推定する際は，袖壁，柱なし壁，柱のみ試験体に分解し，それぞれの和で計算する方法が，より精度良く評価できた。

表 2.3.29　最大耐力に対する実験値および計算値一覧（耐震診断基準による低減率 [1)]）[21)]

試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	低減率γ 耐震診断基準[3)]	せん断耐力 大野荒川min式[3)] 計算値 [kN]	大野荒川min式[3)] 実験値/計算値	修正荒川mean式[3)] 計算値 [kN]	修正荒川mean式[3)] 実験値/計算値	大野荒川min式（山本提案式[5)]） 計算値 [kN]	大野荒川min式（山本提案式[5)]） 実験値/計算値	修正荒川mean式（山本提案式[5)]） 計算値 [kN]	修正荒川mean式（山本提案式[5)]） 実験値/計算値
Fc7-W[4)]	7.6	75.5	-	88.3	0.85	101.9	0.74	59.1	1.28	68.3	1.11
Fc7-S-W.C	8.1	71.0	0.6	54.2	1.31	62.6	1.13	37.8	1.88	43.7	1.63
Fc7-D-W.C	6.4	60.0		52.7	1.14	60.5	0.99	31.8	1.89	36.5	1.65
Fc7-D-W.E	5.9	61.2		52.3	1.17	59.9	1.02	30.0	2.04	34.4	1.78
Fc21-W[4)]	26.3	187.3	-	116.1	1.61	139.7	1.34	-	-	-	-
Fc21-S-W.C	31.0	133.5	0.6	74.7	1.79	90.3	1.48	-	-	-	-
Fc21-D-W.C	24.2	104.1		68.6	1.52	82.1	1.27	-	-	-	-
Fc21-D-W.E	25.9	112.7		70.1	1.61	84.1	1.34	-	-	-	-

表 2.3.30　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（45 度の圧力場面積による低減率 [32)]）[21)]

試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	低減率 γ_2 圧力場面積による低減率[32)]	せん断耐力 大野荒川min式[1)] 計算値 [kN]	大野荒川min式[1)] 実験値/計算値	修正荒川mean式[1)] 計算値 [kN]	修正荒川mean式[1)] 実験値/計算値	大野荒川min式（山本提案式[22)]） 計算値 [kN]	大野荒川min式（山本提案式[22)]） 実験値/計算値	修正荒川mean式（山本提案式[22)]） 計算値 [kN]	修正荒川mean式（山本提案式[22)]） 実験値/計算値
Fc7-W[18)]	7.6	75.5	-	88.3	0.85	101.9	0.74	59.1	1.28	68.3	1.11
Fc7-S-W.C	8.1	71.0	0.62	55.7	1.27	64.3	1.10	38.9	1.83	44.8	1.58
Fc7-D-W.C	6.4	60.0	0.57	50.1	1.20	57.5	1.04	30.2	1.99	34.6	1.73
Fc7-D-W.E	5.9	61.2	0.51	44.9	1.36	51.4	1.19	25.8	2.38	29.5	2.07
Fc21-W[18)]	26.3	187.3	-	116.1	1.61	139.7	1.34	-	-	-	-
Fc21-S-W.C	31.0	133.5	0.62	76.7	1.74	92.8	1.44	-	-	-	-
Fc21-D-W.C	24.2	104.1	0.57	65.2	1.60	78.0	1.33	-	-	-	-
Fc21-D-W.E	25.9	112.7	0.51	60.2	1.87	72.2	1.56	-	-	-	-

表 2.3.31　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（部材分割法）（S-W.C）[21)]

試験体名	柱の内法高さ [mm]	実験値 [kN]	せん断耐力 LwQsu1 計算値 [kN]	LwQsu1 実験値/計算値	LwQsu2 計算値 [kN]	LwQsu2 実験値/計算値	LwQsu1' 計算値 [kN]	LwQsu1' 実験値/計算値	LwQsu2' 計算値 [kN]	LwQsu2' 実験値/計算値
Fc7-S-W.C	200	71.0	79.3	0.90	84.1	0.84	55.3	1.28	58.7	1.21
	350		76.0	0.93	78.4	0.91	53.0	1.34	54.7	1.30
Fc21-S-W.C	200	133.5	105.4	1.27	121.4	1.10	-	-	-	-
	350		97.5	1.37	110.7	1.21	-	-	-	-

表 2.3.32　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（部材分割法）（D-W.C）[21)]

試験体名	柱の内法高さ [mm]	実験値 [kN]	せん断耐力 LwQsu1+WQsu 計算値 [kN]	LwQsu1+WQsu 実験値/計算値	LwQsu2+WQsu 計算値 [kN]	LwQsu2+WQsu 実験値/計算値	LwQsu1'+WQsu' 計算値 [kN]	LwQsu1'+WQsu' 実験値/計算値	LwQsu2'+WQsu' 計算値 [kN]	LwQsu2'+WQsu' 実験値/計算値
Fc7-D-W.C	200	60.0	76.9	0.78	81.4	0.74	46.3	1.30	49.0	1.22
	350		73.6	0.81	75.1	0.80	44.4	1.35	45.2	1.33
Fc21-D-W.C	200	104.1	101.8	1.02	110.8	0.94	-	-	-	-
	350		92.9	1.12	100.1	1.04	-	-	-	-

表 2.3.33　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（部材分割法）（D-W.C）[21)]

試験体名	柱の内法高さ [mm]	実験値 [kN]	せん断耐力			
			CQsu1+WQsu		CQsu1'+WQsu'	
			計算値 [kN]	実験値/計算値	計算値 [kN]	実験値/計算値
Fc7-D-W.E	200	61.2*1 *2	70.1	0.87	40.2	1.52
	350		63.8	0.96	36.7	1.67
Fc21-D-W.E	200	112.7	95.9	1.18	-	-
	350		84.5	1.33	-	-

袖壁

LwQsu1：耐震診断基準式 1)

LwQsu1′　：耐震診断基準式 1)に山本提案式の低減率 22)を乗じた式

LwQsu2：分割累加式 18)

LwQsu1′　：分割累加式 18)に山本提案式の低減率 22)を乗じた式

柱なし壁

WQsu：大野・荒川 mean 式 1)

5）まとめ

普通強度の開口耐震壁試験体は，1 本の大きなひび割れが発生した。一方，低強度の開口耐震壁試験体は，柱の主筋に沿って付着ひび割れが発生し，柱および壁の全体に細かなひび割れが発生した。

普通強度試験体と比較して，低強度試験体は，最大耐力は小さいが，最大耐力後の耐力低下が緩やかである。このことは，既往の壁試験体と同様の傾向を示した。

開口周比が同一の開口耐震壁試験体であるにもかかわらず，水平耐力は異なることが確認できた。

強度によらず，開口耐震壁試験体のせん断耐力を推定する際は，袖壁，柱なし壁，柱のみ試験体に分解し，それぞれの和で計算する方法が，より精度良く評価できた。

圧力場面積を用いてせん断耐力を推定する際は，壁板の斜めひび割れ傾斜角を 45 度と仮定すると，実験値を過小評価する傾向があり，圧力場面積については，実験結果から検討する必要がある。

2.4　現行のせん断耐力算定式に対する低減係数の検討

2.4.1　低減係数の算定

1）実験値からの低減係数の算定

山本ら[22)]は最低圧縮強度が 6~10N/mm^2 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 kr を決定した[式(2.4.1)参照]。

$$kr = 0.244 + 0.056\sigma_B \qquad (2.4.1)$$

ここに，kr: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[23)]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/mm^2 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/mm^2（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(2.4.2)として与えた。

$$k = 0.8 + 0.2(Fc - 9)/4.5 = 0.8 + (Fc - 9)/22.5 \qquad (2.4.2)$$

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か，など検討が十分になされていないと報告している。

2.4.2　低減係数を乗じた場合の妥当性

岸田ら[24)]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[22)-23)]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 2.4.1 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[22)]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，Qsu が最低圧縮強度 13.5 N/mm² 以下の領域において下方に修正され，Fc が 0N/mm² となる付近で Qsu1 が 58kN，Q_{su2} が 193kN 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，Fc=13.5N/mm² 以下で急激に低下し Fc=10 N/mm² 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。

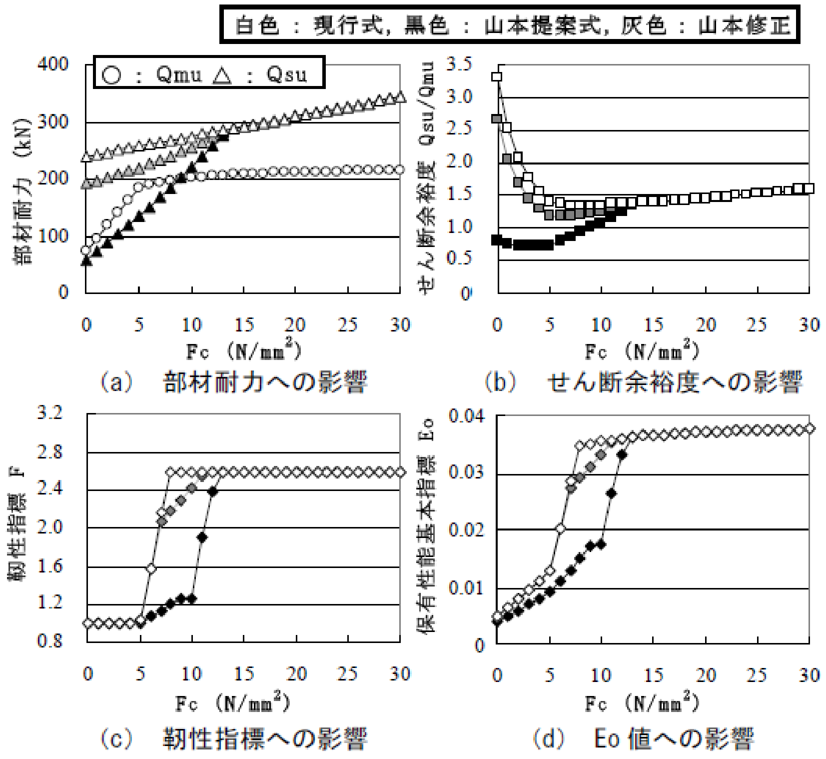


図 2.4.1　柱部材に対するコンクリート強度の影響[24)]

靭性指標 F は，山本提案式を適用すると Fc=12 N/mm² 程度から急激に低下し，Fc=10 N/mm² 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 Fc=12N/mm² 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 Eo 値は，靭性指標 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，靭性指標 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。

2）梁部材（耐震診断による評価）

図 2.4.2 によると，最低圧縮強度 13.5 N/mm² 以下において Q_{su} が下方に修正され，Fc が 0N/mm² となる付近で Q_{su1} が 75kN, Q_{su2} が 247kN 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，靭性指標 F は F=3.5 と一定の値を示した。

また，本計算例のように，低減係数を乗じても，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。

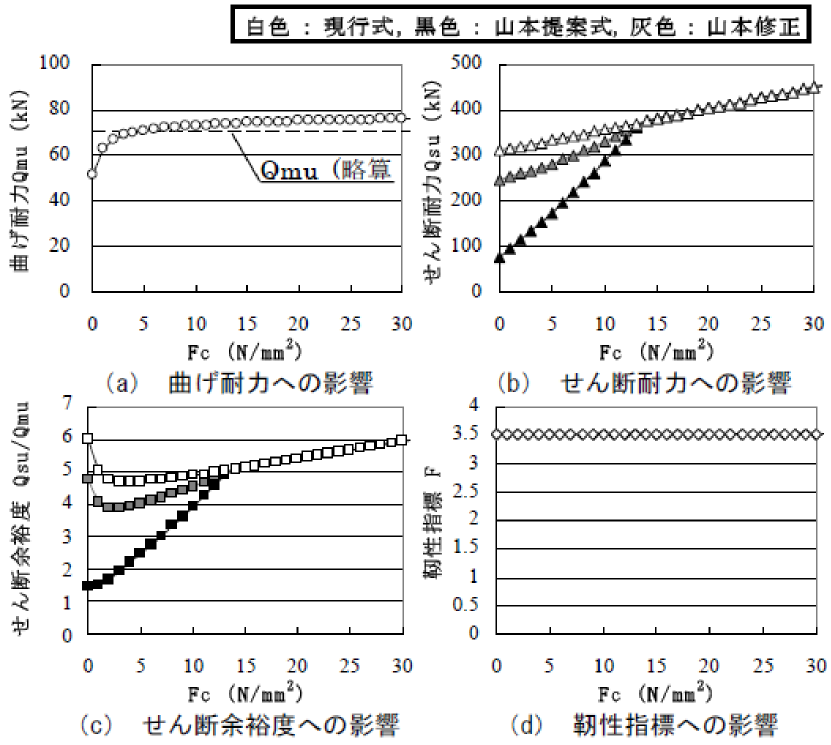


図 2.4.2　梁部材のコンクリート強度の影響 [24)]

3）梁部材（実験による評価）

表 2.4.1 に実験要因と水準を, **表 2.4.2** に実験結果を, **図 2.4.3** に試験体形状および配筋図を, **図 2.4.4** 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 1)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，過大評価する傾向であった。そこで，山本らにより提案された式 22)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 15)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。

表 2.4.1　要因と水準 24)

要因	水準
コンクリート強度（N/mm²）	7 ,15 ,30
せん断補強筋 （補強筋比 Pw）	2-φ6@160 , 2-φ6@80 (0.292%)　(0.583%)
（引張鉄筋比 Pt）	(1.95%)
M/Qd	2.35
試験材齢（日）	28日
養生方法	14日間封かん養生後、気中養生

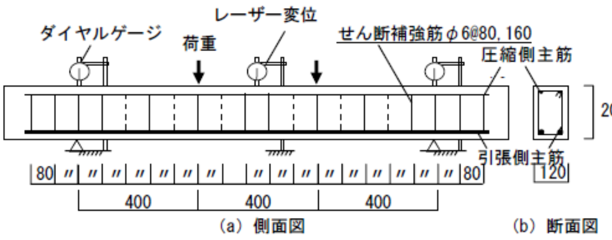
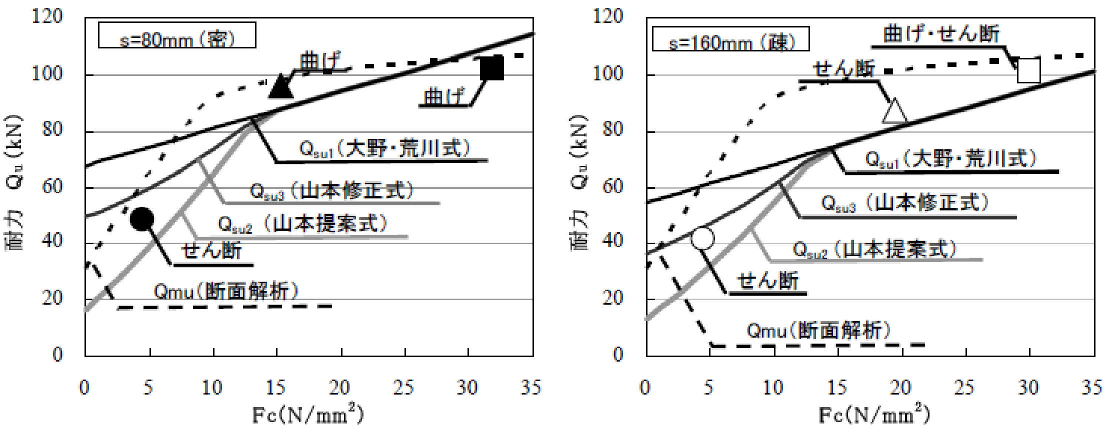


図 2.4.3　試験体形状および配筋図 24)

表 2.4.2　実験結果 24)

設計強度 Fc (N/mm²)	せん断補強筋間隔S (mm)	圧縮強度の実測値 σ_B (N/mm²)	ヤング係数 Ec (kN/mm²)	破壊形式	最大荷重 Pu (kN)	最大耐力の計算結果 (kN) 曲げ Qmu (Pu/Qmu)	せん断1*1 Qsu1 (Pu/Qsu1)	せん断2*2 Qsu2 (Pu/Qsu2)	せん断3*3 Qsu3 (Pu/Qsu3)
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 22), *3：山本修正式 15)



(a)　S=80mm　　(b)　S=160mm

図 2.4.4　既往の耐力式との関係 24)

2.5　普通強度コンクリートを用いたRC部材の変形特性および耐力算定式について

2.5.1　RC柱部材

金ら[25)]は古いRC造中低層集合住宅において，袖壁が柱の強度および変形能力に与える影響を明らかにするために実験を行った。また，せん断強度算定では，耐震診断で広く用いられている荒川式（Q_{su2}）を用いて，シアスパン比（M/Qd_e）が1以下となる場合に対する適応性についても検討している。

1）試験体

試験体は実大の1/2のスケールとし，1971年以前の建物を想定して主筋・横補強筋ともに丸鋼を使用した。コンクリート強度は設計基準強度 18N/mm^2 を想定した。また，集合住宅の単辺方向は耐震壁構造とすることが多いことから，すべての試験体に直行壁を付けた。**表2.5.1**に試験体一覧を，**図2.5.1**に試験体の形状を示す。

表2.5.1　試験体一覧[25)]

試験体名	h_0/D	h_0 (mm)	袖壁 断面t×L_w (mm)	袖壁 鉄筋比 (%)
C0-15	1.5	450	なし	
C0-25	2.5	750	なし	
C0-35	3.5	1050	なし	
C1-15	1.5	450	60×300 [×1]	0.22 [4φ@100]
C1-25	2.5	750		
C1-35	3.5	1050		
C1-55	5.5	1650		
C2-25	2.5	750	60×300 [×2]	0.22 [4φ@100]
C2-35	3.5	1050		
C2-55	5.5	1650		

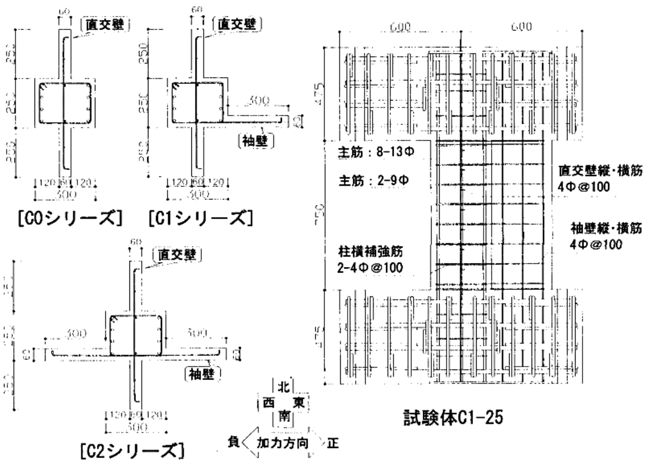


図2.5.1　試験体形状[25)]

2）破壊性状

柱の高さ幅比 h_0/D = 1.5 ではすべてせん断破壊，h_0/D = 5.5 ではすべて付着破壊となり，同一 h_0/D では破壊モードは変わらない。しかし，h_0/D = 2.5 と 3.5 では袖壁が付くことにより付着破壊からせん断破壊に移行した。

3）現行の耐力評価式

表2.5.2に計算結果を示す。袖壁付き柱のせん断強度を Q_{su2} 式により求めた（**図2.5.2**参照）。また，耐震診断基準において，Q_{su2} 式では $1 \leqq M/Qd_e \leqq 2$ に制限されていることに注意されたい。

せん断破壊した袖壁付き柱の試験体では，**表2.5.2**に示すように，計算値はシアスパン比の下限値1の制限を受けて一定値となるが，実験ではシアスパン比が小さいほど最大強度が増加している。そこで，シアスパン比の下限値について，既往の袖壁付き柱の試験体13体の結果を用いて検討を行った。

シアスパン比と実験値/計算値の関係を図 2.5.3(a)に示す。計算値に用いるシアスパン比の下限値を 1 とした場合，シアスパン比が小さいほど実験値/計算値の値が大きくなっているため，実験値/計算値の平均値は 1.35，変動係数は 0.18 と，平均値，バラツキともに大きい。つまり，Q_{su2} の計算においてシアスパン比の下限値 1 を下げた方が計算値が実験値に近づくことが予想される。そこで，シアスパン比の下限値 1 を 0.6 にすると，図 2.5.3(b)に示すように，実験値/計算値の平均値は 1.08，変動係数は 0.15 となり，平均値，バラツキともに下限値 1 の場合に比べて改善された。

以上，シアスパン比の下限値を 0.6 とすると，やや危険側の評価となる場合も見られるが，全般的に見て計算精度が改善されるといえる。なお，下限値 0.5 も検討しているが，実験値/計算値の平均値は 0.98，変動係数は 0.14 となり，下限値 0.6 とした場合より危険側の評価が多くみられることから，下限値 1 を 0.6 とした場合の方が妥当と判断した。

表 2.5.2　実験結果および終局強度計算値一覧 [25)]

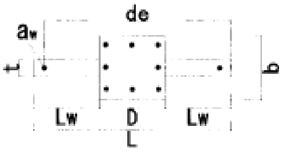
試験体名	破壊モード	最大強度実験値(kN)	M/(Q・d_e)*1	せん断終局強度(kN)		曲げ終局強度(kN)		最大強度時部材角(%)	崩壊部材角(%)
				計算値	実/計	計算値	実/計		
C0-15	せん断	-201	—	**191**	**1.05**	383	0.52	-0.51	2.70
C0-25	付着	191		167	1.14	**230**	**0.83**	1.85	5.43
C0-35	付着	142		138	1.03	**164**	**0.87**	0.96	[24.0]*3
C1-15	せん断	285	0.38	**189[253]*2**	**1.51[1.13]**	574	0.50	0.31	3.02
C1-25	せん断	266	0.63	**189[247]**	**1.41[1.08]**	345	0.77	1.00	3.60
C1-35	付着	206	0.88	189[202]	1.09[1.02]	**246**	**0.84**	0.82	16.5
C1-55	付着	143	1.38	157[157]	0.91[0.91]	**157**	**0.91**	0.72	[15.0]
C2-25	せん断	326	0.42	**194[258]**	**1.68[1.26]**	456	0.71	0.45	2.36
C2-35	せん断	264	0.58	**194[258]**	**1.36[1.02]**	326	0.81	0.49	3.03
C2-55	付着	-196・	0.92	194[203]	1.01[0.97]	**207**	**0.95**	-1.00	[15.0]

*1　3.2 節参照。*2　[　]付きは M/(Q・d_e)の下限値 1 を 0.6 に読み替えた場合の値。*3　[　]付きは実験終了時の値。

$$Q_{su2}(N)=\left\{\frac{0.053p_t^{0.23}(18+F_c)}{M/(Q\cdot d_e)+0.12}+0.85\sqrt{p_{we}\cdot\sigma_{wye}}+0.1\sigma_{0e}\right\}\times b_e\cdot j_e$$

ただし，$1\leq M/(Q\cdot d_e)=h_0/(2L)\leq 2$，$p_t<0.1\%$ のときは $p_t=0.1\%$ とする。

[両側袖壁付き柱]



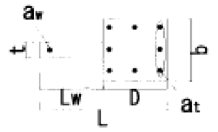
$$b_e=\frac{b\cdot D+2t\cdot L_w}{D+2L_w},\quad p_t=\frac{a_w}{b_e\cdot d_e},\quad j_e=\frac{7}{8}d_e,\quad p_{we}\cdot\sigma_{wye}=\frac{2p_s\cdot\sigma_{sy}\times t\cdot L_w+p_w\cdot\sigma_{wy}\times b\cdot D}{b\cdot D+2t\cdot L_w},$$

$$\sigma_{0e}=\frac{N}{b_e\cdot j_e},$$

なお，p_s：袖壁せん断補強筋比　σ_{sy}：袖壁せん断補強筋強度

p_w：柱せん断補強筋比　σ_{wy}：柱せん断補強筋強度

[片側袖壁付き柱]



$$b_e=\frac{b\cdot D+t\cdot L_w}{L},\quad p_t=\frac{(a_w+a_t)/2}{b_e\cdot L},\quad j_e=0.8L,\quad p_{we}\cdot\sigma_{wye}=\frac{p_s\cdot\sigma_{sy}\times t\cdot L_w+p_w\cdot\sigma_{wy}\times b\cdot D}{b\cdot D+t\cdot L_w}$$

図 2.5.2　袖壁付き柱のせん断終局強度の計算式 [25)]

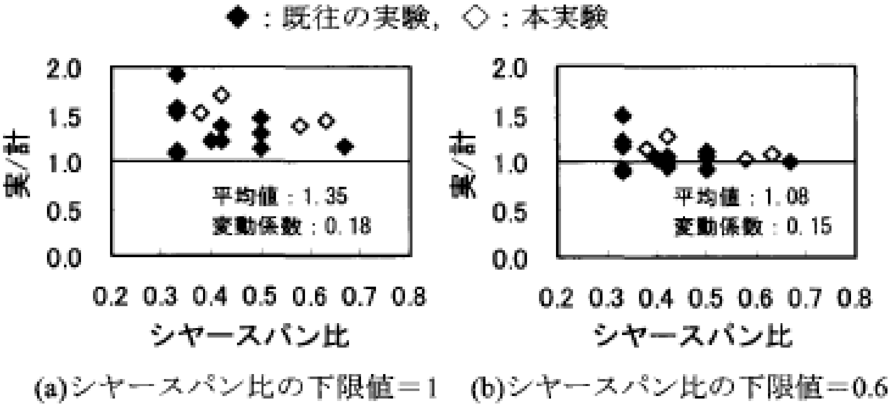


図 2.5.3　せん断強度に対するシアスパン比の影響 [25)]

4）まとめ

袖壁付き柱のせん断終局強度の計算に耐震診断基準式を用いる場合，シアスパン比の下限値を 0.6 に修正するのが妥当であった。

壁谷澤ら[26]は，既往の研究に示されている袖壁のせん断強度の評価式では，袖壁付き柱のモデル化という点において力学的な根拠は曖昧である。そこで，壁谷澤らは，袖壁付き柱のせん断強度に関して実用的な評価式を提案し，本実験結果および過去に行われた既往の実験結果と比較することにより提案式の妥当性を検証した。

1）試験体

表2.5.3に断面および配筋の詳細を，表2.5.4に各試験体のコンクリートおよび鉄筋の材料特性を，図2.5.4に配筋詳細図を示す。

表 2.5.3　各試験体の一覧 [26]

試験体名	柱			壁				
	断面 (mm×mm)	主筋(Ps)	帯筋(Pw)	幅 (mm)	厚さ (mm)	縦横筋	端部鉄筋	斜め筋
SW	400×400	16-D16 (2.0%)	D6@50 (0.32%)	400	100	D6@200double (0.32%)	4-D10	-
SWS						D6@100single (0.32%)	2-D10	-
SWW			4-D6@50 (0.64%)			D6@100double (0.64%)	4-D10	-
SWX			D6@50 (0.32%)			D6@200double (0.32%)		4-D13

表 2.5.4　各試験体の材料特性 [26]

(a) コンクリート

試験体名	圧縮強度 (N/mm^2)
SW	27.8
SWS	24.6
SWW	25.1
SWX	25.4

(b) 鉄筋

種類	配筋	降伏強度 (N/mm^2)	ﾔﾝｸﾞ係数 ($10^4N/mm^2$)	引張強さ (N/mm^2)
D6	柱帯筋 壁縦横筋	405.0	17.71	556.8
D10	壁縦筋端部	385.3	17.96	517.8
D13	壁斜め筋	381.2	18.41	526.1
D16	柱主筋	365.2	18.64	522.2

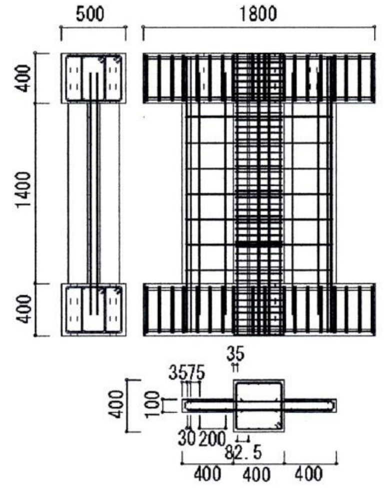


図 2.5.4　試験体配筋詳細図の一例
（試験体 SW）[26]

2）載荷方法

図2.5.5に載荷装置図を示す。

水平方向は，変位制御で正負繰り返し載荷を行い，鉛直方向は，試験体両端部に400kNずつ，計800kN（柱の断面積に対する軸力比0.2）の軸力を加えた。また，M/(Q・lw)=0.58[lw：袖壁全体長さ（1200mm）]を維持しながら水平力に比例させてモーメントを制御した。

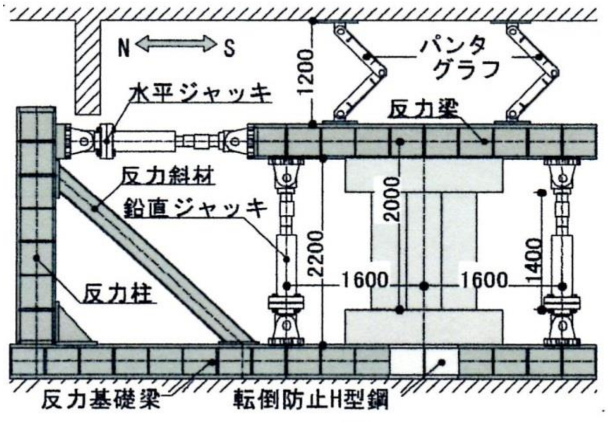
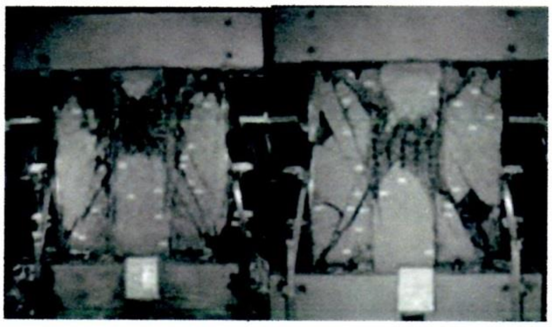


図 2.5.5　載荷装置 [26)]

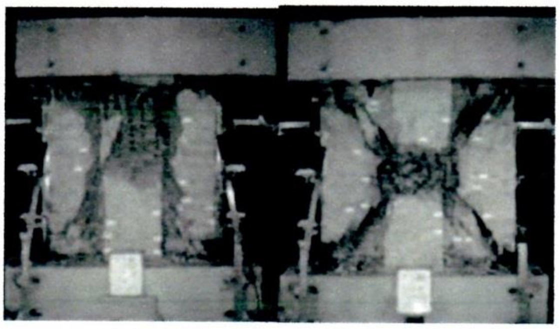
3）破壊状況

写真2.5.1に各試験体の最終破壊状況を，**図**2.5.6に水平荷重－水平変形の関係を示す。

試験体SWSと試験体SWと同じ壁筋比であるが，最大耐力や変形が低い結果となった。これは，試験体SWに比べ端部の鉄筋が少ないためと考えられる。試験体SWWは試験体SWに比べ強度，靭性ともに増大することが確認できた。これは，試験体SWWの柱帯筋量および壁筋量が試験体SWよりも多かったためと考えられる。



(a) 試験体 SW　　(b) 試験体 SWS



(c) 試験体 SWW　　(d) 試験体 SWX

写真 2.5.1　最終破壊状況 [26)]

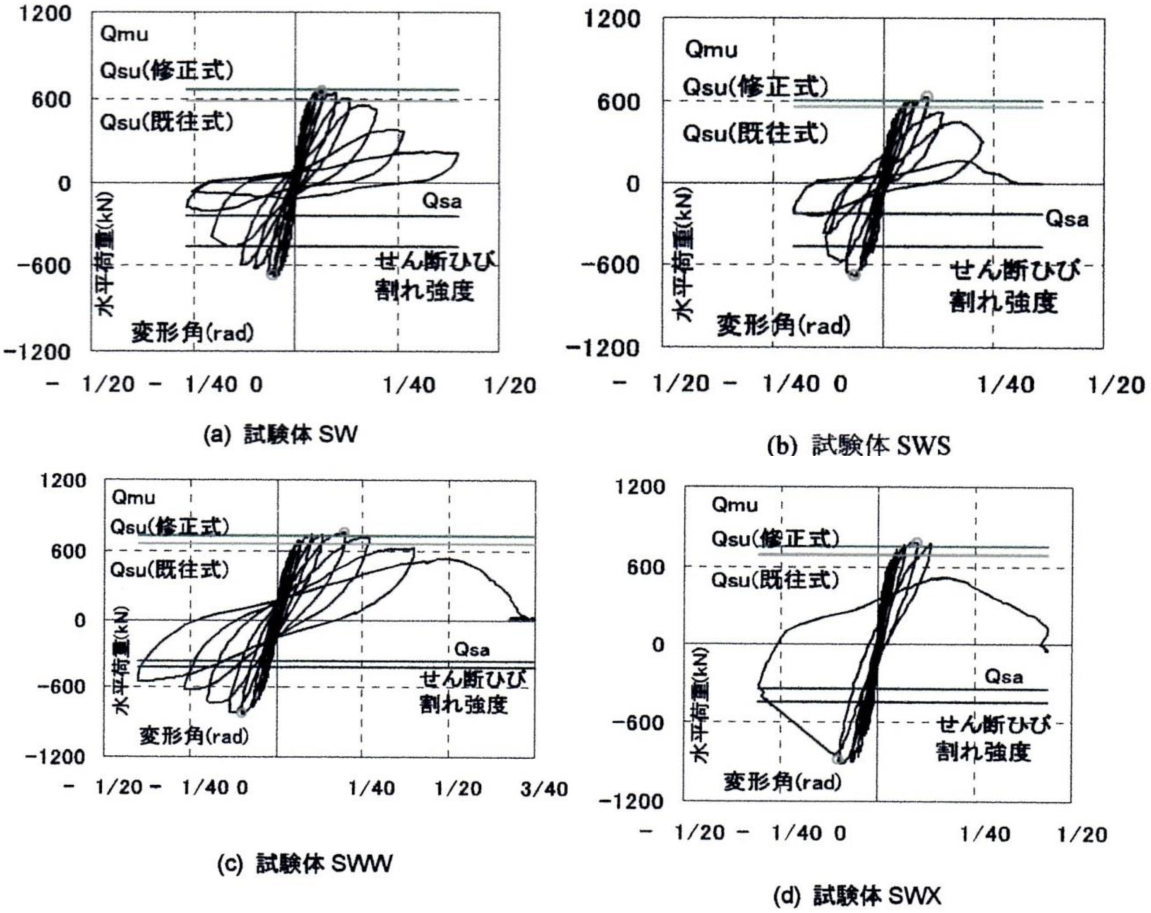


図 2.5.6　各試験体の復元力特性 [26)]

Qmu：曲げ終局強度式 [1)]，Qsu(既往式)：既往式によるせん断強度式 [1)]

Qsu(修正式)：分割累加式（壁谷澤らの提案式），Qsa：RC 造計算基準改定案による許容せん断力

4）分割累加によるせん断終局強度評価式の提案

図2.5.7に分割累加式のモデル化を示す。図2.5.7に示すように，壁と柱の断面を縦方向に分割してそれぞれせん断強度を算出し，累加してせん断強度を算出する。図2.5.7の式(3)に示すように，図2.5.7の式(4)の壁部分の評価式および図2.5.7の式(5)の柱部分の評価式に軸力によるせん断力を足し合わせる。この分割累加式は，片側袖壁でも壁長さが異なる場合でも，同様に適用可能である。

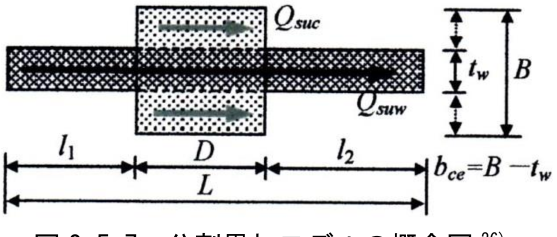


図 2.5.7　分割累加モデルの概念図 [26)]

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (3)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd_w} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh}\sigma_{why}} \right\} t_w j_w \quad (4)$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd_{ce}} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{cwe}\sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} j_{ce} \quad (5)$$

$p_{twe} = \frac{a_{tw}}{t_w d_w}$　(a_{tw} :引張鉄筋、そで壁縦筋２段目まで)

$\frac{M}{Q}$:せん断スパン、ただし、$0.5 \le \frac{M}{Qd_w} \le 2$ とする

$d_w = 0.95(D + l_1 + l_2)$

$p_{wh} = a_{wh} / t_w s_w$:そで壁横筋比

σ_{why} :壁筋降伏強度、t_w: そで壁厚さ。$j_w = \frac{7}{8} d_w$

$p_{tce} = \frac{a_{tc}}{(B - t_w) d_{ce}}$　(a_{tc} :柱引張側主筋１段目まで)

$p_{tce} = \frac{a_{tc} - a_{tw}}{(B - t_w) d_{ce}}$　(片側そで壁柱の場合、a_{tw} :引張側壁縦筋2段目まで)

$\frac{M}{Q}$:せん断力スパン、ただし、$1 \le \frac{M}{Qd_{ce}} \le 3$ とする

$d_{ce} = 0.95D$

$p_{cwe} = \frac{a_w - p_{wh} t_w s}{b_{ce} s}$　:柱等価帯筋比(壁横筋が柱に定着されている場合*)

$p_{cwe} = \frac{a_w}{b_{ce} s}$　:柱等価帯筋比(壁横筋が柱を通して配筋されている場合)

$b_{ce} = B - t_w$

a_w :柱帯筋１組の断面積、s :柱帯筋間隔、p_{wh}: そで壁横筋比

σ_{cwy} :帯筋降伏強度、B :柱幅、t_w: そで壁厚さ、$j_c = \frac{7}{8} d_{ce}$

5）既往式と修正式（分割累加式）による計算値と実験値との比較

表2.5.5に既往式および修正式（分割累加式）の計算値と実験値の一覧を示す。

既往式を適用した場合，構造技術指針の評価式は概ね安全側に評価しているが，修正式（分割累加式）に比べ，過小評価している。これは，既往式では，鉄筋によるアーチ機構が柱の引張鉄筋のみで作用していると考慮しているが，修正式（分割累加式）では，縦筋の端部を適切に考慮したためと考えられる。

表 2.5.5　既往式および修正式の計算値と実験値の一覧 [26)]

試験体名	許容せん断力(kN)			終局強度(kN)				
					せん断		曲げ	
					既往式	修正式	既往式	曲げ解析
	実験値	計算値(Qsa)	実/計	実験値	実/計	実/計	実/計	実/計
SW-S	470	246	1.91	652	1.12	0.99	0.73	0.68
SWS-S	480	239	2.00	637	1.13	1.06	0.73	0.79
SWW-S	425	376	1.13	748	1.15	1.03	0.85	0.80
SWX-S	450	352	1.28	780	1.15	1.04	0.71	0.68

6）まとめ

既往式と修正式（分割累加式）で比較したところ，修正式（分割累加式）のほうが実験値に近い値であることが確認できた。これは，既往の評価式には，等価壁厚置換や等価補強筋比の評価など明らかな問題点があるが，修正式（分割累加式）では物理的に明快に既往式による累加を適用しているためであると考えられる。

坂上ら[27)-29)]は，袖壁の開口の形状とその位置の異なるせん断破壊型の有開口袖壁付き柱の静加力実験を行い，終局強度および変形性能を中心にその挙動を確認した。

1）試験体概要

表 2.5.6 に試験体の諸元およびコンクリート強度を，**表 2.5.7** に鉄筋材料強度を，**図 2.5.8** に試験体の配筋図を示す。また，開口低減率は，開口幅，開口の見付面積，開口の高さによる低減率の最小値としたため，いずれの有開口袖壁付き柱試験体の開口低減率は，0.7 である。

表 2.5.6　試験体の諸元およびコンクリート強度[27)-29)]

試験体名		CSWO-S	CSWO-L	CSWO-SC	CSW-H[2)]
開口[mm]		200×200	200×350	200×200	なし
開口位置		柱際面		袖壁中央	-
コンクリート強度[N/mm²]		21.6			21.7
柱断面[mm]		250×250			
袖壁断面[mm]		75×500			
柱	内法高さ	1000			
柱	主筋	4-D13			
柱	帯筋(帯筋比)	□-D6@100(0.0026)			
袖壁	縦横筋(壁筋比)	D6@100ﾀﾞﾌﾞﾙ(0.0085)			
袖壁	端部筋	1-D10			
軸力[kN]		294			

※ コンクリート強度は、各試験体の加力前に3体の供試体の圧縮試験を行い、それら計9本の平均とした。

表 2.5.7　鉄筋材料強度[27)-29)]

	CSWO-S,L,SC		CSW-H[2)]	
	降伏強度	最大強度	降伏強度	最大強度
D6	318	497	353	498
D10	374	529	382	535
D13	396	557	383	561

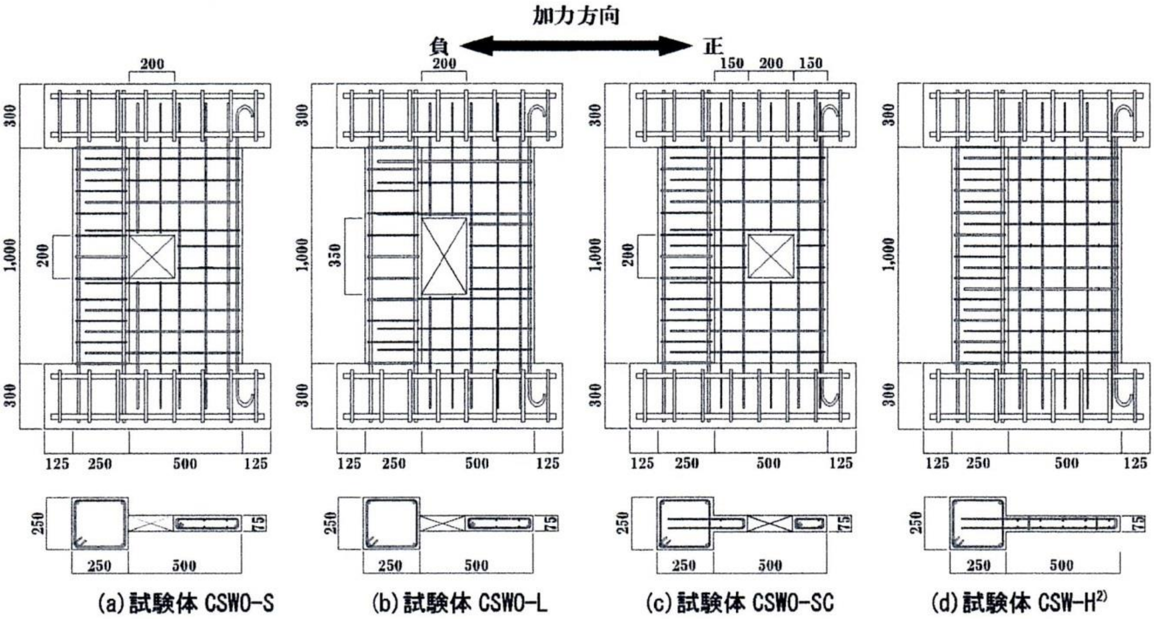


図 2.5.8　試験体の配筋図[27)-29)]

2）加力方法

図 2.5.9 に加力装置を示す。**図 2.5.9** に示す加力装置により逆対称変形を与えた。鉛直軸力は，一定軸力 294kN を維持し，水平載荷は 1/500，1/250，1/125，1/67，1/50，1/33，1/25 の水平部材角を正負でそれぞれ 1 回繰り返し，計 7 サイクルを与えた。

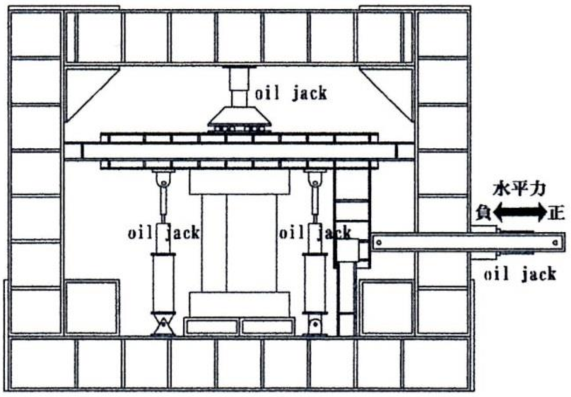


図 2.5.9　加力装置 27)-29)

3）荷重－変形関係

図 2.5.10 に水平力－水平変形角関係を示す。一般的に袖壁に開口が存在することにより可とう長さを開口高さと想定し，極脆性柱として強度および靭性能を検討することが行われている。実験結果によれば，各試験体とも概ね 1/125rad の変形角で最大耐力に達し，靭性能は無開口袖壁付き柱と同様な性状であった。

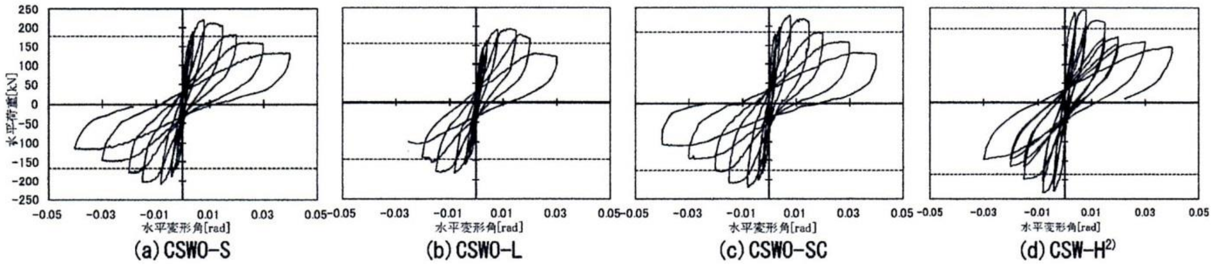


図 2.5.10　水平力－水平変形角関係 27)-29)

4）ひび割れ状況

図 2.5.11 に最大耐力時と加力終了時のひび割れ図を示す。

試験体 CSWO-S は，加力終了後は，柱と袖壁との境界部に滑りによるひび割れが見られ，柱よりも袖壁の破壊が進行した。

試験体 CSWO-L は，加力終了後は，袖壁のせん断破壊の後に柱のせん断破壊が起こり，軸力負担能力を喪失し，袖壁と柱のひび割れがともに進行した。

試験体 CSWO-SC は，試験体 CSWO-S と同様に，柱と袖壁との境界部に滑りによるひび割れが見られ，柱よりも袖壁の破壊が進行した。

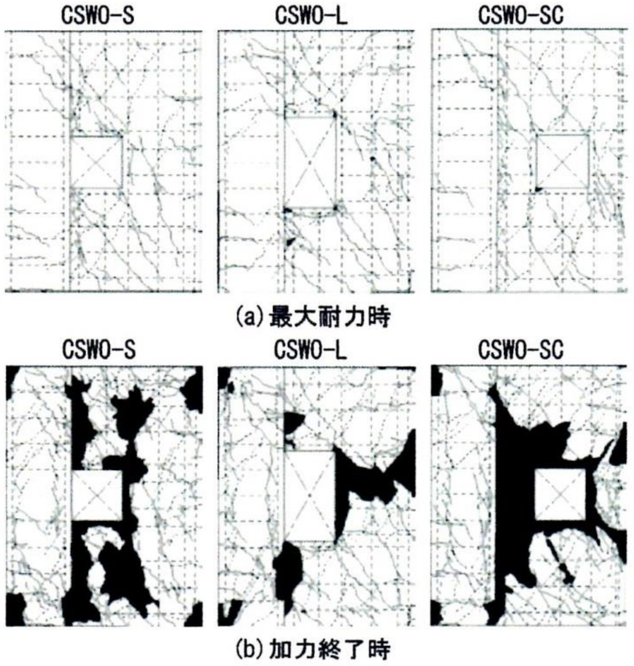


図 2.5.11　ひび割れ図 [27)-29)]

5）耐力評価式

表 2.5.8（a）に，計算値と実験値の比較を示す。開口試験体の最大強度は，無開口試験体より低下したが，その比率は 0.80～0.94 であり，いずれも開口低減率 0.7 よりは大きい値を示した。また，開口高さが高い試験体 CSWO-L が最も強度が低下し，開口高さが同じ 2 体の低下率はほぼ同じであった。

ｉ）最大強度の計算値との比較

（a）開口低減率を適用する方法

せん断強度は無開口袖壁の強度に開口低減率を乗じるが，無開口袖壁のせん断強度式としては，「異形断面式」「診断基準式」「累加強度式」の 3 通りを検討した。

異形断面式 [30)]：異形断面用の方法で，トラス機構は拘束効果の高い柱断面のみ，アーチ機構は袖壁を考慮した全断面高さとした上で，靭性保証型耐震設計法のせん断強度式を用いるもの。

診断基準式 [1)]：袖壁を柱の両側に均等に割り振ったものに圧縮側のみの効果を考慮するもの。

累加強度式 [26)]：断面を 2 つに分解して広沢式系のせん断強度式を用いて，その累加をせん断強度とするもの。

いずれの試験体も実験値最大耐力はせん断強度計算値の 1.14～1.68 と，開口低減率を考慮したせん断強度計算値は実験値を大きく上回り，安全側の式となるが，注意すべきことは同じ開口低減率を用いた場合，開口試験体の実験値の違いを表現することはできない。

(b) 開口左右の要素の和とする方法

表 2.5.8 (b) は，有開口袖壁付き柱のせん断強度を開口の左右の要素の和とした場合の強度を示す。開口左は柱を含む部分で，開口右は，開口右側の立方壁部分である。また，内法高さは 3 通りに変化させている。内法高さ A は開口高さ+腰壁高さ×2 であり，内法高さ B は開口高さ+腰壁高さ×1 であり ，内法高さ C は開口高さである。

内法高さ C とした時は，実験値に対する比は，0.89～1.01 と平均的に最も近くなったが，試験体 CSWO-L および試験体 CSWO-SC で若干危険側になった。一方，内法高さ B とした時は，1.29～1.34 となり，安全側に評価できた。

表 2.5.8　強度の計算値と実験値の比較（強度の単位は kN）[27)-29)]

(a)袖壁付柱としての強度

試験体名	最大耐力実験値(〈〉は無開口に対する比)	曲げひび割れ強度	せん断ひび割れ強度[5)]	曲げ強度		開口低減率を使用したせん断強度([]は実験値/計算値)		
				診断基準式[3)]	全塑性式[6)]	異形断面式[7)]	診断基準式[3)]	累加強度式[6)]
CSWO-S	222〈0.91〉					141 [1.57]	137 [1.62]	147 [1.51]
CSWO-L	194〈0.80〉	47	62	262	302	141 [1.38]	137 [1.42]	147 [1.32]
CSWO-SC	230〈0.94〉					141 [1.63]	137 [1.68]	147 [1.56]
CSW-H[2)]	243〈1.0〉	47	89	260	299	203 [1.20]	200 [1.22]	214 [1.14]

(b)開口の左右の要素における強度

試験体名		内法長A*)		内法長B*)		内法長C*)		左右の要素の曲げ強度の和***)
		曲げ強度	せん断強度	曲げ強度	せん断強度	曲げ強度	せん断強度	
CSWO-S	開口左**)	78	105	129	128	388	155	259
	開口右**)	24	51	40	63	119	63	
	左右の和	102[2.16]		169[1.30]		218[1.01]		
CSWO-L	開口左**)	78	105	115	121	222	155	181
	開口右**)	24	51	35	59	68	63	
	左右の和	102[1.90]		150[1.29]		218[0.89]		
CSWO-SC	開口左**)	94	137	157	175	472	211	226
	開口右**)	9	22	15	25	44	34	
	左右の和	103[2.23]		172[1.34]		245[0.94]		

*)　A:開口高さ＋腰壁高さ×2(=1000mm)　B:開口高さ＋腰壁高さ×1　C:開口高さ
**)　開口の左右の要素に分離した時、開口左端から柱側端および開口右端から袖壁側端までの各強度
***)　開口の左右の要素に分離した時の曲げ強度の和。軸力の効果は無視し，内法高さは開口の高さ(内法長C)としている。
※[ ]は実験値/計算値

6) まとめ

有開口試験体の最大耐力は，無開口試験体の最大耐力の 0.8～0.94 倍であり，開口低減率 0.7 より大きかった。

開口左右の要素に分離して計算したせん断強度と実験値を比較すると，内法高さを開口高さ＋腰壁高さとしたものが安全側で，開口の大きさの違いを反映できた。

2.5.2　RC 耐震壁部材

松本ら[31]は，高強度鉄筋コンクリート造耐震壁特有の破壊性状を明らかにするために行う実験的研究のシリーズとして，600kg/cm² 級のコンクリートと 7000kg/cm² 級の主筋を用いて，比較的シアスパン比（本研究における反曲点高さ比）の大きい 4 体の耐震壁の実験を行った。

1）試験体概要

図 2.5.12 に試験体の形状・寸法および配筋の一例を，**表 2.5.9** に試験体の部材断面表を，**表 2.5.10** に試験体の材料特性を示す。4 試験体では配筋量を変えることにより，計算上の曲げ強度およびせん断強度の比をパラメータとした。実構造物の 1/4 スケールの 1 層 1 スパンを想定した。

表 2.5.9　試験体部材断面表[31]

試験体名	側柱 形状 b×D [mm]	側柱 主筋 SD 70 [p_g%]	側柱 帯筋 Spiral SD130 [p_w%]	側柱 副帯筋* SD130 [p_w%]	壁板 内法高さ h_w[mm] (M/Ql_w)	壁板 壁厚 t_w × 内法長さ l_w' [mm]	壁板 壁筋 SD 80 [p_s%]	軸力 [tonf]
NW－3	200 × 200	12-D10[2.14]	2-φ5 @ 40 [0.49]	2-φ5 @ 40 [0.49]	3000 (2.00)	80 × 1300	D6 @150 千鳥格子 [0.27]	140
NW－4		16-D10[2.85]						160
NW－5							2-D6 @150 [0.53]	140
NW－6		12-D13[3.81]						160

注）＊ 副帯筋配筋範囲：0≦h_w≦1500

表 2.5.10　材料特性[31]

(a) コンクリート

試験体名	材令(日)	圧縮強度	降伏歪	ヤング係数	割裂強度
NW－3	42	566*1	0.25%	3.42×10^5	34.59
NW－4	47	557*1 597*2	0.25% 0.25%	3.48×10^5	37.88
NW－5	55	615*1	0.26%	3.70×10^5	42.67
NW－6	74	665*1 677*2	0.27% 0.27%	3.58×10^5 3.68×10^5	45.25

cylinder size (cm) : *1=10φx20、*2=15φx30

(b) 鉄筋

補強筋	径	規格	降伏強度	降伏歪	引張強度	ヤング係数
柱主筋	D10 D13	SD70 SD70	7272 7403	0.36% 0.38%	8568 9347	2.0×10^6 1.9×10^6
壁筋*	D6	SD70	7685	0.43%	9712	1.8×10^6
柱帯筋*	5φ	SD130	12583	0.72%	15540	1.7×10^6

*：0.2%オフセット

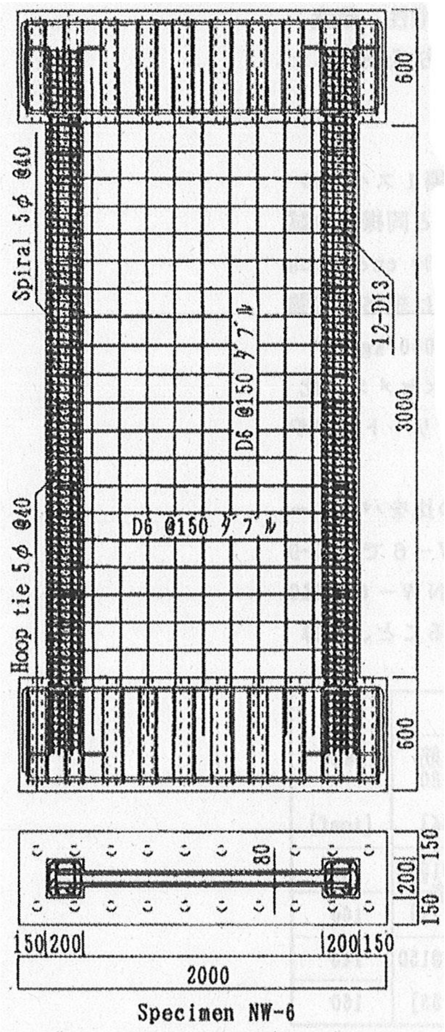


図 2.5.12　試験体の形状・寸法および配筋の一例[31]（単位：mm）

2）載荷方法

図 2.5.13 に加力状況図を示す。加力方法は，水平方向には変位制御で正負繰り返し載荷を行い，鉛直方向には両端に設置したジャッキで試験体ごとに一定軸力を加えた。また，シアスパン（M/Q=3000mm）を一定にするため，両端の鉛直ジャッキで微調整のモーメントを与えた。

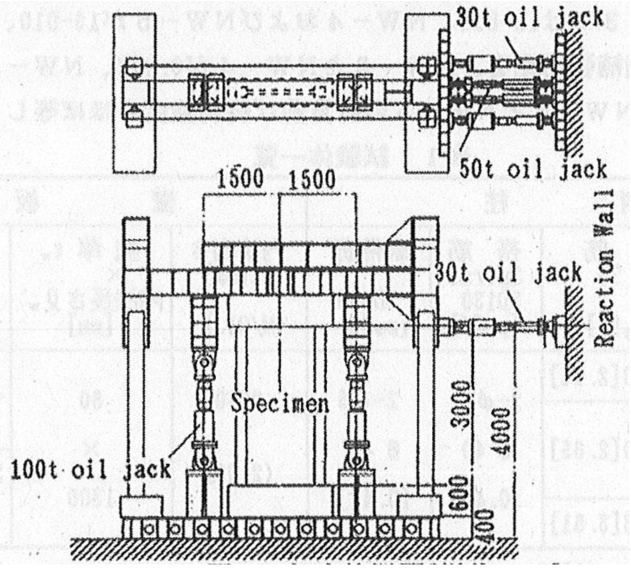


図 2.5.13　加力状況図 31)（単位：mm）

3）実験結果

図 2.5.14 に，最大耐力時と加力終了時のひび割れ図を，図 2.5.15 に，せん断力と頂部水平変位の関係を示す。

試験体 NW-3 は，変形が進むにつれ，壁板の圧縮側下層部分に圧壊の兆しが見られて，耐力が伸びずに変位が進行した後，圧縮側下層部分から 60 度方向に大きなせん断ひび割れが壁中央部に入り，さらにせん断補強筋が破断して耐力が低下した。

試験体 NW-4 は，NW-5，6 よりもせん断ひび割れの増し方が早期であった。これは，両試験体と比べてせん断補強筋の割合が少ないためである。壁板の圧壊の兆しが見られたあと，下層部から 2m ぐらい上の横筋が破断して，それから壁板中央部に圧壊が始まった直後，壁中央部から上部に向かって 60 度方向のせん断ひび割れ，および大幅な壁板の圧壊が見られ，耐力が低下した。

試験体 NW-5 は，圧縮側（側柱寄り）の壁板中央部に圧壊の兆しがみられ，壁板中央から下層に向けて壁板の圧壊により耐力が低下した。

試験体 NW-6 は，壁板の圧縮側下層部分にいきなり圧壊が生じて耐力が大幅に低下した。壁板の圧壊は，壁板の下層部に集中した。

図 2.5.15 に示すように，全試験体ともに，変形部材角 R＝1/133 の繰り返しまでは，高強度材料特有の耐震壁特有のエネルギー吸収能力の少ない復元力特性であった。

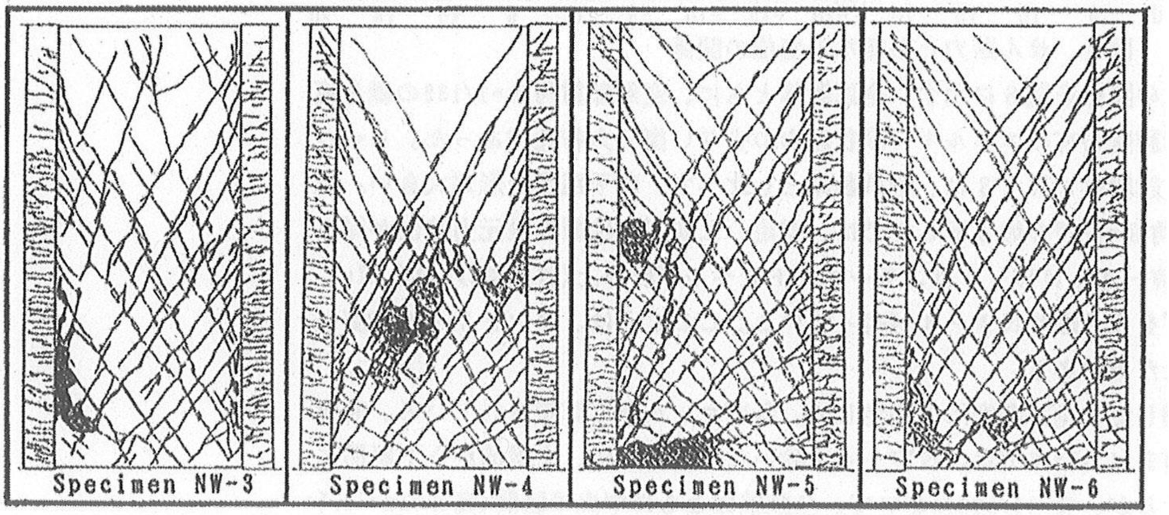


図 2.5.14　終局時の破壊状況 [31)]

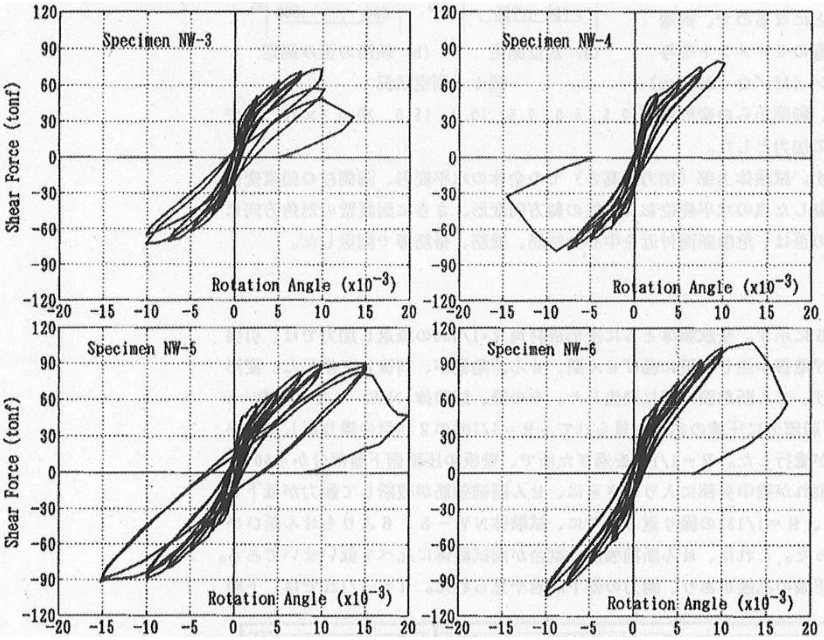


図 2.5.15　せん断力と頂部水平変位の関係 [31)]

4）実験結果の検討

表 2.5.11 に，各種耐力と対応する変形を，図 2.5.16 に，最大強度の実験値（壁板圧縮破壊時）とせん断強度の計算値の比較を示す。なお，曲げ耐力の算定にあたっては，曲げ終局略算式 [1)]，せん断耐力の算定にあたっては，当時の終局強度指針式 [3)]を基本にし，コンクリート強度有効係数 $\nu_0 = 3.68\sigma_B^{.867}/\sigma_B$，$\cot\phi = 1.5$ として適用した場合，適切に評価できた。

表 2.5.11　各種耐力と変形 31)

試験体名	曲げひび割れ	せん断ひび割れ	柱主筋降伏	壁縦筋降伏	最大　強度
NW－3	19.5(0.27)	42.6(1.65)	64.08(5.80)	72.50(9.10)	73.20(9.9)
NW－4	25.8(0.69)	50.2(1.79)	75.60(8.40)	――	80.00(9.3)
NW－5	19.4(0.15)	46.2(0.97)	74.57(6.05)	83.80(8.38)	91.80(15.2)
NW－6	24.6(0.50)	47.7(1.73)	95.60(8.49)	103.50(9.97)	107.70(13.4)

単位：tonf, ( )内：変形部材角 (unit in $x10^{-3}$ rad.)

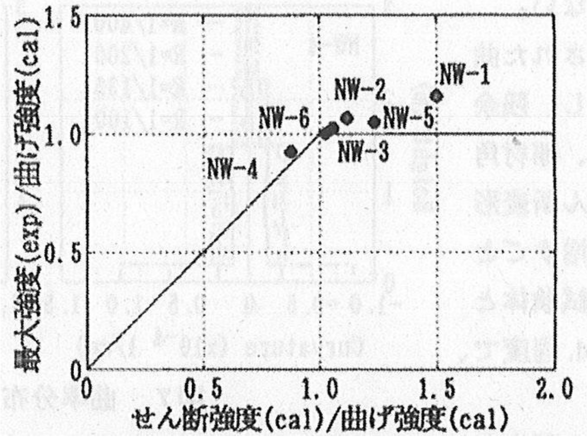


図 2.5.16　終局強度における実験値および計算値 31)

5）まとめ

本実験では，横補強筋の降伏あるいは壁板圧縮破壊によって脆性的な破壊を目標にした。NW-3 ではR＝1/100を過ぎたところでせん断補強筋破断 NW-4 ではR＝-1/120で壁板の圧壊，NW-5，NW-6 は圧縮側下層部の壁板圧壊により脆性的な破壊が生じた。しかし軸力は十分に保持し安定していた。

また，耐力の算定にあたっては，曲げ終局略算式 1)および$\nu_0 = 3.68\sigma_B^{-.867}/\sigma_B$，$\cot\phi = 1.5$ としたせん断強度式 3)が適用可能である。

小野ら[32]は，さまざまな開口を有する耐震壁に関しては，無開口耐震壁に比べると，水平耐力の評価などは，まだ不明な点が残されている。そこで，小野ら[32]は，有開口耐震壁の実用な水平耐力の評価方法として，開口の大きさのみならず，形状，位置，数の影響が適切に考慮できるような圧力場を形成する壁板の面積を用いた耐力低減率の提案を行った。

1）試験体概要

図 2.5.17 に開口の形状と位置を，図 2.5.18 に試験体の形状・寸法および配筋の一例を，表 2.5.12 に試験体の諸元を示す。試験体は，1 層 1 スパンの実大の約 1/3 であり，開口の大きさは，開口周比が 0.4 以下のものである。

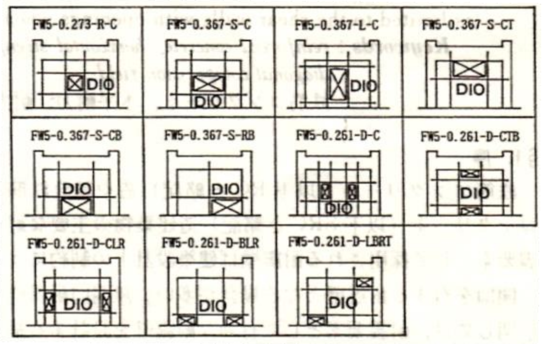


図 2.5.17　試験体の開口一覧および開口補強筋（補強筋 D10）[32]

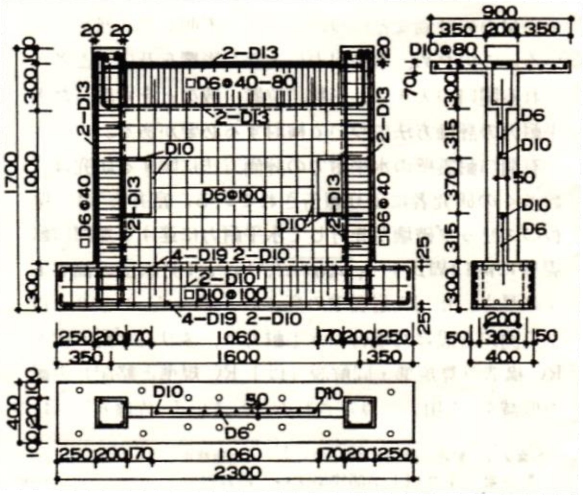


図 2.5.18　試験体の形状・寸法および配筋の一例（FW5-0.261-D-CLR）[32]（単位：mm）

表 2.5.12　試験体の諸元[32]

試験体	柱・はり 柱断面 B×D cm×cm	柱・はり はり断面 B×D cm×cm	柱・はり 主筋	柱・はり 帯筋・肋筋 径−間隔	柱・はり 帯筋・肋筋 P_w%	壁 壁厚 cm	壁 壁筋 径−間隔	壁 壁筋 P_s%	壁 開口寸法 $h_h \times l_h$ cm×cm	コンクリート 圧縮強度 σ_B kg/cm²	コンクリート 引張強度 σ_t kg/cm²	鉄筋 降伏強度 σ_Y kg/cm²	鉄筋 引張強度 σ_u kg/cm²
FW5-0.00							D6-@100	0.64	無開口	321 *	28.6		
FW5-0.273-R-C									37×37	275	21.0		
FW5-0.367-S-C									37×67	261	21.9		
FW5-0.367-L-C									67×37	284	22.3		
FW5-0.367-S-CB				D6-@40~80	0.4~0.8				37×67	325 *	31.2		
FW5-0.367-S-CT							D6-@100	0.64	37×67	312 *	29.3	D6 3870	D6 5380
FW5-0.367-S-RB	20×20	20×30	4-D13			5	開口補強筋		37×67	336 *	31.8	D10 3850	D10 5540
FW5-0.261-D-C							タテヨコ筋	D10	37×17	312 *	29.3	D13 3440	D13 5250
FW5-0.261-D-CLR									37×17	220	18.9		
FW5-0.261-D-BLR				帯筋 D6-@40	0.8				17×37	275	21.0		
FW5-0.261-D-CTB				肋筋 D6-@40~80	0.4~0.8				17×37	220	21.0		
FW5-0.261-D-LBRT									17×37	255	23.6		

*：型枠脱形後一ヶ月間湿潤状態の布で覆い、その後、実験当日まで室内養生を行った試験体

2）加力方法

図 2.5.19 に加力装置を示す。加力方法は，変位制御で 1 変位振幅 1 サイクルの正負交番漸増繰り返し加力である。

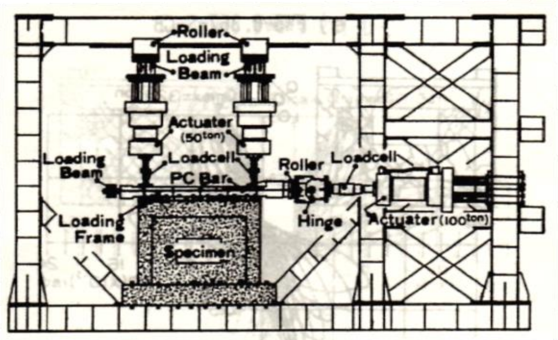


図 2.5.19　加力装置 32)

3）ひび割れ図および水平荷重－変形曲線

図 2.5.20(a),(b)に水平荷重－変形曲線および水平耐力時のひび割れ状況を示す。開口を有する試験体は，開口隅角部に斜張力によるひび割れが極初期に発生した。しかし，このひび割れ幅は水平耐力時でもあまり拡大が見られず，これが直接の破壊原因とはならずに，開口隅角部や開口横および開口間の壁板が圧縮破壊することにより水平耐力に達したせん断破壊モードである。

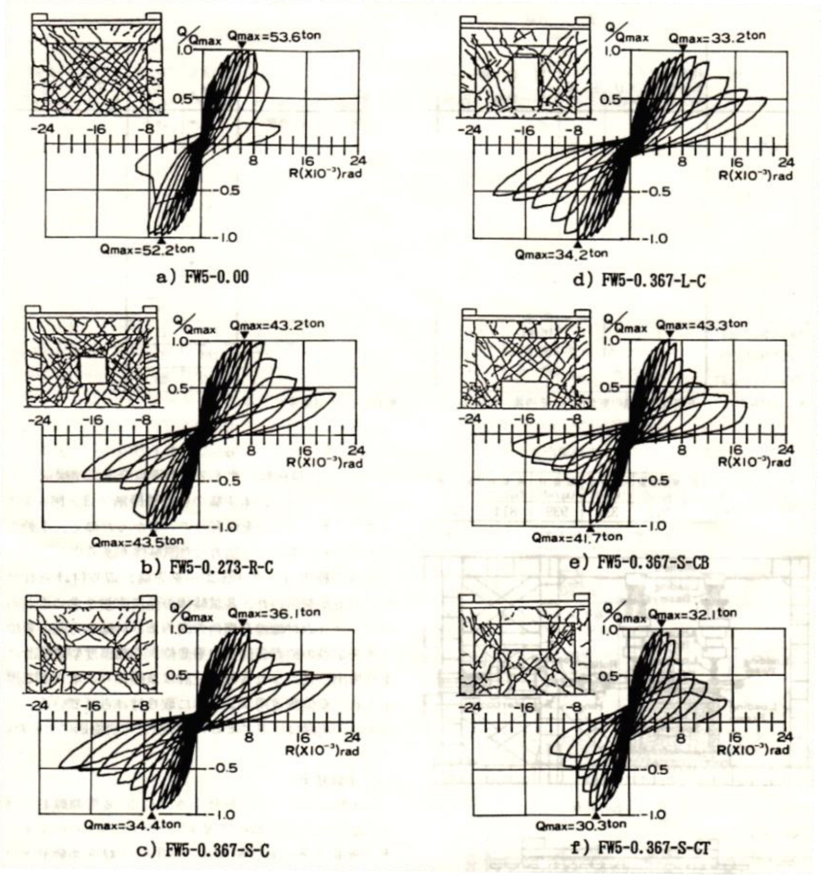


図 2.5.20 (a)　 水平荷重－変形曲線 32)

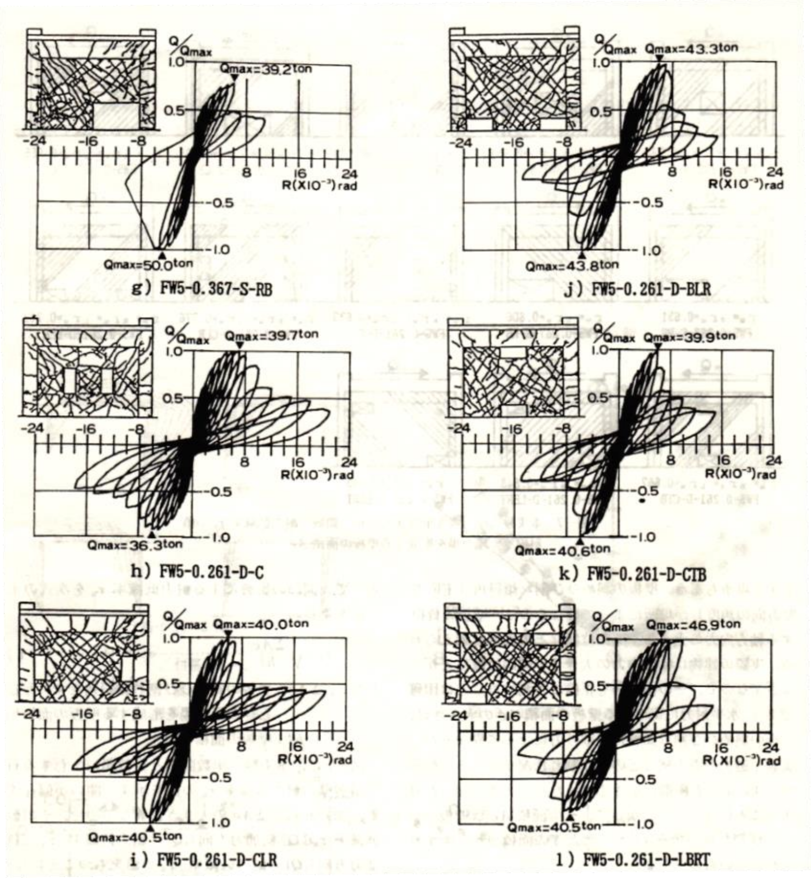


図 2.5.20（b）　水平荷重－変形曲線 [32)]

4）耐力低減率の提案

図 2.5.21 に有開口耐震壁の壁板内に生ずるひび割れを示す。有開口耐震壁は，斜張力による開口隅角部に生ずる初ひび割れ A と壁板に生ずる斜めひび割れ B があり，過去の震害例や**図 2.5.21(a),(b)**からひび割れ状況の例を見ることができた。**図 2.5.21** に示す斜線を付けた領域（面積 Ae）の壁板が圧力場を形成することになり，水平耐力に寄与する壁板となる。傾斜角は，開口位置などの影響で 45°とは限らない。しかし，過去の震害例などのひび割れ状況から，45°よりも極端に小さくなったり，大きくなったりすることはない。したがって，傾斜角は，45°とする。

開口の影響による耐力低減率 r_u を次式のように提案した。

$$r_u = \sqrt{\frac{\Sigma A_e}{hl}} \quad \cdot\cdot\cdot ①$$

ただし，ΣAe：壁板の斜めひび割れ傾斜角を 45°としたときの圧力場を形成する壁板の面積和

hl：壁板の面積

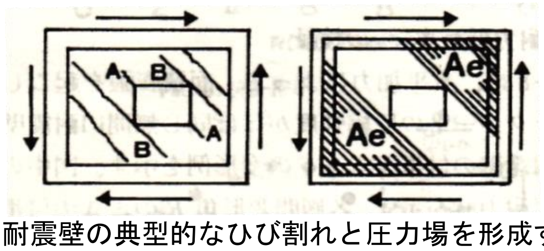


図 2.5.21　有開口耐震壁の典型的なひび割れと圧力場を形成する壁板の領域 [32)]

図 2.5.22 に小野ら[32]の実験の単層開口と複数開口を有する有開口耐震壁の耐力低減率 r_u を示す。

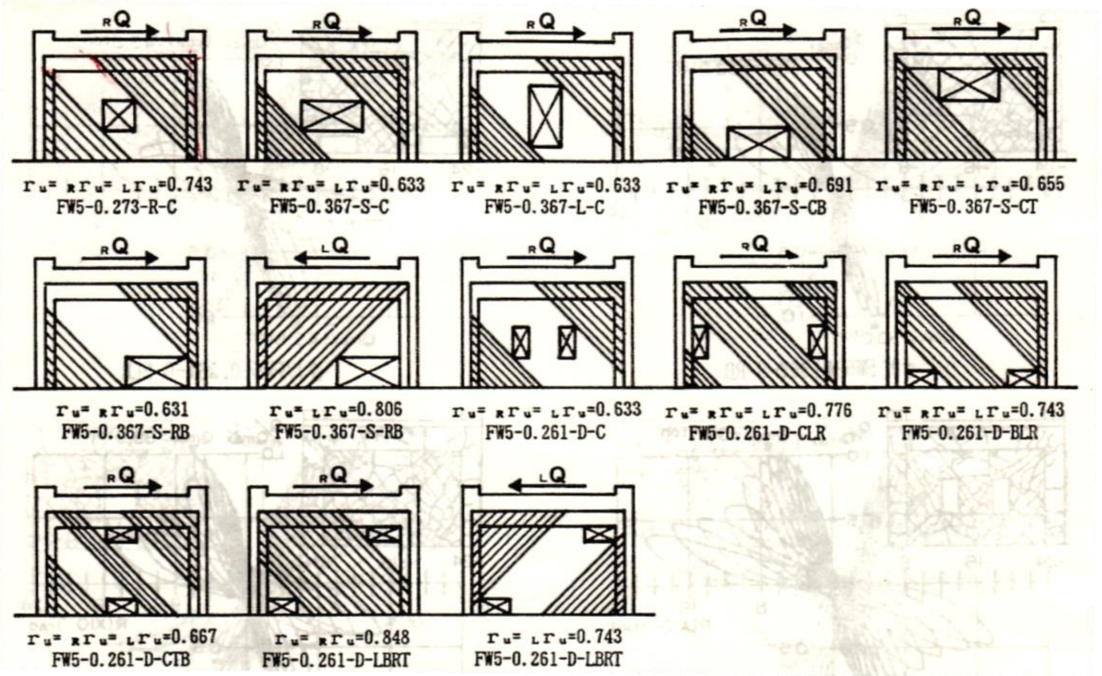


図 2.5.22　小野ら[32]の実験の圧力場を形成する壁板の領域と耐力低減率 r_u の値

斜線部：圧力場を形成する壁板の面積 Ae

5）水平耐力の検討

無開口耐震壁の水平耐力の算定式と①式による耐力低減率 r_u および比較のために RC 基準の耐力低減率 r[6]を用いて，小野ら[32]の実験の有開口耐震壁の算定値の水平耐力と実験値の水平耐力との適合性について検討を行なった。小野ら[32]の無開口耐震壁は，壁板の圧壊破壊が先行して水平耐力に達していることから，無開口耐震壁の水平耐力 Q_{u0} の算定式として，富井・江崎のスリップ耐力式[20]を用いた。

表 2.5.13 に計算値と実験値の一覧を示す。圧力場を形成する面積を考慮した耐力低減率 r_u による水平耐力の算定値は実験値との適合性が良く，RC 基準の耐力低減率 r による水平耐力の算定値よりも精度良く算定された。

表 2.5.13　算定値および実験値の水平耐力の比[32)]

参考文献記号	試験体	実験値の水平耐力 Quex (ton)	無開口耐震壁の算定値の水平耐力 Quo (ton)	耐力低減率 r_u	耐力低減率 r (r_1, r_2, r_3)	有開口耐震壁の算定値と実験値の水平耐力の比 $\frac{Quex}{r_u \cdot Quo}$	有開口耐震壁の算定値と実験値の水平耐力の比 $\frac{Quex}{r \cdot Quo}$
本実験 (●)	FW5-0.273-R-C	43.50	49.20	0.743	0.696^{*2}	1.190	1.270
	FW5-0.367-S-C	36.10	48.43	0.633	0.581^{*1}	1.178	1.284
	FW5-0.367-L-C	34.20	49.76	0.633	0.417^{*2}	1.086	1.648
	FW5-0.367-S-CB	43.20	52.02	0.691	0.581^{*1}	1.204	1.433
	FW5-0.367-S-CT	32.10	51.32	0.655	0.581^{*1}	0.955	1.076
	FW5-0.367-S-RB (R)	39.20	52.60	0.631	0.581^{*1}	1.181	1.283
	FW5-0.367-S-RB (L)	50.00	52.60	0.806	0.581^{*1}	1.180	1.636
	FW5-0.261-D-C*	39.70	51.32	0.633	0.678^{*2}	1.222	1.141
	FW5-0.261-D-CLR*	40.50	45.89	0.776	0.678^{*2}	1.137	1.302
	FW5-0.261-D-BLR*	43.80	49.20	0.743	0.538^{*1}	1.198	1.655
	FW5-0.261-D-CTB*	40.60	49.20	0.667	0.704^{*2}	1.237	1.172
	FW5-0.261-D-LBRT* (R)	46.90	48.07	0.848	0.538^{*1}	1.151	1.813
	FW5-0.261-D-LBRT* (L)	40.50	48.07	0.743	0.538^{*1}	1.134	1.566
8) 9) (○)	SSC-2	109.20	125.5	0.825	0.800^{*3}	1.055	1.088
	SSC-3	105.70	125.9	0.724	0.700^{*3}	1.160	1.199
	SSC-3C	106.60	128.2	0.724	0.700^{*3}	1.148	1.188
	SSC-3N	103.80	126.5	0.724	0.700^{*3}	1.133	1.172
	SSL-3	119.60	125.7	0.756	0.700^{*3}	1.259	1.359
	SSE-3 (R)	108.00	125.5	0.727	0.700^{*3}	1.184	1.229
	SSE-3 (L)	124.40	125.5	0.862	0.700^{*3}	1.150	1.416
	SSC-4	86.50	125.2	0.647	0.600^{*3}	1.068	1.151
	SDC-3*	87.00	126.3	0.636	0.600^{*1}	1.083	1.148
	SDV-3*	113.10	127.3	0.689	0.600^{*2}	1.289	1.481
17) (□)	M-Ⅰ-10-20-0	41.77	44.75	0.853	0.818^{*2}	1.094	1.141
	M-Ⅰ-15-30-0	37.03	47.48	0.773	0.727^{*2}	1.009	1.073
	M-Ⅰ-15-30-0	39.00	47.48	0.773	0.727^{*2}	1.063	1.130
	M-Ⅰ-20-40-0	34.00	46.45	0.690	0.636^{*2}	1.061	1.151
	M-Ⅰ-20-40-0	33.48	46.45	0.690	0.636^{*2}	1.045	1.133
	M-Ⅱ-15-30-9	39.38	47.86	0.773	0.727^{*2}	1.064	1.132
	M-Ⅱ-15-30-9	40.27	47.86	0.773	0.727^{*2}	1.088	1.157
	M-Ⅱ-15-30-13	40.10	45.39	0.773	0.727^{*2}	1.143	1.215
	M-Ⅱ-15-30-13	38.00	45.39	0.773	0.727^{*2}	1.083	1.152
	M-Ⅱ-15-30-2.13	40.92	47.40	0.773	0.727^{*2}	1.117	1.187
	M-Ⅱ-15-30-2.13	41.87	47.40	0.773	0.727^{*2}	1.143	1.215
	M-Ⅲ-15-30-9	32.90	35.79	0.773	0.727^{*2}	1.189	1.264
	M-Ⅲ-15-30-9	32.00	35.79	0.773	0.727^{*2}	1.156	1.230
	M-Ⅲ-15-30-2.13	36.42	37.75	0.773	0.727^{*2}	1.248	1.327
	M-Ⅲ-15-30-2.13	31.83	37.75	0.773	0.727^{*2}	1.091	1.160
本実験の平均						1.158	1.406
本実験の標準偏差						0.070	0.225
本実験の変動係数						0.060	0.160
文献8), 9)の平均						1.153	1.243
文献8), 9)の標準偏差						0.073	0.123
文献8), 9)の変動係数						0.063	0.099
文献17)の平均						1.106	1.178
文献17)の標準偏差						0.059	0.061
文献17)の変動係数						0.053	0.052

(R)：正側加力　(L)：負側加力　＊：開口が 2 個の複数開口　＊1：r_1　＊2：r_3　＊3：$r_1 = r_2 = r_3$

6）まとめ

無開口耐震壁の水平耐力を精度よく算定される式を用いれば，提案した耐力低減率による水平耐力の算定値は，実用上十分な精度で算定されることを示した。

提案した低減率は，開口周比が 0.4 以下の圧力場の形成がなされる比較的小さな開口で，開口数が 2 個までの開口を有する有開口耐震壁に適用され，壁板の圧縮破壊により水平耐力に達するせん断破壊モードの有開口耐震壁に限定されるものである。

壁谷澤ら[33)]は，形状の異なる開口耐震壁の強度および靭性の評価法と補強法を確立するために行う実験的研究の初期シリーズとして，柱型のない場合，開口のある場合の 4 体の実験方法・結果について報告した。

1）試験体概要

図 2.5.23 に試験体立面図，配筋図，断面図を，**表 2.5.14** に試験体の部材断面表を，**表 2.5.15** にコンクリート圧縮強度を示す。開口耐震壁 OW および OWF は，無開口耐震壁 CW に 680mm×360mm の開口部を 2 つ設けた。(開口低減率は 0.6）また，開口耐震壁 OWF は，開口部の間と袖壁部分に縦補強筋を補強したものである。試験体は，実構造物の 1/2～1/3 スケールを想定した。

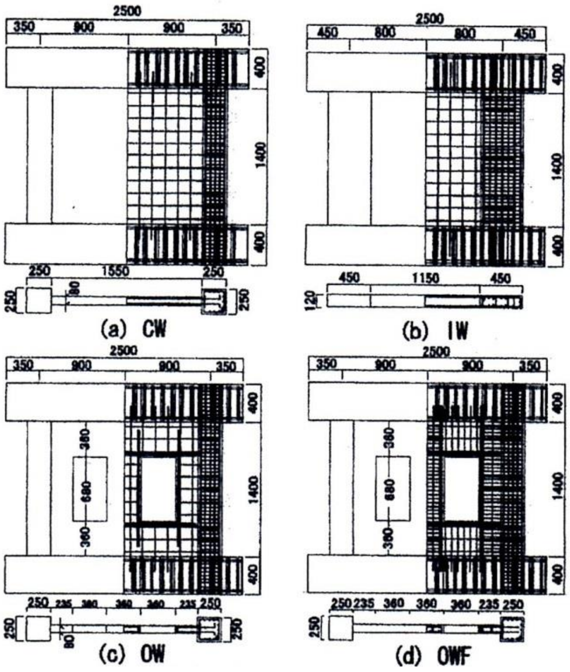


図 2.5.23　試験体立面図・配筋図・断面図[33)]

表 2.5.14　試験体部材断面表[33)]

	柱			壁	
	断面(mm)	主筋	横補強筋	厚さ(mm)	縦横筋
CW	250×250	16-D10 (1.82%)	D4@40 (0.25%)	80	D4@130ダブル
IW	120×450			120	D4@130ダブル
OW	250×250			80	D4@130ダブル
OWF	250×250			80	D4@40,D4@65

表 2.5.15　コンクリートの材料特性[33)]

・	材齢(日)	圧縮強度 (N/mm^2)	降伏歪 (μ)	引張強度 (N/mm^2)
CW	28	26.6	1.59×10^3	1.80
IW	38	27.6	—	—
OW	42	27.9	—	—
OWF	49	28.9	—	—

2）載荷方法

図 2.5.24 に載荷装置図を示す。加力方法は，水平方向には変位制御で正負繰り返し載荷を行い，鉛直方向には両柱頭部に 300kN（軸力比 0.2）ずつ軸力を加えた。また，M/(Q・lw)[lw：側柱中心間距離]を維持するため，水平力に比例させてモーメントを制御した。

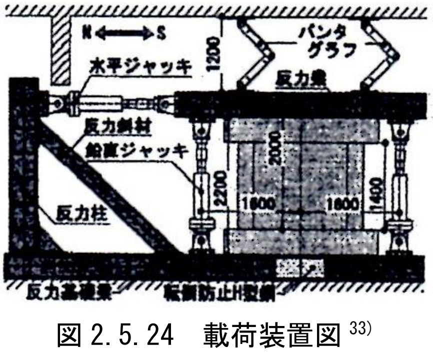


図 2.5.24　載荷装置図[33)]

3）破壊経過

開口耐震壁 OW および OWF は, 1/400rad で開口隅角部からせん断ひび割れが発生し, 1/100rad で最大せん断耐力に達した。開口耐震壁 OW は，圧壊が発生した。一方，開口耐震壁 OWF は，開口隅角部に圧壊が発生した。また，開口耐震壁 OW は，1/37.5rad に達する前にせん断破壊したが，開口耐震壁 OWF のみは，1/25rad でもせん断破壊せず軸力を維持した。

4）耐力計算

図 2.5.25 に各試験体の復元力特性を，**表 2.5.16** に最大強度の実験値と計算値を示す。せん断強度は荒川 mean 式を用いて計算を行なった。**図 2.5.25** の点線は各試験体におけるせん断終局強度の計算値を示す。

開口耐震壁 OW は，無開口耐震壁 CW の 0.59 倍となり，耐力低減率は計算値 0.6 にほぼ一致した。開口耐震壁 OWF は，開口耐震壁 OW に比べ耐力，変形能力ともに十分に安定しており，無開口耐震壁 CW と比較しても, 低減率は 0.72, 履歴エネルギー吸収能力は大きく上回っており，補強設計の有効性が確認された。

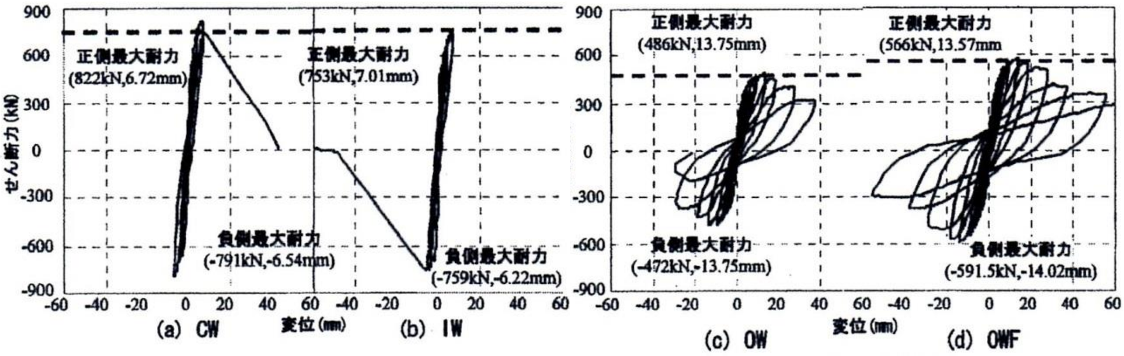


図 2.5.25　復元力特性 [33)]

表 2.5.16　実験値と計算値の比較 [33)]

	曲げ終局時せん断力(kN)	せん断終局強度(kN)		
	計算値	計算値	実験値(+)	実験値(−)
CW	1064.9	758.6	822.8	−791.8
IW	1007.8	765.4	753.3	−759.8
OW	1058.6	465.4	487.0	−472.5
OWF	1108.9	532.8	566.1	−591.6

5）まとめ

無開口耐震壁のせん断強度式に耐震診断基準の荒川 mean 式 [1)] を用いた場合、開口耐震壁の耐力低減率は概ね計算の開口低減率に対応していた。

加藤ら[34]は鉄筋コンクリート造有開口壁の耐震設計法として，開口左右の袖壁付き柱に分離して強度を算出する方法の提案・検討を行った。

1）設計法の概要

図 2.5.26 に，対象とする開口耐震壁およびその記号を示す。

開口のある耐震壁のせん断強度は，それぞれの開口横の袖壁のせん断強度の和として求める。せん断強度は，学会指針[3]による無開口耐震壁のせん断強度の算定法に基づき，アーチ機構とトラス機構の累加によって強度を算定する。圧縮側のアーチ機構に対しては，無開口耐震壁と同時に側柱を等価壁長さの壁に置き換える。また，最終的にせん断破壊する場合であっても，引張側袖壁の縦筋が降伏することが多く，シアスパン比が比較的大きい試験体の強度は，圧縮側袖壁はせん断強度，引張側袖壁は縦筋の曲げ降伏強度が適合性がよく，靭性が期待できるので，袖壁の設計用応力を再配分してよいとしている。

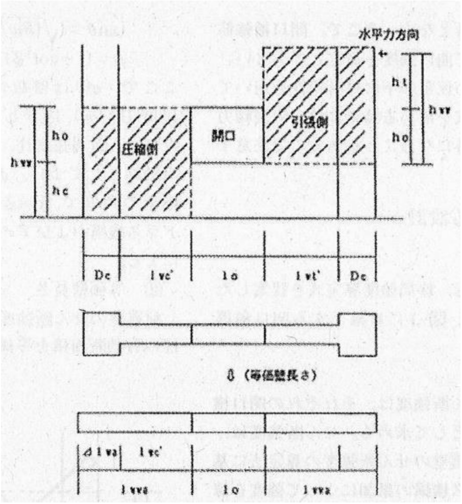


図 2.5.26　開口耐震壁のせん断強度算定式における記号[34]

2）開口左右の袖壁のせん断強度

開口左右のせん断強度は無開口耐震壁のせん断強度式を用いて算定してよい。ただし，h_w および L_{wa},L_{wb} は，**図 2.5.26** に示すように，開口左右の袖壁の高さ h_{ww} および高さ L_{wwa},L_{wwb} として，以下のように算定する。

$$h_{ww} = \begin{cases} h_0 + h_t \text{（引張側）} \\ h_0 + h_c \text{（圧縮側）} \end{cases} \quad \cdots ①$$

$$L_{wwa} = \begin{cases} L_{wat} + D \text{（引張側）} \\ L_{wac} + \Delta L_{wa} \text{（圧縮側）} \end{cases} \quad \cdots ②$$

$$L_{wwb} = \begin{cases} L_{wbt} + d \text{（引張側）} \\ L_{wbc} + \Delta L_{wb} \text{（圧縮側）} \end{cases} \quad \cdots ③$$

ただし，h_0：開口の内法高さ　h_t：開口上端部から上階梁芯（または床位置）までの距離
h_c：開口下端部から下階梁芯（または床位置）までの距離
L_{wat}，L_{wac}：引張側および圧縮側壁板の開口縁から柱内端までの長さ
L_{wbt}，L_{wbc}：引張側および圧縮側壁板の開口補強筋から柱内端までの長さ
D：柱のせい　d：柱の有効せい
ΔL_{wa}，ΔL_{wa}：壁板の有効長さの増分（無開口耐震壁と同じとしてよい。）

左右の袖壁のせん断強度の和として求めた開口耐震壁のせん断強度は，開口部上下壁の壁筋比を用いて，無開口として算定される耐震壁のせん断強度以下とする。また，開口左右の袖壁の横補強筋がシングル配筋などの場合のように，開口端部での定着が確保されていないときには，その袖壁のトラス機構による負担せん断力を無視する。さらに，袖壁に引張軸力が生じる場合には，その袖壁のアーチ機構による負担せん断力を無視する。

3）実験値と計算値の比較

図 2.5.27 に，既往の有開口の試験体のせん断強度と各せん断強度式による計算値との比較を示す。

図 2.5.27（a）のように，袖壁の有効高さを開口の内法高さとした場合，かなりの試験体で危険側の評価となっているが，図 2.5.27（b）のように，袖壁の有効高さを先述のような高さとした場合，安全側に評価できた。

また，図 2.5.27(c) のように，無開口耐震壁の強度を学会指針の式 [3)] で算定し，それに RC 基準の低減率 [6)] を乗じた場合，安全側でなかった。図 2.5.27（d）のように，荒川 mean 式 [1)] に RC 基準の低減率 [6)] を乗じた場合，安全側に評価できているが，適合性が十分でなかった。

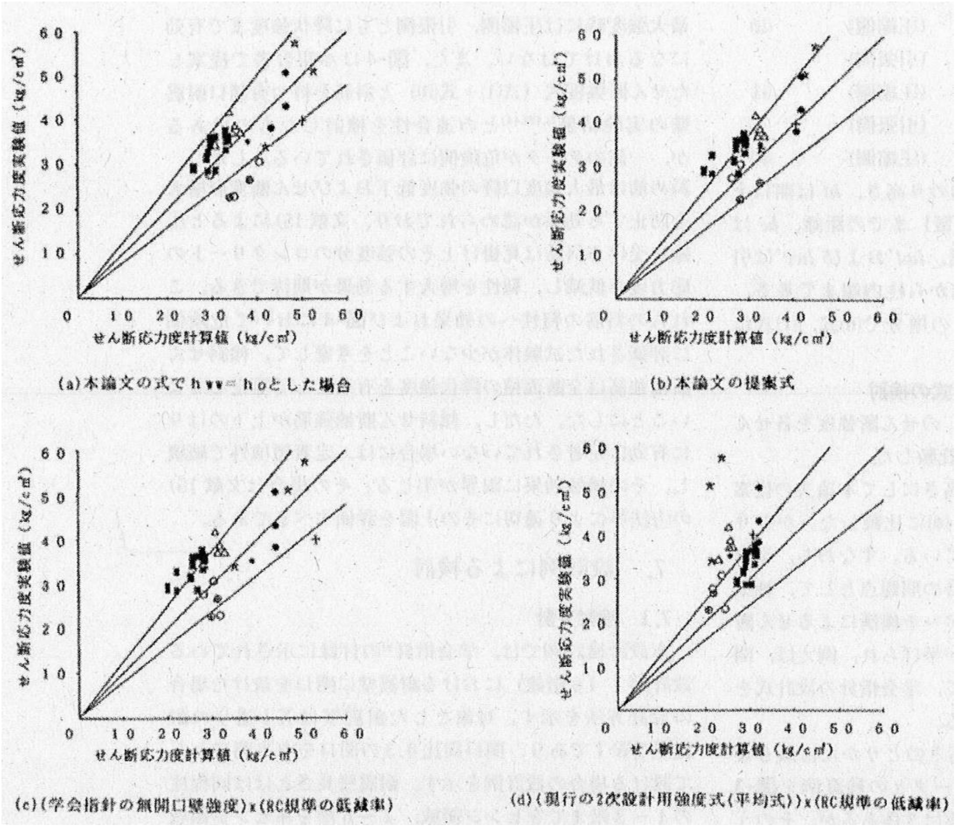


図 2.5.27　終局強度の実験値と計算値の比較 34)

4) まとめ

鉄筋コンクリート造有開口壁の耐震設計法として，開口左右の袖壁付き柱に分離して強度を算出する方法を用いれば，比較的精度よく安全側で算定されることを示した。

袖壁のせん断強度を求める際には，有効高さに留意する必要がある。

櫻井ら[35)]は，RC 造連層有開口耐震壁の性能評価方法の構築を目的として，破壊モードが曲げ降伏型となる無開口耐震壁に対して開口位置およびせん断スパン比を実験変数とした複数開口耐震壁の静的載荷実験を実施した。

1）試験体概要

図 2.5.28 に試験体の形を，表 2.5.17 に試験体の部材断面表を，表 2.5.18,19 に鉄筋およびコンクリートの材料特性を示す。3 試験体では開口の数および位置を変え，有開口試験体については，等価開口周比を約 0.4 とし，各層に 2 つの開口を配置した。6 層程度の RC 造建築物における連層耐震壁の下部 2 層を想定し，実物の約 1/3 縮小モデルである。

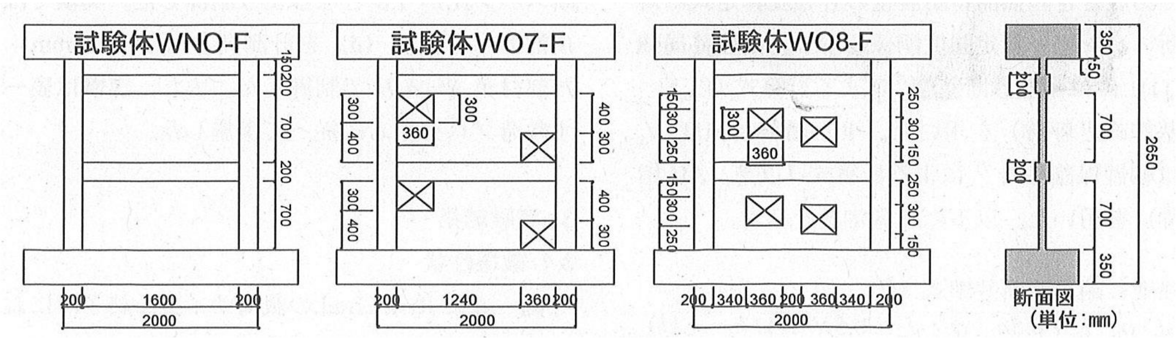


図 2.5.28　試験体の形状[35)]

表 2.5.17　試験体部材断面表[35)]

柱	B　D	200　200
	主筋	12-D13(p_g=3.8%)
	帯筋	2-D6@60(p_w=0.53%)
	副帯筋	2-D6@120(p_w=0.27%)
梁	B　D	150　200
	主筋	4-D10(p_t=0.54%)
	帯筋	2-D6@100(p_w=0.42%)
壁	壁厚	80
	縦筋	D6@100千鳥(p_s=0.4%)
	横筋	D6@100千鳥(ps=0.4%)
	開口補強筋	D10（縦・横）

単位：mm, F_c=27N/mm^2, 柱主筋(SD390), その他(SD295A)

表 2.5.18　鉄筋の材料特性[35)]

鉄筋		降伏点	ヤング係数*	引張強度
種別	使用部位	(N/mm^2)	(kN/mm^2)	(N/mm^2)
D6(SD295A)	壁筋・柱梁補強筋	313	197	477
D10(SD295A)	梁主筋，開口補強筋	344	172	466
D13(SD390)	柱主筋	421	193	515

*公称断面積を用いて算定

表 2.5.19　コンクリートの材料特性[35)]

		WNO-F	WO7-F	WO8-F
B (N/mm^2)	1層打設	21.0	20.2	21.3
	2層打設	19.6	20.7	22.5

2）載荷方法

図 2.5.29 に，載荷装置を，**表 2.5.20** に，載荷プログラムを示す。加力方法は，水平方向には反力壁に取り付けたオイルジャッキによって，変位制御で正負繰り返し載荷を行い，鉛直方向には鉛直ジャッキで 324kN の一定軸力（軸力比 0.2 に相当）を加えた。また，せん断スパン比（本研究における反曲点高さ比）を一定にするため，両端の鉛直ジャッキで試験体頂部に付加モーメントを与えた。

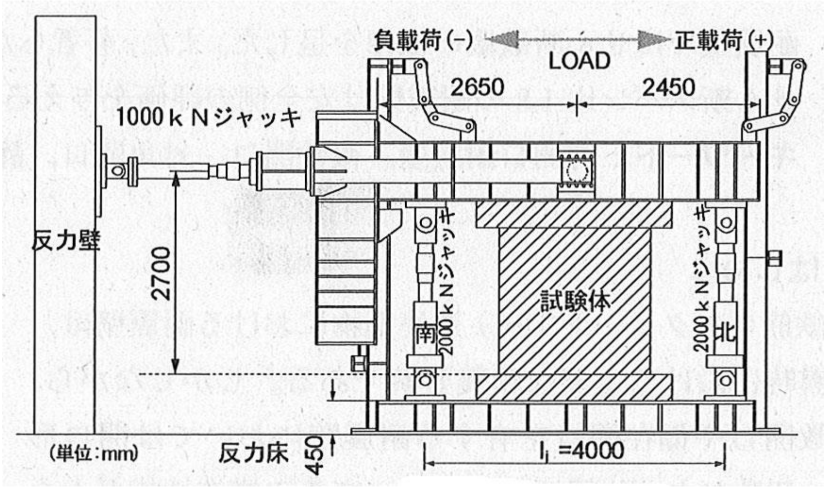


図 2.5.29　載荷装置 [35)]

表 2.5.20　載荷プログラム [35)]

	部材角R (rad.)								
	1/800	1/400	1/200	1/100	1/67	1/50	1/33	1/25	1/20
	0.125%	0.25%	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%	5.0%
変位　(mm)	2.66	5.32	10.6	21.3	31.9	42.5	63.8	85.0	106.3
サイクル数	1		2						(片押し)

3）実験結果

図 2.5.29 に，実験終了時におけるひび割れ破壊性状および水平荷重-層間変形角関係を示す。

試験体 WNO-F は，柱脚部の曲げひび割れが大きく拡幅し，曲げ型の破壊性状が顕著に現れた。また，同時に最大耐力を記録した。その後，1 層壁板脚部でコンクリートの圧壊によって大幅な耐力低下が見られた。

試験体 WO7-F は，最大耐力を記録した後，1 層開口周辺の壁板部でコンクリートの圧壊がみられ，それに伴う大幅な耐力低下がみられた。その後，1 層壁板中央部，北側開口上部において壁板の損傷がさらに進行し，最終的には北側柱および南側柱の開口隣接部でせん断破壊した。

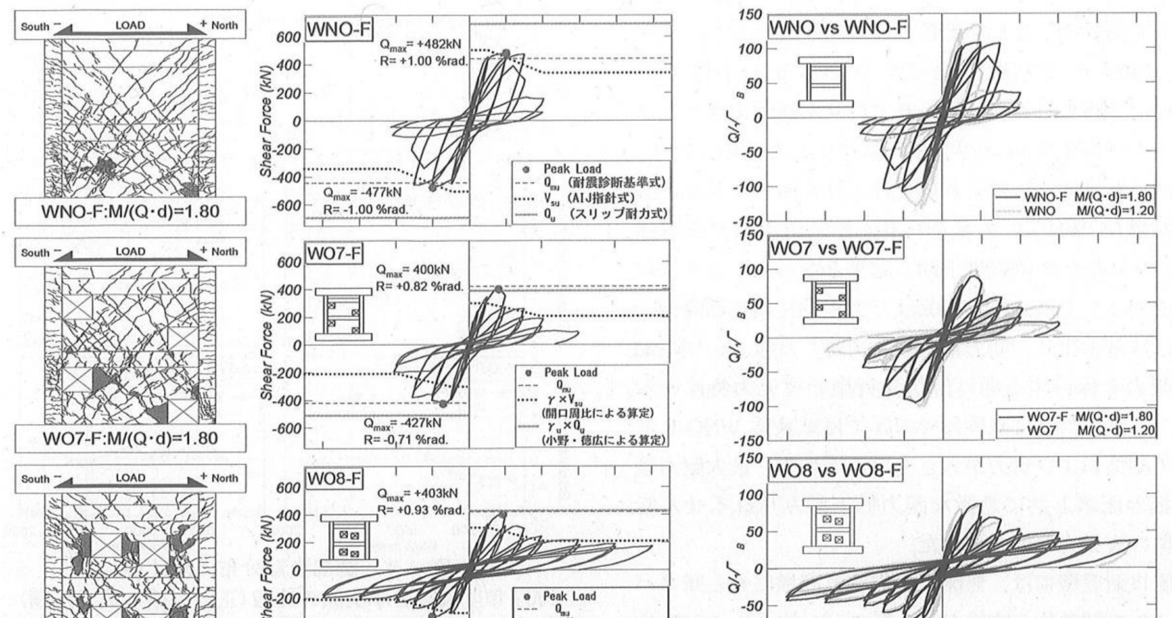
試験体 WO8-F は，2 層壁板中央部においてコンクリートの圧壊が認められた後，最大耐力を記録し，1 層壁板中央部でもコンクリートの圧壊が認められた。その後，開口隅角部や袖壁におけ

るコンクリートの圧壊が認められたものの，側柱と 2 層梁からなるフレーム的な挙動が支配的となり，載荷を終了した。

このように，せん断スパン比 1.8 の無開口耐震壁においては，曲げ降伏型耐震壁特有の破壊モードを示したのに対し，有開口耐震壁ではせん断スパン比 1.2 の同形状の耐震壁と同様，せん断破壊型の破壊モードを呈した。

また，**図 2.5.29(c)**によれば，無開口耐震壁の比較においては，せん断スパン比の大きな試験体の方が，最大耐力が小さくなった。また，試験体 WNO-F は曲げ降伏先行型の復元力特性を示したのに対し，試験体 WNO は最大耐力後に急激な耐力低下がみられるせん断破壊型の復元力特性を示した。

有開口試験体では，無開口試験体と同様に，せん断スパン比の大きな試験体の方が，最大耐力が小さくなった。また，わずかな差異が認められるものの，せん断スパン比 1.2 の試験体とほぼ同様の復元力特性を示した。



(a) ひび割れ状況図　　(b) 荷重-変形角関係　　(c) 荷重-変形角関係(せん断スパン比の影響)

図 2.5.29　ひび割れ状況図および荷重-層間変形角関係 [35]

4) 終局強度評価

図 2.5.30～32 に，櫻井らが提案しているストラット式の概要を，**表 2.5.21** に，実験値と強度計算値の比較およびストラット式を示す。なお，曲げ耐力の算定にあたっては，曲げ終局略算式，

せん断耐力の算定にあたっては，筆者らの提案しているストラット式に加え，富井ら[20]のスリップ耐力式に小野ら[32]の提案している低減率を適用した算定値も併せて示す。

表 2.5.21 に示すように，ストラット式を用いて無開口試験体を評価する場合，せん断破壊した試験体 WNO は適切に評価できたが，曲げ破壊した試験体 WNO-F は算定精度が劣る結果となった。また，ストラット式を用いて有開口試験体を評価する場合，いずれの試験体も安全側の評価ができたものの，せん断スパン比の大きな試験体に対しては，せん断耐力を若干過小評価する結果となった。これはせん断スパン比の違いや，コンクリートの圧縮強度の違いが耐震壁のせん断強度に及ぼす影響を，ストラット式では考慮していないためと考えられる。

一方で，スリップ耐力式[20]に圧力場低減率[32]を適用した場合，いずれの試験体も危険側の評価となり，適切に評価できなかった。これは，圧力場低減率[32]はストラット式と同様に，せん断スパン比の影響を考慮できていないためだと考えられる。

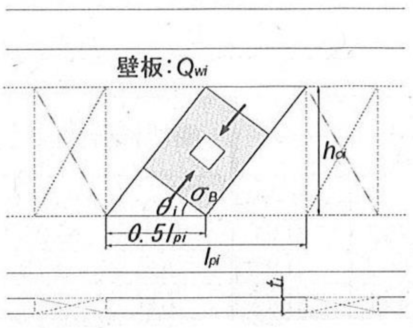


図 2.5.30　ストラット式の壁板における
アーチ機構の仮定[35]

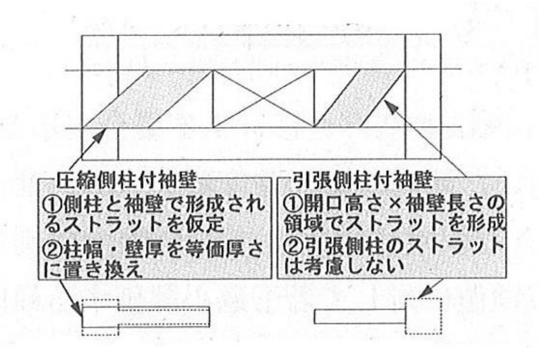


図 2.5.31　ストラット式における
袖壁の取り扱い[35]

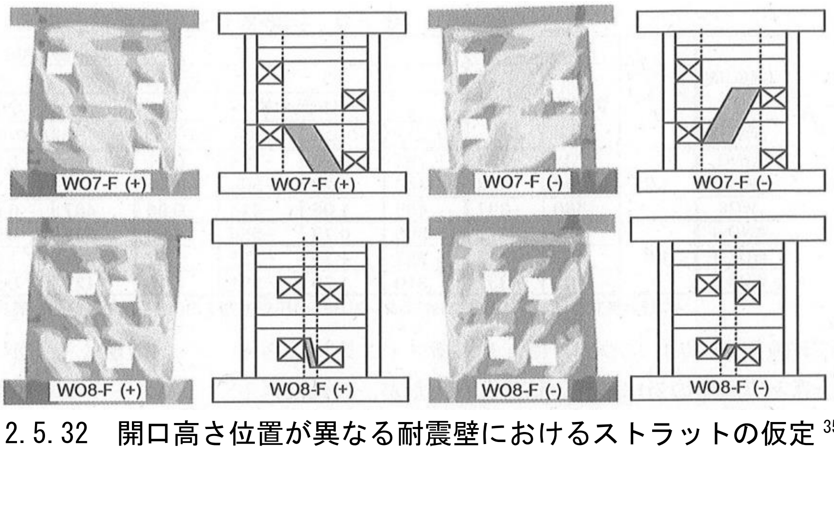


図 2.5.32　開口高さ位置が異なる耐震壁におけるストラットの仮定[35]

表 2.5.21　実験値と強度計算値の比較 [35)]

(単位:kN) 試験体	せん断スパン比	実験値(EXP)		計算値(CAL)*1									
				せん断終局強度								曲げ終局強度	
				ストラット式				小野・徳広式					
		正載荷	負載荷	$Q_{wo}(+)$	EXP/CAL	$Q_{wo}(-)$	EXP/CAL	$Q_{uu}(+)$	EXP/CAL	$Q_{uu}(-)$	EXP/CAL	Q_{mu}	EXP/CAL
WNO	1.2	731	−724	794	0.92	−794	0.91	793	0.92	−793	0.91	760	0.96
WO7		548	−568	449	1.22	−506	1.12	465	1.18	−607	0.93	731	0.78
WO8		460	−397	435	1.06	−414	0.96	487	0.94	−421	0.94	731	0.63
WNO-F	1.8	482	−477	556	0.73	−556	0.86	691	0.70	−691	0.69	442	1.09
WO7-F		400	−427	287	1.39	−323	1.32	391	1.02	−510	0.84	422	1.01
WO8-F		403	−337	310	1.30	−291	1.16	429	0.94	−371	0.91	422	0.95

*1 耐力算定には1層打設部におけるコンクリートの圧縮強度を用いた。 *2 等価開口周比の算定において、h=800mm, l=1800mmとした。

$$*Q_{wo}=\sum_{i=1}^{n+1}Q_{wi}\quad\cdots①$$

$$Q_{wi}=\nu\sigma_B\cdot\cos\theta_i\sin\theta_i\cdot0.5L_{pi}\cdot t_i\quad\cdots②$$

ただし，θ_i：i 番目のストラットの角度　n：開口数

5）まとめ

せん断スパン比 1.8 の無開口耐震壁は曲げ降伏型特有の破壊モードを示した。これに対し，同一せん断スパン比の有開口耐震壁はせん断破壊の様相を呈した。

せん断スパン比の違いによらず，有開口耐震壁では開口の配置が耐震壁の最大耐力，剛性および脚部のモーメントの抵抗状況に影響を及ぼす。

曲げ降伏型の耐震壁においては，開口の有無によって，破壊モードがせん断破壊型へと移行する場合がある。

ストラット式を用いたせん断終局強度略残式は，せん断スパン比の大きな耐震壁に対して安全側の評価を与えるものの，実験値に対して若干過小評価する傾向がある。

2.6　三重大学の研究

本研究室では，これまでに，低強度コンクリートを対象とし，文献[7),16),17),19),21),24)]に示した研究を行ってきた。これらのうち，文献[16),17),19),21)]では，本研究と同様に，低強度コンクリートが使用された，RC 部材(柱[16)]，片側・両側袖壁付き柱[17)]，無開口耐震壁[19)]，腰壁・垂れ壁付き柱・有開口耐震壁[21)])の変形特性と現行の耐力算定式との整合性について，検討を行っている。

これらの結果，低強度コンクリートの破壊の特徴として，せん断破壊する場合には，ひび割れが分散して細かなひび割れが多数発生すること，また，破壊形式を問わず，付着割裂ひび割れが発生することを確認した。さらに，せん断耐力算定式の適用性としては，低強度コンクリートを用いた場合には，既往のせん断耐力算定式を用いると過大評価となる場合があり，その対応策として，既往のせん断耐力式にコンクリート強度に応じた低減係数を乗じる山本提案式[12)]を用いることで安全側に評価できた。

また，袖壁付き柱に関する研究[17)]では，反曲点高さ比を要因とした実験を行い，その結果，低強度コンクリートを用いた場合，普通強度コンクリートを用いた場合と比較して，せん断破壊し易い傾向を確認した。

2.7　まとめ

本章では，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 Fc = 18 N/mm² が相当多数用いられていたが，1972 年頃からは Fc = 21 N/mm² と使用頻度が入れ替わっている [7)-9)]。
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 [9)]。
3) 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 [9)]。
4) 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 [9)]。
5) 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 [8)]。

2.7.2　低強度コンクリートを用いた RC 部材の変形特性および耐力算定式

(1) RC 柱部材について

1) 低強度試験体は，多数の細かなひび割れや鉄筋に沿った付着ひび割れが発生する [13), 14)-17)]。
2) 耐震診断基準の曲げ略算式では，曲げ降伏に至らない場合には，低強度コンクリートになるほど，過大評価になる [13), 16)]。
3) せん断耐力は，終局強度型指針式によれば，過小評価された試験体もあるが，精度良く評価できた。一方，靭性指針式によれば，軸力を考慮する式を加算することで適合を高めることができた [13)]。
4) 低強度試験体の終局せん断耐力の評価として，耐震診断基準による修正荒川 min 式の他に，付着割裂耐力式を用いる必要性がある [14)]。
5) 山本提案式においても，せん断補強筋比等の要因により，十分に評価できないことがある [15)]。
6) 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た [16)]。
7) 低強度試験体では普通強度試験体よりもせん断破壊が先行しやすくなる傾向が見られた [17)]。

（2）RC 耐震壁部材について

1) 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[18]。
2) 低強度コンクリート試験体は壁板全体が破壊する[19]。
3) 靭性保証型せん断強度式を用いた場合，普通強度，低強度試験体ともに比較的精度良く安全側に評価できた[19]。
4) 低強度試験体は，普通強度試験体と比較して，最大耐力は小さいが，最大耐力後の耐力低下が緩やかである[19),20]。
5) 開口周比が同一の開口耐震壁試験体であるにもかかわらず，水平耐力は異なることが確認できた[20]。
6) 強度によらず，開口耐震壁試験体のせん断耐力を推定する際は，袖壁，柱なし壁，柱のみ試験体に分解し，それぞれの和で計算する方法が，より精度良く評価できた[20]。

2.7.3　現行のせん断耐力算定式に対する低減係数の検討

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[22]。
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[22]。
3) 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[24]。

2.7.4　普通強度コンクリートを用いた RC 部材の変形特性および耐力算定式について

（1）RC 柱部材について

1) 袖壁付き柱のせん断終局強度の計算に耐震診断基準式を用いる場合，シアスパン比の下限値を 0.6 に修正するのが妥当であった[25]。
2) 耐震診断基準式と分割累加式で比較したところ，分割累加式のほうが実験値に近い値であることが確認できた[25), 26]。
3) 有開口袖壁付き柱に関しては，最大耐力は，無開口試験体の最大耐力の 0.8～0.94 倍であり，開口低減率 0.7 より大きかった[27)-29]。
4) 有開口袖壁付き柱に対しては，開口左右の要素に分離して計算したせん断強度と実験値を比較すると，内法高さを開口高さ＋腰壁高さとしたものが安全側で，開口の大きさの違いを反映できた[27)-29]。

（2）RC耐震壁部材について

1）シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁に対しては，曲げ終局略算式，終局強度指針式を変化させることで，適切に評価できた[31)]。

2）無開口耐震壁の水平耐力を精度良く算定される式を用いれば，圧力場による耐力低減率から水平耐力を比較的精度良く算定された[32)]。

3）無開口耐震壁のせん断強度式に，耐震診断基準（mean）式を用いれば，開口耐震壁の耐力低減率は概ね計算の開口低減率に対応していた[33)]。

4）有開口耐震壁の耐震設計法として，有効高さに留意して，開口左右の袖壁付き柱に分解，強度を算出する方法を用いれば，比較的精度よく安全側で算定された[34)]。

5）連層有開口耐震壁に関しては，曲げ降伏型の耐震壁においては，開口の有無によって破壊モードがせん断破壊型へと移行する場合がある[35)]。

6）連層有開口耐震壁に関しては，ストラット式を用いたせん断終局強度略残式は，せん断スパン比の大きな耐震壁に対して安全側の評価を与えるものの，実験値に対して若干過小評価する傾向がある[35)]。

以上の結果からは，低強度コンクリートを用いたRC梁・柱・無開口および有開口耐震壁，および普通強度コンクリートを用いた壁付きRC柱・有開口耐震壁についてはある程度の解が得られていることがわかる。しかし，低強度コンクリートを用いた無開口および有開口耐震壁については未だ充分な研究結果が無く，さらに研究を進める必要があることが明らかとなった。

そこで本研究では，低強度コンクリートが使用された無開口および有開口耐震壁の破壊性状の解明に取り組む。

第 3 章

無開口および有開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響

3.1　概要

本研究では，圧縮強度が 13.5N/mm² 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が使用された RC 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としている。本報では，無開口および有開口耐震壁について，耐力および変形特性に及ぼす反曲点高さ比〔せん断スパン比 M/（Q・L)〕の影響を実験で明らかにし，既往の耐力式の適用性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。

3.2　実験概要

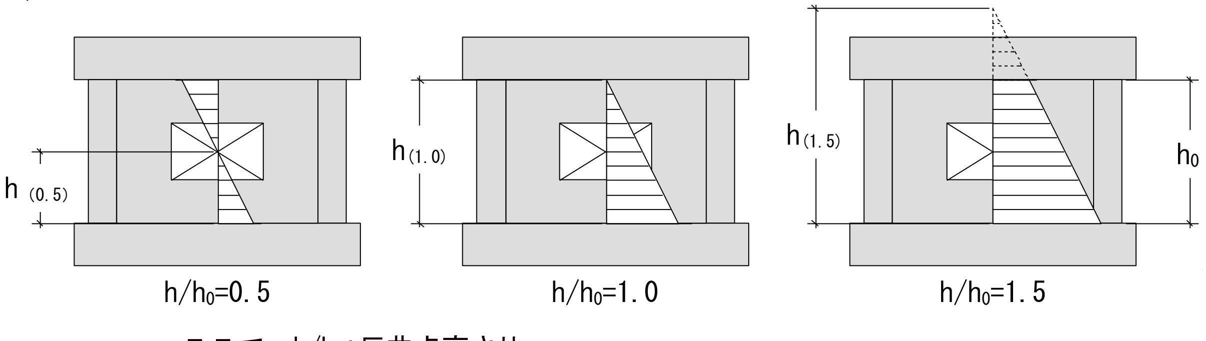
3.2.1　要因および水準

表 3.2.1 に実験の要因および水準を，図 3.2.1 に中央開口試験体を例に，反曲点高さ比の定義を示す。今回は，実構造物の 1/5 スケールの試験体を使用したため，コンクリートの代わりにモルタルを使用した。モルタルの目標強度を 7，21（N/mm²）の 2 水準，反曲点高さ比（h/h_0）（図 3.2.1）を 0.5，1.0（低強度有開口試験体のみ作製），1.5 の 3 水準，開口は，耐力を評価する上で基準となる無開口に加え，開口周比 [1]が 0.4 で一定となる様に，開口位置および開口数を壁中央 1 個，または柱ぎわ 2 個の，3 水準とした。モルタルの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，適切なワーカビリティを得るために，F = 7N/mm² のモルタルについては既往の研究 [8]を参考にセメントの一部を石灰石微粉末で置換した。

表 3.2.1　要因および水準

要因	水準
目標強度 [N/mm²]	7, 21
反曲点高さ比 (h/h_0)	0.5[19),21)], 1.0*, 1.5
開口位置（数）	無し, 壁中央（1個）, 柱ぎわ（2個）

［注］ ＊：低強度有開口試験体のみ作製。



ここで，h/h_0:反曲点高さ比

h　:柱脚からモーメントが 0 になる点の高さ

h_0　:柱の内法高さ（一定）

図 3.2.1　反曲点高さ比の定義

3.2.2　試験体

表 3.2.2 に使用したモルタルの調合表を，**表 3.2.3** に鉄筋の諸性状を，**表 3.2.4** に試験体の諸元を，**図 3.2.2** に試験体寸法および配筋の例を示す。

試験体は 3 階建て RC 造事務所建築の 1 階部分を想定し，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（最大寸法：5mm）としてモルタルを用いた。開口周比は開口の幅（$\Sigma L_i/L_w$），高さ（$\Sigma h_i/h$），および見付面積（$\sqrt{\Sigma hi \cdot Li/h \cdot Lw}$）の最大とし，0.4 で一定とした（**図 3.3.14** 参照）。柱は 100mm×100mm の正方形断面とし，壁厚さは 40mm とした。柱の主筋は 4-D6，せん断補強筋は φ3.2-@60，壁筋は φ2.6-@50 の溶接金網を用いている。**図 3.2.3** に開口補強筋を示す。横および縦補強筋は 1-D6 を用いる。上下梁は，柱，壁に対して十分大きな剛性と強度を確保するため，250mm×150mm の長方形断面，主筋は 4-D13，せん断補強筋は φ6-@50 としている。また，載荷フレームと試験体の定着のために，載荷梁に，打設時に長ナットを埋め込んだ。

試験体は打設後 7 日で脱型し，その後，実験室内にて気中養生を行った。

試験体名は，F○-△-□の記号を付け，○はモルタルの目標強度，△は開口位置および数（W：無開口，SWC：壁中央 1 個，DWE：柱ぎわ 2 個），□は反曲点高さ比とした。

なお，本研究の試験体は，先述のように，実構造物の 1/5 スケールとしている。そのため，実験値への寸法効果の影響は不明であるものの，低強度試験体に加え，同形状の普通強度試験体についても実験を行い，その傾向を比較することで検討を行った。また，既往の研究[16), 17), 19), 21)]でも，本研究と同様に，試験体は 1/5 スケールとしており，普通強度試験体は，既往の耐力算定式との整合性が確認されている。

表 3.2.2　モルタルの調合

F [N/mm²]	W/C [%]	W [kg/m³]	C [kg/m³]	P [kg/m³]	S [kg/m³]
7	129	262	204	234	1638
21	60		438	-	

[注]F:目標強度，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 3.2.3　鉄筋の諸性状

呼び名	降伏点 [N/mm²]	ヤング係数 [N/mm²]
D6	481.3	2.19×10^5
φ3.2	654.4	1.88×10^5
φ2.6	643.5	1.67×10^5

表 3.2.4　試験体諸元

	試験体名	目標強度 [N/mm²]	反曲点高さ比 (h/h_0)	軸力 [N/mm²]	柱 断面寸法 [mm]	柱 主筋	柱 せん断補強筋	壁 壁厚 [mm]	壁 壁筋	壁 開口位置	壁 開口数 [個]	壁 縦横開口補強筋	梁・土台 断面寸法 [mm]	梁・土台 主筋	梁・土台 せん断補強筋
低強度	F7-W-0.5	7	0.5	2	100×100	4-D6 Pt=0.63%	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%
	F7-W-1.5		1.5												
	F7-SWC-0.5[21)]		0.5							壁中央	1	1-D6			
	F7-SWC-1.0		1.0												
	F7-SWC-1.5		1.5												
	F7-DWE-0.5[21)]		0.5							柱ぎわ	2				
	F7-DWE-1.0		1.0												
	F7-DWE-1.5		1.5												
普通強度	F21-W-0.5[19)]	21	0.5							-	-	-			
	F21-W-1.5		1.5												
	F21-SWC-0.5[21)]		0.5							壁中央	1	1-D6			
	F21-SWC-1.5		1.5												
	F21-DWE-0.5[21)]		0.5							柱ぎわ	2				
	F21-DWE-1.5		1.5												

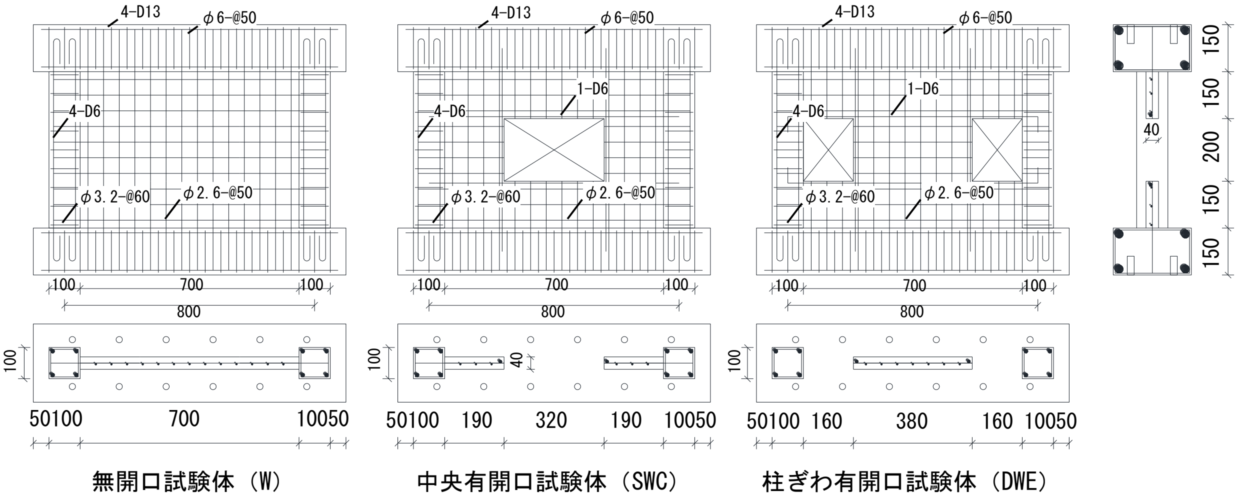


図 3.2.2　試験体寸法および配筋図の例

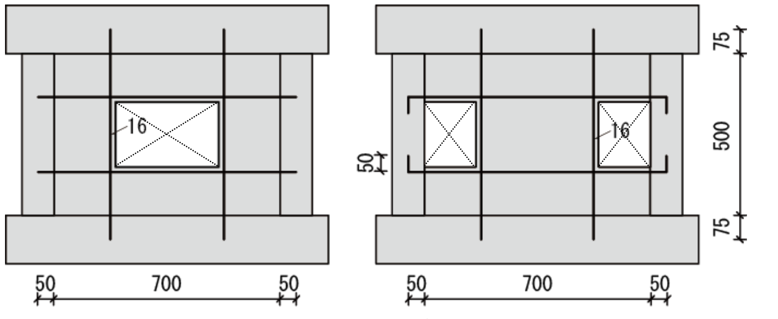


図 3.2.3　開口補強筋の一覧（補強筋：1-D6）

3.2.3　試験方法

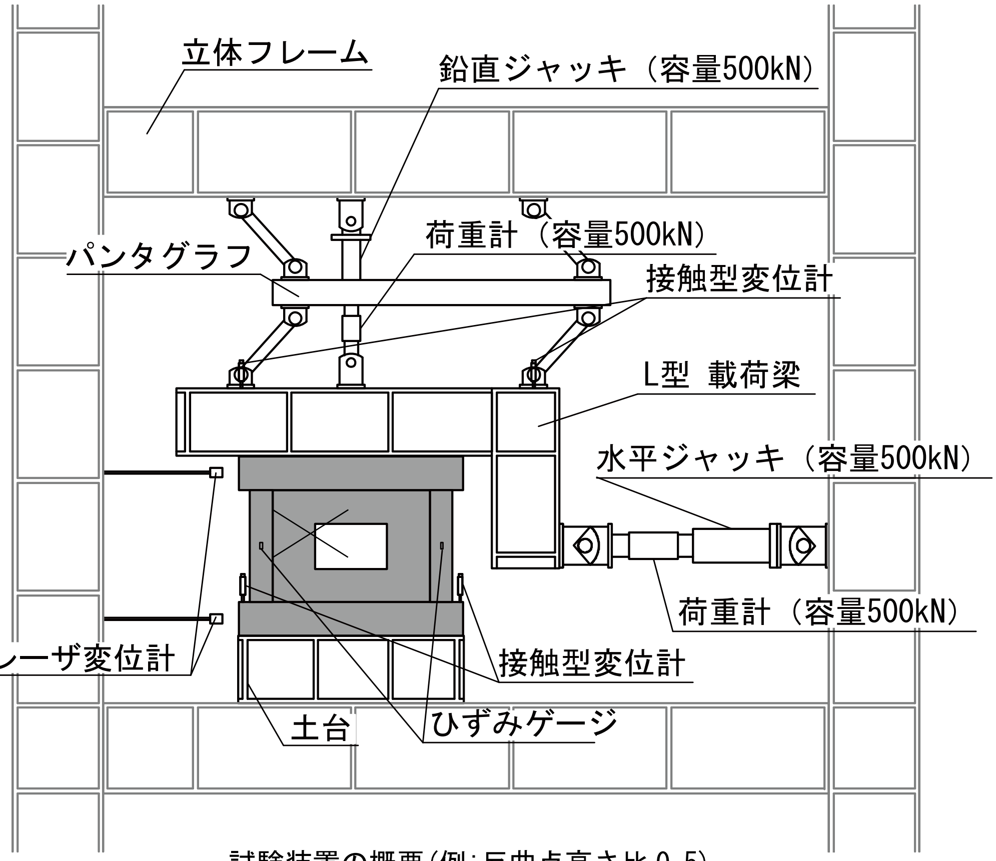
図 3.2.4 に試験装置の概要を，写真 3.2.1～3 に試験体の設置状況を示す。本試験は，「2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」[1)]における，耐震診断 2 次診断を想定した開口耐震壁の要素試験と位置付けている。

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返し水平載荷を行った。載荷位置により反曲点高さ比を変化させた。載荷位置は柱高さの 1/2 ($h/h_0 = 0.5$)（図 3.2.4(a)，写真 3.2.1），2/2 ($h/h_0 = 1.0$)（図 3.2.4(b)，写真 3.2.2）および 3/2 ($h/h_0 = 1.5$)（図 3.2.4(c)，写真 3.2.3）とした。載荷プログラムは，1/2000，1/1000，1/500，1/250，1/125，1/100，1/50，1/30rad の順に正負 1 回ずつ繰り返した。ただし，途中でも軸力支持能力を失った時点で，載荷を終了した。ジャッキ頭部のロードセルで荷重を，レーザー変位計および接触型変位計により，上下梁の水平変位，下梁および L 型載荷梁の鉛直変位を測定した。各変形角ごとに載荷を一時停止し，ひび割れ状況を観察し，記録した。

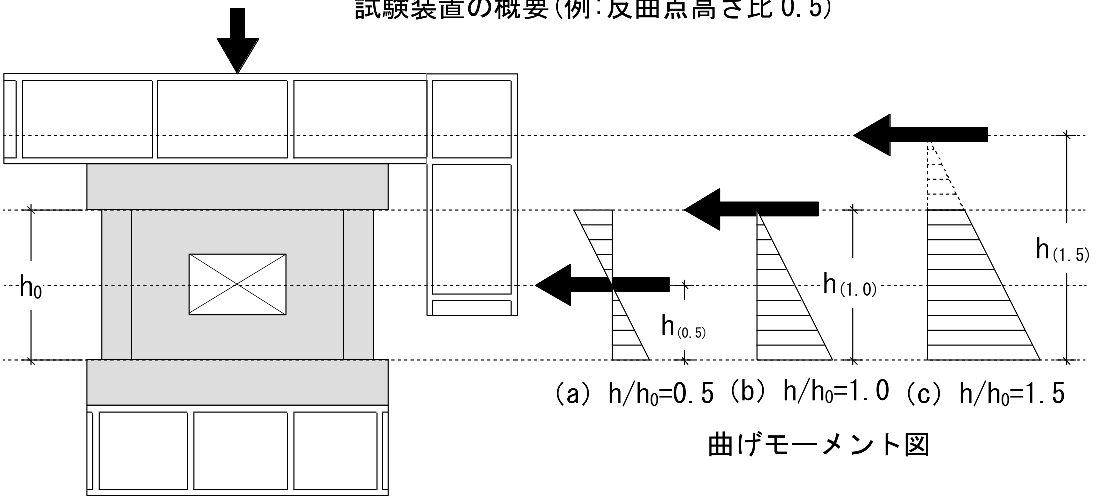
なお，本研究では，実験装置の都合により，鉛直ジャッキを 1 本とし，試験体の長手中心位置で載荷を行ったが，水平変位により鉛直軸力が偏心し，水平成分を持つことで，水平荷重への影

響が考えられるが，若干だと考えられるので，ここでは無視することとした。

反曲点高さ比 1.0 および 1.5 の試験体で，水平載荷前の軸力のみ載荷した点で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。ひずみ測定位置を図 4.2.5 に，測定結果を表 4.2.5 に示す。その結果，すべての試験体において，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，試験体の打設と同時に，モルタルの圧縮強度を測定するための φ5×10cm の円柱試験体 6 本作成した。



試験装置の概要(例:反曲点高さ比 0.5)



h/h_0:反曲点高さ比
h:柱脚から曲げモーメント M が 0 になる点の高さ
h_0:柱の内のり高さ

図 3.2.4　試験装置の概要

写真 3.2.1　試験体設置状況（反曲点高さ比 0.5）

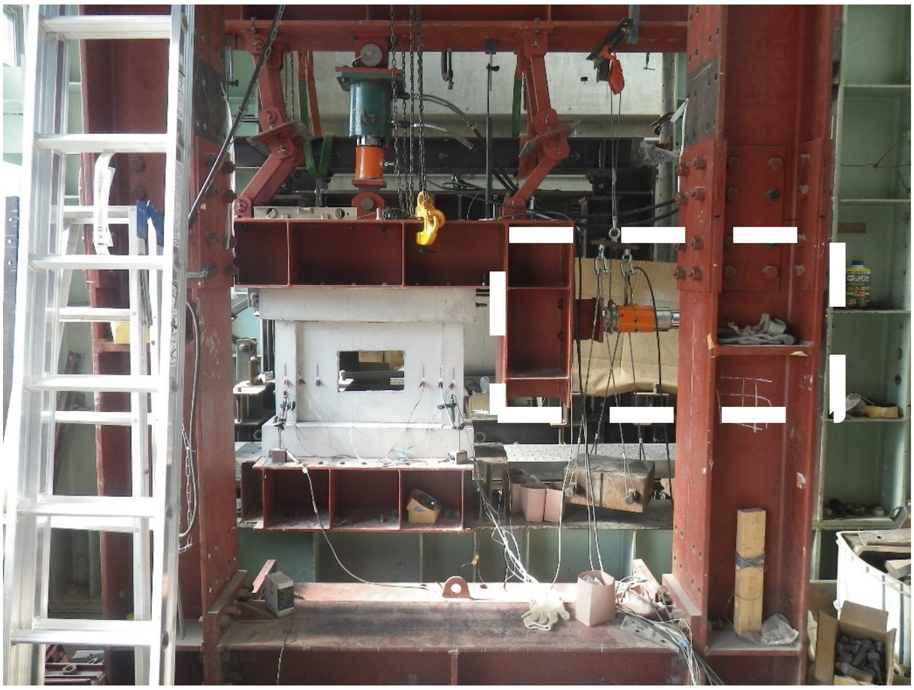


写真 3.2.2　試験体設置状況（反曲点高さ比 1.0）

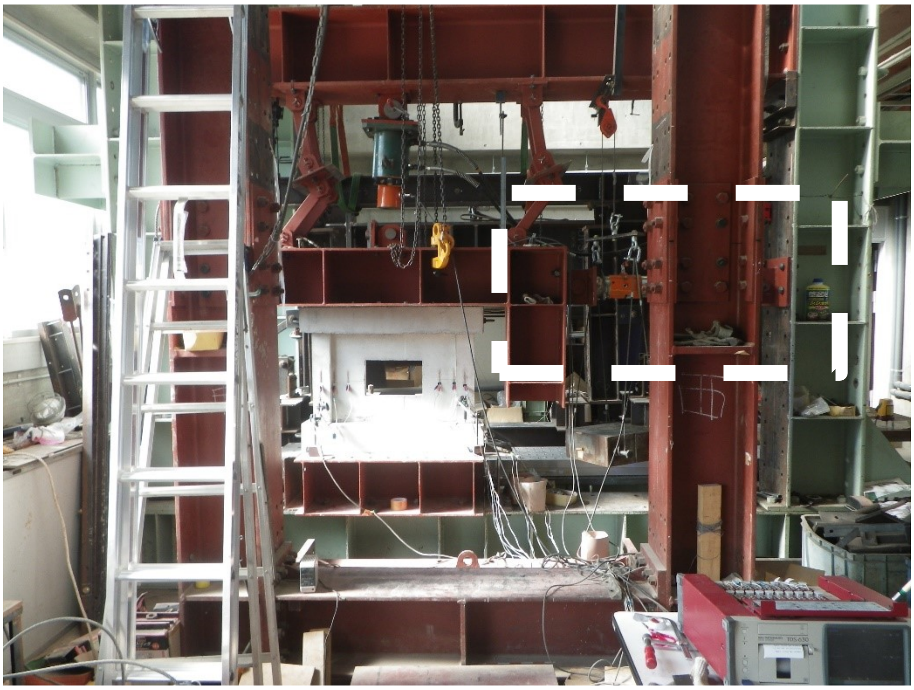
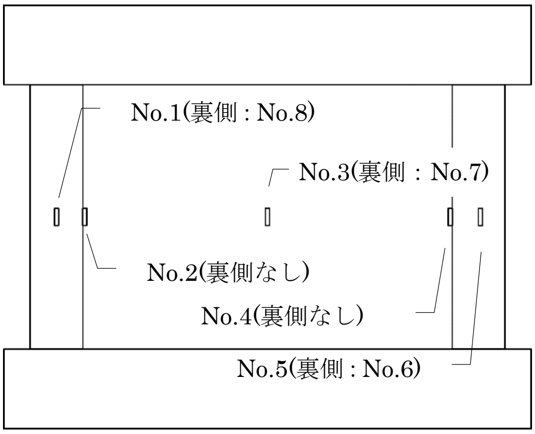
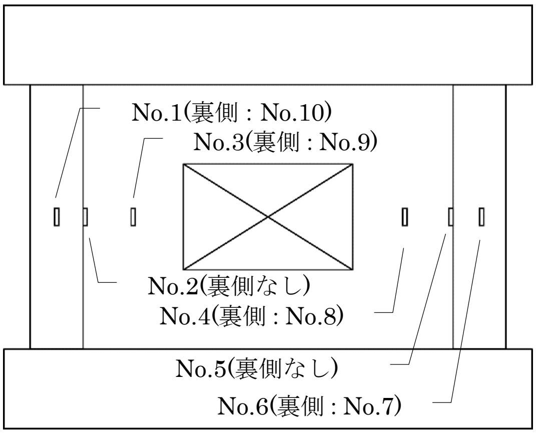


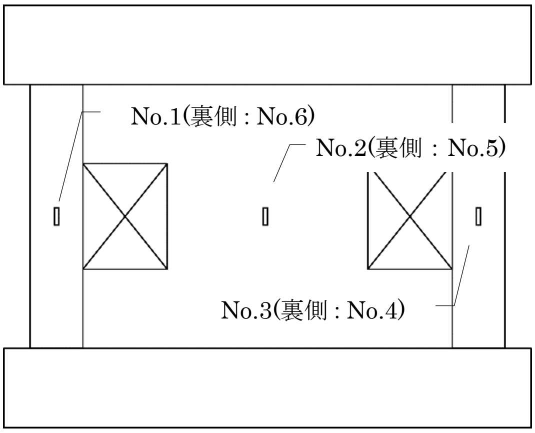
写真 3.2.3　試験体設置状況（反曲点高さ比 1.5）



無開口試験体（W）



中央有開口試験体（SWC）



柱ぎわ有開口試験体（DWE）

図 3.2.5　ひずみ測定位置

表 3.2.5　軸力 N=2N/mm² 時のひずみ測定結果

	試験体名	軸力 N=2N/mm² 載荷時のひずみ($\times 10^{-6}$)														
		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	海側柱	海側柱ぎわ	壁板中央	山側柱ぎわ	山側柱
低強度	F7-W-0.5	85	-140	-87	-22	150	-354	-280	-397	-	-	-156	-140	-184	-22	-102
	F7-W-1.5	214	-75	-43	-23	468	-651	-310	-645	-	-	-216	-75	-177	-23	-92
	F7-SWC-1.0	299	-96	-67	-5	17	427	-732	-310	-30	-783	-242	-96	-103	17	-153
	F7-SWC-1.5	376	-22	-34	4	69	666	-833	-690	-796	-936	-280	-22	-379	69	-84
	F7-DWE-1.0*	430	5	181	-443	-211	-371	-	-	-	-	30	-	-103	-	-131
	F7-DWE-1.5	152	-14	355	-706	-285	-728	-	-	-	-	-288	-	-150	-	-176
普通強度	F21-W-0.5[19)]	264	147	174	325	207	243	223	368	-	-	316	147	199	325	225
	F21-W-1.5	250	3	22	49	685	-467	-199	-362	-	-	-56	3	-89	49	109
	F21-SWC-1.5	154	57	-35	0	-11	174	-87	-946	-105	-435	-141	57	-272	-11	44
	F21-DWE-1.5	210	41	280	-515	-226	-586	-	-	-	-	-188	-	-93	-	-118

[注] ＊：測定漏れのため，軸力N＝1N/mm²載荷時のひずみを記載。

3.3　実験結果および考察

3.3.1　圧縮試験

表 3.3.1 に，各試験体に用いたモルタルの圧縮試験の結果を示す。反曲点高さ比 h/h_0 = 0.5 の試験体の圧縮強度およびヤング係数は平均値のみを示す（各データについては，既報 [19),21)]を参照されたい）。各試験体において，6 本の円柱供試体を作製し，圧縮強度試験を行なった。また，円柱供試体に欠陥がある場合は試験結果から取り除いた。ヤング係数は，試験体にひずみゲージを貼り付けたひずみの測定結果から求めたが，特に低強度試験体については，バラつきが多いため，RC 規準の推定式 [6)]から求めた値も併記した。

低強度試験体に関して，ヤング係数の実験値が計算値より小さくなる結果は，既往の研究 [16),17),19),21)]と同様の結果となった。

これは，低強度試験体は，普通強度試験体と比較して，複数の細かなひび割れが生じることや，骨材との付着が弱いため，圧縮強度時の横膨張が影響したものと考えられる。

表 3.3.1　モルタルの圧縮強度およびヤング係数

試験体名		圧縮強度 [N/mm2] 結果	圧縮強度 [N/mm2] 平均	ヤング係数 [×104N/mm2] 結果	ヤング係数 [×104N/mm2] 平均	ヤング係数の計算値*1 [$\times 10^4 N/mm^2$] 結果	ヤング係数の計算値*1 [$\times 10^4 N/mm^2$] 平均
F7-W-0.5	①	6.19	6.26	1.25	0.92	1.44	1.45
	②	5.41		0.35		1.38	
	③	6.23		1.07		1.45	
	④	6.70		0.90		1.48	
	⑤	6.79		1.01		1.49	
F7-W-1.5	①	5.25	4.77	0.92	0.75	1.09	1.06
	②	4.59		0.70		1.04	
	③	5.04		0.97		1.08	
	④	4.64		0.57		1.05	
	⑤	4.33		0.73		1.02	
	⑥	4.79		0.59		1.06	
F7-SWC-0.5*2	−	−	8.10	−	1.09	−	1.64
F7-SWC-1.0	①	6.17	6.93	0.64	0.96	1.15	1.20
	②	6.98		1.32		1.20	
	③	7.18		0.88		1.21	
	④	7.13		1.21		1.21	
	⑤	6.78		0.48		1.19	
	⑥	7.34		1.23		1.22	
F7-SWC-1.5	①	6.88	6.59	−	1.04	1.49	1.48
	②	6.42		−		1.46	
	③	6.01		1.00		1.43	
	④	7.03		−		1.51	
	⑤	7.03		1.07		1.51	
F7-DWE-0.5*2	−	−	5.90	−	0.34	−	1.48
F7-DWE-1.0	①	5.45	5.68	0.48	0.78	1.38	1.40
	②	5.86		0.98		1.42	
	③	5.76		0.81		1.41	
	④	6.22		0.60		1.45	
	⑤	5.10		1.04		1.35	
F7-DWE-1.5	①	9.38	8.43	1.12	0.96	1.44	1.30
	②	9.02		0.97		1.31	
	③	8.31		1.21		1.27	
	④	8.00		0.69		1.26	
	⑤	7.44		0.80		1.23	
F21-W-0.5*2	−	−	26.30	−	0.94	−	2.36
F21-W-1.5	①	23.34	22.72	1.90	1.86	1.79	1.78
	②	21.04		2.21		1.73	
	③	25.27		1.70		1.84	
	④	21.81		1.97		1.75	
	⑤	22.01		1.85		1.76	
	⑥	22.83		1.53		1.78	
F21-SWC-0.5*2	−	−	31.00	−	1.90	−	2.58
F21-SWC-1.5	①	28.99	29.89	1.96	2.17	2.41	2.44
	②	28.59		1.96		2.40	
	③	27.92		2.61		2.38	
	④	30.11		2.08		2.45	
	⑤	31.75		2.41		2.49	
	⑥	31.95		2.02		2.49	
F21-DWE-0.5*2	−	−	25.9	−	1.43	−	2.43
F21-DWE-1.5	①	23.34	22.51	1.90	1.79	1.79	2.13
	②	24.36		1.98		2.28	
	③	22.42		1.59		2.22	
	④	21.45		1.70		2.18	
	⑤	20.99		1.76		2.17	

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

ここに, Ec ： コンクリートのヤング係数(N/mm^2),

γ ： コンクリートの気乾単位容積重量(kN/m^3) ここでは 23 とする。

Fc ： コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

＊2 平均値のみを記載(既報[19),21)]を参照されたい)。

3.3.2　ひび割れ性状

（1）全体

図 3.3.1(a)～(n)に各試験体の実験終了時のひび割れ状況図および写真を示す。また，**写真 3.3.1～12** に無開口耐震壁および有開口耐震壁試験体のひび割れ状況を拡大して示す。

図 3.3.2～9 に，それぞれ F7-W-1.5,F21-W-1.5,F7-SWC-1.0，F7-SWC-1.5，F21-SWC-1.5，F7-DWE-1.0，F7-DWE-1.5，および F21-DWE-1.5 試験体の各層間変形角のひび割れ状況図を示す（$h/h_0 = 0.5$ の結果については既報 [19),21)]を参照されたい)。

図 3.3.1～9 から分かるように，本実験における $h/h_0 = 1.0,1.5$ の試験体は，$h/h_0 = 0.5$ の試験体と同様に，コンクリートの強度レベル，開口の有無，位置および数によらず，すべてせん断破壊した。そのため，既往の研究のように，低強度試験体の方が，普通強度試験体よりもせん断破壊が先行し易い傾向は確認できなかった。破壊モードは，軸支持能力損失時に拡幅しているひび割れによって判断した。また，本研究における各試験体のせん断余裕度（**表 3.3.1** 参照）は，普通強度試験体で 0.3～0.9，低強度試験体で 0.2～0.7 となり，せん断余裕度による破壊モードの判定と一致した。

（2）無開口耐震壁試験体（W）

$h/h_0 = 0.5$ の低強度無開口耐震壁試験体（F7-W-0.5）は，**写真 3.3.1** から分かるように，壁板中央部で一層で圧壊が発生するのに対し，$h/h_0 = 1.5$ の試験体（F7-W-1.5）は，**写真 3.3.2** から分かるように，曲げ応力度の大きい壁板下部および隅部の圧壊が発生した。$h/h_0 = 0.5$ の普通強度無開口耐震壁試験体（F21-W-0.5）は，**写真 3.3.3** から分かるように，壁板中央部の大部分で圧壊が発生したのに対し，$h/h_0 = 1.5$ の試験体（F21-W-1.5）は，**写真 3.3.5** から分かるように，低強度試験体と同様に，曲げ応力度の大きい壁板および側柱と下梁の境界部でスリップ破壊した。

（3）中央有開口耐震壁試験体（SWC）

中央有開口耐震壁試験体（SWC）については，最終破壊状況は，コンクリート強度，反曲点高さ比によらず，全ての試験体で大きな違いはなく，開口横の壁板にせん断ひび割れが増加・進展・拡大し，破壊に至った。しかし，低強度試験体と普通強度試験体を比較すると，普通強度試験体（F21-SWC-0.5,F21-SWC-1.5）が，**写真 3.3.8** のように，一本の大きなせん断ひび割れにより破壊に至ったのに対し，低強度試験体は，**写真 3.3.6** のように，複数のせん断ひび割れが多数見られ，開口横の壁板全体で圧壊に至った。また，**写真 3.3.9** のように，普通強度試験体では，開口端部に圧壊・剥離が見られたのに対し，低強度試験体は，**写真 3.3.7** のように，縦補強筋に沿って，付着ひび割れが発生した。

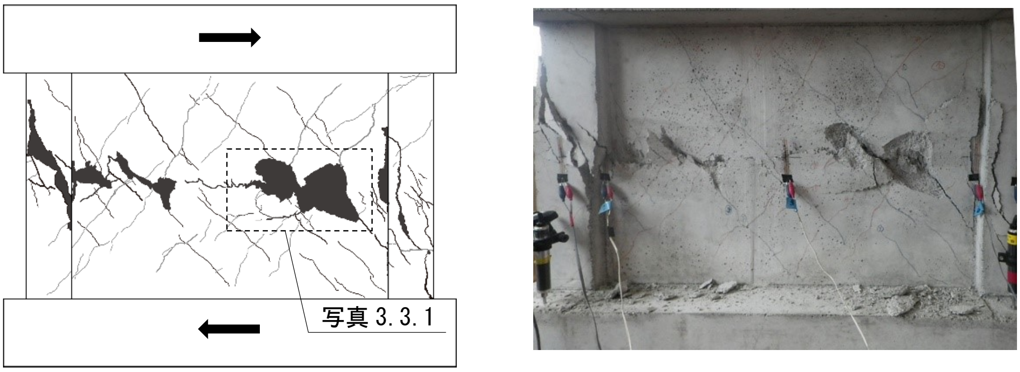
（4）柱ぎわ有開口耐震壁試験体（DWE）

柱ぎわ有開口耐震壁試験体（DWE）についても，全ての試験体で，最終破壊状況に大きな違いはなく，**写真 3.3.12** のように，開口横の壁板中央でせん断破壊に至った。しかし，中央有開口試験体（SWC）と同様に，低強度試験体では，**写真 3.3.10** および**写真 3.3.11** のように，複数のせん断ひび割れや柱の主筋に沿った付着ひび割れがみられた。

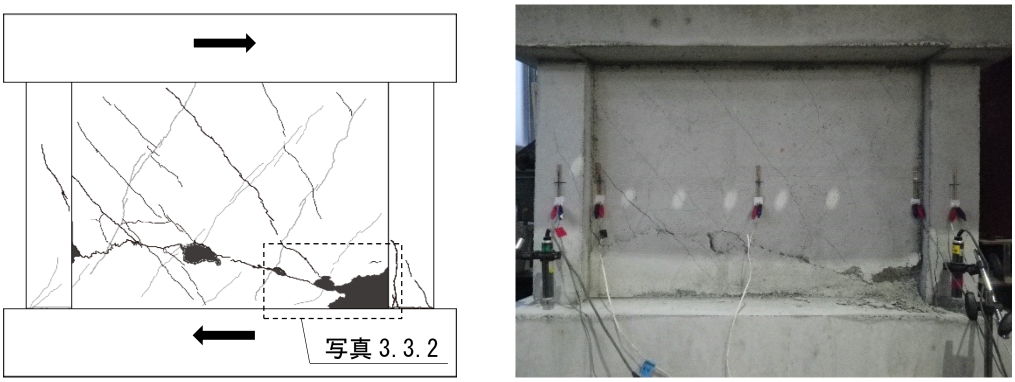
（5）反曲点高さ比の影響

以上のように，本実験の範囲においては，無開口耐震壁試験体(W)は，反曲点高さ比が大きいほど，曲げ応力度が大きい領域で破壊に至る傾向にあったが，有開口耐震壁試験体（SWC，DWE）では，反曲点高さ比によらず，普通強度および低強度の耐震壁試験体の最終破壊状況に，大きな違いは見られなかった。これは，無開口耐震壁では，曲げモーメントの影響を受け，圧縮側の軸力比が増大することや，初期の曲げひび割れによる断面欠損の影響が考えられる。一方，有開口耐震壁では，それぞれの部材が個々でモーメントに抵抗し，壁脚部で大きな回転変形が生じないため，最終破壊状況に大きな違いは見られなかったと考えられる。

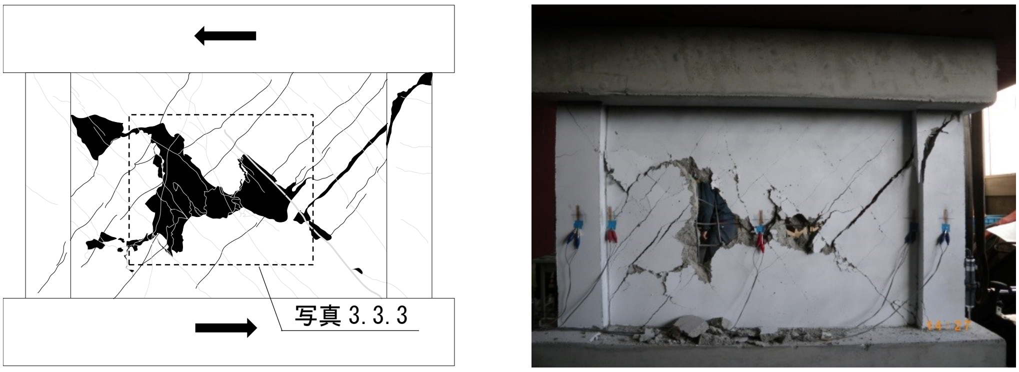
低強度試験体の破壊の特徴として，ひび割れが分散して細かなひび割れが発生する点や，柱の主筋に沿った付着割裂ひび割れが発生する点は既往の実験結果[16),17) 19), 21)]と一致している。これは，低強度コンクリートを用いた構造体に広く見られる特徴であり，このような現象が生じる原因として，低強度コンクリートでは，せん断ひび割れ発生後の圧縮束が圧縮破壊しやすくなることが一因と考えられる。



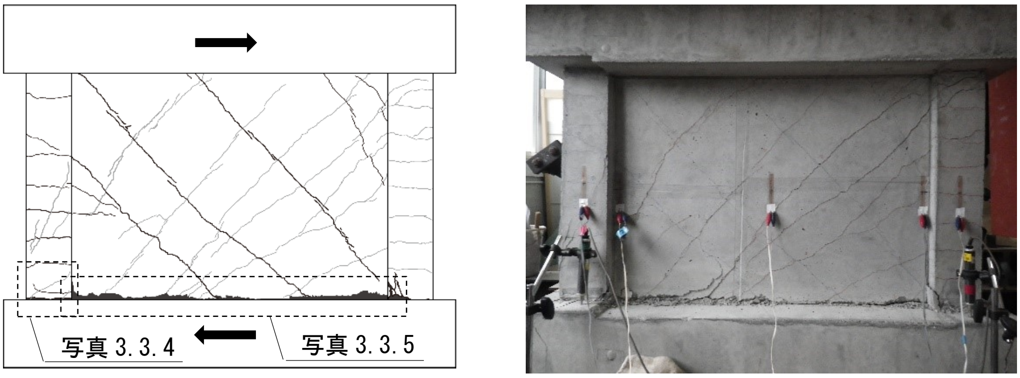
(a)F7-W-0.5 (-1/100rad)



(b)F7-W-1.5 (-1/80rad)



(c)F21-W-0.5[19)] (-1/55rad)

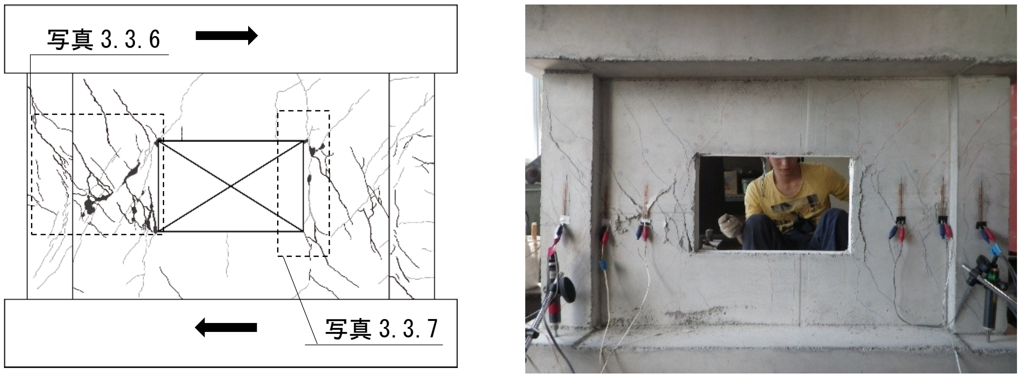


(d)F21-W-1.5 (-1/50rad)

図 3.3.1　ひび割れ状況図（➡:実験終了時の加力方向）

(e)F7-SWC-0.5[21)]　(-1/125rad)

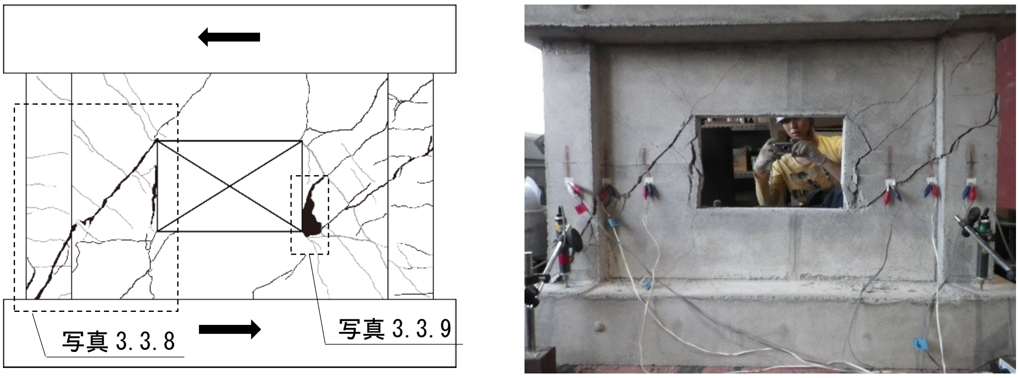
(f)F7-SWC-1.0 (-1/50rad)



(g)F7-SWC-1.5 (-1/100rad)

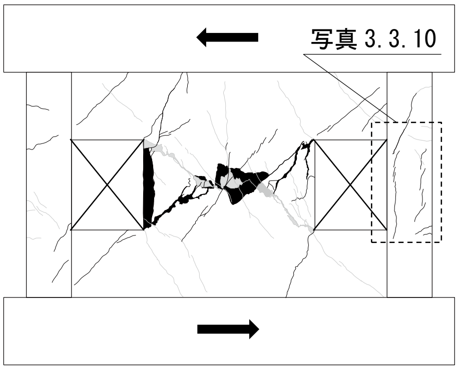
図 3.3.1　ひび割れ状況図（➡:実験終了時の加力方向)(続き)

(h)F21-SWC-0.5[21]　(-1/150rad)

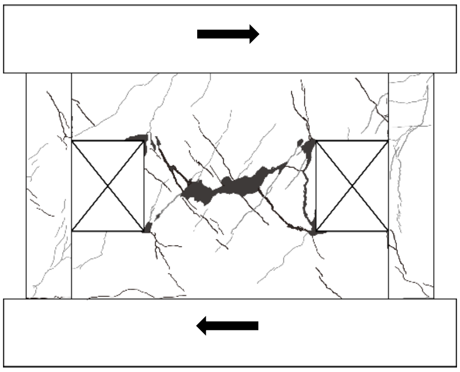


(i)F21-SWC-1.5 (+1/50rad)

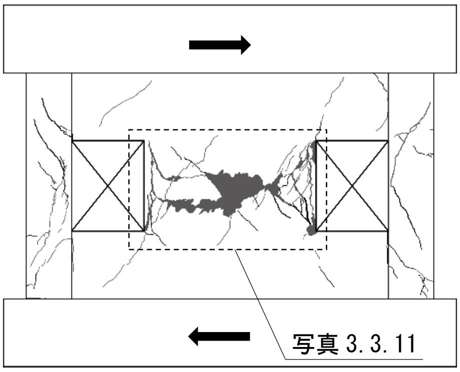
図 3.3.1　ひび割れ状況図（➡:実験終了時の加力方向)(続き)



(j)F7-DWE-0.5[21)]　(-1/125rad)

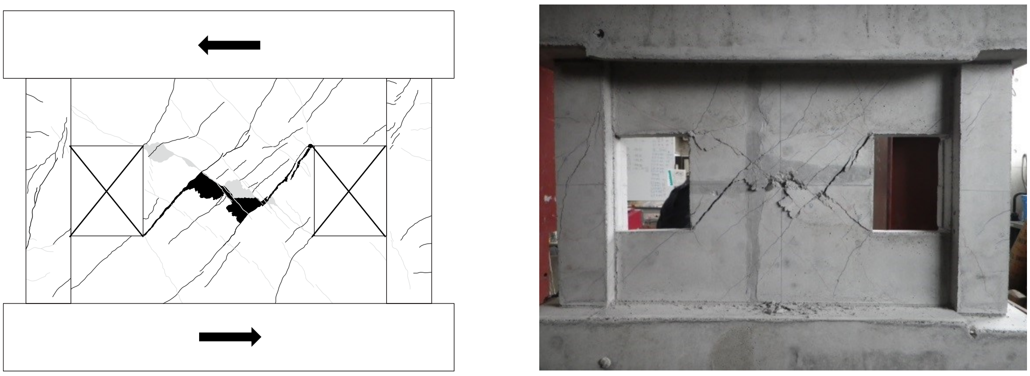


(k)F7-DWE-1.0 (-1/125rad)



(l)F7-DWE-1.5 (-1/125rad)

図 3.3.1　ひび割れ状況図（➡:実験終了時の加力方向)(続き)



(m) F21-DWE-0.5[21)]　(-1/125rad)

(n) F21-DWE-1.5 (-1/125rad)

図 3.3.1　ひび割れ状況図（➡:実験終了時の加力方向）(続き)

写真 3.3.1（壁板の圧壊・剥離）

写真 3.3.2（壁板隅部の圧壊）

写真 3.3.3（壁板の圧壊）

写真 3.3.4（柱脚部の引き抜き）

写真 3.3.5（壁板および側柱と下梁境界部のスリップ破壊）

写真 3.3.6（複数のせん断ひび割れ）

写真 3.3.7（補強筋に沿った付着ひび割れ）

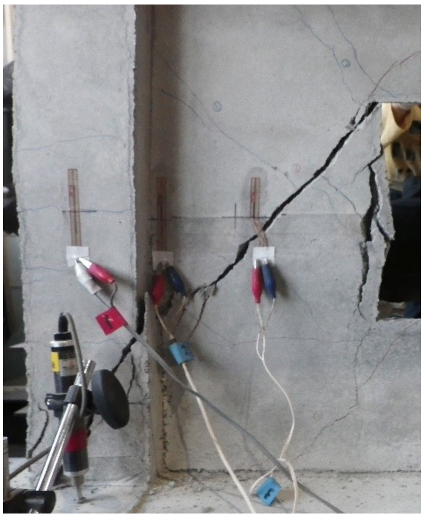


写真 3.3.8(1本の大きなせん断ひび割れ)

写真 3.3.9（開口端部の圧壊・剥離）

写真 3.3.10（柱の主筋に沿った付着ひび割れ）

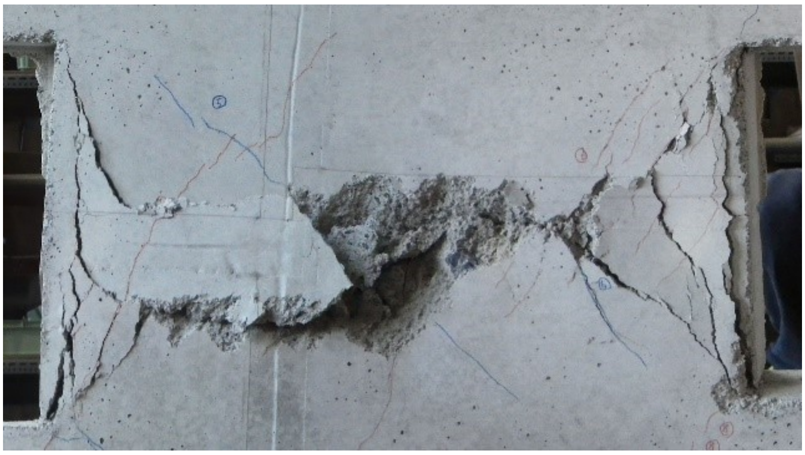


写真 3.3.11（複数のせん断ひび割れ）

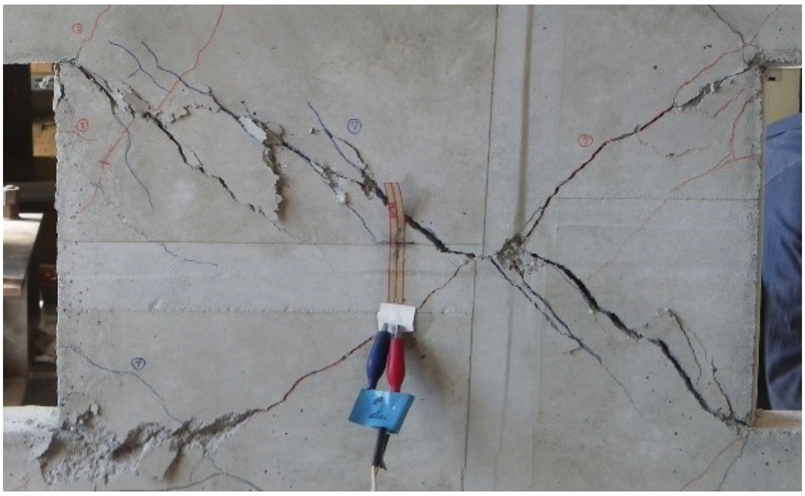


写真 3.3.12（1 本の大きなせん断ひび割れ）

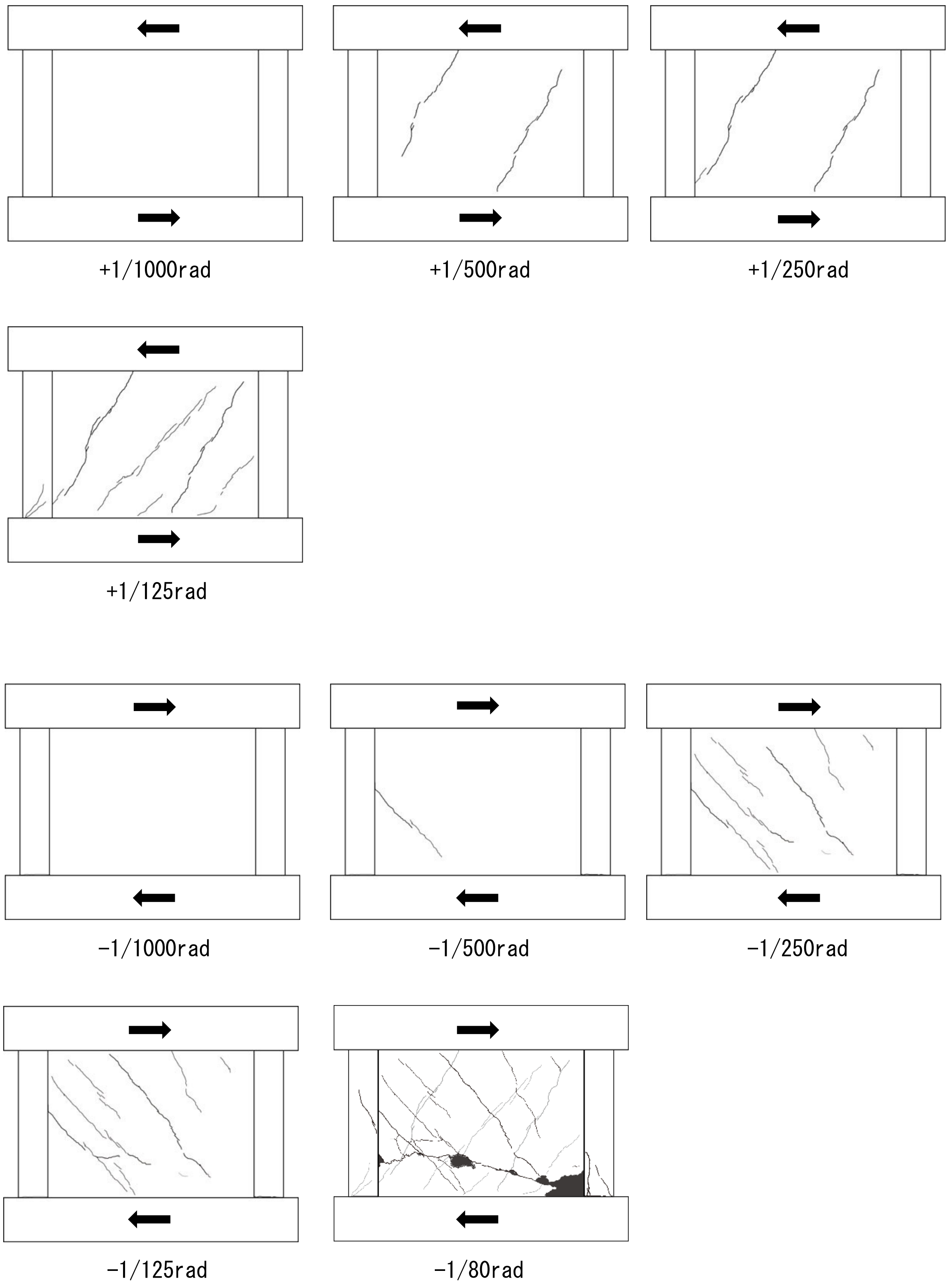


図 3.3.2　各層間変形角のひび割れ状況図 (F7-W-1.5)

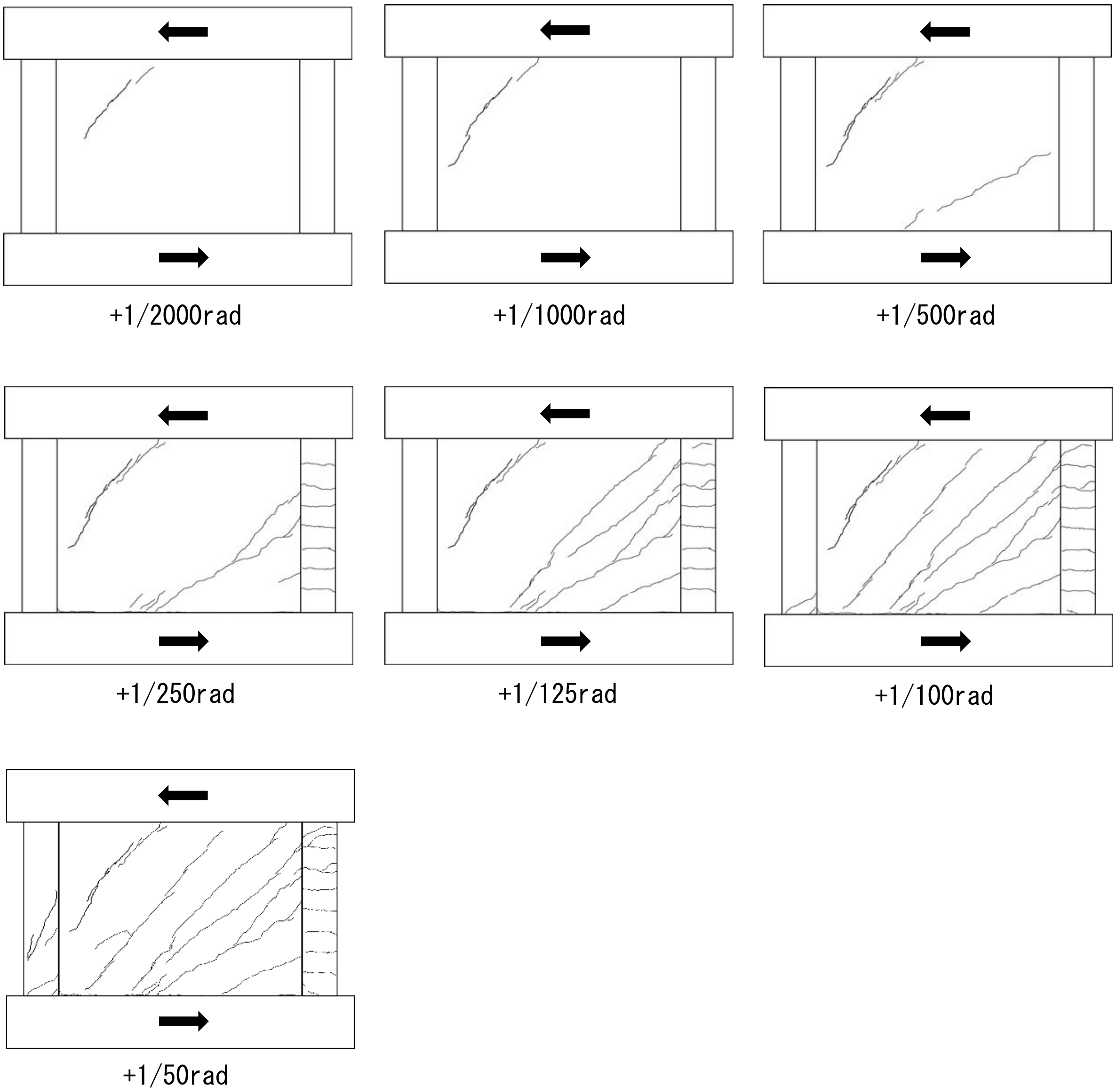


図 3.3.3　各層間変形角のひび割れ状況図 (F21-W-1.5)

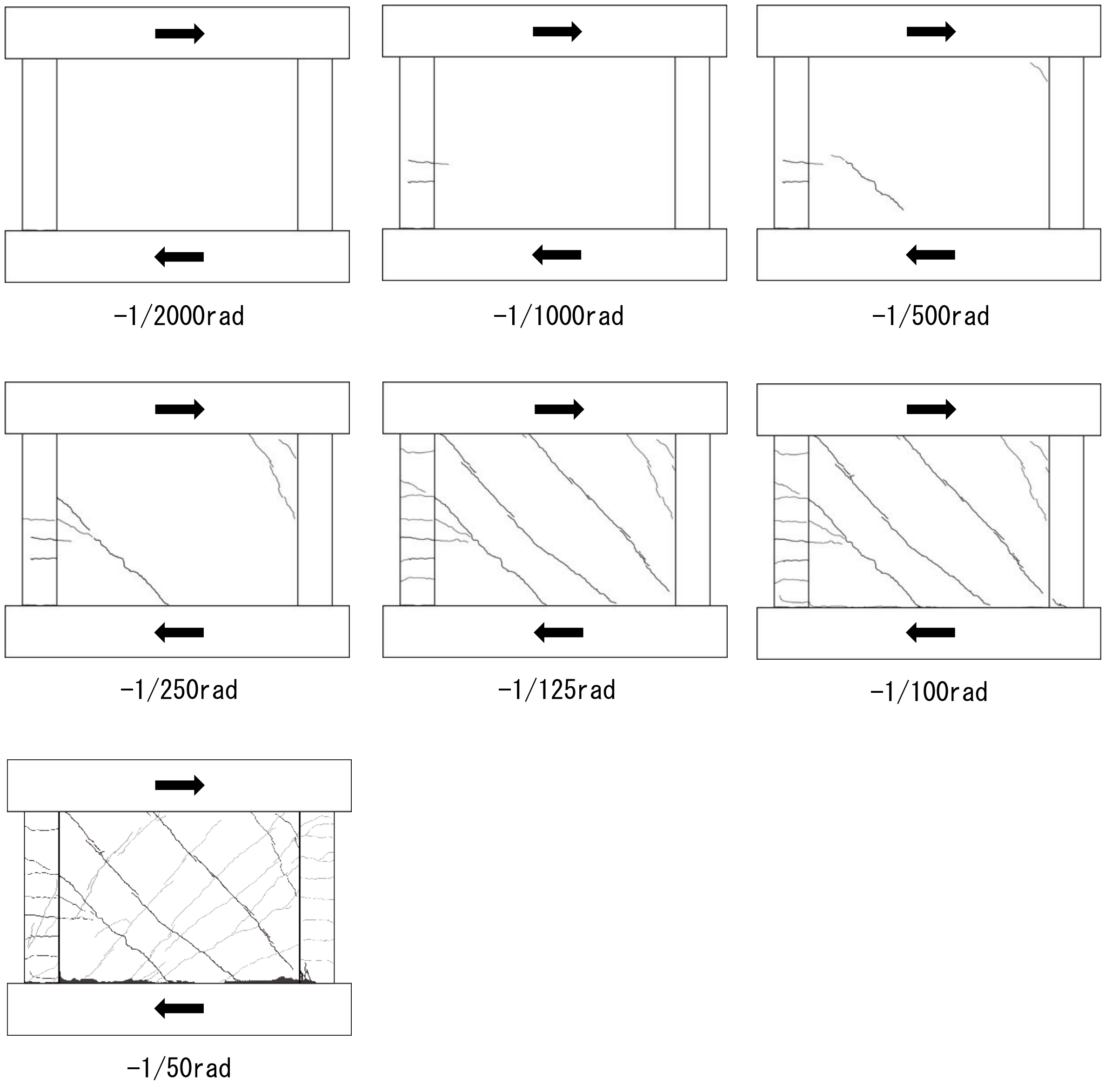


図 3.3.3　各層間変形角のひび割れ状況図 (F21-W-1.5) （続き）

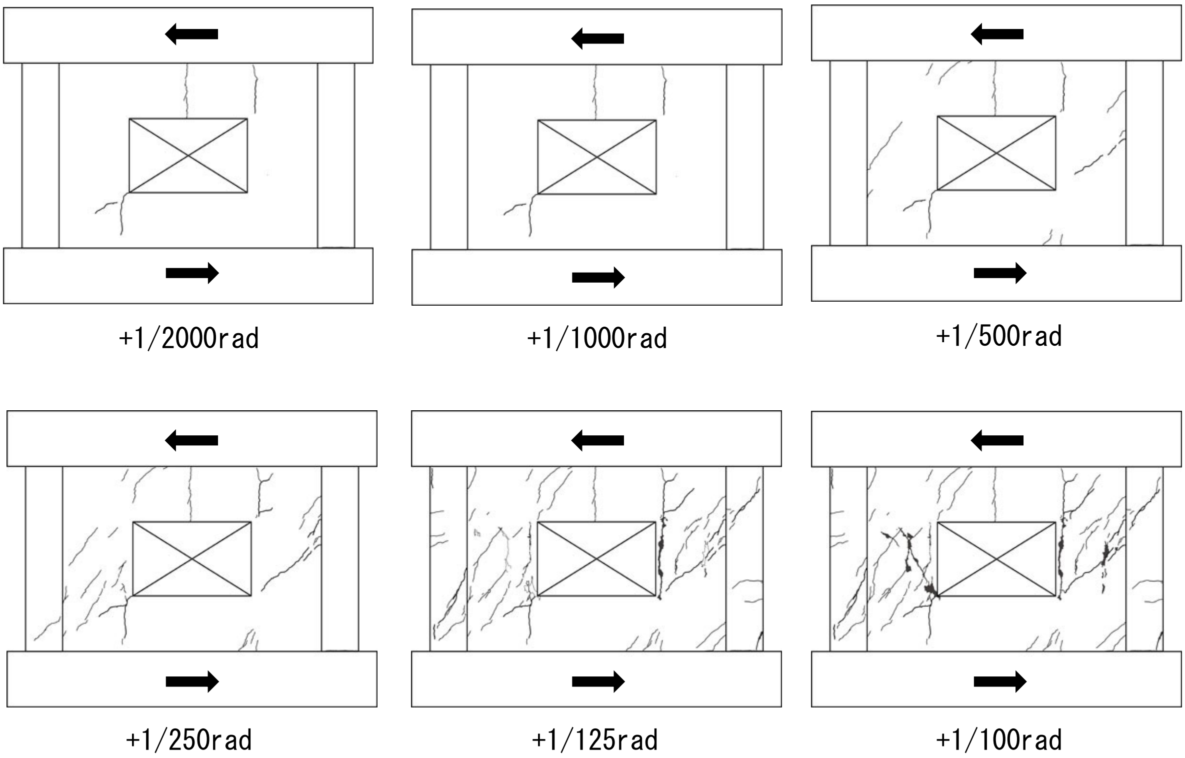


図 3.3.4　各層間変形角のひび割れ状況図 (F7-SWC-1.0)

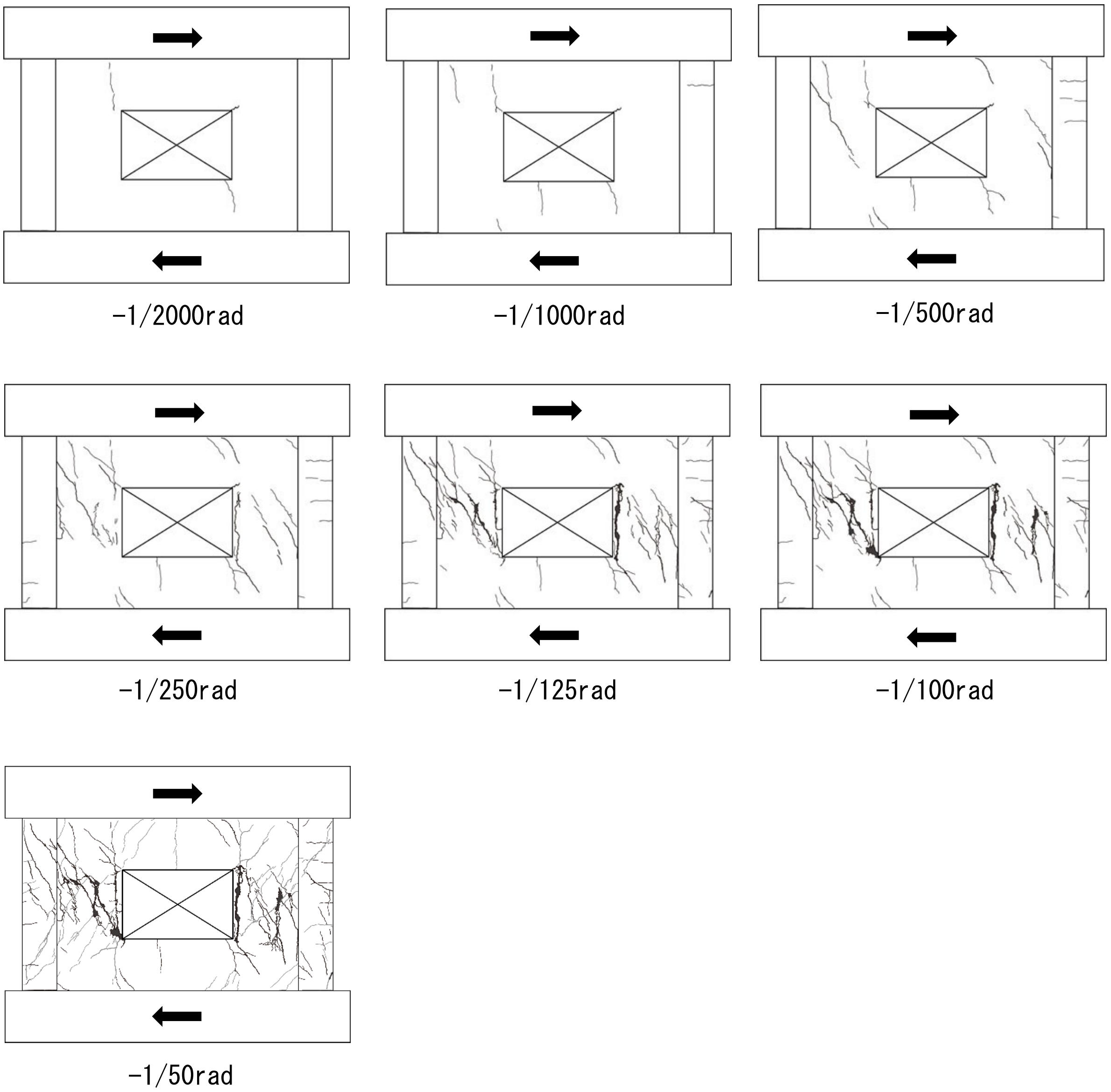


図 3.3.4　各層間変形角のひび割れ状況図（F7-SWC-1.0）（続き）

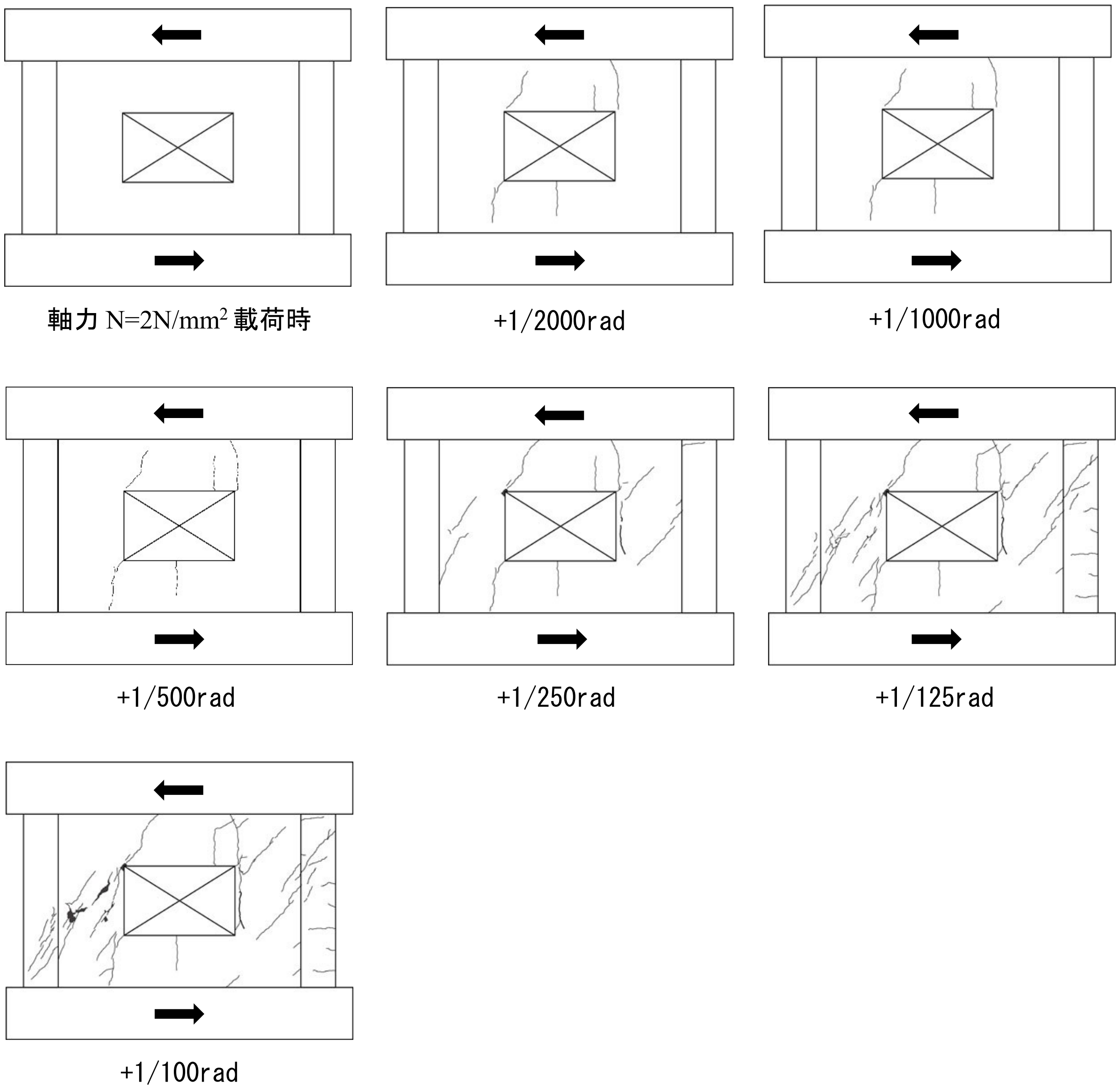
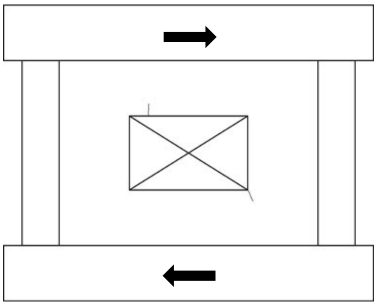
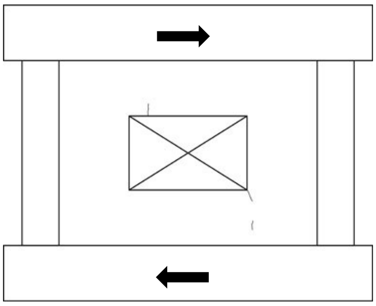


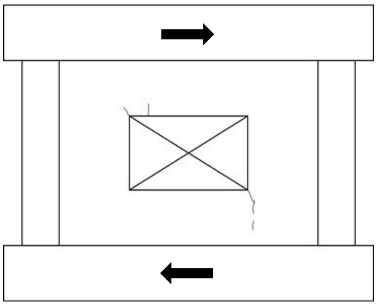
図 3.3.5　各層間変形角のひび割れ状況図 (F7-SWC-1.5)



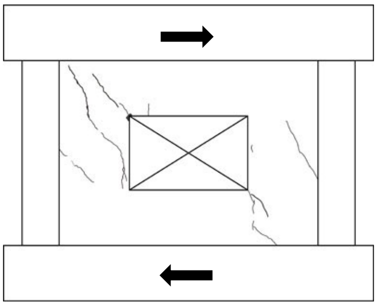
軸力 N=2N/mm^2 載荷時



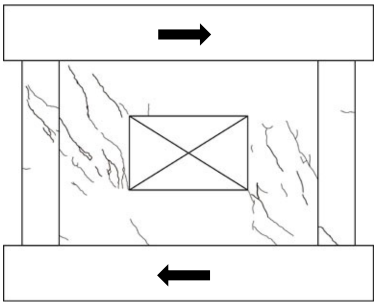
-1/2000rad



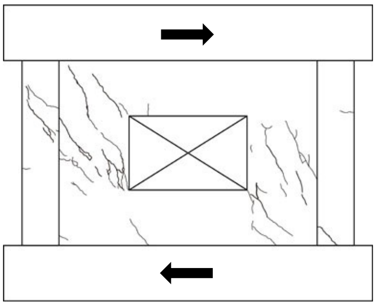
-1/1000rad



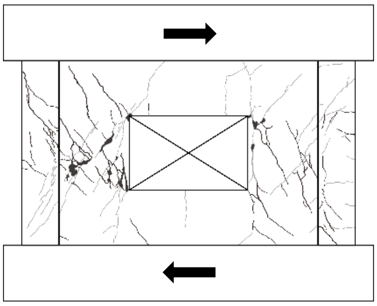
-1/500rad



-1/250rad



-1/125rad



-1/100rad

図 3.3.5　各層間変形角のひび割れ状況図（F7-SWC-1.5）（続き）

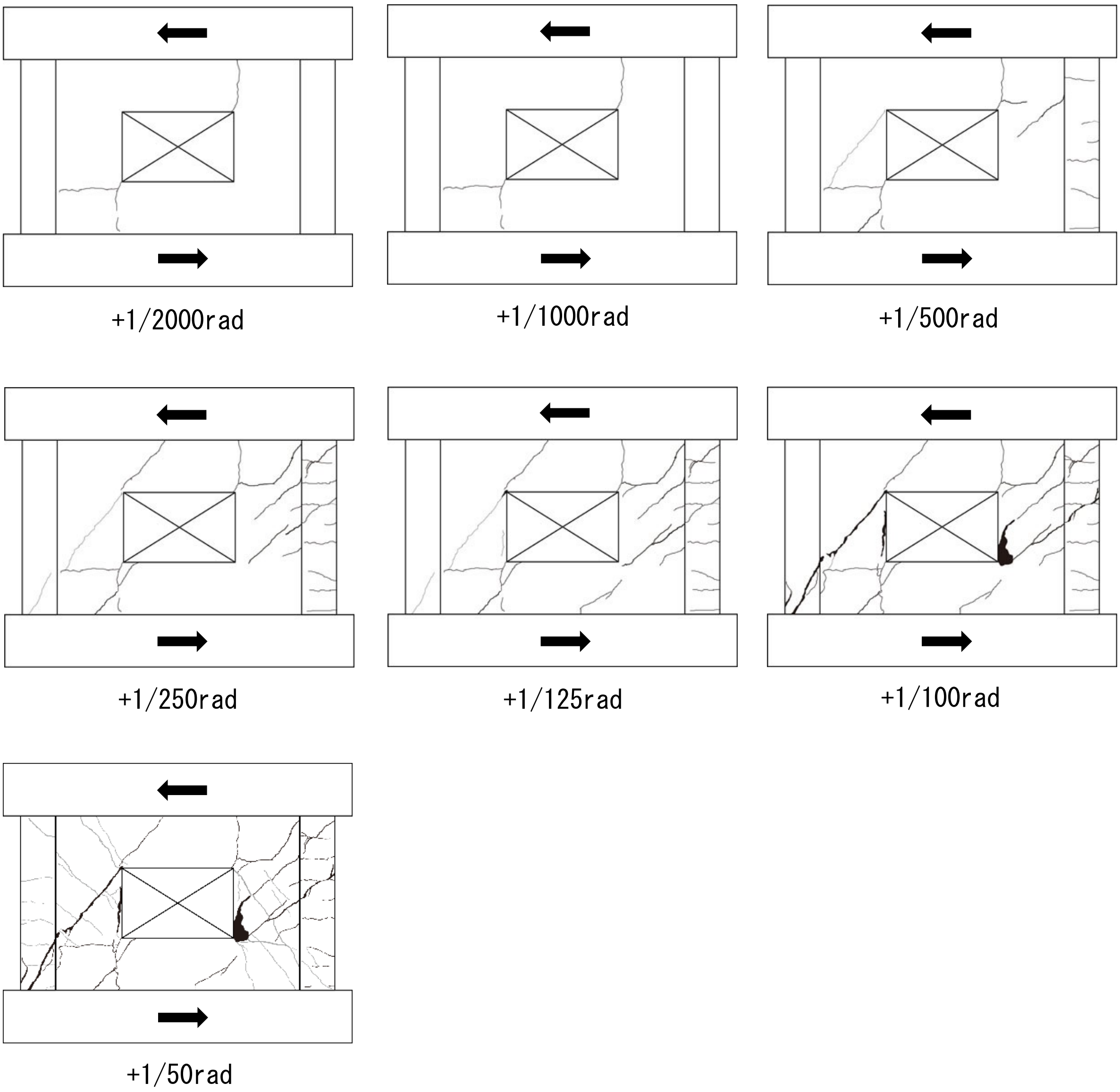


図 3.3.6　各層間変形角のひび割れ状況図　(F21-SWC-1.5)

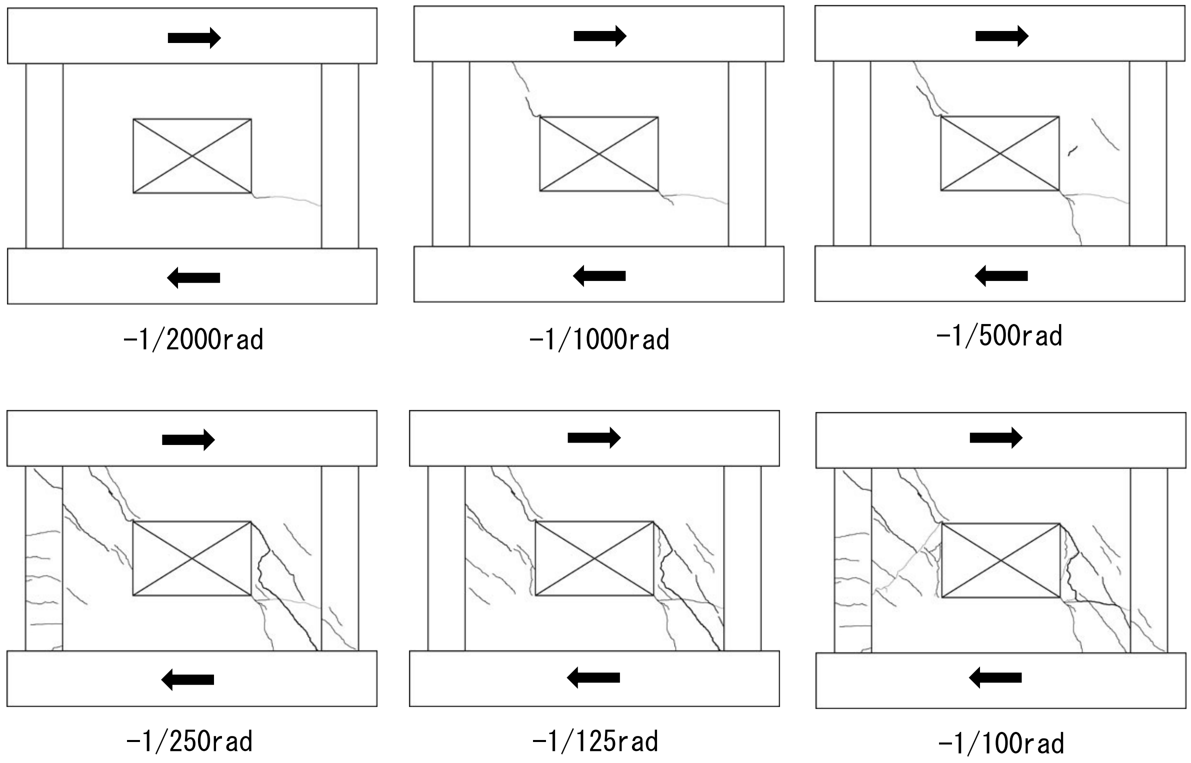


図 3.3.6　各層間変形角のひび割れ状況図 (F21-SWC-1.5) （続き）

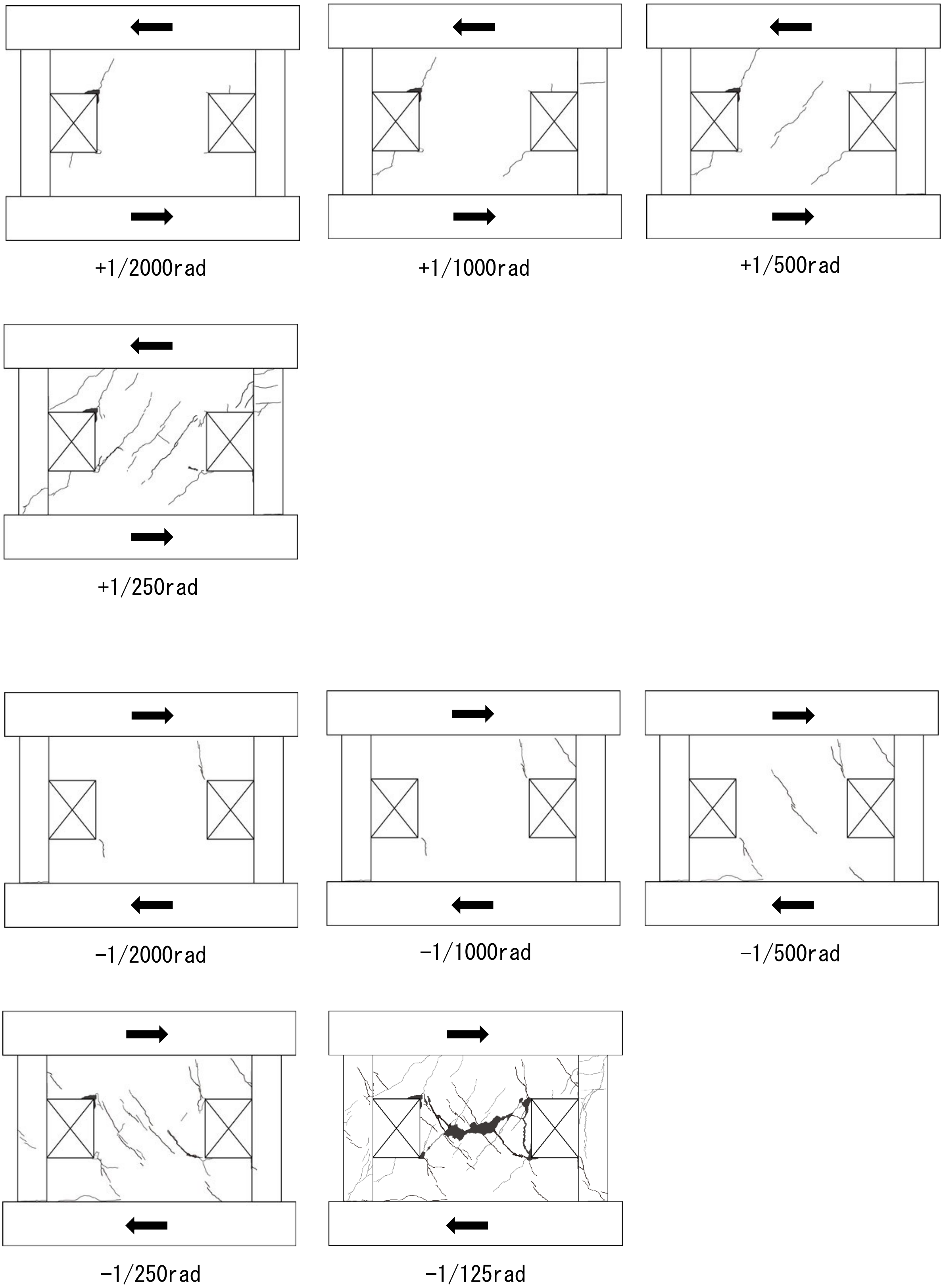


図 3.3.7　各層間変形角のひび割れ状況図 (F7-DWE-1.0)

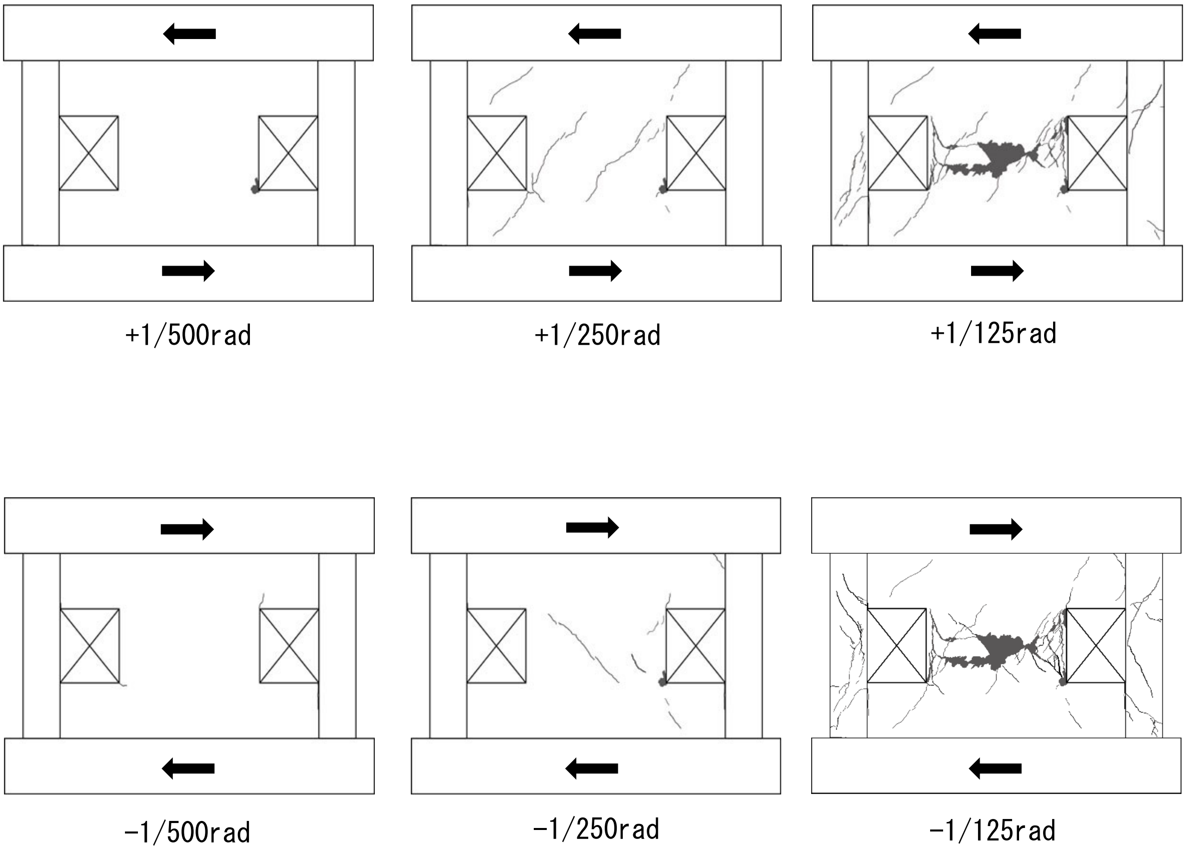


図 3.3.8　各層間変形角のひび割れ状況図 (F7-DWE-1.5)

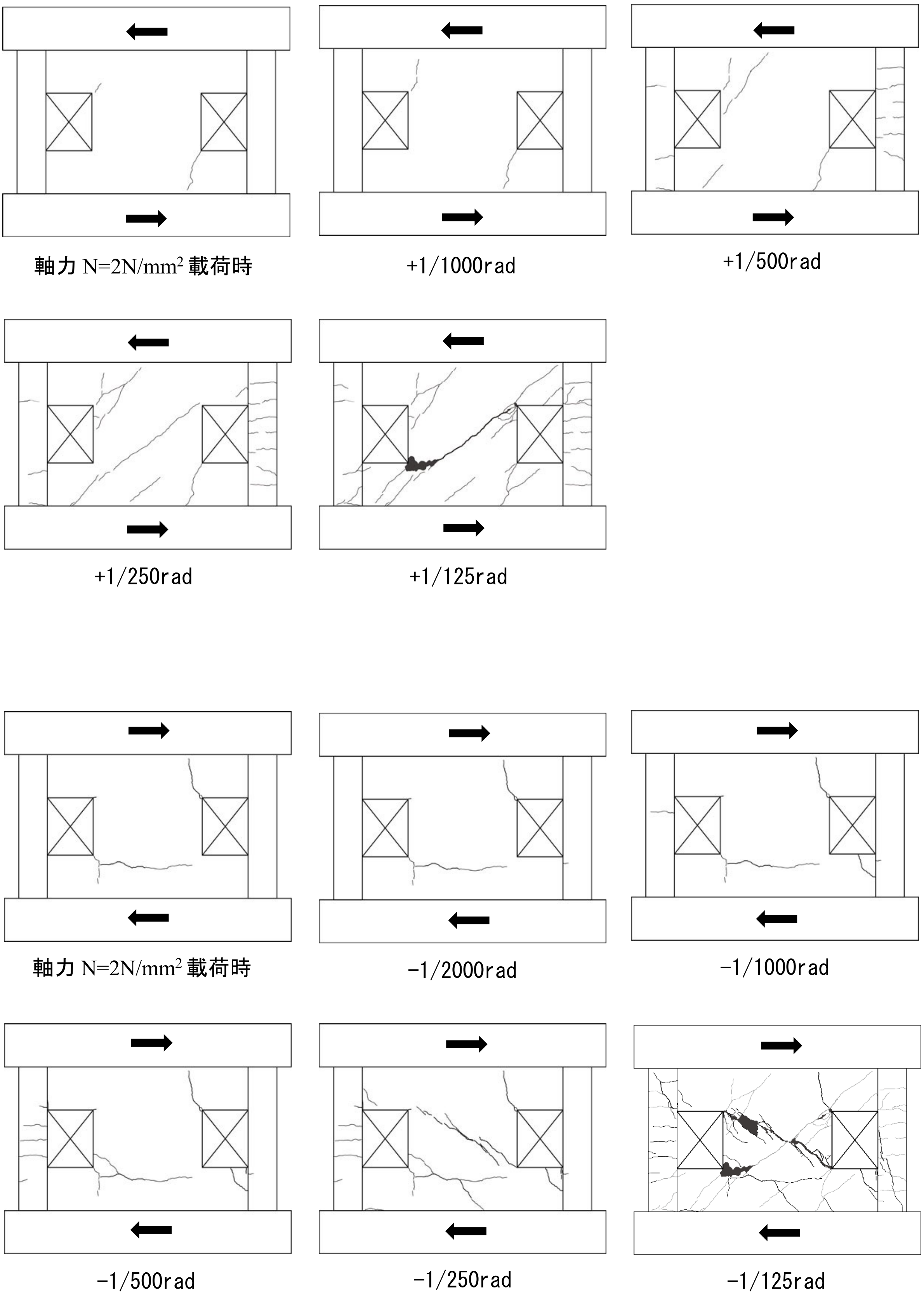


図 3.3.9　各層間変形角のひび割れ状況図 (F21-DWE-1.5)

3.3.3　水平荷重-層間変形角関係および破壊過程

（1）全体

図 3.3.10～12 に，反曲点高さ比の異なる無開口耐震壁（W）および中央有開口耐震壁（SWC），柱ぎわ有開口耐震壁（DWE）試験体の水平荷重－層間変形角関係の包絡線を示す。なお，包絡線は，各試験体における載荷履歴曲線の第 1，3 象限のうち大きい方を示している。また，図中の点線（…）は $h/h_0 = 0.5$ の試験体，鎖線（— - —）は $h/h_0 = 1.0$ の試験体，実線（—）は $h/h_0 = 1.5$ の試験体を表す。

1）無開口耐震壁試験体（W）

無開口耐震壁試験体（W）については，図 3.3.10 に示すように，$h/h_0 = 0.5$ の低強度試験体（F7-W-0.5）は，R=1/290（3.5×10^{-3}）rad 付近で最大耐力 86.9kN に達した後，壁板高さ中央部のコンクリートの圧壊・剥離により，急激に耐力低下し，軸力支持能力を失った。また，$h/h_0 = 1.5$ の低強度試験体（F7-W-1.5）は，R=1/280（3.6×10^{-3}）rad 付近で最大耐力 61.2kN に達した後，壁板隅部や水平方向の複数個所で圧壊・剥離し，軸力支持能力を失った。

$h/h_0 = 0.5$ の普通強度試験体（F21-W-0.5）は，R=1/60（16.7×10^{-3}）rad 付近で最大耐力 187.4kN 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。また，$h/h_0 = 1.5$ の普通強度試験体（F21-W-1.5）は，R=1/120 (8.3×10^{-3}) rad 付近で最大耐力 137.1kN に達した後，壁板のせん断破壊，下梁との界面でのスリップ破壊により，軸力支持能力を失った。

2）中央有開口耐震壁試験体（SWC）

中央有開口試験体（SWC）については，図 3.3.11 に示すように，$h/h_0 = 0.5$ の低強度試験体（F7-SWC-0.5）は，R=1/250 (4.0×10^{-3}) rad 付近で最大耐力 71.0kN に達した後，開口横の壁板の複数のせん断ひび割れにより，壁板全体で圧壊に至り，軸力支持能力を失った。また，$h/h_0 =$ 1.0, 1.5 の低強度試験体（F7-SWC-1.0, F7-SWC-1.5）は，R=1/280 (3.6×10^{-3}) rad, R=1/160 (6.3×10^{-3}) rad 付近で最大耐力 64.9 kN,61.2kN に達した後，$h/h_0 = 0.5$ の試験体と同様に，壁板全体で圧壊に至り，軸力支持能力を失った。

$h/h_0 = 0.5$ の普通強度試験体（F21-SWC-0.5）は，R=1/150（6.7×10^{-3}）rad 付近で最大耐力 133.5kN に達し，その後，開口横の壁板の 1 本の大きなせん断ひび割れが進展・拡大し，破壊に至った。また，$h/h_0 = 1.5$ の普通強度試験体（F21-SWC-1.5）は，R=1/140 (7.1×10^{-3}) rad 付近で最大耐力 109.0kN に達した後，$h/h_0 = 0.5$ の試験体と同様に，壁板の 1 本の大きなせん断ひび割れが進展・拡大し，軸力支持能力を失った。

3）柱ぎわ有開口耐震壁試験体（DWE）

柱ぎわ有開口試験体（DWE）については，図 3.3.12 に示すように，$h/h_0 = 0.5$ の低強度試験体（F7-DWE-0.5）は，R=1/300 (3.3×10^{-3}) rad 付近で最大耐力 61.2kN に達し，開口横の壁中央で圧壊破壊し，軸力支持能力を失った。また，$h/h_0 = 1.0$，1.5 の低強度試験体（F7-DWE-1.0, F7-DWE-1.5）は，R=1/270（3.7×10^{-3}）rad，R=1/210（4.8×10^{-3}）rad 付近で最大耐力 64.9 kN,50.2kN に達した後，$h/h_0 = 0.5$ の試験体と同様に，壁中央で圧壊破壊し，軸力支持能力を失った。

$h/h_0 = 0.5$ の普通強度試験体（F21-DWE-0.5）は，R=1/190（5.3×10^{-3}）rad 付近で最大耐力

112.7kN に達し，その後，開口横の壁板中央部の 1 本の大きなせん断ひび割れが進展・拡大し，破壊に至った。また，$h/h_0 = 1.5$ の普通強度試験体（F21-DWE-1.5）は，R=1/160 (6.3×10^{-3}) rad 付近で最大耐力 107.8kN に達した後，$h/h_0 = 0.5$ の試験体と同様に，壁板の 1 本の大きなせん断ひび割れが進展・拡大し，軸力支持能力を失った。

（2）強度レベルの影響

低強度の有開口試験体(■▲)は，普通強度の有開口試験体(□△)と比較して，最大耐力が小さいが，最大耐力後の耐力低下が若干緩やかであり，靭性的な挙動を示した。この一因として，先述のように，低強度試験体は複数のせん断ひび割れにより破壊に至っていることから，1 本のひび割れ発生後に開放･周囲に伝達されるエネルギーが，普通強度試験体と比較して，小さいため，その影響を反映したものが考えられる。また，低強度試験体（□△）の最大耐力時の層間変形角が 1/290rad～1/160rad であるのに対し，普通強度試験体（■▲）の最大耐力時の層間変形角は，1/190rad～1/140rad と，低強度試験体（□△）の方が最大耐力時の層間変形角が小さい傾向が見られた。

（3）開口の有無の影響

無開口耐震壁試験体（W）と有開口耐震壁試験体（SWC，DWE）を比較すると，低強度試験体の無開口試験体（○）の最大耐力時の層間変形角が 1/290，1/280rad であるのに対し，有開口試験体（□△）については，1/280rad～1/160rad であり，最大耐力時の層間変形角に開口の影響はあまりみられなかった。

一方，普通強度試験体の無開口試験体（●）の最大耐力時の層間変形角が 1/60，1/120rad であるのに対し，有開口試験体（■▲）については，1/190rad～1/140rad であり，無開口試験体（●）の方が，最大耐力時の層間変形角は大きくなった。これは開口の有無による影響が考えられる。

（4）反曲点高さ比の影響

普通強度および低強度の有開口試験体(□■，△▲)について，最大荷重時の層間変形角における反曲点高さ比の影響はあまり明確には見られなかった。

$h/h_0 = 1.5$ の試験体（**実線—**）の最大耐力は，有開口(□■，△▲)，無開口(○●)ともに $h/h_0 = 0.5$ の試験体（**点線**·····）のものを下回る結果となり，$h/h_0 = 1.0$ の試験体（**破線**— - —）を含め，概ね，反曲点高さ比が大きいほど，最大耐力が小さくなる傾向が見られた。この傾向は既往のせん断耐力算定式（**表** 3.3.1 **式**(2)，**表** 3.3.2(3)）とも対応することから，反曲点高さ比〔せん断スパン比 M/（Q・L)〕による影響と考えられる。

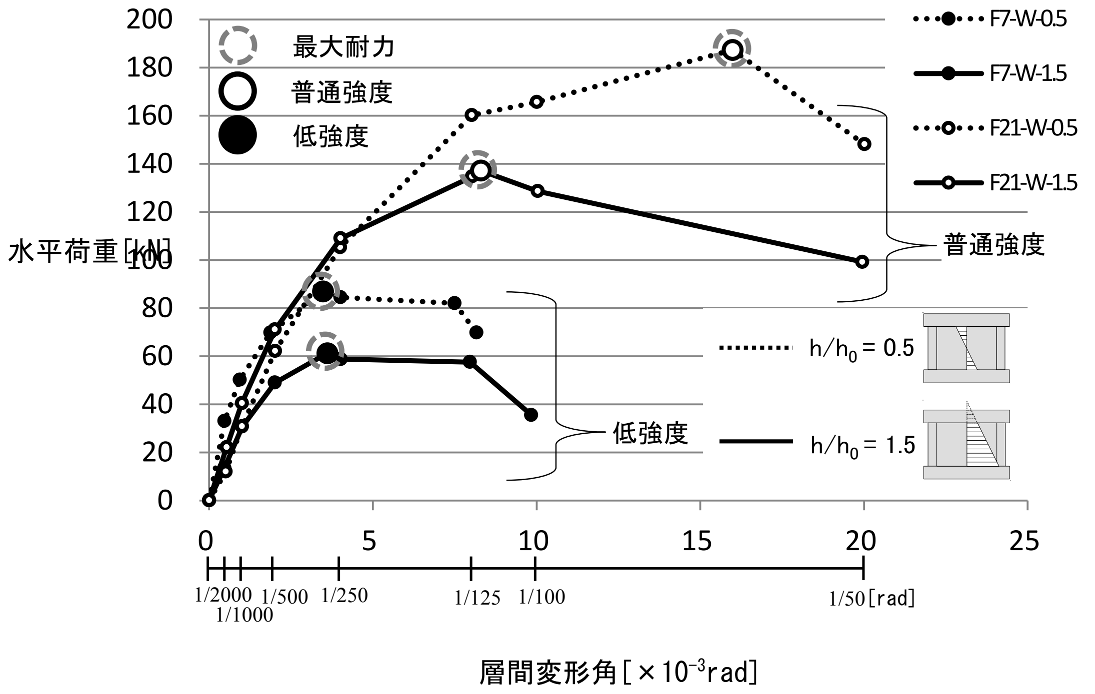


図 3.3.10　水平荷重-層間変形角包絡線(無開口試験体(W))

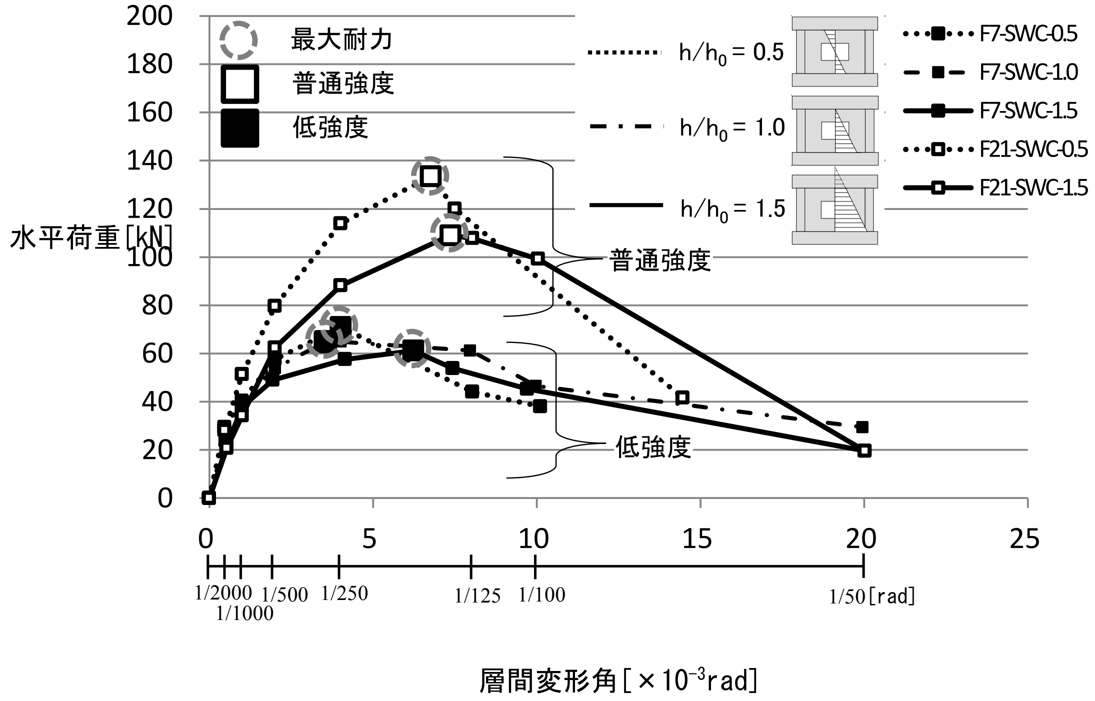


図 3.3.11　水平荷重-層間変形角包絡線(中央有開口試験体(SWC))

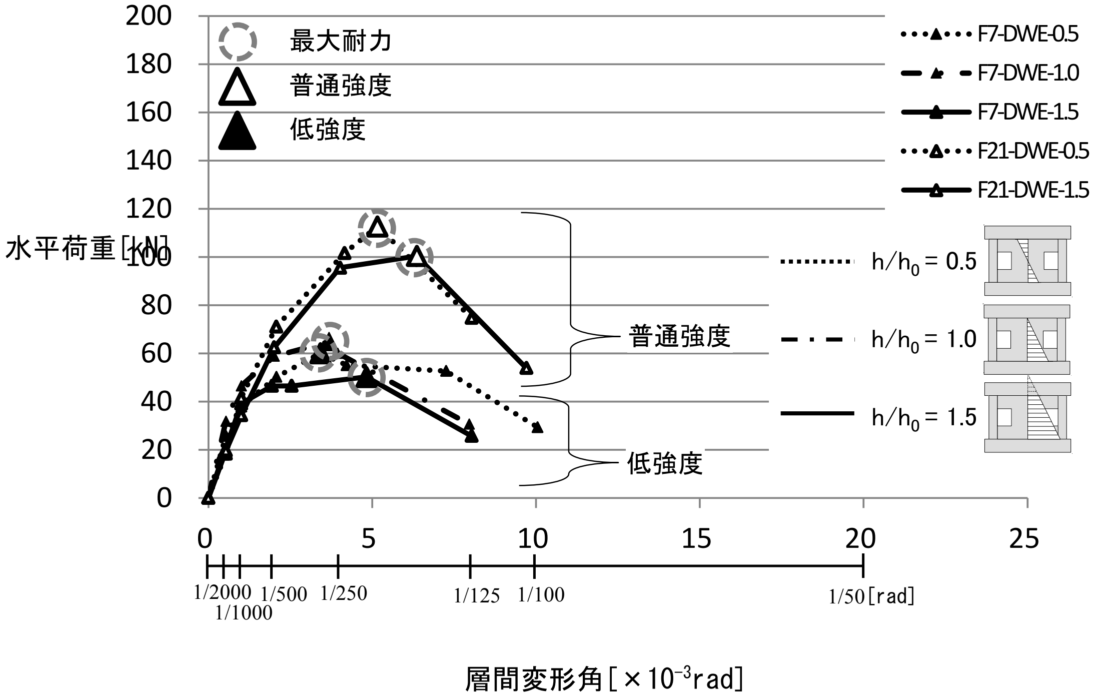


図 3.3.12　水平荷重-層間変形角包絡線(柱ぎわ有開口試験体(DWE))

3.3.4　耐力評価

（1）せん断余裕度

表 3.3.2 に，実験による最大水平耐力の結果および耐震診断基準の曲げ終局強度式 [1]によるせん断余裕度の一覧を，**図 3.3.13** に，各試験体のせん断余裕度と反曲点高さ比の関係を示す。

いずれの試験体においても，せん断破壊したが(3.3.2 参照)，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。ただし，曲げ耐力の算定にあたっては，耐震診断基準で使用されている曲げ終局式（**式**（1））[1]を，せん断耐力の算定にあたっては，既報の報告 [19), 21]で適切に評価された修正荒川 mean 式（**式**（2））[1]を用いた。

本研究における各試験体のせん断余裕度は，低強度試験体で 0.2～0.7，普通強度試験体で 0.3～0.9 となり，破壊モードはせん断余裕度による判定と一致した。また，**図 3.3.1** によれば，無開口（W），有開口（SWC，DWE）ともに，普通強度試験体の方が，反曲点高さ比が大きくなるほど曲げ破壊が先行する傾向にあり，既報 [17] の傾向と一致しているが，さらにデータを蓄積して検討する必要がある。

表 3.3.2　修正荒川 mean 式[1)]と曲げ終局強度式[1)]によるせん断余裕度の一覧

	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	せん断耐力 修正荒川mean式[1)] Q_{su2}	曲げ耐力 曲げ終局強度式[1)] Q_{mu}	せん断余裕度 Q_{su2}[1)] / Q_{mu}[1)]
低強度	F7-W-0.5	6.3	98.6	371.2	0.3
	F7-W-1.5	4.8	95.6	143.6	0.7
	F7-SWC-0.5[21)]	8.1	62.6	334.6	0.2
	F7-SWC-1.0	6.9	59.9	199.0	0.3
	F7-SWC-1.5	6.6	59.5	132.7	0.4
	F7-DWE-0.5[21)]	5.9	59.9	334.6	0.2
	F7-DWE-1.0	5.7	58.4	199.0	0.3
	F7-DWE-1.5	8.4	61.7	132.7	0.5
普通強度	F21-W-0.5[19)]	26.3	139.7	376.8	0.4
	F21-W-1.5	22.7	131.7	143.6	0.9
	F21-SWC-0.5[21)]	31.0	90.3	334.6	0.3
	F21-SWC-1.5	29.9	87.8	132.7	0.7
	F21-DWE-0.5[21)]	25.9	84.1	334.6	0.3
	F21-DWE-1.5	22.5	78.8	132.7	0.6

*曲げ終局強度式

$$Q_{mu} = M_u / h$$

$$M_u = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot L_W + 0.5\sum\left(a_{wy} \cdot \sigma_{wy}\right) \cdot L_W + 0.5N \cdot L_W \qquad (1)$$

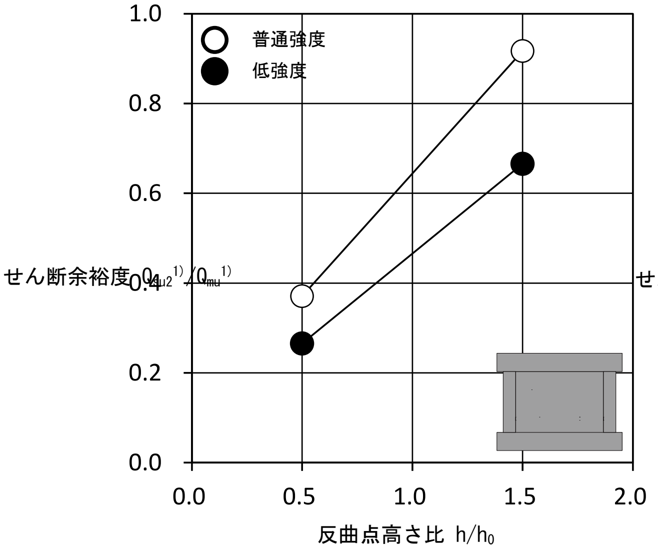
*修正荒川 mean 式[1)]

$$Q_{su2} = \left\{ \frac{0.068 {p_{te}}^{0.23}(18 + Fc)}{\sqrt{M/(Q \cdot L) + 0.12}} + 0.85\sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \qquad (2)$$

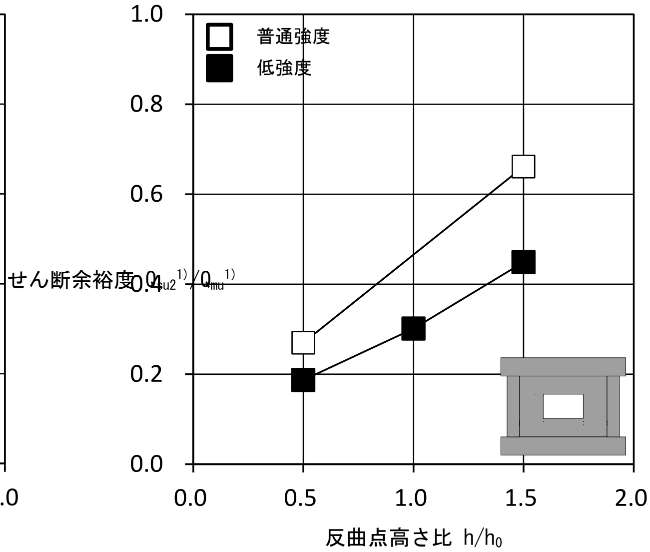
【記号】

a_t :側柱主筋の全断面積　　σ_{sy} :側柱主筋の降伏強度
L_w :両側柱の中心間距離　　a_{wy} :壁縦筋の全断面積
N :当該壁に取り付く柱の全軸力　　h :反曲点高さ

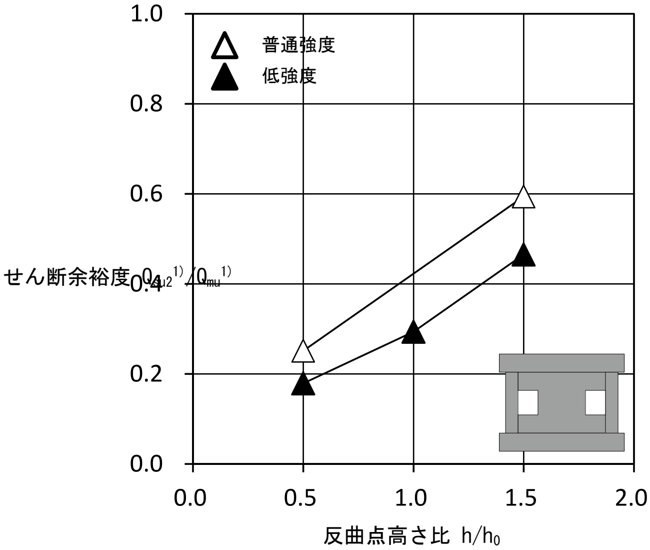
P_{te} :等価引張鉄筋比　　F_c :コンクリート圧縮強度
L :壁の全長　　M/(Q・L) :せん断スパン比
Pse :等価横筋比　　σ_{wy} :横筋の降伏強度
σ_{0e} :柱軸方向応力度　　b_e :等価壁厚
j_e :応力中心間距離



(a) 無開口耐震壁（W）



(b) 中央有開口耐震壁（SWC）



(c) 柱ぎわ有開口耐震壁（DWE）

図 3.3.13　せん断余裕度-反曲点高さ比関係

（2）せん断耐力

せん断耐力の算定にあたっては，耐震診断において使用されている大野・荒川 min 式（**表 3.3.3 式**（3））[1]，その平均値を示す修正荒川 mean 式（**表 3.3.2 式**（2））[1]，低強度試験体には，これらに加えて低強度コンクリートに対して提案されている（コンクリート強度に応じた低減係数を乗じる）山本提案式（**表 3.3.3 式**（4））[12]を用いた。ただし，耐震診断基準ではせん断スパン比（M/Q・L）の下限値として 1.0 が示されている。本研究における各試験体のせん断スパン比は 0.3～0.8 となるため，1.0 とみなして算定を行った。

開口耐震壁試験体の耐力を計算する際，耐震診断基準 [1]では，無開口耐震壁のせん断強度に開

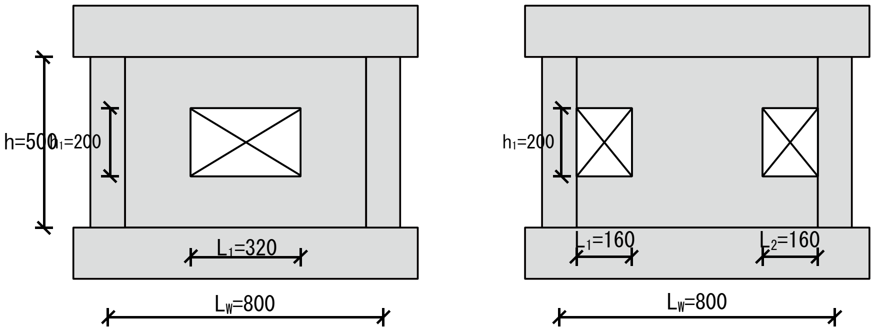
口による低減率 γ_1（式(3.3.1)）を乗じて算定する。また，既往の研究[32]では，開口の低減率は，45 度方向の圧力場の面積に比例するとしている。他には，靭性保証型耐震設計指針[4]では，開口耐震壁を袖壁に分解して計算する方法が用いられている。このように，開口耐震壁試験体の水平耐力の算定方法は様々あり，耐震診断基準による低減率は，開口の位置および数にかかわらず，同様の式で用いられる。しかし，既往の研究[32]では，開口の位置および数により，水平耐力が異なることが示されている。そこで，本実験では，1）耐震診断基準による低減率を乗じて算定する方法，2）45 度方向の圧力場の面積による低減率を乗じて算定する方法，および 3）開口耐震壁を袖壁，柱のみ，および柱なし壁に分解して計算する方法の 3 種類を用いて，開口耐震壁試験体の水平耐力を推定した。

1）耐震診断基準による低減率 γ_1

図 3.3.14 に，耐震診断基準による低減率 γ_1 の概要を，式（3.3.1）に低減率の算定式を示す。

$$\gamma_1 = 1 - \eta$$

$$\eta = \max\left\{\sqrt{\frac{\Sigma h_i \cdot L_i}{h \cdot L_w}},\ \frac{\Sigma L_i}{L_w},\ \frac{\Sigma h_i}{h}\right\} \qquad \text{式（3.3.1）}$$



(a)中央有開口耐震壁（SWC）　η_{swc}=0.4　低減率 γ_{1swc}=0.6

(b)柱ぎわ有開口耐震壁（DWE）　η_{dwe}=0.4　低減率 γ_{1dwe}=0.6

図 3.3.14　耐震診断基準[1]による低減率の概要および算定式

図 3.3.14 によれば，いずれの開口試験体の開口低減率も，0.6 であった。ただし，耐震診断基準[1]では，h の長さを梁芯としているが，今回の試験体は，土台と梁を剛と仮定したため，h の長さを柱の高さ（500mm）とした。

表 3.3.3 に，耐震診断基準による低減率 γ_1[1]を用いて算定を行なったせん断耐力の計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を，図 3.3.15 に，最大耐力の実験値と γ_1[1]を適用した計算値の比較を示す。

普通強度試験体では，全ての試験体は，大野・荒川 min 式[1]および修正荒川 mean 式[1]で安全

側に評価され，修正荒川 mean 式[1)]を用いることで，比較的適切に評価された。（図 3.3.15 中の○○△△□□）。

低強度試験体では，無開口試験体（W）は，修正荒川 mean 式[1)]に山本提案式の低減率[12)]を適用することで，実験値／計算値が 1.48，1.25 となり，比較的適切に評価された（図 3.3.15 中の●●）。中央有開口試験体（SWC）については，実験値／計算値が 1.63~1.71 となり，無開口と比較すると，せん断耐力をより過小評価する結果となった（図 3.3.15 中の■■■）。柱ぎわ有開口試験体（DWE）についても，概ね同様の傾向であったが（図 3.3.15 中の▲▲），h/h_0 = 1.5 の試験体（F7-DWE-1.5）は実験値／計算値が 1.14 となり，無開口（W）よりも推定値に対する余裕度が小さくなった（図 3.3.15 中の▲）。

山本提案式の低減率[12)]は，せん断耐力算定式全体に乗じることで，せん断耐力を低減し，安全側に評価することができたが，実際には，コンクリート強度の影響度が，コンクリート強度に応じた第一項や，鉄筋に応じた第二項でそれぞれ異なることが考えられ，今後，破壊機構を考慮し，検討する必要がある。

いずれの有開口試験体（SWC，DWE）も，開口低減率が同一であるにもかかわらず，水平耐力は，異なる結果となった。これは，既往の開口耐震壁試験体[31)]の結果と一致した。

表 3.3.3　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（耐震診断基準による低減率 [1)]）

	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式[12)]による低減率 kr	開口低減率 γ_1 耐震診断基準[1)]	せん断耐力 大野荒川min式[1)] 計算値 [kN]	大野荒川min式[1)] 実験値/計算値	修正荒川mean式[1)] 計算値 [kN]	修正荒川mean式[1)] 実験値/計算値	大野荒川min式+山本提案式[12)] 計算値 [kN]	大野荒川min式+山本提案式[12)] 実験値/計算値	修正荒川mean式+山本提案式[12)] 計算値 [kN]	修正荒川mean式+山本提案式[12)] 実験値/計算値
低強度	F7-W-0.5	6.3	86.9	0.6	－	85.7	1.01	98.6	0.88	51.2	1.70	58.9	1.48
	F7-W-1.5	4.8	61.2	0.5		83.5	0.73	95.6	0.64	42.8	1.43	49.0	1.25
	F7-SWC-0.5[21)]	8.1	71.0	0.7	0.6	54.2	1.31	62.6	1.13	37.8	1.88	43.7	1.63
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6		52.0	1.25	59.9	1.08	32.9	1.98	37.9	1.71
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6		51.7	1.18	59.5	1.03	31.7	1.93	36.5	1.68
	F7-DWE-0.5[21)]	5.9	61.2	0.6		52.3	1.17	59.9	1.02	30.0	2.04	34.4	1.78
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6		50.9	1.28	58.4	1.11	28.6	2.27	32.8	1.98
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7		53.3	0.94	61.7	0.81	38.1	1.32	44.1	1.14
普通強度	F21-W-0.5[19)]	26.3	187.3	－	－	116.1	1.61	139.7	1.34	－	－	－	－
	F21-W-1.5	22.7	137.1			110.1	1.25	131.7	1.04	－	－	－	－
	F21-SWC-0.5[21)]	31.0	133.5	－	0.6	74.7	1.79	90.3	1.48	－	－	－	－
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0			72.5	1.50	87.8	1.24	－	－	－	－
	F21-DWE-0.5[21)]	25.9	112.7	－		70.1	1.61	84.1	1.34	－	－	－	－
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8			65.9	1.64	78.8	1.37	－	－	－	－

［注］（網掛け）：比較的適切に評価できた計算値

*大野・荒川 min 式 [1)]

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23}(18 + Fc)}{M/(Q \cdot L) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \tag{3}$$

*山本提案式（梁・柱）[12)]

$$Q_{su}' = k_r \cdot Q_{su}$$

$$k_r = 0.244 + 0.056 F_c \qquad (\text{ただし，} k_r \leqq 1.0)^{※} \tag{4}$$

※圧縮強度が約 6N/mm²~12N/mm² の試験体の実験結果に基

【記号】

P_{te} ：等価引張鉄筋比　　F_c ：コンクリート圧縮強度
L ：壁の全長　　M/(Q・L) ：せん断スパン比
Pse ：等価横筋比　　σ_{wy} ：横筋の降伏強度
σ_{0e} ：柱軸方向応力度　　b_e ：等価壁厚
j_e ：応力中心間距離

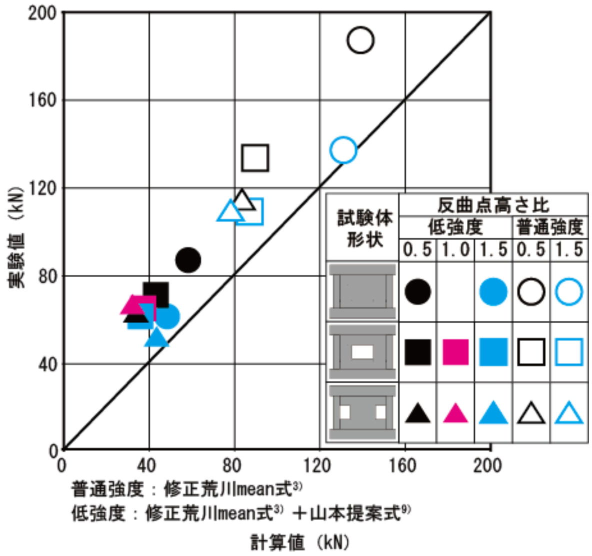


図 3.3.15　最大耐力の実験値と開口低減率 γ_1[1)] を適用した計算値の比較

2）圧力場の面積による低減率 γ_2[32)]

ｉ）傾斜角を 45 度方向とした場合

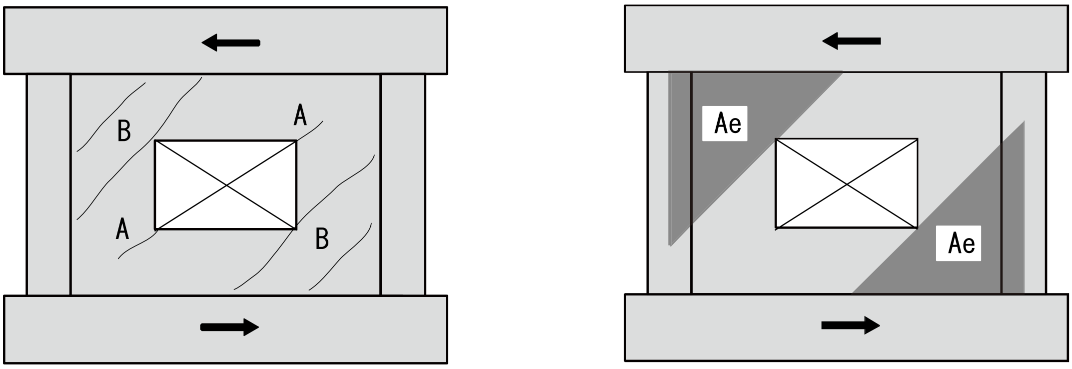
図 3.3.16 に圧力場面積による低減率 γ_2 の概要を，式（3.3.2）に低減率の算定式を，図 3.3.17 に，本実験で用いる試験体の 45 度方向の圧力場面積の領域を示す。

既往の研究[32)]では，図 3.3.16（a）に示すように，初期ひび割れ A が生じても剛域低下は，ほとんどないが，斜めひび割れ B は，耐震壁の剛性への影響が大きくなることはもちろん，その水平耐力にも大きな影響を及ぼすことになり，設計上重要な問題となるひび割れであると述べられている。また，図 3.3.16 (b) に示すように，水平耐力に寄与すると考えられる壁板の面積 Ae は，単数開口の場合，開口の隅部から圧縮応力の作用する方向に 45 度に引かれた線と柱，梁の中心線（本研究では，柱の内法高さ）で囲まれた領域，複数開口の場合，壁を挟むそれぞれの開口の隅角から圧縮応力の作用する方向に 45 度に引かれた線と柱，梁の中心線（本研究では，柱の内法高さ）で囲まれた領域として算定すると述べられている。

$$\gamma_2 = \sqrt{\frac{\Sigma Ae}{hl}} \qquad 式（3.3.2）$$

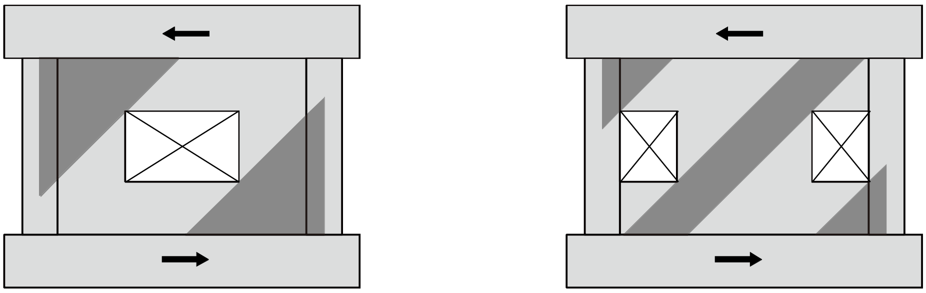
【記号】

ΣA_e :壁板の斜めひび割れ傾斜角を45度とした時の圧力場を形成する壁板の面積和 [mm^2]
h・L :壁板の面積 [mm^2]
h :柱の内法高さ (500mm)
L :柱芯距離 (800mm)



(a) 開口耐震壁の典型的なひび割れ　　(b) 45 度方向の圧力場を形成する壁板の領域

図 3.3.16　圧力場面積[32)]による低減率の概要および算定式



(a) 中央有開口試験体（SWC）　　(b) 柱ぎわ有開口試験体（DWE）

γ_{2swc}=0.62　　γ_{2dwe}=0.57

図 3.3.17　45 度方向の圧力場を形成する壁板の領域（本実験の試験体）

表 3.3.4 に，45 度方向の圧力場を形成する壁板の面積による低減率 γ_2[32]を用いて算定を行なったせん断耐力の計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を示す。

先述の耐震診断基準による低減率 γ_1[1]を用いて算定を行なった場合と同様に，普通強度試験体では，有開口，無開口ともに修正荒川 mean 式[1]を適用した場合に，一方，低強度試験体では，有開口，無開口ともに修正荒川 mean 式[1]に山本提案式[12] を適用した場合に，実験値／計算値が 1.0 を上回り，比較的適切に評価された。

図 3.3.18,19 に，最大耐力の実験値と γ_1[1]，γ_2[32]を適用した計算値の比較を示す。

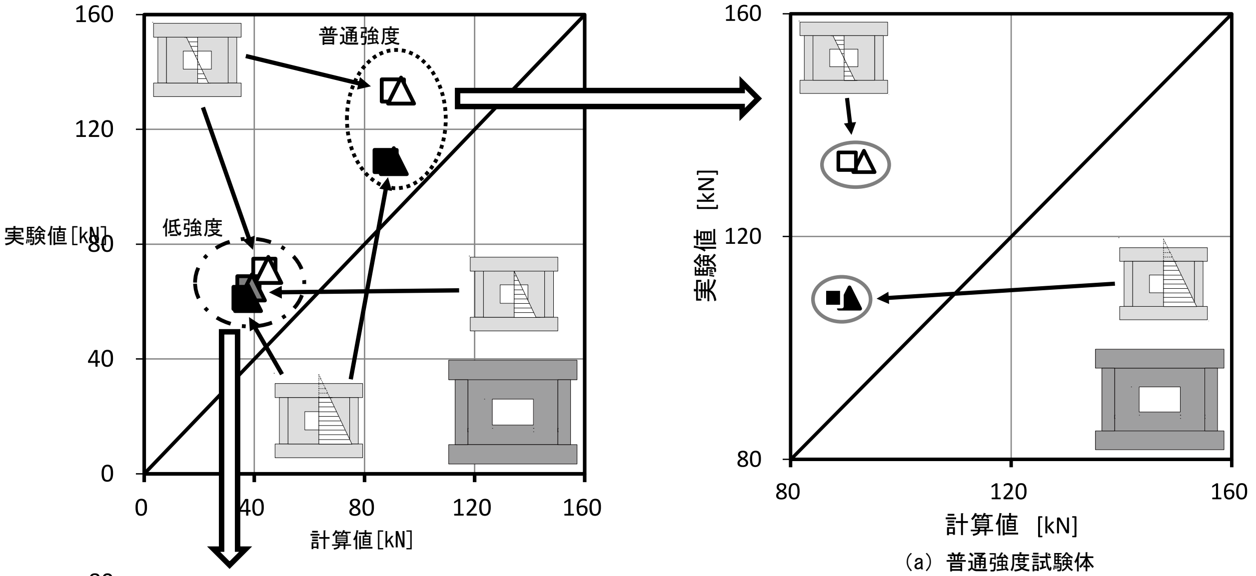
耐震診断基準による低減率[1]（□■）と圧力場による低減率[32]（△▲▲）と比較すると，反曲点高さ比，強度レベルによらず，中央有開口試験体（SWC）では，圧力場による低減率[32]を適用した場合に，多少ではあるが，実験値/計算値が 1.0 に近い値となった（図 3.3.18 中の△▲▲）。しかし，柱ぎわ有開口試験体（DWE）は，圧力場による低減率[32]の方が実験値を過小評価し，中央有開口試験体と異なる傾向となった（図 3.3.19 中の△▲▲）。

これは，既往の開口耐震壁試験体[32]の結果と異なる。この原因は，本研究では，既往の研究[31]と比較して，柱の太さに対して相対的に壁が厚い試験体を使用している点，および梁や土台を剛と仮定したため，梁や土台の圧力場面積を，除外した点にあると考えられ，柱ぎわ有開口試験体（DWE）は，既往の研究[32]で提案している圧力場による低減率では，精度良く評価できなかった。

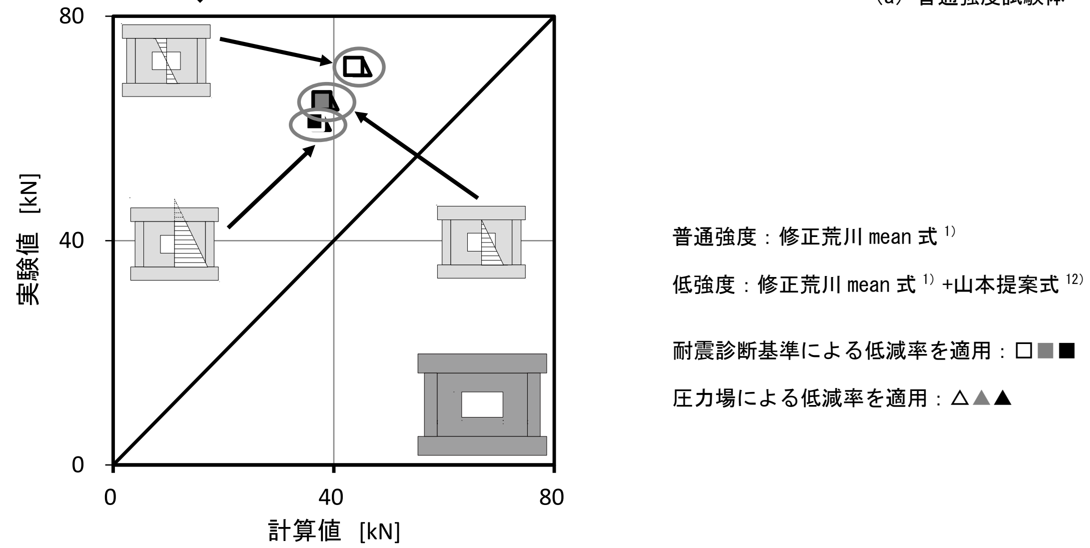
表 3.3.4　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（45 度の圧力場面積による低減率 32)）

	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式12) による低減率 kr	開口低減率 γ₂	せん断耐力							
						大野荒川min式1)		修正荒川mean式1)		大野荒川min式1)+山本提案式12)		修正荒川mean式1)+山本提案式12)	
					圧力場面積32)	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
低強度	F7-W-0.5	6.3	86.9	0.6	–	85.7	1.01	98.6	0.88	51.2	1.70	58.9	1.48
	F7-W-1.5	4.8	61.2	0.5		83.5	0.73	95.6	0.64	42.8	1.43	49.0	1.25
	F7-SWC-0.5 21)	8.1	71.0	0.7	0.62	56.1	1.27	64.7	1.10	39.1	1.82	45.1	1.57
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6		53.7	1.21	61.9	1.05	34.0	1.91	39.2	1.66
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6		53.4	1.15	61.5	1.00	32.8	1.87	37.8	1.62
	F7-DWE-0.5 21)	5.9	61.2	0.6	0.57	49.7	1.23	56.9	1.08	28.5	2.15	32.7	1.87
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6		48.3	1.34	55.5	1.17	27.2	2.39	31.2	2.08
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7		50.6	0.99	58.6	0.86	36.2	1.39	41.9	1.20
普通強度	F21-W-0.5 19)	26.3	187.3	–	–	116.1	1.61	139.7	1.34	–	–	–	–
	F21-W-1.5	22.7	137.1			110.1	1.25	131.7	1.04	–	–	–	–
	F21-SWC-0.5 21)	31.0	133.5	–	0.62	77.2	1.73	93.3	1.43	–	–	–	–
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0			74.9	1.46	90.7	1.20	–	–	–	–
	F21-DWE-0.5 21)	25.9	112.7	–	0.57	66.6	1.69	79.9	1.41	–	–	–	–
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8			62.6	1.72	74.9	1.44	–	–	–	–

[注] ▒▒ ：比較的適切に評価できた計算値



（a）普通強度試験体



（b）低強度試験体

図 3.3.18　最大耐力の実験値と開口低減率 γ₁ 1)，γ₂ 32) を適用した計算値の比較
（中央有開口試験体（SWC））

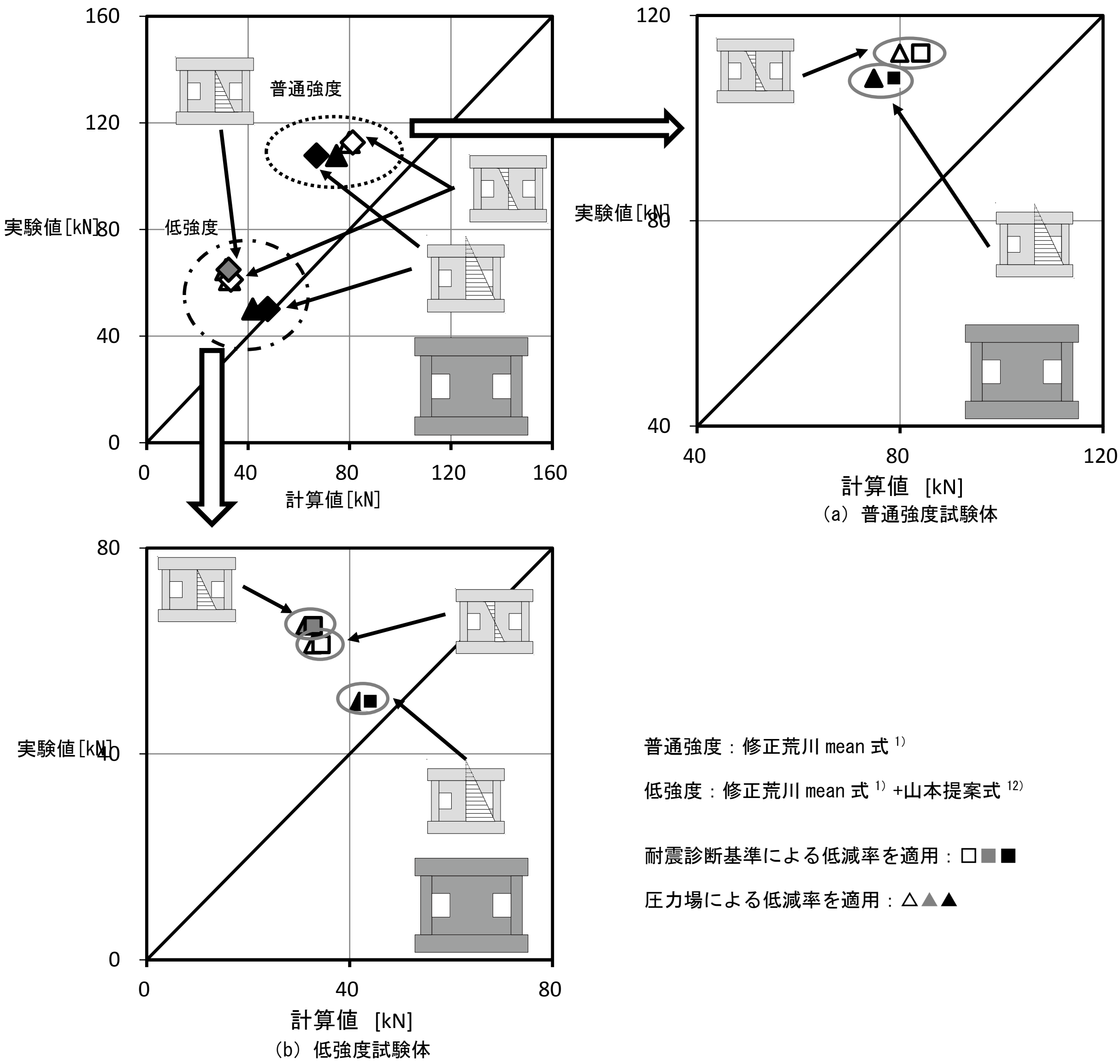


図 3.3.19　最大耐力の実験値と開口低減率 γ_1[1)]，γ_2[32)] を適用した計算値の比較

（柱ぎわ有開口試験体（DWE））

ⅱ）圧力場面積の検討

2）のⅰ）では，傾斜角を 45 度方向とした圧力場面積による低減率で，開口耐震壁のせん断耐力を推定した。しかし，既往の研究 32)では，「単数開口の場合，開口の隅部から圧縮応力の作用する方向に 45 度に引かれた線と柱，梁の中心線（本研究では，柱の内法高さ）で囲まれた領域，複数開口の場合,壁を挟むそれぞれの開口の隅角から圧縮応力の作用する方向に 45 度に引かれた線と柱，梁の中心線（本研究では，柱の内法高さ）で囲まれた領域として算定する」と述べられているが，これは算定の簡便さと実用性を考慮したものであり，実際には，壁板の斜めひび割れは水平軸に対して 45 度に発生するとは限らず,壁板の負担する軸方向力の大きさや開口位置などの影響を受けるとしている。

そこで，本研究では，圧力場面積の傾斜角を実験の最終破壊状況から再定義し，圧力場面積による低減率を変化させることでより精度よくせん断耐力を推定できると考え，検討を行った。

写真 3.3.13～22 には，最終破壊状況の写真に本実験結果から求めた圧力場面積の領域を重ねて示す。

既往の研究 32)と同様に，いずれの試験体においても，45 度に限らず，様々な角度でひび割れが発生していることが確認できた。また，柱にも，せん断ひび割れが発生している点から，柱の中心ではなく，柱せい（D）のすべての面積を含めて，新たに圧力場面積を求めた。

表 3.3.5 に，**写真** 3.3.13～22 から求めた低減率γ_2’を用いて算定を行なった計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を，**図** 3.3.20,21 に，最大耐力の実験値と$\gamma_2$32)，γ_2’を適用した計算値の比較を示す。

傾斜角を 45 度とした圧力場による低減率 32)（△▲▲）と実験結果の圧力場による低減率 32)（◇◆◆）とを比較すると，反曲点高さ比および強度レベルによらず，中央有開口試験体（SWC）では，実験結果の圧力場による低減率 32)を適用した場合に，多少ではあるが，実験値/計算値がより 1.0 に近い値となった（**図** 3.3.20 中の◇◆◆）。柱ぎわ有開口試験体（DWE）でも，概ね同じ傾向となったが，F21-DWE-1.5 は，実験結果の圧力場による低減率を適用した場合に，実験値を過小評価し，中央有開口試験体と異なる傾向となった。（**図** 3.3.21（a）中の▲）

表 3.3.5 に示すように，低強度および普通強度試験体は，開口の隅部から圧縮応力の作用する角度を 45 度と仮定した場合よりも，圧力場面積は概ね大きくなることがわかった。この原因は，本実験の試験体は，梁や土台を剛と仮定したため，圧力場面積に梁や土台の面積を算入しない，また，柱に対して壁厚が大きい試験体を使用したため，柱にせん断ひび割れが進展したことが考えられる。また，低強度試験体は，反曲点高さ比が大きくなるほど，圧力場面積が大きくなることがわかった。これは，低強度試験体は，普通強度試験体と比較して軸力比が大きく，斜めひび割れ傾斜角が高くなったと考えられる。

以上の結果から，中央有開口試験体（SWC）は，圧力場面積の傾斜角を変化させることでより適切にせん断耐力を推定できると考えられるが，柱ぎわ有開口試験体（DWE）は，本実験の範囲では，圧力場面積により適切に評価できない場合もあり，さらにデータを蓄積して検討する必要がある。

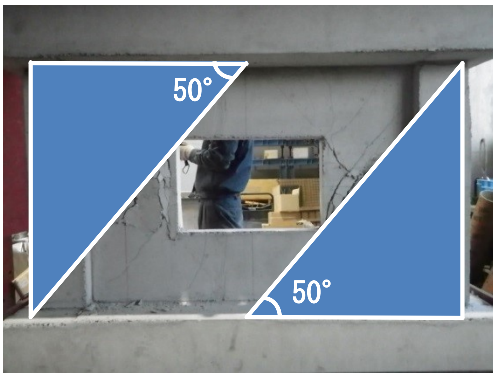


写真 3.3.13　F7-SWC-0.5

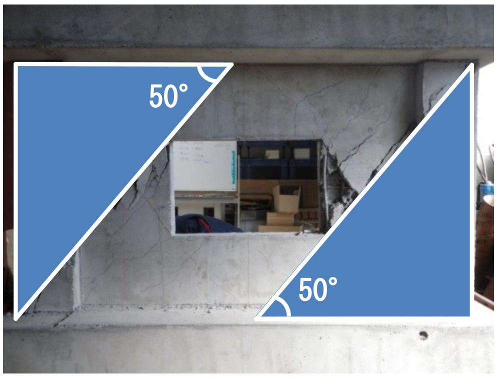


写真 3.3.14　F21-SWC-0.5

写真 3.3.15　F7-SWC-1.0

写真 3.3.16　F7-SWC-1.5

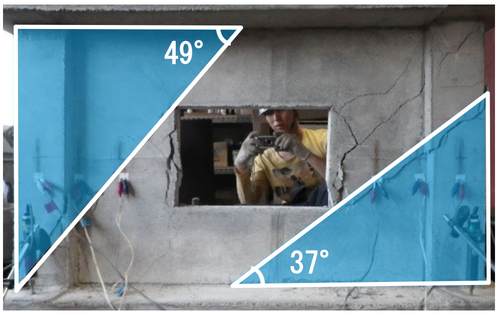


写真 3.3.17　F21-SWC-1.5

写真 3.3.18　F7-DWE-0.5

写真 3.3.19　F21-DWE-0.5

写真 3.3.20　F7-DWE-1.0

写真 3.3.21　F7-DWE-1.5

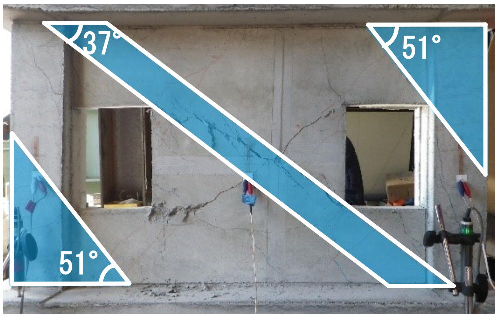
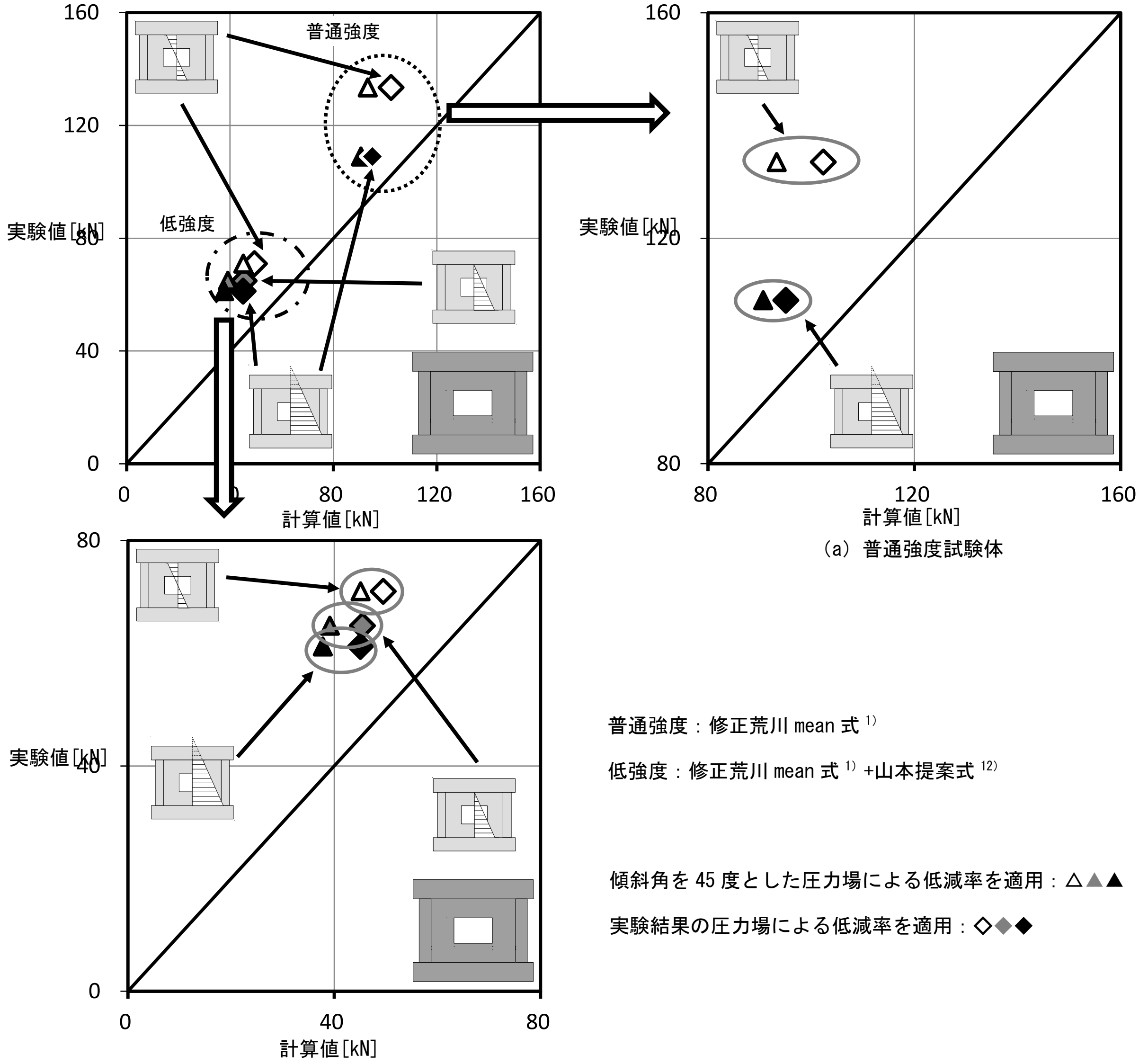


写真 3.3.22　F21-DWE-1.5

表 3.3.5　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（実験結果の圧力場面積による低減率 γ_2'）

	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式[12] による低減率 kr	圧力場面積法[32] 低減率 γ_2	圧力場面積法[32] 低減率 γ_2'	大野荒川min式[1] 計算値 [kN]	大野荒川min式[1] 実験値/計算値	修正荒川mean式[1] 計算値 [kN]	修正荒川mean式[1] 実験値/計算値	大野荒川min式+山本提案式[12] 計算値 [kN]	大野荒川min式+山本提案式[12] 実験値/計算値	修正荒川mean式+山本提案式[12] 計算値 [kN]	修正荒川mean式+山本提案式[12] 実験値/計算値
低強度	F7-W-0.5	6.3	86.9	0.6	-	-	85.7	1.01	98.6	0.88	51.2	1.70	58.9	1.48
	F7-W-1.5	4.8	61.2	0.5			83.5	0.73	95.6	0.64	42.8	1.43	49.0	1.25
	F7-SWC-0.5[21]	8.1	71.0	0.7	0.62	0.68	61.5	1.15	70.9	1.00	42.9	1.66	49.5	1.44
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6		0.72	62.4	1.04	71.9	0.90	39.4	1.65	45.5	1.43
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6		0.74	63.8	0.96	73.4	0.83	39.1	1.57	45.1	1.36
	F7-DWE-0.5[21]	5.9	61.2	0.6	0.57	0.58	50.5	1.21	57.9	1.06	29.0	2.11	33.3	1.84
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6		0.59	50.0	1.30	57.5	1.13	28.1	2.31	32.3	2.01
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7		0.65	57.7	0.87	66.9	0.75	41.2	1.22	47.8	1.05
普通強度	F21-W-0.5[19]	26.3	187.3	-	-	-	116.1	1.61	139.7	1.34	-	-	-	-
	F21-W-1.5	22.7	137.1				110.1	1.25	131.7	1.04	-	-	-	-
	F21-SWC-0.5[21]	31.0	133.5	-	0.62	0.68	84.6	1.58	102.4	1.30	-	-	-	-
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0			0.65	78.5	1.39	95.1	1.15	-	-	-	-
	F21-DWE-0.5[21]	25.9	112.7	-	0.57	0.58	67.8	1.66	81.3	1.39	-	-	-	-
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8			0.51	56.0	1.92	67.0	1.61	-	-	-	-

[注] (灰色) ：比較的適切に評価できた計算値



(a) 普通強度試験体

(b) 低強度試験体

図 3.3.20　最大耐力の実験値と圧力場低減率 γ_2[32]，γ_2' を適用した計算値の比較
（中央有開口試験体（SWC））

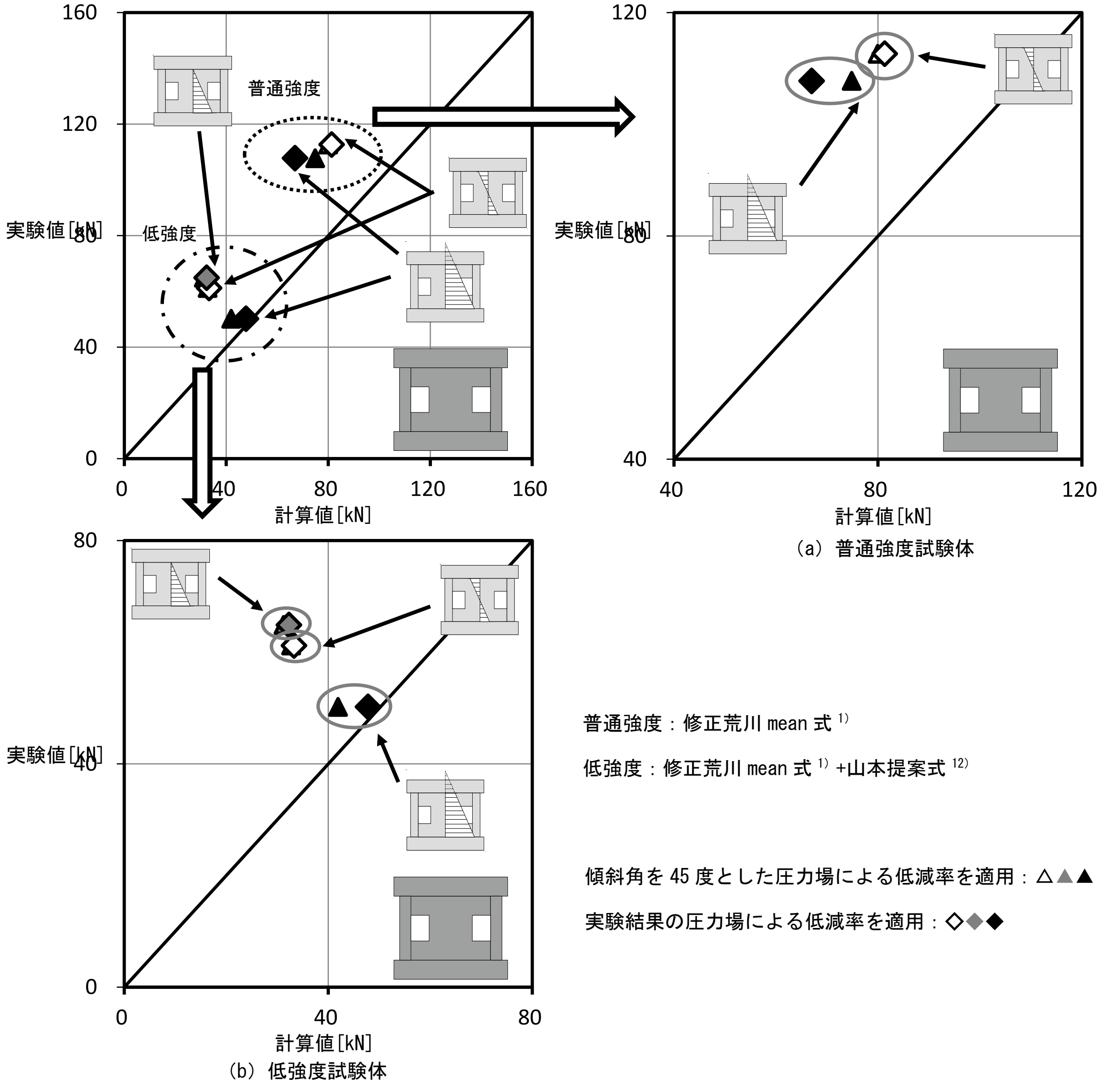


図 3.3.21　最大耐力の実験値と圧力場低減率 γ_2[32),] γ_2' を適用した計算値の比較
（柱ぎわ有開口試験体（DWE））

3）開口耐震壁を袖壁，柱のみ，および柱なし壁に分解して計算する方法

ｉ)分解部材の有効高さを 350mm とした場合

図 3.3.22 に，靭性保証型耐震設計指針[4)]に記されている，開口壁におけるコンクリート圧縮力の流れの概念図および袖壁の有効高さ・長さを，式（3.3.3）に，アーチ・トラス機構を考慮した無開口耐震壁のせん断強度式(以下，靭性指針式と記す)を，図 3.3.23 に，本研究の有開口試験体への適用モデルを示す。

靭性保証型耐震設計指針[4),34)]では，中央有開口耐震壁のせん断強度を開口左右の袖壁強度の和とし，無開口耐震壁の靭性指針式を適用して評価する方法が示されている。ただし，図 3.3.22 に示すように，耐震壁の有効高さ，トラス機構およびアーチ機構の有効等価壁長さを考慮すると述べられている。

また，靭性指針式[4)]では，コンクリートは，せん断ひび割れが発生した中を圧縮応力が伝わるために,圧縮強度自体が実質的に低下することを考慮し,コンクリート強度が 15.5～138.4N/mm^2 程度の範囲の耐震壁の実験結果から，近似的に求めた有効強度係数ν（$= 0.7 - \sigma_B/20$）を用いて，コンクリートの圧縮強度を低減させている。この有効係数は,コンクリート強度が 20～100N/mm^2 程度の範囲では，コンクリート強度が高くなるほど，有効係数が小さくなる傾向が顕著であると述べられている。また，靭性保証型耐震設計指針では，コンクリート強度が 20N/mm^2 以下の範囲では，有効係数を 0.6 とすることで，評価できるとしている。そこで，ここでは，低強度試験体については有効強度係数ν=0.6 を適用する。また，本研究における各試験体の上下梁は，柱，壁に対し十分大きな剛性と強度を確保していることを考慮し，上下梁を袖壁の有効高さから除外する（図 3.3.23）。

また，柱ぎわ有開口試験体（DWE）については，靭性保証型耐震設計指針[4)]を参考に，本研究の最終破壊状況から,図 3.3.23 (b) に示すように,破壊が集中している柱 2 本(有効高さ 350mm)と，柱なし壁（有効高さ 200mm)に分解し，それぞれの耐力を靭性指針式[4)]（柱 2 本については，式（3.3.4)）によって算定し，累加することで評価できないか検討する。

*耐震壁のせん断強度式[4)]

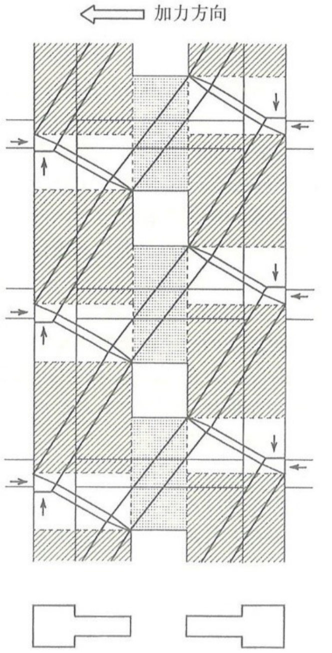
$$V_u = t_w L_{wb} p_s \sigma_{sy} \cos\varphi + \tan\theta\,(1-\beta) t_w L_{wa}\, {\nu\sigma_B}/{2}$$

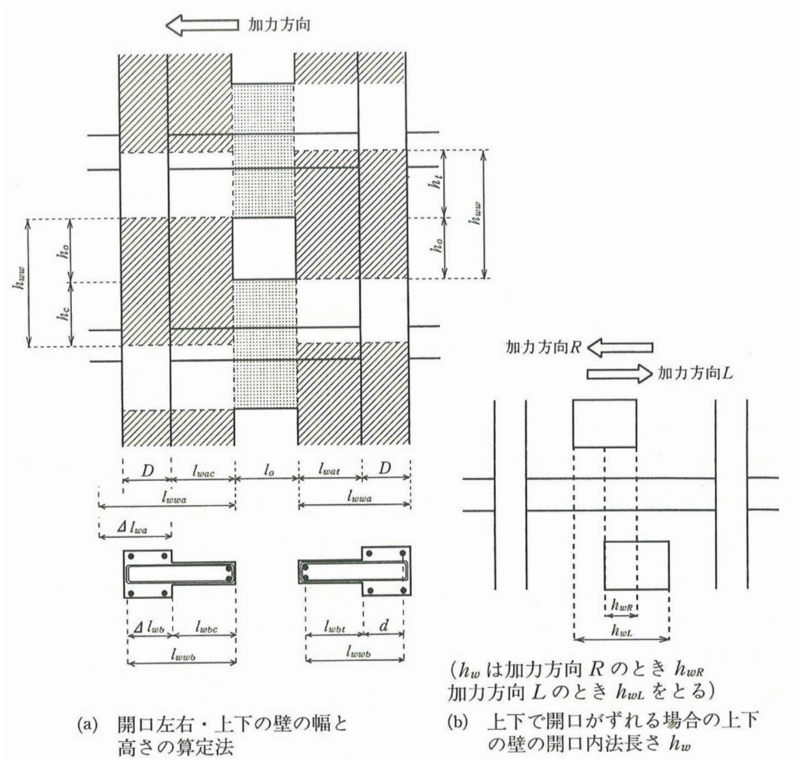
$$\tan\theta = \left[\sqrt{(h_w/L_{wa})^2+1} - h_w/L_{wa}\right]$$

$$\beta = (1+\cos^2\varphi)\, p_s \sigma_{sy}/(\nu\sigma_B) \qquad \text{式（3.3.3）}$$

【記号】

σ_{sy} ：壁板のせん断補強筋強度(≦400N/mm^2)
t_w ：壁板の厚さ
p_s ：壁板のせん断補強筋比
h_w ：耐震壁の高さ
ϕ ：トラス機構のコンクリート圧縮束の角度
L_{wa}, L_{wb} ：トラス機構およびアーチ機構の等価壁長さ
ν ：コンクリートの圧縮強度有効係数
σ_B ：コンクリートの圧縮強度





コンクリートの圧縮力の流れの概念図　　　袖壁の有効高さ・長さ

$$h_{ww} = \begin{cases} h_0 + h_t \ \text{（引張側）} \\ h_0 + h_c \ \text{（圧縮側）} \end{cases}$$

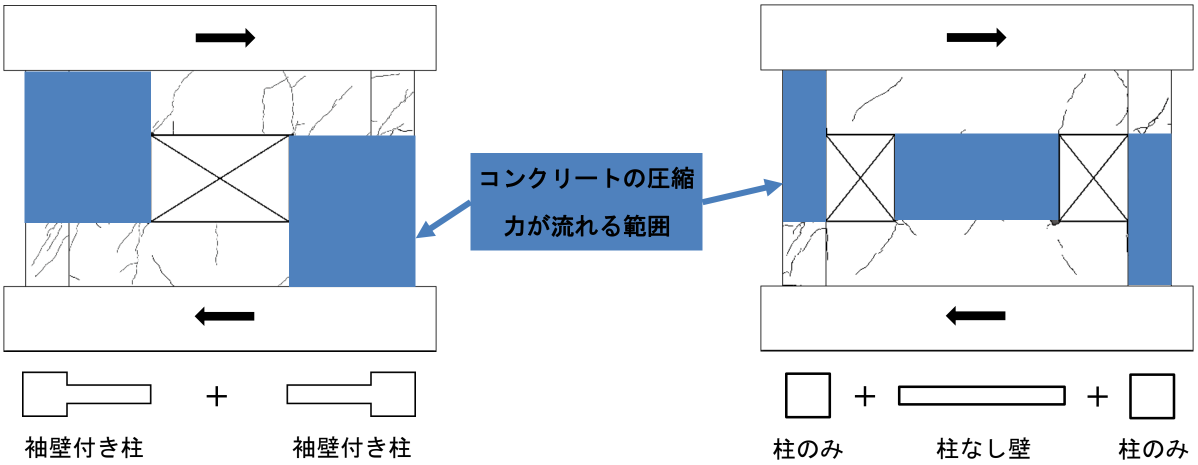
$$L_{wwa} = \begin{cases} L_{wat} + D \ \text{（引張側）} \\ L_{wac} + \Delta L_{wa} \ \text{（圧縮側）} \end{cases}$$

$$L_{wwb} = \begin{cases} L_{wbt} + d \ \text{（引張側）} \\ L_{wbc} + \Delta L_{wb} \ \text{（圧縮側）} \end{cases}$$

【記号】

h_0：開口の内法高さ
h_t：開口上端部から上階梁芯（または床位置）までの距離
h_c：開口下端部から下階梁芯(または床位置)までの距離
L_{wat},L_{wac}：引張側および圧縮側壁板の開口縁から柱内端までの長さ
L_{wbt}, L_{wbc}：引張側および圧縮側壁板の開口補強筋から柱内端までの長さ
D：柱のせい
d：柱の有効せい
ΔL_{wa}, ΔL_{wb}：壁板の有効長さの増分（無開口耐震壁と同じとしてよい。）

図 3.3.22　開口壁におけるコンクリートの圧縮力の流れの概念図および袖壁の有効高さ・長さ [4)]



(a) 中央有開口試験体（SWC）の例
(F7-SWC-1.5)

(b) 柱ぎわ有開口試験体（DWE）の例
(F7-DWE-1.5)

図 3.3.23　有開口試験体のアーチ・トラスモデル(本実験の試験体)

*柱および梁のせん断強度式（下記の 3 式のうち，最小値を採用する）[4)]

$$V_u = \mu p_{we}\sigma_{wy}b_e j_e + \left(\nu\sigma_B - {5p_{we}\sigma_{wy}}/{\lambda}\right) {bD}/{2}\tan\theta$$

$$V_u = \frac{\lambda\nu\sigma_B + p_{we}\sigma_{wy}}{3} b_e j_e$$

$$V_u = \frac{\lambda\nu\sigma_B}{2} b_e j_e$$

式（3.3.4）

【記号】

b, D ：断面の幅，せい

b_e ：トラス機構に関与する断面の有効幅

P_{we} ：有効補強筋比

Rp ：終局限界状態でのヒンジ領域の回転角（ここでは，0とした）

ν = (1-20Rp) ν_0

σ_B ：コンクリートの圧縮強度

b_e ：等価壁厚

θ ：アーチ機構の圧縮束の角度

j_e ：トラス機構に関与する断面の有効せい

σwy ：横補強筋の信頼強度

μ = 2-20R_p

ν_0= 0.7-σ_B/2000

λ ：トラス機構の有効係数

j_e ：応力中心間距離

表 3.3.6 に，靭性保証型耐震設計指針に基づいて算定を行なったせん断耐力の計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を示す。

なお,靭性指針式 4)による算定値に加え,それぞれ分解した際の袖壁付き試験体(図 3.3.23(a))に対し，耐震診断基準法 1)および既往の袖壁付き試験体で提案されている分割累加法(表 3.3.6 中の式（5）～（7）)26)を適用して算定を行った結果も併せて示す。図 3.3.24 に，分割累加法のモデル概念図を示す。分解した際の各部材のせん断耐力式は，既往の研究 21)で比較的適切に評価できた修正荒川 mean 式（表 3.3.2 中の式（2））1)を適用して計算を行なった。また，低強度試験体は，それぞれの算定式に，山本提案式の低減率 12)を乗じて計算を行なった。

表 3.3.6 によれば，靭性指針式 4)を適用して算定を行なった場合，普通強度試験体では，有開口試験体（F21-SWC，F21-DWE）は，実験値／計算値が概ね 1.0 を下回る結果となった（図 3.3.25(a),26(a)中の×）。この原因は，本研究では，既往の研究 34)と比較して，柱の太さに対して相対的に壁が厚い点，壁板のせん断補強筋強度が 708.7N/mm^2，643.5N/mm^2 と高強度鉄筋を使用している点（靭性指針式 4)では，壁板のせん断補強筋強度を 400N/mm^2 以下としている）にあると考えられる。また，ここでは，降伏ヒンジ領域の計画をしなかったため，計算値の低減をしていないことも一因に考えられる。低強度試験体では，中央有開口試験体（F7-SWC）は，実験値/計算値が 1.0 を大きく上回り，せん断耐力を過小評価する結果となった（図 3.3.25(b)中の×）。

図 3.3.25,26 に，最大耐力の実験値と靭性指針式，部材分解法 (350mm) を適用した計算値の比較を示す。

普通強度試験体では，分解した各部材をそれぞれ修正荒川 mean 式 1)を適用して算定を行った場合に（図 3.3.25(a),26(a)中の○●），低強度試験体では，分解した各部材をそれぞれ修正荒川 mean 式 1)に山本提案式 12)を適用した場合に（図 3.3.25(b),26(b)中の○●●），いずれの有開口試験体（SWC，DWE）も実験値/計算値が 1.0 に近い値となり，適切に評価できた。なお，中央有開口試験体（SWC）については，分解した袖壁付き試験体に対し，分割累加法 26)を適用した場合，耐震診断基準法 1)を適用した場合と比較して，より適切に評価できた。

以上の結果から，有開口試験体のせん断耐力を推定する際は，袖壁，柱なし壁，柱のみの部材に分解し，低強度では修正荒川 mean 式 1)に山本提案式 12)を，普通強度では修正荒川 mean 式 1)を適用し，それぞれのせん断耐力算定値を累加することで，比較的精度よく適切に評価できた。

表 3.3.6　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（分解部材高さ 350㎜）

試験体名		モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式[12]による低減率kr	せん断耐力（部材分解法）									
					靭性指針式[4]		修正荒川mean式				修正荒川mean式+山本提案式			
							耐震診断基準法[1]		分割累加法[26]		耐震診断基準法[1]		分割累加法[26]	
					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
低強度	F7-W-0.5	6.3	86.9	0.6	47.9	1.82	－	－	－	－	－	－	－	－
	F7-W-1.5	4.8	61.2	0.5	41.6	1.47	－	－	－	－	－	－	－	－
	F7-SWC-0.5[21]	8.1	71.0	0.7	43.3	1.64	87.1	0.81	85.7	0.83	60.8	1.17	59.8	1.19
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6	38.3	1.69	86.9	0.75	77.1	0.84	54.8	1.19	48.6	1.34
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6	37.7	1.62	85.5	0.72	72.9	0.84	52.5	1.17	44.8	1.37
	F7-DWE-0.5[21]	5.9	61.2	0.6	44.1	1.39	71.3	0.86	－	－	40.9	1.49	－	－
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6	41.8	1.55	67.4	0.96	－	－	37.9	1.71	－	－
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7	55.3	0.91	68.1	0.74	－	－	48.7	1.03	－	－
普通強度	F21-W-0.5[19]	26.3	187.3	－	151.0	1.24	－	－	－	－	－	－	－	－
	F21-W-1.5	22.7	137.1		136.1	1.01	－	－	－	－	－	－	－	－
	F21-SWC-0.5[21]	31.0	133.5	－	119.2	1.12	118.5	1.13	124.3	1.07	－	－	－	－
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0		112.9	0.97	115.0	0.95	101.9	1.07	－	－	－	－
	F21-DWE-0.5[21]	25.9	112.7	－	129.7	0.87	98.2	1.15	－	－	－	－	－	－
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8		115.6	0.93	83.0	1.30	－	－	－	－	－	－

［注］　：比較的適切に評価できた計算値

*分割累加式[26]

$$LwQ_{su2} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.068 {P_{twe}}^{0.23} (18 + F_c)}{\sqrt{M/(Q \cdot d_w) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{P_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} t_w \cdot j_w \qquad (5)$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.068 {P_{tce}}^{0.23} (18 + F_c)}{\sqrt{M/(Q \cdot d_{ce}) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{P_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} \cdot j_{ce} \qquad (6)$$

*分割累加式[26]に山本提案式[12]

$$LwQ_{su2}{}' = k_r \cdot (Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N) \qquad (7)$$

$$k_r = 0.244 + 0.056F_c$$

【記号】

P_t ：引張鉄筋比

$M/(Qd_e)$ ：せん断スパン比

σwy ：横筋の降伏強度

b_e ：等価壁厚

P_{twe} ：そで壁引張鉄筋比（そで壁縦筋2段目まで）

L ：そで壁体柱全長さ

σ_{why} ：壁筋降伏強度

j_w= 7 d_w /8

de= 0.95D

σ_{cwy} ：帯筋降伏強度

j_{we}= 7 dce/8

F_c ：コンクリート圧縮強度

P_{we} ：等価横筋比

σ_{0e} ：軸方向応力度

j_e ：応力中心間距離

dw= 0.95L

P_{wh} ：そで壁横筋比

t_w ：そで壁厚さ

P_{tce} ：柱引張鉄筋比（柱引張主筋1段目まで）

P_{cwe} ：柱等価横筋比

b_{ce}= B-t_w

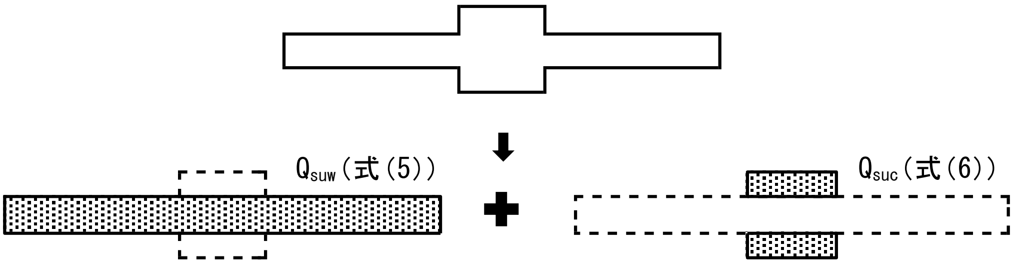


図 3.3.24　分割累加式[4)]のモデル概念図

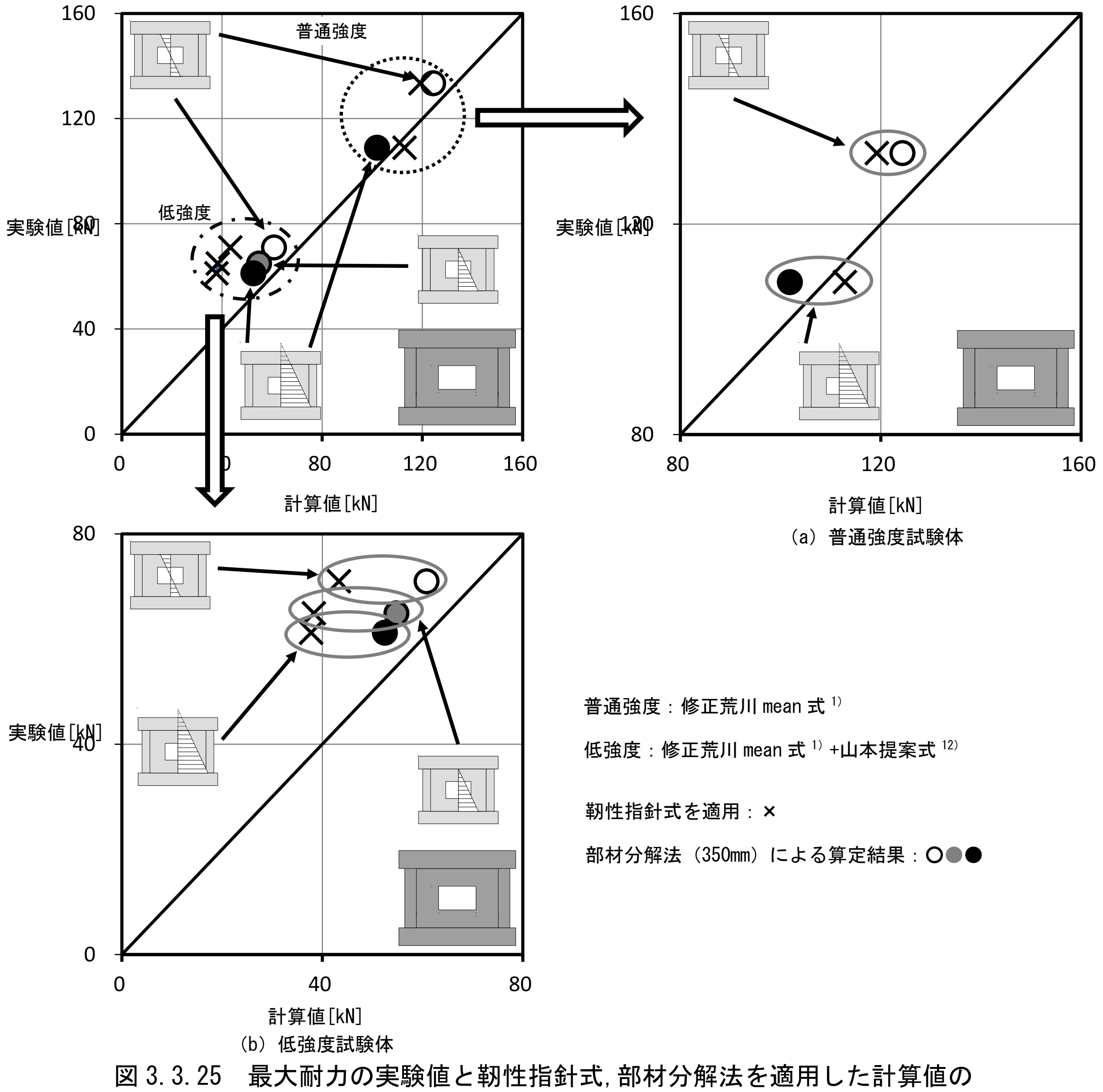


図 3.3.25　最大耐力の実験値と靭性指針式, 部材分解法を適用した計算値の比較（中央有開口試験体（SWC））

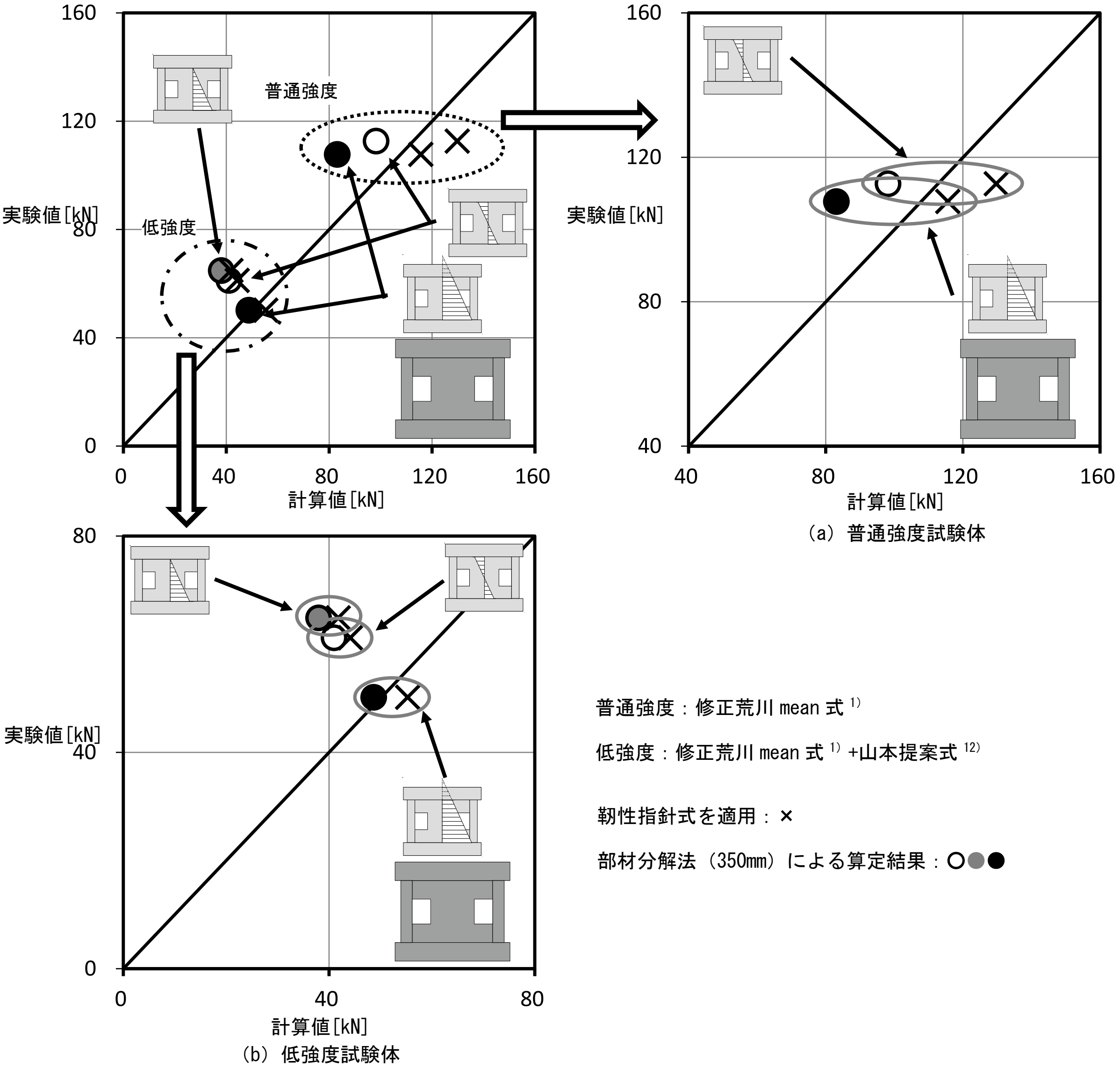


図 3.3.26　最大耐力の実験値と靭性指針式,部材分解法を適用した計算値の比較（柱ぎわ有開口試験体（DWE)）

ⅱ)分解部材の有効高さを 200mm とした場合

図 3.3.27 に，分解部材の有効高さを開口内法高さ 200mm とした場合の分解方法を示す。3)のｉ)では，靭性保証型耐震設計指針を参考に，本研究の最終破壊状況から，図 3.3.23 に示すように,ひび割れが多く,応力が集中していると考えられる範囲から,分解部材有効高さを 350mm とみなし，開口耐震壁のせん断耐力を推定した。しかし，図 3.3.27 に示すように，試験体によっては，強度によらず，主に開口内法高さ 200mm の範囲のひび割れの拡幅や圧壊・剥離により破

壊に至っている場合もみられた。

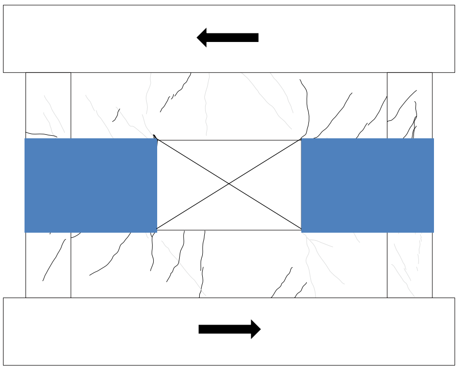
そこで，本研究では，最終破壊状況を参考に，分解する部材の有効高さを変更し，より精度よくせん断耐力を推定できると考え，検討を行った。なお，ここでは，**図 3.3.27** に示すように，分解部材有効高さを開口内法高さ 200mm で一律とし，検討を行う。

表 3.3.7 に，分解部材有効高さを 200mm として算定を行なったせん断耐力の計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を示す。なお，先述の分解部材有効高さを 350mm として算定を行った結果も併せて示す。ここでは，分解部材有効高さの変化によるせん断耐力の推定精度向上を確認するために，分解部材有効高さを 350mm として算定を行った際に，各試験体のせん断耐力を最も適切に評価できた算定方法・式で再度評価した。普通強度試験体では，分解した各部材をそれぞれ修正荒川 mean 式[1)]を適用し，低強度試験体では，分解した各部材をそれぞれ修正荒川 mean 式[1)]に山本提案式[12)]を適用した。なお，中央有開口試験体（SWC）については，分解した袖壁付き試験体に対し，分割累加法[26)]を適用した。

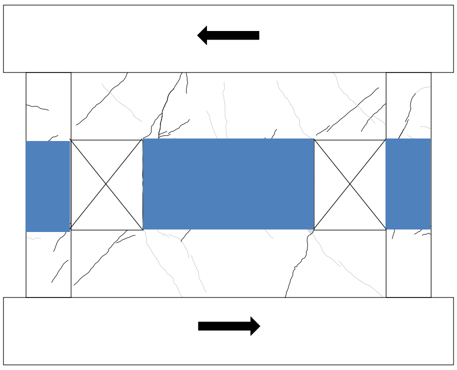
図 3.3.28,29 に，最大耐力の実験値と部材分解法 (350mm，200mm) を適用した計算値の比較を示す。

分解部材有効高さを 200mm として算定を行なった場合，低強度，普通強度ともに，有開口試験体（SWC,DWE）は，多少ではあるが，実験値/計算値が 1.0 に近い値となった（**図 3.3.28，29** 中の＊）。しかし，個別にみると，反曲点高さ比 h/h_0 = 1.5 の低強度柱ぎわ有開口試験体(F7-DWE-1.5) や，h/h_0 = 1.5 の普通強度中央有開口試験体(F21-SWC-1.5)では，実験値/計算値が 1.0 を若干下回る結果となった。この傾向は，同形状の h/h_0 = 0.5 の試験体が，**図 3.3.27** に示すような開口内法高さの壁板中央部で破壊に至っているのに対し，若干ではあるが，h/h_0 = 1.5 の試験体では，**図 3.3.23** に示すような開口下端から柱上部（あるいは，開口上端から柱下部）を含んだ範囲で破壊に至っていることを反映したと考えられる。

以上の結果から，有開口試験体のせん断耐力を推定する際は，反曲点高さ比の影響を考慮し，分解部材有効高さを変化させることで，より精度よくせん断評価を評価できる可能性があるが，今後さらにデータを蓄積し，検討する必要がある。



(a) 中央有開口試験体（SWC）の例
(F7-SWC-0.5[21)])



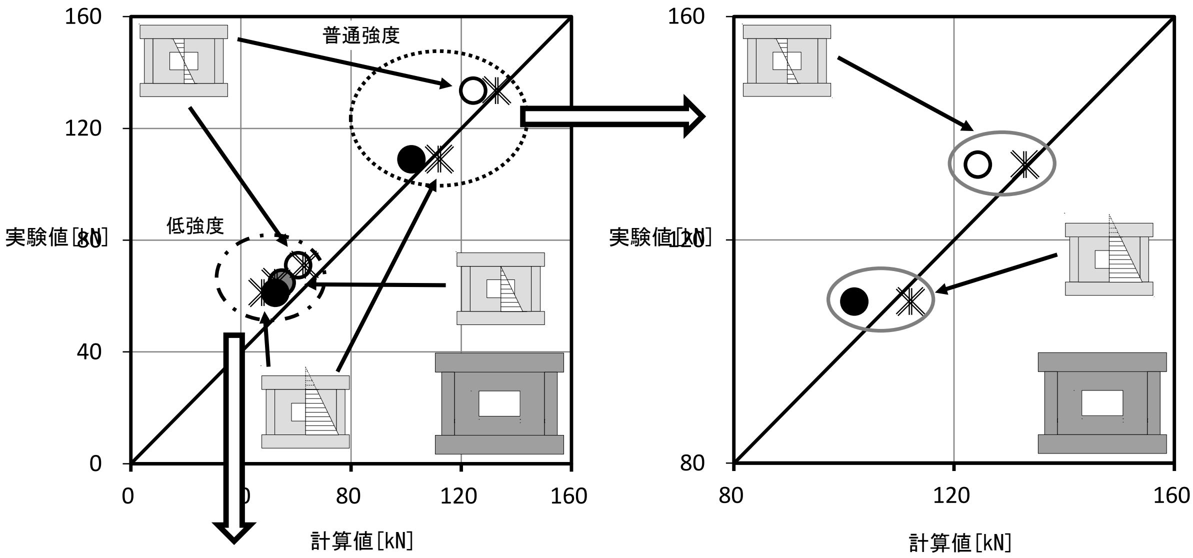
(b) 柱ぎわ有開口試験体（DWE）の例
(F7-DWE-0.5[21)])

図 3.3.27　分解部材有効高さを開口内法高さ（200mm）とした場合の分解方法

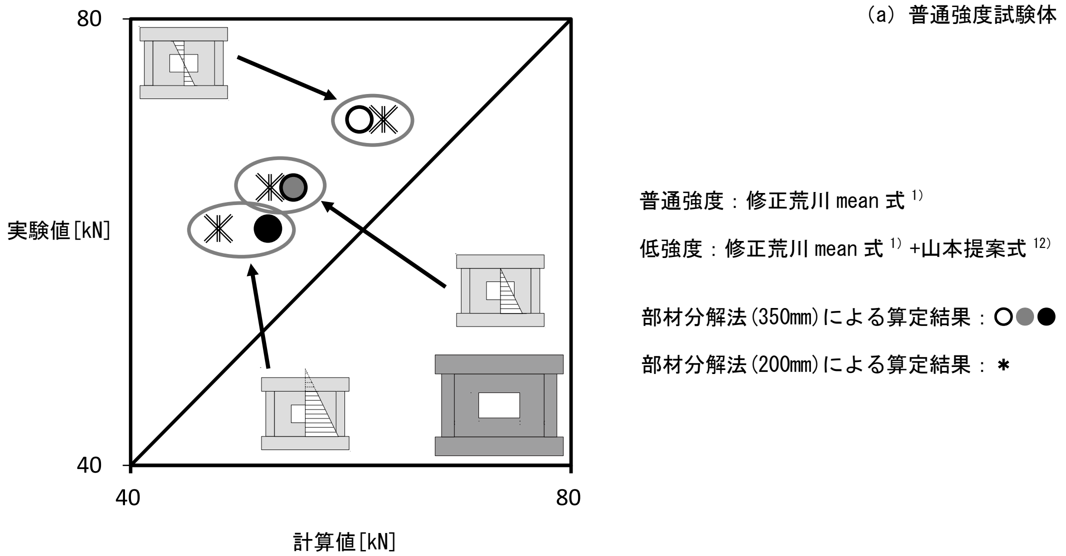
表 3.3.7　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（分解部材高さ 350㎜）

試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式[12]による低減率kr	せん断耐力(部材分解法) 内法350mm 計算値 [kN]	内法350mm 実験値/計算値	内法200mm 計算値 [kN]	内法200mm 実験値/計算値
F7-SWC-0.5[21]	8.1	71.0	0.7	59.8	1.19	62.9	1.13
F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6	48.6	1.34	52.6	1.23
F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6	44.8	1.37	48.0	1.28
F7-DWE-0.5[21]	5.9	61.2	0.6	40.9	1.49	43.7	1.40
F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6	37.9	1.71	40.0	1.62
F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7	48.7	1.03	51.1	0.98
F21-SWC-0.5[21]	31.0	133.5	－	124.3	1.07	132.9	1.00
F21-SWC-1.5	29.9	109.0		101.9	1.07	112.1	0.97
F21-DWE-0.5[21]	25.9	112.7	－	98.2	1.15	107.1	1.05
F21-DWE-1.5	22.5	107.8		83.0	1.30	88.2	1.22

［注］（網掛け）：比較的適切に評価できた計算値



(a) 普通強度試験体



(b) 低強度試験体

図 3.3.28　最大耐力の実験値と部材分割法（350mm, 200mm）を適用した計算値の比較（中央有開口試験体（SWC））

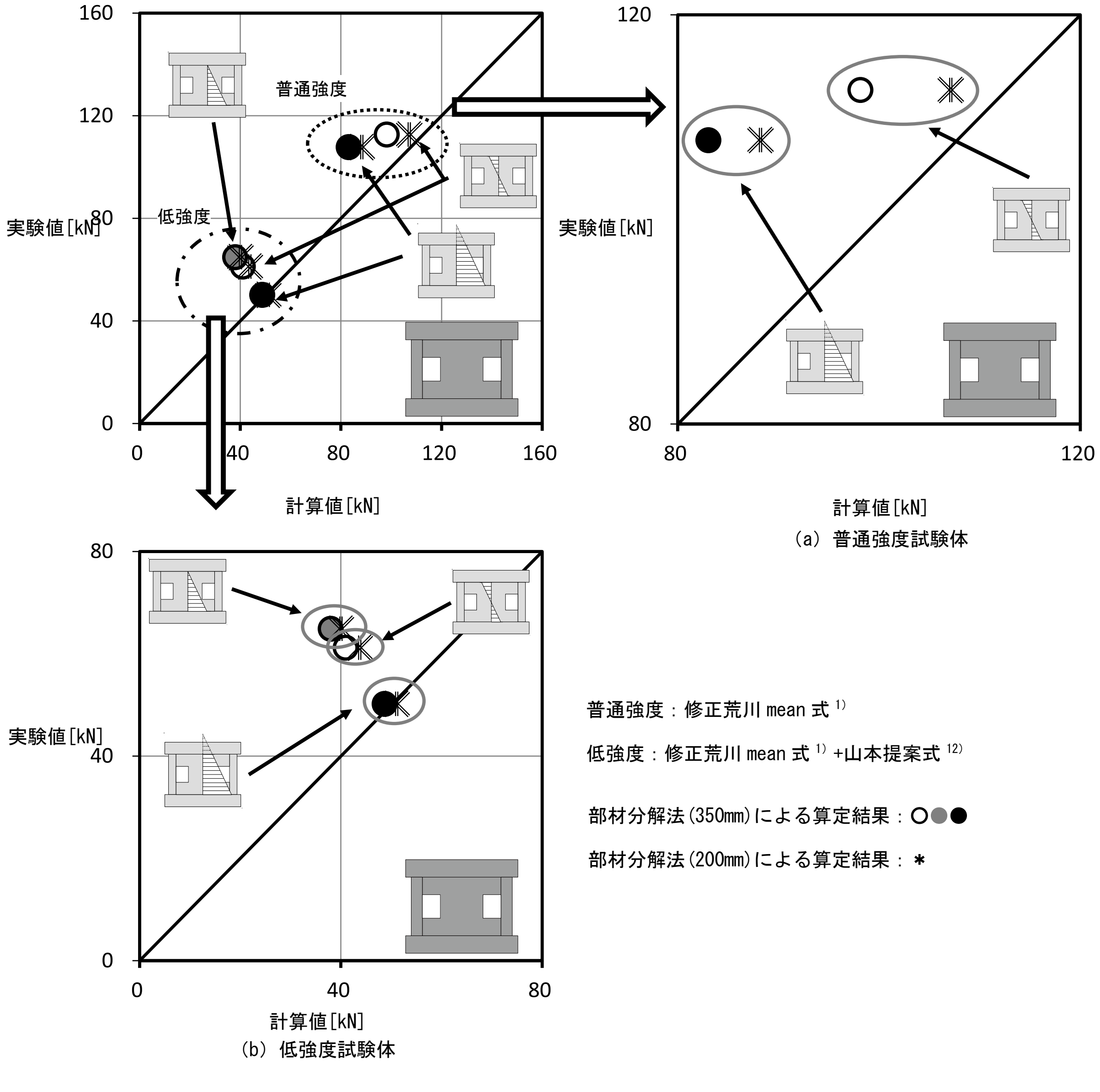


図 3.3.29　最大耐力の実験値と部材分解法（350mm,200mm）を適用した計算値の比較（中央有開口試験体（SWC））

（3）せん断耐力評価方法の比較

3.3.4 節（2）では，既往の研究 1), 4), 21)で，普通強度の有開口耐震壁に対して提案されているせん断耐力評価方法を用いて，本試験体のせん断耐力の計算値と実験値の比較を行った。ここで，全ての試験体を実験値／計算値が 1.0 を上回って評価できた方法を比較する。

図 5.15 に，最大耐力の実験値と開口低減率 γ_1[1]，圧力場面積による低減率 γ_2[32]，部材分解法(350mm) [21]を適用した計算値の比較を示す。

図 5.15 によれば，部材分解法（350mm）を適用した場合に，いずれの有開口試験体（SWC，DWE）も，開口低減率 γ_1，圧力場面積による低減率　γ_2 を適用した場合と比較して，実験値/計算値が 1.0 に近い値となり，かつ，安全側の評価となっていることから，最も適切と判断できる。

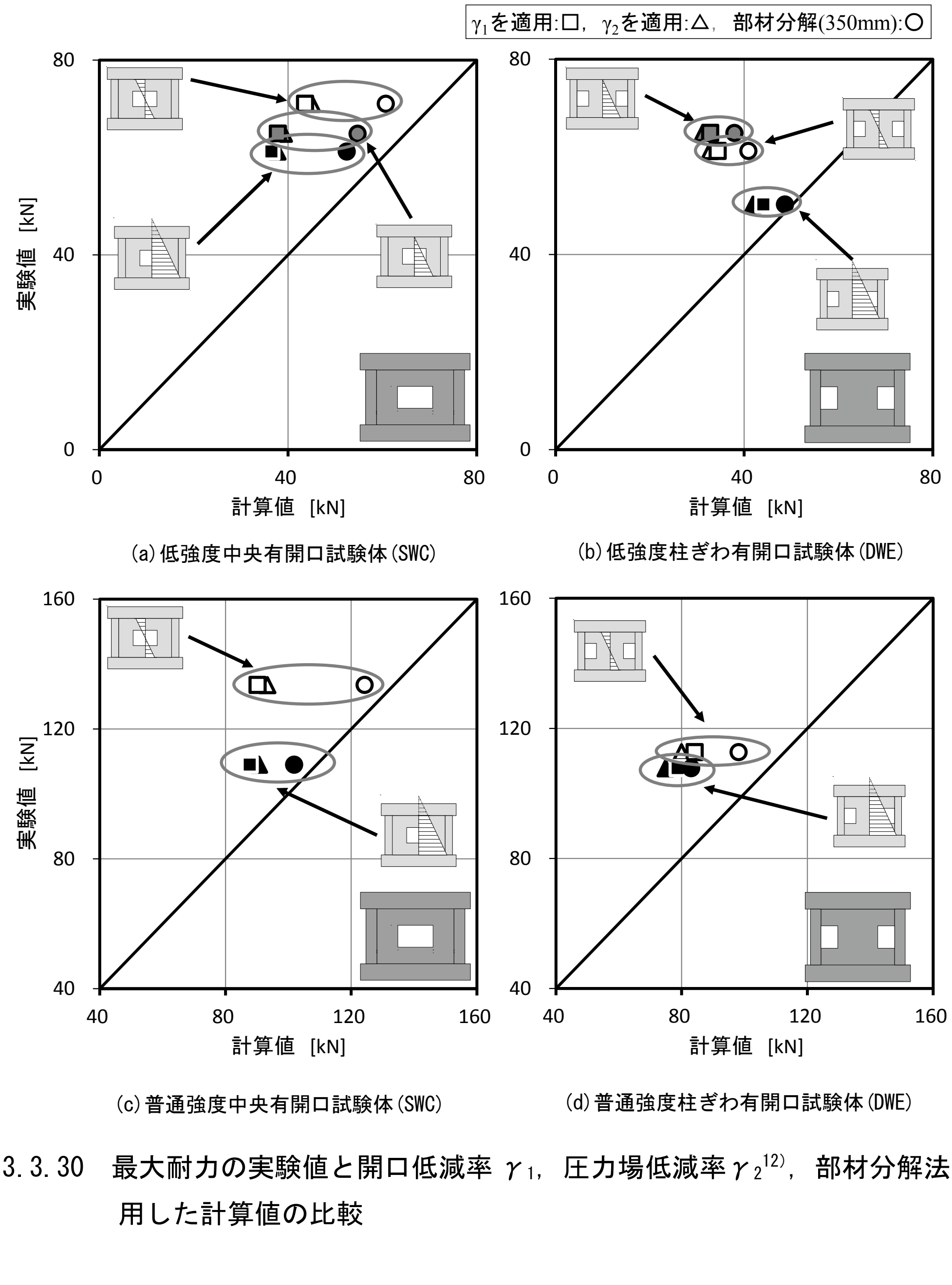


図 3.3.30　最大耐力の実験値と開口低減率 γ_1，圧力場低減率 γ_2[12)]，部材分解法(350mm)を適用した計算値の比較

3.4　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が用いられた無開口および有開口耐震壁の耐力および変形特性に対する反曲点高さ比の影響を実験により検討した。その結果，本実験の範囲において，得られた知見を以下に示す。

1) 試験体形状，反曲点高さ比によらず，低強度コンクリートを用いた試験体は，細かなひび割れが多数発生し，柱および壁全体に細かなひび割れが発生する傾向を確認した。
2) 反曲点高さ比 $h/h_0 = 0.5$，1.0，1.5 の全ての試験体がせん断破壊し，せん断余裕度による破壊モードの判定と一致した。
3) 強度によらず，有開口耐震壁試験体は，無開口耐震壁試験体と比較して，破壊位置について，反曲点高さ比の影響はあまり見られなかった。
4) 反曲点高さ比によらず，低強度有開口試験体は，せん断破壊であっても，普通強度有開口試験体と比較して，最大耐力後の耐力低下が若干緩やかであり，靭性的な挙動を示した。
5) 有開口耐震壁試験体のせん断耐力を推定する際は, 靭性保証型耐震設計指針 [4)]を参考に, 袖壁, 柱なし壁，柱のみ試験体に分解し，そのせん断耐力の和で計算する方法がより精度良く評価できた。ここで，低強度コンクリートを用いた場合は，修正荒川 mean 式に山本提案式を適用し，普通強度コンクリートを用いた場合は，修正荒川 mean 式を適用した。
6) 部材を分解してせん断耐力を推定する際は，分解した部材の高さとして実験の破壊領域とすることで，反曲点高さ比の影響を反映し，より精度良く評価できる可能性がある。
7) 低強度試験体は，反曲点高さ比が大きくなるほど，圧力場面積が大きくなる傾向がある。

第 4 章

結論

4.1　総括

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が用いられた無開口および有開口耐震壁の耐力および変形特性に対する反曲点高さ比の影響を実験により検討した。

既往の研究では，有開口耐震壁試験体のせん断耐力を推定する際は，様々な方法があり，反曲点高さ比の影響に関しても，不明な点があった。このため，本研究では，様々なせん断耐力推定方法を検討した。その結果，靭性保証型耐震設計指針による袖壁等に分解する方法は，反曲点高さ比の影響を反映し，精度よく評価できた。しかし，今回実験を行った試験体は，いずれもせん断破壊した試験体 14 体のみであり，今後，より多くの壁試験体の実験を行い，曲げ破壊する場合等の実験データを蓄積する必要がある。

4.2　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無開口および有開口耐震壁試験体に関して水平加力試験，耐力等に関して検討を行ったが，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，壁の取付いた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の妥当性については, 慎重に検討する必要がある。今後は様々な要因について，低強度コンクリート RC 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。

謝辞

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，千枝信隆君（三重大学卒業生），張莊博君（三重大学大学院生），石田徹氏，高橋朋幹氏(いずれも三重大学修了生)，和藤浩氏，新美治利氏（いずれも三重大学技術専門員）および三重大学大学院工学研究科建築学専攻畑中・三島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。

三重大学大学院　工学研究科

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) 日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説
4) 日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説
5) 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
6) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説
7) 中濱貴生，畑中重光：三重県における既存 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.635-636，2005.7
8) 川上裕佳，高月行治，藤原顕太郎，根口百世，南宏一：低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.333-342，2007.8
9) 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
10) 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
11) 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
12) 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
13) 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
14) 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
15) 根口百世，藤原顕太郎，高月行治，河野秀和，佐藤立美，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（その 2），日本建築学会中国支部研究報告集，30，pp.309-312，2007
16) 大石祐太，三島直生，畑中重光：低強度コンクリートが使用された RC 柱の破壊性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.889-894，2011
17) 高橋朋幹，三島直生，畑中重光：低強度コンクリートが使用された袖壁付き RC 柱の破壊性状に関する研究，平成 25 年度修士論文梗概，2014.3
18) 寺岡勝，掛悟史　：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の耐震性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.389-390，2010.7

19) 大石祐太，三島直生，畑中重光 : 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，平成 22 年度修士論文梗概，2011.3
20) 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，pp.1587-1588，1981.9
21) 石田徹，畑中重光，三島直生：低強度コンクリートが使用された開口耐震壁の破壊性状に関する研究，平成 25 年度修士論文梗概，2014.3
22) 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
23) 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
24) 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
25) 金紅日，芳村学，中村孝也，保木和明：古い鉄筋コンクリート柱の耐震性に及ぼす袖壁の影響，日本建築学会構造系論文集 第 73 巻　第 633 号，2001-2008，2008.11
26) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.115-120，2008
27) 坂上正裕，樋熊利亘，古布宗斗，加藤大介，田村良一 : RC 造有開口袖壁付き柱の曲げせん断加力実験（その 1　実験概要)，日本建築学会学術講演梗概集，pp.117-118，2013.8
28) 樋熊利亘，坂上正裕，古布宗斗，加藤大介，田村良一 : RC 造有開口袖壁付き柱の曲げせん断加力実験（その 2　実験結果)，日本建築学会学術講演梗概集，pp.119-120，2013.8
29) 古布宗斗，坂上正裕，樋熊利亘，加藤大介，田村良一 : RC 造有開口袖壁付き柱の曲げせん断加力実験（その 3　最大強度に関する検討)，日本建築学会学術講演梗概集，pp.121-122，2013.8
30) 加藤大介，孫浩陽 : 袖壁つき RC 造柱の最大耐力以降の挙動の評価法，日本建築学会構造系論文集，Vo.566，pp97-103，2003.4
31) 松本和行，壁谷澤寿海，倉本洋：シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の静加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No.2，pp.819-824，1992
32) 小野正行，徳広育夫：鉄筋コンクリート造耐震壁の開口の影響による耐力低減率の提案，日本建築学会構造系論文報告集，No.435，pp.119-129，1992.5
33) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，金裕錫，東條有希子：鉄筋コンクリート造耐震壁の形状と補強に関する実験的研究（その 1：柱型がない場合と有開口の場合)，日本建築学会学術講演梗概集，pp.461-462，2007.8
34) 加藤大介，壁谷澤寿海，小谷俊介，青山博之 : 鉄筋コンクリート造有開口壁の耐震設計法，コンクリート工学論文集，Vol. 2，No.2，pp.143-152，1991.7
35) 櫻井真人，田中昭，松井智哉，倉本洋 : 複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼすせん断スパン比の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 33，No.2，pp.469-474，

2011

（※これらのうち，文献 7)，16)，17)，19)，21)，24)は，三重大学で行われた研究である。）

附録

平成 26 年度
修士論文梗概

低強度コンクリートが使用された無開口および有開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響

畑中研究室　413M409　田中準一

1. 序論

既存鉄筋コンクリート（RC）造建築物の耐震診断および耐震補強設計を行う際に，通常はコンクリートの圧縮強度を調査する。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など，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 [1),2)]。一方で，日本建築防災協会の耐震診断基準 [3)]および耐震改修指針 [4)]では，鉄筋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，それ未満のものについては基本的には耐震補強の対象外としている。

しかしながら，コンクリートの最低圧縮強度 13.5N/mm^2 が必ずしも力学的な根拠から決定されたものではないこと [5),6)]から，コンクリート強度が 13.5N/mm^2 未満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。

これに対して，日本コンクリート工学会中国支部において，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，耐震診断および補強に関する研究が行われた [7)]。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。

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としている。

2. 既往の研究および本論文の目的

本研究室ではこれまでに，低強度コンクリートが用いられた RC 柱 [8)]・無開口 [9)]および有開口耐震壁 [10)]に対する実験的な検討が行われてきた。低強度コンクリートを用いた RC 柱に関する実験結果からは，破壊の特徴として，せん断破壊する場合には，ひび割れが分散して細かなひび割れが多数発生すること，また，破壊形式を問わず，付着割裂ひび割れが発生することを確認した [8)]。さらに，無開口耐震壁に対する実験結果からは，耐力算定式の適用性としては，低強度コンクリートを用いた場合には，既往のせん断耐力算定式を用いると過大評価となり,その対応策として,既往のせん断耐力式にコンクリート強度に応じた低減係数を乗じる山本提案式 [11)]を用いることで適切に評価できた [10)]。しかし，現時点で低強度コンクリートが用いられた無開口および有開口耐震壁に対する反曲点高さ比（せん断スパン比 M/（Q・L））の影響に関しては不明なままであった。

そこで，本論文では，低強度コンクリートが用いられた無開口および有開口耐震壁の耐力および変形特性に対する反曲点高さ比の影響を実験により明らかにし，既往の耐力式の適用性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。

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 部材を中心に，破壊性状および耐力算定法に関する既往の研究を取りまとめる。第 3 章では，無開口および有開口耐震壁の耐力および変形特性に対する反曲点高さ比の影響を実験により明らかにする。第 4 章では，本研究により得られた知見を総括する。

4. 実験方法

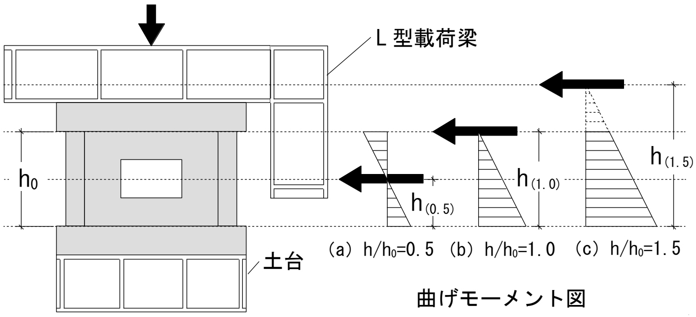
4.1 要因および水準

表 4.1 に実験の要因および水準を示す。本実験では，実験装置の大きさに合わせたため，試験体実大の 1/5 スケールとしている。コンクリートの圧縮強度は 7，21（N/mm^2）の 2 水準とし，反曲点高さ比（**図 4.1** 参照）を 0.5，1.0（低強度有開口試験体のみ作製），1.5 の 3 水準（このうち，反曲点高さ比 0.5 の試験体は既報 [9),10)]で報告した試験体），開口は，耐力を評価する上で基準となる無開口に加え，開口周比 [3)]が 0.4 となる様に，壁中央に 1 つ，または柱ぎわに 2 つの，3 水準とした。コンクリートの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，適切なワーカビリティを得るために，F = 7N/mm^2 のコンクリートについては既往の研究 [9)] を参考にセメントの一部を石灰石微粉末で置換した。

4.2 試験体の概要

表 4.2 に鉄筋の諸性状を，**表 4.3** に使用したコンクリートの調合表を，**表 4.4** に試験体諸元を，**図 4.2** 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 階部分を想定している。柱は 100mm×100mm の正方形断面とし，壁厚さは 40mm とした。骨材も 1/5 スケールとしているため，試験体は骨材の最大寸法を 5mm とするコンクリート（モルタル）を用いて作製した。柱の主筋は 4-D6，せん断補強筋は φ3.2@60，壁筋は φ2.6@50 の溶接金網，開口補強筋は 2-φ6 を用いている。上下梁は柱，壁に対して十分大きな剛性と強度を確保するため, 250mm×150mm の長方形断面として



h/h_0:反曲点高さ比
h:柱脚から曲げモーメント M が 0 になる点の高さ
h_0:柱の内のり高さ

図 4.1　反曲点高さ比の定義および試験装置の概要

表 4.1　要因および水準

要因	水準
目標強度 [N/mm^2]	7，21
反曲点高さ比 (h/h_0)	0.5 [9),10)]，1.0*，1.5
開口位置（数）	無し，壁中央（1個），柱ぎわ（2個）

[注] ＊：低強度有開口試験体のみ作製。

おり，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 RC 製載荷梁の定着のために，打設時に長ナットを埋め込んだ。

試験体名は，F○-△-□の記号を付け，○はモルタルの目標強度，△は開口位置および数（W：無開口，SWC：壁中央 1 個，DWE：柱ぎわ 2 個），□は反曲点高さ比とした。

4.3 実験方法

本実験では，「2001 年改訂版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」における，耐震診断 2 次診断を想定し，開口耐震壁の要素試験と位置付けた実験を行った。加力方法は，柱および壁に $2N/mm^2$ の軸力を与え，これを維持しながら，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 h は柱高さを h_0 とした場合に，h/h_0 = 0.5，1.0，1.5 の 3 水準〔図 4.1(a)～(c)参照〕に変化させた。載荷プログラムは，層間変形角 R = 1/2000，1/1000，1/500，1/250，1/125，1/100，1/50，1/30rad の順に正負載荷を 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。ジャッキ頭部のロードセルで荷重を測定し，レーザー変位計および接触型変位計により，上下梁の水平変位，下梁および L 型載荷梁の鉛直変位を測定した。設定した変形角ごとに載荷を一時停止し，ひび割れ状況を記録した。また，1/5 縮小モデル試験体と同時に，圧縮強度試験のための φ50×100mm の円柱試験体も作成した。

5. 実験結果および考察

5.1 ひび割れの進展と破壊状況

（1）反曲点高さ比 1.5 の試験体（記号-1.5）

1）全体

図 5.1 および図 5.2 に，普通強度コンクリートおよび低強度コンクリートを用いた反曲点高さ比 h/h_0 = 1.5 の試験体の実験終了時におけるひび割れ状況をそれぞれ示す。なお，h/h_0 = 0.5 の無開口試験体（W）の実験結果も併せて示す。図 5.1 および図 5.2 から分かるように，本実験における h/h_0 = 1.5 の試験体は，h/h_0 = 0.5 の場合と同様に，コンクリートの強度レベル，開口の有無，位置および数によらず，すべてせん断破壊した。本研究における各試験体のせん断余裕度（表 5.1 参照）は，普通強度試験体で 0.3～0.9，低強度試験体で 0.2～0.7 となり，破壊モードは一致した。しかし，詳細にみると，普通強度有開口試験体（図 5.1(c)，(d)）では，1 本の大きなひび割れが発生したのに対し，低強度有開口試験体（図 5.2（c），(d)）は，柱の主筋に沿って付着ひび割れが発生し，柱および壁の全体に細かなひび割れや圧壊（図 5.2 中の（ア），(イ)）が発生した。これは，既往の研究 [8)-10)] においても報告されている低強度コンクリートを用いた構造体に広く見られる特徴であり，せん断ひび割れ発生後の圧縮束が圧縮破壊しやすくなることが一因と考えられる。

h/h_0 = 1.5 の場合，すべての試験体で R = -1/500rad までに壁板にせん断ひび割れが，柱の上下端部に曲げひび割れが発生した。

2）無開口試験体（W-1.5）

R = -1/500rad 以降，普通強度の無開口試験体 F21-W-1.5（図 5.1（b））では，変形が進むにつれ壁板のせん断ひび割れの数が増加し，R = +1/125rad 以降，柱の曲げひび割れの数が急激に増えるとともに，柱脚で引抜き（図 5.1 中の

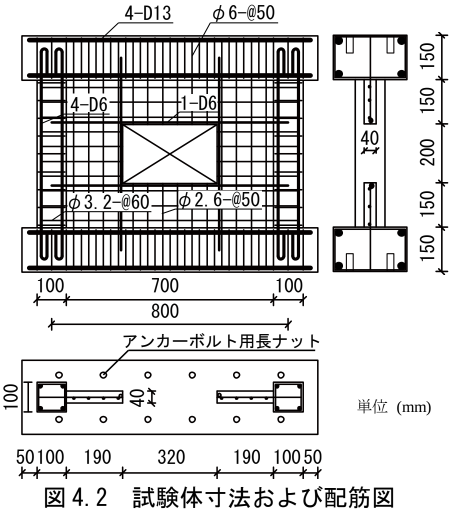


図 4.2　試験体寸法および配筋図

表 4.2　鉄筋の諸性状

呼び名	降伏点 [N/mm^2]	ヤング係数 [N/mm^2]
D6	481.3	2.19×10^5
φ3.2	654.4	1.88×10^5
φ2.6	643.5	1.67×10^5

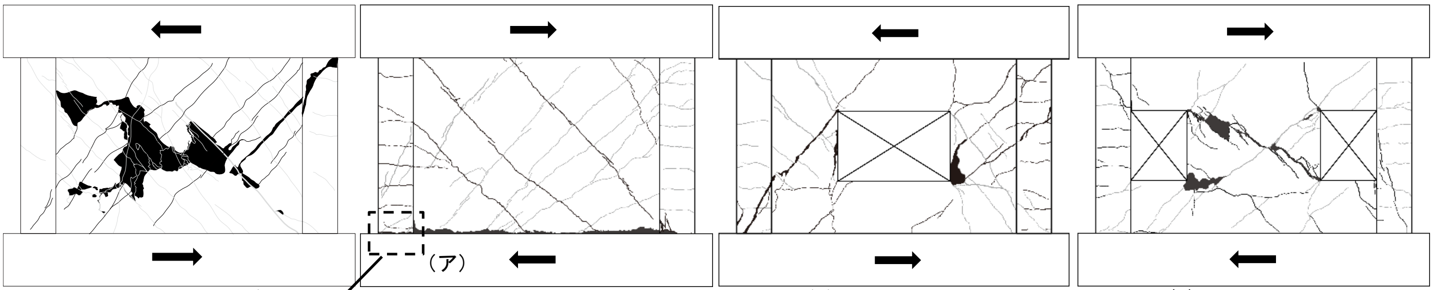
表 4.3　コンクリートの調合

F [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]F：目標強度，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

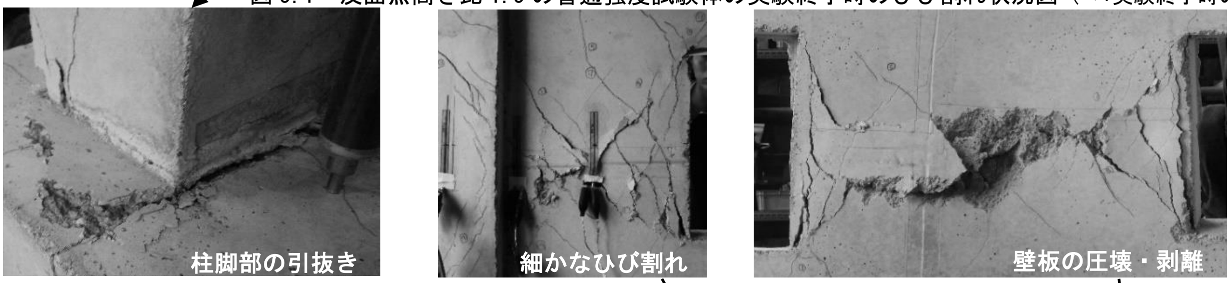
表 4.4　試験体諸元

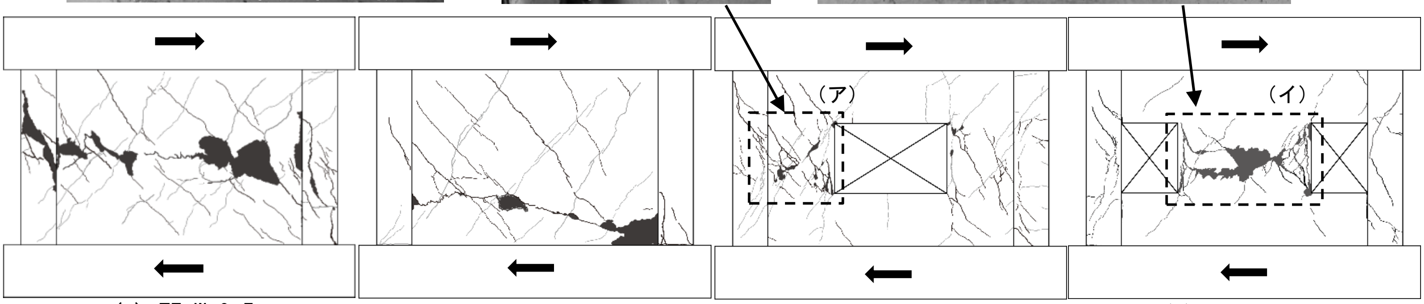
	試験体名	目標強度 [N/mm^2]	反曲点高さ比 (h/h_0)	軸力 [N/mm^2]	柱			壁					梁・土台		
					断面寸法 [mm]	主筋	せん断補強筋	壁厚 [mm]	壁筋	開口位置	開口数 [個]	縦横開口補強筋	断面寸法 [mm]	主筋	せん断補強筋
低強度	F7-W-0.5	7	0.5	2	100×100	4-D6 Pt=0.63%	φ3.2-@60 Pw=0.27%	40	縦横共 φ2.6-@50 Ps=0.27%	−	−	−	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ6-@50 Pw=0.19%
	F7-W-1.5		1.5												
	F7-SWC-0.5[10)]		0.5							壁中央	1	1-D6			
	F7-SWC-1.0		1.0												
	F7-SWC-1.5		1.5												
	F7-DWE-0.5[10)]		0.5							柱ぎわ	2				
	F7-DWE-1.0		1.0												
	F7-DWE-1.5		1.5												
普通強度	F21-W-0.5[9)]	21	0.5							−	−	−			
	F21-W-1.5		1.5												
	F21-SWC-0.5[10)]		0.5							壁中央	1	1-D6			
	F21-SWC-1.5		1.5												
	F21-DWE-0.5[10)]		0.5							柱ぎわ	2				
	F21-DWE-1.5		1.5												



(a) F21-W-0.5[9] (R = -1/100 rad.)　(b) F21-W-1.5 (R = -1/50 rad.)　(c) F21-SWC-1.5 (R = +1/50 rad.)　(d) F21-DWE-1.5 (R = -1/125 rad.)

図 5.1　反曲点高さ比 1.5 の普通強度試験体の実験終了時のひび割れ状況図（➡:実験終了時の加力方向）





(a) F7-W-0.5 (R = -1/55 rad.)　(b) F7-W-1.5 (R = -1/80 rad.)　(c) F7-SWC-1.5 (R = -1/100 rad.)　(d) F7-DWE-1.5 (R = -1/125 rad.)

図 5.2　反曲点高さ比 1.5 の低強度試験体の実験終了時のひび割れ状況図（➡:実験終了時の加力方向）

(ア)）が生じた。その後，壁板のせん断ひび割れが下梁と壁板の境界の曲げひび割れまで達し，R = +1/50rad 付近で壁板のせん断破壊，下梁との界面でのスリップ破壊がそれぞれ見られた。

低強度の無開口試験体 F7-W-1.5（図 5.2（b））でも変形が進むにつれ壁板のせん断ひび割れが増加したが，普通強度試験体と比較すると短いひび割れが多数見られた。R = +1/250rad 以降，壁板のせん断ひび割れが急激に増加・拡大していき，R = -1/125rad 以降，壁板に水平方向のひび割れが生じ，壁板隅部や水平方向の複数個所でコンクリートの圧壊・剥落が見られた。引張側柱の引き抜きも発生した。

3）中央有開口試験体（SWC-1.5）

普通強度の中央有開口試験体 F21-SWC-1.5（図 5.1（c））では，R = +1/250 以降，変形が進むにつれて開口横の壁板にせん断ひび割れが増加するとともに，柱に曲げひび割れが発生した。R = +1/125rad 以降，開口部分から柱端部にかけて 1 本の大きなせん断ひび割れが進展・拡大し，破壊に至った。

低強度の中央有開口試験体 F7-SWC-1.5（図 5.2（c））でも，無開口試験体と同様に，普通強度有開口試験体と比較すると短いひび割れが多数見られた。R = +1/100rad 以降，複数のせん断ひび割れにより，開口横の壁板全体で圧壊にに至った（図 5.2（c）中の(ア)）。

4）柱ぎわ有開口試験体（DWE-1.5）

柱ぎわ有開口試験体（DWE）も，無開口（W）および中央有開口試験体（SWC）と同様に，低強度試験体（図 5.2（d））と普通強度試験体（図 5.1（d））を比較すると，短いひび割れが多数見られ，開口横の壁板中央で圧壊・剥落が見られた（図 5.2（d）中の(イ)）。

（2）反曲点高さ比 0.5[11] および 1.0 の試験体との比較

反曲点高さ比 $h/h_0 = 1.0$ の試験体の結果は，$h/h_0 = 1.5$ の試験体とほぼ同様であり，ここでの考察は省略する。

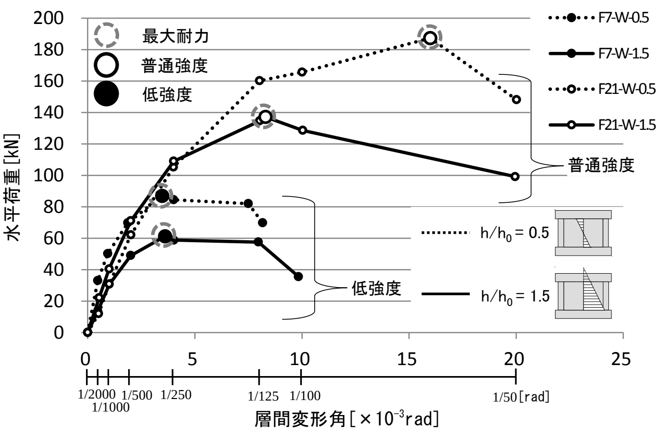
既報[11] によれば，$h/h_0 = 0.5$ の場合，破壊は全ての試験体で高さ方向の中央部付近で生じた。一方，本実験の無開口試験体（$h/h_0 = 1.5$）では，曲げ応力度が大きい柱脚部および壁板下部で破壊に至った。有開口試験体（$h/h_0 = 1.0$, 1.5）では，本実験の範囲においては，$h/h_0 = 0.5$ の試験体と同様に，破壊状況・位置は高さ方向の中央部付近で生じており，反曲点高さ比の影響はあまり見られなかった。

5.2　水平荷重－層間変形角関係および破壊過程

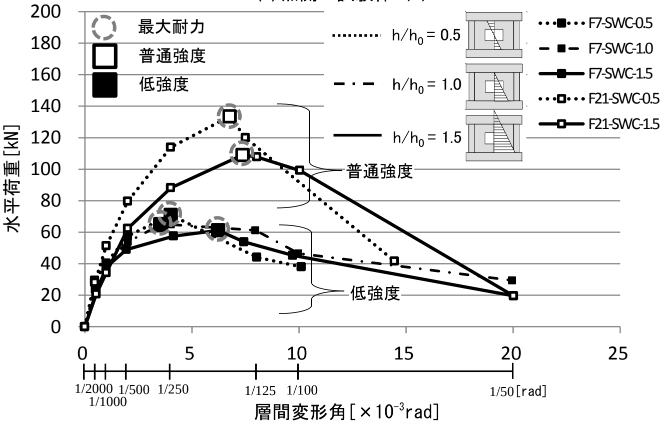
図 5.3 に，反曲点高さ比 $h/h_0 = 0.5$，1.0 および 1.5 の試験体の水平荷重－層間変形角関係の包絡線を示す。なお，包絡線は，各試験体における載荷履歴曲線の第 1，3 象限のうち大きい方を示した。

普通強度および低強度の有開口試験体（□■，△▲）について，最大荷重時の層間変形角における反曲点高さ比の影響はあまり明確には見られなかった。

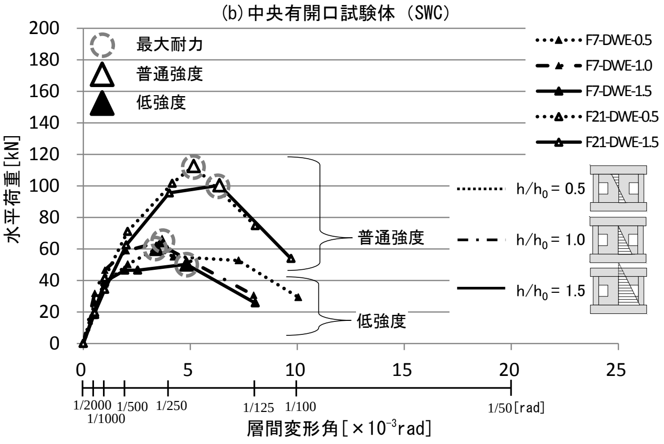
$h/h_0 = 1.5$ の試験体（**実線―**）の最大耐力は，有開口（□



(a) 無開口試験体（W）



(b) 中央有開口試験体（SWC）



(c) 柱ぎわ有開口試験体（DWE）

図 5.3　水平荷重－層間変形角関係

■，△▲），無開口（○●）ともに $h/h_0 = 0.5$ の試験体（**点線**……）のものを下回る結果となり，$h/h_0 = 1.0$ の試験体（**破線** ― - ―）を含め，概ね，反曲点高さ比が大きいほど，最大耐力が小さくなる傾向が見られた。既往のせん断耐力算定式 1)とも対応することから，反曲点高さ比（せん断スパン比 M/（Q・L））による影響と考えられる。

低強度の有開口試験体（■▲）は，普通強度の有開口試験体（□△）と比較して，最大耐力が小さいが，最大耐力後の耐力低下が若干緩やかであり，靭性的な挙動を示した。

5.3　せん断耐力評価式による計算値と実験値の比較

5.3.1　耐震診断基準による開口低減率 γ_1 3)を用いた場合

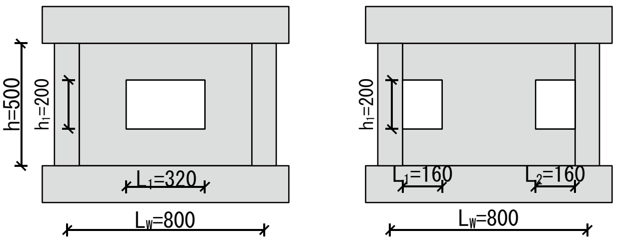
図 5.4 に，耐震診断基準による低減率の概要を，**式**(5.1) に，低減率 γ_1 の算定式を，**表 5.1** に，耐震診断基準による開口低減率 γ_1 3)を用いて算定を行った水平耐力の計算値および実験結果の一覧を，**図 5.5** に，最大耐力の実験値と γ_1 3)を適用した計算値の比較を示す。

算定式としては，耐震診断において使用されている大野・荒川 min 式 3)，その平均値を示す修正荒川 mean 式 3)を用いた。低強度試験体には，これらに加えて低強度コンクリートに対して提案されている，コンクリート強度に応じた低減係数を乗じる山本提案式 11)を用いた。

普通強度試験体では，全ての試験体は，大野・荒川 min 式 3)および mean 式 3)で安全側に評価され，修正荒川 mean 式 3)を用いることで，せん断耐力の実験値／計算値が 1.0 を上回る結果となった（**図 5.5** 中の○○△△□□）。

$$\gamma_1 = 1 - \eta$$

$$\eta = \max\left\{ \sqrt{\frac{\Sigma h_i \cdot L_i}{h \cdot L_W}},\ \frac{\Sigma L_i}{L_W},\ \frac{\Sigma h_i}{h} \right\} \qquad (5.1)$$



(a) 中央有開口耐震壁（SWC）　η_{swc}=0.4　低減率 γ_{1swc}=0.6

(b) 柱ぎわ有開口耐震壁（DWE）　η_{dwe}=0.4　低減率 γ_{1dwe}=0.6

図 5.4　耐震診断基準による低減率 γ_1 3)の概要および算定式

表 5.1　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（耐震診断基準による低減率 γ_1 3)）

	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式による低減率kr	開口低減率 γ_1 耐震診断基準3)	せん断余裕度 Q_{su2} 3) / Q_{mu} 3)	大野荒川min式 計算値 [kN]	大野荒川min式 実験値/計算値	修正荒川mean式 計算値 [kN]	修正荒川mean式 実験値/計算値	大野荒川min式+山本提案式 計算値 [kN]	大野荒川min式+山本提案式 実験値/計算値	修正荒川mean式+山本提案式 計算値 [kN]	修正荒川mean式+山本提案式 実験値/計算値
低強度	F7-W-0.5	6.3	86.9	0.6	–	0.2	85.7	1.01	98.6	0.88	51.2	1.70	58.9	1.48
	F7-W-1.5	4.8	61.2	0.5		0.7	83.5	0.73	95.6	0.64	42.8	1.43	49.0	1.25
	F7-SWC-0.5 10)	8.1	71.0	0.7	0.6	0.2	54.2	1.31	62.6	1.13	37.8	1.88	43.7	1.63
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6		0.3	52.0	1.25	59.9	1.08	32.9	1.98	37.9	1.71
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6		0.4	51.7	1.18	59.5	1.03	31.7	1.93	36.5	1.68
	F7-DWE-0.5 10)	5.9	61.2	0.6		0.2	52.3	1.17	59.9	1.02	30.0	2.04	34.4	1.78
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6		0.3	50.9	1.28	58.4	1.11	28.6	2.27	32.8	1.98
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7		0.5	53.3	0.94	61.7	0.81	38.1	1.32	44.1	1.14
普通強度	F21-W-0.5 9)	26.3	187.3	–	–	0.4	116.1	1.61	139.7	1.34	–	–	–	–
	F21-W-1.5	22.7	137.1			0.9	110.1	1.25	131.7	1.04	–	–	–	–
	F21-SWC-0.5 10)	31.0	133.5	–	0.6	0.3	74.7	1.79	90.3	1.48	–	–	–	–
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0			0.7	72.5	1.50	87.8	1.24	–	–	–	–
	F21-DWE-0.5 10)	25.9	112.7	–		0.3	70.1	1.61	84.1	1.34	–	–	–	–
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8			0.6	65.9	1.64	78.8	1.37	–	–	–	–

［注］（灰色）：比較的適切に評価できた計算値

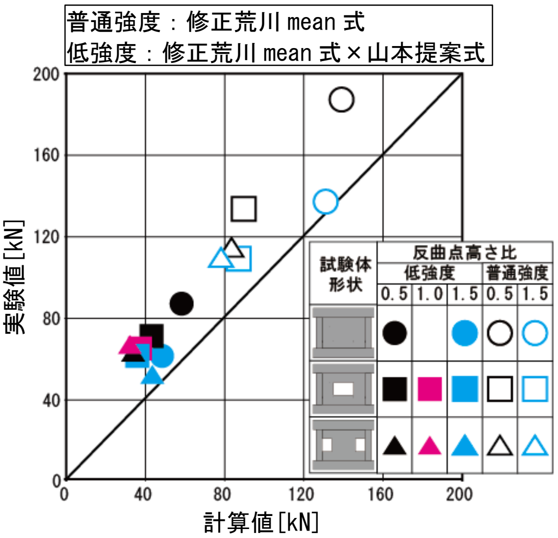
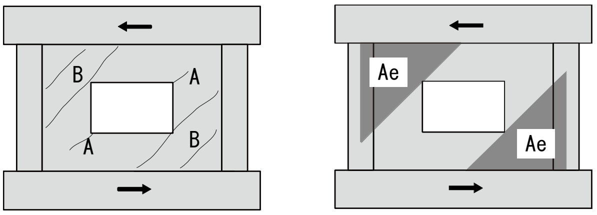


図 5.5　最大耐力の実験値と計算値の比較



(a) 開口耐震壁の典型的なひび割れ　(b) 45 度方向の圧力場を形成する壁板の領域

図 5.6　圧力場面積による低減率 γ_2[12)] の概要

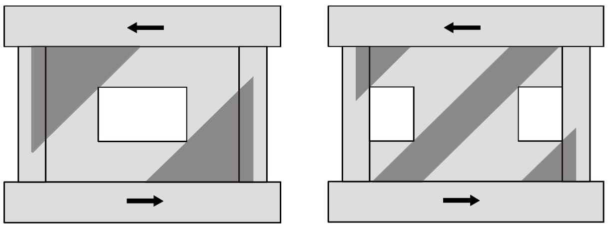

(a) 中央有開口試験体 (SWC) γ_{2swc}=0.62　(b) 柱ぎわ有開口試験体 (DWE) γ_{2dwe}=0.57

図 5.7　45 度方向の圧力場を形成する壁板の領域（本実験の試験体）

低強度試験体では，無開口試験体（W）は，修正荒川 mean 式[3)]に山本提案式の低減率[11)]を適用することで，実験値／計算値が 1.48，1.25 となり，比較的適切に評価された（**図 5.5** 中の●●）。中央有開口試験体（SWC）については，実験値／計算値が 1.63~1.71 となり，無開口と比較すると，せん断耐力をより過小評価する結果となった（**図 5.5** 中の■■■）。柱ぎわ有開口試験体(DWE)についても，概ね同様の傾向であったが（**図 5.5** 中の▲▲），h/h_0 = 1.5 の試験体（F7-DWE-1.5）は実験値／計算値が 1.14 となり，無開口（W）よりも推定値に対する余裕度が小さくなった（**図 5.5** 中の▲）。

5.3.2　圧力場面積による開口低減率 γ_2[12)] を用いた場合

1）傾斜角を 45 度とした場合

図 5.6 に，圧力場面積による低減率 γ_2[12)]の概要を，**図 5.7** に，本実験で用いる試験体の 45 度方向の圧力場面積の領域を示す。

既往の研究[12)]では，**図 5.6 (a)** に示すように，初期ひび割れ A が生じても剛域（変形しないとみなす領域）低下は，ほとんどないが，斜めひび割れ B は，耐震壁の剛性への影響が大きくなることはもちろん，その水平耐力にも大きな影響を及ぼすことになり，設計上重要な問題となるひび割れであると述べられている。また，**図 5.6 (b)** に示すように，水平耐力に寄与すると考えられる壁板の面積 Ae は，単数開口の場合，開口の隅部から圧縮応力の作用する方向に 45 度に引かれた線と柱，梁の中心線（本研究では，柱の内法高さ）で囲まれた領域，複数開口の場合，壁を挟むそれぞれの開口の隅角から圧縮応力の作用する方向に 45 度に引かれた線と柱，梁の中心線（本研究では，柱の内法高さ）で囲まれた領域として算定すると述べられている。

式 (5.2) に，低減率 γ_2[12)]の算定式を示す。

$$\gamma_2 = \sqrt{\frac{\Sigma Ae}{hl}} \qquad (5.2)$$

ここに，ΣAe：壁板の斜めひび割れ傾斜角を 45 度とした時の圧力場を形成する壁板の面積和[mm²]

hl：壁板の面積[mm²]

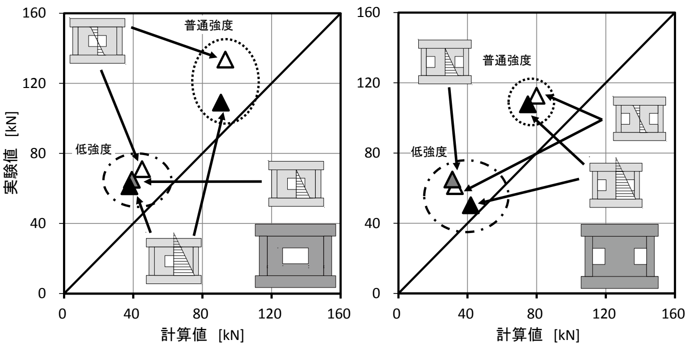
表 5.2 に，45 度方向の圧力場を形成する壁板の面積による低減率 γ_2[12)]を用いて算定を行なったせん断耐力の計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を，**図 5.8** に，最大耐力の実験値と γ_2[12)]を適用した計算値の比較を示す。

先述の耐震診断基準による低減率 γ_1[3)]を用いて算定を行なった場合と同様に，普通強度試験体では，有開口，無開

表 5.2　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（45 度の圧力場面積による低減率 γ_2[12)]）

	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式による低減率kr	圧力場面積法 低減率 γ_2	せん断耐力 大野荒川min式 計算値 [kN]	大野荒川min式 実験値/計算値	修正荒川mean式 計算値 [kN]	修正荒川mean式 実験値/計算値	大野荒川min式+山本提案式 計算値 [kN]	大野荒川min式+山本提案式 実験値/計算値	修正荒川mean式+山本提案式 計算値 [kN]	修正荒川mean式+山本提案式 実験値/計算値
低強度	F7-SWC-0.5[10)]	8.1	71.0	0.7	0.62	56.1	1.27	64.7	1.10	39.1	1.82	45.1	1.57
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6		53.7	1.21	61.9	1.05	34.0	1.91	39.2	1.66
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6		53.4	1.15	61.5	1.00	32.8	1.87	37.8	1.62
	F7-DWE-0.5[10)]	5.9	61.2	0.6	0.57	49.7	1.23	56.9	1.08	28.5	2.15	32.7	1.87
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6		48.3	1.34	55.5	1.17	27.2	2.39	31.2	2.08
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7		50.6	0.99	58.6	0.86	36.2	1.39	41.9	1.20
普通強度	F21-SWC-0.5[10)]	31.0	133.5	–	0.62	77.2	1.73	93.3	1.43	–	–	–	–
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0			74.9	1.46	90.7	1.20	–	–	–	–
	F21-DWE-0.5[10)]	25.9	112.7	–	0.57	66.6	1.69	79.9	1.41	–	–	–	–
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8			62.6	1.72	74.9	1.44	–	–	–	–

［注］（灰色）：比較的適切に評価できた計算値



(a) 中央有開口試験体 (SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体 (DWE)

図 5.8　最大耐力の実験値と圧力場低減率 γ_2[12)]を適用した計算値の比較

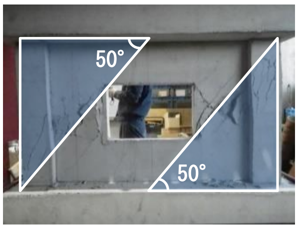


写真 5.1　F7-SWC-0.5

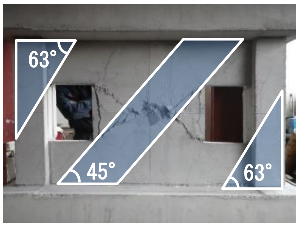


写真 5.3　F7-DWE-0.5

写真 5.2　F7-SWC-1.5

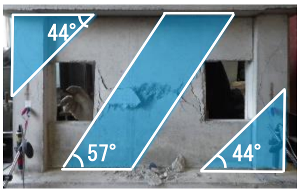
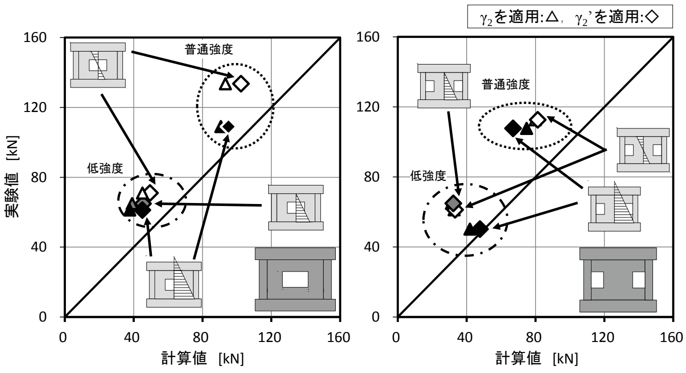


写真 5.4　F7-DWE-1.5



(a) 中央有開口試験体 (SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体 (DWE)

図 5.9　最大耐力の実験値と圧力場低減率 γ_2[12)], γ_2' を適用した計算値の比較

口ともに修正荒川 mean 式 [3)]を適用した場合に，一方，低強度試験体では，有開口，無開口ともに修正荒川 mean 式 [3)]に山本提案式 [11)] を適用した場合に，実験値／計算値が 1.0 を上回り，比較的適切に評価された。

2) 破壊状況に基づく圧力場面積の修正

5.3.2 節の 1）では，傾斜角を 45 度方向とした圧力場面積による低減率で，開口耐震壁のせん断耐力を推定した。しかし，これは算定の簡便さと実用性を考慮したものであり，実際には，壁板の斜めひび割れは水平軸に対して 45 度に発生するとは限らず，壁板の負担する軸方向力の大きさや開口位置などの影響を受けるとしている。

そこで，本研究では，圧力場面積の傾斜角を実験の最終破壊状況から再定義し，圧力場面積による低減率を変化させることでより精度よくせん断耐力を推定できると考え，検討を行った。

写真 5.1～5.4 には，最終破壊状況の写真に本実験結果から求めた圧力場面積の領域を重ねた例を示す。

既往の研究 [12)]と同様に，いずれの試験体においても，45 度に限らず，様々な角度でひび割れが発生していることが確認できた。また，柱にも，せん断ひび割れが発生している点から，柱の中心ではなく，柱せい（D）のすべての面積を含めて，新たに圧力場面積を求めた。

表 5.3 に，最終破壊状況から求めた低減率 γ_2' を用いて算定を行なった計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を，**図 5.9** に，最大耐力の実験値と γ_2[12)]，γ_2' を適用した計算値の比較を示す。

傾斜角を 45 度とした圧力場による低減率 γ_2[12)]（△▲▲）と実験結果の圧力場による低減率 γ_2'（◇◆◆）とを比較すると，反曲点高さ比および強度レベルによらず，中央有開口試験体（SWC）では，実験結果の圧力場による低減率を適用した場合に，多少ではあるが，実験値/計算値がより 1.0 に近い値となった（**図 5.9 (a)** 中の◇◆◆）。柱ぎわ有開口試験体（DWE）でも，概ね同じ傾向となったが，F21-DWE-1.5 は，実験結果の圧力場による低減率を適用した場合に，せん断耐力を過小評価し，中央有開口試験体と異なる傾向となった（**図 5.9（b）** 中の◆）。

表 5.3 に示すように，低強度および普通強度試験体は，開口の隅部から圧縮応力の作用する角度を 45 度と仮定した場合よりも，圧力場面積は概ね大きくなることがわかった。この原因は，本実験の試験体は，梁や土台を剛と仮定したため，圧力場面積に梁や土台の面積を算入しない，また，柱に対して壁厚が大きい試験体を使用したため，柱にせん断ひび割れが進展したことが考えられる。また，低強度試験体は，反曲点高さ比が大きくなるほど，圧力場面積が大きくなることがわかった。これは，低強度試験体は，

表 5.3　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（実験結果の圧力場面積による低減率 γ_2'）

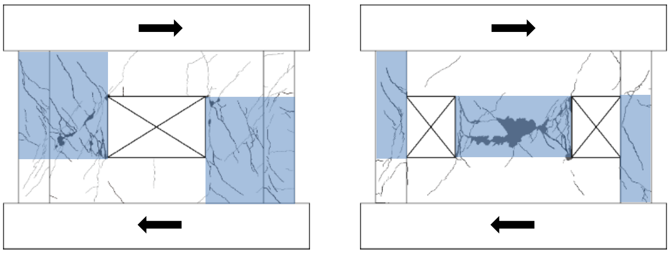
	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式による低減率kr	圧力場面積法		せん断耐力							
							大野荒川min式		修正荒川mean式		大野荒川min式+山本提案式		修正荒川mean式+山本提案式	
					低減率 γ_2	低減率 γ_2'	計算値 [kN]	実験値/計算値	計算値 [kN]	実験値/計算値	計算値 [kN]	実験値/計算値	計算値 [kN]	実験値/計算値
低強度	F7-SWC-0.5[10)]	8.1	71.0	0.7	0.62	0.68	61.5	1.15	70.9	1.00	42.9	1.66	49.5	1.44
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6		0.72	62.4	1.04	71.9	0.90	39.4	1.65	45.5	1.43
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6		0.74	63.8	0.96	73.4	0.83	39.1	1.57	45.1	1.36
	F7-DWE-0.5[10)]	5.9	61.2	0.6	0.57	0.58	50.5	1.21	57.9	1.06	29.0	2.11	33.3	1.84
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6		0.59	50.0	1.30	57.5	1.13	28.1	2.31	32.3	2.01
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7		0.65	57.7	0.87	66.9	0.75	41.2	1.22	47.8	1.05
普通強度	F21-SWC-0.5[10)]	31.0	133.5	−	0.62	0.68	84.6	1.58	102.4	1.30	−	−	−	−
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0			0.65	78.5	1.39	95.1	1.15	−	−	−	−
	F21-DWE-0.5[10)]	25.9	112.7	−	0.57	0.58	67.8	1.66	81.3	1.39	−	−	−	−
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8			0.51	56.0	1.92	67.0	1.61	−	−	−	−

［注］（網掛け）：比較的適切に評価できた計算値

表 5.4　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（靭性指針法 [13] および分解部材法(350mm)）

	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm²]	実験値 [kN]	山本提案式による低減率kr	せん断耐力 靭性指針法 靭性指針式 計算値 [kN]	せん断耐力 靭性指針法 靭性指針式 実験値/計算値	部材分解法 修正荒川mean式 耐震診断基準法 計算値 [kN]	部材分解法 修正荒川mean式 耐震診断基準法 実験値/計算値	部材分解法 修正荒川mean式 分割累加法 計算値 [kN]	部材分解法 修正荒川mean式 分割累加法 実験値/計算値	部材分解法 修正荒川mean式+山本提案式 耐震診断基準法 計算値 [kN]	部材分解法 修正荒川mean式+山本提案式 耐震診断基準法 実験値/計算値	部材分解法 修正荒川mean式+山本提案式 分割累加法 計算値 [kN]	部材分解法 修正荒川mean式+山本提案式 分割累加法 実験値/計算値
低強度	F7-SWC-0.5[10]	8.1	71.0	0.7	43.3	1.64	87.1	0.81	85.7	0.83	60.8	1.17	59.8	1.19
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6	38.3	1.69	86.9	0.75	77.1	0.84	54.8	1.19	48.6	1.34
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6	37.7	1.62	85.5	0.72	72.9	0.84	52.5	1.17	44.8	1.37
	F7-DWE-0.5[10]	5.9	61.2	0.6	44.1	1.39	71.3	0.86	－	－	40.9	1.49	－	－
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6	41.8	1.55	67.4	0.96	－	－	37.9	1.71	－	－
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7	55.3	0.91	68.1	0.74	－	－	48.7	1.03	－	－
普通強度	F21-SWC-0.5[10]	31.0	133.5	－	119.2	1.12	118.5	1.13	124.3	1.07	－	－	－	－
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0		112.9	0.97	115.0	0.95	101.9	1.07	－	－	－	－
	F21-DWE-0.5[10]	25.9	112.7	－	129.7	0.87	98.2	1.15	－	－	－	－	－	－
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8		115.6	0.93	83.0	1.30	－	－	－	－	－	－

［注］（網掛け）：比較的適切に評価できた計算値



(a)中央有開口試験体（SWC）の例（F7-SWC-1.5）　(b)柱ぎわ有開口試験体（DWE）の例（F7-DWE-1.5）

図 5.10　有開口試験体のアーチ・トラスモデル(本実験の試験体)

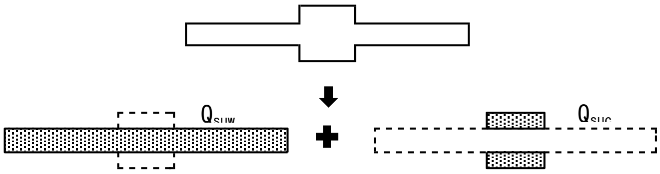


図 5.11　分割累加法 [14] のモデル概念図

普通強度試験体と比較して軸力比が大きく，斜めひび割れ傾斜角が高くなったと考えられる。

以上の結果から，中央有開口試験体（SWC）は，圧力場面積の傾斜角を変化させることでより適切にせん断耐力を推定できると考えられるが，柱ぎわ有開口試験体（DWE）は，本実験の範囲では，異なる傾向であり，さらにデータを蓄積して検討する必要がある。

5.3.3　開口耐震壁を袖壁，柱のみ，および柱なし壁に分解して計算する方法 [13]

1) 分解部材の有効高さを 350mm とした場合

図 5.10 に，靭性保証型耐震設計指針 [13]を参考に，本研究の有開口試験体にアーチ・トラス機構を適用したモデルを示す。

靭性保証型耐震設計指針 [13]では，中央有開口耐震壁のせん断強度を開口左右の袖壁強度の和とし，無開口耐震壁の靭性指針式を適用して評価する方法が示されている。ただし，耐震壁の有効高さ，トラス機構およびアーチ機構の有効等価壁長さを考慮すると述べられている。

また，靭性指針式 [13]では，コンクリートは，せん断ひび割れが発生した中を圧縮応力が伝わるために，圧縮強度自体が実質的に低下することを考慮し，コンクリート強度が 15.5～138.4N/mm² 程度の範囲の耐震壁の実験結果から，近似的に求めた有効強度係数 ν（$= 0.7 - \sigma_B/20$）を用いて，コンクリートの圧縮強度を低減させている。この有効係数は，コンクリート強度が 20～100N/mm² 程度の範囲では，コンクリート強度が高くなるほど，有効係数が小さくなる傾向が顕著であると述べられている。また，靭性保証型耐震設計指針では，コンクリート強度が 20N/mm² 以下の範囲では，有効強度係数を 0.6 とすることで，評価できるとしている。そこで，ここでは，低強度試験体については有効強度係数 ν =0.6 を適用する。また，本研究における各試験体の上下梁は，柱，壁に対し十分大きな剛性と強度を確保していることを考慮し，上下梁を袖壁の有効高さから除外する（図 5.10）。

また，柱ぎわ有開口試験体（DWE）については，靭性保証型耐震設計指針 [13]を参考に，本研究の最終破壊状況から，図 5.10 (b) に示すように，破壊が集中している柱 2 本(内法高さ 350mm)と，柱なし壁（内法高さ 200mm）に分解し，それぞれの耐力を靭性指針式 [13]（柱 2 本については，柱・梁の靭性指針式）によって算定し，累加することで評価できないか検討する。

表 5.4 に，靭性保証型耐震設計指針 [13]に基づいて算定を行なったせん断耐力の計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を示す。

なお，靭性指針式 [13]による算定値に加え，分解した各部材を，既往の研究 [10]で比較的適切に評価できた，修正荒川 mean 式 [3] および山本提案式の低減率 [11]を適用して計算を行なう部材分解法を用いた結果も併せて示す。

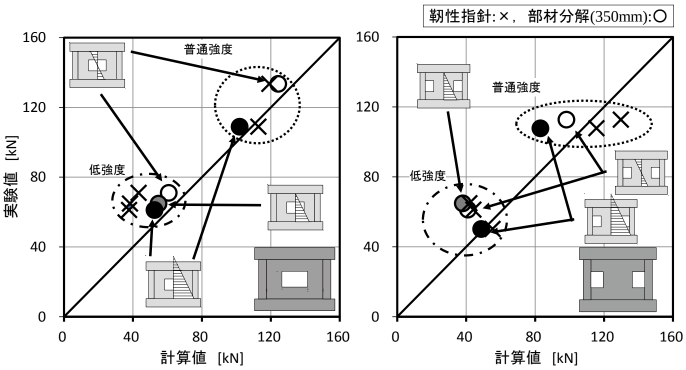
また,それぞれ分解した際の袖壁付き試験体（図 5.10 (a)）に対し，耐震診断基準法 [3]および既往の袖壁付き試験体で提案されている分割累加法 [14]を適用して算定を行った結果も併せて示す。図 5.11 に，分割累加法のモデル概念図を示す。

図 5.12 に，最大耐力の実験値と靭性指針法，部材分解法 (350mm) を適用した計算値の比較を示す。

図 5.12 によれば，靭性指針式 [13]を適用して算定を行なった場合，普通強度試験体では，有開口試験体（F21-SWC，F21-DWE）は，実験値／計算値が概ね 1.0 を下回る結果となった（図 5.12 (b) 中の✕）。この原因は，本研究では，既往の研究 [13]と比較して，柱の太さに対して相対的に壁が厚い点，壁板のせん断補強筋強度が 708.7N/mm²，643.5N/mm² と高強度鉄筋を使用している点(靭性指針式 [13]

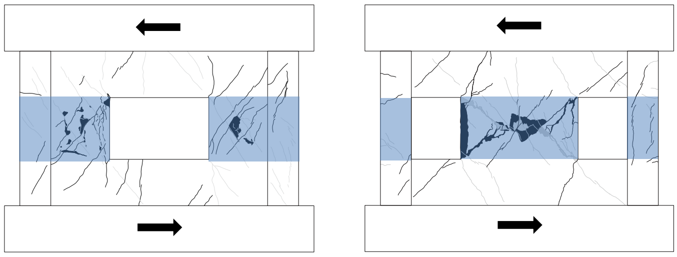
では，壁板のせん断補強筋強度を 400N/mm^{2}以下としている）にあると考えられる。また，ここでは，降伏ヒンジ領域の計画をしなかったため，計算値の低減をしていないことも一因に考えられる。低強度試験体では，有開口試験体（F7-SWC，F7-DWE）は，実験値/計算値が 1.0 を大きく上回り，せん断耐力を過小評価する結果となった。

分解した各部材それぞれを，普通強度試験体では，修正荒川 mean 式[3)]を適用して算定を行った場合に，低強度試験体では，修正荒川 mean 式[3)]に山本提案式[11)]を適用した場合に，いずれの有開口試験体（SWC，DWE）も実験値/計算値が 1.0 に近い値となり，適切に評価できた。なお，中央有開口試験体（SWC）については，分解した袖壁付き試験体に対し，分割累加法[13)]を適用した場合，耐震診断基準法[3)]を適用した場合と比較して，より適切に評価できた。



(a) 中央有開口試験体(SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体(DWE)

図 5.12　最大耐力の実験値と靭性指針法, 部材分解法(350mm)を適用した計算値の比較



(a) 中央有開口試験（SWC）の例(F7-SWC-0.5[11)])　(b) 柱ぎわ有開口試験（DWE）の例(F7-DWE-0.5[11)])

図 5.13　分解部材高さを開口内法高さ（200mm）とした場合の分解方法

以上の結果から，有開口試験体のせん断耐力を推定する際は，袖壁，柱なし壁，柱のみの部材に分解し，低強度では修正荒川 mean 式[3)]に山本提案式[11)]を，普通強度では修正荒川 mean 式[3)]を適用し，それぞれのせん断耐力算定値を累加することで, 靭性指針法よりも, 適切に評価できた。

2）分解部材の有効高さを 200mm とした場合

5.3.3 節の 1) では, 靭性保証型耐震設計指針[13)]を参考に，本研究の最終破壊状況から，図 5.10 に示すように，ひび割れが多く，応力が集中していると考えられる範囲から，分解部材の有効高さを 350mm とみなし，開口耐震壁のせん断耐力を推定した。しかし，図 5.13 に示すように，試験体によっては，強度によらず，主に開口内法高さ 200mm の範囲のひび割れの拡幅や圧壊・剥離により破壊に至っている場合もみられた。

そこで，本研究では，最終破壊状況を参考に，分解する部材の高さを変更し，より精度よくせん断耐力を推定できると考え，検討を行った。なお，ここでは，全ての試験体に対して，図 5.13 に示すように，分解部材の有効高さを開口内法高さ 200mm で一律とし, 検討を行う。

表 5.5 に，分解部材の有効高さを 200mm として算定を行なったせん断耐力の計算値および実験による最大水平耐力の結果の一覧を示す。なお，先述の分解部材の有効高さを 350mm として算定を行った結果も併せて示す。ここでは，分解部材の有効高さの変化によるせん断耐力の推定精度向上を確認するために，有効高さを 350mm として算定を行った際に，各試験体のせん断耐力を最も適切に評価できた算定方法・式で再度評価した。普通強度試験体では，分解した各部材をそれぞれ修正荒川 mean 式[3)]を適用し，低強度試験体では，分解した各部材をそれぞれ修正荒川 mean 式[3)]に山本提案式[11)]を適用した。なお，中央有開口試験体（SWC）については, 分解した袖壁付き試験体に対し，分割累加法[14)]を適用した。

図 5.14 に，最大耐力の実験値と部材分解法（350mm，200mm）を適用した計算値の比較を示す。

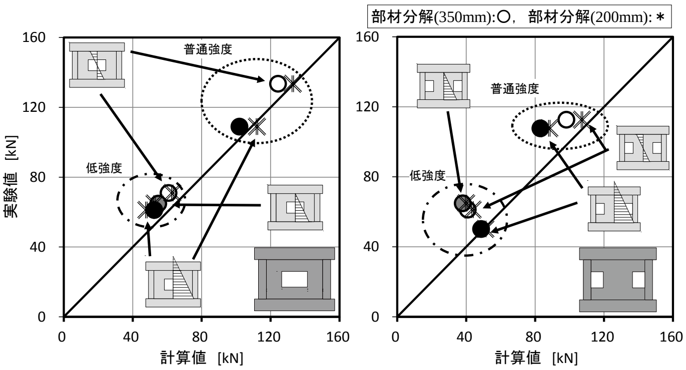
分解部材の有効高さを 200mm として算定を行なった場合, 低強度, 普通強度ともに, 有開口試験体（SWC, DWE）は，多少ではあるが，実験値/計算値が 1.0 に近い値となった（図 5.14 の＊）。

しかし，個別にみると，反曲点高さ比 h/h_0 = 1.5 の低強度柱ぎわ有開口試験体 (F7-DWE-1.5) や，h/h_0 = 1.5 の普通

表 5.5　最大耐力に対する実験値および計算値の一覧（分解部材の有効高さの検討）

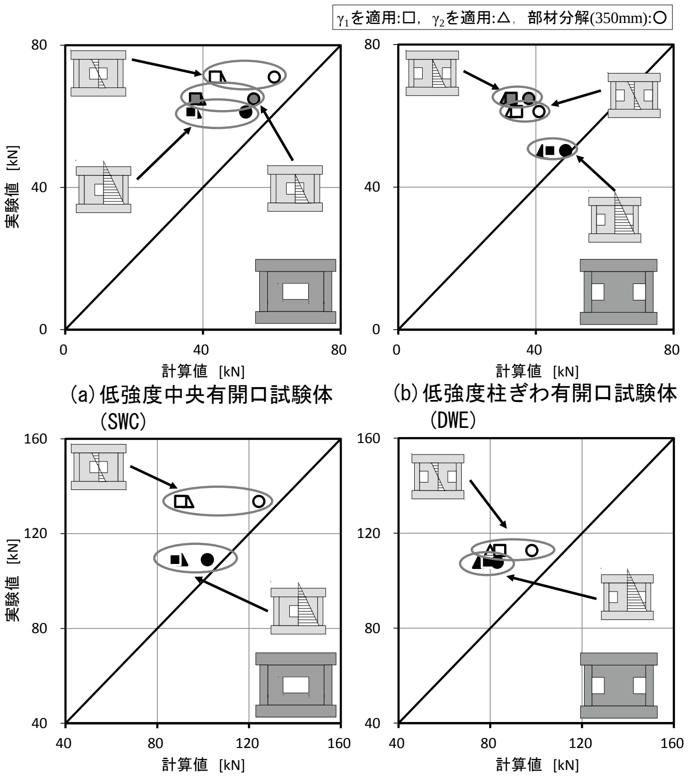
	試験体名	モルタル圧縮強度 [N/mm^2]	実験値 [kN]	山本提案式による低減率kr	せん断耐力(部材分解法) 有効高さ350mm 計算値 [kN]	有効高さ350mm 実験値/計算値	有効高さ200mm 計算値 [kN]	有効高さ200mm 実験値/計算値
低強度	F7-SWC-0.5[10)]	8.1	71.0	0.7	59.8	1.19	62.9	1.13
	F7-SWC-1.0	6.9	64.9	0.6	48.6	1.34	52.6	1.23
	F7-SWC-1.5	6.6	61.2	0.6	44.8	1.37	48.0	1.28
	F7-DWE-0.5[10)]	5.9	61.2	0.6	40.9	1.49	43.7	1.40
	F7-DWE-1.0	5.7	64.9	0.6	37.9	1.71	40.0	1.62
	F7-DWE-1.5	8.4	50.2	0.7	48.7	1.03	51.1	0.98
普通強度	F21-SWC-0.5[10)]	31.0	133.5	−	124.3	1.07	132.9	1.00
	F21-SWC-1.5	29.9	109.0		101.9	1.07	112.1	0.97
	F21-DWE-0.5[10)]	25.9	112.7	−	98.2	1.15	107.1	1.05
	F21-DWE-1.5	22.5	107.8		83.0	1.30	88.2	1.22

［注］（網掛け）：比較的適切に評価できた計算値



(a) 中央有開口試験体(SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体(DWE)

図 5.14　最大耐力の実験値と部材分解法(350mm, 200mm)を適用した計算値の比較



(a) 低強度中央有開口試験体(SWC)　(b) 低強度柱ぎわ有開口試験体(DWE)

(c) 普通強度中央有開口試験体(SWC)　(d) 普通強度柱ぎわ有開口試験体(DWE)

図 5.15　最大耐力の実験値と開口低減率 γ_1，圧力場低減率 γ_2[12]，部材分解法(350mm)を適用した計算値の比較

強度中央有開口試験体(F21-SWC-1.5)では，実験値/計算値が 1.0 を若干下回る結果となった。この傾向は，同形状の $h/h_0 = 0.5$ の試験体が，図 5.10 に示すような開口内法高さの壁板中央部で破壊に至っているのに対し，若干ではあるが，$h/h_0 = 1.5$ の試験体では，図 5.13 に示すような開口下端から柱上部（あるいは，開口上端から柱下部）を含んだ範囲で破壊に至っていることを反映したものと考えられる。

以上の結果から，有開口試験体のせん断耐力を推定する際は，反曲点高さ比の影響を考慮し，部材分割の有効高さを変化させることで，より精度よくせん断評価を評価できる可能性がある。

5.3.4　せん断耐力評価方法の比較

5.3.1~3 節では，既往の研究[3), 10), 12)]で，普通強度の有開口耐震壁に対して提案されているせん断耐力評価方法を用いて，本試験体のせん断耐力の計算値と実験値の比較を行った。ここで，全ての試験体を実験値／計算値が 1.0 を上回って評価できた方法を比較する。

図 5.15 に，最大耐力の実験値と開口低減率 γ_1[3)]，圧力場面積による低減率 γ_2[12)]，部材分解法 (350mm) を適用した計算値の比較を示す。

図 5.15 によれば，部材分解法 (350mm) を適用した場合に，いずれの有開口試験体（SWC，DWE）も，開口低減率 γ_1[3)]，圧力場面積による低減率 γ_2[12)]を適用した場合と比較して，実験値/計算値が 1.0 に近い値となり，かつ，安全側の評価となっていることから，最も適切と判断できる。

6.　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が用いられた無開口および有開口耐震壁の耐力および変形特性に対する反曲点高さ比の影響を実験により検討した。その結果，本実験の範囲において，得られた知見を以下に示す。

1) 試験体形状，反曲点高さ比によらず，低強度コンクリートを用いた試験体は, 細かなひび割れが多数発生し，柱および壁全体に細かなひび割れが発生する傾向を確認した。
2) 反曲点高さ比 $h/h_0 = 0.5$，1.0，1.5 の全ての試験体がせん断破壊し，せん断余裕度による破壊モードの判定と一致した。
3) 強度によらず，有開口耐震壁試験体は，無開口耐震壁試験体と比較して，破壊位置について，反曲点高さ比の影響はあまり見られなかった。
4) 反曲点高さ比によらず，低強度有開口試験体は，せん断破壊であっても, 普通強度有開口試験体と比較して，最大耐力後の耐力低下が若干緩やかであり，靭性的な挙動を示した。
5) 有開口耐震壁試験体のせん断耐力を推定する際は，靭性保証型耐震設計指針を参考に，袖壁，柱なし壁，柱のみ試験体に分解し，そのせん断耐力の和で計算する方法が反曲点高さ比によらず, より適切に評価できた。ここで，低強度コンクリートを用いた場合は，修正荒川 mean 式に山本提案式を適用し，普通強度コンクリートを用いた場合は，修正荒川 mean 式を適用した。
6) 部材を分解してせん断耐力を推定する際は，分解した部材の高さとして実験の破壊領域とすることで，反曲点高さ比の影響を反映し，より精度良く評価できる可能性がある。
7) 低強度試験体は，反曲点高さ比が大きくなるほど，圧力場面積が大きくなる傾向がある。

以上のように，低強度コンクリートが用いられた構造体の耐震診断において，開口耐震壁の耐力は，反曲点高さ比にかかわらず，部材を分解し，それぞれを既往のせん断耐力評価式を用いて算定し，和とすることで，ある程度の精度で評価可能であると考えられる。なお，低強度コンクリ

ートが用いられた構造体の取り扱い全般については，さらにデータを蓄積して検討する必要がある。

参考文献

1） 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
2） 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
3） （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，2001.10
4） （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，2001.10
5） 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
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） 公益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の既存建築物の耐震診断と耐震補強，2013.7
8） 大石祐太 ，三島直生 ，畑中重光： 低強度コンクリート RC 柱の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.889-894, 2011
9） 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，平成 22 年度修士論文梗概，2011.3
10） 石田徹： 低強度コンクリートが使用された開口耐震壁の破壊性状に関する研究，平成 25 年度修士論文梗概，2014.3
11） 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
12） 小野正行，徳広育夫：鉄筋コンクリート造耐震壁の開口の影響による耐力低減率の提案，日本建築学会構造系論文報告集，No.435，pp.119-129，1992.5
13） 日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説
14） 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.115-120，2008

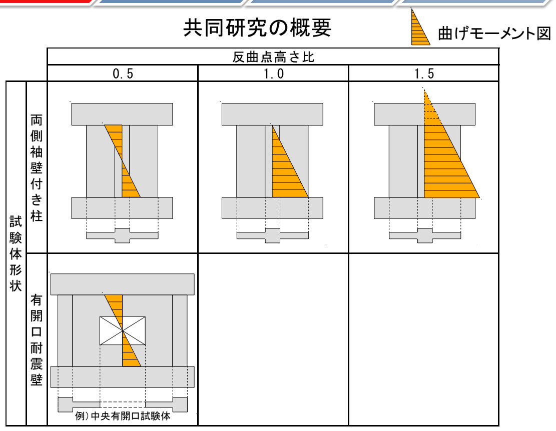
低強度コンクリートが使用された無開口および有開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響

工学研究科建築学専攻
畑中研究室　田中準一

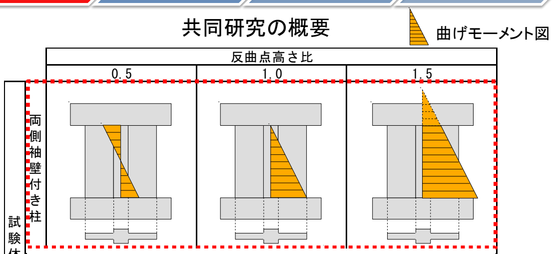
研究の背景

- 日本建築防災協会発行の耐震診断基準では，同基準が適用可能なコンクリート強度の下限値として13.5 N/mm^2が示されており，それ未満のものは診断・補強の対象外としている。
- 下限値未満の建物は少なからず存在し，またその下限値も力学的根拠に基づき定められたものではない。
- 実務上も低強度コンクリート建物に対する診断評価，改修評価に関する問い合わせは多く，低強度コンクリートを視野に入れた耐震診断・耐震改修の基準の策定が望まれている。
- 低強度コンクリートが使用されたRC柱の研究はいくつか行われているが，壁が取り付いた場合の研究は進んでいないのが現状である。

共同研究の概要



共同研究の概要



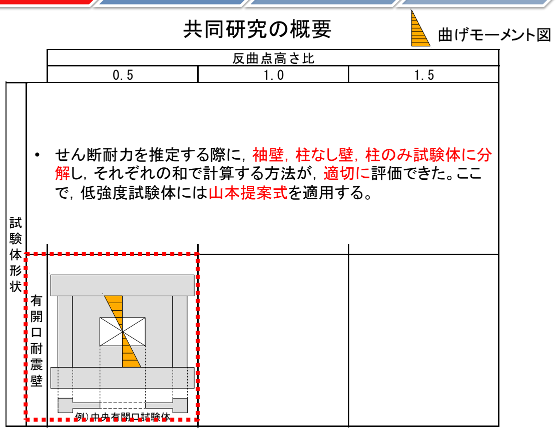
低強度コンクリートを用いた場合

・普通強度試験体よりも，せん断破壊が先行しやすくなる傾向を確認した。

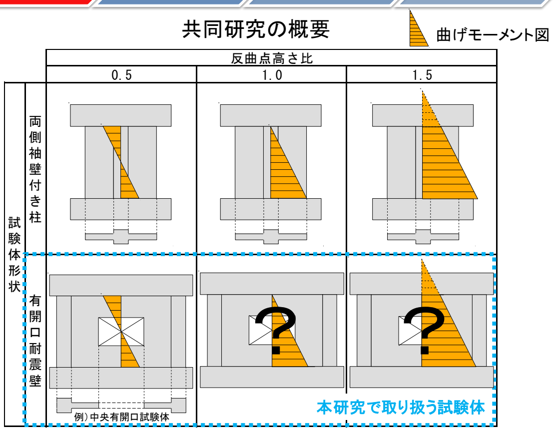
・せん断耐力を推定する際に，山本提案式を適用することで，安全側に評価できた。

共同研究の概要

- せん断耐力を推定する際に，袖壁，柱なし壁，柱のみ試験体に分解し，それぞれの和で計算する方法が，適切に評価できた。ここで，低強度試験体には山本提案式を適用する。



共同研究の概要



研究の目的

無開口および有開口耐震壁に関して，以下についての検討を行う。

1）低強度コンクリートが用いられた無開口および有開口耐震壁の耐力および変形特性に及ぼす反曲点高さ比の影響を実験により明らかにすること。

2）反曲点高さ比が異なる無開口および有開口耐震壁のせん断耐力評価方法を検討すること。

論文の構成

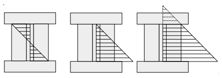
第1章　序論

第2章　既往の研究

第3章　無開口および有開口耐震壁の
せん断破壊性状に及ぼす
反曲点高さ比の影響

第4章　結論

論文の構成



第2章　既往の研究

・三重大学の研究

低強度コンクリートが使用された両側袖壁付きRC柱の破壊性状に関する実験的研究
-反曲点高さ比の影響-

・その他の研究

第3章　無開口および有開口耐震壁の
せん断破壊性状に及ぼす
反曲点高さ比の影響

既発表論文

M1
1) 2014年度東海支部研究集会
2) コンクリート工学年次大会2014(査読付)

M2
3) 2015年度日本建築学会大会
4) 2015年度東海支部研究集会
5) コンクリート工学年次大会2015(投稿中)

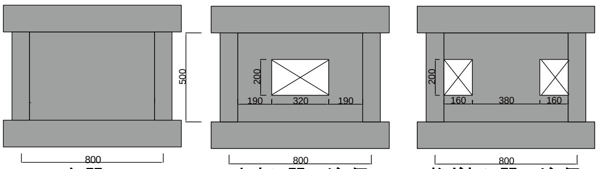
第4章　結論

実験概要

要因および水準

要因	水準
目標強度[N/mm^2]	7（低強度），21（普通強度）
開口数（位置）	無し，1個（壁中央），2個（壁際面）
反曲点高さ比（h/h_0）	0.5, 1.0*, 1.5

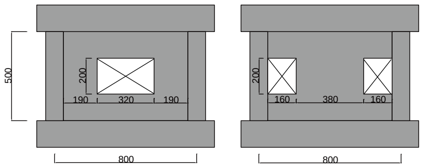
[注]＊：低強度試験体のみ作製。



無開口（W壁）　**中央に開口が1個（SWC壁中央）**　**柱ぎわに開口が2個（DWE柱ぎわ）**

等価開口周比：0.4（一定） → 開口低減率：0.6

等価開口周比＊



(a) 中央有開口試験体(SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体(DWE)

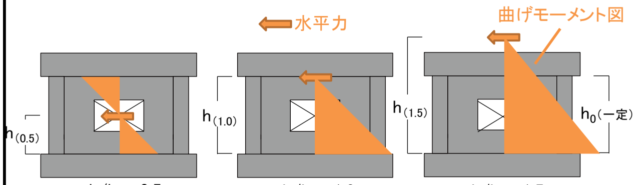
$\sqrt{\frac{\Sigma h_i \cdot l_i}{h \cdot l_w}}$：開口面積/壁板面積　$\frac{\Sigma l_i}{l_w}$：開口の幅/壁板の幅　$\frac{\Sigma h_i}{h_w}$：開口の高さ/壁板の高さ

＊但し，上記のうち最大値を採用する。

開口低減率=1－等価開口周比=1－0.4＝0.6

＊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

実験概要



h/h_0= 0.5（h = 柱高さの1/2）　h/h_0= 1.0（h = 柱高さの2/2）　h/h_0= 1.5（h = 柱高さの3/2）

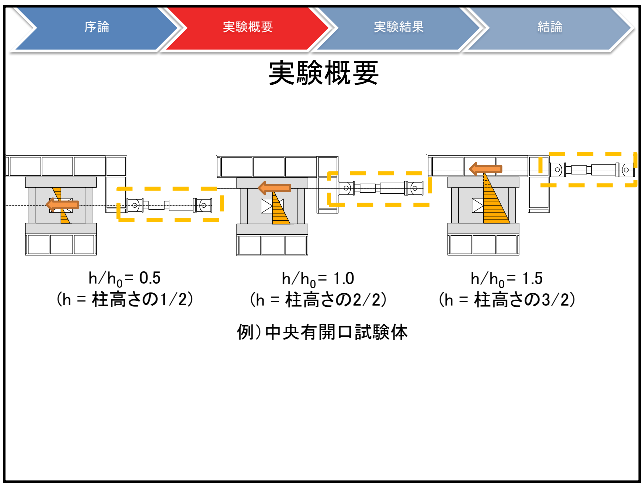
例）中央有開口試験体

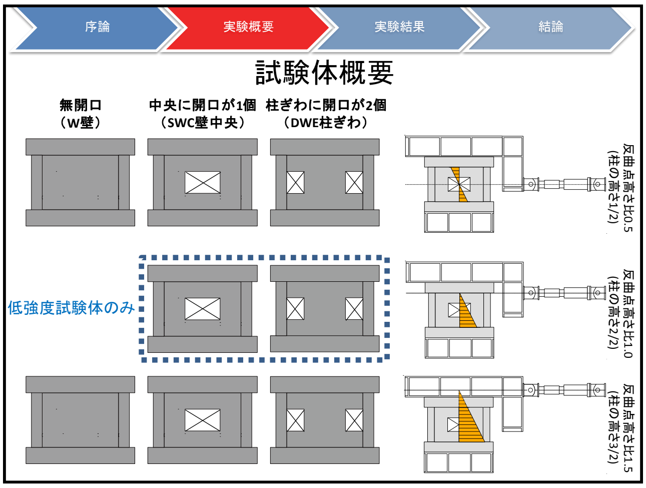
h/h_0:反曲点高さ比

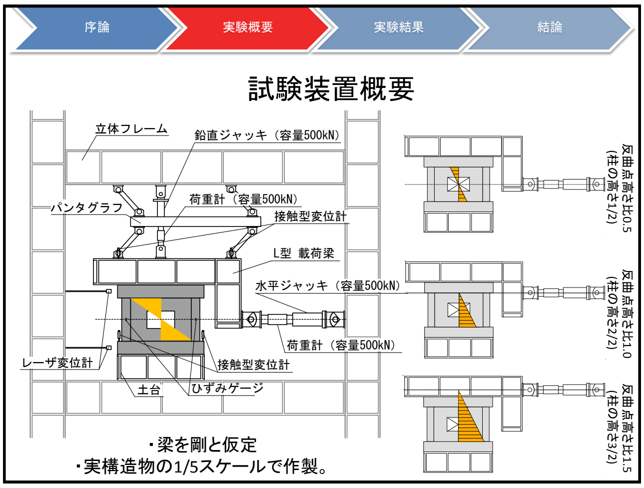
h　:柱脚からモーメントが0になる点の高さ

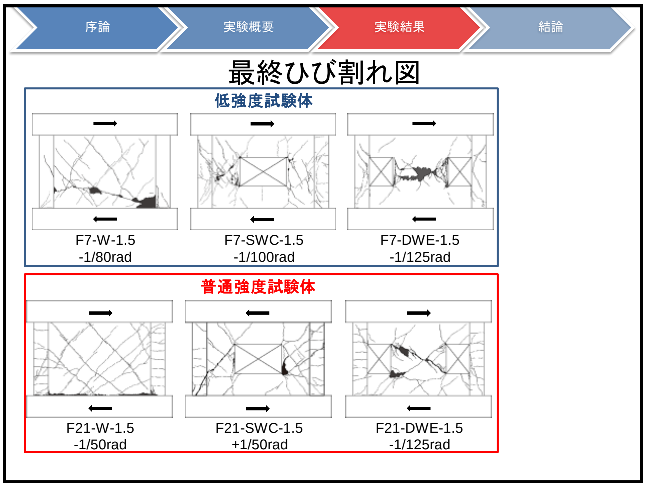
h_0　:柱の内法高さ（一定）

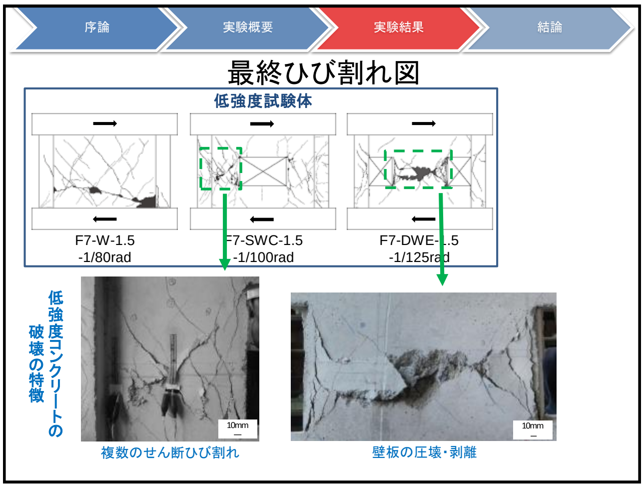
反曲点高さ比の定義および曲げモーメント図

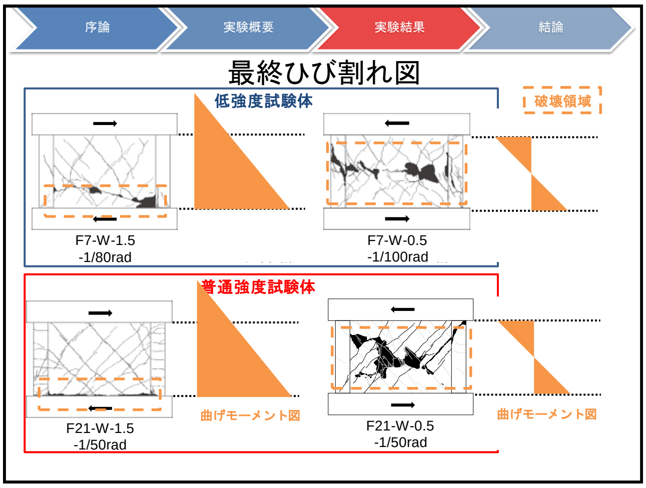

序論
実験概要
実験結果
結論
実験概要
h/h0= 0.5
(h = 柱高さの1/2)
h/h0= 1.0
(h = 柱高さの2/2)
h/h0= 1.5
(h = 柱高さの3/2)
例）中央有開口試験体


序論
実験概要
実験結果
結論
試験体概要
無開口
（W壁）
中央に開口が1個
（SWC壁中央）
柱ぎわに開口が2個
（DWE柱ぎわ）
低強度試験体のみ
反曲点高さ比0.5
（柱の高さ1/2）
反曲点高さ比1.0
（柱の高さ2/2）
反曲点高さ比1.5
（柱の高さ3/2）


序論
実験概要
実験結果
結論
試験装置概要
立体フレーム
鉛直ジャッキ（容量500kN）
パンタグラフ
荷重計（容量500kN）
接触型変位計
L型 載荷梁
水平ジャッキ（容量500kN）
荷重計（容量500kN）
レーザ変位計
接触型変位計
土台
ひずみゲージ
・梁を剛と仮定
・実構造物の1/5スケールで作製。
反曲点高さ比0.5
（柱の高さ1/2）
反曲点高さ比1.0
（柱の高さ2/2）
反曲点高さ比1.5
（柱の高さ3/2）


序論
実験概要
実験結果
結論
最終ひび割れ図
低強度試験体
F7-W-1.5
-1/80rad
F7-SWC-1.5
-1/100rad
F7-DWE-1.5
-1/125rad
普通強度試験体
F21-W-1.5
-1/50rad
F21-SWC-1.5
+1/50rad
F21-DWE-1.5
-1/125rad


序論
実験概要
実験結果
結論
最終ひび割れ図
低強度試験体
F7-W-1.5
-1/80rad
F7-SWC-1.5
-1/100rad
F7-DWE-1.5
-1/125rad
低強度コンクリートの破壊の特徴
10mm
複数のせん断ひび割れ
10mm
壁板の圧壊・剥離

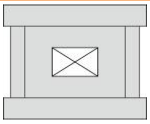

序論
実験概要
実験結果
結論
最終ひび割れ図
低強度試験体
破壊領域
F7-W-1.5
-1/80rad
F7-W-0.5
-1/100rad
普通強度試験体
F21-W-1.5
-1/50rad
曲げモーメント図
F21-W-0.5
-1/50rad
曲げモーメント図

序論 / 実験概要 / 実験結果 / 結論

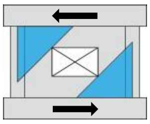
せん断耐力評価方法（普通強度の有開口耐震壁）

（1）耐震診断基準に基づく開口低減率γ_1を乗じる方法*
（2）圧力場面積による低減率γ_2を乗じる方法**
（3）壁を袖壁，柱，柱なし壁に分解し，足し合わせる方法***

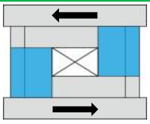
→ 低強度試験体についても適用可能か検討する。



(1) 無開口耐震壁とみなしてせん断耐力を算定し，開口低減率0.6を乗じる。



(2) 無開口耐震壁とみなしてせん断耐力を算定し，圧力場面積と壁板の全面積比を乗じる。



(3) 壁を袖壁，柱，柱なし壁に分解し，それぞれのせん断耐力を足し合わせる方法

*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
**小野正行：鉄筋コンクリート造耐震壁の開口の影響による耐力低減率の提案，日本建築学会構造系論文報告集
***日本建築学会，鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説

序論 / 実験概要 / 実験結果 / 結論

検討の流れ

耐震診断法

無開口耐震壁とみなしてせん断耐力を算定し，開口低減率0.6を乗じる。

部材分解法

壁を袖壁，柱，柱なし壁に分解し，それぞれのせん断耐力を足し合わせる。

せん断耐力評価式

- 耐震診断式[*1]（普通強度）
- 耐震診断式[*1]×山本提案式[*2]（低強度）
  ↓
  コンクリート強度に応じた低減率

靭性指針式[*3]（アーチ・トラス機構）

*1日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」，*2山本による提案式
*3日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」，*4壁谷沢らによる提案式

序論 / 実験概要 / 実験結果 / 結論

検討の流れ

耐震診断法

無開口耐震壁とみなしてせん断耐力を算定し，開口低減率0.6を乗じる。 →

- 耐震診断式[*1]（普通強度）
- 耐震診断式[*1]×山本提案式[*2]（低強度）
  ↓
  コンクリート強度に応じた低減率

*1日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」，*2山本による提案式
*3日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」，*4壁谷沢らによる提案式

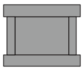
序論 / 実験概要 / 実験結果 / 結論

検討の流れ

耐震診断法

無開口耐震壁とみなしてせん断耐力を算定し，開口低減率0.6を乗じる。 →

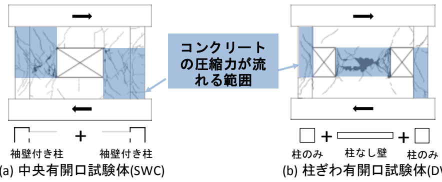
- 耐震診断式[*1]（普通強度）
- 耐震診断式[*1]×山本提案式[*2]（低強度）
  ↓
  コンクリート強度に応じた低減率



*1日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」，*2山本による提案式
*3日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」，*4壁谷沢らによる提案式

序論 / 実験概要 / 実験結果 / 結論

検討の流れ



(a) 中央有開口試験体(SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体(DWE)

部材分解法

壁を袖壁，柱，柱なし壁に分解し，それぞれのせん断耐力を足し合わせる。 → 靭性指針式[*3]（アーチ・トラス機構）

*1日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」，*2山本による提案式
*3日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」，*4壁谷沢らによる提案式

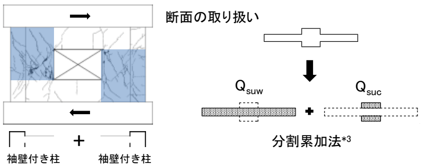
序論 / 実験概要 / 実験結果 / 結論

検討の流れ

- 耐震診断式[*1]（普通強度）
- 耐震診断式[*1]×山本提案式[*2]（低強度）
  ↓
  コンクリート強度に応じた低減率

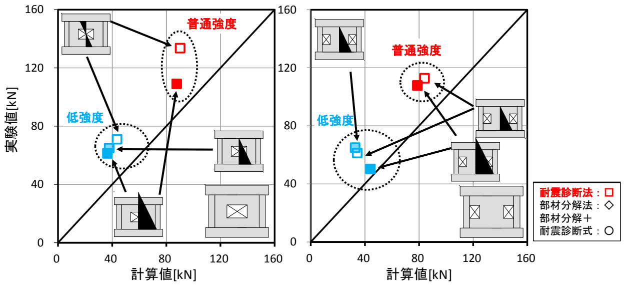
部材分解法

壁を袖壁，柱，柱なし壁に分解し，それぞれのせん断耐力を足し合わせる。



(a) 中央有開口試験体(SWC)

最大耐力の実験値と計算値の比較(せん断耐力評価方法の検討)



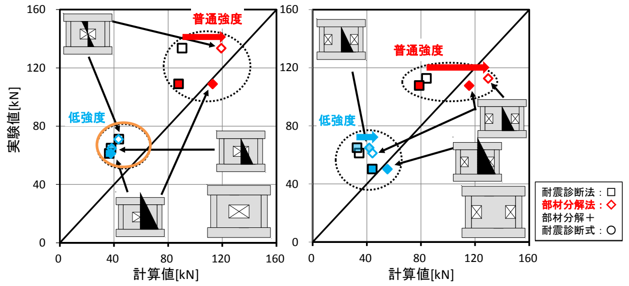
(a) 中央有開口試験体(SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体(DWE)

耐震診断法を用いた場合

- 普通強度有開口試験体 (□■) は，修正荒川mean式を適用した場合
- 低強度有開口試験体(□■■)では，修正荒川mean式に山本提案式を適用した場合

実験値/計算値が1.0を上回る結果となった。

最大耐力の実験値と計算値の比較(せん断耐力評価方法の検討)

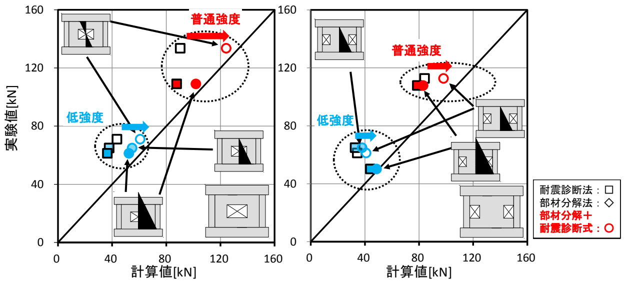


(a) 中央有開口試験体(SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体(DWE)

部材分解法を用いた場合

- 耐震診断基準法（□）と比べて，概ね推定精度が向上した。但し，低強度中央有開口試験体は除く。

最大耐力の実験値と計算値の比較(せん断耐力評価方法の検討)



(a) 中央有開口試験体(SWC)　(b) 柱ぎわ有開口試験体(DWE)

部材を分解し，耐震診断・山本提案式を適用した場合

- 普通強度，低強度ともに有開口試験体(○●○●●)は，耐震診断法と比べて精度が向上し全ての試験体が実験値/計算値が1.0を上回って評価された。

まとめ

本研究では，低強度コンクリートが使用された無開口および有開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響を実験により検討した。その結果，本研究の範囲において，以下のことがわかった。

1)本研究の範囲では，低強度試験体では普通強度試験体よりもせん断破壊が先行しやすくなる傾向は確認できなかった。

2) 反曲点高さ比がより広い範囲で，有開口耐震壁のせん断耐力を推定する際は，既往の共同研究と同様な方法で適切に評価できることを確認した。

今後の課題

- せん断破壊した試験体のみで検討を行っており，反曲点高さ比をさらに大きくし，曲げ破壊する場合など，低強度コンクリートが使用された壁試験体に関して実験データを蓄積する必要がある。