

広島工業大学

博士論文

低強度コンクリートの鉄骨鉄筋コンクリート部材の
力学性状に関する研究

知的機能科学専攻

学生番号：DA18001

氏名：KJU KJU NWE

「低強度コンクリートの鉄骨鉄筋コンクリート部材の力学性状に関する研究」

目次

| | | |
|-------------------------------------|-----|----|
| 研究概要 | ... | 1 |
| 第1章 序論 | ... | 4 |
| 1.1 研究目的 | ... | 4 |
| 1.2 日本で大地震による鉄骨鉄筋コンクリート構造物の被害 | ... | 8 |
| 1.3 低強度コンクリートの材料学的性質 | ... | 10 |
| 1.4 既往の研究 | ... | 11 |
| 1.5 記号 | ... | 14 |
| 1.6 発表論文 | ... | 16 |
| <第1章の参考文献> | ... | 18 |
| 第2章 一定軸力下において曲げ・せん断力を受ける柱部材のせん断破壊状況 | ... | 20 |
| 2.1 はじめに | ... | 20 |
| 2.2 実験概要 | ... | 21 |
| 2.2.1 試験体 | ... | 21 |
| 2.2.2 使用材料 | ... | 25 |
| 2.2.3 载荷方法および測定項目 | ... | 27 |
| 2.3 実験結果および考察 | ... | 30 |
| 2.3.1 破壊性状 | ... | 30 |
| 2.3.2 履歴特性 | ... | 34 |
| 2.3.3 弾塑性性状 | ... | 38 |
| 2.4 終局せん断強度 | ... | 41 |
| 2.4.1 耐震診断の終局せん断強度評価式 | ... | 41 |
| 2.4.2 提案する終局せん断強度評価式 | ... | 43 |
| 2.4.3 提案する低減係数 | ... | 45 |
| 2.4.4 提案する終局せん断強度評価式による検証 | ... | 47 |
| 2.5 まとめ | ... | 49 |
| <第2章の付録> | ... | 50 |
| <第2章の参考文献> | ... | 52 |
| 第3章 曲げ・せん断力を受ける梁部材のせん断破壊状況 | ... | 53 |
| 3.1 はじめに | ... | 53 |
| 3.2 実験概要 | ... | 54 |
| 3.2.1 試験体 | ... | 54 |
| 3.2.2 使用材料 | ... | 57 |
| 3.2.3 载荷方法および測定項目 | ... | 59 |

| | | | |
|------------|--------------------------------|-----|------------|
| 3.3 | 実験結果および考察 | ... | 62 |
| 3.3.1 | 破壊性状 | ... | 62 |
| 3.3.2 | 履歴特性 | ... | 64 |
| 3.3.3 | 変形・弾塑性性状 | ... | 67 |
| 3.4 | 終局せん断耐力 | ... | 70 |
| 3.4.1 | 耐震診断の終局せん断強度評価式 | ... | 70 |
| 3.4.2 | 修正耐震診断の終局せん断強度評価式 | ... | 71 |
| 3.4.3 | 実験データベースに基づく SRC 部材の終局強度提案式の検討 | ... | 72 |
| 3.5 | 充腹型 SRC 梁の三次元有限要素法解析 | ... | 76 |
| 3.5.1 | 解析モデル | ... | 76 |
| 3.5.2 | 構成則 | ... | 76 |
| 3.5.3 | 各コンクリート要素の最小主応力度分布 | ... | 78 |
| 3.5.4 | 解析結果と実験結果の比較 | ... | 80 |
| 3.6 | まとめ | ... | 82 |
| | <第3章の参考文献> | ... | 83 |
| 第4章 | 曲げ・せん断力を受ける柱・梁部材の曲げ破壊状況 | ... | 86 |
| 4.1 | はじめに | ... | 86 |
| 4.2 | 実験概要 | ... | 87 |
| 4.2.1 | 試験体 | ... | 87 |
| 4.2.2 | 使用材料 | ... | 89 |
| 4.2.3 | 載荷方法 | ... | 90 |
| 4.3 | 実験結果および考察 | ... | 91 |
| 4.3.1 | 破壊性状 | ... | 91 |
| 4.3.2 | 履歴特性 | ... | 93 |
| 4.4 | 終局曲げ強度 | ... | 97 |
| 4.4.1 | 耐震診断の終局曲げ強度評価式 | ... | 97 |
| 4.4.2 | 累加強度の終局曲げ強度評価式 | ... | 101 |
| 4.4.3 | 丸鋼主筋のすべりを考慮した終局曲げ強度評価式 | ... | 105 |
| 4.5 | まとめ | ... | 109 |
| | <第4章の付録> | ... | 110 |
| | <第4章の参考文献> | ... | 113 |
| 第5章 | 結論 | ... | 115 |
| 5.1 | 結論 | ... | 115 |
| 5.2 | 今後の課題 | ... | 117 |
| | 付録 | ... | 118 |
| | 謝辞 | ... | 120 |

研究概要

1995年の兵庫県南部地震により多くの建物が被害情報を受け、既存建築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」が制定された。地震被害軽減にむけて全国的に既存建築物の耐震診断および耐震補強が積極的に行われたが、耐震診断の結果によれば、既存建築物の中には日本建築防災協会の既存の耐震性能評価基準であるコンクリート圧縮強度の適用下限値 13.5N/mm^2 を下回る、コンクリートが存在することが課題となっている。本研究は、既存の耐震性能評価基準の適用範囲を下回る低強度コンクリートを含む鉄骨鉄筋コンクリート部材のコンクリート強度、鉄骨の形式と形状、軸力比を変数とした、せん断破壊先行型と曲げ破壊先行型の柱・梁試験体を合計 32 体制作り、載荷試験を行い、実験変数が部材の挙動にどのような影響を与えるかを詳細に検討した。特に、低強度コンクリートを用いた鉄骨鉄筋コンクリート造部材の力学性状を実験的に検討し、破壊性状と履歴特性について明らかにした。また、現在の鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力評価式に対し、低強度コンクリートに適用できる評価式を提案し、その適合性を検討する。

そこで、本研究では、低強度コンクリートを有する鉄骨鉄筋コンクリート構造を対象を絞り、既存建築物の耐震性能を評価する際に不可欠である、柱・梁部材の終局耐力や変形能力の評価方法について検討する。

本論文の構成

本論文は 6 章より構成されており、以下に各章の概要を示す。

第 1 章

第 1 章は、本研究に取り組む原因となった、既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物に関する過去の地震による被害状況を述べた。1995年の兵庫県南部地震後に制定された法律より既存建物の耐震性能評価を行った結果、既存のコンクリート系の建物の中には低強度コンクリートとなる報告が明らかとなり、本研究に使用した低強度コンクリートの性質について述べた。

既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物には、内蔵されている鉄骨形式により充腹型部材および非充腹型部材の 2 種類に大別され、1968 年以降の実験研究によって、非充腹型部材は、耐力・靱性ともに乏しいことが明らかになった結果、1975 年に鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説が改定された。兵庫県南部地震の時に崩壊した、鉄骨鉄筋コンクリート構造建築物は 1975 年以前に建てられた非充腹型の格子形鉄骨鉄筋コンクリート造建物が

ほとんどであった。

既往の研究では鉄骨鉄筋コンクリート部材の破壊モードや履歴曲線の特徴等について検討されている。1995年以降では、鉄骨鉄筋コンクリート部材に対する耐震補強の実験的研究などについて述べた。一方、RC部材に関しては、低強度コンクリート部材においても積極的に実験的研究が行われ、既存の耐震診断基準式は適切ではないことが明らかされていることを述べた。

第2章

第2章は、一定軸力下において曲げ・せん断力を受ける柱部材のせん断破壊性状について示した。せん断破壊が先行することを想定した鉄骨鉄筋コンクリート柱に対し、コンクリート強度、鉄骨の形式(充腹型、非充腹型)と形状(十字形、H形)を主な変数として実験を行った。日本建築防災協会の既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準におけるコンクリート圧縮強度 σ_c の適用範囲($\sigma_c \geq 13.5\text{N/mm}^2$)を下回る低強度コンクリートの柱の載荷実験を行ない、鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の特徴である鉄骨フランジおよび主筋に沿った位置でせん断付着破壊と鉄骨形式に対する履歴特性について実験的に明らかにした。得られた実験値は耐震診断基準の終局せん断強度と比較すると危険側の評価となった。そのため、低強度コンクリートに対応できる鉄骨鉄筋コンクリート部材の終局せん断強度の評価式を提案し、その妥当性に関して検討した。

第3章

第3章は、曲げ・せん断力を受ける梁部材のせん断破壊性状について示した。柱部材と同様にせん断破壊が先行することを想定して計画し、コンクリート強度、鉄骨の形式(充腹型、非充腹型)と主筋形状(異形鋼、丸鋼)を主な変数とした。耐震診断基準におけるコンクリート圧縮強度 σ_c の適用範囲($\sigma_c \geq 13.5\text{N/mm}^2$)を下回る低強度コンクリートの梁の載荷実験を行った。鉄骨鉄筋コンクリート梁部材も実験終了の破壊性状は鉄骨フランジおよび主筋に沿った位置でせん断付着破壊であり、鉄骨形式による履歴特性について実験的に明らかにした。さらに、既往の実験データベースに基づく鉄骨鉄筋コンクリート部材の終局耐力に対して、低強度コンクリートに対応できるSRC部材の終局せん断強度の評価式による計算値と比較した。充腹型鉄骨を内蔵された鉄骨鉄筋コンクリート梁に関し、3次元FEM解析を行い、低強度コンクリートの試験体は、部材角 $2.0\% \text{rad}$ までの解析値は実験値をほぼ精度よく表現できていることが分かった。

第 4 章

第 4 章は、曲げ・せん断力を受ける梁部材の曲げ破壊性状について示した。曲げ破壊が先行することを想定して計画し、コンクリート強度と鉄骨形状(十字形, H 形)を主な変数とした。鉄骨鉄筋コンクリート部材の載荷実験を行った。低強度コンクリート建物は主に 1970 年以前に建てられたものであり、その多くは丸鋼が用いられていたため、主筋に丸鋼を用いた鉄骨鉄筋コンクリート部材に対し、力学性能に与える影響を検討すると共に SRC 部材の破壊性状と履歴特性について明らかとした。また、耐震診断基準の終局曲げ強度式は実験値を評価できるかを検討し、さらに、丸鋼の付着破壊を考慮した鉄筋コンクリート部材に提案された評価式を鉄骨鉄筋コンクリート部材に拡張して、実験値とそれぞれの計算値の比較を行った。いずれの方法によっても、終局曲げ耐力を安全側に評価できることを示した。

第 5 章

第 5 章は、以上の検討結果についてまとめた。実験的研究の成果より、軸力、せん断力および曲げを受ける、低強度コンクリートを用いた鉄骨鉄筋コンクリート部材の力学性状をまとめて示した。せん断終局強度の提案式は、低強度コンクリートの場合でも対応できること、曲げ耐力に関しては、現在の終局曲げ強度式で評価できることを述べた。

第1章 序論

1.1 研究目的

鉄骨鉄筋コンクリート（以下、SRCと記す）構造は、鉄骨の周りに鉄筋を配置し、コンクリートを打設している構造で、鉄筋コンクリート造と鉄骨造の双方の長所が活かされ、耐震、防火性能に優れている構造である。地震が多発する日本ではSRC構造は古くから中高層建築の構造として用いられている。SRC構造は1910年代に北米から日本に移入されたと言われている。移入された鉄骨煉瓦造の耐火材としての煉瓦が、コンクリート、さらに、鉄筋コンクリートに代わって発展したものである。

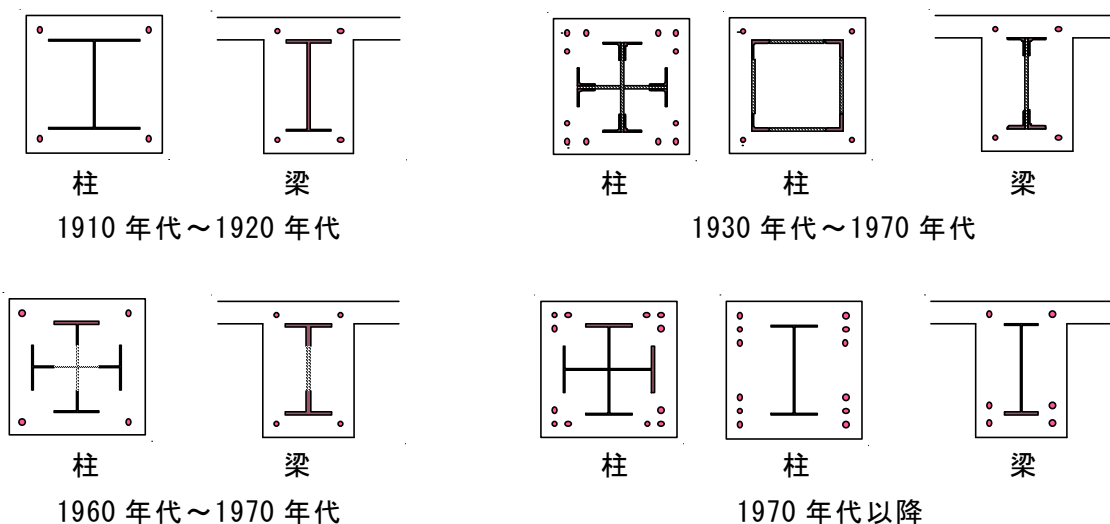


図 1.1-1 断面形式の変遷

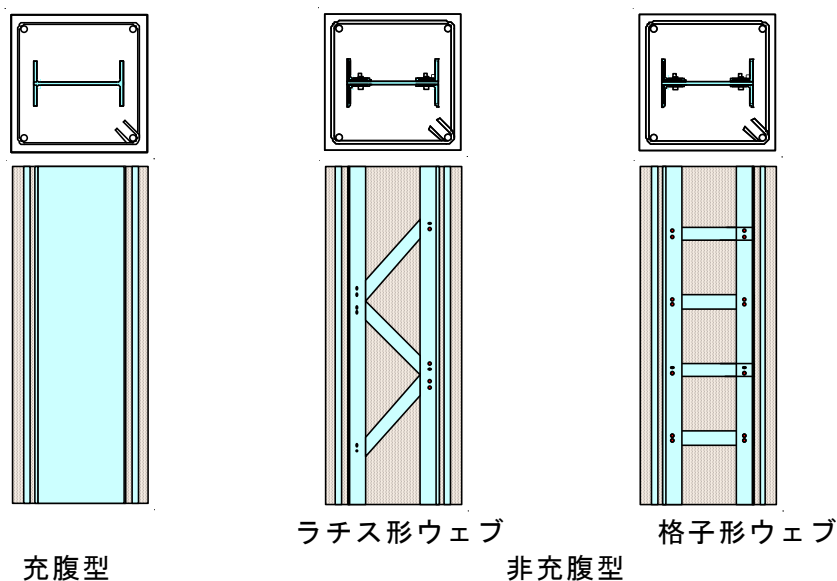


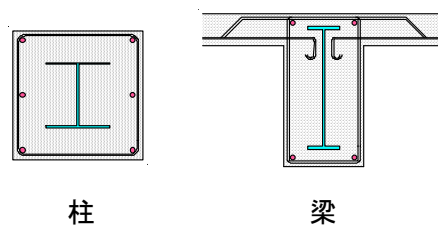
図 1.1-2 断面形式の変遷

SRC 構造に用いられる柱・梁の断面形式は、建設年代によって図 1.1-1 に示すように変遷している^[1.1]。また、SRC 構造の柱および梁部材は内蔵されている鉄骨の形式によって、図 1.1-2 に示すように、充腹型 SRC 部材と非充腹型 SRC 部材の 2 種類に大別される。

図 1.1-3 は 1912（大正 10）年に内藤多仲の設計により建てられた日本興業銀行（写真 1.1-1）に用いられた柱・梁の断面の例であり、初期の SRC 構造の代表例であった^[1.2]。1923 年の関東大地震では、SRC 造の被害が鉄骨煉瓦造、鉄筋コンクリート（以下、RC と記す）構造、煉瓦造などの被害と比べて非常に少なかった。それを受け、地震多発国である日本においては、SRC 構造は、RC 構造と鉄骨構造の双方の利点を効率よく活用し、なおかつ、欠点を補い合うことで、耐震性能という観点で構造物の性能を判断した場合、極めて合理的な構造形式として評価されることとなった。その結果、高層建築すなわち当時の地上 6 階から 9 階程度の建築物はほとんど SRC 構造で建てられるようになった^[1.1]。



写真 1.1-1 日本興行銀行（大正 10 年竣工）



柱

梁

図 1.1-3 日本興行銀行

断面構成

日本で起きた 1994 年以前の地震で、SRC 構造は構造的な被害を受けなかった。しかしながら、1995 年の 1 月に発生した兵庫県南部地震では、RC 構造および鋼構造と共に相当数の SRC 造建築物が崩壊に至る甚大な被害を受けたことが災害後の被害調査によって明らかとなった^[1.3]。1968 年以降から実験研究^[1.4]によって、非充腹型 SRC 部材は、耐力・靱性ともに乏しいことが明らかにされたので、1975 年に鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規

準・同解説^[1.5]（以下，SRC 構造計算規準と記す）改定された。そのため，1975 年以降の SRC 造建築物は充腹型鉄骨が内蔵されるようになった。兵庫県南部地震で崩壊した建物の中には，1960 年代に建設された格子形 SRC 構造物（写真 1.1-2）が数多く含まれている。



写真 1.1-2 中間層の破壊した非充腹型 SRC 造建物

1995 年の兵庫県南部地震以降に制定された「建築物の耐震改修の促進に関する法律」を受けて，全国的に耐震診断・改修が行われてきた。既往の耐震診断結果によれば，既存コンクリート系建築物の中には耐震診断基準^[1.6]・^[1.7]の適用範囲として定められたコンクリート圧縮強度の下限值 13.5N/mm^2 を下回る，低強度であるもの（以後，低強度コンクリートと称す）が多く存在することが分かっている^[1.8]。このことから近年，耐震診断基準の適用範囲外である低強度コンクリートの鉄筋コンクリート構造（以後，RC 構造と称す）の部材に対して耐震性能に関する研究が数多く行われている^[1.9]。

一方で，不特定多数の人々が利用する病院・旅館や避難弱者が利用する大規模建物に関して耐震診断を義務付ける「改正建築物の耐震改修の促進に関する法律」が 2013 年に施行され，これらの建物の耐震性を向上させる必要性が法令として示された^[1.10]。SRC 構造の新規採用は減少傾向にあるものの，既存の 6～9 階程度の建物では SRC 構造が多く採用されており^[1.11]，鉄骨の存在によりコンクリートの充填が難しい SRC 構造にも RC 構造と同様に低強度コンクリートの既存建物が存在している可能性がある。しかしながら，過去に行われていた行政指導^[1.2]によって，大型施設を SRC 構造としたにも関わらず，そのような SRC 構造建物の低強度コンクリートに関する研究はほとんどされていない。

本研究では SRC 構造を対象として，日本建築防災協会の既存 SRC 造建築物の耐震診断

基準^[1.7] (以後, SRC 耐震診断基準と称す)におけるコンクリート圧縮強度 σ_c の適用範囲($\sigma_c \geq 13.5\text{N/mm}^2$)を下回る低強度コンクリートの SRC 柱と SRC 梁の載荷実験を行ない, SRC 部材の破壊性状と履歴特性について明らかにする。最大耐力については既往の評価式の妥当性について検討する。また, 低強度コンクリートに対応できる SRC 部材のせん断終局強度の評価式を提案する。

1.2 日本で大地震による鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の被害

(a) 1923年以降の大地震における鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の被害

これまでの大地震において様々な構造物が被害を受けている中、SRC構造建築物も少なからず被害を受けたことがあった。

1923年の関東大地震では、SRC構造の被害は非常に少なかったことは既に述べた。1964年の新潟地震では、振動による直接的被害は見られず、地盤の流動によって不同沈下などの被害を受ける程度であった。1968年の十勝沖地震では、非充腹型SRC造建物1棟が被害を受けた。1978年の宮城県沖地震では、建築物被害の特徴の一つとしてSRC造建築物の被害が挙げられるが、そのほとんどが非構造壁のせん断破壊であり、構造躯体そのものについては小破程度以下であった。

しかしながら、1995年に発生した兵庫県南部地震では、中間層崩壊を含む32棟のSRC造建築物が倒壊した^[1.12]。なお、2005年の福岡県西方沖地震により被害は、非構造壁のせん断破壊およびせん断ひび割れが大半である。また、2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、格子形SRCで大破の被害を受けた建築物があるが、倒壊した建築物はないと報告されている^[1.13]。2016年4月に発生した熊本地震では、充腹型SRCで非構造壁の被害を受けた建築物があるが、倒壊した建築物はなかった^[1.14]。

(b) 兵庫県南部地震における鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の被害

日本で起きた1994年以前の地震で、SRC構造は構造的に大きな被害を受けなかった。しかし、1995年の1月に発生した兵庫県南部地震では、SRC構造について大きな被害を生じた。この地震によるSRC造建築物の被害の様相は、写真1.2-1(a)に示すように下層部SRC造と上層部RC造からなる混用構造建築物中間層の崩壊、写真1.2-1(b)に示すように非埋め込み式柱脚の被害、さらに、格子形SRC造建物の被害、SRC柱内の鉄骨継手の破壊、耐震壁における壁筋の定着破壊および非構造壁のせん断破壊等が挙げられている。



(a) 中間層の破壊



(b) 非埋め込み式柱脚の破壊

写真 1.2-1 崩壊した SRC 造建物の被害状況

兵庫県南部地震では、写真 1.1-2 のように中間層崩壊を含む 32 棟の SRC 造建築物が倒壊した^{[1],[12]}。倒壊した建築物は 1975 年以前に建てられた非充腹型鉄骨の SRC 造建築物はほとんどであった。H 形鋼等を用いた充腹型 SRC 造に対し、せん断に対する脆弱さや軸力保持能力に欠ける面が原因と報告されている。



(a) 柱のせん断破壊



(b) 柱の付着破裂破壊

写真 1.2-2 格子型 SRC 部材の破壊状況

1.3 低強度コンクリートの材料学的性質

(a) 低強度コンクリートの範囲

本研究では、低強度コンクリートを有する試験体に採用したコンクリートの設計圧縮強度は日本建築防災協会編「2001年改訂版既存鉄筋コンクリート構造物の耐震診断基準・同解説」と「2001年改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート構造物の耐震診断基準・同解説」で定められている適用下限値である 13.5N/mm^2 を下回る試験体を低強度コンクリート試験体として定義する。なお、1981年の建築基準法令改正「新耐震設計法」以前に建設された建築物では、社団法人建築研究振興協会の「既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2003年編（増補編 2007年）」と、低強度コンクリートに関する研究成果を踏まえた「既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2012年編」より診断採用強度が 9.0N/mm^2 以上の値を適用範囲としていることが内容になっている。本研究では、低強度コンクリートとして使用するコンクリートの設計強度の下限値を 9.0N/mm^2 としている。

(b) 低強度コンクリートの原因

コンクリートは建築・土木構造物における主要な構造材料として多用されてきたが、コンクリートの性能は設計と施工の不備に敏感であり、コンクリートの調合設計や練り混ぜ技術の未熟な時代に建設されたものもあり、過去の建築物で低強度コンクリートに至った原因には、様々あると考えられる。文献 [1.15] によると、低強度コンクリートの要因として考えられると下記のもの挙げられている。

- | | |
|----------------------|----------------|
| -セメント量の影響 | -水セメント比の影響 |
| -泥分の影響 | -施工精度の影響 |
| -セメント風化の影響 | -空気量の影響 |
| -細骨材の影響（砂質の影響） | -細骨材率の影響 |
| -排気ガス等の窒素酸化物による劣化の影響 | -アルカリ骨材反応による影響 |

しかし、実施工においては上述に示す要因の一つのみによって生じるのではなく、複数の原因が組み合っていると考えられる。

1.4 既往の研究

SRC 部材の力学性能に関連し実施された既往の研究および本論文の考察において引用した既往の研究の概要を以下に示す。

(a) SRC 柱のせん断強度に関する実験的研究

若林らは、一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける SRC 柱のせん断強度に関する実験的研究^[1.4]を行い、最大せん断耐力後の履歴特性を把握することを目的としている。文献 [1.4] によると図 1.4-1 に示されるように、試験体の断面構成は H 形鋼を主材にした充腹型 SRC 部材、ラチスプレート形式の非充腹型 SRC 部材およびバツテンプレート形式（格子型）の非充腹型 SRC 部材の 3 種類とし、確定的な繰返し曲げせん断力を載荷して行われ、柱材の横変位振幅を制御して実験を行っている。この実験では、鉄骨形式に関わらず、主鉄筋、あるいは鉄骨フランジに沿ったせん断ひび割れに基づくせん断付着破壊が、極めて、顕著であること報告している。そして、充腹型 SRC 柱の履歴曲線は極めて安定した吸収エネルギー量が大きい紡錘形を示し、最大せん断耐力後の耐力低下は緩慢であった。一方、非充腹型 SRC 柱は最大せん断耐力後、急激な耐力低下を伴うスリップ形の逆 S 字の履歴曲線を示し、特に、バツテンプレート形式（格子型）の非充腹型では、吸収エネルギー量の極めて小さい履歴特性となっていることが明確に確認されている。

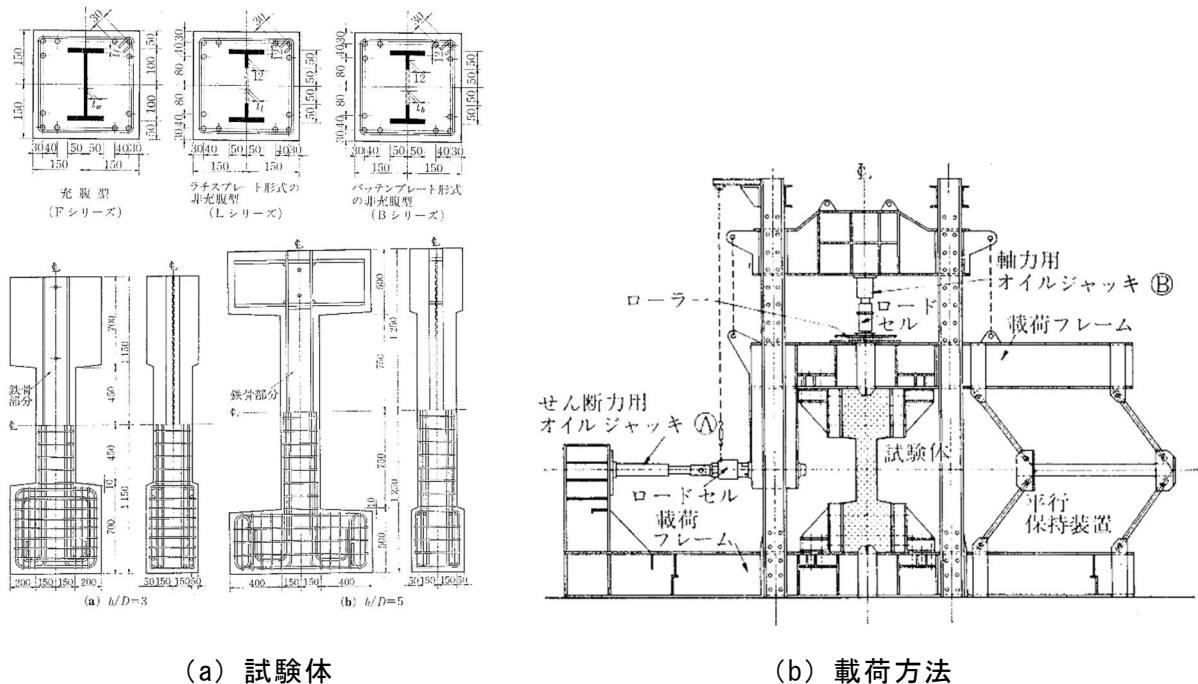
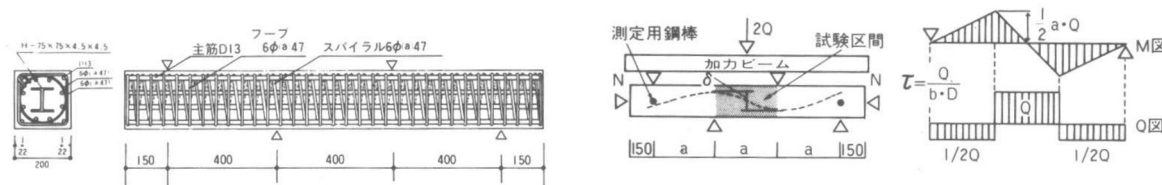


写真 1.4-1 文献^[1.4]の実験

(b) H形鋼を配した SRC 柱のせん断強度に関する実験的研究

松崎らは、高軸力下の柱および梁部材のせん断耐力評価のため、RC 柱および梁および断面中央に小さな H 形鋼を配した SRC 柱および梁のせん断実験を行った [1.16]。図 1.4-2 に示されているように荷重は軸力を加え逆対称な応力を試験体に生じさせた状態で、一方向単調荷重を行い、小さな H 形鋼を用いた SRC 部材において、鉄骨は耐力の上昇に対してあまり寄与していないが、大きな靱性を有していることを報告している。



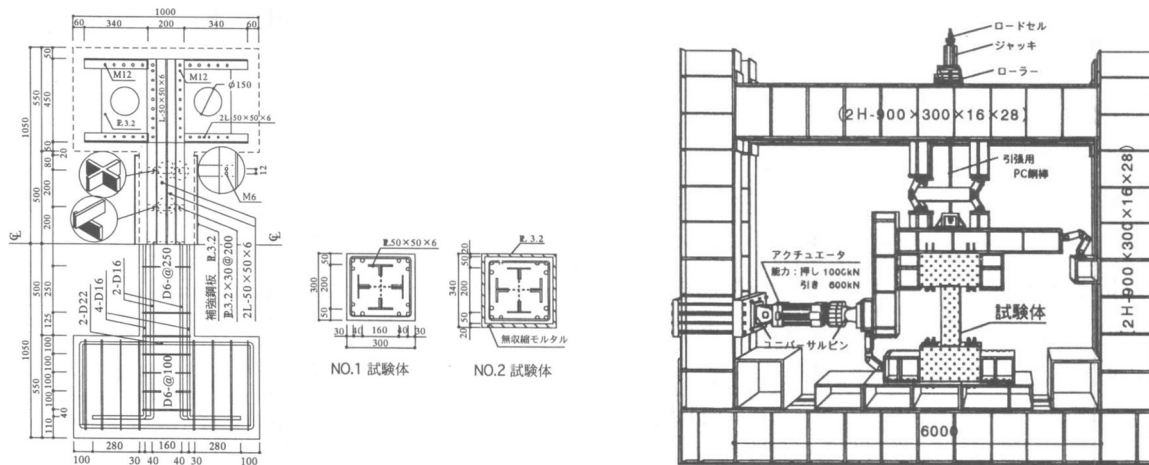
(a) 試験体

(b) 荷重方法

写真 1.4-2 文献 [1.16] の実験

(c) 非充腹型 SRC 柱の耐震補強に関する実験的研究

谷口らは、図 1.4-3 に示されているように帯筋量の少ない格子型 SRC 柱に鋼板巻きとモルタルによる耐震補強を行い、比較的小さい引張軸力下におけるせん断破壊実験を行った [1.17]。文献 [1.17] によると耐震補強効果について実験的に検討するため、図 1.4-3 に示されているようにローラーによって支持されたセンターホールジャッキに PC 鋼棒を介し



(a) 試験体

(b) 荷重方法

写真 1.4-3 文献 [1.17] の実験

て引張軸力を常時作用させた後、アクチュエータにより静的水平力を作用させた実験を行った。この実験では、鋼板で補強することによって、せん断強度、変形能力、履歴ループ等に十分な補強効果が認められることを報告している。

(d) 低強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断性状に関する実験的研究

根口らは、コンクリート強度が適用範囲条件である 13.5N/mm^2 を下回る低強度コンクリートを用いた RC 柱の実験を行った [1.18]。文献 [1.18] では、低強度コンクリートの力学的性能を明らかにし、低強度コンクリートの靱性耐力限界を見極めることを目的にして、RC 柱のせん断実験を行っている。実験の結果、低強度コンクリートの部材は、「2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート構造物の耐震診断基準・同解説」で定められている終局せん断耐力を求める耐力式は適切でないことが示されている。

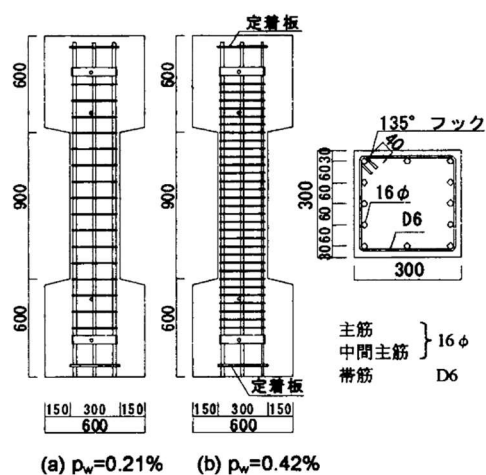


写真 1.4-4 文献 [1.18] の実験

以上に示した既往の研究成果によると、1995 年に制定された「建築物の耐震改修の促進に関する法律」以前の研究では、SRC 部材の破壊モードや履歴曲線の特徴等について検討されている。この法律に制定された以降では、SRC 部材に関して耐震補強に注目した実験的研究がされているが、低強度コンクリートに関して研究はほとんどされていない。一方、RC 部材に関しては、低強度コンクリート部材においても積極的に実験的研究が行われ、既存の耐震診断式は適切ではないことが明らかとなり、低強度コンクリートに対してせん断耐力の評価法の修正方法が提案されている [1.19], [1.20]。

1.5 記号

本論文で使用する記号について以下に示す。

- $m a_g$: 鉄筋全断面積 (mm^2)
- $m a_t$: 引張鉄筋断面積 (mm^2)
- $s A$: 鉄骨部分の断面積 (mm^2)
- $s a_c$: 圧縮鉄骨断面積 (mm^2)
- $s a_g$: 強軸方向の鉄骨全断面積 (mm^2)
- $s a_t$: 引張鉄骨有効断面積 (mm^2)
- a_{s0} : 弱軸方向の鉄骨弦材の断面積 (格子形の場合) (mm^2)
- b : 部材断面の幅 (mm)
- B_f : 鉄骨フランジの幅 (mm)
- D : 部材断面のせい (mm)
- d : 断面有効せい (mm)
- $m d$: 引張主筋と圧縮主筋の重心間距離 (mm)
- $r d$: 圧縮線から引張主筋重心までの距離 (有効せい) (mm)
- $s d$: 鉄骨の引張弦材と圧縮弦材の重心間距離 (mm)
- d_t : 引張線から引張主筋重心までの距離 (mm)
- F_c : コンクリートの設計基準圧縮強度 (N/mm^2)
- F_c' : 圧縮側コンクリート部分のコンクリートの平均終局圧縮強度 (N/mm^2)
 $= F_c (0.85-2.5 s p_c)$
- H : 鉄骨せい (mm)
- H' : 非充腹間の距離 (mm)
- h : 内法長さ (mm)
- h_w : 充腹型鉄骨ウェブのせい (mm)
- j : 応力中心間距離 (mm)
- j : 充腹型の鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離 (mm)
- $s j$: 鉄骨重心間距離 (mm)
- k_{cs} : 主材鉄骨フランジ側面の直接せん断破壊による低減係数
- M/Q : せん断スパン (mm)

- ${}_sM_0$: 鉄骨部分の強度で負担軸力を 0 とした時の曲げ終局強度 (N・mm)
- M_u : SRC 耐震診断基準の曲げ終局強度 (N・mm)
- M_{uA} : SRC 規準累加強度の曲げ終局強度 (N・mm)
- M_{uR} : 丸鋼のすべりを考慮する式の曲げ終局強度 (N・mm)
- N : 実験時の軸力 (N/mm²)
- n : 部材断面の幅 (mm)
- ${}_r p_t$: 引張鉄筋比 (%)
- ${}_r p_w$: せん断補強筋比 $= \frac{{}_r a_w}{b \cdot {}_r s}$
- ${}_s p_c$: 圧縮側鉄骨比 $= \frac{{}_s a_c}{b \cdot D}$
- ${}_s p_t$: 引張鉄骨比 (%)
- ${}_s p_w$: 帯板比 $= \frac{{}_s a_w}{b \cdot {}_s s}$
- R_s : 主筋の柱内法区間すべり耐力 (N)
- t_f : 充腹型鉄骨フランジの厚さ (mm)
- t_w : 充腹型鉄骨ウェブの厚さ (mm)
- ${}_s Z_p$: 鉄骨の塑性断面係数 (mm³)
- ${}_c \gamma_U$: コンクリート圧縮強度の低減係数
- σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- ${}_m \sigma_y$: 鉄筋降伏点強度 (N/mm²)
- ${}_r \sigma_{wy}$: せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm²)
- ${}_s \sigma_y$: 鉄骨降伏点強度 (N/mm²)
- ${}_s \sigma_{wy}$: 帯板の降伏点強度 (N/mm²)

1.6 発表論文

本論文に関する論文

日本建築学会構造系論文集（査読付き）への発表論文

- 1) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫：低強度コンクリートの既存 SRC 部材のせん断終局強度, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 巻, 第 761 号, pp.983-992, 2019.7

日本コンクリート工学会論文集（査読付き）への発表論文

- 1) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫：低強度コンクリート SRC 柱のせん断終局強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1213-1218, 2016.6
- 2) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫：強軸鉄骨が内蔵された低強度コンクリート SRC 柱のせん断終局強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.979-984, 2017.6
- 3) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫：低強度コンクリート SRC 柱のせん断終局強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.967-972, 2020.7

日本建築学会複合・合成構造に関するシンポジウム講演集への発表論文

- 1) 低強度コンクリート SRC 柱のせん断終局強度に関する実験的研究, 第 11 回複合・合成構造に関するシンポジウム, pp229-234, 2015 (貞末和史, Kju Kju Nwe, 荒木秀夫)
- 2) 低強度コンクリート格子形 SRC 梁のせん断終局強度に関する実験的研究, 第 12 回複合・合成構造に関するシンポジウム, pp4-1-4-8, 2017 (Kju Kju Nwe, 貞末和史, 荒木秀夫)

日本建築学会大会学術講演梗概集への発表論文（口頭発表）

- 1) 貞末和史, KJU KJU NWE, 荒木秀夫：低強度コンクリート SRC 部材の力学特性に関する実験的研究(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1301-1302, 2015.9
- 2) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫：低強度コンクリート SRC 部材の力学特性に関する実験的研究(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1303-1304, 2015.9
- 3) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫：低強度コンクリート SRC 部材の力学特性に関する実験的研究(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1423-1424, 2016.8
- 4) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫：低強度コンクリート SRC 部材の力学特性に関する

る実験的研究(その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1433-1434, 2017.8

- 5) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫: 低強度コンクリート SRC 部材の力学特性に関する実験的研究(その 5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1345-1346, 2018.9

日本建築学会中国支部研究報告集への発表論文 (口頭発表)

- 1) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫: 低強度コンクリート SRC 部材の力学特性に関する実験的研究(その 2), せん断破壊する短柱の終局耐力, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 39 巻, pp.209-212, 2016.3
- 2) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫: 低強度コンクリート SRC 部材の力学特性に関する実験的研究(その 3), 格子形 SRC 部材のせん断終局耐力, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 41 巻, pp.233-236, 2018.3
- 3) KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫: 低強度コンクリート SRC 部材の力学特性に関する実験的研究(その 4), 充腹型 SRC 梁のせん断終局耐力, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 42 巻, pp.287-290, 2019.3

国際会議等 (査読付き) への発表論文

- 1) KJU KJU NWE, KAZUSHI SADASUE, HIDEO ARAKI : Mechanical Characteristic of Steel Reinforced Concrete Columns with Low-Strength Concrete, Paper Number: 1197, 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile; 2017
- 2) KJU KJU NWE, KAZUSHI SADASUE, HIDEO ARAKI : Ultimate Shear Strength of Steel Reinforced Concrete Members with Low-Strength Concrete, The International Federation for Structural Concrete 5th International *fib* Congress, Paper Number: 96, Melbourne, Australia; 2018
- 3) KJU KJU NWE, KAZUSHI SADASUE, HIDEO ARAKI : Ultimate Shear Strength of Existing Steel Reinforced Concrete Beams with Low-Strength Concrete, Paper Number: C000863, 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sandai, Japan; 2020

紀要

- 1) 2016 年熊本地震による建物被害調査報告, 広島工業大学紀要、研究編、第 51 巻、p.243-248, (チューチューヌエ、貞末和史、荒木秀夫) 平成 29 年 2 月

<第1章の参考文献>

- [1.1] 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計例集, 1994.2
- [1.2] 若林 實・南 宏一・谷 資信・平野 道勝: 合成構造の設計, 新建築学大系 42 巻, 彰国社, 1982.8
- [1.3] 南 宏一: 鉄骨鉄筋コンクリート構造の被害, 建築技術, pp.28-29, 1995.8
- [1.4] 若林 實, 南 宏一, 中村 武: 繰返しせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の履歴特性に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第 15 号 B, pp.1-29, 1972.4
- [1.5] 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (第 3 版), 1975.11
- [1.6] 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, 2001.10
- [1.7] 日本建築防災協会: 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 2009.12
- [1.8] 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 (その 1~その 2) 設計基準強度の変遷および圧縮強度の分布, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造 IV, pp.801-804, 2001.9
- [1.9] 日本コンクリート工学会中国支部: 低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書 (2013), 2013.3
- [1.10] 耐震改修法研究会: 改正 建築物の耐震改修の促進に関する法律・同施工令等の解説, 2013.12
- [1.11] 安岡威, 水野生, 増田安彦, 田才晃: 低強度コンクリート SRC 柱に対する炭素繊維シート補強による補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1213-1218, 2006.6
- [1.12] 日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告, 建築編 2, プレストレストコンクリート造構造物/鉄骨鉄筋コンクリート造構造物/壁構造建築物, 1998.8
- [1.13] 日本建築学会: 2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報, pp.439-456, 2011.7
- [1.14] 震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針改訂委員会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, (一財) 日本建築防災協会, 2016.3
- [1.15] 日本コンクリート工学会中国支部: 低強度コンクリートの既存建築物の耐震診

断と耐震補強シンポジウム（2013）、2013.7

- [1.16] 松崎育弘，高橋亘，別所佐登志，畠本斉：小さな H 形鋼を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱及びはり部材のせん断破壊性状に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，9-2，pp.375-378，1987
- [1.17] 谷口部敏之，立花正彦：引張力を受ける格子形 SRC 柱部材の鋼板による耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.20, No.3, pp.1129-1134，1998.6
- [1.18] 根口百世，藤原顕太郎，高月行治，南宏一：低強度コンクリートを用いた丸鋼を主筋とする RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29, No.3, pp.157-162，2007.6
- [1.19] 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大会分科会，地震と補強－耐震改修における低強度コンクリートの問題点」，大宮ソニックシティ，pp.77-91，2005.9
- [1.20] 八十島章，荒木秀夫，松井剛，谷口博亮：低強度コンクリート部材のせん断性能評価，日本建築学会技術報告集，第 16 巻，第 32 号，pp.139-144，2010

第 2 章 一定軸力下において曲げ・せん断力を受ける柱部材のせん断破壊状況

2.1 はじめに

1995 年に制定された「建築物の耐震改修の促進に関する法律」を受け、1981 年の建築基準法改正以前に造られた公立学校等の公共建物に対しては耐震診断と耐震補強が積極的に行なわれたが、民間建物に目を向けると戦後復興期に造られた建築が既存不適格構造物として数多く残されている。一方で、不特定多数の人々が利用する病院・旅館や避難弱者が利用する大規模建物に関して耐震診断を義務付ける「改正建築物の耐震改修の促進に関する法律」が 2013 年に施行され、これらの建物の耐震性を向上させる必要性が法令として示された^[2.1]。そのような状況の中、コンクリート系建物の重要な問題として、コンクリートの圧縮強度が極めて低い既存建物が存在し、低強度コンクリートを有する RC 構造については耐震性能に関する組織的な研究が行なわれてきた^[2.2]。なお、SRC 構造の新規採用は減少傾向にあるものの、既存の 6~9 階程度の建物では SRC 構造が多く採用されており^[2.3]、鉄骨の存在によりコンクリートの充填が難しい SRC 構造にも RC 構造と同様に低強度コンクリートの既存建物が存在している可能性がある。

本研究では SRC 構造を対象として、日本建築防災協会の既存 SRC 造建築物の耐震診断基準^[2.4]（以後、SRC 耐震診断基準と称す）におけるコンクリート圧縮強度 σ_c の適用範囲($\sigma_c \geq 13.5\text{N/mm}^2$)を下回る低強度コンクリートの SRC 柱の載荷実験を行ない、曲げ破壊に対してせん断破壊が先行するように計画された SRC 部材の破壊性状と履歴特性について明らかにする。また、低強度コンクリートに対応できる SRC 部材のせん断終局強度の評価式を提案する。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体

柱試験体の一覧を表 2.2-1 示す。いずれの試験体とも曲げ破壊に対してせん断破壊が先行することを想定した SRC 柱として計画し、コンクリート強度、鉄骨の形式(充腹型、非充腹型)と形状(十字形, H 形), せん断スパン比および軸力比を変数とした合計 14 体の SRC 柱を製作し、4つのシリーズに分けて実験を行った。

試験体の縮小率は 1/2~1/3 程度とした。全試験体の柱断面は 300mm×300mm, コンクリートの目標圧縮強度 F_c は 18N/mm² と 9N/mm² の 2 水準とした。柱内法長さは 900mm (シリーズ I, シリーズ II, シリーズIV) および 600mm (シリーズ III) とした。

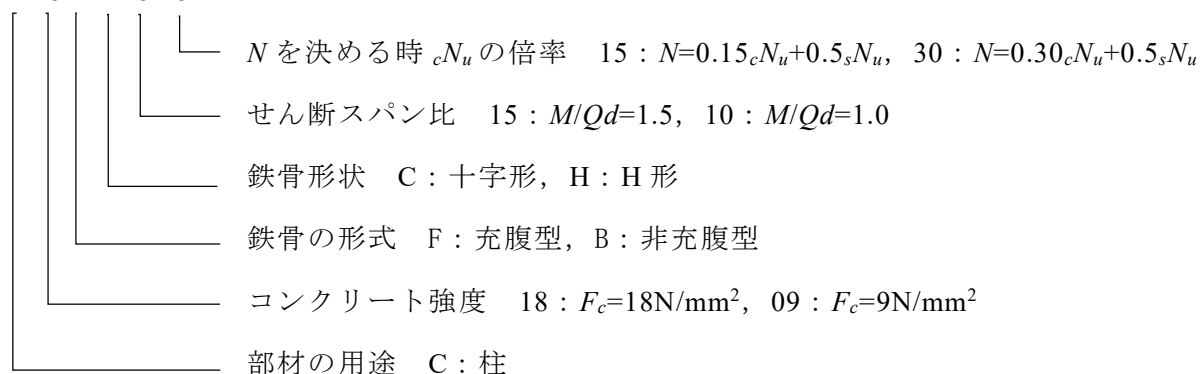
表 2.2-1 柱試験体計画一覧

| 試験体 | F_c (N/mm ²) | 鉄骨形式 | 主鉄骨 ($s p_t$) | 帯板 ($s p_w$) | 柱主筋 ($r p_t$) | せん断補強筋 ($r p_w$) | M (Qd) | l (mm) | N (kN) | n | b' b | 実験 シリーズ | | | | | | | | | | |
|-----------|-------------------------------|---------------|---------------------------------|-------------------|--------------------|-----------------------|----------------------------|-------------|-------------------|----------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|----------------|------|-----|------|------|------|------|------|
| C18FC1515 | 18 | 充腹型 | 2H- 200×100×5.5×8 (0.89%) | - | 12-D13 (0.84%) | D6@100 (0.21%) | 1.5 | 900 | 1095 | 0.28 | 0.33 | I | | | | | | | | | | |
| C09FC1515 | 9 | | | | | φ6@100 (0.19%) | | | 994 | 0.30 | | | | | | | | | | | | |
| C09FC1530 | 9 | | | | | | | | 1129 | 0.27 | | | | | | | | | | | | |
| C18FC1015 | 18 | | | | | 非充腹型 (格子形) | H-200×100×5.5×8 (0.89%) | - | 12-φ13 (0.87%) | D6@100 (0.21%) | | 1.0 | 600 | 1094 | 0.28 | 0.67 | III | | | | | |
| C09FC1030 | 9 | | | | | | | | | | | | | 1172 | 0.36 | | | | | | | |
| C18FH1515 | 18 | | | | | | | | | 非充腹型 (格子形) | | 8L- 50×50×6 (1.25%) | PL6-30 @200 (0.30%) | 12-φ13 (0.87%) | D6@100 (0.21%) | | 1.5 | 900 | 982 | 0.20 | 0.33 | IV |
| C09FH1530 | 9 | | 1046 | 0.30 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| C18BC1515 | 18 | 非充腹型 (格子形) | 4L-50×50×6 (1.25%) | - | 12-φ13 (0.87%) | | | | | | D6@100 (0.21%) | | | | 1.5 | | | | 900 | 947 | | 0.27 |
| C09BC1515 | 9 | | | | | | | | | | | | | | | | 821 | 0.33 | | | | |
| C09BC1530 | 9 | | | | | | 956 | 0.28 | | | | | | | | | | | | | | |
| C18BC1015 | 18 | | | | | 非充腹型 (格子形) | 4L-50×50×6 (1.25%) | - | 12-φ13 (0.87%) | | D6@100 (0.21%) | | | | 1.0 | 600 | 699 | 0.27 | 0.67 | III | | |
| C09BC1030 | 9 | | | | | | | | | | 766 | 0.34 | | | | | | | | | | |
| C18BH1515 | 18 | | | | | | | | | 非充腹型 (格子形) | 4L-50×50×6 (1.25%) | - | 12-φ13 (0.87%) | D6@100 (0.21%) | 1.5 | 900 | 655 | 0.20 | | 0.67 | IV | |
| C09BH1530 | 9 | | 721 | 0.32 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

注) F_c : 設計基準強度, $s p_t$: 引張鉄骨比, $s p_w$: 帯板比, $r p_t$: 引張鉄筋比, $r p_w$: せん断補強筋比
 $M/(Qd)$: せん断スパン比, l : 内法長さ, N : 実験時の圧縮軸力, n : 軸力比
 b' : 鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅, b : 梁幅

試験体名

C 18 F C 15 15



(i) シリーズ I, シリーズ II

試験体形状を図 2.2-1 に示す。鉄骨形状を十字形に配置した充腹型鉄骨を有する SRC 柱 3 体、非充腹型鉄骨を有する SRC 柱 3 体の合計 6 体とした。

1975 年に改定された SRC 規準・第 3 版^[2.5]では充腹型鉄骨を用いることが推奨されているため、これ以後に建設された建物では充腹型の鉄骨と異形棒鋼の主筋が使われた SRC 構造が大半を占めると思われる。そこで、充腹型 SRC 柱の鉄骨は全て 2H-200×100×5.5×8(SS400)の H 形鋼、主筋は 12-D13(SD295A)を用いた。なお、試験体製作時における材料の入手の都合により、せん断補強筋は D6(SD295A) (シリーズ I) と φ6(SR235) (シリーズ II) を用いているが、せん断補強筋については異形棒鋼と丸鋼の違いが実験結果に与える影響は小さいと考えている。

一方、1975 年以前に建設された SRC 構造には非充腹型の鉄骨と丸鋼の主筋が使われていると思われるため、非充腹型 SRC 柱の鉄骨は全て 8L-50×50×6(SS400)の山形鋼と PL6-30 の帯板を用いて格子形に組み立て、主筋は 12-φ13(SR235)、せん断補強筋は D6(SD295)

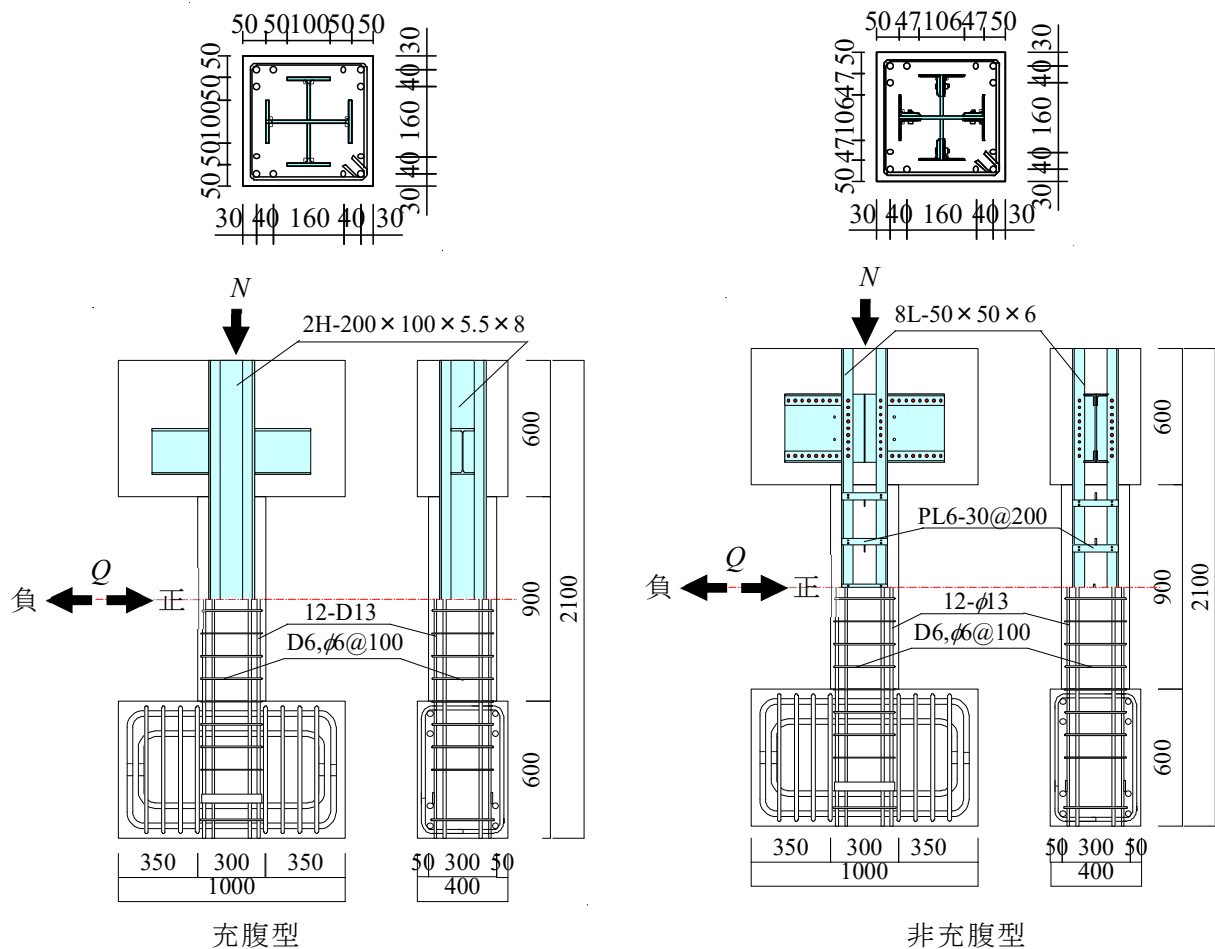


図 2.2-1 柱試験体形状 (単位 : mm)

(シリーズ I)あるいは $\phi 6$ (SR235)(シリーズ II)を用いた。なお、想定した年代の建物では山形鋼と帯板の接合はリベットが用いられているが、現在は製作が困難であるため、本試験体では2-M6(孔径 $\phi 7$)の六角穴付きボルトを用いて組み立てた。

(ii) シリーズ III

試験体形状の一例を図 2.2-2 に示す。鉄骨形状を十字形に配置した充腹型鉄骨を有する SRC 柱 2 体、非充腹型鉄骨を有する SRC 柱 2 体の合計 4 体とした。全試験体の内法長さは 600mm とした。

充腹型の試験体に関して、鉄骨は 2H-200 \times 100 \times 5.5 \times 8(SS400) の H 形鋼を用いており、バンドプレートは設けていない。主筋は異形棒鋼 12-D13(SD295A)、せん断補強筋は D6@100(SD295A)とした。非充腹型の試験体に関して、鉄骨は 8L-50 \times 50 \times 6(SS400) の山形鋼と PL6-30@200(SS400)の帯板を用いて格子形に組み立て、バンドプレートは設けていない。主筋は丸鋼 12- ϕ 13(SR235)、せん断補強筋は D6@100(SD295A)とした。本実験では、山形鋼と帯板の接合は2-M6(孔径 $\phi 7$)の六角穴付きボルトを用いて接合した。

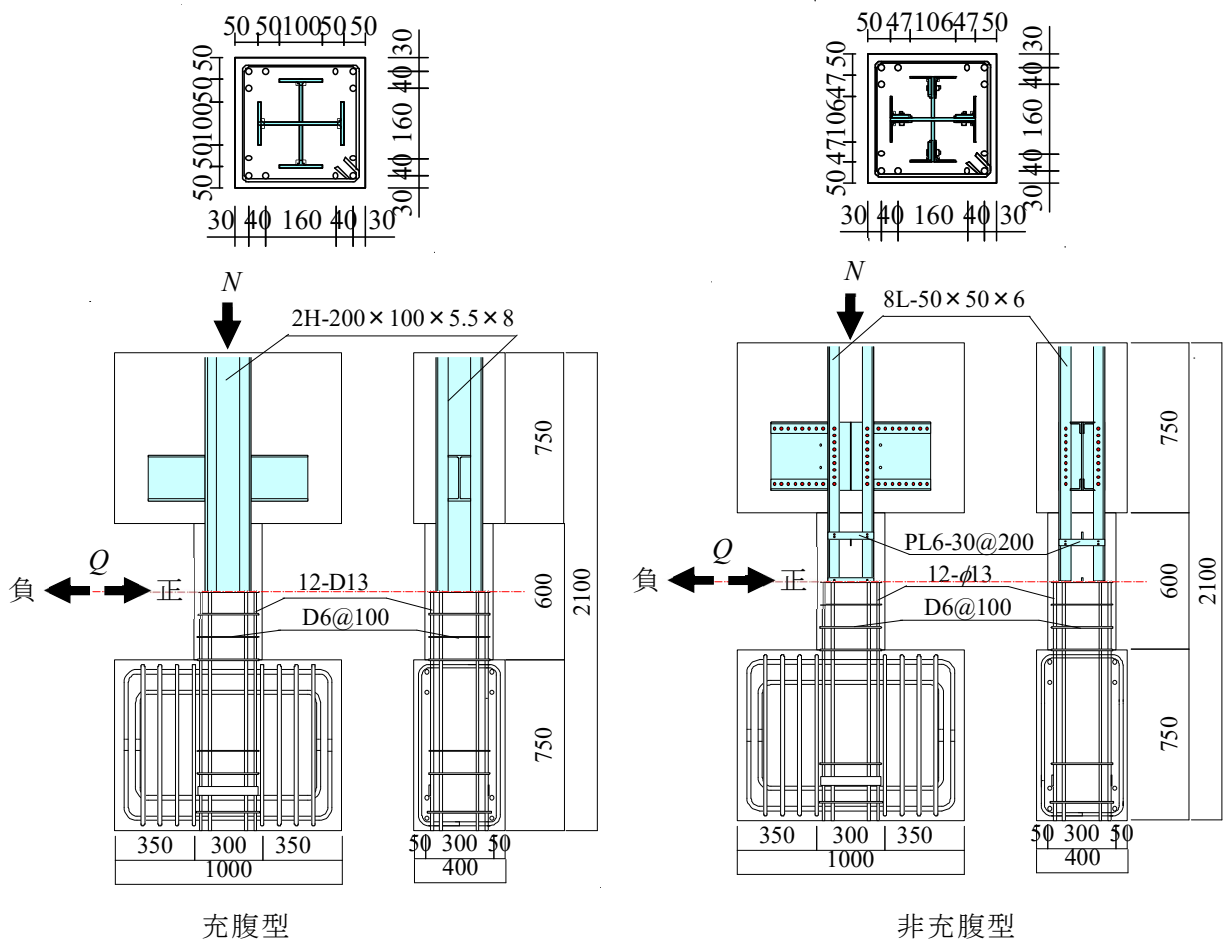


図 2.2-2 柱試験体形状 (単位 : mm)

(iii) シリーズIV

試験体形状の一例を図 2.2-3 に示す。鉄骨形状を強軸方向（H 字型）に配置した充腹型鉄骨を有する SRC 柱 2 体，非充腹型鉄骨を有する SRC 柱 2 体の合計 4 体とした。全試験体の内法長さは 900mm とした。

充腹型の試験体の鉄骨は H-200×100×5.5×8(SS400)の H 形鋼を用いており，バンドプレートは設けていない。主筋は 12-D13(SD295A)，せん断補強筋は D6@100(SD295A) とした。非充腹型の試験体に関しても，鉄骨は 4L-50×50×6(SS400)の山形鋼と PL6-30@200(SS400)の帯板を用いて格子形に組み立て，バンドプレートは設けていない。主筋は丸鋼 12-φ13(SR235)，せん断補強筋は D6@100(SD295A)とした。本実験では，山形鋼と帯板の接合は 2-M6(孔径φ7)の六角穴付きボルトを用いて接合した。

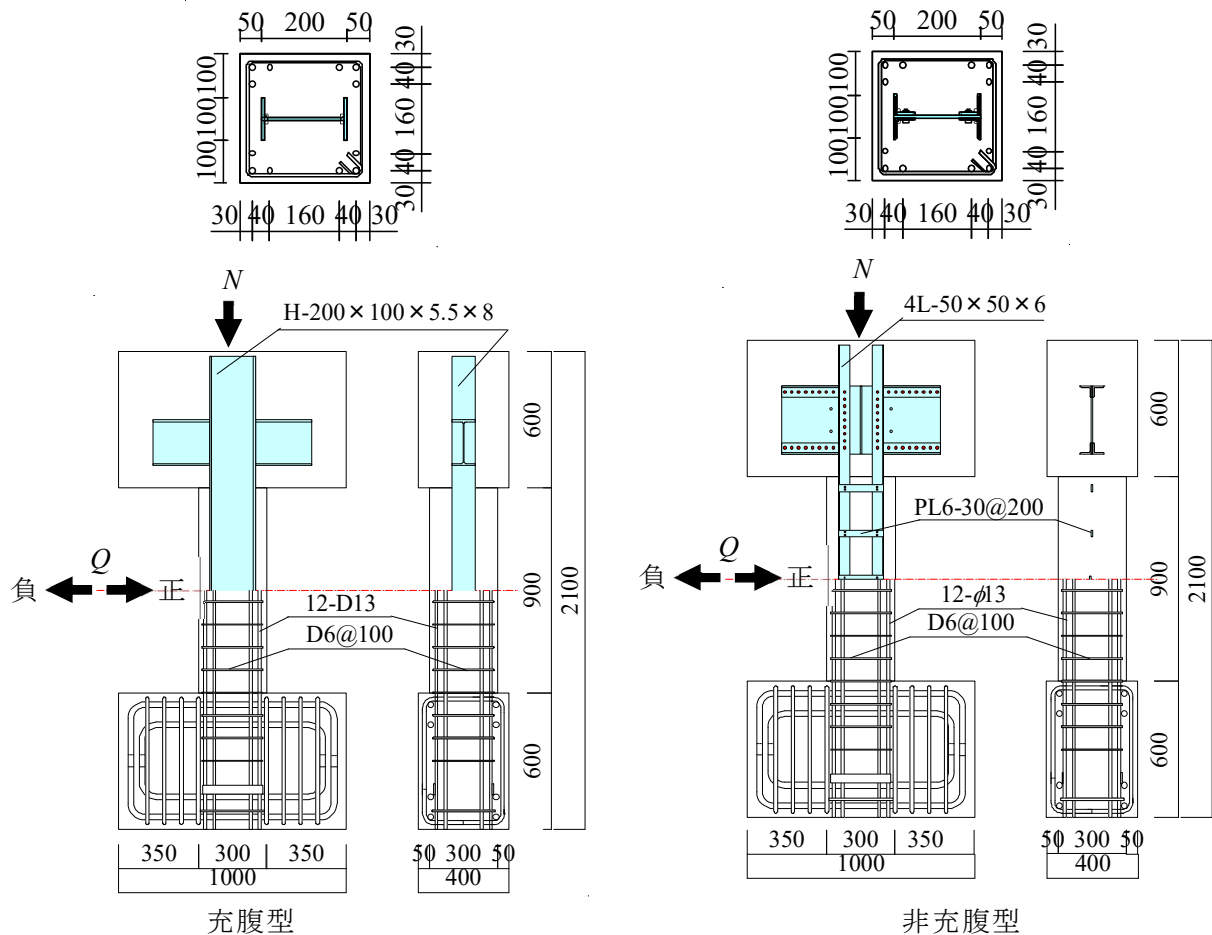


図 2.2-3 柱試験体形状（単位：mm）

2.2.2 使用材料

全ての試験体に対してコンクリートの調合を表 2.2-2 に示す。シリーズ I ~ シリーズ IV の試験体に用いた鋼材およびコンクリートの材料試験結果一覧を表 2.2-3、表 2.2-4、圧縮力を受けるコンクリートの応力度-ひずみ度関係の一例を図 2.2-4 に示す。

図 2.2-4 に示すように F_c18 のコンクリートと比べて、 F_c9 のコンクリートは、軟化域における強度低下が非常にゆるやかであることが特徴的である。本論で示す低強度コンクリートは、ジャンカ等の不具合によって所要の強度が得られない劣悪なコンクリートではなく、何れかの理由で水セメント比が高くなっていったことや、劣化したセメントが使われていたこと等の影響で、図 2.2-4 に示されるような材料特性を有している低強度コンクリートを対象とする。

試験区間である柱部分のコンクリート設計基準強度 F_c は 9N/mm^2 の試験体に、上下スタブ（梁部分）の F_c は 24N/mm^2 とし、調合強度の異なるコンクリートを連続打って試験体を製作している。柱のコンクリート設計基準強度 F_c が 18N/mm^2 の試験体に関しては、試験区間である柱部分、上下スタブ(梁) 部分共に F_c が 18N/mm^2 のコンクリートを一体打ちした。

表 2.2-2 コンクリートの調合

| F_c (N/mm^2) | 水 (kg/m^3) | セメント (kg/m^3) | 細骨材 (kg/m^3) | 粗骨材 (kg/m^3) | 混和剤 (kg/m^3) | 水セメント比 (%) | 細骨材率 (%) |
|------------------------------|--------------------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------|-------------|
| 18 | 194 | 224 | 1001 | 818 | 1.76 | 86.6 | 55.8 |
| 9 | 197 | 179 | 1058 | 806 | 1.29 | 110 | 57.3 |

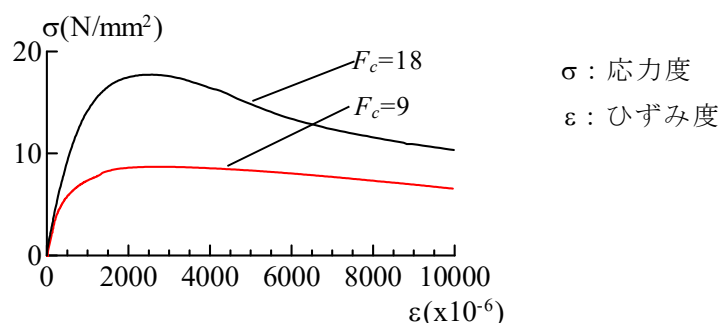


図 2.2-4 コンクリートの応力度-ひずみ度関係の例

表 2.2-3 鋼材の材料強度等

| 実験 シリーズ | 使用箇所 | σ_y (N/mm ²) | σ_u (N/mm ²) | 伸び (%) |
|------------|--------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| I | フランジ PL-8 | 321 | 448 | 19.4 |
| | ウェブ PL-5.5 | 307 | 435 | 21.4 |
| | 山形鋼 PL-6 | 310 | 446 | 19.1 |
| | 帯板 PL-6 | 269 | 360 | 30.3 |
| | 主筋 D13 | 330 | 470 | 18.4 |
| | 主筋 $\phi 13$ | 307 | 430 | 26.0 |
| | 帯筋 D6 | 346 | 524 | 20.9 |
| II | フランジ PL-8 | 326 | 450 | 25.0 |
| | ウェブ PL-5.5 | 347 | 464 | 23.2 |
| | 山形鋼 PL-6 | 322 | 467 | 25.7 |
| | 帯板 PL-6 | 269 | 360 | 30.3 |
| | 主筋 D13 | 366 | 520 | 21.1 |
| | 主筋 $\phi 13$ | 301 | 417 | 34.2 |
| | 帯筋 $\phi 6$ | 379 | 542 | 18.6 |
| III | フランジ PL-8 | 321 | 448 | 19.4 |
| | ウェブ PL-5.5 | 307 | 435 | 21.4 |
| | 山形鋼 PL-6 | 322 | 467 | 25.7 |
| | 帯板 PL-6 | 269 | 360 | 30.3 |
| | 主筋 D13 | 330 | 470 | 18.4 |
| | 主筋 $\phi 13$ | 307 | 430 | 26.0 |
| | 帯筋 D6 | 346 | 524 | 20.9 |
| IV | フランジ PL-8 | 307 | 422 | 25.5 |
| | ウェブ PL-5.5 | 312 | 433 | 23.9 |
| | 山形鋼 PL-6 | 324 | 465 | 23.3 |
| | 帯板 PL-6 | 269 | 360 | 30.3 |
| | 主筋 D13 | 366 | 519 | 21.1 |
| | 主筋 $\phi 13$ | 305 | 438 | 29.7 |
| | 帯筋 D6 | 311 | 464 | 19.0 |

注) σ_y : 降伏強度, σ_u : 引張強度

表 2.2-4 コンクリートの材料強度等

| 試験体 | F_c (N/mm ²) | σ_B (N/mm ²) | σ_t (N/mm ²) | E_c (N/mm ²) |
|-----------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| C18FC1515 | 18 | 19.1 | 2.01 | 27707 |
| C09FC1530 | 9 | 10.3 | 1.35 | 20407 |
| C09FC1515 | | | | |
| C18FC1015 | 18 | 19.3 | 1.86 | 25159 |
| C09FC1030 | 9 | 12.4 | 1.36 | 19549 |
| C18FH1515 | 18 | 26.3 | 2.07 | 27197 |
| C09FH1530 | 9 | 10.7 | 1.17 | 16608 |
| C18BC1515 | 18 | 18.3 | 1.98 | 27534 |
| C09BC1530 | 9 | 10.6 | 1.36 | 19157 |
| C09BC1515 | | | | |
| C18BC1015 | 18 | 18.9 | 2.07 | 26601 |
| C09BC1030 | 9 | 12.1 | 1.35 | 21809 |
| C18BH1515 | 18 | 26.1 | 2.30 | 29010 |
| C09BH1530 | 9 | 9.5 | 1.15 | 16608 |

注) σ_B : 圧縮強度, σ_t : 割裂引張強度, E_c : ヤング係数

2.2.3 載荷方法および測定項目

載荷は図 2.2-5 に示す二軸載荷装置を使用し、所定の圧縮軸力 N を導入後、正負繰返し
の逆対称モーメントを漸増載荷した。柱の反曲点までの高さは 450mm (シリーズ I, シ
リーズ II, シリーズ IV) および 300mm (シリーズ III) であり、柱のせん断スパン比はそれ
ぞれ 1.5 (シリーズ I, シリーズ II, シリーズ IV) と 1.0 (シリーズ III) となっている。加
力サイクルは部材角 R (上下スタブ間の相対水平変位 δ_u /柱内のり l) を変位制御し、柱試験
体は $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ を 1 サイクル行なった後、次に $R=\pm 0.5\% \text{rad.}$ を 2 サイクル行い、それ以
後は直前の振幅に対して R を $\pm 0.5\% \text{rad.}$ 漸増させる正負繰返し載荷を 2 サイクルずつ行
って、顕著な耐力低下を生じるか、最大 $\pm 5.0\% \text{rad.}$ の振幅で実験を終了した。

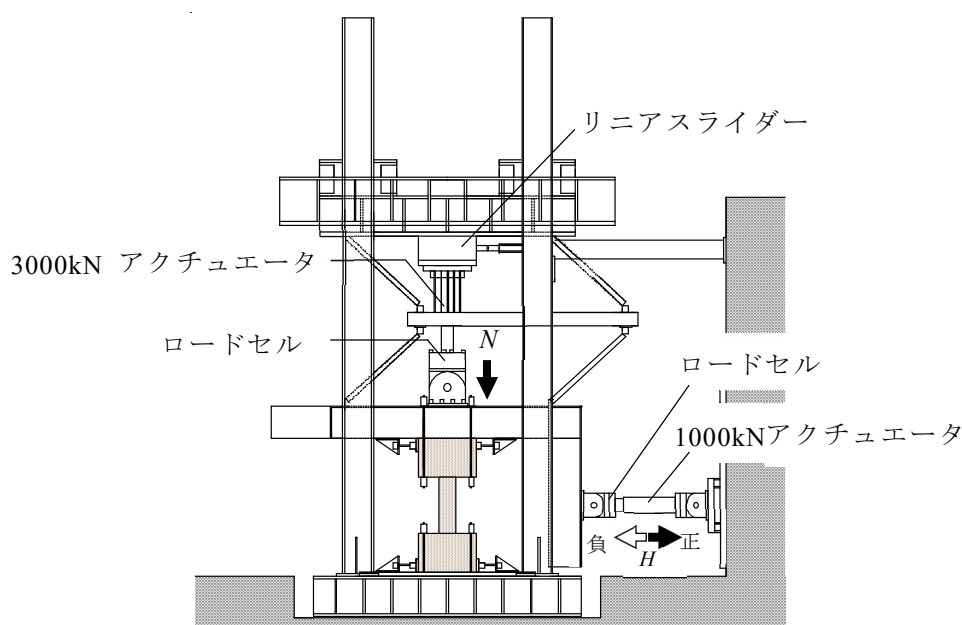


図 2.2-5 載荷装置

圧縮軸力 N に関して、 F_c18 の試験体は、 $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ (ここに、 cN_u はコンクリート部
分の圧縮耐力、 sN_u は鉄骨部分の圧縮耐力) を設計時に想定された SRC 建物の柱軸力として
設定した。 F_c9 の試験体は、 F_c18 で $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ で設計された柱に対して、実際のコ
ンクリート圧縮強度 σ_B が 9N/mm^2 程度しかなく、 $N=0.3cN_u+0.5sN_u$ の圧縮軸力を受けている
柱を想定して柱軸力を設定した。ただし、 F_c9 の試験体 C09FC1515 と C09BC1515 は、比較
として $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ の圧縮軸力を受ける柱として計画した。

同様のせん断スパン比を用いたシリーズ I, シリーズ II とシリーズ IV に関する変位の計
測は図 2.2-6 (a), シリーズ III 変位の計測は図 2.2-6 (b) に示されるように上下スタブ

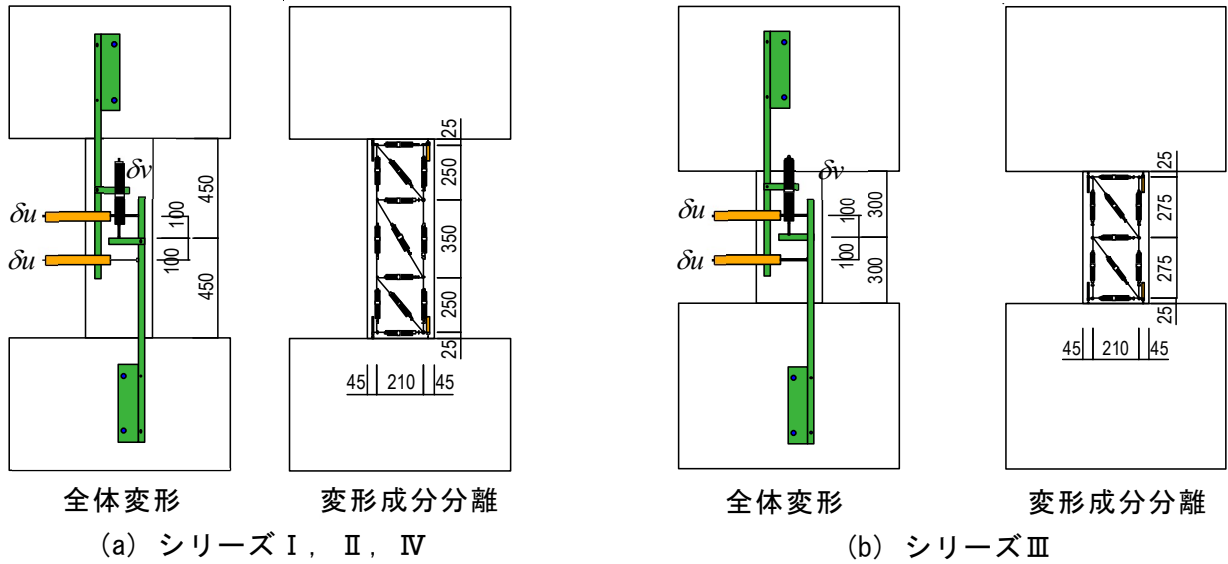


図 2.2-6 変位の測定 (単位: mm)

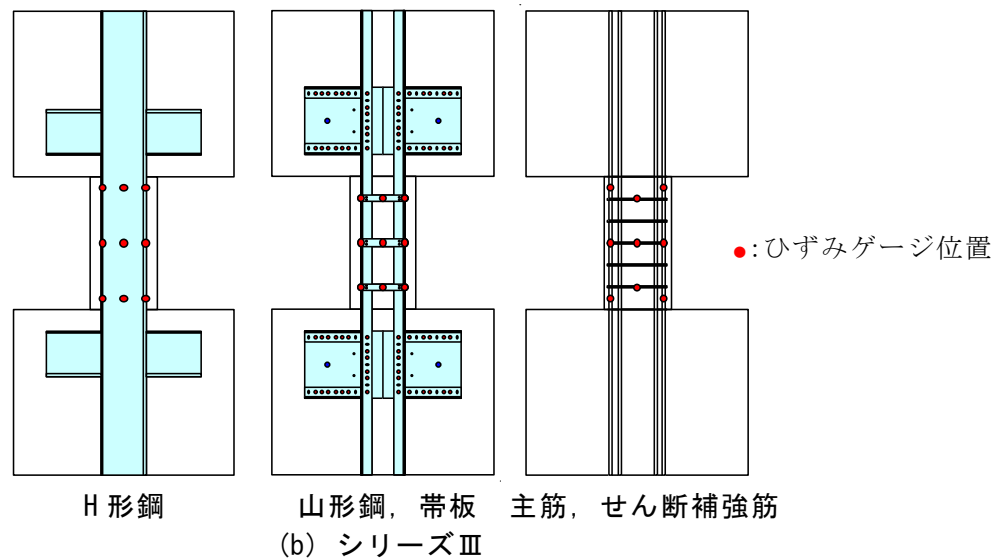
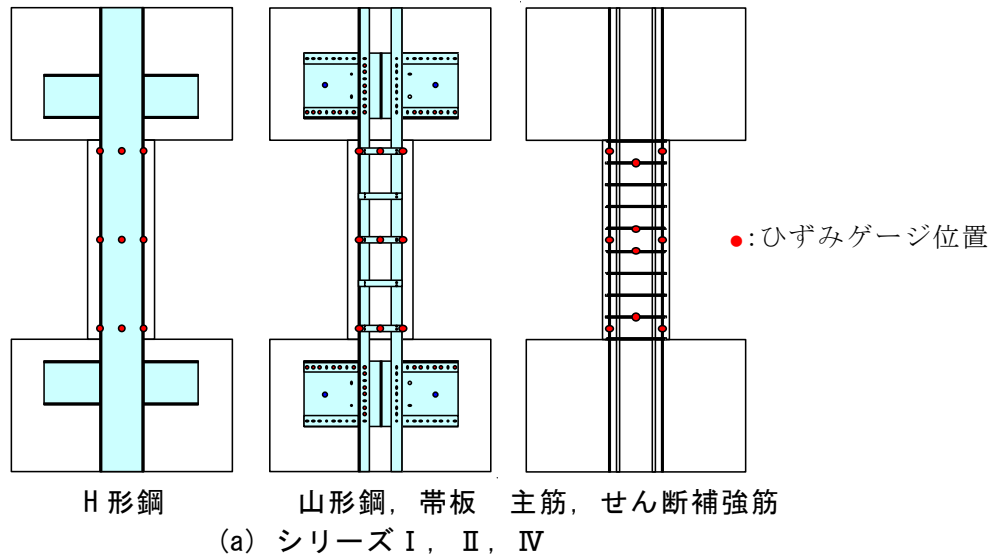


図 2.2-7 ひずみ度の測定

間の相対水平変位 δ_h および鉛直変位 δ_v を計測すると共に、ボルトを埋込んだ位置に変位計を取付け、曲げとせん断のそれぞれの変位形成分を計測した。

シリーズⅠ，シリーズⅡとシリーズⅣに関するひずみ度の計測は図 2.2-7 (a)，シリーズⅢ変位の計測は図 2.2-7 (b) に示されるように主筋，せん断補強筋，H 形鋼のフランジとウェブ，山形鋼および帯板のそれぞれについて，ひずみゲージを貼付けて計測した。

2.3 実験結果および考察

2.3.1 破壊性状

SRC 柱試験体に関して破壊状況をそれぞれシリーズに分けて下記に示す。

(i) シリーズ I, シリーズ II

$R=1.0\%rad.$ 時および最終変形時の破壊状況を写真 2.3-1 に示す。充腹型鉄骨を有する C18FC1515, C09FC1515, C09FC1530 試験体の破壊進展状況は、低圧縮軸力下の場合、 $R=\pm 0.25\%rad.$ の振幅で中央部に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%rad.$ の振幅では斜めひび割れが材端へと進展し、 $R=\pm 1.0\%rad.$ の振幅で主筋と強軸フランジの圧縮降伏およびウェブのせん断降伏を生じると共に主筋に沿った位置でせん断付着ひび割れが発生して、 $R=\pm 1.0 \sim 1.5\%rad.$ で正負ともに最大耐力に達した。それ以後の振幅では、斜めひび割れおよび付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、かぶりコンクリートが剥離した。

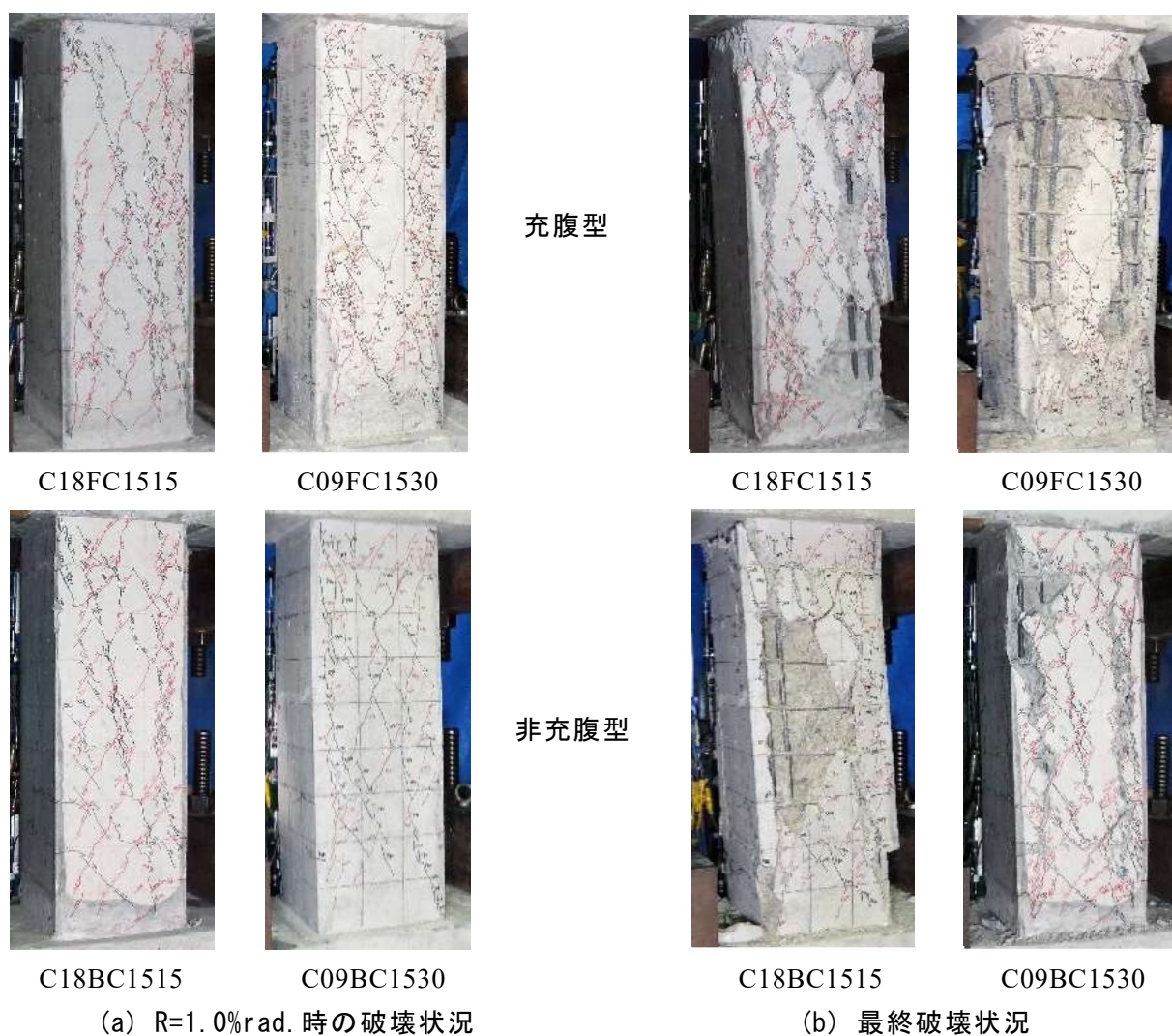


写真 2.3-1 破壊形状 (シリーズ I, シリーズ II)

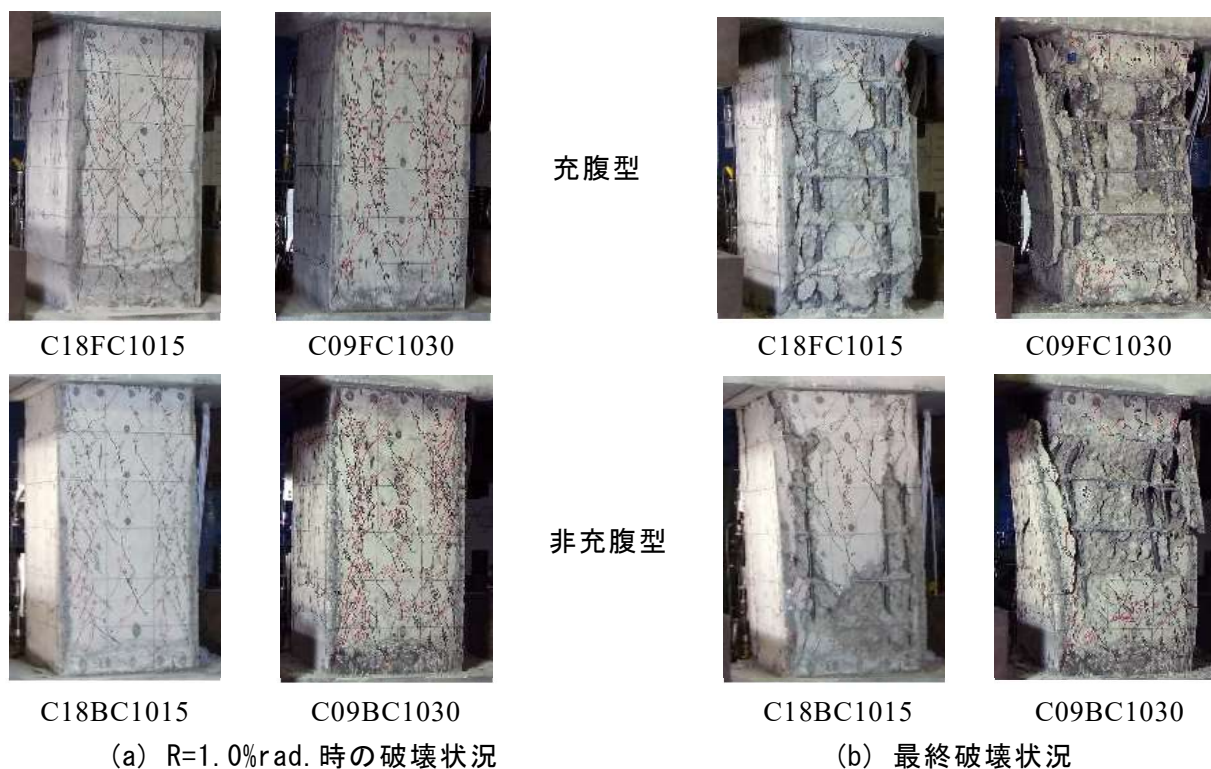


写真 2.3-2 破壊形状（シリーズⅢ）

非充腹型鉄骨を有する C18BC1515, C09BC1515, C09BC1530 試験体の破壊進展状況は、低圧縮軸力下の場合、 $R=\pm 0.25\%rad.$ の振幅で試験体中央部に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%rad.$ の振幅では斜めひび割れが材端へと進展すると共に主筋に沿った位置で付着ひび割れが発生して、履歴ループの形状がスリップ特性を示し、 $R=\pm 1.0\%rad.$ で正負ともに最大耐力に達した。それ以後の振幅で主筋が圧縮降伏すると共に斜めひび割れおよびせん断付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、かぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下した。

(ii) シリーズⅢ

$R=1.0\%rad.$ 時および最終変形時の破壊状況を写真 2.3-2 に示す。充腹型 SRC 柱 C18FC1015, C09FC1030 の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.25\%rad.$ の振幅で試験体中央部に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%rad.$ の振幅では斜めひび割れが材端へと進展した。その後、 $R=\pm 1.0\%rad.$ の振幅でほぼ最大耐力に達した。それ以後の振幅では、斜めひび割れおよびせん断付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、かぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下した。

非充腹型 SRC 柱 C18BC1015, C09BC1030 の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.25\%rad.$ の振幅で試験体中央部に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%rad.$ の振幅では斜めひび割れが材端へと

進展すると共に主筋あるいは山形鋼に沿った位置でせん断付着ひび割れが発生した。履歴ループの形状がスリップ特性を示し、 $R=\pm 1.0\%rad.$ で正負共に最大耐力に達した。それ以後ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、かぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下した。いずれの試験体とも実験終了時まで帯板は降伏していない。

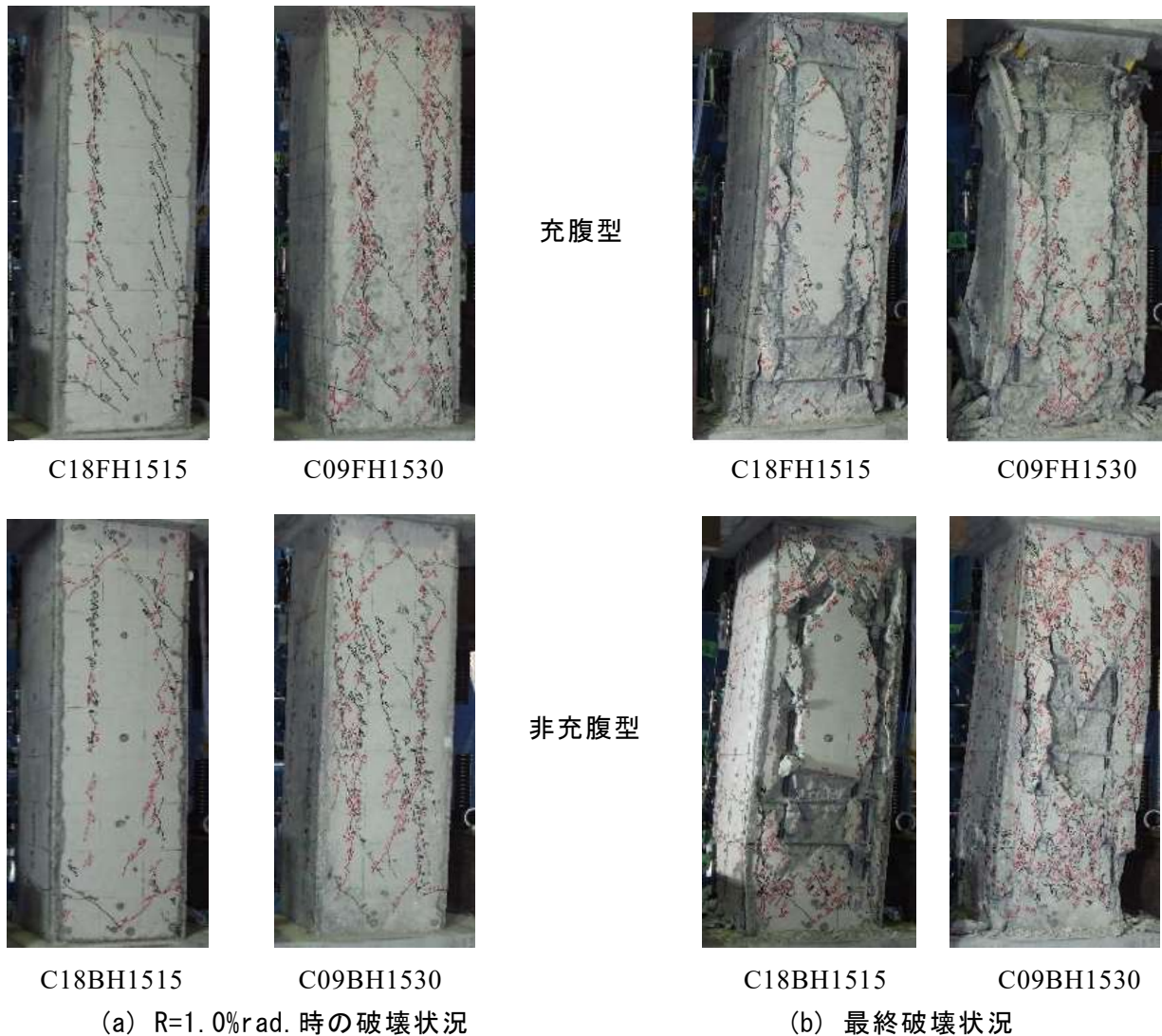


写真 2.3-3 破壊形状 (シリーズIV)

(iii) シリーズIV

$R=1.0\%rad.$ 時および最終変形時の破壊状況を写真 2.3-3 に示す。充腹型 SRC 柱に関して、試験体 C18FH1515 は $R=\pm 0.50\%rad.$ の振幅で主筋あるいはフランジに沿った位置で付着ひび割れ、材端に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 1.0\%rad.$ の振幅で斜めひび割れが中央へと進展した。試験体 C09FH1530 に関しては、 $R=\pm 0.25\%rad.$ の振幅で主筋あるいはフランジに沿った位置で付着ひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%rad.$ の振幅では斜めひび割れが材端に発

生し、その後、斜めひび割れおよび付着ひび割れが材端から中央へと進展し、いずれの試験体も $R=\pm 1.0\%rad.$ で最大耐力に達した。それ以後の振幅では、斜めひび割れおよび付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進みかぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下した。

非充腹型 SRC 柱に関して、試験体 C18BH1530 は $R=0.25\%rad.$ の振幅で斜めひび割れが材端で発生し、 $R=0.50\%rad.$ で最大耐力に達した。試験体 C09BH1530 に関しては、 $R=\pm 0.25\%rad.$ の振幅で中央部に斜めひび割れが発生し、その振幅で最大耐力に達した。 $R=\pm 0.5\%rad.$ の振幅では斜めひび割れが材端へと進展し、いずれの試験体もそれ以後の振幅では、山形鋼のフランジに沿った位置で付着ひび割れが発生した。最大耐力に達した後の振幅での破壊の進展状況は、斜めひび割れおよび付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、かぶりコンクリートの剥離と共に耐力低下した。非充腹型 SRC 柱の場合、最大耐力以後は履歴ループのスリップ特性が顕著になった。

充腹型 SRC 柱の破壊進展状況は、C18FC1015 および C09FC1030 を除く試験体はかぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下した。なお、試験体 C09FC1530、C09FC1515 および C09FC1030 に関しては、最大耐力時にせん断補筋が未降伏であったが、その他の試験体は最大耐力時にせん断補筋は降伏していた。

非充腹型 SRC 柱の破壊進展状況も、最大耐力に達するまでの破壊の進展状況は充腹型 SRC 柱とほぼ同様であったが、最大耐力以後は履歴ループのスリップ特性が顕著になった。なお、試験体 C09BC1530 および C09BC1515 に関しては、最大耐力時にせん断補筋は未降伏であったが、その他の試験体は最大耐力時にせん断補筋は降伏した。

内蔵された鉄骨の形式に関わらず、十字形鉄骨が内蔵された SRC 柱は、最終的には強軸フランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となり、H 形鉄骨が内蔵された SRC 柱は、最終的にはフランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となり、かぶりコンクリートの剥離を伴いながら耐力低下が進んだ。

2.3.2 履歴特性

充腹型 SRC 柱試験体の履歴曲線を図 2.3-1, 非充腹型 SRC 柱試験体の履歴曲線を図 2.3-2 にそれぞれ示す。図中のせん断力 Q は水平力の計測値に対して軸力 N の作用による PA 効果を考慮した値である。図中の実線(直線)は SRC 耐震診断基準^[2,4]に示される終局せん断強度の計算値 Q_{su} , 一点鎖線は後述する 2.5 節で提案する終局せん断強度の計算値 Q_{su}^* である。なお, C18BH1515 については Q_{su} と Q_{su}^* がほぼ同値となる。縦点線は最大強度に到達以後せん断力が 20%低下した時の部材角(以後, 限界変形角と称す)である。

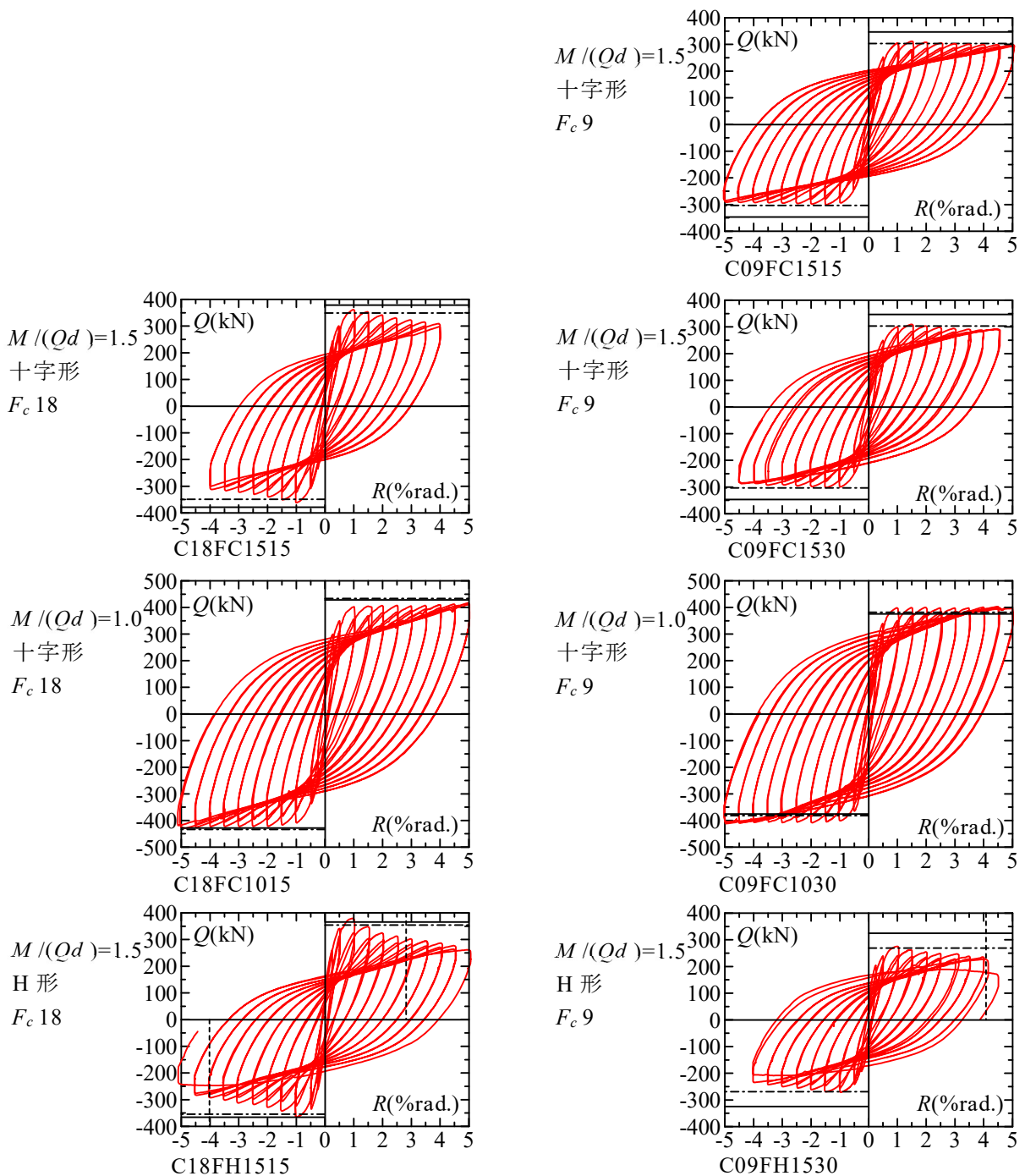


図 2.3-1 充腹型 SRC 柱の履歴曲線

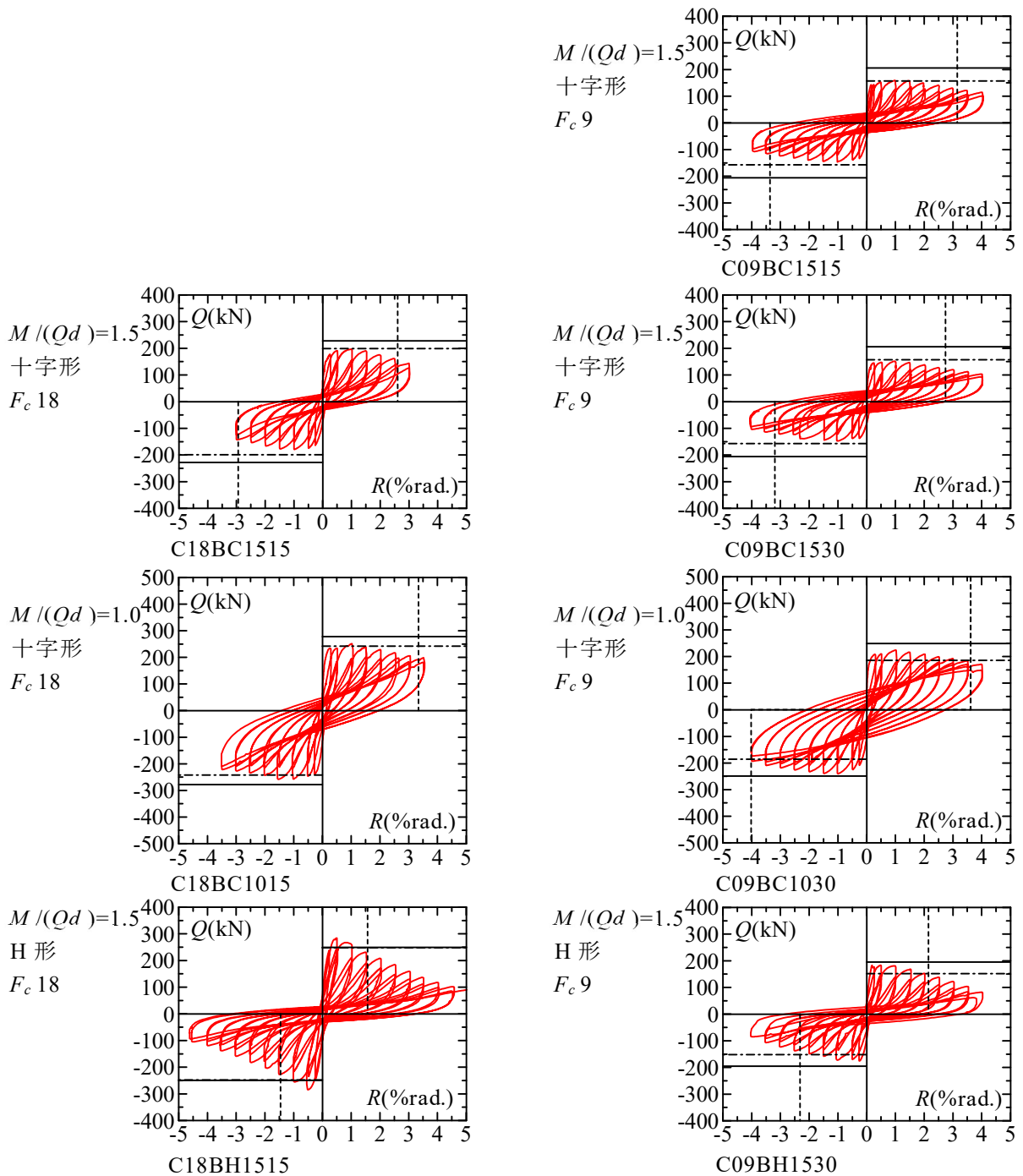


図 2.3-2 非充腹型 SRC 柱の履歴曲線

十字形鉄骨が内蔵された充腹型 SRC 柱は、最終的にせん断付着破壊が卓越する破壊形式となり、いずれの試験体とも限界変形角に達することなく、履歴ループの形状は実験終了まで紡錘形を保っている。一方、H 形鉄骨が内蔵された充腹型 SRC 柱は、最終的にはせん断付着破壊が卓越する破壊形式となり、かぶりコンクリートの剥離を伴いながら耐力低下が進んで限界変形角に達した。履歴ループの形状は実験終了までほぼ紡錘形を保っているが、十字形鉄骨が内蔵された柱と比べると最大強度以降の耐力低下が大きくなった。

内蔵鉄骨の形状に関わらず、最大強度に達した時に強軸フランジは圧縮降伏している。せん断補強筋は未降伏の試験体もあったが、降伏ひずみ度に近い値に達していた。また、コンクリート強度が小さい柱は最大強度が小さくなったが、限界変形角は大きくなる傾向が見られた。八十島らの研究^[2.6]によると、低強度コンクリートの RC 柱は軸力比が大きくなる影響を受けて、材端部のコンクリートが圧壊するせん断圧縮破壊を生じやすくなることが特徴として挙げられており、最大強度に到達後の履歴ループは逆 S 字形のスリップ性状を示し、急激に耐力低下した後に軸力を保持できなくなる場合があると報告されている。一方、SRC 柱では、内蔵鉄骨の形状に関わらず最終的には強軸フランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となっていることが特徴として挙げられるが、低強度コンクリートであっても、せん断圧縮破壊する RC 柱のように脆性的な挙動を示すことはなく、実験終了まで紡錘形の履歴ループを保ち、軸力を保持している。SRC 柱はコンクリートの破壊の進展と共にコンクリートが負担している圧縮力が小さくなくても、コンクリートが負担していた圧縮力を鉄骨が代わりに負担することで優れた変形能力を有することが実験的・理論的に明らかにされている^[2.7]。

非充腹型 SRC 柱の破壊進展状況は、充腹型 SRC 柱と比べて部材角 R が大きくなってから山形鋼が圧縮降伏している点が異なるが、コンクリートのひび割れ発生状況は充腹型 SRC 柱とほぼ同様であり、最終的には強軸山形鋼のフランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となった。

履歴特性については、充腹型 SRC 柱と同様にコンクリート強度が小さい柱は最大強度が小さくなったが限界変形角は大きくなった。また、充腹型 SRC 柱と比べると最大強度に達する時の R が小さくなる傾向があり、最大強度以降の耐力低下が大きく、限界変形角は小さくなった。特に、H 形鉄骨が内蔵された柱は $R=\pm 0.25\sim 0.5\%$ rad. の小さな振幅で最大強度に達し、 $R=\pm 1.0\%$ rad. 程度以降は大きく耐力低下した。履歴ループはせん断圧縮破壊する RC 柱^{[2.6], [2.8]}と同様のスリップ性状を示し、エネルギー吸収能力に乏しい形状となったが、実験終了まで軸力を保持している。

充腹型 SRC 柱と非充腹型 SRC 柱を比較すると、破壊の様相はほぼ同様であったが、最大耐力、最大耐力以降の耐力低下状況、履歴ループの形状は大きく異なり、低強度コンクリートの場合においても充腹型 SRC 柱は優れた変形能力を有することが確認された。同一鉄骨形式の柱で比較すると、コンクリート強度の違いによって最大耐力に差異を生じているが、コンクリート強度が同じである場合、軸力の違いによる最大耐力の差異は小さいこ

とが確認された。

普通強度コンクリートの SRC 柱では非充腹型と比べて充腹型 SRC 柱の変形能力が高くなることは知られているが^[2.3]、低強度コンクリートの SRC 柱についても同様であった。さらに、普通強度コンクリートの SRC 柱と比較して、低強度コンクリートの SRC 柱は限界変形角が大きくなった。これは、図 2.2-4 に示されるように低強度コンクリートは軟化域における強度低下がゆるやかであることに加えて、コンクリートが低強度になるほど部材の耐力に対して鉄骨部分が負担する耐力の割合が大きくなることが影響していると考えられる。また、十字形鉄骨と比較して H 形鉄骨が内蔵された柱の限界変形角が小さくなるのは、フランジに囲まれるコンクリートの拘束効果が異なることが影響していると思われ、圧縮力を受ける十字形鉄骨内側のコンクリートは、横拘束を受けて軟化域における強度低下が抑えられることが明らかにされている^[2.9]。

本実験では、鉄骨の形式と形状に関わらず実験終了まで軸力保持能力は失われていない。SRC 規準・第 6 版^[2.10]では式 2.3-1 を満足すれば、 $R=\pm 1.0\%$ rad.程度の変形能力を確保できることが示されており、本実験における柱の軸力はいずれも式 2.3-1 を満足しており、低強度コンクリートの SRC 柱に対しても適用できることがわかった。

$$N \leq \frac{1}{3} N_{uc} + \frac{2}{3} N_{us} \quad (2.3-1)$$

2.3.3 弾塑性性状

本実験では、充腹型 SRC 柱は主筋に異形棒鋼を用い、非充腹型 SRC 柱は主筋に丸鋼を用いている。図 2.3-3 に低強度コンクリートを有する C09FC1530, C09BC1530, C09FH1530 と C09BH1530 について主筋のひずみ度分布を示す。縦点線は降伏ひずみ度である。いずれの試験体も、ほぼ同様のひずみ勾配で圧縮側へシフトしている。同様の鉄骨形状を内蔵された試験体では、コンクリートのひび割れ進展状況も同様であった。

そして、シリーズIVに実験を行った試験体の鉄骨部分の H 形鋼のフランジとウェブ、山形鋼および帯板のそれぞれについて図 2.3-4 にひずみ度分布を示す。コンクリートの圧縮強度に関わらず、鉄骨フランジと山形鋼は同様の傾向にひずみ勾配を表している。それに

△:R=0.25%rad., ○:R=0.5%rad., ×:R=1.0%rad., ☆:R=3.0%rad

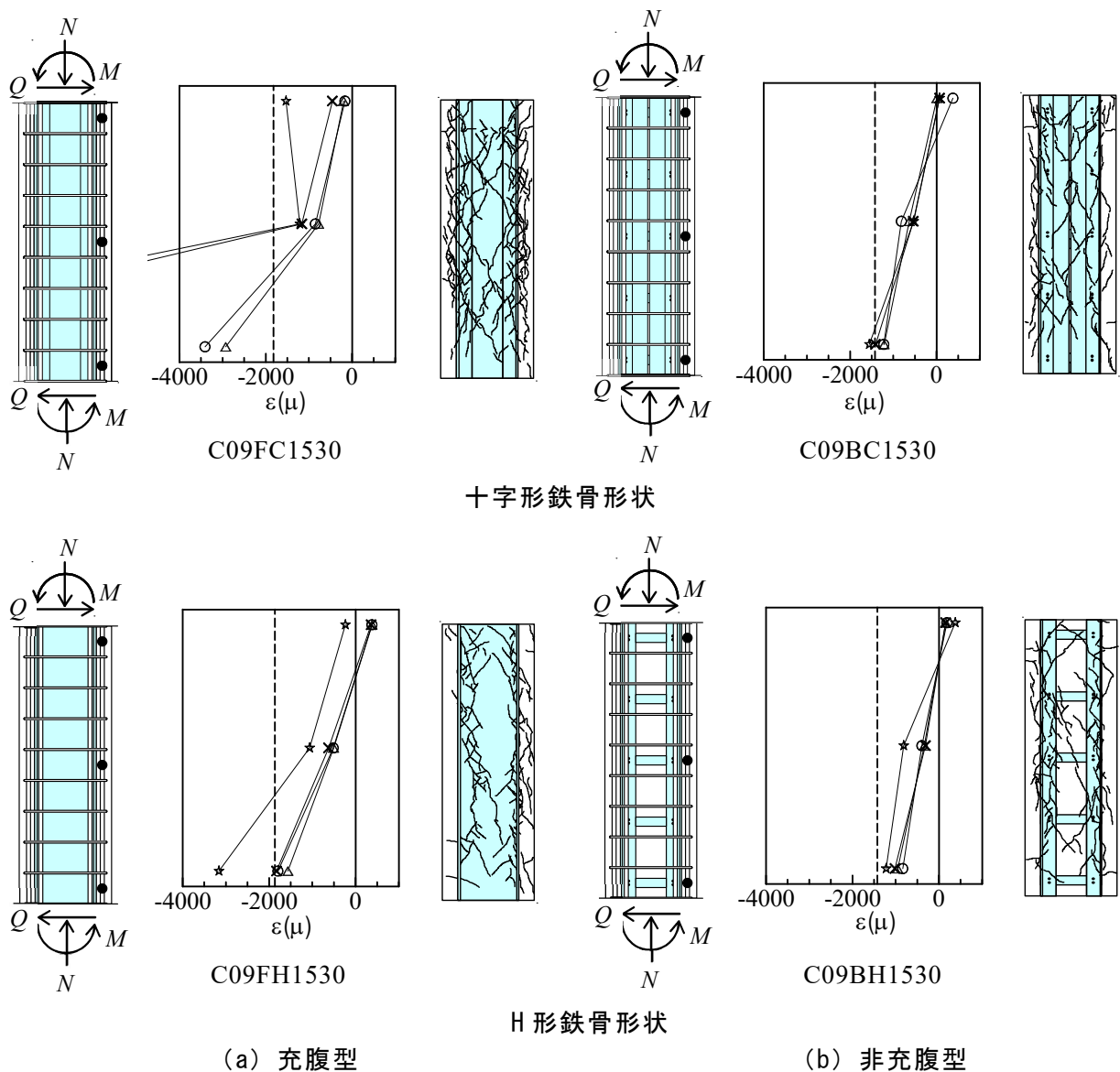


図 2.3-3 主筋のひずみ度分布 (低強度コンクリート)

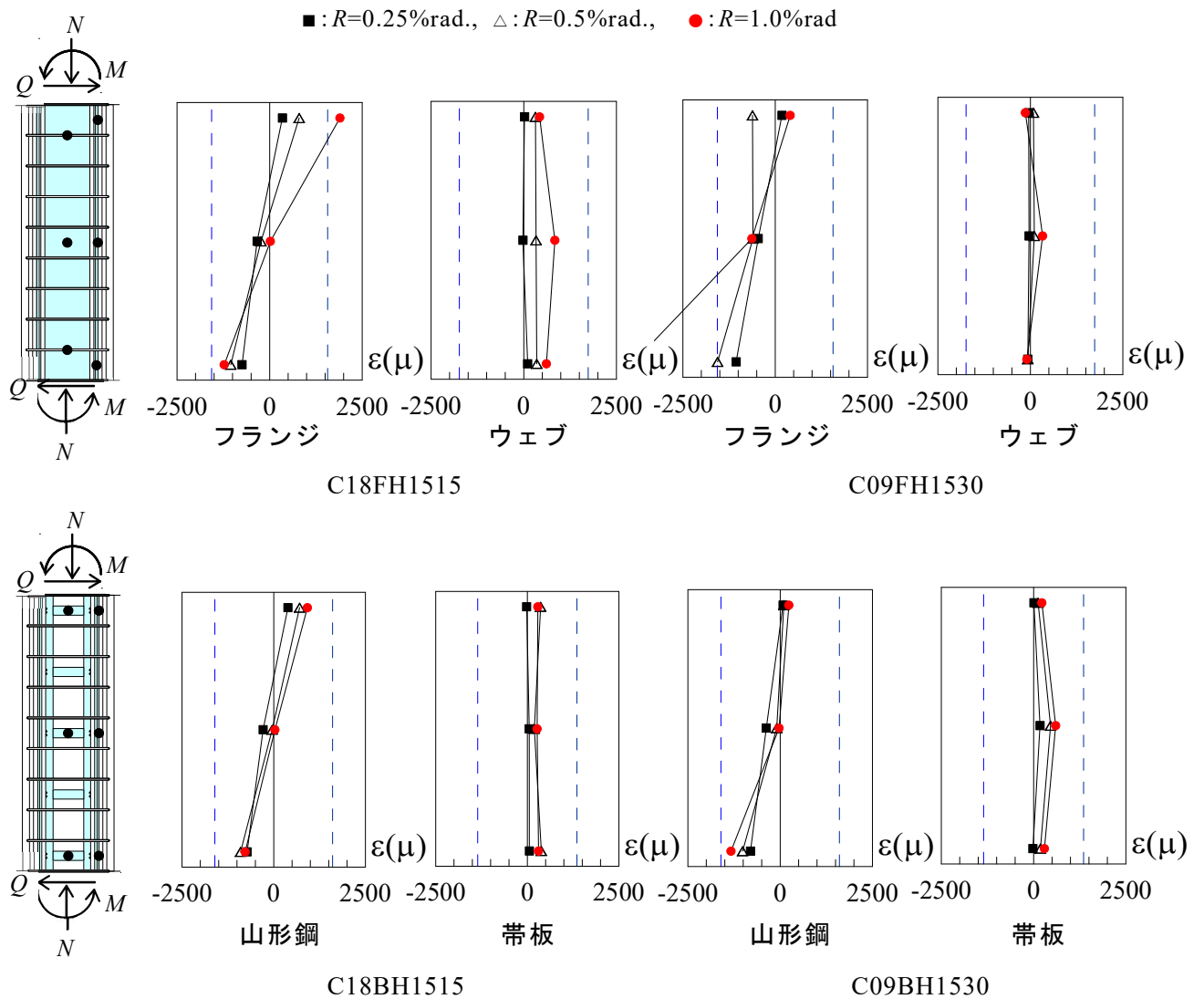


図 2.3-4 鉄骨のひずみ度分布 (シリーズⅣ)

対して、鉄骨ウェブと帯板は直接の水平力に負担が少ないため、ひずみ度の勾配はほぼ見られなかった。

十字形鉄骨と比較して鉄骨量が少なく RC 部分の性状が現れやすい H 形鉄骨内蔵の柱 C09FH1530 と C09BH1530 について図 2.3-3 に示す主筋のひずみ度分布を見ると、ほぼ同様のひずみ勾配を有して圧縮側へシフトしており、なおかつ、コンクリートのひび割れ進展状況も同様であった。本実験では主筋の付着力の違いが履歴特性に与える影響は大きくなかったものと思われる。さらに、本実験と主筋比およびせん断補強筋比がほぼ等しいせん断破壊を生じる低強度コンクリートの RC 柱の実験^[2.8]によると、異形棒鋼と丸鋼のいずれの主筋を用いた場合においても履歴ループはスリップ性状を示している。したがって、充腹型 SRC 柱と非充腹型 SRC 柱の履歴特性の差異は内蔵された鉄骨の違いの影響を大きく受けているものと考えられる。

さらに、図 2.2-6 の方法で計測した局部変形により、分離したせん断変形と曲げ変形の割合を図 2.3-5 に示す。点線は最大耐力時の部材角を示す。全体的な傾向としては、 R の漸増に伴って曲げ変形の割合が小さくなり、せん断変形の割合が大きくなる挙動を示している。ただし、試験体 C09BH1530 については $R=0.25\%$ rad. で柱中央部に斜めひび割れを生じている影響を受けて、他の試験体と比べて小振幅時のせん断変形の割合が大きくなっている。また、内蔵された鉄骨の形式に関わらず、低強度コンクリートの場合には全体変形に対するせん断変形の割合が多いことがわかる。

○：せん断変形 ●：曲げ変形

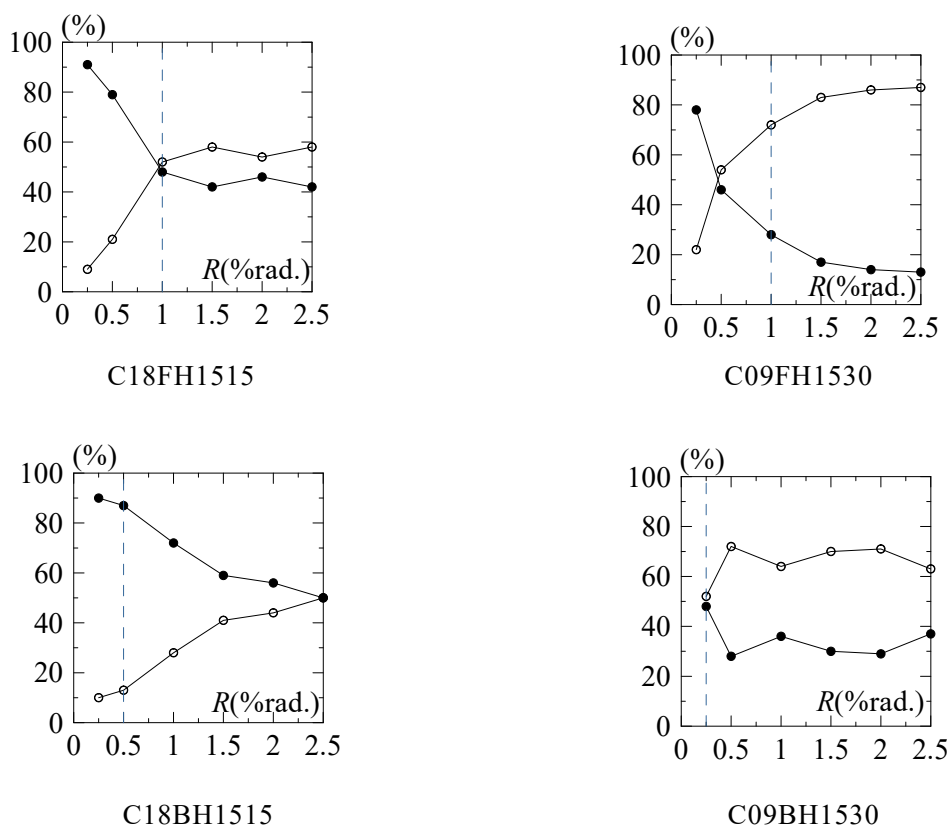


図 2.3-5 変形成分の割合 (シリーズIV)

2.4 終局せん断強度

2.4.1 耐震診断の終局せん断強度評価式

SRC 耐震診断基準^[2.4]では、コンクリートの圧縮強度が 13.5N/mm^2 以上であることを適用範囲とし、充腹型 SRC 柱の終局せん断強度 Q_{su} として大野・荒川式に基づく RC 部分の強度に鉄骨部分の強度 ${}_sQ_u$ を加えた式 2.4-1 が示されている。

$$Q_{su} = \left\{ k_{cs} \frac{0.053 r p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d^{+0.12}} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j + {}_sQ_u \quad (2.4-1)$$

ここに、 k_{cs} ：主材鉄骨フランジ側面の直接せん断破壊による低減係数

M/Q ：せん断スパン (mm) $= h/2$

h ：柱の内法長さ (mm)

b ：柱断面の幅 (mm)

d ：柱の有効せい (mm)

$r p_t$ ：引張鉄筋比 (%)

σ_B ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

$r p_w$ ：せん断補強筋比 $= \frac{r a_w}{b \cdot r_s}$

$r \sigma_{wy}$ ：せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm^2)

σ_0 ：軸力比 (N/mm^2)

j ：充腹型の鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離 (mm) である。

${}_sQ_u$ は鉄骨部分の強度で負担軸力を 0 とした時の終局曲げ強度時のせん断強度と終局せん断強度の最小値で、式 2.4-2 より計算を行う。

$${}_sQ_u = \min \left(\frac{2 \cdot {}_sM_0}{h_0}, t_w \cdot h_w \cdot {}_s\sigma_y / \sqrt{3} \right) \quad (2.4-2)$$

ここに、 ${}_sM_0$ ：鉄骨部分の強度で負担軸力を 0 とした時の終局曲げ強度 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

t_w ：充腹型鉄骨ウェブの厚さ (mm)

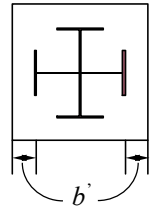
h_w ：充腹型鉄骨ウェブのせい (mm)

${}_s\sigma_y$ ：充腹型鉄骨の降伏点強度 (N/mm^2) である。

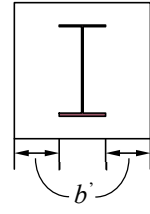
なお、 k_{cs} はせん断付着破壊の影響を考慮したコンクリートの負担強度に対する低減係数であり式 2.4-3 が示されている^[2.4]。

$$k_{cs} = \frac{b_f}{b} + 0.5 \quad (\text{ただし, } k_{cs} \leq 1.0) \quad (2.4-3)$$

b_f は図 2.4-1 に示すように柱幅 b から鉄骨フランジ幅 b_f を引いた値である^[2.4]。



(a) 十字形の場合



(b) H字形の場合

図 2.4-1 充腹型 SRC 柱のコンクリート有効幅 b'

格子形鉄骨の非充腹型 SRC 柱の終局せん断強度 Q_{su} は、大野・荒川式におけるせん断補強筋の負担強度に格子材の負担強度を加えた式 2.4-4 が示されている。

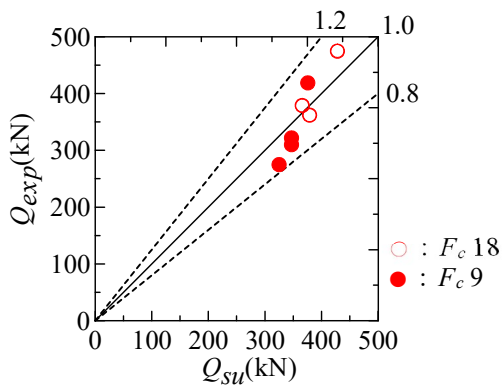
$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/Q_d + 0.12} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + \frac{s p_w \cdot s \sigma_{wy}}{2} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j \quad (2.4-4)$$

ここに、 $s p_w$: 帯板比 = $\frac{s a_w}{b \cdot s}$

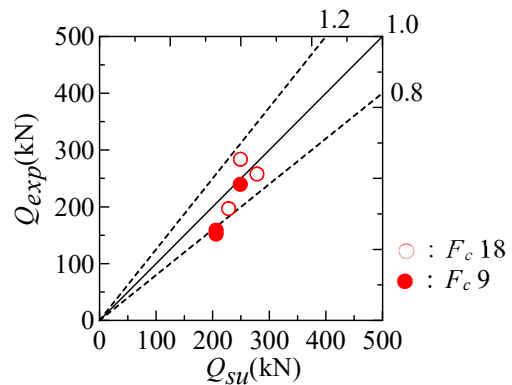
$s \sigma_{wy}$: 帯板の降伏点強度 (N/mm²)

j : 応力中心間距離 (mm), その他は式 2.4-1 と同様であるため, 省略する。

式 2.4-1, 式 2.4-4 による計算値 Q_{su} と最大強度の実験値 Q_{exp} の比較を図 2.4-2 に示す。充腹型 SRC 部材について, Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 0.98, 変動係数は 10.7%, 不合格率 ($Q_{exp} < Q_{su}$ となる試験体数を全試験体数で除した値) は 57.1% であった。非充腹型 SRC 部材について, Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 0.91, 変動係数は 14.8%, 不合格率は 85.7% であった。鉄骨の形式に関わらず, コンクリート圧縮強度が適用範囲を下回る試験体に限ると, Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 0.90, 変動係数は 13.2%, 不合格率は 87.5% であった。全試験体を通して実験値が計算値を下回る場合が多くあり, 特に, 適用範囲を下回る試験体に限ると 1 体を除き他の全ての試験体は危険側に評価されることが明らかとなった。



(a) 充腹型



(b) 非充腹型

図 2.4-2 実験値と計算値の比較 (SRC 耐震診断基準式)

2.4.2 提案する終局せん断強度評価式

SRC 耐震診断基準に示される終局せん断強度式（以後、耐震診断基準式と称す）では、実験値が計算値を下回る試験体が多くあるため、低強度コンクリートに対応することも可能な SRC 部材の終局せん断強度式の提案を行なう。

耐震診断基準式は、充腹型および非充腹型でラチス形鉄骨の場合は式 2.4-1、非充腹型で格子形鉄骨の場合は式 2.4-4 と異なる構成の評価式が示されている。しかしながら、本実験の SRC 柱の破壊状況を見ると、鉄骨の形式によって最大強度時の破壊性状に差異はなく、また、最大強度時に鉄骨とコンクリートは一体となって挙動しないことを考慮して、鉄骨の形式に関わらず、SRC 部材の終局せん断強度を RC 部分の強度 rcQ_u に鉄骨部分の強度 sQ_u を加えた式 2.4-5 によって評価する。

$$Q_{su}^* = rcQ_u + sQ_u \quad (2.4-5)$$

rcQ_u は RC 部材と同様のせん断圧縮破壊やせん断引張破壊等によって決まる強度 rcQ_{su1} と SRC 部材特有のせん断付着破壊によって決まる強度 rcQ_{su2} が考えられる。

rcQ_{su1} に関しては、低強度コンクリートに対応できる RC 部材の終局せん断強度式として、修正荒川 min 式に基づく強度におけるせん断補強筋負担強度をコンクリート強度に応じて低減させる式 2.4-6 が提案されており^[2,6]、これを SRC 部材における RC 部分に適用する。

$$rcQ_{su1} = \left\{ \frac{0.053 r p_t^{0.23(18+\sigma_B)}}{M/Q_d + 0.12} + \alpha_L \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (2.4-6)$$

$$\alpha_L = 0.038 \sigma_s \quad (\text{ただし, } \alpha_L \leq 0.85) \quad (2.4-7)$$

rcQ_{su2} に関しては、式 2.4-2 と同様に修正荒川 min 式に基づく強度におけるコンクリート負担強度を低減する式 2.4-8 を用いるが、低強度コンクリートに対応できる k_{cs} について次節で考察する。

$$rcQ_{su2} = \left\{ k_{cs} \frac{0.053 r p_t^{0.23(18+\sigma_B)}}{M/Q_d + 0.12} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (2.4-8)$$

鉄骨部分の強度に関して、SRC 耐震診断基準では安全側へ配慮して弱軸鉄骨の強度を考慮していないが、本論では rcQ_u の検証を精度よく行うために、 sQ_u に関しては本実験の実強度に近い値を得ることを意図して、式 2.4-9 に示すように終局曲げ強度 sQ_{mu} と終局せん断強度 sQ_{su} の小さい方の値とする。

$$sQ_u = \min(sQ_{mu}, sQ_{su}) \quad (2.4-9)$$

sQ_{mu} は充腹型，非充腹型ともに軸力と終局曲げモーメントの相関関係を求め，終局曲げモーメントをせん断スパンで除して得られる値とする。終局曲げモーメントについて具体的に展開された計算式を章末の付録 2.4-1～付録 2.4-4 に示す。

sQ_{su} について，充腹型十字形鉄骨の場合は強軸ウェブのせん断強度に直交フランジの曲げで決まる強度とせん断で決まる強度の小さい方の値を加えた値とする。強軸ウェブは直交ウェブとコンクリートによって補剛されるため塑性変形能力が高く，強軸ウェブがせん断で決まる場合でも直交フランジの強度を加えた値に達すると考えている。充腹型 H 形鉄骨の場合は強軸ウェブのせん断強度とする。格子形鉄骨の場合は強軸の鉄骨弦材両端と帯板両端に塑性ヒンジを生じて崩壊機構が形成される時の強度とする^[2.11]。文献 [2.11] によると，非充腹型で格子形鉄骨の崩壊機構は山形鋼と帯板を H 字形に組み合わせにおいて，その崩壊機を図 2.4-3 ように例をし，式 2.4-10 を用いて計算する。

$$sQ_{su} = \{4b_fM_0 + 2H' \cdot n_bM_0/H\} / h \quad (2.4-10)$$

ここに， b_fM_0 ：帯板から受ける軸力を考慮に入れた片フランジ T 形断面における塑性曲げモーメント (N・mm)

H ：鉄骨せい (mm)

H' ：非充腹間の距離 (mm)

n ：鉄骨部材の帯板の個数

bM_0 ：帯板の塑性曲げモーメント (N・mm)

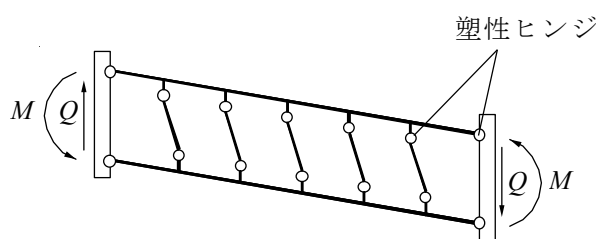


図 2.4-3 非充腹型鉄骨の崩壊機構^[2.11]

なお， Q_{su}^* は式 2.4-5 を用いて， rcQ_u と sQ_u を算定するにあたり，RC 部分と鉄骨部分の負担軸力は，SRC 規準に示される一般化累加強度式によって終局曲げ強度を算定する際にそれぞれに振り分けられる軸力の値とし，充腹型鉄骨で $M/(Q \cdot d) = 1.5$ の場合は $sQ_{mu} < sQ_{su}$ ，充腹型鉄骨で $M/(Q \cdot d) = 1.0$ の場合は $sQ_{mu} > sQ_{su}$ ，格子形鉄骨の場合はいずれも $sQ_{mu} > sQ_{su}$ となった。

2.4.3 提案する低減係数

SRC 部材のせん断付着破壊は、柱幅に対する鉄骨幅の比が大きくなると起こりやすいことが明らかにされており^[2,12]、本研究における梁の実験でも同様であった。充腹型 SRC 部材と非充腹型 SRC 部材のそれぞれについて、式 2.4-5、式 2.4-8 および式 2.4-9 を用いた計算値 Q_{su}^* と最大強度の実験値 Q_{exp} が一致する値として同定した k_{cs} を図 2.4-4 に示す。図 2.4-4 (a),(b) の実線は F_c18 , F_c9 それぞれの試験体 (3 章の SRC 梁実験の非充腹型試験体を含む) をグルーピングして求めた $b'/b - k_{cs}$ 関係の近似線である。SRC 耐震診断基準では k_{cs} を式 2.4-3 のように b'/b の関数として表しており、 $b'/b - k_{cs}$ 関係を示すと図 2.4-4 (a),(b) の実線となる。

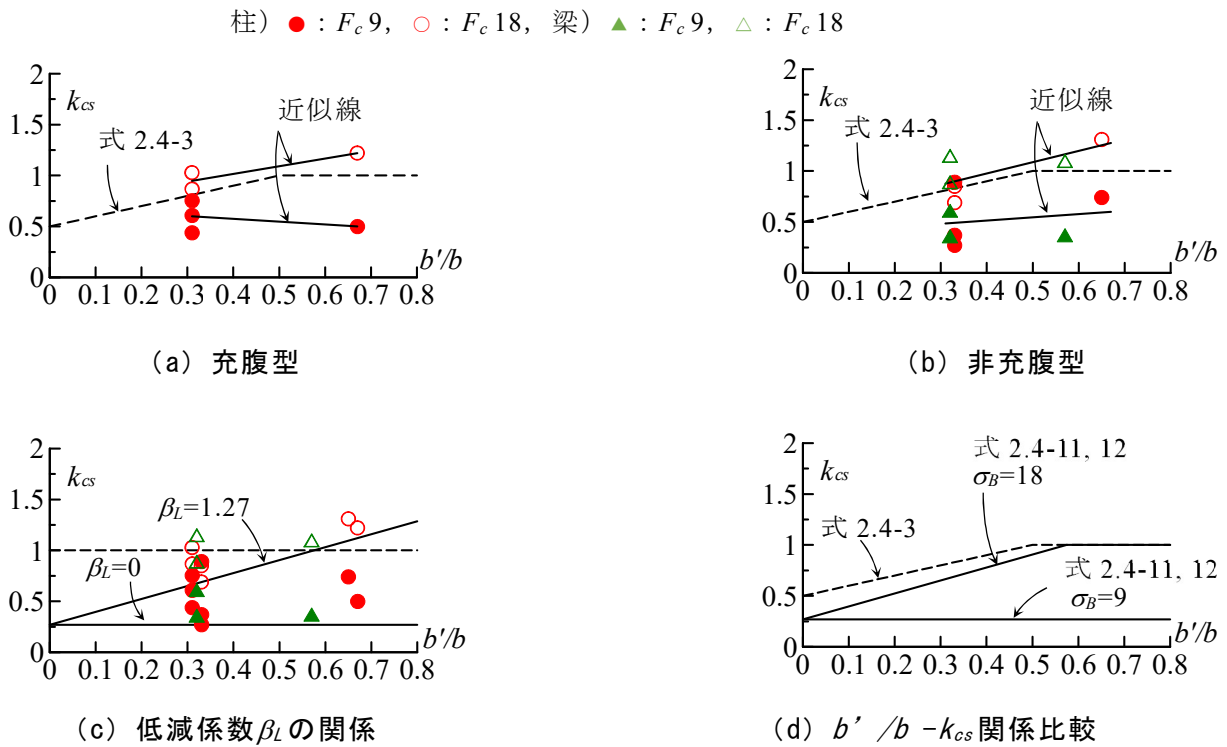


図 2.4-4 $b'/b - k_{cs}$ 関係

鉄骨の形式と鉄筋の種類に関わらず、 $b'/b - k_{cs}$ 関係の近似線は、①コンクリート強度が小さいと k_{cs} も小さい、② F_c18 では b'/b が小さいと k_{cs} も小さい、③ F_c18 と比較して F_c9 の k_{cs} は b'/b の影響が小さい(近似線の傾きが小さい)、等の特徴が見られる。 F_c18 の近似線のように b'/b が小さくなると k_{cs} も小さくなっているのは、柱幅に対するコンクリートの有効幅が小さくなると、コンクリートが鉄骨で分断されやすくなり、部材のせい方向に分割されたコンクリートストラットの抵抗力が、分割されずに一体となってストラットが

形成される場合の抵抗力より小さくなることが影響していると思われる。分割されないコンクリートストラットの強度に対する分割されたコンクリートストラットの強度の比の下限は 0.5 程度となることが理論的に明らかにされており^[2.12]、本実験の k_{cs} の同定値の近似線を外挿した値も概ね 0.5 を指向している。しかしながら、図 2.4-4 (a),(b) に示されるように低強度コンクリートの SRC 部材に対する k_{cs} の同定値は 0.5 を下回っている試験体があり、本論ではせん断終局強度を安全側に評価することを目的として、鉄骨の形式と鉄筋の種類に関わらず、下値値を 0.27、上限値を 1.0 とし、 k_{cs} を式 2.4-3 と同様に b'/b の関数として表し、さらに、コンクリート強度による低減係数 β_i を b'/b に乗じる式 2.4-11 を提案する。

$$k_{cs} = \beta_i \cdot \frac{b'}{b} + 0.27 \quad (2.4-11)$$

(ただし、 $0.27 \leq k_{cs} \leq 1.0$)

コンクリート圧縮強度 σ_c の適用範囲を 9N/mm^2 以上とし、 F_c18 と F_c9 それぞれのグループに対してせん断終局強度を安全側に評価する観点から β_i の下限値を定めると、図 2.4-4 (c) の実線のように F_c18 で $\beta_i=1.27$ 、 F_c9 で $\beta_i=0$ となる。ここで、 F_c を σ_c に読み替え、 σ_c と β_i の関係を直線回帰すると式 2.4-12 が得られる。

$$\beta_i = \frac{1.27}{9} \sigma_c - 1.27 \quad (2.4-12)$$

σ_c が 9N/mm^2 と 18N/mm^2 の場合を一例として、式 2.4-11、式 2.4-12 式および式 2.4-3 による $b'/b - k_{cs}$ 関係を図 2.4-4 (d) にそれぞれ示す。

2.4.4 提案する終局せん断強度評価式による検証

最大強度の実験値 Q_{exp} と計算値 Q_{su}^* および破壊モード等の一覧を表 2.4-1, Q_{exp} と Q_{su}^* の比較を図 2.4-5 にそれぞれ示す。実験における破壊モードを明確に判別するのは難しいが、本論では最大強度時に鉄骨フランジに沿ったせん断付着ひび割れを生じているものをせん断付着破壊 SB, それ以外で曲げ破壊とは異なるせん断破壊を S と判定した。なお、実験における破壊モードが S の場合は rcQ_{su1} を用いて Q_{su}^* を算定し, SB の場合は rcQ_{su2} を用いて Q_{su}^* を算定した。計算における破壊モードは, $rcQ_{su1} < rcQ_{su2}$ の場合は S, $rcQ_{su1} > rcQ_{su2}$ の場合は SB, $rcQ_{su1} = rcQ_{su2}$ の場合は S/SB と示した。

表 2.4-1 せん断終局強度の実験値と計算値と比較

| 試験体 | F_c | Q_{exp} | Q_{su} | Q_{mu} | Q_{su}^* | rcQ_{su1} | k_{cs} | rcQ_{su2} | sQ_{su} | Q_{exp}/Q_{su} | Q_{exp}/Q_{su}^* | 破壊モード | |
|-----------|-------|-----------|----------|----------|------------|-------------|----------|-------------|-----------|------------------|--------------------|-------|------|
| | | | | | | | | | | | | 実験 | 計算 |
| C18FC1515 | 18 | 362 | 379 | 403 | 349 | 199 | 0.72 | 184 | 165 | 0.96 | 1.04 | SB | SB |
| C09FC1530 | 9 | 310 | 347 | 359 | 303 | 133 | 0.33 | 140 | 163 | 0.89 | 1.02 | SB | S |
| C09FC1515 | 9 | 322 | 347 | 359 | 303 | 133 | 0.33 | 140 | 163 | 0.93 | 1.06 | SB | S |
| C18FC1015 | 18 | 475 | 428 | 625 | 434 | 242 | 0.73 | 215 | 219 | 1.11 | 1.09 | SB | SB |
| C09FC1030 | 9 | 419 | 376 | 561 | 382 | 173 | 0.42 | 163 | 219 | 1.11 | 1.10 | SB | SB |
| C18FH1515 | 18 | 379 | 366 | 425 | 354 | 225 | 1.00 | 225 | 129 | 1.04 | 1.07 | SB | S/SB |
| C09FH1530 | 9 | 275 | 325 | 322 | 269 | 144 | 0.43 | 140 | 129 | 0.85 | 1.02 | SB | SB |
| C18BC1515 | 18 | 197 | 228 | 380 | 199 | 200 | 0.71 | 182 | 17 | 0.86 | 0.99 | SB | SB |
| C09BC1530 | 9 | 152 | 206 | 333 | 157 | 160 | 0.35 | 141 | 16 | 0.74 | 0.97 | SB | SB |
| C09BC1515 | 9 | 159 | 206 | 346 | 157 | 160 | 0.35 | 141 | 16 | 0.77 | 1.01 | SB | SB |
| C18BC1015 | 18 | 258 | 278 | 584 | 242 | 245 | 0.74 | 217 | 25 | 0.93 | 1.07 | SB | SB |
| C09BC1030 | 9 | 240 | 249 | 490 | 186 | 203 | 0.41 | 162 | 24 | 0.96 | 1.29 | SB | SB |
| C18BH1515 | 18 | 284 | 249 | 386 | 248 | 227 | 1.00 | 226 | 22 | 1.14 | 1.15 | SB | SB |
| C09BH1530 | 9 | 183 | 195 | 257 | 152 | 149 | 0.32 | 130 | 22 | 0.94 | 1.20 | SB | SB |

Q_{mu} : 曲げ終局強度, SB: せん断付着破壊, S: せん断破壊

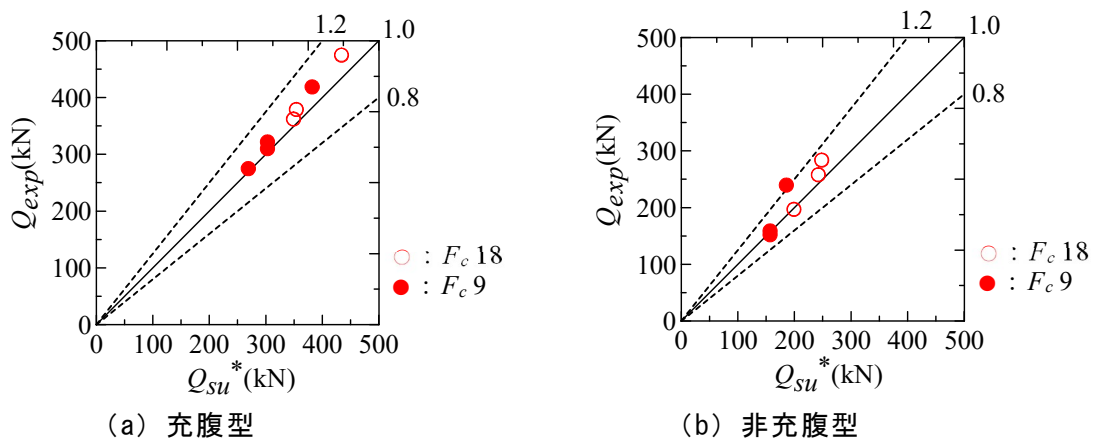


図 2.4-5 実験値と計算値の比較 (提案式)

充腹型 SRC 部材について、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.06、変動係数は 3.0%、不合格率は 0% となった。一方、非充腹型 SRC 部材について、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.10、変動係数は 11.0%、不合格率は 28.6% となった。全試験体については、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.08、変動係数は 8.1%、不合格率は 14.3% となった。提案式による計算値は耐震診断基準式よりもせん断強度を過大に評価せず、ばらつきを小さく評価できている。

実験と計算で破壊モードが一致していない試験体もあるが、 rcQ_{su1} と rcQ_{su2} の計算値の差は小さく、実験でせん断付着破壊と判定した試験体でもせん断付着ひび割れ以外の斜めひび割れを生じており、本実験は SB で決まる実強度と S で決まる実強度に近い値の試験体であったものと思われる。なお、耐震診断等において SRC 部材のせん断終局強度を評価するには、 rcQ_{su1} と rcQ_{su2} の小さい方の値を rcQ_u とし、式 2.4-5 を用いて評価すればよいと考える。

2.5 まとめ

本研究によって得られた結論を以下にまとめる。

- 1) いずれの SRC 柱とも強軸鉄骨のフランジに沿った位置でせん断付着破壊を生じる破壊形式となった。コンクリート強度に関わらず、充腹型 SRC 柱の復元力特性は紡錘形、非充腹型 SRC 柱ではスリップ型の履歴ループとなり、コンクリート強度が小さい場合、柱のせん断強度は小さくなるが、限界変形角は大きくなった。
- 2) せん断破壊する低強度コンクリートの RC 柱は、設計で想定された軸力比より実際の軸力比が大きくなることで脆性的な挙動を示すことが明らかにされているのに対して、SRC 柱は鉄骨が圧縮軸力を負担するため、低強度コンクリートであっても RC 柱ほど脆性的ではなく、優れた変形能力と軸力保持能力を有していた。
- 3) SRC 耐震診断式によるせん断終局強度は、全試験体を通して実験値が計算値を下回る場合が多く、特に、コンクリート圧縮強度の適用範囲を下回る試験体に限ると 1 体を除き他の全ての試験体は危険側に評価された。
- 4) 低強度コンクリートに対応できるせん断終局強度式を提案した。提案式は耐震診断基準式よりばらつきが小さくなった。低強度コンクリート部材の耐震性能において実験値を適正に求めることができ、既存建物の耐震性能を精度よく判定できる。

< 第 2 章の付録 >

SRC 柱の軸力に対する終局曲げ強度式

付録 2.4-1：充腹型 SRC 柱の強軸 H 字形鉄骨部分の曲げ終局強度 ${}_sM_u$ の計算式

${}_s a_w / 2 \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq {}_s A \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s Z_p \cdot {}_s \sigma_y - {}_s d / 2 \cdot ({}_s N_u - 0.5 {}_s a_w \cdot {}_s \sigma_y)$$

$- {}_s a_w / 2 \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq {}_s a_w / 2 \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s Z_p \cdot {}_s \sigma_y$$

$- {}_s A \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq - {}_s a_w / 2 \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s Z_p \cdot {}_s \sigma_y + {}_s d / 2 \cdot ({}_s N_u + 0.5 {}_s a_w \cdot {}_s \sigma_y)$$

付録 2.4-2：充腹型 SRC 柱の十字形鉄骨部分の終局曲げ強度 ${}_s M_u$ の計算式

$2{}_s a_f + (3{}_s a_w / 2) \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq {}_s A \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s d \cdot {}_s A / 2 \cdot {}_s \sigma_y - {}_s d / 2 \cdot {}_s N_u$$

$[{}_s a_f + (3{}_s a_w / 2)] \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq [2{}_s a_f + (3{}_s a_w / 2)] \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s Z_p \cdot {}_s \sigma_y - b_f / 2 [{}_s N_u - (3{}_s a_w / 2) \cdot {}_s \sigma_y - {}_s a_f \cdot {}_s \sigma_y]$$

$- [{}_s a_f + (3{}_s a_w / 2)] \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq [{}_s a_f + (3{}_s a_w / 2)] \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s Z_p \cdot {}_s \sigma_y$$

$- [2{}_s a_f + (3{}_s a_w / 2)] \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq - [{}_s a_f + (3{}_s a_w / 2)] \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s Z_p \cdot {}_s \sigma_y + b_f / 2 [{}_s N_u + (3{}_s a_w / 2) \cdot {}_s \sigma_y - {}_s a_f \cdot {}_s \sigma_y]$$

$- {}_s A \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq - [2{}_s a_f + (3{}_s a_w / 2)] \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s d \cdot {}_s A / 2 \cdot {}_s \sigma_y + {}_s d / 2 \cdot {}_s N_u$$

付録 2.4-3：非充腹型 SRC 柱の強軸 H 字形鉄骨部分の終局曲げ強度 ${}_s M_u$ の計算式

$0 \leq {}_s N_u \leq {}_s A \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_s M_u = {}_s Z_p \cdot {}_s \sigma_y - {}_s N_u \cdot {}_s d / 2$$

$- {}_s A \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq 0$ のとき

$${}_s M_u = {}_s Z_p \cdot {}_s \sigma_y + {}_s N_u \cdot {}_s d / 2$$

付録 2.4-4：非充腹型 SRC 柱の十字形鉄骨部分の終局曲げ強度 ${}_s M_u$ の計算式

${}_s a_t \cdot {}_s \sigma_y \leq {}_s N_u \leq {}_s A \cdot {}_s \sigma_y$ のとき

$${}_sM_u = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y - {}_sd / 2 \quad ({}_sN_u - {}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y)$$

$- {}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_u \leq {}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y$ のとき

$${}_sM_u = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y$$

$- {}_sA \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_u \leq - {}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y$ のとき

$${}_sM_{uA} = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y + {}_sd / 2 \quad ({}_sN_u + {}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y)$$

ここに非充腹型 SRC 柱の ${}_sZ_p$ の計算式, ${}_sZ_p = {}_sa_t \cdot {}_sj^{[2.13]}$

<第2章の参考文献>

- [2.1] 耐震改修法研究会：改正 建築物の耐震改修の促進に関する法律・同施工令等の解説，2013.12
- [2.2] 日本コンクリート工学会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書（2013）、2013.3
- [2.3] 若林實，南宏一，谷資信，平野道勝：新建築学体系 42 合成構造の設計，1995.10
- [2.4] 日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2009.12
- [2.5] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第3版)，1975.11
- [2.6] 八十島章，荒木秀夫，松井剛，谷口博亮：低強度コンクリート部材のせん断性能評価，日本建築学会技術報告集，第16巻，第32号，pp.139-144，2010.2
- [2.7] 李麗，津田恵吾，松井千秋：軸圧縮力と曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能と軸力制限値，日本建築学会構造系論文集，第524号，pp.133-140，1999.10
- [2.8] 根口百世，川上裕佳，高月行治，南宏一：10N/mm²級の低強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.3, pp.1129-1134, 2008.6
- [2.9] 坂田学，堺純一，田中照久，檜垣直也：十字鉄骨を内臓した鉄骨鉄筋コンクリート部材の弾塑性性状に関する研究，構造工学論文集，Vol.57B, pp.535-542, 2011.3
- [2.10] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第6版)，2014.1
- [2.11] 若林實，南宏一：一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol.13, No.3, pp.1-17, 1975.3
- [2.12] 土井希祐，称原良一：SRC 部材の塑性理論に基づくせん断設計式の検討，日本建築学会構造系論文集，第516号，pp.151-158, 1999.2
- [2.13] 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計例集，1994.2

第3章 曲げ・せん断力を受ける梁部材のせん断破壊状況

3.1 はじめに

第2章では、低強度コンクリートを有する SRC 柱の終局強度や変形性能などの構造特性を調べるための実験を行い、せん断破壊する低強度コンクリートの SRC 柱の最大強度は日本建築防災協会の既存 SRC 造建築物の耐震診断基準^[3.1] (以後、SRC 耐震診断基準と称す) に示される終局せん断強度の計算値を下回ることを明らかにした。

RC 構造に関してはこの問題に関する研究が推進され、低強度コンクリートとなった RC 造建物の耐震性能を評価する方法が提案された^{[3.2], [3.3]}。一方で、低強度コンクリートとなった SRC 構造を対象とした研究はほとんどないため^[3.4]、本章では、第2章に引き続き、SRC 耐震診断基準におけるコンクリート圧縮強度 σ_c の適用範囲($\sigma_c \geq 13.5\text{N/mm}^2$)を下回る低強度コンクリートの SRC 部材の構造特性について検討するために、正負繰り返し水平力を受けて曲げ破壊に対してせん断破壊が先行する SRC 梁の載荷実験を行ない、SRC 部材の破壊性状、終局強度や変形能力等の構造性能と履歴特性について明らかにする。また、第2章に提案した低強度コンクリートに対応できる SRC 部材の終局せん断強度の評価式の妥当性について検証する。さらに、充腹型鉄骨を内蔵された SRC 梁に関する、3次元 FEM 解析を行い、SRC 梁のコンクリートの応力状態や履歴特性について考察する。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体

梁試験体の一覧を表 3.2-1 示す。いずれの試験体とも曲げ破壊に対してせん断破壊が先行することを想定した SRC 梁として計画し、H 形鋼を用いた充腹型鉄骨を内蔵された SRC 梁および、山形鋼と帯板を用いて格子形に組み立てた非充腹型 SRC 梁に 2 つ分類し、合計 12 体の SRC 梁を製作し、実験を行った。試験体の縮小率は 1/2~1/3 程度である。

全試験体の断面は 200mm×400mm とした。試験体の内法長さは 1600mm、せん断スパン比は 2.0 となっている。

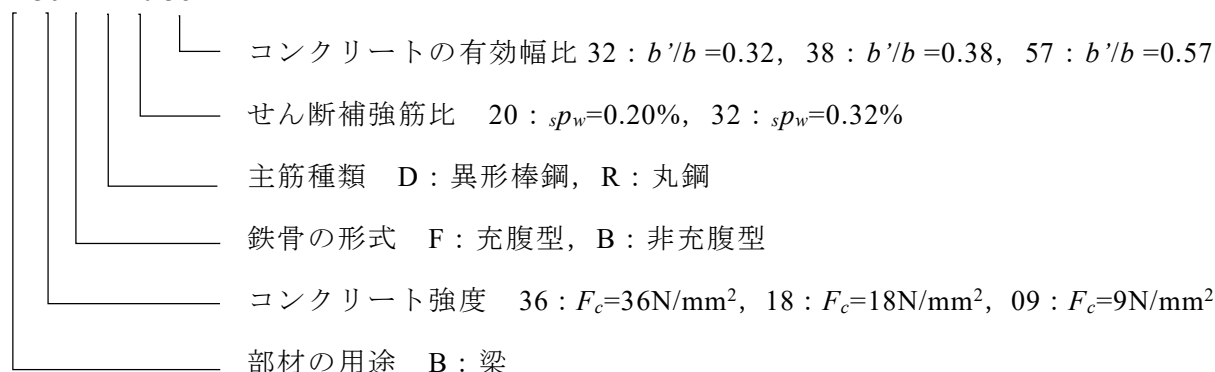
表 3.2-1 梁試験体計画一覧

| 試験体 | F_c (N/mm ²) | 鉄骨形式 | 主鉄骨 ($s p_t$) | 帯板 ($s p_w$) | 柱主筋 ($r p_t$) | せん断補強筋 ($r p_w$) | $\frac{M}{Qd}$ | l | $\frac{b'}{b}$ |
|-----------|-------------------------------|---------------|--------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------|----------------|------|----------------|
| | | | | | | | (Qd) | (mm) | |
| B36FD2038 | 36 | 充腹型 | H-250×125×6×9 (1.41%) | - | 6-D16 (0.89%) | D6@160(0.20%) | 2.0 | 1600 | 0.38 |
| B36FR2038 | | | | | 6-φ16 (0.90%) | | | | |
| B18FD2038 | | | | | 6-D16 (0.89%) | | | | |
| B18FR2038 | | | | | 6-φ16 (0.90%) | | | | |
| B09FD2038 | | | | | 6-D16 (0.89%) | | | | |
| B09FR2038 | | | | | 6-φ16 (0.90%) | | | | |
| B18BR2032 | 18 | 非充腹型 (格子形) | 4L-65×65×6(1.88%) | PL6- 30@200 (0.43%) | 6-φ16 (0.90%) | D6@160(0.20%) | | | 0.32 |
| B18BR3232 | | | 4L-65×40×6(1.49%) | | | D6@100(0.32%) | | | |
| B18BR3257 | | | 4L-65×65×6(1.88%) | | | D6@160(0.20%) | | | |
| B09BR2032 | | | 4L-65×40×6(1.49%) | | | D6@100(0.32%) | | | |
| B09BR3232 | | | | | | | | | |
| B09BR3257 | 9 | | | | | | | | 0.57 |

注) F_c : 設計基準強度, $s p_t$: 引張鉄骨比, $s p_w$: 帯板比, $r p_t$: 引張鉄筋比, $r p_w$: せん断補強筋比
 $M/(Qd)$: せん断スパン比, l : 内法長さ, b' : 鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅, b : 梁幅

試験体名

B 36 F D 20 38



(a) 充腹型

試験体形状を図 3.2-1 に示す。H 形鋼を強軸方向に配置した充腹型鉄骨を有する SRC 梁について、コンクリート設計基準強度 $F_c(36, 18, 9)$ 、主筋の種類(異形棒鋼, 丸鋼)を変数として合計 6 体の試験体を製作した。

1975 年に改定された SRC 規準・第 3 版^[3.5]では充腹型鉄骨を用いることが推奨されているため、これ以後に建設された建物では充腹型の鉄骨と異形棒鋼の主筋が使われた SRC 構造が大半を占めるとと思われる。そこで、充腹型 SRC 梁の鉄骨は全て H-250×125×6×9 (SS400)の H 形鋼, 比較のため主筋は異形棒鋼 6-D16 (SD295A)と丸鋼 6- ϕ 16(SR295), せん断補強筋は D6@160(SD295A) を用いた。

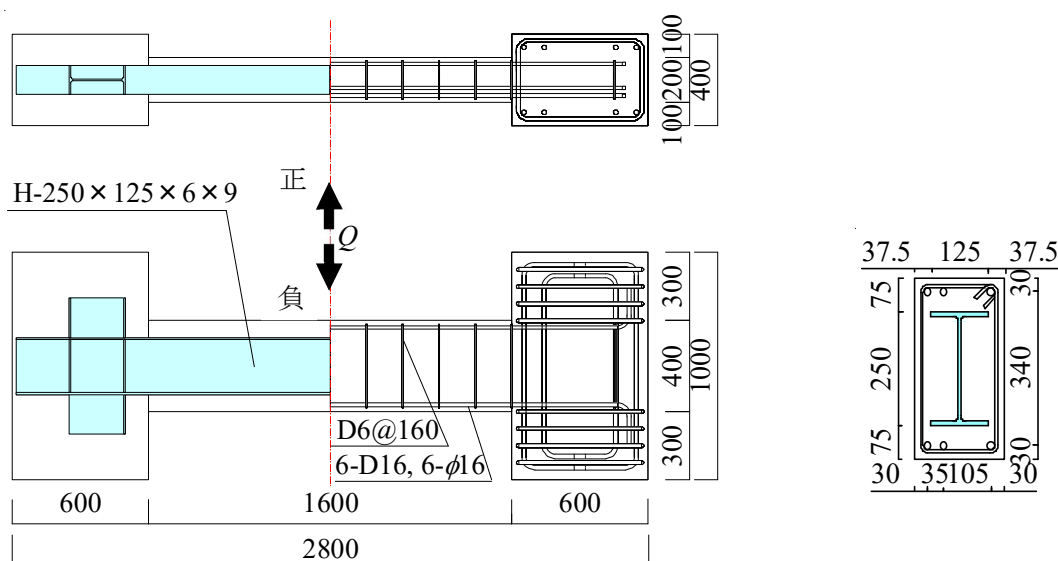
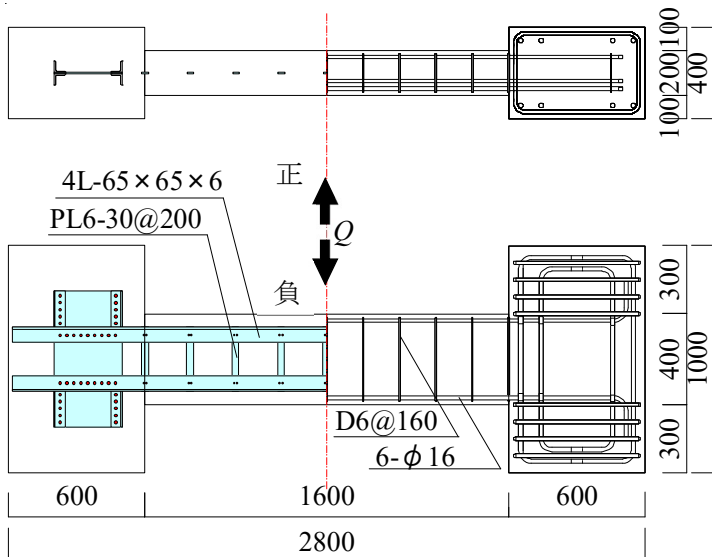


図 3.2-1 充腹型 SRC 梁の試験体形状 (単位 : mm)

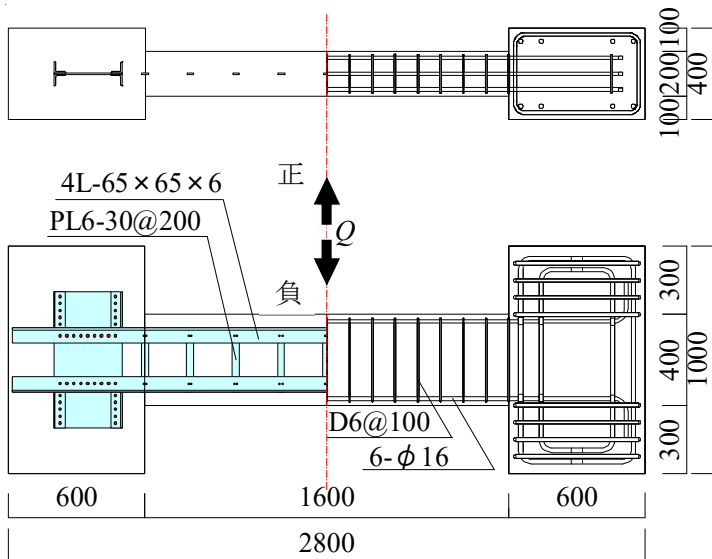
(b) 非充腹型

試験体形状を図 3.2-2 に示す。山形鋼と帯板を用いて格子形に組み立てた非充腹型 SRC 梁を、コンクリートの設計基準強度 $F_c(18, 9)$ 、鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅 b' 、せん断補強筋の間隔を変数として、合計 6 体の試験体を製作した。

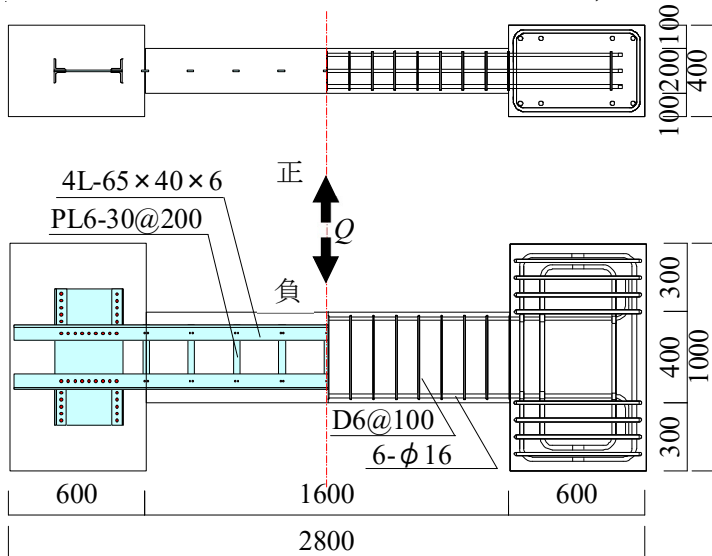
1975 年に改定された SRC 規準・第 3 版^[3.5] 以前に建設された SRC 構造には非充腹型の鉄骨と丸鋼の主筋が使われていると思われる。そのため、鉄骨は山形鋼と帯板を用いて、 $b'/b = 0.32$ の試験体 B18BR2030, B18BR3232, B09BR2032 と B09BR3232 では 4L-65×65×5(SS400)と $b'/b = 0.57$ の試験体 B18BR3257 と B09BR3257 では 4L-65×40×5(SS400)の山形鋼と PL6-30 (SS400)の帯板を用いて格子形に組み立て、バンドプレートは設けていな



B18BR2032, B09BR2032



B18BR3232, B09BR3232



B18BR3257, B09BR3257

図 3.2-2 非充腹型 SRC 梁の試験体形状 (単位 : mm)

い。主筋は丸鋼 6- ϕ 16 (SR295)，せん断補強筋は異形棒鋼 D6 (SR235A)を用いた。なお，想定した年代の建物では，山形鋼と帯板の接合はリベットが用いられているが，本実験では 2-M6(孔径 ϕ 7)の六角穴付きボルトを用いて接合した。

3.2.2 使用材料

全ての試験体に対してコンクリートの調合を表 3.2-2 に示す。圧縮力を受けるコンクリートの応力度-ひずみ度関係の一例を図 3.2-3，試験体に用いたコンクリートおよび鋼材の材料試験結果一覧を表 3.2-3，表 3.2-4 に示す。

梁のコンクリート設計基準強度 F_c が 36N/mm^2 (充腹型試験体のみ)， 18N/mm^2 および 9N/mm^2 とし，梁部分，左右スタブ(柱) 部分共にコンクリートは実構造物と同様に梁の上面から打込んだ。

本実験でも，低強度コンクリートを有する $F_c=9$ のコンクリートは，最大強度以降の軟化域における強度低下が非常にゆるやかであることが特徴的であり，図 3.2-2 に示されるような材料特性を有している低強度コンクリートを対象とする。

表 3.2-2 コンクリートの調合

| F_c (N/mm^2) | 水 (kg/m^3) | セメント (kg/m^3) | 細骨材 (kg/m^3) | 粗骨材 (kg/m^3) | 混和剤 (kg/m^3) | 水セメント比 (%) | 細骨材率 (%) |
|------------------------------|--------------------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------|-------------|
| 36 | 198 | 384 | 882 | 810 | 2.88 | 51.6 | 52.9 |
| 18 | 205 | 234 | 1079 | 718 | 1.76 | 87.6 | 60.8 |
| 9 | 205 | 186 | 1119 | 718 | 1.40 | 110 | 61.6 |

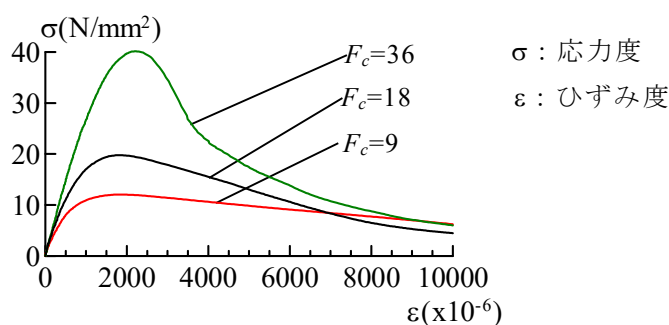


図 3.2-3 コンクリートの応力度-ひずみ度関係の例

表 3.2-3 コンクリートの材料強度等

| 試験体 | F_c (N/mm ²) | σ_B (N/mm ²) | σ_t (N/mm ²) | E_c (N/mm ²) |
|-----------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| B36FD2038 | 36 | 43.2 | 3.29 | 30613 |
| B36FR2038 | | | | |
| B18FD2038 | 18 | 20.3 | 2.11 | 24652 |
| B18FR2038 | | | | |
| B09FD2038 | 9 | 11.6 | 1.32 | 19132 |
| B09FR2038 | | | | |
| B18BR2032 | 18 | 16.1 | 1.72 | 21708 |
| B18BR3232 | | | | |
| B18BR3257 | | | | |
| B09BR2032 | 9 | 9.4 | 1.32 | 16367 |
| B09BR3232 | | 9.2 | 1.25 | 16000 |
| B09BR3257 | | 8.6 | 1.11 | 16734 |

注) σ_B : 圧縮強度, σ_t : 割裂引張強度, E_c : ヤング係数

表 3.2-4 鋼材の材料強度等

| 実験 シリーズ | 使用箇所 | σ_y (N/mm ²) | σ_u (N/mm ²) | 伸び (%) |
|------------|--------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| I | 山形鋼 PL-6 | 309 | 435 | 26.8 |
| | 帯板 PL-6 | 269 | 360 | 30.3 |
| | 主筋 $\phi 16$ | 321 | 454 | 30.2 |
| | 帯筋 D6 | 356 | 495 | 13.4 |
| II | フランジ PL-9 | 314 | 438 | 28.9 |
| | ウェブ PL-6 | 345 | 455 | 23.6 |
| | 主筋 D16 | 342 | 457 | 16.6 |
| | 主筋 $\phi 16$ | 321 | 432 | 29.2 |
| | 帯筋 D6 | 331 | 480 | 17.1 |

注) σ_y : 降伏強度, σ_u : 引張強度

3.2.3 載荷方法および測定項目

載荷は図 3.2-4 に示す二軸載荷装置を使用し、試験体を鉛直方向に立てて配置し、正負繰返しの逆対称モーメントを漸増載荷するものとした。軸方向力には発生しないように抑制している、反曲点までの高さは 800mm であり、梁のせん断スパン比は 2.0 となっている。加力サイクルは部材角 R (上下スタブ間の相対水平変位 δ /梁内のり l) を変位制御し、 $R=\pm 0.125\% \text{rad.}$ を 1 サイクル行なった後、次に $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ で 2 サイクル、 $R=\pm 0.5\% \text{rad.}$ で 2 サイクル行い、それ以後は直前の振幅に対して R を $\pm 0.5\% \text{rad.}$ 漸増させる正負繰返し載荷を 2 サイクルずつ繰返し、 $R=\pm 2.0\% \text{rad.}$ に達した以降は R を $\pm 1.0\% \text{rad.}$ 漸増させる正負繰返し載荷を耐力低下が著しくなるまで 2 サイクルずつ繰返すものとした。

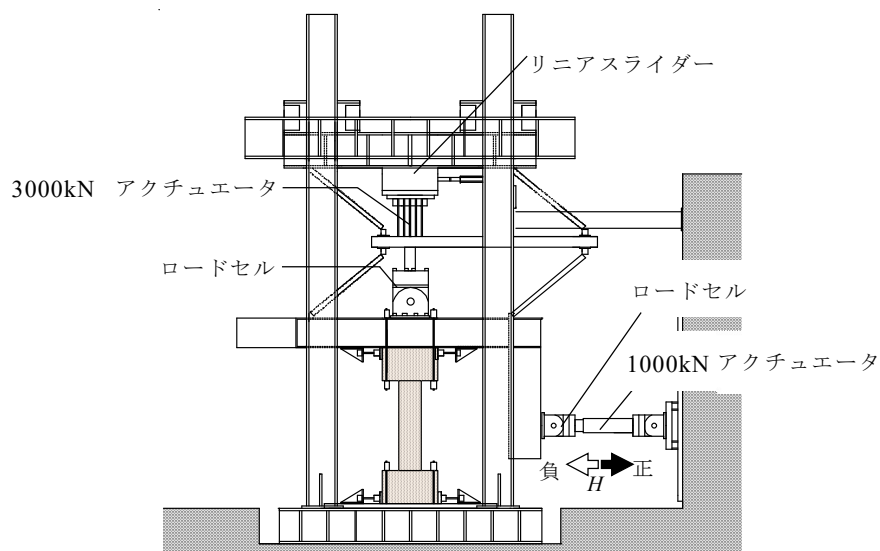
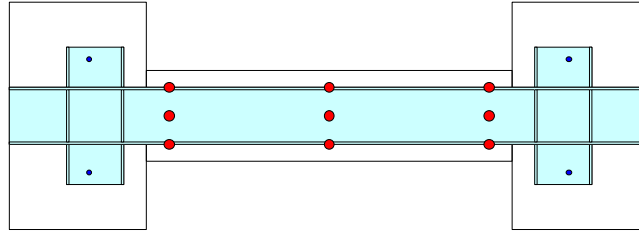


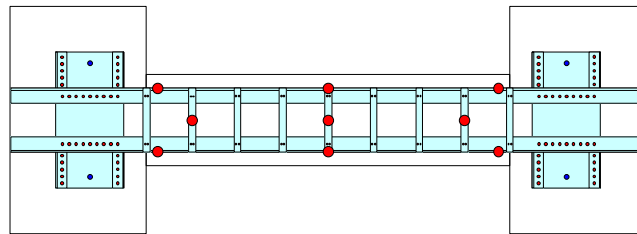
図 3.2-4 載荷装置

ひずみ度の計測は図 3.2-5 に示されるように H 形鋼のフランジとウェブ，山形鋼および帯板，主筋，せん断補強筋のそれぞれについて，ひずみゲージを貼付けて計測した。

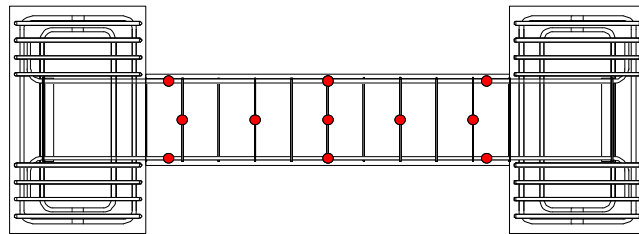
●: ひずみゲージ位置



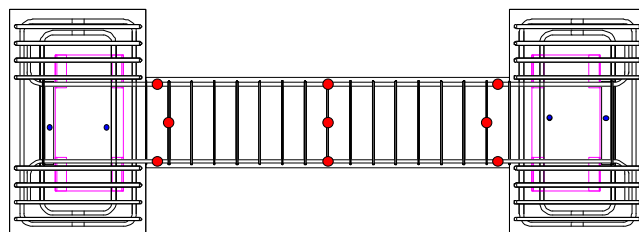
H 形鋼



山形鋼，帯板



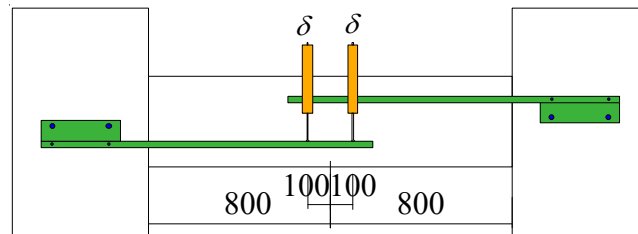
主筋，せん断補強筋 (D6@160)



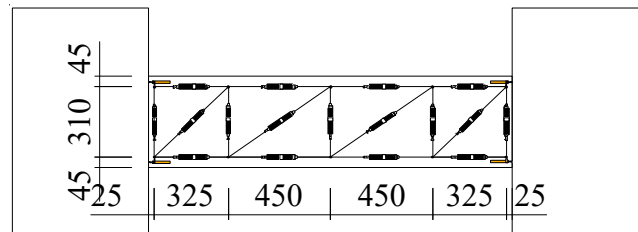
主筋，せん断補強筋 (D6@100)

図 3.2-5 ひずみ度の測定

変位の計測は図 3.2-6 に示されるように、左右スタブ間の相対水平変位 δ を計測すると共にスタブ間の相対変位 δ を計測すると共に、ボルトを埋込んだ位置に変位計を取付け、曲げとせん断のそれぞれの変位形成分を計測した。



全体変形



変形成成分分離

図 3.2-6 変位の測定（単位：mm）

3.3 実験結果および考察

3.3.1 破壊性状

実験終了時の破壊状況は、充腹型 SRC 梁試験体に関しては図 3.3-1、非充腹型 SRC 梁試験体に関しては図 3.3-2 にそれぞれ示す。

(a) 充腹型

異形鋼を用いた SRC 梁に関しては、 $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ の振幅で材端に斜めひび割れが発生すると共に主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し。B36FD2038 あるいは B09FD2038 は $R=\pm 1.5\% \text{rad.}$ 、B18FD2038 は $R=\pm 1.0\% \text{rad.}$ の振幅で最大耐力に達した。最大耐力に達した後の振幅では、B36FD2038 はせん断付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、かぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下した。しかし、B18FD2038 あるいは B09FD2038 は一度耐力低下した後、部材角 R の漸増と共に再び耐力が上昇する傾向となった。

丸鋼を用いた SRC 梁に関しては、B36FR2038 は $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ の振幅時に材端で斜めひび割れが発生した。 $R=\pm 1.0\% \text{rad.}$ の振幅で主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生した後、部材角 R の漸増と共にひび割れが拡大した。ただし、実験終了まで耐力低下は見られなかった。B18FR2038 あるいは B09FR2038 は $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ の振幅で材端に斜めひび割れと共に主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\% \text{rad.}$ の振幅でせん断付着ひび割れが試験体中央へと進展し、部材角 R の漸増と共にひび割れが拡大した。B18FR2038 は $R=\pm 3.0\% \text{rad.}$ の振幅で最大耐力に達した。その後耐力低下せず実験終了時まで一定の耐力を保った。一方、B09FR2038 は実験終了部材角の振幅まで耐力低下は見られなかった。

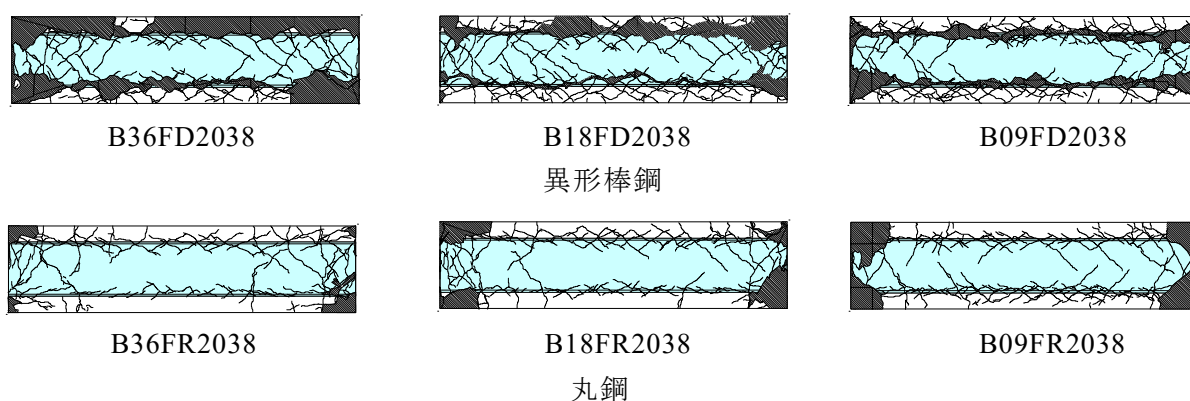


図 3.3-1 充腹型 SRC 梁の破壊状況

(b) 非充腹型

$b'/b=0.32$, $r_{pw}=0.20$ の試験体B18BR2032は $R=\pm 0.5\%$ rad.の振幅で材端に斜めひび割れと共に鉄骨フランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し, 試験体B09BR2032は $R=\pm 0.125\%$ rad.の振幅で材端で斜めひび割れが発生, $R= \pm 0.5\%$ rad.以上の振幅で鉄骨フランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し, いずれの試験体とも $R=\pm 1.0\%$ rad.の振幅で最大耐力に達した。それ以後の振幅では斜めひび割れおよびせん断付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進みかぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下した。

$b'/b=0.32$, $r_{pw}=0.32\%$ の試験体B18BR3232, B09BR3232に関しては $R=\pm 0.25\%$ rad.の振幅で材端に斜めひび割れ, $R=\pm 0.5\%$ rad.の振幅から鉄骨フランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し, いずれの試験体とも $R=\pm 1.0\%$ rad.の振幅で最大耐力に達した。それ以後の振幅では斜めひび割れおよびせん断付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み, かぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下した。

$b'/b=0.57$, $r_{pw}=0.32\%$ の試験体B18BR3257, B09BR3257に関しては $R=\pm 0.5\%$ rad.の振幅で材端に斜めひび割れが発生した。試験体B18BR3257は $R=\pm 1.5\%$ rad.の振幅で, 試験体B09BR3257は $R=\pm 1.0\%$ rad.の振幅で最大耐力に達した。その後, 材端の斜めひび割れが中央へと進展すると共に主筋に沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し, 徐々に耐力低下した。

SRC柱と同様にSRC梁でも, 内蔵鉄骨の形状に関わらず最終的には強軸フランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となっていることが特徴として挙げられる。

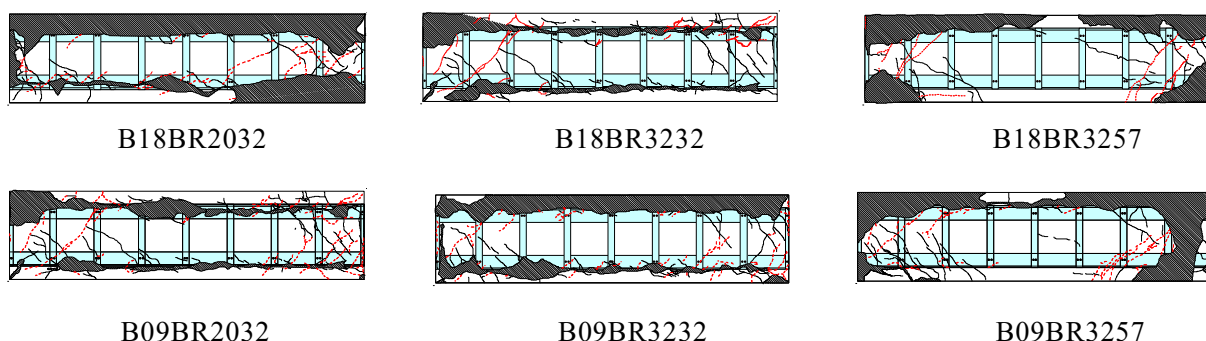


図 3.3-2 非充腹型 SRC 梁の破壊状況

3.3.2 履歴特性

せん断力 Q と部材角 R の関係の充腹型 SRC 梁試験体の履歴曲線を図 3.3-3、非充腹型 SRC 梁試験体の履歴曲線を図 3.3-4 にそれぞれ示す。図中の実線(直線)は SRC 耐震診断基準^[3.1]に示される終局せん断強度の計算値 Q_{su} 、一点鎖線は提案するせん断終局強度の計算値 Q_{su}^* (第 2 章) である。なお、B36FD2038、B36FR2038 については Q_{su} と Q_{su}^* が同値となる。点線は最大強度に到達以後せん断力が 20%低下した時の部材角(以後、限界変形角と称す)である。コンクリート強度 36N/mm^2 の試験体の Q_{mu} は Q_{su} を下回ったが、それ以外の Q_{mu} は Q_{su} 上回っており、せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} は $0.87\sim 1.07$ である。

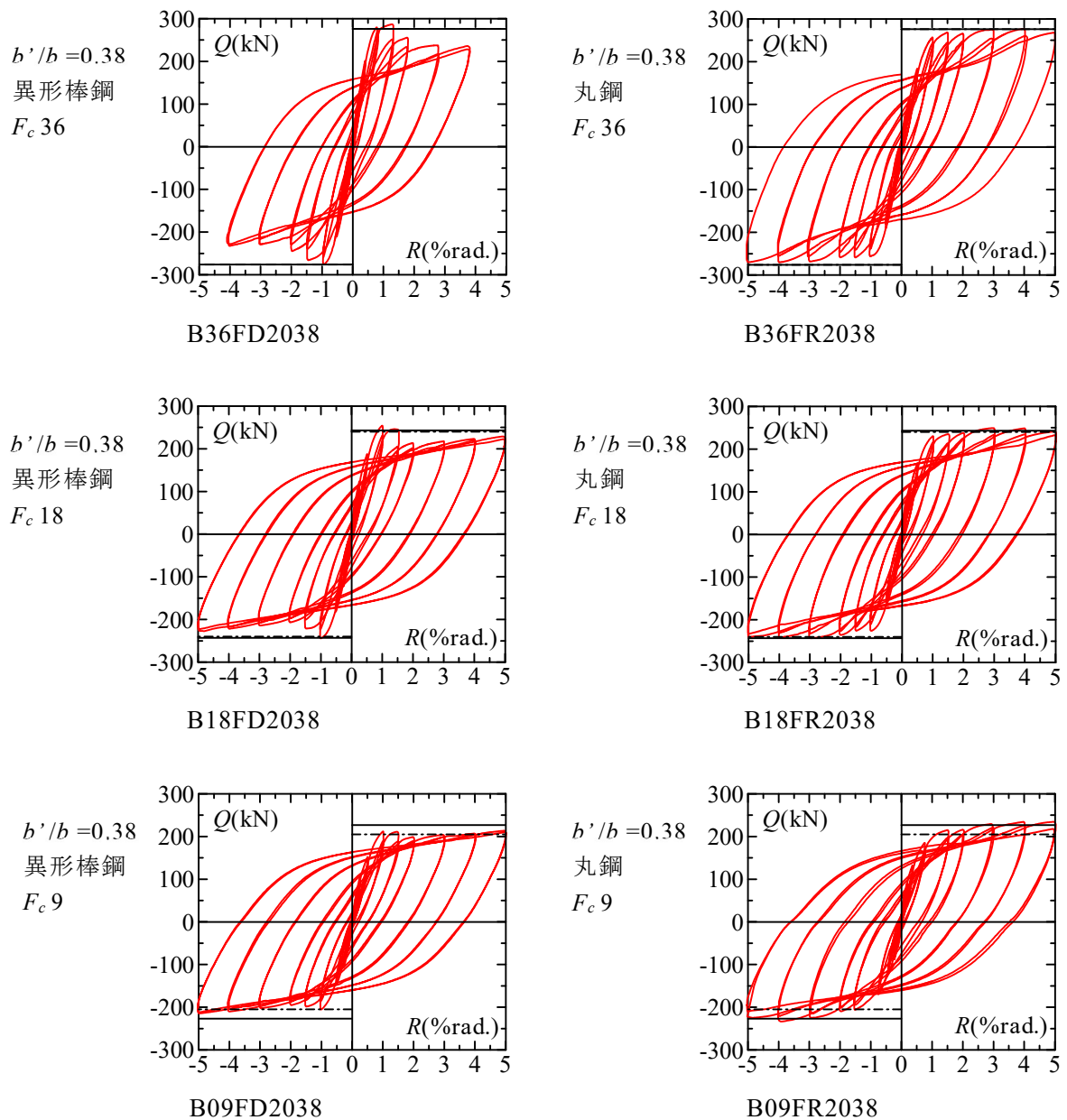


図 3.3-3 充腹型 SRC 梁の履歴曲線

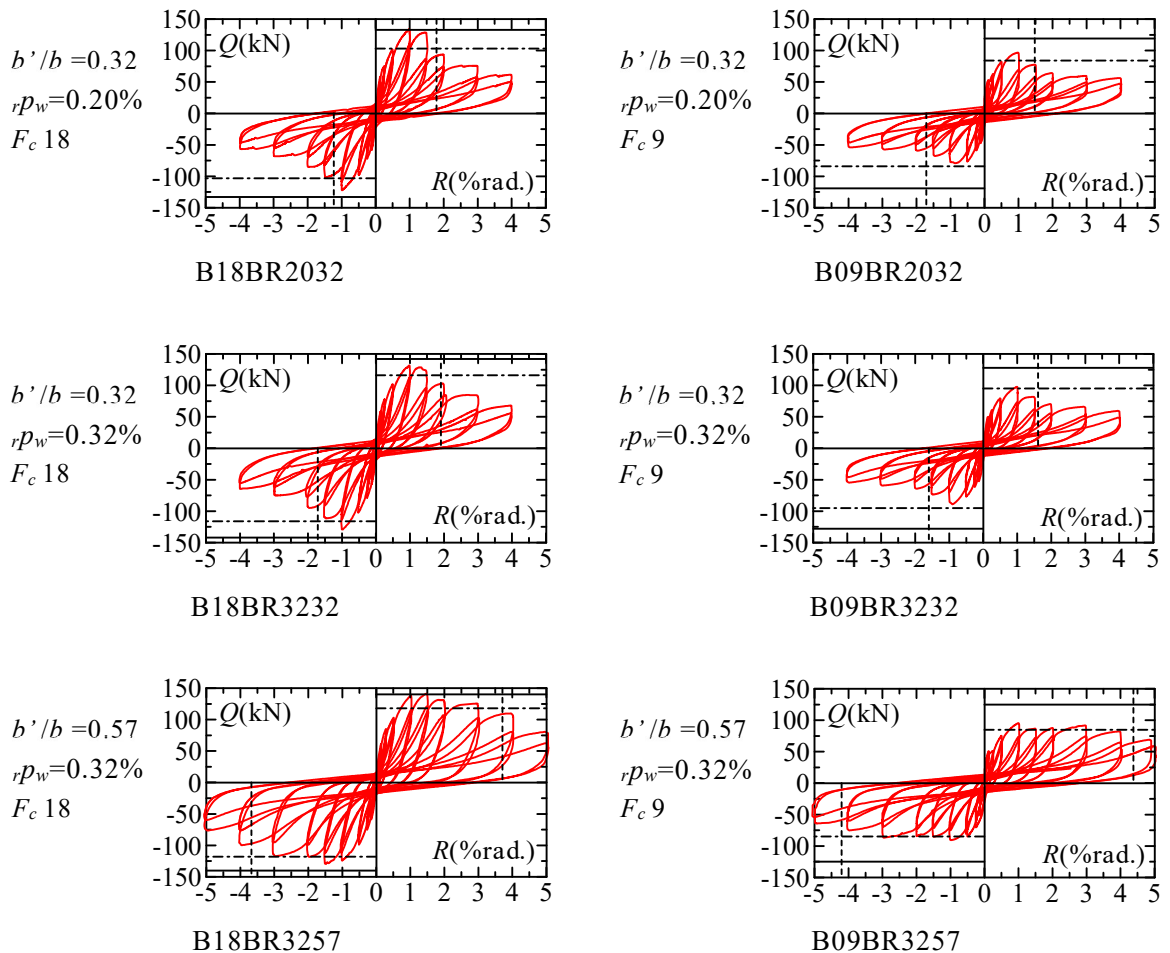


図 3.3-4 非充腹型 SRC 梁の履歴曲線

充腹型 SRC 梁に関しては、異形鋼の SRC 梁と丸鋼の SRC 梁を比較すると、履歴ループの形状はほぼ同じであったが、耐力低下状況が異なった。また、主筋について、異形鋼に関しては部材角 $R = \pm 1.0\%$ rad. で降伏したが、丸鋼は実験終了まで未降伏であった。

充腹型 SRC 梁は充腹型 SRC 柱とほぼ同じく、低強度コンクリートであっても、せん断圧縮破壊する RC 柱ほど脆性的な挙動を示すことはなく、実験終了まで紡錘形の履歴ループを保ち、限界変形角に達してない。SRC 部材はコンクリートの破壊の進展と共にコンクリートが負担している耐力が小さくなっても、コンクリートが負担していた耐力を鉄骨が代わりに負担することで優れた変形能力を有することが実験的・理論的に明らかにされている^[3.6]。

実験における最大値 Q_{exp} と耐震診断基準式の計算値 Q_{se} を比較すると、 $\sigma_B \geq 13.5\text{N/mm}^2$ 以上の場合は $Q_{exp} > Q_{se}$ となった。しかしながら、 $\sigma_B < 13.5\text{N/mm}^2$ の B09FD2038 については $Q_{exp} < Q_{se}$ となり、B09FR2038 についても、 $R \geq \pm 3.0\%$ rad. 以上の大変形時に Q_{exp} は Q_{se} を上回った。 Q_{se}^* では全ての試験体が安全側に評価されることが確認された。

非充腹型 SRC 梁に関しては、最大強度に達した時の鋼材のひずみ度を確認すると、B18BR2032 はせん断補強筋が引張降伏、B18BR3257 は山形鋼のフランジが引張降伏しているが、その他の鋼材は未降伏であり、全試験体ともに履歴ループはせん断引張破壊や付着割裂破壊する RC 梁^{[3.7], [3.8]}と同様のスリップ性状を示しており、エネルギー吸収能力に乏しい形状となった。なお、 $b'/b=0.32$ の試験体は最大耐力に達した後、急激に耐力低下が進み限界変形角に達した。それに対し、 $b'/b=0.57$ の試験体では最大強度に達した後は急激な耐力低下はなく、徐々に耐力低下が進み限界変形角に達した。

実験変数の影響を確認すると、コンクリート強度が小さい梁は最大強度も小さくなっていることがわかる。 p_w の違いによる影響は顕著ではない。 b'/b が異なる梁を比較すると、最大強度は大きく変わっていないものの、最大強度時の破壊状況は異なっており、 b'/b が小さい試験体は早期にせん断付着ひび割れを生じて、限界変形角が小さくなっている。ただし、いずれの試験体ともに最終的にはせん断付着破壊が卓越する破壊形式となった。

3.3.3 変形・弾塑性性状

(a) 変形成分割合

図3.2-6の方法で計測した局部変形により、充腹型SRC梁および非充腹型SRC梁に関して曲げ変形とせん断変形に分離した変形成分の割合を図3.3-5および図3.3-6にそれぞれ示す。図中の点線は最大耐力時の部材角である。

充腹型SRC梁の変形成分に関して、全体的な傾向としては、小振幅時では曲げ変形の割合が大きく占め、部材角 R の漸増に従って曲げ変形の割合が小さくなった。そして、最大耐力に達した後は逆にせん断変形の割合が大きくなる傾向を表している。実験中に耐力低下を表してない丸鋼を用いた充腹型SRC梁に比較して、部材角 $R=\pm 1.0\% \text{rad.} \sim R=\pm 1.5\% \text{rad.}$ で最大耐力に達した異形鋼を用いた充腹型SRC梁は最大耐力後せん断変形成分の割合が大きくなり、実験を終了した。特に、低強度コンクリートのB09FD2038については、から $R=\pm 1.0\% \text{rad.}$ の振幅以降はせん断変形が大きくなる挙動を示した。

○：せん断変形 ●：曲げ変形

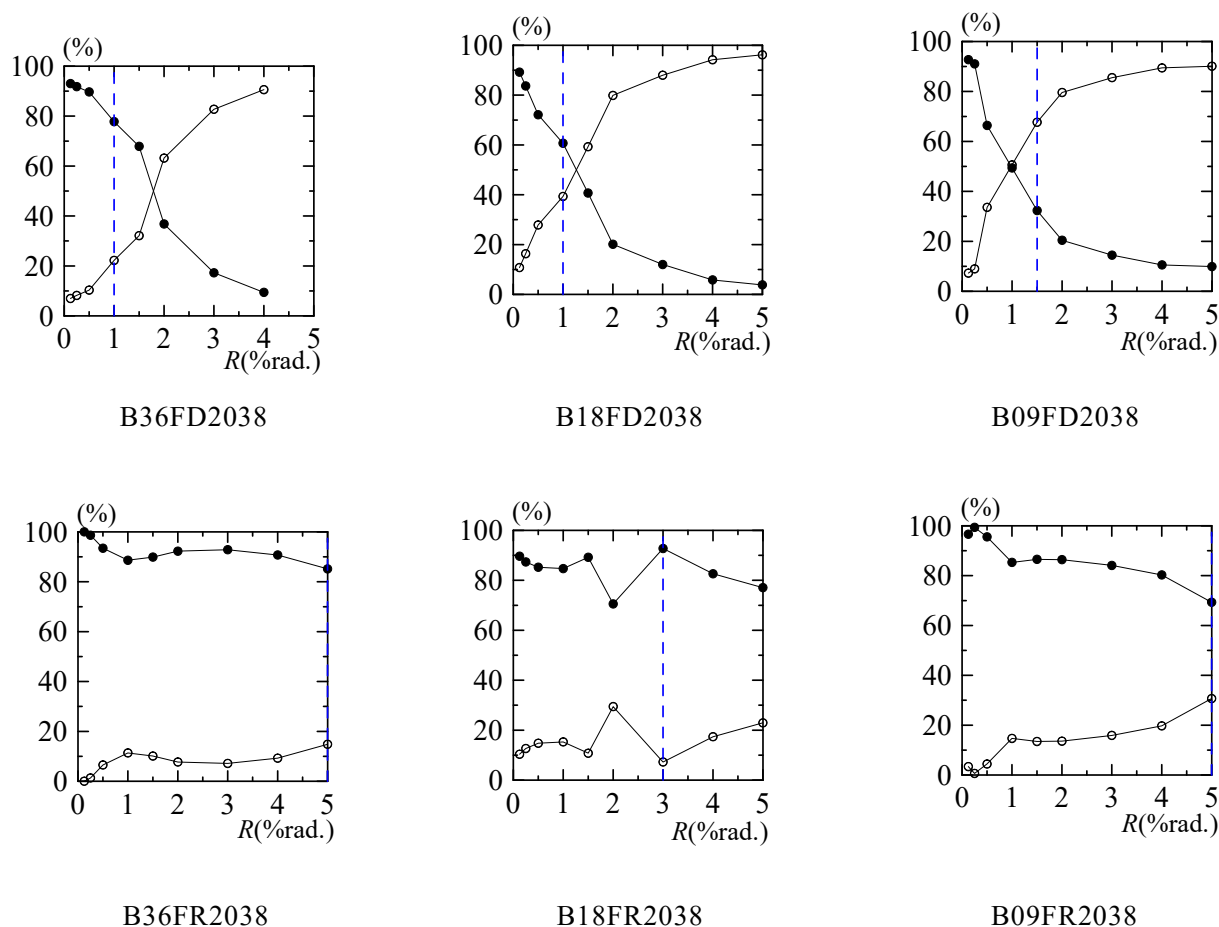


図 3.3-5 充腹型 SRC 梁の変形成分割合

非充腹型SRC梁の変形成分に関しても、充腹型SRC梁と同様にいずれの試験体に関しても小振幅時は曲げ変形の割合が大きく占めている。その後、他の試験体に比べて rp_w が小さい試験体B18BR2032, B09BR2032は、 R の漸増に伴って曲げ変形の割合が小さくなり、逆にせん断変形の割合が大きくなっている。一方、鉄骨フランジ幅が小さい、 rp_w が大きい試験体B18BR3257, B09BR3257は、最大耐力時せん断付着破壊が発生しなかったため変形成分割合も曲げ変形の割合が大きく占めていると考えられる。なお、コンクリート強度に関わらず、 $b'/b=0.32$ の試験体は $b'/b=0.57$ の試験体と比べてせん断変形が大きくなっている。

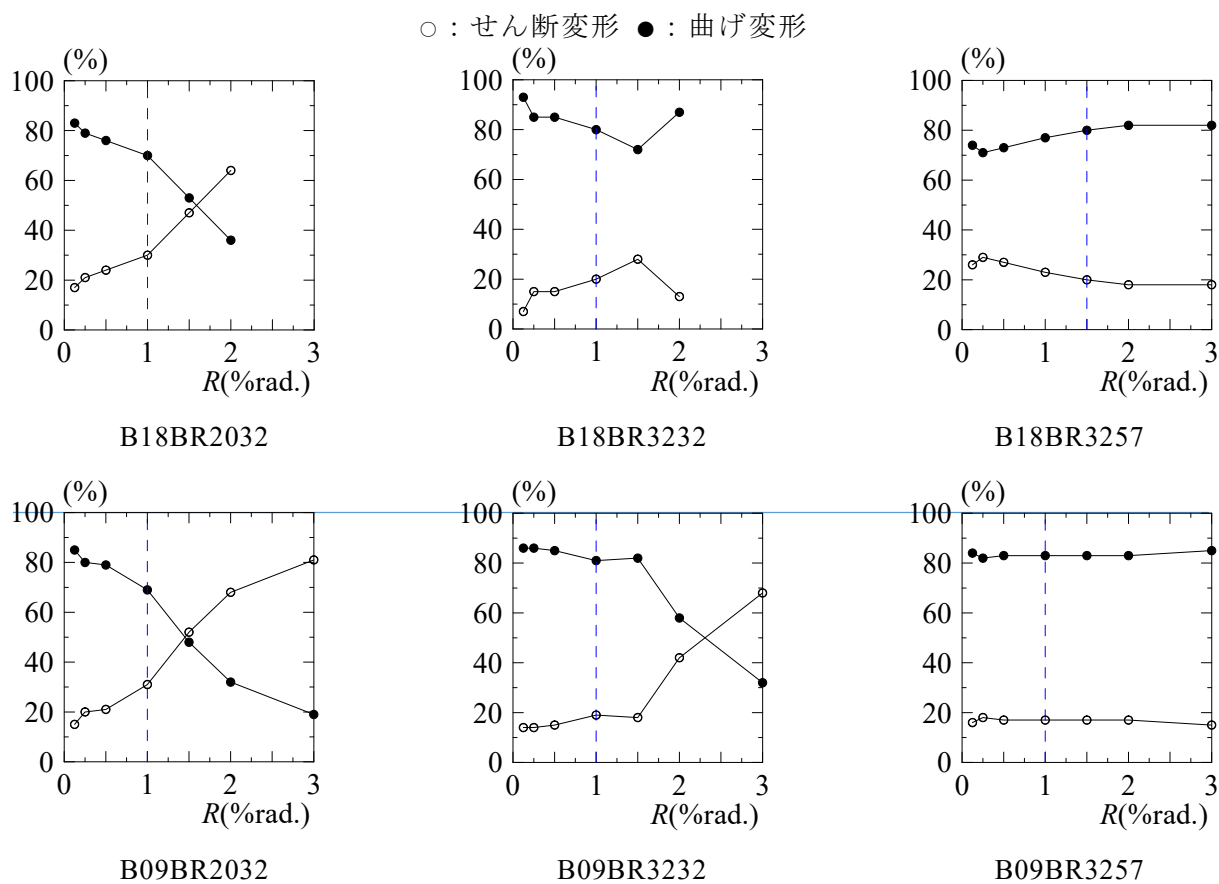


図 3.3-6 非充腹型 SRC 梁の変形成分割合

(b) 非充腹型 SRC 梁のひずみ度分布

各試験体のひずみ度分布を図3.3-7に示す。図中の点線は降伏ひずみ度、丸印は最大耐力時のひずみ度を示している。B18BR2032はせん断補強筋が降伏したが、これ以外の試験体は主筋、せん断補強筋、山形鋼および帯板は実験終了時まで未降伏であった。特に、試験体中央部ではひび割れが発生していなかったため、全ての試験体で中央のひずみ度はほぼ無かった。低強度コンクリートの場合に実験値が計算値を下回るのはせん断補強筋が降伏

する前にコンクリートが破壊してしまうことと、SRC部材特有の破壊である鉄骨フランジの沿ったせん断付着ひび割れを生じていることが影響していると考えられる。

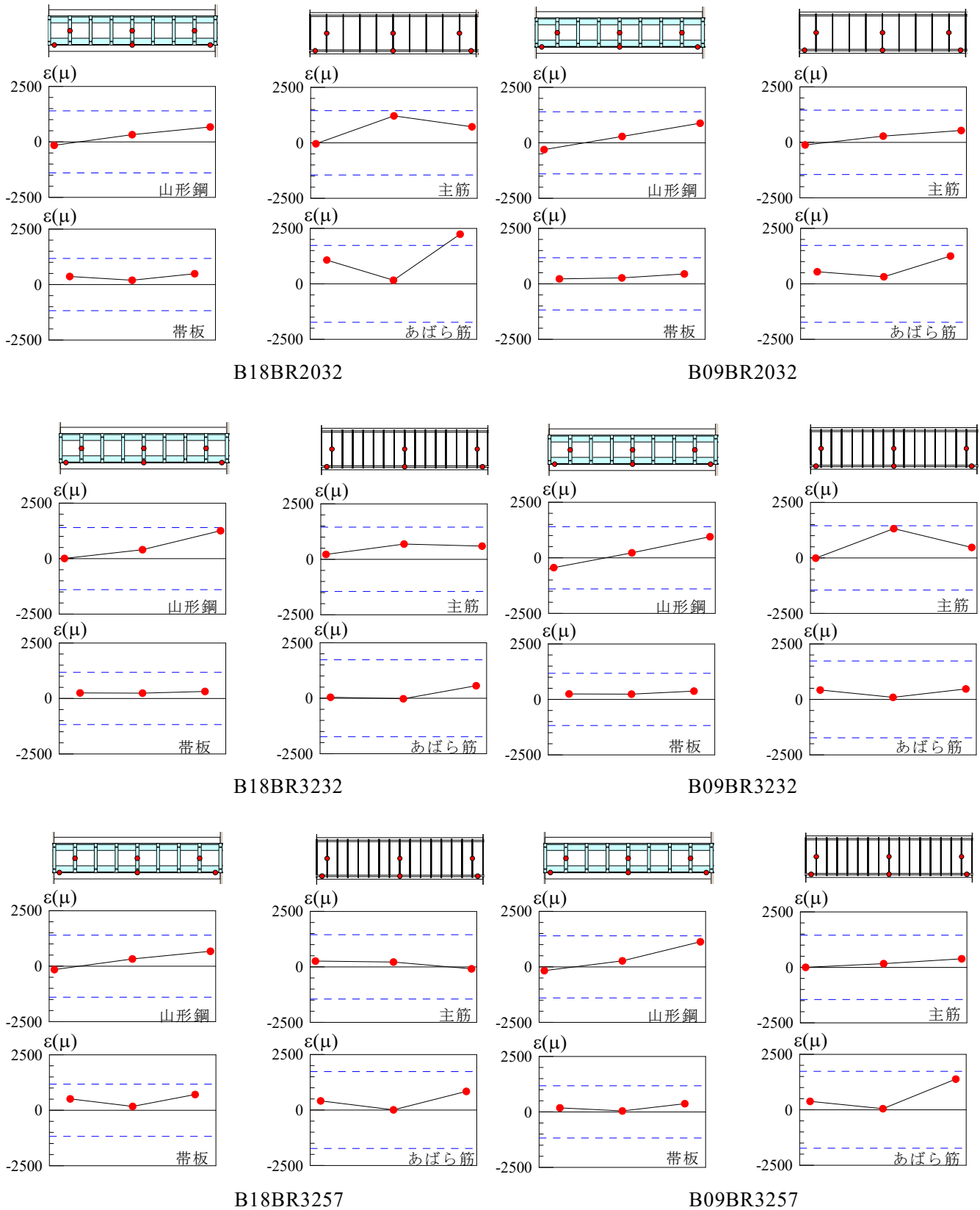


図 3.3-7 ひずみ度分布

3.4 終局せん断強度

3.4.1 耐震診断の終局せん断強度評価式

SRC 耐震診断基準^[3.1]では、コンクリートの圧縮強度が 13.5N/mm^2 以上であることを適用範囲とし、充腹型 SRC 梁の終局せん断強度 Q_{su} として大野・荒川式に基づく RC 部分の強度に鉄骨部分の強度 ${}_sQ_u$ を加えた式 3.4-1 が示されている。

$$Q_{su} = \left\{ k_{cs} \frac{0.053 r p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d^{+0.12}} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j + {}_sQ_u \quad (3.4-1)$$

${}_sQ_u$ は鉄骨部分の強度で負担軸力を 0 とした時の終局曲げ強度時のせん断強度 ${}_sQ_{mu}$ と終局せん断強度 ${}_sQ_{su}$ の最小値で、式 3.4-2 より計算を行う。

$${}_sQ_u = \min \left(\frac{2 \cdot {}_sM_0}{h_0}, t_w \cdot h_w \cdot {}_s\sigma_y / \sqrt{3} \right) \quad (3.4-2)$$

なお、 k_{cs} はせん断付着破壊の影響を考慮したコンクリートの負担強度に対する低係数であり式 3.4-3 が示されている^[3.1]。

$$k_{cs} = \frac{b'}{b} + 0.5 \quad (3.4-3)$$

(ただし、 $k_{cs} \leq 1.0$)

b' は図 2.4-1 に示すように幅 b から鉄骨フランジ幅 b_f を引いた値である^[3.1]。

格子形鉄骨の非充腹型 SRC 梁の終局せん断強度 Q_{su} は、大野・荒川式におけるせん断補強筋の負担強度に格子材の負担強度を加えた式 3.4-4 が示されている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d^{+0.12}} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + \frac{s p_w \cdot s \sigma_{wy}}{2}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (3.4-4)$$

ここに、3.4.1 節の記号は第 2 章と同様ため省略する。

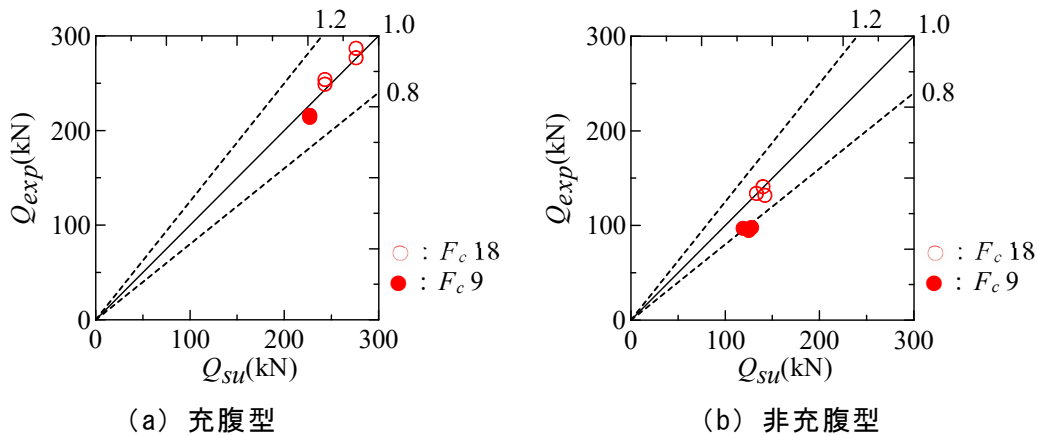


図 3.4-1 実験値と計算値の比較 (SRC 耐震診断基準式)

式 3.4-1, 式 3.4-4 による計算値 Q_{su} と最大強度の実験値 Q_{exp} の比較を図 3.4-1 に示す。充腹型 SRC 梁について、 Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 1.00, 変動係数は 4.6%, 不合格率 ($Q_{exp} < Q_{su}$ となる試験体数を全試験体数で除した値) は 33.3%であった。非充腹型 SRC 梁について、 Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 0.88, 変動係数は 13.0%, 不合格率は 66.7%であった。鉄骨の形式に関わらず、コンクリート圧縮強度が適用範囲を下回る試験体に限ると、 Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 0.85, 変動係数は 10.8%, 不合格率は 100%であった。SRC 梁について、適用範囲を下回る試験体に限ると全試験体を通して実験値が計算値を下回あり、危険側に評価されることが明らかとなった。

3.4.2 修正耐震診断の終局せん断強度評価式

SRC 耐震診断基準に示される終局せん断強度式では、SRC 柱の実験で、実験値が計算値を下回る試験体が多くあるため、低強度コンクリートへ対応することも可能な SRC 部材の終局せん断強度式の提案を行った (第 2 章)。SRC 耐震診断基準式は SRC 梁の実験でも低強度コンクーとの場合実験値が計算値を下回る試験体があるため、式 2.4-5, 式 2.4-8 および式 2.4-9 を用いて再計算を行う。なお、梁に関しては軸方向応力度 $\sigma_0=0$ として評価される。

最大強度の実験値 Q_{exp} と計算値 Q_{su} および計算値 Q_{su}^* を表 3.4-1, Q_{exp} と Q_{su}^* の比較を図 3.4-2 にそれぞれ示す。

表 3.4-1 実験値と計算値の比較

| 試験体 | Q_{exp} (kN) | Q_{su} (kN) | Q_{su}^* (kN) | $\frac{Q_{exp}}{Q_{su}}$ | $\frac{Q_{exp}}{Q_{su}^*}$ |
|-----------|-------------------|------------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|
| B36FD2038 | 287 | 276 | 276 | 1.04 | 1.04 |
| B36FR2038 | 277 | 276 | 276 | 1.00 | 1.00 |
| B18FD2038 | 254 | 243 | 240 | 1.05 | 1.06 |
| B18FR2038 | 249 | 243 | 240.0 | 1.02 | 1.04 |
| B09FD2038 | 214 | 227 | 205 | 0.94 | 1.04 |
| B09FR2038 | 216 | 227 | 205 | 0.95 | 1.05 |
| B18BR2032 | 134 | 133 | 103 | 1.01 | 1.30 |
| B18BR3232 | 132 | 142 | 116 | 0.93 | 1.14 |
| B18BR3257 | 141 | 140 | 118 | 1.01 | 1.19 |
| B09BR2032 | 97 | 119 | 84 | 0.82 | 1.15 |
| B09BR3232 | 98 | 128 | 95 | 0.77 | 1.03 |
| B09BR3257 | 95 | 125 | 85 | 0.76 | 1.12 |

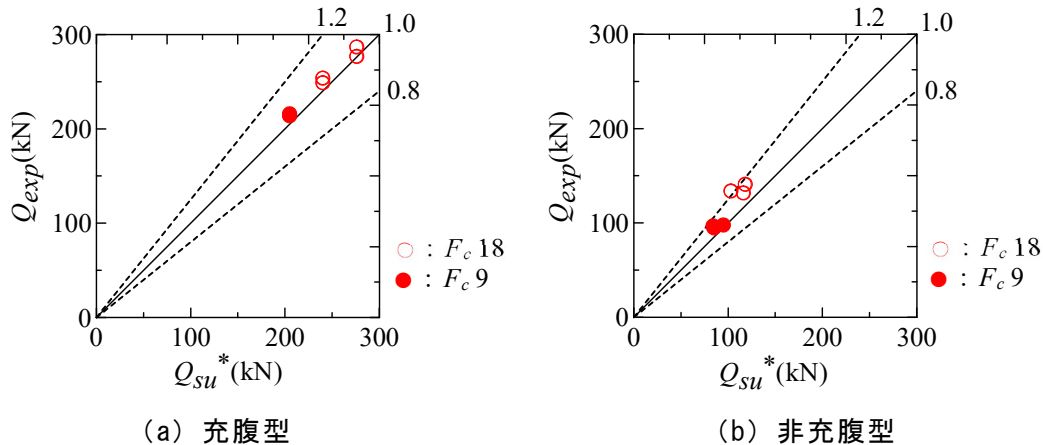


図 3.4-2 実験値と計算値の比較（提案式）

提案式より計算値と実験値を比較すると、充腹型 SRC 梁について、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.04、変動係数は 2.0%、不合格率は 0%となった。一方、非充腹型 SRC 梁について、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.16、変動係数は 7.7%、不合格率は 0%となった。全試験体については、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.10、変動係数は 7.9%、不合格率は 0%となった。提案式による計算値は全ての試験体に安全側に評価された。なお、提案式は耐震診断基準式よりもせん断強度を過大に評価せず、ばらつきを小さく評価できている。

3.4.3 実験データベースに基づく SRC 部材の終局強度提案式の検討

せん断破壊が先行する SRC 部材に関して、低強度コンクリートの試験体だけではなく、SRC 耐震診断基準^[3.1]の適用範囲として定められたコンクリート圧縮強度の下限值 13.5N/mm^2 以上のコンクリートを用いた試験体においても、実験における最大耐力は評価式を下回り、危険側に評価されることが明らかとなった。そのため、第 2 章で、SRC 部材の終局せん断強度式を提案した。それに対して、日本建築学会大会大会学術講演梗概集、日本建築学会構造系論文集およびコンクリート工学会年次論文報告集等より、充腹型鉄骨を内蔵されている SRC 部材・非充腹型鉄骨を内蔵されている SRC 部材の実験データを収集し、データベースにより、提案式の妥当性を検証する。

(a) SRC 部材の実験データベース

既往の研究による実験を行った、充腹型および非充腹型鉄骨を内蔵された SRC 部材の実験データベース^{[3.9]~[3.22]}を参考にして作成した。内蔵鉄骨の断面形状は十字形と共に H 字形を用いた柱・梁部材を対象とし、接合部の耐力に関する試験体や H 形鋼を弱軸に制作した試験体を除外している。本データは、十字形鉄骨内蔵 SRC 試験体 19 体で、H 字形鉄骨内蔵 SRC 試験体 59 体を用いて検討する。比較検討した実験条件の範囲を表 3.4-2 に、断面

表 3.4-2 実験条件の範囲

| | | 十字形鉄骨内蔵 | H形鉄骨内蔵 |
|--------------------------------------|----------|-----------|-----------|
| 断面せい (mm) | | 200~400 | 150~420 |
| 軸力比 | | 0~0.5 | 0~0.6 |
| $s \sigma_y$ (N/mm ²) | | 293~777 | 283~815 |
| $s \sigma_{wy}$ (N/mm ²) | | 350~375 | 311 |
| $m \sigma_y$ (N/mm ²) | | 345~388 | 343~970 |
| $m \sigma_{wy}$ (N/mm ²) | | 280~562 | 265~408 |
| σ_B (N/mm ²) | | 14.2~52.5 | 21.0~38.3 |
| せん断スパン | | 1.0~6.0 | 1.0~4.0 |
| 鉄骨形式 | 充腹型 (本) | 15 | 54 |
| | 非充腹型 (本) | 4 | 5 |
| 部材 | 柱 (本) | 19 | 35 |
| | 梁 (本) | - | 24 |

■ : 十字形鉄骨, ■ : H形鉄骨

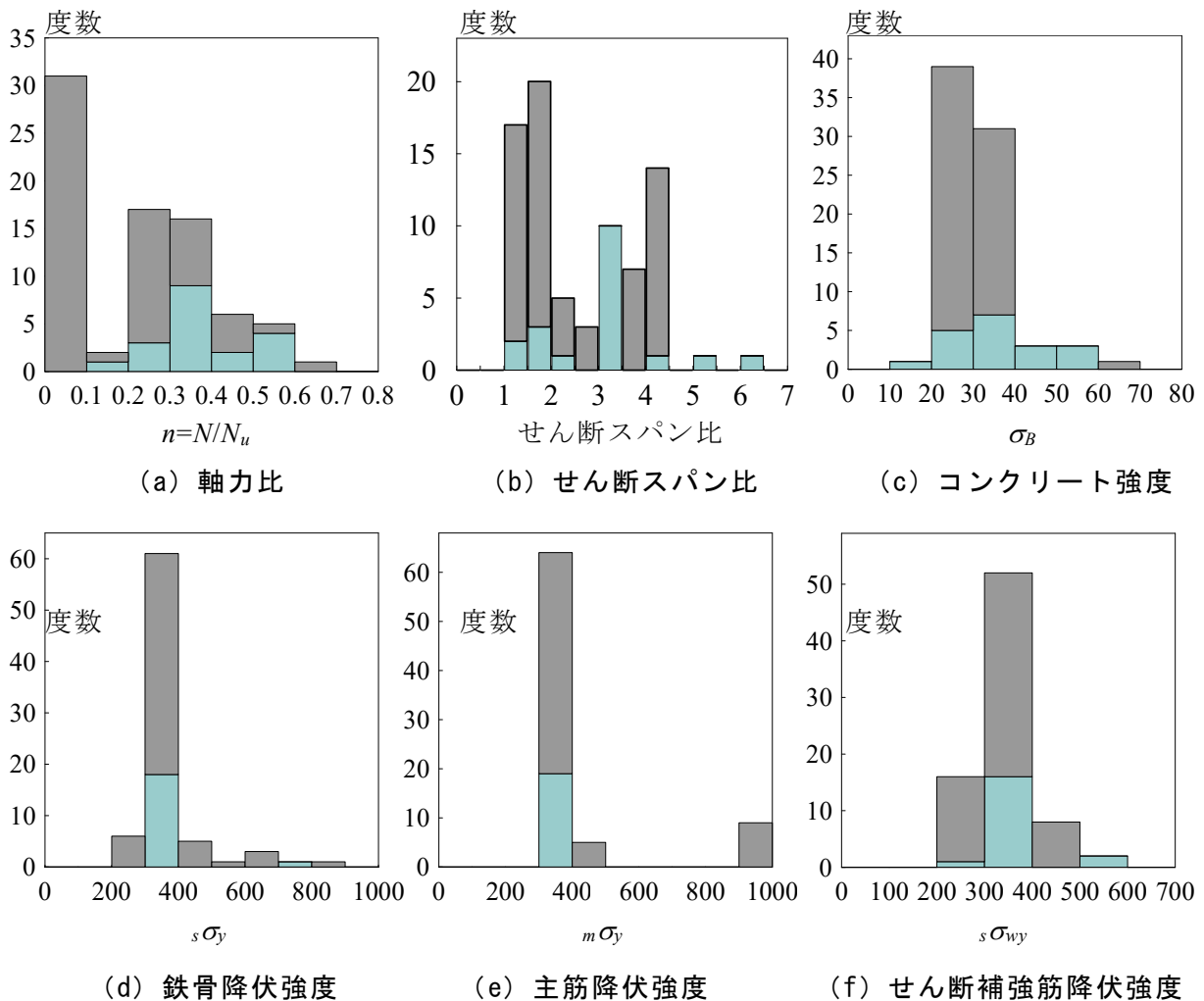


図 3.4-3 実験条件の範囲

形状，軸力比，せん断スパン比，コンクリート強度，鉄骨降伏強度，主筋降伏強度およびせん断補強筋降伏度の度数分布を十字形鉄骨形状とH字形鉄骨形状に分けて図 3.4-3 に示す。

本研究は低強度コンクリートを用いた SRC 部材の耐力に関して研究しているが，既往の実験データによると表 3.4-2 と図 3.4-3 (c) に示すようにコンクリート強度の低いものは 14.2N/mm^2 の非充腹型鉄鋼形式の十字形鉄骨形状を持つ柱 1 体のみである。鋼材の降伏強度に関しては，高強度の試験体もあった。

(b) 実験値と計算値の比較

本研究の SRC 部材のせん断終局耐力に関する実験では，既往の低強度コンクリートの RC 部材での結果と同様に多くの試験体は実験値は SRC 耐震診断基準式の計算式を下回った。SRC 部材ではせん断付着破壊が発生し，部材幅に対する鉄骨幅比が大きくなるとこの破壊形式が発生しやすいことが明らかになった。そのため，せん断破壊に関する低減係数 k_{cs} について 2.4.3 節に示すように，理論的に明らかにされている下限は 0.5 程度となることを，鉄骨の形式と鉄筋の種類に関わらず，下値値を 0.27，上限値を 1.0 とした。 k_{cs} を式 2.4-3 と同様に b'/b の関数として表し，さらに，コンクリート強度による低減係数 β_L を b'/b に乗じる式 2.4-11 を提案している。

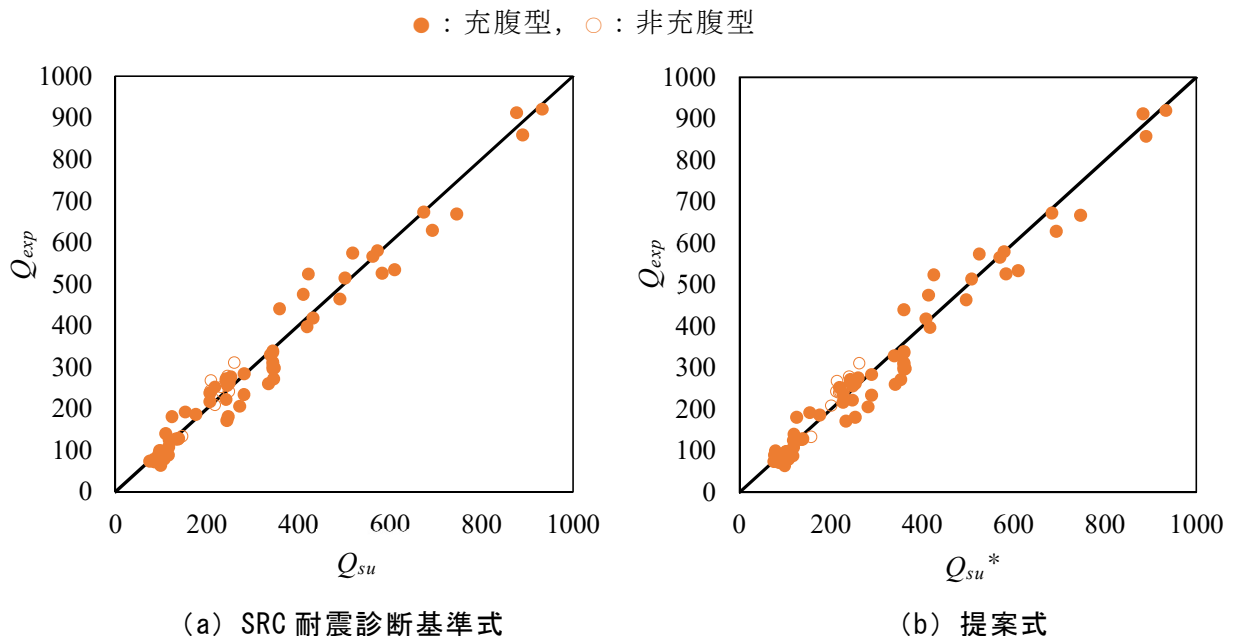


図 3.4-4 実験値と計算値の比較

SRC 耐震診断基準式 Q_{su} は充腹型の試験体では式 2.4-1, 非充腹型の試験体では式 2.4-4 と提案式 Q_{su}^* は鉄骨形式に関わらず式 2.4-11 により計算した。図 3.4-4 (a) に実験データベースより試験体に関して実験値 Q_{exp} と Q_{su} の比較, 図 3.4-4 (a) に Q_{exp} と Q_{su}^* の比較を示した。コンクリートの低強度と鉄骨フランジ幅により提案した式 2.4-11 は, 普通強度のコンクリートを用いた試験体に明確な違いは見られなかった。しかし, 1968 年以降から非充腹型 SRC 部材によって実験研究されたが, コンクリート強度より, 鋼材に関して研究されたことが多かったため, これまで実験データベースを用いた SRC 柱の研究^{[3.23], [3.24]}でも 13.5N/mm^2 を下回る試験体はほとんど無い。

3.5 充腹型 SRC 梁の三次元有限要素法解析

3.5.1 解析モデル

3次元有限要素法（以下，FEM）解析を行って検討する^[3.25]。解析には非線形有限要素解析ソフト“FINAL”を使用した。

解析モデルは図 3.5-1 に示す加力軸に対称な条件を用いた 1/2 モデルである。加力は、水平方向正負繰返し強制変位を与え、加力ルールは実験と同じとした。図 3.5-1 にモデル全体及び鉄骨，鉄筋部分の要素分割図を示す。

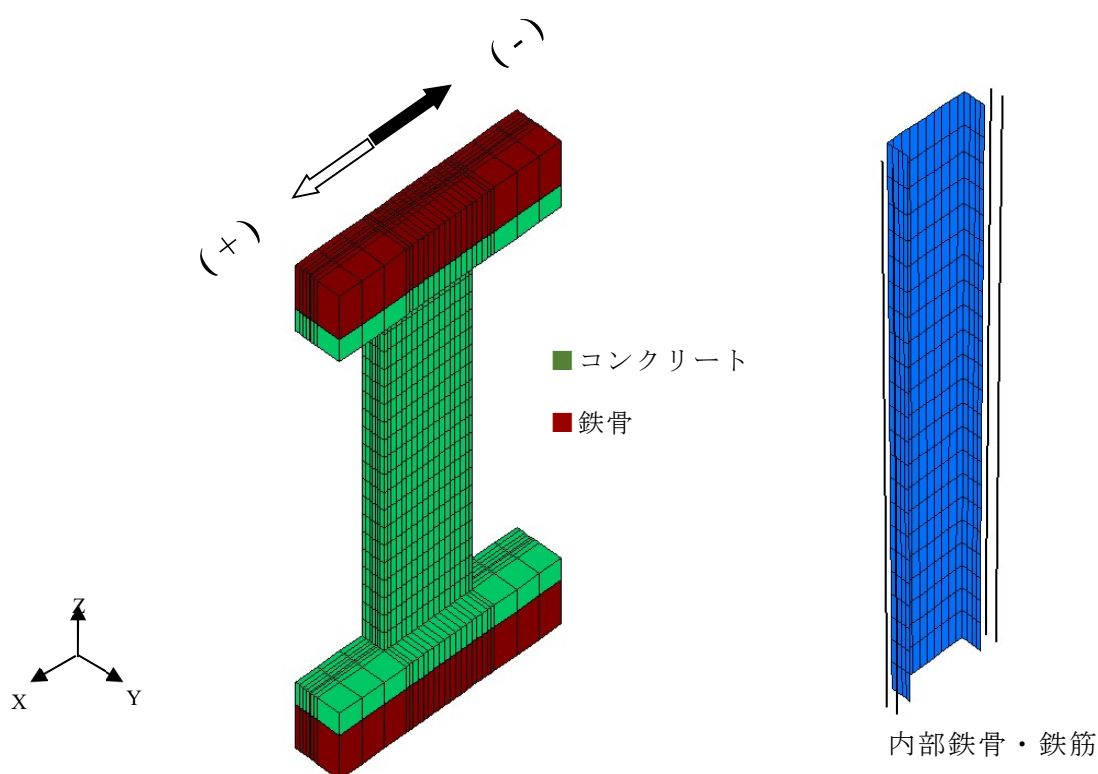


図 3.5-1 要素分別図

3.5.2 構成則

コンクリートは六面体要素でモデル化した。図 3.5-2 にコンクリート要素別に示す。コンクリートの構成則は図 3.5-3 に示すように、圧縮側の上昇域は修正 Ahmad モデル^[3.26]，下降域はコアコンクリート 1（鉄骨フランジに囲まれたコンクリート）の勾配をフラットモデル，コアコンクリート 2（鉄骨とせん断補強筋の間のコンクリート）の勾配を中村らのモデル^[3.27]，カバーコンクリート（かぶりコンクリート）の勾配は図 3.2-3 の材料試験結果を直線近似したモデルとし，鉄筋およびあばら筋による拘束を考慮した。引張側応力

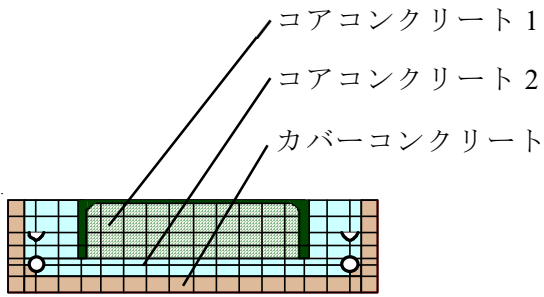


図 3.5-2 コンクリートの要素別

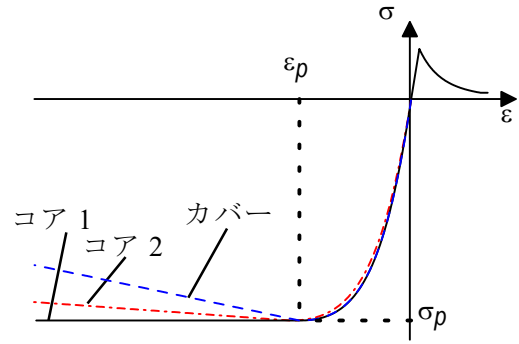


図 3.5-3 コンクリートσ-εの構成則

上昇域は引張強度点までは直線モデルとし、下降域は出雲らの引張硬化の式^[3.28]とした。破壊条件は、Willam-Warnke の 5 パラメータモデル^[3.26]を使用し、ひび割れ後の挙動について、ひび割れ後の軟化域とひび割れ面のせん断剛性低減は、松井らの CES 柱梁接合部を対象とした研究^[3.29]を参考にモデル化し、ひび割れ面に平行な方向の圧縮強度の低減は長沼らのモデル^[3.30]を用いた。

主筋はトラス要素でモデル化した。せん断補強筋は全て分散鉄筋を用いたモデルとした。鉄筋の応力-ひずみ関係は、異形棒鋼および丸鋼と共にバイリニアモデルで表した。主筋の降伏条件には Von Mises の条件、履歴特性には等方硬化則を用いた。

鉄骨は平面応力要素でモデル化した鋼板を組み合わせて表し、鉄骨フランジでは他の鋼板に比べて厚さが大きいので、面外せん断変形を考慮できる積層シェル要素を用いた。構成則は図 3.5-4 に示すようにバイリニアモデルで表し、降伏条件には Von Mises の条件、履歴特性には等方硬化則を用いた。

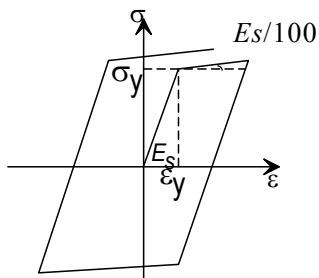


図 3.5-4 鉄骨σ-εの構成則

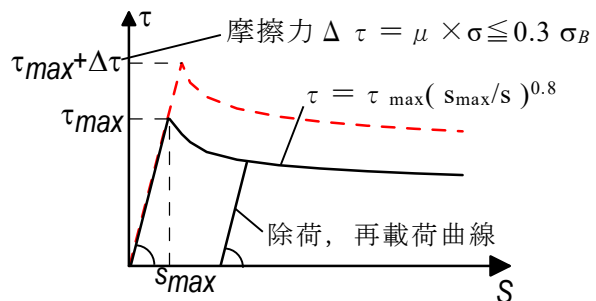


図 3.5-5 鉄骨・丸鋼付着特性

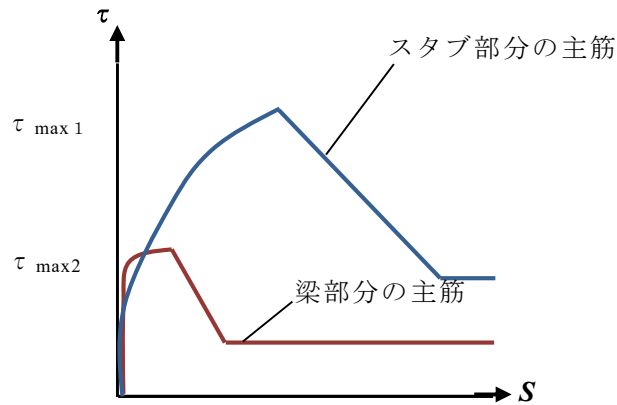


図 3.5-6 异形棒鋼付着特性

鉄骨とコンクリートの付着要素の付着-すべり関係は図 3.5-5 に示すように、最大付着強度点までは金ら^[3.31]の研究に基づいた直線モデルを、強度点以降は天野ら^[3.32]の研究に基づいた曲線マルチリニアモデルで近似して表した。

また、摩擦係数を 0.65 として、面外圧縮応力による付着応力増大を考慮した。鉄筋とコンクリートの付着要素の付着-すべり関係は、异形鋼の場合は図 3.5-6 の杉本らの直線低着主筋を対象とした研究^[3.33]を参考にモデル化し、丸鋼の場合は鉄骨と同様なモデル(図 3.5-5)を適用した。

3.5.3 コンクリート要素の最小主応力度分布およびひび割れ形状

図 3.5-7 に $R=1.0\%rad.$ 、 $R=1.5\%rad$ および $R=2.0\%rad.$ の部材角における低強度コンクリート試験体のコンクリートの最小主応力度分布（圧縮応力度分布）を示す。コンクリート要素は図 3.5-2 における要素をそれぞれ対象として示した。各試験体と共に、梁端部のモーメントによる圧縮力に対して、斜めに圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。さらに、コアコンクリート 1 はコアコンクリート 2 とカバーコンクリートの応力度に比較すると高いせん断応力が生じている。これは、鉄骨に囲まれた狭い領域においては鉄骨の拘束効果などの影響によるものと考えられる。図 3.5-7 に $R=1.0\%rad.$ 、 $R=1.5\%rad$ および $R=2.0\%rad.$ の部材角における低強度コンクリート試験体のコンクリートの最小主応力度分布（圧縮応力度分布）を示す。図 3.5-8 に $R=1.0\%rad.$ の部材角における各試験体のコンクリートのひび割れ形状を示す。全ての試験体で鉄骨フランジに沿った位置でひび割れが発生し、実験と近い形状となっている。

3.5.4 解析結果と実験結果の比較

図 3.5-8 に実験および解析による各試験体の履歴曲線の比較を示す。破線は実験結果，実線は解析結果である。図の縦軸はせん断力 Q ，横軸は部材角 R とし，実験と同様に载荷終了時まで示した。また，表 3.5-1 に実験よりおける実験値 Q_{exp} と $R=2.0\%rad.$ までの解析値 Q_{FEM} の比較を示す。

$Q-R$ 関係について，低強度コンクリートの試験体は载荷終了時まで骨格線は良好な対応を示した。B36FD2038 は $R=3.0\%rad.$ に解析载荷が終了したが，それ以外は実験と同様に $R=5.0\%rad.$ まで進み，载荷終了になった。表 3.5-1 に示すように，解析値は実験値をほぼ精度よく表現できていることが分かる。

鉄筋の影響について部材角 $R=2.0\%rad.$ までの耐力を比較すると，異形棒鋼の場合，解析値において最大耐力後の耐力低下は見られない。丸鋼の場合，B36FR2038 以外の試験体は解析値が実験値を精度よく評価できていることが確認できた。

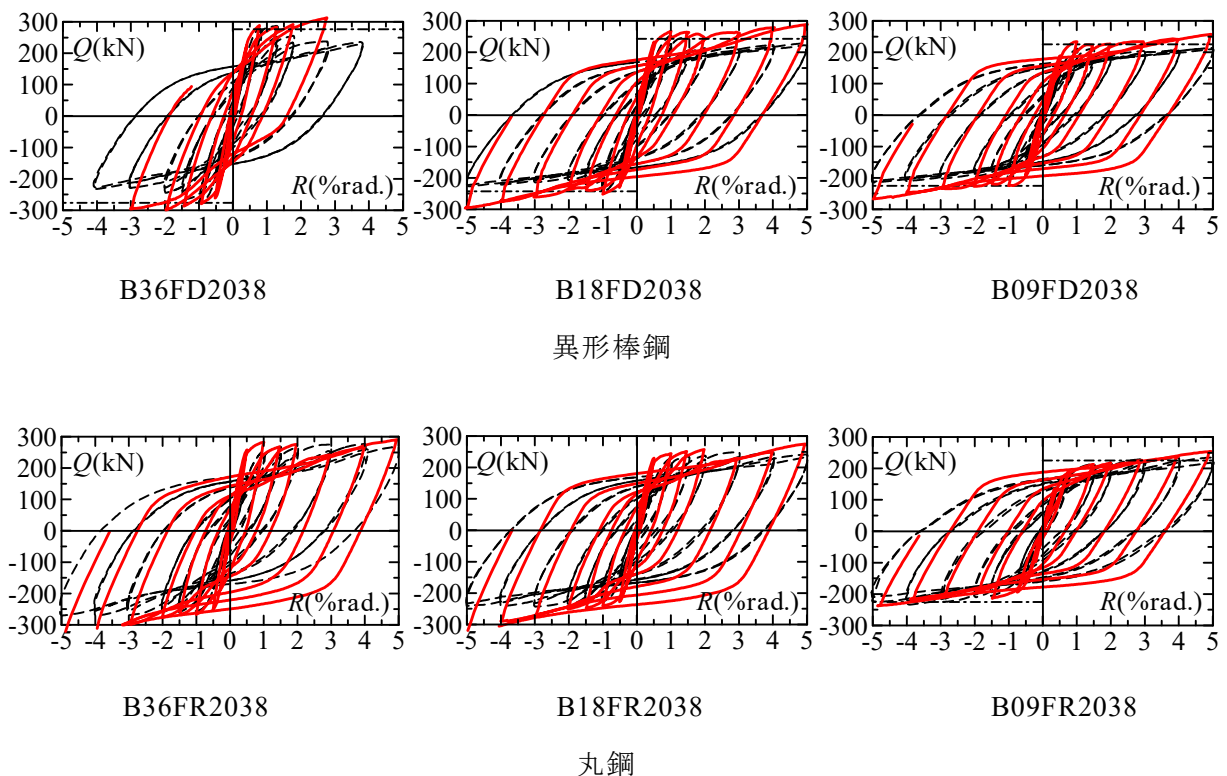


図 3.3-8 充腹型 SRC 梁の実験値と解析値の履歴曲線

全ての試験体に関して、部材角が増大すると共に、解析による履歴ループは外側に大きく膨らんでおり実験とは異なった挙動を示している。これは、鉄骨とコンクリートの付着特性と鋼材モデルについて更なる検討が必要と思われる。

表 3.5-1 充腹型 SRC 梁の実験値と解析値比較

| 試験体 | Q_{exp} (kN) | Q_{FEM} (kN) | Q_{exp}/Q_{FEM} |
|-----|----------------|----------------|-------------------|
| 36D | 287 | 292 | 0.98 |
| 36R | 277 | 280 | 0.99 |
| 18D | 254 | 267 | 0.95 |
| 18R | 249 | 256 | 0.97 |
| 09D | 214 | 231 | 0.93 |
| 09R | 216 | 218 | 0.99 |

3.6 まとめ

本研究によって得られた結論を以下にまとめる。

- 1) いずれの SRC 梁とも強軸鉄骨のフランジに沿った位置でせん断付着破壊を生じる破壊形式となった。コンクリート強度に関わらず、充腹型 SRC 梁の復元力特性は紡錘形、非充腹型 SRC 梁ではスリップ型の履歴ループとなり、コンクリート強度が小さい場合、梁のせん断強度は小さくなるが、限界変形角は大きくなった。
- 2) 充腹型 SRC 梁に関しては丸鋼の SRC 梁では実験終了時まで耐力低下は見られず、異形棒鋼の SRC 梁では最大耐力以後に若干の耐力低下を生じたが、実験値はコンクリート強度が高くなると異形棒鋼の Q_{exp} が大きくなった。
- 3) 非充腹型 SRC 梁は b'/b の大きさによって最大強度時のひび割れ発生状況に違いが見られたが、いずれの試験体ともにスリップ型の履歴ループとなった。コンクリート強度や b'/b の大きさに関わらず、最終的には鉄骨フランジあるいは主筋に沿った位置でせん断付着破壊を生じており、 b'/b が大きい場合は限界変形角が大きくなった。
- 4) SRC 耐震診断式による終局せん断強度は、全試験体を通して実験値が計算値を下回る場合が多く、特に、コンクリート圧縮強度の適用範囲を下回る試験体に限ると 1 体を除き他の全ての試験体は危険側に評価された。
- 5) 第 2 章で提案した低強度コンクリートに対応できる終局せん断強度式による評価は耐震診断基準式よりばらつきが小さくなり、低強度コンクリート部材の耐震評価において実験値を適正に求めることができ、既存建物の耐震性能を精度よく判定できる。。
- 6) 第 2 章で提案した低強度コンクリートに対応できる終局せん断強度式による評価に対して、既往の実験データの試験体は 20N/mm^2 のコンクリート強度であるため、明確な適用性の確認ができなかった。
- 7) FEM 解析では、全ての試験体ともに梁端のモーメントによる圧縮力に対して、部材全長に斜めに圧縮ストラットが形成されることが確認できた。また、鉄骨に囲まれた狭い領域においては鉄骨拘束効果などにより高いせん断応力が生じていることが確認できた。付着に関しては更なる検討が必要である。

< 第 3 章の参考文献 >

- [3.1] 日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2009.12
- [3.2] 日本コンクリート工学会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書（2013），2013.3
- [3.3] 日本コンクリート工学会中国支部：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シンポジウム（2013），2013.7
- [3.4] 安岡威，水野生，増田安彦，田才晃：低強度コンクリート SRC 柱に対する炭素繊維シート補強による補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1213-1218，2006.6
- [3.5] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第 3 版)，1975.11
- [3.6] 李麗，津田恵吾，松井千秋：軸圧縮力と曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能と軸力制限値，日本建築学会構造系論文集，第 524 号，pp.133-140，1999.10
- [3.7] 八十島章，荒木秀夫，松井剛，谷口博亮：低強度コンクリート部材のせん断性能評価，日本建築学会技術報告集，第 16 巻，第 32 号，pp.139-144，2010.2
- [3.8] 根口百世，川上裕佳，高月行治，南宏一：10N/mm²級の低強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1129-1134，2008.6
- [3.9] 安岡威，水野生，増田安彦，田才晃：低強度コンクリート SRC 柱に対する炭素繊維シート補強による補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1159-1164，2006
- [3.10] 川嶋大幹，内田保博：鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断耐力に関する研究，せん断補強筋比および引張鉄筋比の影響，日本建築学会，近畿支部研究発表会，No.2075，p.329-332，2013.3
- [3.11] 南 宏一，田中義郎，田村良治：鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断破壊する実験的研究，その 2・B シリーズおよび F シリーズの実験結果，日本建築学会，関東支部，第 44 回（48 年度）研究報告章
- [3.12] 堺純一，松井千秋，南宏一，平川葉子：芯鉄骨合成柱の耐震性能に関する実

- 験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 526 号, pp.201-208, 1999.12
- [3.13] 松崎育弘, 高橋亘, 別所佐登志, 畠本斉: 小さな H 形鋼を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱及びはり部材のせん断破壊性状に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.9, No.2, pp.375-378, 1987
- [3.14] 津田和征, 益尾繫, 南宏一: 60 キロ級の高張力鋼を用いた SRC 柱のせん断力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.3, pp.629-634, 1988
- [3.15] 岡本晴彦, 東端奏夫, 沢田博: 鋼管コンクリート柱に接合される鉄骨鉄筋コンクリート梁の基礎性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.51-56, 1989
- [3.16] 岡本晴彦, 東端奏夫, 市川敦史, 沢田博: 充填型鋼管コンクリート柱に接合される合成梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 12-2, pp.197-202, 1990
- [3.17] 村田耕司, 東端奏夫, 長嶋俊雄: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の曲げ性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.13, No.2, pp.351-356, 1991
- [3.18] 谷口部敏之, 立花正彦: 引張力を受ける格子形 SRC 柱部材の鋼板による耐震補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.3, pp.1129-1134, 1998.6
- [3.19] 井上素志, 筒井茂行, 西村奏志, 南宏一: 二軸対称十字形鉄骨を内蔵する鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.1057-1062, 1999.6
- [3.20] 菊原廉造, 立花正彦: 袖壁の付加状況が格子形 SRC 柱部材のせん断性状に及ぼす影響に関する実験的研究: コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1093-1098, 2000.6
- [3.21] 堺純一, 李麗: 十字鉄骨を内蔵した SRC 柱材の構造性能評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.1213-1218, 2005.6
- [3.22] 渡辺健, 中田裕喜, 谷村幸裕: 逆対称曲げが作用したせん断スパン比の小さい鉄骨鉄筋コンクリート梁の破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1213-1218, 2006.6
- [3.23] 三輪真弘, 堺純一: 十字鉄骨を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート柱材の構造性能

- について，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1213-1218，2006.6
- [3.24] 那良幸太郎，藤永隆，孫玉平：実験データベースに基づく SRC 柱の終局曲げ耐力の検討
- [3.25] 伊藤忠テクノソリューション（株）：FINAL/V11 HELP
- [3.26] 長沼一洋：三軸圧縮下コンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，1995.8
- [3.27] Hikaru Nakamura, Takeshi Higai：Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C52E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- [3.28] 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87，9-1，pp.107-120，1987.9
- [3.29] 松井智哉，倉本洋：繰返し水平力を受ける CES 柱梁接合部の応力伝達機械，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，Vol.630，pp.1401-1407，2008.8
- [3.30] 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その 1），日本建築学会構造系論文集，No.421，pp.39-48，1991.3
- [3.31] 金洸演，米沢健次，野口博：鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特性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.1631-1632，1994.9
- [3.32] 天野修，中村光，桧貝勇，田中造一：鋼管・コンクリート複合橋脚のせん断挙動解析，日本コンクリート工学協会コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.823-828，1998.6
- [3.33] 杉本訓祥，田才晃，谷量子，秋山友昭，福山洋，井上芳生：あと施工アンカーによる直線定着主筋を有する RC 壁柱状部の履歴復元力特性，日本建築学会構造系論文集，第 83 巻，第 749 号，pp.1041-1050，2018.7

第4章 曲げ・せん断力を受ける柱・梁部材の曲げ破壊性状

4.1 はじめに

低強度コンクリートの SRC 部材の耐力と変形性能に関する既往の研究では、せん断終局強度について現在の SRC 耐震診断基準^[4.1]の評価式を適用できる確証は得られていないため、本論文では低強度コンクリート部材にも適切な評価式を提案している（第2章）。そのため、本章では曲げ強度については、現在の終局曲げ強度式によって適正な評価できるか検討する。なお、低強度コンクリート建物は主に1970年以前に建てられたものであり、その多くは丸鋼が用いられている。主筋に丸鋼を用いた場合、主筋の抜け出しによって耐力が計算値に達しない場合があることが既往の RC 部材の研究^[4.2]により報告されている。

本研究では SRC 構造を対象として、SRC 耐震診断基準におけるコンクリート圧縮強度 σ_c の適用範囲 ($\sigma_c \geq 13.5 \text{N/mm}^2$) を下回る低強度コンクリートの SRC 柱と SRC 梁の載荷実験を行う。主筋に丸鋼を用いたせん断破壊に対して曲げ破壊が先行する SRC 部材に対し、丸鋼が力学性能に与える影響を検討すると共に SRC 部材の破壊性状と履歴特性について明らかにする。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体

試験体形状を図 4.2-1 に示す。いずれの試験体ともせん断破壊に対して曲げ破壊が先行することを想定した SRC 部材として計画し、非充腹型鉄骨を内蔵した SRC 柱 4 体と SRC 梁 2 体、合計 6 体の SRC 試験体を製作した。

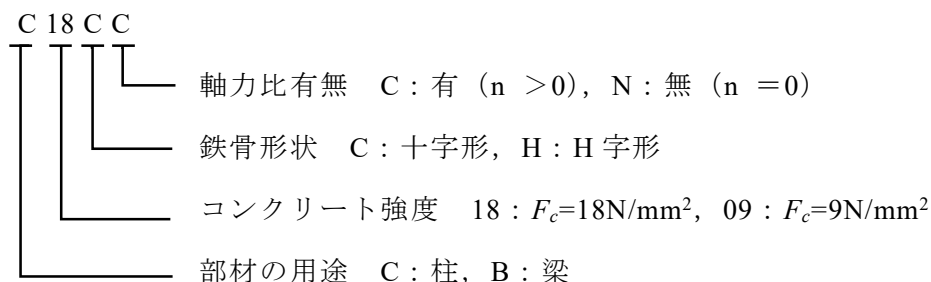
試験体計画一覧を表 4.2-1 に示す。主な実験変数はコンクリートの圧縮強度、内蔵された鉄骨形状と軸力の大きさである。鉄骨は対称断面鉄骨を強軸方向と弱軸方向に内蔵した十字形の形状と、鉄骨を強軸方向のみに内蔵した H 形形状の 2 種類である。柱試験体の軸力比はコンクリートの圧縮強度と鉄骨強度により決定することで、梁試験体の場合は軸力をゼロとした。

表 4.2-1 試験体計画一覧

| 試験体 | F_c (N/mm ²) | 鉄骨形式 | 主鉄骨 ($s p_t$) | 帯板 ($s p_w$) | 主筋 ($r p_t$) | せん断補強筋 ($r p_w$) | $\frac{M}{(Qd)}$ | N | n | 部材 |
|-------|-------------------------------|---------------|--------------------|---------------------------|-------------------|-----------------------|------------------|------|------|----|
| | | | | | | | | (kN) | | |
| C18CC | 18 | 非充腹型 (格子形) | 8L-40×40×5 (0.83%) | PL6- 30@100 (0.58%) | 12-φ11 (0.63%) | D6@100 (0.21%) | 4.0 | 600 | 0.18 | 柱 |
| C18HC | | | 4L-40×40×5 (0.83%) | | | | | 420 | 0.26 | |
| C09CC | 8L-40×40×5 (0.83%) | | 600 | | | | | 0.15 | | |
| C09HC | 4L-40×40×5 (0.83%) | | 420 | | | | | 0.24 | | |
| B18HN | 18 | | 4L-40×40×5 (0.83%) | | | | | 0 | 0 | 梁 |
| B09HN | 9 | | | | | | | | | |

注) F_c : 設計基準強度, $s p_t$: 引張鉄骨比, $s p_w$: 帯板比, $r p_t$: 引張鉄筋比, $r p_w$: せん断補強筋比
 $M/(Qd)$: せん断スパン比, N : 実験時の圧縮軸力, n : 軸力比

試験体名



いずれの試験体ともに断面は 300mm×300mm、せん断スパンは 1200mm とし、山形鋼と帯板を用いて格子形に組み立てた非充腹型 SRC 部材とした。試験体の断面の縮尺率は 1/2 ~ 1/3 程度である。コンクリートの目標圧縮強度 F_c は 18N/mm² と 9N/mm² の 2 種類とした。

1975 年に改定された SRC 規準・第 3 版^[4.3]では充腹型鉄骨を用いることが推奨されている

ため、これ以前に建設された SRC 構造には非充腹型の鉄骨と丸鋼の主筋が使われていると思われる。そこで、非充腹型 SRC 部材の全ての鉄骨は L-40×40×5 (SS400) の山形鋼と PL6-30@100 の帯板を用いて格子形に組み立て、ハンドプレートは設けていない。SRC 柱の鉄骨形状を十字形に内蔵している試験体の鉄骨は 8L-40×40×5 (SS400) の山形鋼、鉄骨形状を H 字形に内蔵されている試験体の鉄骨は 4L-40×40×5 (SS400) の山形鋼と SRC 梁の鉄骨は 4L-40×40×5 (SS400) の山形鋼を用いた。全ての試験体の主筋は 12-φ11 (SR295) の丸鋼を用いた。せん断補強筋は D6 (SD295A) を 100mm 間隔で配筋した。なお、想定した年代の建物では山形鋼と帯板の接合はリベットが用いられているが、現在は製作が困難であるため、本試験体では 2-M6(孔径 φ7) の六角穴付きボルトを用いて組み立てた。

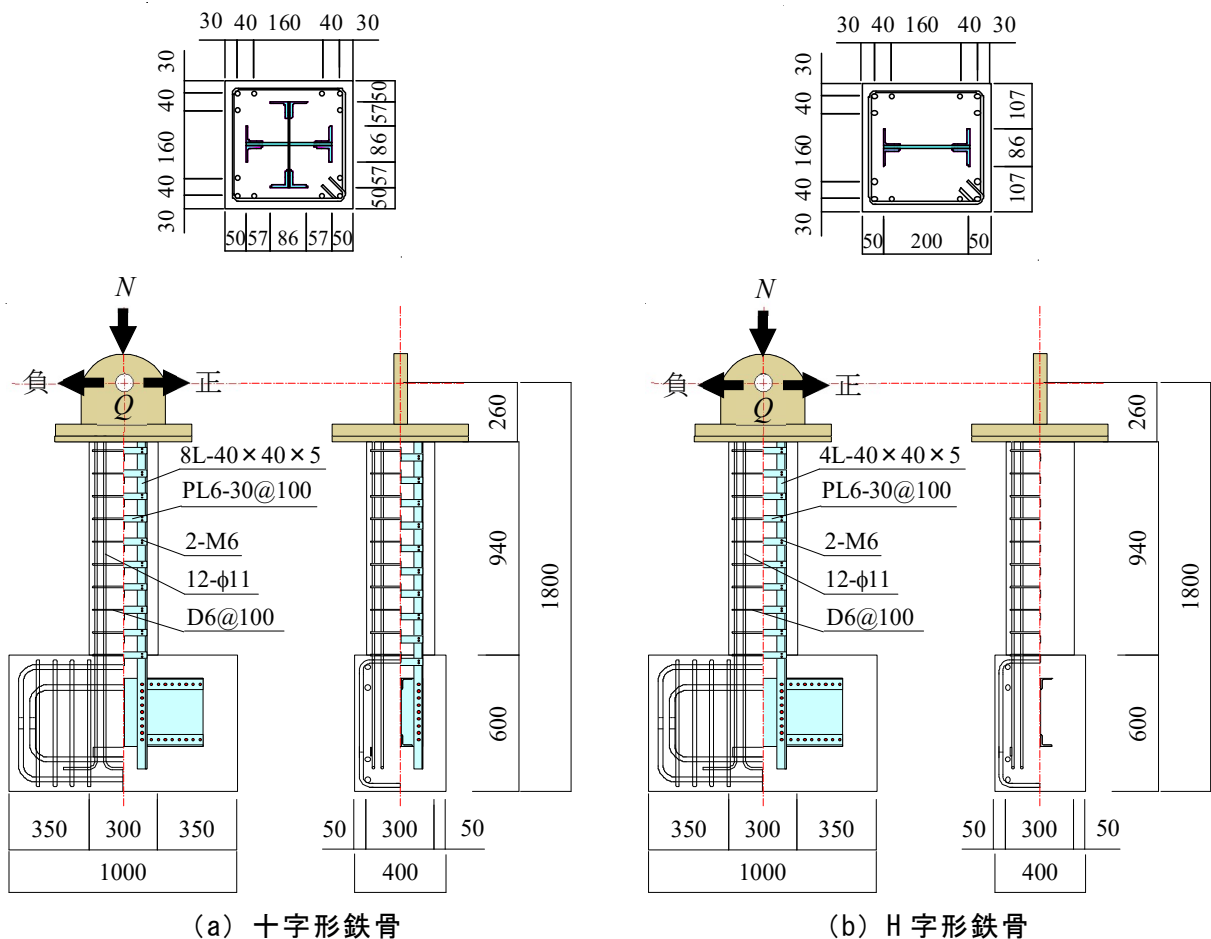


図 4.2-1 試験体形状 (単位: mm)

4.2.2 使用材料

試験体に用いたコンクリートの調合を表 4.2-2 に示す。鋼材の材料試験結果一覧を表 4.2-3、たコンクリート材料試験結果一覧を表 4.2-4、コンクリートの応力度-ひずみ度関係の一例を図 4.2-2 にそれぞれ示す。

表 4.2-2 コンクリート調合

| F_c (N/mm ²) | 水 (kg/m ³) | セメント (kg/m ³) | 細骨材 (kg/m ³) | 粗骨材 (kg/m ³) | 混和剤 (kg/m ³) | 水セメント比 (%) | 細骨材率 (%) |
|-------------------------------|---------------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|
| 18 | 205 | 234 | 1089 | 718 | 1.76 | 87.6 | 60.8 |
| 9 | 205 | 186 | 1119 | 718 | 1.40 | 110 | 61.6 |

表 4.2-3 鋼材の材料強度等

| 使用箇所 | | σ_y (N/mm ²) | σ_u (N/mm ²) | 伸び (%) |
|------|-----------|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| 山形鋼 | PL-5 | 341 | 462 | 19.9 |
| 帯板 | PL-6 | 291 | 438 | 24.7 |
| 主筋 | $\phi 11$ | 318 | 412 | 32.0 |
| 帯筋 | D6 | 351 | 518 | 23.3 |

注) σ_y : 降伏強度, σ_u : 引張強度

表 4.2-4 コンクリートの材料強度等

| 試験体 | F_c (N/mm ²) | σ_B (N/mm ²) | σ_t (N/mm ²) | E_c (N/mm ²) |
|-------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| C18CC | 18 | 22.0 | 2.10 | 26197 |
| C18CH | | | | |
| B18HN | | | | |
| C09CC | 9 | 9.7 | 1.15 | 17066 |
| C09CH | | | | |
| C09HN | | | | |

注) σ_B : 圧縮強度, σ_t : 割裂引張強度, E_c : ヤング係数

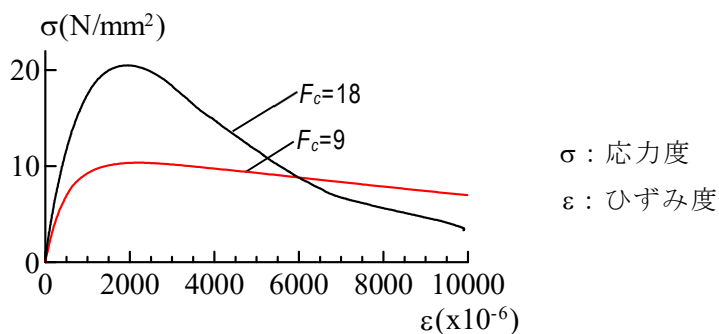


図 4.2-2 コンクリートの応力度-ひずみ度関係の一例

4.2.3 載荷方法

載荷は図 4.2-3 および写真 4.2-1 に示す二軸載荷装置を使用し、所定の圧縮軸力 N を導入後（梁試験体は圧縮軸力ゼロ）、片持ち形式の試験体に両振り水平の正負繰返しモーメントを漸増載荷した。加力サイクルは部材角 R （スタブ間の相対水平変位をせん断スパンで除した値）を変位制御し、柱試験体は $R=\pm 0.125\% \text{rad.}$ を 1 サイクル行なった後、次に $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ を 2 サイクル、 $R=\pm 0.50\% \text{rad.}$ を 2 サイクル行い、それ以後は直前の振幅に対して R を $\pm 0.5\% \text{rad.}$ 漸増させる正負繰返し載荷を 2 サイクルずつ行って、 $R=\pm 2.0\% \text{rad.}$ 以降は直前の振幅に対して R を $\pm 1.0\% \text{rad.}$ 漸増させ正負繰返し載荷を 2 サイクルずつ行った。顕著な耐力低下を生じるか、最大 $\pm 5.0\% \text{rad.}$ の振幅で実験を終了した。

圧縮軸力 N に関して、せん断破壊する SRC 柱の実験と同様に F_c18 の試験体は、 $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ （ここに、 cN_u はコンクリート部分の圧縮耐力、 sN_u は鉄骨部分の圧縮耐力）を設計時に想定された SRC 建物の柱軸力として設定した。 F_c9 の試験体は、 F_c18 で $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ で設計された柱に対して、実際のコンクリート圧縮強度 σ_B が 9N/mm^2 程度しかなく、 $N=0.3cN_u+0.5sN_u$ の圧縮軸力を受けている柱を想定して柱軸力を設定した。

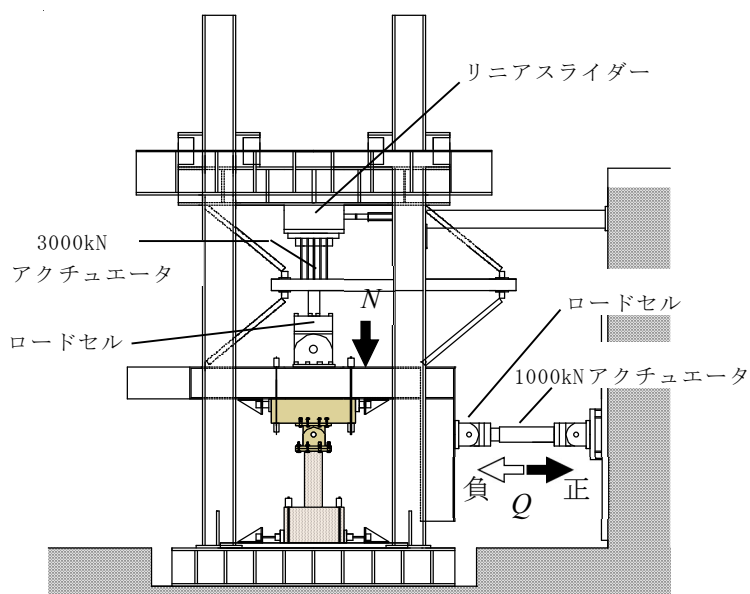
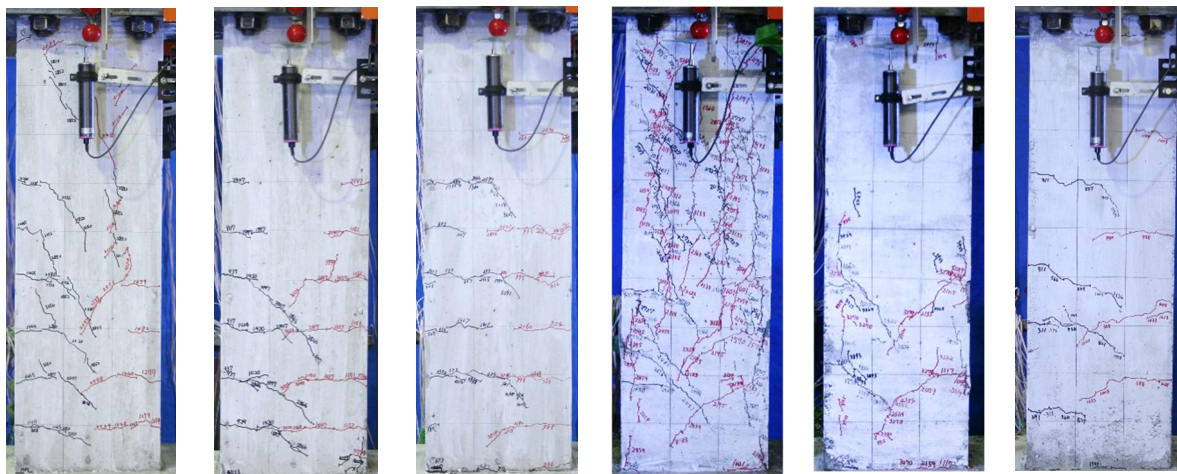


図 4.2-3 載荷装置

4.3 実験結果および考察

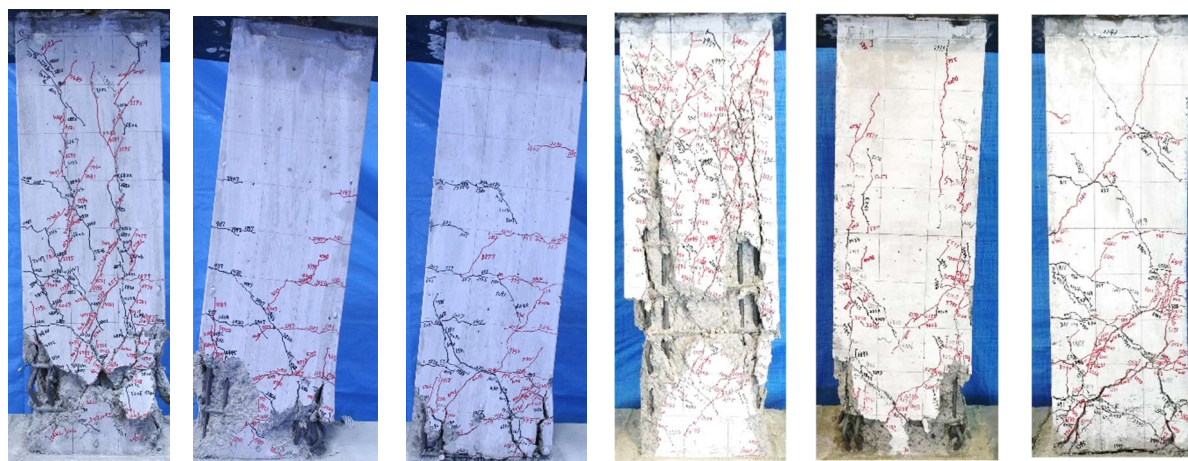
4.3.1 破壊性状

全ての試験体の最大耐力に達した時を写真 4.3-1 と最終破壊状況を写真 4.3-2 に示す。



C18CC (R=1.5%rad) C18HC (R=1.5%rad) B18HN (R=1.5%rad) C09CC (R=2.0%rad) C09HC (R=1.5%rad) B09HN (R=1.5%rad)

写真 4.3-1 最大耐力時の破壊状況



C18CC (R=5.0%rad) C18HC (R=10.0%rad) B18HN (R=10.0%rad) C09CC (R=5.0%rad) C09HC (R=10.0%rad) B09HN (R=10.0%rad)

写真 4.3-2 実験終了時の破壊状況

ひび割れの発生進展状況によるとコンクリートの圧縮強度が同様の試験体の場合、十字形鉄骨を内蔵された SRC 柱は実験の最大値が大きくてひび割れの形状も激しいことは確認できた。一方、H 字形鉄骨を内蔵された SRC 柱は十字形鉄骨を内蔵された比較して正面でのひび割れが試験体の中央まで進展していない。軸力を導入されていない H 字形鉄骨を内蔵された SRC 梁は、小振幅から部材の隅角部を中心にしてひび割れが発生し、最大耐力も柱試験体と比較すると低かった。

コンクリートの圧縮強度に関わらず、実験終了時は十字形鉄骨を内蔵されている SRC 柱は正面全体で鉄骨に沿った位置に付着ひび割れが激しくなった。鉄骨形状が同様な試験体の場合、普通強度のコンクリートを用いた試験体は（材端）柱脚部に集中してひび割れが拡大したが、低強度コンクリートを有する試験体は実験振幅の変形が大きくと共に柱脚部から試験体全体にひび割れが進展した。

4.3.2 履歴特性

全試験体のせん断力 Q と部材角 R の履歴曲線を図 4.3-1 に示す。せん断力 Q は水平力の計測値 H に対して軸力 N の作用による PA 効果を考慮した値である。図中の一点鎖線は SRC 耐震診断基準に示される終局曲げ強度の計算値 Q_{mu} である。

SRC 柱に関して、C18CC 試験体は $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ で両角から試験体の正面へ曲げひび割れが発生し、その後、せん断ひび割れ、 $R=\pm 1.00\% \text{rad.}$ の振幅から主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生した。 $R=\pm 1.50\% \text{rad.}$ の振幅で最大耐力に達した。その後の振幅でひび割れの拡大と共にコンクリートの損傷が進んだ。最大耐力に達した後、曲げひび割れおよび付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、柱脚部でのコンクリートが圧壊しながら徐々に耐力低下した。履歴ループはややスリップ特性となった。部材角 $R=\pm 5.00\% \text{rad.}$ が限界変形角となった。

C18HC 試験体は $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ で両角から試験体の正面で曲げひび割れが発生し、 $R=\pm 1.00\% \text{rad.}$ の振幅から柱脚部で曲げ圧縮ひび割れが発生した。部材角 $R=\pm 1.50\% \text{rad.}$ で最大耐力に達した。その後振幅を増大させると柱脚部のひび割れ拡大と共にコンクリートの損傷が進んだ。部材角が漸増するに従って柱脚部にコンクリート圧壊した。最大耐力に達した後やや耐力低下したが、履歴ループの形状は脆性的な挙動を示すことはなく、実験終了まで軸力を保持していた。

C09CC 試験体は $R=\pm 0.50\% \text{rad.}$ で両角に曲げひび割れが発生した。部材角 $R=\pm 1.00\% \text{rad.}$ から主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れ、柱脚部で曲げ圧縮ひび割れが発生した。その後の振幅ではせん断付着ひび割れが試験体全面へと進展し、 $R=+2.00\% \text{rad.}$ 、 $R=-3.00\% \text{rad.}$ で最大耐力に達した。その後の振幅では、曲げひび割れおよび付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、かぶりコンクリートが剥離した。最大耐力に達した後やや耐力低下したが、履歴ループの形状は脆性的な挙動を示すことはなく、ややスリップ特性となった。しかし、最後の部材角まで限界変形角に達することなし、実験終了まで軸力を保持していた。

C09HC は $R=\pm 0.50\% \text{rad.}$ の振幅で曲げひび割れが発生し、部材角 $R=\pm 1.00\% \text{rad.}$ で曲げ圧縮ひび割れが発生した。その後、曲げ圧縮ひび割れが柱脚部へ進展し、 $R=\pm 1.00\% \text{rad.}$ の振幅で最大耐力に達した。最大耐力後、主筋あるいは鉄骨フランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生した。その後の振幅では、曲げひび割れおよび付着ひび割れが拡幅して、コンクリートの損傷が進み、柱脚部のコンクリートが圧壊した。最大耐力に達した後も、

実験終了時まで耐力低下せず、履歴ループの形状は膨らんだままで、水平力と軸力を保持している。

SRC 梁に関して、B18HN 試験体は部材角 $R=\pm 0.25\%$ rad.で曲げひび割れが発生した。 $R=\pm 1.00\%$ rad.の振幅で曲げ圧縮ひび割れが発生すると共に最大耐力に達した。その後の振幅では、曲げひび割れが柱脚部へ拡幅して、コンクリートの損傷が進み、柱脚部のコンクリートが圧壊した。最大耐力に達した後一時やや耐力低下したが、その後再び実験終了時まで耐力上昇傾向となった。履歴ループの形状は最後の部材角まで一定の形を保持している。

B09HN は $R=\pm 0.25\%$ rad.の振幅で曲げ割れが発生し、部材角 $R=\pm 0.25\%$ rad.で曲げ圧縮ひび割れが柱脚部に発生した。その後の振幅で曲げひび割れが柱脚部へ拡幅し、 $R=\pm 1.00\%$ rad.の振幅で最大耐力に達した。 $R=\pm 4.00\%$ rad.の振幅以降は試験体中央へ斜めひび割れが進展した。その後、曲げひび割れが柱脚部へ拡幅して、コンクリートの損傷が進んだ。最大耐力に達した後一時やや耐力低下したが、その後再び実験終了時まで耐力上昇傾向となった。履歴ループの形状は最後の部材角まで一定の形を保持している。

いずれの試験体も最終的には柱脚部で曲げ圧縮破壊した。 $Q-R$ 関係を見ると、鉄骨形状が十字形に内蔵されている C18CC と C09CC は、最大耐力後耐力低下を生じているが、H 字形に内蔵されている他の柱および梁試験体は最大耐力に達した以降も耐力低下を生じていなかった。鉄骨形状が十字形に内蔵されている SRC 柱 C18CC はコンクリートの破壊の進展と共にコンクリートが負担している圧縮力が小さくなって、最終の振幅に限界変形角に達し、履歴ループはせん断圧縮破壊する RC 柱^{[4.5],[4.6]}と SRC 柱と同様のスリップ性状を示し、エネルギー吸収能力に乏しい形状となったが、実験終了まで軸力を保持していた。それ以外の試験体は、十字形に内蔵されている試験体で最終的には強軸フランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式と最終的には柱脚部で曲げ圧縮破壊となったが、いずれの試験体とも限界変形角に達することはなかった。C18CC 以外の試験体は低強度コンクリートであっても、せん断圧縮破壊する RC 柱や非充腹型 SRC 部材ほど脆性的な挙動を示すことはなく、実験終了まで一定の履歴ループを保ち、軸力を保持している。

同一軸力比と鉄骨形状を有する試験体において、コンクリートの圧縮強度が大きくなるほど最大耐力は増大した。しかしながら、鉄骨形状が十字形に内蔵されている SRC 柱は最大耐力後の耐力低下は大きくなり、変形性能は小さくなった。一方、軸力導入のない梁試験体においては、コンクリートの圧縮強度が大きにより最大耐力の変化はほぼ見えなかつ

た。既往の研究においても曲げ破壊する SRC 部材に関してはコンクリートの破壊の進展と共にコンクリートが負担している圧縮力が小さくなっても、コンクリートが負担していた圧縮力を鉄骨が代わりに負担することで優れた変形能力を有することが実験的・理論的に明らかにされている^[4,7]。

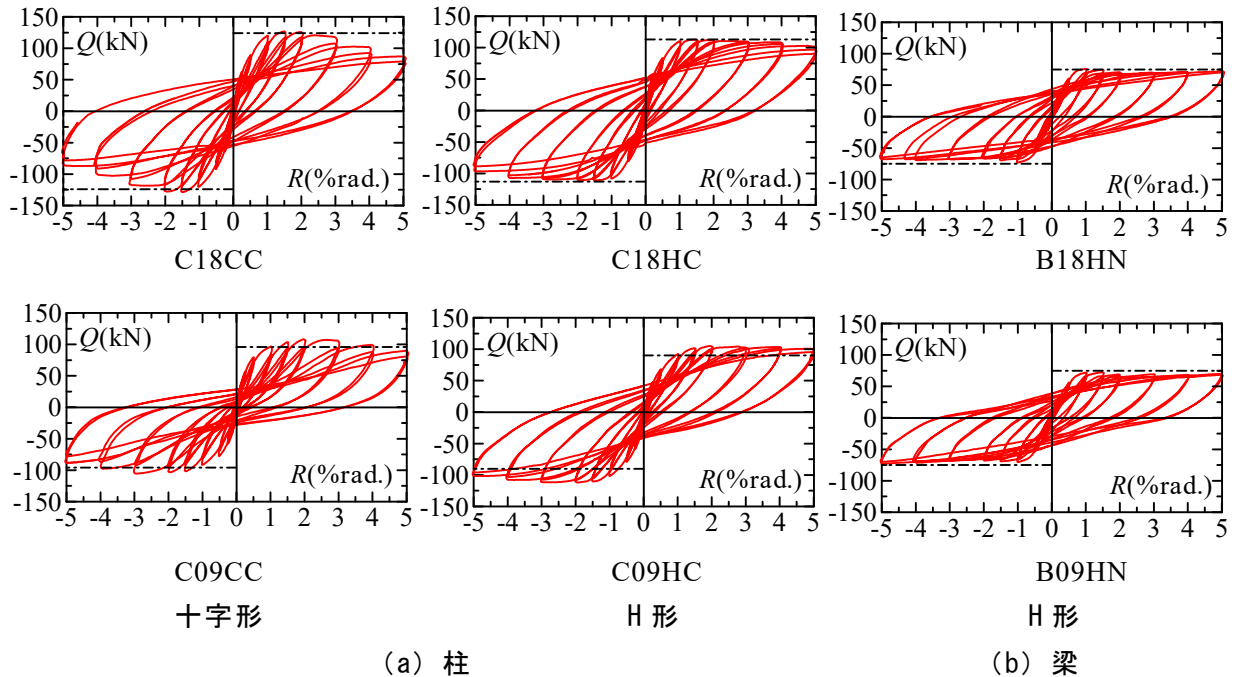


図 4.3-1 履歴曲線

最大耐力後の耐力低下について検討するため、同様のコンクリート強度あるいは鉄骨形状を用いた試験体の正側の骨格曲線を図 4.3-2、図 4.3-3 にそれぞれ示す。縦軸はせん断力 Q 、横軸は部材角 R とした。

同様なコンクリート圧縮強度を有する試験体を比較すると普通コンクリート強度 (18N/mm^2) の試験体では軸力が大きく、鉄骨量の多い試験体ほど最大耐力が大きくなるが、最大耐力以降の耐力低下が大きくなった。十字形鉄骨を内蔵された C18CC は鉄骨あるいは主筋に沿った位置で付着ひび割れの拡大に従い部材角の漸増と共に耐力低下した。一方、低強度コンクリートを有する試験体では、鉄骨量の多いことによる最大耐力の差異はなく、最大耐力以降の耐力低下が大きくなった。特に、C09CC は鉄骨あるいは主筋に沿った位置で付着ひび割れの発生より鉄骨量に関わらず、C09HC とほぼ同じ最大耐力となり、最大耐力以降の耐力低下が大きくなった。十字形鉄骨を内蔵された試験体は最大耐力以降の耐力低下が大きくなった理由として、付着ひび割れ拡幅でコンクリートの破壊が進行するに従い、コンクリートの負担する抵抗力が低下するためと考えられる。その影響よ

り、低強度コンクリートの場合 C09CC は、小振幅からコンクリートの負担減少が激しく、骨格曲線の形状はコンクリート破壊の少ない C09HC と比較して低くなっていると考えられる。

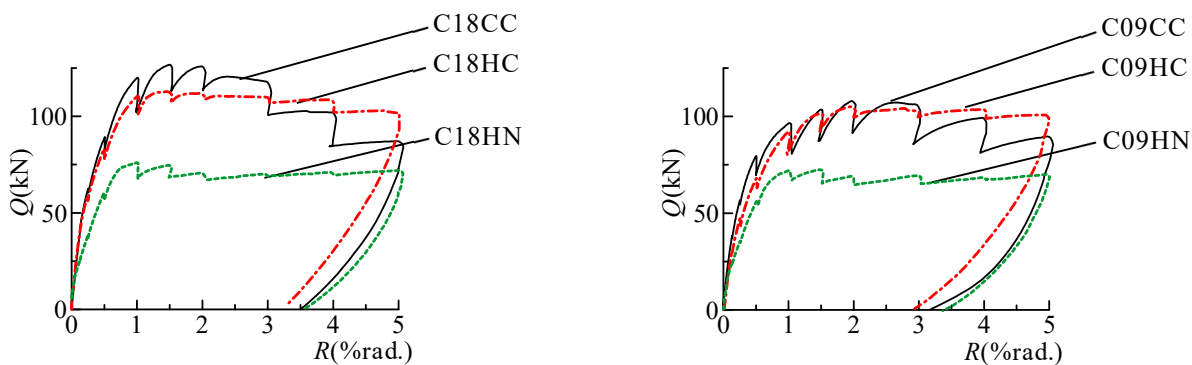


図 4.3-2 同一コンクリート強度を用いた試験体の骨格曲線

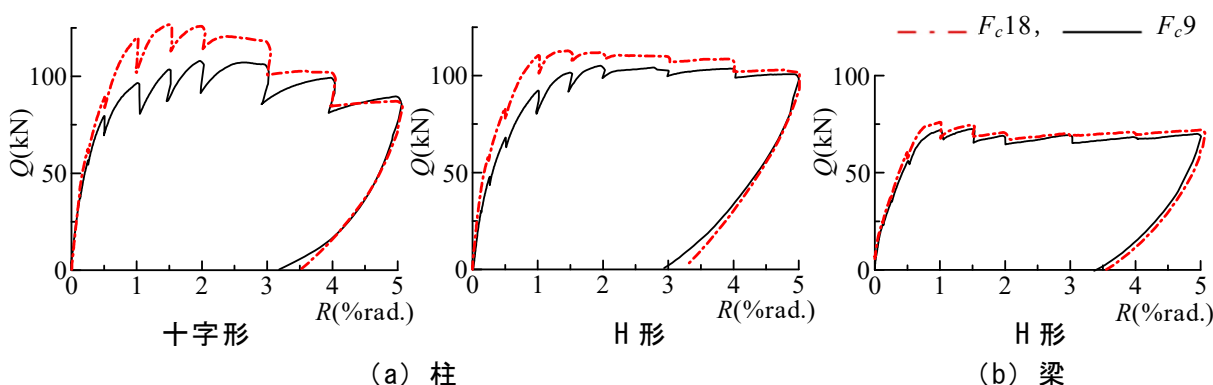


図 4.3-3 同一鉄骨形状を用いた試験体の骨格曲線

同一軸力比と鉄骨形状を有する試験体においては、コンクリートの圧縮強度が大きくなるほど最大耐力は増大した。図 4.3-3 に示すように軸力が大きくて鉄骨量の多い試験体ほど、コンクリート強度の高低より最大耐力の差異がある。しかし、軸力を負担していない梁試験体は理論通りコンクリート強度に関わらず、最大耐力と骨格曲線形状はほぼ同じとなった。

本実験では、鉄骨の形式と形状に関わらず実験終了まで軸力保持能力は失われていない。SRC 規準・第 6 版^[4.8]では式 4.3-1 を満足すれば、 $R=\pm 1.0\%$ 程度の変形能力を確保できることが示されており、本実験における柱の軸力はいずれも満足しており、低強度コンクリートの SRC 柱に対しても適用できることがわかった。

$$N \leq \frac{1}{3} cN_u + \frac{2}{3} sN_u \quad (4.3-1)$$

4.4 終局曲げ強度

4.4.1 耐震診断の終局曲げ強度評価式

(a) 柱

日本建築防災協会の SRC 耐震診断基準^[4.1]では、コンクリートの圧縮強度が 13.5N/mm^2 以上であることを適用範囲とし、対称断面鉄骨を有する SRC 柱の終局曲げ強度は、鉄骨形式に関わらず、RC 診断基準に示された RC 部の終局曲げ強度によって決まる $N_{ru}-M_{ru}$ 相関関係に鉄骨部の $N_{su}-M_{su}$ 相関関係を単純累加して求められた式が示されている。なお、SRC 部材の曲げモーメントの計算において、終局曲げ強度 M_u の各計算式および軸力 N_u の範囲を決める各計算式は章末の付録 4.4-1 に示す。

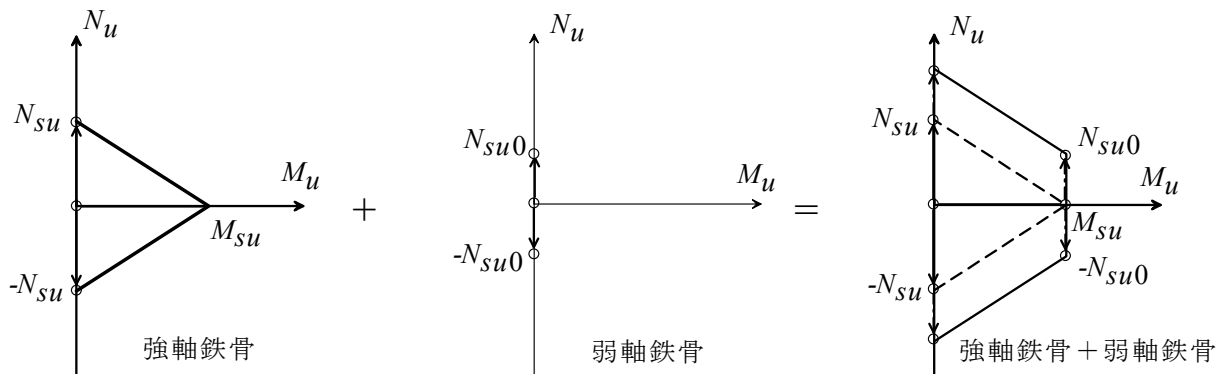


図 4.4-1 鉄骨部の $N_{su}-M_{su}$ 相関関係（対称断面鉄骨の場合）

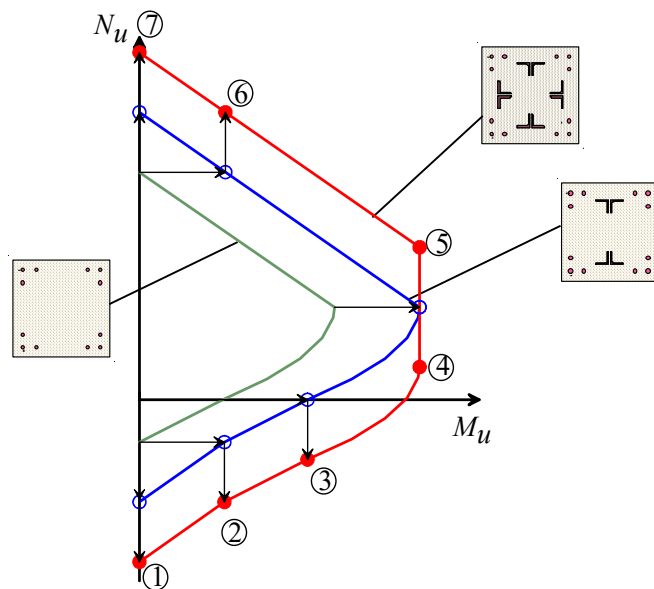


図 4.4-2 SRC 柱の N_u-M_u 相関関係（対称断面鉄骨の場合）

SRC 耐震診断基準^[4.1]より鉄骨部の N_{su} - M_{su} 相関関係は図 4.4-1 に示すように、鉄骨形状は強軸方向（H 形）の場合、強軸鉄骨の軸強度 N_{su} と曲げ強度 M_{su} からなる N_{su} - M_{su} 相関関係と表して、鉄骨形状は十字形の場合強軸鉄骨の軸強度 N_{su} と曲げ強度 M_{su} からなる N_{su} - M_{su} 相関関係と弱軸鉄骨の軸強度 N_{su0} の寄与分を累加して求めることが示されている。また、図 4.4-2 に対称断面鉄骨を用いられている SRC 柱の終局曲げ強度を RC 部および強軸鉄骨と弱軸鉄骨の寄与分をそれぞれ表した格子形 SRC 長方形断面柱の N_u - M_u 相関関係を示す。図 4.4-2 に示すように軸力の大きさによって分けされる終局曲げ強度式を用いて、本実験の各試験体の軸力に対応した算定式を下に表す。

軸力 $N_u=600\text{kN}$ を導入して実験を行った C18CC および C09CC 試験体に対して終局曲げ強度 M_u の計算式は

$$M_u = M_{mu} + M_{cu} + M_{su} \quad (4.4-1)$$

軸力 $N_u=420\text{kN}$ を導入して実験を行った C18HC 試験体に対して終局曲げ強度 M_u の計算式は

$$M_u = (M_{mu} + M_{cu}) \cdot \frac{N_6 - N}{N_6 - N_5} + M_{su} \quad (4.4-2)$$

軸力 $N_u=420\text{kN}$ を導入して実験を行った C09HC 試験体に対して終局曲げ強度 M_u の計算式は

$$M_u = M_{mu} + 0.5N_T \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N_T}{b \cdot D \cdot F'_C}\right) + M_{su} \quad (4.4-3)$$

として試験体の軸力に応じて算定した終局曲げ強度 M_u の各計算式を 式 4.4-1～式 4.4-3 にそれぞれの式によって検討した。

図 4.4-3 に SRC 耐震診断基準より求められた、各 SRC 柱の軸力-曲げモーメント N_u - M_u 相関曲線を示す。図中には対応する試験体の実験値をプロットした。また、図中には RC 部分および鉄骨部分の N_u - M_u 相関曲線も表している。全ての試験体の実験値は相関図線上又は外側にあり計算値を上回っている。特に、低強度コンクリートの試験体では相関図線との差が大きく、コンクリートが負担していた圧縮力に加えて鉄骨の負担することで優れた変形能力を有することが考えられる。

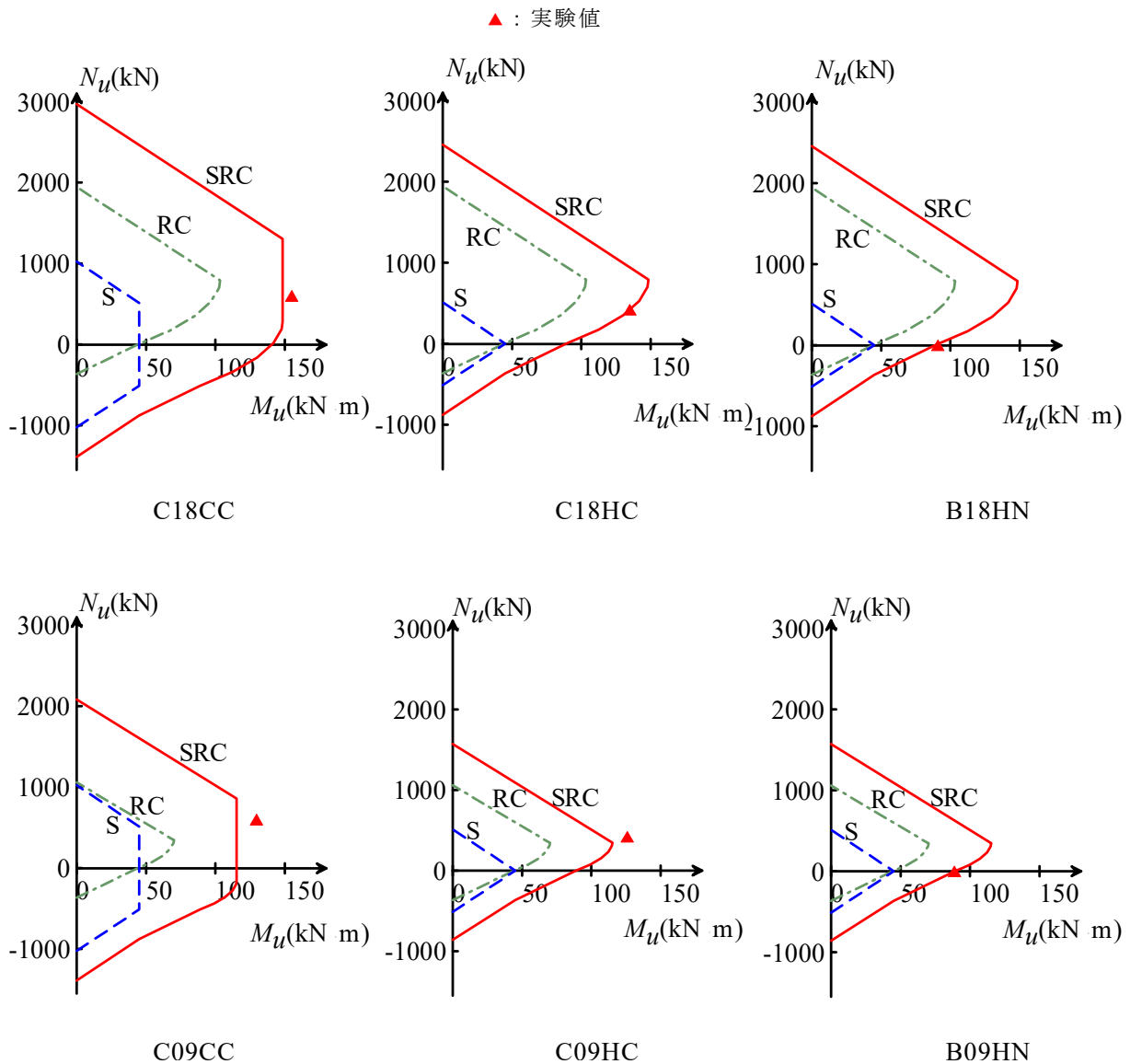


図 4. 4-3 N_u - M_u 相関関係

(b) 梁

日本建築防災協会の SRC 耐震診断基準^[4.1]では、コンクリートの圧縮強度が 13.5N/mm^2 以上であることを適用範囲とし、非充腹型 SRC 梁部材の終局曲げ強度の場合式 4. 4-4 により定められている。

$$M_u = 0.9 r a_t \cdot r \sigma_y \cdot d + s a_t \cdot s \sigma_y \cdot r j \quad (4.4-4)$$

ここに、 $r \sigma_y$: 主筋の降伏点強度 (N/mm^2)

d : 鉄筋コンクリート部分の有効せい (mm)

$s a_t$: 格子形の引張側鉄骨断面積 (mm^2)

$s \sigma_y$: 鉄骨の降伏点強度 (N/mm^2)

$r j$: 格子形の鉄骨部分の応力中心間距離 (mm)

全ての試験体において、SRC部分の終局曲げ強度時のせん断力 Q_{mu} は計算式 4.4-5 より行う。計算値 Q_{mu} と実験における最大値 Q_{exp} との比較を図 4.4-4 に示す。

$$Q_{mu} = M_u / h_0 \quad (4.4-5)$$

ここに、 M_u : SRC部分の終局曲げ強度 (kN・mm)

h_0 : せん断スパン (mm)

計算値 Q_{mu} と最大強度の実験値 Q_{exp} を比較すると Q_{exp}/Q_{mu} は 1.00~1.17 となり、計算値と実験値はよく対応している。また、全ての試験体は安全側の評価されている。

柱) \triangle : F_c18 , \blacktriangle : F_c9 , 梁) \circ : F_c18 , \bullet : F_c9

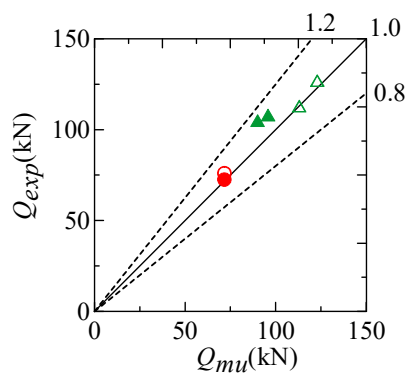


図 4.4-4 実験値と耐震診断式の計算値

4.4.2 累加強度の終局曲げ強度評価式

SRC 部材の終局曲げ強度に関しては、日本建築学会 SRC 構造計算規準の初版から、累加強度理論に基づく計算方法が採用されており、広く浸透している。累加強度理論式は、SRC 断面を図 4.4-5 に示すようにそれらの構成する部分の終局強度の和、あるいは、鉄骨部分、鉄筋部分、コンクリート部分の各要素に分け、各要素に軸力を負担させ、それぞれの終局曲げモーメントの和が SRC 部材の終局曲げ強度として求める計算式である。柱や梁に鉄骨を含む SRC 断面の終局曲げ強度を M_{uA} 、軸力を N_{uA} とすると、累加強度による終局曲げ強度は式 4.4-6、式 4.4-7 にそれぞれ表される。

$$M_{uA} = cM_{uA} + rM_{uA} + sM_{uA} \quad (4.4-6)$$

$$N_{uA} = cN_{uA} + rN_{uA} + sN_{uA} \quad (4.4-7)$$

ここに、 cM_{uA} 、 cN_{uA} ：コンクリート部分の曲げモーメントと軸力

rM_{uA} 、 rN_{uA} ：主筋部分の曲げモーメントと軸力

sM_{uA} 、 sN_{uA} ：鉄骨部分の曲げモーメントと軸力

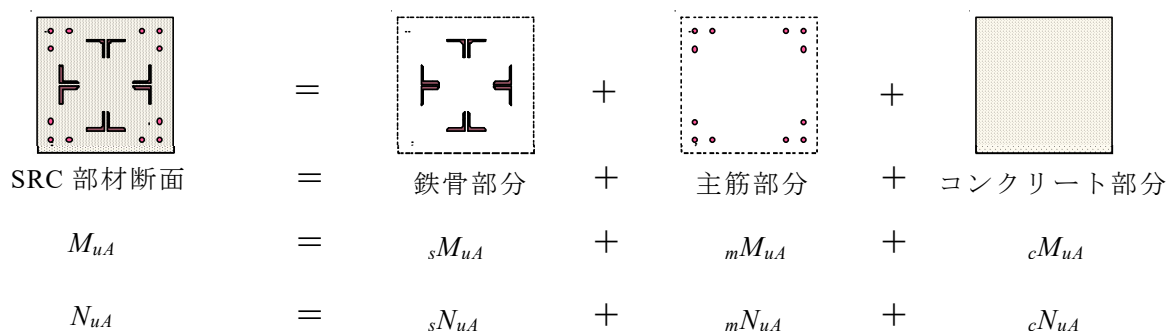
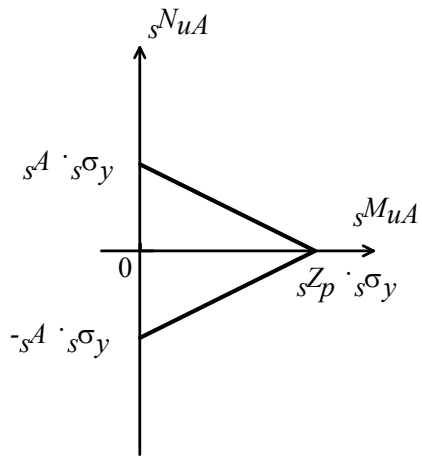


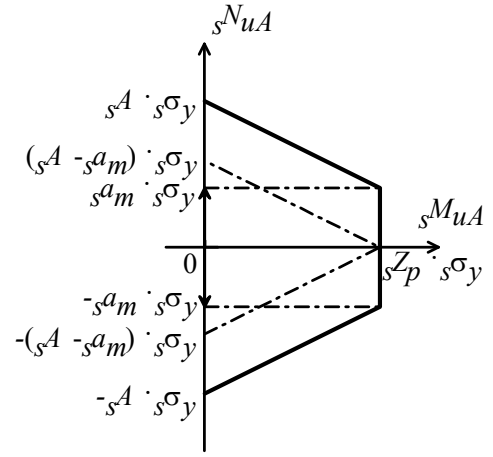
図 4.4-5 累加強度による終局曲げ強度

具体的に展開された断面を構成する各要素の計算式を付録 4.4-2～付録 4.4-4 に示す。

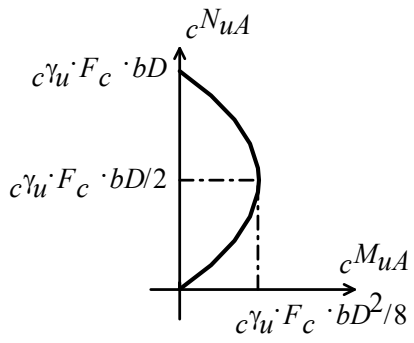
SRC 構造計算規準より鉄骨部、コンクリート部および主筋部の N_{uA} - M_{uA} 相関関係は図 4.4-6 に示す。そして、一般化累加強度に基づく終局曲げ強度は、それらの構成する部分の累加により、格子形 SRC 断面の軸力-曲げモーメントにおいて N_{uA} - M_{uA} 相関関係は図 4.4-7 のようにに表される。



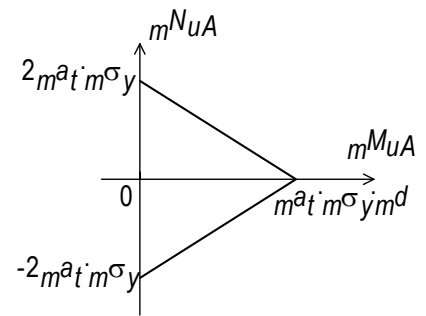
強軸方向（H字形）鉄骨部分



充字形鉄骨部分



コンクリート部材



鉄筋部

図 4.4-6 各要素の相関関係

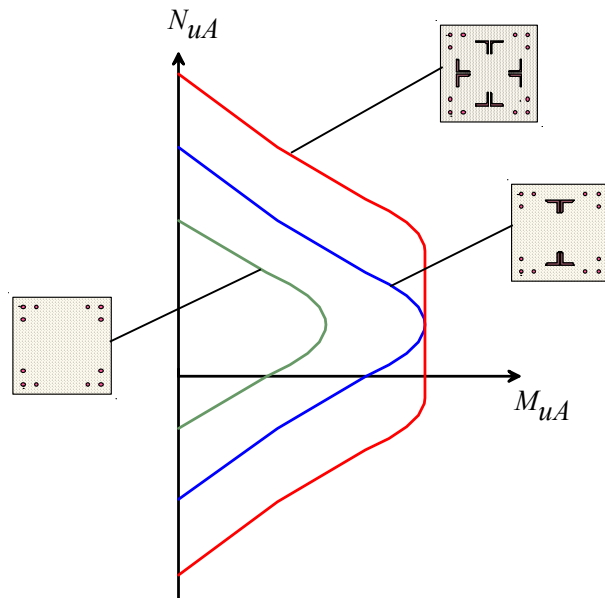


図 4.4-7 N_{uA} - M_{uA} 相関関係

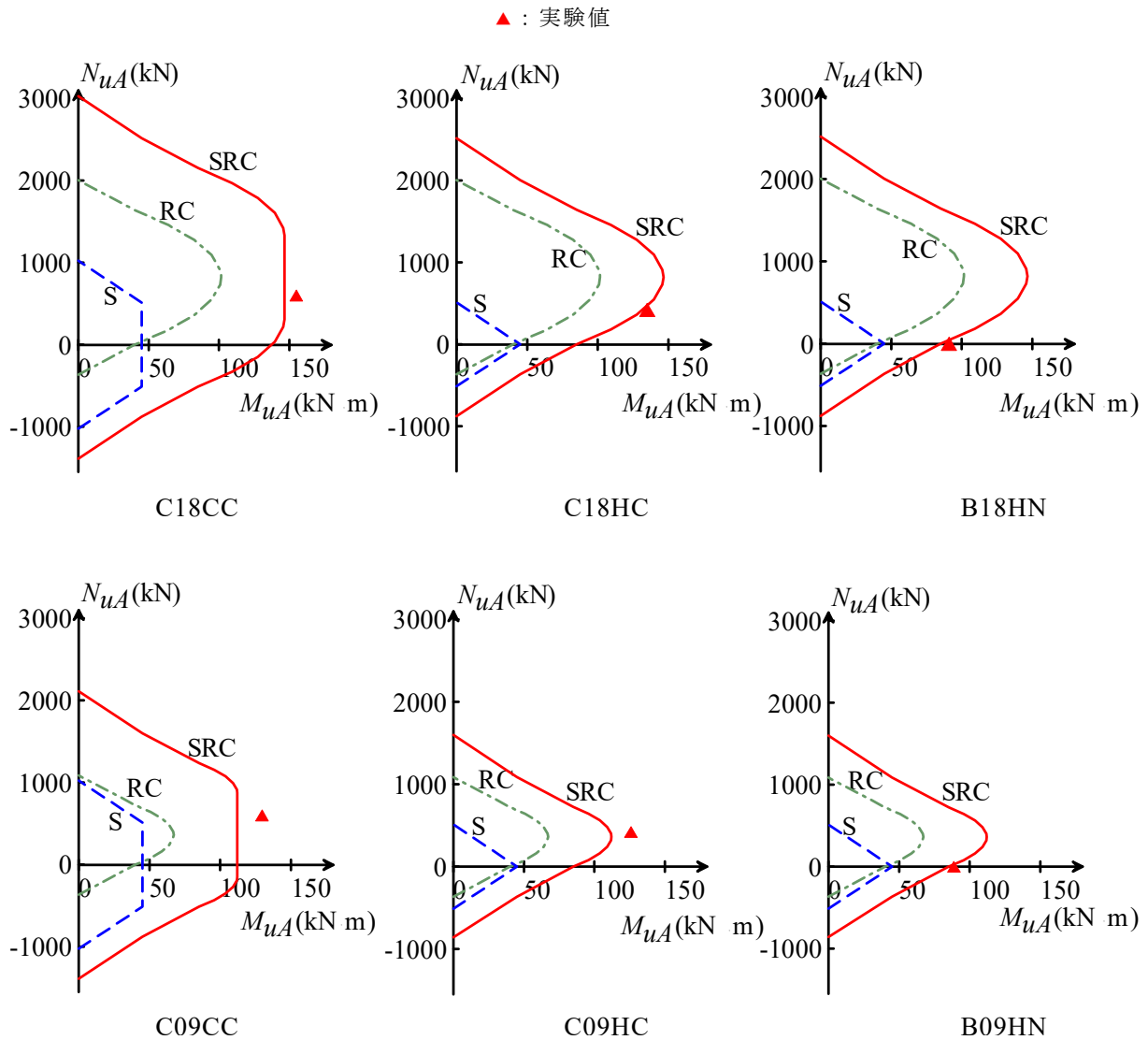


図 4.4-8 N_{uA} - M_{uA} 相関関係

本論文における各試験体の軸力-曲げモーメントの N_{uA} - M_{uA} 相関曲線を図 4.4-8 に示す。図中には対応する試験体の計算値および実験値をプロットした。また、図中には RC 部分および鉄骨部分の相関曲線も表している。使用されている鉄骨形状やコンクリートの圧縮強度に関わらず、全ての試験体に関して実験値は計算値を上回っている。特に、軸力を導入されていない B18HN と B09HN の梁試験体は理論的にコンクリートの圧縮強度の異なりに影響なく、実験値と計算値に差異は見られなかった。

一般化累加強度式より求めた終局曲げ強度に基づく全ての試験体において終局曲げ強度時のせん断力 Q_{muA} は計算式 4.4-8 より行う。

$$Q_{muA} = 2 \cdot M_{uA} / h_0 \quad (4.4-8)$$

ここに、 M_{uA} : SRC 部材の終局曲げ強度 (kN・mm)

h_0 : 試験体の内法長さ (mm)

一般化累加強度式より求めた終局曲げ強度の計算値には、SRC 規準に従いコンクリート圧縮強度の低減係数 $c\gamma_U$ を考慮している。計算値 Q_{muA} と実験における最大値 Q_{exp} の比較を図 4.4-9 に示す。計算値 Q_{muA} と最大強度の実験値 Q_{exp} を比較すると Q_{exp}/Q_{muA} は 1.02~1.16 となり、計算値と実験値はよく対応している。SRC 規準の終局強度理論によって終局耐力を算定する場合、終局耐力時に鋼材が降伏していない場合を考慮できるため、圧縮軸力に関わらず実験値を精度よく評価できることが明らかとなっている^[4.9]。本実験ではいずれの試験体に対しても最大耐力時に鋼材が降伏していなかったため、全ての試験体は安全側に評価されている。

柱) \triangle : F_c18 , \blacktriangle : F_c9 , 梁) \circ : F_c18 , \bullet : F_c9

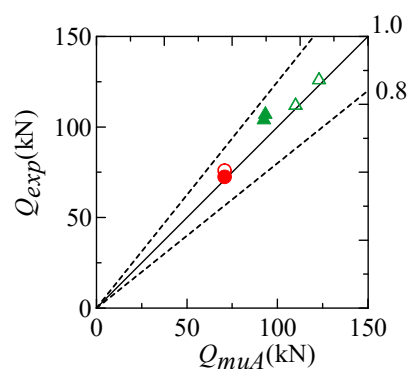


図 4.4-9 実験値と累加強度式の計算値

4.4.3 丸鋼主筋のすべりを考慮した終局曲げ強度評価式

既存の低強度コンクリート建物は主に 1970 年前後に建てられたものであり、その多くに丸鋼が用いられている。主筋が丸鋼で低強度コンクリートを用いた RC 部材の曲げ強度に関して既往の研究では、曲げ強度に関して主筋の抜け出しにより耐力が計算値に達しない場合があることが報告されている。コンクリートと主筋の付着力が喪失することにより、

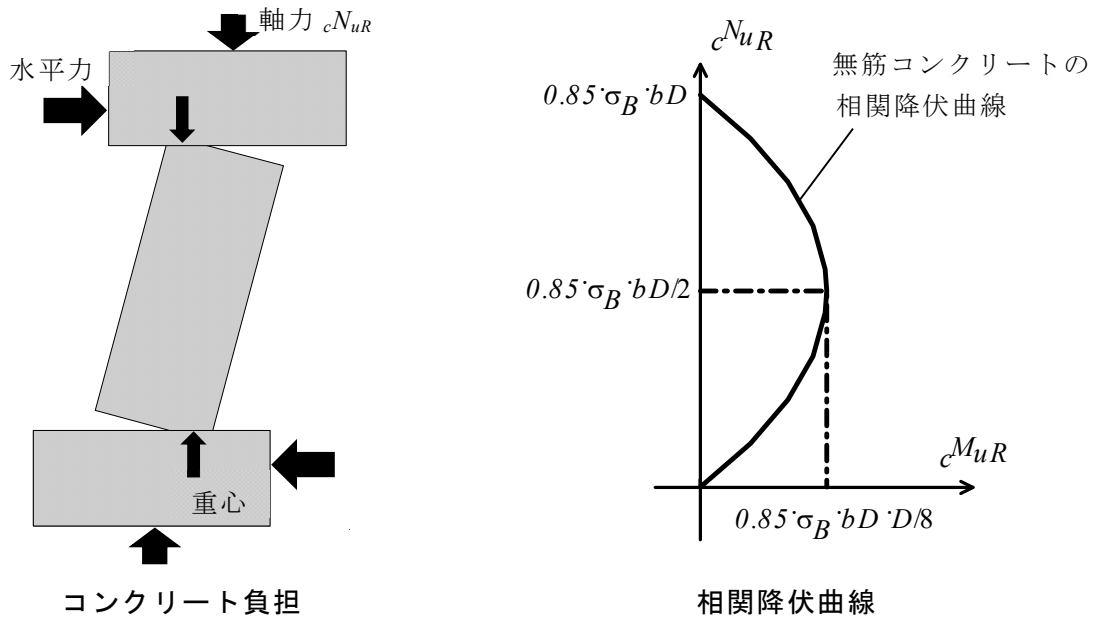


図 4.4-10 cN_{uR} - cM_{uR} 相関関係

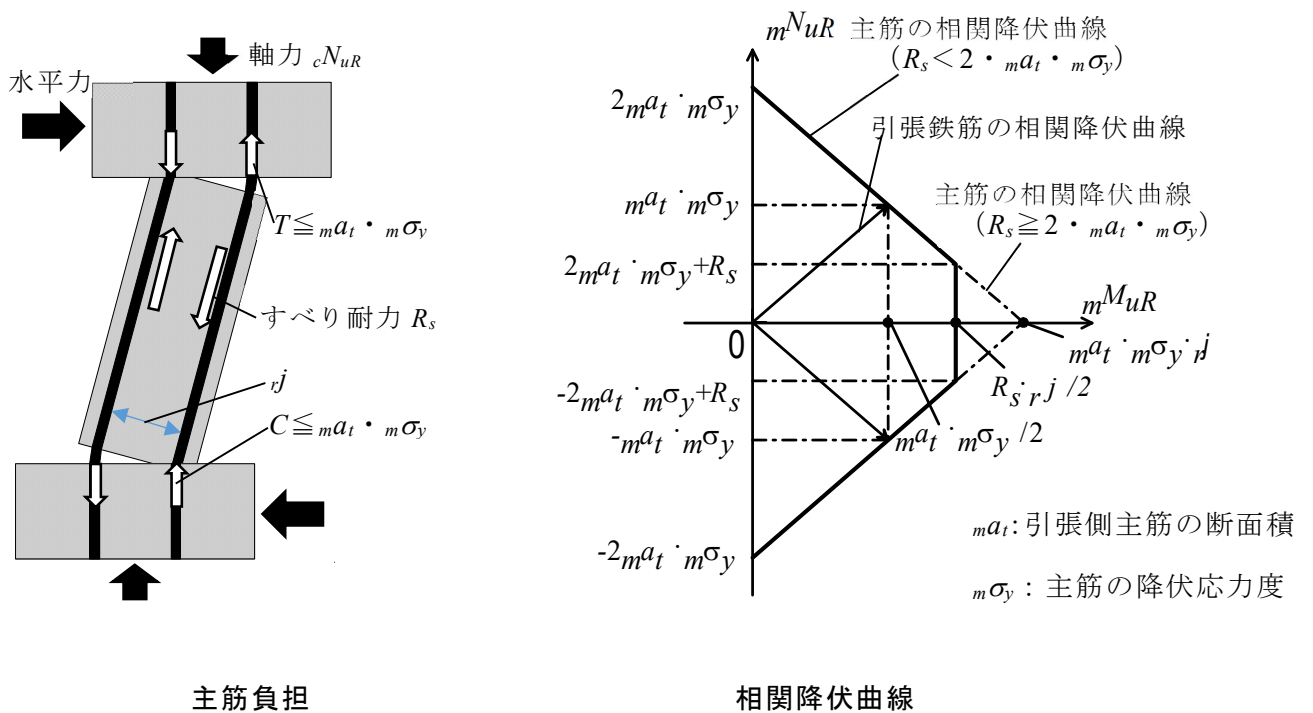


図 4.4-11 mN_{uR} - mM_{uR} 相関関係

鉄筋が降伏していない場合において主筋の mN_{uR} - mM_{uR} 関係を低減することで RC 柱の終局曲げ強度を評価している^[4.10]。図 4.4-10 に無筋コンクリートの cN_{uR} - cM_{uR} 相関曲線、図 4.4-11 にすべりを考慮した主筋の mN_{uR} - mM_{uR} 相関降伏曲線を示す。図 4.4-11 のように、主筋のすべり耐力 R_s と軸力 $mN_{uR}(=2 \cdot m a_t \cdot m \sigma_y)$ の関係に基づき、 $R_s < mN_{uR}$ の場合、主筋の曲げモーメント mM_{uR} を低減することで、RC 柱の曲げ終局強度を評価する方法がある。主筋の柱内法長さのすべり耐力 R_s は式 4.4-9 により算定する。図 4.4-10 と図 4.4-11 の和を基づいて主筋のすべりを考慮した RC 柱の rM_{uR} - rN_{uR} 相関降伏曲線を図 4.4-12 に示すように、軸力の大きさによって場合分けされる終局曲げ強度式を一般累加により求めて提案されている^[4.11]。文献^[4.11]で提案された式を用いて、本研究では主筋のすべりを考慮した提案式を SRC 部材の評価へ拡張し、鉄筋コンクリートの rM_{uR} - rN_{uR} 相関降伏曲線に図 4.4-1 に表す鉄骨部分 N_{su} - M_{su} 相関関係を累加した算定式を提案する。具体的に提案された計算式を $R_s < mN_{uR}$ の場合は付録 4.4-5、 $R_s \geq mN_{uR}$ の場合は付録 4.4-6 に示す。

$$R_s = n_t \cdot \tau_b \cdot \psi \cdot h \quad (4.4-9)$$

ここに、 n_t : 引張主筋の本数 (本)

τ_b : 主筋の短期許容付着応力度 (N/mm²)

特に丸鋼の場合は、

$$\tau_b = 1.5 \times \min\left(\frac{6\sigma_B}{100}, 1.35\right)$$

ψ : 引張鉄筋の周長 (mm)

h : 柱の内法長さ (mm)

本実験では、低強度コンクリートを有する試験体は $R_s < 2 \cdot a_s \cdot \sigma_y$ となったが、普通コンクリート強度の試験体は $R_s > 2 \cdot a_s \cdot \sigma_y$ となった。そのため、低強度コンクリートを有する試験体に関しては付録 4.4-5 より検討を行った。検討した試験体の軸力-曲げモーメントの関係 N_{uR} - M_{uR} 相関曲線は図 4.4-13 に示す。図中には対応する試験体の実験値をプロットした。また、図中には RC 部分および鉄骨部分の相関曲線も表している。使用されている鉄骨形状に関わらず、全ての試験体に関して実験値は計算値を上回っている。

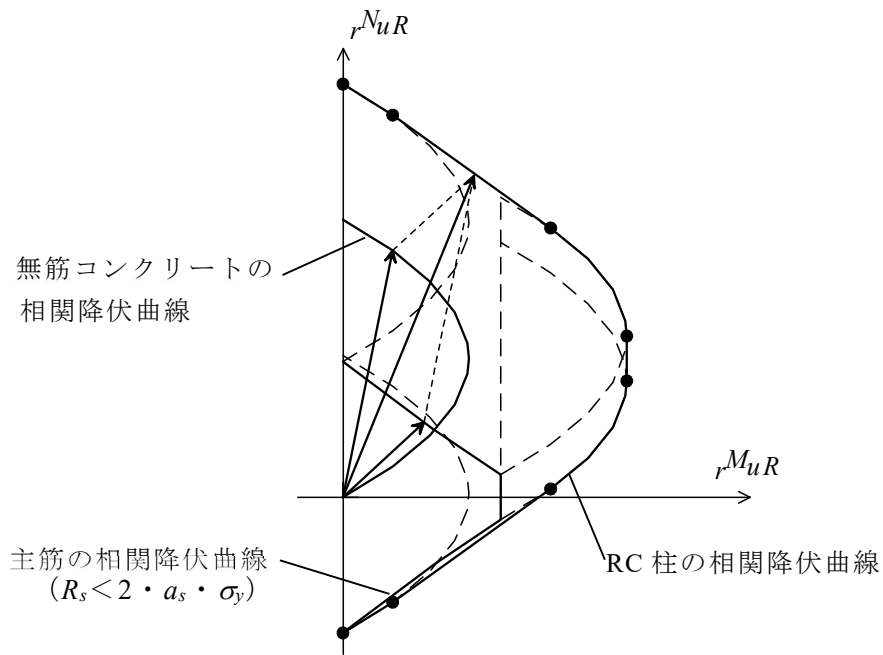


図 4.4-12 rN_{uR} - rM_{uR} 相関関係

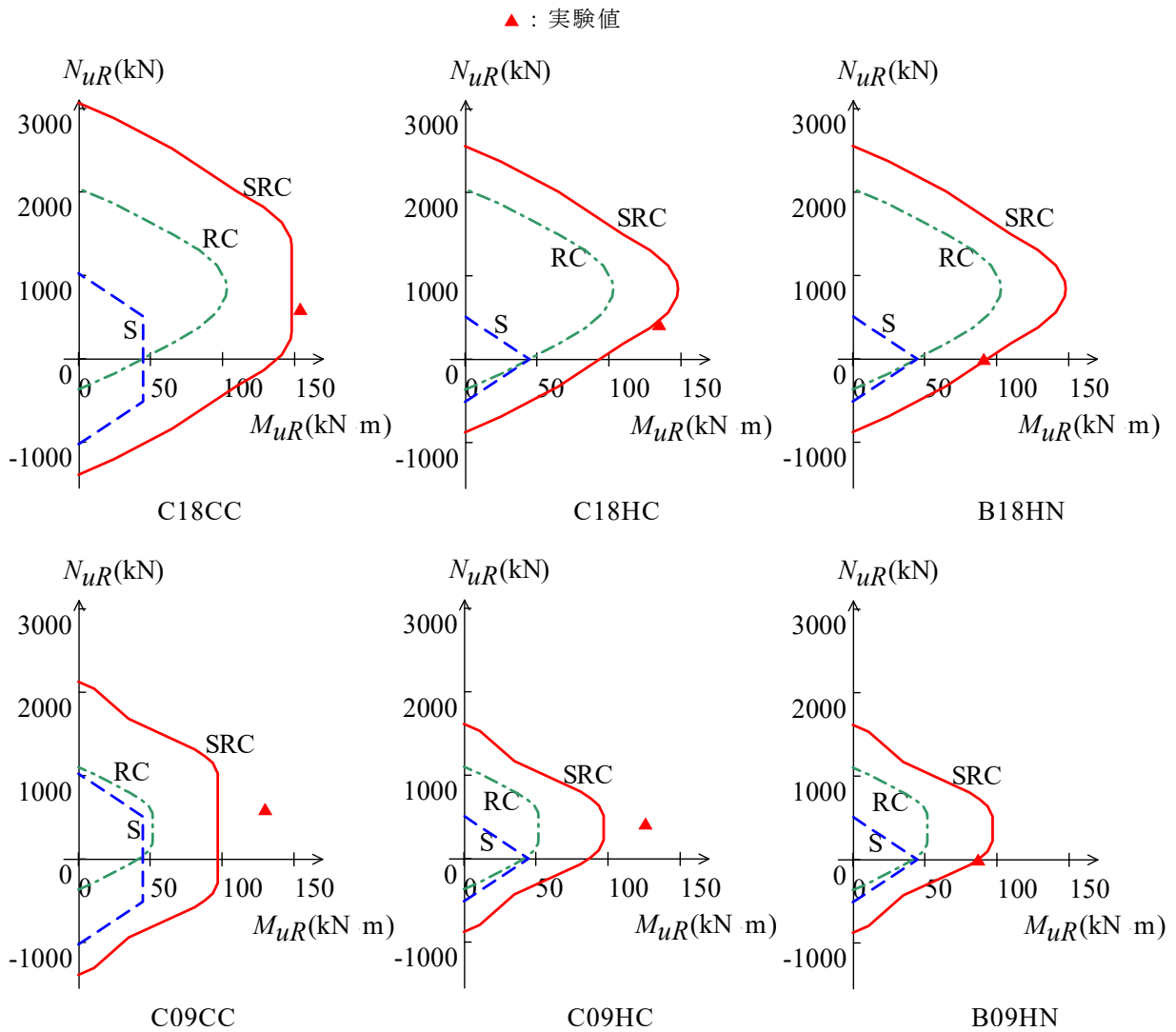


図 4.4-13 N_{uR} - M_{uR} 相関関係

丸鋼主筋のすべりを考慮した式より求めた終局曲げ強度に基づき、終局曲げ強度時のせん断力 Q_{muR} は式 4.4-10 より行う。

$$Q_{muR} = M_{uR} / h_0 \quad (4.4-10)$$

ここに、 M_{uR} : 主筋すべりを考慮した SRC 部分の終局曲げ強度 (kN・mm)

h_0 : せん断スパン (mm)

計算値 Q_{muR} と実験における最大値 Q_{exp} を表 4.4-1 および図 4.4-15 に示す。計算値 Q_{muR} と最大強度の実験値 Q_{exp} を比較すると Q_{exp}/Q_{muR} は 1.01~1.34 となり、計算値と実験値は大きく上回っている。SRC 部材の場合鉄骨を内蔵されているため、鉄筋の負担は RC 部材に比較して少ないことから主筋のすべりの影響は小さいと思われる。

表 4.4-1 実験値と計算値

| 試験体 | Q_{exp} (kN) | Q_{mu} (kN) | Q_{muA} (kN) | Q_{muR} (kN) | $\frac{Q_{exp}}{Q_{mu}}$ | $\frac{Q_{exp}}{Q_{muA}}$ | $\frac{Q_{exp}}{Q_{muR}}$ |
|-------|-------------------|------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| C18CC | 127 | 123 | 123 | 123 | 1.03 | 1.03 | 1.03 |
| C18HC | 113 | 113 | 110 | 110 | 1.00 | 1.03 | 1.03 |
| C09CC | 108 | 95.8 | 93.3 | 80.6 | 1.13 | 1.16 | 1.34 |
| C09HC | 105 | 90.0 | 92.5 | 80.6 | 1.17 | 1.14 | 1.30 |
| B18HN | 76.0 | 71.7 | 70.8 | 74.5 | 1.06 | 1.07 | 1.02 |
| B09HN | 72.5 | | | 72.0 | 1.01 | 1.02 | 1.01 |

柱) \triangle : F_c18 , \blacktriangle : F_c9 , 梁) \circ : F_c18 , \bullet : F_c9

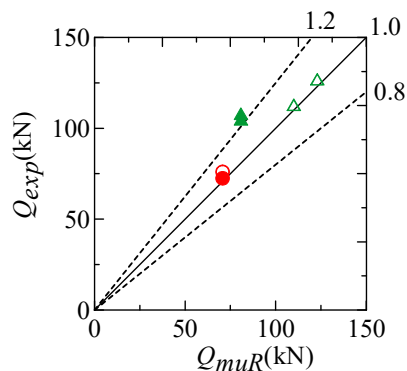


図 4.4-15 実験値と主筋すべり考慮した式計算値

4.5 まとめ

本実験の SRC 部材の曲げ破壊性状を検討した結果、以下の結論が得られた。

- 1) コンクリートの圧縮強度や鉄骨形状に関わらず、いずれの試験体も最終的には柱脚部で曲げ圧縮破壊した。鉄骨を十字形に内蔵された試験体は主筋あるいは鉄骨に沿った位置で付着ひび割れが発生した。特に、低強度コンクリートを有する試験体は最大耐力時には付着ひび割れが著しく発生した。
- 2) 同一軸力比と鉄骨形状を有する試験体を比較すると、コンクリートの圧縮強度が大きくなるほど最大耐力は増大した。鉄骨形状の異なる試験体は同一の軸力比を受けた場合、鉄骨量の多い試験体は最大耐力後徐々に耐力低下した。そして、軸力を負担していない梁試験体は計算結果と同様にコンクリート強度に関わらず、最大耐力と骨格曲線形状はほぼ同じとなった。
- 3) SRC 耐震診断基準に定められる終局曲げ強度に関する計算式は、全ての試験体に安全側に評価された。低強度コンクリートを有する試験体にも精度よく評価できた。その為、低強度コンクリートを有する SRC 部材の曲げ強度については、既往の終局曲げ強度式によって適正に評価できると考えられる。
- 4) SRC 規準に示される一般累加強度式を用いた場合評価式を用いた場合、全ての試験体の計算値は実験値を上回り、安全側に評価した。
- 5) 低強度コンクリートの RC 部材に対して提案された主筋が丸鋼の場合すべりを考慮した評価式を SRC 部材へ拡張した評価式では、低強度コンクリートの SRC 柱を含む全ての試験体について安全側に評価した。これは、SRC 部材は鉄骨が内蔵されているため、コンクリートの耐力負担が低下しても、水平力に関して鉄骨の負担は大きく、主筋のすべりが発生しにくいためと考えられる。

< 第 4 章の付録 >

SRC 部材の終局曲げ強度の計算式

付録 4.4-1 : 長方形断面非充腹型 SRC 柱の終局曲げ強度 M_u の計算式

$N_1 \leq N_u < N_2$ のとき

$$M_u = M_{su} \cdot \frac{N_u - N_1}{N_{su}}$$

$N_2 \leq N_u < N_3$ のとき

$$M_u = M_{mu} \cdot \frac{N_2 - N_u}{rcN_{min}} + M_{su}$$

$N_3 \leq N_u < N_4$ のとき

$$M_u = M_{mu} + 0.5N_T \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N_T}{b \cdot D \cdot F_c'}\right) + M_{su}$$

$N_4 \leq N_u < N_5$ のとき

$$M_u = M_{mu} + M_{cu} + M_{su}$$

$N_5 \leq N_u < N_6$ のとき

$$M_u = (M_{mu} + M_{cu}) \cdot \frac{N_6 - N_u}{N_6 - N_5} + M_{su}$$

$N_6 \leq N_u < N_7$ のとき

$$M_u = M_{su} \cdot \frac{N_7 - N_u}{N_{su}}$$

ただし, $N_1 = rcN_{min} - N_{su} - N_{su0}$

$$N_2 = rcN_{min} - N_{su0}$$

$$N_3 = -N_{su0}$$

$$N_4 = 0.5b \cdot D \cdot F_c' - N_{su0}$$

$$N_5 = 0.5b \cdot D \cdot F_c' + N_{su0}$$

$$N_6 = rcN_{max} + N_{su0}$$

$$N_7 = rcN_{max} + N_{su} + N_{su0}$$

$$rcN_{min} = -m a_g \cdot m \sigma_y$$

$$rcN_{max} = b \cdot D \cdot F_c' + m a_g \cdot m \sigma_y$$

$$N_{su} = s a_g \cdot s \sigma_y$$

$$N_{su0} = a_{s0} \cdot s \sigma_y$$

$$N_T = N_u + N_{su0}$$

$$M_{su} = s a_t \cdot s \sigma_y \cdot s j$$

$$M_{mu} = 0.8 m a_t \cdot m \sigma_y \cdot D$$

$$M_{cu} = 0.125 b \cdot D^2 \cdot F_c'$$

累加強度の終局曲げ強度評価式

付録 4.4-2：長方形断面非充腹型 SRC 部材鉄骨部分の終局曲げ強度 ${}_sM_{uA}$ の計算式

強軸 H 字形非充腹型鉄骨断面の場合

$0 \leq {}_sN_{uA} \leq {}_sA \cdot {}_s\sigma_y$ のとき

$${}_sM_{uA} = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y - {}_sN_{uA} \cdot {}_sd / 2$$

$-{}_sA \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_{uA} \leq 0$ のとき

$${}_sM_{uA} = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y + {}_sN_{uA} \cdot {}_sd / 2$$

十字形非充腹型鉄骨断面の場合

${}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_{uA} \leq {}_sA \cdot {}_s\sigma_y$ のとき

$${}_sM_{uA} = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y - {}_sd / 2 \cdot ({}_sN_{uA} - {}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y)$$

$-{}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_{uA} \leq {}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y$ のとき

$${}_sM_{uA} = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y$$

$-{}_sA \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_{uA} \leq -{}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y$ のとき

$${}_sM_{uA} = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y + {}_sd / 2 \cdot ({}_sN_{uA} + {}_sa_t \cdot {}_s\sigma_y)$$

付録 4.4-3：長方形断面非充腹型 SRC の対象配筋する鉄筋の終局曲げ強度 ${}_mM_{uA}$ の計算式

$0 \leq {}_mN_{uA} \leq 2 {}_ma_t \cdot {}_m\sigma_y$ のとき

$${}_mM_{uA} = {}_md \cdot ({}_ma_t \cdot {}_m\sigma_y - {}_mN_{uA} / 2)$$

$-2 {}_ma_t \cdot {}_m\sigma_y \leq {}_mN_{uA} \leq 0$ のとき

$${}_mM_{uA} = {}_md \cdot ({}_ma_t \cdot {}_m\sigma_y + {}_mN_{uA} / 2)$$

ただし、

$${}_md = D - 2d_t$$

$$d_t = D - r_d$$

$${}_rd = (m_1 d_1 + m_2 d_2) / (m_1 + m_2)$$

付録 4.4-4：長方形断面非充腹型 SRC 部材コンクリート部分の終局曲げ強度 ${}_cM_{uA}$ の計算式

$${}_cM_{uA} = 0.5 {}_cN_{uA} \cdot D \cdot \left(1 - \frac{{}_cN_{uA}}{{}_c\gamma_u \cdot b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

ここに、

$${}_c\gamma_u = 0.85 - 2.5 s_p c$$

主筋のすべりを考慮した終局曲げ強度式

付録 4.4-5 : $R_s < mN_{uR}$ のとき SRC 部材の終局曲げ強度 M_{uR} の計算式

$n_1 \leq N_{uR} < n_2$ のとき

$$M_{uR} = \frac{D}{2cN_{uR}} \cdot \left\{ \frac{cN_{uR}^2}{4} - \left(-N_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} - mN_{uR} \right)^2 \right\}$$

$n_2 \leq N_{uR} < n_3$ のとき

$$M_{uR} = \frac{r^j}{2} \cdot \left\{ N_{uR} - \frac{cN_{uR}}{4} \left(2 - \frac{r^j}{D} - \frac{D}{r^j} \right) + mN_{uR} \right\} + M_{su} \cdot \frac{N_{uR} - N_2}{N_{su}}$$

$n_3 \leq N_{uR} < n_4$ のとき

$$M_{uR} = \frac{r^j}{2} \cdot \left\{ N_{uR} - \frac{cN_{uR}}{4} \left(2 - \frac{r^j}{D} - \frac{D}{r^j} \right) + mN_{uR} \right\} + M_{su}$$

$n_4 \leq N_{uR} < n_5$ のとき

$$M_{uR} = \frac{D}{2cN_{uR}} \cdot \left\{ \frac{cN_{uR}^2}{4} - \left(-N_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} - mN_{uR} + R_s \right)^2 \right\} + \frac{R_s \cdot r^j}{2} + M_{su}$$

$n_5 \leq N_{uR} < n_6$ のとき

$$M_{uR} = cM_{uR} + \frac{R_s \cdot r^j}{2} + M_{su}$$

$n_6 \leq N_{uR} < n_7$ のとき

$$M_{uR} = \frac{D}{2cN_{uR}} \cdot \left\{ \frac{cN_{uR}^2}{4} - \left(N_{uR} - \frac{cN_{uR}}{2} - mN_{uR} + R_s \right)^2 \right\} + \frac{R_s \cdot r^j}{2} + M_{su}$$

$n_7 \leq N_{uR} < n_8$ のとき

$$M_{uR} = \frac{r^j}{2} \cdot \left\{ -N_{uR} + \frac{cN_{uR}}{4} \left(2 + \frac{r^j}{D} + \frac{D}{r^j} \right) + mN_{uR} \right\} + M_{su}$$

$n_8 \leq N_{uR} < n_9$ のとき

$$M_{uR} = \frac{r^j}{2} \cdot \left\{ -N_{uR} + \frac{cN_{uR}}{4} \left(2 + \frac{r^j}{D} + \frac{D}{r^j} \right) + mN_{uR} \right\} + M_{su} \cdot \frac{N_9 - N_{uR}}{N_{su}}$$

$n_9 \leq N_{uR} < n_{10}$ のとき

$$M_{uR} = \frac{D}{2cN_{uR}} \cdot \left\{ \frac{cN_{uR}^2}{4} - \left(N_{uR} - \frac{cN_{uR}}{2} - mN_{uR} \right)^2 \right\}$$

ただし,

$$n_1 = -mN_{uR} - N_{su} - N_{su0}$$

$$n_2 = -mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 - \frac{r^j}{D} \right) - N_{su} - N_{su0}$$

$$n_3 = -mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 - \frac{r^j}{D} \right) - N_{su0}$$

$$n_4 = -mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 - \frac{r^j}{D} \right) + R_s - N_{su0}$$

$$n_5 = -mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} + R_s - N_{su0}$$

$$n_6 = mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} - R_s + N_{su0}$$

$$n_7 = mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 + \frac{r^j}{D} \right) - R_s + N_{su0}$$

$$n_8 = mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 + \frac{r^j}{D} \right) + N_{su0}$$

$$n_9 = mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 + \frac{r^j}{D}\right) + N_{su} + N_{su0}$$

$$n_{10} = mN_{uR} + cN_{uR} + N_{su} + N_{su0}$$

付録 4.4-6 : $R_s \geq mN_{uR}$ のとき SRC 部材の終局曲げ強度 M_{uR} の計算式

$n_1 \leq N_{uR} < n_2$ のとき

$$M_{uR} = \frac{D}{2cN_{uR}} \cdot \left\{ \frac{cN_{uR}^2}{4} - \left(-N_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} - mN_{uR} \right)^2 \right\}$$

$n_2 \leq N_{uR} < n_3$ のとき

$$M_{uR} = \frac{r^j}{2} \cdot \left\{ N_{uR} - \frac{cN_{uR}}{4} \left(2 - \frac{r^j}{D} - \frac{D}{r^j} \right) + mN_{uR} \right\} + M_{su} \cdot \frac{N_{uR} - N_2}{N_{su}}$$

$n_3 \leq N_{uR} < n_4$ のとき

$$M_{uR} = \frac{r^j}{2} \cdot \left\{ N_{uR} - \frac{cN_{uR}}{4} \left(2 - \frac{r^j}{D} - \frac{D}{r^j} \right) + mN_{uR} \right\} + M_{su}$$

$n_4 \leq N_{uR} < n_5$ のとき

$$M_{uR} = \frac{D}{2cN_{uR}} \cdot \left\{ \frac{cN_{uR}^2}{4} - \left(-N_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \right)^2 \right\} + mM_{uR} + M_{su}$$

$n_5 \leq N_{uR} < n_6$ のとき

$$M_{uR} = cM_{uR} + mM_{uR} + M_{su}$$

$n_6 \leq N_{uR} < n_7$ のとき

$$M_{uR} = \frac{D}{2cN_{uR}} \cdot \left\{ \frac{cN_{uR}^2}{4} - \left(N_{uR} - \frac{cN_{uR}}{2} \right)^2 \right\} + mM_{uR} + M_{su}$$

$n_7 \leq N_{uR} < n_8$ のとき

$$M_{uR} = \frac{r^j}{2} \cdot \left\{ -N_{uR} + \frac{cN_{uR}}{4} \left(2 + \frac{r^j}{D} + \frac{D}{r^j} \right) + mN_{uR} \right\} + M_{su}$$

$n_8 \leq N_{uR} < n_9$ のとき

$$M_{uR} = \frac{r^j}{2} \cdot \left\{ -N_{uR} + \frac{cN_{uR}}{4} \left(2 + \frac{r^j}{D} + \frac{D}{r^j} \right) + mN_{uR} \right\} + M_{su} \cdot \frac{N_9 - N_{uR}}{N_{su}}$$

$n_9 \leq N_{uR} < n_{10}$ のとき

$$M_{uR} = \frac{D}{2cN_{uR}} \cdot \left\{ \frac{cN_{uR}^2}{4} - \left(N_{uR} - \frac{cN_{uR}}{2} - mN_{uR} \right)^2 \right\}$$

ただし, $n_1 = -mN_{uR} - N_{su} - N_{su0}$

$$n_2 = -mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 - \frac{r^j}{D} \right) - N_{su} - N_{su0}$$

$$n_3 = -mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 - \frac{r^j}{D} \right) - N_{su0}$$

$$n_4 = \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 - \frac{r^j}{D} \right) - N_{su0}$$

$$n_5 = \frac{cN_{uR}}{2} - N_{su0}$$

$$n_6 = \frac{cN_{uR}}{2} + N_{su0}$$

$$n_7 = \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 + \frac{r^j}{D} \right) + N_{su0}$$

$$n_8 = mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 + \frac{r^j}{D}\right) + N_{su0}$$

$$n_9 = mN_{uR} + \frac{cN_{uR}}{2} \left(1 + \frac{r^j}{D}\right) + N_{su} + N_{su0}$$

$$n_{10} = mN_{uR} + cN_{uR} + N_{su} + N_{su0}$$

$$cN_{uR} = 0.85 \sigma_B \cdot bD$$

$$mN_{uR} = 2 \cdot m a_t \cdot m \sigma_y$$

$$cM_{uR} = (0.85 \sigma_B \cdot bD) \cdot 0.125$$

$$mM_{uR} = m a_t \cdot m \sigma_y \cdot r^j$$

第 5 章 結論

5.1 結論

本研究では、低強度コンクリートを有する既存 SRC 部材の力学性状を明らかにすることを主要な研究目的として、軸力、曲げモーメント、せん断力を受ける柱・梁部材が、せん断破壊する場合と曲げ破壊する場合の構造特性について検討し、以下の結論を得た。

- 1) いずれの SRC 部材とも強軸鉄骨のフランジに沿った位置でせん断付着破壊を生じる破壊形式となった。コンクリート強度に関わらず、充腹型 SRC 部材では紡錘形、非充腹型 SRC 部材ではスリップ型の履歴ループとなり、コンクリート強度が小さい場合、柱のせん断強度は小さくなるが、限界変形角は大きくなる。
- 2) SRC 柱は鉄骨が圧縮軸力を負担するため、低強度コンクリートであっても RC 柱ほど脆性的ではなく、優れた変形能力と軸力保持能力を有していた。
- 3) SRC 耐震診断式による終局せん断強度は、全試験体を通して実験値が計算値を下回る場合が多く、特に、コンクリート圧縮強度の適用範囲を下回る試験体に限ると 1 体を除き他の全ての試験体は危険側に評価された。一方、低強度コンクリートに対応できる終局せん断強度式を提案した式は耐震診断基準式よりばらつきが小さくなった。低強度コンクリート部材の耐震評価において実験値を適正に求めることができ、既存建物の耐震性能を精度よく判定できる。
- 4) 充腹型 SRC 梁に関しては丸鋼の SRC 梁では実験終了時まで耐力低下は見られず、異形鋼の SRC 梁では最大耐力以後に若干の耐力低下を生じた。しかし、最大耐力はコンクリート強度が高くなると異形棒鋼が大きくなった。非充腹型 SRC 梁は b'/b が大きい場合は限界変形角が大きくなる。
- 5) 既往の研究による実験を行った、充腹型および非充腹型鉄骨を内蔵された SRC 部材の実験データベースにより、提案式の妥当性に関しては、耐震診断基準の適用範囲外である 13.5N/mm^2 を下回る試験体は無いため、明確な適用性の確認ができなかった。
- 6) FEM 解析では、全ての試験体とも梁端のモーメントによる圧縮力に対して、部材全長に斜めに圧縮ストラットが形成されることが確認できた。また、鉄骨に囲まれた狭い領域においては鉄骨拘束の効果などにより高いせん断応力が生じていることが確認できた。
- 7) 非充腹型 SRC 部材の曲げ破壊する実験では、コンクリートの圧縮強度や鉄骨形状に関

ならずいずれの試験体も最終的には柱脚部で曲げ圧縮破壊した。そして、鉄骨を十字形に内蔵された試験体は主筋あるいは鉄骨に沿った位置で付着ひび割れが発生した。

- 8) SRC 耐震診断基準に定められる終局曲げ強度に関する計算式、SRC 規準に示される一般累加強度式および低強度コンクリートの RC 部材に対して提案された主筋が丸鋼の付着すべりを考慮した評価式を SRC 部材へ拡張した評価式では、低強度コンクリートを有する試験体にも精度よく評価できた。そのため、低強度コンクリートを有する SRC 部材の曲げ強度については、既往の終局曲げ強度式によって適正に評価できると考えられる。

5.2 今後の課題

低強度コンクリートの RC 造建築物に関しては、柱、梁、壁や骨組など部材における研究だけではなく、低強度コンクリートになっている既存 RC 造建築物に対して補強方法についても実験的研究が実施されている。しかしながら、本研究での低強度コンクリート SRC 造に関しては、柱と梁部材のみの力学性能に対して実験を行い、破壊形状や履歴特徴などを検討した。さらに、SRC 造の柱梁接合部や骨組などについても低強度コンクリートの場合、力学性能に影響があると考えられる。今後、低強度コンクリートの SRC 造の柱梁接合部や骨組についても、検討する必要がある。これらの要因に対する十分な検討が行われることによって、低強度コンクリートの既存 SRC 造建築物における適切な補強方法についても検討する必要があると考えている。

付録(写真)

(1) 試験体制作

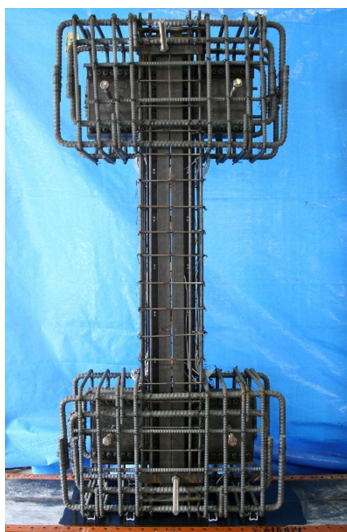


写真 1.1

非充腹型鉄骨・鉄筋組立完成



写真 1.2

充腹型鉄骨・鉄筋組立完成



写真 1.3

試験体断面



写真 1.4

基礎・スタブ部分型枠



写真 1.5

試験体型枠



写真 1.6

試験体完成形状

(2) コンクリート打設・変位計取付



写真 2.1

コンクリート調合・練り



写真 2.2

スラブ・空気量試験



写真 2.3

コンクリート打設



写真 2.4

変位計取付 (全体)

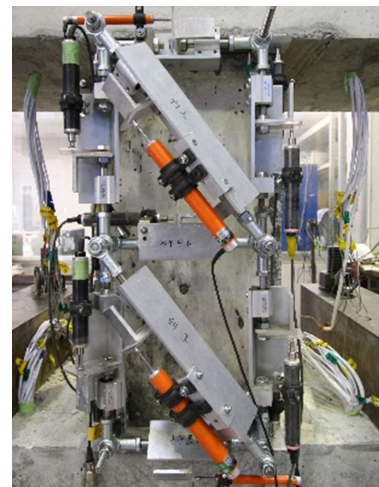


写真 2.5

変位計取付 (試験体)

謝辞

本論文は、筆者が広島工業大学工学部建築工学科4年次に貞末研究室に配属され、卒業研究として低強度コンクリートを有する鉄骨鉄筋コンクリート造柱の研究に携わり、その後、同大学工学系研究科建設工学専攻博士前期（修士）課程に2年間、そして、同大学工学系研究科知的機能科学専攻博士後期課程に荒木研究室に配属された3年間在籍した、計6年間の研究成果を取りまとめたものであります。

日本で留学生生活を過ごし、研究成果を学位論文としてまとめるにあたり、多くの方のご指導、ご鞭撻と共にご協力をいただきました。ここに記して、心から感謝の意を表します。

本論文の主査である広島工業大学教授荒木秀夫先生には、情熱と実行力をもって、常に温かいご指導をいただきました。また、留学生のために国際学会に対する大切さのご提案、数々の研究の機会、発表の場を支えていただきました。本論文をまとめることができるのも、荒木先生のご指導、ご教示があったがゆえであり、厚くお礼を申し上げます。

広島工業大学教授貞末和史先生には、学部生から修士課程まで3年間指導教官として、先生のご指導を頂き、修士論文をまとめることができました。筆者は博士課程でも修士課程と同じく貞末ゼミ室で研究を続けることができました。貞末先生には、この6年間、本研究に関わる実験をはじめ、日頃から懇切なご指導、ご意見をいただき、研究者としての姿勢も学ばせていただきました。また、学部4年生から日本建築学会をはじめとして発表の場を多く与えていただきました。貞末先生のお力添えなしには、この研究を博士論文という形にすることができませんでした。ここに記して心から厚く御礼申し上げます。

広島工業大学環境学部建築デザイン学科の教授、杉田洋先生、渡壁守正先生には、専門分野は異なるにも関わらず、副査として本論文の審査をして頂きました。先生たちには、適切にご指摘とご指導を受けました。ここに記して感謝の意を表します。

本研究は、科学研究費補助金(基盤研究(B)課題番号:25289190)、JSPS 科学費 JP16H04458、公益社団法人日本コンクリート工学会 2017 年度研究助成および日本建築学会中国支部 2019 年度奨励研究助成を受けたものです。ここに記して感謝を表します。

ここまで研究を行えたのは、多くの方々に御協力をいただいたからこそでありました。また、本論文の一部は、貞末研究室の卒業研究として、佃真太郎君、松本諒君、長久大輔君、山田直成君、山下慶樹君、正垣皓大君、宮本祐希君、宮崎耕汰君、後藤優太君、

山根遼太君，手島崇一朗君，宮司日向君に取り組んで頂きました。特に、学部4年生の時同級生の佃真太郎君には実験に関することは非常に支えて頂きました。さらに、実験の実施に関しては貞末研究室に所属しておりました同級生並びに、後輩諸君から非常に多くの協力が得られました。ここに記して深く御礼を申し上げます。

広島工業大学専門学校の元副校長坂本登美子先生は、筆者が広島工業大学に編入した学部3年生から7年間保証人として学生生活に支えてご鞭撻を頂きました。ここに、深く感謝申し上げます。

さらに、筆者が広島工業大学専門学校に2年間通った時の担当先生建築学科の吉清剛先生には、非常に懇切なアドバイスと温かく支えて頂きました。2016年に他界した先生に心から感謝致します。

広島工業大学環境土木工学科の元教授中村一平先生と奥様には、日本での日常の生活や心の悩み等すべてを支えていただきました。広島におられる時だけでなく、大阪に帰られても常に温かく支えていただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

最後に、常に励まし支えてくださった先生方，友人達に心より感謝申し上げます。そして，9年間の在学を叶え，遠くから支えてくれた父，母と兄弟達に心から感謝します。