

高強度 CFT 短柱およびその構成要素の
一軸圧縮下における挙動に関する研究

令和2年 1月

日本大学大学院理工学研究科博士後期課程

海洋建築工学専攻

難 波 隆 行

目 次

第一章 序論	1-1
§1.1 研究目的	1-1
§1.2 CFT 構造の特徴	1-1
1.2.1 CFT 構造部材の構造性能	1-2
1.2.2 CFT 構造における柱-梁接合部	1-3
1.2.3 CFT 構造の施工性	1-3
1.2.4 CFT 構造の耐火性能	1-4
§1.3 CFT 短柱の現行設計法と高強度化に伴う課題	1-4
1.3.1 CFT 短柱の構造性能評価方法	1-4
1.3.2 CFT 短柱の高強度化	1-5
1.3.3 超高強度 CFT 短柱の耐力評価における課題	1-5
§1.4 高強度 CFT 短柱に関する既往の研究	1-6
1.4.1 既往の短柱圧縮実験の材料強度と試験体サイズ	1-6
1.4.2 高強度 CFT 短柱の構造性能について	1-6
§1.5 論文構成	1-7
第二章 高強度円形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動	2-1
§2.1 はじめに	2-1
§2.2 短柱の一軸圧縮実験	2-1
2.2.1 試験体計画	2-1
2.2.2 材料試験結果	2-3
2.2.3 載荷・計測計画	2-4
2.2.4 プレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果	2-5
2.2.5 中空鋼管の一軸圧縮実験結果	2-7
2.2.6 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果	2-7
§2.3 CFT 短柱荷重と累加荷重との比較	2-11
2.3.1 中空鋼管のモデル化	2-11
2.3.2 CFT 短柱荷重と累加荷重との比較	2-13
§2.4 CFT 短柱における鋼管および充填コンクリートの挙動	2-15
2.4.1 載荷中の CFT 短柱の鋼管・充填コンクリートの応力評価	2-15
2.4.2 相互拘束効果の発生経緯	2-20
2.4.3 充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力の関係	2-20
2.4.4 CFT 短柱充填コンクリートの拘束係数	2-23
§2.5 充填コンクリートの評価強度による実験結果の再評価	2-24
2.5.1 充填コンクリートの機械的性質の評価	2-24
2.5.2 充填コンクリート評価強度による再評価	2-26
§2.6 まとめ	2-28

第三章 高強度正方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動	3-1
§3.1 はじめに	3-1
§3.2 短柱の一軸圧縮実験	3-2
3.2.1 試験体計画	3-2
3.2.2 材料試験結果	3-3
3.2.3 載荷・計測計画	3-4
3.2.4 プレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果	3-5
3.2.5 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果	3-6
§3.3 CFT 短柱荷重と累加荷重との比較	3-9
3.3.1 中空鋼管のモデル化	3-9
3.3.2 CFT 短柱荷重と累加荷重の比較	3-10
§3.4 CFT 短柱における鋼管および充填コンクリートの挙動	3-12
3.4.1 載荷中の CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの応力評価	3-13
3.4.2 CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの発揮耐力	3-15
§3.5 まとめ	3-15
第四章 高強度長方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動	4-1
§4.1 はじめに	4-1
§4.2 短柱の一軸圧縮実験	4-1
4.2.1 試験体計画	4-1
4.2.2 材料試験結果	4-3
4.2.3 載荷・計測計画	4-4
4.2.4 プレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果	4-5
4.2.5 中空鋼管の一軸圧縮実験結果	4-7
4.2.6 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果	4-8
§4.3 CFT 短柱荷重と累加荷重との比較	4-11
4.3.1 中空鋼管のモデル化	4-11
4.3.2 CFT 短柱荷重と累加荷重の比較	4-13
§4.4 CFT 短柱における充填コンクリートの挙動と実験結果の再評価	4-14
4.4.1 CFT 短柱充填コンクリートの応力評価	4-14
4.4.2 CFT 短柱実験結果の再評価	4-16
§4.5 まとめ	4-18
第五章 高強度 CFT 短柱の一軸圧縮下における構造性能に関する考察	5-1
§5.1 はじめに	5-1
§5.2 CFT 短柱の高強度化が構造性能に及ぼす影響	5-1
5.2.1 円形断面 CFT 短柱	5-1
5.2.2 角形断面 CFT 短柱	5-2
§5.3 高強度 CFT 短柱における試験体断面寸法と構造性能の関係	5-3

5.3.1 プレーンコンクリート短柱の断面寸法と最大耐力の関係	5-4
5.3.2 CFT 短柱の断面寸法と最大耐力・充填コンクリート強度の関係	5-5
5.3.3 既往の研究を加えた考察	5-6
§5.4 充填コンクリート評価強度とコア強度の関係	5-9
5.4.1 コア供試体の圧縮試験	5-9
5.4.2 プレーンコンクリート短柱最大応力とコア強度の比較	5-12
5.4.3 充填コンクリート評価強度とコア強度の比較	5-13
§5.5 高強度 CFT 短柱における相互拘束効果と耐力発揮状況	5-14
5.5.1 高強度 CFT 短柱における相互拘束効果	5-15
5.5.2 高強度 CFT 短柱における耐力発揮状況	5-16
§5.6 まとめ	5-17
第六章 総括	6-1
付録 1 長柱から採取した CFT 短柱の一軸圧縮実験	A1-1
§A1.1 はじめに	A1-1
§A1.2 短柱の一軸圧縮実験	A1-1
A1.2.1 試験体計画	A1-1
A1.2.2 荷重・計測計画	A1-4
A1.2.3 充填コンクリート短柱の一軸圧縮実験結果	A1-4
A1.2.4 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果	A1-6
§A1.3 CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの挙動	A1-9
A1.3.1 荷重中の CFT 短柱鋼管・充填コンクリートの応力評価	A1-9
A1.3.2 充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力の関係	A1-11
§A1.4 まとめ	A1-12
付録 2 炭素繊維補強したコンクリートコア供試体の一軸圧縮実験	A2-1
§A2.1 はじめに	A2-1
§A2.2 炭素繊維補強試験体の一軸圧縮実験	A2-1
A2.2.1 試験体計画	A2-1
A2.2.2 荷重・計測計画	A2-4
A2.2.3 無補強試験体（コア供試体）の一軸圧縮実験結果	A2-4
A2.2.4 炭素繊維補強試験体の一軸圧縮実験結果	A2-6
§A2.3 炭素繊維補強試験体のコンクリート拘束応力と応力上昇	A2-10
A2.3.1 充填コンクリートの拘束応力の評価	A2-10
A2.3.2 コンクリートの拘束応力と応力上昇の関係	A2-11
§A2.4 まとめ	A2-12

目次

付録3 CFT短柱の一軸圧縮有限要素解析と充填コンクリートの応力-ひずみ関係評価式	A3-1
§A3.1 はじめに	A3-1
§A3.2 炭素繊維補強コア供試体の一軸圧縮有限要素解析	A3-1
A3.2.1 解析対象実験概要	A3-1
A3.2.2 解析条件	A3-2
A3.2.3 解析結果	A3-3
§A3.3 円形断面CFT短柱の一軸圧縮有限要素解析	A3-4
A3.3.1 解析対象実験概要	A3-4
A3.3.2 解析条件	A3-5
A3.3.3 解析結果	A3-6
§A3.4 高強度CFT短柱充填コンクリートの応力-ひずみ関係評価式	A3-8
A3.4.1 コンクリートの破壊基準と充填コンクリートの応力上昇量	A3-8
A3.4.2 一定側圧を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係評価式	A3-10
A3.4.3 軸ひずみと軸方向応力上昇量の評価	A3-11
A3.4.4 CFT短柱充填コンクリートの応力-ひずみ関係評価式	A3-12
§A3.5 高強度CFT短柱充填コンクリートの非線形ポアソン効果	A3-15
A3.5.1 非線形ポアソン比に関する既往の評価式	A3-15
A3.5.2 実験結果との比較	A3-16
§A3.6 まとめ	A3-19

謝辞

第一章 序論

§ 1.1 研究目的

本研究は、高層建築構造物の柱部材への適用が進む高強度コンクリート充填鋼管（Concrete Filled steel Tube, 以下 CFT）構造の将来的な設計法体系化に向け、高強度 CFT 構造の基本的挙動である一軸圧縮下における短柱（短柱:耐力が全体座屈の影響を受けないもの。本研究では高さ/断面外寸が 3 である柱状試験体）の構造性能ならびに挙動の詳細を明らかにすることとする。

鋼管が 590N/mm^2 級以下、コンクリートが 90N/mm^2 級以下である CFT 短柱に関しては、鋼管耐力とコンクリート耐力の単純和（以下、単純累加強度）による圧縮耐力の評価法が確立されており、円形断面では鋼管が充填コンクリートを拘束する効果（以下、相互拘束効果）によるコンクリートの耐力上昇を加味することができる。一方、これらの材料強度を超える CFT 短柱に関しては実験データが不足しており、その構造性能評価法は確立されていない。超高強度コンクリートは横補強による構造性能の改善が小さいことが指摘されており、相互拘束効果による耐力上昇が従来通りに期待できず、CFT 短柱の最大耐力が単純累加強度に達しない可能性もある。近年適用例が増加している長方形断面に関する研究例も少なく、その構造性能については不明な点が多い。また、合理的評価法の構築に不可欠である相互拘束効果を受ける充填コンクリートの挙動は実験で直接測定することが難しくその詳細は明らかになっていない。

そこで本研究は、以下の 3 項目の目的に沿って実施する。

- ① 超高強度 CFT 短柱の実験データの蓄積と単純累加強度式の適用可否の検討
- ② 断面形状の違いが CFT 短柱の構造性能に及ぼす影響を明らかにする
- ③ CFT 短柱充填コンクリートの挙動を評価し、それが構造性能に及ぼす影響を明らかにする

本章では、本研究で対象とする CFT 構造の特徴、従来強度 CFT 短柱の耐力評価方法と高強度化による課題、ならびに CFT 短柱に関する既往の研究について述べ、本論の構成を概説する。

§ 1.2 CFT 構造の特徴

CFT 構造^{1.1),1.2)}は、角形鋼管または円形鋼管の内部にコンクリートを充填した鋼コンクリート合成構造であり、主に構造物の柱材として使用される（Fig.1.1）。同じ鋼コンクリート合成構造である鉄骨鉄筋コンクリート造（以下 SRC 造, Fig.1.2）と比較して、CFT 構造は強度と靱性に優れた鋼部材が断面の外側に位置することから曲げ耐力が大きく、コンクリートが鋼管に拘束される（Fig.1.3）ことで耐力や変形性能が改善される、といった特徴を有する。

また、以下に述べる通り、鉄骨造としての施工面の利点を生かせる施工方法を採用できることから、構造性能と短工期を両立させることが可能であり、鉄骨造と比較して耐火性能にも優れた構造である。

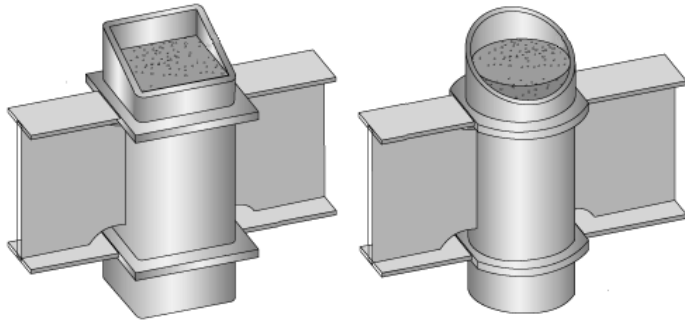


Fig.1.1 CFT column

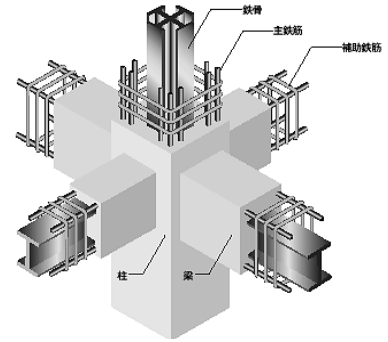


Fig.1.2 SRC structure

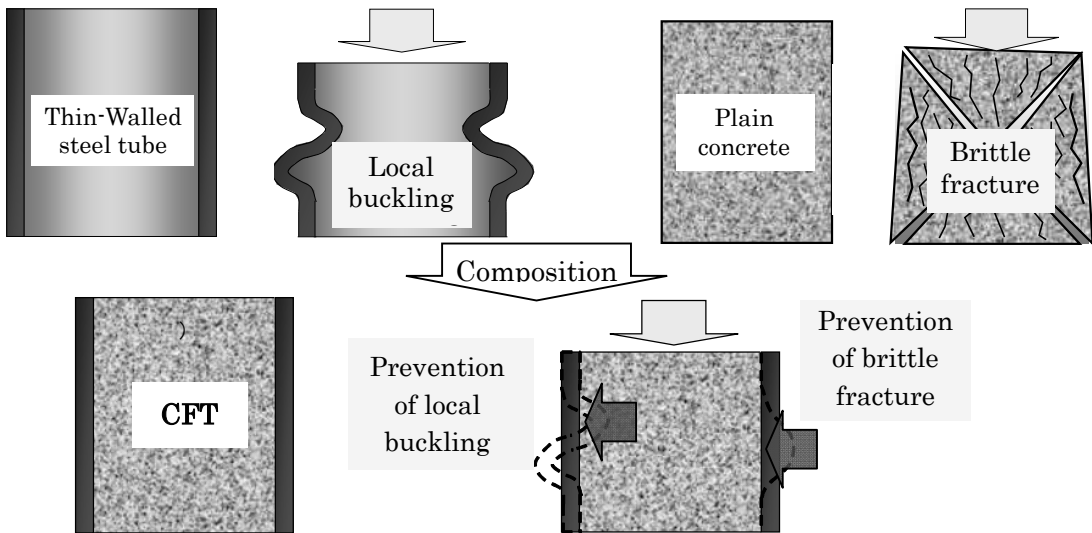


Fig.1.3 Outline of mutual confinement in CFT columns

1.2.1 CFT 構造部材の構造性能

CFT 構造部材（座屈長さが断面サイズの 12 倍を超えない範囲）の終局軸耐力ならびに終局曲げ耐力は、鋼管と充填コンクリートの一般化累加強度として算定することができる^{1.1), 1.2)}。一般化累加強度は、鋼管とコンクリートのそれぞれの終局耐力を M-N インタラクションカーブ上の任意の点とする場合における、累加耐力の包絡曲線として描かれる(Fig.1.4)。一般化累加強度による評価では、柱にコンクリート軸耐力の半分に相当する軸力が作用する状態において、終局曲げ耐力が最大になる。このように軸力と

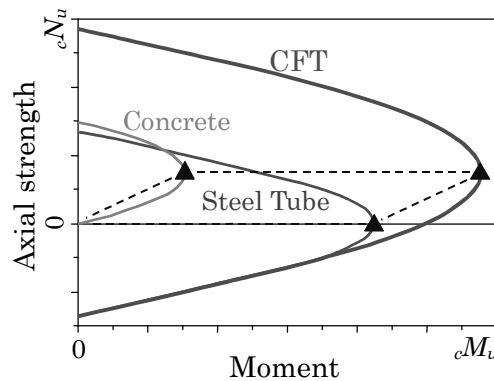


Fig.1.4 Design strength of CFT column in M-N interaction

水平力による曲げモーメントの両者が作用する部材において、CFT 構造の性能が最大限に発揮される。CFT 構造部材において、終局曲げ耐力が最大となる際の状態を Fig1.4 に▲で示す。

また、SRC 造では軸力が大きくなるにつれ変形性能が低下し、軸力比（軸力の終局軸耐力に対する比）が 0.4 を超える場合は保有水平耐力計算に適用できない^{1.3)}のに対し、CFT 構造の場合は既存設計法^{1.1),1.2)}の適用範囲である軸力比 0.7 までの高軸力下において安定した挙動を示すことが実証^{例えば 1.4)}されている。

部材の変形性能の評価に関して、中空鋼管では局部座屈による早期耐力低下を防ぐ目的で径（幅）厚比に制限が設けられる^{1.3)}。高強度になるほど局部座屈が早期に生じる傾向があり、径（幅）厚比の制限値は小さくなる。径（幅）厚比の制限値は鋼管の設計強度 F に対し、角形鋼管の場合は $F \cdot 0.5$ に、円形鋼管の場合は $F \cdot 1$ に比例する評価法が提示されている。一方 CFT 構造では、鋼管が高強度になるほど充填コンクリートを拘束する力が大きくなり部材の変形性能が改善される。その点の変形性能を表す限界部材角の評価式^{1.1),1.2)}に反映されている。

1.2.2 CFT 構造における柱－梁接合部

CFT 構造では鋼管が断面の外周に位置するため、CFT 構造の柱を梁などの他部材と接合する際には、鉄骨造と同じ形式が採用される。鋼管柱－鉄骨梁接合部には、剛性および耐力を確保するためダイアフラム (Fig.1.5) が必要となるが^{1.5)}、鉄骨加工の合理化および建築設備との干渉を避けるの目的で、内ダイアフラム形式 (Fig.1.5(a)) または通しダイアフラム形式 (Fig.1.5(b)) が採用されるケースが多い。CFT 構造において、鋼管内部のダイアフラムの存在は鋼管とコンクリート間の鉛直応力伝達にも寄与するが、一方で鋼管内部の空間を分断することでコンクリートの円滑な打設を阻害する側面がある。そのため、ダイアフラムに打設孔と空気抜き孔を設け、さらに充填コンクリートに高流動コンクリートを使用することで、打設性を確保している^{1.1),1.2)}。一方で、外ダイアフラム形式 (Fig.1.5(c)) を採用する場合、柱梁接合部の鋼管内部に機械的ずれ止めが存在しないことから、鋼管と充填コンクリートとの間の応力伝達に関する検討が必要である^{1.6)}。

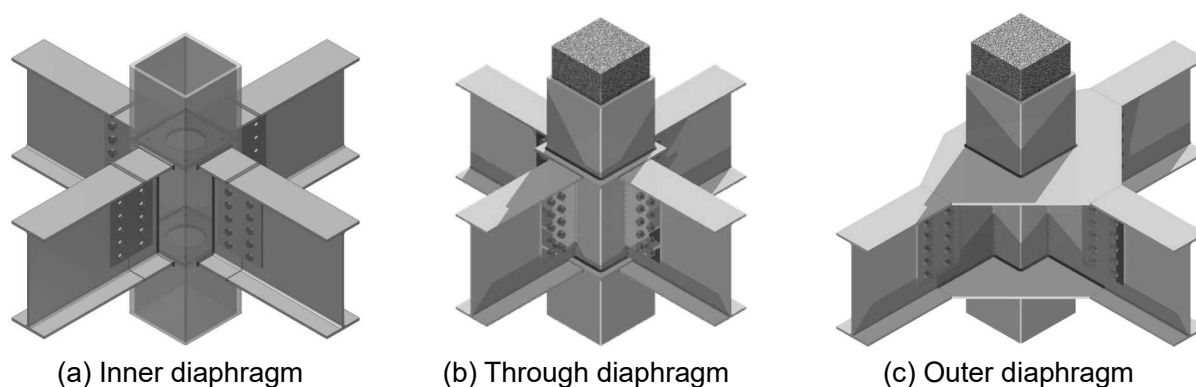


Fig.1.5 Example of diaphragm at CFT column to steel beam connection

1.2.3 CFT 構造の施工性

日本国内においては構造設計の際に考慮すべき地震力が大きいと、高層ビルでは骨組としての変形性能に優れたラーメン構造が採用されることが多く、CFT 構造の普及前から H 形断面柱ではなく方向性の無い箱形断面柱が普及していた^{1.7)}。また前記の通り CFT 構造の柱－梁接合部形式は鉄骨造に準じて

いる。そのため CFT 構造の適用に際して、鉄骨部分の建設の面では純鉄骨造からの変更点は少ない。ただし、コンクリート品質への影響を避けるため、コンクリート打設後のコンクリート近傍での溶接接合を避ける必要がある^{1,2)}など、CFT 構造の採用には施工管理上の注意点が伴う。

充填コンクリートの施工法として、一度に大量のコンクリートを打設可能な圧入工法^{1,1),1,2)}が普及している (Fig.1.6)。鋼管の側面に圧入口を設け、高流動コンクリートをポンプで圧入し、下層部から上層部に向けて打設する。一度の打設で最大 60m の高さのコンクリートが打設可能とされる。ただし、コンクリート圧による鋼管の面外変形を防ぐため一度の打設高さには制限があり、特に面外剛性の低い平板部を有する角形断面 CFT 構造の場合、一度の打設可能高さを考慮し適切な施工計画とする必要がある。

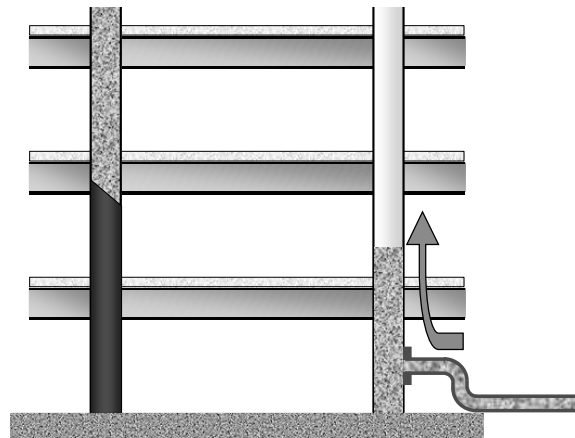


Fig.1.6 Pumping up concrete casting method for CFT columns

1.2.4 CFT 構造の耐火性能

CFT 構造は、鋼管が断面外周に位置し周辺環境温度の影響を直接受けるため、耐火構造とする場合には鉄骨造と同様に耐火被覆されるケースがほとんどである。しかし鋼管内部に充填コンクリートを有するため純鉄骨造と比較して熱容量が大きく、加熱を受ける際の鋼管の温度上昇が比較的緩やかであり、耐火性能が向上することが知られている^{1,8)}。比較的low層の構造物を対象に CFT 構造部材の耐火被覆を省略できる無耐火被覆工法も開発されている^{1,9)}。

§ 1.3 CFT 短柱の現行設計法と高強度化に伴う課題

本節では、本研究が対象とする CFT 短柱に関して、既存の耐力評価方法と、高強度化に伴い生じると想定される課題について述べる。

1.3.1 CFT 短柱の構造性能評価方法

CFT 短柱の一軸圧縮耐力は、式(1.1)に示す鋼管耐力とコンクリート耐力の単純和（単純累加強度）による耐力評価式による評価されることが多い。

$$N_0 = N_y + N_c = A_s \cdot \sigma_y + A_c \cdot \sigma_B \quad (1.1)$$

A_s : 鋼管の断面積, σ_y : 鋼管の降伏応力

A_c : コンクリートの断面積, σ_B : コンクリートの圧縮強度 (材料試験)

また、式(1.2)に示す CFT 短柱の終局圧縮耐力評価式^{1.1)}が提示されている。590N/mm²級以下の鋼管、90N/mm²級以下の充填コンクリートが適用範囲である。 ξ は円形断面 CFT 短柱における相互拘束効果による耐力上昇を考慮した係数である。その他の記号は式(1.1)と同じである。

$${}_c N_u = (1 + \xi) \cdot N_y + N_c \tag{1.2}$$

ξ : 0.27 (円形断面), 0 (角形断面)

式(1.2)は鋼管部分、充填コンクリート部分のそれぞれが材料強度で算定した耐力を発揮し、円形断面 CFT 短柱ではコンクリートが耐力上昇 (上昇量: $0.27N_y$) することを前提に構築されている。

1.3.2 CFT 短柱の高強度化

CFT 構造では鋼管と充填コンクリートの変形性能が相互拘束効果 (Fig.1.3) により改善されることから、鋼管とコンクリートの強度発揮時のひずみ差が問題になることが少なく、使用材料の高強度化により部材の最大耐力を高めることが比較的容易である。これは、内蔵鉄骨が強度発揮する前に鉄筋コンクリート部分の耐力低下が生じることで累加強度に達しない場合があり、内蔵鉄骨の有効強度に上限がある^{1.10)} SRC 造と異なる点である。過去の多数の実験によって、490N/mm²級以下の鋼管および設計強度 60N/mm²以下のコンクリート (本論ではこれらの材料を従来強度材と称す) のみならず、590N/mm²級鋼管および設計強度 90N/mm²コンクリートまでの高強度材料を用いた CFT 構造の耐力・変形性能が、鋼管とコンクリートの相互拘束効果により向上することが知られており、これらの知見を基に合理的な設計法^{1.1), 1.2)}が構築されている。高強度 CFT 構造は省スペースかつ高耐力の部材であるため、超高層建築物を中心に適用が広がっている。780N/mm²級の超高強度鋼材と 150N/mm²級の超高強度コンクリートを組み合わせた CFT 構造^{1.11)}も実用化されている。

1.3.3 超高強度 CFT 短柱の耐力評価における課題

Fig.1.7 は CFT 短柱の荷重-変形関係に関する概念図である。CFT 短柱の荷重-変形関係は、鋼管とコンクリートのそれぞれの荷重-変形関係の単純和 (累加荷重) のイメージである。従来強度 CFT 短柱 (Fig.1.7(a)) では鋼管の降伏ひずみ ϵ_y がコンクリートの圧縮強度時ひずみ ϵ_u よりも小さいことが多く、また相互拘束効果により、ひずみが ϵ_u を超えた後も直ちに充填コンクリートが耐力を失うことがない

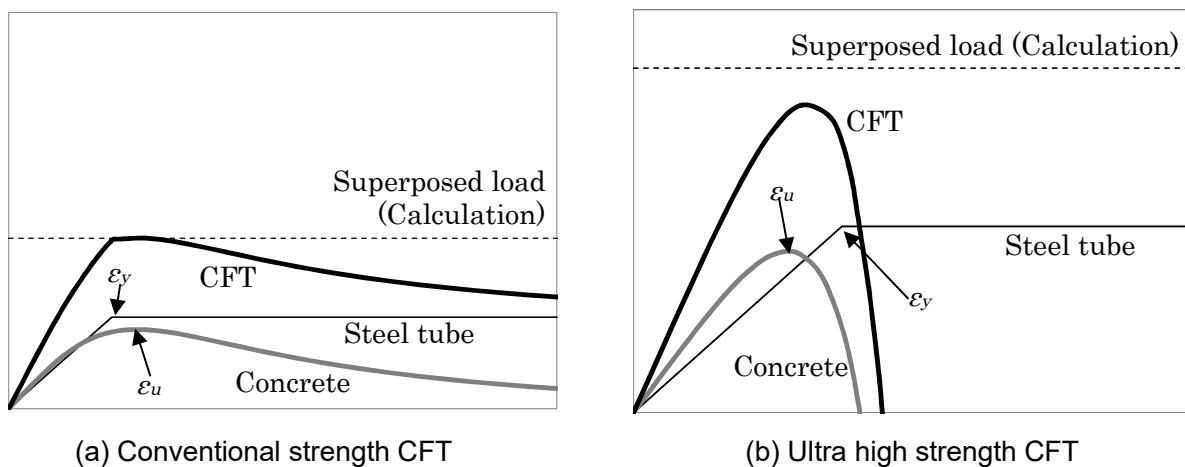


Fig.1.7 Image of superposed load

め、CFT 短柱の圧縮耐力は単純累加強度に達する。一方、超高強度 CFT 短柱 (Fig.1.7(b)) では、超高強度鋼管の降伏ひずみ ϵ_y は降伏強度に比例して増大し、設計強度が 90N/mm^2 を超える超高強度コンクリートは圧縮靱性の改善に必要な横拘束力が大きい^{1.12)} ため、拘束力が十分でない場合には鋼管が降伏応力を発揮する前に充填コンクリートが耐力低下し、CFT 短柱の最大耐力が単純累加強度に達しない可能性がある。

§ 1.4 高強度 CFT 短柱に関する既往の研究

1.4.1 既往の短柱圧縮実験の材料強度と試験体サイズ

国内における CFT 構造の研究は 1959 年から盛んになり、現在までに多数の研究結果が報告されている^{例えば 1.13)}。Fig.1.8(a)は 1976~2009 年に一軸圧縮実験結果が報告された、角形ならびに円形断面 CFT 短柱 407 体の、鋼管および充填コンクリートの材料強度分布である。 590N/mm^2 級以下の鋼管、 90N/mm^2 級以下のコンクリートを用いた試験体が多く、これらの強度を超える超高強度 CFT 短柱の実験データは乏しいのが現状である。Fig.1.8(a)の試験体から外径 (断面幅) が 300mm 以上となる試験体を抽出したものが Fig.1.8(b)である。このように超高強度かつ大断面の実験データはさらに少ない。

CFT 短柱においても断面サイズが構造性能に影響するとの指摘^{1.14)} もあることから、高強度 CFT 短柱の構造性能評価の際には、可能な限り大断面の試験体を含めた実験により、その性能を確認することが望ましい。

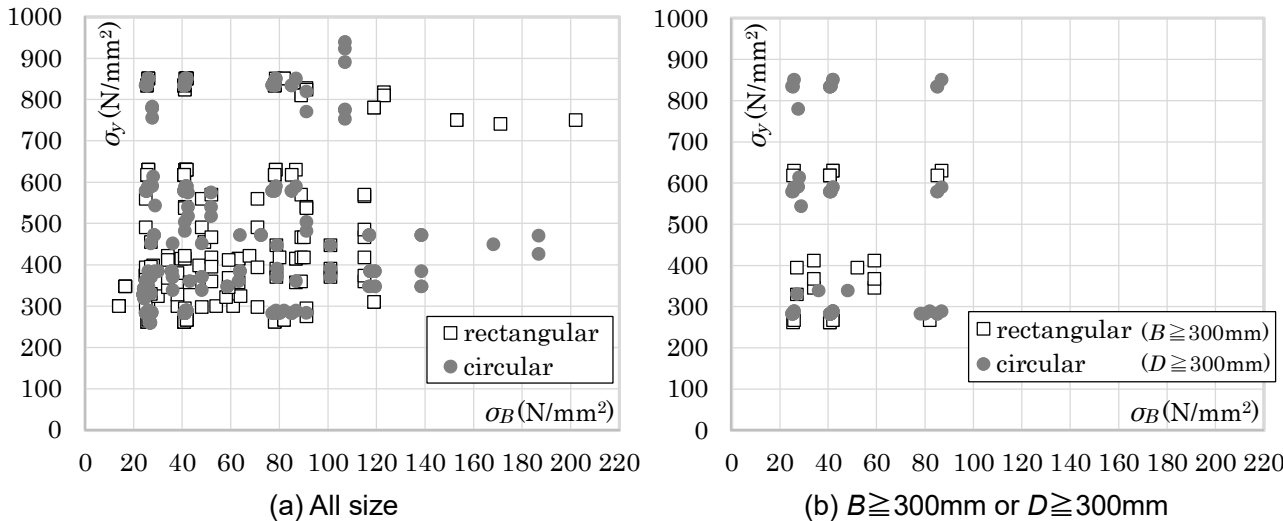


Fig.1.8 Steel strength and concrete strength of existing CFT stub column tests

1.4.2 高強度 CFT 短柱の構造性能について

前項で示した既往の実験データを基に、 590N/mm^2 級以下の鋼管ならびに 90N/mm^2 級以下のコンクリートを用いた CFT 短柱の耐力評価が鋼管とコンクリートの単純累加により評価できること、充填コンクリートが鋼管の局部座屈を防止し、鋼管が充填コンクリートの強度・靱性を改善させる相互拘束効果が生じること、が明らかにされている^{1.1), 1.2)}。しかしながら、CFT 短柱の最大耐力時における鋼管と充填

コンクリートの応力状態が示されている研究は多い^{1.15), 1.16)}が、載荷中の鋼管と充填コンクリートの応力推移について評価されている研究は少ないのが実情である。

§ 1.5 論文構成

そこで本研究では下記の 3 項目の目的を掲げた。

- ① 超高強度 CFT 短柱の実験データの蓄積と単純累加強度式の適用可否の検討
- ② 断面形状の違いが CFT 短柱の構造性能に及ぼす影響を明らかにする
- ③ CFT 短柱充填コンクリートの挙動を評価し、それが構造性能に及ぼす影響を明らかにする

まず、780N/mm²級鋼管および 100N/mm²級充填コンクリートを最高強度とする円形断面または角形（正方形・長方形）断面の CFT 短柱と、対応する中空鋼管およびプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験を実施する。一軸圧縮実験を行う理由は、載荷条件がもっとも単純であり相互拘束効果の影響が明確なためである。CFT 短柱の挙動を、中空鋼管ならびにプレーンコンクリート短柱がそれぞれ単独で荷重を支持する際の挙動と比較することにより、CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動の特徴を明らかにし、その最大耐力と単純累加強度の関係について検討する。

また、超高強度 CFT 短柱において、断面形状の違いが構造性能に与える影響について検討を行う。近年適用例が増加している長方形断面の CFT 短柱の構造性能を、同等の幅厚比または鋼管耐力比を有する正方形断面と比較する。

さらに、CFT 短柱に作用する圧縮力を、鋼管と充填コンクリートがそれぞれ負担する荷重に分解することで、鋼管と充填コンクリートの応力状態を定量的に評価し、それぞれの材料強度との関係について検討する。特に円形断面 CFT 短柱においては、充填コンクリートに作用する拘束力が断面内で一様であり分析が容易であることから、円形断面を対象に充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力上昇を定量的に評価するとともに、相互拘束効果の発生経緯を明らかにする。また、超高強度 CFT 短柱における充填コンクリートの機械的性質を評価し、その上で相互拘束効果と構造性能との関係について考察する。

本論文は、本章「序論」、および全体の総括を行う第六章「総括」を含め、計 6 章から構成される。付録 1~3 は本研究に付随して行った実験、解析結果ならびに充填コンクリートの応力評価式の提案である。

第一章 序論

第二章 高強度円形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動

第三章 高強度正方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動

第四章 高強度長方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動

第五章 高強度 CFT 短柱の一軸圧縮下における構造性能に関する考察

第六章 総括

付録 1 長柱から採取した CFT 短柱の一軸圧縮実験

付録 2 炭素繊維補強したコンクリートコア供試体の一軸圧縮実験

付録 3 CFT 短柱の一軸圧縮有限要素解析と充填コンクリートの応力-ひずみ関係評価式

第二章から第五章，ならびに付録 1～3 の内容を以下に示す。

第二章は，超高強度円形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下の弾塑性挙動を明らかにするとともに，CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの応力推移を定量的に分析し，充填コンクリートの拘束応力と応力上昇の関係，相互拘束効果の発生経緯を明らかにすることを目的とする。

まず，780N/mm²級または 550N/mm²級鋼管と 100N/mm²級コンクリートを用いた超高強度円形断面 CFT 短柱，ならびに同じ諸元を有する中空鋼管およびプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験を実施する。その上で，CFT 短柱の挙動を，中空鋼管ならびにプレーンコンクリート短柱がそれぞれ単独で荷重を支持する際の挙動と比較する。CFT 短柱最大耐力と鋼管耐力比の関係を整理し，従来強度 CFT 短柱との比較を行う。また，断面サイズと最大耐力の関係を整理する。

実験で得た CFT 短柱の荷重を中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の累加荷重と比較し，両者の大小関係と，拘束力に関する CFT 短柱の周方向ひずみの推移について考察し，相互拘束効果の有無について検討する。

円形断面 CFT 短柱では，鋼管の周方向応力が断面内の各位置で一定であり，充填コンクリートの拘束応力も断面内の位置，水平面内の方向に依らず一定とみなすことができるため，角形断面 CFT 短柱と比較して応力状態の分析が容易である。また，相互拘束効果による変形性能の改善量，充填コンクリート応力上昇量が角形断面と比較して大きく，実験により相互拘束効果を捉えることも容易である。そこで，CFT 短柱の挙動の特徴を定量的に分析するため，CFT 短柱鋼管に貼付した 2 方向ひずみゲージ計測値を分析し，鋼管の軸方向・周方向応力と，充填コンクリートの軸方向・拘束応力の推移を評価する。鋼管の塑性域を含めた非線形である応力-ひずみ関係を考慮するため，鋼管応力の算定に増分形式で表される構成式を用いる点が特徴である。鋼管の周方向応力の発生経緯を明らかにするため，コンクリートの破壊ひずみとの関係に着目し評価を行う。また，充填コンクリートにおける拘束応力の増加と軸方向応力上昇との関係を評価する。鋼管強度の異なる CFT 短柱の挙動の比較により，拘束応力が発生する際の鋼管の弾塑性状態が，拘束応力の発生経緯に与える影響について検討する。評価された CFT 短柱の拘束係数を，一定側圧を受ける場合や，フープ筋による補強の場合と比較する。

第三章は，超高強度正方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下の弾塑性挙動を明らかにするとともに，試験体寸法が構造性能に与える影響の確認と，累加強度式の適用可否について検討することを目的とする。

780N/mm²級または 550N/mm²級の鋼管と 100 N/mm²級のコンクリートを用いた超高強度 CFT 短柱，ならびに同じ諸元を有する中空鋼管およびプレーンコンクリート短柱それぞれの単独の一軸圧縮実験を実施し，CFT 短柱の挙動と，中空鋼管およびプレーンコンクリート短柱がそれぞれ単独で荷重を支持する際の挙動とを比較することにより，超高強度正方形 CFT 短柱の一軸圧縮下挙動の特徴を明らかにする。

角形断面 CFT 短柱では，鋼管による拘束が弱い箇所が生じるため，充填コンクリートの変形性能の改善量が円形断面の場合と比較して小さいと考えられる。そのため，超高強度材を用いた角形断面 CFT 短柱において，鋼管の降伏応力時ひずみが充填コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみよりも大きい場合，鋼管応力が降伏応力に達せず最大耐力が累加強度を下回る可能性がある。CFT 短柱試験体における鋼管と充填コンクリートの発揮耐力を評価し，CFT 短柱の最大耐力比との関係について検討する。また，試験体断面サイズと CFT 短柱最大耐力比との関係について考察する。

第四章は、高強度長方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下の弾塑性挙動を明らかにするとともに、断面形状の違いが CFT 短柱の構造性能に与える影響を把握すること目的とする。

主に超高層建築構造物に用いられる溶接組立箱形断面柱では、幅とせい、フランジとウェブの板厚を自由に選択することにより、建築計画上ならびに構造性能上の要求に対応することが可能である。しかし長方形断面 CFT 短柱では、断面内の拘束が弱い場所の比率が正方形断面よりも大きいと考えられ、また幅厚比と鋼管耐力比の関係が正方形断面と異なることから、その構造性能は正方形断面とは異なる可能性がある。そこで、高強度長方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮実験を実施し、累加強度式の適用可否について検討するとともに、その最大耐力と最大耐力後の劣化勾配に着目し、長方形断面 CFT 短柱の拘束力の影響を、同じ鋼管耐力比または幅厚比を有する正方形断面 CFT 短柱と比較する。

第五章は、CFT 短柱の高強度化、断面形状の違い、ならびに大断面化が構造性能に与える影響について考察することを目的とする。

既往の円形断面 CFT 短柱実験を、報告された文献と鋼管耐力比により分類し、各グループにおける CFT 短柱の最大耐力比（相互拘束効果 $\xi=0.27$ を考慮した計算耐力を基準とする）と試験体外径 D の関係を評価する。グループ分けを行うのは、試験体コンクリートの発現強度差の影響を除くためである。また、本研究の実験結果を従来強度 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果と比較し、相互拘束効果による変形性能の改善量から、高強度化が相互拘束効果に与える影響を確認する。最後に、本研究の CFT 短柱における鋼管と充填コンクリートの発揮強度を材料強度と比較し、超高強度 CFT 短柱において断面形状が構造性能に与える影響について考察する。

付録 1 では、柱部材内における位置とコンクリート圧縮強度の関係を確認する目的で、CFT 長柱の上段、中段、下段の各位置から CFT 短柱と充填コンクリート短柱を採取し、一軸圧縮試験を行う。

短柱採取位置と、CFT 短柱、充填コンクリート短柱それぞれの最大耐力との関係、また、短柱採取位置と相互拘束効果による耐力上昇量について検討する。

400N/mm²級鋼管と 60N/mm²級コンクリートを用いた CFT 短柱の相互拘束効果に関するデータが得られるため、本論第二章にて引用し、高強度円形断面 CFT 短柱との比較を行う。

付録 2 では、試験体におけるコンクリートの拘束力と応力上昇量の関係を調べる目的で、炭素繊維補強したコア供試体（試験体からコアボーリングにより採取したシリンダー）の一軸圧縮試験を行う。

炭素繊維量をパラメータとし、炭素繊維量と応力上昇量の関係を確認する。コア供試体の採取位置と、炭素繊維の拘束による応力上昇量との関係についても検討する。60N/mm²級コンクリートが受動的側圧を受ける際の一軸圧縮下のデータが得られるため、付録 3 にて解析対象として引用される。

付録 3 では、第二章の高強度 CFT 短柱ならびに付録 2 の炭素繊維補強コア供試体を対象とした一軸圧縮有限要素解析を実施し、三軸応力下を想定したコンクリート構成則を用いた数値解析の結果と実験結果を比較し、上記構成則を CFT 短柱充填コンクリートに適用する際の課題を明らかにする。その上で、第二章で評価された充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力上昇量の関係を用い、超高強度 CFT 短柱

第一章 序論

における充填コンクリートの応力-ひずみ関係の評価式を提案する。併せて実験における充填コンクリートの横方向膨張量と既存評価式との関係について検討する。

第一章の参考文献

- 1.1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10
- 1.2) 新都市ハウジング協会：コンクリート充填鋼管（CFT）造技術基準・同解説の運用及び計算例等, 2015.07
- 1.3) 国土技術政策総合研究所，建築研究所：2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.6
- 1.4) 難波隆行, 加村久哉, 木下智裕, 村上行夫, 藤井稔己, 南宏一：高強度鋼管を用いた CFT 柱の構造性能確認実験 その 3 100N/mm² 級コンクリートを充填した円形 CFT 柱, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1183-1184, 2011.7
- 1.5) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針, 2012.03
- 1.6) 高木, 中村, 宮尾, 猪砂, 杉山, 難波：鋼管内面にリング状の機械的すべり止めを有するコンクリート充填円形鋼管柱の付着耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1131-1132, 1999.7
- 1.7) 松本正巳：建築鉄骨, 溶接学会誌, 第 69 巻, 第 8 号, pp.16-20, 2000
- 1.8) 村上, 木下, 坂本, 井, 鈴木：建築構造用 550N/mm² 級鋼材を用いた柱部材の耐火性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.271-272, 2012.7
- 1.9) 新都市ハウジング協会：CFT 造耐火設計指針, 2004
- 1.10) 社団法人鋼材倶楽部：SRC 造への高張力鋼適用に関する調査研究委員会：鋼材倶楽部高張力鋼を用いた SRC 構造の開発研究, 1989
- 1.11) 松本修一, 後藤和正, 黒岩秀介, 高瀬：Fc150 N/mm² コンクリート・780N/mm² 鋼の CFT 柱を用いた超高層建物の設計および施工, コンクリート工学, Vol.50, No.12, pp.1102-1108, 2012.12
- 1.12) 1 小室努, 今井和正, 村松晃次, 是永健好, 渡邊史夫：100~180N/mm² の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集 No. 577, pp.77-84, 2004
- 1.13) 仲, 加藤, 阿部：コンクリート充填鋼管の圧縮強さ, 日本建築学会論文報告集, 第 69 号, pp.605-608, 1961.10
- 1.14) 崎野, 蜷川, 松本：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(CFT-17), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.917-918, 1997.7
- 1.15) M. Tomii, K. Yoshimura, and Y. Morishita: Experimental Studies on Concrete Filled Steel Tubular Stub Columns under Concentric Loading, Proc. of the international Colloquium on Stability of Structures Under Static and Dynamic Loads, SSRC/ASCE, Washington D.C., pp.718-741, March 1977.
- 1.16) 山本, 山口, 森野：コンクリート充填円形鋼管短柱の軸圧縮特性に及ぼす寸法効果に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.237-244, 2002.11

第二章

高強度円形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動

§ 2.1 はじめに

590N/mm²級を超える鋼管, または 90N/mm²級を超える充填コンクリートを用いた超高強度円形断面 CFT 構造の実験データは少なく, その挙動には不明な点が多い。そこで本章では, CFT 構造の基本的挙動である短柱の一軸圧縮下の特徴を明らかにする目的で, 780N/mm²級または 550N/mm²級の鋼管ならびに 100N/mm²級コンクリートを用いた超高強度円形 CFT 短柱の一軸圧縮実験を実施し, 併せて行った中空鋼管およびプレーンコンクリート短柱との比較により, 試験体サイズ・径厚比が構造性能に与える影響を検証する。

CFT 短柱鋼管の軸方向耐力が周方向応力の影響を受けることは明らかにされている^{2.1)}が, 載荷中の鋼管応力の推移について評価されている研究は少ない^{2.2)}。充填コンクリートの挙動に関しても, 従来強度コンクリートを用いた CFT 短柱の実験によると, CFT 短柱の充填コンクリートの拘束係数は, 三軸応力下^{2.3)}, およびフープ筋により拘束された^{2.4)}コンクリートの拘束係数と異なるとの指摘^{2.2)}がある。特に, CFT 構造の特徴である相互拘束効果による充填コンクリートの構造性能向上については, その詳細が明らかになっているとは言い難く, 定量的な評価と相互拘束効果の発生経緯の解明は合理的な設計法の構築に不可欠である。本章が対象とする円形断面 CFT 短柱は, 鋼管の周方向応力が断面内で一定であり, 充填コンクリートの拘束応力も断面内の位置, 方向によらず一定と見なせるため, 角形断面 CFT 短柱と比較して応力状態の分析が容易である。また, 相互拘束効果による構造性能の改善が角形断面 CFT 短柱と比較して大きく, 実験により相互拘束効果を捉えることが容易である。このように, 円形断面 CFT 短柱は拘束効果の定量的な分析対象として適している。そこで, 本章の実験で得た CFT 短柱鋼管の変位・ひずみデータを分析し, 鋼管の軸方向・周方向応力, さらに充填コンクリートの軸方向・拘束 (= 横方向) 応力を定量的に評価し, 超高強度 CFT 短柱における相互拘束効果の発生経緯, および充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力の関係を明らかにする。

§ 2.2 短柱の一軸圧縮実験

超高強度円形断面 CFT 短柱と, 比較対象として CFT 短柱を構成する各要素と同じ諸元を有する中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験を行い, 鋼管耐力比 (CFT 短柱耐力に対する鋼管耐力の比) ならびに試験体寸法が CFT 短柱の最大耐力に与える影響を明らかにする。

2.2.1 試験体計画

Fig.2.1 に試験体形状を, Table2.1 に試験体一覧を示す。CFT 短柱の実験は鋼管の種類に応じて C78 シリーズ (780 N/mm²級鋼管) と C55 シリーズ (550N/mm²級鋼管) の二つのシリーズからなり, 対応する中空鋼管およびプレーンコンクリートの実験もそのシリーズに合わせて実施した。ただし, C78 シ

リーズの中空鋼管の実験は行っていない。コンクリートは 100 N/mm² 級である。本章の CFT 試験体は文献 2.1) の適用範囲外の使用材料の組合せで構成される。試験体名称は柱種別(CFT, C: プレーンコンクリート, S: 鋼管), 断面形状(C: 円形), シリーズ(C78: 780N/mm² 鋼管, C55: 550N/mm² 鋼管), サイズ(I: 小~IV: 大), 径厚比(D/t) を意味する。

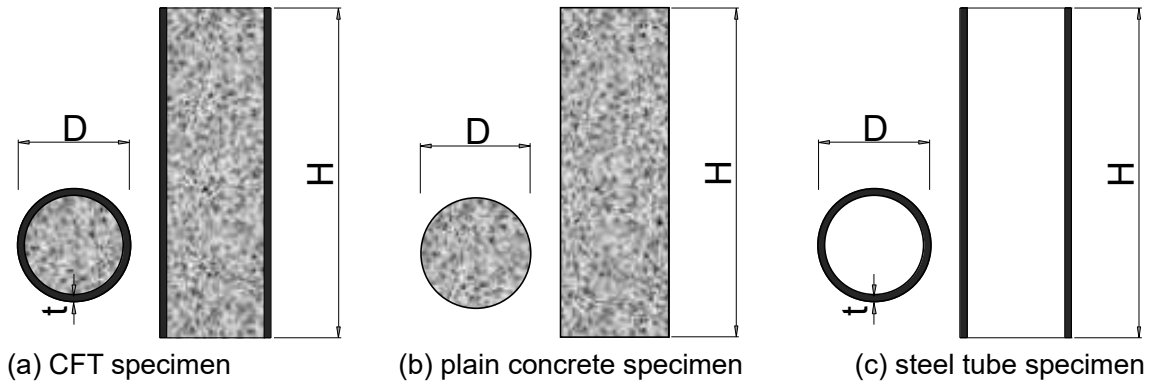


Fig.2.1 Geometry of specimen

Table2.1 Specimen list

	series	No.	YS (N/mm ²)	σ_B	age (days)	D (mm)	t (mm)	$\frac{D}{t}$
CFT	C78	CFTC78U-III-30	843	116	65	359	12.1 ^{*1}	29.6
		CFTC78U-II-23	839	116	64	269	12.1 ^{*1}	22.3
		CFTC78U-II-30	791	117	66	269	9.1	29.7
		CFTC78U-II-45	772	117	66	269	6.2 ^{*2}	43.6
		CFTC78U-I-30	782	117	67	180	6.2 ^{*2}	29.2
	C55	CFTC55U-IV-23	426	116	36	427	18.6 ^{*3}	22.9
		CFTC55U-II-23	458	116	36	268	11.6 ^{*4}	23.2
plain concrete	C78	CCU-III(78)	-	114	60	350	-	-
		CCU-II(78)	-	116	64	250	-	-
		CCU-I(78)	-	117	67	175	-	-
	C55	CCU-IV(55)	-	116	38	400	-	-
		CCU-II(55)	-	116	38	250	-	-
steel tube	C78	SC78-III-36 ^{2.5), 2.6)}	765	-	-	327	9.2	35.6
		SC78-II-30 ^{2.5), 2.6)}	762	-	-	268	9.3	28.8
		SC78-I-21 ^{2.5), 2.6)}	783	-	-	187	9.1	20.5
	C55	SC55-IV-23	426	-	-	427	18.6 ^{*3}	22.9
		SC55-II-23	458	-	-	269	11.6 ^{*4}	23.2

YS: yield stress of steel tube, σ_B : concrete strength, D: diameter, t: thickness of steel tube, *1, *2, *3, *4: made of the same large plate

CFTC78U-III-30, CCU-III(78)
 └─ series (for plain concrete)
 └─ D/t (planning), 21 to 45
 └─ section size category, I:~190, II:~270, III:~360, IV: over 360mm
 └─ concrete strength, U: ultra high strength, H: high strength
 └─ series (= steel tube strength(N/mm²) x10⁻¹, for CFT and steel tube)
 └─ cross section, C: circular, S: square, R: Rectangular
 └─ column type, CFT: concrete filled steel tube, S: steel tube, C: concrete

実験目的と試験体パラメータの関係を以下に詳述する。着目する試験パラメータを下線で記す。

- ① 鋼管の拘束力の影響（コンファインド効果）：CFT 短柱（CFTC***） とプレーンコンクリート短柱（CC***）の比較により、鋼管によりもたらされる拘束力が CFT 短柱の挙動に与える影響を調べる。さらに CFTC78U-II-23, CFTC78U-II-30, CFTC78U-II-45 試験体（780N/mm² 級鋼管），および CFTC55U-II-23（550N/mm² 級鋼管）の鋼管径厚比・鋼管耐力比の違いが、CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動に与える影響を明らかにする。
- ② 試験体断面寸法の影響（寸法効果）：同等の鋼管耐力比を有する CFTC55U-III-30, CFTC55U-II-30, CFTC55U-I-30 試験体間（780N/mm² 級鋼管）の比較、CFTC78U-IV-23, CFTC78U-II-23 試験体間（550N/mm² 級鋼管）の比較を通じ、試験体外径が CFT 短柱の最大耐力に与える影響を明らかにする。
- ③ 鋼管材強度の影響：シリーズ C78（780N/mm² 級鋼管）とシリーズ C55（550N/mm² 級鋼管）のそれぞれの試験体挙動の違いに着目し、コンクリートの一軸圧縮強度ひずみ時に鋼管が弾性状態か否かが CFT 短柱の挙動に与える影響を明らかにする。

鋼管はいずれも冷間加工により成形され、応力除去の焼鈍しは行わない。これは実構造物において焼鈍しを施すことが少ないことから、CFT 構造の鋼管として使用した際の影響を実験結果から把握するためである。一方、焼鈍しをしない冷間加工鋼管の応力-ひずみ関係は強い非線形性を有することから、拘束効果の現象を正しく把握するため、非線形である応力-ひずみ関係を反映可能な構成則を用いて鋼管応力を評価する。CFT 短柱および中空鋼管の高さ H は鋼管径 D_p （Table2.4 参照：計画値）の 3 倍とし、プレーンコンクリート短柱についても条件を合わせるため高さを外径の 3 倍とする。なお、Table2.1 に*1~*4 で示す板厚が同じ鋼管は、それぞれ同じ大板を使用して成形されたものである。本章で示される結果・考察は、径厚比 D/t が 23 から 45 の比較的径厚比の小さい試験体を用いた実験に基づくものである。

プレーンコンクリート短柱は各シリーズの CFT 短柱のサイズに対応するものとする。プレーンコンクリート短柱についても CFT 短柱と条件を合わせるため高さを外径の 3 倍とする。シリーズ C78 の中空鋼管実験は、文献(2.5), (2.6)からの引用である。ただし試験体名称は本研究の他の試験体に合わせ改称した(Table2.1)。シリーズ C55 の中空鋼管試験体は対応する CFT 試験体の鋼管と同じ材料、設計である。

2.2.2 材料試験結果

使用するコンクリートの設計基準強度は 100N/mm^2 級である。調合設計は両シリーズとも同じであるが(Table2.2)、打設時期が異なる。スランプフローはシリーズ C78 が 60.5cm、シリーズ C55 は 63.5cm であった。試験体コンクリート打設時に採取し現場封緘養生を行った $\phi 100\text{mm}$ 、高さ 200mm の供試体を用いたコンクリートの材料試験結果を Table2.3 に示す。シリーズ C78 では一連の実験を 8 日間で実施したが、その期間中の材齢の違いによる力学的性質の変動が少ないことが確認できる。Table2.1 に示す同シリーズのコンクリート強度は材齢により線形補間した値である。シリーズ C55 では実験期間が 3 日間であるためコンクリート強度に材齢 36 日の試験結果を用いる。

Table2.2 Concrete mix proportion

cement (kg/m ³)	water (kg/m ³)	silica fume (kg/m ³)	finer A ^{*1} (kg/m ³)	finer B ^{*2} (kg/m ³)	coarse aggregate ^{*3} (kg/m ³)	super plasticizer (kg/m ³)
577	150	58	694	180	884	9.23

water-binder ratio 26.0%

*1 pit sand, fineness modulus 2.1

*2 crushed sand, fineness modulus 3.7

*3 crushed stone, solid volume percentage 58%, maximum size 13mm

Table2.3 Mechanical properties of concrete

series	age (days)	σ_B (N/mm ²)	E (x10 ⁴) N/mm ²	ϵ_u (x10 ⁻³)	testing piece
C78	61	115	4.28	3.31	cylinder $D:100^{\text{mm}}$ $H:200^{\text{mm}}$
	67	117	4.38	3.15	
C55	36	116	4.33	3.16	

 σ_B : concrete strength, E : secant modulus, ϵ_u : strain at peak stress

鋼管の材料試験結果を Table2.4 に示す。成形後の鋼管から切り出した標準試験片を用い試験を行う。鋼管の外径 D_p は計画値である。各試験片の降伏応力は、シリーズ C78 では 0.2% オフセット耐力、シリーズ C55 では下降伏点により評価したものである。シリーズ C78 の中空鋼管の材料試験結果は文献 (2.5), 2.6) からの引用である。

Table2.4 Mechanical properties of steel tubes

series	D_p (mm)	t (mm)	YS (N/mm ²)	TS (N/mm ²)	E (x10 ⁵) N/mm ²	YR (%)	EL (%)	testing piece	
C78	360	12.1	843	892	2.18	94.4	24.2	W:25 ^{mm} L:50 ^{mm} t:original(JIS12B)	
	270	12.1	839	895	2.16	93.8	23.8		
	270	9.1	791	852	2.14	92.8	22.0		
	270	6.2	772	835	2.11	92.5	17.9		
	180	6.2	782	841	2.15	93.0	18.8		
	2.5), 2.6)	330	9.2	765	842	-	90.8		21.0
	2.5), 2.6)	270	9.3	762	847	-	89.9		20.0
2.5), 2.6)	190	9.1	783	867	-	90.4	21.0		
C55	428	18.6	426	567	2.19	75.1	43.7		
	270	11.6	458	595	2.13	76.9	35.8		

 D_p : diameter (planning), t : thickness, YS: yield stress,TS: tensile strength, E : Young's modulus, YR: yield ratio,

EL: elongation, W: width, L: gage length

2.2.3 載荷・計測計画

実験は、日本大学理工学部大型構造物試験センター30MN 大型試験機を用いて実施する。試験体を試験機ベッドに据え置き、球面座となっている加圧盤により圧縮力を加える。載荷は静的であり、コンクリート材料試験の初期割線弾性係数を用い算定されるコンクリート応力の増加速度が JIS A 1108 で規定された $0.6 \pm 0.4 \text{ N/mm}^2/\text{sec}$ となるよう変位制御により行った。試験体の断面内に一様な荷重が作用する

よう（一軸圧縮となるよう）、弾性範囲にてひずみの進行がほぼ均一になるよう芯出しを行う。また、CFT 短柱及びプレーンコンクリート短柱とも上下面に硬質石膏による表面処理を施す。上部載荷板の傾きが大きくなり試験機に作用する偏心力が制限値に達するまで載荷を継続する。

計測は、試験体ベッドと加圧盤間の相対変位を、試験体から径方向に 100mm 離れた位置に 90° 間隔で配置した変位計にて行う (Fig.2.2)。また、鋼管表面の軸方向・周方向のひずみを、上段・中段・下段にそれぞれ 90° 間隔で貼付した 2 軸ひずみゲージにて計測する (Fig.2.3)。計測値は軸方向 z 、半径方向 r 、周方向 θ の極座標系により表記する。符号は鋼材の材料試験結果を除き圧縮側を正とする。

試験体の荷重-変位関係の一部に劣化勾配を含む場合、ひずみゲージ計測値よりも変位計計測値の方が試験体全体の軸方向挙動をより適切に表すと考えられる。そこで本研究では、変位計による相対変位計測値を試験体初期高さで除した平均ひずみを試験体の軸方向ひずみ^{注1)}とする。周方向ひずみは中段の周方向ひずみゲージ計測値の平均値とする。



Fig.2.2 Test setup and displacement measurement

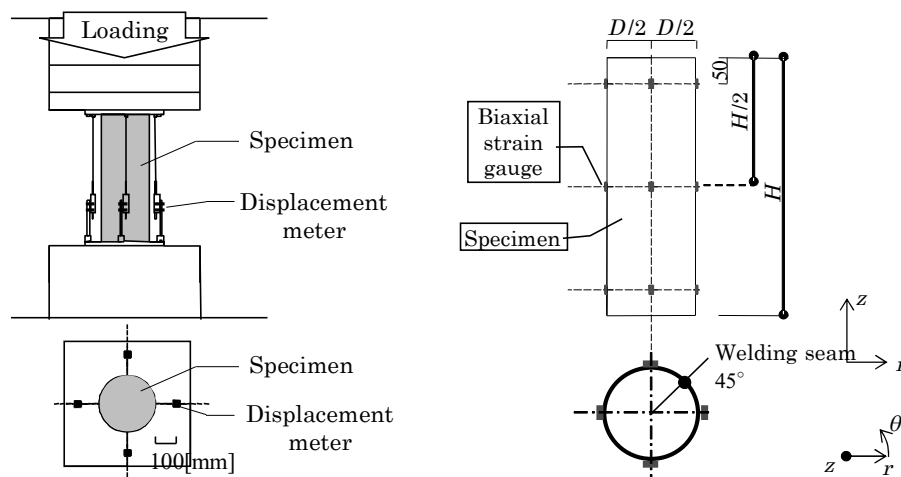


Fig.2.3 Strain measurement

2.2.4 プレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果

まず、CFT 短柱との比較検証のために行ったプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果を示す。

Table2.5 に結果一覧と、対応する CFT 短柱試験体名を示す。プレーンコンクリート短柱の最大応力 $pcOu$ は、いずれの試験体においても材料強度 σ_B より低い。ヤング係数 E は最大応力度の 1/3 強度時における割線剛性であり、各試験体においてほぼ等しい。

Fig.2.4 にプレーンコンクリート短柱の応力-ひずみ関係を示す。(a), (b) にそれぞれシリーズ C78, C55 の結果と、 $\phi 100\text{mm}$ のシリンダーによる材料試験結果 (シリーズ C78 は材齢 67 日の結果) を併記する。いずれの試験体も、最終的に爆裂現象を起こすことにより耐力が急激に低下し、載荷を終了した。また、プレーンコンクリート短柱の最大応力 $pcOu$ (以下、プレーンコンクリート最大応力) は材料試験よりも低い値となった。同時に打設した試験体間の比較では、応力-ひずみ関係はほぼ同じ形状となった。シ

注1) 変位計の計測値には試験体の正味の変形に加えて、試験体と試験機の接触位置の試験機側耐圧板の局所変形が含まれる。そこで、試験体毎に耐圧板の弾性支圧剛性を評価し、載荷中の耐圧板の局所変形を算定する。耐圧板の弾性支圧剛性は各試験体の荷重が最大耐力の 1/3 となる時点での、 $[\text{荷重}] / ([\text{変位計計測値}] - [\text{ひずみゲージ計測値}] \times [\text{試験体高さ}])$ とする。載荷中の耐圧板の局所変形を $[\text{荷重}] / [\text{耐圧板弾性支圧剛性}]$ として求め、試験体の正味の軸変形を変位計計測値からこの局所変形を除いた値とし、試験体の平均ひずみを算定する。

リーズ C78 のプレーンコンクリート短柱と材料試験の比較(Fig.2.4(a))では, 載荷途中で勾配に差が生じ, 応力-ひずみ関係がかい離する。シリーズ C55 のプレーンコンクリート短柱(Fig.2.4(b))では同勾配は材料試験とほぼ同じであり, CCU-IV(55)試験体は CCU-II(55) 試験体よりも早期に破壊した。

Photo2.1 に試験体の破壊状況を示す。破片飛散防止のため試験体を透明なビニールフィルムで覆って載荷した。試験体上下端部は端面を含む円錐状の塊となり, その他の部分は破片状となった。

Table2.5 Result of Plain concrete column

No.	D (mm)	σ_B (N/mm ²)	$pc\sigma_u$	$pc\varepsilon_u$ (x10 ⁻³)	E (x10 ⁴ N/mm ²)	ν_e	corresponding CFT specimen
CCU-III(78)	350	114	96	2.79	4.23	0.24	CFTC78U-III-30
CCU-II(78)	250	116	94	2.63	4.26	0.22	CFTC78U-II-23, 30, 45
CCU-I(78)	175	117	95	2.72	4.50	0.22	CFTC78U-I-30
CCU-IV(55)	400	116	102	2.61	4.56	0.24	CFTC55U-IV-23
CCU-II(55)	250	116	113	2.92	4.62	0.24	CFTC55U-II-23

D: diameter, σ_B : concrete strength, $pc\sigma_u$: maximum stress, $pc\varepsilon_u$: ultimate strain, E: Young's modulus, ν_e : elastic Poisson's ratio

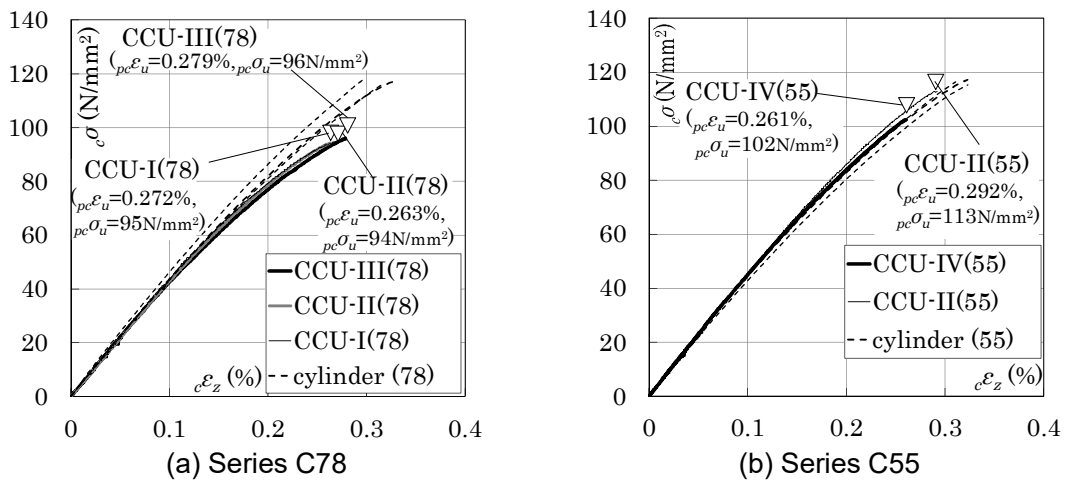


Fig.2.4 Stress-strain curve of plain concrete column and cylinder

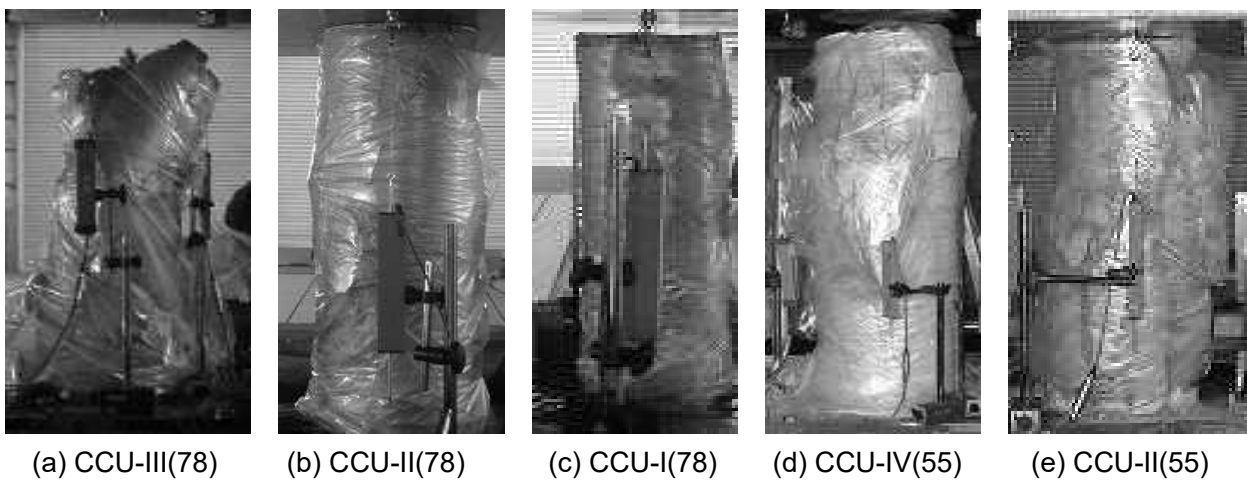


Photo 2.1 Ultimate state of plain concrete column

2.2.5 中空鋼管の一軸圧縮実験結果

本節では、シリーズ C55 において CFT 短柱との挙動の比較のため行った中空鋼管の一軸圧縮実験結果について述べる。

Table2.6 に実験結果一覧と対応する CFT 短柱試験体名を示す。 $s\sigma_y$ は 0.2% オフセット耐力である。いずれの試験体も試験体上端付近に局部座屈を生じたことで耐力が低下し、載荷を終了した。Photo2.2 に一例を示す。

Table2.6 Result of steel tube (series C55)

No.	$\frac{D}{t}$	YS	TS	$s\sigma_y$	$s\sigma_u$	E ($\times 10^5$ N/mm ²)	ν_e	corresponding CFT specimen
SC55-IV-23	22.9	426	567	392	516	2.12	0.29	CFTC55U-IV-23
SC55-II-23	23.2	458	595	422	541	2.11	0.28	CFTC55U-II-23

D : diameter, t : thickness, YS: material yield strength,

TS: material tensile strength, $s\sigma_y$: yield strength, $s\sigma_u$: ultimate strength,

E : Young's modulus, ν_e : elastic Poisson's ratio



Photo2.2 Steel tube specimen

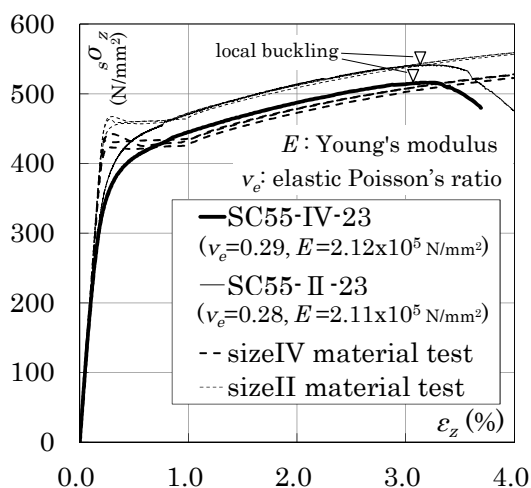


Fig.2.5 Stress-strain curve of steel tube (series C55)

Fig.2.5 に中空鋼管の一軸圧縮時の応力-ひずみ関係（圧縮が正值）を材料試験結果（引張が正值）と併せて示す。いずれの試験体も鋼管の局部座屈により応力が低下した。図中に応力-ひずみ関係の勾配が材料試験の勾配とかい離し、局部座屈が発生したと判断した点（局部座屈発生点）を▽で示す。軸方向ひずみが材料試験の降伏棚を超えた後、局部座屈発生点までの区間において中空鋼管の応力-ひずみ関係の勾配は材料試験結果とほぼ一致しており、局部座屈発生点までの応力-ひずみ関係は局部座屈の影響を受けていない。

2.2.6 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果

Table2.7 に CFT 短柱の実験結果一覧を示す。 N_0 は CFT 短柱の計算耐力（単純累加強度）， N_y は CFT 短柱鋼管の計算降伏耐力， N_u は CFT 短柱の実験最大耐力である。材料試験強度を用いて算定した鋼管耐力 N_y とコンクリート耐力 N_c の単純累加による CFT 短柱の単純累加強度 N_0 の計算式を式(2.1)に示す。円形断面 CFT 短柱に関しては、文献 2.1)にコンクリート強度低減係数 $cr_u=1.0$ とした単純累加強度によ

り既往の実験耐力の下限値を評価できることが示されており、式(2.1)ではコンクリート強度を低減していない。

$$N_0 = N_y + N_c = A_s \cdot YS + A_c \cdot \sigma_B \tag{2.1}$$

A_s : 鋼管の断面積, YS : 鋼管の降伏応力 (材料試験)

A_c : コンクリートの断面積, σ_B : コンクリートの圧縮強度 (材料試験)

N_y/N_0 は鋼管耐力比, N_u/N_0 は最大耐力比を示す。材料試験強度 σ_B で評価する最大耐力比 N_u/N_0 は 1 を下回るケースがある。

Table2.7 Result of CFT column

No.	D (mm)	t	$\frac{D}{t}$	YS (N/mm^2)	σ_B	N_0	N_u	$\frac{N_y}{N_0}$	$\frac{N_u}{N_0}$
CFTC78U-III-30	359	12.1	29.6	843	116	21.4	20.9	0.52	0.98
CFTC78U-II-23	269	12.1	22.3	839	116	13.7	14.5	0.60	1.06
CFTC78U-II-30	269	9.1	29.7	791	117	11.6	11.8	0.50	1.01
CFTC78U-II-45	269	6.2	43.6	772	117	10.0	9.29	0.39	0.93
CFTC78U-I-30	180	6.2	29.2	782	117	5.22	5.27	0.50	1.01
CFTC55U-IV-23	427	18.6	22.9	426	116	24.0	24.6	0.42	1.02
CFTC55U-II-23	268	11.6	23.2	458	116	9.77	9.80	0.44	1.00

N_0 : calculated CFT strength using σ_B , N_u : maximum load of CFT, N_y : steel tube strength

Fig.2.6 に CFT 短柱の耐力比-ひずみ関係を示す。縦軸は荷重 $cftN$ を N_0 で除した耐力比 $cftN/N_0$ 、横軸は軸方向ひずみである。CFT 短柱は、載荷初期において中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の剛性の和に相当する荷重-ひずみ関係を示し、最大耐力点到達後は、プレーンコンクリート短柱と異なり徐々に耐力を低下させた。今回実験を行った超高強度円形断面 CFT 短柱においても、相互拘束効果²⁾が確認されている 440 N/mm^2 級以下の鋼管と 90 N/mm^2 級以下のコンクリートを用いた CFT 短柱と同様に、鋼管が充填コンクリートを拘束し、コンクリートの脆性的な破壊による急激な耐力低下を抑止したと考えられる。いずれの試験体も加圧盤の傾きが 2.5% を超えた後に試験機に作用する偏心力が大きくなった時点で載荷を終了した。

Fig.2.6(a)にてシリーズ C78 の外径が異なる試験体の結果を比較する。最大耐力比に大きな差は無いが、最も径の大きい CFT78-III-30 試験体の最大耐力比は他の試験体と比較し約 3% 小さい。Fig.2.6(b)はシリ

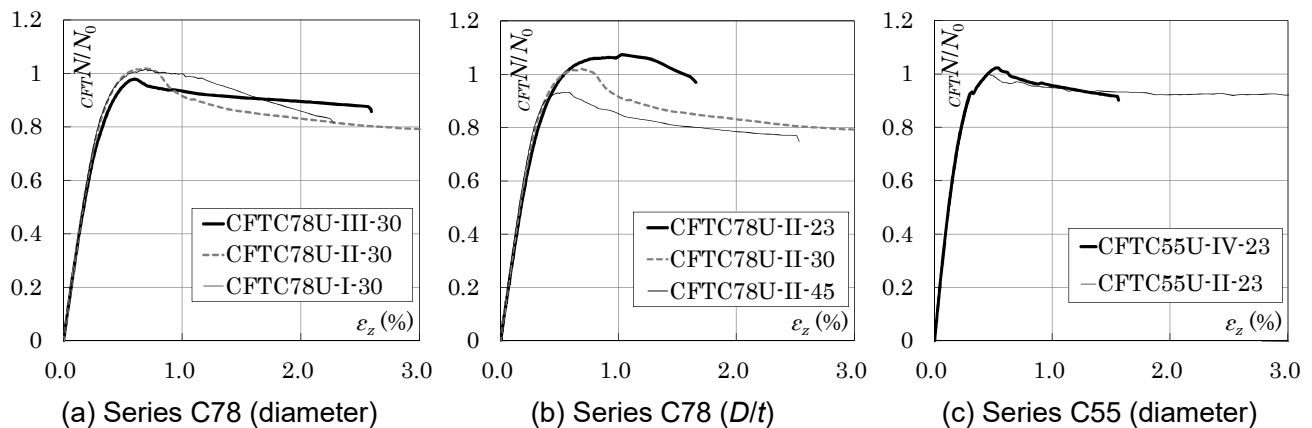


Fig.2.6 Load ratio-strain curve of CFT column

ーズ C78 の鋼管径厚比に関する比較である。径厚比が小さい試験体ほど最大耐力比が大きい結果となった。Fig.2.6(c)はシリーズ C55 の結果である。シリーズ C78 と比較して最大耐力比となるひずみがやや小さい。なお最大耐力比 N_u/N_0 が 1 を下回り、最大耐力 N_u が材料試験強度を用い評価した単純累加強度 N_0 に達しないケースがある。

最終破壊状況を Photo2.3 に示す。同一高さ位置に局部座屈現象を生じた中空鋼管(Photo2.2)と異なり CFTC78U-III-30, CFTC78U-II-30, CFTC78U-II-45, CFTC78U-I-30 の各試験体において、それぞれ発生高さが異なり、かつ水平断面上の対称位置に 2 つの凸状変形が確認された。目で確認できる凸状変形箇所を写真に矢印で示す。充填コンクリートにて凸状変形の発生位置を含むすべり面が形成され、せん断破壊が生じたと考えられる。実験終了後の CFTC55U-II-23 試験体を切断し、充填コンクリートの状態を確認した (Photo2.3(h))。CFTC55U-II-23 では斜めのすべり面が形成されたことが確認された。

Fig.2.7 に、CFT 短柱最大耐力時ひずみ $\epsilon_{cr}\epsilon_u$ と鋼管耐力比 N_y/N_0 の関係を示す。鋼管耐力比の高い CFT 短柱は鋼管耐力比が低いものと比較して、最大耐力時の軸方向ひずみが大きい。

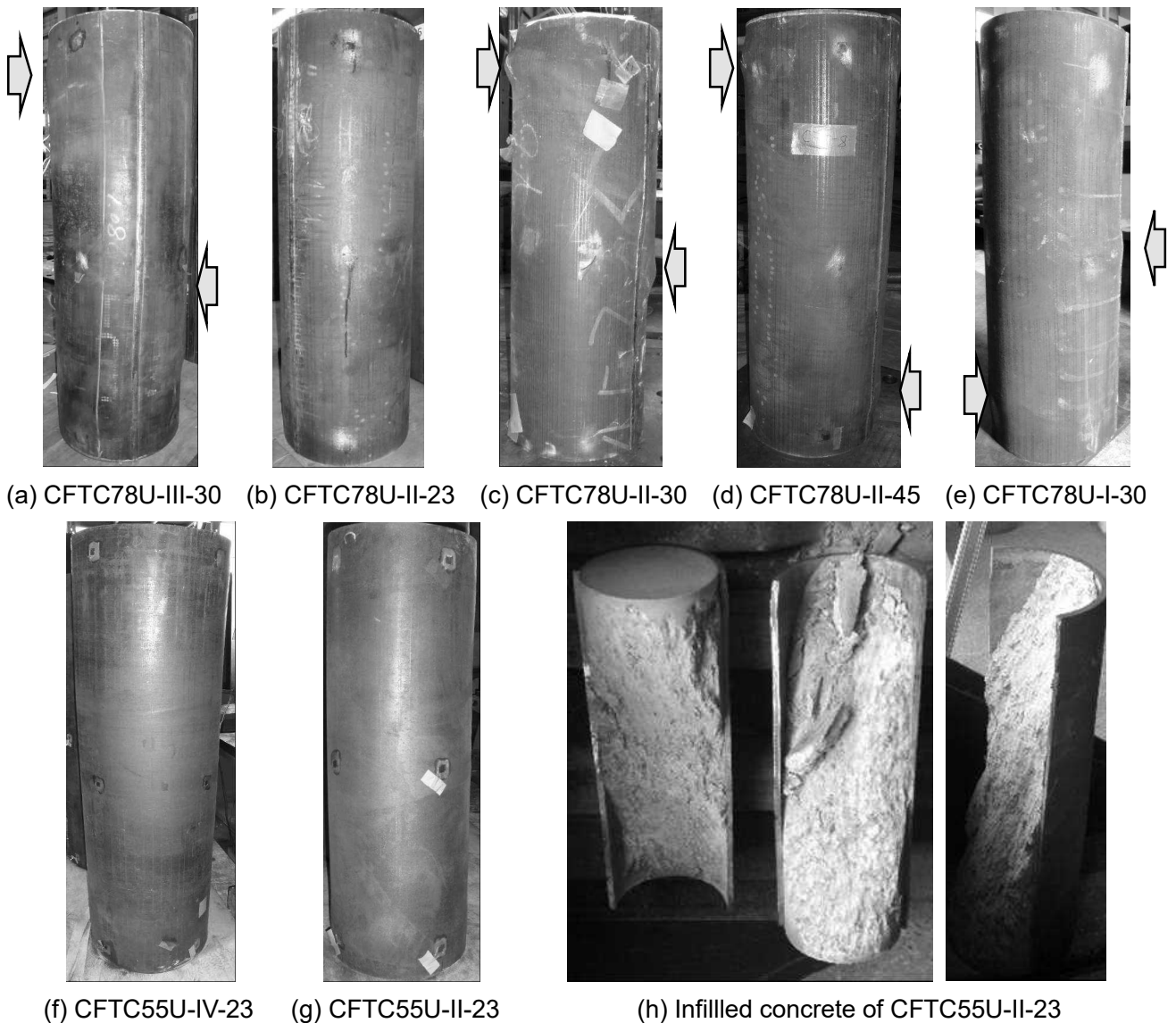


Photo2.3 Ultimate state of CFT specimens

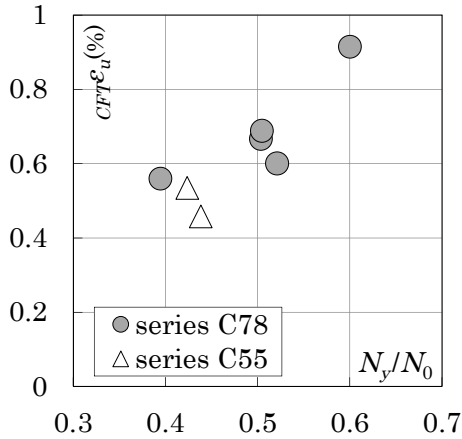


Fig.2.7 Deformation capacity - steel contribution ratio

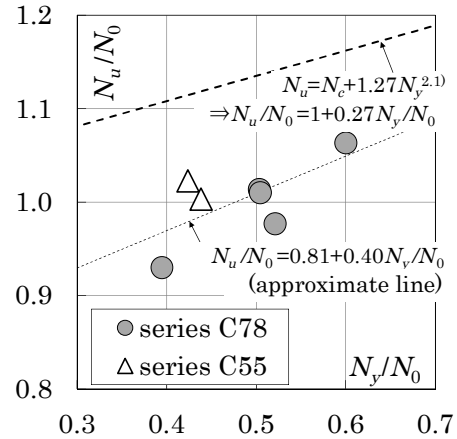


Fig.2.8 Max load ratio – tube strength ratio

Fig.2.8 に CFT 短柱の最大耐力比 N_u/N_0 と鋼管耐力比 N_y/N_0 の関係を示す。鋼管耐力比が高い CFT 短柱は最大耐力比が高い傾向がある。強度 90N/mm^2 未満のコンクリートを用いた CFT 短柱実験により構築された評価式^{2.1)} (Fig.2.8 の破線) との比較において、本研究における N_u/N_0 はいずれもこの評価耐力を下回る。

Fig.2.9 に最大耐力比 N_u/N_0 と外径 D の関係を示す。外径 D が CFT 短柱の最大耐力に及ぼす影響を確認するため、鋼管耐力比 N_y/N_0 が同程度である試験体間(シリーズ C78: $0.50\sim 0.52$ (3 体), シリーズ C55: $0.42\sim 0.44$ (2 体)) の比較を行う。外径と最大耐力比との間に明確な相関は確認できない。

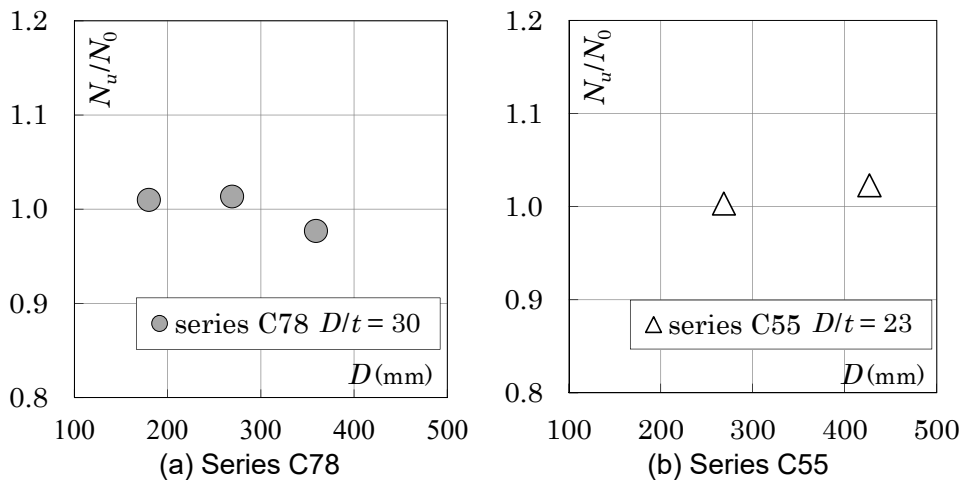


Fig.2.9 Max load ratio – diameter

以上、CFT 短柱ならびにその比較対象として行ったプレーンコンクリート短柱、中空鋼管の一軸圧縮実験結果を示した。鋼管耐力比が高い CFT 短柱は、鋼管耐力比が低いものよりも最大耐力比が大きく、最大耐力時の軸方向ひずみも大きい結果が得られた。鋼管耐力比に対する最大耐力比の近似直線の勾配 0.40 は評価式^{2.1)} の勾配 0.27 を下回っておらず、本研究の CFT 短柱においても相互拘束効果が生じた可能性がある。なお、CFT 短柱の最大耐力が、材料試験強度を用い評価した単純累加強度に達しないケースがあった。

§ 2.3 CFT 短柱荷重と累加荷重との比較

2.2 節において、CFT 短柱において相互拘束効果が生じた可能性を指摘した。しかし、CFT 短柱の単純累加強度からの耐力上昇は鋼管のひずみ硬化でも起こりうるため、本節では CFT 短柱の荷重を、中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の実験荷重の単純和（以下、累加荷重）と比較し、鋼管による拘束力を反映する周方向ひずみとの関係に着目して CFT 短柱の相互拘束効果について考察を行う。

2.3.1 中空鋼管のモデル化

まず、CFT 短柱荷重と累加荷重（中空鋼管+コンクリート短柱）との比較のため、中空鋼管の一軸圧縮実験結果を整理する。本研究で実験を実施していないシリーズ C78 と、実験を実施したシリーズ C55 の鋼管部分の挙動に共通の評価を与えるために、中空鋼管の圧縮応力-ひずみ関係を数式によりモデル化する。

シリーズ 78 に関しては、CFT 短柱の実験と同時に中空鋼管の実験を行っていないため、同強度クラスである 780N/mm²級の中空鋼管による一軸圧縮実験を報告した文献(2.5),2.6) から応力-ひずみ関係を引用する。試験体名称は本研究における他の試験体名称に合わせて改称する。ただし、本研究の CFT 短柱とは鋼材強度・径厚比が一致しないため、径厚比が最も近い中空鋼管の実験結果を基に、材料強度に応じて調整^{注2)}を行った応力-ひずみ関係を、CFT 短柱の鋼管の性状を表すものとして扱う。調整後の名称を”試験体名-mod(*)”とする。

Fig.2.10 に調整前と調整後（図中赤線）の圧縮応力-ひずみ関係（圧縮が正值）、ならびに中空鋼管の材料試験結果（降伏応力:YS, 引張強度:TS）と CFT 短柱鋼管の材料試験による応力-ひずみ関係（引張が正值）を併せて示す。試験体名称を図中凡例に示す。中空鋼管の 0.2%オフセット耐力は調整前、調整後（図中△, ▽）で材料試験強度に比例して増減する。

注2) 鋼管の一軸圧縮下における応力-ひずみ関係の調整方法を以下に示す。

- i) 初期勾配（ヤング係数）：圧縮応力-ひずみ関係の初期勾配は調整後も同一とする。
- ii) 降伏耐力（0.2%オフセット耐力）：圧縮応力-ひずみ関係の 0.2%オフセット耐力（Fig.A1 に調整前 $s\sigma_{yori}$:△, 調整後 $s\sigma_{ymod}$:▽で示す、圧縮を正值とする）の調整前後の比が、中空鋼管^{2.5),2.6)}と本研究の CFT 短柱鋼管の材料試験降伏応力（それぞれ YS_{ori} , YS_{mod} ）の比に等しくなるよう、圧縮応力-ひずみ関係曲線を 0.2%オフセット直線（初期勾配直線を 0.2%ひずみ分右に移動したもの）に沿って平行移動させる。
- iii) ひずみ硬化曲線（2次勾配）：ii)で平行移動させた圧縮応力-ひずみ関係のひずみ硬化曲線（Fig.A2 で 0.2%オフセット直線よりも右側の部分）を、その勾配の調整前後（それぞれ $(\delta_s\sigma_y/\delta\epsilon_z)_{ori}$, $(\delta_s\sigma_y/\delta\epsilon_z)_{mod}$ ）の比が、中空鋼管^{2.5),2.6)}と本研究の材料試験における（[引張強度]-[降伏応力]、それぞれ $TS_{ori}-YS_{ori}$, $TS_{mod}-YS_{mod}$ ）の比に等しくなるよう調整する。

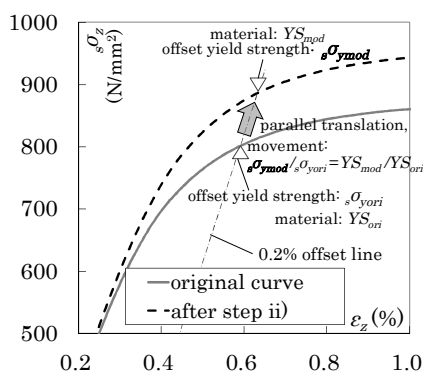


Fig.A1 Modification step ii)

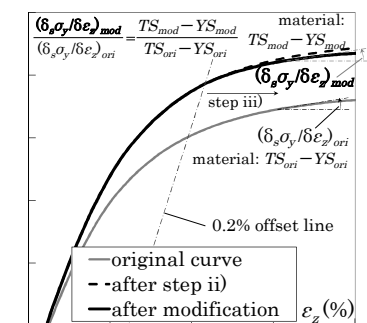


Fig.A2 Modification step iii)

CFT 短柱鋼管と基準とする中空鋼管^{2.5),2.6)}の径厚比が一致しない点について、本研究において分析の対象とするひずみ領域（CFT 短柱の最大耐力時ひずみ(0.6~0.9%)まで）では、中空鋼管試験体^{2.5),2.6)}の径厚比が応力-ひずみ関係に与える影響は小さく、局部座屈による応力低下は生じていない。したがって、径厚比が同一でない鋼管を基準とすることの影響は小さいと考える。

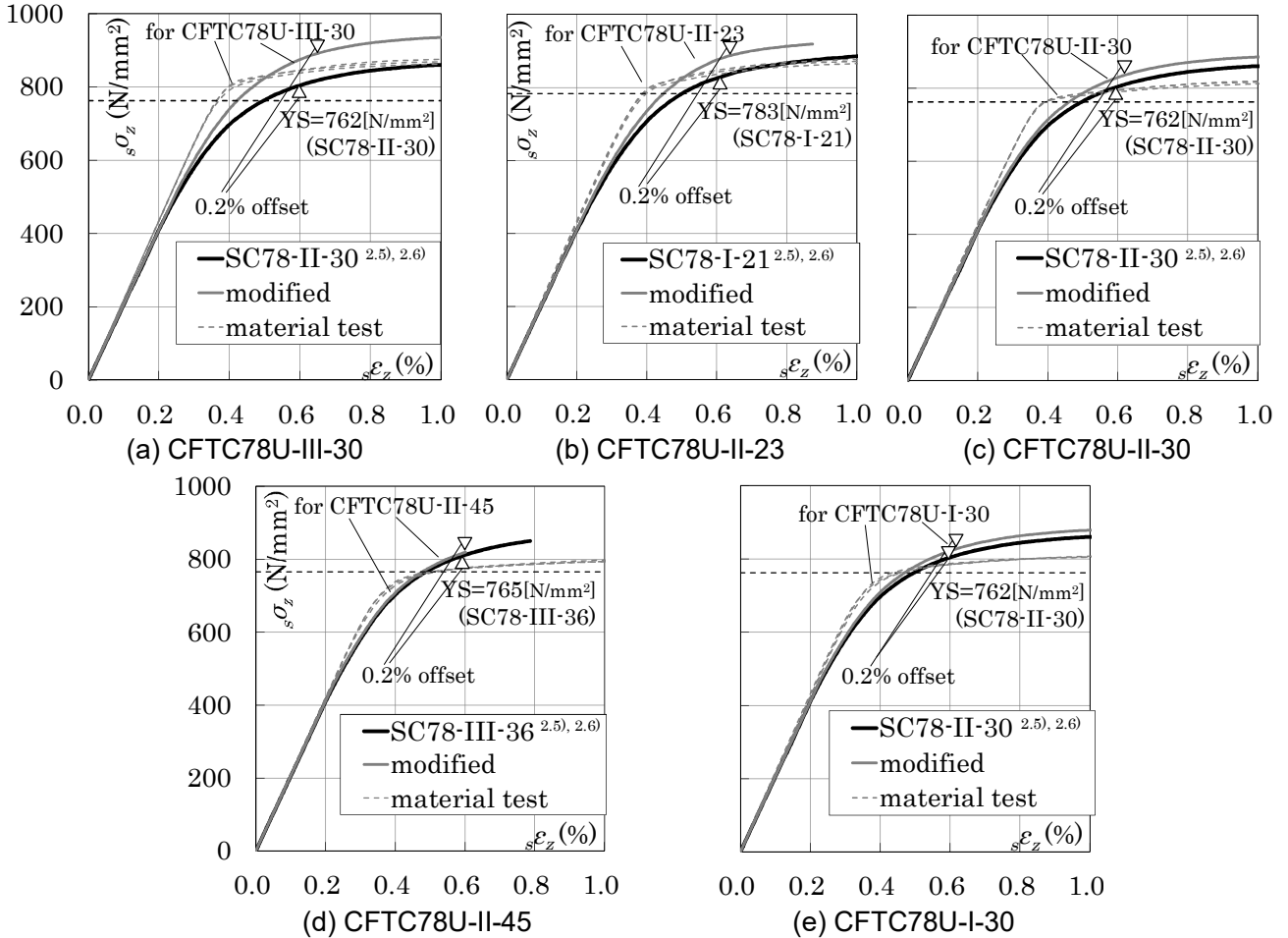


Fig.2.10 Stress-strain curve of steel tube and modification (series C78)

次に、各シリーズの CFT 短柱における鋼管部分の挙動を容易に評価するために中空鋼管の圧縮応力 σ_z - ひずみ ε_z 関係を、式(2.2)に示す Menegotto-Pinto モデル^{2.7)}を用いて表す。本研究では分析の対象とする 0.9%までのひずみ領域における実験結果を忠実に再現することを優先し、 $\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$ を Menegotto - Pinto モデルにおける本来の意味と異なる数値になることを許容する。

$$\sigma_z / \sigma_0 = b(\varepsilon_z / \varepsilon_0) + \frac{(1-b)(\varepsilon_z / \varepsilon_0)}{\{1 + (\varepsilon_z / \varepsilon_0)^R\}^{1/R}} \quad (2.2)$$

$\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$ の決定の際に、550N/mm² 級鋼管については 2.2.4 項に示した一軸圧縮実験結果を、780N/mm² 級鋼管については Fig.2.10 に示す調整後の圧縮応力-ひずみ関係を用い、それぞれ最小二乗法により決定する。 $\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$, ヤング係数（実測値），ならびに参照した試験体名を Table2.8 に示す。Fig.2.11 に示す通り中空鋼管の実験結果と数式モデルの対応は良好である。以降の CFT 短柱の挙動評価において、本数式モデルを中空鋼管の圧縮応力 - ひずみ関係として扱う。

Table2.8 Coefficients for Menegotto-Pinto model

specimen	R	b ($\times 10^{-3}$)	ε_0	σ_0 (N/mm ²)	E ($\times 10^5$) N/mm ²	ν_e	reference
CFTC78U-III-30	3.51	-8.59	4.50	960	2.13 *5	0.30 *6	SC78-II-30-mod3
CFTC78U-II-23	4.26	5.47	4.50	928	2.06 *5	0.30 *6	SC78-I-21-mod
CFTC78U-II-30	3.14	-8.05	4.22	913	2.16 *5	0.30 *6	SC78-II-30-mod2
CFTC78U-II-45	3.12	-92.0	4.49	956	2.13 *5	0.30 *6	SC78-III-36-mod
CFTC78U-I-30	3.07	-6.25	4.16	904	2.17 *5	0.30 *6	SC78-II-30-mod1
CFTC55U-IV-23	2.66	25.79	1.89	402	2.12	0.29	SC55-IV-23
CFTC55U-II-23	2.73	21.99	2.01	433	2.11	0.28	SC55-II-23

$R, b, \varepsilon_0, \sigma_0$: value in equation (2), E : Young's modulus, ν_e : elastic Poisson's ratio

*5: initial elastic modulus of equation (2) model, *6: assumed value

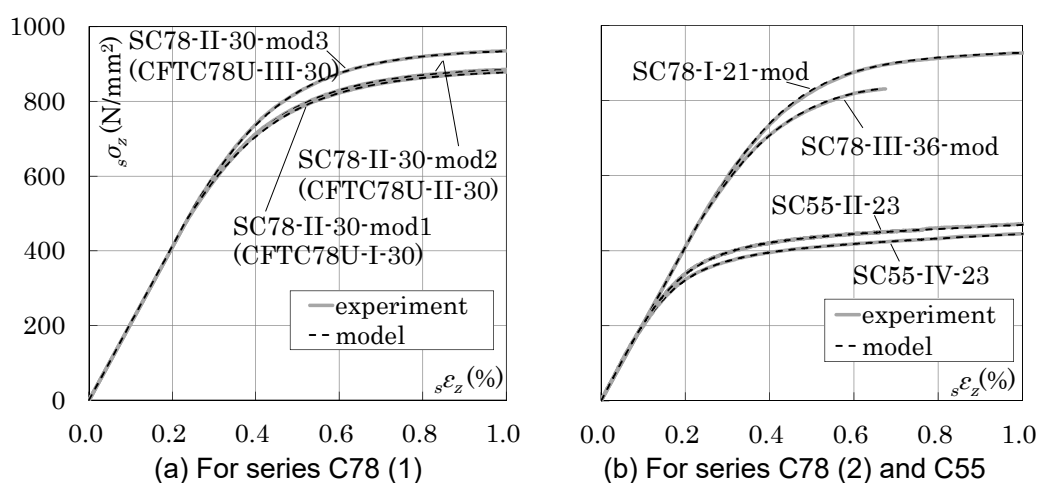


Fig.2.11 Stress strain curve modeling

2.3.2 CFT 短柱荷重と累加荷重との比較

CFT 短柱の荷重を、同一ひずみ時における中空鋼管、プレーンコンクリート短柱の累加荷重と比較することで、相互拘束効果による耐力上昇現象について検討する。

Fig.2.12 に、CFT 短柱と中空鋼管、プレーンコンクリート短柱の挙動の比較を行う。横軸は軸方向ひずみであり、上段に荷重、下段に周方向ひずみを示す。CFT 短柱の結果に、対応する中空鋼管、およびプレーンコンクリート短柱の結果と、両者の累加荷重を併記する。荷重の累加に際して、プレーンコンクリート短柱はプレーンコンクリート破壊ひずみ到達後に耐力低下せず一定の耐力を保つと仮定する。また、プレーンコンクリート短柱の最大耐力時ひずみ $pc\varepsilon_u$ (以下、プレーンコンクリート破壊ひずみ) を併記する。

780N/mm² 級中空鋼管の荷重-ひずみ関係は、前項で調整したものとする。周方向ひずみ ε_θ を実測していないため、弾性ポアソン比 ν_e を 0.3、塑性ポアソン比 ν_p を 0.5 として 2.8) 式(2.3)により算定した周方向ひずみを用いる。ヤング係数 E は実測値とする。

$$\varepsilon_\theta = -\nu_e \frac{\sigma_z}{E} - \nu_p \left(\varepsilon_z - \frac{\sigma_z}{E} \right) \tag{2.3}$$

σ_z : 軸方向応力, ε_z : 軸方向ひずみ

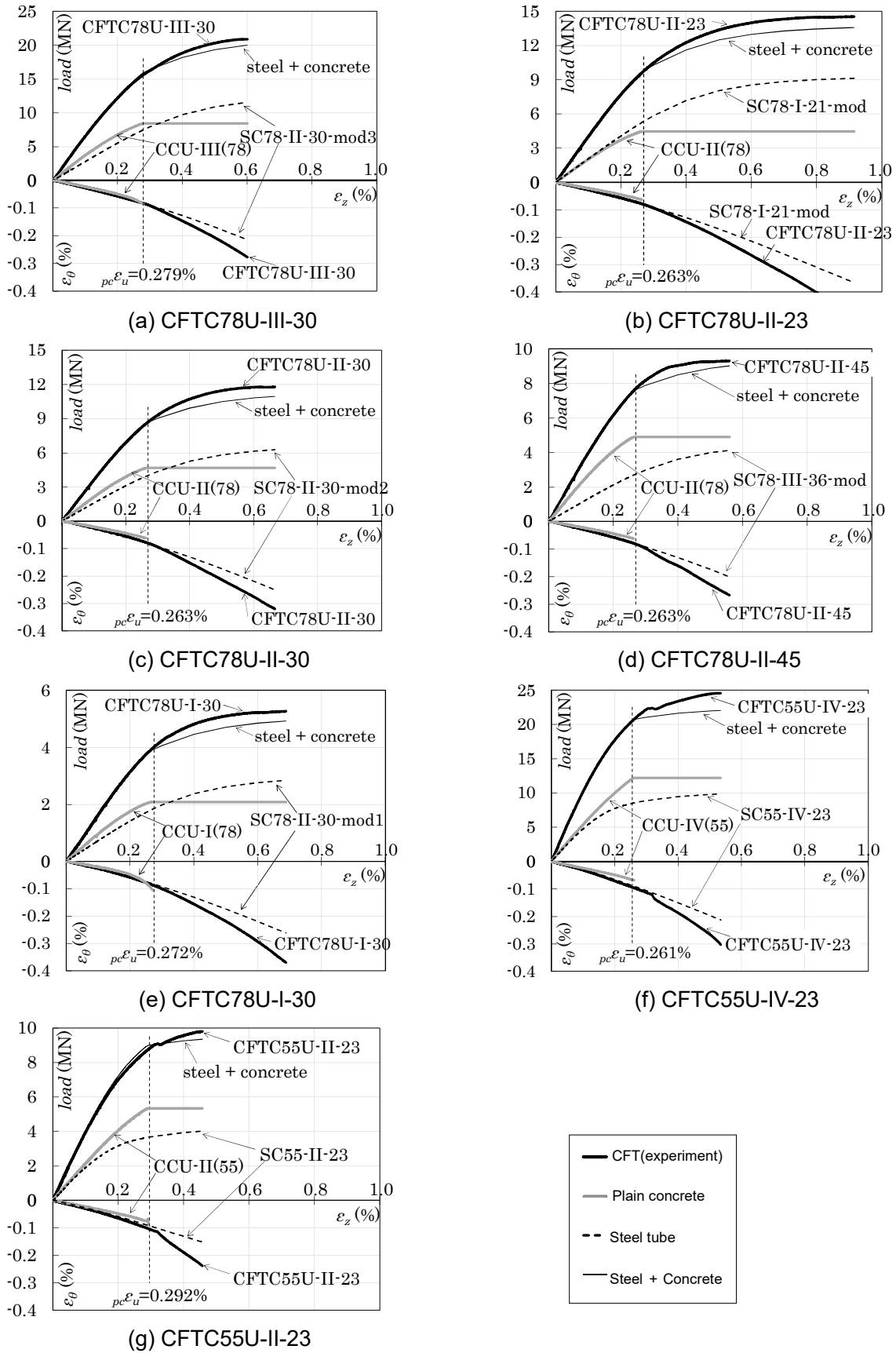


Fig.2.12 Load and lateral strain

いずれの試験体においても、プレーンコンクリート破壊ひずみ $p_{c\epsilon_u}$ 到達までの CFT 短柱荷重は、中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の累加荷重とほぼ同じである。この時、プレーンコンクリート短柱の周方向引張ひずみは鋼管よりも小さいことから、CFT 短柱の充填コンクリートと鋼管は相互に干渉せず、単純累加が成り立つと考えられる。

プレーンコンクリート破壊ひずみ $p_{c\epsilon_u}$ から 0.03~0.06%程度軸方向ひずみが進行した後に CFT 短柱の周方向引張ひずみが中空鋼管のそれを上回った。プレーンコンクリートのポアソン比は破壊直前にマイクロクラックの進展により急激に増大することが知られており^{2.9)}、充填コンクリートにおいても同様の現象が生じた結果、 $p_{c\epsilon_u}$ から 0.03~0.06%程度軸方向ひずみが進行した後に、CFT 短柱の周方向ひずみに影響が現れ、CFT 短柱の周方向ひずみの増加速度が中空鋼管よりも大きくなったと考えられる (Fig.2.12)。この結果は、本研究の CFT 短柱において相互拘束が生じたことを示唆している。なお、CCU-I(55)試験体では破壊直前の周方向ひずみの増大^{2.10)}が実測された。CFTC55U-I-30 試験体の挙動との比較によると、充填コンクリートの横方向への急膨張により鋼管との物理的干渉が生じたと考えられる。

CFT 短柱の最大耐力は中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の同一ひずみ時における累加荷重を上回った。CFT 短柱において鋼管のひずみ硬化以外の要因が上記累加荷重からの耐力上昇に寄与したことが確認された。なお、CFT 短柱鋼管の軸方向応力は中空鋼管と異なっていたと考えられるため、次節にてその影響を考慮したより詳細な分析を行う。

§ 2.4 CFT 短柱における鋼管および充填コンクリートの挙動

前節において、本研究の超高強度 CFT 短柱において相互拘束効果が働くことを示唆する結果が得られた。そこで、本節では CFT 短柱における相互拘束効果の確認と、その発生経緯を明らかにする目的で、CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの応力状態を分析し、充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力との関係について考察する。なお、相互拘束効果は鋼管の局部座屈ならびに周方向の挙動にも影響を及ぼすため、これらの影響を考慮した上で分析を行う。さらに、コンクリート破壊ひずみ時において CFT 短柱鋼管が弾性状態か否かが、CFT 短柱の荷重ならびに充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力上昇量の関係に与える影響について考察する。

2.4.1 载荷中の CFT 短柱の鋼管・充填コンクリートの応力評価

中空鋼管の一軸圧縮下における応力-ひずみ関係 (以下、圧縮応力-ひずみ関係と称す) と、CFT 短柱鋼管の一軸圧縮実験で得た 2 軸ひずみゲージの計測値から、载荷中の CFT 短柱鋼管の軸方向ならびに周方向応力を算定し、さらに CFT 短柱荷重との関係から充填コンクリートの軸方向応力を評価する。

a) CFT 短柱鋼管の応力算定

まず、CFT 短柱鋼管の軸方向ならびに周方向の応力を算定する。ミーゼスの降伏条件を適用し、鋼管の周方向応力が軸方向応力に与える影響を考慮する。CFT 短柱鋼管のミーゼス応力 (相当応力) が、中空鋼管の圧縮応力-ひずみ関係において割線弾性係数がヤング係数を下回る値となる場合、式(2.4)に示す増分形式で表される構成式^{2.11)}を用いる。鋼管のひずみ硬化の影響は式(2.4)の H' に反映され、CFT

短柱鋼管の二軸応力下における相当応力-相当塑性ひずみ関係が、中空鋼管の一軸圧縮下における応力-塑性ひずみ関係と等しくなるよう、CFT 短柱鋼管の応力増分 $d_s\sigma_z$, $d_s\sigma_\theta$ が算定される。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_z \\ d\sigma_\theta \end{Bmatrix} = \frac{E}{Q} \begin{bmatrix} \sigma_\theta'^2 + 2P & -\sigma_z'\sigma_\theta' + 2\nu P \\ -\sigma_z'\sigma_\theta' + 2\nu P & \sigma_z'^2 + 2P \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_z \\ d\varepsilon_\theta \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

$$P = \frac{2H'}{9E} \bar{\sigma}^2, \quad Q = \sigma_z'^2 + 2\nu\sigma_z'\sigma_\theta' + \sigma_\theta'^2 + 2(1-\nu^2)P, \quad H' = \frac{d\bar{\sigma}}{d\varepsilon^p}$$

σ_z : 軸方向応力, σ_θ : 周方向応力, σ_z' : 軸方向偏差応力,
 σ_θ' : 周方向偏差応力, ν : ポアソン比, ε_z : 軸方向ひずみ,
 ε_θ : 周方向ひずみ, $\bar{\sigma}$: 相当応力, ε^p : 相当塑性ひずみ

試験体形状・载荷方向を考慮し、せん断応力・せん断ひずみは 0 とする。550N/mm² 級鋼の弾性ポアソン比は実測値とし、780N/mm² 級鋼の弾性ポアソン比は周方向ひずみを実測していないため 0.3 と仮定する。劣化域では局部座屈の進行により鋼管・充填コンクリートの応力状態が一様でなくなるため、CFT 短柱の最大耐力までの応力を分析する。

CFT 短柱鋼管の材料試験降伏応力 Y_S と、CFT 短柱最大耐力時における鋼管の相当応力 $\bar{\sigma}$ 、軸方向応力ならびに周方向応力の評価結果を Table2.9 ならびに Fig.2.13 に示す。いずれの試験体においても、CFT 短柱鋼管の軸方向応力は材料試験強度を下回る。このことは、鋼管の軸方向耐力上昇が、本研究の CFT 短柱における耐力上昇の直接的な要因ではなかったことを意味する。

Table2.9 Stress in steel tube at maximum load of CFT

No.	Y_S	$\bar{s}\sigma_u$	$s\sigma_{zu}$	$s\sigma_{\theta u}$
		(N/mm ²)		
CFTC78U-III-30	843	880	819	-110
CFTC78U-II-23	839	925	826	-173
CFTC78U-II-30	791	851	791	-110
CFTC78U-II-45	772	811	749	-114
CFTC78U-I-30	782	850	748	-175
CFTC55U-IV-23	426	417	349	-113
CFTC55U-II-23	458	431	379	-89

$\bar{s}\sigma_u$: equivalent stress in steel tube at maximum load of CFT,
 $s\sigma_{zu}$: axial stress in steel tube at maximum load of CFT,
 $s\sigma_{\theta u}$: circumference stress in steel tube at maximum load of CFT

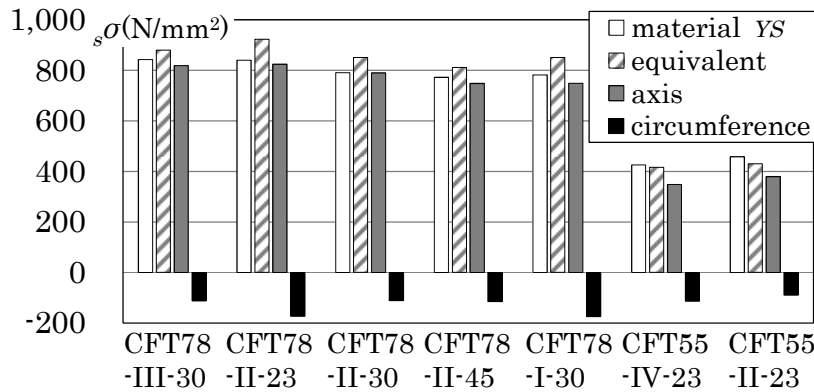


Fig.2.13 Stress in steel tube of CFT at maximum load

Fig.2.14 に、評価された鋼管周方向応力-軸方向ひずみ関係と、充填コンクリート膨張の影響により周方向応力が発生したと評価された軸方向ひずみ（以下、周方向応力発生ひずみ $\theta_0 \epsilon_z$ ）を示す。

シリーズ C55 では周方向応力の発生点は明瞭であり、勾配が負側に急変したひずみを $\theta_0 \epsilon_z$ とする。一方、シリーズ C78 では、周方向応力の発生点がシリーズ C55 ほど明瞭でなく、また仮定したポアソン比

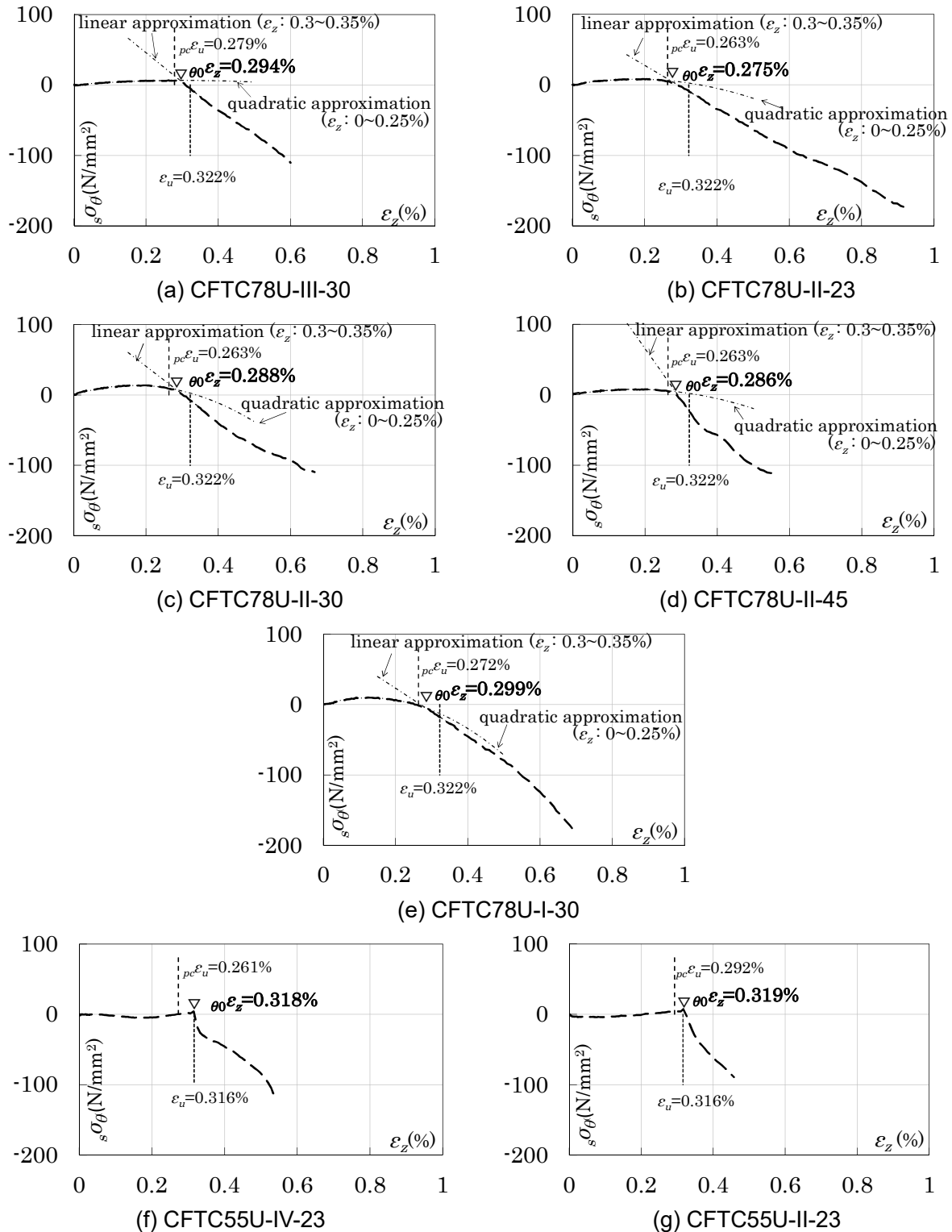


Fig.2.14 Axial strain at circumference stress generation in steel tube

を用いて算定したためプレーンコンクリート破壊ひずみ前から周方向応力が生じるケースがある。そこで、周方向応力-軸方向ひずみ曲線の、軸方向ひずみが 0 から 0.25%の区間の 2 次近似曲線（原点を通る）と、軸方向ひずみが 0.3%から 0.35%の区間（周方向応力が発生しており同曲線の勾配がほぼ一定となる）の近似直線との交点を、同曲線の勾配が変化する点とみなし、周方向応力発生ひずみ $\theta_0 \epsilon_z$ とする。

$\theta_0 \epsilon_z$ は、プレーンコンクリート破壊ひずみ $pc\epsilon_u$ と比較して、シリーズ C78 では平均 0.020% (200 μ)、シリーズ C78 では平均 0.042% (420 μ) 上回った。また、 $\theta_0 \epsilon_z$ は、コンクリート材料試験による強度時ひずみ ϵ_u と比較してシリーズ C78 では小さく、シリーズ C55 ではほぼ等しい。シリーズ C78 ではプレーンコンクリート破壊ひずみと材料試験の強度時ひずみの間で周方向応力が発生し、シリーズ C55 では材料試験の強度時ひずみとほぼ等しいタイミングで周方向応力が評価されたことになる。

b) 充填コンクリートの軸方向応力評価

式(2.5)に示すように、CFT 短柱の充填コンクリートの負担荷重 $A_c \cdot c\sigma_z$ ($c\sigma_z$: 充填コンクリートの軸方向応力, 評価値) を、CFT 試験体の載荷荷重 $CFTN$ (実験値) から鋼管負担荷重 $A_s \cdot s\sigma_z$ ($s\sigma_z$: CFT 短柱の鋼管部分の軸方向応力, 評価値) を差し引くことで評価する。Fig.2.15 にその概念図を示す。

$$A_c \cdot c\sigma_z = CFTN - A_s \cdot s\sigma_z \tag{2.5}$$

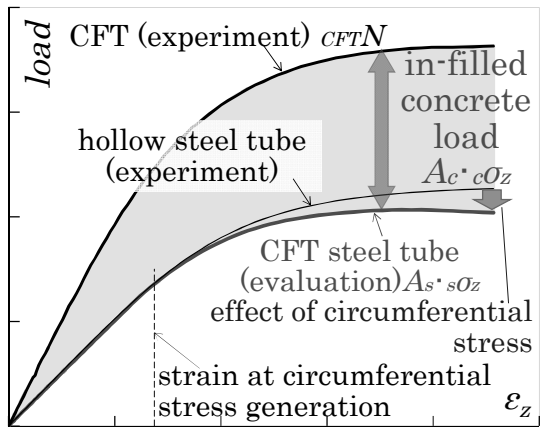


Fig.2.15 Concept of infilled concrete load evaluation

分析対象とする CFT 短柱の最大耐力時ひずみ(0.6~0.9%)までの領域において、中空鋼管の圧縮応力-ひずみ関係は、局部座屈による応力低下を生じておらず (Fig.2.5, Fig.2.10), また、式(2.4)を用いる鋼管軸方向応力 $s\sigma_z$ の評価方法は、鋼管の引張周方向応力が軸方向圧縮応力を低下させる影響を考慮している (Fig.2.15) ことから、式(2.5)による充填コンクリートの軸方向応力 $c\sigma_z$ の評価方法を採用している。

Fig.2.16 に算定された CFT 短柱鋼管の周方向応力 $s\sigma_\theta$ (縦軸下方) ならびに充填コンクリートの軸方向応力 $c\sigma_z$ (縦軸上方) と、軸方向ひずみ ϵ_z の関係を示す。また、対応するプレーンコンクリート短柱の応力-ひずみ関係、ならびにコンクリート材料試験により得た応力-ひずみ関係 (圧縮強度が中間値であるもの) と、プレーンコンクリート破壊ひずみ $pc\epsilon_u$ ならびにコンクリート材料試験による一軸強度時ひずみ ϵ_u を、それぞれ比較のため Fig.2.16 に併記する。比較を容易にするため、プレーンコンクリート短柱ならびにコンクリート材料試験については、破壊後においても最大応力を維持すると仮定した応力-ひずみ関係をそれぞれ破線で示す。

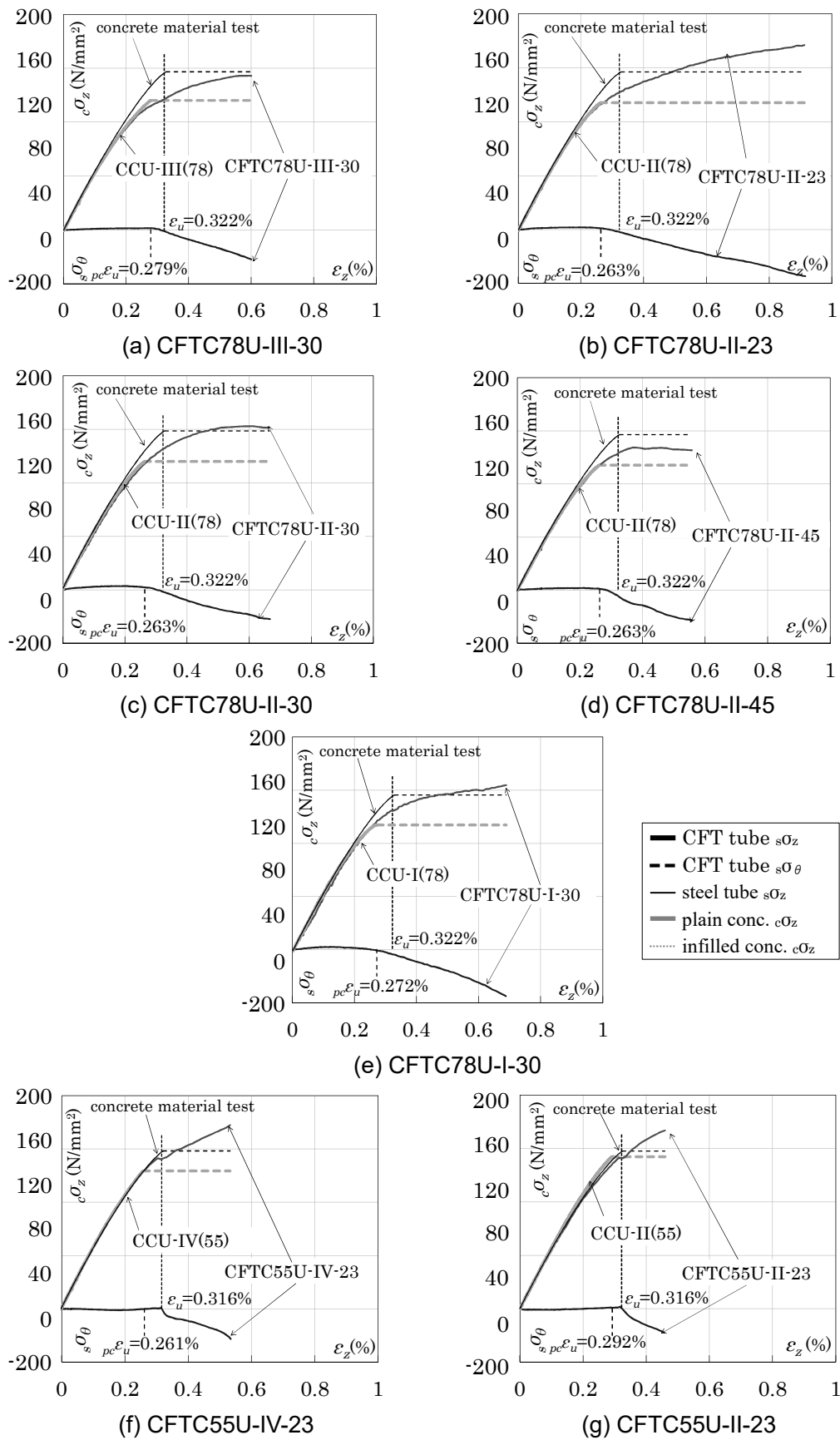


Fig.2.16 Stress in steel and concrete of CFT

2.4.2 相互拘束効果の発生経緯

相互拘束効果の発生経緯を明らかにするため、Fig.2.16 に示す CFT 短柱鋼管の周方向応力と充填コンクリートの軸方向応力の両者について、以下の 3 つの区間に分けて考察する。

a) プレーンコンクリート破壊ひずみまでの挙動

CFT 短柱鋼管の周方向応力はほぼ 0 であり、また、算定された充填コンクリートの軸方向応力はプレーンコンクリート短柱とほぼ一致した。この間、CFT 短柱鋼管と充填コンクリートは、相互に干渉していなかったことを示している。

b) $p_c \varepsilon_u$ 到達から、圧縮強度時ひずみ ε_u 到達までの挙動

シリーズ C78 では鋼管の引張周方向応力の軸方向ひずみに対する増加が加速し、 ε_u 到達までに、 ε_u 以降の増加速度とほぼ同じになる。前項で評価した周方向応力発生ひずみ $\theta_0 \varepsilon_z$ はこの区間内に位置する。シリーズ 55 では ε_u 到達とほぼ同時に鋼管の引張周方向応力が明確に増加に転じた。周方向応力発生ひずみ $\theta_0 \varepsilon_z$ は ε_u 近傍に位置する。前節にて述べた充填コンクリートの横方向膨張が鋼管の周方向挙動に及ぼす影響が、この区間にて現れたと推測される。

c) 圧縮強度時ひずみ ε_u 到達後の挙動

ε_u 到達後も鋼管の引張周方向応力が増加しつつ、充填コンクリートの軸方向応力が増加し、CFT 短柱最大耐力時の軸方向ひずみ $c_{rr} \varepsilon_u$ が増大した。このことは相互拘束効果が、

- i) 充填コンクリートの破壊開始に伴う横方向の膨張の進行により、
- ii) 鋼管による拘束力を発生させ、
- iii) 充填コンクリートの軸方向応力の増加と $c_{rr} \varepsilon_u$ の増大をもたらす、

ことで生じたことを示している。

CFT 短柱最大耐力 N_u がプレーンコンクリート短柱と中空鋼管の累加荷重を上回ること、ならびに試験体 CFTC78U-II-23, CFTC78U-II-30, CFTC78U-I-30, CFTC55U-IV-23 において N_u が材料試験強度により算定した単純累加強度 N_0 を上回ること (Table 2.7) に、相互拘束効果による充填コンクリートの応力上昇が寄与していたことが確認された。

なお、シリーズ C55 ではプレーンコンクリート破壊ひずみ後に一時的に充填コンクリートの応力上昇が停滞した (Fig.2.16(f), (g))。コンクリートの破壊ひずみが、CFT 短柱鋼管の降伏ひずみ $\varepsilon_y (=YS/E: 0.201\sim 0.217\%)$ よりも大きく、コンクリートの破壊ひずみ時に鋼管の軸方向塑性ひずみが増大している場合、相対的に大きい塑性ポアソン比^{2.10)}の影響を受け、CFT 短柱鋼管の周方向膨張速度の増大が充填コンクリートの破壊に先行することが要因として考えられる。シリーズ C55 の周方向応力発生タイミング (材料試験による強度時ひずみとほぼ等しい) がシリーズ C78 (プレーンコンクリート短柱破壊ひずみと材料試験強度時ひずみの間) と比較して遅かった点についても、要因は同じと考えられる。

2.4.3 充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力の関係

充填コンクリートの拘束応力を鋼管周方向応力から算定し、前項で得た充填コンクリート軸方向応力との関係を示す。

充填コンクリートの拘束応力 $c\sigma_r$ が断面内で一定と仮定すると、Fig.2.17 に示す CFT 短柱の図芯を通る縦断面における力の釣り合いにより、式(2.6)の関係が成り立つ。

$${}^c\sigma_r = -\frac{2t}{D-2t} {}^s\sigma_\theta \quad (2.6)$$

t : 鋼管厚, D : 鋼管径, ${}^s\sigma_\theta$: 鋼管周方向応力

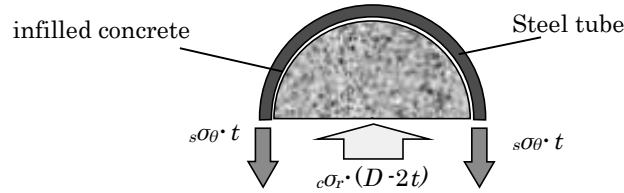
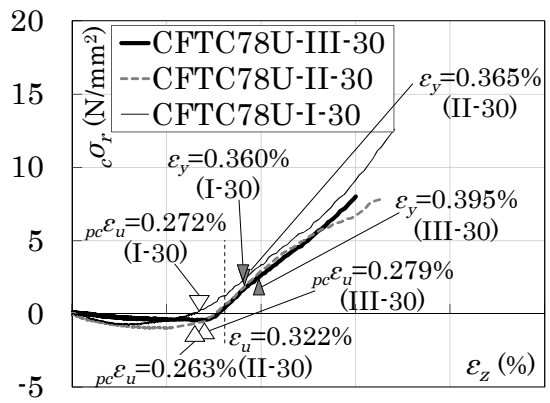
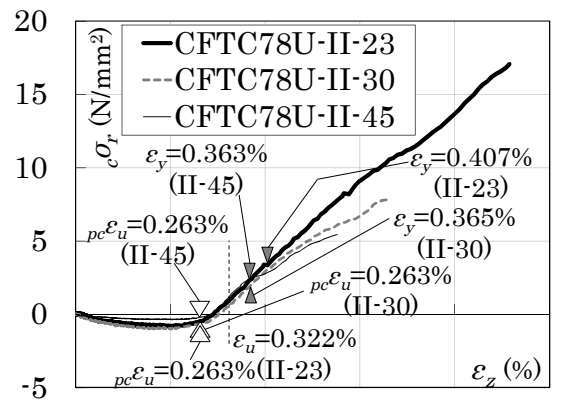


Fig.2.17 Equilibrium of forces in a vertical section of CFT

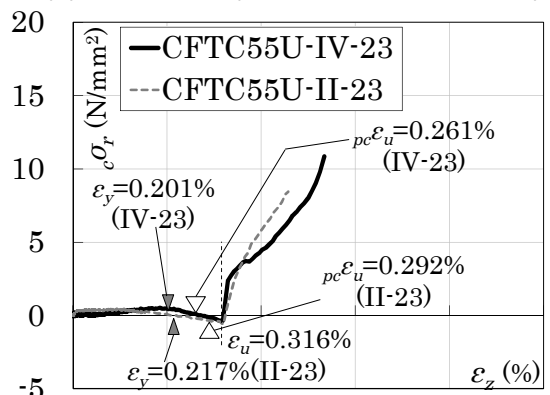
載荷中の充填コンクリートの拘束応力 ${}^c\sigma_r$ と軸方向ひずみ ϵ_z の関係を Fig.2.18 に示す。充填コンクリートに引張の拘束応力（負値）は発生しえないが、Fig.2.14 に示す通り載荷初期段階から鋼管に圧縮の周方向応力発生が評価される試験体があり、その後の周方向応力、ひいては拘束応力の評価値が誤差を含む可能性がある。そこで、Fig.2.18 には評価上の引張拘束応力を含めた全体の推移を示す。いずれの試験体においても圧縮強度時ひずみ ϵ_u 到達以降拘束応力が増加し続けており、 ϵ_u 到達時点までに明確な拘束応力が発生したことが確認できる。



(a) Series C78 (comparison in diameter)



(b) Series C78 (comparison in D/t)



(c) Series C55

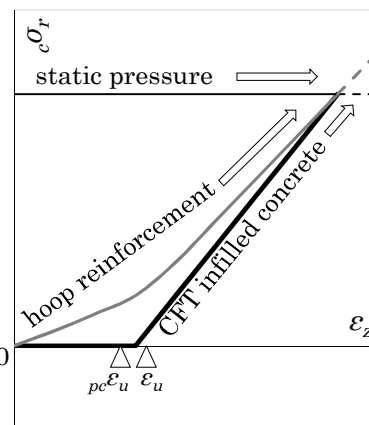


Fig.2.18 Restraining stress of infilled concrete

Fig.2.19 Concept of restraining stress generation

CFT 短柱充填コンクリートにおける拘束応力発生状況を Fig.2.18 に示したが、Fig.2.19 にてその概念 2.1) を一定側圧 2.3) による載荷，ならびにフープ筋拘束 2.4) の場合と比較する。前述の通り CFT 短柱ではプレーンコンクリート短柱破壊ひずみ $pc\epsilon_u$ から材料試験強度時ひずみ ϵ_u までの区間にて拘束応力が発生するとしている。最終的に同じ拘束応力を受ける場合であっても，充填コンクリートの軸方向ひずみと拘束応力の関係（載荷経路 2.12) は一定側圧やフープ筋拘束の場合とは異なり，拘束応力が低い経路をたどる。

充填コンクリートの軸方向応力 $c\sigma_z$ と拘束応力 $c\sigma_r$ の関係を Fig.2.20 に，CFT 短柱最大耐力時における軸方向応力 $c\sigma_{ru}$ と拘束応力 $c\sigma_{zu}$ を Table2.10 に示す。コンクリートの材料試験強度 σ_B と対応するプレーンコンクリート最大応力 $pc\sigma_u$ を併記する。拘束応力の増大を伴いつつ充填コンクリートの軸方向応力が増加する現象が，シリーズ C78 では軸方向応力が約 100N/mm^2 ，シリーズ C55 では 113N/mm^2 を超えた領域で確認できる。このことは，本研究の CFT 短柱においても，従来強度材料を用いた CFT 短柱 2.1) と同様に相互拘束効果による拘束応力が発生し，その影響で充填コンクリートの軸方向応力が増加した (Fig.2.16) ことを示す。また，径厚比の大きい試験体ほど拘束応力発生後における軸方向応力-拘束応力曲線勾配の低下が早く起こり，CFT 短柱最大耐力時の充填コンクリート軸方向応力も小さくなる傾向がある (Fig.2.20(b))。

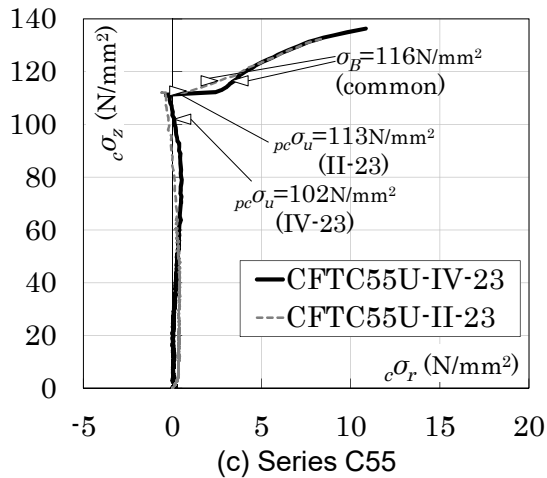
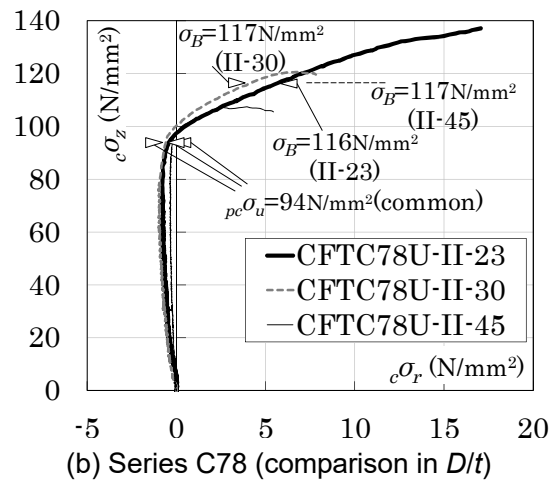
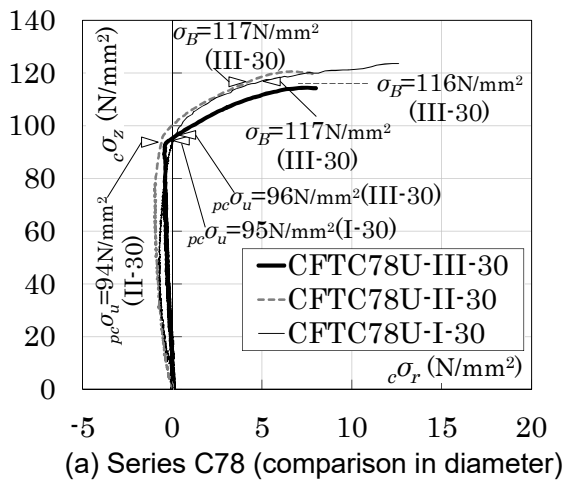


Table2.10 Evaluation of infilled concrete stress

No.	$c\sigma_{ru}$	$c\sigma_{zu}$
	(N/mm ²)	
CFTC78U-III-30	8.0	114
CFTC78U-II-23	17.1	137
CFTC78U-II-30	7.9	120
CFTC78U-II-45	5.5	106
CFTC78U-I-30	12.9	125
CFTC55U-IV-23	10.8	136
CFTC55U-II-23	8.4	132

$c\sigma_{ru}$: restraint stress in concrete at maximum load of CFT,

$c\sigma_{zu}$: longitudinal stress in concrete at maximum load of CFT

Fig.2.20 Increase of stress - restraining stress of infilled concrete

780N/mm² 級鋼管を用いる場合、プレーンコンクリート最大応力近傍から充填コンクリート応力が約 100N/mm² となる区間における軸方向応力-拘束応力勾配の変化は比較的滑らかである (Fig.2.20(a), (b))。コンクリートの破壊ひずみ (ϵ_{pc} , ϵ_u) が CFT 短柱鋼管の降伏ひずみ ϵ_y よりも小さく、 ϵ_{pc} , ϵ_u 時に鋼管がほぼ弾性状態であったためと考えられる。一方、550N/mm² 級鋼管を用いる場合、 ϵ_y が ϵ_{pc} , ϵ_u のいずれと比較しても小さく鋼管の塑性ひずみ増大が先行し、充填コンクリートの拘束応力が明確に発生した直後の、拘束応力の軸方向ひずみに対する勾配が大きい特徴がある (Fig.2.18)。また、拘束応力が急増する間の充填コンクリートの軸方向応力の増加はほとんど無く、その後増加に転じる (Fig.2.20(c))。このように、充填コンクリートの破壊開始ひずみと、鋼管の降伏ひずみの関係が充填コンクリートの挙動に影響した。

本研究の CFT 短柱における充填コンクリートの軸方向ひずみと拘束応力の関係、ならびに拘束応力と軸方向応力の関係を明らかにした。

2.4.4 CFT 短柱充填コンクリートの拘束係数

CFT 短柱最大耐力時における、充填コンクリートの拘束応力 $c\sigma_{ru}$ に対する、(軸方向応力 $c\sigma_{zu}$ - [無拘束時の充填コンクリート強度]) の比が拘束係数 k である。適切な拘束係数を得ることは、合理的な設計法の構築に繋がる。

フープ筋により拘束された従来強度コンクリートでは拘束係数が 4.1 であることが示されている^{2.4)}。本研究においては、コンクリート材料試験強度 σ_B を基準とする場合の拘束係数 $((c\sigma_{zu} - \sigma_B) / c\sigma_{ru})$ は平均で 0.5 と評価され (Fig.2.21(a))、プレーンコンクリート最大応力 σ_u を基準とする場合の拘束係数 $((c\sigma_{zu} - \sigma_u) / c\sigma_{ru})$ は平均で 2.5 と評価される (Fig.2.21(b))。基準とする充填コンクリート強度として、材料試験強度、プレーンコンクリート最大応力のいずれを基準とした評価においても拘束係数は 4.1 よりも低い値となる。また、90N/mm² 級以下のコンクリートを用いた CFT 短柱実験^{2.2), 2.13)~2.17)}においても、拘束係数が 4.1 より低い値となることが示されている。CFT 短柱では荷重初期段階で拘束応力が生じない (Fig.2.19) ように、荷重経路^{2.12)}に依存する軸方向ひずみと拘束応力の関係がフープ筋拘束の場合と異なることが、CFT 短柱の拘束係数が低かった要因と考えられる。なお、CFT 短柱鋼管の応力評価方法が文献^{2.2), 2.13)~2.17)}と本研究では異なるため、ここでは実験結果の直接の比較を行っていない。

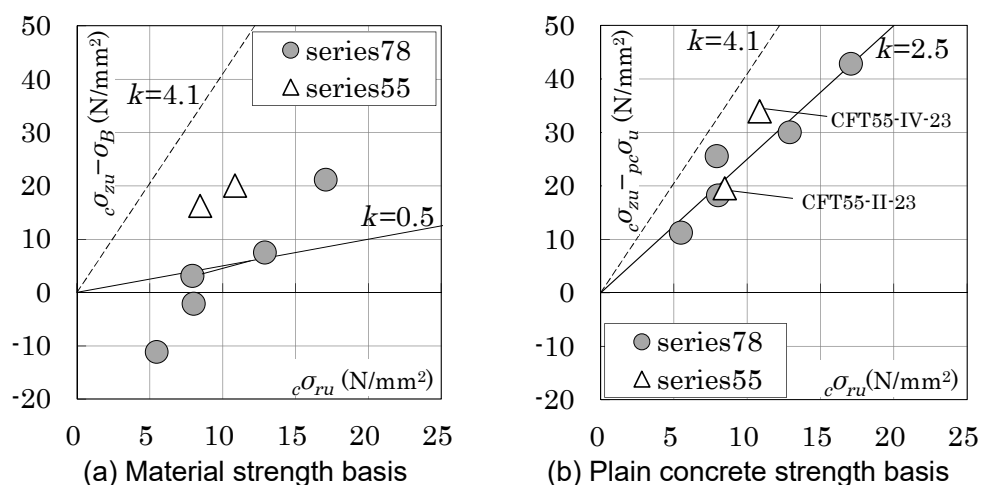


Fig.2.21 Constraint factor

本節の検討により、CFT 短柱の鋼管ならびに充填コンクリートの挙動を分析し、本研究の CFT 短柱における相互拘束効果の発生経緯を明らかにするとともに、充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力に関するデータを得た。

§ 2.5 充填コンクリートの評価強度による実験結果の再評価

実構造物において、CFT 構造のコンクリート強度は $\phi 100\text{mm}$ のシリンダーを用いた材料試験強度により管理され、また材料試験強度に基づいて論じられる報告が多い^(例えば 2.2)。2.2～2.4 節では、材料試験強度 σ_B に加えて、CFT 短柱に対応するプレーンコンクリート短柱の最大応力 $pc\sigma_u$ を CFT 短柱充填コンクリートの機械的性質を表すものとして考察を行った。しかし、材料試験強度による評価では、拘束係数がマイナスになる試験体 (CF7C78U-III-30, CF7C78U-II-45) があり、プレーンコンクリート短柱最大応力による評価では、プレーンコンクリート最大応力経過後も拘束応力の明確な発生なく充填コンクリートの軸方向応力が上昇を続ける (CF7C55U-IV-23) など説明がつかない評価が生じた。本研究は CFT 短柱における充填コンクリートの挙動を分析することを目的の一つとしており、充填コンクリートの機械的性質に関する、より精度の高い評価が必要である。

そこで本節では、本研究の CFT 短柱において、より適切な評価を与える充填コンクリート強度の評価方法を構築し、その評価強度を用い実験結果を再整理することで円形断面 CFT 短柱の挙動について考察を行う。

2.5.1 充填コンクリートの機械的性質の評価

2.4 節において評価した充填コンクリートの軸方向応力を用い、充填コンクリートの機械的性質を評価する。充填コンクリートの強度時ひずみが材料試験の強度時ひずみ ε_u と等しいと仮定し、拘束応力の影響を除いた ε_u 時の充填コンクリート評価応力を充填コンクリートの一軸圧縮強度 (以下、充填コンクリート評価強度 $ic\sigma_B$) とみなす。以下に充填コンクリート評価強度 $ic\sigma_B$ の評価方法を示す (Fig.2.21)。

まず ε_u 時の充填コンクリートの軸方向応力 $c\sigma_z(\varepsilon_u)$ を評価する。 ε_u 時点において拘束応力 $c\sigma_r$ が生じている場合、 $c\sigma_z(\varepsilon_u)$ に拘束による軸方向応力上昇量が含まれるため、その応力上昇量を差し引く。軸方向応力上昇量は、 ε_u 時における拘束応力と軸方向応力の勾配 $\delta c\sigma_z / \delta c\sigma_r(\varepsilon_u)$ に、 ε_u 時の拘束応力 (周方向応力発生ひずみ $\theta_0\varepsilon_z$ 時の拘束応力評価値を基準とし、 $[c\sigma_r(\varepsilon_u) - c\sigma_r(\theta_0\varepsilon_z)]$ を用いる) を乗じた値とする。

以上の方法により算定される充填コンクリート評価強度 $ic\sigma_B$ の算定式を式(2.7)に示す。

$$ic\sigma_B = c\sigma_z(\varepsilon_u) - [\delta c\sigma_z / \delta c\sigma_r(\varepsilon_u)] \cdot [c\sigma_r(\varepsilon_u) - c\sigma_r(\theta_0\varepsilon_z)] \quad (2.7)$$

評価された $ic\sigma_B$ を Fig.2.21, Table2.10 に示す。式(2.7)による $ic\sigma_B$ の算定に際し、勾配 $\delta c\sigma_z / \delta c\sigma_r(\varepsilon_u)$ はシリーズ C78 の平均値 3.9 を用いる。Fig.2.21 における充填コンクリート応力を示す破線は、周方向応力発生ひずみ $\theta_0\varepsilon_z$ から ε_u までは、拘束応力による応力上昇分を差し引いた値である。 ε_u 以降は $ic\sigma_B$ を保つと仮定した。シリーズ C55 では、周方向応力の発生が ε_u 時点とほぼ同時であるため、 $c\sigma_z(\varepsilon_u)$ をそのまま $ic\sigma_B$ とする ($[c\sigma_r(\varepsilon_u) - c\sigma_r(\theta_0\varepsilon_z)]$ を 0 とみなす)。

以降の検討において、充填コンクリート評価強度 $ic\sigma_B$ が CFT 短柱充填コンクリートの機械的性質を表すものとして、本章の CFT 短柱実験結果を再評価する。

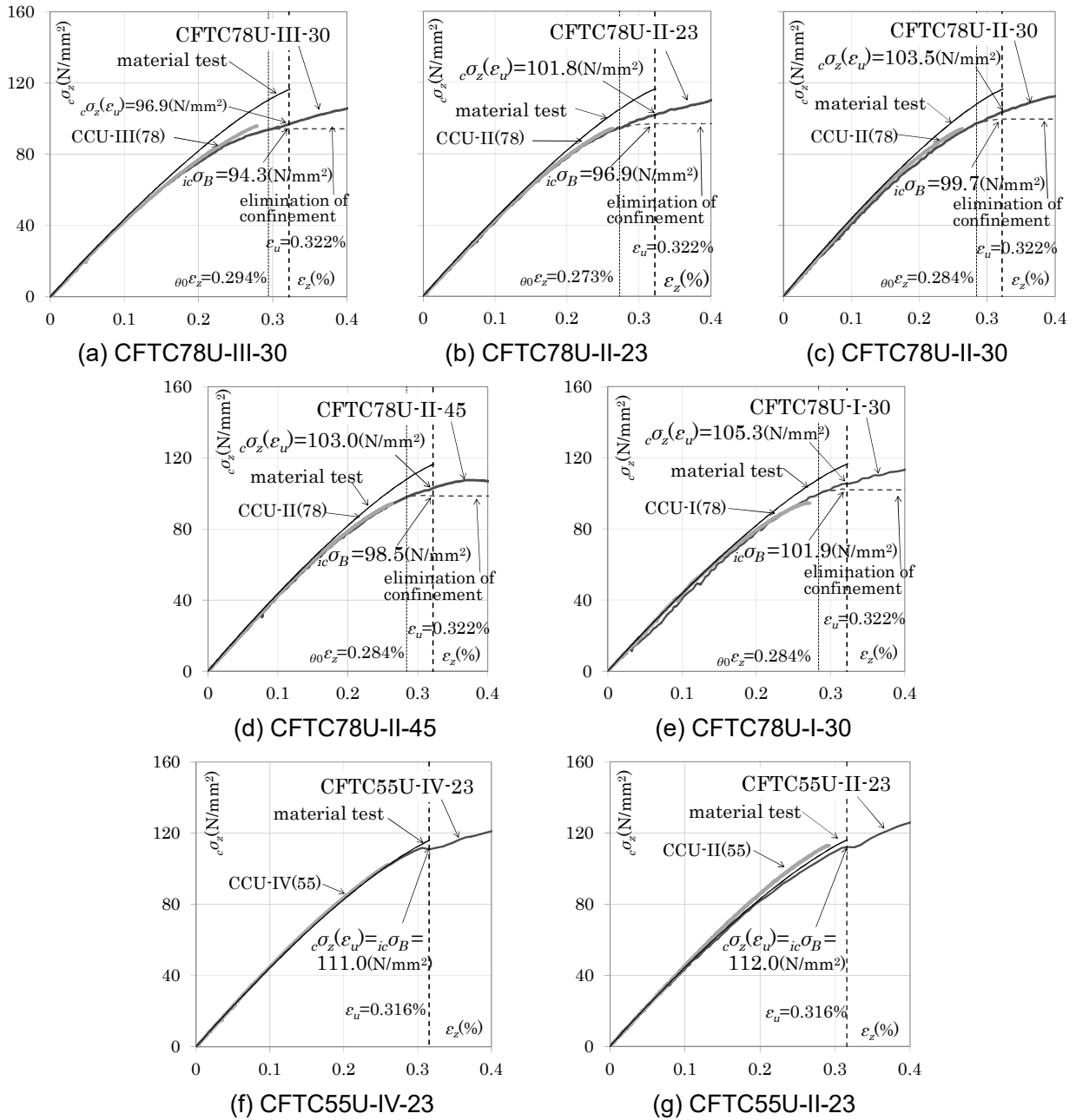


Fig.2.21 Evaluation of $i_c\sigma_B$

Table2.10 Evaluation result of $i_c\sigma_B$

No.	$i_c\sigma_B$	$c\sigma_z(\varepsilon_u)$		$c\sigma_r(\varepsilon_u)$	$\frac{\delta c\sigma_z}{\delta c\sigma_r}$
		$c\sigma_z(\varepsilon_u)$	$c\sigma_r(\theta_0\varepsilon_z)$		
CFTC78U-III-30	94	97	-0.29	0.38	4.1
CFTC78U-II-23	97	102	-0.36	0.91	3.4
CFTC78U-II-30	100	104	-0.44	0.55	4.7
CFTC78U-II-45	99	103	-0.01	1.14	3.4
CFTC78U-I-30	102	105	0.41	1.30	4.0
CFTC55U-IV-23	111	111	-	-	-
CFTC55U-II-23	112	112	-	-	-

$i_c\sigma_B$: estimated infilled concrete strength, $c\sigma_z$: longitudinal stress of infilled concrete
 $c\sigma_r$: restraint stress of infilled concrete, ε_u : axial strain at concrete material strength,
 $\theta_0\varepsilon_z$: axial strain at circumference stress generation,

2.5.2 充填コンクリートの評価強度による再評価

Table2.11 に充填コンクリートの評価強度 $ic\sigma_B$ を用い再整理した CFT 短柱実験結果を示す。 $ic\sigma_B$ を用いた単純累加強度 icN_0 の算定式を式(2.8)に示す。

$$icN_0 = N_y + icN_c = A_s \cdot YS + A_c \cdot ic\sigma_B \tag{2.8}$$

A_s : 鋼管の断面積, YS : 鋼管の降伏応力 (材料試験)

A_c : コンクリートの断面積, $ic\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度 (材料試験)

材料試験強度 σ_B で評価した最大耐力比は N_u/N_0 は 1 を下回るケースがあったが, $ic\sigma_B$ により評価した最大耐力比 N_u/icN_0 はいずれも 1 を上回る。

Table2.11 Reevaluation of result

No.	σ_B (N/mm ²)	$ic\sigma_B$ (N/mm ²)	icN_0 (MN)	N_u (MN)	$\frac{N_y}{icN_0}$	$\frac{N_u}{icN_0}$
CFTC78U-III-30	116	94	19.4	20.9	0.57	1.07
CFTC78U-II-23	116	97	12.8	14.5	0.64	1.14
CFTC78U-II-30	117	100	10.8	11.8	0.54	1.09
CFTC78U-II-45	117	99	9.05	9.29	0.44	1.03
CFTC78U-I-30	117	102	4.88	5.27	0.54	1.08
CFTC55U-IV-23	116	111	23.4	24.6	0.43	1.05
CFTC55U-II-23	116	112	9.57	9.80	0.45	1.02

σ_B : concrete material strength, $ic\sigma_B$: estimated infilled concrete strength
 icN_0 : calculated CFT strength using $ic\sigma_B$, N_u : maximum load of CFT

Fig.2.22 に最大耐力比 N_u/icN_0 と鋼管耐力比 N_y/icN_0 の関係を示す。いずれの試験体も最大耐力比が 1 を超える。試験体間の比較では、試験体寸法の差による耐力差は小さく、径厚比が小さい (鋼管耐力比が大きい) 試験体では最大耐力比が高くなる。これらの傾向は材料試験強度 σ_B による評価と同じである。

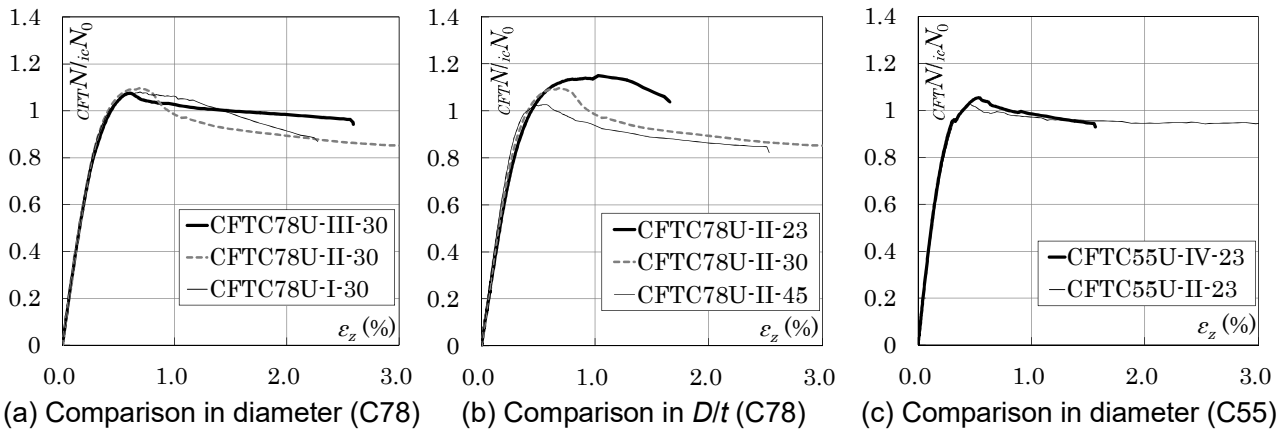


Fig.2.22 Load ratio-strain curve of CFT column

Fig.2.23 に最大耐力比 N_u/icN_0 と鋼管耐力比 N_y/icN_0 の関係を示す。鋼管耐力比が大きい試験体ほど、耐力上昇量が大きいことが確認できる。一方、従来強度 CFT 短柱に適用される耐力評価式^{2.1)}と比較すると本章の高強度円形断面 CFT 短柱の最大耐力比が低い結果となる。なお、付録 1 の CFT 短柱 (鋼管 400N/mm² 級, コンクリート 60N/mm² 級) の結果は耐力評価式^{2.1)}との対応が良い。

Fig.2.24 に最大耐力比 N_u/icN_0 と外径 D の関係を示す。径厚比（鋼管耐力比）の影響を除くため、同じ径厚比である試験体間の比較を行う。外径と最大耐力比の間に相関は確認されない。なお、Fig.2.24 におけるシリーズ C78 とシリーズ C55 の最大耐力比の差は、鋼管耐力比の違いによるものである。

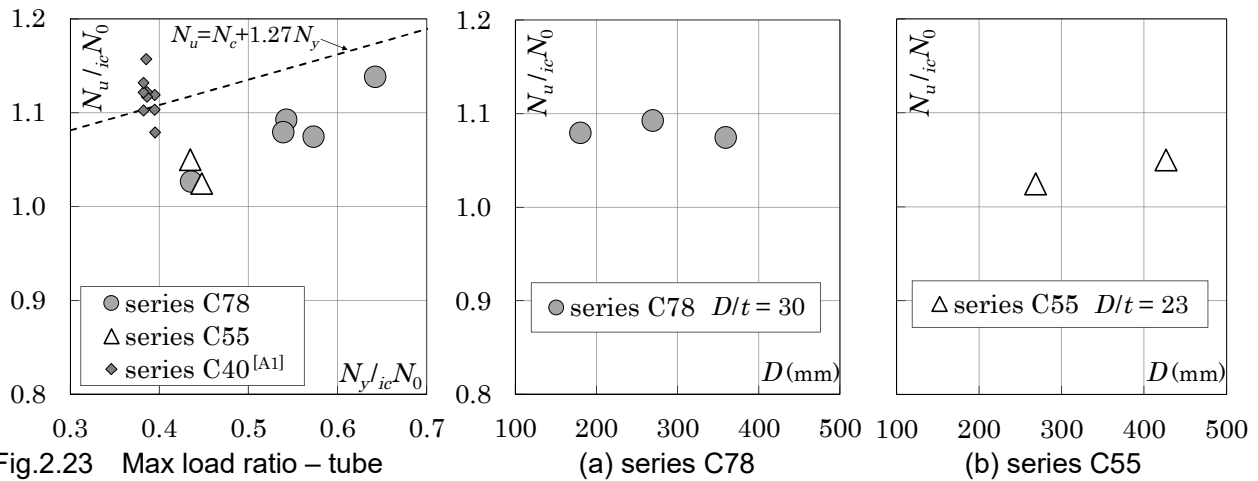


Fig.2.23 Max load ratio – tube strength ratio

Fig.2.24 Max load ratio – diameter

Fig.2.25 に充填コンクリート軸方向応力の上昇量と拘束応力の関係を示す。縦軸は軸方向応力上昇量 $[c\sigma_z - ic\sigma_B]$ である。シリーズ C78 では、拘束応力の発生と応力上昇量の発生がほぼ同時に評価されるのに対し、シリーズ C55 では、拘束応力の発生からしばらくの間、応力上昇量が 0 に近い値となり、その後応力上昇量が増大する評価となった。外径の異なる試験体間の比較では明確な傾向は確認できない。径厚比の大きい試験体では、応力上昇量の勾配の低下が早期に生じる傾向がある。

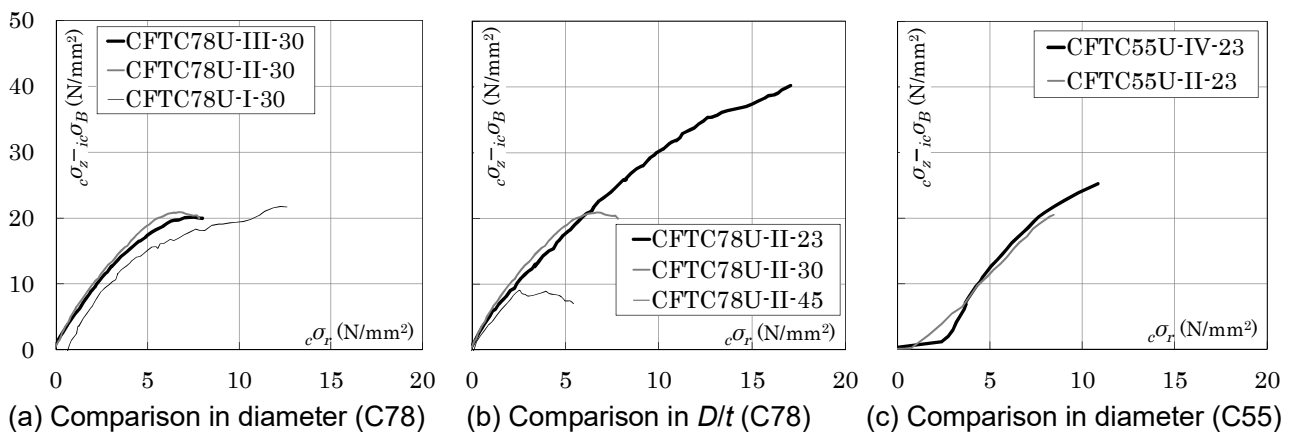


Fig.2.25 Increase of stress - restraining stress of infilled concrete

Fig.2.26 に CFT 最大耐力時の充填コンクリート軸方向応力上昇量 $(c\sigma_{zu} - ic\sigma_B)$ と鋼管耐力比 N_y/icN_0 の関係を示す。シリーズ C78 の試験体間の比較では、鋼管耐力比が大きい試験体ほど応力上昇量も大きい。シリーズ C55 の試験体は、シリーズ C78 のほぼ同じ鋼管耐力比である試験体比較して応力上昇量が多い。一方、同じ径厚比の試験体間の比較では、シリーズ C78 よりも応力上昇量が少ない (Fig.2.27)。充填コンクリートの応力上昇量に、鋼管耐力比と鋼管径厚比（剛性）の両者が寄与していたことを示唆し

ている。

Fig.2.28 に拘束係数 k の再評価結果を示す。 $icOB$ を用いる場合, 拘束係数は平均で約 2.2 と評価される。

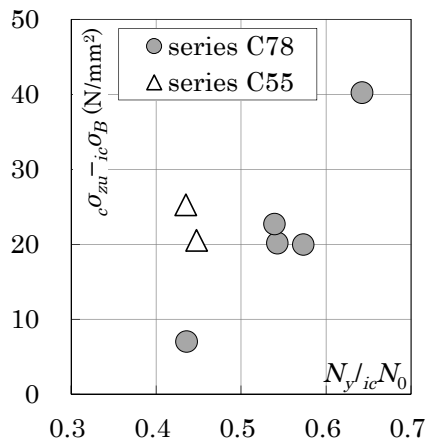


Fig.2.26 Increase of stress
- tube strength ratio

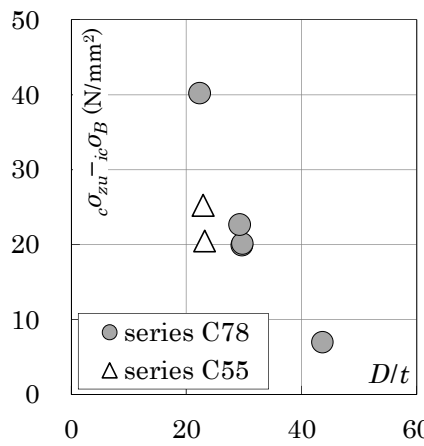


Fig.2.27 Increase of stress - D/t

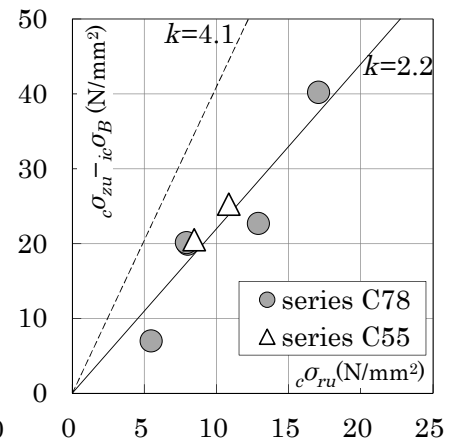


Fig.2.28 Constraint factor

本節では, 充填コンクリート評価強度 $icOB$ を用い CFT 短柱実験結果を再整理し, 鋼管耐力比, 径厚比, 試験体寸法が, 最大耐力比ならびに充填コンクリートの応力上昇量に与える影響について考察を行った。

§ 2.6 まとめ

以上, 強度が 550N/mm^2 級および 780N/mm^2 級, 径厚比が 23~45 の円形鋼管および 100N/mm^2 級充填コンクリートを用いた超高強度 CFT 短柱の一軸圧縮実験を実施し, さらに载荷中の鋼管の軸方向応力と周方向応力, 充填コンクリートの軸方向応力と拘束応力をそれぞれ定量的に評価することで, 以下の知見を得た。

- 1) 超高強度プレーンコンクリート短柱が脆性的に破壊したのに対し, 超高強度円形 CFT 短柱は最大耐力到達後に急激に耐力低下せず, 緩やかな軟化曲線を描いた。
- 2) コンクリート材料試験強度を基準とした CFT 短柱の最大耐力比ならびに最大耐力時ひずみは鋼管耐力比にほぼ比例した。鋼管耐力比が低い試験体では, 最大耐力比が 1 を下回る場合があった。一方充填コンクリート評価強度を基準とした CFT 短柱の最大耐力比はいずれも 1 を上回った。
- 3) 同一強度, 同一径厚比の試験体間の比較において, 試験体外径と CFT 短柱の最大耐力との間に明確な相関は確認されなかった。
- 4) プレーンコンクリート短柱が破壊するひずみから 0.02~0.06%ひずみが進行した時点で, CFT 短柱鋼管の周方向引張りひずみは中空鋼管を上回り始め, CFT 短柱の荷重は中空鋼管と破壊後の耐力が一定と仮定したプレーンコンクリート短柱との累加荷重を上回った。

- 5) CFT 短柱の荷重は、プレーンコンクリート短柱が破壊するひずみ到達までの間、対応する中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の累加荷重とほぼ一致した。以降は、CFT 短柱鋼管の周方向引張ひずみが中空鋼管よりも大きくなり、CFT 短柱の荷重は、中空鋼管と破壊後の耐力が一定と仮定したプレーンコンクリート短柱の累加荷重を上回った。
- 6) CFT 短柱鋼管の周方向応力、充填コンクリートの拘束応力ならびに軸方向応力の推移に関するデータを得た。プレーンコンクリート破壊ひずみまで、充填コンクリートの軸方向応力はプレーンコンクリート短柱とほぼ一致した。鋼管の周方向応力は、プレーンコンクリート短柱の破壊ひずみからコンクリートの圧縮強度時ひずみまでの間に発生した。コンクリートの圧縮強度時ひずみ以降も相互拘束効果により充填コンクリートの軸方向応力が増加した。
- 7) コンクリート破壊ひずみが鋼管の降伏ひずみより小さい場合、充填コンクリートの軸方向応力-拘束応力勾配の変化は比較的滑らかである。一方、鋼管の降伏ひずみがコンクリート破壊ひずみより小さい場合、充填コンクリートの軸方向応力-拘束応力関係において、拘束応力が明確に発生した直後に拘束応力のみが増大する区間があり、その後軸方向応力は増加に転じた。
- 8) 充填コンクリート評価強度が充填コンクリートの機械的性質を表すとみなし、相互拘束効果による CFT 短柱の耐力上昇ならびに充填コンクリートの応力上昇を定量的に評価した。充填コンクリートの応力上昇は、鋼管耐力比ならびに径厚比の両方の影響を受けた可能性がある。
- 9) CFT 短柱充填コンクリートの拘束係数は、既往のフープ筋による拘束下での実験結果^{2.4)}と比較して低い値となった。充填コンクリート評価強度を基準とする場合、拘束係数は 2.2 と評価された。

第二章の参考文献

- 2.1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008.10
- 2.2) 山本貴正，川口淳，森野捷輔：コンクリート充填円形鋼管短柱の軸圧縮特性に及ぼす寸法効果に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 561 号，pp.237-244，2002.11
- 2.3) 長沼一洋：三軸圧縮下の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，第 474 号，pp.163-170，1995.8
- 2.4) F. E. Richart, A. Brandtzege, and R.L. Brown: Failure of plain and spirally reinforced concrete in compression, Bulletin No.190, University Illinois Engineering Experimental Station, 1929.4
- 2.5) 難波隆行，村上行夫，藤澤一善，一戸康生：建築構造用高強度 800N/mm² 級鋼部材の力学性能 その 1 短柱圧縮試験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.551-552，2008.7
- 2.6) 日本鉄鋼連盟，日本鋼構造協会：平成 18 年度「革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発」報告書，2007.3
- 2.7) M. Menegotto and P. E. Pinto: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973
- 2.8) 松岡三郎，湯山道也，西島敏：低サイクル疲労におけるヤング率とポアソン比，日本機械学会論文集 A 編，第 53 巻，第 488 号，pp.724-731，1987.4

- 2.9) Helmut Kupfer, Hubert K. Hilsdorf, and Hubert Rusch: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, ACI Journal Proceedings, Vol.66-8, pp.656-666, 1969.8
- 2.10) 長沼一洋: 非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 485 号, pp.109-116, 1996.7
- 2.11) Y. Yamada, and N. Yoshimura: Plastic stress-strain matrix and its application for the solution of elastic-plastic problems by the finite element method, International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 10-5, pp. 343-354, 1968.5
- 2.12) E. Mizuno, and S. Hatanaka: Strain Space Plasticity Modeling for Path-dependent Compressive Softening Behavior of Concrete Materials, Concrete Research and Technology, Vol.3, No.2, pp.1-13, 1992.7 (in Japanese)
水野英二, 畑中重光: 塑性理論によるコンクリートの载荷経路依存型圧縮軟化特性のモデル化, コンクリート工学論文集, 第 3 巻, 第 2 号, pp.1-13, 1992.7
- 2.13) M. Tomii, K. Yoshimura, and Y. Morishita: Experimental Studies on Concrete Filled Steel Tubular Stub Columns under Concentric Loading, Proc. of the international Colloquium on Stability of Structures Under Static and Dynamic Loads, SSRC/ASCE, Washington D.C., pp.718-741, March 1977.
- 2.14) 崎野健治, 渡辺宏一, 富井政英: 鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊を鋼管補強により防止する設計法に関する実験的研究 その 2 短柱の中心圧縮耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.415-416, 1985.7
- 2.15) 山口育雄, 菅野俊介, 長嶋俊雄, 平出亨, 沢田博: 充てん型鋼管コンクリート短柱の中心圧縮性状 その 2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.1355-1356, 1988.7
- 2.16) 平山博巳, 福田浩司, 一戸康生: コンクリート充填 60 キロ級高張力鋼管の軸圧縮挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.1797-1800, 1993.7
- 2.17) 植坂武史, 吉川祐三, 斎藤啓一, 古海賢二, 小濱洋輔, 清水孝悦: 冷間成形円形鋼管と高強度コンクリートを用いた充填型鋼管コンクリート構造の実験的研究 その 1 中心圧縮実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1015-1016, 1996.7

第三章

高強度正方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動

§ 3.1 はじめに

590N/mm²級を超える鋼管，または 90N/mm²級を超える充填コンクリートを用いた角形断面 CFT 短柱の実験データは少なく，その挙動には不明な点が多い。鋼管は同じ幅厚比である場合，高強度化に伴い局部座屈による耐力低下が早期に生じる^{3.1)}傾向がある。超高強度コンクリートの破壊は脆性的^{3.2)}であり，変形性能確保のために大量の補強筋が必要とされる。また，角形鋼管 CFT 短柱の相互拘束効果は一般に円形鋼管よりも小さい^{3.3)}。一軸圧縮下における CFT 短柱の耐力評価に単純累加強度式を適用するためには，鋼管，充填コンクリート双方が同時にそれぞれの計算耐力を発揮する必要がある。Fig.3.1 にその概念を示す通り，従来強度 CFT 短柱では鋼管とコンクリートの強度時ひずみに差がないか，コンクリートの強度時ひずみが鋼管よりも大きいため，鋼管がコンクリートの強度発揮まで耐力を維持するか (Fig.3.1(a))，または相互拘束効果により単純累加強度に達する。しかし，超高強度 CFT 短柱では，鋼管の降伏ひずみ ϵ_y が大きく，鋼管が材料強度を発揮する前に充填コンクリートが ϵ_u を過ぎ耐力低下し，単純累加強度に達しない可能性がある (Fig.3.1(b))。

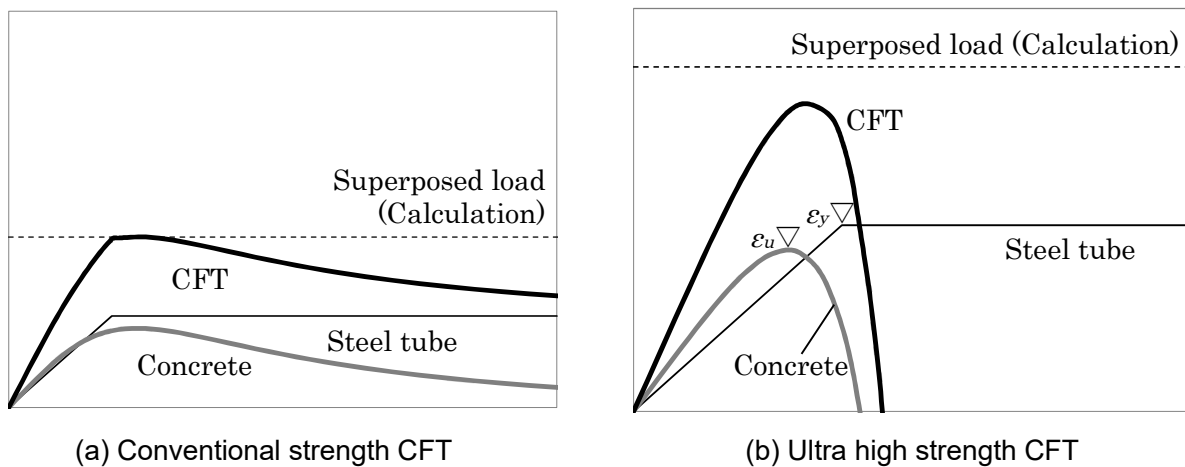


Fig.3.1 Image of superposed load

そこで本章では，780N/mm²級の角形鋼管と 100N/mm²級の充填コンクリートを用いた超高強度正方形 CFT 短柱と，対応する充填コンクリートの一軸圧縮試験を行い，幅厚比と試験体サイズが最大耐力に与える影響を確認する。その上で鋼管と充填コンクリートの荷重分担の推移を評価し，単純累加強度式の適用可否について検討する。

§ 3.2 短柱の一軸圧縮実験

超高強度正方形断面 CFT 短柱と、比較対象として CFT 短柱の充填コンクリートと同じ諸元のプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験を行い、鋼管耐力比（CFT 短柱耐力に対する鋼管耐力の比）や試験体寸法が超高強度正方形断面 CFT 短柱の最大耐力に与える影響、ならびに CFT 短柱の最大耐力と単純累加強度との関係について検討する。

3.2.1 試験体計画

Fig.3.2 に試験体形状を、Table3.1 に試験体一覧を示す。試験体名称は柱種別(CFT, C: プレーンコンクリート, S: 鋼管), 断面形状(S: 正方形), シリーズ(78: 鋼管強度の 10 分の 1), コンクリート強度(U: 超高強度), サイズ(I: 小~III: 大), 幅厚比(B/t) を意味する。使用する 780N/mm^2 級鋼管と、 100N/mm^2 級コンクリートは文献 3.1)の適用範囲外の材料である。CFT 短柱の破壊現象を観察するため、試験体高さは試験体幅の 3 倍 ($3B$) とし、プレーンコンクリート柱試験体についても条件を合わせる。試験体鋼管は溶接 4 面ボックス断面である。試験体の挙動に影響を及ぼさないよう、角部の溶接には裏当て金は使用せず、裏なみ溶接とする。また吊り治具は実験時に局部座屈を誘発するため取付けていない。

本研究で比較参照する中空鋼管試験体は、CFT 短柱と同じ強度クラスの中空鋼管の一軸圧縮実験結果を報じた文献^{3.4), 3.5)}からの引用である。ただし試験体名称は本研究に合わせ改称した(Table3.1)。

試験体は、以下の目的をもって計画された。着目する試験パラメータを下線で記す。

- ① 寸法効果の影響: 幅厚比 ($B/t=27$) を一定にして、試験体寸法を変動させた試験体 (CFTS78U-III-27, CFTS78U-II-27, CFTS78U-I-27) 間の比較を行う
- ② 鋼管の拘束効果: CFT 短柱 (CFT S78U-III-27, CFT S78U-II-27, CFT S78U-I-27) と、対応するプレーンコンクリート短柱 (CSU-III, CSU-II, CSU-I) の一軸圧縮実験を行い、両者の比較により鋼管の横方向拘束力の影響を確認する。さらに、幅厚比を変動させた試験体 (CFT S78U-II-27, CFT S78U-II-21) 間の比較を行い、鋼管による拘束力の差が CFT 短柱の構造性能に与える影響を確認する。

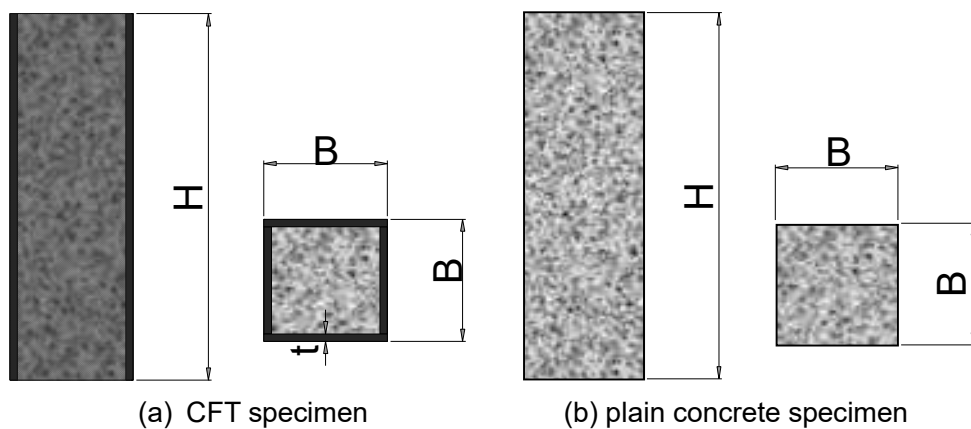


Fig.3.2 Geometry of specimen

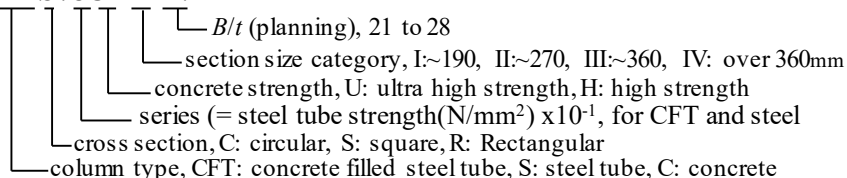
Table3.1 Specimen list

	series	No.	YS (N/mm ²)	σ_B	age (days)	H (mm)	B (mm)	t (mm)	$\frac{B}{t}$
CFT	S78	CFTS78U-III-27	810	119	34	1,005	333	12.1	27.5
		CFTS78U-II-27	773	119	35	750	250	9.1	27.4
		CFTS78U-I-27	756	119	34	500	167	6.3	26.5
		CFTS78U-II-21	810	119	35	767	255	12.1	21.1
plain concrete	S78	CSU-III	-	119	41	1,000	310	-	-
		CSU-II	-	119	40	749	232	-	-
		CSU-I	-	119	41	501	156	-	-
steel tube	S78	SS78-II-28 ^{3.4), 3.5)}	805	-	-	750	250	9.3	26.9
		SS78-II-22 ^{3.4), 3.5)}	805	-	-	600	200	9.3	21.5

YS: yield stress of steel tube, σ_B : concrete strength,

H: height, B: breadth, t: thickness of steel tube

CFTS78U-III-27



3.2.2 材料試験結果

コンクリートの配合表を Table3.2 に、コンクリートの材料試験結果を Table3.3 にそれぞれ示す。コンクリートの材料試験は、試験体の載荷期間の前後にあわせ、材齢 37 日と 44 日に各 3 体ずつの試験を行った。試験体へのコンクリート打設時に採取し現場封緘養生を行った $\phi 100\text{mm}$ 、高さ 200mm のシリンダー供試体を用いた。

Table3.2 Concrete mix proportion

cement (kg/m ³)	water (kg/m ³)	silica fume (kg/m ³)	finer A ^{*1} (kg/m ³)	finer B ^{*2} (kg/m ³)	coarse aggregate ^{*3} (kg/m ³)	super plasticizer (kg/m ³)
520	150	58	669	172	849	9.23

water-binder ratio 26.0%

*1 pit sand, fineness modulus 2.1

*2 crushed sand, fineness modulus 3.7

*3 crushed stone, solid volume percentage 58%, maximum size 13mm

Table3.3 Mechanical properties of concrete

age (days)	σ_B (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_u (μ)	testing piece
37	119	44,604	3,117	cylinder D:100 ^{mm} H:200 ^{mm}
44	119	45,309	3,092	

σ_B : concrete strength, E: secant modulus,

ϵ_u : strain at peak stress

鋼材の材料試験結果を Table3.4 に示す。降伏応力は 0.2%オフセット耐力で評価する。中空鋼管の材料試験は文献 (3.4), (3.5) からの引用である。

Table3.4 Mechanical properties of steel tubes

class	t (mm)	YS (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E (x10 ⁵) N/mm ²	YR (%)	EL (%)	testing piece
780 N/mm ² 3.4), 3.5)	12.1	810	856	2.13	94.5	25.5	$W:25^{mm}$
	9.1	773	819	2.11	94.3	23.6	$L:50^{mm}$
	6.3	756	806	2.07	93.8	21.6	$t:original$
	9.3	805	838	-	96.1	25.0	(JIS5)

t : thickness, YS: yield stress, σ_u : ultimate stress, E : Young's modulus,
YR: yield ratio, EL: elongation, W : width, L : gage length

3.2.3 載荷・計測計画

実験は、日本大学理工学部大型構造物試験センター30MN 大型試験機(Fig.3.3)を用いて実施する。載荷は静的であり、コンクリート材料試験の初期割線弾性係数を用い算定されるコンクリート応力の増加速度が JIS A 1108 で規定された $0.6 \pm 0.4 \text{ N/mm}^2/\text{sec}$ となるよう変位制御により行った。試験体の断面内に様な荷重が作用するよう (一軸圧縮となるよう), 弾性範囲にてひずみの進行がほぼ均一になるよう芯出しを行う。また, CFT 短柱及びプレーンコンクリート短柱とも上下面に硬質石膏による表面処理を施す。上部載荷板の傾きが大きくなり試験機に作用する偏心力が制限値に達するまで載荷を継続する。

計測は、試験体ベッドと加圧盤間の相対変位を、試験体から径方向に 100mm 離れた位置に 90° 間隔で配置した変位計にて行う(Fig.3.3)。また、鋼管表面の軸方向ひずみを、東・西側の柱頭部に 1 枚, 中央部に 3 枚ずつ貼付し, 南・北側の柱頭部に 1 枚, 中央部に 1 枚ずつ貼付し, 計 12 枚のひずみゲージで計測する(Fig.3.4)。変位計による相対変位計測値を試験体初期高さで除した平均ひずみを試験体の軸方向ひずみとする。ただし第二章と同様に耐圧板局所変形を差し引いた値を用いる。符号は圧縮側を正とする。



Fig.3.3 Test setup and displacement measurement

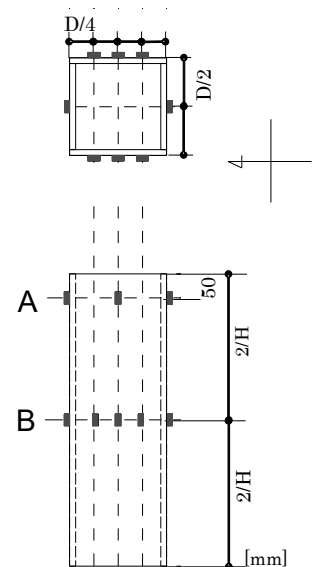
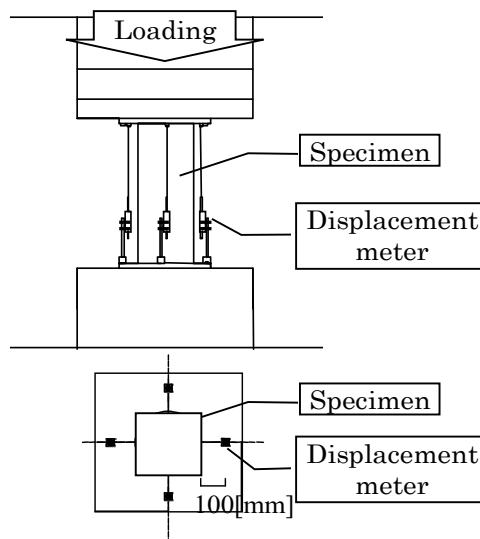


Fig.3.4 Strain measurement

3.2.4 プレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果

まず、CFT 短柱との比較検証のために行ったプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果を示す。

実験結果を Table3.5 に、応力-ひずみ関係を Fig.3.5 に示す。応力は荷重を試験体初期断面積で除した値である。Table3.5 中のヤング係数は最大応力の 1/3 強度時における割線弾性係数であり、各試験体においてほぼ同等である。第二章のプレーンコンクリート短柱と同様に、材料試験結果と比較して耐力が低下した。断面寸法が大きい試験体ほど、最大応力 $pc\sigma_u$ ならびに最大応力時ひずみ $pc\epsilon_u$ (以下、プレーンコンクリート破壊ひずみ) が低下した。

Table3.5 Result of Plain concrete column

No.	B (mm)	age (days)	σ_B (N/mm^2)	$pc\sigma_u$	$pc\epsilon_u$ ($\times 10^{-3}$)	E ($\times 10^4$ N/mm^2)
CSU-III	310	41	119	88	2.07	4.64
CSU-II	232	40	119	108	2.76	4.63
CSU-I	156	41	119	112	2.95	4.49

B : width, age: material age, σ_B : concrete strength,
 $pc\sigma_u$: maximum stress, $pc\epsilon_u$: ultimate strain, E : Young's modulus

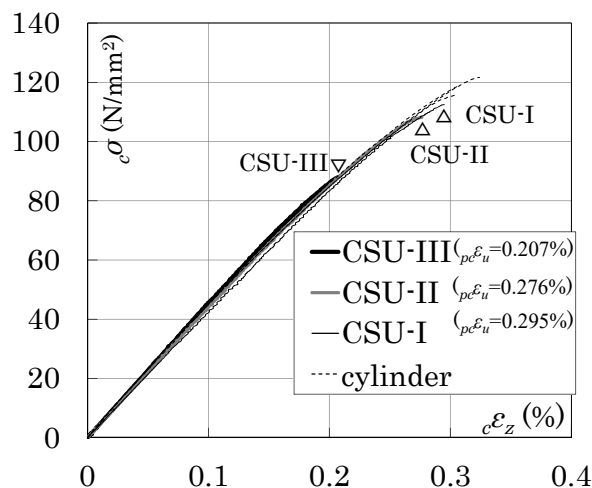


Fig.3.5 Stress-strain curve of plain concrete column and cylinder

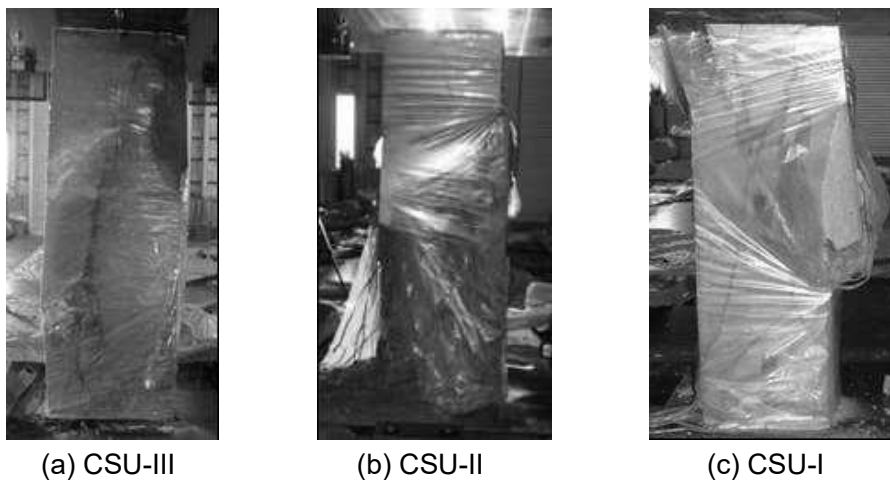


Photo.3.1 Ultimate state of plain concrete column

プレーンコンクリート短柱は、破片飛散防止のため試験体を透明なビニールフィルムで覆い、载荷を行った。各試験体の最終破壊状況を Photo3.1 に示す。すべての試験体において、最大耐力到達直後に爆裂現象を起こして耐力を急激に落とした。

3.2.5 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果

実験結果一覧を Table3.6 に示す。単純累加強度 N_0 は式(3.1)により算定される。最大耐力比は CFT 短柱最大荷重 N_u を計算耐力 N_0 で除した値である。すべての試験体において最大耐力比は 1 を下回った。

$$N_0 = N_y + N_c = A_s \cdot YS + A_c \cdot \sigma_B \tag{3.1}$$

A_s : 鋼管の断面積, YS : 鋼管の降伏応力 (材料試験)

A_c : コンクリートの断面積, σ_B : コンクリートの圧縮強度 (材料試験)

Table3.6 Result of CFT column

No.	B (mm)	t	$\frac{B}{t}$	YS (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	$pc\sigma_u$	age (days)	N_0 (MN)	N_u (MN)	$\frac{N_y}{N_0}$	$\frac{N_u}{N_0}$	$pc\epsilon_u$ ($\times 10^{-3}$)	$CFT\epsilon_u$
CFTS78U-III-27	333	12.1	27.5	810	119	88	34	23.9	20.8	0.53	0.87	2.07	3.11
CFTS78U-II-27	250	9.1	27.4	773	119	108	35	13.1	12.4	0.51	0.94	2.76	3.44
CFTS78U-I-27	167	6.3	26.5	756	119	112	34	5.88	5.71	0.52	0.97	2.95	3.58
CFTS78U-II-21	255	12.1	21.1	810	119	108	35	15.9	14.7	0.60	0.93	2.76	3.74

$pc\sigma_u$: strength of corresponding plane concrete column, age: material age of infilled concrete,

N_0 : calculated CFT strength using σ_B , N_u : maximum load of CFT,

$pc\epsilon_u$: strain at corresponding plane concrete column failure, $CFT\epsilon_u$: axial strain at maximum load of CFT

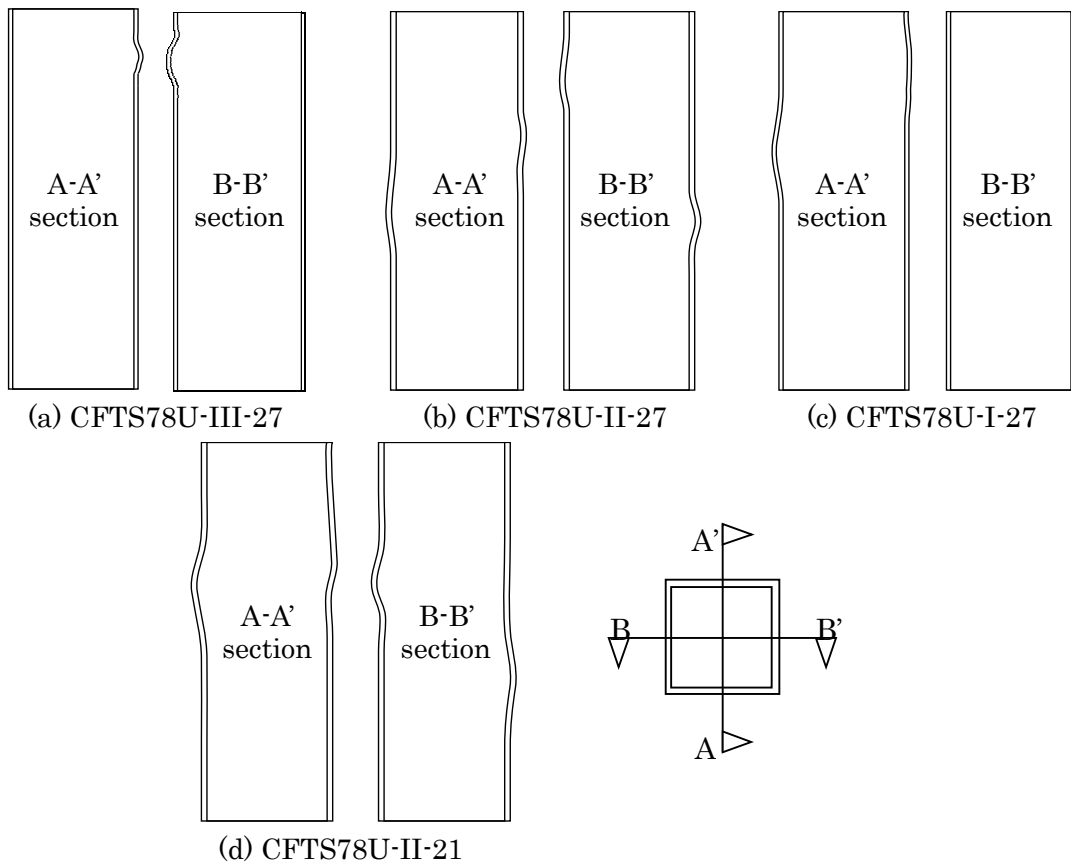


Fig.3.6 Local buckling curve in vertical section of CFT column

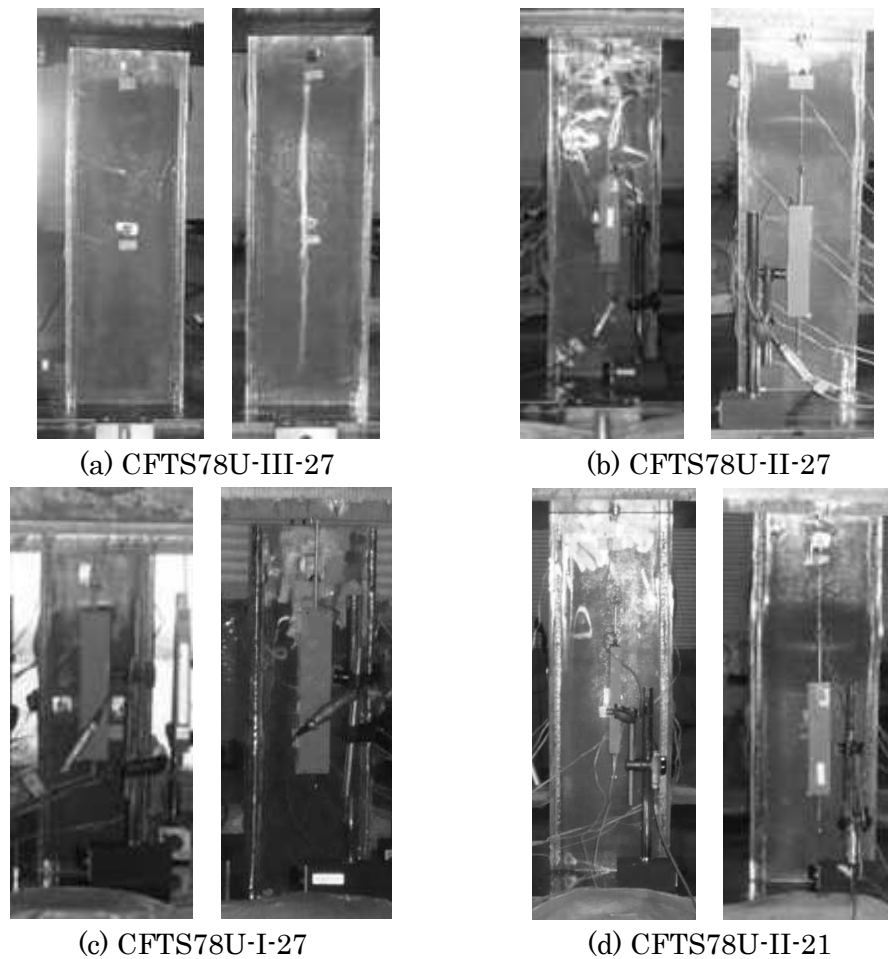


Photo3.2 Ultimate state of CFT specimens

CFT 短柱終了試験体の変形外観図を Fig.3.6 に、写真を Photo3.2 にそれぞれ示す。いずれの試験体も鋼管に凸状に変形を生じているが、中空鋼管の局部座屈とは変形状態が異なることが分かる。

CFT 短柱各試験体の耐力比一軸方向ひずみ関係を Fig.3.7 に示す。Fig.3.7(a)にて試験体サイズ（鋼管幅）が異なる試験体間の比較を行う。荷重上昇域の耐力比一軸方向ひずみ関係曲線形状はほぼ同じであるが、サイズの大きい試験体ほど最大耐力比が小さく、早期に耐力低下に転じた。耐力低下はプレーンコンクリート短柱ほど急激ではないが、第二章の円形断面 CFT 短柱と比較すると最大耐力前後における勾配の変化が急である。また、耐力低下に転じた後、荷重低下勾配が緩やかになるまでの領域で、破壊音を伴い軸方向ひずみの進行と耐力低下が急速に進む箇所があった。この領域の計測点を Fig.3.7 にマークで示す。この領域では荷重、変位の計測を約 4 秒毎に行っており、マークの間隔が広い箇所は、軸方向ひずみと荷重低下の進行速度が速いことを意味する。幅厚比 $B/t=27$ の試験体では、耐力比 N/N_0 が 0.7 付近で耐力低下勾配が緩やかになり、以降は軸方向ひずみが急速に進むことは無かった。

Fig.3.7(b)は幅厚比 B/t が異なる試験体間の比較である。最大耐力比に差はほとんどないが、幅厚比が小さい試験体は、最大耐力時のひずみ ϵ_{cr} が大きく (CFTS78U-II-27: 3,440 μ , CFTS78U-II-21: 3,740 μ)、耐力低下勾配が緩やかで、Fig.3.7(b)中のマークの間隔が狭いことからわかるように、軸方向ひずみの進行が遅い。

最大耐力時ひずみ ϵ_{cr} は試験体幅 B が小さいほど、幅厚比 B/t が小さいほど大きくなる傾向を示す。

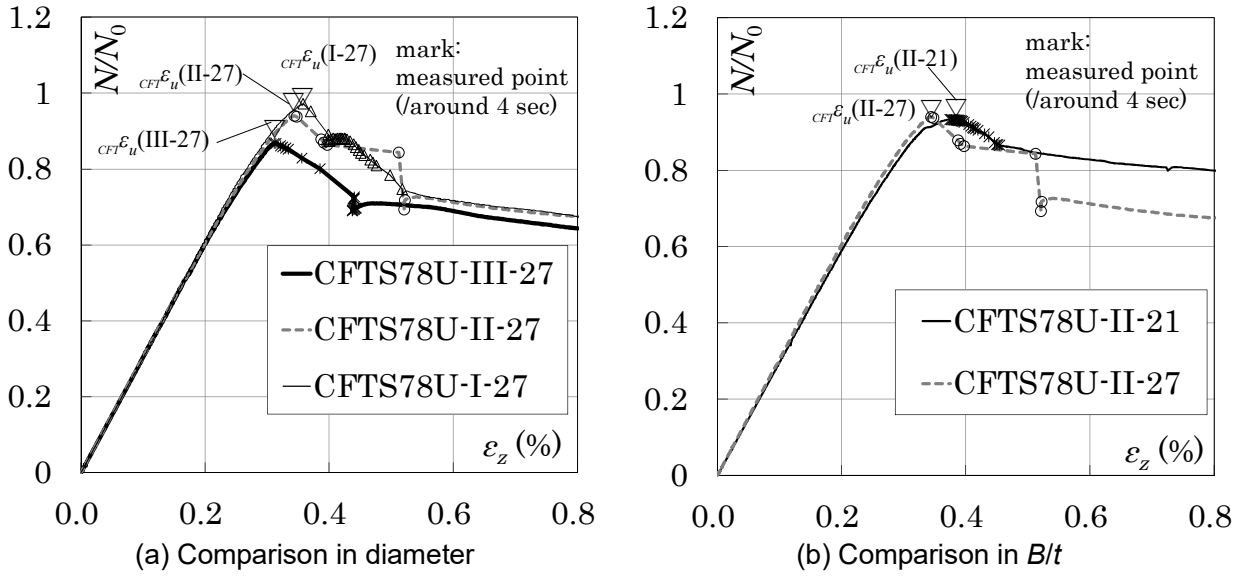


Fig.3.7 Load ratio-strain curve of CFT column

Fig.3.8 に、CFT 短柱の最大耐力比 N_u/N_0 と鋼管耐力比 N_y/N_0 の関係を示す。最大耐力比が試験体幅 B (サイズ) の影響を受けたため、サイズがほぼ等しい試験体間の比較を行う。鋼管耐力比と最大耐力比の間に正の相関は確認できない。

最大耐力比 N_u/N_0 と試験体幅 B の関係を Fig.3.9 に示す。試験体幅 B が CFT 短柱の最大耐力に及ぼす影響のみを確認するため、幅厚比が同じ $B/t=27$ の試験体間 (3 体) の比較を行う。試験体幅 B が大きくなるにつれ最大耐力比 N_u/N_0 が低下する傾向がある。

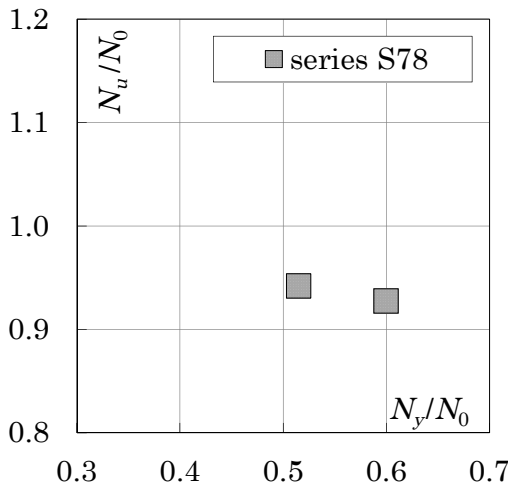


Fig.3.8 Max load ratio – tube strength ratio

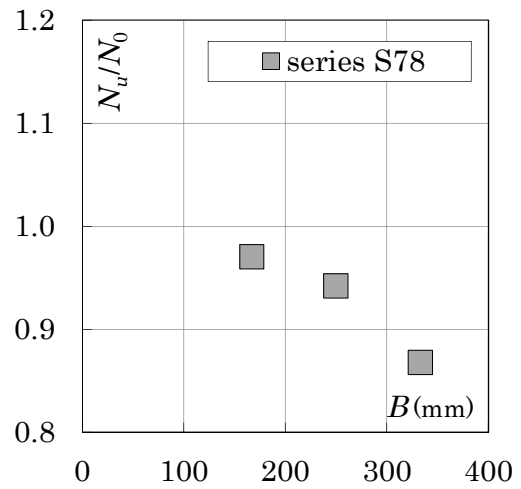


Fig.3.9 Max load ratio – diameter

本節では、超高強度正方形断面 CFT 短柱とプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験を実施した。試験体幅 B が大きくなるにつれ、最大耐力比が低下する傾向があり、CFT 短柱の最大耐力はいずれも単純累加強度に達しない結果を得た。単純累加強度に達しなかった要因を、次節において検討する。

§ 3.3 CFT 短柱荷重と累加荷重との比較

本節では CFT 短柱の荷重を同一ひずみ時の中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の実験荷重の単純和（以下、累加荷重）と比較し、超高強度正方形断面 CFT 短柱の最大耐力が単純累加強度に達しなかった要因について考察する。

3.3.1 中空鋼管のモデル化

CFT 短柱荷重と累加荷重（鋼管+コンクリート）との比較のため、引用する中空鋼管実験の結果を整理し、数式によるモデル化を行う。

本章の CFT 短柱に対応する中空鋼管の実験を行っていないため、同強度クラスである 780N/mm^2 級鋼材を用いた溶接 4 面 BOX 中空鋼管による短柱圧縮実験を報告した文献^{3.4), 3.5)} から応力-ひずみ関係を引用する。試験体名称は本研究における他の試験体名称に合わせて改称する。ただし、本研究の CFT 短柱とは鋼材強度・径厚比が一致しないため、径厚比が最も近い中空鋼管試験体の結果を基に、鋼管材の降伏応力に応じて調整を行った応力-ひずみ関係を、CFT 短柱の鋼管の機械的性質を表すものとして扱う。調整後の名称を ”試験体名・mod(*)” とする。

幅厚比が $B/t=27$ である CFT 短柱の最大耐力は鋼管の降伏前に現れており、本研究では CFT 短柱の最

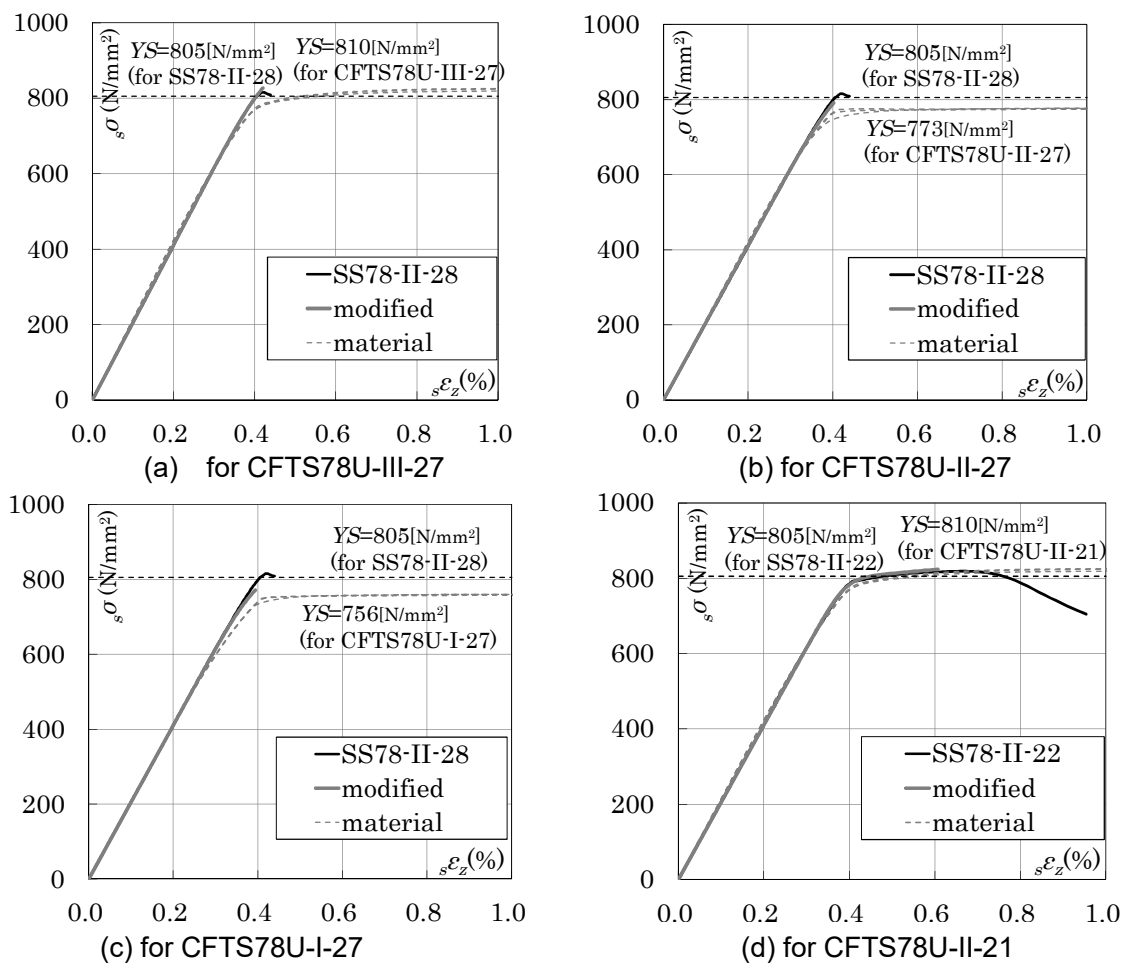


Fig.3.10 Stress-strain curve of steel tube and modification

大耐力までの分析を行うため、対応する SS78-II-28 試験体^{3.4), 3.5)}については弾性範囲に限って調整を行う。調整前後の応力-ひずみ関係と、CFT 短柱鋼管の降伏応力 YS を Fig.3.10 に示す。

中空鋼管の応力-ひずみ関係を、式(3.2)に示す Menegotto-Pinto モデル^{3.6)}を用いて表す。本研究では分析の対象とするひずみ領域における実験結果を忠実に再現することを優先し、 $\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$ を Menegotto - Pinto モデルにおける本来の意味と異なる数値になることを許容する。

$$\sigma_z / \sigma_0 = b(\varepsilon_z / \varepsilon_0) + \frac{(1-b)(\varepsilon_z / \varepsilon_0)}{\{1 + (\varepsilon_z / \varepsilon_0)^R\}^{1/R}} \quad (3.2)$$

$\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$ の決定の際に、調整後の応力-ひずみ関係を用い最小二乗法により決定する。実験結果とモデルの比較を Fig.3.11 に、 $\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$, ヤング係数、ならびに参照した試験体名を Table3.7 にそれぞれ示す。調整後の名称を”試験体名-mod”とする。Fig.3.11 に示す通り中空鋼管の実験結果と数式モデルの対応は良好である。以降の CFT 短柱の応力評価において、本数式モデルを中空鋼管の圧縮応力-ひずみ関係として扱う。

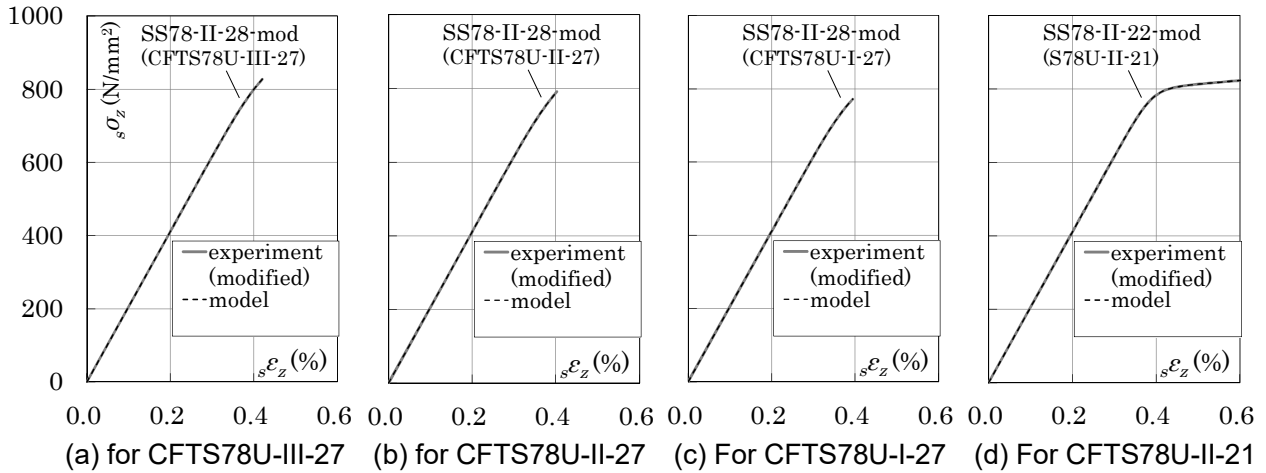


Fig.3.11 Stress strain curve modeling

Table3.7 Coefficients for Menegotto-Pinto model

specimen	R	b ($\times 10^{-3}$)	ε_0	σ_0 (N/mm^2)	E ($\times 10^5$) N/mm^2)	reference
CFTS78U-III-27	12.2	307	4.15	853	2.05 *	SS78-II-28-mod
CFTS78U-II-27	12.9	535	3.75	771	2.05 *	SS78-II-28-mod
CFTS78U-I-27	12.3	364	3.80	780	2.05 *	SS78-II-28-mod
CFTS78U-II-21	18.6	47.8	3.91	802	2.05 *	SS78-II-22-mod

$R, b, \varepsilon_0, \sigma_0$: coefficient, E : Young's modulus, ν_e : elastic Poisson's ratio

*: initial elastic modulus of equation model

3.3.2 CFT 短柱荷重と累加荷重の比較

同一ひずみ時における CFT 短柱荷重を、中空鋼管とコンクリート短柱の累加荷重と比較することで、角形断面 CFT 短柱の挙動について考察する。材料試験 ($\phi 100$ シリンダー) の応力-ひずみ関係を用い

た検討を併せて行う。

Fig.3.12 に、CFT 短柱，中空鋼管（3.3.1 項でモデル化したもの），コンクリート材料試験，ならびに中空鋼管とコンクリート材料試験の累加荷重，のそれぞれの断面積を合わせた荷重-ひずみ関係を示す。荷重の累加に際して，コンクリートは一軸圧縮強度時ひずみ ϵ_u 以降も耐力低下せず一定の耐力を保つと仮定する。一軸圧縮強度時ひずみ ϵ_u と CFT 短柱最大耐力時ひずみ $CFT\epsilon_u$ を Fig.3.12 に記載する。

一軸圧縮強度時ひずみ ϵ_u まで，CFT 短柱の荷重は，累加荷重とほぼ同じである。CFTS78U-III-27 試験体は ϵ_u と $CFT\epsilon_u$ がほぼ等しく， ϵ_u 到達とほぼ同時に荷重が低下しはじめ，累加荷重との差が生じる（Fig.3.12(a)）。CFTS78U-II-27 ならびに CFTS78U-I-27 では， ϵ_u 到達以降もしばらく荷重が上昇し，やがて低下に転じ，累加荷重との差が生じる（Fig.3.12(b), (c)）。CFTS78U-II-21 試験体（Fig.3.12(d)）は，同サイズで幅厚比の大きい CFTS78U-II-27（Fig.3.12(b)）とほぼ同じひずみで累加荷重とのかい離が生じるが，そのまま荷重低下せず，ひずみの進行後に荷重が再上昇しやがて低下に転ずる。幅厚比の小さい試験体では鋼管の拘束力がより強く，充填コンクリートの非線形ポアソン比^{3.7}の影響で超高強度角形断面 CFT 短柱においても拘束力が生じ，挙動に差が生じたと考えられる。

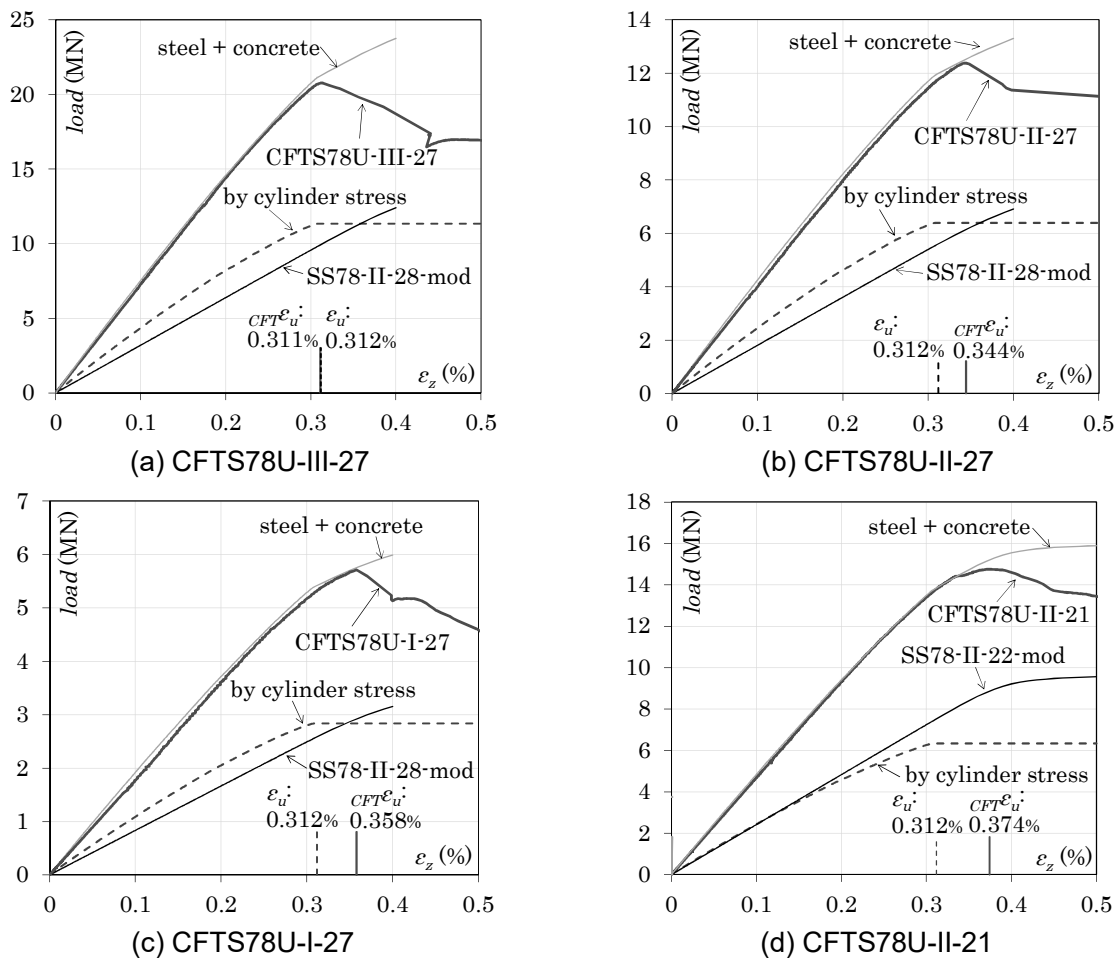


Fig.3.12 Comparison between CFT column and superposed load (by cylinder stress)

Fig.3.13 に、CFT 短柱の荷重を，中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の累加荷重と比較する。荷重の累加に際して，プレーンコンクリート短柱はプレーンコンクリート破壊ひずみ $p_c\epsilon_u$ （Fig.3.13 に併記）

到達後に耐力低下せず一定の耐力を保つと仮定する。

プレーンコンクリート破壊ひずみ $pc\epsilon_u$ までは、CFT 短柱の荷重は、中空鋼管荷重とプレーンコンクリート短柱荷重の累加荷重とほぼ同じである。CFT 短柱の最大耐力と累加荷重の最大値に大きな差は無いが、 $pc\epsilon_u$ 以降において CFT 短柱荷重と累加荷重の剛性が異なっており、CFT 短柱最大耐力時ひずみ $CFT\epsilon_u$ は $pc\epsilon_u$ を大きく上回る。このことは、 $pc\epsilon_u$ 以降の CFT 短柱の挙動と、中空鋼管ならびにプレーンコンクリート短柱単体との挙動が異なっていたことを示唆している。第 2 章においてプレーンコンクリート短柱の最大応力が充填コンクリートの評価強度よりも低くなることを確認しており、 $CFT\epsilon_u$ と $pc\epsilon_u$ の差には、この強度差と、鋼管の拘束効果による充填コンクリートの性能向上の両者が寄与していると考えられる。

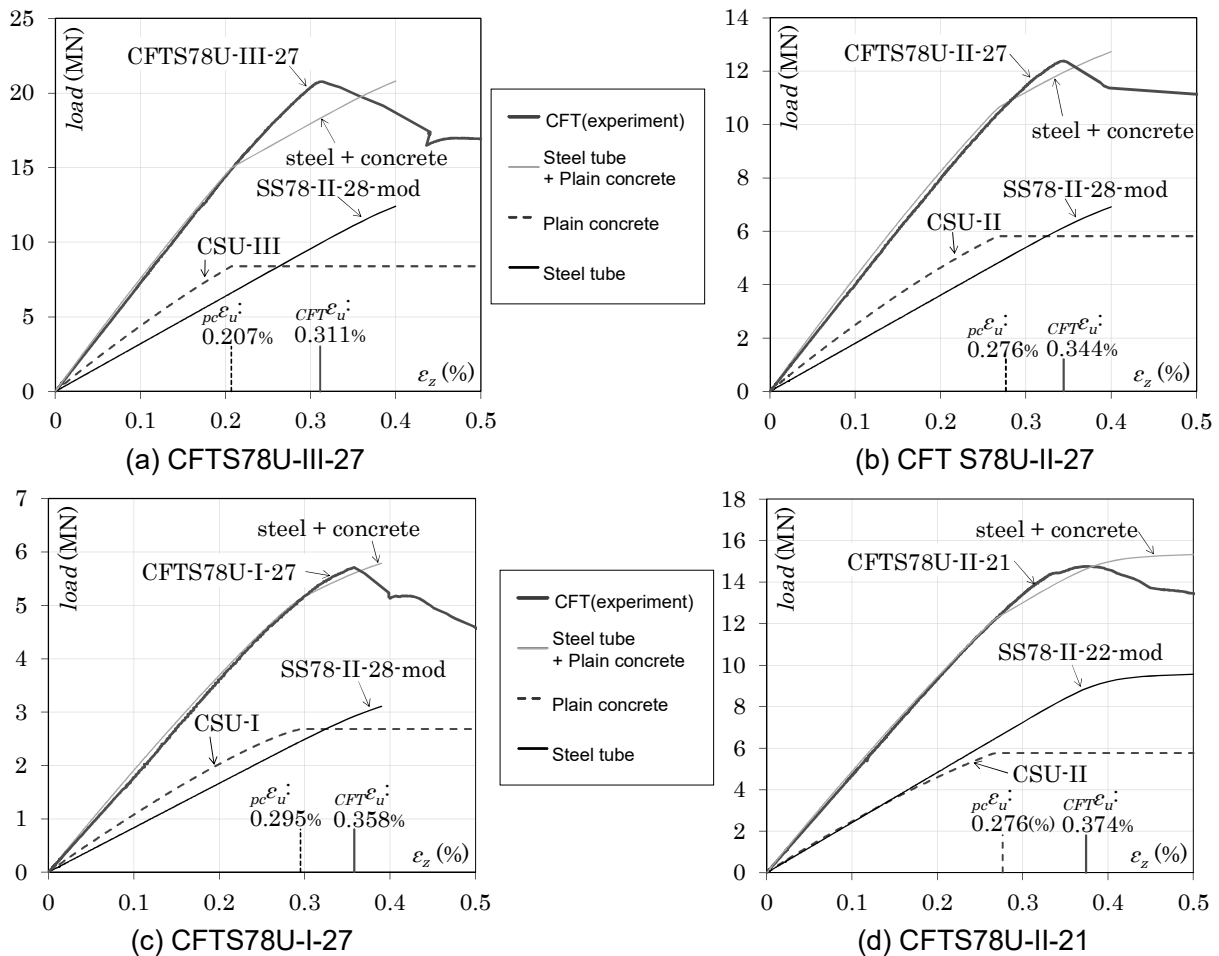


Fig.3.13 Comparison between CFT column and superposed load (by plain concrete strength)

§ 3.4 CFT 短柱における鋼管および充填コンクリートの挙動

超高強度角形断面 CFT 短柱における鋼管と充填コンクリートの挙動を明らかにする目的で、一軸圧縮実験により計測されたデータを用い、CFT 短柱鋼管の軸方向応力ならびに充填コンクリートの軸方向応力を評価する。評価された充填コンクリートの軸方向応力-ひずみ関係を材料試験、プレーンコンクリート短柱の応力-ひずみ関係と比較することで、超高強度正方形断面 CFT 短柱における充填コンクリー

ト挙動の特徴を明らかにする。また、鋼管ならびに充填コンクリートの発揮耐力が CFT 短柱の最大耐力に与える影響について考察する。

3.4.1 载荷中の CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの応力評価

3.3.1 節でモデル化された中空鋼管の応力-ひずみ関係と、CFT 短柱の平均ひずみから、载荷中の CFT 短柱鋼管の軸方向応力を算定する。試験体形状・载荷方向を考慮し、せん断応力・せん断ひずみは 0 とする。本研究の超高強度角形断面 CFT 短柱では最大応力時のひずみが比較的小さく、鋼管の水平方向応力は発生しても値は小さく、軸方向応力への影響はわずかと考えられるため、水平方向応力を 0 と仮定し、中空鋼管の応力-ひずみ関係をそのまま用いる。CFT 短柱荷重の劣化域では凸状変形の進行により鋼管・充填コンクリートの応力状態が一様でなくなるため、CFT 短柱の最大耐力までの応力を分析する。算定された CFT 短柱鋼管の軸方向応力 $s\sigma_z$ と軸方向ひずみ ε_z の関係を Fig.3.14 に示す。左側縦軸が鋼管軸方向応力 $s\sigma_z$ 、横軸が軸方向ひずみ ε_z である。

CFT 短柱の充填コンクリートの負担荷重 $A_c \cdot \sigma_z$ (σ_z : 充填コンクリートの軸方向応力, 評価値) を、式(3.3)に示すように CFT 短柱の载荷荷重 $CFTN$ (実験値) から鋼管負担荷重 $A_s \cdot s\sigma_z$ ($s\sigma_z$: CFT 短柱の鋼管部分の軸方向応力, 評価値) を差し引くことで評価する。

$$A_c \cdot \sigma_z = CFTN - A_s \cdot s\sigma_z \tag{3.3}$$

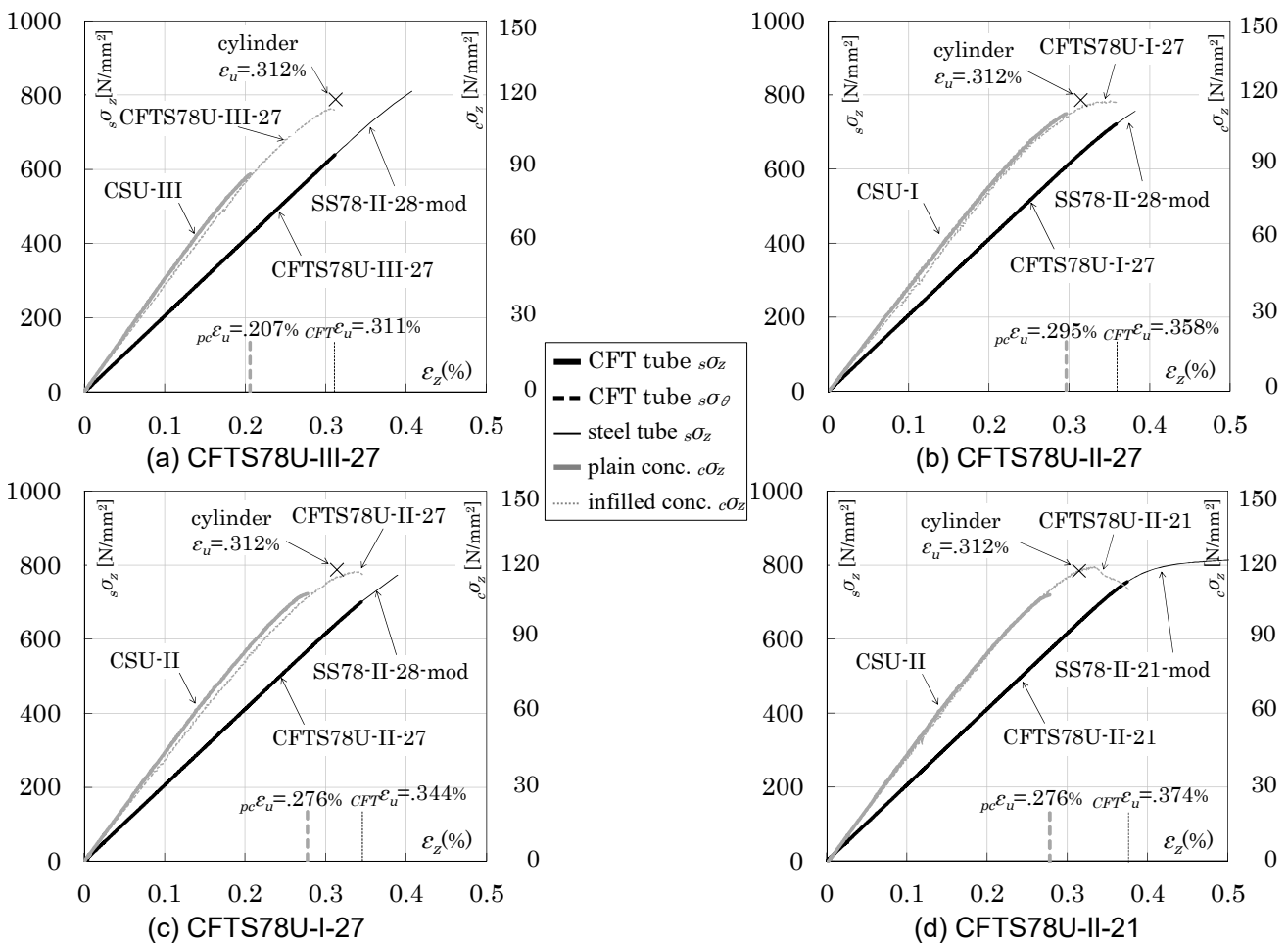


Fig.3.14 Stress in steel and concrete of CFT

算定された充填コンクリートの軸方向応力 σ_z ，対応する中空鋼管・プレーンコンクリート短柱の応力-ひずみ関係を，それぞれ比較のため Fig.3.14（コンクリート応力：右側縦軸）に併記する。

充填コンクリートの評価応力は，材料試験の一軸圧縮強度時ひずみ ϵ_u 時点で，材料試験強度（Fig.3.14 の×印）をやや下回る程度である。一方，いずれの試験体においても，CFT 短柱の最大耐力時に鋼管が降伏応力に達していない。本研究における超高強度角形断面 CFT 短柱の最大耐力が単純累加強度 N_0 に達しない原因は，充填コンクリートの最大応力時の軸方向ひずみが小さく，鋼管の降伏強度発揮前に耐力低下することといえる。

幅厚比 $B/t=27$ の試験体間の比較において，寸法の小さい試験体の充填コンクリートの変形性能が大きく評価される。コンクリートのサイズの差が平均ひずみとしての応力-ひずみ関係に影響したことが一因と考えられる。また，試験体幅 B が大きな試験体ほど最大耐力比 N/N_0 が低くなる傾向(Fig.3.9)があるが，コンクリートの変形性能の低下^{3.8)}が，鋼管の発現耐力を低下させることが原因といえる。

CFTS78U-II-21（幅厚比 $B/t=21$ ）試験体は，外形が同じである CFTS78U-II-27（幅厚比 $B/t=27$ ）と比較して最大耐力時のひずみが大きい，充填コンクリートの応力が CFTS78U-II-27 とほぼ同じタイミングで最大値を記録しており，幅厚比が小さいことによる拘束力の増大は，充填コンクリートの応力上昇にはほとんど寄与せず，応力低下勾配を緩やかにすることに寄与したと考えられる。

CFTS78U-II-21 試験体において，プレーンコンクリート破壊ひずみと CFT 短柱最大耐力時ひずみの差が比較的大きく，その間に鋼管の横方向応力が発生していた可能性がある。本章の実験では横方向のひずみを計測しておらず正確な評価は難しいが，その程度を確認するため，正方形断面 CFT 短柱鋼管の横方向応力が，同一軸方向ひずみ時の円形断面 CFT 短柱鋼管（第二章）の周方向応力と同じであったと仮定し，正方形断面 CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの軸方向応力を再評価する。

仮定する横方向応力は，円形断面 CFT 短柱鋼管における周方向応力発生ひずみの平均値(0.29%)で発生し，以降は軸方向ひずみ 0.003~0.0035 間の近似曲線の勾配の平均値($-4.22 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$)の勾配を有するものとする(Fig.3.15)。仮定した横方向応力を用いて再評価した CFTS78U-II-21 における鋼管ならびに充填コンクリートの軸方向応力を Fig.3.16 に示す。軸方向ひずみ 0.29%以降の各応力に影響が現れるが，評価応力に大きな差は生じていない。また，正方形断面 CFT 短柱においては，充填コンクリートの水平方向の膨張の一部は，鋼管板要素の面外変形により吸収されるため，鋼管の横方向応力は円形断面 CFT 短柱鋼管の周方向応力よりも小さくなると考えられる。従って，本章において周方向応力を 0 と仮定して算定された鋼管応力は，概ね適切に評価されたものといえる。

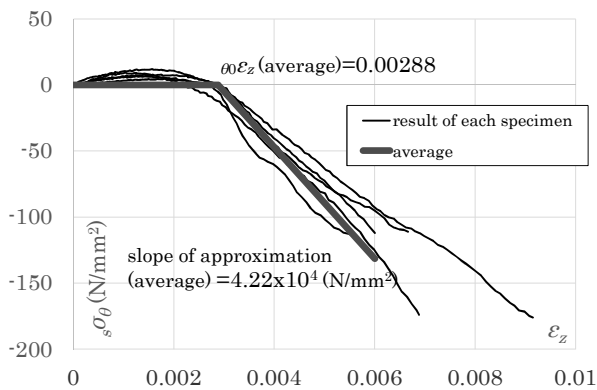


Fig.3.15 Circumference stress in circular CFT

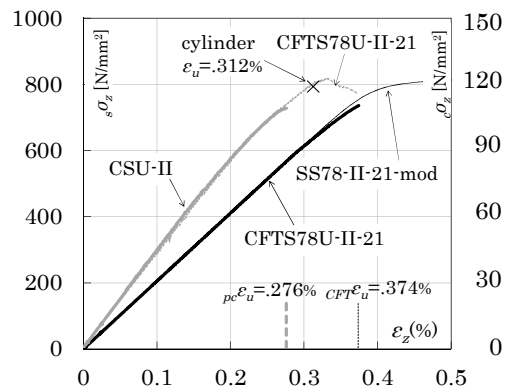


Fig.3.16 Reevaluation by by-axial stress

3.4.2 CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの発揮耐力

Fig.3.17 に、CFT 短柱の最大耐力時における鋼管の発揮耐力 eN_y 、ならびに充填コンクリートの発揮耐力 eN_c を、材料強度で算定した計算耐力と比較する。発揮耐力は前節で評価された $CFT\epsilon_u$ 時における CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの軸方向応力を用い評価したものである。下端から延びる棒グラフは充填コンクリート耐力、上端からの棒グラフは鋼管耐力を意味する。各試験体の左側棒グラフは材料試験強度による鋼管耐力 N_y 、コンクリート耐力 N_c を計算累加耐力 N_0 で除した耐力比である。式(3.1)を用い算定したものである。各試験体の中の棒グラフはコンクリート応力にプレーンコンクリート短柱最大応力を用い計算した N_c' による評価（計算値）である。各試験体の右棒グラフは実験鋼管耐力 eN_y 、実験充填コンクリート耐力 eN_c をそれぞれ N_0 で除したものである。グラフの下棒(コンクリート耐力)と上棒(鋼管耐力)の合計が 1 に満たない場合、CFT 短柱の最大耐力が単純累加強度に達していないことを意味する。本章の実験では鋼管耐力が計算耐力 N_y に達していないことが分かる。なお、CFTS78U-II-21 では、 $CFT\epsilon_u$ 到達時に充填コンクリート応力が最大応力から低下しているため、充填コンクリートが最大応力時の実験耐力を eN_y^* 、 eN_c^* とし Fig.3.17 に併記する。

角形断面 CFT 短柱鋼管の降伏ひずみ ϵ_y が充填コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみ ϵ_u よりも大きく、充填コンクリートの变形性能改善により鋼管耐力発揮までコンクリート耐力が維持されない場合、鋼管発揮耐力不足により CFT 短柱の最大耐力は単純累加強度 N_0 に達しないと考えられる。

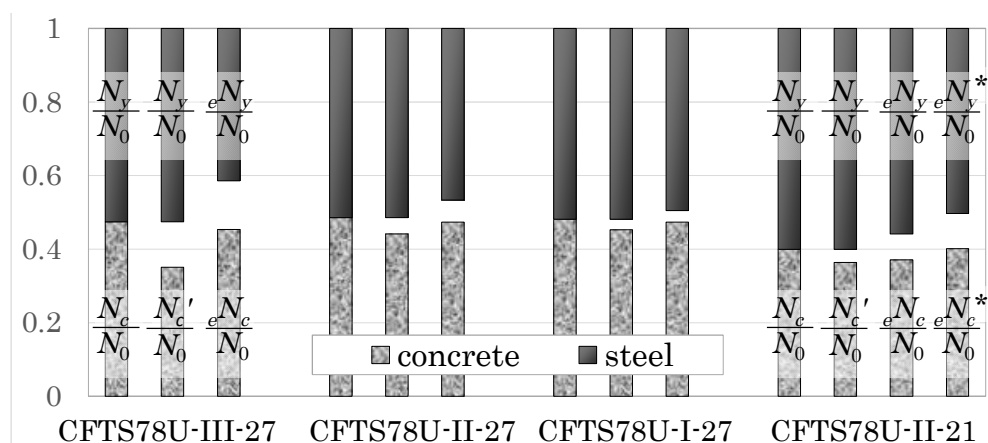


Fig.3.17 Comparison between experiment and calculated strength of CFT

§ 3.5 まとめ

以上、780N/mm²級の溶接4面BOX鋼管および100N/mm²級充填コンクリートを用いた超高強度CFT短柱の一軸圧縮実験を実施し、さらに载荷中の鋼管、充填コンクリートの軸方向応力をそれぞれ定量的に評価することで、以下の知見を得た。

- 1) 角形断面 CFT 短柱の最大耐力到達後の耐力低下は、プレーンコンクリート短柱ほど急激ではないが、第二章の円形断面 CFT 短柱と比較すると圧縮ひずみの進行と耐力低下が急速に進む箇所があった。一定の耐力比まで耐力低下が進んだ後は耐力低下曲線の勾配が緩やかになり、以降は圧縮ひずみが急

速に進むことは無かった。

- 2) 角形断面 CFT 短柱の耐力低下は充填コンクリートの破壊に起因し、その後の载荷により鋼管に凸状の変形が生じた。
- 3) 角形断面 CFT 短柱の最大耐力は材料試験強度を用いて算定した単純累加強度に達しなかった。鋼管の降伏ひずみが充填コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみよりも大きく、充填コンクリートの変形性能が改善されなかったため、鋼管が降伏耐力に達しなかったと評価された。
- 4) 角形断面 CFT 短柱の荷重は、コンクリートの破壊ひずみ到達までの間、対応する中空鋼管荷重とコンクリート荷重の累加値とほぼ一致した。コンクリートの破壊ひずみ以降は、CFT 短柱の荷重は中空鋼管とプレーンコンクリート短柱との累加荷重と異なり、その挙動がそれぞれ単体の場合と異なっていたことを示唆する結果が得られた。
- 5) 角形断面 CFT 短柱において、最大耐力、および鋼管の拘束による充填コンクリートの応力上昇は生じなかった。一方、幅厚比の小さい試験体では最大耐力時の軸方向ひずみが大きくなった。
- 6) 同一幅厚比の試験体間の比較において、試験体幅が大きい試験体ほど、CFT 短柱の最大耐力と計算耐力の比が低下した。充填コンクリートのサイズに起因する応力-ひずみ関係の差が鋼管の発現耐力差に結びつき、CFT 短柱の最大耐力比に影響したと考えられる。

第三章の参考文献

- 3.1) 日本建築学会：鋼構造設計規準, 2005.9
- 3.2) 小室勉, 今井和正, 村松晃次, 是永健好, 渡邊史夫: 100~180N/mm²の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 577 号, pp.77-84, 2004.3
- 3.3) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10
- 3.4) 難波隆行, 村上行夫, 藤澤一善, 一戸康生: 建築構造用高強度 800N/mm²級鋼部材の力学性能 その 1 短柱圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.551-552, 2008.7
- 3.5) 日本鉄鋼連盟, 日本鋼構造協会: 平成 18 年度「革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発」報告書, 2007.3.
- 3.6) M. Menegotto and P. E. Pinto: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973
- 3.7) 長沼一洋: 非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 485 号, pp.109-116, 1996.7
- 3.8) 田中賢二, 安達洋, 白井伸明, 中西三和 他: 横補強された高強度鉄筋コンクリート造柱の中心圧縮性状に及ぼす寸法効果(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.367-368, 1994.7

第四章

高強度長方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動

§ 4.1 はじめに

超高層ビルなどの大規模建築物では、柱部材に大きな耐力が必要となり溶接組立箱形鋼管^{例えば 4.1)}が用いられる場合が多い。溶接組立箱形鋼管は 4 枚の鋼板を溶接して製作されるため、柱部材の幅とせい、各鋼板の板厚を任意に選択することにより、より合理的な CFT 構造を設計できる。近年では長方形断面の CFT 構造が実構造物に採用されるケースも多い。しかしながら、長方形断面 CFT 構造では同じ幅厚比を有する正方形断面 CFT 構造と鋼材とコンクリートの断面積比が異なるのに対し、長方形断面に関する実験データは乏しく、構造性能を決定する因子が必ずしも明確でないのが現状である。

そこで、本章では長方形断面 CFT 短柱の圧縮性能を把握することを目的として、鋼管の断面形状・幅厚比・鋼管耐力比をパラメータとした長方形断面 CFT 短柱と、比較対象とする正方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮実験を実施し、長方形断面 CFT 短柱の耐力・変形性能に断面形状・幅厚比・鋼管耐力比が与える影響を明らかにする。また、全ての CFT 短柱試験体の外形寸法に対応するコンクリートのみの実験（プレーンコンクリート柱実験）ならびに鋼管のみの実験（中空鋼管実験）を同時に行い、鋼管とコンクリートの累加荷重と CFT 短柱荷重との比較、ならびに CFT 短柱の充填コンクリート応力の評価により、長方形断面 CFT 短柱の構造性能について考察する。

§ 4.2 短柱の一軸圧縮実験

高強度長方形断面 CFT 短柱と、比較対象として CFT 短柱の各要素と同じ諸元を有する中空鋼管ならびにプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験を行い、CFT 短柱の荷重を中空鋼管とコンクリート短柱の累加荷重と比較する。また、長方形断面 CFT 短柱では、各辺の幅厚比と鋼管耐力比（CFT 短柱耐力に対する鋼管耐力の比）の関係が正方形断面 CFT 短柱と異なることから、幅厚比と鋼管耐力比が長方形断面 CFT 短柱の最大耐力や変形性能に与える影響について、正方形断面と比較しつつ検討を行う。

4.2.1 試験体計画

Table 4.1 に試験体一覧を、Fig. 4.1 に試験体形状を示す。試験体 No. は柱種別(CFT, C: プレーンコンクリート, S: 鋼管), 断面形状(S: 正方形, R: 長方形), シリーズ(55: 鋼管強度[N/mm²]/10), コンクリート強度(H: High strength), 幅厚比(D/t), 鋼管耐力比(N_y/N_0) を意味する。長辺幅を D , 短辺幅を B , とし、長辺と短辺の板厚をそれぞれ t_l, t_s とする。

幅厚比を変動させた正方形断面 CFT 短柱 2 体、それぞれの正方形断面 CFT 短柱を基準として鋼管耐力比、または長辺側の幅厚比を同等とした長方形断面 CFT 短柱各 2 体の計 6 体の一軸圧縮実験を行う。また、比較対象として CFT 短柱と外形寸法が同じプレーンコンクリート短柱、および CFT 短柱に使用するのと同じ鋼管のみの中空鋼管の一軸圧縮試験を行う。全ての試験体の高さ H を 1,000mm とする。

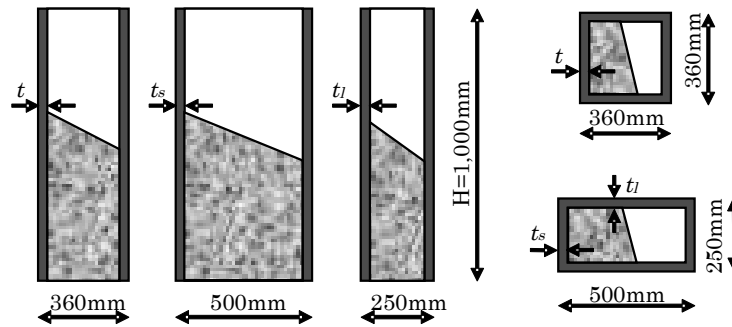
Table4.1 Specimen list

	series	No.	YS_l	YS_s	σ_B	D	B	t_l	t_s	$\frac{D}{t_l}$	$\frac{D}{t_s}$	$\frac{N_y}{N_0}$
			(N/mm ²)									
CFT	55H sub 1	CFTS55H-III-22-6	424	424	59.7	360	360	16.2 ^{*1}	16.2 ^{*1}	22.2	22.2	0.60
		CFTR55H-III-23-7	471	432	59.7	500	250	22.0 ^{*2}	12.2 ^{*3}	22.8	20.5	0.68
		CFTR55H-III-31-6	424	432	59.7	500	250	16.2 ^{*1}	12.2 ^{*3}	30.8	20.5	0.60
	55H sub 2	CFTS55H-III-40-4	424	424	67.3	360	360	9.1 ^{*4}	9.1 ^{*4}	39.7	39.7	0.41
		CFTR55H-III-41-5	416	424	67.3	500	250	12.1 ^{*5}	9.1 ^{*4}	41.5	27.6	0.48
		CFTR55H-III-55-4	424	408	67.3	500	250	9.1 ^{*4}	7.1 ^{*6}	55.1	35.3	0.41
plain concrete	55H sub 1	CSH1-III	-	-	59.7	360	360	-	-	-	-	-
		CRH1-III	-	-	59.7	500	250	-	-	-	-	-
	55H sub 2	CSH2-III	-	-	67.3	360	360	-	-	-	-	-
		CRH2-III	-	-	67.3	500	250	-	-	-	-	-
steel tube	55H sub 1	SS55-III-22	424	424	-	360	360	16.2 ^{*1}	16.2 ^{*1}	22.2	22.2	-
		SR55-III-23	471	432	-	500	250	22.0 ^{*2}	12.2 ^{*3}	22.8	20.5	-
		SR55-III-31	424	432	-	500	250	16.2 ^{*1}	12.2 ^{*3}	30.8	20.5	-
	55H sub 2	SS55-III-40	424	424	-	360	360	9.1 ^{*4}	9.1 ^{*4}	39.7	39.7	-
		SR55-III-41	416	424	-	500	250	12.1 ^{*5}	9.1 ^{*4}	41.5	27.6	-
		SR55-III-55	424	408	-	500	250	9.1 ^{*4}	7.1 ^{*6}	55.1	35.3	-

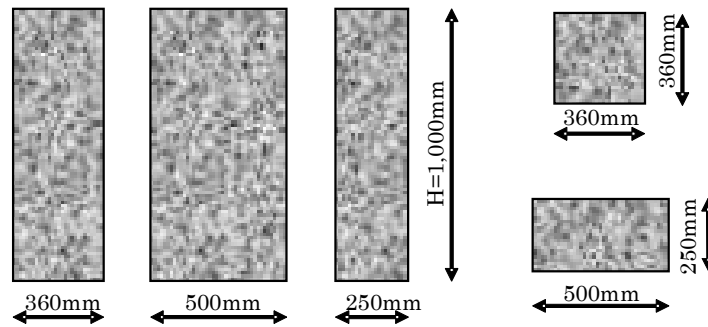
YS_l : yield stress of long side steel, YS_s : yield stress of short side steel, σ_B : concrete strength, D : long side width, B : short side width, t_l : thickness of long side steel, t_s : thickness of short side steel, N_y : steel strength, N_0 : calculated CFT strength using σ_B , *1~*6: made of the same large plate

CFTS55H-III-22-6, CSH1-III

sub series (1: for $D/t=22$ to 31, 2: for $D/t=22$ to 31)
 $N_y/N_0 \times 10$ (planning), 4 to 7
 D/t (planning), 22 to 55
 section size category, I:~190, II:~270, III:~360, IV: over 360mm (cross section area equivalent)
 concrete strength, U: ultra high strength, H: high strength
 series (= steel tube strength(N/mm²) $\times 10^{-1}$, for CFT and steel tube)
 cross section, C: circular, S: square, R: Rectangular
 column type, CFT: concrete filled steel tube, S: steel tube, C: concrete



(a) CFT stub column and steel tube specimen



(b) Plain concrete stub column

Fig.4.1 Geometry of specimen

試験体材料には、60N/mm²級コンクリートと 550N/mm²級鋼板を使用する。CFT 短柱鋼管・中空鋼管は溶接組立箱形鋼管である。Table4.1 の板厚欄に*1~*6 で示す鋼板は同じ大板から切り出したものである。また、板厚 7.1mm の鋼板は板厚 9.1mm の板を切削し減厚したものである。試験体の挙動に影響を与えないよう、鋼管角部の溶接を裏なみ溶接とする。コンクリートの打設時期別にサブシリーズ 1 (D/t が 22~31 の CFT 短柱に打設) , 2 (D/t : 40~51) とし、プレーンコンクリート短柱試験体を区別する。

CFT 短柱耐力を単純累加強度により評価する。式(4.1)は材料試験強度を用いて算定した鋼管耐力 N_y とコンクリート耐力 N_c の単純累加による CFT 短柱耐力 N_0 の計算式である。

$$N_0 = N_y + N_c = A_s \cdot YS + A_c \cdot \sigma_B \tag{4.1}$$

A_s : 鋼管の断面積, YS : 鋼管の降伏応力 (材料試験)

A_c : コンクリートの断面積, σ_B : コンクリートの圧縮強度 (材料試験)

試験体は、以下の目的をもって計画された。着目する試験パラメータを下線で記す。

- ① 断面形状の影響：正方形断面 CFT 短柱 2 体 (CF^TS55H-III-22-6, CF^TS55H-III-40-4) を基準に、幅厚比が同程度で、鋼管耐力比が大きい長方形断面 (CF^TS55H-III-23-7, CF^TS55H-III-40-5) と、鋼管耐力比が同程度で、幅厚比が大きい長方形断面 (CF^TS55H-III-31-6, CF^TS55H-III-55-4) との比較を行う。Fig.4.2 に CFT 短柱の鋼管耐力比と長辺側幅厚比の関係を示す。長辺側幅厚比が同じである長方形断面 CFT 短柱は正方形断面と比較して鋼管耐力比が高くなる。短辺側幅厚比は長辺側よりも小さく計画する。長辺側幅厚比で整理する理由は、a) 鋼管断面積に占める比率が高いこと、b) 充填コンクリートの拘束が弱くなる範囲が長辺側鋼管の幅中央付近 (Fig.4.3) に近傍に広く存在すると考えられること、である。
- ② 鋼管の拘束効果：CFT 短柱に対し、同じ外形を有するプレーンコンクリート短柱と中空鋼管の実験を行い、挙動の比較を行う。正方形断面 CFT 短柱、長方形断面 CFT 短柱のそれぞれにおいて、鋼材量の異なる試験体間の比較を行う。

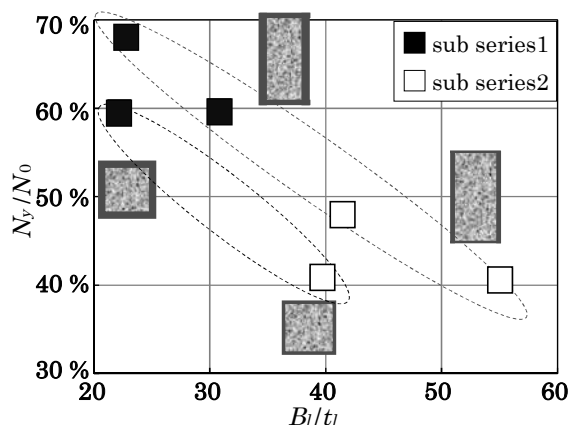


Fig.4.2 Relationship between N_y/N_0 and B_1/t_1

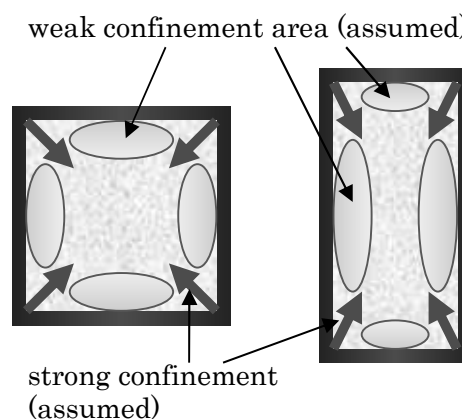


Fig.4.3 Assumed weak confinement area

4.2.2 材料試験結果

コンクリートの配合表を Table4.2 に、コンクリートの材料試験結果を Table4.3 にそれぞれ示す。前述の通りコンクリートは 60N/mm²級である。コンクリートの材料試験は、試験体と同時に打設し現場封緘養生を行った ϕ 100mm、高さ 200mm のシリンダー供試体を用い、サブシリーズ毎に、実験前と実験後に

各 3 体, 計 6 体の試験を行った。実験前後で結果にほとんど差が無かったことから, 両サブシリーズとも 6 体の平均をコンクリートの機械的性質として扱う。

鋼材の材料試験結果を Table4.4 に示す。鋼板は 550N/mm² 級である。鋼板から切り出した JIS5 号引張試験片を用いる。降伏応力は下降伏点で評価する。

Table4.2 Concrete mix proportion

cement (kg/m ³)	water (kg/m ³)	finest A (kg/m ³)	finest B (kg/m ³)	coarse aggregate (kg/m ³)	super plasticizer (kg/m ³)
405	170	646	166	979	4.05

water-binder ratio 42.0%

Table4.3 Mechanical properties of concrete

sub series	σ_B (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_u (μ)	testing piece
1	59.7	33,152	2,568	cylinder $D:100^{\text{mm}} H:200^{\text{mm}}$
2	67.3	35,820	2,797	

σ_B : concrete strength, E : secant modulus, ϵ_u : strain at peak stress

Table4.4 Mechanical properties of steel tubes

class	t (mm)	YS (N/mm ²)	TS (N/mm ²)	E ($\times 10^5$) N/mm ²	YR (%)	EL (%)	testing piece
550 N/mm ²	22.0	471	599	2.15	78.7	44.9	$W:50^{\text{mm}} L:50^{\text{mm}}$ t:original(JIS 5)
	16.2	424	582	2.14	72.8	44.0	
	12.2	432	589	2.14	73.3	39.0	
	12.1	416	557	2.13	74.7	41.3	$W:25^{\text{mm}}$ t:original(JIS 5)
	9.1	424	571	2.15	74.2	34.5	
	7.1	408	567	2.14	72.0	35.4	

t : thickness, YS: yield stress, TS: ultimate stress, E : Young's modulus,

YR: yield ratio, EL: elongation, W: width, L: gage length

4.2.3 載荷・計測計画

実験は, 日本大学理工学部大型構造物試験センター30MN 大型試験機(Fig.4.4)を用いて実施する。載荷は静的であり, コンクリート材料試験の初期割線弾性係数を用い算定されるコンクリート応力の増加速度が JIS A 1108 で規定された $0.6 \pm 0.4 \text{N/mm}^2/\text{sec}$ となるよう変位制御により行った。試験体の断面内に一様な荷重が作用するよう (一軸圧縮となるよう), 弾性範囲にてひずみの進行がほぼ均一になるよう芯出しを行う。また, CFT 短柱及びプレーンコンクリート短柱とも上下面に硬質石膏による表面処理を施す。上部載荷板の傾きが大きくなり試験機に作用する偏心力が制限値に達するまで載荷を継続する。

上下載荷板の相対変位を, 試験体の各辺の中心から 100mm 離れた位置に, 正方形断面試験体は計 4 ヶ所, 長方形断面では計 8 ヶ所に配置した変位計にて計測する(Fig.4.4)。また, 鋼管表面の軸方向ひずみを, 東・西側の柱頭柱脚部に各 1 枚, 中央部に各 3 枚貼付し, 南・北側の柱頭柱脚部に 1 枚, 中央部に 1 枚ずつ貼付する。高さ方向中央部の水平方向ひずみゲージと合わせ, 計 24 枚のひずみゲージで計測する(Fig.4.5)。変位計による相対変位計測値を試験体初期高さで除した平均ひずみを試験体の軸方向ひずみ

とする。ただし第二章と同様に耐圧板局所変形を差し引いた値を用いる。符号は圧縮側を正とする。

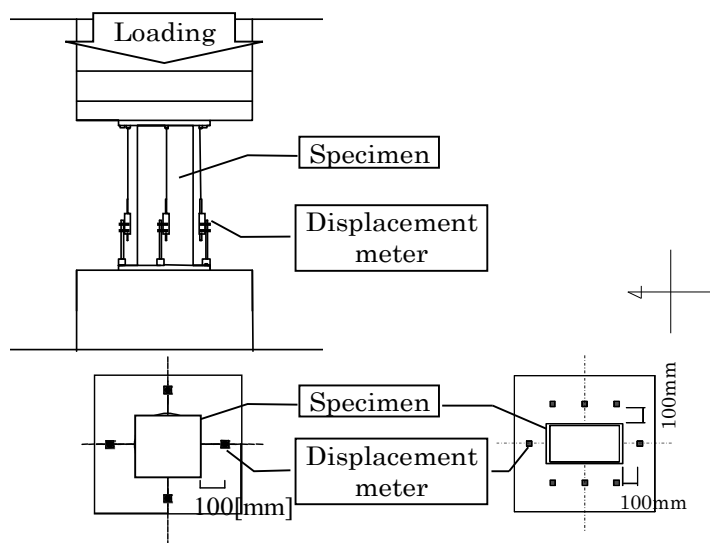


Fig.4.4 Test setup and displacement measurement

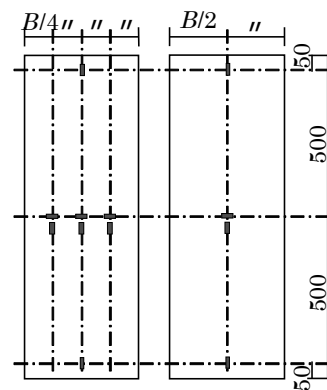


Fig.4.5 Strain measurement

4.2.4 プレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果

まず、CFT 短柱の挙動との比較検証のために行ったプレーンコンクリート短柱実験結果を示す。実験結果を Table4.5 に示す。ヤング係数は最大応力度の 1/3 強度時における割線剛性とする。

Table4.5 Result of Plain concrete column

No.	D (mm)	B (mm)	σ_B (N/mm^2)	$\sigma_{B'}$ (N/mm^2)	$pc\epsilon_u$ ($\times 10^{-3}$)	E ($\times 10^4$) N/mm^2	ν_e
CSH1-III	362	362	59.7	56.2	2.45	3.31	0.25
CRH1-III	501	251	59.7	54.2	2.52	2.95	0.21
CSH2-III	360	360	67.4	54.0	2.51	3.22	0.25
CRH2-III	500	250	67.4	54.6	2.70	3.26	0.25

D : width (large side), B : width (short side), σ_B : concrete strength, $\sigma_{B'}$: maximum stress of stub column, $pc\epsilon_u$: ultimate strain
 E : Young's modulus, ν_e : Elastic Poisson's ratio

プレーンコンクリート短柱は、破片飛散防止のため試験体を透明なビニールフィルムで覆い、載荷を行った。各試験体の最終破壊状況を Photo4.1 に示す。すべての試験体において、最大耐力到達直後に爆裂現象を起こして耐力を急激に落とした。CRH1-III では試験体上部が破壊した。

プレーンコンクリート短柱の一軸圧縮下における応力-ひずみ関係を Fig.4.6 に示す。応力は荷重をコンクリート断面積で除した値である。比較のため材料試験結果（強度が中間値であったもの）を併記する。

プレーンコンクリート短柱の最大応力は材料試験強度を下回る。サブシリーズ 1 の CSH1-III の応力-ひずみ関係は載荷途中まで材料試験に近く、CRH1-III では載荷初期から材料試験と剛性が異なる。CRH1-III は試験体上部から破壊しており、試験体上部の強度が材料試験と異なっていた可能性がある。

サブシリーズ 2 については荷重の初期段階からプレーンコンクリート短柱の応力-ひずみ関係が材料試験結果と差がある。サブシリーズ 2 では 2 体ともほぼ同じ応力-ひずみ関係となった。

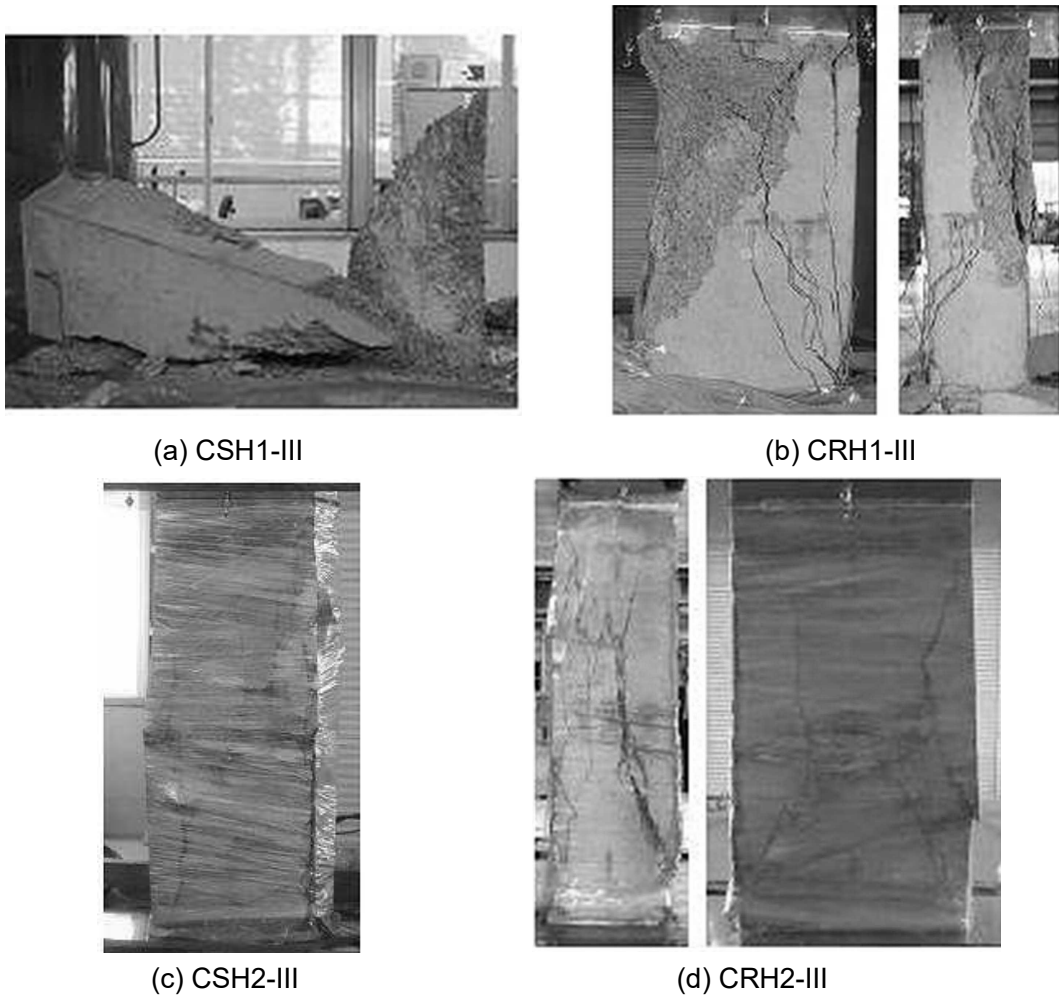


Photo.4.1 Ultimate state of plain concrete column

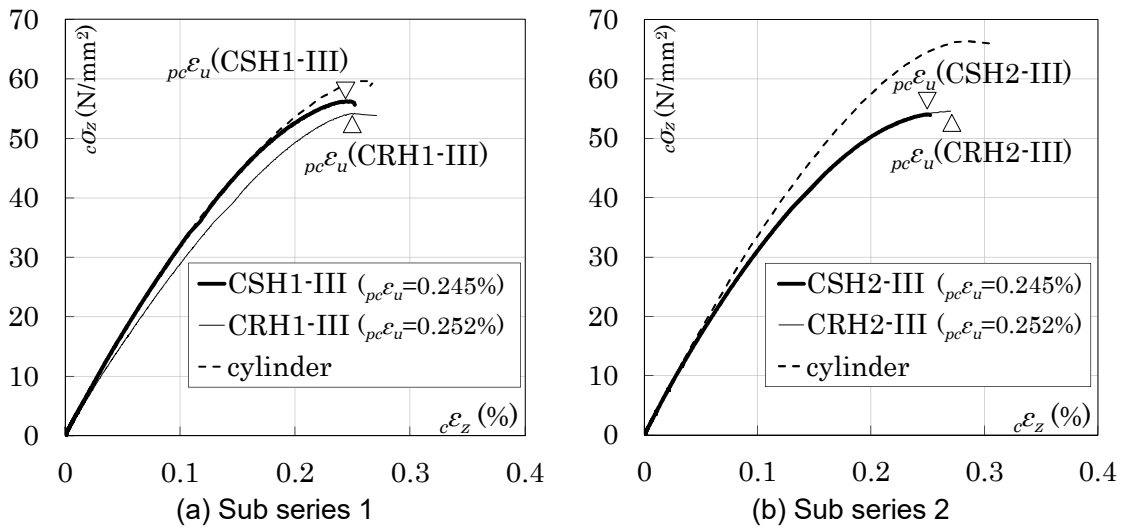


Fig.4.6 Stress-strain curve of plain concrete column and cylinder

4.2.5 中空鋼管の一軸圧縮実験結果

中空鋼管の実験結果を Table4.6 に示す。 N_y は中空鋼管の降伏耐力計算値、 eN_y は一軸圧縮実験の 0.2% オフセット耐力、 N_u は実験最大耐力である。局部座屈により早期に耐力低下し 0.2% オフセット耐力時に荷重低下勾配に入っていた試験体では eN_y を空欄にしている。なお、幅厚比が 40 以上の試験体は、CFT 構造における幅厚比の制限値^{4.2)}を満足するが、中空鋼管としては制限値^{4.3)}を超えており、中空鋼管として全断面有効とした設計耐力が期待できない試験体である。

Table4.6 Result of steel tube specimens

series	No.	YS_l	YS_s	D	B	t_l	t_s	$\frac{D}{t_l}$	$\frac{D}{t_s}$	N_y	eN_y	N_u
		(N/mm ²)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
55H	SS55-III-22	424	424	360	360	16.2	16.2	22.2	22.2	9.46	9.51	9.69
	SR55-III-23	471	432	500	250	22.0	12.2	22.8	20.5	12.50	12.16	12.91
	SR55-III-31	424	432	500	250	16.2	12.2	30.8	20.5	9.16	-	9.04
	SS55-III-40	424	424	360	360	9.1	9.1	39.7	39.7	5.40	-	5.01
	SR55-III-41	416	424	500	250	12.1	9.1	41.5	27.6	6.76	-	6.04
	SR55-III-55	424	408	500	250	9.1	7.1	55.1	35.3	5.18	-	3.60

YS_l : yield stress of long side steel, YS_s : yield stress of short side steel, σ_B : concrete strength,
 D : long side width, B : short side width, t_l : thickness of long side steel, t_s : thickness of short side steel
 N_y : calculated strength, eN_y : 0.2% offset strength, N_u : maximum strength in experiment

中空鋼管の応力-ひずみ関係を Fig.4.7 に示す。ひずみは、試験体各面に設置した変位計の測定値から算定した平均ひずみである。幅厚比が 40 以上の試験体では、全ての試験体において最大応力は材料試験降伏強度に達しなかった (Fig.4.7(b))。これは幅厚比が制限値^{4.3)}を超えており、降伏強度に達する前に局部座屈を起こしたためである。

幅厚比が 40 以上の試験体において、早期に耐力低下した中空鋼管の最大耐力時ひずみよりも、CFT 短柱の最大耐力時ひずみ (Fig.4.7 に▽で示す。次項に詳述する) が大きいことは、相互拘束効果により CFT 短柱鋼管の局部座屈が拘束され変形性能が改善されることを示す。

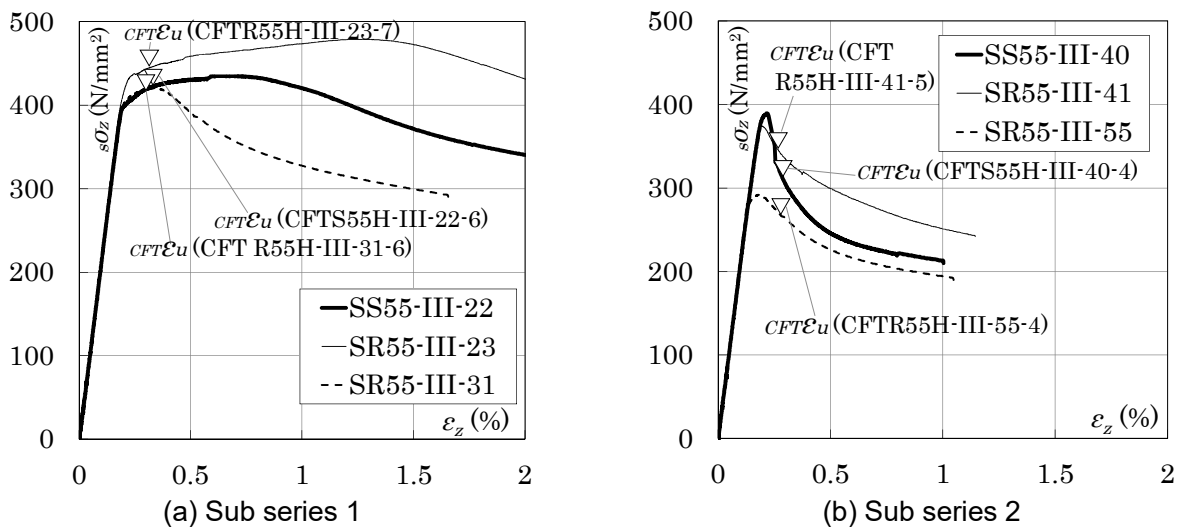


Fig.4.7 Stress - strain curve of steel tube specimens

全ての試験体で柱の高さ方向中段付近に凹凸の座屈現象が生じた(Photo4.2)。幅厚比が 40 以上の試験体（サブシリーズ 2）では比較的早期に座屈現象が確認された。

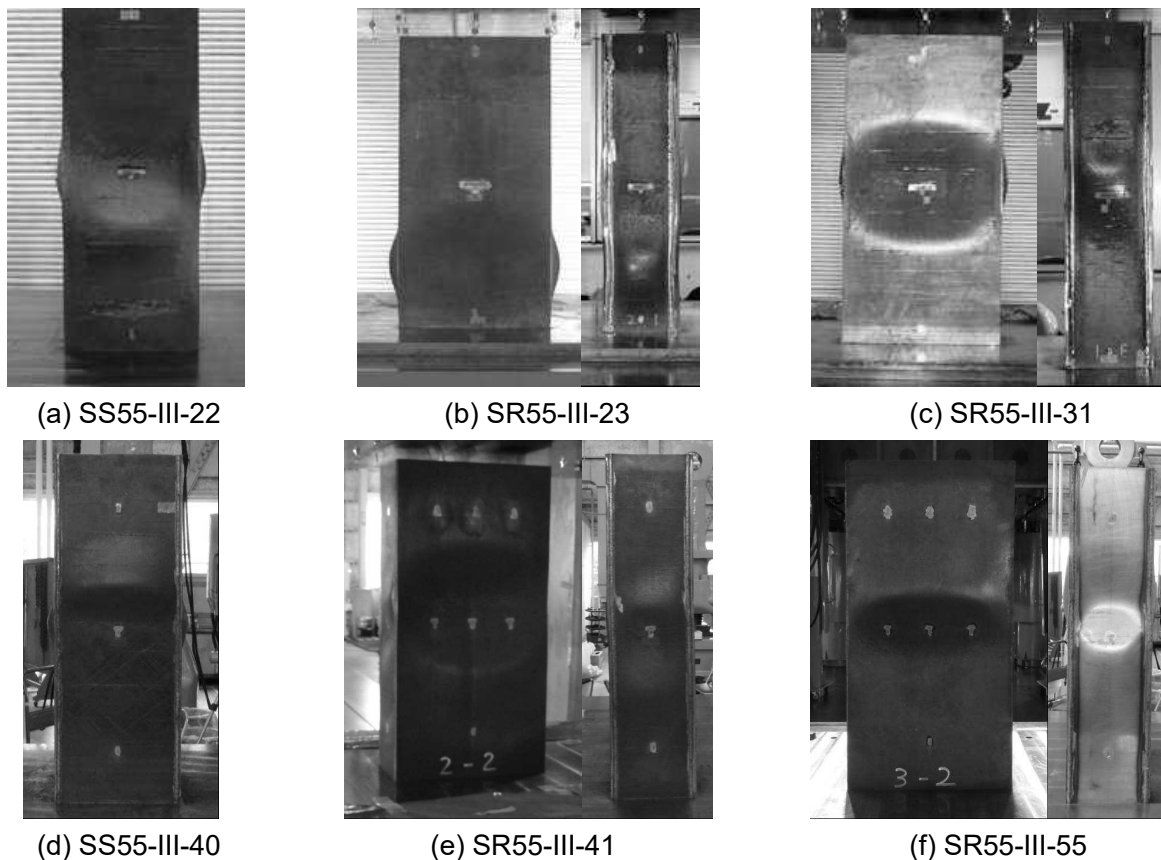


Photo4.2 Ultimate state of steel tube specimens

4.2.6 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果

CFT 短柱の実験結果を Table4.7 に示す。 N_u は CFT 短柱の最大耐力である。材料試験結果を基準とした最大耐力比 N_u/N_0 は 1 を下回る試験体がある。幅厚比が 40 以上である試験体（サブシリーズ 2）はいずれも 1 を下回る。

Table4.7 Result of CFT stub columns

No.	YS_l	YS_s	σ_B	D	B	t_l	t_s	N_0	N_y	N_u	$\frac{N_y}{N_0}$	$\frac{N_u}{N_0}$
	(N/mm ²)										(MN)	
CFTS55H-III-22-6	424	424	59.7	360	360	16.2	16.2	15.9	9.5	16.1	0.60	1.02
CFTR55H-III-23-7	471	432	59.7	500	250	22.0	12.2	18.3	12.5	17.8	0.68	0.97
CFTR55H-III-31-6	424	432	59.7	500	250	16.2	12.2	15.3	9.2	15.4	0.60	1.00
CFTS55H-III-40-4	424	424	67.3	360	360	9.1	9.1	13.3	5.4	12.6	0.41	0.95
CFTR55H-III-41-5	416	424	67.3	500	250	12.1	9.1	14.1	6.8	13.3	0.48	0.95
CFTR55H-III-55-4	424	408	67.3	500	250	9.1	7.1	12.8	5.2	11.6	0.41	0.90

YS_l : yield stress of long side steel, YS_s : yield stress of short side steel, σ_B : concrete strength,

D : long side width, B : short side width, t_l : thickness of long side steel, t_s : thickness of short side steel

N_y : steel strength, N_0 : calculated CFT strength using σ_B , N_u : maximum strength in experiment

Photo4.3 に終了後試験体を示す。CFTR55H-III-55-4 では同一高さの各辺に凸状変形が確認された。その他の長方形断面試験体では長辺側にのみ、高さが異なる位置に凸状変形が確認された。長辺側のみ凸状変形が現れる要因は長辺近傍の充填コンクリートに拘束力が弱い範囲が広く分布することと考えられる。凸状変形が現れる高さが異なることは、充填コンクリートに斜めのすべり面を有するせん断破壊が生じたことを示唆している。

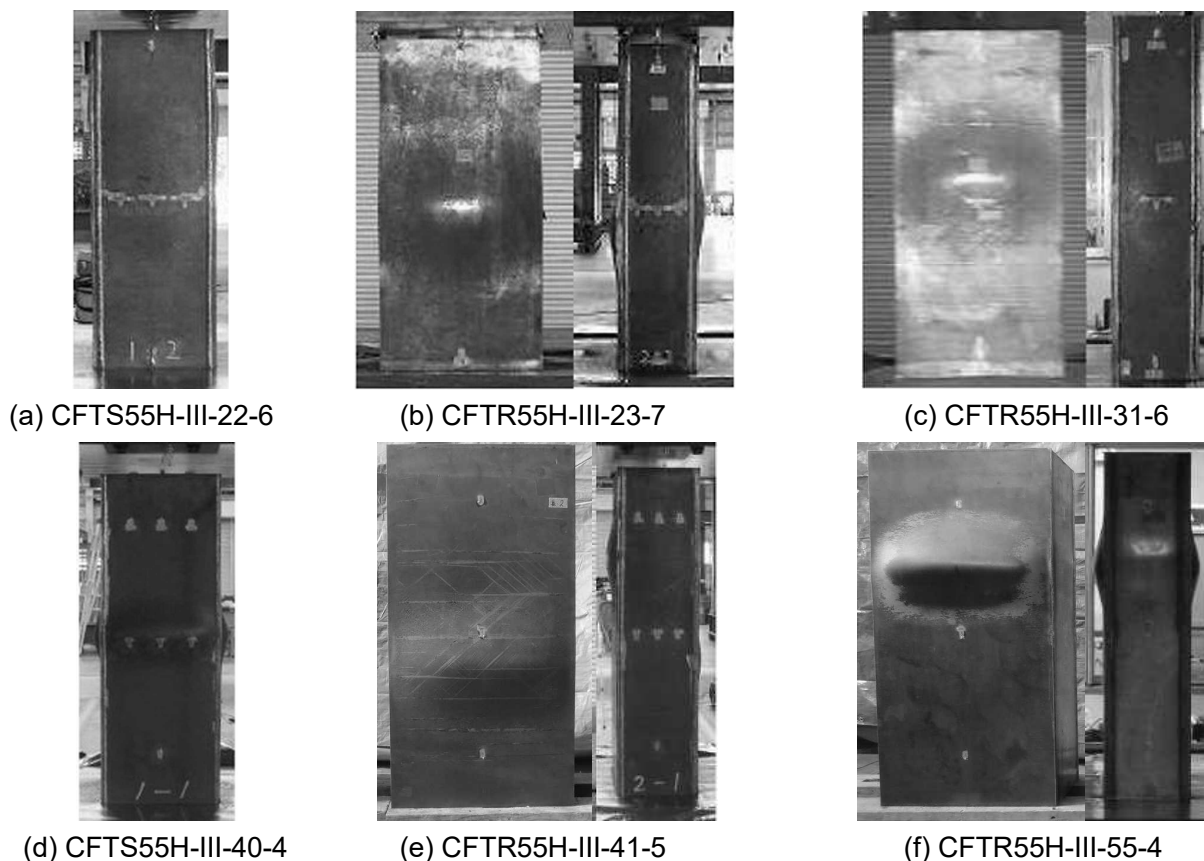


Photo4.3 Ultimate state of CFT stub columns

CFT 短柱各試験体の耐力比一軸方向ひずみ関係を Fig.4.8 に示す。耐力比は CFT 短柱荷重を単純累加強度 N_0 で除した値である。Fig.4.8(a)は正方形断面である CFTS55H-III-22-6 と、幅厚比または鋼管耐力比を合わせた長方形断面試験体との比較、Fig.4.8(b)は CFTS55H-III-40-4 と幅厚比または鋼管耐力比を合わせた長方形断面試験体との比較である。Fig.4.8(a), (b) はそれぞれ同時にコンクリートを打設した同じサブシリーズの試験体間の比較である。

最大耐力は軸方向ひずみ 0.3%程度で記録されており、CFT 短柱としての変形性能はプレーンコンクリート短柱から大きく改善しない。これは円形断面 CFT 短柱（第 2 章）とは異なる傾向であり、角形断面 CFT 短柱の相互拘束効果が円形断面の場合と比較して小さいことを示している。最大耐力後の耐力低下勾配はやや大きく、その後耐力比 0.5~0.8 に漸近する曲線を描く。

長方形断面 CFT 短柱の最大耐力は正方形断面とほぼ等しい。一方、同等の長辺幅厚比を有し鋼管耐力比が正方形断面よりも大きい場合でも、最大耐力後の荷重低下勾配ならびに荷重低下量は長方形断面 CFT 短柱の方が大きい。その要因として、長方形断面 CFT 短柱では拘束力の弱い範囲 (Fig.4.3) が広く

分布することが考えられる。

同じ断面形状間の比較では、鋼管耐力比が低い試験体では耐力低下量がより大きい傾向がある。

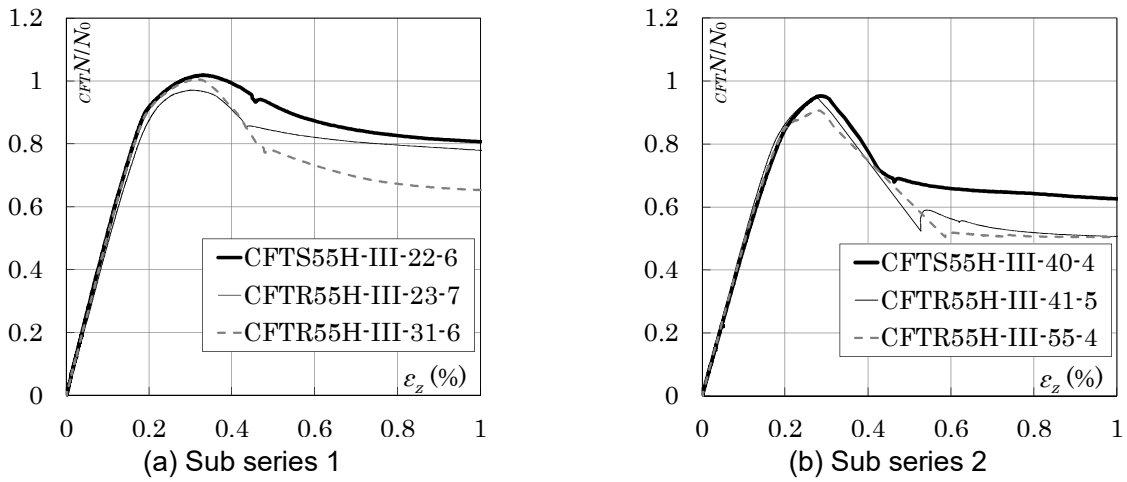


Fig.4.8 Load ratio-strain curve of CFT stub columns

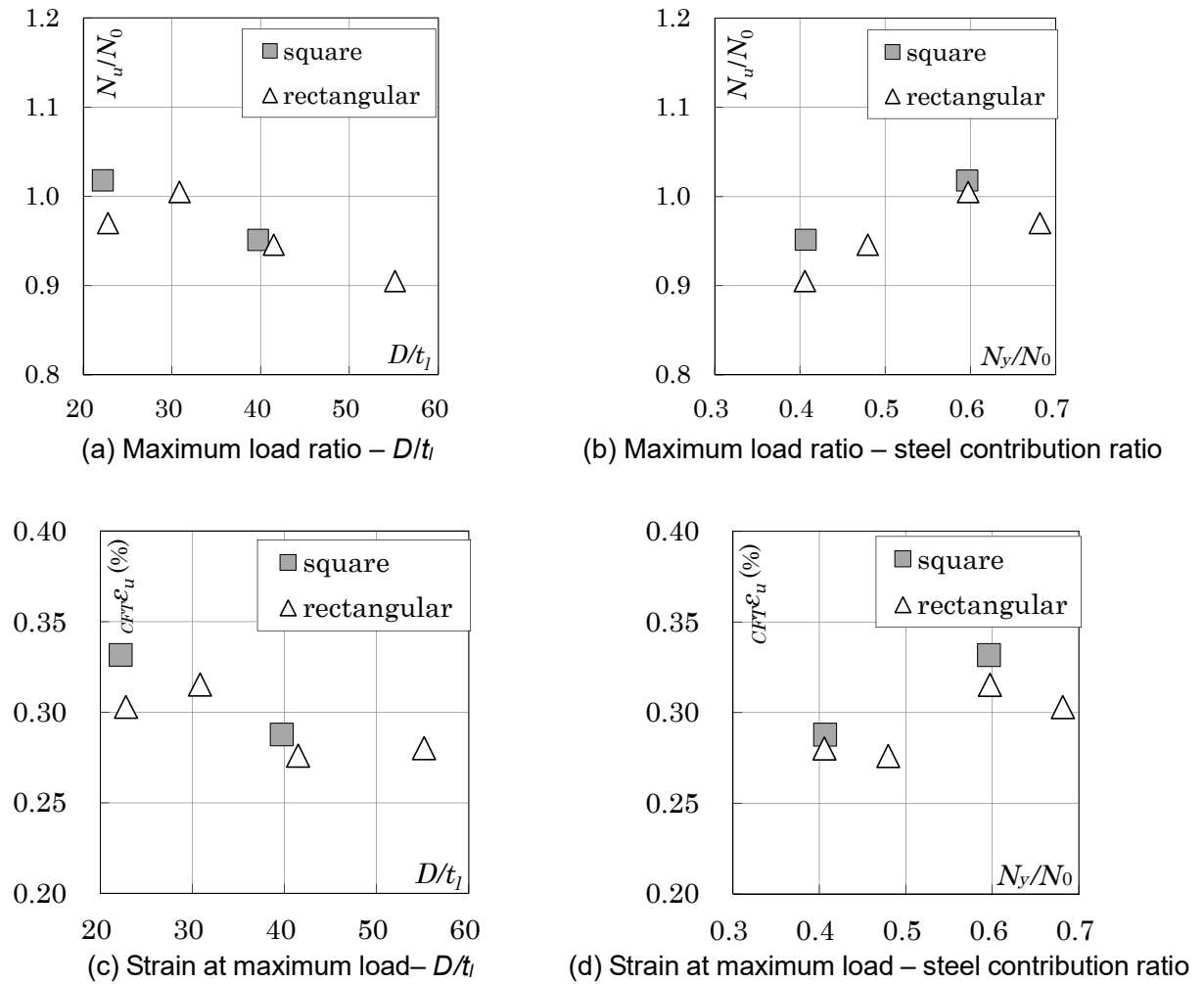


Fig.4.9 Factor which affect structural performance of rectangular CFT stub columns

幅厚比・鋼管耐力比と最大耐力比 N_u/N_0 , CFT 短柱最大耐力時ひずみ c_{FEu} との関係を図 4.9 に示す。図 4.9(a) は影響が大きいと考えられる長辺側幅厚比で整理したものである。長方形断面の N_u/N_0 ならびに c_{FEu} は、ともに基準となる正方形断面と比較してやや小さい。長方形断面の拘束力が弱い影響が表れたと考えられる。長方形断面間の比較では N_u/N_0 ならびに c_{FEu} は鋼材量の影響を受ける。

本節では、長方形断面 CFT 短柱と、対応するプレーンコンクリート短柱ならびに中空鋼管の実験結果を示した。長方形断面 CFT 短柱においても相互拘束効果が作用するが、耐力の上昇はほとんど起こらず、長方形断面の拘束力が正方形断面よりも小さいと推定される結果が得られた。

§ 4.3 CFT 短柱荷重と累加荷重との比較

本節では CFT 短柱の荷重を同一ひずみ時の中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の単純累加荷重（以下、累加荷重）と比較し、特に幅厚比が 40 以上である長方形断面 CFT 短柱の最大耐力が単純累加強度に達しない要因について考察する。

4.3.1 中空鋼管のモデル化

CFT 短柱と単純累加荷重の比較のため、中空鋼管の圧縮実験結果を数式モデル化する。ただし、CFT 短柱においては鋼管の早期局部座屈は生じていないことから、局部座屈により早期に耐力低下した幅厚比 40 以上である中空鋼管の応力-ひずみ関係を、CFT 短柱の評価にそのまま用いることは適切でない。そこで、幅厚比が 40 以上である中空鋼管の代替とするため、SS55-III-22 および SR55-III-31 の応力-ひずみ関係を基準に、鋼管材の降伏応力の比に応じて応力-ひずみ関係を調整する。鋼管に異なる板厚の鋼板を用いたため、降伏応力は各材料の断面積比の重みづけをした平均降伏応力 YS_{mean} とする。分析対象とするひずみ上限は CFT 短柱の最大応力時であり、材料試験（引張試験）の降伏棚内に相当するひずみであるため、引張強度 TS の差は考慮しない。調整前後の応力-ひずみ関係と幅厚比が 40 以上である試験体の比較を図 4.10 に示す。調整後の名称を [基準試験体+mod] とする。

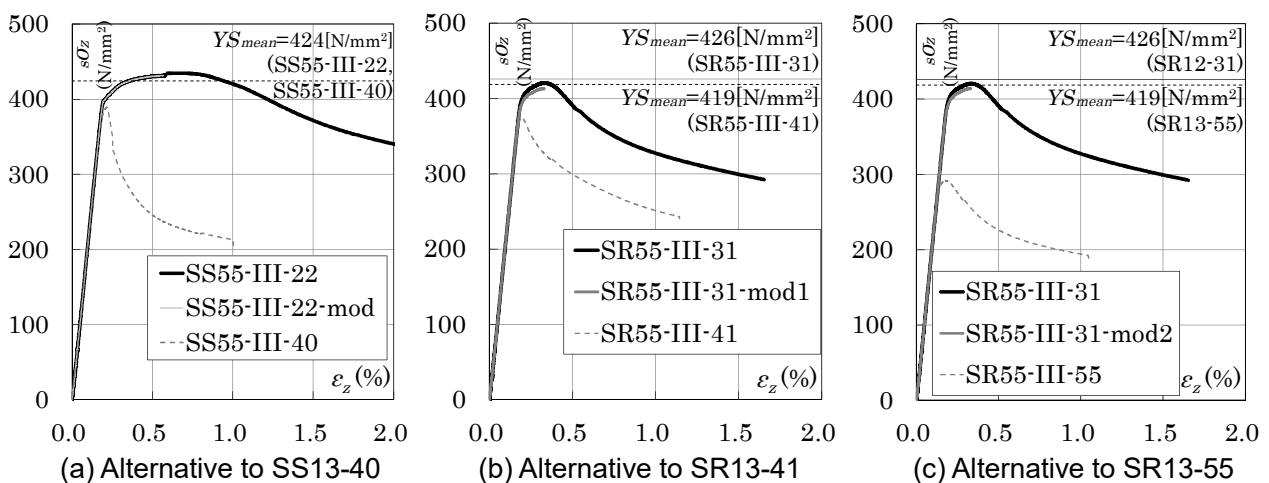


Fig.4.10 Stress-strain curve of modified steel tube

次に、幅厚比が 31 以下である試験体，ならびに幅厚比が 40 以上である試験体の代替モデルの応力-ひずみ関係を，式(4.2)に示す Menegotto-Pinto モデル^{4.4)}を用いて表す。本研究では分析の対象とするひずみ領域における実験結果を忠実に再現することを優先し， $\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$ を Menegotto - Pinto モデルにおける本来の意味と異なる数値になることを許容する。

$$\sigma_z / \sigma_0 = b(\varepsilon_z / \varepsilon_0) + \frac{(1-b)(\varepsilon_z / \varepsilon_0)}{\{1 + (\varepsilon_z / \varepsilon_0)^R\}^{1/R}} \quad (4.2)$$

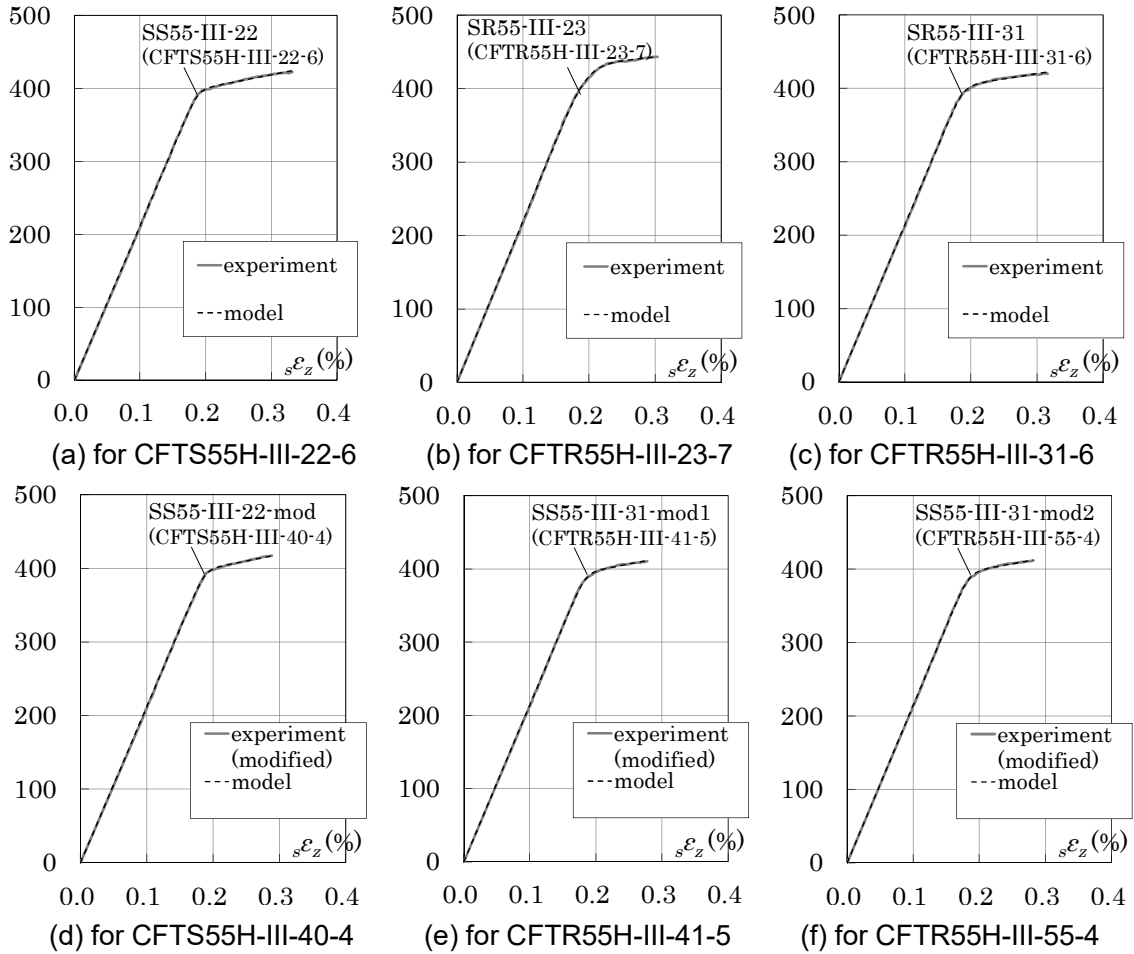


Fig.4.11 Stress strain curve modeling

Table4.8 Coefficients for Menegotto-Pinto model

specimen	R	b	ε_0	σ_0	E ($\times 10^5$)	reference
		($\times 10^{-3}$)		($\frac{N}{mm^2}$)	($\frac{N}{mm^2}$)	
CFTS55H-III-22-6	29.8	83.1	1.88	399	2.18	SS55-III-22
CFTR55H-III-23-7	14.0	40.0	1.97	434	2.20	SR55-III-23
CFTR55H-III-31-6	24.9	66.5	1.88	404	2.18	SR55-III-31
CFTS55H-III-40-4	29.8	83.1	1.88	399	2.11	SS55-III-22-mod
CFTR55H-III-41-5	27.4	81.9	1.84	395	2.19	SS55-III-31-mod1
CFTR55H-III-55-4	25.4	76.0	1.85	396	2.19	SS55-III-31-mod2

$\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$ の決定の際に、最小二乗法により中空鋼管の調整後の応力-ひずみ関係との誤差を最小化する。実験結果とモデルの比較を Fig.4.11 に、 $\sigma_0, \varepsilon_0, b, R$, ヤング係数, ならびに参照した試験体名を Table4.8 にそれぞれ示す。Fig.4.11 に示す通り中空鋼管の実験結果と数式モデルの対応は良好である。以降の CFT 短柱の挙動評価において、本数式モデルを鋼管の一軸圧縮下における応力-ひずみ関係として扱う。

4.3.2 CFT 短柱荷重と累加荷重の比較

CFT 短柱荷重と、中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の累加荷重を比較し、長方形断面 CFT 短柱の挙動について考察する。

Fig.4.12 に、CFT 短柱の荷重-ひずみ関係、対応する中空鋼管モデル、およびプレーンコンクリート短柱の荷重-ひずみ関係、両者の累加荷重を併記し比較する。CFT 短柱では弾性範囲での座屈現象は確認されなかったため、累加荷重の算定に際して、幅厚比が 40 以上である中空鋼管の応力-ひずみ関係は、前項にて局部座屈による早期耐力低下が生じないと仮定して調整したもの(-mod)を用いる。プレーンコンクリート短柱は最大耐力後も最大耐力を保つと仮定する。

軸方向ひずみ 0.2%程度までは CFT 短柱荷重と累加荷重はほぼ等しい。CFT 荷重の勾配は 0.2%到達前に低下するが、累加荷重の勾配も同様の傾向を示しており、鋼管の圧縮降伏によるものと考えられる。

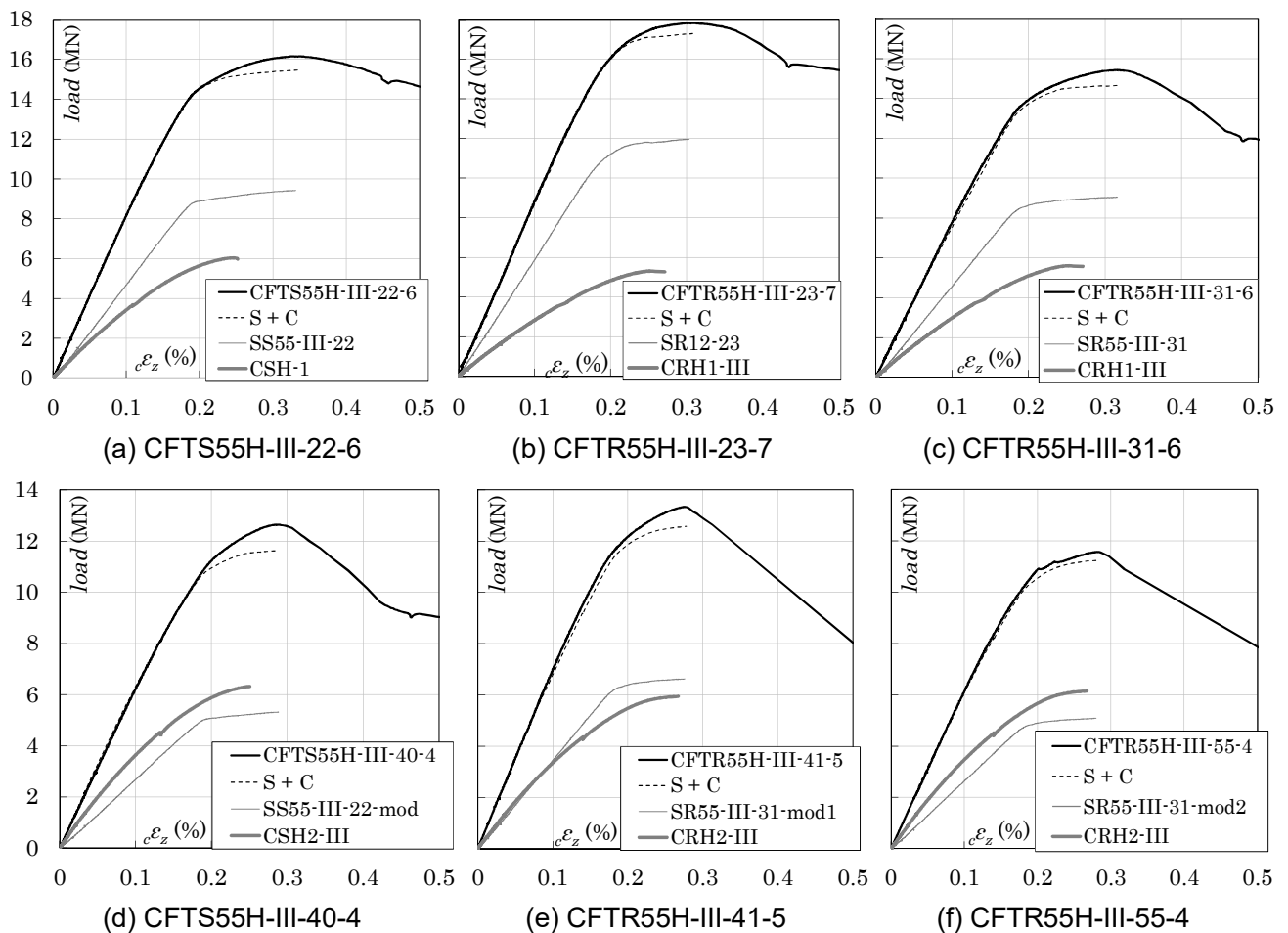


Fig.4.12 Load comparison between CFT stub column and superposed load

その後、CFT 短柱荷重が累加荷重を上回る。しかし、CFT 短柱と同時に打設したコンクリートを対象とした付録 1 によると、充填コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみまでは、鋼管の拘束による充填コンクリートの軸方向応力上昇はほとんど生じない。そのため、CFT 短柱が相互拘束効果により耐力上昇したと説明づけることは難しい。

§ 4.4 CFT 短柱における充填コンクリートの挙動と実験結果の再評価

長方形断面 CFT 短柱における鋼管と充填コンクリートの挙動を明らかにする目的で、4.2 節の一軸圧縮実験における CFT 短柱鋼管の軸方向応力ならびに充填コンクリートの軸方向応力を評価する。評価された充填コンクリートの応力-ひずみ関係を材料試験、プレーンコンクリート短柱の応力-ひずみ関係と比較することで、長方形断面 CFT 短柱における充填コンクリートの挙動を明らかにする。さらに、充填コンクリートの機械的性質をより適切に表すものとして評価した充填コンクリート評価強度を用い、実験結果を再評価する。

4.4.1 CFT 短柱充填コンクリートの応力評価

まず、4.3.1 節でモデル化された中空鋼管の応力-ひずみ関係と、CFT 短柱の平均ひずみから、载荷中の CFT 短柱鋼管の軸方向応力 $s\sigma_z$ を算定する。試験体形状・载荷方向を考慮し、せん断応力・せん断ひずみは 0 とする。劣化域では凸状変形の進行により鋼管・充填コンクリートの応力状態が一様でなくなるため、CFT 試験体の最大耐力までの応力を分析する。本研究の長方形断面 CFT では最大応力時のひずみが比較的小さく、水平方向ひずみの勾配の変化がほとんどなかったため、水平方向応力の影響を無視し、中空鋼管の軸方向応力-ひずみ関係をそのまま用いる。

評価された $s\sigma_z$ を用い、充填コンクリートの軸方向応力 $c\sigma_z$ を算定する。式(4.3)に示す通り、CFT 短柱の充填コンクリートの負担荷重 $A_c \cdot c\sigma_z$ ($c\sigma_z$: 充填コンクリートの軸方向応力, 評価値) を、式(4.3)に示すように CFT 試験体の载荷荷重 $CFTN$ (実験値) から鋼管負担荷重 $A_s \cdot s\sigma_z$ ($s\sigma_z$: CFT 短柱の鋼管部分の軸方向応力, 評価値) を差し引くことで評価し、 $c\sigma_z$ を得る。

$$A_c \cdot c\sigma_z = CFTN - A_s \cdot s\sigma_z \quad (4.3)$$

評価された充填コンクリートの軸方向応力 $c\sigma_z$ と、対応するプレーンコンクリート短柱ならびに材料試験の応力-ひずみ関係を、Fig.4.13 に示す。充填コンクリートの応力評価は CFT 短柱の最大耐力時 $CFT\epsilon_u$ までとしている。充填コンクリートの評価応力は、一軸圧縮強度時ひずみ ϵ_u までの区間において、材料試験の応力-ひずみ関係を上回ることはない。プレーンコンクリート短柱との比較では、軸ひずみが 0.2% までの領域では、ほぼ等しいか、やや上回る程度であり、0.2% を超えてから乖離が大きくなる。充填コンクリートとプレーンコンクリート短柱で破壊開始時の挙動が異なっている可能性がある。

Table4.9 に充填コンクリートの評価結果を、コンクリート材料試験結果、プレーンコンクリート短柱実験結果と比較する。材料試験の一軸圧縮強度時ひずみ ϵ_u における充填コンクリートの評価応力 $icOB$ は、幅厚比が 31 以下である試験体 (サブシリーズ 1) では材料試験強度 (Fig.4.13 の material test 最大点) とほぼ等しいか、やや下回る程度であり、幅厚比が 40 以上である試験体 (サブシリーズ 2) では材料試験強度を下回る。充填コンクリートの発現強度がサブシリーズにより異なっていた可能性がある。いず

れの試験体においても、 $icOB$ はプレーンコンクリート最大応力を上回った。幅厚比が小さい試験体ほど、無補強コンクリートの破壊ひずみ（材料試験による強度時ひずみ： ϵ_u 、プレーンコンクリート破壊ひずみ $pc\epsilon_u$ ）を基準とした $CFT\epsilon_u$ の増加量（ $CFT\epsilon_u - \epsilon_u$ 、 $CFT\epsilon_u - pc\epsilon_u$ ）が大きい。

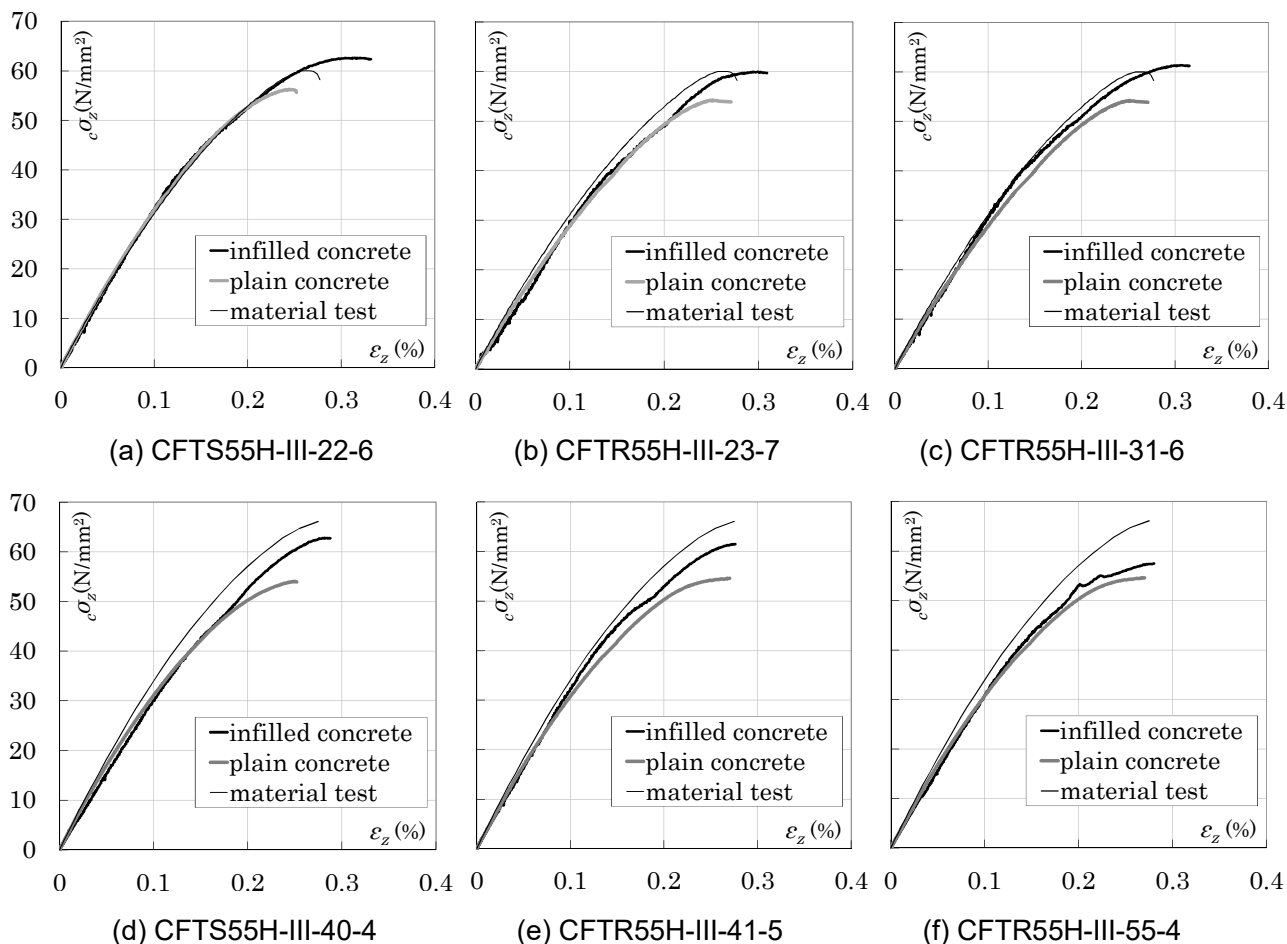


Fig.4.13 Stress in steel and concrete of CFT

Table4.9 Evaluation of infilled concrete behavior

No.	σ_B	$pc\sigma_u$	$icOB$	$c\sigma_{zu}$	ϵ_u	$pc\epsilon_u$	$CFT\epsilon_u$	$CFT\epsilon_u - \epsilon_u$	$CFT\epsilon_u - pc\epsilon_u$
CFTS55H-III-22-6	59.7	56.2	60.1	62.2	0.257	0.245	0.332	0.075	0.087
CFTR55H-III-23-7	59.7	54.2	58.2	59.6	0.257	0.252	0.303	0.046	0.051
CFTR55H-III-31-6	59.7	54.2	58.7	61.5	0.257	0.252	0.315	0.059	0.064
CFTS55H-III-40-4	67.3	54.0	62.7	62.7	0.280	0.251	0.288	0.008	0.037
CFTR55H-III-41-5	67.3	54.6	61.1	61.6	0.280	0.270	0.276	-0.004	0.006
CFTR55H-III-55-4	67.3	54.6	57.4	57.6	0.280	0.270	0.280	0.000	0.010

σ_B : concrete strength, $pc\sigma_u$: plain concrete strength,

$icOB$: evaluated strength of infilled concrete without restraining stress,

$c\sigma_{zu}$: max. stress of infilled concrete, ϵ_u : strain at material strength,

$pc\epsilon_u$: ultimate strain of plain concrete, $CFT\epsilon_u$: strain at max. load of CFT

4.4.2 CFT 短柱実験結果の再評価

前項にて、充填コンクリートの発現強度がサブシリーズにより異なる可能性を指摘した。そこで、長方形断面 CFT 短柱の挙動を正確にとらえるために、単純累加強度の計算の際に、充填コンクリート評価強度が充填コンクリートの機械的性質を表すものとみなし、実験結果を再評価する。

CFT 短柱の単純累加強度 N_0 の計算式(4.1)において、コンクリート材料強度 σ_B に替えて充填コンクリート評価強度 $ic\sigma_B$ を使い、単純累加強度 icN_0 を算定する。

$$icN_0 = N_y + icN_c = A_s \cdot YS + A_c \cdot ic\sigma_B \tag{4.4}$$

A_s : 鋼管の断面積, YS : 鋼管の降伏応力 (材料試験)

A_c : コンクリートの断面積, $ic\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度 (充填コンクリート評価強度)

単純累加強度 icN_0 を用い再整理した結果一覧を Table4.10 に示す。いずれの試験体も最大耐力比はほぼ 1 と評価される。サブシリーズ 2 の試験体 (幅厚比 40 以上) では $ic\sigma_B$ が σ_B と比較して 5~10N/mm² 程度低く、最大耐力比が高まる方向に評価が変わる。なお、材料試験強度と充填コンクリート強度の差に関して、例えば文献 (4.5) の報告があり、適切な管理によりコンクリートの設計基準強度を用いた設計が可能とされている。

単純累加強度 icN_0 を用い再整理した CFT 短柱試験体の耐力比-ひずみ関係を Fig.4.14 に示す。いずれの試験体も最大耐力比が 1 程度となり、長方形断面試験体において最大耐力比の後の耐力低下勾配と

Table4.10 Re-evaluation of relationship between CFT stub column and cumulative load

No.	YS_l	YS_s	σ_B	$ic\sigma_B$	D	B	t_l	t_s	icN_0	N_y	N_u	$\frac{N_y}{icN_0}$	$\frac{N_u}{icN_0}$
	(N/mm ²)			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MN)					
CFTS55H-III-22-6	424	424	59.7	60.1	360	360	16.2	16.2	15.9	9.5	16.1	0.59	1.02
CFTR55H-III-23-7	471	432	59.7	58.2	500	250	22.0	12.2	18.2	12.5	17.8	0.69	0.98
CFTR55H-III-31-6	424	432	59.7	58.7	500	250	16.2	12.2	15.2	9.2	15.4	0.60	1.01
CFTS55H-III-40-4	424	424	67.3	62.7	360	360	9.1	9.1	12.7	5.40	12.6	0.42	0.99
CFTR55H-III-41-5	416	424	67.3	61.1	500	250	12.1	9.1	13.4	6.76	13.3	0.50	0.99
CFTR55H-III-55-4	424	408	67.3	57.4	500	250	9.1	7.1	11.7	5.2	11.6	0.44	0.99

YS_l : yield stress of long side steel, YS_s : yield stress of short side steel, σ_B : concrete strength,

$ic\sigma_B$: evaluated strength of infilled concrete without restraining stress,

D : long side width, B : short side width, t_l : thickness of long side steel, t_s : thickness of short side steel

N_y : steel strength, icN_0 : calculated CFT strength using $ic\sigma_B$, N_u : maximum strength in experiment

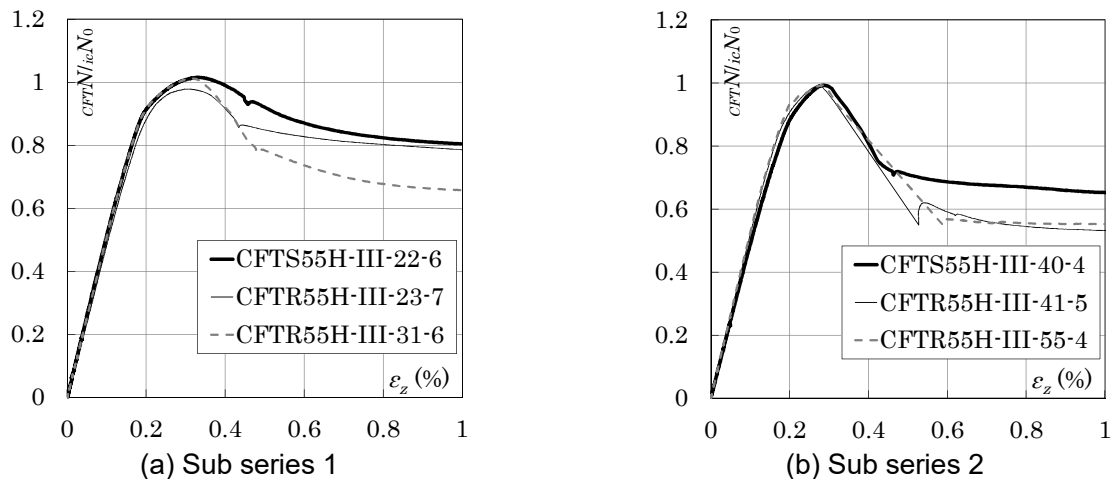


Fig.4.14 Load ratio-strain curve of CFT stub columns

耐力低下量が正方形断面と比較して大きいことがより明確となる。また、幅厚比の大きいサブシリーズ 2 の試験体の耐力低下勾配と耐力低下量が大きい (Fig.4.14(b))。

単純累加強度 icN_0 を用い再整理した、幅厚比・鋼管耐力比と最大耐力比 N_u/icN_0 , CFT 短柱最大耐力時ひずみ $CFT\epsilon_u$ との関係を Fig.4.15 に示す。Fig.4.15(a), (c)は影響が大きいと考えられる長辺側幅厚比で整理したものである。最大耐力比 N_u/icN_0 はほぼ 1 となり、幅厚比・鋼管耐力比は最大耐力にはほとんど影響しない評価となる。鋼材量の増加にともない最大耐力時ひずみ $CFT\epsilon_u$ はが増大する傾向は変わらない。長方形断面の $CFT\epsilon_u$ は正方形断面と比較してやや小さい。

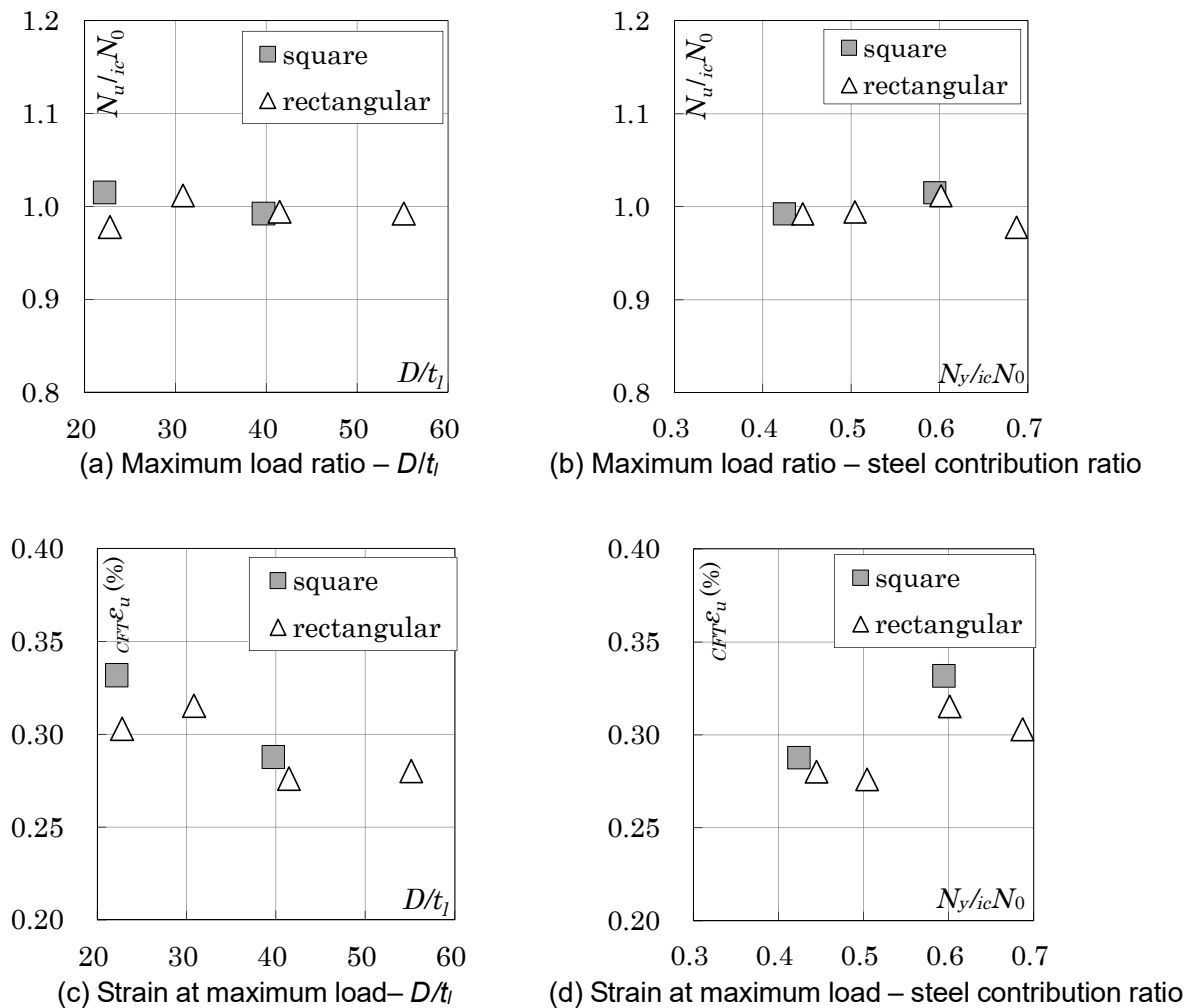


Fig.4.15 Factor which affect structural performance of rectangular CFT stub columns

本節では、長方形断面 CFT 短柱の実験結果を、充填コンクリート評価強度を用い再整理した。本章の実験範囲において、長方形断面 CFT 短柱の最大耐力は単純累加強度に達し、単純累加強度からの耐力上昇はほとんど確認されなかった。拘束力の大きさを示すと考えられる CFT 短柱の最大耐力時ひずみは、正方形断面で大きく、同じ断面形状間の比較では使用する鋼材量に応じて増大することが確認された。

§ 4.5 まとめ

以上、550N/mm²級の溶接 4 面 BOX 鋼管および 60N/mm²級充填コンクリートを用いた長方形断面 CFT 短柱及びプレーンコンクリート短柱、中空鋼管の一軸圧縮実験を実施し、CFT 短柱荷重と、鋼管と充填コンクリートとの単純累加荷重との比較、充填コンクリートの応力評価を行い、以下の知見を得た。

- 1) 今回の実験において、辺長比 1:2 の長方形断面 CFT 短柱の軸圧縮最大耐力を正方形断面の場合と同様に、鋼管部分とコンクリート部分の単純累加強度で評価できることを確認した。
- 2) 角形断面 CFT 短柱の最大耐力到達後の耐力低下は、プレーンコンクリート短柱ほど急激ではないが、円形断面 CFT 短柱と比較すると耐力低下勾配は急であった。その後、耐力低下勾配は緩やかになり一定の値に漸近した。
- 3) CFT 短柱の荷重軟化勾配の比較、および CFT 短柱最大耐力時ひずみの大きさから正方形断面の拘束力が長方形断面に比べ大きいと考えられる。
- 4) 長方形断面 CFT 短柱の最大耐力は、充填コンクリート評価強度を基準とする場合、単純累加強度にほぼ達した。一方、耐力上昇はほとんど確認されなかった。
- 5) 長方形断面 CFT 短柱において、相互拘束効果により CFT 短柱の最大耐力時のひずみが、使用する鋼材量に応じて増加する傾向があることを確認した。

第四章の参考文献

- 4.1) 石井匠, 藤沢清二, 大森章夫: 超高層ビル向け建築構造用鋼材の概要と適用例, JFE 技報, No.21, pp.1-7, 2008.8
- 4.2) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10
- 4.3) 日本建築学会: 鋼構造設計規準, 2005.9
- 4.4) M. Menegotto and P. E. Pinto: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973
- 4.5) 新都市ハウジング協会: CFT 造における構造体コンクリートの強度補正值に関する調査研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.17, No.37, pp797, 2011.10

第五章

高強度 CFT 短柱の一軸圧縮下における構造性能に関する考察

§ 5.1 はじめに

本章では、第二章から第四章までで実施した CFT 短柱の圧縮実験結果と既往の実験結果を用い、CFT 短柱の高強度化ならびに大断面化が構造性能に与える影響について検討する。

まず相互拘束効果による変形性能（本論では、CFT 短柱最大耐力時のひずみを指す）の改善について、本研究の実験結果と既往の実験結果とを比較し、高強度化が相互拘束効果に与える影響を評価する。

次に相互拘束効果による充填コンクリートの応力上昇に関する評価を裏付けるため、本論において評価した充填コンクリート強度（以下、充填コンクリート評価強度）を、試験体と同時に打設したプレーンコンクリート短柱から採取したコア供試体の圧縮試験結果と比較し、その妥当性を検証する。その上で、充填コンクリート評価強度が充填コンクリートの機械的性質を表すものとみなして実験結果を再整理し、超高強度 CFT 短柱の相互拘束効果について考察する。

また、コンクリートを用いる構造部材において、その寸法が大きくなるにつれ耐力が低下する現象（寸法効果）が従来から知られており（例えば 5.1）、5.2）、本研究においても、実験の最大耐力が $\phi 100$ 断面のコンクリートシリンダー圧縮試験による強度（材料強度）で算定した計算耐力を下回るケースがあった。本研究における断面寸法の異なる CFT 短柱の実験結果と、既往の円形断面 CFT 短柱の実験結果を併せて分析し、試験体断面寸法が最大耐力に与える影響について考察する。

§ 5.2 CFT 短柱の高強度化が構造性能に及ぼす影響

本節では、超高強度 CFT 短柱の相互拘束効果の特徴を捉えるため、本研究の実験結果を既往の実験結果と比較し、使用材料の高強度化が最大耐力、最大耐力時ひずみ与える影響について検討する。

5.2.1 円形断面 CFT 短柱

Fig.5.1 に、本研究の超高強度 CFT 短柱（図中 100 class、数値はコンクリート強度クラス $[N/mm^2]$ ）の最大耐力時ひずみを、既往研究 5.3) の円形断面 CFT 短柱と比較する。縦軸は CFT 短柱最大耐力時ひずみ $crr\epsilon_u$ と、コンクリートの圧縮強度時ひずみ ϵ_u の差であり、相互拘束効果による変形性能の改善を示す。 $crr\epsilon_u - \epsilon_u$ が大きいほど、相互拘束効果が大きいと言える。横軸は鋼管耐力比である。図中のマークはコンクリート強度別としている。本研究の実験結果（図中 100 class）は変形性能の改善が小さく、超高強度コンクリート 5.4) を用いた CFT 短柱の相互拘束効果が従来強度 CFT 短柱と比較して小さかったことが分かる。なお、 $crr\epsilon_u - \epsilon_u$ が 3%以上となる試験体はいずれも外径 D が 200mm 以下の試験体である。

Fig.5.2 は最大耐力比 N_u/N_0 の比較である。 N_0 は材料試験強度を用いた単純累加強度である。超高強度 CFT 短柱の最大耐力比は既往の実験結果のばらつきの下限程度であり、超高強度 CFT 短柱の相互拘束効果による耐力上昇が小さかったことを示す。

Fig.5.3 に最大耐力比と変形性能の改善量の関係を示す。変形性能の改善量が小さい試験体は最大耐力比も小さく、特に変形性能の改善量が 0.3%以下の試験体では、最大耐力が材料試験結果による単純累加強度に達しない試験体が多い。円形断面 CFT 短柱において最大耐力がコンクリート材料試験強度で評価した単純累加強度に達しない要因については後の 5.4 節にて検討する。

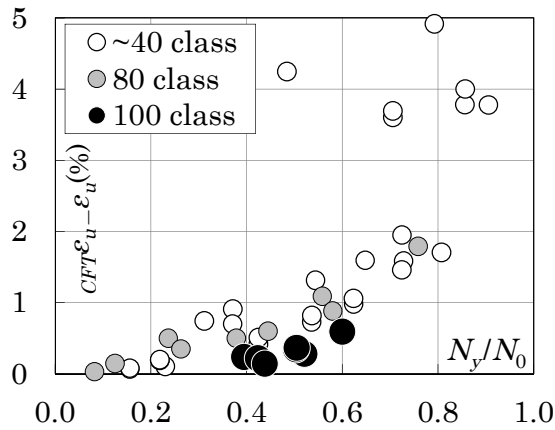


Fig.5.1 Deformation performance improvement - steel contribution

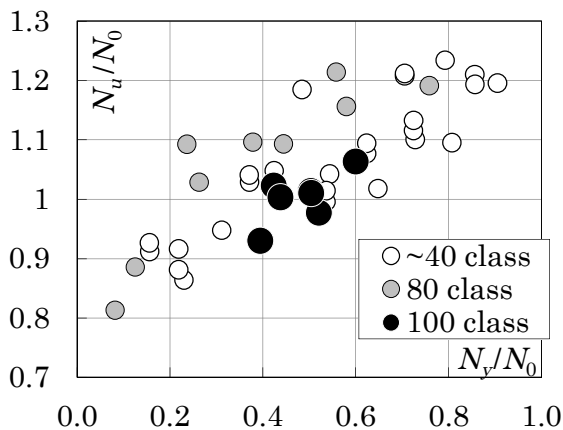


Fig.5.2 Maximum strength – steel contribution

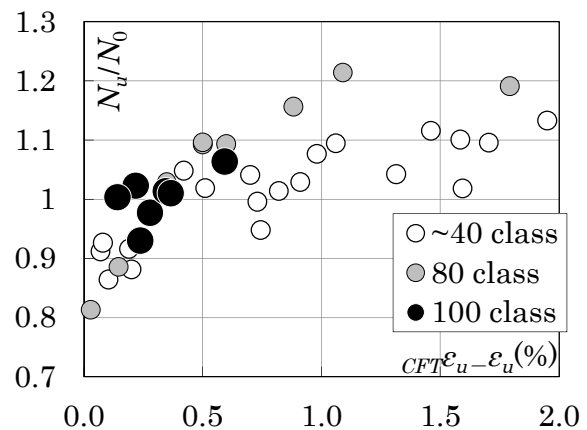


Fig.5.3 Maximum strength – deformation performance improvement

5.2.2 角形断面 CFT 短柱

Fig.5.4 に、本研究の超高強度 CFT 短柱の最大耐力時ひずみを、既往研究^{5.3)}の角形断面 CFT 短柱と比較する。縦軸は CFT 短柱最大耐力時ひずみ $crr\epsilon_u$ とコンクリートの圧縮強度時ひずみ ϵ_u の差であり、横軸は鋼管耐力比である。プロットはコンクリート強度別（凡例の数値はコンクリート強度 N/mm^2 ）としている。80 N/mm^2 級コンクリートまでの実験結果はコンクリート強度の影響が確認できないが、本研究の実験結果（55, 100 class）は変形性能の改善が小さく、角形断面においても超高強度 CFT 短柱の相互拘束効果が従来強度 CFT 短柱と比較して小さかったことが分かる。

Fig.5.5 は最大耐力比 N_u/N_0 の比較である。 N_0 は材料試験強度を用いた単純累加強度である。角形断面 CFT 短柱では、使用材料の強度に関わらず相互拘束効果による耐力上昇が小さいため、最大耐力比は既往の実験結果のばらつきの範囲内となったと考えられる。

Fig.5.6 に最大耐力比と変形性能の改善量の関係を示す。変形性能の改善量が 1%以上の試験体は幅 200mm 以下かつ 780N/mm² 級鋼管に 40N/mm² 級以下のコンクリートを充填した試験体である。これらのケースを除くと、変形性能の改善量と最大耐力比の間に明確な相関は確認できない。

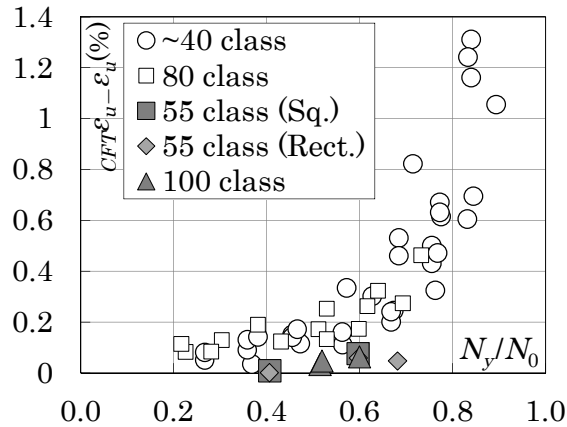


Fig.5.4 Deformation performance improvement - steel contribution

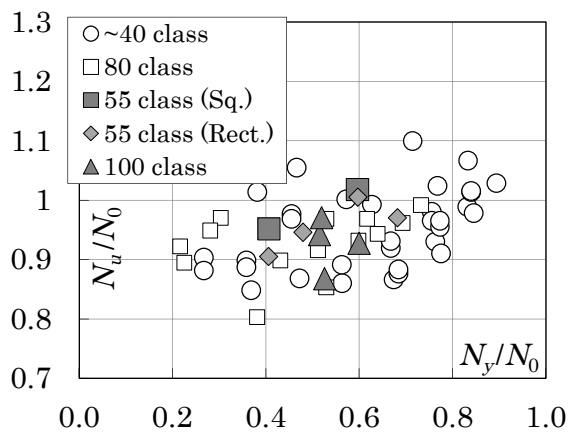


Fig.5.5 Maximum strength – steel contribution

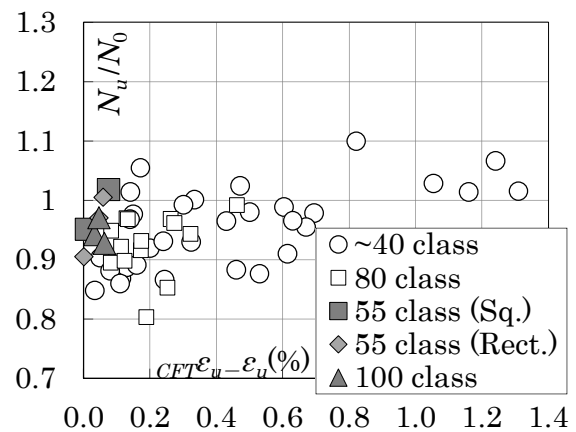


Fig.5.6 Maximum strength – deformation performance improvement

本節の検討により、超高強度 CFT 短柱においても相互拘束効果による変形性能の改善が生じるが、変形性能の改善量は従来強度 CFT 短柱と比較して小さく、CFT 短柱の高強度化に伴い相互拘束効果による構造性能の改善幅が小さくなることを確認した。

§ 5.3 高強度 CFT 短柱における試験体断面寸法と構造性能の関係

本研究における断面寸法の異なる CFT 短柱の一軸圧縮実験の結果ならびに既往の研究データを、材料強度で算定した計算耐力を基準として整理し、断面寸法が最大耐力に与える影響を確認する。

5.3.1 プレーンコンクリート短柱の断面寸法と最大耐力の関係

本研究におけるプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果を Table5.1 に示す。シリーズ S78, 55H は角形断面，シリーズ C78, C55 は円形断面である。また，シリーズ S78, C78, C55 は 100N/mm²級コンクリート，シリーズ 55H は 60N/mm²級コンクリートを用いた。

Table5.1 Specimen list of plain concrete specimens

cross section	series	No.	D B (mm)	σ_B (N/mm ²)	$pc\sigma_u$ (N/mm ²)	$pc\varepsilon_u$ ($\times 10^{-3}$)	E ($\times 10^4$ N/mm ²)
rectangular	S78	CSU-III	310	119	88	2.07	4.64
		CSU-II	232	119	108	2.76	4.63
		CSU-I	156	119	112	2.95	4.49
square	55H sub 1	CSH1-III	362	59.7	56.2	2.45	3.31
		CRH1-III	501 251	59.7	54.2	2.52	2.95
	55H sub 2	CSH2-III	360	67.4	54.0	2.51	3.22
		CRH2-III	500 250	67.4	54.6	2.70	3.26
circular	C78	CCU-III(78)	350	114	96	2.79	4.23
		CCU-II(78)	250	116	94	2.63	4.26
		CCU-I(78)	175	117	95	2.72	4.50
	C55	CCU-IV(55)	400	116	102	2.61	4.56
		CCU-II(55)	250	116	113	2.92	4.62

D : diameter or width (large side), B : width (short side),
 σ_B : concrete strength (material test), $pc\sigma_u$: maximum stress of plain concrete,
 $pc\varepsilon_u$: ultimate strain, E : Young's modulus, ν_e : Poisson's ratio

Fig.5.7 に、プレーンコンクリート短柱の最大応力 $pc\sigma_u$ と材料試験強度 σ_B の比と、試験体断面寸法との関係を示す。横軸は短柱断面の直径または幅とし、長方形断面の場合は断面積を合わせた評価となるよう長辺幅 D と短辺幅 B の幾何平均 $(D \cdot B)^{0.5}$ により評価する。正方形断面と長方形断面の差は特に生じなかったことから、両者を区別していない。試験体寸法が大きくなるにつれ、 $pc\sigma_u / \sigma_B$ が小さくなる傾向がある。シリーズ 55H サブシリーズ 1，ならびにシリーズ C78 のプレーンコンクリート短柱では、最大応力が全体的に材料試験強度よりも低い結果を示した。

Fig.5.7 に、プレーンコンクリートの一軸圧縮実験を基に提案された寸法効果に対応する補正係数 5.2)

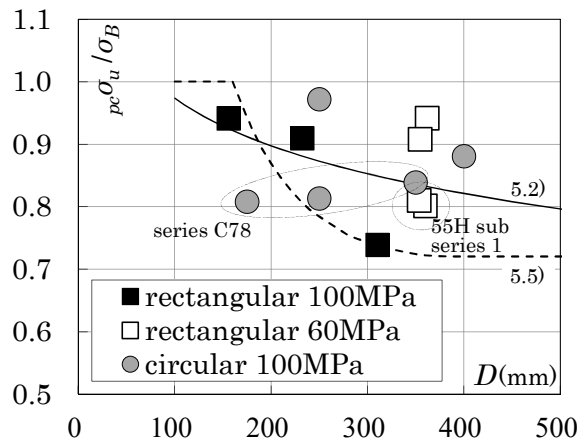


Fig.5.7 Relationship between maximum stress and specimen size in plain concrete specimen

と、RC 部材のせん断耐力評価式における寸法の補正係数^{5.5)}を併記し、本研究の実験結果と比較する。本研究の実験結果の平均は補正係数^{5.2)}に近く、下限は概ね補正係数^{5.5)}程度である。そのため、試験体サイズと最大応力の関係に関して、本研究で用いたコンクリートは既往の研究で用いられたコンクリートと特別に異なるものではないと言える。

5.3.2 CFT 短柱の断面寸法と最大耐力・充填コンクリート強度の関係

本研究の CFT 短柱の一軸圧縮実験結果の一覧を Table5.2 に示す。シリーズ S78, 55H は角形断面、シリーズ C78, C55 は円形断面である。また、シリーズ S78, C78, C55 は 100N/mm²級コンクリート、シリーズ 55H は 60N/mm²級コンクリートを用いた。単純累加強度の計算の際、コンクリート材料試験強度を用いる。円形鋼管の相互拘束効果の影響を考慮するため、円形断面 CFT 短柱の拘束効果($\xi=0.27$)を加味した評価値 cN_u を基準とした耐力比により比較する。 cN_u の評価式^{5.6)}を式(5.1)に示す。なお、本研究の CFT 短柱では文献 5.6) の適用範囲外である強度の材料を使用しているが、式(5.1)をそのまま適用する。

$${}_cN_u = (1 + \xi) \cdot N_y + N_c \tag{5.1}$$

ξ : 0.27 (円形断面), 0 (角形断面)

Table5.2 Specimen list of CFT specimen

	series	No.	D B		σ_B $ic\sigma_B$			N_0 N_u		$\frac{N_y}{N_0}$	cN_u	$\frac{N_u}{cN_u}$	
			(mm)		(N/mm ²)			(MN)					
rectangular	S78	CFTS78U-III-27	333		119	114	0.96	23.9	20.8	0.53	23.9	0.87	
		CFTS78U-II-27	250		119	115	0.96	13.1	12.4	0.51	13.1	0.94	
		CFTS78U-I-27	167		119	114	0.96	5.88	5.71	0.52	5.88	0.97	
		CFTS78U-II-21	255		119	118	0.99	15.9	14.7	0.60	15.9	0.93	
	55H sub 1	CFTS55H-III-22-6	360	360	59.7	60.1	1.01	15.9	16.1	0.27	15.9	1.02	
		CFTR55H-III-23-7	500	250	59.7	58.2	0.97	18.3	17.8	0.31	18.3	0.97	
		CFTR55H-III-31-6	500	250	59.7	58.7	0.98	15.3	15.4	0.26	15.3	1.00	
	55H sub 2	CFTS55H-III-40-4	360	360	67.3	62.7	0.93	13.3	12.6	0.20	13.3	0.95	
		CFTR55H-III-41-5	500	250	67.3	61.1	0.91	14.1	13.3	0.21	14.1	0.95	
		CFTR55H-III-55-4	500	250	67.3	57.4	0.85	12.8	11.6	0.19	12.8	0.90	
	circular	C78	CFTC78U-III-30	359		116	94	0.81	21.4	20.9	0.52	24.4	0.86
			CFTC78U-II-23	269		116	97	0.84	13.7	14.5	0.60	15.9	0.92
CFTC78U-II-30			269		117	100	0.85	11.6	11.8	0.50	13.2	0.89	
CFTC78U-II-45			269		117	99	0.84	10.0	9.29	0.39	11.1	0.84	
CFTC78U-I-30			180		117	102	0.87	5.22	5.27	0.50	5.9	0.89	
C55		CFTC55U-IV-23	427		116	111	0.96	24.0	24.6	0.42	26.8	0.92	
		CFTC55U-II-23	268		116	112	0.96	9.77	9.80	0.44	10.9	0.90	

D : diameter or width (long side), B : width (short side), σ_B : concrete strength, $ic\sigma_B$: evaluated infilled concrete strength, N_0 : calculated strength without confinement, N_u : maximum load, N_y : steel tube strength, cN_u : calculated strength

Fig.5.8 に CFT 短柱の最大耐力比 N_u/cN_u と、試験体寸法の関係を示す。試験体寸法は短柱断面の直径または幅であり、長方形断面の場合は幾何平均 $(D \cdot B)^{0.5}$ とする。正方形断面と長方形断面の差は小さいため、両者を区別していない。試験体寸法が大きくなるにつれ、最大耐力比 N_u/cN_u が小さくなる傾向がある。

一方、第三章の検討にて、シリーズ S78 の正方形断面 CFT 短柱では鋼管の降伏ひずみと充填コンクリートの一軸圧縮強度時の差が大きく、CFT 短柱の最大耐力時に鋼管が降伏応力に達していないことが、単純累加強度に達しない要因と評価された。また、第二章、第四章の検討では充填コンクリートの評価強度が材料試験強度よりも低いケース (C78, H55 サブシリーズ 2) があつた。そこで、試験体サイズが充填コンクリートの評価強度 $icOB$ に与える影響を確認するため、Fig.5.9 に $icOB/\sigma_B$ と試験体サイズの関係を示す。C78, H55 サブシリーズ 2 を除くと、 $icOB/\sigma_B$ は 0.96~1.01 となり、試験体サイズとの相関は確認できない。一方、C78, H55 サブシリーズ 2 では $icOB/\sigma_B$ は 1 を大きく下回る。C78 シリーズでは試験体サイズが大きくなるにつれ $icOB/\sigma_B$ が低下するが、同時に打設したプレーンコンクリート短柱の断面サイズとの関係(Fig.5.7)では逆の相関となっており、本研究の実験結果からは、大断面の試験体における試験体コンクリートの強度が低下するとは言えない。

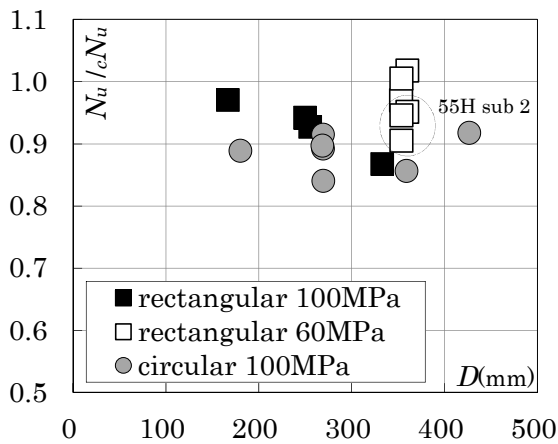


Fig.5.8 CFT_strength - size relationship

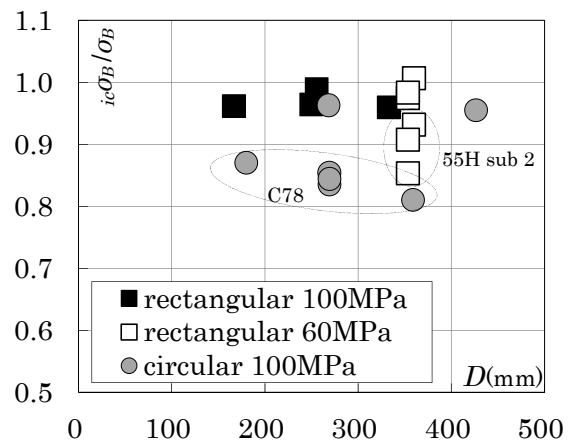


Fig.5.9 In-filled_concrete_strength - size relationship

5.3.3 既往の研究を加えた考察

円形断面 CFT 短柱を対象とし、既往の研究 (5.3), (5.7)~(5.12) と本研究の実験結果における試験体寸法と CFT 短柱の最大耐力の比較を行い、充填コンクリートの寸法効果について考察する。円形断面を対象とする理由は、シリーズ S78 試験体でも確認されたように、角形断面 CFT 短柱では、鋼管の降伏ひずみと充填コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみの差が、最大耐力に影響する場合があるためである。

本研究のシリーズ C78, C55 の CFT 短柱 (第二章参照) のうち、鋼管耐力比 N_y/N_0 がほぼ等しくなる試験体を抽出する。既往の研究からは、同じ文献にて鋼管耐力比 N_y/N_0 がほぼ等しく、かつ寸法 D が異なる円形断面 CFT 短柱を抽出する。報告されている文献 (5.3), (5.7)~(5.12) と鋼管耐力比によりグループ分け (グループ A~K) する。各グループにおける鋼管径 D 、鋼管降伏応力 σ_y 、コンクリート強度 σ_B 、ならびに鋼管耐力比の最小値ならびに最大値と、試験体数 n をそれぞれ Table 5.3 に示す。本研究のシリーズ C78, C55 をそれぞれグループ L, M とする。一部の試験体 (本研究の試験体を含む) に、文献 (5.6), (5.13) の適用範囲外である強度の材料を使用している。

抽出した試験体の最大耐力比 Nu/cNu と試験体寸法 (外径 D) の関係を Fig.5.10 に示す。基準とする cNu は (5.1) 式により算定される円形断面 CFT 短柱の相互拘束効果 ($\xi=0.27$) (5.6) を加味した単純累加強度である。寸法が大きくなるにつれ、最大耐力比が低下する傾向が確認できる。

Table5.3 Specimen specifications and scale effect factors in each group

	D (mm)		σ_y (N/mm ²)		σ_B (N/mm ²)		$\frac{N_y}{N_0}$		n	α ($\times 10^{-4}$ 1/mm)	β_{ave}
	min	max	min	max	min	max	min	max			
group A ^{5.7), 5.8)}	101	150	280	371	23	27	0.57	0.65	10	-4.27	1.06
group B ^{5.9)}	102	140	348	472	26	36	0.53	0.57	8	14.3	1.06
group C ^{5.3)}	149	241	283	579	41	91	0.31	0.37	5	8.52	0.99
group D ^{5.3)}	149	337	283	834	25	91	0.44	0.48	3	-3.96	1.00
group E ^{5.3)}	239	337	579	834	25	41	0.63	0.65	3	7.11	0.91
group F ^{5.10)}	200	300	614	780	28	28	0.74	0.79	2	0.22	1.01
group G ^{5.11)}	101	318	331	452	27	36	0.63	0.69	6	2.18	1.06
group H ^{5.11)}	102	318	339	452	36	48	0.56	0.58	4	2.41	1.10
group I ^{5.11)}	102	319	339	371	48	48	0.50	0.50	3	-0.84	1.09
group J ^{5.12)}	200	270	776	891	107	107	0.52	0.52	2	-2.52	0.96
group K ^{5.12)}	200	270	775	923	107	107	0.60	0.64	2	-1.61	1.00
group L	180	359	782	843	116	116	0.50	0.52	3	-1.13	0.88
group M	268	427	426	458	117	117	0.42	0.44	2	0.49	0.90
weighted average									53	1.51	1.02

D : diameter, σ_y : yield strength of steel tube, σ_B : concrete strength, N_y : steel strength of CFT, N_0 : calculated CFT strength, n : the number of specimens, α : slope of linear approximation of 'maximum_strength_ratio - D ', β_{ave} : average of maximum strength ratio

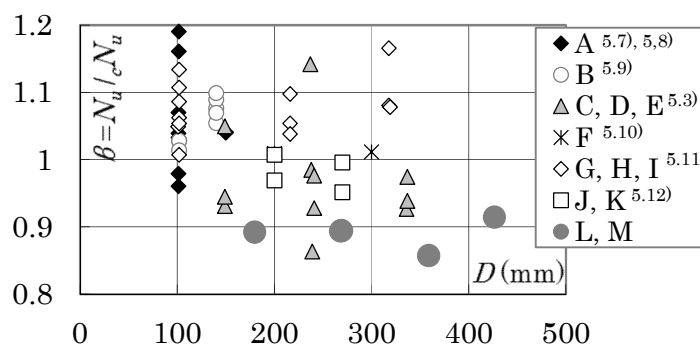


Fig.5.10 Relationship between maximum load ratio and CFT stub column size (whole specimens)

Fig.5.11 に、CFT 短柱の最大耐力比 N_u/cN_u と試験体外径 D の関係を、同一グループの試験体間で比較する。同一グループ内で比較するのは、同一グループの試験体ではコンクリートが同時に打設され、充填コンクリートの発現強度が近いと考えられるためである。同一グループの試験体における最大耐力比（以下 β とする）と D の近似直線式を Fig.5.11 に記載する。近似直線の勾配を示す D の項の係数（勾配）を α (Table5.3 に併記) とする。寸法効果により大断面試験体の最大耐力比が低下する場合、勾配 α は負の値となるが、勾配 α を試験体数・試験体径範囲の大きさ (D の最大値 - 最小値) で重み付けした加重平均は $1.51 \times 10^{-4} (1/\text{mm})$ と正の値となる。同一グループ内の試験体間の比較において、大断面である試験体の最大耐力比が低下する傾向は認められない。

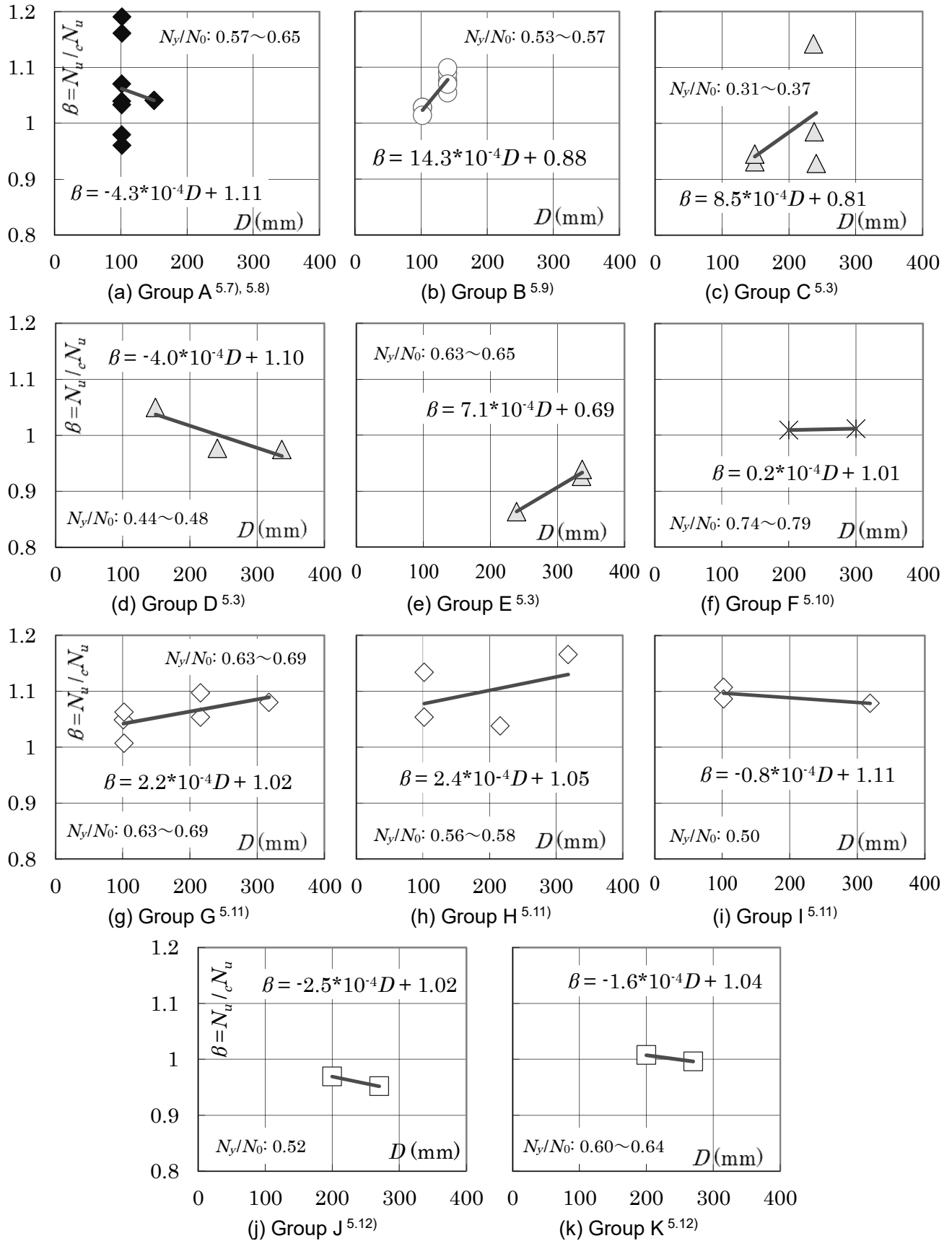


Fig.5.11 Relationship between maximum load ratio and CFT stub column size (each group)

一方、各グループにおける最大耐力比の平均値と平均試験体径の関係には明確に寸法の影響が現れる (Fig.5.12)。このことは、同じ条件で打設・養生された CFT 短柱間の比較では寸法の影響が小さく、充填コンクリート強度と材料試験強度との差が、Fig.5.10 に示すデータ全体の最大耐力比と寸法の関係に関わっている可能性を示唆している。またグループ L, M と既往研究のデータとの比較から、本研究の超高強度円形 CFT 短柱の実験結果は、従来強度 CFT 短柱の実験結果が示す傾向と大きな違いがないことが分かる。

なお、文献 5.13) 等に記載されている管理方法により、実構造物において構造体コンクリートの強度を設計基準強度以上とすることは可能である。

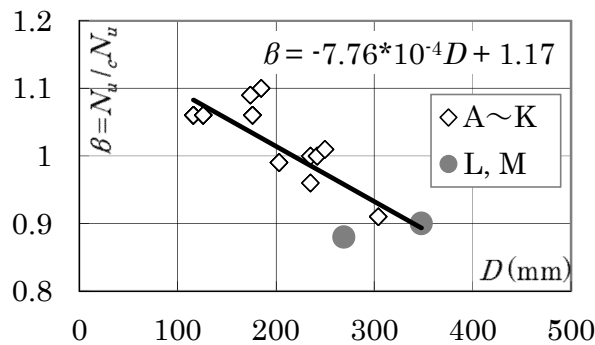


Fig.5.12 Relationship between maximum load ratio and CFT stub column size (group average)

本節の検討により、CFT 短柱において、試験体寸法と充填コンクリート強度との関係、ならびに試験体寸法と CFT 短柱最大耐力の関係に明確な相関が確認できないことを示した。また、充填コンクリートの機械的性質と材料試験強度の差が実験結果に影響した可能性を指摘した。

§ 5.4 充填コンクリート評価強度とコア強度の関係

本研究の CFT 短柱では、鋼管からの拘束を受けていない充填コンクリートの応力-ひずみ関係が、材料試験結果と異なる場合があった。そのため、各章において充填コンクリートの評価応力から充填コンクリート強度を推定し、実験結果の再整理を行った。また前節の検討により、既往の研究の一部において、材料試験強度 σ_B と充填コンクリートの機械的性質が異なっていた可能性を指摘した。本節では、推定した充填コンクリート強度（充填コンクリート評価強度）を各種コンクリート試験・実験結果と比較し、その妥当性を検証する。

5.4.1 コア供試体の圧縮試験

充填コンクリート評価応力との比較のため、試験体のコンクリート打設と同時に製作したプレーンコンクリート短柱からコアボーリングにより採取した供試体（以下、コア供試体）の圧縮試験を行い、試験体コンクリートの機械的性質（圧縮強度をコア強度と称す）を確認する。採取元のプレーンコンクリート短柱の形状とコア供試体の採取位置を Fig.5.13 に示す。コンクリートは 60N/mm^2 級であり、プレ

ーコンクリート短柱はシリーズ 55H（第 4 章）と同時に打設したものである。

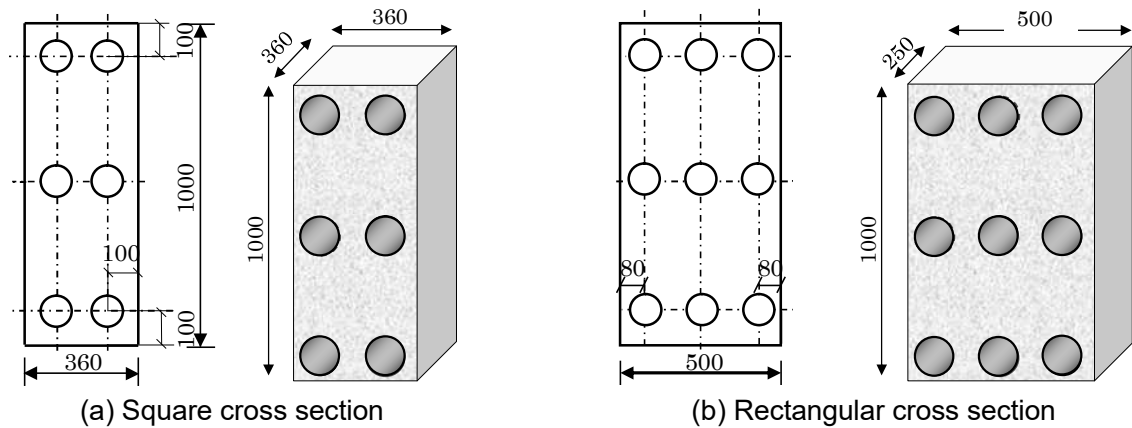


Fig.5.13 Core collection position

シリーズ 55H のサブシリーズ 1 では長方形断面，サブシリーズ 2 では正方形，長方形断面のプレーンコンクリート短柱の上段・中段・下段からコア供試体を採取した。いずれの供試体にも骨材の量や質量に大きな差は見られなかった。しかし，サブシリーズ 1 の長方形断面の上段から採取した供試体は気泡が他の供試体に比べて目立った(Photo5.1)。

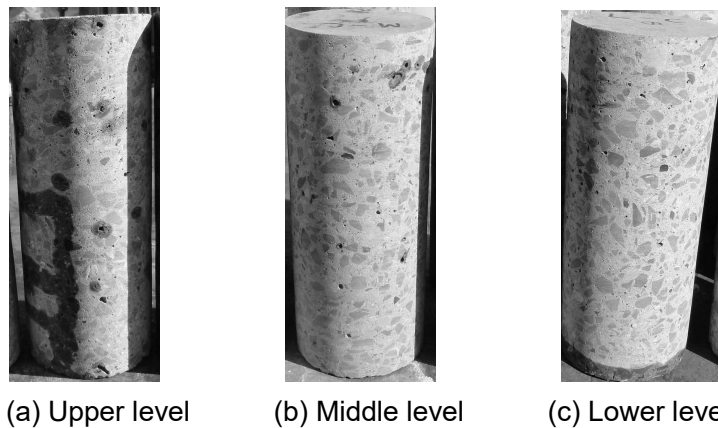


Photo5.1 Appearance of core concrete just after boring (series 55H - sub series 1)

Table5.4 にコア供試体圧縮試験の結果を，Table5.5 に各位置のコア強度ならびに採取高さ別の平均強度をそれぞれ示す。平均強度の算定の際に，他と比較して明らかに小さな値となった部位の結果 (RUR2, SML2) は除外した。

サブシリーズ 1 の長方形断面プレーンコンクリート短柱では，上段位置のコア強度が他の箇所よりも 10N/mm²程度低い。その他の採取位置では明確な傾向は確認できない。

サブシリーズ 2 のコア強度はすべて材料試験結果よりも 6N/mm²以上低い。試験体コンクリートの発現強度に差が生じた可能性がある(例えば 5.14)。

Table5.4 Result of compressive test of core cylinders

sub series	No.	D (mm)	σ_B (N/mm ²)	${}_{co}\sigma_B$ (N/mm ²)	${}_{co}\epsilon_u$ (μ)	E (N/mm ²)	ν_e
1	RUL1	100	59.7	50.2	2,831	28,157	0.21
	RUC1	100	59.7	50.3	2,619	33,055	0.26
	RUR1	100	59.7	50.0	2,755	28,716	0.26
	RML1	100	59.7	61.0	2,796	28,638	0.22
	RMC1	100	59.7	59.3	2,613	32,858	0.24
	RMR1	100	59.7	59.1	2,701	32,943	0.26
	RLL1	100	59.7	61.0	3,014	30,875	0.26
	RLC1	100	59.7	60.2	2,674	31,406	0.23
	RLR1	100	59.7	61.4	2,896	33,499	0.27
2	RUL2	100	67.4	58.3	2,280	35,463	0.27
	RUC2	100	67.4	56.4	2,574	34,027	0.20
	RUR2	100	67.4	48.3	1,980	32,142	0.21
	RML2	100	67.4	56.8	2,202	33,628	0.23
	RMC2	100	67.4	60.6	2,850	31,447	0.21
	RMR2	100	67.4	56.0	2,413	32,449	0.25
	RLL2	100	67.4	60.9	2,959	34,271	0.23
	RLC2	100	67.4	57.8	2,762	30,320	0.23
	RLR2	100	67.4	61.6	2,829	32,434	0.25
	SUL2	100	67.4	57.8	2,640	33,080	0.25
	SUR2	100	67.4	56.7	2,292	34,498	0.26
	SML2	100	67.4	48.0	1,863	33,917	0.25
	SMR2	100	67.4	59.2	2,435	34,012	0.26
	SLL2	100	67.4	57.2	2,443	35,510	0.25
	SLR2	100	67.4	54.5	2,819	33,922	0.23

D : diameter, σ_B : concrete strength, ${}_{co}\sigma_B$: maximum stress of core cylinder, ${}_{co}\epsilon_u$: ultimate strain, E : Young's modulus, ν_e : elastic Poisson's ratio

R M R 1
 └── sub series , 1 or 2 (series 55H)
 └── sampling position, L: left, M: middle or R: right
 └── sampling position, U: upper, M: middle or L: lower
 └── original column , R: rectangle, S: square

Table5.5 Core concrete strength in each part of plain concrete stub columns

sub series	cross section		Left	Center	Right	ave.
1	rectangular	Upper	50.2	50.3	50.0	50.2
		Middle	61.0	59.3	59.1	59.8
		Lower	61.0	60.2	61.4	60.9
2	square	Upper	57.8	-	56.7	57.2
		Middle	48.0*	-	59.2	59.2
		Lower	57.2	-	54.5	55.8
	rectangular	Upper	58.3	56.4	48.3*	57.4
		Middle	56.8	60.6	56.0	57.8
		Lower	60.9	57.8	61.6	60.1

* exception from average

5.4.2 プレーンコンクリート短柱最大応力とコア強度の比較

シリーズ 55H のプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果を、対応するコア強度と比較する。それぞれの応力-ひずみ関係を Fig.5.14 に示す。線種はコア供試体の採取高さ別とする。コア供試体の一軸圧縮強度時の応力、ひずみを Fig.5.14 中にマークで示す。

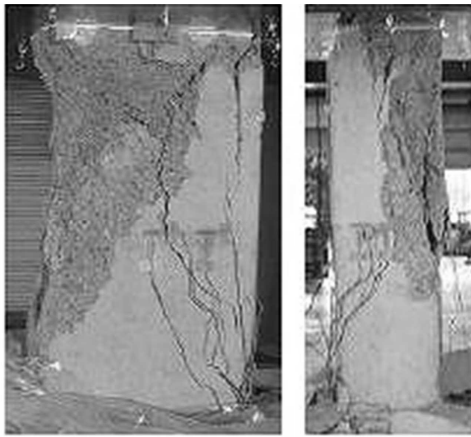


Photo.5.2 Ultimate state of CRH1-III

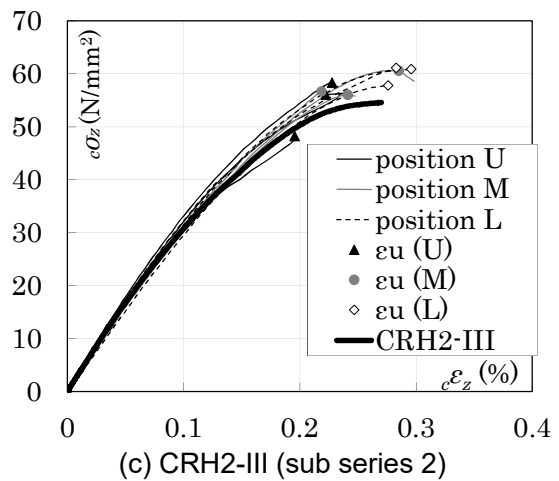
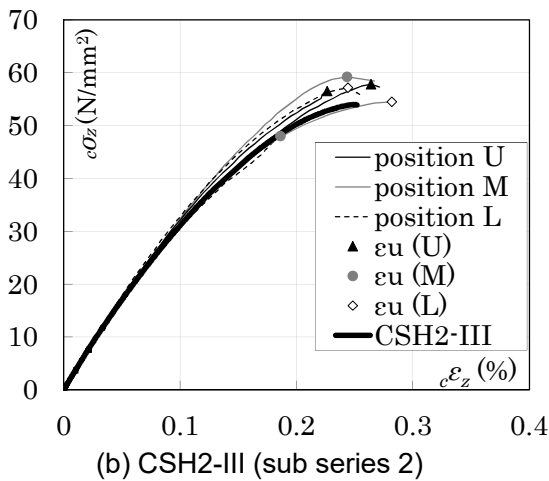
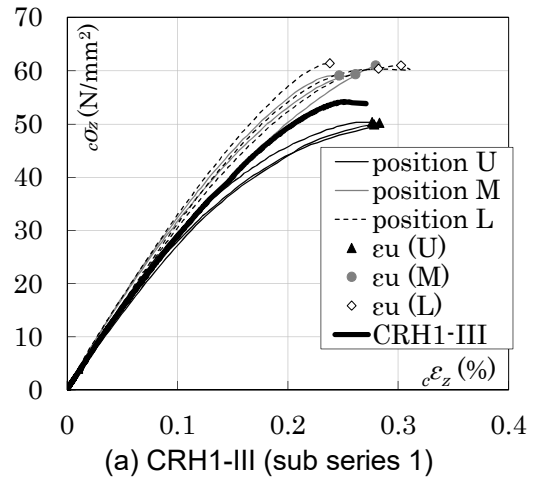


Fig.5.14 Comparison between plain concrete stub column and core cylinder

サブシリーズ 1 のコア強度は上段(U)から採取したものが 10N/mm²程度低い結果となったが、プレーンコンクリート短柱 CRH1-III の破壊についても上段を中心に生じており(Photo5.2)、コア強度の低い箇所から破壊が進行したことが確認できる。一方、CRH1-III の最大応力は上段(U)のコア強度平均よりも高い。試験体上端付近では載荷面の摩擦による拘束力が作用し、最大応力に影響したと考えられる。

サブシリーズ 2 のプレーンコンクリート短柱 CSH2-III, CRH2-III の最大応力は、コア強度のばらつきの下限值程度となる(ただし、異常値と見なされる試験結果は除外した)。その要因として、脆性的に破壊するプレーンコンクリート短柱では、相対的に強度が低い箇所から耐力を失い、応力再配分が生じる前に試験体全体が破壊したことが考えられる。

5.4.3 充填コンクリート評価強度とコア強度の比較

シリーズ 55H において推定した充填コンクリート強度（充填コンクリート評価強度）を、対応するコア強度ならびに材料試験強度、プレーンコンクリート短柱実験結果と比較する。

Fig.5.15 の応力-ひずみ関係の比較より、充填コンクリートの評価応力（黒実線）はコア供試体の圧縮試験結果のばらつき範囲内（ただし、サブシリーズ 1 の上段から採取したコア供試体を除く）を経由しており、材料試験結果、プレーンコンクリート短柱実験結果と比較して試験体コンクリートの性質に近かったと考えられる。

なお、サブシリーズ 1（鋼管の幅厚比が 31 以下、Fig.5.15 (a),(b),(c)）では、材料試験結果とコア供試体（中段、下段）の結果が近い値を示し、コア供試体上段の結果は軸ひずみ 0.1%程度から応力が低い。プレーンコンクリート短柱は軸ひずみ 0.2%以降にコア供試体（中段、下段）の結果との乖離が大きくなった。試験体上部の強度低下の影響を受けたものと考えられる。サブシリーズ 2（鋼管の幅厚比が 40 以上、Fig.5.15 (d),(e),(f)）では、コア供試体の結果はいずれも材料試験の応力を下回った。

Table5.6 に、コア強度の平均値 $coOB$ を、材料試験強度 OB 、プレーンコンクリート短柱最大応力 $pcOu$ 、充填コンクリート評価強度 $icOB$ と比較する。サブシリーズ 1 では材料試験強度とコア強度平均値の対応が良いが、サブシリーズ 2 では差が生じており、本研究の試験体において材料試験強度 OB が充填コンクリートの強度を適切に表すとはいえない。プレーンコンクリート短柱最大応力 $pcOu$ はコア強度と比較していずれも 3~6N/mm²程度低い。一方、充填コンクリート評価強度とコア強度の平均値との比 $icOB/coOB$ は平均して 1.01 となった。本研究における実験結果を統一した指標で評価する場合、充填コンクリート評価強度 $icOB$ は充填コンクリートの機械的性質を表すものとして、材料試験強度、プレーンプレーンコンクリート短柱最大応力と比較して、より適切であると言える。

Table5.6 Concrete strength comparison

sub series	CFT specimen	$coOB$ (ave.)	OB	$pcOB$	$icOB$	$\frac{OB}{coOB}$	$\frac{pcOB}{coOB}$	$\frac{icOB}{coOB}$
1	CFTS55H-III-22-6	60.3	59.7	56.2	60.1	0.99	0.93	1.00
	CFTR55H-III-23-7	60.3	59.7	54.2	58.2	0.99	0.90	0.96
	CFTR55H-III-31-6	60.3	59.7	54.2	58.7	0.99	0.90	0.97
2	CFTS55H-III-40-4	57.1	67.3	54.0	62.7	1.18	0.95	1.10
	CFTR55H-III-41-5	58.6	67.3	54.6	61.1	1.15	0.93	1.04
	CFTR55H-III-55-4	58.6	67.3	54.6	57.4	1.15	0.93	0.98
average						1.07	0.92	1.01

$coOB$: core concrete strength, OB : concrete strength(material test)

$pcOB$: plain concrete strength, $icOB$: evaluated infilled concrete strength

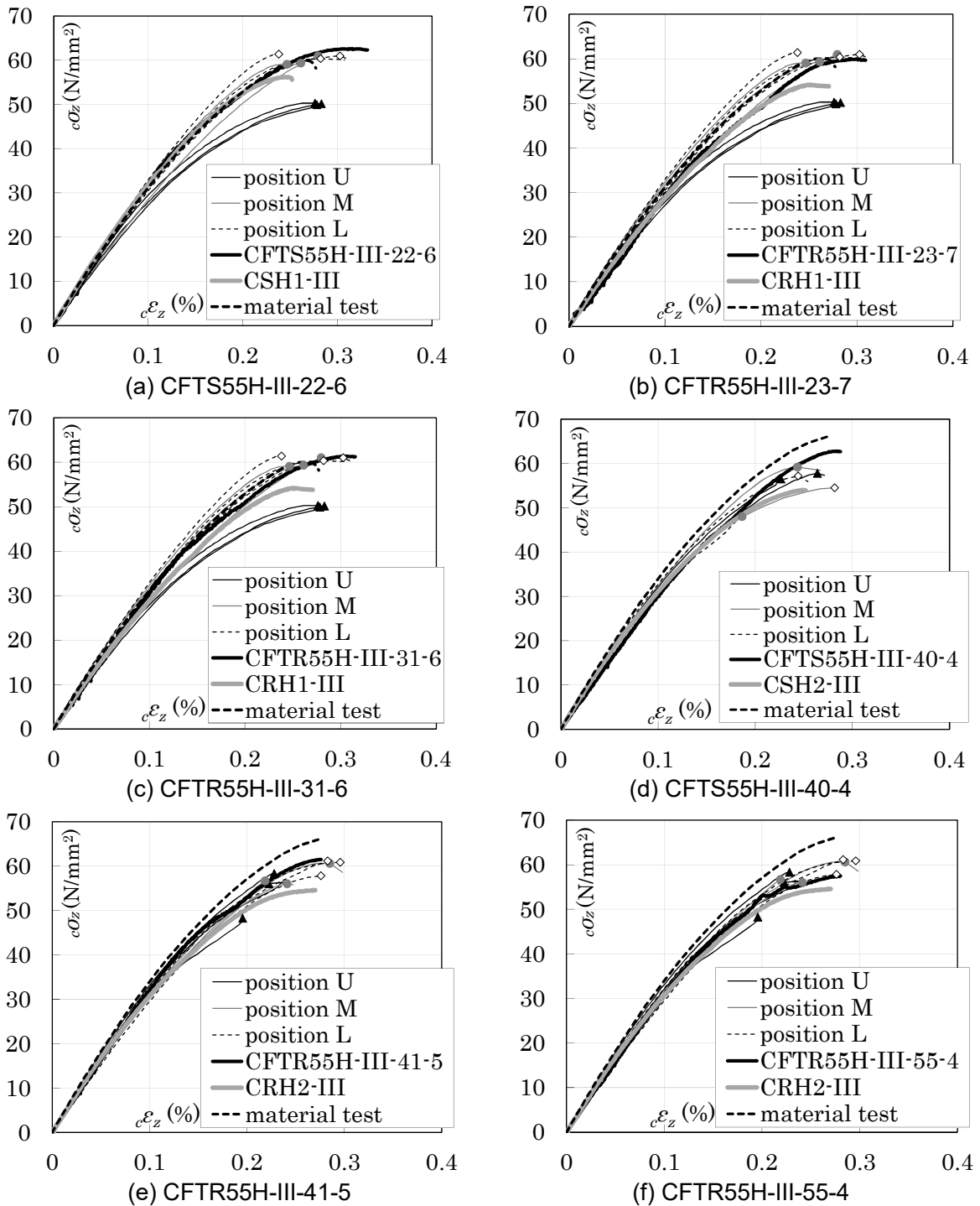


Fig.5.15 Comparison between evaluated in-filled concrete stress and other experiments

§ 5.5 高強度 CFT 短柱における相互拘束効果と耐力発揮状況

前節の検討により、本研究の CFT 短柱において、充填コンクリート評価強度を充填コンクリートの機械的性質を示すものとして扱うことの妥当性を確認した。本節では、充填コンクリート評価強度を用いた実験結果の再整理により、本研究の試験体における相互拘束効果と耐力発揮状況を定量的に評価する。

5.5.1 高強度 CFT 短柱における相互拘束効果

本研究の CFT 短柱の一軸圧縮実験結果を、充填コンクリート評価強度 $icOB$ を基準として評価した場合の最大耐力比 N_u/icN_0 と鋼管耐力比の関係を図 5.16 に、変形性能の改善量 $CFT\epsilon_u - \epsilon_u$ と鋼管耐力比の関係を図 5.17 にそれぞれ示す。

本研究の CFT 短柱では従来強度 CFT 短柱（図中破線が耐力評価式^{5.6)}と比較して相対的に小さいものの、円形断面において相互拘束による耐力上昇、変形性能の改善が確認できる。一方、角形断面では相互拘束効果による構造性能の改善がほとんど見られない。

シリーズ S78 の試験体では、 $CFT\epsilon_u - \epsilon_u$ が正の値となることから、相互拘束効果が生じたと考えられるが、鋼管材の降伏ひずみ ϵ_y が充填コンクリートの強度時ひずみ ϵ_B よりも大きいため、最大耐力が単純累加強度に達しなかった。超高強度角形断面 CFT 短柱の設計時には、鋼管とコンクリートの強度時ひずみのバランスに留意する必要がある。

図 5.18 は最大耐力比と変形性能の改善幅の関係である。シリーズ S78 において単純累加強度に達しない他は、ほぼ比例関係にある。

図 5.19 は CFT 短柱最大耐力時における充填コンクリート応力 $c\sigma_{zu}$ と充填コンクリート評価強度 $icOB$ との比 $c\sigma_{zu}/icOB$ と、変形性能の改善幅との関係である。こちらも変形性能の改善幅とほぼ比例関係であるこ

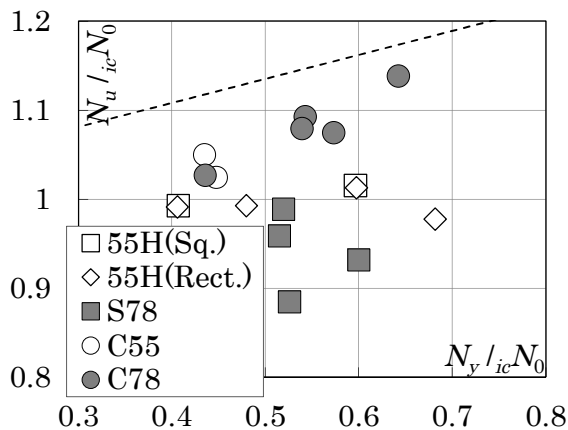


Fig.5.16 Maximum strength – steel contribution

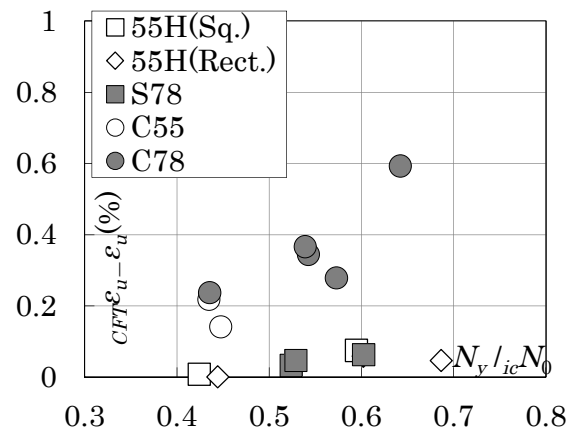


Fig.5.17 Deformation performance improvement

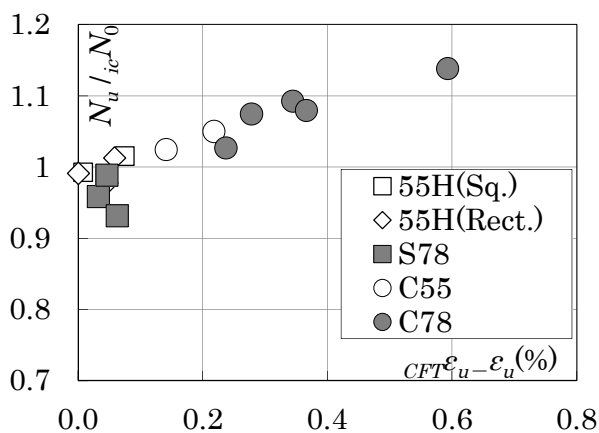


Fig.5.18 Maximum strength
– deformation performance improvement

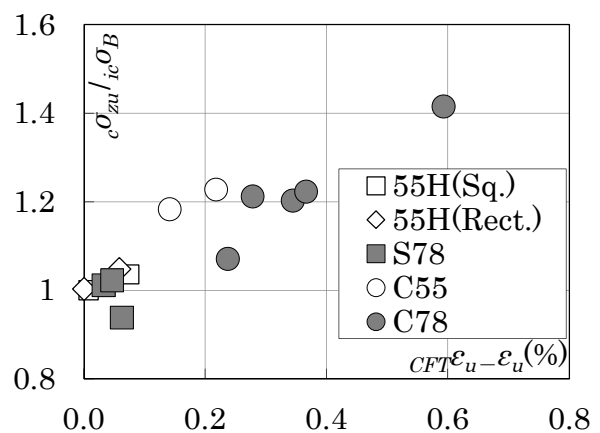


Fig.5.19 Maximum infilled concrete strength
– deformation performance improvement

とが確認できる。なお、シリーズ S78 において $c\sigma_{zu}/ic\sigma_B$ が 1 以下となる試験体は、CFT 短柱の最大耐力時に充填コンクリート評価応力がすでに低下勾配に入っていたものである。

本項の検討により、本研究の鋼管耐力比が 0.4~0.6 である超高強度円形断面 CFT 短柱では、相互拘束効果による耐力上昇が確認された。一方、鋼管耐力比が低く、かつ鋼管の降伏ひずみがコンクリートの強度時ひずみよりも大きい場合には、相互拘束効果による耐力上昇が期待できず、単純累加強度に達しないことも考えられる。

5.5.2 高強度 CFT 短柱における耐力発揮状況

本研究の CFT 短柱試験体の最大耐力時における、鋼管ならびに充填コンクリートの耐力発揮状況を確認するため、それぞれの軸方向耐力の材料強度に対する比（応力比）を確認する。

Fig.5.20 に、各試験体の最大耐力時における鋼管ならびに充填コンクリートの発揮耐力の材料強度に対する比を示す。充填コンクリートの応力比の算定の際には充填コンクリート評価強度 $ic\sigma_B$ を用いる。グラフ中の四角枠内の数値は、各グループの応力比の平均値を示す。

円形鋼管(C78, C55)では充填コンクリートの応力上昇が確認できる。鋼管は周方向応力の影響で軸方向応力が中空鋼管と比較して低下するため、降伏応力を下回る。角形断面で、鋼管の降伏ひずみ $\epsilon_y > \epsilon_B$ である場合(S78)、鋼管の応力比が 1 未満となり、単純累加強度に達しなかった。 $\epsilon_y \doteq \epsilon_B$ である角形断面(55H)では、鋼管、コンクリートともに、材料の機械的性質通りの応力を発揮した。

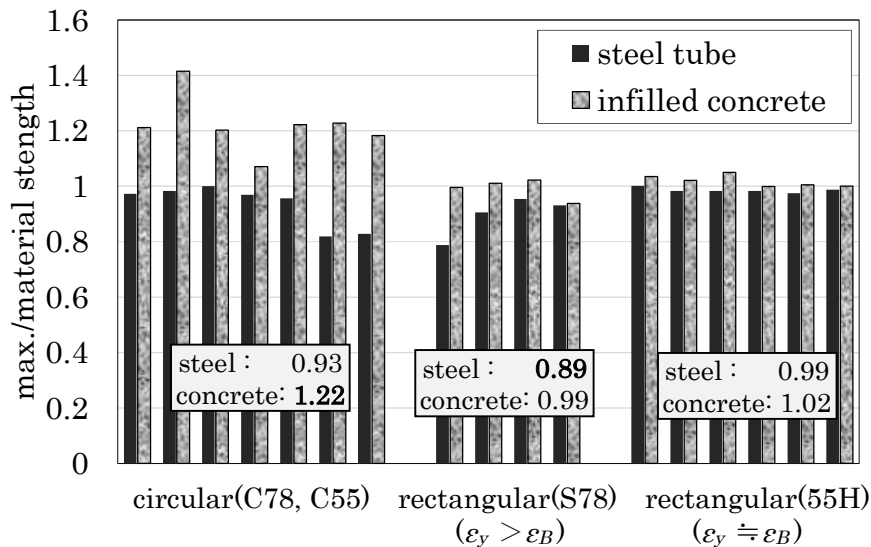


Fig.5.20 maximum strength ratio of steel tube and infilled concrete

本節では、充填コンクリート評価強度が充填コンクリートの機械的性質を表すものとの仮定の上で、本研究の試験体における相互拘束効果と耐力発揮状況を、耐力上昇、変形性能の向上、鋼管・コンクリートの耐力発揮状況の観点で、定量的に評価した。

§ 5.6 まとめ

本研究における CFT 短柱ならびにプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果を整理し、既往の研究との比較検討を行い、下記の知見を得た。

- 1) 超高強度 CFT 短柱においても、一軸圧縮下における変形性能の改善が生じたが、 80N/mm^2 級以下のコンクリートを充填した既往の CFT 短柱実験結果よりも変形性能改善量が低下した。超高強度コンクリートの拘束による変形性能改善量が従来強度コンクリートと比較して小さいことが要因として考えられる。
- 2) プレーンコンクリート短柱の最大応力は断面寸法が大きいほど材料試験強度と比べ低下した。この傾向は既往の研究で報告されているものと同じである。
- 3) 円形断面 CFT 短柱の寸法と最大耐力比の関係に関して、同時に打設された試験体間の比較において寸法増大に伴う最大耐力比の低下傾向は確認されなかった。
- 4) 試験体と同時に打設したプレーンコンクリート短柱から採取したコア供試体の圧縮試験を実施した結果、プレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験結果は、コア供試体の下限値程度となった。
- 5) 本研究における充填コンクリート評価強度はコア強度との対応が良く、充填コンクリートの機械的性質を表すものとして、材料試験強度、プレーンコンクリート短柱よりも適切であることを示す結果が得られた。
- 6) 鋼管耐力比 $0.4\sim 0.6$ の円形 CFT 短柱では、単純累加強度式の適用が可能であり、相互拘束効果による耐力上昇が鋼管耐力比に比例した。
- 7) 本研究における CFT 短柱の構成要素の耐力発揮状況を比較した。円形断面の場合、充填コンクリートの応力上昇が CFT 短柱の耐力上昇に寄与することを示した。また、角形断面では鋼管の降伏ひずみが充填コンクリートの強度時ひずみよりも大きい場合、鋼管が降伏応力に達しないことが要因で CFT 短柱の最大耐力が単純累加強度に達しなかった。

第五章の参考文献

- 5.1) R. F. Blanks and C. C. McNamara: Mass concrete tests in large cylinders, paper for presentation before the thirty-first annual convention of the American Concrete Institute, vol.31, pp.280-303, 1935
- 5.2) 寺井雅和: 大断面 RC 基礎部材と寸法効果, 福山大学工学部紀要, 第 30 巻, 2006.12
- 5.3) 藤本 他: 高強度材料を用いたコンクリート充填鋼管短柱の軸圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集 No.498, pp.161-168, 1997.08
- 5.4) 小室勉, 今井和正, 村松晃次, 是永健好, 渡邊史夫: $100\sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 577 号, pp.77-84, 2004.3

- 5.5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造設計基準・同解説 第 8 版, 2010.2
- 5.6) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10
- 5.7) 富井 他: 中心圧縮を受けるコンクリート充填鋼管短柱の弾塑性性状に関する実験的研究 その 1, 2, 学術講演梗概集 構造系, pp.1475-1478, 1977
- 5.8) 富井 他: 中心圧縮を受けるコンクリート充填鋼管短柱の弾塑性性状に関する研究 その 1, 2, 九州支部研究報告 構造系(22), pp.193-200, 1976.02
- 5.9) 岡部 他: 高強度コンクリート充填鋼管短柱の圧縮試験, 学術講演梗概集 C-1, pp.955-956, 1996
- 5.10) 鈴木 他: 純圧縮を受けるコンクリート充填円形鋼管短柱の力学的特性に関する研究, 構造系論文集(499), pp.123-129, 1997.09
- 5.11) 山本 他: コンクリート充填円形鋼管短柱の軸圧縮特性に及ぼす寸法効果に関する実験的研究, 構造系論文集(561), pp.237-244, 2002.11
- 5.12) 寺沢 他: 超高強度鋼を用いたコンクリート充填鋼管柱の構造性能に関する実験的研究, 学術講演梗概集. C-1, pp.1153-1154, 2007
- 5.13) 新都市ハウジング協会: 新都市ハウジング協会:コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説, 2009
- 5.14) 新都市ハウジング協会: CFT 造における構造体コンクリートの強度補正值に関する調査研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.17, No.37, pp797, 2011.10

第六章 総括

本研究は、高層建築物の柱部材への適用が進む高強度コンクリート充填鋼管(以下、CFT)柱の基本的挙動である一軸圧縮下の CFT 短柱の挙動を明らかにすることを目的として実施した。充填コンクリートの断面全体に拘束力が強く作用する円形断面と、拘束力が弱い箇所が生じる角形断面の両者について、鋼管は最高 780N/mm^2 級、コンクリートは最高 100N/mm^2 級の超高強度 CFT 短柱を対象とした一軸圧縮実験を実施し、さらに、鋼管とコンクリートの挙動を分析することで、特に超高強度材の相互拘束効果、ならびに大断面化による影響に着目しつつ、超高強度 CFT 短柱の構造性能について考察を行った。以下に、各章にて得られた結論の要点を述べる。

第二章では、 780N/mm^2 、 550N/mm^2 級の鋼管ならびに 100N/mm^2 級コンクリートを用いた円形断面 CFT 短柱の一軸圧縮実験を実施し、中空鋼管およびプレーンコンクリート短柱との比較により、CFT 短柱の構造性能を評価した。また、円形断面 CFT 短柱では拘束力が断面全体に作用する点に着目し、充填コンクリートの拘束応力と応力上昇の関係を定量的に評価し、相互拘束効果の発生経緯を明らかにした。

CFT 短柱の実験は鋼管強度、径厚比、断面サイズをパラメータとして実施した。CFT 短柱は、脆性的に破壊したプレーンコンクリート短柱と異なり延性的に耐力低下した。鋼管耐力比が高い CFT 短柱は最大耐力比が大きく、最大耐力時の軸ひずみも大きい結果を得た。一方、CFT 短柱において、断面サイズと最大耐力の間に明確な相関は確認されなかった。

CFT 短柱の荷重を、同一ひずみ時の中空鋼管とプレーンコンクリート短柱の実験荷重の単純和（累加荷重）と比較した。CFT 短柱の周方向引張ひずみが中空鋼管を上回りつつ、CFT 短柱荷重は累加荷重を上回ることが確認された。

CFT 短柱における相互拘束効果の確認と、その発生経緯を明らかにする目的で、CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの応力状態を分析した。プレーンコンクリート破壊ひずみまでの区間において、CFT 短柱鋼管と充填コンクリートは相互に干渉していない評価を得た。プレーンコンクリート破壊ひずみ到達から、強度時ひずみ到達までの区間において、鋼管の引張周方向応力の発生が評価された。強度時ひずみ到達後も鋼管の引張周方向応力が増加しつつ、充填コンクリートの軸方向応力が増加した。このことは相互拘束効果が、i) 充填コンクリートの破壊開始に伴う横方向の膨張の進行により、ii) 鋼管による拘束力を発生させ、iii) 充填コンクリートの軸方向応力の増加をもたらす、ことで生じたことを示す。

充填コンクリートの拘束応力と軸方向ひずみの関係（載荷経路）を評価し、一定側圧やフープ筋拘束の場合と異なり、拘束応力が低い経路をたどる結果を得た。本研究において、CFT 短柱における拘束係数 k は平均で 2.2 と評価され、従来強度 CFT 短柱の場合と同様にフープ筋拘束コンクリートの 4.1 より低い値となった。CFT 短柱では拘束応力の発生経緯がフープ筋拘束の場合と異なることが、CFT 短柱の拘束係数が低かった要因である可能性を指摘した。

第三章では、 780N/mm^2 級の角形鋼管と 100N/mm^2 級の充填コンクリートを用いた超高強度正方形断面 CFT 短柱の一軸圧縮試験を行った。角形断面 CFT 短柱では拘束が弱い部分が生じ、変形性能が円形

断面ほど改善されないため、鋼管の降伏ひずみが大きく、かつ超高強度コンクリートが早期に耐力低下する場合、単純累加強度に達しない可能性がある。そこで鋼管と充填コンクリートの応力状態を分析し、CFT 短柱の最大耐力に及ぼす影響について考察した。

CFT 短柱の実験は幅厚比、断面サイズをパラメータとして実施した。試験体サイズが異なる試験体間の比較では、荷重上昇域の耐力比一軸ひずみ関係曲線形状はほぼ同じであり、サイズの大きい試験体ほど最大耐力比が小さく、早期に耐力低下した。幅厚比が小さい試験体は、最大耐力時のひずみが大きく、耐力低下勾配が緩やかであった。すべての試験体において最大耐力は単純累加強度を下回った。

CFT 短柱における鋼管と充填コンクリートの応力を算定した結果、最大耐力時に鋼管が降伏応力に達していなかった。本研究における超高強度角形断面 CFT 短柱の最大耐力が単純累加強度に達しない要因は、充填コンクリートの破壊ひずみに対して鋼管の降伏ひずみが大きく、鋼管の強度発揮前に充填コンクリートが耐力低下する点であることを確認した。

第四章では、近年採用事例が増加している長方形断面 CFT 構造を対象とし、短柱の一軸圧縮実験を実施し、その構造性能を正方形断面と比較した。

鋼管の幅厚比をパラメータとした 2 体の正方形断面 CFT 短柱を基準に、幅厚比および鋼管耐力比を合わせた長方形断面 CFT 短柱、ならびに対応するプレーンコンクリート短柱、中空鋼管の一軸圧縮実験を実施した。断面形状の違いによる拘束力の差が比較的生じやすい材料として、超高強度材料ではなく 550N/mm^2 級鋼管と 60N/mm^2 級コンクリートを使用した。

長方形断面試験体では拘束が弱いと考えられる長辺側へのみ、高さが異なる位置に凸状変形が現れた。長方形断面は正方形断面と比較して、最大耐力比はほぼ等しいが、最大耐力到達後に大きな耐力低下を生じた。長方形断面 CFT 短柱の拘束力が正方形断面と比較して弱いことが影響した可能性を指摘した。最大耐力時ひずみの比較においても、長方形断面の拘束力が弱いことを示す結果を得た。長方形断面間の比較では最大耐力時ひずみが鋼材量に比例する傾向があった。本研究の実験範囲において単純累加強度式が適用可能であることが確認された。

第五章では、CFT 短柱の高強度化、断面形状の違い、ならびに大断面化が構造性能に与える影響について検討した。さらに本論において評価した充填コンクリート強度を、試験体と同時に打設したコンクリートから採取したコア供試体の圧縮強度（コア強度）と比較し、その上で超高強度 CFT 短柱の構造性能について考察した。

本研究ならびに既往の円形断面 CFT 短柱実験結果を用いた検討において、同時に打設した試験体間の比較では、試験体寸法が最大耐力に及ぼす影響は確認されなかった。最大耐力比の低下は充填コンクリートの機械的性質と材料試験強度の差が要因であった可能性を指摘した。

本研究において評価した充填コンクリート評価強度は、材料試験強度と比較すると低い場合があった。充填コンクリート評価強度とコア強度が対応しており、充填コンクリート評価強度は充填コンクリートの機械的性質の評価として妥当であるとの結果が得られた。

一軸圧縮下における超高強度 CFT 短柱の構造性能について考察を加えた。変形性能の改善量は断面形状に関わらず既往の実験結果よりも小さく、超高強度 CFT 短柱の相互拘束効果が相対的に小さいことを確認した。円形断面では、相互拘束効果による充填コンクリートの応力上昇により鋼管耐力比に比例し

た耐力上昇が生じ、一方角形断面では、鋼管の降伏ひずみがコンクリート強度時ひずみよりも大きい場合に単純累加強度に達しないケースがあり、両者の強度時ひずみのバランスに留意することで、単純累加強度式が適用可能であることを示す結果を得た。

以上、本研究では最高 780N/mm^2 級の鋼管と、最大 100 N/mm^2 級のコンクリートを用いた超高強度かつ実大サイズに近い CFT 短柱を対象とした構造実験を実施し、鋼管とコンクリートの挙動を分析することで、以下の知見を得た。

- 1) 円形断面 CFT 短柱では単純累加強度式の適用が可能であり、角形断面では、鋼管の降伏ひずみがコンクリートの強度時ひずみよりも大きい場合に単純累加強度に達しないケースがあることを示した。
- 2) 本研究の実験範囲において、長方形断面 CFT 短柱に対しても単純累加強度を適用することができること、長方形断面 CFT 短柱の拘束力は正方形断面よりも弱いことを確認した。
- 3) 円形断面 CFT 短柱において相互拘束効果による耐力上昇が確認された。ただし、耐力上昇量は従来強度 CFT 短柱よりも小さい結果となった。
- 4) 角形断面 CFT 短柱において、相互拘束効果による耐力上昇はほとんど生じなかったが、変形性能の改善が確認された。変形性能の改善量は円形断面より小さい。
- 5) 円形断面 CFT 短柱における充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力を評価し、相互拘束効果の発生経緯を確認した。フープ筋により補強されたコンクリート短柱と比較して、充填コンクリートの載荷経路は拘束応力が低い経路であることを確認した。
- 6) 本研究の CFT 短柱における拘束係数(充填コンクリートの応力上昇/拘束応力)は 2.2 と評価され、既往のフープ筋による実験結果(4.1)よりも低い結果となった。
- 7) 同時にコンクリート打設を行った CFT 短柱試験体間の比較において、断面サイズと CFT 短柱最大耐力の間に明確な相関は確認されなかった。

付録 1 長柱から採取した CFT 短柱の一軸圧縮実験

§A1.1 はじめに

コンクリートの構造体強度は高さ方向に変化することが知られており (A1.1)、CFT 構造においても同様の現象が起こりうるということが報告されている (A1.2)。CFT 構造においては鋼管内部にダイアフラムを有する場合を想定し、材料試験のコンクリート強度を高く管理する手法が提示されている (A1.3)。一方、本研究では拘束を受けることによる充填コンクリートの応力状態の変化を評価するため、充填コンクリート強度を正確に把握することが求められる。

本章 (付録 1) では、充填コンクリートの打設時の高さ方向の位置が、構造体コンクリート強度や拘束効果に与える影響を確認する目的で、長い円形鋼管を縦置きした状態でコンクリート打設した円形断面 CFT 長柱を製作し、高さ方向の各位置から CFT 短柱試験体を採取し、一軸圧縮実験を実施する。併せて、同時に製作した円形断面 CFT 長柱の高さ方向の各位置から、シリンダー状の充填コンクリートのみを採取し一軸圧縮実験を行う。

同時に、第二章と同様に載荷中の CFT 短柱における鋼管、コンクリートの応力分析を行い、従来強度円形断面 CFT 短柱の相互拘束効果を定量的に評価する。

§A1.2 短柱の一軸圧縮実験

円形断面 CFT 短柱ならびに充填コンクリート短柱を、CFT 長柱の上段、中段、下段の各位置からそれぞれ採取し、一軸圧縮実験を行う。結果を比較し、充填コンクリート打設時の高さ位置が CFT 短柱の最大耐力に与える影響や、CFT 短柱耐力と鋼管・コンクリートの累加強度との関係、拘束力に関する周方向ひずみの推移を明らかにする。

A1.2.1 試験体計画

Fig.A1.1 に試験体形状を、TableA1.1 に試験体一覧を示す。計 6 本の CFT 長柱から CFT 短柱、充填コンクリート短柱をそれぞれ 9 体 (3 体/本×3 本×2 種) 採取する (Fig.A1.2)。充填コンクリート短柱は CFT 長柱の鋼管を除去し充填コンクリートから採取する。実験パラメータは試験体種別と高さ方向採取位置 (上段、中段、下段) である。鋼管は 400N/mm² 級の電縫鋼管 (STK400)、コンクリートは 60 N/mm² 級である。CFT 短柱、充填コンクリート短柱とも試験体高さを試験体外径の 2 倍とする。

試験体は、以下の目的をもって計画された。着目する試験パラメータを下線で記す。

- ① 鋼管の拘束力の影響 (コンファインド効果) : CFT 短柱 (SCFT-**) と充填コンクリート短柱試験体 (SC-**) の比較により、鋼管の周方向の拘束力が充填コンクリートの挙動に与える影響を調べる。
- ② コンクリート打設位置の影響 : CFT 長柱の上段 (SCFT-U*, SC-U*), 中段 (SCFT-M*, SC-M*), 下段 (SCFT-L*, SC-L*) からそれぞれ試験体を採取し、コンクリート打設時の位置関係がコンクリー

ト強度に与える影響を調べる。

TableA1.1 Specimen list

	No.	σ_y (N/mm ²)	σ_B	age (days)	D (mm)	t (mm)	$\frac{D}{t}$
CFT	SCFT-U1	308	67.4	63	114.0	3.5	32.6
	SCFT-U2	308	67.4	63	114.2	3.5	32.6
	SCFT-U3	308	67.4	60	114.2	3.5	32.6
	SCFT-M1	308	67.4	63	114.3	3.5	32.7
	SCFT-M2	308	67.4	64	114.0	3.5	32.6
	SCFT-M3	308	67.4	60	114.0	3.5	32.6
	SCFT-L1	308	67.4	62	114.2	3.5	32.6
	SCFT-L2	308	67.4	63	114.2	3.5	32.6
	SCFT-L3	308	67.4	60	114.2	3.5	32.6
plain concrete	SC-U1	-	67.4	63	107.8	-	-
	SC-U2	-	67.4	63	107.4	-	-
	SC-U3	-	67.4	60	107.2	-	-
	SC-M1	-	67.4	63	106.6	-	-
	SC-M2	-	67.4	64	107.2	-	-
	SC-M3	-	67.4	60	107.9	-	-
	SC-L1	-	67.4	62	107.9	-	-
	SC-L2	-	67.4	63	107.9	-	-
	SC-L3	-	67.4	60	107.6	-	-
steel tube	SS-1	308	-	-	114	3.5	32.6

σ_y : yield stress of steel tube, σ_B : concrete strength,

D : diameter, t : thickness of steel tube

S CFT - U 1

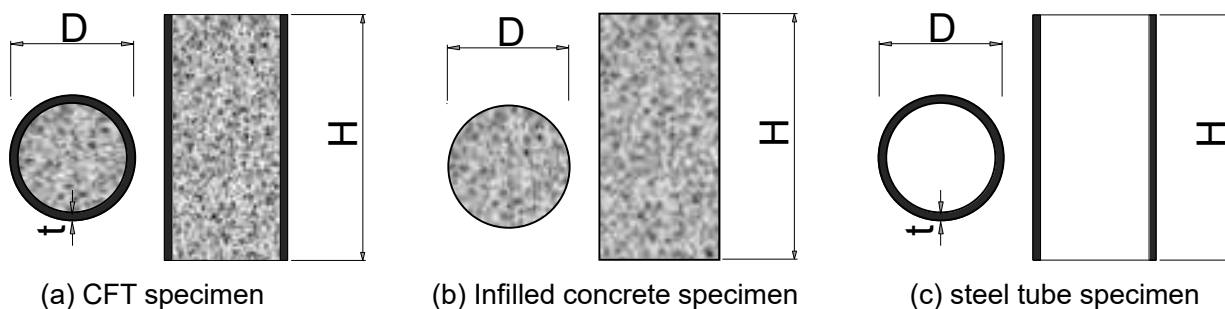
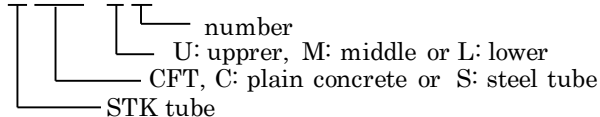


Fig.A1.1 Geometry of specimen

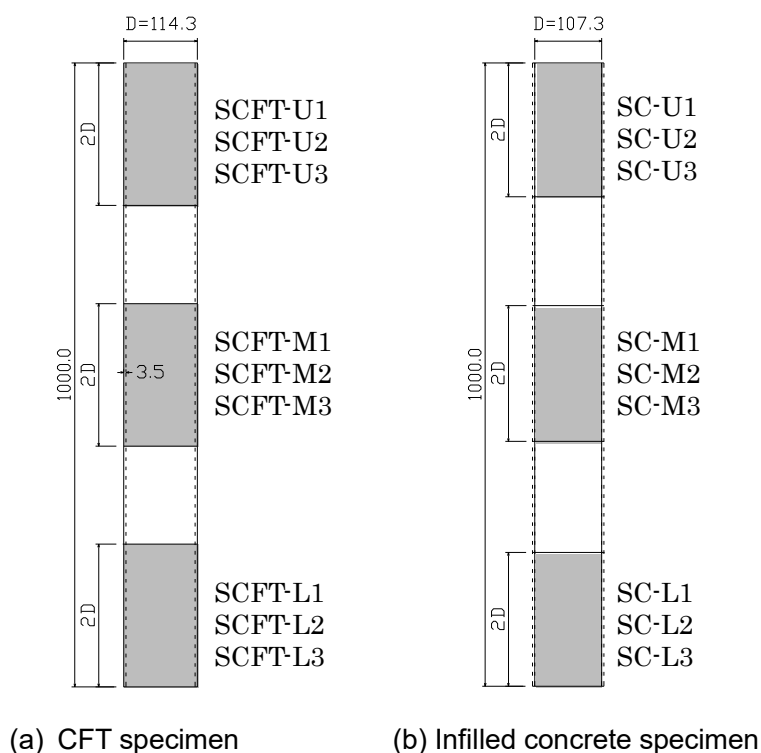


Fig.A1.2 Collection position of specimen

コンクリートの調合設計を TableA1.2 に、機械的性質を TableA1.3 にそれぞれ示す。コンクリートの材料試験は、試験体と同時に打設し現場封緘養生を行った $\phi 100\text{mm}$ 、高さ 200mm のシリンダー供試体を用い、試験体の載荷実験期間の前・後を目標に各 3 体ずつの試験を行った。本実験は材齢 60~64 日にかけて行ったが、その前後に実施した材齢 57 日の材料試験と材齢 63 日の材料試験の強度差が小さいため、57 日と 63 日の平均値(67.4N/mm^2)を本実験のコンクリート材料強度とする。

TableA1.2 Concrete mix proportion

cement (kg/m^3)	water (kg/m^3)	finer A (kg/m^3)	finer B (kg/m^3)	coarse aggregate (kg/m^3)	super plasticizer (kg/m^3)
405	170	646	166	979	4.05

water-binder ratio 42.0%

TableA1.3 Mechanical properties of concrete

age (days)	σ_B (N/mm^2)	E (N/mm^2)	ϵ_u (μ)	testing piece
51	66.5	35,652	2,723	cylinder $D:100^{\text{mm}} H:200^{\text{mm}}$
57	68.0	35,989	2,871	
63	66.8	36,658	2,703	

σ_B : concrete strength, E : secant modulus,
 ϵ_u : strain at peak stress

A1.2.2 載荷・計測計画

実験は、日本大学理工学部船橋校舎テクノプレース 15 構造・材料実験室のアムスラー試験機を用いて実施する。載荷は静的であり、載荷速度を充填コンクリートの応力速度に換算して $0.6 \pm 0.4 \text{ N/mm}^2/\text{sec}$ とする。試験体の断面内に一様な荷重が作用するよう（一軸圧縮となるよう）、弾性範囲にてひずみの進行がほぼ均一になるよう芯出しを行う。また、CFT 短柱試験体は上下面に硬質石膏による表面処理を施す。

上下載荷板の相対変位を、試験体から径方向に 100mm 離れた位置に 180 度間隔で配置した変位計にて計測する(Fig.A1.3)。また、鋼管表面の軸方向・周方向のひずみを、試験体中段に 180 度間隔で貼付した鉛直、水平方向のひずみゲージにて計測する(Fig.A1.4)。計測値は軸方向 z 、半径方向 r 、周方向 θ の極座標系により表記する。試験体の軸方向ひずみ、周方向ひずみは軸方向・周方向それぞれのひずみゲージ計測値の平均値とする。符号は圧縮側を正とする。

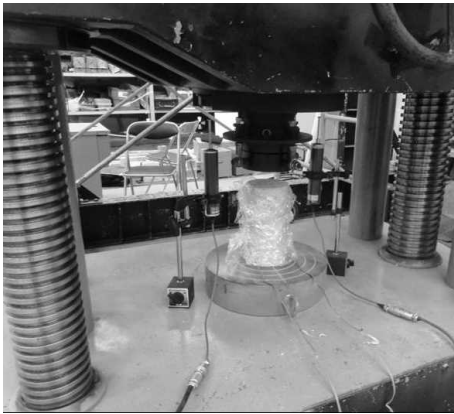


Fig.A1.3 Test setup and displacement measurement

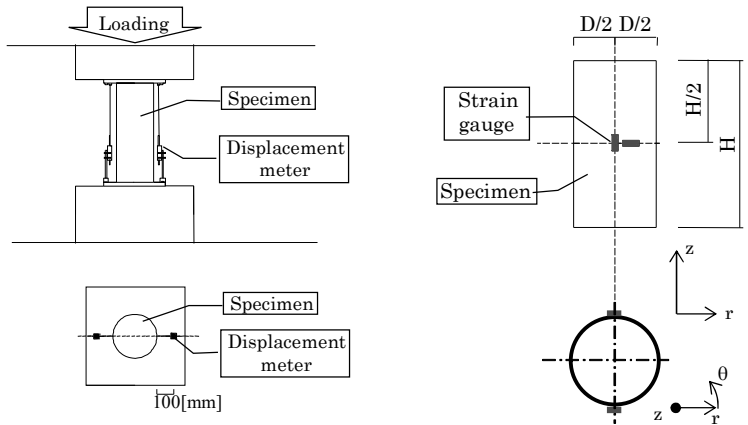


Fig.A1.4 Strain measurement

A1.2.3 充填コンクリート短柱の一軸圧縮実験結果

まず、CFT 短柱の挙動との比較検証のために行った充填コンクリート短柱の実験結果について述べる。充填コンクリート短柱試験体は破片飛散防止のため透明なビニールフィルムで覆い、載荷を行った。



(a) SC-SU3



(b) SC-SM1



(c) SC-SL3

PhotoA1.1 Ultimate state of Infilled concrete column (example)

いずれの試験体も、最大耐力到達後に破壊し (PhotoA1.1)、急激に耐力を落とし载荷を終了した。結果一覧を TableA1.4 に示す。ヤング係数は最大応力度の 1/3 強度時における割線剛性である。

Fig.A1.5 に充填コンクリート試験体の応力-ひずみ関係を示す。(a), (b), (c)にそれぞれ採取位置上段(U), 中段(M), 下段(L)の結果, (d) に上・中・下段の平均的挙動を持つ試験体の比較を示す。いずれの試験体も破壊は脆性的であった。

既往の研究 A1.1) と同様に, 上段から採取した試験体の最大応力は材料試験結果よりも低い値となった。

TableA1.4 Result of Infilled concrete column

No.	D (mm)	age (days)	σ_B (N/mm^2)	$\sigma_{B'}$ (N/mm^2)	ε_u (μ)	E (N/mm^2)	ν
SC-U1	107.8	61	67.4	64.4	2,136	34,914	0.19
SC-U2	107.4	60	67.4	61.7	2,284	33,582	0.23
SC-U3	107.2	61	67.4	65.0	2,363	33,744	0.22
SC-M1	106.6	61	67.4	66.9	2,644	35,271	0.24
SC-M2	107.2	60	67.4	65.6	2,763	34,445	0.22
SC-M3	107.9	61	67.4	66.1	2,177	37,470	0.23
SC-L1	107.9	61	67.4	66.1	2,649	34,491	0.21
SC-L2	107.9	60	67.4	66.3	2,824	32,677	0.20
SC-L3	107.6	61	67.4	68.9	2,665	37,760	0.25

D : diameter, age: material age, σ_B : concrete strength, $\sigma_{B'}$: maximum stress of column, ε_u : ultimate strain, E : Young's modulus, ν :Poisson's ratio

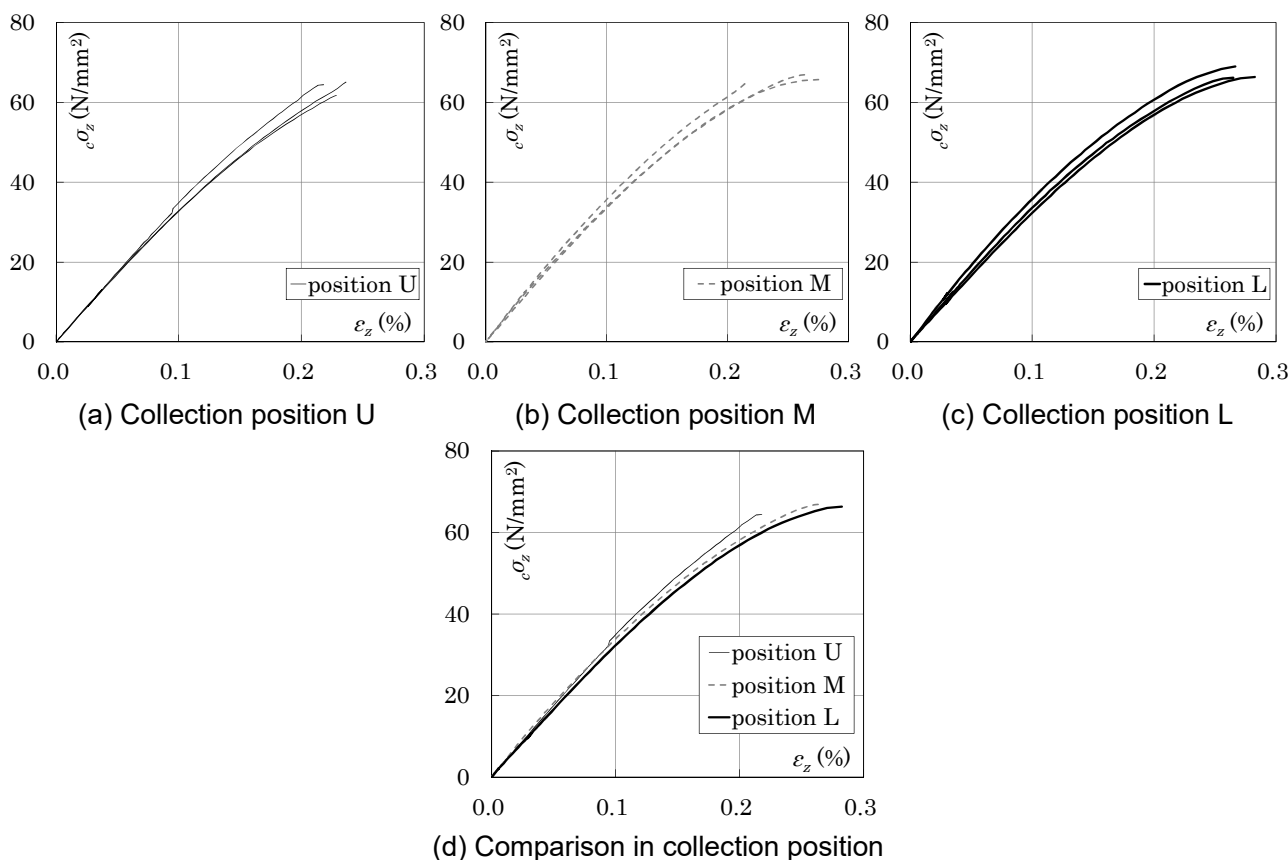
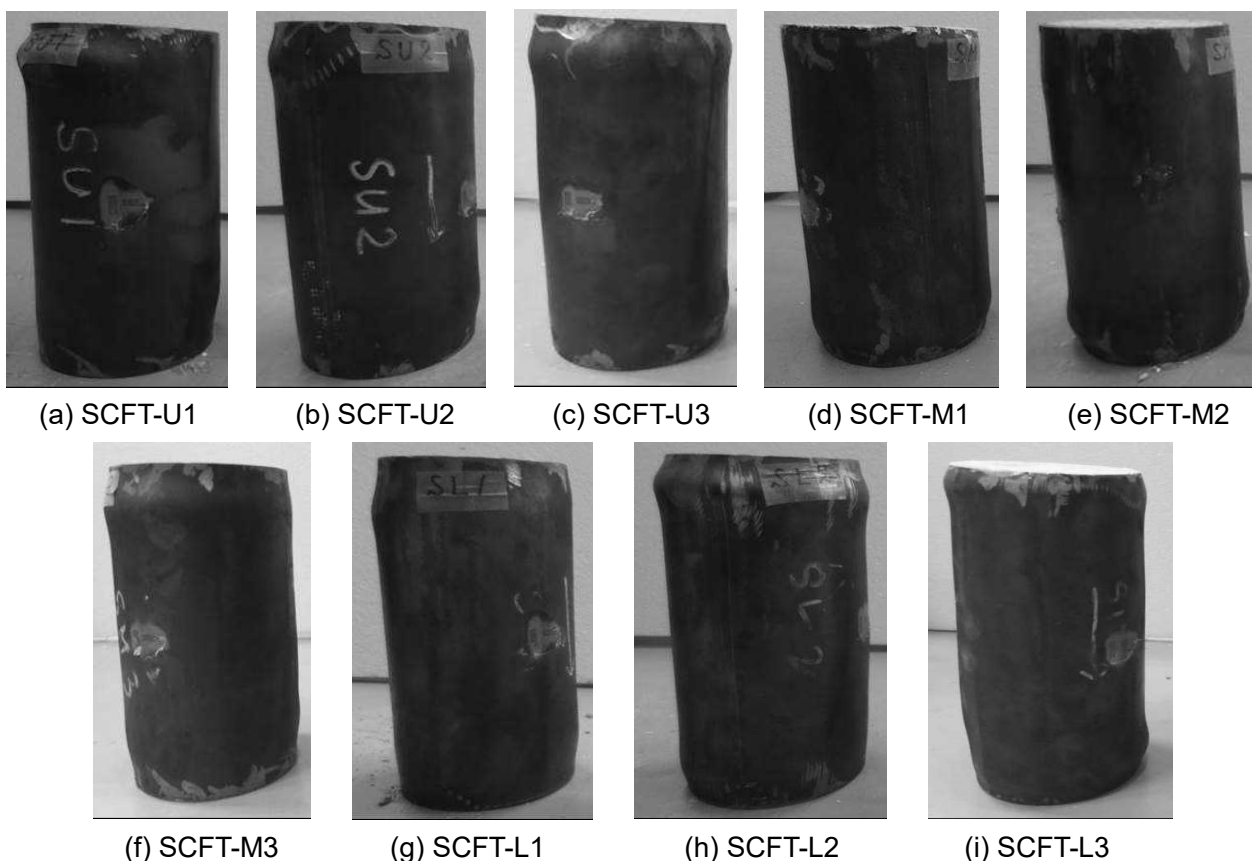


Fig.A1.5 Stress-strain curve of Infilled concrete column and cylinder

A1.2.4 CFT 短柱の一軸圧縮実験結果

CFT 短柱は、載荷初期において鋼管とコンクリートの剛性の和に相当する荷重-変形関係を示した。充填コンクリート破壊時ひずみ以降は剛性を低下させつつ荷重が上昇し、最大耐力点到達後は、充填コンクリート短柱と異なり徐々に耐力を低下させた。周囲の鋼管が充填コンクリートを拘束し、コンクリートの脆性破壊による急激な耐力低下を抑止したと考えられる。最終破壊状況を PhotoA1.2 に示す。試験体全体が半径方向に膨張し、上端または下端付近に局所的な凸型の変形が確認できる。



PhotoA1.2 Ultimate state of CFT specimens

TableA1.5 Result of CFT column

No.	D (mm)	t	$\frac{D}{t}$	σ_y	σ_B (N/mm ²)	$\sigma_{B'}$	age (days)	N_0	$N_{0'}$ (MN)	N_u	$\frac{N_y}{N_0}$	$\frac{N_y}{N_{0'}}$	$\frac{N_u}{N_0}$	$\frac{N_u}{N_{0'}}$	$c\sigma_{ru}$ (N/mm ²)	$c\sigma_{zu}$ (N/mm ²)
SCFT-U1	114.0	3.5	32.6	308	67.4	63.7	63	0.98	0.95	1.02	0.38	0.40	1.04	1.08	12.5	86.1
SCFT-U2	114.2	3.5	32.6	308	67.4	63.7	63	0.98	0.95	1.06	0.38	0.39	1.08	1.12	11.2	84.1
SCFT-U3	114.2	3.5	32.6	308	67.4	63.7	60	0.98	0.95	1.05	0.38	0.39	1.07	1.10	13.5	83.2
SCFT-M1	114.3	3.5	32.7	308	67.4	66.2	63	0.98	0.97	1.13	0.38	0.39	1.14	1.16	11.7	93.4
SCFT-M2	114.0	3.5	32.6	308	67.4	66.2	64	0.98	0.97	1.09	0.38	0.39	1.11	1.12	16.0	98.2
SCFT-M3	114.0	3.5	22.9	308	67.4	66.2	60	0.98	0.97	1.08	0.38	0.39	1.10	1.12	14.8	93.7
SCFT-L1	114.2	3.5	23.2	308	67.4	67.1	62	0.98	0.98	1.10	0.38	0.38	1.12	1.12	12.4	90.2
SCFT-L2	114.2	3.5	23.2	308	67.4	67.1	63	0.98	0.98	1.08	0.38	0.38	1.10	1.10	15.5	93.3
SCFT-L3	114.2	3.5	23.2	308	67.4	67.1	60	0.98	0.98	1.11	0.38	0.38	1.13	1.13	13.3	96.1

$\sigma_{B'}$: strength of corresponding plane concrete column, age: material age of infilled concrete,

N_0 : calculated CFT strength using σ_B , $N_{0'}$: calculated CFT strength using $\sigma_{B'}$, N_u : maximum load of CFT,

$c\sigma_{ru}$: restraint stress in concrete at maximum load of CFT, $c\sigma_{zu}$: longitudinal stress in concrete at maximum load of CFT

実験結果一覧を TableA1.5 に示す。

CFT 短柱の耐力を累加強度式により評価する。材料試験強度を用いて算定した鋼管耐力 N_y とコンクリート耐力 N_c の単純累加による CFT 短柱耐力 N_0 の計算式を式(A1.1)に示す。

$$N_0 = N_y + N_c = A_s \cdot \sigma_y + A_c \cdot \sigma_B \quad (A1.1)$$

A_s : 鋼管の断面積, σ_y : 鋼管の降伏応力 (材料試験)

A_c : コンクリートの断面積, σ_B : コンクリートの圧縮強度 (材料試験)

Fig.A1.6 に CFT 短柱の耐力比-ひずみ関係を示す。縦軸は耐力比, 横軸は軸方向ひずみである。耐力比は, 荷重 N を, 単純累加強度 N_0 で除した値である。(a), (b), (c)にそれぞれ採取位置上段(U), 中段(M), 下段(L)の結果を示す。また, Fig.A1.7 (a) に上・中・下段の代表試験体の比較を示す。上段から採取した試験体は最大耐力比が低い傾向がある。充填コンクリート短柱実験において, 上段から採取した試験体の強度が低下しており (Fig.A1.5(d)), 上段位置充填コンクリートの強度低下が CFT 短柱の耐力に影響したと考えられる。

(A1.1)式において, 対応する充填コンクリート短柱強度 σ_B' をコンクリート強度とした CFT 短柱計算耐力 (単純累加強度) を N_0' とする。耐力比 N/N_0' による比較結果を Fig.A1.7(b)に示す。採取位置の違いによる N/N_0' の差は小さくなる。採取位置のコンクリート発現強度が CFT 短柱の最大耐力に影響した可

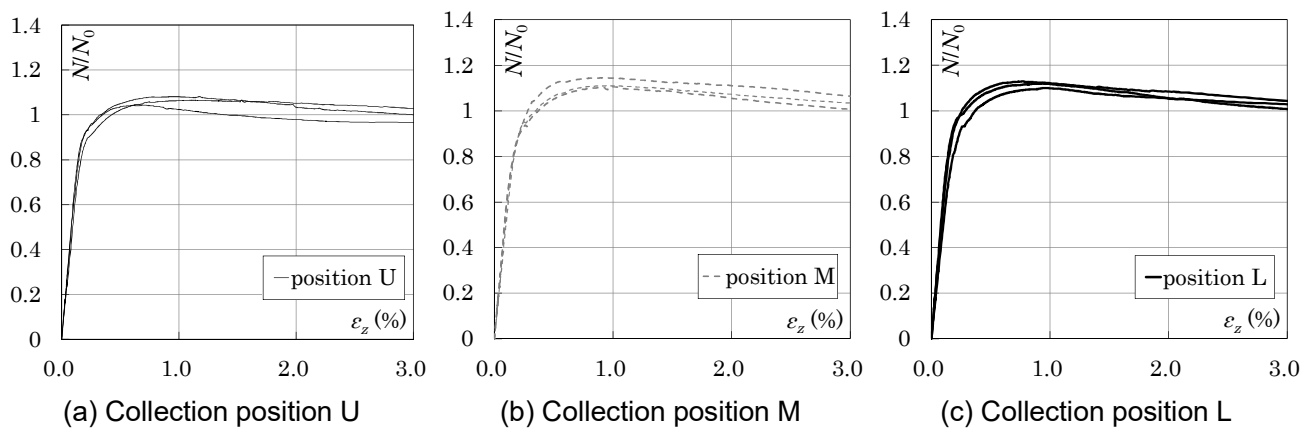


Fig.A1.6 Load ratio-strain curve of CFT column

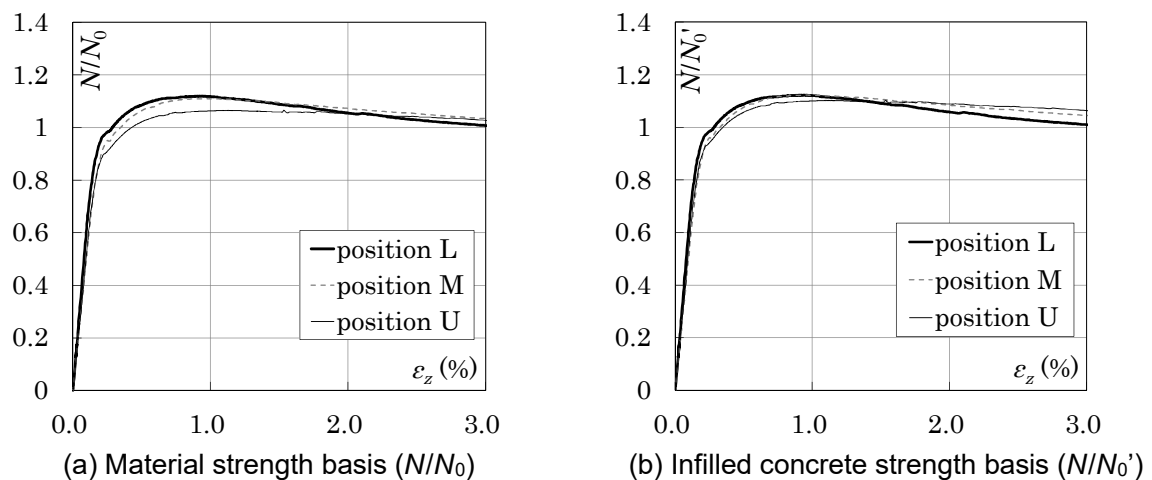


Fig.A1.7 Comparison in position

能性がある。

Fig.A1.8 に充填コンクリート短柱，CFT 短柱の最大耐力 N_u を採取位置毎に示す。充填コンクリート短柱，CFT 短柱とも，上段から採取した試験体の最大耐力が低下したことが分かる。

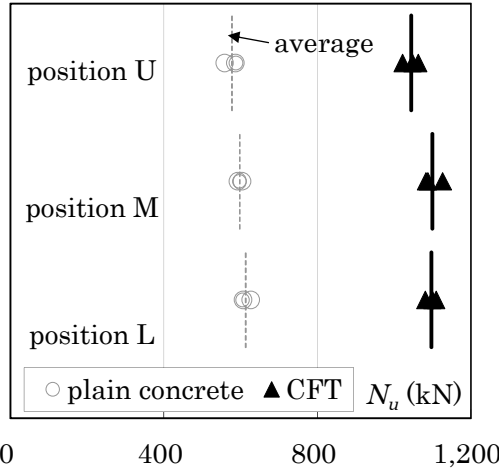


Fig.A1.8 Ultimate strength comparison in position

Fig.A1.9(a)に，CFT 短柱試験体の最大耐力比 N_u/N_0 と鋼管耐力比 N_y/N_0 の関係を示す。本実験では鋼管耐力比をパラメータとしていないが，既往の CFT 短柱の耐力評価式 A1.4) (Fig.A1.9 の破線) との比較のため，横軸を鋼管耐力比とする。材料試験強度 σ_B による評価では，上段から採取した CFT 短柱は評価式 A1.4) 耐力に達しない。

Fig.A1.9(b)に，対応する充填コンクリート強度 σ'_B を用い評価した最大耐力比 N_u/N'_0 と鋼管耐力比 N_y/N'_0 の関係を示す。上段から採取した CFT 短柱においても，概ね評価耐力 A1.4) に達する。従って，本実験の相互拘束効果による耐力上昇量は従来と同等であり，採取位置の影響を受けていないと言える。

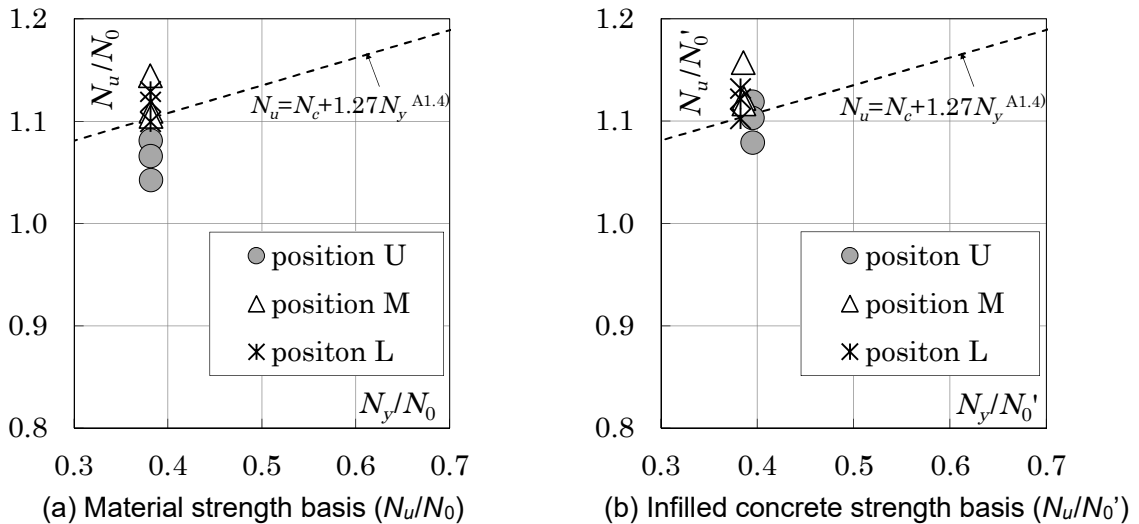


Fig.A1.9 Max load ratio – tube strength ratio

§A1.3 CFT 短柱鋼管ならびに充填コンクリートの挙動

前節の一軸圧縮実験により計測された鋼管のひずみデータを分析し、鋼管の軸方向・周方向応力を評価する。CFT 短柱荷重と鋼管負担荷重の差分から充填コンクリートの負担荷重を算定し、充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力との関係を示す。

A1.3.1 载荷中の CFT 短柱鋼管・充填コンクリートの応力評価

まず、CFT 短柱鋼管の応力分析のため、中空鋼管実験の結果を整理し、数式によるモデル化を行う。

中空鋼管試験体 SS-1 は鋼管の局部座屈により耐力低下した。Fig.A1.10(a)に応力-ひずみ関係を示す。

中空鋼管の応力-ひずみ関係を、式(A1.2)に示す Menegotto・Pinto モデル^{A1.5)}を用いて表す。実験結果を忠実に再現することを優先し、 $\sigma_0, \epsilon_0, b, R$ を Menegotto・Pinto モデルにおける本来の意味と異なる数値になることを許容する。

$$\sigma_z / \sigma_0 = b(\epsilon_z / \epsilon_0) + \frac{(1-b)(\epsilon_z / \epsilon_0)}{\{1 + (\epsilon_z / \epsilon_0)^R\}^{1/R}} \tag{A1.2}$$

$\sigma_0, \epsilon_0, b, R$ は、中空鋼管の実験結果を用い最小二乗法により決定する。ヤング係数・弾性ポアソン比は実測値とする。Fig.A1.10(b)に、実験結果とモデルの比較を行う。 $\sigma_0, \epsilon_0, b, R$ を Fig.A1.10(b)に記載する。

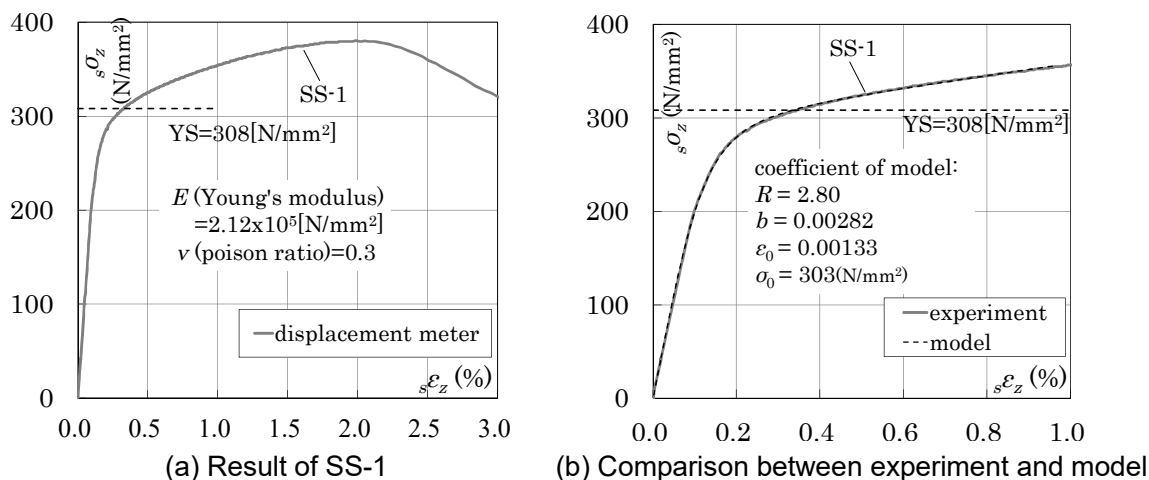


Fig.A1.10 Stress-strain curve of steel tube and stress strain curve modeling

鋼管の一軸圧縮時の応力-ひずみ関係と、CFT 短柱鋼管に貼付したひずみゲージの計測値から、载荷中の CFT 短柱鋼管の軸方向・周方向応力を算定する。非線形領域では、増分形式で表される式(A1.3)に示す構成式^{A1.6)}を用いる。

試験体形状・载荷方向を考慮し、せん断応力・せん断ひずみは 0 とする。降伏条件としてミーゼスの降伏条件を適用する。劣化域では局部座屈の進行により鋼管・充填コンクリートの応力状態が一様でなくなるため、CFT 短柱の最大耐力までの応力を分析する。算定された CFT 短柱鋼管の軸方向応力 $s\sigma_z$ ，周方向応力 $s\sigma_\theta$ と、軸方向ひずみ ϵ_z の関係の一例を Fig.A1.11 に示す。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_z \\ d\sigma_\theta \end{Bmatrix} = \frac{E}{Q} \begin{bmatrix} \sigma_\theta'^2 + 2P & -\sigma_z'\sigma_\theta' + 2\nu P \\ -\sigma_z'\sigma_\theta' + 2\nu P & \sigma_z'^2 + 2P \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_z \\ d\varepsilon_\theta \end{Bmatrix} \quad (A1.3)$$

$$P = \frac{2H'}{9E} \bar{\sigma}^2, \quad Q = \sigma_z'^2 + 2\nu\sigma_z'\sigma_\theta' + \sigma_\theta'^2 + 2(1-\nu)P, \quad H' = \frac{d\bar{\sigma}}{d\varepsilon^p}$$

σ_z : 軸方向応力, σ_θ : 周方向応力, σ_z' : 軸方向偏差応力,
 σ_θ' : 周方向偏差応力, ν : ポアソン比, ε_z : 軸方向ひずみ,
 ε_θ : 周方向ひずみ, $\bar{\sigma}$: 相当応力, ε^p : 相当塑性ひずみ

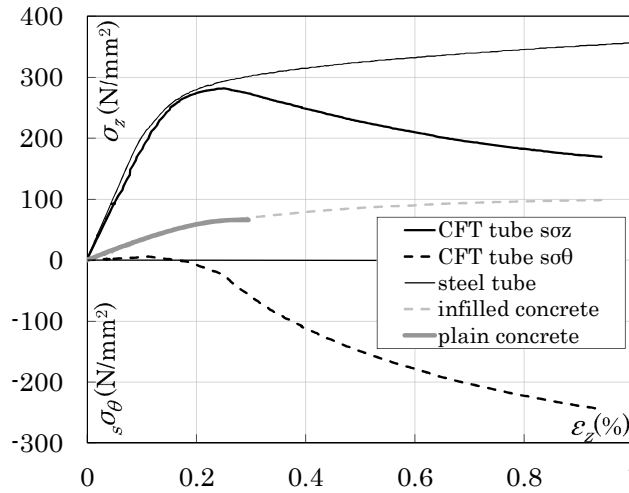


Fig.A1.11 Stress in steel and concrete of CFT (example: SCFT-M2)

CFT 短柱の充填コンクリートの負担荷重 $A_c \cdot c\sigma_z$ ($c\sigma_z$: 充填コンクリートの軸方向応力, 評価値) を, 式(A1.4)に示すように CFT 短柱の載荷荷重 $CFTN$ (実験値) から鋼管負担荷重 $A_s \cdot s\sigma_z$ ($s\sigma_z$: CFT 短柱の鋼管部分の軸方向応力, 評価値) を差し引くことで評価する。

$$A_c \cdot c\sigma_z = CFTN - A_s \cdot s\sigma_z \quad (A1.4)$$

算定された充填コンクリートの軸方向応力 $c\sigma_z$ の一例を Fig.A1.11 に示す。また, 対応する中空鋼管・充填コンクリート短柱 (図中 plain concrete) の応力-ひずみ関係を, それぞれ比較のため Fig.A1.11 に併記する。

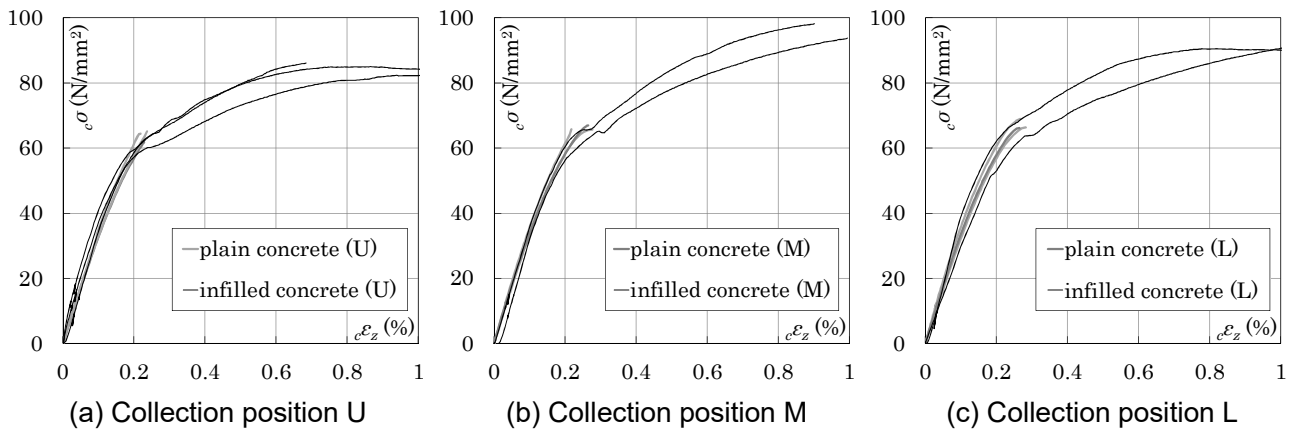


Fig.A1.12 Stress - strain relationship of infilled concrete

充填コンクリートの軸方向応力 $c\sigma_z$ を採取位置毎にまとめて Fig.A1.12 (a), (b), (c) に示す。比較のため対応する充填コンクリート短柱の結果を併記する。ただし、SCFT-M1, SCFT-L3 試験体については、周方向ひずみの測定結果が他の試験体と著しく異なるため、異常値とみなして除外した。

充填コンクリートの応力-ひずみ関係は充填コンクリート強度近傍で一旦剛性低下し、再度勾配が高くなるケースが多い。400N/mm²級鋼管が塑性化し塑性ポアソン比 A1.7)の影響で半径方向に膨張することで、充填コンクリート破壊初期段階においてコンクリート膨張 A1.8) による拘束力が小さく、ある程度破壊が進行した後に拘束力が大きくなり充填コンクリート応力の上昇速度が上がったと考えられる。

A1.3.2 充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力の関係

本節では、充填コンクリートの拘束応力を鋼管周方向応力から算定し、前節で得た軸方向応力上昇との関係を示す。

充填コンクリートの拘束応力 $c\sigma_r$ が断面内で一定と仮定すると、Fig.A1.13 に示す CFT 短柱の図芯を通る縦断面における力の釣り合いにより、式(A1.5)の関係が成り立つ。

$$c\sigma_r = -\frac{2t}{D-2t} s\sigma_\theta \tag{A1.5}$$

t : 鋼管厚, D : 鋼管径, $s\sigma_\theta$: 鋼管周方向応力

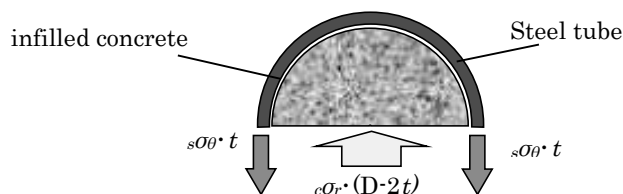


Fig.A1.13 Equilibrium of forces in a vertical section of CFT

CFT 短柱最大耐力時の拘束応力 $c\sigma_{ru}$ を TableA1.5 に、充填コンクリートの軸方向ひずみと拘束応力 $c\sigma_r$ の関係を Fig.A1.14 に示す。本実験では軸方向ひずみ 0.2% (2,000 μ) 程度で拘束応力が生じ、軸方向ひ

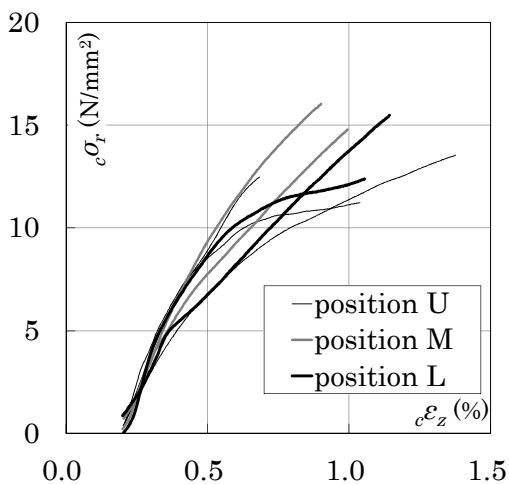


Fig.A1.14 Restraining stress
- longitudinal strain of infilled concrete

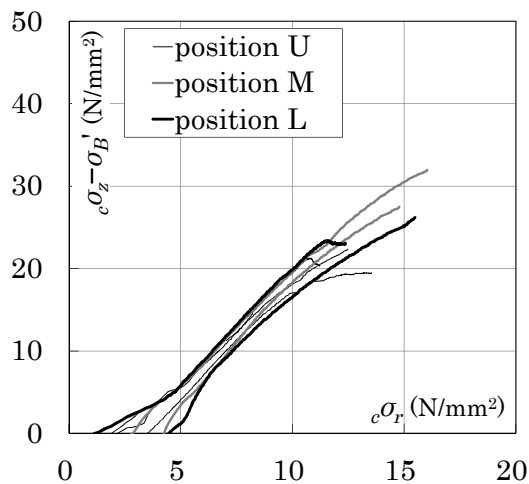


Fig.A1.15 Increase of stress
- restraining stress of infilled concrete

ずみの進展に伴い拘束応力が増大する。

対応する充填コンクリート短柱の最大応力を基準とした、充填コンクリート軸方向応力の上昇量 ($c\sigma_z - \sigma_B'$) と拘束応力 $c\sigma_r$ の関係を Fig.A1.15 に示す。拘束応力の増大に伴い、軸方向応力が上昇する。本実験では、充填コンクリート応力が充填コンクリート短柱最大応力 σ_B' を超える時点で、すでに拘束応力が発生している。充填コンクリートの応力上昇開始時 (=充填コンクリート評価応力が充填コンクリート短柱強度を超える時点) の拘束応力 $c\sigma_r$ の平均値は 2.9N/mm^2 である。

CFT 短柱の最大耐力時における、充填コンクリート軸方向応力 $c\sigma_{zu}$ ならびに拘束応力 $c\sigma_{ru}$ を TableA1.6 に示す。拘束応力 $c\sigma_{ru}$ に対する応力上昇量 ($c\sigma_{zu} - \sigma_B'$) の比が拘束係数 k である。Fig.A1.16 に評価結果を示す。フープ筋により拘束された従来強度コンクリートでは拘束係数が 4.1 であることが示されている A1.9)。既往の CFT 短柱の圧縮実験により指摘された A1.10) のと同様に、本章の実験における拘束係数は平均で約 1.9 とフープ筋の場合よりも低く評価された。Fig.A1.16 の 100MPa コンクリートのデータ (平均 $k=2.2$) は、本論第 2 章において充填コンクリート評価強度 $ic\sigma_B$ を基準としたものである。

TableA1.6 Evaluation of infilled concrete stress

No.	$c\sigma_{ru}$ (N/mm^2)	$c\sigma_{zu}$ (N/mm^2)
SCFT-U1	12.5	86.1
SCFT-U2	11.2	84.1
SCFT-U3	13.5	83.2
SCFT-M1	11.7	93.4
SCFT-M2	16.0	98.2
SCFT-M3	14.8	93.7
SCFT-L1	12.4	90.2
SCFT-L2	15.5	93.3
SCFT-L3	13.3	96.1

$c\sigma_{ru}$: restraint stress at max. of CFT,
 $c\sigma_{zu}$: longitudinal stress at max. of CFT

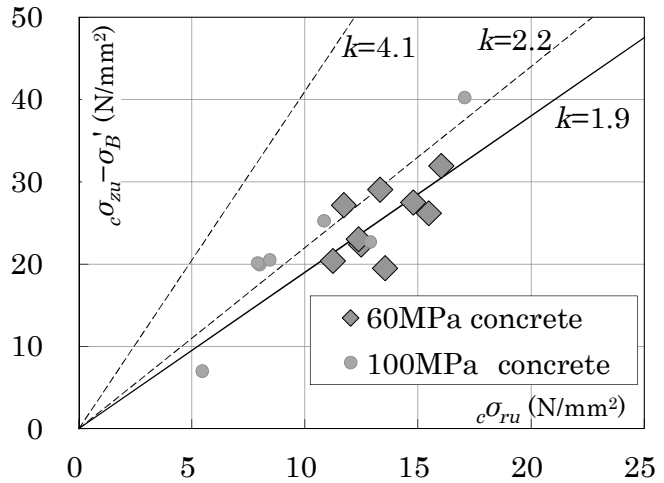


Fig.A1.16 Constraint factor

§A1.4 まとめ

以上、 400N/mm^2 級円形鋼管および 60N/mm^2 級充填コンクリートを用い、長柱から採取した CFT 短柱の一軸圧縮実験を実施し、さらに载荷中の鋼管の軸方向応力と周方向応力、充填コンクリートの軸方向応力と拘束応力をそれぞれ定量的に評価することで、以下の知見を得た。

- 1) 充填コンクリート短柱が脆性的に破壊したのに対し、CFT 短柱は充填コンクリート破壊ひずみ後も荷重増加を続け、最大耐力到達に緩やかな軟化曲線を描いた。
- 2) 長柱の上段から採取した充填コンクリート短柱、CFT 短柱は他の箇所と比較して耐力が低下した。
- 3) 試験体採取位置が、拘束効果による耐力上昇に与える影響は小さかった。

- 4) CFT 短柱鋼管の周方向応力、充填コンクリートの拘束応力や軸方向応力上昇の推移に関するデータを得た。鋼管の周方向応力は、軸方向ひずみ約 0.2%で発生した。充填コンクリートの軸方向応力上昇は、周方向応力（拘束応力）が平均で 2.9N/mm^2 となった時点から生じ、充填コンクリート短柱強度を上回ることを確認した。充填コンクリートの応力-ひずみ関係は、充填コンクリート短柱の最大応力までは、充填コンクリートとほぼ等しく、充填コンクリート強度近くで一旦剛性低下し、軸方向ひずみの進行に伴い再度勾配が大きくなる試験体が多数を占めた。
- 5) CFT 短柱充填コンクリートの拘束係数は、過去のフープ筋による拘束下での実験結果と比較して低い値となった。

付録 1 の参考文献

- A1.1) 松井嘉孝, 笠井芳夫: コンクリートの強度に関する研究 第 7 報 材料の高さ方向についての強度 その 3, 日本建築学会研究報告, 35-2, pp.45-48, 1956.6
- A1.2) 新都市ハウジング協会 CFT 造施工技術研究会: ダイアフラムが CFT 柱の構造体コンクリート強度の変動に与える影響を考慮した CFT 造用コンクリートの調合強度算定式の提案, 日本建築学会技術報告集, 第 19 号, pp.5-9, 2004.6
- A1.3) 新都市ハウジング協会: コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説, 2009.10
- A1.4) Architectural Institute of Japan: Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures, 2008.10 (in Japanese)
日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10
- A1.5) M. Menegotto and P. E. Pinto: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973
- A1.6) Y. Yamada, and N. Yoshimura: Plastic stress-strain matrix and its application for the solution of elastic-plastic problems by the finite element method, International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 10-5, pp. 343-354, 1968.5
- A1.7) 松岡三郎, 湯山道也, 西島敏: 低サイクル疲労におけるヤング率とポアソン比, 日本機械学会論文集 A 編, 第 53 巻, 第 488 号, pp.724-731, 1987.4
- A1.8) 長沼一洋: 非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 485 号, pp.109-116, 1996.7
- A1.9) F. E. Richart, A. Brandtzeg, and R.L. Brown: Failure of plain and spirally reinforced concrete in compression, Bulletin No.190, University Illinois Engineering Experimental Station, 1929.4
- A1.10) 山本貴正, 川口淳, 森野捷輔: コンクリート充填円形鋼管短柱の軸圧縮特性に及ぼす寸法効果に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.237-244, 2002.11

付録 2 炭素繊維補強したコンクリートコア供試体の一軸圧縮実験

§ A2.1 はじめに

コンクリート構造や CFT 構造では、試験体サイズが最大耐力に影響すること（寸法効果）が報告されており A2.1), またコンクリートの機械的性質は高さ方向に変化することが知られている A2.2)。そのため、本論第五章において、試験体と同時に打設したプレーンコンクリート短柱の各位置からコアボーリングにより採取したコンクリートシリンダー（コア供試体）の材料試験を実施し、プレーンコンクリート短柱試験体、CFT 短柱試験体強度との関係について述べた。

本章（付録 2）では、実大試験体サイズで打設されたコンクリートが拘束力を受ける際の応力上昇（拘束効果）について調べる目的で、上記と同じプレーンコンクリート短柱から採取したコア供試体に炭素繊維補強 A2.3) を施し、一軸圧縮実験を行う。拘束力を左右する炭素繊維補強量をパラメータとし、補強量の差がコア供試体の挙動に与える影響を確認する。

また、炭素繊維補強コンクリートにおける拘束力発生メカニズムは、フープ筋による補強 A2.4) と同様の受動的側圧 A2.5) であると考えられる。CFT 短柱充填コンクリートとは挙動が異なる可能性があり比較検討を行う。

§ A2.2 炭素繊維補強試験体の一軸圧縮実験

プレーンコンクリート短柱（第五章参照）の各位置から採取したコア供試体に炭素繊維補強を施し、一軸圧縮試験を実施する。炭素繊維による拘束の大きさがコンクリートの構造性能に与える影響を確認する。

A2.2.1 試験体計画

Fig.A2.1 に試験体形状を、TableA2.1 に試験体一覧を示す。実験パラメータは、炭素繊維シートの巻き付け幅(Fig.A2.1)、コア供試体の高さ方向採取位置（上段、中段、下段）(Fig.A2.2) である。

長方形断面、正方形断面各 2 体のプレーンコンクリート短柱(Fig.A2.3)から、打設時の水平方向が材軸方向となる $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ のコンクリートシリンダー（コア供試体）をコアボーリングにより採取する。コア供試体採取位置を Fig.A2.2 に示す。コンクリートは 60 N/mm^2 級である。炭素繊維シートの巻き付けは 1 重巻であり、試験体側面の高さ方向に半分を炭素繊維シートで覆うタイプ（CFR-50%, CFR: Carbon Fiber Sheet Reinforcement の略, Fig.A2.1(a)）、試験体の全側面を炭素繊維シートで覆うタイプ（CFR-100%, Fig.A2.1(b)、ただし試験機との干渉を避けるため上下端を空ける）の 2 種類とする。炭素繊維補強を施す試験体の採取位置を Fig.A2.3 に示す。

試験体は、以下の目的をもって計画された。着目する実験パラメータを下線で記す。

- ① 炭素繊維シートの拘束力の影響（コンファインド効果）：CFR-100%試験体 (***-10) , と CFR-50%

試験体 (***-05), プレーンコンクリート短柱試験体 (***)のみ) の比較により, 炭素繊維シートの周方向の拘束力が充填コンクリートの挙動に与える影響を確認する。

- ② コンクリート打設位置の影響: プレーンコンクリート短柱として充填コンクリートを打設した際の上段 (*U*-**), 中段 (*M*-**), 下段 (*L*-**) からそれぞれ試験体を採取し, 打設位置がコンクリート強度に与える影響を確認する。

TableA2.1 Specimen list

	No.	D (mm)	W_f (mm)	t_f (mm)	σ_f (N/mm ²)	σ_B	age (days)	
carbon fiber reinforced	RMR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	61	
	RLC-10	100	184	0.143	2,826	67.4	61	
	RLR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	61	
	SMR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	62	
	SLR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	60	
	RUL-05	100	119	0.143	2,826	67.4	62	
	RUC-05	100	117	0.143	2,826	67.4	62	
	RUR-05	100	120	0.143	2,826	67.4	62	
	RML-05	100	122	0.143	2,826	67.4	62	
	RMC-05	100	119	0.143	2,826	67.4	62	
	RLL-05	100	122	0.143	2,826	67.4	62	
	SUL-05	100	119	0.143	2,826	67.4	62	
	SUR-05	100	119	0.143	2,826	67.4	60	
	SML-05	100	119	0.143	2,826	67.4	62	
	SLL-05	100	119	0.143	2,826	67.4	62	
	plain concrete	RUL	100				67.4	61
		RUC	100				67.4	61
RUR		100				67.4	61	
RML		100				67.4	61	
RMC		100	-	-	-	67.4	61	
RMR		100				67.4	61	
RLL		100				67.4	61	
RLC		100				67.4	61	
RLR		100				67.4	61	
SUL		100				67.4	60	
SUR		100				67.4	61	
SML		100	-	-	-	67.4	61	
SMR		100				67.4	60	
SLL		100				67.4	60	
SLR	100				67.4	61		

D : diameter of concrete, W_f : width of carbon fiber sheet,
 t_f : thickness of carbon fiber sheet, σ_f : strength of carbon fiber sheet,
 σ_B : concrete strength, age: material age of concrete,

R M R - 10
 — covered area by carbon fiber (planning), x10 (%)
 — sampling position, L: left, M: middle or R: right
 — sampling position, U: upper, M: middle or L: lower
 — original column, R: rectangle, S: square

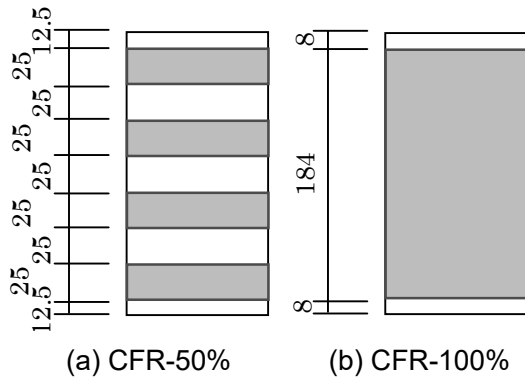


Fig.A2.1 Geometry of specimen

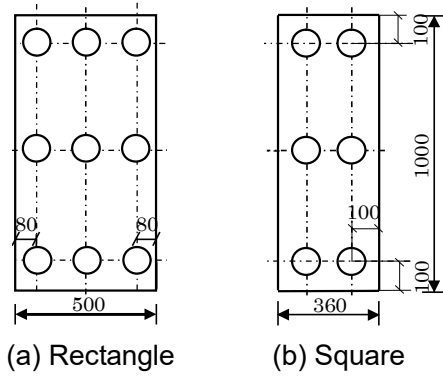


Fig.A2.2 Core collection position

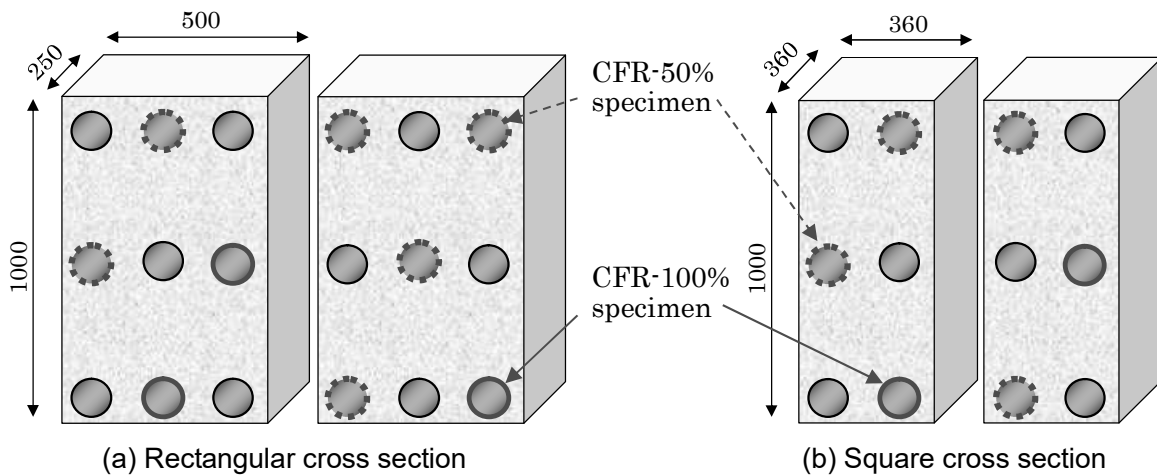


Fig.A2.3 Collection position of carbon fiber sheet reinforcement specimen

コンクリートの調合設計を TableA2.2 に、機械的性質を TableA2.3 にそれぞれ示す。コンクリートの材料試験は、試験体と同時に打設し現場封緘養生を行った $\phi 100\text{mm}$ 、高さ 200mm のシリンダー供試体を用い、試験体の載荷実験期間の前・後を目標に各 3 体ずつの試験を行った。本実験は材齢 60~62 日に

TableA2.2 Concrete mix proportion

cement (kg/m^3)	water (kg/m^3)	finer A (kg/m^3)	finer B (kg/m^3)	coarse aggregate (kg/m^3)	super plasticizer (kg/m^3)
405	170	646	166	979	4.05

water-binder ratio 42.0%

TableA2.3 Mechanical properties of concrete

age (days)	σ_B (N/mm^2)	E (N/mm^2)	ϵ_u (μ)	testing piece
51	66.5	35,652	2,723	cylinder $D:100^{\text{mm}} H:200^{\text{mm}}$
57	68.0	35,989	2,871	
63	66.8	36,658	2,703	

σ_B : concrete strength, E : secant modulus,
 ϵ_u : strain at peak stress

TableA2.4 Mechanical properties of carbon fiber sheet

t_f (mm)	σ_f (N/mm ²)	E ($\times 10^5$ N/mm ²)
0.143	2,826	6.60

t_f : thickness, σ_f : strength, E : Young's modulus

かけて行ったが、材料試験では材齢 63 日の強度が材齢 57 日より若干下がったため、材齢 57 日と材齢 63 日の平均値(67.4N/mm²)を本実験のコンクリート材料強度として扱う。

使用した炭素繊維シートの機械的性質を TableA2.4 に示す。

A2.2.2 載荷・計測計画

実験は、日本大学理工学部船橋校舎テクノプレース 15 構造・材料実験室のアムスラー試験機を用いて実施する。載荷は静的であり、載荷速度を充填コンクリートの応力速度に換算して 0.6 ± 0.4 N/mm²/sec とする。試験体の断面内に様な荷重が作用するよう（一軸圧縮となるよう）、弾性範囲にてひずみの進行がほぼ均一になるよう芯出しを行う。上下面に硬質石膏による表面処理を施す。

上下載荷板の相対変位を、試験体から径方向に 100mm 離れた位置に 2 か所で配置した変位計にて計測する(Fig.A2.4)。また、鋼管表面の軸方向・周方向のひずみを、中段にそれぞれ 180° 間隔で貼付した鉛直、水平方向のひずみゲージにて計測する(Fig.A2.5)。計測値は軸方向 z 、半径方向 r 、周方向 θ の極座標系により表記する。

試験体の軸方向ひずみ、周方向ひずみは軸方向・周方向それぞれのひずみゲージ計測値の平均値とする。ただし、CFR-100%試験体(Fig.A2.5(b))については、炭素繊維シートの繊維方向に直交する軸方向ひずみ計測が信頼性に欠けるものであったため、変位計による計測値を試験体初期高さで除した値を軸方向ひずみとして扱う。符号は圧縮側を正とする。

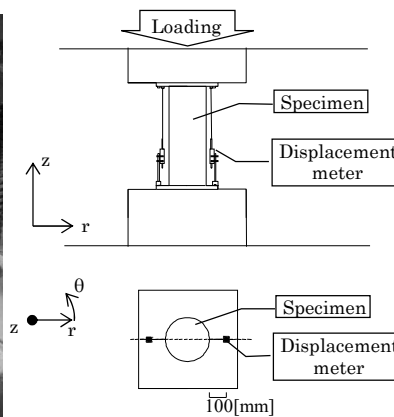
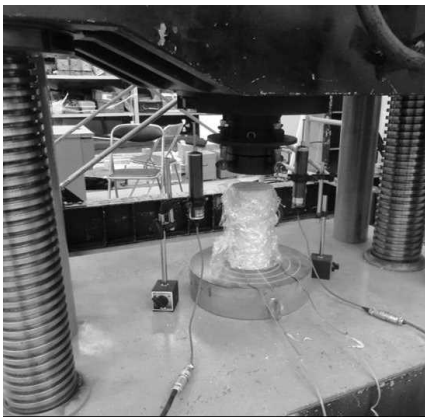
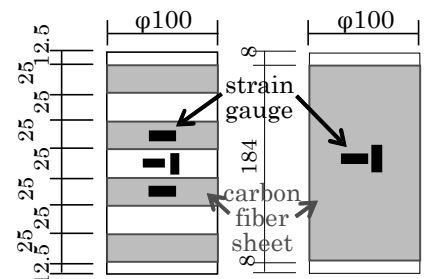


Fig.A2.4 Test setup and displacement measurement



(a) CFR-50% (b) CFR-100%

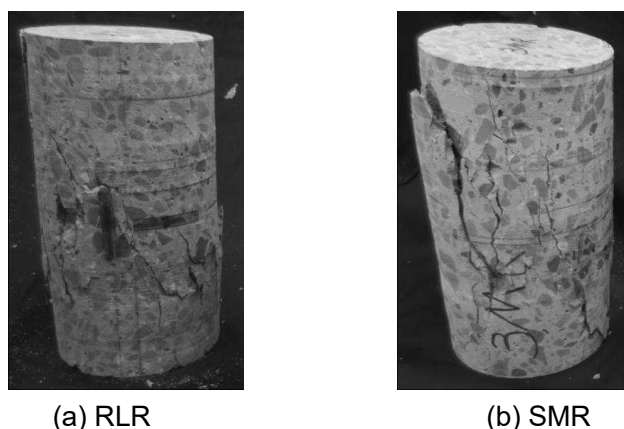
Fig.A2.5 Strain measurement

A2.2.3 無補強試験体（コア供試体）の一軸圧縮実験結果

まず、炭素繊維補強による効果検証の基準とする無補強試験体の実験結果を述べる。

無補強試験体は、破片飛散防止のため試験体を透明なビニールフィルムで覆い、載荷を行った。いずれの試験体も、最大耐力到達後に急激に耐力を落とし載荷を終了した(PhotoA2.1)。結果一覧を TableA2.5

に示す。ヤング係数は最大応力度の 1/3 強度時における割線剛性である。



PhotoA2.1 Ultimate state of plain concrete column (example)

TableA2.5 Result of Plain concrete column

No.	D (mm)	age (days)	σ_B (N/mm ²)	$\sigma_{B'}$ (N/mm ²)	ε_u (μ)	E (N/mm ²)	ν
RUL	100	61	67.4	58.3	2,280	35,463	0.27
RUC	100	61	67.4	56.4	2,574	34,027	0.20
RUR	100	61	67.4	48.3	1,980	32,142	0.21
RML	100	61	67.4	56.8	2,202	33,628	0.23
RMC	100	61	67.4	60.6	2,850	31,447	0.21
RMR	100	61	67.4	56.0	2,413	32,449	0.25
RLL	100	61	67.4	60.9	2,959	34,271	0.23
RLC	100	61	67.4	57.8	2,762	30,320	0.23
RLR	100	61	67.4	61.6	2,829	32,434	0.25
SUL	100	60	67.4	57.8	2,640	33,080	0.25
SUR	100	61	67.4	56.7	2,292	34,498	0.26
SML	100	61	67.4	48.0	1,863	33,917	0.25
SMR	100	60	67.4	59.2	2,435	34,012	0.26
SLL	100	60	67.4	57.2	2,443	35,510	0.25
SLR	100	61	67.4	54.5	2,819	33,922	0.23

D : diameter, age: material age, σ_B : concrete strength

$\sigma_{B'}$: maximum stress of column, ε_u : ultimate strain

E : Young's modulus, ν :Poisson's ratio

無補強試験体の応力-ひずみ関係を、Fig.A2.6（長方形断面プレーンコンクリート短柱から採取）、Fig.A2.7（正方形断面プレーンコンクリート短柱から採取）に示す。(a), (b), (c)にそれぞれ採取位置上段(U), 中段(M), 下段(L)の結果を示す。Fig.A2.8 は上・中・下段の代表試験体の比較である。すべての試験体で最大応力は材料試験結果よりも低い値となった。本実験において、高さ方向の採取位置と最大応力の関係に明確な相関は確認できない。

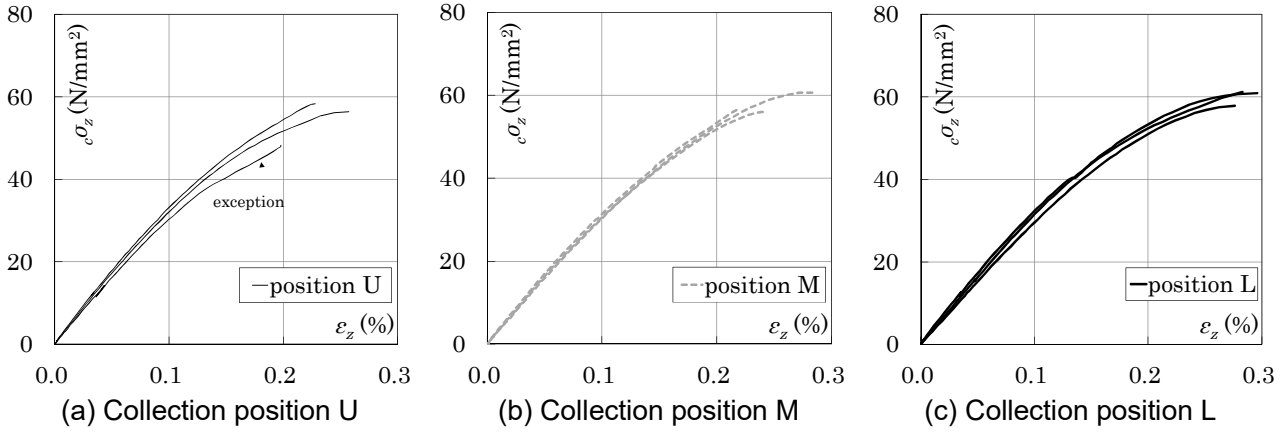


Fig.A2.6 Stress-strain curve of core cylinder from “rectangular” concrete column

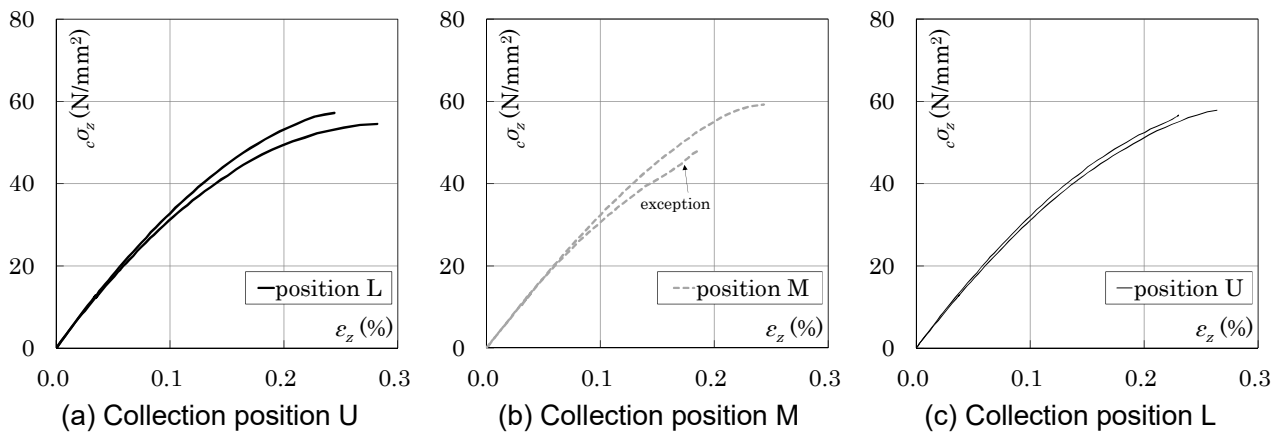


Fig.A2.7 Stress-strain curve of core cylinder from “square” concrete column

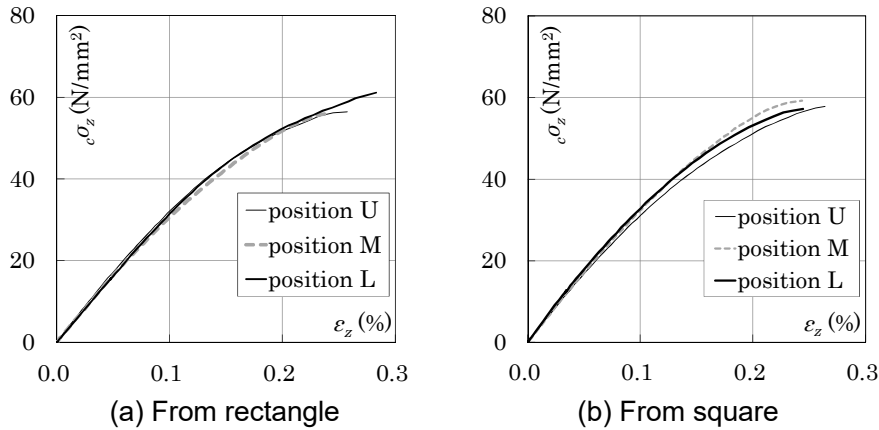
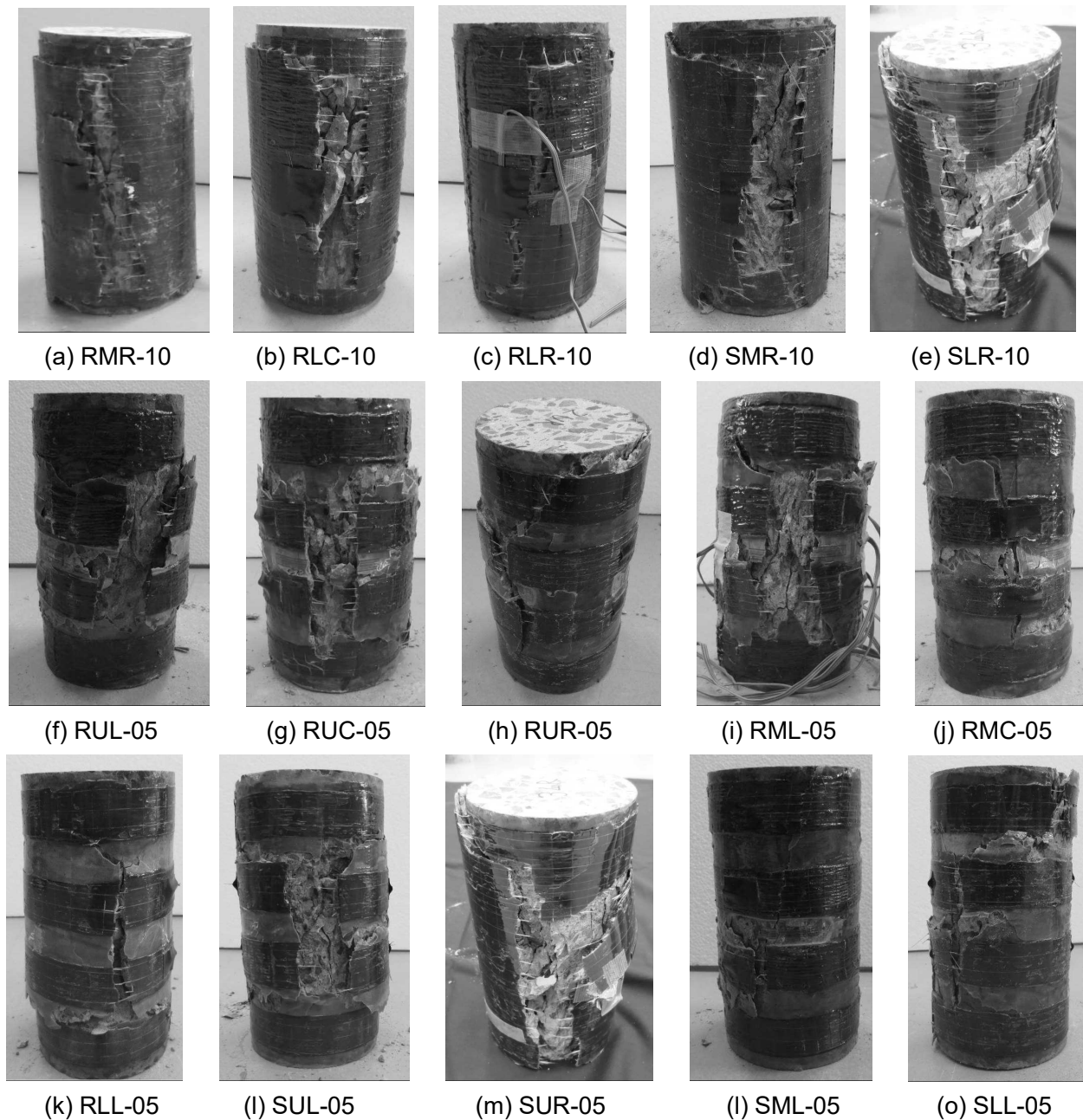


Fig.A2.8 Comparison in collection position

A2.2.4 炭素繊維補強試験体の一軸圧縮実験結果

炭素繊維補強試験体は、無補強試験体の荷重を超えた後も荷重上昇を続け、炭素繊維シートの破断により拘束応力を受けなくなったコンクリートが耐力低下し試験を終了した。終了後試験体写真をPhotoA2.2に示す。高さ方向の中段位置から破壊している形跡が確認できる。CFR-100%試験体で、試験機との干渉をさけるため試験体上下端の一部を炭素繊維シートで被わなかったが、端面は試験機との

摩擦による拘束を受けるため影響は無かったと考えられる。炭素繊維シート同士の重ね接着箇所は剥がれておらず、1重巻とした炭素繊維が破断した。



PhotoA2.2 Ultimate state of carbon fiber reinforced specimens

試験結果一覧を TableA2.6 に示す。

炭素繊維補強試験体の応力-ひずみ関係を Fig.A2.9 (CFR-50%, 長方形断面柱から採取), Fig.A2.10 (CFR-50%, 正方形断面柱から採取), Fig.A2.11 (CFR-100%, 長方形断面柱から採取), Fig.A2.12 (CFR-100%, 正方形断面柱から採取) に示す。縦軸は応力, 横軸は右側の正值が軸方向ひずみ, 左側の負値が周方向ひずみである。対応する無補強試験体(plain concrete)の応力-ひずみ関係を併記する。炭素繊維補強試験体の周方向ひずみは炭素繊維シート上で計測された値である。本実験において採取位置

と最大応力に明確な相関が確認されなかったことから、採取位置の区別無く結果を示す。

炭素繊維補強試験体は、無補強試験体と比較して最大応力が向上する。最大応力時のひずみも大きい。CFR-100%試験体(Fig.A2.11, 12)は最大応力、最大応力時ひずみともに上昇量が CFR-50%試験体(Fig.A2.9, 10)よりも大きい。また、無補強試験体の一軸圧縮ひずみ到達前から载荷中の応力が無補強試験体応力を上回って推移する。CFT 短柱の場合と異なり、载荷初期段階から周方向ひずみの増大（各グラフ左側参照）に伴い、炭素繊維シートから拘束応力を受けるためである。

炭素繊維シートの素材試験（次節参照）における最大ひずみは0.4%強であるが、CFR-50%試験体の周方向ひずみ（=炭素繊維シートひずみ）は0.4%に到達しない(Fig.A2.9, 10)。炭素繊維シートに覆われていない箇所においてコンクリートの破壊が先行し、炭素繊維シートが繊維方向以外の力を受けた可能性がある。

TableA2.6 Result of carbon fiber reinforced specimens

No.	D	W_f (mm)	t_f	σ_f	σ_B	$\sigma_{B'}$	age (days)	$c\sigma_{zu}$ (N/mm ²)	$c\sigma_{ru}$ (N/mm ²)	$\frac{c\sigma_{zu}}{\sigma_B}$	$\frac{c\sigma_{zu}}{\sigma_{B'}}$
RMR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	58.6	61	81.1	8.51	1.20	1.39
RLC-10	100	184	0.143	2,826	67.4	58.6	61	78.3	5.24	1.16	1.34
RLR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	58.6	61	80.7	5.64	1.20	1.38
SMR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	57.1	62	83.7	7.79	1.24	1.47
SLR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	57.1	60	84.2	5.74	1.25	1.47
RUL-05	100	119	0.143	2,826	67.4	58.6	62	72.7	1.97	1.08	1.24
RUC-05	100	117	0.143	2,826	67.4	58.6	62	68.8	2.21	1.02	1.17
RUR-05	100	120	0.143	2,826	67.4	58.6	62	75.5	3.54	1.12	1.29
RML-05	100	122	0.143	2,826	67.4	58.6	62	71.7	2.27	1.06	1.22
RMC-05	100	119	0.143	2,826	67.4	58.6	62	70.4	3.48	1.04	1.20
RLL-05	100	122	0.143	2,826	67.4	58.6	62	73.3	2.95	1.09	1.25
SUL-05	100	119	0.143	2,826	67.4	57.1	62	73.0	2.69	1.08	1.28
SUR-05	100	119	0.143	2,826	67.4	57.1	60	66.6	2.75	0.99	1.17
SML-05	100	119	0.143	2,826	67.4	57.1	62	66.7	1.57	0.99	1.17
SLL-05	100	119	0.143	2,826	67.4	57.1	62	70.5	3.42	1.05	1.24

D : diameter, W_f : width of carbon fiber sheet, t_f : thickness of carbon fiber sheet,
 σ_f : strength of carbon fiber sheet, $\sigma_{B'}$: strength of corresponding cylinder, age: material age,
 $c\sigma_{zu}$: maximum longitudinal stress in concrete, $c\sigma_{ru}$: restraint stress at maximum load

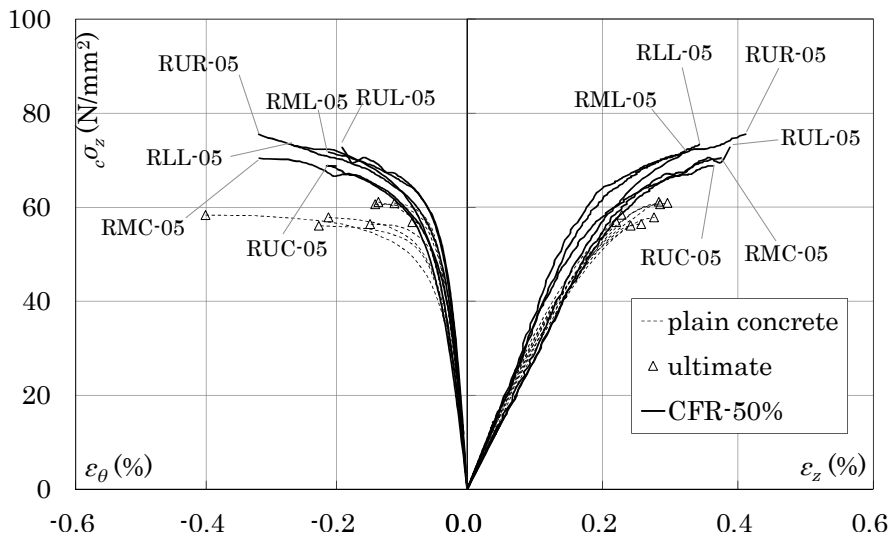


Fig.A2.9 “50%” reinforcement specimens from “rectangular” cross section

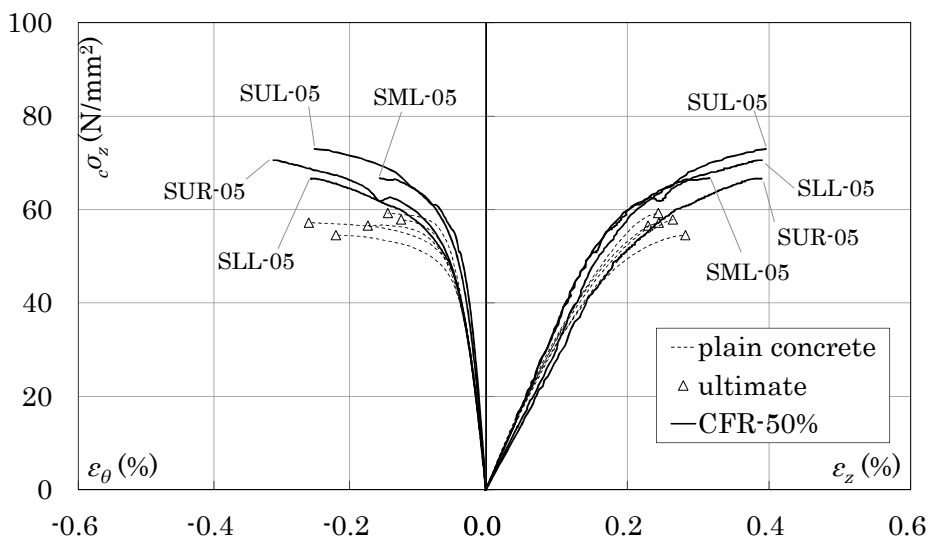


Fig.A2.10 “50%” reinforcement specimens from “square” cross section

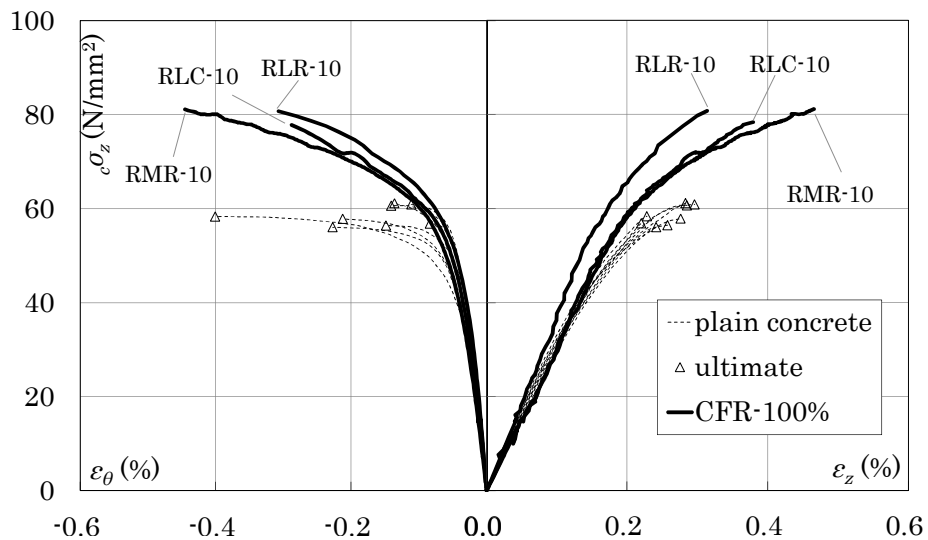


Fig.A2.11 “100%” reinforcement specimens from “rectangular” cross section

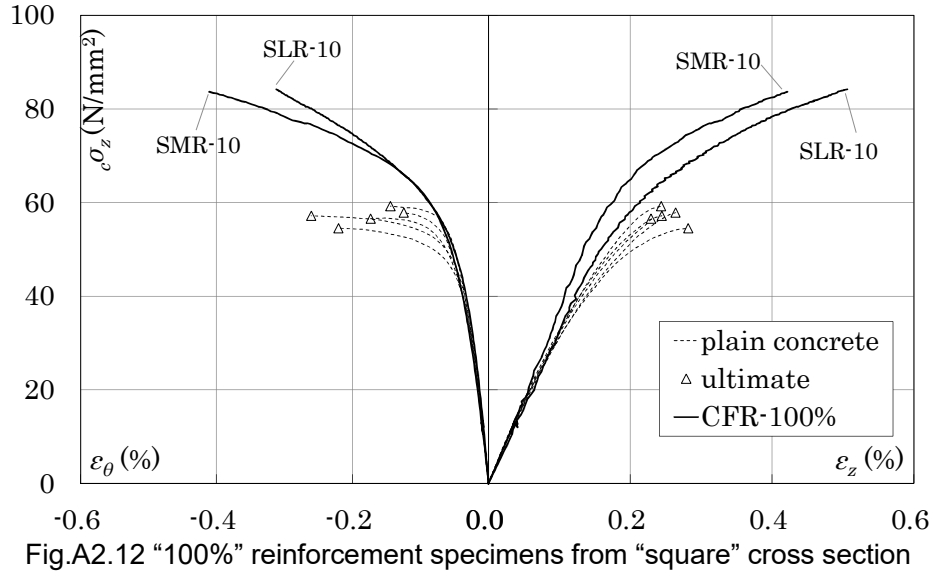


Fig.A2.13 に無補強試験体，CFR-50%試験体，CFR-100%試験体の最大応力を，試験体採取位置（上段(U)，中段(M)，下段(L)）毎に分類し，それぞれの平均値とともに示す。今回の実験において，高さ方向の採取位置と各試験体の最大応力間に明確な相関は確認できない。

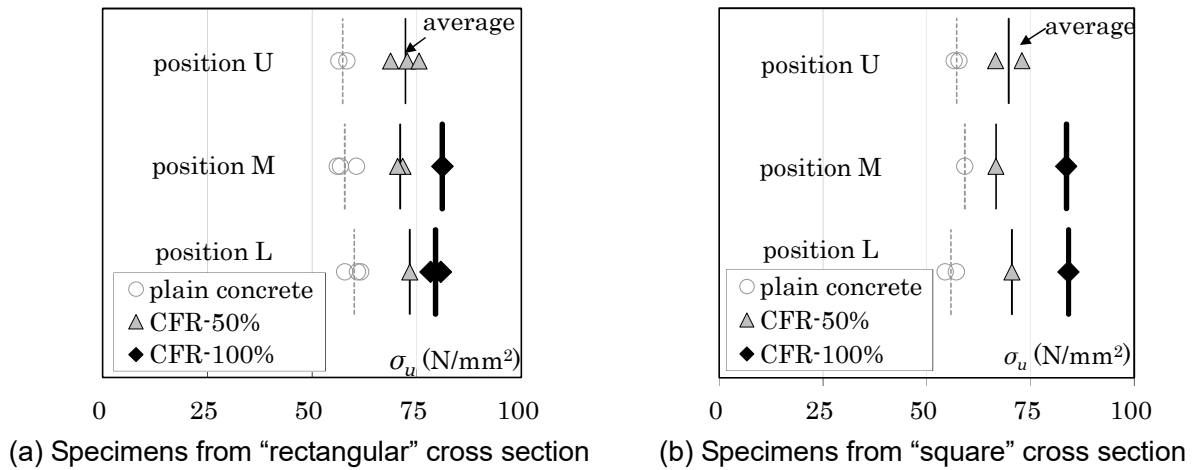


Fig.A2.13 Ultimate strength comparison in position

§ A2.3 炭素繊維補強試験体のコンクリート拘束応力と応力上昇

A2.2 節の一軸圧縮実験により計測されたひずみデータから，炭素繊維シートの周方向応力，コンクリートの拘束応力を評価し，コンクリートの拘束応力と軸方向応力上昇との関係を確認する。

A2.3.1 充填コンクリートの拘束応力の評価

炭素繊維シートの材料試験による応力-ひずみ関係を Fig.A2.14 に示す。図中に示す応力評価式を用い，計測された周方向ひずみから炭素繊維シート応力を評価する。

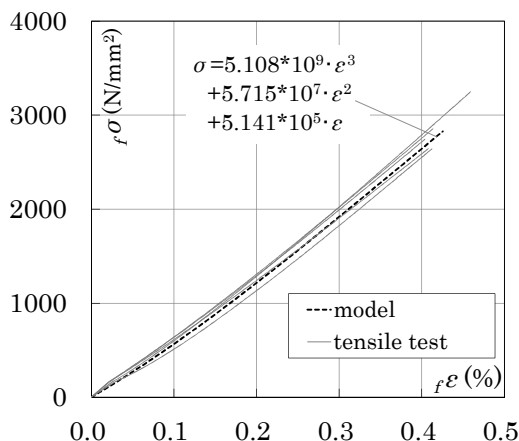


Fig.A2.14 Stress-strain curve of steel tube and stress strain curve modeling

充填コンクリートの拘束応力 $c\sigma_r$ が断面内で一定と仮定すると、Fig.A2.15 に示す CFT 短柱の図芯を通る縦断面における力の釣り合いにより、式(A2.1)の関係が成り立つ。ただし、CFR-50%試験体においては、炭素繊維シート厚 t_f をシート幅に応じた有効炭素繊維シート厚とする必要がある。

$${}_c\sigma_r = -\frac{2t_f}{D_c} f\sigma_\theta \tag{A2.1}$$

t_f : 炭素繊維シート厚, D_c : コンクリート径, $f\sigma_\theta$: 炭素繊維シート周方向応力

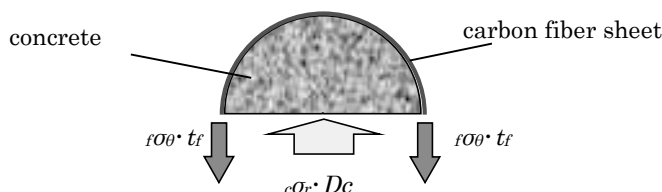


Fig.A2.15 Equilibrium of forces in a vertical section of CFT

A2.3.2 コンクリートの拘束応力と応力上昇の関係

炭素繊維補強試験体最大耐力時の拘束応力 $c\sigma_{ru}$ を TableA2.6 に、コンクリート軸方向応力の上昇量 ($c\sigma_z - \sigma_B'$) と拘束応力の関係を Fig.A2.16 に示す。拘束応力の増大に伴い、軸方向応力が上昇する。荷重が進むにつれ、軸方向応力上昇量—拘束応力関係の勾配はやや小さくなる。CFR-100%本実験では、軸方向応力上昇量、拘束応力ともに CFR-50%試験体よりも大きい。

本実験では、CFT 短柱と異なり荷重初期段階からコンクリートのポアソン効果 ^{A2.6)} による半径方向膨張の反力として炭素繊維シートから拘束応力を受けており、軸方向応力への影響も荷重初期段階から生じていると考えられる。

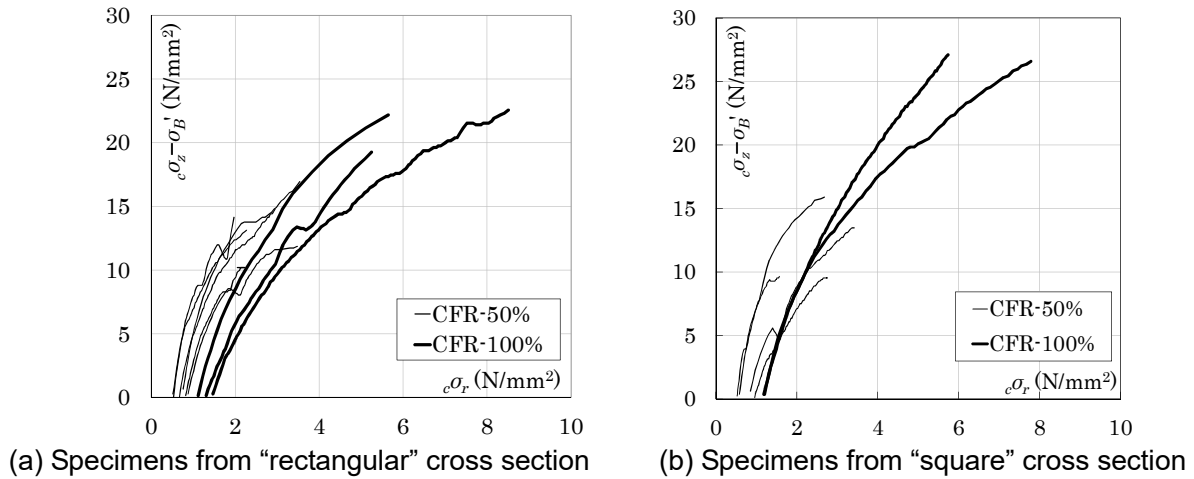


Fig.A2.16 Increase of stress - restraining stress of infilled concrete

試験体の最大耐力時における、拘束応力に対する応力上昇量の比が拘束係数 k であり、フープ筋により拘束された従来強度コンクリートでは拘束係数が4.1であることが示されているA2.4)。本実験において、CFS-50%試験体の拘束係数 k の平均値は5.0、CFS-100%試験体では3.7であった(Fig.A2.17)。载荷の初期段階からコンクリートのポアソン効果に伴う拘束力を受ける点で、フープ筋と炭素繊維補強は载荷経路が近いと考えられ、拘束係数も近い値になったと考えられる。本論第二章（100MPa 級充填コンクリート）、付録1（60MPa 級充填コンクリート）で述べたCFT短柱の拘束係数を参考のため Fig.A2.17に併記する。

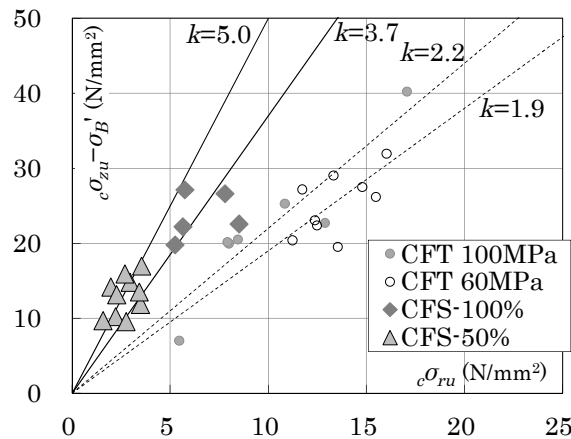


Fig.A2.17 Constraint factor

§A2.4 まとめ

以上、60N/mm²級コンクリートを用い、プレーンコンクリート短柱から採取したコア供試体に炭素繊維補強を施した試験体の一軸圧縮実験を実施し、充填コンクリートの軸方向応力と拘束応力をそれぞれ定量的に評価することで、以下の知見を得た。

- 1) 炭素繊維補強試験体は、炭素繊維の破断に伴い拘束力を失った後破壊した。

- 2) 炭素繊維補強試験体において、コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみ到達前から、拘束応力発生に伴い、同一ひずみ時の無補強試験体応力と比較して応力が高く推移する傾向が確認された。
- 3) 炭素繊維補強試験体の最大応力、最大応力時ひずみは無補強試験体よりも大きく、炭素繊維補強量が多い試験体ほど、最大応力、最大応力時ひずみの上昇幅も大きい。
- 4) 炭素繊維補強試験体の拘束係数は、過去のフープ筋による拘束下での実験結果に近い値となった。
- 5) 今回の実験では、無補強試験体、炭素繊維補強試験体とも、試験体の高さ方向採取位置と試験体最大応力の間に明確な相関は確認されなかった。

付録 2 の参考文献

- A2.1) T. Yamamoto, J. Kawaguchi, and S. Morino: Experimental study of the size effect on the behavior of concrete filled steel tube columns under axial compression, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, No.561, pp. 237-244, 2002.11 (in Japanese)
山本貴正, 川口淳, 森野捷輔: コンクリート充填円形鋼管短柱の軸圧縮特性に及ぼす寸法効果に関する実験的研究, *日本建築学会構造系論文集*, 第 561 号, pp.237-244, 2002.11
- A2.2) 松井嘉孝, 笠井芳夫: コンクリートの強度に関する研究 第 7 報 材料の高さ方向についての強度 その 3, *日本建築學會研究報告*, 35-2, pp.45-48, 1956.6
- A2.3) 伊藤秀樹, 辻誠, 畑中重光: 炭素繊維シートで補強した円形コンファインドコンクリートの圧縮試験, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.20, No.1, pp.491-496, 1998
- A2.4) F. E. Richart, A. Brandtzeg, and R.L. Brown: Failure of plain and spirally reinforced concrete in compression, *Bulletin No.190, University Illinois Engineering Experimental Station*, 1929.4
- A2.5) M. Kinoshita, M. D. Kotsovos, and M. N. Pavlovic: Behaviour of concrete under passive confinement, *J. Materials, Conc. Struct., Pavements*. No.502/V-25, pp.131-142, 1994.11
- A2.6) 長沼一洋: 非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル, *日本建築学会構造系論文集*, 第 485 号, pp.109-116, 1996.7

付録3 CFT 短柱の一軸圧縮有限要素解析と充填コンクリートの応力-ひずみ関係評価式

§ A3.1 はじめに

CFT 構造や鉄筋コンクリート造(RC)部材において、コンクリートが鋼材ならびに鉄筋の拘束を受け圧縮時の構造性能が改善することが知られている^{A3.1),A3.2)}。三軸圧縮状態となるコンクリートに関して、過去の多くの研究により、一定側圧を受けるコンクリートの破壊条件^{A3.3)}ならびに構成則^{A3.4)}が提案されている。圧縮側圧を受ける場合、偏差応力が縮小するためコンクリートの最大応力が上昇し、変形性能が改善される。

CFT 短柱や RC 短柱におけるコンクリートの拘束力は、圧縮を受けたコンクリートがポアソン効果^{A3.5)}により圧縮軸の直交方向（横方向）に膨張することに伴うもので、受動的側圧と呼ばれる。受動的側圧を受けるコンクリートはその載荷経路の違いから、一定の側圧を受けるコンクリートの圧縮時とは異なる挙動を示すことが明らかにされている^{A3.6)}。鉄筋による拘束を受ける超高強度コンクリートにおいては、一軸圧縮実験を基に応力-ひずみ関係の評価式^{A3.7)}が提案されている。

CFT 短柱が一軸圧縮を受ける場合、充填コンクリートと同時に鋼管も圧縮力を受けポアソン効果により横方向に膨張する。鋼材の弾性ポアソン比は一般にコンクリートのポアソン比よりも大きいため、コンクリートの破壊直前の非線形ポアソン効果^{A3.5)}による横方向の膨張が鋼管の膨張を上回った後に、充填コンクリートが拘束応力を受ける。第二章で報告した 100N/mm²級超高強度コンクリートを充填した円形断面 CFT 短柱の一軸圧縮実験では、載荷初期に充填コンクリートは拘束力を受けていなかった。このように CFT 短柱充填コンクリートの一軸圧縮下の挙動は、RC 短柱におけるコンクリートの挙動とも異なる。

そこで、CFT 短柱の一軸圧縮下における挙動に関して、既往の構成則を用いた数値解析を実施し、その結果を構造実験結果と比較する。その上で CFT 短柱挙動を数値解析により再現するために必要となる充填コンクリート用の応力-ひずみ関係評価式を提案する。

§ A3.2 炭素繊維補強コア供試体の一軸圧縮有限要素解析

拘束応力の発生経緯に関して、炭素繊維補強されたコンクリートは横補強筋による補強に近い状態と考えられる。炭素繊維補強されたコンクリートコア供試体の一軸圧縮実験を模擬した有限要素解析を実施し、一定側圧を想定したコンクリート構成則^{A3.4)}および非線形ポアソン効果の評価式^{A3.5)}を適用した際の解析結果を実験結果と比較する。

A3.2.1 解析対象実験概要

正方形、長方形断面プレーンコンクリート短柱として打設された試験体の Fig.A3.1 に示す位置から φ100mm のコア供試体を採取し、一部に炭素繊維シート補強を施し(Fig.A3.2)圧縮実験を行った。補強に用いた炭素繊維シートの機械的性質を TableA3.1 に示す。コンクリートは 60N/mm²級である。Table.A3.2

にコア供試体の圧縮試験結果の平均を示す。解析対象とする実験結果を TableA3.3 に示す。比較対象試験体の応力-ひずみ関係は A3.3.3 節の解析結果に併記する。

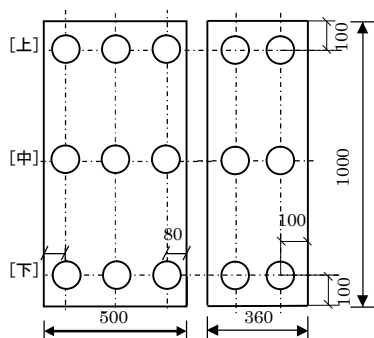


Fig.A3.1 Sampling position of core specimen

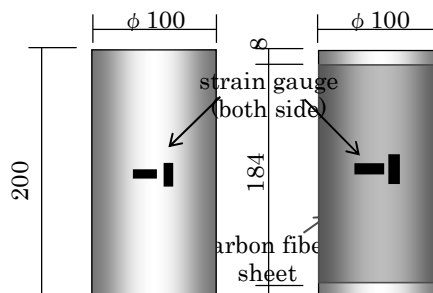


Fig.A3.2 Specimen geometry

TableA3.1 Mechanical property of carbon fiber sheet

t_f (mm)	σ_f (N/mm ²)	E ($\times 10^5$ N/mm ²)
0.143	2,826	6.60

t_f : thickness, σ_f : strength, E : Young's modulus

TableA3.2 Mechanical property of core concrete

$\sigma_{B'}$ (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_u (μ)	testing piece
58.0	33,466	2,577	cylinder $D:100^{\text{mm}}$ $H:200^{\text{mm}}$

$\sigma_{B'}$: core strength, E : secant modulus, ϵ_u : strain at peak stress

TableA3.3 Result of experiment for carbon fiber reinforced core concrete

No.	D	W_f (mm)	t_f	σ_f	σ_B	$\sigma_{B'}$	$c\sigma_{zu}$		$c\sigma_{ru}$	
							(N/mm ²)		(N/mm ²)	
							$\frac{c\sigma_{zu}}{\sigma_B}$	$\frac{c\sigma_{ru}}{\sigma_{B'}}$	$\frac{c\sigma_{zu}}{\sigma_B}$	$\frac{c\sigma_{ru}}{\sigma_{B'}}$
RMR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	58.6	81.1	8.51	1.20	1.39
RLC-10	100	184	0.143	2,826	67.4	58.6	78.3	5.24	1.16	1.34
RLR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	58.6	80.7	5.64	1.20	1.38
SMR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	57.1	83.7	7.79	1.24	1.47
SLR-10	100	184	0.143	2,826	67.4	57.1	84.2	5.74	1.25	1.47
average	100	184	0.143	2,826	67.4	58.0	81.6	6.58	1.21	1.41

D : diameter, W_f : width of carbon fiber sheet, t_f : thickness of carbon fiber sheet,
 σ_f : strength of carbon fiber sheet, $\sigma_{B'}$: strength of corresponding cylinder, age: material age,
 $c\sigma_{zu}$: maximum longitudinal stress in concrete, $c\sigma_{ru}$: restraint stress at maximum load

A3.2.2 解析条件

A3.3.1 節で概説した炭素繊維補強されたコア供試体（詳細は付録 2 参照）を対象とし、コンクリート構造物非線形 FEM 解析プログラム「FINAL」(ver.11)を用い解析を行う。

対称性を考慮して断面を 4 分割したモデルを用いる(Fig.A3.3)。コンクリート要素の上下端面は水平を

保つよう拘束する。下端を固定支持し、上端に鉛直下向きの強制変位を与える。コンクリートは六面体要素、炭素繊維シートは四辺形要素とする。コンクリートと炭素繊維シートの間に FILM 要素（接合要素）を挿入し、せん断方向の剛性を極小とすることで、炭素繊維シート要素が軸方向力を負担しないようにする。

コンクリート要素：圧縮強度 58N/mm^2 (コア供試体の平均強度), Ottosen^{A3.3)}の4パラメータモデル(畑中らの係数^{A3.4)}, 修正 Ahmad 式^{A3.4)}(上昇域・軟化域), 引張軟化域無, 弾性ポアソン比 0.23 (コア供試体の平均), 非線形ポアソン比考慮^{A3.5)}(初期ひずみによる考慮)

※ 弾性係数($3.289 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$), 一軸圧縮強度時ひずみ(2500.3μ)は FINAL の初期設定通りコンクリート強度に依存する値とする

炭素繊維シート要素：引張強度 $2,820 \text{ N/mm}^2$, 弾性係数 $6.60 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, 要素厚 0.143mm (TableA3.1)

FILM 要素：面外方向(外周面の法線方向)弾性係数 $1.0 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$, 面内(せん断, すべり方向)弾性係数 $1.0 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$

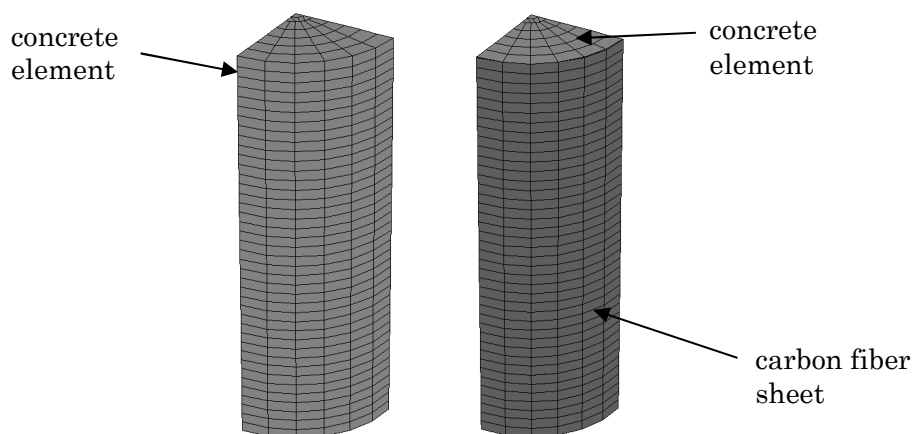


Fig.A3.3 Analysis model (left: plain concrete, right: carbon fiber reinforcement)

A3.2.3 解析結果

軸方向応力-ひずみ関係曲線を Fig.A3.4 に示す。プレーンコンクリートモデルによる解析結果は、最大応力まで $\phi 100$ シリンダー試験結果と良く対応している。炭素繊維補強モデルの解析結果は、軸ひずみ 0.002 付近から応力上昇が確認され、同一ひずみにおける応力上昇幅は実験とほぼ等しい。一方、最大応力時のひずみは実験よりも小さい。

拘束応力-軸ひずみ関係曲線を Fig.A3.5 に示す。軸ひずみ 0.002 を超えた後の FEM 解析の拘束応力は実験と比較して低い結果となる。

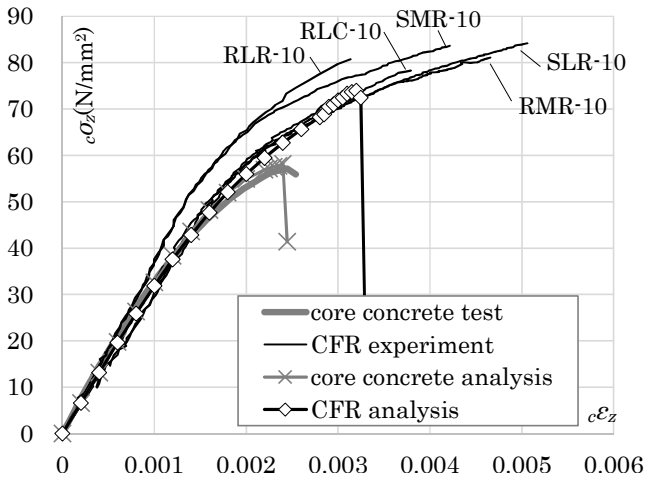


Fig.A3.4 CFR core stress increase comparison

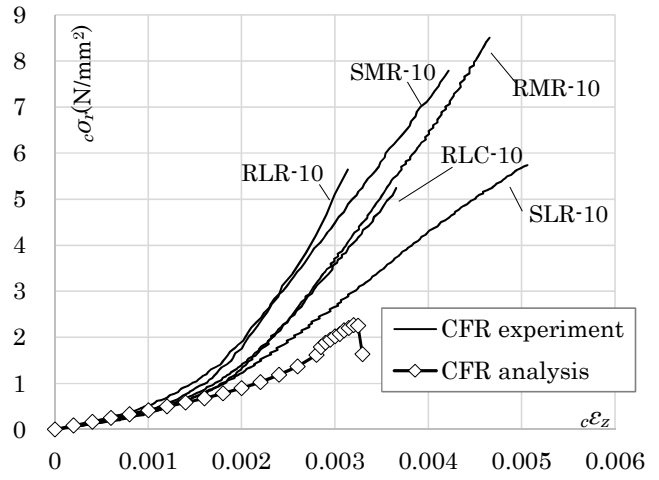


Fig.A3.5 CFR core restrict stress comparison

炭素繊維補強コンクリートシリンダーの一軸圧縮実験を対象とした FEM 解析の結果, 実験と比較して

- a) コンクリートのポアソン比増大後の拘束応力はやや小さく
- b) 軸方向応力の上昇は同等に
- c) 最大応力時のひずみはやや小さく

評価する結果が得られた。

§ A3.3 円形断面 CFT 短柱の一軸圧縮有限要素解析

円形断面 CFT 短柱における相互拘束効果による構造性能の改善効果は, 角形断面 CFT 短柱よりも大きく定量的に評価しやすい。また, 充填コンクリート内の水平方向の応力状態を均一と見なすことができるため, 拘束応力と軸方向応力上昇量の関係が明確である。そこで, 円形断面 CFT 短柱の一軸圧縮実験(第二章)を模擬した有限要素解析を実施し, 一定側圧を想定したコンクリート構成則^{A3.4)}および非線形ポアソン効果の評価式^{A3.5)}を適用した際の解析結果を実験結果と比較する。

A3.3.1 解析対象実験概要

本論第2章に示す 780N/mm² 級鋼管と 100N/mm² コンクリートを用いた円形断面 CFT 短柱ならびに同サイズのプレーンコンクリート短柱の一軸圧縮実験(Fig.A3.6)との比較検討を行う。試験体の諸元と結果を TableA3.4 に示す。試験体高さは外径 D の3倍である。荷重-変位関係, ならびに鋼管の鉛直・周方向応力, コンクリートの鉛直, 拘束(水平) 応力に関して, 解析結果を実験結果と比較する。

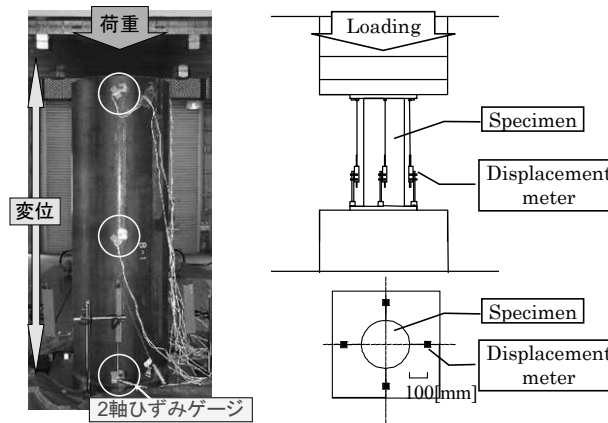


Fig.A3.6 Outline of experiment

TableA3.4 Result of experiment for CFT stub column

	No.	D	t	D/t	σ_y	σ_B	$pc\sigma_B$	N_0	N_u	$pc\epsilon_u$	$c\sigma_{ru}$	$c\sigma_{zu}$
		(mm)			(N/mm^2)			(MN)		$(\times 10^{-3})$	(N/mm^2)	
CFT	CF7C78U-II-30	269	9.1	29.7	791	117	94	11.6	11.8	2.63	7.9	120
	CF7C78U-II-45	269	6.2	43.6	772	117	94	10.0	9.3	2.63	5.5	106
plain concrete	C-II(78)	250				116	94			2.63		

D : diameter, t : thickness of steel tube, σ_y : yield stress of steel tube,

σ_B : concrete strength, $pc\sigma_B$: strength of corresponding plane concrete column,

N_0 : calculated CFT strength, N_u : maximum load of CFT, $pc\epsilon_u$: ultimate strain of plane concrete column,

$c\sigma_{ru}$: restraint stress in concrete at maximum load of CFT, $c\sigma_{zu}$: longitudinal stress in concrete at maximum load of CFT

A3.3.2 解析条件

前節 TableA3.4 に示す CFT 短柱, およびプレーンコンクリート短柱を対象に, 対称性を考慮して断面を 4 分割したモデル(Fig.A3.7)を用い一軸圧縮解析を行う。コンクリート要素ならびに鋼管要素の上下端面は水平を保つよう拘束し, CFT 短柱モデルにおいては上下端位置のコンクリート断面と鋼管断面の軸方向変位を同一とする。下端を固定支持し, 上端に鉛直下向きの強制変位を与える。コンクリートは六面体要素, 鋼管は四辺形要素とする。鋼管とコンクリートの付着の影響を除去するため, コンクリート

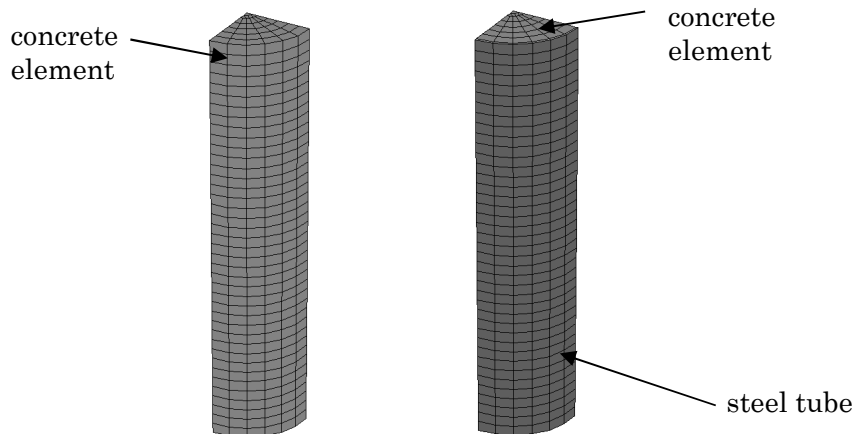


Fig.A3.7 Analysis model (left: plain concrete, right: CFT)

と鋼管の間に FILM 要素（接合要素）を挿入し，せん断方向の剛性を極小とする。

コンクリート要素：圧縮強度 94N/mm^2 (プレーンコンクリート短柱最大応力)，Ottosen ^{A3.3)} の 4 パラメータモデル (畑中らの係数 ^{A3.4)}，修正 Ahmad 式 ^{A3.4)} (上昇域・軟化域)，引張軟化域無，弾性ポアソン比 0.23 (コア供試体の平均)，非線形ポアソン比考慮 ^{A3.5)} (初期ひずみによる考慮，ただしプレーンコンクリート短柱では考慮しない) (Fig.A3.8)

※ 弾性係数 ($4.031 \times 10^4 \text{N/mm}^2$) 一軸圧縮強度時ひずみ ($3,003.2 \mu$) は FINAL の初期設定に従う

鋼管要素：調整後の短柱圧縮実験結果を 9 点の折れ線でモデル化 (Fig.A3.9)

FILM 要素：面外方向 (外周面の法線方向) 弾性係数 $1.0 \times 10^6 \text{N/mm}^2$ ，面内 (せん断，すべり方向) 弾性係数 $1.0 \times 10^{-3} \text{N/mm}^2$

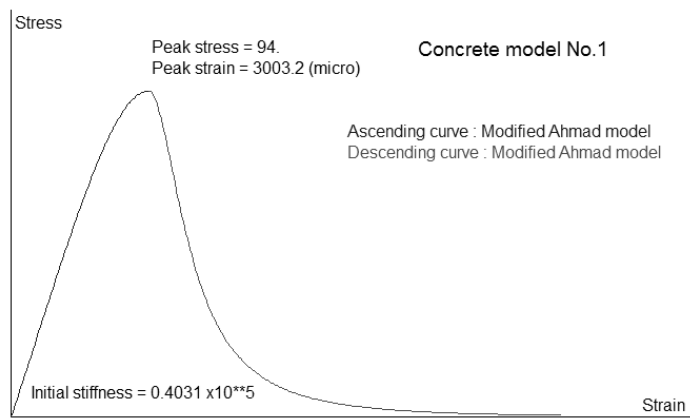


Fig.A3.8 Stress-strain curve of concrete element

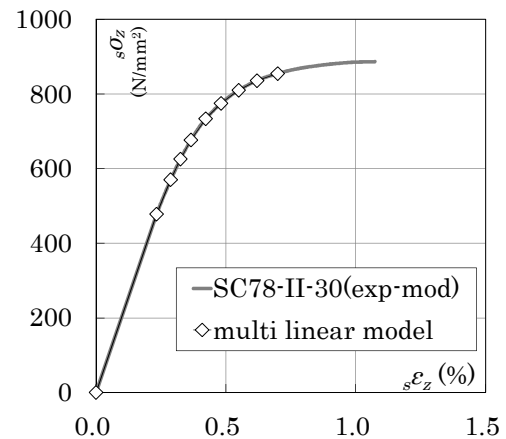


Fig.A3.9 Stress-strain curve of steel element

A3.3.3 解析結果

CFT 短柱およびプレーンコンクリート短柱を対象とした有限要素解析による荷重-変位関係を，実験結果と比較し Fig.A3.10 に示す。解析結果のマークは解析ステップを示す。コンクリート要素の耐力低下直前でステップを細かく変更した。プレーンコンクリートモデルの耐力低下ひずみ (以下，コンクリートモデル破壊ひずみ) までの区間では有限要素解析結果と実験結果はほぼ一致する。CFT 短柱におけるコンクリートモデル破壊ひずみ後の耐力上昇は解析の方が大きい。一方で，解析では実験における最大耐力時ひずみ到達前に荷重が低下した。

CF78U-II-30 ならびにプレーンコンクリートモデルにおけるコンクリートの応力状態に関して，有限要素解析と実験結果の比較を行う (Fig.A3.11)。CFT 短柱の充填コンクリート要素について，試験体断面の中心付近の要素の応力状態を図中に示す。中心と鋼管の中間 (半径の $1/2$ 位置)，鋼管付近の要素の応力状態も中心付近の要素と同様であった。

軸ひずみ約 0.0025 (≡プレーンコンクリート破壊ひずみ) までは，いずれの軸方向応力-ひずみ関係もほぼ一致する。一方軸ひずみ 0.0025 を超えた後に，拘束応力の影響により充填コンクリートの軸方向応力が上昇しプレーンコンクリートモデルの応力と差が生じる。解析における応力上昇量は実験結果よりも大きい。応力上昇量を本解析手法におけるコンクリート構成則 ^{A3.4)} と同じ条件で算定した結果を

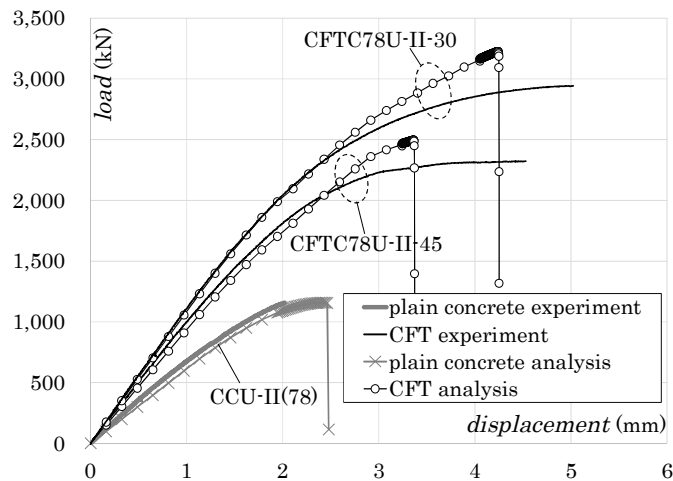


Fig.A3.10 Load—deformation curve comparison between analysis and experiment

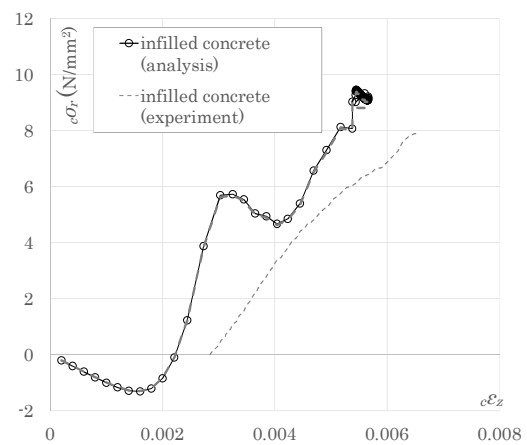
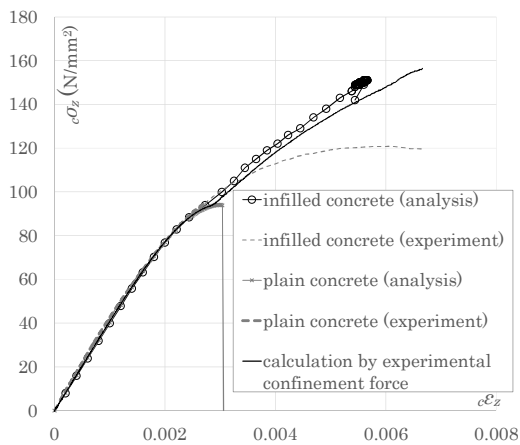


Fig.A3.11 Concrete stress—strain curve comparison Fig.A3.12 Confinement stress comparison

Fig.A3.11 に併記する。算定の際に、拘束応力は試験体にて評価された値を用いる。この算定値は解析結果との対応が良い。若干の差が生じるのは、解析における拘束応力が実験よりもやや大きいためである。

Fig.A3.12 は CFT 短柱 CFTC78U-II-30 の拘束応力—軸ひずみ関係に関する、有限要素解析と実験結果の比較である。解析による拘束応力は実験結果よりも大きい。これは、 100N/mm^2 級充填コンクリートにおける非線形ポアソン効果が解析条件 A3.5) よりも小さいことを意味する。なお、解析において軸ひずみ 0.0022 までの区間でマイナスの拘束応力（引張応力）が生じるが、FILM 要素が引張応力を伝達することにより、荷重初期において弾性ポアソン比が相対的に大きい鋼管の膨張にコンクリートが追随するためである。この現象は、コンクリートの非線形ポアソン効果の影響でやがて解消され、終局状態に影響しない。また、解析における充填コンクリートの拘束応力について、コンクリート要素の水平 2 方向の応力状態と、鋼管周方向応力から力の釣り合いにより換算した拘束応力はほぼ一致する。

非線形ポアソン効果の考慮により、CFT 短柱充填コンクリートの拘束応力による応力上昇を有限要素解析で再現した。一方、CFT 短柱充填コンクリートの軸方向応力上昇、拘束応力のいずれについても有限要素解析と実験結果に差が生じた。高強度充填コンクリートにおける、拘束応力の発生経緯（荷重経路）を考慮した軸方向応力の評価法、ならびに非線形ポアソン効果の評価式、を構築することでより解析精度が向上すると考えられる。

§ A3.4 高強度 CFT 短柱充填コンクリートの応力-ひずみ関係評価式

前節にて実験結果より評価した高強度 CFT 短柱充填コンクリートの応力上昇と、一定側圧下の構成則 A3.4)を用いた数値解析の結果が異なることを指摘した。本節では実験で得られた充填コンクリートの拘束応力と軸方向応力上昇量の関係を用い、拘束応力を受ける充填コンクリートの応力-ひずみ関係の評価式を提案する。

一軸圧縮下における CFT 短柱では、鋼管もポアソン効果により膨張するため、载荷初期における拘束力は発生せず、充填コンクリートの破壊にともなうポアソン比の増大（非線形ポアソン比）が生じることで拘束応力を受ける。充填コンクリートの拘束応力の発生経緯（载荷経路）は一定側圧下 A3.4) や鉄筋等で拘束された場合 A3.2) と異なり拘束応力が低い経路となるため、同一ひずみ時の損傷がより進んでいると考えられる。コンクリートの損傷度と軸方向応力上昇（圧縮強度）の関係に関して、損傷度が大きくなるほど、拘束応力に対する圧縮強度の上昇量が小さくなることが明らかにされている A3.6)。そのため、充填コンクリートの軸方向応力は充填コンクリートの損傷度の影響を受け、一定側圧を受けるコンクリートの応力評価値 A3.4) よりも小さくなると推測される。前節の検討において、実験により評価された充填コンクリートの軸方向応力上昇が解析結果よりも小さくなる傾向が確認された。

そこで、充填コンクリートの損傷度が軸ひずみの進行に比例すると考え、コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみを起点とした軸ひずみの進行（軸ひずみ進行量）と、実験値から評価された軸方向応力と一定側圧下の構成則による評価応力との差（評価上の差）、の関係に着目し、軸ひずみ進行量により決定される補正係数を用いた高強度 CFT 短柱充填コンクリートの応力-ひずみ関係の評価式を提案する。さらに、提案した評価式を実験結果と比較し、評価精度を検証する。

A3.4.1 コンクリートの破壊基準と充填コンクリートの応力上昇量

まず、一定側圧を受けるコンクリートの破壊基準を示し、本研究により得られた充填コンクリートならびに炭素繊維により補強されたコンクリートの応力上昇量と比較する。

式(A3.1)に Ottosen の破壊基準 A3.3) を示す。応力の方向を z, r, θ の極座標系により表し、円形断面 CFT 短柱の充填コンクリートの応力状態を $\sigma_r = \sigma_\theta$ とみなす。一定側圧 σ_r を受けるコンクリートの軸方向最大応力 $\sigma_z (= \sigma_P)$ が算定される。

$$A \cdot \frac{J_2}{\sigma_B^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{\sigma_B} + B \cdot \frac{I_1}{\sigma_B} - 1 = 0 \quad (\text{A3.1})$$

ただし、 $I_1 = \sigma_z + \sigma_r + \sigma_\theta = \sigma_z + 2 \cdot \sigma_r$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left\{ (\sigma_z - \sigma_r)^2 + (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 \right\} = \frac{1}{3} (\sigma_z - \sigma_r)^2$$

$$\lambda = \begin{cases} K_1 \cdot \cos \left(\frac{1}{3} \cos^{-1} (K_2 \cdot \cos 3\varphi) \right) & \text{for } \cos 3\varphi \geq 0 \\ K_1 \cdot \cos \left(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1} (-K_2 \cdot \cos 3\varphi) \right) & \text{for } \cos 3\varphi \leq 0 \end{cases}$$

σ_B : 一軸圧縮強度, I_1 : 応力の一次不変量, J_2 : 偏差応力の二次不変量

φ : 応力の偏差平面上における極座標の角度成分

式(A3.1)における係数 A, B, K_1, K_2 として、Table A3.5 に示す値が提案されている。Ottosen^{A3.3)}はコ

TableA3.5 Coefficient for Ottosen equation

	A	B	K_1	K_2
Ottosen ^{A3.3)} : $\sigma_t/\sigma_B = 0.08$	1.8076	4.0962	14.4863	0.9914
Ottosen ^{A3.3)} : $\sigma_t/\sigma_B = 0.10$	1.2759	3.1962	11.7365	0.9801
Ottosen ^{A3.3)} : $\sigma_t/\sigma_B = 0.12$	0.9218	2.5969	9.9110	0.9647
Hatanaka, et al ^{A3.8)}	1.256	4.030	14.63	0.987

σ_t : tensile strength of concrete

ンクリートの引張強度と圧縮強度の比に応じた 3 種類の係数を提案している。本研究では、比較的側圧下（一軸圧縮強度の 0.2 倍程度以下）での 3 軸圧縮実験により提示された Hatanaka ら^{A3.8)}の係数を用いる。比較的側圧下において、この係数の精度が良いことが確認されている^{A3.4)}。

Fig.A3.13 にて、既往の破壊条件^{A3.3)}, ^{A3.8)}と、本研究における超高強度円形 CFT 短柱（第二章、凡例: 780/550・Fc100）、400N/mm²級鋼管と 60N/mm²級コンクリートをを用いた円形 CFT 短柱（付録 1、凡例: 400・Fc60）、ならびに炭素繊維により拘束されたコンクリート（付録 2、凡例: CFR-Fc60）の一軸圧縮実験結果を比較する。Fig.A3.13(a)は静水圧成分を表す量 ξ と偏差成分を表す量 ρ の関係として表したものである。

$$\xi = I_1/3 \tag{A3.2}$$

$$\rho = \sqrt{2 \cdot J_2} \tag{A3.3}$$

Fig.A3.13(b)は同じ破壊条件を軸方向応力 $\sigma_z (=OP)$ と拘束応力 σ_r の関係で表したものである。このグラフの縦軸と横軸の比 $((\sigma_z/\sigma_B - 1)/(\sigma_r/\sigma_B))$ は拘束係数を意味する。本研究の実験はいずれも拘束応力が一軸圧縮強度の 0.2 倍程度以下であり、Hatanaka ら^{A3.8)}の係数の根拠となった実験と同程度であるが、軸方向応力の上昇量 $(\sigma_z/\sigma_B - 1)$ は提示された係数を用いた破壊条件よりも小さく、異なる荷経路の影響が現れている。Ottosen^{A3.3)}の示す係数 (TableA3.5) との比較においても、その傾向は変わらない。充填コンクリートの拘束応力と応力上昇量の関係は、鉄筋により拘束されたコンクリート ($k=4.1$)^{A3.2)} や、炭素繊維による補強(CFR)の場合とも異なる。そのため、充填コンクリートの挙動を適切に再現するためには、充填コンクリートに適した評価式を構築する必要がある。

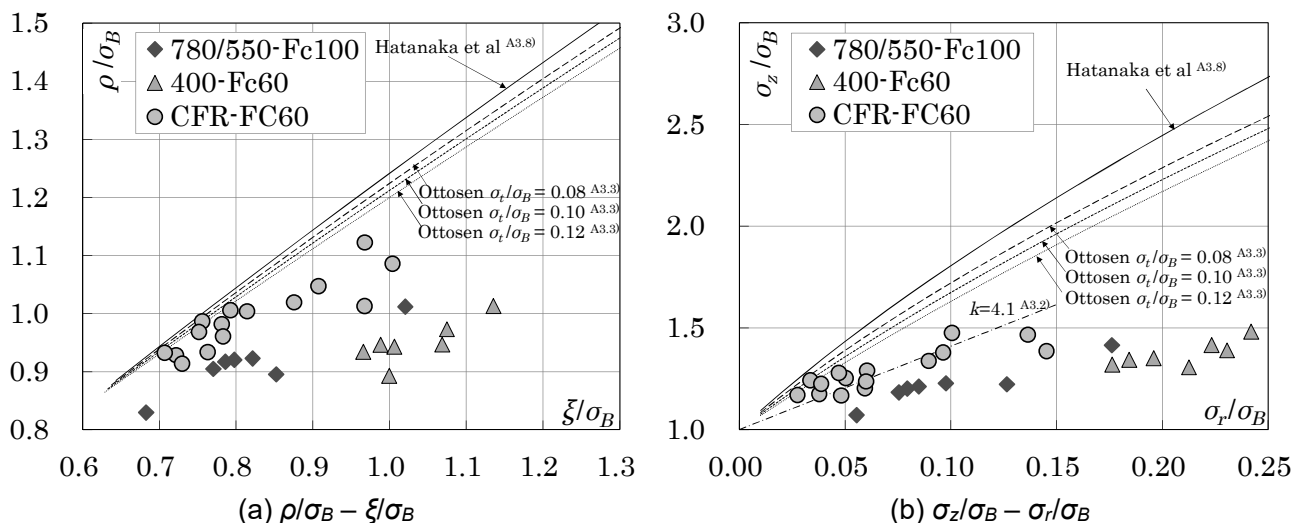


Fig.A3.13 Stress increase comparison between CFT experiment and Ottosen criterion

A3.4.2 一定側圧を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係評価式

一定側圧を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係式 A3.4) を式(A3.4)に示す。本節にて提案する充填コンクリートの構成則の基準とする。ここではコンクリートの軸方向最大応力までの上昇域のみを対象とする。初期剛性 E_0 、一軸圧縮強度時ひずみ ε_B は雨宮ら A3.9) の評価式を引用する。ただし、SI 単位系に合わせるため係数を変更している。

$$\sigma = \frac{\{A \cdot X + (D-1) \cdot X^2\} \cdot \sigma_p}{1 + (A-2) \cdot X + D \cdot X^2} \quad (\text{A3.4})$$

ただし $A = E_0/E_p$

$$E_0 = (3.57\sqrt{\sigma_B} + 5.71) \times 10^3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_p = \varepsilon_p / \sigma_p$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_B (\sigma_p / \sigma_B)^{1.8}$$

$$\varepsilon_B = (13.97\sigma_B + 1690) \times 10^{-6}$$

$$D = \frac{200}{\sigma_B} - \left(\frac{E_B}{E_p} - 1 \right)^2 \quad (\geq 1 - E_0/E_p)$$

$$E_B = \sigma_B / \varepsilon_B$$

$$X = \varepsilon / \varepsilon_p$$

σ_p : 軸方向最大応力(N/mm²), σ_B : 一軸圧縮強度(N/mm²),

ε_p : 軸方向最大応力時のひずみ, ε_B : 一軸圧縮強度時ひずみ,

E_0 : 初期剛性(N/mm²), E_p : 最大圧縮応力点の割線剛性(N/mm²) (= ε_p / σ_p)

超高強度 RC 短柱を用いた一軸圧縮実験 A3.7) により提示された、横補強筋の拘束下におけるコンクリートの構成則を式(A3.5)に示す。横補強筋の拘束の場合、一定側圧下と比較してコンクリートの損傷度は大きいですが、CFT 短柱充填コンクリートと比較すると損傷度は小さいと考えられる。

$$\sigma = \begin{cases} E_0 \varepsilon + (\sigma_B - E_0 \varepsilon_B) \cdot (\varepsilon / \varepsilon_B)^2 & (\varepsilon \leq \varepsilon_B) \\ (\sigma_B - \sigma_p) \cdot \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_B - \varepsilon_p} \right)^2 - \sigma_p & (\varepsilon_B < \varepsilon \leq \varepsilon_p) \end{cases} \quad (\text{A3.5})$$

ただし $E_0 = 21,000 \cdot (\gamma/23)^{1.5} \cdot (\sigma_B/20)^{0.5}$

$$\sigma_p = (1 + 75C_c) \sigma_B$$

$$\varepsilon_p = (1 + 250C_c) \varepsilon_B$$

$$C_c = 0.313 \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{\sigma_B} \left(1 - 0.5 \frac{s}{W} \right)$$

γ : 単位容積重量(kN/m³), (本章では 23 とする)

ρ_s : 横補強筋の体積比, (本章では鋼管体積/充填コンクリート体積)

f_y : 横補強筋降伏強度(N/mm²), (本章では鋼管の最大周方向応力 $s\sigma_{0u}$)

s : 横補強筋の間隔(mm), (本章では鋼管が連続して存在するため 0 とする)

W : 拘束コア断面最小寸法(mm)

第二章の実験で得られた超高強度円形 CFT 短柱充填コンクリートの最大拘束応力 $c\sigma_{ru}$ を用い、式(A3.4)、式(A3.5)によりコンクリートの軸方向応力を評価する。一定側圧下を想定した式(A3.4)は、載荷当初から側圧 $c\sigma_{ru}$ が作用する場合の強度を評価する。また、横補強筋の拘束を想定した式(A3.5)では、横補強筋の体積ならびに降伏強度が変数となるため、横補強筋の体積を CFT 短柱鋼管の体積とし、横補強筋の降伏強度を CFT 短柱鋼管の最大周方向応力として算定する。その一例を Fig.A3.14 に示す。比較のためプレ

コンクリート短柱の軸方向応力を併記する。CFT 短柱 CFTC78U-II-23 の充填コンクリートの軸方向応力は、コンクリートの強度時ひずみ以降において式(A3.4), 式(A3.5)よりも小さく、異なる載荷経路の影響が表れている。

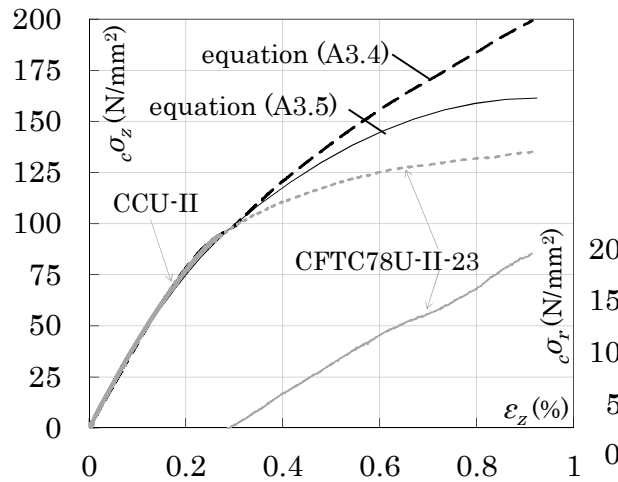


Fig.A3.14 Stress - strain curve comparison between CFT experiment and existing equation

A3.4.3 軸ひずみと軸方向応力上昇量の評価

拘束応力を受けるコンクリートの応力上昇に関して、一定側圧下の評価式 A3.4) と CFT 短柱充填コンクリートの軸方向応力上昇量の比較を行う。両者の比は損傷度に依存する A3.6) ため、損傷度に関係すると考えられる軸ひずみと両者の比との関係を確認する。

軸方向応力上昇量 $c\sigma_{ce}(CFT\epsilon_u) - \sigma_B$ (評価値), $c\sigma_{zu} - \sigma_B$ (実験値) の関係を Fig.A3.15 に示す。 σ_B は一軸圧縮強度, $c\sigma_{ce}(CFT\epsilon_u)$ は式(A3.4)による拘束応力 $c\sigma_{ru}$ 下における CFT 短柱最大耐力ひずみ $CFT\epsilon_u$ 時のコンクリート軸方向応力評価値, $c\sigma_{zu}$ は実験による $CFT\epsilon_u$ 時の充填コンクリート軸方向応力である。評価対象とした試験体は、超高強度円形 CFT 短柱 (第二章, 凡例: 780/550 - σ_B 100) と, 400N/mm²級鋼管と 60N/mm²級コンクリートを用いた円形 CFT 短柱 (付録 1, 凡例: 400- σ_B 60) である。実験における充填コンクリートの軸方向応力上昇量は、一定側圧下を想定した評価式よりも小さいことが分かる。

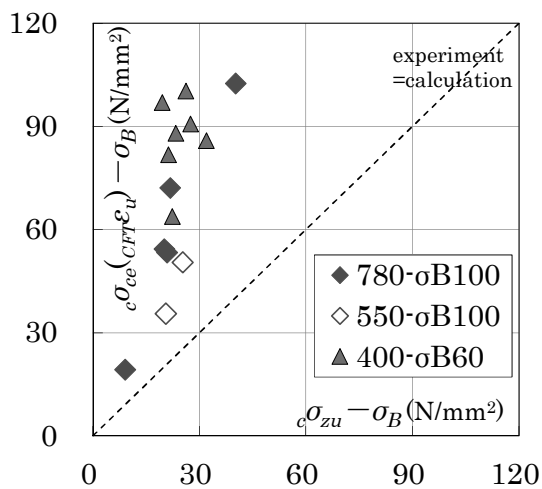


Fig.A3.15 Stress increase comparison

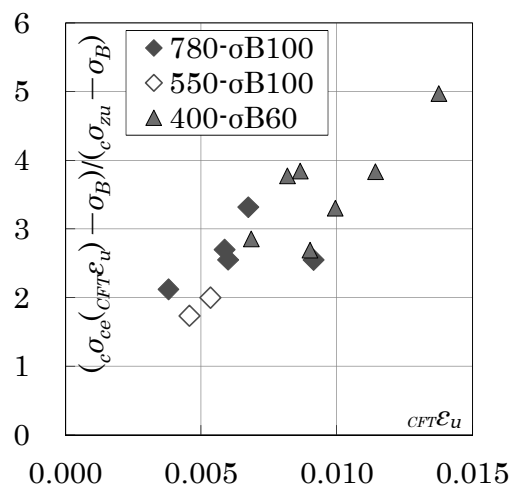


Fig.A3.16 Evaluation accuracy - $CFT\epsilon_u$

軸方向応力上昇量に関する評価値と実験値の比 $(\epsilon\sigma_{ce}(CFT\epsilon_u) - \sigma_B) / (\epsilon\sigma_{zu} - \sigma_B)$ と、CFT 短柱最大耐力時ひずみ $CFT\epsilon_u$ の関係を Fig.A3.16 に示す。両者はほぼ比例関係にあることが分かる。なお Fig.A3.16 において、実験値/評価値と $CFT\epsilon_u$ が反比例の関係になるため、分かり易さのため評価値/実験値による比較としている。

Fig.A3.16 の関係から、CFT 短柱充填コンクリートは軸方向ひずみが進行するにつれ損傷度合も大きくなり、その結果として軸方向応力上昇量の一定側圧下に対する比がより小さくなる、と考えることができる。充填コンクリートの損傷度合を一軸圧縮強度時ひずみ ϵ_u からの最大耐力時軸方向ひずみの増加量 β_1 に依存するものと見なし、軸方向応力上昇に関する補正係数を $1/(\alpha_1+1)$ とする際の α_1 ($=$ [一定側圧下の軸方向応力上昇量]/[充填コンクリートの軸方向応力上昇量]-1) との関係を図.A3.17 に示す。 α_1 と β_1 の関係を累乗関数で近似すると図中の近似式が得られる。

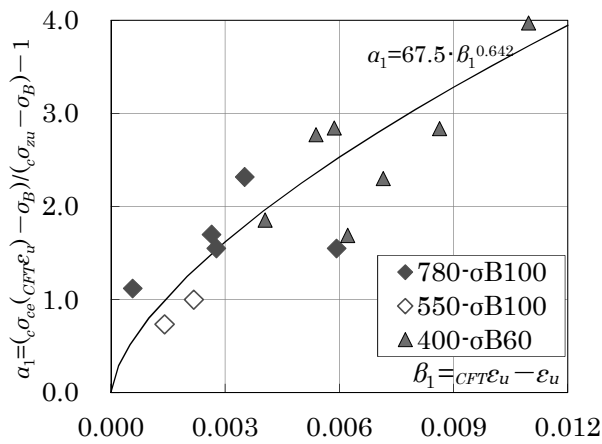


Fig.A3.17 Coefficient α for reduction factor – damage factor β

A3.4.4 CFT 短柱充填コンクリートの応力-ひずみ関係評価式

本節で提案する CFT 短柱充填コンクリートの応力-ひずみ関係の評価式を式(A3.6)に示す。 ϵ_u 以降において前項で得た軸方向応力上昇量に関する補正係数 $1/(\alpha_1+1)$ を用いる。

$$\sigma = \begin{cases} \frac{\{A \cdot X + (D-1) \cdot X^2\} \cdot \sigma_p}{1 + (A-2) \cdot X + D \cdot X^2} & (\epsilon \leq \epsilon_u) \\ \frac{1}{\alpha_1 + 1} \cdot \left(\frac{\{A \cdot X + (D-1) \cdot X^2\} \cdot \sigma_p}{1 + (A-2) \cdot X + D \cdot X^2} - \sigma_B \right) + \sigma_B & (\epsilon_u < \epsilon) \end{cases} \quad (A3.6)$$

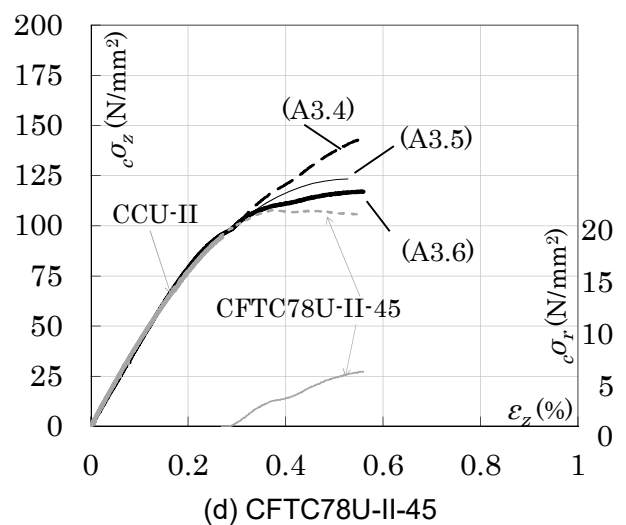
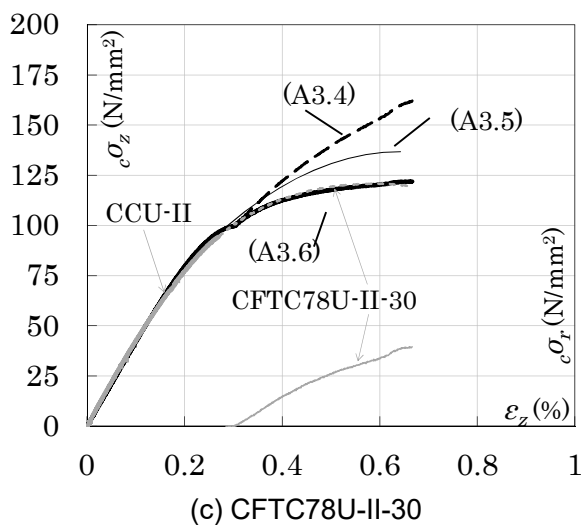
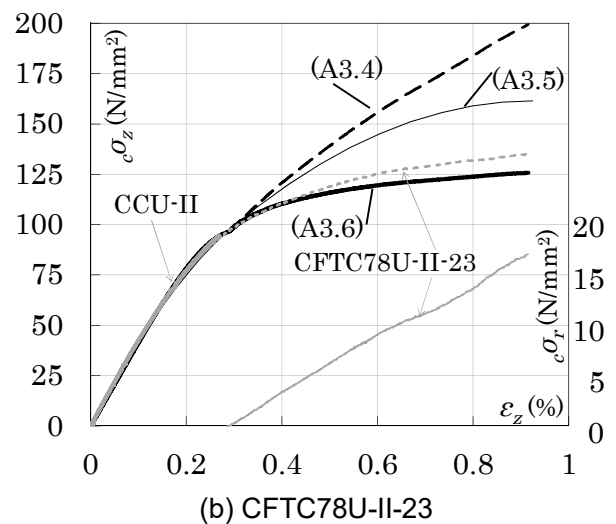
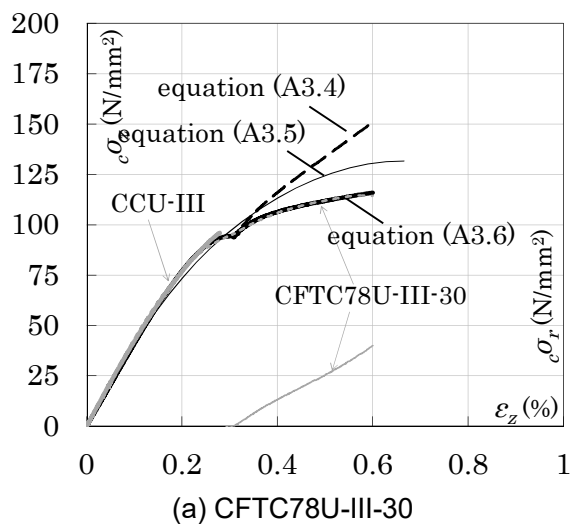
ただし、 $\alpha_1 = 67.5 \cdot \beta_1^{0.642}$
 $\beta_1 = CFT \epsilon_{zu} - \epsilon_u$

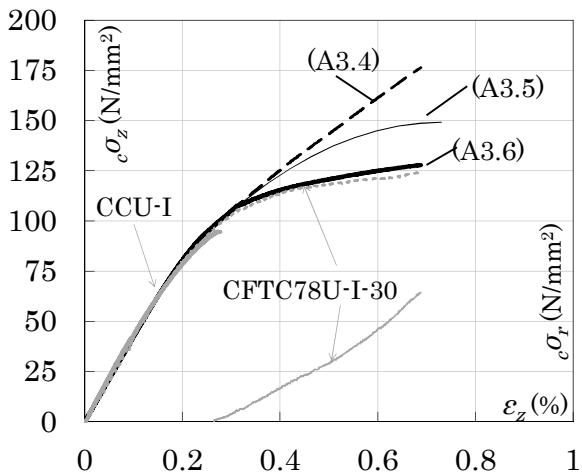
Fig.A3.18 に、実験結果（第二章、付録1）より評価した CFT 短柱充填コンクリートの軸方向応力と、一定側圧下を対象とした式(A3.4)、横補強筋を対象とした式(A3.5)、CFT 短柱を対象とした提案式(A3.6)による評価結果を比較する。式(A3.4)では充填コンクリートの最大拘束応力が一定側圧として作用するものとして評価する。式(A3.5)では横補強筋体積を CFT 短柱鋼管体積、横補強筋強度を CFT 短柱鋼管の最大周方向応力として評価する。ただし、SCFT シリーズの M1, L3 試験体は周方向ひずみの計測誤差が大きいため検討対象から除外する。提案式(A3.6)はいずれの試験体に対しても、式(A3.4)、式(A3.5)よりも CFT 短柱充填コンクリートの軸方向応力に近い評価を与える。

提案式(A3.6)による評価は、シリーズ C78 の CFT 短柱充填コンクリートと良く対応する (Fig.A3.18(a)~(e))。シリーズ C78 では 780N/mm² 級鋼管を使用しており、充填コンクリートの破壊開始ひずみが鋼管の降伏ひずみより小さく、コンクリートの損傷が進む前に拘束応力が発生し、損傷が徐々に進行したと考えられる。提案式(A3.6)は充填コンクリートの損傷がひずみの進行に比例して進行するとの考えに基づいて構築されており、シリーズ C78 の CFT 短柱との対応が良くなると考えられる。

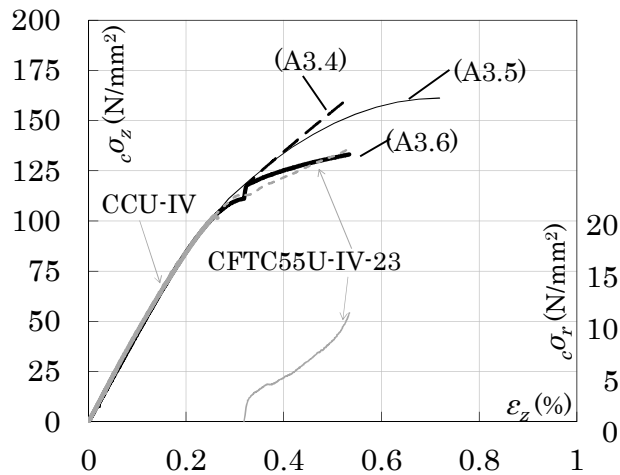
一方、シリーズ C55 の CFT 短柱充填コンクリートとの比較において、提案式(A3.6)による評価は充填コンクリートの破壊開始後の拘束応力が急増する区間とその後の挙動に実験結果との差があり、改善の余地がある。シリーズ C55 の 550N/mm² 級鋼管の降伏ひずみは充填コンクリートの破壊開始ひずみよりも小さく、鋼管の塑性ポアソン比による膨張が進んでいる。そのため拘束応力を受ける直前および拘束応力が急増する区間において、充填コンクリート損傷の進行が急速に進むと考えられ、その点を評価式に反映させる必要がある。

SCFT シリーズでは 60N/mm² 級のコンクリートを使用しているが、一軸圧縮強度時ひずみに達する前に拘束応力が発生するため、拘束応力発生時から軸方向応力を高く評価する傾向がある。また、充填コンクリートの応力低下域の評価 ((d)CFTC78U-II-45) についても今後の検討課題である。

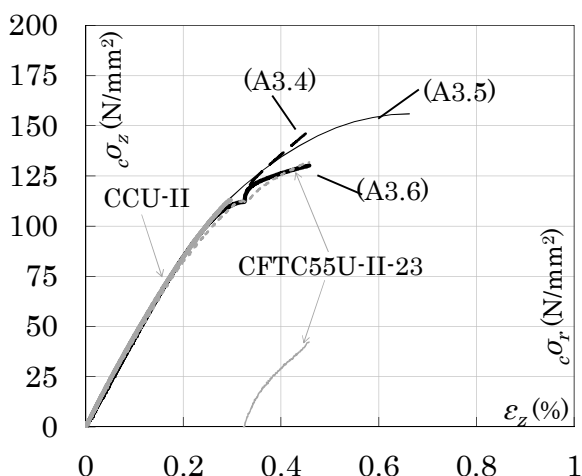




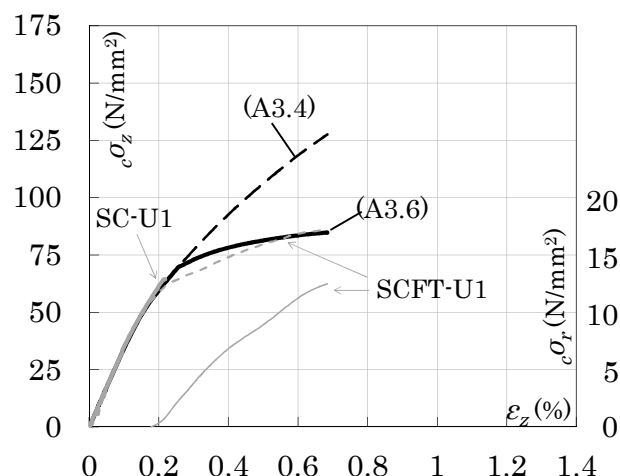
(e) CFTC78U-I-30



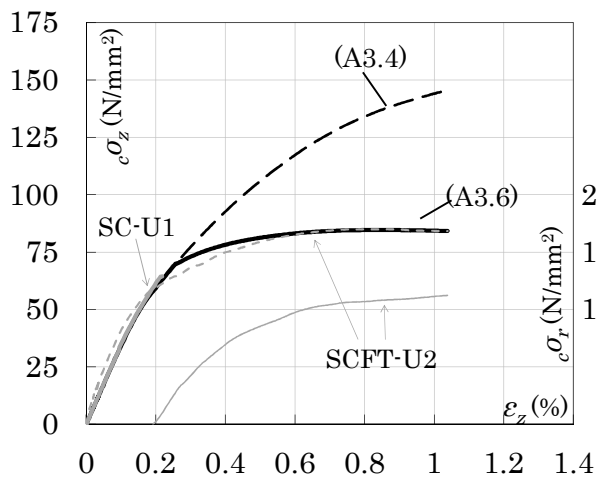
(f) CFTC55U-IV-23



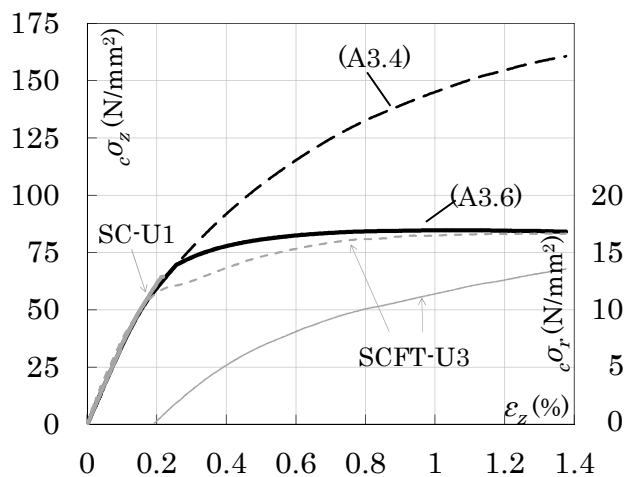
(g) CFTC55U-II-23



(h) SCFT-U1



(i) SCFT-U2



(j) SCFT-U3

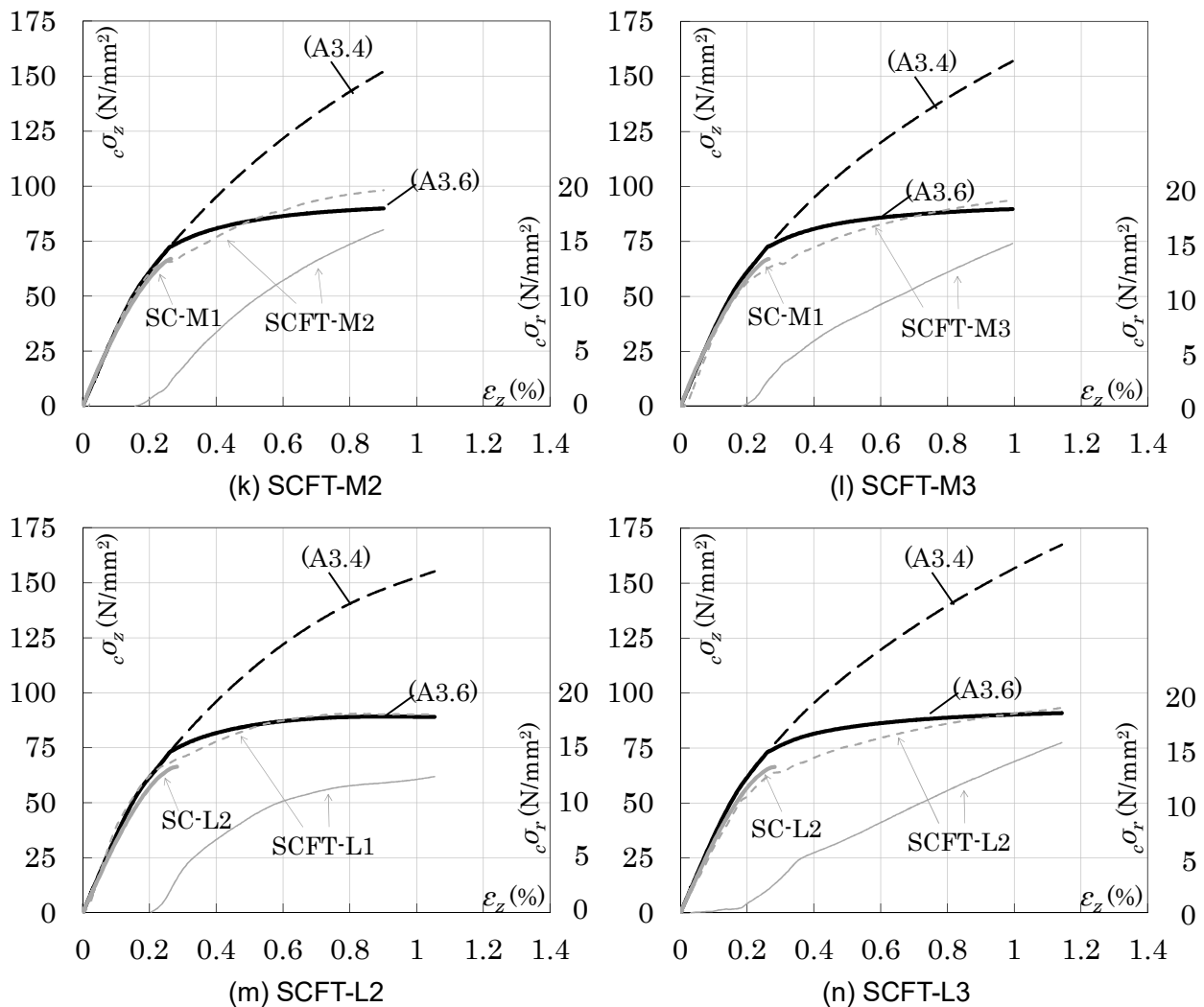


Fig.A3.18 Axial stress increase comparison between experiment and proposed equation

§ A3.5 高強度 CFT 短柱充填コンクリートの非線形ポアソン効果

プレーンコンクリートにおいて横方向ひずみが一軸圧縮強度近傍で急激に増大すること（非線形ポアソン効果）が知られており、非線形ポアソン比の評価式が提案されている A3.5)。CFT 短柱充填コンクリートにおける拘束応力は、充填コンクリートの横方向の膨張により、鋼管に周方向引張応力が発生し、その反力を受けることで発生する。そのため、充填コンクリートの横方向の膨張（非線形ポアソン効果）を適切に評価することは、CFT 短柱の挙動を数値解析により再現するために不可欠である。

本節では、既往の非線形ポアソン比の評価式 A3.5),A3.10)を高強度 CFT 短柱の充填コンクリートに適用した際の評価結果を実験結果と比較し、評価傾向を確認する。

A3.5.1 非線形ポアソン比に関する既往の評価式

z, r, θ の極座標系における、 z 方向の応力が r 方向のひずみに与えるポアソン効果を表すポアソン比 ν_{rz} を式(A3.7)に示す A3.5)。式(A3.7)は一軸圧縮下または一定側圧を受ける 60N/mm² 級以下のコンクリート

の圧縮実験を基に構築されたものである。

$$\nu_{rz} = \begin{cases} \nu_0 + (\nu_p - \nu_0) \cdot R_E^4 & (R_E \leq 1.0) \\ \nu_p + (R_E - 1) \cdot \alpha_2 & (R_E > 1.0) \end{cases} \quad (\text{A3.7})$$

ただし, $\nu_p = \nu_0 + (\nu_{p0} - \nu_0) \cdot (1.0 - \sqrt{R_s})$

$$\nu_{p0} = \sigma_B / 29.4$$

$$\alpha_2 = 10 \cdot \nu_{p0} \cdot \beta_2$$

$$\beta_2 = (1.0 - 6.0 \sqrt{R_s})$$

$$R_s = {}_c\sigma_r / \sigma_B$$

$$R_E = {}_c\varepsilon_z / \varepsilon_u$$

ν_{rz} : rZ 面内のポアソン比, ν_0 : 弾性ポアソン比,

ν_p : 一軸圧縮強度時のポアソン比, ν_{p0} : 側圧 0 の場合の一軸圧縮強度時のポアソン比,

${}_c\sigma_r$: 拘束応力, σ_B : 一軸圧縮強度, ${}_c\varepsilon_z$: 軸方向ひずみ, ε_u : 一軸圧縮強度時ひずみ

山本ら A3.10) は円形 CFT 短柱の実験結果を基に, 式(A3.7)における一軸圧縮強度時のポアソン比 ν_p の評価に関する修正提案を行っている。

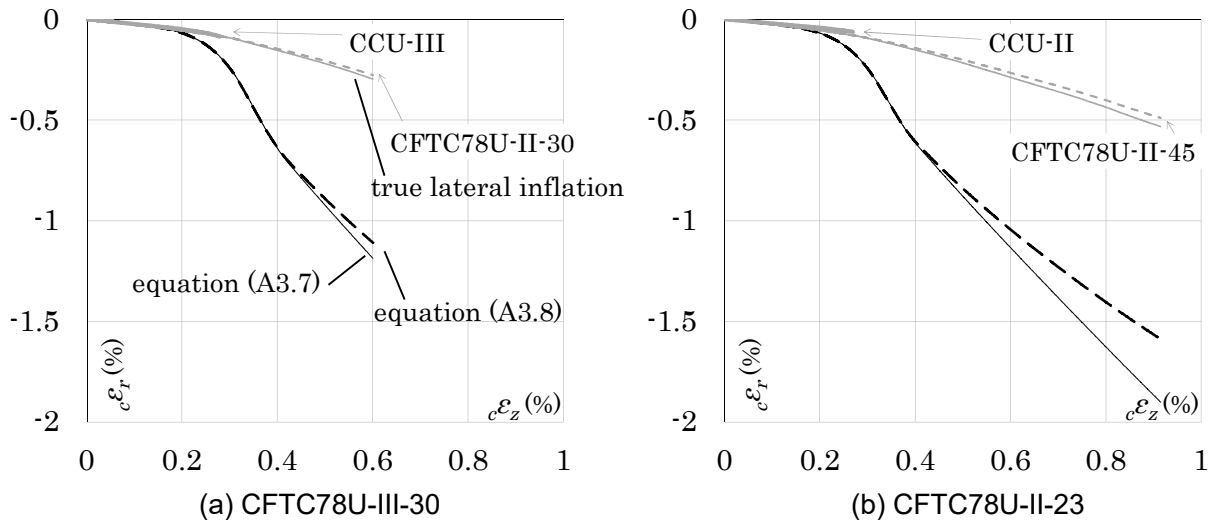
$$\nu_p' = \nu_0 + (\nu_{p0} - \nu_0) \cdot (1.0 - R_s)^\kappa \quad (\text{A3.8})$$

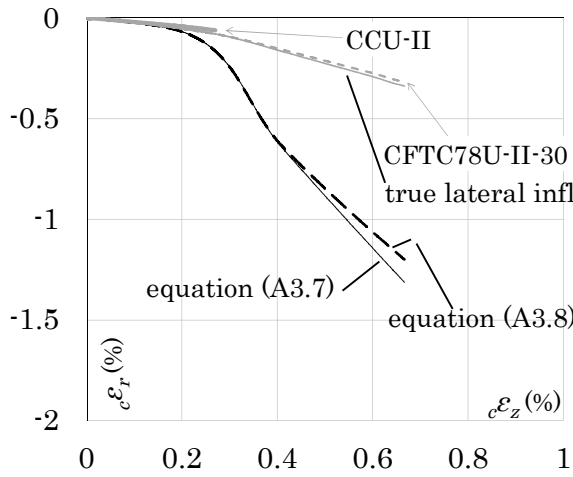
ただし, $\kappa = 10.6 \cdot \ln \sigma_B - 36.4 \quad (1 \leq \kappa \leq 10)$

ν_{rz} の評価式, その他の係数は式(A3.7)に準ずる

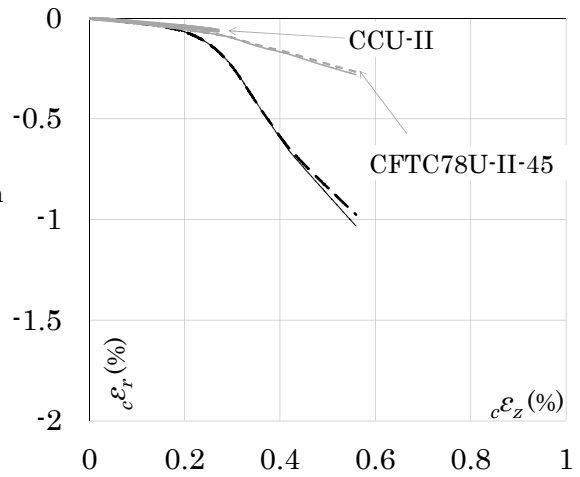
A3.5.2 実験結果との比較

第二章ならびに付録 1 に示す CFT 短柱の一軸圧縮実験により, 载荷中の CFT 短柱鋼管の周方向ひずみを得た。周方向応力発生後は充填コンクリートが鋼管に接触していると考えられ, 本項では充填コンクリートの横方向ひずみは鋼管の周方向ひずみと等しいと見なす。充填コンクリートは拘束応力 ${}_c\sigma_r$ により横方向に収縮側の変形を生じているため, この変形によるひずみ ${}_c\sigma_r / {}_cE$ (${}_cE$: コンクリートの弾性係数) を差し引いた正味の充填コンクリートの膨張量 ${}_s\varepsilon_\theta - {}_c\sigma_r / {}_cE$ と, 式(A3.7), 式(A3.8)による横方向ひずみ評価値との比較を行う (Fig.A3.19)。なお, 本研究では圧縮側を正とするため, 膨張側が負値となる。

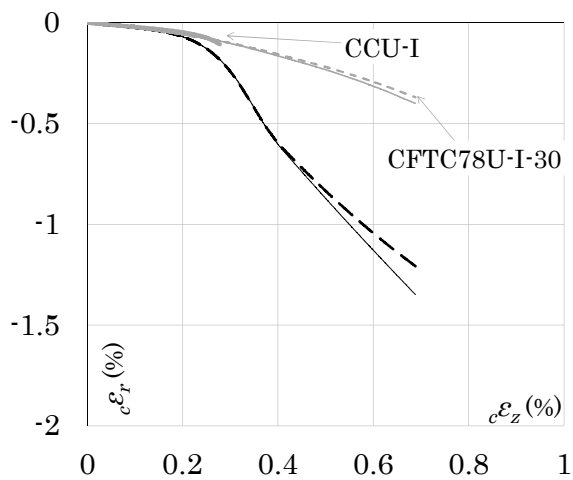




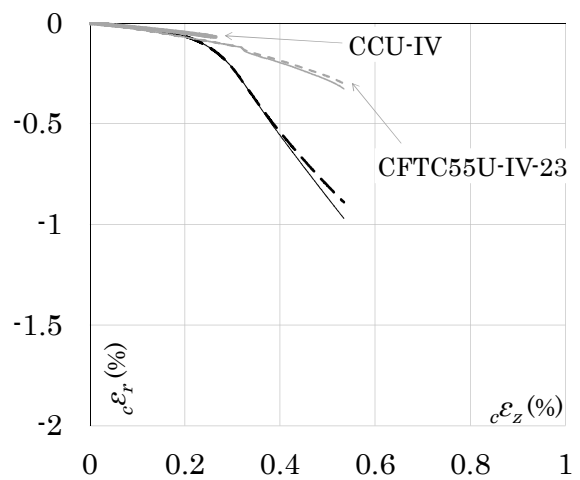
(c) CFTC78U-II-30



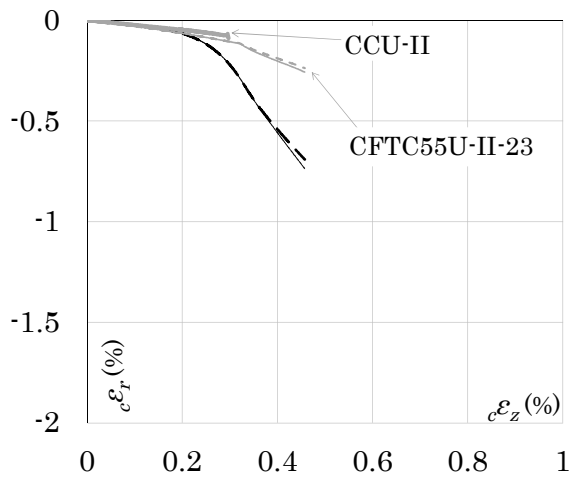
(d) CFTC78U-II-45



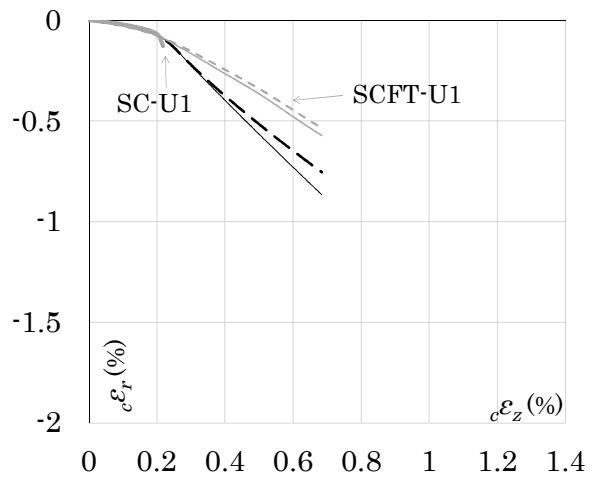
(e) CFTC78U-I-30



(f) CFTC55U-IV-23



(g) CFTC55U-II-23



(h) SCFT-U1

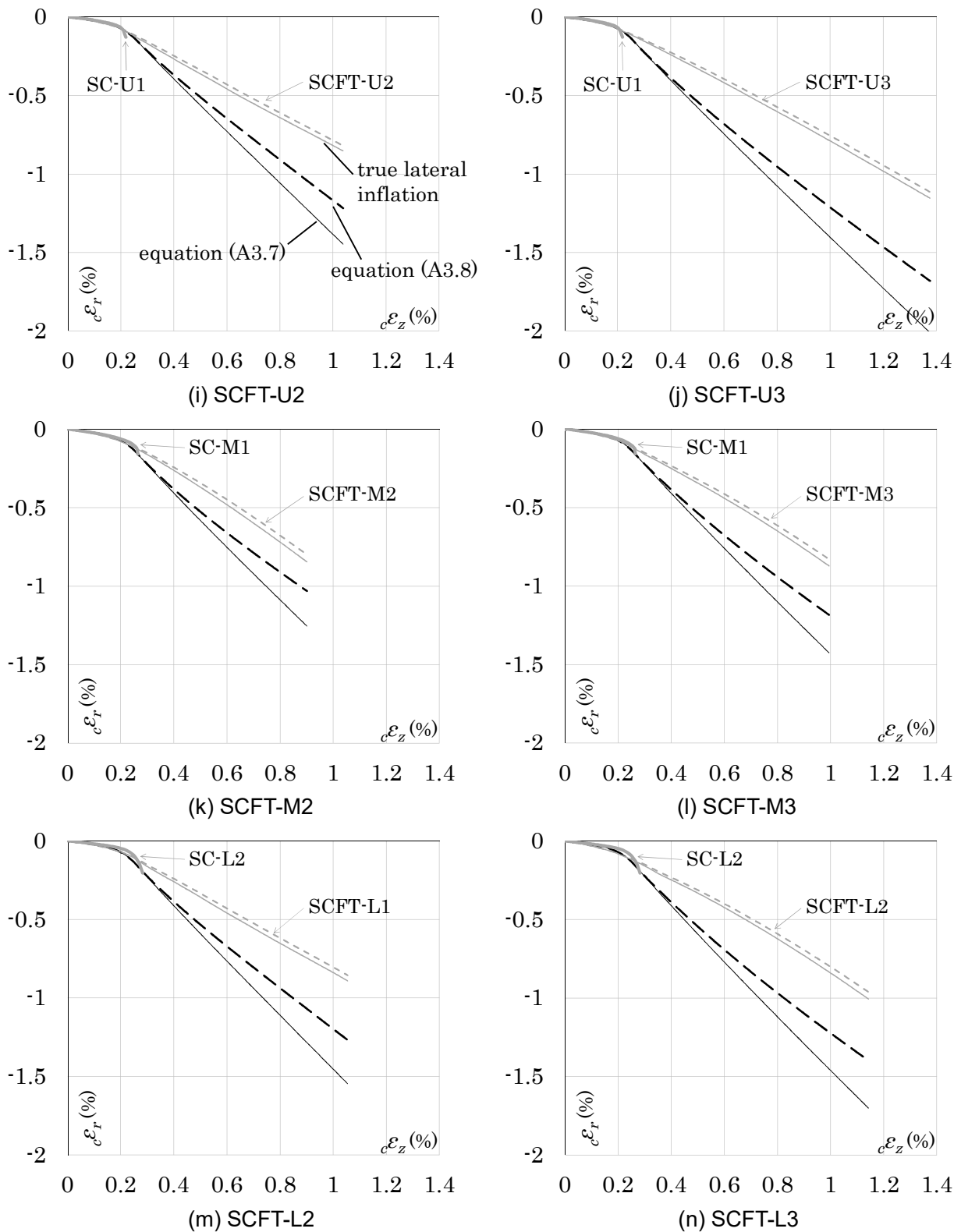


Fig.A3.19 Infilled concrete lateral strain comparison between experiment and existing equation

式(A3.7), 式(A3.8)による評価と正味の充填コンクリートの膨張量には差あり, 特に 100N/mm^2 級コンクリートを用いるシリーズ C78, C55 (第二章) の試験体において差が大きい (Fig.A3.19(a)~(g))。高強度充填コンクリート向けの非線形ポアソン比の定式化については今後の課題である。

§A3.6 まとめ

非線形ポアソン効果の考慮により、炭素繊維補強コンクリートおよび CFT 短柱充填コンクリートにおける拘束応力による応力上昇が有限要素解析で再現された。一方、CFT 短柱の場合には、充填コンクリートの軸方向応力上昇、拘束応力のいずれについても有限要素解析と実験結果に差が生じた。

本章（付録 3）では、一定側圧下におけるコンクリートの応力上昇量評価値と充填コンクリートの軸方向応力上昇量の比と、充填コンクリートの軸方向ひずみとの関係を整理し、充填コンクリートの軸方向応力を評価するための補正係数を提案した。補正係数は一軸圧縮強度時ひずみからの軸方向ひずみの進行量により決定される。この補正係数を用いることで充填コンクリートの応力-ひずみ関係の評価精度が改善することを確認した。ただし、鋼管の降伏が先行する場合の評価精度の向上や、劣化域の評価については今後の検討課題である。

充填コンクリートの横方向の膨張量の評価に関して、一定側圧下における圧縮実験を基に構築された評価式は、コンクリートが高強度であるほど実験との差が大きいことを示した。高強度充填コンクリート向けの非線形ポアソン比の定式化についても今後の検討課題である。

付録 3 の参考文献

- A3.1) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10
- A3.2) F. E. Richart, A. Brandtzege, and R.L. Brown: Failure of plain and spirally reinforced concrete in compression, Bulletin No.190, University Illinois Engineering Experimental Station, 1929.4
- A3.3) N. S. Ottosen: A Failure Criterion for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM4, pp.527-535, 1997.8
- A3.4) 長沼一洋: 三軸圧縮下の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, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- A3.5) 長沼一洋: 非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 485 号, pp.109-116, 1996.7
- A3.6) 水野英二, 畑中重光: 塑性理論によるコンクリートの載荷経路依存型圧縮軟化特性のモデル化, コンクリート工学論文集, 第 3 巻, 第 2 号, pp.1-13, 1992.7
- A3.7) 小室努, 今井和正, 村松晃次, 是永健好, 渡邊史夫: 100～180N/mm² の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 577 号, pp.77-84, 2004.3
- A3.8) S. Hatanaka, Y. Kosaka and Y Tanigawa: Plastic Deformation Behavior of Axially Loaded Concrete under Low Lateral Pressure (Part 1), Transaction of AIJ, No.377, pp.27-40, 1987.7
- A3.9) 雨宮, 野口: 超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.639-640, 1990.7
- A3.10) 山本貴正, 川口淳, 森野捷輔: 寸法効果を考慮した中心圧縮を受けるコンクリート充填円形鋼管短柱の荷重-変形関係に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 592 号, pp.193-200, 2005.6

謝 辞

本論文は、2009 年度に日本大学理工学部海洋建築工学科 中西三和教授（当時）のご指導のもとで開始した研究の成果をまとめたものです。中西先生には、研究開始をきっかけに現在に至るまで、公私両面にわたって暖かいご指導と励ましの言葉をいただきました。特にコンクリートの物性や破壊時の挙動に関して多くのことを学ばせていただきました。心より感謝申し上げます。

日本大学 安達洋名誉教授には、深い学識に基づき本研究の特徴が明確になるよう大所高所からご指導を賜りました。研究が思うように進まなかった際にも、ご助言を受け原点に立ち返って考えることで困難な状況を乗り越えることができました。心より感謝申し上げます。

日本大学理工学部海洋建築工学科 北嶋圭二教授には、大変ご多忙な中、特に本論文の執筆に際して幾度となくご指導をいただきました。実験により得られた知見を簡潔かつ的確に表現できるよう、貴重なご助言をいただきました。心より感謝申し上げます。

日本大学理工学部建築学科 長沼一洋教授には、特に有限要素解析の実施ならびにコンクリート構成則に関してご指導をいただき、実験結果を整理する際の道標を得ることができました。心より感謝申し上げます。

本研究の実験遂行と結果の整理に際しては、日本大学理工学部海洋建築工学科 安達・中西・北嶋研究室の学生諸氏に多大なご協力をいただきました。栗原翔太氏（現・大林組）には、第二章、第三章の実験、ならびに文献調査による既往の実験結果の収集、分析にご協力いただきました。杉本太一氏（現・日本郵政）には、第二章、第四章の実験、特に長方形断面 CFT 短柱の実験結果の整理にご協力いただきました。坂東美乃利氏（現・飛鳥建設）には、第四章の実験遂行と結果の整理、ならびに有限要素解析の実施にご協力いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

本研究の実験遂行に際して、日本大学理工学部理工学研究所大型構造物試験センター 菊池靖彦技手（当時）、ならびに根来工業株式会社 西清一代表取締役より多大なるご助力をいただき、高い精度を有する貴重な実験データを得ることができました。深く感謝申し上げます。

本研究は、筆者が JFE スチール株式会社スチール研究所に在籍中に実施したものです。スチール研究所 加村久哉副所長（当時）には、本研究を実施する機会を与えていただき、また壁にぶつかり暗中模索した際にも力強い激励の言葉を頂戴するなど、常に研究を後押ししてくださいました。心より御礼申し上げます。

石野和成部長（当時）、村上琢哉部長、石井匠グループリーダー（当時）、坂本義仁グループリーダーをはじめとする土木・建築研究部の皆様には、研究に打ち込める環境を整えていただくなど、本研究を長きに渡りご支援いただきました。心より御礼申し上げます。

最後に、ここまで筆者を支えてくださったすべての方に重ねて感謝申し上げます。本研究を通じて得た貴重な経験を今後の研究と人生に生かすため、より一層の精進を重ねてまいります。

令和 2 年 1 月

難波隆行