

コンクリート系各種柱材の せん断耐力に関する解析的研究

松 本 豊

論文要旨

我が国の鉄筋コンクリート（RC）造建物の耐震設計法の発展の過程において、RC 部材のせん断破壊は、安全かつ合理的な建築物を設計する上で極めて重要な要因であることが明かになった。そのため、終局時のせん断耐力の算出法や破壊形式については、RC 分野における長年の研究課題となっている。しかしながら、せん断破壊形式は、多くの要因によって影響を受ける現象であるため、十分な把握に至っていないのが現状である。1995 年の兵庫県南部地震以来、我が国は地震活動期に入ったとも言われており、それ以降、2005 年の福岡県西方沖地震、2011 年の東北地方太平洋沖地震、2016 年の熊本地震などの大きな被害地震が立て続けに起きている。これらの地震被害で、RC 造建築物の柱や杭材にせん断破壊のような脆性的な破壊が生じた。同様に、これまで構造的に注目してこなかった、袖壁付き RC 柱のせん断破壊の被害が多く見受けられた。

一方、コンファインド効果による優れた耐力と靱性を持つコンクリート充填鋼管（CFT）柱は、一般的に RC 柱に比べてせん断スパン比が大きい曲げ破壊することが多い。しかし、せん断スパン比が 1.0 以下の角形断面 CFT 短柱の場合、曲げせん断実験において、曲げ耐力に達することなくせん断破壊が生じたと報告されている。また、円形断面 CFT 短柱の場合は、円形断面無筋コンクリート柱のせん断耐力式に関して、実験的あるいは解析的研究はほとんど行われていない状況にある。したがって、解析的にコンクリート系柱部材の終局時のせん断耐力あるいは、破壊形式を精度よく評価することは重要な研究課題であると考えられる。

そこで、本論においてはコンクリート系各種柱材のせん断耐力を Vecchio らにより、RC はり部材の断面解析に適用できるように、拡張された修正圧縮場理論の解析モデルを用いて、解析的に予測したものである。本論では、コンクリート系柱部材の中でも、円形断面 RC 柱、袖壁付き RC 柱、円形断面 CFT 柱、角形断面 CFT 柱を対象とした。

本論文の構成は、本章「序論」および、全体の総括をおこなった第 6 章「まとめ」を含め 6 章から構成されている。

第1章は、本研究の背景と目的を示す。また、本研究に関連する既往の研究を「RC 円形断面柱」、「袖壁付き RC 柱」、「CFT 短柱」の3項目について整理した。また、現行の規準書に記されている終局せん断耐力の評価式についても整理した上で、本研究の位置づけを示した。

第2章は、本研究で用いた本解析モデルについて述べる。また、RC 円形断面および CFT 短柱の解析において、コンクリートの拘束効果を考慮する必要があるため、崎野らにより提案されたコンクリートの強度とその時のひずみおよび応力-ひずみ関係について述べる。

第3章は、RC 円形断面柱のせん断耐力を本解析モデルにより求め、既往の曲げせん断実験結果、現行の終局せん断耐力の評価式の計算結果との比較により、本解析モデルの RC 円形断面柱のせん断耐力解析への適用性を検討している。さらに、本解析モデルを用いて、RC 円形断面柱のせん断耐力に影響を及ぼす要因であるせん断スパン比およびコンファインド効果について検討を行っている。

第4章は、袖壁付き RC 柱のせん断耐力を本解析モデルにより求め、既往の曲げせん断実験結果、現行の終局せん断耐力の評価式の計算結果との比較により、本解析モデルの袖壁付き RC 柱のせん断耐力解析への適用性を検討している。また、本解析モデルを用いて袖壁付き RC 柱のせん断耐力に影響を及ぼす要因である袖壁の形状について述べた。さらに、袖壁付き RC 柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係について、せん断スパン比 (M/Qd) をパラメータにして本解析モデルにより検討を行っている。

第5章は、円形および角形断面 CFT 短柱のせん断耐力を本解析モデルにより求め、既往の曲げせん断実験結果、現行の終局せん断耐力の評価式の計算結果との比較により、本解析モデルの円形および角形断面 CFT 短柱のせん断耐力解析への適用性を検討している。また、CFT 短柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係およびせん断力と柱軸力との関係を、せん断スパン比 (M/QD) および軸力比 (N/No) をパラメータにして本解析モデルにより検討を行っている。最後に、円形断面 CFT 短柱のせん断耐力評価の一

つの試みとして円形断面を等断面積の正方形断面へ置き換えてせん断耐力評価を行う置換断面法の適用の可能性を検討した。

第6章は、本論で得られた結論を総括している。

Analytical Study on the Shear Strength of Various Concrete Column Members

ABSTRACT

The shear failure of RC members is an important factor in designing safe structures, and thus, the determination of the shear strength or failure mode is important. However, shear failure mode is a complicated phenomenon, and is thus not entirely understood. In Japan, the Hanshin-Awaji earthquake of 1995, West of Fukuoka earthquake of 2005, East Japan great earthquake of 2011, and the Kumamoto earthquake of 2016 resulted in severe damages. Shear failure of the columns and piles of RC structures occurred during these earthquakes.

In contrast to RC columns, concrete-filled steel tubular (CFT) columns often undergo flexural failure. However, the rectangular CFT short column, which had a shear span ratio of less than 1.0, underwent shear failure during the experiment. Thus, the analytical calculation of the shear strength of RC and CFT columns is an important research topic.

In this study, the shear strength of circular RC columns is obtained using an analytical models based on a modified compression field theory that enables the sectional analysis of the beams.

This paper consists of six chapters as follows:

Chapter 1 describes the background and summarizes the purpose of this study.

Chapter 2 describes an analytical model based on a modified compression

field theory (MCFT). Moreover, the confined concrete stress-strain relations proposed by Sakino are described.

Chapter 3, describes how the shear strength of circular RC columns was obtained using an analytical model based on an MCFT that enables the sectional analysis of the beams. By comparing the analytical results with previous experimental results, we were able to assess the suitability of this analytical model for estimating the shear strength of circular RC columns.

In addition, the applicability of design equations for the shear strength of circular RC columns was examined through existing experimental results. Next, the validity range of the shear strengths was evaluated by substituting rectangular for circular column sections. The relationship between the shear strength of the circular RC columns and the shear span ratio (M/QD) is also discussed. Additionally, we examined the calculation of the shear strength in the analytical model by using equations to estimate the concrete strength of confined concrete.

Chapter 4, describes how the shear strength of RC columns with wing walls was obtained by using an analytical model of the MCFT that was extended to be applicable to the cross-section analysis of beams. By comparing the analytical results with the existing experimental results, the applicability of this analytical model to the analysis of the shear strength of RC columns with wing walls was examined. Next, the applicability of the design equations for the shear strength of RC columns with wing walls shear strength was examined through the existing experimental results. In addition, the shear strength was investigated by analyses using the wing walls shape and the shear span ratio (M/QD)

as parameters.

Chapter 5, describes how the shear strength of circular and rectangular CFT short columns was obtained by using an analytical model of the MCFT that was extended to be applicable to the cross-section analysis of beams. By comparing the analytical results with the existing experimental results, the applicability of this analytical model to the analysis of the shear strength of CFT short columns was examined. Next, the shear span ratio (M/QD) and the axial force ratio (N/N_o), which are the factors influencing the shear strength, were investigated by analyses using M/QD and N/N_o as parameters. In addition, the possibility of applying a method of replacement of cross-section, in which shear strength was evaluated by substituting a CFT column of a rectangular section for that of a circular section, is discussed.

Chapter 6 summarizes the results main findings of this study as the conclusions.

本研究に関する既発表論文

- 1) 松本豊, 栗原和夫, 大嶺斎, 島津勝: 拡張された修正圧縮場理論によるコンクリート充填鋼管短柱のせん断耐力の検討, 構造工学論文集, Vol. 60B, pp. 73-80, 2014. 3
- 2) Yutaka Matsumoto, Masaru Shimazu, Miki Hayashi, Koji Azuma, Kazuo Kurihara: Calculation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Circular Section using the Extended Modified Compression Field Theory
Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol. 17, 2018. 9
- 3) 松本豊, 栗原和夫, 林美貴: 拡張された修正圧縮場理論による RC 円形断面柱のせん断耐力の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 715-720, 2009. 7
- 4) 松本豊, 栗原和夫, 大嶺斎, 島津勝: 拡張された修正圧縮場理論による袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, pp. 613-618, 2013. 7
- 5) 松本豊, 島津勝, 東康二, 栗原和夫: 拡張された修正圧縮場理論による片袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, No. 2, pp. 703-708, 2016. 7
- 6) Yutaka Matsumoto, Kazuo Kurihara: Numerical Studies On Shear Strengths Of Reinforced Concrete Members, The 10th International Symposium on Architectural Interchanges in Asia, pp. 1292-1296, 2014. 6
- 7) 栗原和夫, 岡島康樹, 松本豊: 拡張された修正圧縮場理論による RC 円形断面柱のせん断耐力の検討, 崇城大学研究報告, 第 32 巻, 第 1 号, pp. 51-58, 平成 19 年 3 月
- 8) 栗原和夫, 神崎翔伍, 松本豊, 大城盛弘: コンクリート充填鋼管柱の曲げせん断耐力についての解析的研究, 崇城大学研究報告, 第 33 巻, 第 1 号, pp. 43-50, 平成 20 年 3 月
- 9) 栗原和夫, 大嶺斎, 松本豊, 島津勝: 拡張された修正圧縮場理論による袖壁付き RC 柱のせん断耐力評価についての解析的研究, 崇城大学紀要, 第 38 巻, pp. 47-58, 平成 25 年 3 月
- 10) 岡島康樹, 栗原和夫, 松本豊, 木上陽介: 拡張した修正圧縮場理論による RC 円形断面部材のせん断耐力算定式の検討, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 44 号, pp. 341-344, 2005. 3
- 11) 神崎翔伍, 栗原和夫, 松本豊: コンクリート充填鋼管柱の曲げせん断耐力についての解析的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 46 号, pp. 633-636, 2007. 3
- 12) 大嶺斎, 栗原和夫, 松本豊, 島津勝: CFT 短柱の曲げせん断耐力についての解析的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 51 号, pp. 753-756, 2012. 3
- 13) 松本豊, 栗原和夫, 大嶺斎, 島津勝, 林美貴: 修正圧縮場理論による C F T 極短柱のせん

- 断耐力についての解析的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 53 号 2014 年 3 月, pp. 537-540, 2014. 3
- 14) 坂上友紀, 松本豊, 島津勝, 東康二, 栗原和夫: 修正圧縮場理論による片側袖壁付き RC 柱のせん断耐力についての解析的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 55 号, pp. 525-528, 2016. 3
- 15) 松本豊, 林美貴, 東康二, 栗原和夫: 修正圧縮場理論による各種 C F T 極短柱のせん断耐力についての解析的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 55 号, pp. 557-560, 2016. 3
- 16) 松本豊, 島津勝, 東康二, 林美貴, 栗原和夫: 修正圧縮場理論による長方形 C F T 極短柱のせん断耐力についての解析的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 56 号, pp. 533-536, 2017. 3
- 17) 松本豊, 栗原和夫, 岡島康樹, 木上陽介: 拡張した修正圧縮場理論による RC 円形断面部材のせん断耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp. 661-662, 2005. 9
- 18) 松本豊, 栗原和夫, 神崎翔伍: コンクリート充填鋼管柱の曲げせん断耐力についての解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 633-636, 2007. 8
- 19) 松本豊, 栗原和夫, 林美貴, 島津勝: 修正圧縮場理論による袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp. 265-266, 2010. 9
- 20) 松本豊, 栗原和夫, 大嶺斎, 島津勝: 円形断面 C F T 短柱の角形断面への置換による曲げせん断耐力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp. 1185-1186, 2011. 8
- 21) 松本豊, 栗原和夫, 大嶺斎, 島津勝: 修正圧縮場理論による各種袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp. 431-432, 2012. 9
- 22) 松本豊, 栗原和夫, 東康二, 島津勝, 林美貴: 修正圧縮場理論による片袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp. 117-118, 2015. 9
- 23) 松本豊, 栗原和夫, 東康二, 島津勝, 林美貴: 片袖壁付き RC 柱の構造特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(福岡), pp. 13-14, 2016. 8
- 24) 松本豊, 栗原和夫, 東康二, 島津勝, 林美貴: 修正した圧縮場理論による RC 断面部材のせん断耐力に関する予備解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 319-320, 2018. 9

目 次

第1章 序論

1.1	研究の背景と目的	・・・ 1
1.2	既往の研究	・・・ 4
1.2.1	RC円形柱	・・・ 4
1.2.2	袖壁付きRC柱	・・・ 6
1.2.3	CFT短柱	・・・ 7
1.3	本論文の内容	・・・ 9

第2章 解析モデル

2.1	はじめに	・・・ 11
2.2	拡張された修正圧縮場理論	・・・ 11
2.3	解析方法	・・・ 13
2.4	材料モデル	・・・ 15
2.4.1	コンクリートの応力-ひずみ関係	・・・ 15
2.4.2	コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係	・・・ 17
2.4.3	鉄筋の応力-ひずみ関係	・・・ 23
2.4.4	鋼管の応力-ひずみ関係	・・・ 24

第3章 RC円形断面柱のせん断耐力の検討

3.1	はじめに	・・・ 27
3.2	円形断面の解析モデル	・・・ 28
3.2.1	解析上の破壊形式	・・・ 28
3.2.2	円形断面の分割について	・・・ 31
3.3	現行の終局せん断耐力評価法	・・・ 33
3.3.1	終局せん断耐力式A法	・・・ 33
3.3.2	終局せん断耐力式B法	・・・ 34
3.3.3	修正荒川 mean 式	・・・ 35
3.4	結果の比較および検討	・・・ 36
3.4.1	本解析結果と既往実験結果との比較	・・・ 36
3.4.2	本解析結果とA法、B法および修正荒川 mean 式 による計算結果との比較	・・・ 38

3.4.3	既往実験結果とA法、B法および修正荒川 mean 式 による計算結果との比較	・・・ 40
3.5	置換断面法の検討	・・・ 43
3.5.1	置換方法	・・・ 43
3.5.2	本解析結果と既往実験結果との比較	・・・ 46
3.5.3	円形断面と置換断面との比較	・・・ 47
3.6	最大耐力時のせん断力と曲げモーメントの関係	・・・ 48
3.7	コンファインド効果についての検討	・・・ 49
3.8	まとめ	・・・ 50
第4章	袖壁付きRC柱のせん断耐力の検討	
4.1	はじめに	・・・ 51
4.2	袖壁付きRC柱の解析モデル	・・・ 53
4.2.1	解析上の破壊形式	・・・ 53
4.2.2	袖壁付き柱の分割について	・・・ 54
4.3	現行の終局せん断耐力評価法	・・・ 55
4.3.1	耐震診断式	・・・ 55
4.3.2	構造技術式	・・・ 57
4.4	結果の比較および検討	・・・ 59
4.4.1	本解析結果と既往実験結果との比較	・・・ 59
4.4.2	本解析結果と耐震診断式および構造技術式 による計算結果との比較	・・・ 61
4.4.3	既往実験結果と耐震診断式および構造技術式 による計算結果との比較	・・・ 63
4.5	袖壁の断面形状による検討	・・・ 65
4.5.1	袖壁長さ比による検討	・・・ 65
4.5.2	袖壁厚さ比による検討	・・・ 67
4.5.3	せん断スパン比による検討	・・・ 68
4.6	最大耐力時のせん断力と曲げモーメントの関係	・・・ 70
4.6.1	均等袖壁	・・・ 70
4.6.2	不均等袖壁	・・・ 71
4.6.3	片袖壁	・・・ 72
4.7	まとめ	・・・ 73

第5章	C F T柱のせん断耐力の検討	
5.1	はじめに	75
5.2	C F T柱の解析モデル	77
5.2.1	解析上の破壊形式	77
5.2.2	解析モデルのC F T短柱の断面解析への拡張	79
5.3	現行の終局せん断耐力評価法	80
5.3.1	C F T指針式	80
5.3.2	S R C規準式	87
5.4	結果の比較および検討	94
5.4.1	本解析結果と既往実験結果との比較	95
5.4.2	本解析結果とC F T指針式およびS R C規準式 による計算結果との比較	98
5.4.3	既往実験結果とC F T指針式およびS R C規準式 による計算結果との比較	103
5.5	最大耐力時のせん断力と曲げモーメントの関係	109
5.5.1	円形断面	109
5.5.2	角形断面	110
5.6	最大耐力時のせん断力と軸力比の関係	111
5.6.1	円形断面	111
5.6.2	角形断面	112
5.7	最大耐力時のせん断力とD／Bの関係	114
5.8	置換断面法の検討	115
5.8.1	置換方法	115
5.8.2	円形断面の実験結果と置換正方形断面の解析結果との比較	116
5.8.3	円形断面と置換正方形断面との解析結果の比較	117
5.9	まとめ	118
第6章	結論	121
	参考文献	125
	謝辞	133
	付録	135

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

我が国の鉄筋コンクリート造建物の耐震設計法の発展の過程において、鉄筋コンクリート部材の終局せん断耐力の算出法や破壊形式は、安全かつ合理的な建築物を設計する上で極めて重要な要因であることが明かになった。そのため、終局せん断耐力の算出法や破壊形式については、鉄筋コンクリート分野における長年の研究課題^{1),2)}となっている。

しかしながら、せん断破壊は、多くの要因によって影響を受ける現象であるため、その破壊形式は極めて複雑であり十分に性状が把握されていないという現状にある。

1995年の兵庫県南部地震以来、我が国は地震活動期に入ったとも言われており、それ以降、2004年の新潟県中越地震、2005年の福岡県西方沖地震、2011年の東北地方太平洋沖地震、2016年の熊本地震などの大きな被害地震が立て続けに起きている。この地震で広範囲にわたって建築物に多大な被害がもたらされた。鉄筋コンクリート造建物被害について、特に1971年以前に建設された建物の柱や場所打ちコンクリート杭は、せん断補強筋が十分でない場合が多く、柱や杭材にせん断破壊が多く見受けられた。また、これまで構造的に注目してこなかった袖壁付きRC柱のせん断破壊の被害も多く見受けられた。このような地震被害報告^{3)~6)}から現在、せん断設計の重要性が高まっている。

上部構造におけるRC円形断面柱の終局せん断耐力に関しては、明確に記載されている規準^{7),8)}などはなく、暫定的に「円形断面柱せん断終局耐力は等価な正方形断面に置換して評価を行ってよい」として既存の矩形断面の終局せん断耐力の評価式を準用する方法を推奨するにとどめている。

また、建築基礎構造設計指針⁹⁾に記載されている基礎構造の設計は依然として許容応力度設計法が主体であり、円形断面のRC杭の終局せん断耐力に関しては「場所打ちコンクリート杭の終局せん断耐力は、円形断面を断面積が等しい正方形断面に置き換え、鉄筋コンクリート部材のせん断強度の下限值を与える実験式を準用すれば算定できる」として上部構造と同様の方法を示している。しかしながら、正方形断面に置換する設計法においては、せん断耐力に影響を及ぼす要因であるせん断補強筋比、主筋比、せん断スパ

ン比などの取扱いについての明確な記述はなく、また解析研究だけでなく実験研究においてもこれらの構造特性の十分な把握には至っていないのが現状と考えられる。

柱の剛性、耐力を上昇させるため有効な耐震部材となる袖壁付き RC 柱の設計に関しては、2010 年に改訂された鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁰⁾において、これまでに示されなかった袖壁付き RC 柱の許容応力度の評価法が示された。これにより許容応力度設計においては袖壁などの 2 次部材を構造設計に取り入れることが可能となった。しかし、袖壁付き柱を設けることは建物の耐震性能を向上させるのに有効であるが、構造計画の煩雑さや、柱の剛性評価、袖壁が引張側となるときの終局せん断耐力評価式が確立されていないことから、積極的に採用されることは少ない。したがって、実務においては構造スリットにより袖壁を構造部材と切り離して設計されることが多いのが現状である。^{11) ~13)} また、東日本大震災⁵⁾、熊本地震⁶⁾では、構造的に注目してこなかった袖壁付き RC 柱には、せん断破壊が多く見受けられた。

現行の袖壁付き RC 柱の終局せん断耐力の評価法については、袖壁付き柱断面を等価な長方形断面柱に置換して、実験式である修正荒川式^{14), 15)}に基づいた評価式により求められことが多い。

しかしながら、この評価法において、力学的な根拠や背景は必ずしも明快ではない。さらに、この評価式では両側に袖壁がある場合を前提としており、片側の壁付き RC 柱では、具体的な適用方法が明確になっていないなど袖壁形状に関する特有の問題が残されている。また、2015 年の日本建築学会大会のパネルディスカッション¹⁶⁾では、これまでの日本建築学会の規準・指針における袖壁付き RC 柱の損傷評価の評価法や 2 次壁(袖壁、腰・垂れ壁、方立壁)の有用な利用方法など今後の課題が報告された。以上の課題を解決するために、袖壁付き RC 柱のせん断耐力評価に関する実験的研究および構造特性の評価法についての研究が盛んに行われるようになった。^{17) ~38)}

一方、コンファインド効果による優れた耐力と靱性を持つコンクリート充填鋼管(以下、CFT と呼ぶ)柱は、一般的に鉄筋コンクリート柱に比べてせん断スパン比が大きいため曲

げ破壊することが多い。しかし、せん断スパン比が 1.0 以下の角形断面 CFT 短柱の場合、曲げせん断実験において、曲げ耐力に達することなくせん断破壊が生じたと報告^{39), 40)}されている。この曲げせん断実験研究の対象は、正方形断面の CFT 極短柱である。また、2008 年改定版のコンクリート充填鋼管構造設計施工指針⁴¹⁾ (以下、CFT 指針と呼ぶ) では、円形および正方形断面の終局せん断耐力の評価式が記載されている。しかしながら、円形断面 CFT 極短柱の場合は「円形断面無筋コンクリート柱のせん断耐力式に関しては、実験的あるいは解析的研究は行われておらず、今後の検討課題である」と述べられている。長方形断面についても、円形断面と同様な状況にあり構造性能、破壊性状についても未解明な部分が多いものと考えられる。また、2001 年に改訂された鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁴²⁾ (以下、SRC 規準と呼ぶ) では、円形、角形断面ともにせん断スパン比に対する適用範囲が定められておらず、円形断面の終局せん断耐力は、鋼管部分とコンクリート部分の各々の終局曲げ耐力時のせん断力の累加により評価するとされている。

このように、円形 CFT 極短柱についての実験的および解析的な研究は殆んど行われてなく、自由な構造計画を可能にするためのせん断耐力の評価法を定式化するには、円形断面 CFT 極短柱の弾塑性性状、特にせん断性状を実験的・解析的に把握することが必要であると考えられる。

以上のような背景により、RC 円形断面柱、袖壁付き RC 柱、あるいは CFT 短柱の終局せん断耐力は未解明な部分が多く解析的検討も十分に行われていないのが現状である。よって、これらの断面の終局せん断耐力を解析的に予測することは極めて重要であると考えられる。

そこで、本論の目的は、Vecchio らにより RC はり部材の断面解析に適用できるように拡張された修正圧縮場理論⁴³⁾の解析モデル (以下、本解析モデルと呼ぶ) を用いて、コンクリート系柱部材の終局せん断耐力を解析的に予測することである。本論で取扱う柱部材の断面構成は、①RC 円形断面、②袖壁付き RC 断面、③CFT 円形断面、CFT 角形 (正

方形、長方形)断面を対象とした。なお、本論では、上記①、②、③の断面を総称してコンクリート系各種柱材と呼ぶこととし、本解析モデルを用いて以下の5項目について検討を行う。

- 1) コンクリート系各種柱材の既往の曲げせん断実験結果との比較により、本解析モデルのコンクリート系各種柱部材の終局せん断耐力解析への適用性の検討
- 2) コンクリート系各種柱材の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係およびせん断力と柱軸力との関係をせん断スパン比 (M/QD) および軸力比 (N/N_0) をパラメータとした検討
- 3) 本解析モデルを用いてRC円形断面柱を等価な正方形断面あるいは長方形断面に置換する設計法(以下、置換断面法と呼ぶ)の適用性の検討
- 4) 袖壁付きRC柱および長方形CFT短柱の終局せん断耐力に影響を及ぼす要因である断面形状(袖壁の長さ、厚さあるいは長方形CFT柱のせい、幅)についての検討
- 5) 円形CFT短柱の終局せん断耐力評価を行う置換断面法の適用性についての検討

1.2 既往の研究

1.2.1 RC円形断面柱

RC円形断面柱の曲げせん断実験に関しては、正方形および長方形断面部材に比べ、極めて少なく、その耐震性能の評価に基づいた設計法を確立するためには多くの実験資料の蓄積が必要となった。このため、1998年より場所打ちRC杭の二次設計の確立を目的とするせん断性能評価に関する実験的研究^{44)~54)}が集中的に多くの研究者により実施された。また、1978年には黒正・林らによる円形断面および正方形置換断面柱の曲げせん断実験などの一連の研究^{55)~58)}が、2002年、2003年には金ら⁵⁹⁾、山田ら⁶⁰⁾により同様の曲げせん断実験が行われた。しかしながら、円形断面と正方形および長方形断面との構造特性の違い、せん断耐力に影響を及ぼす要因についての十分な検討には至っていないようである。

一方、解析的研究に関しては、1987年に渡辺ら⁶¹⁾は、PCパイルのせん断耐力算定方法を示すとともに、円形せん断補強筋の補強効果を従来の長方形せん断補強筋に対する補強効果式に低減係数を乗じたものとして表した。この係数は、鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説⁷⁾（以後、耐震指針と呼ぶ）における中実円断面部材のせん断設計に採用されている。鈴木・中塚ら⁶²⁾は、塑性理論を用いたB法⁷⁾による円形柱の終局せん断強度式を誘導し、修正荒川式などの各種算定式との比較検討によりその実用性を報告している。また、林ら^{63),64)}は、置換断面法について、既往の多くのRC円形断面部材の曲げせん断実験結果と修正荒川式およびA法との比較により、その適用性について述べている。孫ら⁶⁵⁾は、RC円形断面部材を正方形断面に置換することなく、せん断終局耐力を直接評価するための設計式を提案し、既往の多くの実験結果との比較検討を行い、既往のせん断設計式と同じ精度で実験結果を評価できると報告している。

以上のように、現行の指針^{7)~9)}などに記載されている置換断面法においては、せん断耐力に影響を及ぼす要因であるせん断補強筋比、主筋比、せん断スパン比などの取扱いについての明確な記述はなく、また解析研究だけでなく実験研究においてもこれらの構造特性の十分な把握には至っていないのが現状と考えられる。

そこで、松本ら⁶⁶⁾は、本解析モデルを用いて、RC円形断面柱のせん断耐力を求め、得られた解析結果と既往の実験結果^{44)~54), 56), 62)~65), 67)}との比較により本解析モデルの適用性の検討を行っている。また、RC円形断面柱の終局せん断耐力解析への適用性および円形断面を等断面積に置き換えてせん断耐力を評価する置換断面法の適用性について検討を行っている。さらに、本解析モデルを用いて、RC円形断面柱のせん断耐力に影響を及ぼす要因であるせん断スパン比およびコンファインド効果について行っている。

1.2.2 袖壁付き RC 柱

1995 年の兵庫県南部地震において、袖壁などを切り離した純フレームに修復不可能な損傷などの被害を受けたことが報告され、使用限界性能や修復限界性能を高めるために有効と考えられる袖壁付き RC 柱の精度良い性能評価方法が必要と言われた⁶⁸⁾。また、耐震スリットなどの施工性の問題が解消でき、強度型の建物において柱の剛性、耐力を上昇させるために有効な耐震要素となる袖壁付き RC 柱の構造性能を把握する必要性が高まってきた¹⁹⁾。このような背景より、最近、袖壁付き RC 柱を構造部材として積極的に評価するための実験的研究および構造特性の評価法について研究^{17)~38)}が行われるようになった。

解析的研究に関しては、壁谷澤ら⁶⁹⁾および磯ら⁷⁰⁾は、壁部分と柱部分の壁厚さを差し引いた部分とに分割して各々の終局せん断耐力を実験式である修正荒川式および理論式である A 法により求めて累加するモデルを提案している。累加するモデルは、「2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書」⁷¹⁾、「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説」¹⁾、「2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説」⁷²⁾における袖壁付き RC 柱の終局せん断耐力式に採用されている。

野口ら⁷³⁾は、3 次元 FEM 解析プログラムを用いて、袖壁付き柱の破壊性状や変形、応力状態、ひび割れ状態について検討すると共に、袖壁と柱のエネルギー吸収性能に関する検討を行っている。この解析結果において最大耐力時のせん断力は、既往実験結果より約 20%大きくなっていると述べている。そして、柱のみと袖壁付き柱とのエネルギー負担率を比較した結果、柱のみの場合、初期段階で消費エネルギーが小さいが、変形が進むにつれてエネルギーの消費が大きくなる傾向を示したと述べている。

倉本ら³⁸⁾は、袖壁付き柱の損傷軽減を目的とし、壁筋の定着状態および耐震スリットの有無をパラメータとした 3 次元 FEM 解析を実施している。FEM 解析において、耐震スリットを袖壁の上下の端部に設けた場合は、袖壁に形成されるストラットの応力が

耐震スリットを設けていない場合よりも小さくなり、袖壁におけるひび割れ面積および剥離面積を軽減することができると述べている。

一方、実験的研究に関しては、壁谷澤ら^{20), 22), 24), 27), 28), 33), 69)}は、2008～2010 年に袖壁付き柱の終局せん断耐力式を確立することを目的とした曲げせん断実験を行い、実験結果と提案した分割累加モデルによる計算結果を比較し、提案した累加するモデルの妥当性を検討している。

磯ら^{19), 21), 23), 34)}は、袖壁付き柱の破壊性状・変形状を明らかにすることを目的とし、柱の帯筋比、袖壁の横筋比をパラメータとした袖壁付き柱の曲げせん断実験を行い、柱と袖壁のひび割れをせん断ひび割れと曲げひび割れに分類し、破壊性状を明らかにしている。さらに、せん断性状を把握するため、袖壁の厚さ、柱の帯筋比、袖壁の横筋比および袖壁長さをパラメータとした袖壁付き柱の曲げせん断実験を行い、袖壁付き柱のせん断性状は、柱と袖壁の一体性の程度により異なり、これを考慮に入れたせん断性状の評価法が必要であると指摘している。

以上のように、近年の実験的研究成果により、袖壁付き RC 柱に関する規準書が整備され、耐力や破壊性状など構造特性に及ぼす要因（袖壁の配置、形状）が徐々に解明されつつある。しかしながら、解析的研究においては、研究成果が少なく、終局せん断耐力および構造特性の十分な把握には至っていないのが現状である。

松本ら^{74), 75)}は、本解析モデルを用いて、袖壁付き RC 柱のせん断耐力を求め、得られた解析結果と既往の実験結果^{17)～38)}との比較により本解析モデルの適用性を検討している。さらに、本解析モデルにより袖壁付き RC 柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係について、せん断スパン比 (M/Qd) をパラメータにした検討を行っている。

1.2.3 CFT 短柱

せん断スパン比が 1.0 以下であるコンクリート充填鋼管柱（以下、CFT 極短柱と呼ぶ）のせん断耐力の算定には、CFT 指針⁴¹⁾の終局耐力算定式が用いられている。しか

しながら、円形断面 CFT 極短柱の場合は「円形断面無筋コンクリート柱のせん断耐力式に関しては、実験的あるいは解析的研究は行われておらず、今後の検討課題である」と述べられている。正方形断面では、崎野らの曲げせん断実験^{39), 40)}により曲げ耐力に達することなくせん断破壊が生じたと報告されているが、長方形断面についての実験は、ほとんど行われておらず構造性能、破壊性状については未解明な部分が多いものと考えられる。長方形 CFT 断面については、2016 年の日本建築学会大会のパネルディスカッション⁷⁶⁾で、長方形断面柱は、断面の方向により耐力および剛性が大きく変えることができるため、構造特性が方向により異なる構造物においてはより合理的および経済的な構造設計ができると考えられる。しかし、長方形断面の実験的研究は、わずかであり、耐力評価式の検証に十分な量でない状況にあると報告された。

そこで、中原ら^{77)~81)}は、円形および長方形断面 CFT 極短柱のせん断挙動を把握するために、径厚比、せん断スパン比、軸力比をパラメータとした円形、長方形 CFT 極短柱の曲げせん断実験を行い、実験結果と現行の CFT 指針の終局せん断耐力式による計算結果とを比較し CFT 指針の終局せん断耐力式の妥当性の検討を行った。その結果、円形断面 CFT 極短柱では軸力比が大きくなるにつれ CFT 指針の終局せん断耐力式による計算結果は、小さくなる傾向を示し、コンファインド効果による見かけ上のコンクリートの耐力上昇を評価できればせん断耐力の推定精度は向上することを報告している。さらに、中原、内田⁸²⁾らは、せん断スパン比が 0.5 以下の円形 CFT 極短柱を対象とした 3 次元 FEM 解析を行い、実験結果と解析結果の剛性および最大耐力の比較を行っている。しかしながら、破壊性状あるいは、終局せん断耐力に影響を及ぼすと考えられる軸力比やせん断スパン比の関係および長方形 CFT 短柱を対象とした 3 次元 FEM 解析についての検討までは至っていないようである。

以上のように、円形および長方形断面 CFT 極短柱についての解析的な研究は殆んど行われてなく、自由な構造計画を可能にするための終局せん断耐力の評価法を定式化するには、円形断面 CFT 極短柱の弾塑性性状、特にせん断性状を実験的・解析的に把

握することが必要であると考えられる。

そこで、松本ら^{83)~85)}は、本解析モデルを用いて、円形および角形 CFT 短柱のせん断耐力を求め、得られた解析結果と既往の実験結果^{77)~81), 86)~93)}との比較により本解析モデルの適用性を検討している。また、CFT 短柱のせん断耐力に影響を及ぼす要因であるせん断スパン比および軸力比について検討を行った。そして、本解析モデルを用いて、円形断面 CFT 短柱のせん断耐力評価の一つの試みとして置換断面法の適用性の検討を報告している。

1.3 本論文の構成

本論文の構成は、本章「序論」および、全体の総括をおこなった第 6 章「まとめ」を含め 6 章から構成されている。

第 1 章は、本研究の背景と目的を示す。また、本研究に関連する既往の研究を「RC 円形断面柱」、「袖壁付き RC 柱」、「CFT 短柱」の 3 項目について整理した。また、現行の規準書に記されている終局せん断耐力の評価式についても整理した上で、本研究の位置づけを示した。

第 2 章は、本研究で用いた、本解析モデルについて述べる。また、RC 円形断面および CFT 短柱の解析において、コンクリートの拘束効果を考慮する必要があるため、崎野らにより提案^{94)~96)}されたコンクリートの強度とその時のひずみおよび応力-ひずみ関係について述べる。

第 3 章は、RC 円形断面柱のせん断耐力を本解析モデルにより求め、既往の曲げせん断実験結果^{44)~49), 53)~57), 59)~65)}、現行の終局せん断耐力の評価式の計算結果との比較により、本解析モデルの RC 円形断面柱のせん断耐力解析への適用性を検討している。さらに、本解析モデルを用いて、RC 円形断面柱のせん断耐力に影響を及ぼす要因であるせん断スパン比およびコンファインド効果について検討を行っている。

第4章は、袖壁付き RC 柱のせん断耐力を本解析モデルにより求め、既往の曲げせん断実験結果^{27)~38)}、現行の終局せん断耐力の評価式の計算結果との比較により、本解析モデルの袖壁付き RC 柱のせん断耐力解析への適用性を検討している。また、本解析モデルを用いて袖壁付き RC 柱のせん断耐力に影響を及ぼす要因である袖壁の形状について述べた。さらに、袖壁付き RC 柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係について、せん断スパン比 (M/Qd) をパラメータにして本解析モデルにより検討を行っている。

第5章は、円形および角形断面 CFT 短柱のせん断耐力を本解析モデルにより求め、既往の曲げせん断実験結果^{39), 40), 77), 78) 86) ~93)}、現行の終局せん断耐力の評価式の計算結果との比較により、本解析モデルの円形および角形断面 CFT 短柱のせん断耐力解析への適用性を検討している。また、CFT 短柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係およびせん断力と柱軸力との関係を、せん断スパン比 (M/QD) および軸力比 (N/N_o) をパラメータにして本解析モデルにより検討を行っている。最後に、円形断面 CFT 短柱のせん断耐力評価の一つの試みとして円形断面を等断面積の正方形断面へ置き換えてせん断耐力評価を行う置換断面法の適用の可能性を検討した。

第6章は、本論で得られた結論を総括している。

第2章 解析モデル

2.1 はじめに

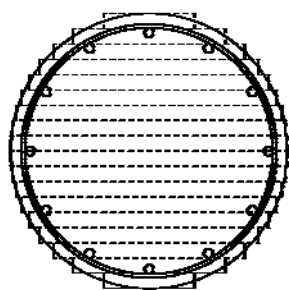
鉄筋コンクリート部材のせん断破壊問題を解析的なアプローチによって解明する一つの手法に Vecchio らの提案した修正圧縮場理論がある。その特徴としては、RC 平板要素に一樣な応力とひずみを受ける要素として捉え、鉄筋とコンクリートに分離し、ひずみの適合条件、力の釣合い条件および鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて RC 要素の弾塑性性状を予測することができることにある。そこで本章では、Vecchio らによって RC はりや柱部材の断面解析に適用できるように拡張された修正圧縮場理論について述べる。

2.2 拡張された修正圧縮場理論

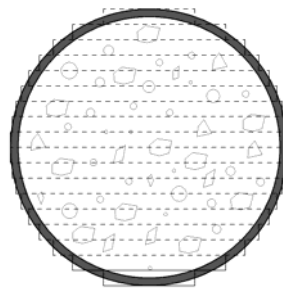
Vecchio らの提案した修正圧縮場理論⁹⁷⁾は、RC 部材の一部を RC 平板要素として取り出し、これを一樣な応力とひずみを受ける要素として捉え、鉄筋とコンクリートに分離し、ひずみの適合条件、力の釣合い条件および鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて RC 要素の弾塑性性状を予測することができる手法である。しかしながら、この理論は、一樣なせん断応力、軸応力の作用を受け、一樣なひずみが生じている部材のみ予測可能であり、RC はり部材のように曲げモーメント、せん断力を受けると断面に応力勾配や、ひずみ勾配が生じるため、一要素としては扱えず、このままでは適用できない。したがって、Vecchio らは、RC はり部材の断面を薄い層に分割して、各々の層が一樣なせん断応力、軸応力の作用を受ける RC 平板要素とみなして各層に修正圧縮場理論を適用し、曲げモーメント、せん断力および軸力を受ける RC はり部材の断面解析に適用可能な積層の解析モデルに拡張した⁴³⁾。

本研究では、このように拡張された修正圧縮場理論の解析モデル^{43), 98)}を用いて各種コンクリート系柱材の解析を行った。なお、本解析ではコンクリート系各種柱材の断面を図 2.2.1(a)に示すように 18 層の薄い長方形に分割し、図 2.2.1(b)のような一樣ではない応力・ひずみ分布を図 2.2.1(c)のようにモデル化することで、各々の層が一樣なせん断応力、軸応力の作用を受ける RC 要素とみなして各層に修正圧縮場理論を適用した。また、CFT 短柱の解析において、コン

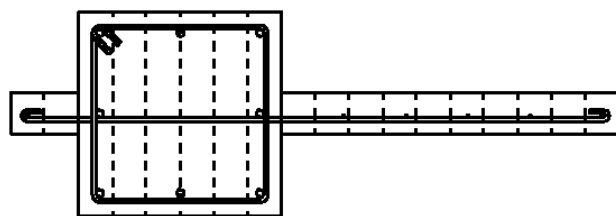
クリートに拘束効果を考慮する必要があるため、鋼管により拘束されたコンクリートの強度とその時のひずみおよび応力-ひずみ関係は、崎野らの提案式^{94)~96)}を採用した。さらに、鋼管は横拘束筋の間隔をゼロと考えて鋼管と鋼材量を等しくした等価拘束筋に置換した。



円形 RC 柱



円形 CFT 柱

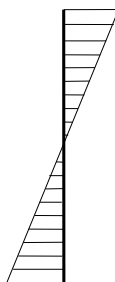
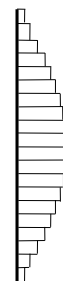


袖壁付き RC 柱

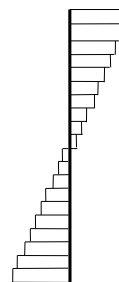
(a) 積層モデル



せん断応力分布のモデル化



直ひずみ分布のモデル化



(b) 応力・ひずみの分布

(c) モデル

図 2.2.1 コンクリート系各種柱材の解析モデル

2.3 解析方法

本解析モデルは、Vecchio らの提案した修正圧縮場理論⁹⁷⁾を RC 柱部材の断面解析に適用可能な積層のモデルに拡張されたものである。

なお、CFT 柱の解析では、修正圧縮場理論⁹⁷⁾を CFT 柱部材の断面解析に適用可能な積層のモデルに拡張して解析を行う。

修正圧縮場理論に基づく解析モデルの基本仮定を、以下に示す。

1) 鉄筋または鋼管とコンクリートのひずみとは等しいと仮定する。

(ひずみの適合条件)

2) はり断面に作用する応力は、鉄筋または鋼管とコンクリートにより負担され、各々の負担応力の和に等しいと仮定する。(力の釣合い条件)

この仮定に基づいた、解析手法のフローチャートを図 2.3.1 に示す。なお、解析手法の詳細については付録 4 に記載した。

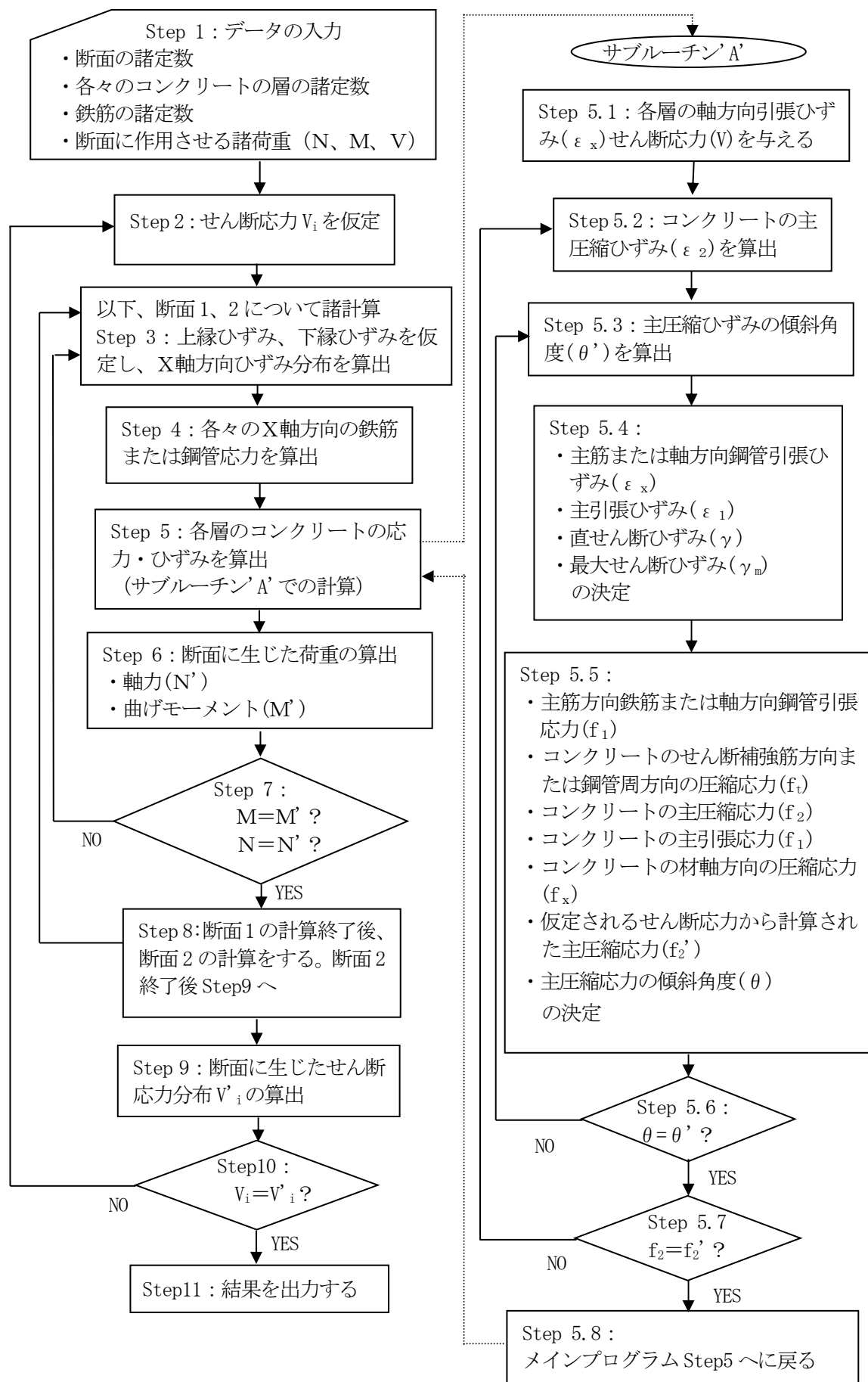


図 2.3.1 フローチャート

2.4 材料モデル

2.4.1 コンクリートの応力-ひずみ関係

図 2.4.1(a)、(b)は、コンクリートの応力-ひずみ関係である。

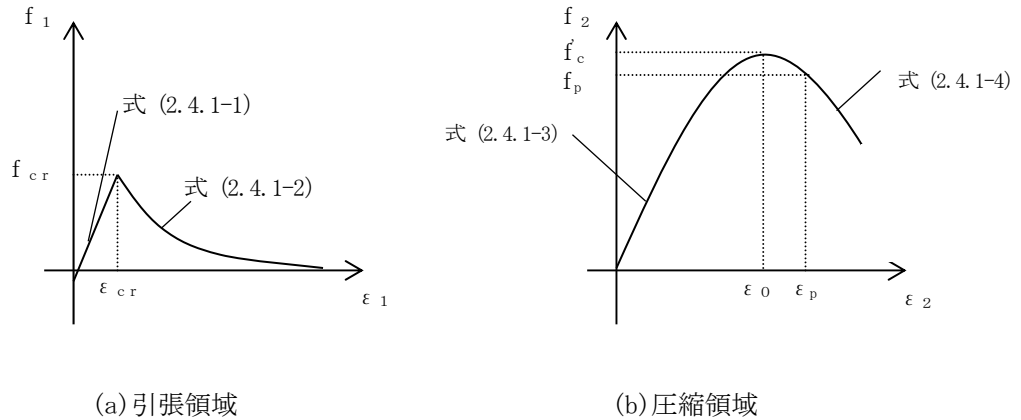


図 2.4.1 コンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートの応力-ひずみ関係を式(2.4.1-1)、(2.4.1-2)、(2.4.1-3)および(2.4.1-4)に示す。

a) 引張領域の応力-ひずみ関係式

ひび割れ前

$$f_1 = \varepsilon_1 \cdot E_c \quad (2.4.1-1)$$

ひび割れ後

$$f_1 = f_{cr} \cdot \frac{1}{1 + (\varepsilon_1 / 0.005)^{0.5}} \quad (2.4.1-2)$$

b) 圧縮側の応力－ひずみ関係式

圧縮強度以前

$$f_2 = f'_c \cdot \beta \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.4.1-3)$$

圧縮強度以降

$$f_2 = f_p \cdot (1 - k^2) \quad (2.4.1-4)$$

ここで、

$$f_{cr} = 0.33 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 2f'_{cr} / \varepsilon_0$$

$$\beta = \frac{1}{0.62 - 0.38 \cdot \varepsilon_1 / \varepsilon_0}$$

$$f_p = f'_c / \beta$$

$$k = \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_p)}{(2\varepsilon_0 - \varepsilon_p)}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_0 / \beta$$

- f_1 : 主引張応力
- f'_c : コンクリートの圧縮強度
- f_{cr} : ひび割れ応力
- ε_1 : 主引張ひずみ
- ε_2 : 主圧縮ひずみ
- ε_0 : コンクリートの圧縮強度時のひずみ
- E_c : コンクリートのヤング率
- β : コンクリート強度低減係数

2.4.2 コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートは圧力を受けると、横方向に膨らもうとする。これを横拘束筋あるいは鋼管で拘束することにより、強度および靱性が上昇する。これをコンファインド効果といい、このようなコンクリートをコンファインドコンクリートと呼ぶ。

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係および強度推定式に関しては、多くの研究者により特徴ある式が各々提案^{94)～96), 99)～101)}されている。

本研究では、崎野らの式(2.4.2-1)～式(2.4.2-4)に示す強度推定式および式(2.4.2-5)～式(2.4.2-10)に示す応力-ひずみ関係を採用した。

1) 強度推定式

RC 円形断面⁹⁴⁾(単位：MPa)

$$\begin{aligned} f'_{cc} &= f'_p + 4.18 \sigma_{re} \\ &= 0.8f'_c + 4.18 \left[\frac{1}{2} \rho_h \sigma_{hy} \left(1 - \frac{S}{2D_c} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (2.4.2-1)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \rho_h &= \frac{4A_{sp}}{d_s \cdot S} \\ \frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_c} &= \begin{cases} 1 + 4.7(K - 1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K - 1.5) & K > 1.5 \end{cases} \end{aligned} \quad (2.4.2-2)$$

ここで、

$$\begin{aligned} K &= \frac{f'_{cc}}{f'_c} \\ \varepsilon_o &= 0.52(f'_c)^{\frac{1}{4}} \times 10^{-3} \end{aligned}$$

式(2.4.2-1)、式(2.4.2-2)の記号の説明

f'_c	: コンクリートの圧縮強度
f'_{cc}	: コンファインドコンクリート圧縮強度
f'_p	: 実際の柱に用いられたコンクリート強度
ε_c	: コンクリートのひずみ
ε_0	: コンクリート圧縮強度時のひずみ
ε_{c0}	: コンファインドコンクリート圧縮強度時のひずみ
D_c	: 横補強筋の芯々間距離
ρ_h	: 横補強筋の体積比
A_{sp}	: 横補強筋の断面積
σ_{hy}	: 横補強筋の降伏応力
S	: 横補強筋のピッチ
d_s	: 横補強筋の直径
K	: コンファインドコンクリートの強度上昇率

円形 CFT⁹⁵⁾ (単位 : MPa)

$$\begin{aligned} f'_{cc} &= f'_c + \kappa \cdot f'_r \\ &= f'_c + \frac{\kappa \cdot 2\alpha \cdot t \cdot f_{yy}}{d - 2t} \end{aligned} \quad (2.4.2-3)$$

$$\frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_c} = \begin{cases} 1 + 4.7(K - 1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K - 1.5) & K > 1.5 \end{cases} \quad (2.4.2-4)$$

ここで

$$\begin{aligned} \kappa &= 4.1 & \alpha &= 0.19 \\ \varepsilon_c &= 0.94 (f'_c)^{\frac{1}{4}} \times 10^{-3} & K &= \frac{f'_{cc}}{f'_c} \end{aligned}$$

円形 CFT 断面 (図 2.4.2) と式(2.4.2-3)、式(2.4.2-4)の記号の説明を下記に記す。

f'_c	: コンクリートの圧縮強度
f'_{cc}	: コンファインドコンクリート圧縮強度
f_{yy}	: 鋼管の降伏強度
ε_c	: コンクリートの圧縮強度時のひずみ
ε_{c0}	: コンファインドコンクリート圧縮強度のひずみ
t	: 鋼管の厚さ
d	: 鋼管の径
K	: コンファインドコンクリートの強度上昇率

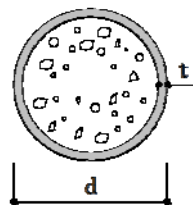


図 2.4.2 円形 CFT 断面

角形 CFT⁹⁶⁾ (単位 : kgf/cm²)

$$f'_{cc} = f'_c + \kappa \cdot f'_r$$

$$= f'_c + \kappa \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_h \cdot f_{yy} \cdot \frac{t}{d - 2t} \quad (2.4.2-5)$$

$$\frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_c} = \begin{cases} 1 + 4.7(K - 1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K - 1.5) & K > 1.5 \end{cases} \quad (2.4.2-6)$$

ここで

$$\rho_h = \left(\frac{B}{B - 2t} \right)^2 - 1 \quad \kappa = 23$$

$$\varepsilon_c = 0.52 (f'_c)^{\frac{1}{4}} \times 10^{-3} \quad K = \frac{f'_{cc}}{f'_c}$$

角形 CFT 断面 (図 2.4.3) と式(2.4.2-5)、式(2.4.2-6)の記号の説明

- f'_c : コンクリートの圧縮強度
- f'_{cc} : コンファインドコンクリート圧縮強度
- f_{yy} : 鋼管の降伏強度
- ε_c : コンクリートの圧縮強度時のひずみ
- ε_{c0} : コンファインドコンクリート圧縮強度のひずみ
- t : 鋼管の厚さ
- d : 鋼管のせい
- B : 鋼管の幅
- K : コンファインドコンクリートの強度上昇率
- ρ_h : 鋼管の体積比

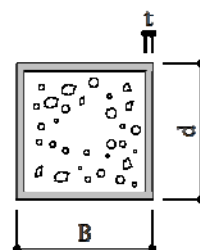


図 2.4.3 角形 CFT 断面

2) 応力-ひずみ関係

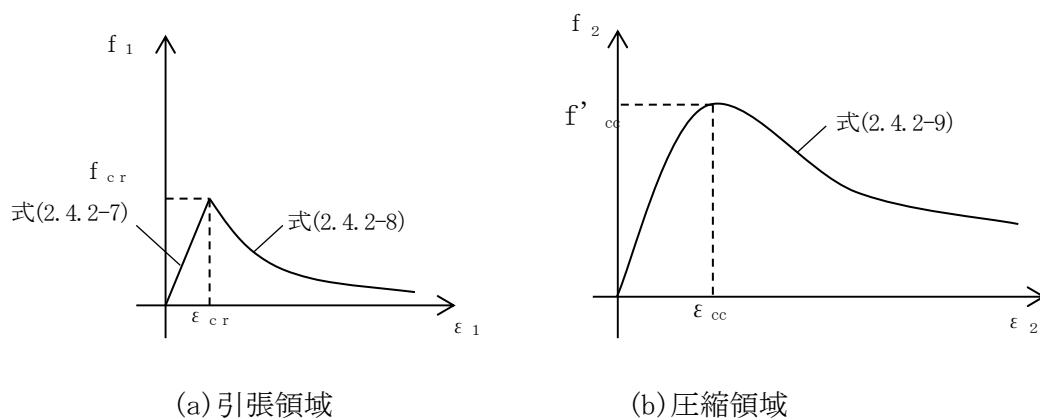


図 2.4.4 コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を式(2.3.2-7)、式(2.3.2-8)および式(2.3.2-9)に示す。

(1) 引張領域の応力-ひずみ関係式

ひび割れ前

$$f_1 = \varepsilon_1 \cdot E_c \quad (2.4.2-7)$$

ひび割れ後

$$f_1 = f_{cr} \cdot \frac{1}{1 + (\varepsilon_1 / 0.005)^{0.5}} \quad (2.4.2-8)$$

(2) 圧縮側の応力-ひずみ関係式

円形 CFT⁹⁵⁾ (単位 : MPa)

$$f_2 = f'_{cc} \cdot \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \cdot \beta \quad (2.4.2-9)$$

ここで

$$X = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c0}} \quad A = \frac{E_c \times \varepsilon_{c0}}{f'_{cc}}$$

$$E_c = (0.7 + 0.332\sqrt{f'_c}) \times 10^4$$

$$D = 1.5 - 0.017f'_c + 2.49\sqrt{\frac{(K-1)f'_c}{23}}$$

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} \quad \beta = 0.62 - 0.38 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{c0}}$$

$$f_{cr} = 0.33\sqrt{f'_{cc}}$$

式(2.4.2-7)、式(2.4.2-8)、式(2.4.2-9)の記号の説明

f_1	:	主引張応力
f_2	:	主圧縮応力
f_{cr}	:	コンクリートのひび割れ応力
f'_c	:	コンクリートの圧縮強度
f'_{cc}	:	コンファインドコンクリート圧縮強度
ε_1	:	主引張ひずみ
ε_2	:	主圧縮ひずみ
ε_{c0}	:	コンファインドコンクリート圧縮強度時のひずみ
E_c	:	コンクリートのヤング率
K	:	コンファインドコンクリートの強度上昇率
β	:	コンクリート強度低減係数

角形 CFT⁹⁶⁾ (単位 : kgf/cm²)

$$f_2 = f'_{cc} \cdot \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \cdot \beta \quad (2.4.2-10)$$

ここで

$$X = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c0}} \quad A = \frac{E_c \times \varepsilon_{c0}}{f'_{cc}}$$

$$E_c = (0.703 + 0.106\sqrt{f'_c}) \times 10^5$$

$$D = 1.5 - 0.00168 f'_c + 0.75 \sqrt{\frac{1}{2} \rho_h \cdot f_{yy} \cdot \left(\frac{t}{d-2t} \right)}$$

$$\beta = 0.62 - 0.38 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{c0}}$$

式(2.4.2-10)の記号の説明

f_2	:	主圧縮応力
f'_c	:	コンクリートの圧縮強度
f'_{cc}	:	コンファインドコンクリート圧縮強度
f_{yy}	:	鋼管の降伏強度
ε_1	:	主引張ひずみ
t	:	鋼管の厚さ
d	:	鋼管のせい
ρ_h	:	鋼管の体積比
ε_2	:	主圧縮ひずみ
ε_{c0}	:	コンファインドコンクリート圧縮強度のひずみ
E_c	:	コンクリートのヤング率
β	:	コンクリート強度低減係数

2.4.3 鉄筋の応力－ひずみ関係

図 2.3.4 は、鉄筋の応力－ひずみ関係である。降伏強度に達すると一定の強度となる、完全弾塑性モデルの bi-linear を採用した。

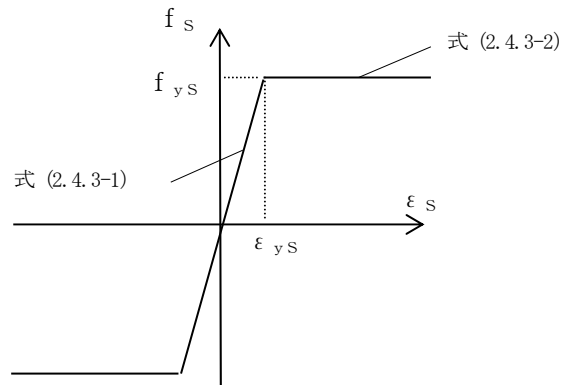


図 2.4.3 鉄筋の応力－ひずみ関係

鉄筋の応力－ひずみ関係を式(2.4.3-1)、(2.4.3-2)に示す。

鉄筋の応力ひずみ関係式

鉄筋降伏前

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad (2.4.3-1)$$

鉄筋降伏後

$$f_s = f_{y s} \quad (2.4.3-2)$$

ここで、

- f_s : 鉄筋の応力
- $f_{y s}$: 鉄筋の降伏強度
- ε_s : 鉄筋のひずみ
- $\varepsilon_{y s}$: 鉄筋の降伏強度時のひずみ

2.4.4 鋼管の応力-ひずみ関係

図 2.4.4 は、鋼管の応力-ひずみ関係である。鋼管の圧縮に対する応力-ひずみ関係は完全弾塑性型とし、引張に対する応力-ひずみ関係はひずみ硬化も考慮に入れたトリリニア型を採用した。なお、本研究では、ひずみ硬化係数を 1/1000 とした。

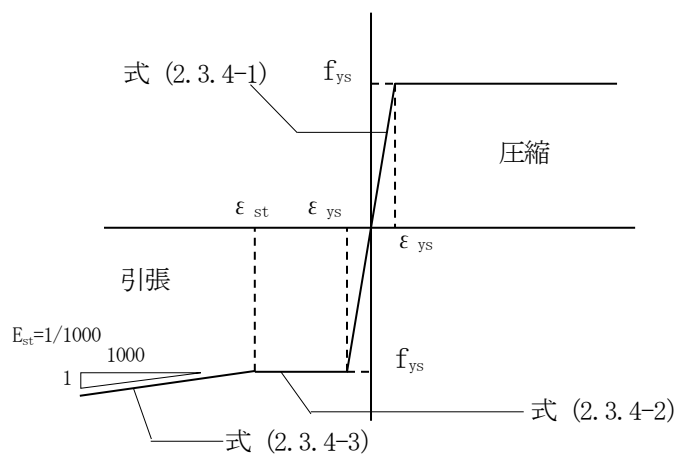


図 2.4.4 鋼管の応力-ひずみ関係

鋼管の応力-ひずみ関係を式(2.4.4-1)、(2.4.4-2)、(2.4.4-3)に示す。

鋼管の応力ひずみ関係式

鋼管降伏前

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad (2.4.4-1)$$

鋼管降伏後

$$f_s = f_{ys} \quad (2.4.4-2)$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_{st} \left(E_s - \frac{f_{ys}}{\varepsilon_s} \right) + f_{ys} \quad (2.4.4-3)$$

式(2. 4. 4-1)、式(2. 4. 4-2)、式(2. 4. 4-3)の記号の説明

f_s	:	鋼管の応力
f_{ys}	:	鋼管の降伏強度
ε_s	:	鋼管のひずみ
ε_s	:	鋼管の降伏強度時のひずみ
E_s	:	鋼管の弾性係数
E_{st}	:	ひずみの硬化係数(=1/1000)

第3章 RC円形断面柱のせん断耐力の検討

3.1 はじめに

3章では、RC 円形断面柱のせん断耐力を本解析モデルにより求め、既往の曲げせん断実験結果、修正荒川 mean 式、終局せん断耐力式 A 法および B 法との比較により、本解析モデルの RC 円形断面柱のせん断耐力解析への適用性を検討する。

次に、既往の円形断面と正方形置換断面の RC 柱の曲げせん断実験結果と本解析結果との比較により、置換断面法の適用性を検討する。また、RC 柱のせん断耐力に影響を及ぼす主要因と考えられるせん断スパン比と円形断面および正方形置換断面のせん断耐力との関係を検討する。なお、円形断面は正方形断面に比べてせん断補強筋のコンクリートへの横拘束効果（以下、コンファインド効果と呼ぶ）が大きいと考えられ、既往のコンファインドコンクリートの強度推定式より求めたコンクリート強度を本解析モデルに組み込んだ。これより得られた解析結果と既往実験結果とのせん断耐力の比較により、コンファインドコンクリート強度とせん断耐力との関係を検討する。

3.2 円形断面の解析モデル

3.2.1 解析上の破壊形式

せん断力や曲げモーメントによる部材の破壊形式は、せん断破壊と曲げ破壊に大別される。

せん断破壊は、斜めひび割れ(曲げせん断ひび割れ、ウェブせん断ひび割れ)の先行が原因となった破壊形式である。以下に、せん断破壊形式をまとめた。

①せん断圧縮破壊(曲げせん断破壊)

：せん断補強筋が降伏ひずみに達した後、曲げせん断ひび割れ延長上の曲げ圧縮領域のコンクリートの圧壊

②斜め引張破壊(斜張力破壊)

：曲げせん断ひび割れ延長上の曲げ圧縮領域のコンクリートの割裂

③せん断付着破壊(せん断引張破壊)

：曲げせん断ひび割れ延長上の引張鉄筋の付着破壊、またはひび割れ開口部の鉄筋のタボ作用による曲げ引張領域のコンクリートの割裂

④ウェブ圧縮破壊に起因するせん断破壊

：ウェブせん断ひび割れが発生し、2つの斜めひび割れ間に挟まれたコンクリートが斜め圧縮力の作用で圧壊するが、最終的には①～③のいずれかの破壊

一方、曲げ破壊は、曲げひび割れの先行が原因となった破壊形式である。以下に、曲げ破壊形式をまとめた。

⑤曲げ引張破壊

：曲げひび割れにより、引張力の殆どを引張側鉄筋が負担し、圧縮縁コンクリートが圧縮破壊する前に鉄筋が引張破壊

⑥曲げ圧縮破壊

：曲げひび割れ後、ひび割れ区間のひずみの増大により、曲げひび割れが曲げ圧縮破壊に進行して中立軸高さが急激に小さくなり、圧縮縁コンクリートが圧縮破壊のような各種の破壊形式がある。

上記の破壊形式を図 3. 2. 1 に模式的に示す。

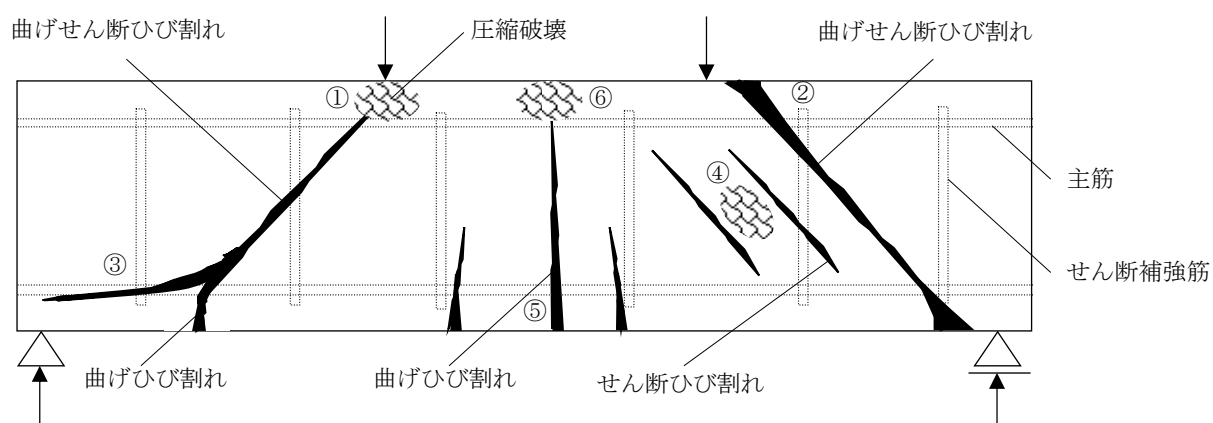


図 3. 2. 1 破壊形式の模式図

なお、拡張された修正圧縮場理論ではひび割れ界面における骨材のかみ合い、摩擦によるせん断抵抗、鉄筋のダボ作用によるせん断抵抗などを考慮していないため、②斜め引張破壊(斜張力破壊)と③せん断付着破壊(せん断引張破壊)の破壊の進展状況をすべて表現することはできない。

本解析では、①せん断圧縮破壊、④ウェブ圧縮破壊に起因するせん断破壊、⑤曲げ引張破壊、⑥曲げ圧縮破壊の4種類に関する破壊形式の区分が、以下のような解析上の定義により可能となると判断した。

1) せん断破壊

① せん断圧縮破壊(曲げせん断破壊)

: 断面中央部を中心にせん断補強筋が降伏ひずみに達した後、さらに補強筋の降伏が上下端に拡がり、せん断ひずみの増大により収れん計算不可能となる。

④ ウェブ圧縮破壊に起因するせん断破壊

: 断面ウェブ部分の中心付近のコンクリートがひび割れひずみに達した後、ウェブ部分のコンクリートが圧縮強度に達し、収れん計算不可能となる。

2) 曲げ破壊

⑤ 曲げ引張破壊

: 断面引張縁のコンクリートがひび割れひずみに達した後、引張側鉄筋の負担応力の増加により、引張側鉄筋が降伏ひずみに達し、収れん不可能となる。

⑥ 曲げ圧縮破壊

: 断面引張縁のコンクリートがひび割れひずみに達した後、さらに、ひび割れが圧縮領域まで進行し圧縮縁のコンクリートが圧縮強度に達し、収れん計算不可能となる。

3.2.2 円形断面の分割について

円形断面のせん断補強筋比 P_{w1} は、一般には式(3.2.1)のように、一組のせん断補強筋の断面積 a_w を直径 D と補強筋間隔 S で除したものである。しかし、この円形断面の P_{w1} は断面中央部のせん断補強筋比であり、実際の円形断面のせん断補強筋は正方形および長方形断面のように主筋方向に対して垂直な配筋とはならないため、せん断補強の効果も異なってくる。したがって、図 3.2.2 に示すように円形断面を薄い矩形の層に分割する本解析法では、各層のせん断補強筋比、かぶりを考慮した式(3.2.2)により求めた。

- ・ 円形断面のせん断補強筋比 (P_{w1})

$$P_{w1} = \frac{a_w}{D \cdot s} \quad (3.2.1)$$

ここで、

a_w : 1 組のせん断補強筋の断面積 (mm^2)

D : 円形断面の直径 (mm)

s : せん断補強筋の間隔 (mm)

- ・ 解析で用いるかぶりを考慮した円形断面の i 層のせん断補強筋比 (P_{wi})

$$P_{wi} = P_{wc} \cdot \frac{R_c}{R_s} \cdot \sqrt{\frac{R_s^2 - Y_i^2}{R_c^2 - Y_i^2}} \quad (3.2.2)$$

ここで、

R_c : 円形断面の半径 (mm)

R_s : 円形断面の中心からせん断補強筋の中心まで距離 (mm)

Y_i : 円形断面の中心から i 層の中心までの距離 (mm)

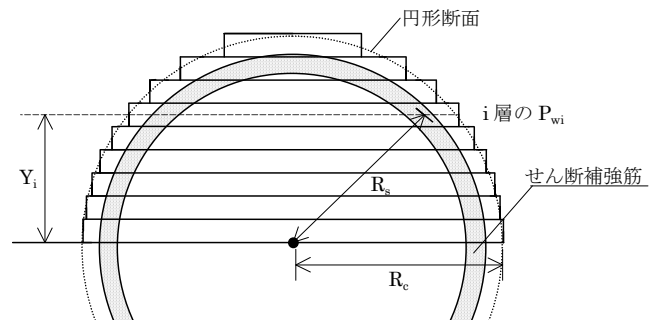


図 3.2.2 各層のせん断補強筋比

3.3 現行のせん断耐力評価法

3.3.1 終局せん断耐力式 A 法⁷⁾

耐震指針に記載されている終局せん断耐力式 A 法は、塑性理論の下界定理に基づいており、①せん断力の釣合い、②せん断補強筋に作用する応力が信頼強度に達していること。および、③トラスおよびアーチ機構の重ね合わせにより生じるコンクリートの圧縮ストラット応力がコンクリートの有効圧縮強度 $v \cdot \sigma_B$ に達している。以上の 3 つの条件に基づいている。

トラス機構およびアーチ機構による負担せん断力を式 (3.3.2)、(3.3.3) より求め、式 (3.3.1) のように累加して終局せん断耐力を求めている。

A 法では、 $\cot \phi = 1$ から 2 の範囲においてあるせん断補強筋量に対して、トラス機構によるせん断抵抗が最大となる条件により $\cot \phi$ を与えている。

$$Q_u = Q_t + Q_a \quad (3.3.1)$$

$$Q_t = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi \quad (3.3.2)$$

$$Q_a = (v \cdot \sigma_B - {}_c\sigma_t) \cdot \tan \theta \cdot b \cdot \left(\frac{D}{2}\right) \quad (3.3.3)$$

ここで、

$${}_c\sigma_t = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \quad \cot \phi = \min \left(2.0, \frac{j_t}{(D \cdot \tan \theta)}, \sqrt{\frac{v \cdot \sigma_B}{(p_w \cdot \sigma_{wy})} - 1.0} \right)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \left(\frac{L}{D}\right) \quad v = 0.7 - \frac{\sigma_B}{2000}$$

b	:	柱の幅
D	:	柱のせい
L	:	柱の内法高さ
j_t	:	柱の主筋間距離
p_w	:	柱のせん断補強筋比
σ_{wy}	:	柱の横補強筋の信頼強度 (=1.0 σ_y)
σ_B	:	コンクリートの圧縮強度

3.3.2 終局せん断耐力式 B 法⁷⁾

耐震指針に記載されている終局せん断耐力式 B 法は、A 法と同様の条件に基づいている。また、トラス機構およびアーチ機構による負担せん断力式(3.3.5)、(3.3.6)より求め、式(3.3.4)のように累加して終局せん断耐力を求めている。

B 法では、あるせん断補強筋量に対して、トラス機構におけるコンクリート圧縮ストラット応力を最小とする条件より $\cot \phi = 1.0$ と固定している

$$Q_u = Q_t + Q_a \quad (3.3.4)$$

$$Q_t = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi \quad (3.3.5)$$

$$Q_a = (v \cdot \sigma_B - {}_c\sigma_t) \cdot \tan \theta \cdot b \cdot \left(\frac{D}{2}\right) \quad (3.3.6)$$

ここで、

$${}_c\sigma_t = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}$$

$$\cot \phi = 1.0$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot M}{Q \cdot D}\right)^2 + 1} - \left(\frac{2 \cdot M}{Q \cdot D}\right)$$

$$v = \frac{\left(\frac{2 \cdot M}{Q \cdot D} + 1\right)}{4} \quad (0.5 \leq v \leq 1.0)$$

b	:	柱の幅
D	:	柱のせい
L	:	柱の内法高さ
j_t	:	柱の主筋間距離
p_w	:	柱のせん断補強筋比
σ_{wy}	:	柱の横補強筋の信頼強度(=1.0 σ_y)
σ_B	:	コンクリートの圧縮強度
M/QD	:	せん断スパン比

3.3.3 修正荒川 mean 式⁸⁾

修正荒川 mean 式は、式(3.3.7)に示された既往のせん断実験に基づいて導かれた終局せん断耐力式である。

$$Q_{\text{mean}} = \left(\frac{0.12k_u k_p (\sigma_b + 18)}{\frac{M}{QD} + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right) b j \quad (3.3.7)$$

ここで、

b	:	柱の幅
D	:	柱のせい
L	:	柱の内法高さ
j	:	柱の応力中心間距離
k_p	:	P による補正係数
k_u	:	d による補正係数
P_w	:	柱のせん断補強筋比
P_t	:	引張主筋比
σ_{wy}	:	柱のせん断補強筋の降伏強度
σ_b	:	コンクリートの圧縮強度
σ_0	:	柱軸応力度
M/QD	:	せん断スパン比

3.4 結果の比較および検討

本解析モデルによる RC 円形断面柱のせん断解析および現行の終局せん断耐力の評価式の適用性を検討するため、RC 円形断面柱の既往曲げせん断実験結果と本解析結果および終局せん断耐力式による計算結果との比較を行った。比較に用いた既往実験^{45)~49), 53)~57), 59)~65)}の試験体は円形断面 105 体、矩形断面 19 体（正方形 15 体、長方形 4 体）の計 128 体である。

128 体のうち用いた試験体は、実験変数が柱径：250～600mm、コンクリート強度：22～55MPa、主筋比：1.8～4.6%、せん断補強筋比：0.07～1.8%、軸力比：0.0～0.6、せん断スパン比：0.8～3.0 の範囲である 105 体を選定した。なお、選定した 105 体のうち、せん断破壊したと報告されているのは 74 体であり、本解析によりせん断破壊したと判断した試験体は 39 体で、曲げせん断破壊と判断したものを含めると 57 体であった。

なお、比較に用いた既往実験の試験体諸元および計算結果を一覧にして付録 1 に示す。

3.4.1 本解析結果と既往実験結果との比較

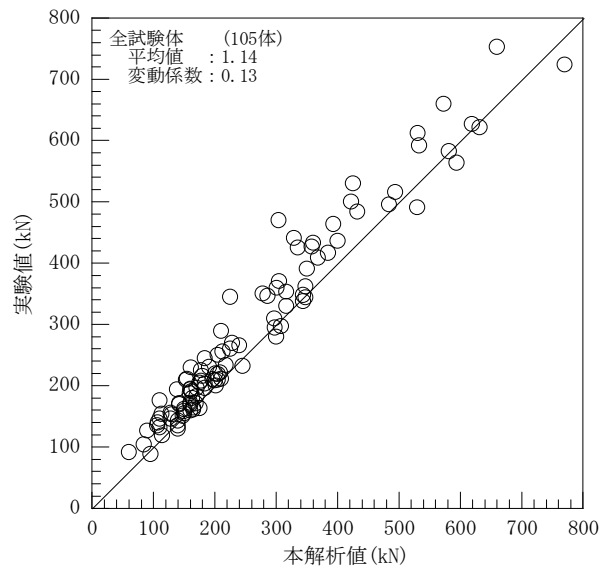
図 3.4.1(a)は、全試験体 105 体のせん断耐力の実験値と本解析値とを比較したものであり、図 3.4.1(b)は実験でせん断破壊した 74 体の実験値と本解析値とを比較したものである。

図 3.4.1(c)は本解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の実験値と本解析値とを比較したものである。なお、図中に実験値と本解析値との耐力比(実験値/本解析値)の平均値および変動係数を表している。

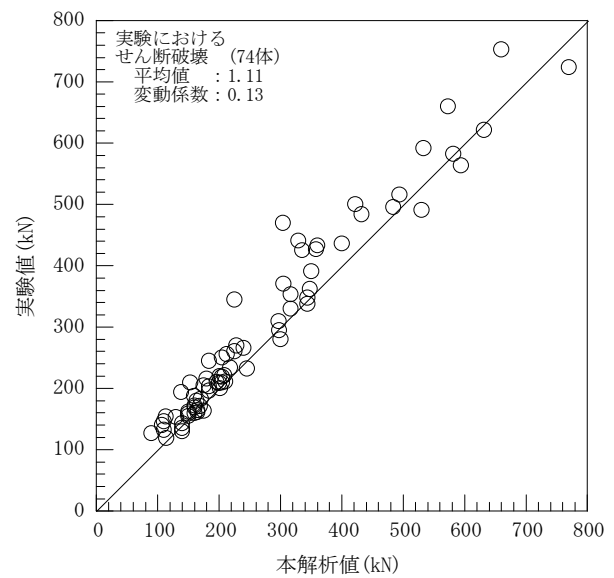
図 3.4.1(a), (b), (c)より分かるように、全試験体 105 体の実験値と本解析値との平均値が 1.14、変動係数 0.13 であるが、実験でせん断破壊した 74 体の実

験値と本解析値との平均値は 1.11、変動係数 0.13 で、本解析でせん断破壊した 39 体の実験値と本解析値との平均値は 1.07、変動係数 0.11 となり実験値により 近くなっている。

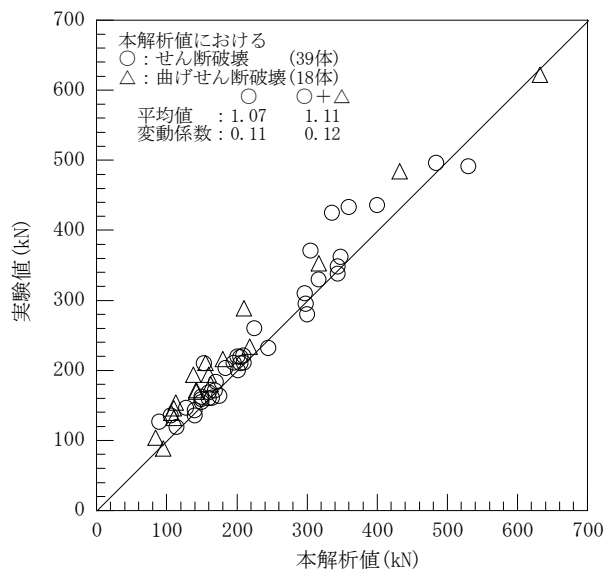
以上より、本解析結果と既往実験結果との差は小さく、概ね実験値を捉えており、本解析は RC 円形断面柱のせん断耐力の予測が可能と考えられる。



(a) 全試験体



(b) 実験においてせん断破壊した試験体



(c) 解析においてせん断破壊及び
 曲げせん断破壊した試験体

図 3.4.1 既往実験結果と本解析結果との比較

3.4.2 本解析結果とA法、B法および修正荒川 mean 式による計算結果との比較

図 3.4.2(a)は、実験でせん断破壊した 74 体の本解析値と終局せん断耐力式 A 法との比較したものであり、図 3.4.2(b)は解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の本解析値と終局せん断耐力式 A 法との比較したものである。

図 3.4.3(a)は、実験でせん断破壊した 74 体の本解析値と終局せん断耐力式 B 法との比較したものであり、図 3.4.3(b)は解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の本解析値と終局せん断耐力式 B 法との比較したものである。

図 3.4.4(a)は、実験でせん断破壊した 74 体の本解析値と修正荒川 mean 式との比較したものであり、図 3.4.4(b)は解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の本解析値と修正荒川 mean 式との比較したものである。なお、それぞれの図中に本解析値と計算値との耐力比(本解析値/計算値)の平均値および変動係数を示している。

図 3.4.2(a)の実験でせん断破壊した 74 体の本解析値と A 法の計算値との耐力比の平均値は 1.63、変動係数 0.15 であった。また、図 3.4.2(b)の解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の本解析値と A 法の計算値との耐力比の平均値は 1.44、変動係数 0.20 であった。図 3.4.2(a), (b)から分かるように A 法の計算値は、本解析に比べて大部分が小さくなった。

図 3.4.3(a)の実験でせん断破壊した 74 体の本解析値と B 法の計算値との耐力比の平均値は 1.04、変動係数 0.16 であった。また、図 3.4.3(b)の解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の本解析値と B 法の計算値との耐力比の平均値は 1.03、変動係数 0.16 であった。図 3.4.3(a), (b)から分かるように B 法の計算値は、本解析に近づいている。

図 3.4.4(a)の実験でせん断破壊した 74 体の本解析値と修正荒川 mean 式の計算値との耐力比の平均値は 1.06、変動係数 0.16 であった。また、図 3.4.4(b)の解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の本解析値と修正荒川 mean 式の計算値との耐力比の平均値は 1.05、変動係数 0.19 であった。図 3.4.4(a), (b)から分かるように修正荒川 mean 式の計算値は、本解析に近づいている。

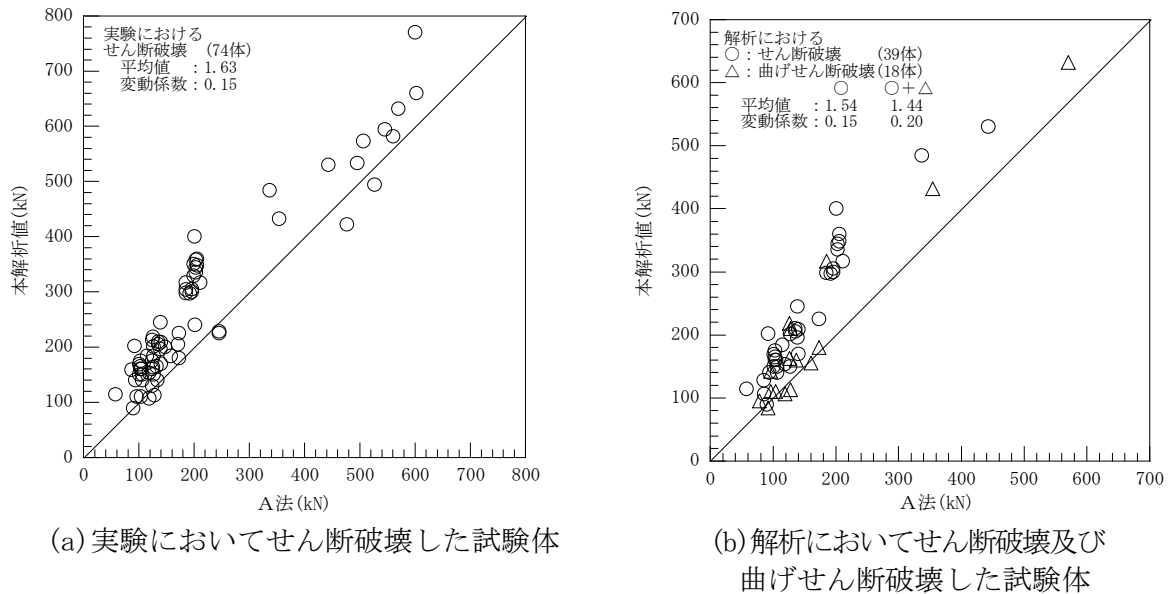


図 3.4.2 既往実験結果と A 法との比較

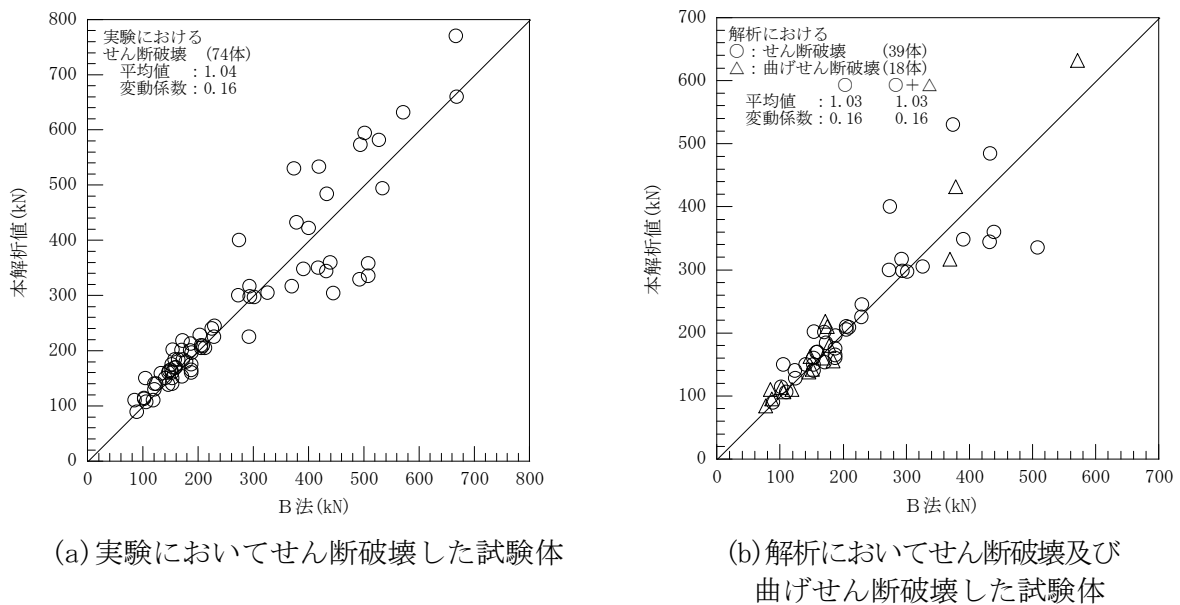


図 3.4.3 既往実験結果と B 法との比較

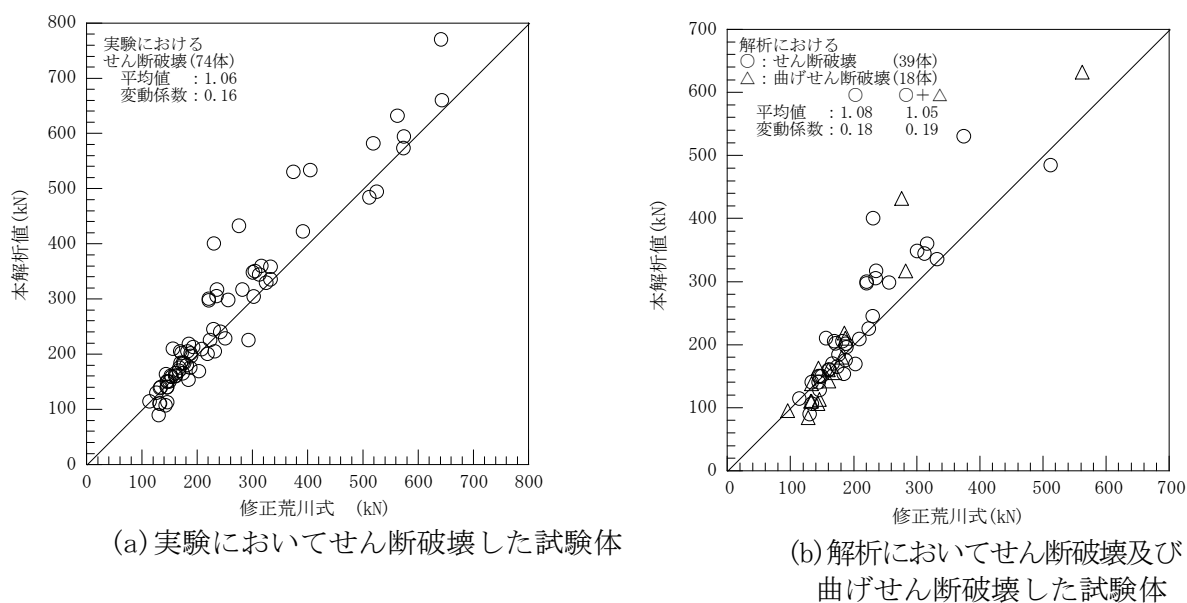


図 3.4.4 既往実験結果と修正荒川 mean 式との比較

3.4.3 既往実験結果と A 法、B 法および修正荒川 mean 式による計算結果との比較

図 3.4.5(a) は、実験でせん断破壊した 74 体の実験値と終局せん断耐力式 A 法との比較したものであり、図 3.4.5(b) は解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の実験値と終局せん断耐力式 A 法との比較したものである。

図 3.4.6(a) は、実験でせん断破壊した 74 体の実験値と終局せん断耐力式 B 法との比較したものであり、図 3.4.6(b) は解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の実験値と終局せん断耐力式 B 法との比較したものである。

図 3.4.7(a) は、実験でせん断破壊した 74 体の実験値と修正荒川 mean 式との比較したものであり、図 3.4.7(b) は解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の実験値と修正荒川 mean 式との比較したものである。なお、各々の図中に耐力比(実験値/計算値)の平均値および変動係数を示している。

図 3.4.5(a) の実験でせん断破壊した 74 体の実験値と A 法の計算値との耐力比の平

均値は 1.55、変動係数 0.22 であった。また、図 3.4.5(b)の解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の実験値と A 法の計算値との耐力比の平均値は 1.58、変動係数 0.18 であった。図 3.4.5(a), (b)から分かるように A 法の計算値は、実験結果に比べて大部分が小さく安全側の評価となっている。

図 3.4.6(a)の実験でせん断破壊した 74 体の実験値と B 法の計算値との耐力比の平均値は 1.15、変動係数 0.17 であった。また、図 3.4.6(b)の解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の本解析値と B 法の実験値との耐力比の平均値は 1.15、変動係数 0.18 であった。図 3.4.6(a), (b)から分かるように B 法の計算値は、実験結果に比べ若干大きい試験体があるものの、大部分が小さく安全側の評価となっている。

図 3.4.7(a)の実験でせん断破壊した 74 体の実験値と修正荒川 mean 式の計算値との耐力比の平均値は 1.17、変動係数 0.16 であった。また、図 3.4.2(b)の解析でせん断破壊した 39 体および曲げせん断破壊した 18 体を含めた 57 体の本解析値と修正荒川 mean 式の計算値との耐力比の平均値は 1.16、変動係数 0.18 であった。図 3.4.7(a), (b)から分かるように修正荒川 mean 式の計算値は、実験結果に比べ若干大きい試験体があるものの、大部分が小さく安全側の評価となっている。

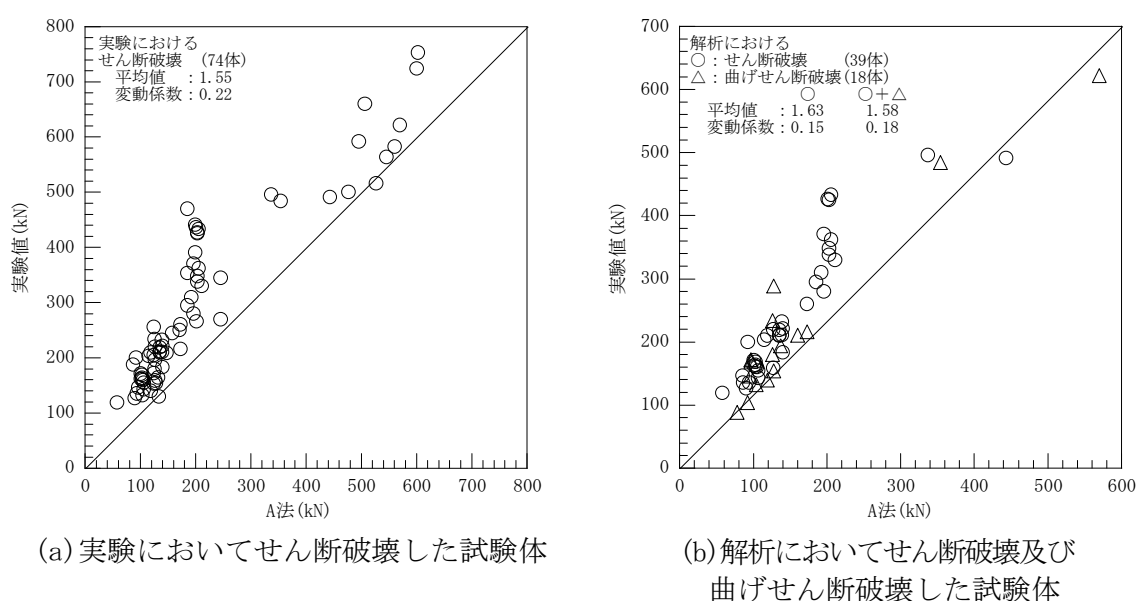
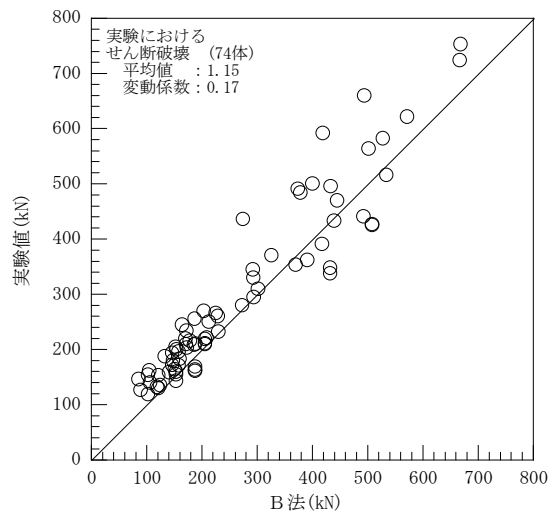
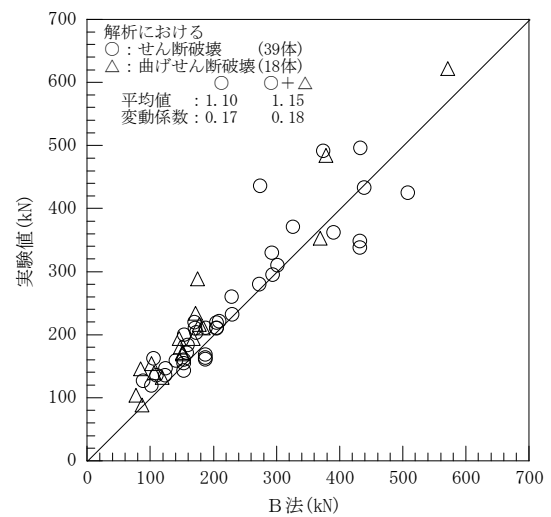


図 3.4.5 既往実験結果と A 法との比較

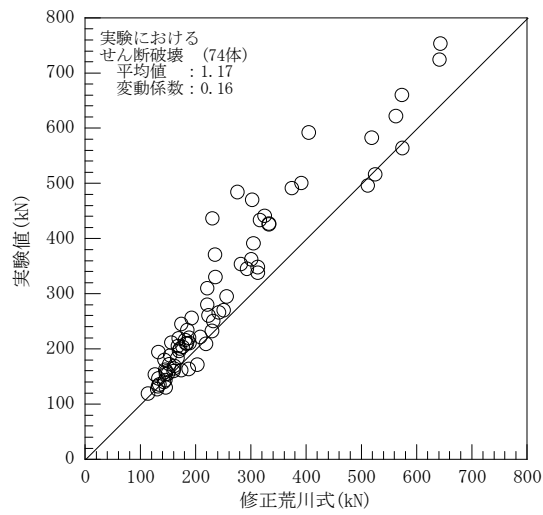


(a) 実験においてせん断破壊した試験体

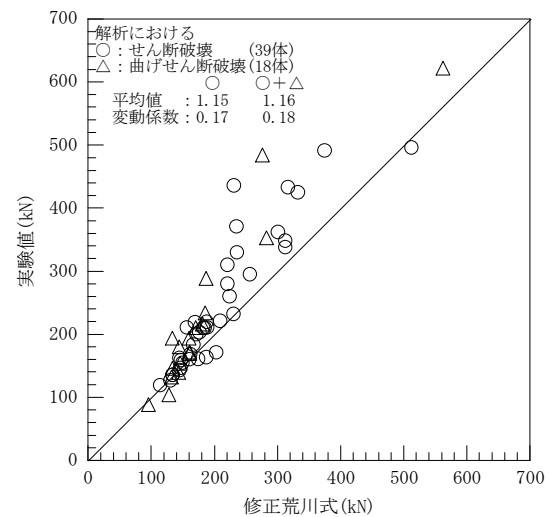


(b) 解析においてせん断破壊及び曲げせん断破壊した試験体

図 3.4.6 既往実験結果と B 法との比較



(a) 実験においてせん断破壊した試験体



(b) 解析においてせん断破壊及び曲げせん断破壊した試験体

図 3.4.7 既往実験結果と修正荒川 mean 式との比較

3.5 置換断面法の検討

本節では、RC 円形断面柱の終局せん断耐力の評価に用いられている耐震指針⁷⁾に記載されている置換断面法の適用性を検討する。

3.5.1 置換方法

RC 円形断面部材の終局せん断耐力は、耐震指針⁷⁾で暫定的に「中実円形断面部材に対するせん断終局強度は、同一断面積を持つ正方形断面に置き換えて行う。」として既存の正方形断面の終局せん断耐力式を準用する方法を推奨している。また、場所打ちコンクリート杭等の基礎構造に関しては建築基礎構造設計指針⁹⁾に「場所打ちコンクリート杭の終局せん断耐力は、円形断面を断面積が等しい正方形断面に置き換え、RC 部材のせん断強度の下限値を与える実験式を準用すれば計算できる。」と述べられている。

以上のように、現行の円形断面のせん断設計法では、円形断面の終局せん断耐力を、図 3.5.1 に示すように等価な断面積の正方形および長方形に置換して、既存の矩形断面の終局せん断耐力式を準用して求めている。

本論では、現行の円形断面のせん断設計法である円形断面を正方形および長方形断面に置き換える置換断面法の適用性を検討することにする。

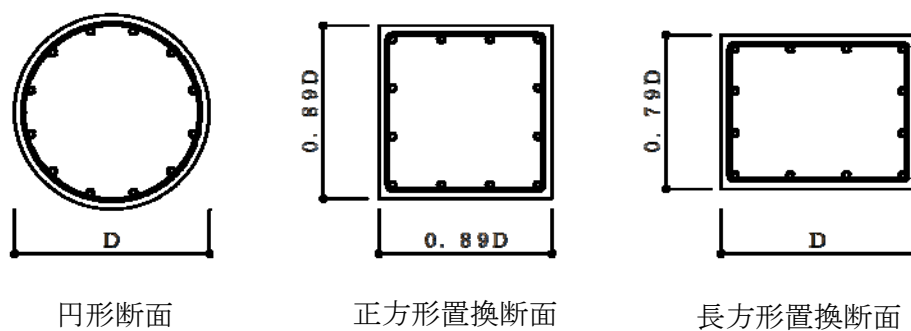


図 3.5.1 円形断面の矩形断面への置換

なお、円形断面を等価な断面積の正方形断面および長方形断面へ置換する場合に、円形断面のせん断補強筋比 P_w を正方形および長方形置換断面のせん断補強筋比への置き換えについての取り扱い方を設定する必要がある。このせん断補強筋比の取り扱いは各々のせん断設計式によってその取り扱いは異なっているのが現状である。

以下に、せん断補強筋比の取り扱い方について、現行の設計式で用いられている方法を含めて示す。

a) 円形断面のせん断補強筋比

一般的な円形断面のせん断補強筋比 P_w は、式(3.5.1)示すように 1 組のせん断補強筋の断面積 a_w を直径 D と補強筋間隔 s で除した P_{w1} で表される。

$$P_{w1} = \frac{a_w}{D \cdot s} \quad (3.5.1)$$

ここで、

a_w : 1 組のせん断補強筋の断面積 (mm^2)

D : 円形断面の直径 (mm)

s : せん断補強筋の間隔 (mm)

b) 正方形置換断面のせん断補強筋比

終局せん断耐力式 B 法および修正荒川式では、置換した正方形断面のせん断補強筋比は、式(3.5.2)に示すように断面積 a_w を柱幅 $0.89D$ と補強筋間隔 s で除した P_{w2} で表されている。

$$P_{w2} = \frac{a_w}{0.89D \cdot s} \quad (3.5.2)$$

c) 正方形置換断面の有効横補強筋比

終局せん断耐力式 A 法では、置換した正方形断面のせん断補強筋比を有効横補強筋比(有効せん断補強筋比)として表し、式(3.5.3)に示すように断面積 a_w を補強筋間隔 s と正方形の有効幅であるせん断補強筋の中心間距離 b_e で除した P_{w3} で表している。

$$P_{w3} = \frac{a_w}{b_e \cdot s} \quad (3.5.3)$$

ここで、

b_e : 正方形置換断面の有効幅(mm)

d) 長方形置換断面のせん断補強筋比

円形断面を正方形断面に置換すると全せいが円形断面より小さくなり、せん断スパン比が大きくなるため、全せいを同じにしてせん断スパン比を同じにする長方形断面へ置換する方法が提案されている。置換した長方形断面のせん断補強筋比は、式(3.5.4)に示すように断面積 a_w を柱幅 $0.79D$ と補強筋間隔 s で除した P_{w4} で表している。

$$P_{w4} = \frac{a_w}{0.79D \cdot s} \quad (3.5.4)$$

3.5.2 本解析結果と既往実験結果との比較

金ら⁵⁹⁾および山田ら⁶⁰⁾は、円形断面とこれの正方形置換断面のRC柱の曲げせん断実験を行なっている。これらの既往実験結果と本解析結果とのせん断耐力の比較により、置換断面法および本解析の適用性を検討する。なお、金ら⁵⁹⁾は長方形置換断面の実験も実施しており、比較・検討の対象となる試験体数を多くするためにこれらの長方形置換断面も含めた。以下、正方形と長方形の置換断面をまとめて矩形置換断面と呼ぶ。

図 3.5.2(a)は、円形断面の実験値と本解析値との比較をしたものである。また、図 3.5.2(b)は矩形置換断面の実験値と本解析値との比較したものである。図中に実験値と本解析値との耐力比(実験値/解析値)の平均値および変動係数を示している。

図 3.5.2(a), (b)より分かるように、円形による試験体 15 体の実験値と本解析値との耐力比の平均は 1.13、変動係数 0.12 で、矩形置換断面の試験体 19 体(正方形 15 体、長方形 4 体)の耐力比の平均値は 1.06、変動係数は 0.16 となった。円形の試験体 15 体の耐力比の平均値より、矩形置換の試験体 19 体の平均値が実験値により近くなった。

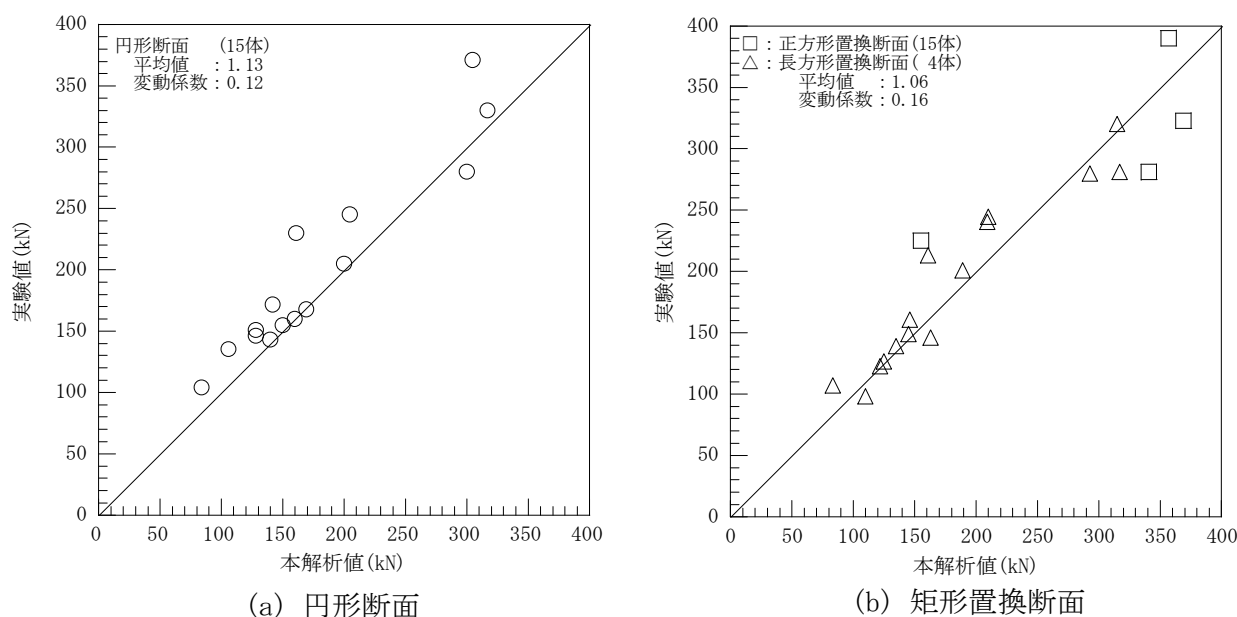


図 3.5.2 実験値と本解析値との比較

3.5.3 円形断面と置換断面との比較

図 3.5.3 は、円形断面と矩形置換断面の実験値のせん断耐力を比較したものである。また、図 3.5.4 は、円形断面と矩形置換断面の本解析値におけるせん断耐力を比較したものである。図中の○印は 15 組の円形と正方形、□印は 4 組の円形と長方形とのせん断耐力の比較である。図中に円形と矩形との耐力比(円形断面/矩形置換断面)の平均値および変動係数を示している。

図 3.5.3 より分かるように、円形断面と矩形置換断面の実験値の耐力比は平均値が 1.06、変動係数は 0.13 である。

図 3.5.4 より分かるように、円形断面と矩形置換断面の本解析値の耐力比は平均値が 0.98、変動係数は 0.12 であり、本解析値の耐力比の平均値が実験値により近い値となった。円形断面と矩形置換断面の本解析値の耐力比の平均値が 0.98 であり、矩形置換断面の方が、円形断面よりせん断耐力が大きくなる傾向となった。

既往実験の限られた範囲であるが、円形断面の矩形断面への置換は十分適用性があると言える。

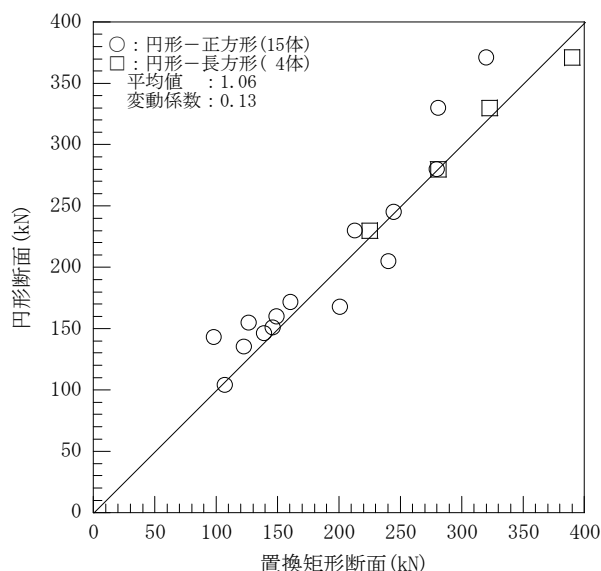


図 3.5.3 円形断面と置換矩形断面の実験値による比較

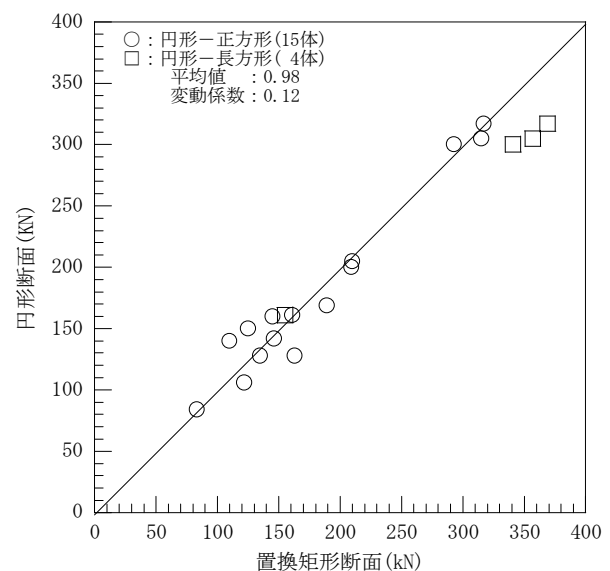


図 3.5.4 円形断面と置換矩形断面の本解析値による比較

3.6 最大耐力時のせん断力と曲げモーメントの関係

図 3.6.1 は、金らによる文献⁵⁹⁾の円形断面 ($M/QD=1.0$) と正方形置換断面 ($M/QD=1.12$) の C-N61-S と S-N69-S の試験体諸元を用いて、破壊時のせん断力 Q と曲げモーメント M との関係について M/QD をパラメータにして表したものである。なお、円形断面の直径 D と正方形置換断面のせい D' とは $D'=0.89D$ の関係がある。

図 3.6.1 より、せん断あるいは曲げ破壊時の $M-Q$ 関係は、円形、正方形ともに曲線上にせん断破壊と曲げ破壊の境界領域 (円形：1.5～2.0、正方形：2.25～2.81) が存在しており、解析的にこの境界領域を求めることは可能と考えられる。また、せん断破壊する領域では正方形の方が円形よりせん断耐力が大きくなっている。これは、文献 61)、文献 63) で述べられている正方形置換断面のせん断補強筋の拘束効果によりコンクリートの圧縮強度が上昇したためである。

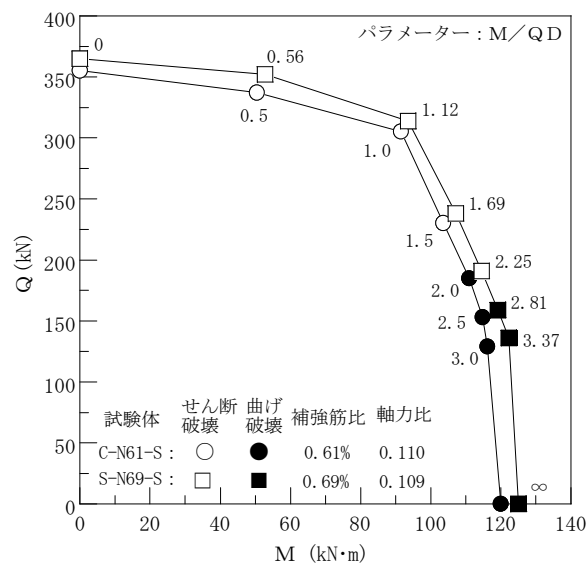


図 3.6.1 せん断耐力と M/QD の関係

3.7 コンファインド効果についての検討

コンファインドコンクリートの推定強度を用いた解析結果と既往実験結果との比較により、コンファインドコンクリート強度とせん断耐力との関係を検討した。

図 3.7.1 は、コンファインドコンクリートの推定強度を用いてコンファインド効果を考慮した解析値と実験値とのせん断耐力を比較したものである。比較に用いた試験体は、せん断補強筋比と降伏強度の大きい文献 55) の 13 体で、強度上昇率の平均値は 1.26 で、1.2 以上が 6 体あり、拘束効果が顕著に現れると考えて選定した。なお、比較のためシリンダー強度を用いた本解析結果も図中に併せ示す。

図 3.7.1 より分かるように、実験値とコンファインドコンクリートの推定強度を用いた解析値の耐力比は、平均値で 1.00、変動係数は 0.10 となった(図中の○：拘束考慮)。なお、実験値とシリンダー強度を用いた本解析値との耐力比は、平均値で 1.17、変動係数は 0.13 である(図中の□：コンファインドなし)。限られた範囲であるが、文献 55) のような補強筋比が大きく、高強度鉄筋を用いた場合はコンファインド効果を考慮すると実験結果をよく捉えていると言える。

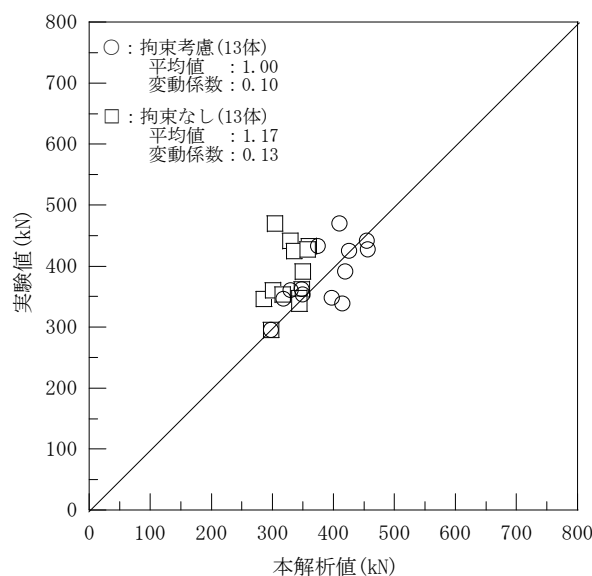


図 3.7.1 実験値と本解析値との比較

3.8 まとめ

3章では、柱・はり部材の断面解析に適用できるように拡張された修正圧縮場理論の解析モデルを用いて RC 円形断面柱のせん断耐力を求め、既往の曲げせん断実験結果および既往のせん断耐力評価式との比較により、本解析モデルの RC 円形断面柱のせん断耐力解析への適用性を検討した。

次に、既往の円形断面と正方形置換断面の RC 柱の曲げせん断実験結果と本解析結果との比較により、置換断面法の適用性を検討した。また、RC 柱のせん断耐力に影響を及ぼす主要因と考えられるせん断スパン比と円形断面および正方形置換断面のせん断耐力との関係を検討した。

最後に、既往のコンファインドコンクリートの強度推定式より求めたコンクリート強度を用いた本解析結果と既往実験結果のせん断耐力との比較により、コンファインドコンクリート強度とせん断耐力との関係を検討した。

限られた範囲ではあるが、本検討により得られた結果をまとめて以下に示す。

- 1) 全試験体 105 体の既往実験結果と本解析結果との耐力比の平均値は、1.14、変動係数 0.13 であり、実験でせん断破壊した 74 体の既往実験結果と本解析結果の耐力比の平均値で 1.11、変動係数 0.13 であった。また、本解析により判断したせん断破壊の 39 体の平均値は 1.07、変動係数 0.10 であった。以上より、本解析によりせん断破壊する試験体のせん断耐力の予測は可能と考えられる。
- 2) 円形断面と矩形置換断面の既往実験結果などから円形断面を矩形断面に置換しても十分適用性のあることが示されているが、本解析結果でも同様のことが言えた。
- 3) 本解析モデルにより、せん断破壊と曲げ破壊の境界領域を M/QD をパラメータにして解析的に求めることが可能と考えられる。
- 4) せん断補強筋の降伏強度および補強筋比が大きい場合は、コンファインドコンクリートの推定強度を用いて解析すると、解析値は実験値に近づく傾向があった。

第4章 袖壁付きRC柱のせん断耐力の検討

4.1 はじめに

2011年の東日本大震災⁵⁾、2016年の熊本地震⁶⁾では、構造的に注目してこなかった柱と袖壁を耐震スリット(写真4.1.1)で切り離されていない袖壁付き柱は、写真4.1.2のようなせん断破壊が多く見受けられた。このような非構造壁の損傷による建物の大破・倒壊はなかったものの、建物の継続使用ができなくなる等の支障が生じていると考えられる。そこで近年、袖壁付きRC柱を有効な耐震要素として積極的に利用するため、袖壁付きRC柱のせん断耐力評価に関する実験的研究および構造特性の評価法についての研究^{17)~38)}が行われた。

袖壁付きRC柱の耐力や破壊性状などの構造特性に影響を及ぼす要因には、袖壁の配置、袖壁の形状(壁厚さ、壁長さ)、袖壁の縦・横筋量および柱の主筋、帯筋量、せん断スパン比などが考えられ、袖壁付きRC柱の構造特性を把握するためにはこれらの要因の影響を定量的・定性的に把握する必要がある。しかしながら、解析的研究においては構造特性の十分な把握には至っていないのが現状である。

本章では、拡張された修正圧縮場理論の解析モデルを用いて袖壁付きRC柱のせん断耐力を求め、得られた解析結果と既往の曲げせん断実験結果^{17)~38)}との比較により本解析モデルの袖壁付きRC柱のせん断耐力解析への適用性を検討する。また、現行の終局せん断耐力の評価式^{14), 70)}による計算結果と既往の実験結果との比較により現行の評価式についても検証する。次に、本解析モデルを用いて袖壁付きRC柱のせん断耐力に影響を及ぼす要因である袖壁の形状について検討を行う。さらに、袖壁付きRC柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係について、せん断スパン比(M/Qd)をパラメータにして本解析モデルにより検討する。



写真 4.1.1 耐震スリット



(a) 均等袖壁



(b) 不均等袖壁



(c) 片袖壁

写真 4.1.2 袖壁付き RC 柱の熊本地震被害状況

4.2 袖壁付き RC 柱の解析モデル

4.2.1 解析上の破壊形式

袖壁付き RC 柱の破壊形式は、文献 19), 22), 28), 33)において、柱と袖壁部分の大きな剛性および挙動の差により、一義的に定義することは難しく、比較的初期に破壊する袖壁と柱部分とに分けて実験結果を述べている。したがって、本論では文献 19)を参考にして、袖壁端部の曲げひび割れに対してせん断ひび割れが進展した、または壁縦筋に先行して壁横筋が降伏した試験体を袖壁の「初期せん断破壊」と呼び、曲げ破壊性状などが先行する試験体を袖壁の「初期曲げ破壊」と呼ぶことにする。

図 4.2.1(a), (b), (c)に示すように、柱の両側に取り付く袖壁の長さが均等、不均等な両側袖壁付き RC 柱および片側袖壁付き RC 柱を各々「均等袖壁」、「不均等袖壁」および「片袖壁」と略す。また、「不均等袖壁」と「片袖壁」を併せて「不均等・片袖壁」と略し、さらに片袖壁の加力方向の正負は、文献 27), 33), 69)を参考にして、袖壁側が引張になる場合を正加力、柱側が引張になる場合を負加力とした。不均等袖壁の場合は、長い袖壁側が引張になる場合を正加力とした。

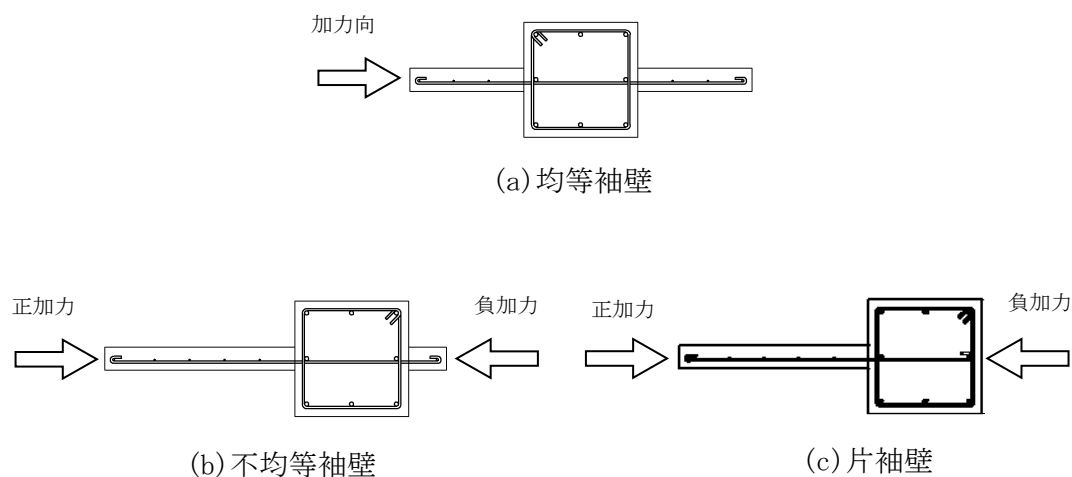


図 4.2.1 袖壁付き RC 柱の加力方向

4.2.2 袖壁付き RC 柱の分割について

2.2 節で記述したように本解析では、袖壁付き RC 柱の断面を図 4.2.2 に示すように 18 層の長方形に分割した。

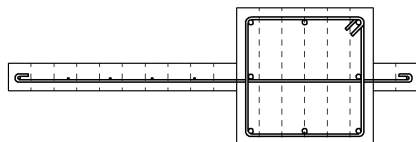


図 4.2.2 袖壁付き RC 柱の積層モデル

4.3 現行の終局せん断耐力評価法

袖壁付き RC 柱の終局せん断耐力を求める現行の設計式には、「2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」¹⁴⁾の式（以後、耐震診断式と呼ぶ）および「2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書」⁷⁰⁾の式（以後、構造技術式と呼ぶ）がある。なお、構造技術式は 2015 年の改訂に伴い、片側袖壁付き RC 柱に適用した終局せん断耐力の評価式が新たに記載された。

本論では、耐震診断式、構造技術式の適用性を各々の計算結果と既往実験結果^{17)~38)}および本解析結果との比較により検討する。

4.3.1 耐震診断式¹⁴⁾

図 4.3.1、図 4.3.2(a)および(b)は、耐震診断式の均等袖壁、片袖壁の正加力および負加力の等価長方形断面への置換方法を示している。

これらの図に示すように、耐震診断式では、均等袖壁および片袖壁の終局せん断耐力を引張側の袖壁を無視し、圧縮側の袖壁と柱の断面積を等価な長方形断面に置換して、修正荒川式に基づいた(4.3.1)式により求めている。

なお、耐震診断基準には不均等袖壁の終局せん断耐力式の記述がないため、本論では、均等袖壁および片袖壁の耐震診断式を準用して、引張側の袖壁を無視し等価長方形断面に置換して求めることにした。また、計算時に用いる柱のせん断補強筋比は、柱を貫通する壁横筋（以後、通し筋と呼ぶ）も帯筋として考慮することにした。ただし、壁横筋を柱内に定着させている場合は除いた。さらに、通し筋と帯筋の降伏強度が異なる場合は、これらの面積比により降伏強度を求めることにした。

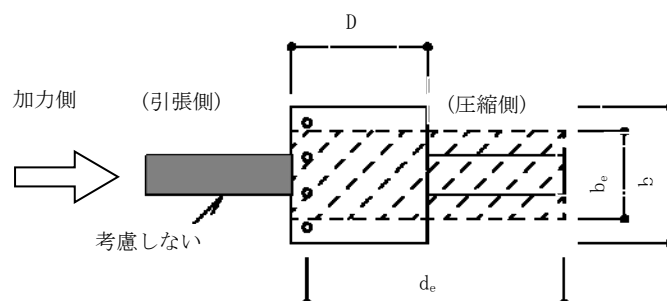


図 4.3.1 均等袖壁の置換方法

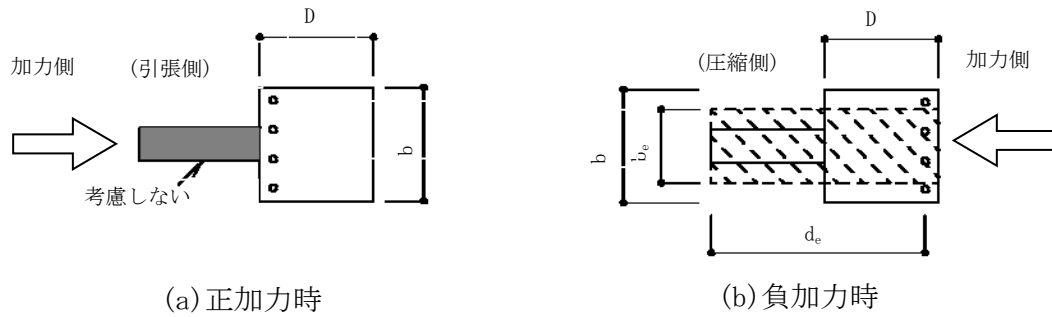


図 4.3.2 片袖壁の置換方法

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_{0e} \right\} b_e \cdot j_e \quad [N]$$

…(4.3.1)

ここで、

d_e : 柱の引張鉄筋比の中心から圧縮側袖壁の最外縁までの距離 [mm]

$p_w \cdot \sigma_{wy}$: 柱の帯筋比とその降伏点強度の積 [N/mm²]

$p_{sh} \cdot \sigma_{sy}$: 袖壁の横筋比とその降伏強度の積 [N/mm²]

b : 柱厚 [mm]

t : 壁厚 [mm]

$$j_e = 7d_e / 8$$

$$p_{te} = a_t / (b_e \cdot d_e)$$

$$\sigma_{0e} = N / (b_e \cdot j_e)$$

$$p_{we} \cdot \sigma_{wy} = p_w \cdot \sigma_{wy} (b/b_e) + p_{sh} \cdot \sigma_{sy} (t/b_e)$$

$$p_{we} \cdot \sigma_{wy} = p_w \cdot \sigma_w \quad (\text{片袖壁の正側の場合})$$

$$b_e = \Sigma A / L' \quad \text{なお、} \Sigma A : \text{柱断面積} + \text{圧縮側袖壁断面積}$$

$$L' : \text{柱せい} + \text{圧縮側袖壁長さ}$$

$$M / (Q \cdot d_e) = h_{cw0} / L' \quad \text{なお、} h_{cw0} : \text{反曲点高さ}$$

$$L' : \text{袖壁を含む全せい}$$

ただし、一般に $M / (Q \cdot d_e)$ が 1.0 以下のときは、これを 1.0 とし、2.0 以上の時は 2.0 とする。

また、等価長方形断面への置換後のせん断補強筋比に関して、耐震診断基準には、(4.3.2a) 式および (4.3.2b) 式の二種類の算定法が記載されている。しかしながら、

この二種類のせん断補強筋比の適用方法についての記述がなく、本研究では、壁谷澤および磯らの文献 (27), (28), (33), (34) で用いている (4.3.2a) 式を用いることにした。

$$p_{we} \cdot \sigma_{we} = p_w \cdot \sigma_{wy} \left(\frac{b}{b_e} \right) + p_{sh} \cdot \sigma_{sh} \left(\frac{t}{b_e} \right) \quad \cdots (4.3.2a)$$

$$p_{we} = \frac{p_w \cdot b \cdot D + p_w \cdot t \cdot L}{b \cdot D + t \cdot L} \quad \cdots (4.3.2b)$$

4.3.2 構造技術式⁷⁰⁾

構造技術式では、均等袖壁、不均等袖壁および片袖壁の終局せん断耐力を、図 4.3.3 に示すように、壁部分と壁厚さを差し引いた柱残余部分とに分割して各々の終局せん断耐力を修正荒川式に基づいた式 (4.3.4)、(4.3.5) より求め、式 (4.3.3) のように累加して終局せん断耐力を求めている。

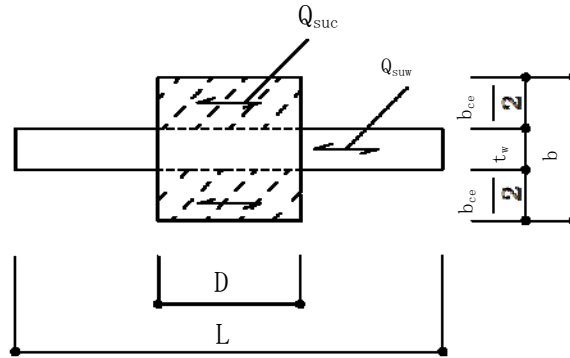


図 4.3.3 構造技術式の累加方法

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad [N] \quad \cdots (4.3.3)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} t_w \cdot j_w \quad [N] \quad \cdots (4.3.4)$$

ここで、

$$p_{twe} = a_{tw} / (t_w d_w) \cdots \cdots (a_{tw} : \text{引張鉄筋、袖壁縦筋 2 段目まで})$$

$$d_w = 0.95 (D + \ell_1 + \ell_2)$$

$$p_{wh} = a_{wh} / (t_w s_w) \quad : \text{袖壁横筋}$$

$$j_w = 7d_w / 8$$

$$M/Q \quad : \text{せん断スパン} \quad \cdots \cdots (\text{但し、} 0.5 \leq M / (Q d_w) \leq 2 \text{ とする})$$

$$t_w \quad : \text{袖壁厚さ} \quad , \quad \sigma_{why} \quad : \text{壁筋降伏強度}$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d_{ce}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} \cdot j_{ce} \quad [N] \quad \cdots (4.3.5)$$

ここで、

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

$$p_{tce} = (a_{tc} - a_{tw}) / \{(B - t_w) d_{ce}\} \quad \cdots (\text{片側袖壁柱の場合、} a_{tw} : \text{引張側縦筋 2 段目まで})$$

$$d_{ce} = 0.95D$$

$$b_{ce} = B - t_w$$

$$j_c = 7d_{ce} / 8$$

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

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

$$M/Q \quad : \text{せん断スパン} \quad \cdots \cdots (\text{但し、} 1 \leq M / (Q d_{ce}) \leq 3 \text{ とする})$$

$$a_w \quad : \text{柱帯筋 1 組の断面積,} \quad s \quad : \text{柱帯筋間隔、}$$

$$p_{wh} \quad : \text{袖壁横筋比} \quad , \quad \sigma_{cwy} \quad : \text{帯筋降伏強度、}$$

$$B \quad : \text{柱幅} \quad , \quad t_w \quad : \text{袖壁厚さ}$$

4.4 結果の比較および検討

本解析モデルによる袖壁付き RC 柱のせん断解析および現行の終局せん断耐力の評価式の適用性を検討するため、袖壁付き RC 柱の既往曲げせん断実験結果と本解析結果および終局せん断耐力の評価式による計算結果との比較を行った。

比較に用いた試験体断面の諸寸法は、均等袖壁が 38 体^{17)~28)}、片袖壁が 27 体^{27)~38)}および不均等袖壁が 2 体^{28), 34)}の計 67 体である。これらの試験体は、柱幅、柱せい D : 200~400mm、片側袖壁長さ : 200~1800mm、袖壁厚さ : 50~150mm、主筋比 : 0.45~2.7%、帯筋比 : 0.20~0.80%、袖壁一般部の縦筋比、横筋比 : 0.20~1.87%、0.16~1.28%、軸力比 : 0.07~0.40、 M/Qd (d : 袖壁を含む全せい) : 0.30~1.50 の範囲であった。

なお、比較に用いた既往実験の試験体諸元および計算結果を一覧にして付録 2 に示す。

4.4.1 本解析結果と既往実験結果との比較

図 4.4.1(a)、(b)は、均等袖壁および不均等・片袖壁の既往実験結果と本解析結果とを比較したものである。なお、図中にこれらの耐力比(実験値/本解析値)の平均値、変動係数を示し、また、既往実験において袖壁の初期せん断破壊となっている試験体を○、△で表した。

図 4.4.1(a)、(b)より分かるように、均等袖壁の正および負加力の耐力比の平均値は、各々1.09、1.14で、変動係数は0.07、0.11となり、不均等・片袖壁の正および負加力の耐力比の平均値は、各々1.08、1.08で、変動係数は0.21、0.11となった。

以上より、均等袖壁の正および負加力の本解析結果は実験結果をよく捉えておりバラツキも小さいことが分かる。一方、正加力の不均等・片袖壁の本解析結果は、負加力の場合と比べて実験結果との差およびバラツキともに若干大きくなった。この差の一つの要因として、文献 27), 28), 33), 34)の既往実験が逆対称の繰返し載荷であり、不均等・片袖壁の試験体の断面形状が非対称であることが考えられ、正および負加力で試験体の損傷度合が異なるからと考えられる。しかしながら、全体的には本解析結果と実験結果との差および耐力比のバラツキは小さく、概ね実験結果を捉えており、本

解析は袖壁付き RC 柱の曲げせん断耐力の予測が可能と考えられる。

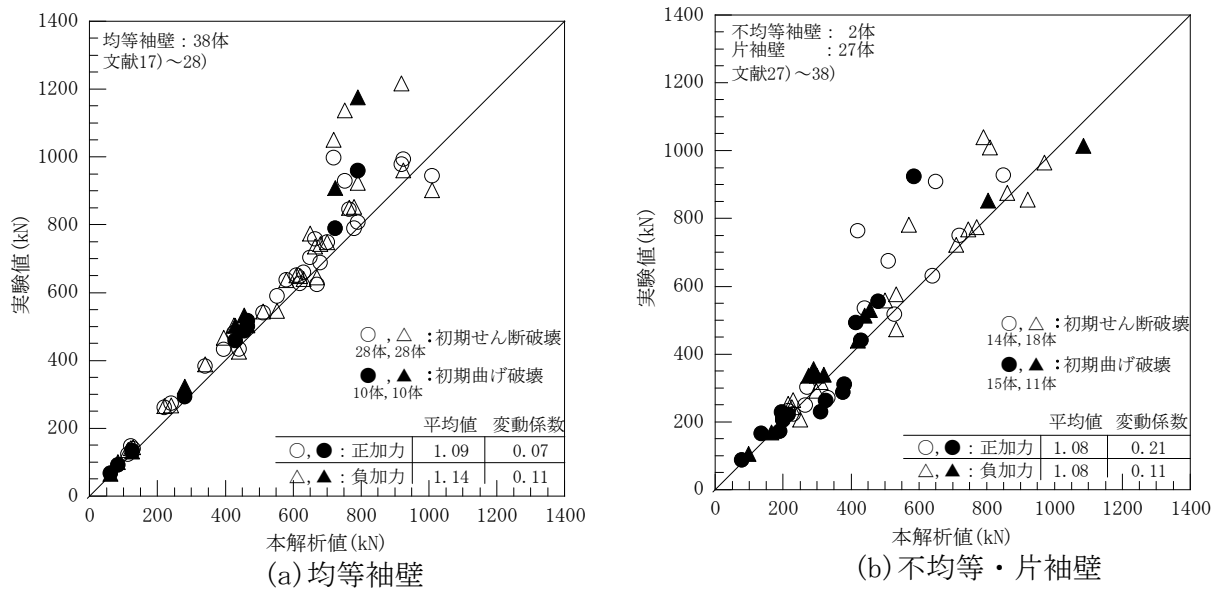


図 4.4.1 既往実験結果と本解析結果との比較

4.4.2 本解析結果と耐震診断式および構造技術による計算結果との比較

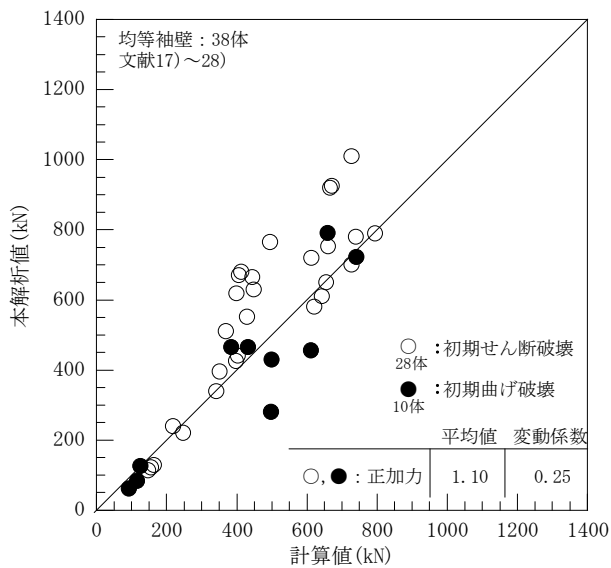
図 4.4.2(a) および(b) は、均等袖壁および不均等・片袖壁の本解析結果と耐震診断式による計算結果とを比較したものである。なお、図中にこれらの耐力比(本解析値/計算値)の平均値、変動係数を示し、また、既往実験において袖壁の初期せん断破壊となっている試験体を○、△で、初期曲げ破壊を●、▲で表した。

図 4.4.2 (a) より分かるように、耐震診断式において均等袖壁の耐力比の平均値は 1.10 で、変動係数は 0.25 となり、計算結果は、本解析結果に比べて若干小さくなる。

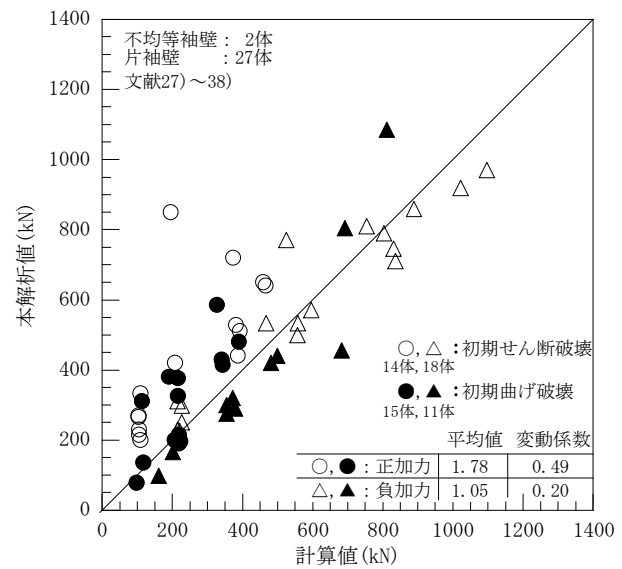
図 4.4.2 (b) より分かるように、耐震診断式において不均等・片袖壁の正および負加力の耐力比の平均値は各々 1.78、1.05 で変動係数は 0.49、0.20 となり、正加力の計算結果は、本解析結果に比べて大部分が小さくバラツキが大きくなる。負加力では耐力比が 1.05 で解析結果に近づいていると言える。これは、4.2 節に記述したように、耐震診断式では引張側(加力側)の袖壁を無視し、圧縮側の袖壁と柱の断面積を等価断面積として計算しており、負加力は正加力に比べて等価断面積が大きくなるためと考えられる。

図 4.4.3(a) より分かるように、構造技術式による均等袖壁の耐力比の平均値は 1.04 で、変動係数は 0.20 となり、計算結果は、本解析結果に比べて若干小さくなる。

図 4.4.3 (b) より分かるように、構造技術式による不均等・片袖壁の正および負加力の耐力比の平均値は各々 0.88、1.16 で、変動係数は 0.28、0.22 となり、負加力の計算結果は本解析結果に比べ小さくなっているが、正加力では耐力比が 0.88 で本解析結果より若干大きく危険側でありバラツキも大きいことが分かる。これは、負加力では片袖壁の柱位置が加力側にあり、柱が引張りに大きく抵抗すると考えられ、本解析結果の負加力の値は正加力に比べ大きくなるが、構造技術式では正加力と負加力の計算結果が同じ値であるためと考えられる。

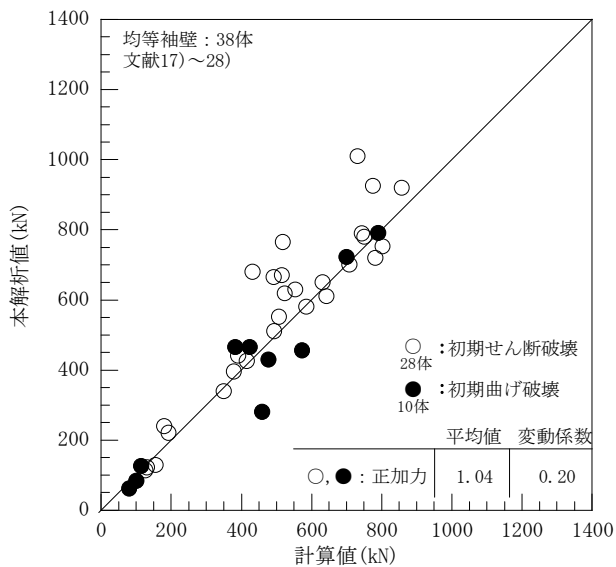


(a) 均等袖壁

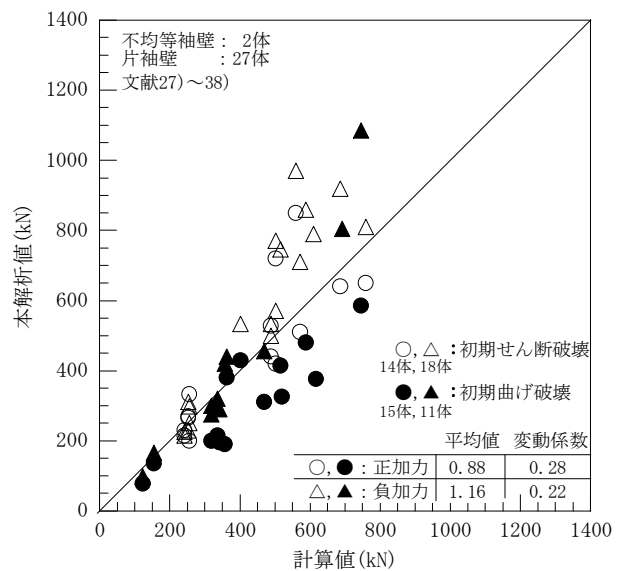


(b) 不均等・片袖壁

図 4.4.2 本解析果と耐震診断式の計算結果との比較



(a) 均等袖壁



(b) 不均等・片袖壁

図 4.4.3 本解析果と構造技術式の計算結果との比較

4.4.3 既往実験結果と耐震診断式および構造技術による計算結果との比較

図 4.4.4(a)および(b)は、均等袖壁および不均等・片袖壁の既往実験結果と耐震診断式による計算結果との比較をしたものである。なお、図中にこれらの耐力比(実験値/計算値)の平均値、変動係数を示し、また、既往実験において袖壁の初期せん断破壊となっている試験体を○、△で、初期曲げ破壊を●、▲で表した。

図 4.4.4(a)より分かるように、耐震診断式による均等袖壁の正および負加力の耐力比の平均値は各々1.20、1.25 で、変動係数は 0.24、0.25 となり、計算結果は、実験結果に比べて若干大きい試験体があるものの、大部分が小さく安全側の評価となっている。なお、実験結果より大きくなった試験体は、既往実験において初期曲げ破壊しており、これが影響していると考えられる。

図 4.4.4(b)より分かるように、耐震診断式による不均等・片袖壁の正および負加力の耐力比の平均値は各々1.82、1.05 で、変動係数は 0.48、0.20 となり、正加力の計算結果は、実験結果に比べて大部分が小さく安全側であるがバラツキが大きく、負加力では耐力比が 1.05 で実験結果に近づいていると言える。これは、4.3.1 節に記述したように、耐震診断式では引張側(加力側)の袖壁を無視し、圧縮側の袖壁と柱の断面積を等価断面積として計算しており、負加力は正加力に比べて等価断面積が大きくなるためと考えられる。また、既往実験で初期せん断破壊した負加力の試験体の一部に、計算結果が実験結果より大きく危険側となっている。これは、既往実験が逆対称の繰返し載荷で、試験体の断面形状が非対称であるため、正および負加力で試験体の損傷度合が異なるからと考えられる。

図 4.4.5(a)より分かるように、構造技術式による均等袖壁の正および負加力の耐力比の平均値は各々1.15、1.20 で、変動係数は 0.18、0.17 となり、計算結果は、実験結果に比べて小さく安全側の評価となっているが、バラツキがあると言える。これは、既往実験で初期曲げ破壊した試験体が影響していると考えられる。

図 4.4.5(b)より分かるように、構造技術式による不均等・片袖壁の正および負加力の

耐力比の平均値は各々0.95、1.24で、変動係数は0.32、0.20となり、負加力の計算結果は実験結果に比べ小さく安全側となっているが、正加力では耐力比が0.95で実験結果より若干大きく危険側でありバラツキも大きいことが分かる。これは、負加力では片袖壁の柱位置が加力側にあり、柱が引張りに大きく抵抗すると考えられ、実験結果の負加力の値は正加力に比べ大きくなるが、構造技術式では正加力と負加力の計算結果が同じ値であるためと考えられる。また、既往実験で初期曲げ破壊した試験体の計算結果が、実験結果より大きくなっており、この初期曲げ破壊の試験体がバラツキに影響を及ぼしていると考えられる。

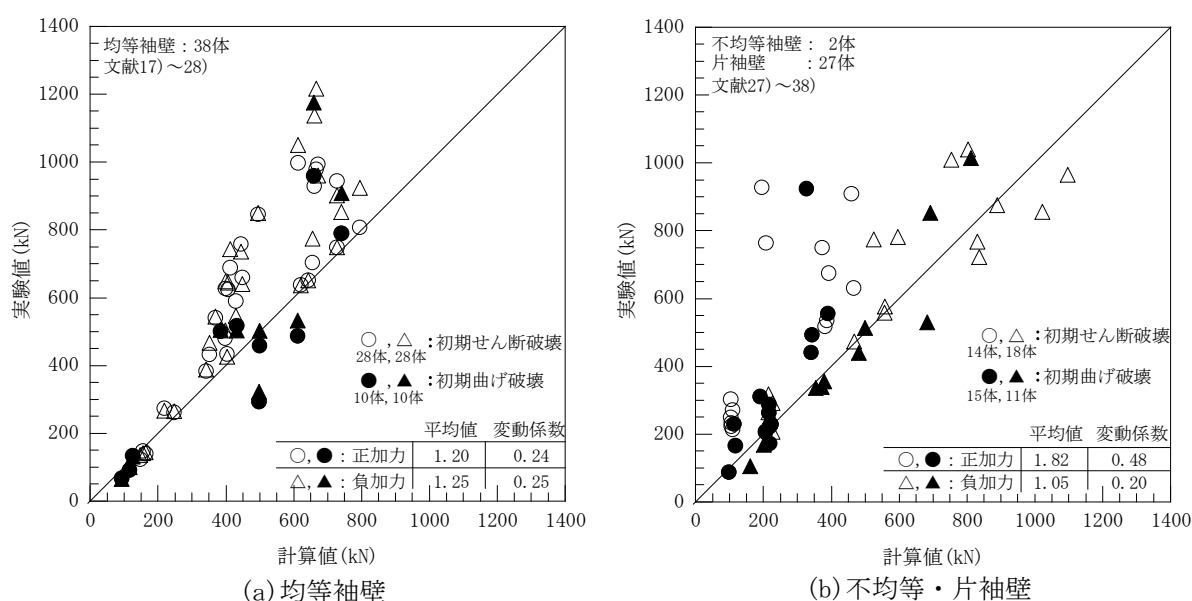


図 4.4.4 既往実験結果と耐震診断式の計算結果との比較

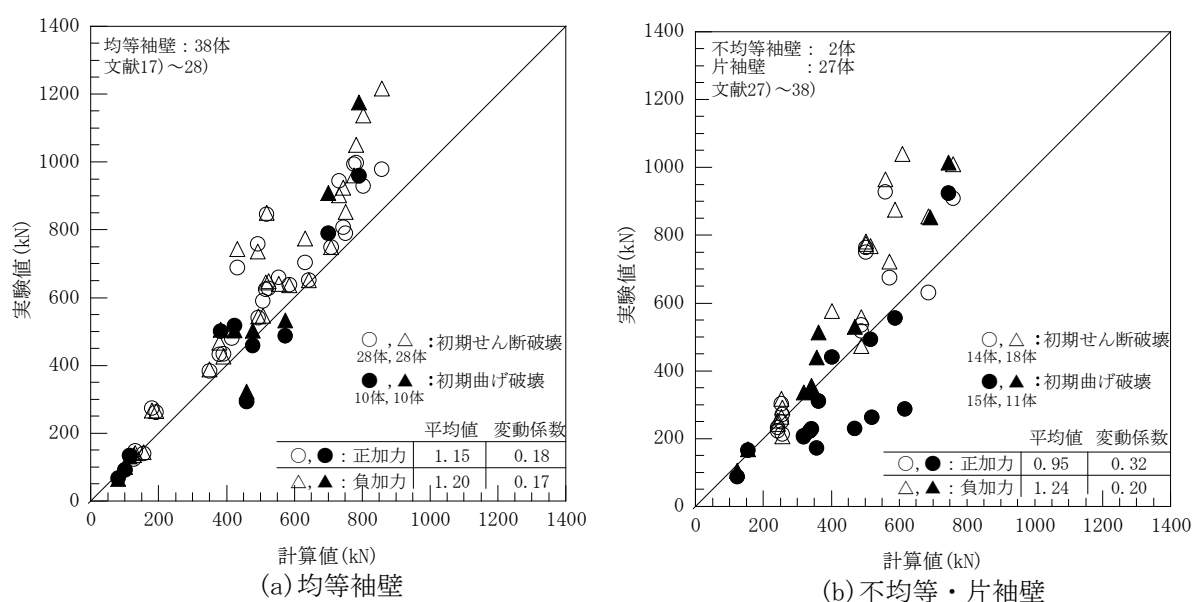


図 4.4.5 既往実験結果と構造技術式の計算結果との比較

4.5 袖壁の断面形状による検討

本節では、袖壁付き RC 柱のせん断性状に影響を及ぼす要因と考えられる袖壁長さ L と袖壁厚さ t について、最大耐力時のせん断力 Q と袖壁長さ比 L/D 、壁厚さ比 t/b およびせん断スパン比との関係により検討する。

4.5.1 袖壁長さ比による検討

図 4.5.1(a)～(d)は、袖壁長さ比(L/D)と最大耐力時のせん断力 Q の関係を示しており、文献 22), 33) の SW40、SWT-L40 試験体の 2 体、文献 22), 33) の SW40H、SWT-L40H 試験体の 2 体、文献 28) の SWB40、SWBA40、SWBT-L40 試験体の 3 体および文献 23), 34) WRC-(R2D+L2D)-42/127-1/6Fc-SS (R2D+L2D と略す)、WRC-(R3D+L1D) -42/127-1/6Fc-SS (R3D+L1D と略す)、WRC-(R4D+L0D)- 42/127-1/6Fc-SS (R4D+L0D と略す) 試験体の 3 体について、既往実験結果、本解析結果、耐震診断式および構造技術式による計算結果との比較をしたものである。ここで、袖壁長さ比とは、図中に併せ示すように加力側(引張側)の袖壁長さ L と柱せい D との比 L/D であり、袖壁長さ比が大きくなると、加力側(引張側)の袖壁長さ L が長くなる。

また、図 4.5.1(a)～(c)の各々の全袖壁長さ($L+L'$)は、柱せい D の 2 倍、つまり $L+L'=2D$ であり、袖壁長さ比が 0 と 2.0、0.5 と 1.5 とは各々同じ試験体の正・負加力の場合の既往実験結果、耐震診断式による計算結果および本解析結果を示している。

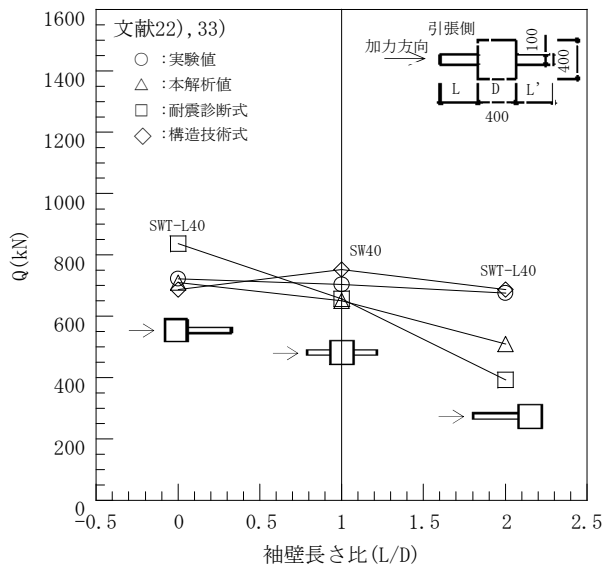
一方、図 4.5.1(d)の全袖壁長さ($L+L'$)は、柱せい D の 4 倍、つまり $L+L'=4D$ であり、袖壁長さ比が 0 と 4.0、1.0 と 3.0 とは、各々同じ試験体の正・負加力の場合の既往実験結果、耐震診断式の計算結果および本解析結果を示している。

図 4.5.1(a)～(d)より分かるように、解析結果および計算結果では、最大耐力時のせん断力 Q は加力側の袖壁長さが長くなるにつれて小さくなる傾向となった。

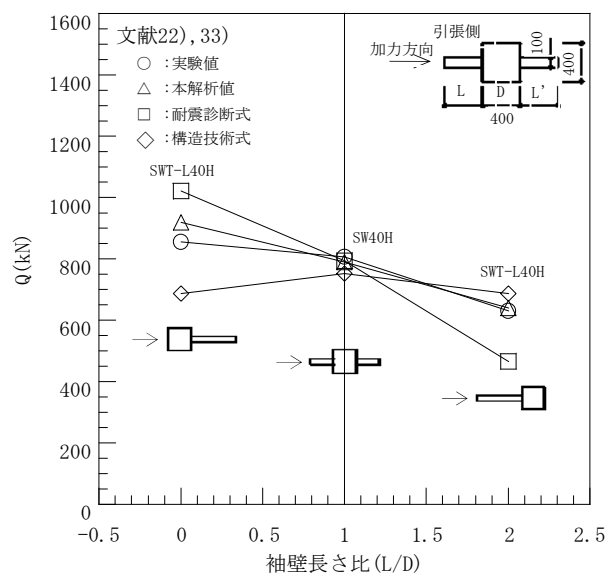
この理由として、本解析結果では、引張領域の袖壁の縦筋量が柱の主筋量に比べて少ないため、加力側の袖壁が長くなるにつれて引張力に対する抵抗が小さくなるため

と考えられる。耐震診断式による計算結果では、引張側(加力側)の袖壁を無視し、圧縮側の袖壁と柱の断面積を等価断面積として計算しており、加力側の袖壁長さが長くなるにつれて等価断面積が小さくなるため、等価断面積と比例の関係にある最大耐力時のせん断力が小さくなったと考えられる。

一方、実験結果では同図(b)および(c)の場合、最大耐力時のせん断力 Q は加力側の袖壁長さが長くなるにつれて若干小さくなり、解析結果および計算結果と同じような傾向となった。しかしながら、同図(a)および(d)の場合、最大耐力時のせん断力 Q は袖壁長さが長くなっても殆ど変わらず解析結果および計算結果とは異なる傾向となった。



(a) 文献 22), 33)



(b) 文献 22), 33)

図 4.5.1 $Q-L/D$ 関係

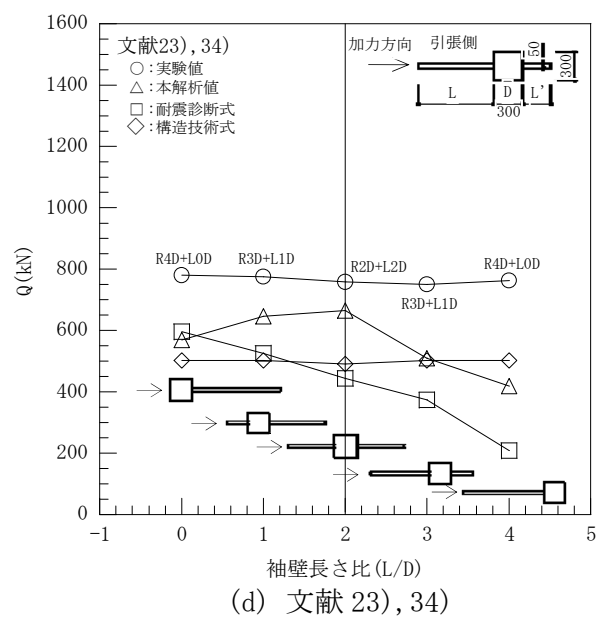
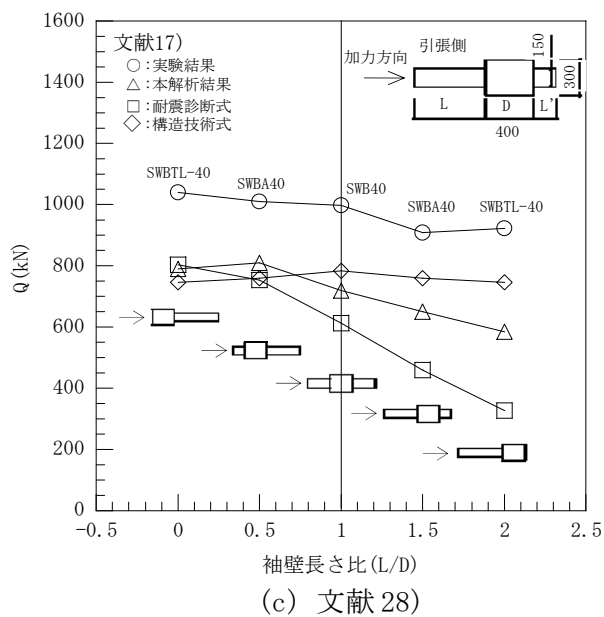


図 4.5.1 Q-L/D 関係

4.5.2 袖壁厚さ比による検討

図 4.5.2 は、文献 21) の均等袖壁の試験体諸元を用いて、最大耐力時のせん断力 Q と袖壁厚さ比 t/b との関係を、実験結果、本解析結果、耐震式および構造技術式の計算結果により表したものである。ここで、袖壁厚さ比とは、図中に併せ示すように袖壁厚さ t と柱幅 b との比 t/b であり、袖壁厚さ比が大きくなると、袖壁が厚くなる。なお、文献 21) の試験体では、袖壁の横筋量が等しいので、袖壁の横筋比は袖壁厚さが大きくなるにつれ小さくなっている。

この図より、実験結果、本解析結果、耐震診断式と構造技術式の計算結果は、袖壁厚さ比が大きくなるにつれ、つまり袖壁が厚くなるにつれ大きくなる傾向を示すことが分かる。また、実験結果と本解析結果および構造技術式の計算結果では、この傾向が顕著に表れた。これは、袖壁が厚くなると袖壁部分の断面積が大きくなり、袖壁のコンクリート部分の負担せん断力が大きくなったと考えられる。

一方、耐震診断式の計算は、袖壁が厚くなると等価長方形断面も大きくなるので増加し、鉄筋量は一定なのでせん断補強筋比が小さくなるので減少する。したがって、等価長方形断面の増加分からせん断補強筋比による減少分が差し引かれるため、計算

値の増加が、顕著に表れていないと考えられる。また、耐震診断式の計算結果は構造技術式の計算結果に比べて小さくなった。これは、4.3.1 節で記述したように、耐震診断式では引張側(加力側)の袖壁を無視し、圧縮側の袖壁と柱の断面積を等価断面積として計算しているためと考えられる。

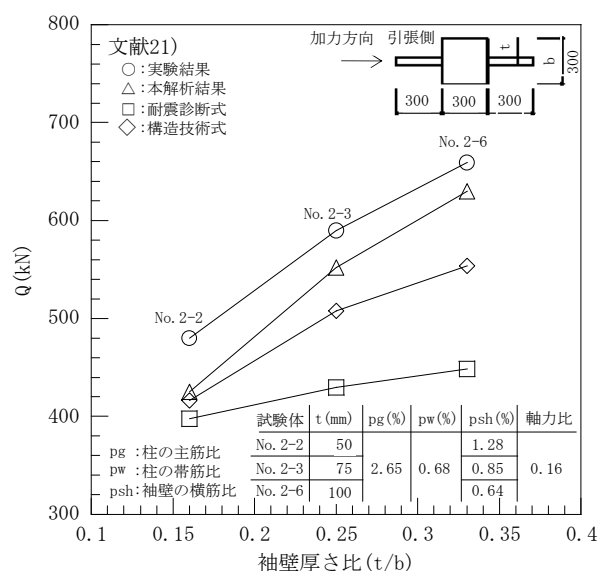


図 4.5.2 Q-t/b 関係

4.5.3 せん断スパン比による検討

図 4.5.3 は、文献 20), 24), 27) のせん断スパン比以外の条件が概ね等しい均等袖壁の試験体諸元を用いて、最大耐力時のせん断力 Q とせん断スパン比 M/Qd (d : 袖壁を含む全せい) との関係を、実験結果、本解析結果、耐震診断式および構造技術式の計算結果により表したものである。また、既往実験において袖壁の初期せん断破壊の試験体を○, △, □, ◇、初期曲げ破壊を●, ▲, ■, ◆で表した。

この図より、実験結果、本解析結果では、最大耐力時のせん断力 Q は、同時に作用する曲げモーメント M の影響を受け、 M/Qd が大きくなるにつれて小さくなる傾向を示している。また、耐震診断式と構造技術式の計算結果は、 M/Qd が大きくなるにつれて小さくなり、一定の値となる傾向を示している。これは、4.3.1 節および 4.3.2 節に記述しているように、各々の式には適用範囲があり、SWF1 の試験体では、耐震診断式の M/Qde

が 3.12 で、構造技術式の柱残余部分の M/Q_{dce} が 6.30、袖壁部分の M/Q_{dw} が 2.10 となり、各々の値が適用範囲を超えており、本計算では、 M/Q_{de} は 2.0、 M/Q_{dce} は 3.0、 M/Q_{dw} は 2.0 としたからである。なお、SWF1 の計算結果において、実験結果および解析結果との差が大きいのは、既往実験では初期曲げ破壊しているためと考えられる。よって、曲げ終局強度時のせん断力^{1), 24)}を求めれば、これらの計算結果は実験結果および解析結果に近づくものと考えられる。

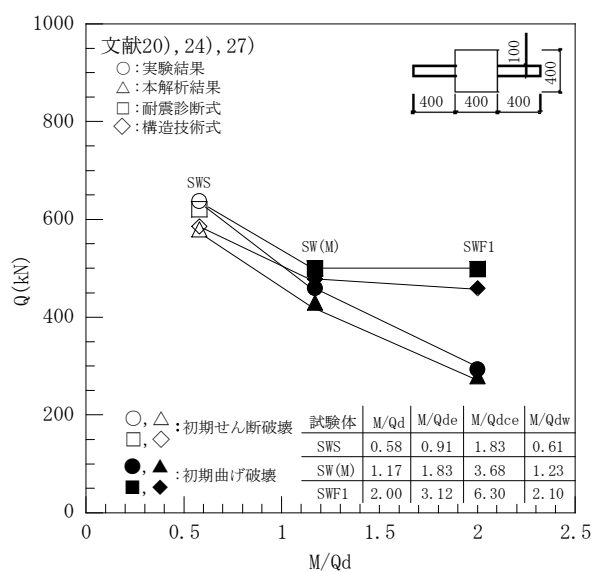


図 4.5.3 Q-M/Qd 関係

4.6 最大耐力時のせん断力と曲げモーメントの関係

本節では、均等袖壁、不均等袖壁および片袖壁のせん断性状に影響を及ぼす要因と考えられるせん断スパン比 M/Qd (d : 袖壁を含む全せい) について、本解析により得られた最大耐力時のせん断力 Q と曲げモーメント M との関係を用いて検討する。

4.6.1 均等袖壁

図 4.6.1(a), (b) は、均等袖壁の最大耐力時のせん断力 Q と曲げモーメント M との関係を表したものである。解析例として、文献 20)、26) の試験体諸元を用いた。なお、図中の数値はせん断スパン比 M/Qd を示している。

図 4.6.1(a), (b) より、最大耐力時のせん断力 Q は、同時に作用する曲げモーメント M の大きさの影響を受け、 M/Qd が大きくなるにつれて小さくなると言える。この最大耐力時の Q - M 関係は曲線となり、3.6 節での矩形断面 RC 柱と同様の傾向を示すことが分かった。

以上より、この曲線上にせん断破壊と曲げ破壊の境界領域が存在し、解析的にこの領域を求めることが可能である。本解析の場合は、SWS 試験体で $M/Qd=0.75\sim1.5$ 近傍にあった。また、S-LH 試験体で $M/Qd=0.75\sim1.0$ 近傍にあった。

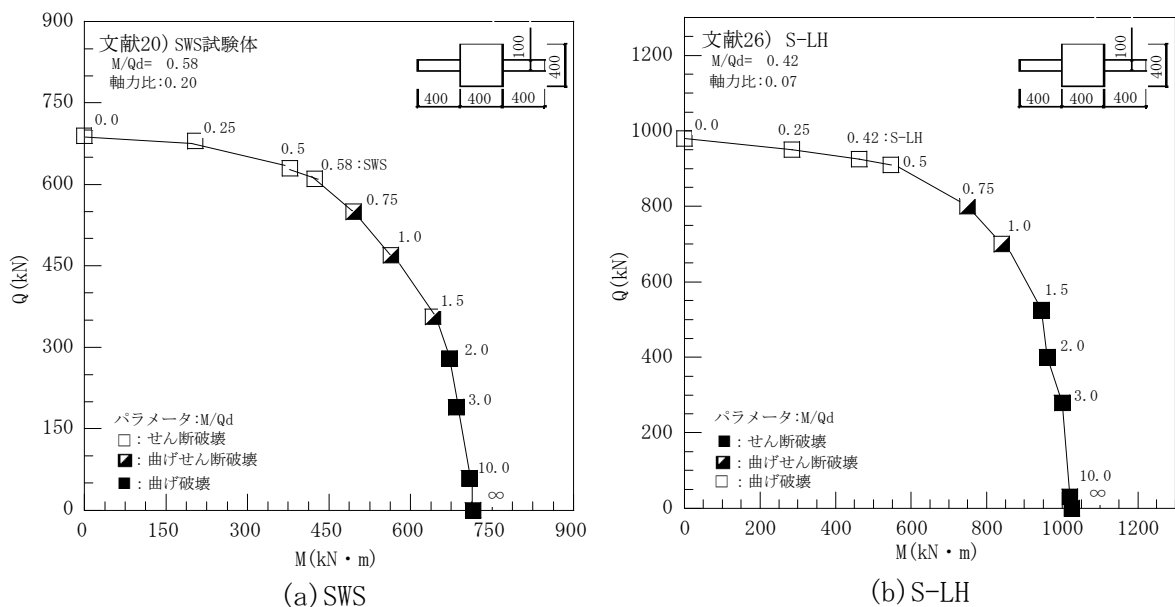


図 4.6.1 均等袖壁

4. 6. 2 不均等袖壁

図 4. 6. 2 は、不均等袖壁の最大耐力時のせん断力 Q と曲げモーメント M との関係を表したものである。解析例として、文献 34) の WRC-(R3D+L1D)-42/127-1/6Fc-SS (R3D+L1D と略す) の試験体諸元を用いた。なお、図中の数値はせん断スパン比 M/Qd を示し、丸記号は正加力および四角記号は負加力を示している。

図 4. 6. 2 より、均等袖壁と同様に、正加力および負加力共に最大耐力時の Q - M 関係は曲線となった。したがって、この曲線上にせん断破壊と曲げ破壊の境界領域が存在し解析的にこの領域を求めることが可能であり、本解析例の場合は、正加力で $M/Qd=0.75\sim1.0$ 近傍であり、負加力で $M/Qd=0.75\sim1.5$ 近傍であった。また、最大耐力時の Q - M 関係の曲線は、正加力より負加力の方が大きくなることを示した。これは、解析では負加力において短い方の袖壁と柱が正加力に比べてより引張りに大きく抵抗したと考えられる。

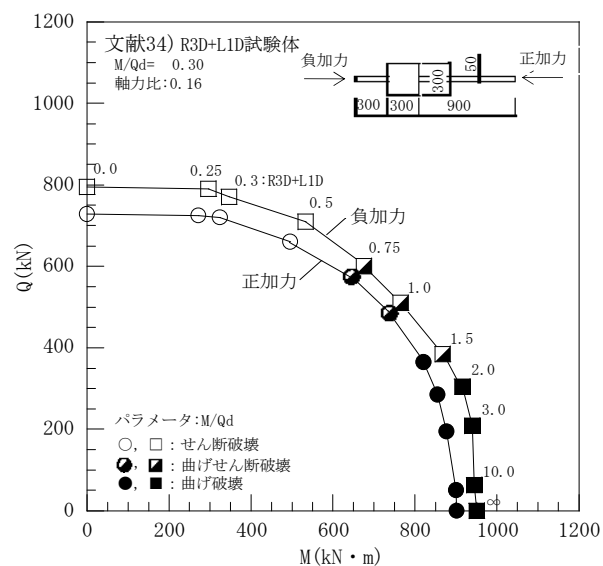


図 4. 6. 2 不均等袖壁

4.6.3 片袖壁

図 4.6.3(a), (b) は、片袖壁の最大耐力時のせん断力 Q と曲げモーメント M との関係を表したものである。解析例として、文献 31)、38) の CSW-H、No. 1 の試験体諸元を用いた。なお、図中の数値はせん断スパン比 M/Qd を示し、丸記号は正加力および四角記号は負加力を示している。

図 4.6.3(a) より、不均等袖壁と同様に、正加力および負加力共に最大耐力時の Q - M 関係は曲線となり、この曲線上のせん断破壊と曲げ破壊の境界領域は、No. 1 試験体において、正加力で $M/Qd=1.5$ 近傍にあり、負加力で $M/Qd=2.0$ 近傍にあった。図 4.6.3(b) の CSW-H 試験体においては、正加力で $M/Qd=1.0$ 近傍にあり、負加力で $M/Qd=1.0 \sim 1.5$ 近傍にあった。また、最大耐力時の Q - M 関係の曲線は、正加力より負加力の方が大きくなり、解析では負加力において柱が正加力に比べてより引張りに大きく抵抗したと考えられる。

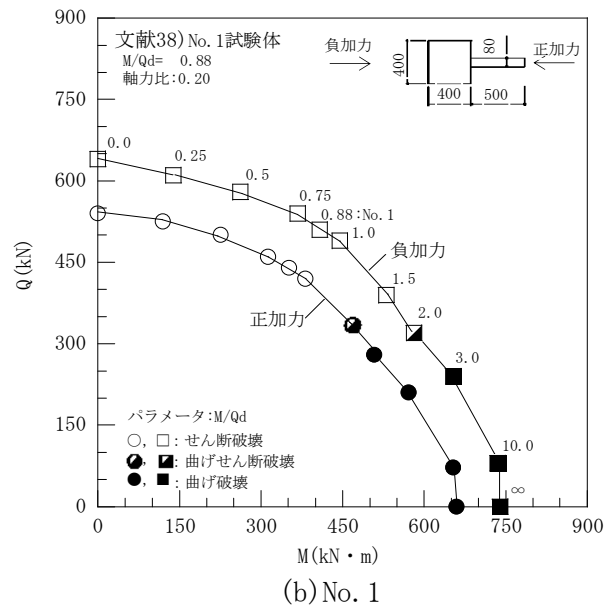
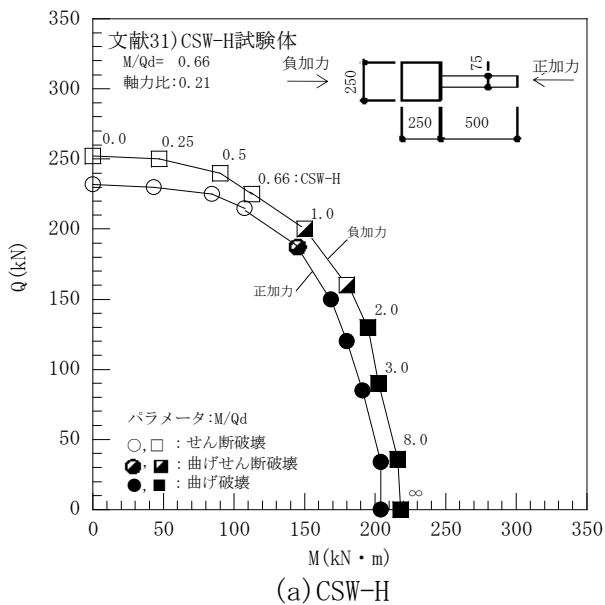


図 4.6.3 片袖壁

4.7 まとめ

拡張された修正圧縮場理論の解析モデルを用いて、袖壁付き RC 柱のせん断耐力の求解を試み、本解析モデルによる袖壁付き RC 柱のせん断耐力解析の適用性を検討した。また、終局せん断耐力の評価式による計算結果と既往の実験結果との比較により評価式についても検証を行った。次に、本解析モデルを用いて袖壁長さ比、袖壁厚さ比およびせん断スパン比がせん断耐力に及ぼす影響について検討を行った。最後に、本解析モデルを用いて、袖壁付き RC 柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係について検討した。限られた範囲ではあるが、本検討により得られた結果をまとめて以下に示す。

- 1) 本解析モデルによる解析結果は、全体的には実験結果との差は小さく、概ね実験結果を捉えている。したがって、本解析は袖壁付き RC 柱の曲げせん断耐力の予測が可能と考えられる。
- 2) 耐震診断式の均等袖壁の計算結果は、正加力および負加力共に実験結果に比べて若干大きい試験体があるものの、大部分が小さく安全側の評価となった。なお、実験結果より大きくなった試験体は既往実験で初期曲げ破壊しており、これが影響していると考えられる。一方、不均等・片袖壁の正加力と負加力の耐力比の差が大きくなった。これは不均等・片袖壁の等価断面積が正加力に比べ負加力の場合が大きくなるためと考えられる。
- 3) 構造技術式の均等袖壁の計算結果は、正加力および負加力共に実験結果に比べて小さく安全側の評価となったが、バラツキがあった。これは、既往実験で初期曲げ破壊した試験体が影響していると考えられる。一方、不均等・片袖壁の負加力の計算結果は、実験結果に比べて小さく安全側となったが、正加力では実験結果より若干大きく危険側でありバラツキも大きかった。これは、実験結果において、負加力で柱が引張りに大きく抵抗し、構造技術式では正加力と負加力の計算結果が同じ値であるためと考えられる。
- 4) 全袖壁長さが一定で、柱の両側にある袖壁の長さが異なる袖壁付き RC 柱のせん断耐力は、引張側の袖壁が長くなるにつれて小さくなる傾向にあり、実験値に比べ本解析値と耐震診断式ではこの傾向が顕著に表れた。これは、引張側の袖壁が長くなると、引張力に対する抵抗が小さくなるためと考えられる。構造技術式では全袖壁長さが一定であるため、

柱の位置や加力方向に関係なく概ね一定の傾向を表した。

- 5) 袖壁厚さが異なる袖壁付き RC 柱のせん断耐力は、袖壁が厚くなるにつれ、大きくなる傾向を示した。これは、袖壁が厚くなることで、断面積が大きくなり袖壁部分の耐力が大きくなるためと考えられる。
- 6) せん断スパン比が異なる袖壁付き RC 柱のせん断耐力は、 M/Qd が大きくなるにつれて小さくなる傾向を示している。また、耐震診断式と構造技術式の計算結果は M/Qd が大きくなるにつれて小さくなるが、各々の式の適用範囲を超えると一定の値となる傾向を示した。
- 7) 本解析による均等袖壁、不均等袖壁および片袖壁の最大耐力時のせん断力は、同時に存在する曲げモーメントの影響を受け、せん断スパン比が大きくなるにつれて小さくなり、これらの関係は曲線を示した。また、この曲線上のせん断破壊と曲げ破壊の境界領域を解析的に求めることが可能である。

第5章 CFT柱のせん断耐力の検討

5.1 はじめに

コンファインド効果による優れた耐力と靱性を持つ CFT 柱は、一般的に鉄筋コンクリート柱に比べてせん断スパン比が大きいいため曲げ破壊することが多い。しかし、せん断スパン比が 1.0 以下の角形断面 CFT 極短柱の場合、曲げせん断実験において、曲げ耐力に達することなくせん断破壊が生じたと報告^{39), 40)}されている。

CFT 指針⁴¹⁾には、角形断面 CFT 極短柱のせん断耐力は、極限解析に基づく鋼管部分のせん断耐力とアーチ機構による充填コンクリート部分のせん断耐力との累加により評価するとされている。

一方、円形断面 CFT 極短柱の場合は「円形断面無筋コンクリート柱のせん断耐力式に関しては、実験的あるいは解析的研究は行われておらず、今後の検討課題である」と述べられ、設計的観点から円形断面無筋コンクリート柱のせん断耐力は終局曲げ耐力より決まる式を用いることができるとしてせん断耐力式が新たに記述されている。また、SRC 規準⁴²⁾では、円形、角形断面ともにせん断スパン比に対する適用範囲を決めてなく、円形断面の終局せん断耐力は、鋼管部分とコンクリート部分の各々の終局曲げ耐力時のせん断力の累加により評価するとされている。

以上のように、円形断面 CFT 極短柱についての実験的および解析的な研究は殆んど行われてなく、自由な構造計画を可能にするためのせん断耐力の評価法を定式化するには、円形断面 CFT 極短柱の弾塑性性状、特にせん断性状を実験的・解析的に把握することが必要であり、最近、これらの把握を目的としたせん断実験が行われるようになった^{77)~81)}。

本章では、本解析モデルを用いて円形および角形（正方形、長方形）断面 CFT 短柱の曲げせん断耐力の求解を試み、得られた解析結果と既往の円形および角形断面 CFT 短柱の曲げせん断実験結果^{39), 40), 77), 78), 86)~93)}との比較により、本解析モデルの CFT 短柱の曲げせん断耐力解析への適用性を検討する。

さらに、現行の設計式である CFT 指針⁴¹⁾および SRC 規準⁴²⁾の計算結果との比較により本

解析モデルの適用性を検討する。また、CFT 短柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係およびせん断力と柱軸力との関係を、せん断スパン比 (M/QD) および軸力比 (N/N_o) をパラメータにして本解析モデルにより検討を行う。

最後に、円形断面 CFT 短柱のせん断耐力評価の一つの試みとして円形断面を等断面積の正方形断面へ置き換えてせん断耐力評価を行う置換断面法の適用の可能性を検討する。

5.2 CFT 柱の解析モデル

5.2.1 解析上の破壊形式

CFT 短柱の破壊モードを定義するには、構造特性、破壊性状、応力・ひずみ分布の推移などを十分に検討する必要がある。しかしながら、CFT 短柱の実験的および解析的研究は少なく十分な検討が行なわれていないのが現状である。

本論文における破壊モードに関しては、本解析結果の破壊状況を検討した結果、一般に言われている(1)せん断破壊および(2)曲げ破壊の他に、(3)曲げせん断破壊、(4)曲げ圧縮破壊を加えた計4種類を下記のように定義した。図5.2.1は、円形断面CFT短柱の断面上における鋼材およびコンクリートの降伏領域の部位を示すための模式図である。なお、本解析では、鋼管を等価な鋼材量の主筋と横拘束筋に置き換え、鋼管の応力-ひずみ関係には周方向と軸方向を用い、鋼管の降伏の判定は、周方向と軸方向のひずみにより各々行なっている。

本論文の4種類の破壊モードは、上記のような鋼管の置換により得られた解析結果に基づいた定義である。したがって、今後の実験研究などにより得られる場合の破壊モードとは、鋼管部分の降伏判定などが異なると考えられるため、さらなる破壊モードの検討が必要である。

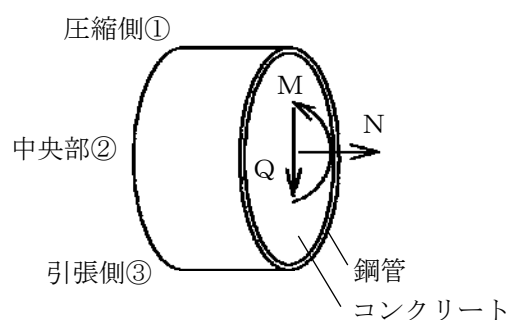


図 5.2.1 部材断面の内力と部位

(1) せん断破壊：S

せん断スパン比が小さい極短柱に多く、中央部②の鋼管の周方向ひずみが降伏ひずみに達し、その降伏領域が広がる。その拡がりに伴い、圧縮側①の鋼管の軸方向ひずみも降伏ひずみに達して増大し、さらには圧縮側①のコンクリートが圧縮強度に達してその領域が拡がり、計算が収斂しなくなる。

(2) 曲げ破壊：M

せん断スパン比が極短柱より大きい短柱に多く、圧縮側①の鋼管の軸方向ひずみが降伏ひずみに達してその降伏領域が広がる。その拡がりに伴い、引張側③の鋼管の軸方向ひずみも降伏ひずみに達し、圧縮側①のコンクリートも圧縮強度に達した後、これらの領域が広がる。あるいは、中央部②より少し引張側③において鋼管の周方向ひずみが降伏ひずみに達した後、計算が収斂しなくなる。

(3) 曲げせん断破壊：MS

せん断スパン比が極短柱より少し大きい短柱に多く、曲げ破壊Mとせん断破壊Sの各々の降伏領域が拡がり始めると共に、重なり合う領域も拡がり、これらの破壊モードを明確に区別できない場合。

(4) 曲げ圧縮破壊：MC

軸力比がかなり大きい場合に多く、初期導入軸力だけで鋼管全域①、②、③の軸方向ひずみが降伏ひずみ、あるいはその近傍の値となる。この状態に、曲げモーメントMとせん断力Qを漸増させると、鋼管が降伏するだけでなく圧縮側①のコンクリートも圧縮強度に達してその領域が拡がり、計算が収斂しなくなる。

5.2.2 解析モデルの CFT 短柱の断面解析への拡張

本解析モデルを用いて CFT 短柱の断面解析を行うために、図 5.2.2 に示すように CFT 短柱の断面を矩形の層に分割し、コンクリートには拘束効果を考慮する必要がある。本解析では、解の収れんが安定した 18 層に分割し、鋼管により拘束されたコンクリートの強度とその時のひずみおよび応力-ひずみ関係には崎野らの提案式^{17), 18)}を採用した。鋼管は横拘束筋の間隔をゼロと考えて鋼管と鋼材量を等しくした等価拘束筋に置換した。

なお、本解析モデルでは、ひずみの適合条件として鋼管とコンクリートのひずみが同じであるとしているので、これらの間にはずれが生じないと仮定する。また、ひび割れたコンクリートの圧縮強度には、それと直交方向のコンクリートの主引張ひずみの関数で表わした圧縮強度低減係数 β ¹⁹⁾ を乗じ、鋼管のひずみ硬化係数は 1/1000 とした。

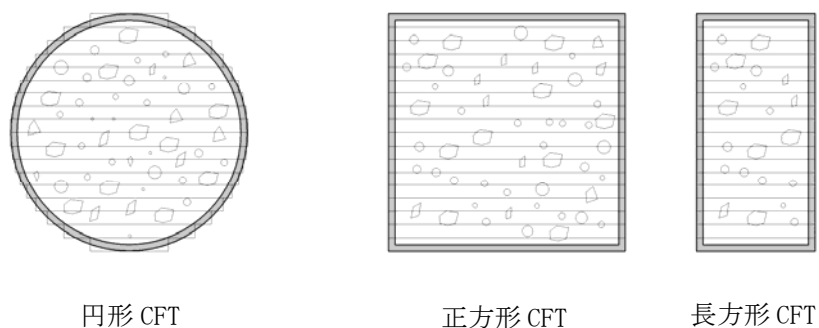


図 5.2.2 解析モデル

5.3 現行の終局せん断耐力評価法

円形断面の CFT 短柱の終局せん断耐力を求める現行の設計式には、極限解析に基づく鋼管部分のせん断耐力とアーチ機構による充填コンクリート部分のせん断耐力との累加により評価する CFT 指針⁴¹⁾および鋼管部分とコンクリート部分の各々の終局曲げ耐力時のせん断力の累加により評価する SRC 規準⁴²⁾の終局せん断耐力式がある。なお、CFT 指針の終局せん断耐力式では、せん断スパン比 M/QD が 1.0 以下の極短柱を適用範囲としており、SRC 規準の終局せん断耐力式では、せん断スパン比 M/QD に対する適用範囲は記載されていない。

本研究では、CFT 指針および SRC 規準の終局せん断耐力式の適用性を各々の計算結果と既往実験結果および本解析結果との比較により検討する。また、比較のために、角形断面の CFT 指針および SRC 規準の終局せん断耐力式も併せて検討を行った。

5.3.1 C F T 指針式⁴¹⁾

1) 円形断面

① 鋼管およびコンクリートの負担軸力 N

無筋コンクリート柱の最大負担軸力は式(5.3.1-1)となる。

したがって、 $N \leq_c N_0$ の場合は、軸力を無筋コンクリート柱のみで負担させる。

また、 $N >_c N_0$ の場合は、無筋コンクリート柱のみで負担できない分を鋼管柱に負担させる。

$$_c N_0 = _c A \cdot _c \gamma_u \cdot _c \sigma_B \quad (5.3.1-1)$$

$$_s N_0 = _s A \cdot _s \sigma_y \quad (5.3.1-2)$$

$$N \leq_c N_0 \text{ の場合 : } _c N = N$$

$$N >_c N_0 \text{ の場合 : } _s N = N - _c N$$

ここで、

${}_cN_0$: 無筋コンクリート柱の中心圧縮耐力

${}_sN_0$: 鋼管柱の中心圧縮耐力

N : 作用軸力

${}_cN$: 無筋コンクリート柱の負担軸力

${}_sN$: 鋼管柱の負担軸力

${}_cA$: コンクリートの断面積

${}_c\sigma_B$: コンクリートのシリンダー強度

${}_sA$: 鋼管の断面積

${}_s\sigma_y$: 鋼管の降伏強度

${}_c\gamma_u$: コンクリートの強度低減係数(=1.0)

② 鋼管柱の曲げせん断耐力 ${}_sQ_u$

この算定式においては、鋼管はウェブ部分のみでせん断力を負担するものと考えられており、軸力および曲げ応力の大きさにより、次の 3 つの領域に分けた式で表されている。

(1) 軸応力および曲げ応力ともにフランジで負担できると考えられる場合。

$$3 \cdot {}_sN + 2 \cdot \pi \cdot {}_s\bar{a}^2 \cdot {}_sQ_u \leq {}_sN_0 \text{ の場合}$$

$${}_sQ_u = \frac{{}_sN_0}{\pi} \quad (5.3.1-3)$$

(2) 曲げ応力はフランジで負担できると考えられる場合。

$$3 \cdot {}_sN + 2 \cdot \pi \cdot {}_s\bar{a} \cdot {}_sQ_u \geq {}_sN_0 \geq 2 \cdot \pi \cdot {}_s\bar{a}^2 \cdot {}_sQ_u \text{ の場合}$$

$$\pi^2 \cdot \left\{ 1 + {}_s\bar{a}^2 \right\} \cdot {}_sQ_u^2 - \pi \cdot {}_s\bar{a} \cdot {}_sN_0 \cdot {}_sQ_u - \frac{3}{4} \cdot {}_sN_0^2 = 0 \quad (5.3.1-4)$$

(3)軸応力、曲げ応力ともにフランジだけでは負担できない場合。

$2 \cdot \pi \cdot {}_s\bar{a} \cdot {}_sQ_u \geq {}_sN_0$ の場合

$$\pi^2 \cdot \{1 + 4 \cdot {}_s\bar{a}^2\} \cdot {}_sQ_u^2 - 4 \cdot \pi \cdot {}_s\bar{a} \cdot {}_sQ_u \cdot {}_sN_0 + \frac{9}{4} \cdot {}_sN^2 = 0 \quad (5.3.1-5)$$

ここで、 ${}_s\bar{a} = a/D$

式中の記号は、以下の通りである。

a : 反曲点より材端までの長さ

D : 鋼管のせい

π : 円周率

${}_sN_0$: 鋼管柱の中心圧縮耐力

${}_sN$: 鋼管柱の負担軸力

③ 円形断面無筋コンクリート柱のせん断耐力 ${}_cQ_u$

円形断面無筋コンクリート柱のせん断耐力 ${}_cQ_u$ を求めるためには、円形断面において中立軸を定める角度 θ の値が必要である。 θ を求めるには、式(5.3.1-6)の ${}_cN$ に作用軸力 N を代入して求める。その方法として、三角関数を級数展開あるいは倍角の公式により高次方程式あるいは超越方程式に展開し、Newton Raphson 法などによる求解が考えられる。

本研究では、式(5.3.1-6)に倍角の公式を用いて $\sin 2\theta$ で表し、任意方程式解法ソフト(FMHO)を用いて θ の値を求めた。以上より、 ${}_cQ_u$ は式(5.3.1-7) に θ を代入することにより求められる。

$${}_cN = \gamma_1^2 \cdot (\theta - \sin \theta \cos \theta) \cdot {}_c\sigma_B \quad (5.3.1-6)$$

$${}_cQ_u = \frac{1}{3 \cdot {}_c\bar{a}} \cdot \gamma_1^2 \cdot \sin^3 \theta \cdot {}_c\sigma_B \quad (5.3.1-7)$$

ここで、 $\gamma_1 = eD/2$

$$e\bar{a} = a/eD$$

式中の記号は、以下の通りである。

θ : 円形断面において中立軸を定める角度

$e\sigma_B$: コンクリートのシリンダー強度

a : 反曲点より材端までの長さ

eN : 無筋コンクリート柱の負担軸力

eD : 円形断面無筋コンクリート柱の径

④ コンクリート充填鋼管柱のせん断耐力 Q_u

コンクリート充填鋼管柱のせん断耐力 Q_u は、鋼管柱の曲げせん断耐力 sQ_u と無筋コンクリート柱のせん断耐力 eQ_u を、C F T柱のせん断耐力が最大となるような一般化累加式で評価することができる。C F T柱のせん断耐力 Q_u は、式(5.3.1-8)に示すような累加式で表わされる。

$$Q_u = sQ_u + eQ_u \quad (5.3.1-8)$$

2) 角形断面

① 鋼管およびコンクリートの負担軸力

コンクリート部分の最大負担軸力は、式(5.3.1-9)より、 $N \leq eN_0$ の場合、軸力をコンクリート部分のみで負担させる。なお、 $N > eN_0$ の場合、コンクリート部分のみで負担できない分を鋼管に負担させる。

$$eN_0 = eA \cdot e\gamma_u \cdot e\sigma_B \quad (5.3.1-9)$$

$$sN_0 = sA \cdot s\sigma_y \quad (5.3.1-10)$$

$N \leq eN_0$ の場合： $eN = N$

$N > {}_cN_0$ の場合： ${}_sN = N - {}_cN$

ここで、

${}_cN_0$ ：無筋コンクリート柱の中心圧縮耐力

${}_sN_0$ ：鋼管柱の中心圧縮耐力

${}_cA$ ：コンクリートの断面積

${}_c\sigma_B$ ：コンクリートのシリンダー強度

${}_sA$ ：鋼管の断面積

${}_s\sigma_y$ ：鋼管の降伏応力度

N ：作用軸力

${}_cN$ ：無筋コンクリート柱の負担軸力

${}_sN$ ：鋼管柱の負担軸力

${}_c\gamma_u$ ：コンクリートの強度低減係数(=1.0)

② 鋼管柱の曲げせん断耐力 ${}_sQ_u$

この算定式においては、鋼管はウェブ部分のみでせん断力を負担するものと考えられており、軸力および曲げ応力の大きさにより、次の3つの領域に分けた式で表されている。

(1) 軸応力および曲げ応力ともにフランジで負担できると考えられる場合

$2 \cdot {}_sN + 4 \cdot {}_s\bar{a} \cdot {}_sQ_u \leq {}_sN_0$ の場合

$$\text{正方形} \quad {}_sQ_{su} = \frac{{}_sN_0}{2\sqrt{3}} \quad (5.3.1-11)$$

$$\text{長方形} \quad {}_sQ_{su} = \frac{2 \cdot t \cdot D \cdot {}_s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5.3.1-12)$$

(2) 曲げ応力はフランジで負担できると考えられる場合

$2 \cdot {}_sN + 4 \cdot {}_s\bar{a} \cdot {}_sQ_u \geq {}_sN_0 \geq 4 \cdot {}_s\bar{a} \cdot {}_sQ_u$ の場合

$$\begin{aligned} (3+4 \bar{a}^2) \cdot {}_s Q_u^2 + 4 \cdot {}_s \bar{a} \cdot {}_s N \cdot {}_s Q_u \\ - 2 \cdot {}_s \bar{a} \cdot {}_s Q_u \cdot {}_s N_0 - {}_s N \cdot {}_s N_0 + {}_s N^2 = 0 \end{aligned} \quad (5.3.1-13)$$

(3) 軸応力、曲げ応力ともにフランジだけでは負担できない場合

$4 \cdot {}_s \bar{a} \cdot {}_s Q_u > {}_s N_0$ の場合

$$(3+16 \cdot {}_s \bar{a}^2) \cdot {}_s Q_u^2 - 8 \cdot {}_s \bar{a} \cdot {}_s Q_u \cdot {}_s N_0 + {}_s N^2 + \frac{3}{4} \cdot {}_s N_0^2 = 0 \quad (5.3.1-14)$$

ここで、 ${}_s \bar{a} = a/D$

式中の記号は、以下の通りである。

a : 反曲点より材端までの長さ

D : 鋼管のせい

${}_s N_0$: 鋼管柱の中心圧縮耐力

${}_s N$: 鋼管の負担軸力

t : 鋼管の厚さ

③ 充填コンクリート柱のせん断耐力 ${}_c Q_u$

角形断面の無筋コンクリート柱のせん断耐力 ${}_c Q_u$ の下限値は、アーチ機構と呼ばれる図4.2.1に示す静的許容場を仮定することにより得られる式(5.3.1-15)より求める。

$${}_c Q_u = \sqrt{{}_c N \cdot ({}_c N_0 - {}_c N) + {}_c \bar{a}^2 \cdot {}_c N_0^2 - {}_c \bar{a} \cdot {}_c N_0} \quad (5.3.1-15)$$

ここで、 ${}_c \bar{a} = a/{}_c D$ とする。

式中の記号は、以下の通りである。

${}_c D$: 角形断面無筋コンクリート柱のせい

a : 反曲点より材端までの長さ

${}_c N_0$: コンクリートの中心圧縮耐力

${}_c N$: コンクリートの負担軸力

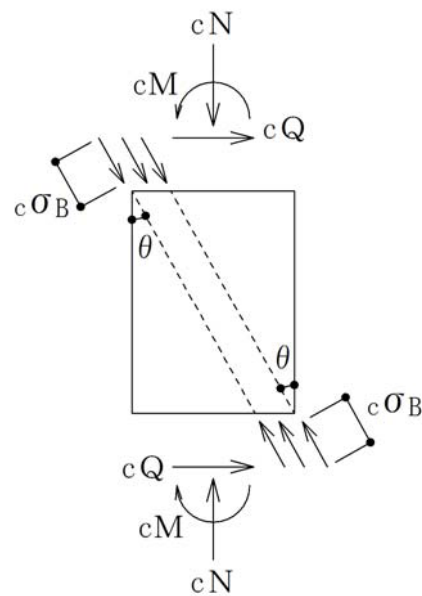


図 5.3.1 軸力と曲げせん断を受けるコンクリート柱
の静的許容応力場(アーチ機構)

④ コンクリート充填鋼管柱のせん断耐力 Q_u

コンクリート充填鋼管柱のせん断耐力 Q_u は、鋼管柱の曲げせん断力 $_s Q_u$ と、充填コンクリート柱のせん断耐力 $_c Q_u$ を、C F T 柱のせん断耐力 Q_u が最大となるような累加式で評価することができる。C F T 柱のせん断耐力は、式(5.3.1-16)に示すような累加式で表される

$$Q_u = _c Q_u + _s Q_u \quad (5.3.1-16)$$

5.3.2 SRC 規準式⁴²⁾

1) 円形断面

① 鋼管部分およびコンクリート部分の負担軸力 N_u

充填コンクリート部分の最大負担軸力は式(5.3.2-1)となる。したがって、 $N_u \leq {}_cN_u$ の場合は、軸力を充填コンクリート部分のみで負担させる。また、 $N_u > {}_cN_u$ の場合は、充填コンクリート部分のみで負担できない分を鋼管部分に負担させる。

$${}_cN_u = {}_cA \cdot {}_c\gamma_u \cdot F_c \quad (5.3.2-1)$$

$$N_u \leq {}_cN_u \text{ の場合 : } {}_cN_u = N_u$$

$$N_u > {}_cN_u \text{ の場合 : } {}_sN_u = N_u - {}_cN_u$$

ここで、

N_u : 作用軸力

${}_cN_u$: 充填コンクリート部分の負担軸力

${}_sN_u$: 鋼管部分の負担軸力

${}_cA$: コンクリートの断面積

F_c : コンクリート設計基準強度(シリンダー強度)

${}_c\gamma_u$: コンクリートの強度低減係数(=0.85)

②-1 充填コンクリート部分の終局せん断耐力 ${}_cQ_u$

充填コンクリート部分の終局せん断耐力 ${}_cQ_u$ は、式(5.3.2-2)により求める。

$${}_cQ_u = \sum \frac{{}_cM_u}{\ell'} \quad (5.3.2-2)$$

ℓ' : 部材の内法スパン

${}_cM_u$: 充填コンクリート部分の終局曲げ耐力

②-2 充填コンクリート部分の終局曲げ耐力 ${}_cM_u$

充填コンクリート部分の終局せん断耐力 ${}_cQ_u$ を求めるためには、充填コンクリート部分の終局曲げ耐力 ${}_cM_u$ の値が必要である。 ${}_cM_u$ を求めるには、式(5.3.2-3)の ${}_cN_u$ に作用軸力 N_u を代入し、充填コンクリート部分の中立軸比 θ_n を求める。その方法として、三角関数を級数展開あるいは倍角の公式により高次方程式あるいは超越方程式に展開し、Newton Raphson 法などによる求解が考えられる。

本研究では、式(5.3.2-3)に倍角の公式を用いて $\sin 2\theta_n$ で表し、任意方程式解法ソフト(FMH0)を用いて θ_n の値を求めた。

$$\frac{{}_cN_u}{{}_cD^2 \cdot F_c} = \frac{{}_c\gamma_u}{4} \cdot (\theta_n - \sin \theta_n \cos \theta_n) \quad (5.3.2-3)$$

$$\frac{{}_cM_u}{{}_cD^3 \cdot F_c} = \frac{{}_c\gamma_u}{12} \cdot \sin^3 \theta_n \quad (5.3.2-4)$$

ここで、

${}_cD$: コンクリートのせい

θ_n : 充填コンクリート部の中立軸比

F_c : コンクリート設計基準強度(シリンダー強度)

${}_c\gamma_u$: コンクリートの強度低減係数(=0.85)

${}_cN_u$: 充填コンクリート部分の負担軸力

③-1 鋼管柱の終局せん断耐力 ${}_sQ_u$

鋼管柱の終局せん断耐力 ${}_sQ_u$ は、式(5.3.2-5)、式(5.3.2-6)および式(5.3.2-7)より求める。

$${}_sQ_u = \min({}_sQ_{bu}, {}_sQ_{su}) \quad (5.3.2-5)$$

$${}_cQ_u = \sum \frac{{}_sM_u}{\ell'} \quad (5.3.2-6)$$

$${}_sQ_{su} = \frac{{}_sA}{2} \cdot \frac{{}_s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5.3.2-7)$$

ここで、

${}_sQ_{bu}$: 鉄骨の曲げ崩壊によって決まるせん断耐力

${}_sQ_{su}$: 鉄骨のせん断降伏で決まるせん断耐力

ℓ' : 部材の内法スパン

${}_sM_u$: 鋼管部分の終局曲げ耐力

${}_sA$: 鋼管の断面積

${}_s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度

③-2 鋼管部分の終局曲げ耐力 ${}_sM_u$

鋼管部分の終局曲げ耐力 ${}_sM_u$ は、軸力の大きさの条件より、式(5.3.2-8), 式(5.3.2-9)および式(5.3.2-10)のように求める。

(1) $0.2 \cdot {}_sA \cdot {}_s\sigma_y \leqslant {}_sN_u \leqslant {}_sA \cdot {}_s\sigma_y$ の場合

$${}_sM_u = 1.25 \cdot \left(1 - \frac{{}_sN_u}{{}_sA \cdot {}_s\sigma_y} \right) \cdot {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y \quad (5.3.2-8)$$

(2) $-0.2 \cdot {}_sA \cdot {}_s\sigma_y \leqslant {}_sN_u \leqslant 0.2 \cdot {}_sA \cdot {}_s\sigma_y$ の場合

$${}_sM_u = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y \quad (5.3.2-9)$$

(3) $-{}_sA \cdot {}_s\sigma_y \leqslant {}_sN_u \leqslant -0.2 \cdot {}_sA \cdot {}_s\sigma_y$ の場合

$${}_sM_u = 1.25 \cdot \left(1 + \frac{{}_sN_u}{{}_sA \cdot {}_s\sigma_y} \right) \cdot {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y \quad (5.3.2-10)$$

ここで、

${}_sZ_p$: 鉄骨の塑性断面係数

${}_sA$: 鋼管の断面積

${}_s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度

${}_sN_u$: 鋼管の負担軸力

④ コンクリート充填鋼管のせん断耐力 Q_u

コンクリート充填鋼管柱のせん断耐力 Q_u は、鋼管柱の曲げせん断耐力 $_s Q_u$ と無筋コンクリート柱のせん断耐力 $_c Q_u$ を、C F T 柱のせん断耐力が最大となるような累加で評価することができる。C F T 柱のせん断耐力 Q_u は、式(5.3.2-11)に示すような累加で表される。

$$Q_u = _c Q_u + _s Q_u \quad (5.3.2-11)$$

2) 角形断面

① 鋼管部分およびコンクリート部分の負担軸力

充填コンクリート部分の最大負担軸力は、式(5.3.2-12)により求め、 $N_u \leq _c N_u$ の場合、軸力を充填コンクリート部分のみで負担させる。なお、 $N_u > _c N_u$ の場合、充填コンクリート部分のみで負担できない分を鋼管部分に負担させる。

$$_c N_u = _c A \cdot _c \gamma_u \cdot F_c \quad (5.3.2-12)$$

$$N_u \leq _c N_u \text{ の場合 : } _c N_u = N_u$$

$$N_u > _c N_u \text{ の場合 : } _s N_u = N_u - _c N_u$$

ここで、

N_u : 作用軸力

$_c N_u$: 充填コンクリート部分の負担軸力

$_s N_u$: 鋼管部分の負担軸力

$_c A$: コンクリートの断面積

$_c \gamma_u$: コンクリートの強度低減係数(=0.85)

F_c : コンクリート設計基準強度(シリンダー強度)

②-1 充填コンクリート部分のせん断耐力 ${}_cQ_u$

充填コンクリート部分の終局曲げ耐力時のせん断耐力 ${}_cQ_u$ は、式(5.3.2-13)により求める。

$${}_cQ_u = \Sigma \frac{{}_cM_u}{\ell'} \quad (5.3.2-13)$$

ℓ' : 部材の内法スパン

${}_cM_u$: 充填コンクリート部分の終局曲げ耐力

②-2 充填コンクリート部分の終局曲げ耐力 ${}_cM_u$

充填コンクリート部分の終局曲げ耐力 ${}_cM_u$ は、式(5.3.2-14)により求める。

$$\frac{{}_cM_u}{b \cdot D^2 \cdot F_c} = \frac{1}{2} \cdot \frac{{}_cN_u}{b \cdot D \cdot F_c} \cdot \left(1 - \frac{1}{{}_c\gamma_u} \cdot \frac{{}_cN_u}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (5.3.2-14)$$

b : 長方形断面材の幅

D : 曲げ材の全せい

${}_cN_u$: 充填コンクリート部分の負担軸力

${}_c\gamma_u$: コンクリートの強度低減係数(=0.85)

F_c : コンクリート設計基準強度(シリンダー強度)

③-1 鋼管部分のせん断耐力 ${}_sQ_u$

鋼管部分の終局曲げ耐力時のせん断耐力 ${}_sQ_u$ は、式(5.3.2-15)、式(5.3.2-16)および式(5.3.2-17)より求める。

$${}_sQ_u = \min({}_sQ_{bu}, {}_sQ_{su}) \quad (5.3.2-15)$$

$${}_sQ_{bu} = \Sigma \frac{{}_sM_u}{\ell'} \quad (5.3.2-16)$$

$$\text{正方形} \quad {}_sQ_{su} = \frac{{}_sA}{2} \cdot \frac{{}_s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5.3.2-17)$$

$$\text{長方形} \quad {}_sQ_{su} = \frac{2 \cdot t \cdot D \cdot {}_s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5.3.2-18)$$

ここで、

${}_sQ_{bu}$: 鉄骨の曲げ崩壊によって決まるせん断耐力

${}_sQ_{su}$: 鉄骨のせん断降伏で決まるせん断耐力

ℓ' : 部材の内法スパン

${}_sA$: 鋼管の断面積

${}_s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度

D : 鋼管のせい

t : 鋼管の厚さ

③-2 鋼管部分の終局曲げ耐力 ${}_sM_u$

鋼管部分の終局曲げ耐力 ${}_sM_u$ は、軸力の大きさの条件より、式(5.3.2-19), 式(5.3.2-20)および式(5.3.2-21)のように求める。

$$(1) \quad \frac{{}_s a_w}{2} \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_u \leq {}_sA \cdot {}_s\sigma_y \text{ の場合}$$

$${}_sM_u = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y - \frac{{}_s d}{2} \cdot \left({}_sN_u - \frac{1}{2} {}_s a_w \cdot {}_s\sigma_y \right) \quad (5.3.2-19)$$

$$(2) \quad -\frac{{}_s a_w}{2} \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_u \leq \frac{{}_s a_w}{2} \cdot {}_s\sigma_y \text{ の場合}$$

$${}_sM_u = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y \quad (5.3.2-20)$$

$$(3) \quad -{}_sA \cdot {}_s\sigma_y \leq {}_sN_u \leq -\frac{{}_s a_w}{2} \cdot {}_s\sigma_y \text{ の場合}$$

$${}_sM_u = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y + \frac{{}_s d}{2} \cdot \left({}_sN_u + \frac{1}{2} {}_s a_w \cdot {}_s\sigma_y \right) \quad (5.3.2-21)$$

ここで、

${}_s a_w$: 鉄骨ウェブの断面積

${}_s Z_p$: 鉄骨の塑性断面係数

${}_s d$: 鉄骨のフランジ重心間距離

${}_s A$: 鋼管の断面積

${}_s \sigma_y$: 鋼管の降伏応力度

${}_s N_u$: 鋼管部分の負担軸力

④ コンクリート充填鋼管のせん断耐力 Q_u

コンクリート充填鋼管柱のせん断耐力 Q_u は、鋼管部分のせん断耐力 ${}_s Q_u$ とコンクリート部分のせん断耐力 ${}_c Q_u$ を、C F T柱のせん断耐力が最大となるような累加で評価することができる。C F T柱のせん断耐力 Q_u は、式(5. 3. 2-22)に示すような累加で表される。

$$Q_u = {}_c Q_u + {}_s Q_u \quad (5. 3. 2-22)$$

5.4 結果の比較および検討

本解析モデルの円形および角形断面 CFT 短柱の曲げせん断耐力解析への適用性を検討するため、円形および角形断面 CFT 短柱の本解析結果と既往曲げせん断実験結果との最大耐力の比較を行った。さらに、現行の設計式である CFT 指針および SRC 規準の計算結果との比較により適用性を検討した。

比較に用いた CFT 短柱の既往実験試験体は、円形断面が文献 77)～93) の 54 体、正方形断面が文献 39), 40), 86)～88) の 88 体、長方形断面が文献 80)～81) の 14 体の計 156 体である。これらの試験体をせん断スパン比 M/QD で各々区分すると、円形断面では $M/QD = 0.5$ が 14 体、0.75 が 8 体、1.7 が 2 体および 3.0 が 30 体である。正方形断面では $M/QD = 0.83$ が 4 体、1.0 が 25 体、1.5 が 13 体、2.0 が 14 体 および 3.0 が 32 体であり、長方形断面では $M/QD = 0.50$ が 2 体、0.60 が 7 体、0.65 が 2 体、1.0 が 3 体である。

比較に用いた試験体断面の諸寸法は、角形断面の柱幅 b 、柱せい D : 75～250 mm、円形断面の直径 ϕ : 65.2～300 mm、幅厚比 D/t 、径厚比 ϕ/t : 21～200 である。また、軸力比 : 0.0～0.7、鋼管の降伏強度 : 194.17～542.0MPa、コンクリートの圧縮強度 : 19.89～85.81MPa の範囲であった。なお、これらの既往実験試験体の破壊モードは、せん断破壊 S および曲げ破壊 M の 2 種類が文献に記載されており、円形断面が各々 22 体および 32 体で、角形断面が各々 42 体および 60 体であった。

なお、比較に用いた既往実験の試験体諸元および計算結果を一覧にして付録 3 に示す。

5.4.1 本解析結果と既往実験結果との比較

図 5.4.1(a)、(b)は、円形断面の既往実験結果と本解析結果とを比較したものである。図 5.4.1 (a)は、全試験体 54 体の既往実験結果と本解析値とを比較したものであり、図 5.4.1 (b)は、せん断破壊した試験体 22 体の既往実験結果と本解析値とを比較したものである。なお、図中に耐力比(実験値/解析値)の平均値および変動係数を示した。また、既往実験の文献に記載されている破壊モード S の試験体を中黒、M を白抜きにした記号で表わした。

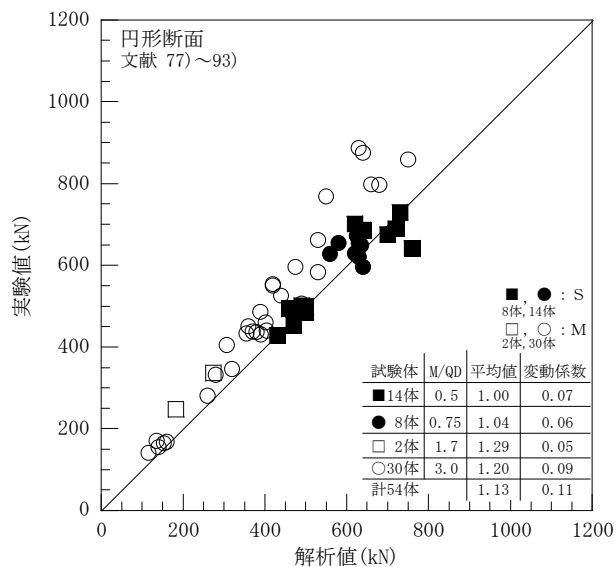
図 5.4.1(a)、(b)より分かるように、全試験体 54 体の耐力比平均値は 1.13、変動係数 0.11 であるが、既往実験でせん断破壊した 22 体の耐力比は、1.02、変動係数 0.07 となり既往実験値により近くなっている。

図 5.4.2(a)、(b)は、正方形断面の既往実験結果と本解析結果とを比較したものである。図 5.4.2 (a)は、全試験体 88 体の既往実験結果と本解析値とを比較したものであり、図 5.4.2 (b)は、既往実験でせん断破壊した試験体 28 体の既往実験結果と本解析値とを比較したものである。

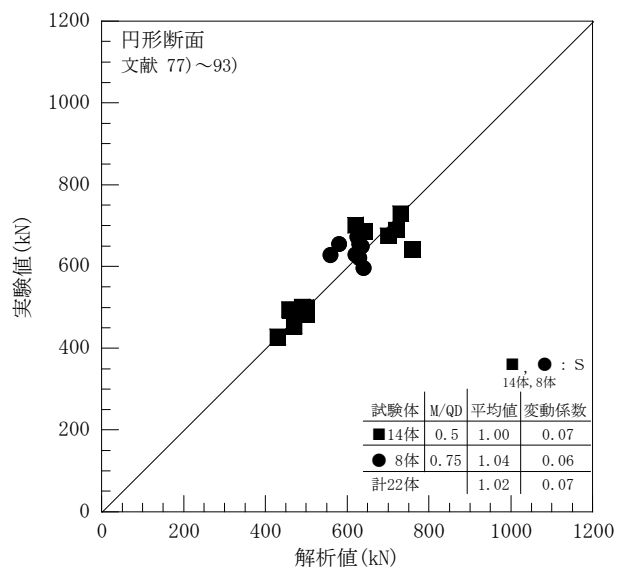
図 5.4.2(a)、(b)より分かるように、全試験体 88 体の耐力比平均値は 1.07、変動係数 0.15 であるが、既往実験でせん断破壊した 28 体の耐力比は、1.03、変動係数 0.18 となり既往実験値により近くなっている。

図 5.4.3 は、長方形断面の既往実験結果と本解析結果とを比較したものである。図 5.4.3 から分かるように、長形断面の耐力比の平均値は、1.00 で、変動係数は 0.06 となる。長方形断面では全試験体 S であった。なお、解析結果の試験体の破壊モードは、全ての試験体が S であった。

以上より、本解析結果と円形断面および角形断面の既往実験結果との差は小さく、概ね実験値を捉えており、本解析は CFT 短柱せん断耐力の予測が可能と考えられる。

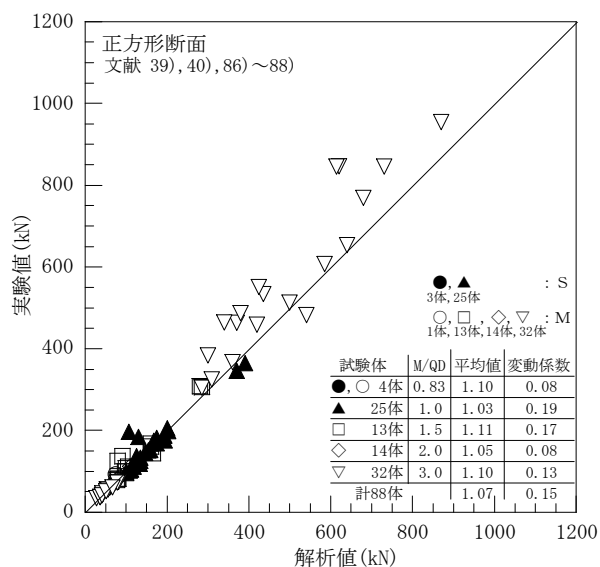


(a) 全試験体

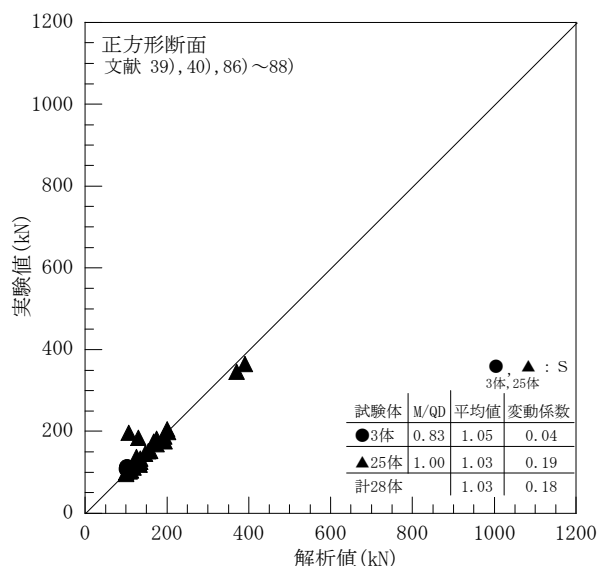


(b) 実験においてせん断破壊した試験体

図 5.4.1 円形断面の既往実験結果と本解析結果との比較



(a) 全試験体



(b) 実験においてせん断破壊した試験体

図 5.4.2 正方形断面の既往実験結果と本解析結果との比較

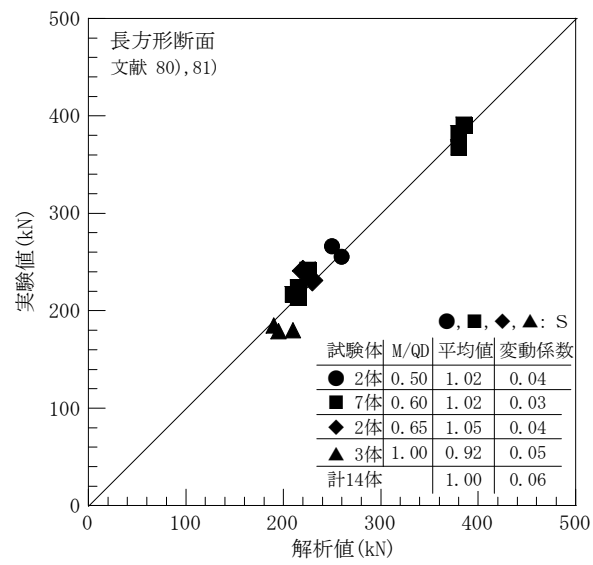


図 5. 4. 3 長方形断面の既往実験結果と本解析結果との比較

5.4.2 本解析結果とCFT指針式およびSRC規準式による計算結果との比較

1) CFT 指針

図 5.4.4(a)、(b)は、円形および正方形断面の本解析結果と CFT 指針による計算結果とを比較したものである。また、図中に耐力比(解析値/計算値)の平均値および変動係数を示し、既往実験の文献に記載されている破壊モード S の試験体を中黒、M を白抜きにした記号で表した。

図 5.4.4(a)、(b)より分かるように、CFT 指針において円形および正方形断面の耐力比の平均値は、各々1.31 および 1.22 で、変動係数は各々0.17 および 0.17 となった。これより、円形および角形断面の解析結果は、計算結果に比べ共に大きくなる事が分かる。また、円形断面の解析結果は、角形断面に比べて計算結果との差が大きくなり、この傾向は、 $M/QD=1.0$ 以下の極短柱において顕著であった。

図 5.4.5(a)、(b)は、既往実験でせん断破壊した試験体の円形および正方形断面の本解析結果と CFT 指針による計算結果とを比較したものである。

図 5.4.5(a)、(b)より分かるように、CFT 指針において円形および正方形断面の耐力比の平均値は、各々1.34 および 1.24 で、変動係数は各々0.13 および 0.16 となった。

これより、円形および角形断面の解析結果は、計算結果に比べ共に大きくなる事が分かる。また、円形断面の解析結果は、角形断面に比べて計算結果との差が大きくなった。

図 5.4.6 は、長方形断面の本解析結果と正方形断面の長方形断面に拡張した CFT 指針の計算結果とを比較したものである。また、図中に耐力比(解析値/計算値)の平均値および変動係数を示し、既往実験のせん断スパン比 M/QD 0.50、0.60、0.65、1.0 を各々●, ■, ◆, ▲で表わした。

図 5.4.6 より分かるように、CFT 指針において長形断面の耐力比の平均値は、0.93 で、変動係数は 0.21 となった。なお、本解析における破壊モードは、すべてせん

断破壊 S であった。

これより、解析結果は計算結果に比べ小さくなることが分かる。この傾向は、 $M/QD=0.65$ 以下の試験体において顕著であった。この理由は、既往実験において試験体で座屈が生じた為、実験値が計算値より小さくなったと考えられる。

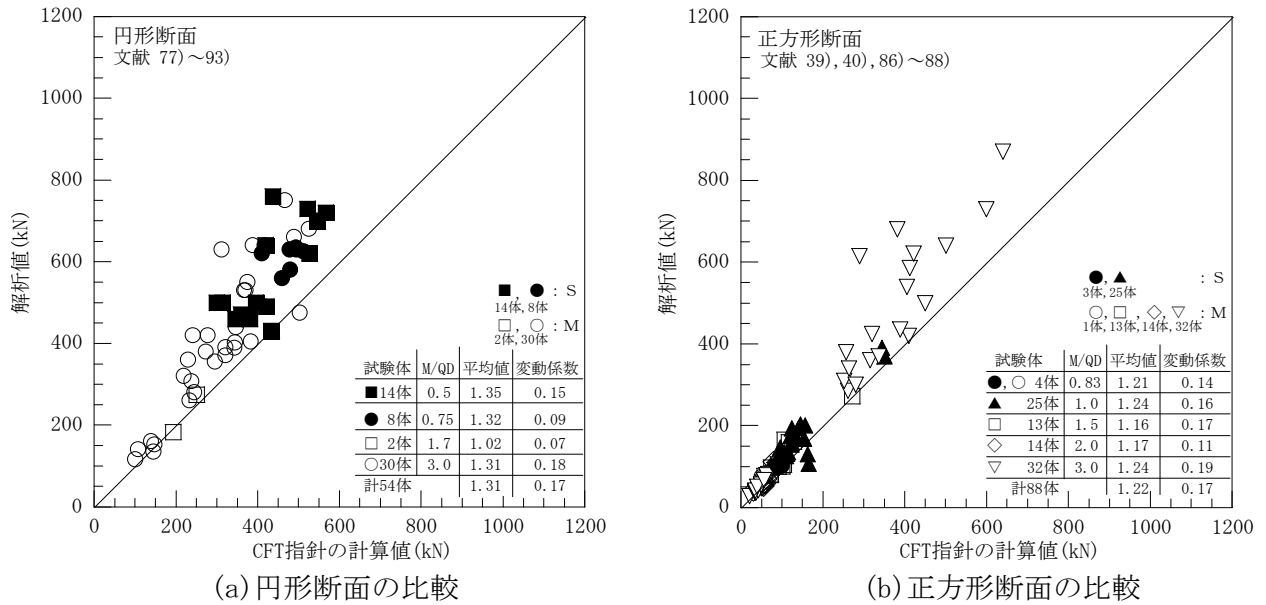


図 5.4.4 本解析結果と CFT 指針の計算結果との比較

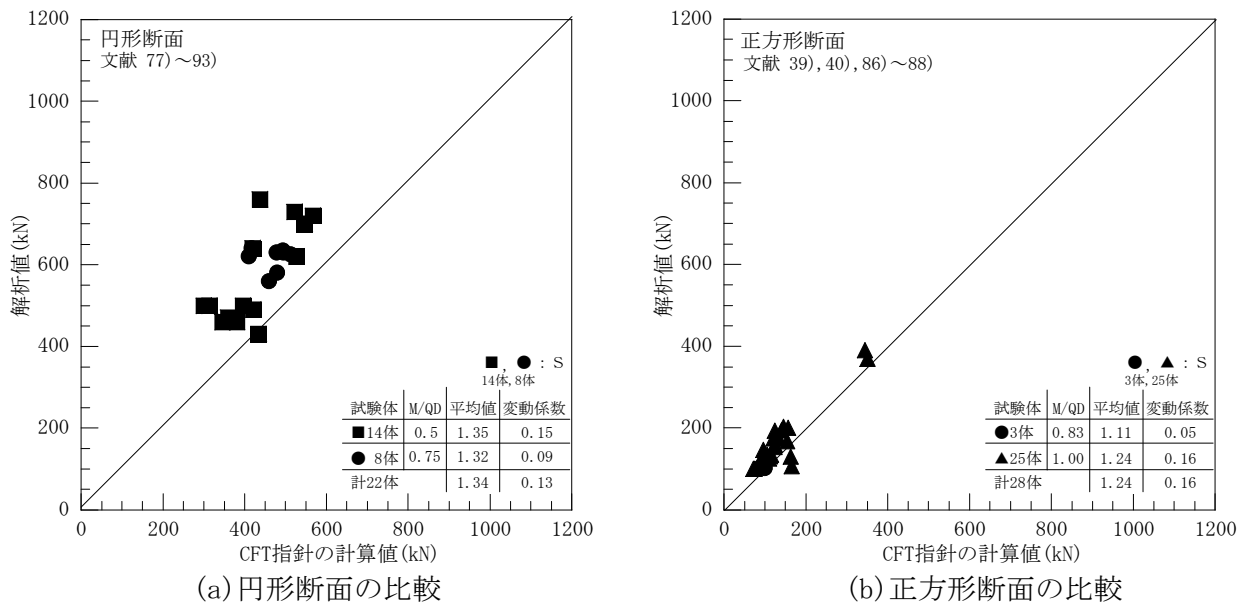


図 5.4.5 既往実験でせん断破壊した試験体の本解析結果と CFT 指針の計算結果との比較

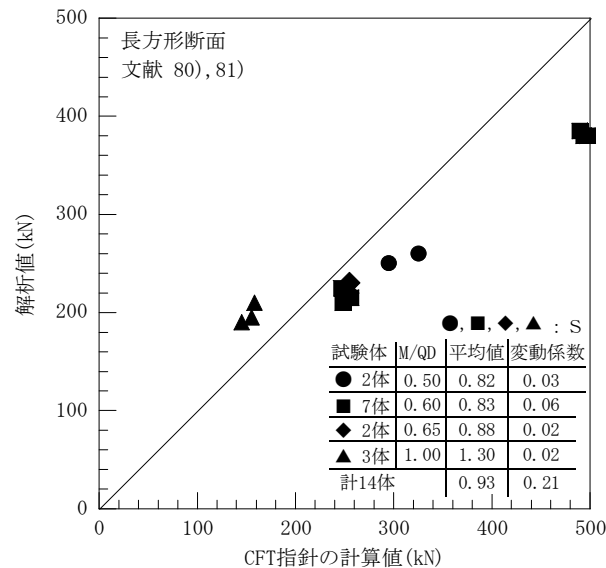


図 5.4.6 長方形断面の本解析結果と CFT 指針の計算結果との比較

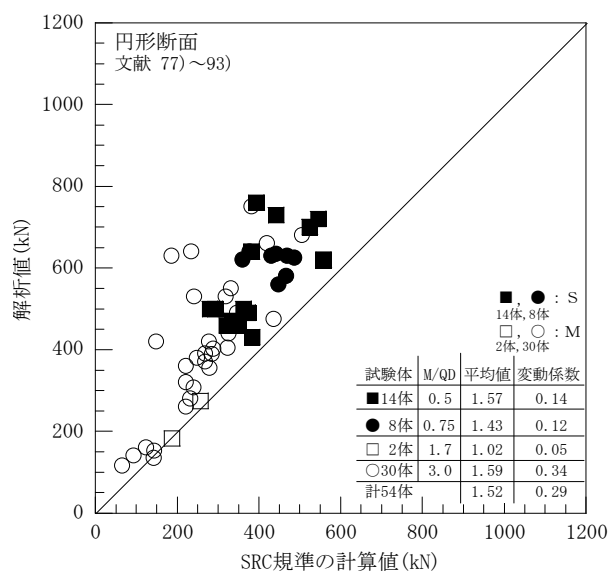
2) SRC 規準

図 5.4.7(a)、(b)は、円形および正方形断面の本解析結果と SRC 規準による計算結果とを比較したものである。また、図中に耐力比(解析値/計算値)の平均値および変動係数を示し、既往実験の文献に記載されている破壊モード S の試験体を中黒、M を白抜きにした記号で表した。

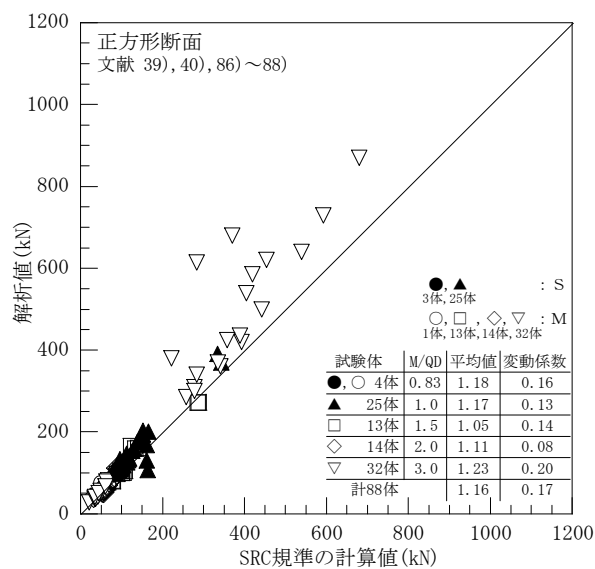
図 5.4.7(a)、(b)より分かるように、SRC 規準において円形および正方形断面の耐力比の平均値は、各々 1.52 および 1.16 で、変動係数は各々 0.29 および 0.17 となった。これより、円形および角形断面の解析結果は、計算結果に比べ共に大きくなり円形断面の解析結果は、角形断面に比べて計算結果との差が大きくなることが分かる。

図 5.4.8(a)、(b)は、既往実験でせん断破壊した試験体の円形および正方形断面の本解析結果と SRC 規準による計算結果とを比較したものである。

図 5.4.8(a)、(b)より分かるように、SRC 規準において円形および正方形断面の耐力比の平均値は、各々 1.47 および 1.10 で、変動係数は各々 0.14 および 0.23 となった。これより、円形および角形断面の解析結果は、計算結果に比べ共に大きくなることが分かる。また、円形断面の解析結果は、角形断面に比べて計算結果との差が大きくなった。

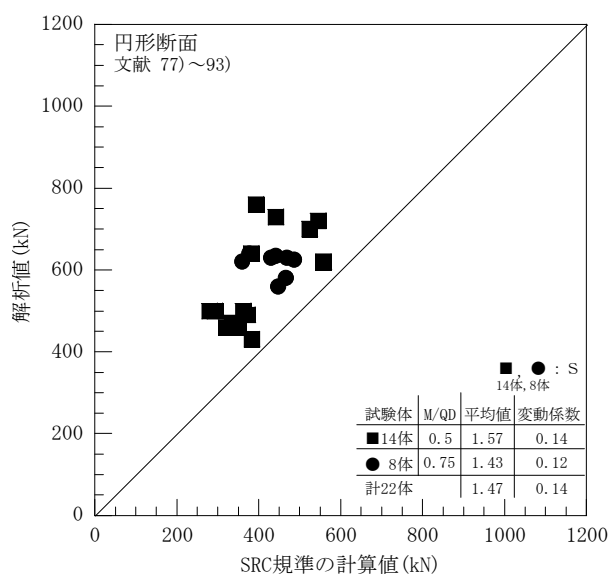


(a) 円形断面の比較

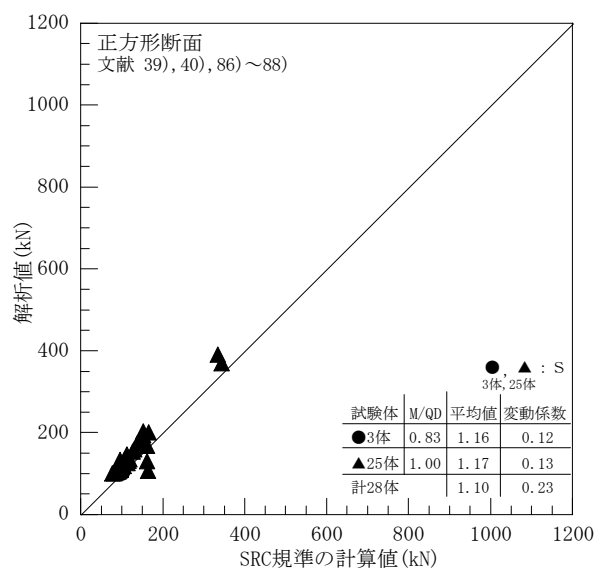


(b) 正方形断面の比較

図 5.4.7 本解析結果と SRC 標準の計算結果との比較



(a) 円形断面の比較



(b) 正方形断面の比較

図 5.4.8 既往実験でせん断破壊した試験体の本解析結果と SRC 標準の計算結果との比較

図5.4.9は、長方形断面の本解析結果とSRC規準による計算結果とを比較したものである。また、図中に耐力比(解析値/計算値)の平均値および変動係数を示し、既往実験のせん断スパン比 M/QD 0.50、0.60、0.65、1.0 を各々●, ■, ◆, ▲で表わした。

図5.4.9 より分かるように、SRC 規準において長形断面の耐力比の平均値は、0.91 で、変動係数は0.21 となった。なお、既往実験における破壊モードは、すべてせん断破壊Sであった。

これより、計算結果は本解析結果に比べ大きくなることが分かる。この傾向は、CFT 指針の計算結果と同様に $M/QD=0.65$ 以下の試験体において顕著であった。この理由は、既往実験において試験体で座屈が生じた為、実験値が計算値より小さくなったと考えられる。

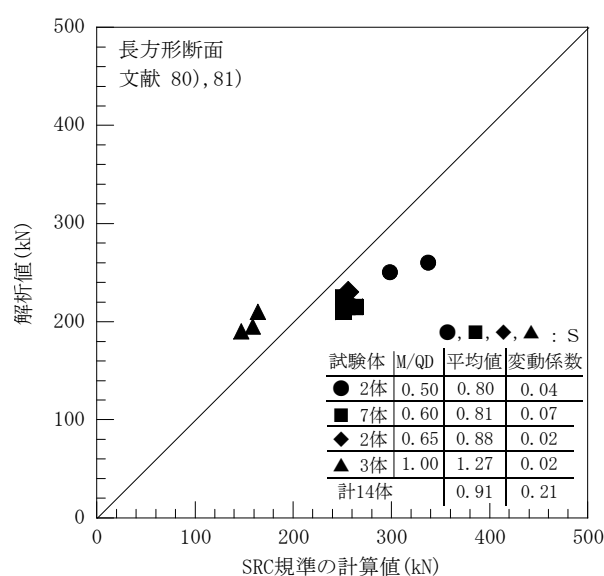


図 5.4.9 長方形断面の本解析結果と SRC 規準の計算結果との比較

5.4.3 既往実験結果とCFT指針式およびSRC規準式による計算結果

との比較

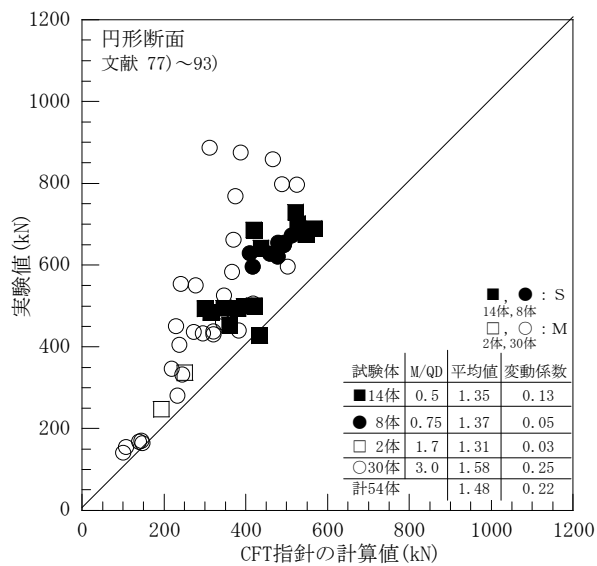
1)CFT 指針

図 5.4.10(a)、(b) は、円形断面の既往実験結果と CFT 指針による計算結果とを各々比較したものである。図 5.4.10(a)は、全試験体 54 体の実験結果と CFT 指針による計算結果とを比較したものであり、図 5.5.1(b)は、実験でせん断破壊した 22 体の実験結果と CFT 指針による計算結果とを比較したものである。なお、図中に耐力比(実験値/計算値)の平均値および変動係数を示し、既往実験の破壊モード S の試験体を中黒、Mを白抜きにした記号で表わした。

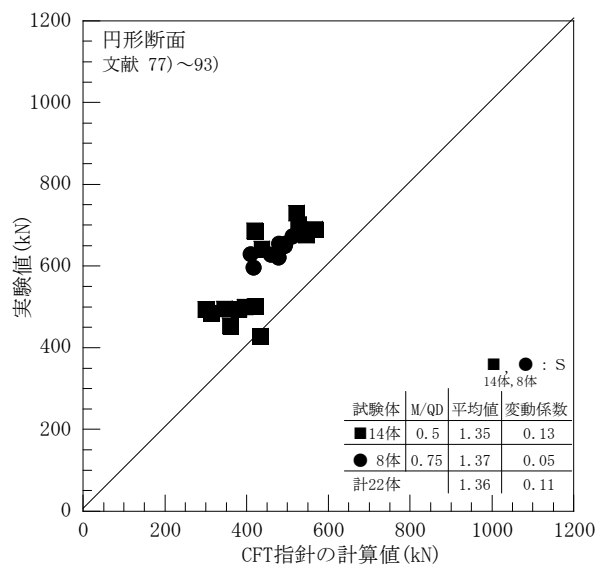
図 5.4.10(a) より分かるように、CFT 指針において円形断面の全試験体の耐力比の平均値は、1.48 で、変動係数は 0.22 となった。これより、円形断面の計算結果は安全側の評価となった。なお、M/QD が 3.0 において耐力比の差は顕著となることが分かる。図 5.4.10(b)では、実験でせん断破壊した試験体の耐力比の平均値は、1.36 で、変動係数は 0.11 となった。これから、M/QD=1.0 以下の CFT 指針の適用範囲内では(M/QD=0.5、0.75)の耐力比の差は小さくなり、バラツキも小さくなった。

図 5.4.11(a)、(b) は、正方形断面の既往実験結果と CFT 指針による計算結果とを各々比較したものである。図 5.4.11(a)は、全試験体 88 体の実験結果と CFT 指針による計算結果とを比較したものであり、図 5.5.2(b)は、実験でせん断破壊した 28 体の実験結果と CFT 指針による計算結果とを比較したものである。

図 5.4.11(a) より分かるように、CFT 指針において正方形断面の全試験体の耐力比の平均値は、1.30 で、変動係数は 0.21 となった。これより、正方形断面の計算結果は安全側の評価となった。円形断面の結果と同様に M/QD が 3.0 において耐力比の差は顕著となることが分かる。図 5.4.11(b)では、実験でせん断破壊した試験体の耐力比の平均値は、1.24 で、変動係数は 0.11 となった。これから分かるように、M/QD=1.0 以下の CFT 指針の適用範囲内では(M/QD=0.83、1.00)の耐力比の差は小さくなった。

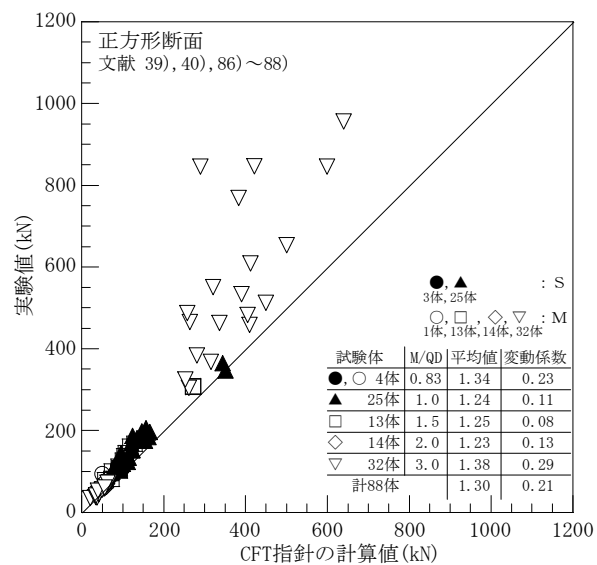


(a) 全試験体

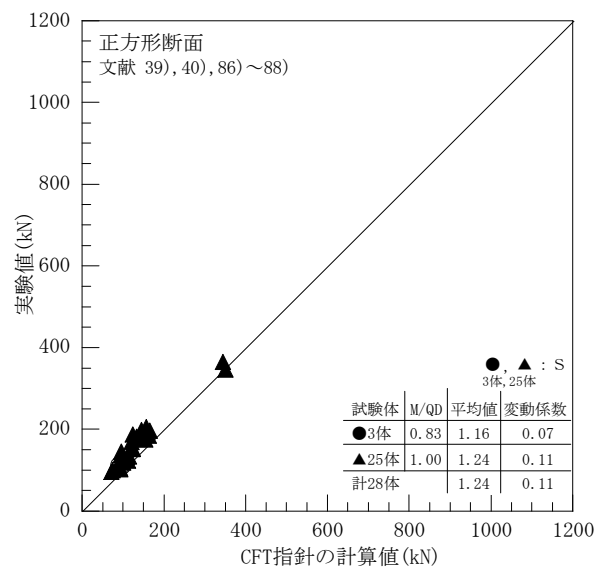


(b) 実験においてせん断破壊した試験体

図 5.4.10 円形断面の既往実験結果と CFT 指針の計算結果との比較



(a) 全試験体



(b) 実験においてせん断破壊した試験体

図 5.4.11 正方形断面の既往実験結果と CFT 指針の計算結果との比較

図 5.4.12 は、既往実験結果と正方形断面の長方形断面に拡張した CFT 指針の計算結果とを比較したものである。また、図中に耐力比(解析値/計算値)の平均値および変動係数を示し、既往実験のせん断スパン比 M/QD 0.50、0.60、0.65、1.0 を各々●, ■, ◆, ▲で表わした。

図 5.4.12 より分かるように、CFT 指針において長形断面の耐力比の平均値は、0.93 で、変動係数は 0.17 となった。なお、既往実験における破壊モードは、すべてせん断破壊 S であった。

これより、計算結果は既往実験結果に比べ大きく危険側にあることが分かる。この傾向は、 $M/QD=0.65$ 以下の試験体において顕著であった。

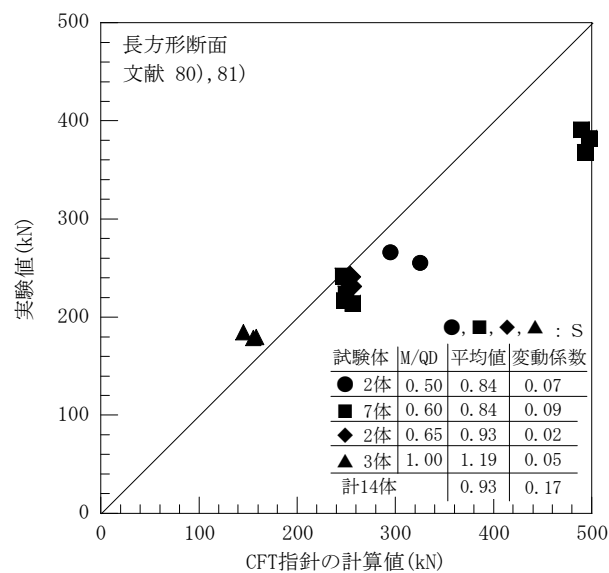


図 5.4.12 長方形断面の既往実験結果と CFT 指針の計算結果との比較

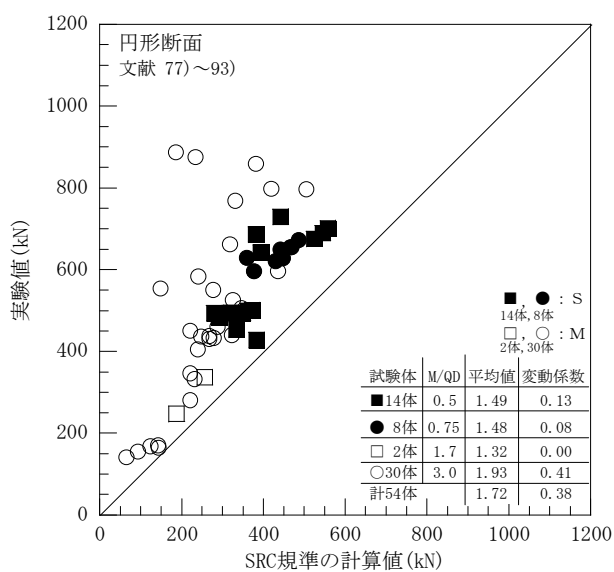
2)SRC 規準

図 5.4.13(a)、(b) は、円形断面の既往実験結果と SRC 規準による計算結果とを各々比較したものである。図 5.4.13(a)は、全試験体 54 体の実験結果と SRC 規準による計算結果とを比較したものであり、図 5.4.13(b)は、実験でせん断破壊した 22 体の実験結果と SRC 規準による計算結果とを比較したものである。なお、図中に耐力比(実験値/計算値)の平均値および変動係数を示し、既往実験の破壊モード S の試験体を中黒、Mを白抜きにした記号で表わした。

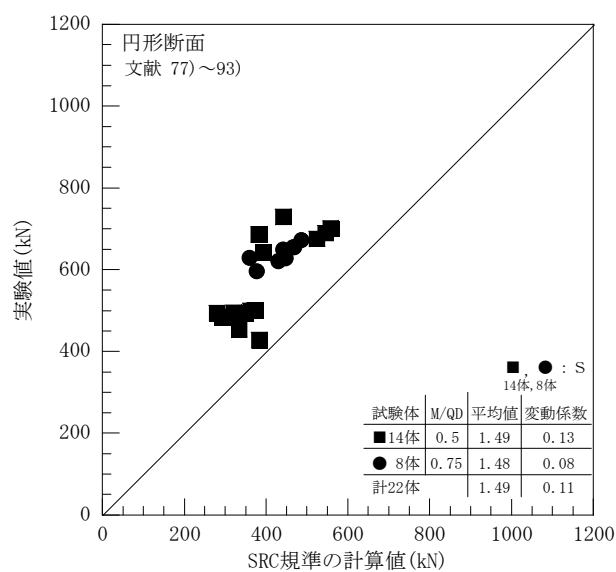
図 5.4.13(a) より分かるように、SRC 規準において円形断面の全試験体の耐力比の平均値は、1.72 で、変動係数は 0.38 となった。これより、円形断面の計算結果は安全側の評価となった。CFT 指針の計算結果と同様に M/QD が 3.0 において耐力比の差は顕著となることが分かる。図 5.4.13(b) では、実験でせん断破壊した試験体の耐力比の平均値は、1.49 で、変動係数は 0.11 となった。これから分かるように、 $M/QD=1.0$ 以下では($M/QD=0.5$ 、 0.75)の耐力比の差は小さくなり、バラツキも小さくなった。

図 5.4.14(a)、(b) は、正方形断面の既往実験結果と SRC 規準による計算結果とを各々比較したものである。図 5.4.14(a)は、全試験体 88 体の実験結果と SRC 規準による計算結果とを比較したものであり、図 5.4.14(b)は、実験でせん断破壊した 28 体の実験結果と SRC 規準による計算結果とを比較したものである。

図 5.4.14(a) より分かるように、SRC 規準において正方形断面の全試験体の耐力比の平均値は、1.24 で、変動係数は 0.23 となった。これより、正方形断面の計算結果は安全側の評価となった。円形断面の結果と同様に M/QD が 3.0 において耐力比の差は顕著となることが分かる。図 5.5.5(b) では、実験でせん断破壊した試験体の耐力比の平均値は、1.17 で、変動係数は 0.08 となった。これから分かるように、 $M/QD=1.0$ 以下の($M/QD=0.83$ 、 1.00)では、耐力比は殆ど差はないが、バラツキは小さくなった。

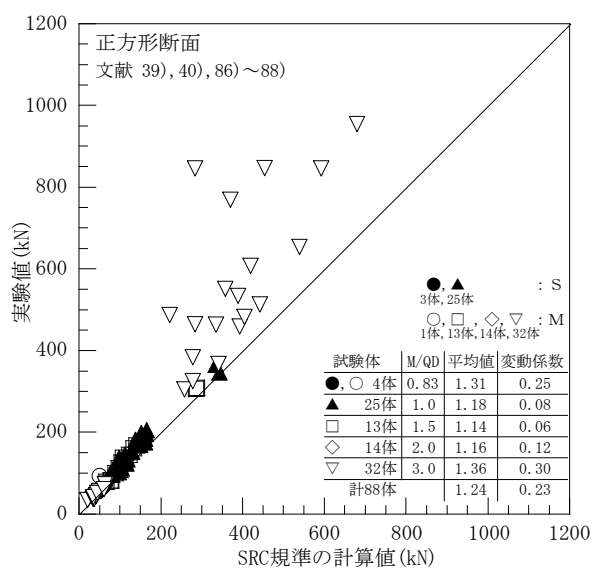


(a) 全試験体

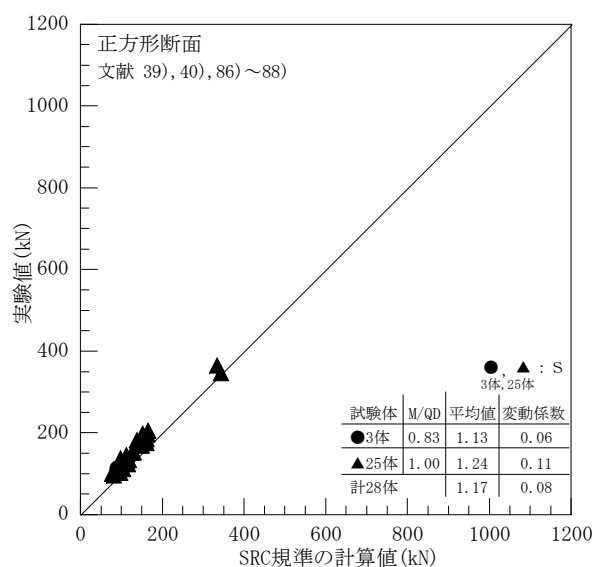


(b) 実験においてせん断破壊した試験体

図 5.4.13 円形断面の既往実験結果と SRC 規準の計算結果との比較



(a) 全試験体



(b) 実験においてせん断破壊した試験体

図 5.4.14 正方形断面の既往実験結果と SRC 規準の計算結果との比較

図 5.4.15 は、長方形断面の既往実験結果と SRC 規準による計算結果とを比較したものである。また、図中に耐力比(解析値/計算値)の平均値および変動係数を示し、既往実験のせん断スパン比 M/QD 0.50、0.60、0.65、1.0 を各々●, ■, ◆, ▲で表わした。

この図より分かるように、SRC 規準において長形断面の耐力比の平均値は、0.91 で、変動係数は 0.17 となった。なお、既往実験における破壊モードは、すべてせん断破壊 S であった。

これより、計算結果は既往実験結果に比べて大きく危険側にあることが分かる。この傾向は、CFT 指針の計算結果と同様に $M/QD=0.65$ 以下の試験体において顕著であった。

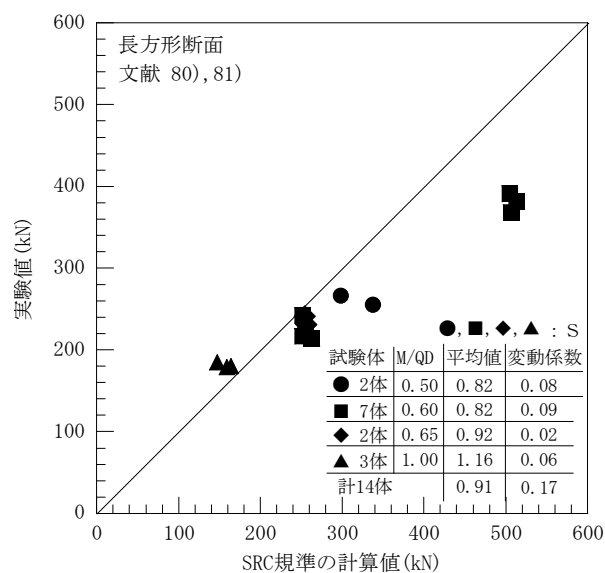


図 5.4.15 長方形断面の既往実験結果と SRC 規準の計算結果との比較

5.5 最大耐力時のせん断力と曲げモーメントの関係

本節では、円形、正方形および長方形断面 CFT 短柱のせん断性状に影響を及ぼす要因と考えられるせん断スパン比 M/QD について、本解析により得られた最大耐力時のせん断力 Q と曲げモーメント M との関係を用いて検討する。

5.5.1 円形断面

図 5.5.1 は、最大耐力時のせん断力 Q と曲げモーメント M との関係について、せん断スパン比 M/QD をパラメータにして各々表わしたものである。解析例として、付表 3.1 の文献 89) に示す円形断面 C06L5 の試験体諸元を用いた。なお、図中の数値は M/QD の値である。

図 5.5.1 より、円形および角形断面の最大耐力時のせん断力 Q は、同時に作用する曲げモーメント M の影響を受け、 M/QD が大きくなるにつれてせん断力が小さくなり、RC 部材と同様な曲線となる傾向を示していることが分かる。また、この曲線上にせん断破壊と曲げ破壊の境界領域である曲げせん断破壊が存在し、本解析例の場合は、 $M/QD = 0.75$ 近傍にあった。

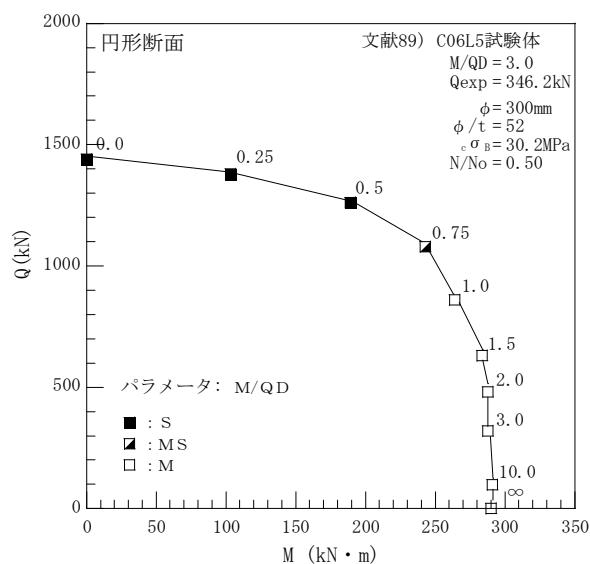


図 5.5.1 Q-M 関係

5.5.2 角形断面

図 5.5.2(a)および(b)は、最大耐力時のせん断力 Q と曲げモーメント M との関係について、せん断スパン比 M/QD をパラメータにして各々表わしたものである。解析例として、付表 3.2 の文献 39) に示す正方形断面の III-15 および付表 3.3 の文献 81) の長方形断面の R150-20 の試験体諸元を用いた。なお、図中の数値は M/QD の値である。

これらの図より、正方形および長方形断面の最大耐力時のせん断力 Q は、同時に作用する曲げモーメント M の影響を受け、 M/QD が大きくなるにつれてせん断力が小さくなり、円形断面と同様な曲線となる傾向を示していることが分かる。また、この曲線上にせん断破壊と曲げ破壊の境界領域である曲げせん断破壊が存在し、本解析例の場合は、 $M/QD=0.75, 1.0$ 近傍にあった。

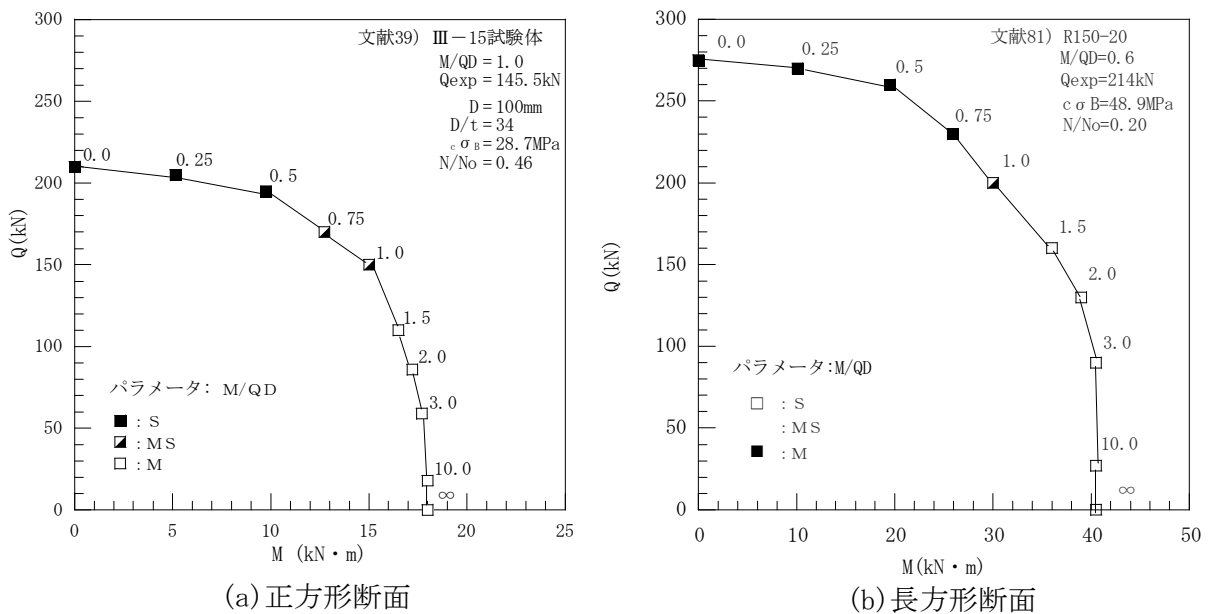


図 5.5.2 Q-M 関係

5.6 最大耐力時のせん断力と軸力比の関係

本節では、円形および角形断面 CFT 短柱のせん断性状に影響を及ぼす要因と考えられる軸力比 N/N_o について、本解析により得られた最大耐力時のせん断力 Q と軸力比 N/N_o との関係をj用いて検討する。

5.6.1 円形断面

図 5.6.1 は、曲げせん断破壊の領域と考えられるせん断スパン比 M/QD が 0.5 と 1.0 について、最大耐力時のせん断力 Q と軸力比 N/N_o との関係を各々表したものである。解析例として、付表 3.1 の文献 89) に示す円形断面の C06L5 試験体諸元の試験体諸元を用いた。また、比較のため CFT 指針⁴¹⁾による計算結果を併せ示す。

図 5.6.1 より分かるように、円形断面の最大耐力時のせん断力 Q は、軸力 N の影響を受け $Q-N/N_o$ 関係が共に放物線的な曲線となり、最大耐力時のせん断力 Q は軸力比 N/N_o が 0.4~0.5 近傍で最も大きくなった。一方、累加強度式である CFT 指針の計算値による $Q-N/N_o$ 関係も同様の曲線となるが、コンクリートの負担せん断力と累加強度のせん断力 Q の最も大きくなる位置が解析結果と一致し、その位置は軸力比 0.2~0.3 近傍となり、解析結果と異なることが分かる。また、本解析による円形断面の $Q-N/N_o$ 関係において、せん断スパン比 M/QD が 0.5 と 1.0 とを比較すると、 M/QD が 0.5 の場合のせん断力 Q は、軸力比の全領域にお

いて M/QD が 1.0 の場合に比べて大きくなり、 M/QD が大きくなれば最大耐力時のせん断力 Q が小さくなることが分かる。なお、本解析による破壊モードとしては、 $M/QD=0.5$ の場合、軸力比 N/N_o が 0.4~0.5 の領域でせん断破壊が生じたが、 $M/QD=1.0$ の場合、せん断破壊は生じなかった。

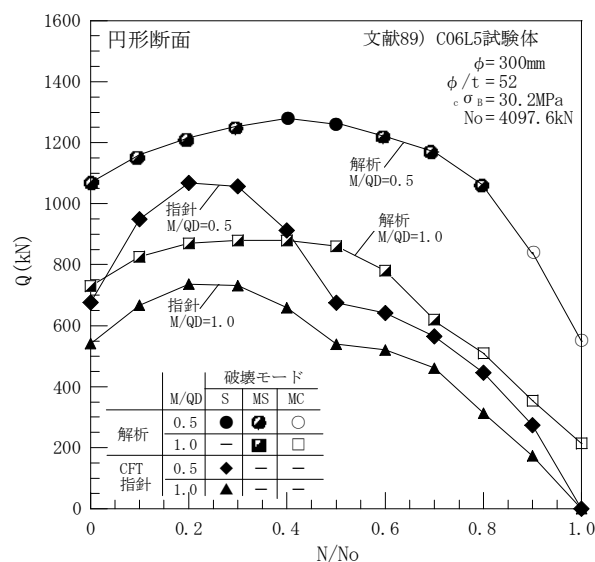


図 5.6.1 Q-N 関係

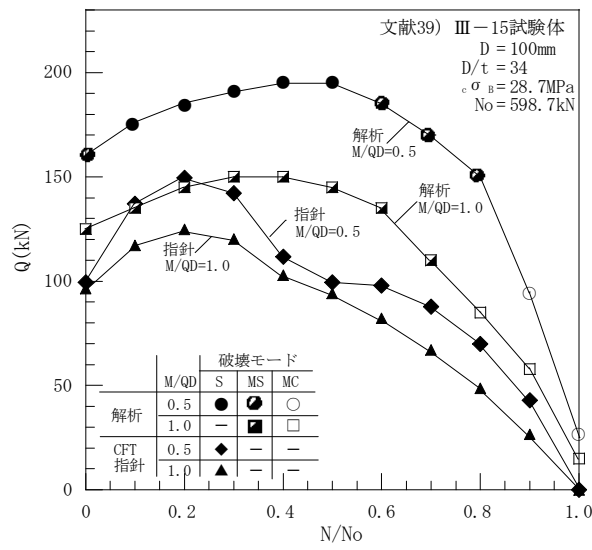
5.6.2 角形断面

図 5.6.2(a), (b) は、曲げせん断破壊の領域と考えられるせん断スパン比 M/QD が 0.5、0.75 と 1.0 について、本解析により求めた最大耐力時のせん断力 Q と軸力比 N/N_o との関係を各々表したものである。解析例として、付表 3.2 の文献 39) に示す正方形断面の III-15 試験体諸元および付表 3.3 の文献 81) に示す長方形断面の R150-20 の試験体諸元を用いた。また、比較のため正方形断面については CFT 指針⁴¹⁾による計算結果を併せ示す。

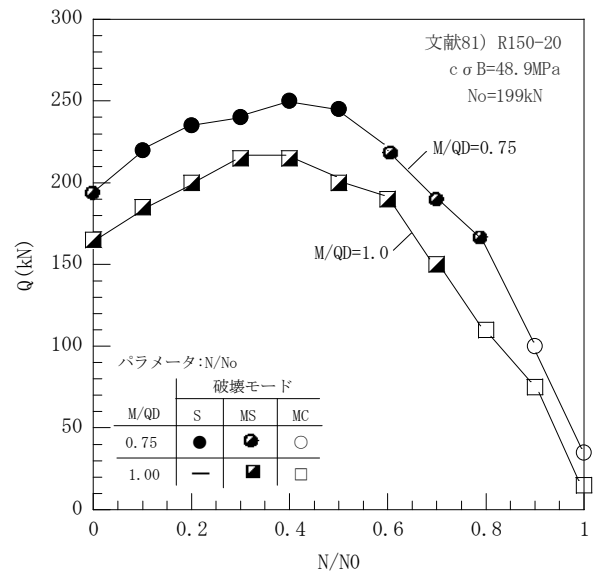
図 5.6.2(a) より分かるように、本解析による正方形の最大耐力時のせん断力 Q は、軸力 N の影響を受け $Q-N/N_o$ 関係が共に放物線的な曲線となり、最大耐力時のせん断力 Q は軸力比 N/N_o が 0.4~0.5 近傍で最も大きくなった。一方、累加強度式である CFT 指針の計算値による $Q-N/N_o$ 関係も同様の曲線となるが、コンクリートの負担せん断力と累加強度のせん断力 Q の最も大きくなる位置が一致し、その位置は軸力比 0.2~0.3 近傍となり、解析結果と異なることが分かる。また、本解析による $Q-N/N_o$ 関係において、せん断スパン比 M/QD が 0.5 と 1.0 とを比較すると、 M/QD が 0.5 の場合のせん断力 Q は、軸力比の全領域において M/QD が 1.0 の場合に比べて大きくなり、 M/QD が大きくなれば最大耐力時のせん断力 Q が小さくなることが分かる。なお、本解析による破壊モードとしては、 $M/QD=0.5$ の場合、0.1~0.5 の領域でせん断破壊が生じたが、 $M/QD=1.0$ の場合、せん断破壊は生じなかった。

図 5.6.2(b) より分かるように、本解析による長方形断面の最大耐力時のせん断力 Q は、軸力 N の影響を受け $Q-N/N_o$ 関係が共に放物線的な曲線となり、最大耐力時のせん断力 Q は軸力比 N/N_o が 0.4~0.5 近傍で最も大きくなった。また、本解析による長方形断面の $Q-N/N_o$ 関係において、せん断スパン比 M/QD が 0.75 と 1.0 とを比較すると、 M/QD が 0.75 の場合のせん断力 Q は、軸力比の全領域において M/QD が 1.0 の場合に比べて大きくなり、 M/QD が大きくなれば最大耐力時のせん断力 Q が小さくなることが分かる。なお、本解析による破壊モードとしては、 $M/QD=0.75$ の場合、0.1~0.5 の領域でせん

断破壊が生じたが、 $M/QD=1.0$ の場合、せん断破壊は生じなかった。



(a) 正方形断面



(b) 長方形断面

図 5.6.2 Q-N 関係

5.7 最大耐力時のせん断力とD／Bの関係

図 5.7.1 は、本解析により、柱せい D／幅 B をパラメータにして、最大耐力時の強軸および弱軸方向のせん断力 Q と D/B の関係を表したものである。付表 3.2 の文献 81) に示す正方形断面の S150-20 の試験体諸元を用いた。なお、コンクリートと鋼管の断面積、軸力比 N/N_o および柱高さ L は一定とした。図中に示す数字は、強軸の M/QD を、() 内の数字は弱軸の M/QB を各々表している。

この図より、D/B が 2.0、3.0 の強軸と弱軸方向のせん断力を比較すると、強軸方向の最大耐力時のせん断力は、弱軸方向より 1.41、1.73 倍ほど大きくなった。また、D/B が大きくなるにつれ、強軸方向のせん断力は大きくなり、弱軸方向のせん断力は小さくなる事が分かる。

本解析の破壊モードは、強軸方向の M/QD が 0.42 と 0.34 では S、弱軸方向の M/QB が 0.85 と 1.04 では MS であった。

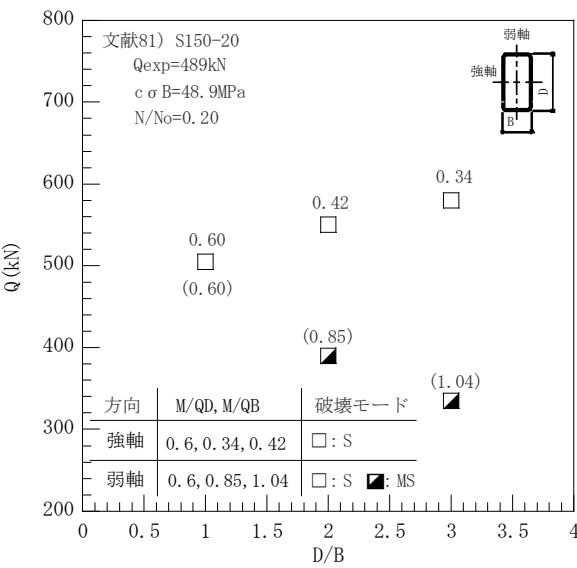


図 5.7.1 Q-D/B 関係

5.8 置換断面法の検討

本節では円形 CFT 極短柱のせん断耐力評価の一つの試みとして、RC 円形断面柱のせん断耐力の評価に用いられている耐震指針⁷⁾の置換方法を準用して、その適用性の検討を行う。

5.8.1 置換方法

本研究における円形断面 CFT 短柱の正方形断面への置き換えは、図 5.8.1 に示すように、円形断面の鋼管部分と充填コンクリート部分の断面積 A_s 、 A_c を角形断面の断面積 A_s' 、 A_c' と等断面積にし、円形断面と置換正方形断面の幅厚比が同じとなるようにした。円形断面と置換正方形断面の構成諸元を表 5.8.1 に示す。また、本解析における置換正方形断面のコンクリート強度には、円形断面のコンファインドコンクリートの強度を用いた。なお、置換正方形断面は、全せいが円形断面の直径より小さくなるので、せん断スパン比 M/QD が円形断面より大きくなる。

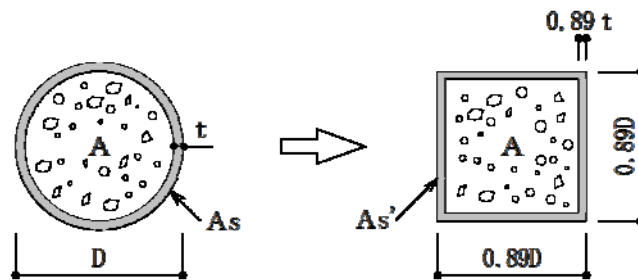


図 5.8.1 置換方法の模式図

表 5.8.1 断面構成諸元および形状

断面形状 断面構成諸元	円 形	置換正方形
CFTの全断面積	A	A' ($= A$)
鋼管の断面積	A_s	A_s' ($= A_s$)
充填コンクリートの断面積	A_c	A_c' ($= A_c$)
断面せい	D	D' ($= 0.89D$)
鋼管の肉厚	t	t' ($= 0.89t$)
幅厚比	D/t	D'/t' ($= D/t$)

5.8.2 円形断面の実験結果と置換正方形断面の解析結果との比較

図 5.8.2(a) は、全試験体 54 体の円形断面の実験結果と置換正方形断面の解析結果とを比較したものであり、図 5.8.2(b) は、置換正方形断面の本解析により得られた破壊モード S の試験体 22 体の実験結果と解析結果とを比較したものである。図中に耐力比(円形断面/置換正方形断面)の平均値および変動係数を示した。また、置換正方形断面の本解析により得られた破壊モード S の試験体を中黒、MS を半中黒、M を白抜きにした記号で表わした。

図 5.8.2(a) より、円形断面の実験結果と置換正方形断面の解析結果との耐力比の平均値は 1.12、変動係数は 0.12 であり、置換正方形断面の解析結果は円形断面の実験結果との差が若干あることが分かる。図 5.8.2(b) では、解析で破壊モード S の試験体の耐力比の平均値は、1.06 で、変動係数は 0.08 となった。これから分かるように、破壊モード S の試験体の耐力比の差は小さくなり、バラツキも小さくなった。

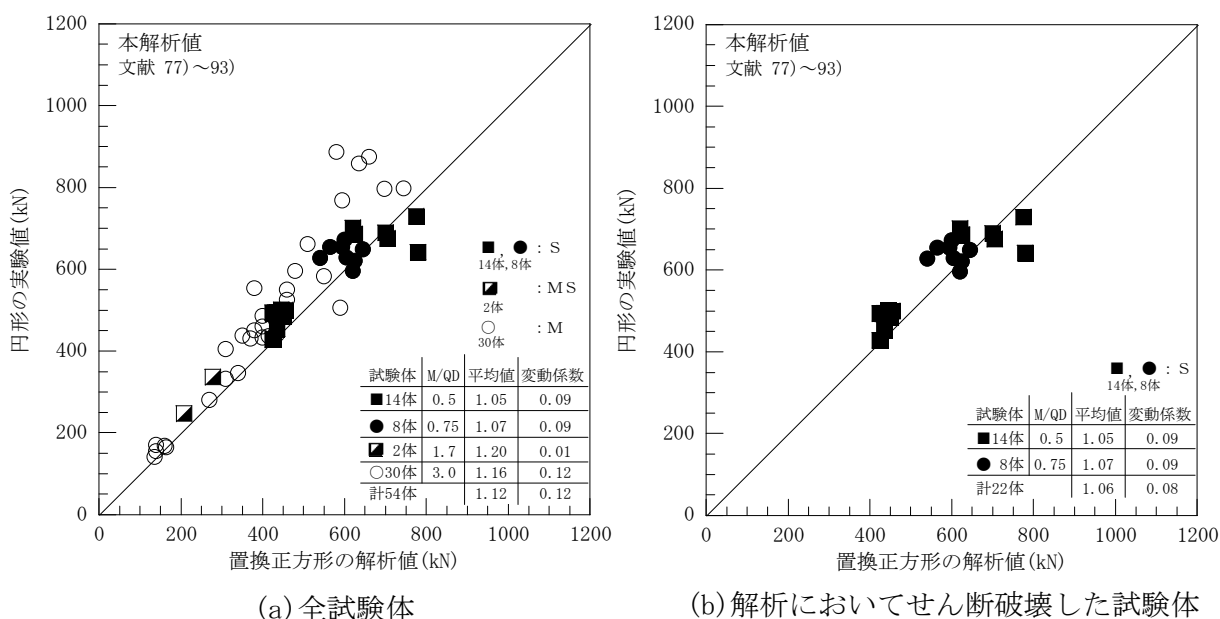
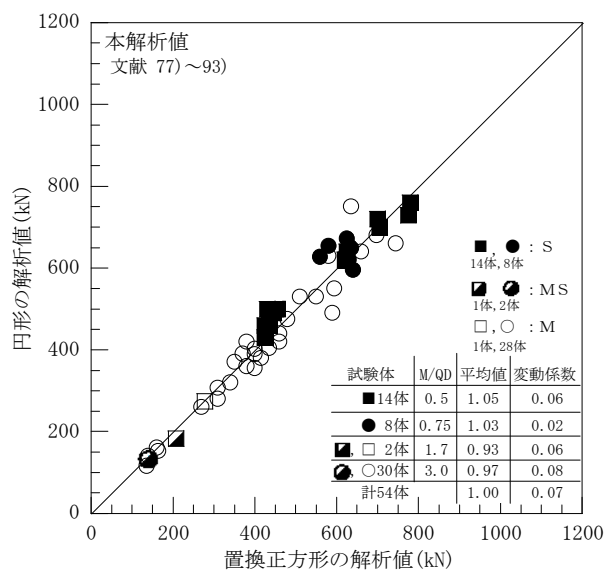


図 5.8.2 円形断面の既往実験結果と置換正方形解析結果との比較

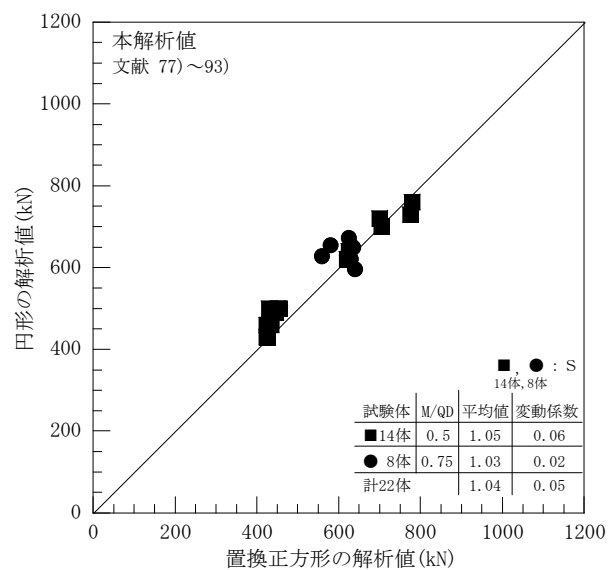
5.8.3 円形断面と置換正方形断面との解析結果の比較

図 5.8.3(a)は、全試験体 54 体の円形断面の解析結果と置換正方形断面の解析結果とを比較したものであり、図 5.8.3(b)は、円形断面の本解析により得られた破壊モード S の試験体 22 体の円形断面の解析結果と置換正方形断面の解析結果とを比較したものである。図中に耐力比(円形断面/置換正方形断面)の平均値および変動係数を示した。また、円形断面の本解析により得られた破壊モード S の試験体を中黒、MS を半中黒、M を白抜きにした記号で表わした。

図 5.8.3(a) より、円形断面の実験結果と置換正方形断面の解析結果との耐力比の平均値は 1.00、変動係数は 0.07 であり、置換正方形断面の解析結果は円形断面の実験結果との差が殆どないことが分かる。図 5.8.3(b) では、解析で破壊モード S の試験体の耐力比の平均値は、1.04 で、変動係数は 0.05 となった。これから分かるように、破壊モード S の試験体では、円形の解析結果が置換正方形の解析結果より若干大きくなることが分かった。



(a) 全試験体



(b) 実験においてせん断破壊した試験体

図 5.8.3 円形断面の解析結果と置換正方形解析結果との比較

5.9 まとめ

拡張された修正圧縮場理論の解析モデルを用いて、円形および角形（正方形、長方形）断面の CFT 短柱のせん断耐力の求解を試み、本解析モデルによる CFT 短柱の曲げせん断耐力解析の適用性を検討した。次に、本解析モデルを用いて、CFT 短柱の最大耐力時のせん断力と曲げモーメントとの関係およびせん断力と柱軸力との関係について検討した。最後に、CFT 短柱の円形断面を等断面積の正方形断面へ置き換えてせん断耐力評価を行う置換断面法の適用性を検討した。

限られた範囲ではあるが、本検討により得られた結果をまとめて以下に示す。

- 1) 本解析モデルによる CFT 短柱の解析結果は、円形断面が角形断面に比べて実験結果との差が若干大きいが、全体的には実験結果との差は小さく、概ね実験結果を捉えている。なお、既往実験でせん断破壊した試験体のみでは、実験結果との差が小さくなり既往実験値により近くなっている。従って、本解析による円形および角形(正方形、長方形)断面 CFT 短柱のせん断耐力の予測が可能と考えられる。
- 2) CFT 指針および SRC 規準による CFT 短柱の計算結果は、共に安全側の評価となっているが、円形断面が正方形断面に比べて実験結果との差が大きく、この傾向はせん断スパン比が 3.0 において顕著であった。また、CFT 指針と SRC 規準の計算結果との円形断面では若干の差があったが、正方形断面では殆ど差がなかった。
- 3) CFT 指針および SRC 規準による長方形断面の計算結果は、共に危険側の評価となっている。この傾向は、 $M/QD=0.65$ 以下の試験体において顕著であった。この理由は、既往実験において試験体で座屈が生じた為、実験値が計算値より小さくなったと考えられる。
- 4) 本解析結果は CFT 指針および SRC 規準の計算結果と比べて、円形、正方形断面共に大きくなった。また、円形断面の解析結果は、正方形断面に比べて計算結果との差が大きくなった。
- 5) 長方形断面の本解析結果は、CFT 指針および SRC 規準の計算結果に比べて小さくなる事が分かる。この傾向は、 $M/QD=0.65$ 以下の試験体において顕著であった。

- 6) 限られた範囲であるが、本解析による円形および角形(正方形、長方形)断面 CFT 短柱の最大耐力時のせん断力は、同時に存在する曲げモーメントの影響を受け、せん断スパン比が大きくなるにつれて小さくなった。また、これらの関係は曲線を示し、この曲線上にせん断破壊と曲げ破壊の境界領域を解析的に求めることが可能であった。
- 7) 限られた範囲であるが、本解析による円形および角形(正方形、長方形)断面 CFT 短柱の最大耐力時のせん断力 Q は、同時に存在する軸力 N の影響を受け、 $Q-N/N_0$ 関係がともに放物線的な曲線を示した。また、本解析では最大耐力時のせん断力 Q は軸力比 N/N_0 が 0.4~0.5 近傍で最も大きくなったが、CFT 指針では 0.2~0.3 近傍で最も大きくなり、解析結果とは異なった。
- 8) 本解析による長形断面 CFT 極短柱の強軸と弱軸方向の最大耐力時のせん断力は、 D/B が大きくなるにつれ、差も大きくなった。
- 9) 円形断面と置換した正方形断面の解析結果は殆ど差がなく、せん断スパン比の違いによる差も殆どなかった。また、SRC 規準による計算結果には若干の差が生じたが、CFT 指針では殆ど差が生じなかった。これより、円形断面 CFT 短柱を正方形断面へ置き換えてせん断耐力の評価を行う置換断面法の適用性はあると考えられる。

第6章 結論

本論では、RC はり部材の断面解析に適用できるように拡張された修正圧縮場理論の解析モデルを用いて RC 円形柱、袖壁付き RC 柱、CFT 円形および角形（正方形、長方形）柱のせん断耐力解析への適用性を検討することを主たる目的とした研究である。本章では、第2章から第5章で得られた結論を総括する。

(1) 本解析モデルについて（第2章）

本論で用いた解析モデルは RC 部材断面を薄い矩形の層に分割して、各々の層が一様なせん断応力、軸応力の作用を受ける RC 要素とみなして修正圧縮場理論を適用し、曲げモーメント、せん断力および軸力を受ける RC 部材の断面解析に適用可能な積層のモデルに拡張された修正圧縮場理論に基づいている。

本論では、RC 円形柱、袖壁付き RC 柱および CFT 短柱の断面を積層の薄い長方形に分割して修正圧縮場理論を適用した。また、RC 円形柱の解析においては、せん断補強筋のコンクリートへの横拘束効果が大きいと考えられるため、せん断補強筋により拘束されたコンクリートの強度とその時のひずみおよび応力—ひずみ関係は、崎野らの提案式を採用した。同様に、CFT 短柱の解析においても、コンクリートには拘束効果を考慮する必要があるため、鋼管により拘束されたコンクリートの強度とその時のひずみおよび応力—ひずみ関係は、崎野らの提案式を採用した。なお、鋼管は横拘束筋の間隔をゼロと考えて鋼管と鋼材量を等しくした等価拘束筋に置換した。さらに、ひずみの適合条件として鋼管とコンクリートのひずみが同じとしているので、これらの間にはずれが生じないと仮定した。袖壁付き RC 柱および CFT 短柱のひび割れたコンクリートの圧縮強度にはそれと直行方向のコンクリートの主引張ひずみの関数で表した圧縮強度低減係数を乗じた。

(2) RC 円形柱のせん断耐力解析について（第3章）

- 1) 本解析モデルによる解析結果は、全試験体の既往実験結果との差は若干あるが、実験および本解析でせん断破壊した試験体のみで評価した場合は実験結果により近づいた。し

たがって、本解析モデルは RC 円形柱の曲げせん断耐力の予測が可能と考えられる。

2) 円形断面と矩形置換断面の既往実験結果などから円形断面を矩形断面に置換しても十分適用性のあることが示されているが、本解析結果でも同様のことが言えた。

3) 本解析モデルにより、せん断破壊と曲げ破壊および曲げせん断破壊を M/QD をパラメータにして解析的に求めることが可能と考えられる。

4) せん断補強筋の降伏強度および補強筋比が大きい場合は、拘束されたコンクリートの推定強度を用いて解析すると、解析値は実験値に近づく傾向があった。

(3) 袖壁付き RC 柱のせん断耐力解析について (第 4 章)

1) 本解析モデルによる解析結果は、全体的には実験結果との差は小さく、概ね実験結果を捉えている。したがって、本解析は袖壁付き RC 柱の曲げせん断耐力の予測が可能と考えられる。

2) 耐震診断式による均等袖壁の計算結果は、正加力および負加力共に実験結果に比べて若干大きい試験体があるものの、大部分が小さく安全側の評価となった。なお、実験結果よりも大きくなった試験体は既往実験で初期曲げ破壊しており、これが影響していると考えられた。一方、不均等・片袖壁の正加力と負加力との耐力比の差が大きくなった。これは不均等・片袖壁の等価断面積が正加力に比べ負加力の場合が大きくなるためと考えられる。

3) 構造技術式による均等袖壁の計算結果は、正加力および負加力共に実験結果に比べて小さく安全側の評価となったが、バラツキがあった。これは、既往実験で初期曲げ破壊した試験体が影響していると考えられる。一方、不均等・片袖壁の負加力の計算結果は、実験結果に比べて小さく安全側となったが、正加力では実験結果より若干大きく危険側でありバラツキも大きかった。これは、実験結果において、負加力で柱が引張りに大きく抵抗し、構造技術式では正加力と負加力とは計算結果が同じとなる。

4) 全袖壁長さが一定で、柱の両側にある袖壁の長さが異なる袖壁付き RC 柱のせん断耐力は、引張側の袖壁が長くなるにつれて小さくなる傾向となった。この理由として、本解

析結果では、引張領域の袖壁の縦筋量が柱の主筋量に比べて少ないため、加力側の袖壁が長くなるにつれて引張力に対する抵抗が小さくなるためと考えられる。

- 5) 袖壁厚さが異なる袖壁付き RC 柱のせん断耐力は、袖壁が厚くなるにつれ、大きくなる傾向を示した。これは、袖壁が厚くなることで、断面積が大きくなり袖壁部分の耐力が大きくなるためと考えられる。
- 6) せん断スパン比が異なる袖壁付き RC 柱のせん断耐力は、 M/Qd が大きくなるにつれて小さくなる傾向を示している。また、耐震診断式と構造技術式の計算結果は M/Qd が大きくなるにつれて小さくなるが、各々の式の適用範囲を超えると一定の値となる傾向を示した。
- 7) 本解析による均等袖壁、不均等袖壁および片袖壁の最大耐力時のせん断力は、同時に存在する曲げモーメントの影響を受け、せん断スパン比が大きくなるにつれて小さくなり、これらの関係は曲線を示した。この曲線上でせん断破壊、曲げせん断破壊、曲げ破壊を解析的に求めることができた。

(4) CFT 短柱のせん断耐力解析について（第 5 章）

- 1) 本解析モデルによる CFT 短柱の解析結果は、円形断面が正方形および長方形断面に比べて実験結果との差が若干大きい、全体的には実験結果との差は小さく、概ね実験結果を捉えている。従って、本解析による円形および角形断面 CFT 短柱のせん断耐力の予測が可能と考えられる。なお、既往実験でせん断破壊した試験体のみで評価した場合では、実験結果との差が小さくなり既往実験値により近くなった。
- 2) CFT 指針および SRC 規準による CFT 短柱の計算結果は、共に安全側の評価となっているが、円形断面が正方形断面に比べて実験結果との差が大きく、この傾向はせん断スパン比が 3.0 において顕著であった。また、CFT 指針と SRC 規準の計算結果とは、円形断面では若干の差があったが、正方形断面では殆ど差がなかった。
- 3) CFT 指針および SRC 規準による長方形断面の計算結果は、共に危険側の評価となっ

いる。この傾向は、 $M/QD=0.65$ 以下の試験体において顕著であった。

- 4) 限られた範囲であるが、本解析による円形および角形断面 CFT 短柱の最大耐力時のせん断力は、同時に存在する曲げモーメントの影響を受け、せん断スパン比が大きくなるにつれて小さくなった。この曲線上でせん断破壊、曲げせん断破壊、曲げ破壊を解析的に求めることができた。
- 5) 限られた範囲であるが、本解析による円形および角形断面 CFT 短柱の最大耐力時のせん断力 Q は、同時に存在する軸力 N の影響を受け、 $Q-N/N_0$ 関係がともに放物線的な曲線を示した。
- 6) 本解析による長形断面 CFT 極短柱の強軸と弱軸方向の最大耐力時のせん断力は、 D/B が大きくなるにつれ、差も大きくなった。
- 7) 円形断面と置換した正方形断面の解析結果は殆ど差がなく、せん断スパン比の違いによる差も殆どなかった。また、SRC 規準による計算結果には若干の差が生じたが、CFT 指針では殆ど差が生じなかった。これより、円形断面 CFT 短柱を正方形断面へ置き換えてせん断耐力の評価を行う置換断面法の適用性はあると考えられる。

(5) 総括

- 1) コンクリート系各種柱材の本解析モデルにより求めた場合、既往実験および本解析でせん断破壊した試験体のみで評価すると実験結果を精度よく捉えたことが分かった。
- 2) 本解析モデルによるコンクリート系各種柱材の最大耐力時のせん断力は、同時に存在する曲げモーメントの影響を受け、せん断スパン比が大きくなるにつれて小さくなり、これらの関係は曲線を示した。また、この曲線上でせん断破壊、曲げせん断破壊、曲げ破壊を解析的に求めることができた。
- 3) 本解析モデルを円形および角形断面 CFT 短柱の断面解析に適用できるように拘束効果の影響を考慮できるように拡張させた結果、円形および角形断面 CFT 短柱のせん断耐力を精度よく捉えたことが分かった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, pp. 145-148, 163-164, 2016. 4
- 2) 日本コンクリート工学会：RC 構造のせん断問題に関するコロキウム, pp. 5-6, 2016. 9
- 3) 山肩邦夫：兵庫県南部地震による建築物起訴の被害の特徴と今後の対策, 基礎工, Vol. 24、No. 11、pp. 9-16、1996
- 4) 日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物, pp. 110-112, 2015
- 5) 日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編 5 建築基礎構造, pp. 75-81, 2015
- 6) 日本建築学会：2016 年熊本地震災害調査報告会, 2016 年度日本建築学会(九州)災害部門 緊急報告会資料, pp. 35-38, 2016. 8
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp. 115-116, 1990
- 8) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能, pp. 140, 1990
- 9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp. 310, 2001
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp. 402-425, 2010. 2
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp. 294-300, 1999. 8
- 12) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, pp. 55-75, 2003. 1
- 13) 日本建築構造技術者協会：構造スリット設計指針, 技報堂版, pp. 43-55, 2009. 8
- 14) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, pp. 191-195, 229-238, 2002. 1
- 15) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売共同組合, pp. 641-663, 2008. 5
- 16) 日本建築学会：RC 構造設計の現状と課題－阪神・淡路大震災から 20 年の歩み－, 2015 年度日本建築学会大会 (RC 構造) パネルディスカッション資料, pp. 37-44, 2015. 9
- 17) 大宮幸, 松浦康人, 香取慶一, 林静雄：袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験および考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 553 号, pp. 81-88, 2002. 3
- 18) 小室達也, 広沢雅也, 瀧澤正明, 赤井裕史：大変形における RC 造袖壁付柱の耐震性能に対する帯筋比や構造スリットの影響に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, 第 15 巻第 1 号, pp. 69-80, 2004. 1

- 19) 澤井謙彰, 磯雅人, 田尻清太郎: 破壊モードを変化させた場合の袖壁付RC柱の曲げせん断性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp. 133-138, 2008
- 20) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 東條有希子, 壁谷澤寿一: せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp. 115-120, 2008
- 21) 田尻清太郎, 澤井謙彰, 磯雅人: 鉄筋コンクリート造そで壁付き柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 163-168, 2009
- 22) 裴根國, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 壁谷澤寿一, PHAN Van Quang, 石井貴子, 福山洋, 田尻清太郎: 高強度鉄筋コンクリート造両側袖壁付き柱の耐震性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 117-120, 2009. 8
- 23) 上原正敬, 磯雅人, 福山洋, 田尻清太郎: 袖壁付きRC柱のせん断挙動に与える軸力, 袖壁の偏心, 壁横筋比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 103-108, 2010
- 24) 佐藤充晴, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 細川洋治, 黄賢聖, ファンヒョンソン: 鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の変形性能に関する実験的研究(その1, その2, その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp. 135-140, 2011. 8
- 25) 中村聡宏, 勅使河原正臣, 井上芳生, 太田勤: 鉄筋コンクリート造両側袖壁補強柱のせん断終局強度評価, 日本建築学会構造系論文集, 第661号, pp. 619-627, 2011. 3
- 26) 中村聡宏, 今阪剛, 勅使河原正臣, 壁谷澤寿一: 鉄筋コンクリート造袖壁・腰壁付き柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp. 109-114, 2015
- 27) 裴根國, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 壁谷澤寿一: 片側袖壁付き柱と両側袖壁付き柱のせん断耐力算定法の比較, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 169-174, 2009
- 28) 裴根國, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 壁谷澤寿一: 袖壁付き柱の構造特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 115-120, 2010
- 29) 久徳琢磨, 徳広育夫: 片側袖壁付き柱の変形および耐力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp. 743-744, 1988. 10
- 30) 加藤大介, 大塚祐二: RC増設袖壁付き柱の静加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 1471-1476, 2003
- 31) 本田良政, 加藤大介, 本間敦, 南部昌隆: PCa袖壁で簡略補強された既存RC柱に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp. 253-258, 2004
- 32) 加藤大介, 本田良政, 田中寛徳: 接着型鋼板を用いたRC造増設壁付き柱の静加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 1039-1044, 2005
- 33) PHAN Van Quang, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 壁谷澤寿一, 裴根國, 石井貴子, 福山洋, 田尻清太郎: 高強度鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の耐震性能に関する実験的研究,

- 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 121-124, 2009. 8
- 34) 磯雅人, 上原正敬, 福山洋, 田尻清太郎: 袖壁付き RC 柱のせん断挙動に与える袖壁の出幅の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 109-114, 2010
- 35) 祖父江美枝, 高橋之, 真田靖士, 一之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力と破壊性状における枠柱の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 427-432, 2010
- 36) 高橋之, 吉田和也, 一之瀬敏勝, 真田靖士, 松本健規, 福田洋, 諏訪田晴彦: 圧縮側に柱型がない RC 耐震壁の曲げ変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No660, pp. 371-377, 2011
- 37) 山田貴大, 磯雅人, 河南孝典, 小川敦久: 袖壁付き RC 柱の高靱性化に関する研究(その 3, その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp. 287-290, 2014. 9
- 38) 木原智美, 鈴木卓, 倉本真, 倉本洋: 片側袖壁付き RC 柱における壁板の損傷軽減に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp. 103-108, 2015
- 39) Tomii, M. and Sakino, K.: Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Beam - Columns Subjected to Monotonic Shearing Force and Constant Axial Force, Transactions of AIJ, No. 281, pp. 81-90, 1979
- 40) Sakino, K. and Ishibashi, H.: Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Short Columns Subjected to Cyclic Shearing Force and Constant Axial Force, Transactions of AIJ, No. 353, pp. 81-89, 1985
- 41) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針 pp. 54-60, pp. 244-246, 2008
- 42) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp. 31-50, pp. 175-180, 2001
- 43) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory, ACI Structural Journal, May-June, pp. 258-268, 1988
- 44) 是永健好, 小林淳, 小室努, 川端一三: 異形 PC 鋼棒で横補強された場所打 RC 杭のせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 427-432, 1998
- 45) 吉田誠, 山本俊彦, 山田和夫: 鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 487-492, 1999
- 46) 酒向靖二, 山田和夫, 山本俊彦: 場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 493-498, 1999
- 47) 長江拓也, 香取慶一, 林静雄: 場所打ちコンクリート杭への高強度せん断補強筋の適用に関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 403-408, 1999
- 48) 新井元植, 吉田誠, 山本俊彦, 山田和夫: 場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げせん断

- 挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 667-672, 2000
- 49) 酒向靖二, 山田和夫, 山本俊彦, 矢野伸司: 場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に及ぼすせん断スパン比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 673-678, 2000
- 50) 酒向靖二, 山田和夫, 山本俊彦, 矢野伸司: 円形断面を有する鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に及ぼす構成素材の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 181-186, 2001
- 51) 山本俊彦, 山田和夫, 矢野伸司: 鉄筋コンクリート円形部材の曲げせん断性状に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 187-192, 2001
- 52) 本庄正樹, 長江拓也, 柳瀬高仁, 林静雄: 場所打ちコンクリート杭のせん断挙動に及ぼす寸法効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 979-984, 2001
- 53) 矢野伸司, 山田和夫, 山本俊彦: 円形断面を有する鉄筋コンクリート部材の曲げせん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 865-870, 2002
- 54) 山本俊彦, 山田和夫, 矢野伸司: 高強度せん断補強筋を用いた円形 RC 柱の曲げせん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 181-186, 2002
- 55) 黒正清治, 林静雄, 能森雅己, 小川幸雄: 円形断面を有する鉄筋コンクリート柱のせん断性状に関する実験, 日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 49, pp. 217-220, 1978
- 56) 黒正清治, 林静雄, 能森雅己: 円形断面を有する鉄筋コンクリート柱の強度および変形性状に関する実験研究, 日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 49, pp. 141-144, 1978
- 57) 小川幸雄, 林静雄, 黒正清治: 軸力と曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート円形断面柱の強度と変形性状に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp. 1727-1728, 1980. 9
- 58) 山野辺宏治, 黒正清治, 福原正志, 林静雄, 小林克己: 軸力と曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート円形断面柱の強度と変形性状に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 1247-1248, 1982. 10
- 59) 金東範, 長江拓也, 香取慶一, 林静雄: RC 造柱の断面形状が損傷過程と終局性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 258-268, 2002
- 60) 山田和夫, 山本俊彦, 岡田亨: 断面形状の異なる鉄筋コンクリート部材の曲げ・せん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 258-268, 2003
- 61) 渡辺史夫, 六車熙, 西山峰広: 曲げとせん断を受ける PC パイルの耐力評価に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, pp. 483-488, 1987

- 62) 鈴木計夫, 中塚侑, 中田浩之, 白沢吉衛: SD50 材の円形スパイラル筋を用いた RC 円形柱のせん断耐力・変形特性, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, pp. 601-606, 1988
- 63) 大宮幸, 香取慶一, 林静雄: 鉄筋コンクリート円形断面部材のせん断終局強度算定式に関する考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 1063-1068, 2003
- 64) 林静雄, 大宮幸, 香取慶一: 鉄筋コンクリート造円形断面部材のせん断終局強度式の適用性, コンクリート工学, Vol. 42, No. 2, pp. 27-32, 2004
- 65) 孫玉平, 三宅良和: RC 円形断面柱の終局せん断耐力の算定式の提案, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 229-234, 2005
- 66) 松本豊, 栗原和夫, 林美貴: 拡張された修正圧縮場理論による RC 円形断面柱のせん断耐力の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 715-720, 2009
- 67) 伊藤光康, 福田武久, 鳥谷利夫, 菊田繁美, 堀川孝助: 鉄筋コンクリート円形柱の復元力特性に関する実験研究 その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 403-406, 1986. 8
- 68) 加藤大介, 孫浩陽: 袖壁付き RC 造柱の最大耐力以降の挙動の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 566 号, pp. 97-103, 2003. 4
- 69) 裴根國, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 壁谷澤寿一, PHAN Van Quang, 石井貴子: 鉄筋コンクリート造片側そで壁付き柱の終局強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 55B, pp. 385-390, 2009. 3
- 70) 澤井謙彰, 田尻清太郎, 磯雅人, 福山洋, 向井智久: 袖壁付き RC 柱の構造特性に関する研究—壁厚・補強筋量を変化させた場合— その 2 最大耐力評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 265-266, 2009. 8
- 71) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売共同組合, pp. 677-678, 2015. 6
- 72) 日本建築防災協会: 2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, pp. 41-44, 2017. 7
- 73) 小林大軸, 余勇, 柏崎隆志, 野口博: RC 造袖壁付き柱の耐震性能に関する 3 次元 FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 205-210, 2005
- 74) 松本豊, 栗原和夫, 大嶺斎, 島津勝: 拡張された修正圧縮場理論による袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, pp. 613-618, 2013
- 75) 松本豊, 島津勝, 東康二, 栗原和夫: 拡張された修正圧縮場理論による片袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, No. 2, pp. 703-708, 2016

- 76) 日本建築学会:CFT構造計算規準化に向けて一長周期地震動も考慮した規準一, 2016年度日本建築学会大会(九州)構造部門(SCCS)パネルディスカッション資料, pp. 18-25
- 77) 中原浩之, 津村竜次: コンクリート充填円形鋼管短柱のせん断挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No703, pp1385-1393, 2014
- 78) 日根居亮佑, 津村竜次, 窪寺弘顕, 中原浩之: $a/D=0.75$ の円形 CFT 柱水平加力実験 (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp1541-1544, 2013
- 79) 富松輝彦, 柳井雄斗, 中原浩之, 窪寺弘顕: 繰返しせん断力を受ける長方形 CFT 短柱のせん断破壊実験(その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp1393-1396, 2015
- 80) 中原浩之, 富松輝彦: 長方形断面を有する CFT 柱のせん断性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp1033-1038, 2015
- 81) 陳瑞涵, 中原浩之, 富松輝彦, 窪寺弘顕, 武田良太, 大野敦弘: 長方形と正方形断面をもつ CFT 短柱のせん断性状に関する実験的研究(その 1, その 2), 日本建築学会研究報告九州支部, 第 55 号, pp561-568, 2016
- 82) 中原浩之, 内田和弘, 日根居亮佑: コンクリート充填円形鋼管短柱のせん断挙動に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, No717, pp1795-1801, 2015
- 83) 松本豊, 栗原和夫, 大嶺斎, 島津勝: 拡張された修正圧縮場理論によるコンクリート充填鋼管短柱のせん断耐力についての検討, 構造工学論文集, Vol. 60B, pp. 73-80, 2014. 3
- 84) 松本豊, 林美貴, 東康二, 栗原和夫, 修正圧縮場理論による各種 C F T 極短柱のせん断耐力についての解析的研究, 日本建築学会九州支部研究報告 第 55 号 2016 年 3 月 pp. 557-560
- 85) 松本豊, 島津勝, 東康二, 林美貴, 栗原和夫, 修正圧縮場理論による長方形 C F T 極短柱のせん断耐力についての解析的研究, 日本建築学会九州支部研究報告 第 56 号 2017 年 3 月 pp. 533-536
- 86) 今野和近, 松村弘道: 充填型鋼管コンクリート柱に関する研究(その 5)角形断面の軸力曲げせん断実験-L, H シリーズ, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp1621-1622, 1989
- 87) 毛井崇博, 木村衛, 長嶋俊雄, 沢田博: 充填型鋼管コンクリート柱に関する 研究(その 6)角形断面の軸力曲げせん断実験-M シリーズ, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp1623-1624, 1989
- 88) 角掛久雄, 山田佳博, 菅沼哲, 大内一: コンクリート充填極薄肉鋼管短柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 1141-1146, 2011
- 89) 上田弘樹, 松谷輝雄, 中島將好, 澤田誠一郎: 充填型鋼管コンクリート柱に関する研究

- (その3)円形断面の軸力曲げせん断実験－L, H シリーズ－, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp1617-1618, 1989
- 90) 佐藤孝典, 中村康一, 黒瀬行信, 渡辺泰志: 充填型鋼管コンクリート柱に関する研究(その 4)円形断面の軸力曲げせん断実験－M シリーズ－, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp1619-1620, 1989
- 91) 吉川真次, 松谷輝雄, 中島將好, 上田弘樹, 大竹章夫, 一戸康生: コンクリート充填鋼管柱の超高層建物への利用についての実験的研究(その 14)円形鋼管コンクリート柱の曲げせん断性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp1069-1070, 1990
- 92) 池田学, 萬代能久, 吉田直人: 短柱 CFT 部材の曲げ耐力・変形性能の算定法の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 1135-1140, 2011
- 93) 岩岡信一, 多賀章, 渡辺朋之: 鋼管コンクリート構造の開発(その 5) 充填形円形鋼管コンクリート柱の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp1737-1738, 1993
- 94) 崎野健治, 孫玉平: コンファインド高強度コンクリートの中心圧縮性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 713-718, 1993
- 95) 蜷川利彦, 崎野健治, 小松慎二, 石出一郎: コンクリート充填円形鋼管柱の中心圧縮性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 1307-1312, 1996
- 96) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束された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, No461, pp95-104, 1994
- 97) Vecchio, F. J. and Collins, M. P. :The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Proceedings V. 83, No. 2, Mar.－Apr. , pp. 219-231, 1986
- 98) 中村光, 檜貝勇: 拡張した修正圧縮場理論による RC はり断面のせん断耐荷力評価, 土木学会論文集, No490, V-23, pp. 157-166, 1994. 5
- 99) Mander, J. B. Priestley, N. and Park, R. : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1989
- 100) 中塚侑, 阪井由尚, 中川裕史, 鈴木計夫: 高強度材料による円形コンファインドコンクリートの強度・変形特性 コンファインドコンクリートの強度・変形特性に関する研究(その 1), 日本建築学会構造系論文集, No. 483, pp. 129-138, 1996
- 101) 中塚侑, 阪井由尚, 中川裕史: コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式コンファインドコンクリートの強度・変形特性に関する研究(その 2)、日本建築学会構造系論文集, No. 505, pp. 93-99, 1998

- 102) 松本豊, 栗原和夫, 東康二, 島津勝, 林美貴: 修正した圧縮場理論による RC 断面部材のせん断耐力に関する予備解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 319-320, 2018. 9
- 103) 孫宏晨, 柏崎隆志, 和泉信之, 野口博: 2 方向繰り返し載荷を受ける RC 立体柱・梁接合部のせん断性能に関する解析的研究, コンクリート工学論文集, 第 25 巻, pp. 65-73, 2014.
- 104) 日本建築学会: 建築構造における強非線形問題への数値解析による挑戦, pp. 210-222, 2018. 3
- 105) NAG Fortran Library Routine Document, Mark 26, C05AXF. 1-5

謝 辞

著者を崇城大学 環境社会工学専攻 博士後期課程・社会人コースに快く受け入れてくださった崇城大学工学部教授 東 康二博士には、本論文をまとめるに際してご指導と共に、貴重なご教示を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

崇城大学名誉教授 栗原和夫博士には、研究全般にわたり終始懇切丁寧なご指導を頂きました。また、著者が学部 4 年の研究室配属で路頭に迷っていた際、研究室の定員が充足していたにも関わらず研究室に快く受入れて頂きました。そして、同大学院修士課程、エス・エー・アイ構造設計(株)に入社後においても、研究全般にわたりご指導いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

崇城大学工学部教授 上野賢仁博士、同 片山拓朗博士、同・准教授 島津 勝博士からは、本論文の審査を通じ多くの貴重なご意見を頂きました。ここに深く感謝いたします。

本研究におきまして、元崇城大学工学部教授 岩原昭次博士、元九州工業大学教授 毛井崇博博士、長崎大学教授 中原浩之博士、九州産業大学教授 内田和弘博士、福井大学准教授 磯 雅人博士には、大変貴重なご助言を頂きました。なお、磯 雅人先生には、袖壁付き RC 柱の貴重な構造実験を見学させていただきました。その際に、新設の構造実験場、加力装置の説明および加力方法など懇切丁寧にご教示頂きました。ここに深く感謝いたします。また、文献 17)～40)、44)～49)、53)～57)、59)～65)、77)～78)、80)～81)、86)～93)の貴重な実験結果を使用させて頂きました。ここに記して謝意を表します。

エス・エー・アイ構造設計(株) 高山清孝顧問(前代表取締役)、同 安倍輝己(前副所長)、同 上野敏範代表取締役 同 井上律志部長には、著者が在職中にも関わらず、崇城大学社会人博士課程に入学することを快く承諾して頂きました。深く御礼申し上げます。

最後に、私事で恐縮ではありますが、著者が勉学、研究に専念できる環境を与えてくれた父・建史、母・きみ子、そして妻・貴子に心より感謝いたします。

付 録

付録 1	R C 円形断面柱の試験体諸元および解析結果について	・ ・ ・ 137
付表 1. 1	既往実験の試験体諸元 (R C 円形柱)	・ ・ ・ 138
付表 1. 2	既往実験の試験体諸元 (R C 矩形柱)	・ ・ ・ 142
付表 1. 3	結果の比較 (R C 円形柱)	・ ・ ・ 144
付表 1. 4	結果の比較 (R C 矩形柱)	・ ・ ・ 146
付表 1. 5	円形断面と矩形置換断面の結果の比較	・ ・ ・ 147
付表 1. 6	コンファインド効果を考慮時の最大耐力の比較	・ ・ ・ 147
付録 2	袖壁付き R C 柱の試験体諸元および解析結果について	・ ・ ・ 149
付表 2. 1	既往実験の試験体諸元 (均等袖壁)	・ ・ ・ 150
付表 2. 2	既往実験の試験体諸元 (不均等・片袖壁)	・ ・ ・ 152
付表 2. 3	結果の比較 (均等袖壁)	・ ・ ・ 154
付表 2. 4	結果の比較 (不均等・片袖壁)	・ ・ ・ 156
付録 3	C F T 短柱の試験体諸元および解析結果について	・ ・ ・ 161
付表 3. 1	既往実験の試験体諸元 (円形 C F T 断面)	・ ・ ・ 162
付表 3. 2	既往実験の試験体諸元 (正方形 C F T 断面)	・ ・ ・ 163
付表 3. 3	既往実験の試験体諸元 (長方形 C F T 断面)	・ ・ ・ 164
付表 3. 4	結果の比較 (円形 C F T 断面)	・ ・ ・ 165
付表 3. 5	結果の比較 (正方形 C F T 断面)	・ ・ ・ 166
付表 3. 6	結果の比較 (長方形 C F T 断面)	・ ・ ・ 167
付表 3. 7	結果の比較 (置換断面)	・ ・ ・ 168
付録 4	解析方法について	・ ・ ・ 171
付録 5	現行の終局せん断耐力の計算結果との比較	・ ・ ・ 189

付録1 R C円形断面柱の試験体諸元および解析結果について

付表 1.1 および付表 1.2 に本論で用いた R C 円形および矩形柱の試験体諸元を示す。付表 1.3 に本解析結果、終局せん断耐力式 A 法および B 法、修正荒川 mean 式の計算結果をそれぞれ示し、付表 1.4 に正方形および長方形断面の本解析結果、終局せん断耐力式 A 法および B 法、修正荒川 mean 式の計算結果をそれぞれ示した。また、付表 1.5 には円形断面と矩形断面の本解析結果を示し、付表 1.6 は、コンファインド効果を考慮した最大耐力を示した。

なお、試験体 (PS-1、No, 8、S700-15-2N、S700-15-2H) は、解析対象外とした。

付表 1.1～付表 1.6 に用いた記号は以下の通りである。

D	: 柱の直径、せい	cm
b	: 柱の幅	cm
M/QD	: せん断スパン比	
N	: 軸力	kN
ϕ	: 丸鋼の公称径	mm
D	: 異形鉄筋の公称径	mm
U	: 高強度鉄筋の公称径	mm
σ_y	: 主筋、せん断補強筋の降伏強度	N/mm ²
σ_c	: コンクリートの圧縮強度	N/mm ²
σ_t	: コンクリートの引張強度	N/mm ²
Pw	: せん断補強筋比×100%	%
E_c	: コンクリートのヤング率	N/mm ²
E_s	: 鉄筋のヤング率	N/mm ²
S	: せん断破壊	
M	: 曲げ破壊	
MS	: 曲げせん断破壊	

付表1.1 既往実験の試験体諸元(RC円形柱)

文献 番号	試験体名	D	M/QD	N kN	せん断補強筋					主筋			
		径			種類	σ_y	Pw	Es	本数	径	σ_y	Es	
						N/mm ²	%	N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²	
45)	C-6.1S-30-0	25	1.2	118.8	φ 6.1 @ 67	313.8	0.39	206000	12	D13	965	206000	
	C-6.1S-30-0.15	25	1.2	178.2	φ 6.1 @ 67	313.8	0.39	206000	12	D13	965	206000	
	C-6.1S-30-0.3	25	1.2	356.4	φ 6.1 @ 67	313.8	0.39	206000	12	D13	965	206000	
	C-9.2S-30-0	25	1.2	0.0	φ 9.2 @ 67	387.1	0.87	206000	12	D13	965	206000	
	C-9.2S-30-0.15	25	1.2	170.8	φ 9.2 @ 67	387.1	0.87	206000	12	D13	965	206000	
	C-9.2S-30-0.3	25	1.2	341.7	φ 9.2 @ 67	387.1	0.87	206000	12	D13	965	206000	
	C-6.1S-20-0	25	0.8	0.0	φ 6.1 @ 67	313.8	0.39	206000	12	D13	965	206000	
	C-6.1S-20-0.15	25	0.8	164.9	φ 6.1 @ 67	313.8	0.39	206000	12	D13	965	206000	
C-6.1S-20-0.3	25	0.8	329.9	φ 6.1 @ 67	313.8	0.39	206000	12	D13	965	206000		
46)	(PS-1)	40	1.5	653.5	U5.0 @ 100	1325	0.1	206000	20	D19	556	194000	
	PS-2	40	1.5	653.5	U5.0 @ 50	1325	0.2	206000	20	D19	556	194000	
	PS-3	40	1.5	653.5	U6.4 @ 50	1368	0.3	207000	20	D19	556	194000	
	PS-5	40	1.5	653.5	U5.0 @ 100	1325	0.1	206000	12	D16	560	197000	
	PS-6	40	1.5	653.5	U5.0 @ 50	1325	0.2	206000	16	D16	560	197000	
	PS-7	40	1.5	653.5	U6.4 @ 50	1368	0.3	207000	20	D16	560	197000	
47)	L90-10	30	1.5	0.0	φ 4 @ 100	493.2	0.08	207000	12	D16	426	191000	
	L90-05	30	1.5	0.0	φ 4 @ 50	493.2	0.17	207000	12	D16	426	191000	
	L90-05F	30	1.5	500.2	φ 4 @ 50	493.2	0.17	207000	12	D16	426	191000	
	L60-10	30	1.0	0.0	φ 4 @ 100	493.2	0.08	207000	12	D16	426	191000	
	L60-05	30	1.0	0.0	φ 4 @ 50	493.2	0.17	207000	12	D16	426	191000	
	L60-05F	30	1.0	530.2	φ 4 @ 50	493.2	0.17	207000	12	D16	426	191000	
48)	NO,1	30	1.5	0.0	φ 4 @ 50	494	0.189	207000	12	D16	415	218000	
	NO,2	30	1.5	530.1	φ 4 @ 50	494	0.189	207000	12	D16	415	218000	
	NO,4	30	2.0	0.0	φ 4 @ 100	494	0.095	207000	12	D16	415	218000	
	NO,5	30	2.0	530.1	φ 4 @ 100	494	0.095	207000	12	D16	415	218000	
	NO,6	30	2.0	1060.3	φ 4 @ 100	494	0.095	207000	12	D16	415	218000	
	NO,7	30	2.0	0.0	φ 4 @ 50	494	0.189	207000	12	D16	415	218000	
	NO,8	30	2.0	530.1	φ 4 @ 50	494	0.189	207000	12	D16	415	218000	
49)	NO,1	40	1.5	924.0	φ 5 @ 120	993	0.092	204000	20	D16	446	206000	
	NO,2	40	1.5	924.0	φ 5 @ 60	993	0.185	204000	20	D16	446	206000	
	NO,3	40	1.5	0.0	φ 5 @ 60	993	0.185	204000	20	D16	446	206000	
	NO,4	40	1.5	924.0	φ 5 @ 40	993	0.277	204000	20	D16	446	206000	
53)	C-6N・S-0.0Fc	25	1.35	0.0	φ 6 @ 100	276.7	0.26	207733	8	D13	355.2	178582	
	C-6N・S-0.15Fc	25	1.35	176.7	φ 6 @ 100	276.7	0.26	207733	8	D13	355.2	178582	
	C-6N・S-0.3Fc	25	1.35	347.5	φ 6 @ 100	276.7	0.26	207733	8	D13	355.2	178582	
	C-6N・H-0.3Fc	25	1.35	347.5	φ 6 @ 100	276.7	0.26	207733	8	D13	355.2	178582	
	C-6H・S-0.3Fc	25	1.35	347.5	φ 6 @ 100	1267	0.26	159031	8	D13	355.2	178582	
	C-9.2N・S-0.3Fc	25	1.36	353.4	φ 9.2 @ 100	275.9	0.6	214875	8	D13	355.2	178582	
	C-9.2N・H-0.3Fc	25	1.36	353.4	φ 9.2 @ 100	275.9	0.6	214875	8	D13	355.2	178582	
54)	No,1	40	1.0	0.0	φ 6.4 @ 65	1275	0.26	192000	12	D16	734.5	190000	
	No,2	40	1.0	825.6	φ 6.4 @ 100	1275	0.26	192000	12	D16	734.5	190000	
	No,3	40	1.0	1722.8	φ 6.4 @ 100	1275	0.26	192000	12	D16	735.0	190000	
	No,4	40	1.0	2148.8	φ 6.4 @ 100	1275	0.26	192000	12	D16	734.5	190000	
	No,5	40	1.0	0.0	φ 6.4 @ 55.55	1275	0.615	192000	12	D16	734.5	190000	
	No,6	40	1.0	1692.7	φ 6.4 @ 55.55	1275	0.615	192000	12	D16	734.5	190000	
	No,7	40	1.0	3408.0	φ 6.4 @ 55.55	1275	0.615	192000	12	D16	734.5	190000	
	(No,8)	40	1.0	-1216.4	φ 6.4 @ 55.55	1275	0.615	192000	12	D16	734.5	190000	
55)	No,1	30	2.5	0.0	φ 4 @ 50	471	0.189	199000	12	D13	339	197000	
	No,2	30	2.5	530.1	φ 4 @ 50	471	0.189	199000	12	D13	339	197000	
	No,4	30	1.5	0.0	φ 4 @ 100	471	0.095	199000	14	D13	339	197000	
	No,5	30	1.5	0.0	φ 4 @ 50	471	0.189	199000	14	D13	339	197000	
	No,6	30	1.5	530.1	φ 4 @ 50	471	0.189	199000	14	D13	339	197000	
56)	N6-F75-1	60	2.5	2120.6	D6 @ 100	340	0.106	197000	24	D22	473	198000	
	N6-F75-2	60	2.5	2120.6	φ 6 @ 100	894	0.094	198000	24	D22	473	198000	
	H8-F00	60	2.5	0.0	φ 8 @ 100	939	0.168	203000	24	D22	473	198000	
	H8-75	60	2.5	2120.6	φ 8 @ 100	939	0.168	203000	24	D22	473	198000	
57)	S350-15-2N	35	1.5	365.6	φ 4.5 @ 50	390	0.2	214000	16	D16	806	186000	
	S350-15-2H	35	1.5	365.6	φ 4.5 @ 50	1288	0.2	217000	16	D16	806	186000	
	(S700-15-2N)	70	1.5	1462.4	φ 6.5 @ 53	376	0.2	224000	32	D22	767	192000	
	(S700-15-2H)	70	1.5	1462.4	φ 6.5 @ 53	1265	0.2	220000	32	D22	767	192000	

コンクリート			実験値	No.
σ_c	σ_t	E_c		
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN	
24.2	—	20600	143.2	1
24.2	—	20600	154.9	2
24.2	—	20600	159.8	3
23.2	—	20600	210.8	4
23.2	—	20600	218.7	5
23.2	—	20600	209.9	6
22.4	—	20600	168.7	7
22.4	—	20600	160.8	8
22.4	—	20600	163.8	9
30	—	22400	330	—
29	—	22000	491	10
28.2	—	21600	592	11
25.9	—	20500	297	12
26.1	—	20850	417	13
26.4	—	21200	530	14
26.9	—	27100	135.2	15
26.9	—	27100	158.8	16
26.9	—	27100	219.5	17
26.9	—	27100	203.4	18
26.9	—	27100	210.6	19
26.9	—	27100	232.2	20
29.5	2.36	21300	172	21
29.5	2.36	21300	256	22
29.5	2.36	21300	119	23
29.5	2.36	21300	188	24
29.5	2.36	21300	225	25
29.5	2.36	21300	153	26
29.5	2.36	21300	205	27
25.5	—	26100	344	28
25.5	—	26100	409	29
25.5	—	26100	350	30
25.5	—	26100	464	31
27.4	2.26	34127	104	32
24.0	2.00	27164.4	135.3	33
23.6	2.06	32263.9	146.1	34
23.6	2.06	32263.9	155.9	35
23.6	2.06	32263.9	151	36
24.0	2.00	27164.4	169.7	37
24.0	2.00	27164.4	171.6	38
31.1	—	26187	500.1	39
43.8	—	31077	582.5	40
45.7	—	31744	621.7	41
38.0	—	28947	515.8	42
30.7	—	26018	660	43
44.9	—	31465	723.7	44
45.2	—	31570	753.2	45
48.4	—	32668	607	—
28.8	—	26500	91.7	46
28.8	—	26500	176	47
28.8	—	26500	146	48
28.8	—	26500	154	49
28.8	—	26500	289	50
28.65	—	24350	496	51
28.65	—	24350	564	52
28.65	—	24350	612	53
28.65	—	24350	627	54
32.3	—	23400	436	55
32.3	—	23400	484	56
32.3	—	23400	1617	—
32.3	—	23400	1831	—

付表1.1 既往実験の試験体諸元(RC円形柱)(続き)

文献 番号	試験体名	D	M/QD	N kN	せん断補強筋				主筋			
		径			種類	σ_y	Pw	Es	本数	径	σ_y	Es
						N/mm ²	%	N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²
59)	C-N61-S	30	1	248.0	φ 8.5 @ 62	422	0.61	216000	12	D13	887	190000
	C-H21-S	30	1	248.0	φ 4.5 @ 50	1219	0.21	199000	12	D13	887	190000
	C-N46-S	30	1	248.0	φ 6.5 @ 48	392	0.46	202000	12	D13	887	190000
	C-H13-S	30	1	248.0	φ 3.5 @ 50	1392	0.13	205000	12	D13	424	190000
	C-H21-B	30	1.5	226.0	φ 4.5 @ 50	1219	0.21	199000	12	D13	424	192000
60)	C-100	30	1.5	530.1	φ 4 @ 100	700.2	0.08	196000	12	D16	427.6	192000
	C-050	30	1.5	530.1	φ 4 @ 50	700.2	0.17	196000	12	D16	427.6	192000
	C-033	30	1.5	530.1	φ 4 @ 33	700.2	0.25	196000	12	D16	427.6	192000
61)	No,2	25	1.1	0.0	D10 @ 50	508.9	1.2	165900	12	D13	803.1	181800
	No,3	25	1.1	0.0	D10 @ 30	508.9	1.8	165900	12	D13	803.1	181800
	No,5	25	1.1	599.4	D10 @ 100	508.9	0.6	165900	12	D13	803.1	181800
	No,6	25	1.1	599.4	D10 @ 50	508.9	1.2	165900	12	D13	803.1	181800
	No,8	25	1.1	599.4	D10 @ 30	508.9	1.8	165900	12	D13	803.1	181800
	No,10	25	1.1	1460.8	D10 @ 50	508.9	1.2	165900	12	D13	803.1	181800
	No,11	25	1.1	1460.8	D10 @ 30	508.9	1.8	165900	12	D13	803.1	181800
	No,12	25	1.1	808.5	D10 @ 50	324.6	1.2	176000	12	D13	803.1	181800
	No,13	25	1.1	808.5	D10 @ 30	324.6	1.8	176000	12	D13	803.1	181800
	No,14	25	1.1	773.1	D10 @ 50	508.9	1.2	165900	12	D13	803.1	181800
	No,15	25	1.1	1546.3	D10 @ 50	508.9	1.2	165900	12	D13	803.1	181820
	No,16	25	1.1	773.1	D10 @ 30	508.9	1.8	165900	12	D13	803.1	181800
	No,17	25	1.1	1546.3	D10 @ 30	508.9	1.8	165900	12	D13	803.1	181800
62)	No,2	30	1.5	212.1	φ 4 @ 100	488	0.09	183000	12	D13	422	185000
	No,3	30	1.5	212.1	φ 4 @ 50	488	0.19	183000	12	D13	422	185000
	No,4	30	1.5	212.1	φ 5 @ 50	441	0.3	196000	12	D13	422	185000
	No,5	30	1.5	212.1	φ 3.2 @ 85	1320	0.07	224000	12	D13	422	185000
	No,6	30	1.5	212.1	φ 4 @ 70	1309	0.14	216000	12	D13	422	185000
	No,7	30	1.5	212.1	U5 @ 70	1332	0.22	213000	12	D13	422	185000
	No,8	30	1.5	212.1	φ 4 @ 60	488	0.32	183000	12	D13	422	185000
	No,9	30	1.5	212.1	φ 5 @ 50	441	0.6	196000	12	D13	422	185000
	No,10	30	1.5	0.0	φ 4 @ 100	488	0.09	183000	12	D13	422	185000
	No,11	30	1.5	0.0	φ 3.2 @ 85	1320	0.07	224000	12	D13	422	185000
	No,12	30	3.0	212.1	φ 4 @ 100	488	0.09	183000	18	D13	422	185000
	63)	SP-10	30	1.5	0.0	φ 4 @ 100	470.7	0.08	199000	14	D13	339.3
SP-05		30	1.5	0.0	φ 4 @ 50	470.7	0.17	199000	14	D13	339.3	197000
SP-05F		30	1.5	530.1	φ 4 @ 50	470.7	0.17	199000	14	D13	339.3	197000
64)	N90-16-N03	30	1.5	0.0	φ 4 @ 33	502	0.25	203000	12	D16	449	193000
	N90-16-N03F	30	1.5	530.1	φ 4 @ 33	502	0.25	203000	12	D16	449	193000
	N90-16-N05	30	1.5	0.0	φ 4 @ 50	502	0.17	203000	12	D16	449	193000
	N90-16-N05F	30	1.5	530.1	φ 4 @ 50	502	0.17	203000	12	D16	449	193000
	N90-16-H05	30	1.5	0.0	φ 4 @ 50	1417	0.17	209000	12	D16	449	193000
	N90-16-H05F	30	1.5	530.1	φ 4 @ 50	1417	0.17	209000	12	D16	449	193000
	H90-16-H05	30	1.5	0.0	φ 4 @ 50	1417	0.17	209000	12	D16	449	193000
	H90-16-H05F	30	1.5	530.1	φ 4 @ 50	1417	0.17	209000	12	D16	449	193000
65)	No,2	30	2.0	530.1	φ 4 @ 100	1420	0.095	209000	12	D16	449	193000
	No,3	30	2.0	0.0	φ 4 @ 33	502	0.3	203000	12	D16	449	193000
	No,4	30	2.0	530.1	φ 4 @ 33	502	0.3	203000	12	D16	449	193000
	No,5	30	1.5	530.1	φ 4 @ 100	502	0.095	203000	12	D16	449	193000
	No,6	30	1.5	530.1	φ 4 @ 50	502	0.189	203000	12	D16	449	193000
	No,7	30	1.5	0.0	φ 4 @ 50	502	0.189	203000	12	D16	449	193000

コンクリート			実験値	No.
σ_c	σ_t	E_c		
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN	
32	—	22600	371	57
32	—	22600	330	58
32	—	22600	310	59
32	—	22600	280	60
32	—	22600	230	61
25.25	—	25700	171	62
25.25	—	25700	209	63
25.25	—	25700	250	64
48.8	—	27500	346	65
48.8	—	27500	360	66
40.7	—	25500	295	67
40.7	—	25500	353	68
40.7	—	25500	470	69
49.6	—	26800	391	70
49.6	—	26800	441	71
54.9	—	29100	362	72
54.9	—	29100	433	73
52.5	—	29600	348	74
52.5	—	29600	338	75
52.5	—	29600	425	76
52.5	—	29600	427	77
29.5	—	26300	162	78
30.2	—	25800	194	79
30.3	—	25800	211	80
30.5	—	25900	164	81
30.9	—	26100	195	82
31.0	—	26100	196	83
30.6	—	26000	191	84
31.1	—	26200	208	85
31.2	—	26200	132	86
31.4	—	26300	130	87
31.6	—	26100	88	88
28.25	—	26750	126.6	89
28.25	—	26750	139.9	90
28.25	—	26750	210	91
33.7	—	33200	216	92
33.7	—	33200	260	93
33.7	—	33200	183	94
33.7	—	33200	221	95
33.7	—	33200	231	96
33.7	—	33200	266	97
53.8	—	36200	270	98
53.8	—	36200	345	99
26.1	—	23500	196	100
26.1	—	23500	194	101
26.1	—	23500	245	102
26.1	—	23500	200	103
26.1	—	23500	234	104
26.1	—	23500	180	105

付表1.2 既往実験の試験体諸元(RC矩形柱)

文献 番号	試験体名	D×b	M/QD	N kN	せん断補強筋				主筋			
		径			種類	σ_y	Pw	Es	本数	径	σ_y	Es
						N/mm ²	%	N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²
cm												
53)	R-6N・H-0.0Fc	22×22	1.54	0.0	φ 6 @ 100	276.7	0.26	207733	8	D13	355.2	178582
	R-6N・H-0.15Fc	22×22	1.54	174.2	φ 6 @ 100	276.7	0.26	207733	8	D13	355.2	178582
	R-6N・H-0.3Fc	22×22	1.54	342.7	φ 6 @ 100	276.7	0.26	207733	8	D13	355.2	178582
	R-6H・S-0.3Fc	22×22	1.54	442.5	φ 6 @ 100	1267	0.26	159031	8	D13	355.2	178582
	R-9.2N・H-0.3Fc	22×22	1.55	348.5	φ 9.2 @ 100	275.9	0.6	214875	8	D13	355.2	178582
63)	R-6.1-30-0	22×22	1.364	0.0	φ 6.1 @ 67	247.1	0.39	206000	12	D13	965	206000
	R-6.1-30-0.15	22×22	1.364	169.2	φ 6.1 @ 67	247.1	0.39	206000	12	D13	965	206000
	R-6.1-30-0.3	22×22	1.364	338.3	φ 6.1 @ 67	247.1	0.39	206000	12	D13	965	206000
64)	S-N69-S	26.7×26.7	1.12	248.0	φ 8.5 @ 62	422	0.69	216000	12	D13	887	190000
	S-H24-S	26.7×26.7	1.12	248.0	φ 4.5 @ 50	1216	0.24	199000	12	D13	887	190000
	S-H14-S	26.7×26.7	1.12	248.0	φ 3.5 @ 50	1392	0.14	205000	12	D13	887	190000
	S-H24-B	26.7×26.7	1.67	226.0	φ 4.5 @ 50	1219	0.24	199000	12	D13	424	192000
	R-N77-S	30.0×23.8	1	248.0	φ 8.5 @ 62	422	0.77	216000	12	D13	887	190000
	R-H27-S	30.0×23.8	1	248.0	φ 4.5 @ 50	1219	0.27	199000	12	D13	887	190000
	R-H16-S	30.0×23.8	1	248.0	φ 3.5 @ 50	1392	0.16	205000	12	D13	887	190000
	R-H27-B	30.0×23.8	1.5	226.0	φ 4.5 @ 50	1219	0.27	199000	10	D13	424	192000
65)	S-100	26.6×26.6	1.69	530.7	φ 4 @ 100	700.2	0.09	196000	12	D16	427.6	192000
	S-050	26.6×26.6	1.69	530.7	φ 4 @ 50	700.2	0.19	196000	12	D16	427.6	192000
	S-033	26.6×26.6	1.69	530.7	φ 4 @ 33	700.2	0.29	196000	12	D16	427.6	192000

コンクリート			実験値	No.
σ_c	σ_t	E_c		
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN	
27.4	2.26	34127.1	106.9	1
24.0	2.00	27164.4	122.6	2
23.6	2.06	32263.9	139.3	3
23.6	2.06	32263.9	146.1	4
24.0	2.00	27164.4	160.8	5
23.3	—	20600	98.1	6
23.3	—	20600	126.5	7
23.3	—	20600	149.1	8
32	—	22600	320	9
32	—	22600	281	10
32	—	22600	280	11
32	—	22600	213	12
32	—	22600	390	13
32	—	22600	323	14
32	—	22600	281	15
32	—	22600	225	16
25.25	—	25700	201.04	17
25.25	—	25700	240.3	18
25.25	—	25700	244.7	19

付表1.3 結果の比較(RC円形柱)

参考文献	試験体名	最大耐力 (kN)					破壊形式		実験値との比較				本解析値との比較			No.
		実験値 ①	本解析値 ②	修正荒川式 ③	A法 ④	B法 ⑤	せん断:S曲げ:M		①/②	①/③	①/④	①/⑤	②/③	②/④	②/⑤	
							実験	本解析								
45)	C-6.1S-30-0	143.2	140	145.2	106.5	153.2	S	S	1.02	0.99	1.34	0.93	0.96	1.31	0.91	1
	C-6.1S-30-0.15	154.9	150	149.8	106.5	153.2	S	S	1.03	1.03	1.45	1.01	1.00	1.41	0.98	2
	C-6.1S-30-0.3	159.8	160	160.4	104.8	153.2	S	S	1.00	1.00	1.53	1.04	1.00	1.53	1.04	3
	C-9.2S-30-0	210.8	210	156.7	135.2	205.2	S	S	1.00	1.35	1.56	1.03	1.34	1.55	1.02	4
	C-9.2S-30-0.15	218.7	205	169.8	135.2	205.2	S	S	1.07	1.29	1.62	1.07	1.21	1.52	1.00	5
	C-9.2S-30-0.3	209.9	205	182.9	135.2	205.2	S	S	1.02	1.15	1.55	1.02	1.12	1.52	1.00	6
	C-6.1S-20-0	168.7	160	161.8	103.0	187.2	S	S	1.05	1.04	1.64	0.90	0.99	1.55	0.85	7
	C-6.1S-20-0.15	160.8	165	174.5	103.0	187.2	S	S	0.97	0.92	1.56	0.86	0.95	1.60	0.88	8
46)	C-6.1S-20-0.3	163.8	175	187.3	103.0	187.2	S	S	0.94	0.87	1.59	0.88	0.93	1.70	0.93	9
	(PS-1)	330	505	338.3	336.0	329	S	S	(0.65)	(0.98)	(0.98)	(1.00)	(1.49)	(1.50)	(1.53)	-
	PS-2	491	530	374.7	443.0	374	S	S	0.93	1.31	1.11	1.31	1.41	1.20	1.42	10
	PS-3	592	533	404.7	496.0	419	S	M	1.11	1.46	1.19	1.41	1.32	1.07	1.27	11
	PS-5	297	308	296.2	322.0	288	M	M	0.96	1.00	0.92	1.03	1.04	0.96	1.07	12
	PS-6	417	385	345.3	417.0	343	M	M	1.08	1.21	1.00	1.22	1.11	0.92	1.12	13
	PS-7	530	425	386.0	472.0	399	M	M	1.25	1.37	1.12	1.33	1.10	0.90	1.07	14
47)	L-90-10	135.2	140	134.3	94.0	124	S	S	0.97	1.01	1.44	1.09	1.04	1.49	1.13	15
	L-90-05	158.8	150	147.0	127.0	141	S	S	1.06	1.08	1.25	1.13	1.02	1.18	1.06	16
	L-90-05F	219.5	201	188.2	127.0	170	S	S	1.09	1.17	1.73	1.29	1.07	1.58	1.18	17
	L-60-10	203.4	184	176.2	115.0	173	S	S	1.11	1.15	1.77	1.18	1.04	1.60	1.06	18
	L-60-05	210.6	196	188.8	139.0	188	S	S	1.07	1.12	1.52	1.12	1.04	1.41	1.04	19
	L-60-05F	232.2	245	230.1	139.0	230	S	S	0.95	1.01	1.67	1.01	1.06	1.76	1.07	20
48)	NO.1	172	160	152.0	124.0	146	S	M	1.08	1.13	1.39	1.18	1.05	1.29	1.10	21
	NO.2	256	213	193.0	124.0	187	S	M	1.20	1.33	2.06	1.37	1.10	1.72	1.14	22
	NO.4	119	114	114.0	58.0	102	S	S	1.04	1.04	2.05	1.17	1.00	1.97	1.12	23
	NO.5	188	159	154.0	87.0	133	S	M	1.18	1.22	2.16	1.41	1.03	1.83	1.20	24
	NO.6	225	177	195.0	87.0	133	M	M	1.27	1.15	2.59	1.69	0.91	2.03	1.33	25
	NO.7	153	130	127.0	124.0	121	S	M	1.18	1.20	1.23	1.26	1.02	1.05	1.07	26
	NO.8	205	175	168.0	124.0	152	S	M	1.17	1.22	1.65	1.35	1.04	1.41	1.15	27
49)	NO.1	344	348	304.0	203.0	299	M	M	0.99	1.13	1.69	1.15	1.14	1.71	1.16	28
	NO.2	409	368	337.0	286.0	364	M	M	1.11	1.21	1.43	1.12	1.09	1.29	1.01	29
	NO.3	350	278	265.0	286.0	319	M	M	1.26	1.32	1.22	1.10	1.05	0.97	0.87	30
	NO.4	464	393	363.0	329.0	429	M	M	1.18	1.28	1.41	1.08	1.08	1.19	0.92	31
53)	C-6N・S-0.0Fc	104.0	84.0	128.1	92.2	77.5	—	MS	1.24	0.81	1.13	1.34	0.66	0.91	1.08	32
	C-6N・S-0.15Fc	135.3	106	134.2	86.0	110.4	MS	S	1.28	1.01	1.57	1.23	0.79	1.23	0.96	33
	C-6N・S-0.3Fc	146.1	128	146.6	85.3	124.2	M	S	1.14	1.00	1.71	1.18	0.87	1.50	1.03	34
	C-6N・H-0.3Fc	155.9	128	146.6	85.3	124.2	M	M	1.22	1.06	1.83	1.26	0.87	1.50	1.03	35
	C-6H・S-0.3Fc	151.0	148.0	177.7	114.7	197.3	M	M	1.02	0.85	1.32	0.77	0.83	1.29	0.75	36
	C-9.2N・S-0.3Fc	169.7	142	160.4	96.5	150.9	M	MS	1.20	1.06	1.76	1.12	0.89	1.47	0.94	37
	C-9.2N・H-0.3Fc	171.6	142	160.4	96.5	150.9	M	MS	1.21	1.07	1.78	1.14	0.89	1.47	0.94	38
54)	No.1	500.1	422	391.8	477.3	400.5	S	M	1.19	1.28	1.05	1.25	1.08	0.88	1.05	39
	No.2	582.5	582	518.9	560.5	527.6	S	M	1.00	1.12	1.04	1.10	1.12	1.04	1.10	40
	No.3	621.7	632	562.4	570.1	571.1	S	MS	0.98	1.11	1.09	1.09	1.12	1.11	1.11	41
	No.4	515.8	494	525.3	526.7	534	S	M	1.04	0.98	0.98	0.97	0.94	0.94	0.93	42
	No.5	660.0	573.0	573.5	506.4	494.4	S	M	1.15	1.15	1.30	1.33	1.00	1.13	1.16	43
	No.6	723.7	770	642.0	600.7	666.8	S	M	0.94	1.13	1.20	1.09	1.20	1.28	1.15	44
	No.7	753.2	660	643.4	602.3	668.3	S	M	1.14	1.17	1.25	1.13	1.03	1.10	0.99	45
	(No.8)	607	465	462.5	617.3	488.2	M	M	(1.31)	(1.31)	(0.98)	(1.24)	(1.01)	(0.75)	(0.95)	-
55)	No.1	91.7	60	105.0	116.0	78.0	M	M	1.53	0.87	0.79	1.18	0.57	0.52	0.77	46
	No.2	176.0	110.0	146.0	116.0	124.0	M	M	1.60	1.21	1.52	1.42	0.75	0.95	0.89	47
	No.4	146.0	110.0	133.0	96.0	85.0	S	MS	1.33	1.10	1.52	1.72	0.83	1.15	1.29	48
	No.5	154.0	113.0	146.0	128.0	102.0	S	MS	1.36	1.05	1.20	1.51	0.77	0.88	1.11	49
	No.6	289.0	210.0	187.0	128.0	175.0	M	MS	1.38	1.55	2.26	1.65	1.12	1.64	1.20	50
56)	N6-F75-1	496.0	484.0	512.0	337.0	433.0	S	S	1.02	0.97	1.47	1.15	0.95	1.44	1.12	51
	H6-F75-2	564.0	594.0	575.0	546.0	502.0	S	M	0.95	0.98	1.03	1.12	1.03	1.09	1.18	52
	H8-F00	612.0	531.0	488.0	812.0	535.0	M	M	1.15	1.25	0.75	1.14	1.09	0.65	0.99	53
	H8-75	627.0	619.0	642.0	812.0	609.0	M	M	1.01	0.98	0.77	1.03	0.96	0.76	1.02	54
57)	S350-15-2N	436.0	400.0	231.0	201.0	274.0	S	S	1.09	1.89	2.17	1.59	1.73	1.99	1.46	55
	S350-15-2H	484.0	432.0	276.0	354.0	378.0	S	MS	1.12	1.75	1.37	1.28	1.57	1.22	1.14	56
	(S700-15-2N)	1617.0	1460.0	916.0	805.0	1097.0	S	S	(1.11)	(1.77)	(2.01)	(1.47)	(1.59)	(1.81)	(1.33)	-
	(S700-15-2H)	1831.0	1700.0	1099.0	1497.0	1176.0	S	MS	(1.08)	(1.67)	(1.22)	(1.56)	(1.55)	(1.14)	(1.45)	-

付表1.3 結果の比較(RC円形柱) (続き)

参考 文献	試験体名	最大耐力(kN)					破壊形式		実験値との比較				解析値との比較			No.	
		実験値 ①	本解析値 ②	修正荒川式 ③	A法 ④	B法 ⑤	せん断:S曲げ:M		①/②	①/③	①/④	①/⑤	②/③	②/④	②/⑤		
							実験	本解析									
59)	C-N61-S	371	305	235.0	196	326	S	S	1.22	1.58	1.89	1.14	1.30	1.56	0.94	57	
	C-H21-S	330	317	236.0	211	293	S	S	1.04	1.40	1.56	1.13	1.34	1.50	1.08	58	
	C-N46-S	310	297	221.0	192	302	S	S	1.04	1.40	1.61	1.03	1.34	1.55	0.98	59	
	C-H13-S	280	300	221.0	196	273	S	S	0.93	1.27	1.43	1.03	1.36	1.53	1.10	60	
	C-H21-B	230	161	199.0	211	212	M	M	1.43	1.16	1.09	1.08	0.81	0.76	0.76	61	
60)	C-100	171	169	203.0	101	158	S	S	1.01	0.84	1.69	1.08	0.83	1.67	1.07	62	
	C-050	209	200	219.0	148	186	S	M	1.05	0.95	1.41	1.12	0.91	1.35	1.08	63	
	C-033	250	205	232.0	171	213	S	M	1.22	1.08	1.46	1.17	0.88	1.20	0.96	64	
61)	No,2	346.0	286.0	260.5	198.5	351.3	M	M	1.21	1.33	1.74	0.98	1.10	1.44	0.81	65	
	No,3	360.0	301.0	280.6	198.5	426.9	M	M	1.20	1.28	1.81	0.84	1.07	1.52	0.71	66	
	No,5	295.0	298.0	256.1	185.0	293.8	S	S	0.99	1.15	1.59	1.00	1.16	1.61	1.01	67	
	No,6	353.0	317.0	282.3	185.0	369.5	S	MS	1.11	1.25	1.91	0.96	1.12	1.71	0.86	68	
	No,8	470.0	304.0	302.3	185.0	445.1	S	M	1.55	1.55	2.54	1.06	1.01	1.64	0.68	69	
	No,10	391.0	350.0	305.1	199.6	417.2	S	M	1.12	1.28	1.96	0.94	1.15	1.75	0.84	70	
	No,11	441.0	329.0	325.1	199.6	492.8	S	M	1.34	1.36	2.21	0.89	1.01	1.65	0.67	71	
	No,12	362.0	348.0	300.7	205.6	390.8	S	S	1.04	1.20	1.76	0.93	1.16	1.69	0.89	72	
	No,13	433.0	360.0	316.7	205.6	439.1	S	S	1.20	1.37	2.11	0.99	1.14	1.75	0.82	73	
	No,14	348.0	344.0	312.5	203.1	432.7	S	S	1.01	1.11	1.71	0.80	1.10	1.69	0.80	74	
	No,15	338.0	344.0	312.5	203.1	432.7	S	S	0.98	1.08	1.66	0.78	1.10	1.69	0.80	75	
62)	No,16	425.0	335.5	332.6	203.1	508.4	S	S	1.27	1.28	2.09	0.84	1.01	1.65	0.66	76	
	No,17	427.0	358.0	332.6	203.1	508.4	S	M	1.19	1.28	2.10	0.84	1.08	1.76	0.70	77	
	No,2	162.0	150.0	145.0	101.0	105.0	S	S	1.08	1.12	1.60	1.54	1.03	1.49	1.43	78	
	No,3	194.0	160.0	160.0	137.0	168.0	M	MS	1.21	1.21	1.42	1.15	1.00	1.17	0.95	79	
	No,4	211.0	155.0	170.0	160.0	184.0	M	MS	1.36	1.24	1.32	1.15	0.91	0.97	0.84	80	
	No,5	164.0	165.0	161.0	132.0	151.0	S	M	0.99	1.02	1.24	1.09	1.02	1.25	1.09	81	
	No,6	195.0	160.0	178.0	175.0	171.0	M	M	1.22	1.10	1.11	1.14	0.90	0.91	0.94	82	
	No,7	196.0	170.0	196.0	193.0	193.0	M	M	1.15	1.00	1.02	1.02	0.87	0.88	0.88	83	
	No,8	191.0	162.0	174.0	173.0	194.0	M	M	1.18	1.10	1.10	0.98	0.93	0.94	0.84	84	
	No,9	208.0	177.0	194.0	201.0	238.0	M	M	1.18	1.07	1.03	0.87	0.91	0.88	0.74	85	
	No,10	132.0	110.0	132.0	104.0	119.0	S	MS	1.20	1.00	1.27	1.11	0.83	1.06	0.92	86	
63)	No,11	130.0	140.0	146.0	134.0	121.0	S	M	0.93	0.89	0.97	1.07	0.96	1.04	1.16	87	
	No,12	88.0	95.0	96.0	78.0	87.0	M	MS	0.93	0.92	1.13	1.01	0.99	1.22	1.09	88	
	SP-10	126.6	89.5	130.2	90.0	89.0	S	S	1.41	0.97	1.41	1.42	0.69	0.99	1.01	89	
	SP-05	139.9	107	143.3	119.0	106.0	S	MS	1.31	0.98	1.18	1.32	0.75	0.90	1.01	90	
	SP-05F	210.0	153.0	184.6	119.0	171.0	S	S	1.37	1.14	1.76	1.23	0.83	1.29	0.89	91	
	64)	N90-16-N03	216.0	180.0	181.0	173.0	178.0	S	MS	1.20	1.19	1.25	1.21	0.99	1.04	1.01	92
		N90-16-N03F	260.0	225.0	224.0	173.0	229.0	S	S	1.16	1.16	1.50	1.14	1.00	1.30	0.98	93
		N90-16-N05	183.0	170.0	167.0	140.0	159.0	S	S	1.08	1.10	1.31	1.15	1.02	1.21	1.07	94
		N90-16-N05F	221.0	209.0	209.0	140.0	209.0	S	S	1.06	1.06	1.58	1.06	1.00	1.49	1.00	95
		N90-16-H05	231.0	191.0	200.0	202.0	175.0	M	M	1.21	1.16	1.14	1.32	0.96	0.95	1.09	96
		N90-16-H05F	266.0	240.0	242.0	202.0	225.0	S	M	1.11	1.10	1.32	1.18	0.99	1.19	1.07	97
H90-16-H05		270.0	228.0	251.0	245.0	203.0	S	M	1.18	1.08	1.10	1.33	0.91	0.93	1.12	98	
H90-16-H05F	345.0	225.0	293.0	245.0	292.0	S	M	1.53	1.18	1.41	1.18	0.77	0.92	0.77	99		
65)	No,2	196.0	184.0	170.0	127.0	158.0	S	M	1.07	1.15	1.54	1.24	1.08	1.45	1.16	100	
	No,3	194.0	138.0	133.0	-	146.0	S	MS	1.41	1.46	-	1.33	1.04	-	0.95	101	
	No,4	245.0	184.0	174.0	158.0	164.0	S	M	1.33	1.41	1.55	1.49	1.06	1.16	1.12	102	
	No,5	200.0	202.0	172.0	92.3	154.0	S	S	0.99	1.16	2.17	1.30	1.17	2.19	1.31	103	
	No,6	234.0	218.0	185.0	126.0	172.0	S	MS	1.07	1.26	1.86	1.36	1.18	1.73	1.27	104	
	No,7	180.0	163.0	144.0	126.0	148.0	S	MS	1.10	1.25	1.43	1.22	1.13	1.29	1.10	105	
	平均値(全体)								1.14	1.16	1.49	1.15	1.03	1.33	1.02		
	変動係数(全体)								0.13	0.16	0.25	0.17	0.17	0.25	0.16		
	平均値(実験においてせん断破壊)								1.11	1.17	1.55	1.15	1.06	1.40	1.04		
	変動係数(実験においてせん断破壊)								0.13	0.16	0.22	0.17	0.16	0.21	0.16		
	平均値(解析においてせん断破壊)								1.07	1.15	1.63	1.10	1.08	1.54	1.03		
	変動係数(解析においてせん断破壊)								0.10	0.17	0.15	0.16	0.18	0.15	0.16		
	平均値(解析においてせん断破壊及び曲げせん断破壊)								1.11	1.16	1.58	1.15	1.05	1.44	1.03		
	変動係数(解析においてせん断破壊及び曲げせん断破壊)								0.12	0.18	0.18	0.17	0.19	0.19	0.15		

付表1.4 結果の比較(RC矩形柱)

参考文献	試験体名	最大耐力(kN)					破壊形式		実験値との比較				本解析値との比較			No.
		実験値 ①	本解析値 ②	修正荒川式 ③	A法 ④	B法 ⑤	せん断:S曲げ:M		①/②	①/③	①/④	①/⑤	②/③	②/④	②/⑤	
							実験	本解析								
53)	R-6N・H-0.0Fc	106.9	83.0	115.5	83.4	71.2	—	S	1.29	0.93	1.28	1.50	0.72	1.00	1.17	1
	R-6N・H-0.15Fc	122.6	122.0	122.3	77.4	99.5	S	M	1.00	1.00	1.58	1.23	1.00	1.58	1.23	2
	R-6N・H-0.3Fc	139.3	135.0	134.6	76.7	111	S	S	1.03	1.03	1.82	1.25	1.00	1.76	1.22	3
	R-6H・S-0.3Fc	146.1	163.0	165.4	110.8	187.6	M	M	0.90	0.88	1.32	0.78	0.99	1.47	0.87	4
	R-9.2N・H-0.3Fc	160.8	146.0	148.4	93.6	138.7	S	S	1.10	1.08	1.72	1.16	0.98	1.56	1.05	5
63)	R-6.1-30-0	98.1	110.0	117.4	95.0	127.6	S	S	0.89	0.84	1.03	0.77	0.94	1.16	0.86	6
	R-6.1-30-0.15	126.5	125.0	130.5	95.0	127.6	S	S	1.01	0.97	1.33	0.99	0.96	1.32	0.98	7
	R-6.1-30-0.3	149.1	145.0	143.5	95.0	127.6	S	S	1.03	1.04	1.57	1.17	1.01	1.53	1.14	8
64)	S-N69-S	320	315.0	235.0	196.0	332.7	S	S	1.02	1.36	1.63	0.96	1.34	1.61	0.95	9
	S-H24-S	281	317.0	236.0	211.0	339.1	S	S	0.89	1.19	1.33	0.83	1.34	1.50	0.93	10
	S-H14-S	280	293.0	221.0	196.0	305.5	S	S	0.96	1.27	1.43	0.92	1.33	1.49	0.96	11
	S-H24-B	213	161.0	199.0	211.0	241.5	M	M	1.32	1.07	1.01	0.88	0.81	0.76	0.67	12
	R-N77-S	390	357.0	225.0	224.6	372.6	S	S	1.09	1.73	1.74	1.05	1.59	1.59	0.96	13
	R-H27-S	323	369.0	255.0	233.7	380.3	S	S	0.88	1.27	1.38	0.85	1.45	1.58	0.97	14
	R-H16-S	281	341.0	240.0	215.4	342.6	S	S	0.82	1.17	1.30	0.82	1.42	1.58	1.00	15
	R-H27-B	225	155.0	204.0	215.4	264.3	M	M	1.45	1.10	1.04	0.85	0.76	0.72	0.59	16
65)	S-100	205	189.0	203.0	101.0	158	S	S	1.08	1.01	2.03	1.30	0.93	1.87	1.20	17
	S-050	245	209.0	219.0	148.0	186	S	S	1.17	1.12	1.66	1.32	0.95	1.41	1.12	18
	S-033	248	210.0	232.0	171.0	213	S	M	1.18	1.07	1.45	1.16	0.91	1.23	0.99	19
	平均値(全体)								1.06	1.11	1.46	1.04	1.07	1.41	0.99	
	変動係数(全体)								0.15	0.18	0.18	0.20	0.23	0.21	0.17	
	平均値(実験においてせん断破壊)								1.01	1.14	1.53	1.05	1.14	1.52	1.04	
	変動係数(実験においてせん断破壊)								0.10	0.18	0.16	0.17	0.20	0.12	0.11	
	平均値(解析においてせん断破壊)								1.02	1.16	1.52	1.06	1.14	1.50	1.04	
	変動係数(解析においてせん断破壊)								0.12	0.19	0.17	0.20	0.22	0.14	0.10	

付表1.5 円形断面と矩形置換断面の結果の比較

試験体名			実験値 (kN)			耐力比		本解析値 (kN)			耐力比		実験値/解析値		
円形	正方形	長方形	円形 ①	正方形 ②	長方形 ③	①/②	①/③	円形 ④	正方形 ⑤	長方形 ⑥	④/⑤	④/⑥	①/④	②/⑤	③/⑥
C-6.1S-30-0	R-6.1-30-0	—	143.2	98.1	—	1.46	—	140.0	110.0	—	1.27	—	1.02	0.89	—
C-6.1S-30-0.15	R-6.1-30-0.15	—	154.9	126.5	—	1.22	—	150.0	125.0	—	1.20	—	1.03	1.01	—
C-6.1S-30-0.3	R-6.1-30-0.3	—	159.8	149.1	—	1.07	—	160.0	145.0	—	1.10	—	1.00	1.03	—
C-6N・S-0.0Fc	R-6N・H-0.0Fc	—	104.0	106.9	—	0.97	—	84.0	83.0	—	1.01	—	1.24	1.29	—
C-6N・S-0.15Fc	R-6N・H-0.15Fc	—	135.3	122.6	—	1.10	—	106.0	122.0	—	0.87	—	1.28	1.00	—
C-6N・S-0.3Fc	R-6N・H-0.3Fc	—	146.1	139.3	—	1.05	—	128.0	135.0	—	0.95	—	1.14	1.03	—
C-6H・S-0.3Fc	R-6H・S-0.3Fc	—	151.0	146.1	—	1.03	—	128.0	163.0	—	0.79	—	1.18	0.90	—
C-9.2N・H-0.3Fc	R-9.2N・H-0.3Fc	—	171.6	160.8	—	1.07	—	142.0	146.0	—	0.97	—	1.21	1.10	—
C-N61-S	S-N69-S	R-N77-S	371.0	320.0	390.0	1.16	0.95	305.0	315.0	357.0	0.97	0.85	1.22	1.02	1.09
C-H21-S	S-H24-S	R-H27-S	330.0	281.0	323.0	1.17	1.02	317.0	317.0	369.0	1.00	0.86	1.04	0.89	0.88
C-H13-S	S-H14-S	R-H16-S	280.0	280.0	281.0	1.00	1.00	300.0	293.0	341.0	1.02	0.88	0.93	0.96	0.82
C-H21-B	S-H24-S	R-H27-B	230.0	213.0	225.0	1.08	1.02	161.0	161.0	155.0	1.00	1.04	1.43	1.32	1.45
C-100	S-100	—	167.7	201.0	—	0.83	—	169.0	189.0	—	0.89	—	0.99	1.06	—
C-050	S-050	—	205.0	240.3	—	0.85	—	200.0	209.0	—	0.96	—	1.03	1.15	—
C-033	S-033	—	245.2	244.7	—	1.00	—	205.0	210.0	—	0.98	—	1.20	1.17	—
平均						1.07	1.00				1.00	0.91	1.13	1.05	1.06
変動係数						0.14	0.03				0.12	0.08	0.12	0.12	0.23

付表1.6 コンファインド効果を考慮時の最大耐力の比較

試験体	最大耐力 (kN)			コンクリート		破壊形式			実験値/解析値	
	実験値 ①	本解析値 ②	本解析値 コンファインド考慮 ③	シリンダー	コンファインド	せん断:S 曲げ:M			①/②	①/③
						実験	本解析	コンファインド		
No. 2	346.0	286.0	318.0	48.8	58.1	M	S	MS	1.21	1.09
No. 3	360.0	301.0	330.0	48.8	70.7	M	M	M	1.20	1.09
No. 5	295.0	298.0	298.0	39.2	39.2	S	M	M	0.99	0.99
No. 6	353.0	317.0	350.0	40.7	51.6	S	MS	MS	1.11	1.01
No. 8	470.0	304.0	410.0	40.7	64.2	S	M	MS	1.55	1.15
No. 10	391.0	350.0	420.0	49.6	58.7	S	M	MS	1.12	0.93
No. 11	441.0	329.0	455.0	49.6	71.3	S	M	M	1.34	0.97
No. 12	362.0	348.0	348.0	54.9	56.1	S	S	MS	1.04	1.04
No. 13	433.0	360.0	375.0	54.9	64.1	S	S	M	1.20	1.15
No. 14	348.0	344.0	398.0	52.5	61.0	S	S	MS	1.01	0.87
No. 15	338.0	344.0	415.0	52.5	61.0	S	S	MS	0.98	0.81
No. 16	425.0	335.5	426.0	52.5	73.6	S	S	M	1.27	1.00
No. 17	427.0	358.0	457.0	52.5	73.6	S	S	M	1.19	0.93
平均値(全体)									1.17	1.00
変動係数(全体)									0.13	0.10

付録2 袖壁付きRC柱の試験体諸元および解析結果について

付表 2.1 および付表 2.2 に本論で用いた均等袖壁および不均等壁・片袖壁の試験体諸元を示す。付表 2.3、付表 2.4 は、均等袖壁および不均等壁・片袖壁の本解析結果、耐震診断式、構造技術式の計算結果をそれぞれ示す。

付表 2.1～2.4 に用いた記号は以下の通りである。

D	:	柱のせい	mm
b	:	柱の幅	mm
M/Qd	:	せん断スパン比	
d	:	袖壁を含む全せい	mm
N	:	軸力	kN
ϕ	:	丸鋼の公称径	mm
D	:	異形鉄筋の公称径	mm
σ_y	:	主筋、せん断補強筋の降伏強度	N/mm^2
σ_c	:	コンクリートの圧縮強度	N/mm^2
P_w	:	柱のせん断補強筋比×100%	%
P_{sh}	:	袖壁のせん断補強筋比×100%	%
E_c	:	コンクリートのヤング率	N/mm^2
E_s	:	鉄筋のヤング率	N/mm^2
S	:	せん断破壊	
M	:	曲げ破壊	
MS	:	曲げせん断破壊	

付表2.1 既往実験の試験体諸元(均等袖壁)

文献 番号	試験体名	M/Qd	N kN	柱										
				b×D mm×mm	主筋				帯筋					
					本数	径	σ_y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²	径	間隔	Pw ^{*1} %	Pw ^{*2} %	σ_y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²
17)	025-100-S	1.00	107.6	200×200	6	D13	382.0	178.0	φ5	@ 100	0.20	0.26	454.0	202.0
	025-050-S	1.50	107.6	200×200	6	D13	382.0	178.0	φ5	@ 100	0.20	0.26	454.0	202.0
	040-100-S	1.00	107.6	200×200	6	D13	382.0	178.0	φ5	@ 100	0.20	0.26	454.0	202.0
	025-150-S	0.75	107.6	200×200	6	D13	382.0	178.0	φ5	@ 100	0.20	0.26	454.0	202.0
	025-150-WS	0.75	107.6	200×200	6	D13	382.0	178.0	φ5	@ 100	0.20	0.34	454.0	202.0
	025-150-CS	0.75	107.6	200×200	6	D13	382.0	178.0	φ7	@ 100	0.39	0.45	341.0	205.0
18)	09C10CW-CL	0.42	169.5	240×240	10	D10	369.9	210.0	φ4	@ 100	0.10	0.16	476.5	210.0
	11C04CW-CL	0.42	169.5	240×240	10	D10	369.9	210.0	φ4	@ 40	0.26	0.33	476.5	210.0
19)	RC-(R1D+L1D)-C-SS	0.75	360	300×300	12	D16	348.0	184.0	D6	@ 100	0.21	0.26	349.0	181.0
	RC-(R1D+L1D)-C-FS	0.75	360	300×300	12	D16	348.0	184.0	D10	@ 70	0.68	0.73	366.0	182.0
	RC-(R1D+L1D)-C-FF	0.75	360	300×300	12	D16	348.0	184.0	D10	@ 70	0.68	0.88	366.0	182.0
	RC-(R1D+L1D)-C-SF	0.75	360	300×300	12	D16	348.0	184.0	D6	@ 100	0.21	0.42	349.0	181.0
20)	SW	0.58	800	400×400	16	D16	365.2	186.4	D6	@ 50	0.32	0.40	405.0	177.1
	SWS	0.58	800	400×400	16	D16	365.2	186.4	D6	@ 50	0.32	0.40	405.0	177.1
	SWW	0.58	800	400×400	16	D16	365.2	186.4	4D6	@ 50	0.64	0.80	405.0	177.1
21)	No. 2-1	0.38	360	300×300	12	D16	707.0	192.0	D6	@ 100	0.21	0.43	333.0	177.0
	No. 2-2	0.38	360	300×300	12	D16	707.0	192.0	D10	@ 70	0.68	0.89	355.0	185.0
	No. 2-3	0.38	360	300×300	12	D16	707.0	192.0	D10	@ 70	0.68	0.89	355.0	185.0
	No. 2-4	0.38	360	300×300	12	D16	707.0	192.0	D6	@ 100	0.21	0.32	333.0	177.0
	No. 2-5	0.38	360	300×300	12	D16	707.0	192.0	D6	@ 100	0.21	0.43	333.0	177.0
	No. 2-6	0.38	360	300×300	12	D16	707.0	192.0	D10	@ 70	0.68	0.89	355.0	185.0
22)	SW40	0.83	1200	400×400	16	D16	399.0	205.0	D6	@ 50	0.32	0.40	344.0	205.0
	SW40(S)	0.50	1200	400×400	16	D16	399.0	205.0	D6	@ 50	0.32	0.40	344.0	205.0
	SW40H	0.83	1200	400×400	16	D16	399.0	205.0	D6	@ 50	0.32	0.40	930.0	205.0
	SWW40	0.83	1200	400×400	16	D16	399.0	205.0	D6	@ 50	0.64	0.80	344.0	205.0
23)	WRC-(R2D+L2D)- 42/127-1/6Fc-SS	0.30	360	300×300	12	D16	729.0	192.0	D6	@ 50	0.42	0.64	337.0	174.0
	WRC-(R2D+L2D)- 42/127-2/5Fc-SS	0.30	860	300×300	12	D16	729.0	192.0	D6	@ 50	0.42	0.64	337.0	174.0
	WRC-(R2D+L2D)- 42/32-1/6Fc-SS	0.30	360	300×300	12	D16	729.0	192.0	D6	@ 50	0.42	0.48	337.0	174.0
24)	SWF1	2.00	800	400×400	12	D16	351.0	184.0	D6	@ 40	0.40	0.51	349.0	170.0
25)	SW-CH-WH-JI	0.52	235	280×400	8	D13	391.0	190.0	D6	@ 40	0.57	0.86	352.0	185.0
					4	D10								
26)	S-LH	0.42	346	400×400	16	D19	393.0	195.0	D10	@ 100	0.36	0.52	375.0	191.0
	S-HL	0.42	346	400×400	16	D19	393.0	195.0	4D10	@ 100	0.71	0.79	375.0	191.0
27)	SW(M)	1.17	800	400×400	16	D16	365.2	186.4	D6	@ 50	0.32	0.40	405.0	177.1
	SWW(M)	1.17	800	400×400	16	D16	365.2	186.4	D6	@ 50	0.64	0.80	405.0	177.1
28)	SWB40	0.83	1200	300×400	12	D16	362.0	205.0	D6	@ 66	0.32	0.48	320.0	205.0
	SWBW40	1.00	1200	300×400	12	D16	362.0	205.0	D6	@ 50	0.64	0.96	320.0	205.0
	SWB40C	0.83	1200	300×400	12	D16	362.0	205.0	D6	@ 50	0.64	0.80	320.0	205.0
	SWB40W	0.83	1200	300×400	12	D16	362.0	205.0	D6	@ 66	0.32	0.65	320.0	205.0

*1 通し筋を考慮しない場合の柱の補強筋比

*2 通し筋を考慮する場合の柱の補強筋比（耐震診断式、構造技術式に用いる）

*3 s : シングル d : ダブル

壁										コンクリート	実験値		No.		
長さ	厚さ	横筋			縦筋(内側)		縦筋(端部)	σ_y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²	σ_c N/mm ²	正加力 kN	負加力 kN			
L mm	t mm	径	間隔	配置*3	Psh %	径	間隔							配置*3	径, 本数
200	50	φ 4	@ 100	s	0.26	φ 4	@ 100	s	——	352.0	201.0	26.5	92.1	99.7	1
100	50	φ 4	@ 100	s	0.26	φ 4	@ 100	s	——	352.0	201.0	26.8	67.4	66.2	2
200	80	φ 4	@ 100	s	0.16	φ 4	@ 100	s	——	352.0	201.0	27.3	133.5	131.3	3
300	50	φ 4	@ 100	s	0.26	φ 4	@ 100	s	——	352.0	201.0	27.8	123.0	135.7	4
300	50	φ 6	@ 100	s	0.56	φ 4	@ 100	s	——	455.0	203.0	27.9	139.7	143.1	5
300	50	φ 4	@ 100	s	0.26	φ 4	@ 100	s	——	352.0	201.0	27.5	147.5	140.6	6
480	50	φ 4	@ 100	s	0.26	φ 4	@ 100	s	——	476.5	210.0	27.0	273.6	266.7	7
480	50	φ 4	@ 100	s	0.26	φ 4	@ 100	s	——	476.5	210.0	27.0	261.8	265.8	8
300	50	D6	@ 200	s	0.32	D6	@ 110	s	D10, 2	349.0	181.0	36.0	383.0	389.0	9
300	50	D6	@ 200	s	0.32	D6	@ 110	s	D10, 2	349.0	181.0	36.0	434.0	425.0	10
300	50	D6	@ 50	s	1.28	D6	@ 110	s	D10, 2	349.0	181.0	36.0	518.0	504.0	11
300	50	D6	@ 50	s	1.28	D6	@ 110	s	D10, 2	349.0	181.0	36.0	501.0	505.0	12
400	100	D6	@ 200	d	0.32	D6	@ 200	d	D10, 4	405.0	177.1	27.8	652.0	652.0	13
400	100	D6	@ 100	s	0.32	D6	@ 100	s	D10, 2	405.0	177.1	24.6	637.0	636.0	14
400	100	D6	@ 100	d	0.64	D6	@ 100	d	D10, 4	405.0	177.1	25.1	748.0	748.0	15
300	50	D6	@ 50	s	1.28	D6	@ 110	s	D10, 2	333.0	177.0	28.0	433.0	466.0	16
300	50	D6	@ 50	s	1.28	D6	@ 110	s	D10, 2	333.0	177.0	28.0	480.0	504.0	17
300	75	D6	@ 100	d	0.85	D6	@ 110	d	D10, 4	333.0	177.0	32.0	590.0	546.0	18
300	100	D6	@ 200	d	0.32	D6	@ 110	d	D10, 4	333.0	177.0	32.0	541.0	544.0	19
300	100	D6	@ 100	d	0.64	D6	@ 110	d	D10, 4	333.0	177.0	32.4	627.0	649.0	20
300	100	D6	@ 100	d	0.64	D6	@ 110	d	D10, 4	333.0	177.0	32.4	659.0	641.0	21
400	100	D6	@ 200	d	0.32	D6	@ 200	d	D10, 4	344.0	205.0	39.0	703.0	775.0	22
400	100	D6	@ 200	d	0.32	D6	@ 200	d	D10, 4	344.0	205.0	39.0	789.0	852.0	23
400	100	D6	@ 200	d	0.32	D6	@ 200	d	D10, 4	930.0	205.0	37.0	807.0	924.0	24
400	100	D6	@ 100	d	0.64	D6	@ 100	d	D10, 4	344.0	205.0	37.0	789.0	909.0	25
600	50	D6	@ 50	s	1.27	D6	@ 160	s	D10, 2	337.0	174.0	26.5	758.5	736.5	26
600	50	D6	@ 50	s	1.27	D6	@ 160	s	D10, 2	337.0	174.0	26.5	845.0	850.0	27
600	50	D6	@ 200	s	0.32	D6	@ 160	s	D10, 2	337.0	174.0	29.7	688.0	743.0	28
400	100	D6	@ 150	d	0.43	D6	@ 150	d	D13, 4	342.0	184.0	26.9	293.0	323.0	29
280	120	D6	@ 80	d	0.67	D10	@ 70	d	——	396.0	188.0	23.7	624.0	644.0	30
400	100	D6	@ 100	d	0.64	D6	@ 100	d	D10, 2	375.0	191.0	34.3	993.6	960.8	31
400	100	D6	@ 200	d	0.32	D6	@ 100	d	D10, 2	375.0	191.0	34.4	943.6	902.1	32
400	100	D6	@ 200	d	0.32	D6	@ 200	d	D10, 4	405.0	177.1	25.0	459.0	502.0	33
400	100	D6	@ 100	d	0.64	D6	@ 100	d	D10, 4	405.0	177.1	27.0	487.0	532.0	34
400	150	D6	@ 133	d	0.32	D6	@ 133	d	D16, 4	320.0	205.0	46.3	997.0	1050.0	35
400	150	D6	@ 66	d	0.64	D6	@ 66	d	D16, 4	320.0	205.0	46.7	959.0	1175.0	36
400	150	D6	@ 133	d	0.32	D6	@ 133	d	D16, 4	320.0	205.0	46.1	929.0	1137.0	37
400	150	D6	@ 66	d	0.64	D6	@ 66	d	D16, 4	320.0	205.0	47.3	978.0	1216.0	38

付表2.2 既往実験の試験体諸元(不均等壁・片袖壁)

文献 番号	試験体名	M/Qd	N kN	幅×せい mm×mm	柱									
					主筋				帯筋					
					本数	径	σ_y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²	径	間隔	Pw*1 %	Pw*2 %	σ_y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²
27)	SWT-L	0.83	800	400×400	16	D16	372.0	188.6	D6	@ 50	0.32	—	340.0	173.1
	SWT-LW	0.83	800	400×400	16	D16	372.0	188.6	D6	@ 50	0.32	—	340.0	173.1
	SWT-SC	1.25	800	400×400	16	D16	372.0	188.6	D6	@ 50	0.32	—	340.0	173.1
28)	SWBA40	0.83	1200	300×400	12	D16	362.0	205.0	D6	@ 66	0.32	0.48	320.0	205.0
	SWBT-L40	0.83	1200	300×400	12	D16	362.0	205.0	D6	@ 66	0.32	—	320.0	205.0
29)	CW104	1.25	259	200×200	4	D13	327.0	205.0	φ6	@ 30	0.93	—	276.0	205.0
	CW110	1.25	402	200×200	4	D13	327.0	205.0	φ6	@ 30	0.93	—	276.0	205.0
30)	RCSW-1	0.66	300	250×250	4	D10	373.0	205.0	D6	@ 100	0.26	—	322.0	205.0
	RCSW-2	0.66	300	250×250	4	D10	373.0	205.0	D6	@ 100	0.26	—	322.0	205.0
31)	RCSW-3	0.66	294	250×250	4	D13	383.0	205.0	D6	@ 100	0.26	—	353.0	205.0
	CSW-H	0.66	294	250×250	4	D13	383.0	205.0	D6	@ 100	0.26	—	353.0	205.0
32)	RCSW-4	0.66	294	250×250	4	D13	345.0	205.0	D6	@ 100	0.26	—	295.0	205.0
	RCSW-5	0.66	294	250×250	4	D13	345.0	205.0	D6	@ 100	0.26	—	295.0	205.0
33)	SWT-L40	0.83	1200	400×400	16	D16	399.0	205.0	D6	@ 50	0.32	—	344.0	205.0
	SWT-L40H	0.83	1200	400×400	16	D16	399.0	205.0	D6	@ 50	0.32	—	930.0	205.0
34)	WRC-(R3D+L1D)- 42/127-1/6Fc-SS	0.30	360	300×300	12	D16	729.0	192.0	D6	@ 50	0.42	0.64	337.0	174.0
	WRC-(R4D+L0D)- 42/127-1/6Fc-SS	0.30	360	300×300	12	D16	729.0	192.0	D6	@ 50	0.42	0.64	337.0	174.0
35)	A'	0.46	400	300×300	12	D16	371.0	172.0	D4	@ 35	0.27	—	423.0	161.0
	A	0.57	400	300×300	12	D16	371.0	172.0	D4	@ 35	0.27	—	423.0	161.0
36)	NM2	1.30	540	300×300	12	D16	389.0	180.0	D4	@ 35	0.27	—	411.0	173.0
	NM3	1.48	540	300×300	12	D16	389.0	180.0	D4	@ 35	0.27	—	411.0	173.0
	NM5	1.84	400	300×300	12	D16	387.0	180.0	D4	@ 35	0.27	—	351.0	192.0
	NS3	2.52	540	300×300	12	D16	389.0	180.0	D4	@ 35	0.27	—	411.0	173.0
	NL2	1.30	240	200×200	8	D13	367.0	183.0	D4	@ 35	0.40	0.80	411.0	173.0
37)	RC-N-EW	1.50	360	300×300	12	D13	367.0	190.0	D6	@ 50	0.42	—	394.0	192.0
	RC-○NC-EW	1.50	360	300×300	12	D13	367.0	190.0	D6	@ 50	0.42	—	394.0	192.0
	RC-○NC250-EW	1.50	360	300×300	12	D13	367.0	190.0	D6	@ 50	0.42	—	394.0	192.0
	RC-○HC250-EW	1.50	360	300×300	12	D13	367.0	190.0	D6	@ 50	0.42	—	394.0	192.0
38)	No. 1	0.88	1000	400×400	10	D19	361.0	179.0	4D10	@ 100	0.71	—	277.0	188.0
	No. 2	0.88	1000	400×400	10	D19	361.0	179.0	4D10	@ 100	0.71	—	277.0	188.0

*1 通し筋を考慮しない場合の柱の補強筋比

*2 通し筋を考慮する場合の柱の補強筋比（耐震診断式、構造技術式に用いる）

*3 s：シングル d：ダブル

壁												コンクリート		実験値		No.
長さ		厚さ	横筋			縦筋(内側)		縦筋(端部)	σ y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²	σ c N/mm ²					
左 mm	右 mm	t mm	径	間隔	配置*3 Psh %	径	間隔	配置*3				径, 本数				
800	—	100	D6 @ 200	d	0.32	D6 @ 200	d		D10, 8	340.0	173.1	33.0	492.0	768.0	1	
800	—	100	D6 @ 100	d	0.32	D6 @ 100	d		D10, 8	340.0	173.1	33.0	555.0	875.0	2	
400	—	100	D6 @ 200	d	0.32	D6 @ 200	d		D10, 6	340.0	173.1	32.0	441.0	576.0	3	
600	200	150	D6 @ 133	d	0.32	D6 @ 133	d		D16, 4	320.0	205.0	43.2	909.0	1010.0	4	
800	—	150	D6 @ 133	d	0.32	D6 @ 133	d		D16, 6	320.0	205.0	41.5	923.0	1040.0	5	
200	—	40	φ 6 @ 60	s	1.17	φ 6 @ 60	s		D13, 1	276.0	205.0	27.0	88.0	105.0	6	
200	—	100	φ 6 @ 60	s	0.47	φ 6 @ 60	s		D13, 1	276.0	205.0	33.5	165.0	169.0	7	
—	500	75	D6 @ 100	d, 差し筋	1.80	D6 @ 100	d		D10, 1	322.0	205.0	26.0	249.0	264.0	8	
—	500	75	D6 @ 100	d	0.85	D6 @ 100	d		D10, 1	322.0	205.0	26.0	303.0	318.0	9	
—	500	75	D6 @ 100	d, 差し筋	1.53	D6 @ 100	d		D10, 1	353.0	205.0	21.7	223.0	253.0	10	
—	500	75	D6 @ 100	d	0.85	D6 @ 100	d		D10, 1	353.0	205.0	21.7	233.0	243.0	11	
—	500	75	D6 @ 100	d, 差し筋	1.53	D6 @ 100	d		D10, 1	295.0	205.0	26.4	271.0	291.0	12	
—	500	75	D6 @ 100	d	0.85	D6 @ 100	d		D10, 1	295.0	205.0	26.4	214.0	207.0	13	
800	—	100	D6 @ 200	d	0.32	D6 @ 200	d		D10, 8	344.0	205.0	36.0	675.0	723.0	14	
800	—	100	D6 @ 200	d	0.32	D6 @ 200	d		D10, 8	930.0	205.0	36.0	631.0	855.0	15	
900	300	50	D6 @ 50	s	1.27	D6 @ 160	s		D10, 2	337.0	179.0	28.2	750.0	775.0	16	
1200	—	50	D6 @ 50	s	1.27	D6 @ 160	s		D10, 2	337.0	179.0	28.2	763.0	781.0	17	
—	1100	94	D4 @ 35	d	0.85	D4 @ 100	d		D10, 8	423.0	161.0	33.3	928.0	—	18	
—	1100	94	D4 @ 35	d	0.85	D4 @ 100	d		D10, 8	423.0	161.0	33.3	—	965.0		
—	1680	140	D4 @ 35	d	0.57	D4 @ 100	d		D10, 8	411.0	173.0	36.9	288.0	1014.0	19	
—	1440	120	D4 @ 35	d	0.67	D4 @ 100	d		D10, 8	411.0	173.0	37.4	263.0	852.0	20	
—	1100	94	D4 @ 35	d	0.85	D4 @ 100	d		D10, 8	351.0	192.0	33.8	311.0	513.0	21	
—	720	120	D4 @ 35	d	0.67	D4 @ 100	d		D10, 8	411.0	173.0	39.1	172.0	439.0	22	
—	1800	100	D4 @ 35	d	0.80	D4 @ 100	d		D10, 8	411.0	173.0	36.8	230.0	530.0	23	
—	300	100	D6 @ 50	d	1.27	8 - D10	d	—	—	352.0	184.0	52.2	221.0	340.0	24	
—	300	100	D6 @ 50	d	1.27	8 - D10	d	—	—	352.0	184.0	43.7	206.0	337.0	25	
—	300	100	D6 @ 50	d	1.27	8 - D10	d	—	—	352.0	184.0	43.8	208.0	336.0	26	
—	300	100	D6 @ 50	d	1.27	8 - D10	d	—	—	352.0	184.0	54.9	228.0	356.0	27	
—	500	80	D6 @ 130	s	0.31	D6 @ 130	s	—	—	324.0	187.0	31.5	535.0	558.0	28	
—	500	80	φ 2.6 @ 40	d	0.33	φ 2.6 @ 40	d	—	—	714.0	205.0	29.6	518.0	473.0	29	

付表2.3 結果の比較(均等袖壁)

文 献 番 号	試験体名	実験値				本解析値				耐震診断	構造技術	実験値	実験値	
		破壊形式		正加力	負加力	破壊形式		kN	kN			kN	本解析値	本解析値
		柱	壁	①	①'	柱	壁	②	③			④	①/②	①' /②
17)	025-100-S	M		92.1	99.7	—	S	83.5	116.7	100.9	1.10	1.19		
	025-050-S	M		67.4	66.2	M	S	61.7	92.3	80.3	1.09	1.07		
	040-100-S	M		133.5	131.3	S	M	125.5	125.6	114.4	1.06	1.05		
	025-150-S	M	S	123.0	135.7	—	S	113.0	147.2	126.9	1.09	1.20		
	025-150-WS	M	S	139.7	143.1	M		128.7	164.1	155.6	1.09	1.11		
	025-150-CS	M	S	147.5	140.6	—	S	122.0	155.7	131.4	1.21	1.15		
18)	09C10CW-CL	S		273.6	266.7	S		240.0	218.5	180.7	1.14	1.11		
	11C04CW-CL	S		261.8	265.8	S		220.0	247.0	192.4	1.19	1.21		
19)	RC-(R1D+L1D)-C-SS	S		383.0	389.0	—	S	340.0	342.4	349.4	1.13	1.14		
	RC-(R1D+L1D)-C-FS	S		434.0	425.0	—	S	440.0	403.1	390.9	0.99	0.97		
	RC-(R1D+L1D)-C-FF	M		518.0	504.0	M		465.0	431.6	424.5	1.11	1.08		
	RC-(R1D+L1D)-C-SF	S	M	501.0	505.0	—	S	465.0	384.1	383.0	1.08	1.09		
20)	SW	S		652.0	652.0	S		610.0	642.9	643.0	1.07	1.07		
	SWS	S		637.0	636.0	M	S	580.0	621.1	585.4	1.10	1.10		
	SWW	S		748.0	748.0	—	M	700.0	728.4	708.2	1.07	1.07		
21)	No. 2-1	S		433.0	466.0	S		395.0	351.2	378.2	1.10	1.18		
	No. 2-2	S		480.0	504.0	—	S	425.0	397.7	416.3	1.13	1.19		
	No. 2-3	S		590.0	546.0	S		552.0	429.6	507.6	1.07	0.99		
	No. 2-4	S		541.0	544.0	S		511.0	369.6	493.4	1.06	1.06		
	No. 2-5	S		627.0	649.0	S		619.0	398.8	523.4	1.01	1.05		
	No. 2-6	S		659.0	641.0	—	S	630.0	448.5	553.8	1.05	1.02		
22)	SW40	M	S	703.0	775.0	S		650.0	656.0	632.2	1.08	1.19		
	SW40 (S)	S		789.0	852.0	—	S	780.0	739.6	751.5	1.01	1.09		
	SW40H	M	S	807.0	924.0	—	M	790.0	794.3	744.5	1.02	1.17		
	SWW40	M		789.0	909.0	—	M	723.0	741.1	700.4	1.09	1.26		
23)	WRC-(R2D+L2D)-42/127-1/6Fc-SS	S		758.5	736.5	S		665.0	444.9	491.6	1.14	1.11		
	WRC-(R2D+L2D)-42/127-2/5Fc-SS	S		845	850	S		765.0	494.9	518.4	1.10	1.11		
	WRC-(R2D+L2D)-42/32-1/6Fc-SS	S		688	743	S		680.0	413.8	431.5	1.01	1.09		
24)	SWF1	M		293.0	323.0	M		280.0	498.2	459.6	1.05	1.15		
25)	SW-CH-WH-JI	—	S	624.0	644.0	S		670.0	406.8	515.4	0.93	0.96		
26)	S-LH	S		993.6	960.8	S		925.0	671.2	775.1	1.07	1.04		
	S-HL	S		943.6	902.1	S		1010.0	728.1	732.4	0.93	0.89		
27)	SW (M)	M		459.0	502.0	S	M	430.0	499.1	477.7	1.07	1.17		
	SWW (M)	M		487.0	532.0	M		455.0	610.9	572.6	1.07	1.17		
28)	SWB40	S		997.0	1050.0	S		720.0	613.5	783.0	1.38	1.46		
	SWBW40	M		959.0	1175.0	M		791.1	658.9	790.6	1.21	1.49		
	SWB40C	M	S	929.0	1137.0	S		752.0	660.1	803.2	1.24	1.51		
	SWB40W	S		978.0	1216.0	M	S	919.0	666.8	857.3	1.06	1.32		
平均値(全試験体38体)											1.09	1.14		
変動係数(全試験体38体)											0.07	0.11		

実験値 耐震診断	実験値 耐震診断	実験値 構造技術	実験値 構造技術	本解析値 耐震診断	本解析値 構造技術	構造技術 耐震診断	No.
①/③	①' /③	①/④	①' /④	②/③	②/④	④/③	
0.79	0.85	0.91	0.99	0.72	1.21	0.86	1
0.73	0.72	0.84	0.82	0.67	1.30	0.87	2
1.06	1.05	1.17	1.15	1.00	0.91	0.91	3
0.84	0.92	0.97	1.07	0.77	1.12	0.86	4
0.85	0.87	0.90	0.92	0.78	1.21	0.95	5
0.95	0.90	1.12	1.07	0.78	1.08	0.84	6
1.25	1.22	1.51	1.48	1.10	0.75	0.83	7
1.06	1.08	1.36	1.38	0.89	0.87	0.78	8
1.12	1.14	1.10	1.11	0.99	1.03	1.02	9
1.08	1.05	1.11	1.09	1.09	0.89	0.97	10
1.20	1.17	1.22	1.19	1.08	0.91	0.98	11
1.30	1.31	1.31	1.32	1.21	0.82	1.00	12
1.01	1.01	1.01	1.01	0.95	1.05	1.00	13
1.03	1.02	1.09	1.09	0.93	1.01	0.94	14
1.03	1.03	1.06	1.06	0.96	1.01	0.97	15
1.23	1.33	1.14	1.23	1.12	0.96	1.08	16
1.21	1.27	1.15	1.21	1.07	0.98	1.05	17
1.37	1.27	1.16	1.08	1.28	0.92	1.18	18
1.46	1.47	1.10	1.10	1.38	0.97	1.33	19
1.57	1.63	1.20	1.24	1.55	0.85	1.31	20
1.47	1.43	1.19	1.16	1.40	0.88	1.23	21
1.07	1.18	1.11	1.23	0.99	0.97	0.96	22
1.07	1.15	1.05	1.13	1.05	0.96	1.02	23
1.02	1.16	1.08	1.24	0.99	0.94	0.94	24
1.06	1.23	1.13	1.30	0.98	0.97	0.95	25
1.70	1.66	1.54	1.50	1.49	1.35	1.10	26
1.71	1.72	1.63	1.64	1.55	1.48	1.05	27
1.66	1.80	1.59	1.72	1.64	1.58	1.04	28
0.59	0.65	0.64	0.70	0.56	1.64	0.92	29
1.53	1.58	1.21	1.25	1.65	0.77	1.27	30
1.48	1.43	1.28	1.24	1.38	0.84	1.15	31
1.30	1.24	1.29	1.23	1.39	0.73	1.01	32
0.92	1.01	0.96	1.05	0.86	1.11	0.96	33
0.80	0.87	0.85	0.93	0.74	1.26	0.94	34
1.63	1.71	1.27	1.34	1.17	1.09	1.28	35
1.46	1.78	1.21	1.49	1.20	1.00	1.20	36
1.41	1.72	1.16	1.42	1.14	1.07	1.22	37
1.47	1.82	1.14	1.42	1.38	0.93	1.29	38
1.20	1.25	1.15	1.20	1.10	1.04	1.03	
0.24	0.25	0.18	0.17	0.25	0.20	0.14	

付表2.4 結果の比較(不均等・片袖壁)

文献 番号	試験体名	加力 方向	実験値			本解析値			耐震診断	構造技術	実験値	実験値	実験値
			破壊形式		kN	破壊形式		kN			本解析値	耐震診断	技術式
			柱	壁	①	柱	壁	②	③	④	①/②	①/③	①/④
27)	SWT-L	+	—	M	492	—	S	415.0	343.0	515.4	1.19	1.43	0.95
		—	—	S	768	—	S	745.0	829.8		1.03	0.93	1.49
	SWT-LW	+	—	M	555	—	M	480.0	390.1	588.6	1.16	1.42	0.94
		—	M	S	875	—	S	860.0	889.5		1.02	0.98	1.49
	SWT-SC	+	—	M	441	S	M	430.0	340.1	402.0	1.03	1.30	1.10
		—	M	S	576	—	S	533.2	558.2		1.08	1.03	1.43
28)	SWBA40	+	—	S	909	—	S	650.0	459.5	759.3	1.40	1.98	1.20
		—	—	S	1010	—	S	810.0	754.3		1.25	1.34	1.33
	SWBT-L40	+	—	M	923	—	S	585.0	326.9	746.3	1.58	2.82	1.24
		—	—	S	1040	—	S	790.0	803.2		1.32	1.29	1.39
29)	CW104	+	—	M	88	—	M	78.3	98.3	123.0	1.12	0.90	0.72
		—	—	M	105	—	S	98.3	161.4		1.07	0.65	0.85
	CW110	+	—	M	165	S	M	135.0	117.1	155.0	1.22	1.41	1.06
		—	—	M	169	M	S	165.0	201.1		1.02	0.84	1.09
30)	RCSW-1	+	—	S	249	—	S	265.0	103.7	253.6	0.94	2.40	0.98
		—	—	S	264	—	S	230.0	214.4		1.15	1.23	1.04
	RCSW-2	+	—	S	303	—	S	270.0	103.7	253.6	1.12	2.92	1.19
		—	—	S	318	—	S	310.0	214.4		1.03	1.48	1.25
31)	RCSW-3	+	—	S	223	—	S	230.0	104.7	242.7	0.97	2.13	0.92
		—	—	S	253	—	S	215.0	219.6		1.18	1.15	1.04
	CSW-H	+	—	S	233	—	S	215.0	104.7	242.7	1.08	2.23	0.96
		—	—	S	243	—	S	225.0	219.6		1.08	1.11	1.00
	RCSW-4	+	—	S	271	—	S	333.0	109.3	256.3	0.81	2.48	1.06
		—	—	S	291	—	S	298.0	226.7		0.98	1.28	1.14
	RCSW-5	+	—	S	214	—	S	200.0	109.3	256.3	1.07	1.96	0.83
		—	—	S	207	—	S	250.0	226.7		0.83	0.91	0.81
33)	SWT-L40	+	—	S	675	—	M	510.0	392.5	571.6	1.32	1.72	1.18
		—	—	S	723	—	S	710.0	836.4		1.02	0.86	1.26
	SWT-L40H	+	—	S	631	—	M	640.0	466.1	686.2	0.99	1.35	0.92
		—	—	S	855	—	S	920.0	1021.8		0.93	0.84	1.25
34)	WRC-(R3D+L1D)- 42/127-1/6Fc-SS	+	—	S	750	—	S	720.0	373.7	502.4	1.04	2.01	1.49
		—	—	S	775	—	S	770.0	525.4		1.01	1.48	1.54
	WRC-(R4D+L0D)- 42/127-1/6Fc-SS	+	—	S	763	—	S	420.0	207.3	502.4	1.82	3.68	1.52
		—	—	S	781	—	S	570.0	595.8		1.37	1.31	1.55
35)	A' (+)、A (-)	+	—	S	928	—	S	850.0	196.0	559.5	1.09	4.73	1.66
		—	—	S	965	—	S	970.0	1097.0		0.99	0.88	1.72
36)	NM2	+	—	M	288	—	M	376.0	215.5	616.7	0.77	1.34	0.47
		—	—	M	1014	—	M	1085.0	811.3		0.93	1.25	1.64
	NM3	+	—	M	263	—	M	325.0	215.6	519.3	0.81	1.22	0.51
		—	—	M	852	—	M	805.0	692.3		1.06	1.23	1.64
	NM5	+	—	M	311	—	M	380.0	190.4	362.5	0.82	1.63	0.86
		—	—	M	513	—	M	440.0	498.6		1.17	1.03	1.42
	NS3	+	—	M	172	—	M	190.0	218.6	357.4	0.91	0.79	0.48
		—	—	M	439	—	M	420.0	481.4		1.05	0.91	1.23
	NL2	+	—	M	230	—	M	310.0	113.7	469.1	0.74	2.02	0.49
		—	—	M	530	—	M	455.0	682.1		1.16	0.78	1.13

解析値 耐震診断	解析値 技術式	技術式 耐震診断	No.
②/③	②/④	④/③	
1.43	0.81	1.50	1
0.93	1.45	0.62	
1.42	0.82	1.51	2
0.98	1.46	0.66	
1.30	1.07	1.18	3
1.03	1.33	0.72	
1.41	0.86	1.65	4
1.34	1.07	1.01	
2.82	0.78	2.28	5
1.29	1.06	0.93	
0.90	0.64	1.25	6
0.65	0.80	0.76	
1.41	0.87	1.32	7
0.84	1.06	0.77	
2.40	1.04	2.45	8
1.23	0.91	1.18	
2.92	1.06	2.45	9
1.48	1.22	1.18	
2.13	0.95	2.32	10
1.15	0.89	1.11	
2.23	0.89	2.32	11
1.11	0.93	1.11	
2.48	1.30	2.34	12
1.28	1.16	1.13	
1.96	0.78	2.34	13
0.91	0.98	1.13	
1.30	0.89	1.46	14
0.86	1.24	0.68	
1.35	0.93	1.47	15
0.84	1.34	0.67	
2.01	1.43	1.34	16
1.48	1.53	0.96	
3.68	0.84	2.42	17
1.31	1.13	0.84	
4.73	1.52	2.85	18
0.88	1.73	0.51	
1.34	0.61	2.86	19
1.25	1.76	0.76	
1.22	0.63	2.41	20
1.23	1.55	0.75	
1.63	1.05	1.90	21
1.03	1.21	0.73	
0.79	0.53	1.63	22
0.91	1.18	0.74	
2.02	0.66	4.13	23
0.78	0.97	0.69	

付表2.4 結果の比較(不均等・片袖壁)続き

文 献 番 号	試 験 体 名	加 力 方 向	実 験 値			本 解 析 値			耐 震 診 断	構 造 技 術	実 験 値	実 験 値	実 験 値	
			破 壊 形 式		kN	破 壊 形 式		kN			kN	kN	本 解 析 値	耐 震 診 断
			柱	壁	①	柱	壁	②	③	④	①/②	①/③	①/④	
37)	RC-N-EW	+	M		221	M		215.0	219.1	336.3	1.03	1.01	0.66	
		-	M		340	M		320.0	372.7		1.06	0.91	1.01	
	RC-○NC-EW	+	M		206	M		200.0	205.9	318.1	1.03	1.00	0.65	
		-	M		337	M		275.0	354.4		1.23	0.95	1.06	
	RC-○NC250-EW	+	M		208	M		200.0	206.1	318.3	1.04	1.01	0.65	
		-	M		336	M		300.0	354.7		1.12	0.95	1.06	
	RC-○HC250-EW	+	M		228	M		195.0	223.2	342.1	1.17	1.02	0.67	
		-	M		356	M		290.0	378.5		1.23	0.94	1.04	
38)	No. 1	+	S		535	S		440.0	387.1	488.6	1.22	1.38	1.09	
		-	S		558	S		500.0	557.4		1.12	1.00	1.14	
	No. 2	+	S		518	S		528.0	381.6	488.9	0.98	1.36	1.06	
		-	S		473	S		533.0	467.2		0.89	1.01	0.97	
平均値(全試験体29体)		+										1.08	1.82	0.95
		-										1.08	1.05	1.24
変動係数(全試験体29体)		+										0.21	0.48	0.32
		-										0.11	0.20	0.20

解析値 耐震診断	解析値 技術式	技術式 耐震診断	No.
②/③	②/④	④/③	
1.01	0.64	1.53	24
0.91	0.95	0.90	
1.00	0.63	1.54	25
0.95	0.86	0.90	
1.01	0.63	1.54	26
0.95	0.94	0.90	
1.02	0.57	1.53	27
0.94	0.85	0.90	
1.38	0.90	1.26	28
1.00	1.02	0.88	
1.36	1.08	1.28	29
1.01	1.09	1.05	
1.78	0.88	1.93	
1.05	1.16	0.87	
0.49	0.28	0.34	
0.20	0.22	0.21	

付録3 CFT短柱の試験体諸元および解析結果について

付表 3.1、付表 3.2 および付表 3.3 に本論で用いた円形断面、正方形断面および長方形断面の試験体諸元を示す。付表 3.4、付表 3.5 および付表 3.6 には、円形断面、正方形断面および長方形断面の本解析結果、CFT 指針および SRC 規準の計算結果をそれぞれ示す。また、付表 3.7 には、置換断面の本解析結果、CFT 指針および SRC 規準の計算結果をそれぞれ示す。

付表 3.1～3.7 に用いた記号は以下の通りである。

D	: 柱のせい	mm
b	: 柱の幅	mm
M/QD	: せん断スパン比	
t	: 鋼管厚さ	mm
D/t	: せい厚比	
N/No	: 軸力比	
${}_s\sigma_y$: 鋼管の降伏強度	N/mm^2
${}_c\sigma_b$: コンクリートの圧縮強度	N/mm^2
${}_c\sigma_{cb}$: コンファインドコンクリートの圧縮強度	N/mm^2
E_c	: コンクリートのヤング率	N/mm^2
E_s	: 鋼管のヤング率	N/mm^2
ϵ_c	: コンファインドコンクリートの圧縮強度 時のひずみ	
S	: せん断破壊	
M	: 曲げ破壊	
MS	: 曲げせん断破壊	

付表3.1 既往実験の試験体諸元(円形CFT断面)

文献 番号	試験体名	断面形状					N/No	鋼管		コンクリート				実験値 kN	No.					
		D mm	M/QD		t mm	D/t		s σ y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²	シリンドー		コンファインド								
										c σ b N/mm ²	Ec 10 ³ N/mm ²	c σ cb N/mm ²	ε c × 10 ⁻³							
77)	CC05-60-0N	166.3	0.5	(0.60)	4.89	34	0.00	534	209	64.40	36.2	90.39	7.714	686.10	1					
	CC05-60-3N			(0.91)						65.80	42.9	91.79	7.648	701.40	2					
	CC05-40-1N	165.2	0.5	(0.61)	5.00	33	0.10	542	215	48.5	33.7	75.70	11.330	675.40	3					
	CC05-40-2N			(0.66)			690.10							4						
	CC05-40-4N			(0.58)			641.80							5						
	CC05-40-3A			(0.55)			729.10							6						
	N71-66-10	160.2	0.5	(0.51)	2.27	70.7	0.10	502	207	66.2	39.0	77.61	2.681	484.00	7					
	N71-66-15			(0.53)			454.00							8						
	N71-66-20			(0.53)			500.00							9						
	N71-66-30			(0.50)			428.00							10						
	A71-66-10			(0.52)			0.10	469	212			76.86	2.681	494.00	11					
	A71-66-15			(0.53)										495.00	12					
	A71-66-20			(0.51)										494.00	13					
	A71-66-30			(0.55)										501.00	14					
78)	CC075-40-1N	165.7	0.75	4.87	34	0.10	531	201	50.9	31.2	76.73	8.79	655.00	15						
	CC075-40-2N					0.20							672.00	16						
	CC075-40-3N					0.30							649.00	17						
	CC075-40-4N					0.40							596.00	18						
	CC075-40-1A					0.10	506				75.52	8.22	627.00	19						
	CC075-40-2A					0.20							654.00	20						
	CC075-40-3A					0.30							620.00	21						
	CC075-40-4A					0.40							629.00	22						
89)	C04L3	300.0	3.0	4.50	67	0.30	381.48	205	30.20	23.8	39.39	5.355	280.47	23						
	C06L5			5.74	52	0.50	400.11				42.61	6.456	346.17	24						
	C08L5			7.65	39	0.52	384.42				29.13	23.0	45.22	9.610	436.40	25				
	C12L5			11.88	25	0.50	348.14				30.20	23.8	53.53	19.383	660.97	26				
	C06H5			5.74	52		400.11		84.93	43.8	97.33	4.812	440.32	27						
	C08H5			7.65	39		384.42				101.02	5.395	505.04	28						
	C12H5			11.88	25		348.14						108.25	6.537	858.08	29				
	C12H7												109.13	6.516	583.50	30				
90)	C04M3	300.0	3.0	4.50	67	0.30	381.48	205	35.11	32.9	44.30	5.103	331.46	31						
	C06M3			5.74	52		400.11				47.51	6.087	432.47	32						
	C06M5			7.65	39	0.50	384.42		34.52	32.1	46.92	6.126	450.13	33						
	C08M3					0.30					35.50	7.183	525.64	34						
	C08M5					0.50					51.69	7.175	550.15	35						
	C08M7					0.70					51.59	7.183	553.10	36						
	C12M5			11.88	25	0.50	348.14		34.52	32.9	57.85	15.642	767.86	37						
	C12M7					0.70					61.08	13.296	886.52	38						
	C12M3H			11.59	26	0.30	471.70		37.76		68.53	22.483	796.30	39						
	C12M5H					0.50					38.34	32.5	797.28	40						
	C12M7H					0.70							874.75	41						
	91)			C06SOM	300.0	3.0	6.16				48.7	0.00	405.90	205	66.20	34.8	79.74	5.259	404.25	42
C06S5M		6.13	48.9	0.50			350.49	79.74	5.259	459.82	43									
C06S5MA							430.71	77.83	4.896	438.03	44									
C06S5C		5.70	52.6				350.49	79.44	5.204	485.97	45									
C06S5CA		6.13	48.9				350.49	77.82	4.896	430.40	46									
C08S5M		8.40	35.7	0.50			549.57	91.59	7.516	596.03	47									
92)	k-1	269.0	3.0	4.20	64.0	0.21	299.80	205	21.90	20.3	29.43	5.319	169.78	48						
	k-2	269.5	1.7						23.60	20.7	31.11	5.172	336.66	49						
	k-3	269.9							24.90	21.0	29.75	4.021	247.08	50						
93)	C3-4802	216.3	3.0	4.51	48	0.20	376	205	39.20	24.0	51.95	5.947	164.28	51						
	C3-4804					0.40							167.05	52						
	C3-4806					0.60							154.88	53						
	C3-4807					0.70							140.08	54						

付表3.2 既往実験の試験体諸元(正方形CFT断面)

文献 番号	試験体名	断面形状				N/No	鋼管		コンクリート				実験値		No.						
		Dxb mm	M/QD	t mm	D/t		s σ y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²	シリンダー		コンファイインド		kN								
									c σ b N/mm ²	Ec 10 ³ N/mm ²	c σ cb N/mm ²	ε c ×10 ⁻³									
39)	I0-10	100×100	0.83	2.29	44	0.00	194.17	205	40.25	28.1	45.56	3.794	93.16	1							
	I0-12					0.18							112.78	2							
	I0-13					0.27							108.85	3							
	I0-14					0.36							107.87	4							
	II-12		1.0	2.24	45	0.18	309.89		37.07	27.2	45.09	4.625	132.68	5							
	II-13					0.27							133.08	6							
	II-15					0.45							118.76	7							
	III-12					0.18							152.59	8							
	III-13			2.98	34	0.27	298.12		28.71	24.8	42.92	7.153	151.61	9							
	III-15					0.46							145.53	10							
	IV-12					4.22							24	0.19	292.24	27.54	24.4	57.21	32.029	205.65	11
	IV-13													0.29						198.19	12
	IV-15		0.48	187.80	13																
	I0-20		2.0	2.29	44		0.00		194.17	46.25	29.6	51.56		3.733						52.37	14
	I0-22					0.20	56.78						15								
	I0-23					0.26	61.10						16								
	I0-24					0.33	58.74						17								
	I-23			2.0	2.24	45	0.28		309.89	54.37	31.5	62.06	3.683	68.25	18						
	I-25						0.43							62.57	19						
	II-20						0.01							30.89	25.4	40.09	4.467	61.59	20		
	II-23						0.27											70.02	21		
	II-25				0.46	28.13	24.6		36.15	5.009	60.31	22									
	III-22				2.97	34			0.18	44.31	7.548	86.69	23								
	III-23								0.27	42.30	7.154	87.28	24								
	III-25						0.46		44.31	7.548	81.40	25									
	IV-23		4.13	24	0.28	299.10	27.30		24.3	56.44	31.216	112.09	26								
	IV-25				0.47					58.20	30.486	98.95	27								
	I0-30				3.0					2.29	44	0.00	194.17	43.66	28.9	50.93	3.756	34.32	28		
	I0-32											0.19						37.07	29		
	I0-33		0.26	37.46		30															
	I0-34		0.32	36.38		31															
	II-32		2.20	45		0.19	303.03		29.07	24.9	38.08	4.792	44.42	32							
	II-33					0.28							45.31	33							
	II-35					0.46							41.09	34							
	III-32					2.97							34	0.19	286.35	28.24	24.6	43.76	7.078	55.90	35
	III-33		0.28	54.82			36														
III-35	0.47	52.07	37																		
IV-32	4.25	24	0.19	294.20			27.90	24.5	61.91	33.825	73.65	38									
IV-33			0.28			72.28					39										
IV-35			0.47		61.00	40															
40)			CHS1-0		100×100	1.0					2.21	45	0.01	298.12	205	25.18	23.7	32.61	4.968	100.03	41
	CHS1-2	0.19	21.18	22.3			30.79	6.242	101.90	42											
	CHS1-3	0.28							104.24	43											
	CHS1-5	0.47							95.61	44											
	CHS1-0	2.96	34	0.01			288.32	30.60	25.4	44.52	6.860	137.69	45								
	CHS1-2			0.19				19.89	21.8	33.81	14.43	122.88	46								
	CHS1-3			0.28								125.13	47								
	CHS1-5			0.47								111.80	48								
	CVS1-0	4.23	24	0.01			290.28	30.60	25.4	59.99	27.454	181.72	49								
	CVS1-2			0.19				25.42	23.7	54.81	34.376	175.05	50								
	CVS1-3			0.28								176.42	51								
	CVS1-5			0.47								168.87	52								
	HS1.5-2	1.5	2.2	45			0.18	291.26	24.6	23.5	33.12	4.94	81.89	53							
	HS1.5-3						0.28						81.49	54							
	HS1.5-5						0.46						78.36	55							
	HS1.5-2						2.98						34	0.19		290.28	26.48	24.1	42.13	8.328	107.58
	HS1.5-3		0.28	111.60		57															
	HS1.5-5		0.47	99.34		58															
	IVS1.5-2		4.25	24		0.19		315.77	62.54	39.579	167.20	59									
	IVS1.5-3					0.29	160.93				60										
IVS1.5-5	0.47	144.75			61																

付表3.2 既往実験の試験体諸元(正方形CFT断面) 続き

文献 番号	試験体名	断面形状				N/No	鋼管		コンクリート				実験値	No.	
		Dxb mm	M/QD	t mm	D/t		σ _y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²	シリンダー		コンファインド				kN
									σ _b N/mm ²	Ec 10 ³ N/mm ²	σ _{cb} N/mm ²	ε _c ×10 ⁻³			
81)	S150-20	150×150	0.6	4.23	33.50	0.20	403.00	170	48.6	36.70	67.66	2.48	489.00	－	
86)	R04L3	250×250	3.0	4.52	55	0.30	357.94	205	30.20	23.8	36.11	4.18	304.99	62	
	R06L5			5.76	43		371.67				40.42	5.64	324.60	63	
	R08L5			7.65	33		358.92				48.32	11.64	367.75	64	
	R12L5			11.89	21		316.75				72.57	46.63	608.01	65	
	R06H5			5.76	43		371.67		95.14	4.42	458.95	66			
	R08H5			7.65	33		358.92		103.04	5.65	512.89	67			
	R12H5			11.89	21		316.75		70.46	43.57	653.12	68			
	R12H7								127.29	9.44	482.49	69			
87)	R04M3	250×250	3.0	4.52	55	0.30	357.94	205	38.05	34.8	43.95	3.99	383.44	70	
	R06M3			5.76	43		0.50			371.67	33.8	48.26	5.22	462.87	71
	R06M5			7.65	33					0.50	358.92	34.8	5.22	464.84	72
	R08M3					0.31	36.97		33.2	55.08	7.57	533.48	73		
	R08M5					0.50				38.05	56.16	7.47	551.13	74	
	R08M7					0.70				36.97	33.2	55.08	7.57	487.39	75
	R12M5			11.89	21	0.50	316.75		38.05	34.8	72.57	46.63	846.31	76	
	R12M7					0.70					80.42	36.05	845.33	77	
	R12M3H			11.61	22	0.30	477.58		38.25	98.77	57.77	955.17	78		
	R12M5H					0.50						845.33	79		
	R12M7H					0.70						769.82	80		
88)	t10-s10-n01	200×200	1.0	1.00	200	0.10	216.50	193	27.5	23.60	27.76	2.22	306.70	81	
	t10-s10-n02					0.20							308.70	82	
	t10-s15-n01					0.10							346.50	83	
	t10-s15-n02		1.5	3.16	63	0.20	353.00	191			32.01	3.77	364.80	84	
	t32-s10-n01					0.10							126.00	85	
	t32-s10-n02					0.20							136.90	86	
	t32-s15-n01		1.5			0.10					196.90	87			
	t32-s15-n02					0.20					184.20	88			

付表3.3 既往実験の試験体諸元(長方形CFT断面)

文献 番号	試験体名	断面形状				N/No	鋼管		コンクリート				実験値	No.			
		Dxb mm	M/QD	t mm	D/t		σ_y N/mm ²	Es 10 ³ N/mm ²	シリンダー		コンファインド						
									σ_b N/mm ²	Ec 10 ³ N/mm ²	σ_{cb} N/mm ²	ϵ_c ×10 ⁻³	kN				
80)	S-C-1	150×75	0.65	3.2	46.8	447	188	43.2	32.9	56.39	2.40	231.00	1				
	S-M-1											0.01	241.00	2			
	S-C-7		0.50									0.07	266.00	3			
	S-C-14											0.14	255.00	4			
	W-C-5	75×150	1.00	23.4	0.05			51.0	36.2	66.52	2.51	185.00	5				
	W-C-8											0.08	179.00	6			
	W-C-9											0.09	180.00	7			
81)	R150-15-P	150×75	0.6	3.04	47.3	380	194	48.9	36.7	61.41	2.48	242.00	8				
	R150-15											0.16	224.00	9			
	R150-20											0.20	214.00	10			
	R150-25											0.25	217.00	11			
	R200-15	200×100	0.6	4.3	44.5			0.16	391	177	48.9	36.7	62.60	2.48	391.00	12	
	R200-20														0.21	382.00	13
	R200-23														0.22	368.00	14

付表3.4 結果の比較(円形CFT断面)

参考文献	試験体名	最大耐力(kN)				破壊形式		実験値との比較			本解析値との比較		備考
		実験値	本解析値	CFT	SRC	せん断:S曲げ:M							
		①	②	③	④	実験	本解析	①/②	①/③	①/④	②/③	②/④	
77)	CC05-60-0N	686.1	640.0	419.5	382.2	S	S	1.07	1.64	1.79	1.53	1.67	1
	CC05-60-3N	701.4	620.0	526.8	478.6	S	MS	1.13	1.33	1.47	1.18	1.30	2
	CC05-40-1N	675.4	700.0	546.0	500.7	S	S	0.96	1.24	1.35	1.28	1.40	3
	CC05-40-2N	690.1	720.0	567.7	508.3	S	S	0.96	1.22	1.36	1.27	1.42	4
	CC05-40-4N	641.8	760.0	436.7	393.7	S	S	0.84	1.47	1.63	1.74	1.93	5
	CC05-40-3A	729.1	730.0	521.9	432.9	S	S	1.00	1.40	1.68	1.40	1.69	6
	N71-66-10	484.0	500.0	314.0	292.5	S	S	0.97	1.54	1.65	1.59	1.71	7
	N71-66-15	454.0	470.0	360.0	334.0	S	S	0.97	1.26	1.36	1.31	1.41	8
	N71-66-20	500.0	500.0	396.0	362.5	S	S	1.00	1.26	1.38	1.26	1.38	9
	N71-66-30	428.0	430.0	434.0	383.1	S	S	1.00	0.99	1.12	0.99	1.12	10
	A71-66-10	494.0	500.0	300.0	279.8	S	S	0.99	1.65	1.77	1.67	1.79	11
	A71-66-15	495.0	460.0	346.0	321.1	S	S	1.08	1.43	1.54	1.33	1.43	12
A71-66-20	494.0	460.0	381.0	349.9	S	S	1.07	1.30	1.41	1.21	1.31	13	
A71-66-30	501.0	490.0	421.0	372.5	S	S	1.02	1.19	1.34	1.16	1.32	14	
78)	CC075-40-1N	655.0	580.0	479.0	466.5	S	S	1.13	1.37	1.40	1.21	1.24	15
	CC075-40-2N	672.0	625.0	512.9	486.2	S	S	1.08	1.31	1.38	1.22	1.29	16
	CC075-40-3N	649.0	635.0	493.4	442.5	S	S	1.02	1.32	1.47	1.29	1.44	17
	CC075-40-4N	596.0	640.0	416.9	377.1	S	S	0.93	1.43	1.58	1.54	1.70	18
	CC075-40-1A	627.0	560.0	459.3	447.4	S	S	1.12	1.37	1.40	1.22	1.25	19
	CC075-40-2A	654.0	630.0	494.4	468.9	S	S	1.04	1.32	1.39	1.27	1.34	20
	CC075-40-3A	620.0	630.0	478.9	430.9	S	S	0.98	1.29	1.44	1.32	1.46	21
	CC075-40-4A	629.0	620.0	410.3	359.4	S	S	1.01	1.53	1.75	1.51	1.73	22
89)	C04L3	280.5	260.0	233.1	221.4	M	M	1.08	1.20	1.27	1.12	1.17	23
	C06L5	346.2	320.0	219.0	221.0	M	M	1.08	1.58	1.57	1.46	1.45	24
	C08L5	436.4	380.0	273.2	248.7	M	M	1.15	1.60	1.75	1.39	1.53	25
	C12L5	661.0	530.0	371.0	319.5	M	M	1.25	1.78	2.07	1.43	1.66	26
	C06H5	440.3	405.0	383.4	323.8	M	M	1.09	1.15	1.36	1.06	1.25	27
	C08H5	505.0	490.0	418.1	347.6	M	M	1.03	1.21	1.45	1.17	1.41	28
	C12H5	858.1	750.0	466.9	381.7	M	M	1.14	1.84	2.25	1.61	1.96	29
	C12H7	583.5	530.0	367.1	241.9	M	M	1.10	1.59	2.41	1.44	2.19	30
90)	C04M3	331.5	280.0	244.5	232.5	M	M	1.18	1.36	1.43	1.15	1.20	31
	C06M3	432.5	355.0	295.6	279.5	M	M	1.22	1.46	1.55	1.20	1.27	32
	C06M5	450.1	360.0	229.5	221.0	M	M	1.25	1.96	2.04	1.57	1.63	33
	C08M3	525.6	440.0	347.3	325.3	M	M	1.19	1.51	1.62	1.27	1.35	34
	C08M5	550.2	420.0	277.8	277.5	M	M	1.31	1.98	1.98	1.51	1.51	35
	C08M7	553.1	420.0	241.4	148.7	M	M	1.32	2.29	3.72	1.74	2.82	36
	C12M5	767.9	550.0	375.1	331.3	M	M	1.40	2.05	2.32	1.47	1.66	37
	C12M7	886.5	630.0	311.8	186.1	M	M	1.41	2.84	4.76	2.02	3.39	38
	C12M3H	796.3	680.0	525.8	505.1	M	M	1.17	1.51	1.58	1.29	1.35	39
	C12M5H	797.3	660.0	489.4	419.3	M	M	1.21	1.63	1.90	1.35	1.57	40
C12M7H	874.8	640.0	388.4	234.1	M	M	1.37	2.25	3.74	1.65	2.73	41	
91)	C06S0M	404.3	307.0	238.3	239.9	M	M	1.32	1.70	1.69	1.29	1.28	42
	C06S5M	459.8	402.0	344.8	288.2	M	M	1.14	1.33	1.60	1.17	1.39	43
	C06S5MA	438.0	371.0	321.6	268.8	M	M	1.18	1.36	1.63	1.15	1.38	44
	C06S5C	486.0	389.0	343.3	285.2	M	M	1.25	1.42	1.70	1.13	1.36	45
	C06S5CA	430.4	391.0	321.6	268.8	M	M	1.10	1.34	1.60	1.22	1.45	46
	C08S5M	596.0	475.0	502.8	436.3	M	M	1.25	1.19	1.37	0.94	1.09	47
92)	k-1	169.8	135.5	145.4	142.8	M	MS	1.25	1.17	1.19	0.93	0.95	48
	k-2	336.7	274.0	250.7	256.4	M	M	1.23	1.34	1.31	1.09	1.07	49
	k-3	247.1	183.0	193.8	187.4	M	MS	1.35	1.27	1.32	0.94	0.98	50
93)	C3-4802	164.3	153.0	147.8	144.2	M	M	1.07	1.11	1.14	1.04	1.06	51
	C3-4804	167.1	161.0	139.7	123.9	M	M	1.04	1.20	1.35	1.15	1.30	52
	C3-4806	154.9	141.0	107.5	93.9	M	MS	1.10	1.44	1.65	1.31	1.50	53
	C3-4807	140.1	116.0	100.4	65.2	M	M	1.21	1.40	2.15	1.16	1.78	54
平均値(全体)								1.13	1.48	1.72	1.31	1.52	
変動係数(全体)								0.11	0.22	0.38	0.17	0.29	
平均値(実験においてせん断破壊)								1.02	1.36	1.49	1.34	1.47	
変動係数(実験においてせん断破壊)								0.07	0.11	0.11	0.13	0.14	

付表3.5 結果の比較(正方形CFT断面)

参考 文献	試験体名	最大耐力 (kN)				破壊形式		実験値との比較			本解析値との比較		No.
		実験値	本解析値	CFT	SRC	せん断:S曲げ:M							
		①	②	③	④	実験	本解析	①/②	①/③	①/④	②/③	②/④	
39)	IO-10	93.2	75.0	50.2	50.2	M	S	1.24	1.86	1.86	1.50	1.49	1
	IO-12	112.8	103.0	88.6	91.8	S	S	1.09	1.27	1.23	1.16	1.12	2
	IO-13	108.9	110.0	97.0	100.4	S	S	0.99	1.12	1.08	1.13	1.10	3
	IO-14	107.9	102.0	99.0	100.9	S	S	1.06	1.09	1.07	1.03	1.01	4
	II-12	132.7	126.0	109.7	114.0	S	S	1.05	1.21	1.16	1.15	1.11	5
	II-13	133.1	135.0	114.3	117.7	S	S	0.99	1.16	1.13	1.18	1.15	6
	II-15	118.8	133.0	100.2	96.4	S	S	0.89	1.19	1.23	1.33	1.38	7
	III-12	152.6	159.0	124.3	129.6	S	S	0.96	1.23	1.18	1.28	1.23	8
	III-13	151.6	154.0	122.9	126.8	S	S	0.98	1.23	1.20	1.25	1.21	9
	III-15	145.5	147.0	96.3	112.0	S	S	0.99	1.51	1.30	1.53	1.31	10
	IV-12	205.7	200.0	157.1	165.3	S	S	1.03	1.31	1.24	1.27	1.21	11
	IV-13	198.2	203.0	145.5	152.3	S	S	0.98	1.36	1.30	1.39	1.33	12
	IV-15	187.8	193.0	124.0	152.3	S	S	0.97	1.51	1.23	1.56	1.27	13
	IO-20	52.4	41.0	30.4	31.8	M	M	1.28	1.72	1.64	1.35	1.29	14
	IO-22	56.8	54.0	50.2	52.3	M	M	1.05	1.13	1.09	1.08	1.03	15
	IO-23	61.1	57.0	53.4	55.3	M	M	1.07	1.14	1.11	1.07	1.03	16
	IO-24	58.7	53.0	55.0	56.4	M	M	1.11	1.07	1.04	0.96	0.94	17
	I-23	68.3	62.0	57.6	59.6	M	M	1.10	1.18	1.15	1.08	1.04	18
	I-25	62.6	59.0	58.7	59.0	M	M	1.06	1.07	1.06	1.01	1.00	19
	II-20	61.6	60.0	48.8	51.2	M	M	1.03	1.26	1.20	1.23	1.17	20
	II-23	70.0	70.0	62.4	64.2	M	M	1.00	1.12	1.09	1.12	1.09	21
	II-25	60.3	60.0	48.1	54.5	M	M	1.01	1.25	1.11	1.25	1.10	22
	III-22	86.7	86.0	74.0	77.2	M	M	1.01	1.17	1.12	1.16	1.11	23
	III-23	87.3	86.0	73.2	75.6	M	M	1.01	1.19	1.15	1.18	1.14	24
	III-25	81.4	79.0	59.7	68.5	M	M	1.03	1.36	1.19	1.32	1.15	25
	IV-23	112.1	110.0	89.5	93.0	M	M	1.02	1.25	1.21	1.23	1.18	26
	IV-25	99.0	111.0	80.0	88.9	M	M	0.89	1.24	1.11	1.39	1.25	27
	IO-30	34.3	28.0	21.1	21.2	M	M	1.23	1.63	1.62	1.33	1.32	28
	IO-32	37.1	37.0	33.6	34.1	M	M	1.00	1.10	1.09	1.10	1.09	29
	IO-33	37.5	36.0	35.6	36.0	M	M	1.04	1.05	1.04	1.01	1.00	30
	IO-34	36.4	36.0	36.6	36.7	M	M	1.01	0.99	0.99	0.98	0.98	31
	II-32	44.4	43.0	41.4	41.7	M	M	1.03	1.07	1.06	1.04	1.03	32
	II-33	45.3	42.0	42.0	41.8	M	M	1.08	1.08	1.08	1.00	1.00	33
	II-35	41.1	41.0	34.9	35.1	M	M	1.00	1.18	1.17	1.18	1.17	34
	III-32	55.9	53.0	49.5	49.9	M	M	1.05	1.13	1.12	1.07	1.06	35
	III-33	54.8	56.0	48.9	48.9	M	M	0.98	1.12	1.12	1.14	1.15	36
	III-35	52.1	51.0	39.9	44.1	M	M	1.02	1.30	1.18	1.28	1.16	37
	IV-32	73.7	82.0	66.7	67.1	M	M	0.90	1.10	1.10	1.23	1.22	38
	IV-33	72.3	78.0	62.6	62.8	M	M	0.93	1.15	1.15	1.25	1.24	39
	IV-35	61.0	67.0	56.4	60.4	M	M	0.91	1.08	1.01	1.19	1.11	40
40)	CⅡS1-0	100.0	101.0	74.5	76.8	S	S	0.99	1.34	1.30	1.36	1.32	41
	CⅡS1-2	101.9	109.0	93.7	96.8	S	S	0.93	1.09	1.05	1.16	1.13	42
	CⅡS1-3	104.2	113.0	92.3	93.4	S	S	0.92	1.13	1.12	1.22	1.21	43
	CⅡS1-5	95.6	101.0	71.8	81.5	S	S	0.95	1.33	1.17	1.41	1.24	44
	CⅢS1-0	137.7	125.0	95.1	98.0	S	S	1.10	1.45	1.40	1.31	1.28	45
	CⅢS1-2	122.9	131.0	112.4	116.4	S	M	0.94	1.09	1.06	1.17	1.13	46
	CⅢS1-3	125.1	135.0	105.3	106.9	S	M	0.93	1.19	1.17	1.28	1.26	47
	CⅢS1-5	111.8	118.0	88.2	104.2	S	M	0.95	1.27	1.07	1.34	1.13	48
	CⅣS1-0	181.7	175.0	134.0	138.2	S	S	1.04	1.36	1.32	1.31	1.27	49
	CⅣS1-2	175.1	168.0	154.1	161.9	S	S	1.04	1.14	1.08	1.09	1.04	50
	CⅣS1-3	176.4	195.0	140.6	150.5	S	S	0.90	1.26	1.17	1.39	1.30	51
	CⅣS1-5	168.9	175.0	121.0	150.5	S	S	0.96	1.40	1.12	1.45	1.16	52
	ⅡS1.5-2	81.9	80.0	71.9	78.3	M	M	1.02	1.14	1.05	1.11	1.02	53
	ⅡS1.5-3	81.5	81.0	72.3	77.7	M	M	1.01	1.13	1.05	1.12	1.04	54
	ⅡS1.5-5	78.4	77.0	57.5	66.8	M	M	1.02	1.36	1.17	1.34	1.15	55
	ⅢS1.5-2	107.6	100.0	91.7	100.1	M	M	1.08	1.17	1.07	1.09	1.00	56
	ⅢS1.5-3	111.6	105.0	89.8	97.2	M	M	1.06	1.24	1.15	1.17	1.08	57
	ⅢS1.5-5	99.3	97.0	73.5	89.1	M	M	1.02	1.35	1.11	1.32	1.09	58
	ⅣS1.5-2	167.2	161.0	128.9	141.0	M	M	1.04	1.30	1.19	1.25	1.14	59
	ⅣS1.5-3	160.9	160.0	117.5	133.3	M	M	1.01	1.37	1.21	1.36	1.20	60
	ⅣS1.5-5	144.8	165.0	107.1	122.8	M	M	0.88	1.35	1.18	1.54	1.34	61
86)	R04L3	305.0	285.0	261.3	258.2	M	M	1.07	1.17	1.18	1.09	1.10	62
	R06L5	324.6	310.0	252.4	277.4	M	M	1.05	1.29	1.17	1.23	1.12	63
	R08L5	367.8	360.0	315.6	340.9	M	M	1.02	1.17	1.08	1.14	1.06	64
	R12L5	608.0	585.0	412.8	420.1	M	M	1.04	1.47	1.45	1.42	1.39	65
	R06H5	459.0	420.0	410.5	392.3	M	M	1.09	1.12	1.17	1.02	1.07	66
	R08H5	512.9	500.0	450.2	442.0	M	M	1.03	1.14	1.16	1.11	1.13	67
	R12H5	653.1	640.0	500.3	539.0	M	M	1.02	1.31	1.21	1.28	1.19	68
	R12H7	482.5	540.0	405.2	404.5	M	M	0.89	1.19	1.19	1.33	1.34	69

付表3.5 結果の比較(正方形CFT断面) 続き

参考 文献	試験体名	最大耐力 (kN)				破壊形式		実験値との比較			本解析値との比較		備考
		実験値	本解析値	CFT	SRC	せん断:S曲げ:M							
		①	②	③	④	実験	本解析	①/②	①/③	①/④	②/③	②/④	
87)	R04M3	383.4	300.0	280.6	278.1	M	M	1.28	1.37	1.38	1.07	1.08	70
	R06M3	462.9	370.0	336.7	334.8	M	M	1.25	1.37	1.38	1.10	1.11	71
	R06M5	464.8	340.0	263.5	283.1	M	M	1.37	1.76	1.64	1.29	1.20	72
	R08M3	533.5	435.0	389.9	388.8	M	M	1.23	1.37	1.37	1.12	1.12	73
	R08M5	551.1	425.0	320.6	357.9	M	M	1.30	1.72	1.54	1.33	1.19	74
	R08M7	487.4	380.0	257.2	221.0	M	M	1.28	1.90	2.21	1.48	1.72	75
	R12M5	846.3	620.0	421.9	453.5	M	M	1.37	2.01	1.87	1.47	1.37	76
	R12M7	845.3	615.0	289.4	283.8	M	M	1.37	2.92	2.98	2.13	2.17	77
	R12M3H	955.2	870.0	640.3	680.1	M	M	1.10	1.49	1.40	1.36	1.28	78
	R12M5H	845.3	730.0	599.1	592.4	M	M	1.16	1.41	1.43	1.22	1.23	79
	R12M7H	769.8	680.0	382.7	371.1	M	M	1.13	2.01	2.07	1.78	1.83	80
88)	t32-s15-n01	306.7	285.0	272.0	286.5	M	M	1.08	1.13	1.07	1.05	0.99	81
	t32-s15-n02	308.7	280.0	271.8	288.7	M	M	1.10	1.14	1.07	1.03	0.97	82
	t32-s10-n01	346.5	370.0	351.0	343.2	S	MS	0.94	0.99	1.01	1.05	1.08	83
	t32-s10-n02	364.8	390.0	344.8	333.6	S	MS	0.94	1.06	1.09	1.13	1.17	84
	t10-s15-n01	126.0	80.0	100.5	104.2	M	M	1.58	1.25	1.21	0.80	0.77	85
	t10-s15-n02	136.9	91.0	104.1	107.4	M	M	1.50	1.32	1.27	0.87	0.85	86
	t10-s10-n01	196.9	107.0	165.7	163.7	S	MS	1.84	1.19	1.20	0.65	0.65	87
	t10-s10-n02	184.2	130.0	162.3	161.3	S	MS	1.42	1.13	1.14	0.80	0.81	88
平均値 (全体)							1.07	1.30	1.24	1.22	1.16		
変動係数 (全体)							0.15	0.21	0.23	0.17	0.17		
平均値 (実験においてせん断破壊)							1.03	1.24	1.17	1.23	1.16		
変動係数 (実験においてせん断破壊)							0.18	0.11	0.08	0.16	0.13		

付表3.6 結果の比較(長方形CFT断面)

参考 文献	試験体名	最大耐力 (kN)				破壊形式		実験値との比較			本解析値との比較		備考
		実験値	本解析値	CFT	SRC	せん断:S							
		①	②	③	④	実験	本解析	①/②	①/③	①/④	②/③	②/④	
80)	S-C-1	231.0	230.0	255.0	256.0	S	S	1.00	0.91	0.90	0.90	0.90	1
	S-M-1	241.0	220.0	254.0	254.7	S	S	1.10	0.95	0.95	0.87	0.86	2
	S-C-7	266.0	250.0	295.2	298.7	S	S	1.06	0.90	0.89	0.85	0.84	3
	S-C-14	255.0	260.0	325.4	337.7	S	S	0.98	0.78	0.76	0.80	0.77	4
	W-C-5	185.0	190.0	145.0	147.3	S	S	0.97	1.28	1.26	1.31	1.29	5
	W-C-8	179.0	195.0	155.3	158.9	S	S	0.92	1.15	1.13	1.26	1.23	6
	W-C-9	180.0	210.0	158.2	164.2	S	S	0.86	1.14	1.10	1.33	1.28	7
81)	R150-15-P	242.0	225.0	246.5	251.4	S	S	1.08	0.98	0.96	0.91	0.89	8
	R150-15	224.0	215.0	249.7	255.3	S	S	1.04	0.90	0.88	0.86	0.84	9
	R150-20	214.0	215.0	256.6	262.8	S	S	1.00	0.83	0.81	0.84	0.82	10
	R150-25	217.0	210.0	248.1	251.4	S	S	1.03	0.87	0.86	0.85	0.84	11
	R200-15	391.0	385.0	489.7	505.0	S	S	1.02	0.80	0.77	0.79	0.76	12
	R200-20	382.0	380.0	497.6	513.0	S	S	1.01	0.77	0.74	0.76	0.74	13
	R200-23	368.0	380.0	493.6	506.5	S	S	0.97	0.75	0.73	0.77	0.75	14
平均値 (全体)								1.00	0.93	0.91	0.93	0.91	
変動係数 (全体)								0.06	0.17	0.17	0.21	0.21	

付表3.7 結果の比較(置換断面)

参考 文 献	試験体名	最大耐力 (kN)							破壊形式		実験値との比較				
		実験値	円形断面 本解析値	置換断面 本解析値	CFT指針		SRC規準		せん断：S曲げ：M						
					①	②	②'	③	③'	④	④'	実験	本解析	①/②'	①/③
77)	CC05-60-0N	686.1	640.0	625.0	419.5	381.9	382.2	381.9	S	S	1.10	1.64	1.80	1.79	1.80
	CC05-60-3N	701.4	620.0	620.0	526.8	499.5	478.6	519.2	S	MS	1.13	1.33	1.40	1.47	1.35
	CC05-40-1N	675.4	700.0	705.0	546.0	502.3	500.6	516.2	S	S	0.96	1.24	1.34	1.35	1.31
	CC05-40-2N	690.1	720.0	700.0	567.7	526.8	508.3	542.7	S	S	0.99	1.22	1.31	1.36	1.27
	CC05-40-4N	641.8	760.0	780.0	436.7	397.3	393.7	464.0	S	S	0.82	1.47	1.62	1.63	1.38
	CC05-40-3A	729.1	730.0	775.0	521.9	477.4	432.9	488.1	S	S	0.94	1.40	1.53	1.68	1.49
	CC075-40-1N	655.0	580.0	565.0	479.0	469.4	466.5	478.9	S	S	1.16	1.37	1.40	1.40	1.37
	CC075-40-2N	672.0	625.0	600.0	512.9	502.8	486.2	514.9	S	S	1.12	1.31	1.34	1.38	1.31
	CC075-40-3N	649.0	635.0	645.0	493.4	483.6	442.5	485.1	S	S	1.01	1.32	1.34	1.47	1.34
	CC075-40-4N	596.0	640.0	620.0	416.9	408.3	377.1	432.9	S	S	0.96	1.43	1.46	1.58	1.38
	CC075-40-1A	627.0	560.0	540.0	459.3	449.9	447.4	459.3	S	S	1.16	1.37	1.39	1.40	1.37
	CC075-40-2A	654.0	630.0	595.0	494.4	484.6	468.9	496.9	S	S	1.10	1.32	1.35	1.39	1.32
	CC075-40-3A	620.0	630.0	625.0	478.9	469.4	430.9	472.2	S	S	0.99	1.29	1.32	1.44	1.31
	CC075-40-4A	629.0	620.0	605.0	410.3	401.7	359.4	415.1	S	S	1.04	1.53	1.57	1.75	1.52
78)	N71-66-10	484.0	500.0	450.0	314.0	286.6	292.5	293.1	S	S	1.08	1.54	1.69	1.65	1.65
	N71-66-15	454.0	470.0	435.0	360.0	328.4	334.0	338.1	S	S	1.04	1.26	1.38	1.36	1.34
	N71-66-20	500.0	500.0	455.0	396.0	359.3	362.5	369.7	S	S	1.10	1.26	1.39	1.38	1.35
	N71-66-30	428.0	430.0	425.0	434.0	392.7	383.1	392.8	S	S	1.01	0.99	1.09	1.12	1.09
	A71-66-10	494.0	500.0	430.0	300.0	274.0	279.8	280.2	S	S	1.15	1.65	1.80	1.77	1.76
	A71-66-15	495.0	460.0	435.0	346.0	315.4	321.1	325.0	S	S	1.14	1.43	1.57	1.54	1.52
	A71-66-20	494.0	460.0	425.0	381.0	346.5	349.9	356.9	S	S	1.16	1.30	1.43	1.41	1.38
89)	A71-66-30	501.0	490.0	445.0	421.0	381.0	372.5	382.2	S	S	1.13	1.19	1.31	1.34	1.31
	C04L3	280.5	260.0	270.0	233.1	243.5	221.4	238.6	M	M	1.04	1.20	1.15	1.27	1.18
	C06L5	346.2	320.0	340.0	219.0	229.4	221.0	249.5	M	M	1.02	1.58	1.51	1.57	1.39
	C08L5	436.4	380.0	415.0	273.2	284.7	248.7	297.6	M	M	1.05	1.60	1.53	1.75	1.47
	C12L5	661.0	530.0	510.0	371.0	384.3	319.5	385.0	M	M	1.30	1.78	1.72	2.07	1.72
	C06H5	440.3	405.0	435.0	383.4	398.5	323.8	373.1	M	M	1.01	1.15	1.10	1.36	1.18
	C08H5	505.0	490.0	590.0	418.1	433.9	347.6	415.1	M	M	0.86	1.21	1.16	1.45	1.22
	C12H5	858.1	750.0	635.0	466.9	484.4	381.7	495.8	M	M	1.35	1.84	1.77	2.25	1.73
90)	C12H7	583.5	530.0	550.0	367.1	378.9	241.9	362.3	M	M	1.06	1.59	1.54	2.41	1.61
	C04M3	331.5	280.0	310.0	244.5	255.6	232.5	250.9	M	M	1.07	1.36	1.30	1.43	1.32
	C06M3	432.5	355.0	400.0	295.6	308.9	279.5	303.7	M	M	1.08	1.46	1.40	1.55	1.42
	C06M5	450.1	360.0	380.0	229.5	239.3	221.0	252.2	M	M	1.18	1.96	1.88	2.04	1.79
	C08M3	525.6	440.0	460.0	347.3	362.8	325.3	358.0	M	M	1.14	1.51	1.45	1.62	1.47
	C08M5	550.2	420.0	460.0	277.8	290.7	277.5	320.0	M	M	1.20	1.98	1.89	1.98	1.72
	C08M7	553.1	420.0	380.0	241.4	232.1	148.7	191.3	M	M	1.46	2.29	2.38	3.72	2.89
	C12M5	767.9	550.0	595.0	375.1	380.2	331.3	391.4	M	M	1.29	2.05	2.02	2.32	1.96
	C12M7	886.5	630.0	580.0	311.8	257.9	186.1	245.2	M	M	1.53	2.84	3.44	4.76	3.62
	C12M3H	796.3	680.0	697.0	525.8	549.1	505.1	570.2	M	M	1.14	1.51	1.45	1.58	1.40
	C12M5H	797.3	660.0	745.0	489.4	506.3	419.3	502.9	M	M	1.07	1.63	1.57	1.90	1.59
	C12M7H	874.8	640.0	660.0	388.4	313.2	234.1	296.8	M	M	1.33	2.25	2.79	3.74	2.95
91)	C06S0M	404.3	307.0	310.0	238.3	209.1	239.9	210.7	M	M	1.30	1.70	1.93	1.69	1.92
	C06S5M	459.8	402.0	400.0	344.8	359.2	288.2	335.0	M	M	1.15	1.33	1.28	1.60	1.37
	C06S5MA	438.0	371.0	351.0	321.6	333.7	268.8	312.2	M	M	1.25	1.36	1.31	1.63	1.40
	C06S5C	486.0	389.0	400.0	343.3	356.1	285.2	329.2	M	M	1.21	1.42	1.36	1.70	1.48
	C06S5CA	430.4	391.0	370.0	321.6	333.7	268.8	312.2	M	M	1.16	1.34	1.29	1.60	1.38
	C08S5M	596.0	475.0	480.0	502.8	522.5	436.3	514.2	M	M	1.24	1.19	1.14	1.37	1.16
92)	k-1	169.8	135.5	140.0	145.4	151.7	142.8	151.7	M	M	1.21	1.17	1.12	1.19	1.12
	k-2	336.7	274.0	278.0	250.7	261.1	256.4	272.2	M	MS	1.21	1.34	1.29	1.31	1.24
	k-3	247.1	183.0	208.0	193.8	201.5	187.4	207.6	M	MS	1.19	1.27	1.23	1.32	1.19
93)	C3-4802	164.3	153.0	164.0	147.8	154.3	144.2	168.5	M	M	1.00	1.11	1.06	1.14	0.97
	C3-4804	167.1	161.0	160.0	139.7	145.5	123.9	153.0	M	M	1.04	1.20	1.15	1.35	1.09
	C3-4806	154.9	141.0	140.0	107.5	112.3	93.9	134.5	M	M	1.11	1.44	1.38	1.65	1.15
	C3-4807	140.1	116.0	136.0	100.4	102.4	65.2	102.7	M	M	1.03	1.40	1.37	2.15	1.36
平均値 (全体)											1.12	1.48	1.52	1.72	1.51
変動係数 (全体)											0.12	0.22	0.27	0.38	0.30
平均値 (実験においてせん断破壊)											1.06	1.36	1.45	1.49	1.41
変動係数 (実験においてせん断破壊)											0.08	0.11	0.12	0.11	0.11

① : 既往曲げせん断実験値

② : 本解析モデルによる円形断面の解析値

②' : 本解析モデルによる置換断面の解析値

③ : CFT指針 円形断面終局せん断耐力

③' : CFT指針 置換断面終局せん断耐力

④ : SRC規準 円形断面終局せん断耐力

④' : SRC規準 置換断面終局せん断耐力

本解析値との比較					計算値との比較			No.
②/②'	②/③'	②' /③'	②/④'	②' /④'	③/③'	④/④'	③' /④'	
1.02	1.68	1.64	1.68	1.64	1.10	1.00	1.00	1
1.00	1.24	1.24	1.19	1.19	1.05	0.92	0.96	2
0.99	1.39	1.40	1.36	1.37	1.09	0.97	0.97	3
1.03	1.37	1.33	1.33	1.29	1.08	0.94	0.97	4
0.97	1.91	1.96	1.64	1.68	1.10	0.85	0.86	5
0.94	1.53	1.62	1.50	1.59	1.09	0.89	0.98	6
1.03	1.24	1.20	1.21	1.18	1.02	0.97	0.98	7
1.04	1.24	1.19	1.21	1.17	1.02	0.94	0.98	8
0.98	1.31	1.33	1.31	1.33	1.02	0.91	1.00	9
1.03	1.57	1.52	1.48	1.43	1.02	0.87	0.94	10
1.04	1.24	1.20	1.22	1.18	1.02	0.97	0.98	11
1.06	1.30	1.23	1.27	1.20	1.02	0.94	0.98	12
1.01	1.34	1.33	1.33	1.32	1.02	0.91	0.99	13
1.02	1.54	1.51	1.49	1.46	1.02	0.87	0.97	14
1.11	1.74	1.57	1.71	1.54	1.10	1.00	0.98	15
1.08	1.43	1.32	1.39	1.29	1.10	0.99	0.97	16
1.10	1.39	1.27	1.35	1.23	1.10	0.98	0.97	17
1.01	1.09	1.08	1.09	1.08	1.11	0.98	1.00	18
1.16	1.82	1.57	1.78	1.53	1.09	1.00	0.98	19
1.06	1.46	1.38	1.42	1.34	1.10	0.99	0.97	20
1.08	1.33	1.23	1.29	1.19	1.10	0.98	0.97	21
1.10	1.29	1.17	1.28	1.16	1.10	0.97	1.00	22
0.96	1.07	1.11	1.09	1.13	0.96	0.93	1.02	23
0.94	1.40	1.48	1.28	1.36	0.95	0.89	0.92	24
0.92	1.33	1.46	1.28	1.39	0.96	0.84	0.96	25
1.04	1.38	1.33	1.38	1.32	0.97	0.83	1.00	26
0.93	1.02	1.09	1.09	1.17	0.96	0.87	1.07	27
0.83	1.13	1.36	1.18	1.42	0.96	0.84	1.05	28
1.18	1.55	1.31	1.51	1.28	0.96	0.77	0.98	29
0.96	1.40	1.45	1.46	1.52	0.97	0.67	1.05	30
0.90	1.10	1.21	1.12	1.24	0.96	0.93	1.02	31
0.89	1.15	1.30	1.17	1.32	0.96	0.92	1.02	32
0.95	1.50	1.59	1.43	1.51	0.96	0.88	0.95	33
0.96	1.21	1.27	1.23	1.28	0.96	0.91	1.01	34
0.91	1.44	1.58	1.31	1.44	0.96	0.87	0.91	35
1.11	1.81	1.64	2.20	1.99	1.04	0.78	1.21	36
0.92	1.45	1.57	1.41	1.52	0.99	0.85	0.97	37
1.09	2.44	2.25	2.57	2.37	1.21	0.76	1.05	38
0.98	1.24	1.27	1.19	1.22	0.96	0.89	0.96	39
0.89	1.30	1.47	1.31	1.48	0.97	0.83	1.01	40
0.97	2.04	2.11	2.16	2.22	1.24	0.79	1.06	41
0.99	1.47	1.48	1.46	1.47	1.14	1.14	0.99	42
1.01	1.12	1.11	1.20	1.19	0.96	0.86	1.07	43
1.06	1.11	1.05	1.19	1.12	0.96	0.86	1.07	44
0.97	1.09	1.12	1.18	1.22	0.96	0.87	1.08	45
1.06	1.17	1.11	1.25	1.19	0.96	0.86	1.07	46
0.99	0.91	0.92	0.92	0.93	0.96	0.85	1.02	47
0.97	0.89	0.92	0.89	0.92	0.96	0.94	1.00	48
0.99	1.05	1.06	1.01	1.02	0.96	0.94	0.96	49
0.88	0.91	1.03	0.88	1.00	0.96	0.90	0.97	50
0.93	0.99	1.06	0.91	0.97	0.96	0.86	0.92	51
1.01	1.11	1.10	1.05	1.05	0.96	0.81	0.95	52
1.01	1.26	1.25	1.05	1.04	0.96	0.70	0.84	53
0.85	1.13	1.33	1.13	1.32	0.98	0.64	1.00	54
1.00	1.35	1.35	1.33	1.33	1.02	0.89	0.99	
0.07	0.22	0.20	0.23	0.21	0.07	0.10	0.06	
1.04	1.43	1.38	1.39	1.34	1.07	0.95	0.97	
0.05	0.14	0.15	0.13	0.13	0.03	0.05	0.03	

付録4 解析方法について

付 4.1 解析モデル

本解析モデルの解析手順を以下に示す。

Step1：解析に必要な諸データの入力

Step1.1：断面の諸定数

f'_c	： コンクリート圧縮強度	(Mpa)
ε_o	： コンクリート圧縮強度時のひずみ	($\times 10^{-3}$)
f_{yy}	： 補強筋または鋼管の降伏強度	(Mpa)
E_s	： 鉄筋・PC 鋼棒または鋼管のヤング率	(Mpa)
d	： はりせい	(mm)
m	： はり断面の分割層数	
n	： 主筋配置の層数	
B	： 鋼管の幅(角形 CFT の場合)	(mm)
t	： 鋼管の厚さ(角形 CFT の場合)	(mm)

・コンファインド効果を考慮した時

f'_{cc}	： コンクリート圧縮強度	(Mpa)
ε_{oc}	： コンファインドコンクリート圧縮強度時のひずみ	($\times 10^{-3}$)

Step1.2：各々のコンクリートの層の諸定数

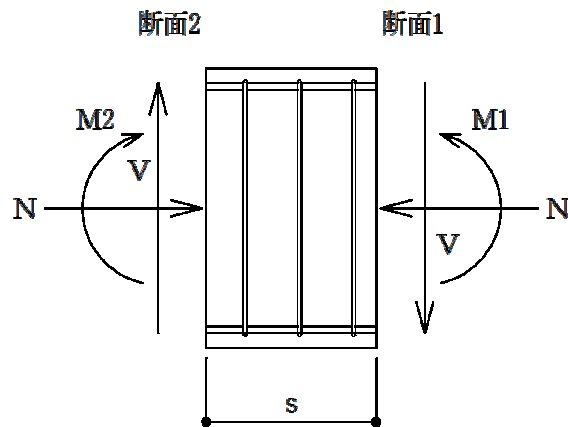
b_i	： 層の幅	(mm)
h_i	： 層の高さ	(mm)
ρ_{ci}	： せん断補強筋比または鋼管面積比	
y_{ci}	： はり上縁からの各層中心までの距離	(mm)
s	： はり両端(断面 1、断面 2)の間隔	(mm)

Step1.3：主筋または鋼管材軸方向の諸定数

A_{sj}	： 任意の層に配置した主筋または鋼管の断面積	(mm ²)
$\Delta \varepsilon_{pj}$	： PC 鋼棒への初期ひずみ導入量	
f_{yxj}	： 主筋・PC 鋼棒または鋼管材軸方向の降伏強度	(Mpa)
y_{sj}	： 梁上縁から各々の主筋・PC 鋼棒の中心までの距離	(mm)
	CFT 柱の場合は、梁上縁から各層の鋼管の図心距離	

Step1.4 : 断面 1, 2 に作用する諸荷重 (付図 4. 1. 1 参照)

V	: せん断力	(kN)
N	: 軸力	(kN)
M ₁	: 断面 1 の曲げモーメント	(kN・m)
	M ₁ =M	
M ₂	: 断面 2 の曲げモーメント	(kN・m)
	M ₂ =M-s・V	



付図 4. 1. 1 断面の作用力

Step2 : 断面のせん断流の仮定

本論文では、 i 層のせん断力 (v_i) と i 層のはり幅 (b_i) を乗じたものを i 層のせん断流 ($v_i \cdot b_i$) と定義する。

ここで、せん断流は、以下の式が成り立つように仮定する。

$$\sum_{i=1}^m (v_i \cdot b_i) \cdot h_i = V$$

ここで、

V : 断面 1, 2 に作用するせん断力

Step3 : 断面 1、2 に関する計算

まず、断面 1 を Step8 まで計算し、終了したら Step3 へ戻り断面 2 の計算をする。

断面の上縁ひずみ (ε_{top})、下縁ひずみ (ε_{bot}) を与え、これより各層の X 軸方向 (材軸

方向)のひずみ(ε_{xi})は断面に沿って直線分布になると仮定して算出する。

・ X 軸方向のひずみ(ε_{xi})

$$\varepsilon_{xi} = \varepsilon_{top} + (\varepsilon_{bot} - \varepsilon_{top}) \cdot \frac{y_{ci}}{d}$$

$$I = 1, 2, \dots, n$$

・ 主筋または鋼管の X 軸方向のひずみ(ε_{xj})

$$\varepsilon_{xj} = \varepsilon_{top} + (\varepsilon_{bot} - \varepsilon_{top}) \cdot \frac{y_{sj}}{d}$$

$$j = 1, 2, \dots, n$$

Step4：各層の X 軸方向ひずみ(ε_{xj})より主筋・PC 鋼棒または鋼管の材軸方向の応力(f_{sxj})を決定する。

$$f_{sxj} = (\varepsilon_{xj} + \Delta \varepsilon_{pj}) \cdot E_s$$

$$|f_{sxj}| \leq f_{yxj}$$

$$j = 1, 2, \dots, n$$

Step5：すべての層に対して、応力・ひずみ状態を Step5.1 から Step5.8 を繰り返すことにより決定する。(この Step は、サブルーチンプログラムであり、各層の応力・ひずみを算出)

Step5.1：i 層の X 軸方向のひずみ(ε_x)とせん断応力(v)をサブルーチンへ入力するため便宜上置換。

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{xi}$$

$$v = v_i$$

Step5.2：i 層の主圧縮ひずみ(ε_2)を仮定する。

Step5.3：i 層の X 軸方向と主圧縮ひずみ方向となす角(θ')を仮定する。

Step5.4：与えられた i 層の ε_x 、および仮定した ε_2 、 θ' を用いて i 層の他のひずみ量を

算出する。(付図 4.1.2 参照)

(i) せん断ひずみ(γ)を算出する。

$$\gamma = \frac{2(\varepsilon_2 + \varepsilon_x)}{\tan \theta},$$

(ii) Y 軸方向(補強筋または鋼管の周方向)の引張ひずみ(ε_y)を算出する。

$$\varepsilon_y = \frac{\gamma}{2 \tan \theta} - \varepsilon_2$$

(iii) 主引張ひずみ(ε_1)を算出する。

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 + \varepsilon_x + \varepsilon_y$$

(iv) 最大せん断ひずみ(γ_m)を算出する。

$$\gamma_m = 2 \varepsilon_2 + \varepsilon_x + \varepsilon_y$$

Step5.5 : 与えたコンクリートの圧縮強度時のひずみ(ε_0)、コンクリートの圧縮強度(f'_c)と、算出した i 層のひずみ(ε_1 、 ε_2) から i 層の他の応力を算出する。
(付図 4.1.3 参照)

(i) 補強筋または鋼管の周方向の応力(f_{sy})を算出する。

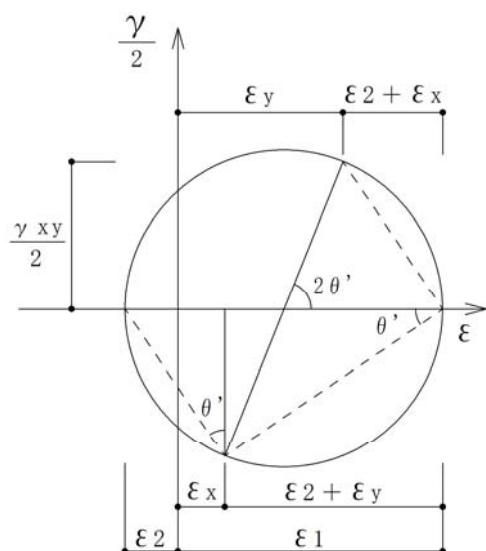
$$f_{sy} = \varepsilon_y \cdot E_s$$

ただし、

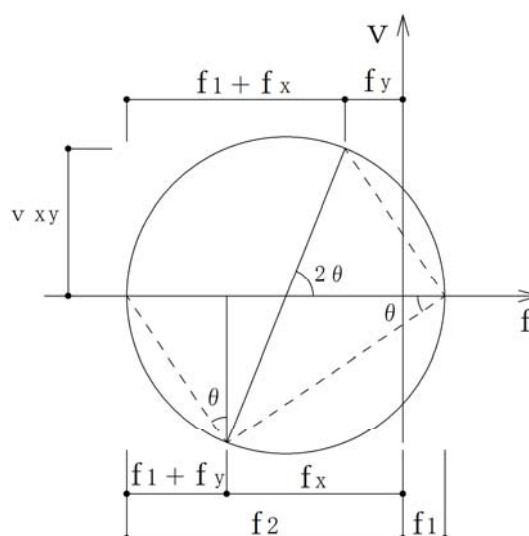
$$|f_{sy}| \leq f_{yy} \quad \text{とする。}$$

(ii) 力の釣合い式よりコンクリートの Y 軸方向の応力(f_{cy})を算出する。

$$f_{cy} = \rho_{tj} \cdot f_s$$



付図 4.1.2 モールのひずみ



付図 4.1.3 モールの応力円

(iii) ①コンクリートの主圧縮応力(f_2)を算出する。

$$\bullet \quad \varepsilon_2 \leq \varepsilon_p$$

$$f_2 = f'_c \cdot \beta \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$\bullet \quad \varepsilon_2 > \varepsilon_p$$

$$f_2 = f_p \cdot (1 - k^2)$$

ここで、

$$\beta = \frac{1}{0.62 - 0.38 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0}}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_0 / \beta$$

$$k = \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_p)}{(2 \varepsilon_0 - \varepsilon_p)}$$

$$f_p = f'_c / \beta$$

②コンファインド効果を考慮したコンクリートの主

圧縮応力(f_2)を算出する。

$$f_2 = f'_{cc} \cdot \beta \cdot \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$$

RC 円形の場合⁹⁴⁾(単位 : MPa)

$$\begin{aligned} f'_{cc} &= f'_p + 4.18 \sigma_{re} \\ &= 0.8f'_c + 4.18 \left[\frac{1}{2} \rho_h \sigma_{hy} \left(1 - \frac{S}{2D_c} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

$$\rho_h = \frac{4A_{sp}}{d_s \cdot S}$$

$$\frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_0} = \begin{cases} 1 + 4.7(K-1) & \cdots K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5) & \cdots K > 1.5 \end{cases}$$

$$\varepsilon_o = 0.52 (f'_c) \times 10^{-3}$$

ここで、

$$A = E_c \cdot \sigma_{c0} / f'_{cc}$$

$$X = \varepsilon_c / \varepsilon_{co}$$

$$D = 1.50 - 0.00168f'_{cc} + 0.25\sqrt{\frac{(K-1)f'_c}{23}}$$

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c}$$

円形 CFT の場合⁹⁵⁾(単位 : MPa)

$$X = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{cc}} \quad A = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{f'_c}$$

$$D = 1.5 - 0.017f'_c + 2.49\sqrt{\frac{(K-1)f'_c}{23}}$$

$$E_c = (0.7 + 0.332\sqrt{f'_c}) \cdot 10^4$$

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} \quad \beta = \frac{1}{0.62 - 0.38 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{cc}}}$$

角形 CFT の場合⁹⁶⁾ (単位 : kgf/cm²)

$$X = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{cc}} \quad A = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{f'_c}$$

$$D = 1.5 - 1.65 f'_c + 0.75 \sqrt{\frac{1}{2} \rho_h \cdot f_{yy} \left(\frac{t}{d} \right)}$$

$$E_c = (0.703 + 0.106 \sqrt{f'_c}) \cdot 10^5$$

$$\rho_h = \left(\frac{B}{B - 2 \cdot t} \right)^2 \quad \beta = \frac{1}{0.62 - 0.38 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{cc}}}$$

(iv) コンクリートの主引張応力(f₁)を算出する。

$$\bullet \quad 0 \leq \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}$$

$$f_1 = \varepsilon_1 E_c$$

$$\bullet \quad \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$$

$$f_1 = f_{cr} \cdot \frac{1}{1 + (\varepsilon_1 / 0.005)^{0.5}}$$

$$\bullet \quad \varepsilon_1 < 0$$

$$f_1 = -f'_c \cdot \beta \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

ここで、

$$f_{cr} = 0.33 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = \frac{2 f'_c}{\varepsilon_0}$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c}$$

$$\beta = \frac{1}{0.62 - 0.38 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0}}$$

コンファインド効果を考慮した時

$$f_1 = -f'_{cc} \cdot \beta \cdot \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$$

ここで、

$$f_{cr} = 0.33 \sqrt{f'_c}$$

$$\epsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c}$$

$$E_c = (0.7 + 0.332 \sqrt{f'_c}) \cdot 10^4$$

$$\beta = \frac{1}{0.62 - 0.38 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{cc}}}$$

(v) X 軸方向のコンクリートの応力(f_x)を算出する。

$$f_x = f_2 - f_y - f_1$$

(vi) X 軸方向と主圧縮応力方向とのなす角(θ)を算出する。

$$\theta = \tan^{-1} \sqrt{\frac{f_2 - f_x}{f_2 - f_y}}$$

(vii) Step5.1 で与えたせん断応力(v)から主圧縮応力(f'_2)を算出する。

$$f'_2 = v \cdot \left[\tan \theta + \frac{1}{\tan \theta} \right] - f_1$$

Step5.6 : i 層の主圧縮応力方向のなす角(θ)と、主圧縮ひずみ方向とのなす角(θ')を比較する。

$\theta = \theta'$: 次の Step へ

$\theta \neq \theta'$: Step5.3 へ戻り、主圧縮ひずみ方向の
なす角(θ')の仮定を修正する。

Step5.7 : Step5.5 の(iii)の、応力-ひずみ関係式より算出したコンクリートの主圧縮応力

(f_2) と Step5.5 の (vii) の、仮定したせん断応力から算出したコンクリートの主圧縮応力(f'_2)を比較する。

$f_2 = f'_2$: 次の Step へ

$f_2 \neq f'_2$: Step5.2 へ戻り、主圧縮ひずみ(ε_2)を修正する。

Step5.8 : サブルーチンより得られた X 軸方向のコンクリートの応力をメインプログラムへの入力のための便宜上置換。

$$f_{xi} = f_x$$

Step6 : コンクリートと鉄筋または鋼管の X 軸方向の応力より、はりに作用する断面力を力の釣合い式により算出する。

$$N' = \sum_{i=1}^m f_{xi} \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{j=1}^m f_{sxj} \cdot A_{sj}$$

$$M' = \sum_{i=1}^m f_{xi} \cdot b_i \cdot h_i \cdot y_{ci} + \sum_{j=1}^m f_{sxj} \cdot A_{sj} \cdot y_{sj}$$

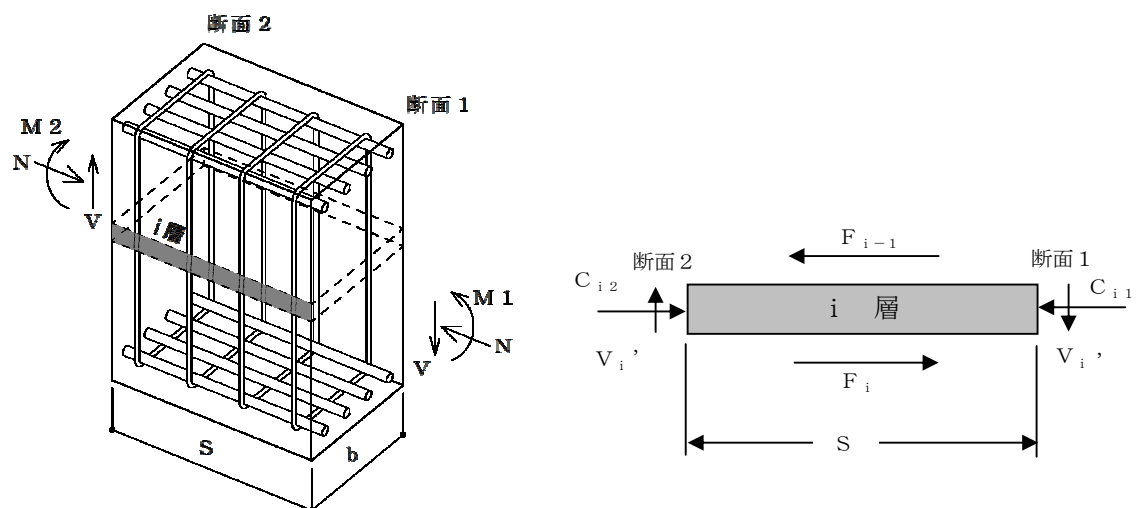
Step7 : Step1.4 で仮定した断面力(N、M)と、Step6 の力の釣合い式により算出された断面力(N'、M')を比較する。

$$\left(\begin{array}{c} N' = N \\ \text{かつ} \\ M' = M \end{array} \right) : \text{ 次の Step へ}$$

$$\left(\begin{array}{c} N' \neq N \\ \text{あるいは} \\ M' \neq M \end{array} \right) : \text{ Step3 へ戻り、上、下縁ひずみの仮定を修正する。}$$

Step8 : 断面 1 の計算が終了したら、Step3 に戻り断面 2 の計算をする。なお、断面 1、断面 2 とともに計算が終了すると Step9 に進む。

Step9 : 各層の力の釣合い条件により、各層のせん断応力(v'_i)を算出する。(付図 4.1.4 参照)



付図 4. 1. 4 i 層の力の釣り合い状態

$$F_{i-1} = \sum_{i=1}^{i-1} (C_{i1} - C_{i2})$$

$$F_i = F_{i-1} + C_{i1} - C_{i2}$$

$$v_i' = \frac{(F_i + F_{i-1})}{2 \cdot s \cdot b_i}$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, m$$

Step10 : Step2 で仮定した各層のせん断応力(v_i)と、各層の力の釣り合い条件により算出された Step9 のせん断応力(v_i')を比較する。

$v_i = v_i'$: 次の Step へ

$v_i \neq v_i'$: Step5 へ戻り、せん断流分布の仮定を修正する。

Step11 : 解析終了

付 4.2 収束アルゴリズムについて

本解析モデルは陽な形で解を求められないため、収束計算を行う必要がある。本解析モデルで用いられている収束アルゴリズムは、Vecchio らによって独自に開発された(以下、既往モデルと呼ぶ)ものである。Vecchio らは、各層に対して主圧縮応力方向のなす角 θ_i と主圧縮応力 f_2 の収束を、断面に対しては軸ひずみ分布の収束計算を行っている。既往モデルでも解は収束するが、ここで一つの試みとして新たな収束アルゴリズムを提案する。¹⁰²⁾ (以下、提案モデルと呼ぶ)

付 4.2.1 既往モデル

初めに、前節の Step5.6 で用いられている既往モデルの主圧縮応力方向のなす角 θ_i の収束計算アルゴリズムについて述べる。付図 4.2.1-1 は、主圧縮応力方向のなす角 θ_i を収束させるフローチャートである。主圧縮応力方向のなす角 θ_i の収束計算は、主圧縮ひずみ方向のなす角 θ_i' を初期値 45° と仮定し、主圧縮応力方向とのなす角 θ_i を求める。求められた主圧縮応力方向とのなす角 θ_i と仮定された主圧縮ひずみ方向のなす角 θ_i' が等しくなる ($\theta_i = \theta_i'$) まで θ_i' を変動させる収束アルゴリズムを用いている。

θ_i' の変動方法は、反復回数 $i=2$ までは、式(付 4.2.1-1)を用いている。 $i=3$ から $i=15$ までは、線形補間法に類似した式(付 4.2.1-2)としている。線形補間法を用いて収束計算する場合は、式(付 4.2.1-3)の θ_i' について求めればよい。なお、Vecchio らによる式(付 4.2.1-2 と線形補間法による式(付 4.2.1-3)との解の検証は、今後の研究課題としたい。

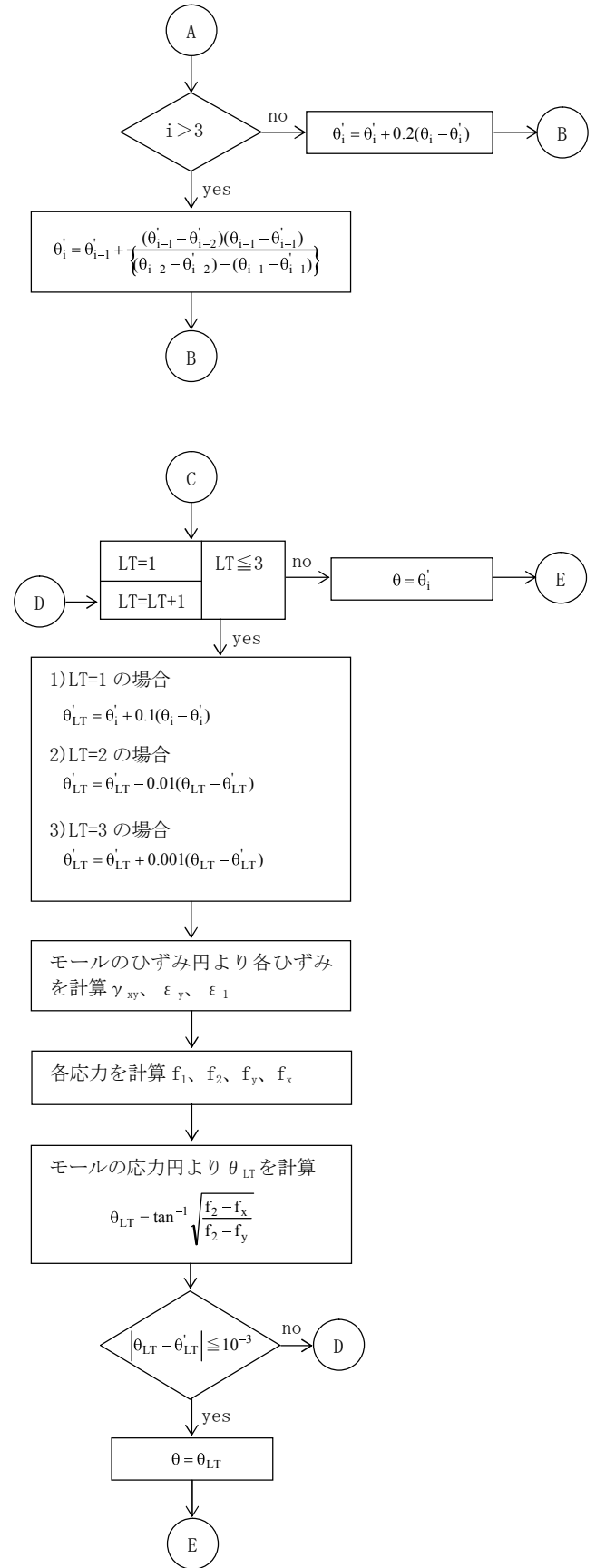
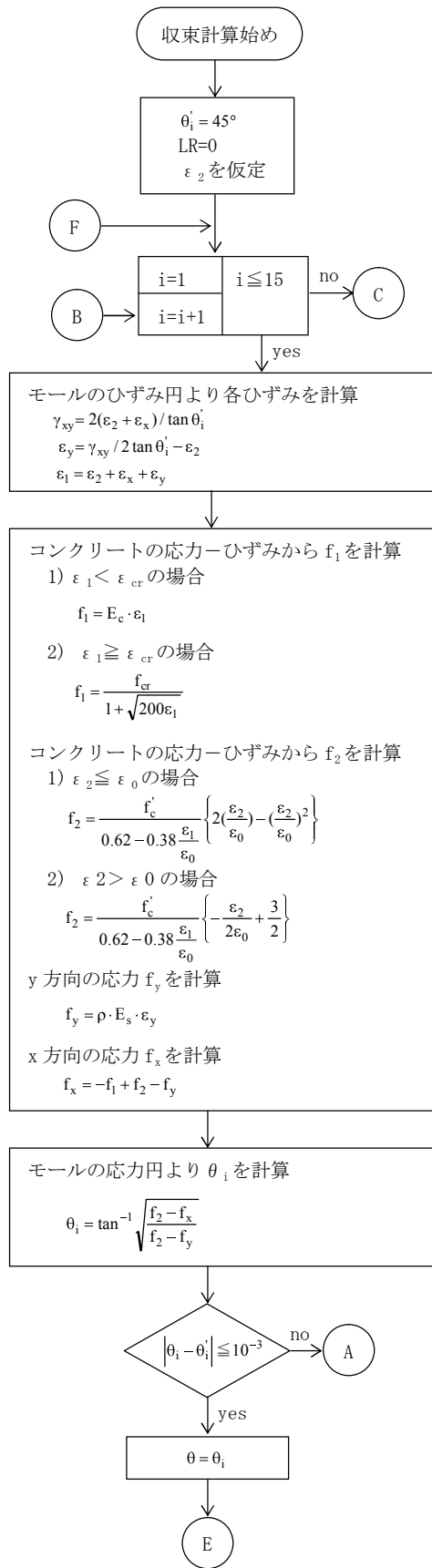
$i=15$ 以上の場合は、式(付 4.2.1-1)の係数 0.2 より小さい値 0.1、-0.01、0.001 を用いていることが分かる。

$$\theta_i' = \theta_i' + 0.2(\theta_i - \theta_i') \quad (\text{付 4.2.1-1})$$

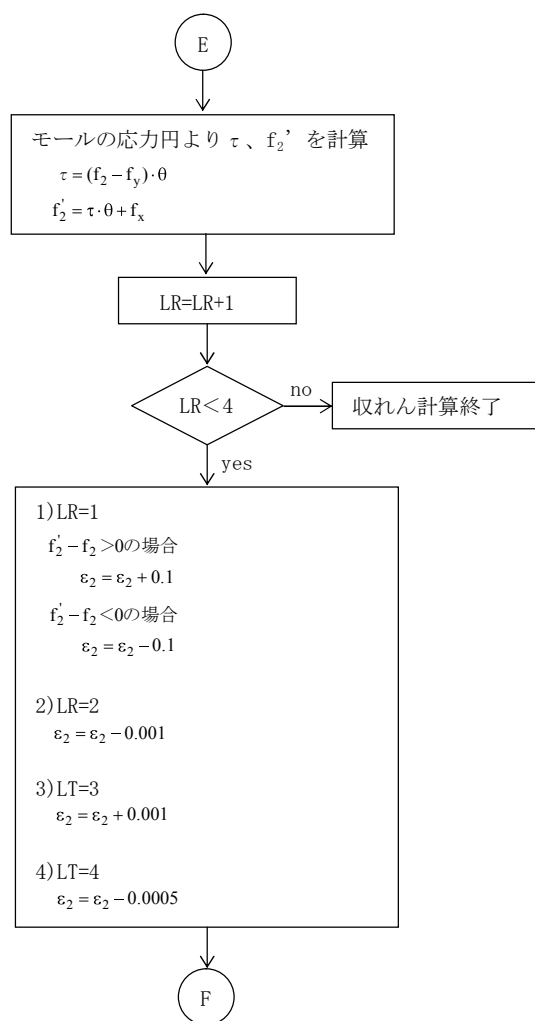
$$\theta_i' = \theta_{i-1}' + \frac{(\theta_{i-1}' - \theta_{i-2}')(\theta_{i-1} - \theta_{i-1}')}{\{(\theta_{i-2} - \theta_{i-2}') - (\theta_{i-1} - \theta_{i-1}')\}} \quad (\text{付 4.2.1-2})$$

$$\theta_i' = \theta_{i-2}' + \frac{(\theta_{i-1} - \theta_{i-2})(\theta_i' - \theta_{i-2}')}{(\theta_{i-1}' - \theta_{i-2}')} \quad (\text{付 4.2.1-3})$$

次に、前節の Step5.7 で用いられている既往モデルの主圧縮応力 f_2 の収束計算アルゴリズムについて述べる。主圧縮応力 f_2 の収束計算は、主圧縮ひずみ ε_2 を仮定し、主圧縮応力 f_2 を求める。求められた主圧縮応力 f_2 と前節 Step5.5(vii)の仮定されたせん断応力から算出した主圧縮応力 f_2' が等しくなる ($f_2' = f_2$) まで主圧縮ひずみ ε_2 の増分を $\varepsilon_2 \pm 0.1$ 、 $\varepsilon_2 \pm 0.001$ 、 $\varepsilon_2 - 0.0005$ と徐々に小さくし収束計算を行っている。なお、 ε_2 の変動方法のフローチャートを付図 4.2.1-2 に示す。



付図 4.2.1-1 フローチャート 1



付図 4. 2. 1-2 フローチャート 2

付 4.2.2 提案モデル

修正圧縮場理論は、主圧縮応力方向のなす角 θ_i と主圧縮ひずみ方向のなす角 θ_i' が等しいと仮定している。付図 4.2.2-1 は、主圧縮応力方向のなす角 θ_i を収束させる提案モデルのフローチャートである。概要は、以下の通りである。

Step1 主圧縮ひずみ方向のなす角 θ_i' (初期値 45°) と主圧縮ひずみ ε_2 を仮定する。

Step2 モールのひずみ円より、せん断ひずみ γ_{xy} 、y 方向のひずみ ε_y 、主引張ひずみ ε_1 を求める。

Step3 モールの応力円より、主引張応力 f_1 、主圧縮応力 f_2 、x, y 方向の応力 f_x , f_y を求める。

Step4 Step3 で求めた各応力より、主圧縮応力方向のなす角 θ_i を求める。

Step5 $\theta_i' = \theta_i' + \alpha (\theta_i' - \theta_i)$ として Step2 に戻り、各ひずみ、各応力を求め、 θ_{i+1} を導く。なお、係数 α は、0.1 から 0.3 の値を用いると解が安定した。

Step6 Step1～Step5 で求めた $\theta_{i,i+1}'$ 、 $\theta_{i,i+1}$ を用いて 2 点を通る直線の式(付 4.2.2-1) と式(付 4.2.2-2) の連立方程式より θ_σ を求め、 $\theta_i' = \theta_\sigma$ とする。

$$\theta_\sigma - \theta_i = \frac{(\theta_{i+1} - \theta_i)}{(\theta_{i+1}' - \theta_i')} \cdot (\theta_\varepsilon - \theta_i') \quad (\text{付 4.2.2-1})$$

$$\theta_\sigma = \theta_\varepsilon \quad (\text{付 4.2.2-2})$$

Step7 各ひずみ、各応力を求め、 θ_i を再計算する

Step8 θ_i と θ_i' が等しければ、 $\theta = \theta_i$ として終了。もし等しくなければ $\theta_i' = \theta_i' + \alpha (\theta_i' - \theta_i)$ とし、Step2 に戻る。

次に、主圧縮応力 f_2 の収束計算アルゴリズムについて述べる。既往モデルでは、ある層のコンクリートにひび割れが発生した場合に、解が発散する現象がしばしば生じる。その為、解が発散する手前のステップで荷重増分量を変更させる等の工夫が必要であった。そこで、主圧縮ひずみ ε_2 がコンクリートの圧縮強度時のひずみ ε_0 より大きくなった場合（コンクリートの圧壊時点）に、解の発散を避けるため、一つの方法としてソルバーを導入して解の安定を向上させた。近年、非線形解析に用いられているソルバーは、精度および処理能力が向上し安定的^{103), 104)}に解が得られると言われている。なお、ソルバーは、NAG Fortran Library, Mark 26 の非線形方程式の解を求められる C05AXF¹⁰⁵⁾を実装させた。付図 4.2.2-2 は、ソルバーを用いた主圧縮応力 f_2 を収束させるフローチャートである。概要は、以下の通りである。

Step9 モールの応力円よりせん断応力 τ 、主圧縮応力 f_2' を求める。

Step10 主圧縮ひずみ $\varepsilon_2 \geq$ コンクリートの圧縮強度時のひずみ ε_0 の場合
 $f=f_2-f_2'$ とする。

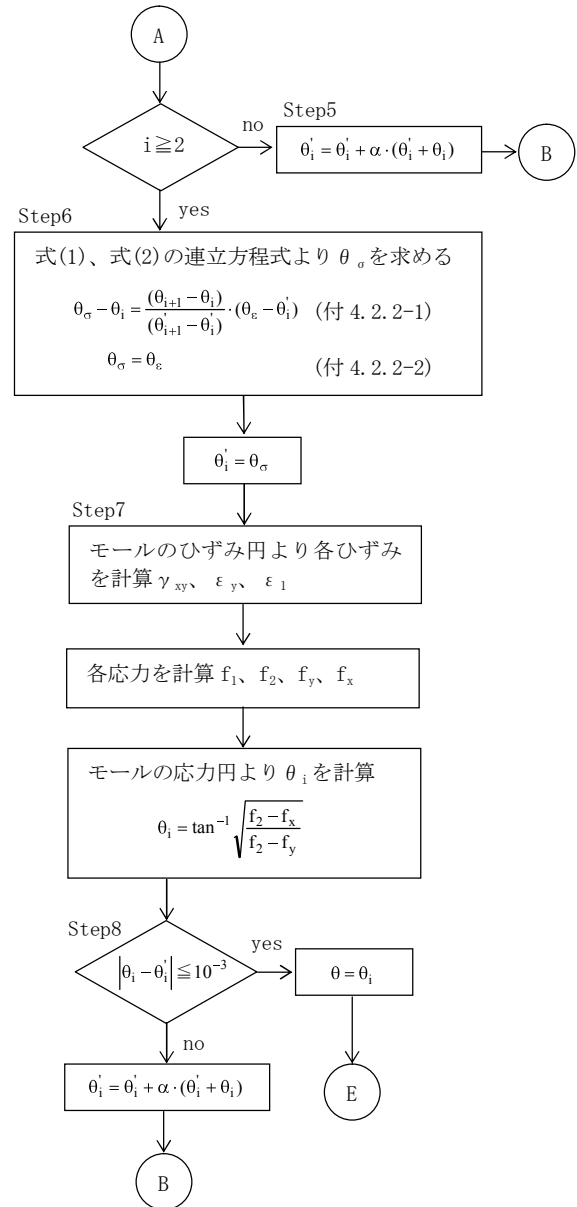
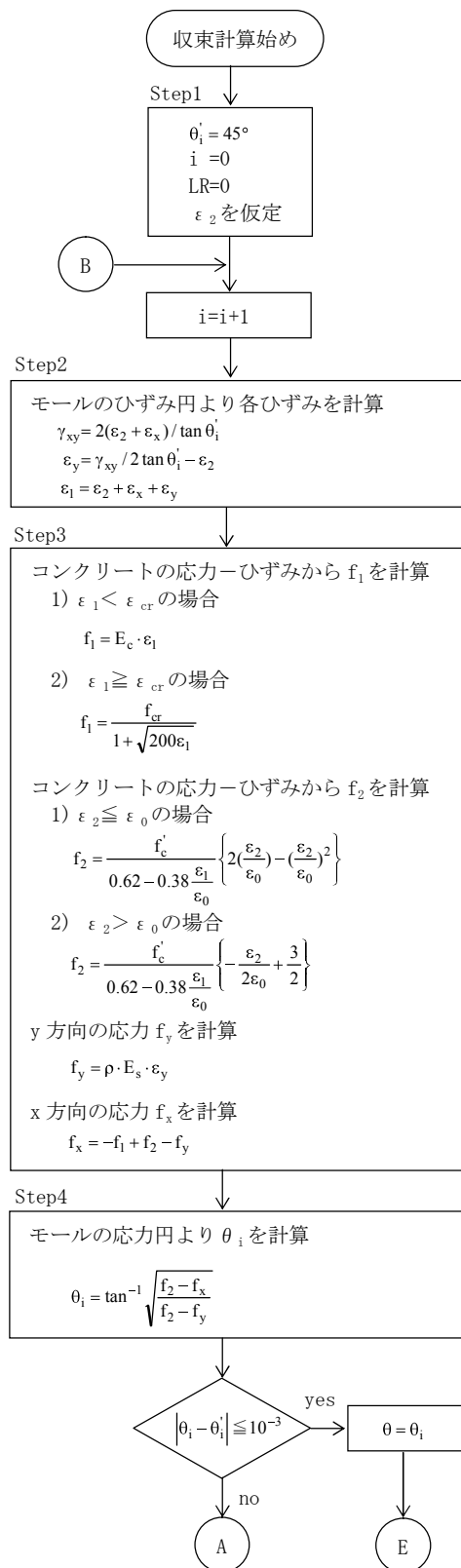
Step11 式(付 4.2.2-3)を C05AXF により ε_2 を求めて終了。

$$f = \frac{f_c'}{0.62 - 0.38 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0}} \left\{ -\frac{\varepsilon_2}{2\varepsilon_0} + \frac{3}{2} \right\} - (\tau \cdot \theta + f_x) \leq 10^{-3} \quad (\text{付 4.2.2-3})$$

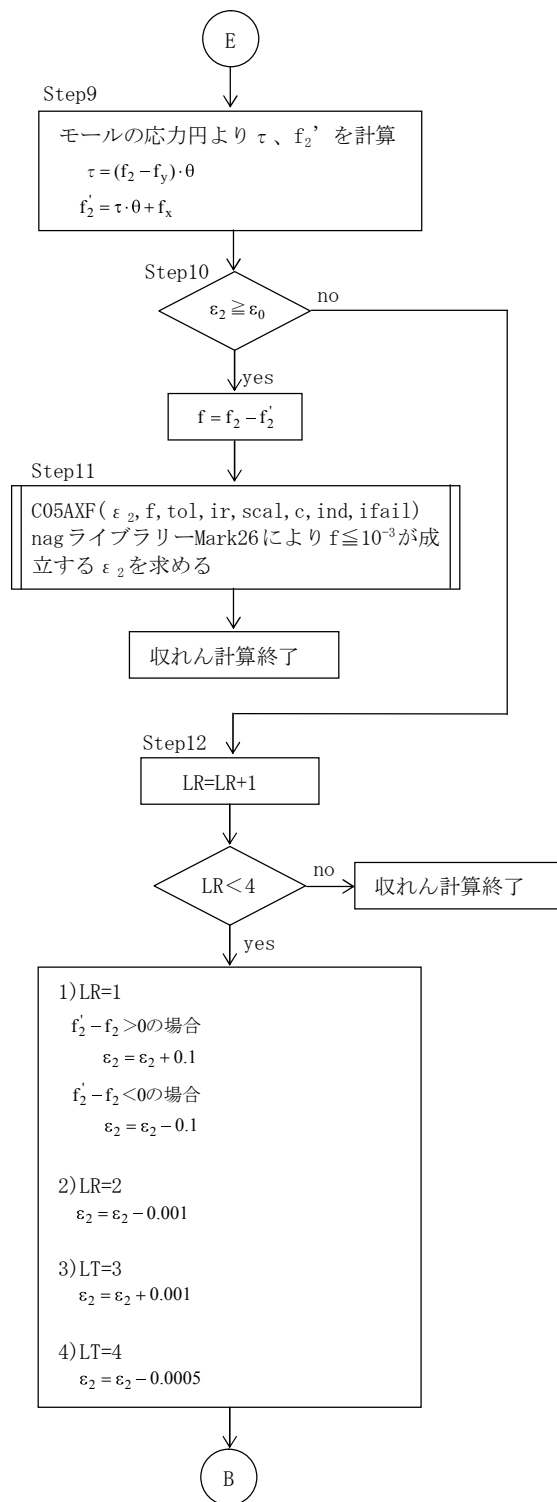
Step12 $\varepsilon_2 < \varepsilon_0$ の場合は、既往モデルと同様の収束計算を行う。

ソースコードの実行は、九州大学情報基盤研究センターの研究用計算機システム Fujitsu PRIMERGY CX2570 M4 を利用した。ライブラリーの結合およびソースコードの実行方法は、以下の通りである。

```
module load intel/2017      リターンキー
module load nag/20170911    リターンキー
ifort-I/home/app/nag/fl16i26dcl/nag_interface_blocks RAT7.matsu.f90/home/app/
nag/fl16i26dcl/lib/libnag_mkl.a-Wl,--start-group/home/app/nag/fl16i26dcl/mkl_
intel64_11.3.3/lib/libmkl_intel_lp64.a/home/app/nag/fl16i26dcl/mkl_intel64_11
.3.3/lib/libmkl_intel_thread.a/home/app/nag/fl16i26dcl/mkl_intel64_11.3.3/lib
/libmkl_core.a-Wl,--end-group -liomp5 -lpthread -lm -ldl -lstdc++ リターンキー
./a.out リターンキー
```



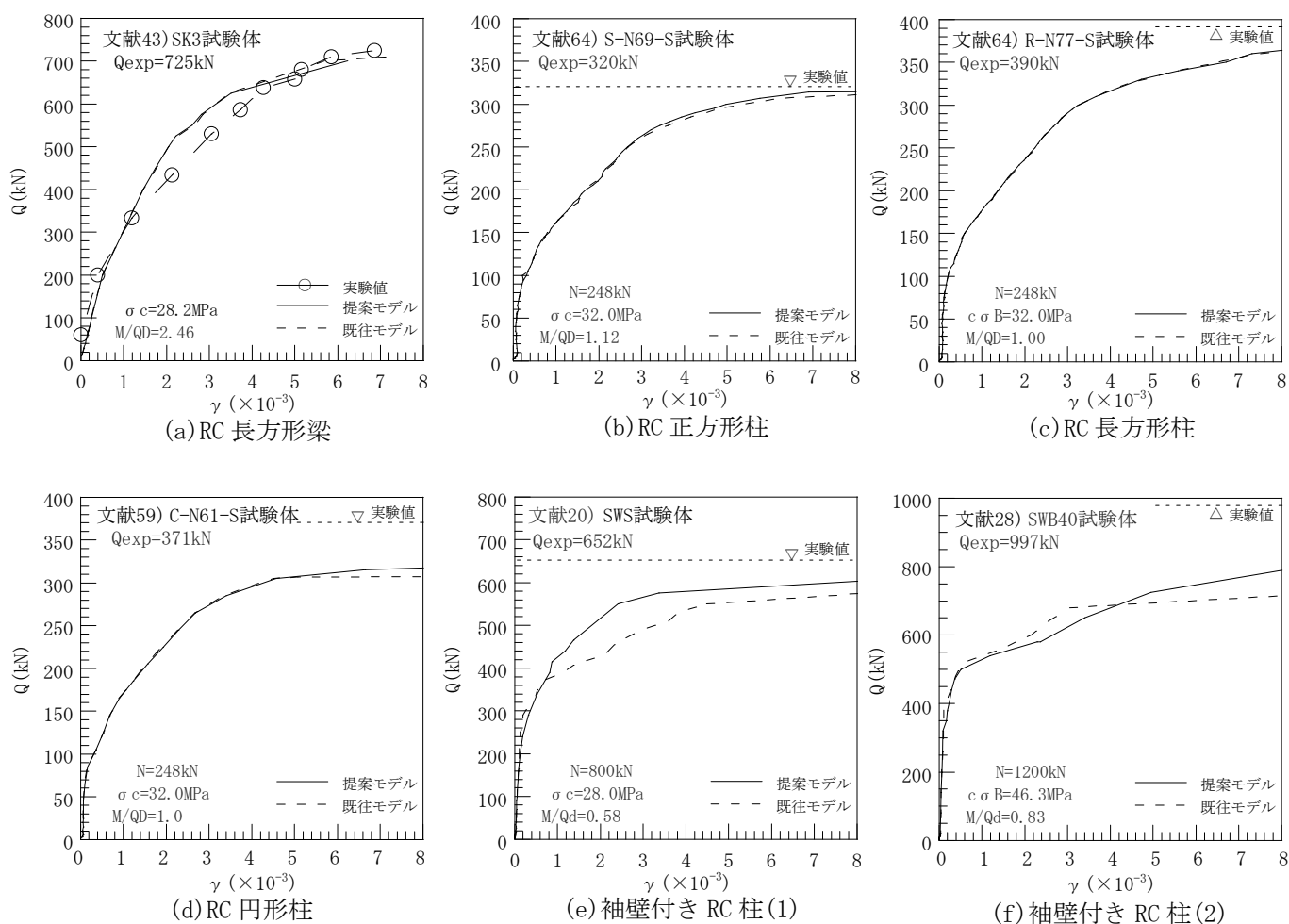
付図 4. 2. 2-1 フローチャート 1



付図 4.2.2-2 フローチャート 2

付 4.2.3 提案モデルの妥当性について

図 4.2.3(a)から(f)は、RC 長方形梁および矩形断面、円形断面、袖壁付き RC 柱の提案モデル、既往モデルによる解析結果および既往実験結果のせん断力 Q —せん断ひずみ γ 関係を表したものである。図 4.2.3 (a), (b), (c) より提案モデルは、既往モデルと既往実験結果を概ね追従していることが分かる。図 4.2.3 (d), (e), (f) より、提案モデルは既往モデルに比べ、せん断力が大きくなり既往実験値に近づいていることが分かる。また、提案モデルの挙動は、既往モデルに比べ安定していた。これは、コンクリートの圧壊以降で、ソルバーが安定的に解を算出しているためであると考えられる。以上より、提案モデルの妥当性を確認することができた。なお、各層の主圧縮応力方向のなす角 θ 、主圧縮ひずみ ε_2 、主圧縮応力 f_2 の収束過程、収束するまでの反復回数、解の発散メカニズムなどは今後の研究課題としたい。



付図 4.2.3 Q — γ 関係

付録5 現行の終局せん断耐力の計算結果との比較

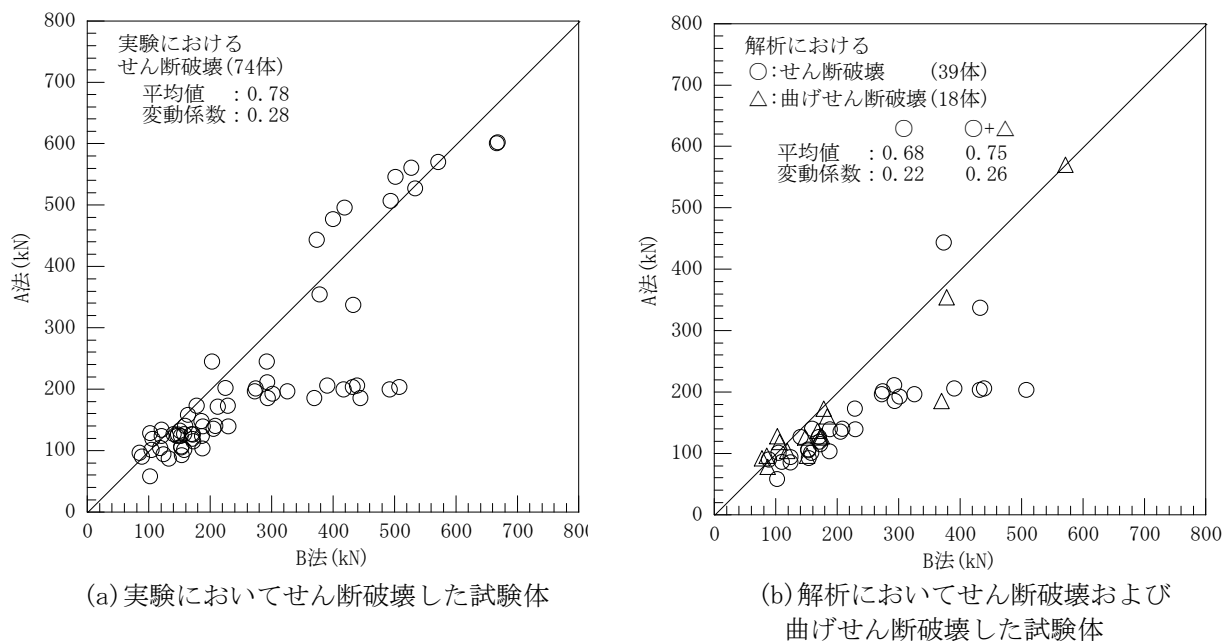
本節では、コンクリート系各種柱材の終局せん断耐力の評価式による計算結果との比較を行った。また、SRC 規準の角形断面では充填コンクリート部分の終局曲げ耐力 cMu を求める場合に曲げ材の全せい D を用いている。そこで、付 5.6、付 5.7 では D を充填コンクリート部分のせい cD に置き換えて再計算した結果についても述べた。

付 5.1 A 法と B 法との計算結果の比較

付図 5.1(a)および(b)は、RC 円形断面柱の実験においてせん断破壊した試験体および本解析においてせん断破壊、曲げせん断破壊した試験体の A 法と B 法の計算結果とを比較したものである。なお、図中にこれらの耐力比(A 法の計算結果/B 法の計算結果)の平均値、変動係数を示した。

付図 5.1(a)より分かるように、実験でせん断破壊した 74 体の A 法の計算結果と B 法の計算結果の耐力比の平均値は 0.78 で、変動係数は 0.28 となり、A 法の計算結果は、B 法の計算結果に比べて小さくなる事が分かる。

図 5.1(b)より分かるように、本解析においてせん断破壊および曲げせん断破壊した試験体の A 法と B 法の計算結果の耐力比の平均値は 0.75 で変動係数は 0.26 となり、A 法の計算結果は、B 法の計算結果に比べて小さくなる事が分かる。



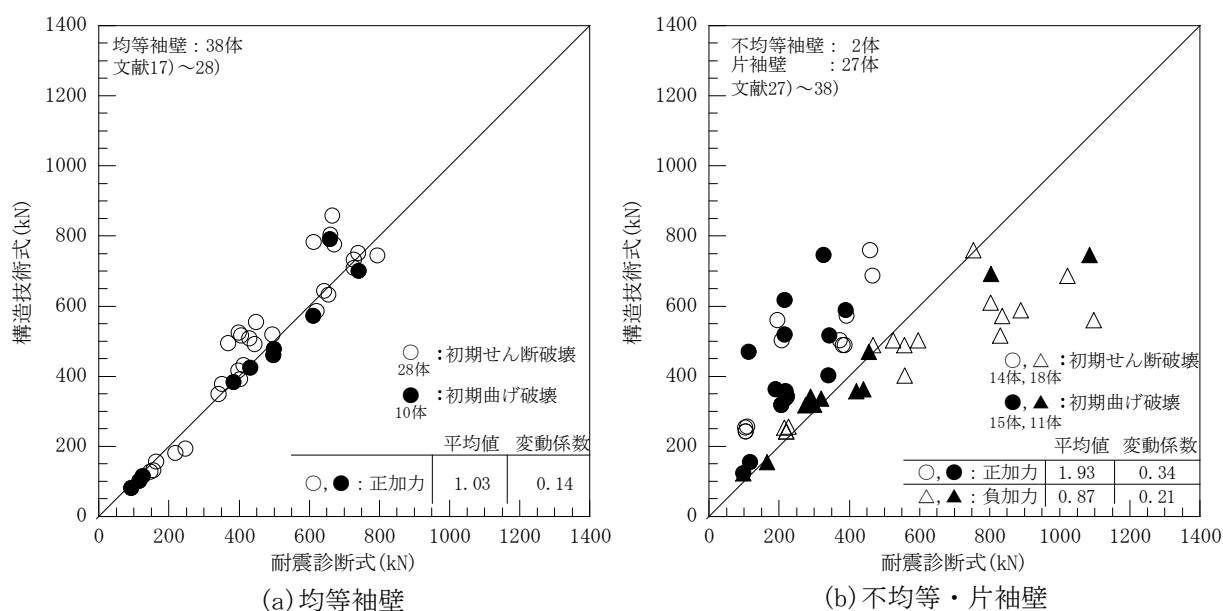
付図 5.1 A 法と B 法との計算結果の比較

付 5.2 構造技術式と耐震診断式との計算結果の比較

付図 5.2(a)および(b)は、均等袖壁および不均等・片袖壁の構造技術式と耐震診断式の計算結果とを比較したものである。なお、図中にこれらの耐力比(構造技術式の計算結果/耐震診断式の計算結果)の平均値、変動係数を示し、また、既往実験において袖壁の初期せん断破壊となっている試験体を○、△で表した。

付図 5.2(a)より分かるように、均等袖壁の耐力比の平均値は 1.04 で、変動係数は 0.20 となり、耐震診断式の計算結果は、構造技術式の計算結果に比べて若干小さくなることが分かる。

付図 5.2(b)より分かるように、不均等・片袖壁の正および負加力の耐力比の平均値は各々 1.93、0.87 で変動係数は 0.34、0.21 となり、正加力の計算結果は、本解析結果に比べて大部分が小さくバラツキが大きくなる。これは、4.3.1 節に記述したように、耐震診断式では引張側(加力側)の袖壁を無視し、圧縮側の袖壁と柱の断面積を等価断面積として計算しており、負加力は正加力に比べて等価断面積が大きくなるためと考えられる。また、負加力では、耐震診断式の計算結果が構造技術式の計算結果より大きくなることが分かる。

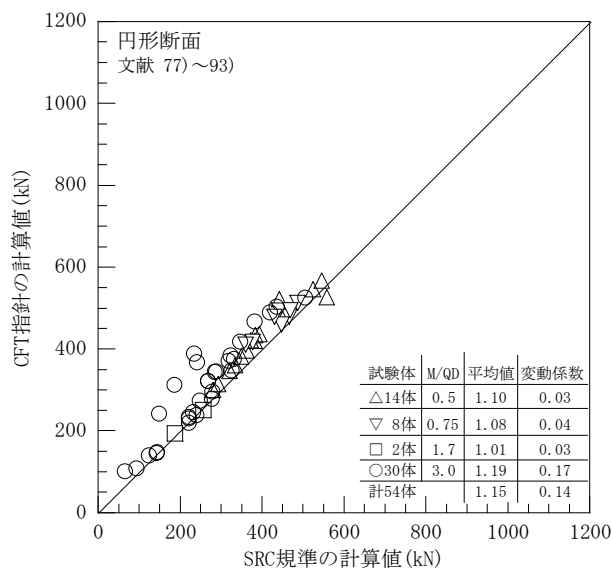


付図 5.2 構造技術式と耐震診断式との計算結果の比較

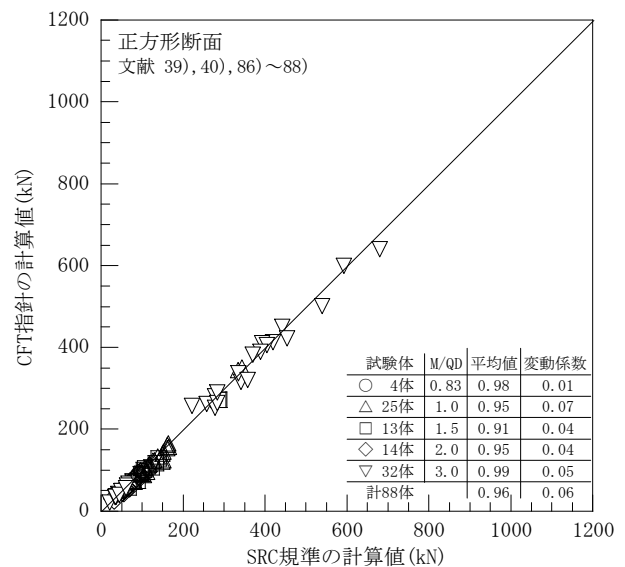
付 5.3 CFT 指針と SRC 規準との計算結果の比較

付図 5.3(a), (b), (c)は、円形、正方形、長方形断面の CFT 指針と SRC 規準との計算結果を各々比較したものである。なお、図中に耐力比(CFT 計算値/SRC 計算値)の平均値および変動係数を示している。

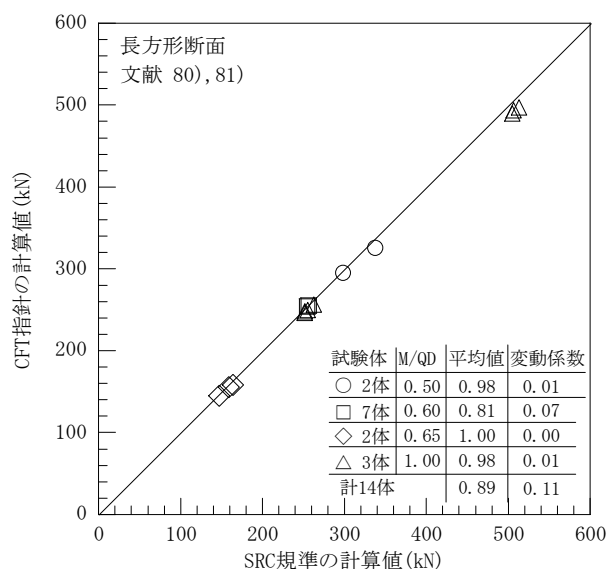
付図 5.3(a), (b), (c)より分かるように、円形、正形、長方形断面の CFT 指針と SRC 規準の耐力比の平均値は、各々1.15、0.96 および 0.89 で、変動係数は各々0.14、0.06 および 0.11 となった。これより、正形および長方形断面では CFT 指針と SRC 規準との計算結果は差が小さかったが、円形断面では CFT 指針の方が SRC 規準に比べて若干大きくなった。



(a) 円形断面の比較



(b) 正方形断面の比較



(c) 長方形断面の比較

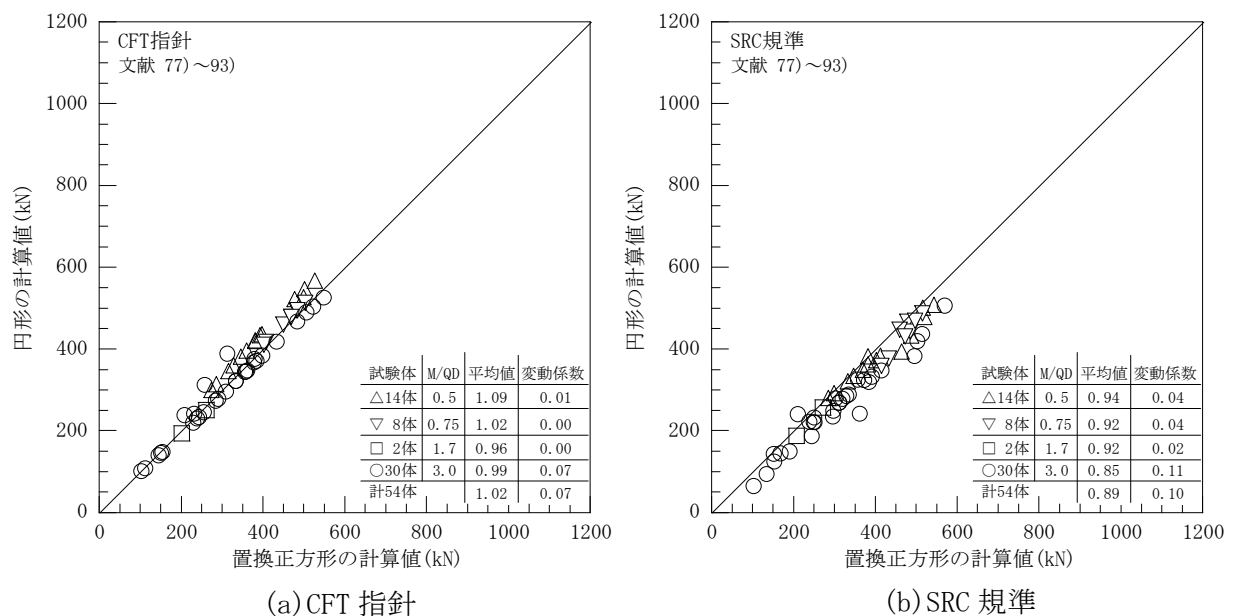
付図 5.3 CFT 指針と SRC 規準の計算結果の比較

付 5.4 円形断面と置換正方形断面との計算結果の比較

付図 5.4(a)、(b)は、円形断面の計算結果と置換正方形断面の CFT 指針と SRC 規準との計算結果を比較したものである。なお、図中に耐力比(円形断面/置換正方形断面)の平均値および変動係数を示している。

付図 5.4(a)より分かるように、CFT 指針による円形断面と置換正方形断面の耐力比の平均値および変動係数は、1.02 および 0.07 であり、置換正方形断面の計算値は円形断面とほぼ同じような値となる。

付図 5.4(b)より分かるように、SRC 規準による円形断面と置換正方形断面の耐力比の平均値および変動係数は、0.89 および 0.10 となり、置換正方形断面の計算値は円形断面に比べ大きくなった。

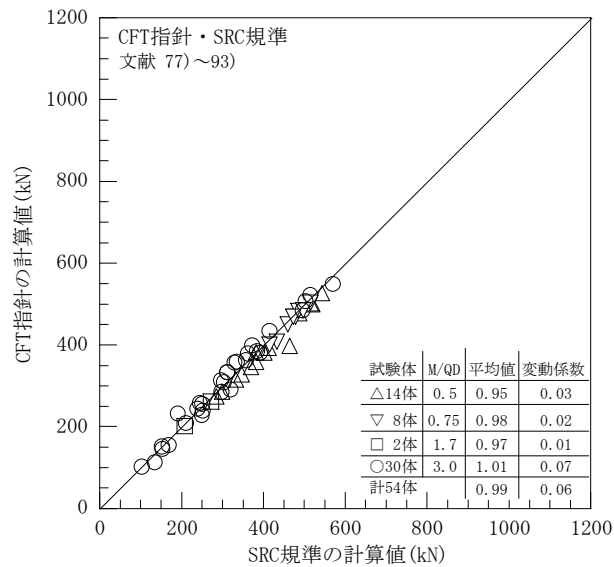


付図 5.4 円形断面と置換正方形断面との計算結果の比較

付 5.5 CFT 指針と SRC 規準の置換正方形断面との計算結果の比較

付図 5.5 は、CFT 指針と SRC 規準による置換正方形断面の計算結果とを比較したものである。なお、図中に耐力比 (CFT 計算値/SRC 計算値) の平均値および変動係数を示している。

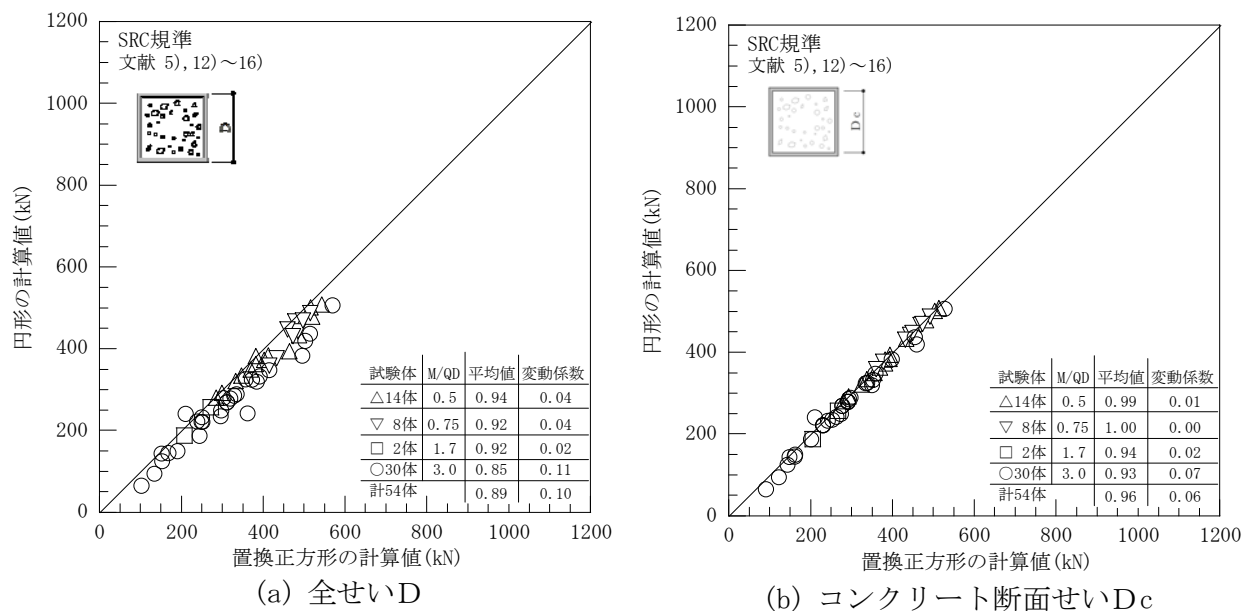
付図 5.5 より分かるように、置換正方形断面の CFT 指針と SRC 規準との耐力比の平均値は 0.99 で、変動係数は 0.06 であり、CFT 指針と SRC 規準の計算値とは略同じとなった。



付図 5.5 CFT 指針と SRC 規準の置換正方形の比較

付 5.6 円形断面と置換正方形断面との計算結果の比較

付図 5.6(a)および(b)は、全せいおよびコンクリート断面せいの SRC 規準による円形断面の計算結果と置換正方形断面の計算結果とを比較したものである。付図 5.6(a)より分かるように、SRC 規準による円形断面と置換正方形断面の耐力比の平均値および変動係数は、0.89 および 0.10 となり、置換正方形断面の計算値は円形断面に比べ大きくなった。なお、SRC 規準の角形断面では、充填コンクリート部分の終局曲げ耐力 cMu を求める場合に曲げ材の全せい D を用いている。付図 5.6(b)では、 D を充填コンクリート部分のせい cD に置き換えて再計算した。その結果、耐力比の平均値および変動係数が 0.96 および 0.06 となり、円形断面の計算値に近づいた。

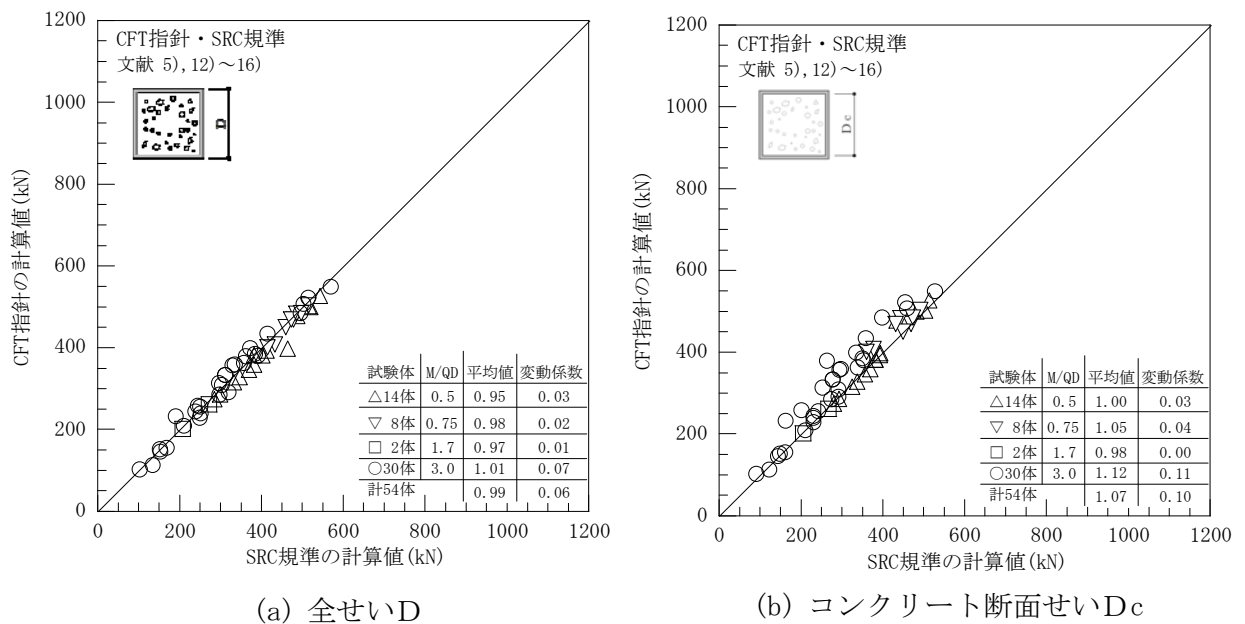


付図 5.6 SRC 規準による計算結果の比較

付 5.7 CFT 指針と SRC 規準の置換正方形断面との計算結果の比較

付図 5.7(a)および(b)は、全せいおよびコンクリート断面せいの CFT 指針と SRC 規準による置換正方形断面の計算結果とを比較したものである。なお、図中に耐力比(CFT 計算値/SRC 計算値)の平均値および変動係数を示している。

付図 5.7(a)より分かるように、置換正方形断面の CFT 指針と SRC 規準との耐力比の平均値は 0.99 で、変動係数は 0.06 であり、CFT 指針と SRC 規準の計算値とは略同じとなった。付図 5.7(b)では、SRC 規準においてDを cD に置き換えて再計算した結果、耐力比の平均値および変動係数が 1.07 および 0.10 となり若干差が生じた。



付図 5.7 CFT 指針と SRC 規準の置換正方形の比較