

建築研究資料

Building Research Data

No. 206

May 2023

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の 耐震安全性検証方法に関する検討

～柱、梁部材の疲労性能評価式と
建築物の限界最大層間変形角に基づく耐震安全性検証方法～
Study on Seismic Safety Evaluation Method for Super-High-Rise Steel Buildings
against Long-Period Earthquake Ground Motions

～ Seismic Safety Evaluation Method Based on the Fatigue Performance Evaluation Formula
for Column and Beam Members and the Limit of Maximum Inter-Story Drift Angle of Buildings ～

長谷川隆, 福元敏之, 澤本佳和, 黒川泰嗣,
上瀧敬太, 鈴木芳隆, 安本宏, 城戸將江,
森田高市, 岩田善裕, 三木徳人

Takashi Hasegawa, Toshiyuki Fukumoto, Yoshikazu Sawamoto, Yasushi Kurokawa,
Keita Kotaki, Yoshitaka Suzuki, Hiroshi Yasumoto, Masae Kido,
Koichi Morita, Yoshihiro Iwata, Norihito Miki

国立研究開発法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

National Research and Development Agency, Japan

国立研究開発法人建築研究所、関係機関及び著者は、
読者の皆様が本資料の内容を利用することで生じた
いかなる損害に対しても、一切の責任を負うものでは
ありません。

はしがき

現在の超高層建築物等の性能評価で用いられている設計用の長周期地震動は、地域や周期によっても、告示波の2倍程度の速度応答スペクトルとなる場合があり、通常のクライテリア（塑性率2、最大層間変形角1/100）で超高層鉄骨造建築物の設計を行うと、これまでより大きな断面が必要となり、設計が困難となる場合もあると考えられる。そのため、このような地震動に対して、梁部材や柱部材の限界性能に基づいた設計を行うことにより、通常のクライテリアを用いない設計法が要望されている。このような場合、建築物の最大層間変形角が現状に比べて大きくなる可能性があり、骨組応答性状を把握するとともに倒壊までの余力も検討しておく必要がある。

平成22～24年度の国土交通省建築基準整備促進事業（以下、「基整促」という）に於ける検討では、一般的な超高層建築物が梁降伏型で設計されていることを念頭に、梁端部の多数回繰返し実験を主に実施し、柱部材は基本性能を把握するに留まっていた。そのため、現状では鉄骨柱部材やCFT（コンクリート充填鋼管）柱部材には設計用疲労曲線が無く、長周期地震動により建築物が大きな応答変形を生じている状態での安全性検証を行う上で、技術的な知見が十分ではない。

これらの問題を解決するため、主に超高層鉄骨造建築物を対象に平成30(2018)年度から3カ年にわたり、基整促として「S29 長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討」の調査研究が実施された。建築研究所でもこの課題に対応するために、指定課題として「過大入力地震に対する鋼構造建築物の終局状態の評価手法と損傷検知に関する研究（平成28～30年度）」及び「極大地震に対する鋼構造建築物の倒壊防止に関する設計・評価技術の開発（令和1～3年度）」を実施し、上記の基整促の事業主体と共同研究を締結して検討を進めた。建築研究所はこの共同研究で、調査研究の計画策定や成果の取りまとめに関して主たる役割を果たし、最終成果として、鉄骨及びCFT柱部材の疲労性能評価式を提案するとともに建築物に一定の余力を確保するための限界最大層間変形角の設定方法を提案した。

本資料は、上記の基整促「S29 長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討」において、平成30年度～令和2年度の3カ年で実施した調査の報告書を再構成し、調査内容全体がよりわかりやすくなるように取りまとめたものである。本資料が、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の構造設計を行う設計者や耐震安全性の評価を行う性能評価機関等において、基礎資料として有効に活用され、これまで以上に信頼性と構造安全性の高い鉄骨造建築物の建設に役立てられることを期待する。

令和5年5月

国立研究開発法人 建築研究所

理事長 澤地孝男

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法に関する検討

～柱、梁部材の疲労性能評価式と 建築物の限界最大層間変形角に基づく耐震安全性検証方法～

長谷川隆¹⁾，福元敏之²⁾，澤本佳和²⁾，黒川泰嗣³⁾，
上瀧敬太²⁾，鈴木芳隆⁴⁾，安本宏⁴⁾，城戸將江⁵⁾，
森田高市¹⁾，岩田善裕⁶⁾，三木徳人⁶⁾

概 要

本研究では、鉄骨柱部材とCFT（コンクリート充填鋼管）柱部材を対象として、設計用疲労曲線式を提案するための実験や解析的検討を行なった。また、柱や梁部材の破断や耐力劣化などを考慮し、建物の倒壊までの追跡が可能な地震応答解析を行なって、設計用の地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも、一定の余力が確保されるような方策について検討した。この調査検討から得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) 鉄骨柱部材については、繰り返し荷重が作用する角形断面鋼管柱を対象に、変動軸力や変動振幅の特性に着目した繰り返し載荷実験やFEM解析を実施し、一定軸力での特性、変動軸力での特性、及び、任意の変位振幅での特性を把握し、それらに基づく疲労性能評価式を提案した。
- 2) CFT柱部材については、CFT柱部材の多数回繰り返し載荷実験として、変動変位振幅や変動軸力の影響などについて検討し、これらの結果に基づいて、実験下限値を与える疲労性能評価式を提案した。
- 3) 上記の疲労性能評価式を用いた鉄骨柱部材とCFT柱部材の耐震安全性評価手法を提案した。また、設計地震動より大きい地震動が作用した場合でも建物が倒壊しないように、最大層間変形角の応答限界値を設定する方法を提案した。

1) 建築研究所，2) 鹿島建設技術研究所，3) 鹿島建設，4) 小堀鐸二研究所，5) 北九州市立大学，6) 国土技術政策総合研究所

Study on Seismic Safety Evaluation Method for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions

~ Seismic Safety Evaluation Method Based on the Fatigue Performance Evaluation Formula for Column and Beam Members and the Limit of Maximum Inter-Story Drift Angle of Buildings ~

Takashi Hasegawa¹⁾, Toshiyuki Fukumoto²⁾, Yoshikazu Sawamoto²⁾, Yasushi Kurokawa³⁾,
Keita Kotaki²⁾, Yoshitaka Suzuki⁴⁾, Hiroshi Yasumoto⁴⁾, Masae Kido⁵⁾,
Koichi Morita¹⁾, Yoshihiro Iwata⁶⁾, Norihito Miki⁶⁾

Abstract

In this study, experimental tests and analytical studies were conducted to propose the design fatigue curve formula of steel rectangular hollow section (RHS) column and CFT (concrete-filled steel tube) column. And, earthquake response analysis of model frames considering the fracture and deterioration of column and beam members was performed to examine ultimate-limit performance of super-high-rise steel buildings against the long-period earthquake ground motions. The seismic safety evaluation method to ensure a certain deformation capacity even in the event of an earthquake ground motion larger than the design earthquake ground motion was also investigated. Following results were obtained in the study.

- 1) As for RHS column, cyclic loading tests and FEM analysis were conducted to investigate the effect of variable axial force and variable amplitude on columns under cyclic loading. From the result of these tests, seismic performance of RHS columns under constant axial force, variable axial force, and variable amplitude was clarified, and the fatigue performance evaluation formula for RHS column was proposed.
- 2) As for CFT column, cyclic loading tests of CFT columns were conducted to investigate the effect of variable amplitude and variable axial force. Based on these results, the fatigue performance evaluation formula that gives the lower limit of the experiment was proposed.
- 3) In this study, the seismic safety evaluation method using the above fatigue performance evaluation formula for steel frame column members and CFT column members was proposed. In addition, we proposed the method of setting the response limit value of maximum inter-story drift angle in order to prevent a building from collapsing even when an earthquake ground motion larger than the design earthquake ground motion acts.

1) Building Research Institute, 2) Kajima Technical Research Institute, 3) Kajima Corporation, 4) Kobori Research Complex Inc., 5) The University of Kitakyushu, 6) National Institute for Land and Infrastructure Management

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法に関する検討

～柱、梁部材の疲労性能評価式と 建築物の限界最大層間変形角に基づく耐震安全性検証方法～

目 次

はしがき	
概要	i
Abstract	ii
第1章 はじめに	1. 1-1
1.1 背景、調査項目及び調査目的	1. 1-1
1.2 各調査項目の具体の検討内容	1. 2-1
1.3 本書の構成	1. 3-1
1.4 調査体制	1. 4-1
第2章 鉄骨柱部材の設計用疲労曲線式の検討	2. 1-1
2.1 鉄骨柱部材の多数回繰り返し載荷実験 (H30 年度実施)	2. 1-1
2.2 設計用疲労曲線と有限要素法を用いた解析可能性の検討 (R1 年度実施)	2. 2-1
2.3 鉄骨柱部材の多数回繰り返し載荷実験と疲労評価の検討 (R2 年度実施)	2. 3-1
2.4 まとめ	2. 4-1
第3章 角形 CFT 柱部材の設計用疲労曲線式の検討	3. 1-1
3.1 既往研究の分析と疲労性能曲線式の検討 (H30 年度実施)	3. 1-1
3.2 角形 CFT 柱部材の多数回繰り返し載荷実験 (R1 年度実施)	3. 2-1
3.3 CFT 柱部材の多数回繰り返し載荷実験と疲労評価の検討 (R2 年度実施)	3. 3-1
3.4 まとめ	3. 4-1
第4章 超高層鉄骨造建築物の地震応答解析に基づく耐震安全性検証法の検討	4. 1-1
4.1 超高層鉄骨造建物の試設計と劣化を考慮した時刻歴応答解析 (H30 年度実施)	4. 1-1
4.2 建物が倒壊するまでの余力の検討と耐震安全性検証の試行 (R1 年度実施)	4. 2-1
4.3 耐震安全性評価法、層間変形角クライテリア等の提案 (R2 年度実施)	4. 3-1
4.4 まとめ	4. 4-1
第5章 おわりに	5-1
謝辞	

第1章 はじめに

1.1 背景、調査項目及び調査目的

最近の地震動予測研究の進捗により、南海トラフを震源域とする巨大地震等によって、東京、名古屋、大阪などの大都市圏のある大規模堆積平野で長周期地震動が強く励起され、超高層建築物あるいは免震などの長周期構造物に大きな影響を及ぼす可能性が指摘されている。同指摘を鑑み、現在の超高層建築物等の性能評価で用いられている設計用の長周期地震動は、地域や周期によっては、これまでの告示波の2倍程度の速度応答スペクトルとなる場合があり、通常のクライテリア（層間変形角 1/100、塑性率 2）で超高層鉄骨造建築物の設計を行うと、過大な断面が必要となり、設計が困難となる可能性もある。そのため、このような地震動に対して、梁部材や柱部材の限界性能に基づいた設計を行うことで、通常のクライテリアを用いない設計法が要望されている。また、長周期地震動下では梁や柱などの部材が多数回繰返し荷重を受けるため、部材の多数回繰返し性能を把握することが重要である。

通常のクライテリアを用いない設計の場合、建築物の最大層間変形角が現状に比べて大きくなる可能性があるため、それらの骨組性状を把握するとともに倒壊までの余力も検討しておく必要がある。なお、平成 22～24（2010～2012）年度の国土交通省建築基準整備促進事業（以下、「基整促」という）に於ける検討では、一般的な超高層建築物が梁降伏型で設計されていることを念頭に、梁端部の多数回繰返し実験を主に実施し、安全性検証に用いる設計用疲労曲線を提案したが、柱部材については基本性能を把握するに留まっていた。そのため、現状では鉄骨柱部材や CFT（コンクリート充填鋼管）柱部材には設計用疲労曲線が無く、長周期地震動により建築物が大きな応答変形を生じている状態での安全性検証を行う技術的な知見が不十分である。なお、本報告での、「疲労」とは多数回繰返しにより、梁端部の破断、柱部材の局部座屈等により荷重が低下していく現象とする。

これらの問題を解決することを目的として、主に高層鉄骨構造を対象に平成 30(2018)年度から 3 カ年にわたり、基整促として「S29 長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討」の調査研究が実施された。この課題の調査研究項目は、(1)長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の地震応答解析の実施と耐震安全性検証方法の検討、(2)鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討、(3)CFT 柱部材の設計用疲労曲線の検討、の 3 項目である。以下に、これらの調査項目の各年度（平成 30 年度～令和 2 年度）における調査内容を示す。

1.1.1 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の地震応答解析の実施と耐震安全性検証方法の検討(平成 30 年度～令和 2 年度)

平成 30 年度：長周期地震動下の超高層鉄骨造建物の応答性状の実態を把握することを目的とし、超高層建築物をモデル化した建物モデル（柱：鉄骨および CFT）を作成し、鉄骨梁および柱部材の劣化を考慮した部材特性モデルを用いて、時刻歴応答解析を実施する。部材の劣化としては、鉄骨梁では局部座屈および梁端フランジ破断を、鉄骨柱および CFT 柱に対しては、柱脚部の局部座屈を考慮する。

令和 1 年度：柱部材の設計用疲労曲線の仮設定および柱部材の設計用疲労曲線を用いた耐震安全

性検証方法の試行と提案を行うことを目的とし、超高層建築物をモデル化した建物モデル（柱：鉄骨および CFT）を作成し、鉄骨梁および柱部材の劣化を考慮した部材特性モデルを用いて、入力レベルを変化させた時刻歴応答解析を実施する。部材の劣化としては、鉄骨梁では局部座屈および梁端フランジ破断を、鉄骨柱および CFT 柱に対しては、柱脚部の局部座屈を考慮する。

令和 2 年度：超高層鉄骨造建築物の地震応答解析に基づく耐震安全性検証法（耐震安全性評価フロー、層間変形クライテリア、柱の損傷評価法）の提案を行うことを目的とし、超高層建築物をモデル化した建物モデル（柱：鉄骨および CFT）を作成し、鉄骨梁および柱部材の劣化を考慮した部材特性モデルを用いて、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を実施する。部材の劣化としては、鉄骨梁では局部座屈および梁端フランジ破断を、鉄骨柱および CFT 柱に対しては、柱脚部の局部座屈を考慮する。

1.1.2 鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討(平成 30 年度～令和 2 年度)

平成 30 年度：鉄骨部材の基本的な多数回繰り返し特性を把握することを目的として、鉄骨柱部材に対して、载荷パターンおよび軸力を変化させた多数回繰り返し実験を実施する。载荷パターンとしては振幅一定を、軸力としては軸力比一定を検討する。また、角形鋼管の幅厚比および径高さ比についても検討を行う。

令和 1 年度：鉄骨柱部材の設計用疲労性能曲線を提案することを目的とし、平成 30 年度の実験結果および既往の実験結果を用い、鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討を行う。また、平成 30 年度の実験結果について、有限要素法（FEM）を用いたシミュレーションを実施し、どのような現象の解析が可能かかの検討を行う。

令和 2 年度：鉄骨柱部材の設計用疲労性能曲線を提案することを目的とし、平成 30 年度と同様の装置を用いて、変動軸力、変動振幅等に関する鉄骨柱部材の多数回繰り返し実験を実施する。また、平成 30 年度の実験結果および既往の実験結果等を用い、鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討を行う。

1.1.3 CFT 柱部材の設計用疲労曲線の検討(平成 30 年度～令和 2 年度)

平成 30 年度：一定変位振幅繰り返し载荷を受ける CFT 柱部材の疲労性能曲線式を提案することを目的とし、既往の研究に於ける CFT 柱部材の多数回繰り返し実験のデータについて分析を実施し、既往実験データに基づき CFT 柱部材の設計用疲労曲線式の検討を行う。

令和 1 年度：CFT 柱部材の設計用疲労性能曲線を提案することを目的とし、一定軸力下で载荷パターンを変化させた多数回繰り返し実験を実施する。载荷パターンは一定振幅と変動振幅とし、変動振幅の実験結果から Miner 則の成立性の検討を行う。また、径高さ比についても検討を行う。

令和 2 年度：CFT 柱部材の設計用疲労性能曲線を提案することを目的とし、変動軸力下での多数回繰り返し実験を実施する。振幅は一定振幅とし、変動軸力下での CFT 柱部材の多数回繰り返し特性を把握する。また、設計用疲労曲線の検討を行う。

1.2 各調査項目の具体の検討内容

上記に掲げた3つの調査項目について、各年度における具体的な検討内容、パラメータ等を以下に示す。

1.2.1 超高層鉄骨造建築物の地震応答解析に基づく耐震安全性検証法の検討

(1) 平成30年度

建物および部材モデルの設定と時刻歴応答解析の実施を、主な実施項目とする。

1) 建物のモデル化

超高層建築物をモデル化した建物モデルを、①鉄骨柱および②CFT柱を考慮して設定する。

2) 部材のモデル化

鉄骨梁および柱部材の劣化を考慮した部材特性を、下記①②に着目してモデル化する。

① 鉄骨梁 : 局部座屈、梁端フランジの破断

② 鉄骨柱およびCFT柱 : 柱脚の局部座屈

3) 上記モデルに基づく時刻歴応答解析

鉄骨柱またはCFT柱を有する超高層建築物の建物モデルに対して、各部材の劣化を考慮した部材モデルを用いて、時刻歴応答解析を実施する。

(2) 令和1年度

柱部材の設計用疲労曲線の仮設定および柱部材の設計用疲労曲線を用いた耐震安全性検証方法の試行と提案を実施する。

1) 柱部材の設計用疲労曲線の仮設定

平成30年度実施した実験や既往実験を基に、設計用疲労曲線を仮に設定する。この時を用いるパラメータは地震応答解析により容易に算定できることを念頭に置いて設定する。

2) 柱部材の設計用疲労曲線を用いた耐震安全性検証方法の試行と提案

仮設定した設計用疲労曲線を用いた安全性検証方法を試行する。この時長周期地震動の入力レベルを変動させ、倒壊・崩壊に至る建物の状態を確認する。

(3) 令和2年度

柱部材の設計用疲労曲線を用いた建物健全性の確認、超高層鉄骨建築物の耐震安全性検証法を検討する

1) 柱部材の性能曲線に基づく健全性確認

2年間の検討を通じて設定される柱部材の性能曲線に基づき、建物モデル(S30、CFT32)に於ける柱部材の健全性を確認する。なお、S30は30層の鉄骨造建物、CFT32は32層の柱CFTの建物である。

2) 柱部材の設計用疲労曲線を用いた耐震安全性検証方法の試行と提案

超高層鉄骨造建築物を構成する構造部材の内、大入力に対して劣化を考慮すべきと考えられる梁および柱について性能曲線を設定し、それに基づき、建物全体としての耐震安全性検証法を検討する。

1.2.2 鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討

(1) 平成 30 年度

鉄骨柱部材に対する設計用疲労曲線式の提案を目的として、平成 30 年度は既往知見の調査および下記に示す鉄骨柱部材の多数回繰り返し実験を実施する。

多数回繰り返し実験では、幅厚比、径高さ比、軸力比および载荷パターン等を変化させた実験を実施し、多数回繰り返し载荷時の鉄骨柱部材の変形能力を把握する。

- ・縮 尺：1/5 程度
- ・試験体数：11 体（角形鋼管柱を対象）
- ・実験パラメータ：[部材因子] 幅厚比、径高さ比
[外力因子] 振幅（一定振幅）、軸力比（一定軸力）

(2) 令和 1 年度

平成 30 年度の実験結果および既往の実験結果を用い、鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討を実施する。また、平成 30 年度の実験結果のシミュレーションについて、有限要素法（FEM）を用いた解析を行い、局部座屈とき裂発生を併発するような解析が可能かの検討を行う。

(3) 令和 2 年度

変動軸力、変動振幅等に関する鉄骨柱部材の多数回繰り返し実験を平成 30 年度と同様の装置にて実施するとともに、設計用疲労曲線の検討を行う。以下に、主な実験パラメータを示す。

- ・縮 尺：1/5 程度
- ・試験体数：7 体（角形鋼管柱を対象）
- ・実験パラメータ：[载荷パターン] 一定振幅（ $R=1/75\sim 1/33$ ）、変動振幅（ $R=1/400\sim 1/33$ ）
[軸力] 軸力比（一定：0.3、0.6、0.8、変動： 0.3 ± 0.5 ）

1.2.3 CFT 柱部材の設計用疲労曲線の検討

(1) 平成 30 年度

CFT 柱部材に対する設計用疲労曲線式の提案を目的として、平成 30 年度は既往の研究（平成 25 年度基準整備促進事業 S10、日本鋼構造協会・委員会）による実験データの分析および疲労曲線式の検討を行う。

(2) 令和 1 年度

主に変動振幅に関する CFT 柱部材による多数回繰り返し実験を実施し、変動振幅の実験結果から Miner 則の成立性の検討を行う。また、令和 1 年度の実験結果および既往の実験結果を用い、CFT 柱部材の設計用疲労曲線の検討を実施する。下記に実験パラメータ等を示す。

- ・縮 尺：1/5～1/8 程度
- ・試験体数：10 体（CFT 柱試験体：角形断面を対象）、1 体（角形中空試験体）
- ・実験パラメータ：[载荷パターン] 一定振幅、変動振幅
[軸力比] 0.3、0.6（2 水準）
[座屈長さ・断面せい比] 10、20（2 水準）

(3) 令和2年度

変動軸力下の CFT 柱部材の多数回繰り返し実験(5体)を実施するとともに(鹿島で実施)、JSSC 委員会で提案した評価式を変動振幅および変動軸力に適用できるように設定して CFT 柱部材の設計用疲労曲線の検討を行う。

上記実験では、鉄骨柱と同じ装置を用いて、座屈長さ・断面せい比の比較的大きな試験体(D/Lk=10)を用いて多数回繰り返し実験を実施する。以下に、主な実験パラメータを示す。

- ・縮尺：1/5～1/8程度
- ・試験体数：5体(角形鋼管柱を対象)
- ・実験パラメータ：[载荷パターン] 一定振幅(振幅：大、小)
[軸力] 軸力比(変動：0.15±0.35、0.3±0.3、0.3±0.4)

1.3 本書の構成

本建築研究資料は、前述した建築基準整備促進事業「S29 長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討」における3年間の調査検討の各年度の報告書を、下記の目次構成により整理し、再編集したものである。

第1章「はじめに」には、研究の背景と目的、検討内容、本書の構成、調査体制を示す。

第2章は、「鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討」であり、1.2節「1.2.2 鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討」で示した各年度の検討内容を各節に取りまとめている。内容としては、鉄骨柱部材の基本的な多数回繰り返し特性を把握することを目的として、・载荷パターンおよび軸力を変化させた多数回繰り返し実験による検討、・平成30年度の実験結果および既往の実験結果を用いた鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討、・有限要素法（FEM）を用いたシミュレーションによる解析の可能性の検討、・変動軸力、変動振幅等に関する鉄骨柱部材の多数回繰り返し実験とこれまでの実験結果等を用いた鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討、である。

第3章は、「角形CFT柱部材の設計用疲労曲線の検討」であり、1.2節「1.2.3 CFT柱部材の設計用疲労曲線の検討」で示した各年度の検討内容を各節に取りまとめている。内容としては、・CFT柱部材に対する設計用疲労曲線式の提案を目的とした既往の研究による実験データの分析および疲労曲線式の検討、・変動振幅に関するCFT柱部材による多数回繰り返し実験とCFT柱部材の設計用疲労曲線の検討、・変動軸力下のCFT柱部材の多数回繰り返し実験（5体）の実施とCFT柱部材の設計用疲労曲線の検討、である。

第4章は、「超高層鉄骨造建築物の地震応答解析に基づく耐震安全性検証法の検討」であり、1.2節「1.2.1 超高層鉄骨造建築物の地震応答解析に基づく耐震安全性検証法の検討」で示した各年度の検討内容を各節に取りまとめている。内容としては、・長周期地震動下の超高層鉄骨造建築物の応答性状の実態を把握することを目的とした、鉄骨梁および柱部材の劣化を考慮した部材特性モデルを用いた時刻歴応答解析の実施、・柱部材の設計用疲労曲線を用いた耐震安全性検証方法の試行と提案を目的として、入力レベルを変化させた時刻歴応答解析による検討、・超高層鉄骨造建築物の耐震安全性検証法を提案することを目的として、鉄骨梁および柱部材の劣化と設計用疲労曲線による破断を考慮した、建物倒壊までを追跡できる解析モデルを用いた時刻歴応答解析による検討、である。

第5章は、「おわりに」として、本資料のまとめを述べる。

1.4 調査体制

図 1.4-1 で示す調査体制にて本調査を実施した。本調査は、鹿島建設株式会社を幹事会社として、株式会社小堀鐸二研究所および公立学校法人北九州市立大学を合わせた 3 社の共同事業として実施した。また、国立研究開発法人建築研究所と事業主体間で共同研究に関する協定書を締結し、共同研究体制の下で当該調査を行った。

事業運営に当たっては、「合同WG」と「委員会」を立上げ、調査業務の円滑かつ適正な推進を図った。「合同WG」は事業主体各社と建築研究所の主要メンバーで構成され、事業主体各社が実施する調査業務の内容詳細について意見交換、相互調整および進捗管理を行う場とした。

「委員会」は、上述の「合同WG」に加えて建築鋼構造を専門とする 4 名の学識経験者に学識委員としての参加を仰ぎ、調査目的、調査対象、調査手法および結果の評価など調査業務全般において、大局的かつ学術的見地から幅広い指導・助言をいただいた。また、国土技術政策総合研究所および日本鋼構造協会を協力委員とした。

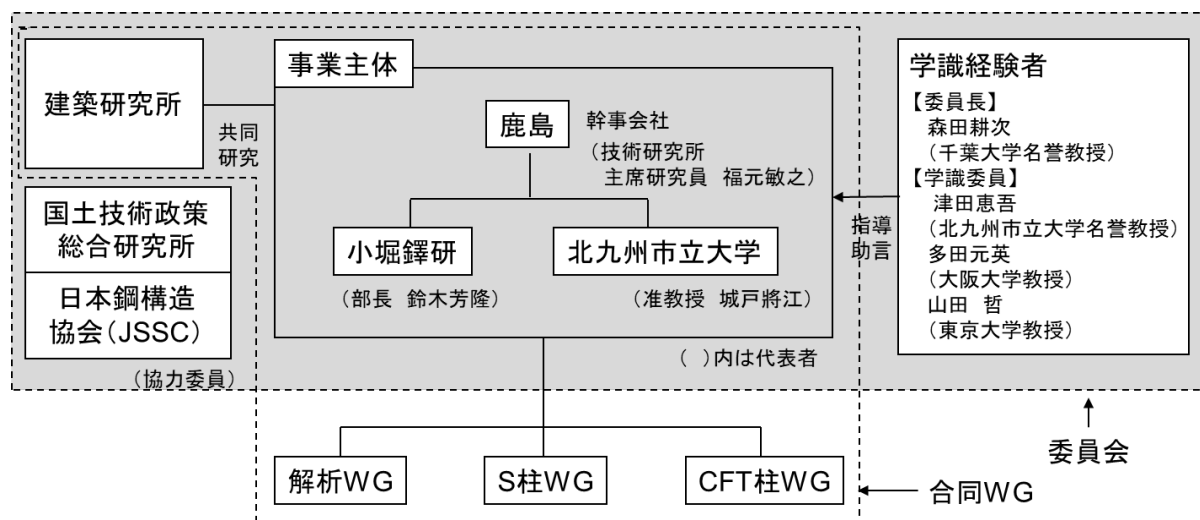


図 1.4-1 調査体制(令和 3 年 3 月時点)

また、平成 30 年度～令和 2 年度の国土交通省建築基準整備促進事業「S29 長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討」を実施するために、事業主体、学識経験者、建築研究所、国土技術政策総合研究所、国土交通省、等で構成される検討委員会（本委員会及び推進委員会）を設置した。以下の表 1.4-1 に、令和 2 年度の検討委員会の委員名簿を示す。

表 1.4-1 「令和 2 年度 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の
安全性検証方法に関する検討」研究委員会 委員名簿(令和 3 年 3 月時点)

(順不同、敬称略)

委員長	森田 耕次	千葉大学 名誉教授
委員	津田 恵吾	北九州市立大学 名誉教授
〃	多田 元英	大阪大学大学院 工学研究科 建築工学部門 教授
〃	山田 哲	東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 教授
〃 (事業主体)	福元 敏之	鹿島建設(株)技術研究所 主席研究員
〃 (事業主体)	澤本 佳和	鹿島建設(株)技術研究所 建築構造グループ グループ長
〃 (事業主体)	上瀧 敬太	鹿島建設(株)技術研究所 建築構造グループ研究員
〃 (事業主体)	黒川 泰嗣	鹿島建設(株) 執行役員 建築設計本部 副本部長
〃 (事業主体)	鈴木 芳隆	(株)小堀鐸二研究所 構造研究部 部長
〃 (事業主体)	安本 宏	(株)小堀鐸二研究所 構造研究部 課長代理
〃 (事業主体)	城戸 将江	北九州市立大学 国際環境工学部 建築デザイン学科 准教授
〃 (鉄連)		
〃 (鉄連)		
〃 (鉄連)		
〃 (共同研究者)	長谷川 隆	国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
〃 (共同研究者)	森田 高市	国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
〃 (共同研究者)	岩田 善裕	国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員
協力委員	福井 武夫	国土交通省 住宅局建築指導課物防災対策室 企画専門官
〃	高舘 祐貴	国土交通省 住宅局建築指導課物防災対策室 構造係長
〃	三木 徳人	国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室 研究官
〃	一戸 康生	一般社団法人日本鋼構造協会 事務局長
〃	窪田 伸	日本製鐵(株) 建材事業部 建材開発技術部 部長
〃	有田 政樹	日本製鐵(株) 鉄鋼研究所鋼構造研究部 主任研究員
〃	植木 卓也	J F E スチール(株) 建材技術部建築技術室 主任部員

第2章 鉄骨柱部材の疲労性能曲線式の検討

2.1 鉄骨柱部材の多数回繰り返し載荷実験（H30 年度実施）

2.1.1 背景・目的

鉄骨柱部材に対する設計用疲労曲線式を提案することを目的として、既往知見（既存超高層、既往実験）の調査を行い、調査結果を考慮した実験計画を立案し、鉄骨柱部材の多数回繰り返し実験を実施する。

平成 30 年度の実験では、鉄骨柱部材の一定軸力および一定振幅に於ける基本的な多数回繰り返し特性を把握することを目的として、多数回繰り返し特性に影響を与えると考えられるパラメータを変化させた実験を実施し、多数回繰り返し載荷時の鉄骨柱部材の変形能力を把握する。

2.1.2 既往知見の調査

既往知見（既存鉄骨超高層建物、既往実験）の調査結果から実験範囲を考慮した実験計画を立案することを目的として、既存鉄骨超高層建物の柱諸元に関する実態調査、柱部材を用いた多数回繰り返し実験に関する文献調査を実施する。また、既往実験データを基に主要なパラメータが柱部材の多数回繰り返し性能に与える影響についても調査する。

(1) 既往鉄骨建物の実態調査

1960年代から1990年代に建設された鉄骨超高層建物について、柱諸元（幅厚比、径高さ比（細長比）等）の実態調査を行い、既存建物にどのような柱部材が使われているのかを把握する。

基整促 27-2「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討」（H22～24）に於いても部材、接合部実験の実験条件（実験パラメータ）を設定するために、既存超高層（高さ：91～240m）の実態調査を実施している^{2.1-1)}。この中での調査対象は、制振装置の設置されていない建物で、年代分別（3区分：①～1985年、②1986～1995年、③1996年～）ごとに代表建物（棟数：13）を選定して調査を行っており、柱部材全般に関しては下記に示す知見が得られている。

- ・柱断面は主に溶接組立箱形断面（角形断面）
- ・最下層の柱の幅厚比はFAランク
- ・柱の細長比は12～25程度に分布（径高さ比は4～8程度に分布）
- ・柱の軸力比について長期は0.3～0.4程度、地震時の変動幅は0～0.6程度

なお、軸力比 n は、 $n=N/N_y$ （ $N_y=sA\times\sigma_y$ 、 N ：柱軸力、 N_y ：柱降伏軸力、 sA ：鋼管断面積、 σ_y ：鋼管の降伏点）である。

ここで、柱の軸力比（特に、変動幅）については、設計時と比べて地震力が大きくなっていることもあり、更に大きなものを考える必要がある。

地震時に塑性化する可能性のある最下層の柱に関して、基整促 27-2 の調査結果から代表的な柱諸元（幅厚比、径高さ比、細長比）と柱せいの関係を図 2.1-1 に示す。図 2.1-1 は角形断面柱に関するデータ（10点）である。また、既往資料^{2.1-2)}についても調査を行い、既存超高層（高さ：102～212m）の最下層の柱の幅厚比に関するデータ（2棟：5点、幅厚比のデータのみ）と、本事業で追加して実施した既存超高層の実態調査結果（4棟）を図 2.1-1 に追加している。また、図 2.1-2 に幅厚比および径高さ比の分布を示す。

図 2.1-2 を見ると、最下層の柱の幅厚比および径高さ比については、前述の知見に加えて下記の分布となっている。

- ・幅厚比はFAランクであり、10前後に多く分布（平均値 11.2、最小値 8.3）
- ・径高さ比は5～8程度に多く分布し、最大で12程度

ここで、径高さ比の値は、基整促 27-2 での知見も考慮すると、基準階で5～6程度、1階柱で7～8程度、1階吹抜け柱で12程度となっている。

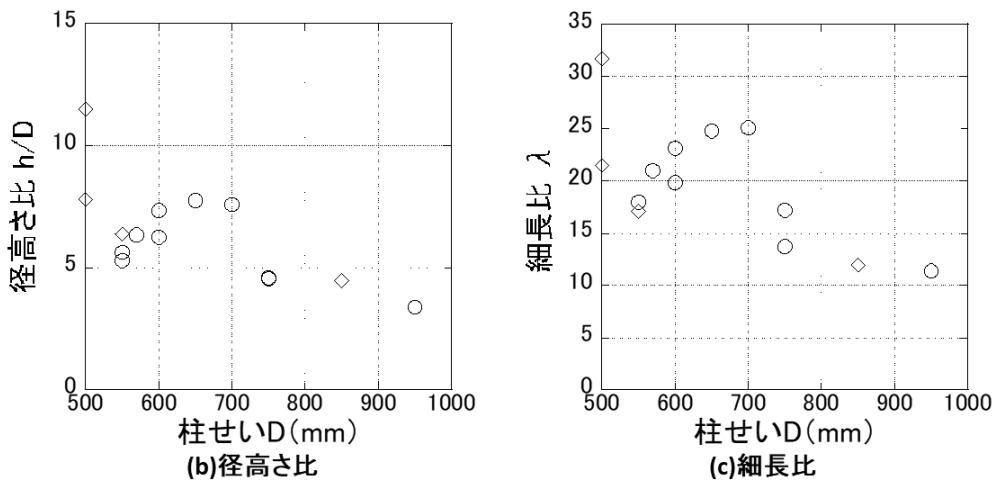
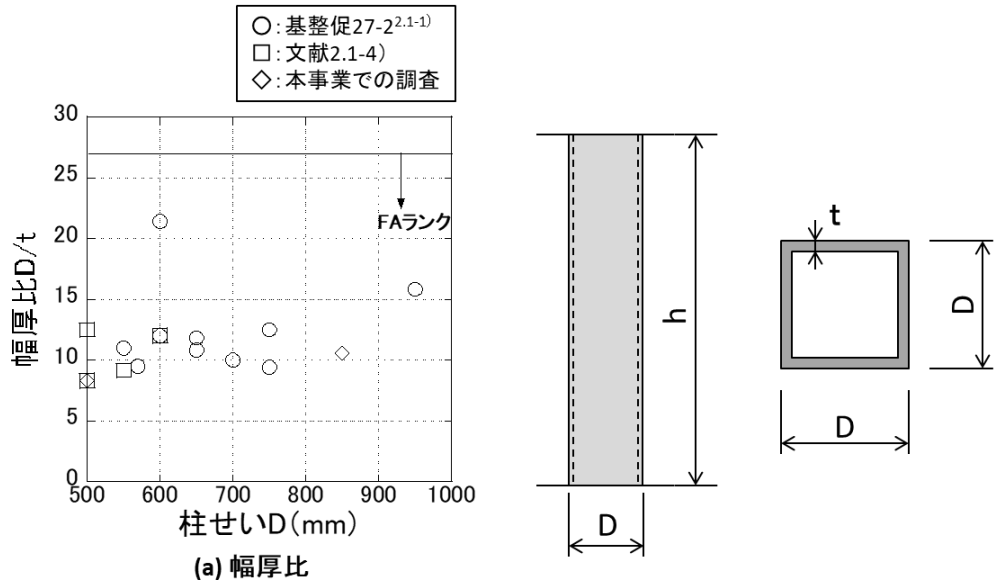


図 2.1-1 既存超高層の柱諸元(最下層の柱)

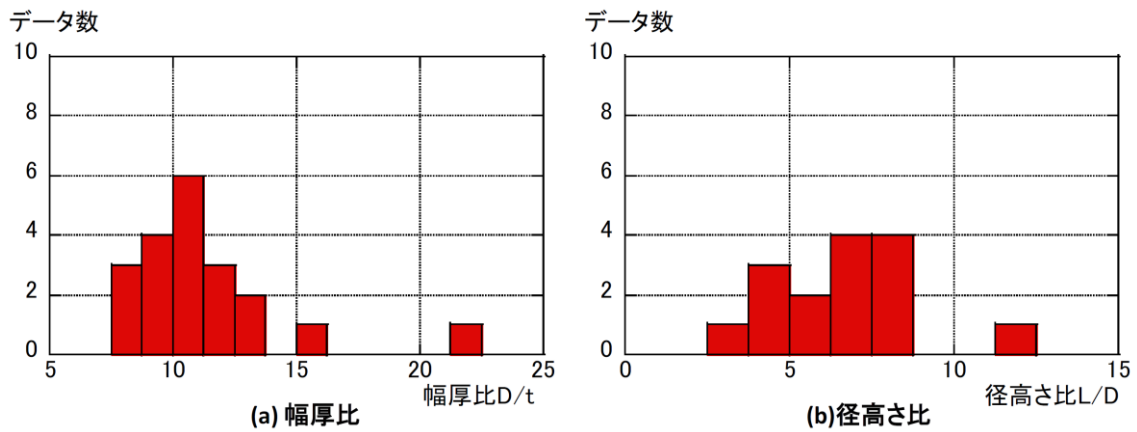


図 2.1-2 幅厚比・径高さ比の分布 (最下層の柱)

(2) 既往実験の調査

柱部材を用いた多数回繰り返し実験（一定振幅、軸力（一定、変動））について、調査を行い、既往実験の実施範囲を把握する。また、既往実験の範囲でわかる鉄骨柱部材の多数回繰り返し特性（設計用疲労曲線式）を推定する。

H22～24年度に実施した既往の基整促 27-2 に於いては既往研究の調査（44 文献）を行い、下記結果を得ている^{2.1-1)}。

<ul style="list-style-type: none"> ・柱について、多数回（100 回程度）の繰り返し载荷を行った研究はない。 ・鋼管柱に関して、一定振幅繰り返し载荷実験を実施した研究では、繰り返し数が 10 回程度、軸力比は $n=0\sim 0.3$ 程度、部材角は $R=1/13\sim 1/90\text{rad}$ 程度である。 ・H 形柱に関して、一定振幅繰り返し载荷実験を実施した研究では、繰り返し数が最大 30 回程度、軸力比は $n=0\sim 0.6$ 程度、弾性限界変形比は $\Delta/\Delta_{pc}=1.7\sim 5.1$ 程度である。 ・既往の実験データの範囲を整理すると、下記ようになる。 	
箱形断面の場合	H 形断面の場合
断面寸法：□-100～125	断面寸法：H-70～150×100～150
幅厚比：FA	幅厚比：FA(フランジ、ウェブ共に)
細長比：10～40	細長比：20～40
軸力比：0～0.3(変動、一定)	軸力比：0～0.3, 0.6～0.7(変動、一定)

この結果から判断し、基整促 27-2 では計画断面と同様な溶接組立箱形断面柱の実験資料がないことから、□-330×330×12（幅厚比 27.5）による構造実験を実施している。その際の細長比 λ は実態調査結果の最大値に近く、1 階柱を想定した 23.1（径高さ比 9.1）を中心に実施し、実態調査結果の平均値程度で基準階を想定した 15.4（径高さ比 6.1）を数体、1 階吹抜け柱を想定した 30.8（径高さ比 12.1）を 1 体実施している。なお、 $\lambda=30.8$ は変動軸力のみの実験である。

基整促 27-2 が実施された以降では、下記に示す溶接組立箱形断面柱を用いた多数回繰り返し実験が実施されている。

- ・基準整備促進事業 27-2^{2.1-1)}
- ・文科省プロジェクト（E-ディフェンス実験関連）^{2.1-2)}
- ・鹿島自社研（2018 年度 AIJ 大会梗概）^{2.1-3)}

文献 2.1-2) と 2.1-3) では、柱せいは異なるが、幅厚比、細長比（径高さ比）は等しい。ここで、文献 2.1-1) ～2.1-3) で実施されている試験体の範囲について表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 既往試験体の諸元

		文献2.1-1)	文献2.1-2), 2.1-3)
柱断面		□-330×330×12	□-200×200×12 □-150×150×9
幅厚比D/t		27.5	16.7
細長比λ		23.1(15.4, 30.8)	20.8
径高さ比L/D		9.1(6.1, 12.1)	8.0
軸力比n	一定	0.3(0.6)	0.3, 0.6, 0.9
	変動	0.3±0.3	0.6±0.3

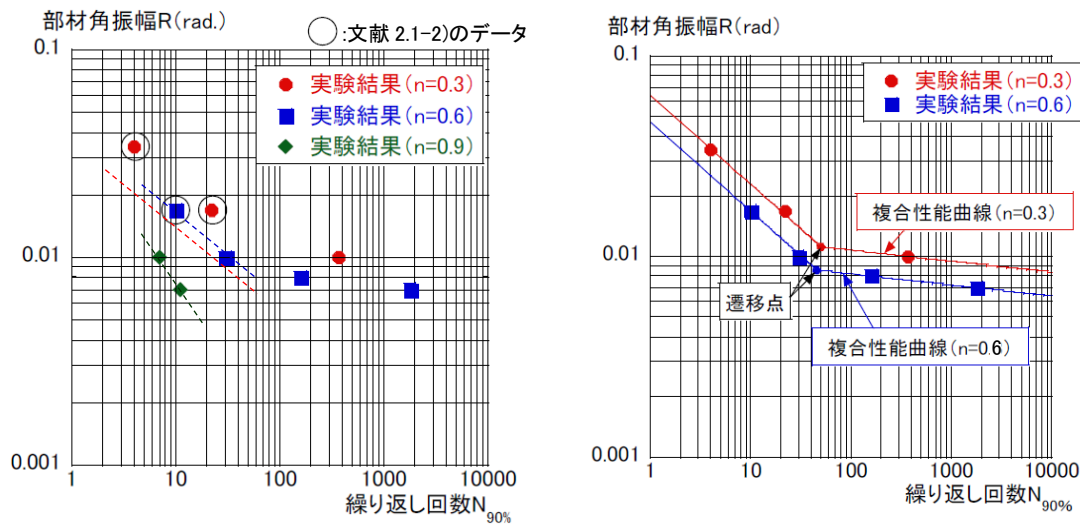
*:()内は各実験ケースで試験体数が少ない場合を示す。

表 2.1-1 より、文献 2.1-1) と文献 2.1-2)、2.1-3) では細長比 (径高さ比) は近い値であるが、幅厚比 D/t は 27.5 と 16.7 とかなり異なる値となっていることがわかる。幅厚比 $D/t=27.5$ は FA ランクぎりぎりの値である。

以下では、既往文献 2.1-1) ~2.1-3) の結果を基にして、基本的なパラメータ (軸力比、幅厚比、細長比 (径高さ比)) の柱部材の多数回繰返し性能に与える影響を調べる。また、多数回繰返し性能としては、最大荷重の 90% となるまでの繰返し数 $N_{90\%}$ を用いる。

【軸力比の影響】

文献 2.1-2)、2.1-3) での軸力比一定の場合の部材角振幅 R と繰返し回数 $N_{90\%}$ の関係を図 2.1-3 (a) に示す。軸力比が大きな領域 ($n=0.9$) では破壊モードが柱頭・柱脚の局部座屈後の全体座屈となり、軸力比が小さな領域 ($n=0.3、0.6$) の柱頭・柱脚の局部座屈とは異なるものであり、図中の $R-N_{90\%}$ 関係 (点線) の傾きも異なっている。また、破壊モードがほぼ同じである $n=0.3、0.6$ を対象にして、図 2.1-4 の複合性能曲線を評価すると図 2.1-3(b) のようになる。図より遷移点の繰返し回数 N_u は 50 程度であることがわかる。ここで、複合性能曲線の領域 1 は局部座屈にて荷重が低下する領域であり、領域 2 は局部座屈および溶接部のき裂・破断の連成により荷重が低下する領域である。ひずみ硬化による荷重上昇と破壊要因による荷重低下の大小関係により領域 1 と 2 が異なっている。



(a) 軸力比 $n = 0.3 \sim 0.9$

(b) 複合性能曲線

図 2.1-3 部材角振幅・繰返し数の関係

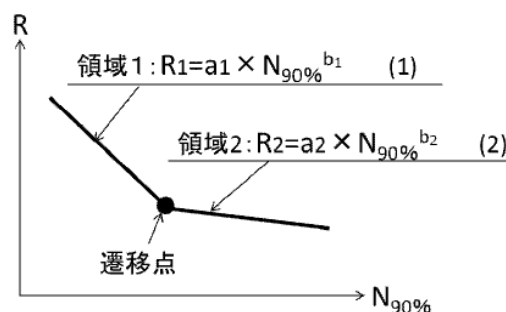


図 2.1-4 複合性能曲線の概要

【幅厚比の影響】

表 2.1-1 より細長比（径高さ比）が同じで、幅厚比のみが異なっている場合の実験データは無いが、幅厚比 16.7 の細長比は 20.8（径高さ比 8.0）、幅厚比 27.5 の細長比 23.1（径高さ比 9.1）と両者の細長比（径高さ比）の差は小さく、変形能力に与える影響も小さいと考えて、軸力比 0.3 の場合と同じグラフ上に部材角振幅 R と繰返し数 $N_{90\%}$ の関係を描画したものを図 2.1-5 に示す。

図 2.1-5 を見ると、少ないデータではあるが、幅厚比 16.7 と 27.5 の領域 1^{2.1-3} での性能曲線（点線）の傾きを比較すると幅厚比の小さな 16.7 の方の傾きが大きいことがわかる。また、図 2.1-3(b) のように幅厚比 16.7 では複合性能曲線となっており、2つの傾きが存在するが、幅厚比 27.5 の場合には1つの傾きのみとなっていると考えられる。

図のように、領域 1 での性能曲線（点線）の傾きおよび切片は幅厚比に依存しており、構造実験により確認する必要がある。

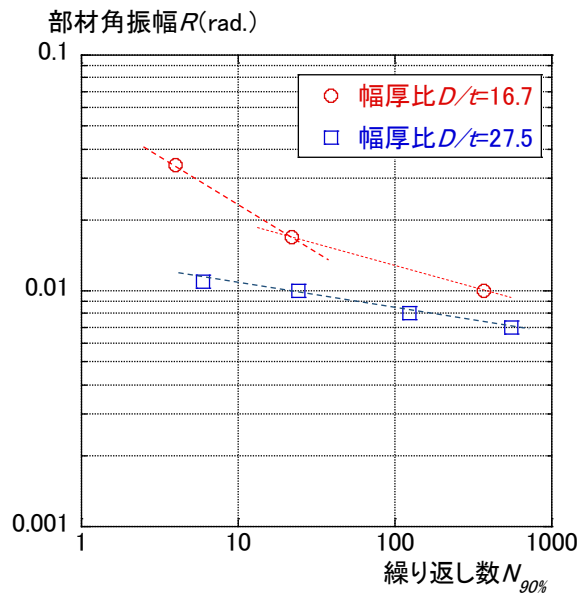


図 2.1-5 部材角振幅 R と繰返し数 $N_{90\%}$ の関係（軸力比 0.3, 細長比 20.8 と 23.1）

【細長比（径高さ比）の影響】

文献 2.1-1) での幅厚比が 27.5 と同じ場合の部材角振幅 R と繰返し回数 $N_{90\%}$ の関係を図 2.1-6 に示す。細長比 23.1 は 1 階柱相当、細長比 15.4 は基準階相当の柱である。

図より、細長比（径高さ比）が大きい程、変形能力は良くなっていることがわかる。また、細長比 23.1 と 15.4 のグラフ上の傾き（点線）はほぼ同じである。

よって、細長比（径高さ比）が異なる場合には、領域 1 での性能曲線（点線）の傾きは同じで、切片のみが異なることが推察されるので、どちらかのデータを基準として、割増または低減係数を乗じることにより、個々の性能曲線を推定できると考えられる。例えば、図 2.1-6 の場合には、細長比 23.1（径高さ比 9.1）の性能曲線に約 0.8 を乗じることによって細長比 15.4（径高さ比 6.1）の性能曲線となる。

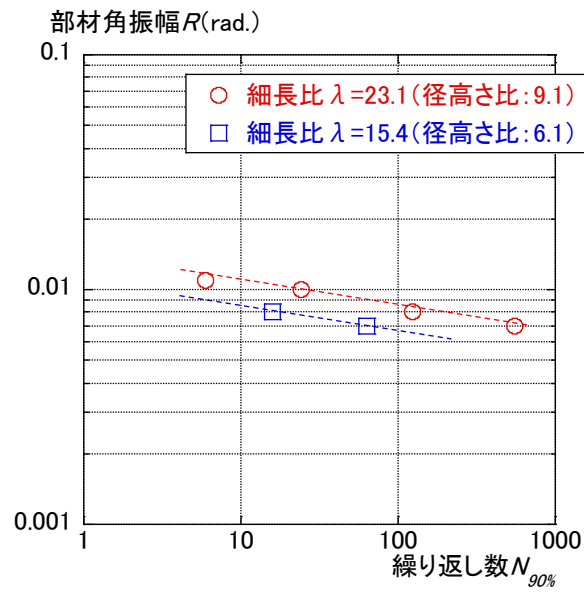


図 2.1-6 部材角振幅 R と繰返し数 $N_{90\%}$ の関係 (幅厚比 27.5)

以上のように、既存の実験データを基にして、軸力比、幅厚比および細長比（径高さ比）の変形能力に与える影響について示した。しかしながら、柱部材の多数回繰返し実験のデータが少なく、設計用疲労曲線を提案する上からも実験データを補充して行く必要があると考えられる。

2.1.3 実験計画

(1) 試験体

実態調査結果から、既往鉄骨超高層建物で使用されている鉄骨柱の範囲を把握し、その範囲内での柱諸元（幅厚比、細長比（径高さ比））に対して実験を計画する。計画の際には、文献調査から既往実験で実施されていない範囲のものを選択し、実験計画に反映させる。なお、柱断面については、既往の基整促 27-2 と同様に、柱断面は主に角形断面とし、溶接組立箱形断面柱を対象として実施する。

平成 30 年度の実験では、鉄骨柱部材の一定軸力および一定振幅に於ける基本的な多数回繰り返し特性を把握することを目的として、多数回繰り返し特性に影響を与えらるパラメータを変化させた実験を実施し、多数回繰り返し載荷時の鉄骨柱部材の変形能力を把握する。

試験体柱は、□-105×105（SM490A；1/5 縮尺程度）で、試験体数は 11 体とする。図 2.1-7 に試験体形状を示す。

性能曲線を取得する範囲としては、主として、大きな変形領域の範囲、すなわち、図 2.1-4 の領域 1 のような「終局状況が柱頭・柱脚の局部座屈」を検討する範囲を念頭に置いているが、幅厚比、軸力比、変位振幅の組み合わせにより、実験結果の「終局状況が溶接部のき裂進展・破断」となることも十分に考えられるため、柱頭・柱脚部の溶接部分の製作についての配慮が必要である。

ここでは、試験体は図 2.1-7 に示すように柱上下にベースプレートを有する形式（ベースプレート形式）であるが、通常ベースプレート形式のように、柱をベースプレートにすみ肉溶接するのではなく、柱通しの溶接形式で柱内部にダイアフラムを有するようになっている。これは、幅厚比の小さな試験体では、変位振幅を大きくしても、局部座屈で終局とはならず、柱頭・柱脚の溶接部でのき裂進展からの破断であることが予想されるため、通常の柱梁接合部パネルに柱が取り付けディテールと同様な柱通しの溶接形式を模擬したためである。

t	L	試験体数
9mm	840mm	4体
	525mm	2体
	1260mm	1体
12mm	840mm	4体

計11体

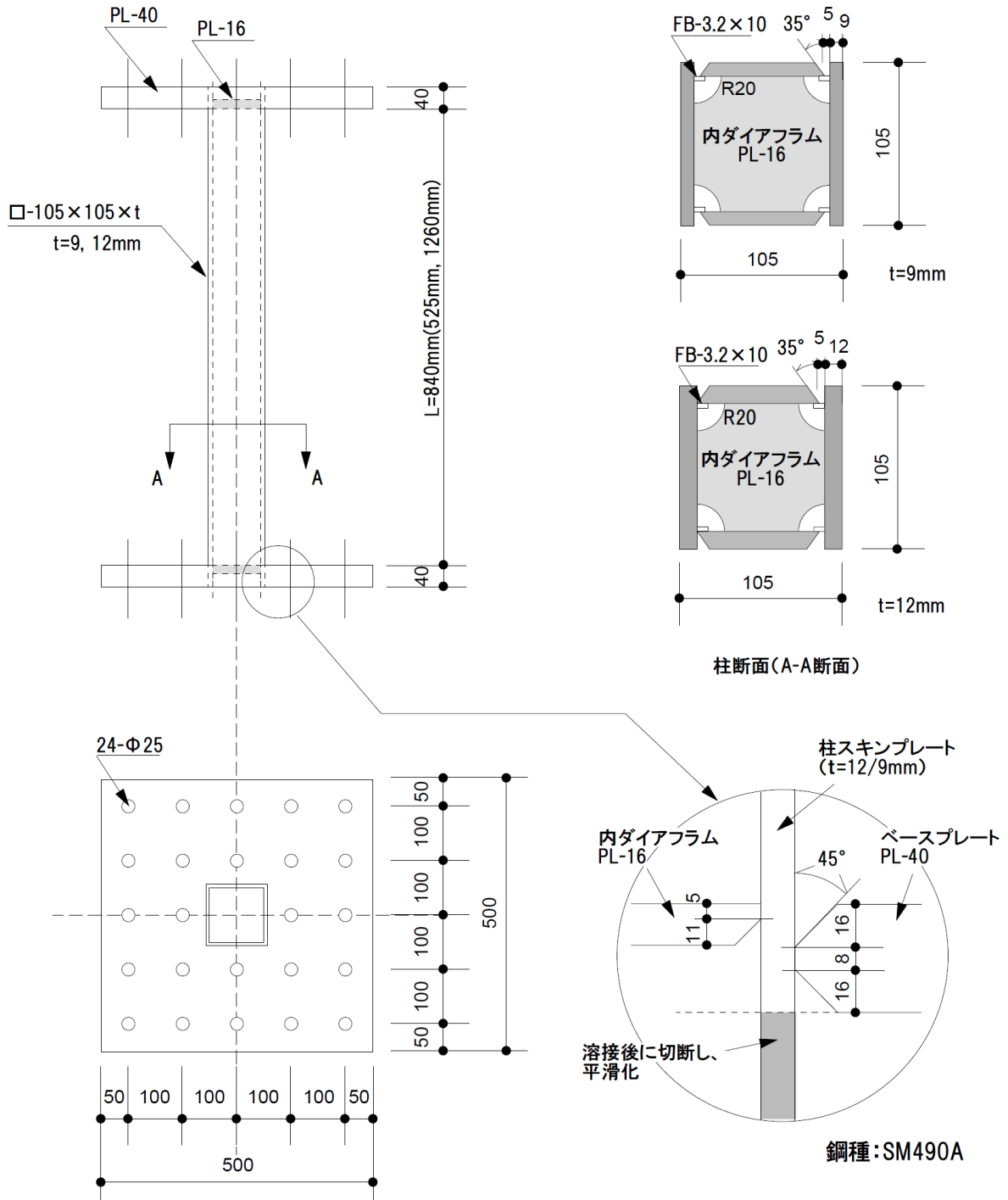


図 2.1-7 試験体形状

(2) 実験パラメータ

実験パラメータとしては、部材因子と外力因子がある。部材因子については建物の実態調査結果より決定し、外力因子については試設計建物に於ける時刻歴応答解析結果等から判断するものとする。

部材因子では、既往実験の考察でも示したように幅厚比と径高さ比（細長比）が挙げられる。幅厚比については、既往実験で $D/t=16.7\sim 27.5$ の範囲の実験が行われているが、最下層の柱に多く見られる $D/t=10$ 前後での実験は行われていない。このため、幅厚比については既存鉄骨建物の実態調査より $D/t=10$ 前後が多かったことから、この範囲での実験を行い、基本的な構造的性状を知ることが重要であるため、幅厚比 D/t として、最小値（8.3）近傍の 8.75 と全体の平均値（11.2）近傍の 11.67 の 2 水準を選定する。

径高さ比（細長比）については、既往の実験で $L/D=8.0\sim 9.1$ の塑性化が予想される下層階の柱を中心に実施されている。図 2.1-2(b)を見ると、下層階の柱でも $h/D=5$ 程度のものや $L/D=12$ 程度もあり、このような基準階相当や 1 階吹き抜け相当の柱長さの実験も必要である。図 2.1-6 で示すように、径高さ比（細長比）の変化は基準となる性能曲線に割増係数または低減係数を乗じることで求められるので、この傾向が幅厚比の異なった場合でも同様かを確認しておくことも重要である。よって、径高さ比 L/D としては、既存鉄骨建物の実態調査を参考にして、一階柱相当の 8.0 と基準階相当の 5.0 および 1 階吹き抜け相当の 12.0 の 3 水準を選定する。

軸力比については、文献 2.1-3) より大きな軸力比 $n=0.9$ とすると破壊モードが全体座屈モードへ変化することが考えられる。平成 30 年度は基本的な構造的性状を得ることを目的としていることから、軸力比 $n=0.3$ 、 0.6 の 2 水準を選定する。

振幅レベルについては、部材因子（幅厚比、細長比）や外力因子（軸力比）により異なる値を与えることで、図 2.1-4 の領域 1 の範囲の性能曲線を得ることを考えて、条件に応じて、適宜、大きな振幅を与えるものとする。また、振幅の基準については、塑性率か部材角かを選ぶことになるが、時刻歴応答解析を実施する場合に、部材角を用いる方が簡易な取扱いとなることから、本実験に於いては、主として部材角により整理を行うものとする。

下記の実験パラメータをまとめて示す。

【部材因子】

- 幅厚比 : 2 水準（FA ランク：8.75 ($t=12\text{mm}$)、11.67 (9mm))
- 径高さ比 : 3 水準（ $L/D=12.0$ ($L=1260\text{mm}$)、8.0 (840mm)、5.0 (525mm))

【外力因子】

- 振幅（一定振幅） : 2 水準（部材角 $R=1/75$ 、 $1/50$ 、 $1/25$ 等）
- 軸力比（一定軸力） : 2 水準（軸力比 $n=0.3$ 、 0.6 ）

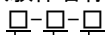
表 2.1-2 に、試験体一覧を示す。ここで、表 2.1-2 の部材角振幅は、 $R=1/50$ を基本として、幅厚比が小さな試験体 $D/t=8.75$ では $R=1/25$ と大きな振幅とし、幅厚比が大きな試験体 $D/t=11.67$ では $R=1/75$ と小さな振幅としている。

また、表 2.1-3 に試験体の諸耐力一覧を、図 2.1-8 に M-N 関係を示す。なお、鋼材の降伏点は $\sigma_y=357.5$ (N/mm^2) とした。

表 2.1-2 試験体一覧

	試験体	幅厚比 D/t	軸力比 n	径高さ比 L/D	振幅 レベル		部材角振幅 R	
					大	小	1/25	0.040
1	M08-3C-RL	8.75 ($t=12\text{mm}$)	0.3	8.0	大	1/25	0.040	
2	M08-3C-RS				小	1/50	0.020	
3	M08-6C-RL		0.6		大	1/25	0.040	
4	M08-6C-RS				小	1/50	0.020	
5	M11-3C-RL	11.67 ($t=9\text{mm}$)	0.3	8.0	大	1/50	0.020	
6	M11-3C-RS				小	1/75	0.013	
7	M11-6C-RL		0.6		大	1/50	0.020	
8	M11-6C-RS				小	1/75	0.013	
9	S11-6C-RL		5.0	大	1/50	0.020		
10	S11-6C-RS			小	1/75	0.013		
11	L11-6C-RL			12.0	大	1/50	0.020	

※試験体名称



径高さ比 M:L/D=8, S:5, L:12
 +幅厚比 8:D/t=8.75, 11:11.67
 軸力比 3C:0.3(一定), 6C:0.6(一定)
 部材角振幅 RL:大, RS:小

表 2.1-3 諸耐力一覧

	試験体	幅厚比 D/t	径高さ比 L/D	軸力		全塑性耐力*1		
				導入軸力 $N_a(\text{kN})$	軸力比 n	曲げモーメント $M_p(n)(\text{kNm})$	せん断力 $Q_p(n)(\text{kN})$	
1	M08-3C-RL	8.75 ($t=12\text{mm}$)	8.0	479	0.3	49.3	117.3	
2	M08-3C-RS			958	0.6	30.8	73.3	
3	M08-6C-RL							
4	M08-6C-RS							
5	M11-3C-RL	11.67 ($t=9\text{mm}$)	8.0	371	0.3	39.3	93.5	
6	M11-3C-RS			741	0.6	24.3	57.9	
7	M11-6C-RL							
8	M11-6C-RS							
9	S11-6C-RL		5.0	12.0	741	0.6	24.3	92.6
10	S11-6C-RS							
11	L11-6C-RL							

*1: 導入軸力での値。

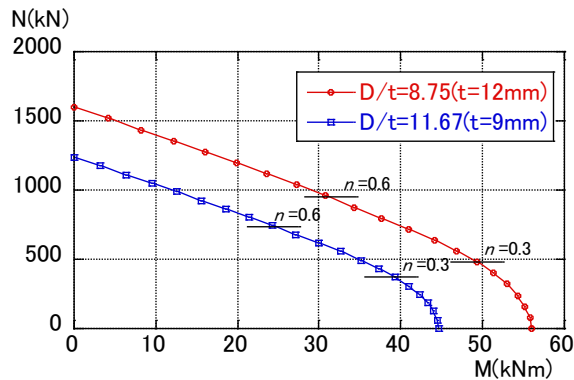


図 2.1-8 M-N 関係

(3) 使用材料

1) 鋼素材の材料試験

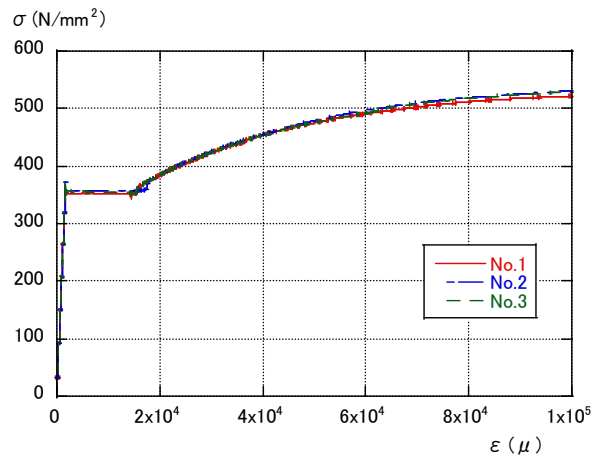
試験体 に用いる鋼材 (PL-9、 12) について JIS Z 2241 に従い引張試験を実施する。参考として、裏当て金 (PL-3.2) の引張試験についても実施し、基本的な性能を把握する。

使用材料の機械的性質を表 2.1-4 に、応力・ひずみ関係を図 2.1-9 に示す。

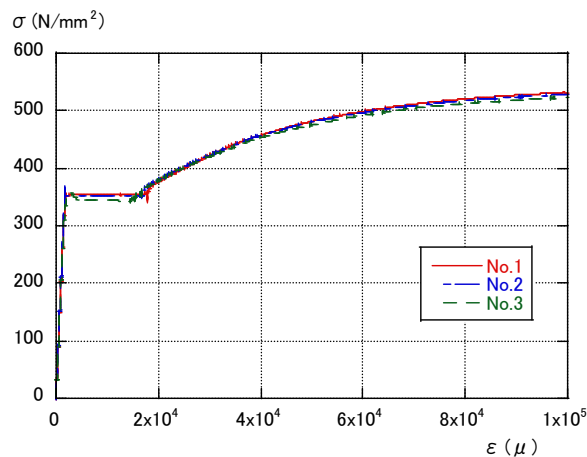
表 2.1-4 鋼材の機械的性質

	使用部位	公称板厚 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
PL-9	柱	9	8.8	355	531	67	26
PL-12	柱	12	11.7	350	532	66	28
PL-3.2	裏当て金	3.2	3.1	311	437	71	21

*3本の平均値。PL-3.2は幅15mmのフラットバーによる試験値。



(a) PL-9



(b) PL-12

図 2.1-9 応力・ひずみ関係

2) 柱鋼管の短柱圧縮試験

柱試験部分の圧縮特性把握のために、アムスラーによる短柱圧縮試験を実施する。試験体の高さは柱せいの3倍とし、幅厚比の異なる2種類の柱について各2体の圧縮試験を実施する。圧縮試験の概要を図 2.1-10 に、圧縮試験状況を写真 2.1-1 示す。

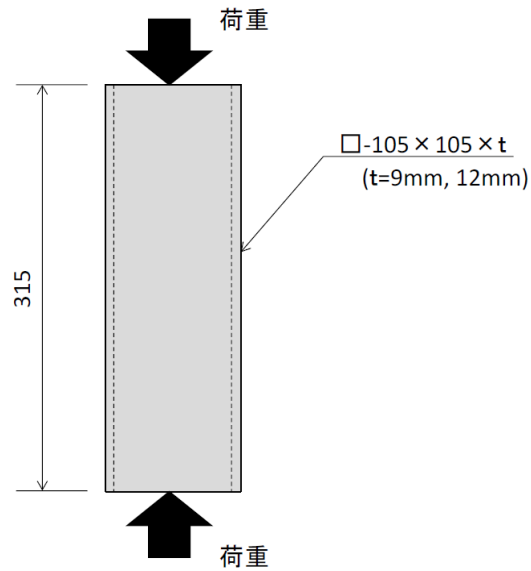


図 2.1-10 短柱圧縮試験の概要

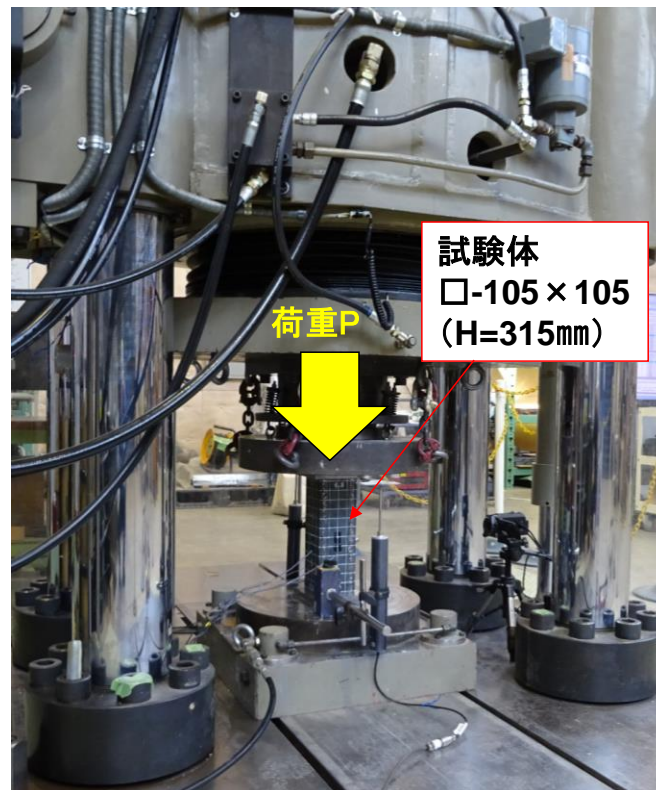
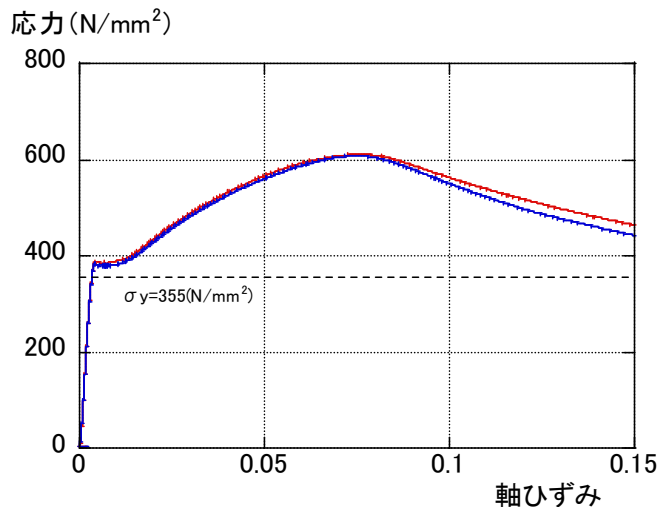


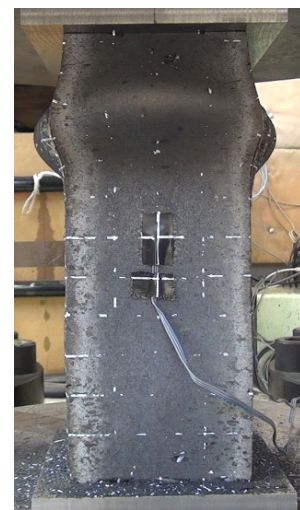
写真 2.1-1 短柱圧縮試験の状況

また、短柱圧縮試験での圧縮応力と軸ひずみの関係を図 2.1-11 に、最終破壊状況を写真 2.1-2 に示す。図 2.1-11 には素材試験で得られた降伏点（表 2.1-4）の値を参考として示す。なお、圧縮応力は実板厚を用いて計算した柱断面を用いて評価をした。また、軸ひずみは試験体の軸縮みを柱高さ（315 mm）で除した値である。

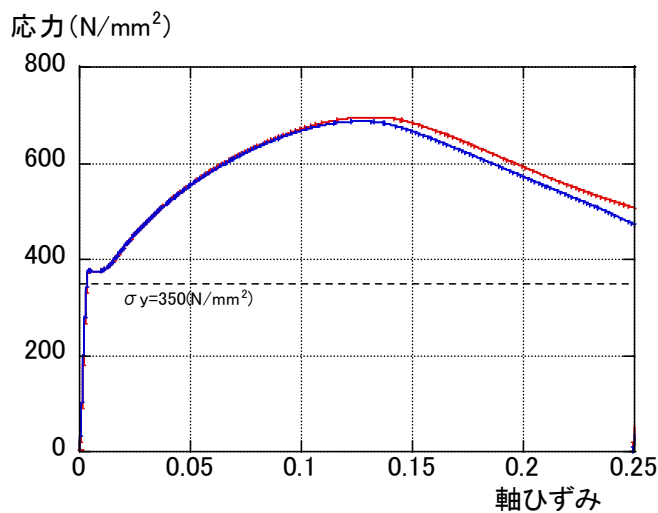
図 2.1-11 より、PL-9 および PL-12 とも素材試験で得られた降伏点よりもやや大きな荷重で降伏し、その後、局部座屈が発生するまで荷重が上昇していることがわかる。最大荷重と素材降伏点（ σ_y ）の比は、PL-9 で 1.7、PL-12 で 1.9 であった。また、降伏荷重が素材降伏点よりもやや大きい要因として、裏当て金の影響も考えられるが、その与える影響は小さいことがわかった。



(a) PL-9



(a) PL-9



(b) PL-12



(b) PL-12

図 2.1-11 応力・軸ひずみ関係

写真 2.1-2 最終破壊状況

(4) 実験方法

1) 加力方法

加力装置を図 2.1-12 に、加力状況を写真 2.1-3 に示す。加力は、建研式加力方法を採用し、反力床上に敷設した加力フレームの上に試験体を設置し、上下の加力フレームとベースプレートとを緊結することで試験体を固定し、上部に取り付いた加力装置を介して、鉛直方向の 1000kN アクチュエーター 2 台により軸力を導入した状態で、下部に取り付いた 500kN アクチュエーターにより水平方向の一定振幅载荷を行う。一定軸力としては、 $n=0.3, 0.6$ ($n=N/N_y$ 、 $N_y=sA\times\sigma_y$ 、 N : 柱軸力、 N_y : 柱降伏軸力、 sA : 鋼管断面積、 σ_y : 鋼管の降伏点) の軸力とする。载荷履歴としては、一定振幅を部材角 $R=1/50$ を中心として与える。また、実験終了時は原則として試験体耐力が最大耐力に対して、80%に低下した時点までとする。

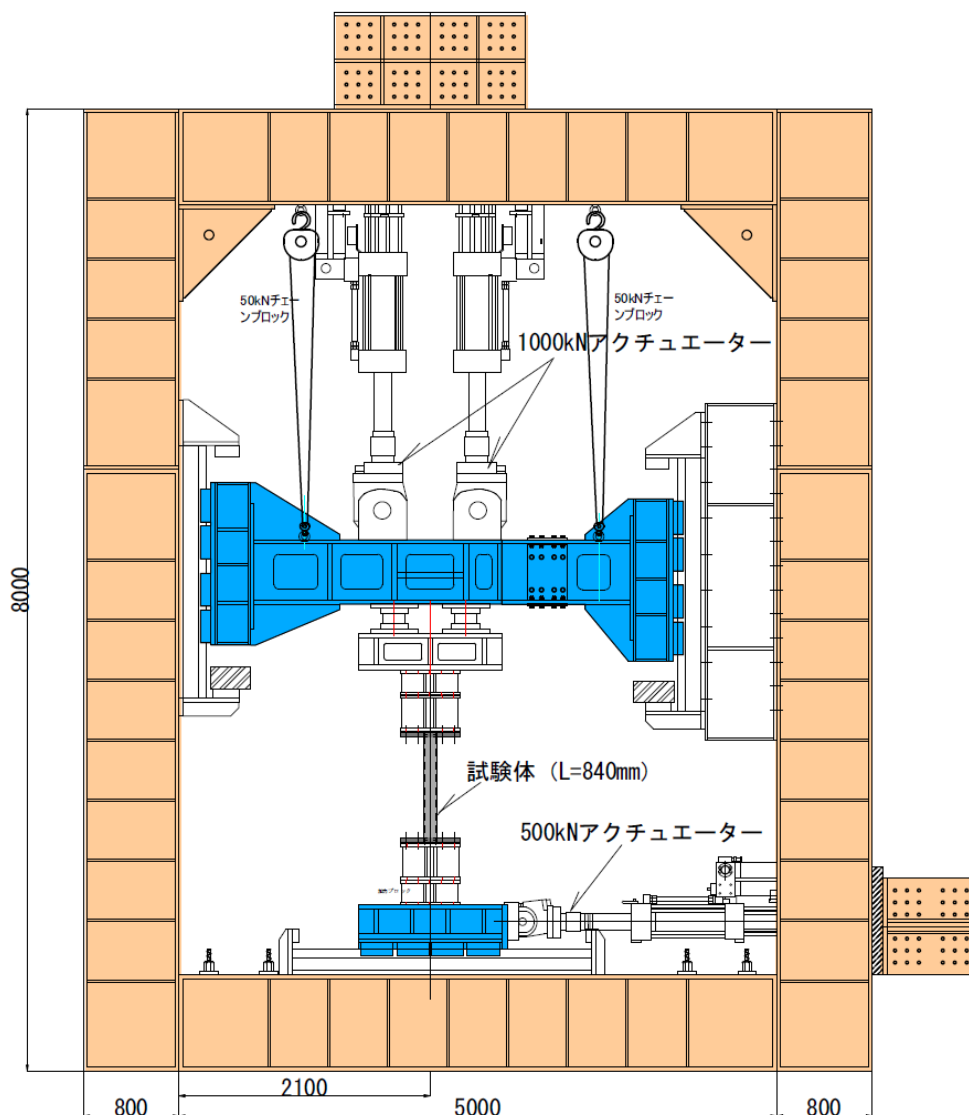
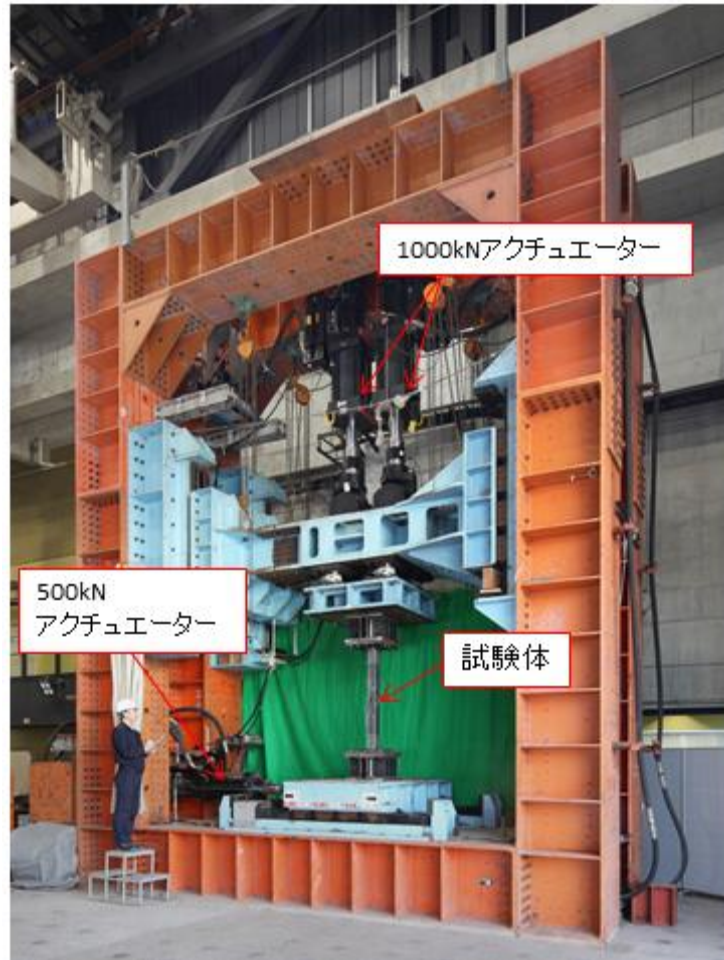
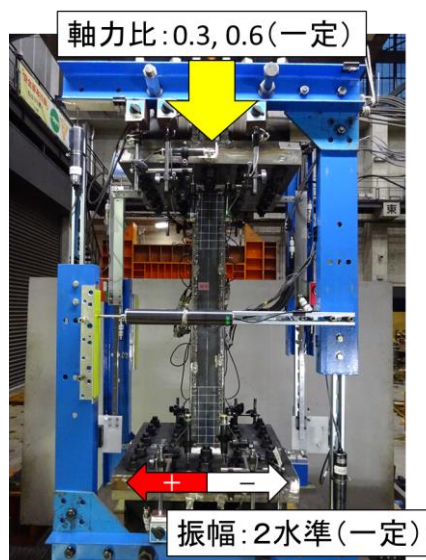


図 2.1-12 加力装置



(a) 実験状況全景 (L=1260 mm)



(b) 実験状況拡大 (L=840 mm)

写真 2.1-3 実験状況

2) 計測方法

計測項目一覧を表 2.1-5 に、変位計測位置を図 2.1-13 に、ひずみ計測位置を図 2.1-14 に示す。

計測は、試験体の作用荷重、柱部材の水平、鉛直、局部変形、区間伸び変形、鋼管フランジおよびウェブのひずみ等について行う。また、柱材端部の座屈高さについても計測を行う。実験時の変位振幅は、図 2.1-12 に従い、全体変形から回転変形を除くことにより求める。

表 2.1-5 計測項目一覧

計測項目		計測点数			計測点名称	備考
		L=840	L=525	L=1260		
荷重	柱せん断力	1	1	1	P	
	柱軸力	2	2	2	NL, NR	
	分力計	8	8	8	L1-X, L2-X, L3-X, L4-X L1-Z, L2-Z, L3-Z, L4-Z	分力計は計4台 (水平・鉛直方向)
	小計	11	11	11		
変形	柱水平方向変形	2	2	2	D1F, D1B	
	柱軸方向変形	4	4	4	D2F, D3F D2B, D3B	
	局部浮き上がり 変形	8	8	8	D4F, D5F, D6F, D7F D4B, D5B, D6B, D7B	
	試験体と加力治具 のずれ変形	4	4	4	D8F, D9F D8B, D9B	
	柱区間変形	12	8	16	D10LB, D11LB, D12LB, D13LB, D14LB, D15LB, D16LB, D17LB D10RB, D11RB, D12RB, D13RB, D14RB, D15RB, D16RB, D17RB	裏側のみ計測
	小計	30	26	34		
ひずみ	柱フランジ	6	6	6	SF1L, SF2L, SF3L SF1R, SF2R, SF3R	
	柱ウェブ	2	2	2	SW1F, SW1B	
	小計	8	8	8		
計測点数合計		49	45	53		

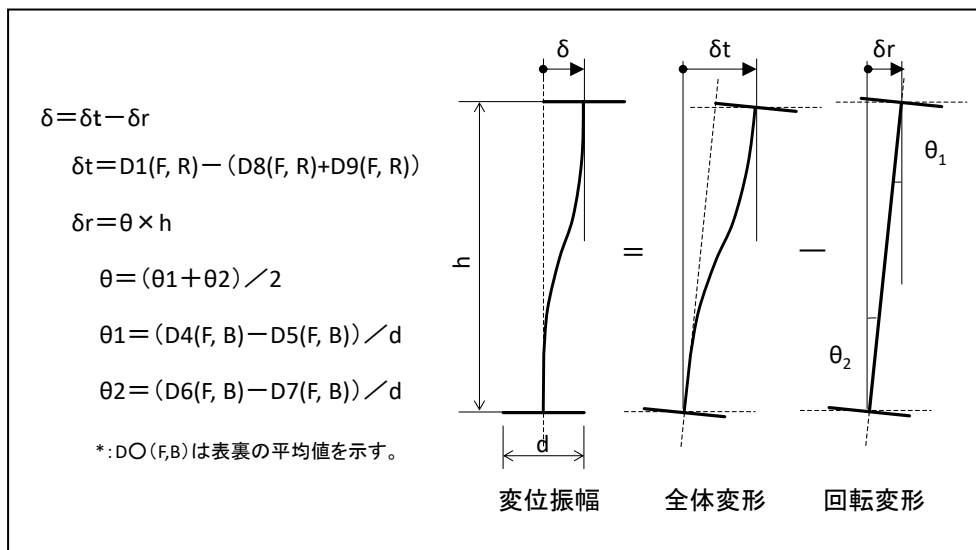
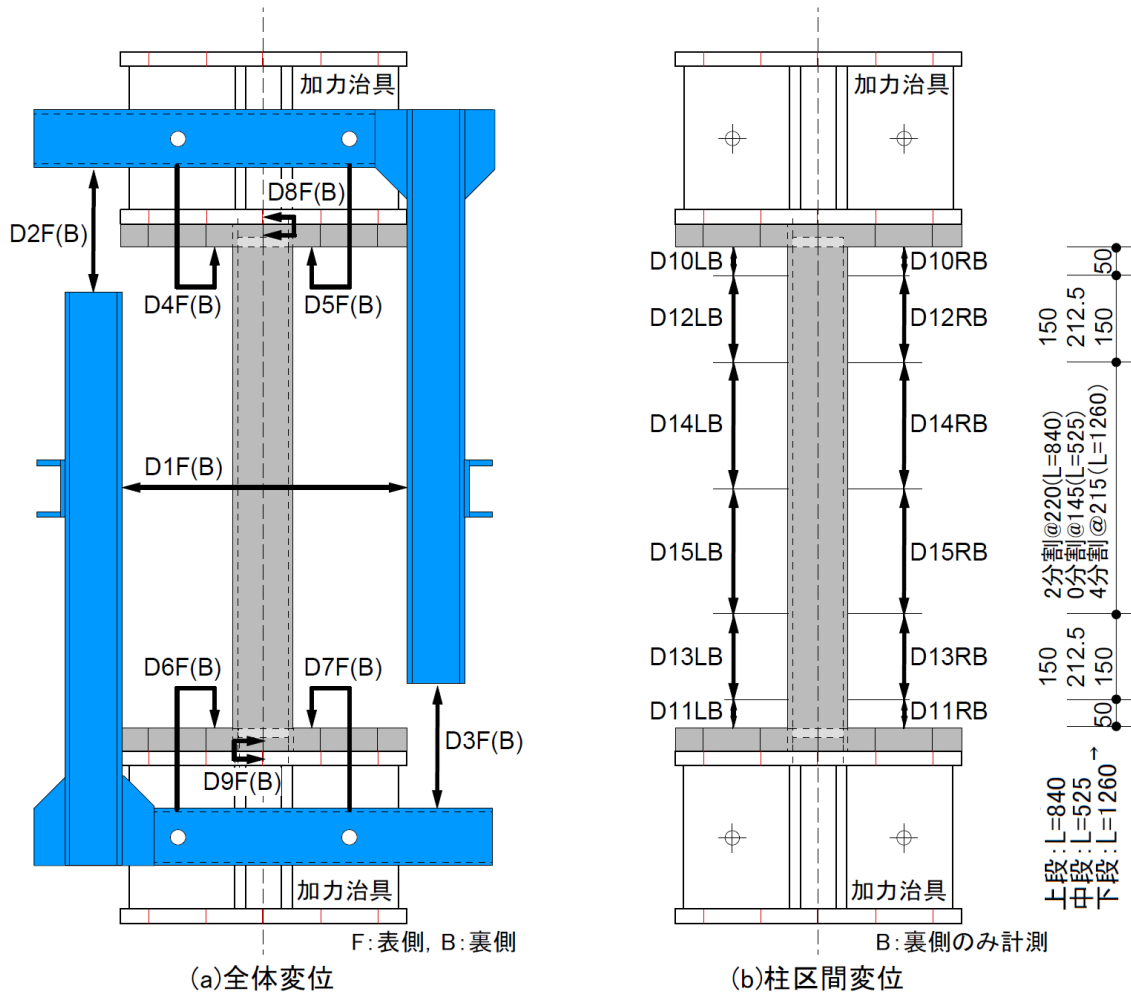


図 2.1-13 変位計測位置

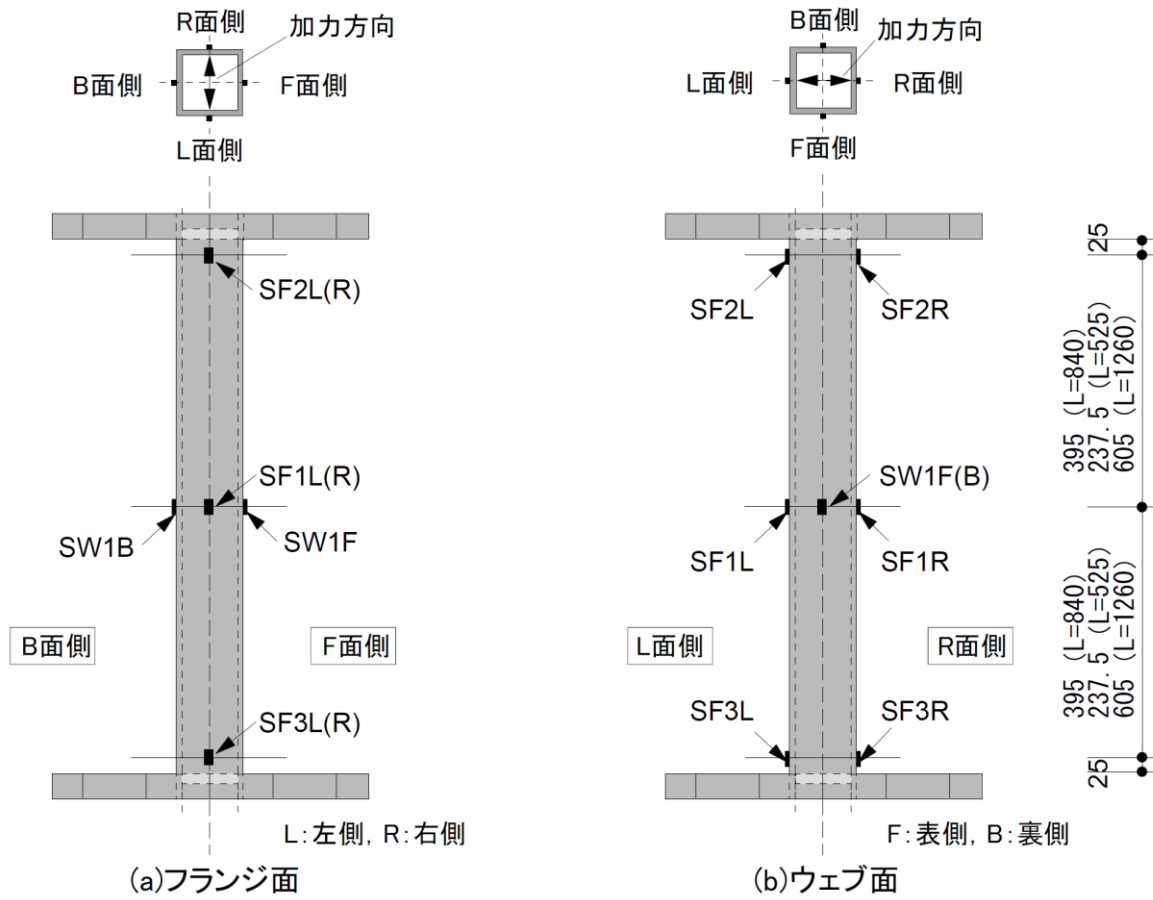


図 2.1-14 ひずみ計測位置

2.1.4 実験結果

(1) 実験経過および破壊性状

試験体の実験時の初期剛性、降伏荷重、最大荷重を表 2.1-6 に示す。また、実験結果一覧を表 2.1-7～2.1-9 に、実験終了後の写真を写真 2.1-4～2.1-14 に示す。なお、表 2.1-8 および表 2.1-9 の計測値は、観察を行ったサイクルでの値であり、表 2.1-7 の各荷重レベルのサイクルと近いサイクルでの値を示している。また、実験時の試験体温度は 8～13℃であった。

以下に、各試験体の実験経過を示す。

M08-3C-RL 試験体 ($D/t=8.75$ 、 $L/D=8.0$ 、 $n=0.3$ 、 $R=1/25$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+7 および-6 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは約 3 mm であり、柱頭・柱脚の引張側コーナー付近の溶接熱影響部（以下、熱影響部）に長さ 20～25 mm 程度のき裂（白い筋（ヘアクラック）：幅 0.05 mm 程度）が見られた。その後、上記のき裂が進展することにより、荷重が低下し、+8 サイクルには最大荷重の 79%、-8 サイクルには最大荷重の 70% となった。+8 サイクルでは、き裂の長さが 45 mm、幅が 2 mm 程度となった。

M08-3C-RS 試験体 ($D/t=8.75$ 、 $L/D=8.0$ 、 $n=0.3$ 、 $R=1/50$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+25 および-33 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは約 2 mm であり、柱頭・柱脚の溶接熱影響部にはき裂は見られなかった。その後、+66 および-64 サイクルで最大荷重の 90% となった。この際には柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 40 mm、幅 0.5 mm 程度のき裂が見られた。その後、上記のき裂が進展することにより、荷重が低下し、+75 サイクルには最大荷重の 80%、+82 サイクルには最大荷重の 70% となった。最終的には、き裂の長さが 40 mm、幅が 2 mm 程度となった。

M08-6C-RL 試験体 ($D/t=8.75$ 、 $L/D=8.0$ 、 $n=0.6$ 、 $R=1/25$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+5 および-4 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 4～5 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部のき裂は柱全幅（105 mm）に達した。その後、上記のき裂が進展することにより、荷重が低下し、+6 サイクルには最大荷重の 56% となった。+6 サイクルでは、き裂の幅が 2 mm 程度となった。

M08-6C-RS 試験体 ($D/t=8.75$ 、 $L/D=8.0$ 、 $n=0.6$ 、 $R=1/50$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+22 および-24 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは約 4 mm であり、柱頭・柱脚の溶接熱影響部にはき裂は見られなかった。その後、+40 および-33 サイクルで最大荷重の 90% となった。この際には柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 40～105 mm、幅 0.5～1.0 mm のき裂が見られた。その後、上記のき裂が進展することにより、荷重が低下し、+50 および-40 サイクルには最大荷重の 80%、-63 サイクルには最大荷重の 70% となった。最終的には、き裂は柱全幅に進展し、幅は 2 mm 程度となった。

M11-3C-RL 試験体 ($D/t=11.67$ 、 $L/D=8.0$ 、 $n=0.3$ 、 $R=1/50$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、±31 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは約 2 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部にはき裂は見られなかった。その後、+63 および-70 サイクルで最大荷重の 90% となった。この際には柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 20～30 mm 程度のき裂（白い筋：幅 0.05 mm 程度）が見られた。その後、上記のき裂が進展することにより、荷重が低下し、+73 サイクルには最大荷重の 80%、+76 サイクルには最大荷重の 70% となった。最終的には、き裂は柱全幅に進展し、幅は 1.5 mm 程度となった。

M11-3C-RS 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=8.0$, $n=0.3$, $R=1/75$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+31 および-24 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは約 1 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部にはき裂は見られなかった。その後、+212 および-220 サイクルで最大荷重の 90% となった。この際には柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 30 mm 程度のき裂（白い筋：幅 0.05 mm 程度）が見られた。その後、上記のき裂が進展することにより、荷重が低下し、+288 および-272 サイクルには最大荷重の 80%、-290 サイクルには最大荷重の 70% となった。最終的には、き裂は柱全幅に進展し、幅は 1 mm 程度となった。

M11-6C-RL 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=8.0$, $n=0.6$, $R=1/50$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+13 および-14 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 3.6 ~ 4.5 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部にはき裂は見られなかった。その後、柱頭・柱脚部の局部座屈が進展することにより、+26 および-24 サイクルで最大荷重の 90% となった。この際の座屈波高さは 14 ~ 16 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 20 mm 程度のき裂（白い筋（ヘアクラック）：幅 0.05 mm 程度）が見られた。その後、き裂の進展は見られず、局部座屈が進展することにより、荷重が低下し、+36 および-34 サイクルには最大荷重の 80%、+47 サイクルには最大荷重の 70% となった。最終的な座屈波高さは 28 mm 程度となった。

M11-6C-RS 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=8.0$, $n=0.6$, $R=1/75$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+58 および-41 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 3 ~ 4 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部にはき裂は見られなかった。その後、柱頭・柱脚部の局部座屈が進展することにより、+152 および-146 サイクルで最大荷重の 90% となった。この際の座屈波高さは 11 ~ 12 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 40 mm で幅 0.2 mm 程度のき裂が見られた。その後、き裂の進展は見られず、局部座屈が進展することにより、荷重が低下し、±205 サイクルには最大荷重の 80% となった。また、251 サイクルで最大荷重の 71% まで荷重が低下したが、その後、座屈波が試験体緊結用の高力ボルトと干渉して荷重が低下しなくなったことにより、260 サイクルで実験を終了した。

S11-6C-RL 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=5.0$, $n=0.6$, $R=1/50$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+8 および-9 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 6 mm 程度であり、柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 10 ~ 20 mm 程度のき裂（幅 0.2 mm）が見られた。その後、き裂が進展する音が発生し、き裂および局部座屈が進展することにより、+19 および-20 サイクルで最大荷重の 90% となった。この際の座屈波高さは 9 ~ 10 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 30 ~ 40 mm で幅 1.0 ~ 1.5 mm 程度のき裂が見られた。その後、き裂および局部座屈が進展することにより、荷重が低下し、+27 および-30 サイクルには最大荷重の 80%、+34 サイクルには最大荷重の 70% となった。最終的なき裂長さは柱全幅（105 mm）に達し、幅は 2.5 mm であった。また、座屈波高さは 12 mm 程度となった。また、最大荷重以降から 90% に荷重が低下するまでは、き裂進展による影響が大きい。それ以降では局部座屈が荷重低下の主要因となり、80% に荷重が低下すると再びき裂進展による影響が大きくなる傾向にあった。

S11-6C-RS 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=5.0$, $n=0.6$, $R=1/75$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+25 および-31 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 5 ~ 7 mm であり、柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 10 mm 程度のき裂（白い筋（ヘアクラック）：幅 0.05 mm 程度）が見られた。その後、き裂が進展する音が発生し、き裂および局部座屈が進展すること

により、+56 および-62 サイクルで最大荷重の 90%となった。この際の座屈波高さは 9~10 mmであり、柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 35~40 mmで幅 0.5~1.0 mm程度のき裂が見られた。その後、き裂および局部座屈が進展することにより、荷重が低下し、+96 および-100 サイクルには最大荷重の 80%、+120 サイクルには最大荷重の 70%となった。最終的なき裂長さは 40 mm（幅 2.0 mm）に達した。また、座屈波高さは 11 mm程度となった。また、最大荷重以降から 90%に荷重が低下するまでは、き裂進展による影響が大きい、それ以降では局部座屈が荷重低下の主要因となり、80%に荷重が低下すると再びき裂進展による影響が大きくなる傾向にあり、同じ径高さ比と軸力比で振幅の大きな S11-6C-RL 試験体と同じ傾向を示した。

L11-6C-RL 試験体 (D/t=11.67、L/D=12.0、n=0.6、R=1/50) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+31 および-29 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 7~8 mm程度であり、柱頭・柱脚の熱影響部にはき裂は見られなかった。その後、柱頭・柱脚部の局部座屈が進展することにより、+61 および-58 サイクルで最大荷重の 90%となった。この際の座屈波高さは 20~22 mmであり、柱頭・柱脚の熱影響部に長さ 20 mm程度のき裂（白い筋（ヘアクラック）：幅 0.05 mm程度および幅 0.1 mm）が見られた。その後、き裂はあまり進展せず、局部座屈が進展することにより、荷重が低下し、+79 および-71 サイクルには最大荷重の 80%となった。その後、座屈波が試験体緊結用の高力ボルトと干渉して荷重が低下しなくなったことより、90 サイクルで実験を終了した。最終的な座屈波高さは 26~33 mm程度となった。また、荷重が最大荷重の 90%となった頃から、柱脚部の局部座屈がかなり進展し、回転角が一方向（正載荷の方向）のままとなり、その後に変形モードが全体座屈的なくの字形となった。このように変形モードが変化したが、柱頭・柱脚部の局部座屈は継続して進展し、これが荷重低下の主要因であると考えられる。

以上より、荷重低下要因（破壊モード）としては、①溶接部のき裂進展、②柱頭・柱脚部の局部座屈（L11-6C-RL 試験体を含む）、③①と②の併発の 3 種類に分類できることがわかる。表 2.1-9 に荷重低下要因（破壊モード）を、写真 2.1-15 に上記破壊モードの代表的な試験体の柱脚部の拡大写真を示す。

表 2.1-6 実験時の初期剛性、降伏および最大荷重

試験体	幅厚比 D/t	径高さ比 L/D	軸力比 n	部材角 振幅R		実験結果			
						初期剛性*1 Ke (kN/mm)	降伏荷重*2 Qy (kN)	最大荷重*3 Qmax (kN)	
1 M08-3C-RL	8.75 (t=12mm)	8.0	0.3	1/25	0.040	19.0	82.4	202	-198
2 M08-3C-RS				1/50	0.020	18.9	83.6	169	-166
3 M08-6C-RL			0.6	1/25	0.040	18.1	46.9	202	-191
4 M08-6C-RS				1/50	0.020	17.9	53.7	190	-187
5 M11-3C-RL	11.67 (t=9mm)	8.0	0.3	1/50	0.020	16.1	59.6	138	-137
6 M11-3C-RS				1/75	0.013	16.1	69.5	119	-118
7 M11-6C-RL			0.6	1/50	0.020	15.7	49.6	147	-145
8 M11-6C-RS				1/75	0.013	15.8	41.2	130	-130
9 S11-6C-RL		5.0		1/50	0.020	52.2	53.1	261	-259
10 S11-6C-RS				1/75	0.013	52.6	52.2	241	-244
11 L11-6C-RL		12.0	1/50	0.020	6.6	23.4	84	-79	

*1: +1 サイクルでの Qy/3 時の割線剛性

*2: +1 サイクルでの材端フランジに貼付したひずみゲージが圧縮降伏した時の荷重

*3: 正負載荷時の最大荷重

表 2.1-7(a) 実験結果一覧

試験体 名称				荷重レベル						
				曲げ降伏時 Qy*1	最大荷重時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	0.80Qmax	0.70Qmax
M08-3C-RL D/t=8.75 L/D=8.0 n=0.3 R=1/25	正	水平	cycle	+1	+7	-	-	-	+8(*2)	-
			せん断力 Q(kN)	82	202	-	-	-	160	-
			変位 δ(mm)	4.80	33.76	-	-	-	33.85	-
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	5.71	40.2	-	-	-	40.3	-	
		鉛直	軸力 N(kN)	470	469	-	-	-	470	-
			変位 δ v(mm)	-0.62	-13.66	-	-	-	-13.72	-
	軸ひずみ ε v(%)		-0.07	-1.63	-	-	-	-1.63	-	
	負	水平	cycle	-	-6	-	-	-	-	-8
			せん断力 Q(kN)	-	-198	-	-	-	-	-143
			変位 δ(mm)	-	-33.75	-	-	-	-	-33.85
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-40.18	-	-	-	-	-40.29	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	469	-	-	-	-	469
変位 δ v(mm)			-	-13.35	-	-	-	-	-13.53	
軸ひずみ ε v(%)	-		-1.59	-	-	-	-	-1.61		
M08-3C-RS D/t=8.75 L/D=8.0 n=0.3 R=1/50	正	水平	cycle	+1	+25	+51	+66	+72	+75	+82
			せん断力 Q(kN)	84	169	162	153	146	139	119
			変位 δ(mm)	5.18	16.88	16.88	16.91	16.87	16.9	16.89
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	6.17	20.1	20.1	20.13	20.09	20.12	20.11	
		鉛直	軸力 N(kN)	470	469	469	469	470	470	469
			変位 δ v(mm)	-0.62	-7.61	-8.93	-9.23	-9.3	-9.29	-9.2
	軸ひずみ ε v(%)		-0.07	-0.91	-1.06	-1.10	-1.11	-1.11	-1.10	
	負	水平	cycle	-	-33	-64	-77	-	-	-
			せん断力 Q(kN)	-	-166	-158	-149	-	-	-
			変位 δ(mm)	-	-16.9	-16.92	-16.88	-	-	-
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-20.12	-20.14	-20.1	-	-	-	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	470	469	470	-	-	-
変位 δ v(mm)			-	-8.43	-9.55	-9.77	-	-	-	
軸ひずみ ε v(%)	-		-1.00	-1.14	-1.16	-	-	-		
M08-6C-RL D/t=8.75 L/D=8.0 n=0.6 R=1/25	正	水平	cycle	+1	+5	-	-	-	-	+6(*3)
			せん断力 Q(kN)	47	202	-	-	-	-	114
			変位 δ(mm)	3.2	33.66	-	-	-	-	33.75
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	3.81	40.07	-	-	-	-	40.18	
		鉛直	軸力 N(kN)	938	936	-	-	-	-	938
			変位 δ v(mm)	-1.31	-31.26	-	-	-	-	-32.6
	軸ひずみ ε v(%)		-0.16	-3.72	-	-	-	-	-3.88	
	負	水平	cycle	-	-4	-	-	-	-	-5(*3)
			せん断力 Q(kN)	-	-191	-	-	-	-	-166
			変位 δ(mm)	-	-33.61	-	-	-	-	-33.69
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-40.01	-	-	-	-	-40.11	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	936	-	-	-	-	937
変位 δ v(mm)			-	-29.25	-	-	-	-	-33.06	
軸ひずみ ε v(%)	-		-3.48	-	-	-	-	-3.94		
M08-6C-RS D/t=8.75 L/D=8.0 n=0.6 R=1/50	正	水平	cycle	+1	+22	+33	+40	+46	+50	-
			せん断力 Q(kN)	54	190	181	171	162	154	-
			変位 δ(mm)	3.97	16.91	16.89	16.89	16.85	16.85	-
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	4.72	20.13	20.1	20.1	20.06	20.05	-	
		鉛直	軸力 N(kN)	940	939	939	938	939	939	-
			変位 δ v(mm)	-1.22	-30.79	-34.66	-35.63	-36.06	-36.24	-
	軸ひずみ ε v(%)		-0.14	-3.67	-4.13	-4.24	-4.29	-4.31	-	
	負	水平	cycle	-	-24	-31	-33	-37	-40	-63
			せん断力 Q(kN)	-	-187	-181	-171	-159	-150	-132
			変位 δ(mm)	-	-16.94	-16.93	-16.94	-16.89	-16.89	-16.86
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-20.17	-20.15	-20.17	-20.1	-20.11	-20.07	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	939	940	940	940	940	939
変位 δ v(mm)			-	-32.21	-34.52	-34.85	-35.39	-35.64	-36.7	
軸ひずみ ε v(%)	-		-3.83	-4.11	-4.15	-4.21	-4.24	-4.37		

*1: +1サイクルでの材端フランジに貼付したひずみゲージが圧縮降伏した時の荷重

*2: 0.80Qmax以下(79%)の値であるが、参考値として示す。

*3: 最終サイクルでの値(正:56%、負:87%)を参考値として示す。

表 2.1-7(b) 実験結果一覧

試験体 名称				荷重レベル						
				曲げ降伏時 Qy*1	最大荷重時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	0.80Qmax	0.70Qmax
M11-3C-RL D/t=11.67 L/D=8.0 n=0.3 R=1/50	正	水平	cycle	+1	+31	+53	+63	+70	+73	+76
			せん断力 Q(kN)	60	138	131	125	117	111	97
			変位 δ(mm)	4.38	16.84	16.82	16.85	16.85	16.82	16.82
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	5.21	20.05	20.03	20.05	20.05	20.03	20.03	
		鉛直	軸力 N(kN)	369	367	367	369	369	369	369
			変位 δ v(mm)	-0.58	-9.64	-10.89	-11.15	-11.26	-11.26	-11.15
	軸ひずみ ε v(%)		-0.07	-1.15	-1.3	-1.33	-1.34	-1.34	-1.33	
	負	水平	cycle	-	-31	-58	-70	-	-	-
			せん断力 Q(kN)	-	-137	-131	-124	-	-	-
			変位 δ(mm)	-	-16.83	-16.85	-16.86	-	-	-
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-20.03	-20.06	-20.07	-	-	-	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	368	368	368	-	-	-
			変位 δ v(mm)	-	-9.95	-11.38	-11.66	-	-	-
	軸ひずみ ε v(%)		-	-1.18	-1.35	-1.39	-	-	-	
M11-3C-RS D/t=11.67 L/D=8.0 n=0.3 R=1/75	正	水平	cycle	+1	+31	+157	+212	+260	+288	-
			せん断力 Q(kN)	69	119	114	108	101	95	-
			変位 δ(mm)	5.07	11.29	11.27	11.26	11.28	11.28	-
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	6.03	13.44	13.42	13.4	13.43	13.43	-	
		鉛直	軸力 N(kN)	369	368	368	369	369	368	-
			変位 δ v(mm)	-0.61	-4.32	-5.81	-5.97	-6.04	-6.04	-
	軸ひずみ ε v(%)		-0.07	-0.51	-0.69	-0.71	-0.72	-0.72	-	
	負	水平	cycle	-	-24	-166	-220	-257	-272	-290
			せん断力 Q(kN)	-	-118	-112	-106	-100	-95	-83
			変位 δ(mm)	-	-11.31	-11.25	-11.27	-11.37	-11.24	-11.25
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-13.47	-13.39	-13.42	-13.54	-13.38	-13.39	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	370	370	370	370	370	370
			変位 δ v(mm)	-	-4.15	-5.89	-6.03	-6.06	-6.04	-5.96
	軸ひずみ ε v(%)		-	-0.49	-0.70	-0.72	-0.72	-0.72	-0.71	
M11-6C-RL D/t=11.67 L/D=8.0 n=0.6 R=1/50	正	水平	cycle	+1	+13	+21	+26	+29	+35	+46
			せん断力 Q(kN)	50	147	141	133	126	118	104
			変位 δ(mm)	4.31	16.86	16.88	16.95	16.94	16.82	16.87
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	5.13	20.07	20.1	20.18	20.17	20.02	20.09	
		鉛直	軸力 N(kN)	738	738	736	737	737	736	736
			変位 δ v(mm)	-1.31	-29.53	-43.26	-52.69	-58.27	-70.25	-96.55
	軸ひずみ ε v(%)		-0.16	-3.52	-5.15	-6.27	-6.94	-8.36	-11.49	
	負	水平	cycle	-	-14	-21	-24	-28	-33	-
			せん断力 Q(kN)	-	-145	-138	-133	-123	-117	-
			変位 δ(mm)	-	-16.84	-16.98	-16.87	-16.86	-16.94	-
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-20.04	-20.22	-20.08	-20.07	-20.17	-	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	738	737	737	736	736	-
			変位 δ v(mm)	-	-32	-44.37	-49.95	-57.48	-67.27	-
	軸ひずみ ε v(%)		-	-3.81	-5.28	-5.95	-6.84	-8.01	-	
M11-6C-RS D/t=11.67 L/D=8.0 n=0.6 R=1/75	正	水平	cycle	+1	+58	+117	+152	+181	+205	+260(*2)
			せん断力 Q(kN)	41	130	123	117	110	105	94
			変位 δ(mm)	3.32	11.28	11.28	11.26	11.32	11.24	11.27
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	3.95	13.43	13.43	13.4	13.48	13.38	13.42	
		鉛直	軸力 N(kN)	737	736	735	737	738	737	738
			変位 δ v(mm)	-1.1	-25.9	-37.38	-45.12	-52.81	-60.67	-90.1
	軸ひずみ ε v(%)		-0.13	-3.08	-4.45	-5.37	-6.29	-7.22	-10.73	
	負	水平	cycle	-	-41	-105	-146	-177	-205	-260(*2)
			せん断力 Q(kN)	-	-130	-124	-117	-111	-104	-93
			変位 δ(mm)	-	-11.33	-11.35	-11.27	-11.29	-11.29	-11.33
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-13.48	-13.51	-13.42	-13.45	-13.43	-13.48	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	736	736	737	737	739	738
			変位 δ v(mm)	-	-22.9	-34.92	-43.77	-51.73	-60.79	-90.26
	軸ひずみ ε v(%)		-	-2.73	-4.16	-5.21	-6.16	-7.24	-10.75	

*1: +1サイクルでの材端フランジに貼付したひずみゲージが圧縮降伏した時の荷重

*2: 最終的に最大荷重の71%までしか荷重低下しなかったため、最終サイクルの値(72%)を参考として示す。

表 2.1-7(c) 実験結果一覧

試験体 名称			荷重レベル							
			曲げ降伏時 Qy*1	最大荷重時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	0.80Qmax	0.70Qmax	
S11-6C-RL D/t=11.67 L/D=5.0 n=0.6 R=1/50	正	水平	cycle	+1	+8	+13	+17	+24	+27	+34
			せん断力 Q(kN)	53	261	249	237	223	213	183
			変位 δ(mm)	1.22	10.76	10.61	10.61	10.63	10.57	10.58
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	2.31	20.49	20.21	20.20	20.25	20.13	20.14	
		鉛直	軸力 N(kN)	739	736	737	736	737	738	737
			変位 δ v(mm)	-0.02	-19.99	-26.82	-30.53	-36.10	-38.27	-42.39
	軸ひずみ ε v(%)		0.00	-3.81	-5.11	-5.82	-6.88	-7.29	-8.07	
	負	水平	cycle	-	-9	-12	-18	-25	-30	-
			せん断力 Q(kN)	-	-259	-249	-235	-222	-208	-
			変位 δ(mm)	-	-10.69	-10.67	-10.61	-10.66	-10.61	-
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-20.36	-20.33	-20.21	-20.31	-20.20	-	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	735	736	737	737	737	-
変位 δ v(mm)			-	-22.64	-26.51	-32.12	-37.59	-40.95	-	
軸ひずみ ε v(%)	-		-4.31	-5.05	-6.12	-7.16	-7.80	-		
S11-6C-RS D/t=11.67 L/D=5.0 n=0.6 R=1/75	正	水平	cycle	+1	+25	+37	+56	+79	+96	+120
			せん断力 Q(kN)	52	241	230	217	205	193	169
			変位 δ(mm)	1.18	7.18	7.09	7.13	7.09	7.03	7.03
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	2.24	13.67	13.50	13.58	13.50	13.38	13.38	
		鉛直	軸力 N(kN)	738	736	736	736	736	737	738
			変位 δ v(mm)	-0.03	-20.12	-24.21	-27.13	-29.71	-30.96	-31.85
	軸ひずみ ε v(%)		-0.01	-3.83	-4.61	-5.17	-5.66	-5.90	-6.07	
	負	水平	cycle	-	-31	-39	-62	-83	-100	-
			せん断力 Q(kN)	-	-244	-233	-220	-208	-196	-
			変位 δ(mm)	-	-7.16	-7.13	-7.09	-7.11	-7.04	-
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-13.63	-13.57	-13.51	-13.55	-13.41	-	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	736	736	737	737	737	-
変位 δ v(mm)			-	-22.61	-24.71	-27.98	-30.09	-31.18	-	
軸ひずみ ε v(%)	-		-4.31	-4.71	-5.33	-5.73	-5.94	-		
L11-6C-RL D/t=11.67 L/D=12.0 n=0.6 R=1/50	正	水平	cycle	+1	+31	+51	+61	+70	+79	+90(*2)
			せん断力 Q(kN)	23	84.25	80.79	76.63	71.89	67.84	65.77
			変位 δ(mm)	5.82	25.20	25.28	25.21	25.22	25.26	25.31
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	4.62	20.00	20.06	20.01	20.02	20.05	20.08	
		鉛直	軸力 N(kN)	738	735	734	734	734	735	735
			変位 δ v(mm)	-0.10	-37.38	-52.17	-62.86	-74.32	-87.91	-103.10
	軸ひずみ ε v(%)		-0.01	-2.97	-4.14	-4.99	-5.90	-6.98	-8.18	
	負	水平	cycle	-	-29	-46	-58	-64	-71	-90(*2)
			せん断力 Q(kN)	-	-79	-76	-71	-67	-64	-64
			変位 δ(mm)	-	-25.21	-25.24	-25.29	-25.27	-25.25	-25.24
		部材角 R(×10 ⁻³ rad.)	-	-20.01	-20.03	-20.07	-20.05	-20.04	-20.03	
		鉛直	軸力 N(kN)	-	735	735	736	735	735	734
変位 δ v(mm)			-	-36.53	-48.36	-60.17	-67.35	-76.78	-103.93	
軸ひずみ ε v(%)	-		-2.90	-3.84	-4.78	-5.34	-6.09	-8.25		

*1: +1サイクルでの材端フランジに貼付したひずみゲージが圧縮降伏した時の荷重

*2: 最終的に最大荷重の70%まで荷重低下しなかったため、最終サイクル(±90サイクル)の値を参考として示す。

表 2.1-8 実験結果一覧(座屈波高さ:最大値)

試験体 名称		荷重レベル								
		軸力導入時	1cycle	最大荷重時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	0.80Qmax	0.70Qmax	
M08-3C-RL D/t=8.75 L/D=8.0 n=0.3 R=1/25	正	cycle	0	+1	+5	-	-	-	+9	-
		L	0.08	2.24	2.94	-	-	-	3.25	-
		R	-0.14	-1.12	-0.42	-	-	-	0.08	-
	負	cycle	-	-1	-5	-	-	-	-	-9
		L	-	-0.98	0.03	-	-	-	-	0.25
		R	-	2.63	2.97	-	-	-	-	3.44
M08-3C-RS D/t=8.75 L/D=8.0 n=0.3 R=1/50	正	cycle	0	+1	+30	+50	+67	+73	+76	+83
		L	0.64	1.68	2.16	2.66	2.38	2.30	2.35	2.41
		R	0.56	-0.25	0.39	0.53	0.73	0.70	0.73	0.67
	負	cycle	-	-1	-30	-65	-78	-	-	-
		L	-	-0.22	0.50	0.84	1.01	-	-	-
		R	-	1.57	1.88	2.04	1.99	-	-	-
M08-6C-RL D/t=8.75 L/D=8.0 n=0.6 R=1/25	正	cycle	0	+1	+5	-	-	-	-	+6
		L	0.11	3.11	4.98	-	-	-	-	4.48
		R	0.08	-0.73	1.76	-	-	-	-	2.94
	負	cycle	-	-1	-5	-	-	-	-	-
		L	-	-0.73	3.5	-	-	-	-	-
		R	-	3.28	4.12	-	-	-	-	-
M08-6C-RS D/t=8.75 L/D=8.0 n=0.6 R=1/50	正	cycle	0	+1	+20	+34	+41	+47	+51	-
		L	0.59	1.88	5.07	6.05	6.36	6.41	6.58	-
		R	0.22	-0.26	1.54	4.12	4.17	4.42	4.48	-
	負	cycle	-	-1	-20	-32	-34	-38	-41	-64
		L	-	0.22	3.72	4.87	5.01	5.18	5.40	5.91
		R	-	1.32	4.17	4.90	4.93	5.10	5.24	5.60
M11-3C-RL D/t=11.67 L/D=8.0 n=0.3 R=1/50	正	cycle	0	+1	+30	+54	+64	+71	+74	+77
		L	0.20	0.90	1.74	1.96	1.99	1.91	2.13	2.02
		R	0.72	-0.09	0.64	1.17	1.34	1.59	1.76	1.87
	負	cycle	-	-1	-30	-59	-71	-	-	-
		L	-	-0.39	0.14	0.62	0.90	-	-	-
		R	-	1.96	2.01	2.52	2.54	-	-	-
M11-3C-RS D/t=11.67 L/D=8.0 n=0.3 R=1/75	正	cycle	0	+1	+30	+160	+214	+260	+288	-
		L	0.06	0.48	0.87	0.95	1.04	1.15	1.06	-
		R	-0.03	-0.34	-0.03	0.28	0.28	0.50	0.50	-
	負	cycle	-	-1	-30	-170	-220	-260	-274	-292
		L	-	-0.42	-0.17	0.00	0.11	0.25	0.31	0.34
		R	-	0.42	0.87	1.06	1.18	1.12	1.09	1.15
M11-6C-RL D/t=11.67 L/D=8.0 n=0.6 R=1/50	正	cycle	0	+1	+10	+20	+27	+30	+36	+47
		L	0.28	1.65	4.51	11.09	16.21	18.20	21.70	27.78
		R	0.34	-0.45	2.80	9.13	13.78	15.01	17.84	22.76
	負	cycle	-	-1	-10	-20	-25	-29	-34	-
		L	-	-0.53	3.64	10.78	14.31	17.00	19.80	-
		R	-	1.37	4.03	10.25	13.52	15.65	17.98	-
M11-6C-RS D/t=11.67 L/D=8.0 n=0.6 R=1/75	正	cycle	0	+1	+45	+117	+152	+181	+205	+260(*1)
		L	0.25	0.73	3.89	9.35	12.04	13.89	15	18.56
		R	0.62	0.11	3.56	9.44	11.93	13.89	15.46	18.56
	負	cycle	-	-1	-45	-105	-146	-177	-205	-260(*1)
		L	-	-0.28	3.14	7.92	11.06	13.02	15	17.61
		R	-	1.40	4.37	9.10	12.01	14.11	15.99	19.07
S11-6C-RL D/t=11.67 L/D=5.0 n=0.6 R=1/50	正	cycle	0	+1	+10	+14	+19	+25	+28	+35
		L	0.25	0.87	6.10	7.95	9.38	10.81	11.56	12.38
		R	0.06	-0.36	4.45	6.10	7.56	9.07	9.55	10.30
	負	cycle	-	-1	-10	-14	-20	-26	-31	-
		L	-	-0.06	6.19	7.78	9.46	10.84	11.62	-
		R	-	0.92	5.01	6.47	8.18	9.46	10.30	-
S11-6C-RS D/t=11.67 L/D=5.0 n=0.6 R=1/75	正	cycle	0	+1	+20	+38	+57	+80	+97	+121
		L	0.08	0.53	4.96	8.09	9.41	10.42	10.92	11.40
		R	0.06	-0.28	3.08	5.54	6.75	7.73	8.26	8.43
	負	cycle	-	-1	-30	-40	-63	-84	-101	-
		L	-	0.20	6.72	8.09	9.49	10.42	10.84	-
		R	-	0.59	5.04	6.05	7.22	8.12	8.51	-
L11-6C-RL D/t=11.67 L/D=12.0 n=0.6 R=1/50	正	cycle	0	+1	+30	+52	+62	+71	+80	+90(*1)
		L	-0.22	0.92	8.04	17.25	22.43	27.08	31.22	33.96
		R	-0.17	-0.95	3.64	10.44	15.18	19.52	23.32	26.46
	負	cycle	-	-1	-30	-48	-59	-65	-72	-90(*1)
		L	-	-0.87	7.06	14.45	20.27	23.49	27.02	33.15
		R	-	1.09	5.01	10.00	14.92	17.75	21.03	27.50

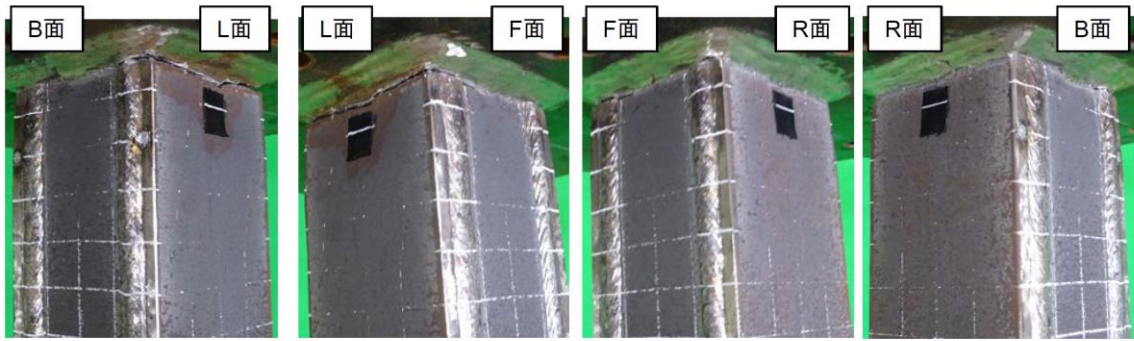
*1:最終的に最大荷重の70%まで荷重低下しなかったため、最終サイクルの値を参考として示す。

表 2.1-9 実験結果一覧(き裂長さ・幅:最大値)

試験体 名称		荷重レベル						破壊 モード	
		最大荷重時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	0.80Qmax	0.70Qmax		
M08-3C-RL	正	cycle	+5	-	-	-	+8	-	き裂進展
		長さ(幅)*1	20(HC)	-	-	-	45(2.0)	-	
	負	cycle	-5	-	-	-	-	-	
		長さ(幅)*1	25(HC)	-	-	-	-	-	
M08-3C-RS	正	cycle	+30	+50	+67	+73	+76	+83	き裂進展
		長さ(幅)*1	なし	-	-	25(0.5)	30(1.0)	40(2.0)	
	負	cycle	-30	-65	-78	-	-	-	
		長さ(幅)*1	なし	-	40(0.5)	-	-	-	
M08-6C-RL	正	cycle	+5	-	-	-	-	+6	き裂進展
		長さ(幅)*1	105(0.2)	-	-	-	-	105(2.0)	
	負	cycle	-5	-	-	-	-	-	
		長さ(幅)*1	105(2.0)	-	-	-	-	-	
M08-6C-RS	正	cycle	+20	+34	+41	+47	+51	-	き裂進展
		長さ(幅)*1	なし	30(HC)	40(0.5)	105(1.0)	105(1.0)	-	
	負	cycle	-20	-32	-34	-38	-41	-64	
		長さ(幅)*1	なし	35(0.5)	105(1.0)	105(1.5)	105(2.0)	105(2.0)	
M11-3C-RL	正	cycle	+30	+54	+64	+71	+74	+77	き裂進展
		長さ(幅)*1	なし	20(HC)	30(HC)	105(HC)	105(HC)	105(1.5)	
	負	cycle	-30	-59	-71	-	-	-	
		長さ(幅)*1	なし	30(HC)	30(HC)	-	-	-	
M11-3C-RS	正	cycle	+30	+160	+214	+260	+288	-	き裂進展
		長さ(幅)*1	なし	20(HC)	30(HC)	30(HC)	30(0.2)	-	
	負	cycle	-30	-170	-220	-260	-274	-292	
		長さ(幅)*1	なし	20(HC)	30(HC)	40(0.5)	50(1.0)	105(1.0)	
M11-6C-RL	正	cycle	+10	+22	+27	+30	+36	+47	局部座屈
		長さ(幅)*1	なし	なし	20(HC)	20(HC)	-	-	
	負	cycle	-10	-22	-25	-29	-34	-	
		長さ(幅)*1	なし	なし	20(HC)	20(HC)	-	-	
M11-6C-RS	正	cycle	+40	+119	+152	+183	+207	+260(*2)	局部座屈
		長さ(幅)*1	なし	なし	40(0.2)	30(0.2)	40(0.2)	-	
	負	cycle	-40	-107	-146	-179	-207	-260(*2)	
		長さ(幅)*1	なし	35(HC)	40(0.2)	40(0.2)	105(0.5)	-	
S11-6C-RL	正	cycle	+10	+14	+19	+25	+28	+35	き裂進展 + 局部座屈
		長さ(幅)*1	10(0.2)	35(1.0)	40(1.5)	40(2.0)	40(2.0)	105(2.5)	
	負	cycle	-10	-14	-20	-26	-31	-	
		長さ(幅)*1	20(0.2)	25(1.0)	30(1.0)	30(1.0)	30(1.5)	-	
S11-6C-RS	正	cycle	+20	+38	+57	+80	+97	+121	き裂進展 + 局部座屈
		長さ(幅)*1	なし	20(0.2)	40(1.0)	40(1.0)	40(1.5)	40(2.0)	
	負	cycle	-30	-40	-63	-84	-101	-	
		長さ(幅)*1	10(HC)	10(0.5)	35(0.5)	50(1.0)	105(1.0)	-	
L11-6C-RL	正	cycle	+30	+52	+62	+71	+80	+90(*2)	局部座屈 (全体座屈)
		長さ(幅)*1	なし	20(HC)	20(0.1)	20(0.1)	20(0.1)	-	
	負	cycle	-30	-48	-59	-65	-72	-90(*2)	
		長さ(幅)*1	なし	10(HC)	20(HC)	30(0.1)	30(0.1)	-	

*1: HCはヘアクラック(幅0.05mm程度)を示す。また、「-」は計測値なしを示す。

*2: 最終的に最大荷重の70%まで荷重低下しなかったため、最終サイクルの値を参考として示す。



(a) B-L面柱頭部詳細

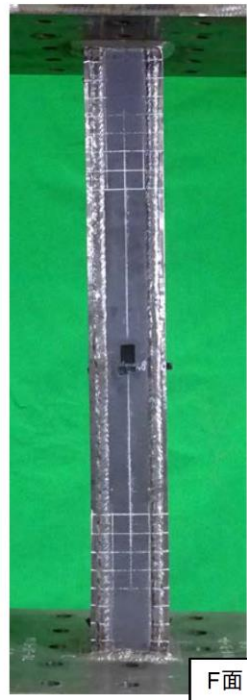
(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

(d) R-B面柱頭部詳細



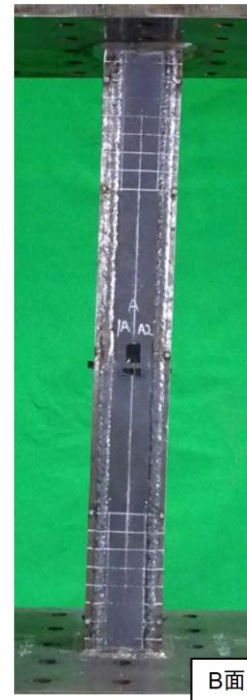
(e) L面全景



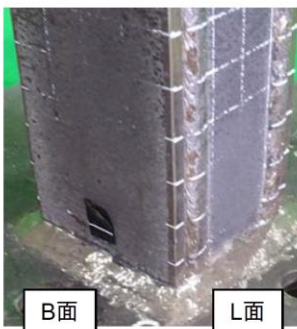
(f) F面全景



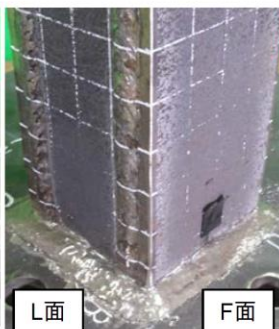
(g) R面全景



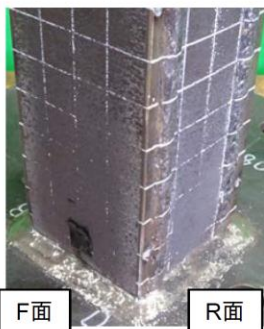
(h) B面全景



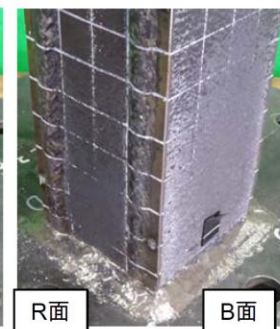
(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

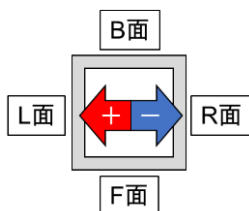
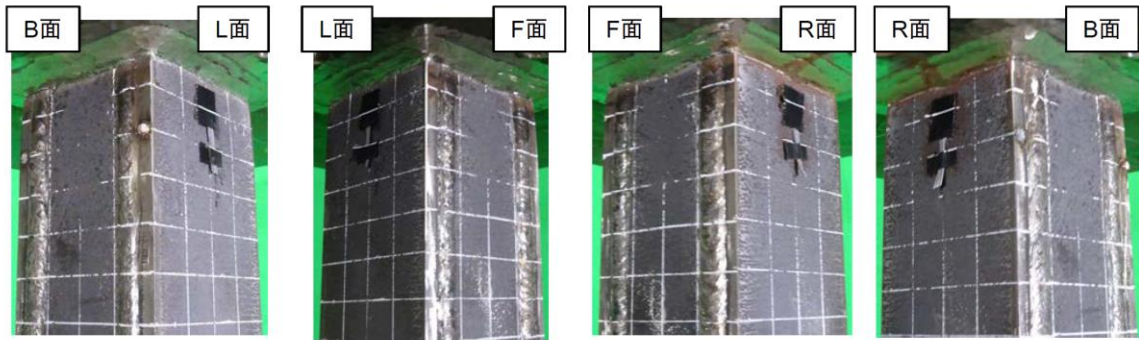


写真 2.1-4 試験体の最終状況[M08-3C-RL]
 (幅厚比 8.75, 径高さ比 8.0, 軸力比 0.3, 振幅 1/25)

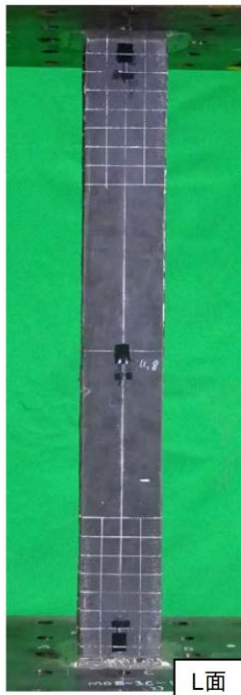


(a) B-L面柱頭部詳細

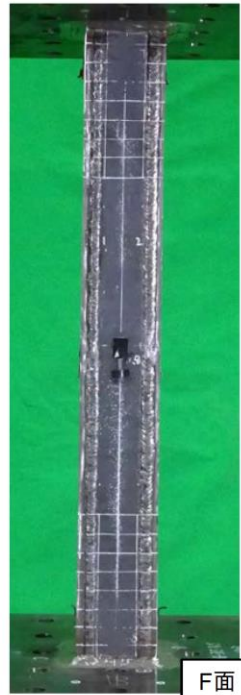
(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

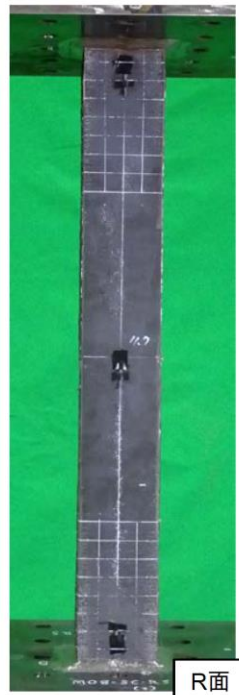
(d) R-B面柱頭部詳細



(e) L面全景



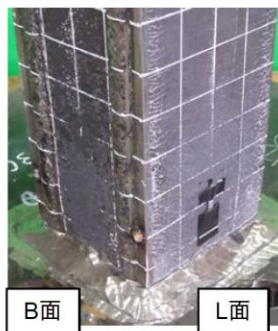
(f) F面全景



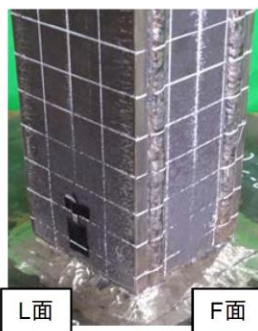
(g) R面全景



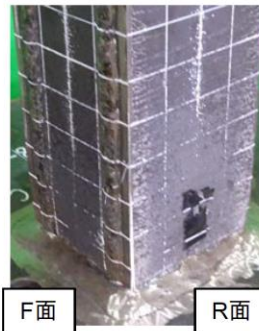
(h) B面全景



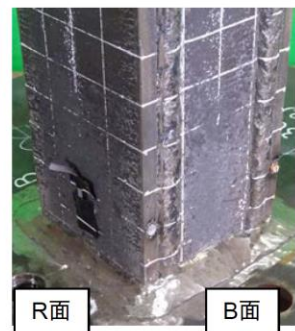
(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

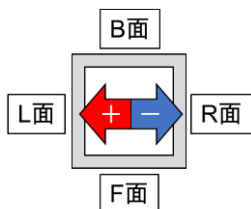
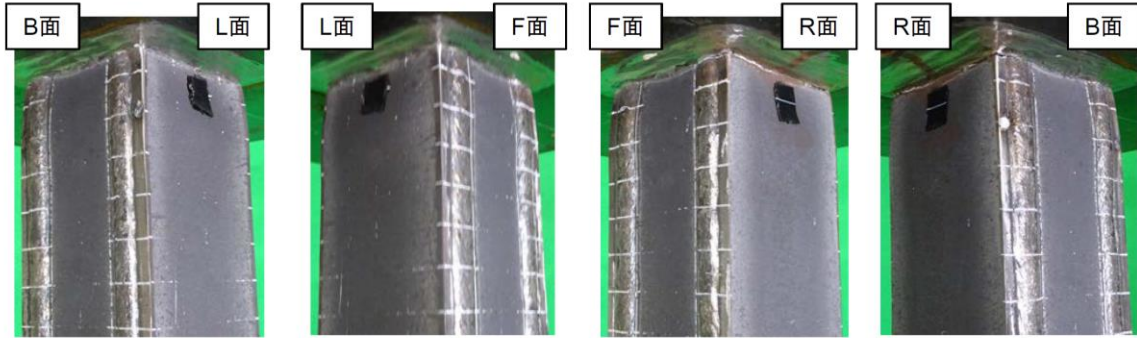


写真 2.1-5 試験体の最終状況[M08-3C-RS]
 (幅厚比 8.75, 径高さ比 8.0, 軸力比 0.3, 振幅 1/50)



(a) B-L面柱頭部詳細

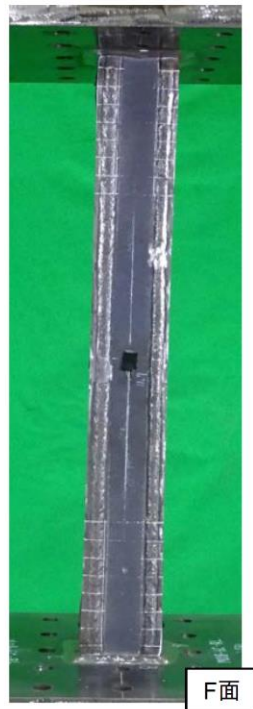
(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

(d) R-B面柱頭部詳細



(e) L面全景



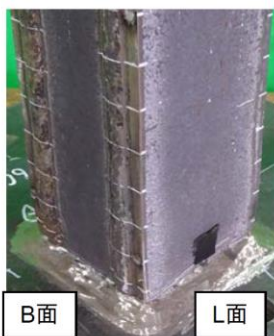
(f) F面全景



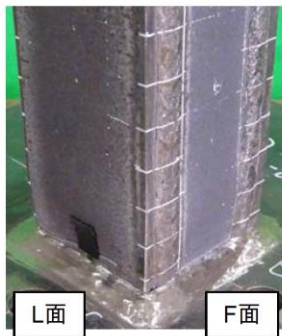
(g) R面全景



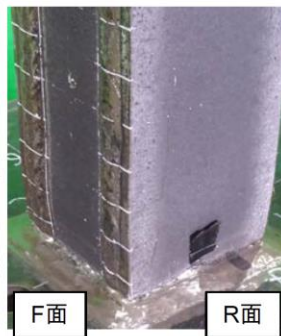
(h) B面全景



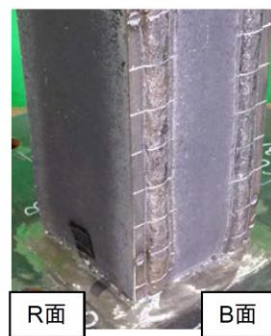
(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

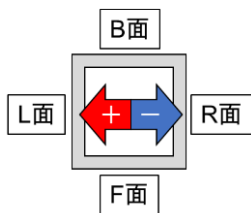
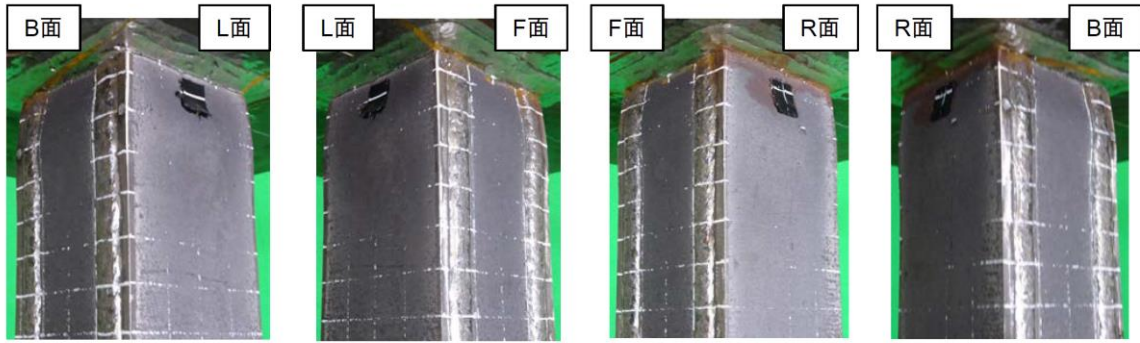


写真 2.1-6 試験体の最終状況[M08-6C-RL]
 (幅厚比 8.75, 径高さ比 8.0, 軸力比 0.6, 振幅 1/25)

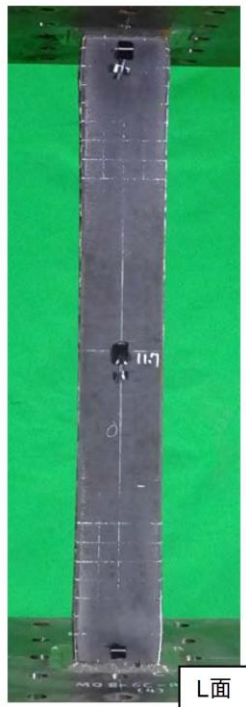


(a) B-L面柱頭部詳細

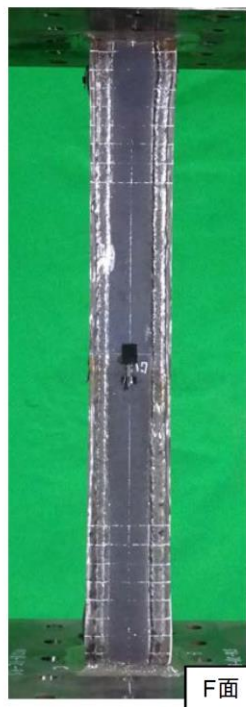
(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

(d) R-B面柱頭部詳細



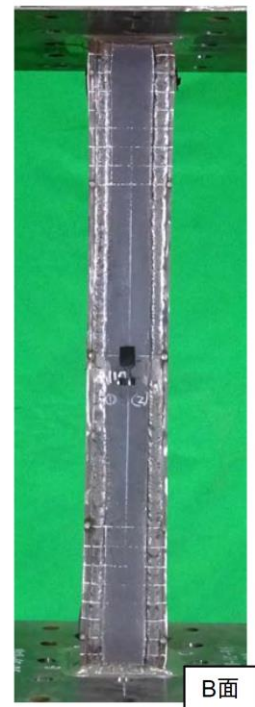
(e) L面全景



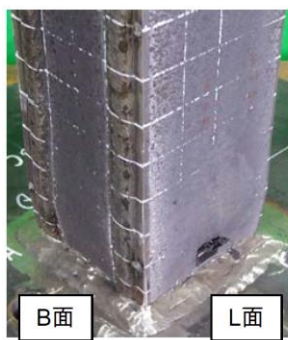
(f) F面全景



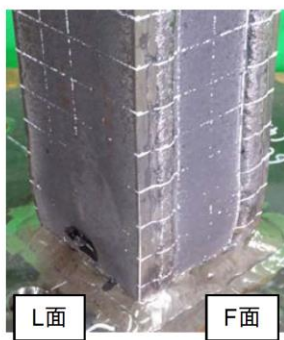
(g) R面全景



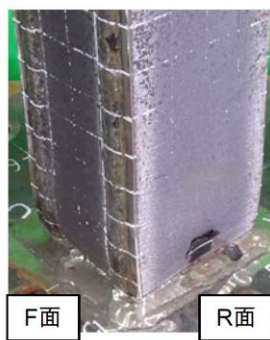
(h) B面全景



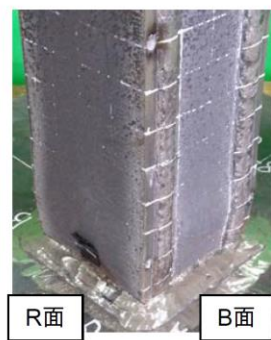
(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

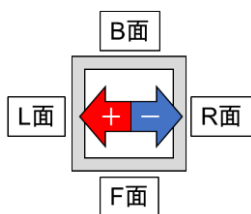
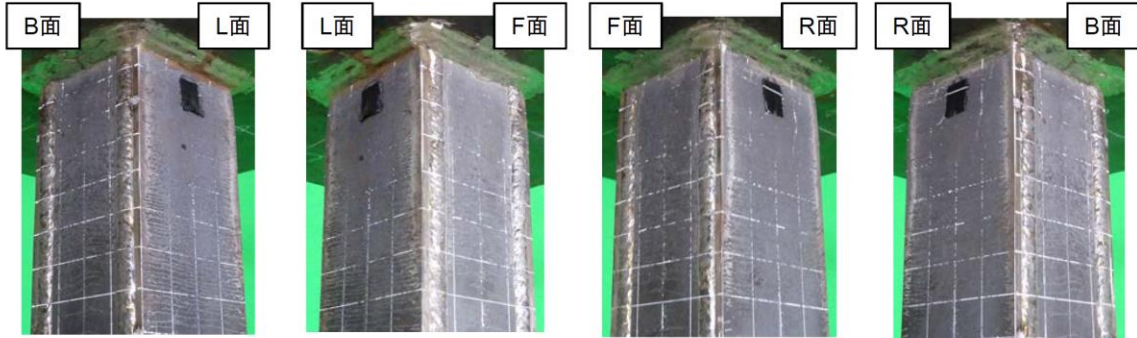


写真 2.1-7 試験体の最終状況[M08-6C-RS]
 (幅厚比 8.75, 径高さ比 8.0, 軸力比 0.6, 振幅 1/50)

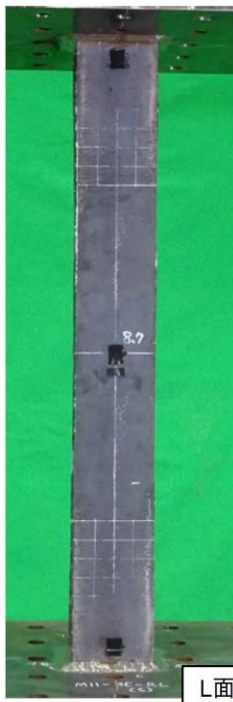


(a) B-L面柱頭部詳細

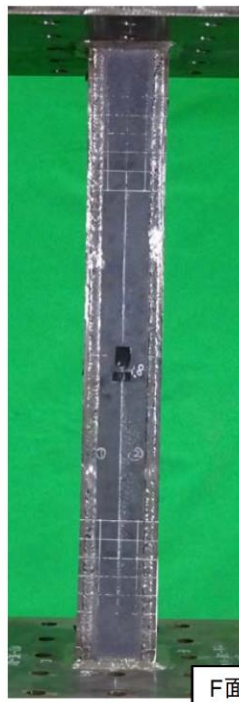
(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

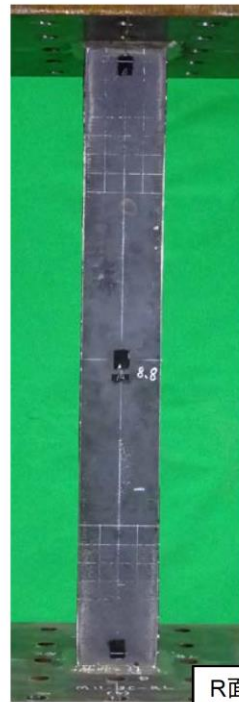
(d) R-B面柱頭部詳細



(e) L面全景



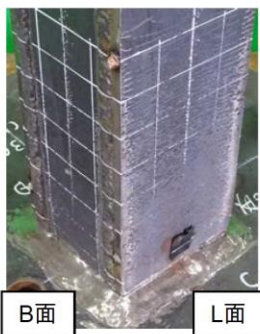
(f) F面全景



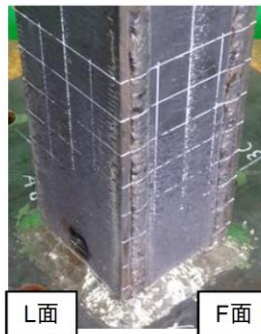
(g) R面全景



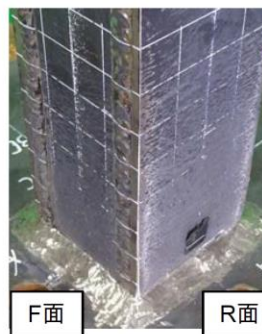
(h) B面全景



(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

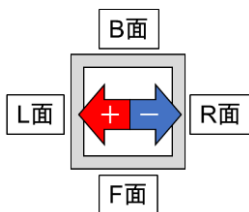
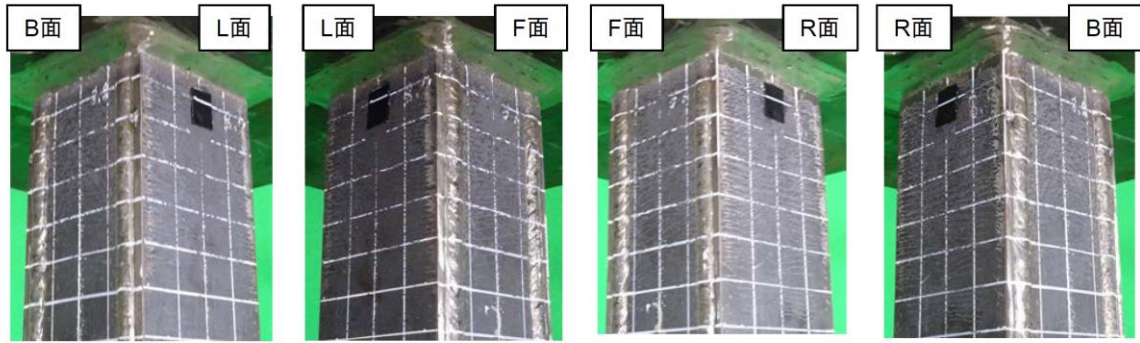


写真 2.1-8 試験体の最終状況[M11-3C-RL]
 (幅厚比 11.67, 径高さ比 8.0, 軸力比 0.3, 振幅 1/50)



(a) B-L面柱頭部詳細

(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

(d) R-B面柱頭部詳細



(e) L面全景



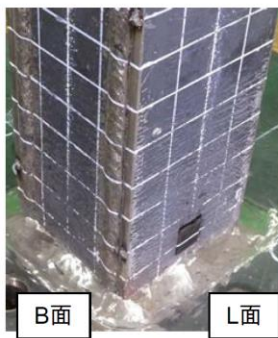
(f) F面全景



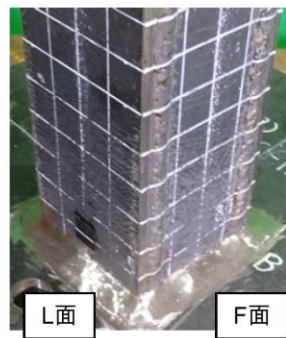
(g) R面全景



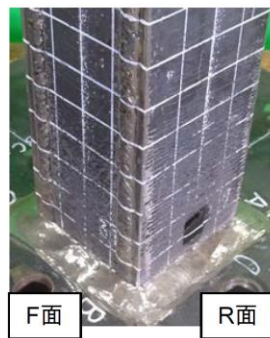
(h) B面全景



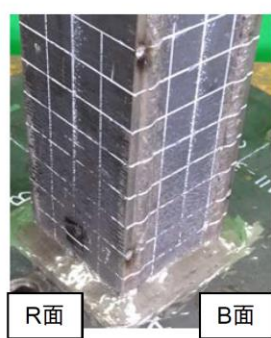
(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

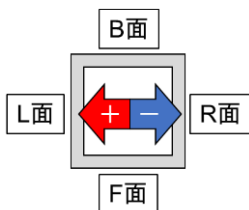
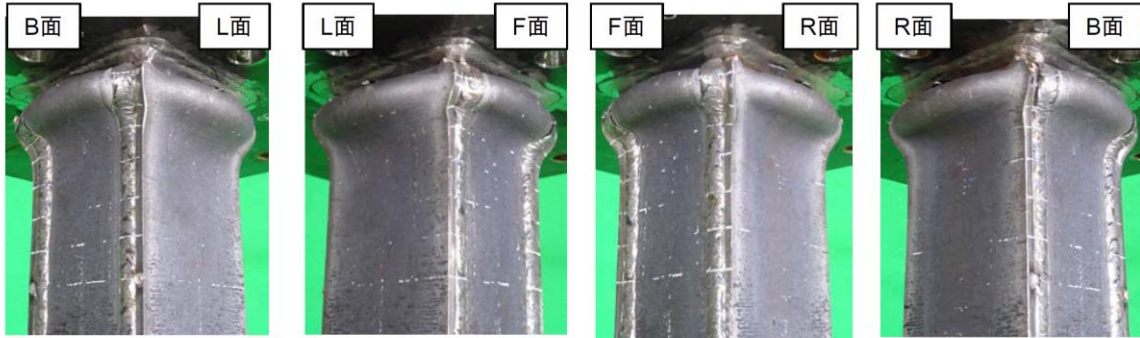


写真 2.1-9 試験体の最終状況[M11-3C-RS]
(幅厚比 11.67, 径高さ比 8.0, 軸力比 0.3, 振幅 1/75)

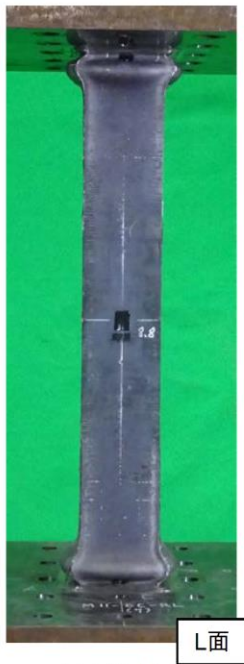


(a) B-L面柱頭部詳細

(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

(d) R-B面柱頭部詳細



(e) L面全景



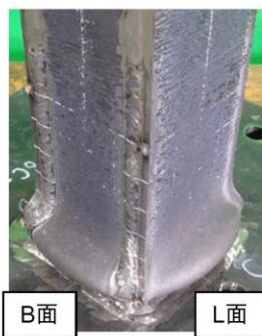
(f) F面全景



(g) R面全景



(h) B面全景



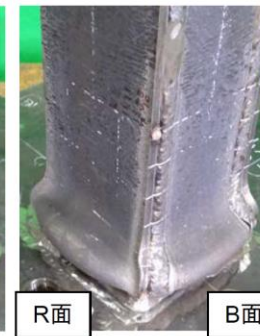
(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

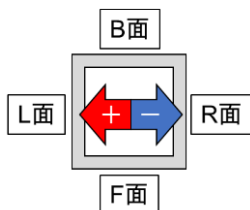
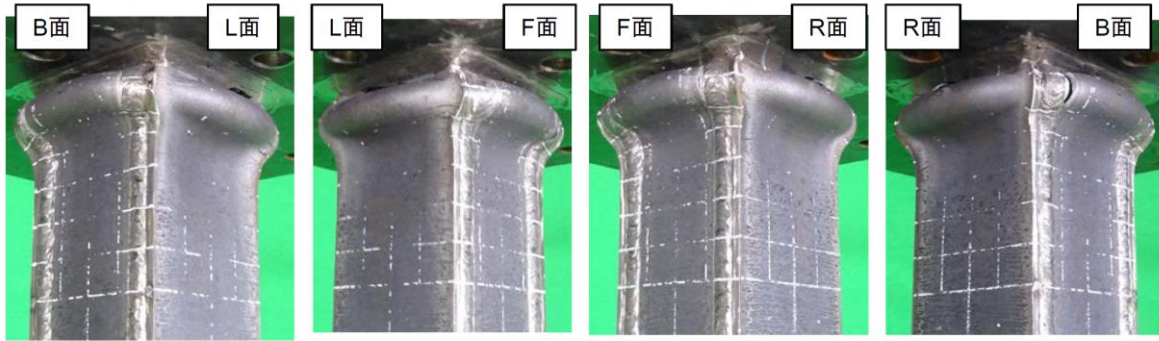


写真 2.1-10 試験体の最終状況[M11-6C-RL]
 (幅厚比 11.67, 径高さ比 8.0, 軸力比 0.6, 振幅 1/50)



(a) B-L面柱頭部詳細

(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

(d) R-B面柱頭部詳細



(e) L面全景



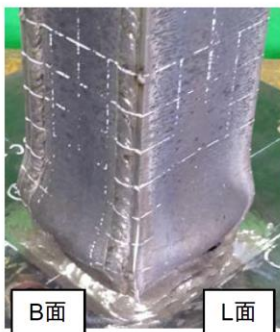
(f) F面全景



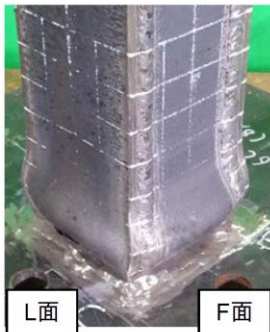
(g) R面全景



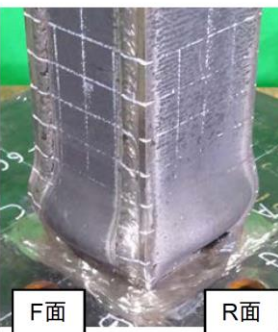
(h) B面全景



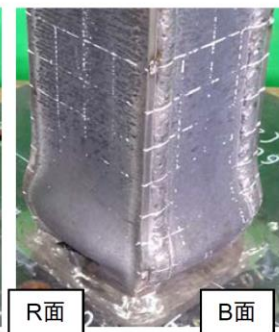
(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

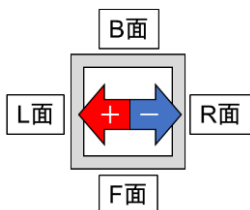
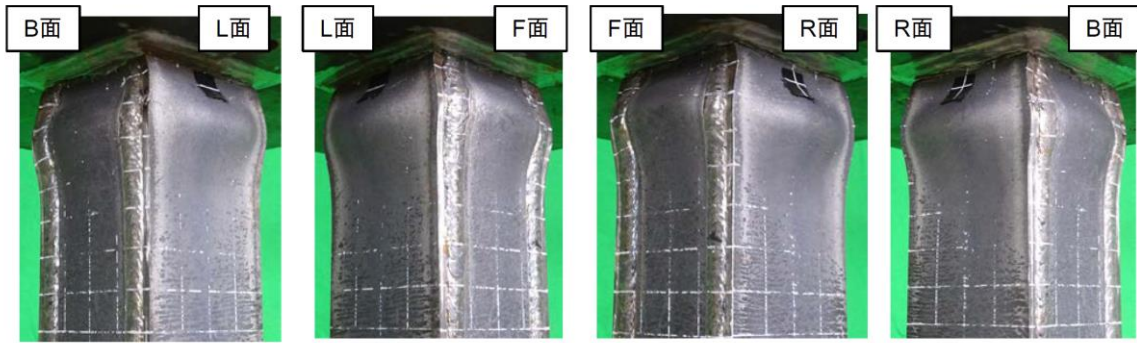


写真 2.1-11 試験体の最終状況[M11-6C-RS]
 (幅厚比 11.67, 径高さ比 8.0, 軸力比 0.6, 振幅 1/75)



(a) B-L面柱頭部詳細

(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

(d) R-B面柱頭部詳細



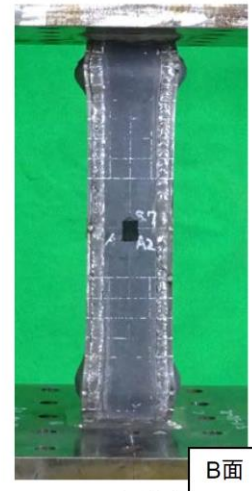
(e) L面全景



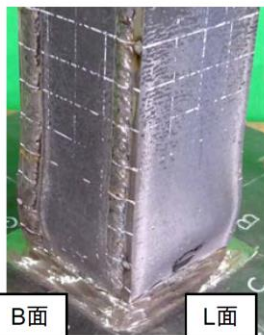
(f) F面全景



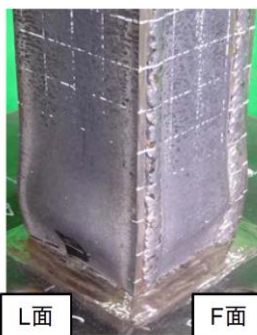
(g) R面全景



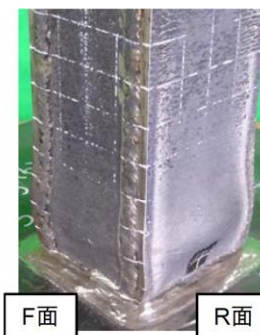
(h) B面全景



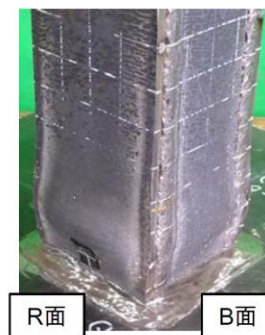
(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

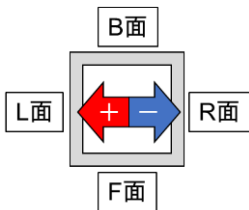


写真 2.1-12 試験体の最終状況[S11-6C-RL]
 (幅厚比 11.67, 径高さ比 5.0, 軸力比 0.6, 振幅 1/50)

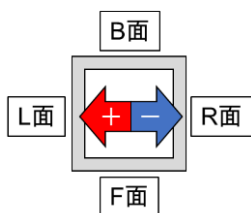
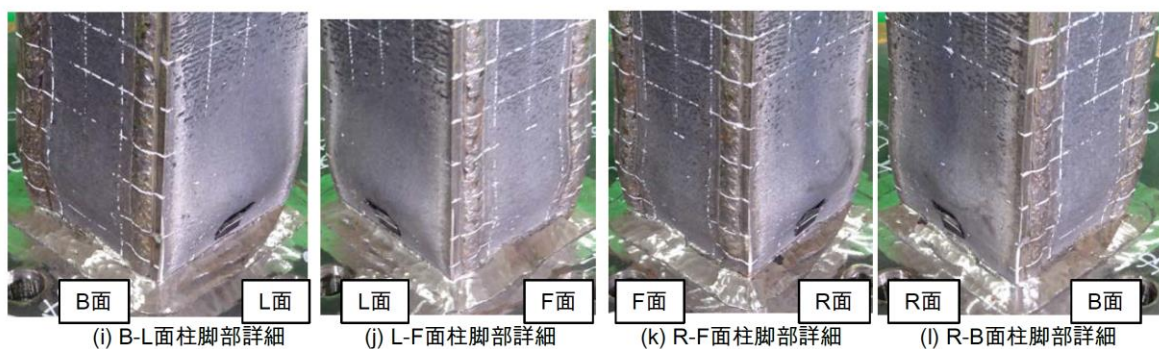
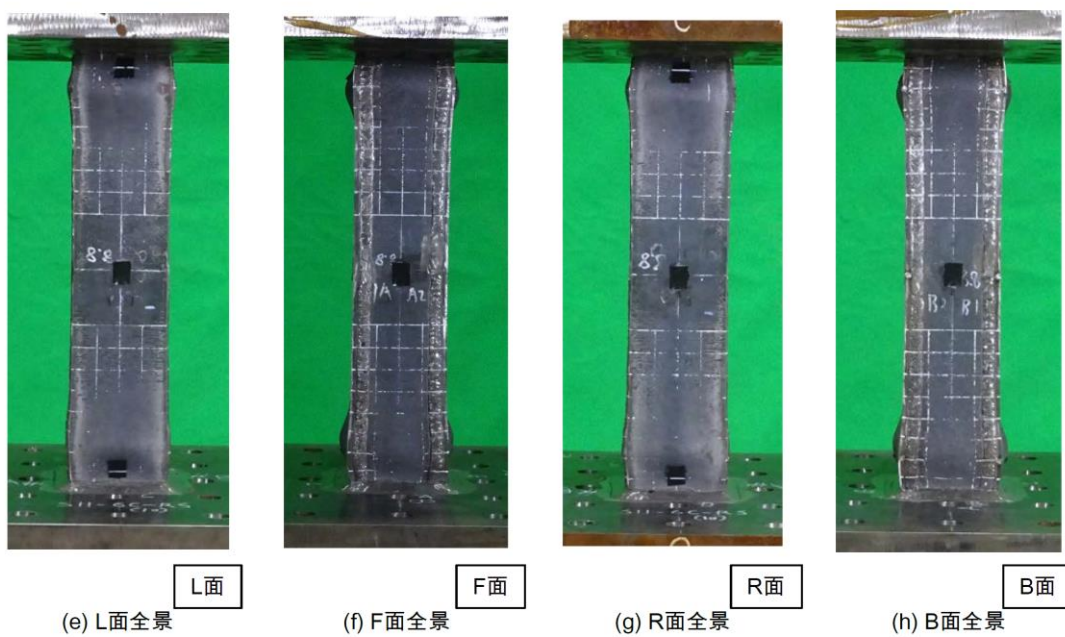
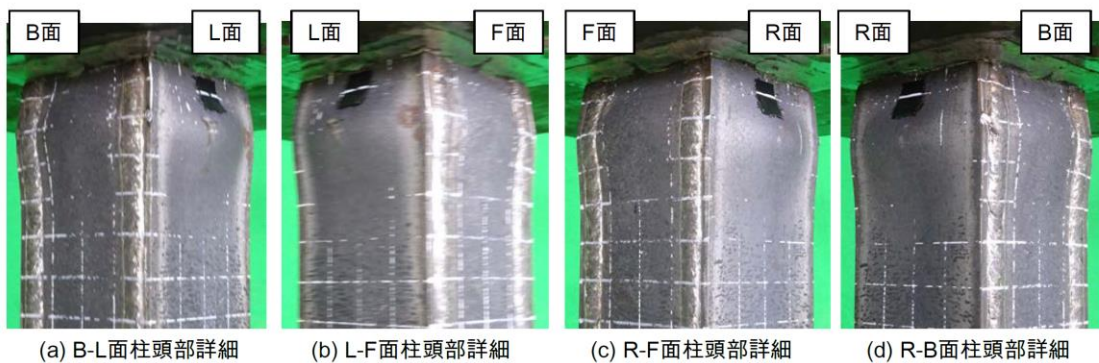
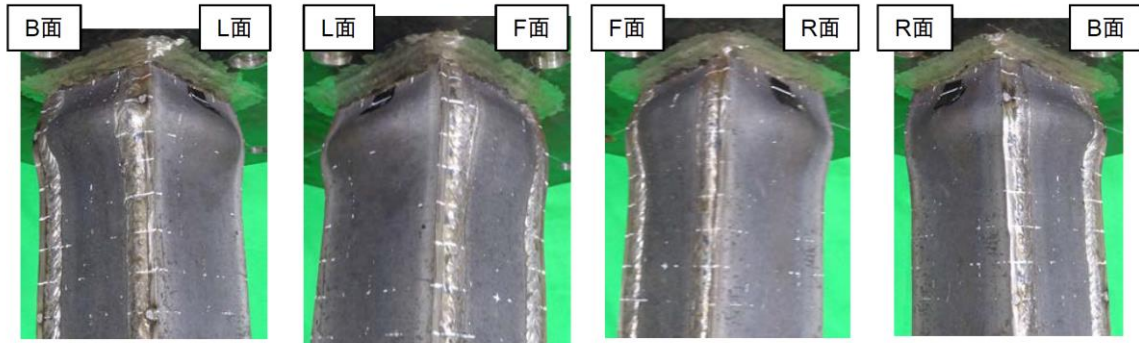


写真 2.1-13 試験体の最終状況[S11-6C-RS]
 (幅厚比 11.67, 径高さ比 5.0, 軸力比 0.6, 振幅 1/75)



(a) B-L面柱頭部詳細

(b) L-F面柱頭部詳細

(c) R-F面柱頭部詳細

(d) R-B面柱頭部詳細



(e) L面全景



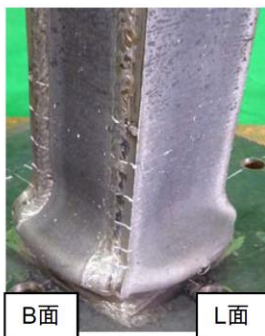
(f) F面全景



(g) R面全景



(h) B面全景



(i) B-L面柱脚部詳細



(j) L-F面柱脚部詳細



(k) R-F面柱脚部詳細



(l) R-B面柱脚部詳細

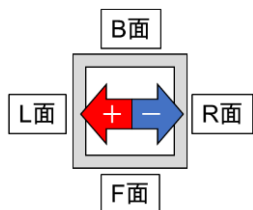


写真 2.1-14 試験体の最終状況[L11-6C-RL]
 (幅厚比 11.67, 径高さ比 12.0, 軸力比 0.6, 振幅 1/50)

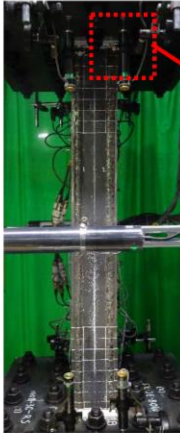





①荷重低下要因:き裂進展	
<p><u>M08-3C-RS</u></p> <p>径高さ比:8.0 幅厚比 :8.75 軸力比 :0.3 振幅 :1/50</p>	  <p style="text-align: right;">座屈高さ:最大2.4mm</p>
②荷重低下要因:局部座屈	
<p><u>M11-6C-RL</u></p> <p>径高さ比:8.0 幅厚比 :11.67 軸力比 :0.6 振幅 :1/50</p>	  <p style="text-align: right;">座屈高さ:最大23mm</p>
③荷重低下要因:き裂進展+局部座屈	
<p><u>S11-6C-RL</u></p> <p>径高さ比:5.0 幅厚比 :11.67 軸力比 :0.6 振幅 :1/50</p>	  <p style="text-align: right;">座屈高さ:最大8.5mm</p>

写真 2.1-15 代表的な荷重低下要因

(2) 荷重変形特性

各試験体の荷重・変形関係を図 2.1-15 に、荷重・軸縮み関係を図 2.1-16 に示す。荷重・変形関係の縦軸は柱せん断力 Q を、横軸は柱部材角 R である。また、荷重・軸縮み関係の縦軸は柱の軸縮み変形を柱高さで除した軸縮み ϵ_v で、横軸は柱せん断力 Q である。図 2.1-14 および図 2.1-15 では、荷重低下時の状況が分かるように、最大荷重 (Q_{max} 時) から荷重が 5%低下 ($0.95Q_{max}$ 時)、10%低下 ($0.90Q_{max}$ 時)、15%低下 ($0.85Q_{max}$ 時)、20%低下 ($0.80Q_{max}$ 時)、30%低下 ($0.70Q_{max}$ 時) した際の $Q-R$ および ϵ_v-R 関係を青色で示した。なお、M08-6C-RL では急激に荷重が低下したため、最終付近の 5 および 6 サイクルのみを青色で示した。

1) 荷重・変形関係 (図 2.1-15)

全ての試験体で、1 サイクル目に於ける柱頭・柱脚での曲げ降伏に伴い剛性が低下し、その後の載荷では鋼材のひずみ硬化により荷重が増加して、最大荷重に到達している。最大荷重以降では、荷重低下要因が①柱頭・柱脚部の局部座屈、②溶接部のき裂進展、③①と②の併発の 3 種類となり、荷重低下が顕著となると、ループ形状が紡錘形から平行四辺形に推移した。荷重低下要因を試験体毎にまとめると次のようになる (表 2.1-9 を参照)。

【①：柱頭・柱脚部の局部座屈】

○幅厚比：11.67、径高さ比：8.0~12.0、軸力比：0.6

(試験体名称) M11-6C-RL、M11-6C-RS、L11-6C-RL

【②：溶接部のき裂進展】

○幅厚比：8.75、径高さ比：8.0、軸力比：0.3~0.6

(試験体名称) M08-3C-RL、M08-3C-RS、M08-6C-RL、M08-6C-RS

○幅厚比：11.67、径高さ比：8.0、軸力比：0.3

(試験体名称) M11-3C-RL、M11-3C-RS

【③：①と②の併発】

○幅厚比：11.67、径高さ比：5.0、軸力比：0.6

(試験体名称) S11-6C-RL、S11-6C-RS

2) 荷重・軸縮み関係 (図 2.1-16)

荷重・軸縮み関係では、前述の荷重低下要因により異なる性状を示す。①柱頭・柱脚部の局部座屈では、最大荷重以降も軸縮み量が増加して終局となるが、②溶接部のき裂進展では、最大荷重近傍までは軸縮み量が増加するが、それ以降はき裂が進展するため、軸縮み量の増加は止まる傾向にある。また、③の併発する場合には①と同様な傾向にある。

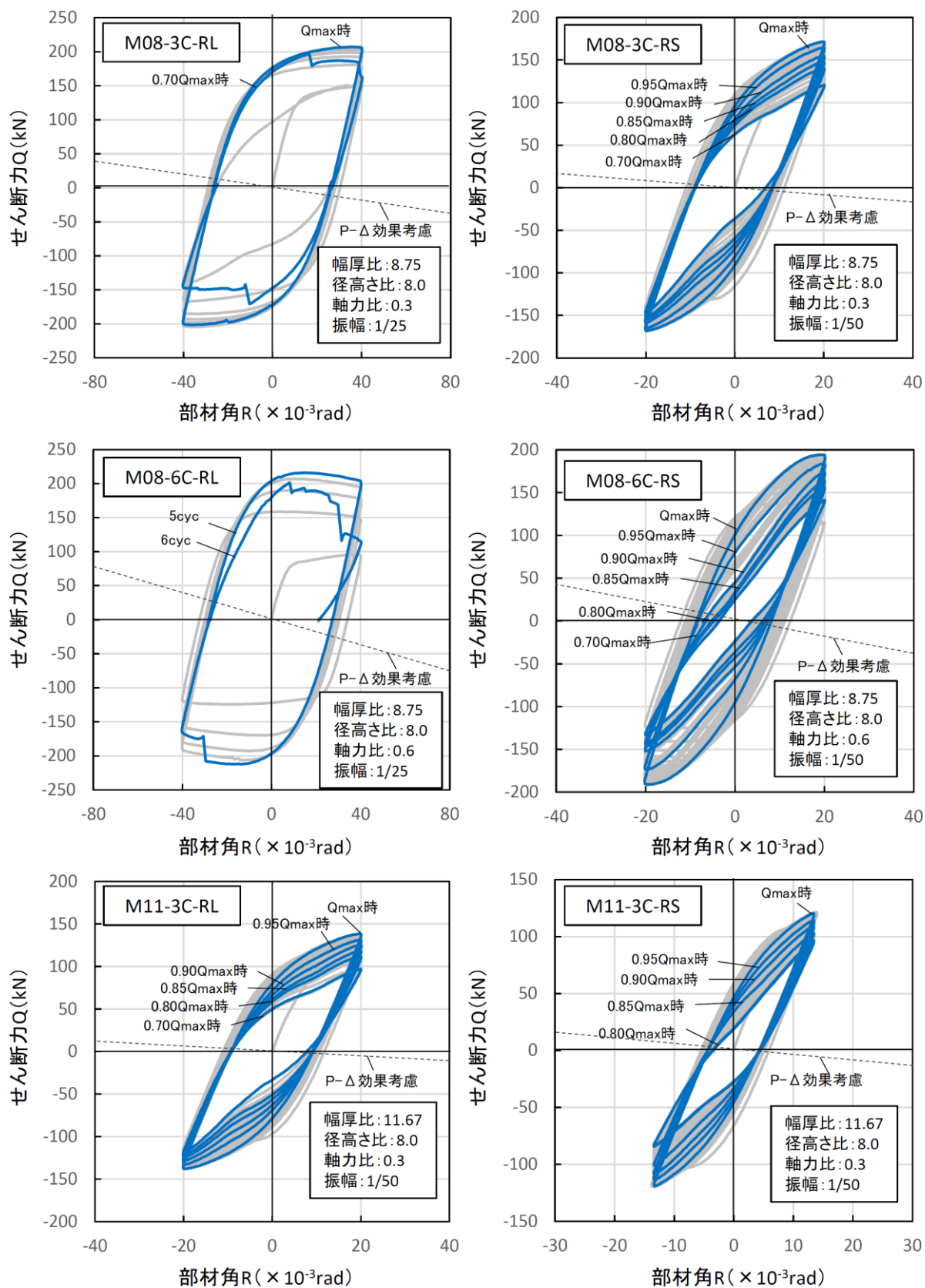


図 2.1-15(a) 荷重・変形関係

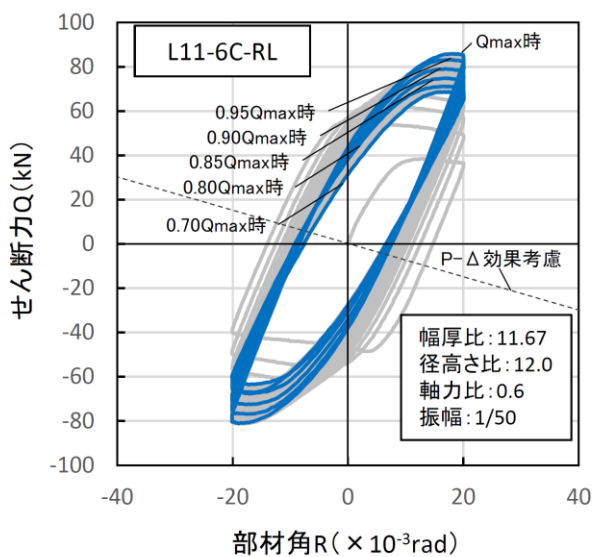
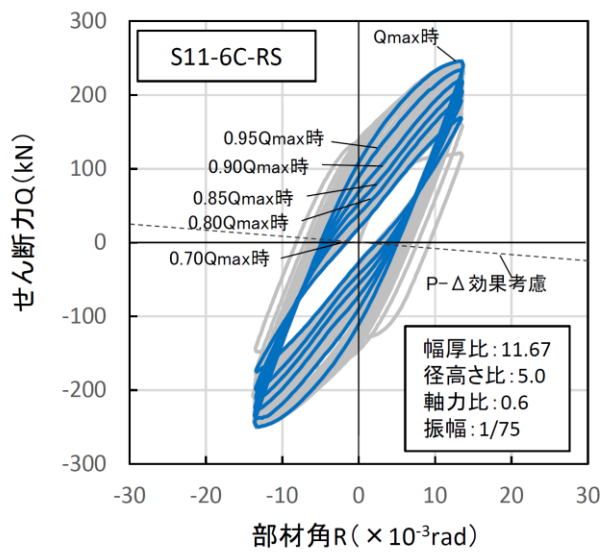
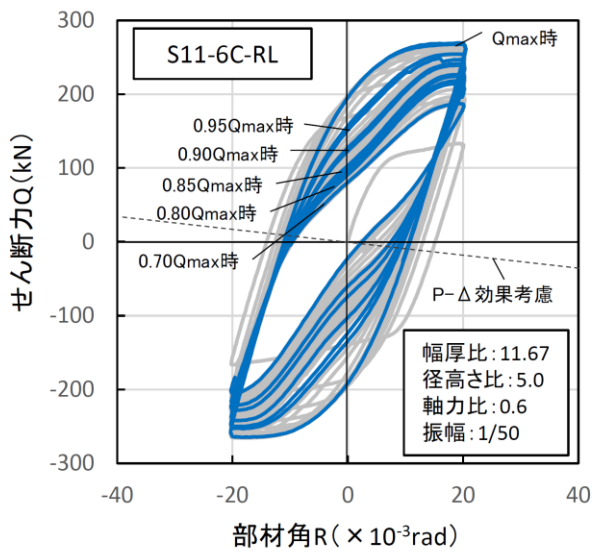
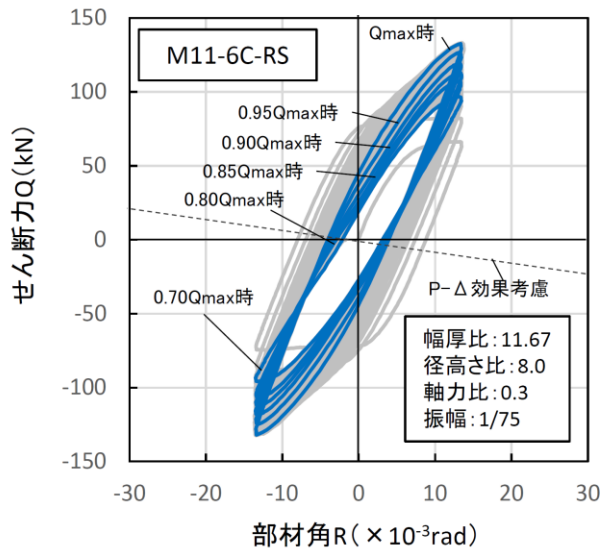
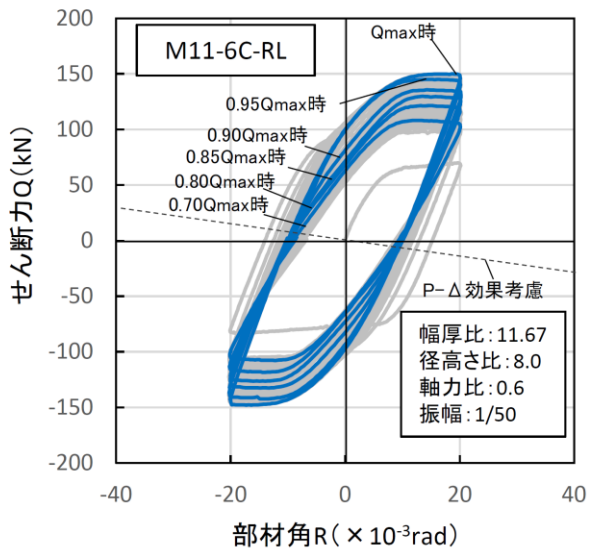


図 2.1-15(b) 荷重・変形関係

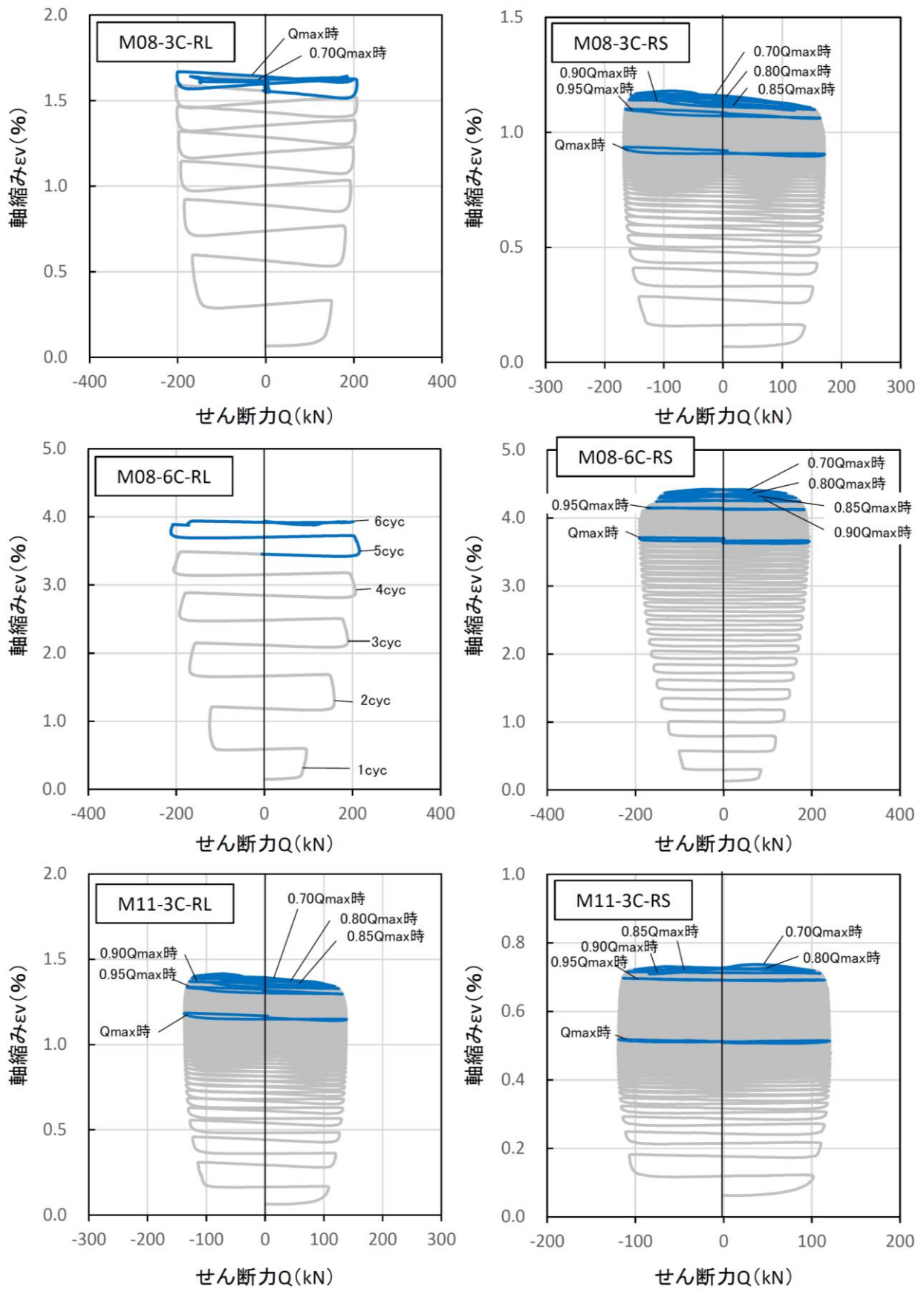


图 2.1-16(a) 荷重・軸縮み関係

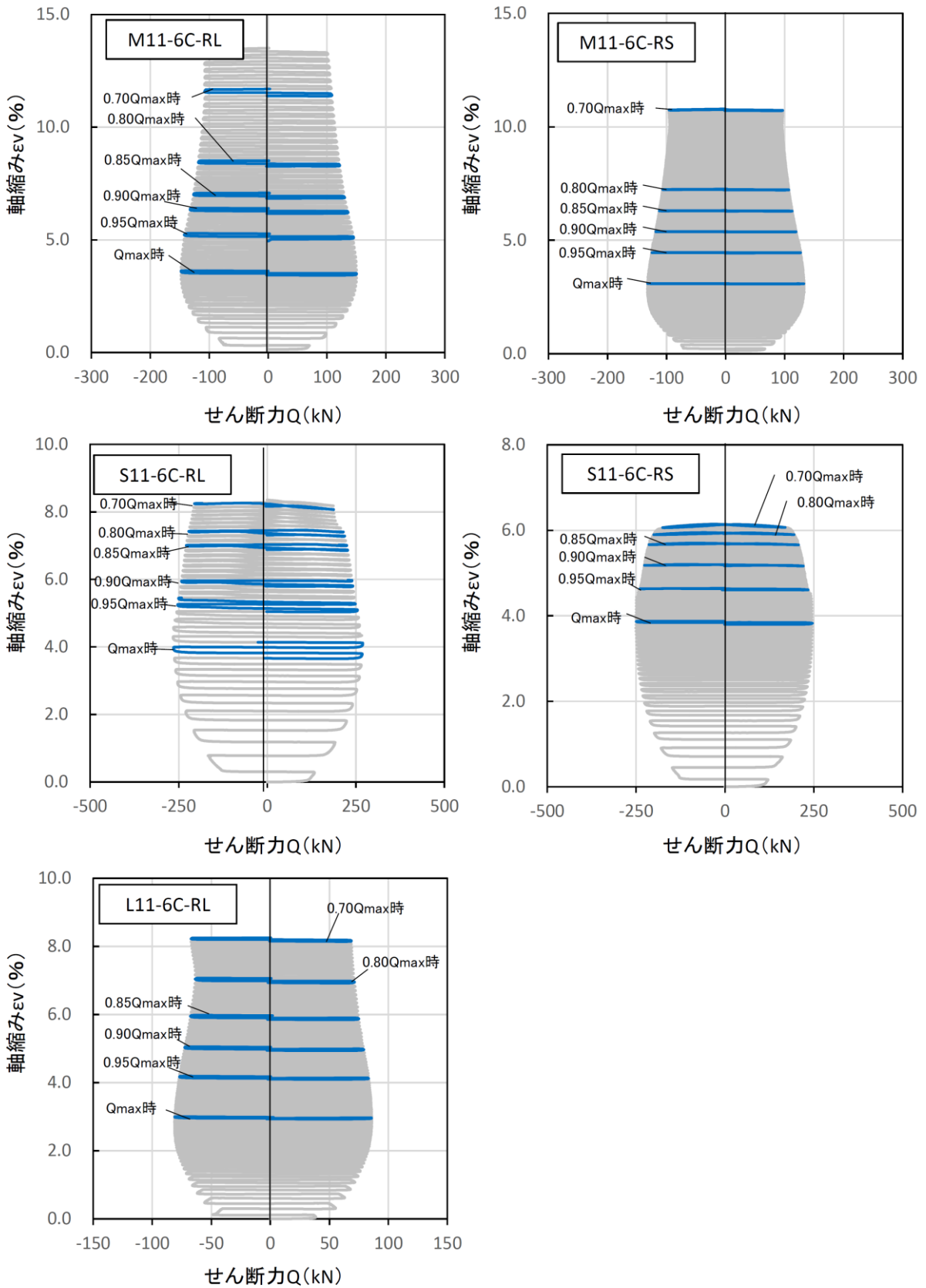


図 2.1-16(b) 荷重・軸縮み関係

(3) 多数回繰り返し特性

各サイクルピークでの荷重（以下、ピーク荷重）の推移を図 2.1-17 に、ピーク荷重での軸縮みおよび座屈波高さの推移を図 2.1-18～19 に示す。平成 30 年度の実験で得られた変位振幅と繰り返し数 $N_{90\%}$ の関係を表 2.1-10 および図 2.1-20 に示す。また、既往実験と平成 30 年度の実験結果での繰り返し数 $N_{90\%}$ の比較を図 2.1-21 に示す。また、図中には荷重低下の主要因（き裂進展、局部座屈、き裂・座屈併発）を併記した。なお、L11-6C-RL 試験体では、柱頭・柱脚の局部座屈が進展した後に全体座屈的なモードに変化したが、荷重低下の主要因は局部座屈であると考えられるため、「局部座屈（全体座屈）」と記した。

1) 各サイクルピークでの荷重の推移（図 2.1-17）

荷重低下の要因がき裂進展となる試験体では、大振幅（ $R=1/25$ ）の試験体を除き、最大荷重以降は一定の傾きで荷重が低下し、90～85%に荷重が低下する付近からき裂進展が大きくなり、荷重の低下割合が増加する傾向にある。また、大振幅（ $R=1/25$ ）の試験体では最大荷重以降にき裂進展が大きくなり、急激に荷重が低下している。

荷重低下の要因が局部座屈となる試験体では、最大荷重以降は一定の傾きで荷重が低下する傾向にある。

荷重低下の要因がき裂進展と局部座屈が併発している試験体（S 試験体： $L=525\text{mm}$ ）では、最大荷重以降から 90%に荷重が低下するまで、き裂進展による荷重低下への影響が大きい。それ以降では局部座屈が荷重低下の主要因となり一定の傾きで荷重が低下する。80%に荷重が低下すると再びき裂進展による影響が大きくなる傾向にある。

2) 各サイクルピークでの軸縮みおよび座屈波高さの推移（図 2.1-18、図 2.1-19）

軸縮みに関しては、荷重低下の主要因がき裂進展となる試験体では、最大荷重以降にほぼ一定となり、軸縮みが進まない傾向にある。荷重低下の主要因が局部座屈となる試験体（L11-6C-RL 試験体も含む）では、最大荷重以降も一定の勾配で軸縮みが大きくなり、荷重が 80%低下以降で勾配が更に大きくなる傾向にある。

座屈波高さに関しては、計測時のばらつきはあるが、軸縮みと同様な傾向にあり、荷重低下の主要因がき裂進展となる試験体では、最大荷重以降に座屈波高さの増加は小さくなり、一定となり、座屈波高さが増長しない傾向にある。また、荷重低下の主要因が局部座屈となる試験体では、最大荷重以降も座屈波高さが大きくなる傾向にある。

以上より、軸縮みと座屈波高さは連動しており、軸縮みの進展は局部座屈の進展による影響が大きいことがわかる。

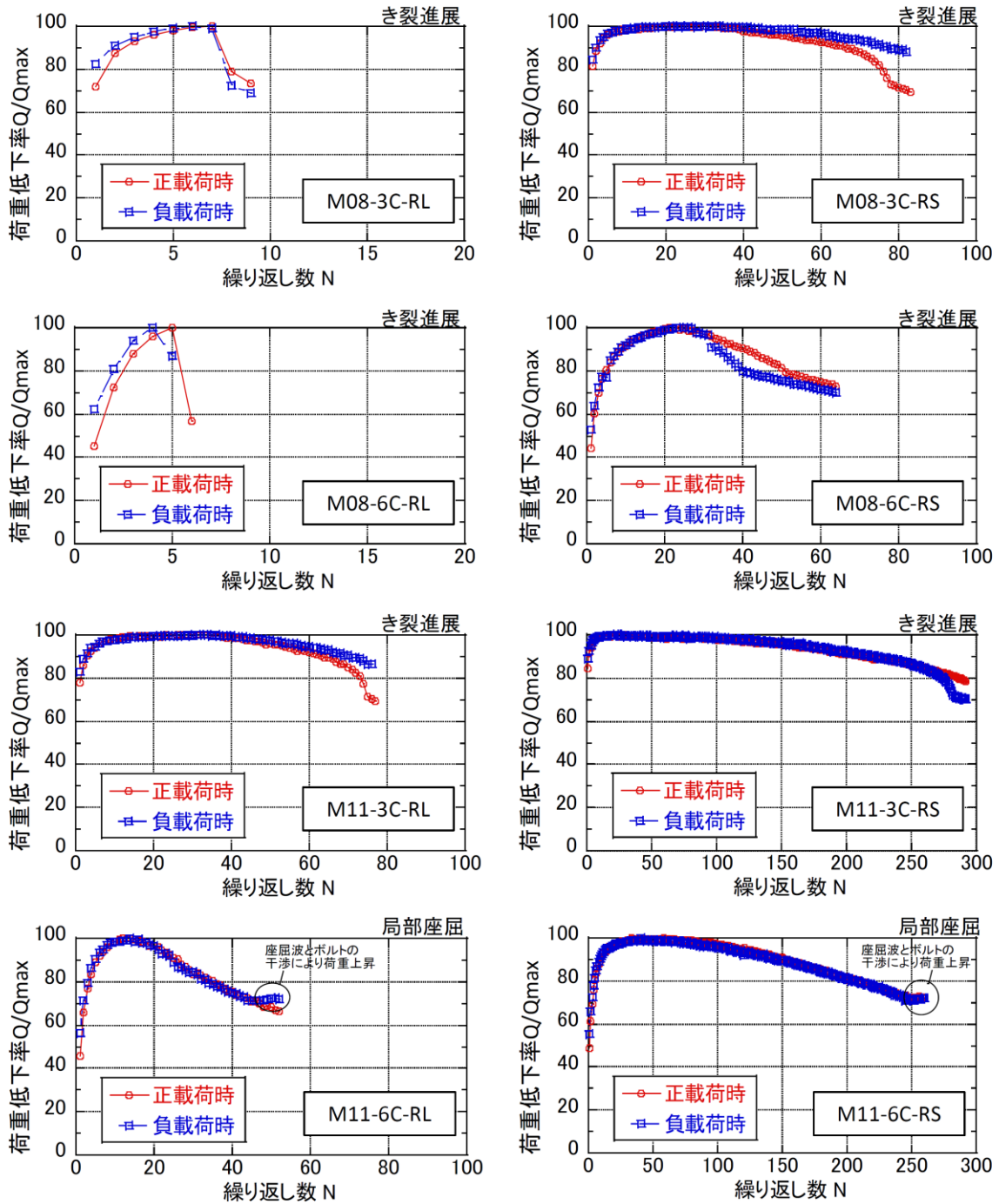


図 2.1-17(a) 各サイクルピークでの荷重の推移

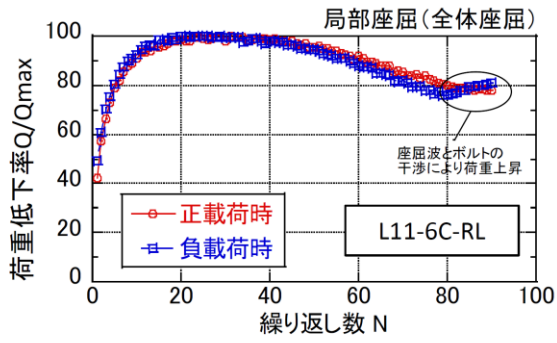
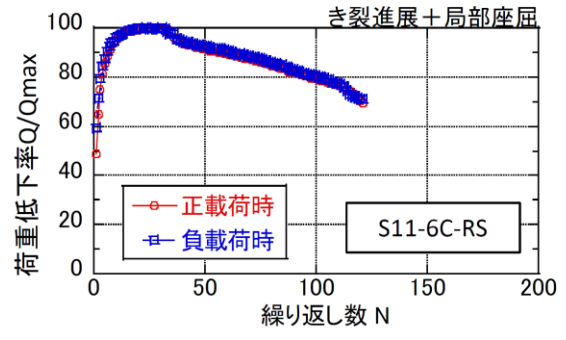
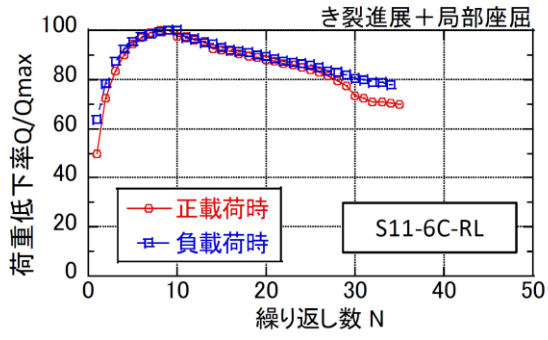


図 2.1-17(b) 各サイクルピークでの荷重の推移

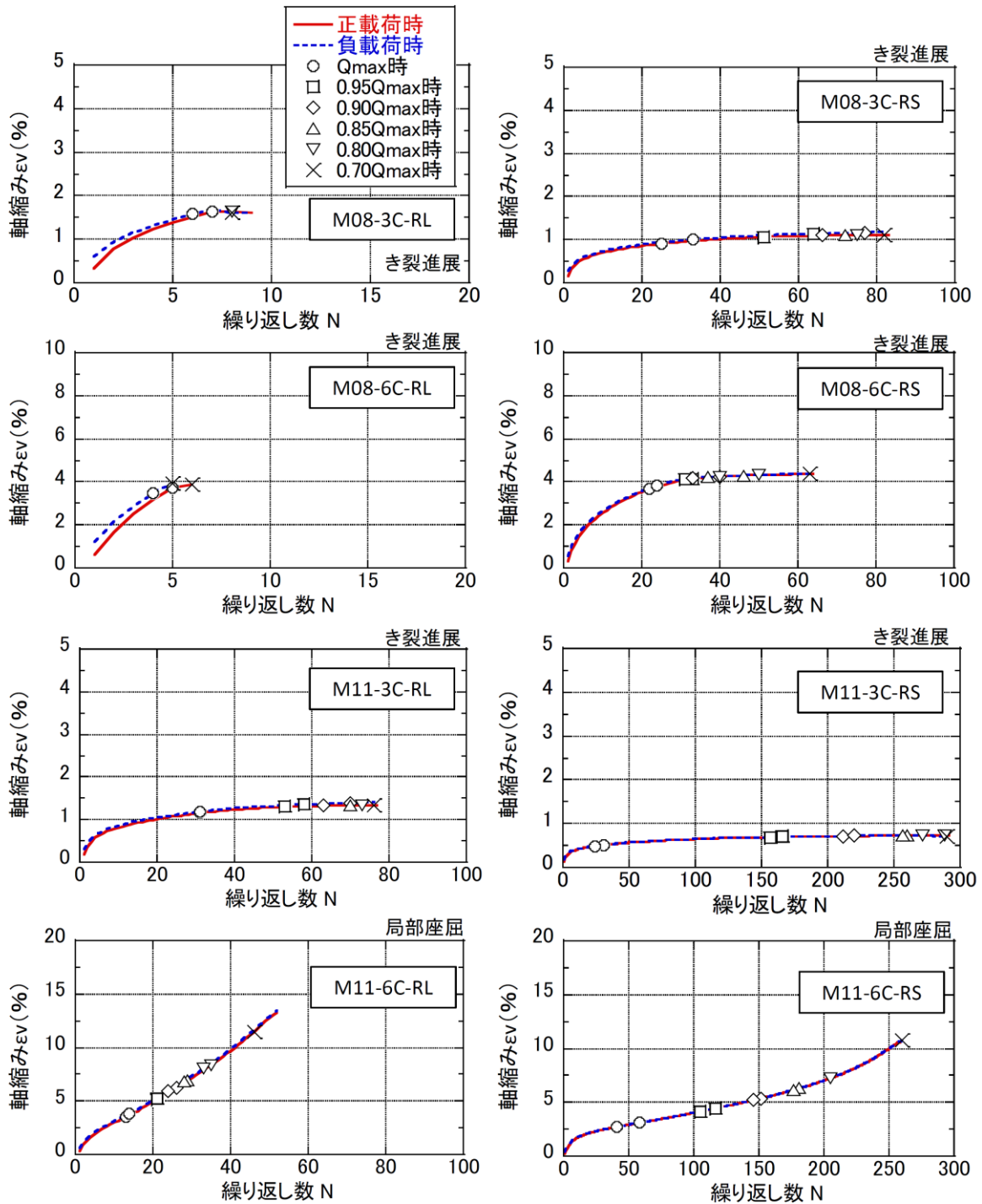


図 2.1-18(a) 各サイクルピークでの軸縮みの推移

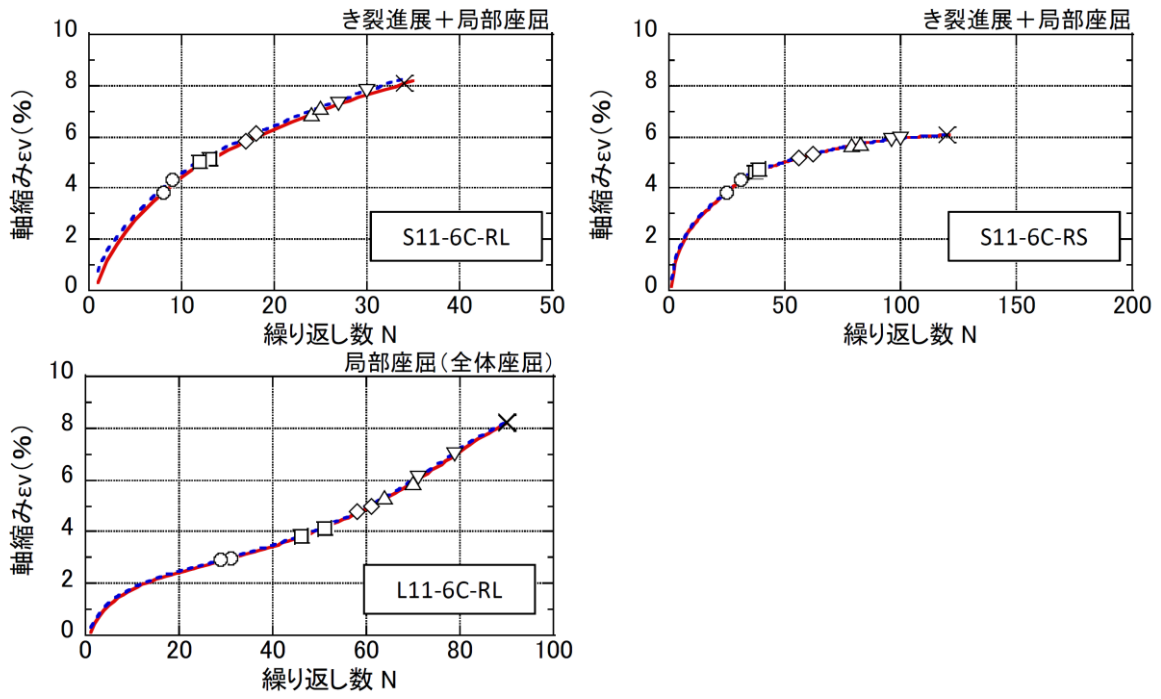


図 2.1-18(b) 各サイクルピークでの軸縮みの推移

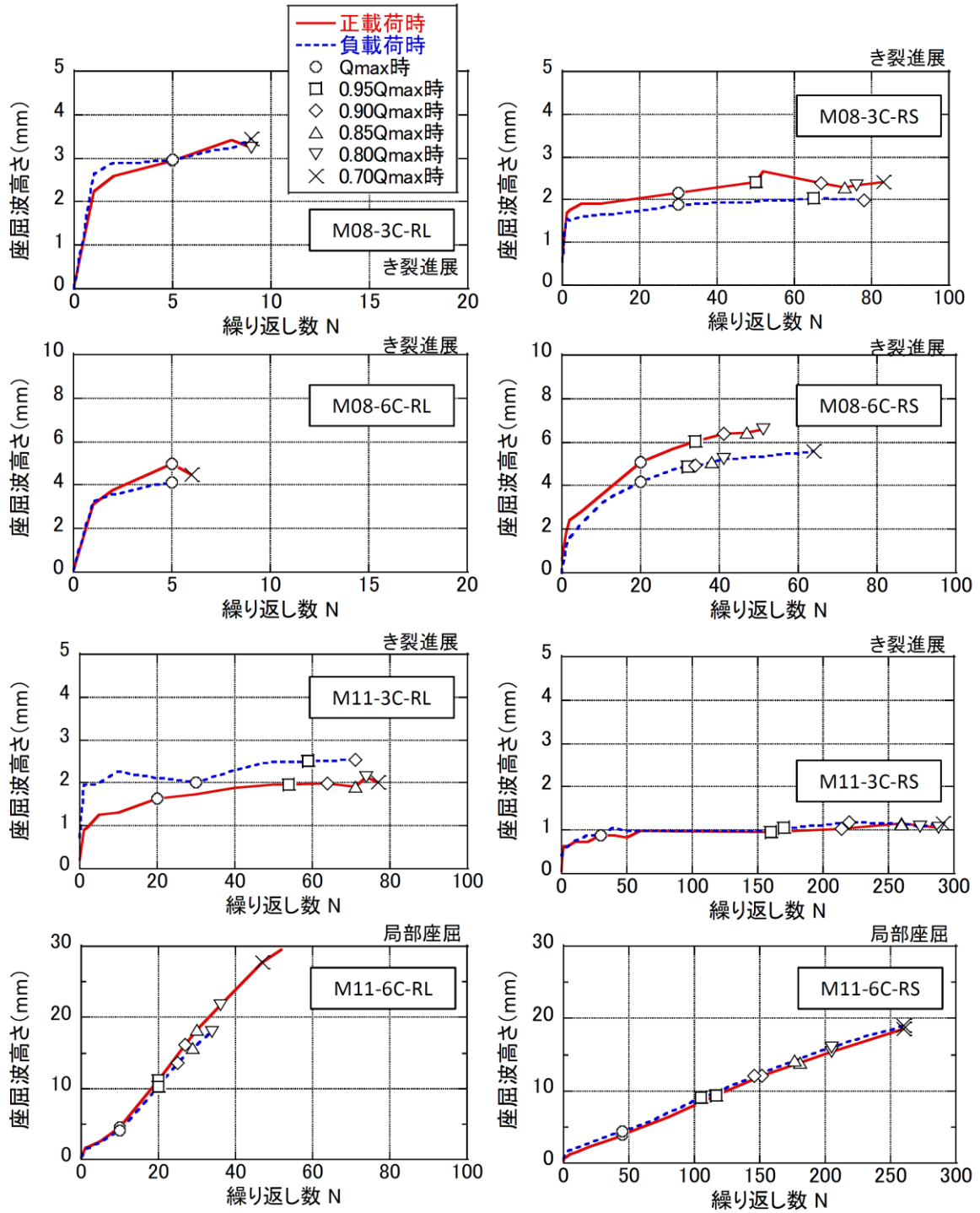


図 2.1-19(a) 各サイクルピークでの座屈波高さの推移

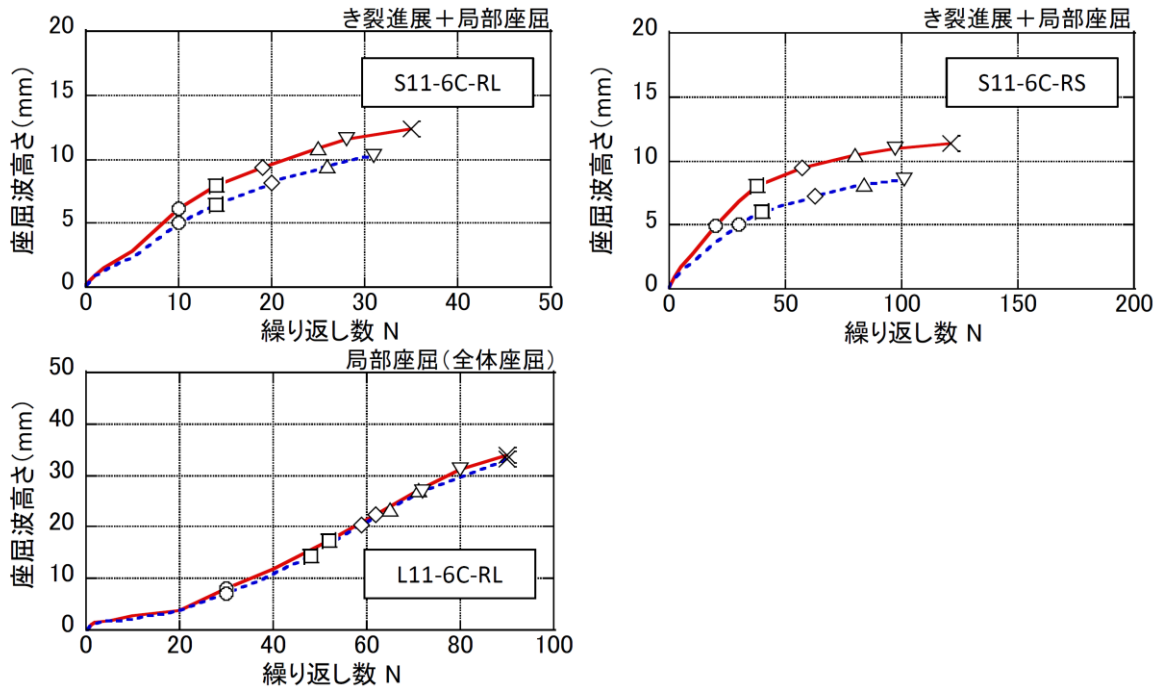


図 2.1-19(b) 各サイクルピークでの座屈波高さの推移

3) 変位振幅と繰り返し数の関係 (表 2.1-10、図 2.1-20～2.1-21)

【軸力比の影響】

軸力比のみ異なる試験体での繰り返し数を比較すると、軸力比が大きくなると繰り返し数は減少する傾向にある。これは、図 2.1-3 (a) で示した傾向と同じである。

【幅厚比の影響】

表 2.1-10 および図 2.1-20(a)を見ると、径高さ比が $L/D=8.0$ の試験体では、同じ振幅 ($R=1/50$) で比較すると、軸力比 0.3 の場合には幅厚比 D/t が小 (8.75) と大 (11.67) で異なっても、ほぼ同じ繰り返し数となる。しかし、軸力比 0.6 の場合には幅厚比 D/t が小さな方 (8.75) が大きな方 (11.67) よりも繰り返し数がやや大きくなる。これは、荷重低下の主要因が異なることが影響していると考えられる。すなわち、軸力比 0.3 の場合には幅厚比に関わらず、荷重低下の主要因はき裂進展であり、軸力比 0.6 の場合には幅厚比小ではき裂進展、幅厚比大では局部座屈となっているためである。

上記と関連して、図 2.1-20(a)より、繰り返し数 $N_{90\%}$ に着目すると、径高さ比が $L/D=8.0$ の軸力比 0.3 の場合には幅厚比は異なっているが、4 体の試験体 (M08-3C-RL、M08-3C-RS、M11-3C-RL、M11-3C-RS) ではき裂進展が荷重低下の主要因となっているため、1 つの性能曲線 (性能曲線の上限) を表現していると考えられる。

また、既往知見では荷重低下の要因が局部座屈で同じ場合には、図 2.1-5 のように幅厚比の小さい方の繰り返し数が大きくなることが示されているが、上記は異なる荷重低下要因での関係であり、新たな知見である。

【径高さ比の影響】

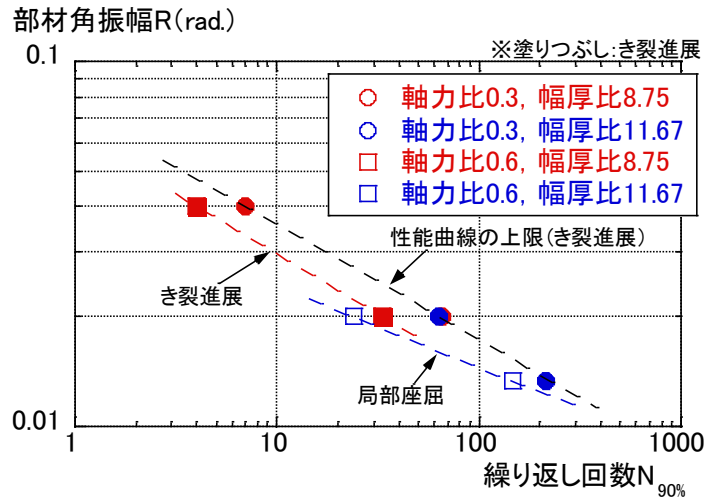
表 2.1-10 および図 2.1-20(b)を見ると、径高さ比 L/D が小さくなると、変形能力が低下する傾向にある。これは、図 2.1-6 で示した傾向と同じである。ただし、図 2.1-6 では荷重低下の主要因が局部座屈であるため、径高さ比の異なる試験体で性能曲線が両対数軸上での傾きはほぼ同じであったが、図 2.1-20(b)では荷重低下の主要因が異なることもあり、傾きは異なっている。また、径高さ比が小 (5.0) と中 (8.0) での軸力比 0.6 では、荷重低下の主要因が異なり、径高さ比が小さな方 (5.0) がき裂進展の影響が大きくなっている。

径高さ比 5.0 と 8.0 との $N_{90\%}$ の比は、部材角振幅 $R=1/50$ で約 0.7、 $R=1/75$ で約 0.4 となっており、既往知見 (図 2.1-6) での径高さ比 6.1 と 9.1 の比、約 0.8 よりも小さくなっている。また、部材角振幅 $R=1/50$ で約 0.7、 $R=1/75$ で約 0.4 と比が異なっているのは、 $R=1/75$ の方が $1/50$ よりもき裂進展の影響が大きかったためであると考えられる。

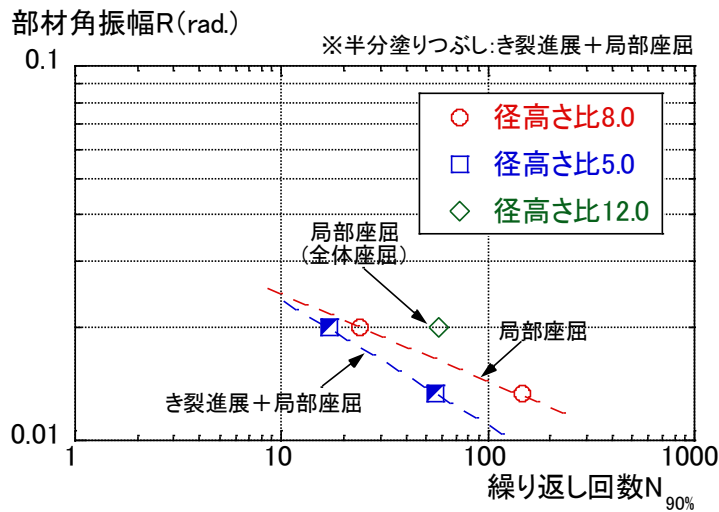
表 2.1-10 実験結果の繰返し数

試験体	幅厚比 D/t	径高さ比 L/D	軸力比 n	部材角 振幅R		実験結果(繰返し数)				
						N _{95%}	N _{90%}	N _{85%}	N _{80%}	N _{70%}
1 M08-3C-RL	8.75 (t=12mm)	8.0	0.3	1/25	0.040	7	7	7	7	8
2 M08-3C-RS				1/50	0.020	51	66	72	75	82
3 M08-6C-RL			0.6	1/25	0.040	4	4	5	5	5
4 M08-6C-RS				1/50	0.020	31	33	37	40	63
5 M11-3C-RL	11.67 (t=9mm)	8.0	0.3	1/50	0.020	53	63	70	73	76
6 M11-3C-RS				1/75	0.013	157	212	257	272	290
7 M11-6C-RL			0.6	1/50	0.020	21	24	28	33	46
8 M11-6C-RS				1/75	0.013	105	146	177	205	(254)
9 S11-6C-RL		5.0	0.6	1/50	0.020	12	17	24	27	34
10 S11-6C-RS				1/75	0.013	37	56	79	96	120
11 L11-6C-RL				12.0	1/50	0.020	46	58	64	71

*1:()は最終的に最大荷重の70%まで荷重低下しなかったため、80%低下以降のデータから外挿して70%低下時を近似した値。



(a) 軸力比 n · 幅厚比 D/t の影響 (L/D=8.0)



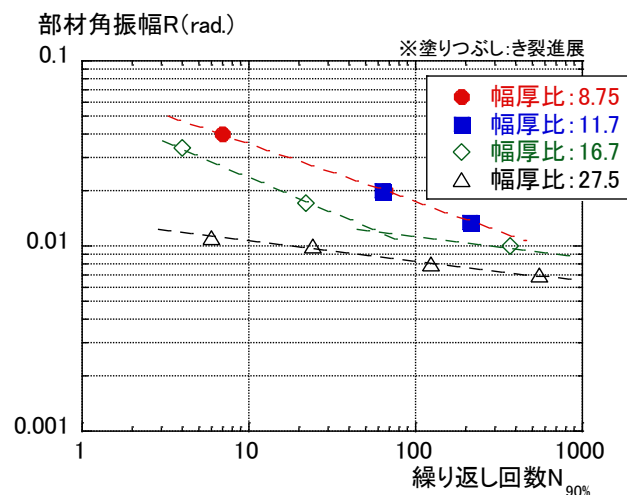
(b) 径高さ比 L/D の影響 (D/t=11.67, n=0.6)

図 2.1-20 変位振幅と繰返し数の関係 (N_{90%})

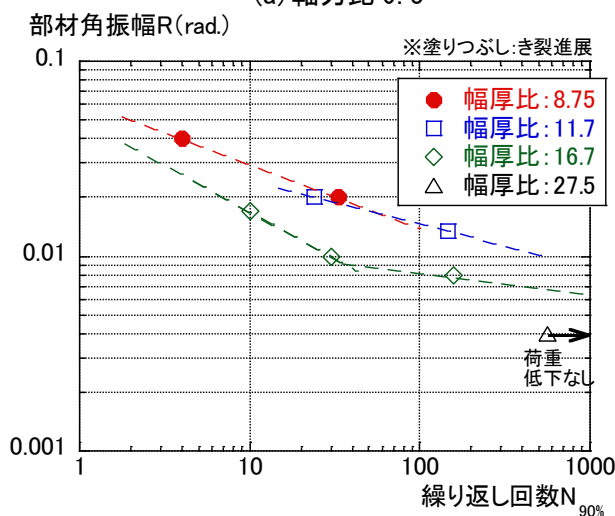
図 2.1-21 に既往知見^{2.1-1) ~2.1-3)}の実験結果(幅厚比 16.7、27.5)と平成 30 年度の実験結果(幅厚比 8.75、11.7)を繰返し数 $N_{90\%}$ について示す。図に示す径高さ比は、幅厚比 8.75、11.7 および 16.7 では $L/D=8.0$ 、幅厚比 27.5 では $L/D=9.1$ であるが、径高さ比 L/D の繰返し数に与える影響は小さいとして図 2.1-5 と同様に図 2.1-21 に併記する。

軸力比 0.3 では図 2.1-21 (a) より、幅厚比 8.75 および 11.7 のき裂進展により決定づけられる性能曲線を上限とし、幅厚比 27.5 の局部座屈進展により決定づけられる性能曲線を下限とする領域に中間の幅厚比の場合(例えば、幅厚比 16.7)が位置していることがわかる。また、軸力比 0.6 では図 2.1-21 (b) より、幅厚比 8.75 のき裂進展により決定づけられる性能曲線と幅厚比 11.7 の局部座屈進展により決定づけられる性能曲線が近い位置で、ほぼ上限となっており、幅厚比 16.7 や 27.5 よりも大きくなっている。なお、幅厚比 27.5 の試験体は 1 体のみで、563 回繰返しした後荷重低下は見られていないが、軸力比 0.3 と同様に局部座屈進展の性能曲線による下限となっていると予想される。

以上より、軸力比および径高さ比にも依存するが、最小幅厚比(幅厚比 8.75 または 11.7)の性能曲線を上限とし、最大幅厚比(幅厚比 27.5 : FA ランクぎりぎりの値)の性能曲線を下限とするように構成されると考えられる。



(a) 軸力比 0.3



(b) 軸力比 0.6

図 2.1-21 変位振幅と繰返し回数との関係(既往実験との比較: $N_{90\%}$)

(4) その他

材軸方向の曲率分布を図 2.1-22 に示す。図は正載荷時の曲率分布で、曲げ降伏時、+1 サイクルピーク時および最大荷重 Q_{max} 時を示す。なお、柱頭・柱脚部の軸縮みが大きく曲率計測用の変位計が計測限界に到達した場合には、変位計を取り外し、該当区間の計測を終了している。

図 2.1-22 より、曲率分布の反曲点位置は、おおよそ試験体高さの中央に位置していることがわかる。また、 $L/D=12.0$ の試験体 (L11-6C-RL) では、反曲点は最大荷重 Q_{max} 時に於いても試験体高さの中央に位置しているが、柱脚部の曲率は反転している。これは、柱脚部の塑性化（局部座屈）が進展しているため、残留変形が次の逆方向の荷重で戻らないためであると考えられる。この蓄積が影響し、変形モードが全体座屈的なモードに変化していくと考えられる。

次に、塑性化領域についての検討を行う。+1 サイクルピーク時 ($L/D=5.0$ の試験体のみ曲げ降伏時) の曲率データから直線回帰した曲率線（赤点線）を求め、柱頭・柱脚部の塑性化領域を全長の比で算出すると（図 2.1-22 の赤文字で示す数値）、 $L/D=8.0$ の試験体の塑性化領域は、32%（8 体の平均値）、 $L/D=5.0$ では 20%（2 体の平均値）、 $L/D=12.0$ では 31%（1 体の上下平均値）であり、 L/D が大きくなるにつれ塑性化領域が広がり、最大 30%程度となっていることがわかる。 $L/D=5.0$ の試験体では上記の塑性化領域が、 $L/D=8.0$ の試験体よりも狭いことより、き裂進展の影響が表れて、き裂進展と局部座屈が荷重低下の主要因となったと考えられる。

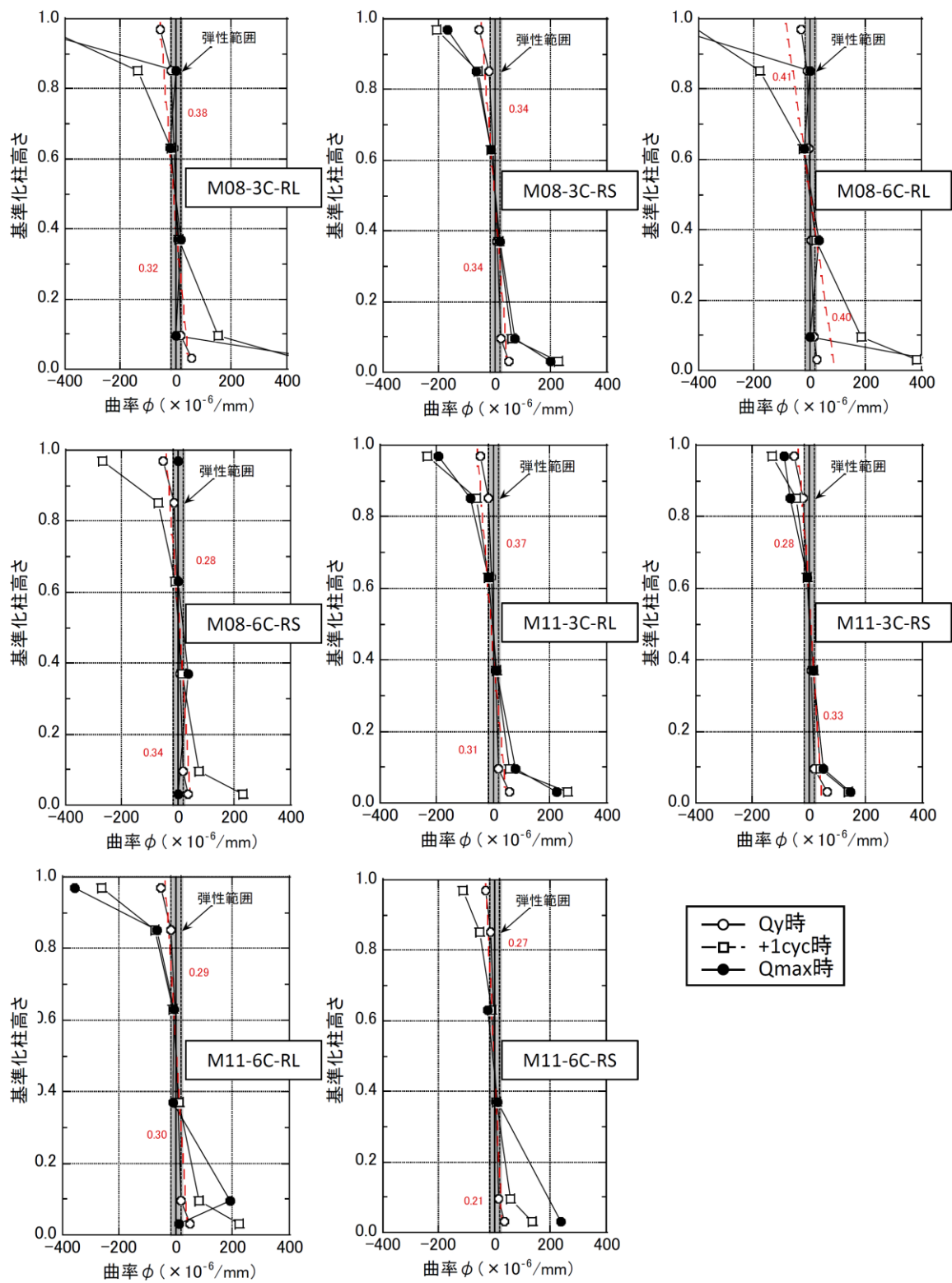


図 2.1-22(a) 材軸方向の曲率分布 (L/D=8.0)

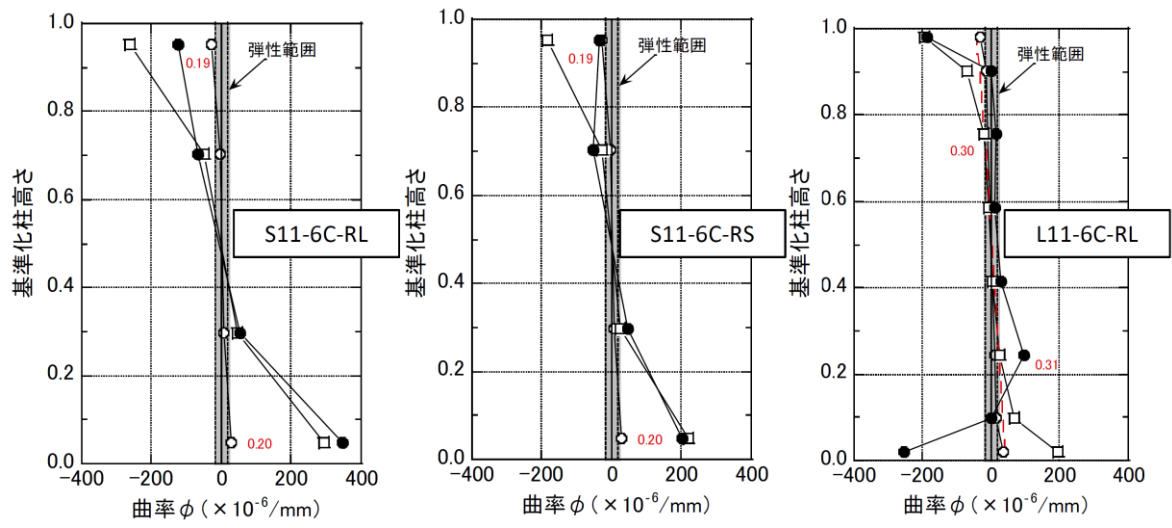


図 2.1-22(b) 材軸方向の曲率分布 (L/D=5.0, 12.0)

2.1.5 まとめと今後の課題

鉄骨柱部材に対する設計用疲労曲線式を提案することを目的として、既往知見（既存超高層、既往実験）の調査結果を反映した実験パラメータ（幅厚比、径高さ比、軸力比および変位振幅）を設定して、鉄骨柱部材の多数回繰り返し実験を実施した。平成30年度の調査および実験にて得られた知見を以下に示す。

(1) まとめ

【既往知見の調査】

1) 1960年代から1990年代に建設された鉄骨超高層建物について、柱諸元（幅厚比、径高さ比等）の実態調査を行った結果、最下層の柱について、以下の点がわかった。

- ・幅厚比はFAランクであり、10前後に多く分布している。
- ・径高さ比は5～8程度に多く分布し、最大で12程度である。

2) 柱部材を用いた多数回繰り返し実験（一定振幅、軸力（一定、変動））について、調査を行った結果、既往実験では幅厚比：16.7～27.5程度、径高さ比：8.0～9.1程度、軸力比：0.3～0.6を中心に実験が実施されていることがわかった。

以上の調査結果より、実験パラメータとして、幅厚比を8.75と11.67（FAランク）の2水準、径高さ比5.0、8.0、12.0の3水準（8.0を中心）、軸力比を0.3と0.6の2水準を選定して、変位振幅（部材角振幅）を2水準とした多数回繰り返し実験を実施した。

【実験結果】

3) 最大荷重以降の荷重低下の主要因としては、①：柱頭・柱脚の局部座屈、②：柱頭・柱脚の溶接熱影響部のき裂進展、③：①と②の併発の3種類があり、軸力比、部材角振幅、幅厚比および径高さ比の関係で主要因が異なる。

4) 軸縮みと局部座屈の進展は関連しており、荷重低下の主要因が局部座屈の場合には、局部座屈の進展とともに軸縮みが大きくなる。また、荷重低下の主要因がき裂進展の場合には、最大荷重以降ではき裂進展が進むため、軸縮みや局部座屈はほとんど進展しなくなる。

5) 軸力比については、既往知見と同様に軸力比が大きくなると同じ部材角での繰り返し数は減少する傾向にある。

6) 幅厚比については、軸力比0.3の場合には幅厚比が小（8.75）と大（11.67）で異なっても、ほぼ同じ繰り返し数となっている。しかし、軸力比0.6の場合には幅厚比が小さな方（8.75）が大きな方（11.67）よりも繰り返し数が大きくなる。これは、荷重低下の主要因が異なることが影響しており、軸力比0.3の場合には幅厚比に関わらず、荷重低下の主要因はき裂進展であり、軸力比0.6の場合には幅厚比小ではき裂進展、幅厚比大では局部座屈となっているためである。

7) 径高さ比については、既往知見と同様に径高さ比が大きくなると同じ部材角での繰り返し数は増加する。また、径高さ比が小（5.0）と中（8.0）での軸力比0.6では、荷重低下の主要因が異なり、径高さ比が小さな方（5.0）がき裂進展の影響が大きくなる。

8) 鉄骨柱部材の性能曲線は荷重低下の主要因が、「き裂進展（最小幅厚比）」を上限とし、「局部座屈（最大幅厚比）」を下限とするように、各部材因子（幅厚比、径高さ比）と外部因子（軸力比）により決定される。なお、最小幅厚比は8.75～11.67、最大は27.5である。

(2) 今後の課題

今後に残された課題を以下に示す。

1) 一定軸力での多数回繰返し特性の把握

- ・ 軸力比 0.6 に於ける異なる荷重低下の主要因での性能曲線の把握

平成 30 年度の実験結果では、軸力比 0.3 では幅厚比が小 (8.75) と大 (11.67) で異なっても、荷重低下の主要因がき裂進展で同じであったが、軸力比 0.6 では局部座屈とき裂進展で異なる結果となり、繰返し数は「き裂進展>局部座屈」であった。上記の試験体は各 2 体と少ないため、各幅厚比に応じて、部材角振幅の異なる実験データを増やすことにより、上記の関係を再度把握することが必要と考えられる。

軸力比 0.6 での考えられる実験パラメータ (案) は以下である。

幅厚比 : 小 (8.75) → 部材角振幅 : 1/75 程度

幅厚比 : 大 (11.67) → 部材角振幅 : 1/33 程度

- ・ 部材因子 (幅厚比、径高さ比) と外部因子 (軸力比) により決定づけられる性能曲線の評価

平成 30 年度の実験結果および既往実験結果から、鉄骨柱部材の性能曲線は荷重低下の主要因が、「き裂進展 (最小幅厚比) 」を上限とし、「局部座屈 (最大幅厚比) 」を下限とするように、各部材因子 (幅厚比、径高さ比) と外部因子 (軸力比) により決定されることがわかった。今後は、部材因子と外部因子の組み合わせにより、上限と下限の性能曲線の間での性能曲線をどのように評価するのが課題となる。

2) 変動軸力での多数回繰返し特性の把握

平成 30 年度の既存超高層の実態調査から設定した幅厚比に対して、変動軸力下での多数回繰返し実験は存在せず、既存超高層の隅柱に於ける多数回繰返し特性を把握する上からも実験データを取得することが必要と考えられる。

3) 変動振幅に対する多数回繰返し特性の把握

建物モデルでの応答解析により部材の多数回繰返し特性を評価する際には、線形累積損傷則 (Miner 則) を用いる必要がある。既往の梁部材での実験に於いても変動振幅の多数回くり返し実験を実施し、その精度の確認を実施しており、鉄骨柱部材に関しても実験データを取得することが必要と考えられる。

また、平成 30 年度は「部材角」と「繰返し数 $N_{90\%}$ 」での整理を主として実施しているが、他の因子「塑性率」「繰返し数 $N_{85\%}$ or $N_{80\%}$ 」等での整理・検討も必要と考えられる。

【参考文献】

- 2.1-1) 建築研究所：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する資料、建築研究資料 第 160 号、2014. 6
- 2.1-2) 文部科学省、京都大学：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ② 都市機能の維持・回復のための調査・研究 成果報告書 (H25、27)
- 2.1-3) 澤本佳和、久保田淳、鈴木芳隆：多数回繰り返し荷重下の鉄骨柱部材の変形能力評価に関する考察、日本建築学会学術講演梗概集、2018. 9
- 2.1-4) 八幡製鐵カラム刊行委員会：カラム、No. 54 (1973)、No. 56 (1975)

2.2 設計用疲労曲線と有限要素法を用いた解析可能性の検討 (R1 年度実施)

2.2.1 既往実験結果を考慮した設計用疲労曲線 (案) の検討

(1) 多数回繰り返し特性の検討

ここでは、設計用疲労曲線を提案するに当たって、鉄骨柱部材の基本的な多数回繰り返し特性について検討を行う。

1) 一定軸力と変動軸力での多数回繰り返し特性の関係

平成 30 年度は一定軸力下での溶接組立角形鋼管柱の多数回繰り返し実験を実施しており、令和 1 年度は後述のように既往の実験結果も含め、一定軸力下での多数回繰り返し特性を中心に検討を進めている。また、将来的には一定軸力下での設計用疲労曲線を基にして、変動軸力下の多数回繰り返し性能を評価することになると考えられる。

しかしながら、同じ試験体諸元で一定軸力と変動軸力の両方の実験データが揃っている実験例はほとんどなく、両者の多数回繰り返し特性がどのように関連しているのかは不明である。

ここでは、既往実験データを参考として、一定軸力と変動軸力での多数回繰り返し特性の関連性について検討を行う。

同じ試験体諸元で一定軸力と変動軸力の実験データが揃っているのは、既往の基整促 27-2^{2.2-1)} の場合、文献 2.2-2) の場合の 2 例である。ただし、2.2-2) の変動軸力下での多数回繰り返し実験結果は公開文献には掲載されていない。

基整促 27-2 の場合^{2.2-1)} 幅厚比 27.5、径高さ比 9.1

鹿島・京大の場合^{2.2-2) 2.2-3)} 幅厚比 16.7、径高さ比 8.0

図 2.2-1 に比較可能な一定軸力と変動軸力の実験結果を示す。

図 2.2-1 より、 $R=1/100$ 程度では、基整促 27-2 のように幅厚比の大きな場合には、変動軸力のデータは一定軸力 (長期相当) のデータよりも小さくなり、鹿島・京大のような幅厚比の小さな場合には、変動軸力のデータは一定軸力 (長期相当) のデータとほぼ同じとなる傾向にあると予測される。

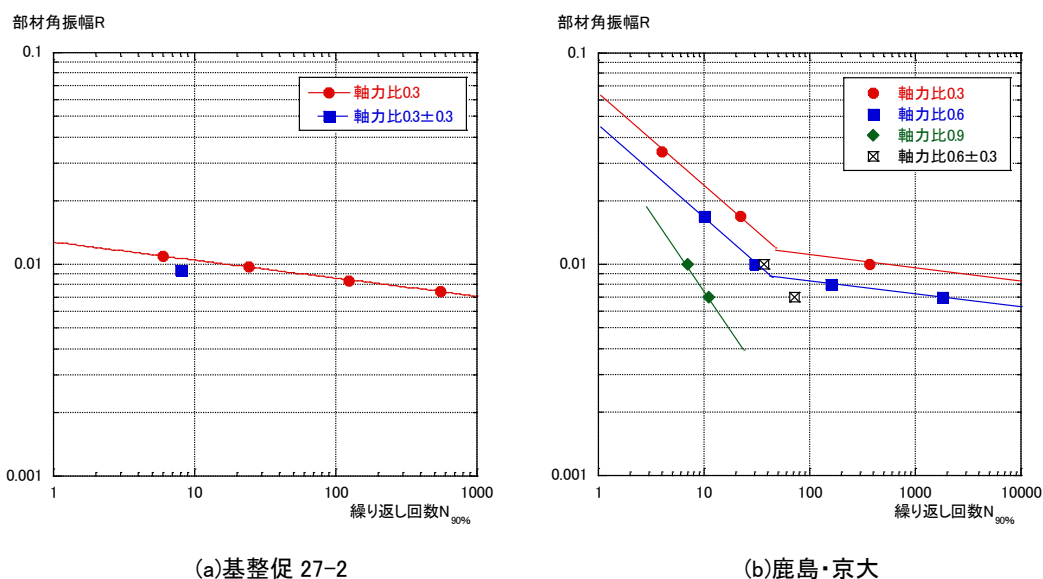


図 2.2-1 一定軸力と変動軸力データの比較

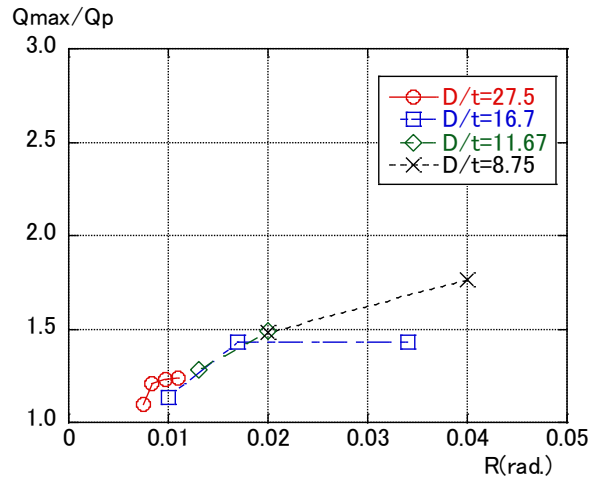
2) 柱部材の耐力上昇

柱部材の多数回繰り返し実験^{2.2-1) ~2.2-3)}では、軸力が大きくなるほど、降伏後のひずみ硬化により耐力上昇が顕著に見られる。径高さ比が 8.0 (9.1) のもので、一定軸力と一定振幅の試験体について、縦軸を Q_{max}/Q_p 、横軸を部材角振幅 R として整理したものを図 2.2-2 に示す。図は軸力比 n が異なる場合ごとについて示す。 Q_p は軸力比 n による全塑性耐力である。

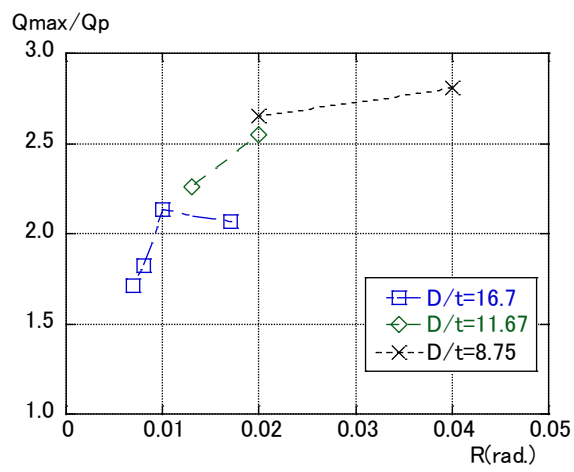
局部座屈発生等により部材角振幅が大きな領域では、幅厚比との関連により耐力増加が頭打ちとなる傾向はあるが、基本的には、部材角振幅が大きくなると Q_{max}/Q_p は大きくなる傾向にあり、軸力比 n が 0.3 の場合には最大 1.8 倍、 $n=0.6$ の場合には最大 2.8 倍、 $n=0.9$ の場合には最大 5.6 倍となっている。

ちなみに、上記の逆数 Q_{max}/Q_p をとると、 $n=0.3$ で 0.57、 $n=0.6$ で 0.36、 $n=0.9$ で 0.18 となり、繰り返しの振幅に依存するが、最大荷重からこのような割合まで下がらないと全塑性耐力を下回らないことになる。

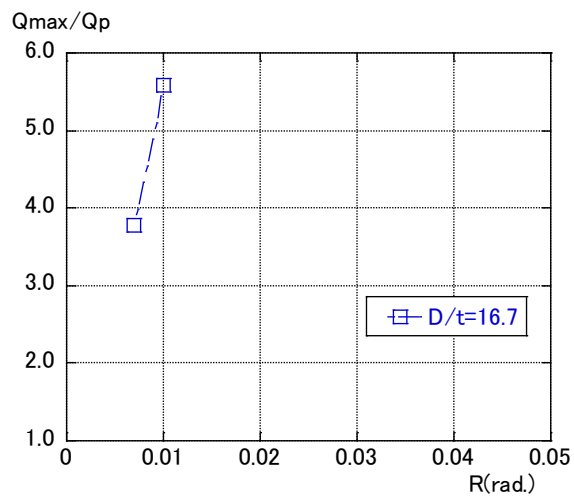
ただし、実験に於いては、最大荷重の 0.7~0.8 倍程度までに荷重低下する領域までしか実施していないため、全塑性耐力保持での繰り返し回数値は取得されていない。以上のように、多数回繰り返しでのひずみ効果による耐力上昇については、骨組の応答解析等の全塑性耐力からの大きな耐力上昇を評価しない場合に対して余裕量となる。この余裕量の評価を直接することは困難であるため、例えば、繰り返し回数として、最大荷重の 90% となるまでの繰り返し回数 $N_{90\%}$ を基本とし、 $N_{80\%}$ や $N_{70\%}$ についても別途評価することが考えられる。なお、上記に関しては応答解析時の柱部材の履歴モデルとの関連もあるので、総合的に判断する必要がある。



(a) 軸力比 0.3



(b) 軸力比 0.6



(c) 軸力比 0.9

図 2.2-2 Q_{max}/Q_p - R 関係

(2) 設計用疲労曲線（案）の検討

ここでは、既往の実験結果から応答解析モデル S30 の S 柱部材の性能曲線（設計用疲労曲線）の検討を行うとともに、今後必要なデータについての検討を行う。

1) 応答解析モデル S30 の S 柱部材の性能曲線について

応答解析を行っている S 柱の S30 モデルについて、現状の実験データを用いて性能曲線を与えることができるのかを検討する。

応答解析モデル S30 の代表的な柱（C2, C3）の幅厚比および径高さ比を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 S30 モデルの代表柱 (C2, C3) の幅厚比と径高さ比

	D	t	D/t	L/D
7階	600	28	21.4	5.25
4階	600	32	18.8	5.25
1階	600	40	15.0	8.46

ここで、1階柱に着目すると、 D/t は 15.0 で、 L/D は 8.46である。既往の S 柱実験（鹿島・京大）^{2.2-2) 2.2-3)} との対応を考えると、 $D/t=16.7$ 、 $L/D=8.0$ が 1階柱と近い値となる。

なお、FEM による解析結果を用いて D/t 等に対するデータの補間を行う必要がある。

また、上記の応答解析での軸力比は、入力 OS1 (X 方向入力)、地盤 4 の条件で下記のような値となる。ただし、引張軸力はもう少し大きい値となっている。

1階柱脚：長期で 0.3 程度、地震時で 0.3 ± 0.3 程度 (max0.6)

4階柱脚：長期で 0.35 程度、地震時で 0.35 ± 0.42 程度 (max0.77)

上記の $D/t=16.7$ 、 $L/D=8.0$ の柱部材に関しては、AIJ 大会梗概 2018（文献 2.2-3）に於いて、軸力比 0.3、0.6、0.9 での一定振幅の多数回繰り返し実験（図 2.2-1(b)）が行われており、軸力比 0.3 および 0.6 では性能曲線がモデル化されている。また、変動軸力については、公開文献に掲載されていないが、前述のように軸力比 0.6 ± 0.3 の多数回繰り返し実験（図 2.2-1(b)に☒で表示）が実施されている。

図 2.2-1(b)より、 $R = 1/100$ では変動軸力 0.6 ± 0.3 での繰り返し回数 $N_{90\%}$ は、一定軸力 0.6 での $N_{90\%}$ とほぼ一致している。また、 $R=1/150$ では変動軸力 0.6 ± 0.3 での繰り返し回数 $N_{90\%}$ は、一定軸力 0.6 の $N_{90\%}$ よりもかなり小さな値となっており、必ずしも、長期軸力 0.6 と変動軸力の繰り返し回数 $N_{90\%}$ は一致していない。

ただし、少ない実験結果ではあるが、幅厚比 16.7 付近では領域 1（図 2.2-1(b)の左側）での一定軸力 0.6 の性能曲線を用いれば、変動軸力 0.6 ± 0.3 の性能曲線を安全側に評価できそうなことから、変動軸力 0.6 ± 0.3 の性能曲線については、領域 1 での一定軸力 0.6 の性能曲線を使用することも考えられる。

令和 1 年度の実験結果を用いた案としては下記が考えられる。

【案 1】 1階の隅柱・中柱とも一定軸力 0.6 の性能曲線を用いる。

【案 2】 1階の隅柱は変動軸力 0.6 ± 0.3 の性能曲線を、1階の中柱は一定軸力 0.3 の性能曲線を用いる。

2) 今後必要なデータについて

前述のように、既往の実験データのみでは、設計用疲労曲線の提案には限界がある。現状での主な実験データは、AIJ 大会 2019 の梗概^{2.2-3)}の図(図 2.2-3)に示すことができる。なお、図 2.2-3 のデータは、径高さ比 $L/D=8.0$ (幅厚比 27.5 は $L/D=9.1$) のデータである。

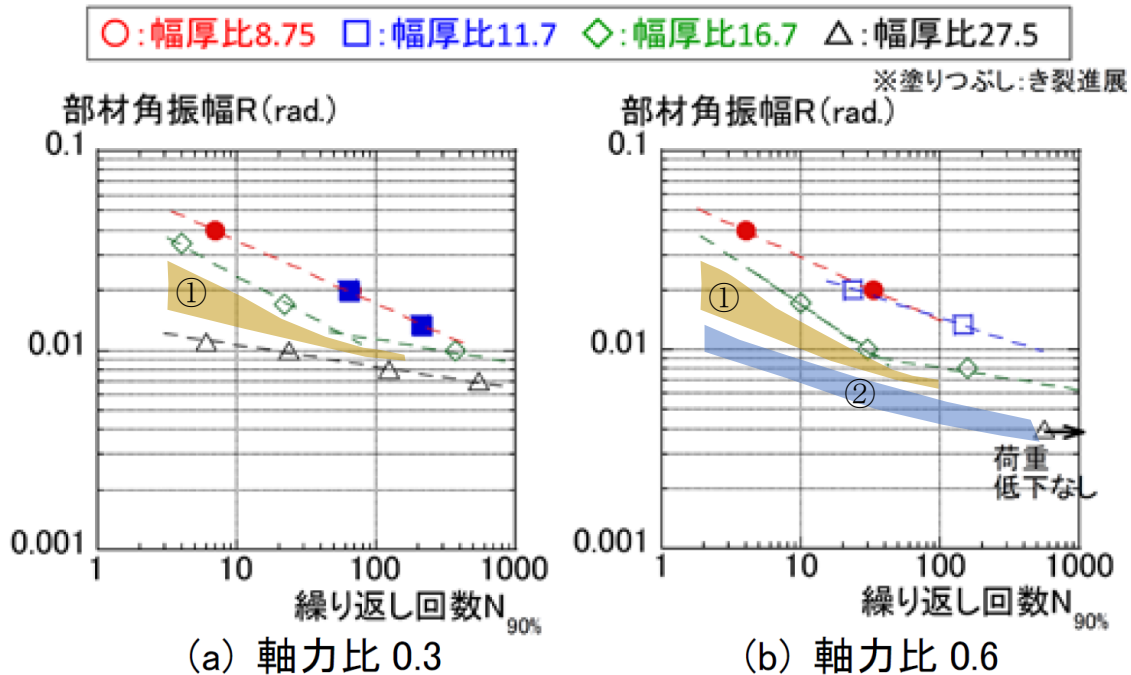


図 2.2-3 平成 30 年度実験と既往実験結果による R- $N_{90\%}$ 関係

この結果から設計用疲労曲線を検討するに当たっては、構造実験または FEM 解析により下記に示すデータを補充する必要があると考えられる。なお、下記の①②は図 2.2-3 の中の番号と関連している。

【今後補充が必要なデータ】

(a) 幅厚比が 20 程度のデータ

既往実験では、幅厚比 8.75、11.7、16.7、27.5 での実験が実施されているが、16.7 と 27.5 の間が離れているため、この間のデータが必要である。

(b) 幅厚比 27.5 での軸力比 0.6 のデータ

基整促 27-2 では、軸力比 0.6 での多数回繰返し実験を実施しているが、1 体のみであり、更に荷重低下をしていないデータのため、局部座屈発生による荷重低下を示すデータが必要である。

(c) 軸力比 0.6 を超えるデータ

平成 30 年度実施した S30 での解析結果でも変動軸力に於いて、軸力比 0.6 を超える場合の結果が確認されている。このため、軸力比 0.6 を超えた場合、例えば 0.7 や 0.8 ではどのような破壊性状か、どの程度変形能力が悪くなるのか等を確認しておく必要がある。

上記の補充が必要なデータを加えて、一定軸力下での設計用疲労曲線（案）を検討する必要がある。設計用疲労曲線（案）は、径高さ比が 8.0 を基本としているため、径高さ比の大きなものおよび小さなものについては、上記提案式に係数を乗じて評価することとなる。また、前述の変動軸力についても一定軸力下での提案式（長期軸力）に、例えば低減係数を乗じることにより評価する必要がある。

提案式の精度については、来年度実施予定の多数回繰り返し実験（変動軸力、変動振幅）に於いて検証を行い、更に、安全率等を検討していく。

2.2.2 有限要素法（FEM）を用いた解析可能性の検討

(1) 検討の概要

柱部材の性能曲線を評価するためには、前述のように図 2.2-4 に示す領域①②を含め、データが不足している。ここでは、平成 30 年度の報告書に記載があるき裂進展と局部座屈が併発した状態での解析可能性の検討、および領域①②のデータの補充を目的として、有限要素法（FEM）を用いて平成 30 年度実施した柱部材実験のシミュレーションを行い、FEM による解析可能性についての検討を行う。また、上記の解析可能性の検討ができた段階で、領域①②に関するパラメータスタディを実施する。

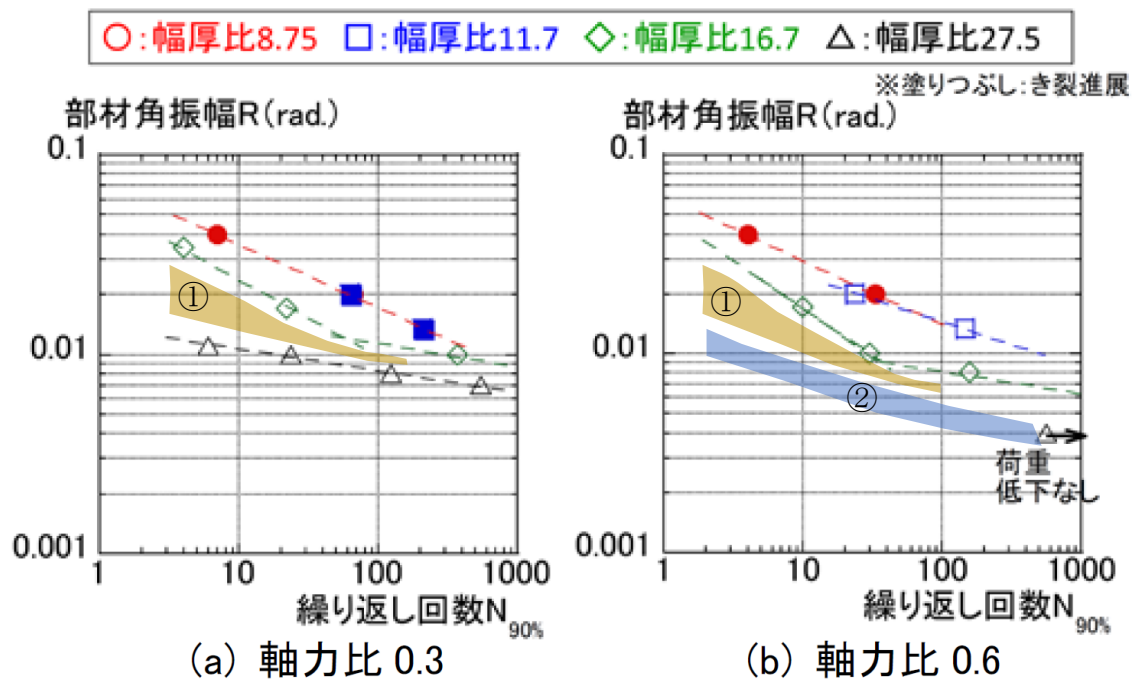


図 2.2-4 平成 30 年度実験と既往実験結果による R- $N_{90\%}$ 関係(図 2.2-3 再掲載)

まず、FEM を用いて下記に示す 1) ～ 3) を表現することが可能かを確かめる。

- 1) 短柱圧縮試験に於ける荷重上昇
- 2) 多数回繰り返し実験に於ける荷重上昇
- 3) 多数回繰り返し実験に於ける溶接熱影響部のき裂進展と柱端部の局部座屈の発生による荷重低下

上記が確認できた段階で、前述の今後必要なデータについてのパラメータスタディを実施する。

(2) 使用鋼材および溶接部の特性

平成 30 年度の試験体に用いた□-105×105×t (t=9, 12mm : SM490A) について、使用鋼材の機械的性質および成分分析結果、柱端溶接部の硬さ試験結果を以下に示す。なお、鋼材の機械的性質は平成 30 年度報告書からの再掲載である。

1) 使用鋼材の特性

試験体に用いた鋼材 (PL-9、12 : SM490A) について JIS Z 2241 に従い引張試験を実施した。参考として、裏当て金 (PL-3.2) の引張試験についても実施し、基本的な機械的性質を把握した。また、JIS Z 2242 に従いシャルピー試験 (0°C) を実施した。また、炭素当量 (Ceq)^{2.2-8)}、溶接割れ感受性組成 (Pcm)^{2.2-8)}、fHAZ 式^{2.2-9)} の値を評価するために、13 元素 (C, Si, Mn, Ni, Cr, Mo, Cu, V, B, P, S, N, Ti) について化学成分分析を実施した。各値の評価式を以下に示す。

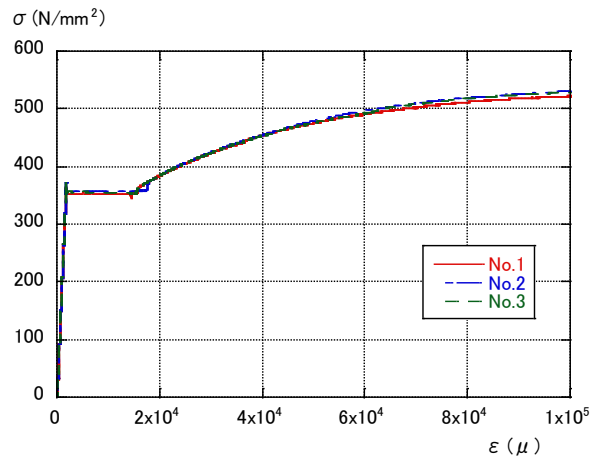
- ・炭素当量 $Ceq=C+Si/24+Mn/6+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14$
- ・溶接割れ感受性組成 $Pcm=C+Si/30+Mn/20+Cu/20+Ni/60+Cr/20+Mo/15+V/10+5B$
- ・HAZ 靱性評価式 $fHAZ=C+Mn/8+6\times(P+S)+12N-4Ti$

使用した鋼材の機械的性質を表 2.2-2 に、応力・ひずみ関係を図 2.2-5 に示す。また、シャルピー衝撃試験結果 (0°C) を表 2.2-3 に、化学成分分析結果を表 2.2-4 に、溶接性能指標を表 2.2-5 に示す。

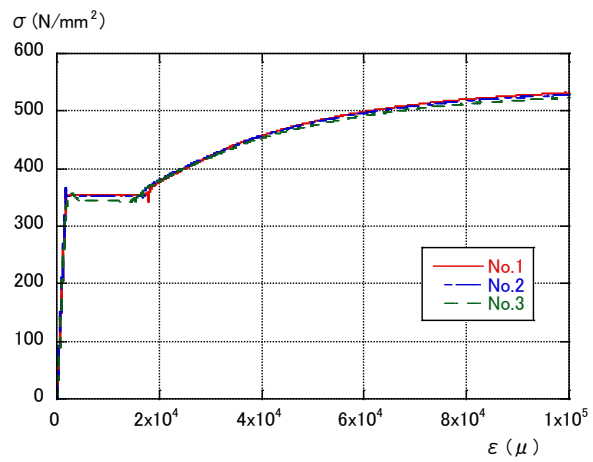
表 2.2-2 鋼材の機械的性質

	使用部位	公称板厚 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
PL-9	柱	9	8.8	355	531	67	26
PL-12	柱	12	11.7	350	532	66	28
PL-3.2	裏当て金	3.2	3.1	311	437	71	21

*3本の平均値。PL-3.2は幅15mmのフラットバーによる試験値。



(a) PL-9



(b) PL-12

図 2.2-5 応力・ひずみ関係

表 2.2-3 シャルピー吸収エネルギー (0°C)

	試験値 (J)	平均 (J)
PL-9	50.8	63.6
	90.3	
	49.6	
PL-12	87.5	80.7
	101.4	
	53.3	

※PL-9はサブサイズ試験片による値。

表 2.2-4 化学成分分析結果

部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
PL-9	0.16	0.34	1.48	0.024	0.0035	0.019	0.005	0.038	0.005	0.002	0.002	0.0001	0.0035
PL-12	0.18	0.37	1.35	0.020	0.0053	0.014	0.005	0.025	0.005	0.002	0.002	0.0001	0.0022
490 N/mm ² 鋼	0.2 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下	-	-	-	-	-	-	-	-
SN490B 規定	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.030 以下	0.015 以下	-	-	-	-	-	-	-	-

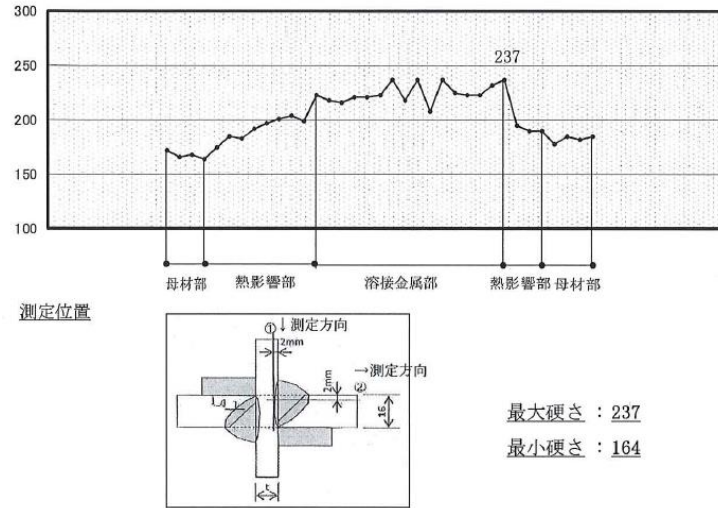
表 2.2-5 溶接性指標

部位	C _{eq} (%)	P _{CM} (%)	f _{HAZ} (%)
PL-9	0.43	0.25	0.54
PL-12	0.43	0.26	0.52
490 N/mm ² 鋼	0.44 以下	0.29 以下	0.58 以下

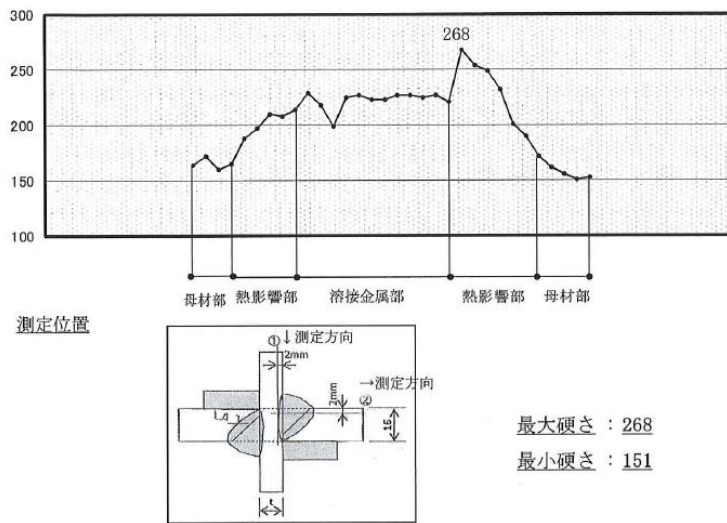
2) 溶接部の特性

柱端溶接部を取り出した試験体を製作し、JIS Z 2244 によるビッカース硬さ試験を実施した。

硬さ試験では、母材部 2 mm、熱影響部 0.5 mm、溶接部 1 mm の測定ピッチにて計測を行った。計測結果を図 2.2-6 に示す。また、溶接部試験体のマクロ写真を写真 2.2-1 に示す。なお、写真 2.2-1 では余盛を成形していないが、平成 30 年度の柱試験体では余盛を成形して実験を実施している。

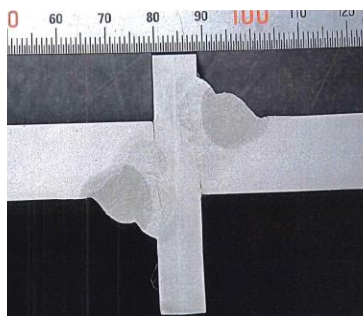


(a) PL-9

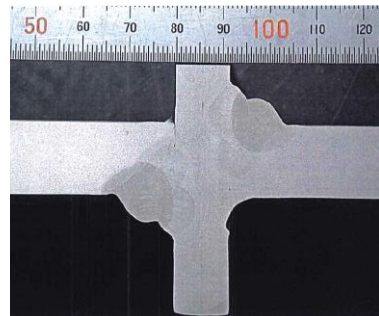


(b) PL-12

図 2.2-6 硬さ分布



(a) PL-9



(b) PL-12

写真 2.2-1 マクロ写真

(3) 短柱圧縮試験の解析

平成 30 年度実施した□-105×105×t (t=9, 12mm) の短柱圧縮試験のシミュレーションを実施する。解析モデルは鋼管と裏当金をシェル要素にてモデル化する。なお、裏当て金は文献 2.2-4) と同様にコーナー部の斜材とし、溶接線に沿うように材軸方向の溶接金属を配置する。また、圧縮試験では大変形領域で溶接部と母材との間で延性き裂が発生したことから、延性的に破壊する部分を溶接部と母材との間に溶接熱影響部として配置する。

解析モデルを図 2.2-7 に示す。なお、実験時には、上下の載荷プレートに試験体上下端部のめり込みが見られたことから、上下端の境界条件に回転拘束も加えた。材料特性（熱影響部を除く）は降伏点を折れ点として第二勾配を $E/100$ 程度としたバイリニアとした。また、熱影響部の材料特性は文献 2.2-7) に示す応力・ひずみ関係とし、硬化則は混合硬化則とした。母材の降伏点は表 2.2-2 に示す値とし、前述の溶接金属および熱影響部の降伏点は、図 2.2-7 の硬さ分布を各部分で平均したものを参考に、文献 2.2-6) の手法を用いて、母材降伏点を PL-9 では 1.46 倍および 1.28 倍とし、PL-12 では 1.57 倍および 1.43 倍とした。また、熱影響部の疲労特性は文献 2.2-5) 2.2-7) を参考にして設定した。以下に損傷モデルの概要を示す。

【損傷モデルの概要】

損傷モデルとしては、文献 2.2-5) 2.2-7) による繰り返し損傷則および単調損傷則を用いる。

繰り返し損傷則は、損傷度変化率 \dot{D} を表現する式 (2.2-1) のように、応力三軸度に基づき場合分けしたものを使用する。

$$\dot{D} = \begin{cases} \left[\frac{Y}{S} \right]^\lambda \dot{\epsilon}_{pi} & \frac{p}{\sigma_{eq}} < -\frac{1}{3} \text{ のとき} \\ 0 & \frac{p}{\sigma_{eq}} \geq -\frac{1}{3} \text{ のとき} \end{cases} \quad (1) \quad (2.2-1)$$

ここで、 \dot{D} は損傷度変化率、 $Y = \frac{1}{2} \times \epsilon^{el} : K^{el} : \epsilon^{el}$ である。また、 ϵ^{el} は弾性ひずみテンソル、

K^{el} は弾性テンソル、 S は疲労に関する材料定数 1、 λ は疲労に関する材料定数 2、 $\dot{\epsilon}_{pi}$ は相当塑性ひずみ速度、 p/σ_{eq} は応力三軸度 (p : 静水圧、 σ_{eq} : Mises の相当応力) である。繰り返し損傷則では、式 (2.2-2) での損傷度変化率 \dot{D} を各ステップで足し合わせて算定した損傷度 D が、式 (2.2-3) での閾値 D_c に到達した FEM 要素は破壊に至ったとみなされ、削除されることとする。

$$D = \int \dot{D} dt \quad (2) \quad (2.2-2)$$

$$D \geq D_c \quad (3) \quad (2.2-3)$$

ここで、 D は損傷度、 D_c は閾値である。また、ステップ毎に算定される応力は、ボイドの発生・成長を考慮することで低減され、 $(1-D^c)$ 倍されるものとする。また、単調載荷に相当する大きな塑性率に対しても破断現象を迫えるために、繰り返し損傷則に加えて、単調載荷を含む一方方向の大きな振幅による破壊を考慮できる単調損傷則のモデルも適用する。

単調損傷則では、累積塑性ひずみ ($\Delta\epsilon_p$) が要素に連続して引張応力が作用している場合の相当

塑性ひずみ速度を式(2.2-4)により足し合わせる。

$$\Delta \varepsilon_p = \int \dot{\varepsilon}_{pl} dt \quad \frac{p}{\sigma_{eq}} < -\frac{1}{3} \text{のとき} \quad (4) \quad (2.2-4)$$

また、この累積ひずみが式(2.2-5)に示すように FEM 要素の損傷も考慮した単調載荷時の破断真ひずみ $(1-D^\zeta) \varepsilon_f$ に到達すると破壊に至るとする。

$$\Delta \varepsilon_p \geq (1 - D^\zeta) \varepsilon_f \quad (5) \quad (2.2-5)$$

ここで、 ε_f は単調載荷時の破断真ひずみ（対数ひずみ）である。

損傷度 D は式(2.2-2)での損傷度変化率 \dot{D} を各ステップで足し合わせて算定し、式(2.2-5)の破壊条件を満たした FEM 要素は破壊に至ったとみなされ、削除される。また、損傷モデルに於いて、材料毎に与える定数は S 、 λ 、 ε_f 、 ζ の 4 つであり、素材試験結果および構造実験結果（多数回繰り返し実験）を基に文献 2.2-7）と同様に熱影響部の値を設定した。繰り返し損傷則と単調損傷則の関係は損傷度 D によって関連しており、独立した関係とはなっていないため、多数回繰り返し荷重を受けた後に一方向に引張力を受ける場合には、初期状態に於いて引張力を受ける場合と比較して早期に破断に至ることになる。

解析結果を図 2.2-8 に示す。図 2.2-8 には実験結果（2 体分）も比較のために示す。図 2.2-8 によると、解析結果では実験結果と同様に、降伏荷重から最大荷重への荷重上昇が確認される。ただし、解析結果の最大値は実験結果よりもやや小さくなっている。また、最終状況での大きな局部座屈が発生している位置は、実験結果は上側のみであるが、解析結果では PL-9 では上下逆転しており、PL-12 では実験と同じ箇所が局部座屈している。また、PL-12 の解析結果では $\delta = 60\text{mm}$ で熱影響部が裂けることで急激な荷重低下が発生しているが、 $\delta = 60\text{mm}$ でまでは実験と解析は良く一定している。以上より、図 2.2-7 の解析モデルにより圧縮時の荷重上昇を表現できることが分かった。今後の柱部材実験の解析では同様な手法でモデル化を行う。

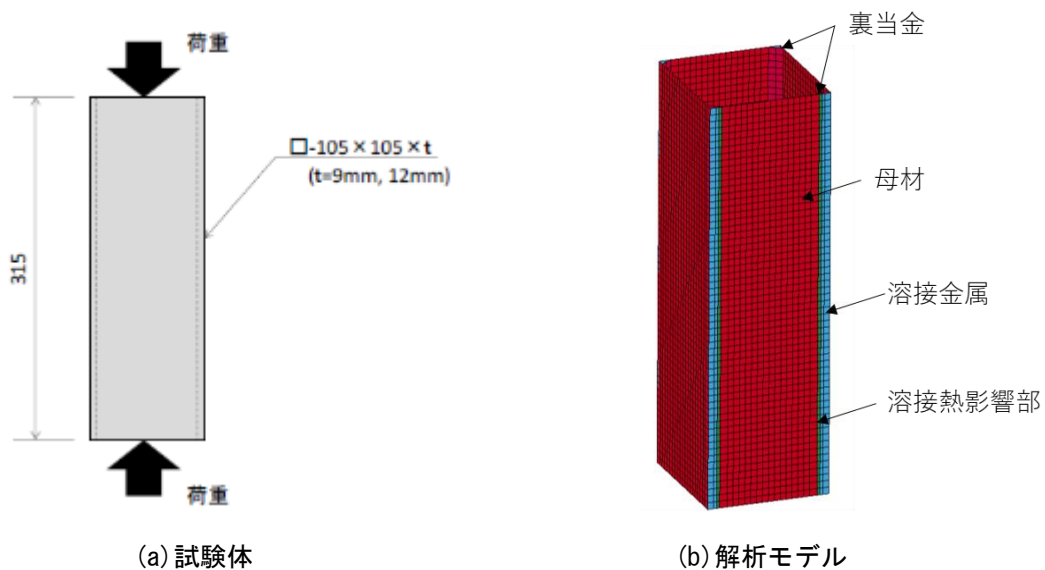
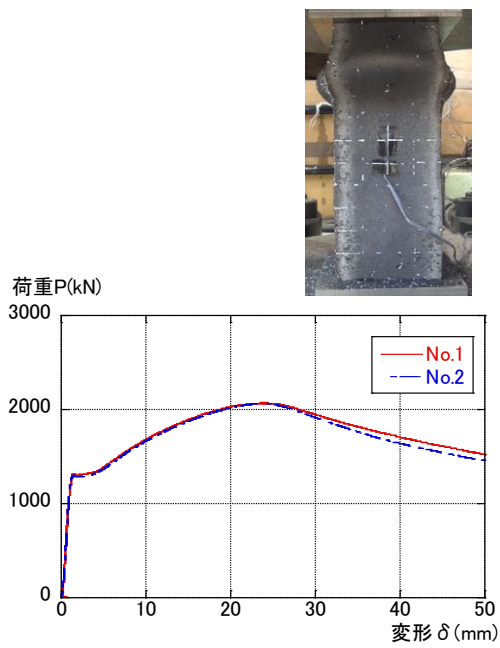
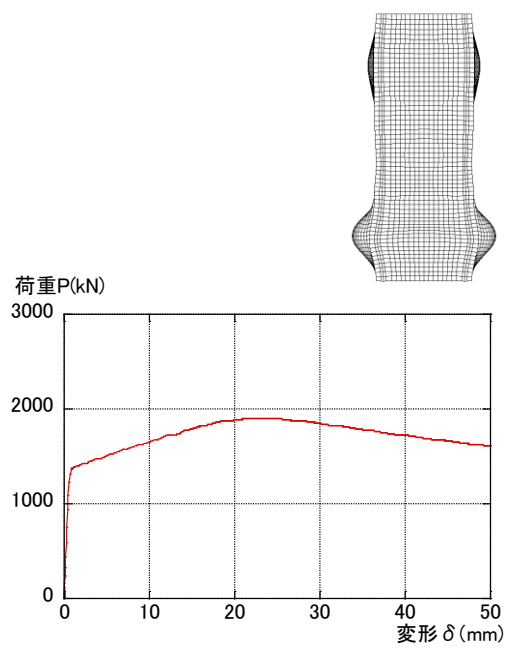


図 2.2-7 解析モデル

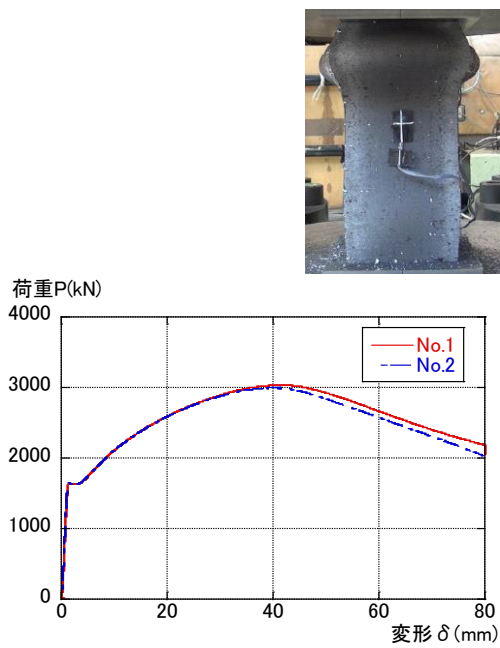


実験結果

(a) PL-9

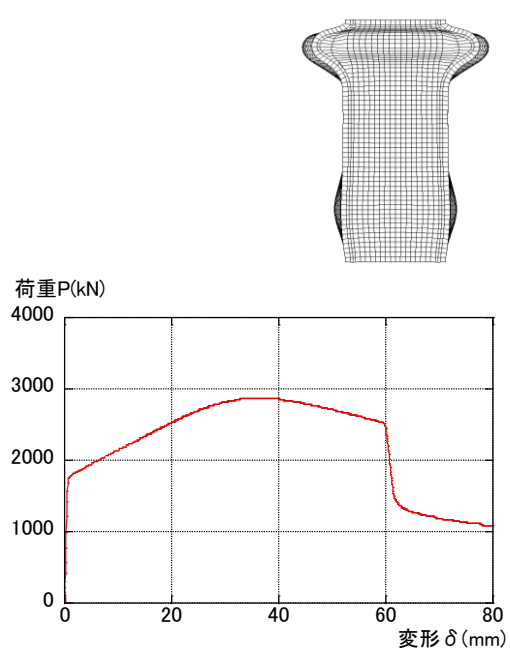


解析結果



実験結果

(b) PL-12



解析結果

図 2.2-8 荷重・変形関係

(4) 柱部材実験の解析

ここでは、柱断面□-105×105×12を対象として、平成30年度に実験を実施した径高さ比 $D/t=8$ の一部の試験体について有限要素法(FEM)を用いたシミュレーションを実施した。

シミュレーション対象の試験体は、荷重低下の主要因がき裂進展の場合と局部座屈の場合の4体とした。繰り返し回数については、基本となる最大荷重の90%低下までの繰り返し回数 $N_{90\%}$ を用いて解析データの整理を行った。

1) 解析モデル

解析モデルはシェル要素を用いて柱試験体と同様な形状によりモデル化した。また、裏当金は文献2.2-4)と同様にコーナー部の斜材とし、脚部の余盛はシェル要素の板厚を変化させることによりモデル化した。また、令和1年度の解析では熱影響部のき裂進展を取り扱うので、文献2.2-5)2.2-7)を参考にして柱頭・柱脚部の溶接部のメッシュサイズ(材軸方向)を2.0~2.5mm程度とした。また、短柱圧縮試験のシミュレーションと同様に、材軸方向の溶接金属と熱影響部を配置した。解析モデルを図2.2-9に示す。

解析では、柱軸力を载荷した後、上側プレートを水平に保持し、下側プレートのボルト位置の変位を拘束した状態で、上側プレートに水平方向の強制変位を加えた。

材料特性(熱影響部を除く)は降伏点を折れ点として第二勾配を $E/100$ 程度としたバイリニアとし、硬化則は混合硬化則を用いた。また、熱影響部の材料特性は文献2.2-7)に示す応力・ひずみ関係とし、硬化則は混合硬化則とした。短柱圧縮試験のシミュレーションと同様に、図2.2.2-3の硬さ分布を各部分で平均したものを参考に、文献2.2-6)の手法を用いて、母材降伏点をPL-9では1.46倍および1.28倍とし、PL-12では1.57倍および1.43倍とした。

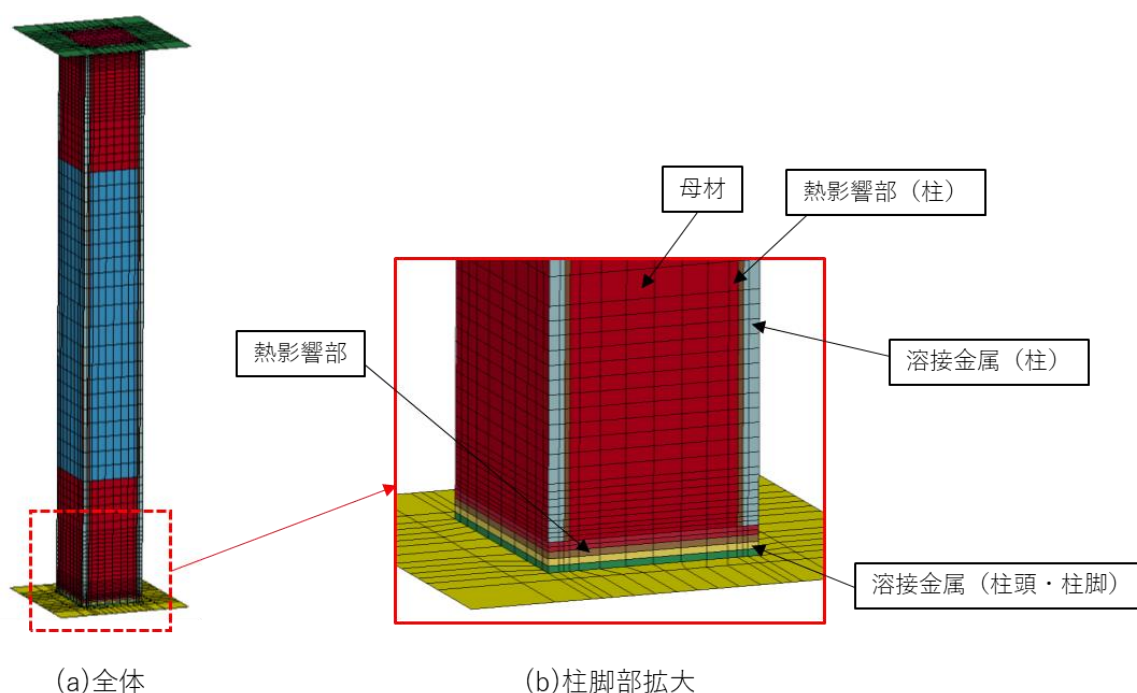


図 2.2-9 解析モデル

2) 一定振幅载荷のシミュレーション

前述の解析モデルを用いて、荷重低下の主要因がき裂進展の場合と局部座屈の場合の4体とした。対象とした試験体を以下に示す。

- ①M08-3C-RL 試験体 ($D/t=8.75$, $L/D=8.0$, $n=0.3$, $R=1/25$) ※き裂進展 : $N_{90\%}=7$
- ②M08-6C-RL 試験体 ($D/t=8.75$, $L/D=8.0$, $n=0.6$, $R=1/25$) ※き裂進展 : $N_{90\%}=4$
- ③M08-6C-RS 試験体 ($D/t=8.75$, $L/D=8.0$, $n=0.6$, $R=1/50$) ※き裂進展 : $N_{90\%}=33$
- ④M11-6C-RS 試験体 ($D/t=11.7$, $L/D=8.0$, $n=0.6$, $R=1/50$) ※局部座屈 : $N_{90\%}=24$

解析結果の荷重・変形関係を図 2.2-10 と図 2.2-11 に示す。図中には実験結果と最終の変形状況と $N_{90\%}$ の値も示す。図 2.2-10 は①と②の比較で軸力比の差異の影響を、図 2.2-11 は③と④の比較で幅厚比の差異の影響を示す。

図より、解析結果のループ形状は実験結果と比較して折れ曲がり位置でやや角ばっているが、初期载荷からの荷重上昇は良く追えている。

図 2.2-10 より、実験結果と同様に解析結果の荷重低下の主要因も柱頭・柱脚部の溶接熱影響部に於けるき裂進展であり、解析結果の $N_{90\%}$ も実験結果とほぼ一致した値（軸力比 0.3 : 実験 7、解析 6、軸力比 0.6 : 実験 4、解析 5）となっている。

図 2.2-11 より、実験結果と同様に解析結果の荷重低下の主要因は、幅厚比 8.75 では柱頭・柱脚部の溶接熱影響部に於けるき裂進展、幅厚比 11.7 では局部座屈（コーナー部のき裂進展も伴う）である。また、解析結果の $N_{90\%}$ については、幅厚比 8.75 では実験結果 ($N_{90\%}=33$) より少ない 17 であり、幅厚比 11.7 ではほぼ一致した値（実験 24、解析 26）となっている。幅厚比 8.75 で解析での $N_{90\%}$ が実験値よりも小さくなっているのは、解析ではき裂進展後に急激な荷重低下が見られるが、実験では徐々に荷重低下している点が異なっているためと考えられる。また、解析では幅厚比 11.7 のように局部座屈による荷重低下は良くシミュレートできていると言える。

以上より、FEM 解析により、実験で見られた初期サイクルからの荷重上昇、およびき裂進展と局部座屈が併発することによる荷重低下現象を表現可能であることがわかった。

令和 1 年度の解析では、有限要素法 (FEM) を用いて下記に示す 1) ~ 3) の確認を実施し、軸力比や幅厚比の異なる試験体の解析により 1) 2) をシミュレート可能であること、3) では解析結果は実験結果よりも小さな変形能力を与える場合もあるが、全体的な傾向を有限要素法 (FEM) により把握できることがわかった。

- 1) 短柱圧縮試験に於ける荷重上昇
- 2) 多数回繰り返し実験に於ける荷重上昇
- 3) 多数回繰り返し実験に於ける溶接熱影響部のき裂進展と柱端部の局部座屈の発生による荷重低下

ただし、3) の荷重低下状況をシミュレートするためには、今後更なる解析精度向上が必要と考えられる。

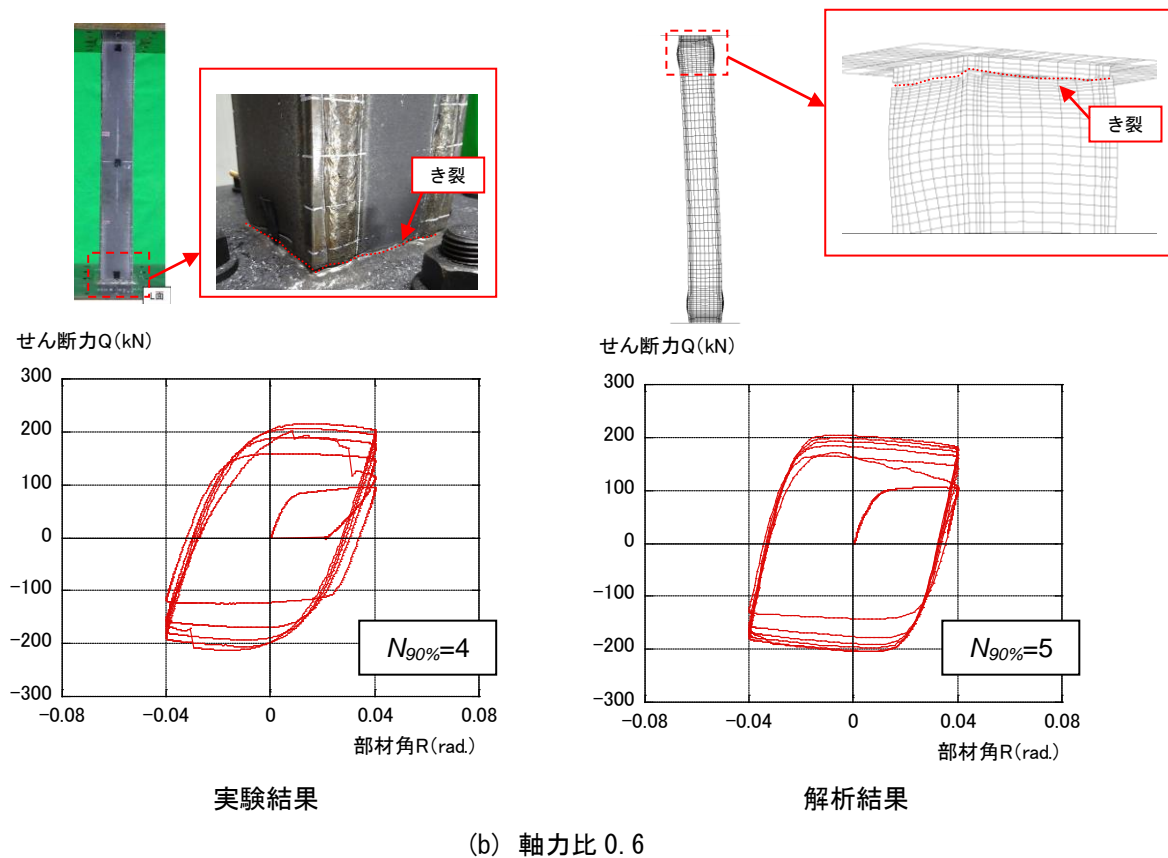
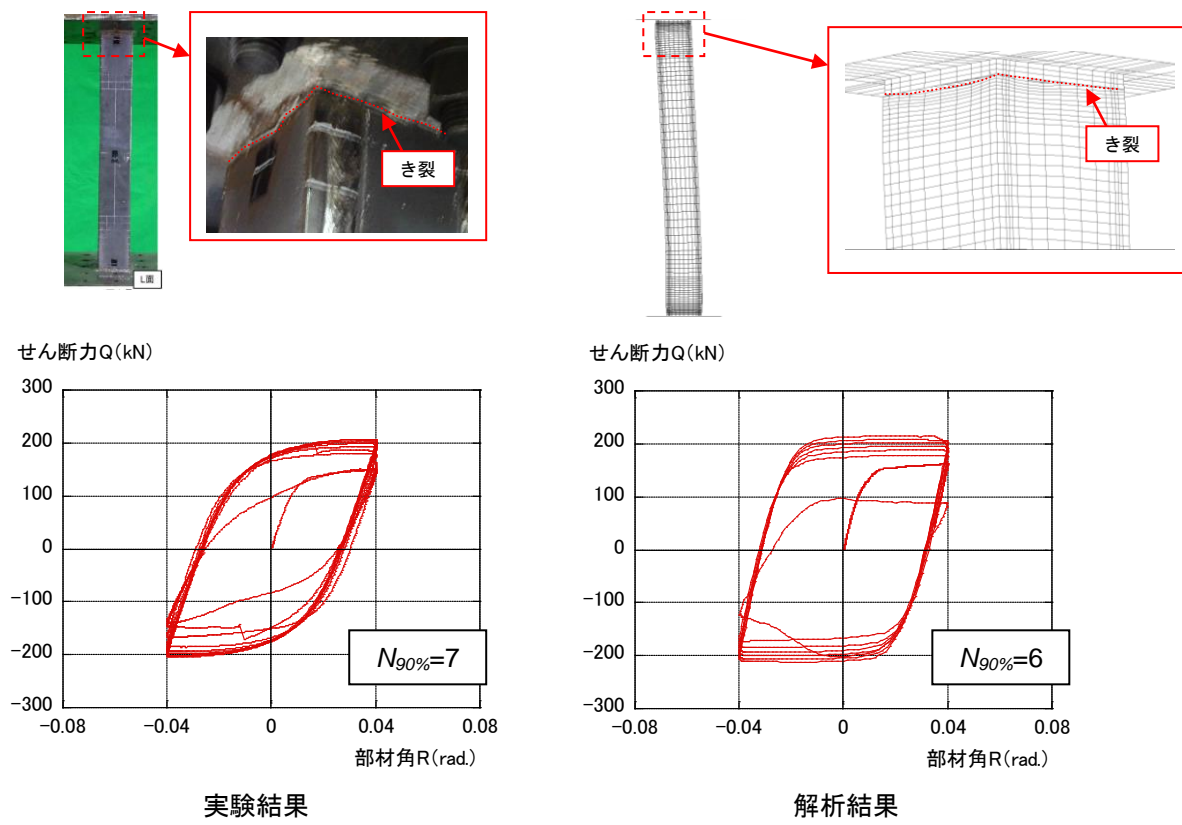
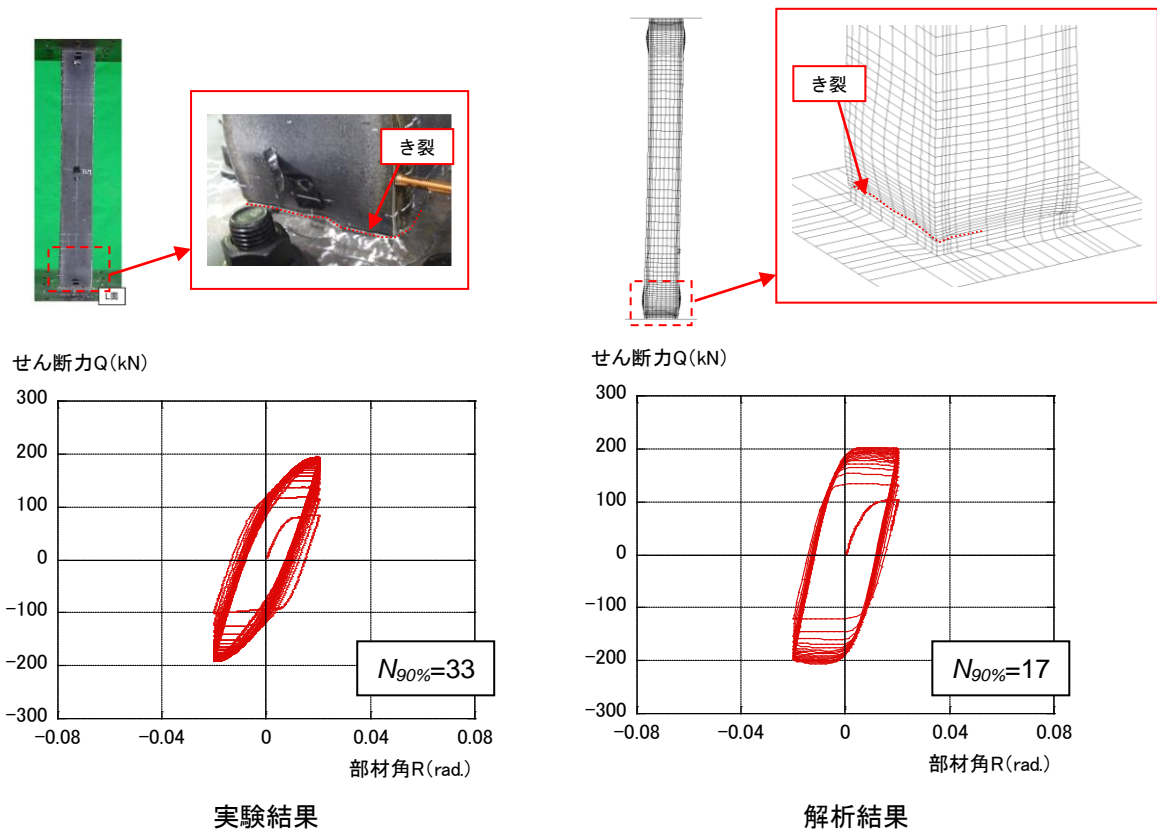
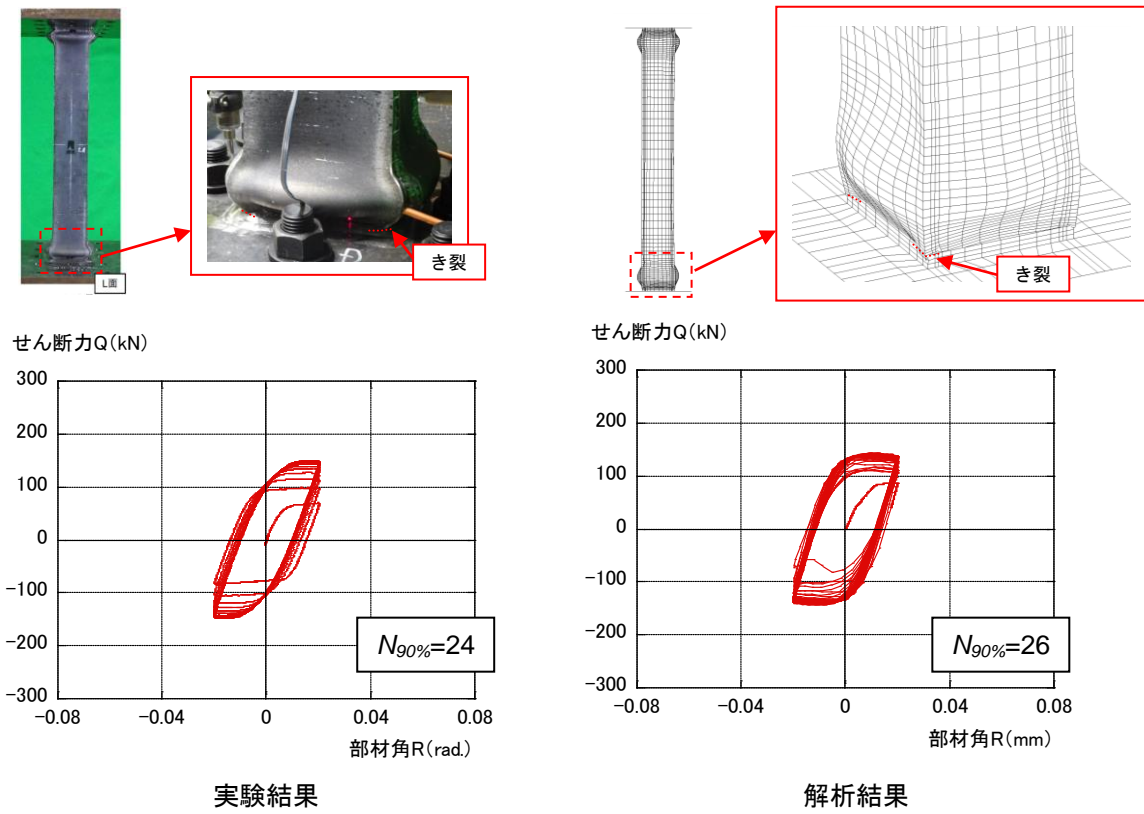


図 2.2-10 荷重・変形関係（軸力比の影響比較）



(a) 幅厚比 8.75



(b) 幅厚比 11.7

図 2.2-11 荷重・変形関係（幅厚比の影響比較）

(5) パラメータスタディ

前述の解析モデルを修正して、2.2.1(2)で検討した今後補充が必要なデータである、「軸力比 0.6 を超えるデータ」、「幅厚比が 20 程度のデータ」「幅厚比 27.5 での軸力比 0.6 のデータ」に関して、解析を実施する。材料定数は幅厚比 11.7 (PL-9) の試験体と同じ値を使用する。

1) 軸力比 0.6 を超えるデータ

軸力比 0.6 を超えるデータとして、幅厚比 8.75 で軸力比 0.8 の解析を実施する。また、部材角振幅は 1/25 と 1/50 とする。図 2.2-12 に解析結果の荷重・変形関係を示す。図中には軸力比 0.3 および 0.6 の結果、および $N_{90\%}$ の値も示す。

図 2.2-12 によると、軸力比の増減により $N_{90\%}$ の値は大きく変化していない。しかしながら、軸力比が 0.3、0.6 から 0.8 へと大きくなると、柱頭・柱脚の局部座屈の程度が大きくなっており、軸力比 0.8 ではコーナー部にき裂が見られるが、荷重低下の主要因がき裂進展から局部座屈へと変化している。

2) 幅厚比が 20 程度のデータ

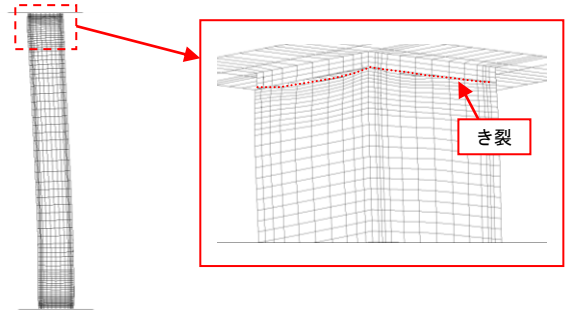
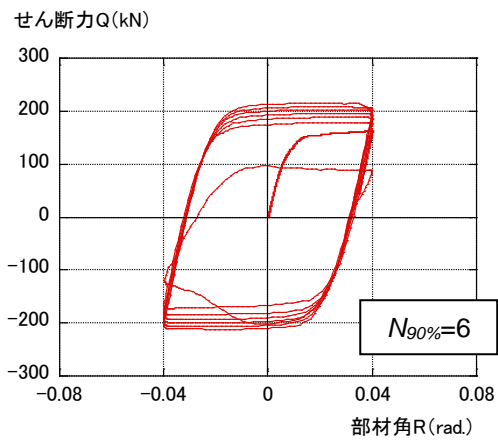
図 2.2-9 の解析モデルを修正し、幅厚比 20 (板厚 5.25 mm) の解析を実施する。解析では、軸力比 0.3 で部材角振幅 1/33、1/50、軸力比 0.6 で部材角振幅 1/75、1/100 の 4 ケースを実施する。図 2.2-13 に解析結果の荷重・変形関係を示す。図中には $N_{90\%}$ の値も示す。

解析の結果、幅厚比 20.0 の解析結果から、全ての解析ケースで荷重低下の主要因は柱頭・柱脚の局部座屈であることがわかった。また、幅厚比 16.7 の実験結果と比較して、軸力比 0.3 では変形能力 ($N_{90\%}$) がほぼ同じであること、軸力比 0.6 では小さくなっていることがわかった。

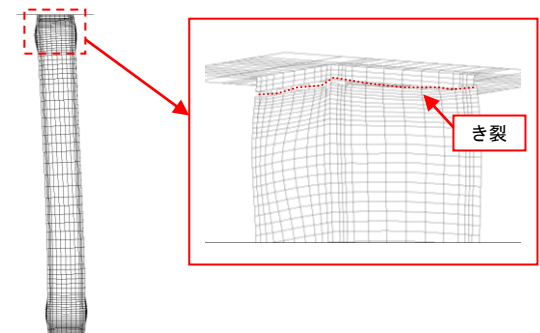
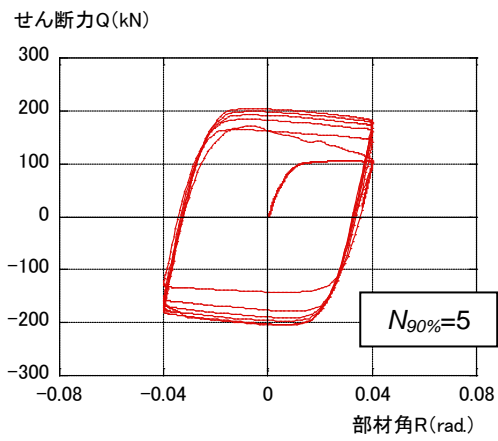
3) 幅厚比 27.5 での軸力比 0.6 のデータ

図 2.2-9 の解析モデルを、文献 2.2-1) と同様な径高さ比 9.1 と幅厚比 27.5 (板厚 3.82mm) に修正して解析を実施する。解析では、部材角振幅 1/125、1/167 の 2 ケースを実施する。図 2.2-11 に解析結果の荷重・変形関係を示す。図中には $N_{90\%}$ の値も示す。

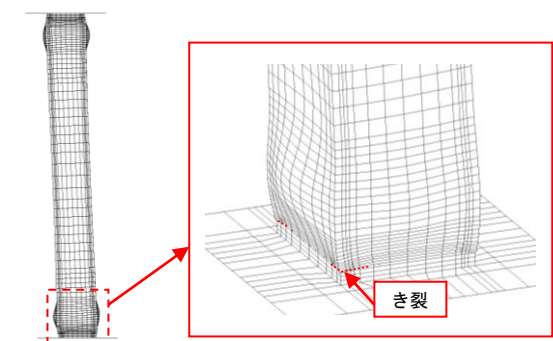
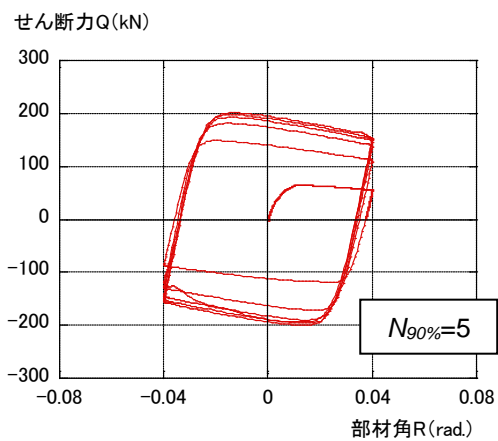
解析の結果、幅厚比 27.5 で軸力比 0.6 の場合の荷重低下の主要因は柱頭・柱脚の局部座屈であることがわかった。



(a) 軸力比 0.3



(b) 軸力比 0.6



(c) 軸力比 0.8

図 2.2-12 荷重・変形関係 (軸力比 0.8)

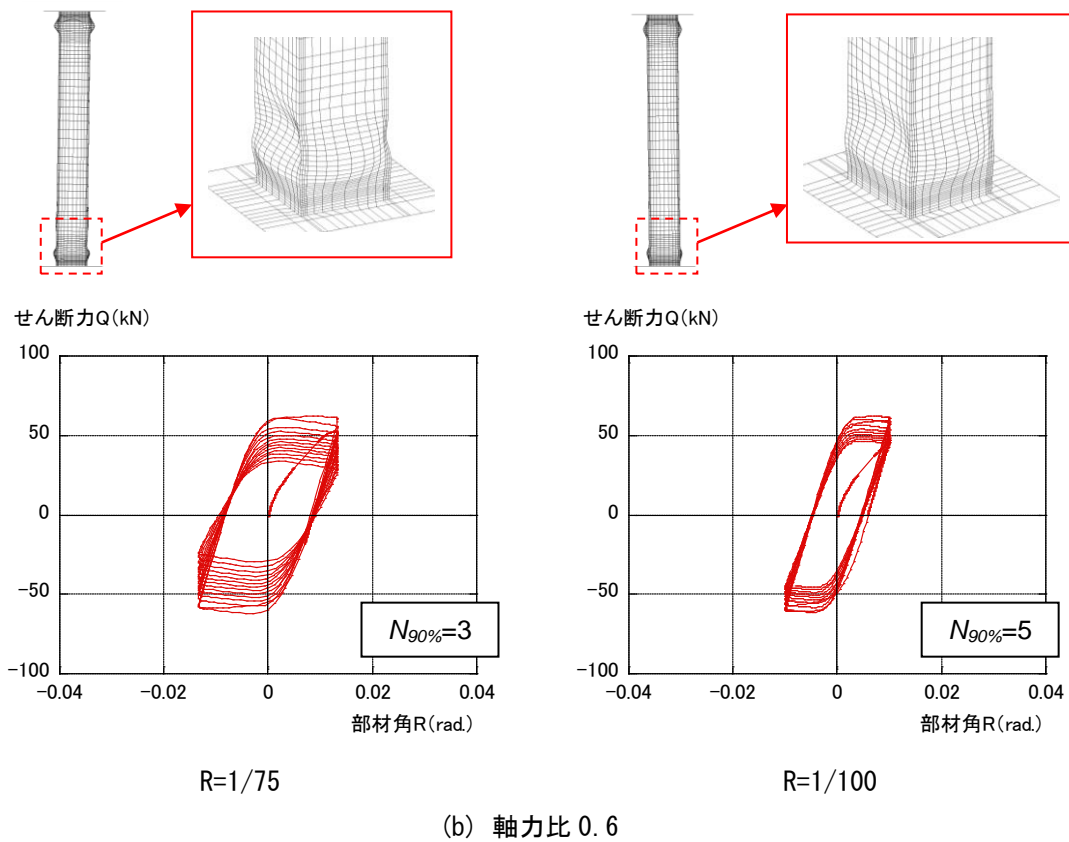
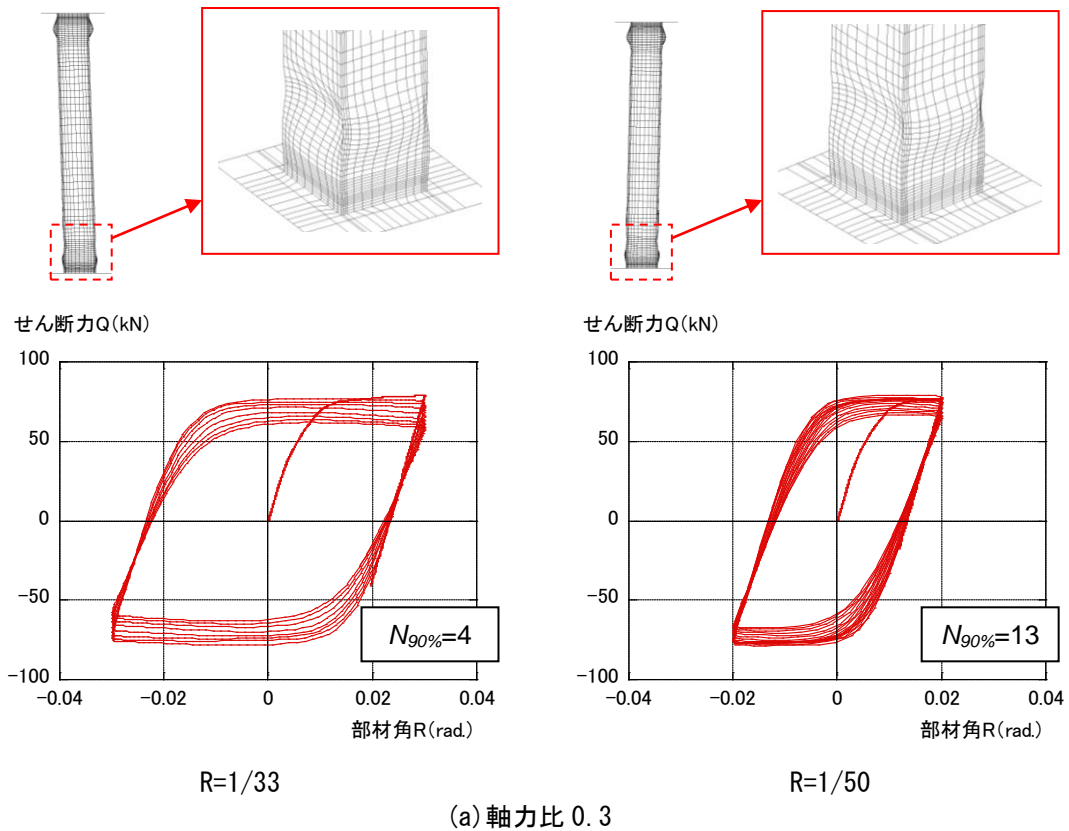


図 2.2-13 荷重・変形関係（幅厚比 20.0）

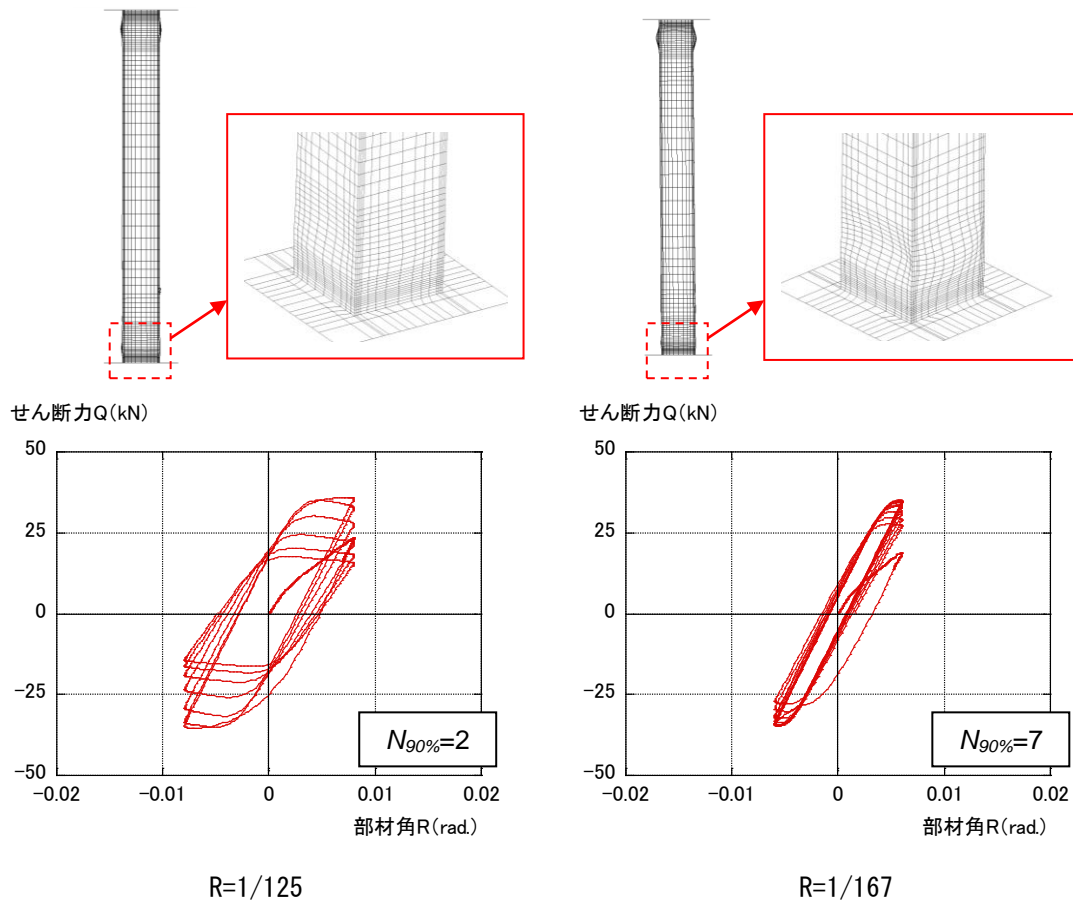


図 2.2-14 荷重・変形関係 (幅厚比 27.5、軸力比 0.6)

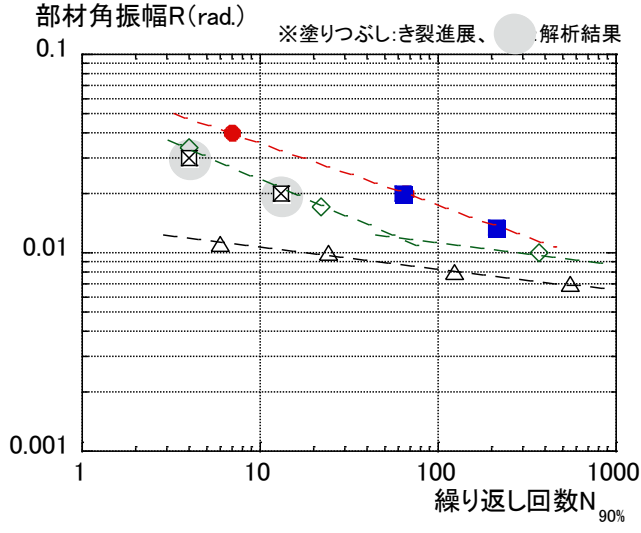
(6) 解析結果を加えた変位振幅と繰返し数の関係

H30 年度の報告書の実験結果による変位振幅と繰返し回数関係 ($N_{90\%}$: 図 2.1-20) に前述の解析結果 (軸力比 0.3、0.6) を加えたものを図 2.2-15 に示す。図中の幅厚比 20.0 (軸力比 0.3、0.6) および幅厚比 27.5 (軸力比 0.6) のデータが解析結果であり、ハッチで示している。また、プロットを塗りつぶしたものがき裂進展により荷重低下したものである。

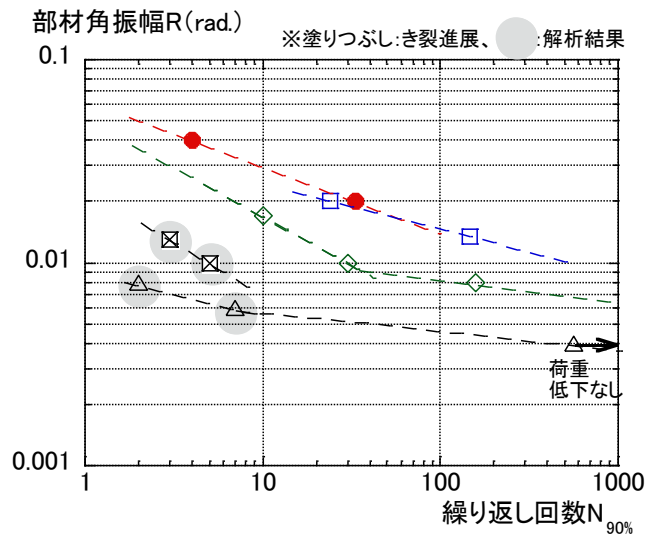
軸力比 0.3 では図 2.2-15 (a) より、幅厚比 8.75 および 11.7 のき裂進展により決定づけられる性能曲線を上限とし、幅厚比 27.5 の局部座屈進展により決定づけられる性能曲線を下限とする領域に中間の幅厚比の場合 (幅厚比 16.7、20.0) が位置している。また、軸力比 0.3 では幅厚比 20.0 の値は幅厚比 16.7 の性能曲線付近に位置しており、幅厚比 20.0 と 16.7 の性能曲線がほぼ一致していることがわかる。

軸力比 0.6 では図 2.2-15 (b) より、幅厚比 8.75 のき裂進展により決定づけられる性能曲線と幅厚比 11.7 の局部座屈進展により決定づけられる性能曲線が近い位置でほぼ上限とし、幅厚比 27.5 の局部座屈進展により決定づけられる性能曲線を下限とする領域に中間の幅厚比 (幅厚比 16.7、20.0) が位置している。また、軸力比 0.6 では幅厚比 20.0 の性能曲線は幅厚比 16.7 と 27.5 の間に位置しており、軸力比 0.3 とは異なり幅厚比 20.0 の値は 27.5 に近い位置にある。

以上より、軸力比 0.3 と 0.6 で幅厚比により性能曲線の相対位置が多少異なるものの、性能曲線の上下限については同様な傾向があることがわかった。



(a) 軸力比 0.3



(b) 軸力比 0.6

図 2.2-15 変位振幅と繰り返し数の関係 ($N_{90\%}$)

2.2.3 まとめと今後の課題

鉄骨柱部材の疲労性能曲線式を提案することを目的とし、平成30年度の実験結果および既往の実験結果を用い、鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討を実施した。また、平成30年度の実験結果を対象に有限要素法（FEM）を用いて、実験で確認された荷重低下要因（局部座屈、き裂発生）をシミュレート可能かの検討を行った。また、今後補充が必要なデータの一部に関して、有限要素法（FEM）を用いたパラメータスタディを実施し、FEMの解析結果も考慮して設計用疲労曲線の検討を行った。以下に令和1年度の得られた知見を示す。

(1) まとめ

【設計用疲労曲線（案）の検討】

- 1) 一定軸力と変動軸力では、幅厚比の大きな場合（幅厚比：27.5）には、変動軸力のデータは一定軸力（長期相当）よりも小さくなり、幅厚比の小さな場合（幅厚比：16.7）には、変動軸力のデータは一定軸力（長期相当）のデータとほぼ同じとなる傾向にある。
- 2) 柱部材の多数回繰り返し実験での降伏後のひずみ硬化による耐力上昇（ Q_{max}/Q_p ）は、全塑性耐力と比較して、軸力比 $n=0.3$ で最大 1.8 倍、 $n=0.6$ で最大 2.8 倍、 $n=0.9$ で最大 5.6 倍となり、軸力比が大きくなると耐力上昇は大きくなる。また、上記の耐力上昇は応答解析における余裕量となるが、直接に評価することは困難であるため、例えば、繰り返し回数として、最大荷重の 90% となるまでの繰り返し回数 $N_{90\%}$ を基本とし、 $N_{80\%}$ や $N_{70\%}$ についても別途評価することが考えられる。なお、上記に関しては応答解析時の柱部材の履歴モデルとの関連もあるので、総合的に判断する必要がある。
- 3) 既往の実験結果から応答解析モデル S30 の S 柱部材（1 階：幅厚比 15.0）の性能曲線（設計用疲労曲線）を検討した結果、「案 1：1 階の隅柱・中柱とも一定軸力 0.6 の性能曲線を用いる」「案 2：1 階の隅柱は変動軸力 0.6 ± 0.3 の性能曲線を、1 階の中柱は一定軸力 0.3 の性能曲線を用いる」を提案した。
- 4) 今後、設計用疲労曲線を提案するための必要なデータとして、①幅厚比が 20 程度のデータ、②幅厚比 27.5 での軸力比 0.6 のデータ、③軸力比 0.6 を超えるデータを抽出した。

【有限要素法（FEM）を用いた解析可能性の検討とパラメータスタディ】

- 5) 有限要素法（FEM）を用いて、平成30年度実施した柱部材実験のシミュレーションを実施した結果、「短柱圧縮試験に於ける荷重上昇」「多数回繰り返し実験に於ける荷重上昇」については、シミュレート可能なこと、「多数回繰り返し実験に於ける溶接熱影響部のき裂進展と柱端部の局部座屈発生による荷重低下」については、解析結果が実験結果よりも小さな変形能力を与える場合もあるが、全体的な傾向を表現できることがわかった。
- 6) 上記解析モデルを用いて、幅厚比等を変化させたパラメータスタディを行った結果、軸力比 0.3 と 0.6 で幅厚比の差異による性能曲線の相対位置は多少異なるが、平成30年度の報告書に記載した性能曲線の上下限と同様に、上限が幅厚比小のき裂進展、下限が幅厚比大の局部座屈により決定づけられる性能曲線であることがわかった。

(2) 今後の課題

今後に残された課題を以下に示す。

1) 一定軸力での多数回繰返し特性の把握

有限要素法（FEM）による解析に関して、柱頭・柱脚部に局部座屈を伴い、溶接熱影響部のき裂進展により徐々に荷重低下する場合の解析については、解析結果の繰返し回数が実験結果よりも少なくなる傾向にあるため、この点に関して、解析精度の向上に努める必要がある。

また、令和1年度実施の解析結果では、設計用疲労曲線を評価するためには十分では無く、幅厚比等をパラメータとした解析を更に実施する必要がある。

2) 変動軸力での多数回繰返し特性の把握

平成30年度の既存超高層の実態調査から設定した幅厚比に対して、変動軸力下での多数回繰返し実験はほとんど存在せず、既存超高層の隅柱に於ける多数回繰返し特性を把握する上からも実験データを取得することが必要と考えられる。

3) 変動振幅に対する多数回繰返し特性の把握

建物モデルでの応答解析により部材の多数回繰返し特性を評価する際には、線形累積損傷則（Miner 則）を用いる必要がある。既往の梁部材での実験に於いても変動振幅の多数回くり返し実験を実施し、その精度の確認を実施しており、鉄骨柱部材に関しても実験データを取得することが必要と考えられる。

【参考文献】

- 2.2-1) 建築研究所：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する資料、建築研究資料 第160号、2014.6
- 2.2-2) 文部科学省，京都大学：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ② 都市機能の維持・回復のための調査・研究 成果報告書（H25、27）
- 2.2-3) 澤本佳和，久保田淳，鈴木芳隆：多数回繰り返し荷重下の鉄骨柱部材の変形能力評価に関する考察，日本建築学会学術講演梗概集，2018.9
- 2.2-4) 文部科学省，京都大学：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ② 都市機能の維持・回復のための調査・研究 成果報告書（H26）
- 2.2-5) 澤本佳和，大崎純：繰り返し変位履歴を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価，日本建築学会構造系論文集，第84巻 第759号，pp.695-704, 2019.5
- 2.2-6) 周志光，桑村仁：鉄骨柱－梁溶接接合部の形状ノッチおよび材質ノッチ（鉄骨接合部の応力・ひずみ状態 その4），日本建築学会構造系論文集，第74巻 第637号，pp.551-559, 2009.3
- 2.2-7) 澤本佳和，久保田淳，大崎純：繰り返し変位履歴を受ける梁端の局部座屈と破断を伴う鉄骨梁の塑性変形能力評価，日本建築学会構造系論文集，第85巻 第767号，pp.105-115, 2020.1
- 2.2-8) 日本建築学会：鉄骨工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事
- 2.2-9) 日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説

2.3 鉄骨柱部材の多数回繰り返し载荷実験と疲労評価の検討（R2 年度実施）

2.3.1 鉄骨柱部材の多数回繰り返し载荷実験

(1) 実験計画

1) 試験体

試験体柱は、平成 30 年度と同様に□-105×105（SM490A ; 1/5 縮尺程度）で、試験体の径高さ比 L/D および幅厚比 D/t は、平成 30 年度に中心に実施した $L/D=8.0$ 、 $D/t=11.67$ ($t=9\text{mm}$) とする。図 2.3-1 に試験体形状を示す。

鉄骨柱部材の多数回繰り返し特性を把握する上で、実験データがほとんど無い载荷条件である変動軸力および変動振幅を考慮した実験を実施し、試験体数は 7 体とする。

また、試験体は図 2.3-1 に示すように柱上下にベースプレートを有する形式（ベースプレート形式）であるが、通常ベースプレート形式のように、柱をベースプレートにすみ肉溶接するのではなく、柱通しの溶接形式で柱内部にダイアフラムを有するようにしている。これは、幅厚比の小さな試験体では、変位振幅を大きくしても、局部座屈で終局とは成らず、柱頭・柱脚の溶接部でのき裂進展からの破断であることが予想されるため、通常柱梁接合部パネルに柱が取り付けディテールと同様な柱通しの溶接形式を模擬したためである。

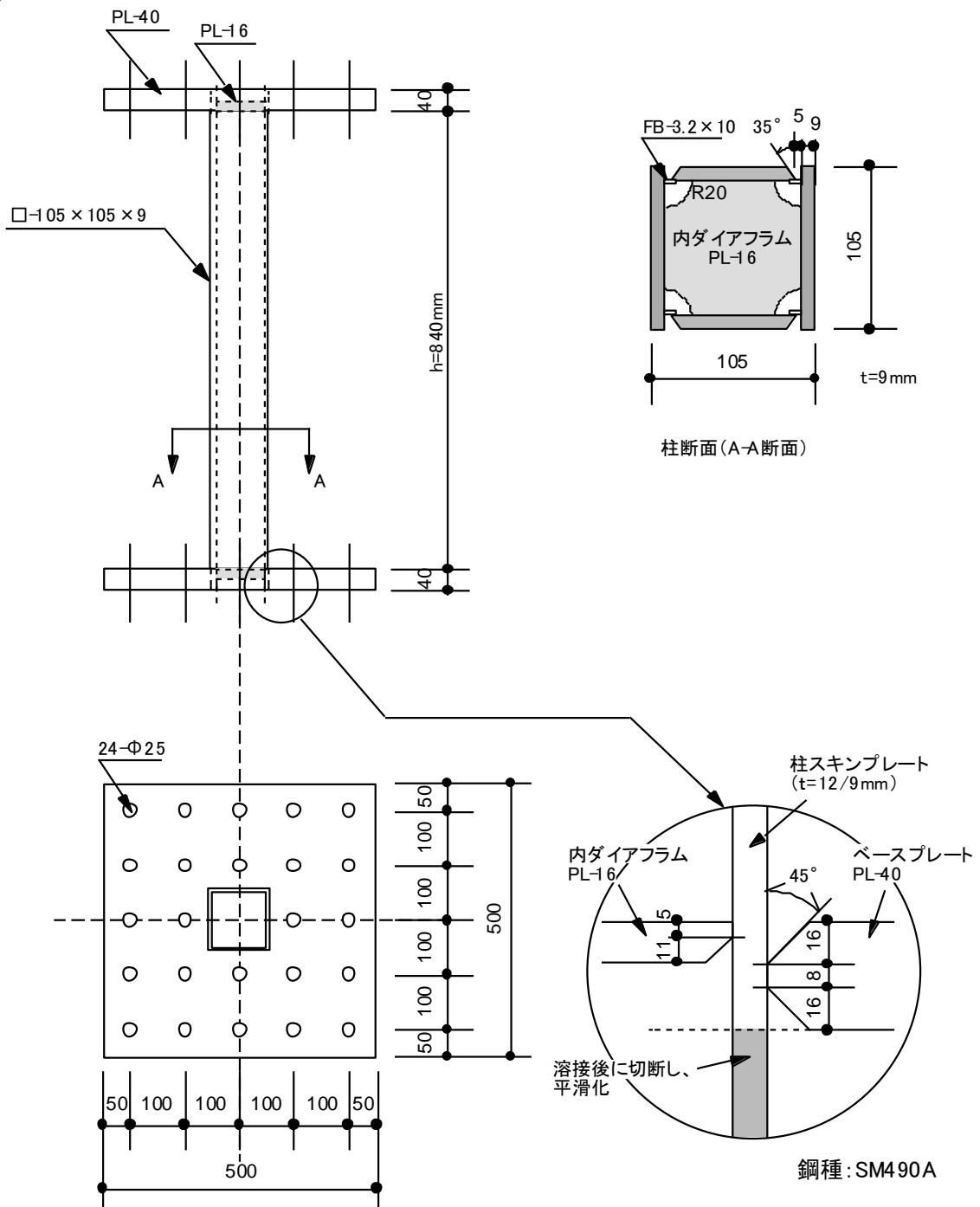


図 2.3-1 試験体形状

2) 実験パラメータ

実験パラメータとしては、部材因子と外力因子がある。部材因子については建物の実態調査結果より決定し、外力因子については試設計建物に於ける時刻歴応答解析結果等から判断する。

部材因子は、平成 30 年度に中心に実施した $L/D=8.0$ 、 $D/t=11.67$ ($t=9\text{mm}$) とする。

図 2.3-2 に平成 30 年度報告書に於ける既往鉄骨建物（1960～90 年代）の実態調査での最下層柱の幅厚比および径高さ比の分布を示す。 $L/D=8.0$ 、 $D/t=11.67$ ($t=9\text{mm}$) は図 2.3-2 の矢印（↓）に相当し、幅厚比では平均的な値で、径高さ比では分布の上限的な値である。

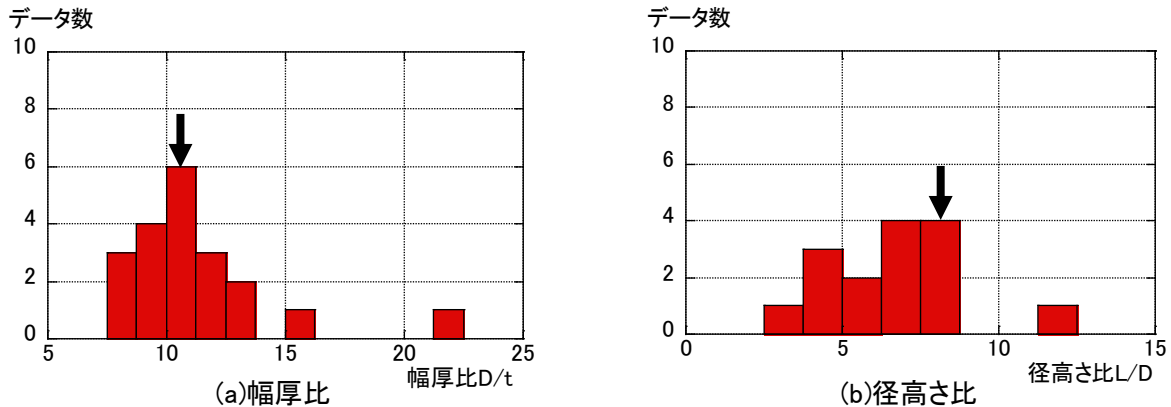


図 2.3-2 既往鉄骨造建物の柱の幅厚比・径高さ比分布

外力因子は、実験データがほとんど無い荷重条件である変動軸力および変動変位振幅（変動振幅）を中心に考える。表 2.3-1 に試験体一覧を、表 2.3-2 に試験体の諸耐力一覧を、図 2.3-3 に平成 30 年度実験結果（一定振幅： $L/D=8.0$ 、 $D/t=11.67$ ）を、図 2.3-4 に $M-N$ 関係を示す。

以下に、試験体の実験目的について示す。

【変動軸力下での多数回繰り返し特性の把握】

No.4 と No.5 試験体の変動軸力下での構造特性把握のための試験体である。変動軸力は、平成 30 年度での応答解析モデル S30 の代表的な柱（C2、C3）の変動軸力（軸力比 $n=0.35\pm 0.42$ ）を参考にして、 $n=0.3\pm 0.5$ とする。また、平成 30 年度の実験では最大の軸力比（一定）が 0.6 であったため、No.3 試験体で $n=0.8$ （一定）を実施して高軸力下での基本性能を確認する。なお、変動軸力は変形角が 1/100 に到達した時点で最大（最小）軸力となり、その後は一定になるようにして与える（図 2.3-5）。

【変動振幅下に対する多数回繰り返し特性の把握】

No.6 と No.7 試験体の変動振幅下での線形累積損傷則（Miner 則）の検証のための試験体である。変動振幅の最大値は $R=1/33$ 、最小値は $R=1/100$ とし、令和 1 年度に実施した CFT 試験体での変動振幅スケジュールを参考として、 $R=1/100\rightarrow 1/75\rightarrow 1/50\rightarrow 1/33\rightarrow 1/50\rightarrow 1/75\rightarrow 1/100$ を 1 つの大振幅ブロックとする。また、平成 30 年度では、 $L/D=8.0$ 、 $D/t=11.67$ ($t=9\text{mm}$) の試験体に於いて、一定軸力（軸力比 $n=0.3$ 、0.6）で部材角振幅 $R=1/75$ 、 $1/50$ の 2 水準を実施している。Miner 則の検証のためには、実験結果に於いて、変動振幅の最大および最小を抑えておく方が良い。このため、No.1 と No.2 試験体を一定軸力（軸力比 $n=0.3$ 、0.6）で実施することにより、変動振幅の最大値での実験結果を得るものとする。また、最小振幅 $R=1/100$ の実験結果は得られていないので、各一定軸力での実験結果から外挿した値を用いるものとする。

また、大振幅ブロックの载荷の前に $R=1/400 \rightarrow 1/400 \rightarrow 1/200 \rightarrow 1/200 \rightarrow 1/200 \rightarrow 1/400 \rightarrow 1/400$ の小振幅ブロックを実施し、小振幅ブロックと大振幅ブロックを合わせた载荷履歴を 1 ブロックとする (図 2.3-6)。

表 2.3-1 実験パラメータ

	試験体	幅厚比 D/t	径高さ比 L/D	軸力比 n		振幅(レベル) R	
1	M11-3C-RLL	11.67 ($t=9\text{mm}$)	8.0	一定	0.3	一定	極大 1/33
2	M11-6C-RLL				0.6		極大 1/33
3	M11-8C-RS				0.8		小 1/75
4	M11-3V-RL			変動	0.3±0.5		大 1/50
5	M11-3V-RS						小 1/75
6	M11-6C-V			一定	0.6	変動	1/100~1/33
7	M11-3C-V				0.3		

※試験体名称



径高さ比 $M: L/D=8$ + 幅厚比 $8: D/t=8.75$

軸力比【一定】3C:0.3, 6C:0.6, 7C:0.7, 【変動】3V:0.3±0.5

部材角振幅【一定】RLL:極大, RL:大, RS:小, 【変動】V

表 2.3-2 諸耐力一覧

	試験体	幅厚比 D/t	径高さ比 L/D	軸力 ^{*1}		全塑性耐力 ^{*2}	
				導入軸力 N_a (kN)	軸力比 n	曲げモーメント $M_p(n)$ (kNm)	せん断力 $Q_p(n)$ (kN)
1	M11-3C-RLL	11.67 ($t=9\text{mm}$)	8.0	394	0.3	41.8	99.4
2	M11-6C-RLL			788	0.6	25.9	61.6
3	M11-8C-RS			1051	0.8	13.4	31.8
4	M11-3V-RL					41.8	99.4
5	M11-3V-RS			788	0.6	25.9	61.6
6	M11-6C-V						
7	M11-3C-V			394	0.3	41.8	99.4

*1: 最大軸力の値。

*2: 導入軸力での値。

部材角振幅 $R[\text{rad}]$

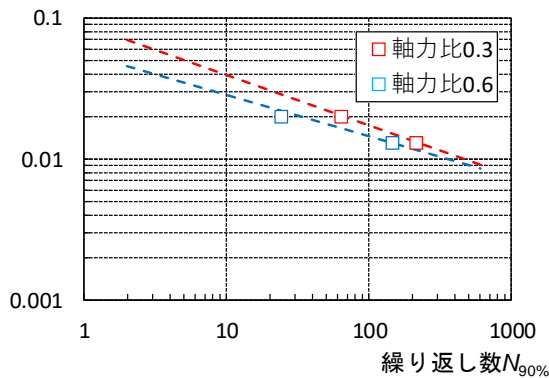


図 2.3-3 H30 年度の実験結果

N [kN]

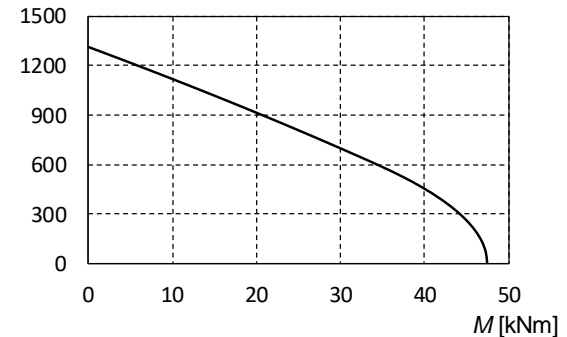


図 2.3-4 M-N 関係

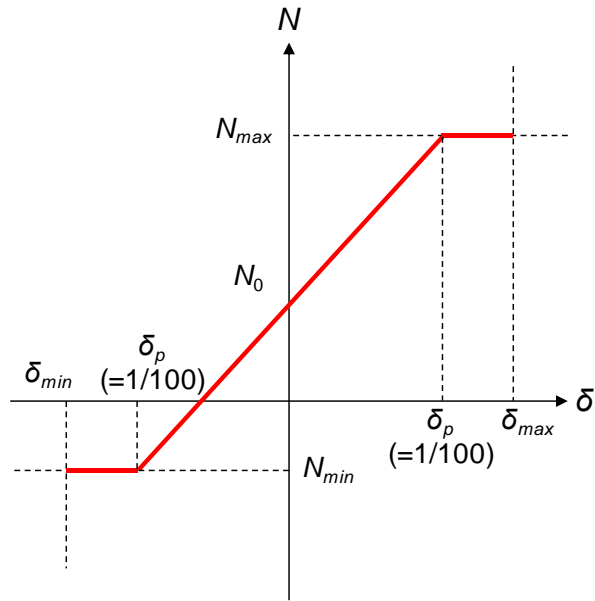


図 2.3-5 変動軸力の作用方法

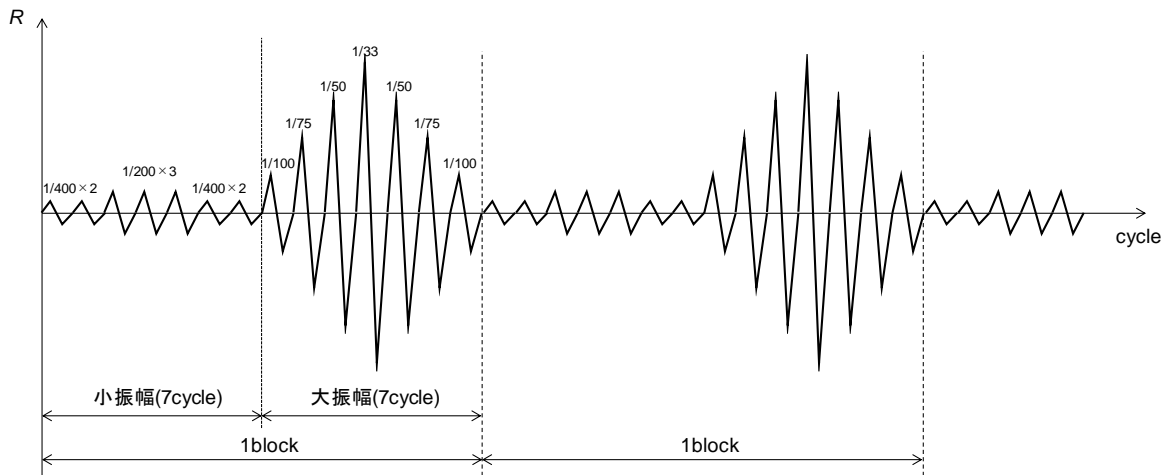


図 2.3-6 変動振幅の载荷履歴

3) 使用材料

(a) 鋼素材の材料試験

試験体に用いる鋼材について JIS Z 2241 に従い引張試験を実施した。

表 2.3-3 に使用材料の機械的性質、図 2.3-7 に応力-ひずみ関係を示す。

表 2.3-3 鋼材の機械的性質

	使用部位	実測板厚 mm	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	降伏比 %	伸び %
PL9	柱	8.78	380	528	72	26

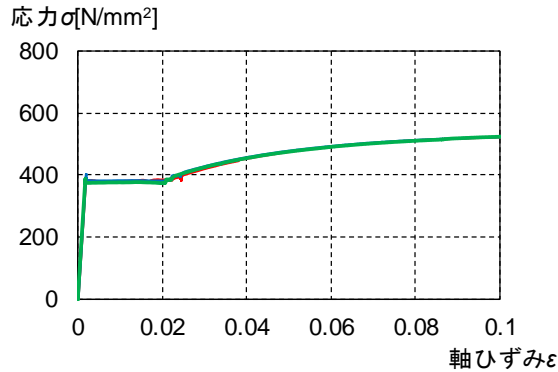


図 2.3-7 応力-ひずみ関係

(b) 柱鋼管の短柱圧縮試験

柱試験部分の圧縮特性把握のため、アムスラーによる短柱圧縮試験を実施する。試験体の高さは柱せいの3倍とし、2体の圧縮試験を実施した。図 2.3-8 に圧縮試験の概要、写真 2.3-1 に圧縮試験状況を示す。

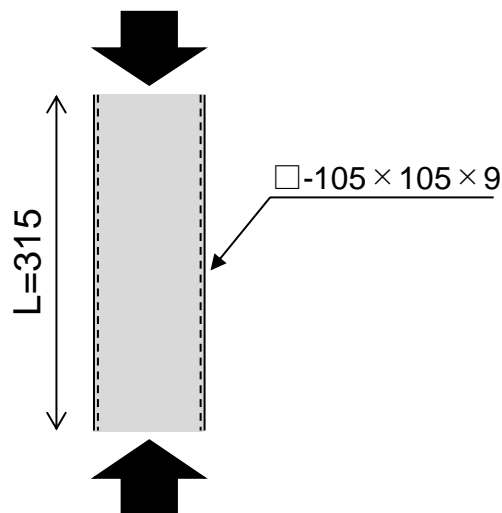


図 2.3-8 短柱圧縮試験概要

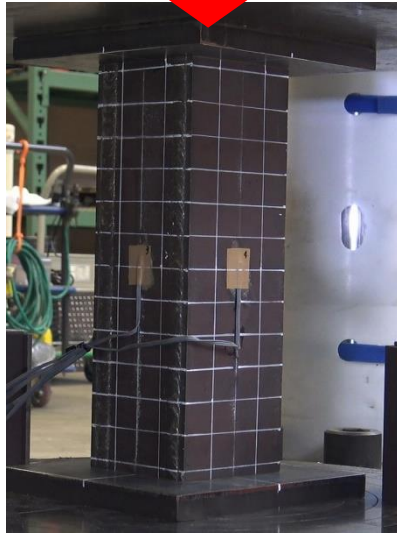


写真 2.3-1 短柱圧縮試験の状況

図 2.3-9 に短柱圧縮試験での圧縮応力と軸ひずみの関係、写真 2.3-2 に最終破壊状況を示す。図 2.3-9 には参考として素材試験で得られた降伏点の値を示す。なお、圧縮応力は実板厚を用いて計算した柱断面を用いて評価をした。また、軸ひずみは試験体の軸縮みを柱高さ(315mm)で除した値である。

図 2.3-9 より、素材試験より得られた降伏点よりもやや大きな荷重で短柱が降伏していることがわかる。その後は、ひずみ硬化の影響により荷重が上昇するが、局部座屈が生じることで素材試験よりも小さな軸ひずみ 0.07 程度から荷重の低下が始まっている。

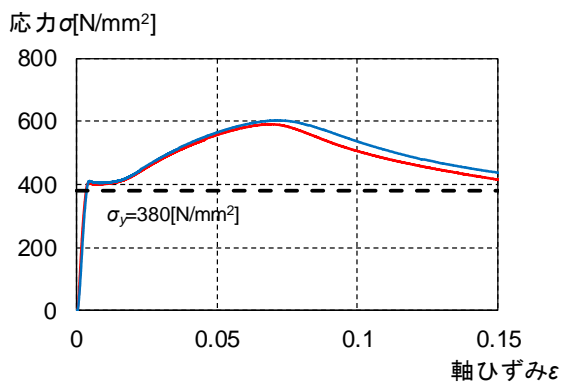


図 2.3-9 応力-軸ひずみ関係



写真 2.3-2 最終破壊状況

4) 実験方法

(a) 加力方法

加力装置を図 2.3-10 に、加力状況を写真 2.3-3 に示す。加力は、建研式加力方法を採用し、反力床上に敷設した加力フレームの上に試験体を設置し、上下の加力フレームとベースプレートを緊結することで試験体を固定し、上部に取り付いた加力装置を介して、鉛直方向の 2000kN ジャッキにより軸力を導入した状態で、下部に取り付いた 500kN アクチュエーターにより水平方向の一定振幅載荷を行う。また、実験終了時は原則として試験体耐力が最大耐力に対して、70%に低下した時点までとする。

なお、変動振幅の試験体(M11-6C-V、M11-3C-V)については、破壊形式が異なったため(後述)、最大荷重からの低下率の評価方法が異なる。局部座屈の進展により荷重が低下した M11-6C-V 試験体は、大振幅ブロックの振幅ごと(1/100、1/75、1/50、1/33)に荷重を比較し、最大耐力からの低下率を確認した。き裂の進展により荷重が低下した M11-3C-V 試験体は、振幅が大きい領域ではき裂が閉じることによる荷重上昇が見られるが、振幅が小さい領域では荷重上昇が生じず、低下率がばらついたため、最大振幅時(1/33)の荷重のみで低下率を確認した。

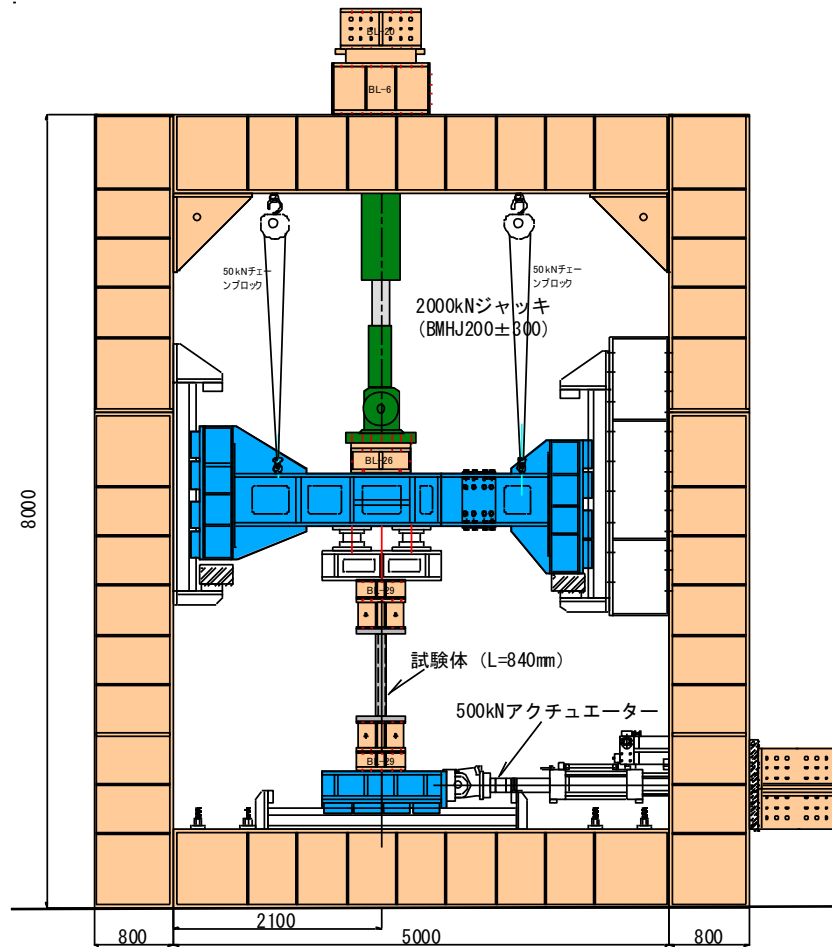
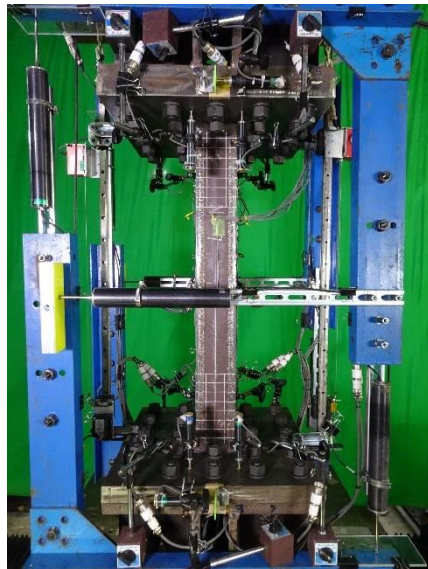


図 2.3-10 加力装置



(a)実験状況全景



(b)実験状況拡大

写真 2.3-3 実験状況

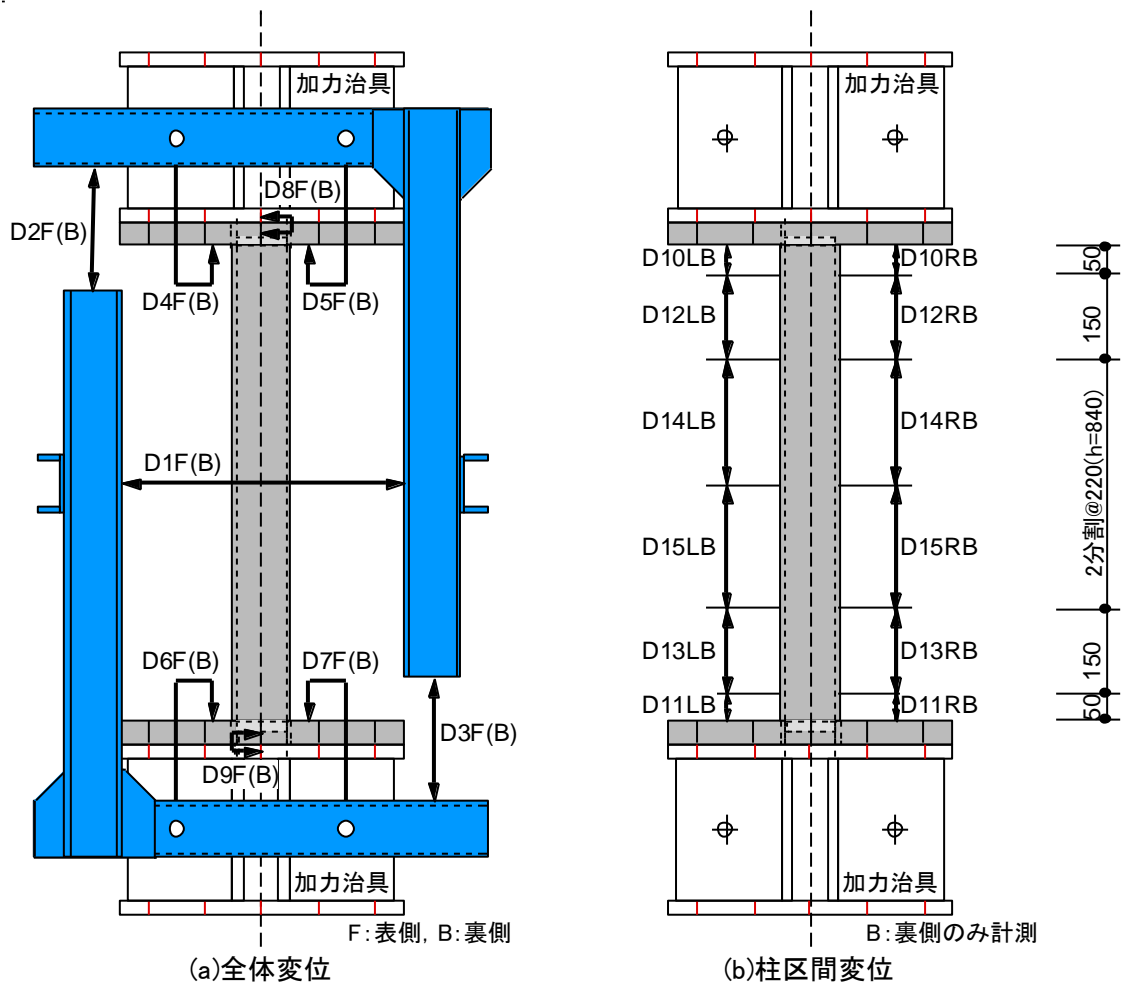
(b) 計測方法

表 2.3-4 に計測項目一覧、図 2.3-11 に変位計測位置、図 2.3-12 に局部座屈変形計測概要、図 2.3-13 にひずみ計測位置を示す。

計測は、試験体の作用荷重、柱部材の水平、鉛直、局部変形、区間伸び変形、鋼管フランジおよびウェブのひずみ等について行う。また、柱材端部の局部座屈高さについても計測を行う。実験時の変位振幅は、図 2.3-11 の図に従い、全体変形から回転変形を除くことにより求める。局部座屈高さについては、試験体の下半分についてのみ計測を行った。

表 2.3-4 計測項目一覧

計測項目	計測点数	計測点名称	備考	
荷重	柱せん断力	1	P	
	柱軸力	2	NL, NR	
	分力計	8	L1-X, L2-X, L3-X, L4-X L1-Z, L2-Z, L3-Z, L4-Z	分力計は計4台 (水平・鉛直方向)
	小計	11		
変形	柱水平方向変形	2	D1F, D1B	
	柱軸方向変形	4	D2F, D3F D2B, D3B	
	局部浮き上がり変形	8	D4F, D5F, D6F, D7F D4B, D5B, D6B, D7B	
	試験体と加力治具のずれ変形	4	D8F, D9F D8B, D9B	
	柱区間変形	12	D10LB, D11LB, D12LB, D13LB, D14LB, D15LB D10RB, D11RB, D12RB, D13RB, D14RB, D15RB	
	局部座屈変形	2	LB-L, LB-R	
小計	32			
ひずみ	柱フランジ	6	SF1L, SF2L, SF3L SF1R, SF2R, SF3R	
	柱ウェブ	2	SW1F, SW1B	
	小計	8		
計測点数合計	51			



$\delta = \delta_t - \delta_r$

$\delta_t = D1(F, R) - (D8(F, R) + D9(F, R))$

$\delta_r = \theta \times h$

$\theta = (\theta_1 + \theta_2) / 2$

$\theta_1 = (D4(F, B) - D5(F, B)) / d$

$\theta_2 = (D6(F, B) - D7(F, B)) / d$

*: $D0(F, B)$ は表裏の平均値を示す。

変位振幅 全体変形 回転変形

図 2.3-11 変位計測位置

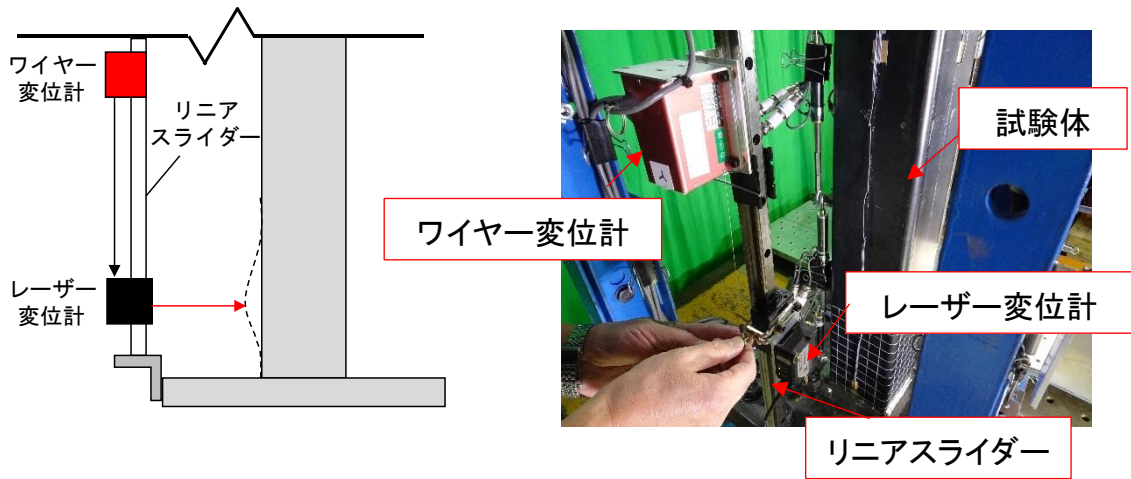


図 2.3-12 局部座屈変形計測概要

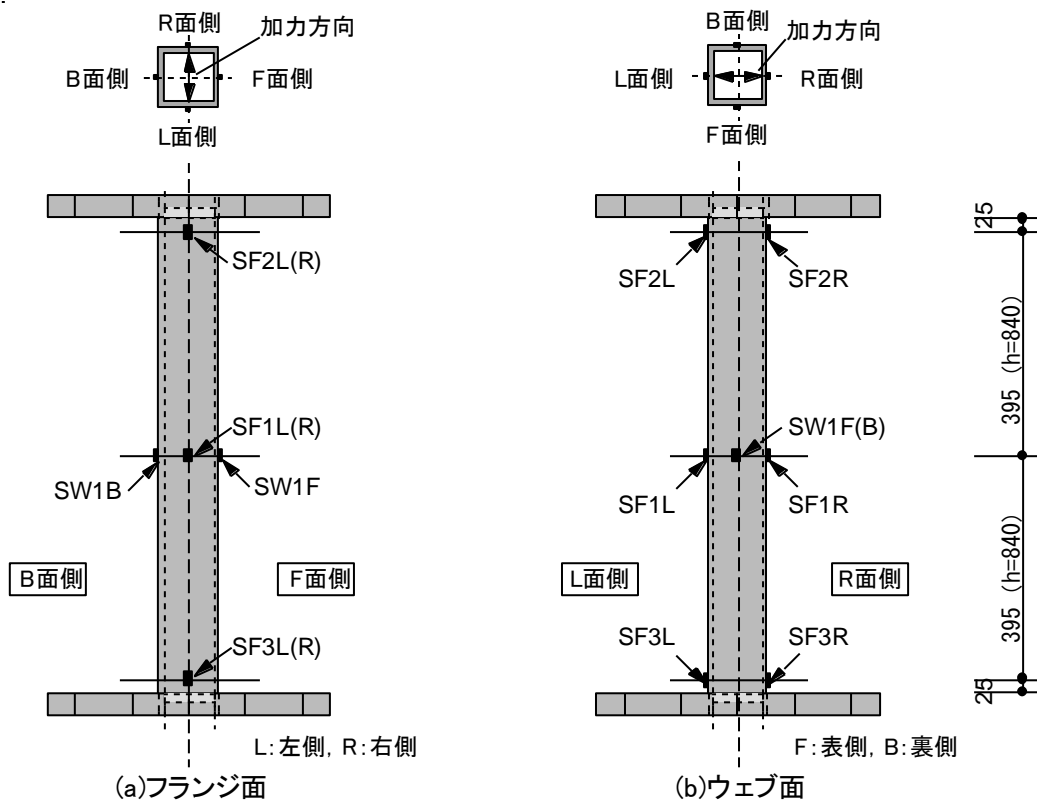


図 2.3-13 ひずみ計測位置

(2) 実験結果

1) 実験経過および破壊性状

以下に、各試験体の実験経過を示す。

M11-3C-RLL 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=8.0$, $n=0.3$, $R=1/33$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、 ± 12 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 4mm 程度であり、柱頭・柱脚の引張側コーナー付近の溶接熱影響部（以下、熱影響部）に長さ 15mm 程度のき裂（ヘアクラック）が見られた。その後、き裂の進展により荷重が低下し、+21 サイクルおよび -22 サイクルで荷重が最大荷重の 90%を下回った。最終的には、き裂が柱の全幅に進展し、幅は 3mm 程度であった。

M11-6C-RLL 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=8.0$, $n=0.6$, $R=1/33$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、 ± 6 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 10mm 程度であり、熱影響部にき裂は見られなかった。その後、局部座屈の進展により荷重が低下し、 ± 10 サイクルで荷重が最大荷重の 90%を下回った。最終的に、熱影響部にき裂は生じなかったが、荷重が最大荷重の 70%を下回った+14 サイクルでは局部座屈の進展により、柱フランジとウェブの溶接部にき裂が生じた。最終的な座屈波の高さは 25mm 程度となった。

M11-8C-RS 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=8.0$, $n=0.8$, $R=1/75$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、-14 サイクルおよび+16 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 10mm 程度であり、熱影響部にき裂は見られなかった。また、最大荷重時には、試験体全体が「く」の字型に曲がる全体座屈のような変形が見られ始めた。その後、局部座屈の進展および全体座屈の進展により荷重が低下し、-22 サイクルおよび+23 サイクルで荷重が最大荷重の 90%を下回った。最終的に、+31 サイクルで荷重が最大荷重の 70%を下回った。最終的な局部座屈波の高さは 22mm 程度となった。

M11-3V-RL 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=8.0$, $n=0.3\pm 0.5$, $R=1/50$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+19 サイクルおよび-22 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時は、正載荷時（ピーク時圧縮軸力）は局部座屈、負載荷時（ピーク時引張軸力）は熱影響部のき裂が確認された。正載荷時の座屈波高さは 4mm 程度であり、負載荷時の熱影響部のき裂は長さ 15mm 程度（ヘアクラック）であった。その後、正載荷時にも熱影響部のき裂が見られはじめ、特に負側のき裂の進展により荷重が低下し、-33 サイクルおよび+34 サイクルで荷重が最大荷重の 90%を下回った。最終的には、負載荷時にき裂が柱の全幅に進展し、幅は 5mm 程度であった。

M11-3V-RS 試験体 ($D/t=11.67$, $L/D=8.0$, $n=0.3\pm 0.5$, $R=1/75$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、+11 サイクルおよび-21 サイクルで最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 1mm 程度であり、正載荷時（ピーク時圧縮軸力）、負載荷時（ピーク時引張軸力）ともに最大荷重時には目に見える損傷は確認されなかった。正載荷時は、荷重が最大荷重の 85%まで低下した+47 サイクルでも目に見える損傷は確認されず、荷重が最大荷重の 80%まで低下した+54 サイクルで熱影響部に長さ 40mm 程度のき裂（ヘアクラック）が確認された。負載荷時は、荷重が最大荷重の 95%を下回った-49 サイクルで熱影響部に長さ 15mm 程度のき裂（ヘアクラック）が確認され、-55 サイクルで荷重が最大荷重の 90%を下回った。最終的には、負載荷時にき裂が柱の全幅に進展し、幅は 4mm 程度であった。

M11-6C-V 試験体 ($D/t=11.67$ 、 $L/D=8.0$ 、 $n=0.3\pm 0.5$ 、 R =変動変位振幅) では、3 サイクル(1 ブロック目、振幅 1/200)で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、-39 サイクル(3 ブロック目、振幅 1/33)および+40 サイクル(3 ブロック目、振幅 1/50)で最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 10mm 程度であり、熱影響部にき裂は見られなかった。その後、局部座屈の進展により荷重が低下し、-67 サイクル(5 ブロック目、振幅 1/33)および+68 サイクル(5 ブロック目、振幅 1/50)で荷重が最大荷重の 90%を下回った。最終的に、+108 サイクル(8 ブロック目、振幅 1/50)で荷重が最大荷重の 70%を下回った。最終的な局部座屈波の高さは 24mm 程度となった。

M11-3C-V 試験体 ($D/t=11.67$ 、 $L/D=8.0$ 、 $n=0.3\pm 0.5$ 、 R =変動変位振幅) では、8 サイクル(1 ブロック目、振幅 1/100)で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、 ± 67 サイクル(5 ブロック目、振幅 1/33)で最大荷重に到達した。最大荷重時の座屈波高さは 2mm 程度であり、熱影響部に長さ 30mm 程度のき裂(ヘアクラック)が見られた。その後、き裂の進展により荷重が低下し、+151 サイクル(11 ブロック目、振幅 1/33)で荷重が最大荷重の 90%を下回った。最終的に、+179 サイクル(13 ブロック目、振幅 1/33)で荷重が最大荷重の 70%を下回った。最終的には、正載荷時にき裂が柱の全幅に進展し、幅は 4mm 程度であった。

以上より、荷重低下要因(破壊モード)としては、①柱頭・柱脚部の局部座屈、②溶接部のき裂進展、③全体座屈の3種類に分類でき、M11-8C-RS 試験体(①、③の併発)のように複数の荷重低下要因が併発しているものもある。写真 2.3-4~2.3-10 に実験終了後の各試験体の写真、写真 2.3-11 に上記破壊モードの代表的な試験体の柱脚部の拡大写真を示す。



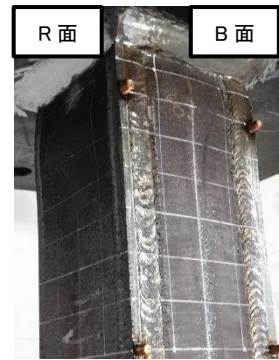
(a) B-L 面柱頭部詳細



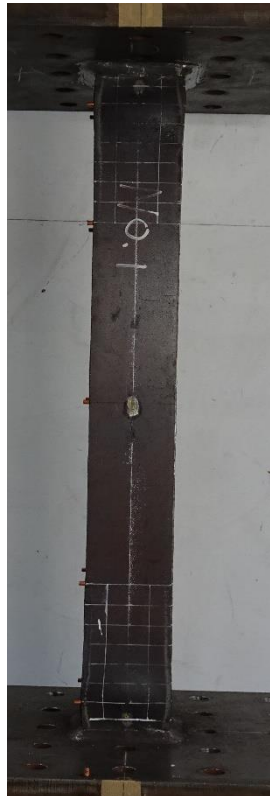
(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



L 面

(e) L 面全景



F 面

(f) F 面全景



R 面

(g) R 面全景



B 面

(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

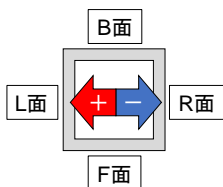


写真 2.3-4 M11-3C-RLL の最終状況(軸力比 0.3、振幅 1/33)



(a) B-L 面柱頭部詳細



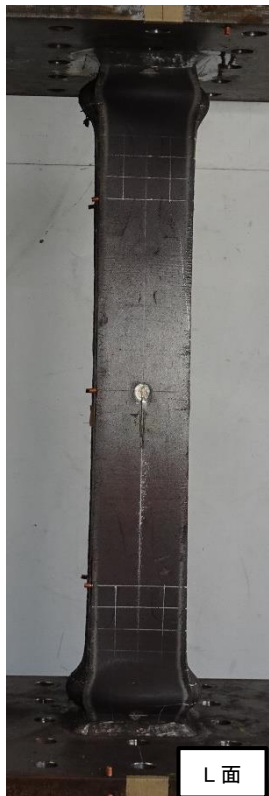
(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L面全景



(f) F面全景



(g) R面全景



(h) B面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

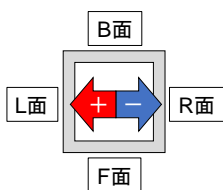


写真 2.3-5 M11-6C-RLL の最終状況(軸力比 0.6、振幅 1/33)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



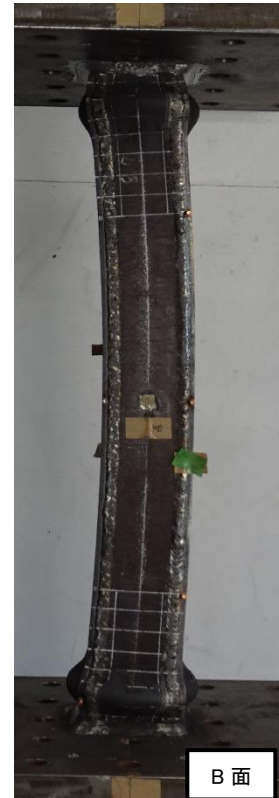
(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



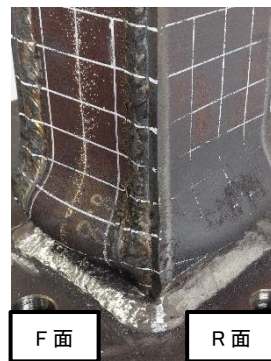
(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

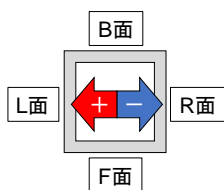


写真 2.3-6 M11-8C-RS の最終状況 (軸力比 0.8、振幅 1/75)



(a) B-L 面柱頭部詳細



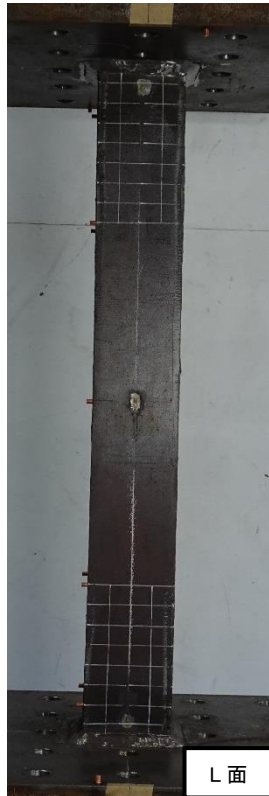
(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



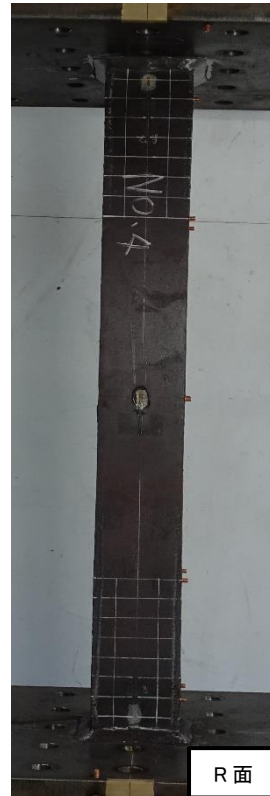
(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L面全景



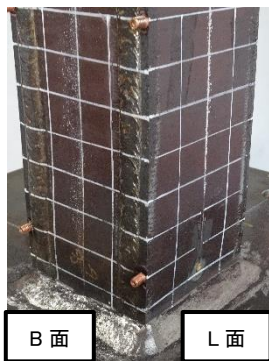
(f) F面全景



(g) R面全景



(h) B面全景



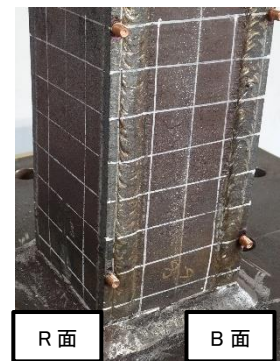
(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

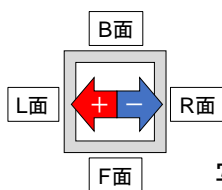
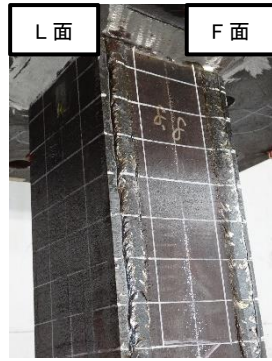


写真 2.3-7 M11-3V-RL の最終状況 (軸力比 0.3 ± 0.5 、振幅 $1/50$)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L面全景



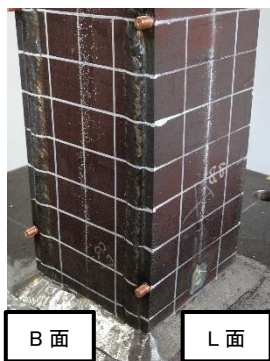
(f) F面全景



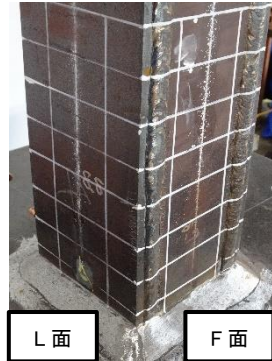
(g) R面全景



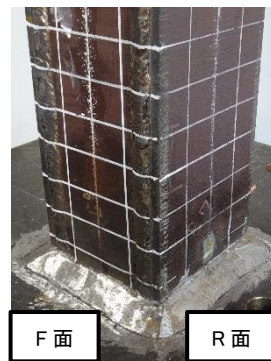
(h) B面全景



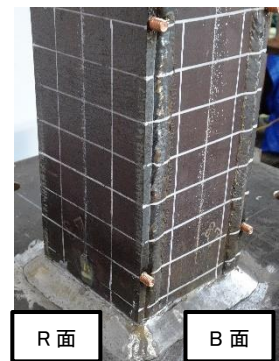
(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

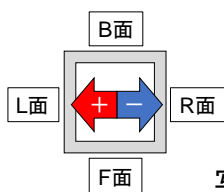
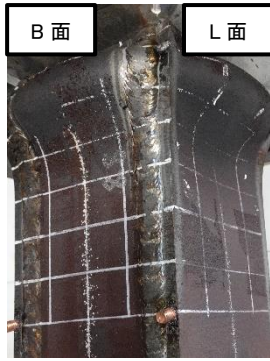
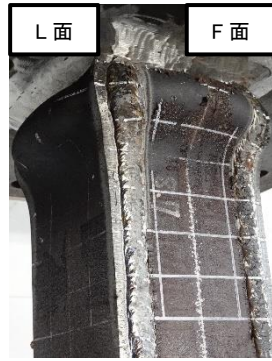


写真 2.3-8 M11-3V-RS の最終状況 (軸力比 0.3 ± 0.5 、振幅 $1/75$)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L面全景



(f) F面全景



(g) R面全景



(h) B面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

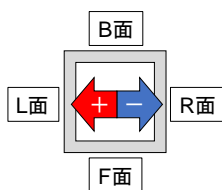
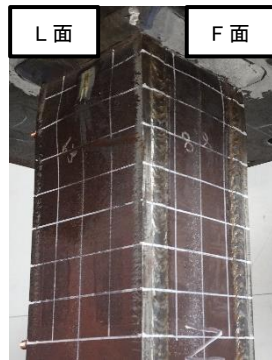


写真 2.3-9 M11-6C-V の最終状況(軸力比 0.6、変動振幅)



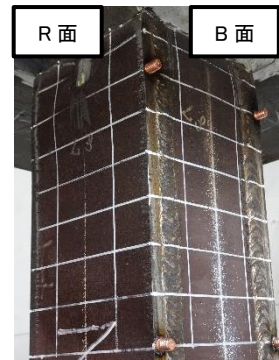
(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



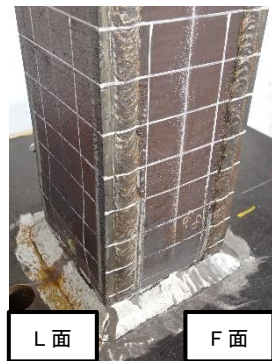
(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

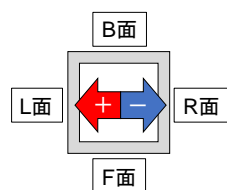


写真 2.3-10 M11-3C-V の最終状況(軸力比 0.3、変動振幅)

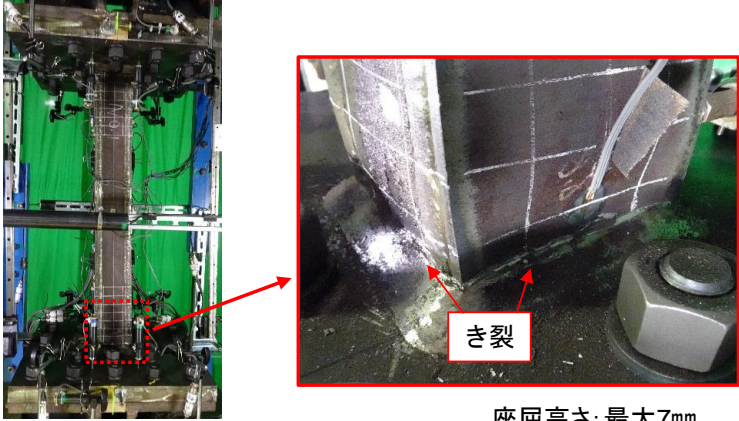
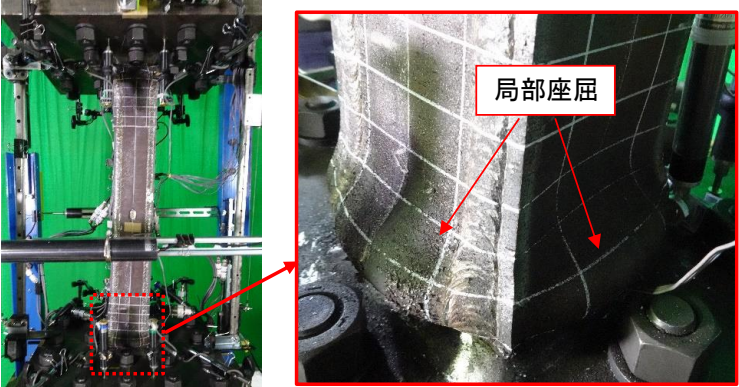
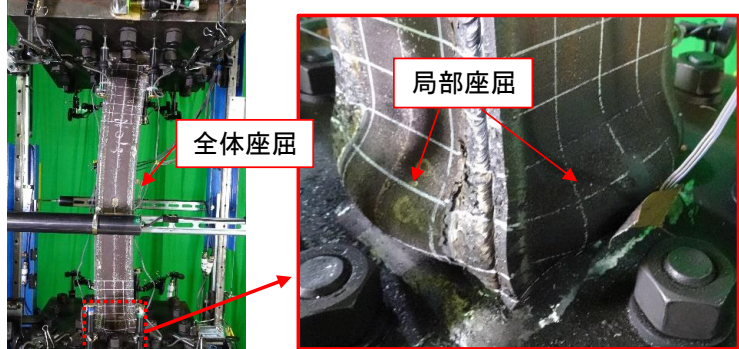
①荷重低下要因:き裂進展	
<p><u>M11-3C-RLL</u></p> <p>L/D=8.0 D/t=11.67 n=0.3 R=1/33</p>	 <p>座屈高さ: 最大7mm</p>
②荷重低下要因:局部座屈	
<p><u>M11-6C-RLL</u></p> <p>L/D=8.0 D/t=11.67 n=0.6 R=1/33</p>	 <p>座屈高さ: 最大25mm</p>
③荷重低下要因:全体座屈(+局部座屈)	
<p><u>M11-8C-RS</u></p> <p>L/D=8.0 D/t=11.67 n=0.8 R=1/75</p>	 <p>座屈高さ: 最大26mm</p>

写真 2.3-11 代表的な荷重低下要因

2) 一定振幅繰り返し載荷の実験結果

(a) 実験結果一覧

表 2.3-5~2.3-7 に一定振幅繰り返し載荷の実験結果一覧を示す。表 2.3-6 および 2.3-7 の計測値は観察を行ったサイクルでの値であり、表 2.3-5 の各荷重レベルのサイクルと近いサイクルでの値を示している。

表 2.3-5 一定振幅繰り返し載荷の実験結果一覧(荷重低下サイクル)

		最大荷重 Q _{max}	0.95Q _{max}	0.9Q _{max}	0.85Q _{max}	0.8Q _{max}	0.7Q _{max}	
M11-3C-RLL D/t=11.67 D/Lk=8 n=0.3 R=1/33	正	cycle	+12	+17	+20	+23	+25	-
		せん断力 Q[kN]	159.6	153.4	146.2	137.4	130.1	-
		軸ひずみ ε _v [%]	1.95	2.29	2.42	2.52	2.57	-
	負	cycle	-13	-17	-21	-23	-25	-27
		せん断力 Q[kN]	-152.8	-147.7	-137.9	-131.5	-123	-110
		軸ひずみ ε _v [%]	2.12	2.38	2.53	2.59	2.64	2.67
M11-6C-RLL D/t=11.67 D/Lk=8 n=0.6 R=1/33	正	cycle	+6	+8	+9	+10	+11	+13
		せん断力 Q[kN]	139.4	134.6	129.3	122.7	115.9	101.0
		軸ひずみ ε _v [%]	4.17	5.34	6.01	6.81	7.63	9.49
	負	cycle	-6	-8	-9	-10	-11	-
		せん断力 Q[kN]	-136.1	-129.9	-124.3	-118.2	-111	-
		軸ひずみ ε _v [%]	4.45	5.66	6.42	7.20	8.06	-
M11-8C-RS D/t=11.67 D/Lk=8 n=0.8 R=1/75	正	cycle	+16	+19	+22	+24	+27	+30
		せん断力 Q[kN]	117.3	112.5	106.6	101.9	93.9	84.2
		軸ひずみ ε _v [%]	4.71	5.39	6.17	6.76	7.74	8.83
	負	cycle	-14	-18	-21	-23	-25	-
		せん断力 Q[kN]	-113.3	-108.5	-102	-97.7	-93	-
		軸ひずみ ε _v [%]	4.40	5.27	6.04	6.62	7.24	-
M11-3V-RL D/t=11.67 D/Lk=8 n=0.3±0.5 R=1/50	正	cycle	+19	+29	+33	-	-	-
		せん断力 Q[kN]	56.3	54.0	51.1	-	-	-
		軸ひずみ ε _v [%]	1.83	2.08	2.15	-	-	-
	負	cycle	-22	-30	-32	-33	-34	-35 ^{※1}
		せん断力 Q[kN]	-145.9	-138.9	-132.6	-127.1	-117.9	-97.0
		軸ひずみ ε _v [%]	1.40	1.57	1.60	1.61	1.63	1.62
M11-3V-RS D/t=11.67 D/Lk=8 n=0.3±0.5 R=1/75	正	cycle	+11	+25	+35	+46	+53	+61
		せん断力 Q[kN]	42.4	40.5	38.4	36.2	34.4	30.7
		軸ひずみ ε _v [%]	0.67	0.79	0.83	0.86	0.88	0.90
	負	cycle	-21	-48	-54	-57	-59	-61
		せん断力 Q[kN]	-125.3	-119.3	-113.6	-107.7	-102.6	-87.9
		軸ひずみ ε _v [%]	0.37	0.46	0.47	0.47	0.47	0.46

※1: 0.7Q_{max}以下の値(66.5%)であるが参考値として示す

表 2.3-6 一定振幅繰り返し荷の実験結果一覧(座屈波高さ)

		軸力 導入時	1 cycle	最大荷重 Q _{max}	0.95Q _{max}	0.9Q _{max}	0.85Q _{max}	0.8Q _{max}	0.7Q _{max}	破壊モード	
M11-3C-RLL	正	cycle	0	+1	+13	+18	+21	+24	+26	-	き裂進展
		R [mm]	0.6	0.8	3.1	4.5	5.1	5.6	5.8	-	
	負	cycle	-	-1	-13	-18	-22	-24	-26	-28	
		L [mm]	-	0.3	4.0	5.3	6.2	6.4	6.8	7.0	
M11-6C-RLL	正	cycle	0	+1	+7	+9	+10	+11	+12	+14	局部座屈
		R [mm]	0.3	0.1	9.7	13.9	16.3	18.6	20.8	25.2	
	負	cycle	-	-1	-7	-9	-10	-11	-12	-	
		L [mm]	-	0.3	10.0	14.4	16.7	18.6	20.9	-	
M11-8C-RS	正	cycle	0	+1	+15	+20	+23	+25	+28	+31	局部座屈 + 全体座屈
		R [mm]	0.5	0.4	5.0	8.3	11.4	13.5	16.4	19.3	
	負	cycle	-	-1	-15	-19	-22	-24	-26	-	
		L [mm]	-	0.2	9.9	14.1	17.3	19.6	21.9	-	
M11-3V-RL	正	cycle	0	+1	+23	+30	+34	-	-	-	き裂進展
		R [mm]	0.6	0.6	3.7	4.3	4.6	-	-	-	
	負	cycle	-	-1	-24	-31	-33	-34	-	-35 ^{*1}	
		L [mm]	-	0.6	2.0	2.9	3.3	3.7	-	4.3	
M11-3V-RS	正	cycle	0	+1	+15	+26	+36	+47	+54	+62	き裂進展
		R [mm]	0.5	0.5	1.0	1.1	1.2	1.5	1.5	1.3	
	負	cycle	-	-1	-28	-49	-55	-58	-60	-62	
		L [mm]	-	0.7	0.7	1.2	1.5	1.5	1.7	2.2	

※1:0.7Q_{max}以下の値(66.5%)であるが参考値として示す

表 2.3-7 一定振幅繰り返し荷の実験結果一覧(き裂長さ・幅)

		最大荷重 Q_{max}	0.95 Q_{max}	0.9 Q_{max}	0.85 Q_{max}	0.8 Q_{max}	0.7 Q_{max}	破壊モード	
M11-3C-RLL	正	cycle	+13	+18	+21	+24	+26	-	き裂進展
		長さ(幅)[mm]	-	30(1.0)	30(2.0)	50(2.0)	50(2.0)	-	
	負	cycle	-13	-18	-22	-24	-26	-28	
		長さ(幅)[mm]	15(HC)	40(0.5)	45(0.5)	105(2.0)	105(2.5)	105(3.0)	
M11-6C-RLL	正	cycle	+7	+9	+10	+11	+12	+14	局部座屈
		長さ(幅)[mm]	-	-	-	-	-	-	
	負	cycle	-7	-9	-10	-11	-12	-	
		長さ(幅)[mm]	-	-	-	-	-	-	
M11-8C-RS	正	cycle	+15	+20	+23	+25	+28	+31	局部座屈 + 全体座屈
		長さ(幅)[mm]	-	-	-	-	-	-	
	負	cycle	-15	-19	-22	-24	-26	-	
		長さ(幅)[mm]	-	-	-	-	-	-	
M11-3V-RL	正	cycle	+23	+30	+34	-	-	-	き裂進展
		長さ(幅)[mm]	-	-	10(HC)	-	-	-	
	負	cycle	-24	-31	-33	-34	-	-35 ^{※3}	
		長さ(幅)[mm]	15(HC)	20(2.0)	50(4.0)	50(5.0)	-	105(5.0)	
M11-3V-RS	正	cycle	+15	+26	+36	+47	+54	+62	き裂進展
		長さ(幅)[mm]	-	-	-	-	40(HC)	40(HC)	
	負	cycle	-28	-49	-55	-58	-60	-62	
		長さ(幅)[mm]	-	25(HC)	50(3.0)	50(3.0)	60(3.0)	105(4.0)	

※1: HCはヘアクラックを示す。

※2: 「-」はき裂発生なしを示す。

※3: 0.7 Q_{max} 以下の値(66.5%)であるが参考値として示す

(b) 荷重変形特性(一定振幅)

図 2.3-14 に各試験体の荷重・変形関係、図 2.3-15 に部材角・軸縮み関係を示す。荷重・変形関係の縦軸は柱せん断力 Q 、横軸は柱部材角 R である。なお、図中の黒点線は $P\Delta$ 効果を考慮した全塑性耐力を示している。また、荷重・軸縮み関係の縦軸は柱の軸縮み変形を柱高さで除した軸縮み ε_v 、横軸は柱せん断力 Q である。

(b-1) 荷重・変形関係(図 2.3-14)

全ての試験体で、1 サイクル目に於ける柱頭・柱脚での曲げ降伏に伴い剛性が低下し、その後の載荷では鋼材のひずみ硬化により荷重が増加して、最大荷重に到達している。最大荷重以降では、荷重低下要因が①柱頭・柱脚部の局部座屈、②溶接部のき裂進展、③全体座屈の3種類となり(併発している試験体あり)、荷重低下要因を試験体毎にまとめると次のようになる(写真 2.3-11 を参照)。

また、全試験体ともに、荷重が最大荷重の 70% に低下したサイクルにおいても、全塑性耐力を上回っており、ほとんどの試験体において 1 サイクル目の荷重も上回っていた。

【①：柱頭・柱脚部の局部座屈】

○軸力比：0.6、0.8

(試験体名称) M11-6C-RLL、M11-8C-RS(③と併発)

【②：溶接部のき裂進展】

○軸力比：0.3、0.3±0.5

(試験体名称) M11-3C-RLL、M11-3V-RL、M11-3V-RS

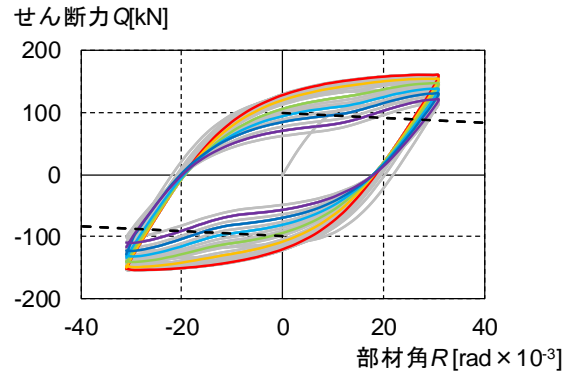
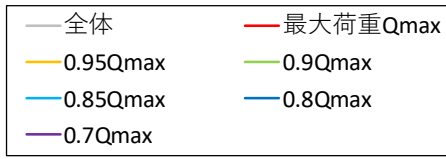
【③：全体座屈】

○軸力比：0.8

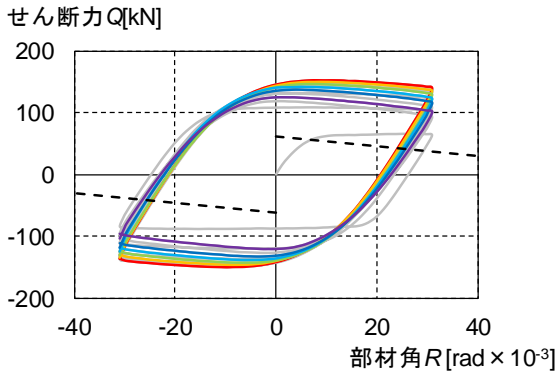
(試験体名称) M11-8C-RS(①と併発)

(b-2) 荷重・軸縮み関係(図 2.3-15)

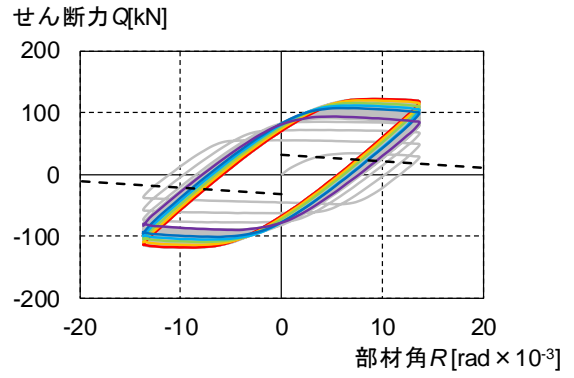
荷重・軸縮み関係では、前述の荷重低下要因により異なる性状を示す。①柱頭・柱脚部の局部座屈および③全体座屈では、最大荷重以降も軸縮み量が増加して終局となるが、②溶接部のき裂進展では、最大荷重近傍までは軸縮み量が増加するが、それ以降はき裂が進展するため、軸縮み量の増加は止まる傾向にある。



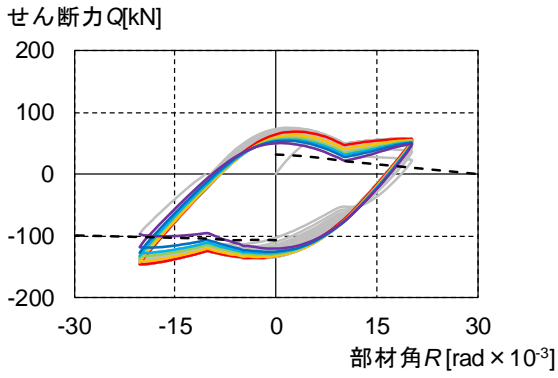
(a)M11-3C-RLL



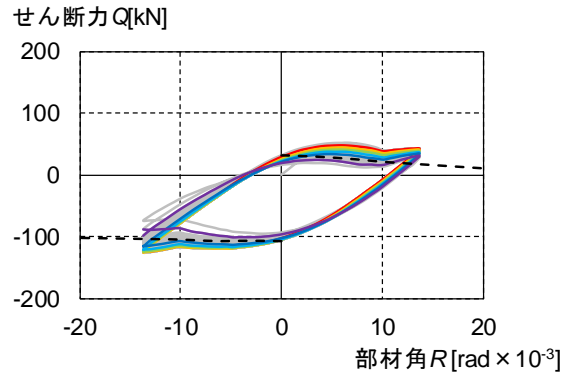
(b)M11-6C-RLL



(c)M11-8C-RS

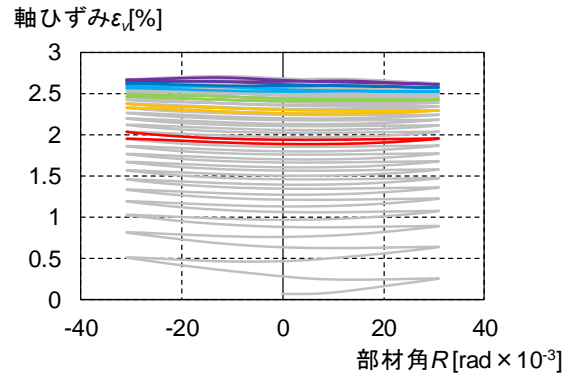
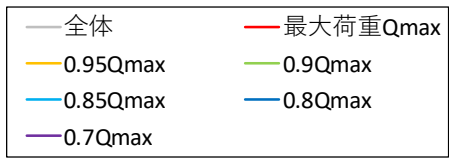


(d)M11-3V-RL

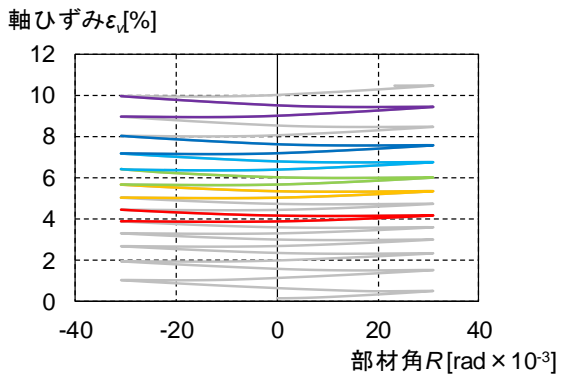


(e)M11-3V-RS

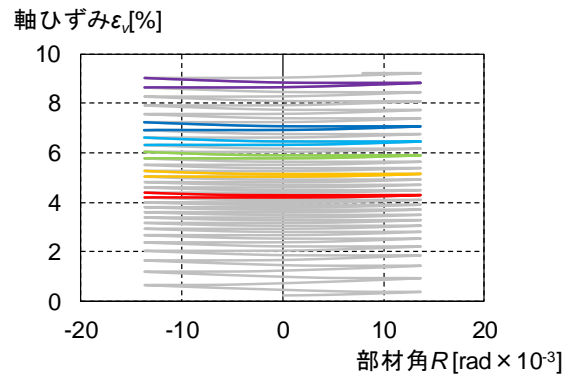
図 2.3-14 荷重・変形関係



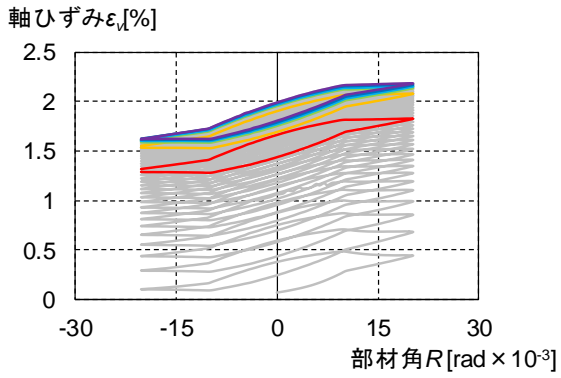
(a)M11-3C-RLL



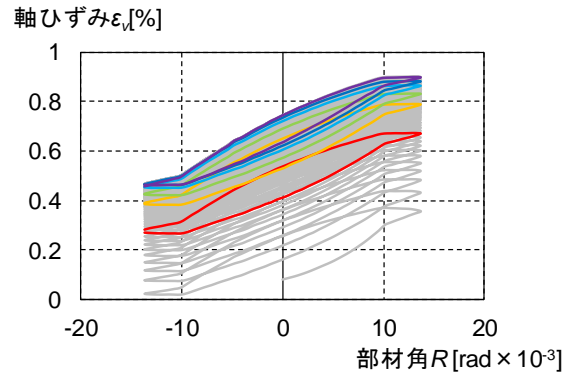
(b)M11-6C-RLL



(c)M11-8C-RS



(d)M11-3V-RL



(e)M11-3V-RS

図 2.3-15 部材角・軸ひずみ関係

(c) 多数回繰り返し特性(一定振幅)

各サイクルピーク変位での荷重（以下、ピーク荷重）の推移を図 2.3-16 に、軸縮みおよび座屈波高さの推移を図 2.3-17、2.3-18 に示す。また、図中には荷重低下の主要因（き裂進展、座屈）を併記した。図 2.3-16 中の赤、青の点線はそれぞれ正載荷、負載荷時の全塑性耐力を示している。なお、座屈波高さは正載荷・負載荷それぞれにおいて圧縮曲げが作用する面の最大値を示している。

(c-1) 各サイクルピークでの荷重の推移(図 2.3-16)

荷重低下の要因がき裂進展となる試験体では、き裂進展が徐々に大きくなるため、荷重の低下割合が増加し、最終的には急激に荷重が低下している。

荷重低下の要因が局部座屈および全体座屈となる試験体は、最大荷重以降は一定の傾きで荷重が低下する傾向にある。

(c-2) 各サイクルピークでの軸縮みおよび座屈波高さの推移(図 2.3-17、図 2.3-18)

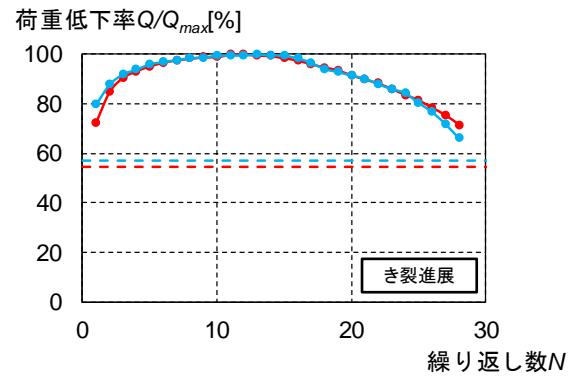
軸縮みに関して、荷重低下の主要因がき裂進展となる試験体は、最大荷重以降にはほぼ一定となり、軸縮みが進まない傾向にある。

荷重低下の主要因が局部座屈となる試験体は、最大荷重付近で軸縮みの進展が小さくなり、荷重が 90%低下以降で進展が再び大きくなる傾向にある。

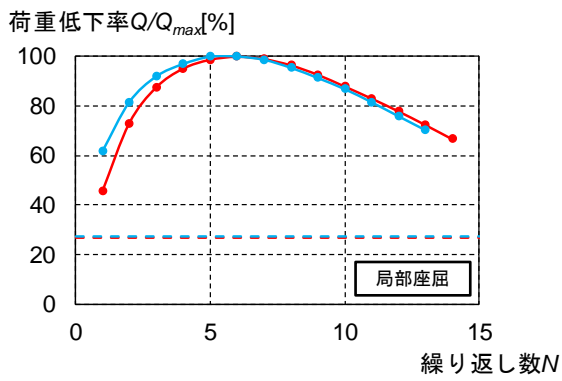
座屈波高さに関しては、計測時のばらつきはあるが、一定軸力の試験体においては軸縮みと同様な傾向にあり、荷重低下の主要因がき裂進展となる試験体では、最大荷重以降に座屈波高さの増加は小さくなった後に一定となり、座屈波高さが増大しない傾向にある。また、荷重低下の主要因が局部座屈となる試験体では、最大荷重以降も座屈波高さが大きくなる傾向にある。

変動軸力の試験体については、圧縮軸力を受ける際（正載荷）は一定軸力と同様であるが、引張軸力を受ける際（負載荷）はき裂の進展により荷重が低下していても、最大荷重以降に局部座屈が進展していることがわかる。

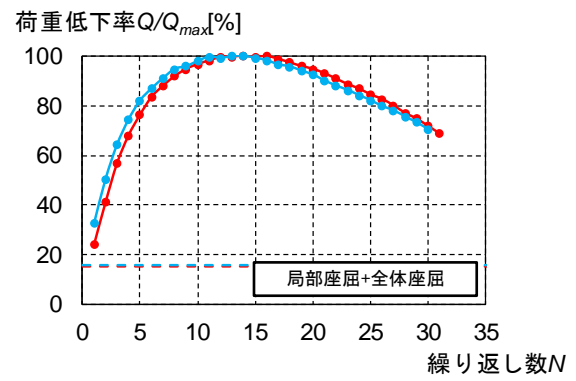
以上より、基本的に軸縮みと座屈波高さは連動しており、軸縮みの進展は局部座屈の進展による影響が大きいが、柱が引張軸力を受ける際は傾向が異なることがわかる。



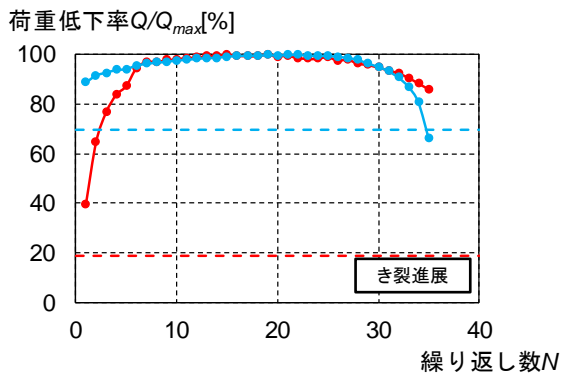
(a)M11-3C-RLL



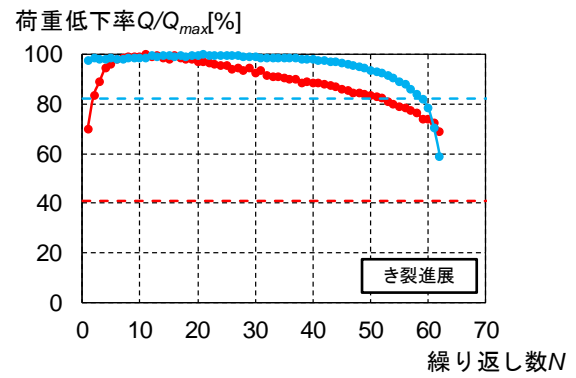
(b)M11-6C-RLL



(c)M11-8C-RS

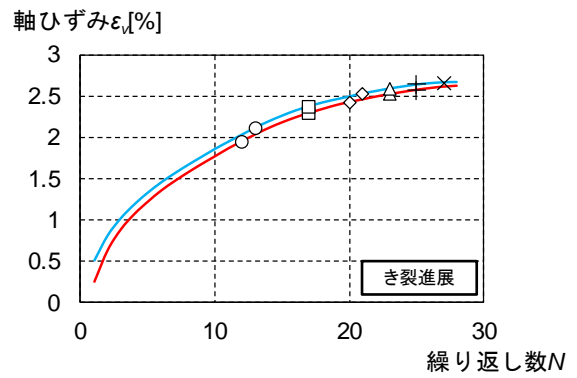
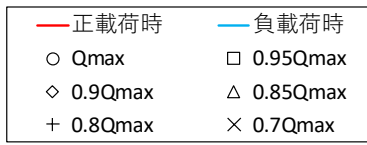


(d)M11-3V-RL

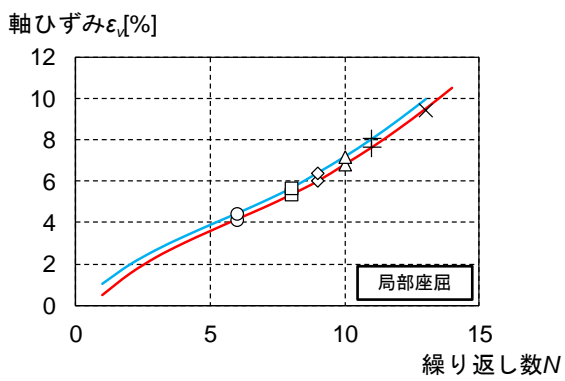


(e)M11-3V-RS

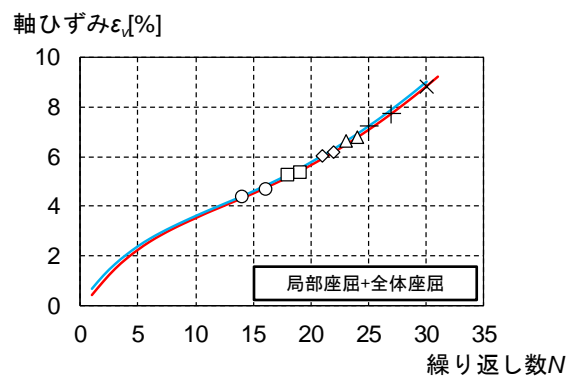
図 2.3-16 最大荷重の推移(一定振幅)



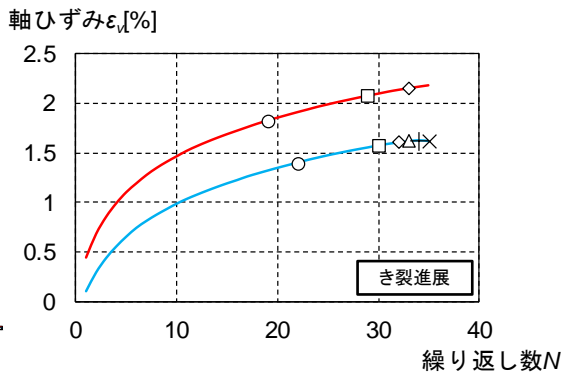
(a)M11-3C-RLL



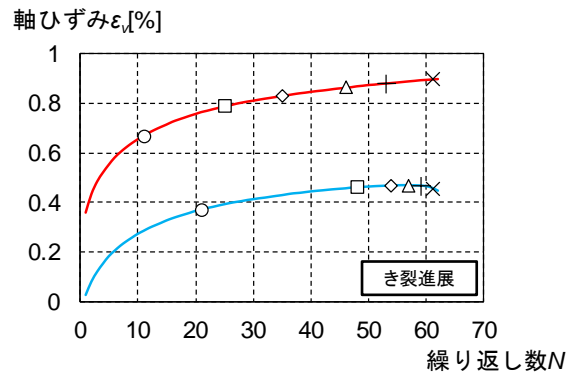
(b)M11-6C-RLL



(c)M11-8C-RS

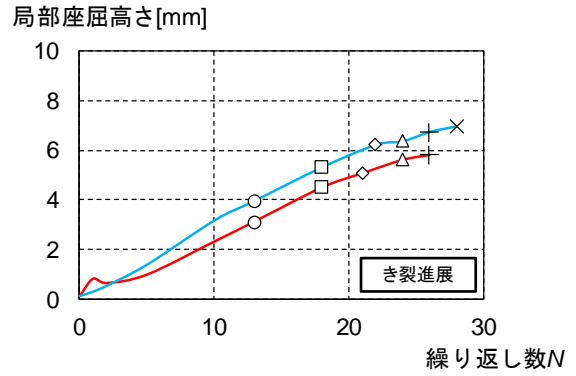
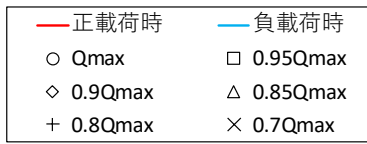


(d)M11-3V-RL

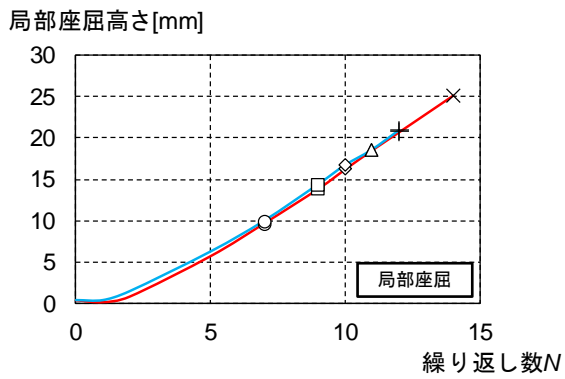


(e)M11-3V-RS

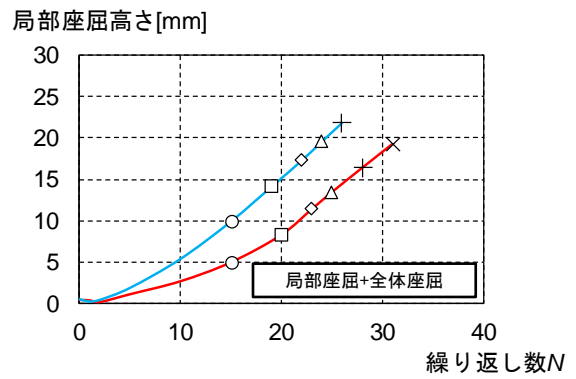
図 2.3-17 軸ひずみの推移(一定振幅)



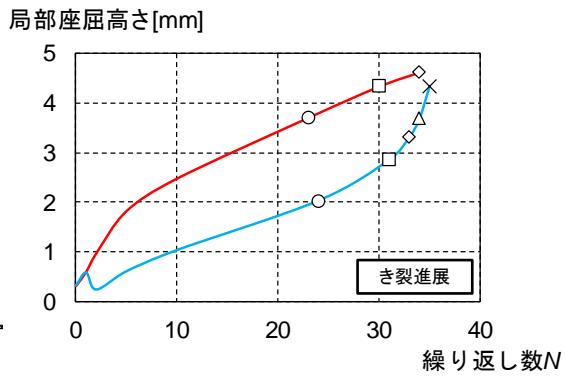
(a)M11-3C-RLL



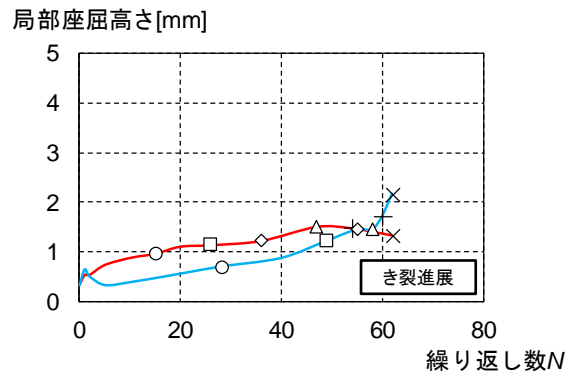
(b)M11-6C-RLL



(c)M11-8C-RS



(d)M11-3V-RL



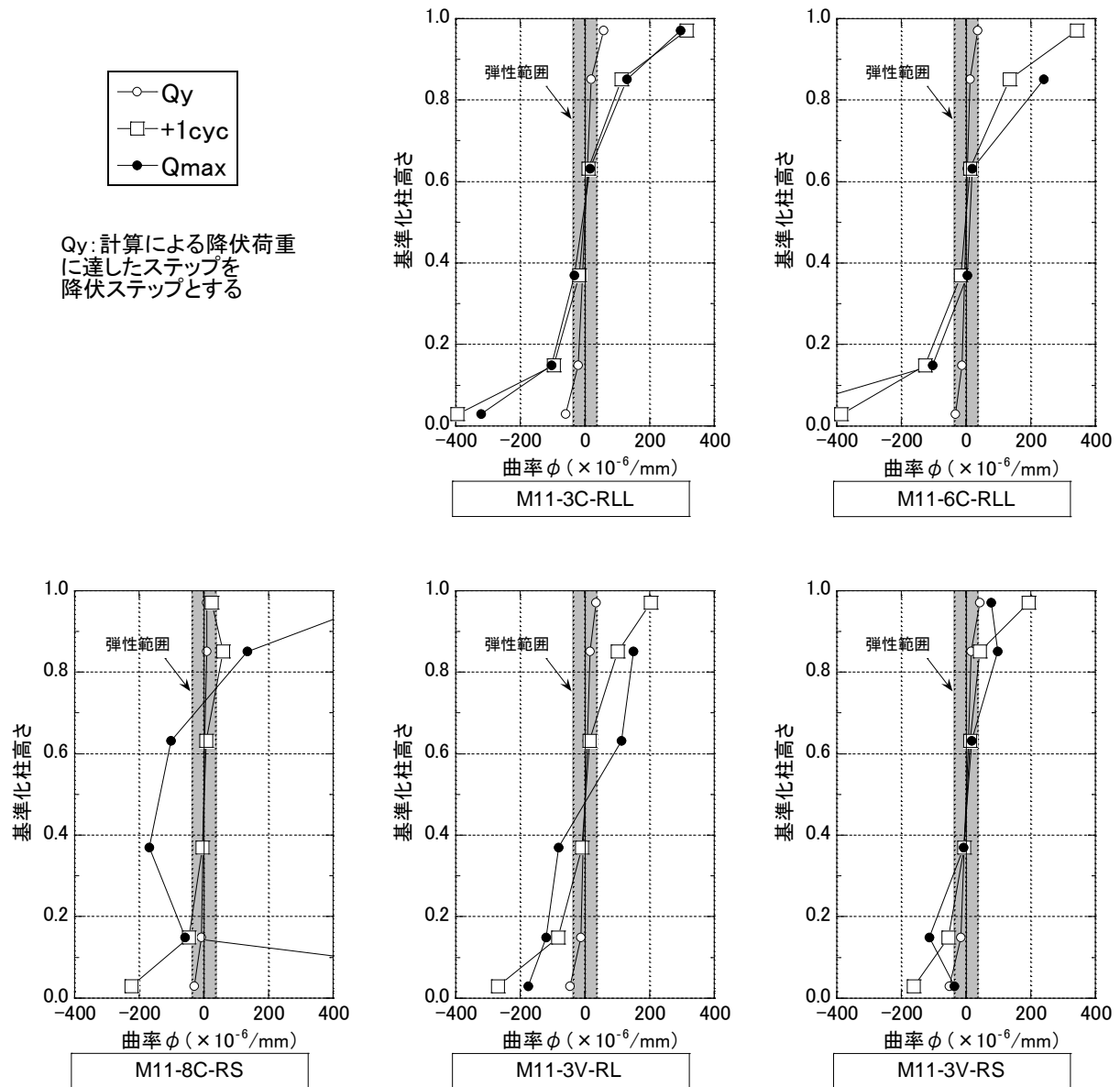
(e)M11-3V-RS

図 2.3-18 局部座屈高さの推移(一定振幅)

(d) 曲率の分布

材軸方向の曲率分布を図 2.3-19 に示す。図は正載荷時の曲率分布で、曲げ降伏時、+1 サイクルピーク時および最大荷重 Q_{max} 時を示す。なお、柱頭・柱脚部の軸縮みが大きく曲率計測用の変位計が計測限界に到達した場合には、変位計を取り外し、該当区間の計測を終了している。

曲率分布の反曲点位置は、おおよそ試験体高さの中央に位置していることがわかる。また、全体座屈性状が見られた試験体 (M11-8C-RS) では、最大荷重時に曲率分布が試験体と同様に、「く」の字形の形状を示している。



(e) 変位振幅と繰返し数の関係

表 2.3-8 に 2018 年度の実験結果^{2.3-1)}および令和 2 年度の実験結果より得られた繰返し数、図 2.3-20 に部材角振幅 R と荷重が最大荷重の 90%を維持した繰返し数($N_{90\%}$)の関係を示す。図中の点線は、2018 年度の実験結果より得られた性能曲線である。また、図中では令和 2 年度の実験結果のプロットを塗りつぶして示している。

令和 2 年度の軸力比 0.3、0.6 の試験体の実験結果(M11-3C-RLL:■、M11-6C-RLL:■)は、2018 年度の実験より得られた性能曲線と良い対応を示していることがわかる。

また、軸力比が 0.8 の試験体(M11-8C-RS:■)については、軸力比 0.3、0.6 の試験体における振幅が同じ点と比較すると繰返し数が大きく減少しており、局部座屈だけでなく全体座屈が生じたことにより荷重低下が早まったと考えられる。

変動振幅の試験体(M11-3V-RL、M11-3V-RS:◆)については、振幅 1/50 では軸力比 0.3 と 0.6 の間の性能、振幅 1/75 では軸力比 0.6 と 0.8 の間の性能とばらつきはあるが、基準軸力比である軸力比 0.3 と比較すると大きく変形性能が低下しており、最大軸力比である軸力比 0.8 よりも変形性能が高い。そのため、軸力変動の大きい側柱については基準軸力の評価に低減係数を設ける、最大軸力比で評価するなどが必要であると考えられる。

表 2.3-8 繰返し回数

試験体	軸力比 n	部材角 振幅 R		実験結果(繰返し数)				
				$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$	$N_{70\%}$
M11-3C-RLL	0.3	1/33	0.030	17	20	23	25	27
M11-3C-RL ^{2.2-1)}		1/50	0.020	53	63	70	73	76
M11-3C-RS ^{2.2-1)}		1/75	0.013	157	212	257	272	290
M11-6C-RLL	0.6	1/33	0.030	8	9	10	11	13
M11-6C-RL ^{2.2-1)}		1/50	0.020	21	24	28	33	46
M11-6C-RS ^{2.2-1)}		1/75	0.013	105	146	177	205	(254)
M11-8C-RS	0.8	1/75	0.013	18	21	23	25	13
M11-3V-RL	0.3±0.5	1/50	0.020	29	32	33	34	34
M11-3V-RS		1/75	0.013	25	35	46	53	61

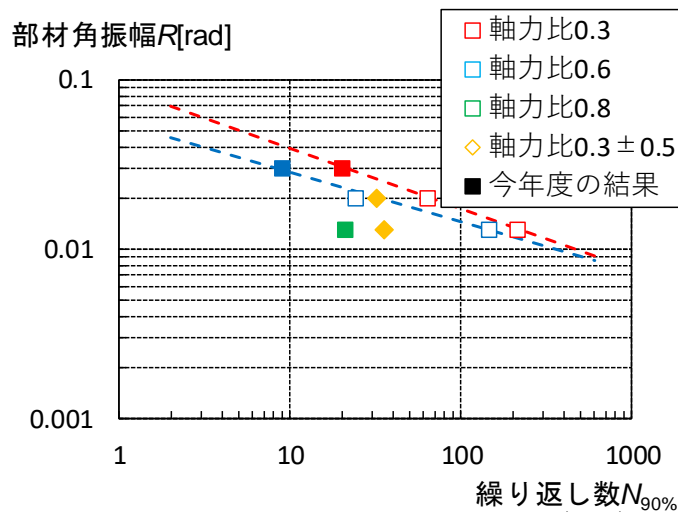


図 2.3-20 部材角振幅と繰返し数の関係($N_{90\%}$)

3) 変動振幅の実験結果

(a) 実験結果一覧

表 2.3-9~2.3-11 に変動振幅の実験結果一覧を示す。表 2.3-10 および 2.3-11 の計測値は観察を行ったサイクルでの値であり、表 2.3-9 の各荷重レベルのサイクルと近いサイクルでの値を示している。

また、局部座屈の進展により荷重が低下した M11-6C-V 試験体は、大振幅ブロックの振幅ごと (1/100、1/75、1/50、1/33) に荷重を比較し、最大耐力からの低下率を確認した。き裂の進展により荷重が低下した M11-3C-V 試験体は、振幅が大きい領域ではき裂が閉じることによる荷重上昇が見られるが、振幅が小さい領域では荷重上昇が生じず、低下率がばらついたため、最大振幅時 (1/33) の荷重のみで低下率を確認した。

表 2.3-9 変動振幅の実験結果一覧(荷重低下サイクル)

		最大荷重 Q_{max}	0.95 Q_{max}	0.9 Q_{max}	0.85 Q_{max}	0.8 Q_{max}	0.7 Q_{max}	
M11-6C-V ^{※1} D/t=11.67 D/Lk=8 n=0.6 R=変動振幅	正	block (cycle)	3 (+40)	4 (+54)	5 (+67)	6 (+80)	6 (+81)	8 (+107)
		振幅[rad]	1/50	1/50	1/33	1/50	1/33	1/75
		せん断力 Q [kN]	145.4	138.7	123.6	118	110.9	96.2
		軸ひずみ ϵ_v [%]	4.33	5.31	6.07	7.15	7.65	10.95
	負	block (cycle)	3 (-39)	5 (-65)	5 (-66)	-	6 (-80)	-
		振幅[rad]	1/33	1/75	1/75	-	1/50	-
		せん断力 Q [kN]	-139.6	-129.4	-131.4	-	-120.5	-
		軸ひずみ ϵ_v [%]	4.17	5.56	5.79	-	7.31	-
M11-3C-V ^{※2} D/t=11.67 D/Lk=8 n=0.3 R=変動振幅	正	block (cycle)	6 (+81)	9 (+123)	10 (+137)	11 (+151)	-	12 (+165)
		振幅[rad]	1/33	1/33	1/33	1/33	-	1/33
		せん断力 Q [kN]	140.7	136.2	132	126.4	-	117.6
		軸ひずみ ϵ_v [%]	1.56	1.81	1.87	1.92	-	1.96
	負	block (cycle)	6 (-82)	10 (-137)	-	-	-	-
		振幅[rad]	1/33	1/33	-	-	-	-
		せん断力 Q [kN]	-132.0	-141.1	-	-	-	-
		軸ひずみ ϵ_v [%]	1.64	1.95	-	-	-	-

※1: 局部座屈の進展により荷重が低下したため、各振幅の最大荷重に対する割合で評価

※2: き裂の進展により荷重が低下したため、最大振幅の最大荷重に対する割合で評価

表 2.3-10 変動振幅の実験結果一覧(局部座屈高さ)

		軸力 導入時	1 block ピーク	最大荷重 Q _{max}	0.95Q _{max}	0.9Q _{max}	0.85Q _{max}	0.8Q _{max}	0.7Q _{max}	破壊モード	
M11-6C-V	正	block (cycle)	0	1 (+11)	4 (+53)	5 (+67)	-	6 (+81)	-	8 (+108)	局部座屈
		振幅 [rad]	0	1/33	1/33	1/33	-	1/33	-	1/50	
		R [mm]	0.5	1.3	8.3	11.4	-	19.4	-	24.2	
	負	block (cycle)	-	1 (-11)	4 (-53)	5 (-67)	-	6 (-81)	-	-	
		振幅 [rad]	-	1/33	1/33	1/33	-	1/33	-	-	
		L [mm]	-	0.8	10.3	14.0	-	14.0	-	-	
M11-3C-V	正	block (cycle)	0	1 (+11)	7 (+95)	10 (+137)	11 (+151)	12 (+165)	-	13 (+179)	き裂進展
		振幅 [rad]	0	1/33	1/33	1/33	1/33	1/33	-	1/33	
		R [mm]	0.3	1.5	1.8	2.4	2.6	3.1	-	3.9	
	負	block (cycle)	-	1 (-11)	7 (-95)	11 (-151)	-	-	-	-	
		振幅 [rad]	-	1/33	1/33	1/33	-	-	-	-	
		L [mm]	-	1.3	0.6	2.3	-	-	-	-	

表 2.3-11 変動振幅の実験結果一覧(き裂長さ・幅)

		最大荷重 Q _{max}	0.95Q _{max}	0.9Q _{max}	0.85Q _{max}	0.8Q _{max}	0.7Q _{max}	破壊モード	
M11-6C-V	正	block (cycle)	4 (+53)	5 (+67)	-	6 (+81)	-	8 (+108)	局部座屈
		振幅 [rad]	1/33	1/33	-	1/33	-	1/50	
		長さ(幅)[mm]	-	-	-	-	-	-	
	負	block (cycle)	4 (-53)	5 (-67)	-	6 (-81)	-	-	
		振幅 [rad]	1/33	1/33	-	1/33	-	-	
		長さ(幅)[mm]	-	-	-	-	-	-	
M11-3C-V	正	block (cycle)	7 (+95)	10 (+137)	11 (+151)	12 (+165)	-	13 (+179)	き裂進展
		振幅 [rad]	1/33	1/33	1/33	1/33	-	1/33	
		長さ(幅)[mm]	30(HC)	30(2.0)	45(2.0)	65(2.5)	-	105(4.0)	
	負	block (cycle)	7 (-95)	11 (-151)	-	-	-	-	
		振幅 [rad]	1/33	1/33	-	-	-	-	
		長さ(幅)[mm]	20(HC)	35(2.0)	-	-	-	-	

※1: HCはヘアクラックを示す。

※2: 「-」はき裂発生なしを示す。

(b) 荷重変形特性

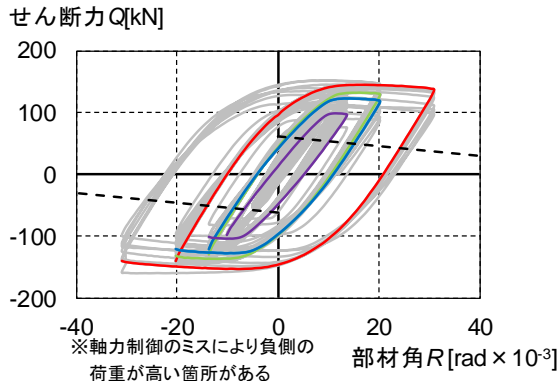
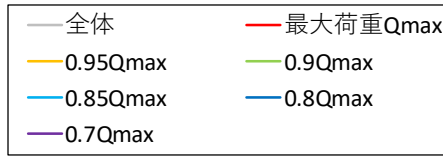
図 2.3-21 に各試験体の荷重・変形関係、図 2.3-22 に部材角・軸縮み関係を示す。荷重・変形関係の縦軸は柱せん断力 Q 、横軸は柱部材角 R である。なお、図中の黒点線は $P\Delta$ 効果を考慮した全塑性耐力を示している。また、荷重・軸縮み関係の縦軸は柱の軸縮み変形を柱高さで除した軸縮み ϵ_v 、横軸は柱せん断力 Q である。

(b-1) 荷重・変形関係(図 2.3-21)

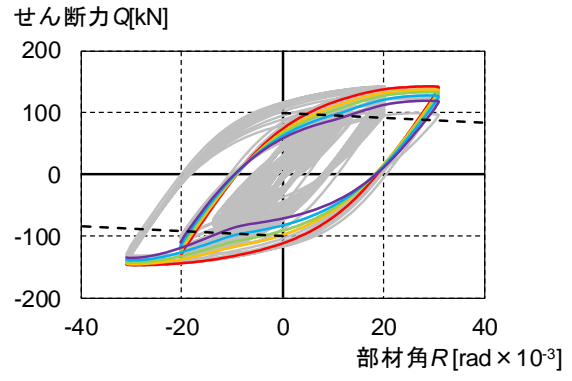
軸力比が 0.6 の試験体(11M-6C-V)は、局部座屈により荷重が低下したことから、荷重低下後も安定した履歴を示している。一方、軸力比が 0.3 の試験体(M11-3C-V)はき裂の進展により荷重が低下したため、変形の大きな領域ではき裂が閉じることによる荷重の上昇が生じ、逆 S 型の履歴となっている。

(b-2) 荷重・軸縮み関係(図 2.3-22)

一定振幅の試験体と同様に、局部座屈により荷重が低下した M11-6C-V 試験体は、荷重低下に伴い軸縮みが増加している。き裂の進展により荷重が低下した M11-3C-V 試験体は、軸縮みの進展が小さくなってから荷重が低下していることがわかる。

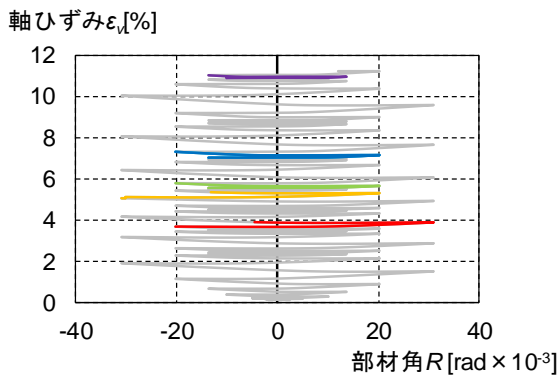


(a)M11-6C-V

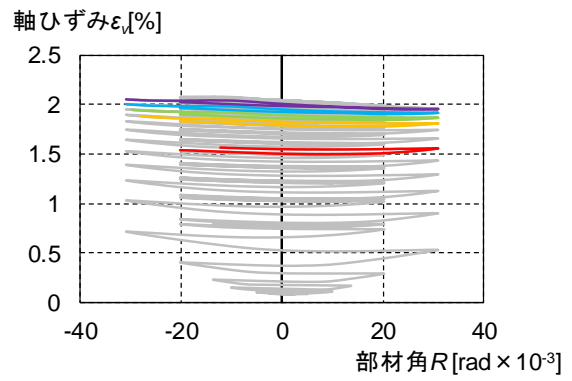


(b)M11-3C-V

図 2.3-21 荷重・変形関係



(a)M11-6C-V



(b)M11-3C-V

図 2.3-22 部材角・軸ひずみ関係

(c) 多数回繰り返し特性

図 2.3-23 に各試験体における大振幅ブロックの振幅ごと(1/100、1/75、1/50、1/33)のピーク荷重の推移、図 2.3-24~2.3-25 にピーク荷重での軸縮みおよび座屈波高さの推移を示す。図 2.3-23 中の赤、青の点線はそれぞれ正載荷、負載荷時の全塑性耐力を示している。

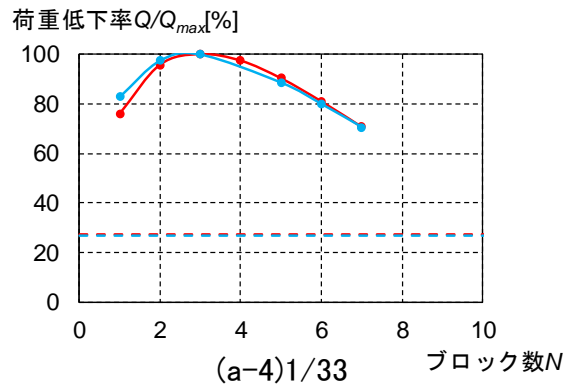
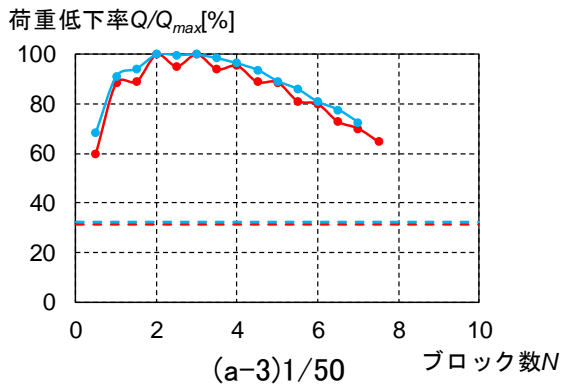
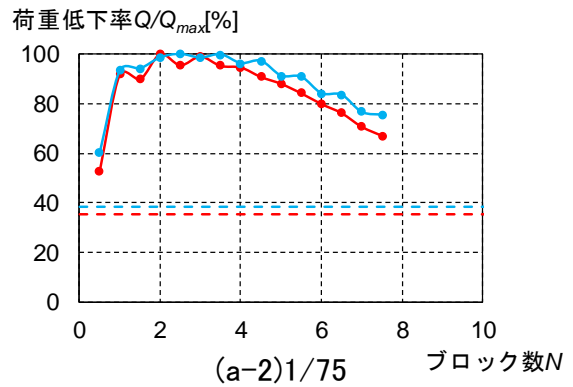
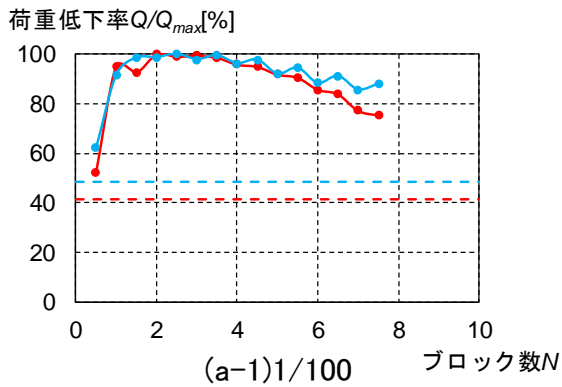
(c-1) 各サイクルピークでの荷重の推移(図 2.3-23)

局部座屈により荷重が低下した M11-6C-V 試験体は、全ての振幅で同じように荷重が低下している。一方、き裂の進展により荷重が低下した M11-3C-V 試験体は、振幅の小さな領域ではき裂が閉じることによる荷重上昇がみられないため、小振幅領域の方が大振幅領域と比べて荷重の低下が早くなっている。

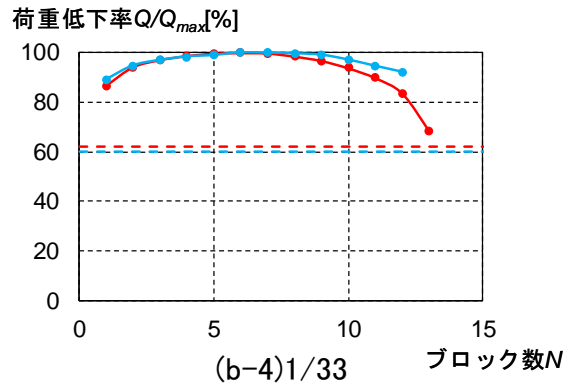
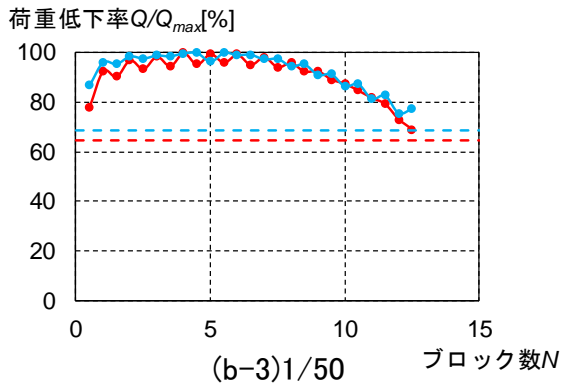
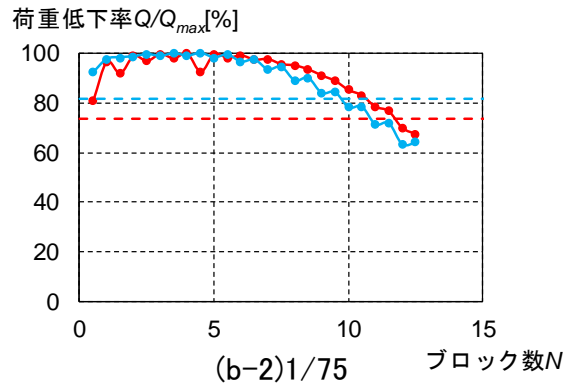
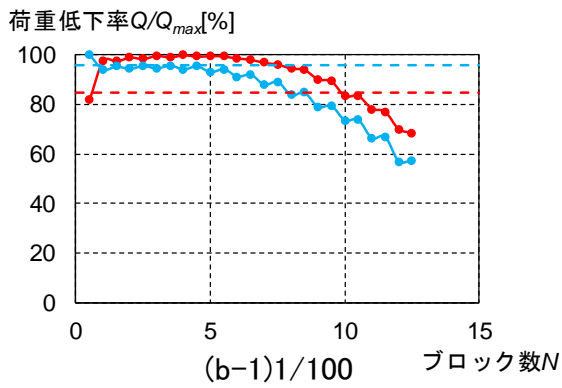
(c-2) 各サイクルピークでの軸縮みおよび座屈波高さの推移(図 2.3-24、図 2.3-25)

両試験体ともに、振幅の小さな領域ではほとんど軸ひずみが進展せず、振幅の大きな領域で軸ひずみが大きく進展していることがわかる。また、局部座屈の進展により荷重が低下した M11-6C-V 試験体は、最後まで同様のペースで軸ひずみが進展しているが、き裂の進展により荷重が低下した M11-3C-V 試験体は、軸縮みの進展が小さくなっていることがわかる。

局部座屈波高さについても、一定軸力の試験体と同様に、局部座屈の進展により荷重が低下した M11-6C-V 試験体は大きく局部座屈が進展しており、き裂の進展により荷重が低下した M11-3C-V 試験体はあまり局部座屈が進展していないことがわかる。



(a)M11-6C-V



(b)M11-3C-V

図 2.3-23 最大荷重の推移(変動振幅)

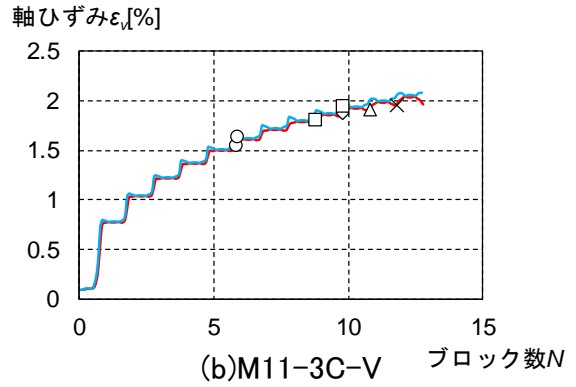
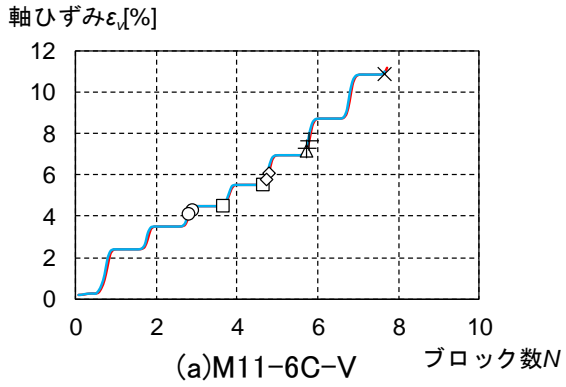
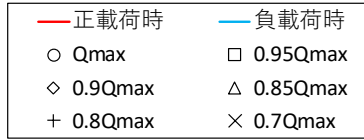


図 2.3-24 軸ひずみの推移(変動振幅)

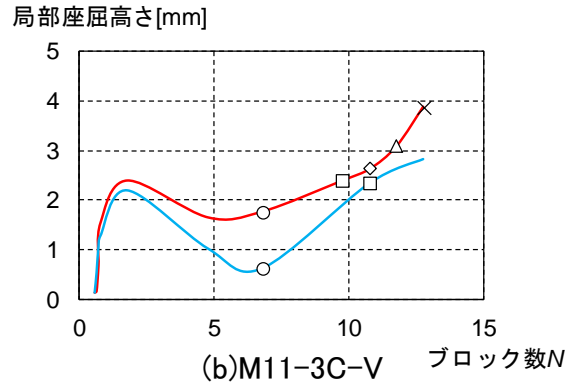
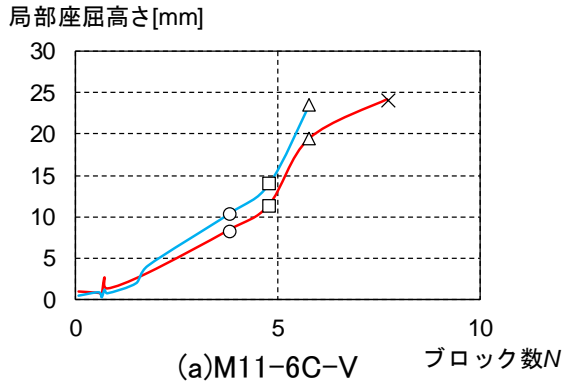


図 2.3-25 局部座屈高さの推移(変動振幅)

(d) 曲率の分布

材軸方向の曲率分布を図 2.3-26 に示す。図は正載荷時の曲率分布で、曲げ降伏時、1 ブロック最大変形 ($R=1/33$) ピーク時および最大荷重 Q_{max} 時を示す。なお、柱頭・柱脚部の軸縮みが大きく曲率計測用の変位計が計測限界に到達した場合には、変位計を取り外し、該当区間の計測を終了している。

一定軸力の試験体と同様に、曲率分布の反曲点位置は、おおよそ試験体高さの中央に位置していることがわかる。局部座屈の生じていない M11-3C-V 試験体は、1 サイクルと Q_{max} 時においてほとんど曲率分布が変わらないが、局部座屈の生じた M11-6C-V 試験体は、1 サイクルに比べ Q_{max} 時では端部に变形が集中していることがわかる。

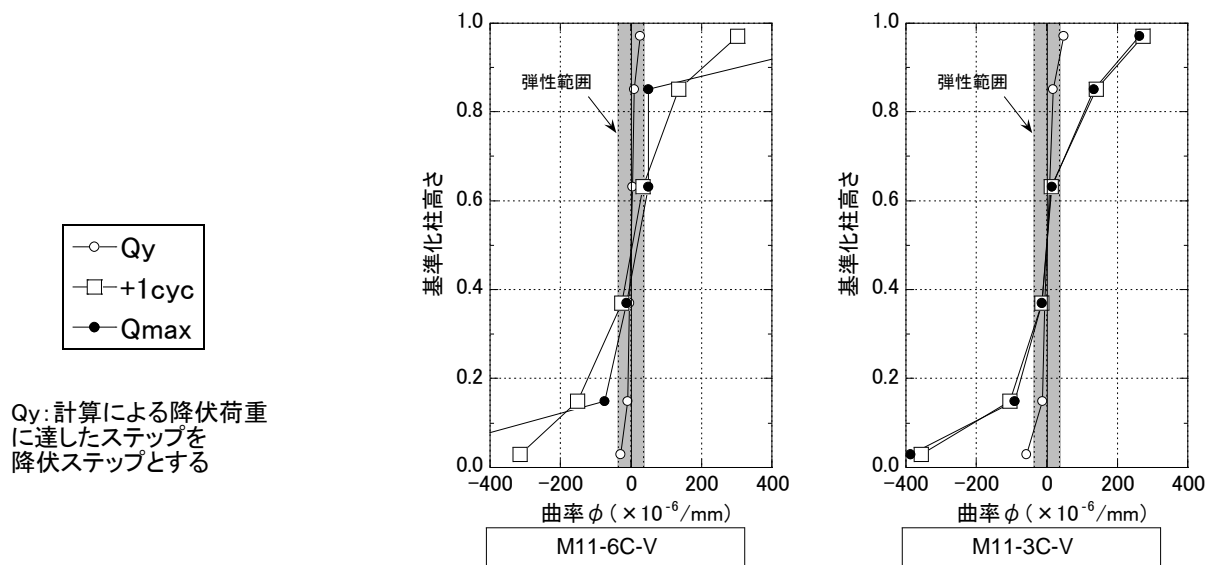


図 2.3-26 材軸方向の曲率分布(変動振幅)

(e) 線形累積損傷則の成立性の検討

荷重が最大荷重の 95%、90%、85%、80%、70%まで低下したブロック数と線形累積損傷則 (Miner 則) により計算したブロック数を比較することで、Miner 則の成立性について検討する。

一定振幅繰り返し載荷実験より得られた性能曲線から累積損傷度 D を式(2.3-1)より計算し、低下率ごとに $D \geq 1$ となったブロックを荷重低下ブロックの評価値とする。

$$D = \sum_{i=1}^N \left(\frac{R_i}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (2.3-1)$$

ここで、 R_i :各サイクルの振幅(rad)、 α 、 β :Manson-Coffin 型の性能曲線における係数($R = \alpha \cdot N^\beta$)

表 2.3-12 に、一定振幅繰り返し載荷実験より得られた幅厚比 11.67、径高さ比 8 の性能曲線における低下率ごとの係数を示す。

表 2.3-12 性能曲線における係数

繰り返し数	軸力比n=0.3		軸力比n=0.6	
	α	β	α	β
$N_{95\%}$	0.0904	0.379	0.0573	0.319
$N_{90\%}$	0.0890	0.356	0.0555	0.293
$N_{85\%}$	0.0906	0.348	0.0563	0.284
$N_{80\%}$	0.0938	0.351	0.0578	0.281
$N_{70\%}$	0.0963	0.352	0.0617	0.281

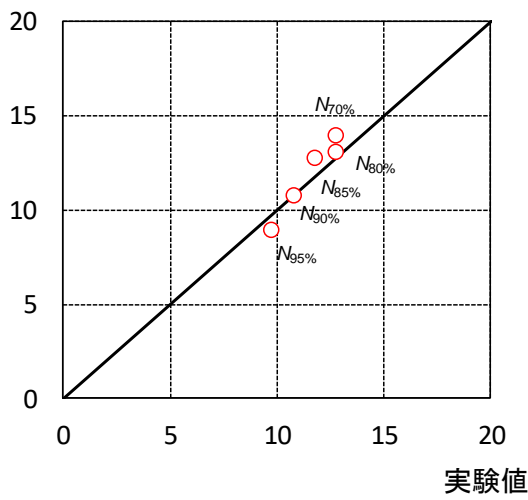
表 2.3-13 および図 2.3-27 に実験時の荷重低下ブロック数と Miner 則により評価した荷重低下ブロック数の比較を示す。なお、ブロック数は 1 サイクルごとに、1 ブロックで受ける累積損傷度に対するそのサイクルの振幅で受ける損傷度の割合を加えて計算した。表中には、括弧内に実験値に対する Miner 則による評価値の割合を示している。

Miner 則による評価値と実験値を比較すると、き裂により荷重が低下した M11-3C-V 試験体、局部座屈により荷重が低下した M11-6C-V 試験体ともに、少し危険側に評価してしまうものもあるが、誤差は 10%程度となっており、おおむね良い対応を示していることがわかる。

表 2.3-13 実験値と Miner 則による評価値の比較

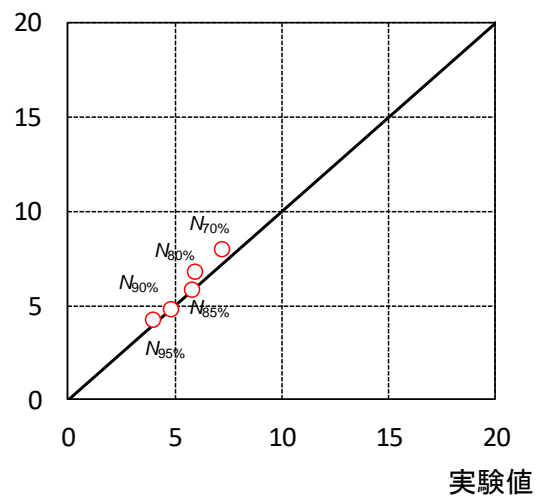
	M11-3C-V(軸力比0.3)			M11-6C-V(軸力比0.6)		
	実験値	Miner則による評価値 (実験値に対する割合)		実験値	Miner則による評価値 (実験値に対する割合)	
$N_{95\%}$	9.75	8.92	(0.91)	3.98	4.22	(1.06)
$N_{90\%}$	10.76	10.76	(1.00)	4.80	4.80	(1.00)
$N_{85\%}$	11.77	12.77	(1.08)	5.81	5.81	(1.00)
$N_{80\%}$	12.77	13.08	(1.02)	5.95	6.81	(1.14)
$N_{70\%}$	12.77	13.93	(1.09)	7.19	7.95	(1.11)

Miner則による評価値



(a)軸力比 0.3

Miner則による評価値



(b)軸力比 0.6

図 2.3-27 実験値と Miner 則による評価値の比較

2.3.2 鉄骨柱部材の疲労評価

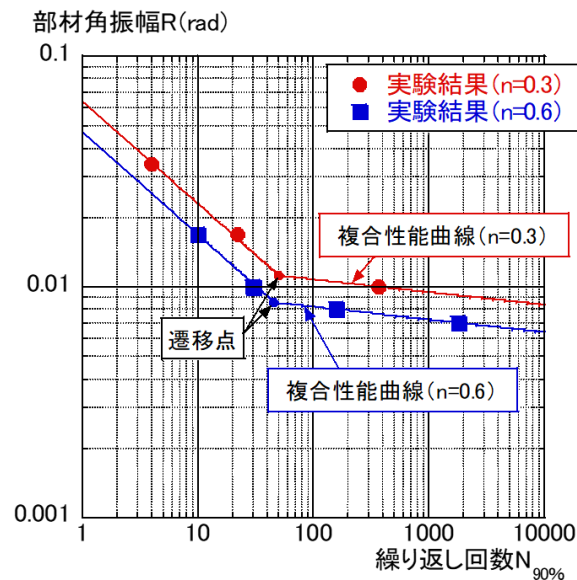
(1) 一定軸力下での多数回繰返し特性

1) 概要

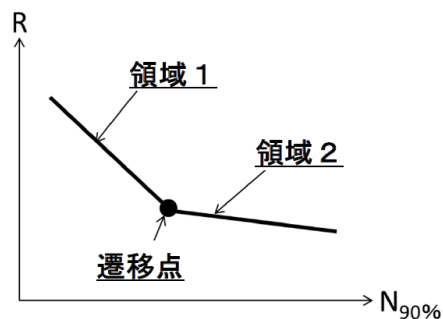
平成30年度報告書(図2.3-3)にも示したが、角形鋼管柱の一定軸力下での多数回繰返し特性は、文献2.3-4)によると図2.3-28(a)のように、領域1と領域2からなる複合遷移曲線の形状をとっている(図2.3-28(b))。図2.3-28(a)に於ける遷移点は、軸力比、幅厚比等により決定される値と考えられ、遷移点の左右で性能曲線の勾配が異なっている。なお、図2.3-28(a)は幅厚比 $D/t=16.7$ で径高さ比 $L/D=8.0$ (細長比 $\lambda=20.8$)の場合である。

ここでは、最初に大変形領域に対応する領域1についての多数回繰返し特性の検討を行い、次に、領域2についての検討を行う。なお、後述するが領域2での実験データは少なく、この領域での性能曲線の評価は難しいが、建物モデル(S30)の事前の応答解析結果から、幅厚比と軸力比が大きな場合には、領域2のモデル化を行わないと柱部材の損傷度をかなり大きく算定することがわかっているため、損傷度を評価する部材角の範囲を設定する等が必要となる。

次項に、2.3.3での変形性能評価の概要を示す。



(a) 実験結果

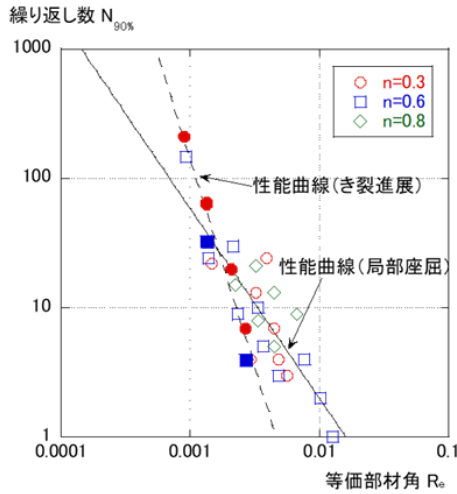


(b) 複合遷移曲線

図 2.3-28 一定軸力下での多数回繰返し特性^{2.3-4)}

領域 1 での検討 (2.2.3 (A) 2)、4)

①繰り返し数 $N_{90\%}$ と等価部材角 R_e の関係評価 [(b)等価部材角の評価]



径高さ比8.0の柱部材に対して、等価部材角 R_e を設定し、荷重低下要因がき裂進展と局部座屈について繰り返し数 $N_{90\%}$ との関係を近似。

(き裂進展にて荷重低下した場合)

$$N_{90\%} = 3.037 \times 10^{-8} \times R_e^{-3.220} \quad (2.2-7-1)$$

(局部座屈にて荷重低下した場合)

$$N_{90\%} = 2.308 \times 10^{-3} \times R_e^{-1.466} \quad (2.2-7-2)$$

②径高さ比による補正と簡略化 [(d)径高さ比が変化する場合の検討、4) 変形性能の評価式 (案)]

径高さ比8.0の細長比 λ_0 に対する対象柱の細長比 λ の比の2乗により、径高さ比(細長比)の差異を評価し、右式のように簡略化。

$$cN_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_{lim}}) \quad (2.2-11)$$

ここで、 C_0 : 疲労係数 ($= 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2$)、
 α : 安全係数 (平均評価式: $\alpha=1.0$ 、下限評価式: $\alpha=0.5$)

領域 2 での検討 (2.2.3 (A) 3)、4)

①遷移点での等価部材角 $R_{e_{tr}}$ の評価

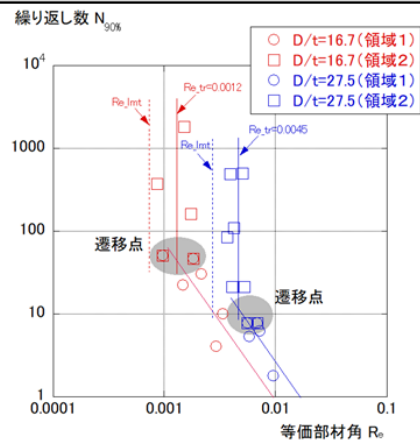
領域1から領域2に渡って実験および解析データが取得されていると考えられる幅厚比 $D/t=16.7$ と 27.5 のデータを用いて遷移点の等価部材角 $R_{e_{tr}}$ を右図の関係をを用いて評価。

$$R_{e_{tr}} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (2.2-14)$$

②疲労評価をしなくても良い部材角 $R_{lim}(=R_{e_{lim}} \times \mu_e)$ の評価

等価部材角 $R_{e_{tr}}$ を0.6倍することにより、 $R_{e_{lim}}$ を評価。

$$R_{e_{lim}} = 0.6 \times R_{e_{tr}} \quad (2.2-13)$$



変形性能の評価式 (案)

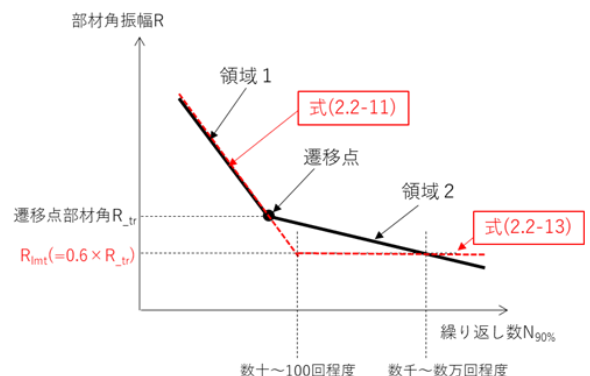
【一定軸力】

右図の式(2.2-11)と式(2.2-13)による評価式を提案。なお、上記評価式では領域1の式(2.2-11)を R_{lim} まで延伸させ、領域2は式(2.2-13)で一定としており、実際の領域1と2の性能曲線に比べて安全側の評価となっている。

【変動軸力】

2.2.3 (B) で変動軸力下での評価法を提示。変動軸力時の最大軸力($n=n_1$)の一定軸力での評価式(式(2.2-8))に変動軸力による割増係数 γ を乗ずることによって変形性能を評価。

$$\gamma N_{90\%} = \gamma \times N_{90\%}(n=n_1) \leq N_{90\%}(n=n_0) \quad (2.2-22)$$



2) 領域 1 での検討

(a) 概要

溶接組立箱形断面柱を対象として、これまでに実施した実験および解析の結果（既往実験^{2.3-2)~2.3-4)}を含む)を基に、一定軸力下で一定振幅荷重を受ける場合の鉄骨柱部材の多数回繰り返し性能を検討する。また、検討に用いたデータは表 2.3-14 に示す範囲で、全 40 データ（実験；23、解析：17）である。また、ここでの評価対象とした範囲は、文献 2.3-4) に示す遷移点よりも繰り返し回数が少ない領域（領域 1）である。

まず、基本特性評価では、径高さ比（細長比）が 8.0（20.3~21.9）のデータ（全 30 データ）を用いて多数回繰り返し特性の検討を行う。次に、径高さ比（細長比）による影響評価に示すデータ（全 10 データ）を用いて、基本特性評価から得られた評価式を修正することにより径高さ比（細長比）による影響評価を行う。

検討に用いたデータを図 2.3-29 に示す。なお、図 2.3-29(c)には、参考として幅厚比 11.7 の変動軸力 0.3 ± 0.5 （最大軸力比 0.8）の実験データを示す。

なお、軸力比 0.8 の実験データは、令和 2 年度実施した 1 体のみであるため、令和 1 年度実施した FEM による解析と同様な条件で解析を行い、4 ケースの解析結果を追加する。また、幅厚比 28.0 の実験データについては、既往基整促 27-2^{2.3-2)}で実施した幅厚比 27.5 の実験データはあるが、径高さ比が 9.1 と 8.0 とは若干異なるため、軸力比を 0.3 および 0.6 とした幅厚比 28.0 の 6 ケースの解析結果を追加する。

以上より、令和 2 年度は上記の 10 ケースの FEM による解析を追加して、疲労特性の検討を行うためのデータとする。また、既往基整促 27-2 の実験データについては、径高さ比（細長比）による影響評価の検討で用いることとする。

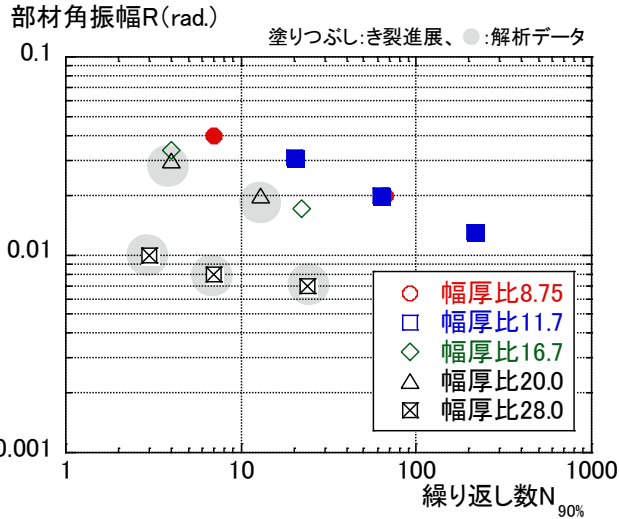
以下では、「軸力」「幅厚比」を考慮した等価部材角 R_e を定義して、繰り返し数 $N_{90\%}$ との関係の評価することを検討する。

表 2.3-14 検討に用いた実験・解析データの諸元

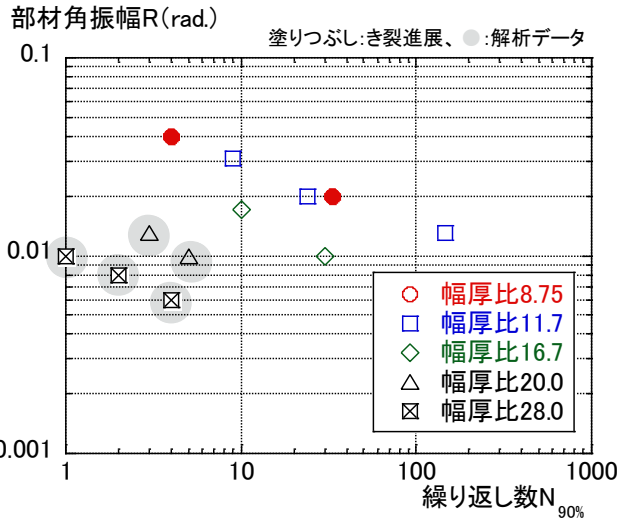
因子	基本特性評価 に用いたデータ	径高さ比による影響評価 に用いたデータ
径高さ比 L/D (細長比 λ)	8.0 (20.3~21.9)	5.0~12.0 ^{*2} (13.3~32.0)
軸力比 n	0.3~0.8	0.3~0.6
部材角 R	0.006~0.04	0.006~0.02
幅厚比 D/t	8.75~28.0	11.67~27.5
降伏点 σ_y	350~380	350~355
データ数	30[15] ^{*1}	10[2] ^{*1}

*1:[]内は解析によるデータ数

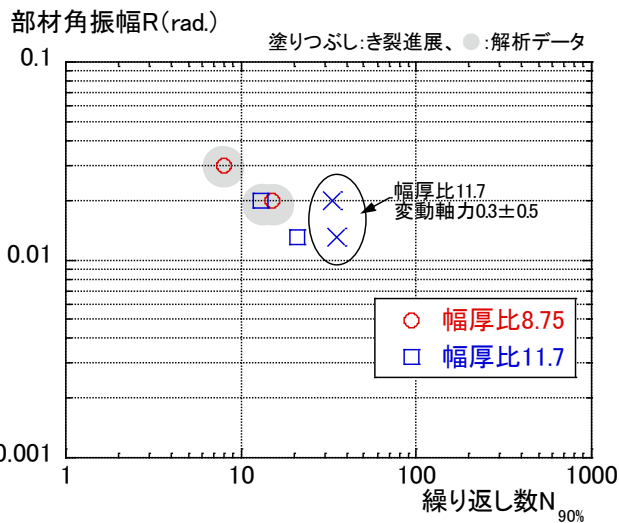
*2:L/D=8.0以外のデータ



(a)軸力比 0.3



(b)軸力比 0.6



(c)軸力比 0.8

図 2.3-29 検討に用いた実験・解析データの諸元

(b) 等価部材角の評価

等価部材角を評価するに当たり、文献 2.3-5) に示す基準化幅厚比 α_0 を考慮する。また、文献 2.3-5) では基準化幅厚比により、短柱の圧縮試験時のひずみ塑性率 μ_0 は製造法が異なる柱毎（溶接組立、ロール成形、プレス成形）に評価されているため、溶接組立による評価式を使用している。なお、文献 2.3-5) では式 (2.3-2) の適用範囲の上限を*印で示す 3.01 としているが、令和 2 年度の検討では適用範囲外を外挿した。

$$\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2 \quad (2.3-2)$$

$$\mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (2.3-3-1)$$

$$(3.01^* \geq 1/\alpha_0 \geq 1.09)$$

$$\mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (2.3-3-2)$$

$$(1.09 \geq 1/\alpha_0 \geq 0.23)$$

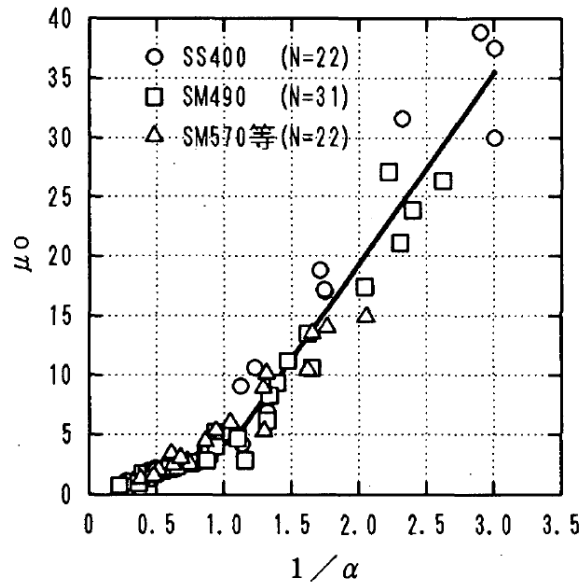


図 2.3-30 μ_0 と $1/\alpha$ の関係(溶接組立部材)^{2.3-5)}

ここで、文献 2.3-5) には軸力を受ける場合の幅厚比（基準化等価幅厚比）が定義されているが、本検討では、FEM による鉄骨柱の単調載荷解析の結果を基にして、軸力比 0 の時の最大荷重時の変形量を基準として、軸力比 ($n=0 \sim 0.8$) による変形性能の低減率 $f(n)$ を式 (2.3-4) のように近似する。なお、式 (2.3-4) は $D/t=11.67$ の時（既存建物調査で一階柱の平均的な値）の解析結果を基にして近似した。

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (2.3-4)$$

$$(0 \leq n \leq 0.8)$$

式(2.3-3)、(2.3-4) を用いて、軸力を考慮した鉄骨柱の塑性率 μ_e は式 (2.3-5) のように定義する。

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \quad (2.3-5)$$

ここで、式 (2.3-5) により塑性率を計算すると、き裂進展で荷重低下する場合には、 μ_e の値が 15.0 以上であることがわかる（表 2.3-15）。ここで、FEM による鉄骨柱の単調載荷解析での軸力 0 の際の塑性率は約 15.0 であることから、式 (2.3-5) の上限を 15.0 とする。

次に、繰り返しの部材角 R を μ_e で基準化したものを等価部材角 R_e とすると、式 (2.3-6) で示すことができる。

$$R_e = R / \mu_e \quad (2.3-6)$$

繰り返し数 $N_{90\%}$ と等価部材角 R_e の関係を図 2.3-31 に示す。

図 2.3-31 より、き裂進展にて荷重低下したデータ（塗りつぶし）と局部座屈にて荷重低下したデータ（白ぬき）で、傾向が異なることがわかる。

よって、それぞれの場面で繰り返し数 $N_{90\%}$ と等価部材角 R_e の関係を近似すると、式 (2.3-7-1) および式 (2.3-7-2) のようになる。式 (2.3-7-1) がき裂進展にて荷重低下した場合、式 (2.3-7-2) が局部座屈により荷重低下した場合である。

（き裂進展にて荷重低下した場合）

$$N_{90\%} = 3.037 \times 10^{-8} \times R_e^{-3.220} \quad (2.3-7-1)$$

（局部座屈にて荷重低下した場合）

$$N_{90\%} = 2.308 \times 10^{-3} \times R_e^{-1.466} \quad (2.3-7-2)$$

それぞれの相関係数は、式 (2.3-7-1) で $r=0.988$ 、式 (2.3-7-2) で $r=0.874$ であった。

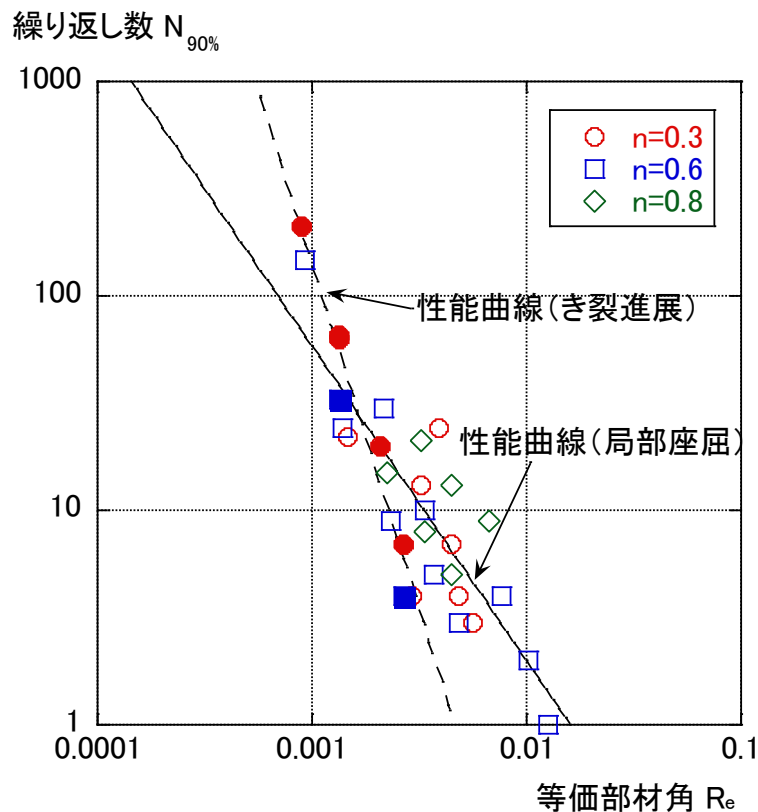


図 2.3-31 繰り返し数 $N_{90\%}$ と等価部材角 R_e の関係

(c) 実験結果との比較（径高さ比 8.0）

式 (2.3-7-1) および式 (2.3-7-2) を用いて、繰り返し数 $N_{90\%}$ を求め、実験および解析結果との比較を図 2.3-32 に示す。また、評価結果を表 2.3-15 に示す。表 2.3-15 には細長比 λ と一般化細長比 λ_c も示す。また、緑色で示したデータは令和 2 年度実施した実験および解析のデータである。表 2.3-15 より評価結果と実験および解析結果との比は、0.33~2.97 である。

評価対象のデータの範囲では、ばらつきはあるが、評価結果の繰り返し数 $N_{90\%}$ は実験結果を良く捉えていることがわかる。ただし、式 (2.3-7-1) および式 (2.3-7-2) は平均評価式のため、安全率を乗じる必要がある。

また、荷重低下要因の分別については、式 (2.3-5) を用いて、下記のように分別することが可能である。

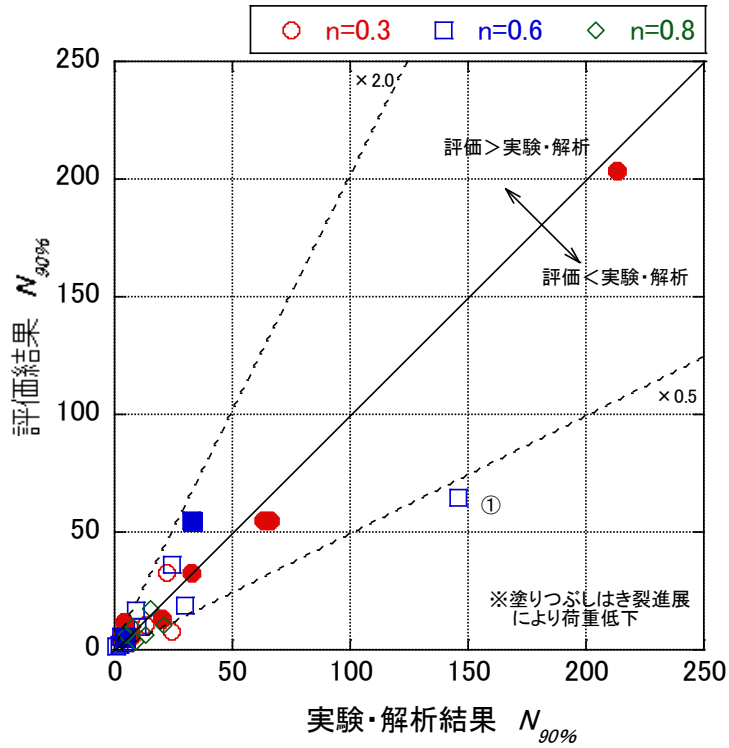
$\mu_e \geq 15.0$ の場合：き裂進展にて荷重低下

$\mu_e < 15.0$ の場合：局部座屈にて荷重低下

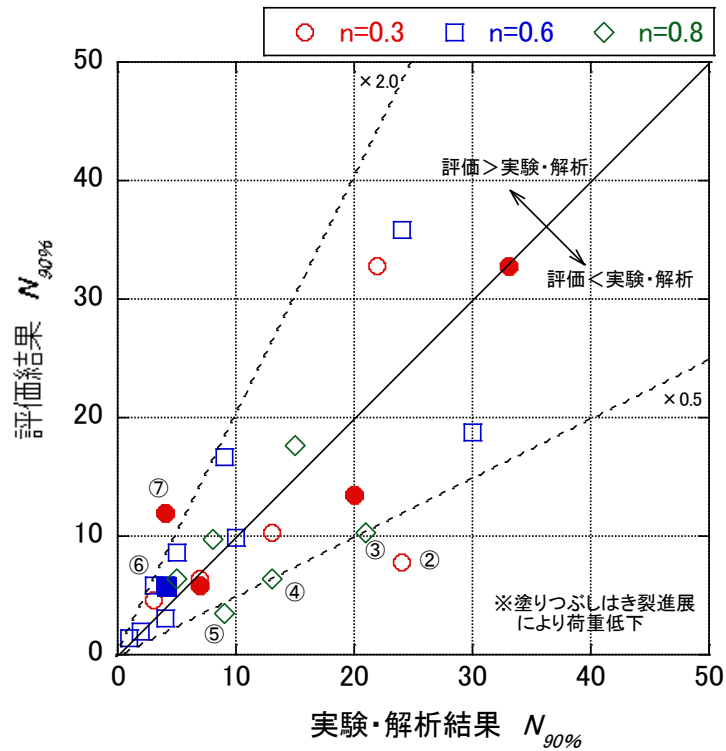
図 2.3-32 に示すばらつきの大きなデータ①~⑦について、表 2.3-15 に示しているが、特に、軸力比が 0.8 と大きなデータ③~⑤については、ばらつきが大きな評価となっている。

表 2.3-15 評価結果(径高さ比 8.0)

	条件および結果 (実験・解析)								評価結果					評価結果 実験・解析	備考	
	軸力比 n	幅厚比 D/t	L/D	λ	λ_c	部材角 R	繰り返し数 $N_{90\%}$	荷重低下 要因	f(n)	μ_0	μ_e	$\mu_e \leq 15.0$	等価部材角 R_e			繰り返し数 $N_{90\%}$
実験	0.3	8.75	8.0	21.9	0.29	0.020	66	き裂進展	0.593	109.77	65.12	15.00	0.00133	55.1	0.84	S29(H30)
			8.0	21.9	0.29	0.040	7	き裂進展	0.593	109.77	65.12	15.00	0.00267	5.9	0.84	S29(H30)
		11.67	8.0	21.3	0.28	0.013	213	き裂進展	0.593	55.13	32.70	15.00	0.00089	203.5	0.96	S29(H30)
			8.0	21.3	0.28	0.020	63	き裂進展	0.593	55.13	32.70	15.00	0.00133	55.1	0.88	S29(H30)
		16.70	8.0	21.3	0.29	0.031	20	き裂進展	0.593	50.67	30.06	15.00	0.00206	13.5	0.68	S29(R02)
			8.0	20.8	0.28	0.017	22	局部座屈	0.593	19.43	11.53	11.53	0.00147	32.8	1.49	京大 ^{2,2-3)}
解析	0.3	20.00	8.0	20.8	0.28	0.034	4	局部座屈	0.593	19.43	11.53	11.53	0.00295	11.9	2.97	京大 ^{2,2-3)} ⑦
			8.0	20.6	0.27	0.020	13	局部座屈	0.593	10.39	6.17	6.17	0.00324	10.3	0.79	S29(R01)
		28.00	8.0	20.6	0.27	0.030	4	局部座屈	0.593	10.39	6.17	6.17	0.00487	5.7	1.42	S29(R01)
			8.0	20.3	0.27	0.007	24	局部座屈	0.593	3.01	1.79	1.79	0.00391	7.8	0.33	S29(R02) ②
		28.00	8.0	20.3	0.27	0.008	7	局部座屈	0.593	3.01	1.79	1.79	0.00447	6.4	0.92	S29(R02)
			8.0	20.3	0.27	0.010	3	局部座屈	0.593	3.01	1.79	1.79	0.00559	4.6	1.55	S29(R02)
実験	0.6	8.75	8.0	21.9	0.29	0.020	33	き裂進展	0.261	109.77	28.65	15.00	0.00133	55.1	1.67	S29(H30)
			8.0	21.9	0.29	0.040	4	き裂進展	0.261	109.77	28.65	15.00	0.00267	5.9	1.48	S29(H30)
		11.67	8.0	21.3	0.28	0.013	146	局部座屈	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00093	64.8	0.44	S29(H30) ①
			8.0	21.3	0.28	0.020	24	局部座屈	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00139	35.8	1.49	S29(H30)
		16.70	8.0	21.3	0.29	0.031	9	局部座屈	0.261	50.67	13.23	13.23	0.00234	16.7	1.85	S29(R02)
			8.0	20.8	0.29	0.010	30	局部座屈	0.261	17.69	4.62	4.62	0.00217	18.7	0.62	鹿島 ^{2,2-4)}
解析	0.6	20.00	8.0	20.8	0.28	0.017	10	局部座屈	0.261	19.43	5.07	5.07	0.00335	9.8	0.98	京大 ^{2,2-3)}
			8.0	20.6	0.27	0.010	5	局部座屈	0.261	10.39	2.71	2.71	0.00369	8.6	1.71	S29(R01)
		28.00	8.0	20.6	0.27	0.013	3	局部座屈	0.261	10.39	2.71	2.71	0.00479	5.8	1.94	S29(R01) ⑥
			8.0	20.3	0.27	0.006	4	局部座屈	0.261	3.01	0.79	0.79	0.00761	3.0	0.74	S29(R02)
		28.00	8.0	20.3	0.27	0.008	2	局部座屈	0.261	3.01	0.79	0.79	0.01017	1.9	0.97	S29(R02)
			8.0	20.3	0.27	0.010	1	局部座屈	0.261	3.01	0.79	0.79	0.01271	1.4	1.39	S29(R02)
解析	0.8	8.75	8.0	21.9	0.29	0.020	15	局部座屈	0.081	109.77	8.89	8.89	0.00225	17.6	1.18	S29(R02)
			8.0	21.9	0.29	0.030	8	局部座屈	0.081	109.77	8.89	8.89	0.00338	9.7	1.22	S29(R02)
		11.67	8.0	21.9	0.29	0.040	5	局部座屈	0.081	109.77	8.89	8.89	0.00450	6.4	1.28	S29(R01)
			8.0	21.3	0.29	0.013	21	局部座屈	0.081	50.67	4.10	4.10	0.00325	10.3	0.49	S29(R02) ③
		11.67	8.0	21.3	0.28	0.020	13	局部座屈	0.081	55.13	4.46	4.46	0.00448	6.4	0.49	S29(R02) ④
			8.0	21.3	0.28	0.030	9	局部座屈	0.081	55.13	4.46	4.46	0.00672	3.5	0.39	S29(R02) ⑤



(a) $N_{90\%} \leq 250$ の範囲



(b) $N_{90\%} \leq 50$ の範囲

図 2.3-32 評価結果と実験結果の繰返し数の関係

(d) 径高さ比が変化する場合の検討

既往の基整促 27-2 および令和 2 年度の基整促 S29 での径高さ比（細長比）を変化させて、多数回繰り返し実験を行った結果では、径高さ比（細長比）が大きい方が変形性能が大きく、径高さ比（細長比）が小さい方が変形性能が小さくなる傾向にある。

前項(b)(c)では、径高さ比（細長比）が 8.0 と一定の場合の繰り返し数の評価式の検討を行ったが、この評価式には軸力が変形性能に与える影響が含まれているので、ここでは、軸力条件が同じ状態で、径高さ比（細長比）が変形性能に与える影響を考える必要がある。

軸力を考慮しない場合には、上記の状態は梁部材の状態と類似している。例えば、スラブ付き H 形梁の場合には、一般化横座屈細長比 λ_b を用いて、塑性率が $1/\lambda_b^2$ で表されることが知られている^{2.3-6)}。

ここでは、細長比 λ と一般化細長比 λ_0 が比例することから、設計に用いられている細長比 λ を用いることとし、その比の 2 乗を式 (2.3-7-1) または式 (2.3-7-2) に乗じた式 (2.3-8) を用いることにより、径高さ比（細長比）の影響を取り入れるものとする。

$$cN_{90\%} = (\lambda / \lambda_0)^2 \times N_{90\%} \quad (2.3-8)$$

ここで、 λ_0 は径高さ比 8.0 の場合の細長比である。

表 2.3-14 の径高さ比（細長比）による影響評価を行う 10 データに関して、繰り返し数を評価した結果を、表 2.3-16 に示す。なお、前述の表 2.3-15 の評価結果は $\lambda/\lambda_0=1.0$ の場合となっている。

表 2.3-16 より、幅厚比の大きな場合 ($D/t=27.5$) に評価結果は過小評価となっている。これは、軸力比 ($n=0\sim 0.8$) による変形性能の低減率を幅厚比 11.67 の解析結果を基に近似しているように、評価式では幅厚比 11.67 付近の精度を向上させようと試みている点が一因と考えられる。また、後述の 3) に於いても上記の原因について考察を行う。

表 2.3-16 評価結果(径高さ比変化)

	条件および結果 (実験・解析)							評価結果						評価結果 実験・解析	備考	
	軸力比 n	幅厚比 D/t	L/D	λ	λ_c	部材角 R	繰り返し数 N _{90%}	荷重低下 要因	f(n)	μ_0	μ_e	$\mu_e \leq 15.0$	等価部材角 R _e			繰り返し数 N _{90%}
実験	0.3	27.5	9.1	23.1	0.30	0.008	123	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00422	9.1	0.07	27_2 ²⁻²⁻²⁾
			9.1	23.1	0.30	0.010	24	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00527	6.5	0.27	27_2 ²⁻²⁻²⁾
			9.1	23.1	0.30	0.011	6	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00580	5.7	0.95	27_2 ²⁻²⁻²⁾
			6.1	15.4	0.20	0.007	63	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00369	4.9	0.08	27_2 ²⁻²⁻²⁾
			6.1	15.4	0.20	0.008	16	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00407	4.2	0.27	27_2 ²⁻²⁻²⁾
実験	0.6	11.67	12.0	32.0	0.42	0.020	58	局部座屈	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00139	80.5	1.39	S29(H30)
			5.0	13.3	0.18	0.013	56	併発	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00093	25.3	0.45	S29(H30)
			5.0	13.3	0.18	0.020	17	併発	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00139	14.0	0.82	S29(H30)
解析	27.5	9.1	23.1	0.30	0.006	7	局部座屈	0.261	3.20	0.83	0.83	0.00719	4.1	0.59	S29(R01)	
		9.1	23.1	0.30	0.008	2	局部座屈	0.261	3.20	0.83	0.83	0.00958	2.7	1.36	S29(R01)	

3) 領域 2 での検討

領域 1 から領域 2 に渡って実験および解析データが取得されている場合として、幅厚比 $D/t=16.7$ と 27.5 のデータ ($D/t=16.7$: 9 データ、 $D/t=27.5$: 10 データ (解析 : 3 データ)) が挙げられる。このデータを図 2.3-31 と同様に繰返し数と等価部材角の関係で示すと図 2.3-33 のようになる。この時、 $D/t=27.5$ の場合には、式(2.3-8)を考慮して、径高さ比 8.0 の繰返し数のデータに変換している。また、領域 1 での勾配は図 2.3-31 の局部座屈の時の勾配としている。

図 2.3-33 より、領域 1 の領域では局部座屈の勾配とほぼ同じとなるが、ある等価部材角から等価部材角の値が変化しなくても繰返し数が増加していることがわかる。この境界が遷移点と考えられ、等価部材角に関わらず、繰返し数が増加している領域が領域 2 と考えられる。

ここで、文献 2.3-4) に従って図 2.3-28(a)と同様な方法で、 $D/t=27.5$ の場合の部材角と繰返し数の関係を図 2.3-34(b)に示す。また、図 2.3-34 には遷移点も示す。使用したデータについては表 2.3-17 に示す。

図 2.3-34 での遷移点は図 2.3-33 に示されているが、等価部材角の値が変化しなくても繰返し数が増加する点とほぼ一致している。また、前述の表 2.3-16 で評価結果が過小評価となっている場合の多くは、データが領域 2 に存在しているためであったことがわかる。

この結果から、幅厚比により遷移点での等価部材角 R_{e_tr} が異なり、幅厚比が大きいと R_{e_tr} は大きくなると考えられる。ここで、領域 2 のデータの平均値を遷移点での等価部材角 R_{e_tr} とすると幅厚比 $D/t=16.7$ で 0.0012、 $D/t=27.5$ で 0.0045 となるので、データ数は少ないが、このデータを用いて、遷移点での等価部材角 R_{e_tr} と幅厚比 D/t の関係が線形であると仮定して、その関係を求めると、式(2.3-9)となる。図 2.3-33 には遷移点での等価部材角および後述する疲労特性を評価しなくとも良い部材角 (図 2.3-33 では等価部材角) も示す。

$$R_{e_tr} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (2.3-9)$$

また、遷移点での等価部材角 R_{e_tr} の下限については、遷移点の等価部材角 R_e は幅厚比および軸力比により異なるが、表 2.3-17 を見ると 0.00097~0.00691 であるので、最小値を概ね $R_e=0.001$ と考えた。 $R_e=0.001$ は図 2.3-31 の実験データの範囲の最小値付近である。

しかしながら、領域 2 での実験データが少ないため、領域 2 での性能曲線の評価は難しい。ここでは、領域 2 での性能曲線を評価するのでは無く、遷移点での等価部材角から疲労特性を評価しなくとも良い部材角 R_{lim} ($=R_{e_lim} \times \mu_e$) を設定する。図 2.3-34 を見ると、領域 2 での勾配は幅厚比が大きくなると大きくなっているため、疲労特性を評価しなくとも良い部材角 R_{lim} の設定は、幅厚比 27.5 の場合で評価する方が安全側となる。図 2.3-34 (b)により幅厚比の大きな場合 ($D/t=27.5$) での遷移点の部材角を 0.6 倍すると、繰返し数は数千回となることを考慮して、疲労特性を評価しなくとも良い部材角 R_{lim} は遷移点での等価部材角 R_{e_tr} を用いて、式 (2.3-10) のように表現されたとした。また、幅厚比の小さな場合 ($D/t=16.7$) の場合には、繰返し数は数万回となっている。

$$R_{lim} = 0.6 \times R_{e_tr} \times \mu_e \quad (2.3-10)$$

なお、 $R_{e_lim}=0.6 \times R_{e_tr}$ 、 $R_{tr}=R_{e_tr} \times \mu_e$ である。ここでは、図 2.3-35 に示すように式(2.3-8)と式(2.3-10)による評価式を提案している。上記評価式では領域 1 の式(2.3-8)を R_{lim} まで延伸させ、領域 2 は式(2.3-10)で一定としており、領域 1 と領域 2 に於いて図 2.3-35 のように部材角 R に対し

て繰返し数 $N_{90\%}$ を正確に評価した場合（実際の性能曲線の場合）よりも、長周期地震動での柱部材の繰返し数の現実的な範囲では安全側の評価となっている。

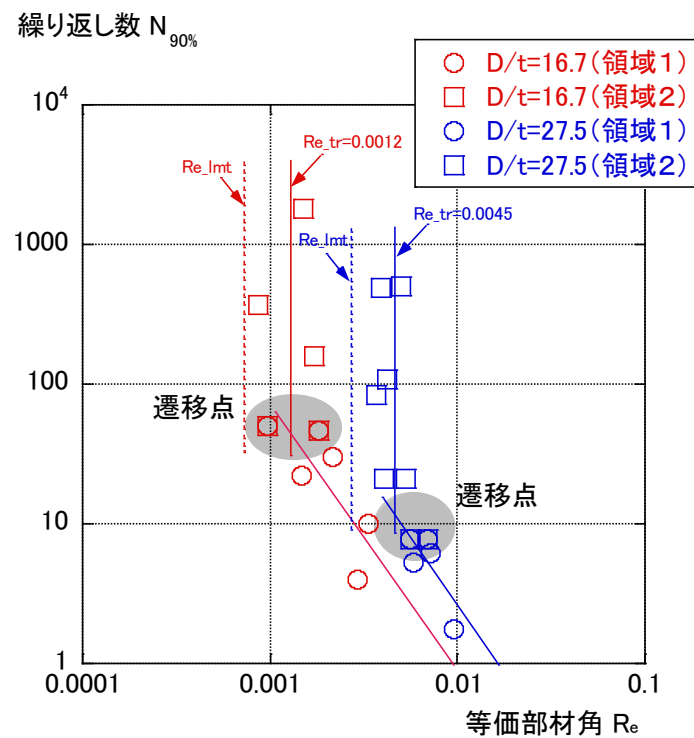
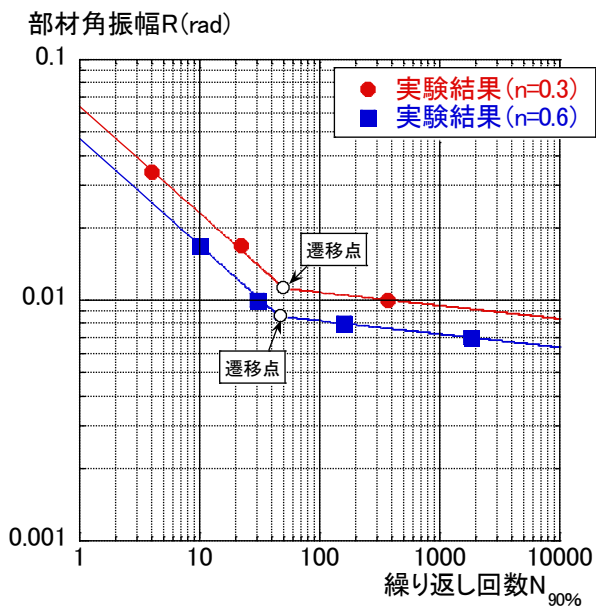
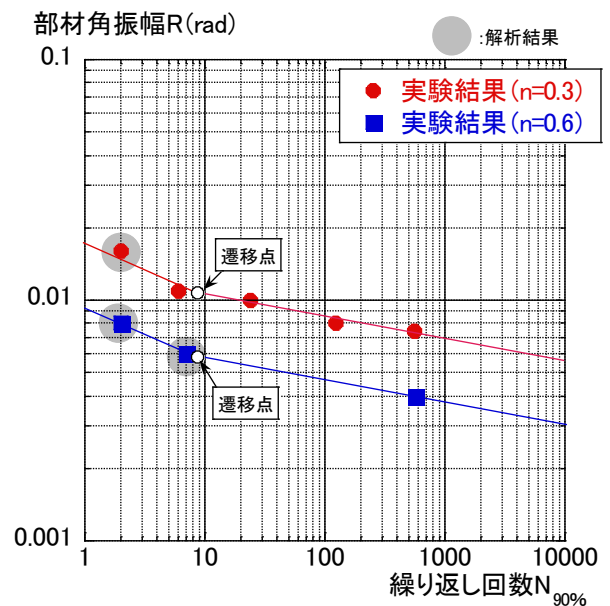


図 2.3-33 繰返し数 $N_{90\%}$ と等価部材角 R_e の関係 (遷移点の評価)



(a) $D/t=16.7 (L/D=8.0)$



(b) $D/t=27.5 (L/D=9.1)$

図 2.3-34 部材角と繰返し数の関係 (遷移点の表示)

表 2.3-17 検討に用いた実験および解析結果

	条件および結果									評価結果					備考	
	軸力比 n	幅厚比 D/t	L/D	λ	λ_c	部材角 R	繰り返し数*1 $N_{90\%}$	荷重低下 要因	領域	f(n)	μ_0	μ_e	$\mu_e \leq 15.0$	等価部材角 R_e		
実験	0.3	16.70	8.0	20.8	0.28	0.010	372	局部座屈	領域2	0.593	19.43	11.53	11.53	0.00087	鹿島 ^{2.2-4)}	
評価*2			8.0	20.8	0.28	0.011	50	局部座屈	遷移点	0.593	19.43	11.53	11.53	0.00097		
実験	0.6		8.0	20.8	0.28	0.017	22	局部座屈	領域1	0.593	19.43	11.53	11.53	0.00147	京大 ^{2.2-3)}	
			8.0	20.8	0.28	0.034	4	局部座屈	領域1	0.593	19.43	11.53	11.53	0.00295		
実験	0.6		27.5	8.0	20.8	0.29	0.008	159	局部座屈	領域2	0.261	17.69	4.62	4.62	0.00173	鹿島 ^{2.2-4)}
				8.0	20.8	0.29	0.007	1800	局部座屈	領域2	0.261	17.69	4.62	4.62	0.00152	
評価*2	8.0			20.8	0.29	0.008	46	局部座屈	遷移点	0.261	17.69	4.62	4.62	0.00183		
実験	0.3			8.0	20.8	0.29	0.010	30	局部座屈	領域1	0.261	17.69	4.62	4.62	0.00217	京大 ^{2.2-3)}
		8.0		20.8	0.28	0.017	10	局部座屈	領域1	0.261	19.43	5.07	5.07	0.00335		
実験	0.3	27.5		9.1	20.6	0.27	0.007	484	局部座屈	領域2	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00394	27_2 ^{2.2-2)}
				9.1	20.3	0.27	0.008	108	局部座屈	領域2	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00422	
評価*2	9.1			20.3	0.27	0.011	8	局部座屈	遷移点	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00562		
実験	0.6		9.1	20.3	0.27	0.010	21	局部座屈	領域1	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00527	27_2 ^{2.2-2)}	
			9.1	20.3	0.27	0.011	5	局部座屈	領域1	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00580		
解析	0.6		9.1	21.9	0.29	0.016	2	局部座屈	領域1	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00843	S29 (R01)	
実験			6.1	15.4	0.20	0.007	83	局部座屈	領域2	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00369	27_2 ^{2.2-2)}	
実験	0.6		6.1	15.4	0.20	0.008	21	局部座屈	領域1	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00407		
		評価*2	9.1	21.9	0.29	0.004	495	局部座屈	領域2	0.261	3.20	0.83	0.83	0.00504	27_2 ^{2.2-2)}	
解析	0.6	9.1	21.3	0.29	0.006	8	局部座屈	遷移点	0.261	3.20	0.83	0.83	0.00691			
		9.1	21.3	0.29	0.006	6	局部座屈	領域1	0.261	3.20	0.83	0.83	0.00719	S29 (R01)		
9.1	21.3	0.28	0.008	2	局部座屈	領域1	0.261	3.20	0.83	0.83	0.00958					

*1: 繰り返し数は、径高さ比8.0の場合に置換した値。

*2: 遷移点の値は、実験および解析結果を基にして評価した値。

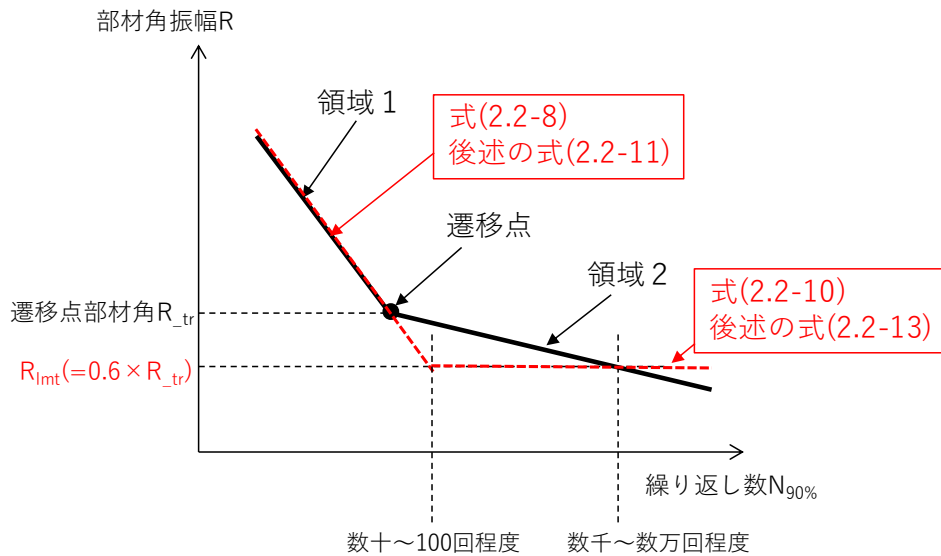


図 2.3-35 部材角 R_{lim} を用いた評価

4) 変形性能の評価式 (案)

前述の式 (2.3-2) ～式 (2.3-10) を用いることにより、一定軸力下の繰返し数 $cN_{90\%}$ の評価が可能であることがわかった。しかしながら、 μ_e の場合分けを行わなければならない等、繰返し数 $N_{90\%}$ を求める上で煩雑となる。また、図 2.3-29 に見られるように、荷重低下要因がき裂進展と局部座屈が存在する場合に、き裂進展に比べて局部座屈の方の勾配が急となっており、両者の性能曲線 (外挿部) が繰返し数の小さな領域で交わり、両者の関係が逆転することが考えられる (例えば、軸力比 0.3 で幅厚比 16.7 と幅厚比 8.75・11.67 の関係)。

ここで、荷重低下要因がき裂進展となる場合が最大の変形性能を与えると仮定すると、前述の式 (2.3-2) ～式 (2.3-8) に於いて、 $\mu_e=15$ となる場合が繰返し数 $N_{90\%}$ の最大値となる。

以上を考慮して、 μ_e の場合分けを行わずに、一定軸力下の繰返し数 $cN_{90\%}$ の評価を行うと、式 (2.3-11) ～式 (2.3-18) を用いることが考えられる。また、式 (2.3-10) に示す有効な等価部材角の範囲を式 (2.3-11) に加える。

$$cN_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_{lim}}) \quad (2.3-11)$$

ここで、

C_0 : 疲労係数

$$C_0 = 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda / \lambda_0)^2 \quad (2.3-12)$$

α : 安全係数 (平均評価式 : $\alpha = 1.0$ 、下限評価式 : $\alpha = 0.5$)

λ : 細長比

λ_0 : 径高さ比 8.0 の場合の細長比

R_e : 等価部材角 ($= R / \mu_e$)

$R_{e_{lim}}$: 損傷度評価に有効な R_e の範囲 ($= R_{lim} / \mu_e$)

$$R_{e_{lim}} = 0.6 \times R_{e_{tr}} \quad (2.3-13)$$

$$R_{e_{tr}} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (D/t \leq 28) \quad (2.3-14)$$

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \leq 15.0 \quad (2.3-15)$$

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (0 \leq n \leq 0.8) \quad (2.3-16)$$

また、 μ_0 は $1/\alpha_0$ ($\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2$) の範囲に応じて下式により与える。

$$1/\alpha_0 \geq 1.09 \text{ の時} \quad \mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (2.3-17-1)$$

$$1.09 \geq 1/\alpha_0 \geq 0.23 \text{ の時} \quad \mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (2.3-17-2)$$

$N_{90\%_{max}}$: 繰返し数の最大値

$$N_{90\%_{max}} = 3.037 \times 10^{-8} \times \alpha \times (\lambda / \lambda_0)^2 \times (R/15.0)^{3.220} \quad (2.3-18)$$

ここで、式 (2.3-2) ～式 (2.3-8) での評価結果を「繰返し数-1」、式 (2.3-11) ～式 (2.3-18) での評価を「繰返し数-2」として、表 2.3-15 と表 2.3-16 と同じ形式で、表 2.3-18 と表 2.3-19 に示す。この時の安全係数は $\alpha = 1.0$ とした。なお、下限式を $\alpha = 0.5$ としたのは、図 2.3-31 に於いて、安全率を 2 とすることにより、ほとんどのデータが安全側に評価できると考えたためである。

表 2.3-18、2.3-19 より、異なっているのは、幅厚比が小さく荷重低下要因がき裂進展となっている場合であることがわかる (青色で示した部分)。この部分に於いて、「繰返し数-2」の評価は式

「繰返し数-1」の評価よりも小さな繰返し数を与える。

また、式 (2.3-11) ～式 (2.3-18) での評価した性能曲線（繰返し数-2）を代表的な軸力比および幅厚比に応じて例示すると図 2.3-34 となる。軸力比は 0.3、0.6、0.8 の 3 水準とし、幅厚比は既往鉄骨建物の実態調査での 1 階柱の平均的な値 11 を基準にして、16、21 の 3 水準とした。

また、各例示に対しての R_{lim} の値を表 2.3-20 に示す。図 2.3-36 では $R=R_{lim}$ の値を図 2.3-35 のように示している。表 2.3-20 より、 R_{lim} は幅厚比 D/t および軸力比 n により異なる値となり、幅厚比 D/t および軸力比 n が大きくなると、 R_{lim} は小さくなることがわかる。

表 2.3-18 評価結果(繰り返し数の比較:軸力比・幅厚比変化)

	条件および結果 (実験・解析)							評価結果							
	軸力比 n	幅厚比 D/t	L/D	λ	λ_c	部材角 R	繰り返し数 $N_{90\%}$	荷重低下 要因	f(n)	μ_0	μ_e	$\mu_e \leq 15.0$	等価部材角 R_e	繰り返し数1 $N_{90\%}(1)$	繰り返し数2 $N_{90\%}(2)$
実験	0.3	8.75	8.0	21.9	0.29	0.020	66	き裂進展	0.593	109.77	65.12	15.00	0.00133	55.1 (0.84)	19.9 (0.30)
			8.0	21.9	0.29	0.040	7	き裂進展	0.593	109.77	65.12	15.00	0.00267	5.9 (0.84)	5.9 (0.84)
		11.67	8.0	21.3	0.28	0.013	213	き裂進展	0.593	55.13	32.70	15.00	0.00089	203.5 (0.96)	36.1 (0.17)
			8.0	21.3	0.28	0.020	63	き裂進展	0.593	55.13	32.70	15.00	0.00133	55.1 (0.88)	19.9 (0.32)
		16.70	8.0	21.3	0.29	0.031	20	き裂進展	0.593	50.67	30.06	15.00	0.00206	13.5 (0.68)	10.5 (0.52)
			8.0	20.8	0.28	0.017	22	局部座屈	0.593	19.43	11.53	11.53	0.00147	17.2 (0.78)	17.2 (0.78)
解析	0.3	20.00	8.0	20.6	0.27	0.020	13	局部座屈	0.593	10.39	6.17	6.17	0.00324	5.4 (0.42)	5.4 (0.42)
			8.0	20.6	0.27	0.030	4	局部座屈	0.593	10.39	6.17	6.17	0.00487	3.0 (0.75)	3.0 (0.75)
		28.00	8.0	20.3	0.27	0.007	24	局部座屈	0.593	3.01	1.79	1.79	0.00391	4.1 (0.17)	4.1 (0.17)
			8.0	20.3	0.27	0.008	7	局部座屈	0.593	3.01	1.79	1.79	0.00447	3.4 (0.48)	3.4 (0.48)
		8.0	20.3	0.27	0.010	3	局部座屈	0.593	3.01	1.79	1.79	0.00559	2.4 (0.81)	2.4 (0.81)	
			8.0	20.3	0.27	0.010	3	局部座屈	0.593	3.01	1.79	1.79	0.00559	2.4 (0.81)	2.4 (0.81)
実験	0.6	8.75	8.0	21.9	0.29	0.020	33	き裂進展	0.261	109.77	28.65	15.00	0.00133	55.1 (1.67)	19.9 (0.60)
			8.0	21.9	0.29	0.040	4	き裂進展	0.261	109.77	28.65	15.00	0.00267	5.9 (1.48)	5.9 (1.48)
		11.67	8.0	21.3	0.28	0.013	146	局部座屈	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00093	33.9 (0.23)	33.9 (0.23)
			8.0	21.3	0.28	0.020	24	局部座屈	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00139	18.7 (0.78)	18.7 (0.78)
		16.70	8.0	21.3	0.29	0.031	9	局部座屈	0.261	50.67	13.23	13.23	0.00234	8.7 (0.97)	8.7 (0.97)
			8.0	20.8	0.29	0.010	30	局部座屈	0.261	17.69	4.62	4.62	0.00217	9.8 (0.33)	9.8 (0.33)
解析	0.6	20.00	8.0	20.6	0.27	0.010	5	局部座屈	0.261	10.39	2.71	2.71	0.00369	4.5 (0.90)	4.5 (0.90)
			8.0	20.6	0.27	0.013	3	局部座屈	0.261	10.39	2.71	2.71	0.00479	3.0 (1.02)	3.0 (1.02)
		28.00	8.0	20.3	0.27	0.006	4	局部座屈	0.261	3.01	0.79	0.79	0.00761	1.5 (0.39)	1.5 (0.39)
			8.0	20.3	0.27	0.008	2	局部座屈	0.261	3.01	0.79	0.79	0.01017	1.0 (0.51)	1.0 (0.51)
		8.0	20.3	0.27	0.010	1	局部座屈	0.261	3.01	0.79	0.79	0.01271	0.7 (0.73)	0.7 (0.73)	
			8.0	20.3	0.27	0.010	1	局部座屈	0.261	3.01	0.79	0.79	0.01271	0.7 (0.73)	0.7 (0.73)
解析	0.8	8.75	8.0	21.9	0.29	0.020	15	局部座屈	0.081	109.77	8.89	8.89	0.00225	9.2 (0.62)	9.2 (0.62)
			8.0	21.9	0.29	0.030	8	局部座屈	0.081	109.77	8.89	8.89	0.00338	5.1 (0.64)	5.1 (0.64)
		11.67	8.0	21.9	0.29	0.040	5	局部座屈	0.081	109.77	8.89	8.89	0.00450	3.3 (0.67)	3.3 (0.67)
			8.0	21.3	0.29	0.013	21	局部座屈	0.081	50.67	4.10	4.10	0.00325	5.4 (0.26)	5.4 (0.26)
		8.0	21.3	0.28	0.020	13	局部座屈	0.081	55.13	4.46	4.46	0.00448	3.4 (0.26)	3.4 (0.26)	
			8.0	21.3	0.28	0.030	9	局部座屈	0.081	55.13	4.46	4.46	0.00672	1.9 (0.21)	1.9 (0.21)

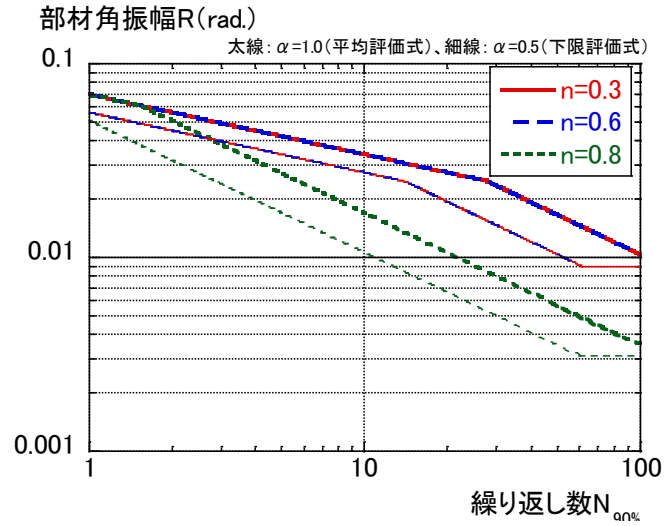
表 2.3-19 評価結果(繰り返し数の比較:径高さ比変化)

	条件および結果 (実験・解析)							評価結果							
	軸力比 n	幅厚比 D/t	L/D	λ	λ_c	部材角 R	繰り返し数 $N_{90\%}$	荷重低下 要因	f(n)	μ_0	μ_e	$\mu_e \leq 15.0$	等価部材角 R_e	繰り返し数1 $N_{90\%}(1)$	繰り返し数2 $N_{90\%}(2)$
実験	0.3	27.5	9.1	23.1	0.30	0.008	123	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00422	3.7 (0.03)	3.7 (0.03)
			9.1	23.1	0.30	0.010	24	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00527	2.7 (0.11)	2.7 (0.11)
			9.1	23.1	0.30	0.011	6	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00580	2.3 (0.38)	2.3 (0.38)
			6.1	15.4	0.20	0.007	63	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00369	4.5 (0.07)	4.5 (0.07)
			6.1	15.4	0.20	0.008	16	局部座屈	0.593	3.20	1.90	1.90	0.00407	3.9 (0.24)	3.9 (0.24)
実験	0.6	11.67	12.0	32.0	0.42	0.020	58	局部座屈	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00139	18.7 (0.33)	18.7 (0.32)
			5.0	13.3	0.18	0.013	56	併発	0.261	55.13	14.39	14.39	0.00093	33.9 (2.00)	33.9 (0.61)
解析	0.6	27.5	9.1	23.1	0.30	0.006	7	局部座屈	0.261	3.20	0.83	0.83	0.00719	1.7 (0.24)	1.7 (0.24)
			9.1	23.1	0.30	0.008	2	局部座屈	0.261	3.20	0.83	0.83	0.00958	1.1 (0.55)	1.1 (0.55)

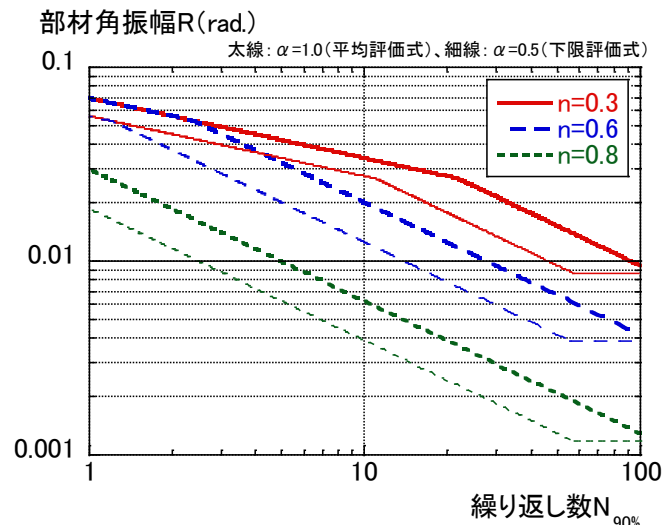
*: 「併発」は局部座屈とき裂進展が同時発生して荷重低下したことを示す。

表 2.3-20 R_{lim} の値

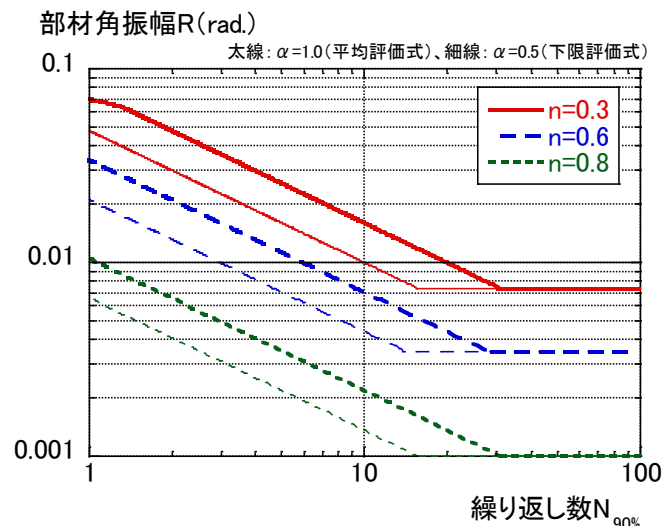
D/t	n	R_{lim}
11	0.3	0.0090 (1/ 111)
	0.6	0.0090 (1/ 111)
	0.8	0.0031 (1/ 326)
16	0.3	0.0087 (1/ 115)
	0.6	0.0038 (1/ 261)
	0.8	0.0012 (1/ 841)
21	0.3	0.0074 (1/ 135)
	0.6	0.0033 (1/ 306)
	0.8	0.0010 (1/ 988)



(a)幅厚比 11.0



(b)幅厚比 16.0



(c)幅厚比 21.0

図 2.3-36 性能曲線の例示(径高さ比 8.0)

(2) 変動軸力下での多数回繰返し特性

1) 概要

変動軸力下で一定振幅荷重を受ける場合の鉄骨柱部材の多数回繰返し性能を基にして、変動軸力下で一定振幅荷重を受ける場合の鉄骨柱部材の多数回繰返し性能を簡易に評価する方法を検討する。

変動軸力を振幅に応じて変化させた場合を考えると、鉄骨柱の場合には、変動軸力の最大軸力での一定振幅荷重の繰返し数と変動軸力時の繰返し数を比較した場合には、変動軸力時の繰返し数の方が大きくなると考えられる。令和2年度実施した軸力比 0.3 ± 0.5 (変動) と軸力比 0.8 (一定) での一定振幅荷重時の繰返し数を図 2.3-29(c) で比較すると、上記のように変動軸力時の繰返し数の方が 1.7 倍大きくなっている。また、令和1年度の報告書の図 2.3-28 (下記に示す参考図に再掲載) では、軸力比 0.6 ± 0.3 (変動) と軸力比 0.9 (一定) での繰返し数 $N_{90\%}$ を比較すると、軸力比 0.6 ± 0.3 (変動) の $N_{90\%}$ の方が軸力比 0.9 (一定) よりも $5.3 \sim 6.5$ 倍程度大きくなっている。上記の軸力は極度に大きい場合であるが、これは変動軸力下では小さな振幅時の軸力が小さいため、この時の損傷度が軽減されるためではないかと考えられる。

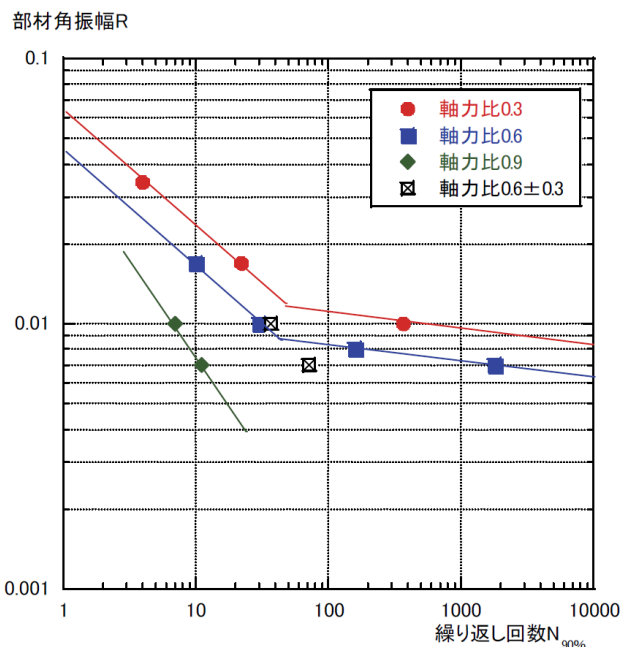
以上より、変動軸力を受ける鉄骨柱の多数回繰返し特性を評価する方法としては、

① 変動軸力時の最大軸力下での一定振幅荷重の疲労曲線で評価

② 変動軸力時の小振幅での損傷が低減されることを考慮した簡易評価

の2つが考えられる。

以下では、②の評価法について検討を行う。



【参考図】 一定軸力と変動軸力での繰返し数の比較

2) 変動軸力下での繰返し数の推定

一定軸力時の繰返し数 ($cN_{90\%}$) を用いて、変動軸力時の繰返し数 ($vN_{90\%}$) を推定する手法を以下に示す。

変動軸力の経路としては、図 2.3-37 のような経路を考える。圧縮軸力側に着目すると、図 2.3-35 の太線側に着目し、 $1/N_{90\%}$ と部材角 R の関係を一定軸力と変動軸力で描くと、図 2.3-38 のようになる。ここで、一定軸力 $f_c(R)$ および変動軸力 $f_v(R)$ とともに式(2.3-8)や式(2.3-11)に軸力比 n および部材角 R を代入し、逆数をとったものである。

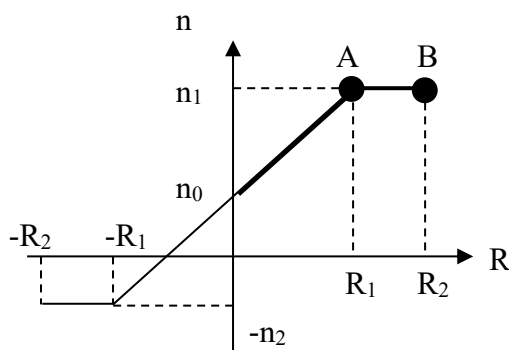


図 2.3-37 変動軸力 N-R 関係

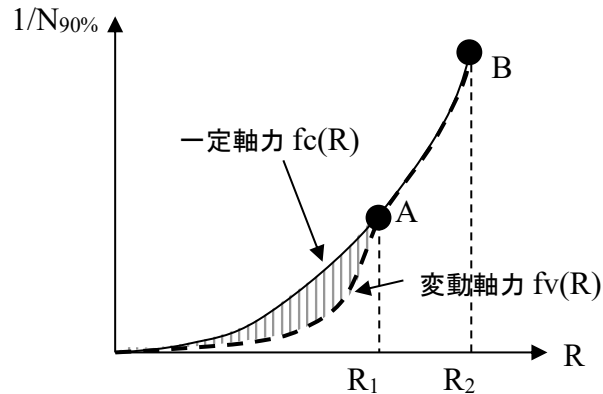


図 2.3-38 $1/N_{90\%}$ -R 関係

ここで、一定軸力と変動軸力での損傷度の差に起因するのは、図 2.3-38 の斜線の領域であると考えられるので、この領域の平均の $1/N_{90\%}$ (Δ_0) を計算する。次に、 Δ_0 は $R=R_1$ での損傷度であるので、最終変形時の損傷度に点 B と点 A の比率を乗じることにより変動軸力による付加分 (Δ) を評価する。

最後に、一定軸力の値 ($cN_{90\%}$) と変動軸力の付加分 ($1/\Delta$) を足し合わせることで、変動軸力時の繰返し回数 ($vN_{90\%}$) とする。

また、令和 2 年度の実験結果および既往の実験結果より、変動軸力下の繰返し数は最大軸力時の繰返し数より大きく、長期軸力時 ($n=n_0$) よりも小さいことため、式 (2.3-19) に示すように繰返し数の上限を設ける。

$$vN_{90\%} = \frac{1}{f_c(R_2)} + \frac{1}{\Delta} \leq cN_{90\%}(n=n_0) \quad (2.3-19)$$

$$\Delta = \frac{f_c(R_2)}{f_c(R_1)} \times \Delta_0 \quad (2.3-20)$$

$$\Delta_0 = \frac{1}{R_1} \int_0^{R_1} (f_c(R) - f_v(R)) dR \quad (2.3-21)$$

3) 実験結果の評価

令和2年度実施した変動軸力の試験体2体（径高さ比 8.0、幅厚比 11.67、軸力比 0.3 ± 0.5 （変動））について、式 (2.3-19) での繰返し数の評価を試みる。試験体の部材角振幅が $R=1/75$ と $1/50$ である。

実験では、圧縮軸力側で局部座屈により、引張軸力側でき裂進展により荷重が低下したが、令和2年度の検討では式 (2.3-4) および式 (2.3-16) の適用範囲の軸力比が $0 \leq n \leq 0.8$ であることから、圧縮軸力側に着目して評価を行う。

軸力比 0.3 ± 0.5 （変動）での図 2.3-38 に相当するグラフを描画すると、図 2.3-39 となる。

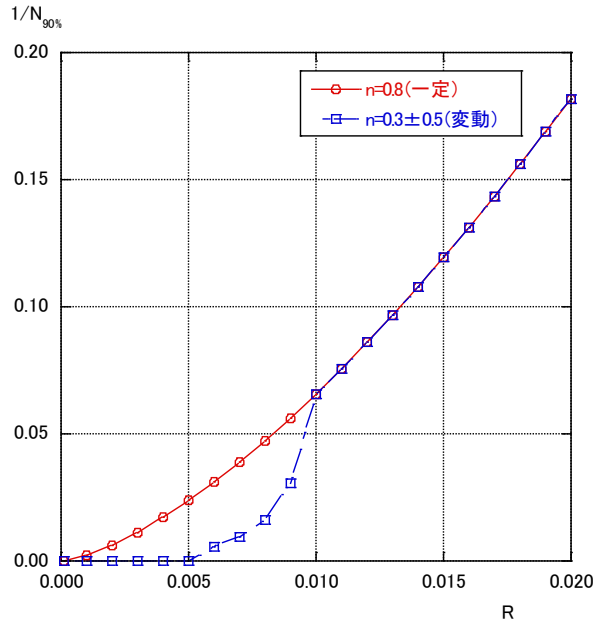


図 2.3-39 $1/N_{90\%}$ -R 関係

ここで、式 (2.3-19) により、変動軸力での繰返し数を求めると、表 2.3-21 となる。なお、表 2.3-21 の評価結果①は一定軸力（軸力比 0.8）、②は式 (2.3-19) によるものである。また、変動軸力の評価では、幅厚比の小さな領域もより正確に評価可能な式 (2.3-2) ~ 式 (2.3-8) での評価結果の「繰返し数-1」で $\alpha=1.0$ とした評価式を用いた。表 2.3-21 には、既往の基整促 27-2 で実施した変動軸力 0.3 ± 0.3 の実験結果（3 体）の評価結果も示す。

表 2.3-21 評価結果(変動軸力)

	実験条件						荷重 方向	実験結果		評価結果		γ (=②/①)
	軸力比 n	幅厚比 D/t	L/D	λ	λc	部材角 R		荷重低下 要因	繰返し数 $N_{90\%}$	一定軸力① $N_{90\%}$	変動軸力② $N_{90\%}$	
S29	0.3 ± 0.5	11.67	8.0	21.3	0.28	0.013	正 (圧縮)	局部座屈	35	10.3 (0.29)	49.7 (1.42)	4.82
							負 (引張)	き裂進展	54	-	-	-
						0.020	正 (圧縮)	局部座屈	33	5.7 (0.17)	27.4 (0.83)	4.82
							負 (引張)	き裂進展	32	-	-	-
27-2	0.3 ± 0.3	27.5	9.1	23.1	0.30	0.009	正 (圧縮)	局部座屈	8	1.9 (0.24)	7.1 (0.89)	3.72
			6.1	15.4	0.20	0.006	正 (圧縮)	局部座屈	29	1.8 (0.06)	5.5 (0.19)	3.01
			12.1	30.8	0.40	0.009	正 (圧縮)	局部座屈	56	2.4 (0.04)	11.3 (0.20)	4.62

()内は、評価結果/実験結果の値

表 2.3-21 より、評価結果②の方が①よりも 3.0~4.8 倍程度大きくなっており、実験結果と比較的良好な対応をしていることがわかる。

また、評価結果①ではかなり過小評価となるため、評価結果②と評価結果①の比 γ を評価結果①の値に乗ずることにより、簡易に評価することが考えられる。

以上より、変動軸力下の繰返し数 ${}_vN_{90\%}$ は、 γ と最大軸力時の繰返し数 $N_{90\%}(n=n_I)$ を用いて式 (2.3-22) で表される。また、式 (2.3-20) には式 (2.3-17) と同様に上限を設ける。

$${}_vN_{90\%} = \gamma \times N_{90\%}(n=n_I) \leq N_{90\%}(n=n_0) \quad (2.3-22)$$

ここで、 γ の評価として、 $D/t=11.67$ と $D/t=27.5$ では、同じ変動幅 $\Delta n (=n_I - n_0)$ では $D/t=11.67$ の方が軸力による劣化度合いが小さく、 γ が小さくなることが考えられるので、表 2.3-21 の幅厚比 D/t 、軸力比 $n=0.3 \pm 0.5$ の場合 ($R=0.020$) で、変動幅 Δn を 0.0~0.5 と変化させて γ の値を評価すると、式 (2.3-23) が近似できる。

$$\gamma = 1.0 + 29.35 \times \Delta n^{2.90} \quad (0.0 \leq \Delta n \leq 0.5) \quad (2.3-23)$$

式 (2.3-23) と γ の評価結果との比較を図 2.3-40 に示す。この時の評価結果は表 2.3-21 のデータである。 γ (近似値) はほぼ安全側の評価となっていることがわかる。

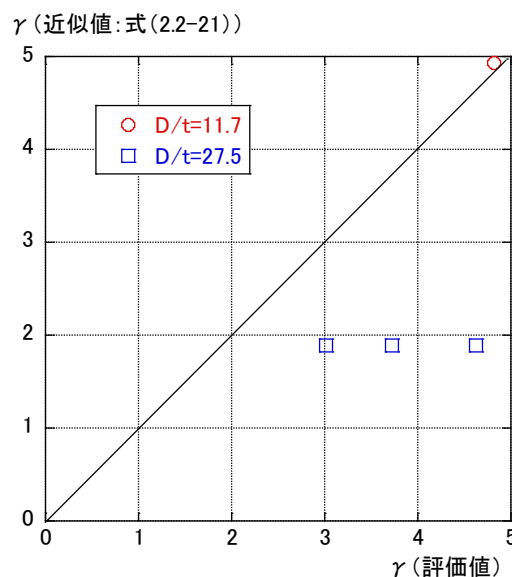


図 2.3-40 γ の近似値と評価値の関係

4) 変形性能の評価式 (案)

前述の式 (2.3-24) ~式 (2.3-25) を用いることにより、変動軸力下の繰返し数 $vN_{90\%}$ が評価可能である。変動軸力下の繰返し数 $vN_{90\%}$ の評価式をまとめて再掲載する。

$$vN_{90\%} = \gamma \times cN_{90\%}(n=n_1) \leq cN_{90\%}(n=n_0) \quad (2.3-24)$$

ここで、

γ : 変動軸力を考慮した割増係数

$$\gamma = 1.0 + 29.35 \times \Delta n^{2.90} \quad (0.0 \leq \Delta n \leq 0.5) \quad (2.3-25)$$

Δn : 軸力比の変動幅 (= $n_1 - n_0$)

$cN_{90\%}(n=n_1)$: 一定軸力での最大軸力時の繰返し数

$cN_{90\%}(n=n_0)$: 一定軸力での長期軸力時の繰返し数

(3) 任意の変位振幅での多数回繰返し特性

2.3.2 (2)でも述べたように、令和2年度実施した実験結果によると、任意の変位振幅での累積損傷度 D を式 (2.3-11) または式 (2.3-22) で得られた性能曲線から、式 (2.3-26) に示す線形累積損傷則 (Miner 則) を用いて評価できる。ただし、小さな振幅の評価をどこまで評価に含めるかについては今後検討が必要である。

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (2.3-26)$$

ここで、

N_i : 任意の部材角の繰返し数 $N_{90\%}$

(式 (2.3-11) または式 (2.3-22) で評価)

n_i : 任意の部材角に於ける繰返し数

2.3.3 鉄骨柱部材の多数回繰返し载荷実験と疲労評価の検討のまとめと課題

長周期地震動による繰返し荷重が作用する角形断面鋼管柱を対象に、変動軸力・変動振幅下の特性に着目し、一定軸力・一定振幅、変動軸力・一定振幅、一定軸力・変動振幅下の繰返し载荷実験を実施した。また、実験結果及び既往の実験結果に基づき、評価対象のデータは限定的であるが、一定軸力下および変動軸力下での性能曲線（案）を示した。以下に、令和2年度得られた成果及び今後の課題について概括する。

(1) 繰返し载荷実験

変動軸力および変動振幅を受ける角形断面鋼管柱の変形性能を把握するため、軸力比・振幅をパラメータとした载荷実験を実施した。

変動軸力を受ける鋼管柱の変形性能は、基準軸力比を受ける試験体と（圧縮側）最大軸力比を受ける試験体との性能となることを確認した。

変動振幅を受ける試験体は、実験範囲では一定振幅の試験体の実験結果から線形累積損傷則（Miner 則）を用いて求めた変形性能と変動振幅の実験結果から得られた変形性能が誤差 10%程度となり概ね良い対応となった。

(2) 鉄骨柱部材の疲労評価

・一定軸力での多数回繰返し特性の把握

一定軸力下での実験および解析の全 40 データ（軸力比 0.3~0.8、幅厚比 8.75~28.0、径高さ比 5.0~12.0（細長比 13.3~32.0）、部材角 0.006~0.04）を用いて、一定振幅の条件で遷移点よりも繰返し数が少ない領域（領域 1）に於いて軸力比、幅厚比、径高さ比（細長比）を考慮した等価部材角 R_e を定義して、繰返し数 ${}_cN_{90\%}$ と等価部材角 R_e の関係性を評価した。得られた評価式に関して、代表的な軸力比および幅厚比に応じて、部材角振幅 R と繰返し数 ${}_cN_{90\%}$ の関係を例示した。ただし、軸力比および幅厚比の大きな範囲では評価式は実験および解析値を過小評価する傾向にあるため、今後は、実験および解析資料を蓄積し、軸力比および幅厚比の大きな範囲での精度向上を行っていくことが必要と考えられる。今後は、実験および解析資料を蓄積して、軸力比および幅厚比の大きな範囲での精度向上を行っていくことが必要と考えられる。

また、遷移点よりも繰返し数が多い領域（領域 2）では、疲労特性を評価しなくとも良い部材角 R_{lim} を設定し、評価範囲を $R \geq R_{lim}$ とすることで、安全側に評価できるようにした。なお、領域 2 での性能曲線の評価については実験資料が少なく、今後の課題となる。

・変動軸力での多数回繰返し特性の把握

変動軸力を受ける鉄骨柱の多数回繰返し特性を評価する方法として、変動軸力時の小振幅での損傷が低減されることを考慮した簡易評価手法により繰返し数 ${}_vN_{90\%}$ について、変動軸力を考慮した割増係数 γ を最大軸力時の繰返し数に乗ずることで評価した。なお、変動軸力下での繰返し数評価の検証試験体が全 5 体と少ないため、今後更なる実験資料の蓄積により精度向上の検討が必要と考えられる。

・任意の変位振幅での多数回繰返し特性の把握

任意の変位振幅での累積損傷度 D を一定軸力または変動軸力での性能曲線（ ${}_cN_{90\%}$ 、 ${}_vN_{90\%}$ ）により、線形累積損傷則（Miner 則）を用いて評価可能である。ただし、小さな振幅の評価をどこまで評価に含めるかについては今後検討が必要である。

(3) 疲労評価式まとめ

本文中に示した評価式をまとめて以下に示す。

【一定軸力が作用する柱の繰り返し数 $cN_{90\%}$ 】

$$cN_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_{lim}}) \quad (2.3-11)$$

ここで、

C_0 : 疲労係数

$$C_0 = 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda / \lambda_0)^2 \quad (2.3-12)$$

α : 安全係数 (平均評価式 : $\alpha = 1.0$ 、下限評価式 : $\alpha = 0.5$)

λ : 細長比

λ_0 : 径高さ比 8.0 の場合の細長比

R_e : 等価部材角 ($= R / \mu_e$)

$R_{e_{lim}}$: 損傷度評価に有効な R_e の範囲 ($= R_{lim} / \mu_e$)

$$R_{e_{lim}} = 0.6 \times R_{e_{tr}} \quad (2.3-13)$$

$$R_{e_{tr}} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (D/t \leq 28) \quad (2.3-14)$$

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \leq 15.0 \quad (2.3-15)$$

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (0 \leq n \leq 0.8) \quad (2.3-16)$$

また、 μ_0 は $1/\alpha_0$ ($\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2$) の範囲に応じて下式により与える。

$$1/\alpha_0 \geq 1.09 \text{ の時} \quad \mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (2.3-17-1)$$

$$1.09 \geq 1/\alpha_0 \geq 0.23 \text{ の時} \quad \mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (2.3-17-2)$$

$N_{90\%_{max}}$: 繰り返し数の最大値

$$N_{90\%_{max}} = 3.037 \times 10^{-8} \times \alpha \times (\lambda / \lambda_0)^2 \times (R/15.0)^{-3.220} \quad (2.3-18)$$

【変動軸力が作用する柱の繰り返し数 $vN_{90\%}$ 】

$$vN_{90\%} = \gamma \times cN_{90\%}(n=n_1) \leq cN_{90\%}(n=n_0) \quad (2.3-24)$$

ここで、

γ : 変動軸力を考慮した割増係数

$$\gamma = 1.0 + 29.35 \times \Delta n^{2.90} \quad (0.0 \leq \Delta n \leq 0.5) \quad (2.3-25)$$

Δn : 軸力比の変動幅 ($= n_1 - n_0$)

$cN_{90\%}(n=n_1)$: 一定軸力での最大軸力時の繰り返し数

$cN_{90\%}(n=n_0)$: 一定軸力での長期軸力時の繰り返し数

【累積損傷の評価 : 線形累積損傷則 (Miner 則)】

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (2.3-26)$$

ここで、

N_i : 任意の部材角の繰り返し数 $N_{90\%}$ (式 (2.3-10) または式 (2.3-20) で評価)

n_i : 任意の部材角に於ける繰り返し数

【参考文献】

- 2.3-1) 澤本佳和、福元敏之、長谷川隆：多数回繰り返し荷重下の鉄骨柱部材の変形能力評価法に関する検討（その1）幅厚比の影響検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、2019.7
- 2.3-2) 建築研究所：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する資料、建築研究資料、第160号、2014.6
- 2.3-3) 文部科学省、京都大学：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ② 都市機能の維持・回復のための調査・研究 成果報告書（H25、27）
- 2.3-4) 澤本佳和、久保田淳、鈴木芳隆：多数回繰り返し荷重下の鉄骨柱部材の変形能力評価に関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、2018.9
- 2.3-5) 山田哲、秋山宏、桑村仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動、日本建築学会構造系論文報告集、第444号、pp.135-143、1993.2
- 2.3-6) 日本建築学会：鋼構造物の座屈に関する諸問題 2013、2013.6

2.4 まとめ

第2章の各節の検討の概要と得られた成果及び課題を以下にまとめて示す。

2.4.1 鉄骨柱部材の多数回繰り返し載荷実験（H30年度実施）

鉄骨柱部材に対する設計用疲労曲線式を提案することを目的として、既往知見（既存超高層、既往実験）の調査結果を反映した実験パラメータ（幅厚比、径高さ比、軸力比および変位振幅）を設定して、鉄骨柱部材の多数回繰り返し実験を実施した。平成30年度の調査および実験にて得られた知見を以下に示す。

(1) まとめ

【既往知見の調査】

- 1) 1960年代から1990年代に建設された鉄骨超高層建物について、柱諸元（幅厚比、径高さ比等）の実態調査を行った結果、最下層の柱について、以下の点がわかった。
 - ・幅厚比はFAランクであり、10前後に多く分布している。
 - ・径高さ比は5～8程度に多く分布し、最大で12程度である。
- 2) 柱部材を用いた多数回繰り返し実験（一定振幅、軸力（一定、変動））について、調査を行った結果、既往実験では幅厚比：16.7～27.5程度、径高さ比：8.0～9.1程度、軸力比：0.3～0.6を中心に実験が実施されていることがわかった。

以上の調査結果より、実験パラメータとして、幅厚比を8.75と11.67（FAランク）の2水準、径高さ比5.0、8.0、12.0の3水準（8.0を中心）、軸力比を0.3と0.6の2水準を選定して、変位振幅（部材角振幅）を2水準とした多数回繰り返し実験を実施した。

【実験結果】

- 3) 最大荷重以降の荷重低下の主要因としては、①：柱頭・柱脚の局部座屈、②：柱頭・柱脚の溶接熱影響部のき裂進展、③：①と②の併発の3種類があり、軸力比、部材角振幅、幅厚比および径高さ比の関係で主要因が異なる。
- 4) 軸縮みと局部座屈の進展は関連しており、荷重低下の主要因が局部座屈の場合には、局部座屈の進展とともに軸縮みが大きくなる。また、荷重低下の主要因がき裂進展の場合には、最大荷重以降ではき裂進展が進むため、軸縮みや局部座屈はほとんど進展しなくなる。
- 5) 軸力比については、既往知見と同様に軸力比が大きくなると同じ部材角での繰り返し数は減少する傾向にある。
- 6) 幅厚比については、軸力比0.3の場合には幅厚比が小（8.75）と大（11.67）で異なっても、ほぼ同じ繰り返し数となっている。しかし、軸力比0.6の場合には幅厚比が小さな方（8.75）が大きな方（11.67）よりも繰り返し数が大きくなる。これは、荷重低下の主要因が異なることが影響しており、軸力比0.3の場合には幅厚比に関わらず、荷重低下の主要因はき裂進展であり、軸力比0.6の場合には幅厚比小ではき裂進展、幅厚比大では局部座屈となっているためである。
- 7) 径高さ比については、既往知見と同様に径高さ比が大きくなると同じ部材角での繰り返し数は増加する。また、径高さ比が小（5.0）と中（8.0）での軸力比0.6では、荷重低下の主要因が異なり、径高さ比が小さな方（5.0）がき裂進展の影響が大きくなる。

8) 鉄骨柱部材の性能曲線は荷重低下の主要因が、「き裂進展（最小幅厚比）」を上限とし、「局部座屈（最大幅厚比）」を下限とするように、各部材因子（幅厚比、径高さ比）と外部因子（軸力比）により決定される。なお、最小幅厚比は 8.75～11.67、最大は 27.5 である。

(2) 今後の課題

今後に残された課題を以下に示す。

1) 一定軸力での多数回繰り返し特性の把握

・ 軸力比 0.6 に於ける異なる荷重低下の主要因での性能曲線の把握

平成 30 年度の実験結果では、軸力比 0.3 では幅厚比が小 (8.75) と大 (11.67) で異なっても、荷重低下の主要因がき裂進展で同じであったが、軸力比 0.6 では局部座屈とき裂進展で異なる結果となり、繰り返し数は「き裂進展>局部座屈」であった。上記の試験体は各 2 体と少ないため、各幅厚比に応じて、部材角振幅の異なる実験データを増やすことにより、上記の関係を再度把握することが必要と考えられる。

軸力比 0.6 での考えられる実験パラメータ（案）は以下である。

幅厚比：小 (8.75) → 部材角振幅：1/75 程度

幅厚比：大 (11.67) → 部材角振幅：1/33 程度

・ 部材因子（幅厚比、径高さ比）と外部因子（軸力比）により決定づけられる性能曲線の評価

平成 30 年度の実験結果および既往実験結果から、鉄骨柱部材の性能曲線は荷重低下の主要因が、「き裂進展（最小幅厚比）」を上限とし、「局部座屈（最大幅厚比）」を下限とするように、各部材因子（幅厚比、径高さ比）と外部因子（軸力比）により決定されることがわかった。今後は、部材因子と外部因子の組み合わせにより、上限と下限の性能曲線の間での性能曲線をどのように評価するのが課題となる。

2) 変動軸力での多数回繰り返し特性の把握

平成 30 年度の既存超高層の実態調査から設定した幅厚比に対して、変動軸力下での多数回繰り返し実験は存在せず、既存超高層の隅柱に於ける多数回繰り返し特性を把握する上からも実験データを取得することが必要と考えられる。

3) 変動振幅に対する多数回繰り返し特性の把握

建物モデルでの応答解析により部材の多数回繰り返し特性を評価する際には、線形累積損傷則（Miner 則）を用いる必要がある。既往の梁部材での実験に於いても変動振幅の多数回繰り返し実験を実施し、その精度の確認を実施しており、鉄骨柱部材に関しても実験データを取得することが必要と考えられる。

また、平成 30 年度は「部材角」と「繰り返し数 $N_{90\%}$ 」での整理を主として実施しているが、他の因子「塑性率」「繰り返し数 $N_{85\%}$ or $N_{80\%}$ 」等での整理・検討も必要と考えられる。

2.4.2 設計用疲労曲線と有限要素法を用いた解析可能性の検討（R1 年度実施）

鉄骨柱部材の疲労性能曲線式を提案することを目的とし、平成 30 年度の実験結果および既往の実験結果を用い、鉄骨柱部材の設計用疲労曲線の検討を実施した。また、平成 30 年度の実験結果を対象に有限要素法（FEM）を用いて、実験で確認された荷重低下要因（局部座屈、き裂発生）

をシミュレート可能かの検討を行った。また、今後補充が必要なデータの一部に関して、有限要素法（FEM）を用いたパラメータスタディを実施し、FEMの解析結果も考慮して設計用疲労曲線の検討を行った。以下に令和1年度の得られた知見を示す。

(1) まとめ

【設計用疲労曲線（案）の検討】

- 1) 一定軸力と変動軸力では、幅厚比の大きな場合（幅厚比：27.5）には、変動軸力のデータは一定軸力（長期相当）よりも小さくなり、幅厚比の小さな場合（幅厚比：16.7）には、変動軸力のデータは一定軸力（長期相当）のデータとほぼ同じとなる傾向にある。
- 2) 柱部材の多数回繰り返し実験での降伏後のひずみ硬化による耐力上昇（ Q_{max}/Q_p ）は、全塑性耐力と比較して、軸力比 $n=0.3$ で最大 1.8 倍、 $n=0.6$ で最大 2.8 倍、 $n=0.9$ で最大 5.6 倍となり、軸力比が大きくなると耐力上昇は大きくなる。また、上記の耐力上昇は応答解析における余裕量となるが、直接に評価することは困難であるため、例えば、繰り返し回数として、最大荷重の 90% となるまでの繰り返し回数 $N_{90\%}$ を基本とし、 $N_{80\%}$ や $N_{70\%}$ についても別途評価することが考えられる。なお、上記に関しては応答解析時の柱部材の履歴モデルとの関連もあるので、総合的に判断する必要がある。
- 3) 既往の実験結果から応答解析モデル S30 の S 柱部材（1 階：幅厚比 15.0）の性能曲線（設計用疲労曲線）を検討した結果、「案 1：1 階の隅柱・中柱とも一定軸力 0.6 の性能曲線を用いる」「案 2：1 階の隅柱は変動軸力 0.6 ± 0.3 の性能曲線を、1 階の中柱は一定軸力 0.3 の性能曲線を用いる」を提案した。
- 4) 今後、設計用疲労曲線を提案するための必要なデータとして、①幅厚比が 20 程度のデータ、②幅厚比 27.5 での軸力比 0.6 のデータ、③軸力比 0.6 を超えるデータを抽出した。

【有限要素法（FEM）を用いた解析可能性の検討とパラメータスタディ】

- 5) 有限要素法（FEM）を用いて、平成 30 年度実施した柱部材実験のシミュレーションを実施した結果、「短柱圧縮試験に於ける荷重上昇」「多数回繰り返し実験に於ける荷重上昇」については、シミュレート可能なこと、「多数回繰り返し実験に於ける溶接熱影響部のき裂進展と柱端部の局部座屈発生による荷重低下」については、解析結果が実験結果よりも小さな変形能力を与える場合もあるが、全体的な傾向を表現できることがわかった。
- 6) 上記解析モデルを用いて、幅厚比等を変化させたパラメータスタディを行った結果、軸力比 0.3 と 0.6 で幅厚比の差異による性能曲線の相対位置は多少異なるが、H30 年度の報告書に記載した性能曲線の上下限と同様に、上限が幅厚比小のき裂進展、下限が幅厚比大の局部座屈により決定づけられる性能曲線であることがわかった。

(2) 今後の課題

今後に残された課題を以下に示す。

- 1) 一定軸力での多数回繰り返し特性の把握

有限要素法（FEM）による解析に関して、柱頭・柱脚部に局部座屈を伴い、溶接熱影響部のき裂進展により徐々に荷重低下する場合の解析については、解析結果の繰り返し回数が実験結果よりも少なくなる傾向にあるため、この点に関して、解析精度の向上に努める必要がある。

また、令和 1 年度実施の解析結果では、設計用疲労曲線を評価するためには十分では無く、幅厚比等をパラメータとした解析を更に実施する必要がある。

2) 変動軸力での多数回繰返し特性の把握

平成 30 年度の既存超高層の実態調査から設定した幅厚比に対して、変動軸力下での多数回繰返し実験はほとんど存在せず、既存超高層の隅柱に於ける多数回繰返し特性を把握する上からも実験データを取得することが必要と考えられる。

3) 変動振幅に対する多数回繰返し特性の把握

建物モデルでの応答解析により部材の多数回繰返し特性を評価する際には、線形累積損傷則 (Miner 則) を用いる必要がある。既往の梁部材での実験に於いても変動振幅の多数回くり返し実験を実施し、その精度の確認を実施しており、鉄骨柱部材に関しても実験データを取得することが必要と考えられる。

2.4.3 鉄骨柱部材の多数回繰返し载荷実験と疲労評価の検討 (R2 年度実施)

長周期地震動による繰返し荷重が作用する角形断面鋼管柱を対象に、変動軸力・変動振幅下の特性に着目し、一定軸力・一定振幅、変動軸力・一定振幅、一定軸力・変動振幅下の繰返し载荷実験を実施した。また、実験結果及び既往の実験結果に基づき、評価対象のデータは限定的であるが、一定軸力下および変動軸力下での性能曲線 (案) を示した。以下に、令和 2 年度得られた成果及び今後の課題について概括する。

(1) 繰返し载荷実験

変動軸力および変動振幅を受ける角形断面鋼管柱の変形性能を把握するため、軸力比・振幅をパラメータとした载荷実験を実施した。

変動軸力を受ける鋼管柱の変形性能は、基準軸力比を受ける試験体と (圧縮側) 最大軸力比を受ける試験体の間の性能となることを確認した。

変動振幅を受ける試験体は、実験範囲では一定振幅の試験体の実験結果から線形累積損傷則 (Miner 則) を用いて求めた変形性能と変動振幅の実験結果から得られた変形性能が誤差 10% 程度となり概ね良い対応となった。

(2) 鉄骨柱部材の疲労評価

・一定軸力での多数回繰返し特性の把握

一定軸力下での実験および解析の全 40 データ (軸力比 0.3~0.8、幅厚比 8.75~28.0、径高さ比 5.0~12.0 (細長比 13.3~32.0)、部材角 0.006~0.04) を用いて、一定振幅の条件で遷移点よりも繰返し数が少ない領域 (領域 1) に於いて軸力比、幅厚比、径高さ比 (細長比) を考慮した等価部材角 R_e を定義して、繰返し数 $cN_{90\%}$ と等価部材角 R_e の関係性を評価した。得られた評価式に関して、代表的な軸力比および幅厚比に応じて、部材角振幅 R と繰返し数 $cN_{90\%}$ の関係を例示した。ただし、軸力比および幅厚比の大きな範囲では評価式は実験および解析値を過小評価する傾向にあるため、今後は、実験および解析資料を蓄積し、軸力比および幅厚比の大きな範囲での精度向上を行っていくことが必要と考えられる。今後は、実験および解析資料を蓄積して、軸力比および幅厚比の大きな範囲での精度向上を行っていくことが必要と考えられる。

また、遷移点よりも繰返し数が多い領域（領域 2）では、疲労特性を評価しなくとも良い部材角 R_{lim} を設定し、評価範囲を $R \geq R_{lim}$ とすることで、安全側に評価できるようにした。なお、領域 2 での性能曲線の評価については実験資料が少なく、今後の課題となる。

・ 変動軸力での多数回繰返し特性の把握

変動軸力を受ける鉄骨柱の多数回繰返し特性を評価する方法として、変動軸力時の小振幅での損傷が低減されることを考慮した簡易評価手法により繰返し数 ${}_v N_{90\%}$ について、変動軸力を考慮した割増係数 γ を最大軸力時の繰返し数に乗ずることで評価した。なお、変動軸力下での繰返し数評価の検証試験体が全 5 体と少ないため、今後更なる実験資料の蓄積により精度向上の検討が必要と考えられる。

・ 任意の変位振幅での多数回繰返し特性の把握

任意の変位振幅での累積損傷度 D を一定軸力または変動軸力での性能曲線 (${}_c N_{90\%}$ 、 ${}_v N_{90\%}$) により、線形累積損傷則 (Miner 則) を用いて評価可能である。ただし、小さな振幅の評価をどこまで評価に含めるかについては今後検討が必要である。

(3) 疲労評価式まとめ

本文中に示した評価式をまとめて以下に示す。

【一定軸力が作用する柱の繰返し数 ${}_c N_{90\%}$ 】

$${}_c N_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_lim}) \quad (2.3-11)$$

ここで、

C_0 : 疲労係数

$$C_0 = 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda / \lambda_0)^2 \quad (2.3-12)$$

α : 安全係数 (平均評価式 : $\alpha = 1.0$ 、下限評価式 : $\alpha = 0.5$)

λ : 細長比

λ_0 : 径高さ比 8.0 の場合の細長比

R_e : 等価部材角 ($= R / \mu_e$)

R_{e_lim} : 損傷度評価に有効な R_e の範囲 ($= R_{lim} / \mu_e$)

$$R_{e_lim} = 0.6 \times R_{e_tr} \quad (2.3-13)$$

$$R_{e_tr} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (D/t \leq 28) \quad (2.3-14)$$

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \leq 15.0 \quad (2.3-15)$$

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (0 \leq n \leq 0.8) \quad (2.3-16)$$

また、 μ_0 は $1/\alpha_0$ ($\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2$) の範囲に応じて下式により与える。

$$1/\alpha_0 \geq 1.09 \text{ の時} \quad \mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (2.3-17-1)$$

$$1.09 \geq 1/\alpha_0 \geq 0.23 \text{ の時} \quad \mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (2.3-17-2)$$

$N_{90\%_{max}}$: 繰返し数の最大値

$$N_{90\%_{max}} = 3.037 \times 10^{-8} \times \alpha \times (\lambda / \lambda_0)^2 \times (R/15.0)^{-3.220} \quad (2.3-18)$$

【変動軸力が作用する柱の繰返し数 ${}_v N_{90\%}$ 】

$${}_v N_{90\%} = \gamma \times {}_c N_{90\%}(n=n_I) \leq {}_c N_{90\%}(n=n_0) \quad (2.3-24)$$

ここで、

γ : 変動軸力を考慮した割増係数

$$\gamma = 1.0 + 29.35 \times \Delta n^{2.90} \quad (0.0 \leq \Delta n \leq 0.5) \quad (2.3-25)$$

Δn : 軸力比の変動幅 ($= n_I - n_0$)

${}_cN_{90\%}(n=n_I)$: 一定軸力での最大軸力時の繰返し数

${}_cN_{90\%}(n=n_0)$: 一定軸力での長期軸力時の繰返し数

【累積損傷の評価：線形累積損傷則（Miner 則）】

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (2.3-26)$$

ここで、

N_i : 任意の部材角の繰返し数 $N_{90\%}$ (式 (2.3-10) または式 (2.3-20) で評価)

n_i : 任意の部材角に於ける繰返し数

第3章 角形 CFT 柱部材の設計用疲労曲線式の検討

3.1 既往研究の分析と疲労性能曲線式の検討（H30 年度実施）

3.3.1 背景と目的

一定変位振幅繰返し载荷を受ける CFT 柱材に関して発表されている論文を元に実験データの分析を行い、技術知見の取得を目的とする。本節では、既往の実験資料を用い、実験データの分析および疲労曲線式の検討を行う。

3.1.2 既往の研究による実験データの分析

CFT 柱が多数回の繰返し荷重を受ける場合の耐力劣化性状に関する既往の研究の概要を示す。

文献 3.1-1)、3.1-2)は、平成 25 年度基準整備促進事業 S10「長周期地震動に対する CFT 造柱部材等の安全性検証方法に関する検討」の一環として行われた実験についての論文で、多数回繰返し変形に対する保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）を確認することを目的とし、CFT 柱を対象とした定変位振幅繰返し載荷実験が行われている。試験体の材料強度は、490N 級鋼材と Fc60 コンクリート、590N 級鋼材と Fc100 コンクリート、および 400N 級鋼材と Fc100 コンクリートの試験体である。

文献 3.1-3)、3.1-4)は、日本鋼構造協会「長周期地震動に対する柱部材の保有性能に関する調査研究小委員会」の活動の一環として行われた研究で、文献 3.1-4)では、小委員会で行った以外の研究成果もとりまとめて示している。

以下、概要と得られた成果を示す。

(1) 基準整備促進事業 S10「長周期地震動に対する CFT 造柱部材等の安全性検証方法に関する検討」

1) 実験概要

多数回繰返し変形に対する保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）を確認することを目的とし、CFT 柱を対象とした定変位振幅繰返し載荷実験が行われている。490N 級鋼材と Fc60 コンクリート、および 590N 級鋼材と Fc100 コンクリートを用いた実験が行われている。表 3.1-1 に試験体一覧を示す。図 3.1-1 に試験体を示す。表 3.1-1 に示すように、試験体数は計 22 体 (No.1～No.6、No.1～No.16) で実験変数は次の通りである。

- 1) 軸力比：0.3、0.6（一定）、0～0.6、0.15～0.45（変動）
- 2) 変位振幅：0.6%、1%、1.5%、2%
- 3) 座屈長さ・断面せい比：8、12、15
- 4) 柱鋼管幅厚比：20、31
- 5) 材料強度：490N 級鋼材+Fc60、590N 級鋼材+Fc100、400N 級鋼材+Fc100
- 6) 載荷プログラム：一定変位、漸増変位
- 7) 載荷方向：0°、45°

軸力について、一定軸力は少なく 6 体である。変動軸力は、軸力比 0.3 ± 0.3 、 0.3 ± 0.15 としている。変位振幅は、同一軸力比において 1～3 種類変化させている。座屈長さ・断面せい比(L/D)は 8 を基本とし、12 は 2 体、15 は 1 体である。

図 3.1-1 に示すように試験体は上下を固定端として逆対称曲げが作用する荷重条件となっている。また、試験体は溶接箱形断面柱である。

2) 実験結果概要

水平力-部材角関係、ピーク荷重の推移、軸縮みの推移などが示され、繰返し回数と塑性率ならびに累積塑性変形倍率との関係が示されている。なお、繰返し回数は、最大荷重 Q_{max} の 90%、80% に荷重が低下した時の回数を $N_{90\%}$ 、 $N_{80\%}$ として示している。ここで、塑性率は図 3.1-2 に示すように、CFT 指針に示されている骨格曲線のように弾性剛性 K_e に対して $\alpha_y=0.7$ を乗じた剛性を表す直線と、終局耐力を表す直線との交点を δ_p とし、それに対する変位振幅 δ として定義している。また、

CFT 指針では $M-R$ 関係として骨格曲線が示されているが、図 3.1-2(a)は水平力—水平変位関係で示されているので、 PA 効果が考慮されているかどうかは不明である。

図 3.1-3、図 3.1-4 に、塑性率 $\mu (= \delta/\delta_p)$ と $N_{90\%}$ 、 $N_{80\%}$ の関係を示す。塑性率が小さいほど繰返し回数が大きくなる傾向はみられるが、試験体によってばらつきがあり、塑性率のみで繰返し回数を評価することは困難であると考えられる。

表 3.1-1 試験体一覧

No.	試験体名	柱部材断面	柱長さ	加力方向	軸力比	$c\sigma_B$ (N/mm ²)	$s\sigma_y$ (N/mm ²)	振幅* R	R/R _p	N _{90%}	N _{80%}		
1	MM-14M-C1	□-280 ×14	2240 L/D=8	0°	0.3	64.8	376	10	1.74	80	166		
2	MM-14M-C2					66.0		15	2.60	21	33		
3	MM-14M-V1				0-0.6 変動	67.7	10	2.34	6	17			
4	MM-14M-V2					66.7	15	2.59	5	10			
5	MM-14M-VL1	□-280 ×9			0-0.45 変動	68.4	396	10	1.75	8	30		
6	MM-14M-VL2					66.2		15	3.39	4	6		
1	HH-14M-C1	□-280 ×14	2240 L/D=8		0.3	104	495	10	1.35	421	441		
2	HH-14M-C2					109		15	2.02	94	119		
3	HH-14M-C3					109		20	2.70	17	21		
4	HH-14M-CH1				0.6	103		10	1.79	5	8		
5	HH-14M-V0					111		6	1.07	15	107		
6	HH-14M-V1				0-0.6 変動	111		10	1.78	5	20		
7	HH-14M-V2					110		15	2.60	5	10		
8	HH-14M-VL1				0-0.45 変動	105		10	1.46	132	240		
9	HH-14M-VL2					102		15	2.20	42	61		
10	HH-14MU-V1				3360	L/D=12		0-0.6 変動	105		10	1.21	5
11	HH-14MU-V2			105	15				1.81		5	13	
12	HH-14L-V1			4200 L/D=15	105				10		0.95	14	59
13	HH-9M-V0	□-280 ×9	2240	45°	0-0.6 変動	103	445	6	1.14	3	16		
14	HH-9M-V1					103	445	10	1.84	2	5		
15	HH-14M-V0D	□-280 ×14	L/D=8		103	495	6	1.08	41	131			
16	LH-9M-V1	□-280 ×9			105	311	10	2.26	2	2			

*1/1000rad

$c\sigma_B$: コンクリート圧縮強度、 $s\sigma_y$: 鋼管降伏強度

R/R_p: 図 3.1-9 に示す塑性率 μ の定義により求めた値

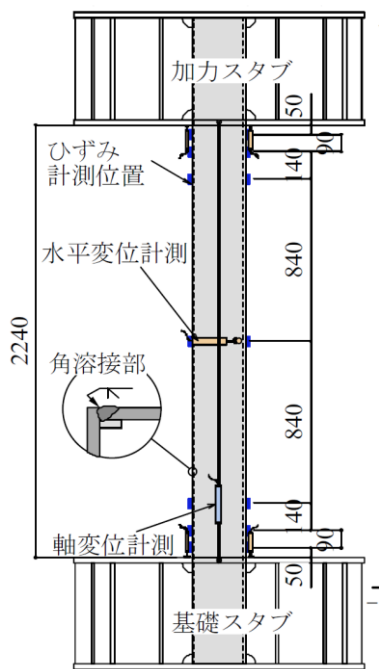


図 3.1-1 試験体 3.1-1)

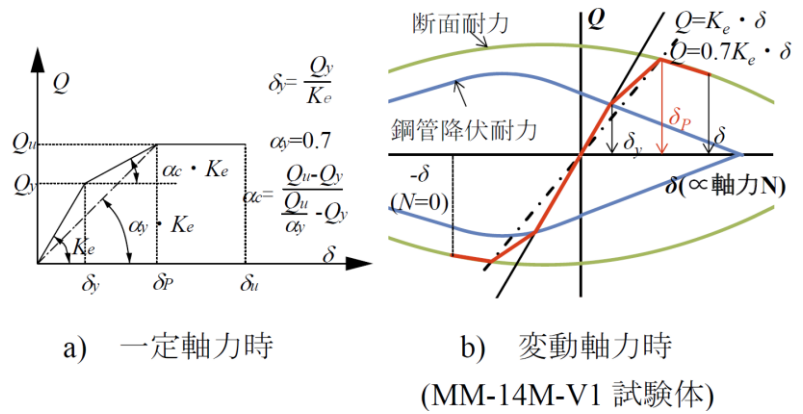
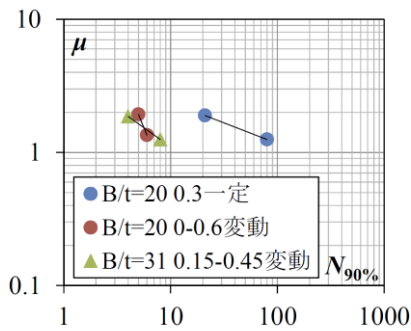
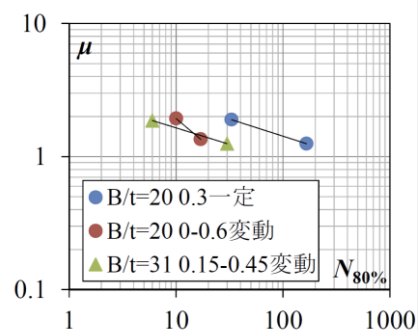


図 3.1-2 塑性率 δ/δ_p の定義 3.1-1)

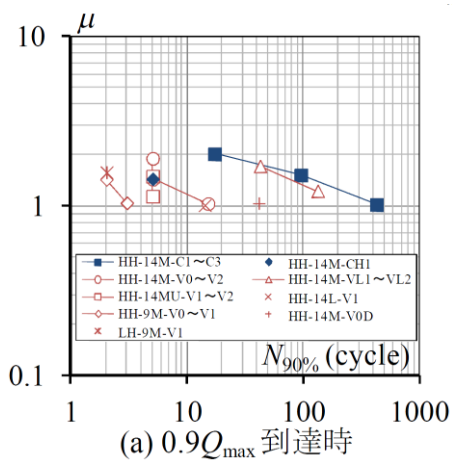


a) $0.9Q_{max}$ 時

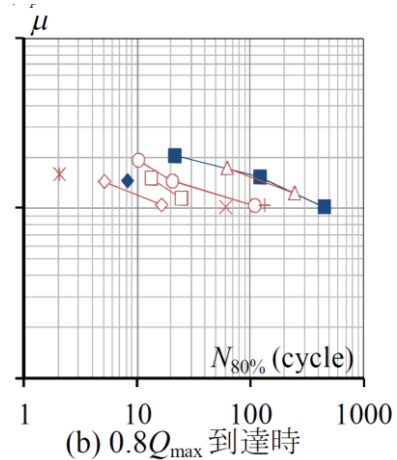


b) $0.8Q_{max}$ 時

図 3.1-3 塑性率と $N_{90\%}$ 、 $N_{80\%}$ の関係 (490N+Fc60) 3.1-1)



(a) $0.9Q_{max}$ 到達時



(b) $0.8Q_{max}$ 到達時

図 3.1-4 塑性率と $N_{90\%}$ 、 $N_{80\%}$ の関係(590N+Fc100) 3.1-2)

(2) 日本鋼構造協会「長周期地震動に対する柱部材の保有性能に関する調査研究小委員会」

1) 実験概要

多数回繰返し変形に対する保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）を確認することを目的とし、BCR295 と Fc60 コンクリートを用いた実験が行われている^{3.1-3)}。表 3.1-2 に試験体一覧を示す。実験変数は次の通りである。

- 1) 座屈長さ・断面せい比(l_k/D) : 8、10、14、20
- 2) 振幅（部材角 R ） : 0.5、0.75、1、1.25、1.5、2、3%
- 3) 軸力比(n) : 0.15、0.3、0.45、0.6

試験体数は 28 体で、試験体 No.4、10、20、23 は、変位振幅を途中で変更している。荷重条件は図 3.1-5 に示すように片持ち柱形式である。本実験は、

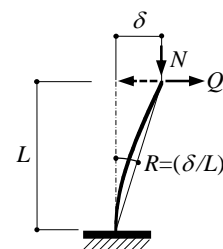


図 3.1-5 荷重条件

表 3.1-2 試験体一覧

試験体名	柱部材断面	l_k/D	R (%)	μ	n	σ_B (N/mm ²)	$s\sigma_y$	限界繰返し回数（正側）			
								$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$
1	LD8-n15R1	□-150 ×6	8	1	1.89	0.15	74.6	14	38	122	200+
2	LD8-n30R1			1	1.84	0.3	75.7	12	28	54	117
3	LD8-n45R1			1	1.96	0.45	75.5	6	13	22	34
4	LD8-n60R05			0.5	1.17	0.6	74.0	100+	-	-	-
	LD8-n60R075		0.75	1.76	0.6	74.0	9	15	16	17	
5	LD10-n15R1		10	1	1.57	0.15	55.6	14	43	124	200+
6	LD10-n15R15			1.5	2.29	0.15	56.7	3	6	12	24
7	LD10-n30R1			1	1.54	0.3	57.8	11	27	51	120
8	LD10-n30R15			1.5	2.27	0.3	56.7	4	6	11	18
9	LD10-n45R1			1	1.64	0.45	58.7	8	18	32	36
10	LD10-n60R05			0.5	0.979	0.6	59.6	100+	-	-	-
	LD10-n60R075			0.75	1.47	0.6	59.6	7	10	11	12
11	LD10-n60R1	1		2.03	0.6	57.6	2	*	*	3	
12	LD14-n15R1	14		1	1.12	0.15	75.4	54	200+	-	-
13	LD14-n15R15			1.5	1.68	0.15	76.0	9	23	58	185
14	LD14-n30R1		1	1.07	0.3	75.7	65	200+	-	-	
15	LD14-n30R15		1.5	1.63	0.3	70.9	8	15	26	44	
16	LD14-n45R1		1	1.15	0.45	76.6	38	82	200+	-	
17	LD14-n45R125		1.25	1.45	0.45	77.5	10	19	31	36	
18	LD14-n60R075		0.75	1.02	0.6	75.6	31	100+	-	-	
19	LD14-n60R1		1	1.31	0.6	77.3	4	7	*	8	
20	LD20-n15R1		20	1	0.804	0.15	61.8	500+	-	-	-
	LD20-n15R125			1.25							
21	LD20-n15R2			2	1.61	0.15	57.9	4	11	27	65
22	LD20-n15R3			3	2.41	0.15	60.0	2	4	6	9
23	LD20-n30R1	1		0.783	0.3	62.6	400+	-	-	-	
	LD20-n30R125	1.25									
24	LD20-n30R2	2		1.55	0.3	61.4	5	10	13	33	
25	LD20-n30R3	3		2.38	0.3	58.5	*	2	4	5	
26	LD20-n45R1	1		0.831	0.45	61.7	100+	-	-	-	
27	LD20-n60R1	1		0.959	0.6	62.8	12	29	33	35	
28	LD20-n60R125	1.25		1.20	0.6	63.7	*	1	2	4	

100+、200+、400+、500+ : 荷重が低下する前にそれぞれ 100、200、400、500 サイクルで実験を終了した。

* : 荷重の低下が大きく、その荷重を超えて次の荷重まで低下したことを示す。

凡例 : LD14 - n15R15
 \swarrow $l_k/D=14$ \swarrow n15:軸力比 0.15、R15:振幅 1.5%

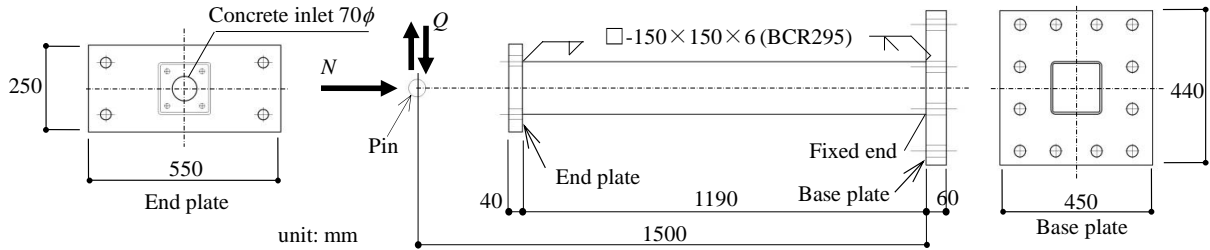


図 3.1-6 試験体^{3.1-3)}

基準整備促進事業とは異なり、軸力比は一定である。これは、一定軸力下における保有性能を明らかにすることを目的として行ったためである。試験体 ($l_k/D=20$) を図 3.1-6 に示す。

2) 実験結果概要

水平力-部材角関係、ピーク荷重の推移、軸縮みの推移などが示されている。耐力劣化状況に及ぼす実験の影響を明らかにし、重心軸ひずみ挙動と耐力劣化状況の関連性について示している。また、重心軸ひずみが急増するとき、耐力が急激に低下するときの実験変数の組合せを示している。CFT 柱について、次の内容が結論として得られている^{3.1-3)}。

- 1) 軸力比 n が大きいほど、座屈長さ・断面せい比が小さいほど、繰返しによる耐力低下が大きい。変位振幅 R_0 が大きくなると、繰返しによる耐力の低下が大きい。
- 2) 重心軸ひずみと荷重サイクルの関係は、重心軸ひずみがほぼ一定、あるいはわずかに増加するものと、急激に増大するものに分類できる。軸力比 n が大きく、変位振幅 R_0 が大きくなるほど重心軸ひずみが急激に増大・発散する様相が観察される。部材角 $R=1\%$ の場合は、 $l_k/D=20$ 、14 については軸力比 $n=0.6$ で、 $l_k/D=10$ 、8 については $n=0.45$ 以上で重心軸ひずみが急激に増大する。
- 3) 変位反転点での水平力 Q_{0i} は、重心軸ひずみ挙動と同じく、軸力比 n が大きく、変位振幅 R_0 が大きくなるほど低下する。部材角 $R=1\%$ の場合は、 $l_k/D=20$ 、14 については軸力比 $n=0.6$ で、 $l_k/D=10$ 、8 については $n=0.45$ 以上で耐力が急激に低下する。
- 4) 本実験の範囲内で $n=0.45$ までであれば R_0/R_{pc} (塑性率で図 3.1-9 参照, 図 3.1-2 とは異なる) の値が 1 未満の場合、100 サイクル繰返ししても、耐力は最大耐力の 95%程度を保持できていた。
- 5) 短期許容耐力以下で繰返しを行った $l_k/D=20$ 、 $n=0.15$ 、 $R_0=1\%$ の試験体は 300 サイクルまでほとんど荷重が低下していなかった。また、柱脚の曲げモーメントが全塑性モーメントに達していない試験体は、本実験の繰返し回数の範囲内では、最大耐力 Q_{max} の 80%は保持できていた。

3.1.3 疲労曲線の検討

(1) 既往の評価方法

これまでに提案されている既往の疲労曲線について示す。

1) 文献 3.1-5) による提案

文献 3.1-5)では、実験資料にもとづき、重回帰分析を用いて最大荷重の 95%に低下した時のサイクル数を評価する式を提示している。

$$N_l = 1.04 \cdot 0.154^\mu \cdot 3.29^\eta \cdot 1.57^p \cdot 0.993^{c\sigma B} \cdot 1.04^\lambda \quad (3.1-1)$$

ここで、 μ は部材角比で、次式で定義される。

$$\mu = \frac{R}{R_l} \quad (3.1-2)$$

また、 R_l は限界部材角で次式で定義される。

$$R_l = 0.217 \cdot 0.158^p \cdot 0.559^\eta \cdot 0.985^{c\sigma B} \quad (3.1-3)$$

式(3.1-1)中、 η は一般化幅厚比、 p は軸力比、 λ は座屈長さ・断面せい比 l_k/D である。

本評価方法の特徴としては、10 サイクルまでのみ評価できる手法である。図 3.1-7 に、実験値と計算値の比較を示す。10 サイクル以内であれば精度よく評価できていることがわかる。

2) 基準整備促進事業による提案

実験結果に基づき、疲労性能評価ひずみ ε_h を用いて $N_{80\%}$ の評価方法を提案している^{3.1-2)}。疲労性能評価ひずみは、充填コンクリートに生じるひずみの最大値 ε_{cmax} か鋼管に生じるひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_s$ である。全軸力が鋼管のみに作用した時の軸方向ひずみ ε_0 がコンクリート圧縮強度時のひずみ $c\varepsilon_u$ 以上であれば、 $\varepsilon_h = \varepsilon_{cmax}$ とし、 ε_0 が $c\varepsilon_u$ より小さい場合は $\varepsilon_h = \Delta\varepsilon_s$ とする。変動軸力の場合には、正側、負側の平均値が一定軸力として作用するものとして取り扱っている。

これらから得られた式は下式となる。

$$\log \varepsilon_h = -0.3 \log N_{80\%} - 1.7 \quad (3.1-4)$$

図 3.1-8 に、 ε_h と $N_{80\%}$ の関係を示す。2 体 (LH-9M-V1、HH-14M-CH1) 評価できない試験体が含まれているが、おおむね式(3.1-4)と実験値が対応していることがわかる。2 体の試験体については、式(3.1-4)の適用範囲から外れているものとして、今後適用範囲を検討するとされている。

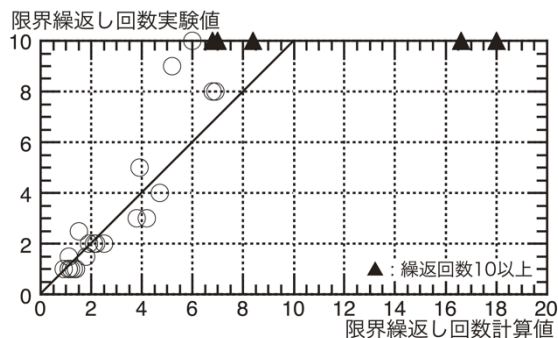


図 3.1-7 限界繰返し回数実験値と計算値との比較^{3.1-5)}

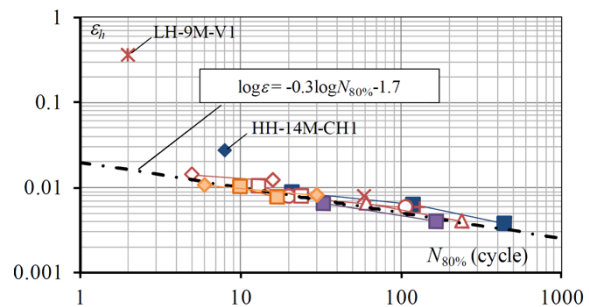


図 3.1-8 限界ひずみと $N_{80\%}$ の関係^{3.1-2)}

(2) 評価法の検討

1) JSSCの実験結果を用いた場合の検討

図 3.1-10 に、実験^{3.1-3)}から得られた正側の限界繰返し回数 $N_{95\%}$ と部材角、軸力比、座屈長さ・断面せい比、塑性率、コンクリート圧縮強度の関係をそれぞれ示す。図 3.1-10(a)、(d)、(e) 中の○印、◇印、□印、△印はそれぞれ軸力比 $n=0.15, 0.3, 0.45, 0.6$ の場合を示す。図 3.1-10(b)、(c) 中の○印、◇印、□印、△印、●印、◆印、■印はそれぞれ部材角 $R=0.5\%, 0.75\%, 1\%, 1.25\%, 1.5\%, 2\%, 3\%$ の場合を示す。なお、塑性率は、図 3.1-9 に示すように定義している。図 3.1-2 のように剛性の低下は考慮せず、塑性崩壊機構直線まで同じ値とし、水平剛性は、軸力およびせん断変形を考慮して算定している。

図 3.1-10(a)によれば、部材角 R と $N_{95\%}$ には負の相関がある。しかし、部材角 1% の試験体が多く、2 サイクルから 500 サイクルまでのばらつきがある。図 3.1-10(b)によると、軸力比と $N_{95\%}$ には、部材角ほどに明確な関係は見られなかった。ただし部材角ごとに着目してみると、●印、◆印、■印で示される、比較的部材角が大きなもの、 $N_{95\%}$ が小さくなっている。また、最も試験体数の多い $R=1\%$ (□印) に着目すると、軸力比が大きくなるにつれ $N_{95\%}$ の値が小さくなる傾向がみられる。

図 3.1-10(c) の座屈長さ・断面せい比についてみると、軸力比と同様に、部材角ほどに $N_{95\%}$ と明確な関係は見られない。しかし、 $R=1\%$ (□印) で軸力比が同じ場合については、 l_k/D の値が大きくなるにつれ $N_{95\%}$ の値もやや大きくなる (図 3.1-10(c) 中○印で囲んだ箇所)。図 3.1-10 (d) によれば、塑性率は、 $N_{95\%}$ と明確な負の相関がみられる。これらは $N_{95\%}$ のときについてのみの結果で、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ のときはしだいにばらつきが大きくなってはいたが、おおよその傾向は同じであった。

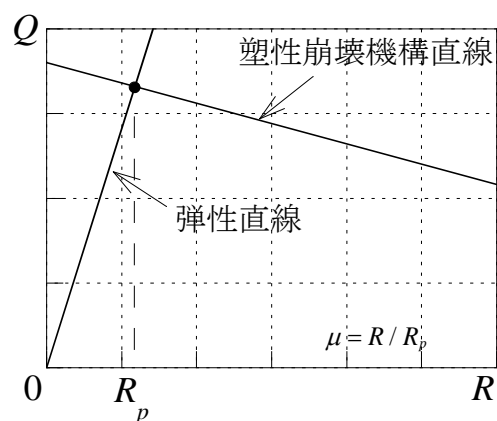


図 3.1-9 弾性限部材角 R_p の定義

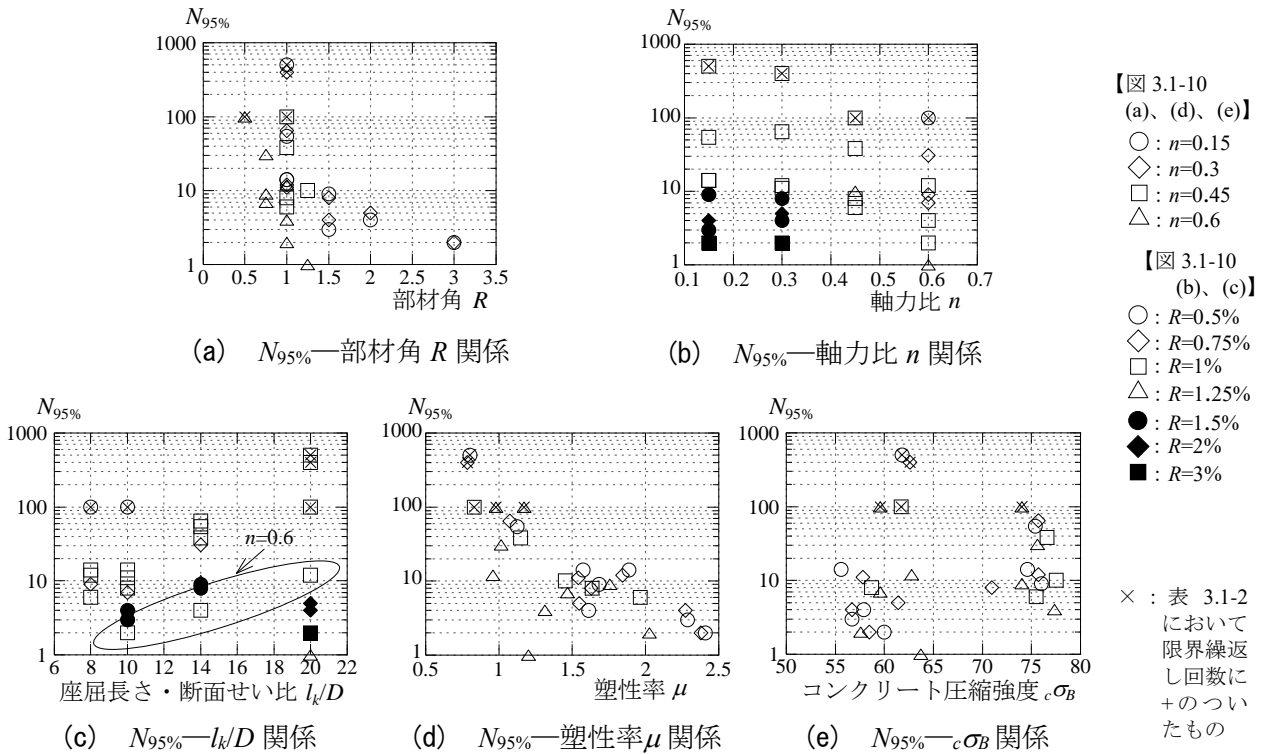


図 3.1-10 $N_{95\%}$ と実験変数の関係^{3.1-6)}

したがって、これらの変数を因子として用いて重回帰分析を行い、限界繰返し回数を式で表すこととする。図 3.1-10(e) のコンクリート圧縮強度については、実験では $55.6 \sim 77.5 \text{ N/mm}^2$ と変数としての範囲は狭いが、因子として含めることとした。

文献 3.1-5) のように、塑性率 μ 、軸力比 n 、座屈長さ・断面せい比 l_k/D 、コンクリート圧縮強度 $c\sigma_B$ を因子とし、重回帰分析を用いて、 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ と各実験変数との関係を求めた^{3.1-6)}。文献 3.1-5) と異なるのは、部材角比を用いず塑性率を用いている点にある。また、本実験は、幅厚比を実験変数としていなかったため、幅厚比の影響は考慮できていない。

$$N_{95\%} = 251 \cdot 0.152^\mu \cdot 0.0669^n \cdot 0.908^{l_k/D} \cdot 1.03^{c\sigma_B} \quad (3.1-5)$$

$$N_{90\%} = 1790 \cdot 0.129^\mu \cdot 0.0228^n \cdot 0.886^{l_k/D} \cdot 1.02^{c\sigma_B} \quad (3.1-6)$$

$$N_{85\%} = 9172 \cdot 0.121^\mu \cdot 0.00473^n \cdot 0.876^{l_k/D} \cdot 1.02^{c\sigma_B} \quad (3.1-7)$$

$$N_{80\%} = 54568 \cdot 0.0837^\mu \cdot 0.000754^n \cdot 0.874^{l_k/D} \cdot 1.02^{c\sigma_B} \quad (3.1-8)$$

式(3.1-5)～(3.1-8)を、次のように係数を用いて表現する。

$$N_{\%} = A \cdot B^\mu \cdot C^n \cdot D^{l_k/D} \cdot E^{c\sigma_B} \quad (3.1-9)$$

式(3.1-9)の係数 A を除くそれぞれの項と各変数 (指数) の関係を図 3.1-11 に示す。図によれば、塑性率、軸力比、座屈長さ・断面せい比が大きくなるにつれ係数は小さくなっている。塑性率 (部材角)、軸力比については実験で得られた知見と同様の傾向を示している。座屈長さ・断面せい比については、同じ軸力比、部材角であれば、座屈長さ・断面せい比が大きいほうが弾性限も大きく、繰返し回数は大きくなるが、本式では塑性率を用いているため、座屈長さ・断面せい比が大きくなるにつれ係数が小さくなる結果となっていた。

図 3.1-12 に、実験での限界繰返し回数と、式(3.1-5)～(3.1-8) による限界繰返し回数の比較を示す。図 3.1-12(a)、(b)、(c)、(d)はそれぞれ $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ を示す。図 3.1-12 中の△印、◇印、□印、×印はそれぞれ座屈長さ・断面せい比 l_k/D が 8、10、14、20 の場合を示す。

図 3.1-12 によれば、実験値と計算値の対応は比較的良好であるといえる。ただし、重回帰分析の際に含めなかった、荷重が低下する前に载荷を終了した試験体 (表 3.1-2 中限界繰返し回数で「+」印のついたもの) に関しては、実験値が計算値を上回る傾向にあった (図 3.1-12 中○印で囲んだ箇所)。また、計算値のほうが大きく、危険側となっているものもある。

2) 基準整備促進事業^{3.1-1)}、^{3.1-2)}との比較

式(3.1-6)、(3.1-8)を用いて、基準整備促進事業の試験体の繰返し回数を評価してみる。ここで、変動軸力の場合はより不利だと考えられる高軸力側の軸力比を用いて算定する。塑性率の算定も同様である。文献 3.1-1)、3.1-2)とは塑性率の定義が異なるので、文献内に記載された内容から塑性率を再計算した。その結果を表 3.1-1 に R/R_p として示している。図 3.1-13 に $N_{90\%}$ 、 $N_{80\%}$ と塑性率の関係を示す。負の相関は見られるが、図 3.1-10(d) よりもばらつきが大きいことが観察される。図中●は一定軸力の試験体を示しているが、 $N_{80\%}$ の一体を除き、負の相関がみられる。また、参

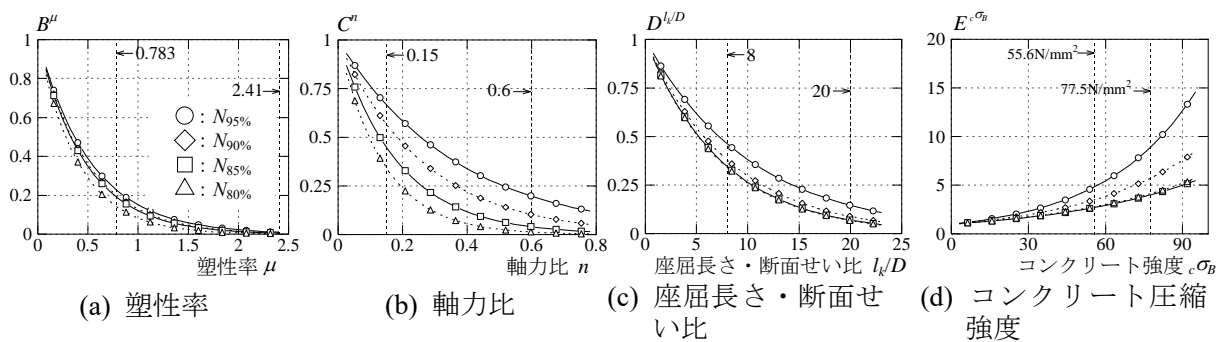


図 3.1-11 繰返し回数評価式の係数-パラメータ関係^{3.1-6)}

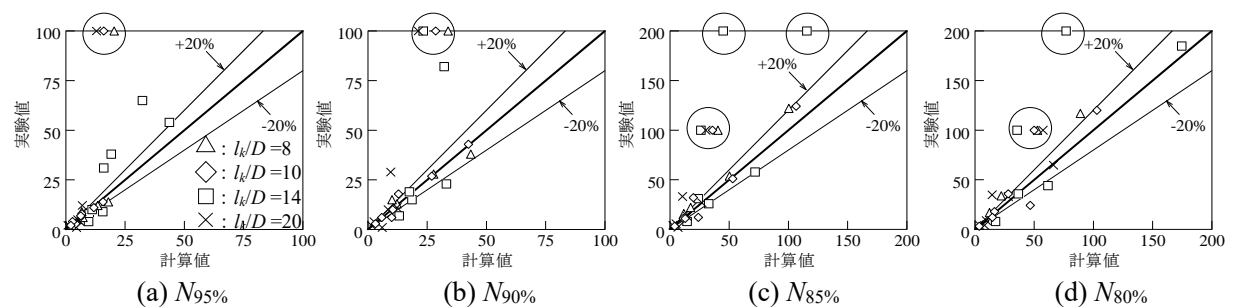


図 3.1-12 実験値と計算値の比較^{3.1-6)}

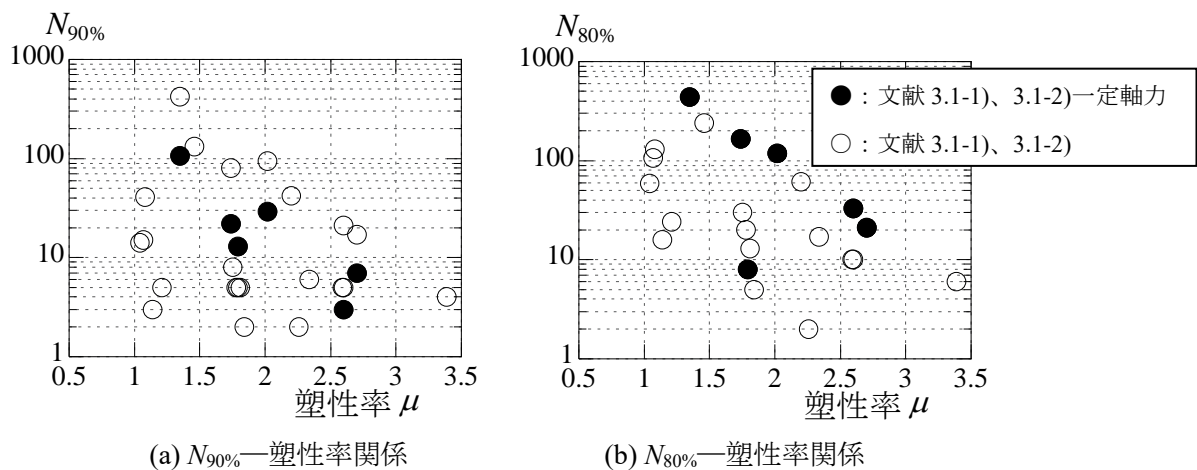


図 3.1-13 限界繰返し回数と塑性率の関係 基準整備促進事業

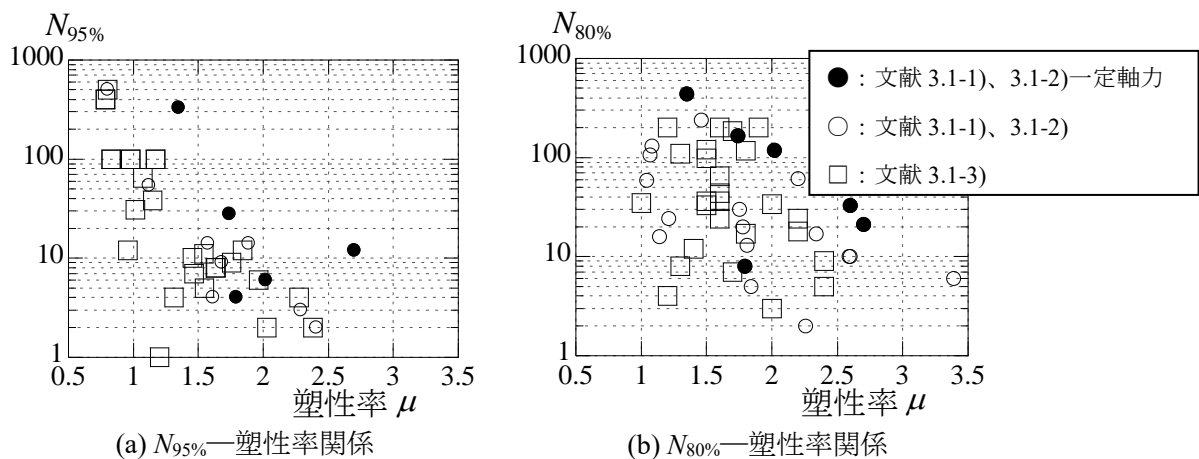


図 3.1-14 限界繰返し回数と塑性率の関係 文献 3.1-1～3.1-3)の比較

考として図 3.1-10(d)に一定軸力の試験体を追加したものを図 3.1-14(a)に示す。図によれば、文献 3.1-3)で得られた結果と同じかやや高い値を示している。

また、 $N_{80\%}$ について、表 3.1-1、表 3.1-2 のすべての試験体をあわせて示したものを図 3.1-14(b)に示している。 $N_{95\%}$ と比較すると $N_{80\%}$ のほうがばらつきが大きくなっていることがわかる。また、文献 3.1-1)、3.1-2)の結果は、1つの試験体を除き文献 3.1-3)のほぼ上限となっていることがわかる。なお、 $N_{95\%}$ が明らかな一定軸力の試験体は 5 体で、 $N_{80\%}$ は 6 体であった。

図 3.1-15(a)、(b)に、実験値と計算値の比較を示す。限界繰返し回数は 100 サイクルまでとしている。一定軸力の試験体は■印、変動軸力の試験体は□印、幅厚比が 31 の試験体は×印を追加して示している（これ以外はすべて幅厚比 20 である）。図 3.1-15(a)の $N_{90\%}$ の場合、実験値と計算値の対応は良いとは言えない。また、かなり危険側の評価となってしまう試験体もある。また、 $N_{80\%}$ も同様で、実験値と計算値の対応は良いとは言えない。

図 3.1-15(c)、(d)に、1000 サイクルまで対数軸で示した実験値と計算値の比較を示す。まず、 $N_{90\%}$ に着目してみる。危険側の試験体は、軸力比 0.6 のものである。したがって、一定軸力比 0.3 であれば安全側に評価できている。また、×印を追加した幅厚比が 31 の試験体はほぼ危険側の評価をしている。 $N_{80\%}$ については、一定軸力試験体についてみると、危険側となる試験体が $N_{90\%}$ よりも増えている。危険側となっている試験体は、 $N_{90\%}$ と同じく軸力比 0.6 の試験体であった。また、幅厚比の大きな試験体は、ほぼすべて危険側の評価となっていた。

前述したように、式(3.1-5)~(3.1-8)は幅厚比が反映されていない。また、試験体数として $l_k/D=8$ の占める割合が少なく、座屈長さ・断面せい比の影響が十分に反映されていない可能性もある。さらには、コンクリート圧縮強度も、式(3.1-5)~(3.1-8)の範囲は $55.6\sim 77.5\text{N/mm}^2$ と狭いので、コンクリート強度の影響も十分に反映されていない可能性もある。

また、変動軸力を受ける場合は一定軸力の場合とは異なり、軸力比、塑性率、座屈長さ・断面せい比だけでは評価が難しいことが予想される。

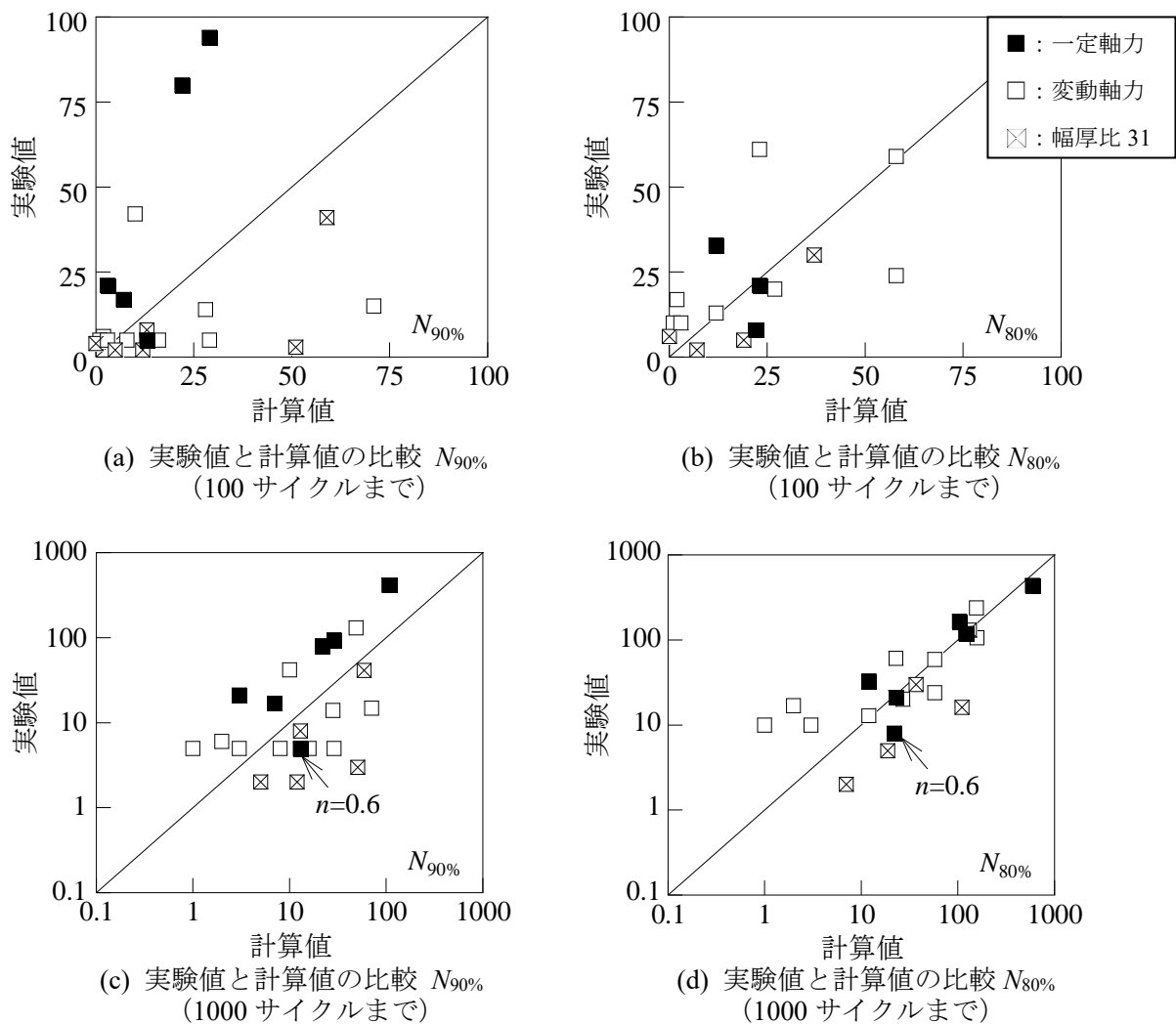


図 3.1-15 実験値と計算値の比較

3.1.4 既往研究の分析と疲労性能曲線式の検討のまとめと今後の課題

一定変位振幅繰返し载荷を受ける CFT 柱材に関して発表されている論文を元に実験データの概要を述べ、文献 3.1-3)に示された実験結果を用い、重回帰分析により、軸力比、塑性率、座屈長さ・断面せい比を変数として最大耐力の 95%、90%、85%、80%に低下した時の限界繰返し回数 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ の回帰式を導いた。また、文献 3.1-1)、3.1-2)で実施された実験結果と比較を行い、実験値と計算値の比較を行った。

(1) まとめ

【既往実験の概要】

- 1) 一定変位振幅繰返し载荷を受ける CFT 柱材について系統的な実験が行われているものとして、平成 25 年度基準整備促進事業 S10「長周期地震動に対する CFT 造柱部材等の安全性検証方法に関する検討」と日本鋼構造協会「長周期地震動に対する柱部材の保有性能に関する調査研究小委員会」によって行われたものがある。
- 2) 基準整備促進事業では、軸力比、変位振幅、座屈長さ・断面せい比、柱鋼管幅厚比、材料強度の組合せ、载荷プログラム、载荷方向を実験変数として一定変位振幅における曲げせん断実験が計 22 体行われている。変動軸力試験体のほうが多く、座屈長さ・断面せい比は 8 を基本としている。ほとんどが一定変位振幅である。幅厚比は、20 と 31 の 2 種類である。
- 3) 日本鋼構造協会では、軸力比、変位振幅、座屈長さ・断面せい比を実験変数として曲げせん断実験が計 28 体行われている。すべて一定軸力下における実験である。ほとんどが一定変位振幅繰返し载荷である。幅厚比は 25 である。

【疲労曲線の検討】

- 4) 日本鋼構造協会で実施された実験資料を用い、限界繰返し回数評価式を重回帰分析を用いて導いた。
- 5) 基準整備促進事業で得られた限界繰返し回数と重回帰式による限界繰返し回数を比較したところ、一定軸力の場合は、軸力比 0.6 を除けばおおむね安全側の評価ができること、幅厚比が 31 の場合は危険側の評価をすること、変動軸力の場合は、対応があまりよくないことがわかった。

(2) 今後の課題

今後に残された課題を以下に示す。

- 1) 一定軸力下での実験資料を用いて導いた限界繰返し回数評価式は、変動軸力の影響を十分に反映できていない。また、この評価式は幅厚比の影響が考慮できていない。これらの影響を考慮すべく、幅厚比の異なる実験資料の収集と、変動軸力を考慮した繰返し回数評価法の検討が必要である。変動軸力に関しては、低減係数を設けるなどの対応も考えられる。
- 2) 一定変位振幅下における実験資料を用いているため、建物モデルでの応答解析による部材の多数回繰返し特性を評価する際には、Miner 則等を用いる必要がある。したがって、変動振幅下における実験資料の収集が必要であると考えられる。

【参考文献】

- 3.1-1) 成原弘之他：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討 その 27～28 CFT 柱部材の多数回繰返し載荷実験、日本建築学会大会学術講演梗概集・構造Ⅲ、pp.1251～1254、2014.9
- 3.1-2) 宇佐美徹、成原弘之他：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討 その 29～31 CFT 柱部材の多数回繰返し載荷実験、日本建築学会大会学術講演梗概集・構造Ⅲ、pp.1255～1260、2014.9
- 3.1-3) 城戸將江、津田恵吾、福元敏之、一戸康生、森田耕次：一定変位振幅繰返し載荷を受ける角形 CFT 柱の構造性能、日本建築学会構造系論文集、第 84 巻、第 759 号、pp.725-735、2019.5
- 3.1-4) 城戸將江、福元敏之、津田恵吾、一戸康生、森田耕次：長周期地震動に対する CFT 柱部材の保有性能に関する研究、鋼構造論文集、第 24 巻 第 94 号、pp.49-64、2017.6
- 3.1-5) 福元敏之：コンクリート充填角形鋼管長柱の疲労特性、日本建築学会構造系論文集、第 83 巻、第 694 号、pp.2229-2235、2013.12
- 3.1-6) 宇津宮遥奈、城戸將江、津田恵吾：角形 CFT 柱の限界繰返し回数におよぼす影響因子に関する研究、日本建築学会九州支部研究報告、pp.405-408、2019.3

3.2 角形 CFT 柱部材の多数回繰返し载荷実験 (R1 年度実施)

3.2.1 背景・目的

角形 CFT 柱部材に対する設計用疲労曲線を提案することを目的として、既往実験結果^{3.2-1)}を考慮した実験計画を立案し、角形 CFT 柱部材の多数回繰返し実験を実施する。

令和 1 年度の実験では、一定軸力下における角形 CFT 柱部材が変動変位振幅繰返し载荷を受ける場合の構造特性を把握し、既往の一定変位振幅繰返し载荷実験結果と合わせて部材角一限界繰返し回数の定式化を行う。次に、得られた式を用い、ある部材角時における限界繰返し回数を計算し、変動変位振幅繰返し载荷を受ける場合の限界繰返し回数を予測し、その予測した値と、実験により得られた限界繰返し回数を比較し、Miner 則が成立するかどうかの検討を行う。

(2) 実験パラメータ

実験パラメータは、既往実験^{3.2-1)}でよく用いられているものとし、かつ、構造性能に大きく影響を及ぼすと考えられる軸力比、変位振幅（部材角）、細長さの影響を把握するために座屈長さ・断面せい比も選択した。軸力比は、既往の研究では0.15、0.3、0.45、0.6の4水準について行われているが、これらのうち、0.3、0.6を選択した。これは、一定軸力として角形CFT柱に作用すると想定される $n=0.15$ 、0.3について、 $n=0.15$ は既往の研究で比較的安定した構造性能を示すことが明らかとなっていたため除外し、耐力劣化が比較的大きくなる $n=0.3$ を選択した。また、変動軸力として作用すると想定される $n=0.45$ 、0.6についてはより大きな値における構造性能を把握しておく必要があるとの認識から $n=0.6$ を選択した。なお、変動振幅繰返し载荷の変位の決定方法は、後述する。

実験パラメータを以下に示す。

- 軸力：2水準（軸力比 $n=0.3$ 、0.6）
- 座屈長さ・断面せい比：2水準（ $l_k/D=10$ 、20）
- 変位振幅：一定変位振幅、変動変位振幅

表 3.2-1 に試験体一覧を示す。表 3.2-2 に試験体鋼管断面の実測寸法を示す。

表 3.2-1 試験体一覧

No.	試験体名	l_k/D	軸力比 n	部材角 R (%)	振幅	S or CFT	コンクリート 圧縮強度 $c\sigma_B$ (N/mm ²)	軸力 N (kN)							
1	S-LD10n30Rv1	10	0.3	0.6、0.8、1、1.2	変動	S	-	377							
2	LD10n30Rv1			0.6、0.8、1、1.2											
3	LD10n30Rv2			1、1.1、1.2、1.25											
4	LD10n30R12			1.2	一定										
5	LD10n60Rv1		0.6	変動	0.5、0.6、0.7、0.8				CFT	65.7	1505				
6	LD10n60Rv2				0.6、0.7、0.8、0.85										
7	LD10n60R06			0.6	一定							63.1	1475		
8	LD10n60R08			0.75											
9	LD20n30R15	20	0.3	1.5	一定	CFT	69.01	771							
10	LD20n30Rv1			1.25、1.5、 1.75、2	変動									72.27	790
11	LD20n30Rv2			1.1、1.4、1.7、 2											

表 3.2-2 鋼管の実測寸法^{3.2-1)}

断面せい・幅 D (mm)	板厚 t (mm)	幅厚比 D/t	断面積 A (mm ²)	R 部外径 R_o (mm)	R 部内径 R_i (mm)
150.1	5.97	25.1	3330	13.95	7.98

(3) 使用材料の機械的性質

材料特性を調べるため、鋼材の引張試験、コンクリートシリンダーの圧縮試験を行った。

引張試験は鋼管平板部分より溶接シーム部のない板要素より切り出した JIS 1A 号試験片 3 片を用いて行った。引張試験の結果を表 3.2-3 に、引張試験による応力 σ -ひずみ ε 関係を図 3.2-2 に示す。図 3.2-2 に示すように 2 本は降伏棚を有していたが 1 本は降伏棚が明瞭に表れなかったため、表 3.2-3 は降伏棚を有している 2 本の平均値を示している。なお、この鋼管は文献 3.2-1) の試験体と同一ロットのものを用いているため、その値を示している。

コンクリートの調合表を表 3.2-4 に示す。呼び強度は 54N/mm^2 (調合強度は 64.8N/mm^2) とした。シリンダー圧縮試験による圧縮強度 $c\sigma_B$ を表 3.2-1 に、代表的な応力 σ -ひずみ ε 関係を図 3.2-3 に示す。

表 3.2-3 鋼材の機械的性質 ^{3.2-1)}

降伏応力度 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	引張強さ $\sigma_u(\text{N/mm}^2)$	降伏比 σ_y/σ_u	ε_{st} (%)	破断伸び $EL(\%)$	降伏ひずみ $\varepsilon_y(\%)$	ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$
378	457	0.84	1.26	20.6	0.18	2.10×10^5

* ε_{st} はひずみ硬化開始時ひずみである。

表 3.2-4 コンクリート調合表

呼び強度 (N/mm^2)	水セメント比 (%)	セメント (kg/m^3)	水 (kg/m^3)	細骨材 (kg/m^3)	粗骨材 (kg/m^3)	混和剤 (kg/m^3)	スランプ フロー (cm)
54	35.8	475	170	850	886	4.39	50

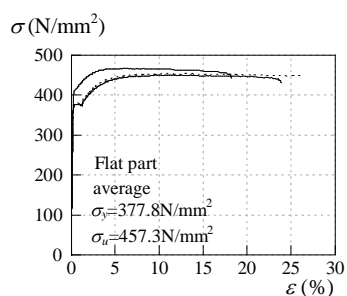


図 3.2-2 鋼管の応力-ひずみ関係 ^{3.2-1)}

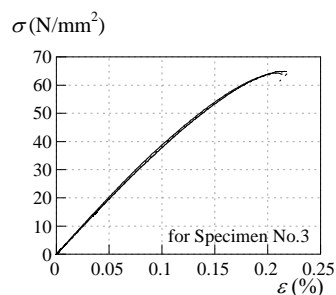
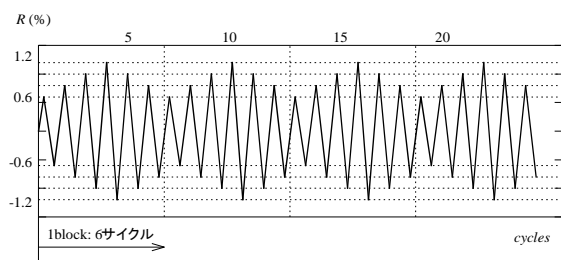


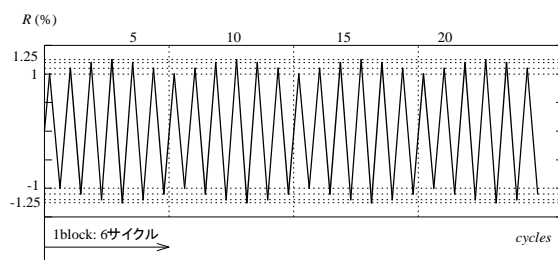
図 3.2-3 コンクリートの
応力-ひずみ関係

(4) 载荷プログラム

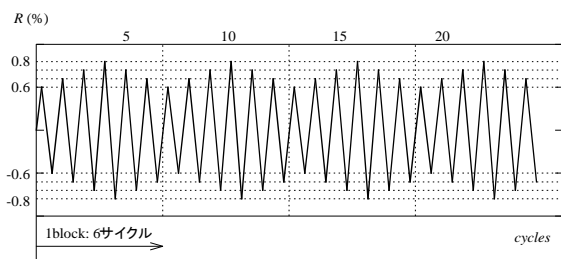
各試験体の载荷プログラムを図 3.2-4 に示す。载荷プログラムは、既往の研究^{3.2-2)}を参考としつつ、限界繰返し回数（最大耐力の 95%、90%、85%、80%に耐力が低下した時のサイクル数 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ ）が記録できるように設定した。繰返し回数が多くなりすぎると実験が長期にわたるため、振幅の値は 4 レベルとし、同一振幅での繰返しは行わず 1 回とし、図 3.2-4 に示すように、最小振幅から開始し、順に振幅を増加させ、最大振幅後は順に振幅を減少させることとした。したがって、6 サイクルがひとまとまりとなる（これを 1block とよぶ）。



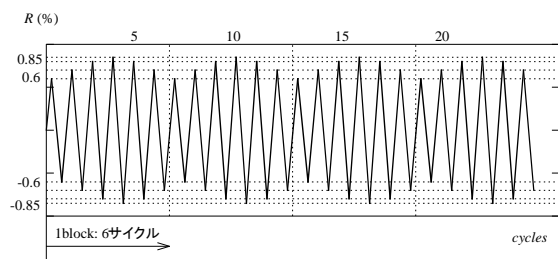
(a) LD10n30Rv1(No.2)



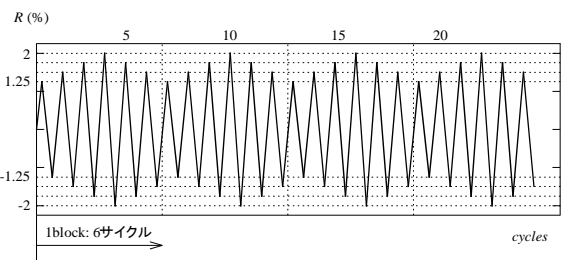
(b) LD10n30Rv2(No.3)



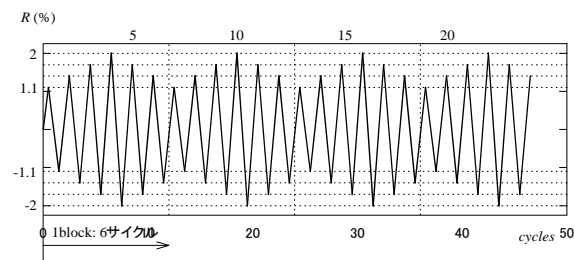
(c) LD10n60Rv1(No.5)



(d) LD10n60Rv2(No.6)



(e) LD20n30Rv1(No.10)



(f) LD20n30Rv2(No.11)

図 3.2-4 载荷プログラム(変動変位振幅)

(5) 実験方法

加力装置を図 3.2-5 に示す。荷重装置の都合により、柱材軸が水平位置となるように試験体を設置した。図に示すように水平方向に軸力荷重の 1500kN の油圧ジャッキを、鉛直方向に水平力荷重の 500kN の油圧ジャッキを取り付け、どちらもロードセルにて荷重の測定を行った。また、構面外変位の発生を防止するため、構面外変位拘束治具を設けている。

変位の測定は図 3.2-6 に示すように、柱頭ピン位置で水平変位を測定する水平変位計 2 台と試験体の伸びあるいは縮みを測定する軸方向変位計 2 台で行った。変位の制御は、水平変位 1 および 2 の平均値で行った。また、鋼管板要素の幅方向の中央にひずみゲージを貼付し、ひずみを測定した。図 3.2-7 に柱脚部分のひずみゲージの貼り付け位置を示す。

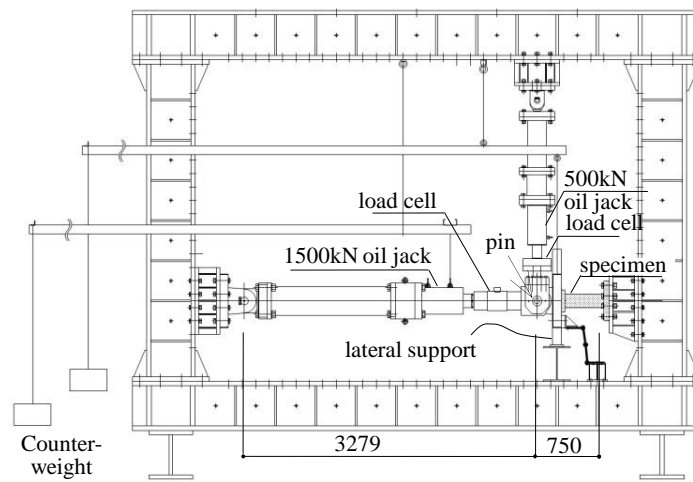


図 3.2-5 荷重装置

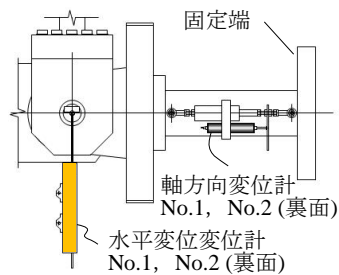


図 3.2-6 変位の測定

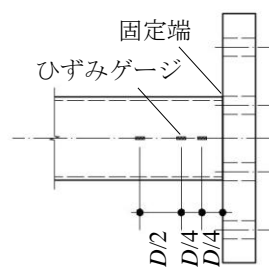


図 3.2-7 ひずみゲージ
貼り付け位置

3.2.3 実験結果

(1) 実験経過および破壊性状

試験体の実験結果一覧を表 3.2-5 に、実験終了後の写真を写真 3.2-1～3.2-11 に示す。以下に各試験体の実験経過を示す。

No.1 S-LD10n30Rv1 試験体 ($l_k/D=10$ 、 $n=0.3$ 、 $R=0.6$ 、 0.8 、 1 、 1.2% 、中空) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し（鋼管に貼り付けたひずみゲージの値が引張試験により得られた降伏ひずみに到達し）、10 サイクル正側、10 サイクル負側（いずれも 2 ブロック目）で最大荷重に到達した。3 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、35 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重は徐々に劣化し、局部座屈変形も大きくなり、最大振幅 $R=1.2\%$ では 17 ブロック（100 サイクル）で最大荷重の 80% を下回った。

No.2 LD10n30Rv1 試験体 ($l_k/D=10$ 、 $n=0.3$ 、 $R=0.6$ 、 0.8 、 1 、 1.2% 、CFT) では、1 サイクル負側で鋼管が降伏し、10 サイクル正側（2 ブロック目）、4 サイクル負側（1 ブロック目）で最大荷重に到達した。5 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、53 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化し、局部座屈変形も大きくなり、28 サイクル負側（5 ブロック）で最大荷重の 80% を下回った。

No.3 LD10n30Rv2 試験体 ($l_k/D=10$ 、 $n=0.3$ 、 $R=1$ 、 1.1 、 1.2 、 1.25% 、CFT) では、1 サイクル負側で鋼管が降伏し、4 サイクル正側、4 サイクル負側（いずれも 1 ブロック目）で最大荷重に到達した。2 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、22 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化し、局部座屈変形も大きくなり、76 サイクル負側（13 ブロック）で最大荷重の 80% を下回った。

No.4 LD10n30R12 試験体 ($l_k/D=10$ 、 $n=0.3$ 、 $R=1.2\%$ 、CFT) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し、2 サイクル正側、1 サイクル負側で最大荷重に到達した。2 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、37 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化し、46 サイクル負側で最大荷重の 80% を下回った。

No.5 LD10n60Rv1 試験体 ($l_k/D=10$ 、 $n=0.6$ 、 $R=0.5$ 、 0.6 、 0.7 、 0.8% 、CFT) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し、10 サイクル正側（2 ブロック目）、4 サイクル負側（1 ブロック目）で最大荷重に到達した。4 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、20 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化し、荷重が最大荷重の 90% 程度（21 ブロック程度）に低下すると急激に耐力が劣化し始め、142 サイクル負側で最大荷重の 80% を下回った。

No.6 LD10n60Rv2 試験体 ($l_k/D=10$ 、 $n=0.6$ 、 $R=0.6$ 、 0.7 、 0.8 、 0.85% 、CFT) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し、4 サイクル正側、4 サイクル負側（いずれも 1 ブロック目）で最大荷重に到達した。2 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、6 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が最大荷重の 90% 程度（4 ブロック程度）に低下すると急激に耐力が劣化し始

め、28 サイクルで最大荷重の 85%を下回った。なお、5 ブロック目は最大耐力の 70%を下回り 6 ブロック目は 40%程度となっていた。

No.7 LD10n60R06 試験体 ($l_k/D=10$ 、 $n=0.6$ 、 $R=0.6\%$ 、CFT) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し、4 サイクル正側、3 サイクル負側で最大荷重に到達した。1 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、9 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化したが、450 サイクル繰り返しても最大荷重の約 90%までしか荷重は低下しなかった。

No.8 LD10n60R08 試験体 ($l_k/D=10$ 、 $n=0.6$ 、 $R=0.8\%$ 、CFT) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し、3 サイクル正側、2 サイクル負側で最大荷重に到達した。1 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、3 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化し、最大荷重の 90%まで低下したあたり（正側 52 サイクル、負側 63 サイクル）から、耐力の劣化が著しくなり、正側 65 サイクル、負側 67 サイクルで最大荷重の 80%を下回った。

No.9 LD20n30R15 試験体 ($l_k/D=20$ 、 $n=0.3$ 、 $R=1.5\%$ 、CFT) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し、2 サイクル正側、1 サイクル負側で最大荷重に到達した。1 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、151 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化し、174 サイクル負側で最大荷重の 80%となった。なお、正側と負側の耐力劣化は負側のほうが大きくなっていた。

No.10 LD20n30Rv1 試験体 ($l_k/D=20$ 、 $n=0.3$ 、 $R=1.25$ 、 1.5 、 1.75 、 2% 、CFT) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し、10 サイクル正側、4 サイクル負側で最大荷重に到達した。なお、2 サイクル目正側で片方の変位計が引っかかって動かなくなってしまい、それに気が付く 7 サイクル目まで予定よりも大きな変位を与えてしまった。1 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、54 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化し、52 サイクル（正側、負側とも 9 ブロック目）で最大荷重の 80%を下回った。

No.11 LD20n30Rv2 試験体 ($l_k/D=20$ 、 $n=0.3$ 、 $R=1.1$ 、 1.4 、 1.7 、 2% 、CFT) では、1 サイクル目で鋼管が降伏し、4 サイクル正側、4 サイクル負側（いずれも 1 ブロック目）で最大荷重に到達した。3 サイクル目で、鋼管フランジに局部座屈が発生し、37 サイクル目で、鋼管ウェブに局部座屈が発生した。荷重が徐々に劣化し、正側 82 サイクル（14 ブロック目）負側 58 サイクル（10 ブロック目）で最大荷重の 80%を下回った。

表 3.2-5 実験結果

No.	Specimen		Q_{max}	M_{max}	M_{pc}	M_{max}/M_{pc}
1	S-LD10n30Rv1	正	84.8	67.0	62.4	1.07
		負	-85.5	-67.6		-1.08
2	LD10n30Rv1	正	116	93.4	89.6	1.04
		負	-118	-94.7		-1.06
3	LD10n30Rv2	正	120	97.0	91.1	1.06
		負	-120	-96.8		-1.06
4	LD10n30R12	正	120	96.9	91.1	1.06
		負	-118	-95.0		-1.04
5	LD10n60Rv1	正	91.8	77.8	70.7	1.10
		負	-94.5	-79.5		-1.12
6	LD10n60Rv2	正	96.1	81.3	70.2	1.16
		負	-102.1	-86.0		-1.22
7	LD10n60R06	正	83.6	69.3	69.6	1.00
		負	-81.2	-67.5		-0.97
8	LD10n60R08	正	98.4	82.7	69.8	1.18
		負	-89.3	-75.8		-1.09
9	LD20n30R15	正	41.6	79.8	92.7	0.86
		負	-41.9	-80.1		-0.86
10	LD20n30Rv1	正	47.4	96.5	93.9	1.03
		負	-46.6	-93.0		-0.99
11	LD20n30Rv2	正	48.2	95.0	93.2	1.02
		負	-45.9	-91.4		-0.98

M_{pc} : 軸力を考慮した柱脚の全塑性モーメント計算値



(a) a面全景



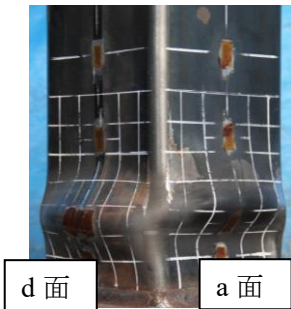
(b) b面全景



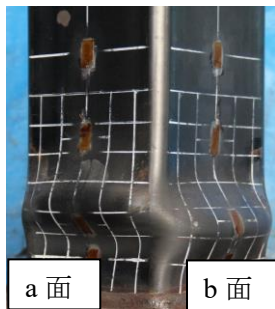
(c) c面全景



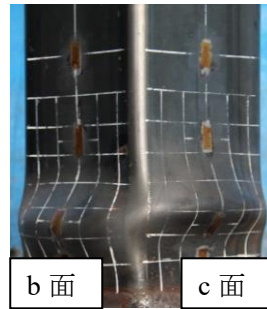
(d) d面全景



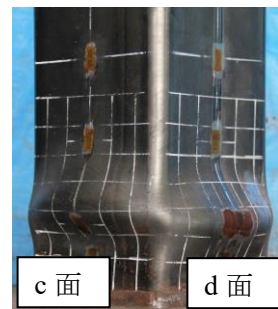
(e) d-a面
柱脚部詳細



(f) a-b面
柱脚部詳細



(g) b-c面
柱脚部詳細



(h) c-d面
柱脚部詳細

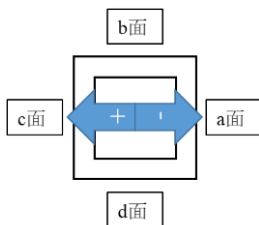


写真 3.2-1 試験体の最終状況 [S-LD10n30Rv1]



(a) a 面全景



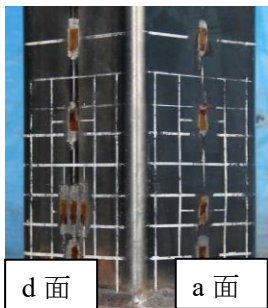
(b) b 面全景



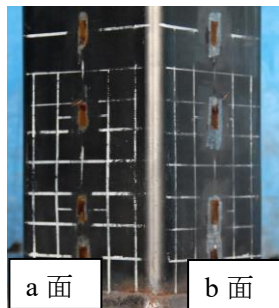
(c) c 面全景



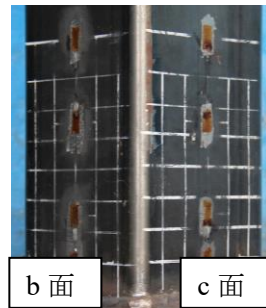
(d) d 面全景



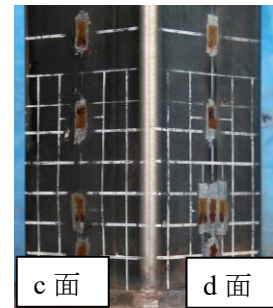
(e) d-a 面
柱脚部詳細



(f) a-b 面
柱脚部詳細



(g) b-c 面
柱脚部詳細



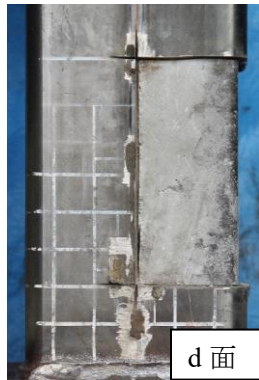
(h) c-d 面
柱脚部詳細



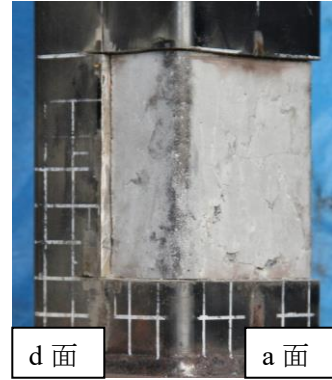
(i) a 面柱脚部
内部コンクリート



(j) b 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d-a 面柱脚部
内部コンクリート

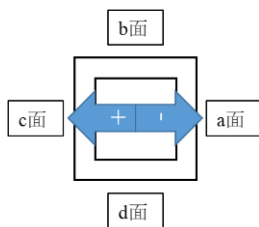


写真 3.2-2 試験体の最終状況 [LD10n30Rv1]



(a) a 面全景



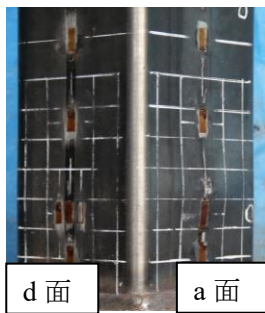
(b) b 面全景



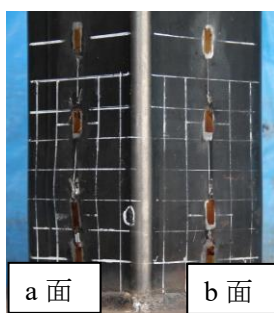
(c) c 面全景



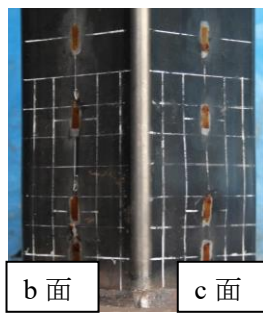
(d) d 面全景



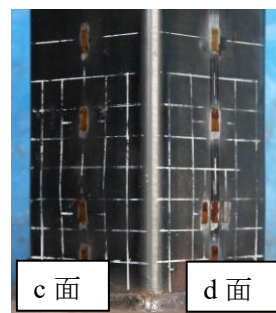
(e) d-a 面
柱脚部詳細



(f) a-b 面
柱脚部詳細



(g) b-c 面
柱脚部詳細



(h) c-d 面
柱脚部詳細



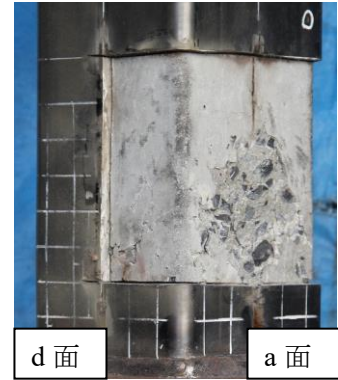
(i) a 面柱脚部
内部コンクリート



(j) b 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d-a 面柱脚部
内部コンクリート

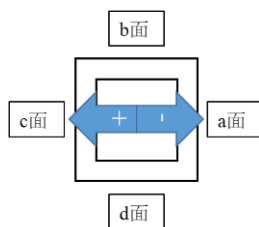


写真 3.2-3 試験体の最終状況 [LD10n30Rv2]



(a) a 面全景



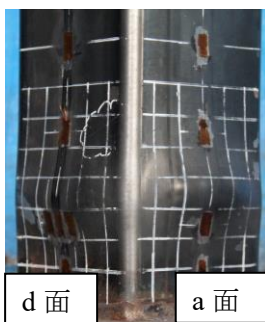
(b) b 面全景



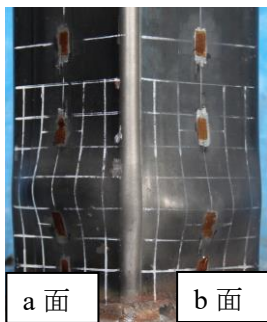
(c) c 面全景



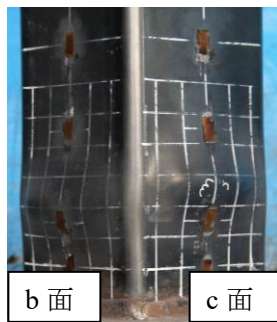
(d) d 面全景



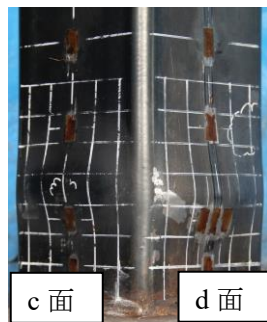
(e) d-a 面
柱脚部詳細



(f) a-b 面
柱脚部詳細



(g) b-c 面
柱脚部詳細



(h) c-d 面
柱脚部詳細



(i) a 面柱脚部
内部コンクリート



(j) b 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d-a 面柱脚部
内部コンクリート

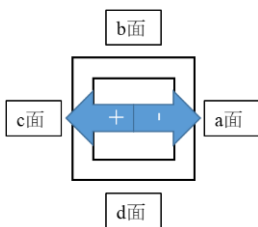


写真 3.2-4 試験体の最終状況 [LD10n30R12]



(a) a 面全景



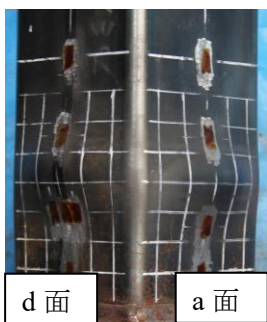
(b) b 面全景



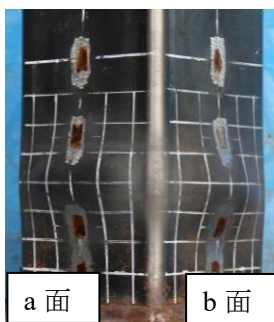
(c) c 面全景



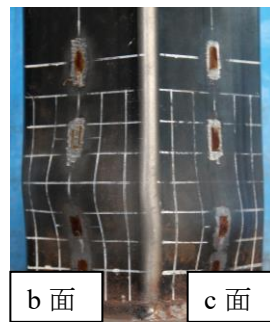
(d) d 面全景



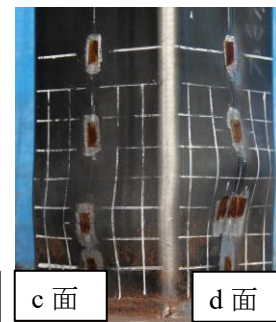
(e) d-a 面
柱脚部詳細



(f) a-b 面
柱脚部詳細



(g) b-c 面
柱脚部詳細



(h) c-d 面
柱脚部詳細



(i) a 面柱脚部
内部コンクリート



(j) b 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d-a 面柱脚部
内部コンクリート

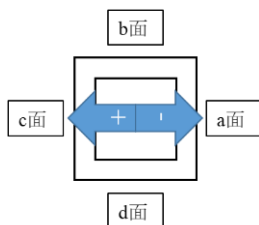


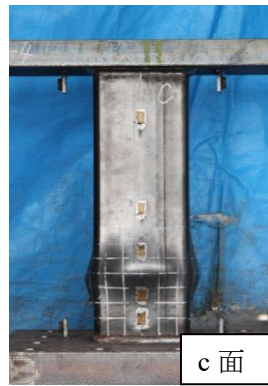
写真 3.2-5 試験体の最終状況 [LD10n60Rv1]



(a) a 面全景



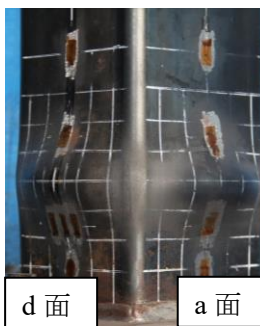
(b) b 面全景



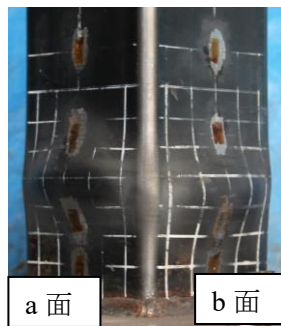
(c) c 面全景



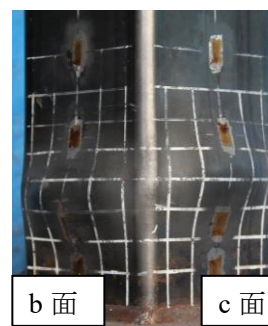
(d) d 面全景



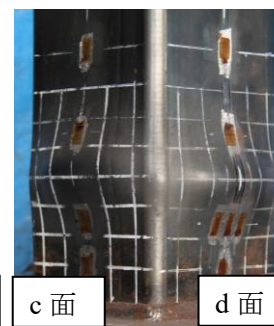
(e) d-a 面
柱脚部詳細



(f) a-b 面
柱脚部詳細



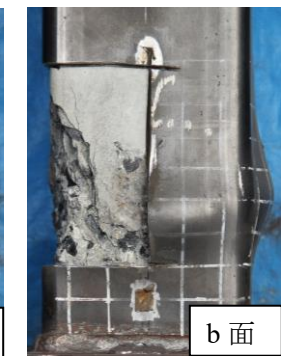
(g) b-c 面
柱脚部詳細



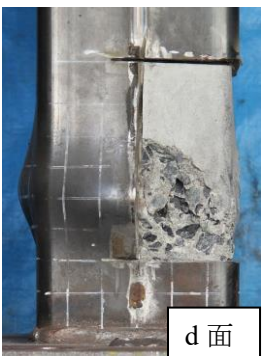
(h) c-d 面
柱脚部詳細



(i) a 面柱脚部
内部コンクリート



(j) b 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d-a 面柱脚部
内部コンクリート

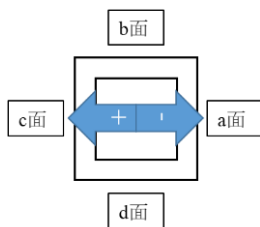


写真 3.2-6 試験体の最終状況 [LD10n60Rv2]



(a) a 面全景



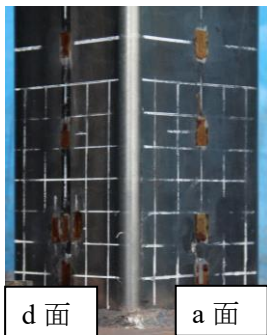
(b) b 面全景



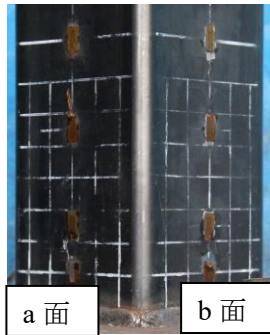
(c) c 面全景



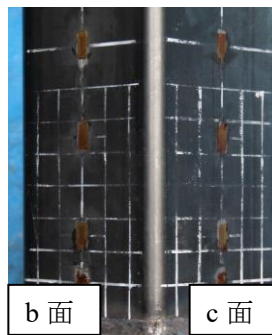
(d) d 面全景



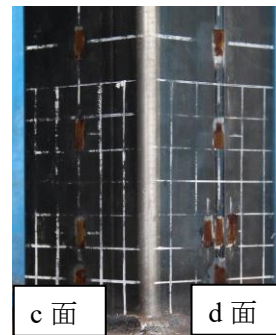
(e) d-a 面
柱脚部詳細



(f) a-b 面
柱脚部詳細



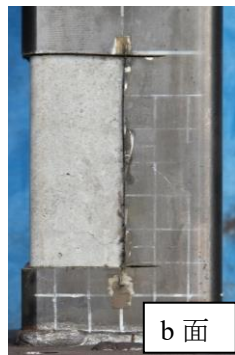
(g) b-c 面
柱脚部詳細



(h) c-d 面
柱脚部詳細



(i) a 面柱脚部
内部コンクリート



(j) b 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d-a 面柱脚部
内部コンクリート

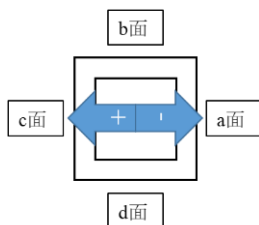


写真 3.2-7 試験体の最終状況 [LD10n60R06]



(a) a 面全景



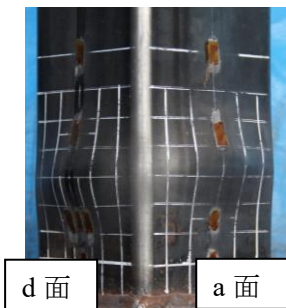
(b) b 面全景



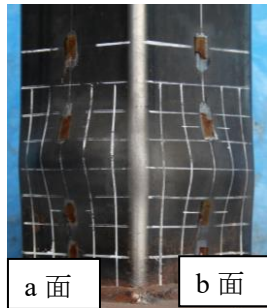
(c) c 面全景



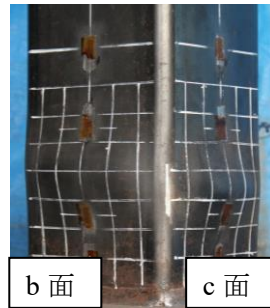
(d) d 面全景



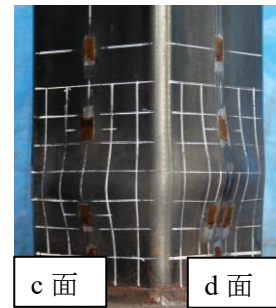
(e) d-a 面
柱脚部詳細



(f) a-b 面
柱脚部詳細



(g) b-c 面
柱脚部詳細



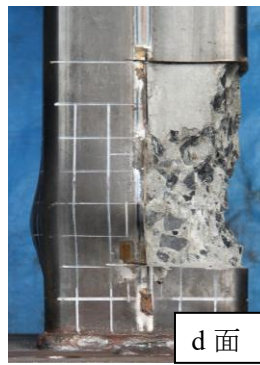
(h) c-d 面
柱脚部詳細



(i) a 面柱脚部
内部コンクリート



(j) b 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d-a 面柱脚部
内部コンクリート

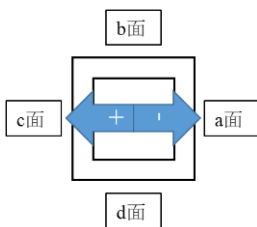


写真 3.2-8 試験体の最終状況 [LD10n60R08]



(a) a面全景



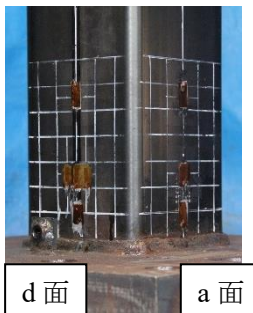
(b) b面全景



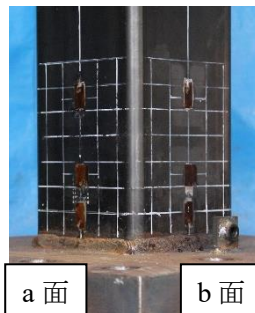
(c) c面全景



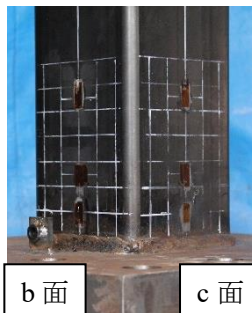
(d) d面全景



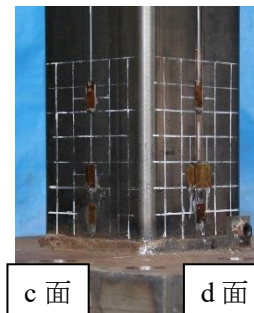
(e) d-a面
柱脚部詳細



(f) a-b面
柱脚部詳細



(g) b-c面
柱脚部詳細



(h) c-d面
柱脚部詳細



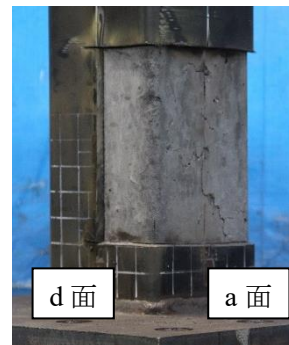
(j) a面柱脚部
内部コンクリート



(i) b面柱脚部
内部コンクリート



(k) d面柱脚部
内部コンクリート



(l) d-a面柱脚部
内部コンクリート

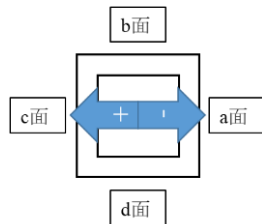
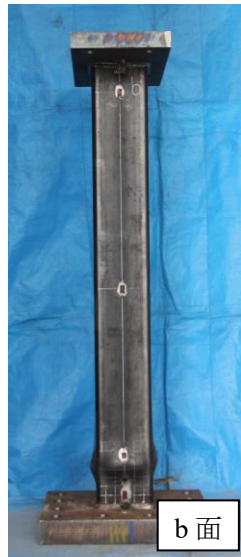


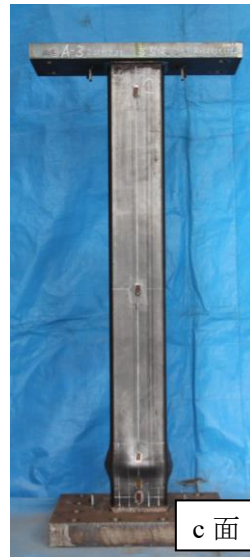
写真 3.2-9 試験体の最終状況 [LD20n30R15]



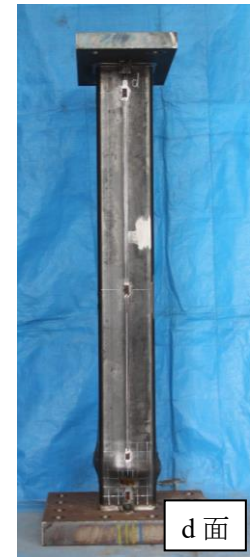
(e) a 面全景



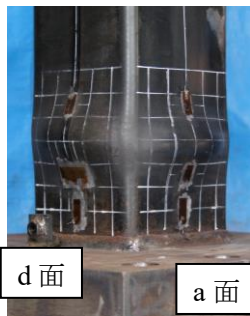
(f) b 面全景



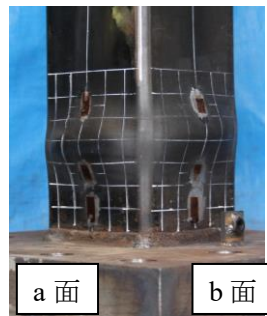
(g) c 面全景



(h) d 面全景



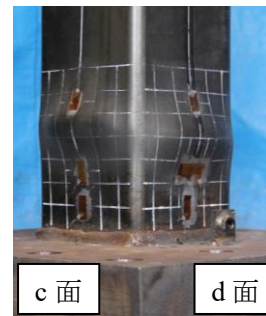
(e) d-a 面
柱脚部詳細



(f) a-b 面
柱脚部詳細



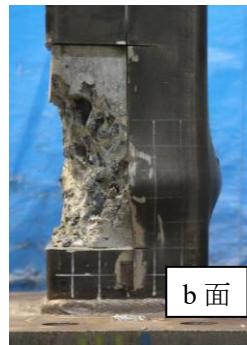
(g) b-c 面
柱脚部詳細



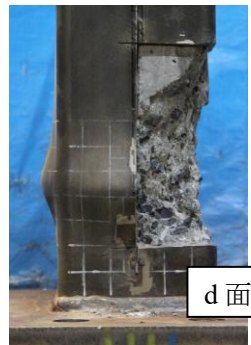
(h) c-d 面
柱脚部詳細



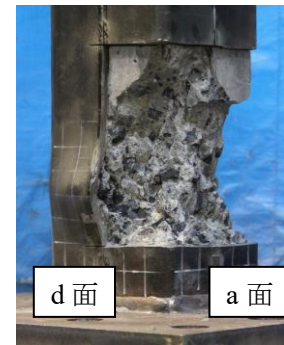
(j) a 面柱脚部
内部コンクリート



(j) b 面柱脚部
内部コンクリート



(k) d 面柱脚部
内部コンクリート



(l) d-a 面柱脚部
内部コンクリート

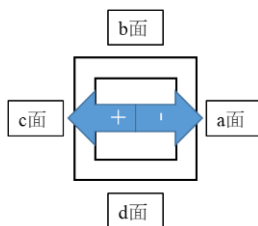


写真 3.2-10 試験体の最終状況 [LD20n30Rv1]



(i) a面全景



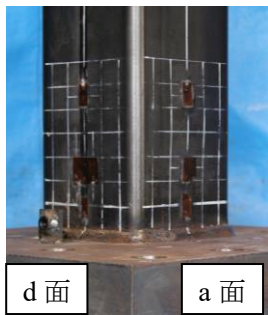
(j) b面全景



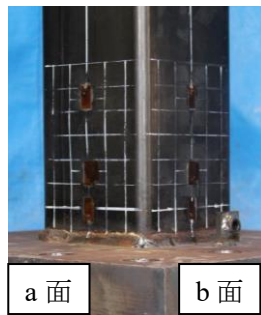
(k) c面全景



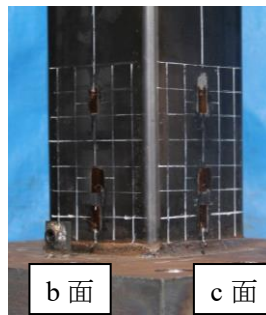
(l) d面全景



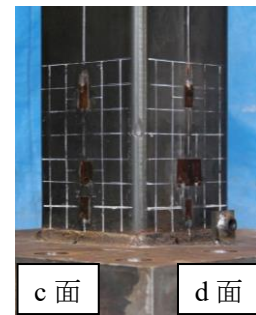
(e) d-a面
柱脚部詳細



(f) a-b面
柱脚部詳細



(g) b-c面
柱脚部詳細



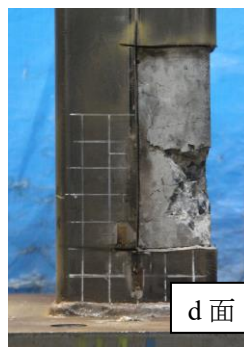
(h) c-d面
柱脚部詳細



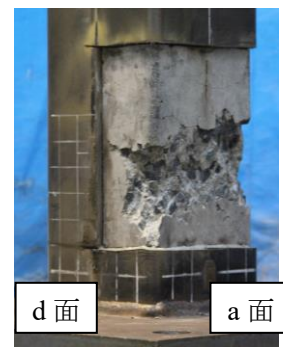
(j) a面柱脚部
内部コンクリート



(i) b面柱脚部
内部コンクリート



(k) d面柱脚部
内部コンクリート



(l) d-a面柱脚部
内部コンクリート

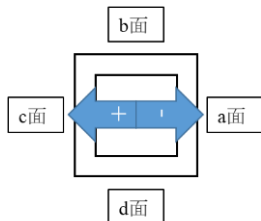


写真 3.2-11 試験体の最終状況 [LD20n30Rv2]

(2) 水平力—部材角関係（一定変位振幅の場合）

各試験体の水平力—部材角関係を図 3.2-8 に、部材角—軸縮み関係を図 3.2-9 に示す。

1) 水平力—部材角関係(図 3.2-8)

図 3.2-8 に、一定変位振幅の場合の水平力—部材角関係を示す。図中、△印は最大荷重を示している。点線は塑性崩壊機構直線を、直線は初期剛性計算値を表している。また、四角に囲まれた数値は、繰返したサイクル数を表している。図(a) $n=0.3$ 、 $R=1.2\%$ 、図(c) $n=0.6$ 、 $R=0.8\%$ の場合は徐々に耐力が低下していることがわかる。一方で、図(b) $n=0.6$ 、 $R=0.6\%$ 試験体は比較的耐力の低下が小さかった。また、図(a) $n=0.3$ 、 $R=1.2\%$ 、図(c) $n=0.6$ 、 $R=0.8\%$ 試験体は全塑性モーメントに到達しているが、図(b) $n=0.6$ 、 $R=0.6\%$ 試験体、図(d) $n=0.3$ 、 $R=1.5\%$ 試験体は全塑性モーメントに到達していなかった。

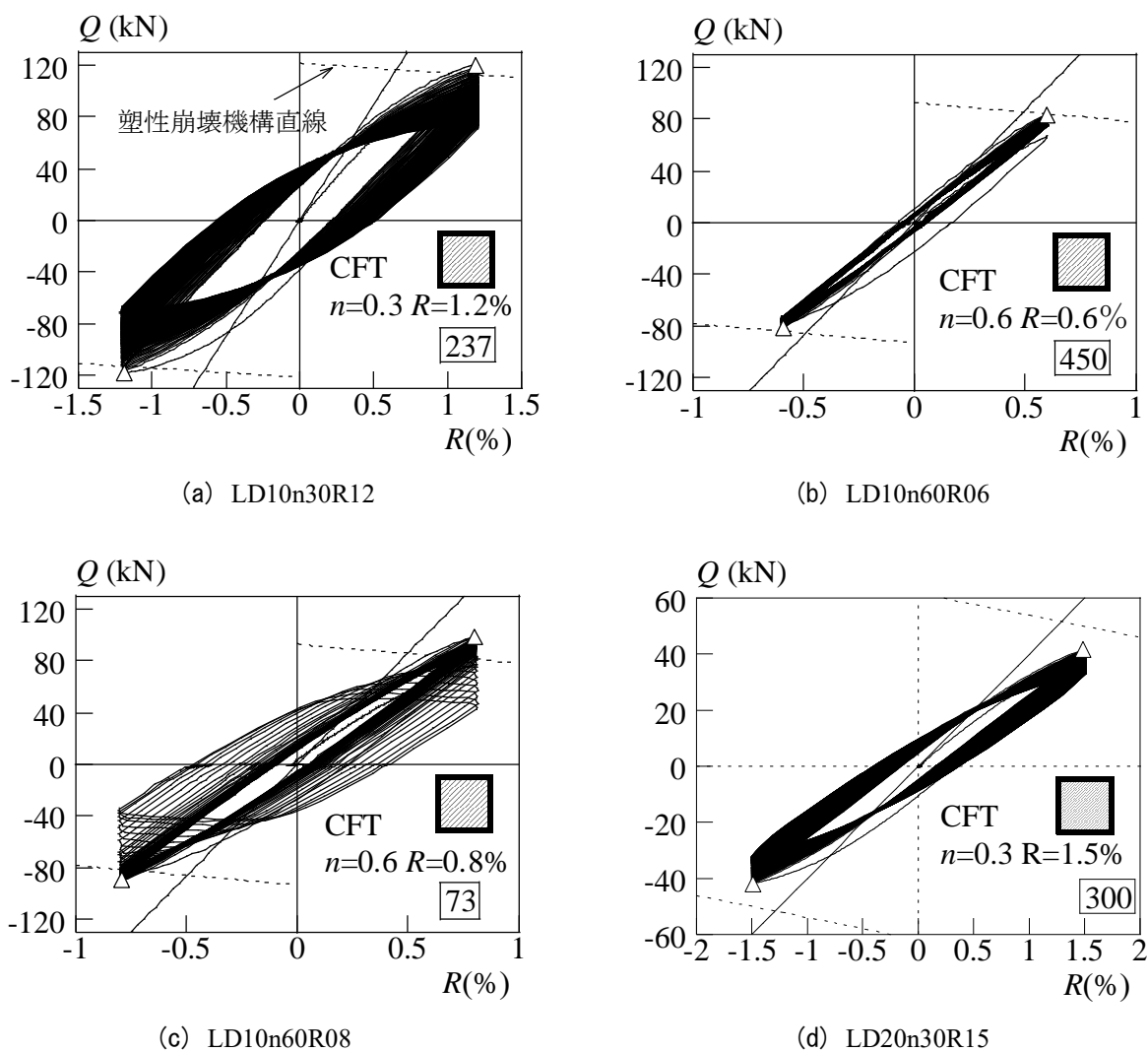


図 3.2-8 水平力 Q —部材角 R 関係（一定変位振幅の場合）

2) 部材角一軸縮み関係(図 3.2-9)

図 3.2-9 に、一定変位振幅の場合の部材角一軸縮み関係を示す。図中、□で囲まれた記号と数値は、局部座屈の発生サイクルを表しており、F はフランジ、W はウェブ、数値はサイクル数、+ は正側、- は負側である。

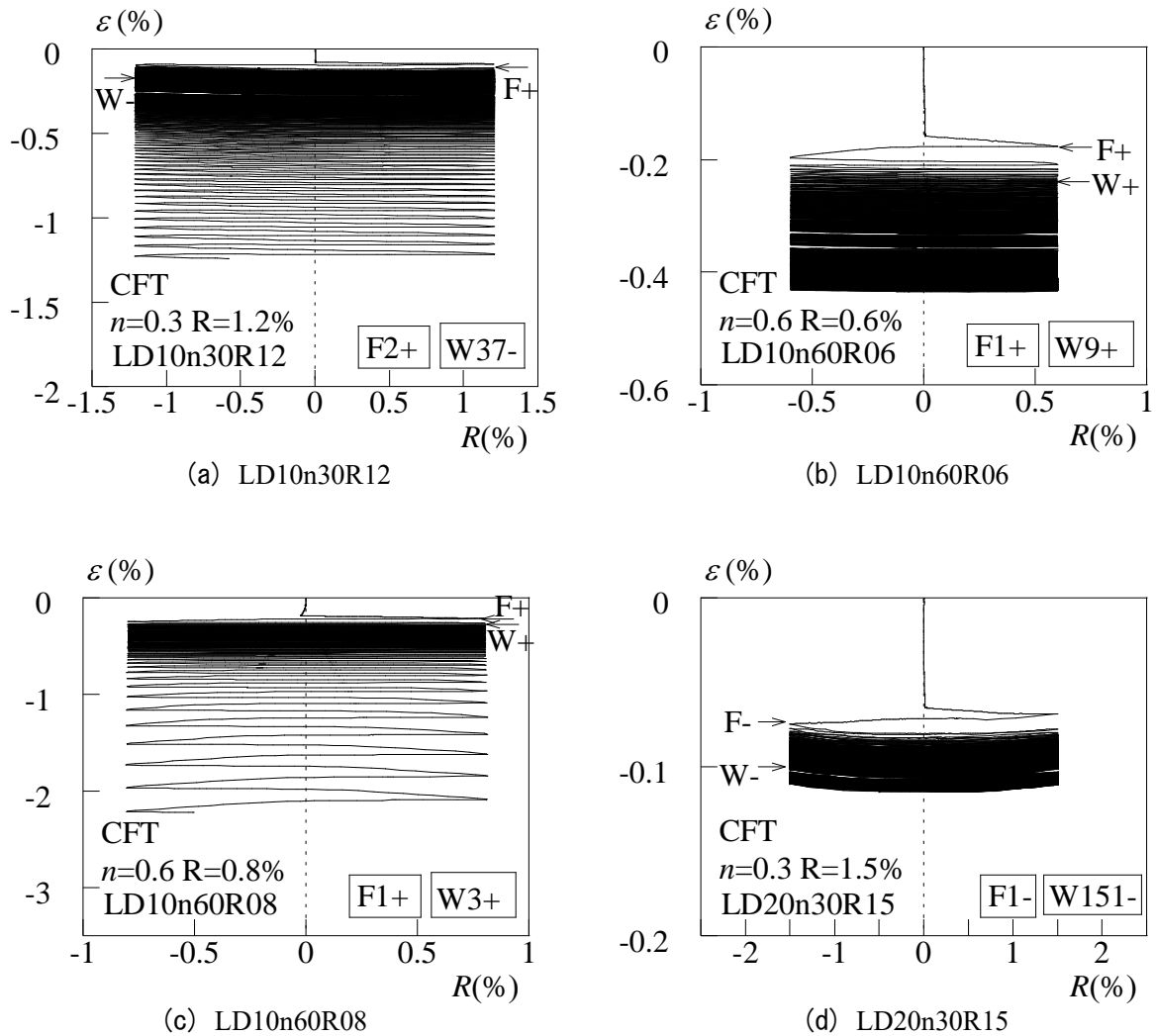


図 3.2-9 部材角 R 一軸縮み ε 関係 (一定変位振幅の場合)

(3) 多数回繰返し特性（一定変位振幅の場合）

1) ピーク荷重の推移(図 3.2-10)

図 3.2-10 にピーク荷重の推移 (Q_i/Q_{max} , Q_i : i サイクル時の変位反転点の水平力、 Q_{max} : 最大耐力) を示す。 $l_k/D=10$, $n=0.3$ の場合(図(a))、50 サイクル程度までは耐力劣化が著しいが、途中からは比較的緩やかに耐力が低下した。しかし、約 220 サイクルを超えたあたりから再度、耐力低下が著しくなっていることがわかる。また、 $n=0.6$ の場合、図(b) $R=0.6\%$ については緩やかに耐力が低下し、図(c) $R=0.8\%$ の場合は、50 サイクル程度までは比較的緩やかに耐力が低下していたが、その後 Q_i/Q_{max} が 0.9 程度になると急激に耐力が低下した。

$l_k/D=20$, $n=0.3$ の場合 (図(d))、耐力の劣化は比較的緩やかであった。

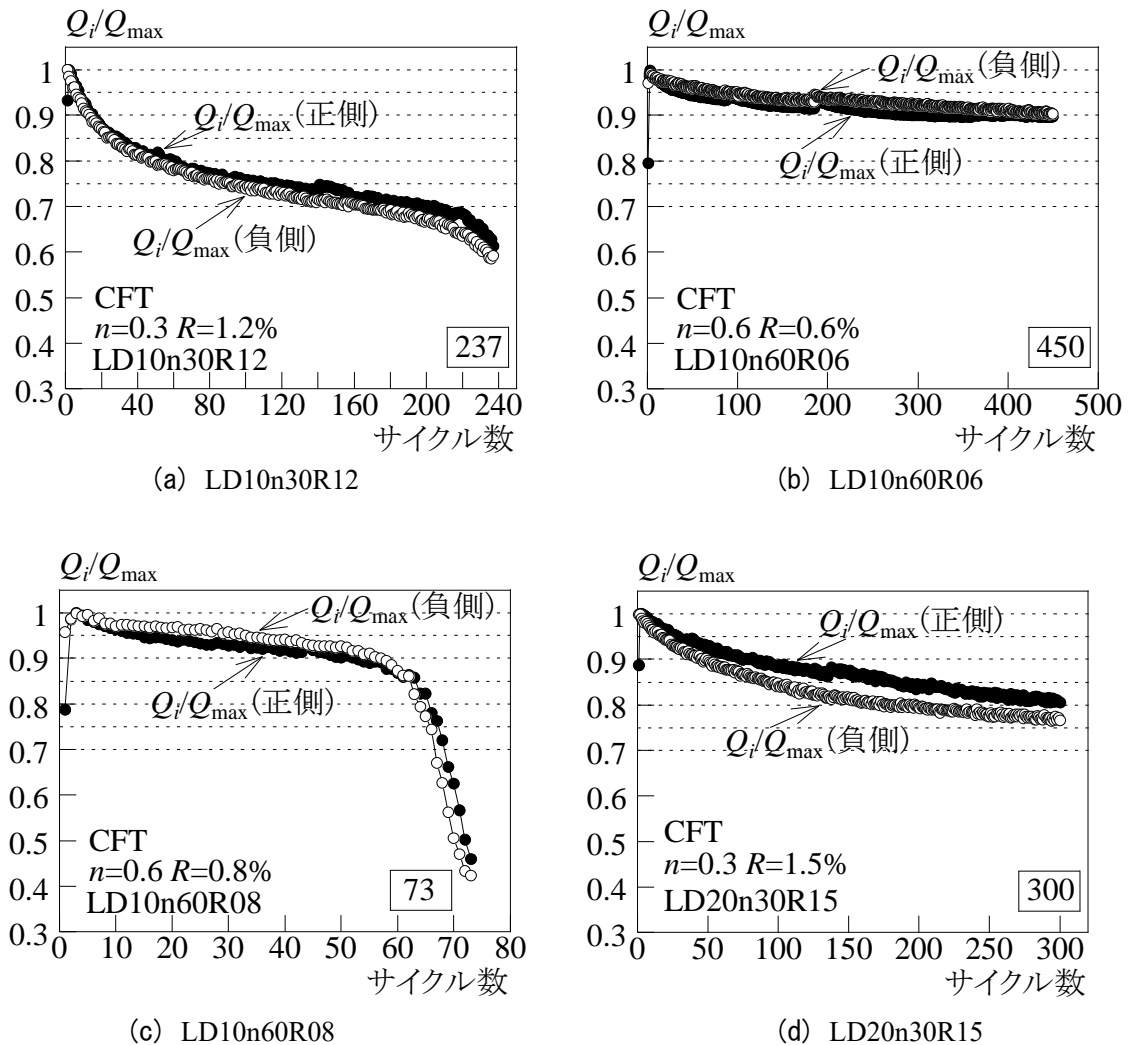


図 3.2-10 ピーク荷重の推移(一定変位振幅の場合)

2) 限界繰返し回数と部材角の関係(一定変位振幅)

表 3.2-6 に、限界繰返し回数（最大耐力の 95%、90%、85%、80%に耐力が低下した時のサイクル数 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ ）を示す。表 3.2-6(a) が軸力比 0.3 の場合で、No.2 が本研究で行った実験で、No.1、No.3 は、既往の研究^{3.2-1)}で行ったものである。表 3.2-6(b)が軸力比 0.6 の場合で、No.2、No.3 が本研究で行った実験で、No.1、No.4 が既往の研究^{3.2-1)}で行ったものである。なお、表(b)中 No.1 試験体は、部材角 $R = 0.5\%$ で 100 サイクル繰返しても最大耐力の 95%まで耐力が低下しなかったため、部材角を 0.75%に増加させて同様に実験を行ったものである。

限界繰返し回数と部材角の関係を図 3.2-11 に示す。図 3.2-11(a)は軸力比 0.3 の場合、図 3.2-11(b)は軸力比 0.6 の場合である。●印、◆印、■印、▲印（正側は黒色、負側は白色）がそれぞれ $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ を示している。図中の直線は、回帰分析によって求めた正側の式である。ただし、図(b)において $R = 0.75\%$ については前述したように $R = 0.5\%$ で 100 サイクル繰返した後に行ったもので、傾向が大きく異なると思われたので、回帰分析では除外した。また、回帰分析による直線は $N_{95\%}$ 、 $N_{80\%}$ の場合のみ示している。

図(a)によれば、 $n = 0.3$ の場合、対数軸上において、部材角と限界繰返し回数の関係はほぼ直線であることが分かる。図(b)によれば、 $n = 0.6$ の場合は、限界繰返し回数と部材角の関係は $n = 0.3$ のように直線ではなかった。また、 $N_{95\%}$ 以外は同じような関係となっていた。これは、 $n = 0.6$ の

表 3.2-6(a) 限界繰返し回数 ($n=0.3$ 、 $l_k/D=10$)

No.	Specimen		$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$
1	LD10n30R1 ¹⁾	+	11	27	51	120
		-	9	19	58	134
2	LD10n30R12	+	7	15	28	59
		-	5	13	25	46
3	LD10n30R15 ¹⁾	+	4	6	11	18
		-	2	5	8	15

表 3.2-6(b) 限界繰返し回数 ($n=0.6$ 、 $l_k/D=10$)

No.	Specimen		$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$
1	LD10n60R05 ¹⁾	+	100+	-	-	-
		-	100+	-	-	-
	LD10n60R075 ¹⁾	+	7	10	11	12
		-	8	9	10	11
2	LD10n60R06	+	52	426	450+	-
		-	122	450+	-	-
3	LD10n60R08	+	14	52	63	65
		-	32	63	65	67
4	LD10n60R1 ¹⁾	+	2	*	*	3
		-	1	*	2	3

場合は、荷重が 90%に低下した以降は急激に耐力が低下することを意味している。回帰分析の結果を表 3.2-7(a)および表 3.2-7(b)に示している。

表 3.2-8 および図 3.2-12 に、 $l_k/D=20$ の場合の限界繰返し回数と部材角の関係を示す。 $R=1\%$ のときは 400 サイクル繰返しても耐力が低下していないので、いずれの限界繰返し回数も 400 としている。その部分を除けば、おおむね対数軸上で直線的な関係になっていることがわかる。回帰分析により求めた回帰式を図中に太線で示している。図(a)正側においては $R=2\%$ のとき $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ は対数軸上では値が近く、 $N_{90\%}$ の近似直線による値は、 $N_{85\%}$ の実験値よりも大きな値となっていることが分かる。図(b)負側については、 $N_{90\%}$ は 2 点しかないために、その他の傾向とは異なっているため、部材角が小さい範囲では限界繰返し回数をすくなくめに、部材角が大きい範囲では多めに評価する。回帰分析の結果を表 3.2-9 に示している。

表 3.2-7(a) 限界繰返し回数 回帰分析結果($n=0.3$)

	正側		負側	
	C	α	C	α
$N_{95\%}$	2.615	-0.401	1.816	-0.267
$N_{90\%}$	2.436	-0.267	2.421	-0.290
$N_{85\%}$	2.829	-0.264	2.300	-0.204
$N_{80\%}$	2.782	-0.211	2.465	-0.185

表 3.2-7(b) 限界繰返し回数 回帰分析結果($n=0.6$)

	正側		負側	
	C	α	C	α
$N_{95\%}$	1.18	-0.1744	1.03	-0.0979
$N_{90\%}$	1.09	-0.0930	1.03	-0.0790
$N_{85\%}$	1.09	-0.0910	1.09	-0.0907
$N_{80\%}$	1.14	-0.0993	1.14	-0.0990

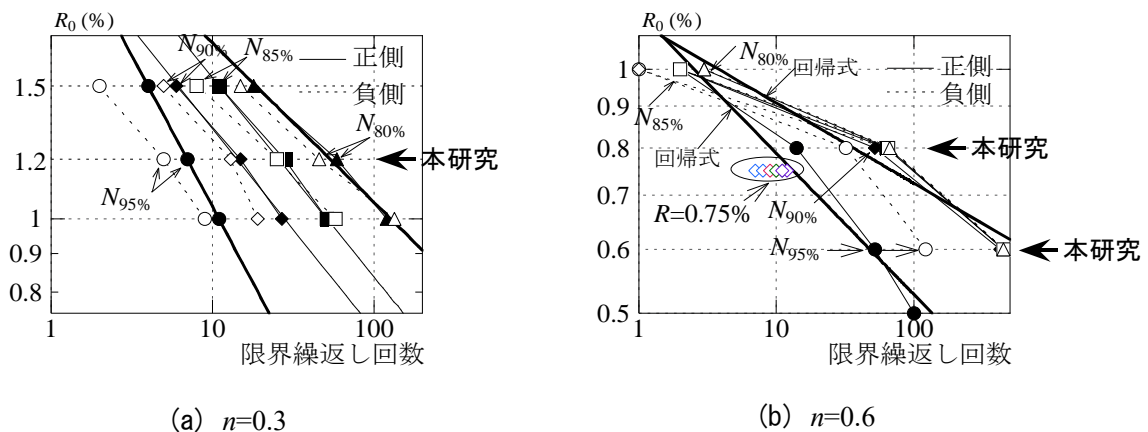


図 3.2-11 限界繰返し回数—部材角 R 関係 $l_k/D=10$

表 3.2-8 限界繰返し回数 ($l_k/D=20$)

No.	Specimen		$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$
1	LD20n30R1	+	400	-	-	-
		-	400	-	-	-
2	LD20-n30R15-C	+	28	74	182	300
		-	17	45	92	174
3	LD20n30R2	+	5	10	13	33
		-	4	11	16	38
4	LD20n30R3	+	*	2	4	5
		-	*	*	1	2

表 3.2-9 限界繰返し回数 回帰分析結果($n=0.3$, $l_k/D=20$)

	正側		負側	
	C	α	C	α
$N_{95\%}$	2.378	-0.147	2.5623	-0.158
$N_{90\%}$	3.2636	-0.204	3.3029	-0.190
$N_{85\%}$	3.0149	-0.153	3.4878	-0.169
$N_{80\%}$	3.3732	-0.153	3.8132	-0.168

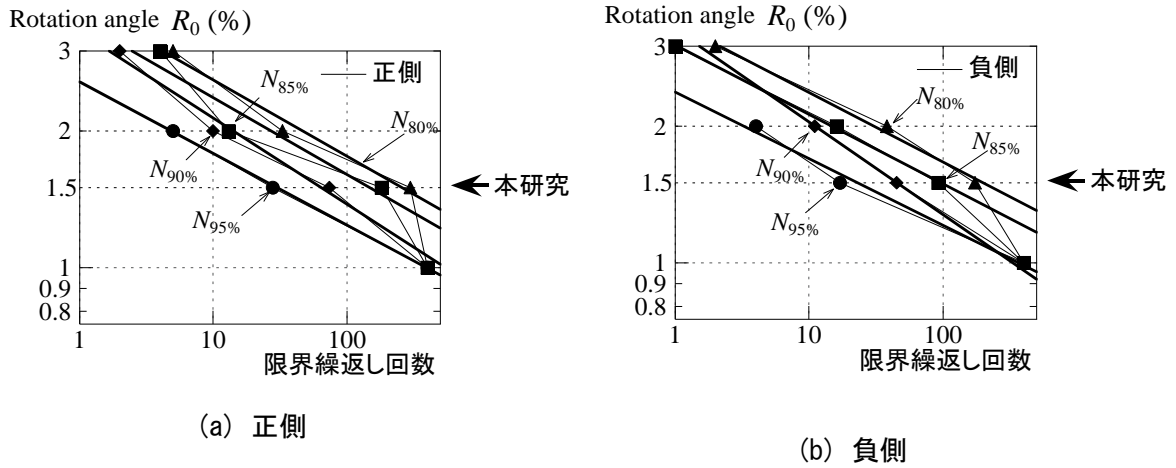


図 3.2-12 限界繰返し回数—部材角 R 関係 $l_k/D=20$, $n=0.3$

(4) 水平力—部材角関係（変動変位振幅の場合）

1) 水平力—部材角関係(図 3.2-13)

図 3.2-13 に、変動変位振幅の場合の水平力 Q —部材角 R 関係を示す。図中の記号は△印は最大荷重を示しており、点線は塑性崩壊機構直線を、直線は初期剛性計算値を表している。また、四角で囲んだサイクル数で繰返している。いずれの場合も全塑性モーメントに到達している。なお、試験体のパラメータは、表 3.2-1 を参照されたい。

まず、図(a)と図(b)を比較する。これらは中空試験体と CFT 試験体であり、軸力比 (n)、変位振幅（部材角 R ）共に同じである。図によれば、中空試験体のほうが耐力劣化が著しいことがわかる。次に図(b)と図(c)を比較する。実験で与えた変位振幅（部材角 R ）は、図(c)の方が大きい。図によれば振幅が小さいほうが耐力劣化が小さいことが観察され、サイクル数も多い。

図(d)、図(e)は軸力比 $n=0.6$ の場合であり、それぞれ最小振幅は 0.1%、最大振幅は 0.05%異なっている。図によれば、いずれも耐力が著しく劣化していることが観察されるが、繰返し回数は図(e)のほうが少ない。部材角がそれぞれ 0.1%（最大振幅は 0.05%）異なるだけで、耐力劣化挙動が大きくなることが分かる。これは軸力比 $n=0.3$ よりも $n=0.6$ のほうが振幅の変化の影響が大きいことを示している。

図(f)、図(g)は座屈長さ・断面せい比 $l_k/D=20$ の場合である。比較的、振幅の値が近いためおおむね同じような挙動となっている。いずれも耐力が徐々に劣化している。

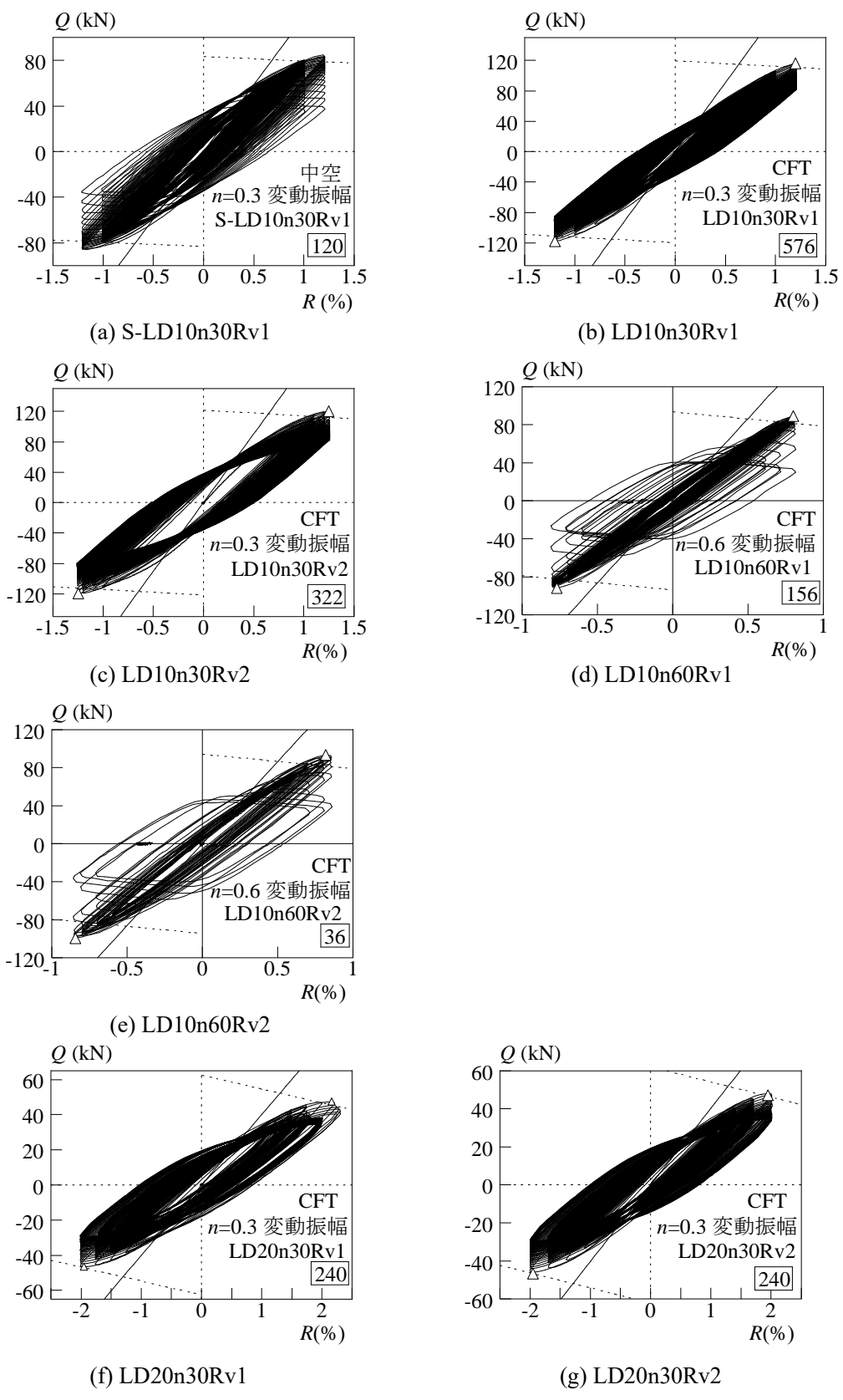


図 3.2-13 水平力-変位角関係 (変動変位振幅)

2) 部材角－軸縮み関係(図 3.2-14)

図 3.2-14 に、変動変位振幅の場合の部材角－軸縮み関係を示す。図中、□で囲まれた記号と数値は、局部座屈の発生サイクルを表しており、F はフランジ、W はウェブ、数値はサイクル数、+は正側、－は負側である。

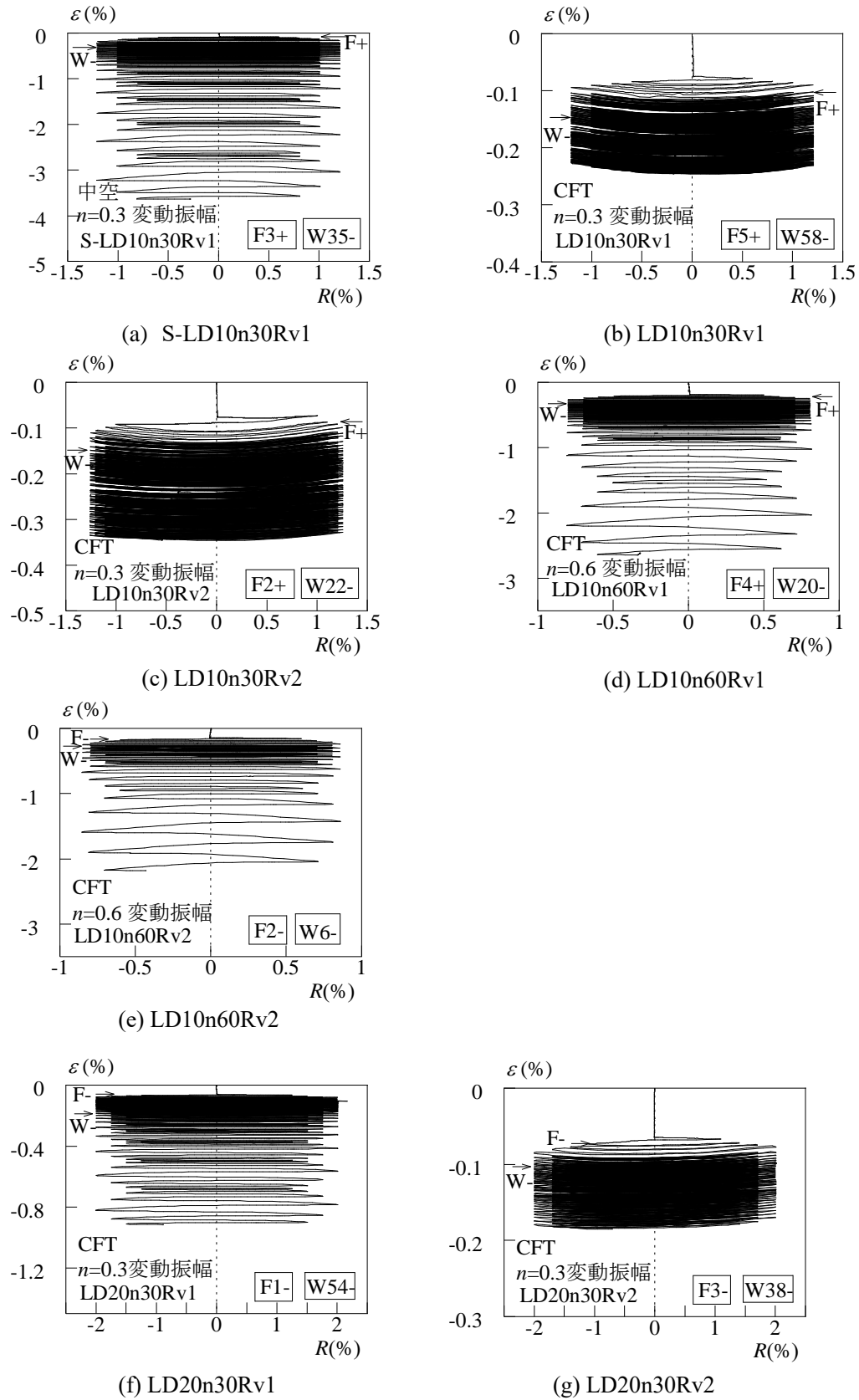
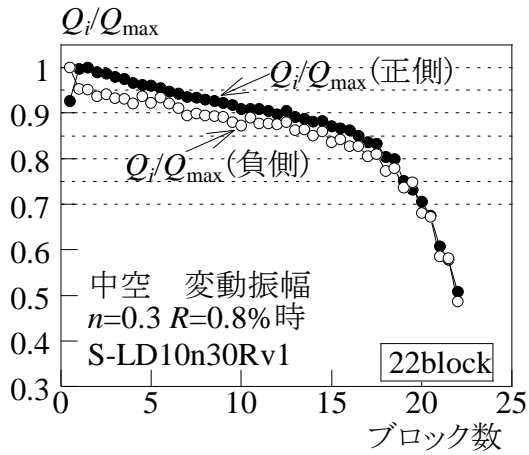


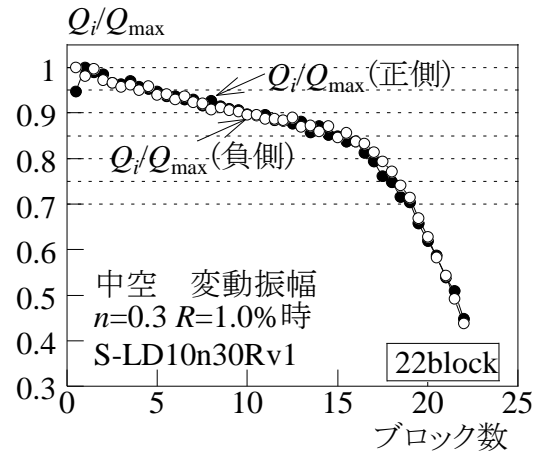
図 3.2-14 部材角-軸縮み関係

(5) 多数回繰返し特性(変動変位振幅の場合)(図 3.2-15、図 3.2-16)

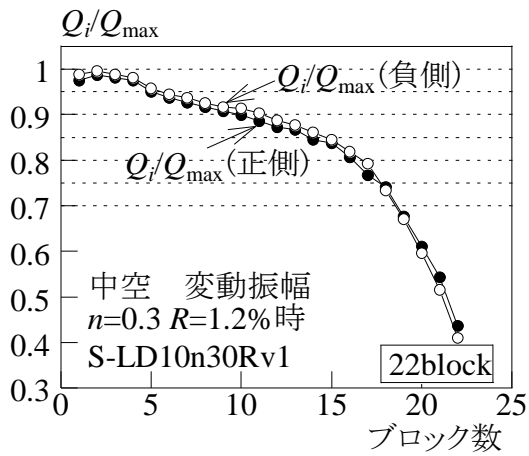
図 3.2-15、図 3.2-16 にそれぞれ $l_k/D=10$ 、 20 の場合のピーク荷重の推移 (Q_i/Q_{\max} 、 Q_i : i サイクル時の変位反転点の水平力、 Q_{\max} : 最大耐力) を示す。変位振幅は 4 段階に設定しているが、大きいほうから数えて 3 段階分について示している (表 3.2-1 参照)。なお、横軸はブロック数であり、例えば LD10n30Rv1 試験体の場合、部材角 $R=0.6\%$ 、 1.2% については 1 ブロックに対し 1 プロット、部材角 $R=0.8\%$ 、 1% については 0.5 ブロックに対し 1 プロット、すなわち 1 ブロックに対し 2 プロット記載している (ブロックについては、図 3.2-4 参照)。



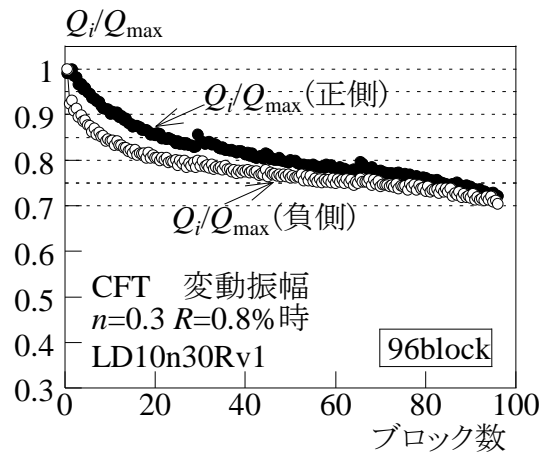
(a) S-LD10n30Rv1 $R=0.8\%$ 時



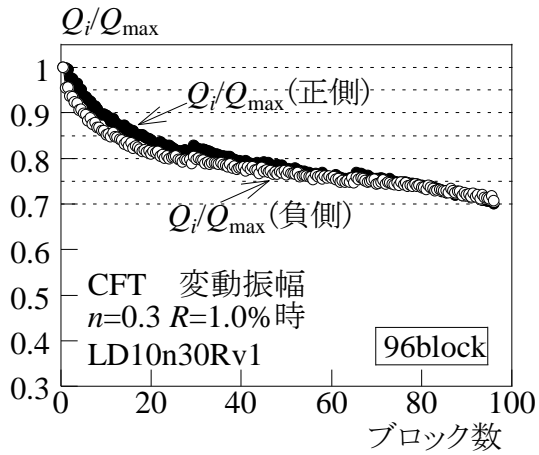
(b) S-LD10n30Rv1 $R=1.0\%$ 時



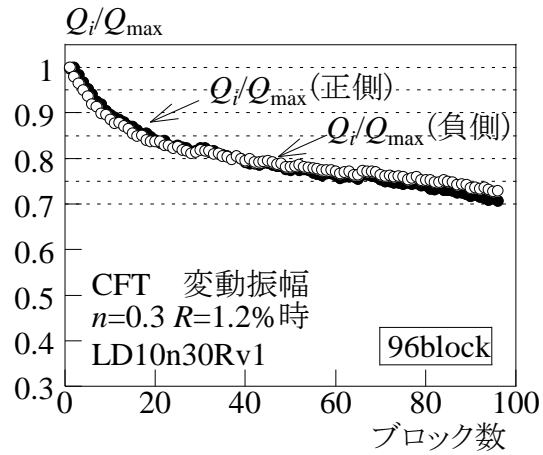
(c) S-LD10n30Rv1 $R=1.2\%$ 時



(d) LD10n30Rv1 $R=0.8\%$ 時

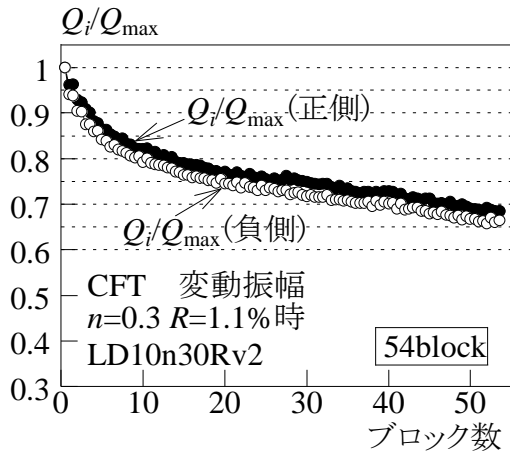


(e) LD10n30Rv1 $R=1.0\%$ 時

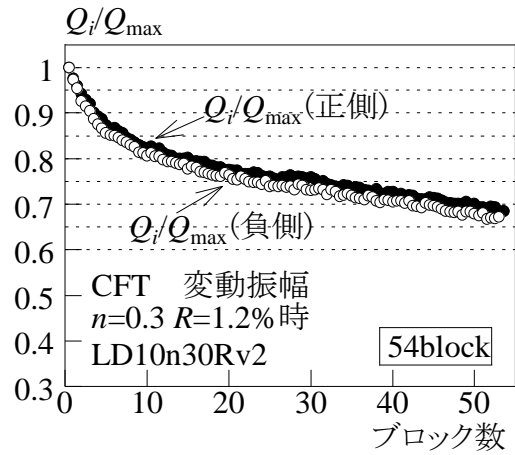


(f) LD10n30Rv1 $R=1.2\%$ 時

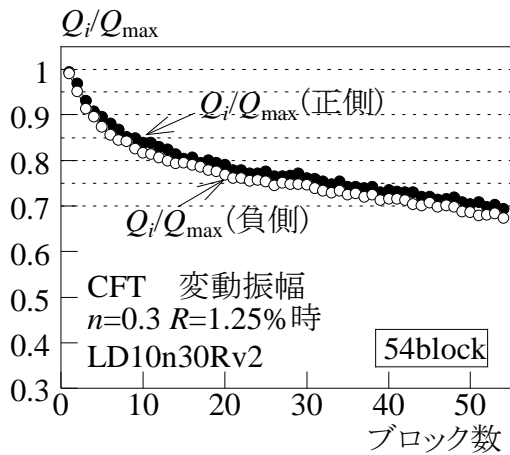
図 3.2-15 ピーク荷重の推移 (変動振幅, $l_k/D=10$) (つづく)



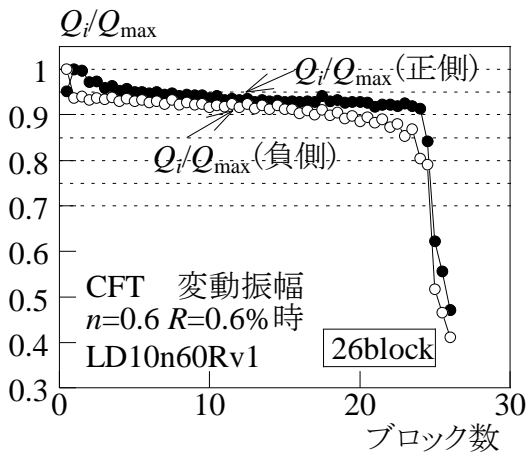
(g) LD10n30Rv2 $R=1.1\%$ 時



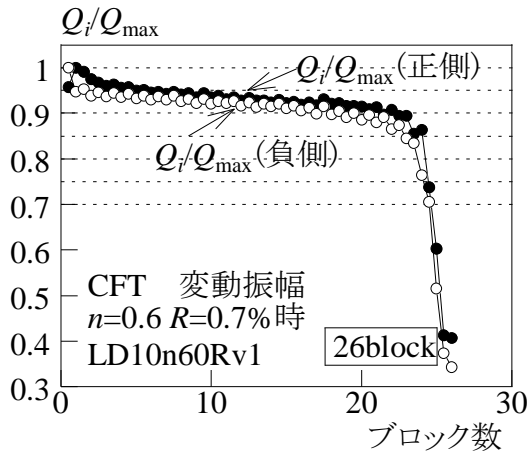
(h) LD10n30Rv2 $R=1.2\%$ 時



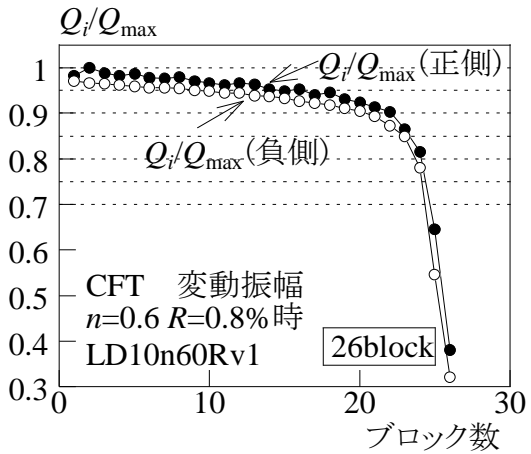
(i) LD10n30Rv2 $R=1.25\%$ 時



(j) LD10n60Rv1 $R=0.6\%$ 時

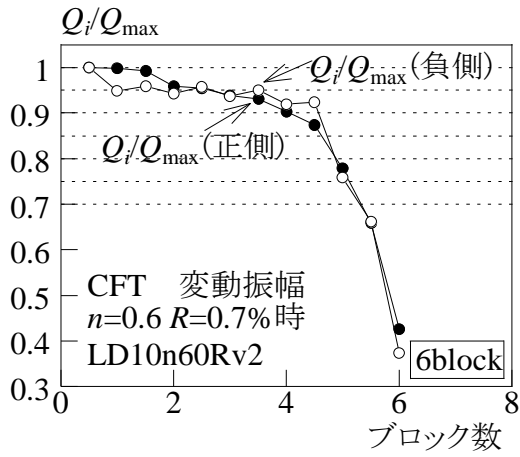


(k) LD10n60Rv1 $R=0.7\%$ 時

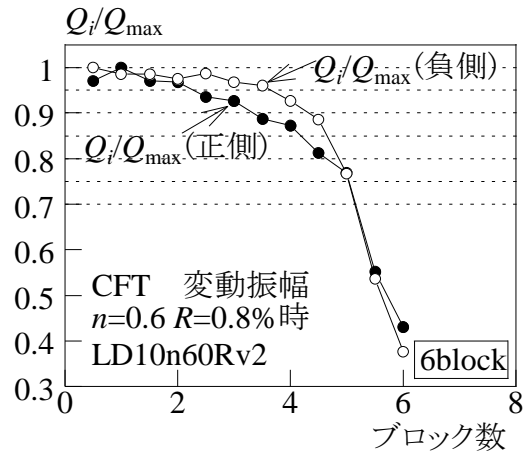


(l) LD10n60Rv1 $R=0.8\%$ 時

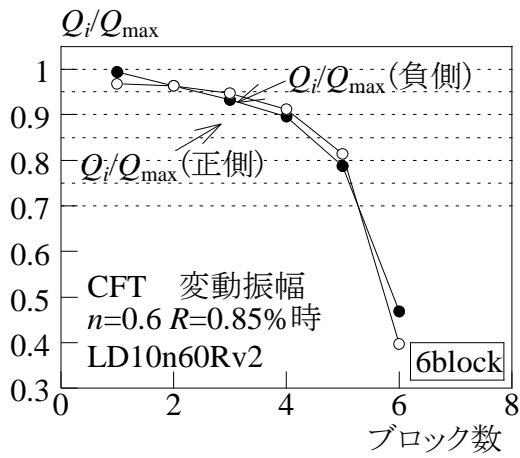
図 3.2-15 ピーク荷重の推移 (変動振幅, $l_k/D=10$) (つづく)



(m) LD10n60Rv2 $R=0.7\%$ 時

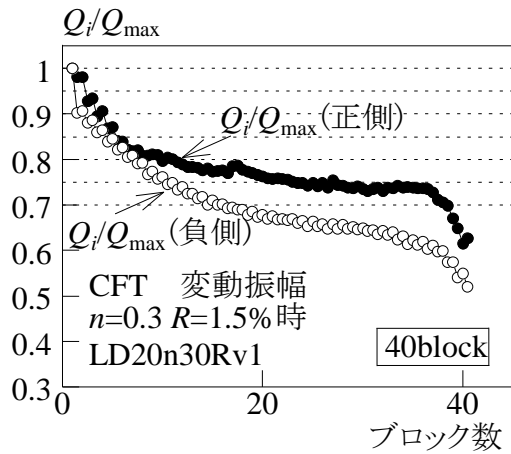


(n) LD10n60Rv2 $R=0.8\%$ 時

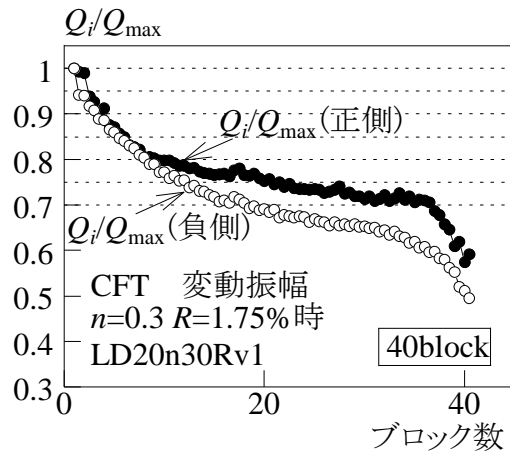


(o) LD10n60Rv2 $R=0.85\%$ 時

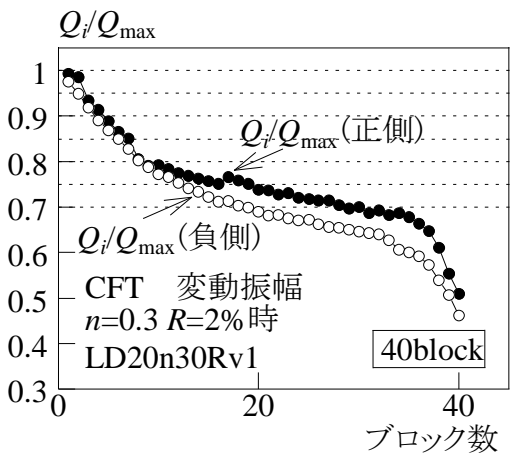
図 3.2-15 ピーク荷重の推移 (変動振幅, $l_k/D=10$) (つづき)



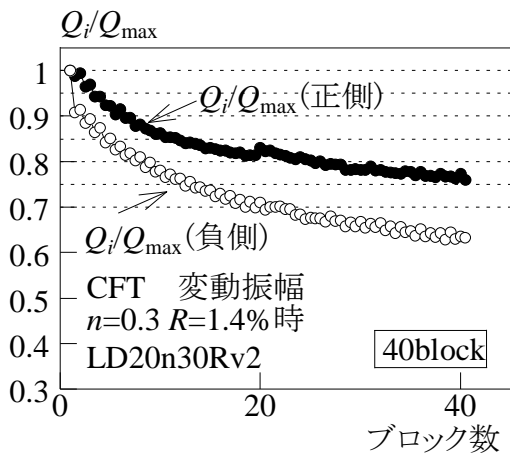
(a) LD20n30Rv1 $R=1.5\%$ 時



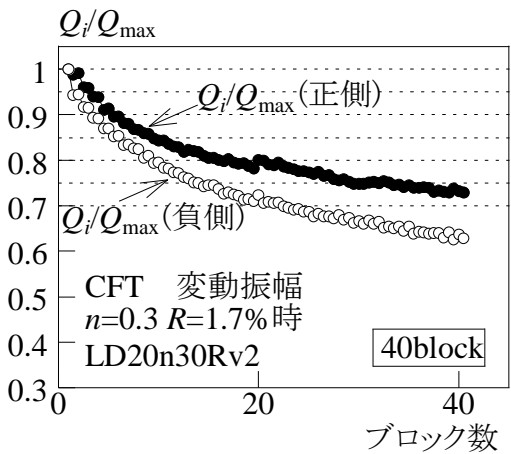
(b) LD20n30Rv1 $R=1.75\%$ 時



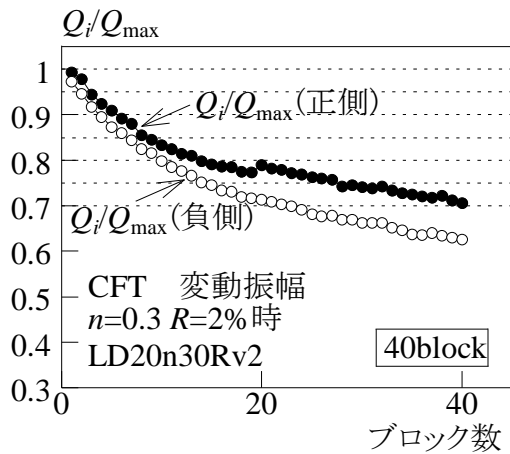
(c) LD20n30Rv1 $R=2\%$ 時



(d) LD20n30Rv2 $R=1.4\%$ 時



(e) LD20n30Rv2 $R=1.7\%$ 時



(f) LD20n30Rv2 $R=2\%$ 時

図 3.2-16 ピーク荷重の推移 (変動振幅, $l_i/D=20$)

(6) Miner 則の成立性の検討

1) $l_k/D=10$ の場合

表 3.2-9～表 3.2-10 に、座屈長さ・断面せい比 $l_k/D=10$ 、軸力比 0.3 の場合の最大荷重の 95%、90%、85%、80%に耐力が低下した時のブロック数を示す。限界ブロック数は実験によって観察されたブロック数で、限界ブロック数（計算）は、Miner 則によって計算した限界ブロック数である。また、 D 値は限界ブロック数（計算）に対する実験による限界ブロック数の比である。表 3.2-9 によれば、限界ブロック数は、 $R=1\%$ の負側荷重のときが最も値が小さい。そのときの D 値は概ね 1 程度である。表 3.2-10 によれば、限界ブロック数は、 $R=1.2\%$ の負側荷重のときが最も値が小さい。

表 3.2-9 実験値と計算値の比較と D 値 (LD10n30Rv1)

			$B_{95\%}$	$B_{90\%}$	$B_{85\%}$	$B_{80\%}$
実験による 限界ブロック数	$R=1\%$	+	4	9	19	38
		-	2	5	11	24
	$R=1.2\%$	+	6	10	19	37
		-	5	8	16	37
$D=1$ となる 限界ブロック数（計算）		+	2.2	5.6	10.6	25.0
		-	1.9	4.2	11.4	24.6
D 値 実験値/計算値	$R=1\%$	+	1.8	1.6	1.8	1.5
		-	1.1	1.2	1.0	1.0
	$R=1.2\%$	+	2.7	1.8	1.8	1.5
		-	2.7	1.9	1.4	1.5

表 3.2-10 実験値と計算値の比較と D 値 (LD10n30Rv2)

			$B_{95\%}$	$B_{90\%}$	$B_{85\%}$	$B_{80\%}$
実験による 限界ブロック数	$R=1.1\%$	+	3	5	9	17
		-	3	4	7	13
	$R=1.2\%$	+	2	4	7	13
		-	1	3	5	10
	$R=1.25\%$	+	2	4	8	15
		-	2	4	7	12
$D=1$ となる 限界ブロック数（計算）		+	1.3	2.8	5.2	11
		-	0.92	2.2	4.9	10
D 値 実験値/計算値	$R=1.1\%$	+	2.3	1.8	1.7	1.6
		-	3.2	1.8	1.4	1.3
	$R=1.2\%$	+	1.5	1.4	1.4	1.2
		-	1.1	1.4	1.0	1.0
	$R=1.25\%$	+	1.5	1.4	1.5	1.4
		-	2.2	1.8	1.4	1.2

そのときの D 値は 1.0~1.4 であった。ただし、 $R=1.2\%$ の負側の最大荷重の 85% 耐力低下までの載荷ブロック数は一桁でありおおむね対応しているものと考えられる。

表 3.2-11 および表 3.2-12 に、軸力 0.6 の場合の最大荷重の 95%、90%、85%、80% に耐力が低下した時のブロック数を示す。限界ブロック数は実験によって観察されたブロック数で、限界ブロック数（計算）は、Miner 則によって計算した限界ブロック数である。また、 D 値は限界ブロック数（計算）に対する実験による限界ブロック数である。表 3.2-11 によれば、限界ブロック数は、 $R=0.7\%$ の負側載荷のときが最も値が小さい。そのときの D 値は最大荷重の 95% で 0.1 程度、それ以外は 1.1~1.2 であった。表 3.2-12 によれば、限界ブロック数は小さく、3~5 である。 D 値は 0.6~1.5 であり、1 を下回るものが多い。

軸力比が 0.6 のとき、図 3.2-15 からわかるように耐力が最大耐力の 90% 程度になると急激に耐力が劣化していくことがわかる。一定軸力比 0.6 は実際には無いと思われるが、高軸力の場合は、制限を厳しくしておくことが必要である。

表 3.2-11 実験値と計算値の比較と D 値 (LD10n60Rv1)

			$B_{95\%}$	$B_{90\%}$	$B_{85\%}$	$B_{80\%}$
実験による 限界ブロック数	$R=0.7\%$	+	5	22	25*	25*
		-	1	17	23	24
	$R=0.8\%$	+	15	23	24	25*
		-	9	21	23	24
$D=1$ となる 限界ブロック数（計算）		+	3.8	18	20	22
		-	7.8	16	19	21
D 値 実験値/計算値	$R=0.7\%$	+	1.3	1.2	1.3	1.1
		-	0.1	1.1	1.2	1.1
	$R=0.8\%$	+	3.9	1.3	1.2	1.1
		-	1.2	1.3	1.2	1.1

*印はその耐力値を超えて耐力が低下しているが、参考のために計算を行った。

表 3.2-12 実験値と計算値の比較と D 値 (LD10n60Rv2)

			$B_{95\%}$	$B_{90\%}$	$B_{85\%}$	$B_{80\%}$
実験による 限界ブロック数	$R=0.8\%$	+	3	4	5	5
		-	4	5	-	5
	$R=0.85\%$	+	3	4	5	-
		-	3	-	5	-
$D=1$ となる 限界ブロック数（計算）		+	2.0	6.3	6.8	8
		-	2.86	5.1	6.9	8
D 値 実験値/計算値	$R=0.8\%$	+	1.5	0.6	0.7	0.6
		-	1.4	1.0	-	0.6
	$R=0.85\%$	+	1.5	0.6	0.7	-
		-	1.0	-	0.7	-

2) $l_k/D=20$ の場合

表 3.2-13、3.2-14 に、 $l_k/D=20$ の場合の、予想される限界繰返し回数（計算値）と実験により得られた限界繰返し回数の値を示す。計算値は、回帰分析により求めた限界繰返し数から、Miner 則にしたがって求めたものである。

LD20n30Rv1 試験体については、令和 1 年度は正側において予定よりも大きな変位振幅を与えてしまったので、 $R=2.3\%$ として補正した予想サイクル数も示した。前述の 1) $l_k/D=10$ の場合、実験値は計算値の 1.3 倍程度となっていたが、令和 1 年度は異なる傾向であった。まず、正側については $N_{95\%}$ では実験値のほうが大きく、そのほかの場合は実験値のほうが限界繰返し回数は小さくなっていた。また、補正した値と比較した場合は、 $N_{80\%}$ 以外は実験値のほうが大きなサイクル数となっていた。負側については、 $N_{95\%}$ では実験値のほうが大きく、それ以外は実験値のほうが小さくなっていた。ただし、正側と負側の予想サイクル数を比較すると、正側のほうが約 1.3~1.7 程度大きく、回帰分析の精度も影響していると考えられる。

表 3.2-13 実験値と計算値の比較と D 値 (LD20n30Rv1)

		$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$
正側	実験による限界サイクル数	16	28	46	52
	$D=1$ となる限界ブロック数 (計算)	2.1	5.6	11.5	20
	$D=1$ となる限界サイクル数 (計算)	13	33	69	120
	$D=1$ となる限界サイクル数 (補正)	7.9	23.4	44.5	77.1
	実験/計算	1.23	0.85	0.67	0.43
	実験/予想 (補正)	2.03	1.20	1.03	0.67
負側	実験による限界サイクル数	10	22	34	52
	$D=1$ となる限界ブロック数 (計算)	1.5	4.2	6.7	13.9
	$D=1$ となる限界サイクル数 (計算)	9.1	25.2	40.1	83.6
	$D=1$ となる限界サイクル数 (補正)	5.2	18.3	23.8	49.7
	実験/計算	1.09	0.87	0.85	0.62

表 3.2-14 実験値と計算値の比較と D 値 (LD20n30Rv2)

		$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$
正側	実験による限界サイクル数	16	34	52	82
	$D=1$ となる限界ブロック数 (計算)	2.5	6.4	13.2	23.0
	$D=1$ となる限界サイクル数 (計算)	15	38	79	138
	実験/計算	1.08	0.89	0.66	0.59
負側	実験による限界サイクル数	10	22	40	58
	$D=1$ となる限界ブロック数 (計算)	1.7	4.8	7.7	16.0
	$D=1$ となる限界サイクル数 (計算)	10.5	29	46	96
	実験/計算	0.95	0.77	0.87	0.60

表 3.2-14 に示す試験体 LD20n30Rv2 についても同様の傾向で、 $N_{95\%}$ についてはおおむね実験値/計算値の値は正側、負側でそれぞれ 1.08、0.95 でおおむね 1 であり、 $N_{90\%}$ 以下の場合には 1 未満の値となっていた。

一部、振幅が変わってしまったことで、影響がわかりにくくなっているが、回帰式を求める際に下限とするなどの配慮が必要であると考えられる。

3.2.4 角形 CFT 柱部材の多数回繰返し载荷実験のまとめと今後の課題

(1) まとめ

- 1) 一定変位振幅繰返し载荷の部材角一限界繰返し回数（最大荷重の 95%、90%、85%、80%に耐力が低下した時のサイクル数 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ ）関係は、既往の研究^{3.2-1)}とほぼ同じ傾向を示しており、軸力比 $n=0.3$ の場合、部材角一限界繰返し回数関係はほぼ直線式で表現できることがわかった。このことから、一定変位振幅繰返し载荷の部材角一限界繰返し回数関係を一つの試みとして回帰分析により定式化した。
- 2) 上記 1) で定式化した部材角一限界繰返し回数関係を用い、Miner 則が成り立つかどうかの検討を行った結果、座屈長さ・断面せい比が 10 の場合は、計算値よりも実験値のほうが限界繰返し回数が多く、座屈長さ・断面せい比が 20 の場合は、計算値よりも実験値のほうが限界繰返し回数が少なくなっていたが、おおむね対応していた。

(2) 今後の課題

今後に残された課題を以下に記す。

- 1) 変動軸力下における実験を行っていないので、変動軸力を実験変数として多数回繰返し実験を行う必要がある。
- 2) 令和 1 年度行った変動変位振幅繰返し载荷の結果ならびに次年度に実施する変動軸力による実験結果を考慮し、設計用疲労曲線の検討を行う必要がある。

【参考文献】

- 3.2-1) 城戸將江、津田恵吾、福元敏之、一戸康生、森田耕次：一定変位振幅繰返し载荷を受ける角形 CFT 柱の構造性能、日本建築学会構造系論文集、第 84 卷、第 759 号、pp.725-735、2019.5
- 3.2-2) 建築研究所：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討、建築研究資料 No.160、2014.7

3.3 CFT 柱部材の多数回繰り返し载荷実験と疲労評価の検討 (R2 年度実施)

3.3.1 CFT 柱部材の多数回繰り返し载荷実験

(1) 試験体

試験体柱は、3.2 で記した令和 1 年度と同様に□-150×150 (BCR295 ; 1/5~1/8 縮尺程度) で、試験体の径高さ比 L/D および幅厚比 D/t は、令和 1 年度に中心に実施した $L/D=10.0$ 、 $D/t=25$ ($t=6\text{mm}$) とする。図 3.3-1 に試験体形状を示す。

CFT 柱部材の多数回繰り返し特性を把握する上で、令和 1 年度に実施していない変動軸力を考慮した実験を実施し、試験体数は 5 体とする。

また、令和 1 年度の実験は片持ち柱形式で実施したが、令和 2 年度は柱の上下端をともに固定した逆対称加力形式とした。鋼管の上下端には、厚さ 50mm のエンドプレートで完全溶け込み溶接により取り付ける。

コンクリートの充填は、図 3.3-1 に示す上部エンドプレートにあけたコンクリート注入孔(70Φ)より行う。また、試験体上部には空気抜き孔(15Φ)を 4 つ設けた。

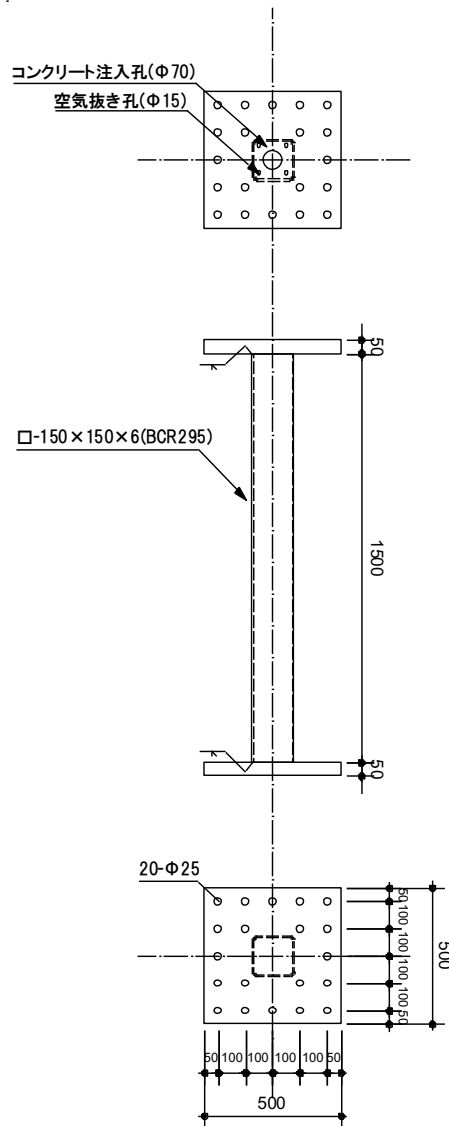


図 3.3-1 試験体形状

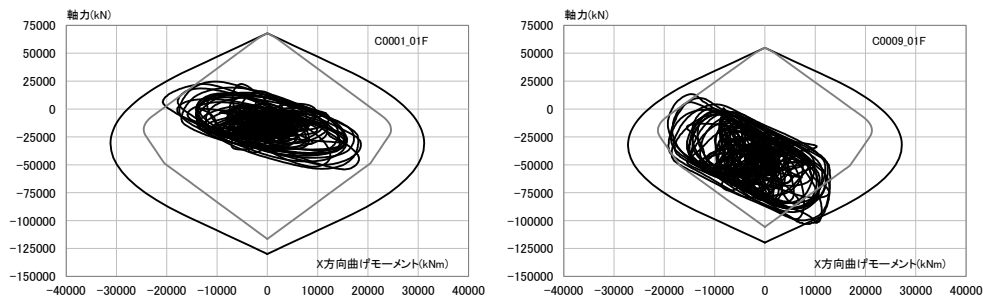
(2) 実験パラメータ

実験パラメータは、軸力比および変位振幅とした。

軸力比は、平成 30 年度に実施した CFT32 モデルの解析結果^{3.3-1)}を参考に決定した。図 3.3-2 に CFT32 モデルの解析結果の一例を示す。図より、外周の柱では軸力比がおよそ-0.2~0.4 の幅で変動しており、内側の柱では軸力比がおよそ-0.1~0.8 の幅で変動していることがわかる。試験装置の定格荷重を考慮し、解析結果から軸力のパラメータを $n=0.15\pm 0.35$ 、 0.3 ± 0.3 、 0.3 ± 0.4 の 3 水準とした。ここで、変動軸力は図 3.3-3 に示すように、変位最大時に最大軸力（圧縮）、変位最小時に最小軸力（引張）となるように与える。なお、圧縮側の軸力は CFT 柱の終局軸力に対して、引張側の軸力は鉄骨部分のみの終局軸力に対して軸力比を乗じたものを与える。

変位振幅は、軸力比 $n=0.15\pm 0.35$ は、令和 1 年度に実施した軸力比 $n=0.15$ の試験体と同じ $R=0.01$ 、 $0.015[\text{rad}]$ とした。これらの実験の結果、荷重低下が生じる繰り返し数が小さかったことから、軸力比 $n=0.3\pm 0.3$ の試験体については振幅を $R=0.005$ 、 $0.008[\text{rad}]$ 、軸力比 0.3 ± 0.4 の試験体については振幅を $R=0.005[\text{rad}]$ とした。

表 3.3-1 に試験体一覧、表 3.3-2 に諸耐力一覧、図 3.3-4 に $M-N$ 関係、図 3.3-5 に本実験と同じ径高さ比・幅厚比の既往の実験結果^{3.3-2、3.3-3)}を示す。ここで、試験体耐力は文献 3.3-4)における中柱式より求めた。



(a)外周の柱

(b)内側の柱

図 3.3-2 CFT32 モデルの解析結果例

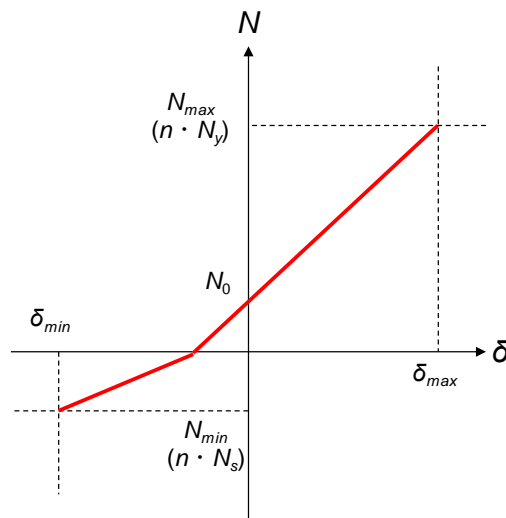


図 3.3-3 変動軸力の作用方法

表 3.3-1 試験体一覧

No.	試験体名	幅厚比 D/t	径高さ比 Lk/D	軸力比 n	振幅 $R[\text{rad}]$		
1	LD10-n15v35R1-C	25	10	変動	一定		
2	LD10-n15v35R15-C					0.15±0.35	0.01
3	LD10-n30v30R05-C					0.3±0.3	0.015
4	LD10-n30v30R08-C					0.3±0.3	0.005
5	LD10-n30v40R05-C					0.3±0.4	0.008

※試験体名称

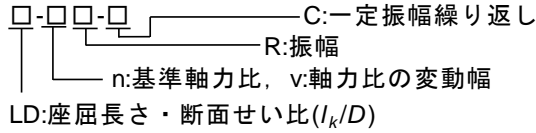


表 3.3-2 諸耐力一覧

軸力		最大耐力	
軸力比 n	作用軸力 $N_a[\text{kN}]$	曲げモーメント $M_u[\text{kNm}]$	せん断力 $Q_u[\text{kN}]$
-0.2	-283.2	60.5	80.7
-0.1	-141.6	68.1	90.8
0	0.0	75.6	100.9
0.15	398.9	85.4	113.8
0.3	797.9	80.5	107.4
0.5	1329.8	56.4	75.2
0.6	1595.7	43.7	58.2
0.7	1861.7	30.9	41.3

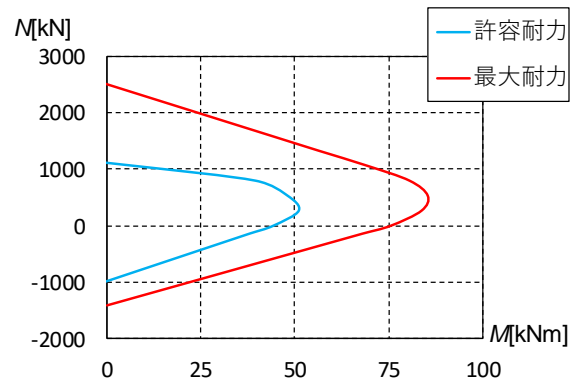
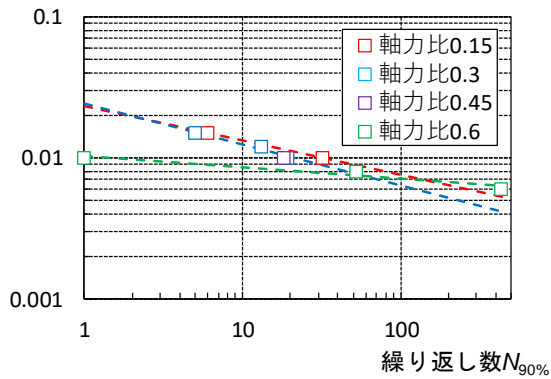


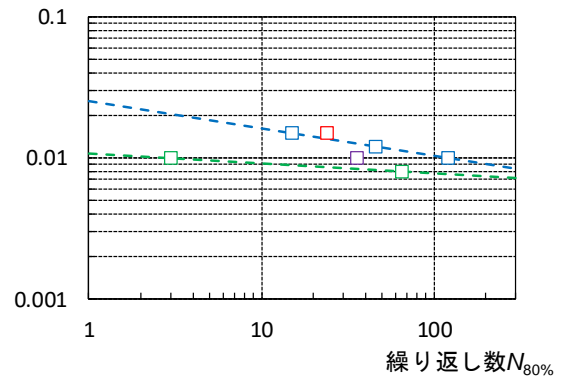
図 3.3-4 $M-N$ 関係

部材角振幅 $R[\text{rad}]$



(a) $N_{90\%}$

部材角振幅 $R[\text{rad}]$



(b) $N_{80\%}$

図 3.3-5 既往の実験結果 ^{3.3-2, 3.3-3}

(3) 使用材料

1) 鋼素材の材料試験

試験体を用いる鋼材について JIS Z 2241 に従い引張試験を実施した。

表 3.3-3 に使用材料の機械的性質、図 3.3-6 に応力-ひずみ関係を示す。

表 3.3-3 鋼材の機械的性質

	実測板厚	降伏点	引張強さ	降伏比	伸び
	mm	N/mm ²	N/mm ²	%	%
PL6	5.99	425	474	90	19

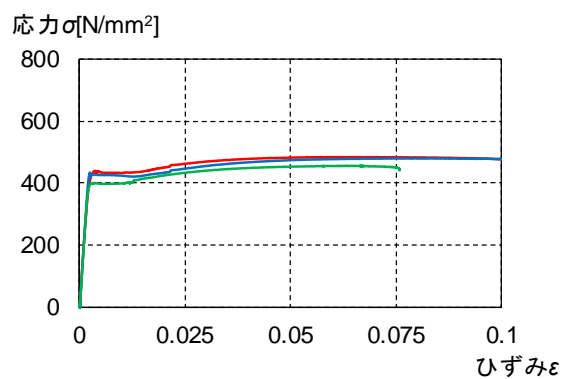


図 3.3-6 鋼材の応力ひずみ関係

2) コンクリートの材料試験

鋼管に充填するコンクリートについて JIS A 1132 に従いテストピースを製作し、JIS A 1108 により圧縮試験、JIS A 1113 により割裂試験を行う。テストピースは現場封緘養生とする。

表 3.3-4 にコンクリート調合表、表 3.3-5 にコンクリートの性質、図 3.3-7 に応力-ひずみ関係を示す。コンクリート材料試験は、1 週強度、4 週強度、1 体目載荷時(材齢 33 日)、5 体目載荷時(材齢 62 日)の 4 回実施したが、ここでは制御軸力の計算に用いた 1 体目載荷時の結果を示す。

表 3.3-4 コンクリート調合表

呼び強度	水セメント比	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	スランブフロー
N/mm ²	%	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	cm
54	35.5	479	170	783	886	6.95	59

表 3.3-5 コンクリートの機械的性質

圧縮強度	引張強度	静弾性係数	ポアソン比	最大荷重時ひずみ
σ_c	σ_t	E_c	ν_c	ϵ_c
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		μ
65.3	4.8	36390	0.21	2677

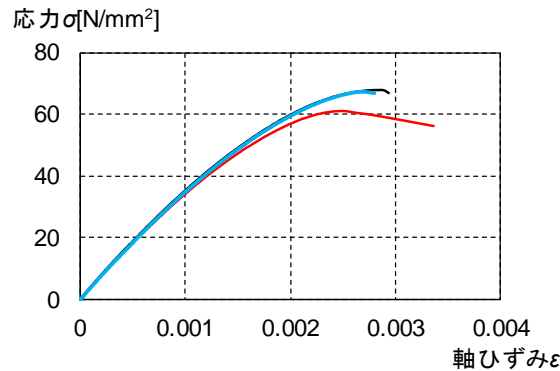


図 3.3-7 コンクリートの応力ひずみ関係

3) 角形 CFT 柱の短柱圧縮試験

柱試験部分の圧縮特性把握のため、アムスラーによる短柱圧縮試験を実施する。試験体の高さは柱せいの3倍とした。図 3.3-8 に圧縮試験の概要、写真 3.3-1 に圧縮試験状況を示す。

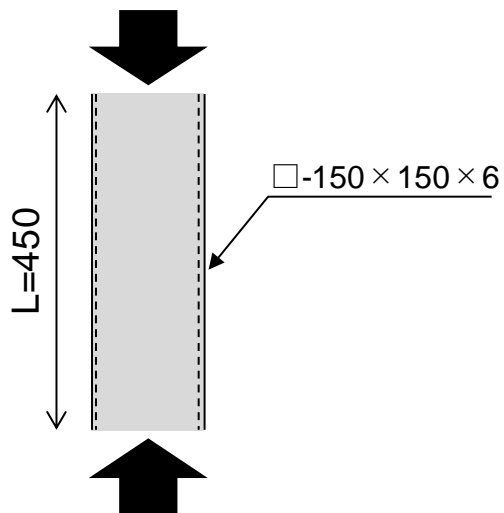


図 3.3-8 短柱圧縮試験概要



写真 3.3-1 短柱圧縮試験の状況

図 3.3-9 に短柱圧縮試験での圧縮軸力と軸ひずみの関係、写真 3.3-2 に最終破壊状況を示す。図 3.3-9 には参考として素材試験で得られた終局軸力の値 $N_y=2660$ [kN]を示している。なお、軸ひずみは試験体の軸縮みを柱高さ(450mm)で除した値である。

図 3.3-9 より、素材試験より得られた終局軸力近くまで荷重は上昇しているが、終局軸力には届かずに荷重の低下が始まっている。素材試験の結果を見ると、荷重の低下が始まった際のひずみは鋼材の荷重低下ひずみよりも小さく、充填コンクリートの損傷が大きく進展したことにより、荷重が低下したと考えられる。

写真 3.3-2 より内部コンクリートの状況を確認すると、鉄骨の局部座屈性状と同様の形状で内部コンクリートが圧壊している。

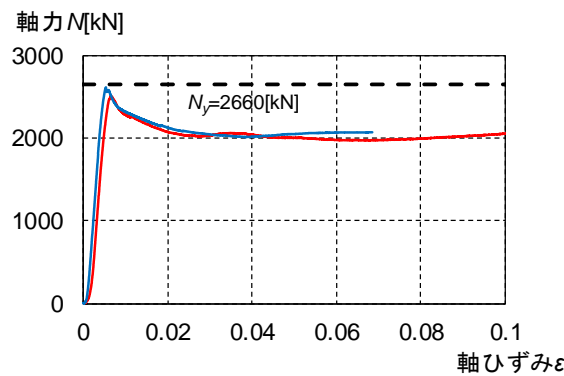
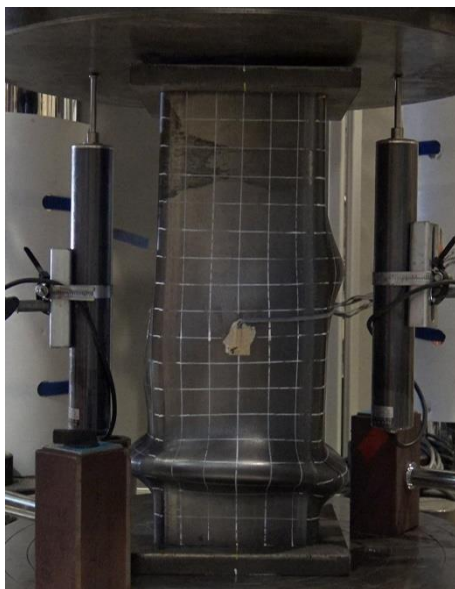


図 3.3-9 軸力軸ひずみ関係



(a)外観



(b)内部コンクリート

写真 3.3-2 最終破壊状況

(4) 実験方法

1) 加力方法

加力装置を図 3.3-10 に、加力状況を写真 3.3-3 に示す。加力は、建研式加力方法を採用し、反力床上に敷設した加力フレームの上に試験体を設置し、上下の加力フレームとベースプレートとを緊結することで試験体を固定し、上部に取り付いた加力装置を介して、鉛直方向の 2000kN ジャッキにより軸力を導入した状態で、下部に取り付いた 500kN アクチュエーターにより水平方向の一定振幅載荷を行う。また、実験終了は原則として、正載荷時の荷重が最大荷重に対して 70%に低下し、負載荷時の荷重が 90%に低下した時点までとするが、載荷時間の都合から負載荷時の荷重が 90%まで低下せずに終了した試験体もある。

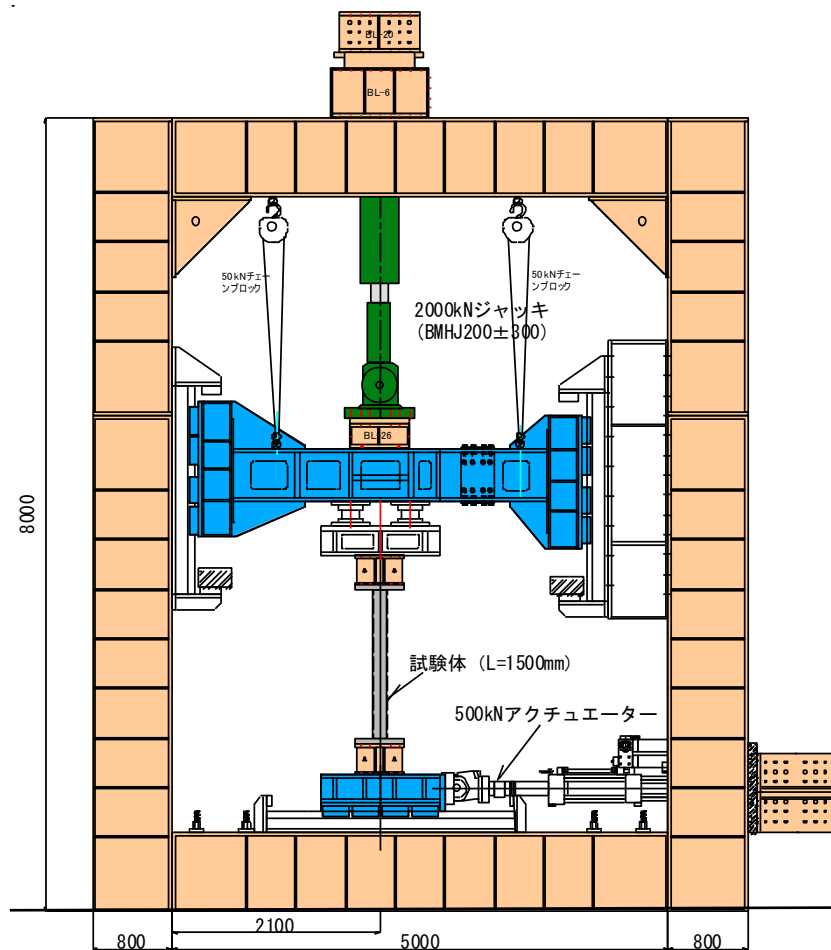
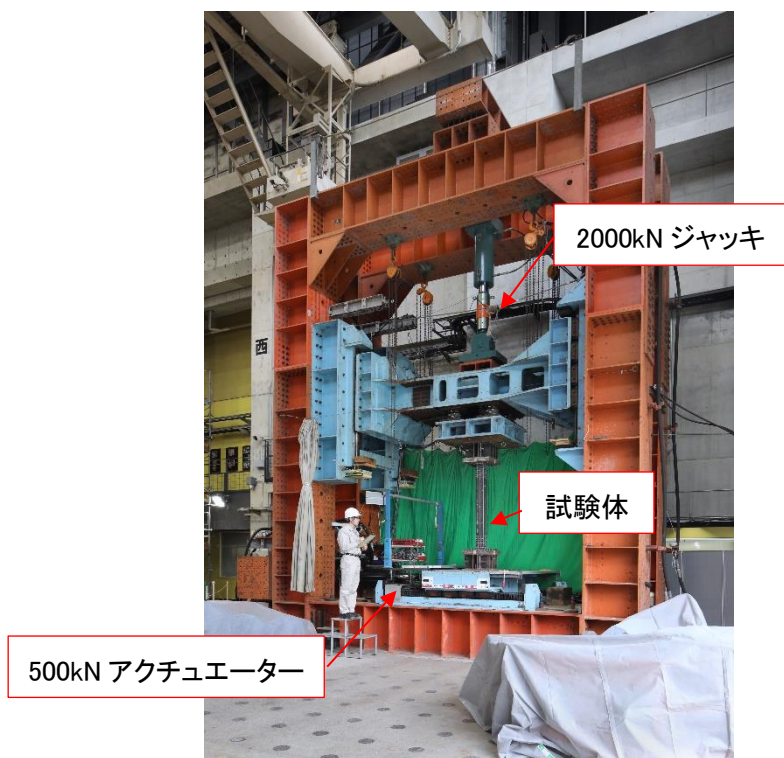
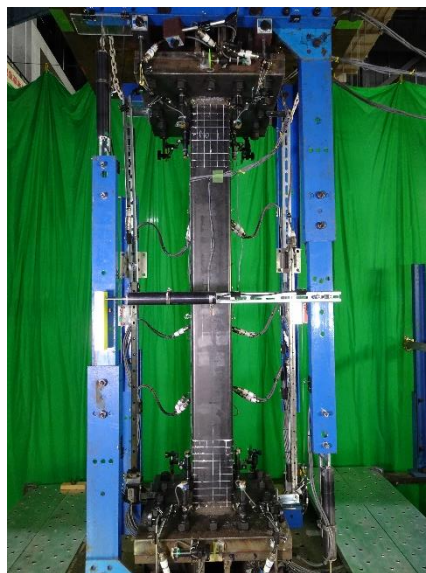


図 3.3-10 加力装置



(a)実験状況全景



(b)実験状況拡大

写真 3.3-3 実験状況

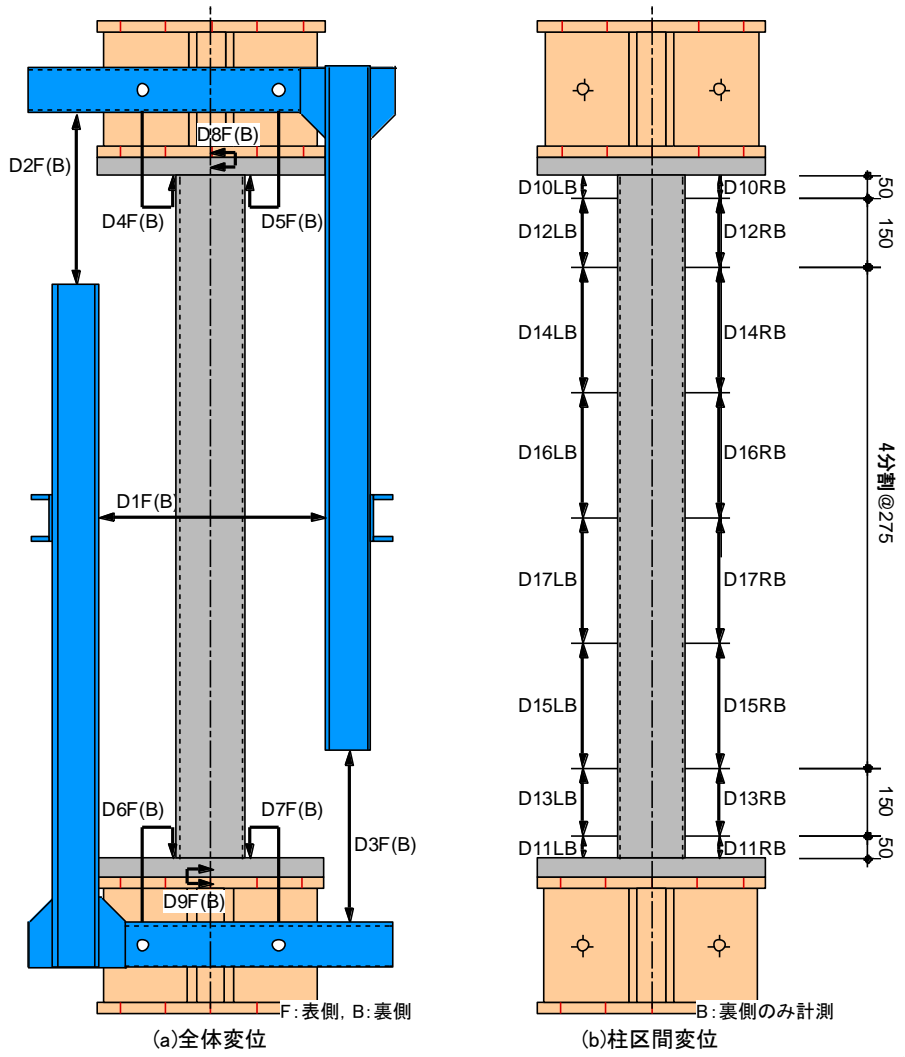
2) 計測方法

表 3.3-6 に計測項目一覧、図 3.3-11 に変位計測位置、図 3.3-12 に局部座屈変形計測概要、図 3.3-13 にひずみ計測位置を示す。

計測は、試験体の作用荷重、柱部材の水平、鉛直、局部変形、区間伸び変形、鋼管フランジおよびウェブのひずみ等について行う。また、柱材端部の局部座屈高さについても計測を行う。実験時の変位振幅は、図 3.3-11 の図に従い、全体変形から回転変形を除くことにより求める。局部座屈高さについては、試験体の下半分についてのみ計測を行った。

表 3.3-6 計測項目一覧

	計測項目	計測点数	計測点名称	備考
荷重	柱せん断力	1	P	
	柱軸力	2	NL, NR	
	分力計	8	L1-X, L2-X, L3-X, L4-X L1-Z, L2-Z, L3-Z, L4-Z	分力計は計4台 (水平・鉛直方向)
	小計	11		
変形	柱水平方向変形	2	D1F, D1B	
	柱軸方向変形	4	D2F, D3F D2B, D3B	
	局部浮き上がり 変形	8	D4F, D5F, D6F, D7F D4B, D5B, D6B, D7B	
	試験体と加力治具 のずれ変形	4	D8F, D9F D8B, D9B	
	柱区間変形	16	D10LB, D11LB, D12LB, D13LB D14LB, D15LB, D16LB, D17LB D10RB, D11RB, D12RB, D13RB D14RB, D15RB, D16RB, D17RB	
	局部座屈変形	2	LB-L, LB-R	
	小計	36		
ひずみ	柱フランジ	6	SF1L, SF2L, SF3L SF1R, SF2R, SF3R	
	柱ウェブ	2	SW1F, SW1B	
	小計	8		
計測点数合計		55		



$\delta = \delta_t - \delta_r$
 $\delta_t = D1(F, R) - (D8(F, R) + D9(F, R))$
 $\delta_r = \theta \times h$
 $\theta = (\theta_1 + \theta_2) / 2$
 $\theta_1 = (D4(F, B) - D5(F, B)) / d$
 $\theta_2 = (D6(F, B) - D7(F, B)) / d$
 *: DO(F,B) は表裏の平均値を示す。

変位振幅 全体変形 回転変形

図 3.3-11 変位計測位置

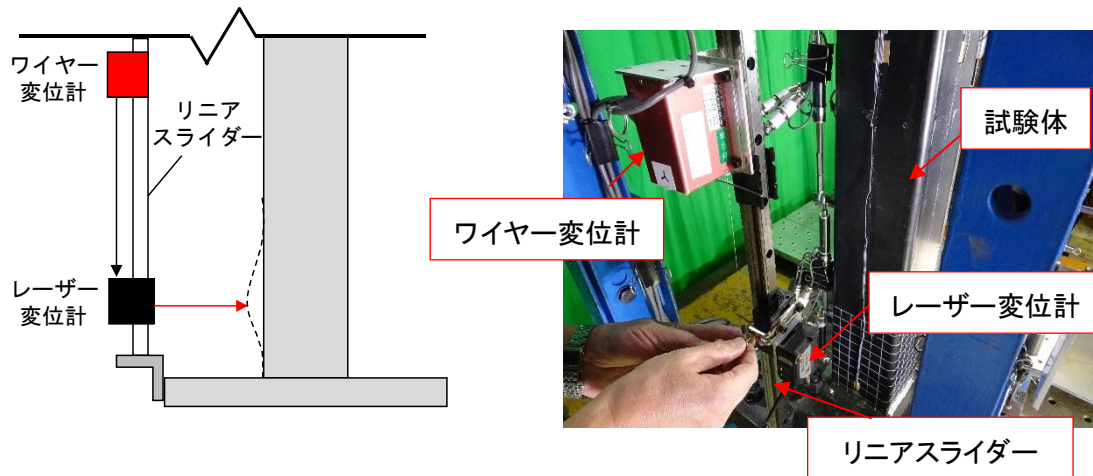


図 3.3-12 局部座屈変形計測概要

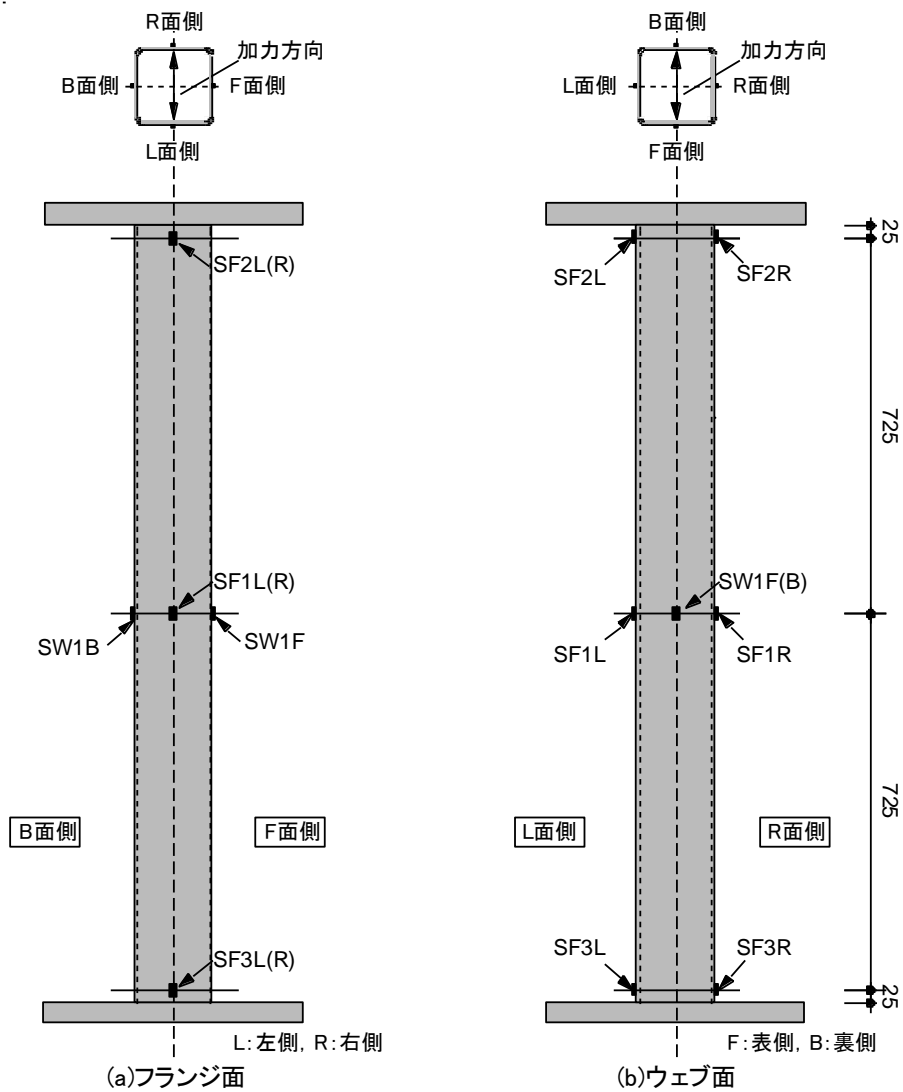


図 3.3-13 ひずみ計測位置

(5) 実験結果

1) 実験経過および破壊性状

以下に、各試験体の実験経過を示す。

LD10-n15v35R1-C 試験体 ($D/t=25$ 、 $L/D=10$ 、 $n=0.15\pm 0.35$ 、 $R=1/100$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、最大荷重に到達した。最大荷重時に、鋼管に目に見える損傷は見られなかった。その後も、鋼管の損傷は見られず、+4 サイクルで荷重が最大荷重の 90% を下回った。荷重が最大荷重の 70% を下回った +17 サイクルにも、鋼管には局部座屈は生じていなかった。

LD10-n15v35R15-C 試験体 ($D/t=25$ 、 $L/D=10$ 、 $n=0.15\pm 0.35$ 、 $R=1/67$) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、最大荷重に到達した。最大荷重時に、鋼管に目に見える損傷は見られなかった。その後、+2 サイクルで鋼管に局部座屈が見られ始め、+3 サイクルで荷重が最大荷重の 90% を下回った。最終的な鋼管の座屈波高さは 2.5mm 程度であった。

LD10-n30v30R05-C 試験体 ($D/t=25$ 、 $L/D=10$ 、 $n=0.3\pm 0.3$ 、 $R=1/200$) では、2 サイクル目で最大荷重に到達した。最大荷重時に、鋼管に目に見える損傷は見られなかった。その後も、鋼管の損傷は見られず、+8 サイクルで荷重が最大荷重の 90% を下回った。荷重が最大荷重の 70% を下回った +60 サイクルにも、鋼管には局部座屈は生じていなかった。また、載荷を終了した 120 サイクル終了時にも柱端部に貼付したひずみゲージの値は降伏ひずみに達していなかった。

LD10-n30v30R08-C 試験体 ($D/t=25$ 、 $L/D=10$ 、 $n=0.3\pm 0.3$ 、 $R=1/125$) では、2 サイクル目で最大荷重に到達した。最大荷重時に、鋼管に目に見える損傷は見られなかった。その後も、鋼管の損傷は見られず、+4 サイクルで荷重が最大荷重の 90% を下回った。荷重が最大荷重の 70% を下回った +17 サイクルにも、鋼管には局部座屈は生じていなかった。また、載荷を終了した 60 サイクル終了時にも柱端部に貼付したひずみゲージの値は降伏ひずみに達していなかった。

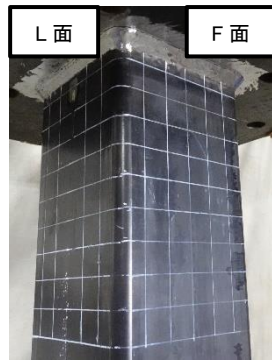
LD10-n30v40R05-C 試験体 ($D/t=25$ 、 $L/D=10$ 、 $n=0.3\pm 0.4$ 、 $R=1/200$) では、1 サイクル目で最大荷重に到達した。最大荷重時に、鋼管に目に見える損傷は見られなかった。その後も、鋼管の損傷は見られず、+4 サイクルで荷重が最大荷重の 90% を下回った。荷重が最大荷重の 70% を下回った +10 サイクルにも、鋼管には局部座屈は生じていなかった。また、載荷を終了した 50 サイクル終了時にも柱端部に貼付したひずみゲージの値は降伏ひずみに達していなかった。

以上より、LD10-n15v35R15-C 試験体には鋼管の局部座屈が見られたが、その他の試験体には鋼管の損傷は見られなかった。写真 3.3-4~3.3-8 に実験終了後の各試験体の写真を示す。

また、鋼管に損傷が見られなかったことから、全試験体とも柱頭と柱脚の鋼管をはがして、内部コンクリートの状況を確認した。写真 3.3-9~3.3-13 に内部コンクリートの状況を示す。振幅が 1/125 を上回る試験体については、内部コンクリートが大きく損傷していることがわかる。しかし、振幅が 1/200 の試験体のうち LD10-n30v30R05-C 試験体は、柱脚部付近で大きな損傷が見られるが、LD10-n30v40R05-C 試験体は内部コンクリートの損傷もほとんど見られないことがわかる。



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



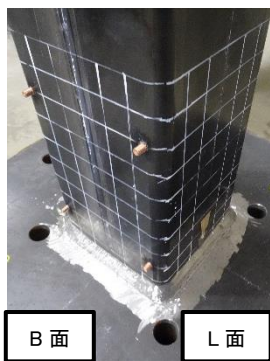
(f) F 面全景



(g) R 面全景



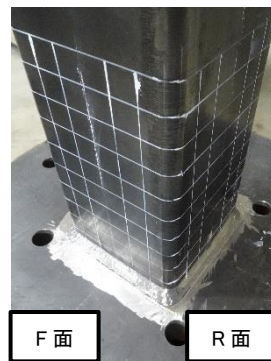
(h) B 面全景



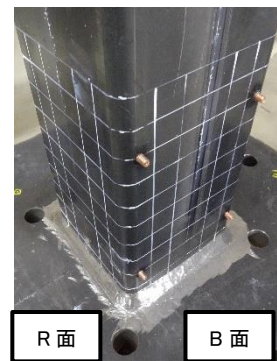
(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

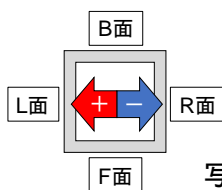
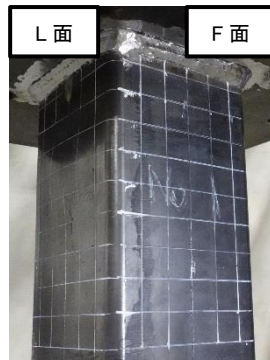


写真 3.3-4 LD10-n15v35R1-C の最終状況(軸力比 0.15 ± 0.35 、振幅 $1/100$)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



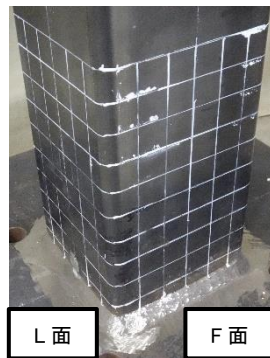
(g) R 面全景



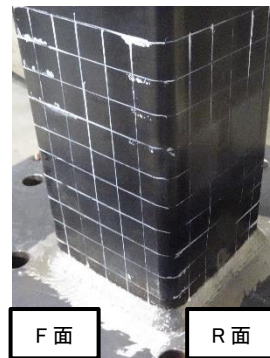
(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

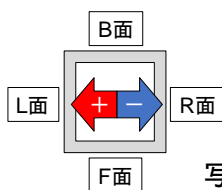


写真 3.3-5 LD10-n15v35R15-C の最終状況(軸力比 0.15 ± 0.35 、振幅 $1/67$)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



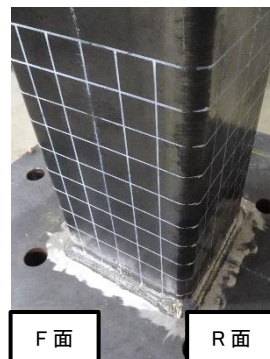
(h) B 面全景



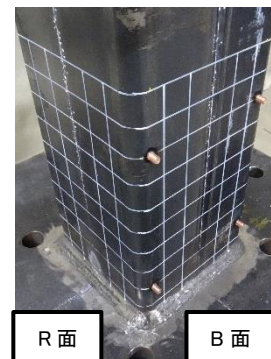
(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

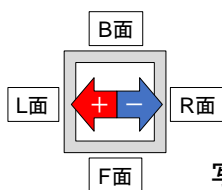


写真 3.3-6 LD10-n30v30R05-C の最終状況 (軸力比 0.3 ± 0.3 、振幅 $1/200$)



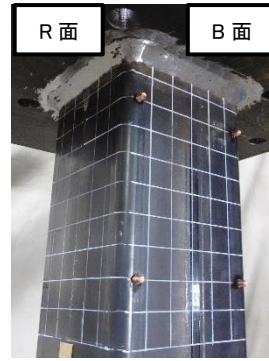
(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L面全景



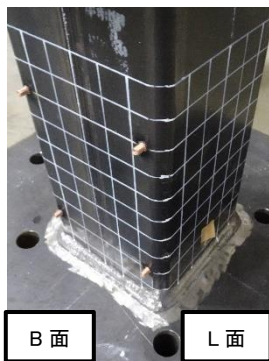
(f) F面全景



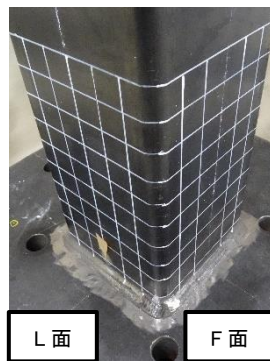
(g) R面全景



(h) B面全景



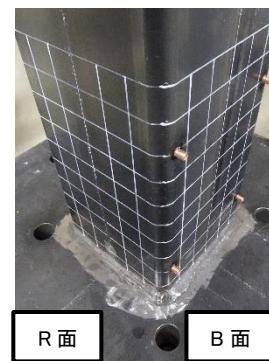
(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

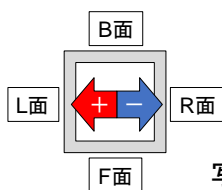
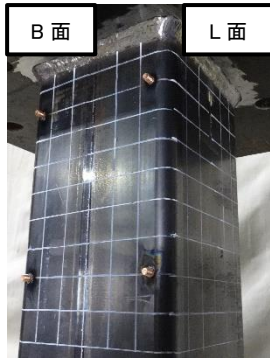


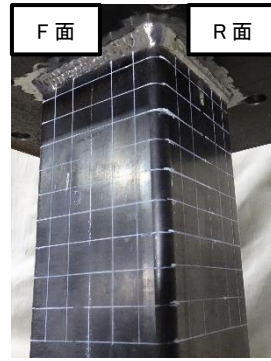
写真 3.3-7 LD10-n30v30R08-C の最終状況(軸力比 0.3 ± 0.3 、振幅 $1/125$)



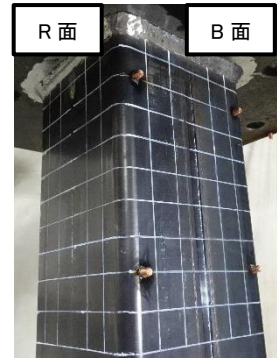
(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L面全景



(f) F面全景



(g) R面全景



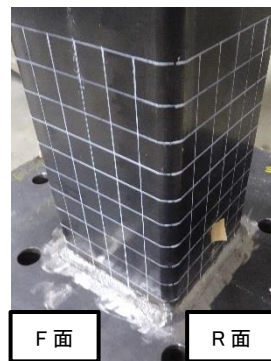
(h) B面全景



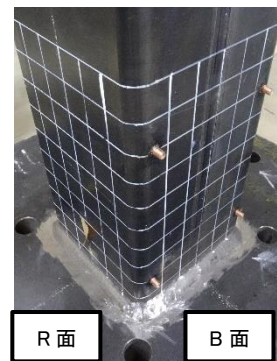
(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

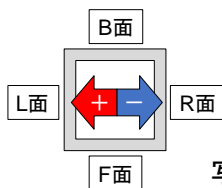


写真 3.3-8 LD10-n30v40R05-C の最終状況 (軸力比 0.3 ± 0.4 、振幅 $1/200$)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱脚部詳細



(d) R-B 面柱脚部詳細

写真 3.3-9 LD10-n15v35R1-C の内部コンクリートの状況(軸力比 0.15 ± 0.35 、振幅 1/100)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱脚部詳細



(d) R-B 面柱脚部詳細

写真 3.3-10 LD10-n15v35R15-C の内部コンクリートの状況(軸力比 0.15 ± 0.35 、振幅 1/67)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱脚部詳細



(d) R-B 面柱脚部詳細

写真 3.3-11 LD10-n30v30R05-C の内部コンクリートの状況(軸力比 0.3 ± 0.3 、振幅 1/200)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱脚部詳細



(d) R-B 面柱脚部詳細

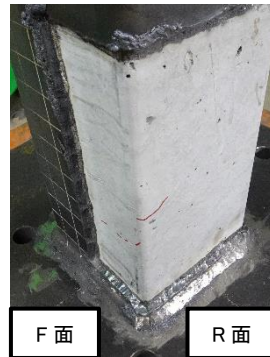
写真 3.3-12 LD10-n30v30R08-C の内部コンクリートの状況 (軸力比 0.3 ± 0.3 、振幅 1/125)



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱脚部詳細



(d) R-B 面柱脚部詳細

写真 3.3-13 LD10-n30v40R05-C の内部コンクリートの状況 (軸力比 0.3 ± 0.4 、振幅 1/200)

2) 実験結果一覧

表 3.3-7~3.3-8 に一定振幅繰り返し载荷の実験結果一覧を示す。表 3.3-8 の計測値は観察を行ったサイクルでの値であり、表 3.3-7 の各荷重レベルのサイクルと近いサイクルでの値を示している。

表 3.3-7 実験結果一覧(荷重低下サイクル)

		最大荷重 Q _{max}	0.95Q _{max}	0.9Q _{max}	0.85Q _{max}	0.8Q _{max}	0.7Q _{max}	
LD10-n15v35R1-C D/t=25 D/Lk=10 n=0.15±0.35 R=1/100	正	cycle	+1	+2	+3	+5	+7	+16
		せん断力 Q[kN]	82.6	79.8	76.0	70.4	66.5	58.4
		軸ひずみ ε _v [%]	0.26	0.28	0.28	0.30	0.30	0.31
	負	cycle	-1	-6	-14	-	-	-
		せん断力 Q[kN]	-102.1	-97.5	-92.1	-	-	-
		軸ひずみ ε _v [%]	-0.08	-0.07	-0.08	-	-	-
LD10-n15v35R15-C D/t=25 D/Lk=10 n=0.15±0.35 R=1/67	正	cycle	+1	+2	+2	+3	+3	+6
		せん断力 Q[kN]	90.7	86.8	86.8	78.5	78.5	63.6
		軸ひずみ ε _v [%]	0.31	0.35	0.35	0.37	0.37	0.40
	負	cycle	-1	-3	-7	-	-	-
		せん断力 Q[kN]	-118.2	-113.3	-106.4	-	-	-
		軸ひずみ ε _v [%]	-0.09	-0.08	-0.08	-	-	-
LD10-n30v30R05-C D/t=25 D/Lk=10 n=0.3±0.3 R=1/200	正	cycle	+2	+3	+7	+14	+25	+58
		せん断力 Q[kN]	44.4	42.8	40.0	37.9	35.7	31.2
		軸ひずみ ε _v [%]	0.33	0.34	0.35	0.35	0.36	0.37
	負	cycle	-19	-	-	-	-	-
		せん断力 Q[kN]	-76.1	-	-	-	-	-
		軸ひずみ ε _v [%]	0.08	-	-	-	-	-
LD10-n30v30R08-C D/t=25 D/Lk=10 n=0.3±0.3 R=1/125	正	cycle	+2	+2	+3	+6	+8	+16
		せん断力 Q[kN]	65.4	65.4	61.7	55.8	52.8	46.3
		軸ひずみ ε _v [%]	0.32	0.32	0.32	0.34	0.35	0.36
	負	cycle	-4	-27	-	-	-	-
		せん断力 Q[kN]	-104.4	-99.2	-	-	-	-
		軸ひずみ ε _v [%]	0.04	0.06	-	-	-	-
LD10-n30v40R05-C D/t=25 D/Lk=10 n=0.3±0.4 R=1/200	正	cycle	+1	+1	+2	+3	+4	+9
		せん断力 Q[kN]	35.0	35.0	32.1	29.8	28.3	24.7
		軸ひずみ ε _v [%]	0.34	0.34	0.37	0.38	0.39	0.40
	負	cycle	-19	-	-	-	-	-
		せん断力 Q[kN]	-73.4	-	-	-	-	-
		軸ひずみ ε _v [%]	0.05	-	-	-	-	-

表 3.3-8 実験結果一覧(座屈波高さ:最大値)

		軸力導入時	1 cycle	最大荷重 Q_{max}	0.95 Q_{max}	0.9 Q_{max}	0.85 Q_{max}	0.8 Q_{max}	0.7 Q_{max}	
LD10-n15v35R1-C	正	cycle	0	+1	+2	+3	+4	+6	+8	+17
		R [mm]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.0	0.0
	負	cycle	-	-1	-2	-7	-15	-	-	-
		L [mm]	-	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-	-	-
LD10-n15v35R15-C	正	cycle	0	+1	+2	-	+3	-	+4	+7
		R [mm]	0.1	-0.2	-0.3	-	-0.1	-	0.2	1.5
	負	cycle	-	-1	-2	-4	-8	-	-	-
		L [mm]	-	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	-	-	-
LD10-n30v30R05-C	正	cycle	0	+1	+3	+4	+8	+15	+26	+60
		R [mm]	0.3	-0.1	0.0	-0.1	0.0	0.0	-0.1	0.0
	負	cycle	-	-1	-23	-	-	-	-	-
		L [mm]	-	0.1	0.1	-	-	-	-	-
LD10-n30v30R08-C	正	cycle	0	+1	+2	+3	+4	+7	+9	+18
		R [mm]	0.4	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
	負	cycle	-	-1	-6	-28	-	-	-	-
		L [mm]	-	-0.1	-0.2	-0.1	-	-	-	-
LD10-n30v40R05-C	正	cycle	0	+1	+2	-	+3	+4	+5	+10
		R [mm]	0.0	0.0	0.0	-	0.0	0.0	0.0	0.1
	負	cycle	-	-1	-17	-	-	-	-	-
		L [mm]	-	0.1	0.2	-	-	-	-	-

3) 荷重変形特性

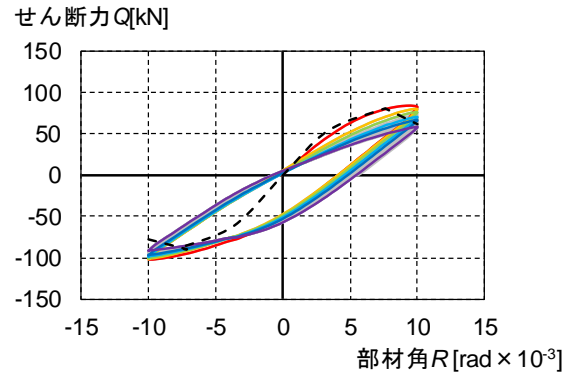
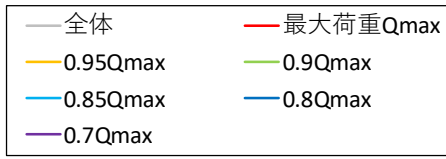
図 3.3-14 に各試験体の荷重・変形関係、図 3.3-15 に部材角・軸ひずみ関係を示す。荷重・変形関係の縦軸は柱せん断力 Q 、横軸は柱部材角 R である。なお、図 3.3-14 中の黒線は、文献 3.3-5) を参考にし、 $P\Delta$ 効果を考慮したスケルトンカーブである。また、 $M-N$ 関係は文献 3.3-4) に示されている中柱式より求めた。荷重・軸縮み関係の縦軸は柱の軸縮み変形を柱高さで除した軸縮み ε_v 、横軸は柱部材角 R であり、圧縮ひずみを正としている。

(a) 荷重・変形関係(図 3.3-14)

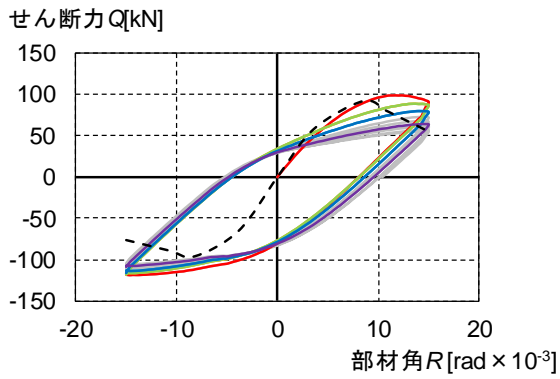
荷重変形関係では、すべての試験体が 1~2 サイクルで正載荷時（最大軸力作用時）に最大荷重に到達し、その後は荷重が低下している。また、振幅の小さな試験体は、負載荷の除荷時において変形が 0 となる際の荷重が負の値となっており、コンクリートの挙動の影響を大きく受けられていると考えられる。

(b) 部材角・軸ひずみ関係(図 3.3-15)

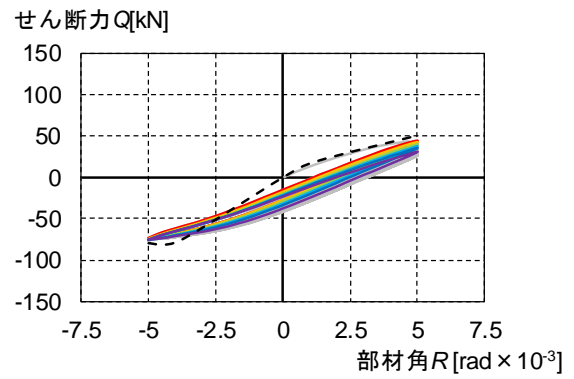
部材角・軸ひずみ関係では、全試験体ともに荷重低下に伴う急激な軸ひずみの進展はなく、水平耐力が低下しても柱としての軸力は保持することができているといえる。また、引張軸力を-0.2 まで作用させた LD10-n15v35R1-C、LD10-n15v35R15-C 試験体は、負載荷時の軸ひずみが 0 を下回っており、CFT 柱が伸びていることがわかる。



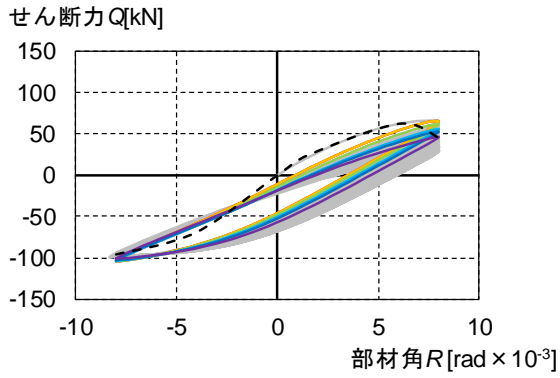
(a)LD10-n15v35R1-C



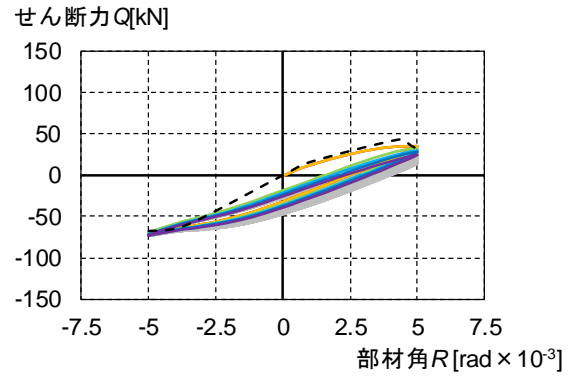
(b)LD10-n15v35R15-C



(c)LD10-n30v30R05-C

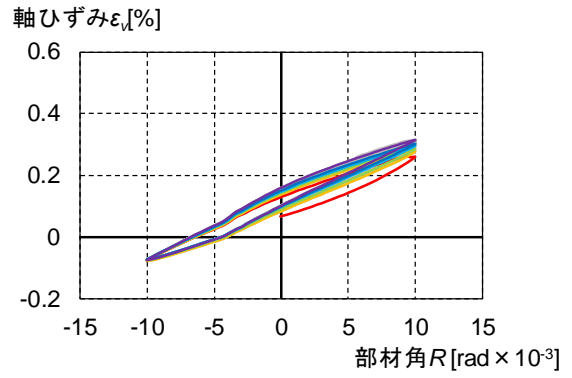
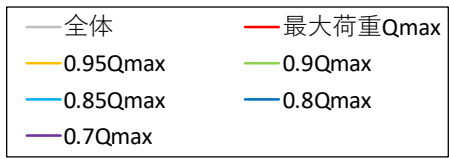


(d)LD10-n30v30R08-C

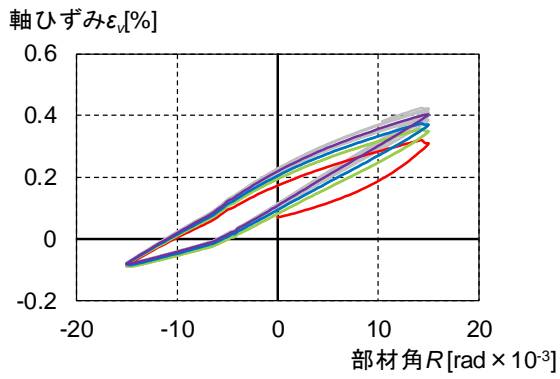


(e)LD10-n30v40R05-C

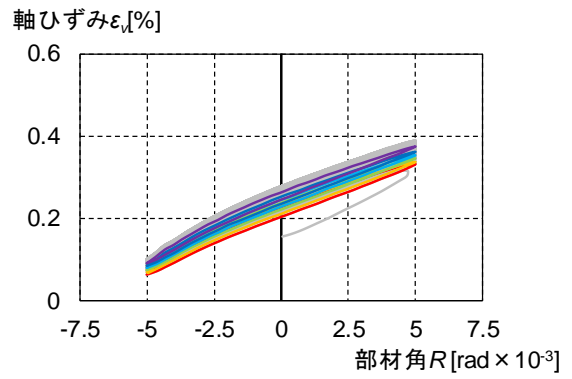
图 3.3-14 荷重变形关系



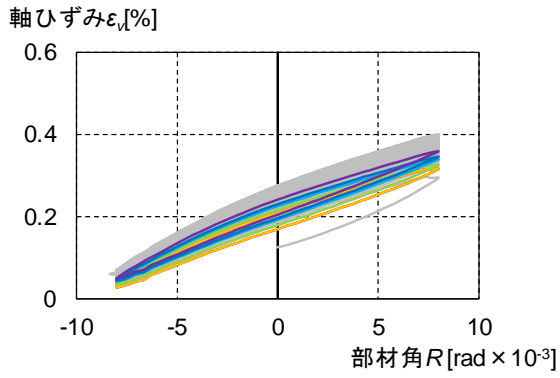
(a)LD10-n15v35R1-C



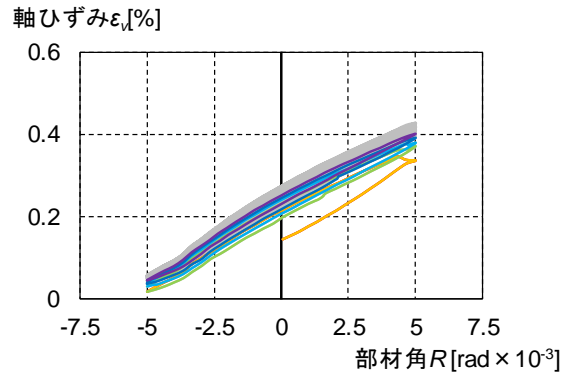
(b)LD10-n15v35R15-C



(c)LD10-n30v30R05-C



(d)LD10-n30v30R08-C



(e)LD10-n30v40R05-C

図 3.3-15 部材角・軸ひずみ関係

4) 多数回繰り返し特性

各サイクルピークでの荷重（以下、ピーク荷重）の推移を図 3.3-16 に、ピーク荷重での軸縮みおよび座屈波高さの推移を図 3.3-17、3.3-18 に示す。図 3.3-16 中の赤、青の点線はそれぞれ正載荷、負載荷時の全塑性耐力を示している。なお、座屈波高さは正載荷・負載荷それぞれにおいて圧縮曲げが作用する面の最大値を示している。

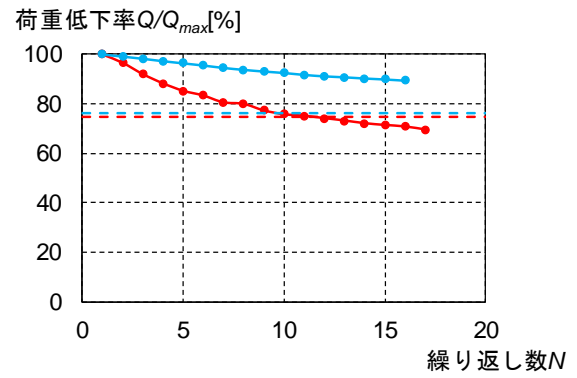
(a) ピーク荷重の推移(図 3.3-16)

すべての試験体において、正載荷時（圧縮軸力作用時）の荷重低下が顕著であり、負載荷時（引張軸力作用時）は荷重低下が小さいことがわかる。特に、振幅の小さい LD10-n30v30R05-C、LD10-n30v40R05-C 試験体については、正載荷時には 40~60%の荷重低下が見られるが、負載荷時の荷重低下はほとんど見られていない。

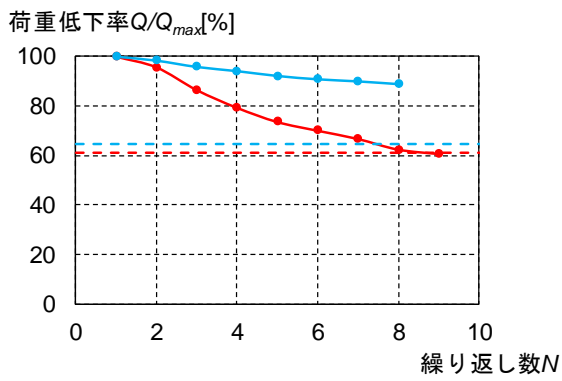
(b) 各サイクルピークでの軸ひずみおよび座屈波高さの推移(図 3.3-17、図 3.3-18)

軸縮みに関しては、すべての試験体において、最初の数サイクルで多少進展するが、荷重が最大荷重の 90%を下回ったあたりで、進展がほとんどなくなっていることがわかる。

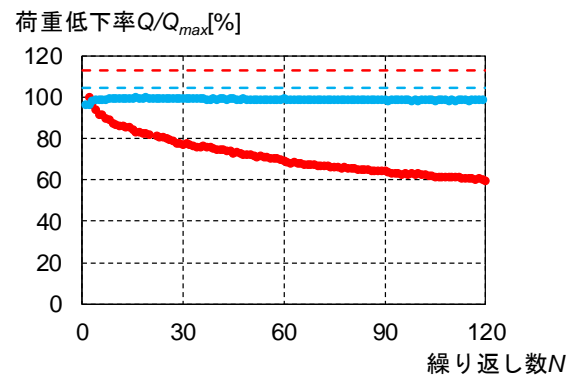
座屈波高さに関しては、LD10-n15v35R15-C 試験体を除いたすべての試験体において 0.5mm を下回っており、ほとんど局部座屈が生じていないことがわかる。また、局部座屈が生じた LD10-n15v35R15-C 試験体についても、軸ひずみは他の試験体とほとんど変わっておらず、CFT 試験体は、水平耐力が低下しても軸力保持性能については維持し続けるといえる。



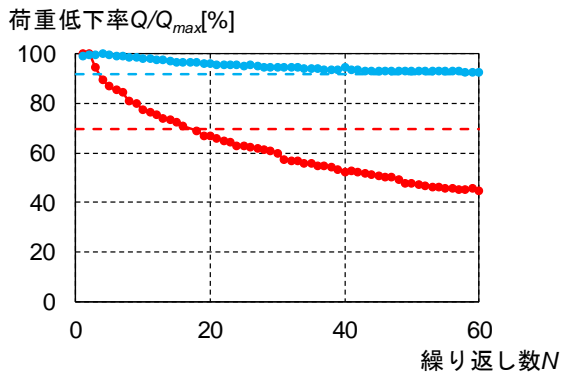
(a)LD10-n15v35R1-C



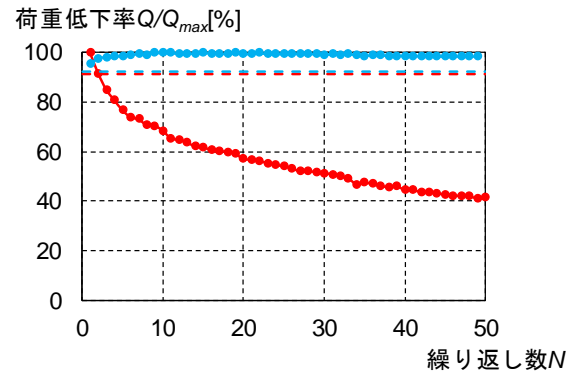
(b)LD10-n15v35R15-C



(c)LD10-n30v30R05-C

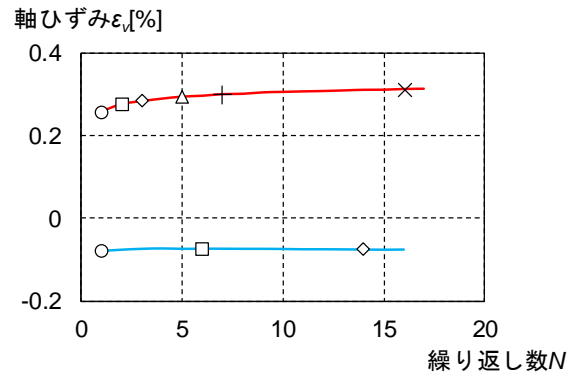
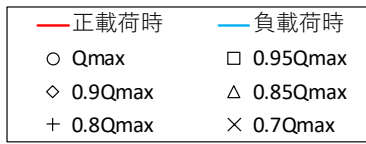


(d)LD10-n30v30R08-C

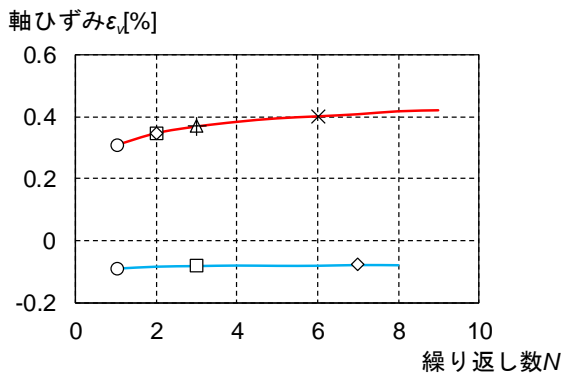


(e)LD10-n30v40R05-C

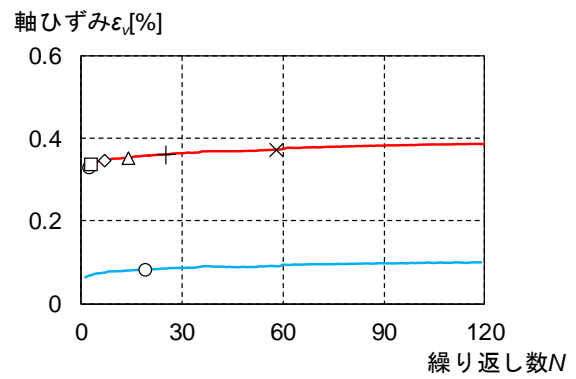
図 3.3-16 ピーク時荷重の推移



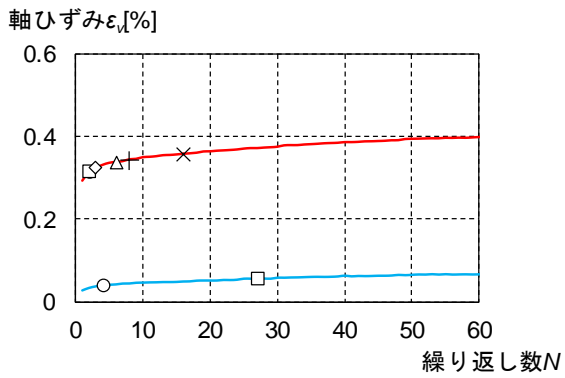
(a)LD10-n15v35R1-C



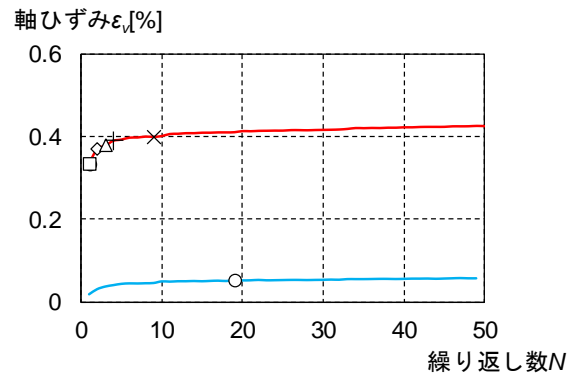
(b)LD10-n15v35R15-C



(c)LD10-n30v30R05-C

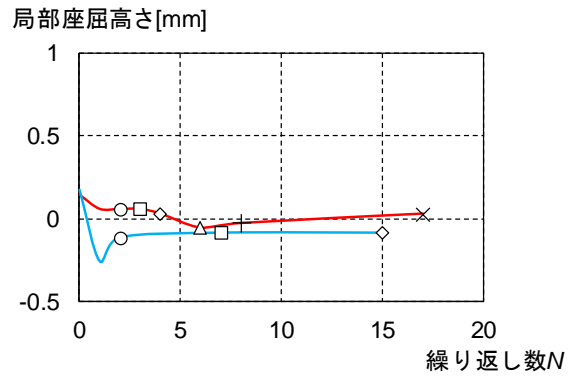
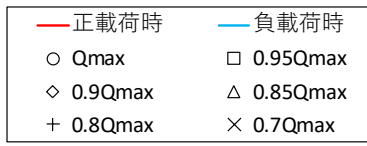


(d)LD10-n30v30R08-C

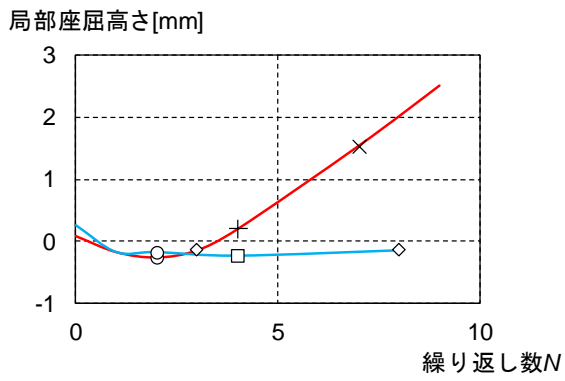


(e)LD10-n30v40R05-C

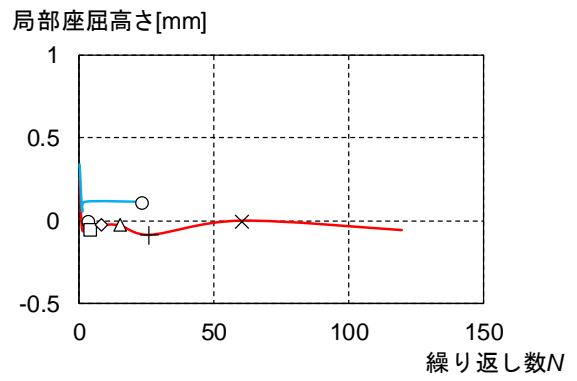
図 3.3-17 軸ひずみの推移



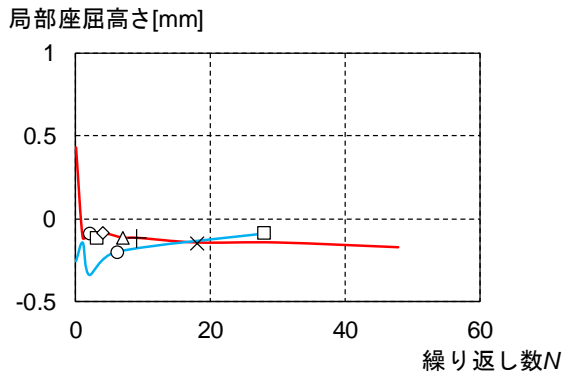
(a)LD10-n15v35R1-C



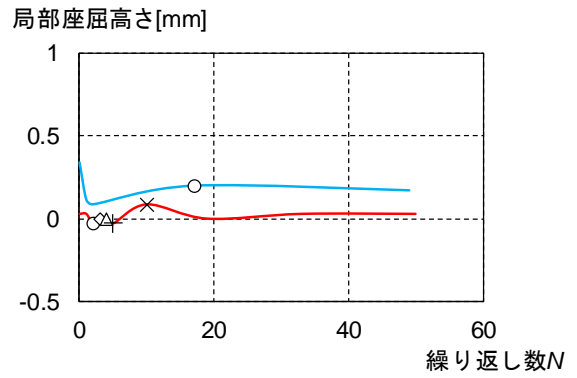
(b)LD10-n15v35R15-C



(c)LD10-n30v30R05-C



(d)LD10-n30v30R08-C



(e)LD10-n30v40R05-C

図 3.3-18 局部座屈高さの推移

(c) 曲率の分布

材軸方向の曲率分布を図 3.3-19 に示す。図は正載荷時の曲率分布で、曲げ降伏時、+1 サイクルピーク時および荷重が最大荷重から 70%まで低下した際 ($0.7Q_{max}$ 時) を示す。なお、曲げ降伏は柱端部に貼付したひずみゲージの計測値が降伏ひずみに達した際とし、LD10-n30v30R05-C、LD10-n30v30R08-C、LD10-n30v40R05-C 試験体については、ひずみの計測値が降伏ひずみに達していないため、曲げ降伏時については示していない。

曲率分布の反曲点位置は、おおよそ試験体高さの中央に位置していることがわかる。また、+1 サイクルピーク時と $0.7Q_{max}$ 時の曲率分布を比較すると、すべての試験体においてほぼ同様の挙動を示しており、鋼管部分の劣化はほとんど進展していないことがわかる。

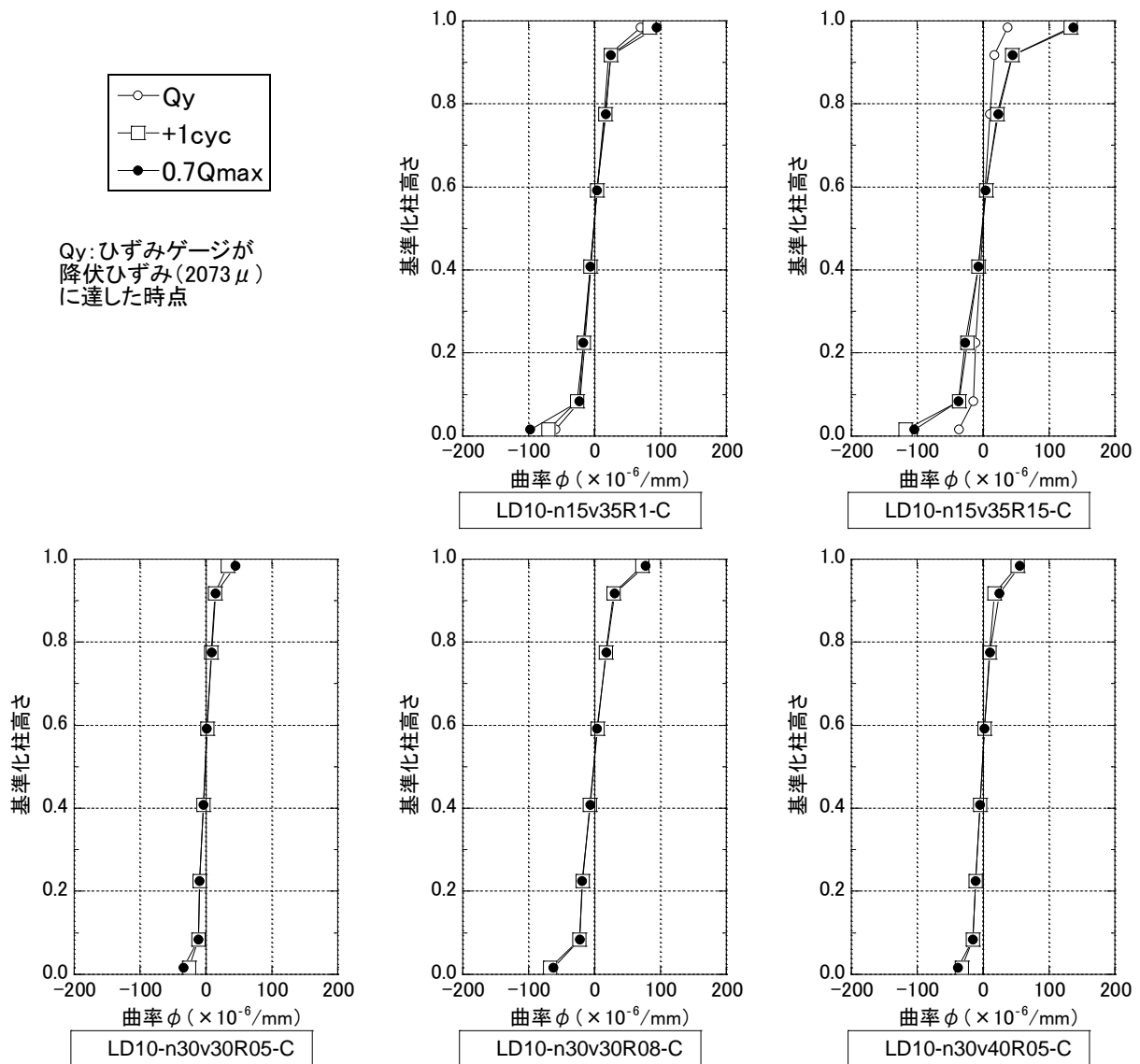


図 3.3-19 材軸方向の曲率分布

(6) 変位振幅と繰り返し数の関係

表 3.3-9 に令和 2 年度の実験結果より得られた繰り返し回数および既往研究^{3.3-2, 3.3-3)}の中で、本実験と同じ径高さ比・幅厚比の試験体の繰り返し回数、図 3.3-20 に部材角振幅 R と荷重が最大荷重の 90%を維持した繰り返し数($N_{90\%}$)の関係を示す。

実験結果より、鋼材・コンクリート強度があまり高くない CFT 柱の繰り返し数は、変動軸力を受ける場合、基準軸力と同じ一定軸力を受ける場合と比較して非常に小さくなることわかる(図中: \blacklozenge と \square 、 \blacklozenge と \square)。さらに、変動軸力の最大軸力と一定軸力が 0.6 である試験体を比較すると、変動軸力下での変形性能が悪くなっている試験体があり、引張軸力がコンクリートの損傷に悪影響を及ぼしていることが考えられる(図中: \blacklozenge と \square)。

また、最大軸力が 0.5 の場合(図中: \blacklozenge)と 0.6 の場合(図中: \blacklozenge)の繰り返し数は同程度の繰り返し数となると想定されるが、最大軸力が 0.7 (図中: \bullet)となると非常に性能が悪くなることわかる。

表 3.3-9 繰り返し回数

試験体	軸力比 n	部材角 振幅 R		実験結果(繰り返し数)				
				$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$	$N_{70\%}$
LD10-n15R15-C ^(2.3-2)	0.15	1/67	0.015	2	6	12	24	-
LD10-n15R10-C ^(2.3-2)		1/100	0.010	11	32	82	-	-
LD10-n15v35R15-C	0.15±0.35	1/67	0.015	2	2	3	3	6
LD10-n15v35R1-C		1/100	0.010	2	3	5	7	16
LD10-n30R15-C ^(2.3-2)	0.3	1/67	0.015	2	5	8	15	-
LD10-n30R12-C ^(2.3-3)		1/83	0.012	5	13	25	46	-
LD10-n30R1-C ^(2.3-2)		1/100	0.010	9	19	51	120	-
LD10-n30v30R08-C	0.3±0.3	1/125	0.008	2	3	6	8	16
LD10-n30v30R05-C		1/200	0.005	3	7	14	25	58
LD10-n30v40R05-C	0.3±0.4	1/200	0.005	1	2	3	4	9
LD10-n45R1-C ^(2.3-2)	0.45	1/100	0.010	8	18	31	36	-
LD10-n60R1-C ^(2.3-2)	0.6	1/100	0.010	1	1	2	3	-
LD10-n60R08-C ^(2.3-3)		1/125	0.008	14	52	63	65	-
LD10-n60R06-C ^(2.3-3)		1/150	0.006	52	426	-	-	-

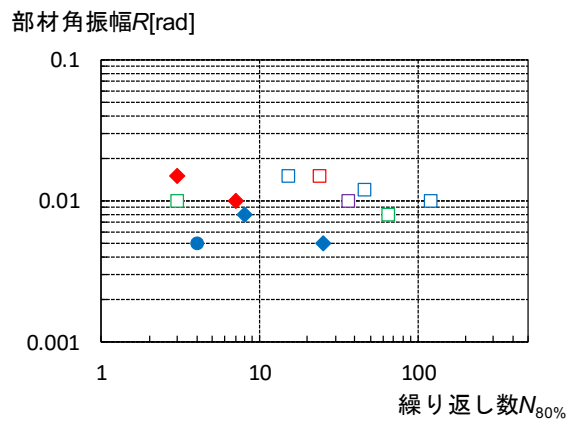
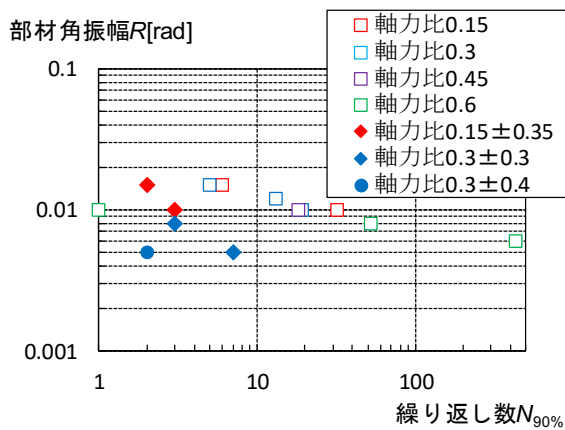


図 3.3-20 部材角振幅と繰り返し数の関係

令和2年度実施した5体の実験では、正載荷時の耐力低下が顕著に見られ、負載荷時の耐力低下は正載荷時と比較すると小さかった。実際の建物では、片方の側柱が大きな圧縮軸力を受ける場合、反対側の側柱の軸力が小さくなる（または引張軸力となる）ため、変動軸力を受ける場合は図3.3-21のように片振幅ではなく両振幅で評価できると考えられる。

表3.3-10に両振幅で評価した場合の繰返し数、図3.3-22に両振幅で評価した場合の部材角振幅と繰返し数の関係を示す。図3.3-21の方法を用いる場合、用いない場合と比べて繰返し数が1.5~8倍となっている。

なお、図3.3-21の赤文字にて示すように、軸力が小さい場合の耐力低下が小さいとすると、軸力が大きい場合の耐力が80%まで低下した時点を両振幅での90%耐力低下とすることができる。

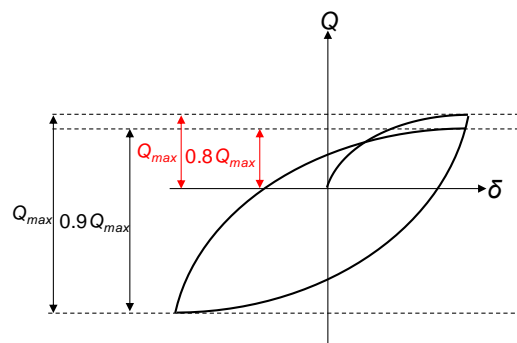


図 3.3-21 荷重低下率の両振幅での評価

表 3.3-10 両振幅で評価した場合の繰返し数

試験体	軸力比n	部材角振幅R		実験結果(繰返し数)				
				N _{95%}	N _{90%}	N _{85%}	N _{80%}	N _{70%}
LD10-n15R15-C ^(2.3-2)	0.15	1/67	0.015	2	6	12	24	-
LD10-n15R10-C ^(2.3-2)		1/100	0.010	11	32	82	-	-
LD10-n15v35R15-C	0.15±0.35	1/67	0.015	2	3	4	6	-
LD10-n15v35R1-C		1/100	0.010	3	7	9	-	-
LD10-n30R15-C ^(2.3-2)	0.3	1/67	0.015	2	5	8	15	-
LD10-n30R12-C ^(2.3-3)		1/83	0.012	5	13	25	46	-
LD10-n30R1-C ^(2.3-2)		1/100	0.010	9	19	51	120	-
LD10-n30v30R08-C	0.3±0.3	1/125	0.008	4	10	19	32	-
LD10-n30v30R05-C		1/200	0.005	20	60	-	-	-
LD10-n30v40R05-C	0.3±0.4	1/200	0.005	4	15	34	-	-
LD10-n45R1-C ^(2.3-2)	0.45	1/100	0.010	8	18	31	36	-
LD10-n60R1-C ^(2.3-2)	0.6	1/100	0.010	1	1	2	3	-
LD10-n60R08-C ^(2.3-3)		1/125	0.008	14	52	63	65	-
LD10-n60R06-C ^(2.3-3)		1/150	0.006	52	426	-	-	-

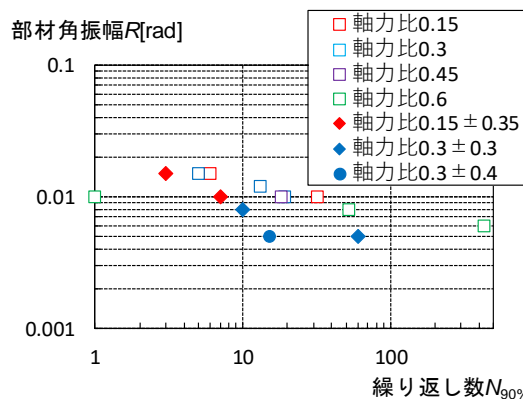


図 3.3-22 両振幅で評価した場合の部材角振幅と繰返し数の関係(N_{90%})

3.3.2 CFT 柱部材の疲労評価法

角形断面CFT柱の繰返し荷重作用下に於いて、変動軸力比の変化が小さい中柱及び変動軸力比の変動が大きい側柱の限界繰返し回数は、各々(3.3-1)式及び(3.3-2)式に依る。又、変動振幅繰返しの損傷評価は線形累積損傷則の(3.3-5)式に依って検討し、 $D < 1.0$ とする。なお、関係式は塑性範囲式であり、弾性範囲では別途検討が必要である。

[変動軸力変化が小さい場合(中柱)]

$$N = \alpha \cdot 710.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p_{max} \leq 0.3)$$

$$N = \alpha \cdot 3.396R^{-3.152} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p_{max}) \quad (3.3-1)$$

[変動軸力変化が大きい場合(側柱)]

$$N = \alpha \cdot 1.666(R \cdot r_p)^{1.696} \cdot \left\{ 710.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \right\}$$

$$= \alpha \cdot 1184R^{-1.456} \cdot r_p^{1.696} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p_{max} \leq 0.3)$$

$$N = \alpha \cdot 1.666(R \cdot r_p)^{1.696} \cdot \left\{ 3.396R^{-3.152} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \right\}$$

$$= \alpha \cdot 5.658R^{-1.456} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot r_p^{1.696} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p_{max}) \quad (3.3-2)$$

$$\lambda = \frac{l_k}{D}, \quad p = \frac{P}{P_0}, \quad \eta = \frac{D}{t} \sqrt{\frac{s\sigma_y}{sE}}, \quad \beta = \frac{sA \cdot s\sigma_y}{P_0} \quad (3.3-3)$$

$$P_0 = sA \cdot s\sigma_y + cA \cdot c\sigma_B$$

$$r_p = \frac{p_{max}}{|p_{max} - p_{min}|} \quad (3.3-4)$$

cA, sA : 各々コンクリート及び鋼管の断面積、 D : 鋼管の成(幅)、 l_k : 柱の座屈長さ、 P : 柱の作用軸力、 P_0 : 柱の軸耐力、 p_{max}, p_{min} : 圧縮側を正とし場合の変動軸力に於ける各々最大軸力比、最少軸力比、 R : 部材角($\times 10^{-2}$ rad.)、 r_p : 軸力比変化率、 t : 鋼管の板厚、 α : 安全係数(=0.5)、 $c\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度、 $s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度、 β : 鋼管耐力比、 η : 一般化幅厚比

[線形累積損傷則]

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (3.3-5)$$

N_i : 任意の部材角の限界繰返し数((3.3-1),(3.3-2)式に依る)、 n_i : 任意の部材角に於ける繰返し数

(3.3-1)式及び(3.3-2)式の限界繰返し回数(式)は、一般社団法人日本鋼構造協会「長周期地震動に対するCFT柱の安全性検証法に関する研究小委員会(委員長: 森田耕次)」に於いて検討した一定振幅繰返し載荷実験資料に基づき、作成した(3.3-6)式^{3.3-6)}に基づくもので、変動振幅繰返し及び変動軸力繰返しの影響を考慮し、下限値を与える式となっている。限界繰返し回数に関しては、変動軸力変化が小さい場合、一定軸力状態と考え、正負載荷何れの側が、最大耐力の90%低下した時点の繰返し回

数とする。他方、変動軸力変化が大きい場合、定軸力とは異なり、瞬時的に最大軸力が作用する。前述の実験結果に依れば、最少軸力比に於いて耐力低下が見られず、最大軸力比のみで耐力低下が見られることから、平均的な耐力低下が90%耐力低下とする観点に立ち、最少軸力比で耐力低下無しであり、最大軸力比で80%耐力低下時点を繰返し回数とする。

[一定振幅繰返し限界回数]

$$N=959.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p \leq 0.3)$$

$$N=19.98R^{-3.152} \cdot p^{-3.643} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p) \quad (3.3-6)$$

変動振幅繰返し载荷に於ける累積損傷則の検討に用いた実験資料は、本事業で実施した変動振幅のブロックを単位とした変動振幅繰返し载荷実験結果^{3.3-3)}、又、斯かる実験資料では実験資料数が僅少であることを鑑みて、既往研究に於いて、漸増振幅繰返し载荷実験の中、各振幅レベルで多数回繰返した実験結果^{3.3-7)}を用い、その試験体の範囲は、表 3.3-11 の変動振幅繰返し欄に示すもので、26体の試験体である。(3.3-6)式及び(3.3-5)式に依って損傷値を求めると図3.3-23となり、 $D = 0.07 \sim 4.55$ (平均値1.09、変動係数1.044)と平均値はほぼ1.0の値となっているが、 $D=1.0$ を下廻るのが多く危険側の評価となっている。又、軸力比が大きくなると、 D 値が小さくなる傾向が見られる。そこで、(3.3-6)式の軸力比の項に於いて、下限値を与える式を検討すると、図3.3-24に示す如く、軸力比に於いて下限の式にすると(3.3-1)式($\alpha=1.0$)が求まる。文献3.3-6)で検討した表3.3-11の一定振幅繰返し欄に示す一定振幅繰返し実験資料を用いて、(3.3-6)式及び(3.3-1)式($\alpha=1.0$)の計算結果と実験結果を比較すると各々図3.3-25 (a)及び図3.3-25 (b)となる。(3.3-6)式及び(3.3-1)式($\alpha=1.0$)の限界繰返し回数計算値に対する実験値の比は、各々実験値/計算値=0.24~5.70(平均値1.24、変動係数0.73)及び実験値/計算値=0.32~11.09(平均値2.45、変動係数0.875)であり、(3.3-6)式は平均値的に対応は良いが、実験値 / 計算値=0.5を下廻る試験体が数体見られ、(3.3-1)式($\alpha=1.0$)では、実験値 / 計算値=0.5を下廻るものが1体であり、下限値を与える式になっている。又、表3.3-11 の変動振幅繰返し欄の試験体に対して、(3.3-1)式($\alpha=1.0$)の限界繰返し回数計算値に対する実験値の比は、各々実験値/計算値=0.31~12.87(平均値2.32、変動係数1.080)であり、一定振幅繰返し実験資料と同様に、 $D=0.5$ を下廻るものが1体と、下限値を与える式になっている。

他方、変動軸力に関しては、表3.3-11 の変動軸力繰返し欄に示す令和2年度実施した本事業の実験結果及び以前の基準整備事業で実施した実験結果3.3-5)、3.3-8)の26体の試験体に基づき、(3.3-1)式($\alpha=1.0$)の限界繰返し回数計算値と実験値を比較すると、図3.3-27 (a)となり、部材角と(3.3-4)式の軸力比変化率との積の因子によって変化が見られるので、この下限式を求め、(3.3-1)式に乗ずると(3.3-2)式となる。斯かる限界繰返し回数計算値($\alpha=1.0$)と実験値の対応は、図3.3-27 (b)に示す如くであり、実験値/計算値=0.61~11.17(平均値3.52、変動係数0.808)と下限値を与える式となる。

これらの算定式に於いて、実験値との対応が 0.5 程度になるものが見られることを勘案して、安全係数を $\alpha=0.5$ とした。

表3.3-11 検討に用いた実験資料

因 子		変動振幅繰返し	変動軸力繰返し	定振幅繰返し
座屈長さ・断面成比 λ^1		10.0~20.0	8.0~15.0	8.0~21.1
軸力比 p^1		0.20~0.79	-0.19~0.68	0.15~0.60
軸力比変化率 r_p^2		-	0.72~1.59	-
鋼	幅厚比 D/t	22.7~44.6	20.0~32.2	16.8~47.2
	一般化幅厚比 η^1	1.01~2.01	0.86~1.50	0.75~2.05
	種 別 ³⁾	FA~FD	FA~FC	FA~FD
管	降伏応力度 $s\sigma_y$ (N/mm ²)	378~449	311~495	313~495
	引張強さ $s\sigma_u$ (N/mm ²)	457~505	440~679	403~679
コンクリート圧縮強度 $c\sigma_B$ (N/mm ²)		34.1~72.3	65.5~111.5	17.6~109.0
鋼管耐力比 β^1		0.49~0.71	0.30~0.57	0.46~0.80
試験体数		26	21	78

注：1) (2.3-3)式に依る

2) (2.3-4)式に依る

3) FAクラス： $Cr < 33$, FBクラス： $33 \leq Cr < 37$,
FCクラス： $37 \leq Cr < 48$, FDクラス： $48 \leq Cr$

$$Cr = (D/t) / \sqrt{(235 / s\sigma_y)}$$

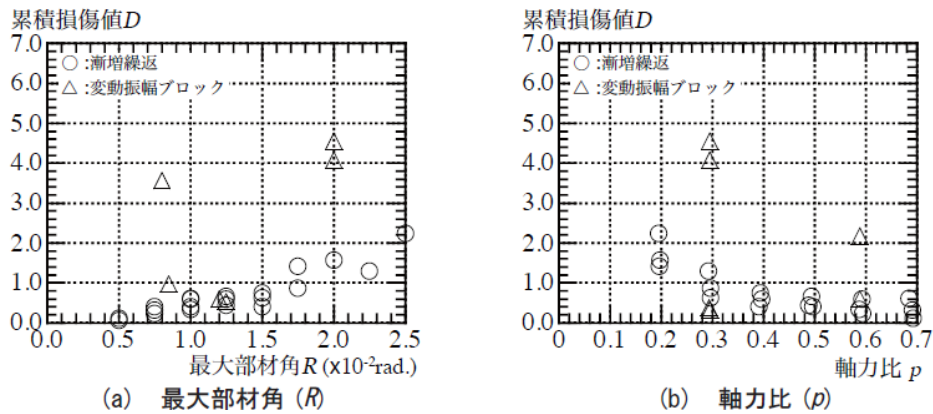


図3.3-23 (3.3-6)式に依る変動振幅繰返し実験資料の累計損傷計算結果

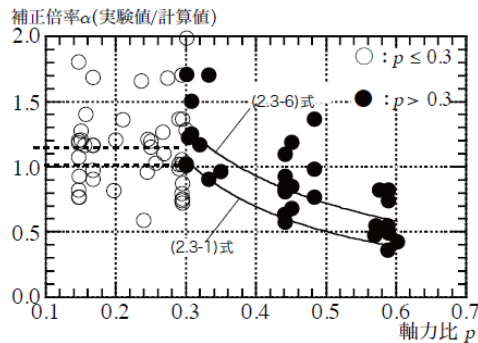
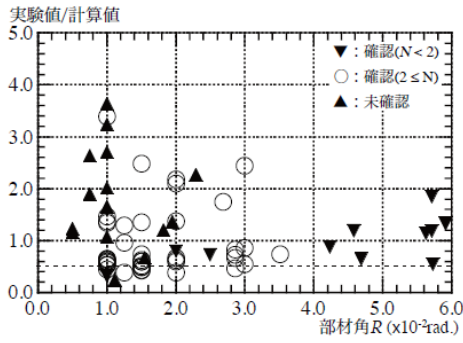
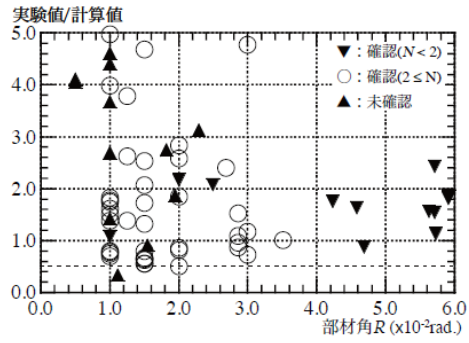


図3.3-24 補正倍率(実験値と計算値の対応)と軸力比(p)の関係

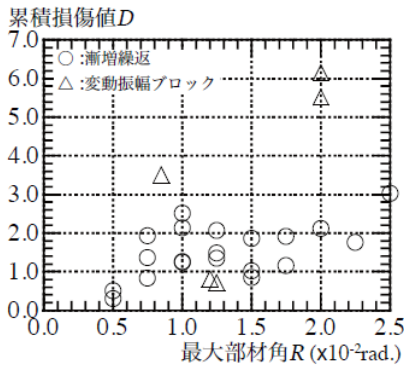


(a) (2.3-6)式

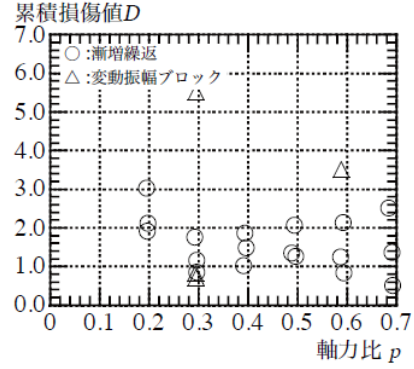


(b) (2.3-1)式 ($\alpha=1.0$)

図3.3-25 一定振幅繰り返しの実験資料に基づく限界繰り返し回数計算値と実験値の比較

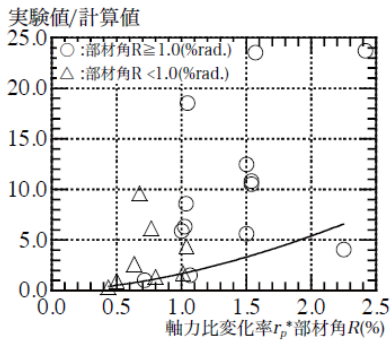


(a) 最大部材角 (R)

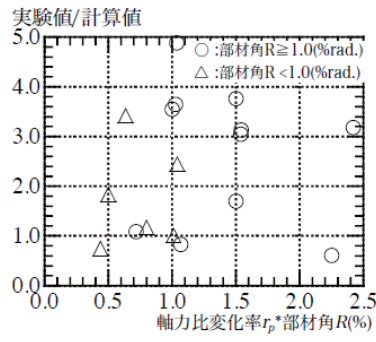


(b) 軸力比 (p)

図3.3-26 (3.3-1)式 ($\alpha=1.0$)に依る変動振幅繰り返し実験資料の累積損傷計算結果



(a) (2.3-1)式 ($\alpha=1.0$)



(b) (2.3-2)式 ($\alpha=1.0$)

図3.3-27 変動軸力の実験資料に基づく限界繰り返し回数計算値と実験値の比較

3.3.3 CFT柱部材の多数回繰返し載荷実験と疲労評価の検討のまとめ

長周期地震動に依る繰返し荷重が作用する角形断面CFT柱を対象に、令和2年は、変動軸力下の特性に着目し、可成り広範囲の軸力比-0.1(引張側)~0.7(圧縮側)を対象に、変動軸力下の一定振幅の繰返し載荷実験を実施した。又、斯かる実験結果及び既往の実験結果に基づき、変動振幅、変動軸力に対応した繰返し荷重下の疲労損傷評価法を検討した。以下に、令和2年度得られた成果及び今後の課題について概括する。

(1) 変動軸力下の一定振幅の繰返し載荷実験

変動軸力を受ける角形 CFT 柱の変形性能を把握するため、軸力比・振幅をパラメータとした一定振幅繰返し載荷実験を実施した。変動軸力下の一定振幅の繰返し載荷実験は、2.1 節における解析結果を勘案して、軸力比を 0.15 ± 0.35 、 0.3 ± 0.3 、 0.3 ± 0.4 の 3 水準、振幅を $1/200\sim 1/67$ の範囲の 4 水準とし、5 体の実験を行った。試験体は、令和 1 年度に中心に実施した $\square 150\times 150$ 、 $L/D=10.0$ 、 $D/t=25.0$ ($t=6\text{mm}$)を用いた。

振幅が大きい程、最大軸力比が大きい程、限界繰返し回数は小さくなる傾向にある。また、変動軸力を受ける試験体と変動軸力の最大軸力を一定軸力として受ける試験体を比較すると、変動軸力の試験体の変形性能が悪いケースが見られ、引張軸力が内部のコンクリートに悪影響を及ぼしている可能性がある。ただし、軸ひずみはほとんど進展しておらず、水平耐力低下後も軸力を保持していることが確認された。

変動軸力を受けるCFT柱は軸力が大きい場合の耐力低下が顕著に見られ、軸力が小さい場合の耐力低下は小さかった。実際の建物では、片方の側柱が大きな圧縮軸力を受ける場合、反対側の側柱の軸力が小さくなる（または引張軸力となる）ため、変動軸力を受ける場合、両振幅ではなく片振幅で評価できると考えられる。

これら、引張軸力を受けるCFT柱の劣化特性の解明等、広範囲な軸力変化に対しては、本実験である程度定性的な性状は把握されたものの、今後も実験資料の蓄積により、的確な疲労特性評価が可能であると考えられる。

(2) 疲労損傷評価法

検討した限界繰返し回数の式は、日本鋼構造協会・長周期地震動に対するCFT柱の安全性検証法に関する研究小委員会に於いて検討した一定振幅繰返し載荷の実験資料に依って作成した評価式に基づくもので、斯かる式は、実験値と計算値の平均値が1.0となる式なので、変動振幅繰返し試験体について、令和1年度の実験結果及び既往実験結果に基づき、軸力比の影響を下限として与える式を検討し、平均値が1.0となる式ではなく、実験の下限を与える式を提示した。他方、変動軸力に対しては、軸力比変化率と部材角の積を因子とした補正項を考え、斯かる式に依って、実験結果の下限値を与える式を提示した。これらの式は、実験資料に依る回帰式であり、現状、上述の如く実験資料が僅少であることを鑑みると、今後更なる実験資料の蓄積による的確な疲労評価式の検討が必要であると考えられる。

【参考文献】

- 3.3-1) 安本宏ほか：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の地震応答解析（その 1, 2），日本建築学会大会梗概集，pp.1197-1200，2019.7
- 3.3-2) 城戸將江，津田恵吾，福元敏之，一戸康生，森田耕次：一定変位振幅繰返し载荷を受ける角形 CFT 柱の構造性能，日本建築学会構造系論文集，2019.5
- 3.3-3) 鹿島建設，小堀鐸二研究所，北九州市立大学：S29「長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討」，令和元年度建築基準整備促進事業報告書，2020.3
- 3.3-4) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針 第 2 版，2008
- 3.3-5) 長谷川隆ほか：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討（その 27~31），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1251-1260，2014.9
- 3.3-6) 福元敏之，森田耕次，津田恵吾，城戸將江，一戸康生：定変位振幅繰返し载荷に於けるコンクリート充填角形鋼管柱の繰返し特性，鋼構造論文集，第28巻第110号，2021.6（掲載決定）
- 3.3-7) 松井千秋，津田恵吾，山地雄二郎，藤永隆：コンクリート充填鋼管柱の構造性能と軸力制限値，日本建築学会構造系論文集，第504号，pp.103-110，1998.2
- 3.3-8) 長谷川隆ほか：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討(その13, その14)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1057-1060，2012.9

3.4 まとめ

第3章の各節の検討の概要と得られた成果及び課題を以下にまとめて示す。

3.4.1 既往研究の分析と疲労性能曲線式の検討（H30年度実施）

一定変位振幅繰返し载荷を受ける CFT 柱材に関して発表されている論文を元に実験データの概要を述べ、文献 3.1-3)に示された実験結果を用い、重回帰分析により、軸力比、塑性率、座屈長さ・断面せい比を変数として最大耐力の 95%、90%、85%、80%に低下した時の限界繰返し回数 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ の帰帰式を導いた。また、文献 3.1-1)、3.1-2)で実施された実験結果と比較を行い、実験値と計算値の比較を行った。

(1) まとめ

【既往実験の概要】

- 1) 一定変位振幅繰返し载荷を受ける CFT 柱材について系統的な実験が行われているものとして、平成 25 年度基準整備促進事業 S10「長周期地震動に対する CFT 造柱部材等の安全性検証方法に関する検討」と日本鋼構造協会「長周期地震動に対する柱部材の保有性能に関する調査研究小委員会」によって行われたものがある。
- 2) 基準整備促進事業では、軸力比、変位振幅、座屈長さ・断面せい比、柱鋼管幅厚比、材料強度の組合せ、载荷プログラム、载荷方向を実験変数として一定変位振幅における曲げせん断実験が計 22 体行われている。変動軸力試験体のほうが多く、座屈長さ・断面せい比は 8 を基本としている。ほとんどが一定変位振幅である。幅厚比は、20 と 31 の 2 種類である。
- 3) 日本鋼構造協会では、軸力比、変位振幅、座屈長さ・断面せい比を実験変数として曲げせん断実験が計 28 体行われている。すべて一定軸力下における実験である。ほとんどが一定変位振幅繰返し载荷である。幅厚比は 25 である。

【疲労曲線の検討】

- 4) 日本鋼構造協会で行われた実験資料を用い、限界繰返し回数評価式を重回帰分析を用いて導いた。
- 5) 基準整備促進事業で得られた限界繰返し回数と重回帰式による限界繰返し回数を比較したところ、一定軸力の場合は、軸力比 0.6 を除けばおおむね安全側の評価ができること、幅厚比が 31 の場合は危険側の評価をすること、変動軸力の場合は、対応があまりよくないことがわかった。

(2) 今後の課題

今後に残された課題を以下に示す。

- 1) 一定軸力下での実験資料を用いて導いた限界繰返し回数評価式は、変動軸力の影響を十分に反映できていない。また、この評価式は幅厚比の影響が考慮できていない。これらの影響を考慮すべく、幅厚比の異なる実験資料の収集と、変動軸力を考慮した繰返し回数評価法の検討が必要である。変動軸力に関しては、低減係数を設けるなどの対応も考えられる。
- 2) 一定変位振幅下における実験資料を用いているため、建物モデルでの応答解析による部材の多数回繰返し特性を評価する際には、Miner 則等を用いる必要がある。したがって、変動振幅下に

における実験資料の収集が必要であると考えられる。

3.4.2 角形 CFT 柱部材の多数回繰返し載荷実験 (R1 年度実施)

角形 CFT 柱部材に対する設計用疲労曲線を提案することを目的として、既往実験結果を考慮した実験計画を立案し、角形 CFT 柱部材の多数回繰返し実験を実施した。

令和 1 年度の実験では、一定軸力下における角形 CFT 柱部材が変動変位振幅繰返し載荷を受ける場合の構造特性を把握し、既往の一定変位振幅繰返し載荷実験結果と合わせて部材角一限界繰返し回数の定式化を行う。次に、得られた式を用い、ある部材角時における限界繰返し回数を計算し、変動変位振幅繰返し載荷を受ける場合の限界繰返し回数を予測し、その予測した値と、実験により得られた限界繰返し回数を比較し、Miner 則が成立するかどうかの検討を行った。

(1) まとめ

- 1) 一定変位振幅繰返し載荷の部材角一限界繰返し回数 (最大荷重の 95%、90%、85%、80%に耐力が低下した時のサイクル数 N95%、N90%、N 85%、N80%) 関係は、既往の研究 3.2-1) とほぼ同じ傾向を示しており、軸力比 $n=0.3$ の場合、部材角一限界繰返し回数関係はほぼ直線式で表現できることがわかった。このことから、一定変位振幅繰返し載荷の部材角一限界繰返し回数関係を一つの試みとして回帰分析により定式化した。
- 2) 上記 1) で定式化した部材角一限界繰返し回数関係を用い、Miner 則が成り立つかどうかの検討を行った結果、座屈長さ・断面せい比が 10 の場合は、計算値よりも実験値のほうが限界繰返し回数が多く、座屈長さ・断面せい比が 20 の場合は、計算値よりも実験値のほうが限界繰返し回数が少なくなっていたが、おおむね対応していた。

(2) 今後の課題

今後に残された課題を以下に記す。

- 1) 変動軸力下における実験を行っていないので、変動軸力を実験変数として多数回繰返し実験を行う必要がある。
- 2) 令和 1 年度行った変動変位振幅繰返し載荷の結果ならびに次年度に実施する変動軸力による実験結果を考慮し、設計用疲労曲線の検討を行う必要がある。

3.4.3 CFT 柱部材の多数回繰返し載荷実験と疲労評価の検討 (R2 年度実施)

長周期地震動に依る繰返し荷重が作用する角形断面CFT柱を対象に、令和2年は、変動軸力下の特性に着目し、可成り広範囲の軸力比-0.1(引張側)~0.7(圧縮側)を対象に、変動軸力下の一定振幅の繰返し載荷実験を実施した。又、斯かる実験結果及び既往の実験結果に基づき、変動振幅、変動軸力に対応した繰返し荷重下の疲労損傷評価法を検討した。以下に、令和2年度得られた成果及び今後の課題について概括する。

(1) 変動軸力下の一定振幅の繰返し載荷実験

変動軸力を受ける角形 CFT 柱の変形性能を把握するため、軸力比・振幅をパラメータとした一定振幅繰返し載荷実験を実施した。変動軸力下の一定振幅の繰返し載荷実験は、2.1 節における解析結果を勘案して、軸力比を 0.15 ± 0.35 、 0.3 ± 0.3 、 0.3 ± 0.4 の 3 水準、振幅を $1/200\sim 1/67$ の範囲の 4 水準とし、5 体の実験を行った。試験体は、令和 1 年度に中心に実施した $\square 150\times 150$ 、 $L/D=10.0$ 、

$D/t=25.0(t=6\text{mm})$ を用いた。

振幅が大きい程、最大軸力比が大きい程、限界繰返し回数は小さくなる傾向にある。また、変動軸力を受ける試験体と変動軸力の最大軸力を一定軸力として受ける試験体を比較すると、変動軸力の試験体の変形性能が悪いケースが見られ、引張軸力が内部のコンクリートに悪影響を及ぼしている可能性がある。ただし、軸ひずみはほとんど進展しておらず、水平耐力低下後も軸力を保持していることが確認された。

変動軸力を受けるCFT柱は軸力が大きい場合の耐力低下が顕著に見られ、軸力が小さい場合の耐力低下は小さかった。実際の建物では、片方の側柱が大きな圧縮軸力を受ける場合、反対側の側柱の軸力が小さくなる（または引張軸力となる）ため、変動軸力を受ける場合、両振幅ではなく片振幅で評価できると考えられる。

これら、引張軸力を受けるCFT柱の劣化特性の解明等、広範囲な軸力変化に対しては、本実験である程度定性的な性状は把握されたものの、今後も実験資料の蓄積により、的確な疲労特性評価が可能であると考えられる。

(2) 疲労損傷評価法

検討した限界繰返し回数の式は、日本鋼構造協会・長周期地震動に対するCFT柱の安全性検証法に関する研究小委員会に於いて検討した一定振幅繰返し載荷の実験資料に依って作成した評価式に基づくもので、斯かる式は、実験値と計算値の平均値が1.0となる式なので、変動振幅繰返し試験体について、令和1年度の実験結果及び既往実験結果に基づき、軸力比の影響を下限として与える式を検討し、平均値が1.0となる式ではなく、実験の下限を与える式を提示した。他方、変動軸力に対しては、軸力比変化率と部材角の積を因子とした補正項を考え、斯かる式に依って、実験結果の下限値を与える式を提示した。これらの式は、実験資料に依る回帰式であり、現状、上述の如く実験資料が僅少であることを鑑みると、今後更なる実験資料の蓄積による的確な疲労評価式の検討が必要であると考えられる。

第4章 超高層鉄骨造建築物の地震応答解析に基づく耐震安全性検証法の検討

4.1 超高層鉄骨造建築物の試設計と劣化を考慮した時刻歴応答解析（H30年度実施）

4.1.1 超高層鉄骨造建築物の試設計

(1) 建物のモデル化

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、耐震安全性判定基準を満足するものとする。

1) 設計方針

(a) S30 設計方針

- ・S30は文献4.1-1)の仮想の超高層建築物を基本に設計せん断力を小さくし、断面を縮減した仮想建物解析モデルである。(図4.1-1、表4.1-1、表4.1-2、表4.1-3参照)
- ・層間変形角 $1/100\text{rad}$ まで A_i 分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1程度となるように断面を設定している。
- ・設計は $CB=0.053$ の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。

(b) CFT32 設計方針

- ・CFT32は実在の超高層建築物の1階部分を取り払った仮想建物解析モデルである。(図4.1-4～図4.1-5、表4.1-4～表4.1-8参照)
- ・層間変形角 $1/100\text{rad}$ まで A_i 分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1.5程度となるような断面となっている。
- ・設計は $CB=0.07$ の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。

2) 基本方針

建物をモデル化するに当たっての基本方針を以下に示す。

- ・解析モデルは柱・梁などの各部材をそれぞれ線材置換した立体精算骨組モデルとする。
- ・柱・梁は曲げ変形、せん断変形および軸方向変形を考慮する。各階床は剛床とする。
- ・復元力特性は以下のモデルとする。

柱：2方向の曲げモーメントおよび軸力の3軸相関を考慮するマルチスプリングモデル（以下MSモデル）とする。鋼管とコンクリートの劣化も考慮可能である。ただし、CFT32モデルではMSモデルを使用した場合、解析時間を要するため、現状では1～5階の柱をMSモデル、それより上階は金属塑性論を拡張したS塑性論モデルを用いる。

梁：梁端の破断・局部座屈を考慮する。梁端下フランジ破断に対する保有性能をあらわすCは、S30はスカラップ付き相当の $C=4$ 、CFT柱モデルはノンスカラップ相当の $C=5.6$ とした。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率を $3/100$ とした。

- ・梁の終局耐力について、原則として全断面を考慮して算定するが、後述するS30に既往波を入力する場合は、当時の設計を想定して、フランジのみを考慮して終局耐力を算定する。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率は $1/100$ とする。
- ・減衰は1次固有周期に対して臨界値の2%となる初期剛性比例型減衰とする。

3) S30

(a) S30 の概要

S30 は、30 層の鉄骨箱型断面柱の鉄骨造建物モデルである。図 4.1-1 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.1-1 と表 4.1-2 に柱断面と梁断面をそれぞれ示す。

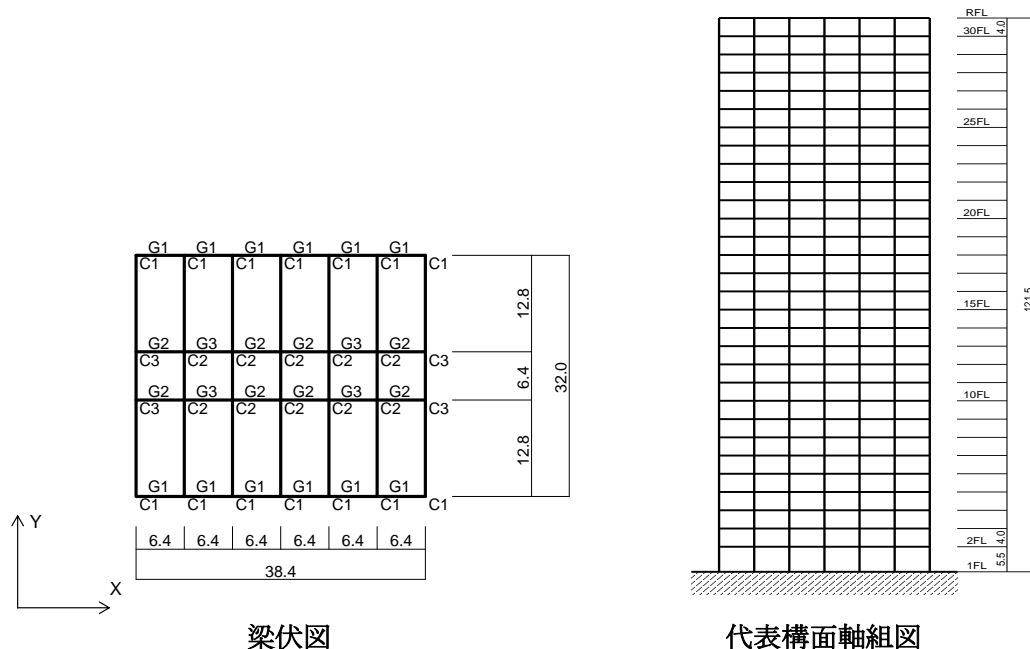


図 4.1-1 超高層建物モデル(S30)

表 4.1-1 柱断面(S30)

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
13~15	□-600×600×22×22	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
10~12	□-600×600×25×25	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
7~9	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
4~6	□-600×600×32×32	□-600×600×36×36	□-600×600×36×36
1~3	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40

表 4.1-2 梁断面(S30)

FL	G1	G2	G3
29~R	H-850×150×14×19	H-850×150×14×19	H-850×150×14×19
26~28	H-850×150×14×19	H-850×150×14×19	H-850×150×14×19
23~25	H-850×150×14×19	H-850×150×16×19	H-850×150×16×19
20~22	H-850×150×14×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
17~19	H-850×150×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
14~16	H-850×150×16×19	H-850×200×16×22	H-850×200×16×22
11~13	H-850×200×16×19	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
8~10	H-850×200×16×19	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
5~7	H-850×200×16×19	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
4~2	H-850×200×16×22	H-850×200×16×28	H-850×200×16×28

(b) 固有振動解析結果

表 4.1-3 に建物モデルの 5 次モードまでの周期と刺激係数等を示す。

表 4.1-3 固有振動解析 (S30)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		β_x	β_y	β_{tz}	
1	4.51	0.00	-1.37	0.0	Y1次
2	4.08	1.37	0.00	0.00	X1次
3	3.41	0.00	0.00	-1.3	
4	1.53	0.00	0.54	0.0	Y2次
5	1.38	-0.54	0.00	0.0	X2次

(c) 柱梁耐力比

まず基本的な状態を確認するために、図 4.1-2 に柱の初期軸力比を示す。最下層に着目すると、S30 では、隅柱では初期軸力比が約 0.25~0.35、内柱では約 0.3~0.5 と大きい。

柱耐力は A_i 分布による荷重増分解析を行い、層間変形角が 1/100 になった時点での軸力を元に算定する。柱耐力は、鋼構造限界状態設計指針・同解説の全塑性相関曲線に基づく全塑性モーメントの算定式により算定した。

図 4.1-3 に、層間変形角 1/100rad 時の Y 方向柱梁耐力比と軸力比を示す。最上階は柱 1 本に対して梁 2 本がとりつく箇所があるため、柱梁耐力比が 1 未満となる場合がある。最上階を除いたとき、Y 方向加力時の柱梁耐力比は、最小で 0.96 と小さい。軸力比は最大で 0.73 となっている。

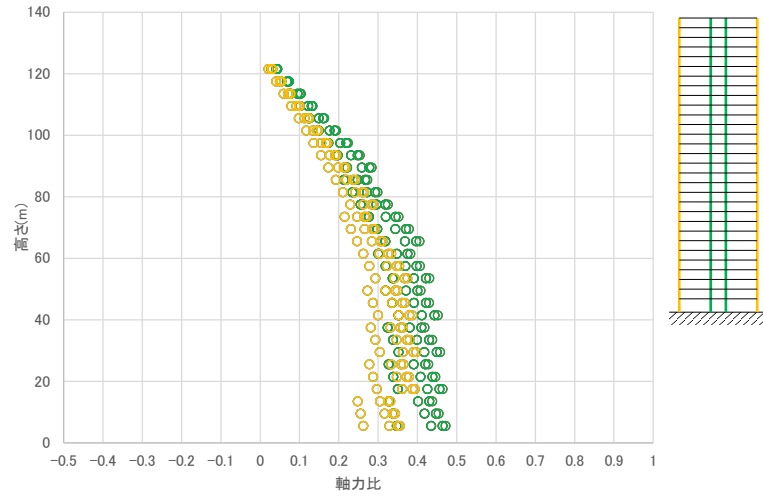
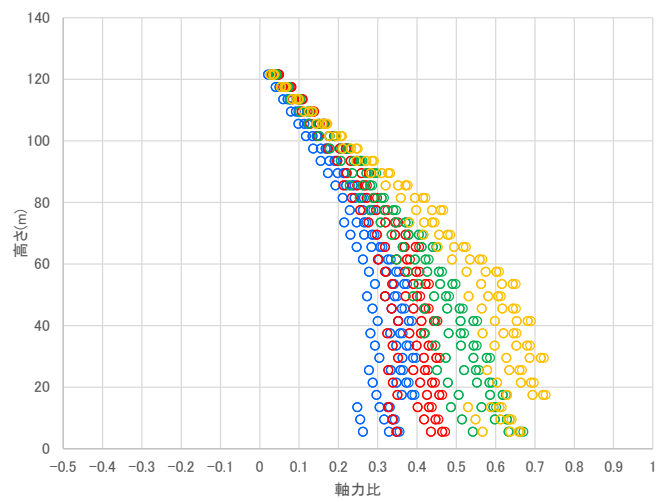
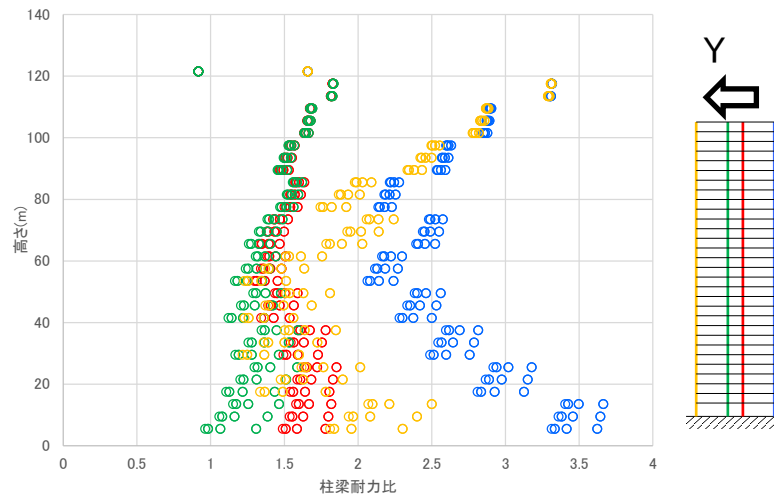


図 4.1-2 柱の初期軸力比 (S30)



Y 方向

図 4.1-3 柱梁耐力比と柱軸力比 (S30、梁の終局耐力は全断面を考慮)

4) CFT32

(a) CFT32 の概要

CFT32 は、32 層の CFT 柱の建物モデルである。図 4.1-4 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.1-4 に柱断面、表 4.1-5～表 4.1-7 に梁断面をそれぞれ示す。

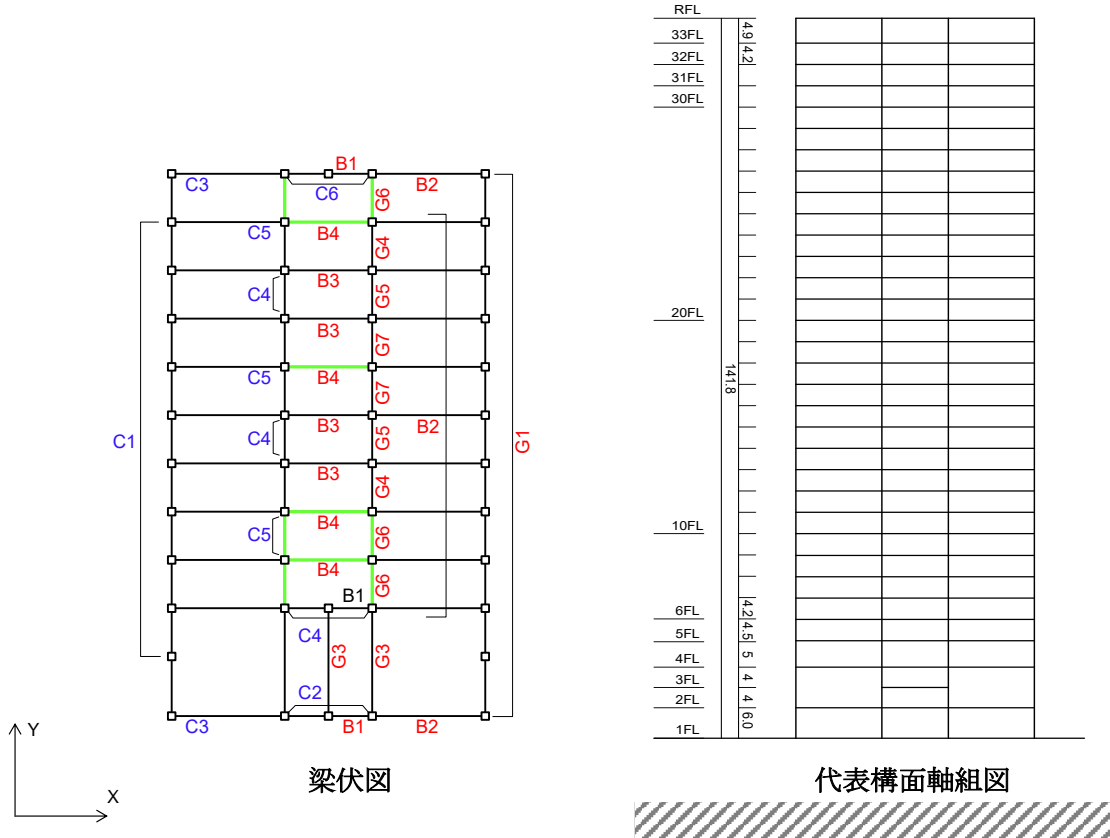


図 4.1-4 超高層建物モデル(CFT32)

表 4.1-4 柱断面 (CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 4面組立ボックス柱[B□-]: SN490C(t≤40),SN490C-TMCP(t>40),冷間成形角形鋼管[□-]: BCP325 2.断面表示は B(幅)×D(せい)×t(板厚)とする。

階	C1	C2	C3	C4	C5	C6	充填コンクリート Fc(N/mm2)
33							Fc36
32	□-700×700×16	□-700×700×16	□-700×700×16				
31				□-800×800×19	□-800×800×19	□-800×800×19	
30							Fc48
29	□-700×700×19	□-700×700×19	□-700×700×19				
28							
27							Fc60
26							
25							
24							Fc80
23			□-800×800×19	□-900×800×22	□-900×800×22	□-900×800×22	
22							
21	□-800×800×19	□-800×800×19					Fc90
20							
19							
18							Fc80
17			□-800×800×22				
16							
15				□-1000×1000×22	□-1000×1000×22	□-1000×1000×22	Fc90
14	□-800×800×22	□-800×800×22					
13							
12							Fc90
11							
10			B□-800×800×32		B□-1000×1000×32	B□-1000×1000×32	
9	B□-800×800×32	B□-800×800×32					Fc90
8							
7				B□-1000×1000×32			
6							Fc90
5							
4	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×40		B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	
3							Fc90
2	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×50	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	
1							

表 4.1-5 梁断面その 1 (CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 SN490Bとする。(t>40はSN490B-TMCP)								
階	B1		B2		B3		B4	
R	端部	BH-750×450~250×14×28	端部	BH-900×450~250×16×36	端部	BH-900×500~300×16×25	端部	BH-900×450~250×16×22
	中央	BH-750×250×12×28	中央	BH-900×250×14×28	中央	BH-900×300×16×25	中央	BH-900×250×16×22
33	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
32	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
31	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
30	端部	同上	端部	BH-900×450~250×16×36	端部	BH-900×500~300×16×28	端部	同上
	中央		中央	BH-900×250×14×32	中央	BH-900×300×14×28	中央	
29	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
28	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
27	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
26	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
25	端部	同上	端部	BH-900×450~250×16×40	端部	BH-900×500~300×16×36	端部	同上
	中央		中央	BH-900×250×14×32	中央	BH-900×300×14×36	中央	
24	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
23	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
22	端部	同上	端部	BH-900×550~350×16×40	端部	BH-900×550~350×16×36	端部	同上
	中央		中央	BH-900×350×14×32	中央	BH-900×350×14×36	中央	
21	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
20	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
19	端部	BH-750×550~350×16×32	端部	BH-900×550~350×16×32	端部	BH-900×650~450×16×40	端部	同上
	中央	BH-750×350×14×32	中央	BH-900×350×14×32	中央	BH-900×450×14×40	中央	
18	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
17	端部	同上	端部	BH-900×600~400×16×36	端部	同上	端部	同上
	中央		中央	BH-900×400×14×36	中央		中央	
16	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
15	端部	同上	端部	BH-900×650~450×16×36	端部	同上	端部	同上
	中央		中央	BH-900×450×14×36	中央		中央	
14	端部	BH-750×600~400×19×36	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央	BH-750×400×16×36	中央		中央		中央	
13	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
12	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
11	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×500~300×16×32
	中央		中央		中央		中央	BH-900×300×14×32
10	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
9	端部	同上	端部	BH-900×700~500×16×36	端部	同上	端部	同上
	中央		中央	BH-900×500×14×36	中央		中央	
8	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
7	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
6	端部	BH-800×500~300×19×40	端部	BH-1000×600~400×19×40	端部	BH-800×500~300×14×36	端部	BH-800×500~300×14×25
	中央	BH-800×300×14×32	中央	BH-1000×400×19×32	中央	BH-800×300×14×36	中央	BH-800×300×14×25
5	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
4	端部	BH-1000×500~300×22×40	端部	BH-1200×550~350×22×40	端部	BH-1000×500~300×19×36	端部	BH-1000×500~300×19×25
	中央	BH-1000×300×16×32	中央	BH-1200×350×19×32	中央	BH-1000×300×19×36	中央	BH-1000×300×16×25
3	端部	BH-900×500~300×16×36	端部		端部	BH-900×500~300×16×28	端部	BH-900×500~300×16×28
	中央	BH-900×300×14×28	中央		中央	BH-900×300×14×28	中央	BH-900×300×14×28
2	端部	BH-1000×500~300×19×36	端部	BH-1200×550~350×22×28	端部	BH-1000×500~300×19×36	端部	BH-1000×500~300×19×36
	中央	BH-1000×300×16×28	中央	BH-1200×350×19×25	中央	BH-1000×300×16×36	中央	BH-1000×300×16×36

表 4.1-6 梁断面その 2(CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 SN490Bとする。(t> 40はSN490B-TMCP)								
階	G1		G2		G3		G4	
R	端部	BH-750×400~200×14×2	端部	BH-750×400~200×14×19	端部	BH-900×500~300×16×28	端部	BH-900×400~200×16×25
	中央	BH-750×200×12×19	中央	BH-750×200×12×19	中央	BH-900×300×14×28	中央	BH-900×200×16×25
33	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×600~400×16×36	端部	同上
	中央		中央		中央	BH-900×400×14×36	中央	
32	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×500~300×16×28	端部	同上
	中央		中央		中央	BH-900×300×14×28	中央	
31	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
30	端部	BH-750×400~200×14×28	端部	BH-750×450~250×14×19	端部	BH-900×500~300×16×36	端部	BH-900×450~250×16×32
	中央	BH-750×200×12×22	中央	BH-750×250×12×19	中央	BH-900×300×14×36	中央	BH-900×250×14×28
29	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
28	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
27	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
26	端部	BH-750×450~250×14×32	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央	BH-750×250×12×25	中央		中央		中央	
25	端部	同上	端部	BH-750×450~250×14×22	端部	BH-900×550~350×16×36	端部	BH-900×500~300×19×40
	中央		中央	BH-750×250×12×22	中央	BH-900×350×14×36	中央	BH-900×300×14×36
24	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
23	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
22	端部	BH-750×500~300×14×32	端部	BH-750×450~250×14×25	端部	BH-900×650~450×16×36	端部	BH-900×550~350×22×40
	中央	BH-750×300×12×25	中央	BH-750×250×12×25	中央	BH-900×450×14×36	中央	BH-900×350×16×32
21	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
20	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×600~400×16×36	端部	同上
	中央		中央		中央	BH-900×400×14×32	中央	
19	端部	BH-750×500~300×16×36	端部	BH-750×450~250×14×25	端部	BH-900×600~400×16×32	端部	同上
	中央	BH-750×300×12×36	中央	BH-750×250×12×25	中央	BH-900×400×14×32	中央	
18	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
17	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
16	端部	BH-750×600~400×22×36	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央	BH-750×400×16×36	中央		中央		中央	
15	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
14	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
13	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
12	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×600~400×25×40
	中央		中央		中央		中央	BH-900×400×19×32
11	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
10	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
9	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
8	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
7	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
6	端部	BH-800×500~300×19×40	端部	BH-800×450~250×14×28	端部	BH-1000×500~300×19×32	端部	BH-1000×550~350×22×36
	中央	BH-800×300×16×32	中央	BH-800×250×14×28	中央	BH-1000×300×16×32	中央	BH-1000×350×16×28
5	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
4	端部	BH-800×550~350×22×40	端部	BH-800×500~300×14×32	端部	同上	端部	BH-1000×600~400×25×36
	中央	BH-800×350×16×32	中央	BH-800×300×14×32	中央		中央	BH-1000×400×19×28
3	端部		端部		端部		端部	BH-900×500~300×16×36
	中央		中央		中央		中央	BH-900×300×14×28
2	端部	BH-800×500~300×14×28	端部	BH-800×500~300×14×32	端部	BH-1000×500~300×19×36	端部	BH-1000×600~400×22×32
	中央	BH-800×300×14×25	中央	BH-800×300×14×32	中央	BH-1000×300×16×32	中央	BH-1000×400×16×25

表 4.1-7 梁断面その 3(CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 SN490Bとする。(t> 40はSN490B-TMCP)						
階	G5		G6		G7	
R	端部	BH-700×400~300×14×28	端部	BH-750×400~200×14×19	端部	BH-750×450~250×14×22
	中央	BH-700×300×12×25	中央	BH-750×200×12×19	中央	BH-750×250×12×19
33	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
32	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
31	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
30	端部	BH-700×450~350×14×28	端部	同上	端部	BH-750×500~300×14×28
	中央	BH-700×350×12×25	中央		中央	BH-750×300×12×22
29	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
28	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
27	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
26	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
25	端部	BH-700×500~400×14×32	端部	同上	端部	BH-750×550~350×14×28
	中央	BH-700×400×14×25	中央		中央	BH-750×350×12×25
24	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
23	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
22	端部	同上	端部	同上	端部	BH-750×550~350×16×32
	中央		中央		中央	BH-750×350×12×28
21	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
20	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
19	端部	BH-700×500~400×16×40	端部	BH-750×450~250×14×22	端部	BH-750×550~350×22×40
	中央	BH-700×400×16×32	中央	BH-750×250×12×19	中央	BH-750×350×16×36
18	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
17	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
16	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
15	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
14	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
13	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
12	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
11	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
10	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
9	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
8	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
7	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
6	端部	BH-800×600~400×22×36	端部	BH-800×450~250×14×32	端部	BH-800×550~350×19×36
	中央	BH-800×400×16×28	中央	BH-800×250×14×25	中央	BH-800×350×14×28
5	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
4	端部	BH-800×550~350×19×36	端部	BH-800×500~300×16×32	端部	BH-800×550~350×22×40
	中央	BH-800×350×14×28	中央	BH-800×300×14×25	中央	BH-800×350×16×32
3	端部	BH-900×500~300×16×36	端部	BH-900×500~300×16×36	端部	BH-900×500~300×16×36
	中央	BH-900×300×14×28	中央	BH-900×300×14×28	中央	BH-900×300×14×28
2	端部	BH-800×550~350×16×32	端部	BH-800×500~300×16×25	端部	BH-800×550~350×16×32
	中央	BH-800×350×14×25	中央	BH-800×300×14×22	中央	BH-800×350×14×28

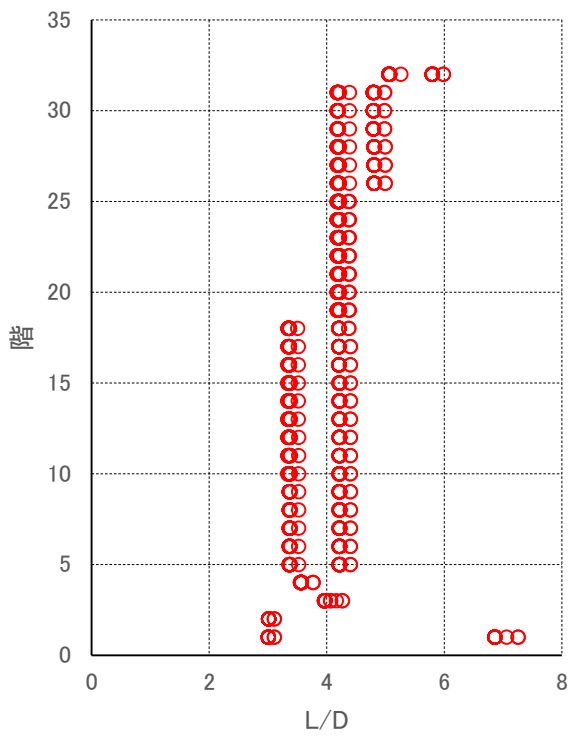
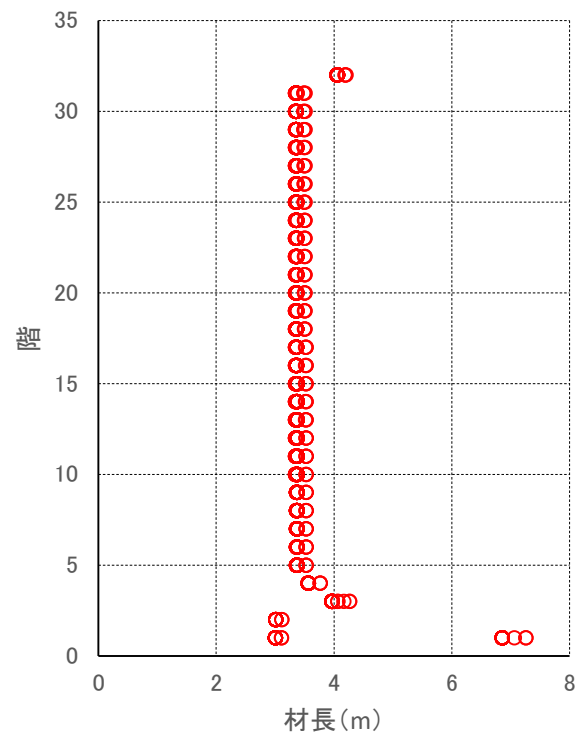
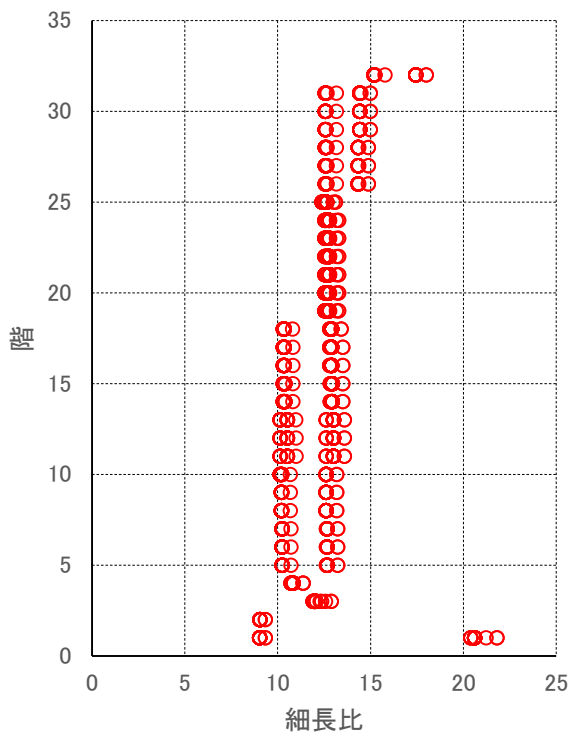


図 4.1-5 柱の諸元(CFT32)

(b) 固有振動解析結果

表 4.1-8 に建物モデルの 5 次モードまでの周期と刺激係数等を示す。

表 4.1-8 固有振動解析 (CFT32)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		β_x	β_y	β_{tz}	
1	3.81	-1.18	-0.02	-12.4	Y1次
2	3.35	0.02	-1.39	0.54	X1次
3	3.22	0.22	-0.01	-12.5	
4	1.32	-0.45	-0.01	-6.0	Y2次
5	1.22	-0.01	0.58	-0.1	X2次

(c) 柱梁耐力比

図 4.1-6 に柱の初期軸力比を示す。最下層に着目すると、CFT32 では、隅柱では初期軸力比が約 0.05~0.2、内柱では約 0.05~0.3 となっている。

柱耐力は A_i 分布による荷重増分解析を行い、層間変形角が 1/100 になった時点での軸力を元に算定する。柱耐力は、累加強度により算定した。

図 4.1-7 に、層間変形角 1/100rad 時の X 方向柱梁耐力比と軸力比を示す。最上階を除いたとき、X 方向加力時の柱梁耐力比の最小値は約 1.5 である。最大軸力比は X 方向が 0.50 と S30 に比べて小さい。

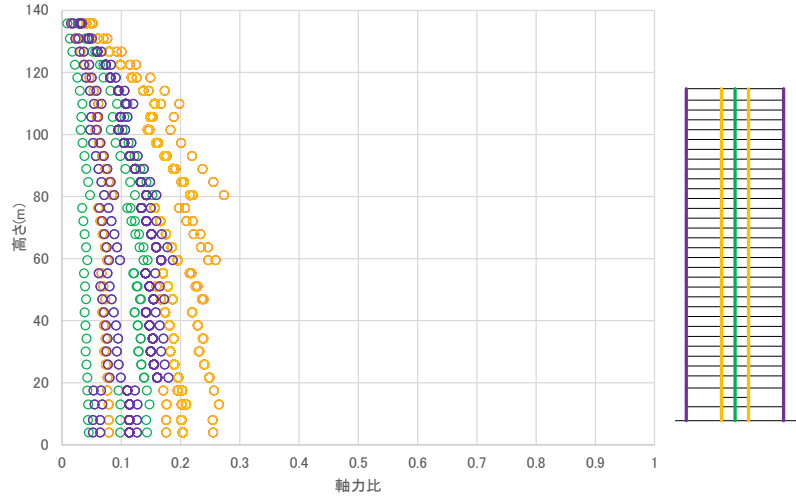
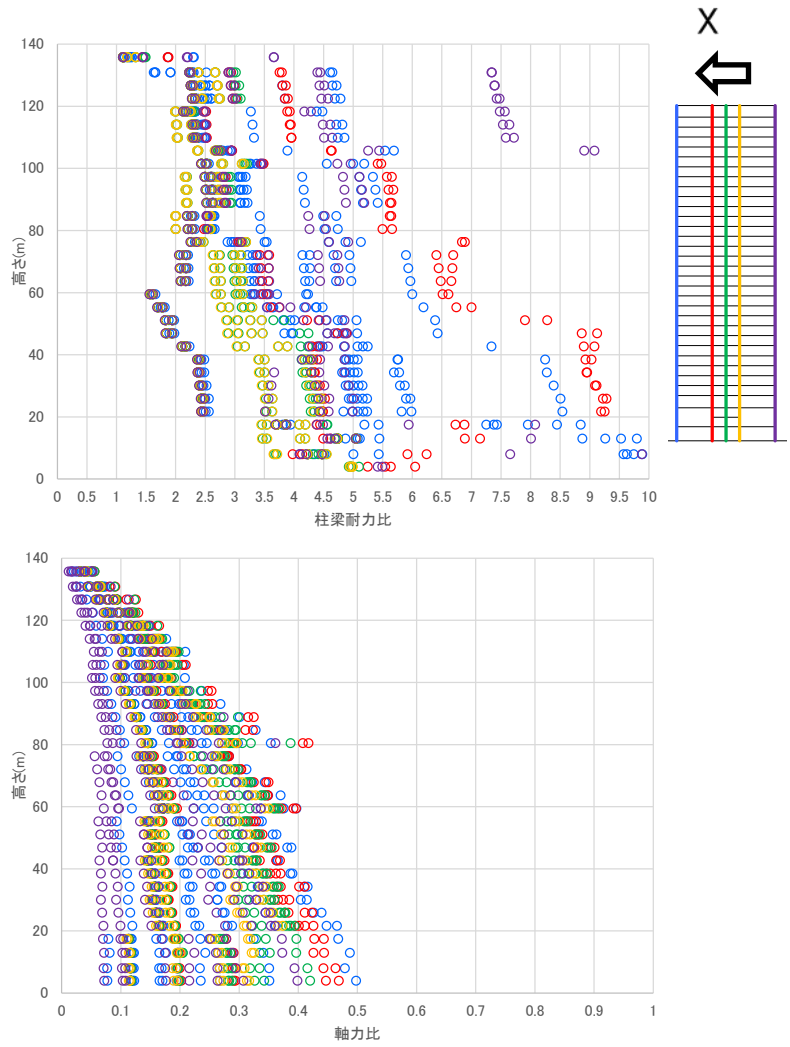


図 4.1-6 柱の初期軸力比 (CFT32)



X 方向

図 4.1-7 柱梁耐力比と柱軸力比 (CFT32)

(2) 部材のモデル化

1) 柱部材

材端に塑性変形部を想定し、断面を細かく要素に分割した上で各要素に材料の応力-歪関係を与えて平面保持を仮定してモデル化する、マルチスプリングモデル（以下 MS モデル）とする。

以下で既往の静的実験のシミュレーション解析により、適用性を確認する。

角形鋼管柱については文献^{4.1-2)}で局部座屈の評価を含めた解析手法が提案されている。ここではE-ディフュェンスで実施した18層試験体の最下層柱を想定した部材実験^{4.1-3)}のシミュレーション解析を示す。

CFT 柱については、溶接組立角形鋼管を使用して国交省基準整備促進事業 S10 で実施された繰返し水平載荷実験^{4.1-4)}のシミュレーション解析を示す。

(a) 角形鋼管柱の繰返し载荷実験シミュレーション解析

図 4.1-8 に角形鋼管の試験体を示す。一定軸力比 0.3 の下で、繰返し漸増振幅载荷が行われた本実験について、シミュレーション解析を行った。

局部座屈による耐力劣化を考慮可能な MS モデルの弾塑性履歴則^{4.1-2)}を図 4.1-9 に示す。

局部座屈までの MS モデルの軸ばねの骨格曲線は、図 4.1-10 に示すスタブカラムテストのシミュレーション解析により決定した。シミュレーション解析により得られた応力上昇率は 1.30 であり、文献^{4.1-5)}により算定される応力上昇率は 1.31 と対応が良い。

繰返し载荷実験のシミュレーション解析を図 4.1-11 に示す。実験と解析は良好に対応している。

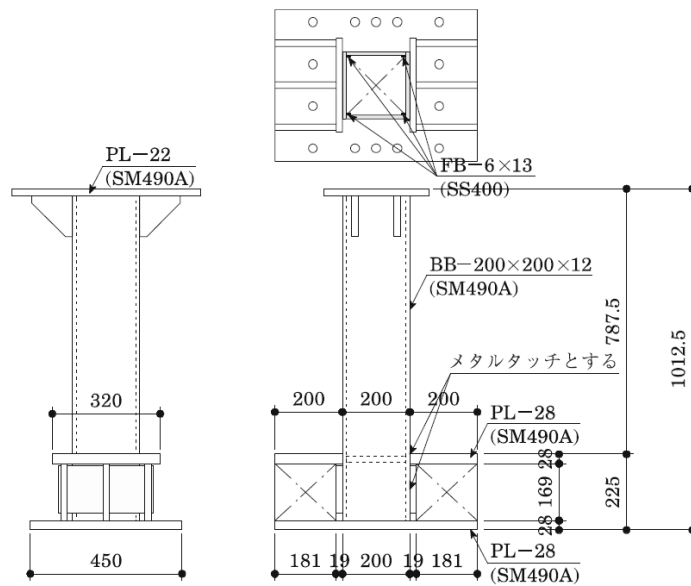


図 4.1-8 角形鋼管試験体概要^{4.1-3)}

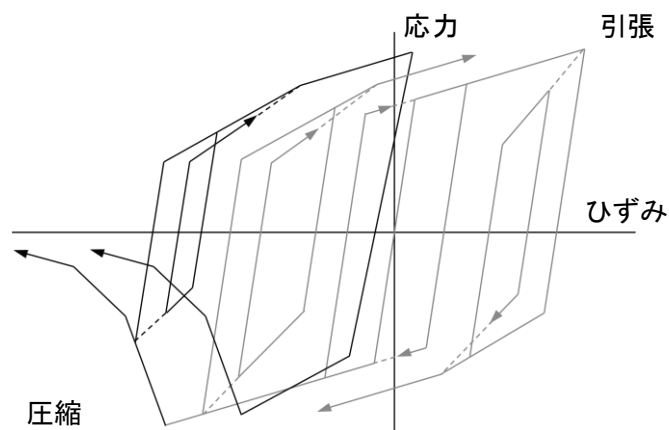


図 4.1-9 MS モデルの弾塑性履歴則(石田ら(2014)^{4.1-2)}

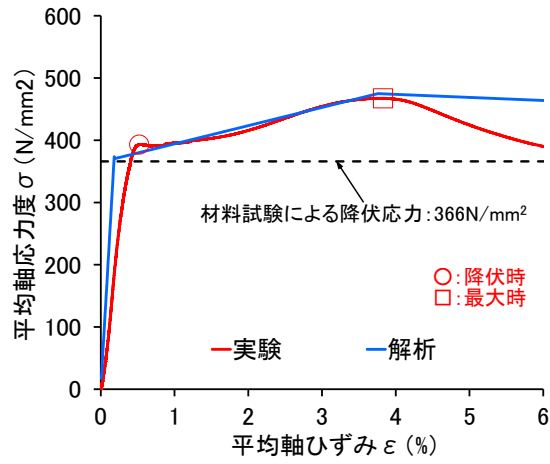


図 4.1-10 スタブカラムテストのシミュレーション解析

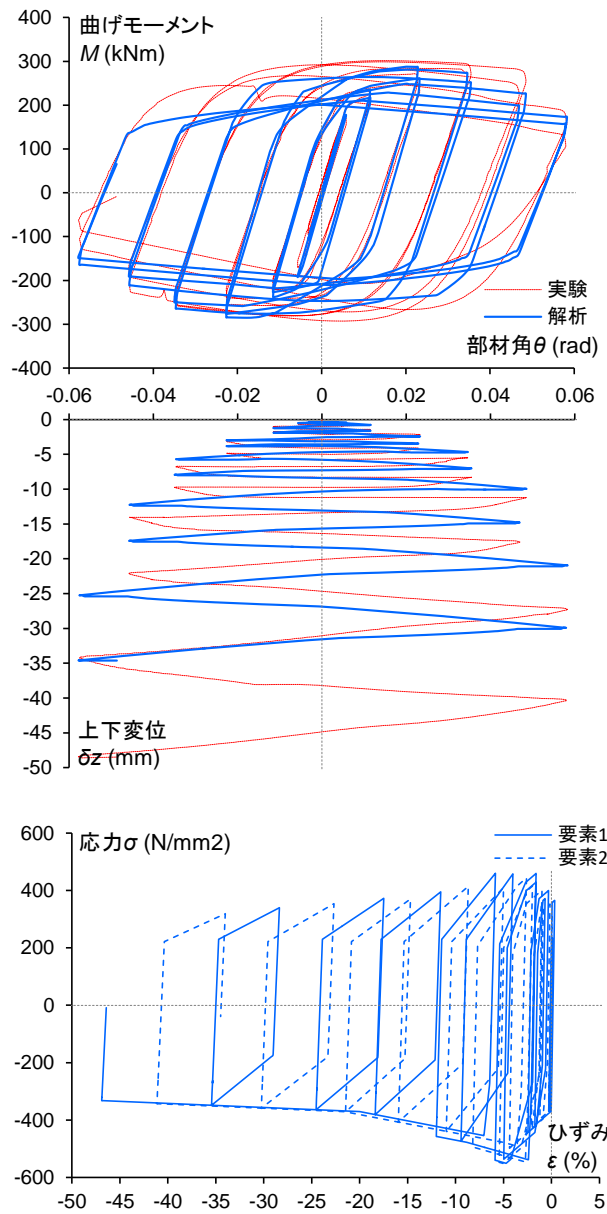


図 4.1-11 角形鋼管の繰返し載荷実験のシミュレーション解析

(b) CFT 柱の繰返し載荷実験シミュレーション解析

試験体を表 4.1-9 に示す。このうち、比較的大振幅まで実験を行っている MM-14M-C、MM-14M-C2、MM14MV2、MM9M-VL2 のシミュレーション解析結果について示す。

MS モデルの軸ばね要素の弾塑性履歴則を図 4.1-12 に示す。シミュレーション解析では、原則として、材料試験値を用いる。鋼管の応力上昇率は文献 4.1-5) に従い、塑性変形能力は文献 4.1-6) に従い決定した。ただし、コンクリートの軟化のしやすさ（軟化係数）はパラメタスタディにより、実験と適合するものを探した。その結果、試験体によらず、軟化係数=52 とした。

シミュレーション解析の結果を図 4.1-13～図 4.1-16 に示す。図 4.1-13、図 4.1-14、図 4.1-16 を見ると、鋼管厚、一定・変動軸力、漸増振幅・一定振幅、にかかわらず、解析と実験の一致度は良い。しかし、図 4.1-15 では、解析では鋼材の耐力劣化が起こっていないことで、上下変位について多少一致度が悪い。

表 4.1-9 S10 での繰返し載荷実験試験体一覧 ^{4.1-4)}

試験体名	柱部材断面 (mm)	柱長さ L (mm)	鋼種	F_c (N/mm^2)	加力方向	軸力比 N/N_0	振幅 R (rad.)	構造種別 [*]	
								$N/N_0=0.3$	最大軸力時
MM-14M-C	□280×280×14×14 $B/t=20$	2240 $L/D=8$	SN490B	60	0°	0.3一定	漸増	FA(FA)	—
MM-14M-C1							1/100		
MM-14M-C2							1/66		
MM-14M-V1						0.0-0.6 変動	1/100	FB(FB) $N/N_0=0.6$	
MM-14M-V2							1/66		
MM-9M-VL1	□280×280×9×9 $B/t=31$					0.15-0.45 変動	1/100	FA(FA)	FB(FB) $N/N_0=0.45$
MM-9M-VL2							1/66		

※構造種別は CFT指針および新都市指針による判定とし、()内に新都市指針による判定を示す。

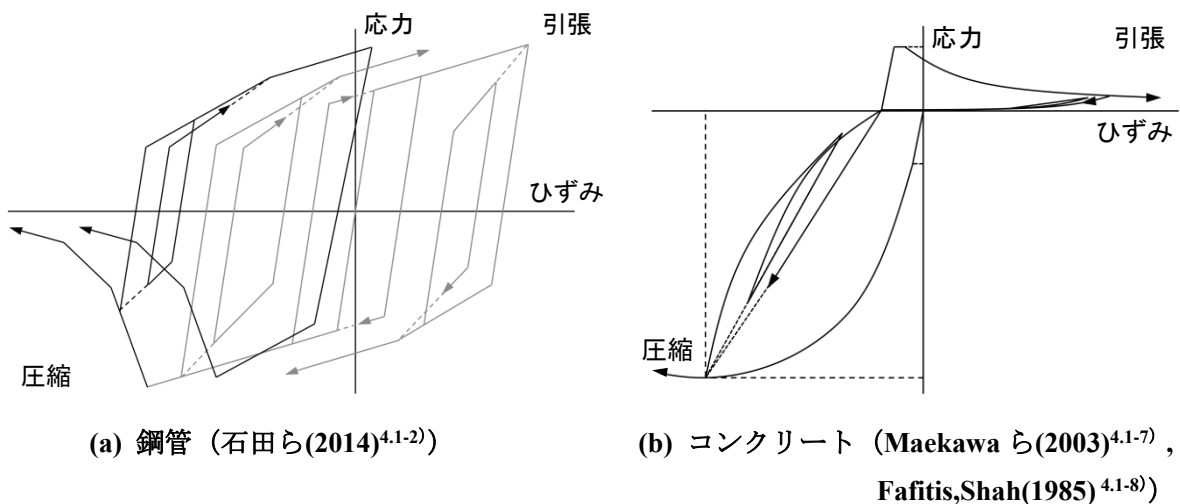


図 4.1-12 MS モデルの弾塑性履歴則

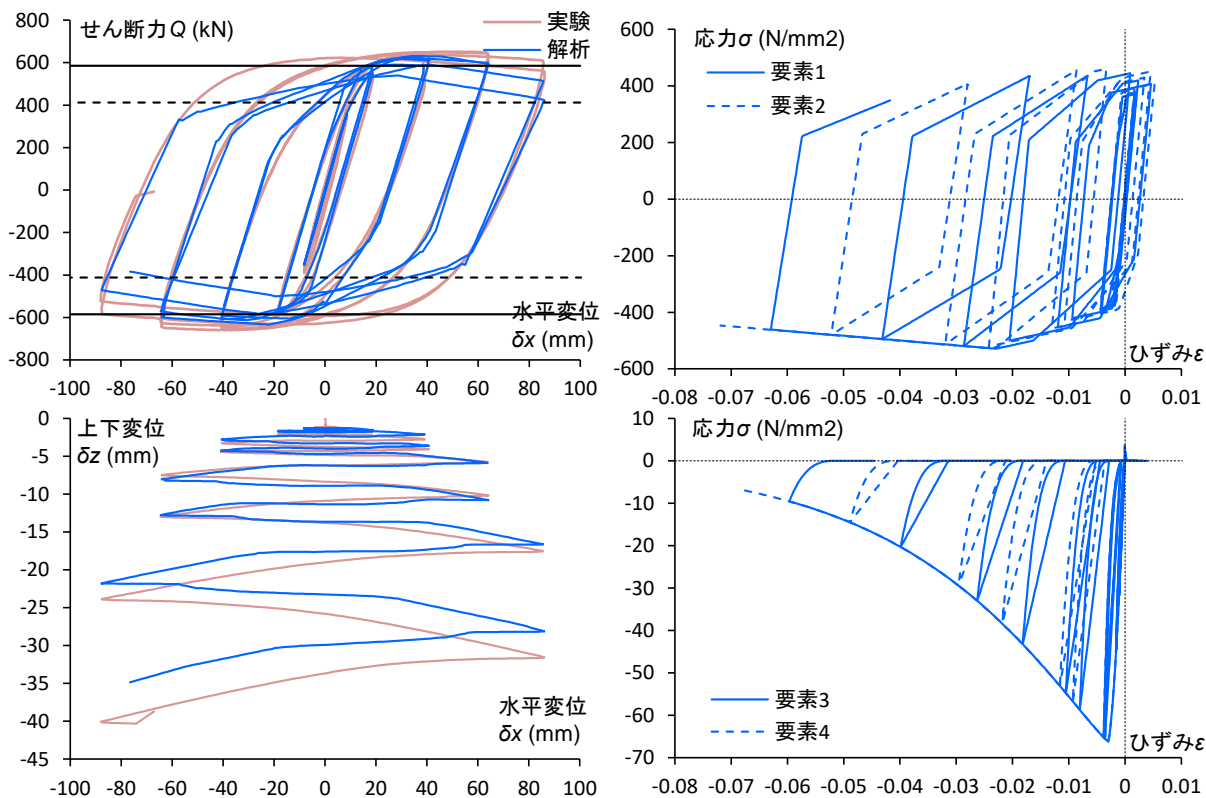


図 4.1-13 CFT の繰返し載荷実験のシミュレーション解析 (MM-14M-C)

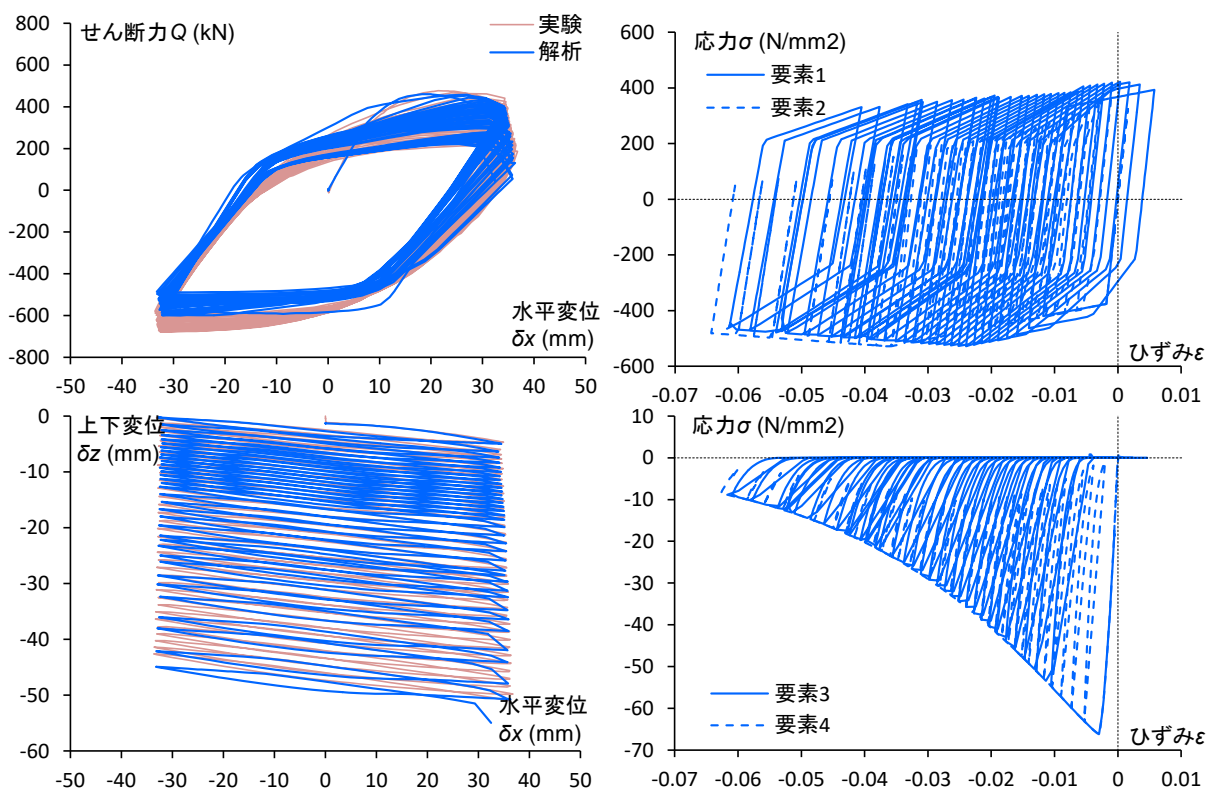


図 4.1-14 CFT の繰返し載荷実験のシミュレーション解析 (MM-14M-V2)

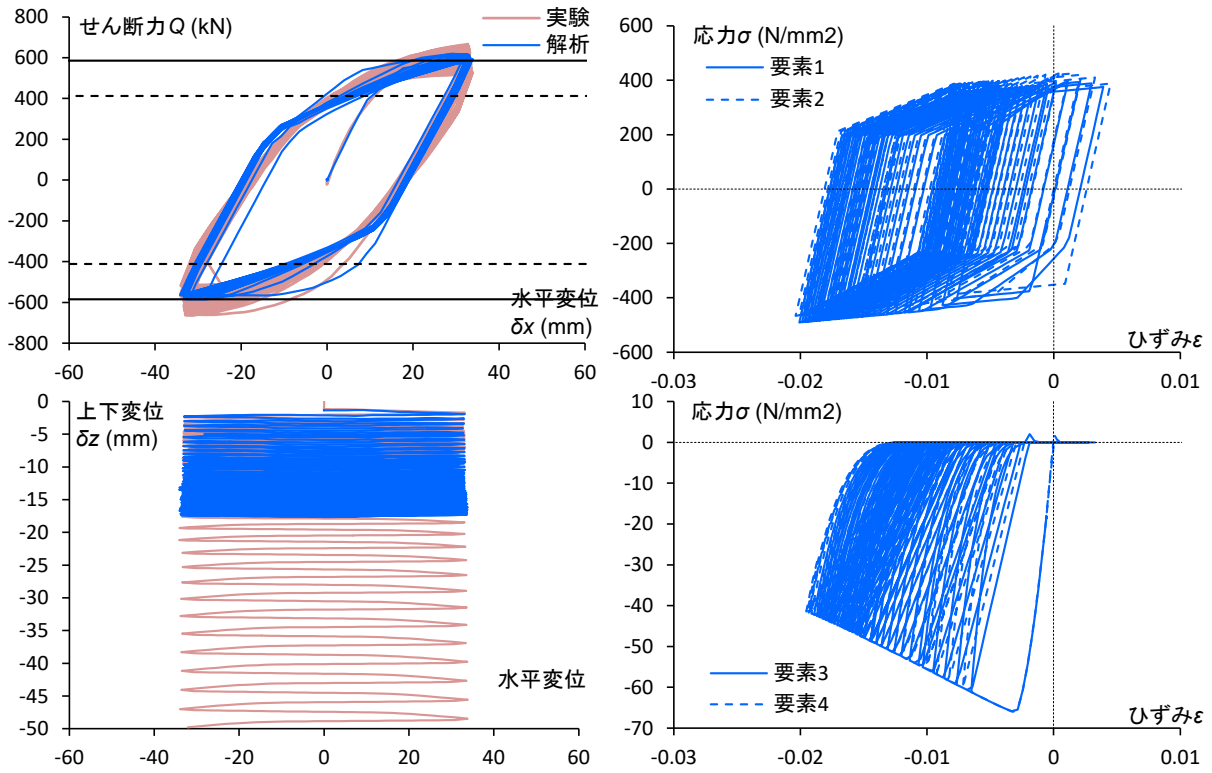


図 4.1-15 CFT の繰返し载荷実験のシミュレーション解析 (MM-14M-C2)

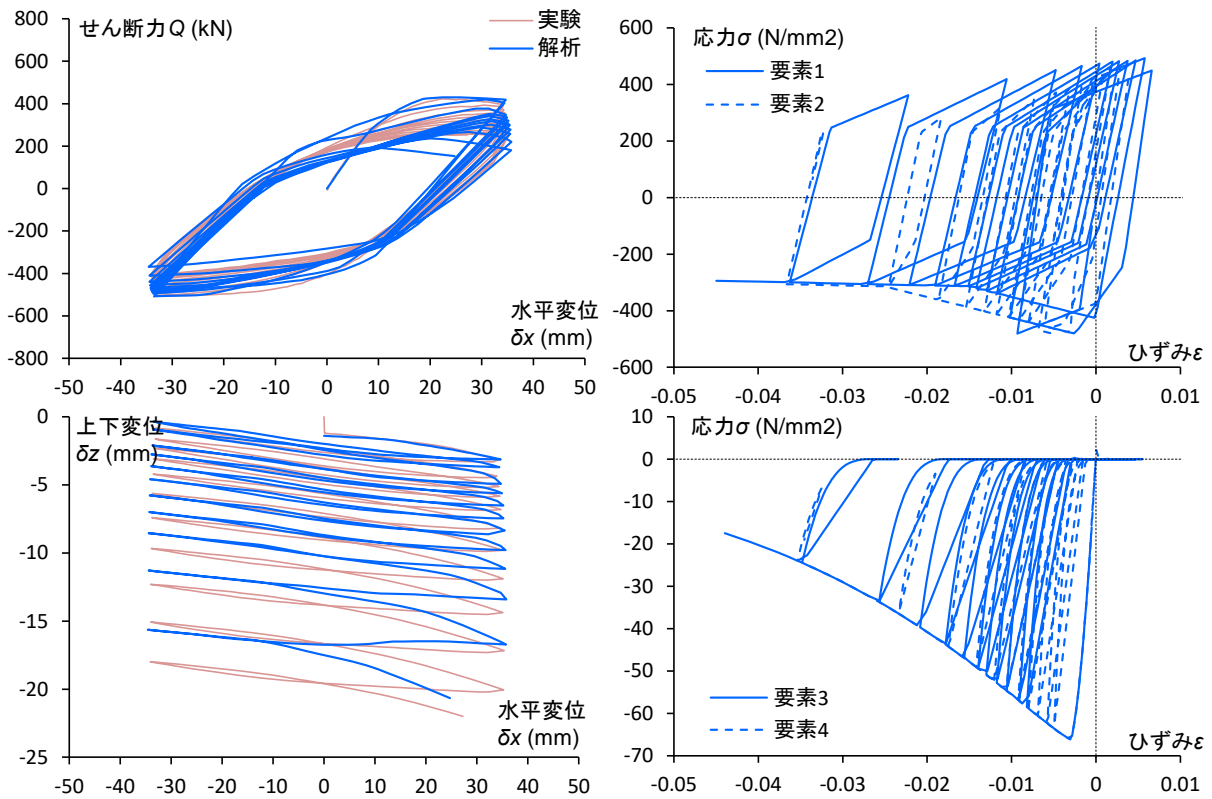


図 4.1-16 CFT の繰返し载荷実験のシミュレーション解析 (MM-9M-VL2)

2) 梁部材

材端ばねモデルとし、全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型の復元力特性を与える。大振幅が想定される長周期地震動を考慮する場合には、局部座屈及び破断の劣化現象を取り込む。(図 4.1-17 参照)

局部座屈は下フランジが圧縮側に考慮し、局部座屈が発生する曲げモーメントは文献 4.1-9)、局部座屈発生後の劣化勾配は文献 4.1-10)に従い算定する。

破断は下フランジが引張側に考慮し、経験した塑性変位振幅に対する損傷度を、Miner 則を仮定して加算し、保有性能に至る時破断するものと仮定した。保有性能を表す係数は、S30 は 1990 年代までを想定するため、スカラップ付 C=4 (国交省技術資料 4.1-11) のスカラップ有 設計式 (図 4.1-18 参照) とし、CFT32 は 2000 年代以後の梁端部水平ハンチ付あるいはノンスカラップ形式を想定するため、スカラップ付の 2 倍の性能を持つものとして C=5.6 (国交省技術資料のスカラップ無 設計式) と設定した。

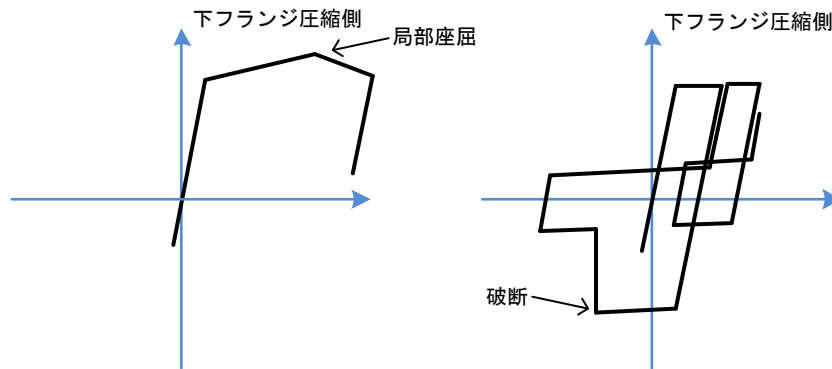


図 4.1-17 梁端の下フランジ局部座屈及び破断の考慮

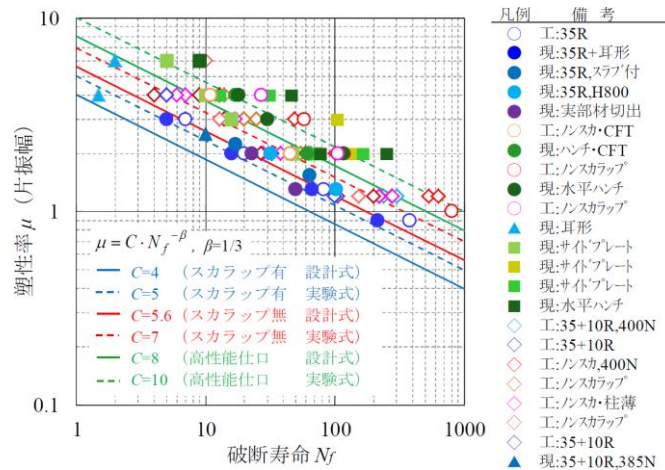


図 1 梁端部の破断までの繰返し回数 N_f と梁の塑性率 μ の関係

図 4.1-18 破断までの保有性能 ^{4.1-11)}

(3) 表層地盤増幅の考慮と入力地震動の整理

1) 基本方針

入力地震動は、想定する建設（設計）年代に合わせ、以下の通りとする。（図 4.1-19 参照）

- ・ S30 設計想定～1990 年代 既往 3 波（EL CENTRO NS、TAFT EW、HACHINOHE NS）
- ・ CFT32 設計想定 2000 年代～ 既往 3 波（EL CENTRO NS、TAFT EW、HACHINOHE NS）
位相の異なる告示波 3 波（八戸位相、神戸位相、乱數位相）

ここに、告示波及び後述の長周期地震動は工学的基盤位置で規定されているため、表層地盤増幅の影響を考慮する。

2) 想定地盤の設定と地盤応答解析

告示波及び長周期地震動は、工学的基盤位置で定義されているため、地盤増幅を考慮した入力地震動を作成する。検討する地盤は、文献^{4.1-12)}に示されている代表地盤 4 とする。建物への入力地震動は剛強な基礎底位置を想定して地下 20m 位置での地盤応答とする。

地盤応答解析は、逐次非線形解析により行う。土の非線形モデルは HD モデルとし、非線形解析特性（規準せん断ひずみ、最大減衰定数）は、全国平均値^{4.1-9)}とする。

位相の異なる告示波 3 波による地盤応答解析結果を以下に示す。（図 4.1-19、20 参照）

- ・ GL-20m 位置での速度応答スペクトルは 3.5～4.5 秒（建物周期）において最大で告示原波の約 1.7 倍
- ・ 最大せん断ひずみは約 6%

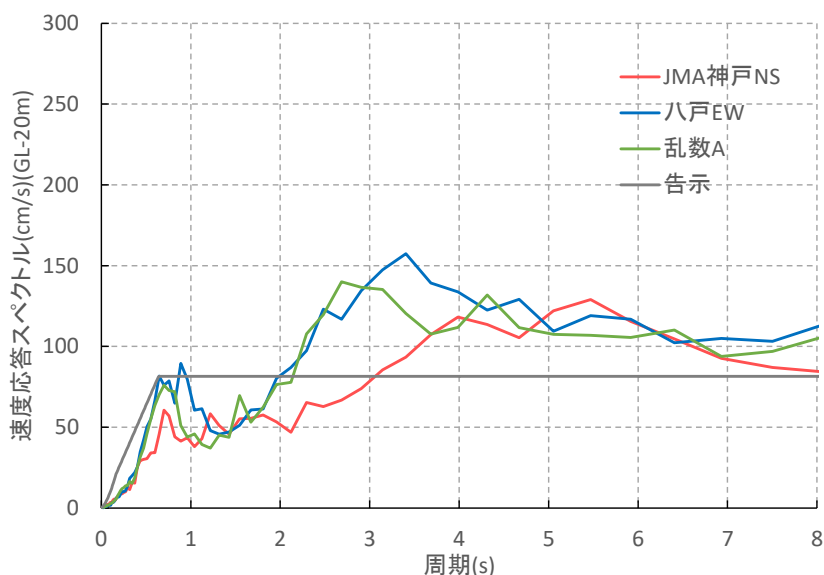


図 4.1-19 速度応答スペクトル(h=0.05)

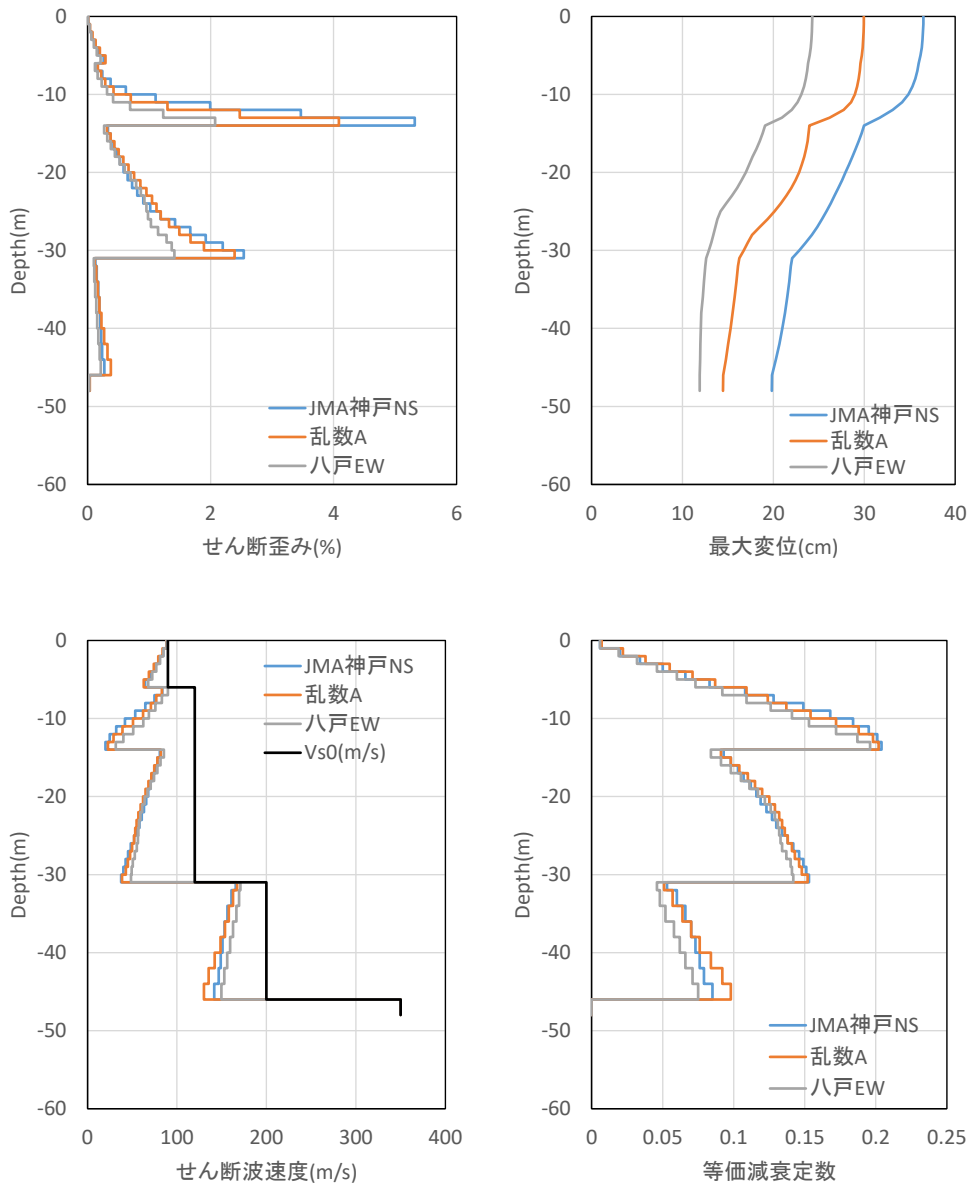


图 4.1-20 地盤応答解析(告示波、地盤 4)

(4) 設計用入力地震動に対する検証

1) S30 の検討結果

既往3波（EL CENTRO NS、TAFT EW、HACHINOHE NS）に対する応答解析結果を図 4.1-21、図 4.1-22 に示す。いずれの方向、階も 1/100 以内である。また、層間変形角の他、部材塑性率についても概ね 4 以下となり、1990 年代における耐震安全性判定基準を概ね満足していることを確認した。

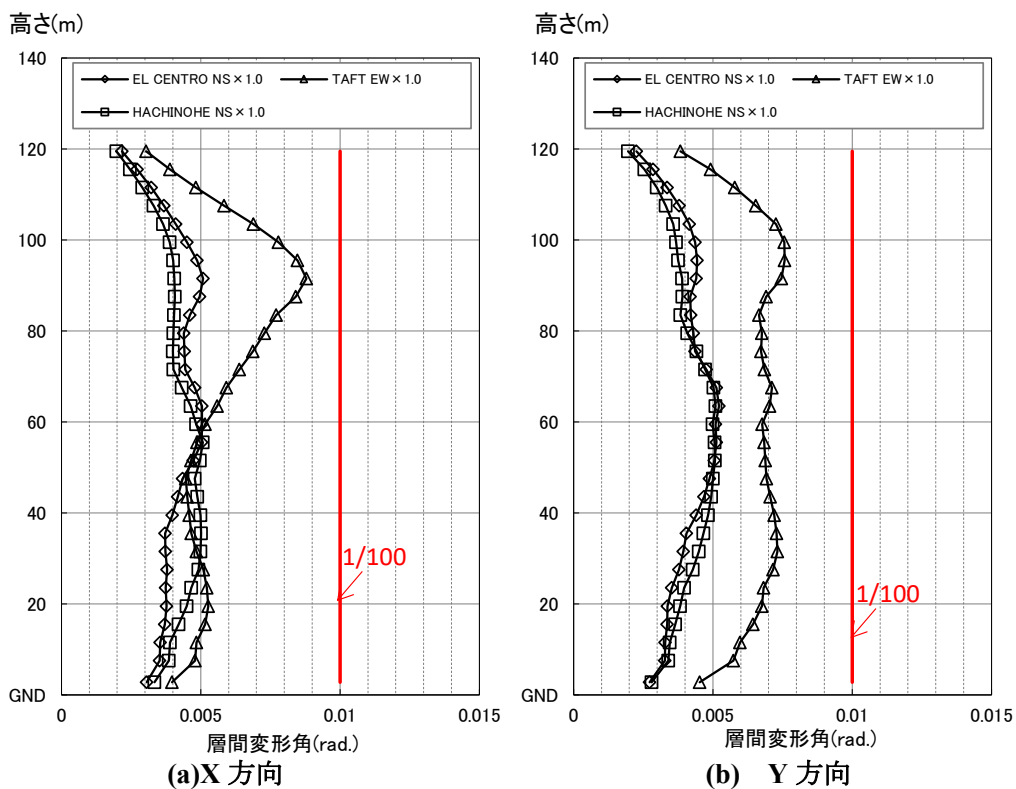


図 4.1-21 地震応答解析(S30、既往波、レベル 2)

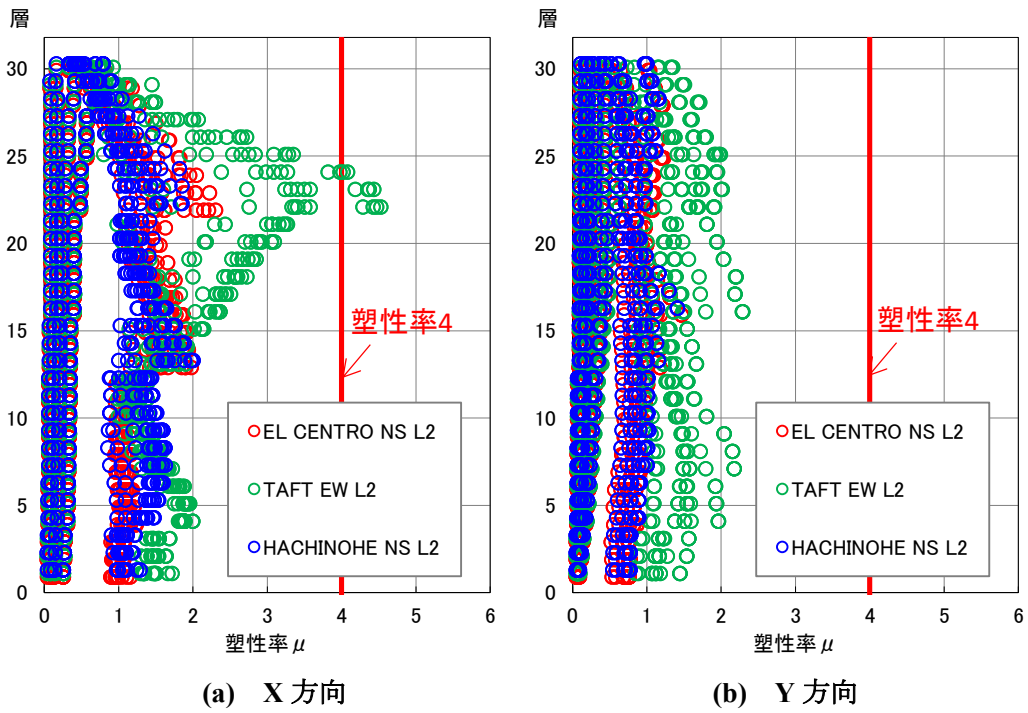


図 4.1-22 梁塑性率 (S30、既往波、レベル 2)

2) CFT32 の検討結果

表層地盤増幅の影響を考慮した位相の異なる告示波3波（八戸位相、神戸位相、乱数位相）に対する応答解析結果を図4.1-23、図4.1-24、図4.1-25に示す。X方向については、ねじれを伴って振動するため、図心位置では1/100以内であるものの、端部フレームでは1/100を多少超過している。建物全体としては概ね変形角1/100を満足するものとした。また、部材塑性率については4以下となり、現行の耐震安全性判定基準を概ね満足していることを確認した。

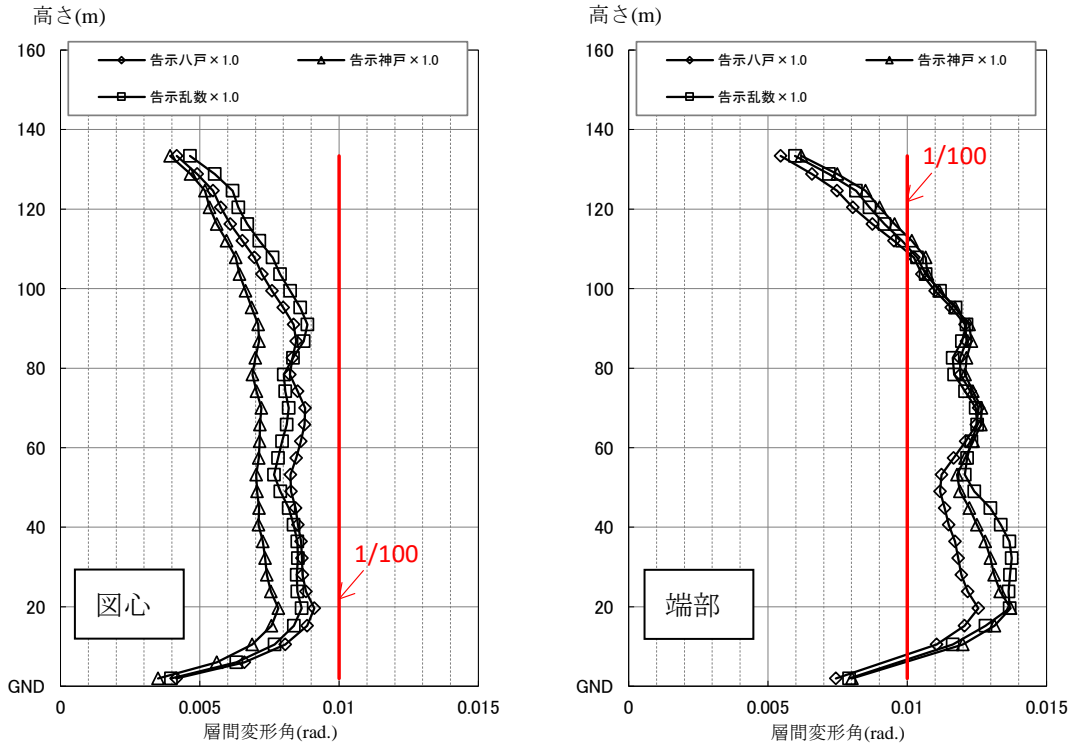


図 4.1-23 地震応答解析(CFT32、告示波、X方向)

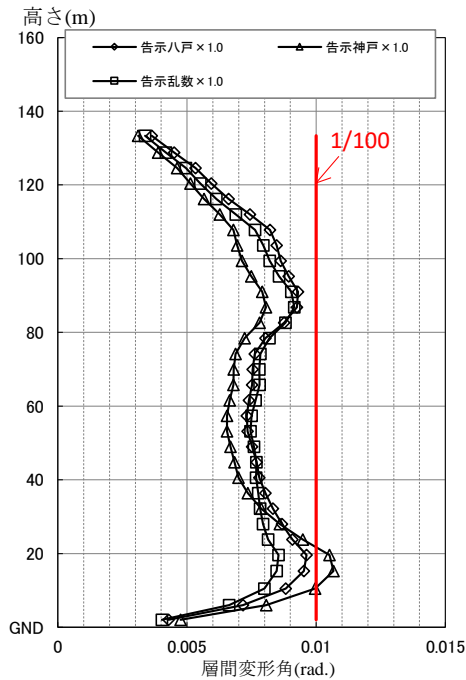


図 4.1-24 地震応答解析(CFT32、告示波、Y方向)

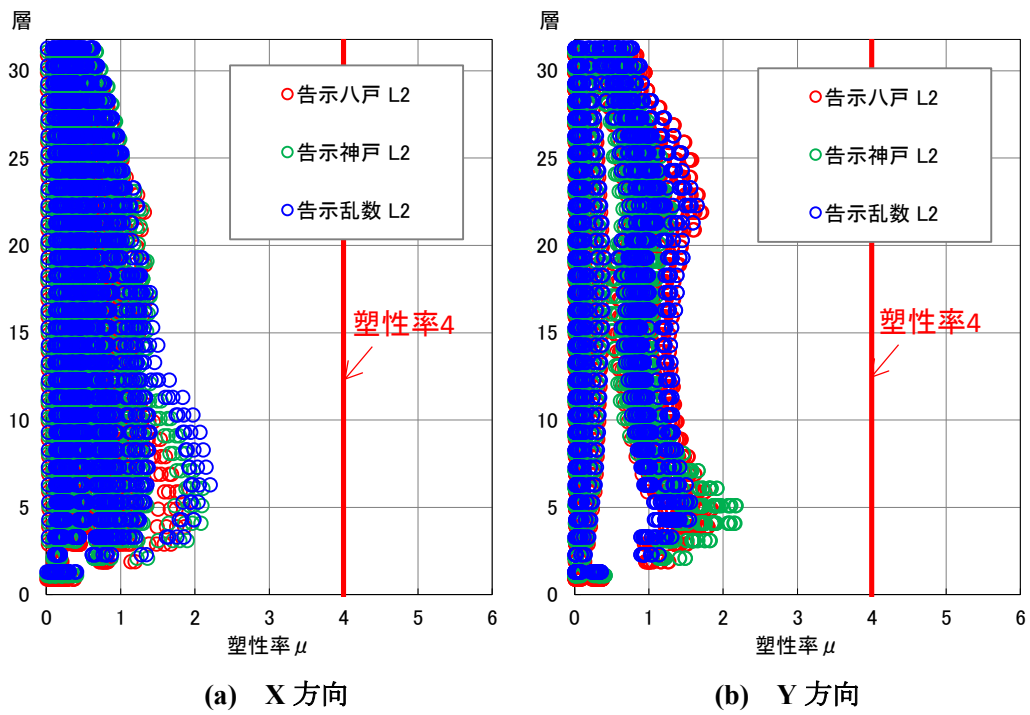


図 4.1-25 梁塑性率(CFT、告示波、レベル 2)

4.1.2 長周期地震動を用いた部材の劣化を考慮した時刻歴応答解析

(1) 入力地震動の整理

本検討では、国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について、平成28年6月24日、に示された関東地域、静岡地域、中京地域、大阪地域の各地域で規定された地震動を用いる（図4.1-26、図4.1-27参照）。ここでの検討では、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回り、かつ各地域で最大となるSZ1、CH1、OS1を選定する。

これら長周期地震動は工学的基盤位置で規定されているため、建物への入力地震動は前述の告示波と同様にして地盤応答解析により表層地盤増幅の影響を考慮し、基礎底位置を想定して地下20m位置での地盤応答とする（図4.1-28参照）。図4.1-27に示すように表層地盤の増幅を考慮したところ、速度応答スペクトルでは、告示の簡略化2種地盤で計算されるレベル（165cm/s）に比べ、最大2倍弱の増幅（最大300cm/s）となった。以後の検討では、SZ1のスペクトルは長周期側でCH1に包絡されるため、主としてOS1とCH1の2波を用いることとする。

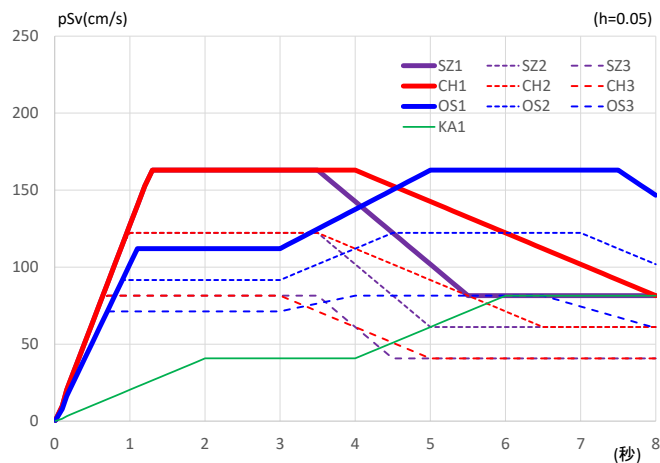


図 4.1-26 国交省・南海トラフ長周期地震動のスペクトル(工学的基盤)

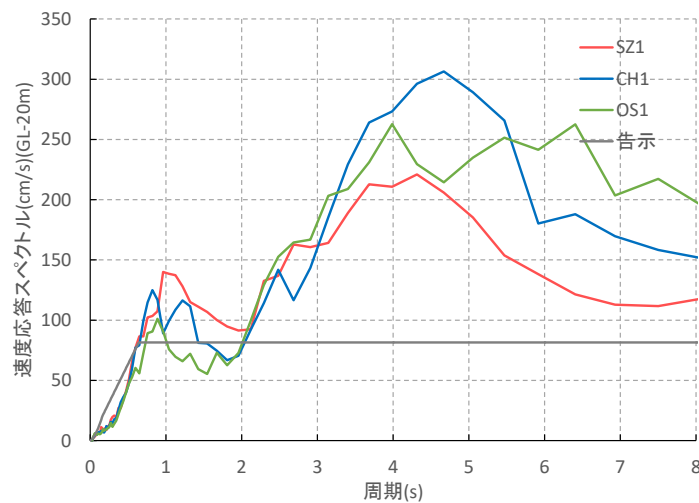


図 4.1-27 長周期地震動の速度応答スペクトル(h=0.05)

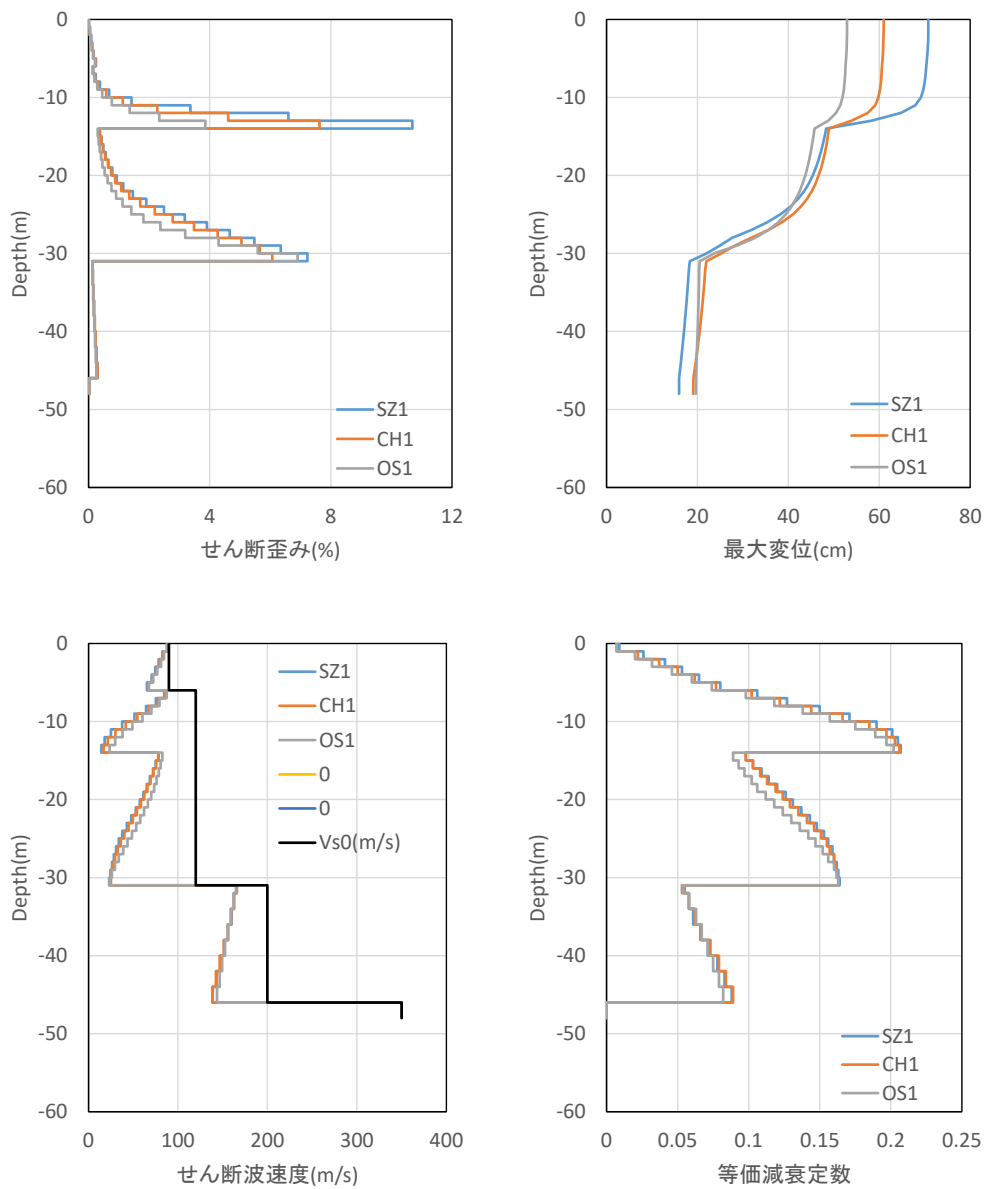


図 4.1-28 地盤応答解析(長周期地震動、地盤 4)

(2) 時刻歴応答解析結果

1) S30 の検討結果

S30 について、長周期地震動を入力して時刻歴応答解析を行った。その結果を以下にまとめて示す。ただし、OS1 は解析途中に層せん断力を喪失して解析が止まった。従って、X 方向、Y 方向共に崩壊と判断される。以降に示す OS1 の最大応答値等は、崩壊直前までの結果である。

最大応答変位を図 4.1-29、最大層間変形角を図 4.1-30 に示す。OS1 では、 $1/10\text{rad}$ を超えている。CH1 については $1/20\text{rad}$ を超える。SZ1 の応答は比較的小さい。

層せん断力ー層間変形角関係を図 4.1-31～図 4.1-34 に示す。図 4.1-31(a)、(b)、(c)、図 4.1-32(a)、(b)、図 4.1-33(a)、(b)、図 4.1-34(a)、(b)、図 4.1-34(a)、(b)では、層間変形角が大きくなり、層せん断力を喪失していることが分かる。

梁部材塑性率を図 4.1-35 に示す。梁の下フランジの破断が生じているため参考程度であるが、塑性率 4 を大きく超えるような値となっている。

柱部材最大軸力比を図 4.1-36 に示す。軸力比の基準となる軸力は、降伏時の軸力とした。MS モデルには降伏後、局部座屈に至るまでのひずみ硬化が考慮されているため、軸力比が 1 を超えることがある。SZ1、CH1、OS1 中では OS1 や CH1 が大きい軸力比となる傾向にあるが、違いは小さい。X 方向入力時の最大軸力比は 0.91 (OS1)、Y 方向入力時の最大軸力比は 0.84 (CH1)、45 度方向入力時の最大軸力比は 1.10 (OS1) となっており、大きな軸力が生じている。

各部材の損傷状況を図 4.1-37～図 4.1-40 に示す。層間変形角の大きい層では、多くの梁で下フランジ破断が生じている。また、層間変形角の大きい層や 1 階柱脚では、柱の局部座屈が生じている。ただし、崩壊のメカニズムは、梁下フランジの破断が進行することで、層の復元力が著しく低下し大変形に至るもので、柱の局部座屈は崩壊の直接的な原因ではないと考えられる。

代表的な柱脚の挙動を図 4.1-41～図 4.1-53 に示す。OS1 の X 方向入力時である図 4.1-41 左上の図をみると、OS1 の X 方向入力時には、あるタイミングから M-N 関係における変動軸力の幅が小さくなっていることが分かる。これは、梁の下フランジの破断が進行した結果、建物が長周期化することで、大変形が生じた層より上の層に入力される地震動が小さくなったためと考えられる。一方柱についても、図 4.1-41 左上の図から、梁の下フランジ破断により、大変形が生じた結果、大きな曲げモーメントが生じている。なお、上段の M-N 関係の図中の紡錘形はモーメントと軸力の降伏局面である。MS モデルの要素ばねの応力ひずみ関係を図 4.1-42 に示す。一部の圧縮領域にある要素では、局部座屈に伴う耐力劣化が生じているが、劣化の程度は小さい。OS1 の 45 度方向入力時である図 4.1-46 をみると、軸力変動が非常に大きい柱が存在することがわかり、変動軸力比は 0.75 となっている。

代表的な柱の時刻歴を図 4.1-54～図 4.1-57 に示す。部材角が梁の下フランジ破断が進行する時刻で大きくなっている。

柱の部材角頻度分布を図 4.1-58～図 4.1-59 に示す。計数はレインフロー法^{4.1-13)}により行った。同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、CH1 の X 方向入力時における 4 階柱脚では、 $1/100\text{rad}$ を超える振幅が 6 回となっている柱が存在する。表 4.1-10 には、図 4.1-58～図 4.1-59 の柱の時刻歴波形上の最大部材角を示す。

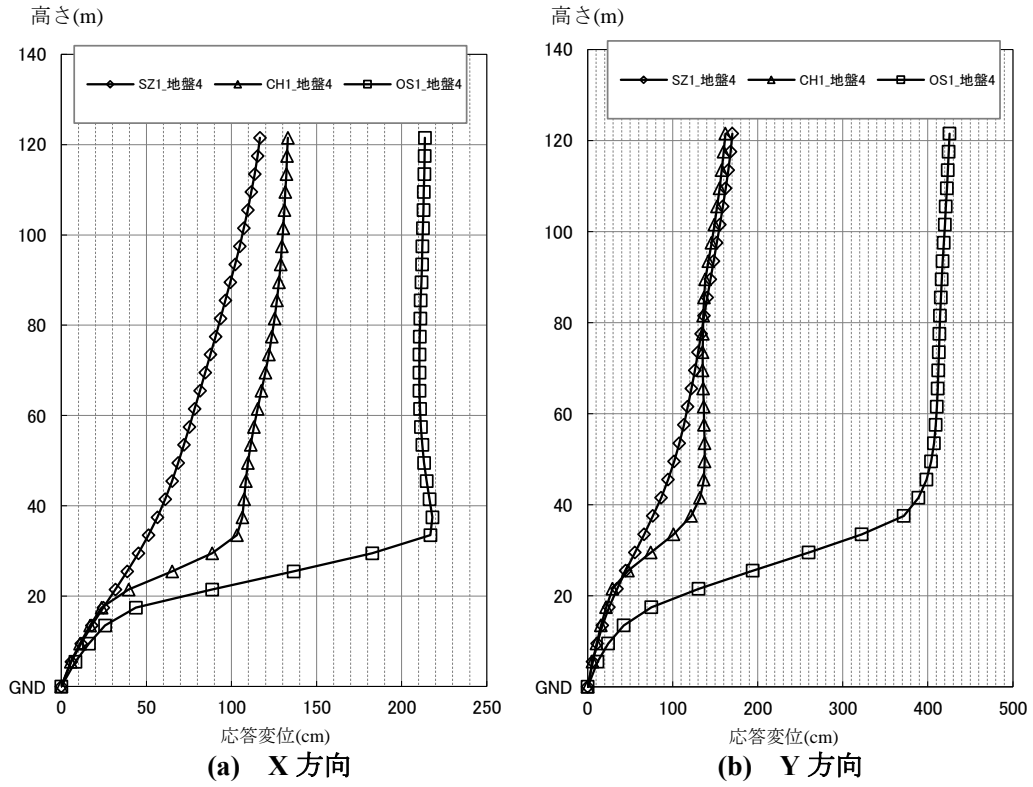


図 4.1-29 最大応答変位(cm)

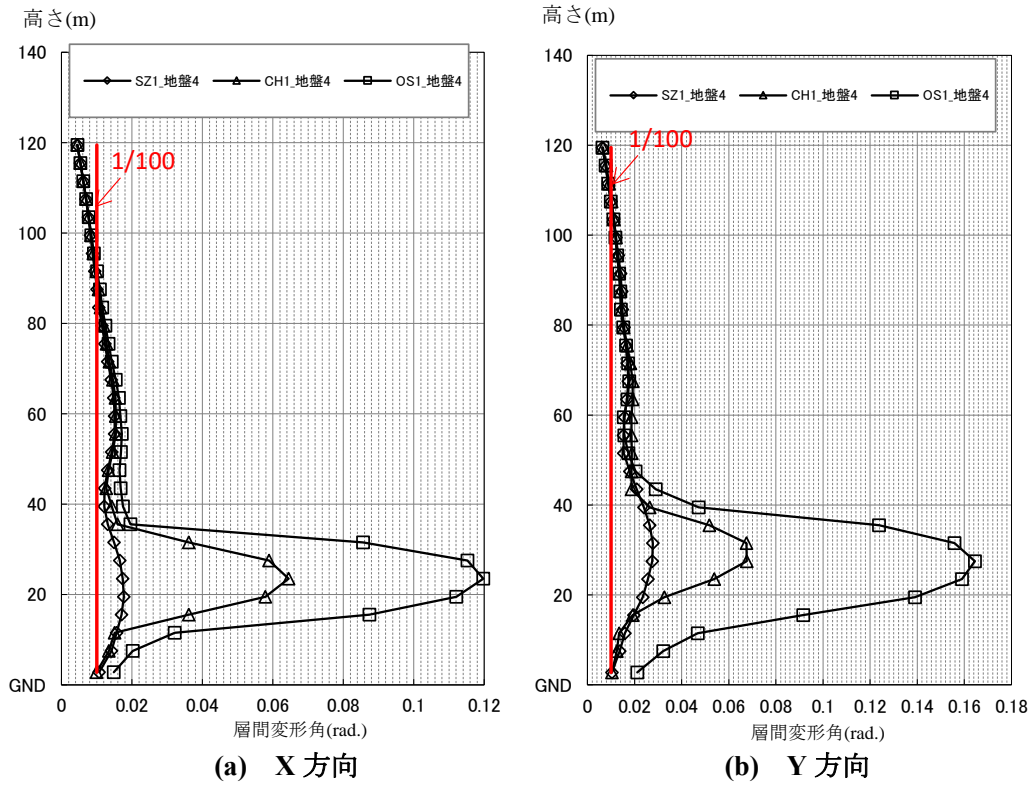


図 4.1-30 最大層間変形角(rad)

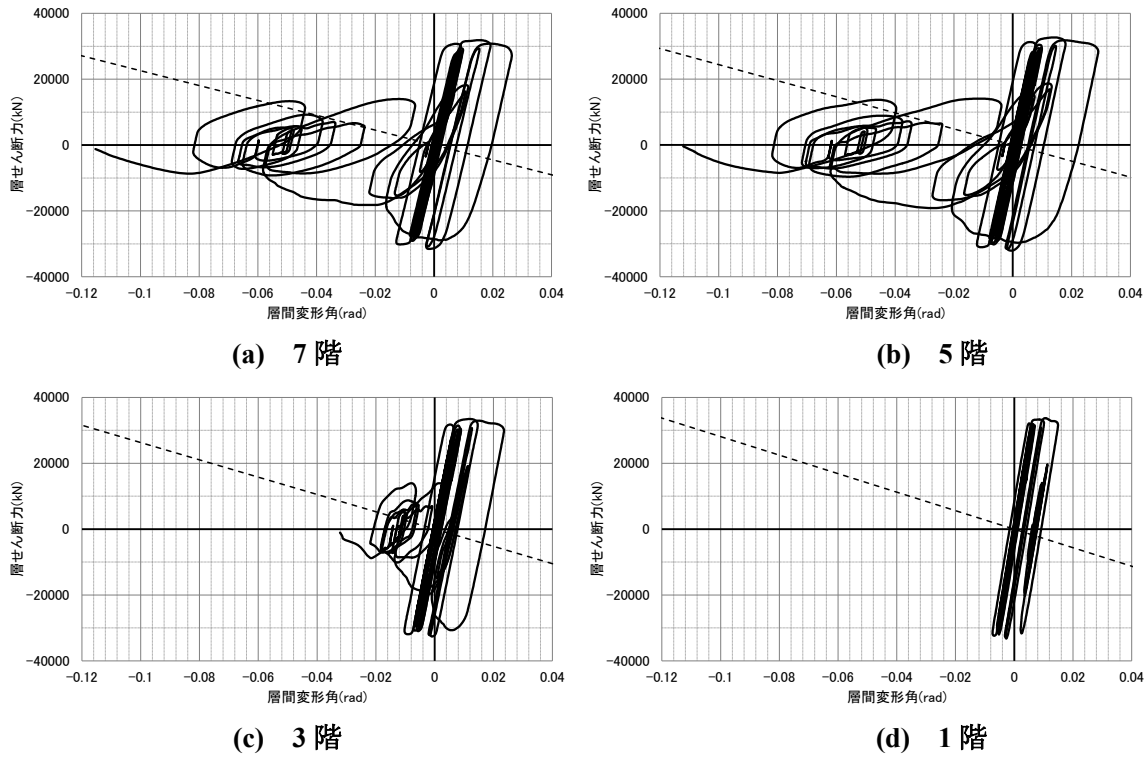


図 4.1-31 層せん断力-層間変形角関係(S30、長周期 OS1、X 方向入力)

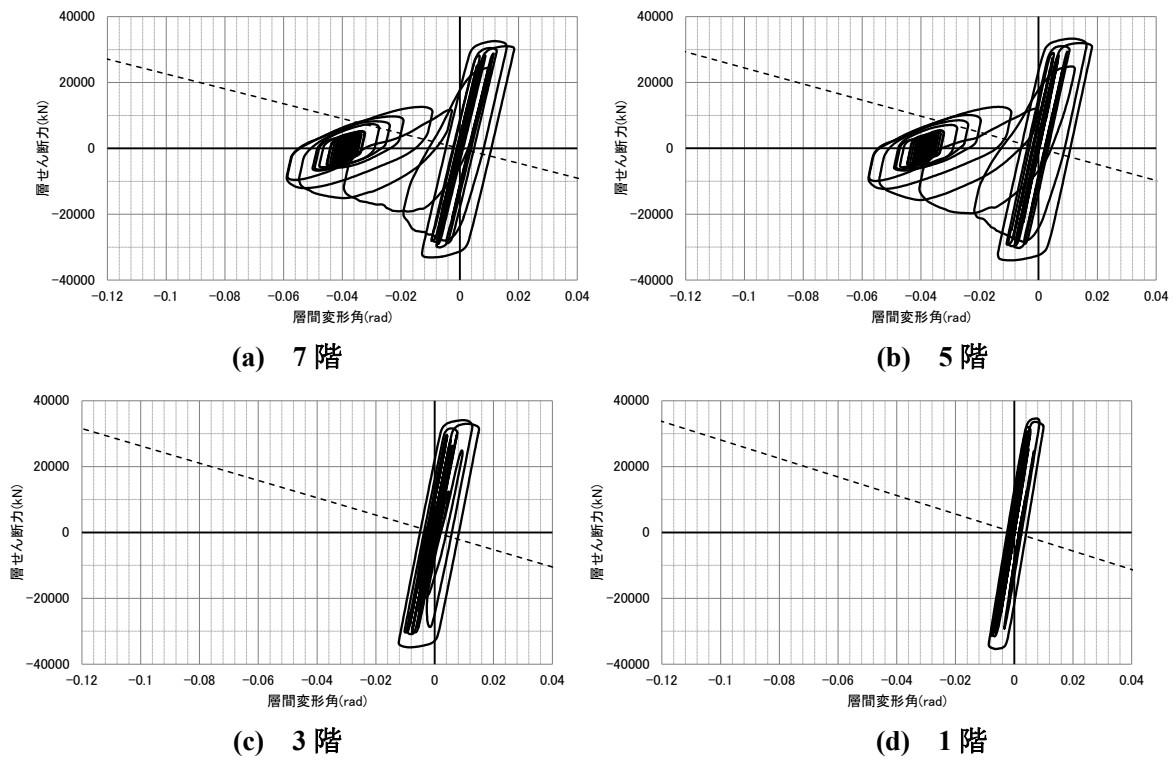


図 4.1-32 層せん断力-層間変形角関係(S30、長周期 CH1、X 方向入力)

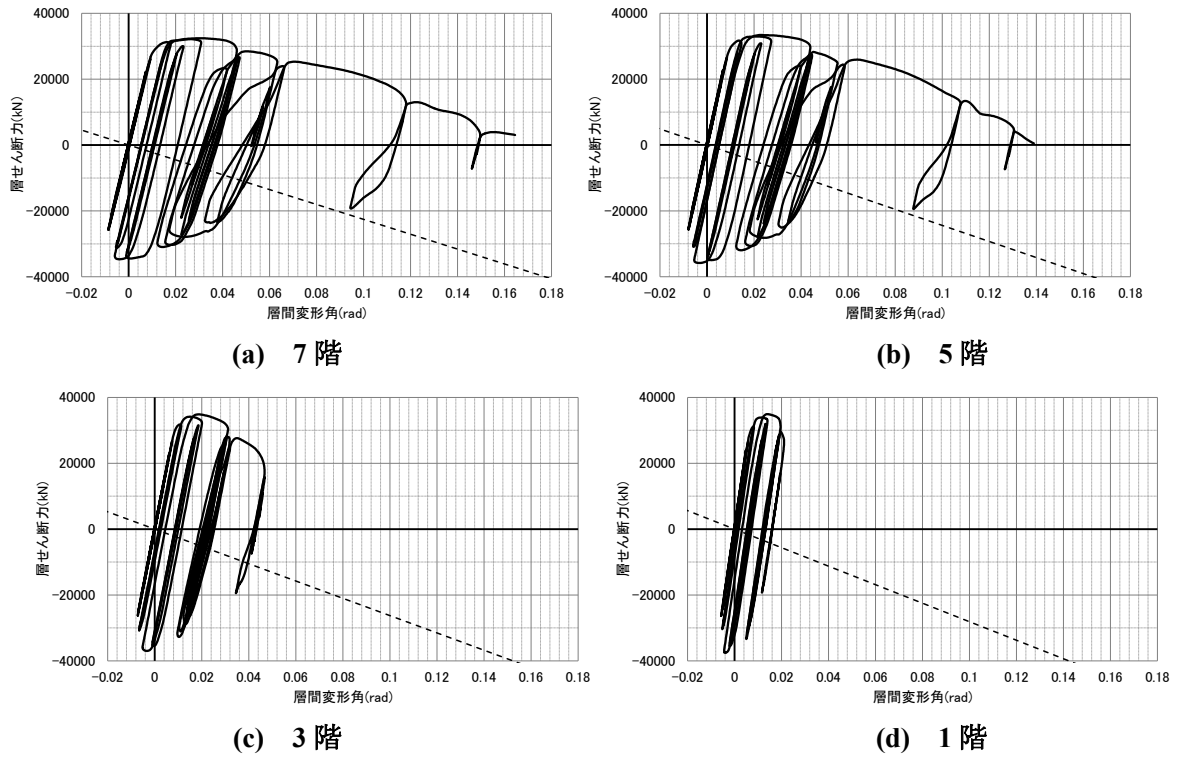


図 4.1-33 層せん断力-層間変形角関係(S30、長周期 OS1、Y 方向入力)

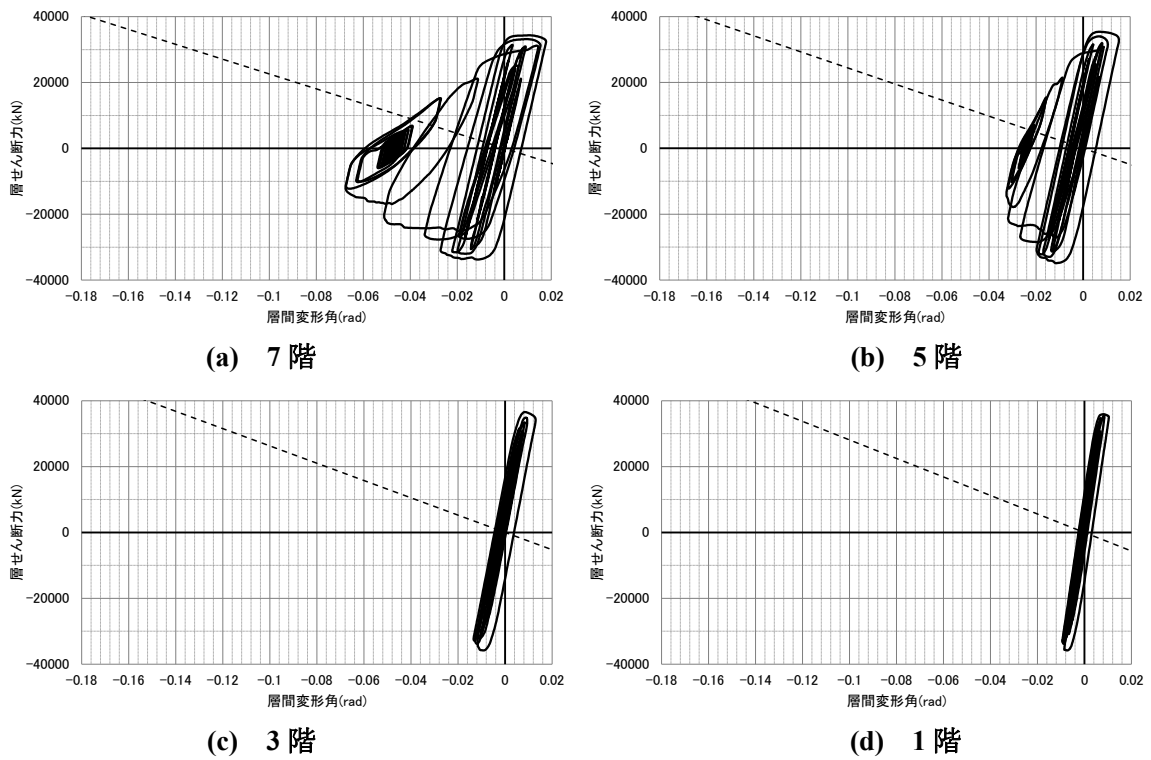
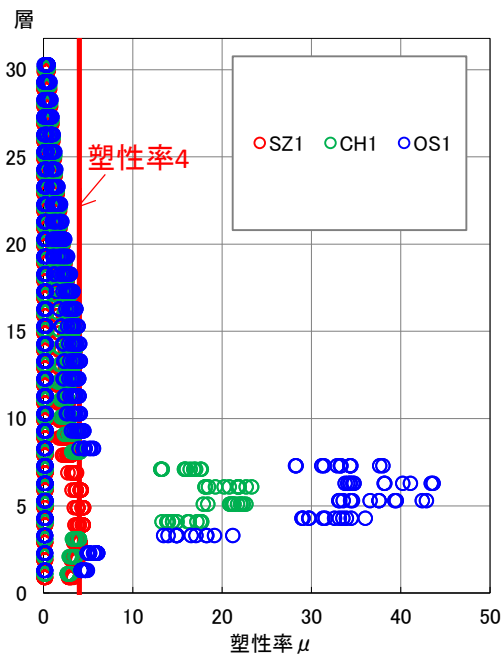
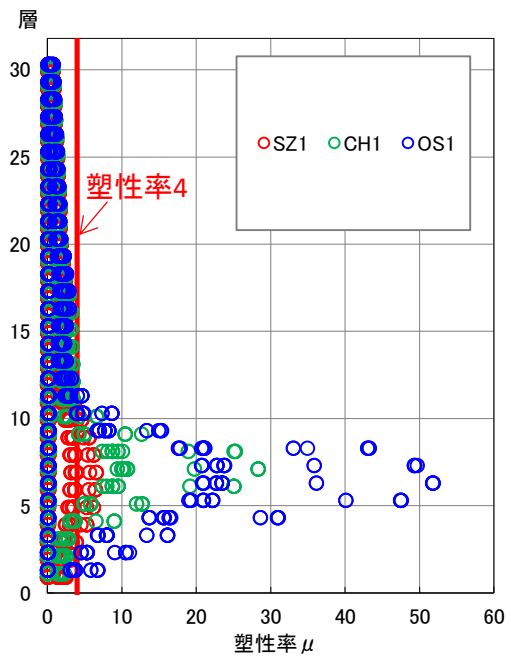


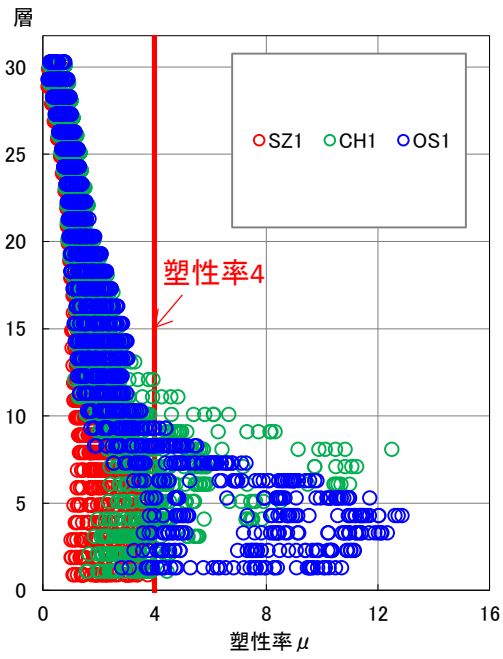
図 4.1-34 層せん断力-層間変形角関係(S30、長周期 CH1、Y 方向入力)



(a) X 方向

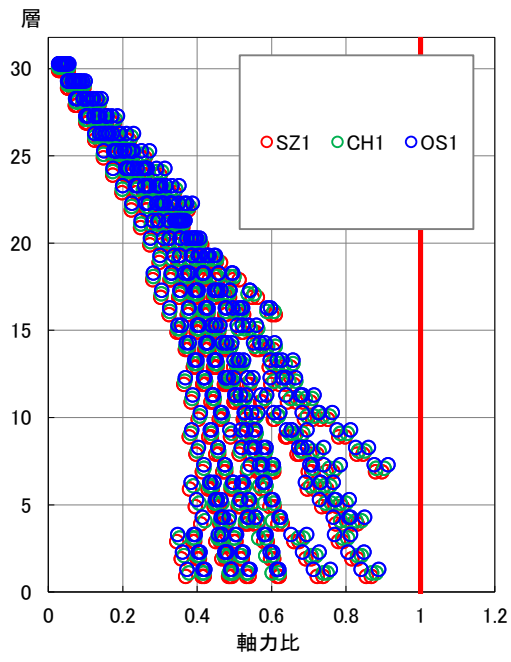


(b) Y 方向

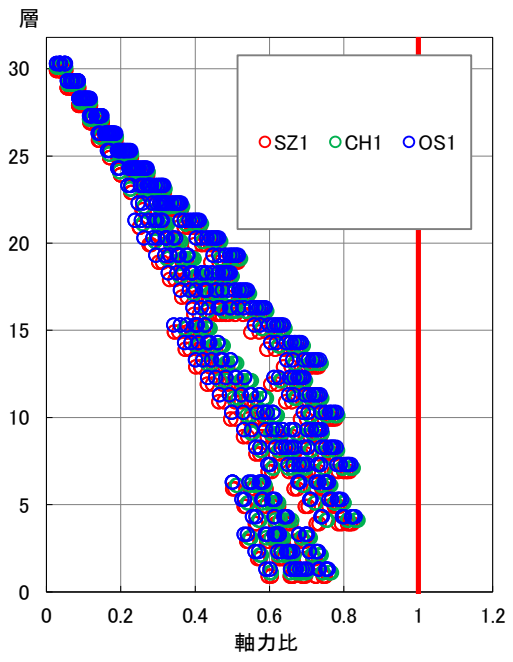


(c) 45 度方向

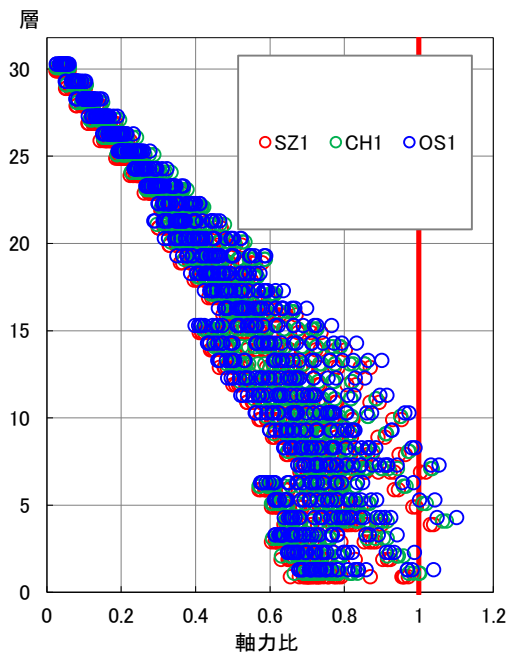
图 4.1-35 梁部材塑性率



(a) X 方向



(b) Y 方向



(c) 45 度方向

图 4.1-36 柱部材軸力比

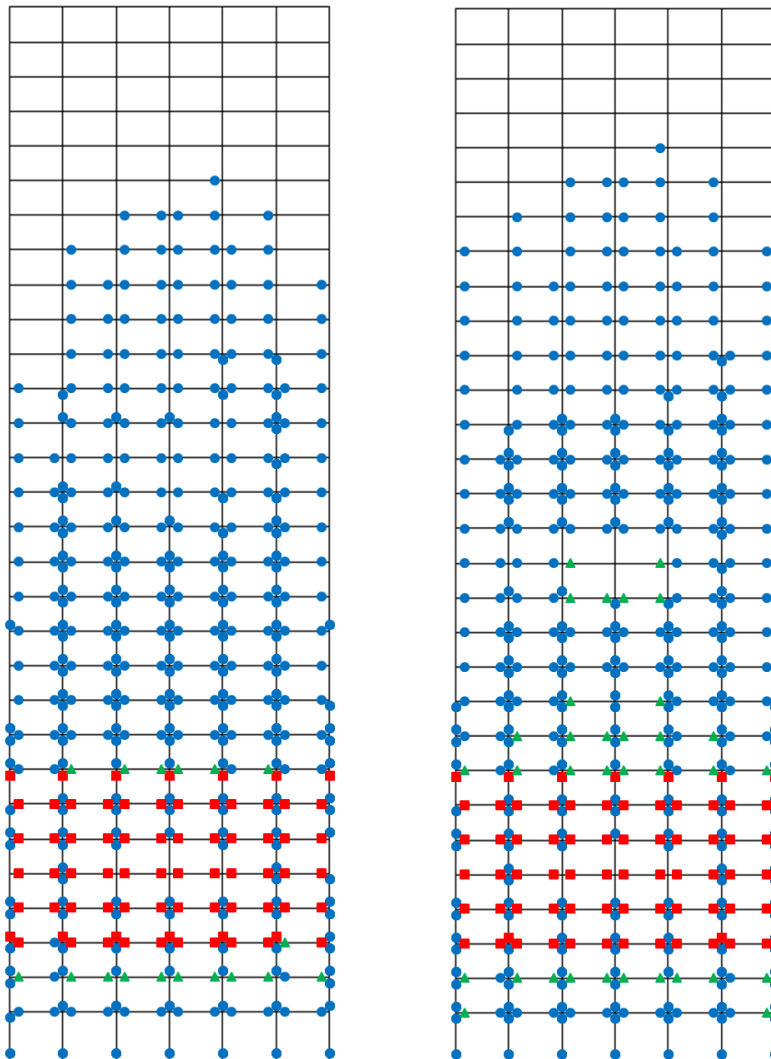
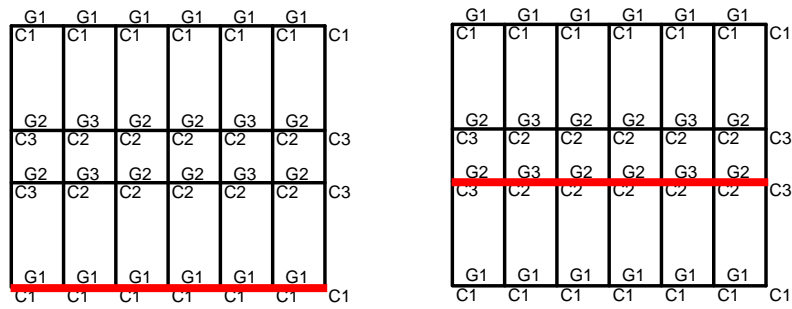


図 4.1-37 各部材の損傷状況 (S30、OS1、X 方向入力)

(上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している)

※梁: 青●⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青●⇒降伏、赤●⇒局部座屈

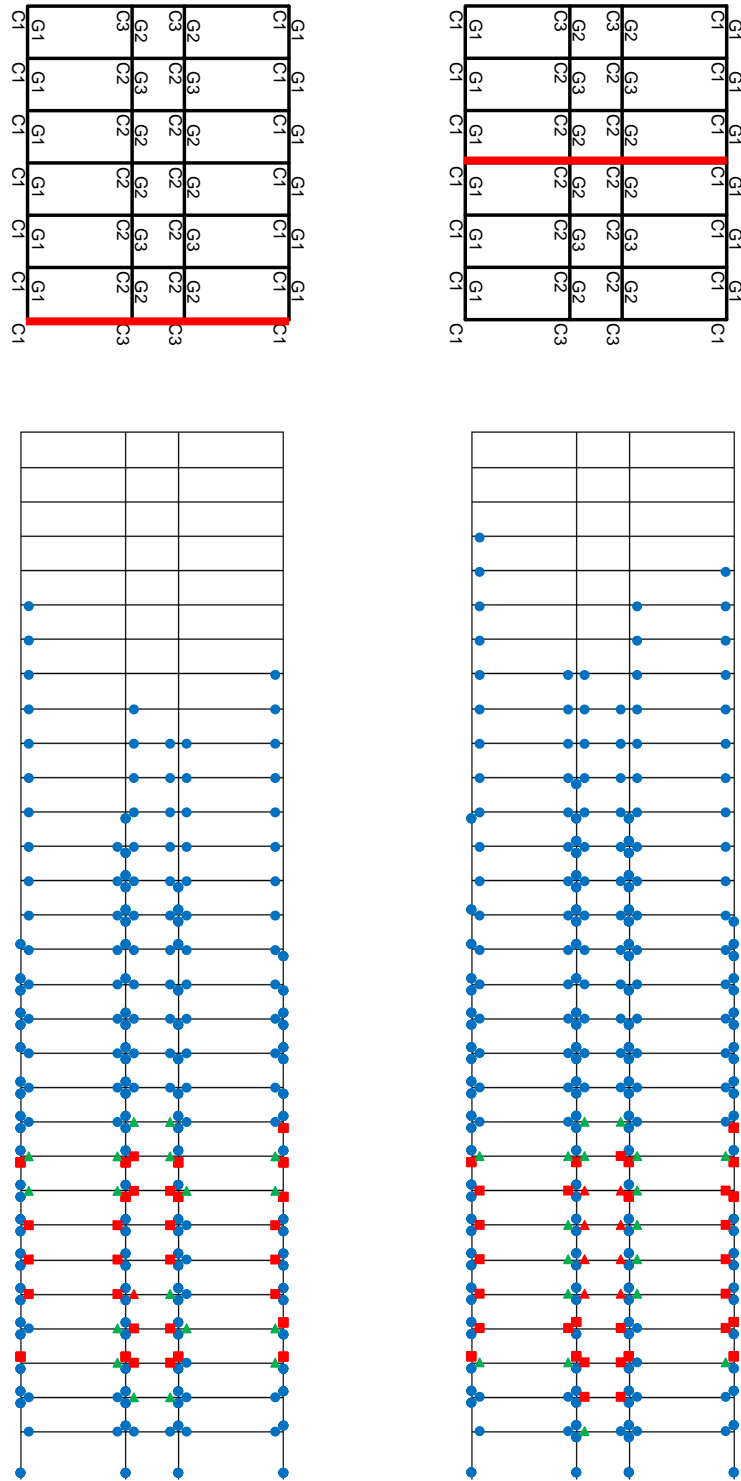


図 4.1-38 各部材の損傷状況 (S30、OS1、Y 方向入力)

(上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している)

※梁: 青●⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青●⇒降伏、赤●⇒局部座屈

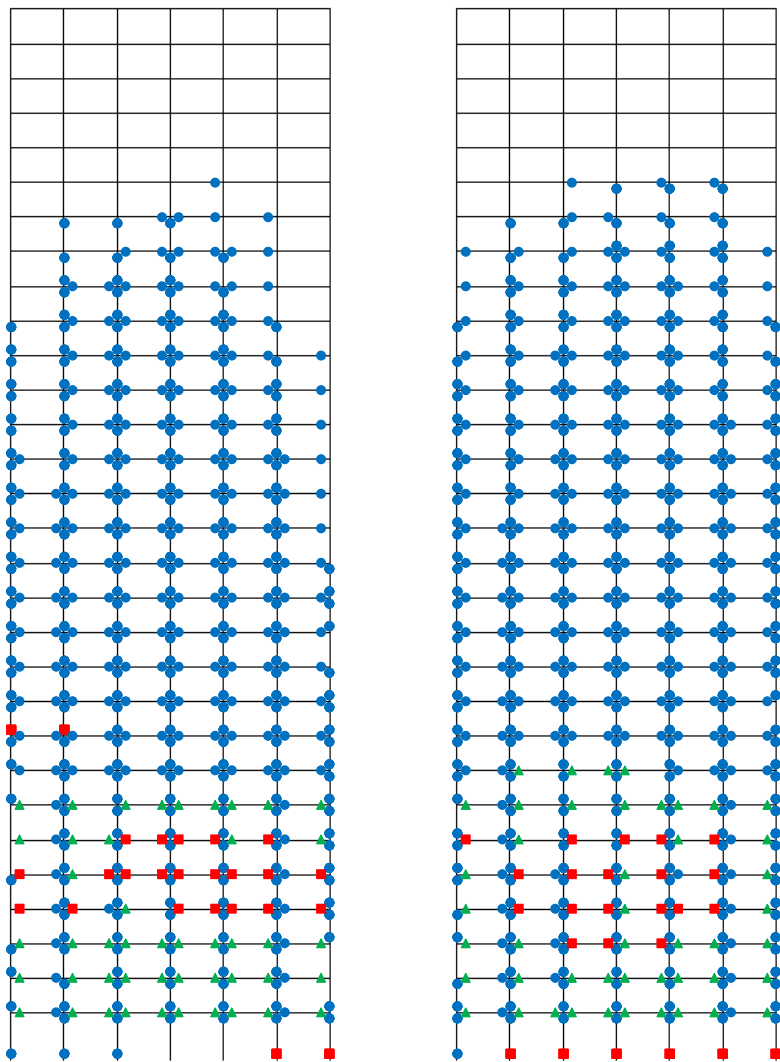
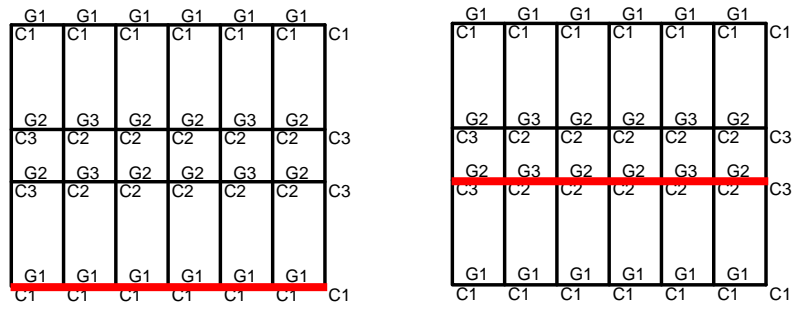


図 4.1-39 各部材の損傷状況 (S30、OS1、45 度方向入力、X 方向構面)

(上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している)

※梁: 青●⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青●⇒降伏、赤●⇒局部座屈

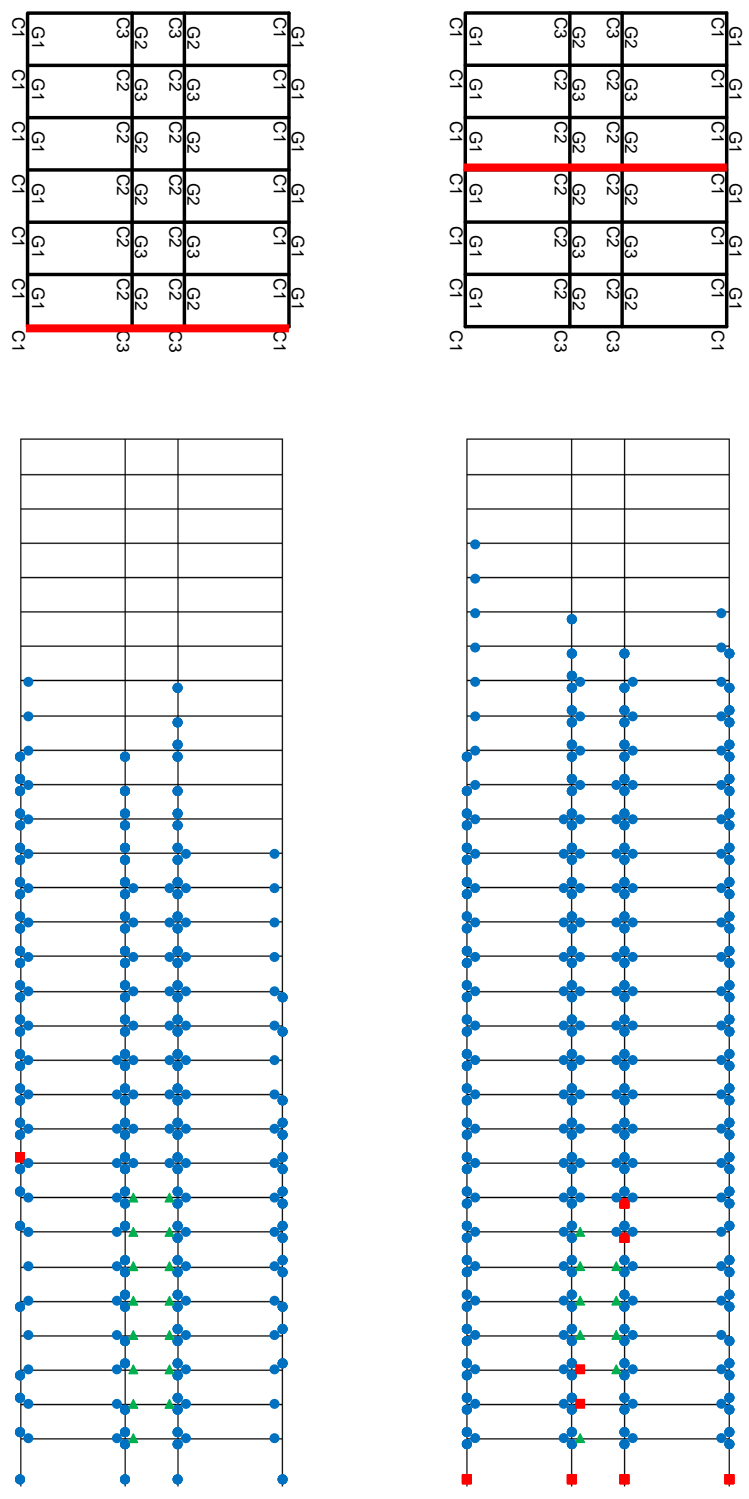


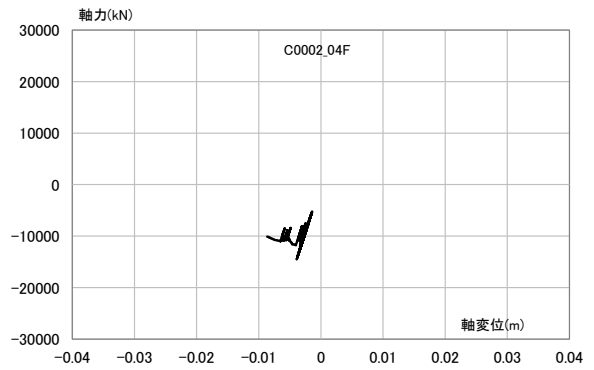
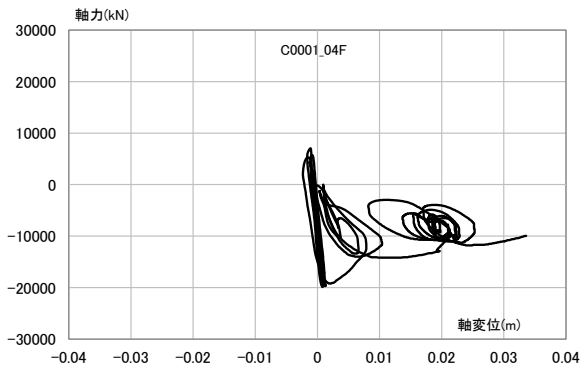
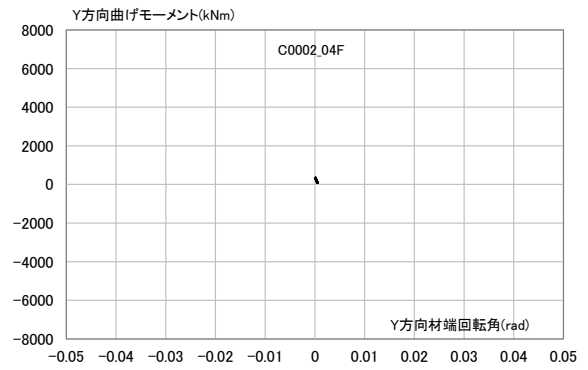
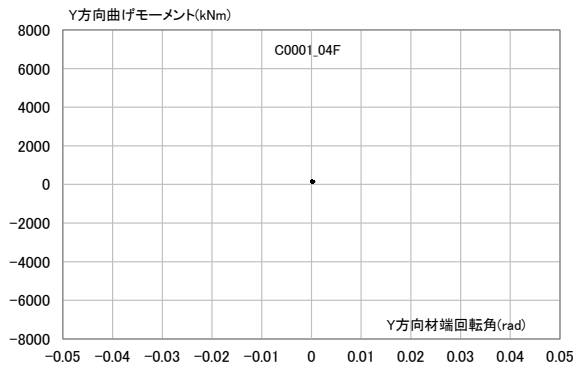
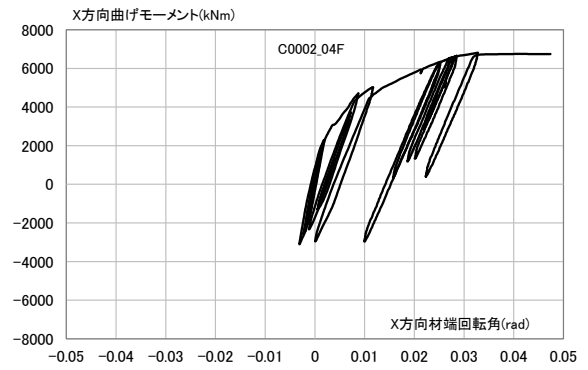
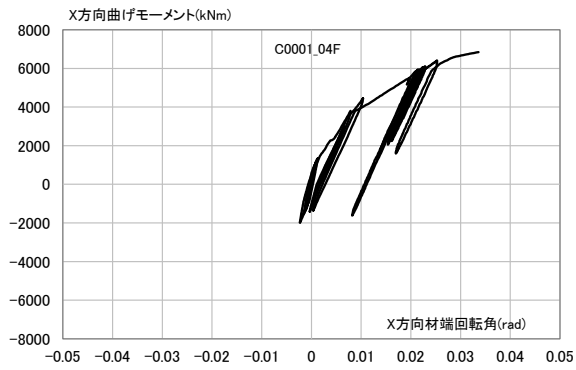
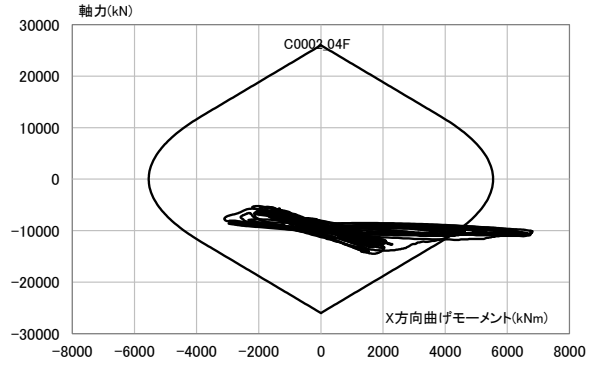
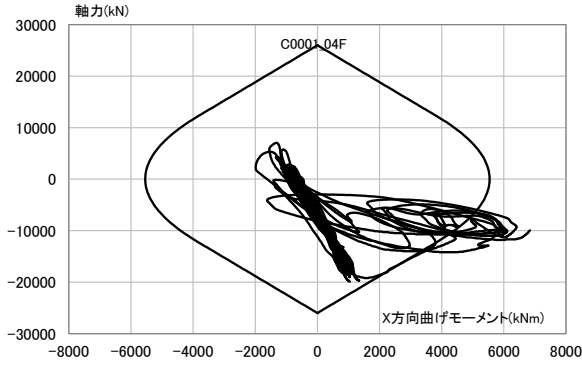
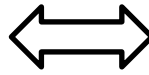
図 4.1-40 各部材の損傷状況 (S30、OS1、45 度方向入力、Y 方向構面)

(上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している)

※梁: 青●⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青●⇒降伏、赤●⇒局部座屈

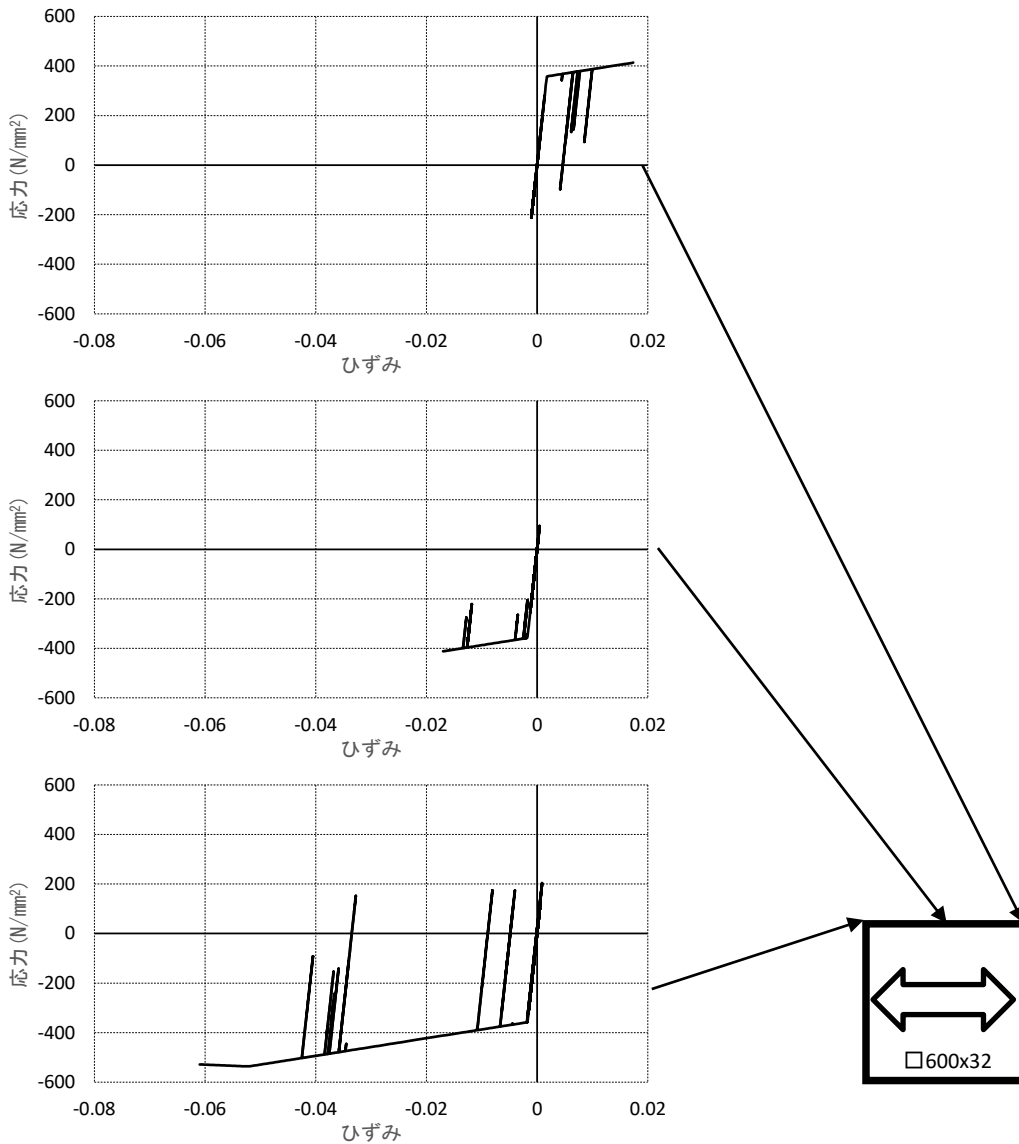
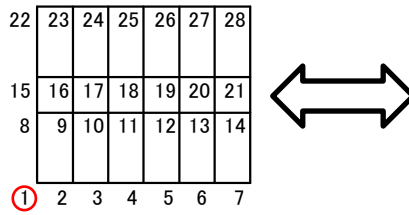
22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7



(a)No.1 柱

(b) No.2 柱

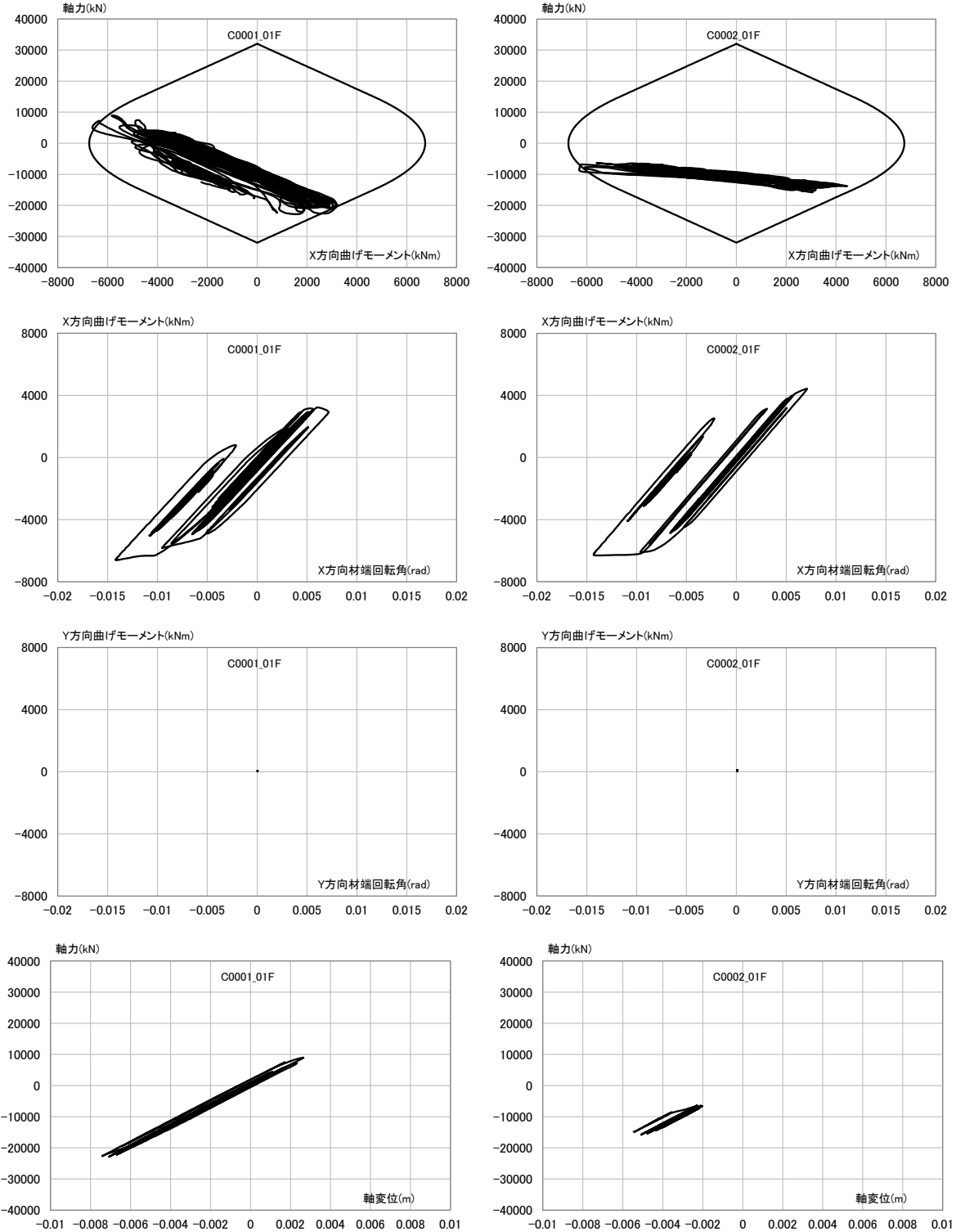
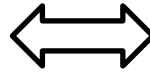
図 4.1-41 4 階柱脚の挙動(S30、OS1、地盤 4、X 方向入力)※軸力は圧縮が負



(a)No.1 柱

図 4.1-42 4 階柱脚の MS モデルの応力ひずみ関係(S30, OS1, 地盤 4, X 方向入力)※圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

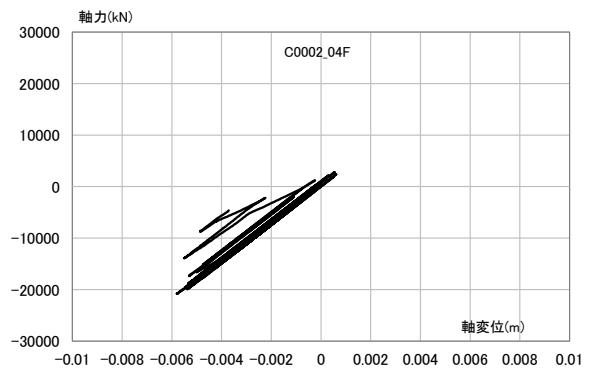
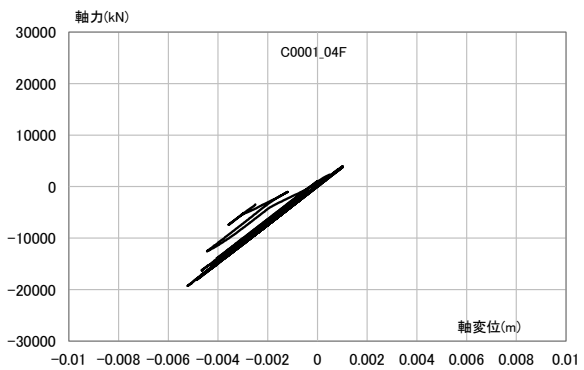
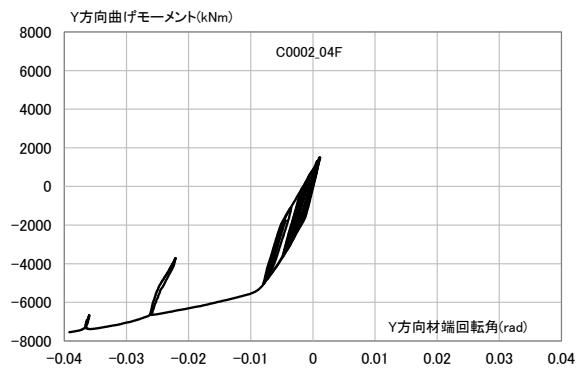
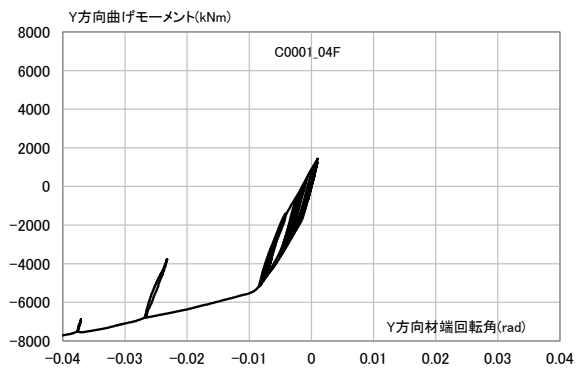
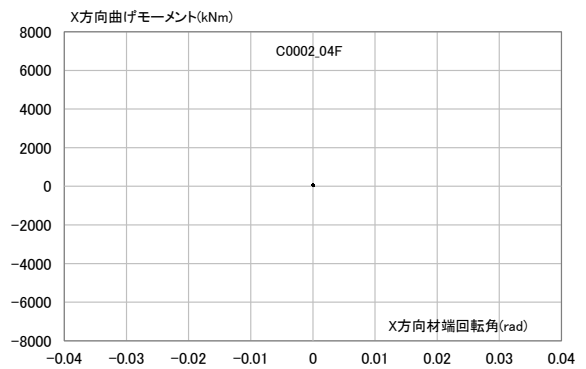
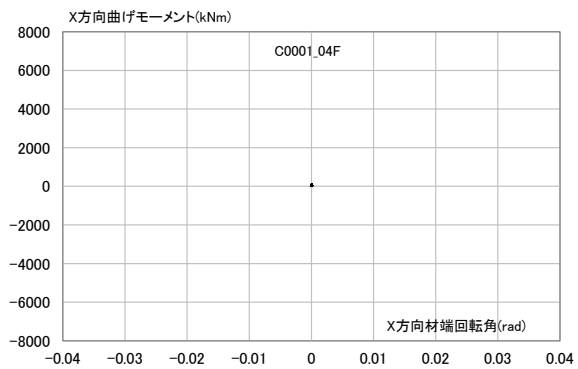
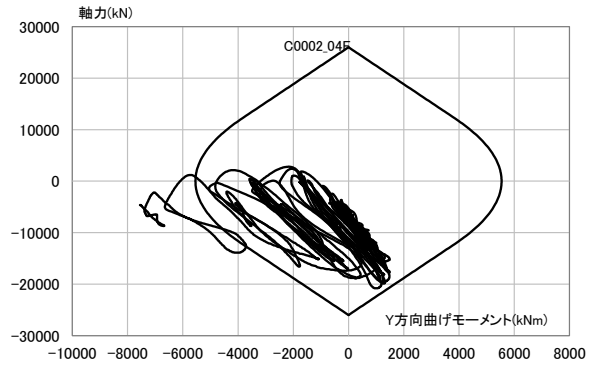
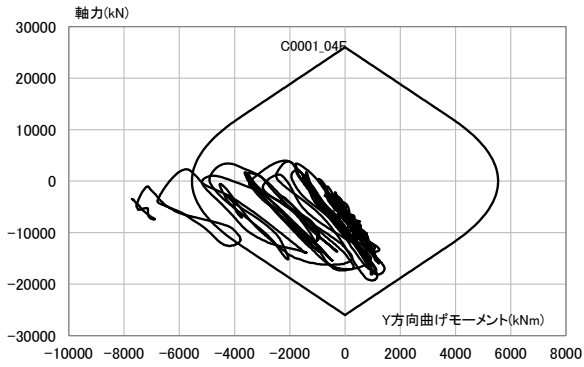
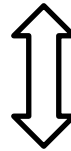


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-43 1 階柱脚の挙動 (S30、OS1、地盤 4、X 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

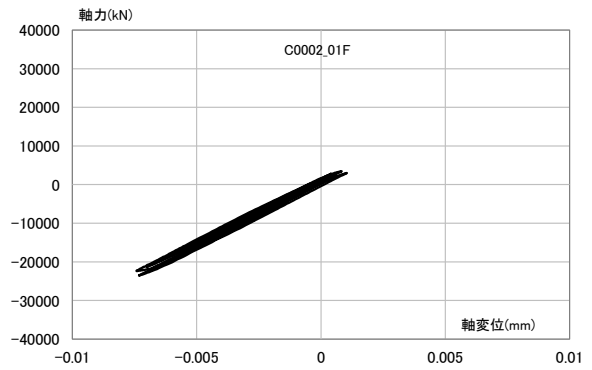
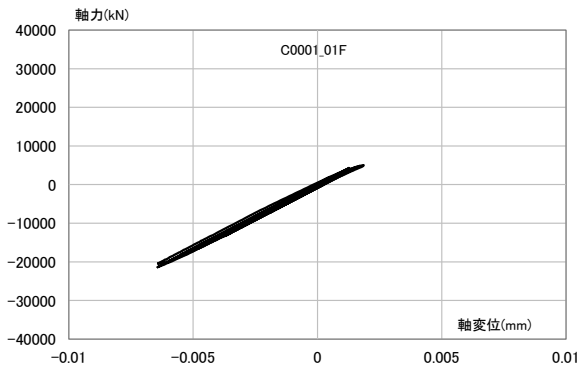
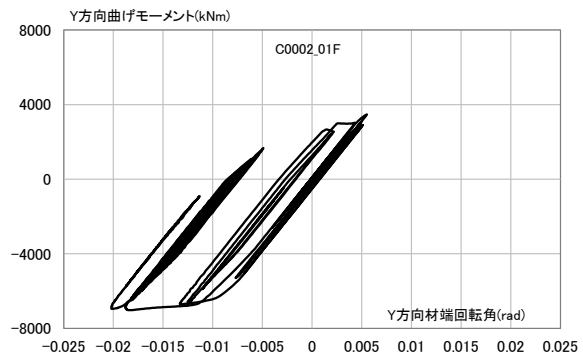
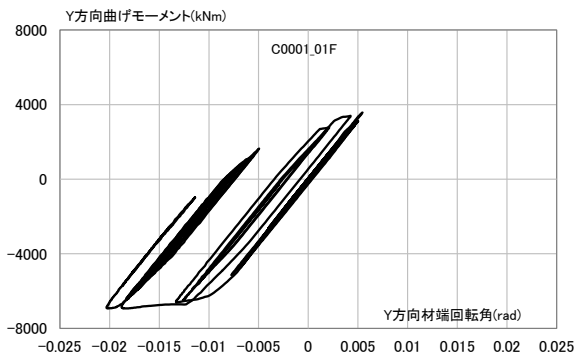
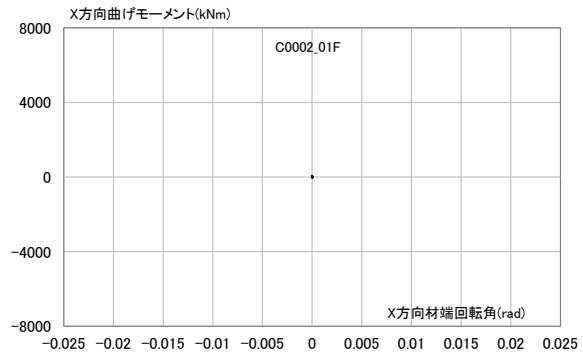
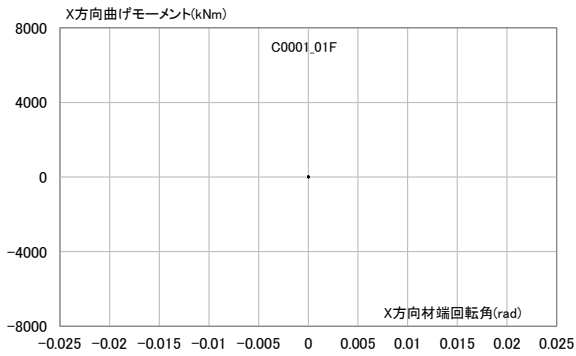
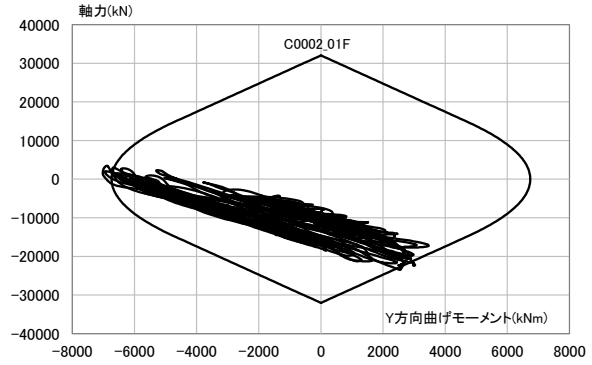
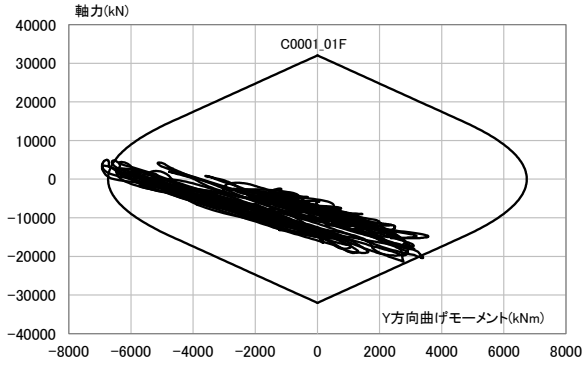
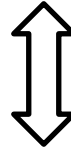


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-44 4 階柱脚の挙動 (S30、OS1、地盤 4、Y 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

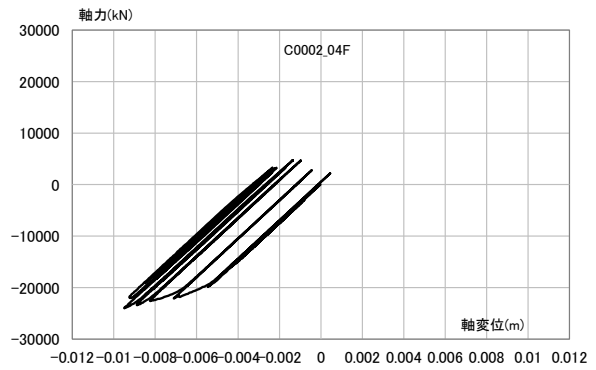
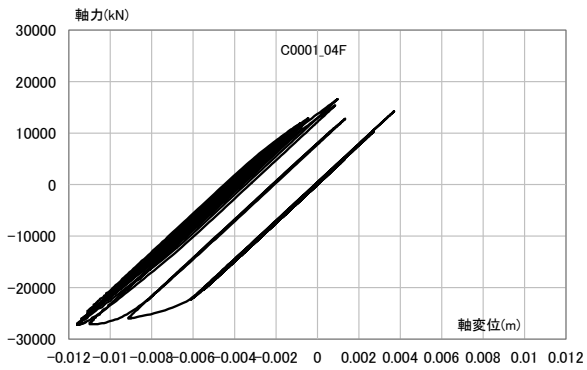
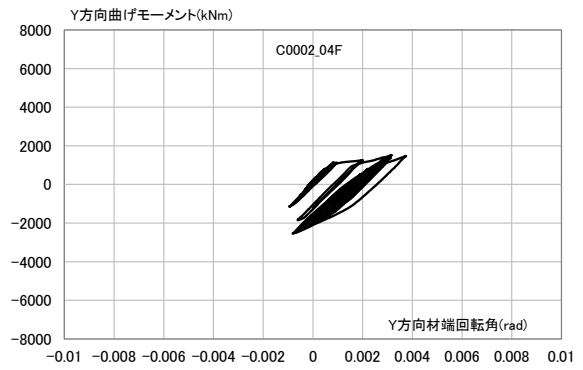
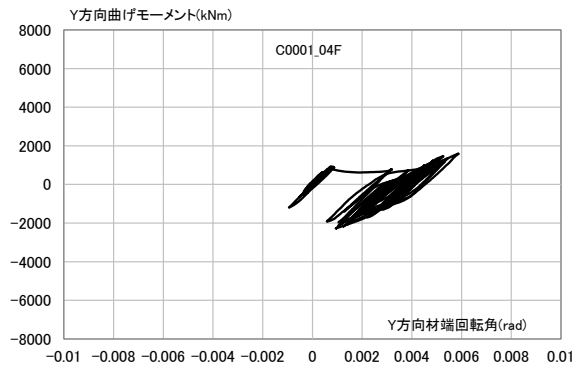
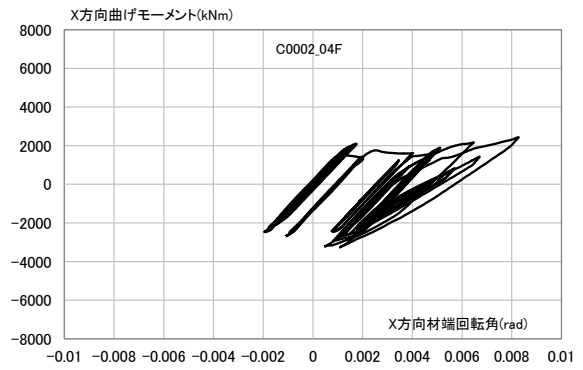
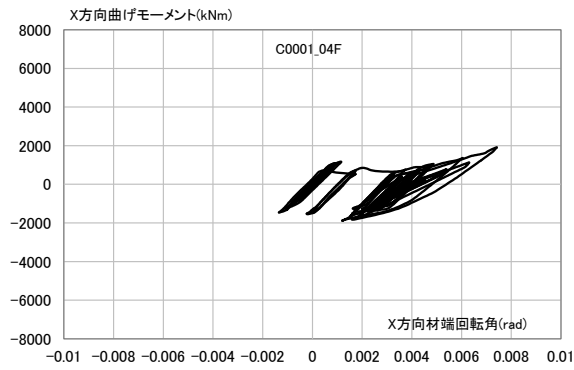
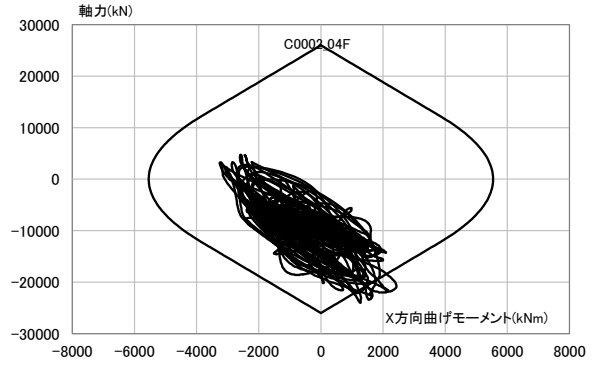
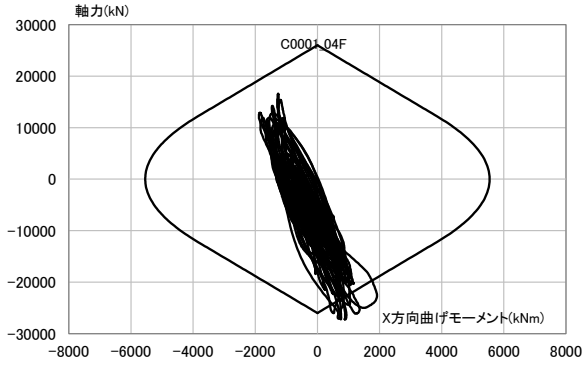
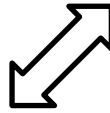


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-45 1 階柱脚の挙動 (S30、OS1、地盤 4、Y 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

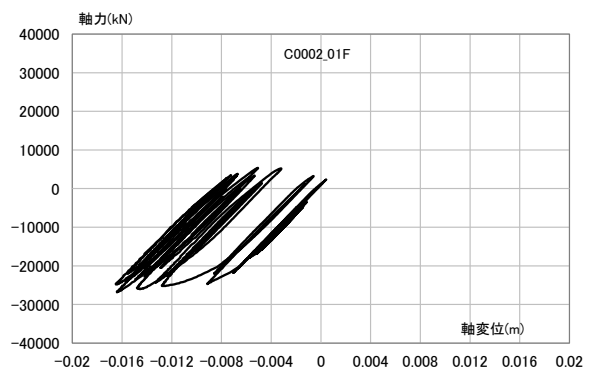
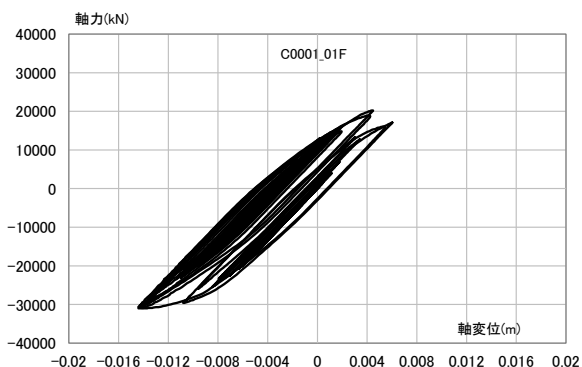
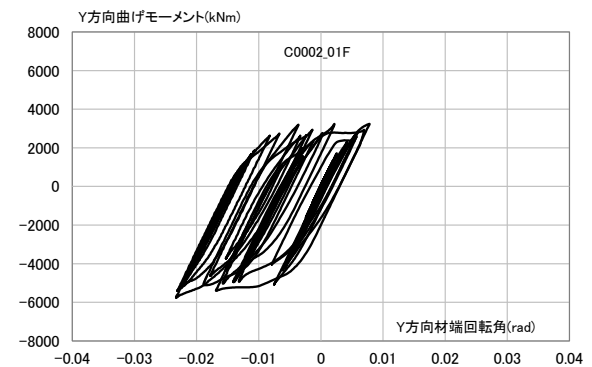
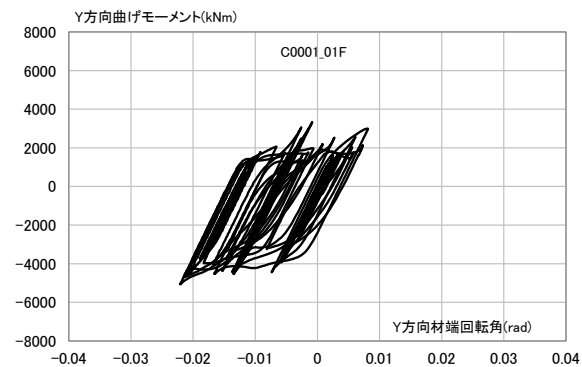
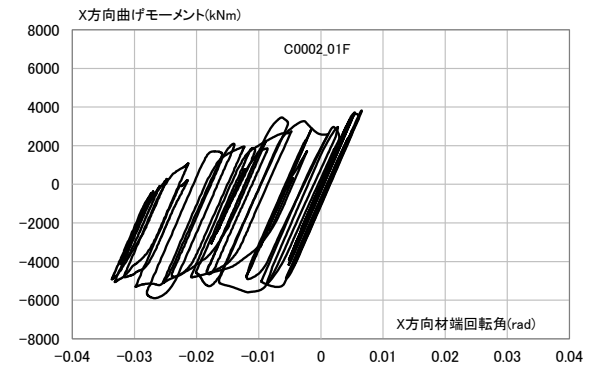
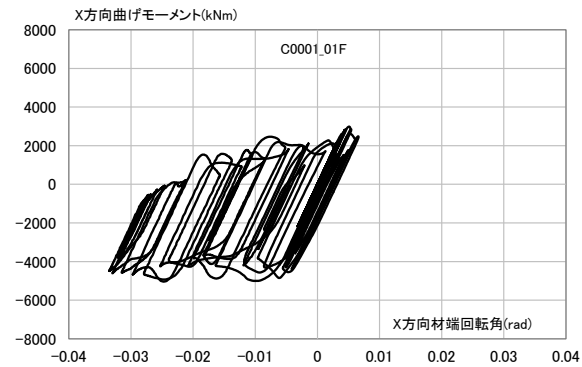
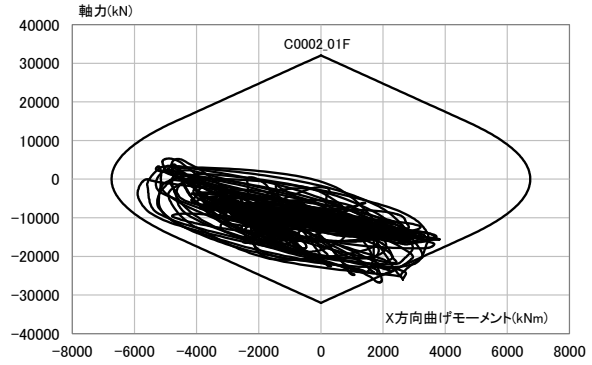
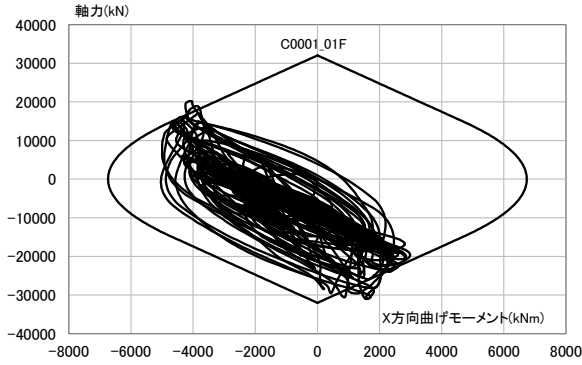
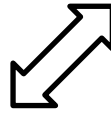


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-46 4 階柱脚の挙動(S30、OS1、地盤 4、45 度方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

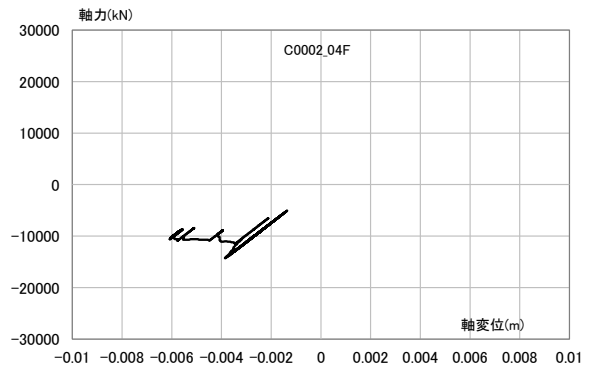
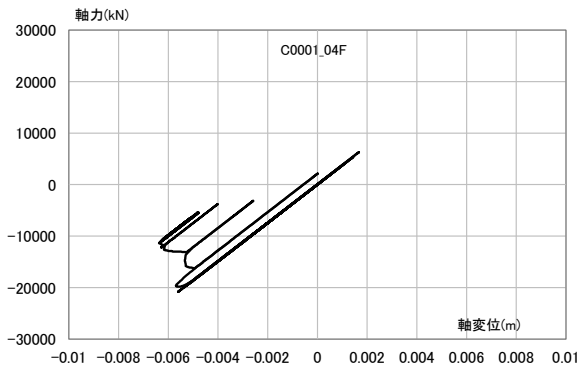
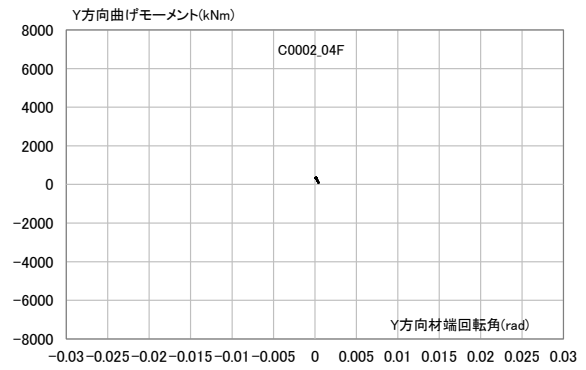
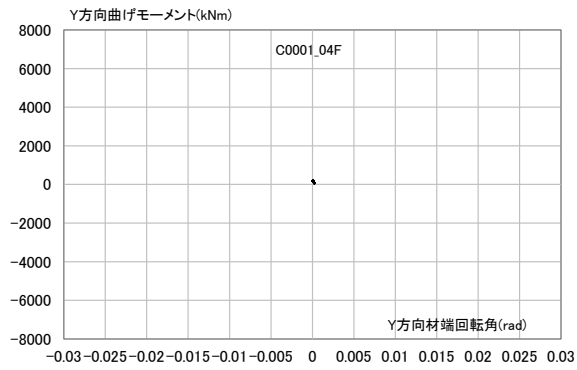
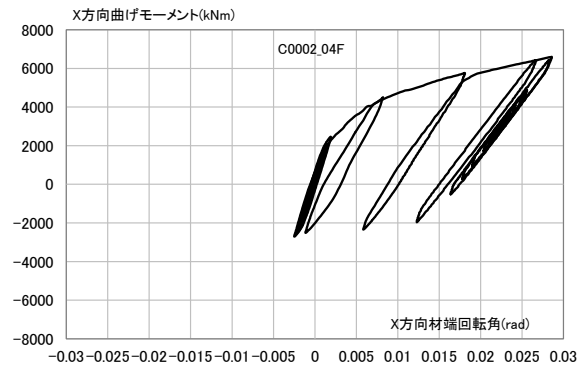
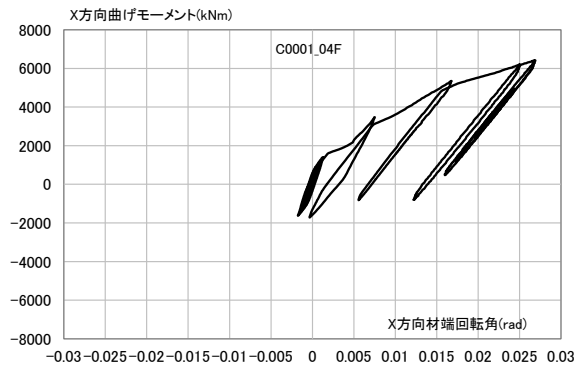
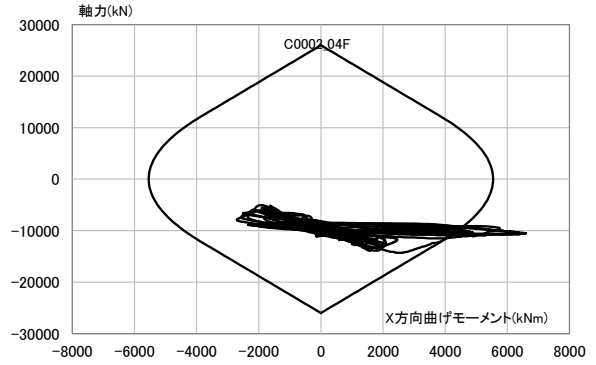
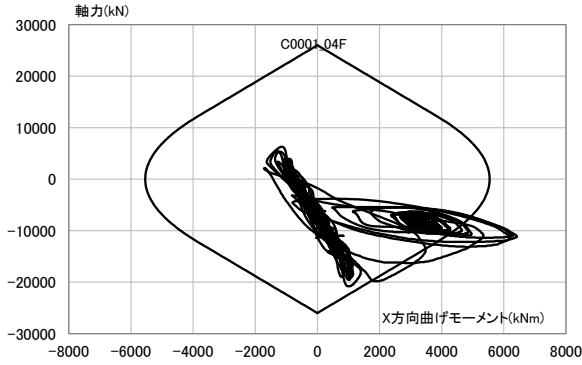
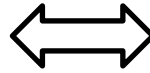


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-47 1 階柱脚の挙動(S30、OS1、地盤 4、45 度方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

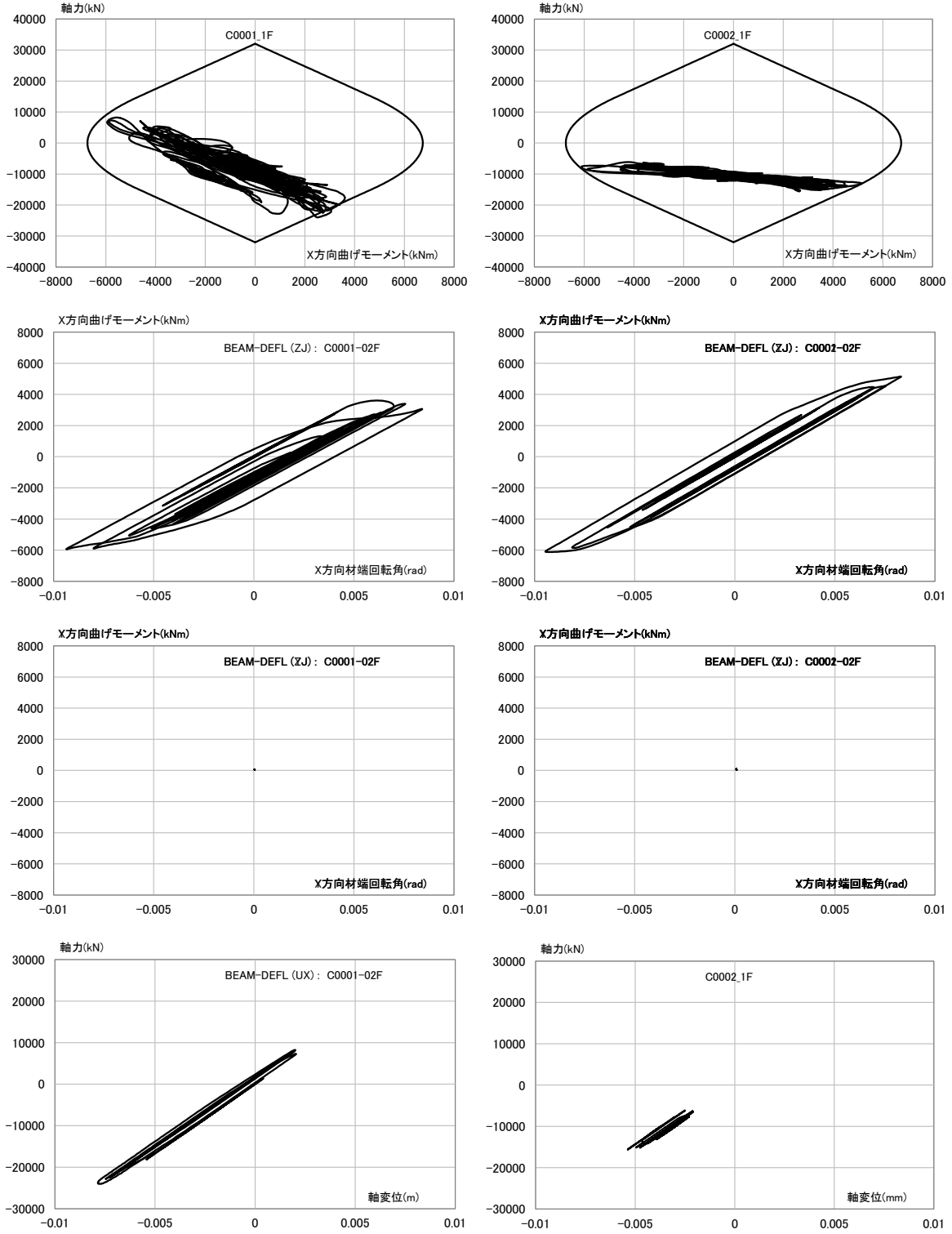
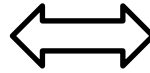


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-48 4 階柱脚の挙動 (S30、CH1、地盤 4、X 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

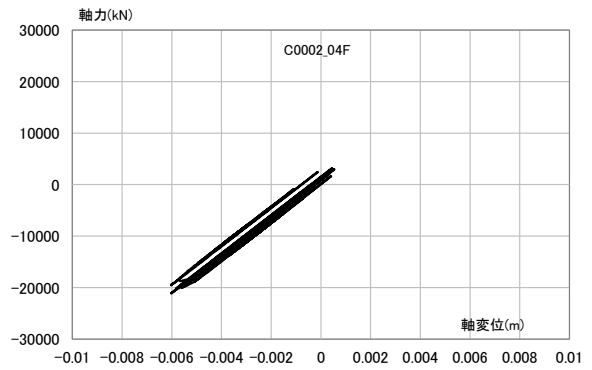
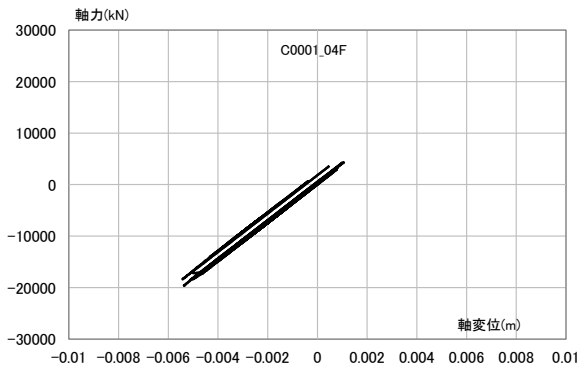
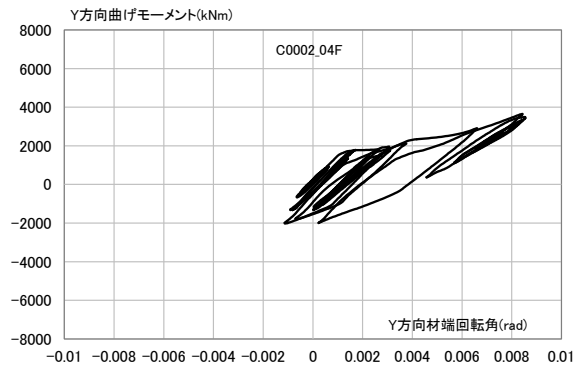
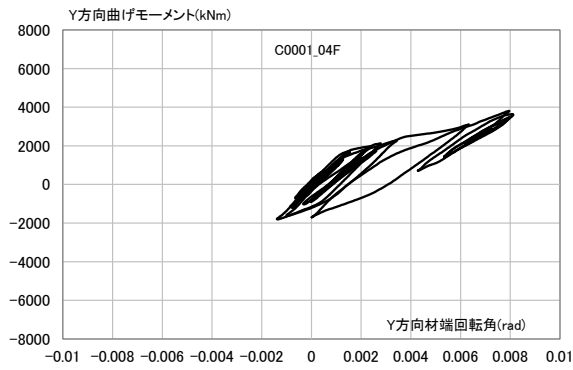
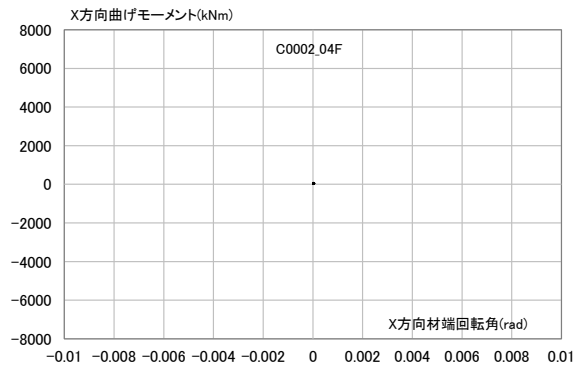
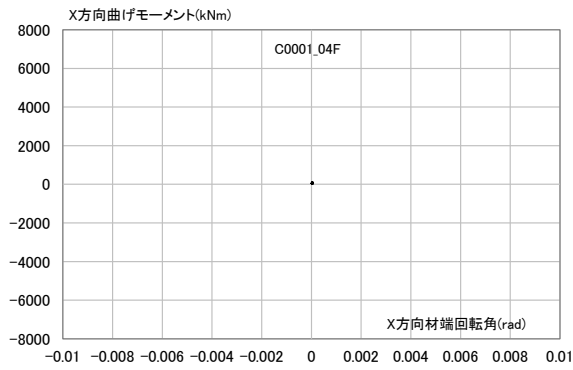
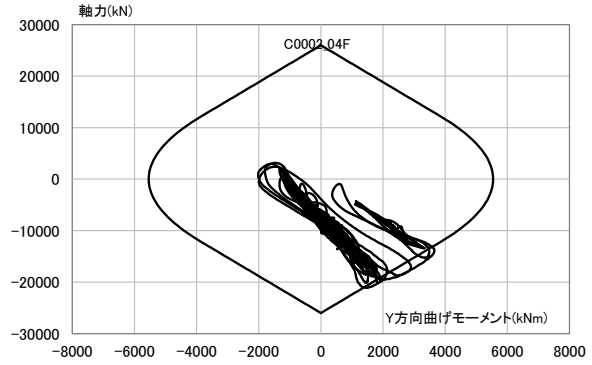
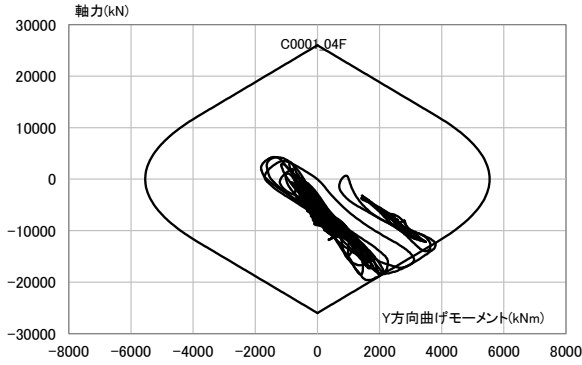


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-49 1 階柱脚の挙動 (S30、CH1、地盤 4、X 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

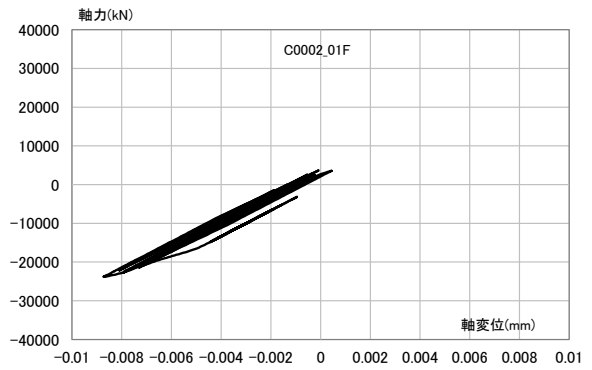
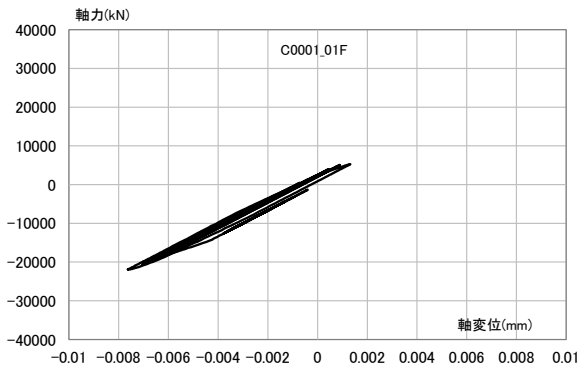
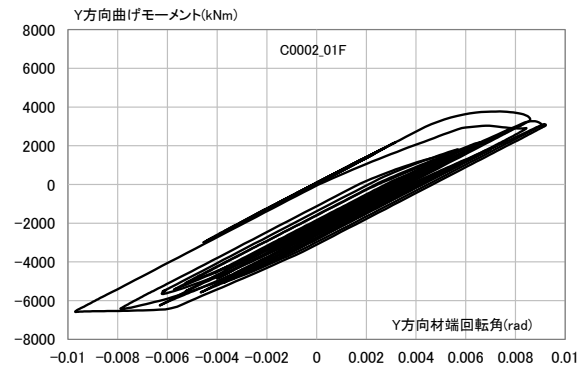
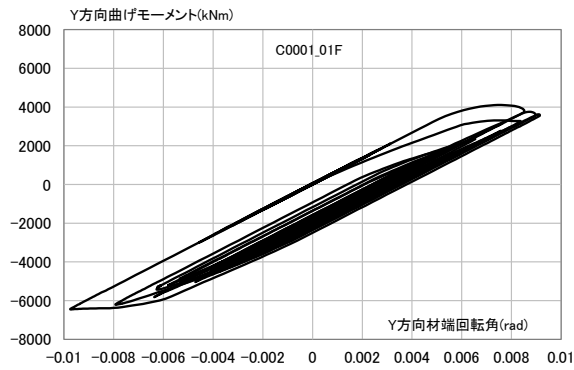
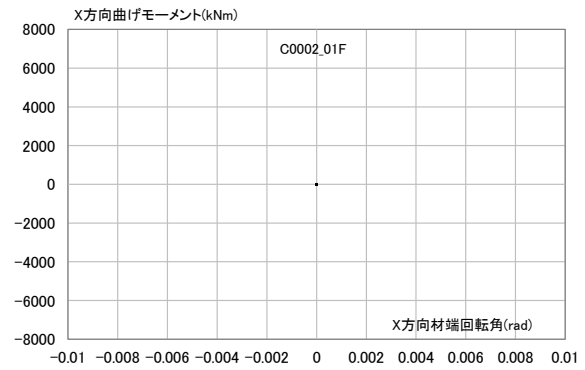
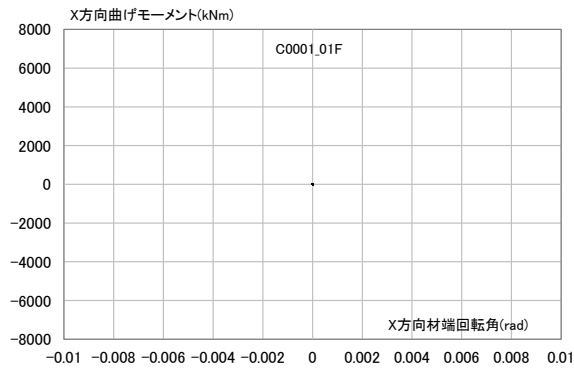
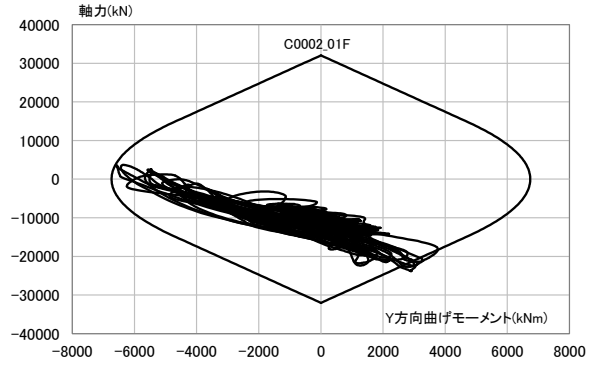
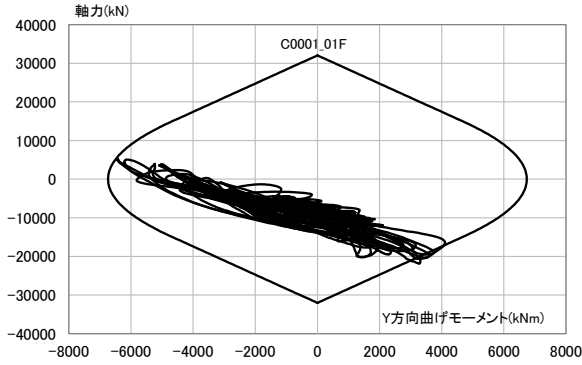
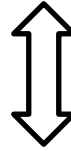


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-50 4 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、Y 方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

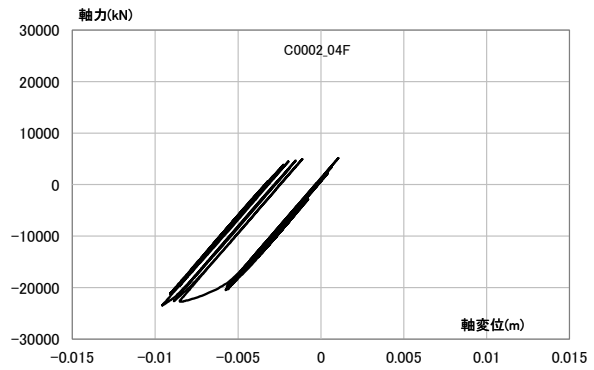
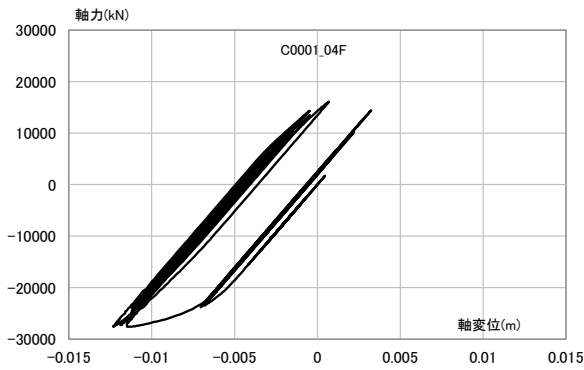
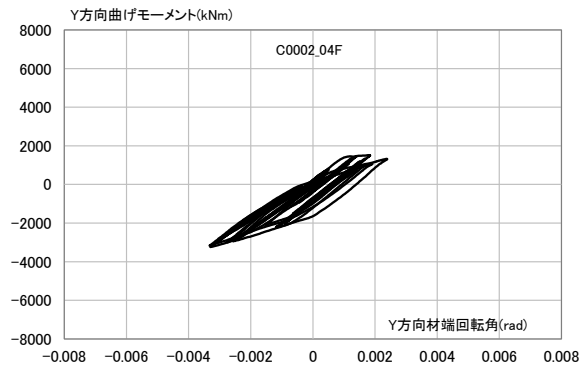
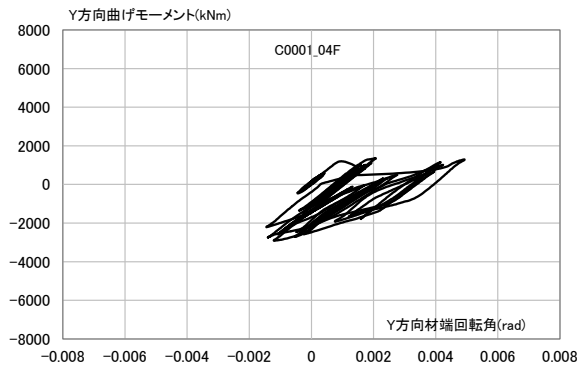
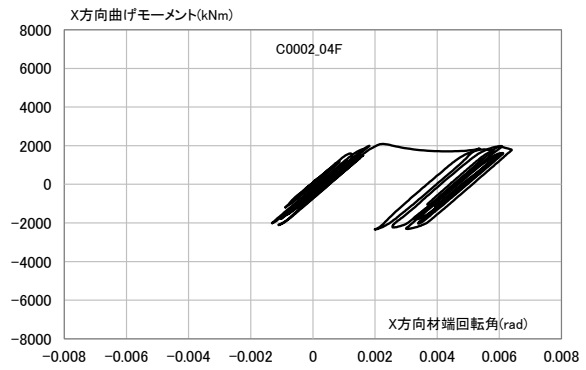
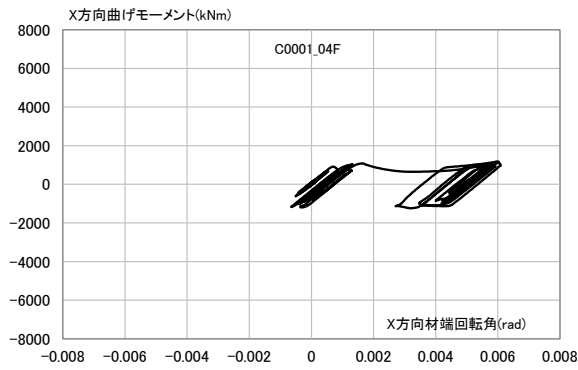
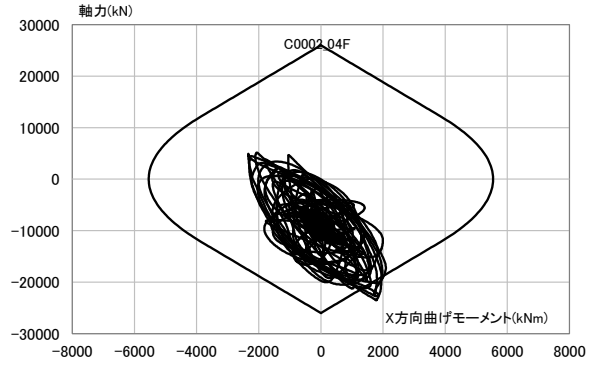
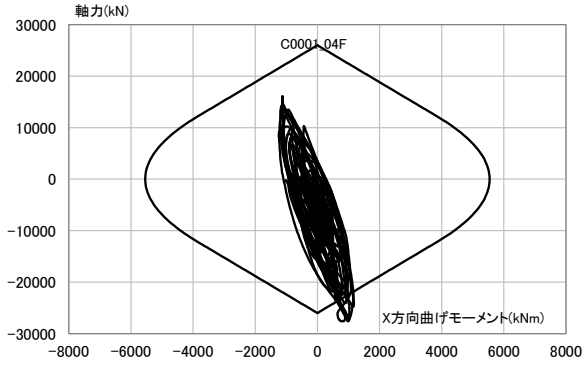
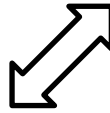


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-51 1 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、Y 方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

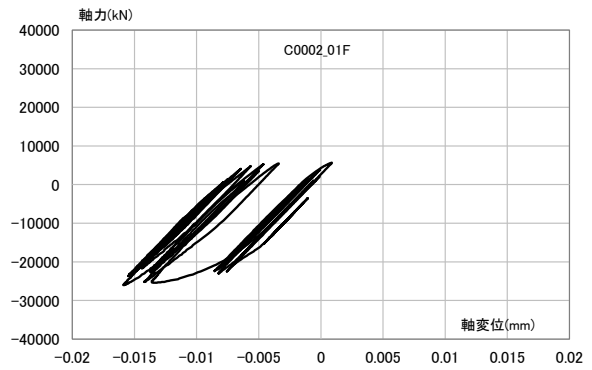
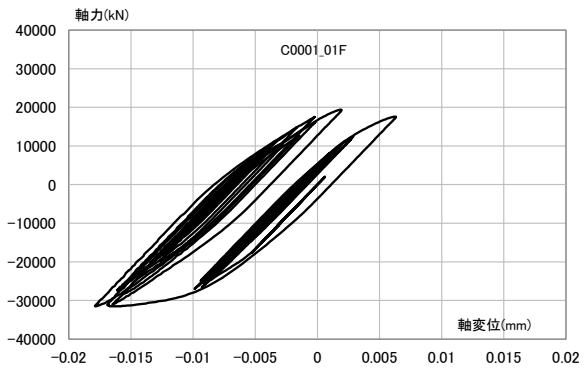
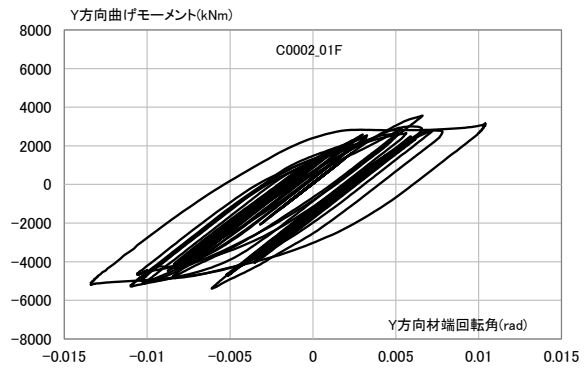
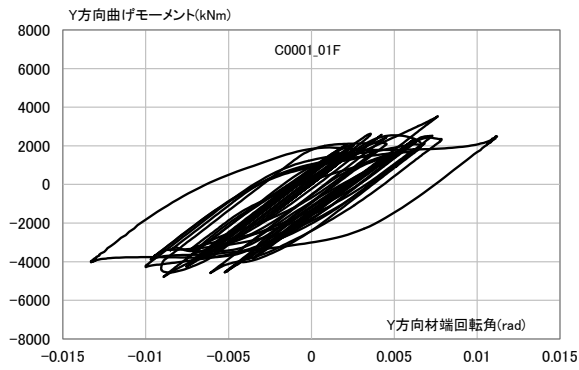
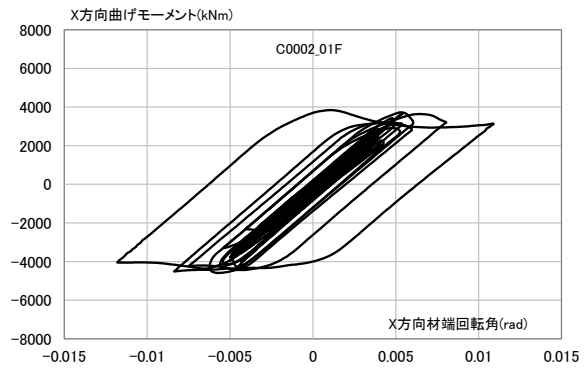
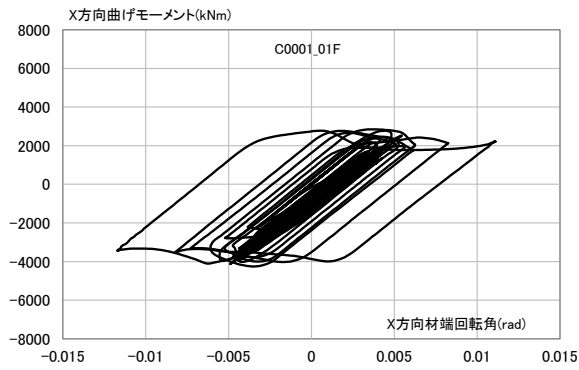
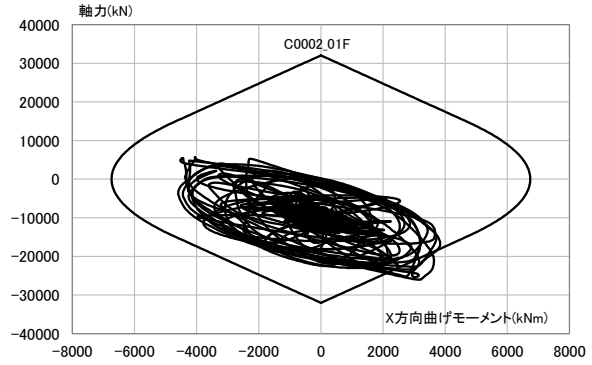
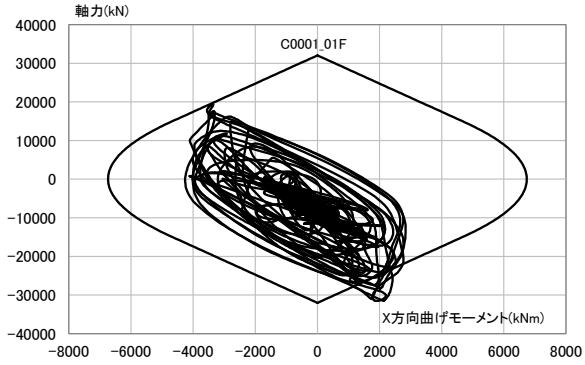
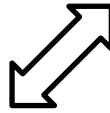


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-52 4 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、45 度方向入力)※軸力は圧縮が負

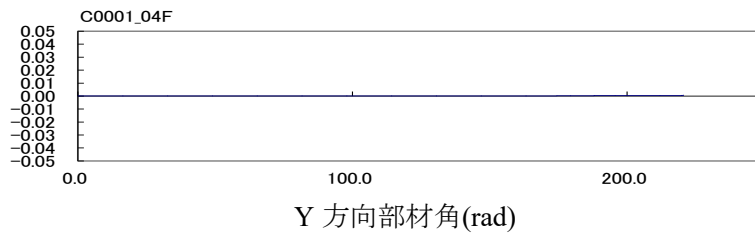
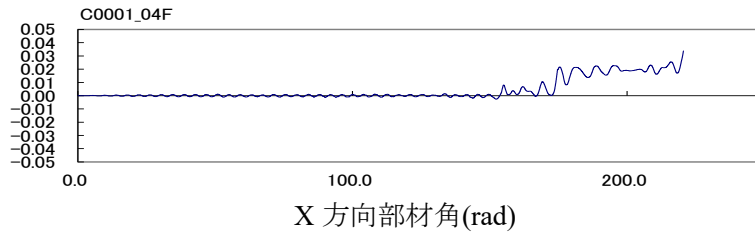
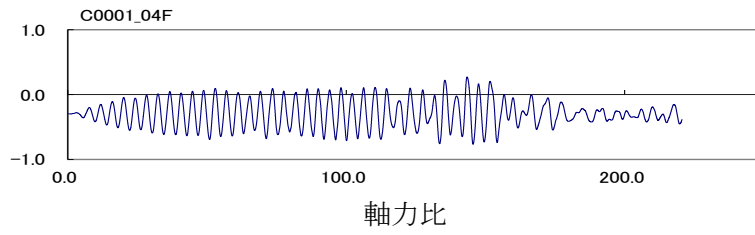
22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7



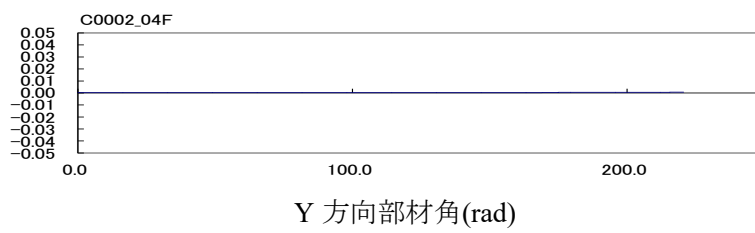
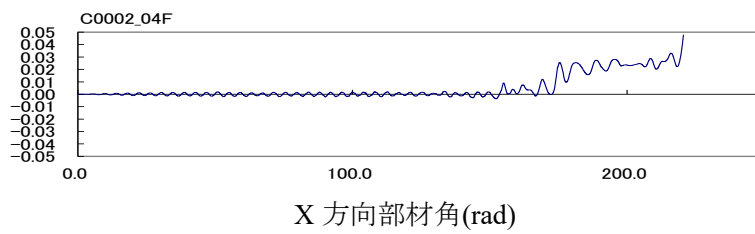
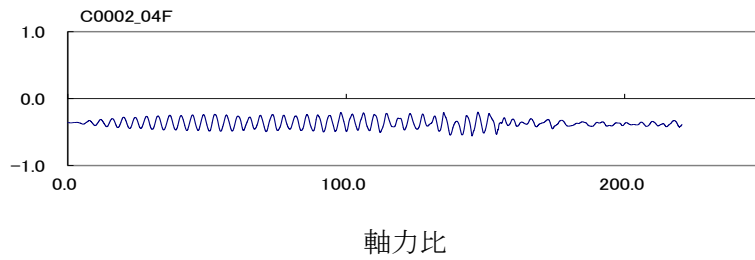
(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-53 1 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、45 度方向入力)※軸力は圧縮が負

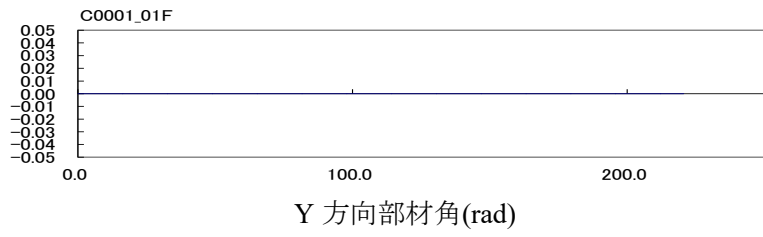
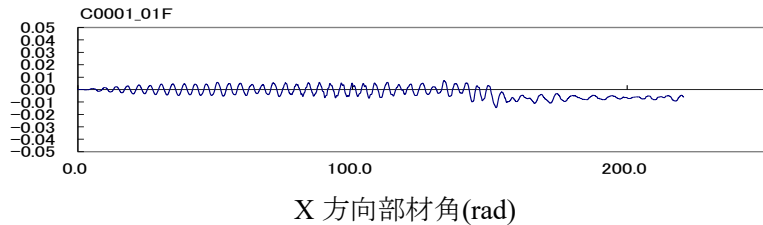
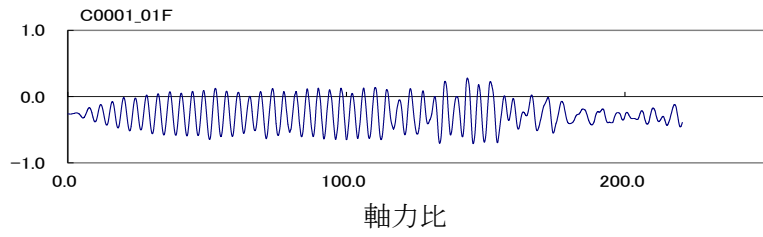


(a)No.1

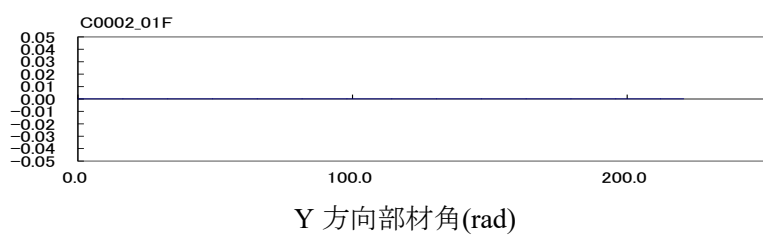
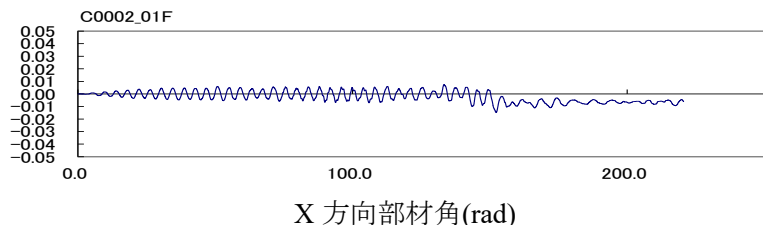
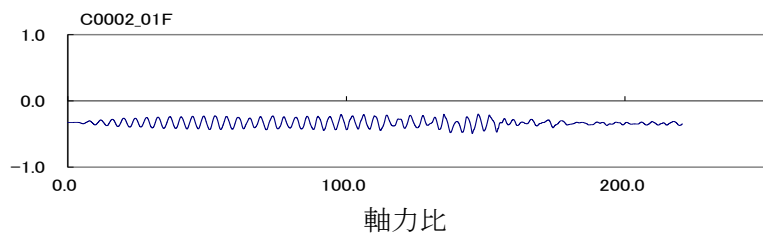


(b)No.2

図 4.1-54 代表的な柱の応答時刻歴(S30、OS1、X 方向入力、4 階柱脚)

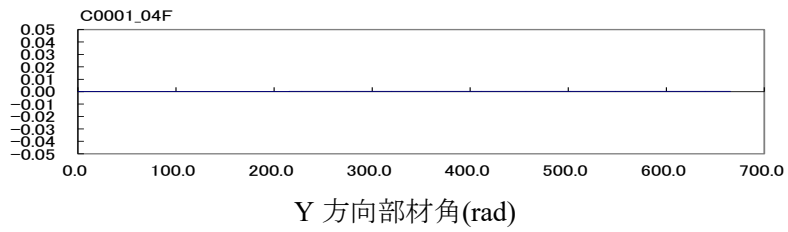
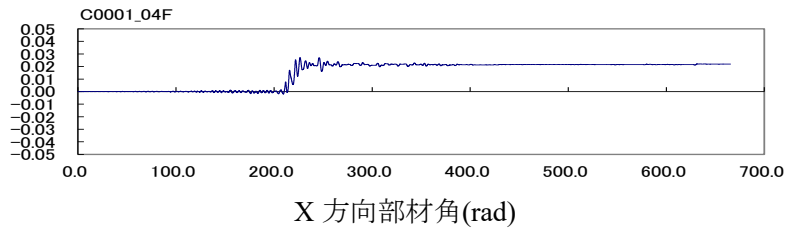
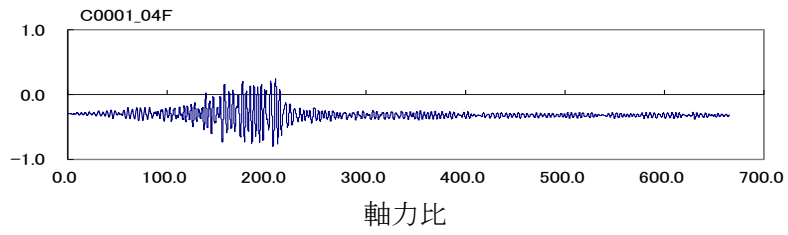


(b) No.1

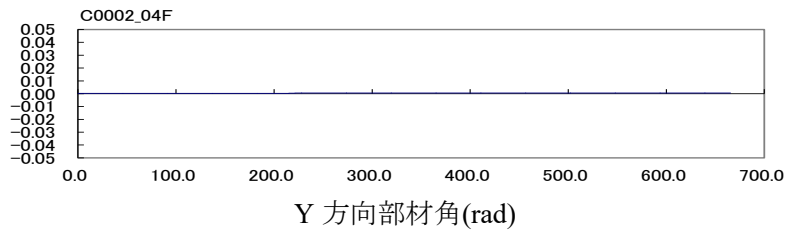
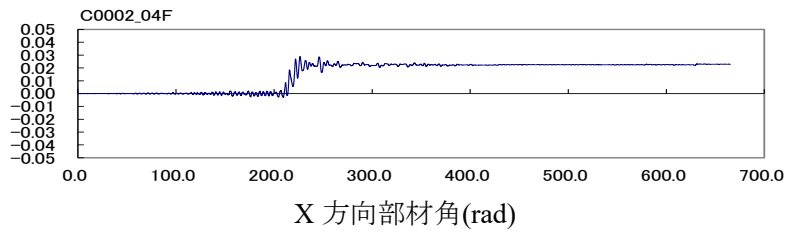
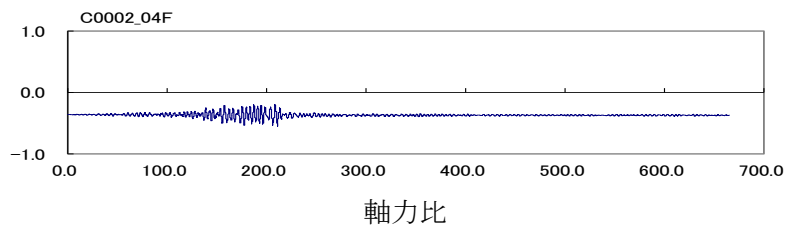


(b)No.2

図 4.1-55 代表的な柱の応答時刻歴(S30、OS1、X 方向入力、1 階柱脚)

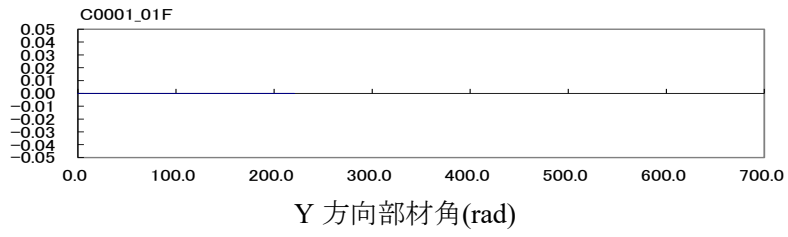
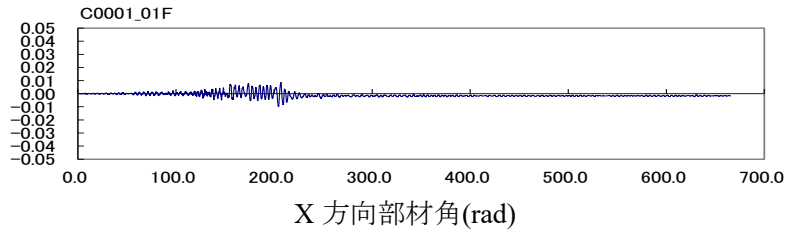
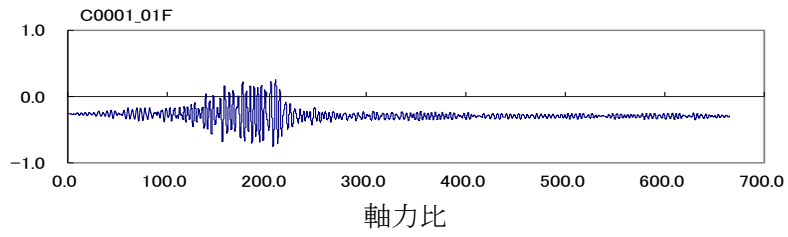


(a)No.1

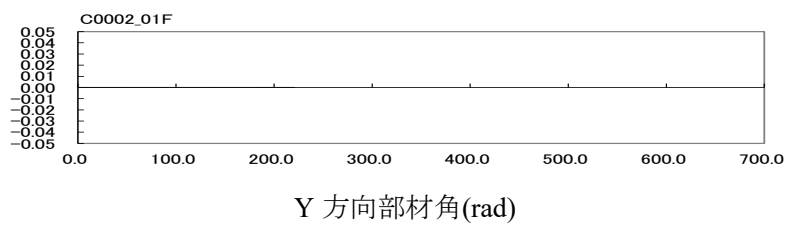
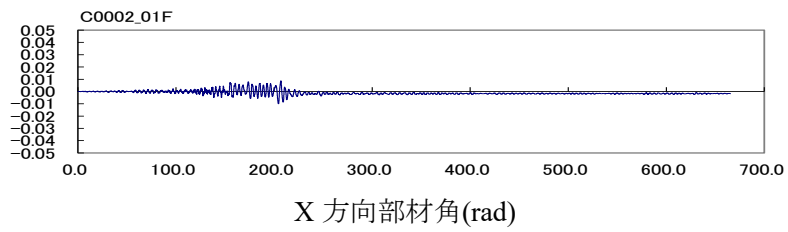
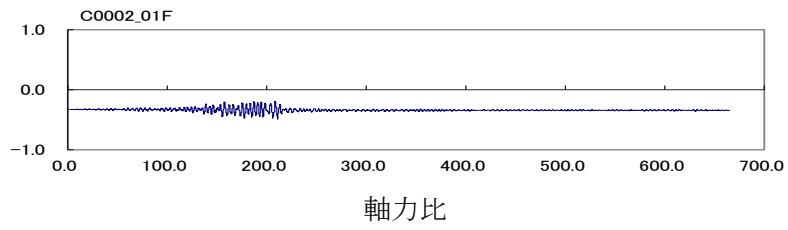


(b)No.2

図 4.1-56 代表的な柱の応答時刻歴 (S30、CH1、X 方向入力、4 階柱脚)



(a)No.1



(b)No.2

図 4.1-57 代表的な柱の応答時刻歴 (S30、CH1、X 方向入力、1 階柱脚)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

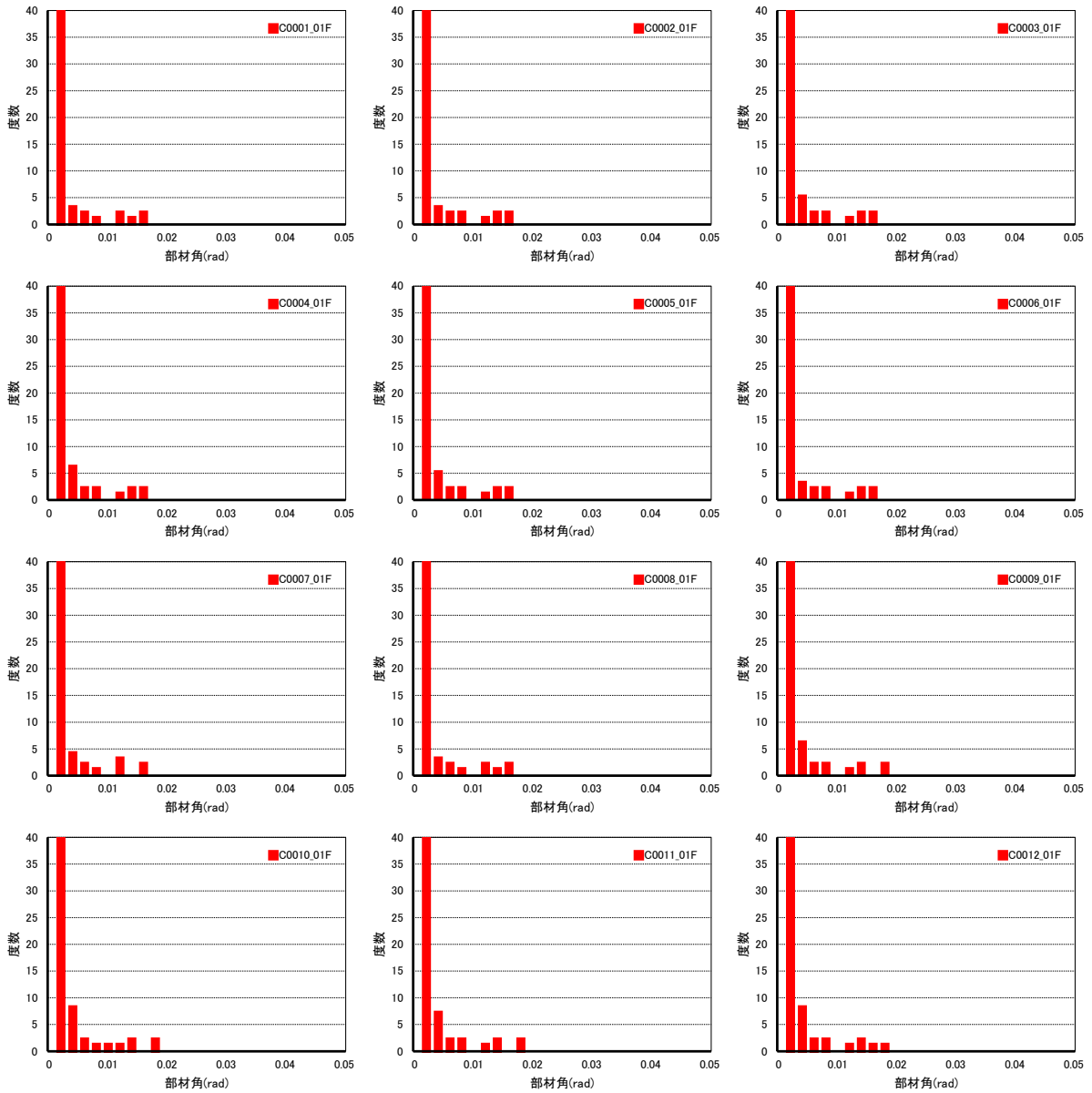


図 4.1-58 柱の部材角頻度分布(S30、CH1、X 方向入力、4 階柱脚 No.1~12)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

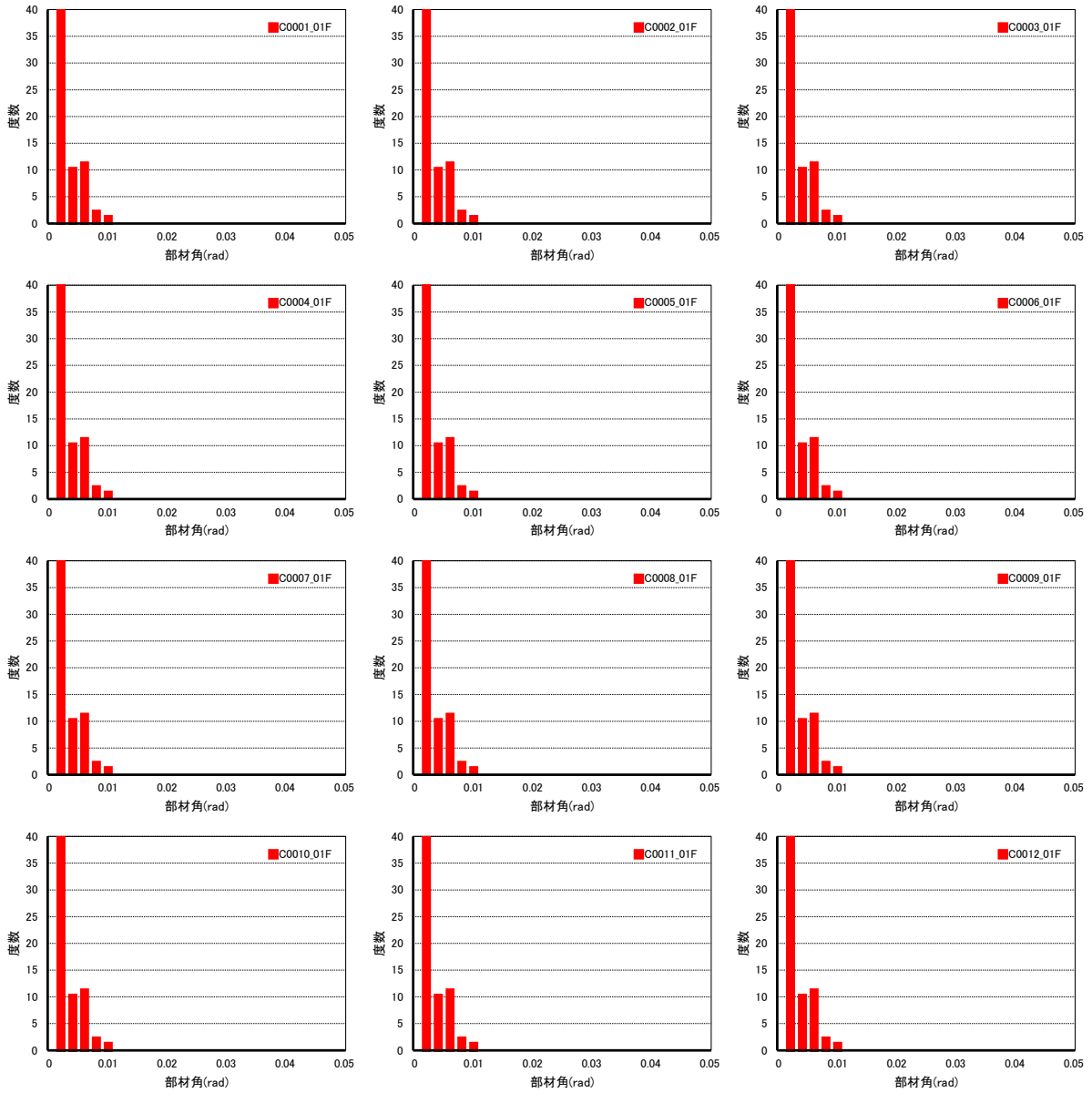


図 4.1-59 柱の部材角頻度分布(S30、CH1、X 方向入力、1 階柱脚 No.1~12)

表 4.1-10 最大部材角

(a) 4F 柱脚

(b) 1F 柱脚

柱名称	最大部材角(rad)	柱名称	最大部材角(rad)
C0001_04F	0.0271	C0001_01F	0.0098
C0002_04F	0.0289	C0002_01F	0.0099
C0003_04F	0.0288	C0003_01F	0.0099
C0004_04F	0.0287	C0004_01F	0.0099
C0005_04F	0.0287	C0005_01F	0.0100
C0006_04F	0.0287	C0006_01F	0.0100
C0007_04F	0.0266	C0007_01F	0.0099
C0008_04F	0.0273	C0008_01F	0.0098
C0009_04F	0.0295	C0009_01F	0.0100
C0010_04F	0.0294	C0010_01F	0.0100
C0011_04F	0.0293	C0011_01F	0.0100
C0012_04F	0.0292	C0012_01F	0.0100

2) CFT32 の検討結果

CFT32 について、長周期地震動（OS1、CH1）を入力して時刻歴応答解析を行った。その結果を以下にまとめて示す。

最大応答変位を図 4.1-60、図 4.1-61、最大層間変形角を図 4.1-62、図 4.1-63 に示す。X 方向入力時は CH1 の応答が大きく、最大で $1/40\text{rad}$ を超えている。Y 方向入力時は OS1 の応答が大きく、最大で $1/50\text{rad}$ 弱となっている。SZ1 の応答は比較的小さい。

層せん断力ー層間変形角関係を図 4.1-64～図 4.1-67 に示す。層間変形角が 0.01rad を超えるような変形が大きな層でも、劣化の程度が小さい。

梁部材塑性率を図 4.1-68 に示す。後に示す梁で局部座屈が生じているケースでは、塑性率 4 を超えているが、概ね塑性率 4 以内である。

柱部材最大軸力比を図 4.1-69 に示す。SZ1、CH1、OS1 中では OS1 が大きい軸力比となる傾向にあるが違いは小さい。X 方向入力時の最大軸力比は 0.67（OS1）、Y 方向入力時の最大軸力比は 0.63（OS1）、45 度方向入力時の最大軸力比は 0.87（OS1）となっている。

各部材の損傷状況を図 4.1-70～図 4.1-73 に示す。OS1 の X 方向入力時には一部の梁で局部座屈が生じているが他のケースでは生じていない。また、層間変形角の大きい層や 1 階柱脚では、柱の鋼管の降伏が生じている。

代表的な柱脚の挙動を図 4.1-74～図 4.1-79 に示す。X・Y 方向入力時は、上段に示す M-N 関係の図をみると図中に示す太線の紡錘形で示される終局耐力局面（CFT 指針）より内側で挙動している。45 度方向入力時である図 4.1-76 をみると、算定される終局耐力を超え、軸力変動も大きい柱が存在することがわかり、変動軸力比は 0.55 となっている。

代表的な柱の時刻歴を図 4.1-80、図 4.1-81 に示す。

柱の部材角頻度分布を図 4.1-82、図 4.1-83 に示す。同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。また、CH1 と OS1 を比較しても大きな違いはない。度数としては、 $1/200\text{rad}$ を以上の振幅が 30 回弱となっている柱が存在する。表 4.1-11 には、図 4.1-82、図 4.1-83 の柱の時刻歴波形上の最大部材角を示す。

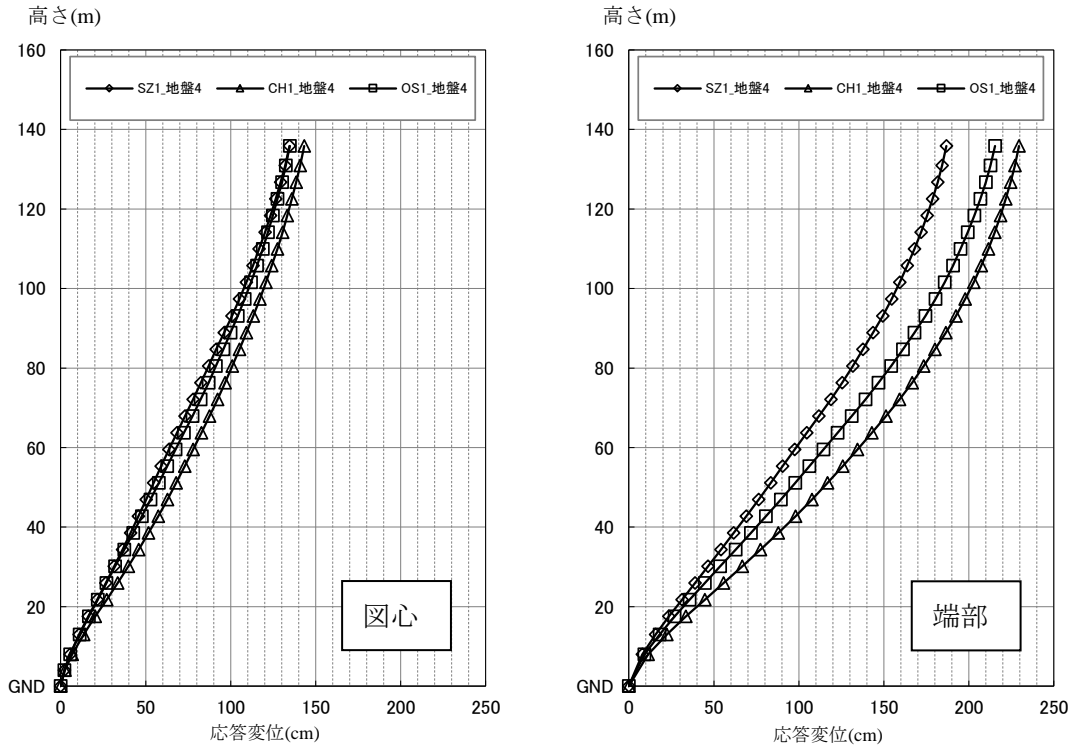


図 4.1-60 最大応答変位(cm) (CFT32、長周期、X 方向)

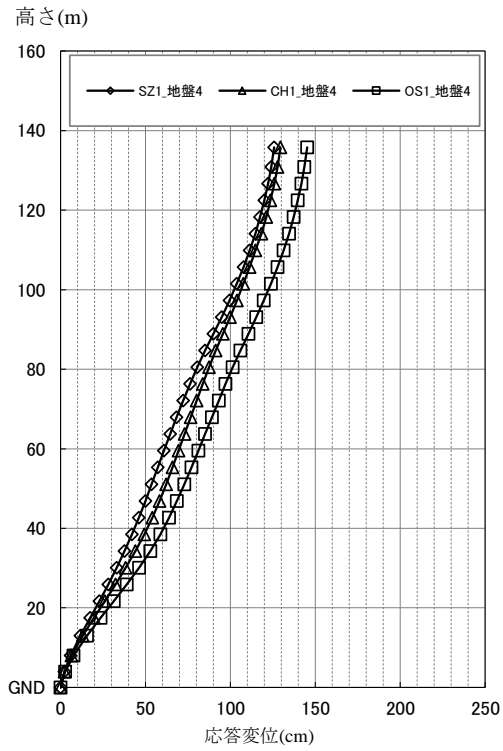


図 4.1-61 最大応答変位(cm) (CFT32、長周期、Y 方向)

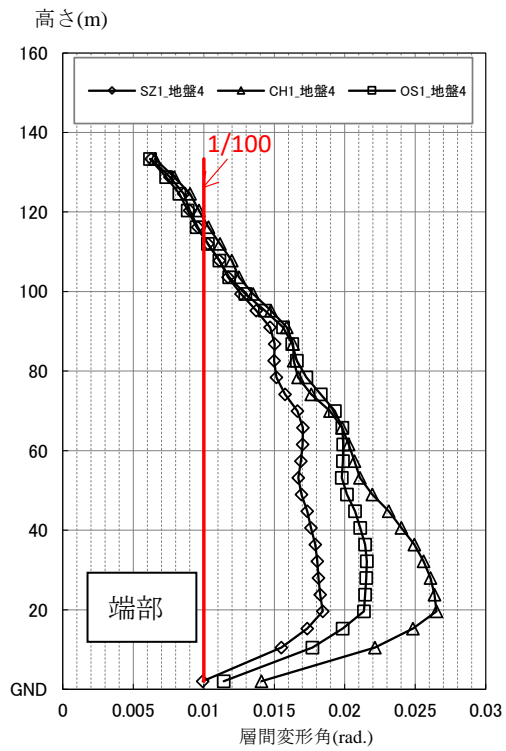
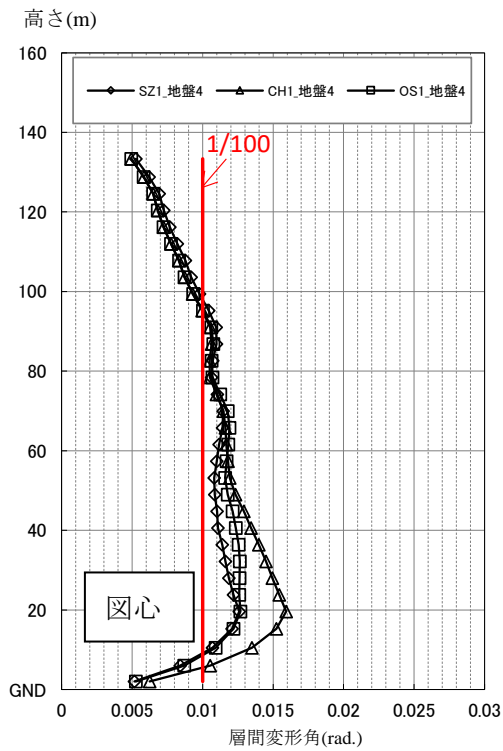


図 4.1-62 最大層間変形角(rad)(CFT32、長周期、X 方向)

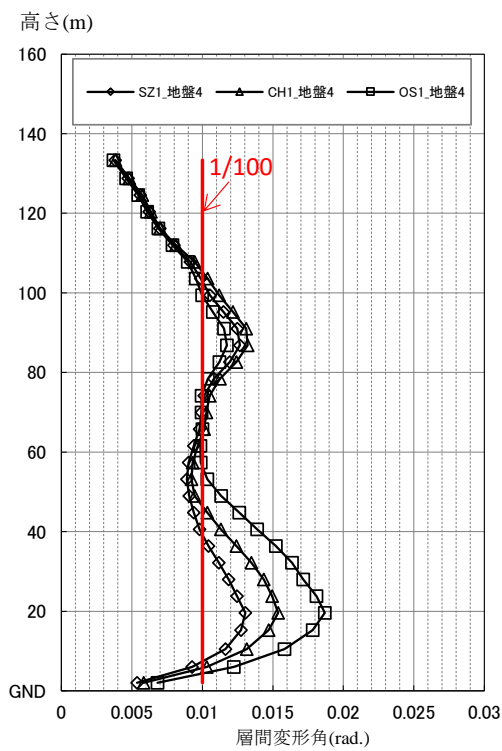


図 4.1-63 最大層間変形角(rad)(CFT32、長周期、Y 方向)

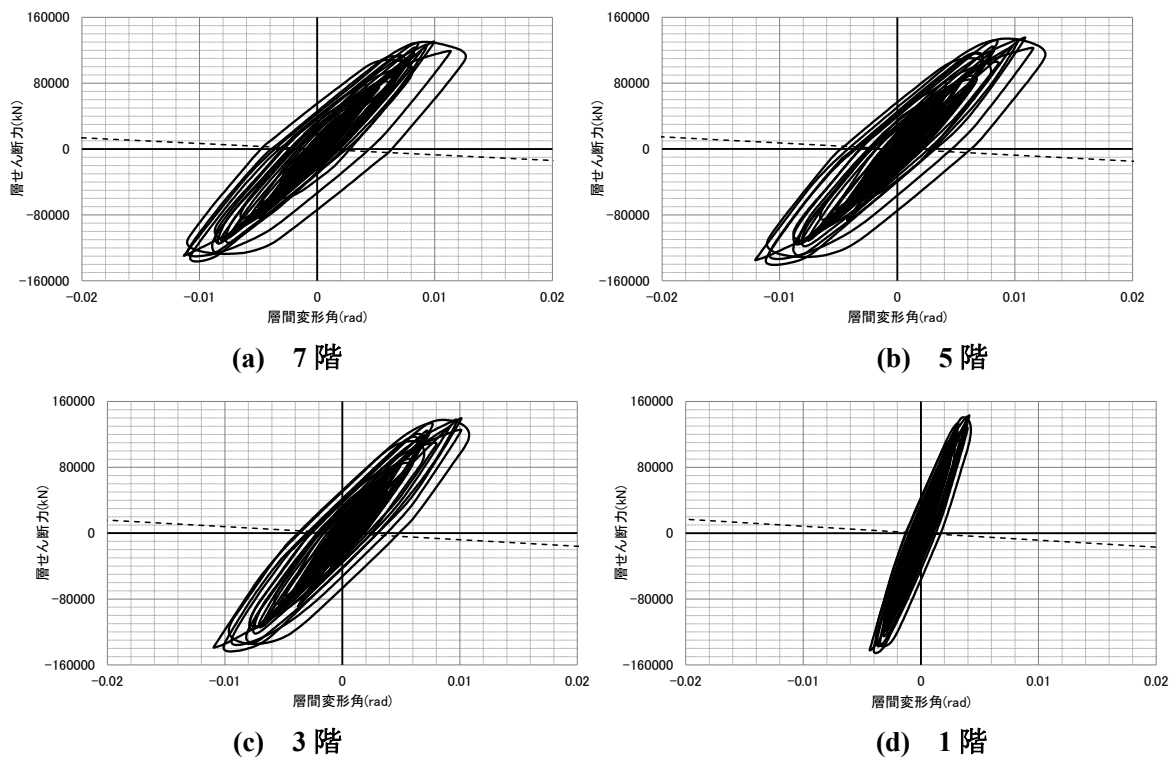


図 4.1-64 層せん断力-層間変形角関係(CFT32、長周期 OS1、X 方向入力)

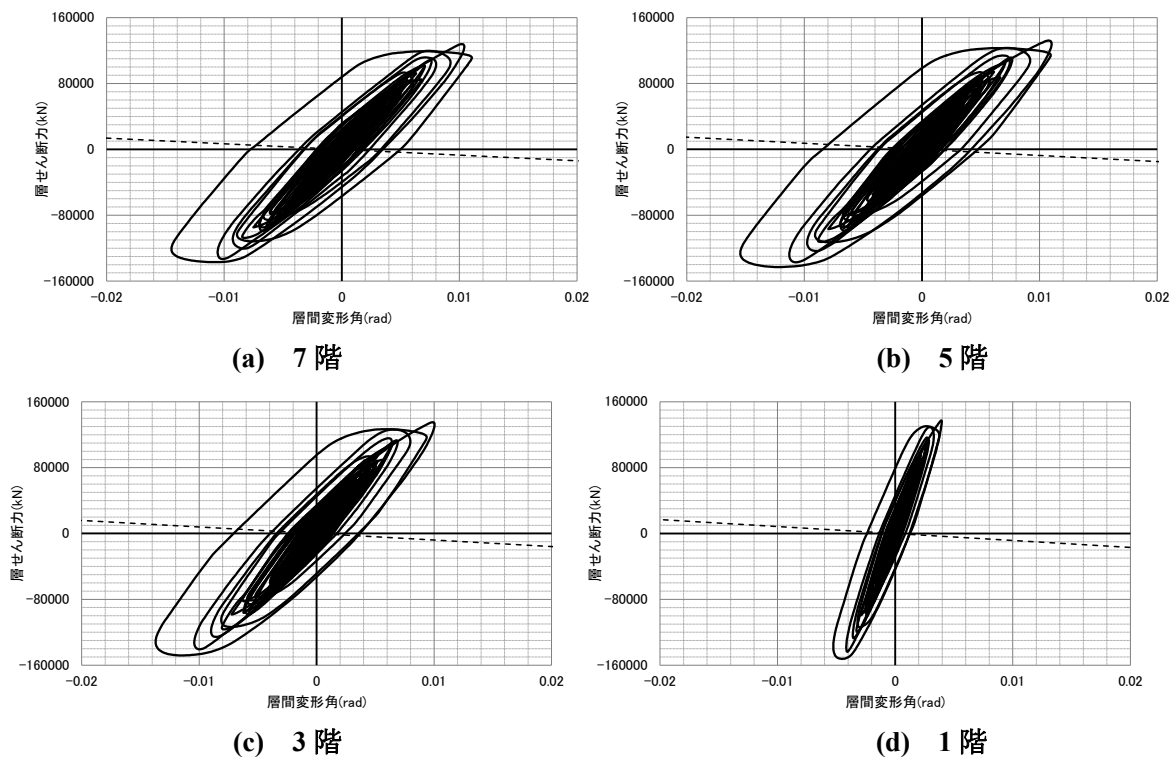


図 4.1-65 層せん断力-層間変形角関係(CFT32、長周期 CH1、X 方向入力)

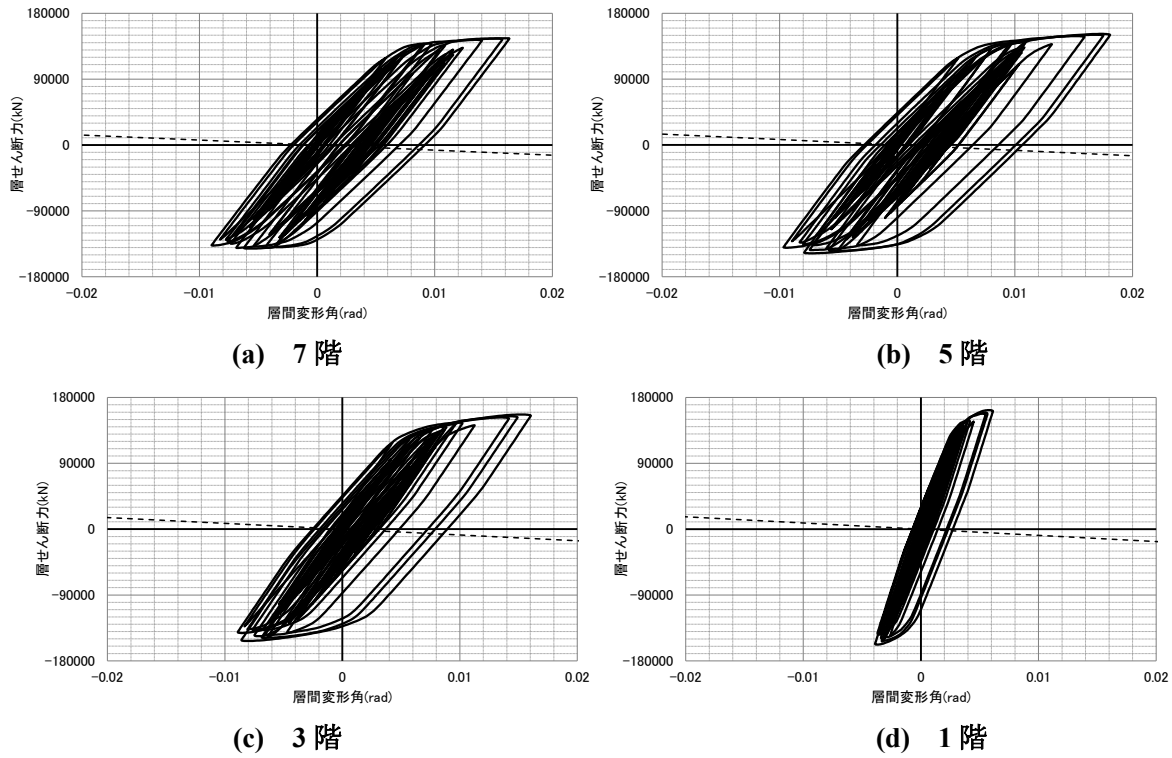


図 4.1-66 層せん断力-層間変形角関係(CFT32、長周期 OS1、Y 方向入力)

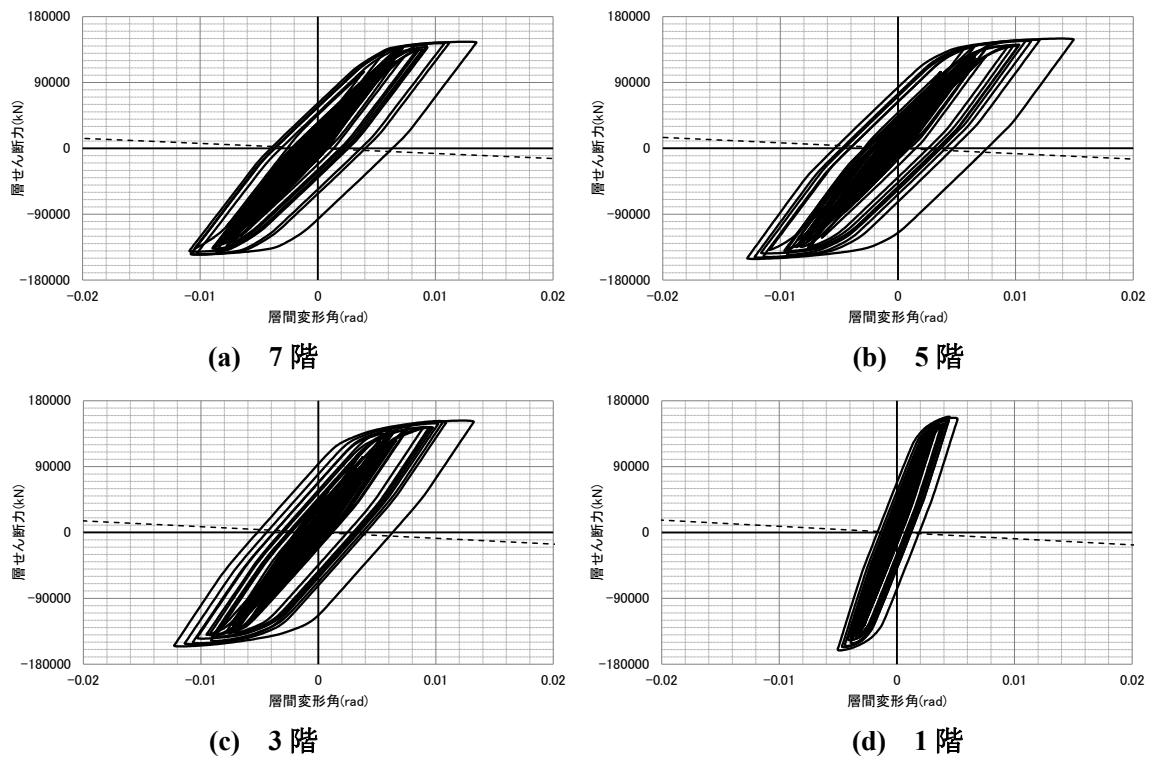
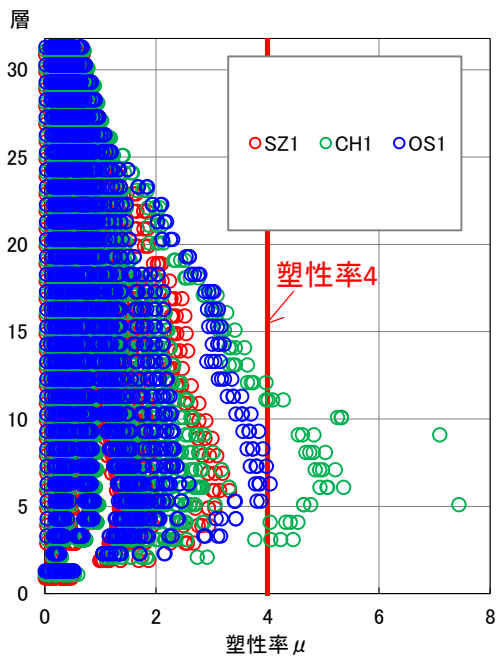
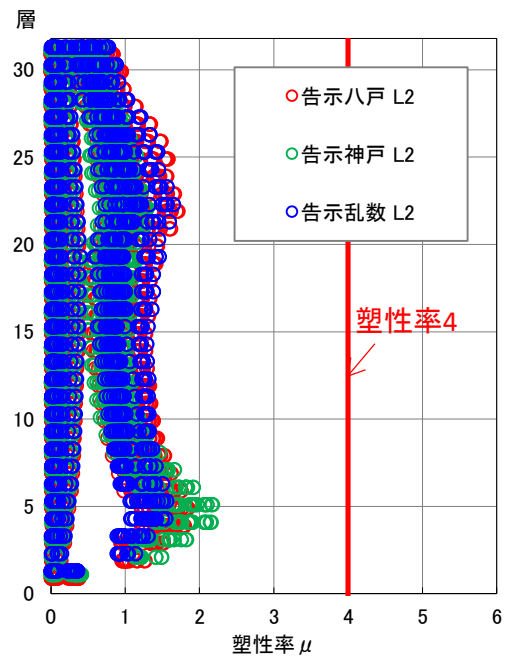


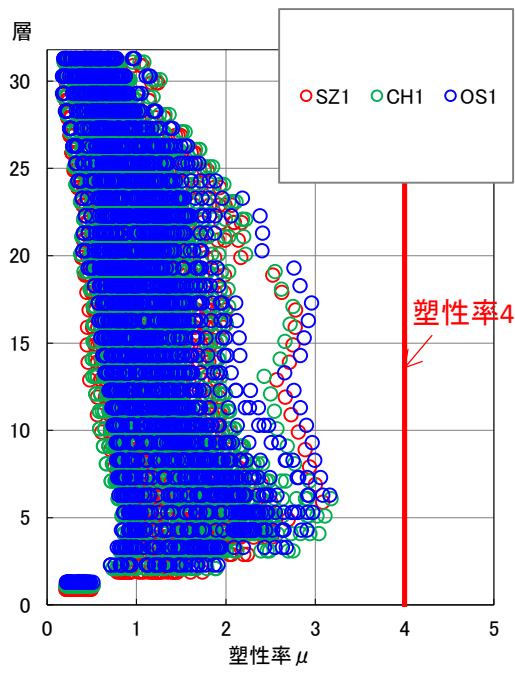
図 4.1-67 層せん断力-層間変形角関係(CFT32、長周期 CH1、Y 方向入力)



(a) X 方向



(b) Y 方向



(c) 45 度方向

图 4.1-68 梁部材塑性率

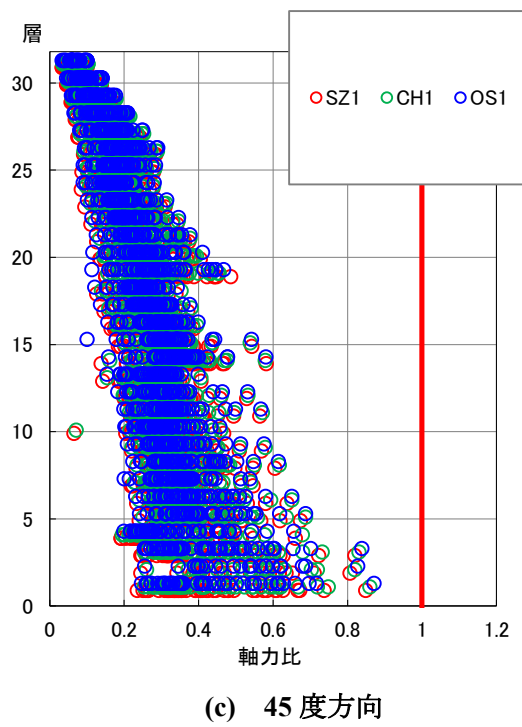
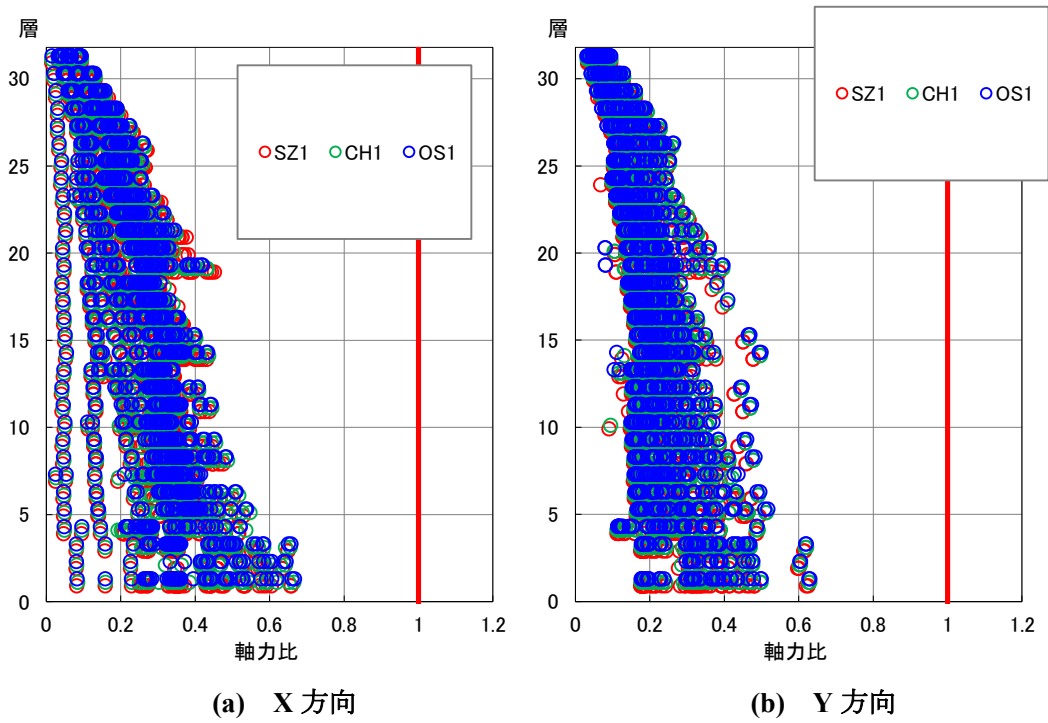


图 4.1-69 柱部材軸力比

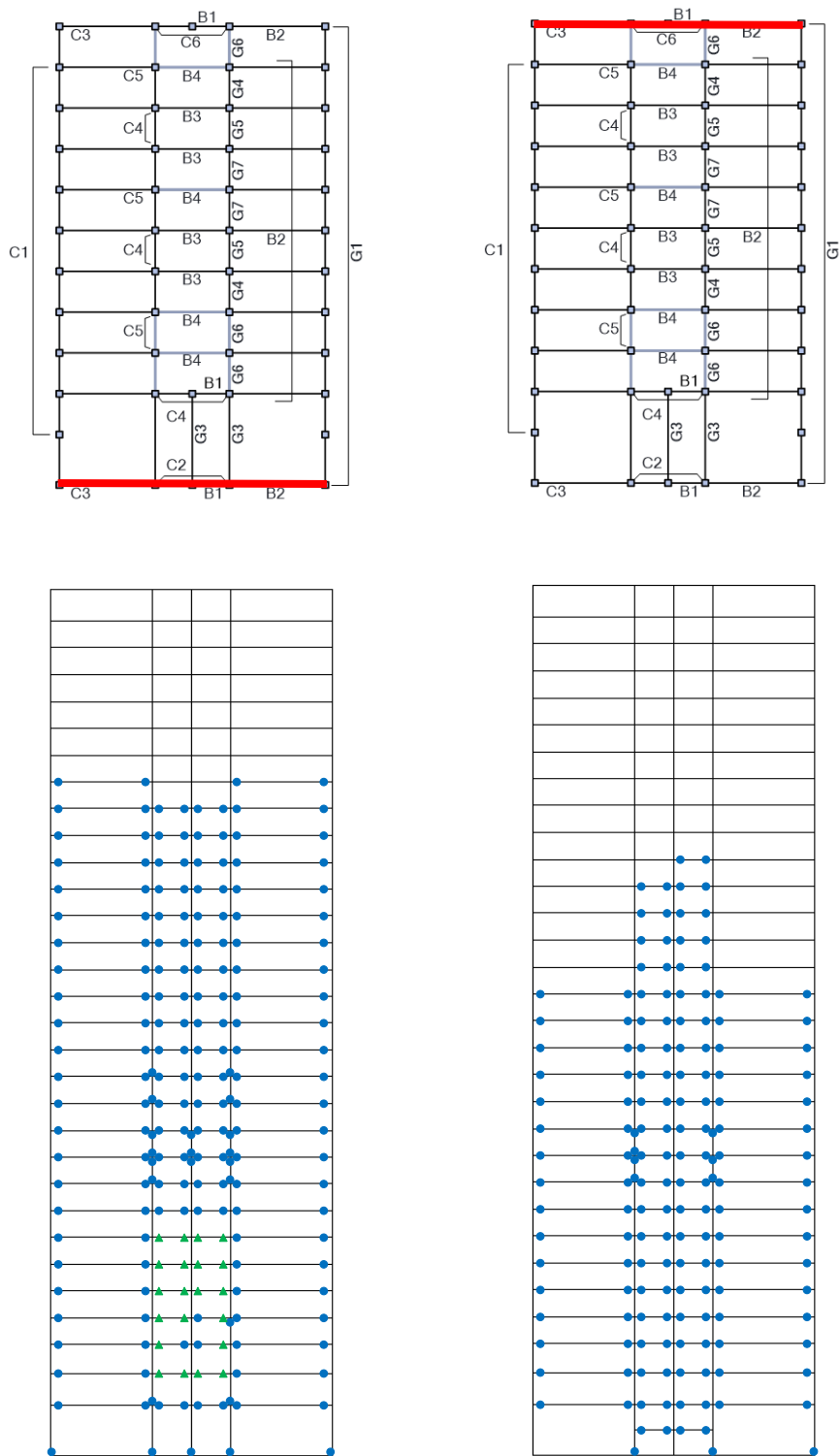


図 4.1-70 各部材の損傷状況(CFT32、OS1、X 方向入力)

※梁: 青⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青⇒降伏、赤⇒局部座屈

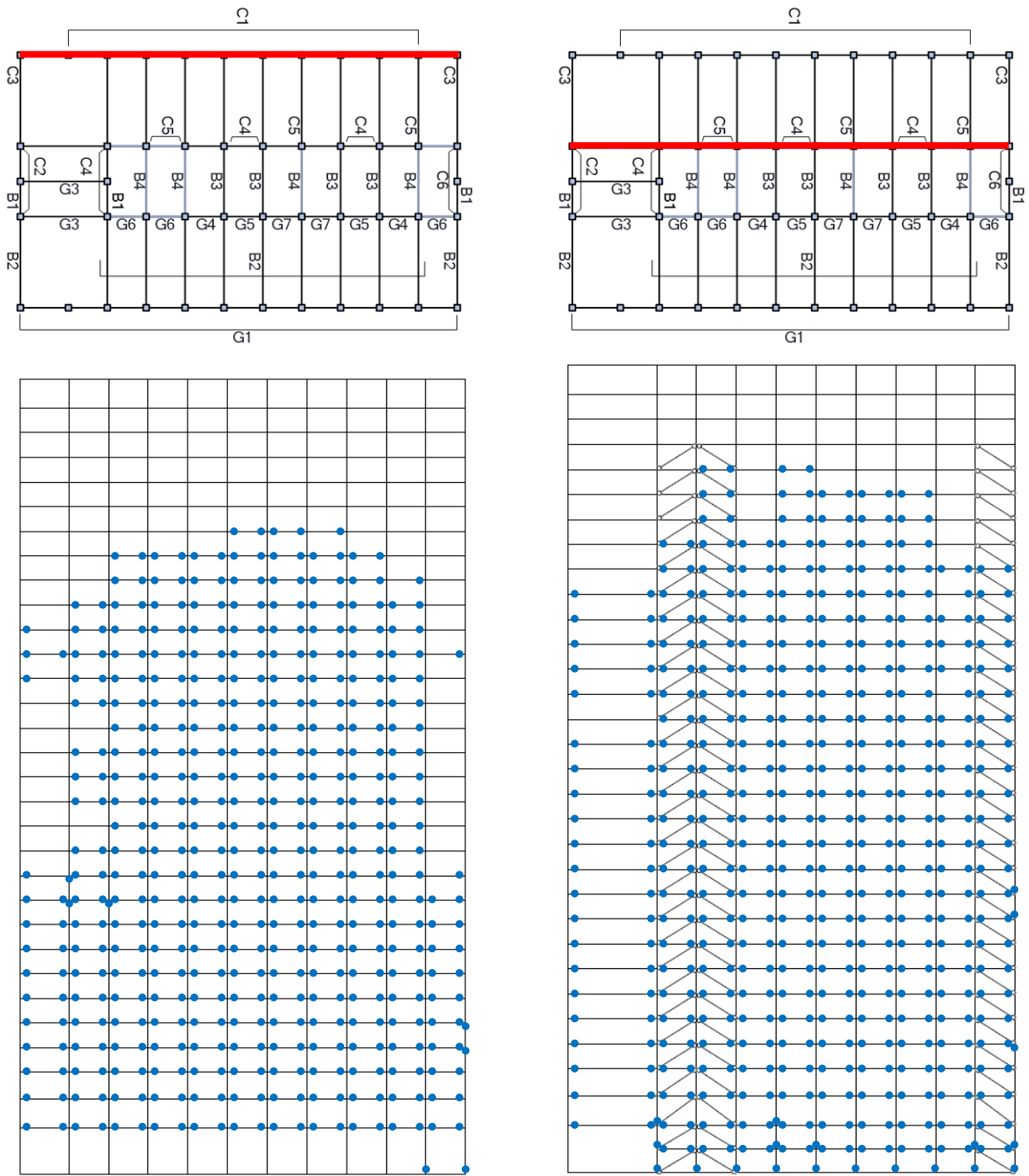


図 4.1-71 各部材の損傷状況(CFT32、OS1、Y 方向入力)

※梁: 青→降伏、緑→局部座屈、赤▲→局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青→降伏、赤→局部座屈

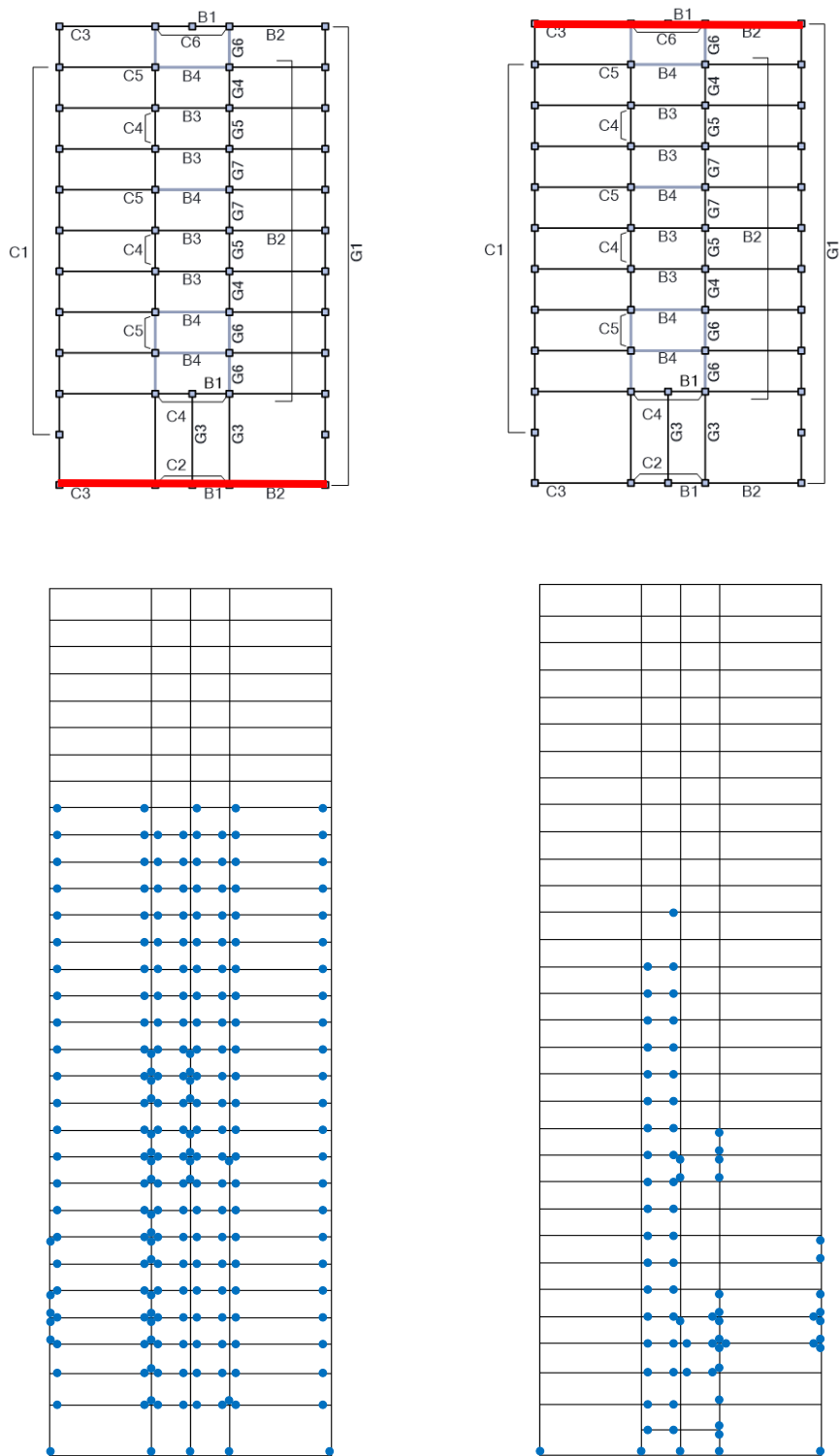


図 4.1-72 各部材の損傷状況 (CFT32、OS1、45 度方向入力、X 方向構面)

※梁: 青⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青⇒降伏、赤⇒局部座屈

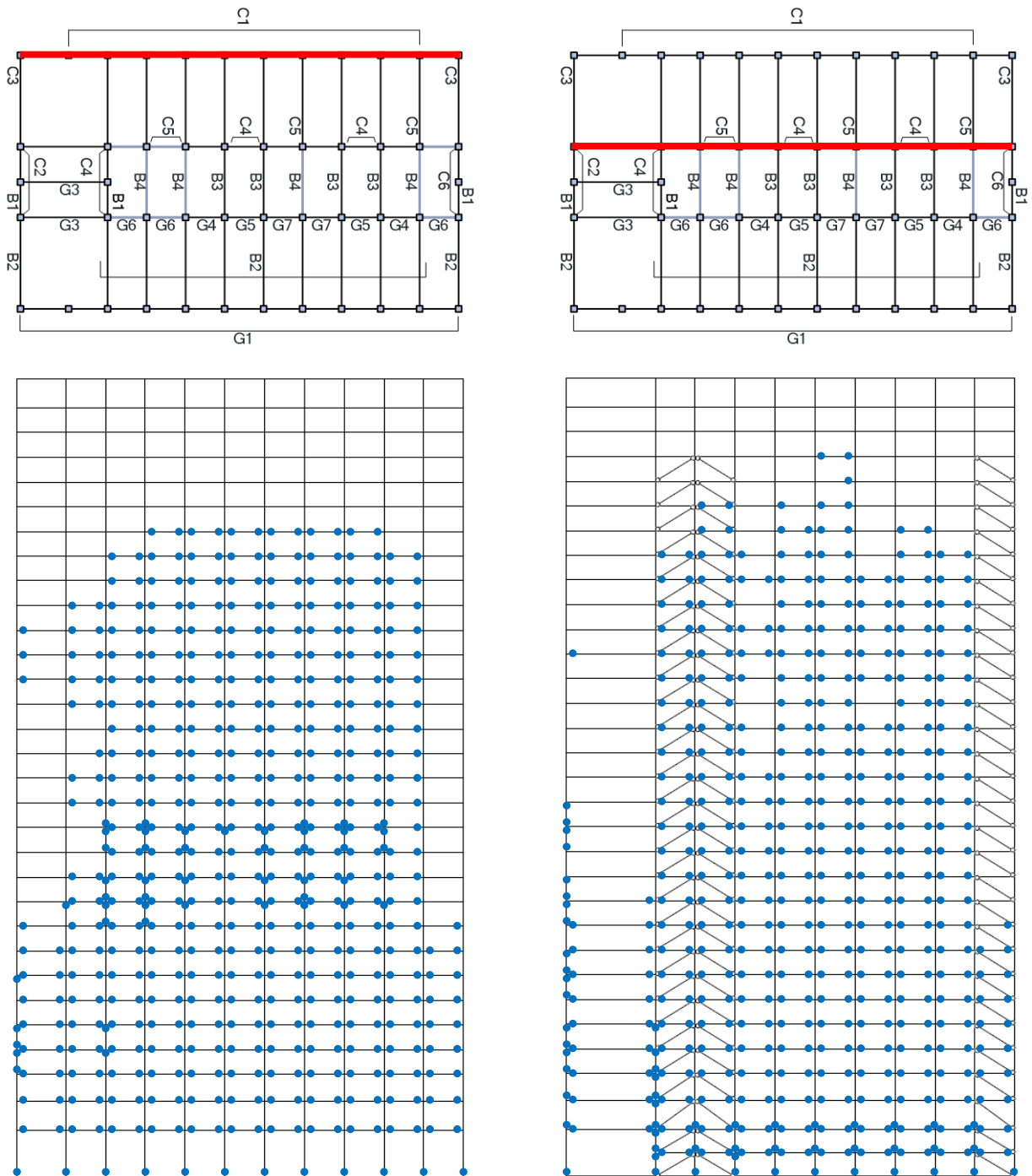
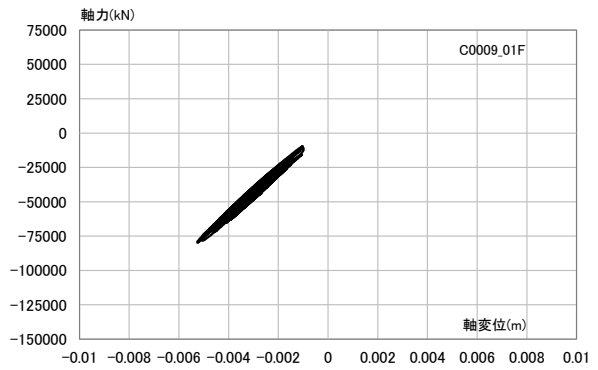
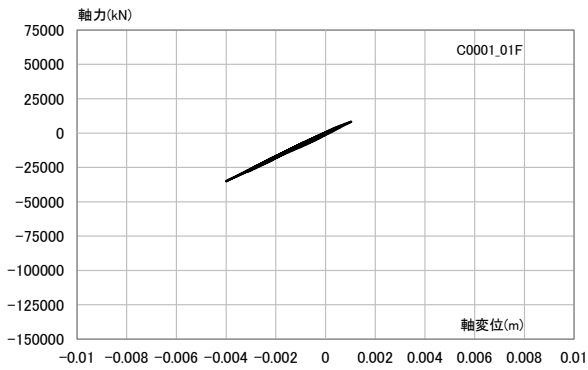
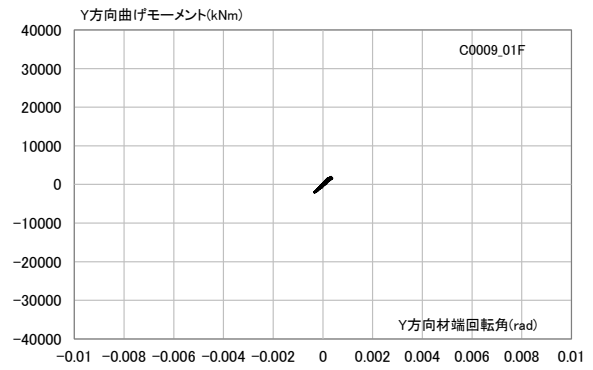
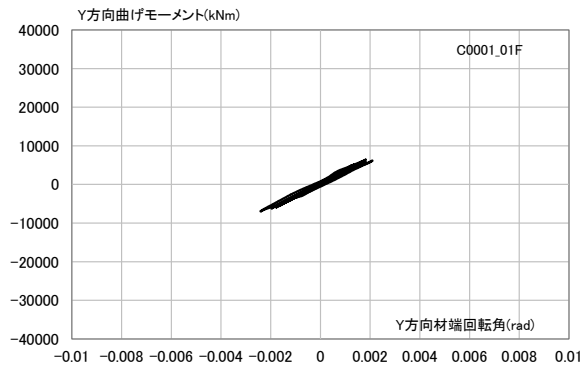
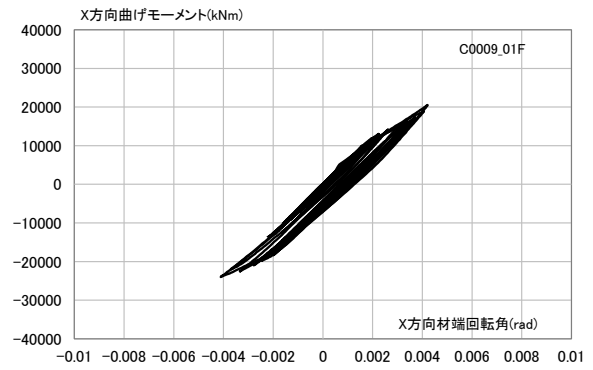
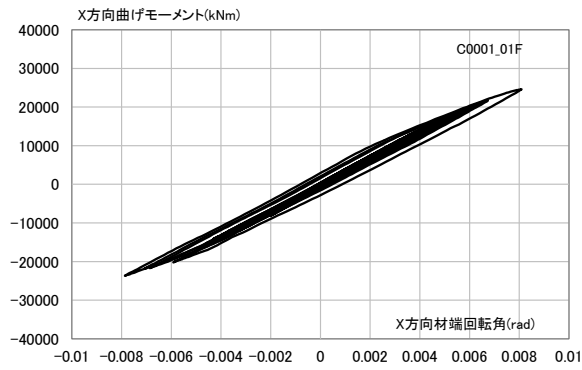
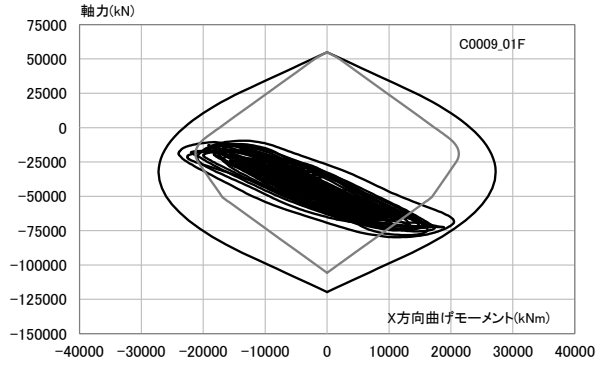
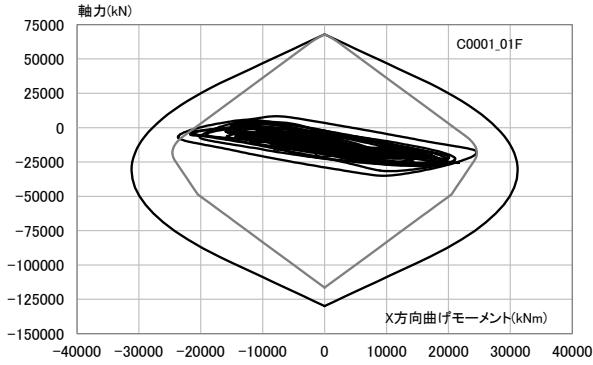
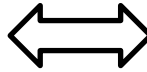


図 4.1-73 各部材の損傷状況 (CFT32、OS1、45 度方向入力、Y 方向構面)

※梁: 青→降伏、緑→局部座屈、赤▲→局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青→降伏、赤→局部座屈

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6			7
1	2	4	5

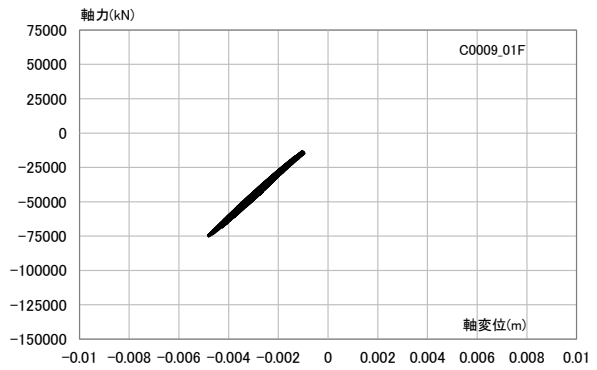
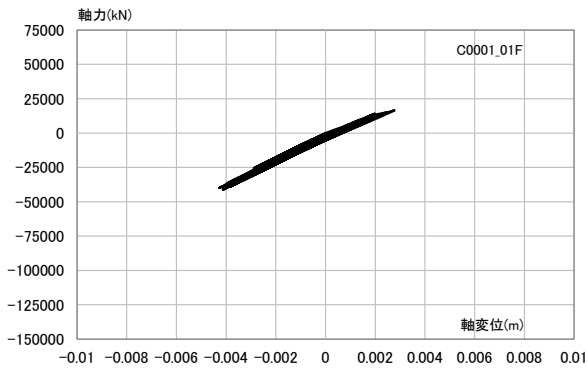
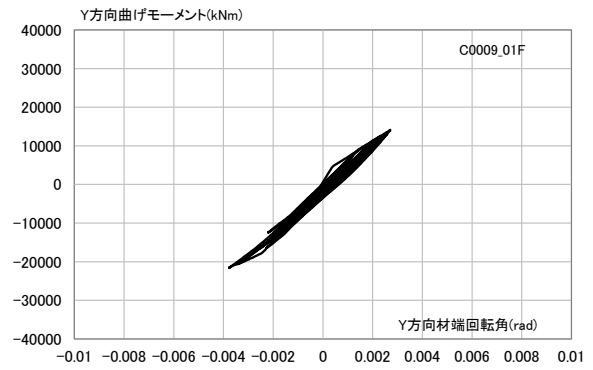
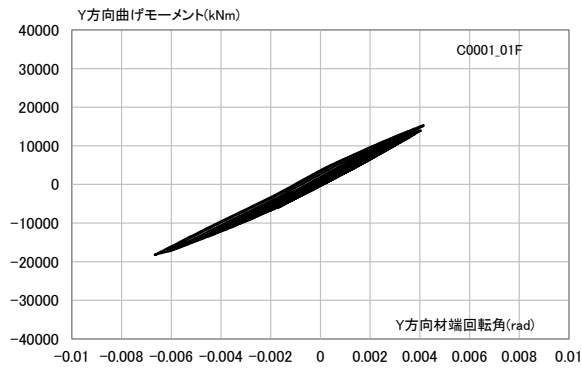
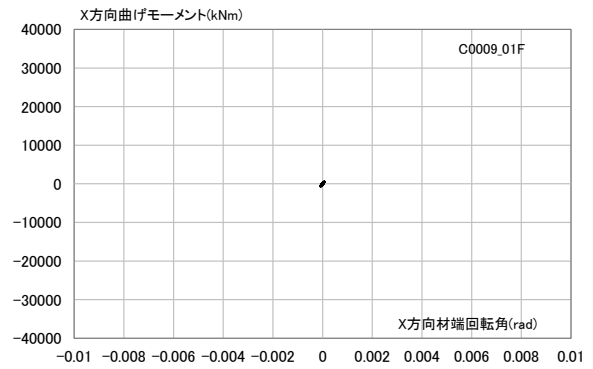
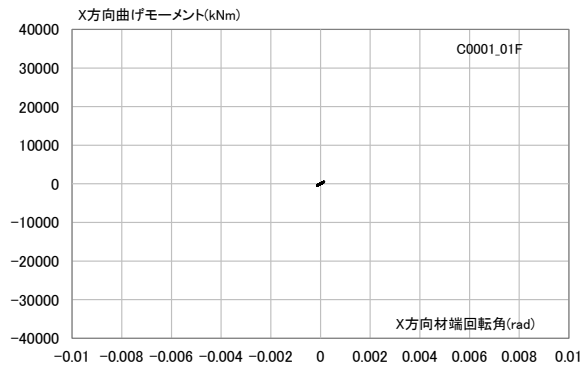
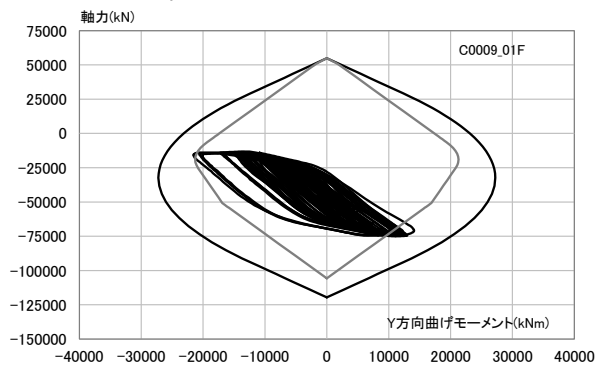
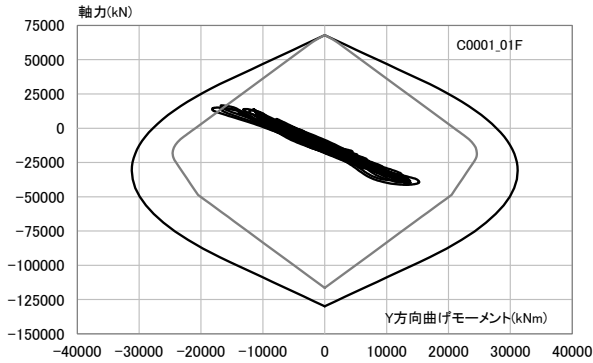
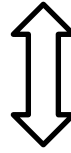


(a)No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-74 1 階柱脚の挙動(CFT 柱モデル、OS1、地盤 4、X 方向入力)※軸力は圧縮が負

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	7		
1	2	4	5

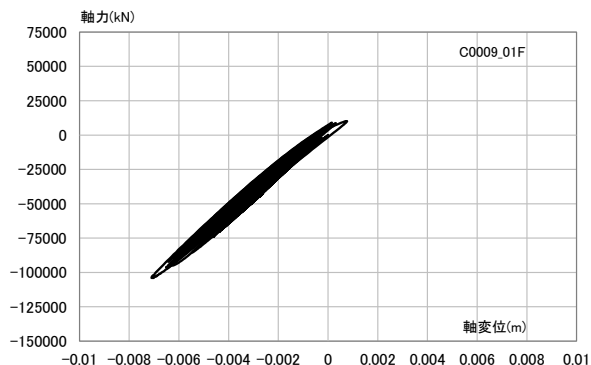
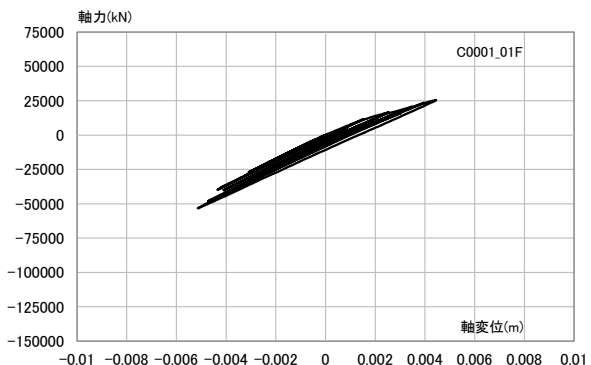
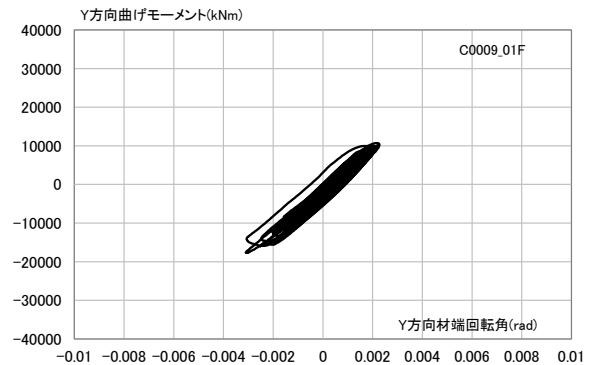
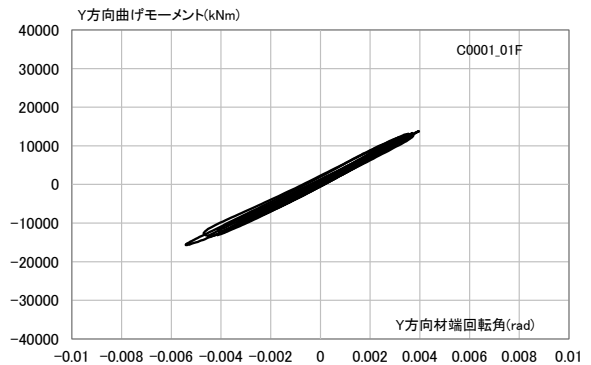
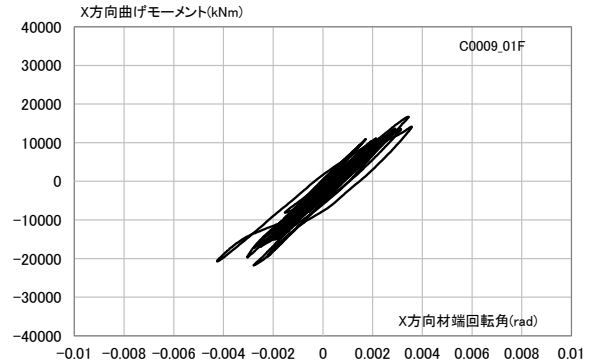
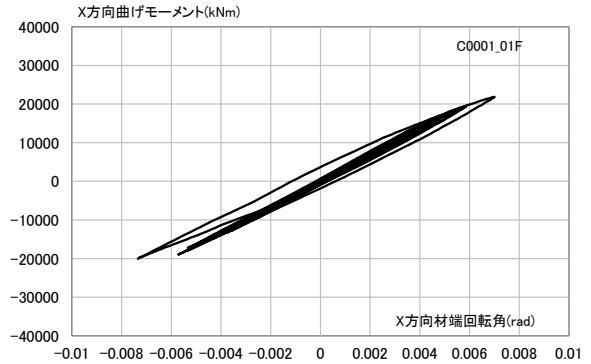
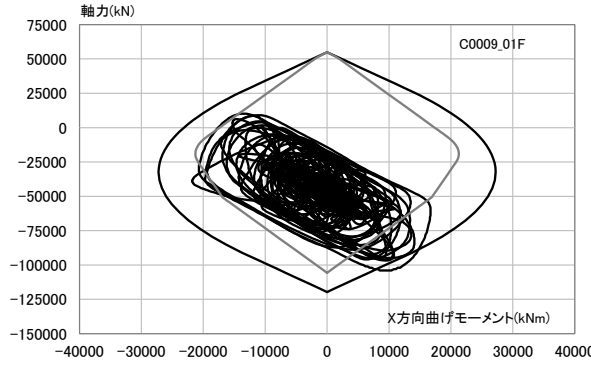
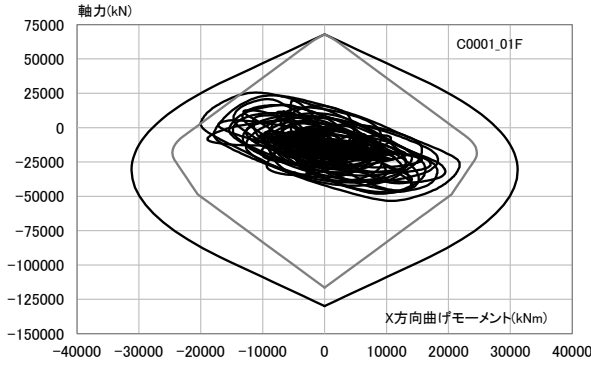
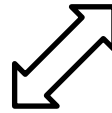


(a)No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-75 1 階柱脚の挙動(CFT 柱モデル、OS1、地盤 4、Y 方向入力)※軸力は圧縮が負

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
1	2	4	5

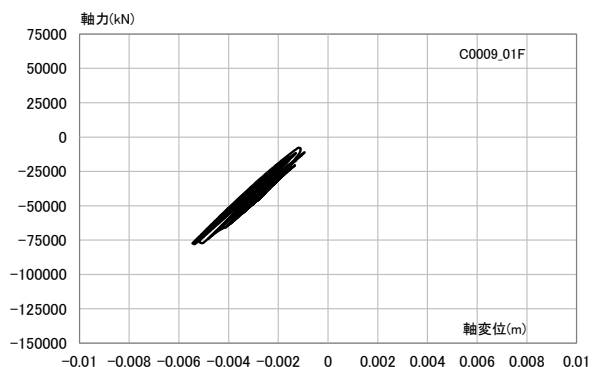
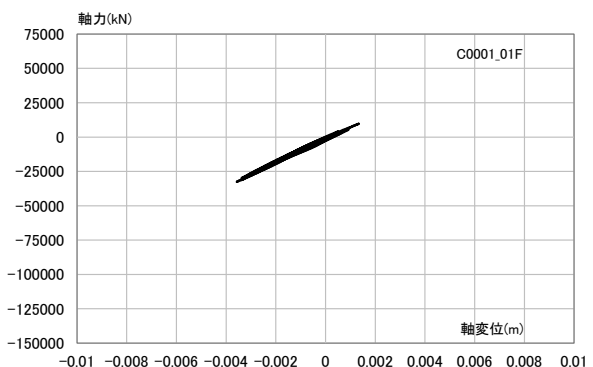
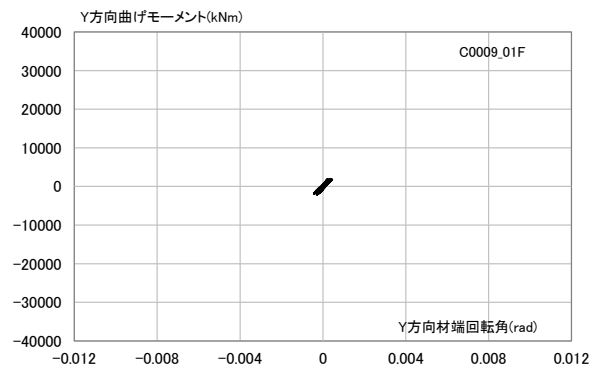
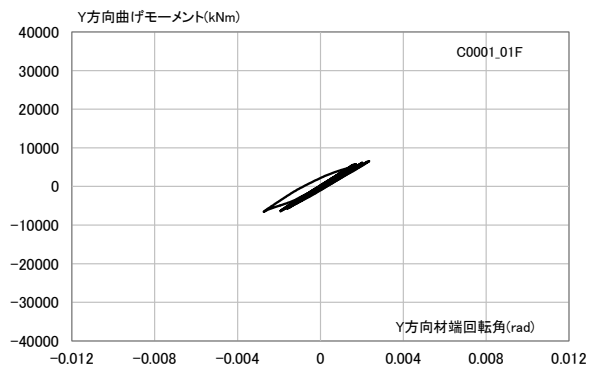
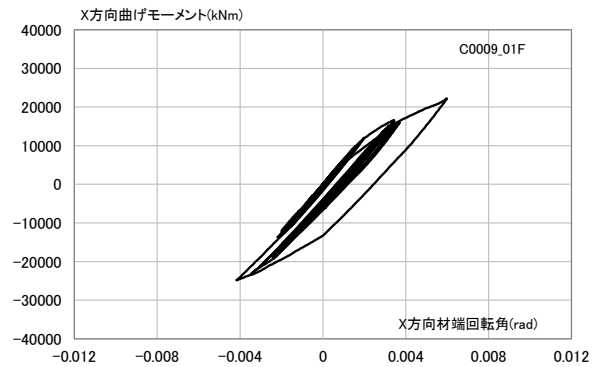
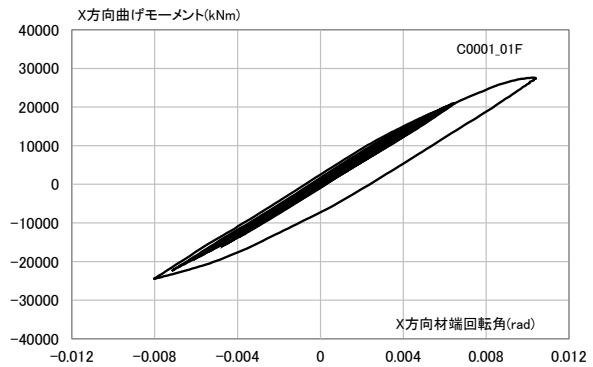
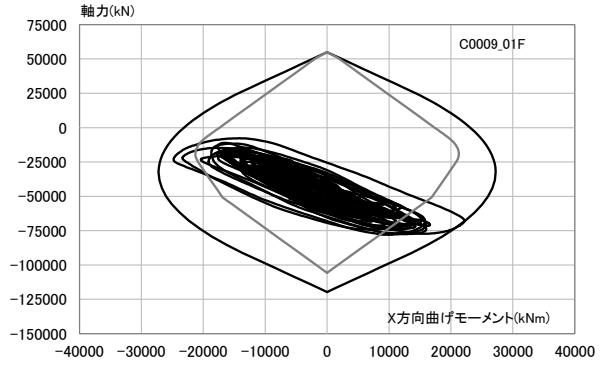
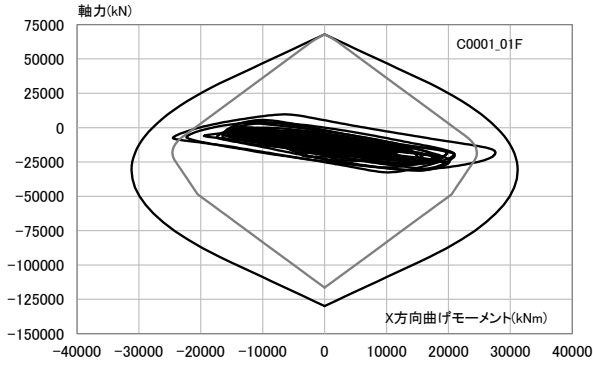
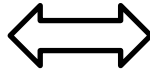


(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-76 1 階柱脚の挙動 (CFT 柱モデル、OS1、45 度方向入力) ※軸力は圧縮が負

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
1	2	4	5

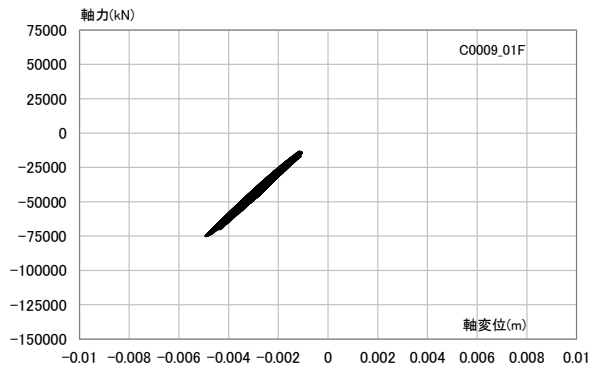
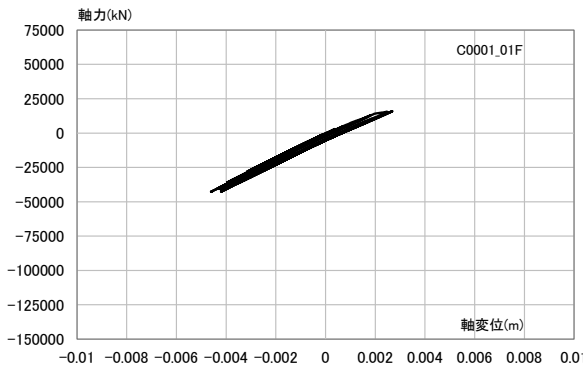
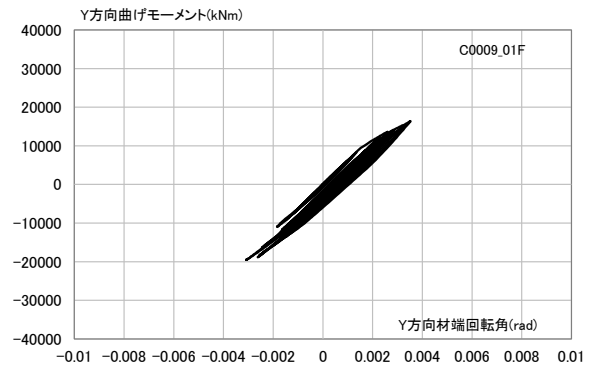
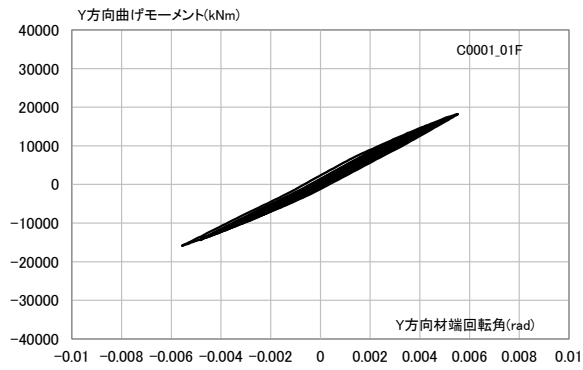
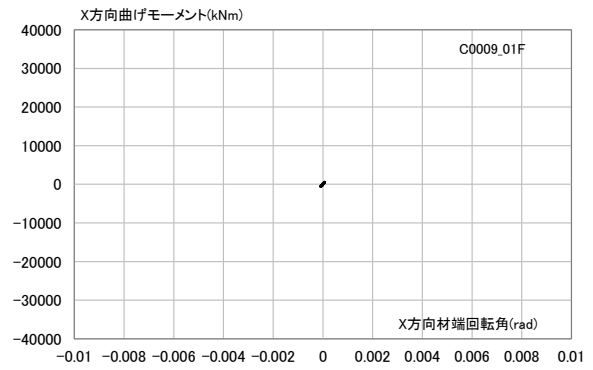
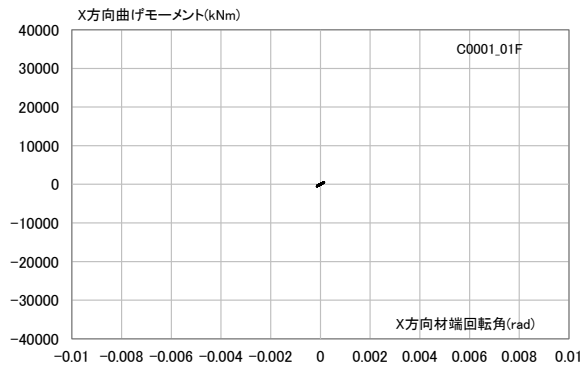
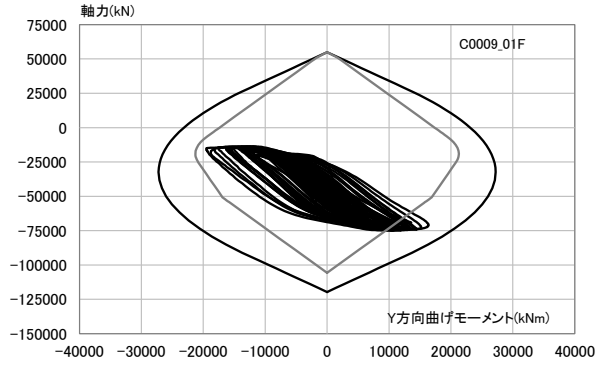
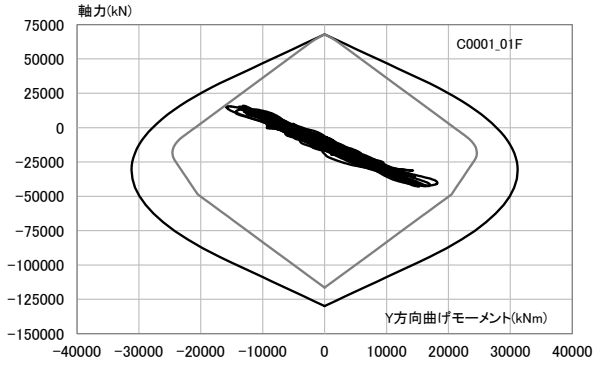
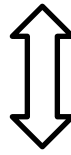


(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-77 1 階柱脚の挙動(CFT 柱モデル、CH1、X 方向入力)※軸力は圧縮が負

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6			7
1	2	4	5

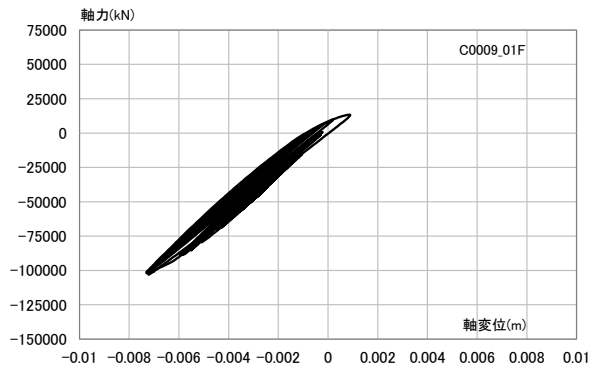
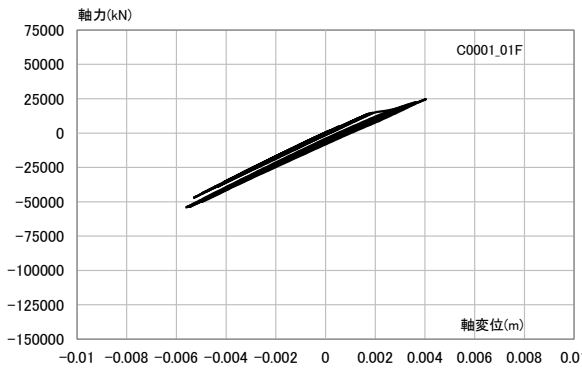
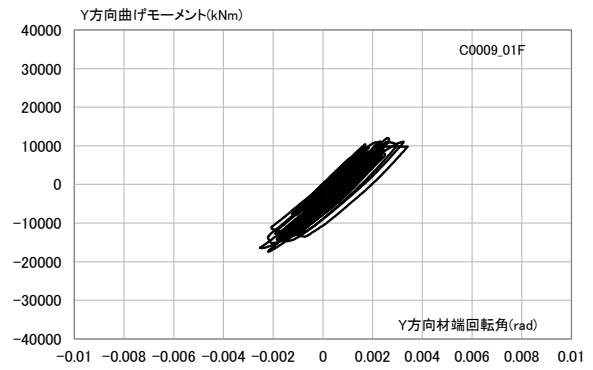
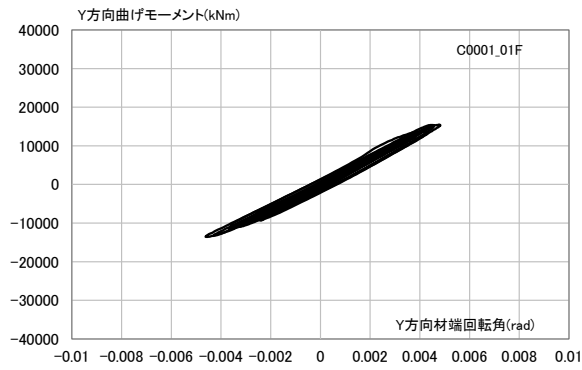
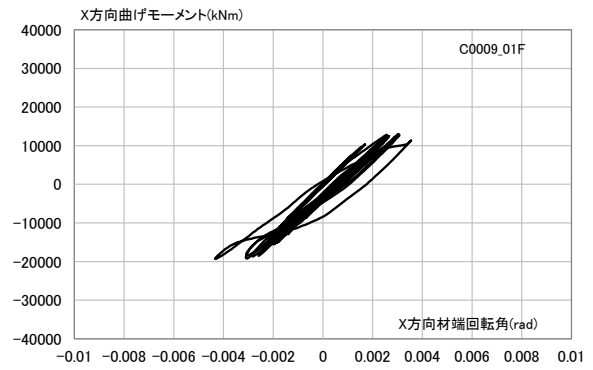
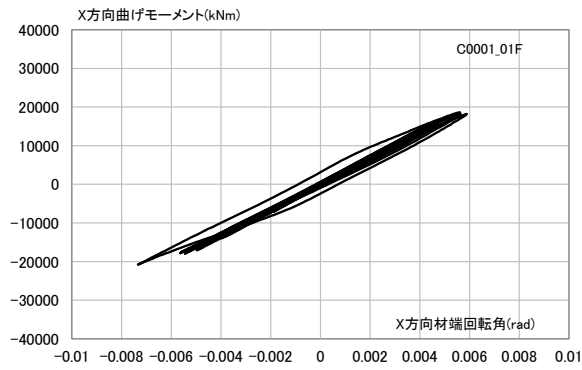
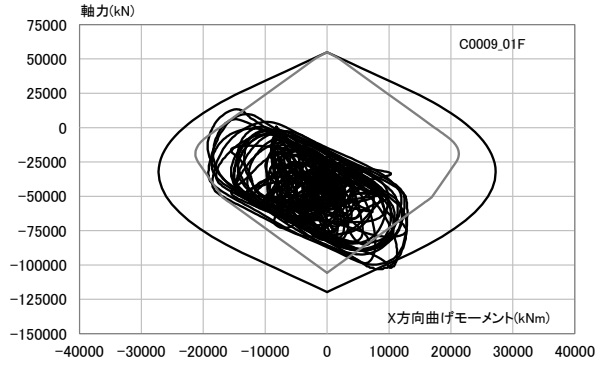
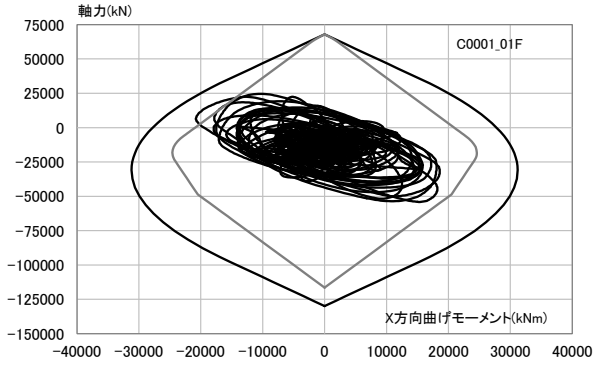
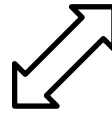


(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-78 1階柱脚の挙動(CFT 柱モデル、CH1、Y 方向入力)※軸力は圧縮が負

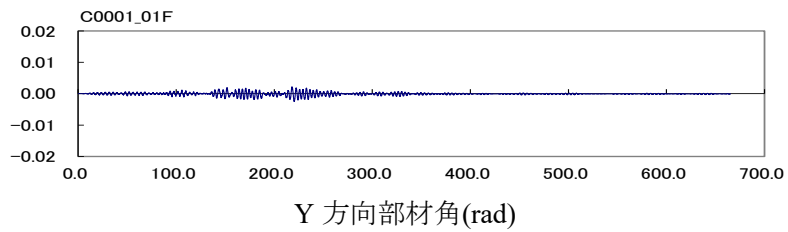
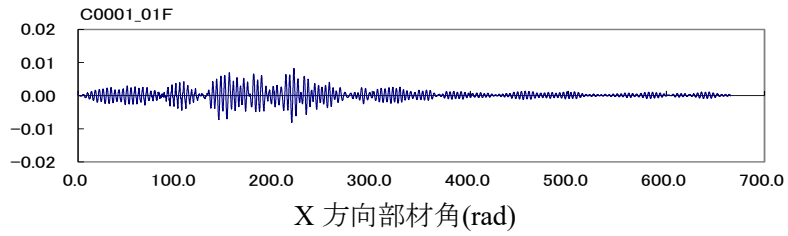
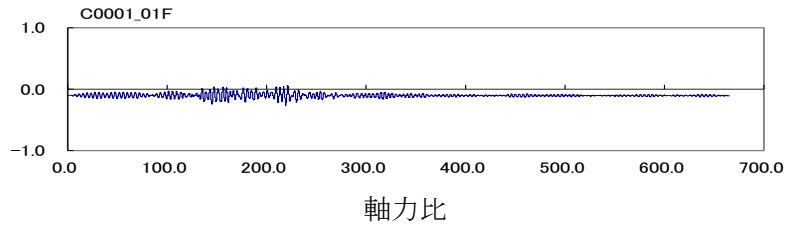
49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	2	4	5
1			



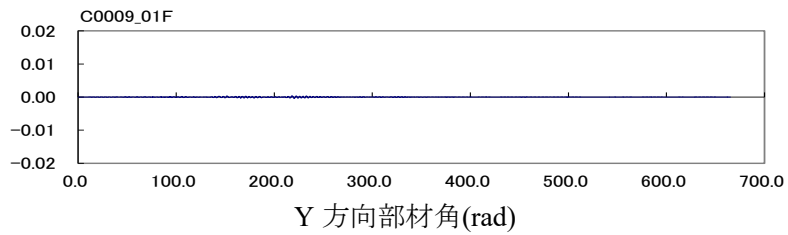
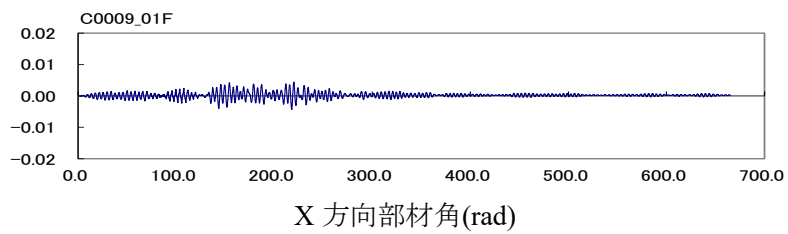
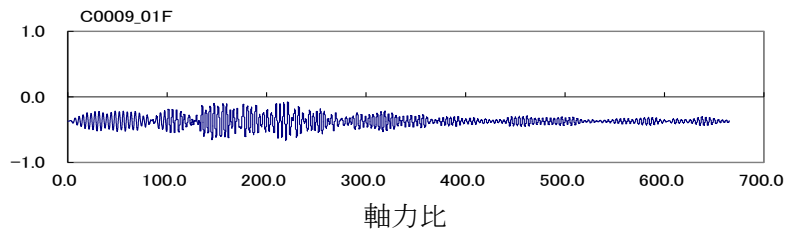
(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-79 1 階柱脚の挙動 (CFT 柱モデル、CH1、45 度方向入力) ※軸力は圧縮が負

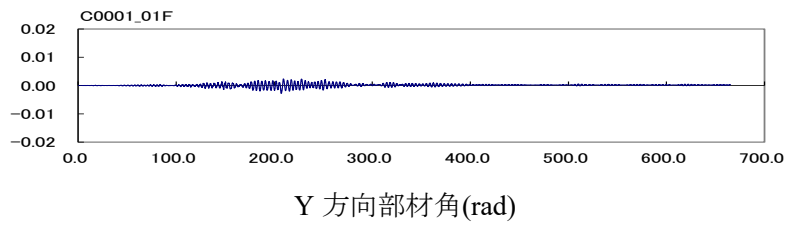
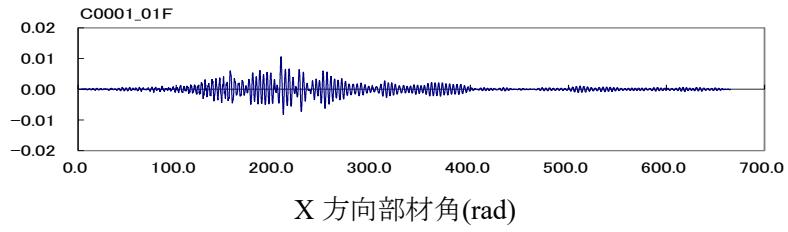
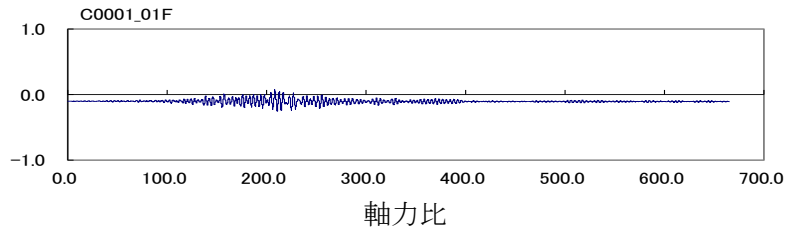


(a)No.1

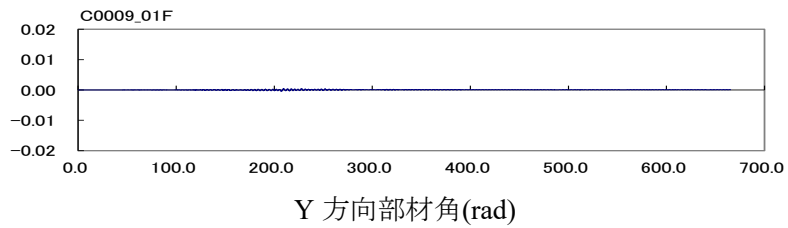
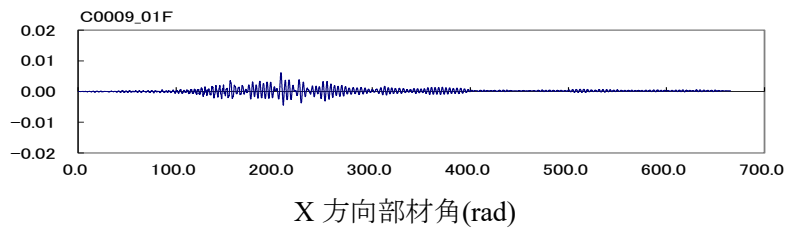
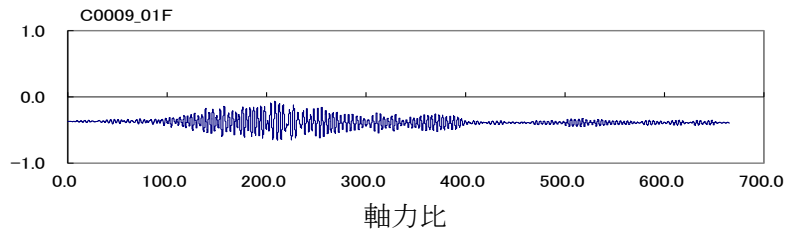


(b)No.9

図 4.1-80 代表的な柱の応答時刻歴 (CFT32、OS1、X 方向入力、1 階柱脚)



(b) No.1



(b)No.9

図 4.1-81 代表的な柱の応答時刻歴 (CFT32、CH1、X 方向入力、1 階柱脚)

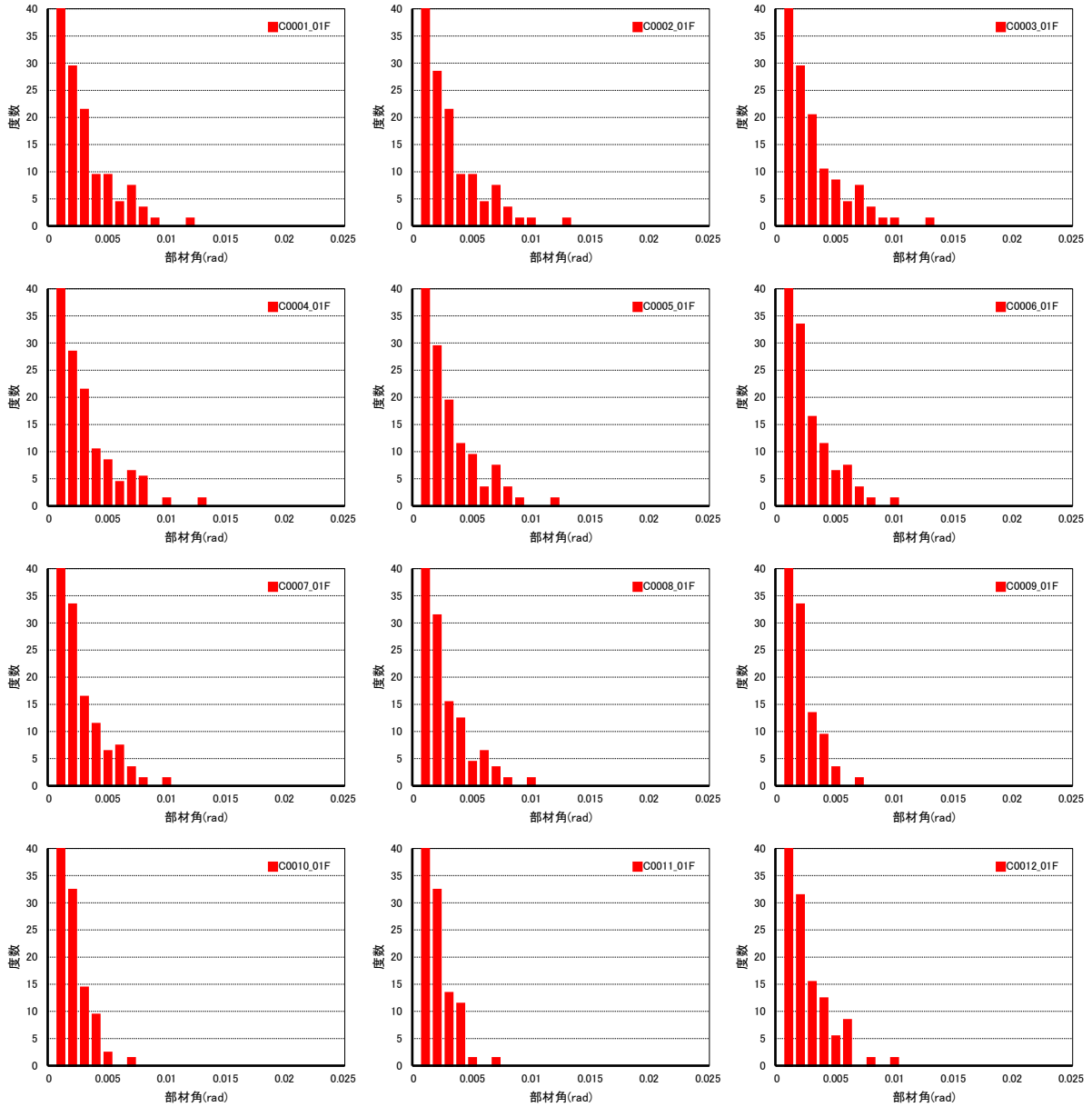
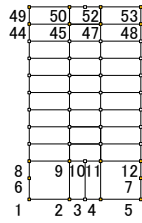


図 4.1-82 柱の部材角頻度分布(CFT32、OS1、X 方向入力、1 階柱脚 No.1~12)

	50	52	53
49	45	47	48
8	9	10	12
6			7
1	2	3	4
			5

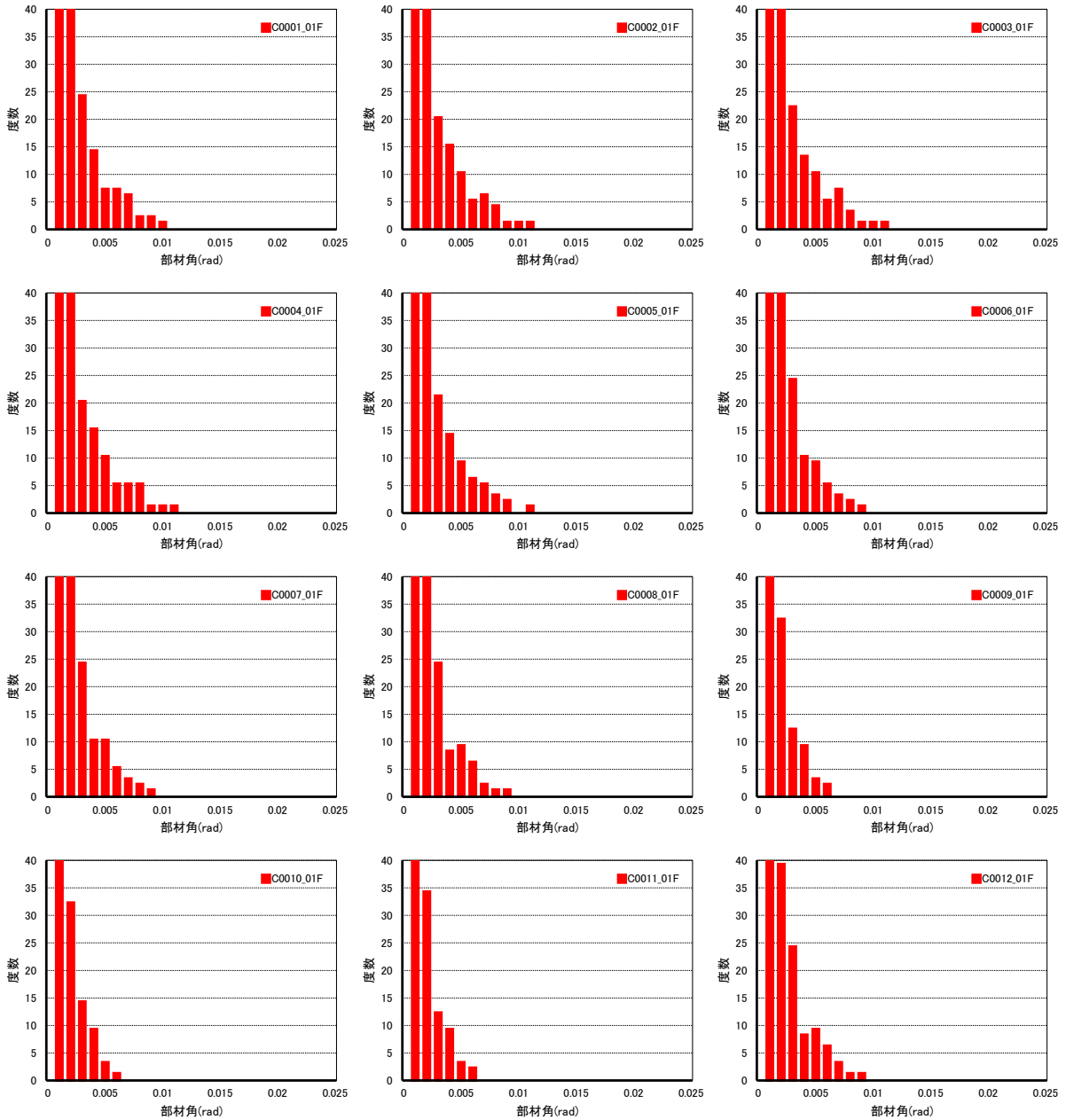


図 4.1-83 柱の部材角頻度分布(CFT32、CH1、X 方向入力、1 階柱脚 No.1~12)

表 4.1-11 最大部材角

柱名称	最大部材角(rad)
C0001_01F	0.0105
C0002_01F	0.0111
C0003_01F	0.0111
C0004_01F	0.0112
C0005_01F	0.0106
C0006_01F	0.0087
C0007_01F	0.0088
C0008_01F	0.0086
C0009_01F	0.0062
C0010_01F	0.0057
C0011_01F	0.0060
C0012_01F	0.0087

4.1.3 まとめ

長周期地震動下の超高層鉄骨造建物の地震応答解析を行うことにより応答性状の実態を把握することを目的とし、超高層鉄骨造建物モデルを用いて地震応答解析を行った。検討した内容を以下に示す。

(1) 超高層鉄骨造建築物の試設計

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、耐震安全性判定基準を概ね満足するように試設計した。

(2) 長周期地震動を用いた部材の劣化を考慮した時刻歴応答解析

入力地震動に、国土交通省による南海トラフ沿いの長周期地震動のうち、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回るレベルの地震動(SZ1,CH1,OS1)を選定した。地盤は軟弱な地盤を想定し、表層地盤の増幅を考慮したところ、速度応答スペクトルでは、告示の簡略化2種地盤で計算されるレベル(165cm/s)に比べ、最大2倍弱の増幅(最大300cm/s)となった。

長周期地震動に対するS30及びCFT32の地震応答解析を行った。結果を以下に示す。

【S30】

S30では、長周期地震動CH1,OS1に対して応答が大きく、層間変形角 $1/20\text{rad}$ を超えた。特にOS1に対しては、層間変形角 $1/10\text{rad}$ を超え、層の復元力を喪失した。従って、OS1に対しては崩壊と判定された。1990年代の設計波である既往波に対して、表層地盤の増幅を考慮した長周期地震動の入力レベルが大きかったことが崩壊に至った原因と考えられる。また、崩壊のメカニズムは、梁下フランジの破断が進行することで、層の復元力が著しく低下し、大変形に至るというものである。大変形に至る過程で、柱の局部座屈も確認されたが、崩壊の直接的な原因ではないと考えられる。

最大軸力比(最大軸力/降伏軸力)は、X方向入力時に0.91、45度方向入力時は1.10となった。この値は、OS1で大きい傾向にあるものの、CH1、SZ1も同程度である。

部材角とその頻度分布は、同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、 $1/100\text{rad}$ を超える振幅が6回となっている柱が存在する。

【CFT32】

CFT32はX方向入力時にはCH1で応答が大きく、ねじれの大きい端部では最大層間変形角 $1/40\text{rad}$ を超えた。Y方向入力時にはOS1で応答が大きく、最大層間変形角 $1/54\text{rad}$ を超えた。S30と比べて応答が小さいのは、表層地盤の増幅を考慮した告示波で設計されているため、2000年代以降の設計用地震動と長周期地震動の入力レベルにS30ほどの差がないためである。

部材の損傷状態は、CH1 X方向入力時に一部の梁で局部座屈が生じて最大塑性率が8弱となるケースもあるが、その他のケースでは概ね塑性率4以下となった。また、全てのケースで梁下フランジの破断や、柱の局部座屈は生じなかった。

最大軸力比は、X 方向入力時に 0.67、45 度方向入力時は 0.87 となった。この値は、OS1 入力時に大きい傾向にあるものの、CH1、SZ1 も同程度である。

部材角とその頻度分布は同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、1/200rad を以上の振幅が 30 回弱となっている柱がある。

4.1.4 今後の課題

今後の課題を以下に示す。

(1) S30、CFT32 の崩壊余裕度について

S30、CFT32 について、振幅を係数倍した長周期地震動に対する応答解析を行い、建物が崩壊するまでの余力について検討を行う。

(2) 地震応答解析における骨組の鉄骨柱及び CFT 柱の耐震安全性評価方法について

1) 多数回繰返し载荷実験に基づく鉄骨(CFT)柱端部の疲労限界曲線

梁端部の性能評価式と同様に S 造柱 (CFT 柱) についても、多数回繰返し载荷実験に基づいて、疲労限界性能曲線式が提示され、それが部材角振幅 (柱端部材角、柱端部回転角) と繰返し回数 N_f の関係で表されるものと考えられる。仮に、以下のような式が示されるとする。

$$N_f = \alpha \cdot c \theta_{max}^{-\gamma} \quad (4.1-1)$$

ここで、 N_f は耐力低下までの限界繰返し回数、 $c \theta_{max}$ は柱部材角 (柱端最大部材角、柱端最大回転角、等)、 α は柱の条件 (軸力、幅厚比等) により決まる係数、 γ は評価式の勾配。図 4.1-84 の例では、柱軸力比 0.3 の実験プロットを評価する式として、上記の (4.1-1) 式の係数を $\alpha=0.001$ 、 $\gamma=2.5$ とした評価式である。

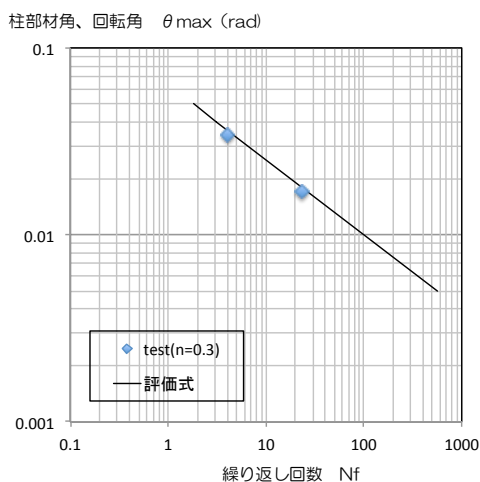


図 4.1-84 柱の実験結果のプロットと評価式

2) 柱端部の損傷度 (D) の計算方法

柱の耐震安全性の評価を行う場合には、各柱の軸力変動などを考慮する必要があるため、基本的には部材モデルで解析することが条件になる。現状の梁の耐震安全性評価方法では、骨組モデルを用いる場合には、表 4.1-12 のとおり、a)、b)の2通りの方法が提示されており^{4.1-11)}、基本的にはこれと同様の検討を行える手法の提案を試みる。

表 4.1-12 解析モデル等に応じた梁端部の損傷度の計算方法

地震応答解析で用いる解析モデル	損傷度の計算に用いる応答解析データ	損傷度の計算方法の概要	備考
(1)骨組モデル	a) 各部材の応答時刻歴	各部材の塑性率(曲げ回転角)時刻歴を用いて、レインフロー法などで塑性率の振幅頻度分布を算定し、設計用疲労曲線に基づいて、それぞれの振幅に対応する限界繰り返し回数との比を振幅毎にMiner則を仮定して加算し、損傷度 D を算定する。	疲労設計で用いられる方法を準用したもので、すべての部材の損傷度が計算される。
	b) 各部材の最大応答値	各部材の塑性率と累積塑性変形倍率のみを用いて、それらから等価繰り返し回数を計算し、設計用疲労曲線から、最大振幅時の繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	部材の最大応答値のみを用いた方法で、すべての部材の損傷度が計算される。
(2)質点系モデル	c) 各層の最大応答値(構造解析モデル有り)	各層の塑性率と累積塑性変形倍率を用いて、それらから梁部材の等価繰り返し回数を推定する。構造解析モデルを用いて層の最大応答変形から梁部材の最大塑性率を推定し、設計疲労曲線を用いて、最大塑性率での繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	層応答から予測する方法で、構造解析モデルを用いて各層で最大の損傷となる梁部材の損傷度が計算される。
	d) 各層の最大応答値(構造解析モデル無し)	各層の塑性率と累積塑性変形倍率を用いて、それらから梁部材の等価繰り返し回数を推定する。層の最大塑性率から梁部材の最大塑性率を推定し、設計疲労曲線を用いて、最大塑性率での繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	層応答から予測する方法で、既存建築物等で構造解析モデルが無い場合等に適用され、各層で最大の損傷となる梁部材の損傷度が計算される。

a) 各部材の応答時刻歴を用いる方法：

柱の実験に基づく疲労限界性能曲線が(4.1-1)式のように示された場合、該当する柱端部の部材角時刻歴を用いて、レインフロー法で振幅毎の頻度分布を作成し、振幅毎に疲労曲線から得られる限界繰り返し回数との比を計算し、Miner 則を適用してそれらを加算して、損傷度 D を算定する。

b) 各部材の応答最大値を用いる方法：

地震応答解析から得られる柱の応答値から、当該柱部材の等価な繰り返し回数を計算して、簡易的に算定する方法である。梁端部の等価な繰り返し回数の計算と同様に、柱の等価な繰り返し回数も、柱の最大塑性率と累積塑性変形倍率を用いて計算する方法である。以下に最大振幅（塑性率）で繰り返すと仮定する場合の計算を示す。

c) 最大振幅繰り返し仮定：

地震応答解析から得られる骨組の柱部材端部の最大部材（回転）角(θ_{max})と累積塑性変形倍率(η)により、最大振幅で繰り返すと仮定した場合の等価な繰り返し回数 N_e を(4.1-2)式で計算する。地震中のエネルギー吸収は最大部材角時の一定変位繰り返しによるものと仮定し、地震中のエネルギー吸収が等価となるように繰り返し数を算定したものである。 η は(4.1-3)式で計算される。

$${}_c N_e = \frac{{}_c \eta}{4 \left(\frac{{}_c \theta_{max}}{{}_c \theta_{pc}} - 1 \right)} \quad (4.1-2)$$

$${}_c \eta = \frac{{}_c E}{{}_c M_{pc} \cdot {}_c \theta_{pc}} \quad (4.1-3)$$

ここで、 ${}_c E$ は柱部材端部の履歴吸収エネルギー、 ${}_c M_{pc}$ は、骨組の静的増分解析時における当該柱端部の軸力を考慮した全塑性モーメント、 ${}_c \theta_{pc}$ は、その時の弾性限回転角（部材角）。(4.1-1)式の疲労曲線式より、最大振幅時の繰返し回数 N_f を算定し、(4.1-2)式による等価繰返し回数との比により(4.1-4)式で損傷度 D を算定する。

$$D = \frac{{}_c N_e}{N_f} = \frac{{}_c \eta}{4 \left(\frac{{}_c \theta_{max}}{{}_c \theta_{pc}} - 1 \right)} \cdot \left(\frac{{}_c \theta_{max}^\alpha}{\alpha} \right) \quad (4.1-4)$$

(3) 上下動の取り扱い

国土交通省「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について 平成 28 年 6 月 24 日」（以下、国交省長周期通知と称す）にて示された長周期地震動は、水平方向の入力地震動のみである。性能評価においては、上下動に対する考慮が必須となっており、長周期地震動に対しても、水平のみならず上下動に対する検討が必要であるが、長周期地震動に対応する上下動が提示されておらず、適切な方法がない。

現在は、長周期地震動（水平動入力）に対する応答と、適切に設定した告示レベルの上下動（告示上下動、上下動入力）に対する応答を単純和することで、上下動分の応答の割り増しとする等としている。

(4) 高軸力比柱の挙動

高軸力比柱の挙動（解析上、軸力比 1 を上回る場合がある）は、解析モデル上、取り扱える範囲を超えている可能性がある。

【参考文献】

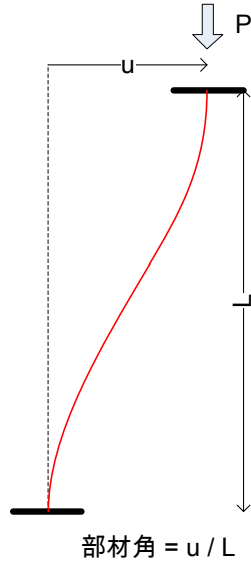
- 4.1-1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 4.1-2) 石田孝徳，山田 哲，島田侑子：変動軸力下で水平2方向外力を受ける角形鋼管柱の履歴挙動の追跡，日本建築学会構造系論文集，2013.05
- 4.1-3) 文部科学省研究開発局，京都大学防災研究所：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市機能の維持・回復に関する調査研究（平成25年度）成果報告書 3.1 高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発
http://www.toshikino.dpri.kyoto-u.ac.jp/report/2013/pdf/3.1.1_p.013-070.pdf，2014.6
- 4.1-4) 平成25年度 建築基準整備促進事業 S10「長周期地震動に対するCFT造柱部材等の安全性検証方法に関する検討」調査報告書，2014.3
- 4.1-5) 加藤勉：閉断面部材の局部座屈と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1987.8
- 4.1-6) 山田 哲，秋山 宏，桑村 仁：局部座屈を伴う箱型断面部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文集，1993.2
- 4.1-7) K.Maekawa, A.Pimanmas, H.Okamura：NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE. 2003
- 4.1-8) A.Fafitis, P.Shah：Lateral Reinforcement For High-Strength Concrete Columns, Publ, ACI, No.SP-87, 1985
- 4.1-9) 加藤 勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1994.4
- 4.1-10) 鋼材倶楽部：中低層建物の耐震設計法，技報堂出版，1978
- 4.1-11) 建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、別紙5-1-2 超高層鉄骨増築建築物の繰返し変形による梁端部破断の検証方法 その2
- 4.1-12) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計
- 4.1-13) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，2012.6

<参考資料1：部材角の評価>

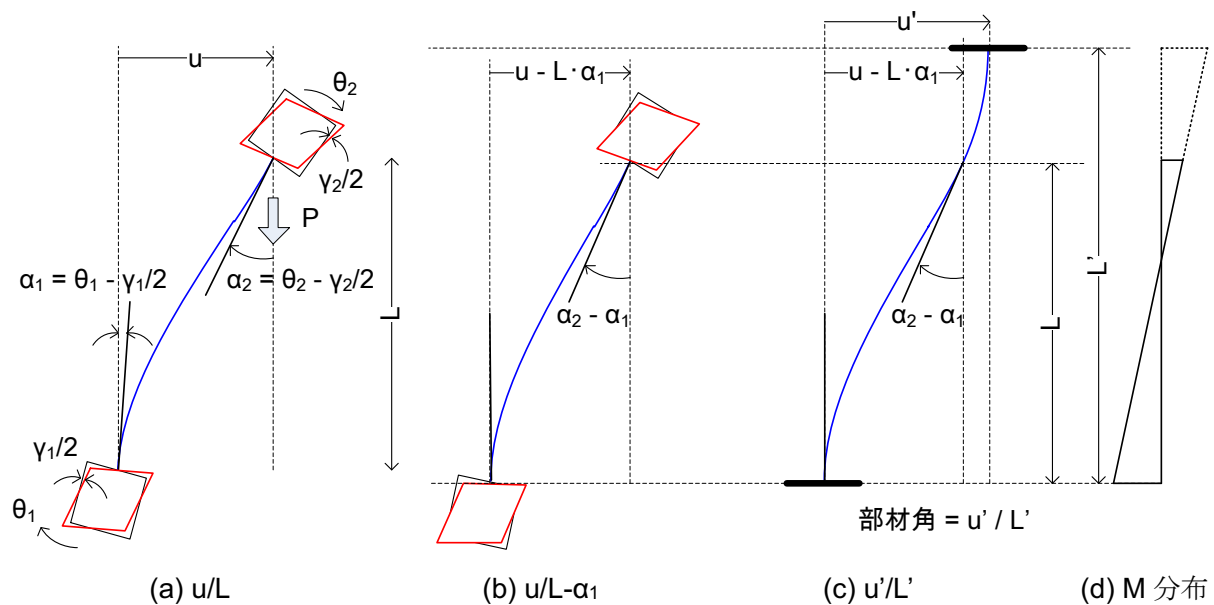
柱部材の実験結果と解析モデルとの対応について

○実験（部材角 = u/L ）

一定軸力 P 、部材角（例えば）1%とする一定軸力定振幅繰返し



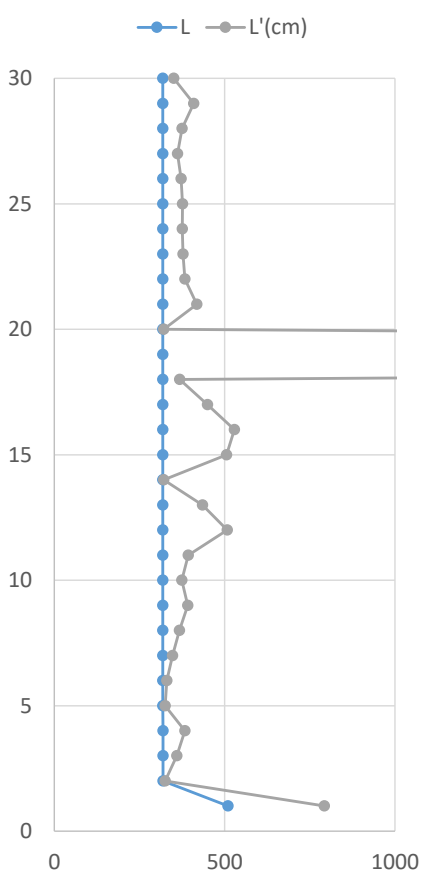
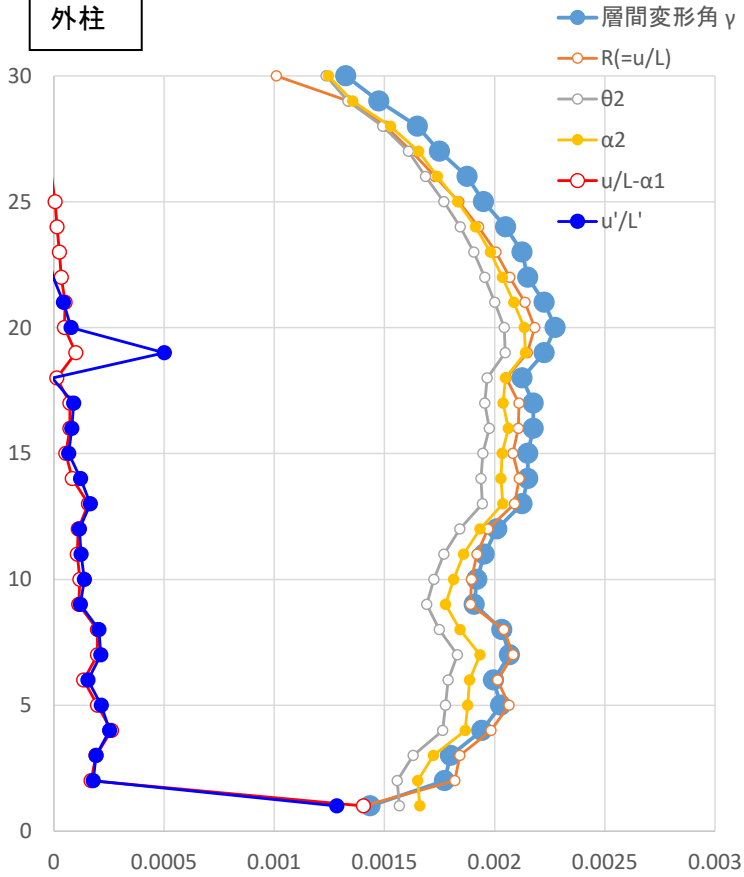
○解析（部材角 = u/L ? , $u/L-\alpha_1$?, u'/L' ?) 実験の部材角と対応させるのは (c) u'/L' が正しそう



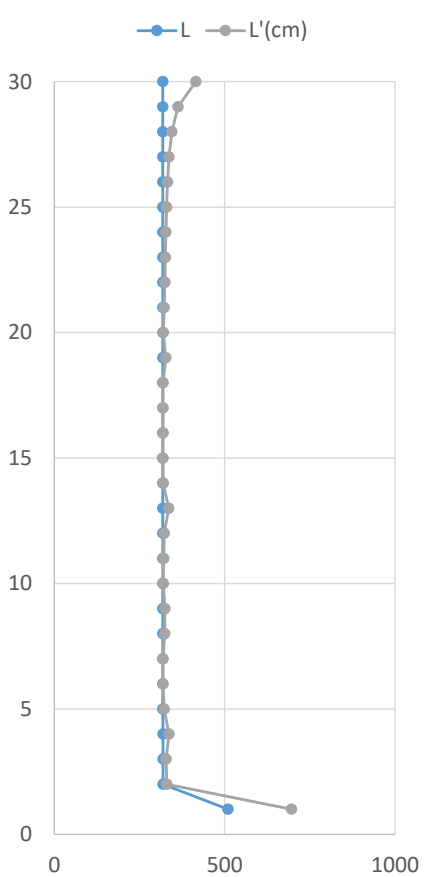
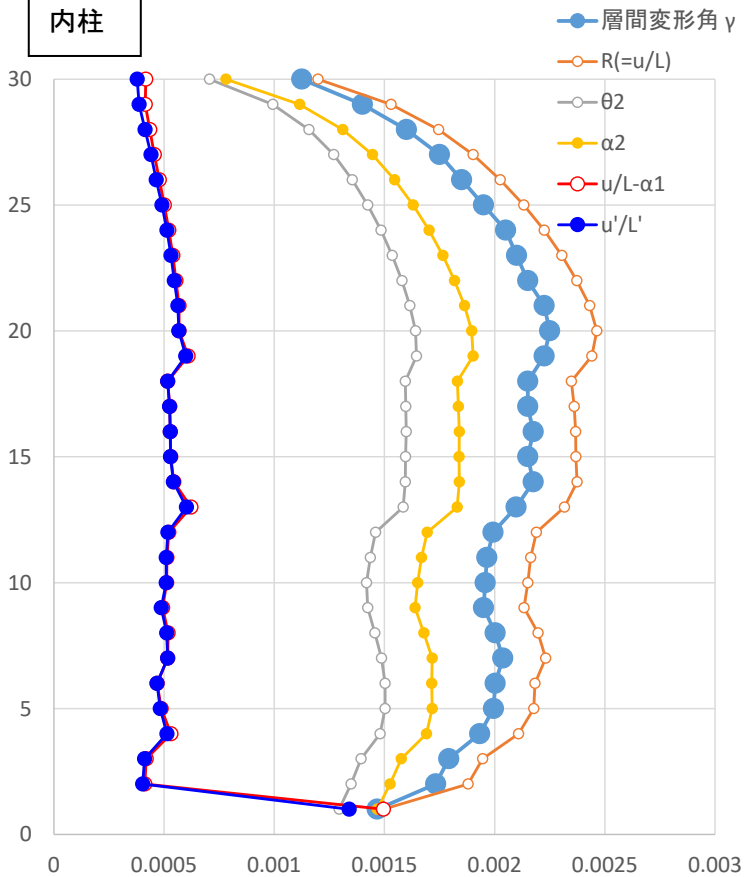
30層S柱モデルを用いた PushOver 解析により、上記3種の変形角を検討した。

反曲点位置が塑性化の進展状況に応じて変わるため、塑性化状況やモーメント分布により異なるが、少なくとも脚部（頂部の回転の方が小さい場合は頂部）の回転分を差し引いた $u/L-\alpha_1(\alpha_2)$ により整理すれば、概ね「部材角」を評価できる。本文で部材角と呼んでいるものは、 $u/L-\alpha_1(\alpha_2)$ にあたる。

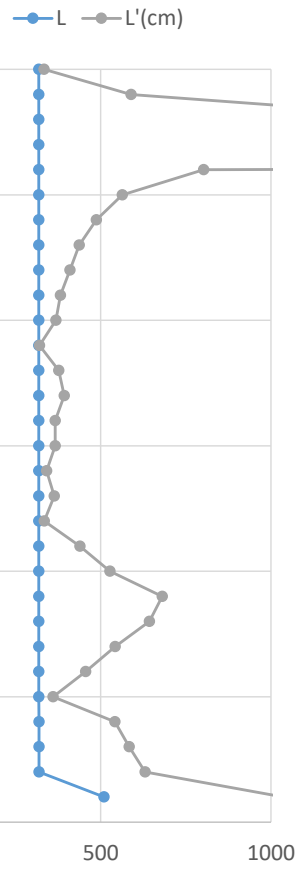
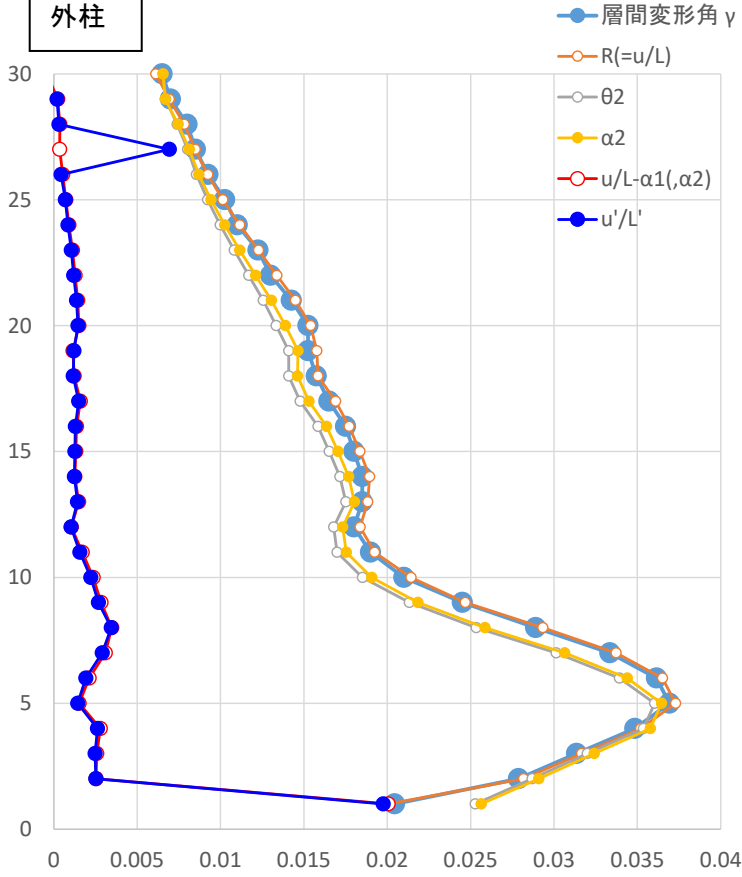
外柱



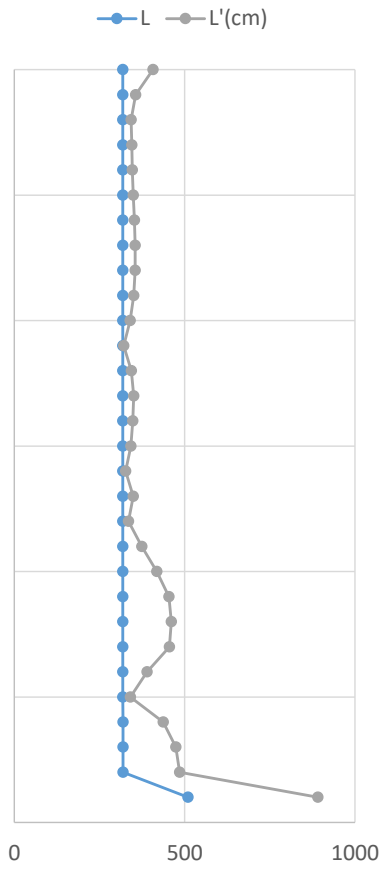
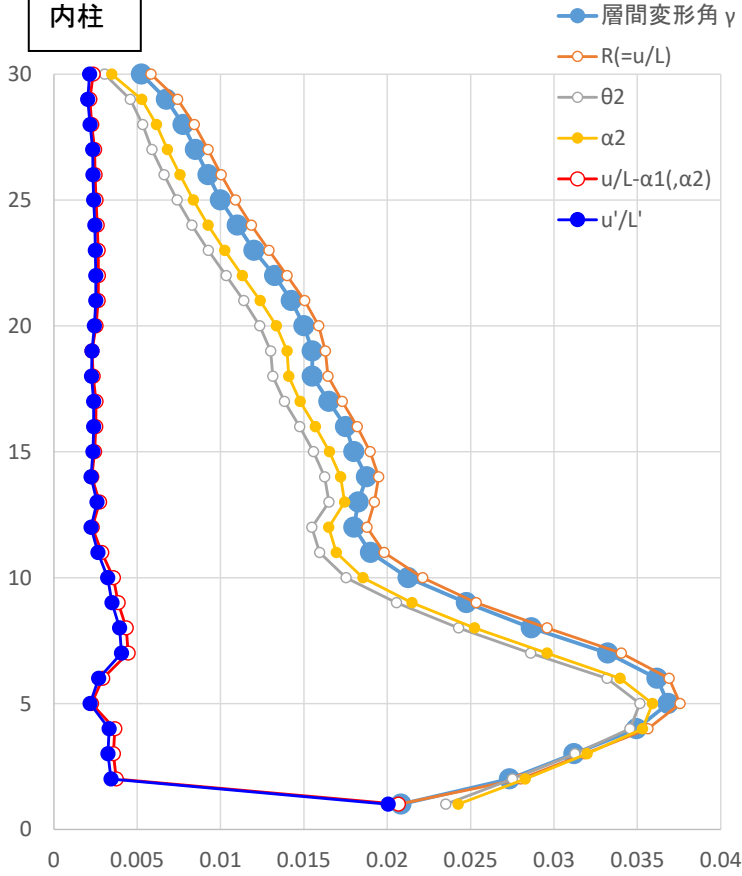
内柱



外柱



内柱



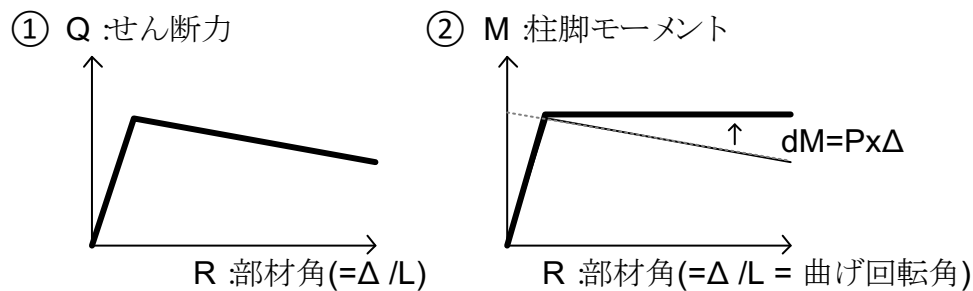
<参考資料2：柱部材復元力特性の設定>

柱部材の実験結果と解析モデルとの対応について

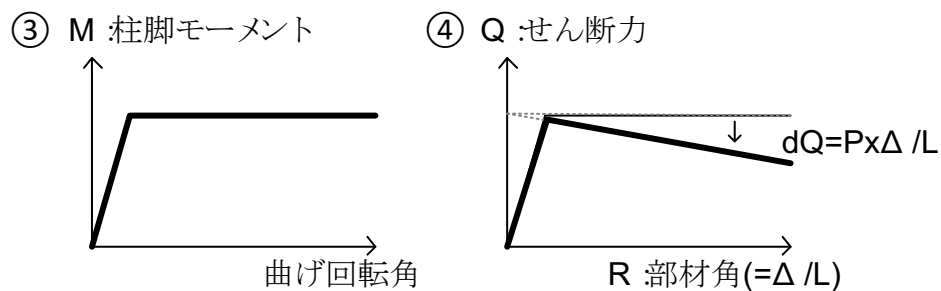
②で実験結果を整理し、解析モデルの復元力特性は③で与える。

③で与えた解析モデルの復元力特性に対し dQ (P- Δ 効果) を考慮することで④の特性を得る。

④は①と同じ。



実験結果の整理 (実験 Q より P- Δ 効果を除いた復元力特性)



解析上の考慮 (P- Δ 効果を除いた復元力特性を与えて解析上 dQ (P- Δ 効果) を考慮)

4.2 建物が倒壊するまでの余力の検討と耐震安全性検証の試行（R1 年度実施）

4.2.1 部材劣化後に建物が倒壊するまでの余力の検討

(1) 解析モデル・入力地震動等解析条件の整理

1) 建物のモデル化

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、一般に用いられてきた耐震安全性判定基準である、最大層間変形角1/100以下、部材塑性率4以下、を満足するものとする。

(a-1) S30 設計方針

- ・S30は文献4.2-1)の仮想の超高層建築物を基本に設計用せん断力を小さくし、断面を縮減した仮想建物解析モデルである。（図4.2-1、表4.2-1、表4.2-3参照）
- ・層間変形角1/100radまでAi分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1程度となるように断面を設定している。（柱を相対的に弱くして、柱の損傷により比較的倒壊が生じやすいように「弱い建物」を想定した。）
- ・設計はCB=0.053の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。
- ・S30は、柱梁の性能が建物の倒壊性能に及ぼす影響を調べることを目的として、①梁の変形性能を2倍に向上させたモデル（「梁変形性能大モデル」）、②柱の断面を1サイズ大きくしたモデル（「柱強モデル」）についても実施する。柱梁に①②の変更を加えないモデルを「基本モデル」とする。

(a-2) CFT32 設計方針

- ・CFT32は実在の超高層建築物の1階部分を取り払った仮想建物解析モデルである。（図4.2-2、表4.2-2参照）
- ・層間変形角1/100radまでAi分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1.5程度となるような断面となっている。
- ・設計はCB=0.07の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。

(b) 基本方針

建物をモデル化するに当たっての基本方針を以下に示す。

- ・解析モデルは柱・梁などの各部材をそれぞれ線材置換した立体精算骨組モデルとする。
- ・柱・梁は曲げ変形，せん断変形および軸方向変形を考慮する。
- ・各階床は剛床とする。
- ・復元力特性は以下のモデルとする。

柱：2方向の曲げモーメントおよび軸力の3軸相関を考慮するマルチスプリングモデル（以下MSモデル）とする。MSモデルでは鋼管とコンクリートの劣化を考慮可能である。ただし、CFT32モデルではMSモデルを使用した場合、解析時間を要するため、1～15階の柱をMSモデル、それより上階は金属塑性論を拡張したS塑性論モデルを用いる。

梁：梁端の破断・局部座屈を考慮する。梁端下フランジ破断に対する保有性能をあらわすCは、S30の「基本モデル」・「柱強モデル」では、1990年代で一般的なスカラップ付き相当のC=4、S30の「梁変形性能大モデル」ではその2倍の性能に相当するC=5.6、CFT柱モデルもC=5.6とした。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率を3/100とした。
- ・梁の終局耐力について、原則として全断面を考慮して算定するが、後述するS30に既往波を入力する場合は、当時の設計を想定して、フランジのみを考慮して終局耐力を算定する。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率は1/100とする。
- ・減衰は1次固有周期に対して臨界値の2%となる初期剛性比例型減衰とする。
- ・固有振動解析結果を表4.2-3に示す。

(c) S30 の概要

S30 は、30 層の鉄骨箱型断面柱の鉄骨造建物モデルである。図 4.2-1 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.2-1 の (a)、(b) に、3 つのモデルの柱断面を示す。

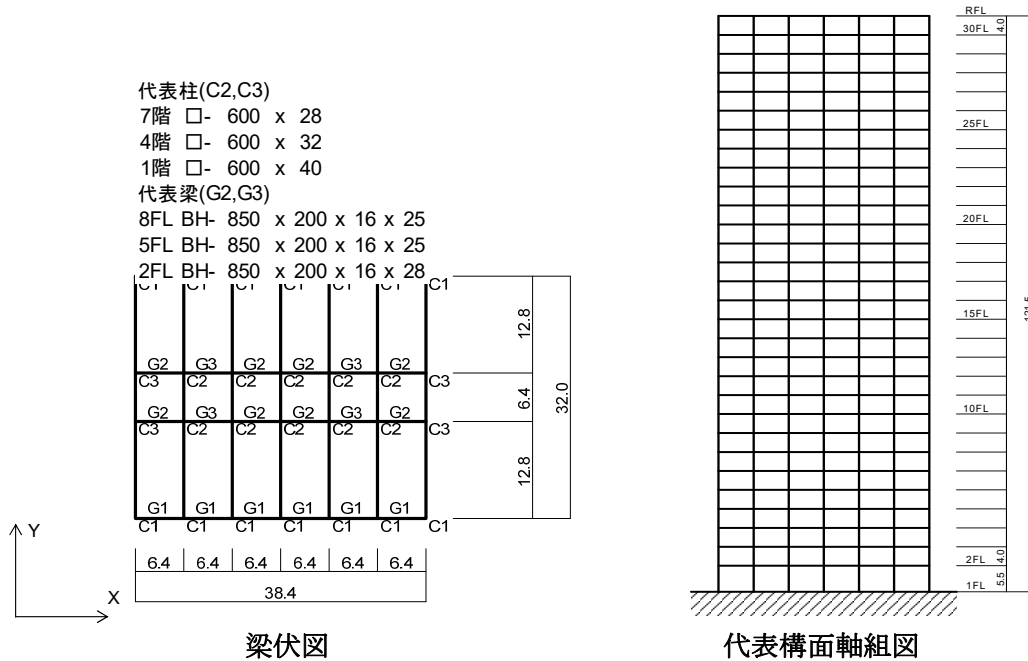


図 4.2-1 超高層建物モデル(S30)

表 4.2-1 柱断面(S30)

(a) 基本モデル・梁変形性能大モデル

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
13~15	□-600×600×22×22	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
10~12	□-600×600×25×25	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
7~9	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
4~6	□-600×600×32×32	□-600×600×36×36	□-600×600×36×36
1~3	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40

(b) 柱強モデル

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×25×25	□-600×600×25×25
13~15	□-600×600×25×25	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
10~12	□-600×600×28×28	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
7~9	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
4~6	□-600×600×36×36	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40
1~3	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45

(d) CFT32 の概要

CFT32 は、32 層の CFT 柱の建物モデルである。図 4.2-2 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.2-2 に柱断面を示す。

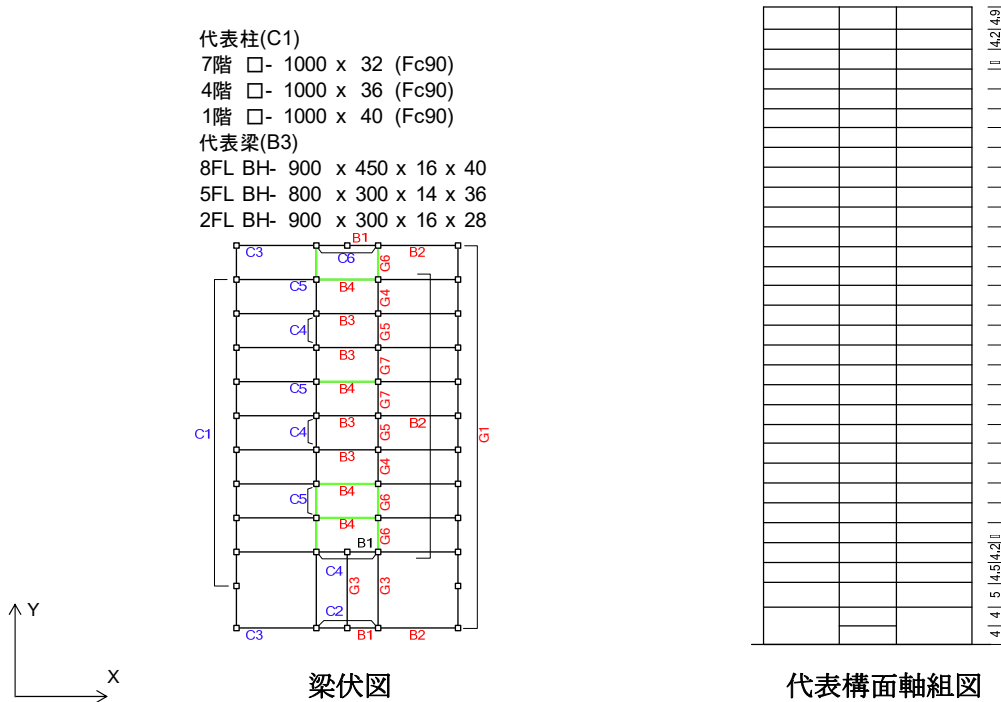


図 4.2-2 超高層建物モデル(CFT32)

表 4.2-2 柱断面(CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 4面組立ボックス柱[B□]: SN490C(t≤40),SN490C-TMCP(t>40) ,冷間成形角形鋼管[□]: BCP325 2.断面表示は B(幅)×D(せい)×t(板厚)とする。

階	C1	C2	C3	C4	C5	C6	充填コンクリート Fc(N/mm2)
32							
31							
30	□-700×700×16	□-700×700×16	□-700×700×16				
29				□-800×800×19	□-800×800×19	□-800×800×19	Fc36
28							
27	□-700×700×19	□-700×700×19	□-700×700×19				
26							
25							
24							
23							
22			□-800×800×19	□-900×800×22	□-900×800×22	□-900×800×22	Fc48
21							
20							
19	□-800×800×19	□-800×800×19					
18							
17							
16			□-800×800×22				Fc60
15							
14				□-1000×1000×22	□-1000×1000×22	□-1000×1000×22	
13	□-800×800×22	□-800×800×22					
12							
11							Fc80
10							
9			B□-800×800×32		B□-1000×1000×32	B□-1000×1000×32	
8	B□-800×800×32	B□-800×800×32					
7				B□-1000×1000×32		B□-1000×1000×32	
6							
5							
4	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×40		B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	Fc90
3							
2	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×50	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	
1							

(e) 固有振動解析結果

表 4.2-3 に(a)~(c)の建物モデルの 5 次モードまでの周期と刺激係数等を示す。

表 4.2-3 固有振動解析 (S30)

(a) S30 (基本モデル, 梁変形性能大モデル)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.51	0.00	-1.37	0.00	Y 1 次
2	4.08	1.37	0.00	0.00	X 1 次
3	3.41	0.00	0.00	-1.30	
4	1.53	0.00	0.54	0.00	Y 2 次
5	1.38	-0.54	0.00	0.00	X 2 次

(b) S30 (柱強モデル)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.44	0.00	1.37	0.00	Y 1 次
2	4.01	-1.37	0.00	0.00	X 1 次
3	3.38	0.00	0.00	1.31	
4	1.52	0.00	0.54	0.00	Y 2 次
5	1.37	-0.54	0.00	0.00	X 2 次

(c) CFT32

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	3.81	-1.18	-0.02	-12.4	Y 1 次
2	3.35	0.02	-1.39	0.54	X 1 次
3	3.22	0.22	-0.01	-12.5	
4	1.32	-0.45	-0.01	-6.00	Y 2 次
5	1.22	-0.01	0.58	-0.10	X 2 次

(f) 柱梁耐力比

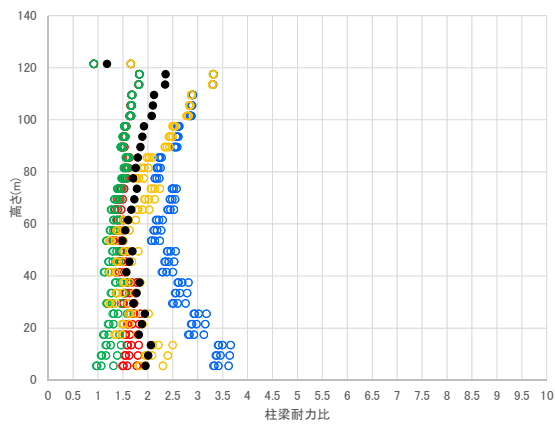
柱梁耐力比の算出の方法を以下に示す。

- ・ S30 に対して A_i 分布による荷重増分解析を行い、層間変形角が 1/100 になった時点での軸力を算定する。(層間変形角 1/100 時点で梁は十分に降伏しているため、層間変形角 1/50 であっても軸力は大きく変わらないことを確認している。従って、柱梁耐力比への影響も小さい。)
- ・ 荷重増分解析で得られた軸力を考慮した柱の曲げ耐力の算定方法は以下とする。
角形鋼管 (S30) : 鋼構造限界状態設計指針・同解説の全塑性相関曲線
CFT (CFT32) : コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- ・ 梁の曲げ耐力は、全断面を有効とした時の、全塑性モーメントとする。
- ・ (層平均の柱梁耐力比) = (梁耐力の和) ÷ (柱耐力の和) とする。

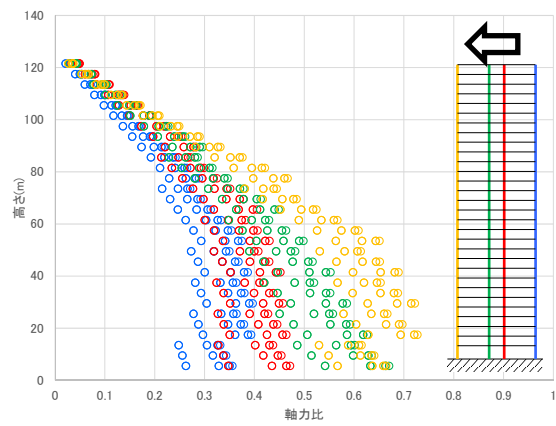
代表して Y 方向の柱梁耐力比を図 4.2-3 に示す。最上階は柱 1 本に対して梁 2 本がとりつく箇所があるため、柱梁耐力比が 1 未満となる場合がある。

S30 について、基本モデル・梁変形性能大モデルは、最上階を除いたとき、柱梁耐力比は、0.96 と小さく、最大軸力比は 0.73 となっている。柱強モデルは最上階を除いた柱梁耐力比の最小値が 1.24、最大軸力比は 0.66 となっている。

CFT32 について、最上階を除いたとき、柱梁耐力比の最小値は約 1.57、最大軸力比は 0.44 である。

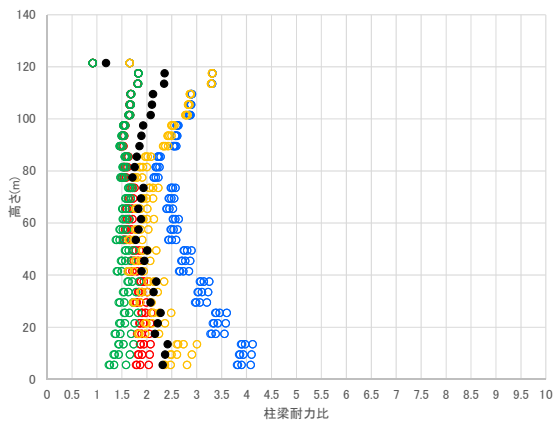


柱梁耐力比 (最小 0.96)

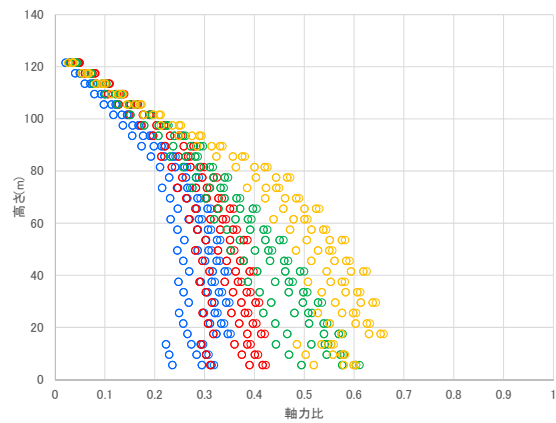


軸力比 (最大 0.73)

S30 (基本モデル・梁変形性能大モデル, Y 方向)

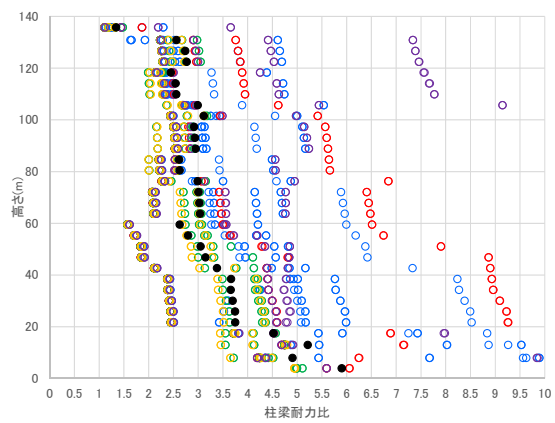


柱梁耐力比 (最小 1.24)

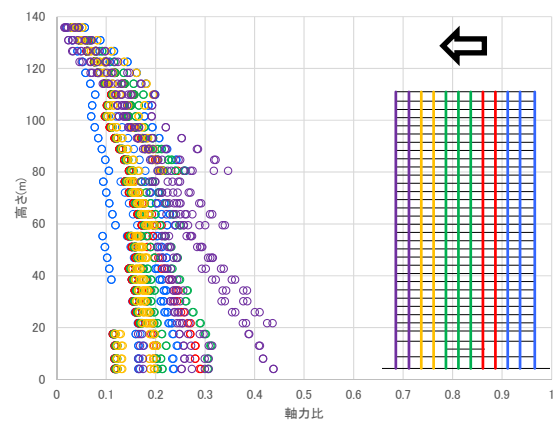


軸力比 (最大 0.66)

S30 (柱強モデル, Y 方向)



柱梁耐力比 (最小 1.57)



軸力比 (最大 0.44)

CFT32 (Y 方向)

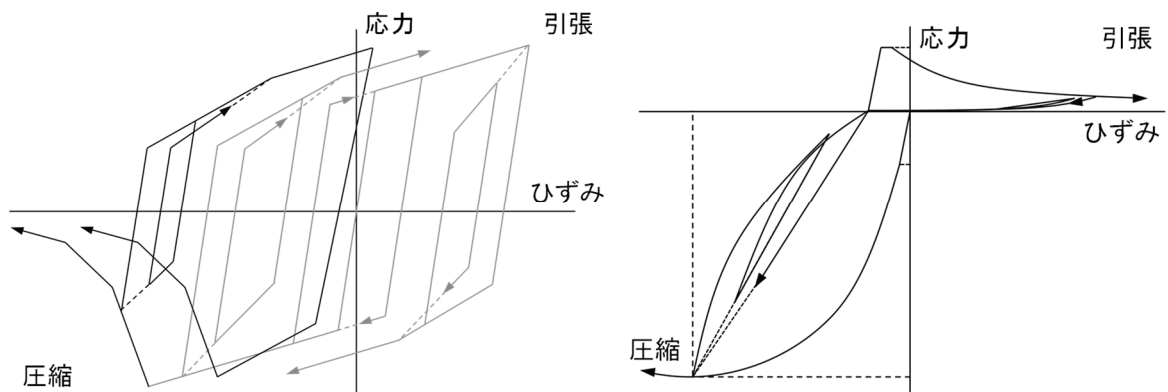
図 4.2-3 1/100 載荷時の柱梁耐力比(图中●は層平均)と軸力比

2) 部材のモデル化

(a) 柱部材

材端に塑性変形部を想定し、断面を細かく要素に分割した上で各要素に材料の応力-歪関係を与えて平面保持を仮定してモデル化する、マルチスプリングモデル（以下 MS モデル）とする。

角形鋼管柱については文献^{4.2-2)}で局部座屈の評価を含めた解析手法が提案されている。局部座屈による耐力劣化を考慮可能な MS モデルの弾塑性履歴則^{4.2-2)}を図 4.2-4 に示す。降伏後、局部座屈に至るまでの単調圧縮試験における応力上昇率は文献^{4.2-3)}、塑性変形能力は文献^{4.2-4)}に従い決定する。コンクリートの軟化のしやすさ（軟化係数）は軟化係数=52 とした。



(a) 鋼管(石田ら(2014)^{4.2-2)}) (b) コンクリート(Maekawaら(2003)^{4.2-5)}, Fafitis, Shah(1985)^{4.2-6)})

図 4.2-4 MS モデルの弾塑性履歴則

(b) 梁部材

材端ばねモデルとし、図 4.2-5 に示す全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型の復元力特性を与える。大振幅が想定される長周期地震動を考慮する場合には、局部座屈及び破断の劣化現象を取り込む。

局部座屈は下フランジが圧縮側に考慮し、局部座屈が発生する曲げモーメントは文献 4.2-7)、局部座屈発生後の劣化勾配は文献 4.2-8)に従い算定する。

破断は下フランジが引張側になる場合に考慮し、経験した塑性変位振幅に対する損傷度を、Miner 則を仮定して加算し、保有性能に至る時に破断するものと仮定した。保有性能係数は、S30 「基本モデル」「柱強モデル」は 1990 年代までを想定するため、スカラップ有 C=4 とし、CFT32 は 2000 年代以後を想定するため、梁端部水平ハンチ付あるいはノンスカラップ形式を想定して、スカラップ付の 2 倍の性能を持つものとして C=5.6 と設定した。ただし、S30 の「梁変形性能大モデル」は C=5.6 とした (図 4.2-6 参照)。

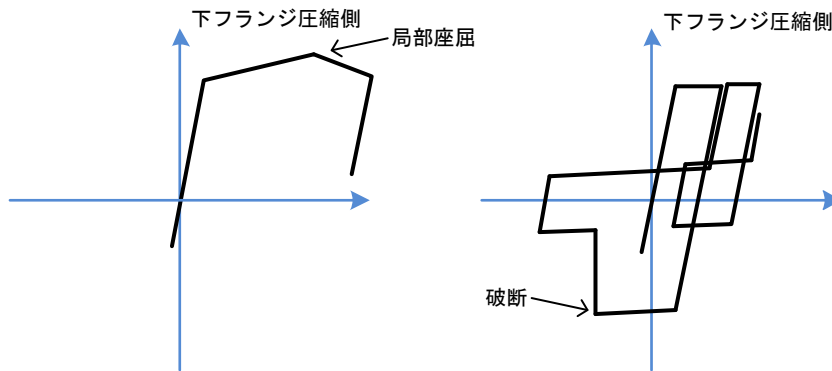


図 4.2-5 梁端の下フランジ局部座屈及び破断の考慮

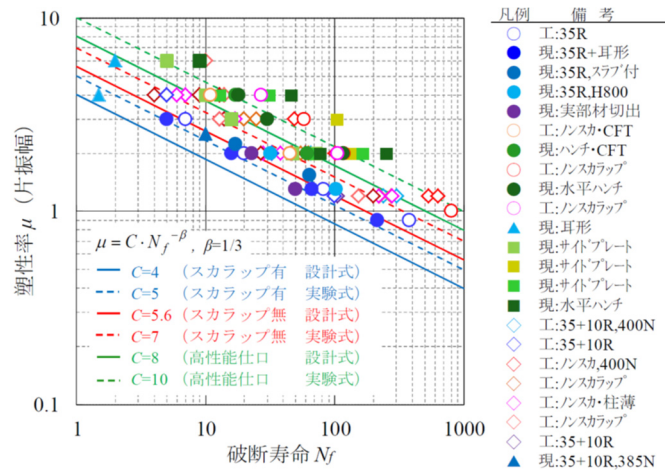


図 1 梁端部の破断までの繰返し回数 N_f と梁の塑性率 μ の関係

図 4.2-6 破断までの保有性能^{4.2-9)}

3) 入力地震動と表層地盤増幅の考慮

(a) 入力地震動

本検討では、国土交通省「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について（技術的助言）」（平成 28 年 6 月 24 日付け国住指第 1111 号）に示された関東地域、静岡地域、中京地域、大阪地域の各地域で規定された地震動（図 4.2-7）を用いる。ここでの検討では、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回り、かつ各地域で最大となる SZ1、CH1、OS1 を選定する。また、これら長周期地震動は工学的基盤位置で規定されているため、地盤応答解析により表層地盤増幅の影響を考慮する。

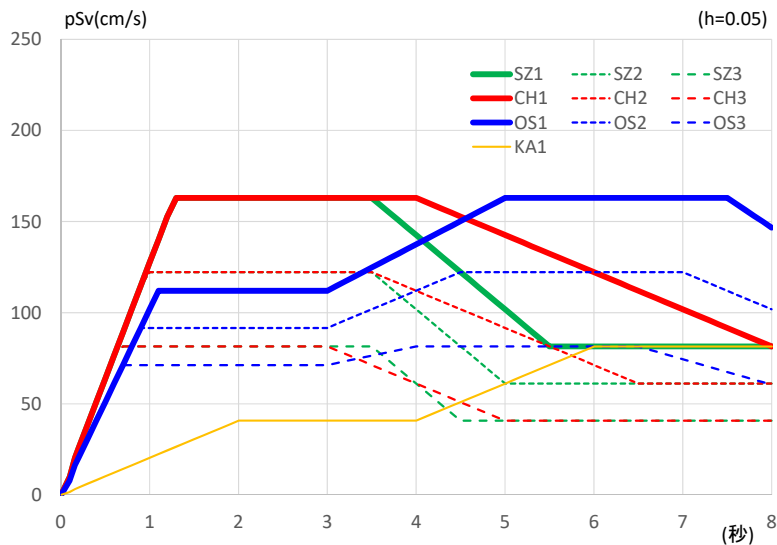


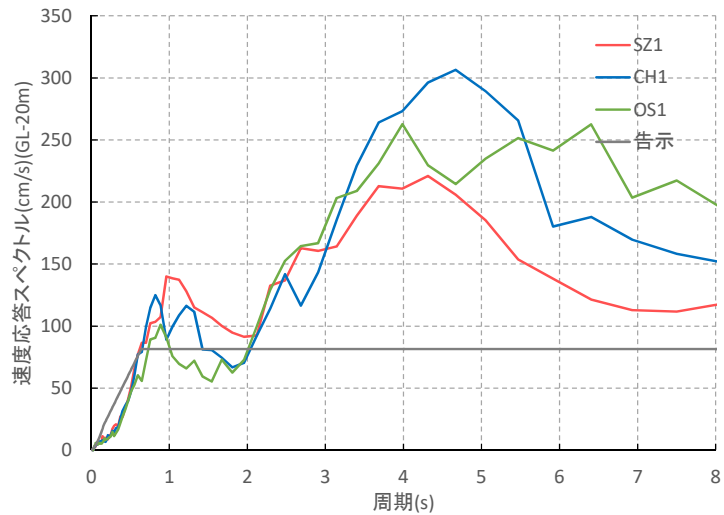
図 4.2-7 国土省・南海トラフ長周期地震動のスペクトル(工学的基盤)

(b) 想定地盤の設定と地盤応答解析

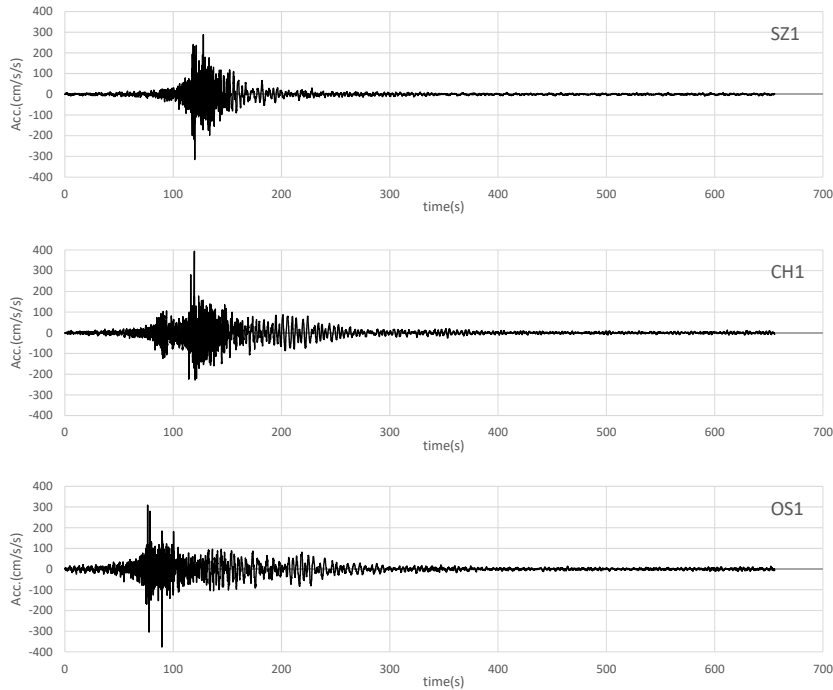
長周期地震動は、工学的基盤位置で定義されているため、地盤増幅を考慮した入力地震動を作成する。検討する地盤は、文献^{4.2-10)}に示されている代表地盤 4 とする。建物への入力地震動は剛強な基礎底位置を想定して地下 20m 位置での地盤応答とする。

地盤応答解析は、逐次非線形解析により行う。土の非線形モデルは HD モデルとし、非線形解析特性（規準せん断ひずみ、最大減衰定数）は、全国平均値^{4.2-9)}とする。

選定した長周期地震動 3 波による地盤応答解析結果を図 4.2-8 に示す。



(a) 速度応答スペクトル (h=0.05)



(b) 時刻歴波形

図 4.2-8 地盤増幅を考慮した長周期地震動(1.0倍)

4) 倒壊・崩壊の定義

梁端の劣化を伴う損傷（破断、局部座屈）の発生が層内で進展し、層の復元力を劣化させる。それに伴う層の大変形に対し、P- Δ 効果で層の復元力を喪失する。その状態を解析上の「倒壊」と定義する。

5) 部材劣化と倒壊に対する漸増動的解析における入力レベルの整理

本研究で使用している用語の概念を図 4.2-9 に示す。「梁端破断直前倍率」とは梁端が 1 本でも破断する 1 つ手前の入力倍率とし、「倒壊倍率」とは前述の倒壊・崩壊の定義で示したように、水平方向の復元力を喪失するか鉛直支持能力を喪失する場合の入力倍率である。

この概念を用いる理由は以下となる。

設計では梁端破断を許容しないため、梁端破断直前倍率が設計用長周期地震動の上限である。一方で、梁端破断を考慮する倒壊解析は行わないため、倒壊に対して余裕度がどの程度あるか不明である。本研究では、梁端破断直前倍率に対する倒壊倍率の比を「余力」と定義し、それを示すことで、梁端破断後の倒壊余裕度を調べ、梁端破断を許容しない設計がどの程度の余裕度を有するか考察する。

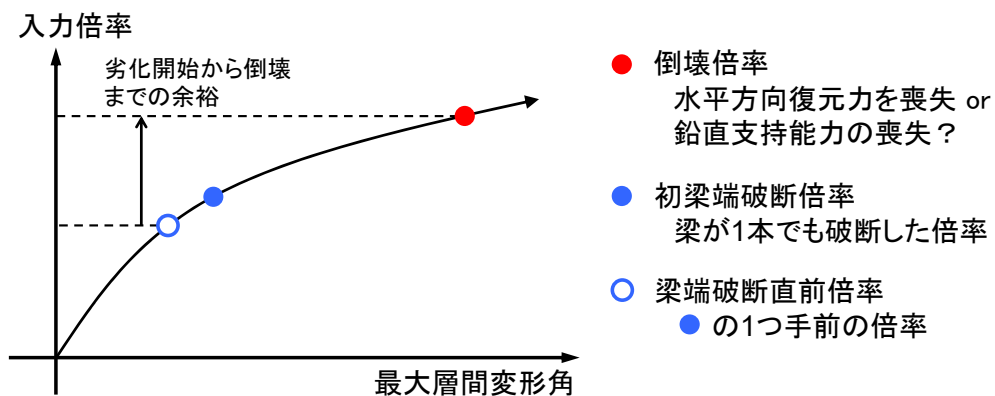


図 4.2-9 用語の定義

(2) S30 に関する検討

S30 では、3 つのモデルの漸増動的解析を実施する。3 つのモデルの概要と、検討目的について、以下に示す。

1) 倒壊までの余裕度検討（基本モデル）

S30（基本モデル）の解析では国交省南海トラフ長周期地震動（SZ1,CH1,OS1）を漸増振幅して、S30 を倒壊に至らしめる時刻歴応答解析を X,Y,45 度方向入力について示す。また、倒壊時の部材の損傷状況等を示し、余裕度（倒壊に至る倍率、梁端破断に至る倍率の違い）、柱応答などについて考察する。

2) 梁端の塑性変形能力を大きくした場合の影響検討（梁変形性能大モデル）

梁の性能がより優れていた場合を想定して、柱の損傷がより先行する場合について検討することを目的とする。検討では、梁の破断性能を 2 倍（C 値を 4.0 から CFT32 モデルで設定している 5.6 に変更）にした場合の結果を示し、余裕度（倒壊に至る倍率、梁端破断に至る倍率の違い）、柱応答などについて考察する。

3) 柱断面（柱梁耐力比）を大きくした場合の影響検討（柱強モデル）

S30 モデルにおいて、柱の性能がより優れていた場合を想定して、梁の損傷がより先行する場合について検討することを目的とする。検討では、柱の断面サイズを概ね 1 サイズアップし、層平均柱梁耐力比の最小値が 1.5 程度の建物の余裕度（倒壊に至る倍率、梁端破断に至る倍率の違い）、柱応答などについて考察する。

1) 倒壊までの余裕度検討（基本モデル）

S30 基本モデルの検討では、梁端の塑性変形能力に $C=4.0$ を仮定し、長周期地震動の振幅を増大させて応答解析を実施する。

倒壊に至った入力倍率を表 4.2-4 に示す。OS1 の Y 方向は、0.9 倍でも倒壊の結果となった。SZ1 では、入力レベルが小さいため、倒壊入力倍率が比較的大きい。

梁端破断直前の入力倍率を表 4.2-5 に、倒壊入力倍率÷梁端破断直前入力倍率を表 4.2-6 に示す。表 4.2-6 の値はばらつきが大きく SZ1 の X 方向では、1.18 といった小さな値が確認された。X 方向のような均等スパンでは、最初に梁端が破断した後、倒壊に至るまでの余裕度が小さい可能性がある。X 方向であっても OS1 の場合は表 4.2-6 の値が大きいが、最終的に損傷集中する層と、梁端破断し始める層が異なることが一因として考えられる。一方、Y 方向は表 4.2-6 の値が大きい。短スパン梁は低倍率で破断するが長スパン梁は破断しにくいとめと考えられる。

以上の結果を図 4.2-10、図 4.2-11 に示す。

表 4.2-4 倒壊入力倍率(C=4.0)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.3	2.1	1.9
OS1	1.0	0.9	1.1
CH1	1.1	1.1	1.4

表 4.2-5 梁端破断直前の入力倍率(C=4.0)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.1	1.0	1.6
OS1	0.5	0.5	0.9
CH1	0.7	0.5	0.7

表 4.2-6 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(C=4.0)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率比	倍率比	倍率比
SZ1	1.18	2.10	1.19
OS1	2.00	1.80	1.22
CH1	1.57	2.20	2.00

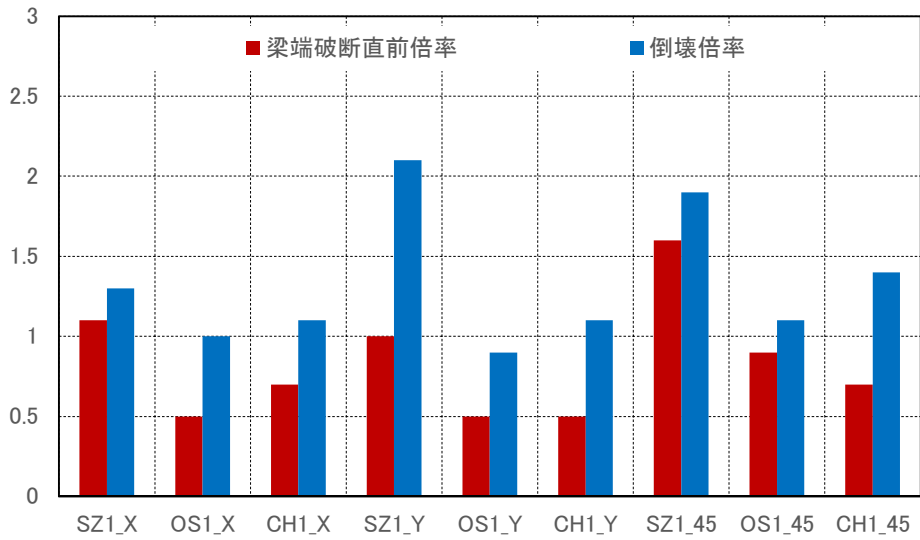


图 4.2-10 倒塌输入倍率、梁端破断直前输入倍率(C=4.0)

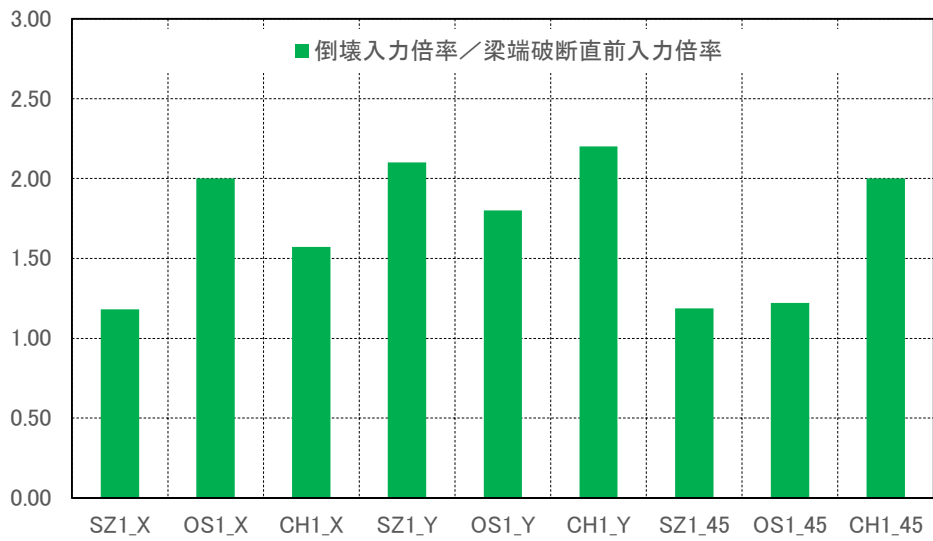


图 4.2-11 倒塌输入倍率 / 梁端破断直前输入倍率(C=4.0)

倒壊倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-12～図 4.2-14 に示す。

X 方向入力では、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。

Y 方向入力では、SZ1 入力時に下層部に変形が集中しており、梁端破断率も他の 2 波に比べて小さい。

45 度方向入力では、OS1 について、下層部に変形が集中している。また、X 方向の変形が大きく、最終的には X 方向に倒壊した。

梁端破断直前倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-15～図 4.2-17 に示す。いずれのケースでも柱部材角は 1 階柱脚が大きい。

図 4.2-18 に OS1 を X 方向に入力したときの倒壊倍率における層せん断力－層間変形角関係を示す。このように、倒壊時には水平方向の抵抗力を喪失している。

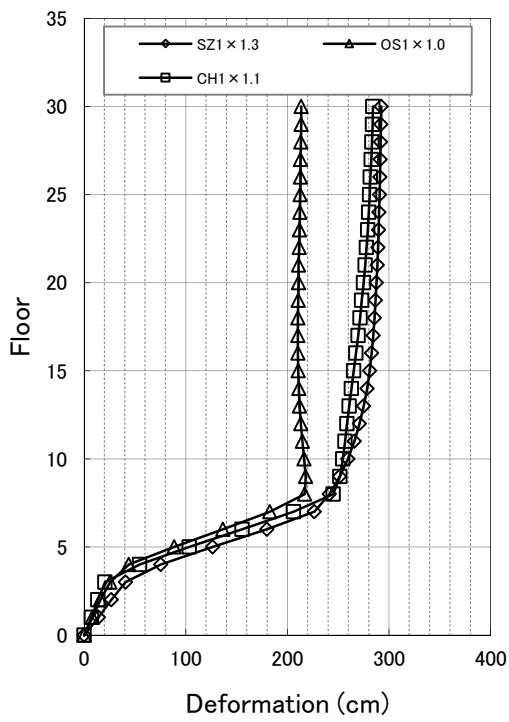
倒壊倍率における損傷状況を図 4.2-19～図 4.2-21 に示す。

X 方向入力では、梁下フランジの破断が進行することで、層の復元力が著しく低下したものと考えられる。大変形に至る過程で、柱の局部座屈も確認されたが、崩壊の直接的な原因ではないと考えられる。

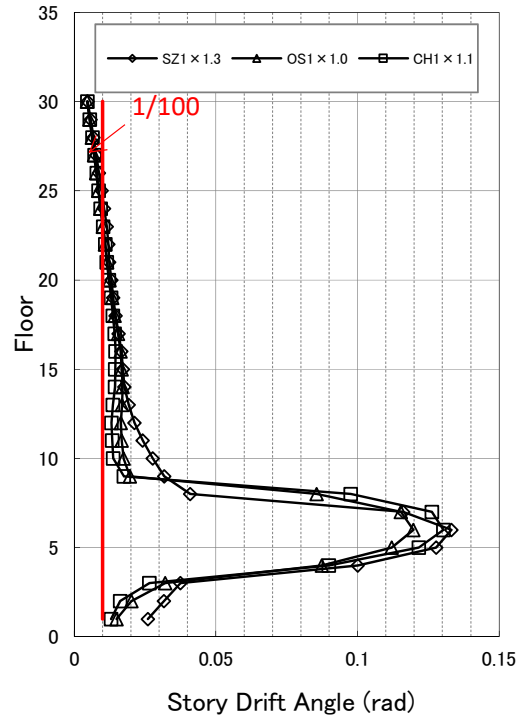
Y 方向入力では、SZ1 入力時に、梁では局部座屈が支配的で 1 階柱脚で局部座屈が発生している倒壊モードとなっている。これはロングスパン部では塑性変形量が大きくなりにくいことが原因と考えられる。その結果、1 階柱脚の塑性化が進展し、下層部に変形が集中したと考えられる。

45 度方向入力では、多くの柱梁で損傷の程度が大きい。特に柱の損傷が広範囲で確認できる。

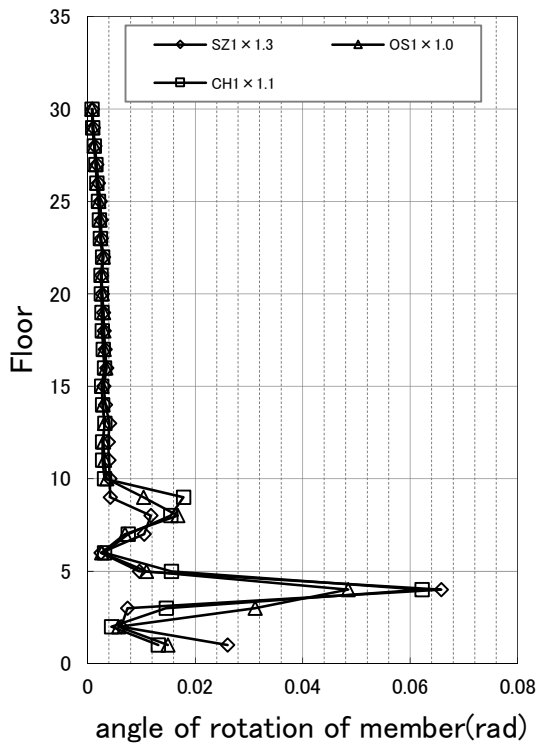
1F 柱脚における柱の応答については、X,Y 方向は代表して SZ1 について、45 度方向は OS1、について結果を図 4.2-22～図 4.2-24 に示す。45 度方向入力時には変動軸力が大きい。また、No.28 柱では、倒壊に至る過程で負担軸力が減少している。



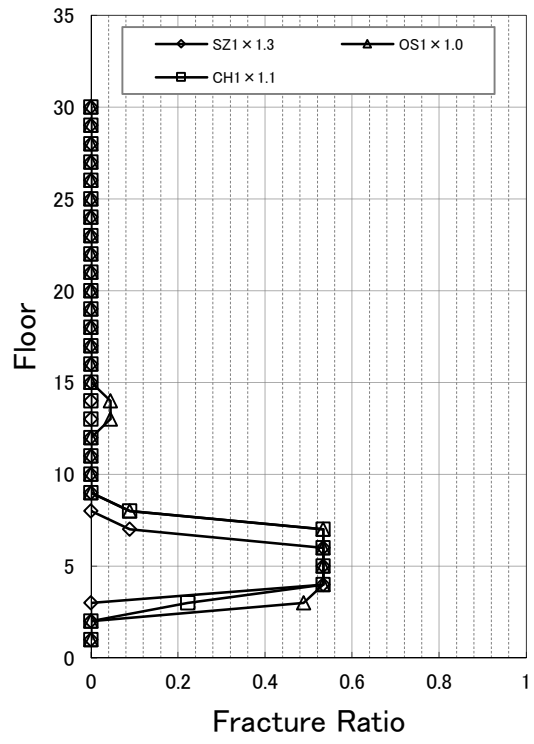
変位



層間変形角



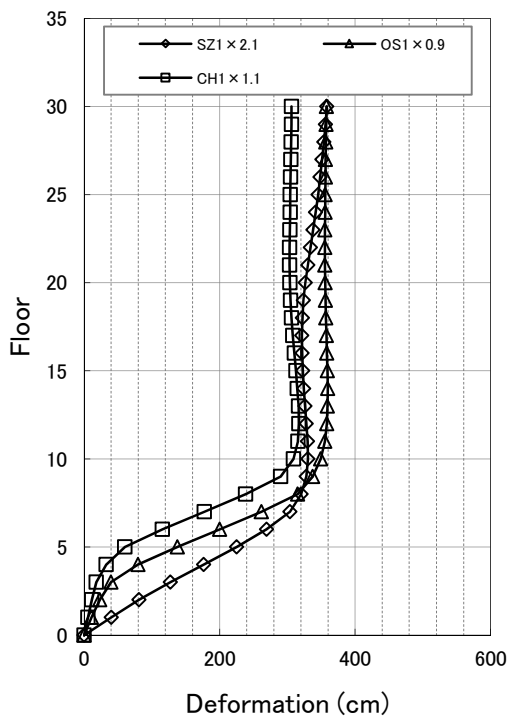
柱部材角



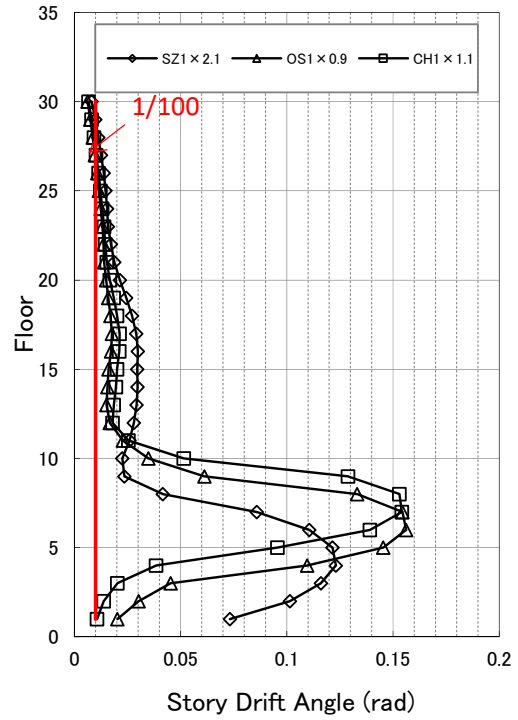
梁端破断率*

図 4.2-12 倒壊倍率における応答 (X方向入力)

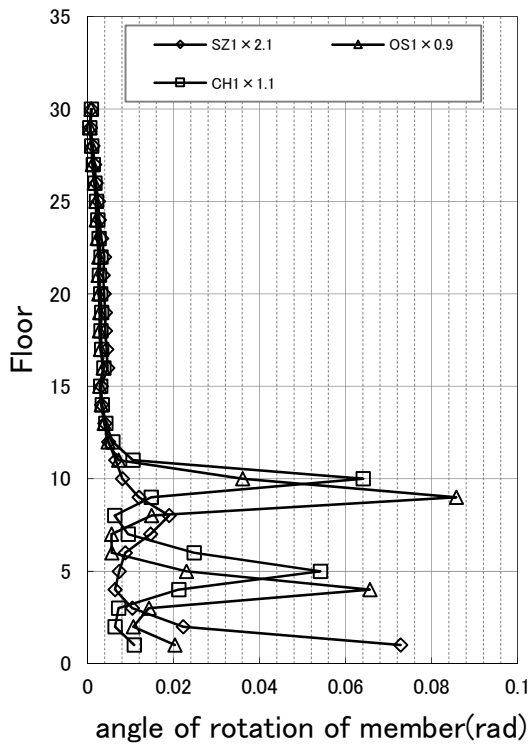
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



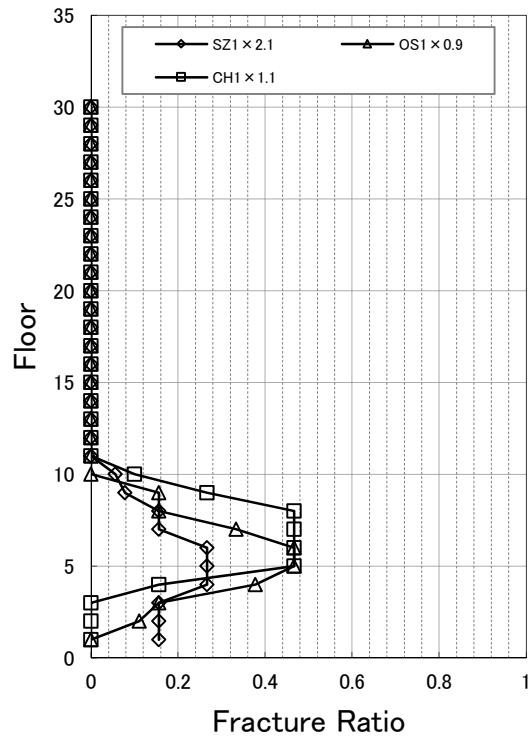
変位



層間変形角



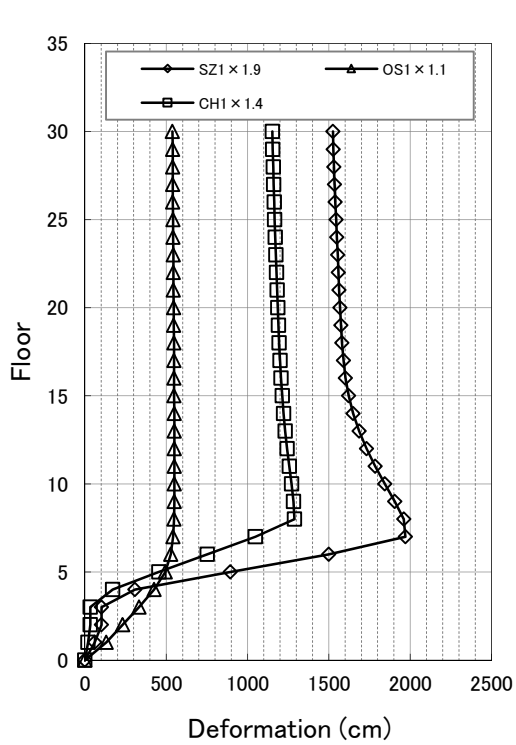
柱部材角



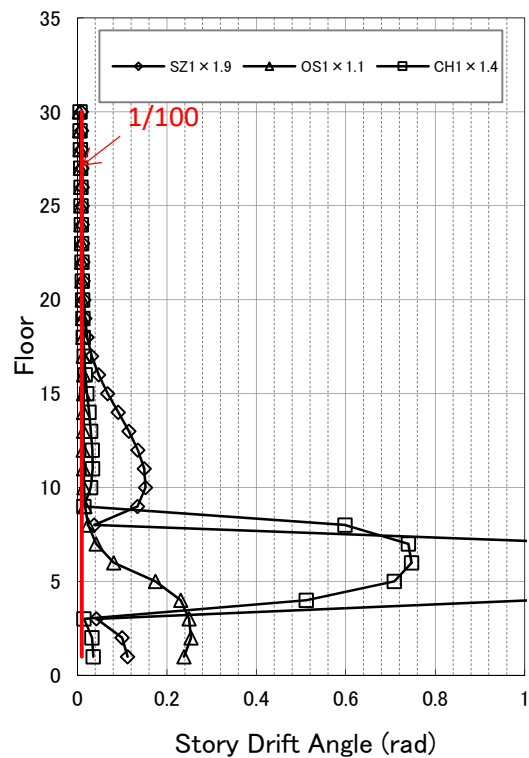
梁端破断率*

図 4.2-13 倒壊倍率における応答(Y方向入力)

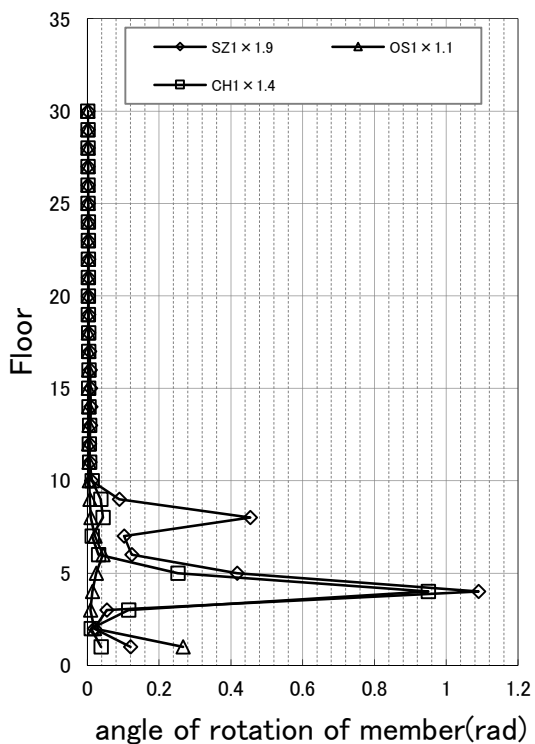
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



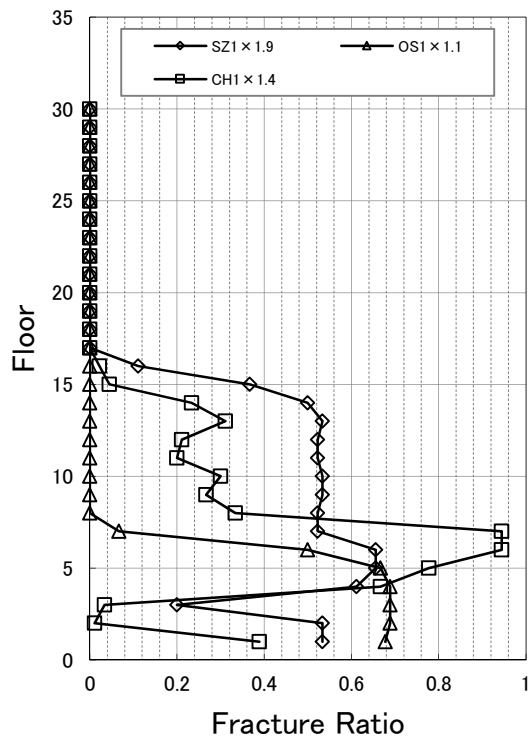
変位



層間変形角



柱部材角

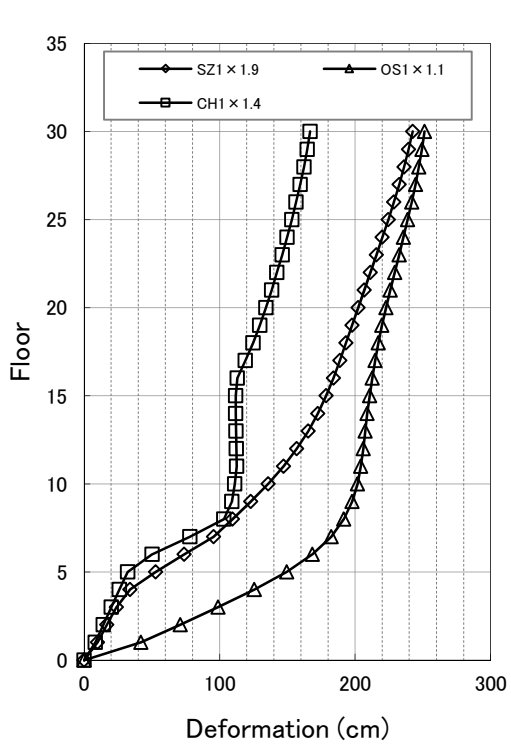


梁端破断率*

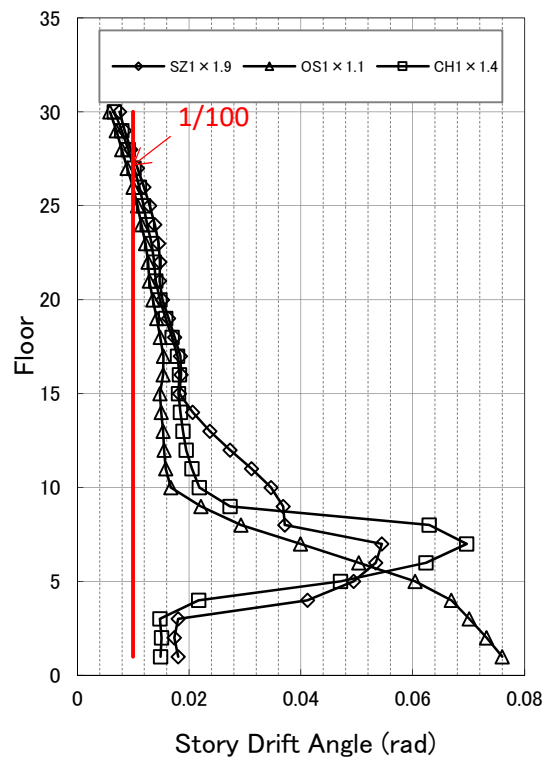
(a) X 方向

図 4.2-14 倒壊倍率における応答(45度入力)

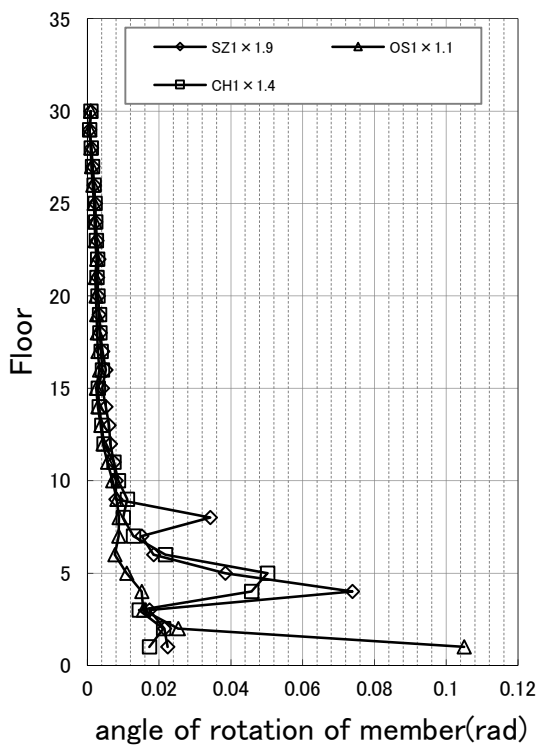
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位



層間変形角



柱部材角

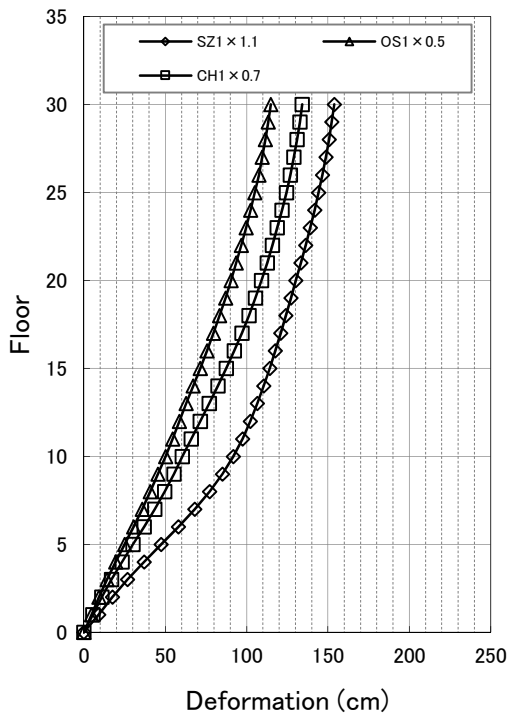
前頁と同じ

梁端破断率

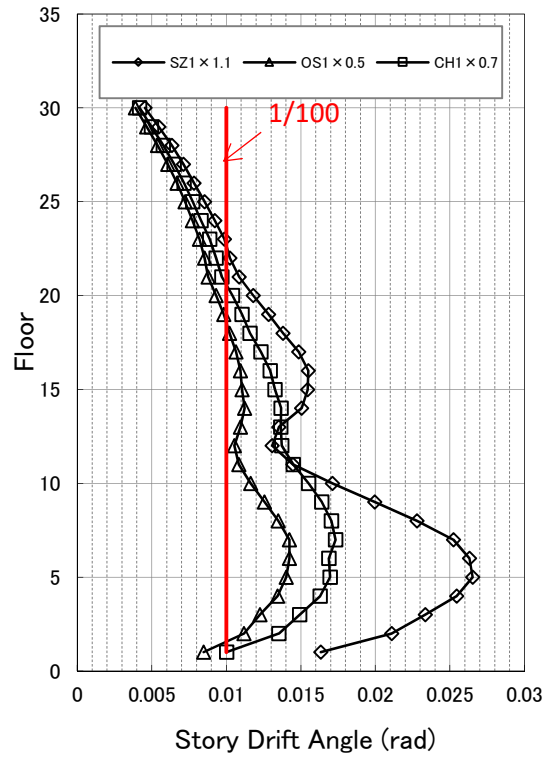
(b) Y方向

図 4.2-14 倒壊倍率における応答(45度入力)

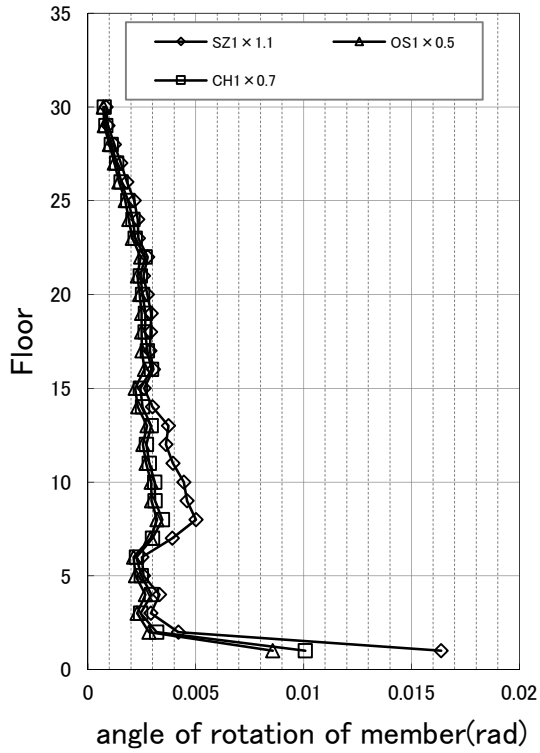
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位

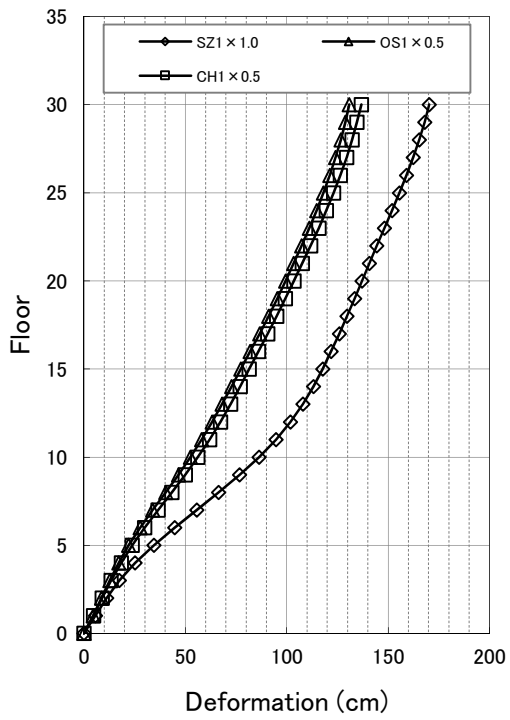


層間変形角

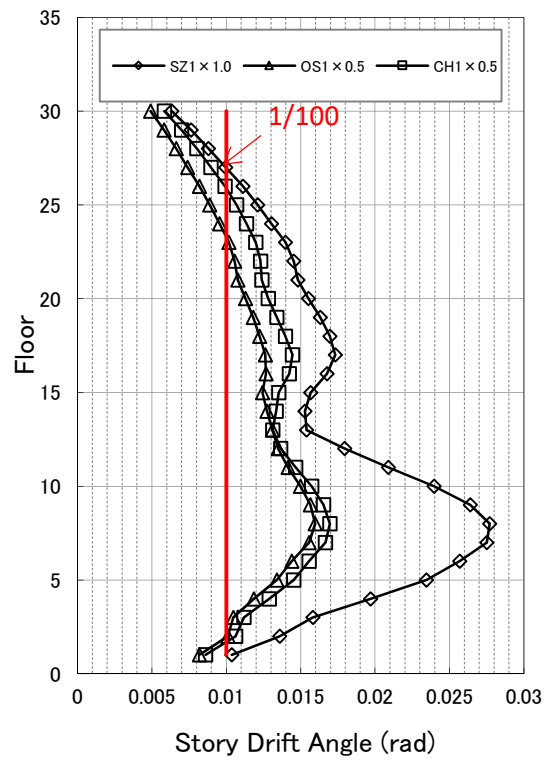


柱部材角

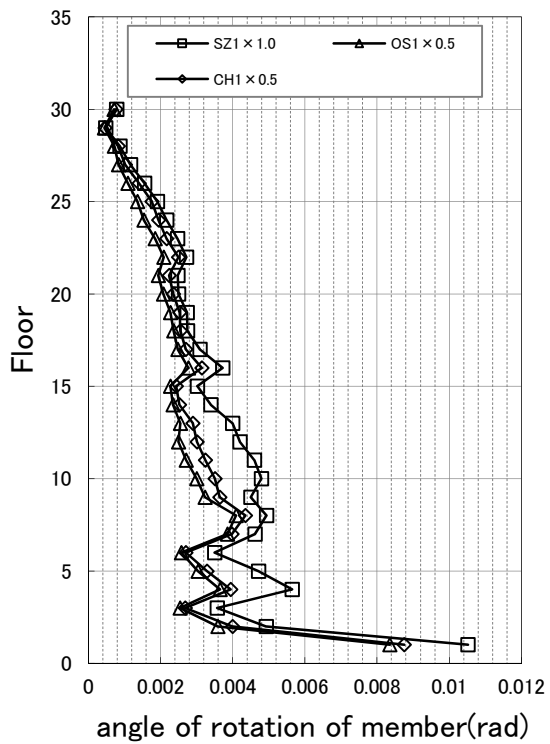
図 4.2-15 梁端破断直前倍率における応答(X方向入力)



変位

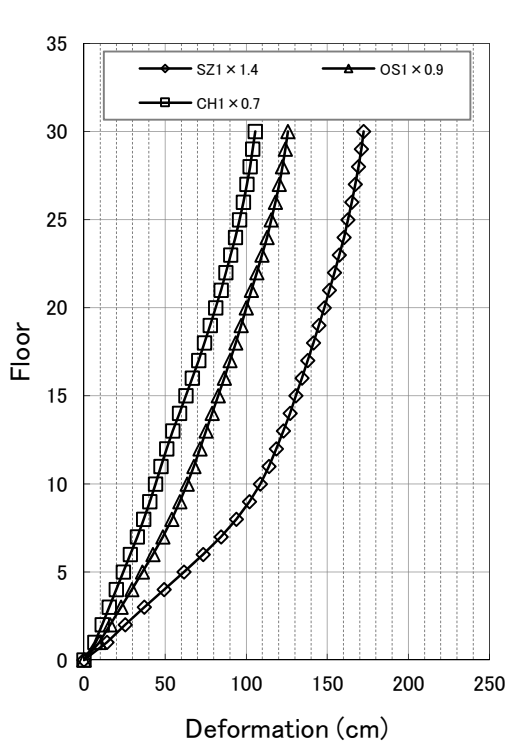


層間変形角

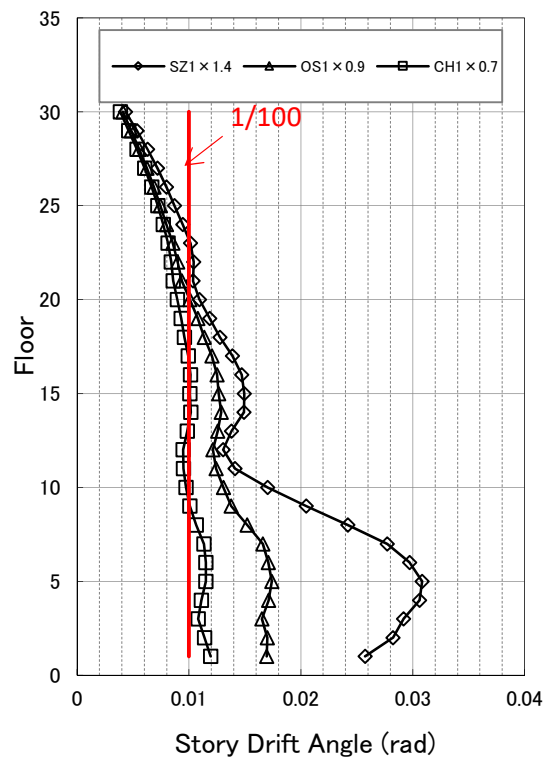


柱部材角

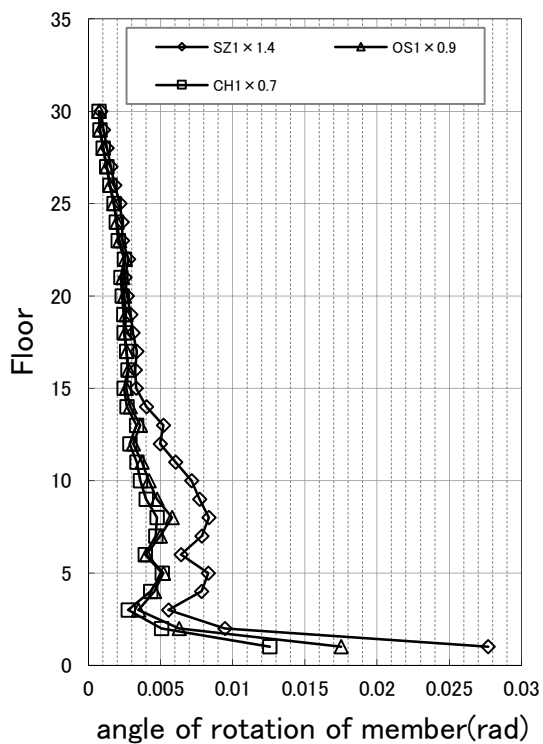
図 4.2-16 梁端破断直前倍率における応答(Y方向入力)



変位



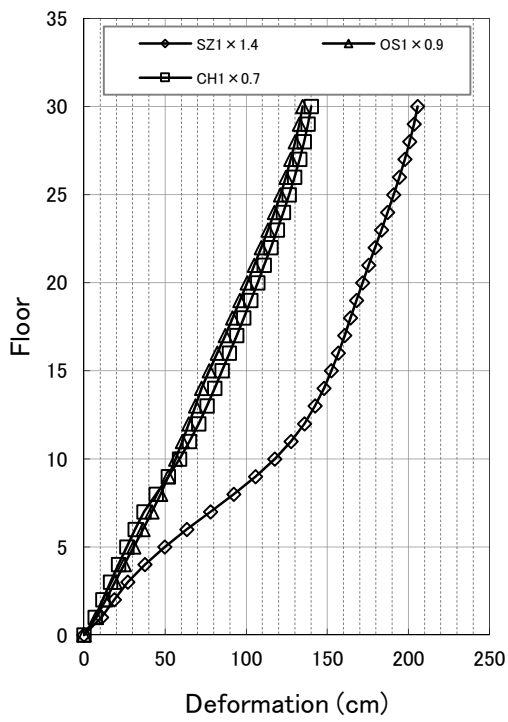
層間変形角



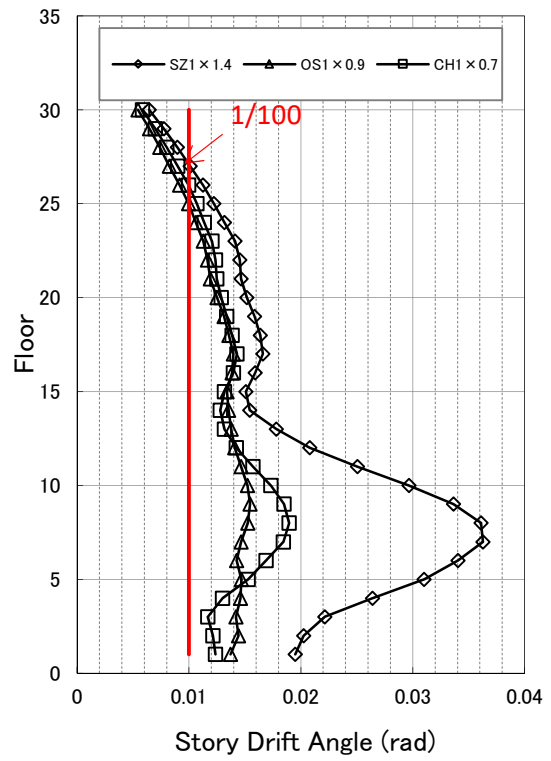
柱部材角

(a) X 方向

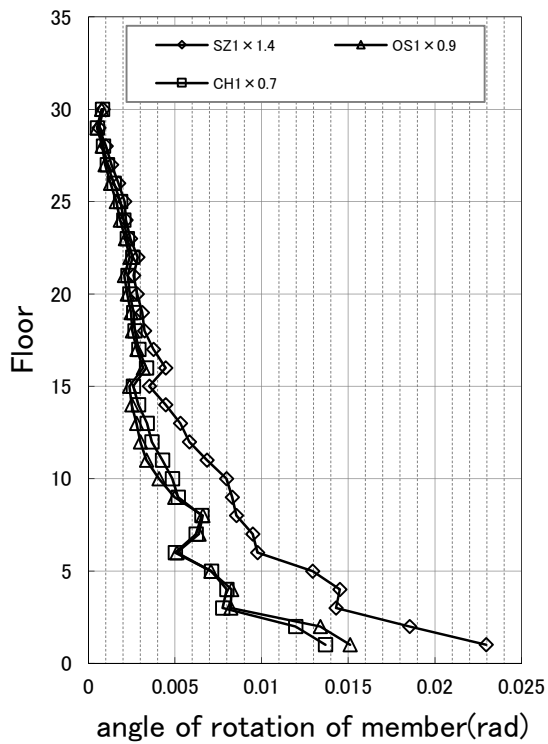
図 4.2-17 梁端破断直前倍率における応答(45度入力)



変位



層間変形角



柱部材角

(b) Y方向

図 4.2-17 梁端破断直前倍率における応答(45度入力)

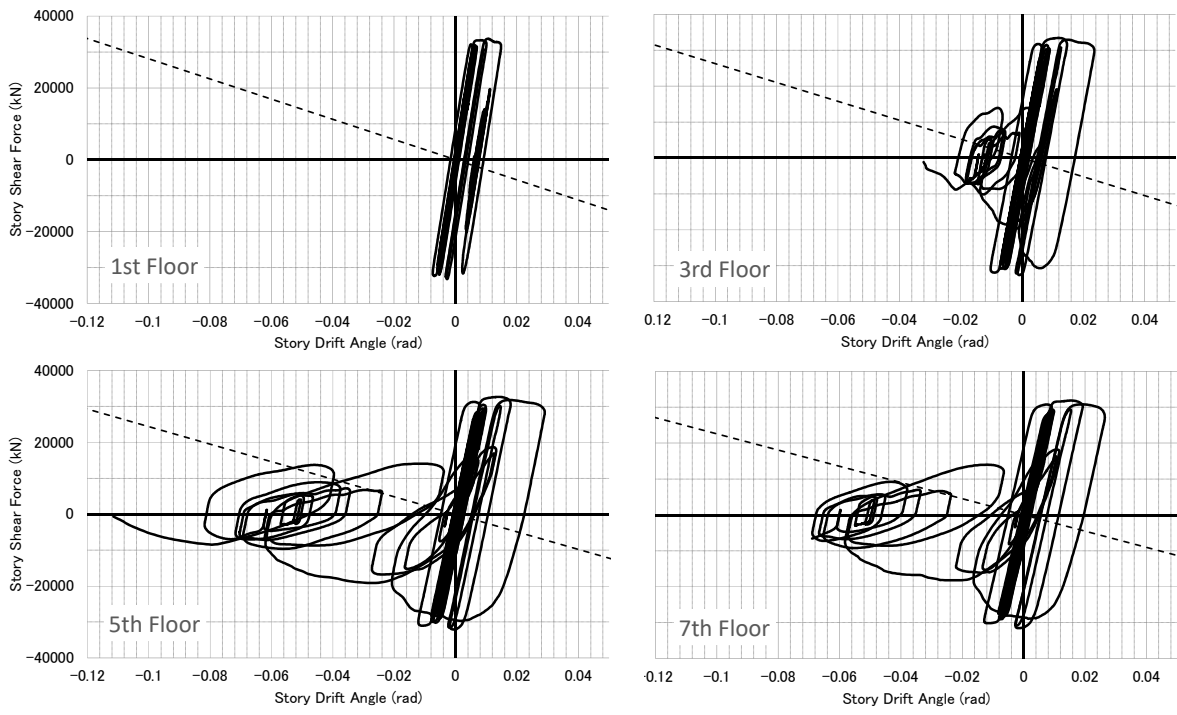
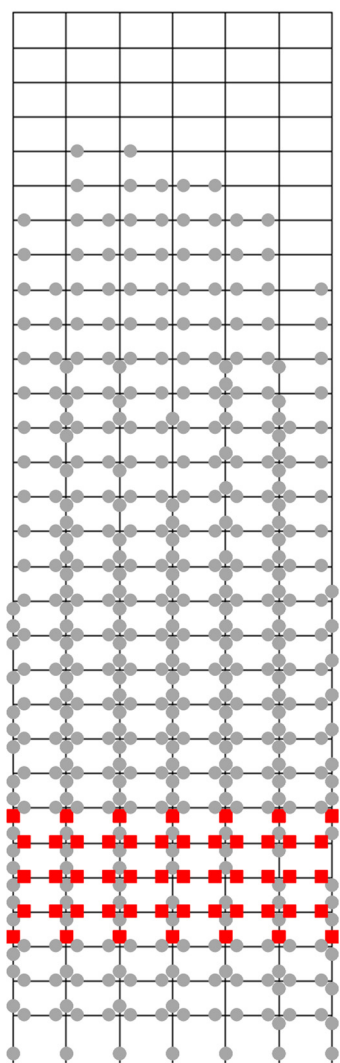
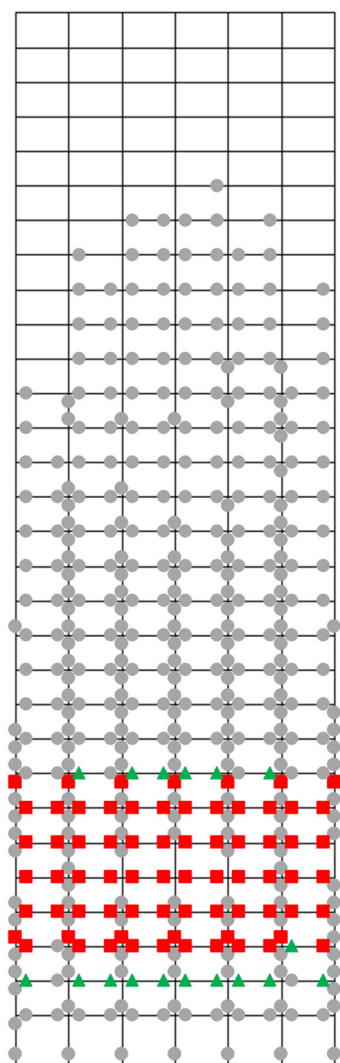


図 4.2-18 倒壊倍率におけるせん断力-層間変形角関係 (X方向入力, OS1)

G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1

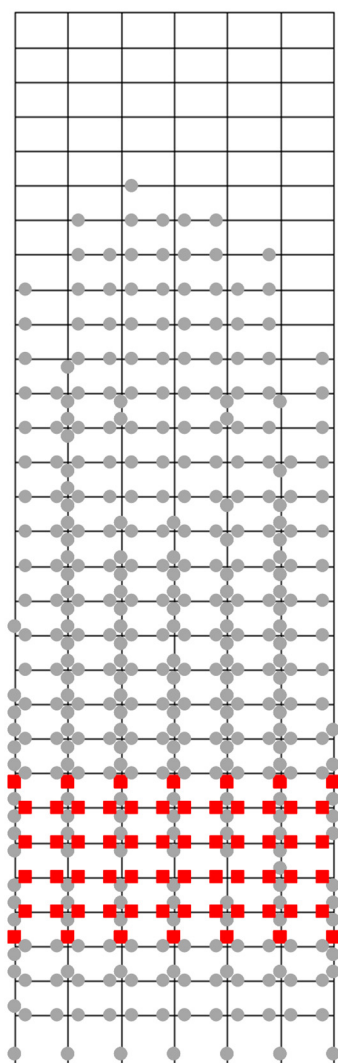


SZ1



OS1

外周構面



CH1

図 4.2-19 ヒンジ図(X方向入力)

※梁: 灰⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 灰⇒降伏、赤⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

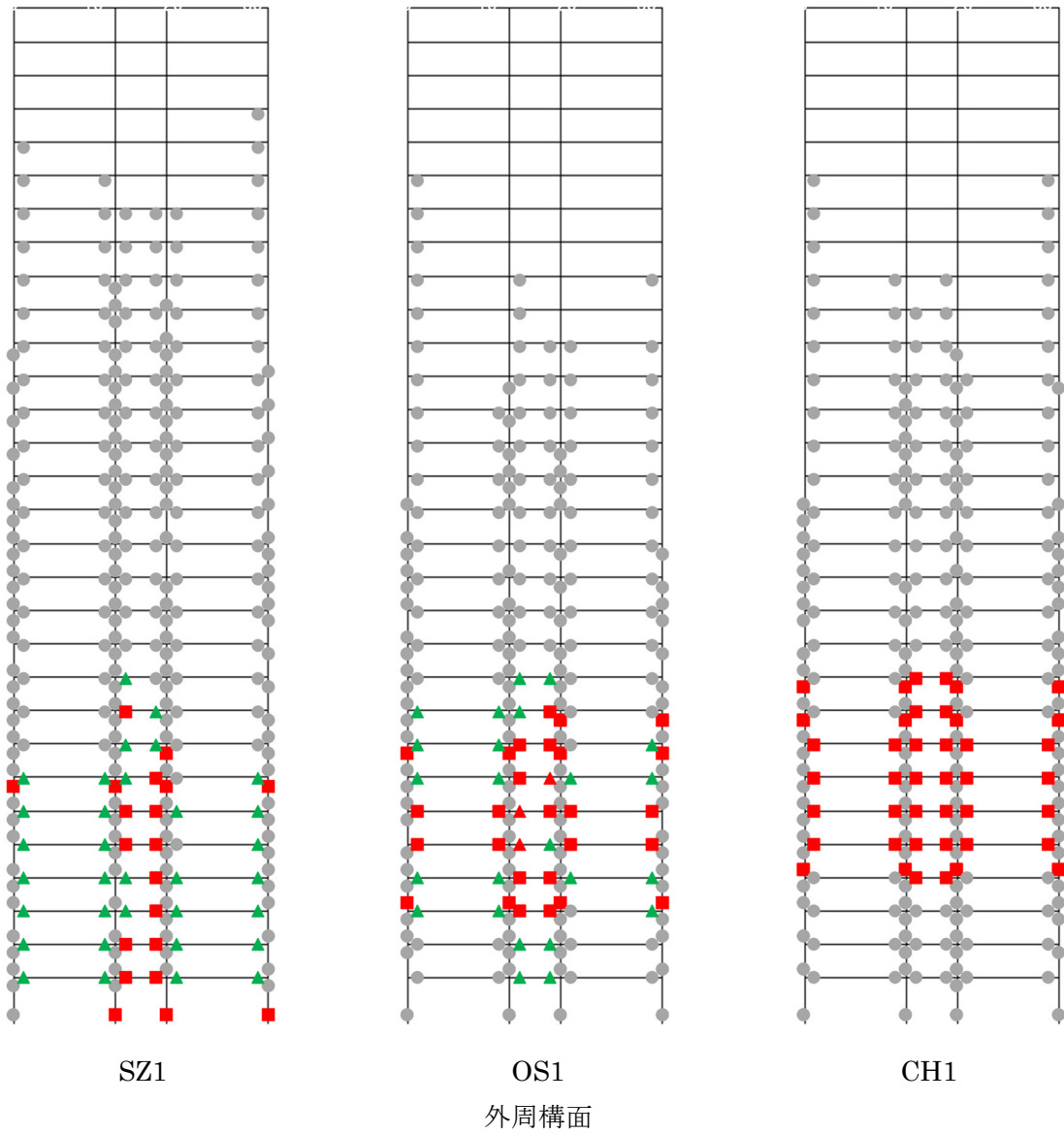
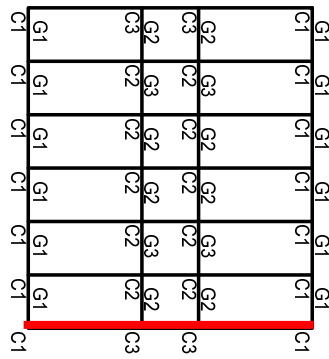
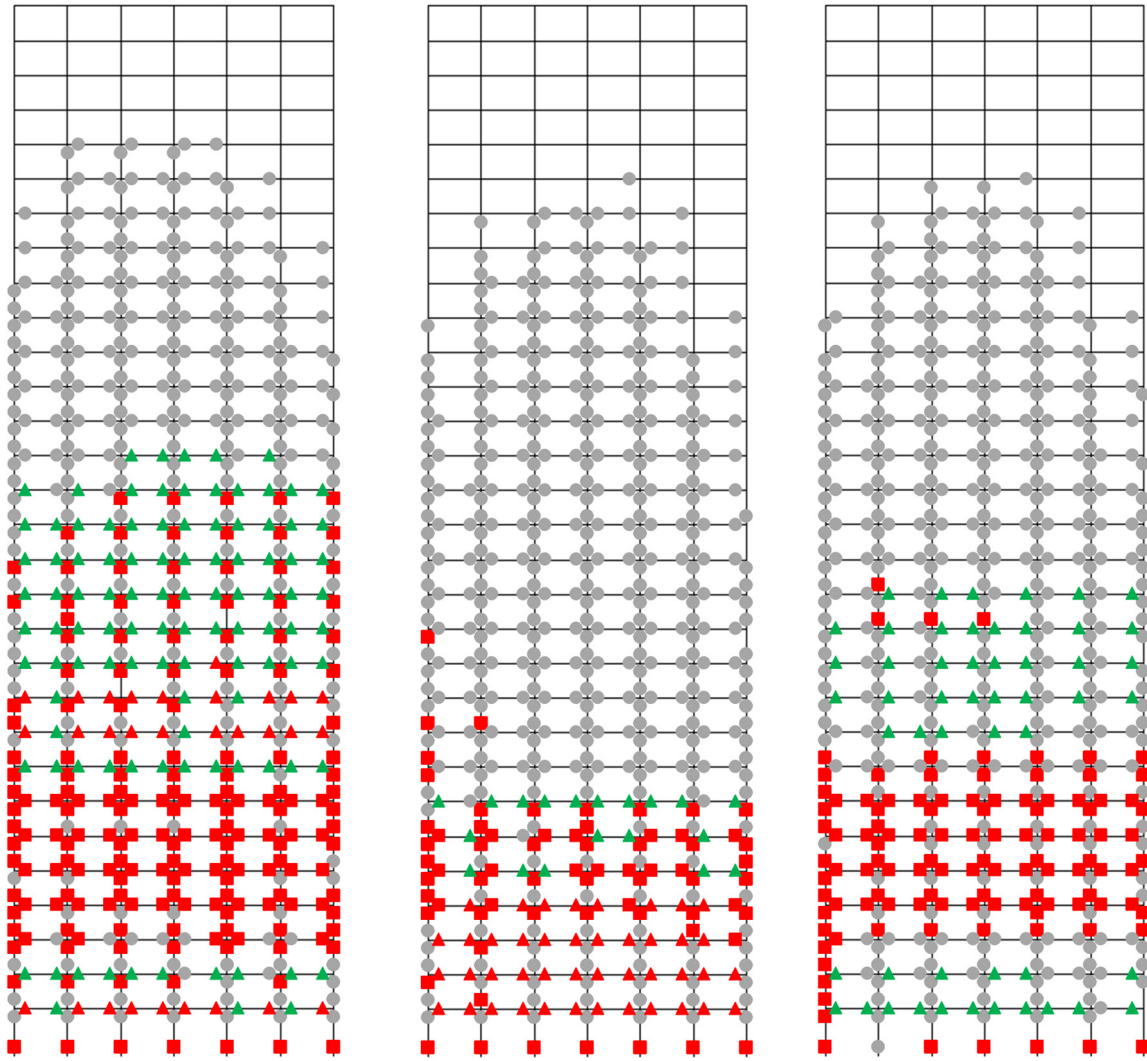


図 4.2-20 ヒンジ図(Y 方向入力)

※梁: 灰⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 灰⇒降伏、赤⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1



SZ1

OS1

CH1

内側構面

図 4.2-21(1) ヒンジ図(45度方向入力)

※梁: 灰⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 灰⇒降伏、赤⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

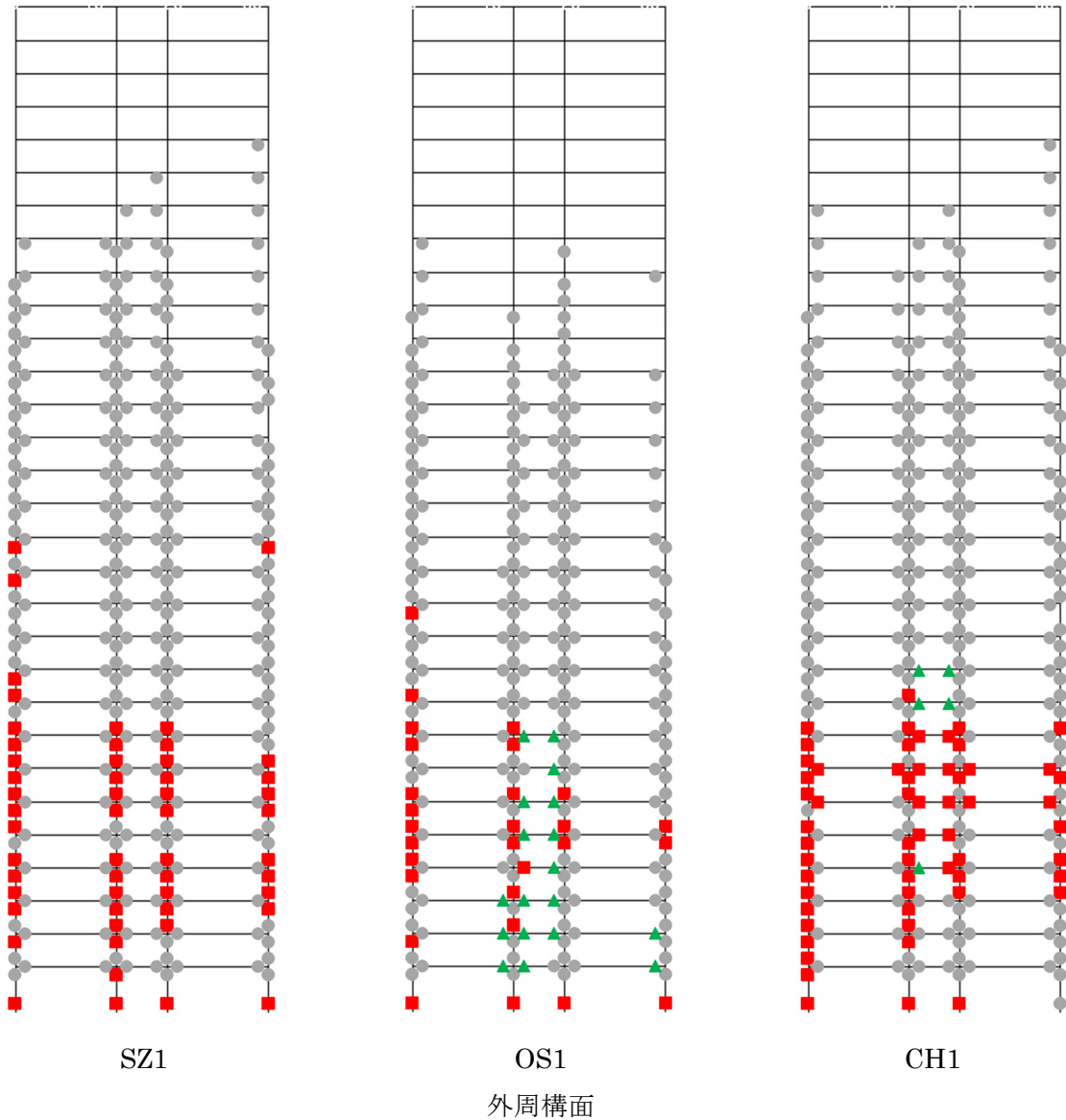
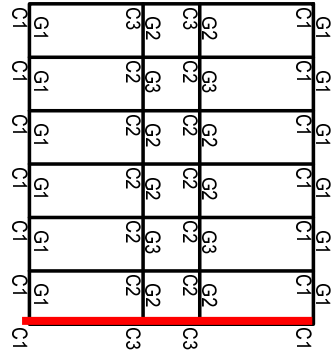
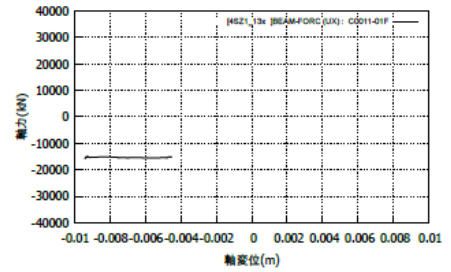
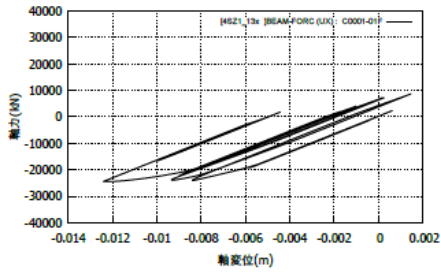
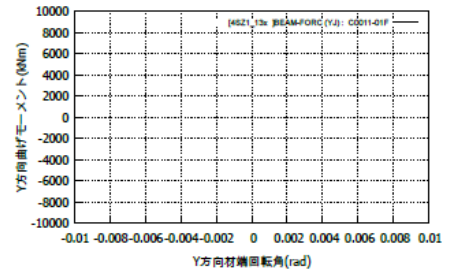
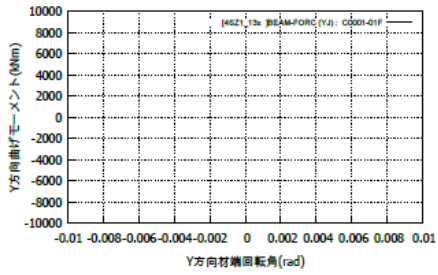
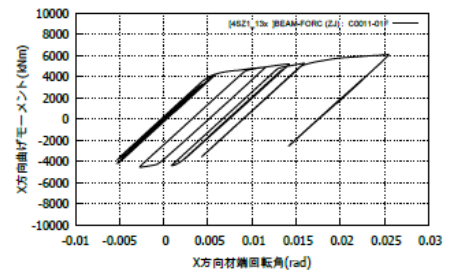
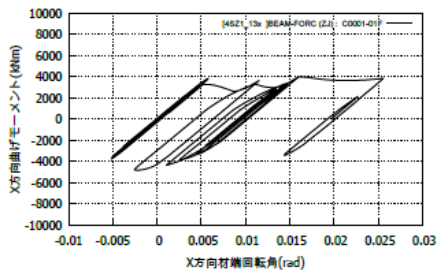
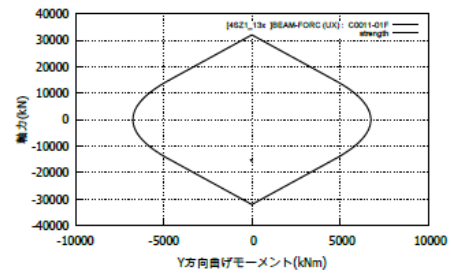
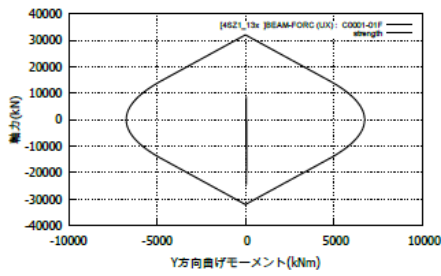
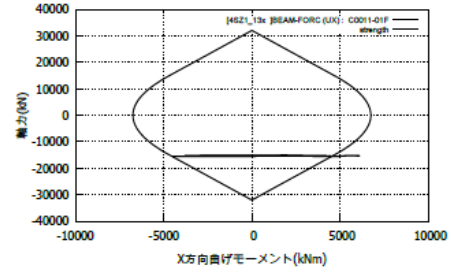
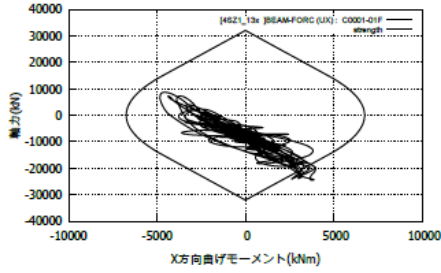
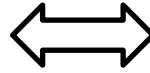


図 4.2-21(2) ヒンジ図(45 度方向入力)

※梁: 灰⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 灰⇒降伏、赤⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



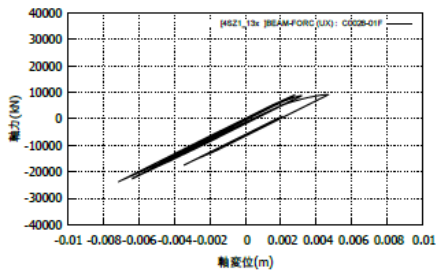
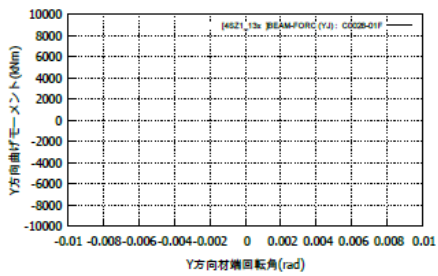
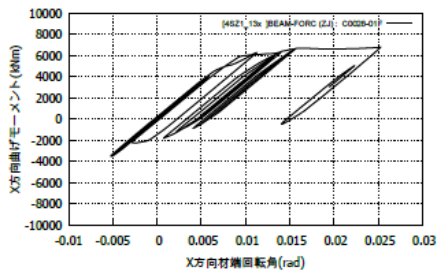
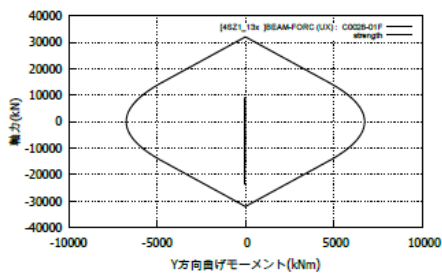
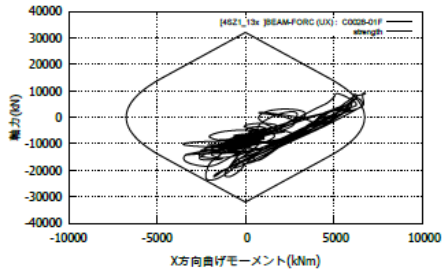
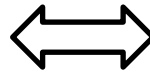
No.1

No.11

SZ1

図 4.2-22(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答 (X 方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

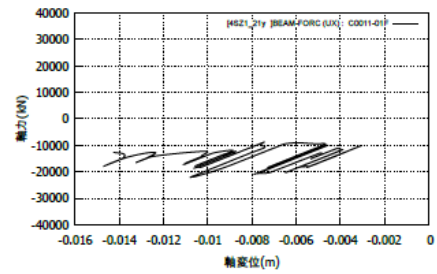
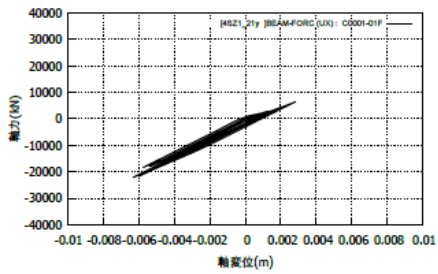
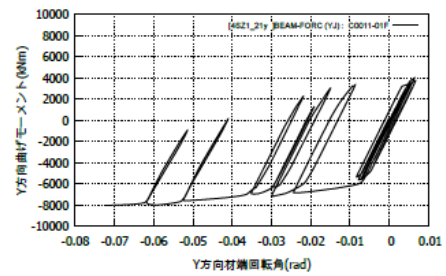
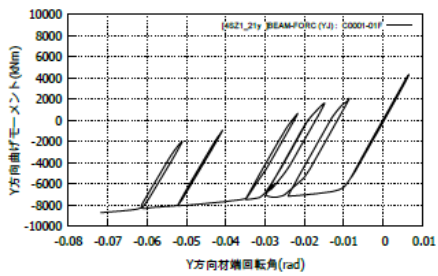
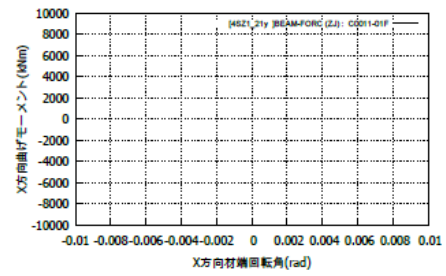
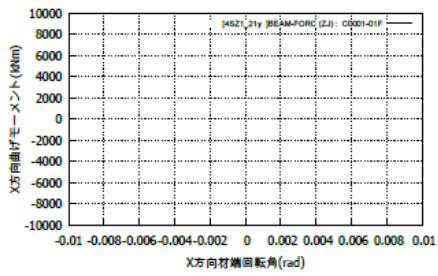
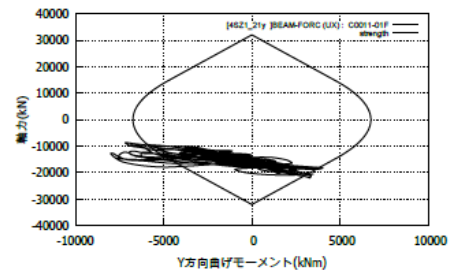
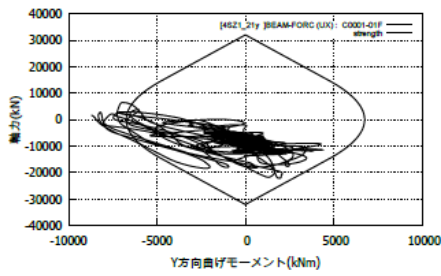
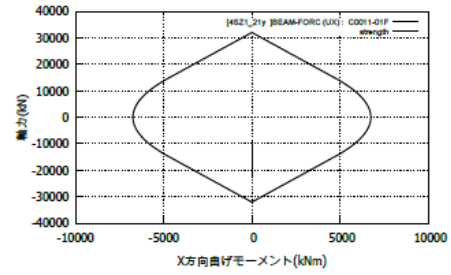
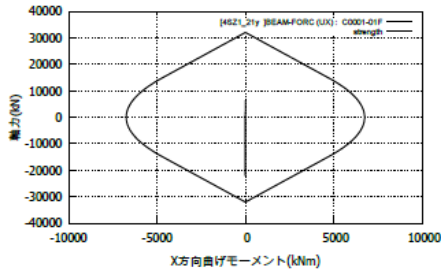


No.28

SZ1

図 4.2-22(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答 (X 方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



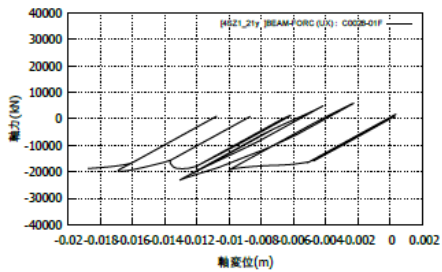
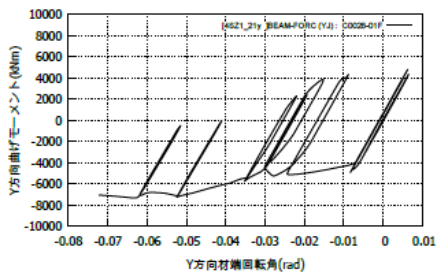
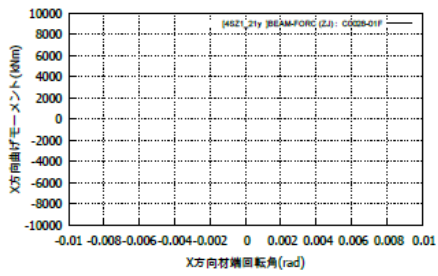
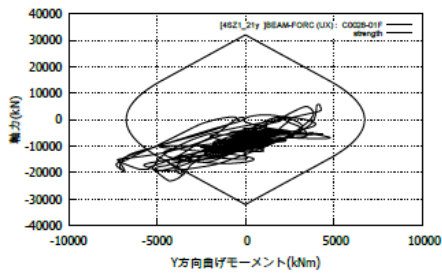
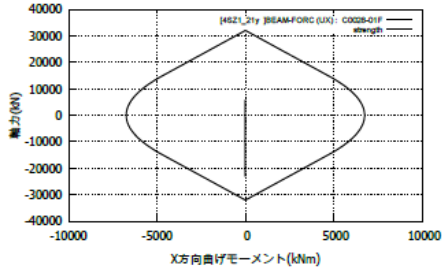
No.1

No.11

SZ1

図 4.2-23(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答(Y 方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

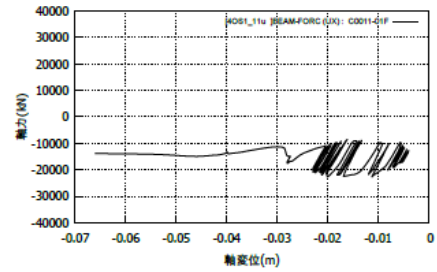
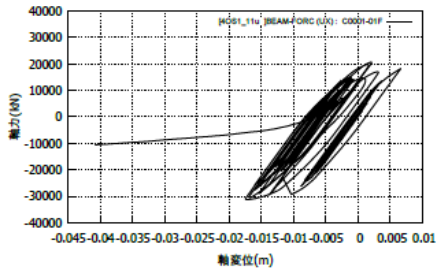
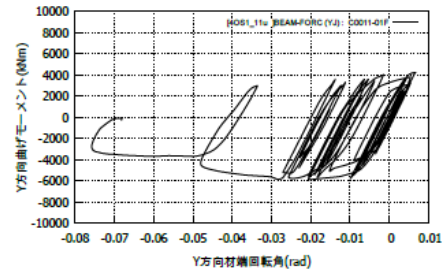
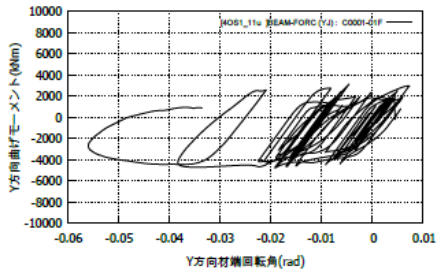
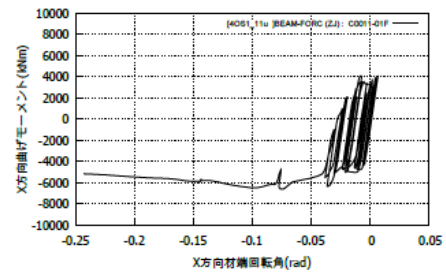
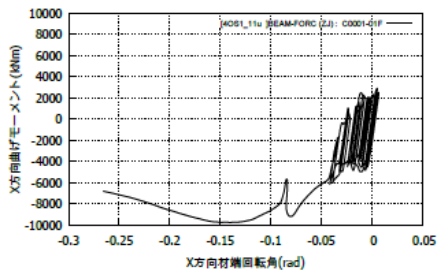
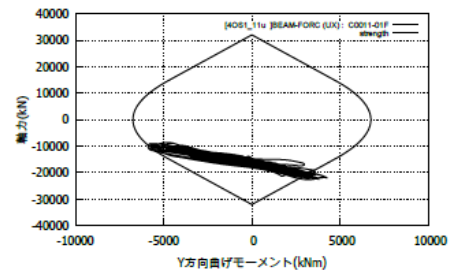
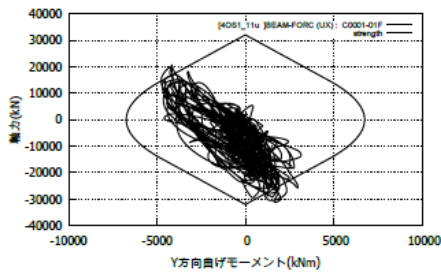
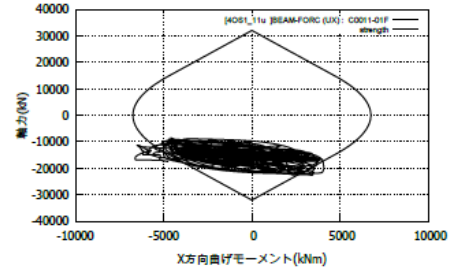
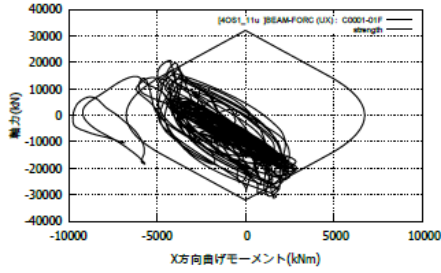
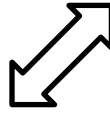


No.28

SZ1

図 4.2-23(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答 (Y 方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



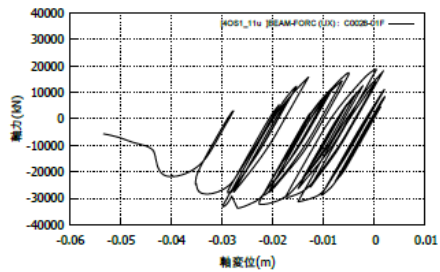
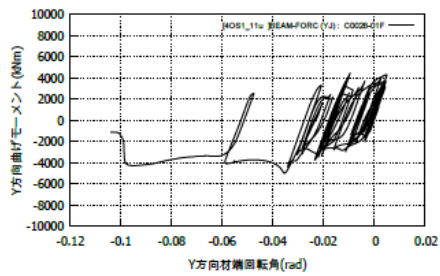
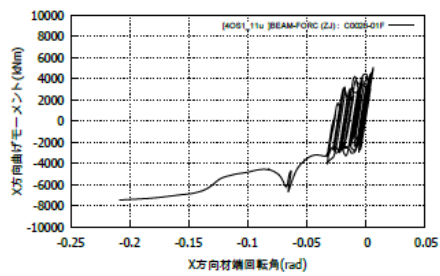
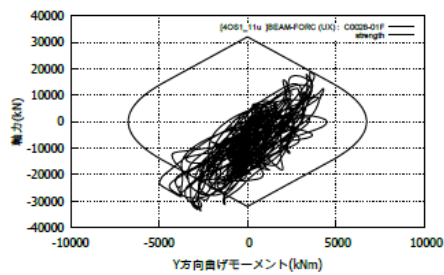
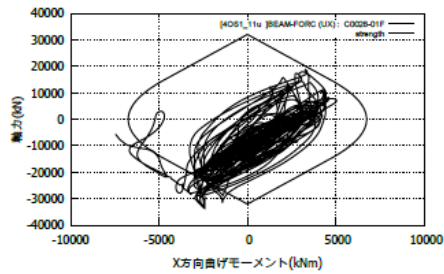
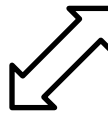
No.1

No.11

OS1

図 4.2-24(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答(45 度方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



No.28

OS1

図 4.2-24(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答(45 度方向入力)

2) 梁端の塑性変形能力を大きくした場合の影響検討（梁変形性能大モデル）

梁がより強い場合を想定して、破断の繰返し性能を2倍（C=5.6）としたモデル（梁変形性能大モデル）ケースを示す。

倒壊に至った入力倍率を表4.2-7に示す。

梁端破断直前の入力倍率を表4.2-8に、倒壊入力倍率÷梁端破断直前入力倍率を表4.2-9に示す。倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率はばらつきが大きく、倒壊まで梁端破断が現れない場合や、1.10といった小さな値が確認された。

以上のまとめは、図4.2-25、図4.2-26に示す。

表 4.2-7 倒壊入力倍率(梁変形性能大モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	2.0	1.9	2.6
OS1	0.8	0.9	1.1
CH1	1.5	1.7	1.7

表 4.2-8 梁端破断直前の入力倍率(梁変形性能大モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.5	1.6	2.4
OS1	0.7	0.7	1.0
CH1	1.1	0.7	1.0

表 4.2-9 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(梁変形性能大モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率比	倍率比	倍率比
SZ1	1.33	1.19	1.08
OS1	1.14	1.29	1.10
CH1	1.36	2.43	1.70

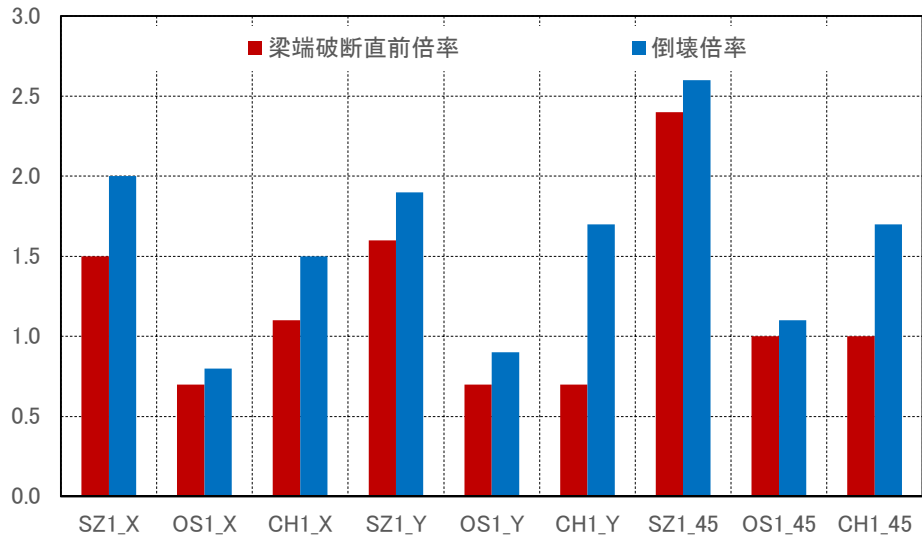


図 4.2-25 倒壊入力倍率、梁端破断直前入力倍率(梁変形性能大モデル)

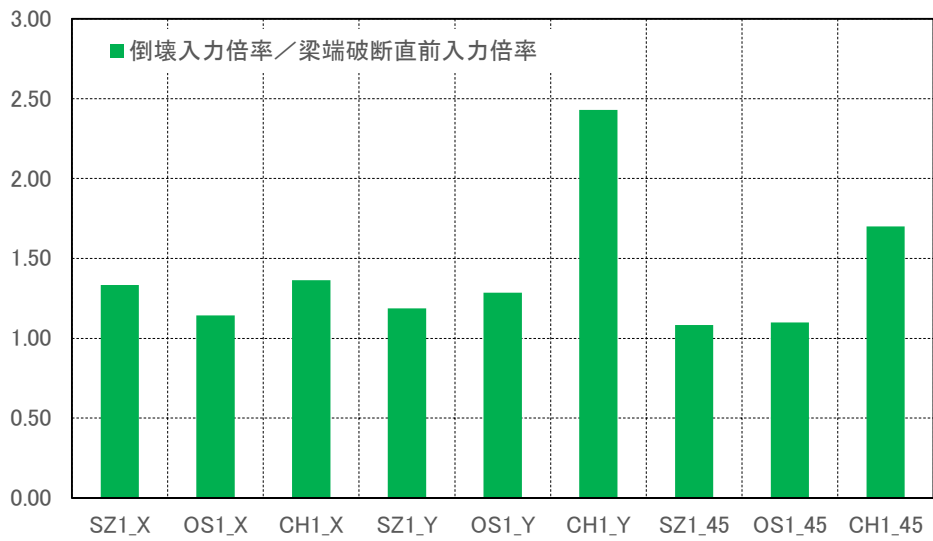


図 4.2-26 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(梁変形性能大モデル)

倒壊倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-27～図 4.2-29 に示す。
X 方向、Y 方向共に、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。

45 度方向入力では、下層部に変形が集中している。

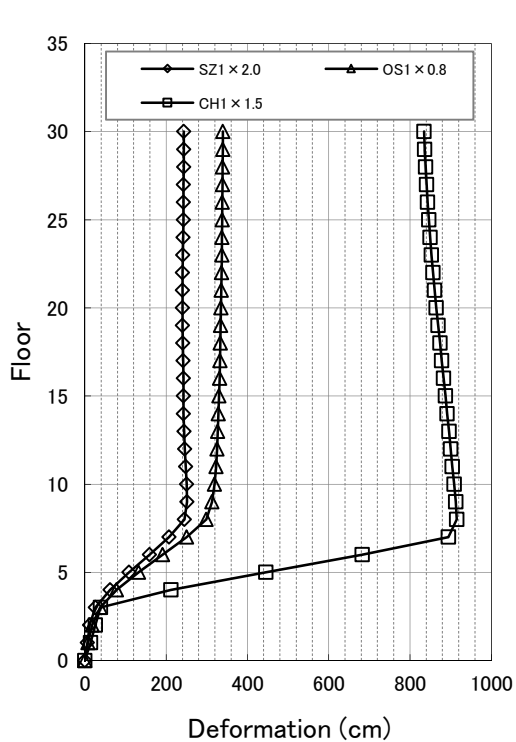
梁端破断直前倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-30～図 4.2-32 に示す。
いずれのケースでも柱部材角は 1 階柱脚が大きいのが、中間層においても $1/100\text{rad}$ を超過している
ケースが確認できる。

倒壊倍率における損傷状況を図 4.2-33～図 4.2-35 に示す。

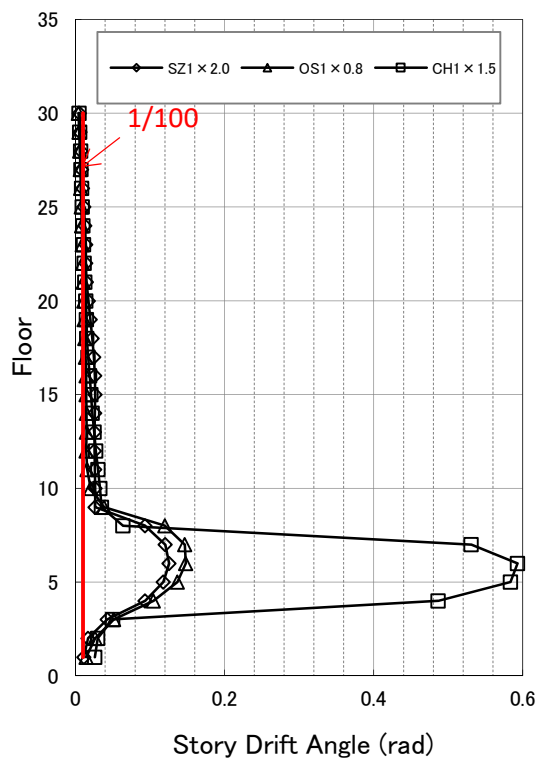
X 方向入力時・Y 方向入力時ともに、中間層での損傷が大きいことが分かる。特に Y 方向では、
柱の損傷も多く確認され、梁の変形性能が大きいことの影響がみられる。

45 度方向入力では、多くの柱梁で損傷の程度が大きい。特に柱の損傷が広範囲で確認できる。

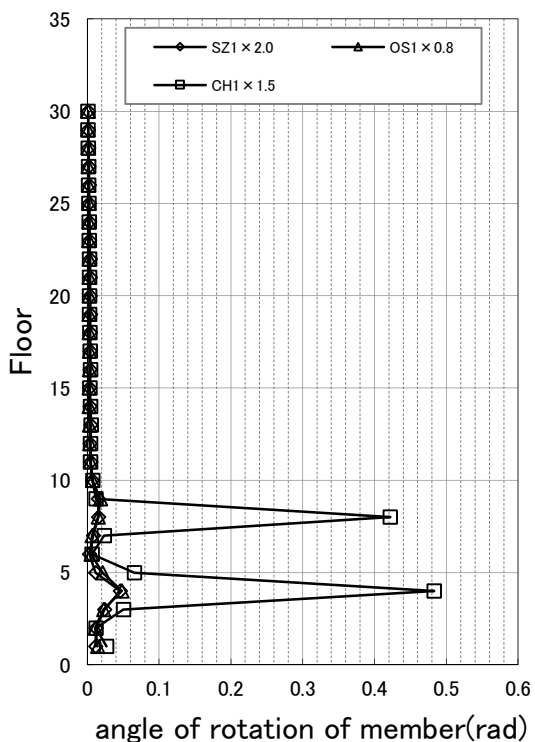
梁端破断直前倍率においては、柱部材角が基本モデルと比べて大きくなっている。その時点での
柱の損傷程度は相対的に大きくなっているものと想定される。



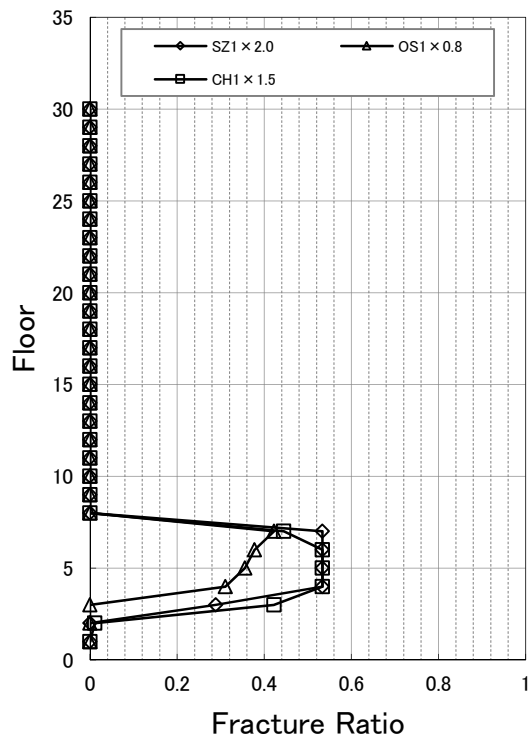
変位



層間変形角



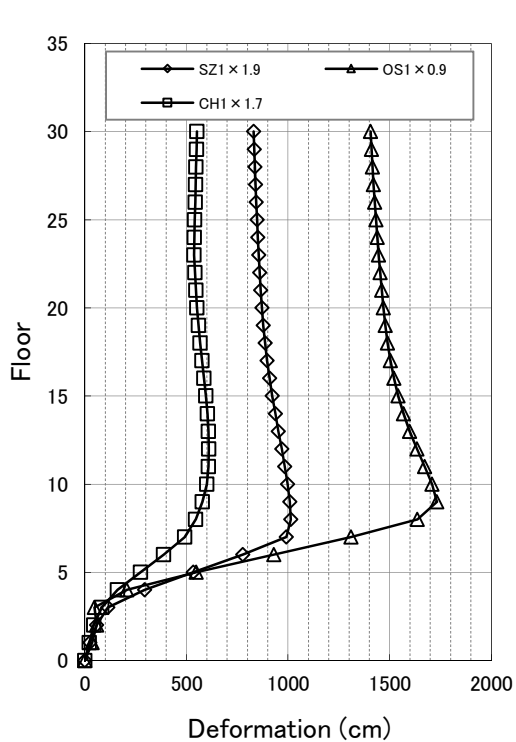
柱部材角



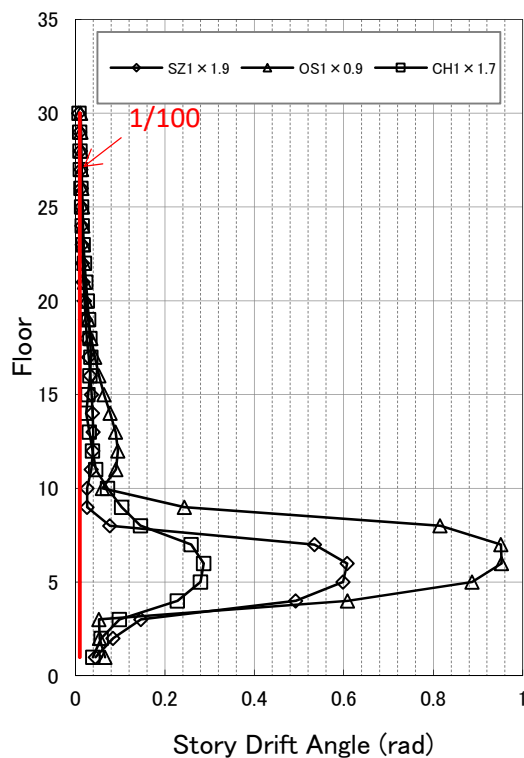
梁端破断率*

図 4.2-27 倒壊倍率における応答 (X方向入力) (梁変形性能大モデル)

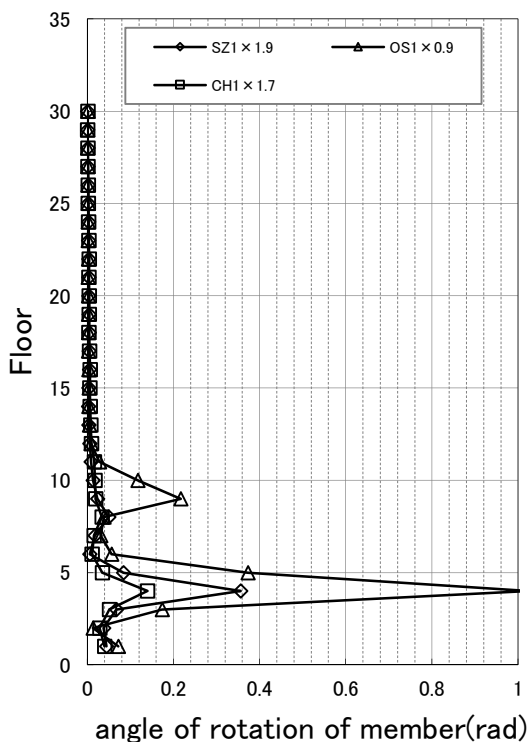
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



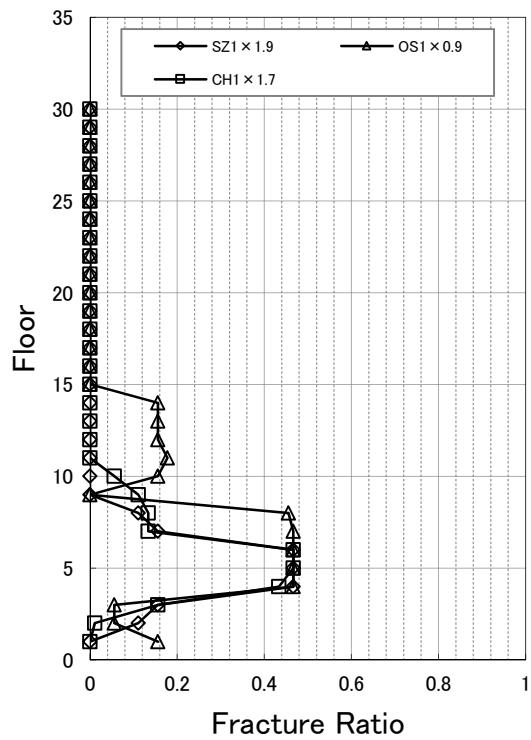
変位



層間変形角



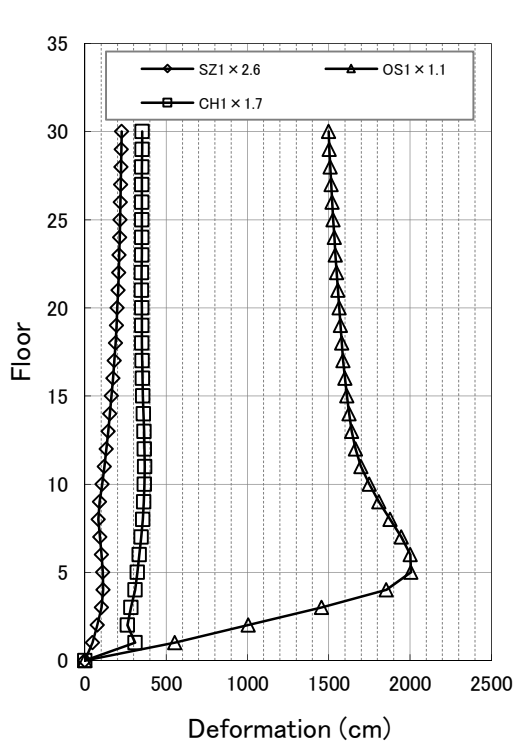
柱部材角



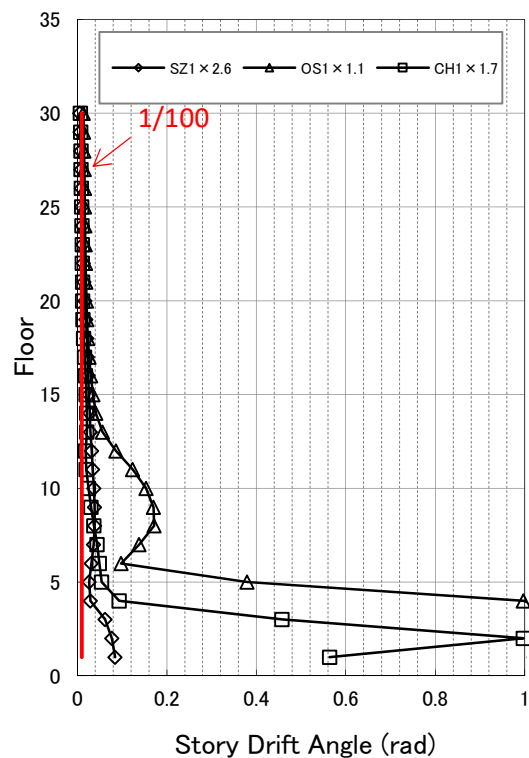
梁端破断率*

図 4.2-28 倒壊倍率における応答(Y方向入力)(梁変形性能大モデル)

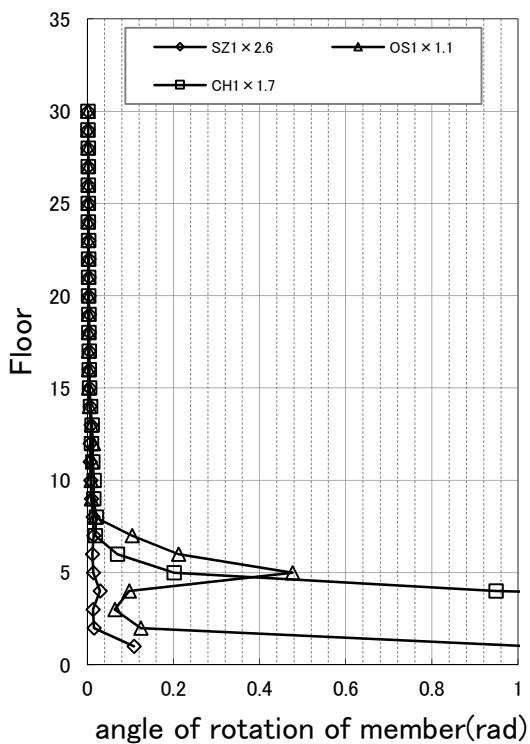
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



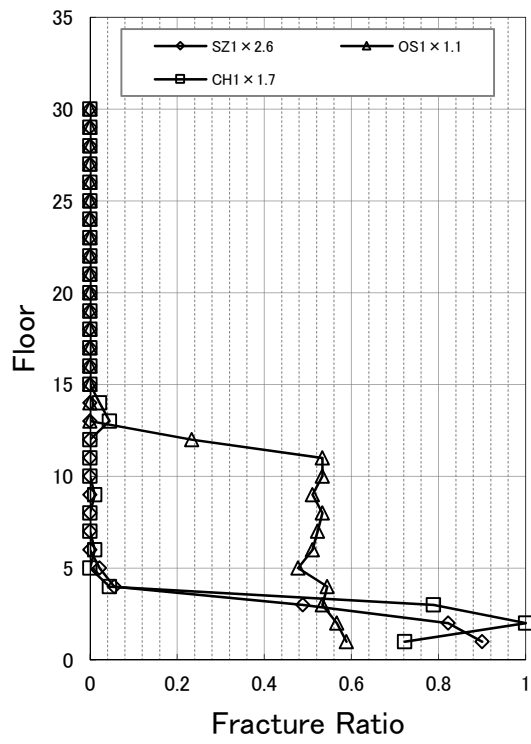
変位



層間変形角



柱部材角

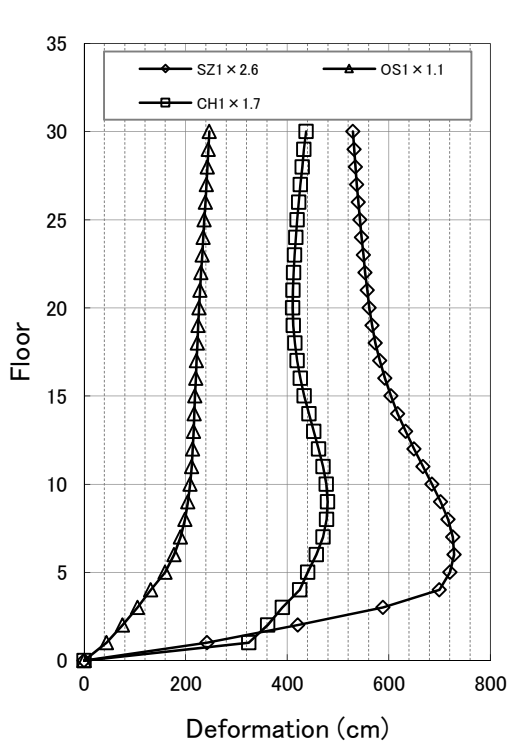


梁端破断率*

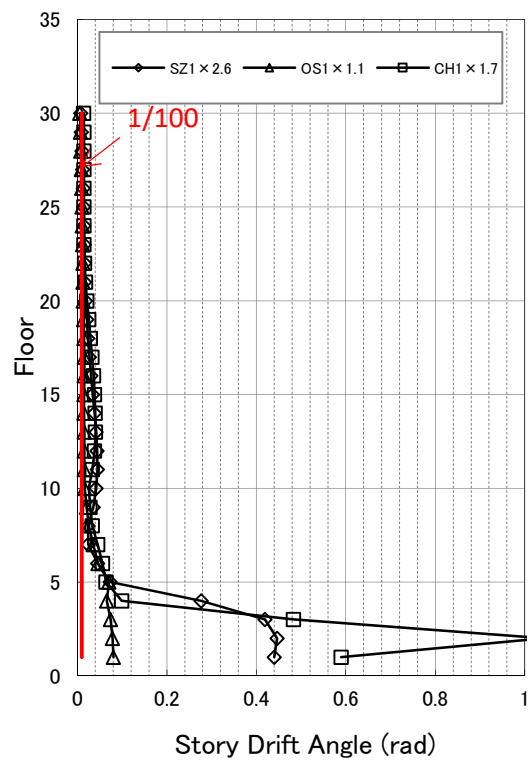
(a) X 方向

図 4.2-29(1) 倒壊倍率における応答(45 度入力)(梁変形性能大モデル)

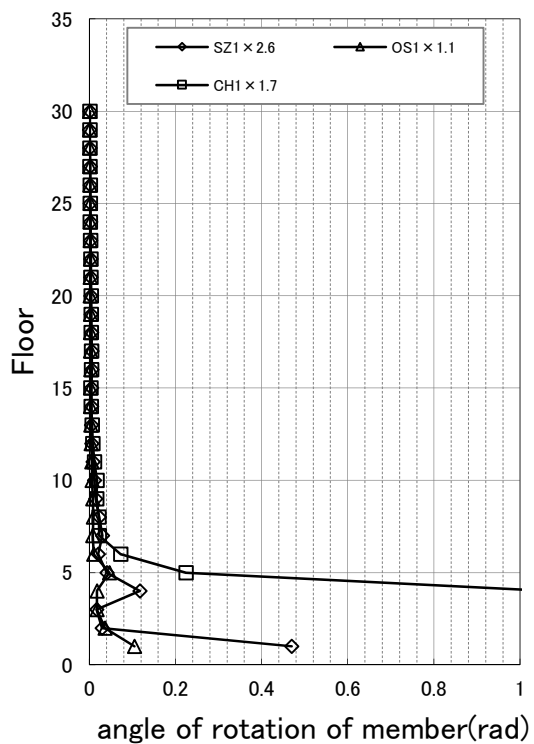
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位



層間変形角



柱部材角

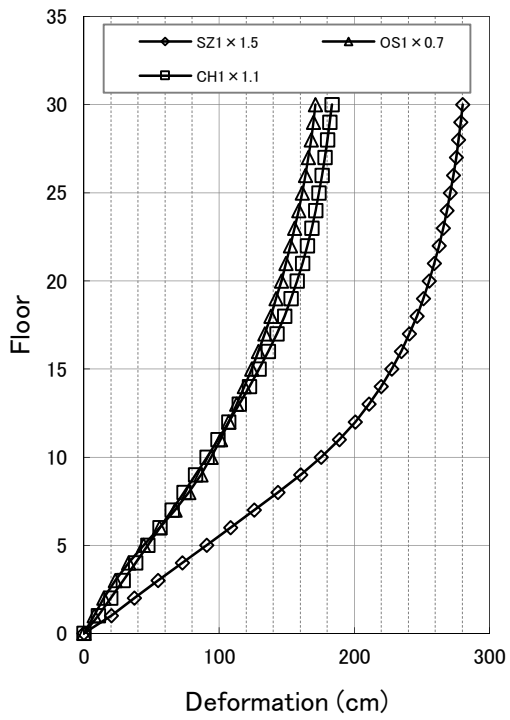
前頁と同じ

梁端破断率

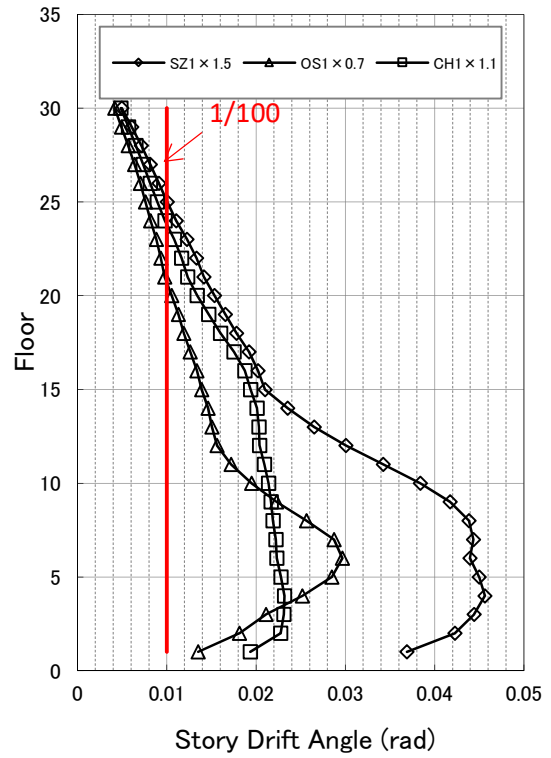
(b) Y方向

図 4.2-29(2) 倒壊倍率における応答(45度入力)(梁変形性能大モデル)

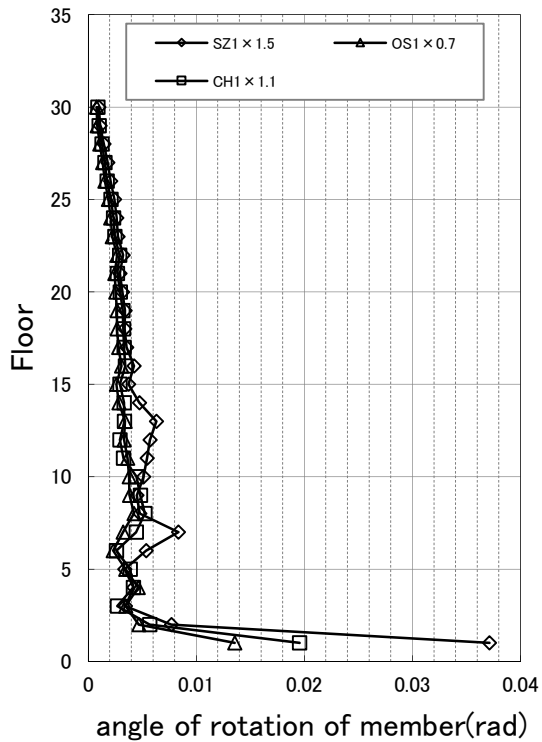
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位

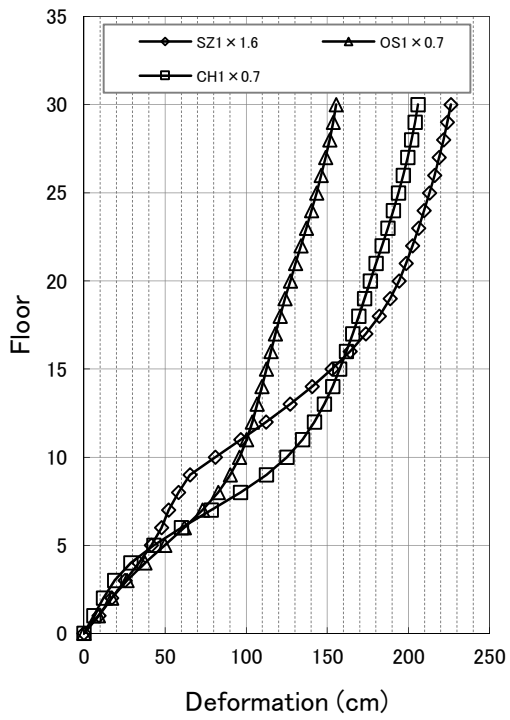


層間変形角

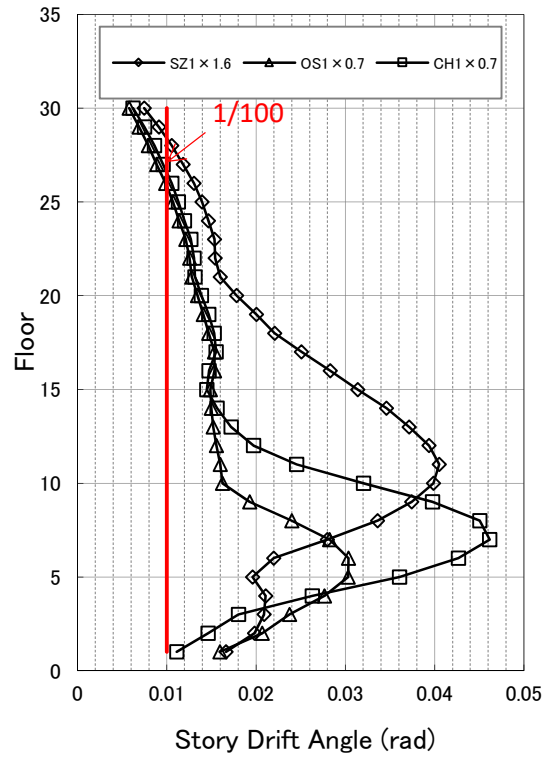


柱部材角

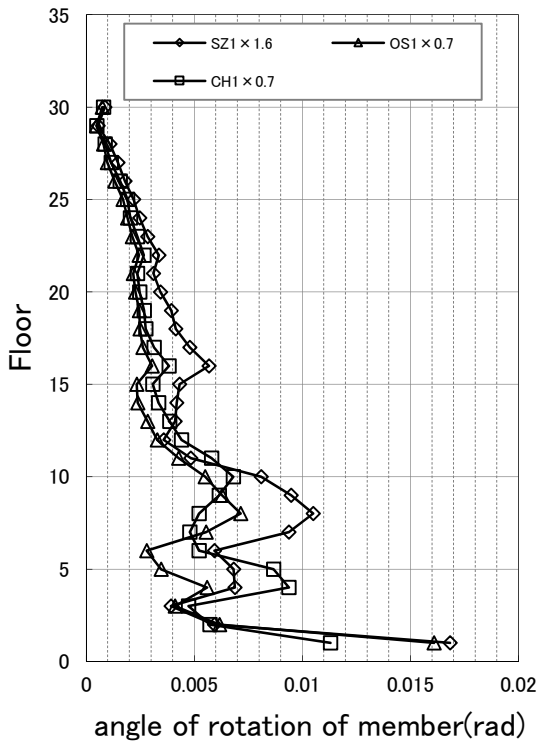
図 4.2-30 梁端破断直前倍率における応答(X方向入力)(梁変形性能大モデル)



変位

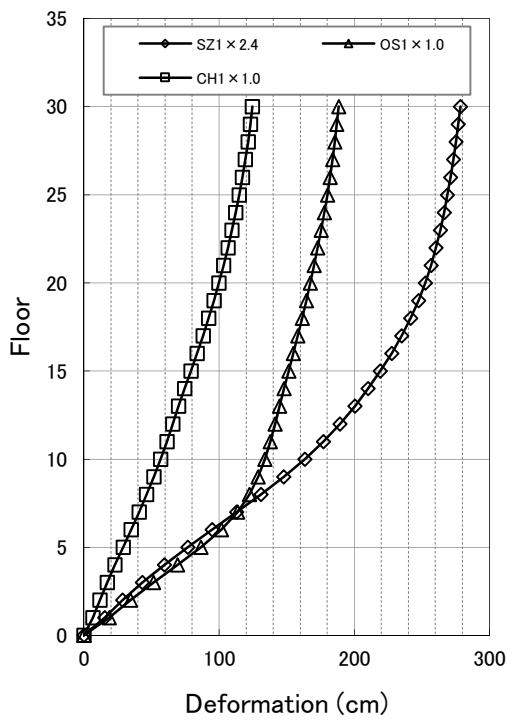


層間変形角

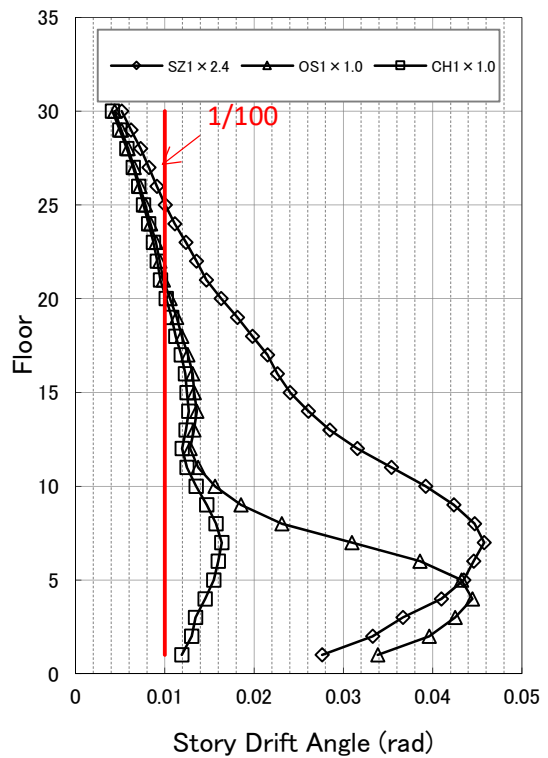


柱部材角

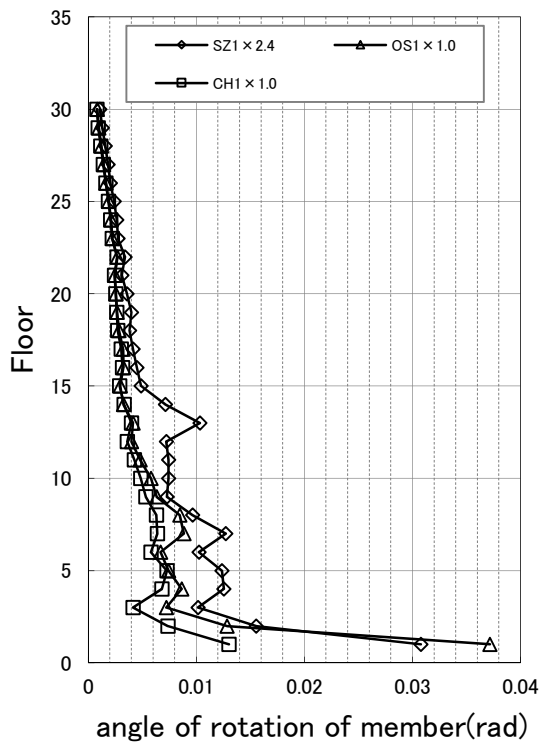
図 4.2-31 梁端破断直前倍率における応答(Y 方向入力)(梁変形性能大モデル)



変位



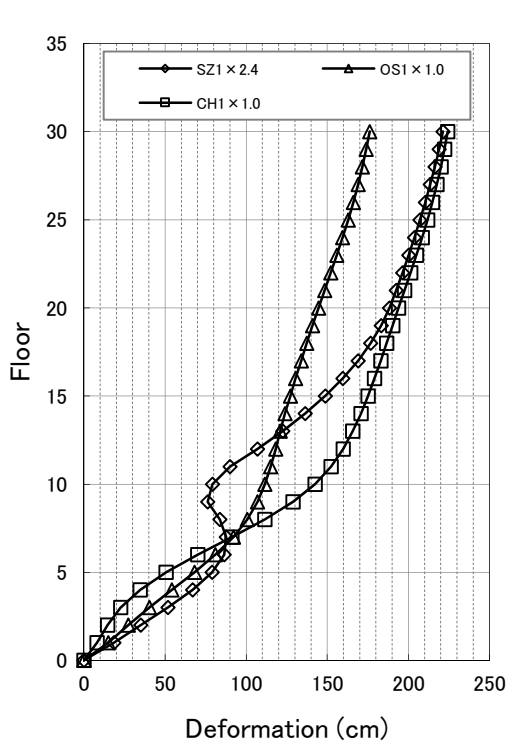
層間変形角



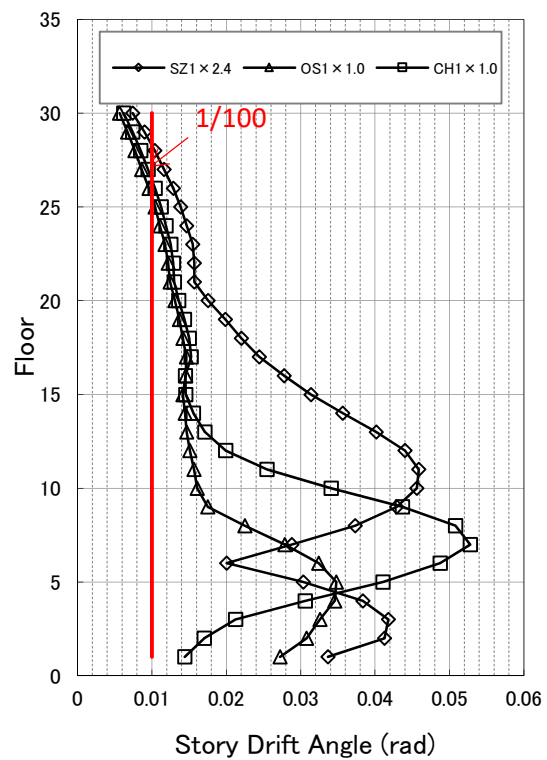
柱部材角

(a) X 方向

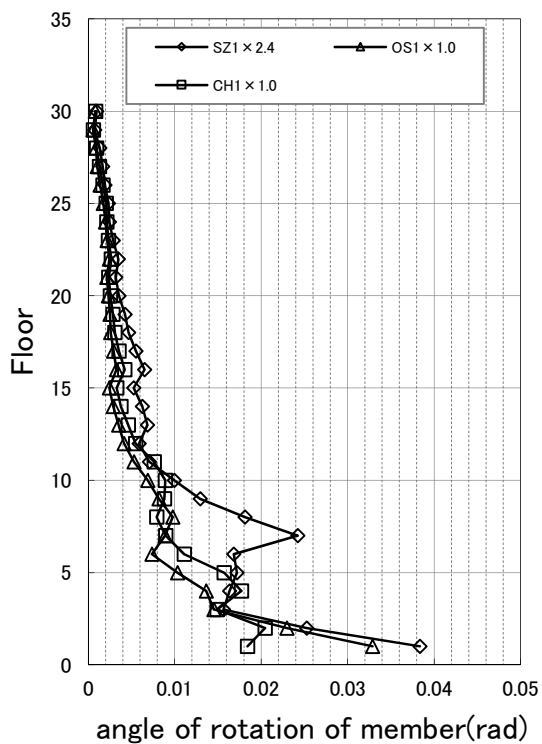
図 4.2-32(1) 梁端破断直前倍率における応答(45 度入力)(梁変形性能大モデル)



変位



層間変形角

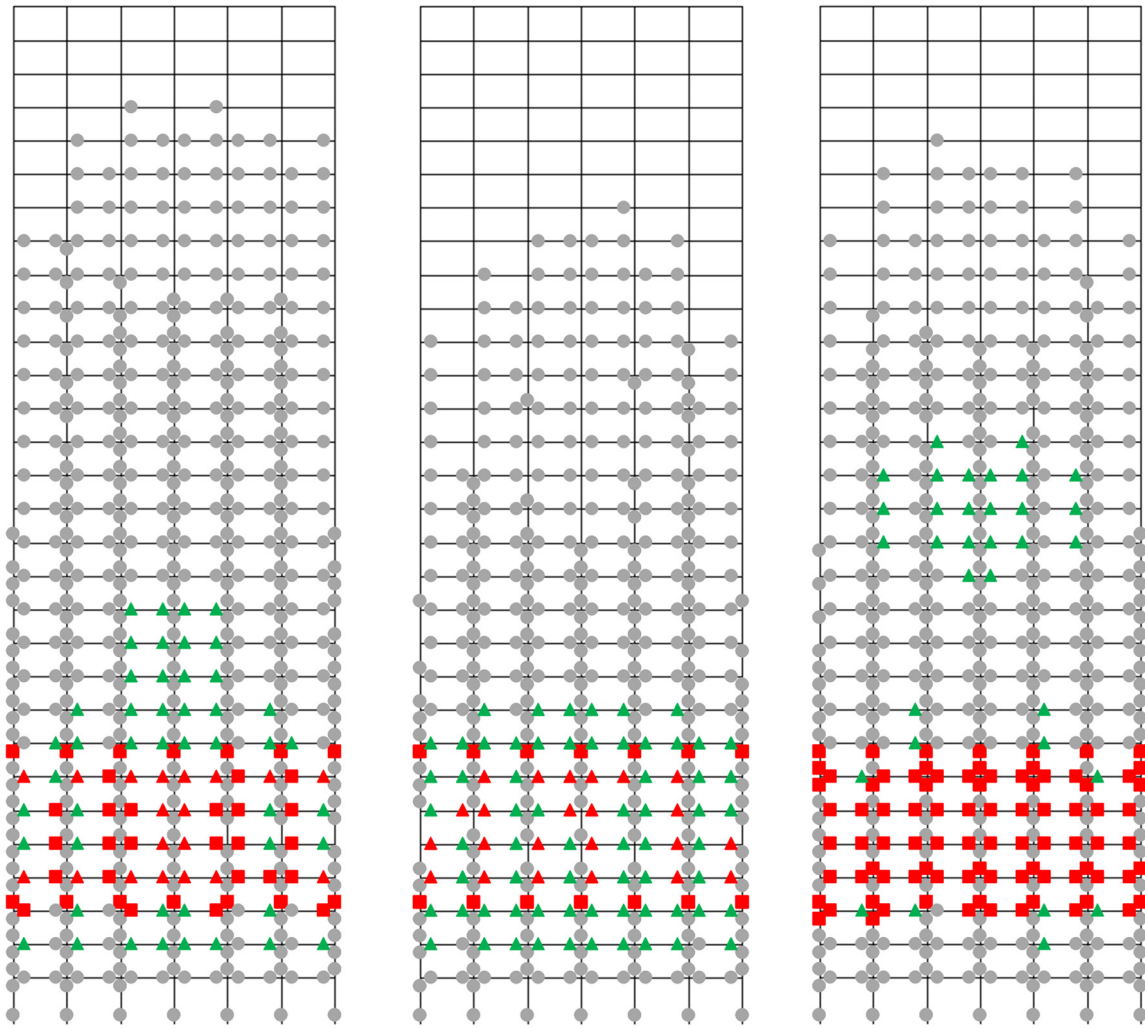


柱部材角

(b) Y 方向

図 4.2-32(2) 梁端破断直前倍率における応答(45 度入力)(梁変形性能大モデル)

G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1



SZ1

OS1

CH1

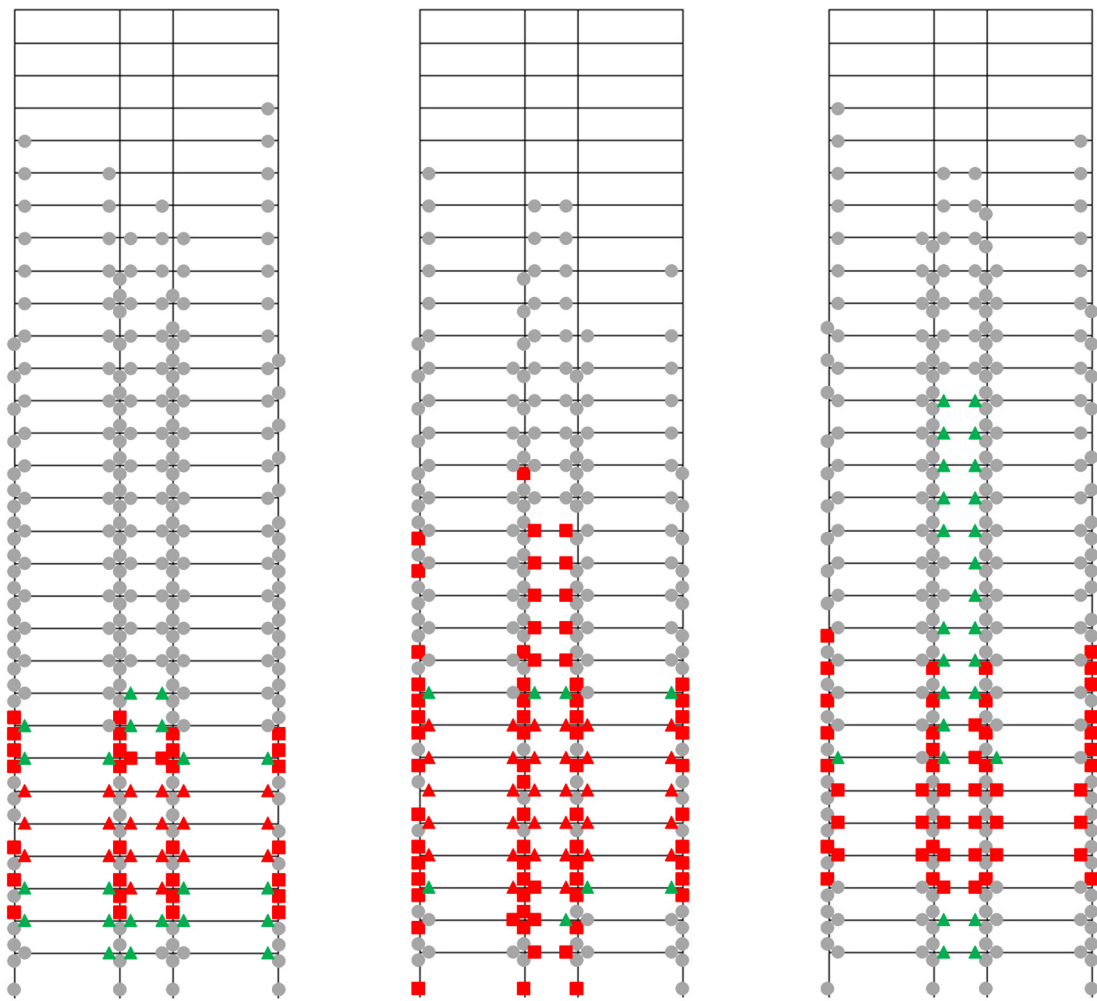
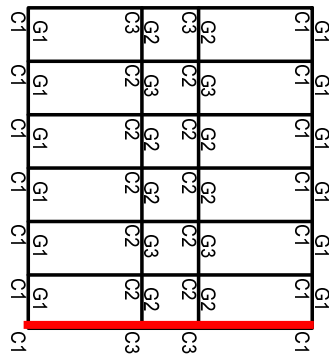
外周構面

図 4.2-33 ヒンジ図(X方向入力)(梁変形性能大モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1

OS1

CH1

外周構面

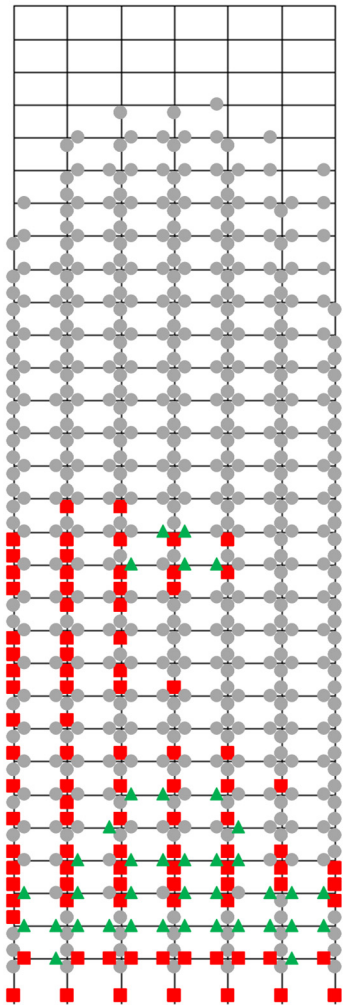
図 4.2-34 ヒンジ図(Y 方向入力)(梁変形性能大モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

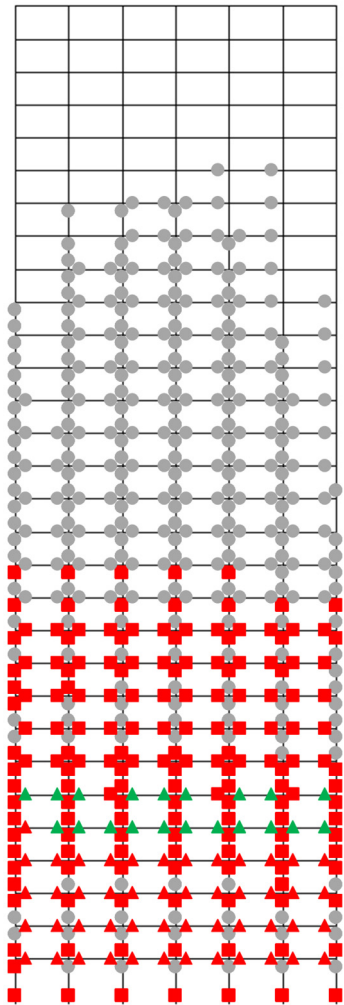
※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1

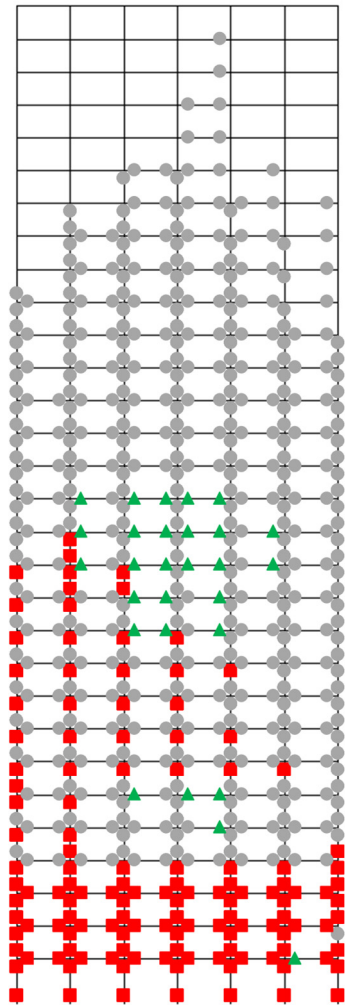


SZ1



OS1

外周構面



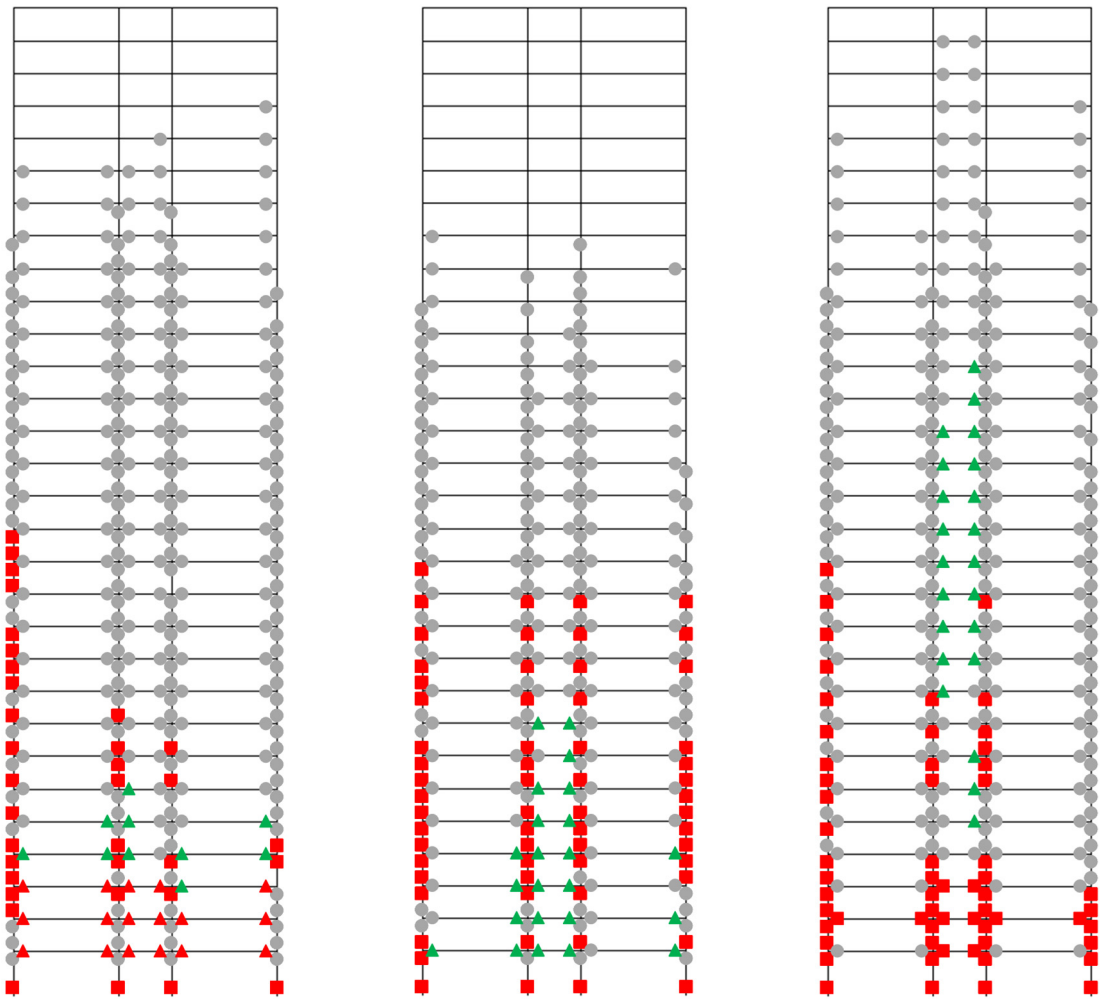
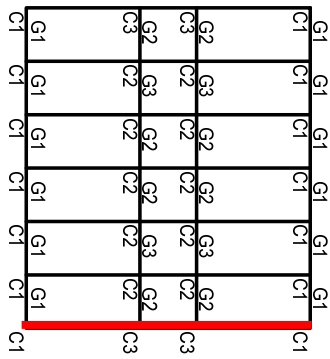
CH1

図 4.2-35(1) ヒンジ図(45度方向入力)(梁変形性能大モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1

OS1

CH1

外周構面

図 4.2-35(2) ヒンジ図(45度方向入力)(梁変形性能大モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

3) 柱断面（柱梁耐力比）を大きくした場合の影響検討（柱強モデル）

柱がより強い場合を想定して、柱断面を1サイズアップしたモデル（柱強モデル）の結果を示す。

倒壊に至った入力倍率を表 4.2-10 に示す。梁端破断直前の入力倍率を表 4.2-11 に、倒壊入力倍率÷梁端破断直前入力倍率を表 4.2-12 に示す。倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率はばらつきが大きいですが、基本モデルや梁変形性能大モデルに比べて大きな値となっている。

以上のまとめは、図 4.2-36、図 4.2-37 に示す。

表 4.2-10 倒壊入力倍率(柱強モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.5	2.3	2.0
OS1	1.5	1.0	1.0
CH1	1.1	1.1	1.4

表 4.2-11 梁端破断直前の入力倍率(柱強モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.1	0.9	1.4
OS1	0.5	0.6	0.7
CH1	0.7	0.5	0.7

表 4.2-12 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(柱強モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率比	倍率比	倍率比
SZ1	1.36	2.56	1.43
OS1	3.00	1.67	1.43
CH1	1.57	2.20	2.00

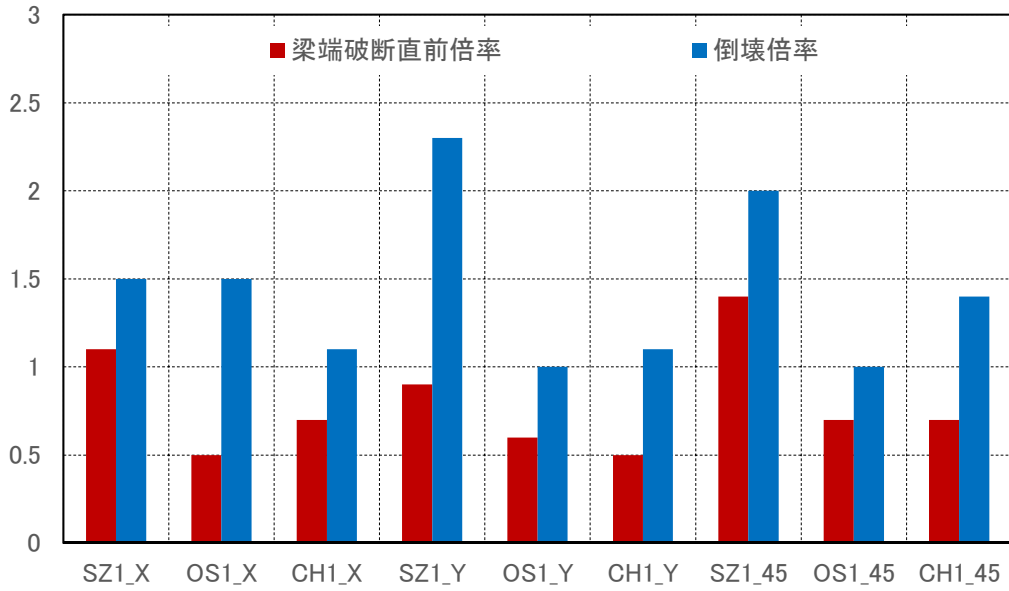


図 4.2-36 倒壊入力倍率、梁端破断直前入力倍率(柱強モデル)

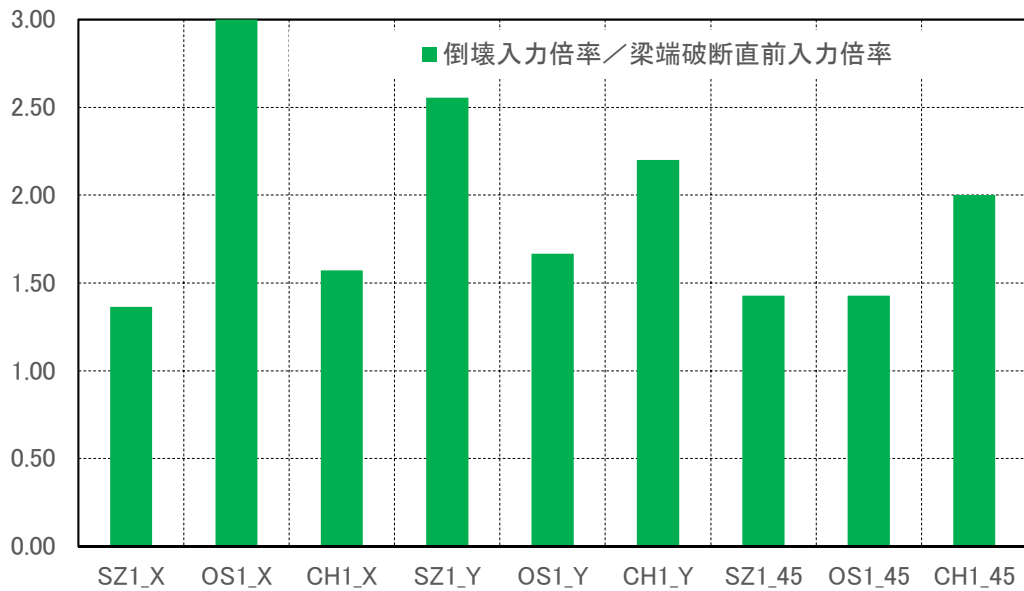


図 4.2-37 倒壊入力倍率 / 梁端破断直前入力倍率(柱強モデル)

倒壊倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-38～図 4.2-40 に示す。

X 方向入力では、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。

Y 方向入力では、やや変形が集中している層に差異があるが、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。

45 度方向入力では、下層部～中間層にかけて変形が集中している。柱が強い場合には、変形集中層が上層に移行している。

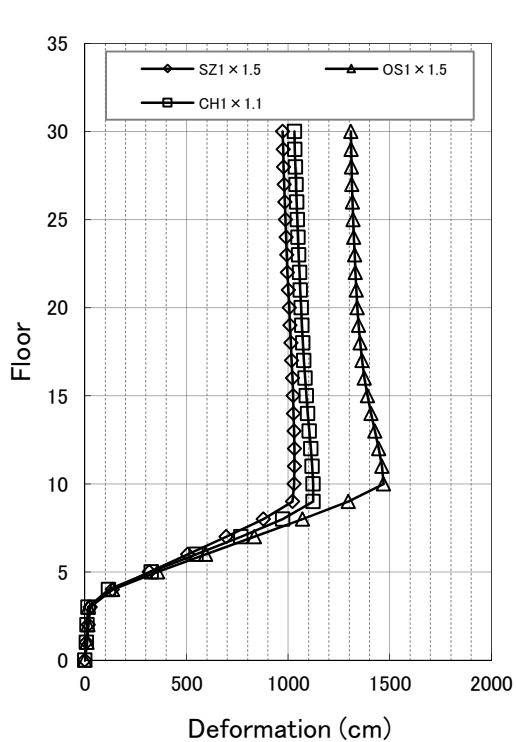
梁端破断直前倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-41～図 4.2-43 に示す。いずれのケースでも柱部材角は特に 1 階柱脚が大きい。中間層において小さいのは、特に柱強モデルにおいては、層間変形角に占める梁変形の割合が高いためと考えられる。

倒壊倍率における損傷状況を図 4.2-44～図 4.2-46 に示す。

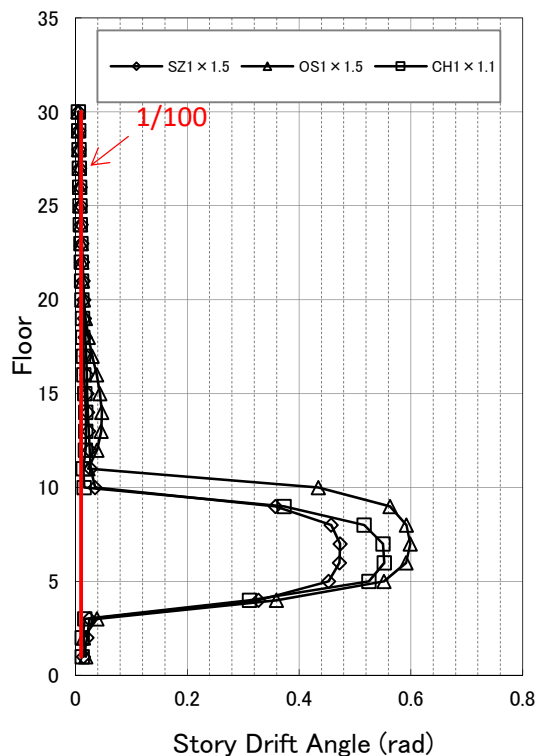
X 方向入力時・Y 方向入力時ともに、中間層での損傷が大きいことが分かる。特に Y 方向では、柱の損傷も多く確認され、梁の変形性能が大きいことの影響がみられる。

45 度方向入力では、多くの柱梁で損傷の程度が大きい。特に柱の損傷が広範囲で確認できる。

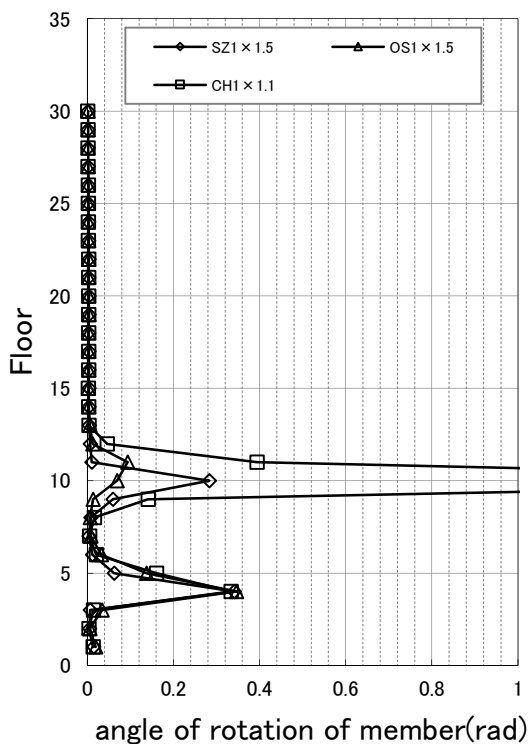
梁端破断直前倍率においては、柱部材角が基本モデルと比べて小さくなっている。その時点での柱の損傷程度は相対的に小さくなっているものと想定される。



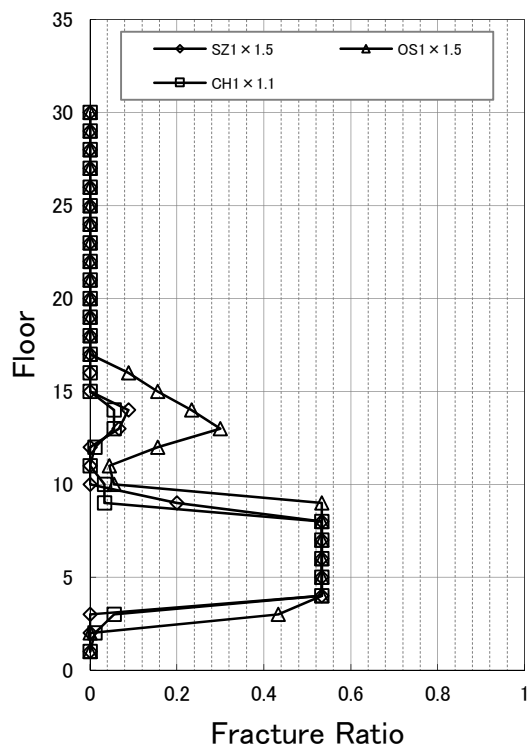
変位



層間変形角



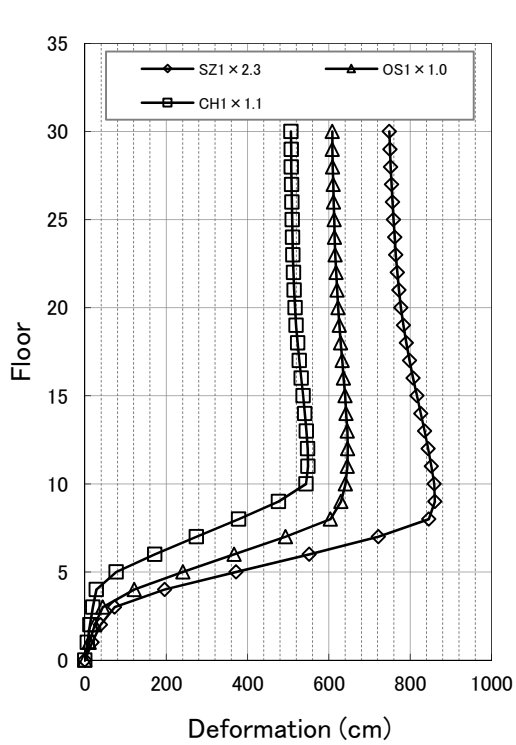
柱部材角



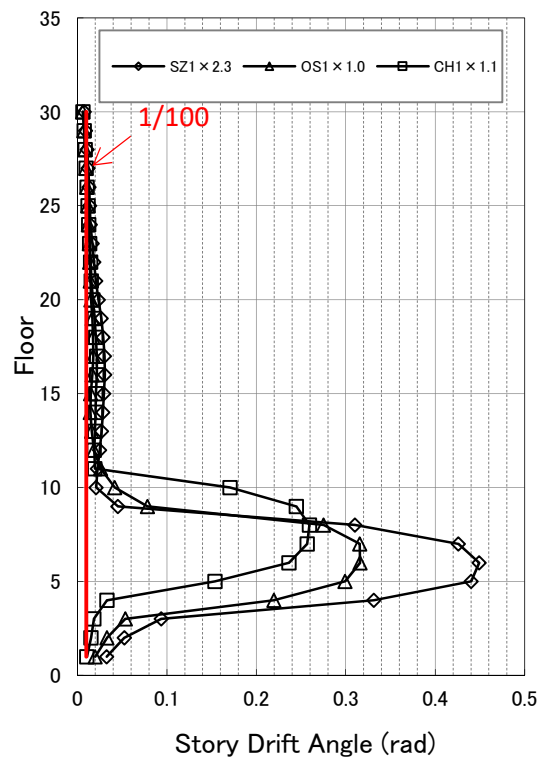
梁端破断率*

図 4.2-38 倒壊倍率における応答(X方向入力)(柱強モデル)

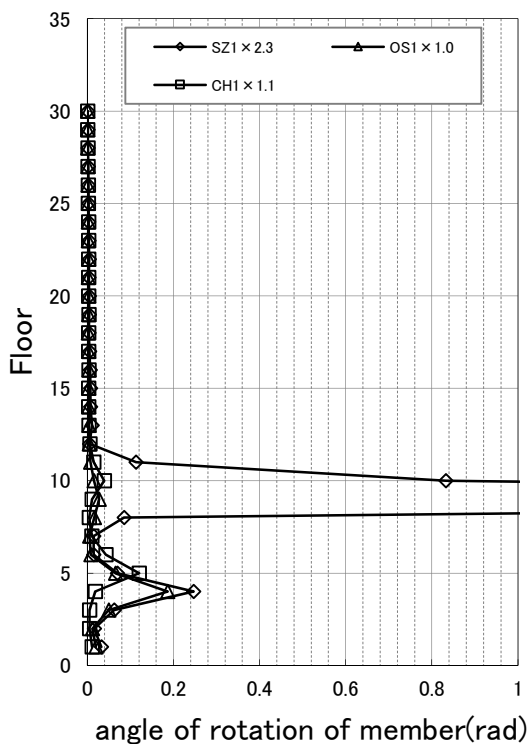
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



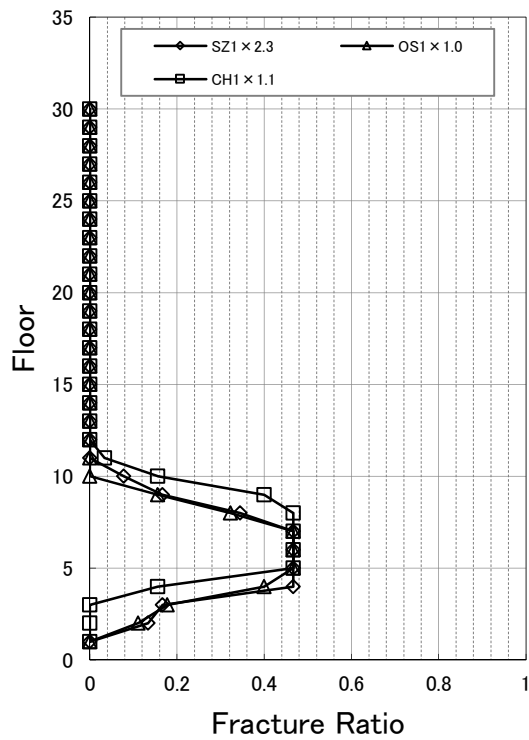
変位



層間変形角



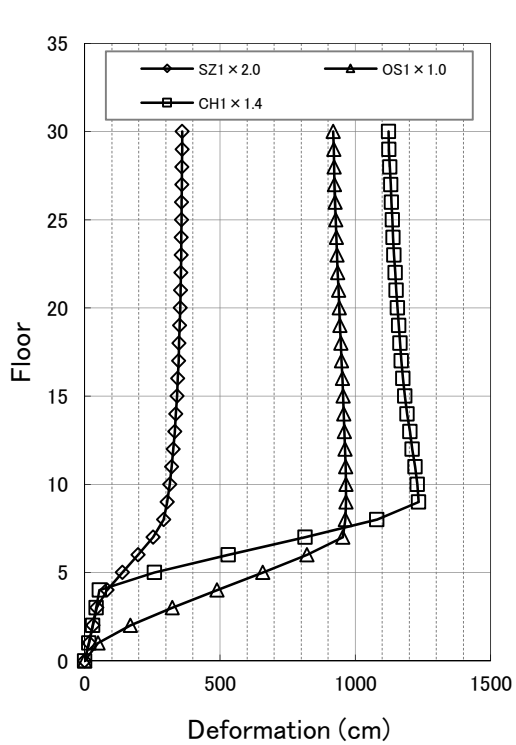
柱部材角



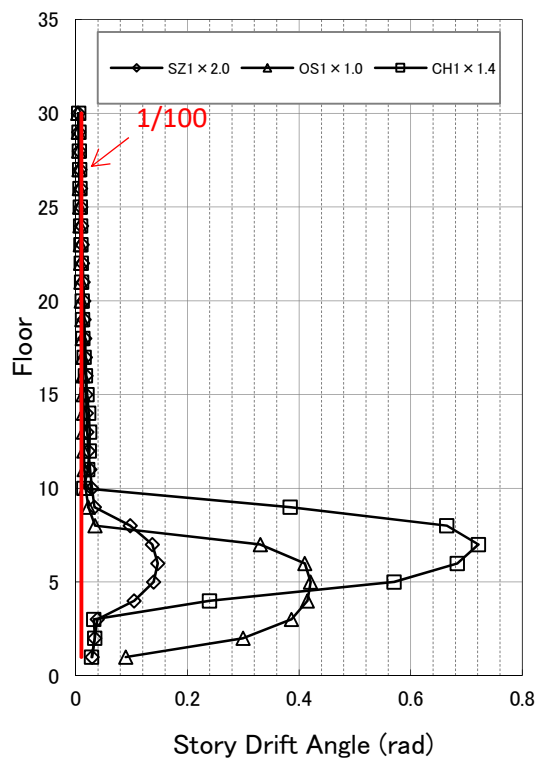
梁端破断率*

図 4.2-39 倒壊倍率における応答(Y 方向入力)(柱強モデル)

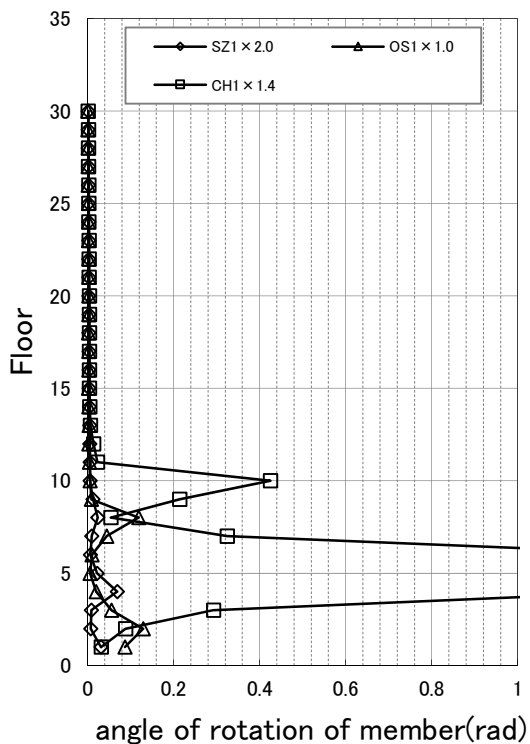
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



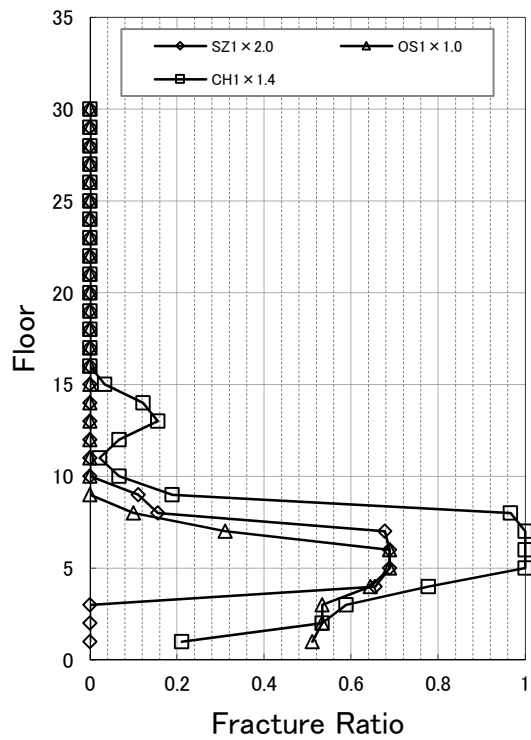
変位



層間変形角



柱部材角

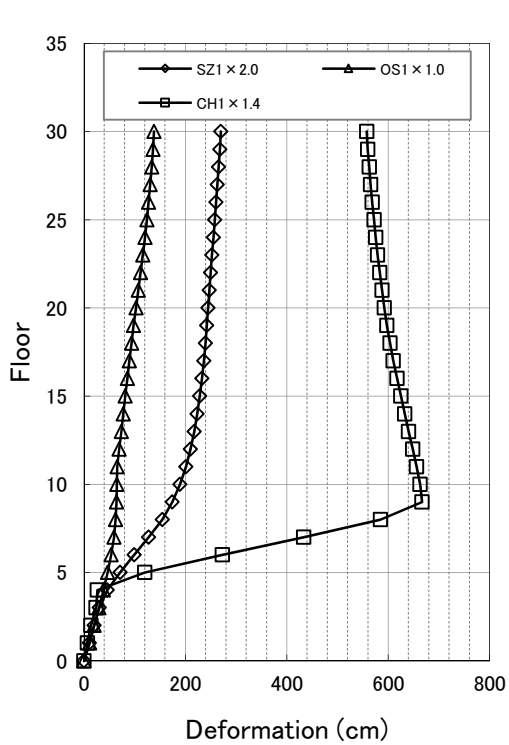


梁端破断率*

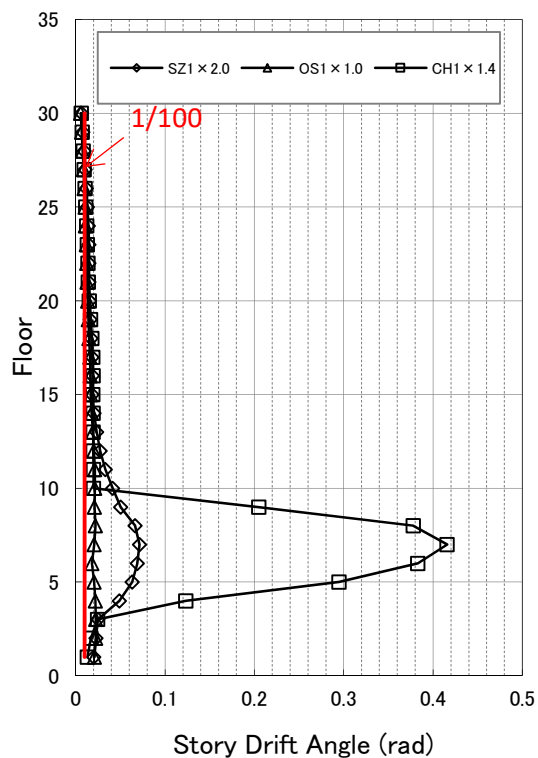
(a) X 方向

図 4.2-40(1) 倒壊倍率における応答(45 度入力)(柱強モデル)

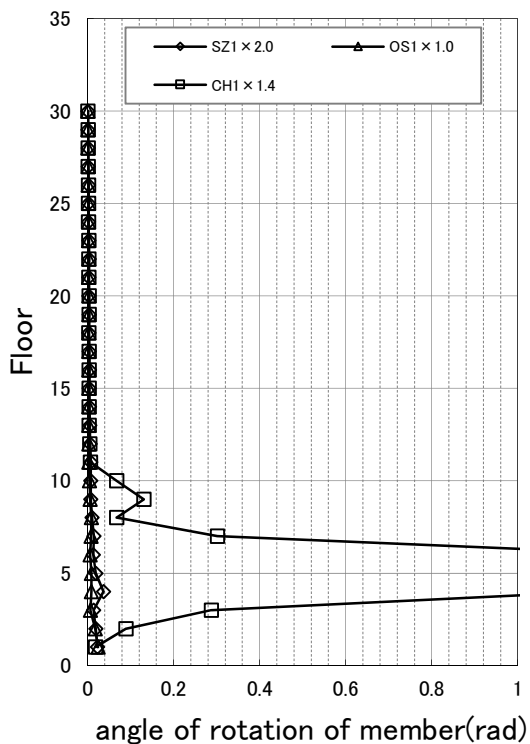
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位



層間変形角



柱部材角

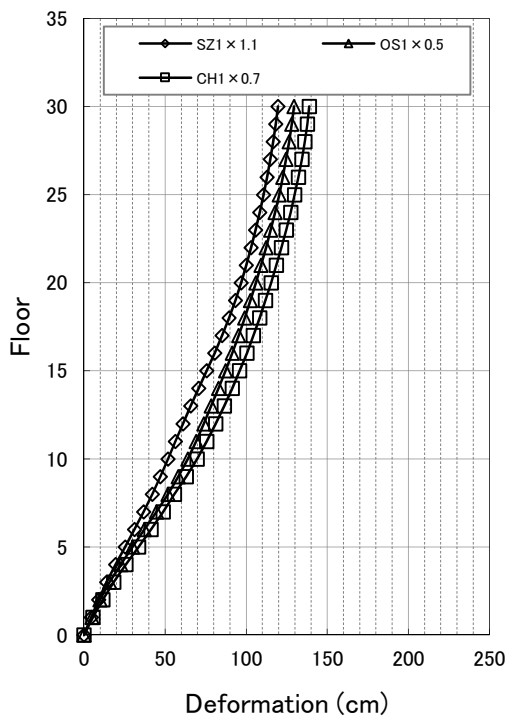
前頁と同じ

梁端破断率

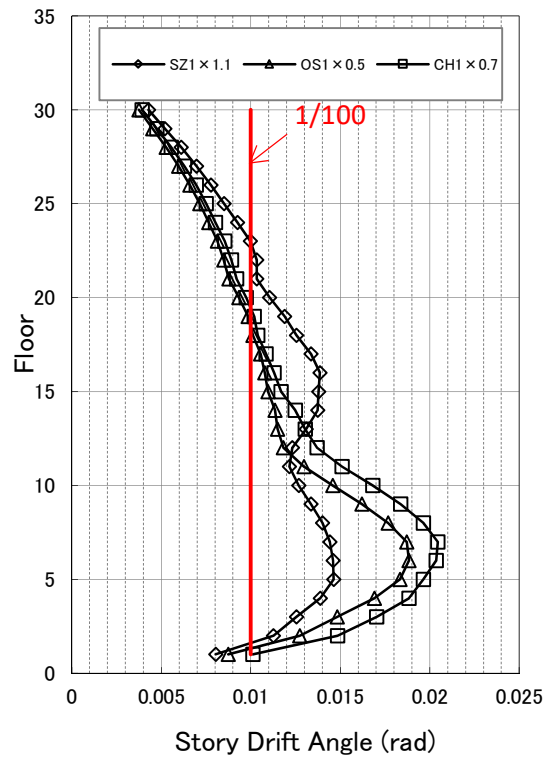
(b) Y方向

図 4.2-40(2) 倒壊倍率における応答(45度入力)(梁変形性能大モデル)

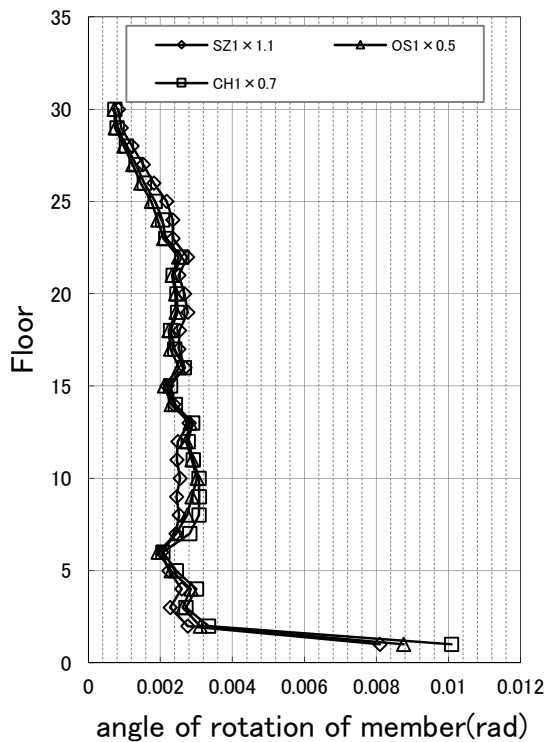
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位

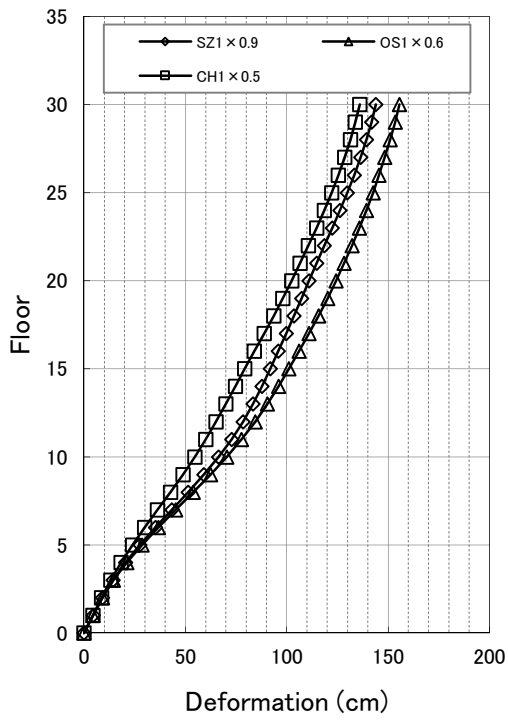


層間変形角

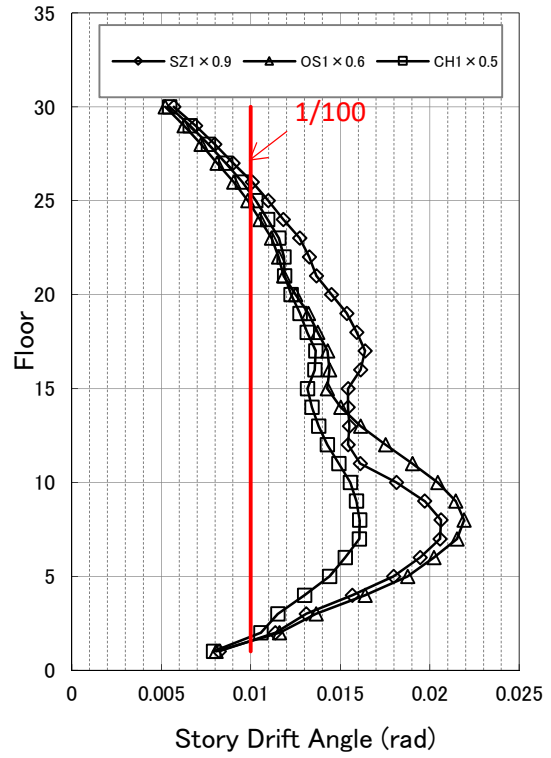


柱部材角

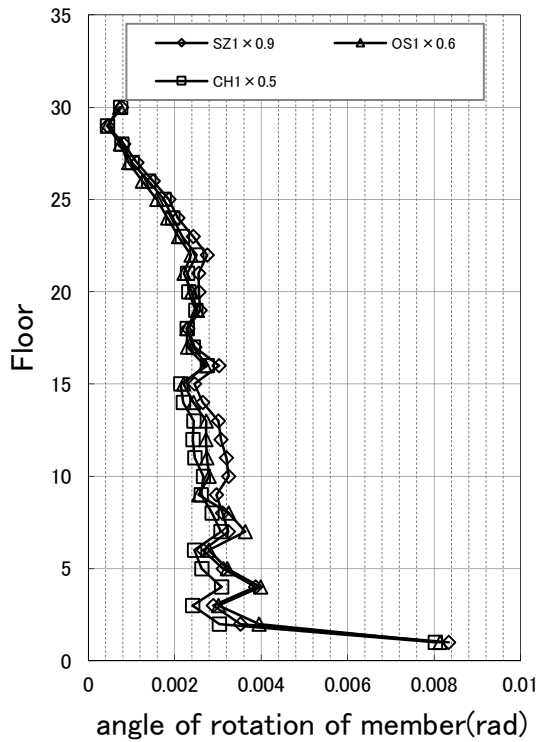
図 4.2-41 梁端破断直前倍率における応答 (X方向入力) (柱強モデル)



変位

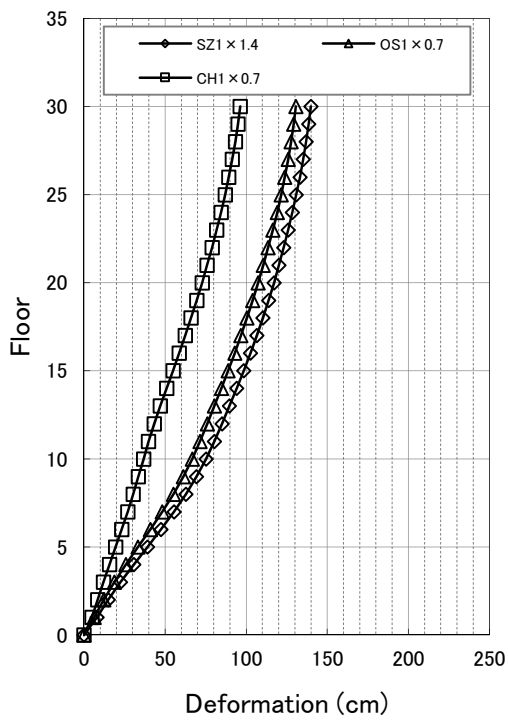


層間変形角

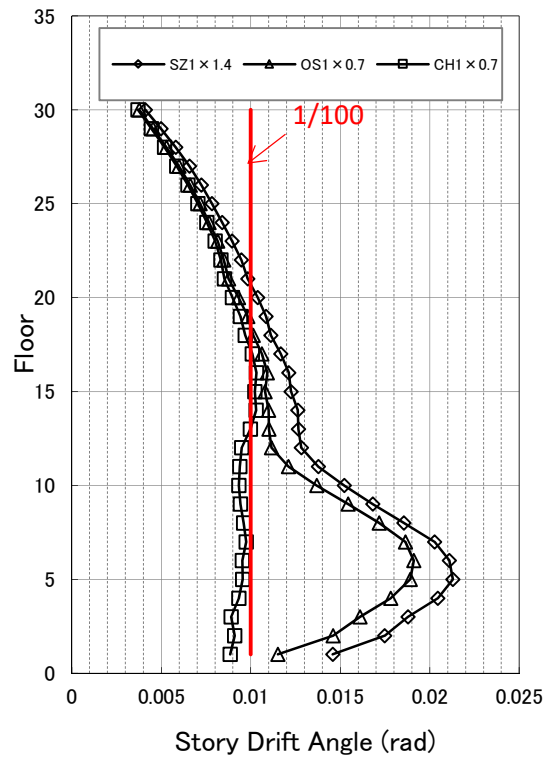


柱部材角

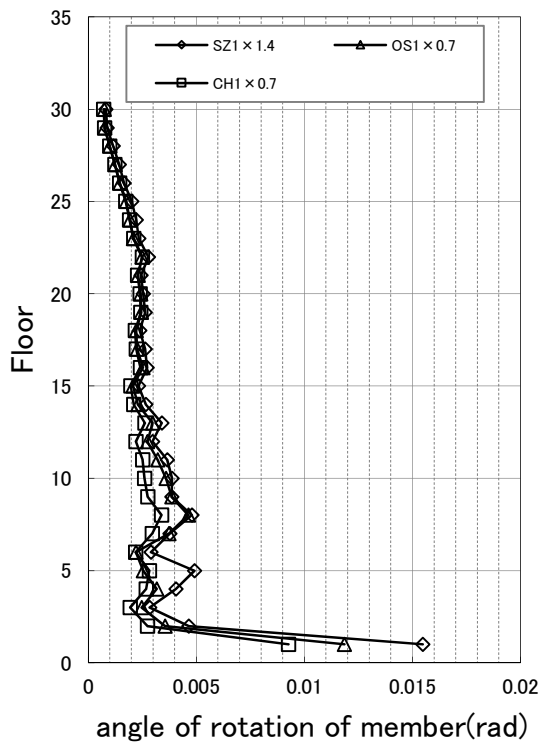
図 4.2-42 梁端破断直前倍率における応答(Y方向入力)(柱強モデル)



変位



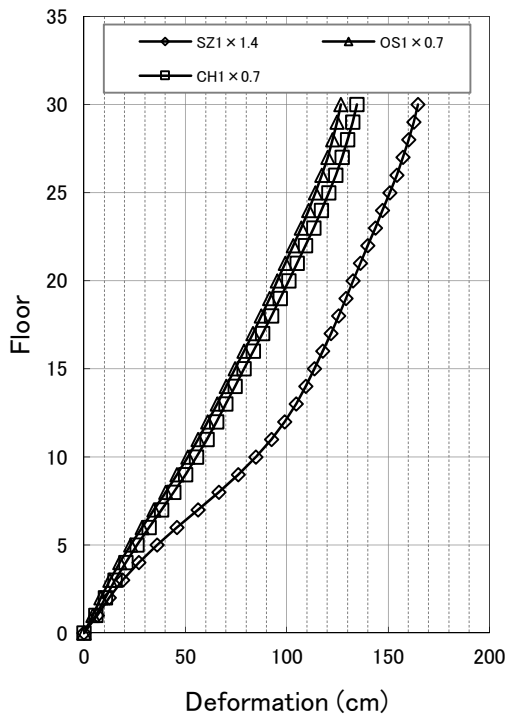
層間変形角



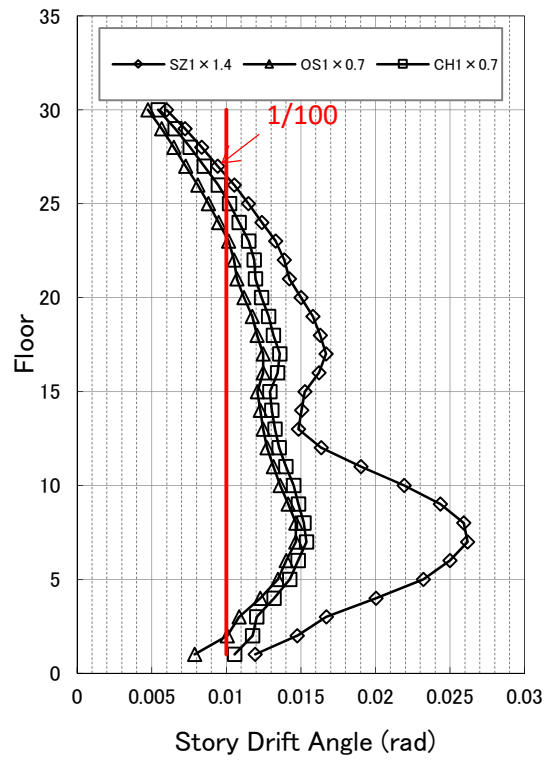
柱部材角

(a) X 方向

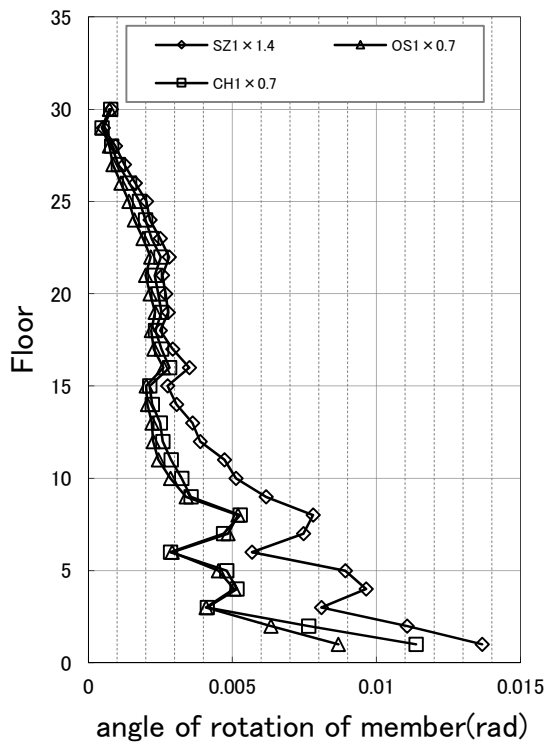
図 4.2-43(1) 梁端破断直前倍率における応答(45 度入力)(柱強モデル)



変位



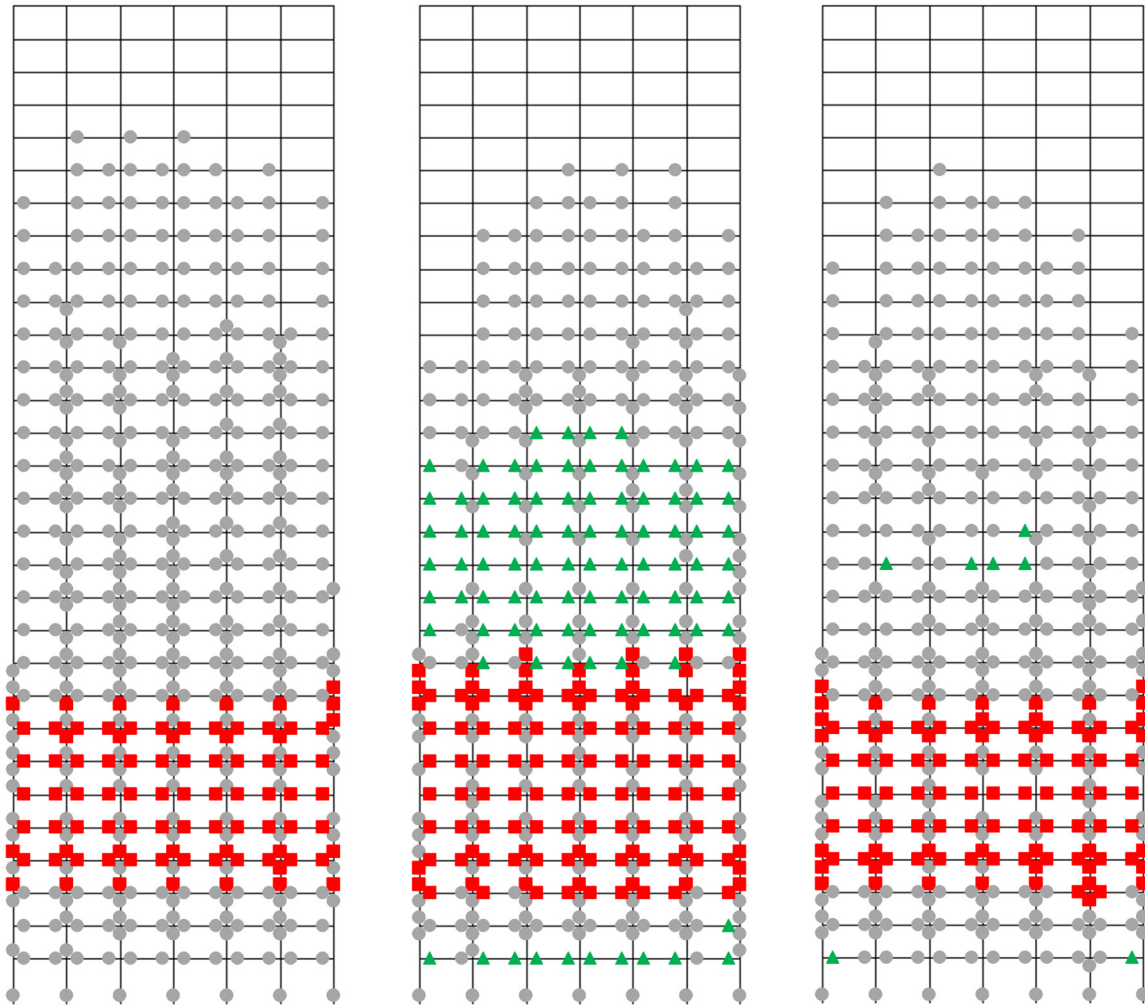
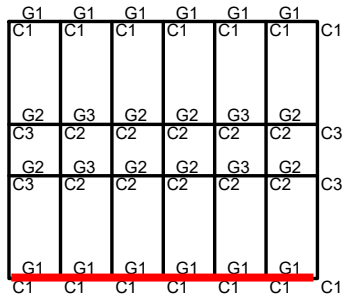
層間変形角



柱部材角

(b) Y方向

図 4.2-43(2) 梁端破断直前倍率における応答(45度入力)(柱強モデル)



SZ1

OS1

CH1

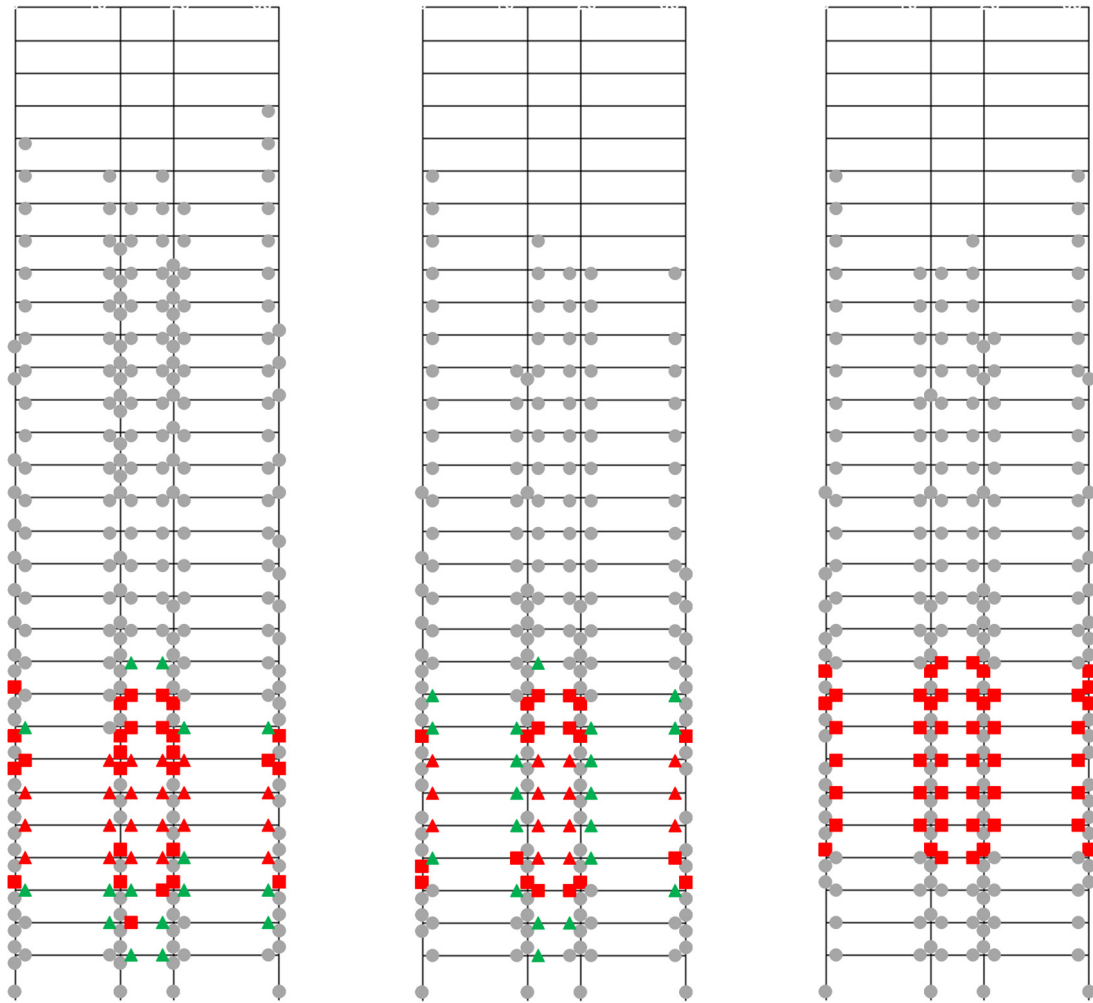
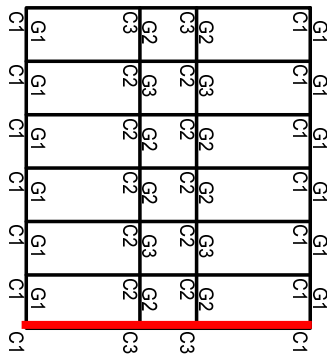
外周構面

図 4.2-44 ヒンジ図(X方向入力)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1

OS1

CH1

外周構面

図 4.2-45 ヒンジ図(Y 方向入力)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1

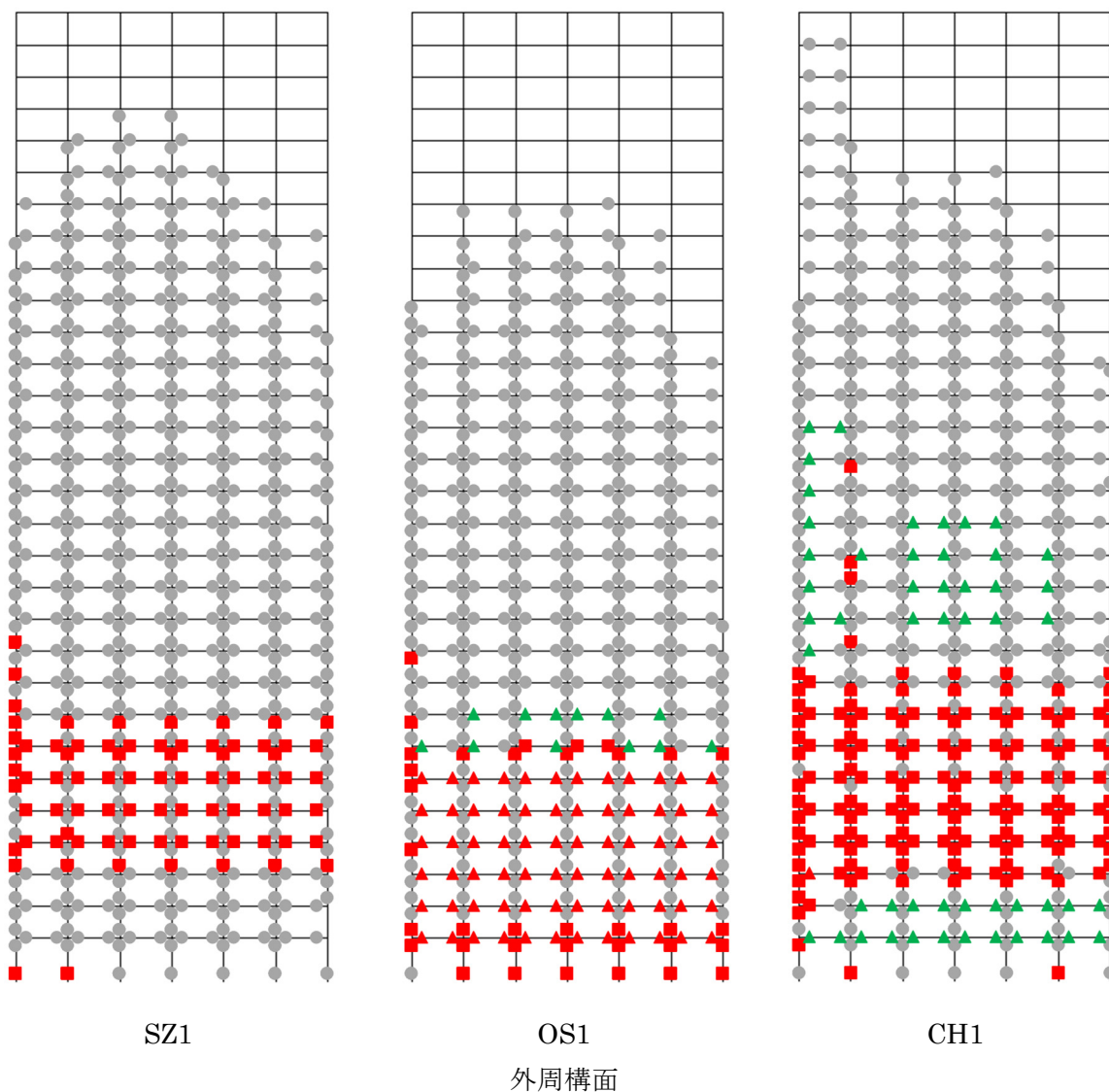
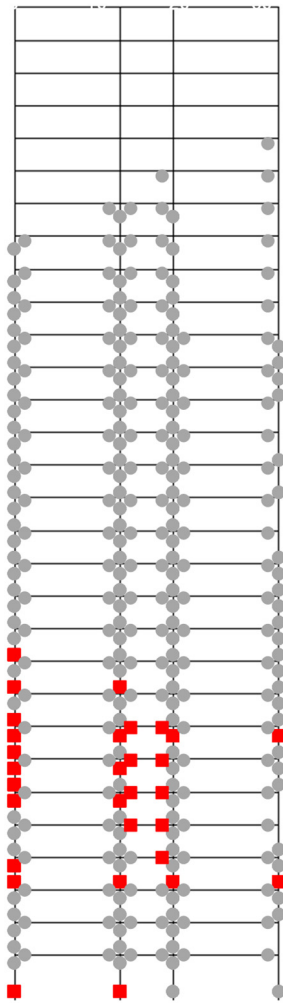
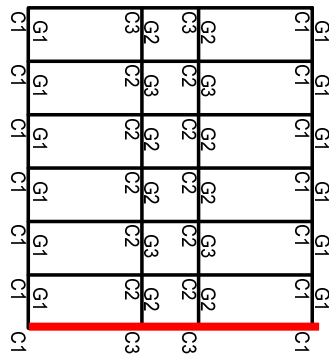


図 4.2-46(1) ヒンジ図(45度方向入力)

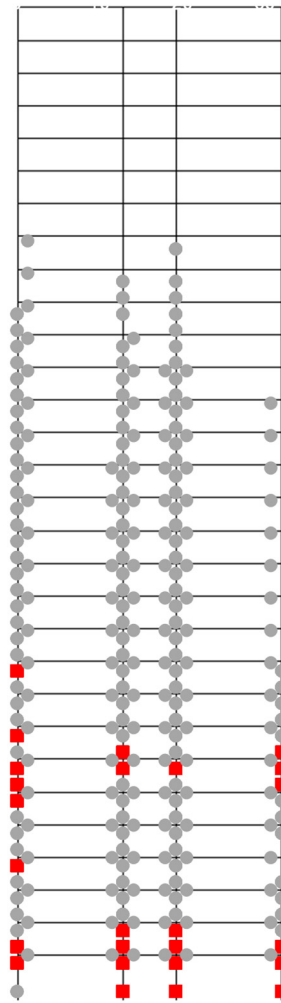
上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

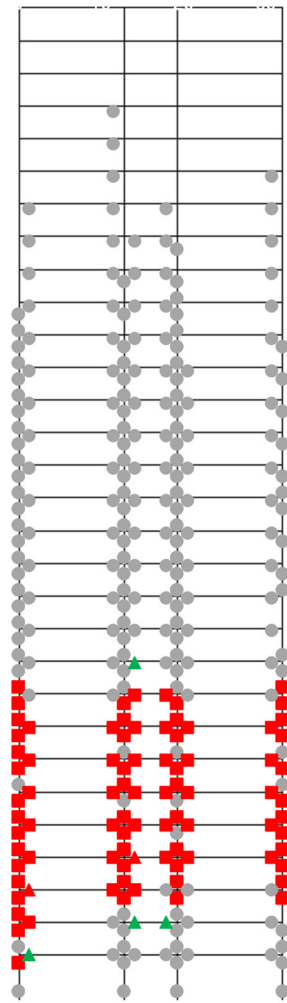
※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1



OS1



CH1

外周構面

図 4.2-46(2) ヒンジ図(45度方向入力)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

4) 検討のまとめ

S30 モデルの、基本モデル、梁変形性能大モデル、柱強モデルの 3 ケースの検討について比較を行う。

表 4.2-13 に倒壊に至った状況を示す。柱が相対的に強いモデルほど、変形が集中する層が上層になる傾向がある。

表 4.2-13 倒壊に至った状況(下層部で崩壊など特徴的な結果は赤字)

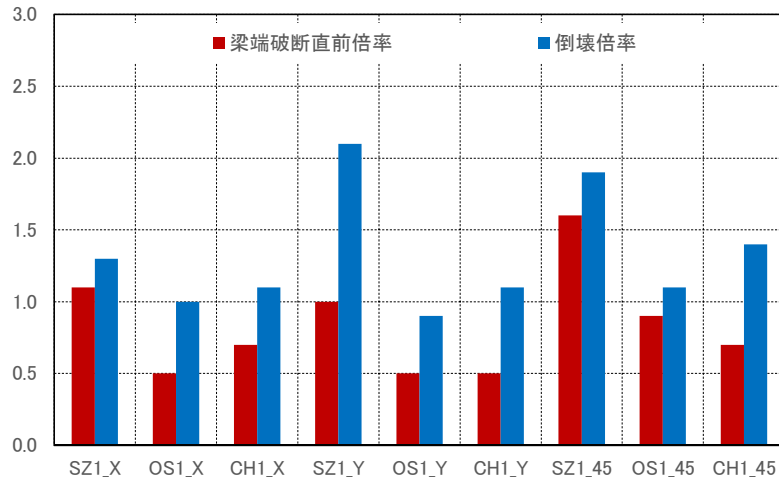
		最大層間変形角発生層 (45度は倒壊方向も表記)	柱局部座屈の位置	著しく劣化している層の梁の損傷状況	
基本モデル	X	SZ1	6	中間層長柱上下端	全スパン破断
		OS1	6	中間層長柱上下端	全スパン破断
		CH1	6	中間層長柱上下端	全スパン破断
	Y	SZ1	4	下層長柱上下端	短スパン破断
		OS1	6	中間層長柱上下端	局部座屈・破断
		CH1	7	中間層長柱上下端	全スパンの破断
	45	SZ1	6(X)	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		OS1	2(X)	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		CH1	6(X)	多数の位置で発生	全スパン破断
梁変形性能大モデル	X	SZ1	6	中間層長柱上下端	局部座屈・破断
		OS1	6	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		CH1	6	中間層長柱上下端	全スパン破断
	Y	SZ1	6	中間層長柱上下付近多数	全スパン局部座屈
		OS1	6	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		CH1	6	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
	45	SZ1	2(Y)	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		OS1	3(X)	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		CH1	2(45度方向に倒壊)	多数の位置で発生	全スパン破断
柱強モデル	X	SZ1	7	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
		OS1	7	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
		CH1	6	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
	Y	SZ1	6	中間層長柱上下端	全スパン局部座屈
		OS1	6	中間層長柱上下端	全スパン局部座屈
		CH1	8	中間層長柱上下端	全スパン破断
	45	SZ1	6(X)	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
		OS1	5(X)	下層長柱上下端多数	全スパン局部座屈
		CH1	7(45度方向に倒壊)	多数の位置で発生	全スパン破断

図 4.2-47 に各モデルの梁端破断直前倍率と倒壊倍率を再掲する。図 4.2-47 のデータを再整理した結果が、図 4.2-48～図 4.2-51 となる。

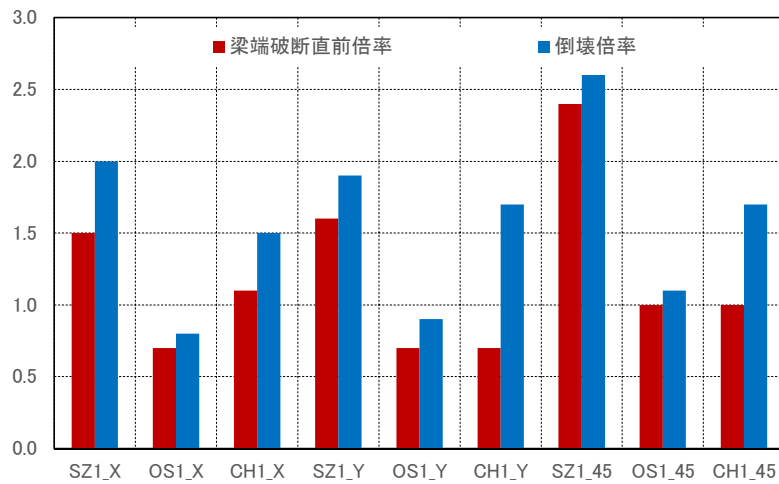
図 4.2-48 に各モデルの梁端破断倍率の平均値、図 4.2-49 に基本モデルと比較した梁端破断直前倍率の比を示す。梁変形性能大モデルの平均値が他のモデルに比べて大きい。また、柱強モデルの平均値は基本モデルと同程度である。

図 4.2-50 に各モデルの倒壊倍率の平均値、図 4.2-51 に基本モデルと比較した倒壊倍率の比を示す。梁変形性能大モデルの平均値が大きい。従って、このような柱梁耐力比の小さい建物であっても梁の変形性能を小さく仮定することで安全側の評価ができる。柱強モデルは基本モデルに比べて平均値が大きく、柱を強くすることでも倒壊倍率を上昇させることに寄与することができる。

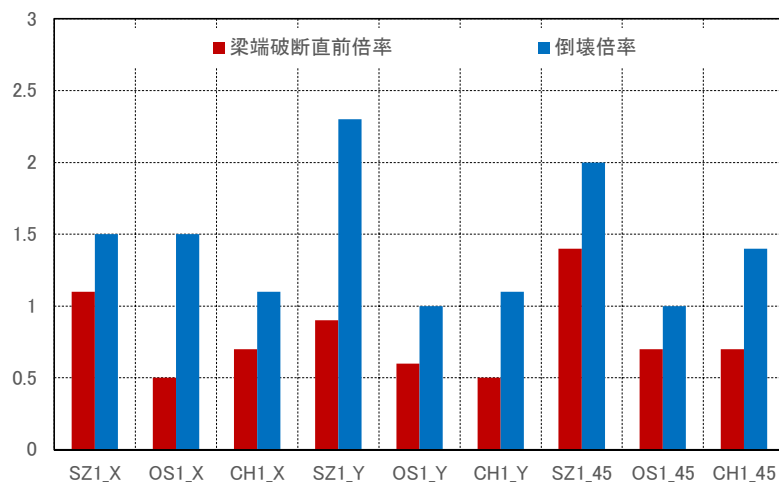
図 4.2-52 に各モデルの梁端破断直前から倒壊までの余力（倒壊倍率／梁端破断直前倍率）を再掲する。図 4.2-53 に倒壊倍率／梁端破断直前倍率の平均値を示す。梁変形性能大モデルでは、最も小さい値であり、柱強モデルでは最も大きい値であり、平均値が 2 弱となっている。



(a) 基本モデル



(b) 梁変形性能大モデル



(c) 柱強モデル

図 4.2-47 各モデルの梁端破断直前倍率と倒壊倍率

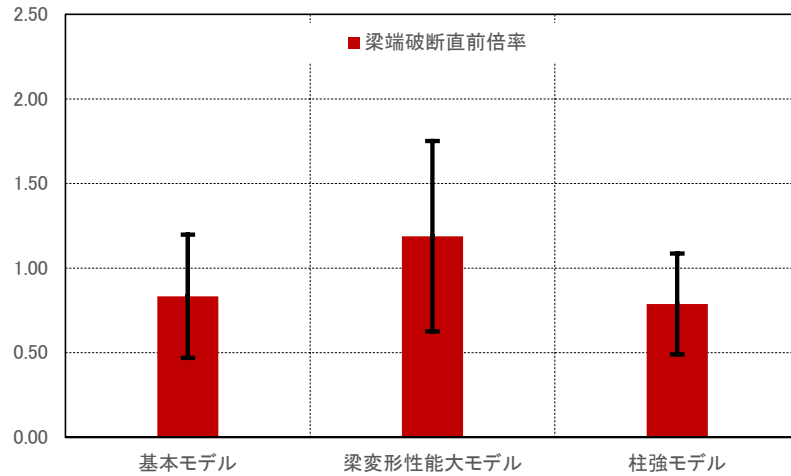
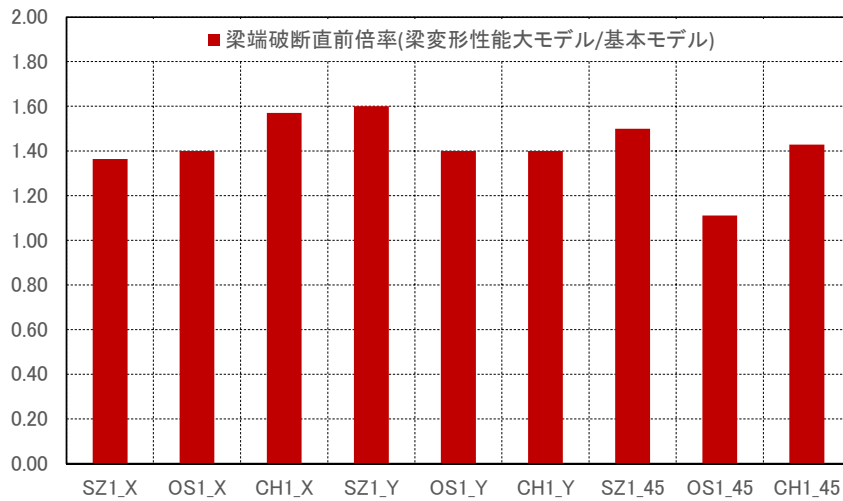
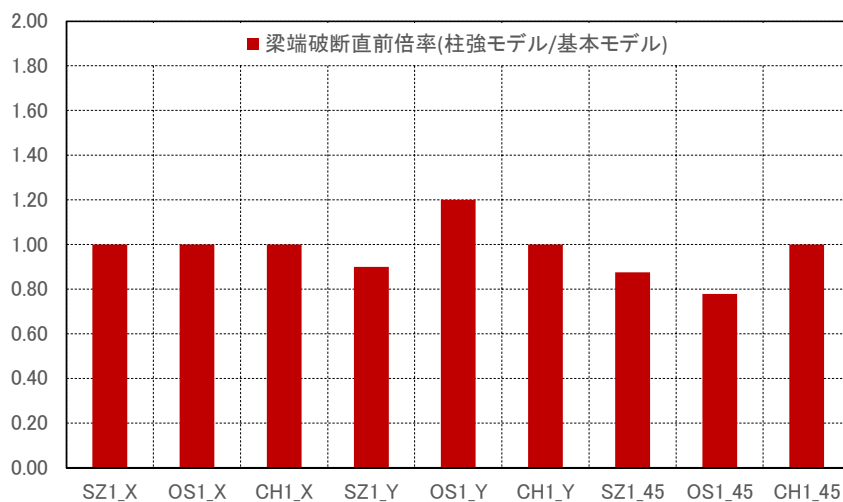


図 4.2-48 各モデルの梁端破断直前倍率の平均値(エラーバーは±標準偏差)



(a) 梁変形性能大モデル / 基本モデル



(b) 柱強モデル / 基本モデル

図 4.2-49 基本モデルと比較した梁端破断直前倍率の比

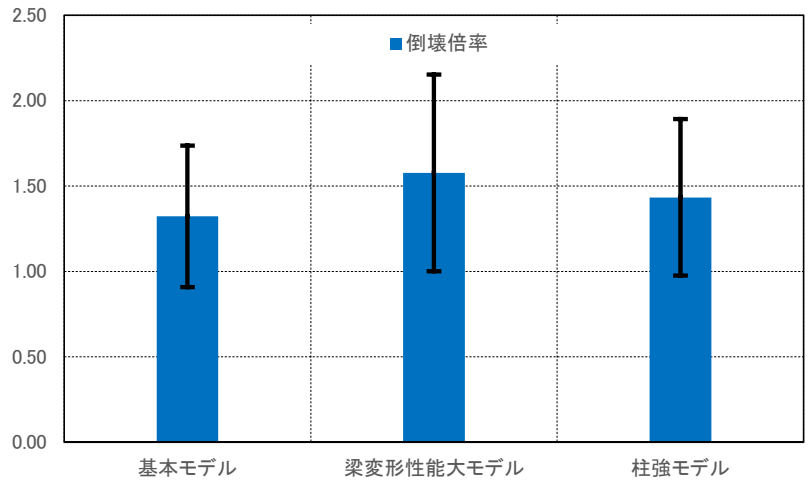
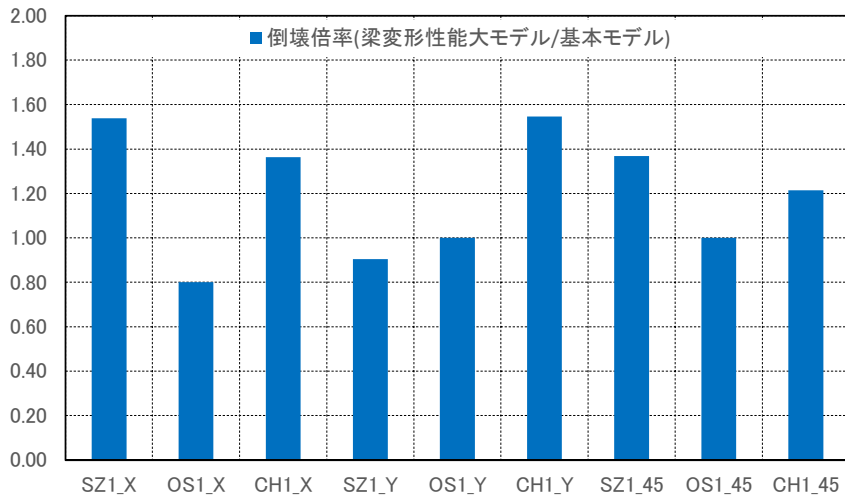
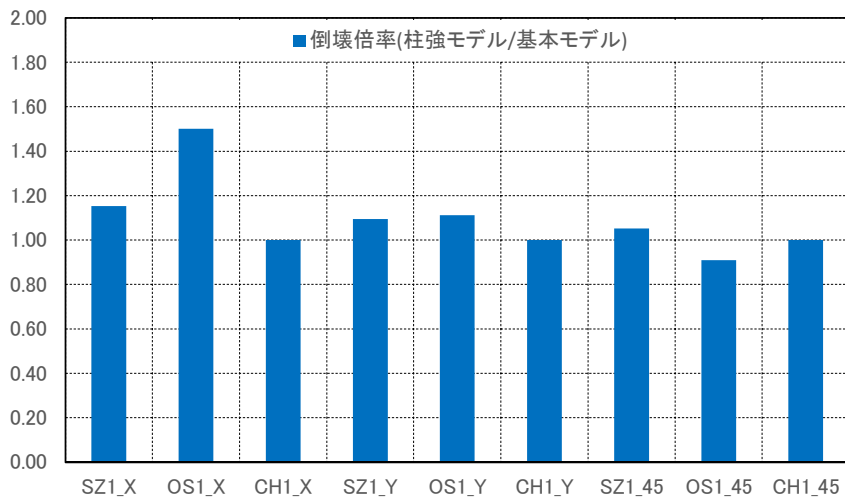


図 4.2-50 各モデルの倒壊倍率の平均値(エラーバーは±標準偏差)

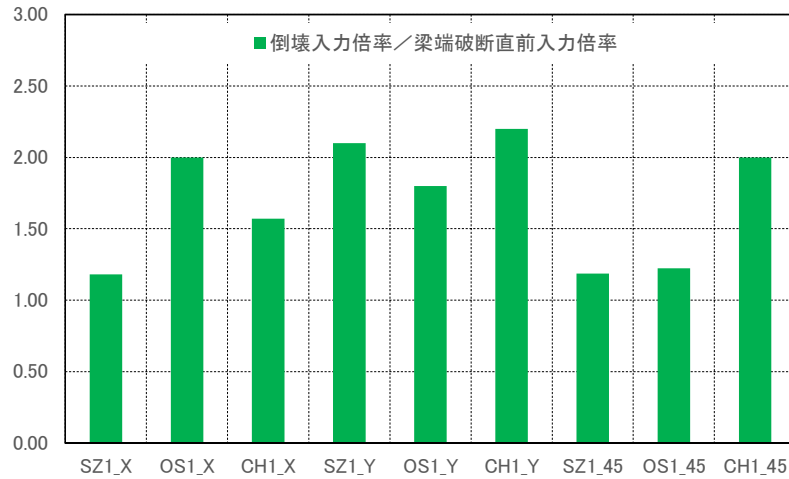


(a) 梁変形性能大モデル／基本モデル

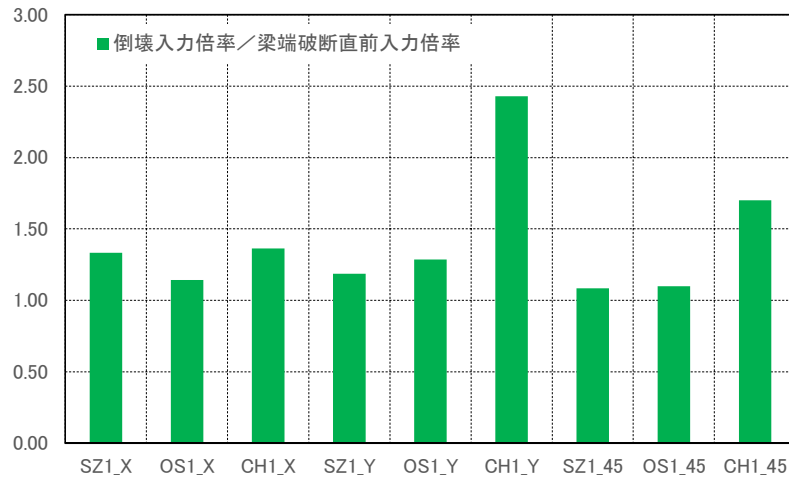


(b) 柱強モデル／基本モデル

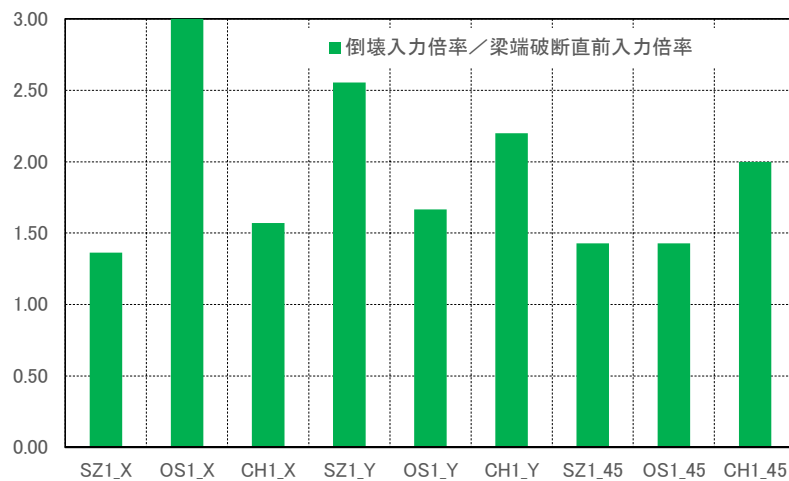
図 4.2-51 基本モデルと比較した倒壊倍率の比



(a) 基本モデル



(b) 梁変形性能大モデル



(c) 柱強モデル

図 4.2-52 各モデルの梁端破断直前から倒壊までの余力(倒壊倍率/梁端破断直前倍率)

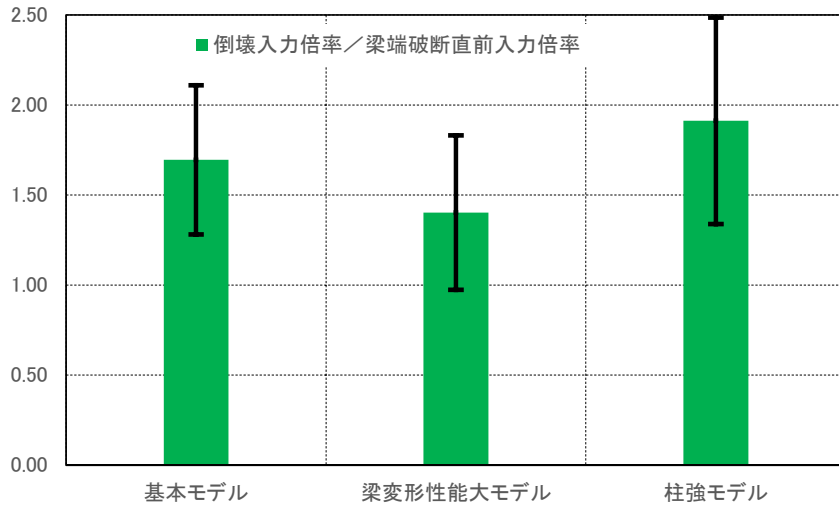


図 4.2-53 各モデルの倒壊倍率 / 梁端破断直前倍率の平均値(エラーバーは±標準偏差)

(3) CFT32 に関する検討

本節では、CFT32 の漸増動的解析結果を示す。CFT32 の場合は漸増動的解析の入力倍率を 0.2 倍刻みとしている。

倒壊に至った入力倍率を表 4.2-14 に示す。倒壊入力倍率が非常に大きいのが、座屈拘束ブレースをノーマルバイリニアとしてモデル化していることが原因である可能性がある。梁端破断直前の入力倍率を表 4.2-15 に、倒壊入力倍率÷梁端破断直前入力倍率を表 4.2-16 に示す。表 4.2-16 の値はばらつきが大きいのが、最低で 1.5、平均で 2.3 となっている。

以上のまとめを、図 4.2-54、図 4.2-55 に示す。

表 4.2-14 倒壊入力倍率(CFT32 モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	4.2	4.8	5.2
OS1	2.0	1.8	2.2
CH1	3.8	2.8	3.8

表 4.2-15 梁端破断直前の入力倍率(CFT32 モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	2.0	1.8	2.2
OS1	1.0	1.2	1.4
CH1	1.0	1.2	1.4

表 4.2-16 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(CFT32 モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率比	倍率比	倍率比
SZ1	2.10	2.67	2.36
OS1	2.00	1.50	1.57
CH1	3.80	2.33	2.71

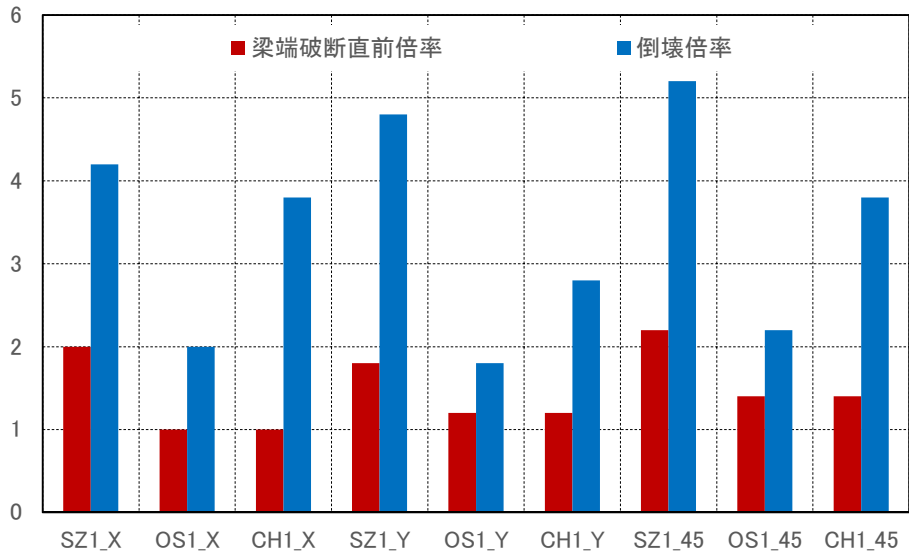


図 4.2-54 倒壊入力倍率、梁端破断直前入力倍率(CFT32 モデル)

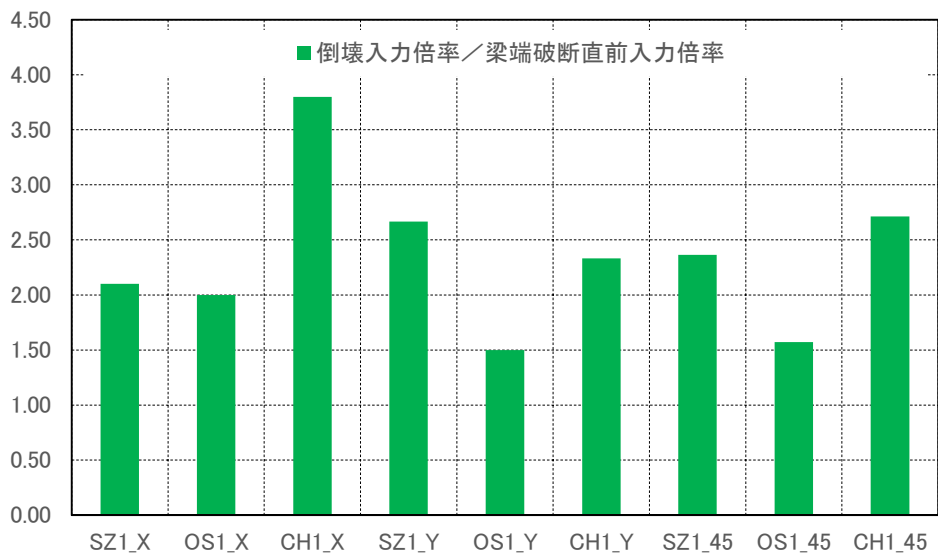


図 4.2-55 倒壊入力倍率 / 梁端破断直前入力倍率(CFT32 モデル)

倒壊倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-56～図 4.2-58 に示す。

X 方向入力では、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。S30 に比べて、変形集中層が広範囲である。

Y 方向入力では、下層～中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。S30 に比べて、変形集中層が広範囲である。

45 度方向入力では、下層～中間層にかけて変形が集中している。

梁端破断直前倍率の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-59～図 4.2-61 に示す。いずれのケースでも柱部材角は特に 1 階柱脚が大きい。

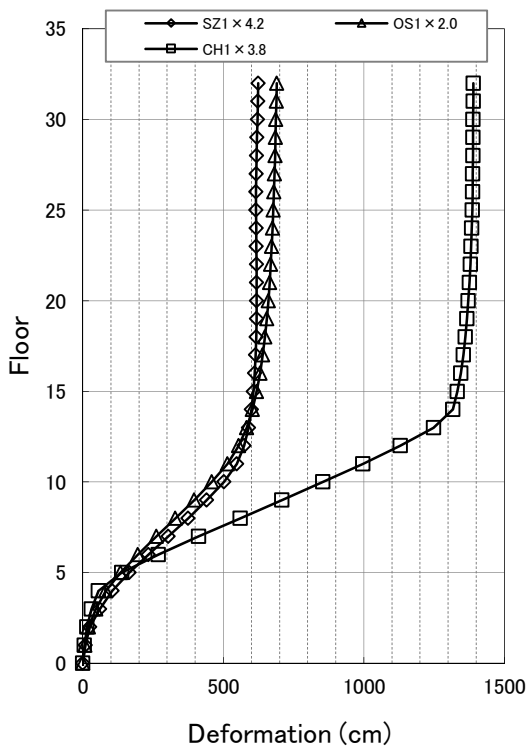
倒壊倍率における損傷状況を図 4.2-62～図 4.2-64 に示す。

X 方向入力では短スパン梁での損傷が顕著である。

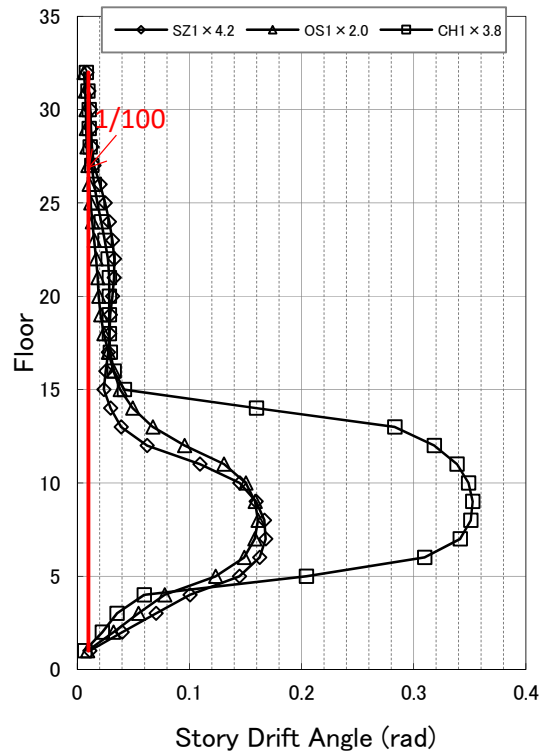
Y 方向入力では層全体の梁が損傷と、1 階柱脚の損傷が顕著である。

45 度方向入力でも、梁が損傷と、1 階柱脚の損傷が顕著である。

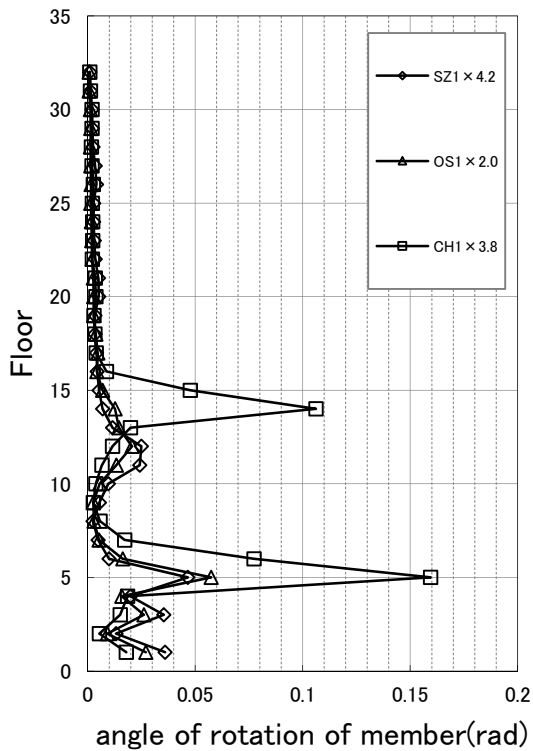
1F 柱脚における柱の応答について、SZ1 について結果を図 4.2-65～図 4.2-67 に示す。45 度方向入力では変動軸力が大きいですが、倒壊に至る過程で負担軸力が減少している。



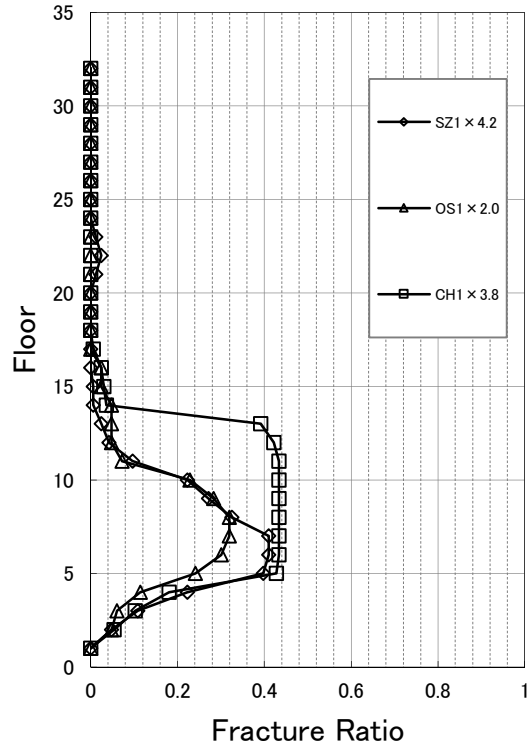
変位



層間変形角



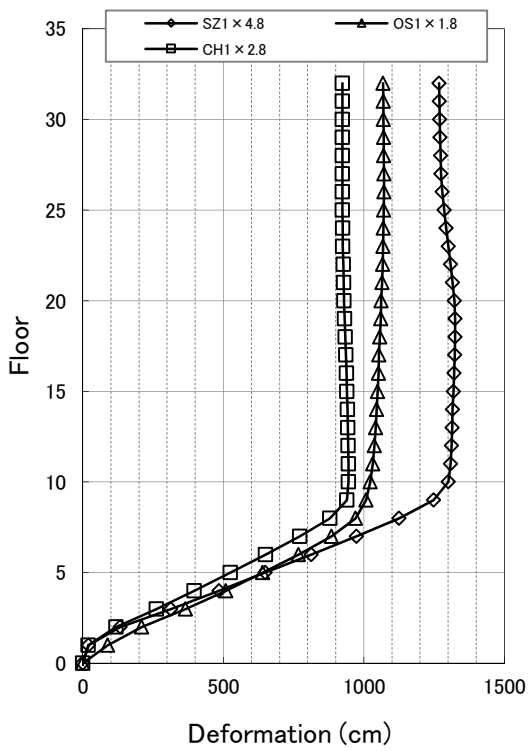
柱部材角



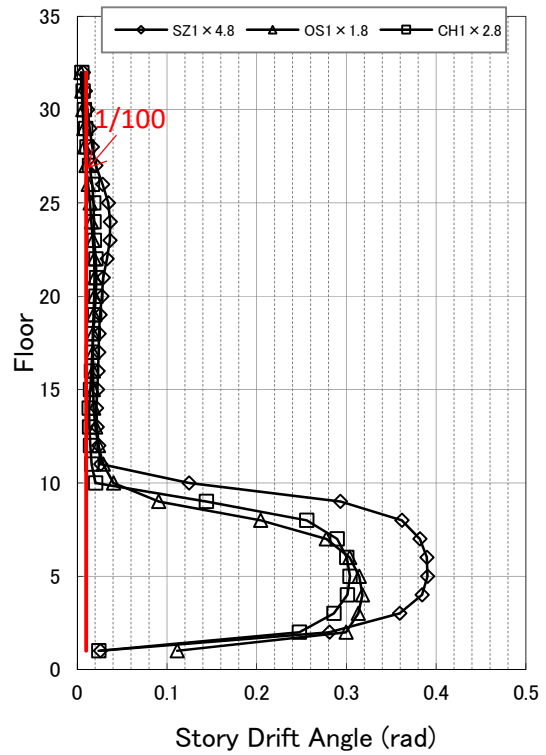
梁端破断率*

図 4.2-56 倒壊倍率における応答 (X方向入力) (CFT32 モデル)

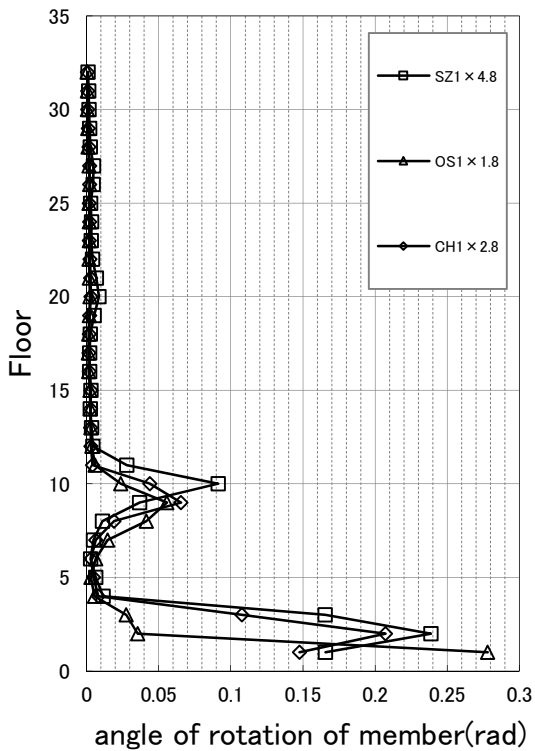
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



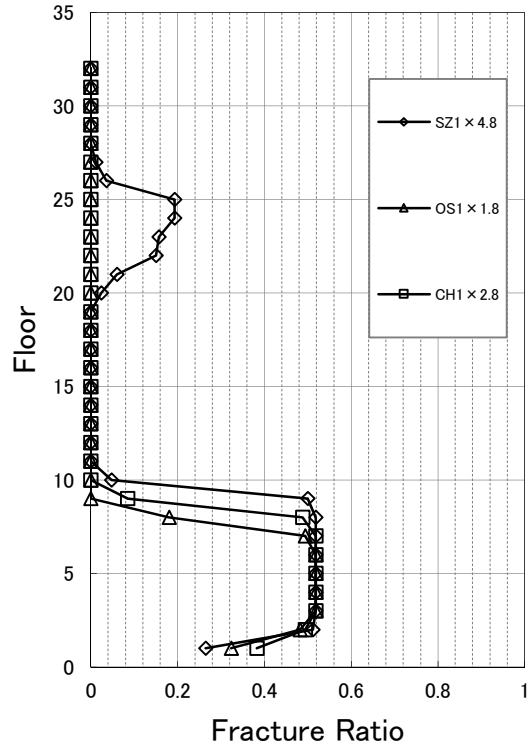
変位



層間変形角



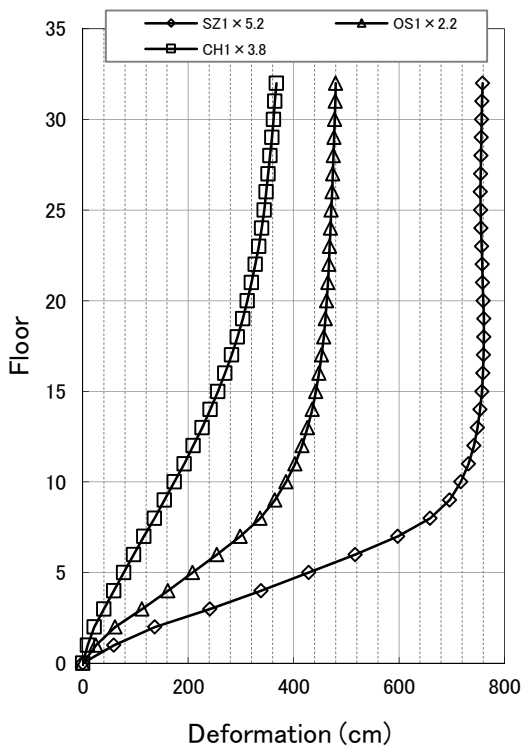
柱部材角



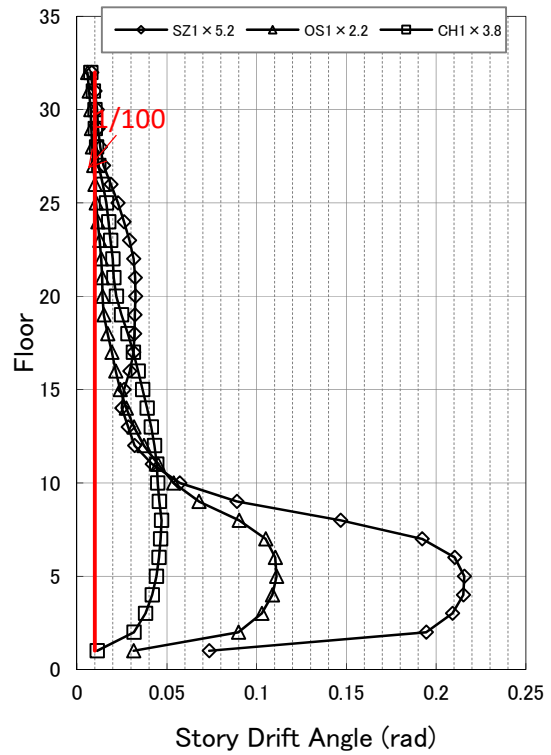
梁端破断率*

図 4.2-57 倒壊倍率における応答(Y方向入力)(CFT32モデル)

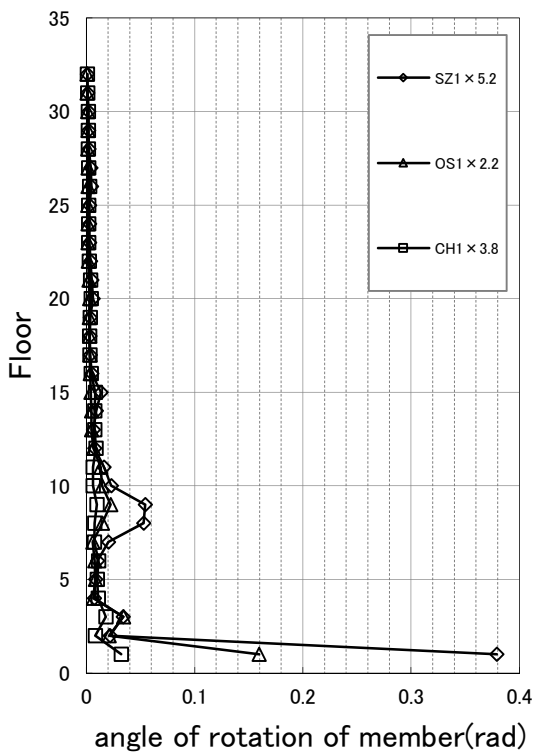
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



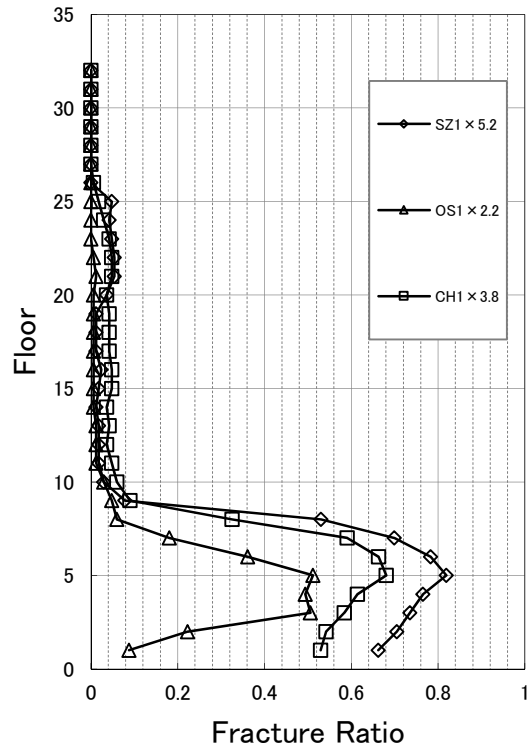
変位



層間変形角



柱部材角

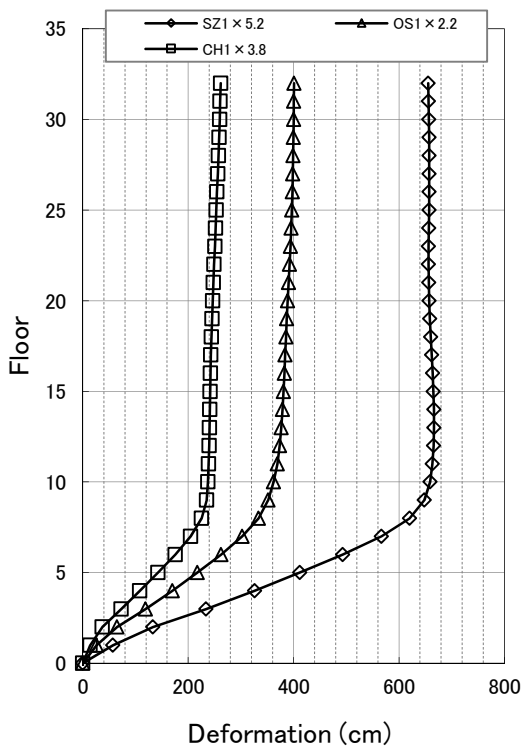


梁端破断率*

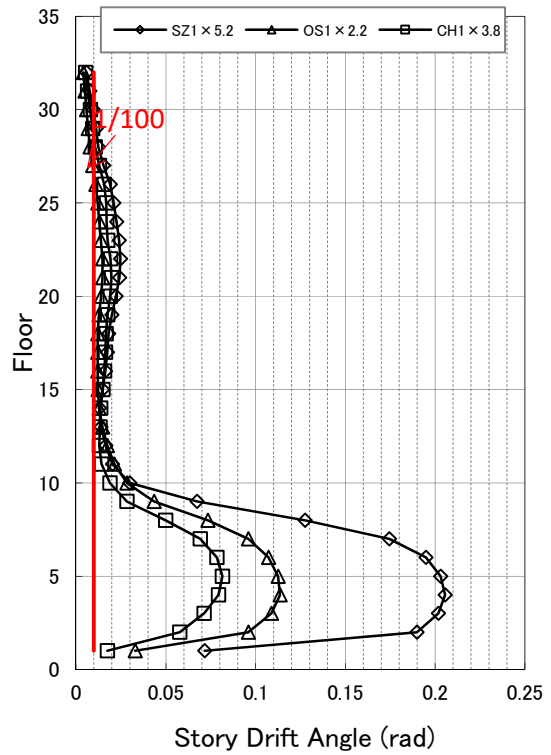
(a) X 方向

図 4.2-58(1) 倒壊倍率における応答(45 度入力)(CFT32 モデル)

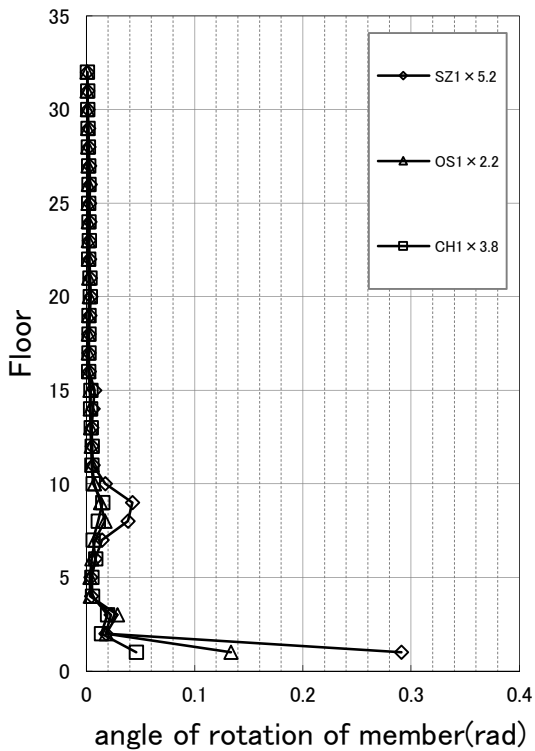
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位



層間変形角



柱部材角

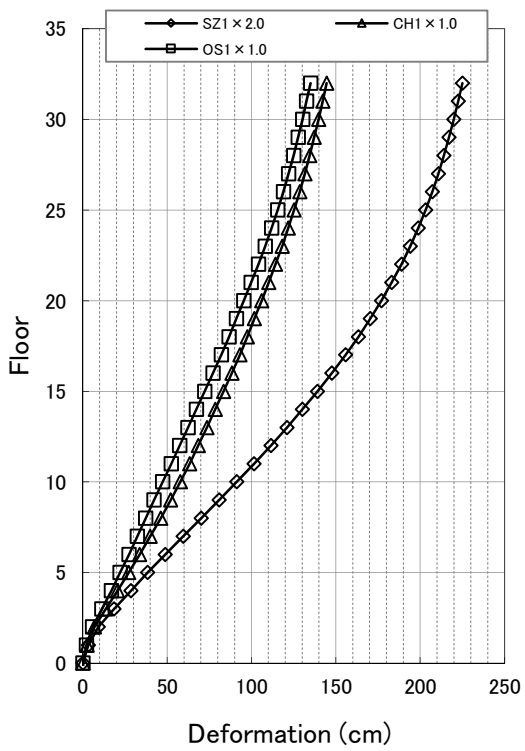
前頁と同じ

梁端破断率

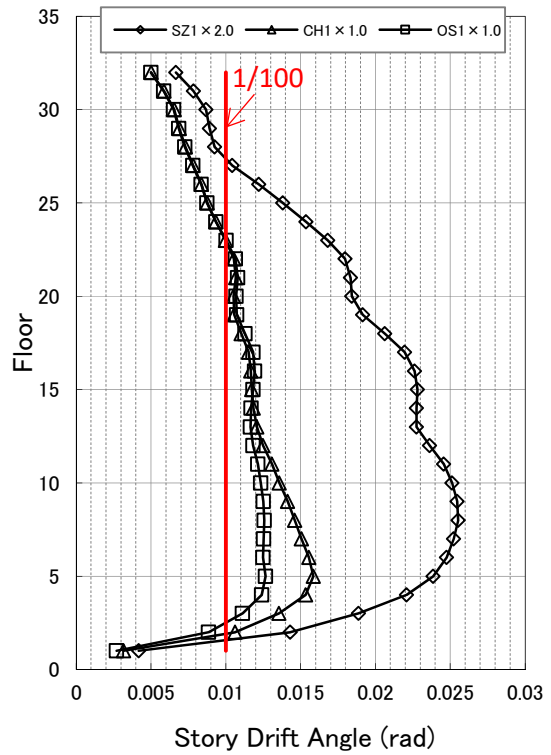
(b) Y方向

図 4.2-58(2) 倒壊倍率における応答(45度入力)(CFT32モデル)

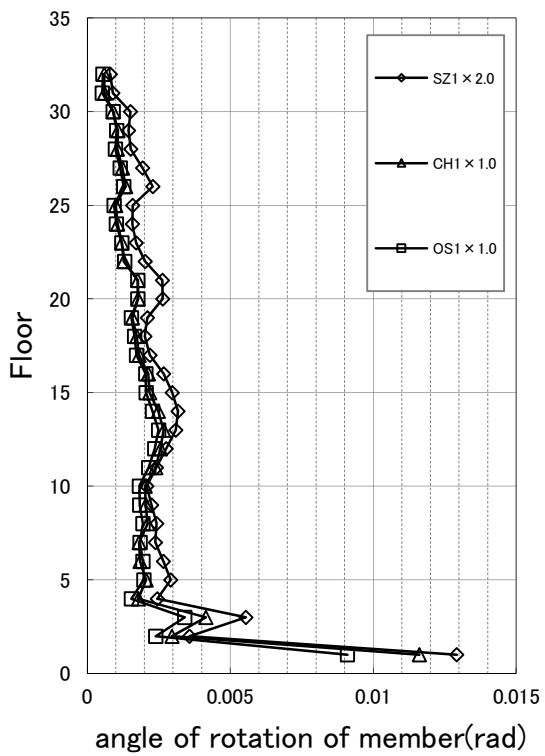
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位

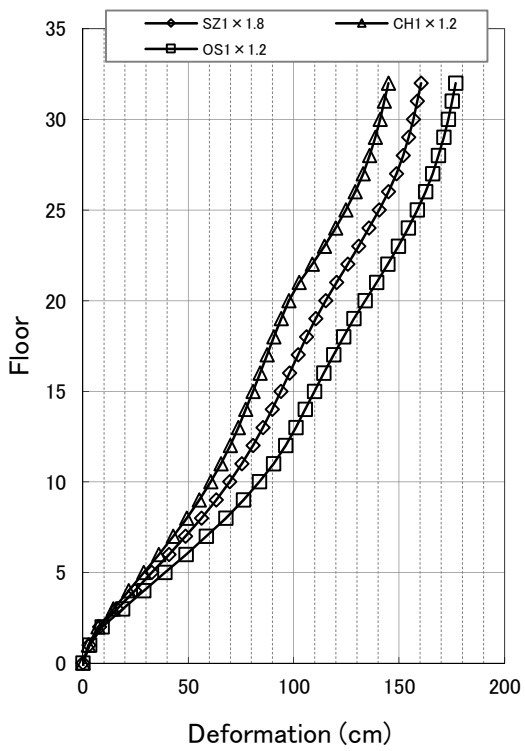


層間変形角

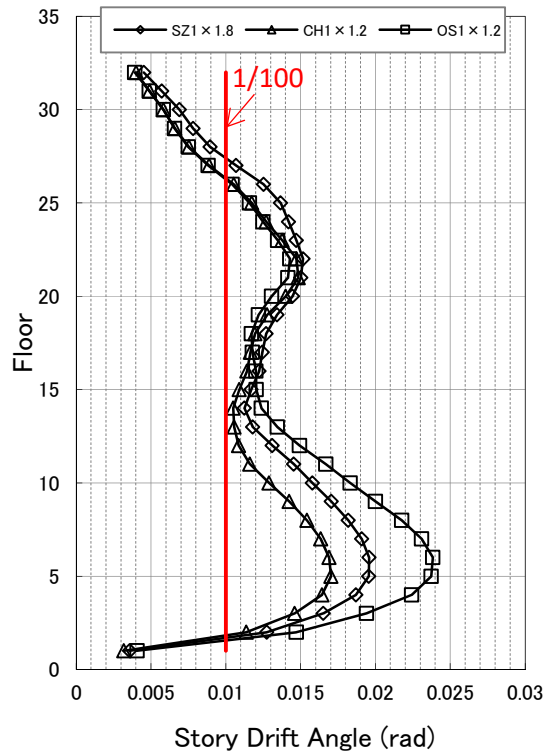


柱部材角

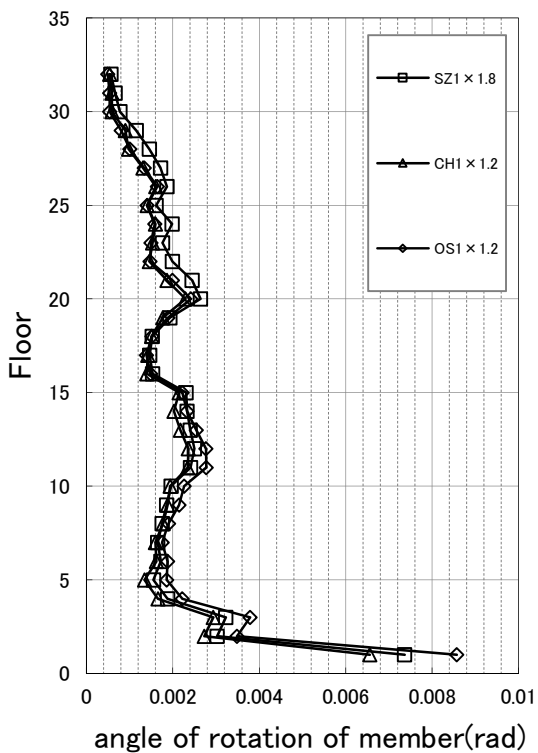
図 4.2-59 梁端破断直前倍率における応答(X方向入力)(CFT32モデル)



変位

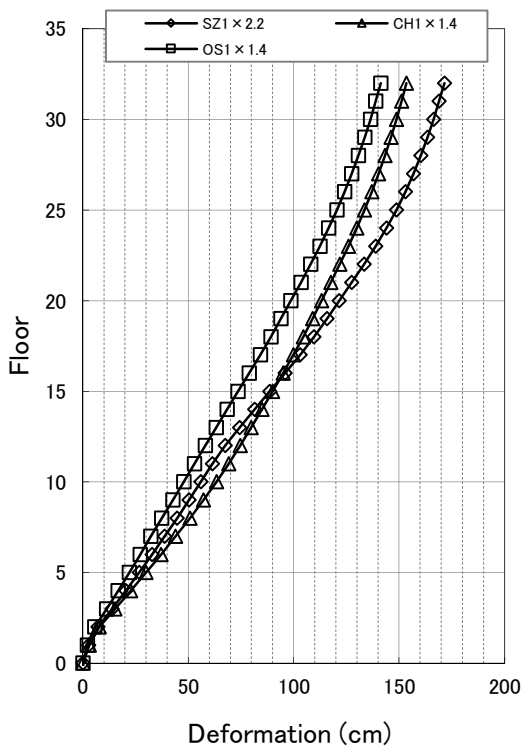


層間変形角

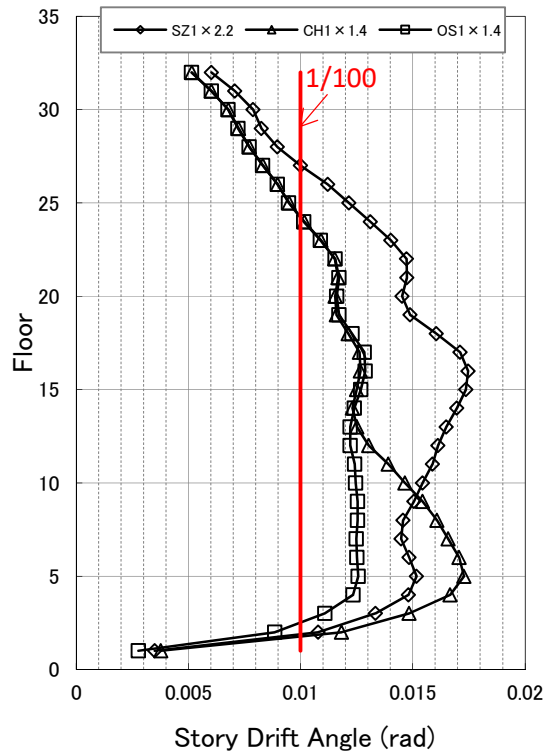


柱部材角

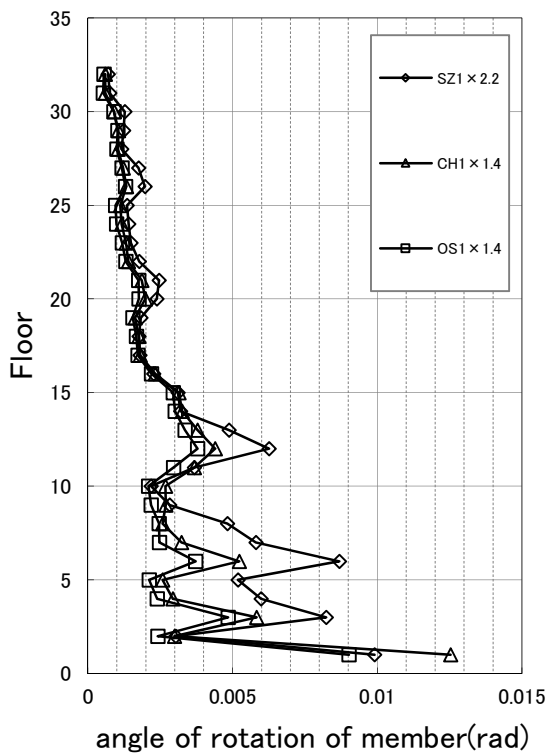
図 4.2-60 梁端破断直前倍率における応答(Y 方向入力)(CFT32 モデル)



変位



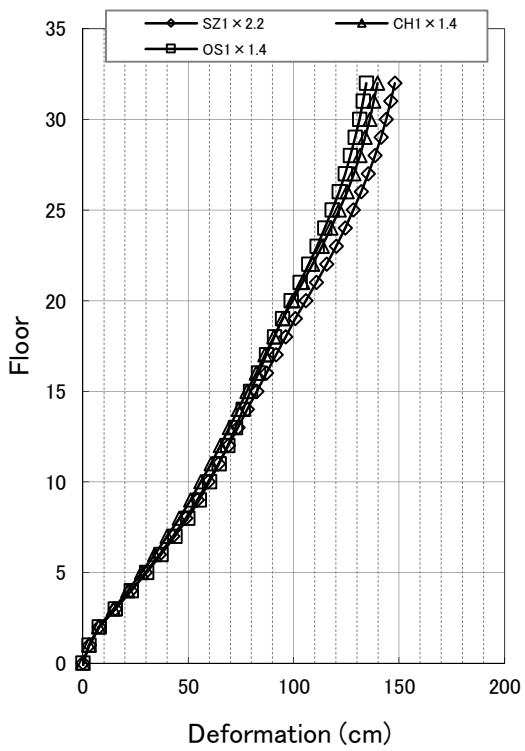
層間変形角



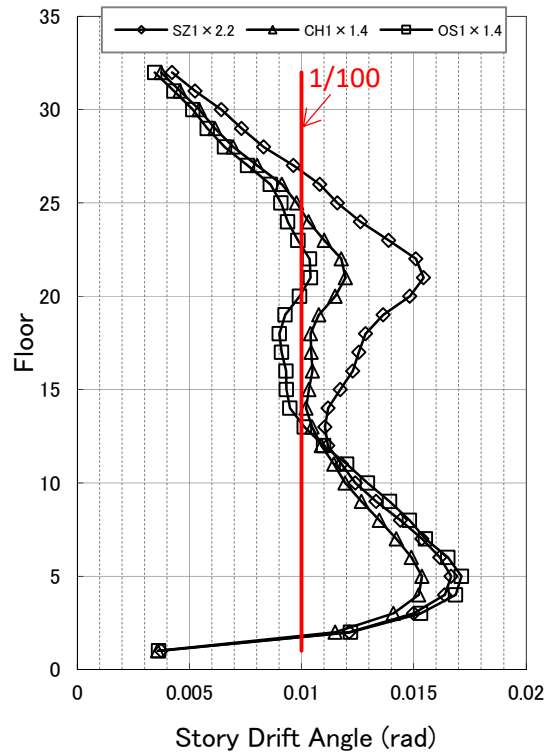
柱部材角

(a) X 方向

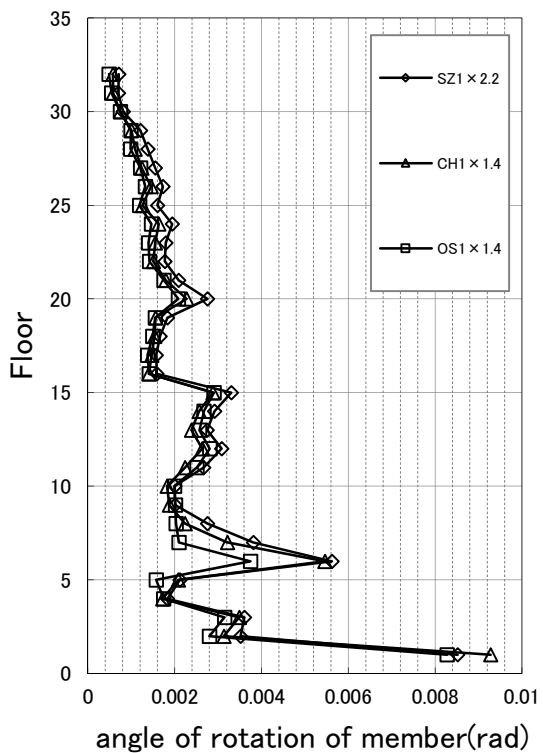
図 4.2-61(1) 梁端破断直前倍率における応答(45 度入力)(CFT32 モデル)



変位



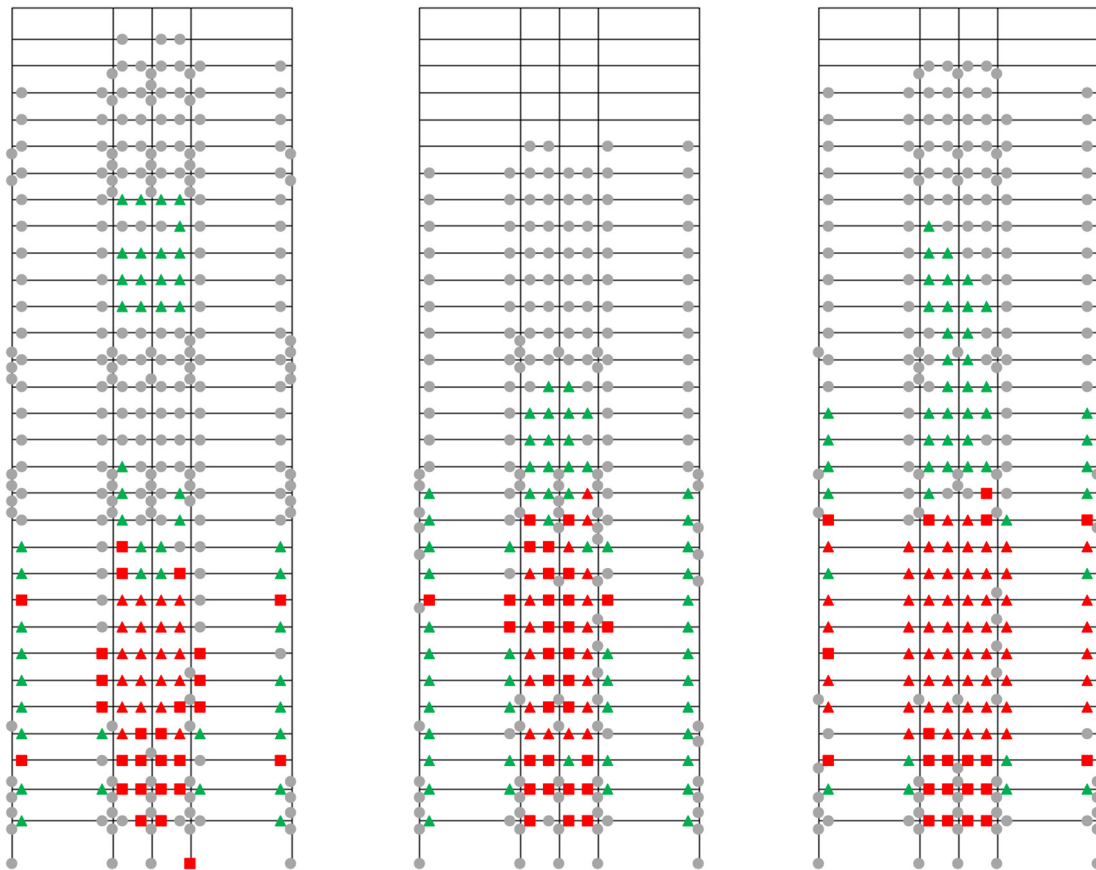
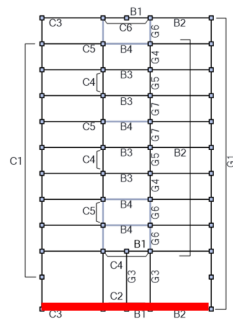
層間変形角



柱部材角

(b) Y方向

図 4.2-61(2) 梁端破断直前倍率における応答(45度入力)(CFT32モデル)



SZ1

OS1

CH1

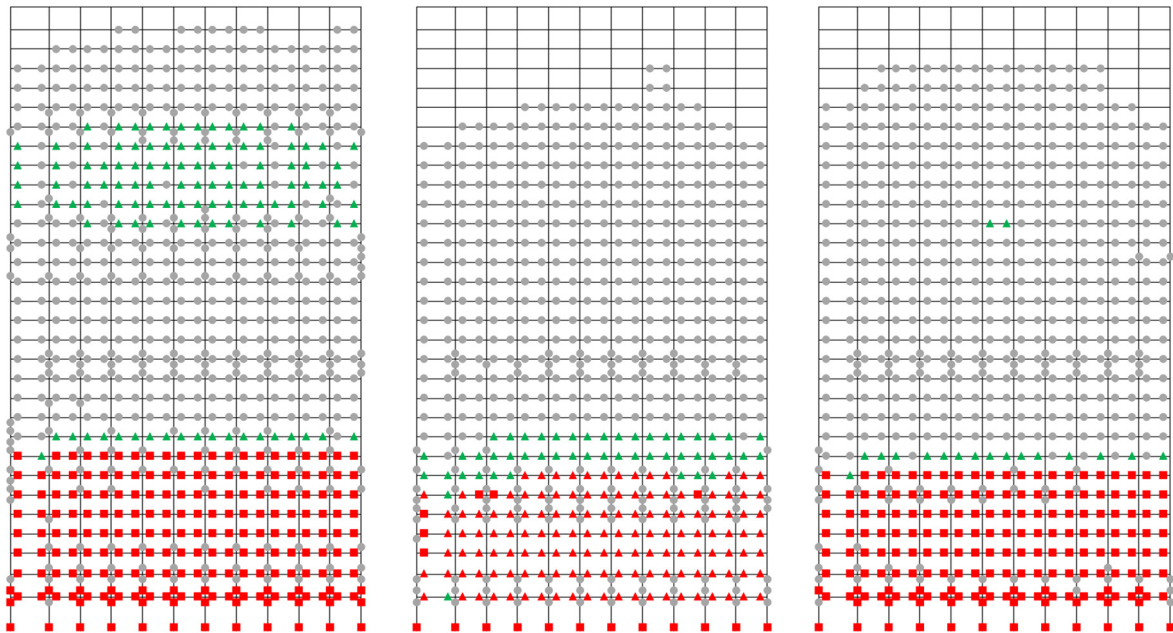
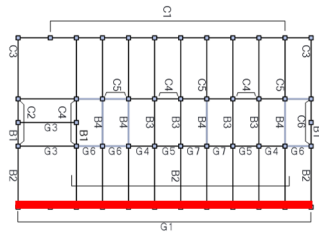
外周構面

図 4.2-62 ヒンジ図(X方向入力)(CFT32モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の1/10まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MSモデルのばねのうち、1本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1

OS1

CH1

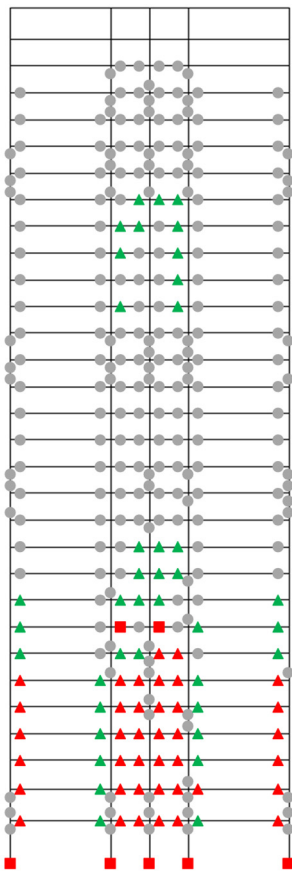
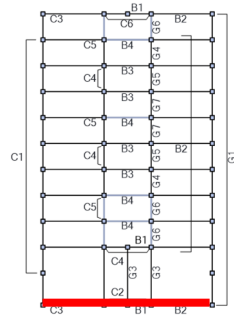
外周構面

図 4.2-63 ヒンジ図(Y 方向入力)(CFT32 モデル)

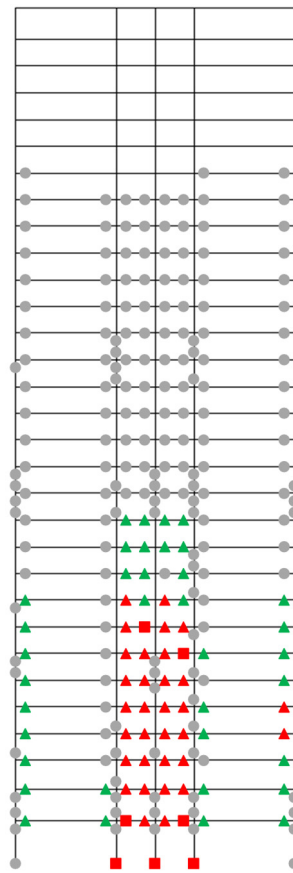
上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

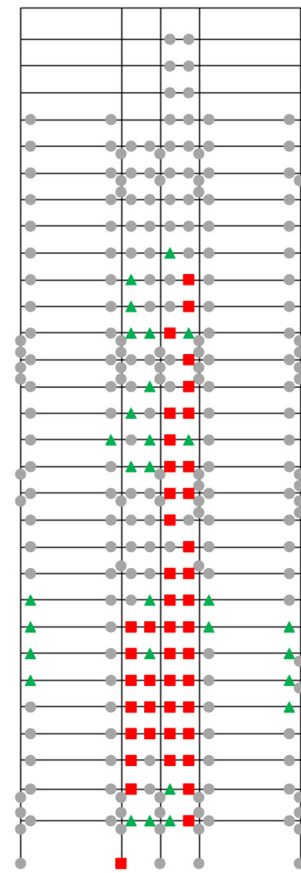


SZ1



OS1

外周構面



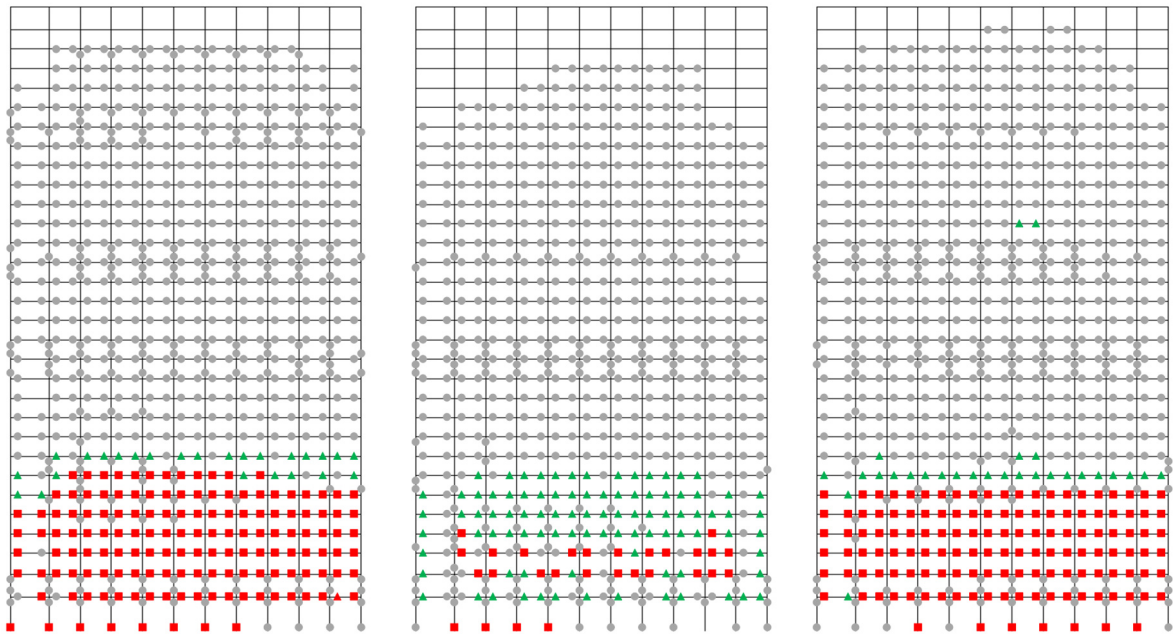
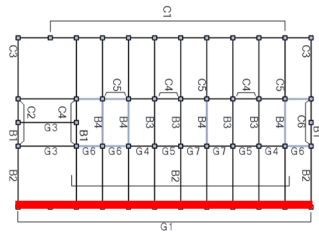
CH1

図 4.2-64(1) ヒンジ図(45度方向入力)(CFT32モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の1/10まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MSモデルのばねのうち、1本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1

OS1

CH1

外周構面

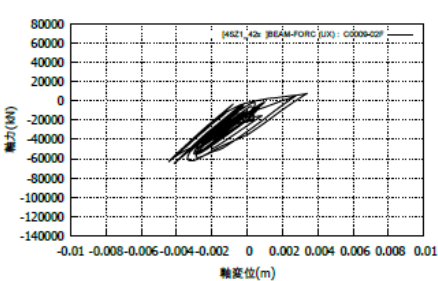
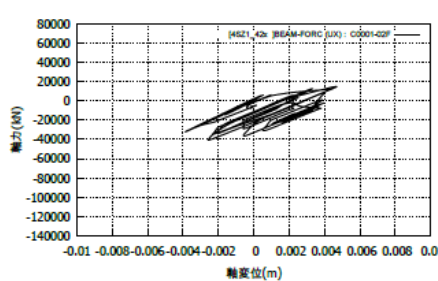
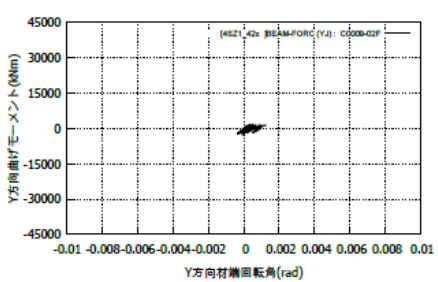
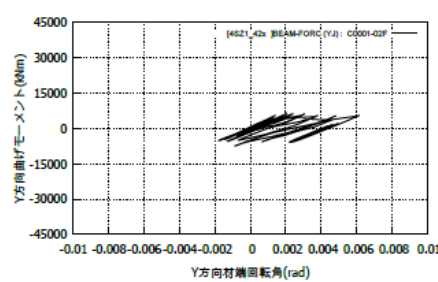
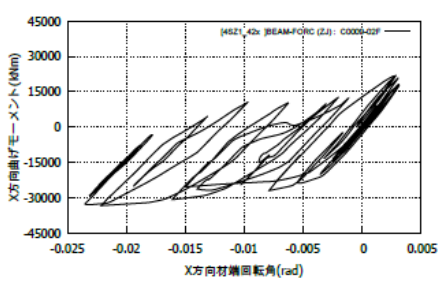
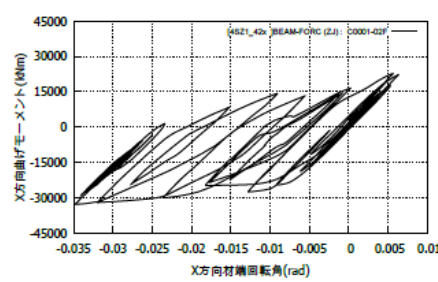
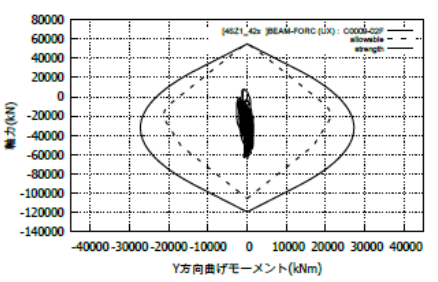
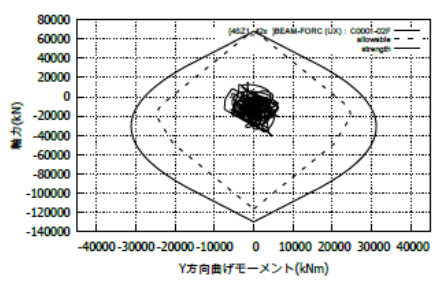
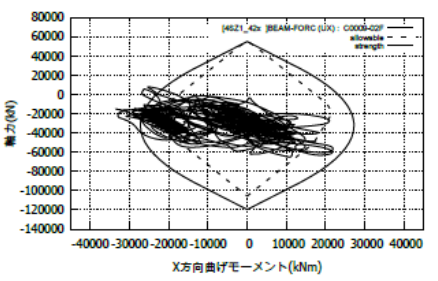
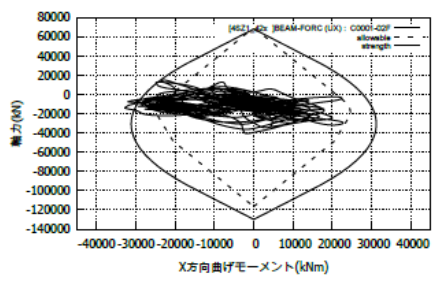
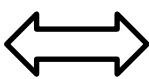
図 4.2-64(2) ヒンジ図(45度方向入力)(CFT32モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の1/10まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MSモデルのばねのうち、1本でもいずれかの状態に達した状況)

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	2	4	5
1			



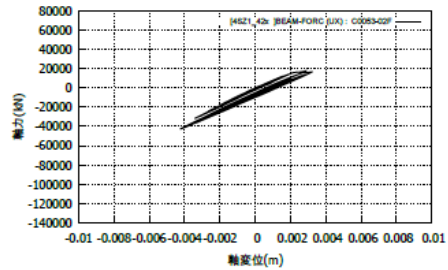
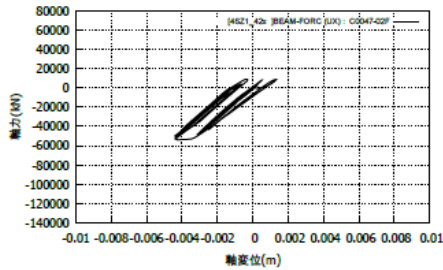
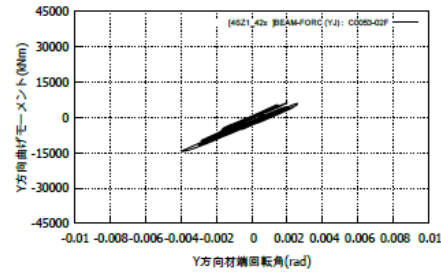
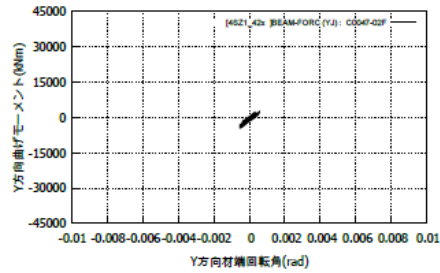
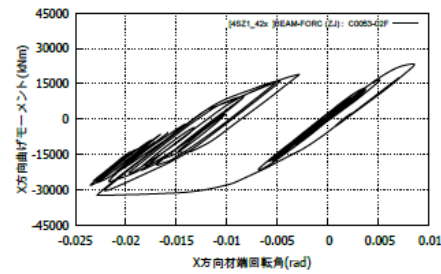
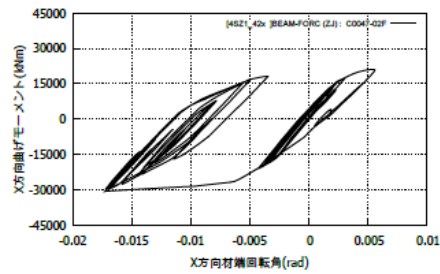
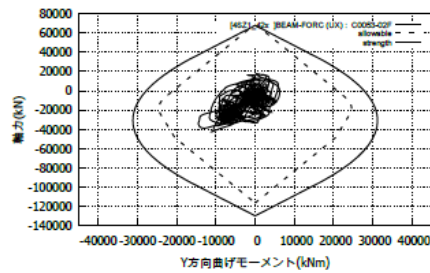
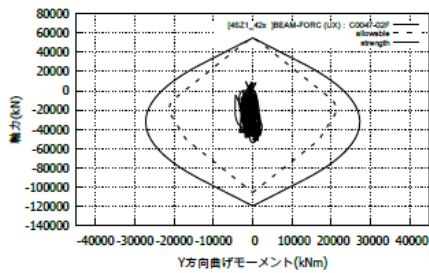
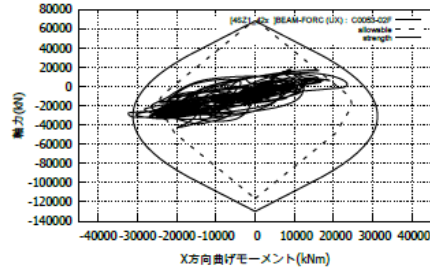
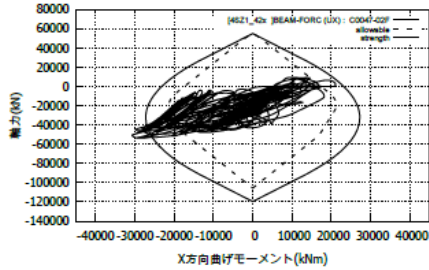
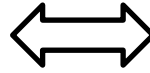
No.1

No.9

SZ1

図 4.2-65(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答 (X 方向入力)

49	50	51	52	53
44	45	46	47	48
8	9	10	11	12
6				7
1	2	4	5	



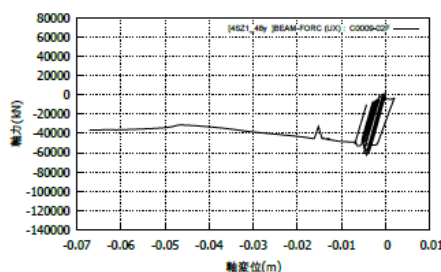
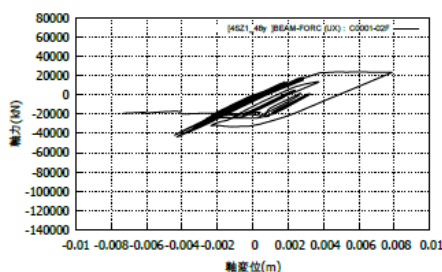
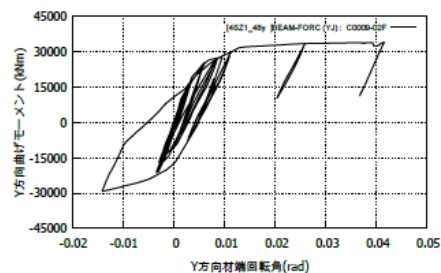
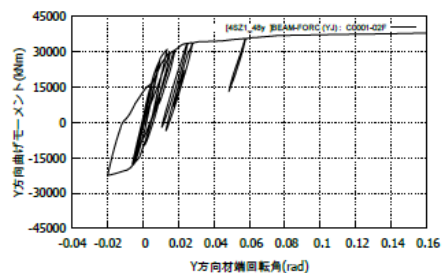
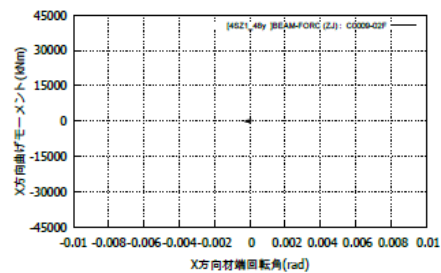
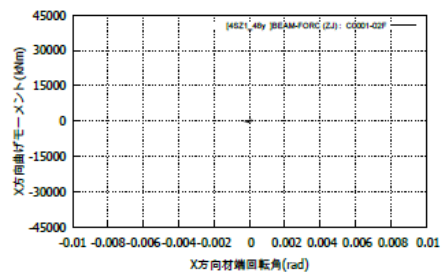
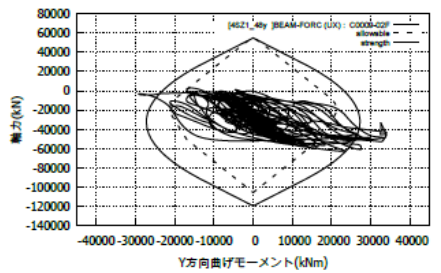
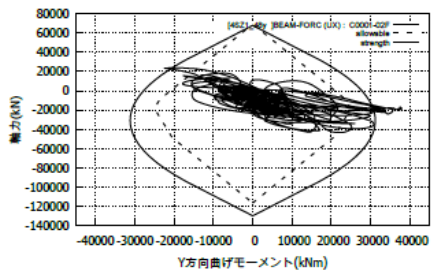
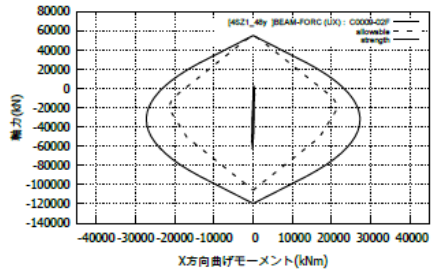
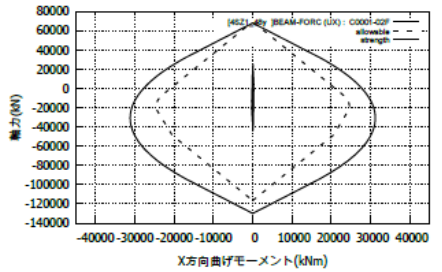
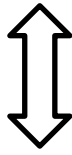
No.47

No.53

SZ1

図 4.2-65(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答 (X 方向入力)

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	2	4	5
1			



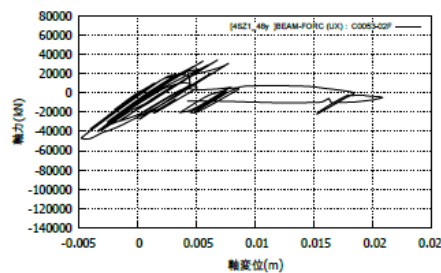
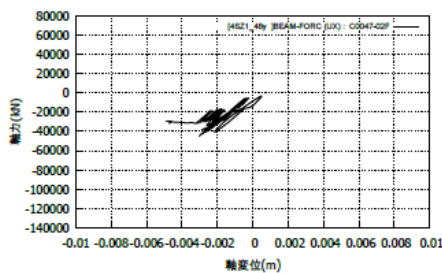
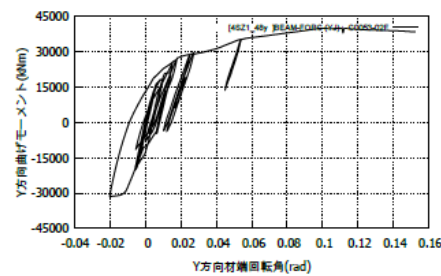
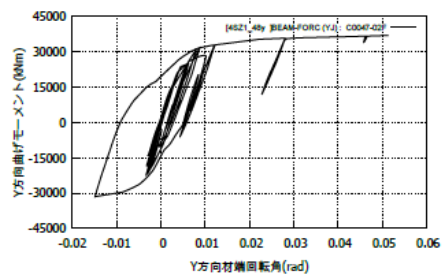
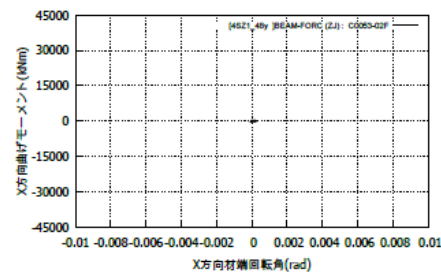
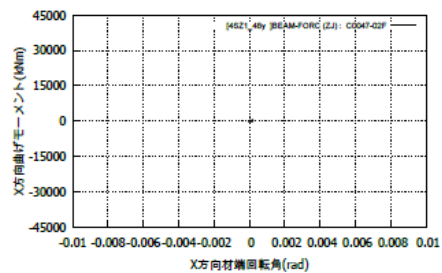
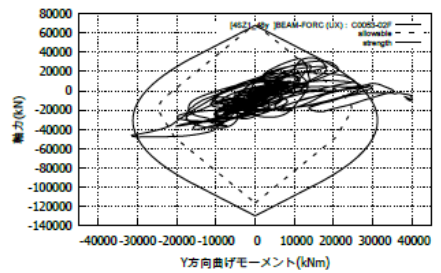
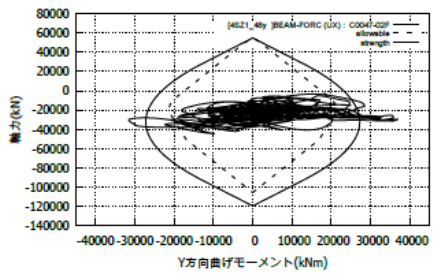
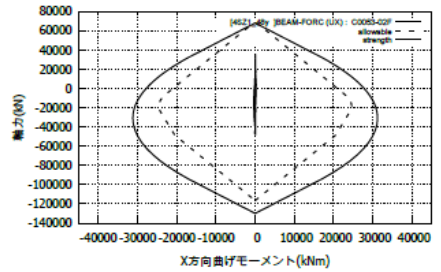
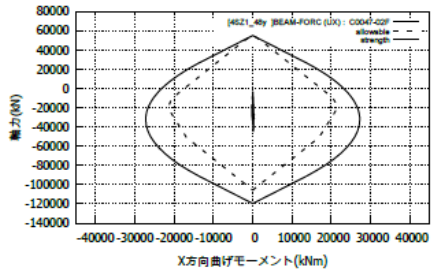
No.1

No.9

SZ1

図 4.2-66(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答(Y 方向入力)

49	50	51	52	53
44	45	47	48	49
8	9	11	12	
6				
1	2	4	5	



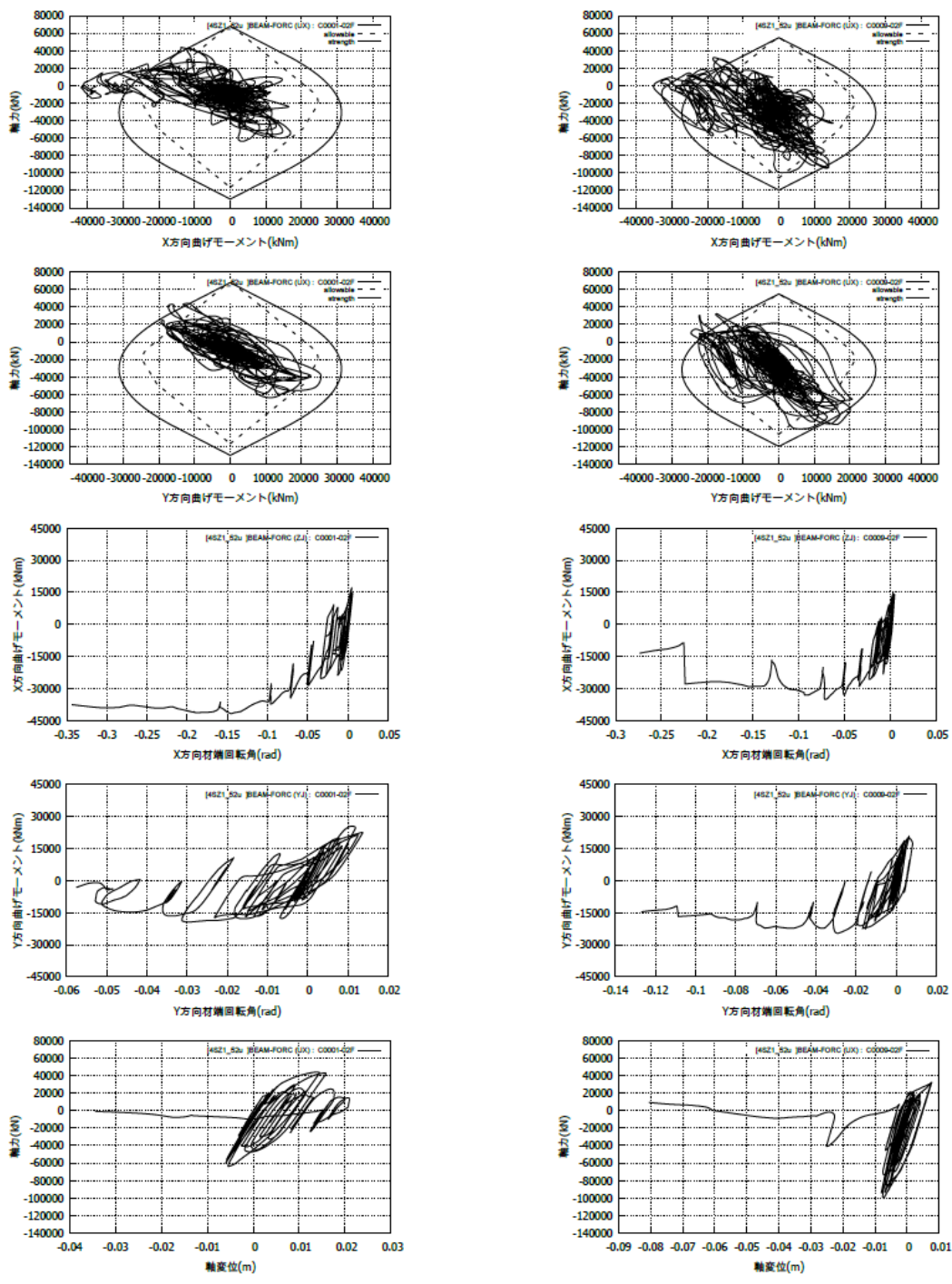
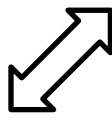
No.47

No.53

SZ1

図 4.2-66(2) 倒壊倍率における1階柱脚の応答(Y方向入力)

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	2	4	5
1			



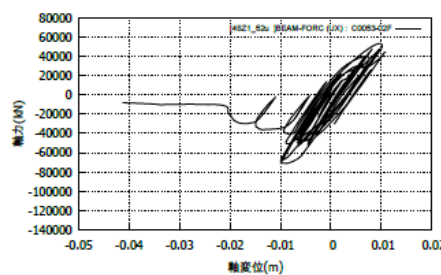
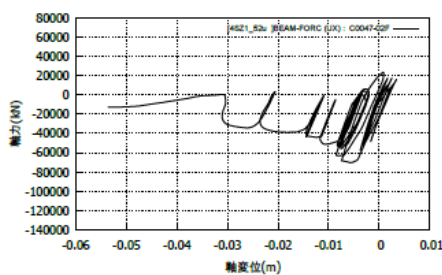
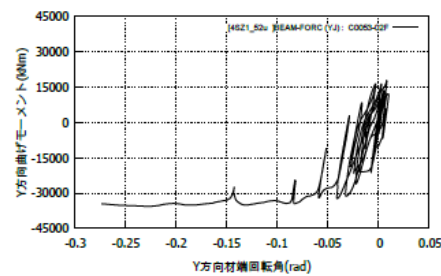
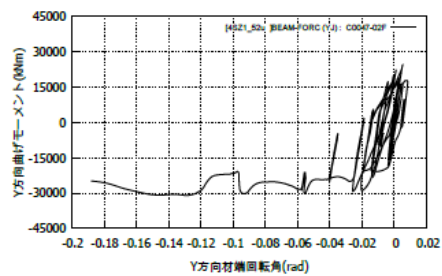
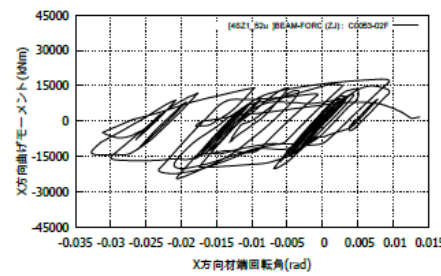
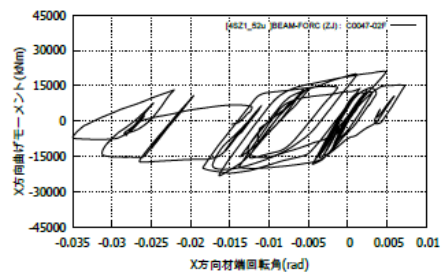
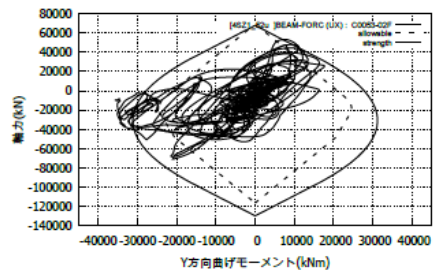
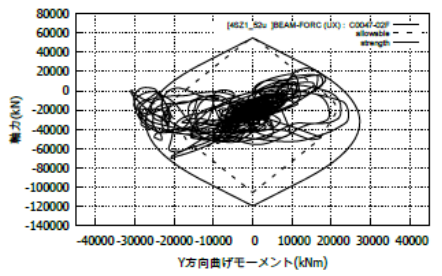
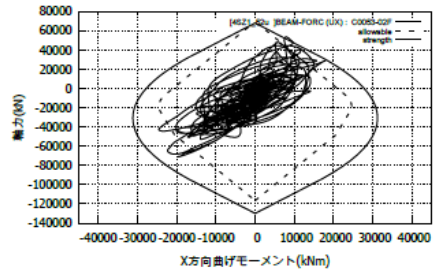
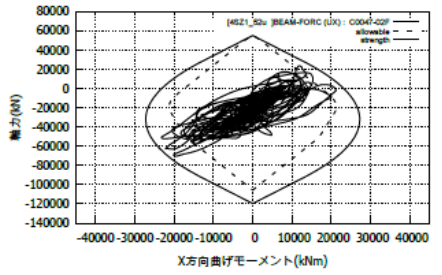
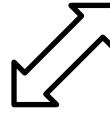
No.1

No.9

SZ1

図 4.2-67(1) 倒壊倍率における1階柱脚の応答(45度方向入力)

49	50	51	52	53
44	45	47	46	48
8	9	11	12	
6				
1	2	4	5	



No.47

No.53

SZ1

図 4.2-67(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答 (45 度方向入力)

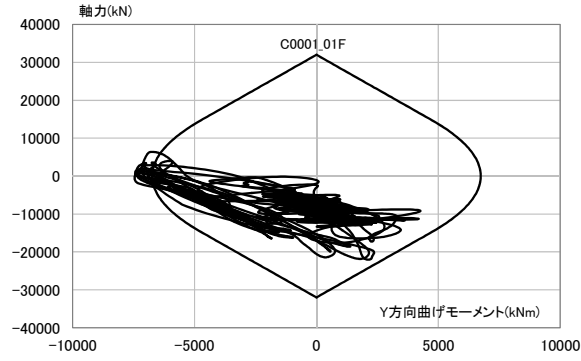
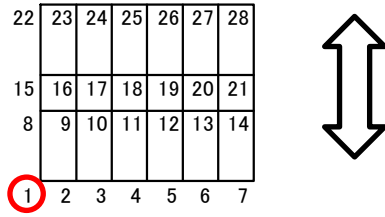
4.2.2 柱部材の設計用疲労曲線を用いた耐震安全性検証の試行

(1) 柱応答の確認

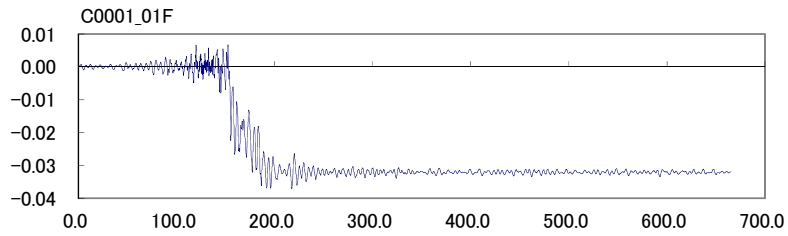
代表的な柱応答として SZ1 Y 方向入力を示す。SZ1 は下層部に変形集中する場合の代表として取り上げた。45 度方向は設計用疲労曲線を設定するための実験が行われておらず、柱の保有性能評価法が不明であるため、令和 1 年度は X・Y 方向を中心に検討する。

ここで対象とする柱は、初期軸力は比較的小さい(0.3 弱)が変動軸力は大きい No.1 柱(図 4.2-68)、初期軸力が比較的大きい(0.5 弱)が変動軸力は小さい No.11 柱(図 4.2-69)の 2 本の柱とする。また、入力地震動の倍率は、倒壊に至った倍率より 1 レベル小さい倍率とする。

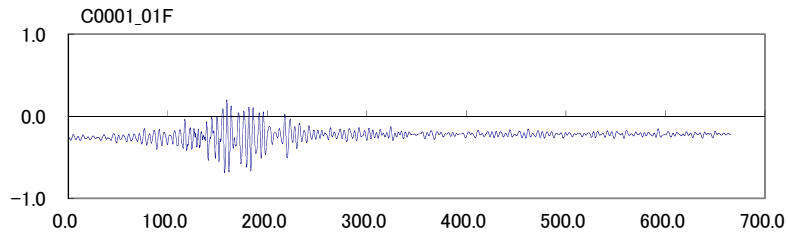
図 4.2-68(c)および図 4.2-69(c)から同じ階であれば柱によって部材角の頻度分布に大きな差はないことが分かる。



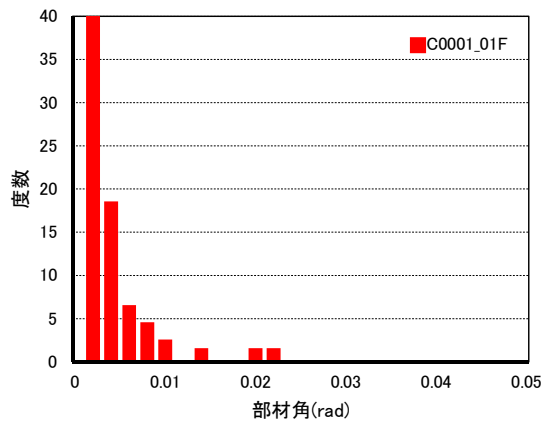
(a) 軸力-曲げモーメント関係



(b) 部材角時刻歴(rad)

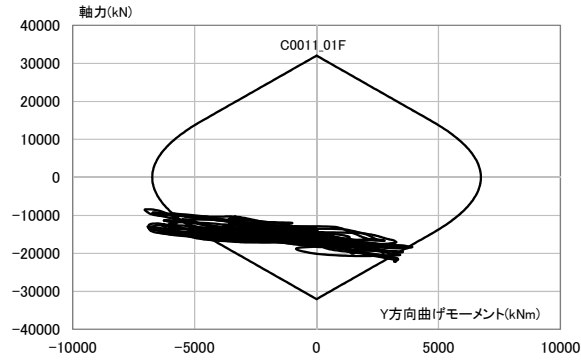


(c) 軸力比時刻歴

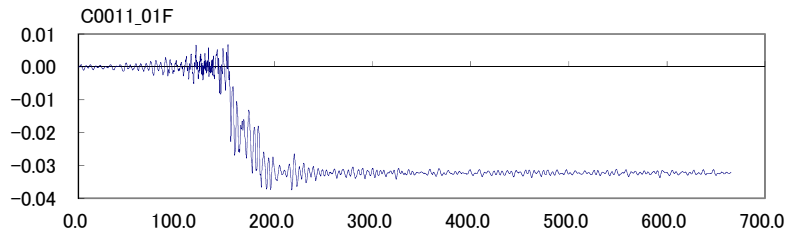


(d) レインフロー法による度数分布

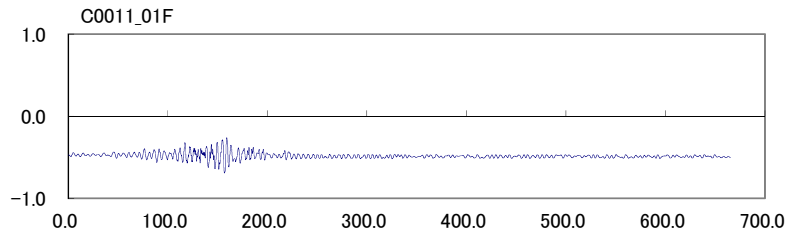
図 4.2-68 代表的な柱部材応答のまとめ(Y方向入力, SZ1, 2.0倍, 1FN0.1柱)



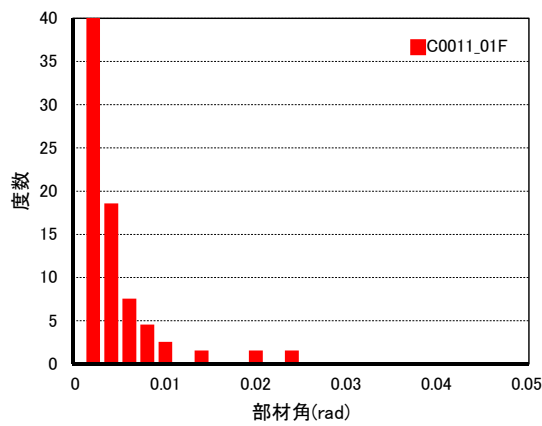
(a) 軸力-曲げモーメント関係



(b) 部材角時刻歴(rad)



(c) 軸力比時刻歴



(d) レインフロー法による度数分布

図 4.2-69 代表的な柱部材応答のまとめ(Y 方向入力, SZ1, 2.0 倍, 1FNo.11 柱)

(2) 健全性評価の試行

1階柱脚は固定度が高いため部材角が大きく、損傷度が大きくなりやすい。そこで、SZ1 振幅 2.0 倍 Y 方向入力時、No.11 の柱（初期軸力比 0.5 弱）を対象とし、健全性評価を試行する。当該柱は軸力比 0.6 相当の保有性能があると仮定し、図 4.2-70 に示す近似式に基づいて損傷度を算定した。Miner 則にならない損傷度を算定したところ、図 4.2-71 のように 0.40 であり、90%耐力低下には至らない判定となった。

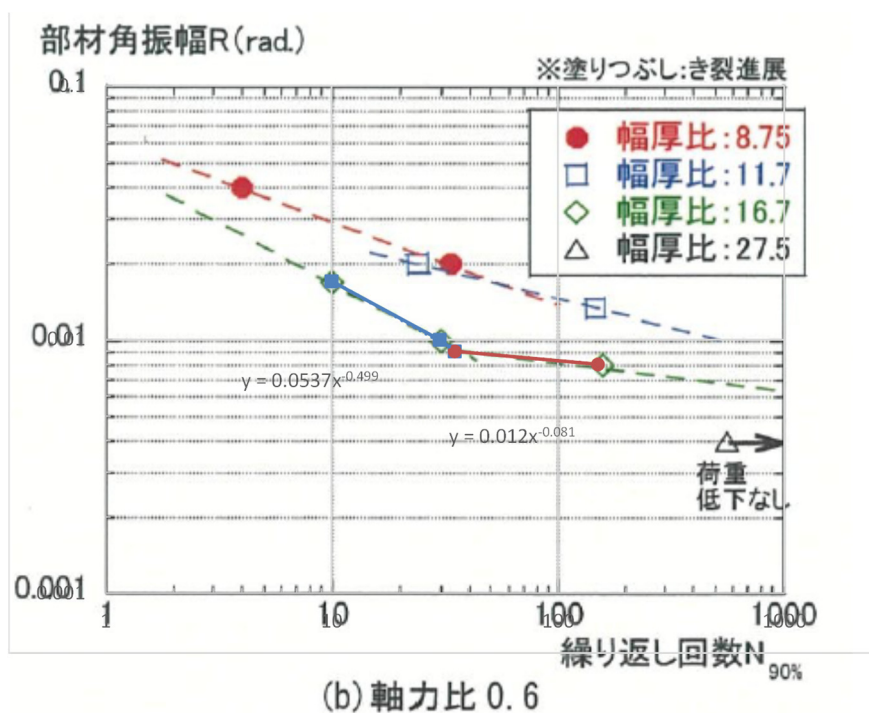


図 4.2-70 軸力比 0.6 実験に関する保有性能

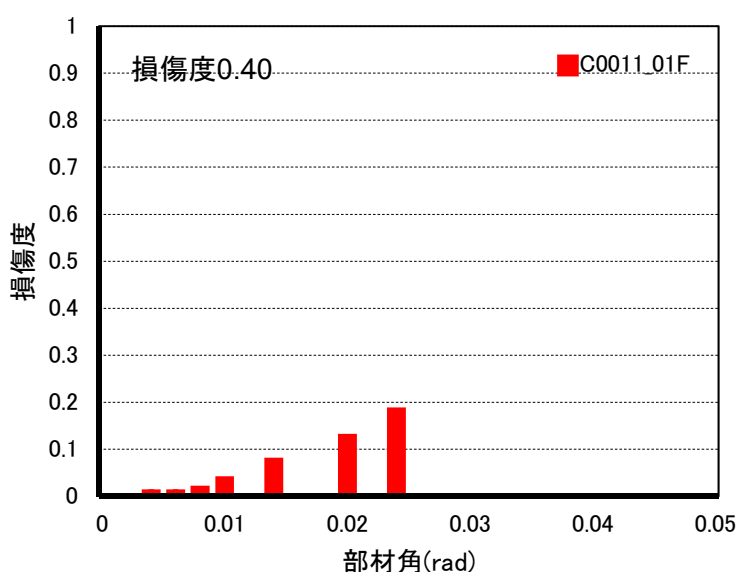


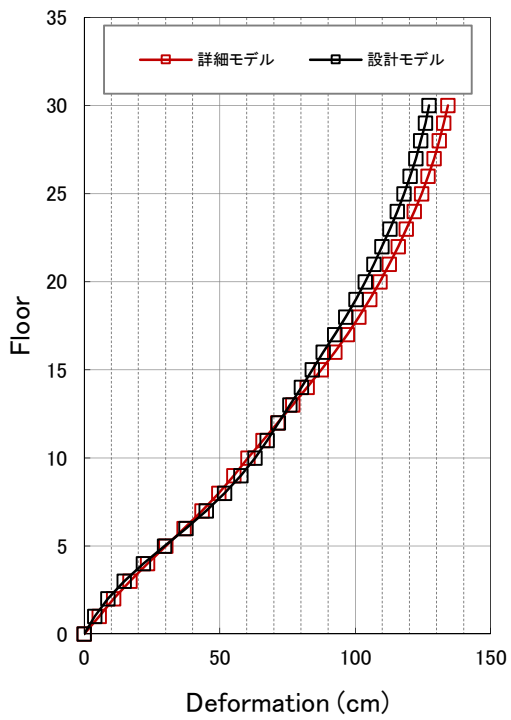
図 4.2-71 損傷度の試算定(Y 方向入力, SZ1, 2.0 倍, 1FNo.11 柱)

4.2.3 通常の設計で想定される解析モデルとの比較

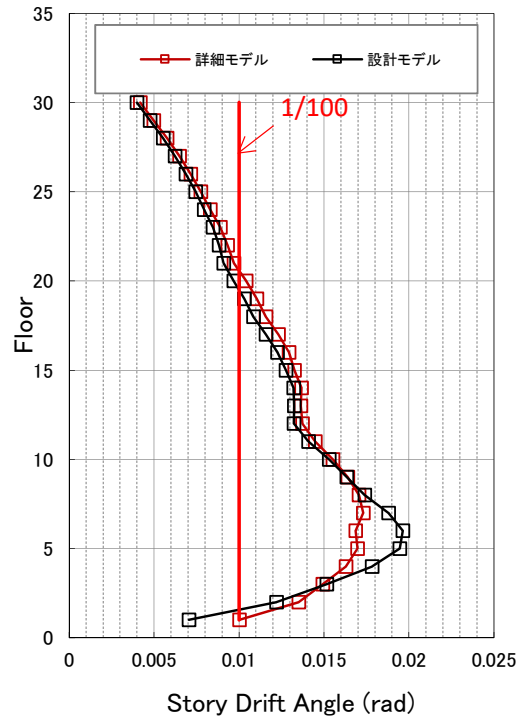
CH1の梁端破断直前の応答について、梁端破断等を考慮した詳細モデルと、通常の設計モデル（柱：軸力と2軸曲げの相関を考慮した塑性論、梁：ノーマルバイリニア、P- Δ 考慮）の応答と合わせて示す。ここで、梁端破断直前の倍率としたのは、設計では梁端破断を許容しないことを想定しているためである。

図4.2-72～図4.2-75より詳細モデルと設計モデルの応答は概ね一致している。細かくみると、降伏後剛性が詳細モデルでは大きく設定されているため、設計モデルでは層間変形角が一部の特定層で大きくなりやすいといった特徴が確認できる。また、45度方向入力時に柱部材角に差があるように見えるが、分布形は似ており、詳細モデルの方がなめらかである。

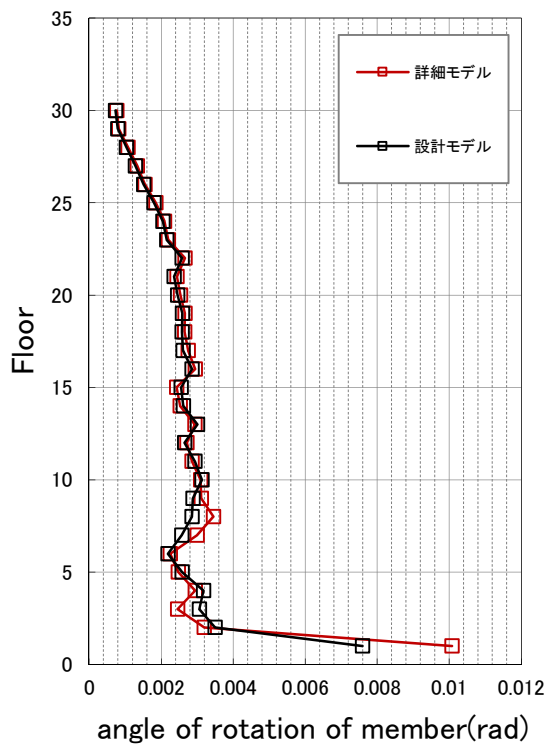
1階柱脚の応答の詳細を、図4.2-76～図4.2-77に示す。結果は概ね一致している。



変位

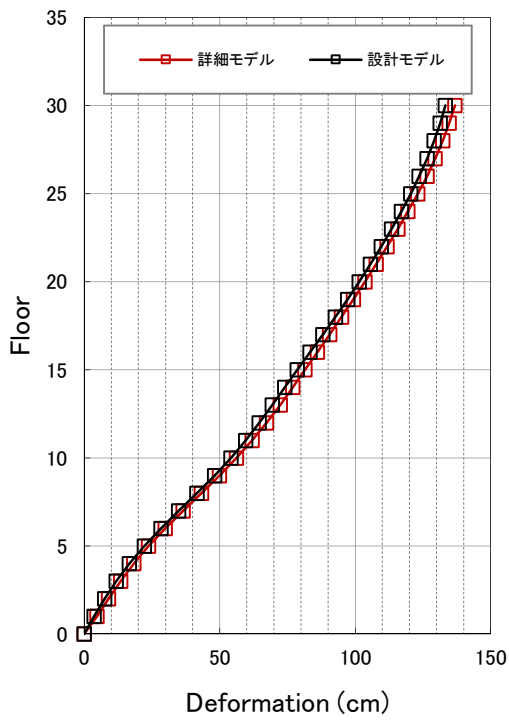


層間変形角

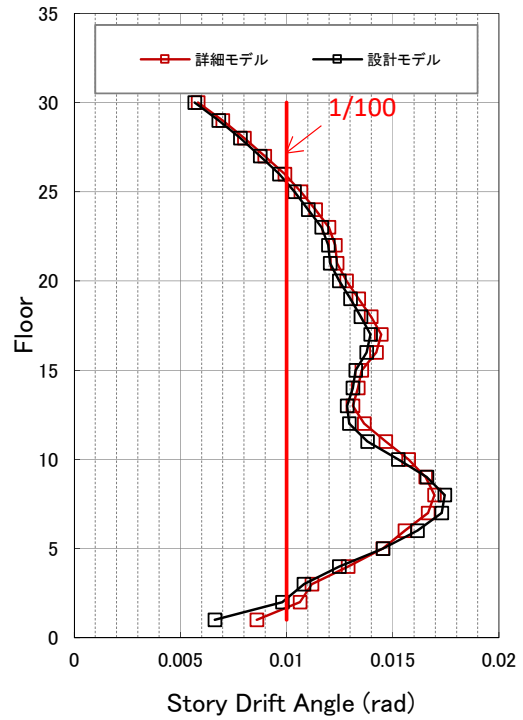


柱部材角

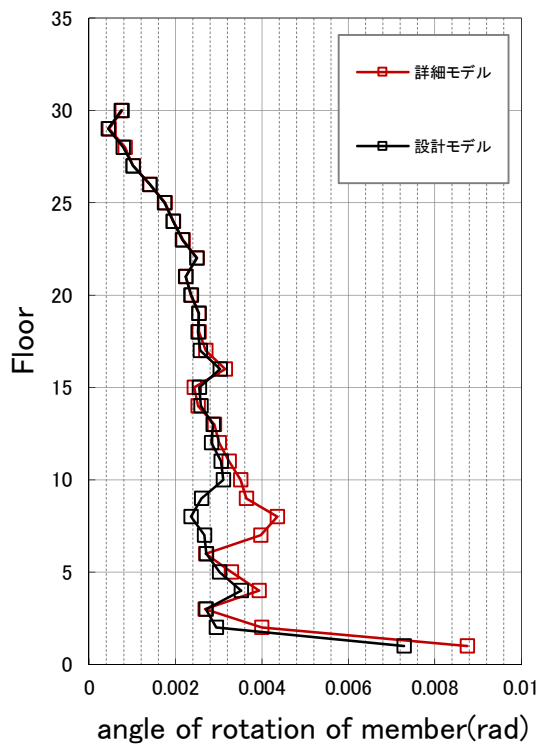
図 4.2-72 設計モデルと詳細モデルの比較 (梁端破断直前の応答、X方向入力、C=4.0)



変位

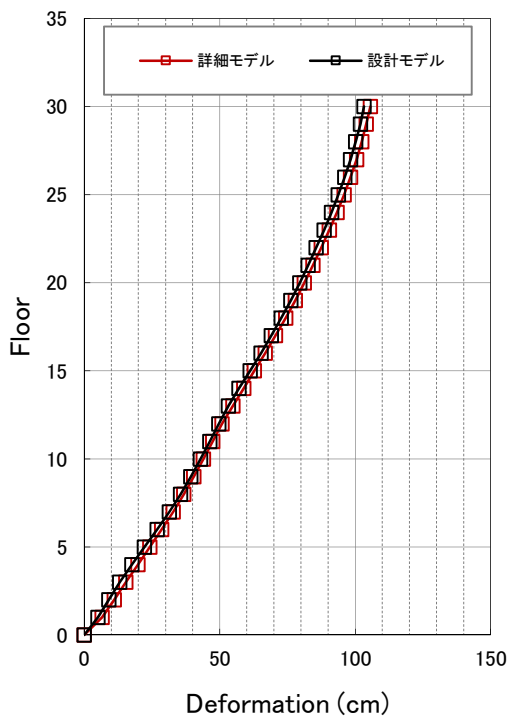


層間変形角

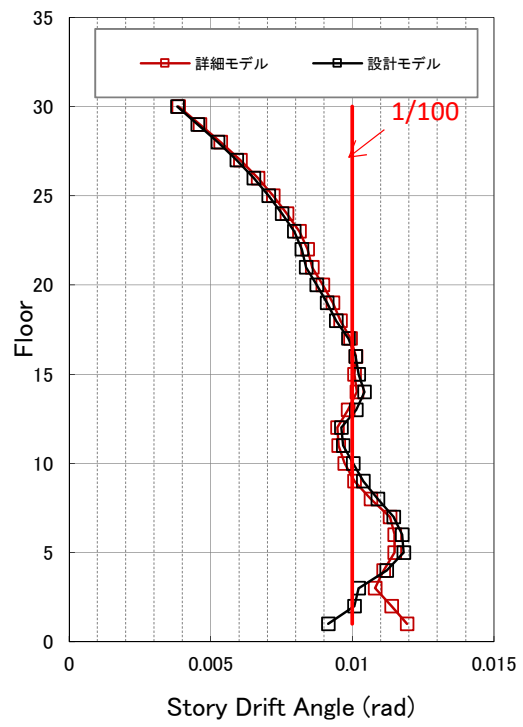


柱部材角

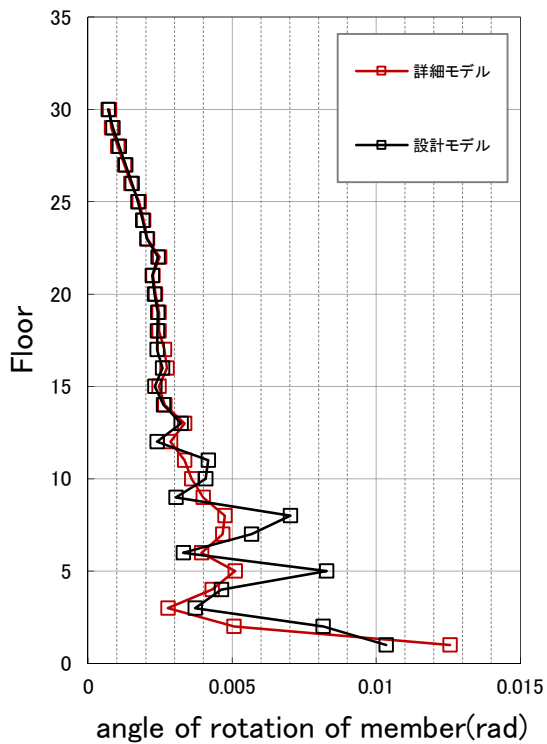
図 4.2-73 設計モデルと詳細モデルの比較(梁端破断直前の応答、Y 方向入力、C=4.0)



変位



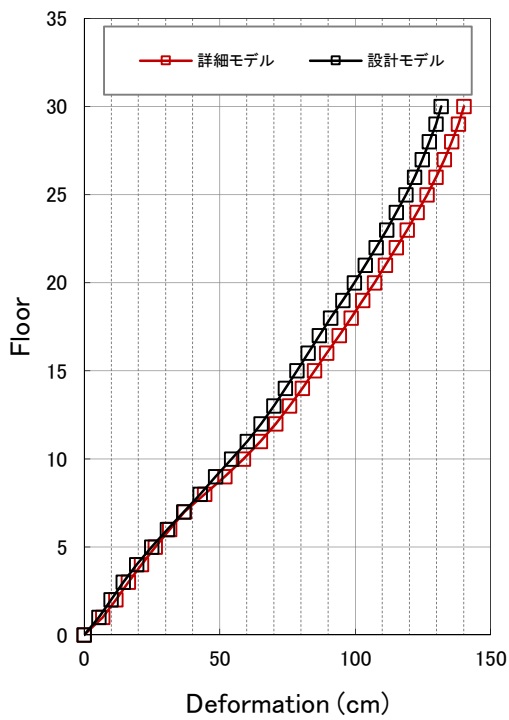
層間変形角



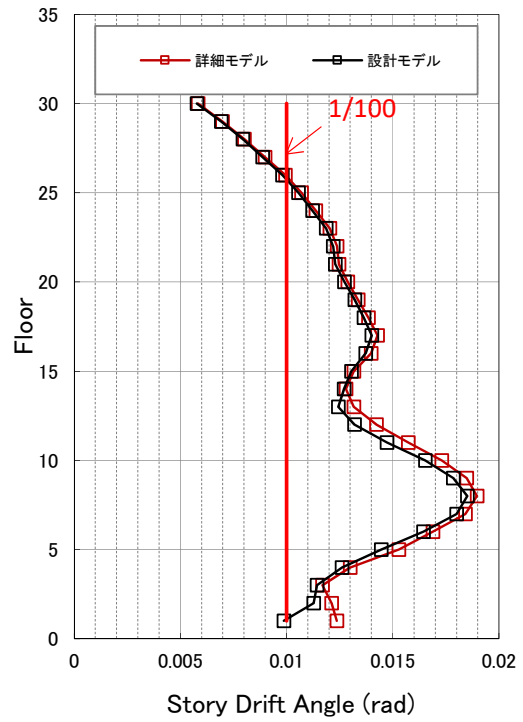
柱部材角

(a) X 方向

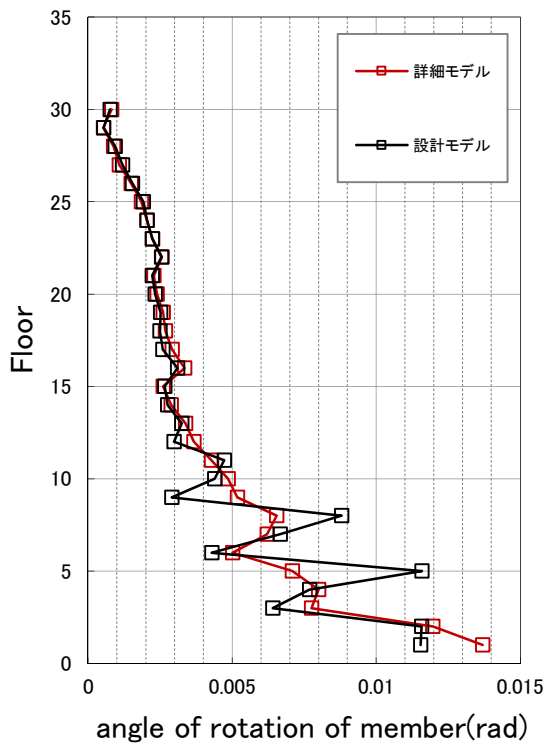
図 4.2-74 設計モデルと詳細モデルの比較(梁端破断直前の応答、45 度方向入力、C=4.0)



最大変位



層間変形角

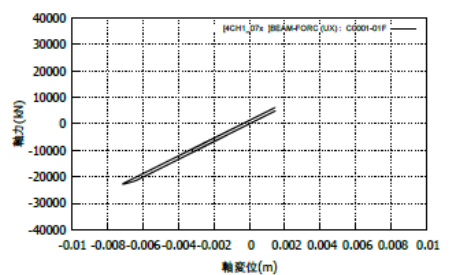
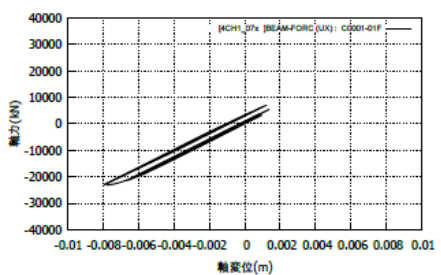
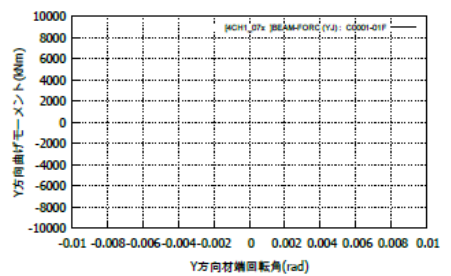
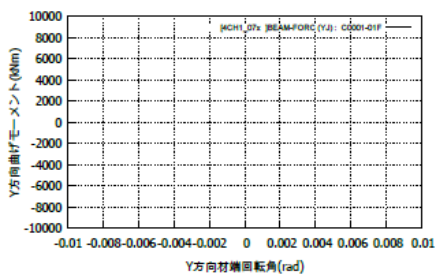
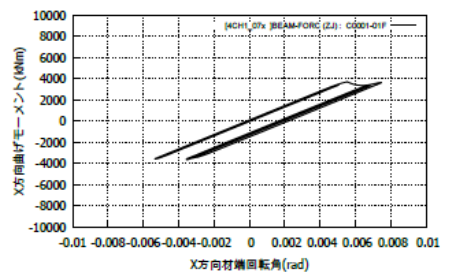
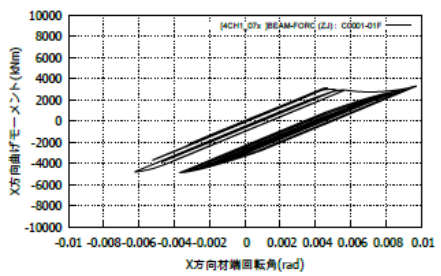
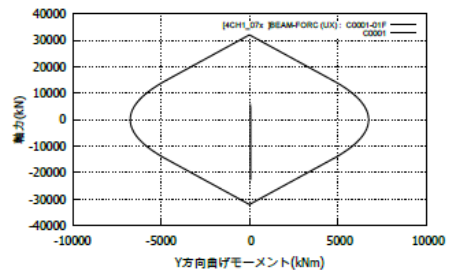
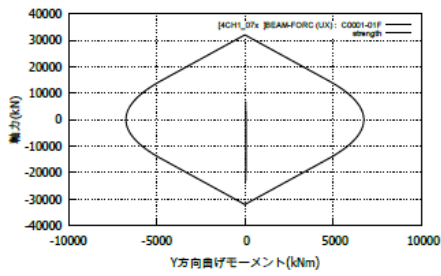
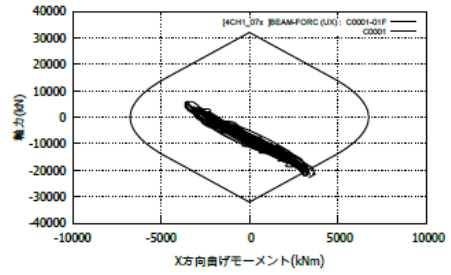
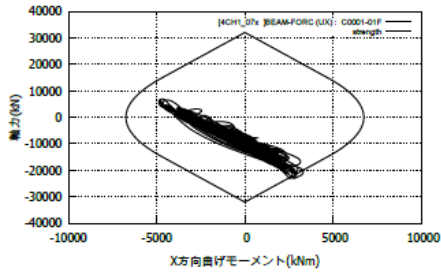
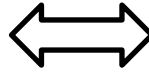


柱部材角

(b) Y方向

図 4.2-75 設計モデルと詳細モデルの比較(梁端破断直前の応答、45度方向入力、C=4.0)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	2	3	4	5	6	7

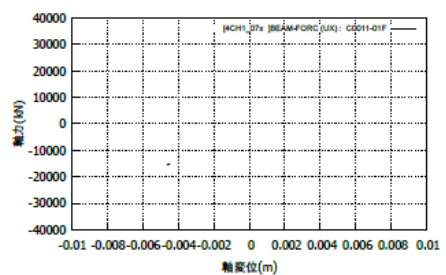
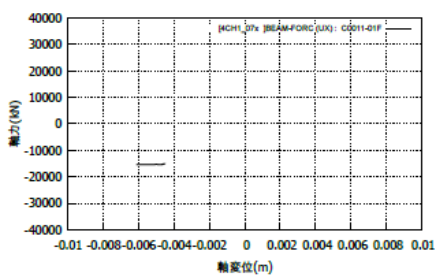
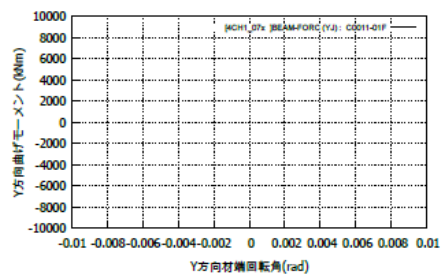
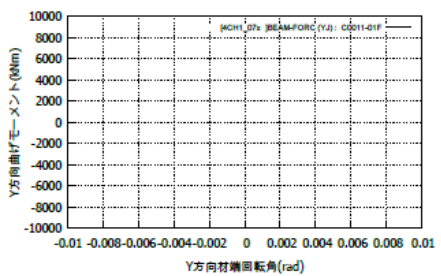
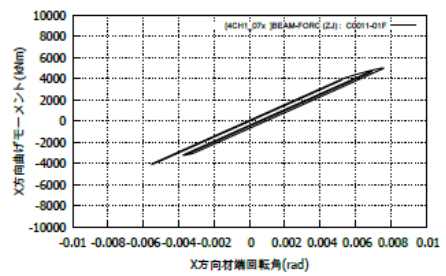
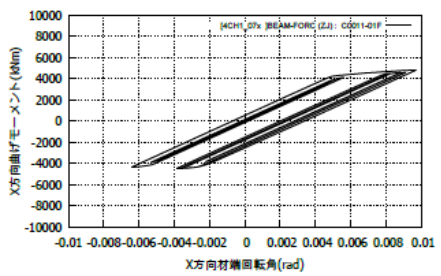
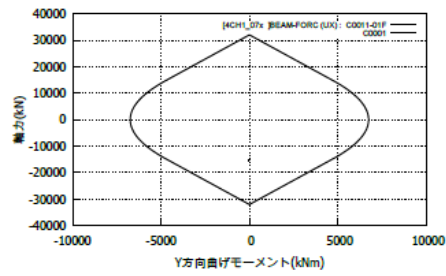
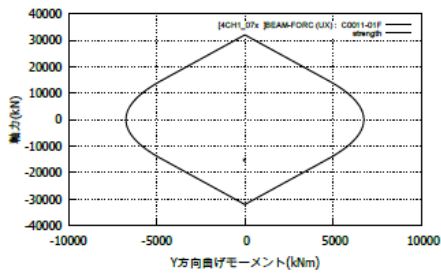
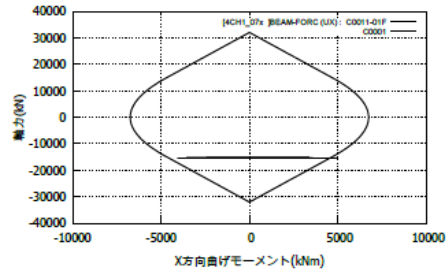
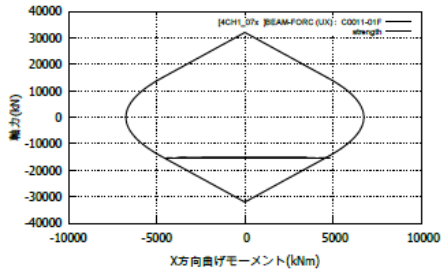
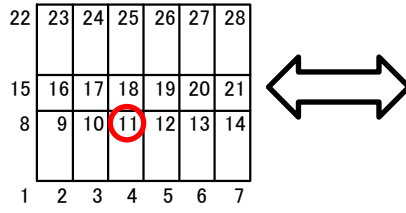


詳細モデル

設計モデル

X 方向入力

図 4.2-76(1) 柱応答の比較



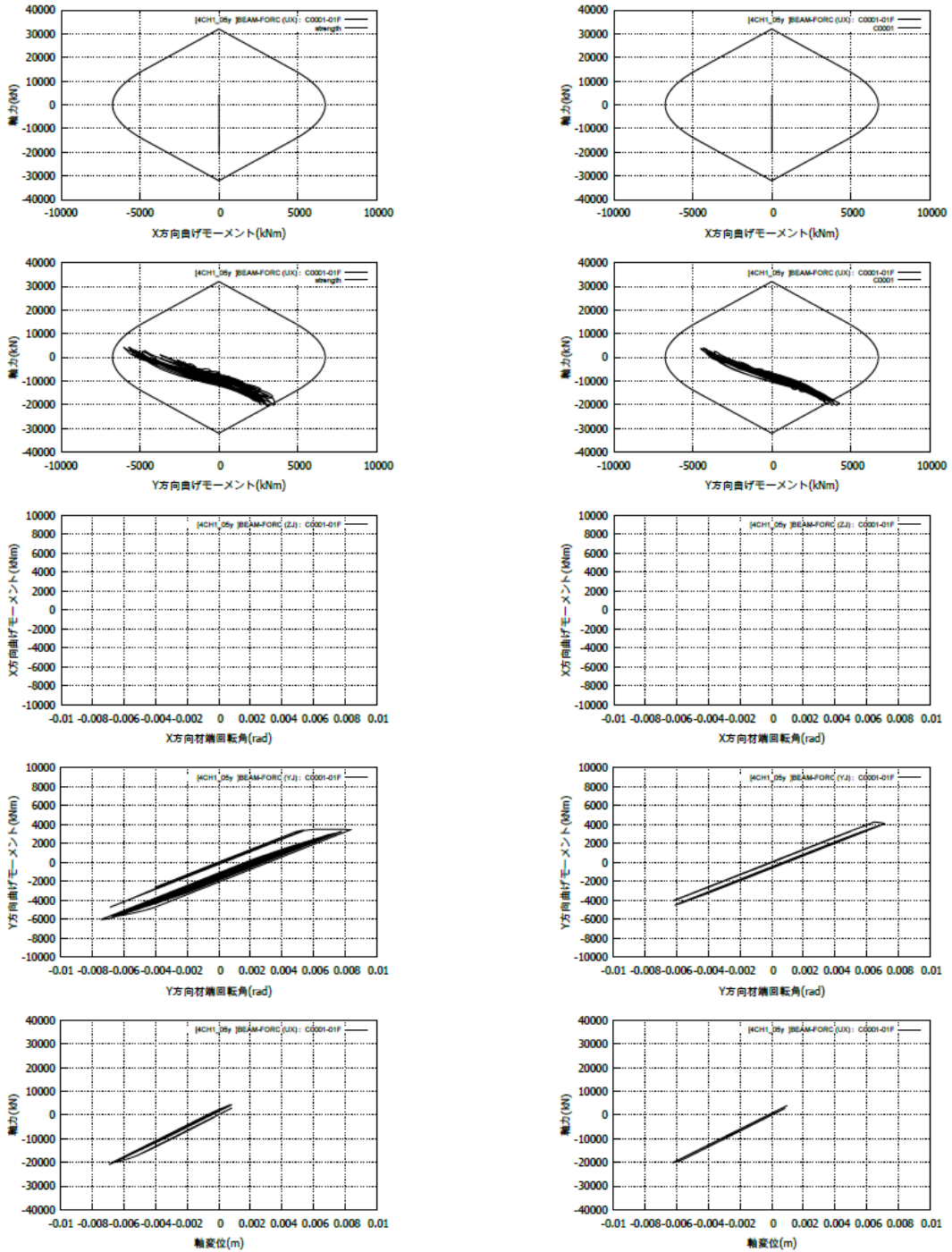
詳細モデル

設計モデル

X 方向入力

図 4.2-76(2) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	2	3	4	5	6	7



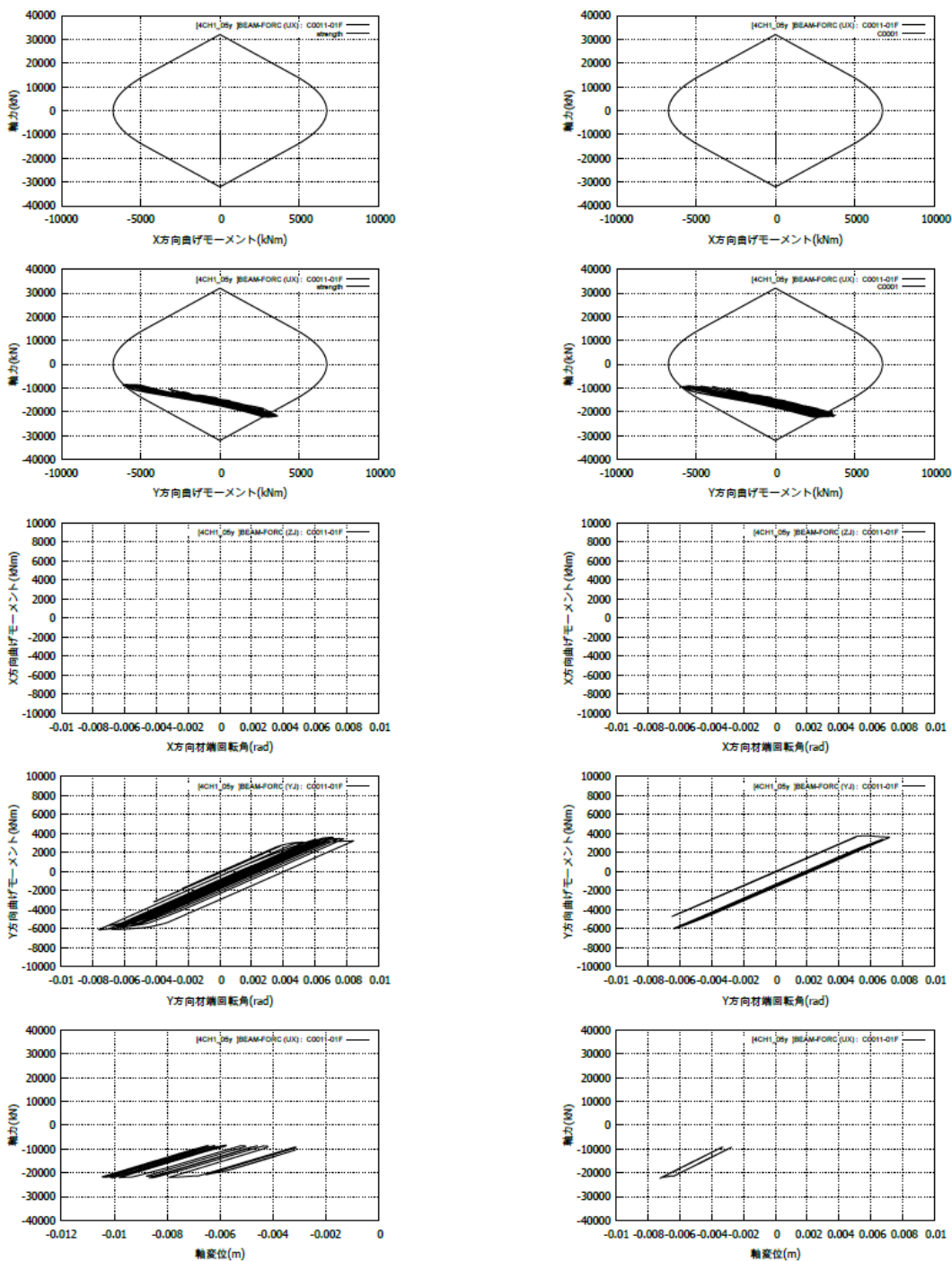
詳細モデル

設計モデル

Y 方向入力

図 4.2-76(3) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



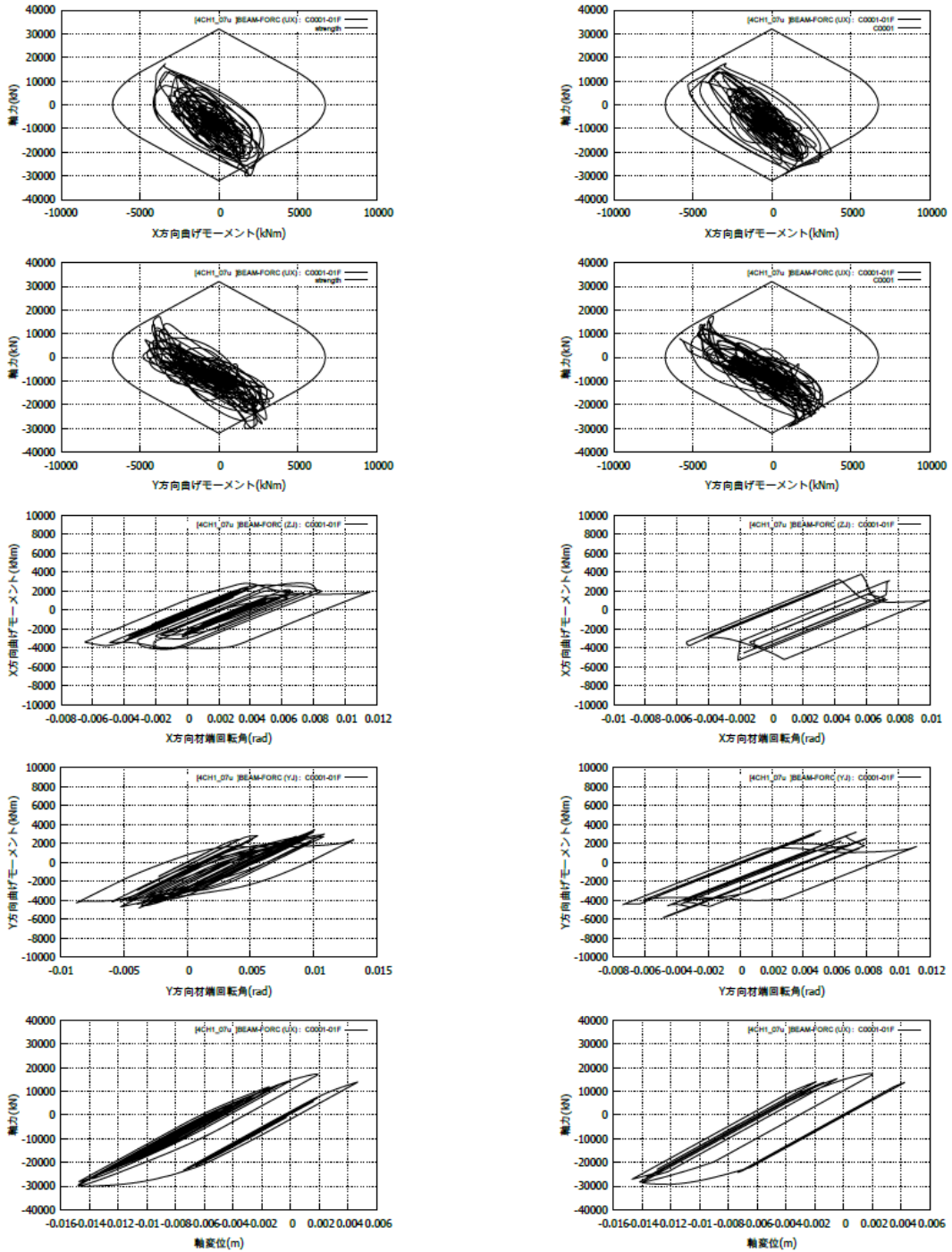
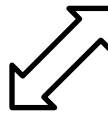
詳細モデル

設計モデル

Y 方向入力

図 4.2-76(4) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



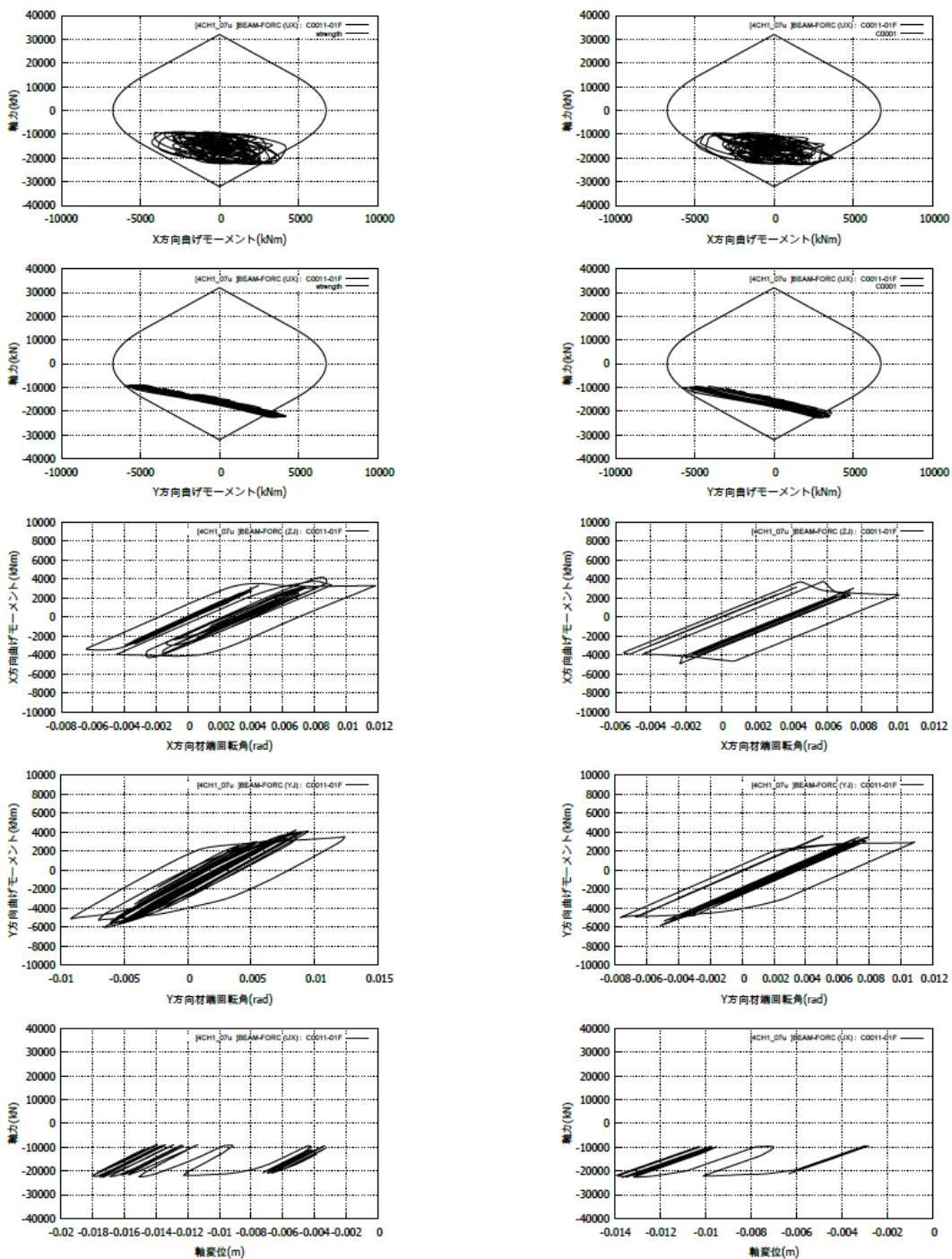
詳細モデル

設計モデル

45 度方向入力

図 4.2-76(5) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

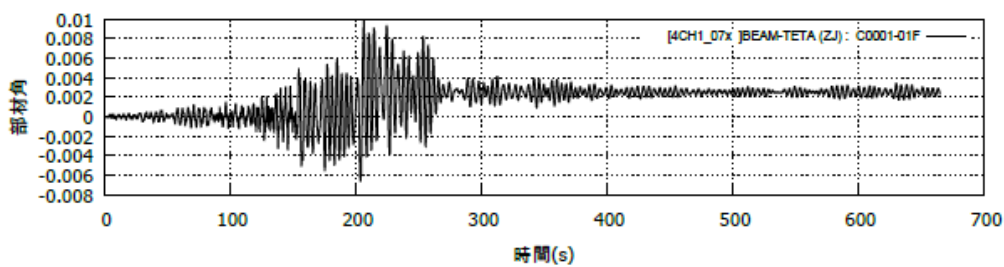
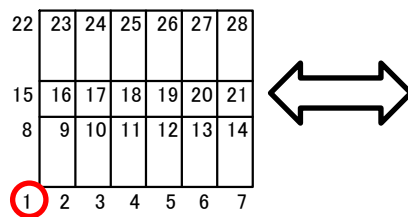


詳細モデル

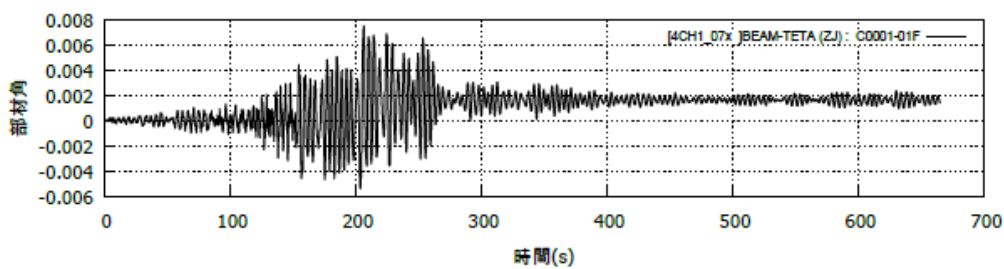
設計モデル

45 度方向入力

図 4.2-76(6) 柱応答の比較



詳細モデル

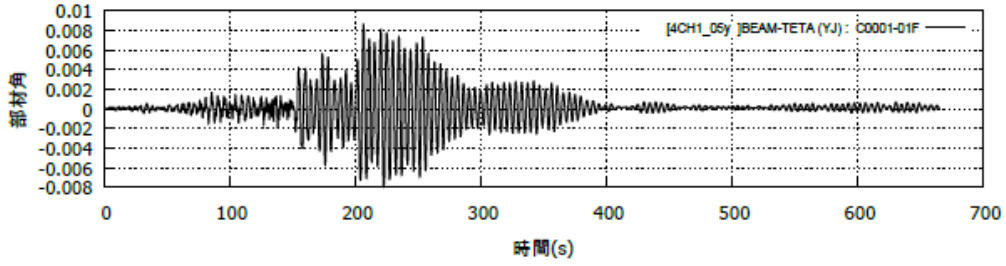


設計モデル

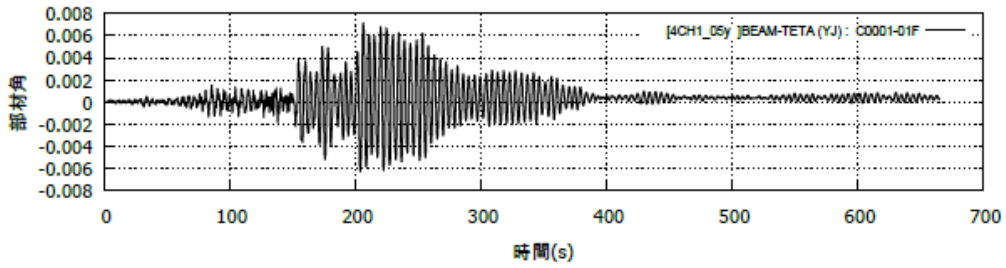
X 方向入力

図 4.2-77(1) 部材角の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



詳細モデル


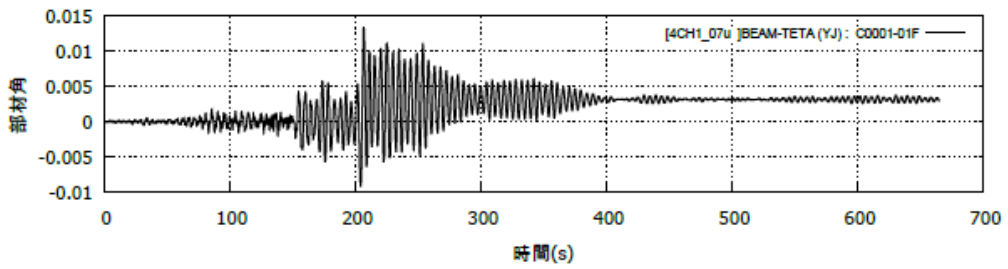
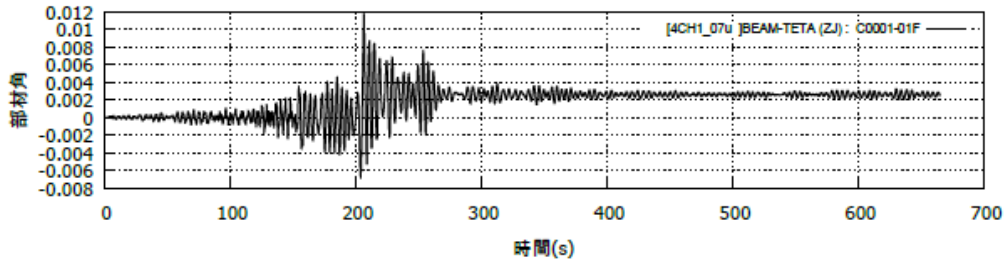


設計モデル

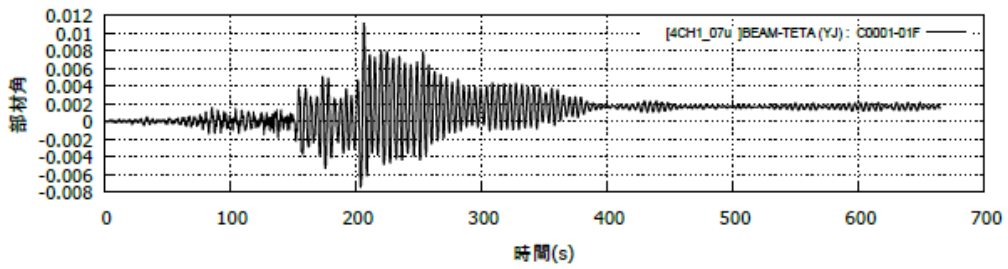
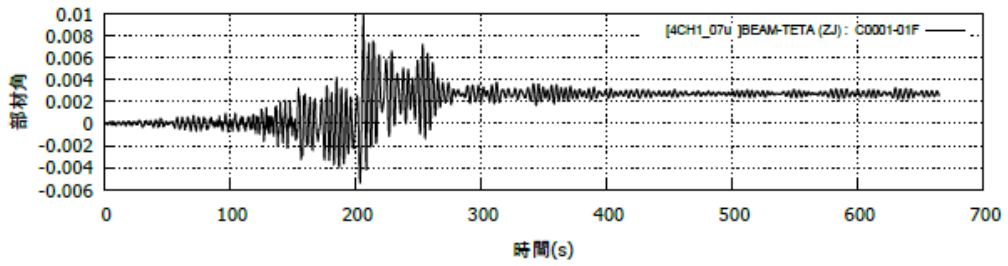
Y方向入力

図 4.2-77(2) 部材角の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

詳細モデル (上段 : X, 下段 : Y)



設計モデル (上段 : X, 下段 : Y)

45 度方向入力

図 4.2-77(3) 部材角の比較

4.2.4 まとめと今後の課題

(1) まとめ

鉄骨柱を有する鉄骨造 30 階建て S30、CFT 柱を有する鉄骨造 32 階建て CFT32 の建物モデルを用い、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を行い、梁端破断が生じる入力倍率と、建物が倒壊する時の入力倍率を確認した。

1) S30 に関する検討

静的弾塑性漸増荷重解析により層間変形角 1/100 まで加力した時点の応力状態による柱梁耐力比を最小 1 程度とする設計を「基本モデル」として検討した。その結果、入力地震動の種類や入力方向により大きくばらつくが、梁端破断の生じない倍率は平均 0.8 倍、倒壊する倍率は平均 1.3 倍となった。

梁の塑性変形能力が大きいと仮定し、梁端の破断が比較的生じにくい設定をした「梁変形性能大モデル」について検討した。梁端破断の生じない倍率は平均 1.2 倍、倒壊する倍率は 1.6 倍となり、基本モデルと比して倍率が大きくなった。

柱の断面性能を増し、柱梁耐力比を約 2 割程度大きく設定した「柱強モデル」について検討した。梁端破断の生じない倍率は平均 0.8 倍、倒壊する倍率は 1.4 倍となり、基本モデルと比して倒壊する倍率が大きくなった。

2) CFT32 に関する検討

静的弾塑性漸増荷重解析により層間変形角 1/100 まで加力した時点の応力状態による柱梁耐力比を最小 1.5 程度とする CFT 柱モデルについて検討した。その結果、入力地震動の種類や入力方向により大きくばらつくが、梁端破断の生じない倍率は平均 1.5 倍、倒壊する倍率は平均 3.4 倍となった。

3) 倒壊の状況の把握

梁端の劣化を伴う損傷（破断、局部座屈）の発生が層内で進展し、層の復元力を劣化させる。それに伴う層の大変形に対し、P- Δ 効果で層の復元力を喪失すると考えられる。ここでは、この状態を解析上の「倒壊」と定義する。令和 1 年度の検討結果は、この状態に至って「倒壊」している。

倒壊時の部材損傷をまとめると、梁端の破断や局部座屈の発生が顕著で、当該層が大きく変形するのに伴い柱上下端の降伏も見られる。降伏した状態で、大変形を受ける柱の健全性については、疲労曲線を用いた検討が必要である。

4) 耐震安全性検証方法の試行

平成 30 年度得られた実験結果をもとにした設計用疲労曲線を参照し、解析で得られた柱応答から、Miner 則を仮定して損傷度を算定した事例を示した。令和 1 年度の柱部材の損傷度の評価は、部材角の時刻歴から振幅の頻度分布を計数した詳細手法であるが、より簡易な手法を今後模索する必要がある。

5) 通常の設計で想定される解析モデルとの比較

柱の部材角応答は、MS モデルを用いた詳細モデルと通常の設計モデルで、梁端の破断が生じる前の応答について概ね同じであることを示した。

(2) 今後の課題

1) 柱部材の設計用疲労曲線を用いた詳細な健全性確認

鉄骨柱部材および CFT 柱部材の設計用疲労曲線を時刻歴応答解析の部材特性に反映して、健全性の確認を行う。健全性確認の検討ケースは以下を想定する。

- ・ 梁端の破断が生じない範囲の最大入力倍率時
- ・ 倒壊と判断される入力倍率時

また、柱部材の健全性確認については、簡易な方法の考案を試行する。

2) 梁端破断から倒壊に至るまでの余力を考慮した耐震安全性検証法の検討

鉄骨柱および CFT 柱を有する建物モデルに対して時刻歴応答解析を実施し、耐震安全性の検討を行う。建築物の耐震安全性検証にあたっては、判定基準を満足している時点から倒壊に至るまでの余力をある程度確保する必要があることを念頭に置き、部材損傷や層間変形角など適切な判定基準について検討する。

【参考文献】

- 4.2-1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 4.2-2) 石田孝徳，山田 哲，島田侑子：変動軸力下で水平2方向外力を受ける角形鋼管柱の履歴挙動の追跡，日本建築学会構造系論文集，2013.05
- 4.2-3) 加藤勉：閉断面部材の局部座屈と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1987.8
- 4.2-4) 山田 哲，秋山 宏，桑村 仁：局部座屈を伴う箱型断面部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文集，1993.2
- 4.2-5) K.Maekawa, A.Pimanmas, H.Okamura：NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE. 2003
- 4.2-6) A.Fafitis, P.Shah：Lateral Reinforcement For High-Strength Concrete Columns, Publ, ACI, No.SP-87, 1985
- 4.2-7) 加藤 勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1994.4
- 4.2-8) 鋼材倶楽部：中低層建物の耐震設計法，技報堂出版，1978
- 4.2-9) 建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、別紙5-1 超高層鉄骨増建築物の繰返し変形による梁端部破断の検証方法
- 4.2-10) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計

4.3 耐震安全性評価法、層間変形角クライテリア等の提案（R2 年度実施）

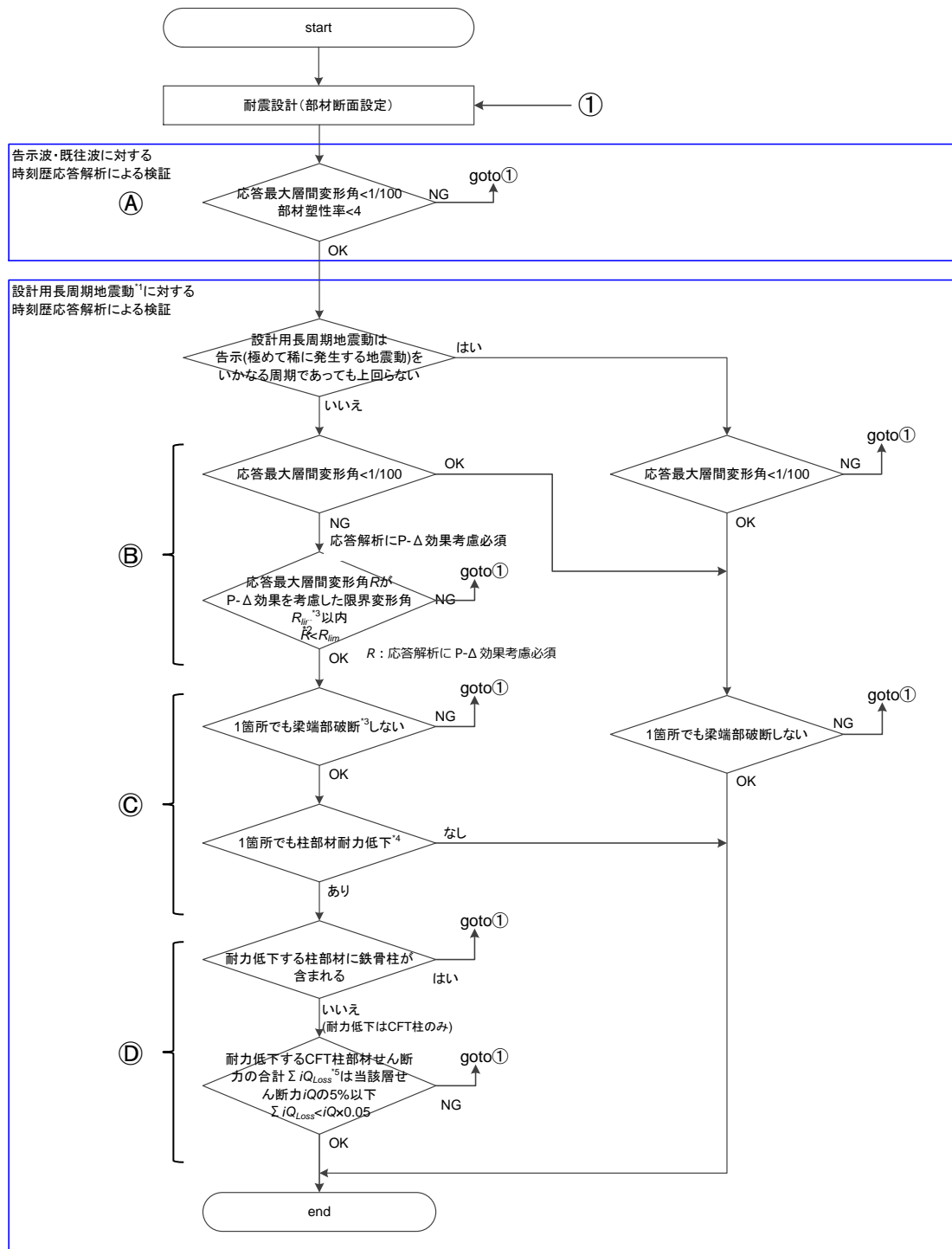
4.3.1 耐震安全性評価法の提案

(1) 耐震安全性評価フローの提案

耐震安全性評価フローを図 4.3-1 に示す。ポイントを以下に列挙する。

- ・ 告示波・既往波に対しては従来通りのクライテリアとする（図 4.3-1Ⓐ）。
 - 層間変形角 1/100 以下
 - 部材塑性率 4（層塑性率 2）

- ・ ある周期で告示波以上の速度応答スペクトルとなる設計用長周期地震動に対して以下のクライテリアとする。
 - 層間変形角 1/100 以下。ただし、クライテリアを緩和することが可能。層間変形角クライテリアを緩和した場合は、地震応答解析で P-Δ 効果を考慮することを必須とする（図 4.3-1Ⓑ）。層間変形角クライテリアを緩和するとき、水平方向の復元力を喪失する変形角をもとに 4.3.2 節に示す方法により算出する。なお、水平方向の復元力を喪失する変形角とは、ある層の層間変形角が 1/100rad に達した時点のベースシア（復元力）と、P-Δ 効果による付加せん断力が釣り合う変形角である（図 4.3-1 注記の図 1）。
 - 部材の劣化を許容しない。ここで、部材劣化は梁では破断、柱では 90%耐力低下とする。ただし、全層で最大層間変形角 1/100 以下となる場合は、柱の劣化検討を不要とする（図 4.3-1Ⓒ）。
 - CFT 柱については、耐力低下する CFT 柱のせん断力の合計が、当該層の負担せん断力の 5%以下であれば、OK とする（「資料 4.3-2 一部の柱が水平抵抗力を失った場合の検討」にて安全性検証）（図 4.3-1Ⓓ）。



注記

- *1 設計用長周期地震動:平成28年6月24日国住指第1111号「超高層建築物等における南海トラフ巨大地震による長周期地震動対策について(技術的助言)」に示された長周期地震動、や当該敷地において適切に設定された長周期地震動、をいう。
- *2 限界変形角 R_{lim} : Pushover解析によりある層の最大層間変形角が $1/100$ に至る時点の1階のせん断力係数 C_B を基に、せん断力係数 C_B の完全弾塑性型復元力を仮定した時、水平方向復元力を喪失する変形角 R_i は $R_i=C_B$ となる(図1参照)。それに(a)部材劣化(b)周期変動に伴う入力増大(c)安全率3又は4、を考慮した係数 α に基づき限界変形角を $R_{lim}=R_i/\alpha$ と算定する。限界変形角は一般にせん断力係数の最も小さい1階にて設定し全階に適用する。
- *3 梁端部破断: 建築研究所、長周期地震動対策に関する技術資料・データ、「別紙5-1」超高層鉄骨造建築物の繰返し変形による梁端部破断の検証方法による。
- *4 柱部材耐力低下: 本基準整備促進事業課題S29に示される方法による。
- *5 耐力低下するCFT柱部材せん断力の合計 ΣiQ_{Loss} : Pushover解析によりある層の層間変形角が $1/100$ 時点において、耐力低下する柱部材の存在する層*i*において確認する。耐力低下する柱のせん断力負担分を加算し ΣiQ_{Loss} を算定する。

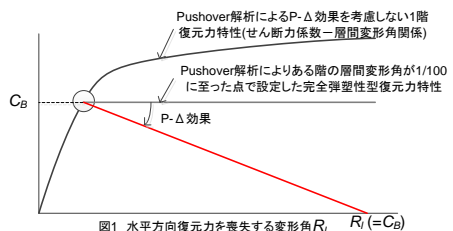


図 4.3-1 耐震安全性検証フロー

(2) 耐震安全性評価のためのクライテリア設定の方針

- ・倒壊までの余裕度がある程度確保できるようなクライテリアを定める。
 - 部材劣化クライテリア（梁端破断）だけでは倒壊までの余裕度が小さい場合が令和 1 年度の検討で多く確認された（図 4.3-2、●から×までの余裕度が小さい）。これは、梁端破断が最初に生じるときに、すでに建物が大きく変位しており、梁端が最初に破断してから P-Δ による倒壊にすぐに至る場合があることが一因として考えられる。
 - ある程度の余裕度を確保するために建物全体の性能を反映していると考えられる層間変形角クライテリアを設ける（図 4.3-2、●を設けることで×までの余裕度を確保）。
 - 試設定したクライテリアに対する倒壊までの余裕度を確認するための建物モデルは、比較的均等なスパンの純ラーメン構造（部材劣化後の倒壊までの安全率の低いと考えられる構造）を採用している。CFT32 モデルの X 方向はねじれが大きい、S30 モデルの Y 方向は短・長スパン梁が混合している、など可能な範囲で建物の多様性に配慮している。

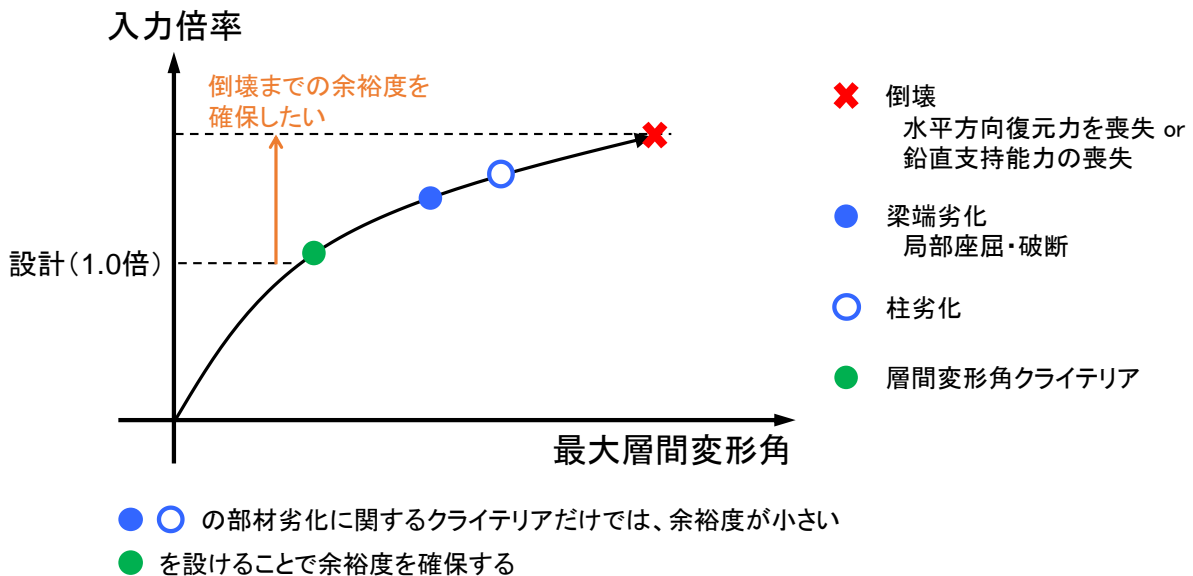


図 4.3-2 入力倍率と層間変形角・部材劣化イベントのイメージ

4.3.2 層間変形角クライテリアの提案

(1) 検討対象とした建物と検討概要

1) 建物のモデル化

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、一般に用いられてきた耐震安全性判定基準である、最大層間変形角1/100以下、部材塑性率4以下、を満足するものとする。

(a-1) S30 設計方針

- ・S30は文献4.3-1)の仮定の超高層建築物を基本に設計用せん断力を小さくし、断面を縮減した仮想建物解析モデルである。(図4.3-3、表4.3-1参照)
- ・層間変形角1/100radまでAi分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1程度となるように断面を設定している。(柱を相対的に弱くして、柱の損傷により比較的倒壊が生じやすいように「弱い建物」を想定した。)
- ・設計はCB=0.053の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。
- ・S30は、柱梁の性能が建物の倒壊性能に及ぼす影響を調べることを目的として、①梁の変形性能を2倍に向上させたモデル(「梁変形性能大モデル」)、②柱の断面を1サイズ大きくしたモデル(「柱強モデル」)についても実施する。柱梁に①②の変更を加えないモデルを「基本モデル」とする。
- ・階数の違いの影響把握を目的として、S30の上層15層を取り除いたS15モデルの検討も実施する。

(a-2) CFT32 設計方針

- ・CFT32は実在の超高層建築物の1階部分を取り払った仮想建物解析モデルである。(図4.3-4、表4.3-2参照)
- ・層間変形角1/100radまでAi分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1.5程度となるような断面となっている。
- ・設計はCB=0.07の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。
- ・座屈拘束ブレースは大変形時に劣化しないノーマルバイリニアでモデル化されている。このモデルは倒壊性能を過大に評価していることへの懸念から、座屈拘束ブレースを取り除いたモデルの検討も実施する。座屈拘束ブレースを取り除いたモデルを「CFT32 BRB 無モデル」とする。「CFT32 BRB 無モデル」と区別するために、元のモデルを「CFT32 BRB 有モデル」とする。

(b) 基本方針

建物をモデル化するに当たっての基本方針を以下に示す。

- ・解析モデルは柱・梁などの各部材をそれぞれ線材置換した立体精算骨組モデルとする。
- ・柱・梁は曲げ変形，せん断変形および軸方向変形を考慮する。
- ・各階床は剛床とする。
- ・復元力特性は以下のモデルとする。
 - 柱：2方向の曲げモーメントおよび軸力の3軸相関を考慮するマルチスプリングモデル（以下MSモデル）とする。MSモデルでは鋼管とコンクリートの劣化を考慮可能である。
 - 梁：梁端の破断・局部座屈を考慮する。梁端下フランジ破断に対する保有性能をあらわすCは、S30の「基本モデル」・「柱強モデル」では、1990年代で一般的なスカラップ付き相当のC=4、S30の「梁変形性能大モデル」ではその2倍の性能に相当するC=5.6、CFT柱モデルもC=5.6とした。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率を3/100とした。
- ・梁の終局耐力について、原則として全断面を考慮して算定するが、S30，S15に既往波を入力する場合は、当時の設計を想定して、フランジのみを考慮して終局耐力を算定する。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率は1/100とする。
- ・減衰は1次固有周期に対して臨界値の2%となる初期剛性比例型減衰とする。

(c) S30 の概要

S30 は、30 層の鉄骨箱型断面柱の鉄骨造建物モデルである。図 4.3-3 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.3-1 の (a)、(b) に、3 つのモデルの柱断面を示す。

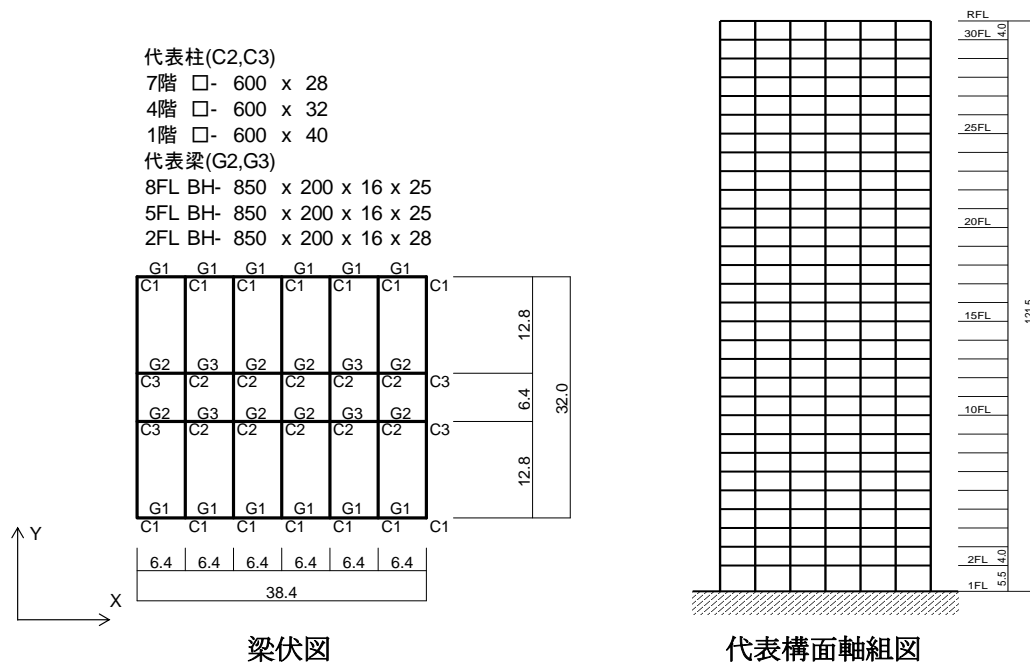


図 4.3-3 超高層建物モデル(S30)

表 4.3-1 柱断面(S30)

(a) 基本モデル・梁変形性能大モデル

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
13~15	□-600×600×22×22	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
10~12	□-600×600×25×25	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
7~9	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
4~6	□-600×600×32×32	□-600×600×36×36	□-600×600×36×36
1~3	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40

(b) 柱強モデル

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×25×25	□-600×600×25×25
13~15	□-600×600×25×25	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
10~12	□-600×600×28×28	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
7~9	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
4~6	□-600×600×36×36	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40
1~3	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45

(d) CFT32 の概要

CFT32 は、32 層の CFT 柱の建物モデルである。図 4.3-4 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.3-2 に柱断面を示す。

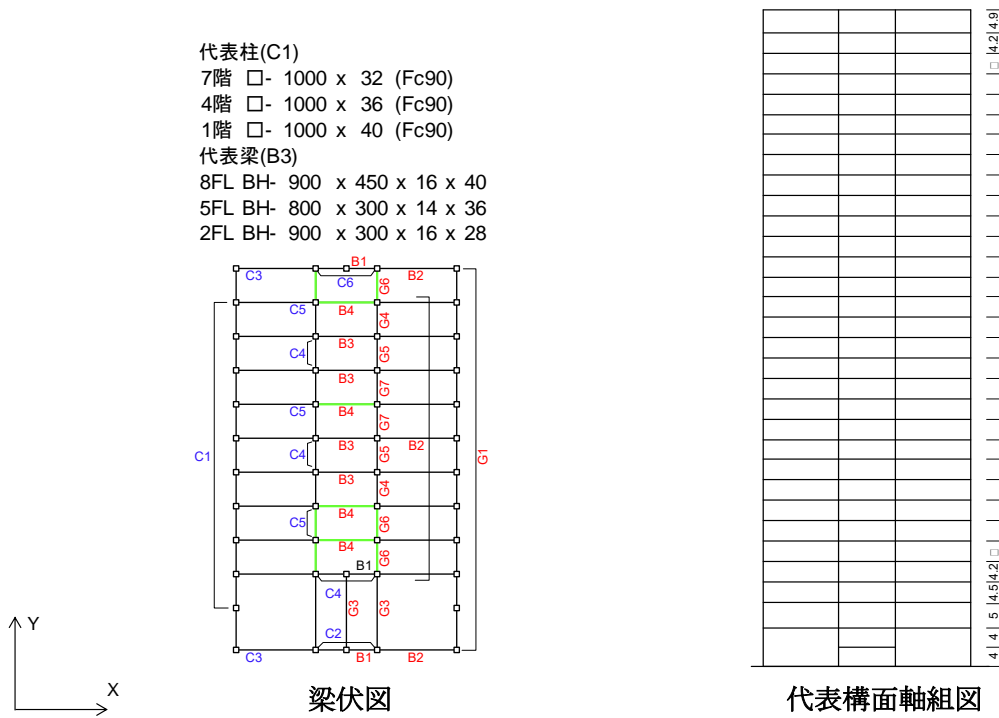


図 4.3-4 超高層建物モデル(CFT32)

表 4.3-2 柱断面(CFT32)

特記なき限り 1. 鉄骨材質 4面組立ボックス柱[B□]: SN490C(t≤40), SN490C-TMCP(t>40), 冷間成形角形鋼管[□]: BCP325 2. 断面表示は B(幅)×D(せい)×t(板厚)とする。

階	C1	C2	C3	C4	C5	C6	充填コンクリート Fc(N/mm ²)
32							
31							
30	□-700×700×16	□-700×700×16	□-700×700×16				
29							
28							Fc36
27	□-700×700×19	□-700×700×19	□-700×700×19				
26							
25							
24							
23							
22			□-800×800×19	□-900×800×22	□-900×800×22	□-900×800×22	Fc48
21							
20	□-800×800×19	□-800×800×19					
19							
18							
17							
16			□-800×800×22				Fc60
15							
14				□-1000×1000×22		□-1000×1000×22	
13							
12	□-800×800×22	□-800×800×22					
11							
10							Fc80
9							
8	B□-800×800×32	B□-800×800×32	B□-800×800×32		B□-1000×1000×32	B□-1000×1000×32	
7							
6				B□-1000×1000×32			
5							
4	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×40		B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	Fc90
3							
2	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×50	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	
1							

(e) 固有振動解析結果

表 4.3-3(a)~(e)に、各モデルの 5 次モードまでの固有周期と刺激係数等の固有振動解析結果を示す。

表 4.3-3(1) 固有振動解析

(a) S30 (基本モデル, 梁変形性能大モデル)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.51	0.00	-1.37	0.00	Y 1 次
2	4.08	1.37	0.00	0.00	X 1 次
3	3.41	0.00	0.00	-1.30	
4	1.53	0.00	0.54	0.00	Y 2 次
5	1.38	-0.54	0.00	0.00	X 2 次

(b) S30 (柱強モデル)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.44	0.00	1.37	0.00	Y 1 次
2	4.01	-1.37	0.00	0.00	X 1 次
3	3.38	0.00	0.00	1.31	
4	1.52	0.00	0.54	0.00	Y 2 次
5	1.37	-0.54	0.00	0.00	X 2 次

(c) S15

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	2.01	0.00	1.31	0.00	Y 1 次
2	1.82	-1.31	0.00	0.00	X 1 次
3	1.61	0.00	0.00	-1.30	
4	0.67	0.00	0.47	0.00	Y 2 次
5	0.61	0.47	0.00	0.00	X 2 次

表 4.3-3(2) 固有振動解析

(d) CFT32(BRB 有)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	3.81	-1.18	-0.02	-12.4	Y 1 次
2	3.35	0.02	-1.39	0.54	X 1 次
3	3.22	0.22	-0.01	-12.5	
4	1.32	-0.45	-0.01	-6.00	Y 2 次
5	1.22	-0.01	0.58	-0.10	X 2 次

(e) CFT32(BRB 無)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.39	-1.30	0.00	-7.30	X 1 次
2	3.78	0.00	1.36	0.22	Y 1 次
3	3.55	0.07	0.00	-7.27	
4	1.56	-0.51	0.00	-3.13	X 2 次
5	1.37	0.00	0.54	0.13	Y 1 次

(f) 柱梁耐力比

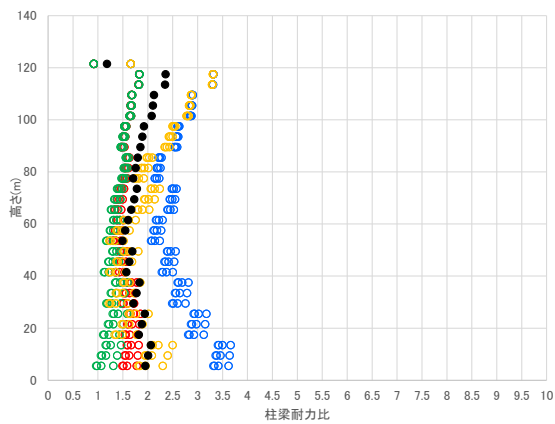
柱梁耐力比の算出の方法を以下に示す。

- ・ S30 に対して Ai 分布による荷重増分解析を行い、層間変形角が 1/100 になった時点での軸力を算定する。(層間変形角 1/100 時点で梁は十分に降伏しているため、層間変形角 1/50 であっても軸力は大きく変わらないことを確認している。従って、柱梁耐力比への影響も小さい。)
- ・ 荷重増分解析で得られた軸力を考慮した柱の曲げ耐力の算定方法は以下とする。
角形鋼管 (S30) : 鋼構造限界状態設計指針・同解説の全塑性相関曲線
CFT (CFT32) : コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- ・ 梁の曲げ耐力は、全断面を有効とした時の、全塑性モーメントとする。
- ・ (層平均の柱梁耐力比) = (梁耐力の和) ÷ (柱耐力の和) とする。

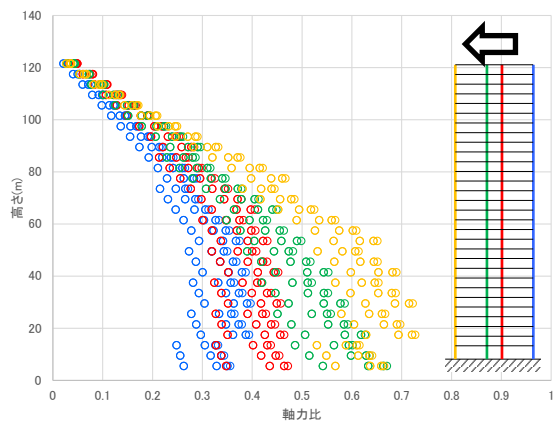
代表して 1 方向の柱梁耐力比を図 4.3-5 に示す。最上階は柱 1 本に対して梁 2 本がとりつく箇所があるため、柱梁耐力比が 1 未満となる場合がある。

S30 について、基本モデル・梁変形性能大モデルは、最上階を除いたとき、柱梁耐力比は、0.96 と小さく、最大軸力比は 0.73 となっている。柱強モデルは最上階を除いた柱梁耐力比の最小値が 1.24、最大軸力比は 0.66 となっている。

CFT32 について、最上階を除いたとき、柱梁耐力比の最小値は約 1.57、最大軸力比は 0.44 である。

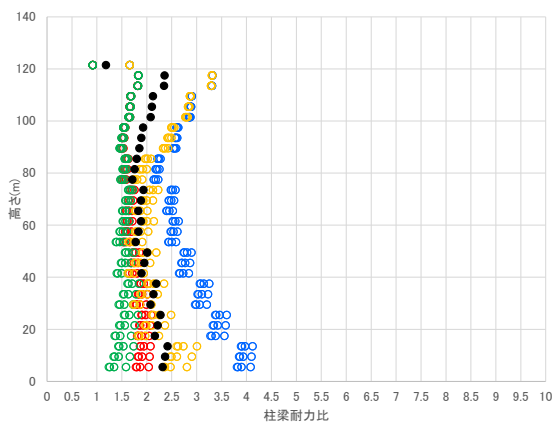


柱梁耐力比 (最小 0.96)

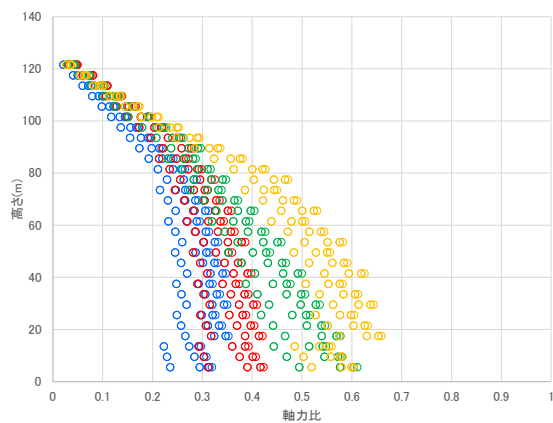


軸力比 (最大 0.73)

S30(基本モデル・梁変形性能大モデル, Y 方向)

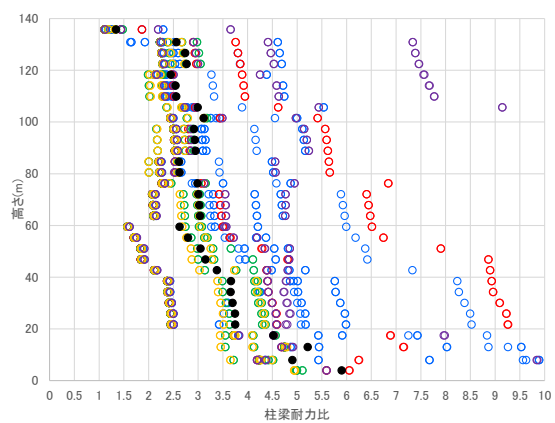


柱梁耐力比 (最小 1.24)

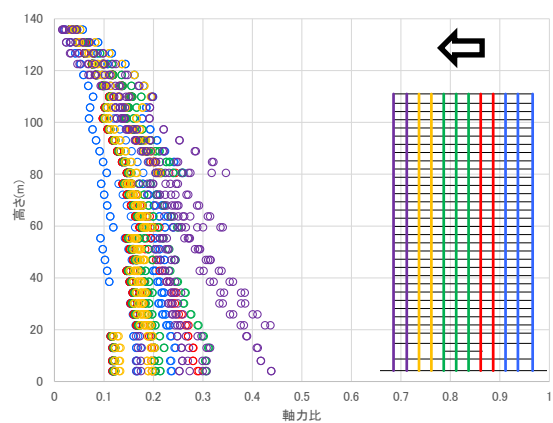


軸力比 (最大 0.66)

S30(柱強モデル, Y 方向)



柱梁耐力比 (最小 1.57)



軸力比 (最大 0.44)

CFT32(Y 方向)

図 4.3-5 1/100 載荷時の柱梁耐力比(图中●は層平均)と軸力比

(g) 検討に用いた建物モデルのまとめ

ここでの検討で設定した建物モデルに関して、柱代表断面、1次固有周期、柱梁耐力比、特徴について、表 4.3-4 にまとめて示す。

表 4.3-4 検討に用いた建物モデル

モデル名	柱代表断面 (1階)	1次固有周期 (s)	柱梁耐力比 (最小)	建物の特徴
S30 基本	□600x40	X:4.08 Y:4.51	0.96	1990年代の建物を想定。設計用CBを1990年代下限で設定。非常に弱い建物。
S30 梁保有性能大	□600x40	X:4.08 Y:4.51	0.96	S30基本モデルから梁保有性能を2倍に向上させたモデル。
S30 柱強	□600x45	X:4.01 Y:4.44	1.24	S30基本モデルの柱を1サイズアップしたモデル。
S15	□600x40	X:1.82 Y:2.01	1.13	S30基本モデルから上層15層を取り除いたモデル。
CFT32 BRB 有	□1000x40	X:3.81 Y:3.35	1.57	2000年代以降の実建物から1層目を取り除いたモデル(2層目の比較的径高さ比の大きい柱を最下層にする意図)
CFT32 BRB 無	□1000x40	X:4.39 Y:3.78	1.57	CFT32 BRB 有から座屈拘束プレートを取り除いたモデル

2) 部材のモデル化

(a) 柱部材

材端に塑性変形部を想定し、断面を細かく要素に分割した上で各要素に材料の応力-歪関係を与えて平面保持を仮定してモデル化する、マルチスプリングモデル（以下 MS モデル）とする。

角形鋼管柱については文献 4.3-2)で局部座屈の評価を含めた解析手法が提案されている。局部座屈による耐力劣化を考慮可能な MS モデルの弾塑性履歴則^{4.3-2)}を図 4.3-6 に示す。降伏後、局部座屈に至るまでの単調圧縮試験における応力上昇率は文献 4.3-3)、塑性変形能力は文献 4.3-4)に従い決定する。コンクリートの軟化のしやすさ（軟化係数）は軟化係数=52 とした。

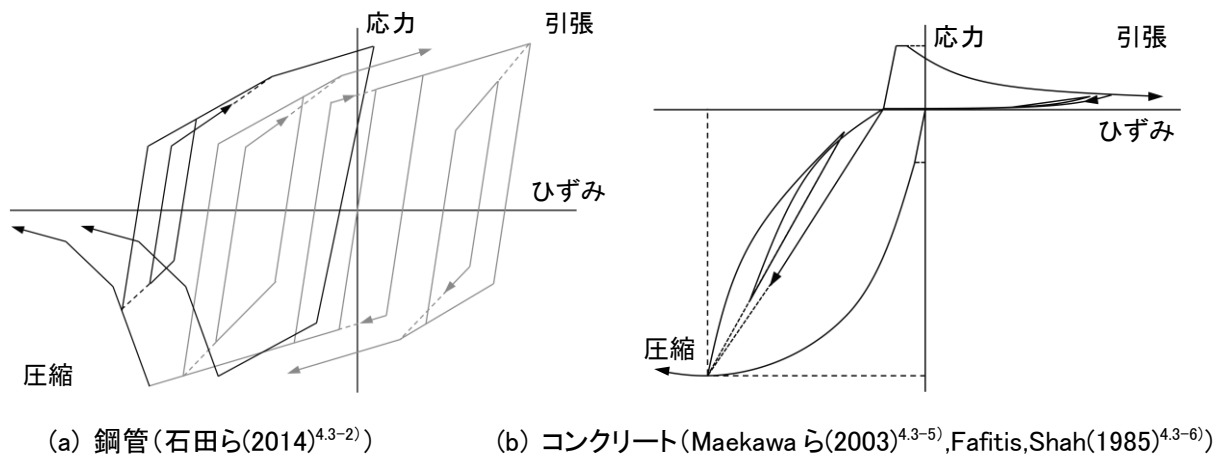


図 4.3-6 MS モデルの弾塑性履歴則

(b) 梁部材

図 4.3-7 に示すように、材端ばねモデルとし、全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型の復元力特性を与える。大振幅が想定される長周期地震動を考慮する場合には、局部座屈及び破断の劣化現象を取り込む。

局部座屈は下フランジが圧縮側に考慮し、局部座屈が発生する曲げモーメントは文献 4.3-7)、局部座屈発生後の劣化勾配は文献 4.3-8)に従い算定する。

破断は下フランジが引張側になる場合に考慮し、経験した塑性変位振幅に対する損傷度を、Miner 則を仮定して加算し、保有性能に至る時に破断するものと仮定した。保有性能係数は、S30 「基本モデル」「柱強モデル」は 1990 年代までを想定するため、スカラップ有 C=4 とし、CFT32 は 2000 年代以後を想定するため、梁端部水平ハンチ付あるいはノンスカラップ形式を想定して、スカラップ付の 2 倍の性能を持つものとして C=5.6 と設定した。ただし、S30 の「梁変形性能大モデル」は C=5.6 とした (図 4.3-8 参照)。

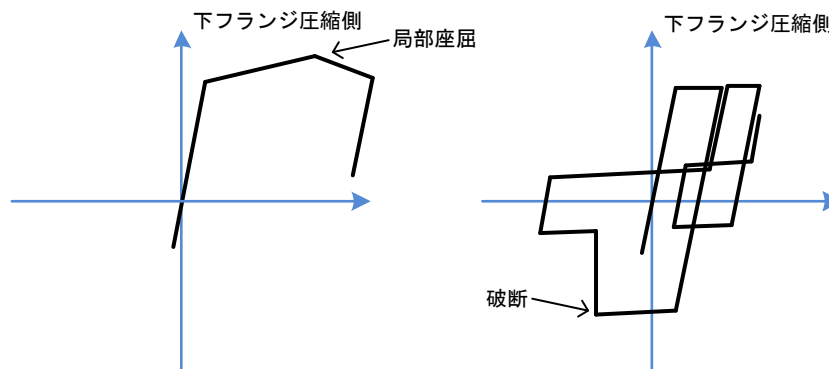


図 4.3-7 梁端の下フランジ局部座屈及び破断の考慮

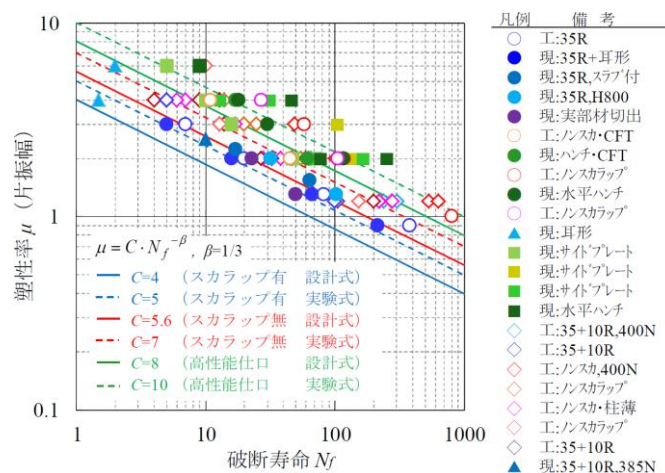


図 1 梁端部の破断までの繰返し回数 N_f と梁の塑性率 μ の関係

図 4.3-8 破断までの保有性能^{4.3-9)}

3) 入力地震動と表層地盤増幅の考慮

(a) 入力地震動

本検討では、国土交通省「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について（技術的助言）」（平成 28 年 6 月 24 日付け国住指第 1111 号）に示された関東地域、静岡地域、中京地域、大阪地域の各地域で規定された地震動（図 4.3-9）を用いる。ここでの検討では、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回り、かつ各地域で最大となる SZ1、CH1、OS1 を選定する。また、これら長周期地震動は工学的基盤位置で規定されているため、地盤応答解析により表層地盤増幅の影響を考慮する。

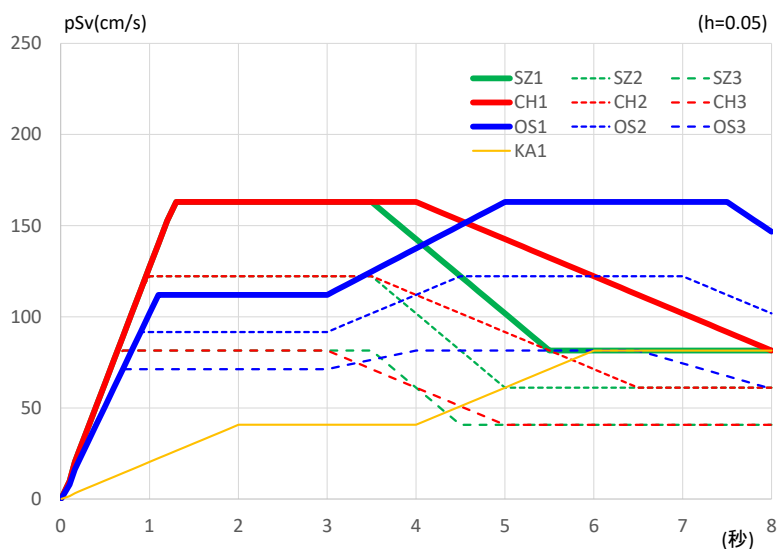


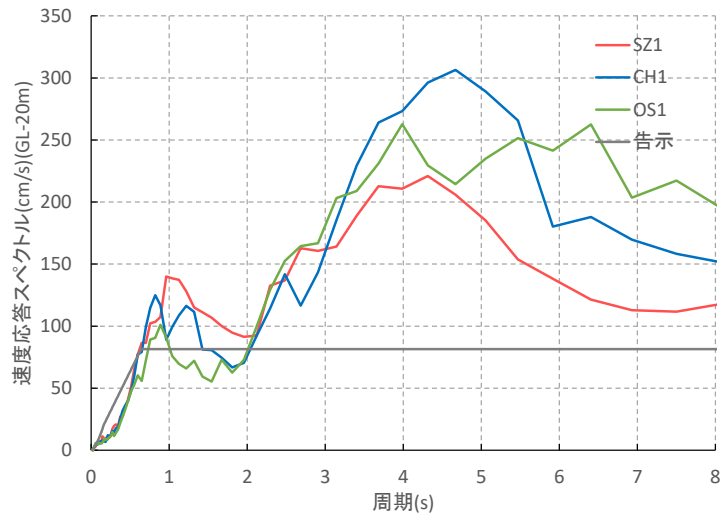
図 4.3-9 国交省・南海トラフ長周期地震動のスペクトル(工学的基盤)

(b) 想定地盤の設定と地盤応答解析

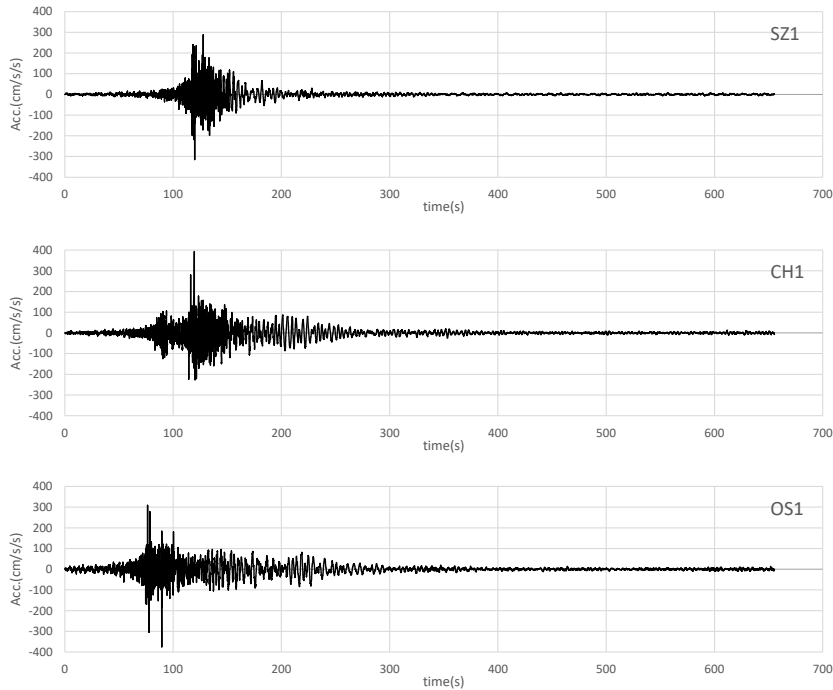
長周期地震動は、工学的基盤位置で定義されているため、地盤増幅を考慮した入力地震動を作成する。検討する地盤は、文献 4.3-10)に示されている代表地盤 4 とする。建物への入力地震動は剛強な基礎底位置を想定して地下 20m 位置での地盤応答とする。

地盤応答解析は、逐次非線形解析により行う。土の非線形モデルは HD モデルとし、非線形解析特性（規準せん断ひずみ、最大減衰定数）は、全国平均値⁹⁾とする。

選定した長周期地震動 3 波による地盤応答解析結果を図 4.3-10 に示す。



(a) 速度応答スペクトル (h=0.05)



(b) 時刻歴波形

図 4.3-10 地盤増幅を考慮した長周期地震動(1.0倍)

4) 倒壊・崩壊の定義

梁端の劣化を伴う損傷（破断、局部座屈）の発生が層内で進展し、層の復元力を劣化させる。それに伴う層の大変形に対し、P- Δ 効果で層の復元力を喪失する。その状態を解析上の「倒壊」と定義する。

5) 部材劣化と倒壊に対する漸増動的解析 (IDA : Incremental Dynamic Analysis) による入力レベルの整理

検討では、長周期地震動 (SZ1, CH1, OS1) を入力地震動とし、入力を 0.1 倍刻み (S30、S15)、あるいは 0.2 倍刻み (CFT32) で漸増させ、地震応答解析を行う「漸増動的解析 (IDA)」を行い、倒壊までの余裕度を示す。後述する層間変形角クライテリアが倒壊に対してどの程度の余裕度を有しているかを示すための判断材料とする。

IDA では入力を漸増振幅していくため図 4.3-11 のような IDA カーブと各イベントの発生倍率が得られる。検討では、長周期地震動 3 波 (SZ1、CH1、OS1)、建物 6 モデル (CFT32 BRB 有、CFT32 BRB 無、S30 基本、S30 柱強、S30 梁保有性能大、S15)、X・Y 方向入力 of IDA 結果から得られる計 36 本の IDA カーブの結果を整理する。

- : 梁破断発生、× : ある層の梁破断率 100%
- : 柱局部座屈発生、□ : ある層の柱局部座屈率が 100%
- 各層の最大層間変形角 (30 層のため 30 本描かれている)
- 全層の最大層間変形角 (IDA カーブで通常出力する。以降の図もこれを図化している)

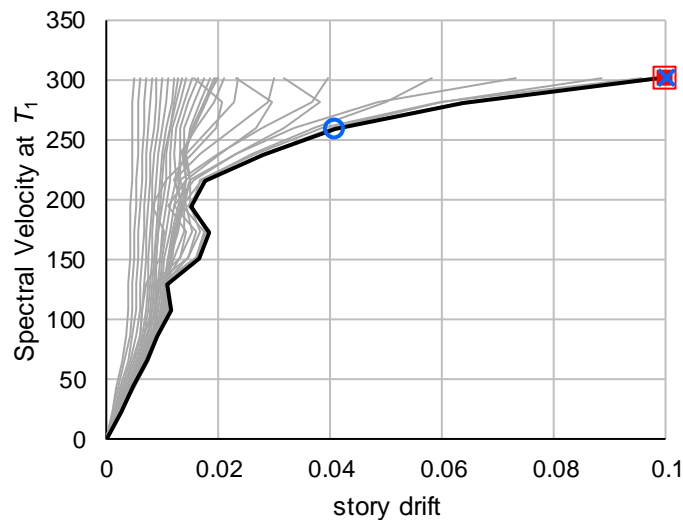


図 4.3-11 IDA カーブと部材損傷イベントの例 (S30 基本, SZ1)

(2) 層間変形角クライテリアの設定

1) 層間変形角クライテリアの設定方法

層間変形角クライテリアの設定方法を以下に示す。図 4.3-12 には以下の手順に従い、S15 モデルで設定した例を示す。層間変形角クライテリアの緩和にあたって、建物全体の能力を表すために、ベースシア係数 C_B の関数としている。 C_B が大きい建物ほど P- Δ 効果により水平復元力を喪失する限界変形が大きくなる特性を反映したものである。

- ① Pushover である層が 1/100rad 到達時点のベースシア係数を算定し、1 階で P- Δ による倒壊限界層間変形 d_u を算定 (図 4.3-12 : 緑線)
 - 以降の手順で d_u を元に限界変形角を定める。限界変形角は全階共通とする。1 階で定める理由は、せん断力係数が小さい位置での算定が安全側の評価となるためである。
- ② P- Δ による倒壊限界層間変形 d_u の 1/2 に変形制限 (図 4.3-12 : 赤線)
 - 梁端破断により全ての梁の片端でモーメントを負担できなくなれば (ピンとなれば)、層の耐力が半減するため、限界変形角も半減する。
- ③ 周期 2 倍までの最大 Sv(h=0.05) 比による変形制限 (図 4.3-12 : 青線)
 - 非線形化に伴う周期変動により入力レベル (S_r) が急増する場合を想定して、限界変形角を低減する。図 4.3-13 に示すように周期 2 倍までの最大 Sv(h=0.05) 比を設定する。
- ④ 安全率 3 または 4 (図 4.3-12 : 橙線)
 - 層間変形角クライテリアから倒壊まで、ある程度の余裕度を確保するために試解析をもとに設定した。本報告書では、余裕度を 3 とした場合と 4 とした場合をそれぞれ示す。

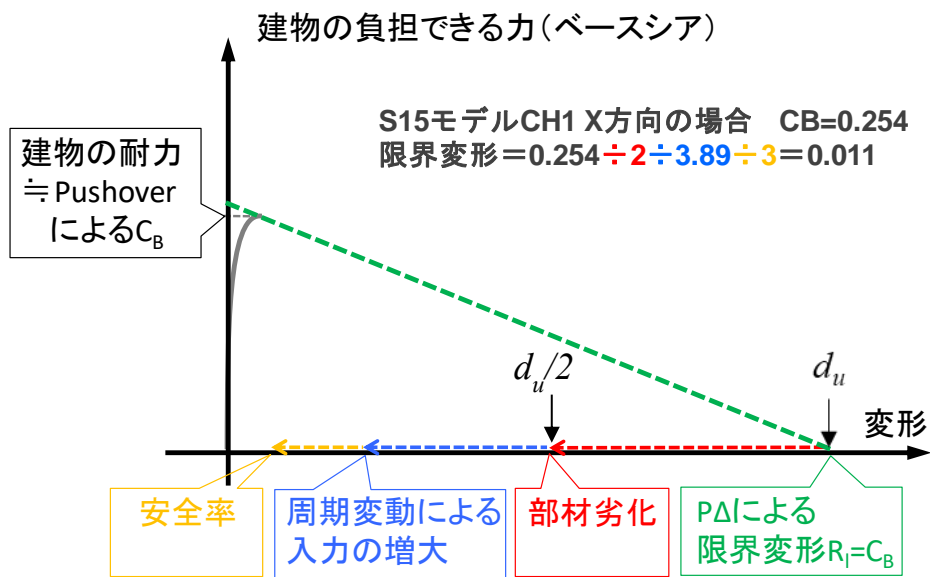


図 4.3-12 層間変形角クライテリアの設定例(安全率 3, S15, CH1)

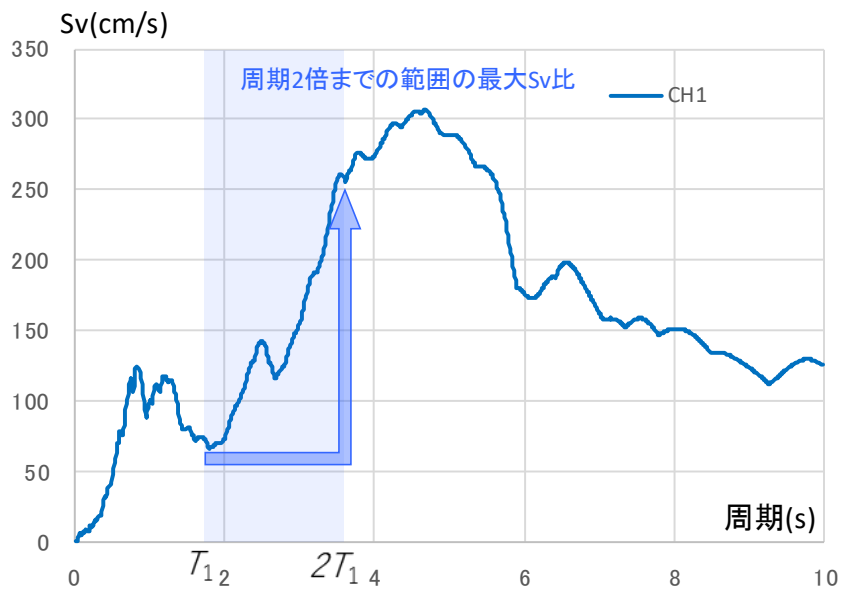


図 4.3-13 周期 2 倍までの最大 Sv(h=0.05)比の設定イメージ(S15,CH1 を例に)

2) 層間変形角クライテリアの試設定

前述の通り検討対象としたモデルは以下となる。

- CFT32 BRB 有
- CFT32 BRB 無
- S30 基本
- S30 柱強
- S30 梁保有性能大
- S15 (S30 基本モデルから上層 15 層を削除)

令和 1 年度と同じモデルである S30 基本、S30 柱強、S30 梁保有性能大、CFT32 BRB 無についても倒壊時に損傷が上層でも大きい場合が確認されたことに対する懸念から MS モデルを全層に配置するなどの変更を行い、再解析を行っている。

Pushover による層間変形角クライテリアの試設定結果を図 4.3-14 に示す。固有周期が短い S15 では「周期 2 倍までの最大 $S_v(h=0.05)$ 比による変形制限」が大きいため層間変形角クライテリアが小さい。また、ベースシアが小さい S30 では、層間変形角クライテリアが比較的小さい。

■CFT32 BRB 有

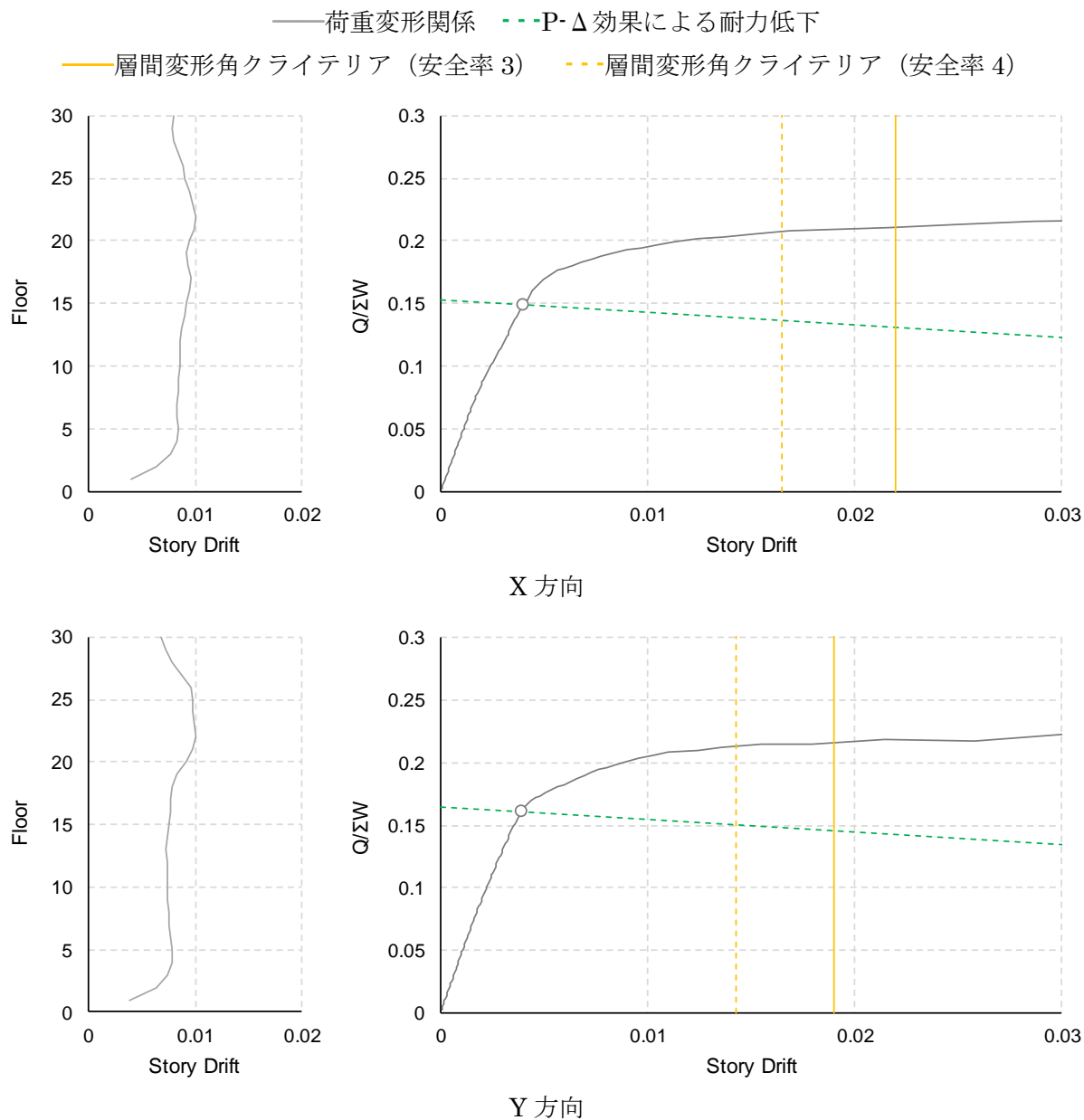


図 4.3-14(1) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

■CFT32 BRB 無

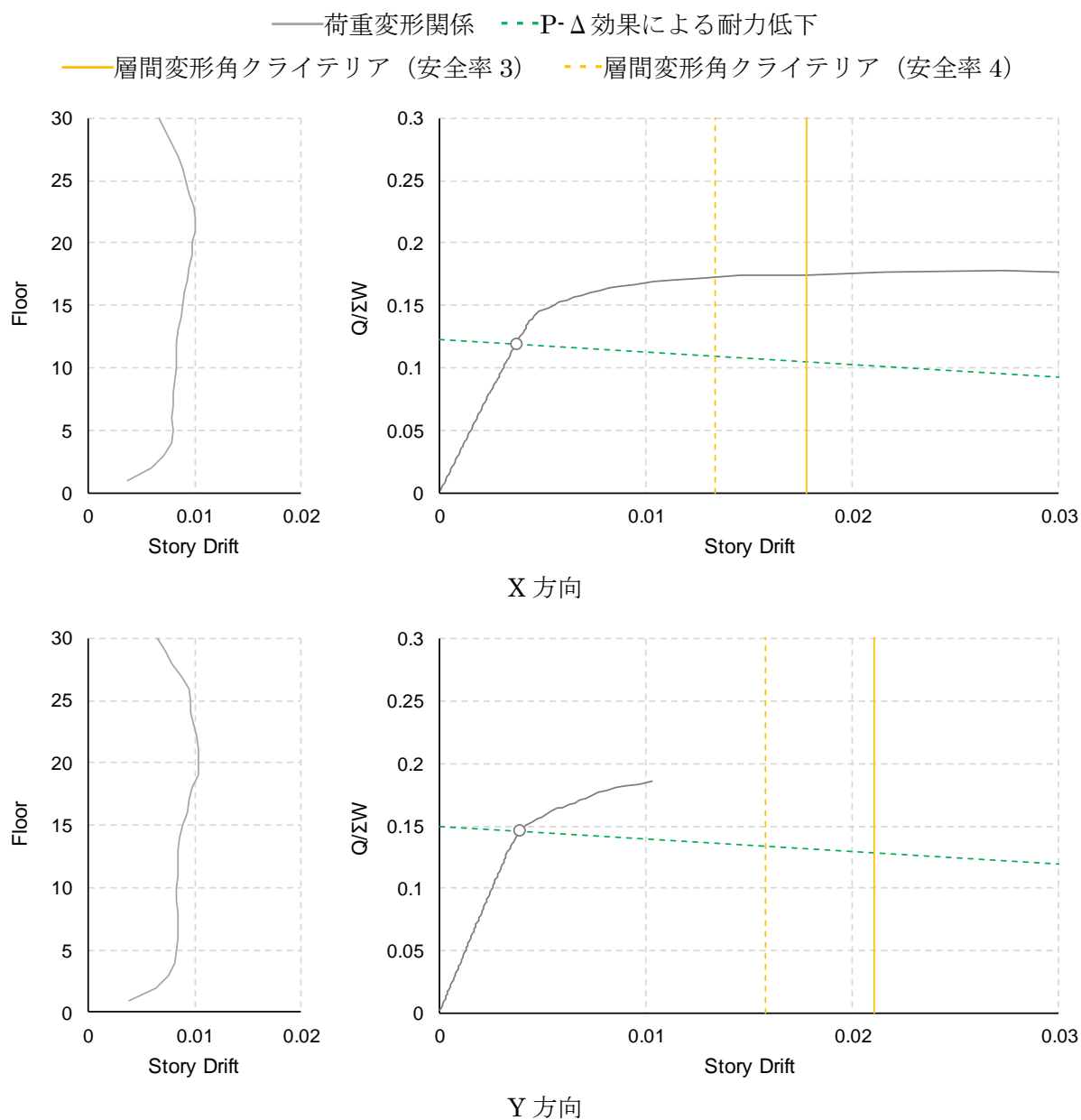


図 4.3-14(2) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

■S30 基本・梁保有性能大

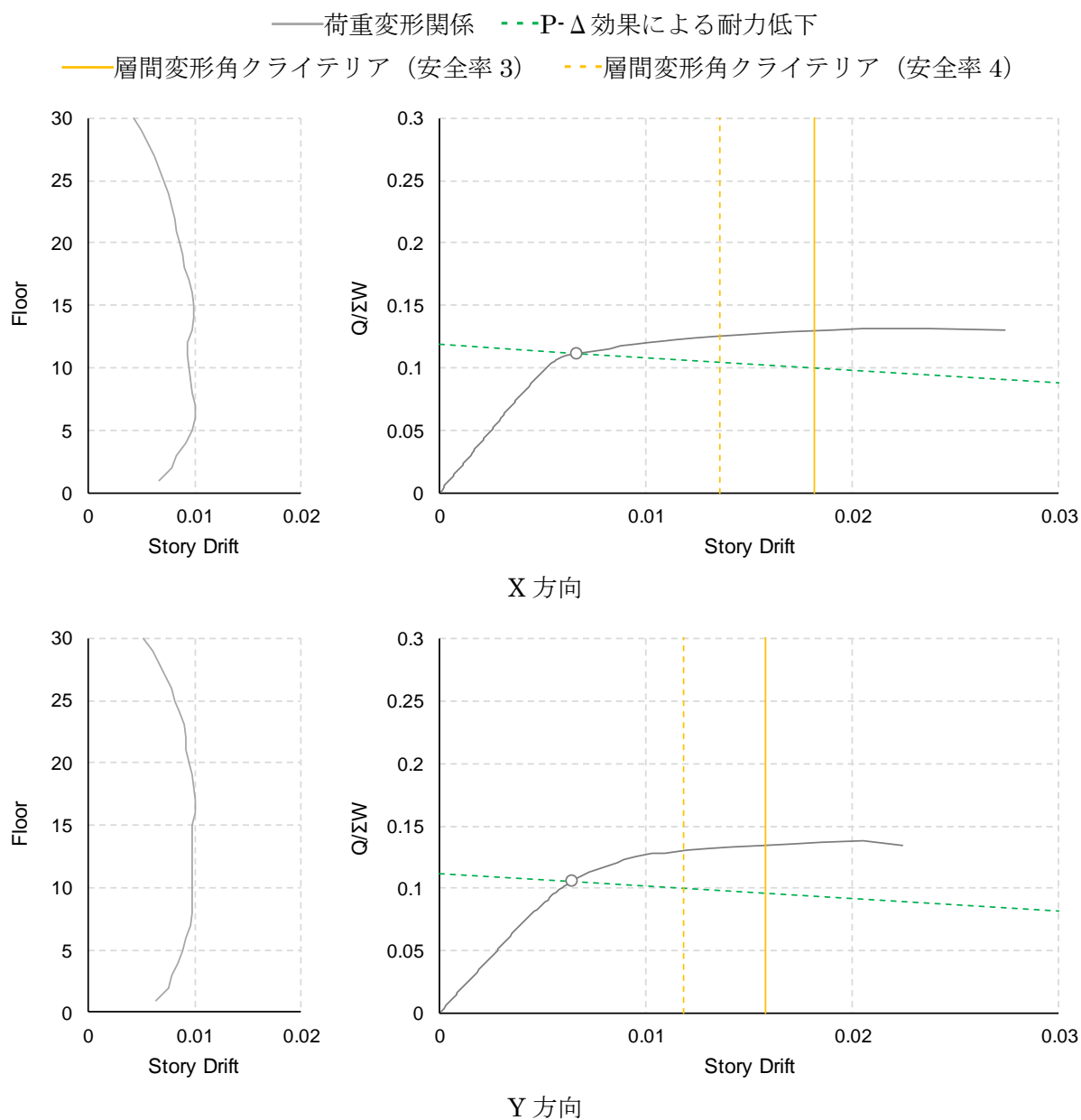


図 4.3-14(3) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

■S30 柱強

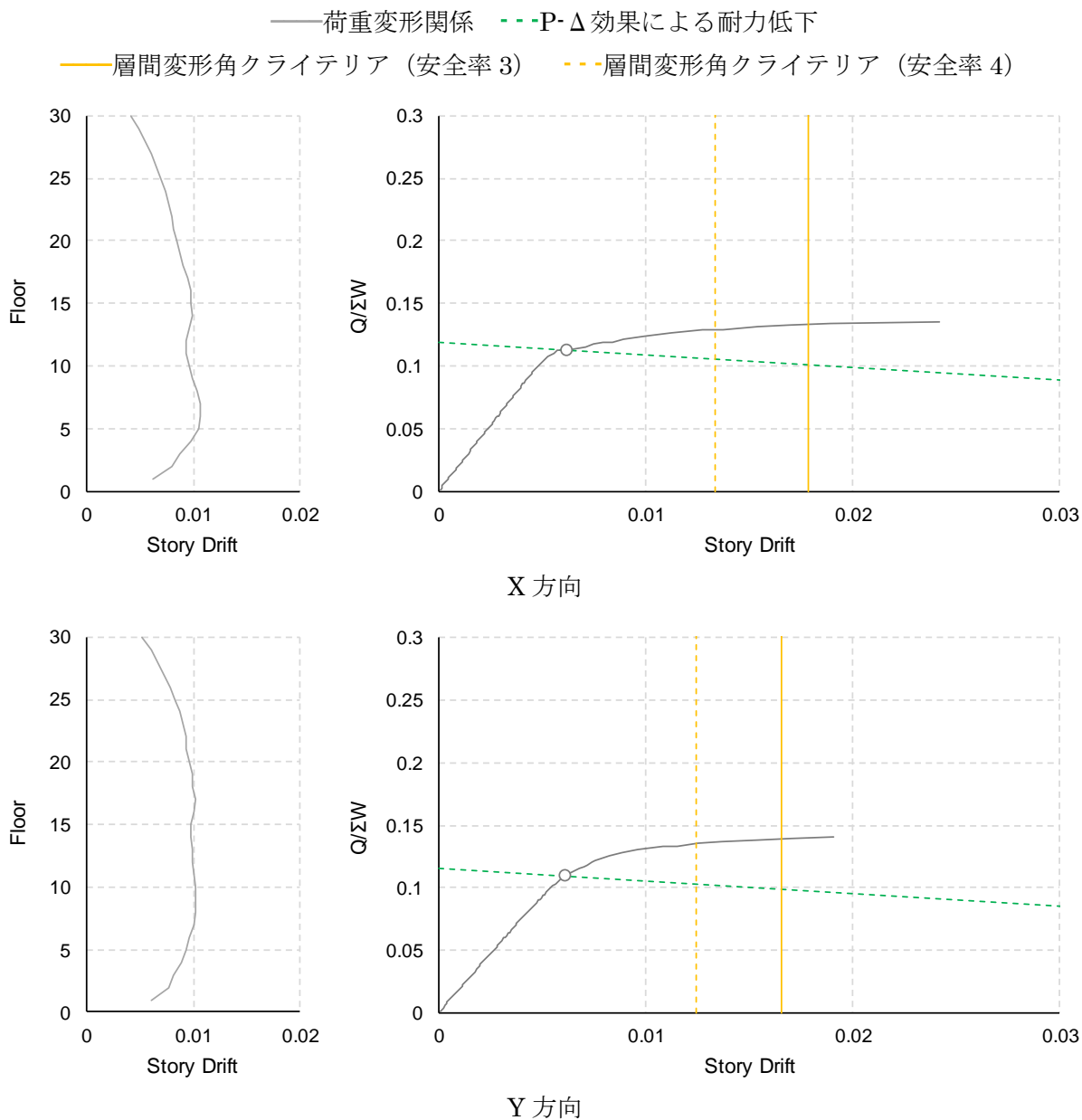


図 4.3-14(4) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

■S15

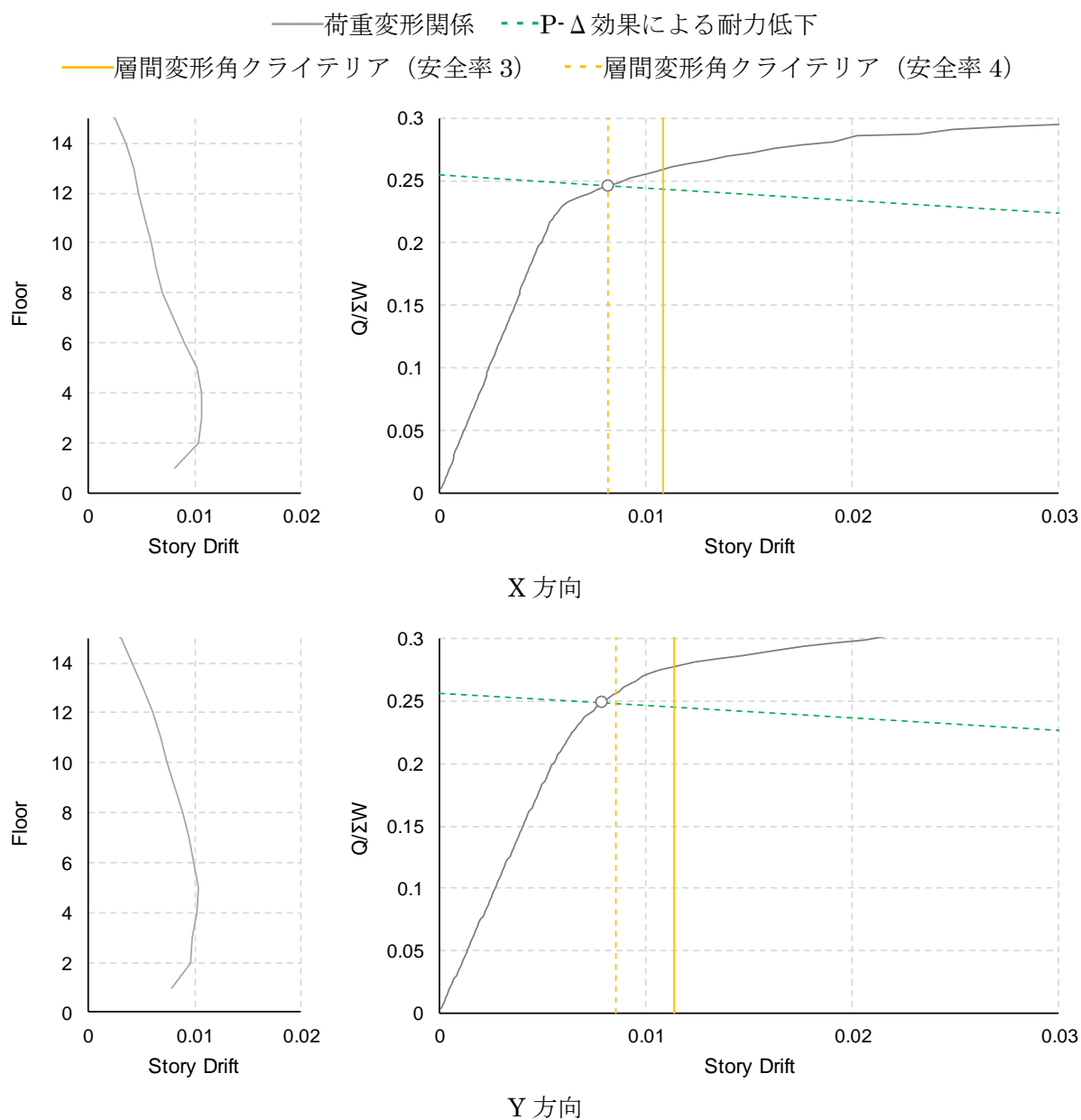


図 4.3-14(5) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

(3) 層間変形角クライテリアの検証

1) 安全率3とした場合の倒壊までの余裕度

提案した各建物の層間変形角クライテリア（表 4.3-5）における余裕度を図 4.3-16 に示す。
 なお、図 4.3-16 作成にあたって IDA カurve から抽出した情報を図 4.3-15 に示す。

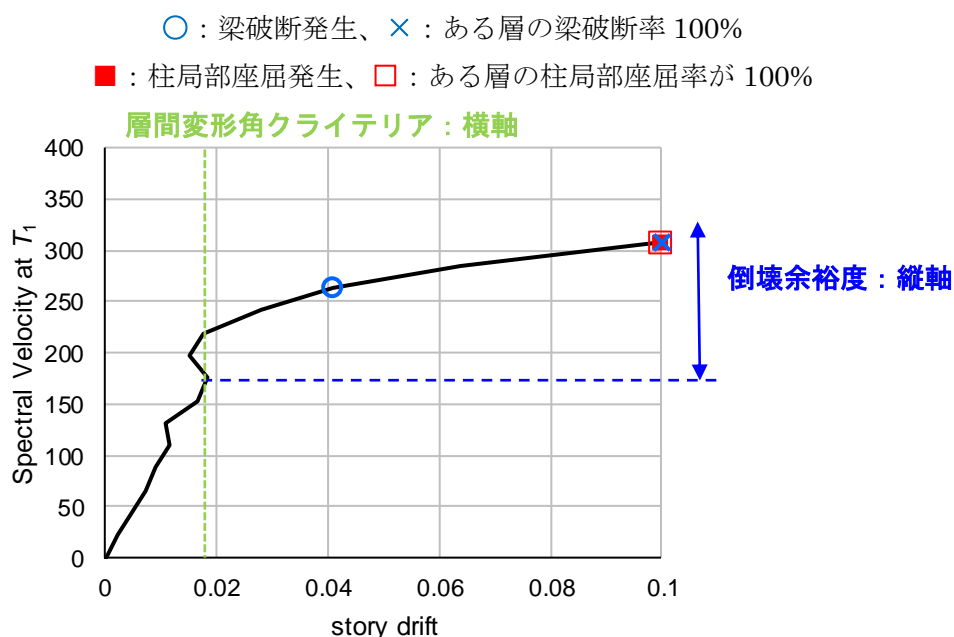


図 4.3-15 IDA カurve と図 4.3-16 の横軸と縦軸で抽出した情報 (S30 基本, SZ1, X 方向)

図 4.3-16 の考察を以下に列挙する。

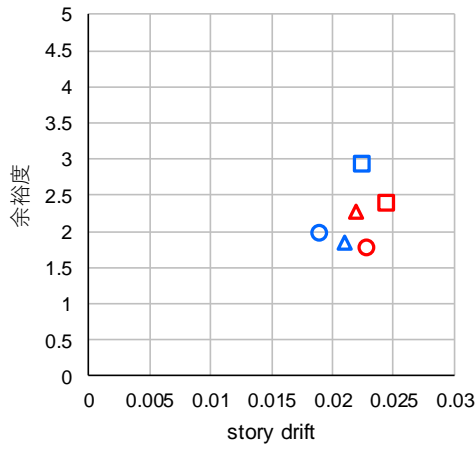
- 提案した層間変形角クライテリアは、いずれの建物においても平均的には余裕度 1.5 程度以上となっている。
- S30 梁保有性能大モデル CH1 X 方向入力時において、余力 1.21 と小さいケースが見られる。図 4.3-17 に示す通り入力レベルの大きさに応じて応答層間変形角が大きくなるケースである。
- S30 梁保有性能大モデルに比べて基本モデル入力時の方が余裕度が大きい場合があるが、梁保有性能大モデルでは局部座屈の進展が大きいことが一因であると考えられる。(図 4.3-18)

表 4.3-6 に各イベントとその時の速度応答スペクトルの値を示す。初梁破断先行と層間変形角クライテリア超過先行のケース数を比べると、初梁破断の $S_v >$ 層間変形角クライテリア超過の S_v となる層間変形角クライテリア超過先行がやや多い。

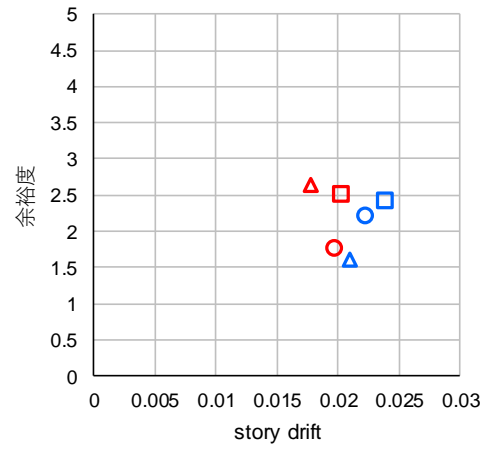
表 4.3-5 各建物の層間変形角クライテリア(rad)のまとめ(番号は手順と対応)

モデル	方向	T_1 (s)	地震動	① C_B	②梁端破断	③周期変動	④安全率	層間変形角クライテリア(rad)
CFT32 BRB有	X	3.8	SZ1	0.153	÷ 2	÷ 1.04	÷ 3	= 0.025
			CH1	0.153	÷ 2	÷ 1.11	÷ 3	= 0.023
			OS1	0.153	÷ 2	÷ 1.16	÷ 3	= 0.022
	Y	3.4	SZ1	0.164	÷ 2	÷ 1.21	÷ 3	= 0.023
			CH1	0.164	÷ 2	÷ 1.44	÷ 3	= 0.019
			OS1	0.164	÷ 2	÷ 1.30	÷ 3	= 0.021
CFT32 BRB無	X	4.4	SZ1	0.123	÷ 2	÷ 1.00	÷ 3	= 0.020
			CH1	0.123	÷ 2	÷ 1.04	÷ 3	= 0.020
			OS1	0.123	÷ 2	÷ 1.15	÷ 3	= 0.018
	Y	3.8	SZ1	0.149	÷ 2	÷ 1.04	÷ 3	= 0.024
			CH1	0.149	÷ 2	÷ 1.11	÷ 3	= 0.022
			OS1	0.149	÷ 2	÷ 1.18	÷ 3	= 0.021
S30 基本・ S30 梁保 有性能大	X	4.1	SZ1	0.118	÷ 2	÷ 1.05	÷ 3	= 0.019
			CH1	0.118	÷ 2	÷ 1.09	÷ 3	= 0.018
			OS1	0.118	÷ 2	÷ 1.00	÷ 3	= 0.020
	Y	4.5	SZ1	0.112	÷ 2	÷ 1.01	÷ 3	= 0.018
			CH1	0.112	÷ 2	÷ 1.01	÷ 3	= 0.018
			OS1	0.112	÷ 2	÷ 1.18	÷ 3	= 0.016
S30 柱強	X	4.0	SZ1	0.119	÷ 2	÷ 1.05	÷ 3	= 0.019
			CH1	0.119	÷ 2	÷ 1.11	÷ 3	= 0.018
			OS1	0.119	÷ 2	÷ 1.02	÷ 3	= 0.019
	Y	4.4	SZ1	0.115	÷ 2	÷ 1.01	÷ 3	= 0.019
			CH1	0.115	÷ 2	÷ 1.02	÷ 3	= 0.019
			OS1	0.115	÷ 2	÷ 1.16	÷ 3	= 0.017
S15	X	1.8	SZ1	0.254	÷ 2	÷ 2.28	÷ 3	= 0.019
			CH1	0.254	÷ 2	÷ 3.89	÷ 3	= 0.011
			OS1	0.254	÷ 2	÷ 3.70	÷ 3	= 0.011
	Y	2.0	SZ1	0.257	÷ 2	÷ 2.40	÷ 3	= 0.018
			CH1	0.257	÷ 2	÷ 3.76	÷ 3	= 0.011
			OS1	0.257	÷ 2	÷ 3.67	÷ 3	= 0.012

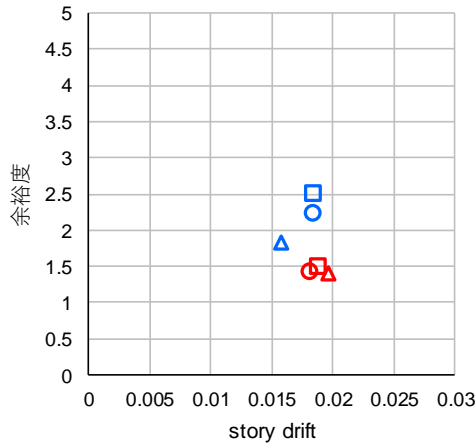
□:SZ1, ○:CH1, △:OS1, 赤 : X方向, 青 : Y方向
 ※提案クライテリアは表 4.3-5 より



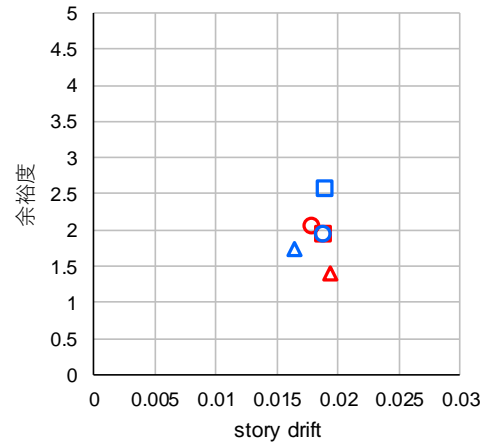
CFT32 BRB 有



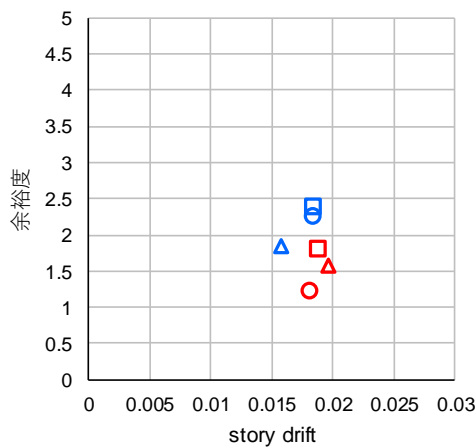
CFT32 BRB 無



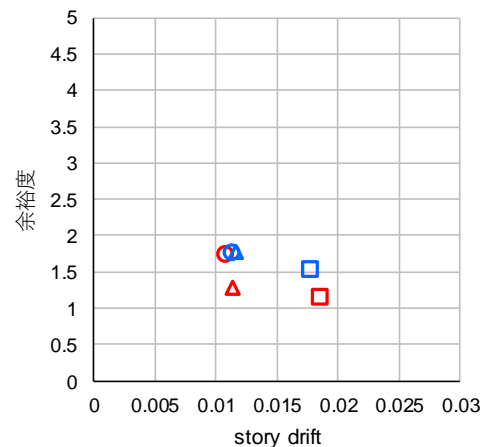
S30 基本



S30 柱強



S30 梁保有性能大



S15

図 4.3-16 提案層間変形角クライテリアと余裕度

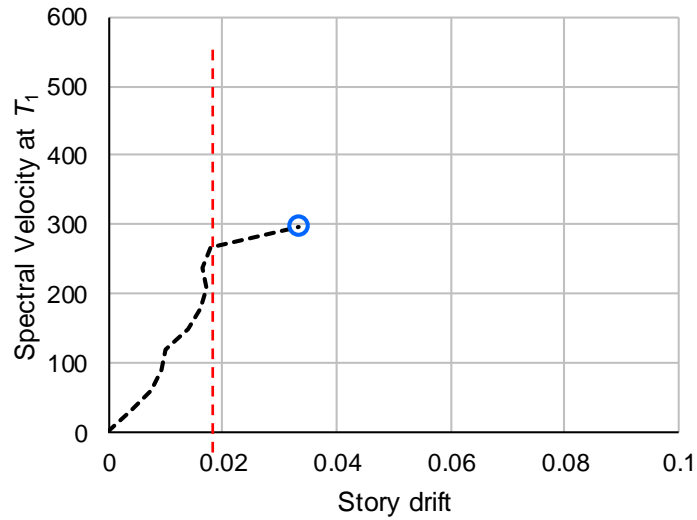


図 4.3-17 余力が低かったケースの IDA カーブ (S30 梁保有性能大, CH1, X)

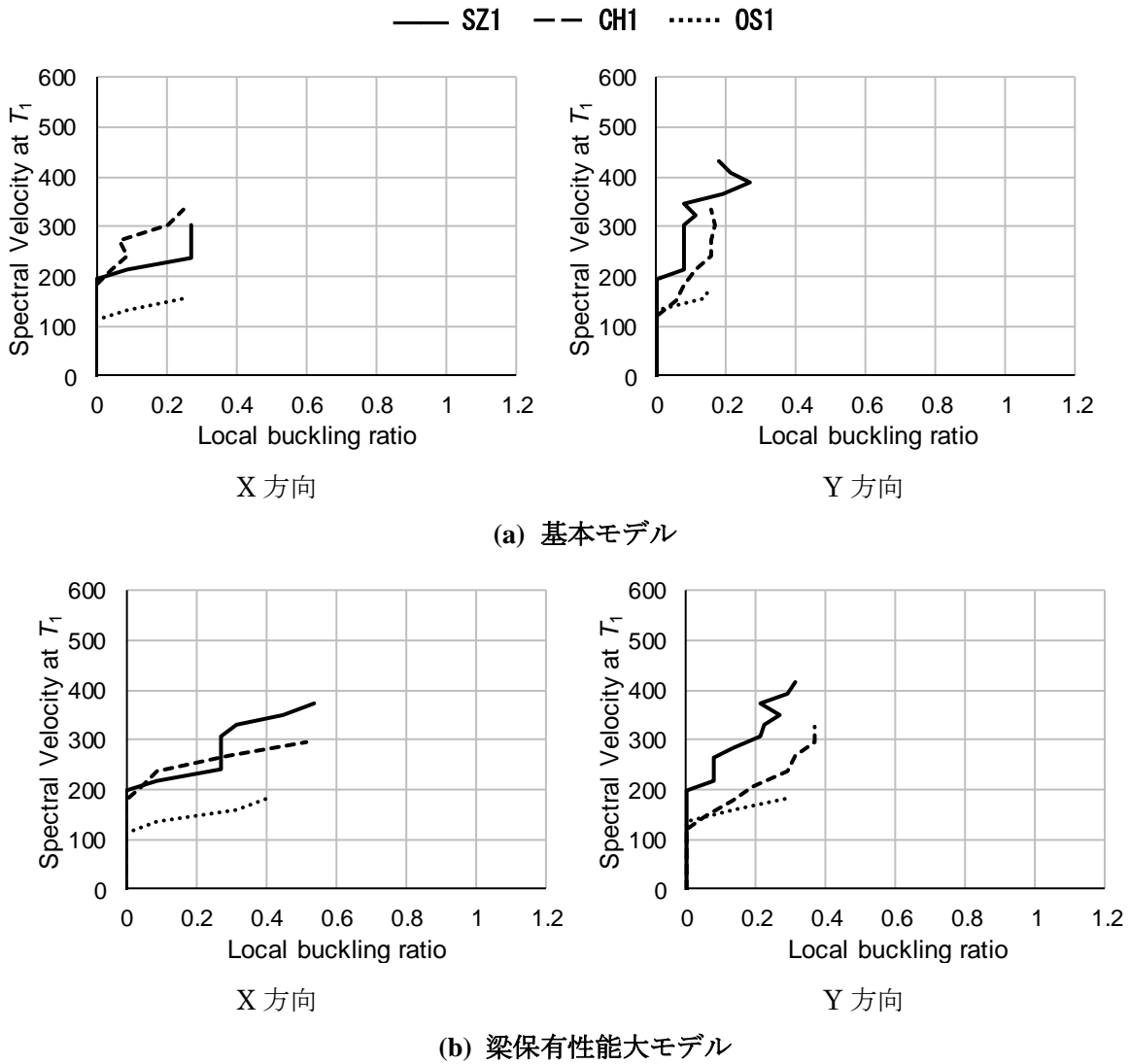


図 4.3-18 層の梁局部座屈率の比較

(S30 梁保有性能大モデルの倒壊性能が基本モデルより高くない場合がある理由)

表 4.3-6 各建物のイベントとそのときの $S_V(\text{cm/s}) @ T_1$

モデル	方向	地震動	初梁端破断	層間変形角 クライテリア超過	倒壊
CFT32 BRB 有	X	SZ1	511	426	980
		CH1	331	497	828
		OS1	281	327	701
	Y	SZ1	469	469	1278
		CH1	387	387	718
		OS1	327	281	468
CFT32 BRB 無	X	SZ1	341	298	724
		CH1	276	387	607
		OS1	234	187	468
	Y	SZ1	341	426	980
		CH1	166	276	607
		OS1	187	281	374
S30 基本	X	SZ1	259	237	323
		CH1	243	274	365
		OS1	134	134	179
	Y	SZ1	237	194	453
		CH1	182	182	365
		OS1	134	112	201
S30 柱強	X	SZ1	263	198	351
		CH1	238	208	387
		OS1	137	137	160
	Y	SZ1	220	198	483
		CH1	178	208	357
		OS1	160	137	206
S30 梁保有性能大	X	SZ1	285	242	395
		CH1	297	297	327
		OS1	183	137	206
	Y	SZ1	351	198	439
		CH1	238	178	357
		OS1	183	114	206
S15	X	SZ1	135	163	181
		CH1	123	94	152
		OS1	93	100	122
	Y	SZ1	135	135	199
		CH1	123	94	152
		OS1	107	86	143

※赤字はクライテリアのうち小さい方

2) 安全率 4 とした場合の倒壊までの余裕度

提案した層間変形角クライテリア（表 4.3-7）における余裕度を図 4.3-19 に示す。図 4.3-19 の考察を以下に列挙する。

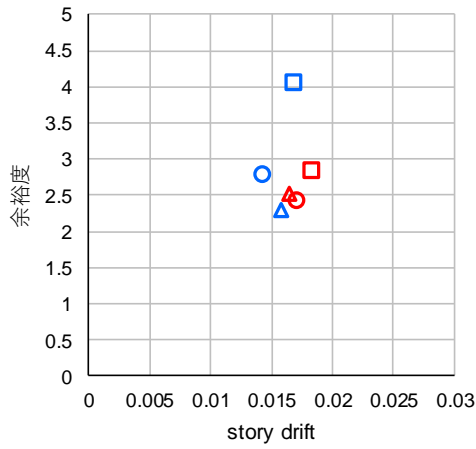
- 提案した層間変形角クライテリアは、いずれの建物においても平均的には余裕度 2.0 程度以上となっている。
- S15 では層間変形角クライテリアが 1/100 を下回る場合があるため、告示波・既往波に対する検討との整合性から、層間変形角クライテリアの下限値を 1/100rad とする対応も考えられる。

表 4.3-8 に各イベントとその時の速度応答スペクトルの値を示す。初梁破断先行と層間変形角クライテリア超過先行のケース数を比べると、層間変形角クライテリア超過が大半を占める。

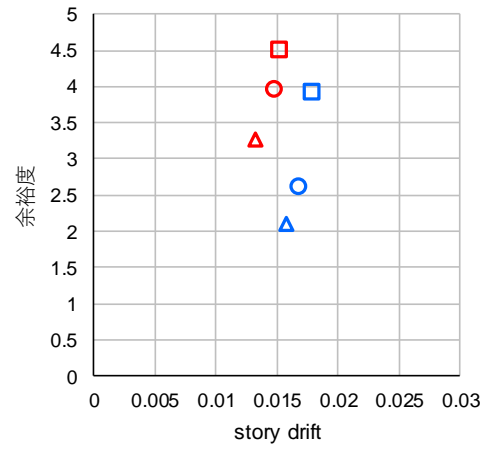
表 4.3-7 提案した層間変形角クライテリア(rad)のまとめ(番号は手順と対応)

モデル	方向	T_1 (s)	地震動	① C_B	②梁端破断	③周期変動	④安全率	層間変形角クライテリア(rad)
CFT32 BRB有	X	3.8	SZ1	0.153	÷ 2	÷ 1.04	÷ 4	= 0.018
			CH1	0.153	÷ 2	÷ 1.11	÷ 4	= 0.017
			OS1	0.153	÷ 2	÷ 1.16	÷ 4	= 0.017
	Y	3.4	SZ1	0.164	÷ 2	÷ 1.21	÷ 4	= 0.017
			CH1	0.164	÷ 2	÷ 1.44	÷ 4	= 0.014
			OS1	0.164	÷ 2	÷ 1.30	÷ 4	= 0.016
CFT32 BRB無	X	4.4	SZ1	0.123	÷ 2	÷ 1.00	÷ 4	= 0.015
			CH1	0.123	÷ 2	÷ 1.04	÷ 4	= 0.015
			OS1	0.123	÷ 2	÷ 1.15	÷ 4	= 0.013
	Y	3.8	SZ1	0.149	÷ 2	÷ 1.04	÷ 4	= 0.018
			CH1	0.149	÷ 2	÷ 1.11	÷ 4	= 0.017
			OS1	0.149	÷ 2	÷ 1.18	÷ 4	= 0.016
S30 基本・ S30 梁保 有性能大	X	4.1	SZ1	0.118	÷ 2	÷ 1.05	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.118	÷ 2	÷ 1.09	÷ 4	= 0.014
			OS1	0.118	÷ 2	÷ 1.00	÷ 4	= 0.015
	Y	4.5	SZ1	0.112	÷ 2	÷ 1.01	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.112	÷ 2	÷ 1.01	÷ 4	= 0.014
			OS1	0.112	÷ 2	÷ 1.18	÷ 4	= 0.012
S30 柱強	X	4.0	SZ1	0.119	÷ 2	÷ 1.05	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.119	÷ 2	÷ 1.11	÷ 4	= 0.013
			OS1	0.119	÷ 2	÷ 1.02	÷ 4	= 0.015
	Y	4.4	SZ1	0.115	÷ 2	÷ 1.01	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.115	÷ 2	÷ 1.02	÷ 4	= 0.014
			OS1	0.115	÷ 2	÷ 1.16	÷ 4	= 0.012
S15	X	1.8	SZ1	0.254	÷ 2	÷ 2.28	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.254	÷ 2	÷ 3.89	÷ 4	= 0.008
			OS1	0.254	÷ 2	÷ 3.70	÷ 4	= 0.009
	Y	2.0	SZ1	0.257	÷ 2	÷ 2.40	÷ 4	= 0.013
			CH1	0.257	÷ 2	÷ 3.76	÷ 4	= 0.009
			OS1	0.257	÷ 2	÷ 3.67	÷ 4	= 0.009

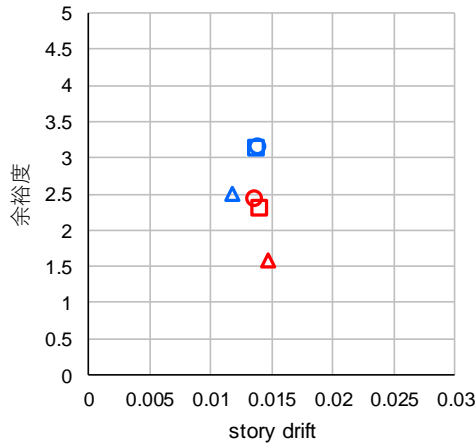
□:SZ1, ○:CH1, △:OS1, 赤 : X方向, 青 : Y方向
 ※提案クライテリアは表 4.3-7 より



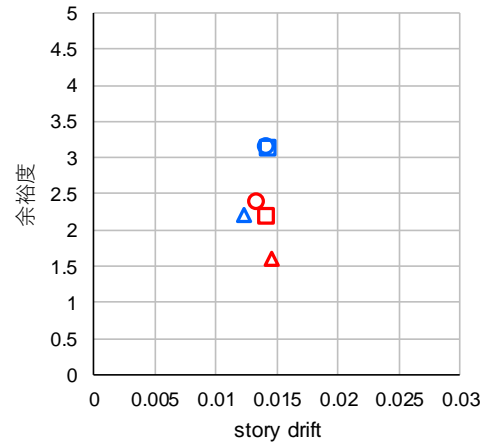
CFT32 BRB 有



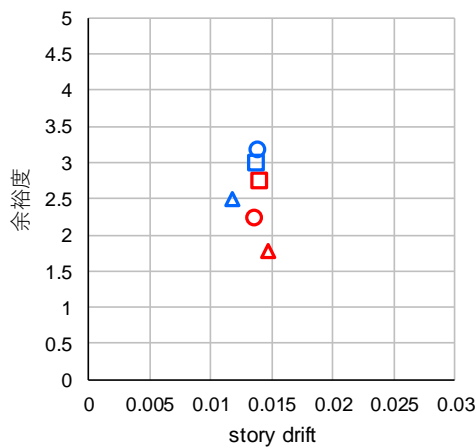
CFT32 BRB 無



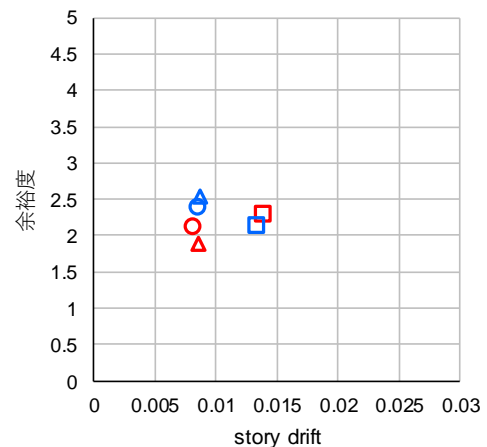
S30 基本



S30 柱強



S30 梁保有性能大



S15

図 4.3-19 提案層間変形角クライテリアと余裕度

表 4.3-8 各建物のイベントとそのときの $S_v(\text{cm/s}) @ T_1$

モデル	方向	地震動	初梁端破断	層間変形角 クライテリア超過	倒壊
CFT32 BRB 有	X	SZ1	511	383	980
		CH1	331	387	828
		OS1	281	281	701
	Y	SZ1	469	341	1278
		CH1	387	276	718
		OS1	327	234	468
CFT32 BRB 無	X	SZ1	341	170	724
		CH1	276	166	607
		OS1	234	187	468
	Y	SZ1	341	256	980
		CH1	166	276	607
		OS1	187	187	374
S30 基本	X	SZ1	259	151	323
		CH1	243	152	365
		OS1	134	134	179
	Y	SZ1	237	151	453
		CH1	182	122	365
		OS1	134	89	201
S30 柱強	X	SZ1	263	176	351
		CH1	238	178	387
		OS1	137	114	160
	Y	SZ1	220	176	483
		CH1	178	119	357
		OS1	160	114	206
S30 梁保有性能大	X	SZ1	285	154	395
		CH1	297	149	327
		OS1	183	137	206
	Y	SZ1	351	154	439
		CH1	238	119	357
		OS1	183	91	206
S15	X	SZ1	135	81	181
		CH1	123	73	152
		OS1	93	72	122
	Y	SZ1	135	99	199
		CH1	123	65	152
		OS1	107	57	143

4.3.3 柱の損傷評価法の提案

地震応答解析を実施したときの、柱の累積損傷を評価するためには、個々の柱について、軸力（比）と部材角の時刻歴波形を取得した上で、レインフロー法などを用いた累積損傷評価が基本となる。しかし、上記は煩雑であり、より簡易な手法が望まれるため、本項にて簡易法の案を示す。

(1) 検討した柱損傷評価の手法

基整促 S29 で検討した、各手法の手順のフローチャートを図 4.3-20 に示す。鉄骨柱については、弾性範囲（塑性率 $M_y/M_p/1.1$ 以下）においては、保有性能は極めて高い。従って、当該範囲は柱損傷評価が不要と工学的に判断することも考えられる。また、いずれの手法も煩雑であるため、実務的には他の柱に比べて厳しい条件（変形大、軸力大、保有性能低）となっている柱のみをチェックすることも考えられる。

なお、「柱エネルギーを用いる手法」は後述のように課題があるため、実適用できる段階に至っていない。本報告書では課題を述べ、今後の検討ための知見とする。



0) 鉄骨柱について上記の柱損傷評価に関する検討は柱塑性率が $M_p/M_p/1.1$ 以下（弾性範囲）である場合省略可能

1) 日本建築学会：鋼構造制振設計指針，付2 鋼材ダンパーの累積損傷評価のためのサイクル計数法

2) Pushover解析(ある層が $R_{Push}=1/100rad$ に到達まで)に基づき $R_{Push}-\theta_{Push}$ を導き、
層間変形角に対する部材角の比の最大値 $b=\max(\theta_{Push}/R_{Push})$ を算出（図1）
ただし、Pushover解析を省略し、 $b=1$ としてもよい(層間変形角=柱部材角)

3) ねじれが大きい建物では、評価対象の柱の通りの層間変形角を使用する

4) 正・負のPushover解析で得られる骨格曲線(灰)を折れ線置換(黒)し耐力の小さい方で(θ_p, M_p)を設定(図2)
正・負の耐力比を $\alpha(>1)$ とする(図2)

5) 3)で定めた諸元と地震応答解析で得られた θ_{max} を使用し下式により算定する（図2）

$$E_1=(M_p+\alpha M_p)(2\theta_{max}-(1+\alpha)\theta_p) \quad (\alpha < \beta)$$

$$E_1=M_p(\theta_{max}-\theta_p) \quad (\alpha > \beta)$$

α ：正負の曲げ耐力比 ($\alpha > 1$)

β ：塑性率 ($=\theta_{max}/\theta_p$)

(θ_p, M_p)は正負のPushover解析結果のうち耐力の低い方

6) 損傷度を算定する際の疲労曲線は地震応答解析の最大軸力時を仮定

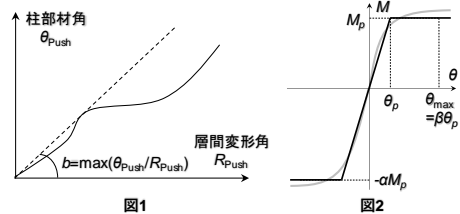


図1

図2

図 4.3-20 提案する柱損傷評価法のまとめ ※柱エネルギーを用いる手法は課題が残る

1) 詳細法

地震応答解析より得られる柱の部材角 θ 時刻歴と最大軸力 N を用いる詳細法となる。レインフロー法により振幅を計数し、**Miner** 則を仮定して累積損傷を用いて評価する方法である。

損傷評価のフロー：

- ① 骨組みモデルを作成する。
- ② 地震応答解析より、部材角時刻歴と最大軸力を取得する。
- ③ レインフロー法により部材角の度数分布を算定する。
- ④ 最大軸力比に基づき疲労曲線を定める。
- ⑤ 疲労曲線と部材角の度数分布から、損傷度を評価する。

算定例)

S15 基本モデル、部材角の大きい1階柱脚について、案1：詳細法による損傷度評価を行う。入力倍率は設計範囲での上限を考え、梁端破断直前倍率とする。また、入力波は、比較的繰返し回数の多いCH1とする。入力方向は代表してX方向とする。

損傷度を評価する際の疲労曲線は、下図の提案式を用いる(図4.3-21)。ただし、 $R_{lim}=0$ とする。 R_{lim} を考慮した場合の影響検討は、次項にて示す。ここでは一例として地震時の最大軸力比0.73となる1階柱について示す。この時軸力比 $n=0.73$ の疲労曲線を用いた。

【一定軸力が作用する柱の繰返し数 $cN_{90\%}$ 】

$$cN_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_{lim}}) \quad (2.3-11)$$

ここで、

C_0 : 疲労係数

$$C_0 = 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2 \quad (2.3-12)$$

α : 安全係数 (平均評価式 : $\alpha=1.0$ 、下限評価式 : $\alpha=0.5$)

λ : 細長比

λ_0 : 径高さ比 8.0 の場合の細長比

R_e : 等価部材角 ($=R/\mu_e$)

$R_{e_{lim}}$: 損傷度評価に有効な R_e の範囲 ($=R_{lim}/\mu_e$)

$$R_{e_{lim}} = 0.6 \times R_{e_{tr}} \quad (2.3-13)$$

$$R_{e_{tr}} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (D/t \leq 28) \quad (2.3-14)$$

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \leq 15.0 \quad (2.3-15)$$

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (0 \leq n \leq 0.8) \quad (2.3-16)$$

また、 μ_0 は $1/\alpha_0$ ($\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2$) の範囲に応じて下式により与える。

$$1/\alpha_0 \geq 1.09 \text{ の時} \quad \mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (2.3-17-1)$$

$$1.09 \geq 1/\alpha_0 \geq 0.23 \text{ の時} \quad \mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (2.3-17-2)$$

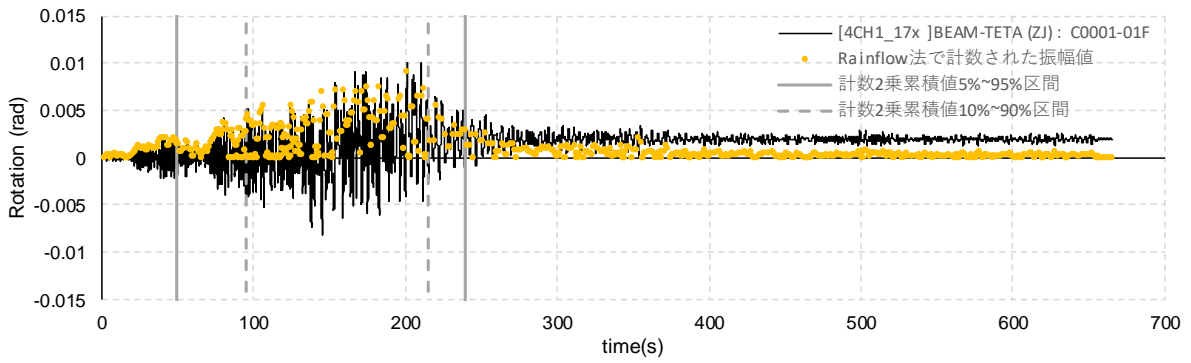
$N_{90\%_{max}}$: 繰返し数の最大値

$$N_{90\%_{max}} = 3.037 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2 \times (R/15.0)^{-3.220} \quad (2.3-18)$$

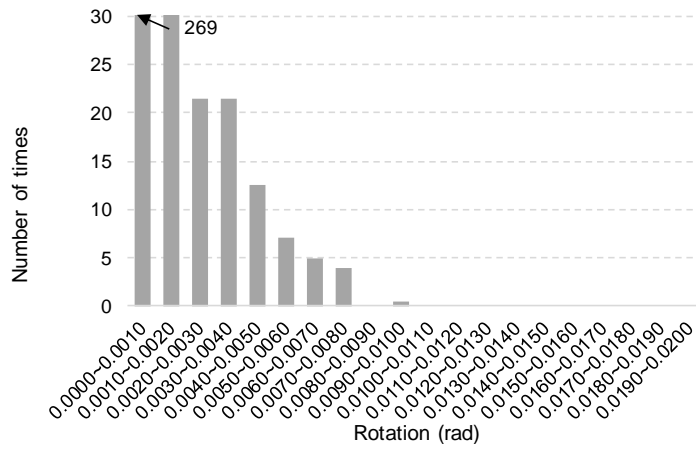
図 4.3-21 角形鋼管柱疲労曲線の算定式 (2.3 節より)

図 4.3-22 に、部材角の時刻歴波形 (レインフロー法で係数された振幅値、その振幅値の2乗累積値 5~95%区間・10~90%区間 (主な振動区間))、レインフロー法による振幅の度数分布、振幅ごとの損傷度分布を示す。以下に考察を示す。

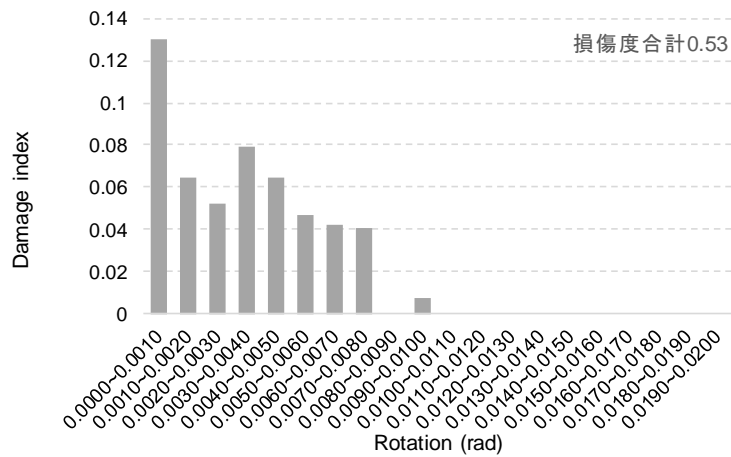
- 長周期地震動では継続時間が長いのが、揺れの2乗 (ひずみエネルギーのイメージ) が 10%~90%の区間は、最大で 200s 程度 (S30, OS1)。
- 頻度分布は振幅が小さくなると急増するような分布形である。



部材角時刻歴波形, Rainflow 法で計数された値, 振幅 2 乗累積値 (主な振動区間)



Rainflow 法による振幅の度数分布



振幅ごとの損傷度分布

図 4.3-22 詳細法による柱損傷度の算定(S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱)

2) 詳細法 部材角略算

地震応答解析において全ての柱の部材角時刻歴を保存しておくことは煩雑である。本手法では pushover 解析を事前に実施し、部材角 θ と層間変形角 R の関係を調べておくことで、地震応答解析では層間変形角 R のみを出力してポスト処理で部材角時刻歴を算出する。

損傷評価のフロー：

- ① 骨組みモデルを作成する。
- ② Pushover 解析(ある層の層間変形角が $R_{Push}=1/100rad$ に到達まで)を実施し、部材角 θ -層間変形角 R の関係を調べる。ここから、層間変形角に対する部材角の比の最大値 $b=\max(\theta_{Push}/R_{Push})$ を算出(図 4.3-23) する。簡単のため、Pushover を実施せず、 $b=1$ としてもよい(図 4.3-24 のように通常、層間変形角 $>$ 柱部材角となるため)。
- ③ 地震応答解析を実施し、層間変形角 R の時刻歴を算定する。
- ④ 柱部材角時刻歴 $\theta = bR$ より算定する。
- ⑤ レインフロー法により部材角 θ の度数分布を算定する。
- ⑥ 地震応答解析の最大軸力比に基づき疲労曲線を定める。
- ⑦ 疲労曲線と部材角の度数分布から、損傷度を評価する。

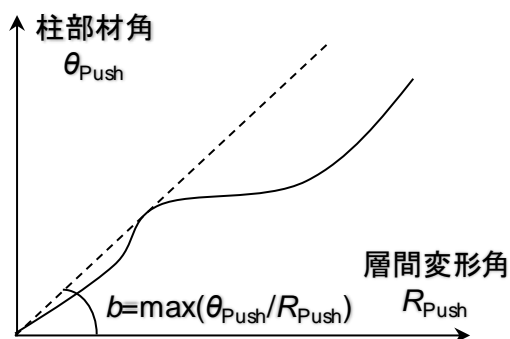


図 4.3-23 Pushover 解析により得られる層間変形角 R と柱部材角 θ の関係

※凡例は入力倍率 (%)

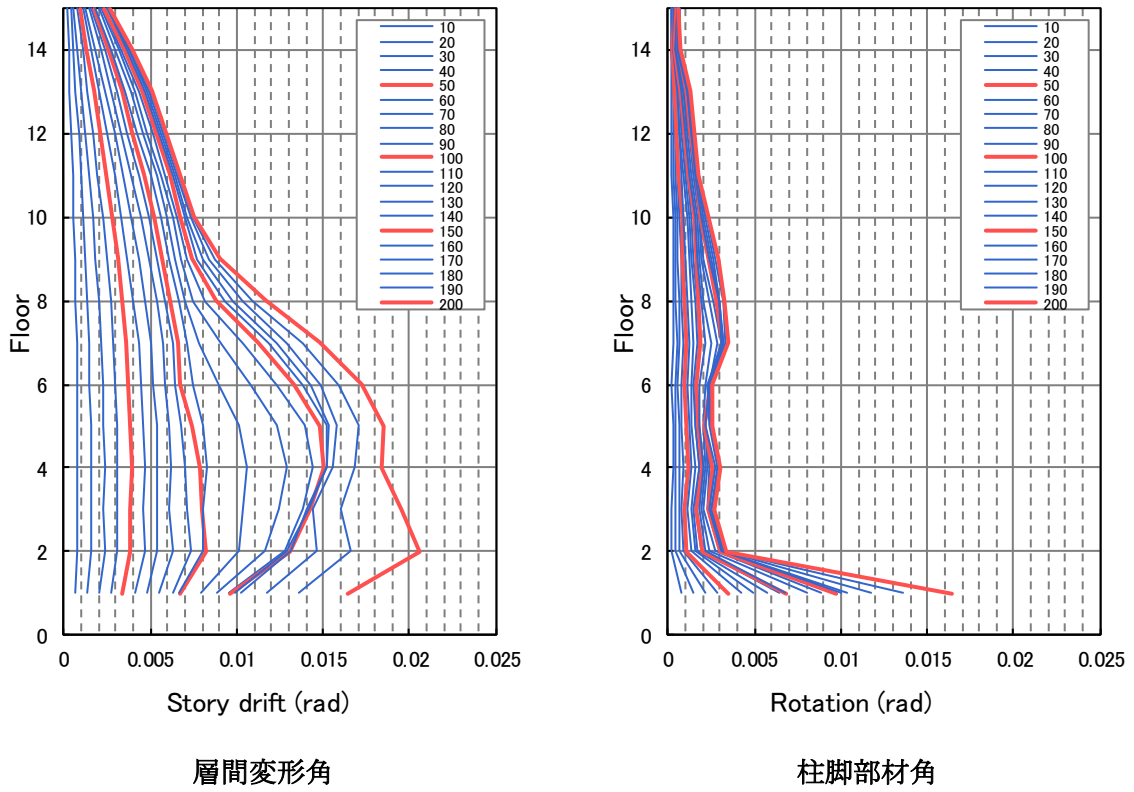


図 4.3-24 入力を漸増させたときの柱部材角と層間変形角の比(S15 CH1 X 方向入力)

算定例) S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱

Pushover 解析(ある層の層間変形角が $R_{Push}=1/100rad$ に到達まで)から作成した、部材角 θ -層間変形角 R の関係を図 4.3-25 に示す。図 4.3-25 から、層間変形角に対する部材角の比の最大値 $b=\max(\theta_{Push}/R_{Push})$ は、1 階隅柱では $b=1.00$ となる。参考までに 2 階の同じ柱は $b=0.09$ となり、層間変形角に対する部材角の比率は小さい。

地震応答解析により層間変形角 R の時刻歴が得られ、柱部材角時刻歴 $\theta=bR$ より算定し、レインフロー法により部材角 θ の度数分布を算定し、地震応答解析の最大軸力時の疲労曲線 (図 4.3-21) を定め、疲労曲線と部材角の度数分布から、損傷度を評価した (図 4.3-26)。なお、得られた損傷度は、図 4.3-22 とほぼ一致している。

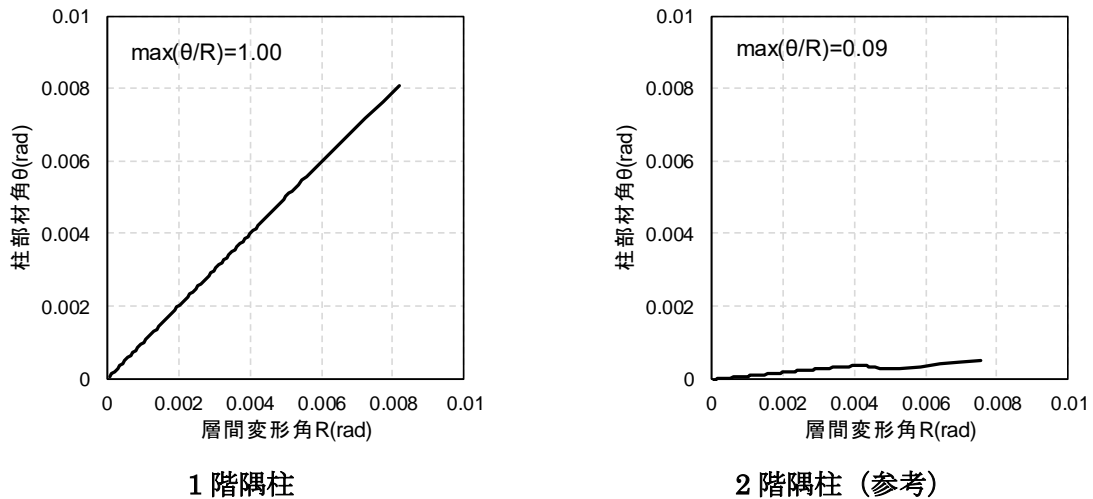
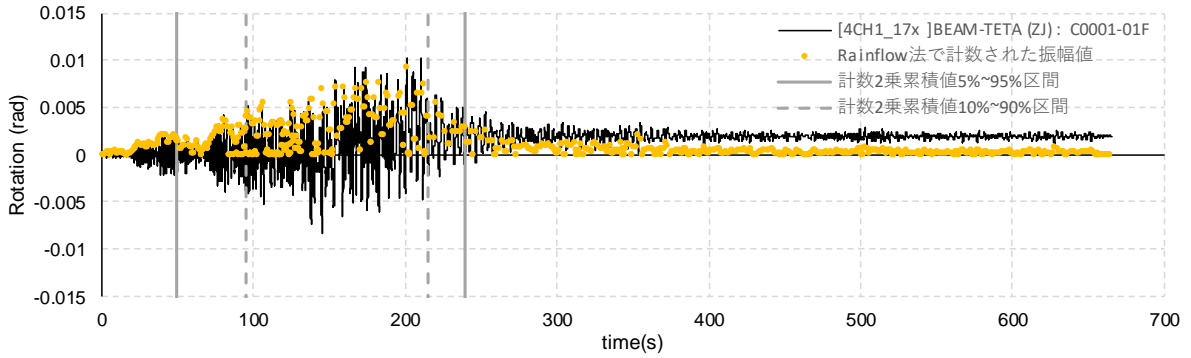
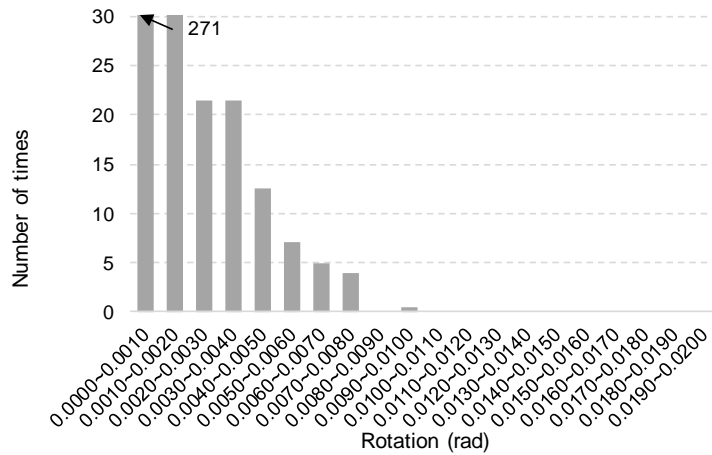


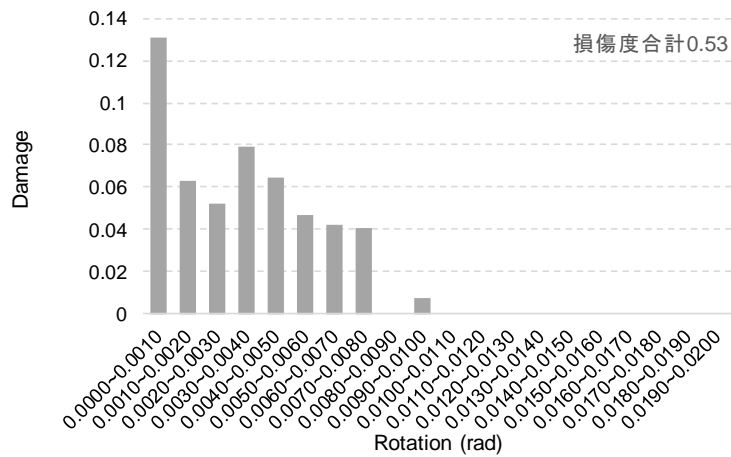
図 4.3-25 Pushover による部材角と層間変形角の比(S15, X 方向)



層間変形角×b によって推定された部材角時刻歴波形，Rainflow 法で計数された値，振幅 2 乗累積値（主な振動区間）



Rainflow 法による部材角の度数分布



振幅ごとの損傷度分布

図 4.3-26 詳細法 部材角略算による柱損傷度の算定(S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱)

3) 柱エネルギーを用いる手法

累積エネルギーから等価な繰返し回数を算定する方法となる。前述のように本手法は実適用できるものではなく、課題が残る。課題については、次の算定例にて示す。

損傷評価のフロー：

以下は柱脚と書いているが、柱頭も同じフローとなる。累積エネルギーは柱頭と柱脚の合計値ではないことに注意する。

- ① 骨組みモデルを作成する。
- ② Pushover 解析により、柱の $M-\theta$ 関係を出力し、2折れ線置換により塑性率の起点 (θ_p 、 M_p) を規定する。このとき正負に Pushover 解析を行い、正負の起点を定める。
- ③ 地震応答解析により、柱脚の曲げに関する累積エネルギー E ($=\Sigma (M \times \Delta\theta)$) を出力する。また、最大曲げ回転角 (θ_{max}) も出力しておく。
- ④ 繰返し回数 n を下記により算定する。(下式の根拠は参考へ)

$$n = \frac{E}{E_1}$$

$$E_1 = (M_p + \alpha M_p)(2\theta_{max} - (1 + \alpha)\theta_p) \quad (\alpha < \beta)$$

$$E_1 = M_p(\theta_{max} - \theta_p) \quad (\alpha > \beta)$$

α : 正負の曲げ耐力比 ($\alpha > 1$)

$$\beta : \text{塑性率} = \frac{\theta_{max}}{\theta_p}$$

(θ_p 、 M_p) は耐力の低い方

- ⑤ θ_{max} で n 回振幅した場合の損傷度を算定する。

評価案では、繰返し回数 n を算定する際の分母として、安全側の評価を行うために $2M_p(\theta_{max} - \theta_p)$ を提案している。以下に説明を示す。

図 4.3-27 の正負非対称の骨格曲線を有する部材のエネルギー吸収について考える。ただし、 $\beta \geq 1$ 、 $\alpha \geq 1$ とする。(正側の耐力が小さく、塑性化を想定)

θ_{max} で正負に繰返し载荷を行ったときのエネルギーは青で囲まれた領域 E_1 が精解となる。 E_1 は図 4.3-27 中の諸元を用いて下記で表される。

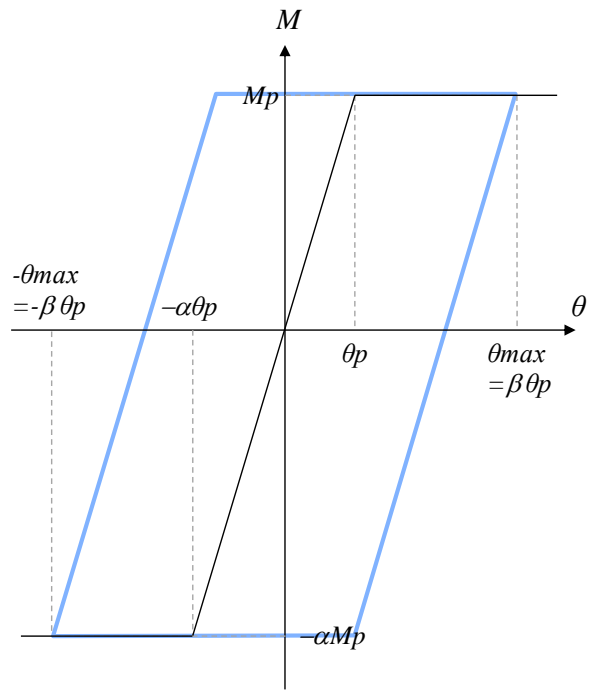
$$E_1 = (M_p + \alpha M_p)(2\theta_{max} - (1 + \alpha)\theta_p) \quad (\alpha < \beta)$$

$$E_1 = M_p(\theta_{max} - \theta_p) \quad (\alpha > \beta)$$

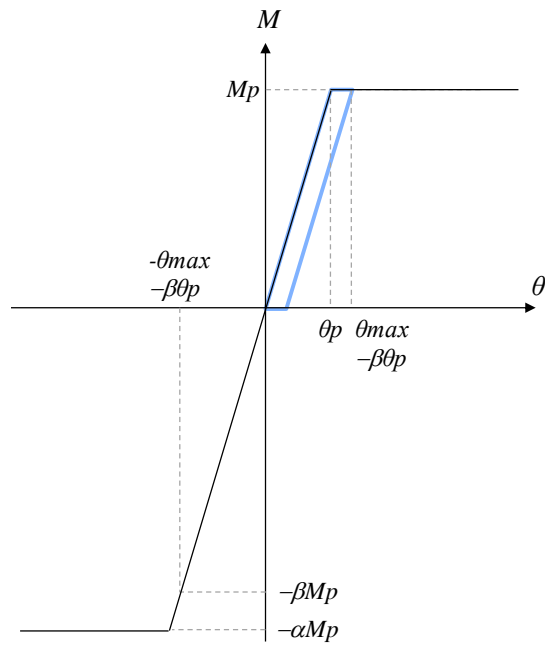
α : 正負の曲げ耐力比 ($\alpha > 1$)

$$\beta : \text{塑性率} = \frac{\theta_{max}}{\theta_p}$$

しかしエネルギーによる本手法では、弾性振幅が計数されないことや、一方向にのみ塑性化が進展する場合には、レインフロー法を用いた詳細法に対して小さめに評価する懸念がある。



(a) $\alpha < \beta$



(b) $\alpha > \beta$

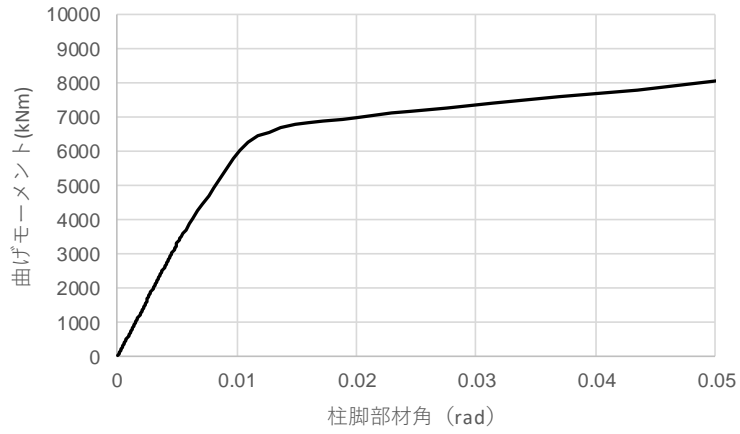
図 4.3-27 正負非対称の骨格曲線をもつ部材の一定振幅繰返し载荷時のエネルギー吸収

算定例) S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱

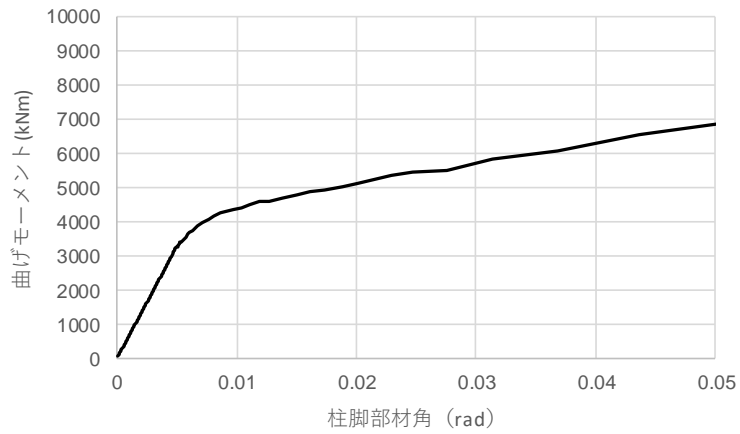
- ① 骨組みモデルを作成する。
- ② Pushover 解析による塑性率の起点は、正方向載荷時(0.01rad,6000kNm)、負方向載荷時(0.005rad,4000kNm)。(図 4.3-28)。
- ③ 地震応答解析で出力された曲げに関する累積エネルギーEは、63.78 kNm である(図 4.3-29)。また、 $\theta_{max}=0.0103rad$ である。
- ④ 繰返し回数 $n = \frac{E}{(4000+6000/4000 \cdot 4000)(2 \cdot 0.0103 - (1+6000/4000) \cdot 0.005)} = 1.27$ 回
- ⑤ θ_{max} で n 回振幅した場合の損傷度は 0.0188 となる (振幅 0.0103rad 最大軸力比 0.52 での当該柱の保有性能は 67.5 回、 $1.27 \div 67.5=0.0188$)。

算定例は、詳細法で用いた柱と同じであるが、詳細法の損傷度は 0.53 であり、それを極端に過小評価している。原因としては、詳細法では弾性範囲の小振幅も損傷を加算するのに対し、累積エネルギーは塑性化する程度の振幅の損傷のみ加算するためと考えられる。

また、Pushover 解析による骨格曲線の設定にも課題がある。劣化域に達するまで Pushover 解析を行ったところ、上層では柱の非線形化が進まない結果となった(図 4.3-30)。この場合、図 4.3-28 のような骨格曲線が得られず、折れ点を定めることができない。当該領域では、柱損傷は起こりにくいと判断して検討不要とする工学的判断もある。検討要否の判断を含めて、今後の検討が必要である。



(a) 正載荷 (引張柱)



(b) 負載荷 (圧縮柱)

図 4.3-28 柱の部材角-曲げモーメント関係(S15 基本モデル, Pushover, 1 階隅柱)

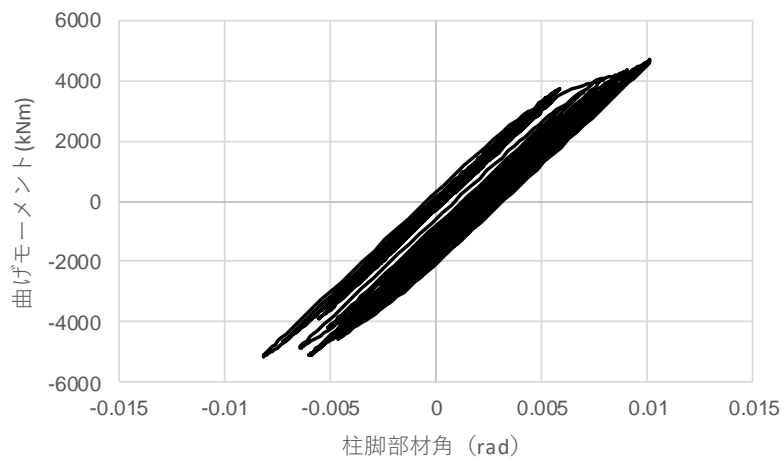


図 4.3-29 柱の部材角-曲げモーメント関係(S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱)

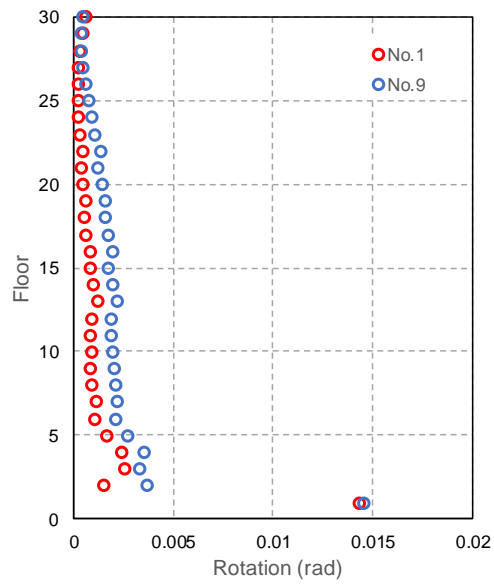


図 4.3-30 柱の部材角分布 (S30 基本モデル, Pushover, 1 階代表柱)

(2) 柱損傷評価法の試行

以下では提案した手法のうち、「詳細法」「詳細法 部材角略算」による建物高さ方向の柱損傷度分布を示し、概ね同等の評価が得られることを示す。

損傷評価の試行は、S 柱建物と CFT 柱建物について実施する。S 柱建物は「S30 基本モデル」を基本とするが、「S30 基本モデル」は柱梁耐力比が 1 以下となっている箇所もあり、やや現実的でない要素もあるため「S30 柱強モデル」の結果も示す。CFT 柱建物は「CFT32 BRB 有モデル」とする。

また設計用長周期入力地震動の倍率は、設計での最大レベルの応答を想定して、梁端破断直前の入力倍率とした。参考までに、使用した設計用長周期地震動は中京地区の最大レベルの地震動 CH1 を非常に軟弱地盤における地盤増幅を考慮して設定されたもので、想定される最大級のレベルとなっている。従って、梁端破断直前の入力倍率は、S 柱建物では X 方向 0.7 倍、Y 方向 0.5 倍、CFT 柱建物では、X 方向 1.0 倍、Y 方向 1.2 倍となっている。

1) 鉄骨柱の検証

(a) 設計式による評価(最大軸力下での繰り返し回数に基づく損傷度評価)

疲労曲線には 2.3 節で提案する式 (図 4.3-1) を用いる。

「詳細法」による結果を図 4.3-32、「詳細法 部材角略算」による結果を図 4.3-33 に示す。なおここでは安全係数 $\alpha=0.5$ 、 $R_{lim}=0$ とした。両者はよく一致しており、「詳細法 部材角略算」の妥当性を示すことができた。最大層間変形角分布と最大部材角分布を図 4.3-34、図 4.3-35 に示す。図 4.3-32(b)図の 13F や図 4.3-33(b)図の 7F では、損傷度が約 5 程度となり大きいのが、図 4.3-35(b)図の柱部材角についてはどちらも 0.004rad 以下である。このように、部材角が小さいにもかかわらず損傷度が約 5 程度となり大きいのは、幅厚比が大きいためである。損傷度が大きい 1F 柱の部材角の度数分布と部材角ごとの損傷度分布を図 4.3-36 に示す。

【一定軸力が作用する柱の繰り返し数 ${}_cN_{90\%}$ 】

$${}_cN_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_{lim}}) \quad (2.3-11)$$

ここで、

C_0 : 疲労係数

$$C_0 = 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2 \quad (2.3-12)$$

α : 安全係数 (平均評価式 : $\alpha=1.0$ 、下限評価式 : $\alpha=0.5$)

λ : 細長比

λ_0 : 径高さ比 8.0 の場合の細長比

R_e : 等価部材角 ($=R/\mu_e$)

$R_{e_{lim}}$: 損傷度評価に有効な R_e の範囲 ($=R_{lim}/\mu_e$)

$$R_{e_{lim}} = 0.6 \times R_{e_{tr}} \quad (2.3-13)$$

$$R_{e_{tr}} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (D/t \leq 28) \quad (2.3-14)$$

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \leq 15.0 \quad (2.3-15)$$

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (0 \leq n \leq 0.8) \quad (2.3-16)$$

また、 μ_0 は $1/\alpha_0$ ($\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2$) の範囲に応じて下式により与える。

$$1/\alpha_0 \geq 1.09 \text{ の時} \quad \mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (2.3-17-1)$$

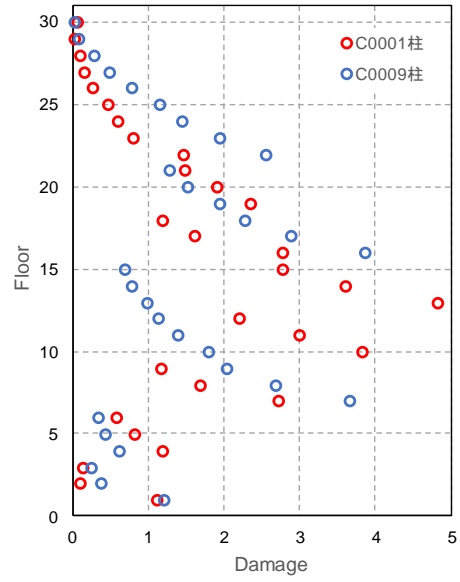
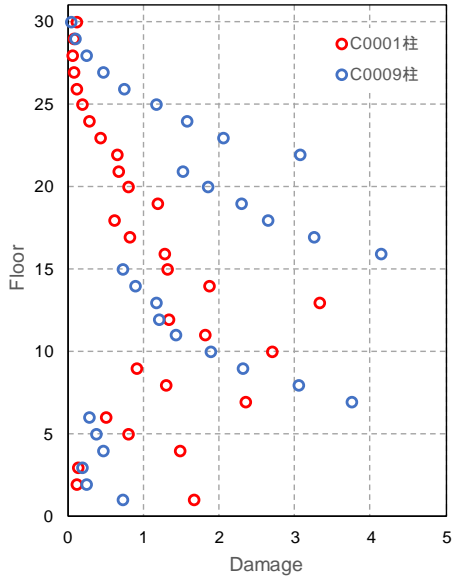
$$1.09 \geq 1/\alpha_0 \geq 0.23 \text{ の時} \quad \mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (2.3-17-2)$$

$N_{90\%_{max}}$: 繰り返し数の最大値

$$N_{90\%_{max}} = 3.037 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2 \times (R/15.0)^{-3.220} \quad (2.3-18)$$

図 4.3-31 角形鋼管柱疲労曲線の算定式(2.3 節より)

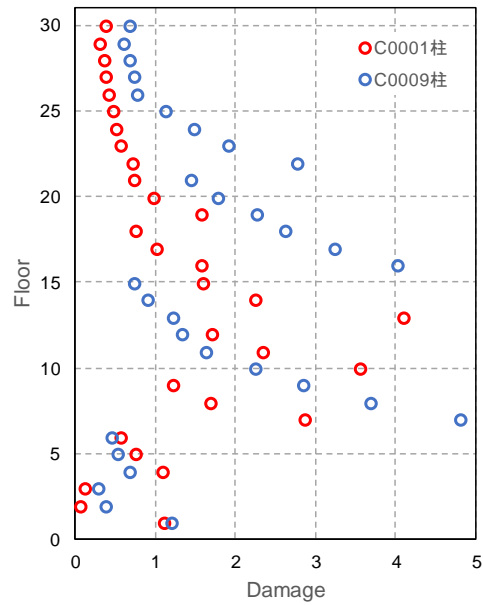
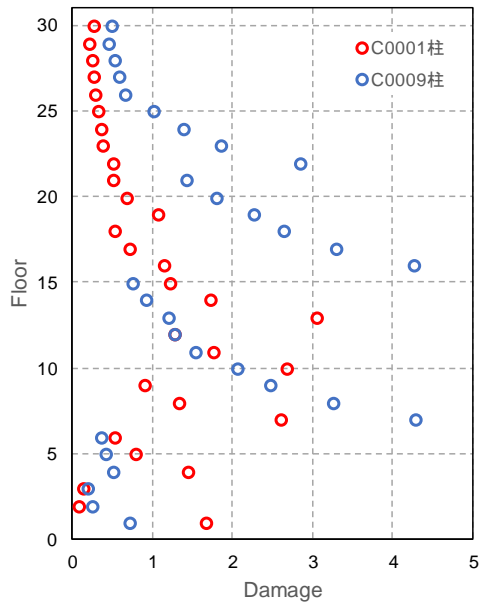
22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



(a) CH1 X

(b) CH1 Y

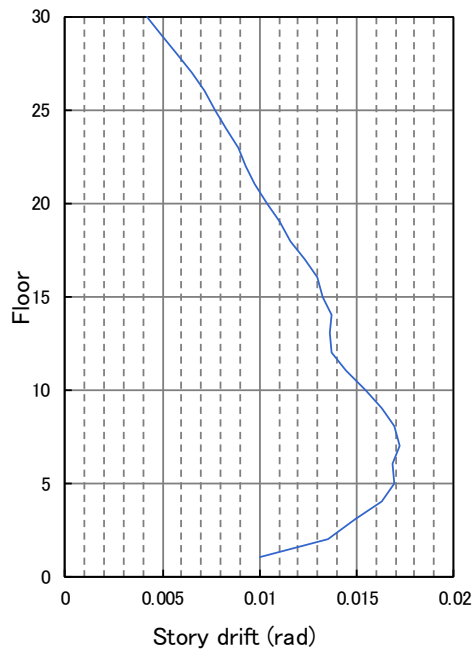
図 4.3-32 損傷度(S30 基本モデル, 手法:詳細法, $R_{lim}=0.0$)



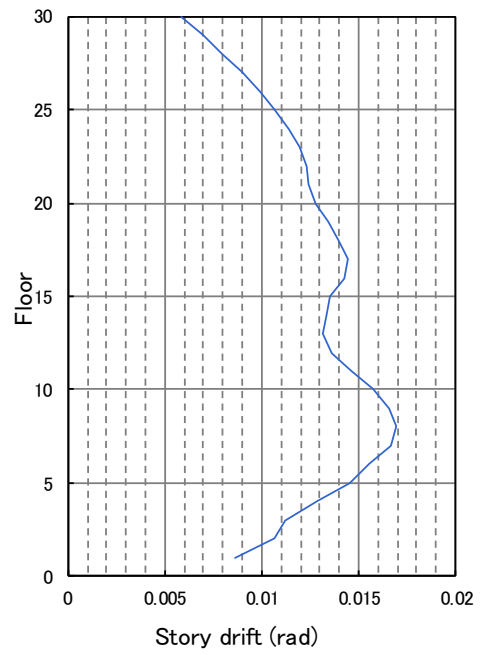
(a) CH1 X

(b) CH1 Y

図 4.3-33 損傷度(S30 基本モデル, 手法:詳細法 部材角略算, $R_{lim}=0.0$)

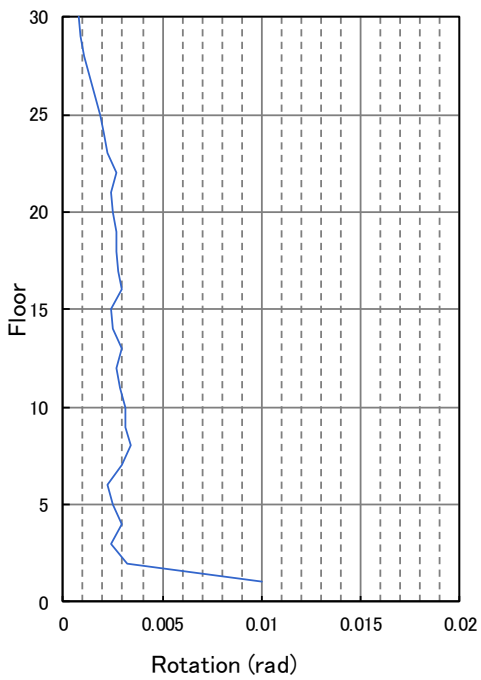


(a) CH1 X

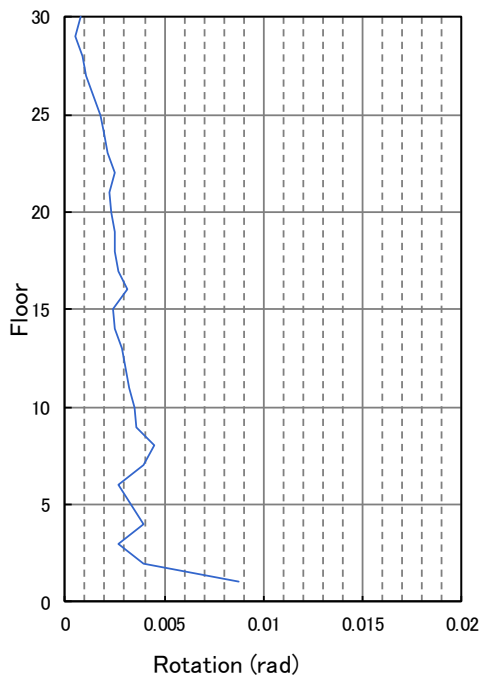


(b) CH1 Y

図 4.3-34 最大層間変形角 (S30 基本モデル)

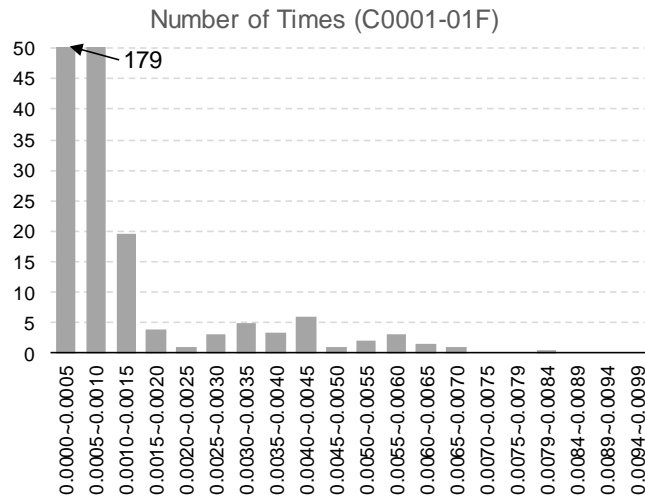


(a) CH1 X

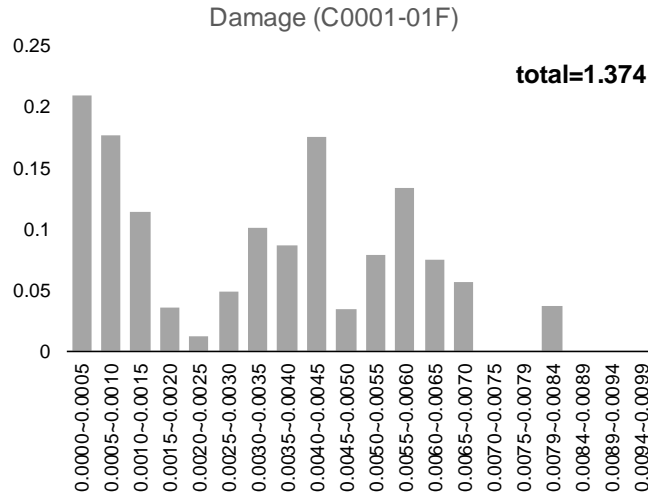


(b) CH1 Y

図 4.3-35 最大柱部材角 (S30 基本モデル)



Rainflow 法による部材角の度数分布



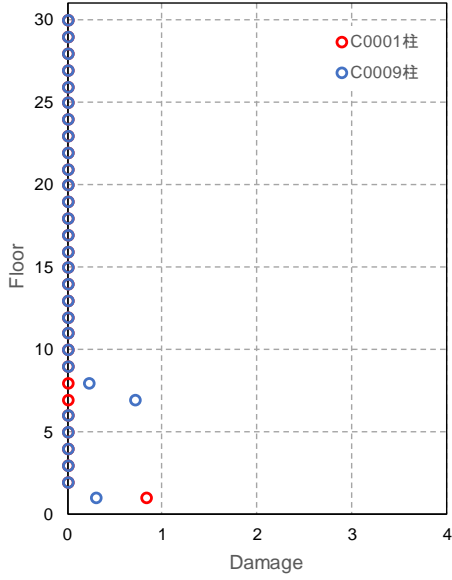
部材角ごとの損傷度分布

図 4.3-36 損傷度が最大となった 1F 柱の結果 (CH1 X 方向、S30 基本モデル、手法: 詳細法、 $R_{lim}=0.0$)

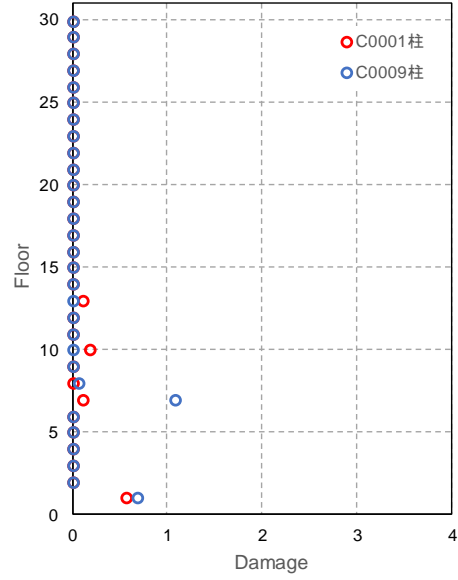
図 4.3-32 に示すように、 $R_{lim}=0.0$ の場合には、損傷度が 2 を超えるような大きな値となった階がいくつか見られる。これは、 $1/400\text{rad}$ 程度の小さな部材角に対する損傷度も加算されていたため、損傷度が 2 を超えるような大きな値となっており、実際の建物を評価する場合にあまりにも安全側の評価となっている。ここでは、上記の評価を現実的な評価とするために、2.3.2 で提案する疲労特性を評価しなくとも良い部材角 $R_{lim}=0.6 \times R_{e_tr} \times \mu_e$ を考慮して評価を行う。

$R_{lim}=0.6 \times R_{e_tr} \times \mu_e$ とした場合の結果を図 4.3-37、図 4.3-38 に示す。 μ_e 算定時の軸力は、最大軸力と長期軸力の 2 ケースを検討した。損傷度が全層にわたり低下している。最大軸力と長期軸力での R_{lim} は、最大軸力で評価した方が長期軸力で評価したよりも R_{lim} は小さくなっているため、図 4.3-37 よりも図 4.3-38 のほうが損傷度が小さくなっており、最大軸力で R_{lim} を評価した方が安全側の評価となっている。

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

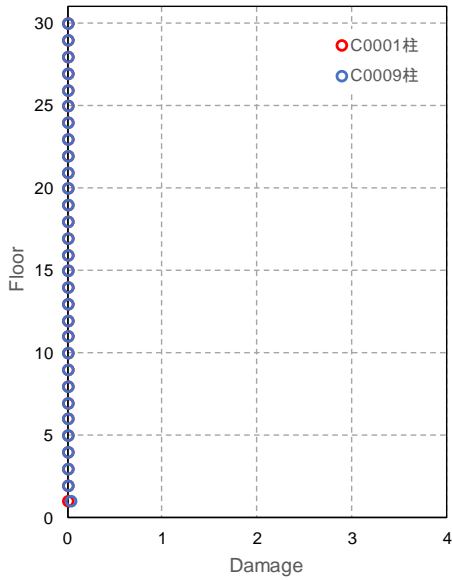


(a) CH1 X

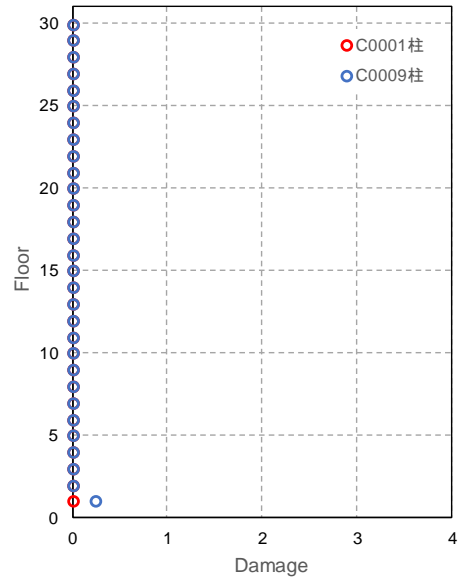


(b) CH1 Y

図 4.3-37 損傷度(S30 基本モデル, 手法:詳細法、 $R_{lim}=0.6R_{e, tr}\mu_e$ 、最大軸力で R_{lim} 算定)



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

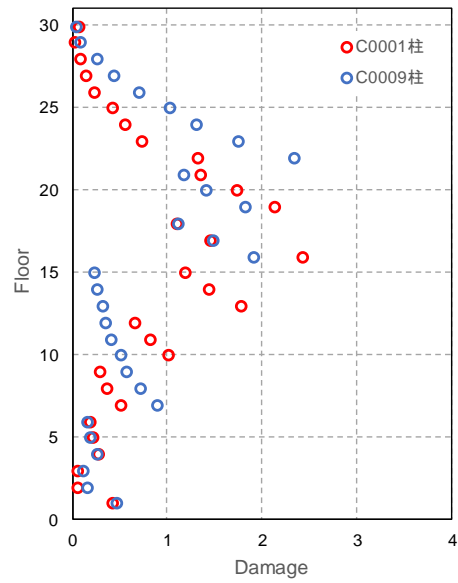
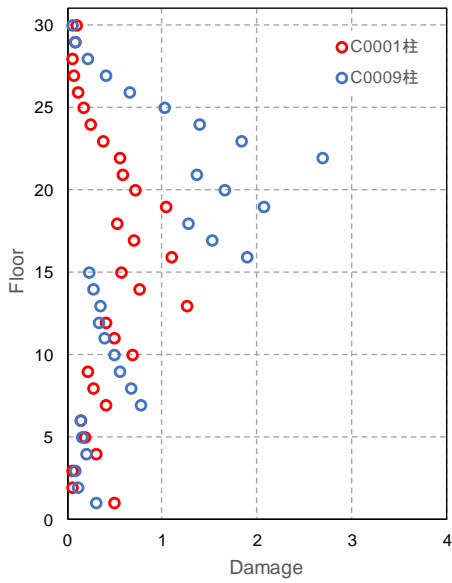
図 4.3-38 損傷度(S30 基本モデル, 手法:詳細法、 $R_{lim}=0.6R_{e, tr}\mu_e$ 、長期軸力で R_{lim} 算定)

(b) S30 柱強モデルにおける損傷度評価

前述のように「S30 基本モデル」は柱梁耐力比が1以下となっている箇所もあり、やや現実的でない部分もあるため「S30 柱強モデル」の結果も示す。ただし、損傷度評価の際の部材角時刻歴波形は、「S30 基本モデル」は同じ波形を用いる。

図 4.3-39～図 4.3-41 に損傷度の評価結果を示す。「S30 柱強モデル」では、「S30 基本モデル」に比べて幅圧比が小さくなり、軸力比も小さくなるため、損傷度が小さくなる。

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

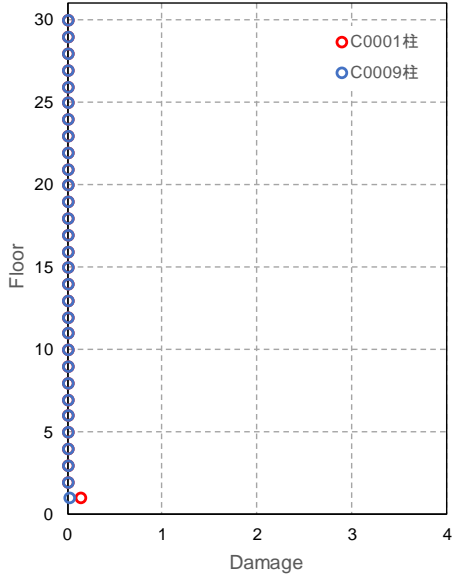


(a) CH1 X

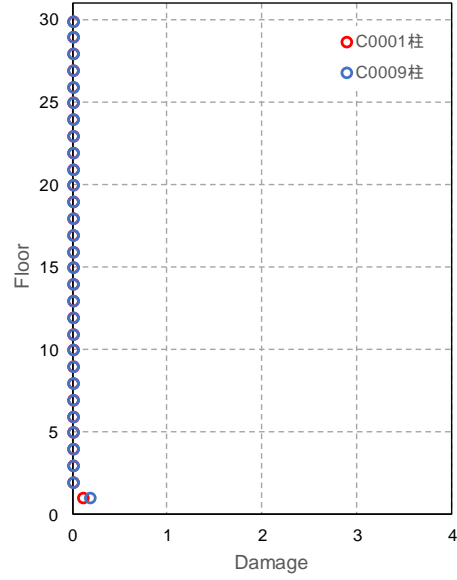
(b) CH1 Y

図 4.3-39 損傷度(S30 柱強モデル, 手法:詳細法, $R_{lm}=0.0$)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

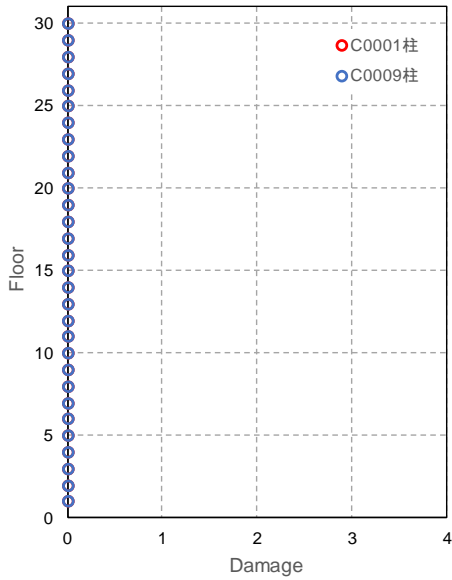


(a) CH1 X

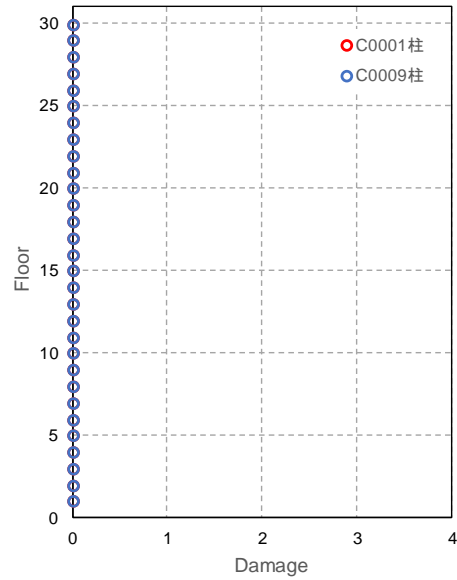


(b) CH1 Y

図 4.3-40 損傷度 (S30 柱強モデル, 手法: 詳細法、 $R_{lim}=0.6R_{e, tr}\mu_e$ 、最大軸力で R_{lim} 算定)



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

図 4.3-41 損傷度 (S30 柱強モデル, 手法: 詳細法、 $R_{lim}=0.6R_{e, tr}\mu_e$ 、長期軸力で R_{lim} 算定)

2) CFT 柱の検証

疲労曲線には 3.3 節で提案する式 (図 4.3-42) を用いる。変動軸力比が 0.1 を超える柱を側柱、変動軸力比 0.1 以下を中柱とする。側柱と中柱の区別方法は今後の課題である。

「詳細法」による結果を図 4.3-43、「詳細法 部材角略算」による結果を図 4.3-44 に示す。両者はよく一致しており、「詳細法 部材角略算」は妥当であるものと判断できる。最大層間変形角分布と最大部材角分布を図 4.3-45、図 4.3-46 に示す。損傷度が大きい 1F 柱の部材角度数分布と部材角ごとの損傷度分布を図 4.3-47 に示す。

小振幅時の損傷は、性能曲線を設定した実験範囲を外挿して算定したものであり、損傷度評価から除外する方が適切である可能性がある。図 4.3-48 に、弾性範囲と考えられる部材角 1/400rad 以下を損傷に計数しない場合を示す。部材角 1/400rad 以下を計数しないことで、すべての層で損傷度が小さくなる。部材角 1/400rad 以下の損傷度評価への加算次第で、最大の損傷度評価結果が約 3 から約 1 に変わるので、この部材角をどのように設定するのかは今後の課題である。

[変動軸力変化が小さい場合(中柱)]

$$N = \alpha \cdot 710.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p_{max} \leq 0.3)$$

$$N = \alpha \cdot 3.396R^{-3.152} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p_{max}) \quad (3.3-1)$$

[変動軸力変化が大きい場合(側柱)]

$$N = \alpha \cdot 1.666(R \cdot r_p)^{1.696} \cdot \left\{ 710.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \right\}$$

$$= \alpha \cdot 1184R^{-1.456} \cdot r_p^{1.696} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p_{max} \leq 0.3)$$

$$N = \alpha \cdot 1.666(R \cdot r_p)^{1.696} \cdot \left\{ 3.396R^{-3.152} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \right\}$$

$$= \alpha \cdot 5.658R^{-1.456} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot r_p^{1.696} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p_{max}) \quad (3.3-2)$$

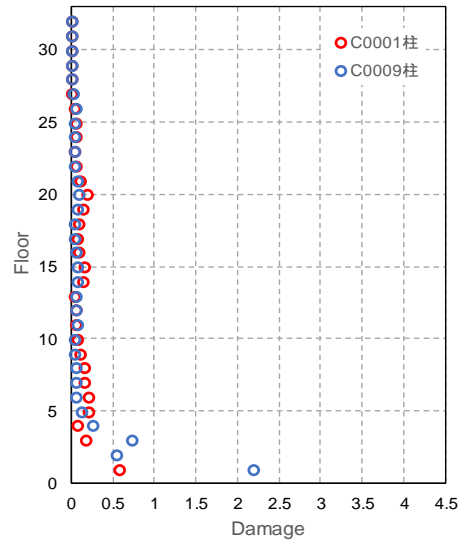
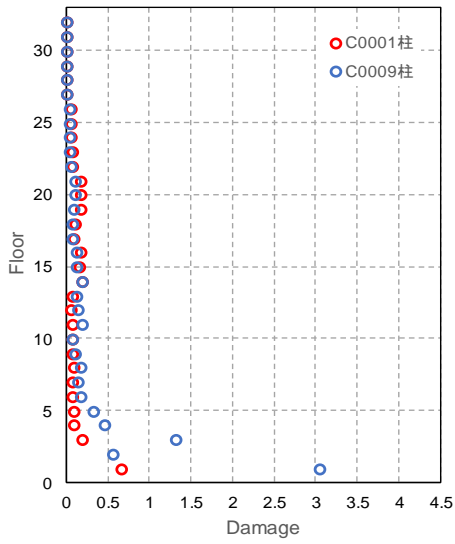
$$\lambda = \frac{l_k}{D}, p = \frac{P}{P_0}, \eta = \frac{D}{t} \sqrt{\frac{s\sigma_y}{sE}}, \beta = \frac{sA \cdot s\sigma_y}{P_0} \quad (3.3-3)$$

$$r_p = \frac{p_{max}}{|p_{max} - p_{min}|} \quad (3.3-4)$$

cA, sA : 各々コンクリート及び鋼管の断面積、 D : 鋼管の成(幅)、 l_k : 柱の座屈長さ、 P : 柱の作用軸力、 P_0 : 柱の軸耐力、 p_{max}, p_{min} : 圧縮側を正とし場合の変動軸力に於ける各々最大軸力比、最少軸力比、 R : 部材角($\times 10^{-2}$ rad.)、 r_p : 軸力比変化率、 t : 鋼管の板厚、 a : 安全係数(=0.5)、 csB : コンクリートの圧縮強度、 $s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度、 b : 鋼管耐力比、 h : 一般化幅厚比

図 4.3-42 CFT 柱疲労曲線の算定式(3.3 節より)

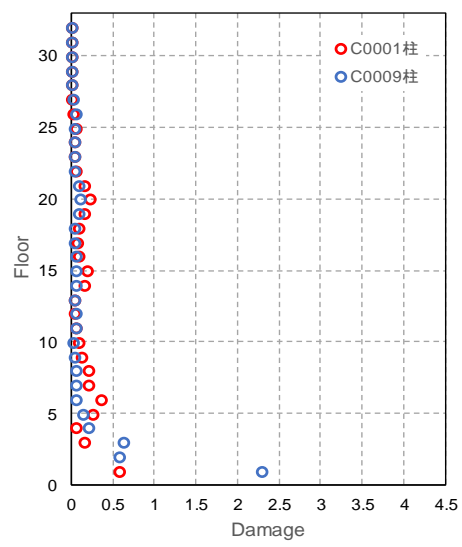
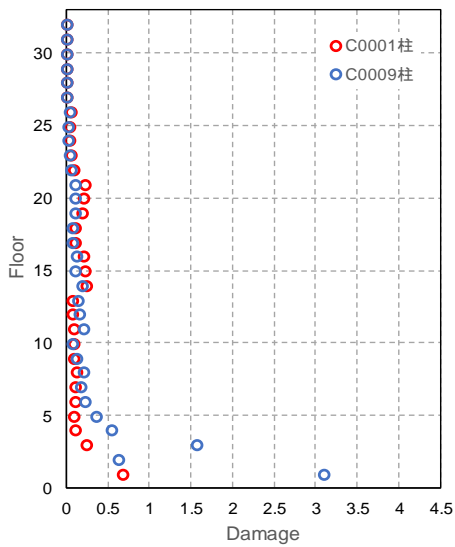
49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	10	11
6			7
1	2	3	4
			5



(a) CH1 X

(b) CH1 Y

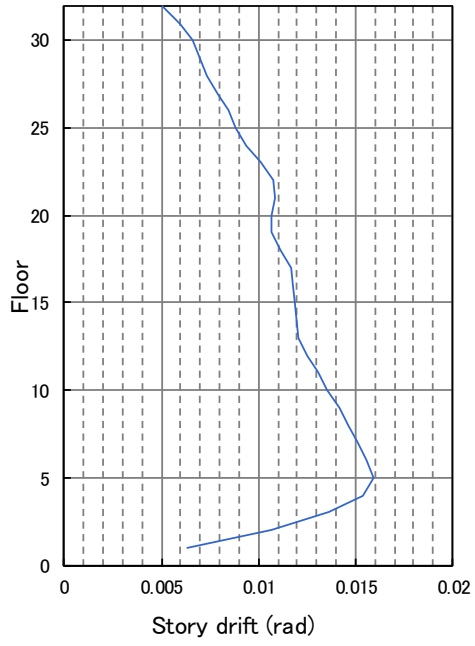
図 4.3-43 損傷度(CFT32 BRB 有モデル, 手法:詳細法)



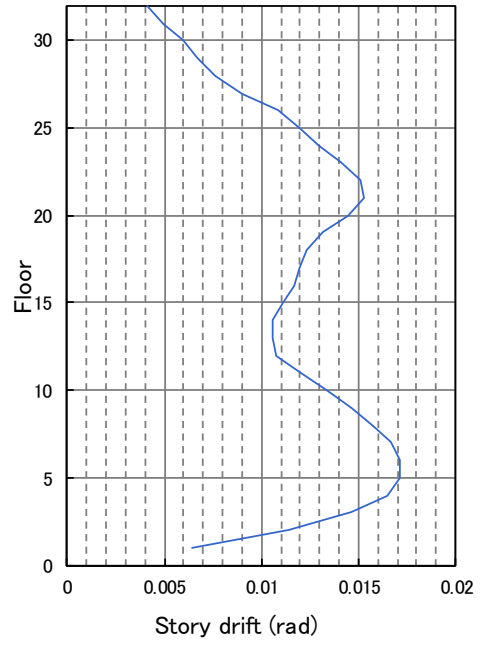
(a) CH1 X

(b) CH1 Y

図 4.3-44 損傷度(CFT32 BRB 有モデル, 手法:詳細法 部材角推定)

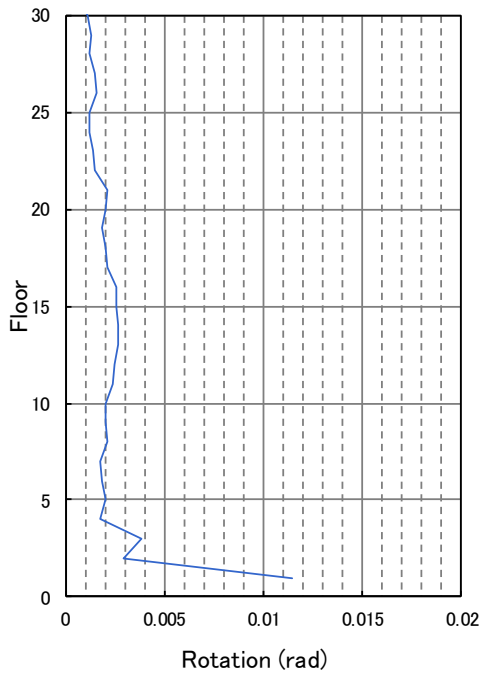


(a) CH1 X

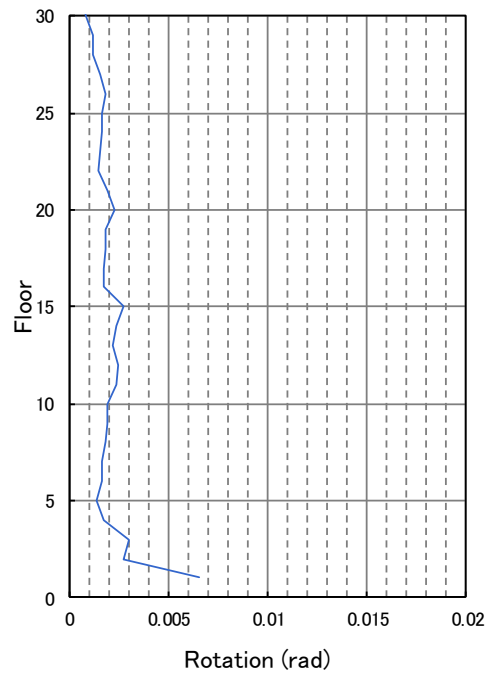


(b) CH1 Y

図 4.3-45 最大層間変形角 (CFT32 BRB 有モデル)

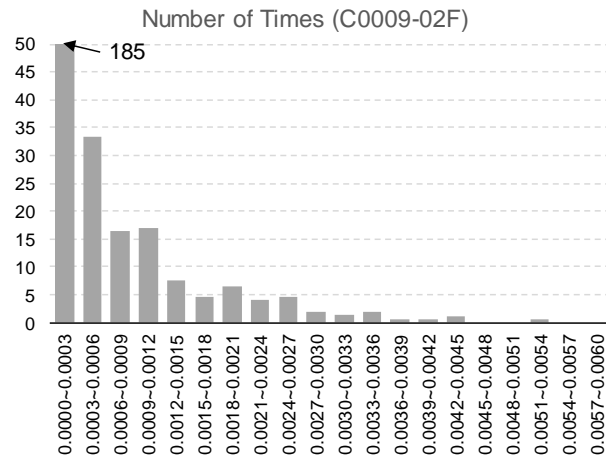


(a) CH1 X

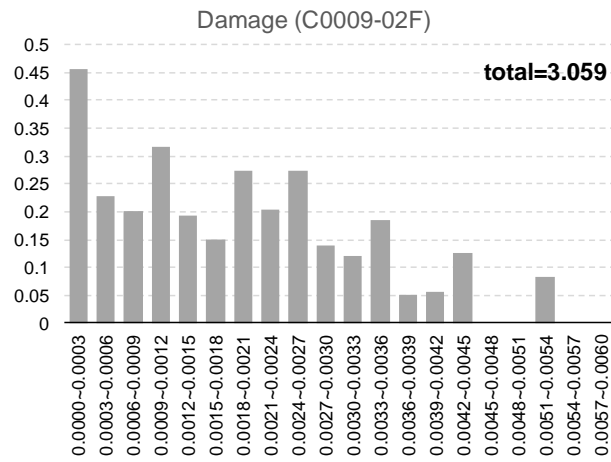


(b) CH1 Y

図 4.3-46 最大柱部材角 (CFT32 BRB 有モデル)



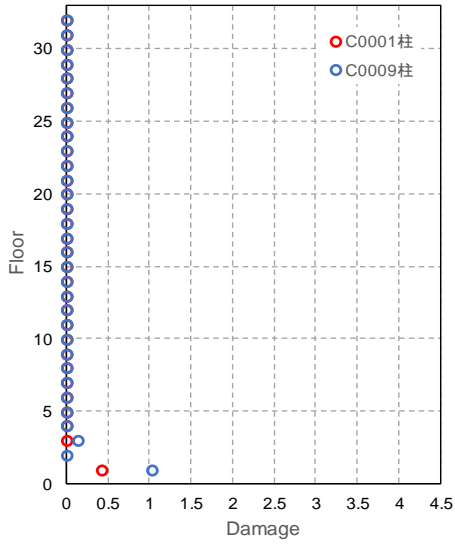
Rainflow 法による部材角の度数分布



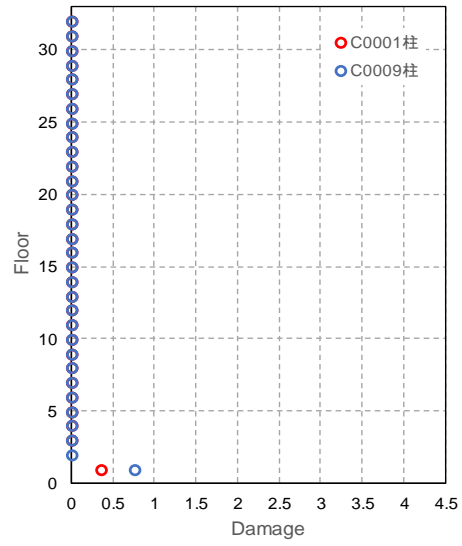
部材角ごとの損傷度分布

図 4.3-47 損傷度が最大となった 1F 柱の結果 (CH1 X 方向、CFT32 BRB 有モデル、手法:詳細法)

49	50	52	53	
44	45	47	48	
8	9	10	12	
6			7	
1	2	3	4	5



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

図 4.3-48 損傷度 (CFT32 BRB 有モデル、部材角 $1/400\text{rad}$ 以下は損傷度にカウントしない、手法: 詳細法)

4.3.4 まとめと今後の課題

(1) まとめ

長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物について、耐震安全性評価法を提案した。また鉄骨柱を有する鉄骨造 30 階建て S30、鉄骨柱を有する鉄骨造 15 階建て S15、CFT 柱を有する鉄骨造 32 階建て CFT32 の建物モデルを用い、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を行うことで、提案した耐震安全性評価法を検証した。建物モデルとしては、評価フロー等の成立性の検討を目的としていることから、柱梁耐力比が小さいものも含めて、多様なモデルを選定した。

1) 耐震安全性評価法の提案(4.3.1)

部材劣化しない（梁端破断）条件のみで耐震安全性判定基準を設定する場合、設計に用いた地震動に対しては安全性が確保されているが、長周期地震動に対して倒壊までの余裕度が小さい場合があることが令和 1 年度確認された。そこで、適切な余裕度を確保する意味で、建物全体の性能を反映している建物耐力と関連する層間変形角クライテリアと、部材劣化クライテリアの両方を満たすことを求める評価フローを提案した。

提案した評価フローにおいては、従来の耐震安全性判定基準（層間変形角 1/100rad）を緩和する場合、P- Δ 効果を考慮すること、立体骨組み解析とすること、を求めている。

2) 層間変形角クライテリアの提案(4.3.2)

耐震安全性評価に用いる層間変形角クライテリアの設定方法を示した。層間変形角クライテリアは、倒壊に影響を及ぼす因子として P- Δ の影響を考慮できるベースシア係数 C_B を用いて評価する。また、非線形化による周期変動に伴い入力レベル (S_V) が急増する場合を想定して、入力地震動のスペクトルにより層間変形角クライテリアを調整することとした。

試設定したクライテリアに対して倒壊までの余裕度を確認した。建物モデルは、比較的均等なスパンの純ラーメン構造（部材劣化が始まると一気に進展するため倒壊までの余裕度が比較的小さいと考えられる構造）を採用した。

限られた建物モデルによる検討であるが、層間変形角クライテリアを適切に設定すれば、設計に対して適切な余裕度が確保できることを確認した。

3) 部材劣化クライテリア: 柱の損傷評価法の提案(4.3.3)

実験結果をもとにした設計用疲労曲線を参照し、解析で得られた柱応答を基に Miner 則を仮定して損傷度を算定した。損傷度の評価は、各柱部材角時刻歴から振幅の頻度分布をそれぞれ計数する詳細手法と、層間変形角から各柱部材角を推定して計数する手法を示した。試算定で示した結果は一部の柱で損傷度が大きい結果となったが、入力倍率について設計で想定される最大レベル（梁端が破断しない範囲で最大入力レベル）を想定したことや、S30 モデルでは本検討の趣旨に照らして柱を弱く（柱梁耐力比が最小で 1 を下回っている）設計したことが一因として考えられる。

(2) 今後の課題

今後の課題として以下が挙げられる。

- 45度方向（2方向入力）入力時の柱損傷評価法は未確立であり、実験データの拡充による性能曲線の設定並びに安全性検証法の確立が望まれる。
- 柱の疲労曲線は比較的大振幅時の実験データに基づき設定されたもので、小振幅時の知見が不足しており、柱の繰り返し実験で確認された振幅を下回る小振幅に対する疲労検討においては、損傷度を過大評価している可能性がある。そこで本報告書では小振幅時には疲労曲線が異なる影響を考慮した試行結果を示した。
- 現状の評価手法は、常に最大軸力が発生していると仮定して損傷評価を行っているが、小振幅時は変動軸力も小さく、損傷度を大きめに評価している可能性がある。変動軸力の影響を適切に考慮できる手法が望まれる。そこで本報告書では変動軸力の影響を考慮した試行結果を示した。
- 簡易法として累積エネルギーに基づく算定を試行したが、詳細法との差異が大きい。その原因の解明や考察も含め、さらなる検討が必要である。
- 層間変形角クライテリアの設定に関し、本報告書では複数のモデル建物による設定と検証を行ったが、検討した全6棟2方向の範囲にとどまる。より多様な建物に対する検討が望まれる。

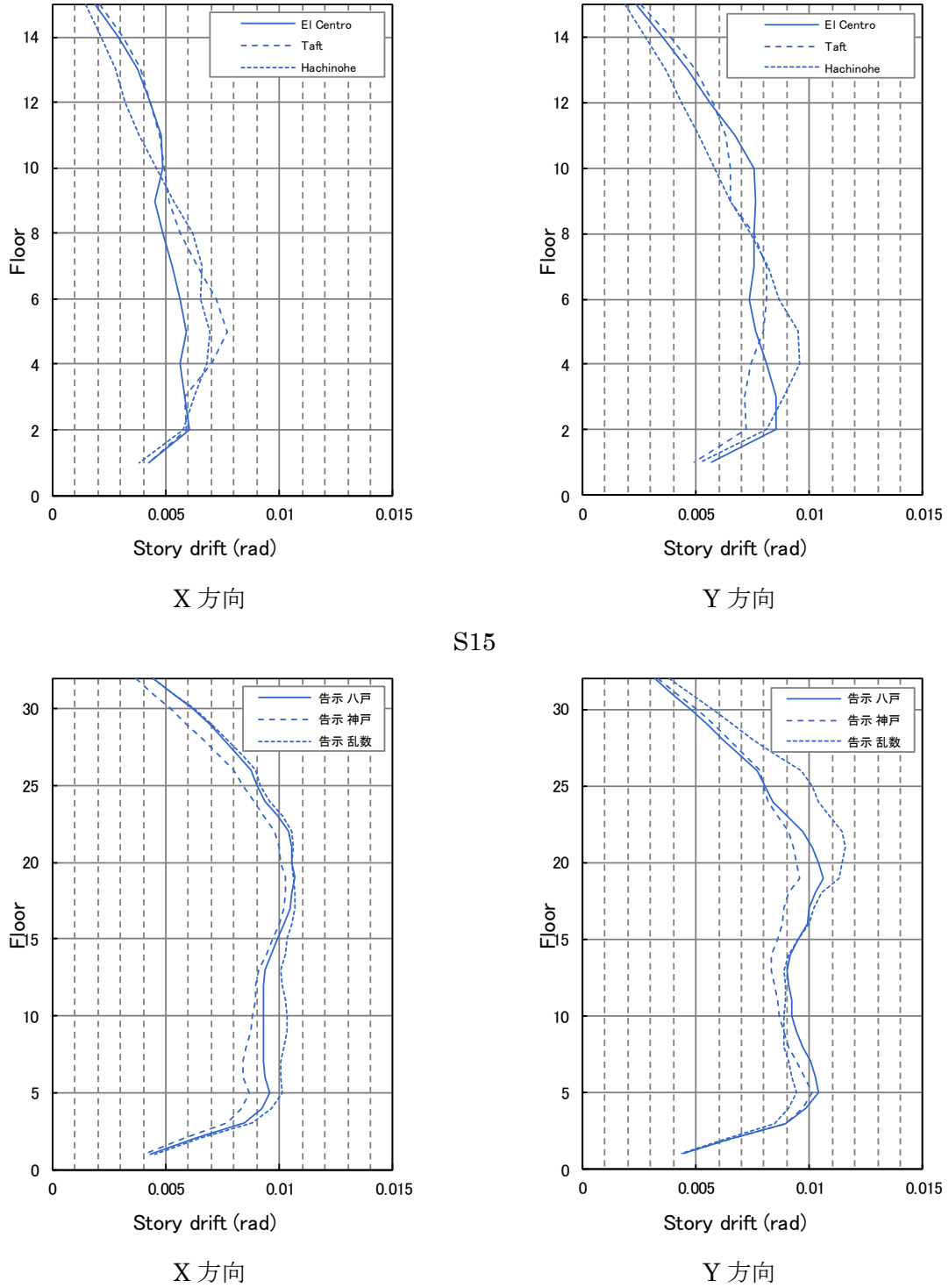
【参考文献】

- 4.3-1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 4.3-2) 石田孝徳，山田 哲，島田侑子：変動軸力下で水平2方向外力を受ける角形鋼管柱の履歴挙動の追跡，日本建築学会構造系論文集，2013.05
- 4.3-3) 加藤勉：閉断面部材の局部座屈と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1987.8
- 4.3-4) 山田 哲，秋山 宏，桑村 仁：局部座屈を伴う箱型断面部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文集，1993.2
- 4.3-5) K.Maekawa, A.Pimanmas, H.Okamura：NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE. 2003
- 4.3-6) A.Fafitis, P.Shah：Lateral Reinforcement For High-Strength Concrete Columns, Publ, ACI, No.SP-87, 1985
- 4.3-7) 加藤 勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1994.4
- 4.3-8) 鋼材倶楽部：中低層建物の耐震設計法，技報堂出版，1978
- 4.3-9) 建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、別紙5-1 超高層鉄骨増建築物の繰返し変形による梁端部破断の検証方法
- 4.3-10) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計

参考資料

資料 4.3-1 令和 2 年度追加したモデルの既往波・告示波に対する応答

令和 2 年度新たに追加された S15 モデル、CFT32 BRB 無モデルの設計波（既往波・告示波）に対する応答を示す。



CFT32 BRB 無

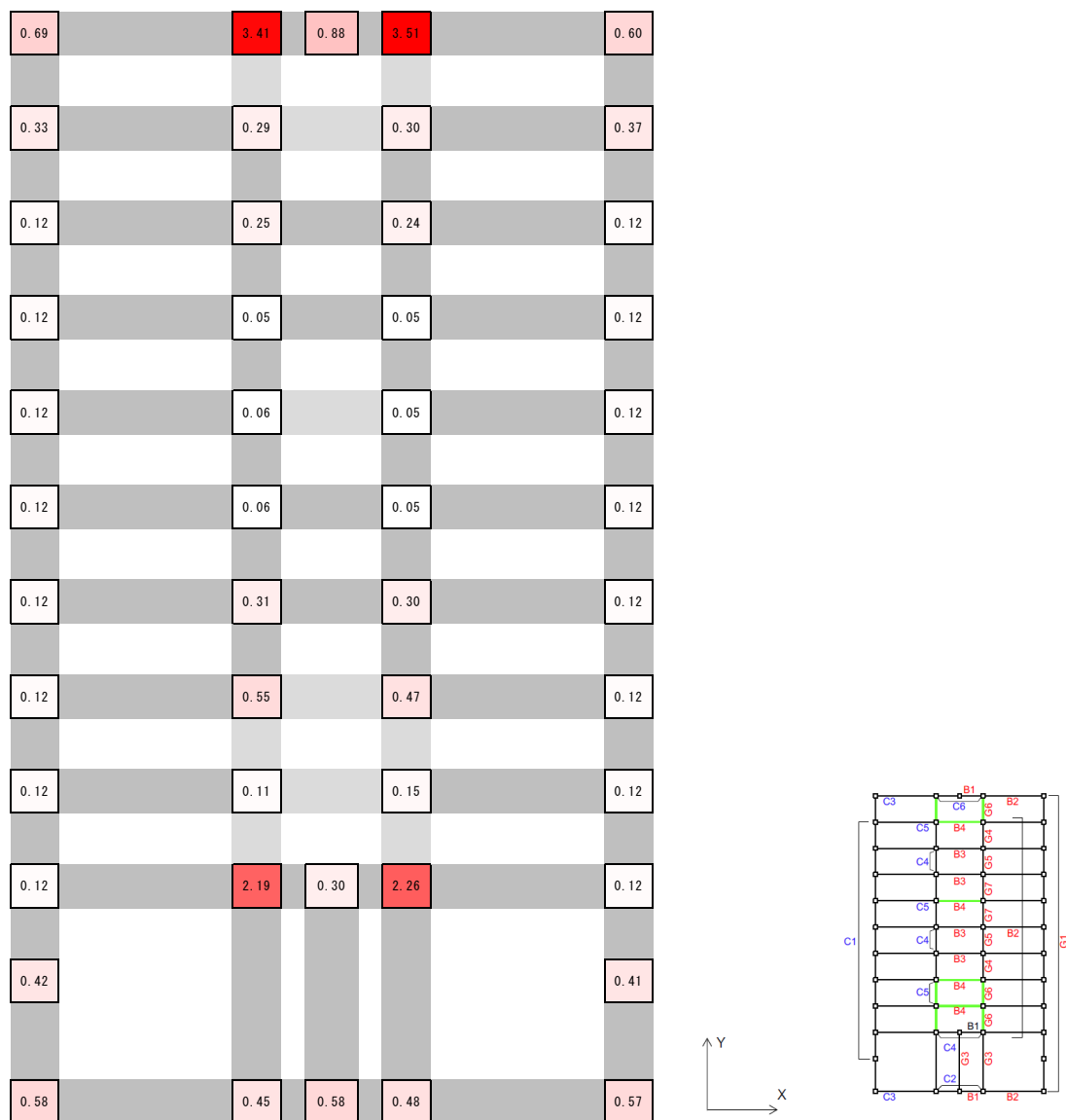
参考図 4.3-1 令和 2 年度追加したモデルの既往波・告示波に対する応答

資料 4.3-2 一部の柱が水平抵抗力を失った場合の検討

CFT 柱では、鋼管が弾性範囲であっても、コンクリートの劣化により負担せん断力が低下する
 場合がある。このような場合でも、鉛直荷重支持能力は喪失しないと考えられるため、耐力低下
 する柱が全体の一部分（せん断力負担率で5%以下）である場合（隅部の高軸力柱、特に柱数が多い
 場合）を許容する設計フローとしている。

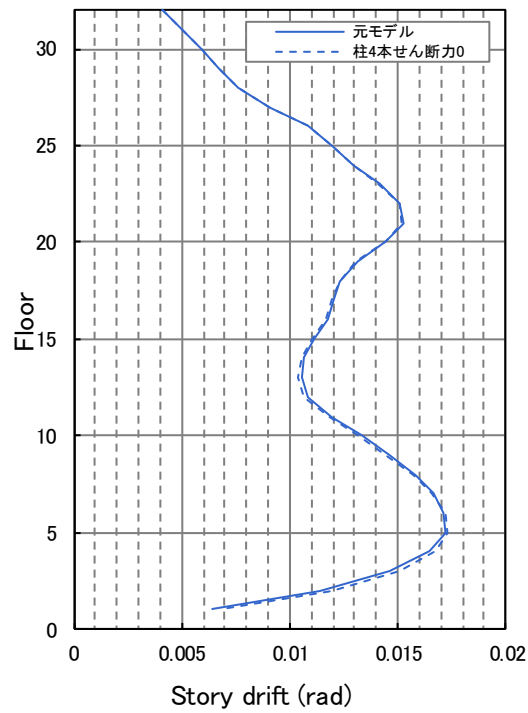
柱個材の多少の耐力低下は、応力再配分により全体挙動に影響を及ぼさないと考えられるため、
 立体骨組み解析にて、一部の柱のせん断力負担を無くした場合（軸方向特性は保持）の検討を実
 施する。

せん断力負担を 0 にする柱は、参考図 4.3-2 で損傷度の大きい柱 4 本とする。なお、その柱 4
 本の層せん断力負担率は 7.8%である（図 4.3-1 に示す耐震安全性検証フローに従い、Pushover 解
 析により、ある層が層間変形角 1/100rad に達した時点のせん断力負担により算定）。



参考図 4.3-2 1階柱の損傷度分布(CFT32 BRB 有り(CH1 Y 方向), 手法: 詳細法)

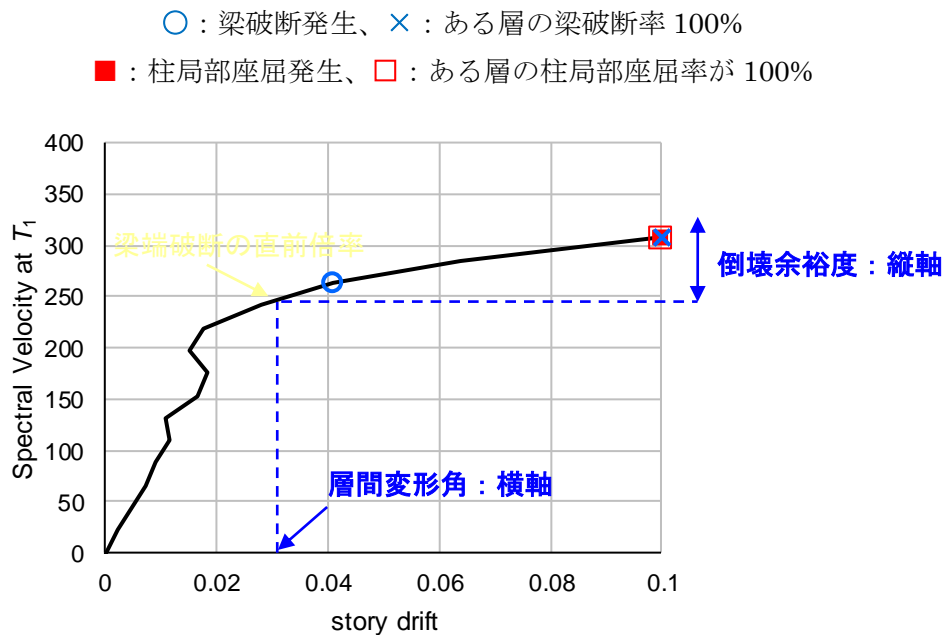
応答解析の結果を参考図 4.3-3 に示す。一部の柱（ここでは 7.8%）が水平抵抗力を完全に喪失したとしても、応答に大きな影響がないことがわかる。



参考図 4.3-3 時刻歴応答解析の結果(CFT32 BRB 有り, CH1 Y 方向, 梁端破断の直前倍率)

資料 4.3-3 部材損傷クライテリアと倒壊余裕度

部材損傷のみで設計を行った場合には、余裕度が小さい場合があることを示すために、参考図 4.3-5 に梁端破断直前倍率における層間変形角と、倒壊までの余裕度の関係を示す。なお、参考図 4.3-5 作成にあたって IDA カーブから抽出した情報を参考図 4.3-4 に示す。

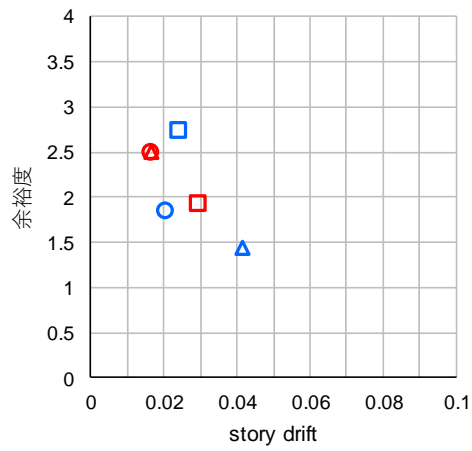


参考図 4.3-4 IDA カーブと参考図 4.3-の横軸と縦軸で抽出したもの(S30 基本, SZ1, X 方向)

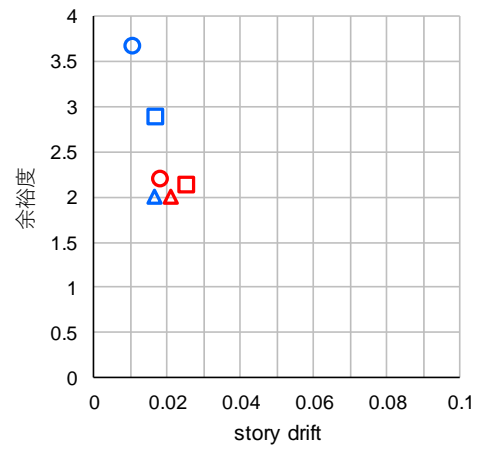
参考図 4.3-5 の考察を以下に列挙する。

- S30 や S15 では、梁端破断のクライテリアだけでは、倒壊までの余裕度が 1 を少し超える程度であるケースが散見される。CFT32 は余裕度が大きい。
- CFT32 BRB 有 OS1 Y 方向で余裕度が小さめに出るのは、Y 方向固有周期は X 方向に比べて周期が 3.4s と短く、OS1 は長周期の成分が大きいため、塑性化した時の入力が増大が大きいためと推察される。
- CFT32 BRB 無の方が、CFT32 BRB 有より余力が大きめに出るのは、BRB 無の方が層間変形角の小さい領域で、梁端破断が生じているためと推察される。
- S30 モデルでは、余裕度が小さいが、特に梁保有性能大モデルで小さい。一方、梁保有性能大モデルは、層間変形角が大きい。
- S15 モデルでは、層間変形角が小さい領域で梁端破断に至っており、倒壊余裕度も小さい。S15 モデルでは固有周期が 2.0s 程度と短いため、非線形化に伴い、入力が急増するため、見かけ上余裕度が小さい。

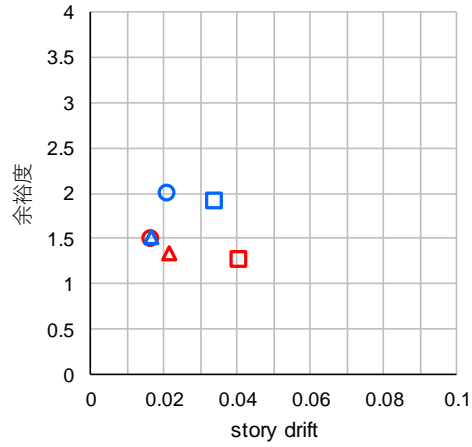
□:SZ1, ○:CH1, △:OS1, 赤 : X 方向, 青 : Y 方向



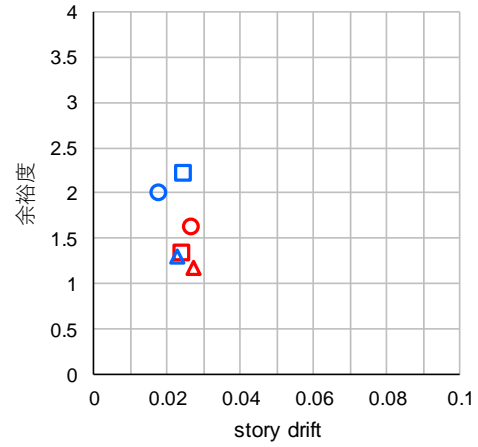
CFT32 BRB 有



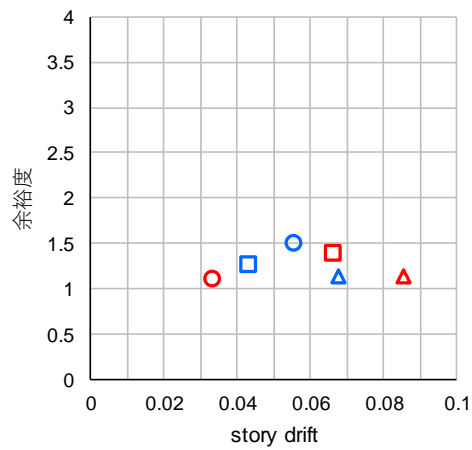
CFT32 BRB 無



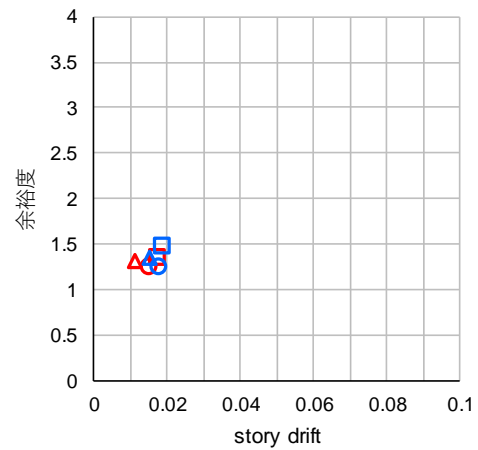
S30 基本



S30 柱強



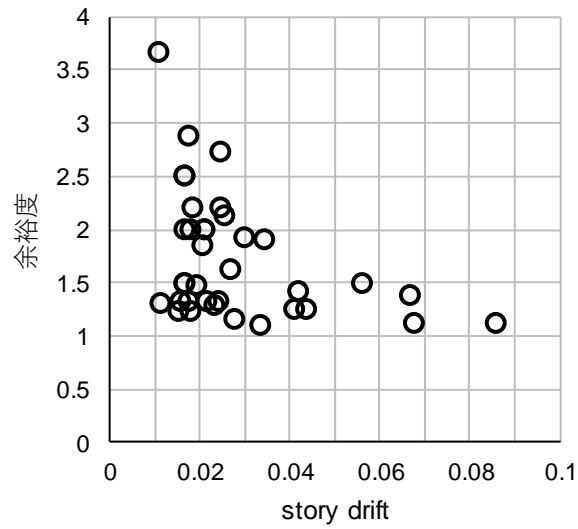
S30 梁保有性能大



S15

参考図 4.3-5 梁端破断直前倍率の層間変形角と倒壊までの余裕度の関係

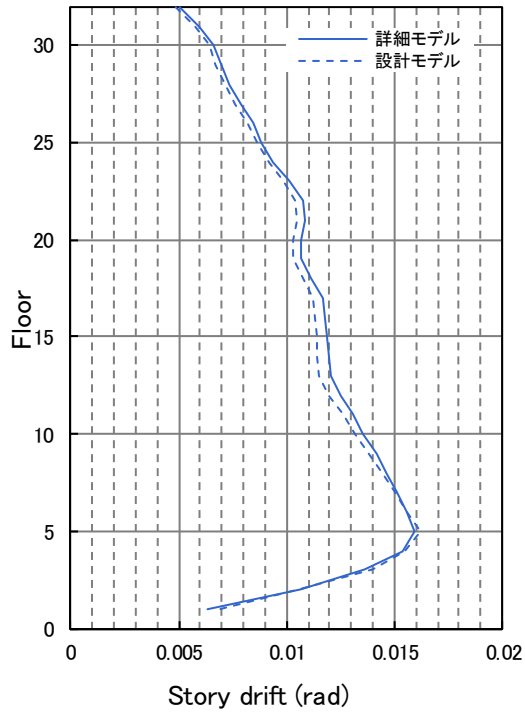
参考図 4.3-6 に全建物の梁端破断直前倍率における層間変形角と、倒壊までの余裕度の関係を示す。梁端破断直前の層間変形角が大きい場合、余裕度が小さい。



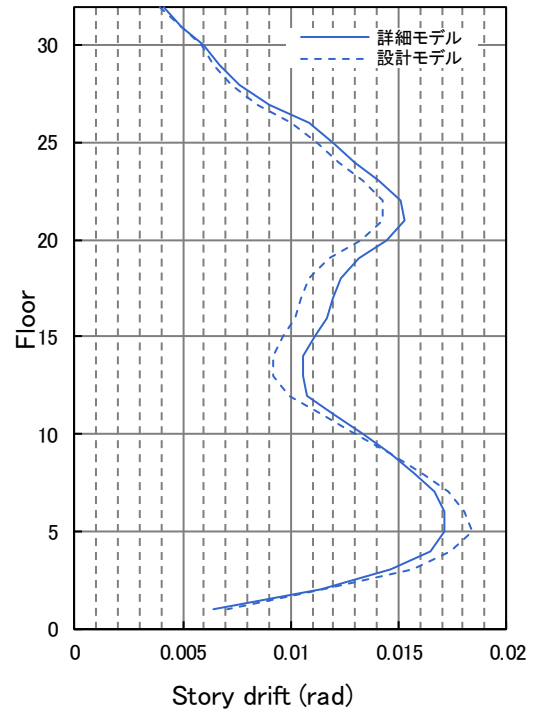
参考図 4.3-6 梁端破断直前倍率の層間変形角と倒壊までの余裕度の関係(全建物)

資料 4.3-4 設計モデルと詳細モデルの比較

令和 1 年度、S30 モデルで通常的设计で想定される解析モデルとの比較を行い、柱の部材角応答は、MS モデルを用いた詳細モデルと通常的设计モデル（柱：塑性論モデル、梁：ノーマルトリニア）で、梁端の破断が生じる前の応答について概ね同じであることを示した。CFT 柱のモデルについても同様の検討を示す。

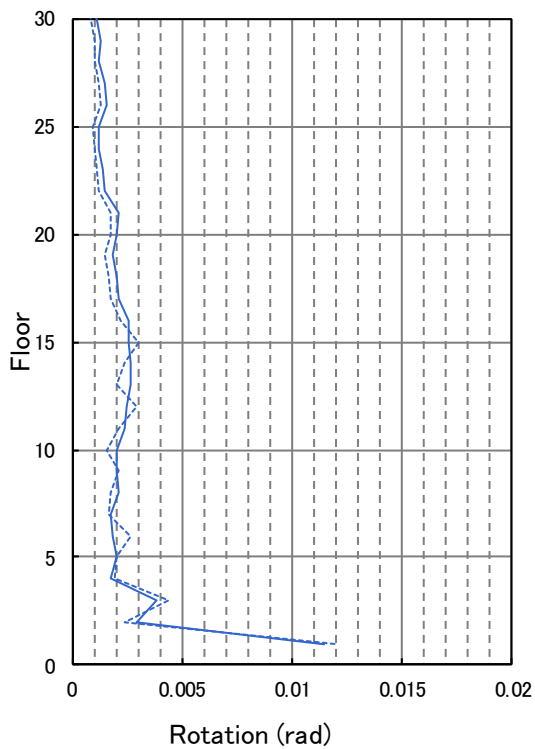


(a) CH1 X

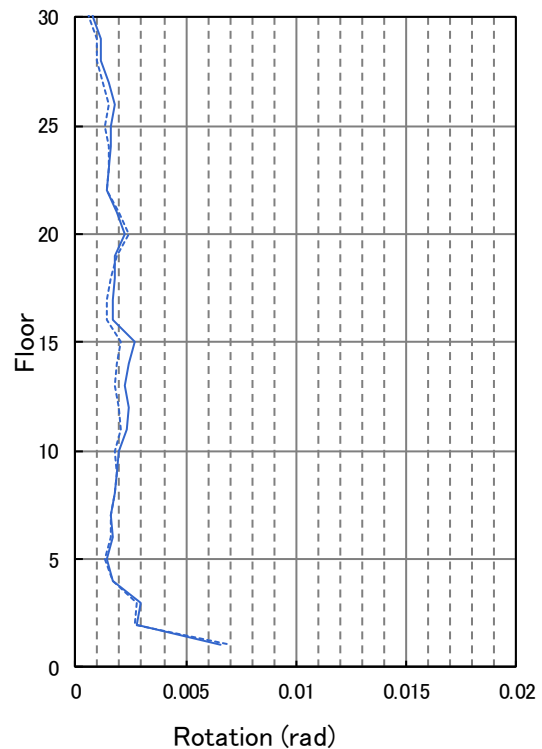


(b) CH1 Y

参考図 4.3-7 最大層間変形角の比較(CFT32 BRB 有)



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

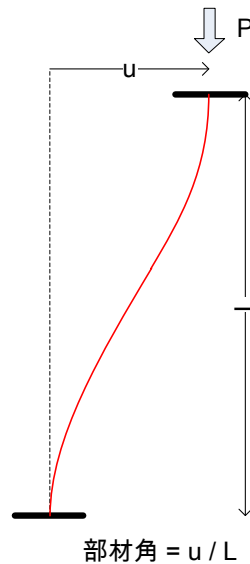
参考図 4.3-8 最大柱部材角の比較(CFT32 BRB 有, 柱脚)

資料 4.3-5 柱部材角の定義

■柱部材の実験結果と解析モデルとの対応について

○実験（部材角 = u/L ）

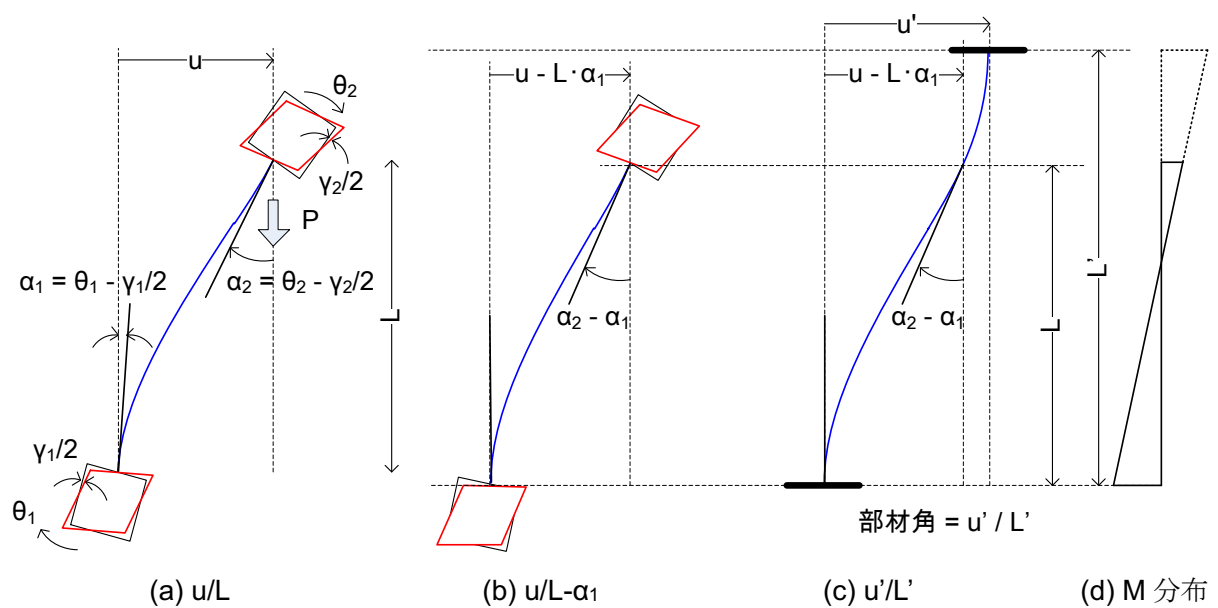
一定軸力 P 、部材角（例えば）1%とする一定軸力定振幅繰返し実験時の部材角の概念図を参考図 4.3-9 に示す。



参考図 4.3-9 実験での部材角(= u/L)の概念図

○解析（部材角 = $u/L?$, $u/L-\alpha_1?$, $u'/L'?$ ）

実験の部材角と対応するのは参考図 4.3-10(c) u'/L' と考えられる。

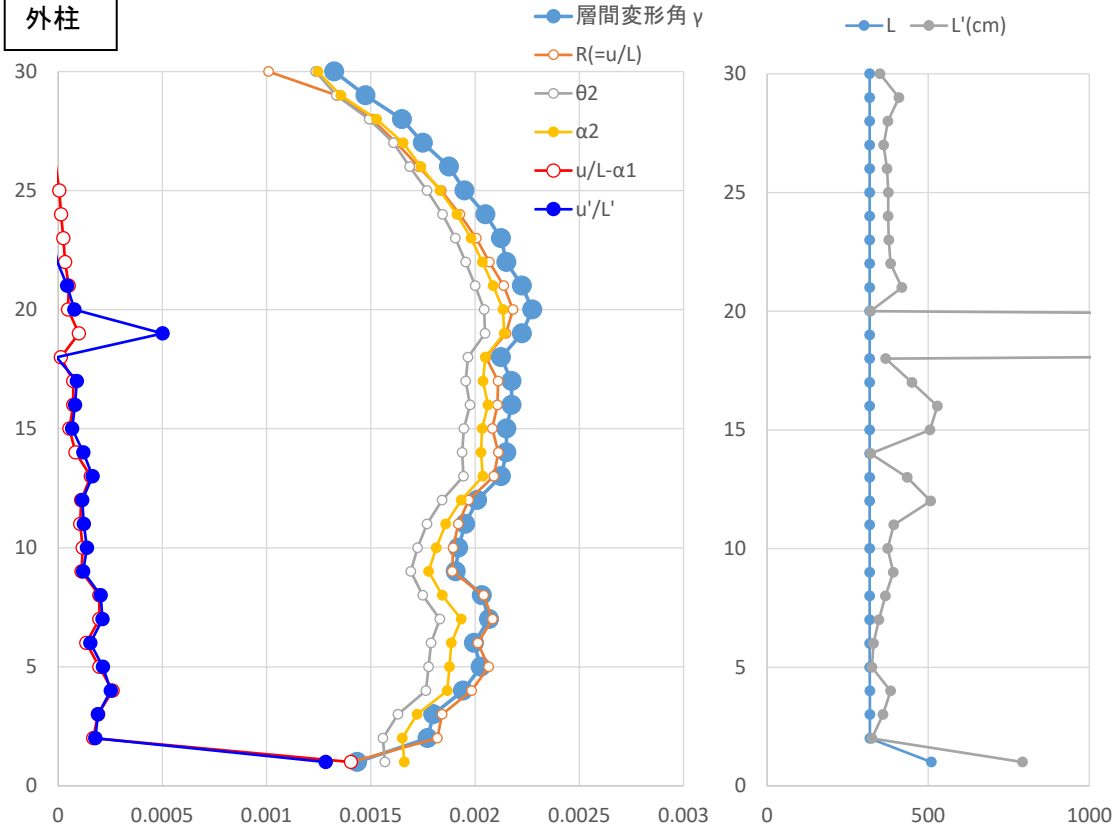


参考図 4.3-10 骨組み解析における要素の変形と実験の対応

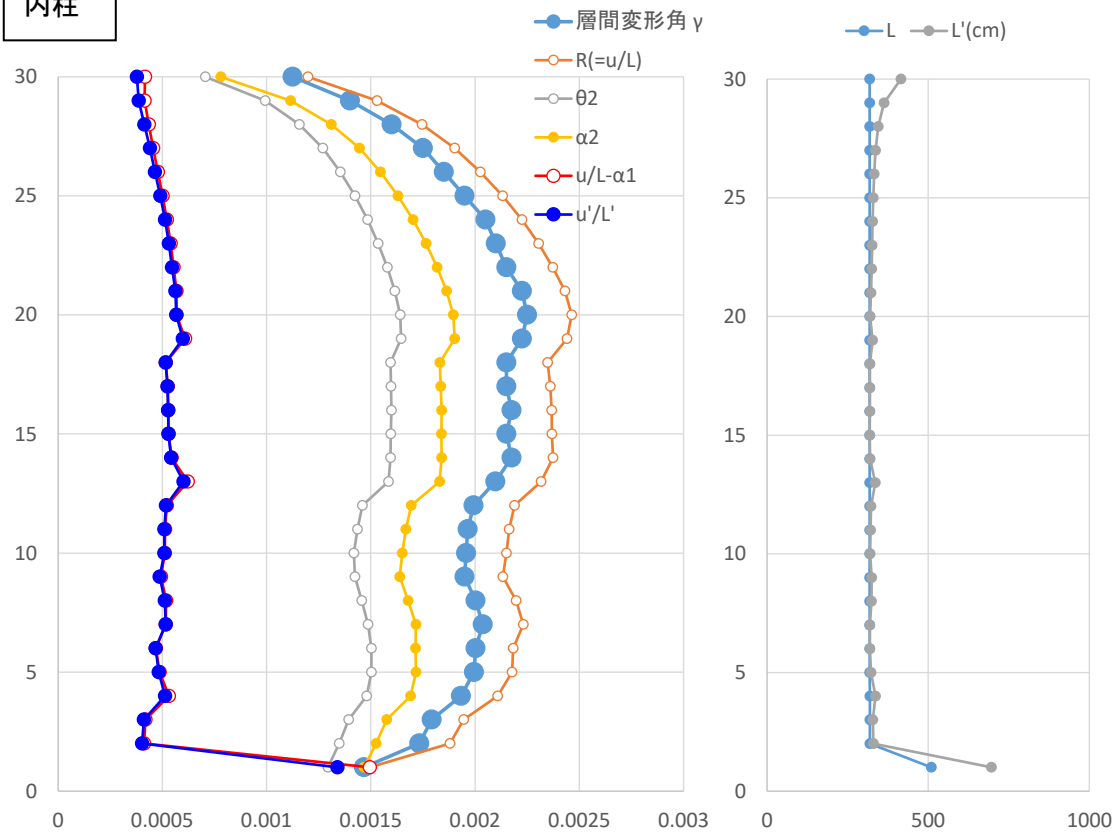
■本文で扱っている柱部材角

30層S柱モデルを用いたPushOver解析により、上記3種の変形角を検討した結果を参考図4.3-11、参考図4.3-12に示す。反曲点位置が塑性化の進展状況に応じて変わるため、塑性化状況やモーメント分布により異なるが、少なくとも脚部（頂部の回転の方が小さい場合は頂部）の回転分を差し引いた $u/L-\alpha_1(\alpha_2)$ により整理すれば、概ね「部材角」を評価できる。本文で部材角と呼んでいるものは、 $u/L-\alpha_1(\alpha_2)$ にあたる。

外柱

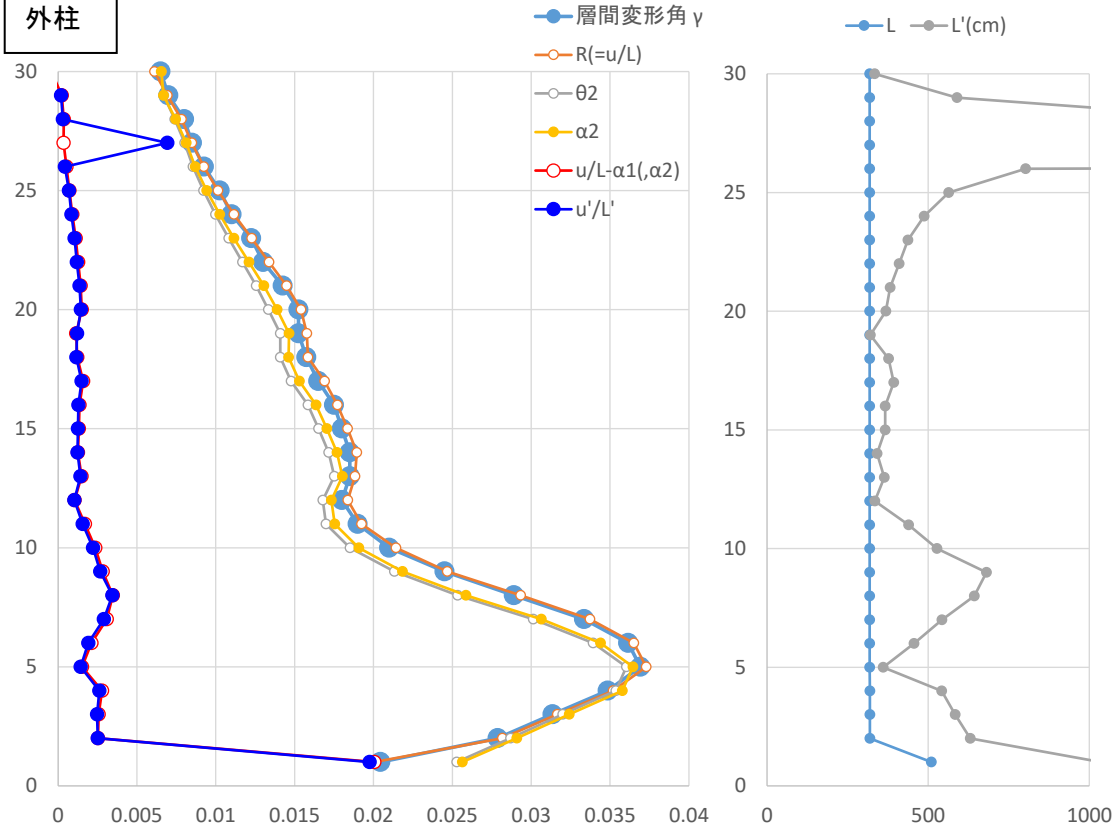


内柱

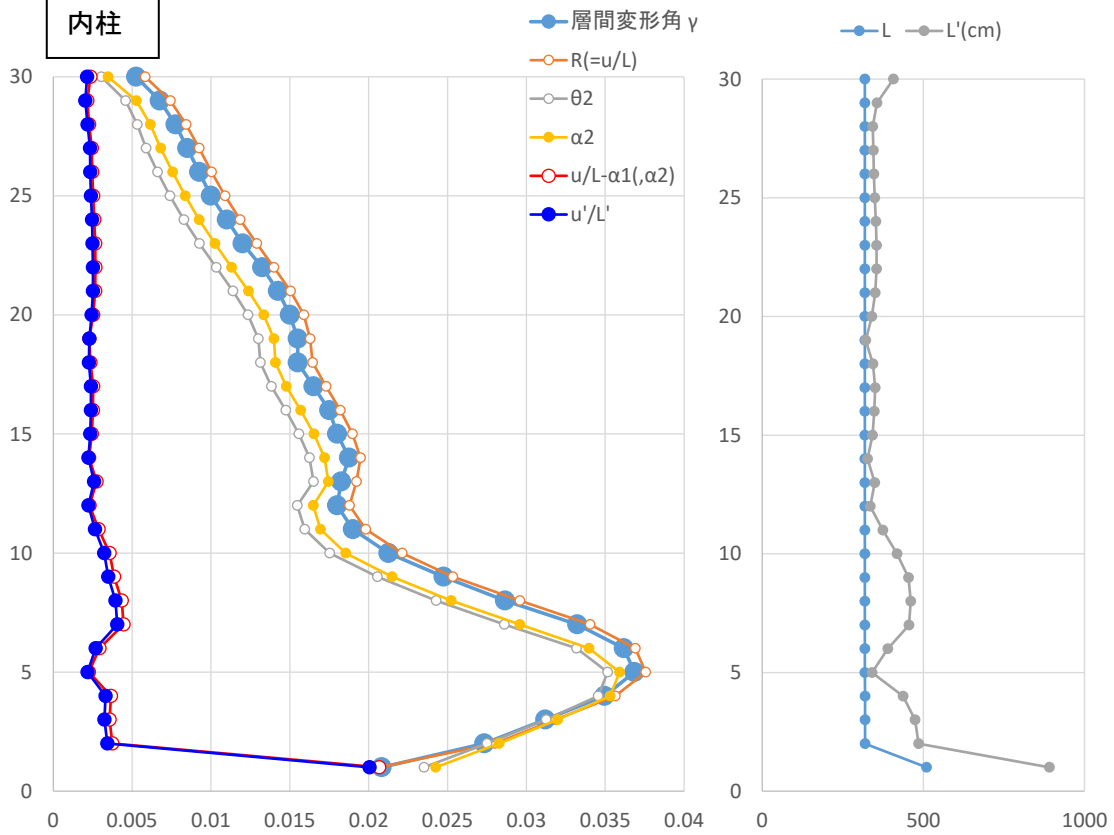


参考図 4.3-11 部材角の検証(層間変形角小)

外柱



内柱



参考図 4.3-12 部材角の検証(層間変形角大)

資料 4.3-6 変動軸力下での繰返し回数に基づく損傷度評価

2.3 節で示すように、変動軸力を振幅に応じて変化させた場合を考えると、鉄骨柱の場合には、変動軸力の最大軸力での一定振幅载荷の繰返し数と変動軸力時の繰返し数を比較した場合には、変動軸力時の繰返し数の方が大きくなると考えられる。そこで、2.3 節で提案している変動軸力下での繰返し回数の推定法を用いて損傷度を評価する。ただし、 $R_{lim}=0$ とした。参考図 4.3-14、参考図 4.3-15 に結果を示すが、上層の内柱では、初期軸力比が 0.4 程度（16 層目）の柱もみられ、当該柱は、損傷度が大きい。

【変動軸力が作用する柱の繰返し数 $vN_{90\%}$ 】

$$vN_{90\%} = \gamma \times cN_{90\%}(n=n_1) \leq cN_{90\%}(n=n_0) \quad (2.2-24)$$

ここで、

γ : 変動軸力を考慮した割増係数

$$\gamma = 1.0 + 29.35 \times \Delta n^{2.90} \quad (0.0 \leq \Delta n \leq 0.5) \quad (2.2-25)$$

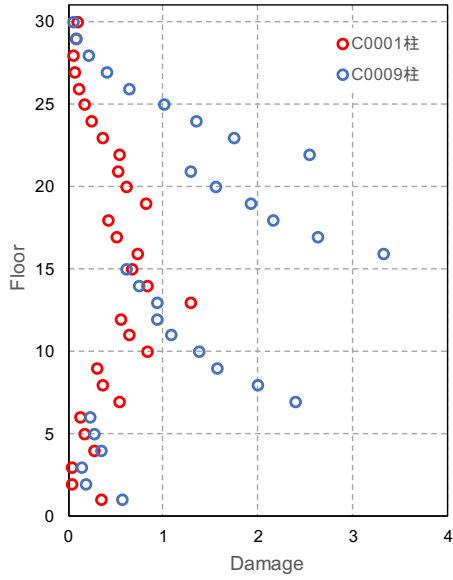
Δn : 軸力比の変動幅 ($= n_1 - n_0$)

$cN_{90\%}(n=n_1)$: 一定軸力での最大軸力時の繰返し数

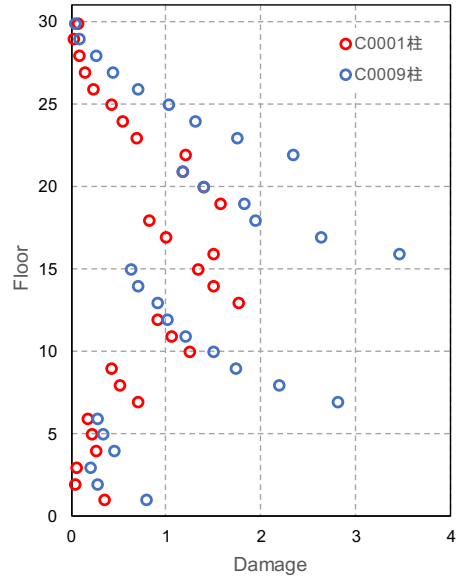
$cN_{90\%}(n=n_0)$: 一定軸力での長期軸力時の繰返し数

参考図 4.3-13 変動軸力時の損傷度評価の概要(2.3 節より)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

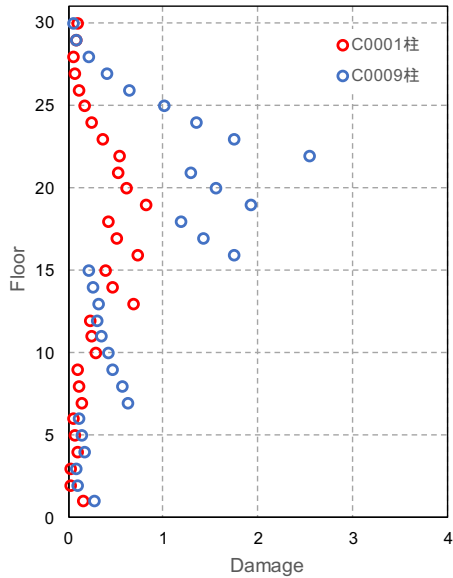


(a) CH1 X

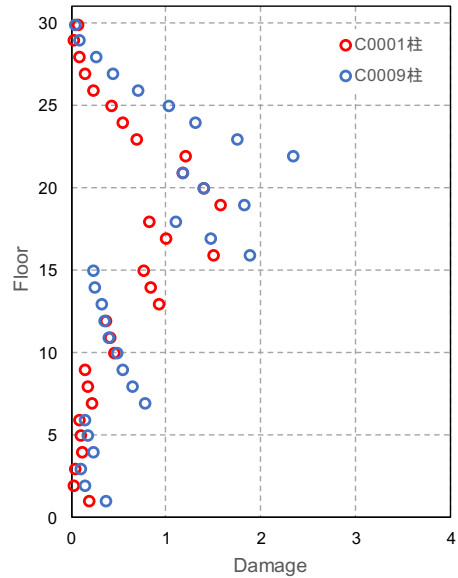


(b) CH1 Y

参考図 4.3-14 損傷度 (S30 基本モデル, 手法: 詳細法、変動軸力下での繰り返し回数)



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

参考図 4.3-15 損傷度 (S30 柱強モデル, 手法: 詳細法、変動軸力下での繰り返し回数)

4.4 まとめ

第4章の各節の検討の概要と得られた成果及び課題を以下にまとめて示す。

4.4.1 超高層鉄骨造建物の試設計と劣化を考慮した時刻歴応答解析（H30年度実施）

長周期地震動下の超高層鉄骨造建物の地震応答解析を行うことにより応答性状の実態を把握することを目的とし、超高層鉄骨造建物モデルを用いて地震応答解析を行った。検討した内容を以下に示す。

(1) まとめ

1) 超高層鉄骨造建築物の試設計(4.1.1)

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、耐震安全性判定基準を概ね満足するように試設計した。

2) 長周期地震動を用いた部材の劣化を考慮した時刻歴応答解析(4.1.2)

入力地震動に、国土交通省による南海トラフ沿いの長周期地震動のうち、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回るレベルの地震動(SZ1,CH1,OS1)を選定した。地盤は軟弱な地盤を想定し、表層地盤の増幅を考慮したところ、速度応答スペクトルで、告示の簡略化2種地盤で計算されるレベル(165cm/s)に比べ、最大2倍弱の増幅(最大300cm/s)となった。

長周期地震動に対するS30及びCFT32の地震応答解析を行った。結果を以下に示す。

【S30】

S30では、長周期地震動CH1,OS1に対して応答が大きく、層間変形角 $1/20\text{rad}$ を超えた。特にOS1に対しては、層間変形角 $1/10\text{rad}$ を超え、層の復元力を喪失した。従って、OS1に対しては崩壊と判定された。当時の設計波である既往波に対して、表層地盤の増幅を考慮した長周期地震動の入力レベルが大きかったことが崩壊に至った原因と考えられる。また、崩壊のメカニズムは、梁下フランジの破断が進行することで、層の復元力が著しく低下し、大変形に至るといものである。大変形に至る過程で、柱の局部座屈も確認されたが、崩壊の直接的な原因ではないと考えられる。

最大軸力比(最大軸力/降伏軸力)は、X方向入力時に0.91、45度方向入力時は1.10となった。この値は、OS1で大きい傾向にあるものの、CH1、SZ1も同程度である。

部材角とその頻度分布は、同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、 $1/100\text{rad}$ を超える振幅が6回となっている柱が存在する。

【CFT32】

CFT32はX方向入力時にはCH1で応答が大きく、ねじれの大きい端部では最大層間変形角 $1/40\text{rad}$ を超えた。Y方向入力時にはOS1で応答が大きく、最大層間変形角 $1/54\text{rad}$ を超えた。S30と比べて応答が小さいのは、表層地盤の増幅を考慮した告示波で設計されているため、設計用地震動と長周期地震動の入力レベルにS30ほどの差がないためである。

部材の損傷状態は、CH1 X 方向入力時に一部の梁で局部座屈が生じて最大塑性率が 8 弱となるケースもあるが、その他のケースでは概ね塑性率 4 以下となった。また、全てのケースで梁下フランジの破断や、柱の局部座屈は生じなかった。

最大軸力比は、X 方向入力時に 0.67、45 度方向入力時は 0.87 となった。この値は、OS1 入力時に大きい傾向にあるものの、CH1、SZ1 も同程度である。

部材角とその頻度分布は 同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、1/200rad を以上の振幅が 30 回弱となっている柱がある。

(2) 今後の課題

今後の課題を以下に示す。

1) S30、CFT32 の崩壊余裕度について

S30、CFT32 について、振幅を係数倍した長周期地震動に対する応答解析を行い、建物が崩壊するまでの余力について検討を行う。

2) 地震応答解析における骨組の鉄骨柱及び CFT 柱の耐震安全性評価方法について

・多数回繰返し載荷実験に基づく鉄骨（CFT）柱端部の疲労限界曲線

梁端部の性能評価式と同様に S 造柱（CFT 柱）についても、多数回繰返し載荷実験に基づいて、疲労限界性能曲線式が提示され、それが部材角振幅（柱端部材角、柱端部回転角）と繰返し回数 N_f の関係で表されるものと考えられる。

・柱端部の損傷度（ D ）の計算方法

柱の耐震安全性の評価を行う場合には、各柱の軸力変動などを考慮する必要があるため、基本的には部材モデルで解析することが条件になる。現状の梁の耐震安全性評価方法では、骨組モデルを用いる場合には、a)、b) の 2 通りの方法が提示されており、基本的にはこれと同様の検討を行える手法の提案を試みる。

3) 上下動の取り扱い

国土交通省「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について 平成 28 年 6 月 24 日」（以下、国交省長周期通知と称す）にて示された長周期地震動は、水平方向の入力地震動のみである。性能評価においては、上下動に対する考慮が必須となっており、長周期地震動に対しても、水平のみならず上下動に対する検討が必要であるが、長周期地震動に対応する上下動が提示されておらず、適切な方法がない。

現在は、長周期地震動（水平動入力）に対する応答と、適切に設定した告示レベルの上下動（告示上下動、上下動入力）に対する応答を単純和することで、上下動分の応答の割り増しとする等としている。

4) 高軸力比柱の挙動

高軸力比柱の挙動（解析上、軸力比 1 を上回る場合がある）は、解析モデル上、取り扱える範囲を超えている可能性がある。

4.4.2 建物が倒壊するまでの余力の検討と耐震安全性検証の試行（R1 年度実施）

鉄骨柱を有する鉄骨造 30 階建て S30、CFT 柱を有する鉄骨造 32 階建て CFT32 の建物モデルを用い、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を行い、梁端破断が生じる入力倍率と、建物が倒壊する時の入力倍率を確認した。

(1) まとめ

1) S30 に関する検討

静的弾塑性漸増荷重解析により層間変形角 1/100 まで加力した時点の応力状態による柱梁耐力比を最小 1 程度とする設計を「基本モデル」として検討した。その結果、入力地震動の種類や入力方向により大きくばらつくが、梁端破断の生じない倍率は平均 0.8 倍、倒壊する倍率は平均 1.3 倍となった。

梁の塑性変形能力が大きいと仮定し、梁端の破断が比較的生じにくい設定をした「梁変形性能大モデル」について検討した。梁端破断の生じない倍率は平均 1.2 倍、倒壊する倍率は 1.6 倍となり、基本モデルと比して倍率が大きくなった。

柱の断面性能を増し、柱梁耐力比を約 2 割程度大きく設定した「柱強モデル」について検討した。梁端破断の生じない倍率は平均 0.8 倍、倒壊する倍率は 1.4 倍となり、基本モデルと比して倒壊する倍率が大きくなった。

2) CFT32 に関する検討

静的弾塑性漸増荷重解析により層間変形角 1/100 まで加力した時点の応力状態による柱梁耐力比を最小 1.5 程度とする CFT 柱モデルについて検討した。その結果、入力地震動の種類や入力方向により大きくばらつくが、梁端破断の生じない倍率は平均 1.5 倍、倒壊する倍率は平均 3.4 倍となった。

3) 倒壊の状況の把握

梁端の劣化を伴う損傷（破断、局部座屈）の発生が層内で進展し、層の復元力を劣化させる。それに伴う層の大変形に対し、P- Δ 効果で層の復元力を喪失すると考えられる。ここでは、この状態を解析上の「倒壊」と定義する。令和 1 年度の検討結果は、この状態に至って「倒壊」している。

倒壊時の部材損傷をまとめると、梁端の破断や局部座屈の発生が顕著で、当該層が大きく変形するのに伴い柱上下端の降伏も見られる。降伏した状態で、大変形を受ける柱の健全性については、疲労曲線を用いた検討が必要である。

4) 耐震安全性検証方法の試行

平成 30 年度得られた実験結果をもとにした設計用疲労曲線を参照し、解析で得られた柱応答から、Miner 則を仮定して損傷度を算定した事例を示した。令和 1 年度の柱部材の損傷度の評価は、部材角の時刻歴から振幅の頻度分布を計数した詳細手法であるが、より簡易な手法を今後模索する必要がある。

5) 通常の設計で想定される解析モデルとの比較

柱の部材角応答は、MS モデルを用いた詳細モデルと通常の設計モデルで、梁端の破断が生じる前の応答について概ね同じであることを示した。

(2) 今後の課題

1) 柱部材の設計用疲労曲線を用いた詳細な健全性確認

鉄骨柱部材および CFT 柱部材の設計用疲労曲線を時刻歴応答解析の部材特性に反映して、健全性の確認を行う。健全性確認の検討ケースは以下を想定する。

- ・ 梁端の破断が生じない範囲の最大入力倍率時
- ・ 倒壊と判断される入力倍率時

また、柱部材の健全性確認については、簡易な方法の考案を試行する。

2) 梁端破断から倒壊に至るまでの余力を考慮した耐震安全性検証法の検討

鉄骨柱および CFT 柱を有する建物モデルに対して時刻歴応答解析を実施し、耐震安全性の検討を行う。建築物の耐震安全性検証にあたっては、判定基準を満足している時点から倒壊に至るまでの余力をある程度確保する必要があることを念頭に置き、部材損傷や層間変形角など適切な判定基準について検討する。

4.4.3 耐震安全性評価法、層間変形角クライテリア等の提案 (R2 年度実施)

長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物について、耐震安全性評価法を提案した。また鉄骨柱を有する鉄骨造 30 階建て S30、鉄骨柱を有する鉄骨造 15 階建て S15、CFT 柱を有する鉄骨造 32 階建て CFT32 の建物モデルを用い、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を行うことで、提案した耐震安全性評価法を検証した。建物モデルとしては、評価フロー等の成立性の検討を目的としていることから、柱梁耐力比が小さいものも含めて、多様なモデルを選定した。

(1) まとめ

1) 耐震安全性評価法の提案(4.3.1)

部材劣化しない（梁端破断）条件のみで耐震安全性判定基準を設定する場合、設計に用いた地震動に対しては安全性が確保されているが、倒壊までの余裕度が小さい場合があることが令和 1 年度確認された。そこで、適切な余裕度を確保する意味で、建物全体の性能を反映している建物耐力と関連する層間変形角クライテリアと、部材劣化クライテリアの両方を満たすことを求める評価フローを提案した。

提案した評価フローにおいては、従来の耐震安全性判定基準（層間変形角 1/100rad）を緩和する場合、P- Δ 効果を考慮すること、立体骨組み解析とすること、を求めている。

2) 層間変形角クライテリアの提案(4.3.2)

耐震安全性評価に用いる層間変形角クライテリアの設定方法を示した。層間変形角クライテリアは、倒壊に影響を及ぼす因子として P- Δ の影響を考慮できるベースシア係数 CB を用いて評価する。また、非線形化による周期変動に伴い入力レベル（SV）が急増する場合を想定して、入力地震動のスペクトルにより層間変形角クライテリアを調整することとした。

試設定したクライテリアに対して倒壊までの余裕度を確認した。建物モデルは、比較的均等なスパンの純ラーメン構造（部材劣化が始まると一気に進展するため倒壊までの余裕度が比較的小さいと考えられる構造）を採用した。

限られた建物モデルによる検討であるが、層間変形角クライテリアを適切に設定すれば、設計に対して適切な余裕度が確保できることを確認した。

3) 部材劣化クライテリア:柱の損傷評価法の提案(4.3.3)

実験結果をもとにした設計用疲労曲線を参照し、解析で得られた柱応答を基に Miner 則を仮定して損傷度を算定した。損傷度の評価は、各柱部材角時刻歴から振幅の頻度分布をそれぞれ計数する詳細手法と、層間変形角から各柱部材角を推定して計数する手法を示した。試算定で示した結果は一部の柱で損傷度が大きい結果となったが、入力倍率について設計で想定される最大レベル（梁端が破断しない範囲で最大入力レベル）を想定したことや、S30 モデルでは本検討の趣旨に照らして柱を弱く（柱梁耐力比が最小で 1 を下回っている）設計したことが一因として考えられる。

(2) 今後の課題

今後の課題として以下が挙げられる。

- 1) 45 度方向（2 方向入力）入力時の柱損傷評価法は未確立であり、実験データの拡充による性能曲線の設定並びに安全性検証法の確立が望まれる。
- 2) 柱の疲労曲線は比較的大振幅時の実験データに基づき設定されたもので、小振幅時の知見が不足しており、柱の繰り返し実験で確認された振幅を下回る小振幅に対する疲労検討においては、損傷度を過大評価している可能性がある。そこで本報告書では小振幅時には疲労曲線が異なる影響を考慮した試行結果を示した。
- 3) 現状の評価手法は、常に最大軸力が発生していると仮定して損傷評価を行っているが、小振幅時は変動軸力も小さく、損傷度を大きめに評価している可能性がある。変動軸力の影響を適切に考慮できる手法が望まれる。そこで本報告書では変動軸力の影響を考慮した試行結果を示した。
- 4) 簡易法として累積エネルギーに基づく算定を試行したが、詳細法との差異が大きい。その原因の解明や考察も含め、さらなる検討が必要である。
- 5) 層間変形角クライテリアの設定に関し、本報告書では複数のモデル建物による設定と検証を行ったが、検討した全 6 棟 2 方向の範囲にとどまる。より多様な建物に対する検討が望まれる。

第5章 おわりに

本研究では、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物を対象として、通常の超高層建築物のクライテリア（層間変形角 1/100、塑性率 2）を用いない安全性検証方法を確立するための検討を実施した。

現在の超高層建築物等の性能評価で用いられている設計用の長周期地震動は、地域や周期によっては、これまでの告示波の 2 倍程度の速度応答スペクトルとなる場合があり、通常のクライテリアで設計を行う場合、設計が困難となる可能性がある。通常のクライテリアを用いない場合、建築物の設計時の最大層間変形角が 1/100 よりも大きくなる可能性があるため、梁端部だけでなく、柱部材についても限界性能評価式を用いて安全性を確認する必要がある。また、1/100 よりも大きな層間変形角を許容する上では、設計用の地震動よりも大きな地震動が作用した場合の余力についても検討しておく必要があると考えられる。

そこで、本研究では、鉄骨柱部材と CFT（コンクリート充填鋼管）柱部材を対象として、設計用疲労曲線式を提示するための実験や解析的検討を行なった。また、柱や梁部材の破断や耐力劣化などを考慮し、建物の倒壊までの追跡が可能な地震応答解析を行なって、設計用の地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも、一定の余力が確保されるような方策について検討した。

鉄骨柱部材については、繰り返し荷重が作用する角形断面鋼管柱を対象に、変動軸力・変動振幅下の特性に着目した繰返し載荷実験や FEM 解析を実施し、一定軸力での多数回繰返し特性、変動軸力での多数回繰返し特性、及び、任意の変位振幅での多数回繰返し特性を把握し、それらに基づく疲労性能評価式を提案した。

CFT 柱部材については、既往の研究の分析を行った上で、CFT 柱部材の多数回繰返し載荷実験として、変動変位振幅や変動軸力の影響などについて検討し、これらの結果に基づいて、実験下限値を与える疲労性能評価式を提案した。

設計時に 1/100 よりも大きな層間変形角を許容する場合の耐震安全性検証方法として、提案された鉄骨柱部材と CFT 柱部材の疲労性能評価式を用いた安全性検証方法を提案するとともに、設計用の地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも、一定の余力が確保されるようにするための最大層間変形角の限界値の設定方法を提案した。

今後の課題として、鉄骨柱部材と CFT 柱部材の疲労性能評価式に関しては、さらなる実験資料の蓄積による精度向上が必要と考えられる。また、耐震安全性検証方法に関しては、より多くの適用事例により検証すること等が望まれる。

〈謝辞〉

本研究を進めるにあたり、ご指導いただきました千葉大学・森田耕次名誉教授、北九州市立大学・津田恵吾名誉教授、大阪大学・多田元英教授、東京大学山田哲教授に、感謝いたします。また、建築基準整備促進事業「S29 長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討（平成 30～令和 2 年度）」にご参加いただき、ご協力いただきました委員ならびに協力委員の方々に、御礼申し上げます。

© 建築研究資料 第206号

令和5年5月 印刷・発行
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課
〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地
電話 (029) 864-2151(代)