

# 建築研究資料

*Building Research Data*

No. 160

July 2014

---

---

## 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

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

長谷川隆, 福元敏之, 田上淳, 澤本佳和, 久保田淳, 時野谷浩良,  
鈴井康正, 寺田岳彦, 石井大吾, 成原弘之, 安田聡, 金子洋文,  
宇佐美徹, 小鹿紀英, 鈴木芳隆, 西山功, 向井昭義, 岩田善裕

Takashi Hasegawa, Toshiyuki Fukumoto, Jun Tagami, Yoshikazu Sawamoto, Jun Kubota,  
Hiroyoshi Tokinoya, Yasumasa Suzui, Takehiko Terada, Daigo Ishii, Hiroyuki Narihara,  
Satoshi Yasuda, Hirofumi Kaneko, Tetsu Usami, Norihide Koshika, Yoshitaka Suzuki,  
Isao Nishiyama, Akiyoshi Mukai, Yoshihiro Iwata

---

---

独立行政法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

Incorporated Administrative Agency, Japan





## はしがき

平成 15 年に発生した十勝沖地震では、震央から 250km 離れた苫小牧市内で、長周期地震動によって石油タンクが被災し、社会的に大きな関心を集める結果となった。また、平成 23 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震により、都心の高層建築物が長時間揺れ続けたことは記憶に新しい。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により、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、免震あるいは超高層建築物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。

建築研究所ではこのような課題に対応するために、平成 21 年度から個別研究開発課題として「長周期地震動に対する超高層建物および免震建物の耐震性能評価技術の開発（平成 21～22 年度）」及び「長周期地震動に対する超高層建築物等の応答評価技術の高度化（平成 23～24 年度）」を行い、設計用長周期地震動の作成手法や、RC 造、鉄骨造等の超高層建築物及び免震建築物の応答評価技術等の検討を行っている。

これらの課題の実施にあたっては、国土交通省建築基準整備促進事業の関連課題を担当している事業主体と共同研究を行って検討し、超高層鉄骨造建築物の長周期地震動に対する安全性評価方法等の検討については、建築基準整備促進事業の調査事項「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（平成 22～24 年度）」を実施した事業主体（鹿島建設、大林組、清水建設、大成建設、竹中工務店、小堀鐸二研究所）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、研究成果の取りまとめに関して主たる役割を果たした他、個別の実験等に関しても事業主体とともに研究を行い、最終的に、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の限界保有性能や耐震安全性評価方法を提案している。

本資料は、上記の建築基準整備促進事業「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」において、平成 22 年度～24 年度の 3 カ年で実施した調査報告書を再構成し、3 年間の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。この建築基準整備促進事業を実施いただいた上記の 6 社の事業主体の方々に対して、本資料の出版にご了解、ご協力いただいたことに、厚く御礼申し上げます。

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。

平成 26 年 7 月

独立行政法人 建築研究所

理事長 坂本雄三



## 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

長谷川隆<sup>1)</sup>，福元敏之<sup>2)</sup>，田上淳<sup>2)</sup>，澤本佳和<sup>2)</sup>，久保田淳<sup>2)</sup>，時野谷浩良<sup>3)</sup>，  
鈴木康正<sup>3)</sup>，寺田岳彦<sup>4)</sup>，石井大吾<sup>4)</sup>，成原弘之<sup>5)</sup>，安田聡<sup>5)</sup>，金子洋文<sup>6)</sup>，  
宇佐美徹<sup>7)</sup>，小鹿紀英<sup>8)</sup>，鈴木芳隆<sup>8)</sup>，西山功<sup>1)</sup>，向井昭義<sup>1)</sup>，岩田善裕<sup>9)</sup>

### 概 要

超高層建築物が長周期地震動を受けた場合に、建築構造を構成する部材・接合部・骨組などがどこまでの構造性能を発揮し得るかについては、必ずしも十分な知見が蓄積されているとは言えないのが実状である。

このような背景の下、超高層鉄骨造建築物を研究対象とし、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法確立に向けた基礎的知見を蓄積することを目的として、鉄骨部材、接合部、骨組の多数回繰り返し载荷による構造実験とモデル建物の地震応答解析を行った。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) 鉄骨造梁部材、柱部材、接合部、等の多数回繰り返し载荷実験を行い、梁端部等の破断までの疲労曲線を明らかにした。また、3層実大架構の構造実験を行って、梁端部の疲労曲線の妥当性を検証した。
- 2) 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物のモデル建物の地震応答解析を行って、部材の塑性率や累積塑性変形倍率等を明らかにした。また、実験から得られた疲労曲線を用いた超高層鉄骨造建築物の耐震安全性評価方法を提案した。
- 3) この研究プロジェクトでは、2棟の超高層鉄骨造建築物に地震計を設置し、地震観測を行った。これらの観測からは、東北地方太平洋沖地震に対する強震記録も得られた。これらの地震記録を分析して、実在する超高層鉄骨造建築物の周期や減衰特性を明らかにした。

---

1) 建築研究所，2) 鹿島建設，3) 大林組，4) 清水建設，5) 大成建設，6) 信州大学，7) 竹中工務店，  
8) 小堀鐸二研究所，9) 国土技術政策総合研究所

# Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions

Takashi Hasegawa<sup>1)</sup>, Toshiyuki Fukumoto<sup>2)</sup>, Jun Tagami<sup>2)</sup>, Yoshikazu Sawamoto<sup>2)</sup>, Jun Kubota<sup>2)</sup>,  
Hiroyoshi Tokinoya<sup>3)</sup>, Yasumasa Suzui<sup>3)</sup>, Takehiko Terada<sup>4)</sup>, Daigo Ishii<sup>4)</sup>, Hiroyuki Narihara<sup>5)</sup>,  
Satoshi Yasuda<sup>5)</sup>, Hirofumi Kaneko<sup>6)</sup>, Tetsu Usami<sup>7)</sup>, Norihide Koshika<sup>8)</sup>, Yoshitaka Suzuki<sup>8)</sup>,  
Isao Nishiyama<sup>1)</sup>, Akiyoshi Mukai<sup>1)</sup>, Yoshihiro Iwata<sup>9)</sup>

## Abstract

Research data and knowledge to evaluate the seismic performance of structural members, connections and frames of super-high-rise buildings under long-period earthquake motions are presently not enough.

Based on these backgrounds, in order to establish the seismic safety evaluation method for steel super-high-rise buildings against long-period earthquake motions, earthquake response analysis of model buildings and cyclic loading tests for steel members, connections and frames were conducted. From the results of these analyses and tests, following results were obtained.

- 1) Multi-cyclic loading tests for steel beam, column, beam-to-column connections, etc. were performed, and low cycle fatigue curve up to fracture of steel members was estimated. In order to verify an adequacy of the estimated fatigue curve, multi-cycle loading test on full-scale 3-story steel building was also carried out.
- 2) Earthquake response analysis of super-high-rise steel model buildings under long-period earthquake motions was conducted, and maximum ductility and cumulated plastic deformation ratio of members in the model buildings were obtained. The seismic safety evaluation method for super-high-rise steel buildings utilizing the estimated fatigue curve was also proposed.
- 3) In this research project, seismometers were installed in two existing super-high-rise steel buildings to obtain strong motion records in the buildings. In these two buildings, strong motion data could be collected during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. From the analysis of these data, viscous damping and natural periods of the existing upper-high-rise steel buildings were investigated.

---

1) Building Research Institute, 2) Kajima Corporation, 3) Obayashi Corporation, 4) Shimizu Corporation,  
5) Taisei Corporation, 6) Shinshu University, 7) Takenaka Corporation, 8) Kobori Research Complex Inc.,  
9) 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に関する検討

## 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 各年度の調査項目と内容	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 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造柱, 梁部材, 接合部, 部分骨組の構造実験	2. 1-1
2.1 既存超高層鉄骨造建築物の実態調査	2. 1-1
2.2 梁部材の多数回繰り返し載荷実験	2. 2-1
2.3 梁端溶接部の多数回繰り返し載荷実験	2. 3-1
2.4 柱部材の多数回繰り返し載荷実験	2. 4-1
2.5 柱梁接合部パネル, 部分架構の多数回繰り返し載荷実験	2. 5-1
2.6 まとめ	2. 6-1
第3章 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造3層実大架構等の構造実験と疲労曲線の検証	3. 1-1
3.1 既存鉄骨造高層建築物から切出した部分骨組の実験と疲労曲線の検証	3. 1-1
3.2 鉄骨造3層実大架構実験と疲労曲線の検証	3. 2-1
3.3 まとめ	3. 3-1
第4章 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の応答評価と安全性検証方法	4. 1-1
4.1 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価に関する検討	4. 1-1
4.2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討	4. 2-1
4.3 まとめ	4. 3-1
第5章 超高層鉄骨造建築物の地震観測	5. 1-1
5.1 地震観測建物の挙動調査	5. 1-1
5.2 東日本大震災による鉄骨造高層建築物の挙動調査	5. 2-1
5.3 まとめ	5. 3-1
第6章 おわりに	6-1
謝辞	6-1



## 第1章 はじめに

### 1.1 背景、調査項目及び調査目的

平成15年に発生した十勝沖地震では、震央から250km離れた苫小牧市内で、長周期地震動によって石油タンクが被災し、社会的に大きな関心を集める結果となった。また、平成23年3月に発生した東北地方太平洋沖地震により、都心の高層建築物が長時間揺れ続けたことは記憶に新しい。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により、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、免震あるいは超高層建築物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。

長周期地震動の予測・評価に関しては、最近の研究の進捗により、設計用地震動としての長周期地震動の作成手法の提案がなされるまでに至っている。一方、長周期地震動を受けた際に、建築構造物が従来の耐震設計で想定されていたよりも多くの繰り返し荷重を受けたときに、建築構造を構成する骨組・部材・接合部などがどこまでの構造性能を発揮し得るかについては、必ずしも十分な知見が蓄積されているとは言えないのが実情である。

このような状況を受け、建築研究所では2つの個別研究開発課題「長周期地震動に対する超高層建物および免震建物の耐震性能評価技術の開発（平成21～22年度）」及び「長周期地震動に対する超高層建築物等の応答評価技術の高度化（平成23～24年度）」を行い、設計用長周期地震動の作成手法や、RC造、鉄骨造等の超高層建築物及び免震建築物の応答評価技術等の検討を行ってきた。これらの課題の実施にあたっては、国土交通省建築基準整備促進事業の関連課題を担当している事業主体と共同研究を締結して調査研究を行った。

超高層鉄骨造建築物の長周期地震動に対する骨組・部材・接合部などの限界構造性能や建物の安全性評価方法等の検討については、建築基準整備促進事業の調査事項「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（平成22～24年度）」を実施した事業主体と共同研究を締結して検討を進めた。以下に、この共同研究で実施した4つの調査項目の概要を示す。

#### (1) 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造建築物の構造実験の実施(平成22～24年度)

長周期地震動を受ける鉄骨造建築物の部材・接合部および部分架構等の限界保有性能（耐力、変形能力および破壊性状等）を把握することを目的とし、部材、接合および部分架構について断面形状、接合詳細等を実験パラメータとした多数回繰り返し下での構造実験を実施した。また、超高層鉄骨造建築物の中間階を想定した骨組架構に対する限界保有性能の評価の妥当性を検証することを目的とし、実大相当の骨組架構について、多数回繰り返し下での構造実験を実施し、限界性能評価のための技術資料の取りまとめを行った。

#### (2) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価の実施(平成22～24年度)

(1)の実験の载荷パターンを検討するために、典型的な長周期の鉄骨造建築物を選定し、長周期地震動に対するこれらの建物の地震応答解析を実施し、長周期地震動下での各部位の多数回繰り返し変位のパターンを把握した。また、長周期地震動に対する鉄骨造建物の応答性状や部材損傷を把握するために、部材強度等をパラメータとした典型的な長周期の鉄骨造建築物を選定し、

地震応答解析を実施した。また、建物の要求性能と、構造実験により把握された限界保有性能を比較検討し、安全性照査のクライテリアの検討のための技術資料を取りまとめ、評価法の提案を行った。

### **(3) 超高層鉄骨造建築物の地震観測の実施(平成 22～24 年度)**

超高層鉄骨造建築物の設計において考慮すべき長周期地震動の入力特性と建物の応答性状に関する知見を得る目的で、2 棟の超高層鉄骨造建築物について地震観測体制を整備し、観測を実施した。地震計を設置した 2 棟の超高層鉄骨造建築物について、地震入力評価のための観測記録の収集と分析を行った。また、東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された超高層鉄骨造建物を対象にして、地震応答解析を実施し、建物挙動の調査を行った。

### **(4) 東日本大震災による鉄骨造高層建築物の挙動調査と反映項目の整理・検討(平成 23 年度)**

数棟の鉄骨造高層建物で観測された東日本大震災等の観測記録を収集して、応答の分析を行い、耐震安全性評価に反映すべき項目の整理や検討を行った。



## 1.2 各年度の調査項目と内容

上記に掲げた4つの調査項目について、各年度における具体的な調査内容を以下に述べる。

### 1.2.1 平成22年度の調査項目と内容

#### (1) 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造建築物の構造実験の実施

##### A. 超高層鉄骨造建築物の実態調査

部材・接合部実験の実験対象あるいは実験条件を適切に設定するために、既存超高層鉄骨造建築物の設計内容、架構形式、使用材料あるいは接合詳細等の実態調査（サンプル調査）を行った。また、建設当時の柱梁部分を中心とした性能調査（柱・梁・パネルの耐力比や柱に作用する応力状態等）も実施した。さらに、鉄骨部材や接合部に関する多数回繰り返し性状に着目した既往文献の調査も実施し、実験パラメータ設定の参考とした。

なお、最近の超高層鉄骨造建築物では、制震装置（ダンパー）を設置した構造が多数見受けられるが、制震装置（ダンパー）自体は多数回繰り返し性状等の把握もある程度進んでいること、また建物ごとに設計上の取扱（設置目的や期待する効果、設置形態など）が多様化しており、一般的な評価が難しいこと等を勘案し、今回は検討対象としないこととした。

##### B. 部材・接合部実験

長周期地震動を受ける鉄骨造建築物の部材・接合部の変形能力を把握することを目的として、縮尺1/2～1/1程度の試験体を用いた多数回繰り返し載荷（最大100サイクル程度）の構造実験を実施した。検討対象としては、梁（部材、梁端）、柱、接合部（パネル）等を選定し、試験体の縮尺は各実験目的に応じて柔軟に対応するものとし、例えば、溶接部の破断により変形能力が決定される場合には、実大相当の試験体を原則とする一方、局部座屈性状が支配的な部材実験では試験装置の能力なども勘案しつつ縮小試験体も許容する計画とした。また、使用する鋼材は全ての実験において原則SM490Aを使用する方針とした。以下に、各対象部位ごとの構造実験の概要を示す。

##### ① 梁（部材：縮小試験体）

梁断面サイズ（ウェブ幅厚比）、載荷パターンを変化させた実験を実施し、多数回繰り返し載荷時の梁の変形能力の把握を行った。

縮尺：1/2程度、試験体数：6体

実験パラメータ：

〔載荷パターン〕 一定振幅（塑性率の程度）

〔形状〕 梁断面サイズ（ウェブ幅厚比）

##### ② 梁（梁端接合部：実大相当試験体）

梁端接合形式および載荷パターンを実験変数とする構造実験を実施し、長周期地震動により多数回繰り返し応力を受ける鉄骨梁の限界性能を把握した。

縮尺：実大相当、試験体数：6体、試験体形状：ト字形

実験パラメータ：

〔載荷パターン〕 一定振幅（塑性率の程度）

〔形式〕 接合詳細（現場溶接形式、工場溶接形式）

##### ③ 柱（部材：縮小試験体）

柱断面形状および荷重パターン等を変化させた実験を実施し、多数回繰返し荷重時の柱（ボックス）の変形能力の把握を行った。

縮尺：1/2程度、試験体数：6体、試験体形状：柱形

実験パラメータ：

〔荷重パターン〕 水平：一定振幅（塑性率の程度）、鉛直：一定軸力、変動軸力

〔形状〕 細長比（柱高さ）

#### ④接合部（パネル：縮小試験体）

柱-梁接合部（ボックス柱）のパネル幅厚比および荷重パターンを変化させた実験を実施し、多数回繰返し荷重時の柱-梁接合部の変形能力の把握を行った。

縮尺：1/1.5～1/2程度、試験体数：5体

実験パラメータ：

〔荷重パターン〕 一定振幅（塑性率の程度）

〔形状〕 パネル幅厚比

### C. 次年度の実験計画

今年度の部材・接合部実験結果等を踏まえ、次年度実施する部材・接合部実験（初年度の実験で構造性能評価法を確立するために不足していると思われるデータの補充：柱部材、梁端溶接部等）および部分架構実験（スラブ付き架構等）の実験計画を立案した。

#### (2)長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価の実施

30～50階程度を対象とした鉄骨造建物（3モデル）を選定し、長周期地震動（想定東海・東南海・南海地震発生時の3都市圏における模擬地震波（建築基準整備促進事業・調査番号1「超高層建築物等の安全対策に関する検討」における昨年度成果）から数波程度）を入力として、地震時応答解析を実施した。共振解析用検討波を用いた応答解析の結果から、長周期地震動が作用した時の各部における多数回繰返し変形のパターンや頻度を把握し、(1)の荷重計画に反映させた。

#### (3)超高層鉄骨造建築物の地震観測の実施

超高層鉄骨造建築物の設計において考慮すべき長周期地震動の入力特性と建物の応答性状に関する知見を得る目的で、首都圏に建つ2棟の超高層鉄骨造建築物について、地震観測体制を整備し、観測を開始した。

## 1.2.2 平成 23 年度の調査項目と内容

### (1) 多数回繰返し荷重を受ける鉄骨造建築物の構造実験の実施

#### A. 部材・接合部・部分架構実験

長周期地震動を受ける鉄骨造建築物の限界保有性能（耐力，変形能力および破壊性状等）を把握することを目的として，縮尺 1/3～1/1 程度の試験体を用いた多数回繰返し荷重の構造実験を実施した。検討対象としては，梁（部材，梁端），柱および部分架構が考えられ，試験体の縮尺は各実験目的に応じて適宜調整するが，溶接部の破断により限界保有性能が決定される場合には，原則実大相当の試験体を用いた。以下に，各部位の構造実験の概要を示す。

##### ①梁（部材）

昨年度の試験体とは梁断面サイズ（梁フランジおよびウェブの幅厚比）を変化させ，床スラブの有無および荷重パターン等を実験変数とした実験を実施し，多数回繰返し荷重時の梁の限界保有性能の把握を行った。

縮尺：1/3～1/2 程度，試験体数：6 体

実験パラメータ：

〔荷重パターン〕 一定振幅（塑性率の程度），変動振幅

〔形状・材料〕 床スラブの有無

##### ②梁（梁端溶接部）

昨年度の試験体とは変位振幅および梁断面寸法を変化させ，床スラブの有無および荷重パターン等を実験変数とする構造実験を実施し，長周期地震動により多数回繰返し応力を受ける鉄骨梁の限界保有性能を把握した。

縮尺：実大相当，試験体数：8 体，試験体形状：ト字形

実験パラメータ：

〔荷重パターン〕 一定振幅（塑性率が小さい場合），変動振幅

〔形状〕 接合形式（現場、工場溶接形式），床スラブの有無，梁断面サイズ

##### ③柱

昨年度の試験体とは柱長さおよび構造形式を変化させ，荷重パターン等を実験変数とした実験を実施し，多数回繰返し荷重時の柱の限界保有性能の把握を行った。

縮尺：1/2 程度，試験体数：5 体，試験体形状：柱形

実験パラメータ：

〔荷重パターン〕 水平：一定振幅（塑性率が小さい場合）

鉛直：軸力比（一定、変動）

〔形状〕 細長比，柱構造形式（CFT 造）

##### ④部分骨組

柱，梁および接合部パネルを有する部分骨組を取り出し，柱に一定軸力を荷重した状態で多数回繰返し荷重実験を実施し，要素間の相互作用などによる構造性能への影響を把握した。

縮尺：1/2～2/3 程度，試験体数：5 体，試験体形状：十字形

実験パラメータ：

〔荷重パターン〕 一定振幅（塑性率の程度）

〔形状・材料〕 接合ディテール，梁パネル耐力比

## B. 次年度の実験計画

平成 22 年度および平成 23 年度の部材・接合部および部分架構の実験結果等を考慮し、次年度実施する実大レベルの骨組実験の実験計画を立案した。

### (2) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価の実施

建設年代を念頭において、建物強度を変化させた架構形式の異なる複数の超高層鉄骨造建物(30～50 階程度を対象)を設定し、長周期地震動(想定東海・東南海・南海地震発生時の3都市圏における模擬地震波から数波程度(建築基準整備促進事業・調査番号1「超高層建築物等の安全対策に関する検討」の平成22年度の成果))を入力として、地震時応答解析を実施した。応答解析の結果から、強度の差による応答性状や部材の損傷度の差異を把握した。

### (3) 超高層鉄骨造建築物の地震観測の実施

平成22年度に地震計を設置した東京都内の2棟の超高層鉄骨造建築物の地震観測および観測記録の分析を行った。

### (4) 東日本大震災による鉄骨造高層建築物の挙動調査と反映項目の整理・検討

数棟の鉄骨造高層建築物で観測された、2011年東北地方太平洋沖地震の観測記録を収集して、応答の分析を行い、耐震安全性評価に反映すべき項目の整理や検討を行った。

### 1.2.3 平成 24 年度の調査項目と内容

#### (1) 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造建築物の構造実験の実施

##### A. 実大相当の部分架構・骨組架構実験

長周期地震動を受ける鉄骨造建築物の限界保有性能（耐力，変形能力および破壊性状等）を把握すること，および超高層鉄骨造建築物の中間階を想定した骨組架構に対する限界保有性能の評価の妥当性を検証することを目的として，実大相当の部分架構および骨組架構試験体を用いた多数回繰り返し載荷の構造実験を実施した。以下に構造実験の概要を示す。

##### ①部分架構（実大相当試験体）

既存鉄骨造建築物（1992 年竣工，高さ約 100m，地上 24 階）から切出した柱梁ト形骨組の構造実験を実施し，長周期地震動により多数回繰返し応力を受ける梁端溶接部の限界性能を把握した。

- ・試験体縮尺：実部材，試験体数：2 体，試験体形状：ト形
- ・実験パラメータ：一定振幅載荷における塑性率の程度

##### ②骨組架構（実大相当試験体）

これまで得られた部材や部分架構の限界保有性能の評価の妥当性を検証することを目的に，多数回の繰返し変形を受ける実大レベルの骨組架構実験を実施した。対象部材は梁とし，梁端部の破断または局部座屈に対する保有性能を検証した。骨組架構実験の概要は以下である。

- ・骨組架構試験体の規模（案）：
  - 3 層 3 スパン 2 構面、スパン 5.5m、階高 3.0m 程度
- ・梁断面形状寸法：H-500(成)×180(幅) (SM490A)
- ・柱断面形状寸法：□-400×400×22 (SM490A)
- ・スラブ付の架構で超高層建築物の中間階を想定 (H22、H23 年度の部材実験と同規模断面)
- ・載荷サイクル：長周期地震動による多数回繰返し変形状態を再現

#### (2) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価の実施

昨年度までに，建物強度を変化させた架構形式の異なる複数の超高層鉄骨造建物（30～50 階程度を対象）に対して，長周期地震動（想定東海・東南海・南海地震発生時の 3 都市圏における模擬地震波から数波程度（基準整備 1 番の平成 22 年度の成果））を入力として応答解析を実施した。これにより得られた建物の要求性能と，構造実験により把握された限界保有性能を比較検討し，安全性照査のクライテリアの検討のための技術資料を取りまとめ，評価法を提案した。また，実大相当の骨組架構実験を対象に評価法の妥当性を確認した。

#### (3) 超高層鉄骨造建築物の地震観測の実施

平成 22 年度に地震計を設置した東京都内の 2 棟の超高層鉄骨造建築物の地震観測及び観測記録の分析を行った。また，東北地方太平洋沖地震において，強震記録が観測された超高層鉄骨造建物を対象にして，地震応答解析を実施し，建物挙動の調査を行った。



### 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「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」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、検討項目毎に整理し、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、「多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造柱、梁部材、接合部、部分骨組の構造実験」であり、1.2節で示した平成22年度と23年度の調査項目である「(1) 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造建築物の構造実験の実施」において実施した実態調査、梁部材の実験、梁端溶接部の実験、柱部材の実験、接合部パネル及び部分骨組の実験について示す。これらの実験に基づいて、梁部材や柱部材について、構造パラメーターと塑性振幅を変化させた多くの実験を行い、その結果、塑性率と繰り返し回数の関係（疲労曲線）が示されている。

第3章は、「多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造3層実大架構等の構造実験と疲労曲線の検証」であり、平成24年度の調査項目である「(1) 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造建築物の構造実験の実施」において実施した既存の超高層鉄骨造建築物から切り出した梁端接合部の実験と3層実大架構実験について示す。これらの実験は、第2章の梁部材の実験から得られた塑性率と繰り返し回数の関係（疲労曲線）について、実際に建設されている建物から切り出した試験体と実大架構試験体を用いた多数回繰り返し載荷実験で、妥当性を検証するために実施している。第2章と第3章の繰り返し載荷実験に基づいて示された梁端接合部と柱部材の実験疲労曲線は、本研究の重要な成果となっている。

第4章は、「長周期地震動に対する超高層鉄骨建築物の応答評価と安全性検証方法」であり、平成22～24年度の調査項目である「(2) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価の実施」において各年度で実施した応答評価に関する検討と安全性検証方法に関する検討について示している。ここでは3棟の典型的な超高層鉄骨造モデル建物を用いて、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の応答や梁端部の損傷を把握するとともに、第2章、第3章で示された梁端部の疲労曲線に基づいて、設計用の疲労曲線を提案している。また、この疲労曲線を用いて、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の安全性を検証する方法を提案し、モデル建物の地震応答解析結果を用いて、提案した検証方法を用いた適用事例を示す。

第5章は、「超高層鉄骨造建築物の地震観測」であり、平成22～24年度の調査項目である「(3) 超高層鉄骨造建築物の地震観測の実施」において各年度で実施した地震観測建物の挙動調査である。また、平成23年度の調査項目である「(4) 東日本大震災による鉄骨造高層建築物の挙動調査と反映項目の整理・検討」において実施した東日本大震災による観測記録に基づく鉄骨造高層建築物の挙動調査の結果について示している。これらに基づいて、超高層鉄骨造建築物の実際の地震挙動が分析されている。

第6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、株式会社大林組、清水建設株式会社、大成建設株式会社、株式会社竹中工務店および株式会社小堀鐸二研究所を合わせた6社の共同事業として実施した。また、独立行政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、「推進委員会」と「本委員会」の2つの委員会を立上げ、調査業務の円滑かつ適正な推進を図った。「推進委員会」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。また、国土技術政策総合研究所および日本鋼構造協会は協力委員として参加した。

「本委員会」は、上述の「推進委員会」に加えて建築鋼構造を専門とする3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・助言を仰いだ。

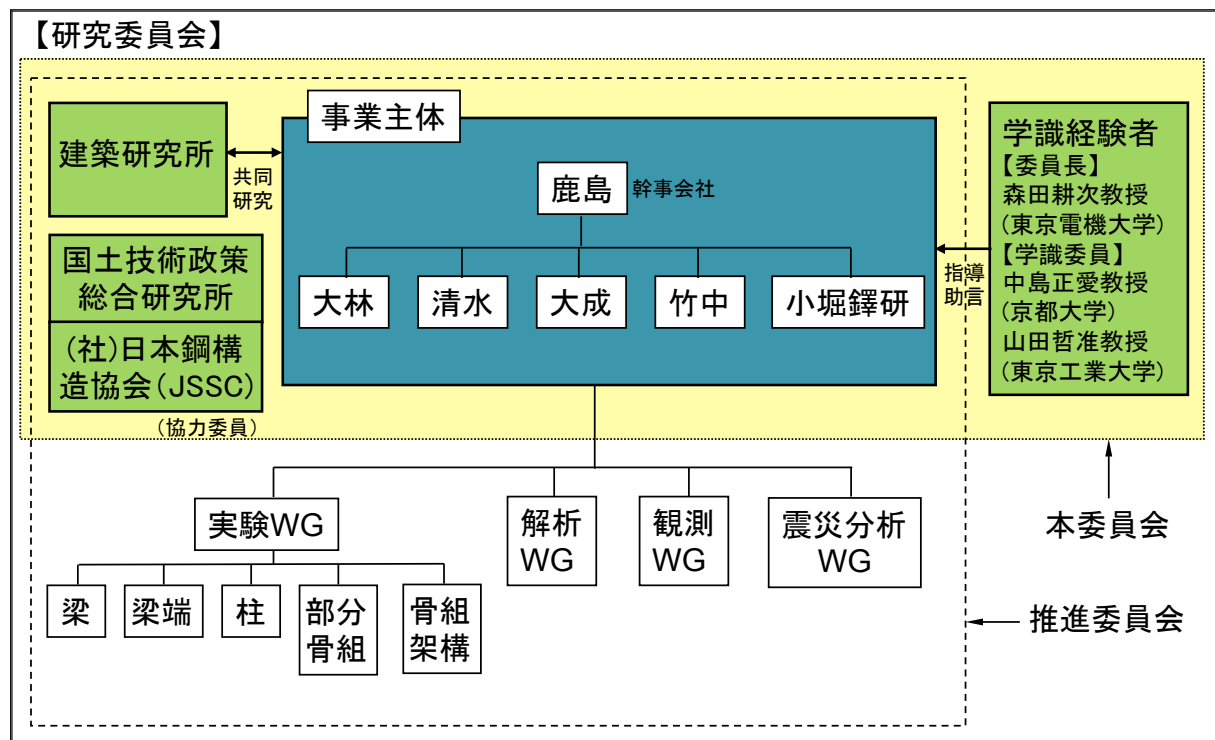


図 1.4-1 調査体制

また、平成 22 年度～24 年度の国土交通省建築基準整備促進事業「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」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 1.4-1～3 に、平成 22～24 年度の各年度の検討委員会の委員名簿を示す。

表 1.4-1 平成 22 年度 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  
検討委員会 委員名簿(事務局:一般社団法人 新都市ハウジング協会)

本委員会、推進委員会 委員名簿 (平成 23 年 3 月時点)

(敬称略)

	氏名	所属	備考(本委員会、推進委員会)
委員長	森田 耕次	東京電機大学	本委員会
委員	中島 正愛	京都大学	本委員会
委員	山田 哲	東京工業大学	本委員会
委員(主査)	福元 敏之	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員(幹事)	田上 淳	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	磯崎 浩	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	石田 雅利	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	澤本 佳和	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	久保田 淳	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	時野谷 浩良	大林組	本委員会及び推進委員会
委員	鈴木 康正	大林組	本委員会及び推進委員会
委員	坂本 眞一	清水建設	本委員会及び推進委員会
委員	寺田 岳彦	清水建設	本委員会及び推進委員会
委員	成原 弘之	大成建設	本委員会及び推進委員会
委員	安田 聡	大成建設	本委員会及び推進委員会
委員	金子 洋文	竹中工務店	本委員会及び推進委員会
委員	宇佐美 徹	竹中工務店	本委員会及び推進委員会
委員	小鹿 紀英	小堀鐸二研究所	本委員会及び推進委員会
委員	鈴木 芳隆	小堀鐸二研究所	本委員会及び推進委員会
委員	斉藤 大樹	建築研究所	本委員会
委員	長谷川 隆	建築研究所	本委員会及び推進委員会
委員	岩田 善裕	建築研究所	推進委員会
協力委員	西山 功	国土技術政策総合研究所	本委員会
協力委員	向井 昭義	国土技術政策総合研究所	推進委員会

表 1.4-2 平成 23 年度 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  
検討委員会 委員名簿(事務局:一般社団法人 新都市ハウジング協会)

本委員会、推進委員会 委員名簿 (平成 24 年 3 月時点)

(敬称略)

	氏名	所属	備考(本委員会、推進委員会)
委員長	森田 耕次	東京電機大学	本委員会
委員	中島 正愛	京都大学	本委員会
委員	山田 哲	東京工業大学	本委員会
委員(主査)	福元 敏之	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員(幹事)	田上 淳	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	磯崎 浩	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	石田 雅利	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	澤本 佳和	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	久保田 淳	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	時野谷 浩良	大林組	本委員会及び推進委員会
委員	鈴木 康正	大林組	本委員会及び推進委員会
委員	坂本 眞一	清水建設	本委員会及び推進委員会
委員	寺田 岳彦	清水建設	本委員会及び推進委員会
委員	成原 弘之	大成建設	本委員会及び推進委員会
委員	安田 聡	大成建設	本委員会及び推進委員会
委員	金子 洋文	竹中工務店	本委員会及び推進委員会
委員	宇佐美 徹	竹中工務店	本委員会及び推進委員会
委員	小鹿 紀英	小堀鐸二研究所	本委員会及び推進委員会
委員	鈴木 芳隆	小堀鐸二研究所	本委員会及び推進委員会
委員	斉藤 大樹	建築研究所	本委員会
委員	長谷川 隆	建築研究所	本委員会及び推進委員会
委員	石原 直	建築研究所	推進委員会
協力委員	西山 功	国土技術政策総合研究所	本委員会
協力委員	向井 昭義	国土技術政策総合研究所	推進委員会

表 1.4-3 平成 24 年度 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  
検討委員会 委員名簿(事務局:一般社団法人 新都市ハウジング協会)

本委員会、推進委員会 委員名簿 (平成 25 年 3 月時点)

(敬称略)

	氏名	所属	備考(本委員会、推進委員会)
委員長	森田 耕次	千葉大学	本委員会
委員	中島 正愛	京都大学	本委員会
委員	山田 哲	東京工業大学	本委員会
委員(主査)	福元 敏之	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員(幹事)	田上 淳	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	栗野 治彦	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	石田 雅利	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	澤本 佳和	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	久保田 淳	鹿島建設	本委員会及び推進委員会
委員	時野谷 浩良	大林組	本委員会及び推進委員会
委員	鈴井 康正	大林組	本委員会及び推進委員会
委員	坂本 眞一	清水建設	本委員会及び推進委員会
委員	寺田 岳彦	清水建設	本委員会及び推進委員会
委員	石井 大吾	清水建設	本委員会及び推進委員会
委員	成原 弘之	大成建設	本委員会及び推進委員会
委員	安田 聡	大成建設	本委員会及び推進委員会
委員	宇佐美 徹	竹中工務店	本委員会及び推進委員会
委員	小鹿 紀英	小堀鐸二研究所	本委員会及び推進委員会
委員	鈴木 芳隆	小堀鐸二研究所	本委員会及び推進委員会
委員	長谷川 隆	建築研究所	本委員会及び推進委員会
委員	石原 直	建築研究所	推進委員会
協力委員	前田 亮	国土交通省	本委員会
協力委員	向井 昭義	国土技術政策総合研究所	本委員会
協力委員	岩田 善裕	国土技術政策総合研究所	推進委員会
協力委員	藤澤 一善	JFE スチール	本委員会及び推進委員会
協力委員	鈴木 悠介	新日本製鐵	本委員会及び推進委員会

## 第2章 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造柱，梁部材，接合部，部分骨組の構造実験

### 2.1 既存超高層鉄骨造建築物の実態調査

#### (1) 概要

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，既存建築物の実態調査を行い，柱梁部分を中心とした性能調査（柱・梁・接合部パネルの耐力比等）を実施した。

なお，最近の鉄骨造建築物を対象とすれば，制震装置（ダンパー）付きの構造が多いと推測されるが，制震装置（ダンパー）そのものは個々の建築物により独自性が強いいため調査対象としないこととした。

実態調査の対象としては，参加各社が設計あるいは施工に関わった既存の鉄骨造超高層とし，年代区分別（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，建物概要と構造設計概要を調査した。得られた結果の概要を以下に示す。

#### (2) 建物概要

建物の階数，高さ，固有周期（長辺，短辺）についての調査結果を図 2.1-1 に示す。調査対象の中で，最も多かったのは下記に示す範囲であった。

階数	: 30～40 階
建物高さ	: 100～150m
固有周期	: 3～4sec（長辺），3～4sec（短辺）

#### (3) 調査結果

##### 1) 梁断面の状況

鉄骨梁の梁フランジ幅厚比と梁幅の関係，梁ウェブ幅厚比と梁せいの関係，梁フランジとウェブの幅厚比の相関を図 2.1-2 に示す。

梁フランジの幅厚比は，調査年代に関わらず，FA ランクを中心に分布し，年代が古くなると FC ランクも存在する。梁ウェブの幅厚比は，FA～FD ランクに分布し，年代が遡ると，FD ランクの割合が多くなる。

##### 2) 梁端接合部ディテールの状況

建物概要の調査結果等<sup>2.1-1)～2.1-3)</sup>を基に，各年代区分別（3区分）における梁端接合部ディテールをまとめた結果を表 2.1-1 に示す。

現場溶接形式（フランジ溶接，ウェブボルト接合形式）に関しては，年代～1985 および年代 1986～1995 年では，上側のスカラップが 35R，下側のスカラップが耳形のものや，上下とも 35R となっているもの等，様々な形状が存在する。年代 1996～では，JASS6<sup>2.1-1), 2.1-2)</sup>の改定に伴い，35R+10R の複合円形のスカラップが使用されている。

工場溶接形式（フランジ，ウェブとも溶接接合）に関しては，年代～1985 および年代 1986～1995 年では，上下とも 35R のスカラップが，年代 1996～では JASS6<sup>2.1-1), 2.1-3)</sup>の改定に伴い，35R+10R の複合円形とノンスカラップが使われている。

### 3) 柱断面の状況

調査建物の柱の断面形状は、主に箱形断面であった。鋼管柱の幅厚比と柱せいの関係、細長比と柱せいの関係を図 2.1-3 に示す。また、鋼管柱の軸力比と細長比の関係を図 2.1-4 に示す。

柱の幅厚比は、年代～1985 および年代 1986～1995 年では FA～FC ランクに分布し、年代 1996～では FA ランクに分布している。最下層の柱は年代を問わず、FA ランクに分布している。

柱の細長比は  $\lambda = 12 \sim 25$  程度に分布している。この値は、限界状態指針<sup>2.1-4)</sup>における細長比  $\lambda_c$  に換算すると  $\lambda_c = 0.15 \sim 0.315$  に相当する。

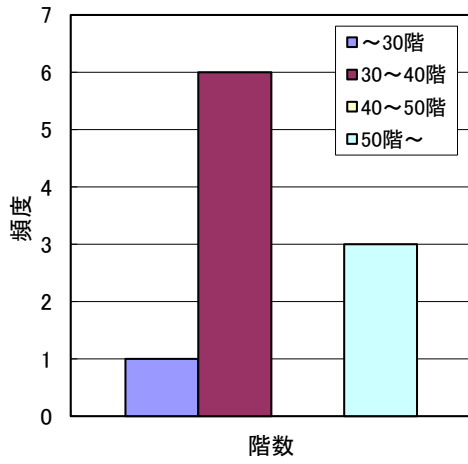
(ここで、 $\lambda_c = \sqrt{N_y / N_e}$ 、 $N_y = F_y \cdot A$ 、 $N_e = \pi^2 \cdot E \cdot I / k l_c^2$ 、 $N_y$  : 降伏限界耐力、 $N_e$  : 弾性曲げ座屈耐力、 $F_y$  : 鋼管の降伏点、 $A$  : 鋼管の断面積、 $E$ 、 $I$  : 弾性係数および断面 2 次モーメント、 $k l_c$  : 座屈長さ)

柱の軸力比について、長期時は主に  $\eta = 0.3 \sim 0.4$  に分布し、地震時は一例を除いて変動幅がおおよそ  $\eta = 0 \sim 0.6$  の範囲内であった。除いた一例については、ブレース付き架構の柱であるため、純ラーメン架構の柱に比べて軸力負担が大きくなっていた。

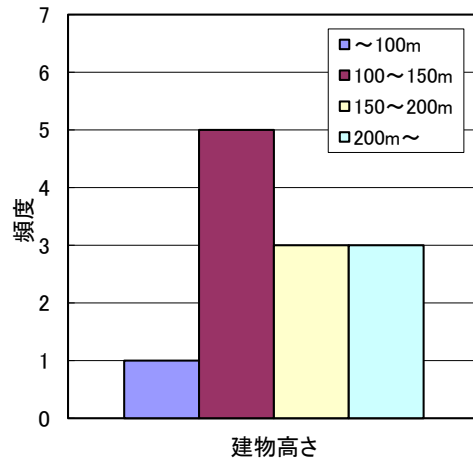
また、今回の実態調査の範囲を限界状態指針における区分で示すと、区分 C-I となり、塑性ヒンジが形成される前には座屈が発生しない領域である。

### 4) 柱梁接合部パネルの状況

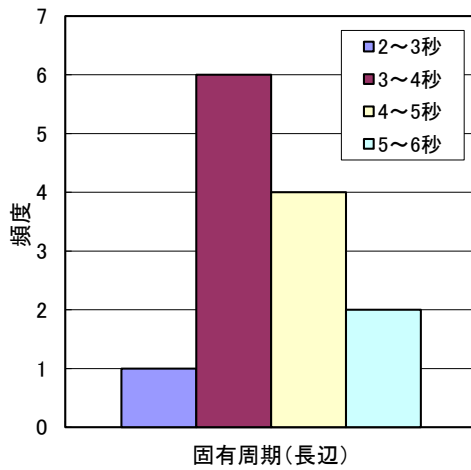
本実態調査の結果において、柱梁接合部パネルの耐力に関して得られた情報は僅かであったが、柱に対する耐力比で 0.52～2.2 倍、梁に対する耐力比で、内梁が 0.8～2.6 倍、外周梁が 1.4～5.5 倍という結果であった。これより、接合部パネルの耐力が、梁や柱の耐力を下回るような設計がされている建物も存在することが分かった。



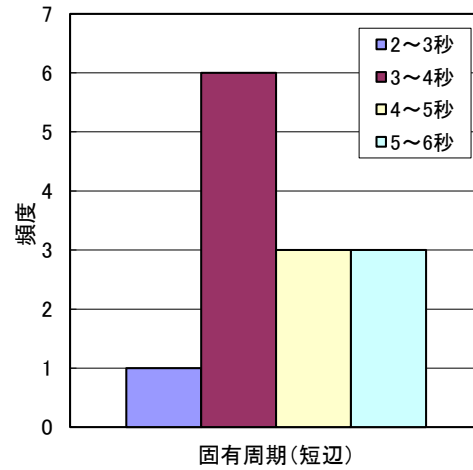
1) 階数 (n=10)



2) 建物高さ (n=12)



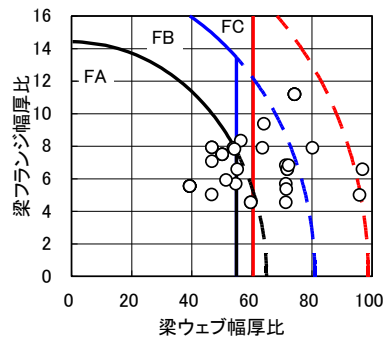
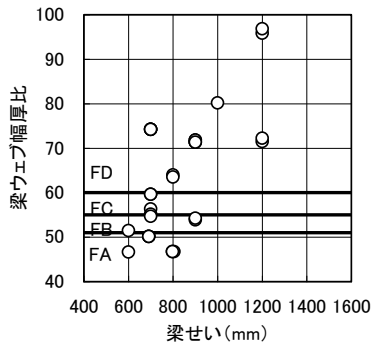
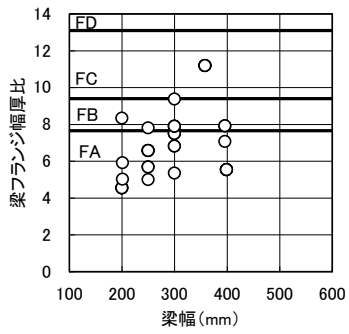
3) 固有周期 (長辺方向) (n=13)



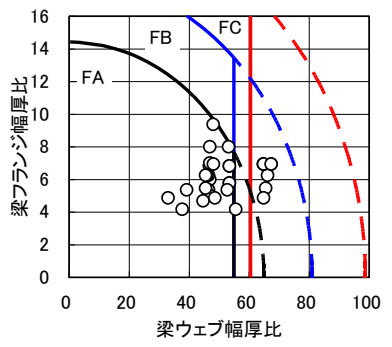
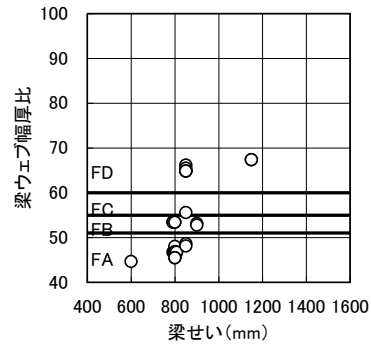
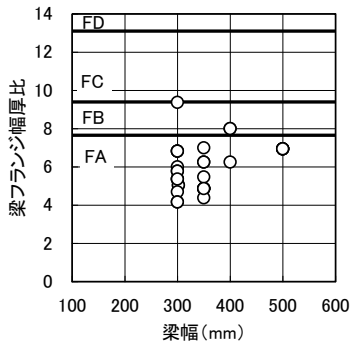
4) 固有周期 (短辺方向) (n=13)

図 2.1-1 建物概要

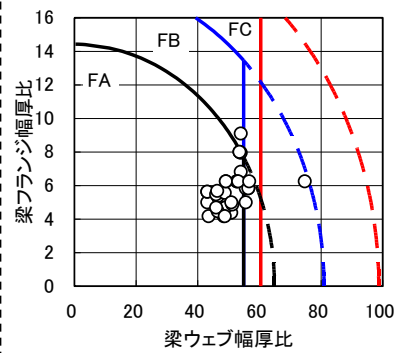
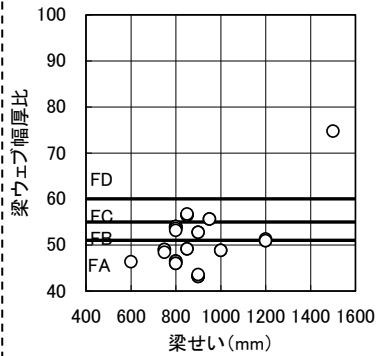
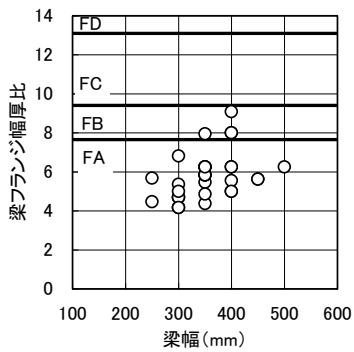
1) 年代：～1985 年



2) 年代：1986～1995 年



3) 年代：1996 年～



梁フランジ幅厚比と梁幅の関係

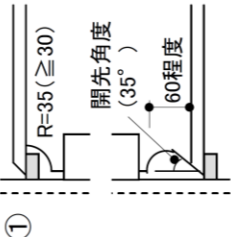
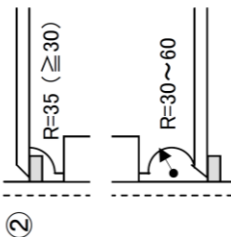
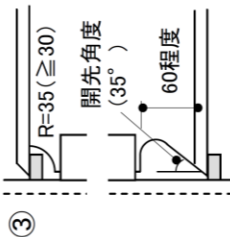
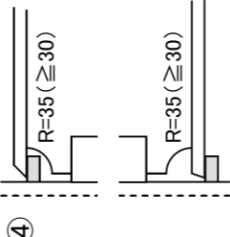
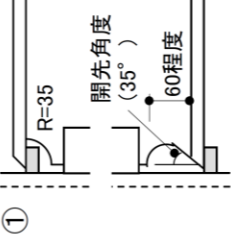
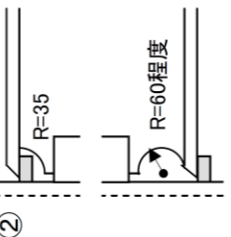
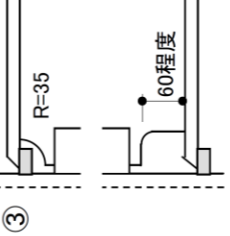
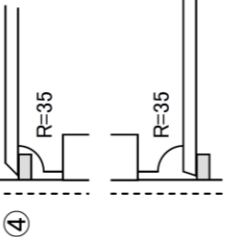
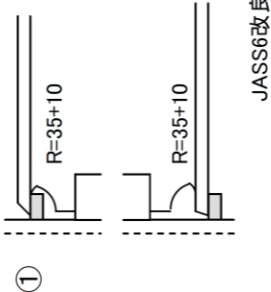
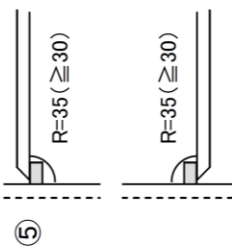
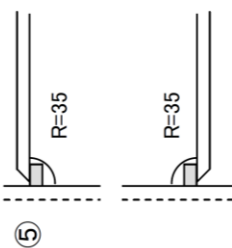
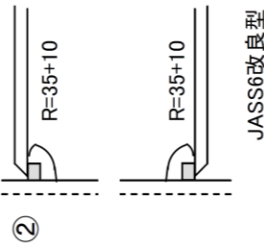
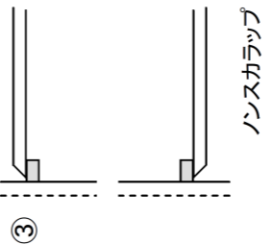
梁ウェブ幅厚比と梁せいの関係

梁フランジとウェブの幅厚比相関

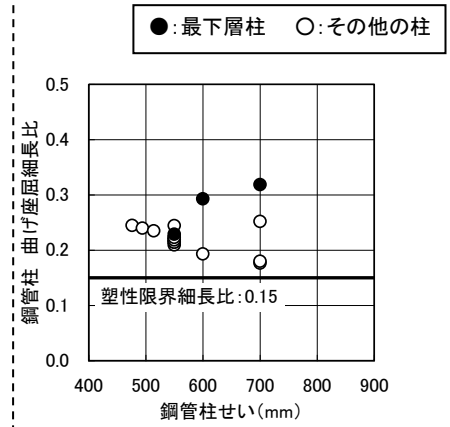
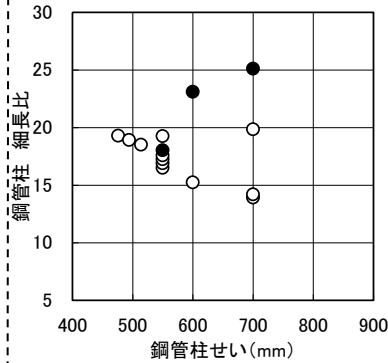
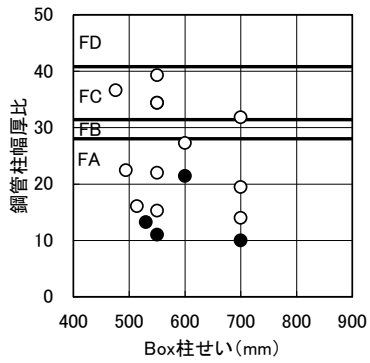
図 2.1-2 梁断面状況



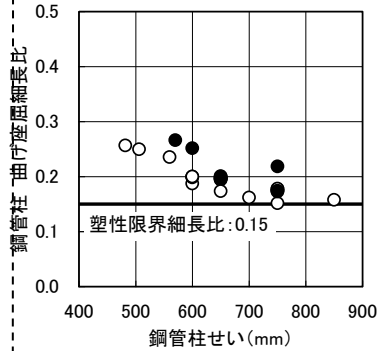
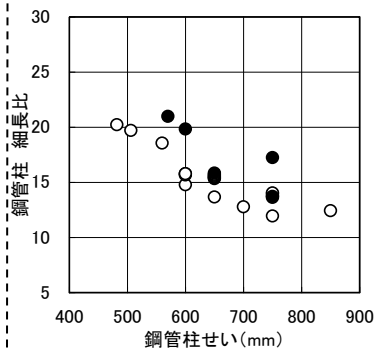
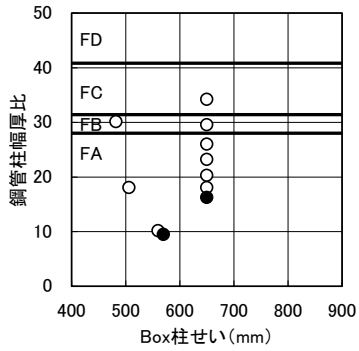
表 2.1-1 スカラップ形状の変遷

	【A】～1985年	【B】1986～1995年	【C】1996～2010年
現場溶接形式	<p>① </p> <p>② </p> <p>③ </p> <p>④ </p>	<p>① </p> <p>② </p> <p>③ </p> <p>④ </p>	<p>① </p>
工場溶接形式	<p>⑤ </p>	<p>⑤ </p>	<p>② </p> <p>③ </p>
備考	<p>鋼種(梁/柱) SS41, SM41, SM50A, B/SM50A, SM53</p> <p>梁端溶接 被覆、セルアシーールド(ノンガス)、CO2</p> <p>高カボルト S11T、F10T</p> <p>梁端フランジ カバークレート補強あり</p>	<p>鋼種(梁/柱) SM50A/SM50A</p> <p>梁端溶接 被覆、CO2</p> <p>高カボルト S10T、F10T</p> <p>梁端フランジ</p>	<p>鋼種(梁/柱) SN490B/SN490C, STKN490B, BCP325他</p> <p>梁端溶接 被覆、CO2(ガスシーールド)</p> <p>高カボルト S10T、F10T</p> <p>梁端フランジ 水平ハンチ補強あり</p>

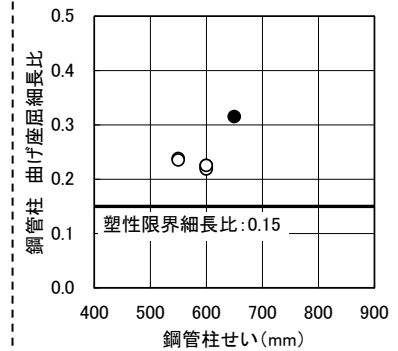
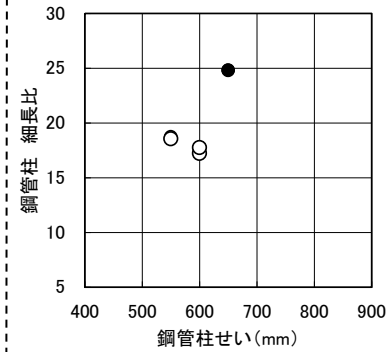
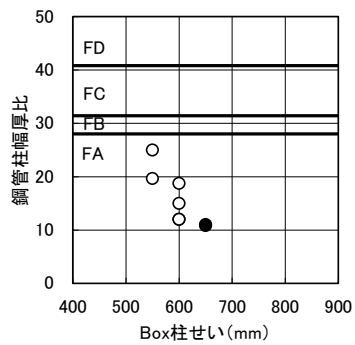
1) 年代：～1985年



2) 年代：1986～1995年



3) 年代：1996年～



幅厚比と柱せいの関係

細長比と柱せいの関係

曲げ座屈細長比と柱せいの関係

図 2.1-3 鋼管柱断面状況

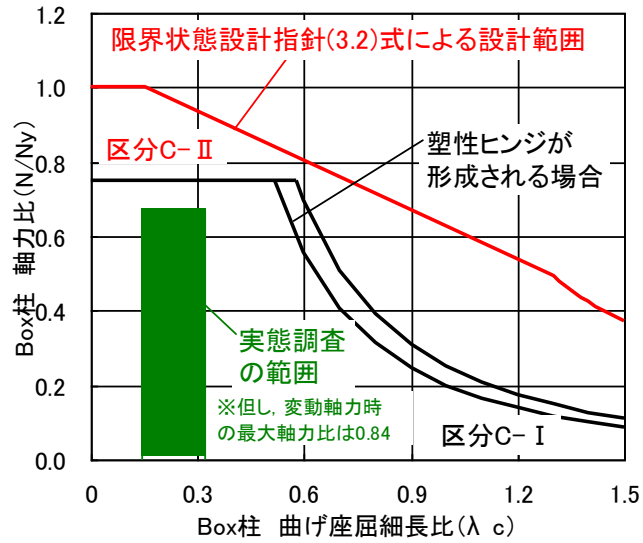


図 2.1-4 鋼管柱の軸力比と細長比の関係

<参考文献>

- 2.1-1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事, 2007. 2
- 2.1-2) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編, 2010. 10
- 2.1-3) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工事現場施工編, 2011. 8
- 2.1-4) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2002. 9



## 2.2 梁部材の多数回繰り返し載荷実験

### 2.2.1 梁部材の多数回繰り返し載荷実験(H22 実施分)

#### (1) 背景・目的

本実験は、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において、構造安全上重要な部位である梁部材が長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的とする。特にここでは、主に局部座屈で変形能力が決定すると予想される幅厚比を有する H 形断面梁部材を対象にして、定振幅繰り返し変位履歴下における耐力低下および破断までの繰り返し回数に着目する。

先に実施された既存の超高層鉄骨造建築物の実態調査結果（2.1 節）から、梁部材に関わる事項を要約すると以下の通りである。

- ・梁部材の断面形状は H 形である。
- ・梁フランジの幅厚比は、FA ランクが多く、FB ランクも若干存在する。幅厚比は 4～9 程度に分布する。
- ・梁ウェブの幅厚比は、1996 年以降および 1986～1995 年の建物については、FA、FB ランクに属し、幅厚比が 40～60 程度のものが多い。一方、1985 年以前の建物では、FA～FC ランク以外に FD ランクも多く存在し、幅厚比は 45～95 程度に広く分布する。
- ・梁の幅厚比を「鋼構造限界状態設計指針」<sup>2.2.1-1)</sup>の幅厚比区分で評価した場合、1996 年以降および 1986～1995 年の建物については P-I-1 に属するものが大半である。一方、1985 年以前の建物では、梁ウェブの幅厚比が大きき P-II 区分にも属さないものも存在する。
- ・梁せいは、600～1200mm 程度、梁のシアスパン比（梁の 1/2 スパン／梁せい）は 2～14 程度に分布し、梁せいと梁スパンとの間に明確な相関関係は存在しない。

また、既往研究の調査を行った結果、下記のことがわかった。

- ・梁部材の定振幅繰り返し載荷実験に関する既往の研究は、局部座屈でなく延性破断で変形性能が限界づけられる場合を扱った例が多い。
- ・局部座屈で変形性能が限界づけられる断面形状の梁部材を対象とし、かつ繰り返し数が 100 回程度の定振幅繰り返し載荷実験を行った研究例は少ない。
- ・局部座屈で変形性能が限界づけられる断面形状の梁部材を対象とした数少ない既往研究に関しても、単調載荷時の変形能力に近い大きな振幅での繰り返しを伴うものであり、長周期地震動で想定される比較的小さな振幅での定振幅繰り返し載荷実験の例は少ない。

以上より、実態調査の結果を反映した本実験の試験体計画に対して、既往研究では直接的に参考となる実験資料が非常に少ないため、本実験により多数回繰り返し変位を受ける鉄骨梁部材の保有性能を把握する必要があることがわかった。

## (2) 試験体

### 1) 試験体諸元

試験体一覧を表 2.2.1-1、試験体形状・寸法を図 2.2.1-1 に示す。試験対象は H 形断面の梁部材であり、縮尺は実建物で使用される梁部材の 1/2 程度、試験体数は 6 体である。後述するように単純梁形式（3 点曲げ方式）で載荷を行うため、中央に加力用スタブを配置し、その両側に梁部材を配置している。

梁部材の断面は、BH-450×200×9×12 [BA シリーズ]、および BH-450×200×6×12 [BD シリーズ]、鋼材の材質は SM490A である。梁スパンはスタブ芯から両側に 2500mm（梁内法スパン 2350mm）であり、梁のシアスパン比は 5.22（=2350mm/450mm）である。

試験体は梁貫通形式とし、スタブフランジを H 形にくり抜き、H 形梁を貫通させ、H 形梁とスタブフランジの接合部には、スタブ側を K 開先とした部分溶込み溶接を採用した。梁端側の部分溶込み溶接部は溶接後グラインダ処理で滑らかに仕上げた。また、スタブ内部のパネル部分を構成するフランジ、ウェブについては、補強板により補強した。

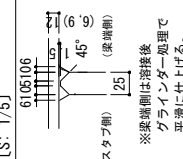
実験パラメータは、①梁部材断面と②変位振幅である。①梁部材断面については、既存建物の実態調査結果、既往研究の調査結果、および現行の規準・指針での幅厚比制限値を参考にして決定した。梁フランジの幅厚比については、実態調査における梁フランジの幅厚比の上限に近く、かつ「鋼構造塑性設計指針」<sup>2.2.1-2)</sup>において塑性ヒンジが形成される場所での幅厚比制限値（= 8.5）に近い値となるように決定し、8.3（FB ランク）とした。梁フランジの幅厚比は全試験体で共通である。一方、梁ウェブの幅厚比については、1985 年以前の建物で幅厚比 60～80 程度の FD ランク材が多数使用されていることを考慮して、BA シリーズの試験体で 47.3（FA ランク）、BD シリーズの試験体で 71.0（FD ランク）とした。②変位振幅については、基準変位を  $\delta p$ （= $Q_p/K_e$ 、 $K_e$ ：試験体の弾性剛性の計算値、 $Q_p$ ：梁全塑性モーメント時の両側の梁せん断力の合計）として、BA シリーズでは  $2\delta p$ 、 $2.5\delta p$ 、 $3\delta p$  の 3 水準を、BD シリーズでは  $1.7\delta p$ 、 $2\delta p$ 、 $3\delta p$  の 3 水準を設定し、それぞれの部材断面で変位振幅の違いによる保有性能の比較を行った。

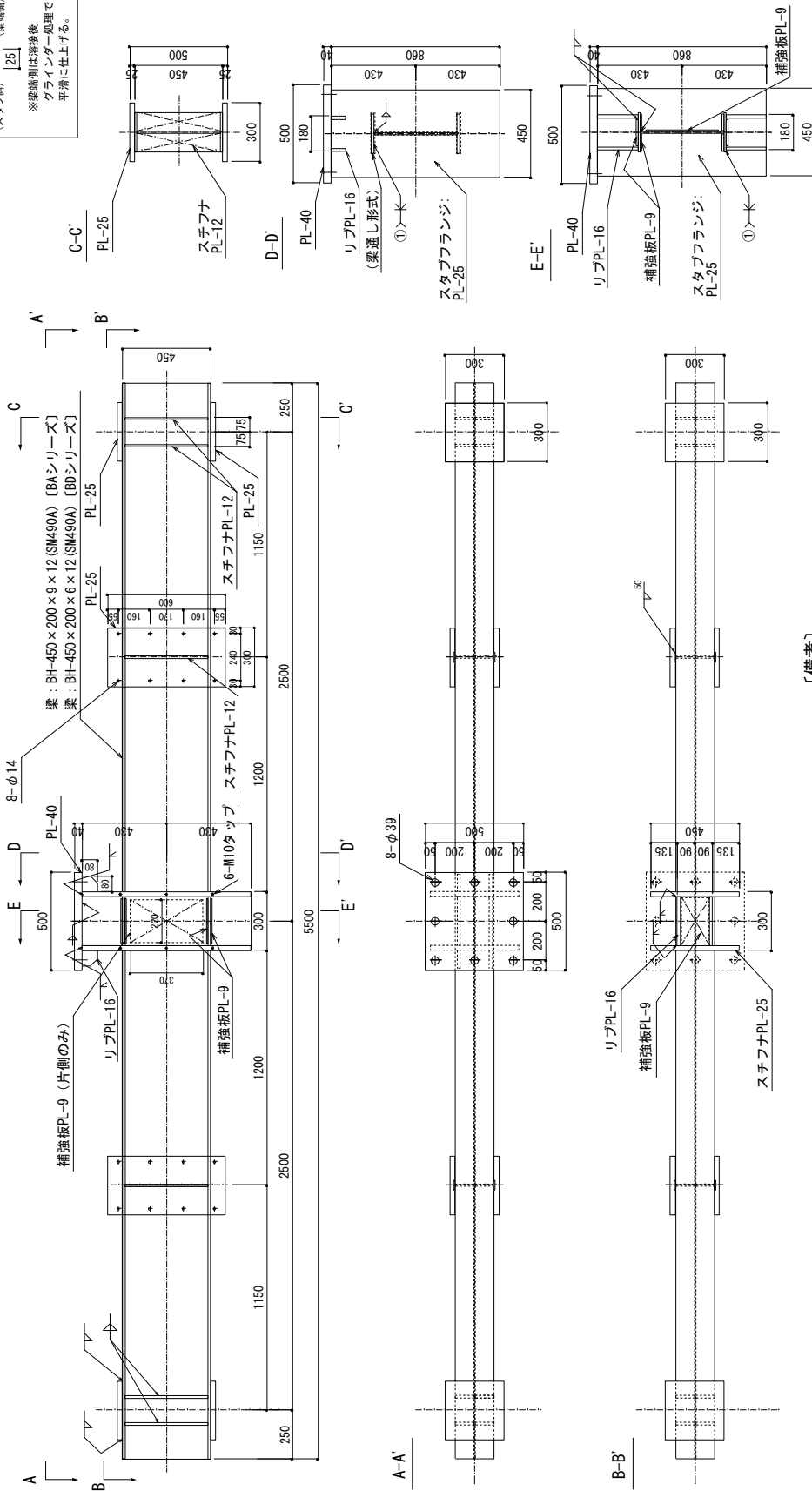
表 2.2.1-1 試験体一覧

試験体名	梁		載荷方法	変位振幅	
	断面 (鋼種)	幅厚比 (幅厚比ランク)			
		フランジ			ウェブ
BA-2	BH-450×200×9×12 (SM490A)	8.3 (FB)	47.3 (FA)	$\pm 2 \delta p$	
BA-2.5				$\pm 2.5 \delta p$	
BA-3				$\pm 3 \delta p$	
BD-1.7	BH-450×200×6×12 (SM490A)	8.3 (FB)	71.0 (FD)	$\pm 1.7 \delta p$	
BD-2				$\pm 2 \delta p$	
BD-3				$\pm 3 \delta p$	

〔備考〕

・  $\delta p$ ：梁の全塑性曲げモーメント（ $M_p$ ）を弾性剛性で除して得られる変形〔計算値〕

①スチフナ開先加工要領  
 [S: 1/5]  
  
 ※接続側は溶接後  
 グラインダー処理で  
 平滑に仕上げろ。



〔備考〕

- ・鋼材は特記なき限りSM490Aとする。
- ・溶接方法：CO2半自動溶接
- ・溶接ワイヤ：YGM18
- ・溶接条件：入熱40kJ/cm以下、パス間温度350°C以下

図 2.2.1-1 試験体形状・寸法

## 2) 使用材料

試験体を使用する鋼材の鋼種は、SM490A である。試験体を使用鋼材（板厚 6mm, 9mm, 12mm, 25mm）を対象として引張試験を実施した。また、梁部材の使用鋼材（板厚 6mm, 9mm, 12mm）を対象として、シャルピー衝撃試験、化学成分分析を実施した。

鋼材の引張試験結果を表 2.2.1-2 に示す。降伏点または耐力、引張強さ、伸び（破断伸び）の値は、いずれも SM490A 鋼材としての JIS 規格値を満足している。

鋼材のシャルピー衝撃試験結果を表 2.2.1-3 に示す。試験片形状を 2mm V ノッチ、試験温度を 0°C とし、板厚 6mm, 9mm, 12mm のそれぞれの鋼材に対して 5mm サイズ、7.5mm サブサイズ、10mm フルサイズの試験片を用いた。いずれの鋼材も十分な吸収エネルギーを示している。

鋼材の化学成分分析結果を表 2.2.1-4 に示す。C, Si, Mn, P, S の含有量は、JIS 規格値を満足している。

鋼材の溶接性指標を整理した結果を表 2.2.1-5 に示す。炭素当量 ( $C_{eq}$ ) の値は 0.402~0.409%、溶接割れ感受性組成 ( $P_{CM}$ ) の値は 0.238~0.246% であり、参考として示した SN490B 材の JIS 規格値を満足している。HAZ 靱性評価式 ( $f_{HAZ}$ ) の値は、0.432~0.472% であり、「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」<sup>2.2.1-3)</sup>における要求値である 0.58% 以下 (0°C での要求靱性  $vE_{act} \geq 70J$  に対応) を満足している。

表 2.2.1-2 鋼材の引張試験結果

鋼種	板厚 (mm)	降伏点 または耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 (%)	破断伸び (%)	試験片 形状	使用部位
SM490A	6	377	537	70.2	26.0	JIS Z2201 1A号	梁ウェブ [BDシリーズ]
	9	358	538	66.5	25.9		梁ウェブ [BAシリーズ]
	12	345	533	64.7	28.0		梁フランジ
	25	344	521	66.0	30.4		スタブフランジ

※降伏点または耐力、引張強さ、伸び、降伏比の値は、試験片 3 本の平均値を示す。

表 2.2.1-3 鋼材のシャルピー衝撃試験結果

鋼種	板厚 (mm)	吸収エネ ルギー (J)	脆性 破面率 (%)	試験片 形状	試験温度 (°C)	使用部位
SM490A	6	89	0	JIS Z2242 2mmVノッチ	0	梁ウェブ [BDシリーズ]
	9	139	15			梁ウェブ [BAシリーズ]
	12	149	25			梁フランジ

※板厚 6, 9, 12mm の試験片はそれぞれ 5mm サブサイズ、7.5mm サブサイズ、10mm フルサイズとした。



表 2.2.1-4 鋼材の化学成分分析結果

鋼種	板厚 (mm)	化学成分													使用部位
		C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)	
SM490A	6	0.16	0.32	1.34	0.012	0.002	0.02	0.02	0.023	0.002	0.002	0.002	0.0004	0.0024	梁ウェブ [BDシリーズ]
	9	0.16	0.40	1.37	0.014	0.003	0.02	0.01	0.016	0.002	0.003	0.002	0.0004	0.0039	梁ウェブ [BAシリーズ]
	12	0.15	0.42	1.39	0.012	0.003	0.01	0.01	0.028	0.003	0.003	0.002	0.0003	0.0047	梁フランジ
SM490A規格値	0.20 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下										

※試験方法は JISG0321 による。

表 2.2.1-5 鋼材の溶接性指標

鋼種	板厚 (mm)	C <sub>eq</sub> (%)	P <sub>CM</sub> (%)	f <sub>HAZ</sub> (%)
SM490A	6	0.402	0.242	0.432
	9	0.409	0.246	0.472
	12	0.406	0.238	0.462
SM490A規格値 <sup>※1</sup>		0.38 以下	0.24 以下	0.58 <sup>※2</sup> 以下
SN490B規格値		0.44 以下	0.29 以下	

[備考]

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

※1 熱加工制御を行った鋼板に適用（今回のケースでは参考値扱い）

※2 「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」における 0℃での要求靱性  $vE_{act} \geq 70J$  に対応。

### (3) 実験方法

#### 1) 加力方法

載荷装置を図 2.2.1-2 に、載荷装置全景を写真 2.2.1-1 に示す。載荷方法は、単純梁形式（3 点曲げ方式）である。加力フレームに吊り下げた 2000kN 静的アクチュエータにより、試験体中央の加力スタブを介して、両側の梁部材に繰返し荷重を作用させた。梁部材の両端部は、反力床に設置したローラー支承に PC 鋼棒により緊結した。試験体の中央位置ではリニアガイドにより、加力用スタブの面外変形と回転を拘束した。また、試験体中央から両側に 1350mm 離れた位置でピン・ローラーにより梁部材の横座屈に伴う面外変形を拘束した。

なお、最終的に上下梁フランジのいずれかが全断面破断に至るまで定振幅繰返し変位による載荷を行う計画とした。

#### 2) 計測方法

変位測定位置を図 2.2.1-3 に示す。試験体各部の変位を高感度変位計により測定した。

加力の制御に用いる梁部材変形  $\delta$  は、加力用スタブの鉛直変位（DV1～DV4）,および両側支点位置での鉛直変位（PV1,PV2）を用いて次式で算出した。

$$\delta = (DV1 + DV2 + DV3 + DV4) / 4 - (PV1 + PV2) / 2$$

ひずみ測定位置を図 2.2.1-4 に示す。試験体各部のひずみをひずみゲージにより測定した。試験体加力スタブ側の梁端部から 30mm, 112.5mm (=梁せい/4), 225mm (=梁せい/2), 450mm (=梁せい) だけ離れた各断面位置における梁フランジ, 梁ウェブにひずみゲージ（一軸塑性ゲージ）を貼り付ける計画とした。

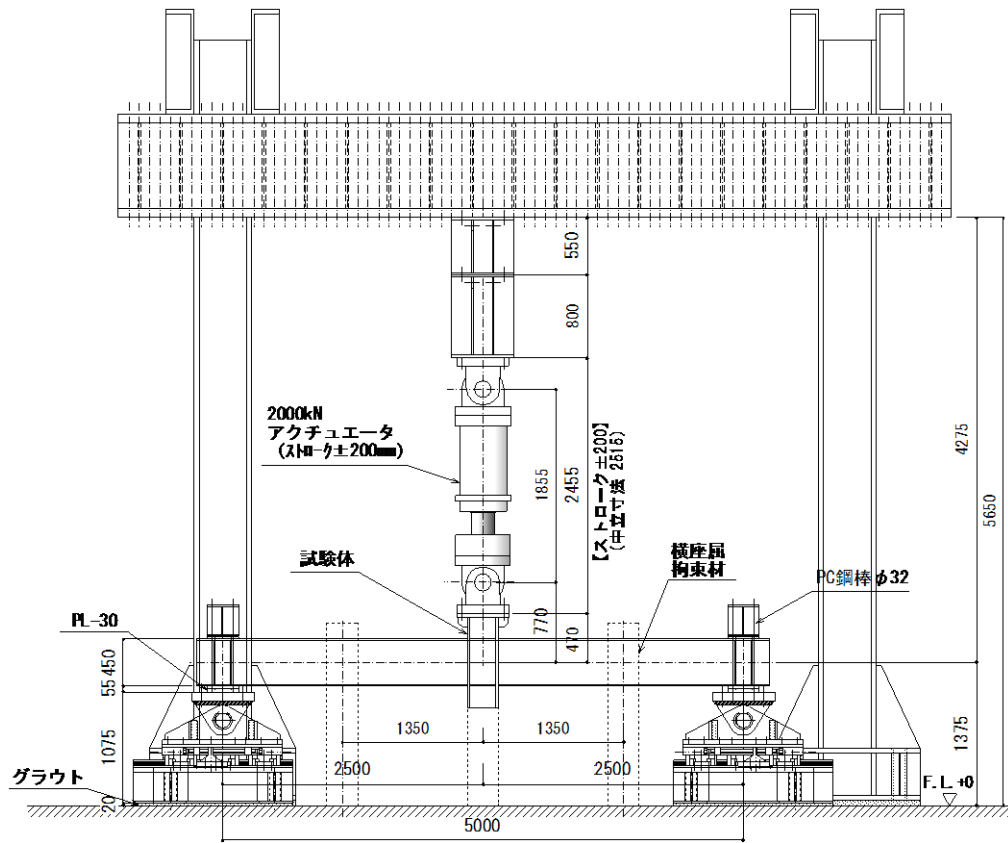


図 2.2.1-2 荷装置

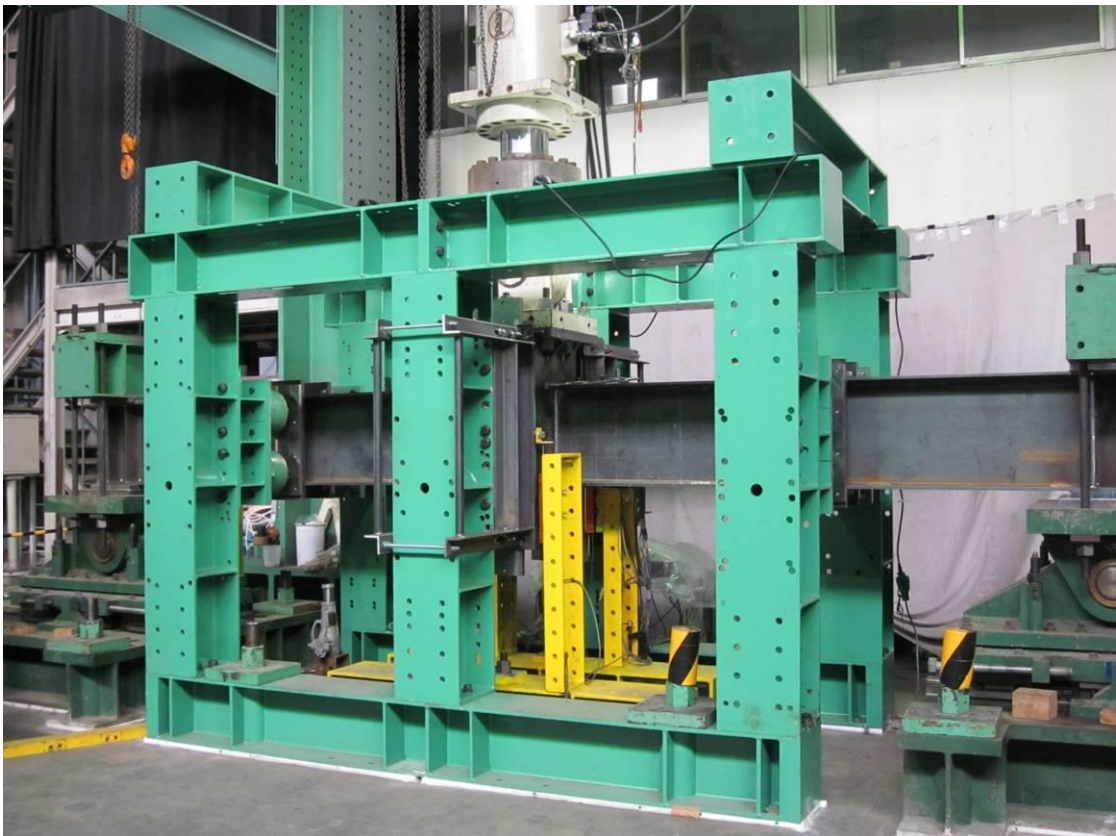


写真 2.2.1-1 荷装置全景

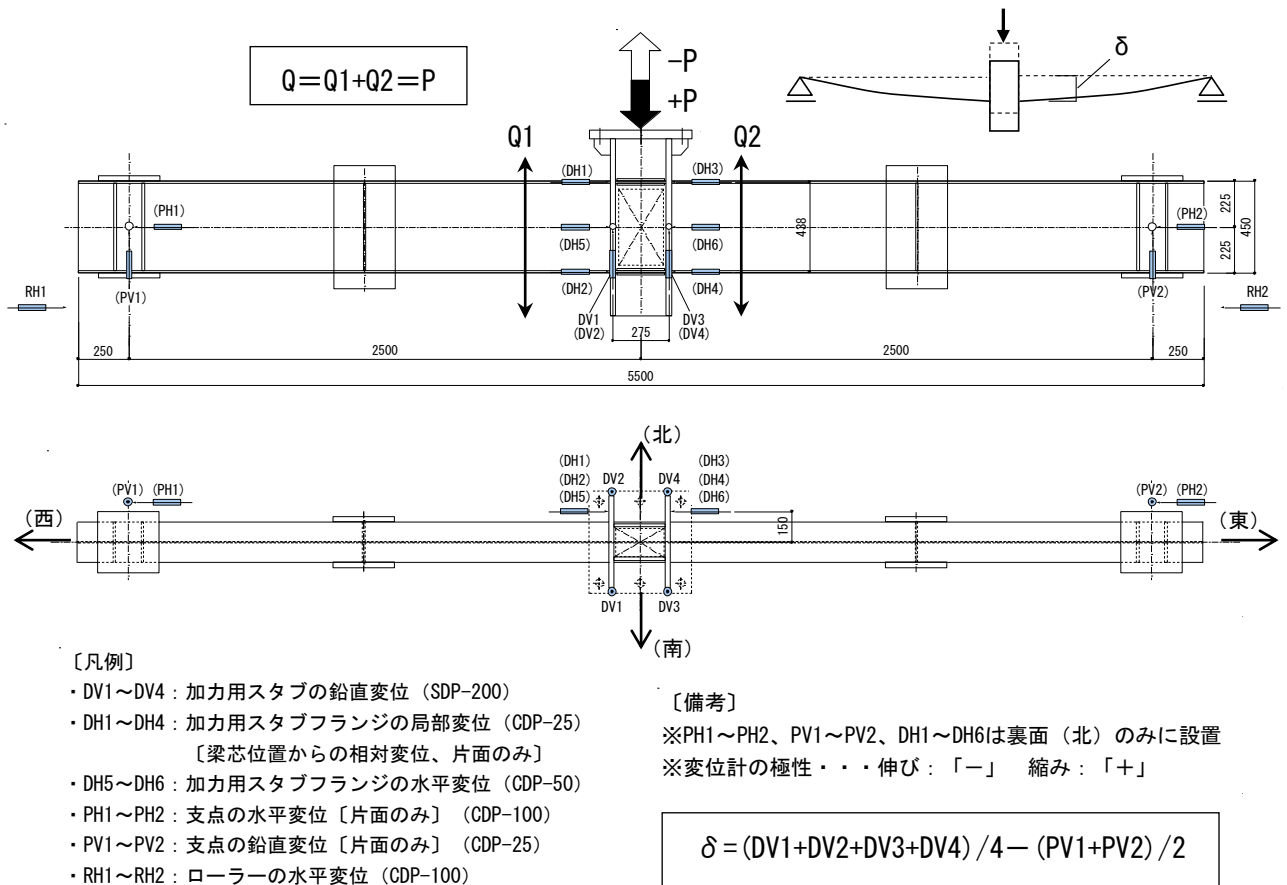


図 2.2.1-3 変位測定位置

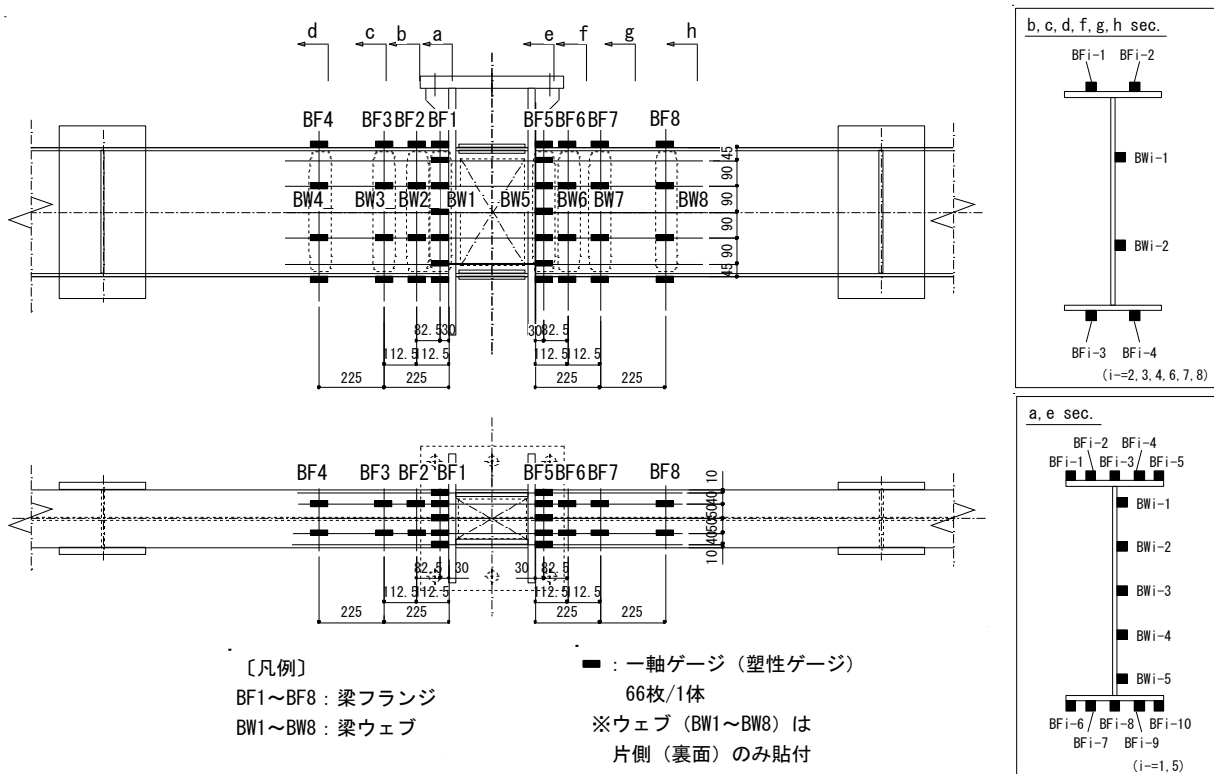


図 2.2.1-4 ひずみ測定位置

#### (4) 実験結果

##### 1) 実験経過および破壊性状

実験結果一覧を表 2.2.1-6、破壊状況のまとめを表 2.2.1-7、試験体の破壊状況を写真 2.2.1-2～2.2.1-3、加力終了後の試験体を写真 2.2.1-4～2.2.1-5 に示す。

試験体 BA-2 は、最大耐力到達後に加力用スタブ側の梁フランジ、梁ウェブに局部座屈が発生し、以降繰返し数の増加に伴い、局部座屈が進展した。158 サイクル目で耐力が最大耐力の 90% に低下し、その後、梁端フランジ溶接部近傍でのき裂の発生・進展により、梁フランジの全断面破断に至った (217 サイクル目負加力側)。

試験体 BA-2.5 は、最大耐力の到達とほぼ同程度の繰返し数で梁フランジ、梁ウェブに局部座屈が発生し、以降繰返し数の増加とともに、局部座屈が進展した。耐力が最大耐力の 85% に低下して以降に、梁端フランジ溶接部近傍でのき裂の発生・進展により、梁フランジの全断面破断に至った (137 サイクル目正加力側)。

試験体 BA-3 は、最大耐力の到達とほぼ同程度の繰返し数で梁フランジ、梁ウェブに局部座屈が発生し、以降繰返し数の増加に伴い、局部座屈が進展した。局部座屈の進展に伴い、荷重が緩やかに低下した。耐力が最大耐力の 85% に低下して以降に、局部座屈発生域における梁フランジと梁ウェブの溶接部 (すみ肉溶接部) にき裂が発生し、その後き裂が進展することにより、梁フランジの全断面破断に至った (42 サイクル目負加力側)。

試験体 BD-1.7 は、最大耐力到達前後に梁フランジ、梁ウェブに局部座屈が発生し、その後、繰返し数の増加とともに局部座屈が進展した。耐力が最大耐力の 90% に低下して以降に、局部座屈発生域における梁フランジと梁ウェブの溶接部 (すみ肉溶接部) にき裂が発生し、その後き裂が進展することにより、梁フランジの全断面破断に至った (224 サイクル目正加力側)。

試験体 BD-2 は、最大耐力到達前後に梁フランジ、梁ウェブに局部座屈が発生し、その後、繰返し数の増加とともに局部座屈が進展した。耐力が最大耐力の 85% に低下して以降に、局部座屈発生域における梁フランジと梁ウェブの溶接部 (すみ肉溶接部) にき裂が発生し、その後き裂が進展することにより、梁フランジの全断面破断に至った (126 サイクル目負加力側)。

試験体 BD-3 は、最大耐力到達前後に梁フランジ、梁ウェブに局部座屈が発生し、その後、繰返し数の増加とともに局部座屈が進展した。耐力が最大耐力の 85% に低下して以降に、局部座屈発生域における梁フランジと梁ウェブの溶接部 (すみ肉溶接部) にき裂が発生し、その後き裂が進展することにより、梁フランジの全断面破断に至った (31 サイクル目正加力側)。

表 2.2.1-6 実験結果一覧

試験体名	変位振幅 (mm)	剛性			耐力			繰返し数					
		実験値 $eK$ (kN/mm)	計算値		実験値 $Q_{max}$ (kN)	計算値		$Q_{max}$	$0.95Q_{max}$	$0.9Q_{max}$	$0.85Q_{max}$	破断	
			$eK$ (kN/mm)	$eK/eK$		$Q_p$ (kN)	$Q_{max}/Q_p$						
BA-2	$\pm 2\delta_p$ (34.8)	24.3	25.0	0.973	511	436	1.17	9	51	158	203	217	
BA-2.5	$\pm 2.5\delta_p$ (43.5)	24.9		0.998	532			1.22	4	19	24	30	137
								1.28	3	16	21	29	
BA-3	$\pm 3\delta_p$ (52.2)	23.7		0.946	555			1.27	3	6	6	8	42
								1.32	3	5	6	8	
BD-1.7	$\pm 1.7\delta_p$ (30.1)	22.7	22.6	1.002	449	402	1.12	6	66	176	216	224	
BD-2	$\pm 2\delta_p$ (35.4)	21.9		0.966	468			1.16	6	23	29	37	126
								1.22	4	20	28	33	
BD-3	$\pm 3\delta_p$ (53.1)	21.9		0.965	462			1.15	2	2	4	6	31
								1.21	1	2	4	6	

〔備考〕

- ・実験値，計算値は，上段が正側加力，下段が負側加力を示す。
- ・ $\delta_p$ ：全塑性耐力に対応する梁弾性変形計算値  
(BA シリーズ：17.4mm，BD シリーズ：17.7mm)
- ・ $eK$ ：初期剛性実験値（梁せん断力= $Q_p/3$ の時の割線剛性）
- ・ $eK$ ：弾性剛性計算値
- ・ $Q_{max}$ ：梁最大耐力実験値
- ・ $Q_p$ ：梁全塑性耐力計算値
- ・繰返し数における灰色着色部は，梁フランジや梁ウェブの局部座屈の進展に直接起因するものでなく，梁端溶接部近傍でのき裂発生に起因するものを示す。

表 2.2.1-7 破壊状況のまとめ

試験体名	局部座屈発生の有無		き裂発生の起点	最終破壊形式
	梁フランジ	梁ウェブ		
BA-2	○	○	梁端フランジ溶接部近傍	梁フランジ全断面破断
BA-2.5	○	○	梁端フランジ溶接部近傍	梁フランジ全断面破断
BA-3	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ・ウェブすみ肉溶接部	梁フランジ全断面破断
BD-1.7	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ・ウェブすみ肉溶接部	梁フランジ全断面破断
BD-2	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ・ウェブすみ肉溶接部	梁フランジ全断面破断
BD-3	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ・ウェブすみ肉溶接部	梁フランジ全断面破断





局部座屈進展, 梁端溶接部き裂進展  
(-158 サイクル目)



最終破壊状況(-217 サイクル目)

(a) 試験体 BA-2



局部座屈進展(+24 サイクル目)



最終破壊状況(+137 サイクル目)

(b) 試験体 BA-2.5



局部座屈進展(-7 サイクル目)



最終破壊状況(-42 サイクル目)

(c) 試験体 BA-3

写真 2.2.1-2 破壊状況[BA シリーズ]



局部座屈進展(-110 サイクル目)



最終破壊状況(+224 サイクル目)

(a) 試験体 BD-1.7



局部座屈進展(-28 サイクル目)



最終破壊状況(-126 サイクル目)

(b) 試験体 BD-2



局部座屈進展(-4 サイクル目)



最終破壊状況(+31 サイクル目)

(c) 試験体 BD-3

写真 2.2.1-3 破壊状況[BD シリーズ]





(a) 試験体 BA-2



(b) 試験体 BA-2.5



(c) 試験体 BA-3

写真 2.2.1-4 加力終了後の試験体[BAシリーズ]



(a) 試験体 BD-1.7



(b) 試験体 BD-2



(c) 試験体 BD-3

写真 2.2.1-5 加力終了後の試験体[BD シリーズ]

参考までに各試験体の実験経過を以下に列記する。

(文章中、+サイクルは正側加力、-サイクルは負側加力を示す。)

○試験体 BA-2 [BH-450×200×9×12, 変位振幅±2δp]

- ・-4 サイクル：負側最大耐力到達 ( $Q_{max(-)}=-536\text{kN}$ )
- ・+9 サイクル：正側最大耐力到達 ( $Q_{max(+)}=511\text{kN}$ )
- ・+25 サイクル：東西上フランジ局部座屈発生
- ・-25 サイクル：東西下フランジ局部座屈発生
- ・+80 サイクル：東西ウェブ座屈発生 (南に凸), 以降局部座屈進展
- ・+100 サイクル：東南下フランジ-端部溶接部き裂確認 (薄い白色)
- ・-110 サイクル：東南上フランジ-端部溶接部き裂前兆
- ・+130 サイクル：西南下フランジ-端部溶接部き裂発生 (以後進展なし)
- ・+140 サイクル：東南下フランジ-端部板厚方向き裂貫通 (長さ 9mm)
- ・+158 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-158 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-180 サイクル：東南上フランジ-板厚方向き裂貫通 (長さ 20mm)
- ・+203 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-204 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-211 サイクル：東南上フランジき裂ウェブすみ肉溶接部 (フィレット) に到達
- ・-215 サイクル：東南上フランジき裂ウェブを貫通
- ・-217 サイクル：東上フランジ全断面破断

○試験体 BA-2.5 [BH-450×200×9×12, 変位振幅±2.5δp]

- ・-1 サイクル：東側ウェブ下方局部座屈発生 (南に凸)
- ・+2 サイクル：東側ウェブ上方局部座屈発生 (南に凸)
- ・-3 サイクル：負側最大耐力到達 ( $Q_{max(-)}=-557\text{kN}$ )
- ・+4 サイクル：正側最大耐力到達 ( $Q_{max(+)}=532\text{kN}$ )
- ・+10 サイクル：東西上フランジ局部座屈発生(東：下に凸, 西：上に凸)
- ・-10 サイクル：東西下フランジ局部座屈発生(東西ともに下に凸)
- ・-16 サイクル：負側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・+20 サイクル：正側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・-21 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・+24 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-29 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+30 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+45 サイクル：東側下フランジにき裂発生の前兆
- ・+70 サイクル：東側下フランジにき裂発生(長さ 30mm)
- ・-80 サイクル：西側上フランジのフィレット部にき裂発生
- ・+133 サイクル：東側下フランジのき裂ウェブを貫通 (発音有)

- ・+137 サイクル：東側下フランジ全断面破断

○試験体 BA-3 [BH-450×200×9×12, 変位振幅±3δp]

- ・-1 サイクル：東側下フランジ局部座屈発生
- ・+2 サイクル：西側上フランジ局部座屈発生
- ・+3 サイクル：正側最大耐力到達 ( $Q_{max(+)}=555kN$ )
- ・-3 サイクル：負側最大耐力到達 ( $Q_{max(-)}=-576kN$ )，東側ウェブ座屈発生
- ・+4 サイクル：西側ウェブ座屈発生，以降局部座屈進展
- ・+6 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-6 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・+8 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-8 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+35 サイクル：局部座屈発生域の西側上フランジ-ウェブすみ肉周方向き裂発生
- ・-40 サイクル：西側上フランジき裂フランジ板厚方向貫通
- ・-41 サイクル：西側上フランジ半分破断
- ・-42 サイクル：西側上フランジ全断面破断

○試験体 BD-1.7 [BH-450×200×6×12, 変位振幅±1.7δp]

- ・-3 サイクル：負側最大耐力到達 ( $Q_{max(-)}=-557kN$ )
- ・+6 サイクル：正側最大耐力到達 ( $Q_{max(+)}=532kN$ )
- ・-7 サイクル：東側ウェブ下方局部座屈発生 (南に凸)
- ・+20 サイクル：東側上フランジ局部座屈発生(下に凸)
- ・-25 サイクル：東側下フランジ局部座屈発生(下に凸)
- ・-53 サイクル：負側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・+66 サイクル：正側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・-110 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-169 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+170 サイクル：東側下フランジフィレット部にき裂発生(10mm)
- ・+176 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-200 サイクル：東側上フランジフィレット部にき裂発生(10mm)
- ・+205 サイクル：東側下フランジフィレット部にき裂貫通
- ・+210 サイクル：き裂東側下フランジとウェブの板厚方向に貫通
- ・+216 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+224 サイクル：東側下フランジ全断面破断 ( $\delta=25.6mm$ )

○試験体 BD-2 [BH-450×200×6×12, 変位振幅±2δp]

- ・-4 サイクル：負側最大耐力到達 ( $Q_{max(-)}=-491kN$ )
- ・+5 サイクル：ウェブ上方局部座屈発生
- ・-5 サイクル：ウェブ下方局部座屈発生

- ・+6 サイクル：正側最大耐力到達 ( $Q_{\max(+)}=468\text{kN}$ )
- ・-6 サイクル：東南下フランジ局部座屈発生
- ・-7 サイクル：西南下フランジ局部座屈発生
- ・+8 サイクル：東南・西南上フランジ局部座屈発生
- ・-20 サイクル：正側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・+23 サイクル：負側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・-28 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・+29 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-33 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+37 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-70 サイクル：西南上フランジ・ウェブとのすみ肉溶接部（フィレット）き裂発生
- ・-104 サイクル：西南上フランジ・ウェブとのすみ肉溶接部（フィレット）き裂反対側（北側）に貫通
- ・-112 サイクル：西南上フランジき裂ウェブに到達
- ・-118 サイクル：西南上フランジき裂ウェブを貫通
- ・-126 サイクル：西上フランジ全断面破断

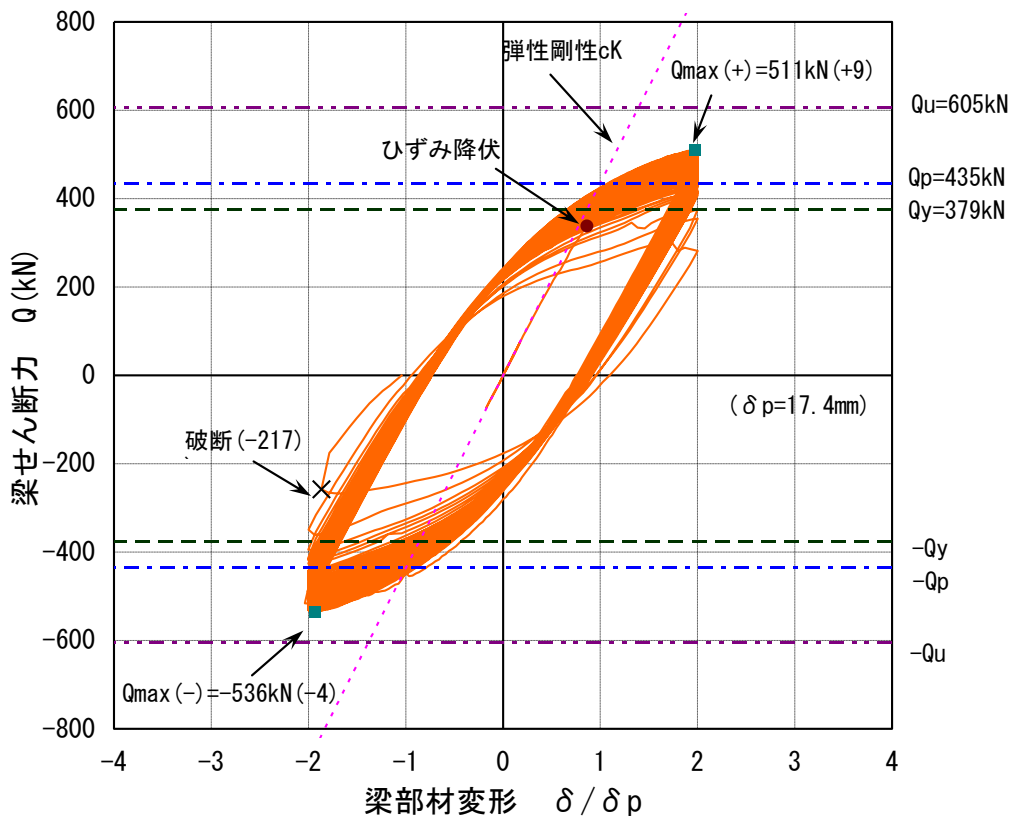
○試験体 BD-3 [BH-450×200×6×12, 変位振幅 $\pm 3\delta_p$ ]

- ・+1 サイクル：上フランジ・ウェブ局部座屈発生
- ・-1 サイクル：上フランジ・ウェブ局部座屈発生
- ・-1 サイクル：負側最大耐力到達 ( $Q_{\max(-)}=-487\text{kN}$ )
- ・+2 サイクル：正側最大耐力到達 ( $Q_{\max(+)}=462\text{kN}$ )
- ・+2 サイクル：正側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・-2 サイクル：負側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・+4 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-4 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・+6 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-6 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+20 サイクル：東側下フランジ・ウェブとのすみ肉溶接部（フィレット）き裂発生
- ・+21 サイクル：東側下フランジ・ウェブとのすみ肉溶接部（フィレット）き裂反対側（北側）に貫通
- ・+31 サイクル：東側下フランジ全断面破断

## 2) 荷重変形特性

各試験体の荷重-変形特性を図 2.2.1-5~2.2.1-10 に示す。図の縦軸は、加力用スタブ両側の梁部材が負担するせん断力の合計  $Q$  であり、アクチュエータのロードセルにより検出された荷重  $P$  に等しい。また、図の横軸は、梁部材変形  $\delta$  を梁の全塑性耐力時変形  $\delta_p$  (=梁端部の全塑性曲げモーメントを弾性剛性の計算値で除して得られる値) で除した値  $\delta/\delta_p$  を示す。同図には、梁端部フランジに貼り付けたひずみゲージが降伏ひずみに達した時点と最大耐力に到達した時点をプロットで示している。また、弾性剛性および梁部材耐力(降伏耐力、全塑性耐力、終局耐力)の計算値についても併記している。

いずれの試験体も加力初期においては紡錘型の履歴特性を描き、局部座屈の発生と進展に伴い、ピーク変位時の荷重が緩やかに低下した。また、局部座屈発生域における梁フランジ・梁ウェブ溶接部や梁端フランジ溶接部近傍にき裂が発生する段階に至ると、一部の試験体の荷重-変形関係にピンチングの挙動が見られた。



[備考]

- $Q$  : 加力用スタブの両側の梁が負担するせん断力の合計 (図 2.2.1-3 参照)
- $\delta$  : 梁部材変形 (図 2.2.1-3 参照)
- $\delta_p$  : 全塑性耐力に対応する梁弾性変形計算値  
(BA シリーズ : 17.4mm, BD シリーズ : 17.7mm)
- $cK$  : 弾性剛性計算値
- $Q_{max}$  : 梁最大耐力実験値
- $Q_y$  : 梁降伏耐力計算値
- $Q_p$  : 梁全塑性耐力計算値
- $Q_u$  : 梁終局耐力計算値

図 2.2.1-5 荷重-変形関係 [試験体 BA-2]



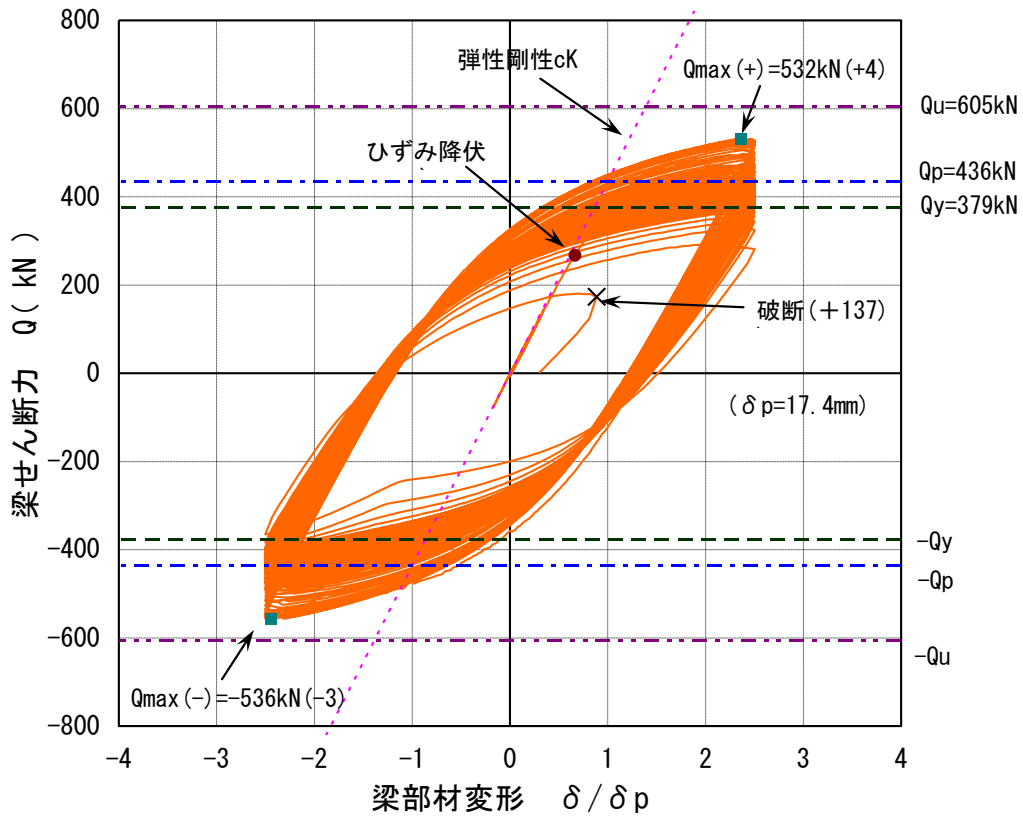


図 2.2.1-6 荷重-変形関係〔試験体 BA-2.5〕

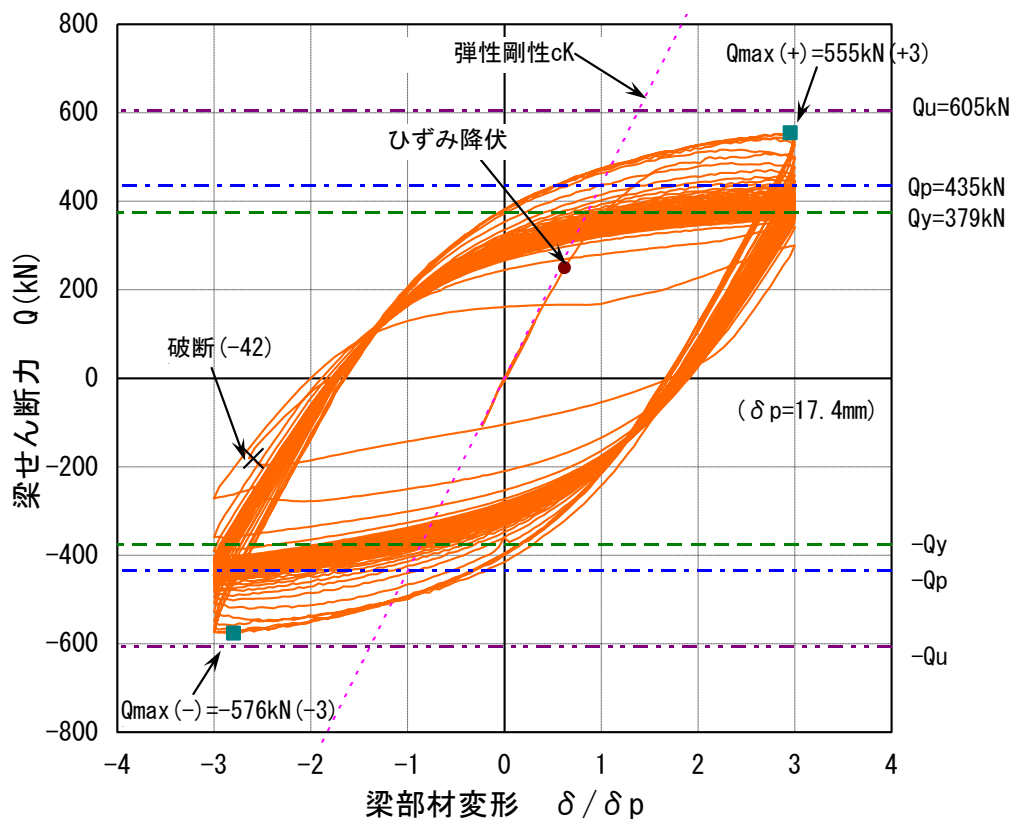
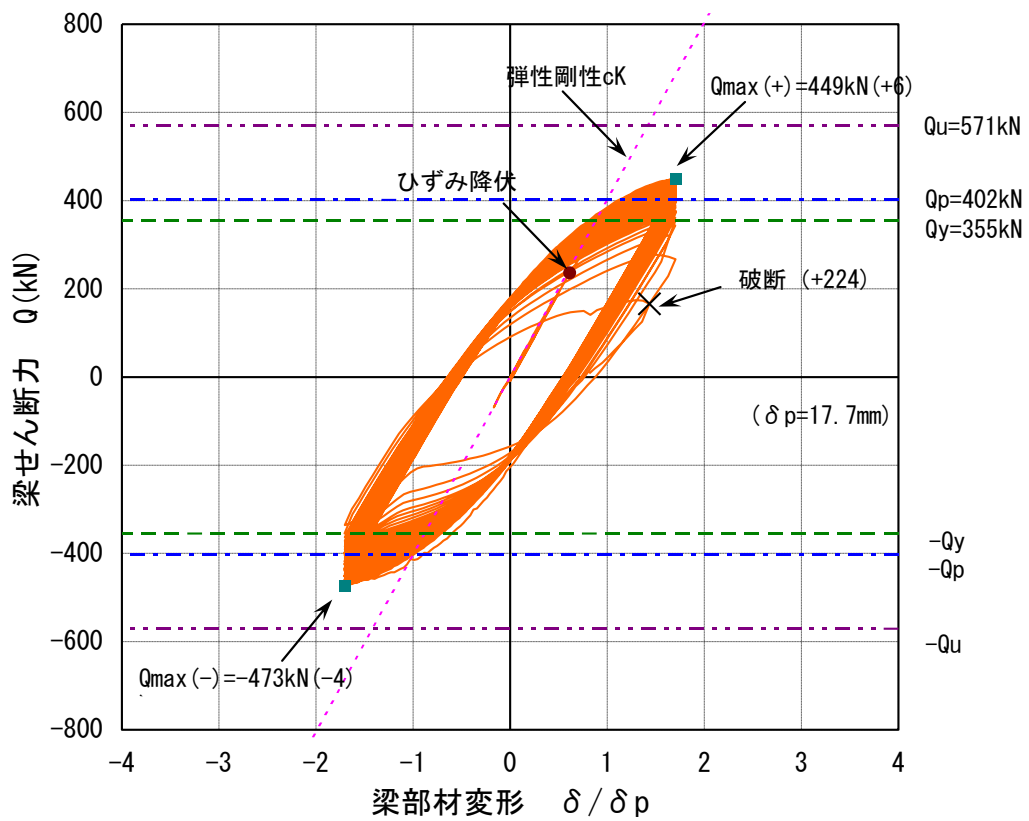


図 2.2.1-7 荷重-変形関係〔試験体 BA-3〕



〔備考〕

- $Q$  : 加力用スタブの両側の梁が負担するせん断力の合計 (図 2.2.1-3 参照)
- $\delta$  : 梁部材変形 (図 2.2.1-3 参照)
- $\delta_p$  : 全塑性耐力に対応する梁弾性変形計算値  
(BA シリーズ : 17.4mm, BD シリーズ : 17.7mm)
- $c_K$  : 弾性剛性計算値
- $Q_{max}$  : 梁最大耐力実験値
- $Q_y$  : 梁降伏耐力計算値
- $Q_p$  : 梁全塑性耐力計算値
- $Q_u$  : 梁終局耐力計算値

図 2.2.1-8 荷重-変形関係〔試験体 BD-1.7〕



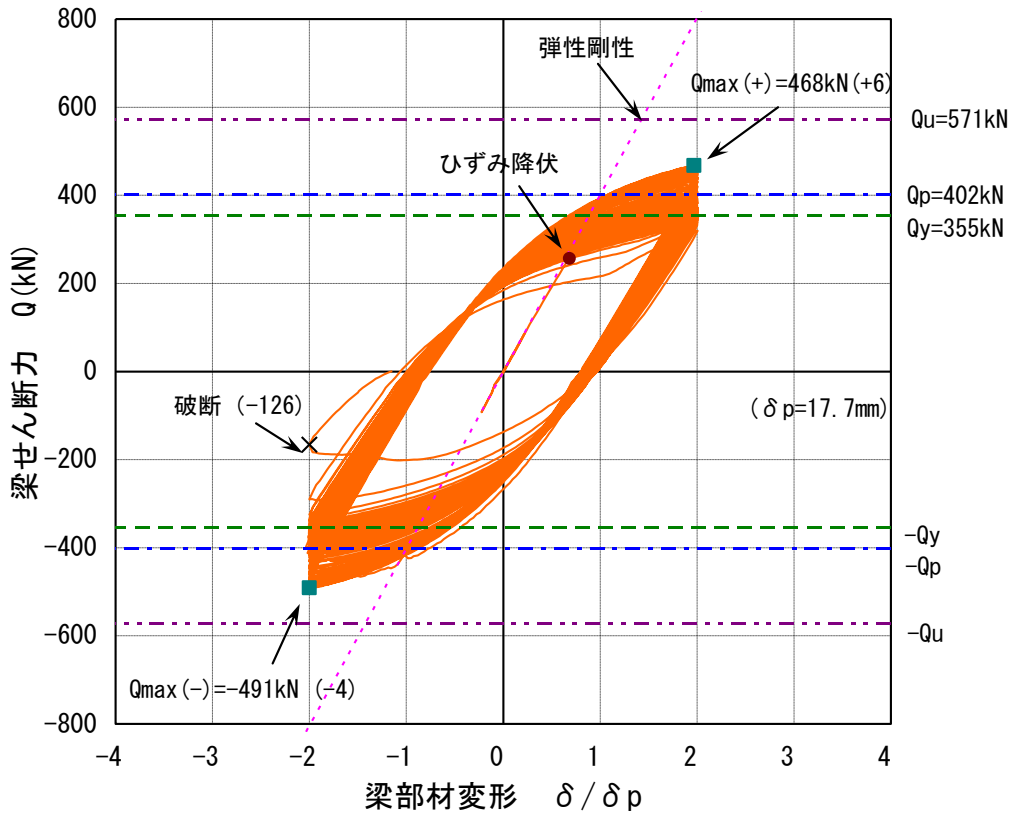


図 2.2.1-9 荷重-変形関係〔試験体 BD-2〕

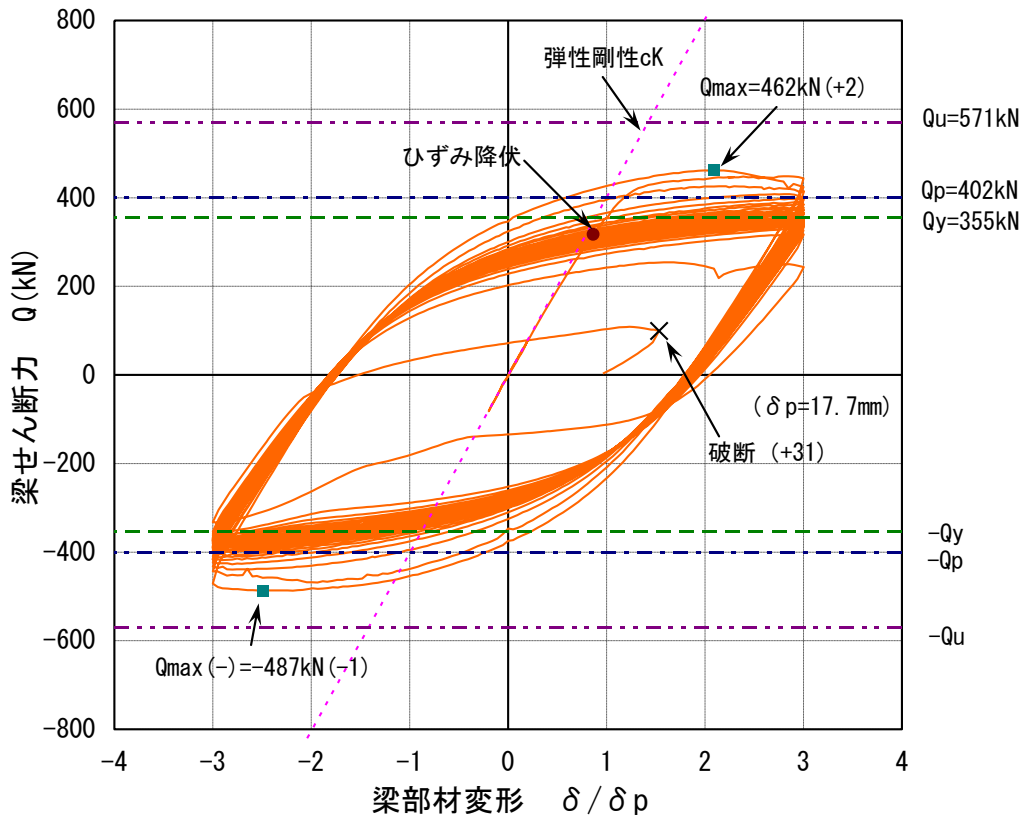


図 2.2.1-10 荷重-変形関係〔試験体 BD-3〕

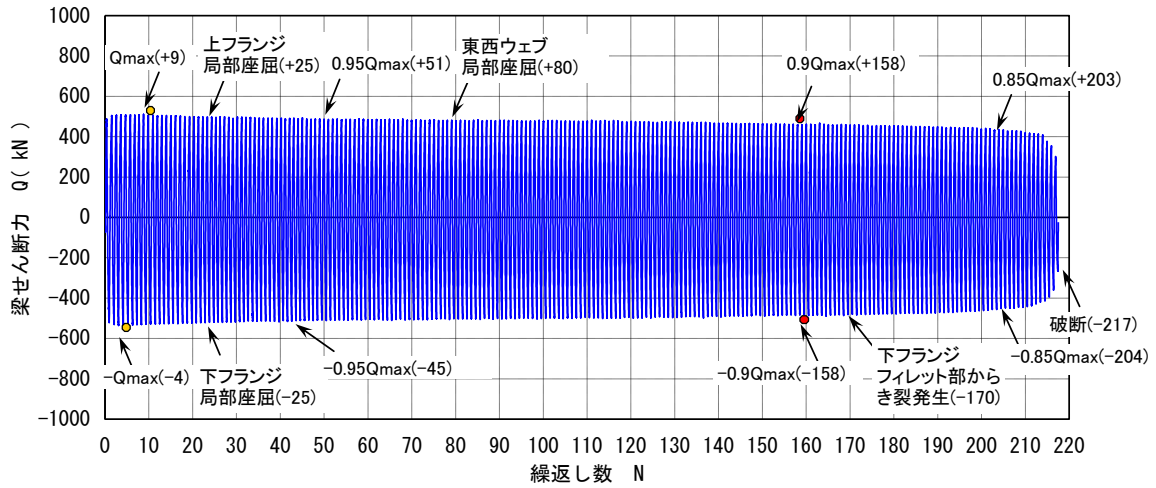
### 3) 多数回繰返し特性

各試験体に関して、梁せん断力  $Q$  と繰返し数  $N$  との関係の推移を図 2.2.1-11~2.2.1-12 に示す。同図には、最大耐力時および 95%、90%、85% 耐力時や座屈、き裂等の諸現象が発生した時の繰返し数を併記している。また、最大耐力時および 90% 耐力時については、それぞれ黄色、赤色の丸印で示している。

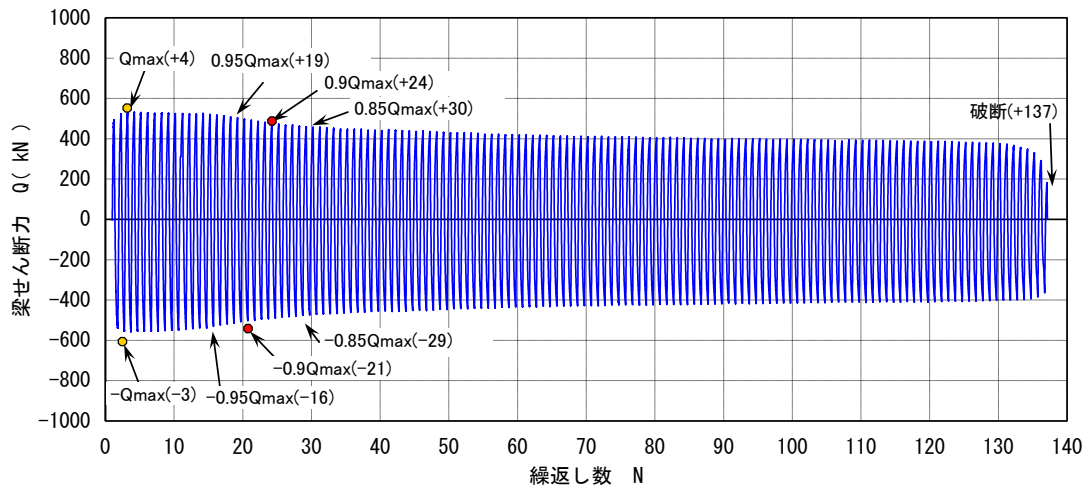
部材断面 BH-450×200×9×12 [BA シリーズ] の場合、 $\pm 2.5\delta p$ 、 $\pm 3\delta p$  の比較的大きな変位振幅（試験体 BA-2.5、BA-3）では、90% 耐力低下以降も局部座屈の進展により荷重が緩やかに低下し、最終的に梁フランジ破断が発生するまでに、90% 耐力低下以前よりも多くの繰返し数を要した。一方、 $\pm 2\delta p$  の比較的小さな振幅（試験体 BA-2）では、90% 耐力以降も局部座屈の進展が遅いため、局部座屈による耐力低下が生じにくく、結果として、梁端部フランジ溶接部近傍からのき裂の進展に伴い、90% 耐力低下以前よりも少ない繰返し数で破断に至った。

塑性率 ( $\delta/\delta p$ ) 表現による変位振幅と耐力低下時（85% 耐力、90% 耐力、95% 耐力）、最終破断時の繰返し数との関係を図 2.2.1-13 に示す。同図の縦軸、横軸ともに対数表示としている。85% 耐力時や最終破断時においては、梁フランジや梁ウェブの局部座屈に伴う耐力低下の影響と梁端フランジ部でのき裂進展による耐力低下の影響が混在しているため、変位振幅（塑性率）—繰返し数関係に若干乱れが生じている。一方、90% 耐力までの段階では、概ね梁フランジや梁ウェブの局部座屈により耐力低下が生じているため、変位振幅（塑性率）—繰返し数関係に良好な相関性が認められる。BA シリーズ、BD シリーズの各々に関して、90% 耐力時における変位振幅（塑性率） $\delta/\delta p$  と繰返し数  $N$  との関係に回帰分析を適用した結果を以下に示す。（図 2.2.1-13 に点線で併記）

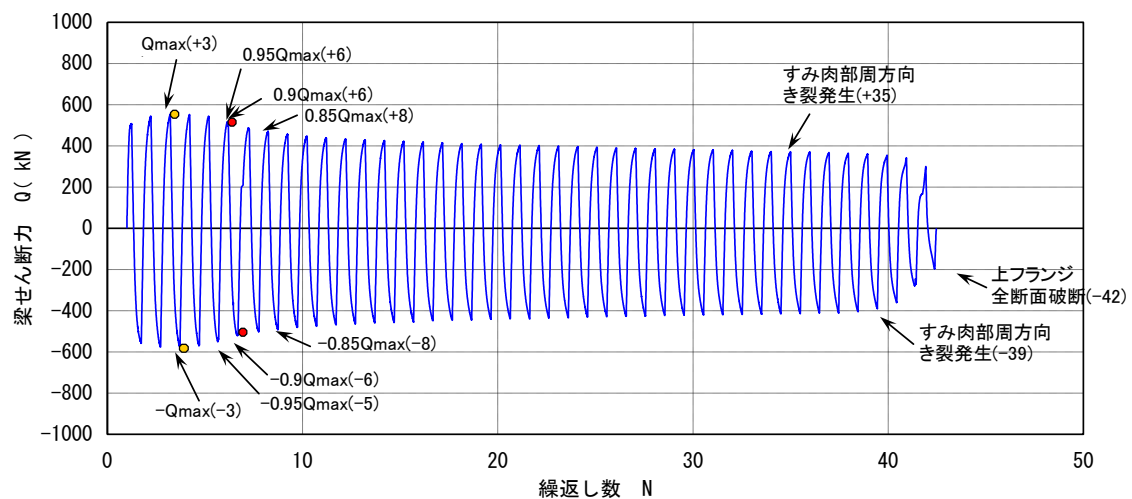
- ・ BA シリーズ：断面 BH-450×200×9×12（鋼種 SM490A）  
 $(\delta/\delta p) \cdot N^{0.123} = 3.72$  [相関係数 -0.999]
- ・ BD シリーズ：断面 BH-450×200×6×12（鋼種 SM490A）  
 $(\delta/\delta p) \cdot N^{0.161} = 3.65$  [相関係数 -0.983]



(a) 試験体 BA-2

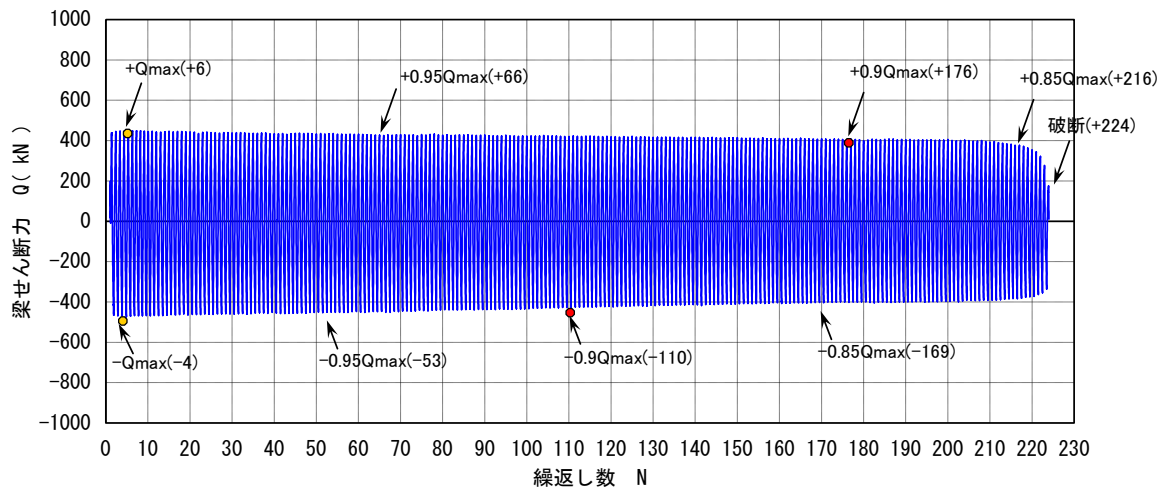


(b) 試験体 BA-2.5

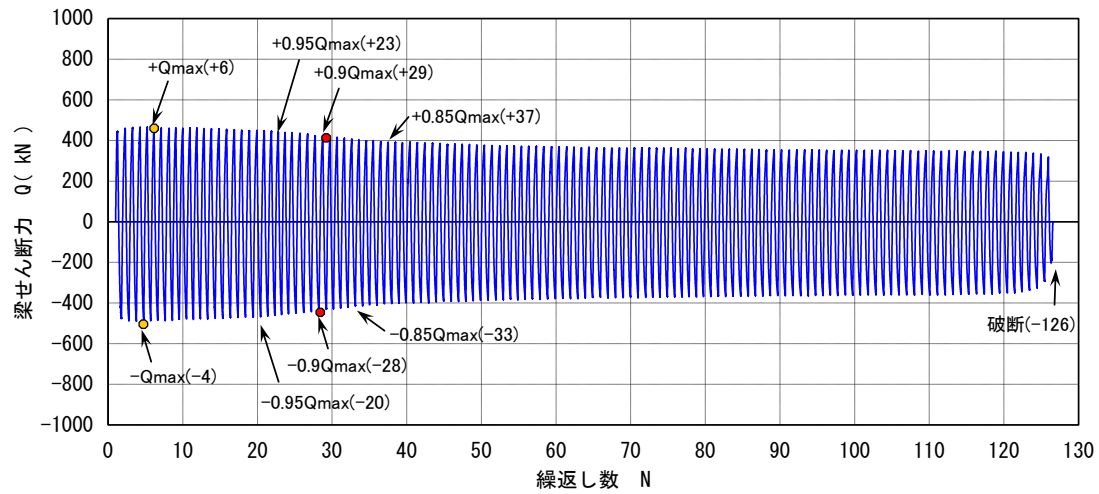


(c) 試験体 BA-3

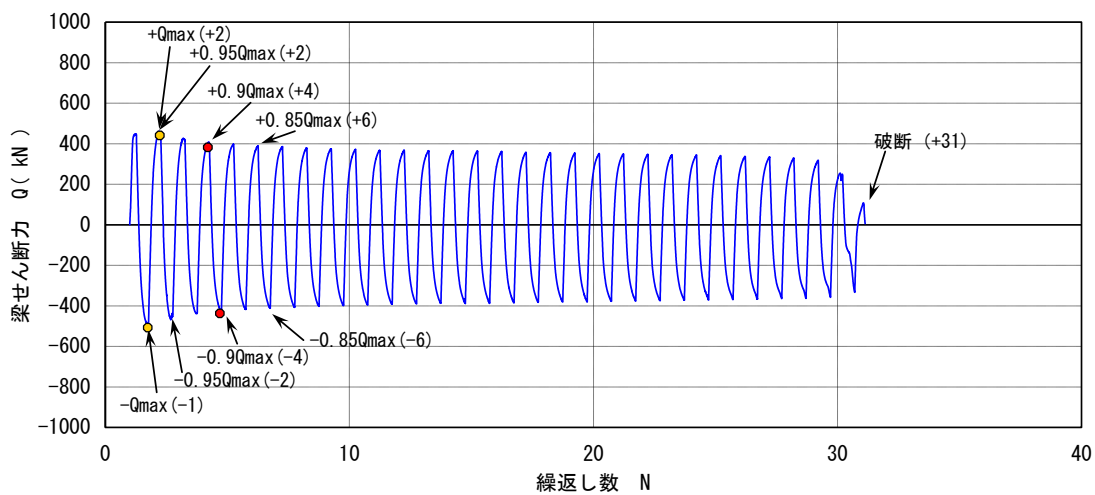
図 2.2.1-11 梁せん断力—繰返し数関係[BA シリーズ]



(a) 試験体 BD-1.7

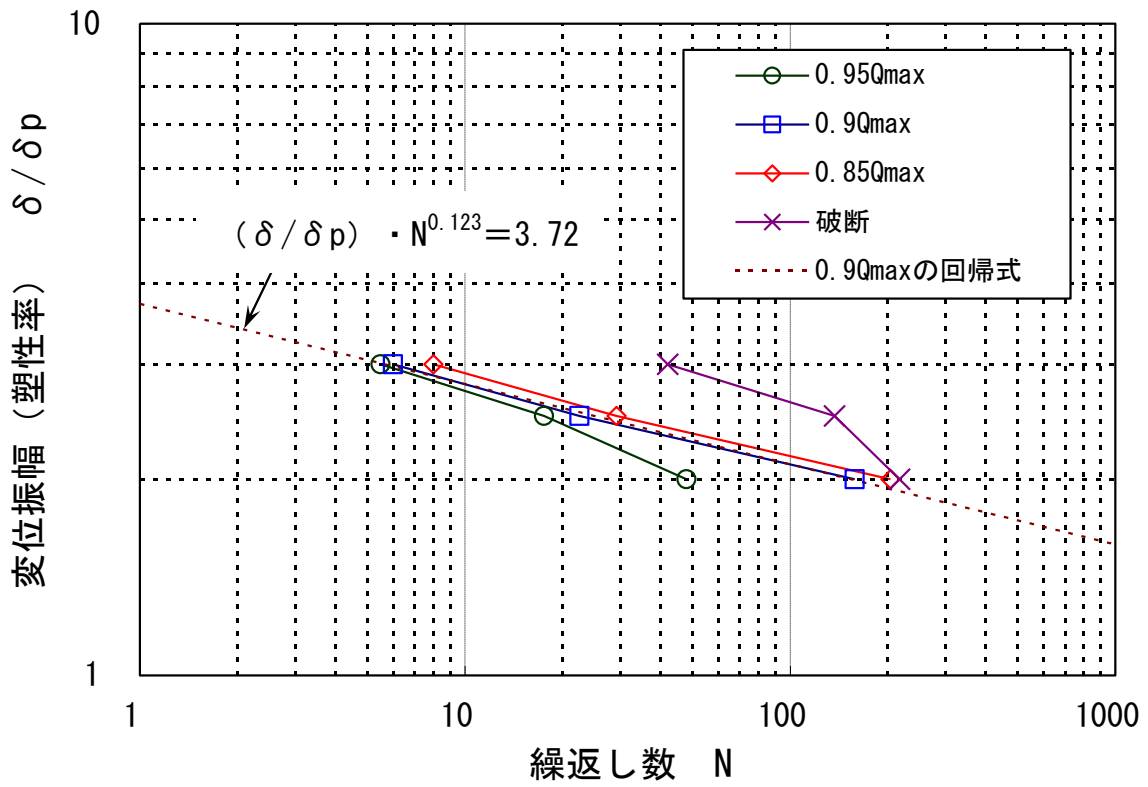


(b) 試験体 BD-2

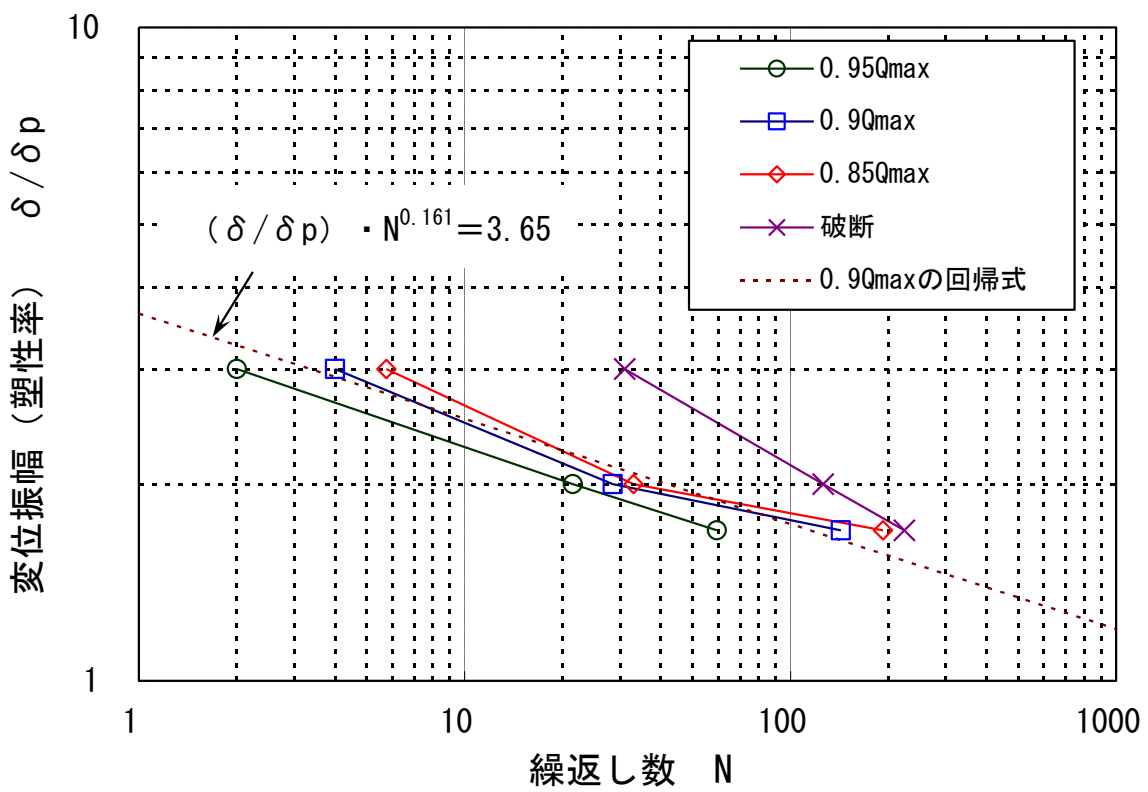


(c) 試験体 BD-3

図 2.2.1-12 梁せん断力-繰返し数関係[BD シリーズ]



(a) BH-450 × 200 × 9 × 12 [BA シリーズ]



(b) BH-450 × 200 × 6 × 12 [BD シリーズ]

図 2.2.1-13 変位振幅(塑性率)－繰返し数 関係

#### 4) その他特記すべき特性

試験体の耐力が最大耐力の95%、90%、80%に低下した時点において梁フランジ、ウェブに発生している局部座屈波の高さを測定した結果を表2.2.1-8～2.2.1-9に示す。耐力の低下とともに局部座屈波高さが増加する傾向が確認できる。

表 2.2.1-8 局部座屈波の高さ〔BAシリーズ〕

試験体名	計測箇所		0.95Q <sub>max</sub>	0.9Q <sub>max</sub>	0.85Q <sub>max</sub>	
BA-2	正	サイクル	+51	+158	+203	
		局部座屈波高さ(mm)	西上フランジ	1.5	8.5	11
			西ウェブ上側	0	4	4
			東上フランジ	1.5	8	10
			東ウェブ上側	0	4	4
	負	サイクル	-45	-158	-204	
		局部座屈波高さ(mm)	西下フランジ	1.5	13	14
			西ウェブ下側	0	8	8
			東下フランジ	1.5	5	5
			東ウェブ下側	0	2	2
BA-2.5	正	サイクル	+19	+24	+34	
		局部座屈波高さ(mm)	西上フランジ	13	22.5	28
			西ウェブ上側	12	10	22
			東上フランジ	1	2	5
			東ウェブ上側	1	4	6
	負	サイクル	-16	-21	-30	
		局部座屈波高さ(mm)	西下フランジ	5.5	6	11
			西ウェブ下側	5	5	9
			東下フランジ	16	26	33
			東ウェブ下側	16	16	23
BA-3	正	サイクル	+6	+6	+8	
		局部座屈波高さ(mm)	西上フランジ	20	20	34
			西ウェブ上側	4	4	4
			東上フランジ	1.5	1.5	1.5
			東ウェブ上側	1	1	1
	負	サイクル	-5	-6	-8	
		局部座屈波高さ(mm)	西下フランジ	1.5	1.5	1.7
			西ウェブ下側	1	1	1
			東下フランジ	17	23	32
			東ウェブ下側	10	13	22

※計測箇所の説明図

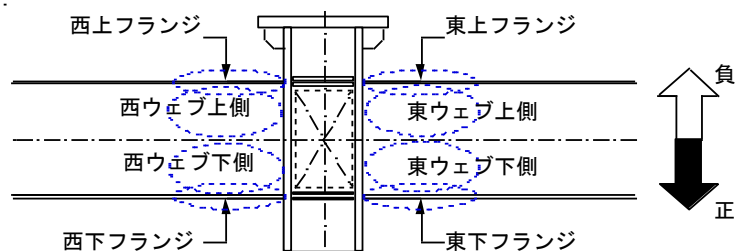
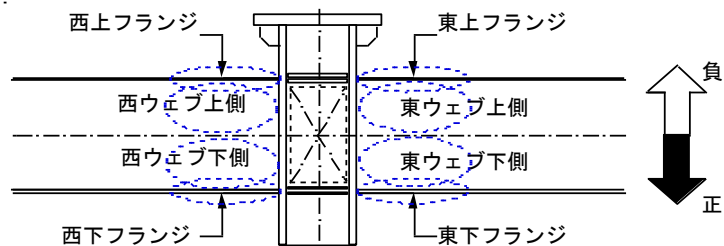


表 2.2.1-9 局部座屈波の高さ [BDシリーズ]

試験体名	計測箇所		0.95Q <sub>max</sub>	0.9Q <sub>max</sub>	0.85Q <sub>max</sub>	
BD-1.7	正	サイクル	+66	+176	+216	
		局部座屈波 高さ(mm)	西上フランジ	2.5	8	10
			西ウェブ上側	2	3.5	9
			東上フランジ	1.5	2	2
			東ウェブ上側	1.5	2	2
	負	サイクル	-53	-110	-169	
		局部座屈波 高さ(mm)	西下フランジ	3	11.5	19.5
			西ウェブ下側	5	11	18
東下フランジ	2	2.5	3			
東ウェブ下側	2	2.5	2.5			
BD-2	正	サイクル	+23	+29	+37	
		局部座屈波 高さ(mm)	西上フランジ	11	18	25
			西ウェブ上側	12	15	23
			東上フランジ	5	5	5
			東ウェブ上側	5	5	5
	負	サイクル	-20	-28	-33	
		局部座屈波 高さ(mm)	西下フランジ	6	15	22
			西ウェブ下側	8	15	22
東下フランジ	8	15	15			
東ウェブ下側	8	13	13			
BD-3	正	サイクル	+2	+4	+6	
		局部座屈波 高さ(mm)	西上フランジ	23	43	49
			西ウェブ上側	22	30	35
			東上フランジ	3	3	3
			東ウェブ上側	2.5	7	7
	負	サイクル	-2	-4	-6	
		局部座屈波 高さ(mm)	西下フランジ	9	9	10
			西ウェブ下側	15	15	15
東下フランジ	29	48	53			
東ウェブ下側	15	32	33			

※計測箇所の説明図



## (5) 結論ならびに今後の課題

梁部材が長周期地震動による多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的として、定振幅繰返し変位による載荷実験を実施した。なお、ここでは、主に局部座屈で変形性能が決定されるような幅厚比を有する H 形断面梁部材（BA シリーズ：BH-450×200×9×12，BD シリーズ：BH-450×200×6×12，鋼種は SM490A）を対象とし、断面 BH-450×200×9×12 では塑性率  $\delta/\delta_p$  で 2.5，2.0，3.0，断面 BH-450×200×6×12 では塑性率  $\delta/\delta_p$  で 1.7，2.0，2.5 の変位振幅を与えた。

実験結果より、得られた結論を以下に示す。

- 1) いずれの試験体についても、最大耐力の 90% に耐力が低下した時点（90% 耐力時）の繰返し数までは、梁フランジや梁ウェブでの局部座屈の発生・進展が耐力低下の主な要因となった。
- 2) 主な最終破壊形式は、局部座屈発生域での梁フランジと梁ウェブの溶接部（すみ肉溶接部）からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、BA シリーズで変位振幅が塑性率 2.0，2.5 の場合（試験体 BA-2，BA-2.5）の最終破壊形式は、梁端溶接部近傍からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。
- 3) 今回の試験体に関して、最大耐力の 90% に低下した時点（90% 耐力時）の変位振幅（塑性率） $\delta/\delta_p$  と繰返し数  $N$  との関係は相関性が高く、以下の回帰式で表現できる。

・ BA シリーズ：断面 BH-450×200×9×12（鋼種 SM490A）

$$(\delta/\delta_p) \cdot N^{0.123} = 3.72$$

・ BD シリーズ：断面 BH-450×200×6×12（鋼種 SM490A）

$$(\delta/\delta_p) \cdot N^{0.161} = 3.65$$

また、今後の課題を以下に列記する。

- 1) 梁せいが大きく梁ウェブの曲げモーメント負担が大きい部材断面についての保有性能の把握
- 2) シアスパン比が梁部材の保有性能に及ぼす影響の把握
- 3) 変動振幅繰返し変位履歴下における梁部材の保有性能の把握
- 4) 床スラブの存在が梁部材の保有性能に及ぼす影響の把握
- 5) 梁フランジ，梁ウェブの局部座屈と梁端溶接部近傍でき裂進展が同時に発生する場合の保有性能の評価方法の確立
- 6) 今回の試験体と異なる幅厚比を有する梁部材の保有性能の把握



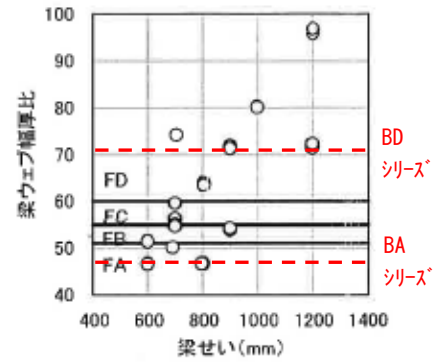
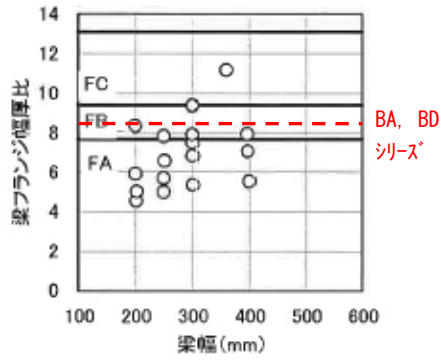
<参考文献>

2.2.1-1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010

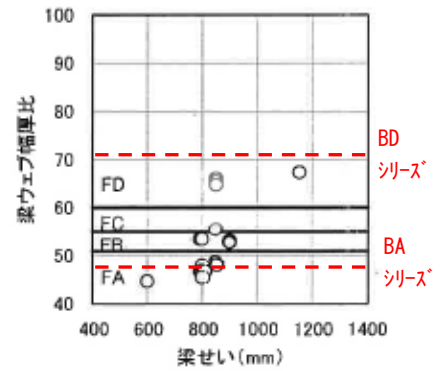
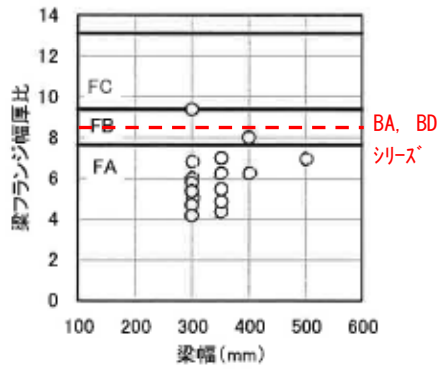
2.2.1-2) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2010

2.2.1-3) 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，2003

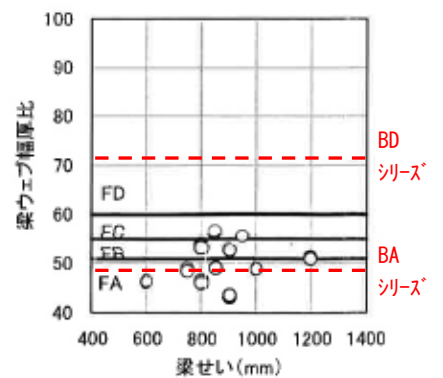
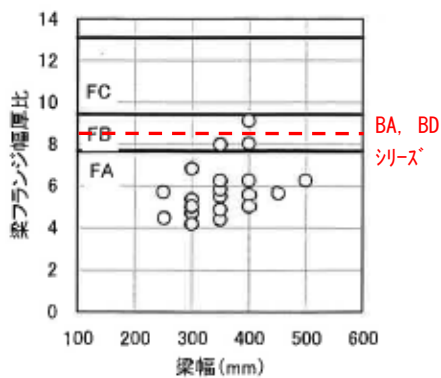
年代: ~1985年



年代: 1986~1995年



年代: 1996年~



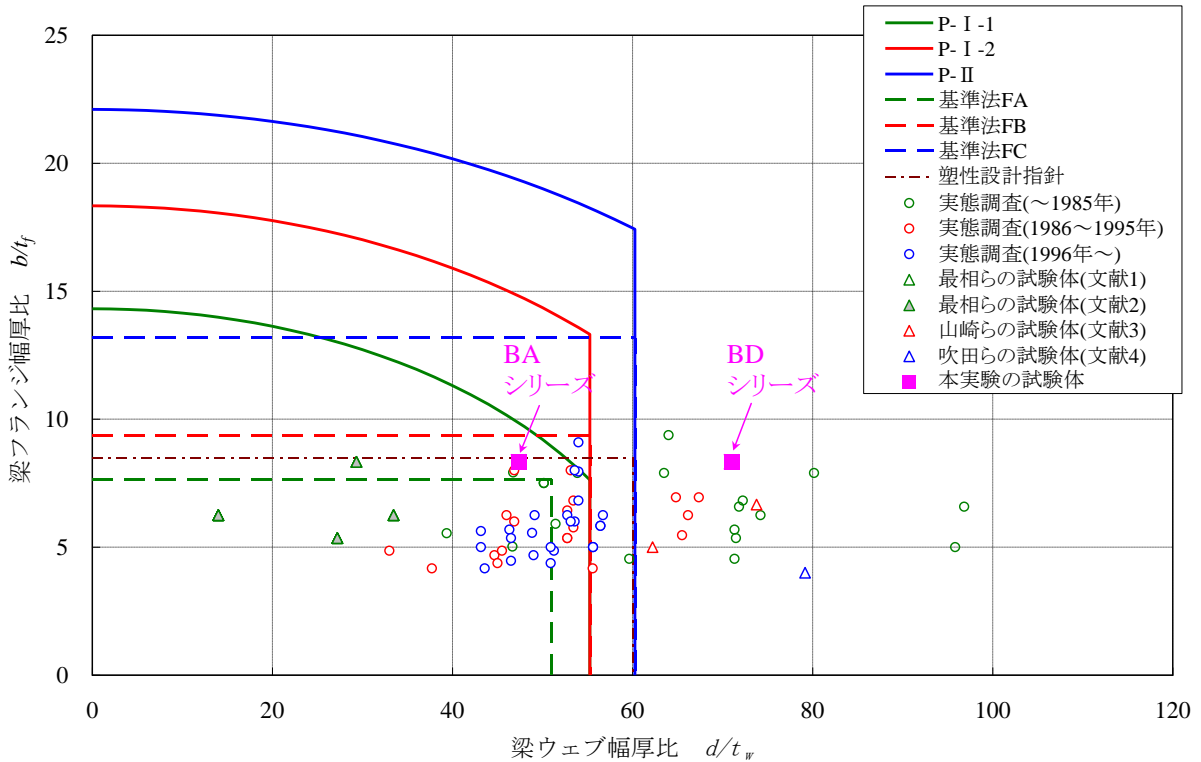
付図 2.2.1-1 既存超高層建物の実態調査結果(H形鋼梁)

付表 2.2.1-1 幅厚比制限値

鋼種：SM490, SN490

	基準法 幅厚比ランク <sup>1)</sup>			鋼構造 設計規準 <sup>2)</sup>	鋼構造 塑性設計指針 <sup>3)</sup> 〔塑性ヒンジ部〕
	FA	FB	FC		
梁フランジ ( $b/t_f$ )	7.7	9.4	13.2	13.3	8.5
梁ウェブ ( $d/t_w$ )	51.0	55.3	60.4	60.3	60

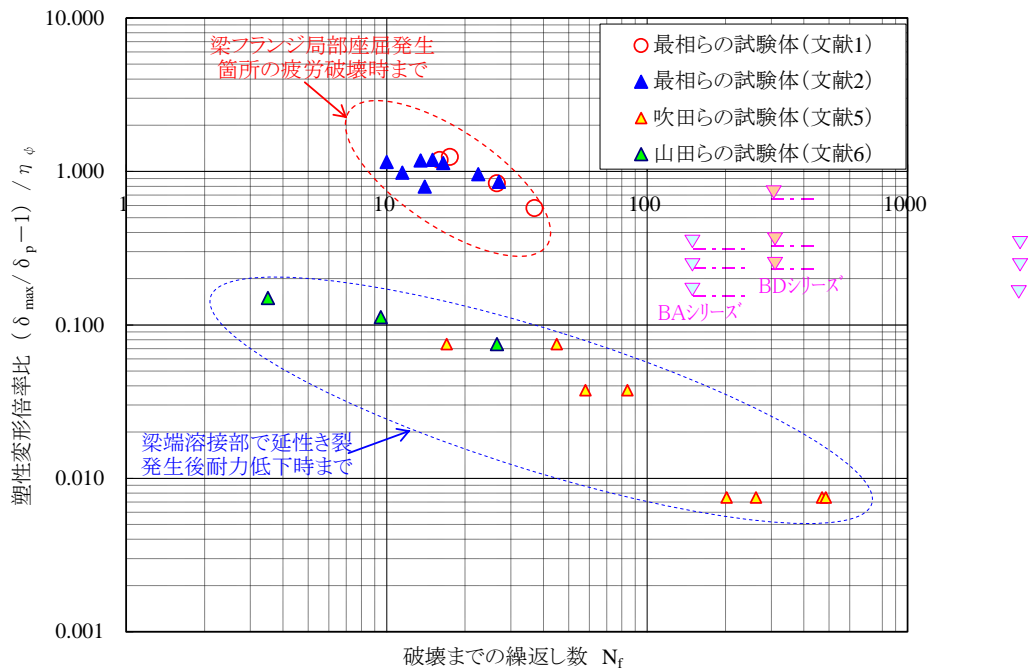
- 1) 日本建築センター：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 2) 日本建築学会：鋼構造設計規準 ―許容応力度設計法―，2005
- 3) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2010



〔備考〕

- ・鋼材：SN490 または SM490 (ただし，文献 1) ,2) のみ SS400 を使用)
- ・文献 1) ～4) については，局部座屈で変形能力が決定したと思われる試験体を抽出

付図 2.2.1-2 H形鋼梁の幅厚比



付図 2.2.1-3 破壊までの繰返し数 ( $N_f$ ) と塑性変形倍率比 ( $(\delta_{max}/\delta_p - 1)/\eta_\phi$ ) との関係  
 ※定振幅繰返し変位による載荷実験を扱った既往文献を対象とする。

[備考]

○  $\delta_{max}/\delta_p - 1$  : 実験時の塑性変形倍率

ここで,  $\delta_{max}$  : 最大変形,  $\delta_p$  : 全塑性耐力時変形

○  $\eta_\phi$  : は文献 7) の(6)式により算出した局部座屈で決定される単調載荷時の塑性変形倍率

$$\eta_\phi = \left( \frac{s-1}{2s^2} \right) \left[ \frac{E}{E_{st}} (s-1)(1+2s) + 3 \left( \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} \right) (s+1) \right] \quad \dots (6)$$

$$1/s = 0.4896/\alpha_f + 0.0460/\alpha_w + 0.7606 \quad (400N \text{ 級鋼})$$

$$= 0.2868/\alpha_f + 0.0588/\alpha_w + 0.7730 \quad (490N \text{ 級鋼})$$

$$\alpha_f = (E/\sigma_{fy}) \cdot (t_f/b)^2$$

$$\alpha_w = (E/\sigma_{yw}) \cdot (t_w/d_e)^2$$

ただし,  $d_e = d/2$

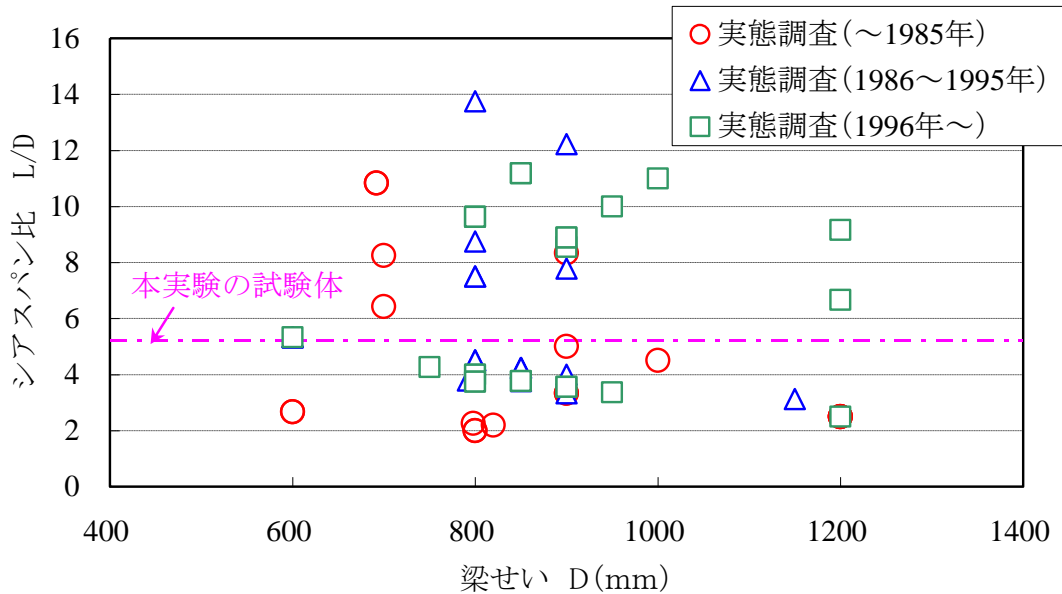
$$E/E_{st} = 50 \text{ (400N 級鋼)}, \quad 61 \text{ (490N 級鋼)}$$

$$\varepsilon_p/\varepsilon_y = 12.41 \text{ (400N 級鋼)}, \quad 10.91 \text{ (490N 級鋼)}$$

ここで,  $s$  : 応力上昇率,  $\sigma_{fy}$  : フランジの降伏点,  $\sigma_{yw}$  : ウェブの降伏点,  $E$  : ヤング係数,  $E_{st}$  : 歪硬化剛性,  $\varepsilon_y$  : 降伏ひずみ,  $\varepsilon_p$  : 降伏棚域のひずみ,  $b$  : フランジの半幅,  $d$  : ウェブのせい,  $t_f$  : フランジ厚さ,  $t_w$  : ウェブ厚さ

なお, 文献 5), 6) では, スチフナの設置により局部座屈の発生を抑制しているため,  $1/s = \sigma_{fy}/\sigma_{fu}$  を (6) 式に使用した。(  $\sigma_{fu}$  : フランジの引張強さ)

○ 本実験の試験体に関する  $\eta_\phi$  の計算値は,  $\eta_\phi = 6.44$  (BA シリーズ),  $3.04$  (BD シリーズ) である。



付図 2.2.1-4 梁せいとシアスパン比の関係

〔付録の参考文献〕

- 1) 最相元雄，後藤勝彦，早道大介，高井良彰秀，金子尚子：H形鋼梁の極低サイクル疲労破壊，鋼構造年次論文報告集，日本鋼構造協会，第13巻，pp.283-290，2005
- 2) 最相元雄，東浩一，中島隆文，藤木宗弘：強い繰返し荷重を受けるH形鋼片持梁の極低サイクル疲労破壊形状，鋼構造年次論文報告集，第16巻，pp.13-20，2008
- 3) 山崎真司，見波進：繰返し曲げを受ける鋼梁のエネルギー吸収能力，日本建築学会構造系論文集 第75巻 第652号，pp.1149-1157，2010.6
- 4) 山田祥平，北村有希子，吹田啓一郎，中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証，日本建築学会構造系論文集 第73巻 第623号，pp.119-126，2008.1
- 5) 吹田啓一郎，橋田勇生，佐藤篤司：繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1021-1024，2009
- 6) 山田哲，角野大介，焦瑜，島田侑子，吉敷祥一：繰返し荷重を受ける梁部材のエネルギー吸収能力（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.567-570，2008
- 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 第458号，pp.127-136，1994

## 2.2.2 梁部材の多数回繰り返し载荷実験(H23 実施分)

### (1) 背景・目的

本実験は、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において、構造安全上重要な部位である梁部材が長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的とする。特にここでは、主に局部座屈で変形能力が決定すると予想される幅厚比を有する H 形断面鉄骨梁部材を対象にして、多数回繰返し変位履歴下における耐力低下および破断までの繰返し回数に着目する。

H22 年度に実施した既存の超高層鉄骨造建築物の実態調査（2.1 節）により、以下のことが明らかにされている<sup>2.2.2-1)</sup>。

- ・ H 形断面梁のフランジの幅厚比は FA ランク<sup>2.2.2-2)</sup>が多く、FB ランクも若干存在する。
- ・ H 形断面梁のウェブの幅厚比は、1996 年以降および 1986～1995 年の建物で FA ランク、FB ランクに属するものが多いが、1985 年以前の建物では、FD ランクも多く存在する。

一方、既往研究の調査を行った結果、局部座屈で変形性能が限づけられる幅厚比の H 形梁部材を対象とし、長周期地震動で想定される多数回繰り返し変位による载荷実験を行った研究例は非常に少ないことがわかった。

以上の状況を踏まえて H22 年度には、フランジの幅厚比が FB ランクでウェブの幅厚比が FA ランクおよび FD ランクの H 形梁部材を対象にして、定変位振幅繰返し载荷実験により、多数回繰り返し変位を受ける梁部材の保有性能を把握した。

H23 年度は、新たにフランジの幅厚比が FA ランク、ウェブの幅厚比が FD ランクの H 形梁部材を対象にした定変位振幅繰返し载荷実験を実施し、多数回繰り返し変位を受ける梁部材の保有性能に関する実験資料の拡充を図る。

また、変動変位振幅による繰返し载荷実験を実施し、マイナー則を用いた累積損傷評価の適用性について検討する。さらに、床スラブの取り付けいた鉄骨梁部材を対象とした定変位振幅繰返し载荷実験を実施し、床スラブの存在が多数回繰り返し変位を受ける梁の保有性能に与える影響について考察する。

## (2) 試験体

### 1) 試験体諸元

試験体一覧を表 2.2.2-1, 試験体形状・寸法を図 2.2.2-2 に示す。試験対象は H 形断面梁部材であり, 縮尺は実建物で使用される梁部材と同程度とした。試験体形状は, 柱部材の中央に梁部材を接合したト字形であり, 梁の部材断面は BH-600×200×9×16 (鋼種 SM490A), 柱の部材断面は □-500×500×22 (鋼種 BCR295) である。

梁の幅厚比は, フランジ 6.3 (FA ランク), ウェブ 63.1 (FD ランク) である [以下, AD シリーズ]。H22 年度に実施したフランジ FB ランク, ウェブ FA ランクの試験体 [以下, BA シリーズ], フランジ FB ランク, ウェブ FD ランクの試験体 [以下, BD シリーズ] と併せて, H 形断面梁のフランジとウェブの幅厚比の関係を図 2.2.2-1 に示す。図中には, H22 年度に実施した既存の超高層鉄骨造建築物に関する実態調査結果と, 他機関で実施された既往の多数回繰返し載荷実験の試験体の幅厚比を重ねて示す。また, 図中には参考として, 文献 2.2.2-3) に基づいて算定される「局部座屈で決定される単調載荷時の塑性変形倍率 ( $\eta_{\phi}$ )」を併記した。図 2.2.2-1 より, 今年度 (H23 年度) の AD シリーズの多数回繰返し変位に対する保有性能は, H22 年度に実施した BA シリーズと BD シリーズの間に位置すると予想される。

試験体数は 6 体であり, 純鉄骨梁試験体を 5 体, 床スラブ付き試験体を 1 体とした。試験体は梁貫通形式とし, 梁フランジとダイアフラムを一体として製作し, 梁フランジとダイアフラムの交差部には R 加工 (R=10mm) を施した。また, 柱鋼管壁の面外変形を抑制するために, 柱梁接合部パネル内部を十字形にスチフナで補強した。

柱面から梁加力点位置まで梁スパンは 3000mm とした。従って, 梁のシアスパン比は, 5.0 (= 3000mm/600mm) である。

床スラブ付き試験体のスラブ厚は 150mm とし, 配筋は縦横 D13@200 ダブルとした。スタッドについては, コンクリートの圧縮強度を 21N/mm<sup>2</sup> と仮定し, 文献 2.2.2-4) の完全合成梁の条件を満たすのに必要な本数 (2-φ16@150) を打設した。スラブ幅については, 文献 2.2.2-4) に基づき算定される有効幅 (=1500mm) を満足するように設定し, 1600mm とした。

今年度 (H23 年度) の実験における実験変数は以下とした。

#### ①一定振幅載荷における変位振幅のレベル

変位振幅については, 基準変位を  $\delta_p$  ( $=Q_p/K_e$ ,  $K_e$ : 鉄骨梁の弾性剛性の計算値,  $Q_p$ : 梁の全塑性モーメント時のせん断力の計算値) として,  $\pm 2\delta_p$ ,  $\pm 2.5\delta_p$ ,  $\pm 3\delta_p$  の 3 水準を設定し (それぞれ, 試験体 AD-2, AD-2.5, AD-3 に対応), 変位振幅の違いによる保有性能の比較を行う。

#### ②変動振幅載荷

$\pm 2 \sim 3\delta_p$  の変動振幅載荷 (試験体 AD-R1), および  $\pm 2 \sim 2.5\delta_p$  の変動振幅載荷 (試験体 AD-R2) により, 累積損傷度の評価におけるマイナー則の適用性について検討する (変動変位載荷プログラムについては, 図 2.2.2-4 を参照)。

#### ③床スラブの有無

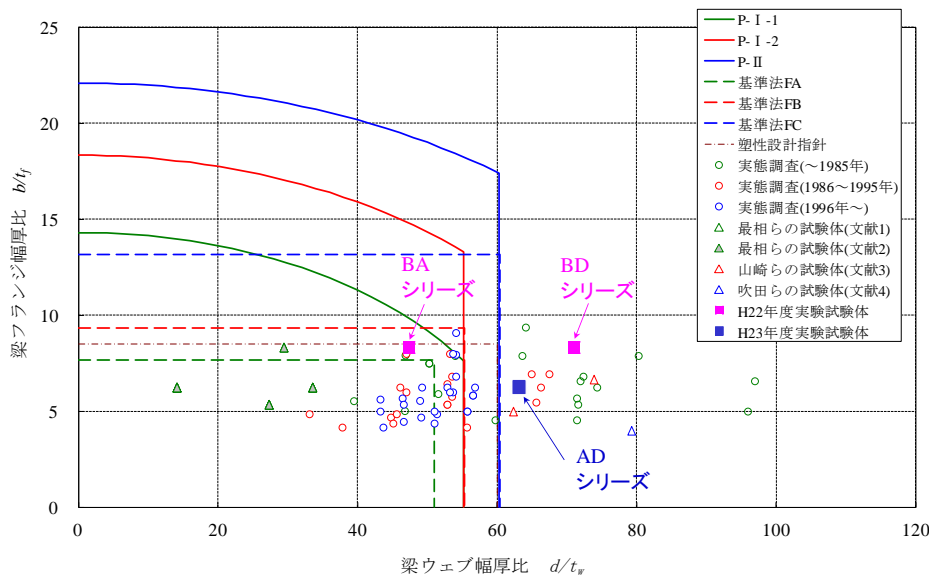
床スラブの取り付けいた試験体 (試験体 AD-2-S) を対象として, 純鉄骨梁の試験体 AD-2 と同じ  $\pm 2\delta_p$  での定変位振幅繰返し載荷実験を実施することにより, 床スラブの存在が梁の保有性能に及ぼす影響について検討する。

表 2.2.2-1 試験体一覧

試験体名	梁		スラブ 有無	荷 荷 方 法	変位 振 幅	
	断面 (鋼種)	幅厚比 (幅厚比ランク)				
		フランジ				ウェブ
BA-1.7	BH-450×200×9×12 (SM490A)	8.3 (FB)	47.3 (FA)	なし	一定変位	±1.7 δ p
BA-2						±2 δ p
BA-3						±3 δ p
BD-2	BH-450×200×6×12 (SM490A)	8.3 (FB)	71.0 (FD)			±2 δ p
BD-2.5						±2.5 δ p
BD-3						±3 δ p
AD-2	BH-600×200×9×16 (SM490A)	6.3 (FA)	63.1 (FD)	なし	一定変位	±2 δ p
AD-2.5						±2.5 δ p
AD-3						±3 δ p
AD-R1				変動変位	±2~3 δ p	
AD-R2					±2~2.5 δ p	
AD-2-S					あり	一定変位

〔備考〕

- ・  は、H22年度実施済の試験体を示す。
- ・ δp : 梁の全塑性曲げモーメント (Mp) を弾性剛性で除して得られる変形〔計算値〕



< 梁の塑性変形能力の計算値 >

試験体シリーズ		$\eta_{\phi}$
H22年度	BA シリーズ	6.44
	BD シリーズ	3.04
H23年度	AD シリーズ	4.94

※  $\eta_{\phi}$  : 文献 2.1.1-3) に基づく「局部座屈で決定される単調荷荷時の塑性変形倍率」の計算値

< 参考文献 >

- 1) 最相元雄, 後藤勝彦, 早道大介, 高井良彰秀, 金子尚子 : H 形鋼梁の極低サイクル疲労破壊, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, 第 13 巻, pp.283-290, 2005
- 2) 最相元雄, 東浩一, 中島隆文, 藤木宗弘 : 強い繰返し荷重を受ける H 形鋼片持梁の極低サイクル疲労破壊形状, 鋼構造年次論文報告集, 第 16 巻, pp.13-20, 2008
- 3) 山崎真司, 見波進 : 繰返し曲げを受ける鋼梁のエネルギー吸収能力, 日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 652 号, pp.1149-1157, 2010.6
- 4) 山田祥平, 北村有希子, 吹田啓一郎, 中島正愛 : 初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証, 日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 623 号, pp.119-126, 2008.1

図 2.2.2-1 H 形断面梁の幅厚比



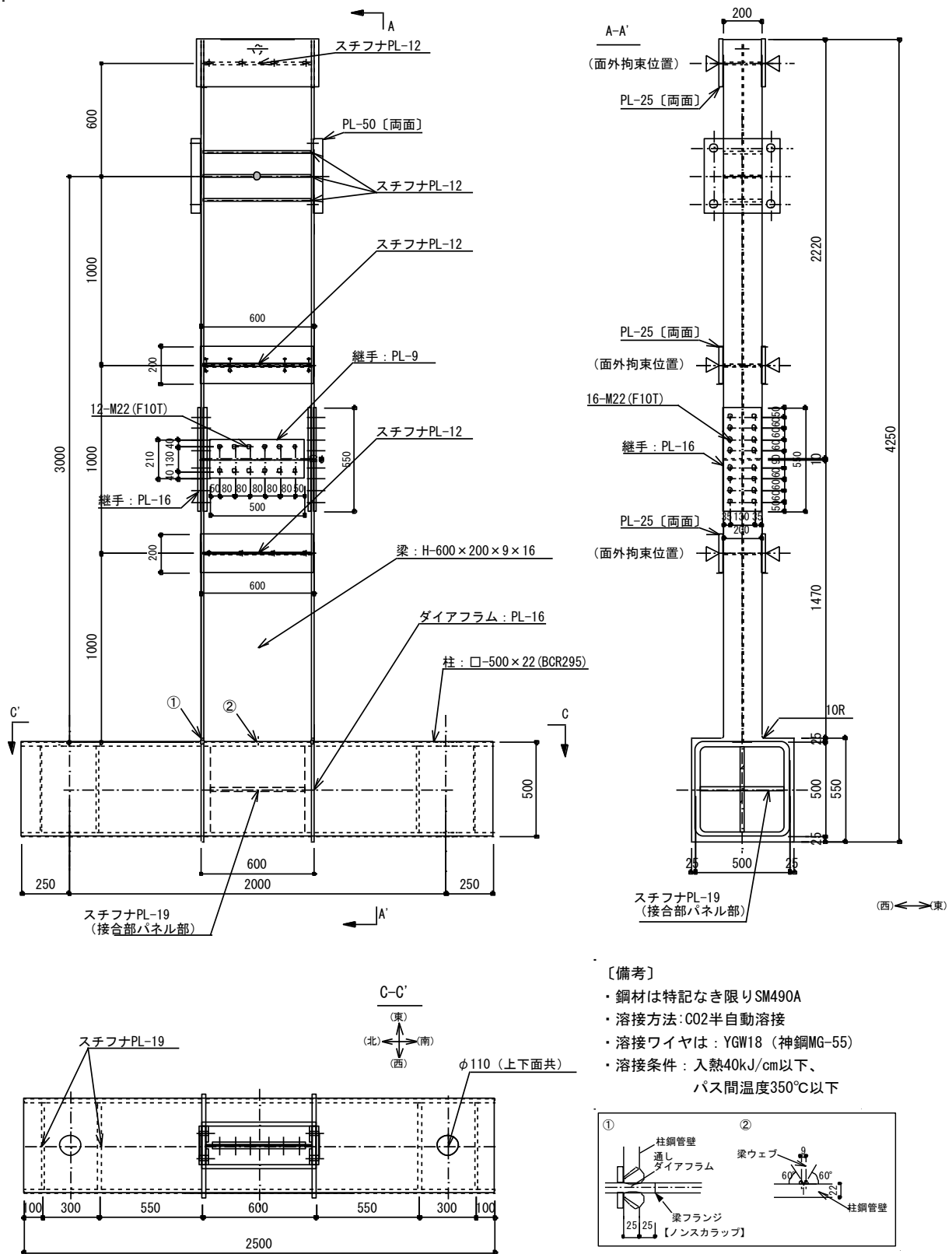


図 2.2.2-2(a) 試験体形状・寸法(純鉄骨梁試験体)

※試験体 AD-2, AD-2.5, AD-3, AD-R1, AD-R2

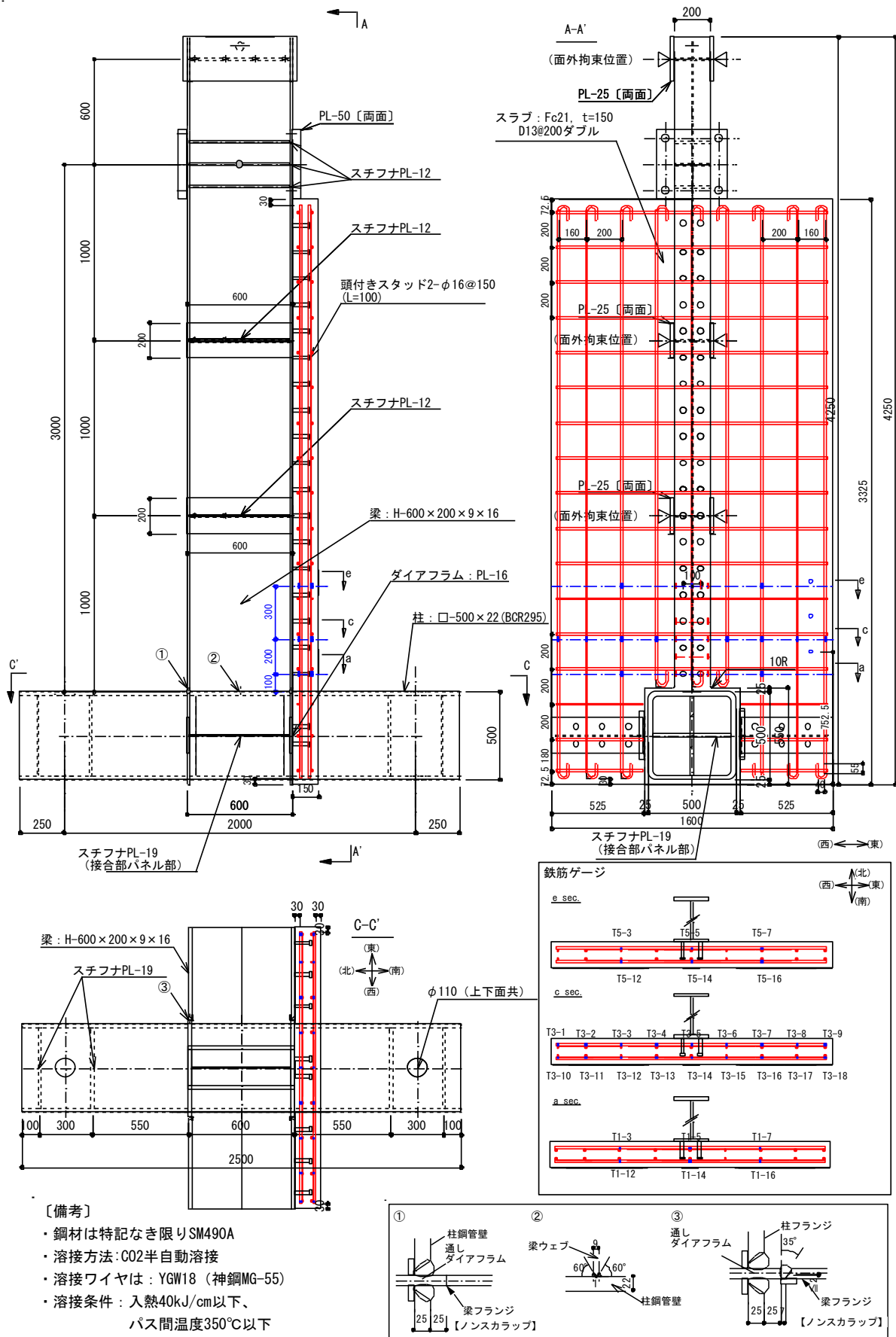


図 2.2.2-2(b) 試験体形状・寸法(スラブ付試験体)

※試験体 AD-2-S

## 2) 使用材料

試験体に使用する鋼材の鋼種は、SM490A である。梁部材の使用鋼材（板厚 9mm, 16mm）を対象として引張試験，シャルピー衝撃試験，化学成分分析を実施した。

鋼材の引張試験結果を表 2.2.2-2 に示す。降伏点または耐力，引張強さ，伸び（破断伸び）の値は，いずれも SM490A 鋼材としての JIS 規格値を満足している。

鋼材のシャルピー衝撃試験結果を表 2.2.2-3 に示す。試験片形状を 2mmV ノッチ，試験温度を 0°C とし，板厚 9mm, 16mm のそれぞれの鋼板に対して 7.5mm サブサイズ，10mm フルサイズの試験片を用いた。いずれの鋼板も十分な吸収エネルギーを示している。

鋼材の化学成分分析結果を表 2.2.2-4 に示す。C, Si, Mn, P, S の含有量は，JIS 規格値を満足している。

鋼材の溶接性指標を整理した結果を表 2.2.2-5 に示す。炭素当量 ( $C_{eq}$ ) の値は 0.370~0.410, 溶接割れ感受性組成 ( $P_{CM}$ ) の値は 0.200~0.240 であり，参考として示した SN490B 材の JIS 規格値 ( $C_{eq} \leq 0.44$ ,  $P_{CM} \leq 0.29$ ) を満足している。HAZ 靱性評価式 ( $f_{HAZ}$ ) の値は，0.366~0.477 であり，「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」<sup>2.2.2-5)</sup>における要求値 0.58 以下（0°Cでの要求靱性  $vE_{act} \geq 70J$  に対応）を満足している。

スラブ付き試験体に使用するコンクリートの圧縮強度試験結果を表 2.2.2-6, 鉄筋・スタッドの引張試験結果を表 2.2.2-7 に示す。

表 2.2.2-2 鋼材の引張試験結果

鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 (%)	伸び (%)	試験片 形状	使用部位
SM490A	9	397	556	71.4	23.0	JIS Z2201 1A号	梁ウェブ 〔ADシリーズ〕
	16	337	511	65.9	28.1		梁フランジ 〔ADシリーズ〕
BCR295	22	325	439	74.1	48.1	JIS Z2201 5号	柱 〔ADシリーズ〕

※降伏点または耐力，引張強さ，降伏比，伸びの値は，試験片 3 本の平均値を示す。

表 2.2.2-3 鋼材のシャルピー衝撃試験結果

鋼種	板厚 (mm)	吸収エネ ルギー (J)	脆性 破面率 (%)	試験片 形状	試験 温度 (°C)	使用部位
SM490A	9	135	3	JIS Z2242 2mmV ノッチ	0	梁ウェブ〔ADシリーズ〕
	16	84	40			梁フランジ〔ADシリーズ〕

※板厚9mの試験片は7.5mmのサブサイズ，16mmの試験片は10mmのフルサイズとした。

※吸収エネルギーの値は，試験片3本の平均値を示す。

表 2.2.2-4 鋼材の化学分析結果

鋼種	板厚 (mm)	化学成分													使用部位
		C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)	
SM490A	9	0.15	0.36	1.17	0.002	0.003	0.2	0.11	0.200	0.027	0.003	0.017	0.0001	0.0091	梁ウェブ [ADシリーズ]
	16	0.10	0.25	1.39	0.014	0.003	0.19	0.08	0.190	0.080	0.110	0.002	0.0013	0.0083	梁フランジ [ADシリーズ]
SM490A規格値		0.20 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下									

※試験方法は JISG0321 による。

表 2.2.2-5 鋼材の溶接性指標

鋼種	板厚 (mm)	Ceq (%)	P <sub>CM</sub> (%)	f <sub>HAZ</sub> (%)	使用部位
SM490A	9	0.410	0.240	0.366	梁ウェブ[ADシリーズ]
	16	0.370	0.200	0.467	梁ウェブ[ADシリーズ]
SM490A規格値 <sup>※1</sup>		0.38以下	0.24以下	0.58 <sup>※2</sup> 以下	
SN490B規格値		0.44以下	0.29以下		

[備考]

・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  $P_{CM} = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B$

・HAZ靱性評価式  $f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4Ti$

※1 熱加工制御を行った鋼板に適用(今回のケースは参考値扱い)

※2 「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」における0℃での要求靱性 $vE_{act} \geq 70J$ に対応。

表 2.2.2-6 コンクリートの圧縮試験結果

養生方法	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^4 N/mm^2$ )	備考
現場封緘	28	24.0	2.44	2.64	
	62	28.6	2.60	2.49	AD-2-S加力直前

※試験結果はシリンダー (φ100×h200) 3本の平均値を示す。

表 2.2.2-7 鉄筋・スタッドの引張試験結果

名称	径 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 (%)	伸び (%)
頭付き スタッド	φ16	426	491	86.8	15.8
鉄筋 (SD295A)	D13	354	520	68.1	25.5

※降伏点または耐力、引張強さ、降伏比、伸びの値は、試験片3本の平均値を示す。

### (3) 実験方法

#### 1) 加力方法

載荷装置を図 2.2.2-3 に、載荷装置全景写真を写真 2.2.2-1 に示す。載荷方法は片持ち梁形式とした。ト字形試験体の梁を立て起こし、柱を横に倒した状態で反力床に PC 鋼棒により緊結し、1000kN 押し引き両用油圧ジャッキにより、梁先端部に繰返し水平力を作用させた。柱側の梁端から 1000mm, 2000mm 離れた位置でピン・ローラーにより梁部材の横座屈に伴う面外変形を拘束した。また、梁加力点から 600mm 先端側でピン・ローラーにより面外変形を拘束した。なお、最終的に上下梁フランジのいずれかが全断面破断に至るまで載荷を行う計画とした。

一定振幅載荷では、基準変位を  $\delta_p (=Q_p/K_e, K_e: 鉄骨梁の弾性剛性の計算値, Q_p: 梁の全塑性モーメント時のせん断力の計算値)$  として、 $\pm 2\delta_p, \pm 2.5\delta_p, \pm 3\delta_p$  の 3 水準の変位振幅を与えた (AD シリーズでは、 $\delta_p = 21.9\text{mm}$ )。

変動振幅載荷 (試験体 AD-R1, AD-R2) の加力プログラムを図 2.2.2-4 に示す。その設定方針を以下に示す。

- ・塑性率 2.0 を下回る小振幅は、局部座屈に対する損傷度が小さいので無視する。
- ・1block の繰返しで局部座屈によりピーク荷重が最大荷重の 90% に低下する状態 ( $0.9Q_{\max}$ ) を起こさせないように、1block の  $0.9Q_{\max}$  時に対する累積損傷度  $cD_{90\%}$  を 0.5 程度とする。
- ・各振幅レベルの繰返し回数は同数とする。

以上の設定方針をもとに、試験体 AD-R1 では、振幅を 3 レベル (塑性率: 2.0, 2.5, 3.0), 各振幅 2 回ずつの繰返し載荷とした。1 block の繰返し数は 8, 累積損傷度  $cD_{90\%}$  は 0.507 である。試験体 AD-R2 では、振幅を 3 レベル (塑性率: 2.0, 2.25, 2.5), 各振幅 4 回ずつの繰返し載荷とした。1 block の繰返し回数は 16, 累積損傷度  $cD_{90\%}$  は 0.430 である。

#### 2) 計測方法

変位測定位置を図 2.2.2-5 に示す。試験体各部の変位を高感度変位計により測定した。

加力の制御に用いる梁部材変形  $\delta$  は、梁加力点の変位 (H1,H2), ダイアフラムの水平変位 (DH1~DH4), ダイアフラムの鉛直変位 (DV1~DV4) を用いて次式で算出した (図 2.2.2-5 参照)。

$$\delta = -(H1+H2)/2 - (DH1+DH2+DH3+DH4)/4 - ((DV1+DV2)/2 - (DV3+DV4)/2) \times 3000/h$$

ここで、 $h=584\text{mm}$  (純鉄骨梁試験体の場合),  $h=564\text{mm}$  (スラブ付試験体の場合)

ひずみ測定位置を図 2.2.2-6 に示す。試験体各部のひずみをひずみゲージにより測定した。試験体の梁端から、それぞれ 100mm, 200mm, 300mm, 400mm, 600mm だけ離れた各断面位置における鉄骨梁のフランジ, ウェブにひずみゲージ (一軸塑性ゲージ, 三軸塑性ゲージ) を貼付した。また、床スラブ付試験体 (試験体 AD-2-S) において、床スラブの梁材軸方向鉄筋にひずみゲージを貼付した (図 2.2.2-2(b)参照)。

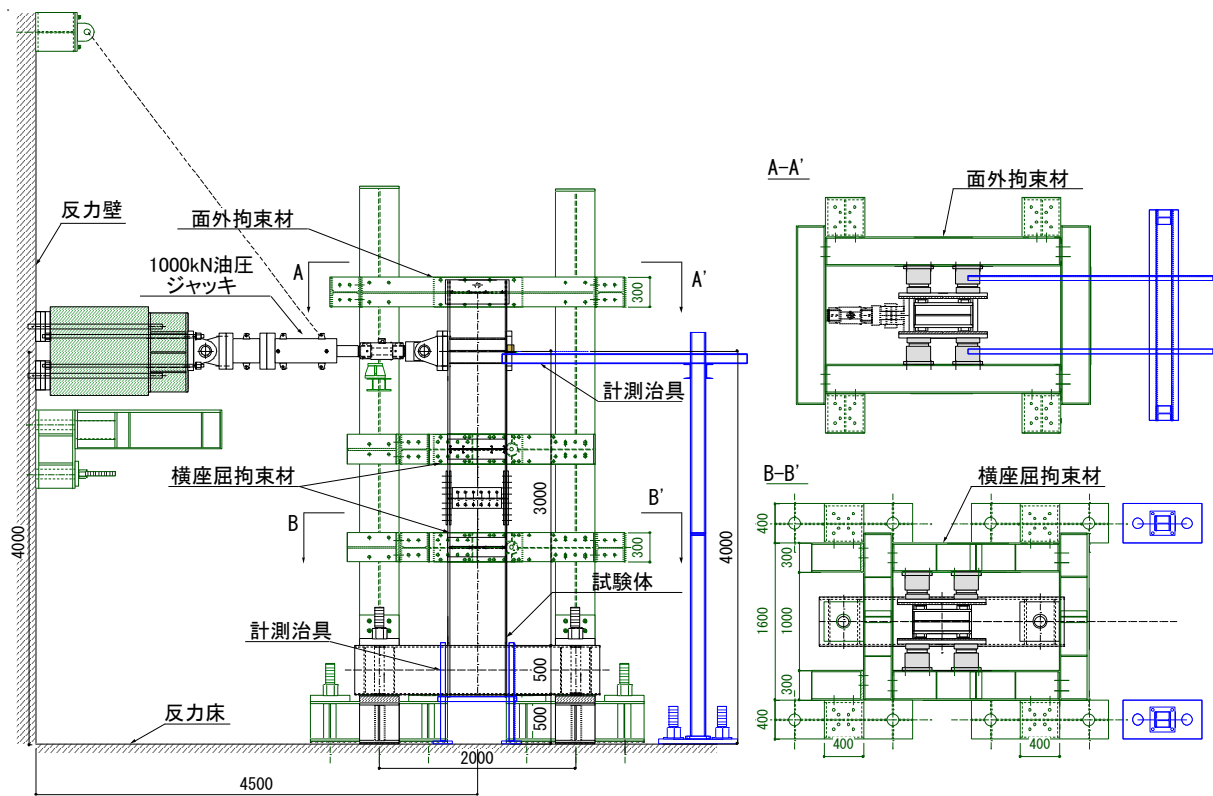


図 2.2.2-3(a) 载荷装置(純鉄骨梁試験体)



写真 2.2.2-1(a) 载荷装置全景(純鉄骨梁試験体)

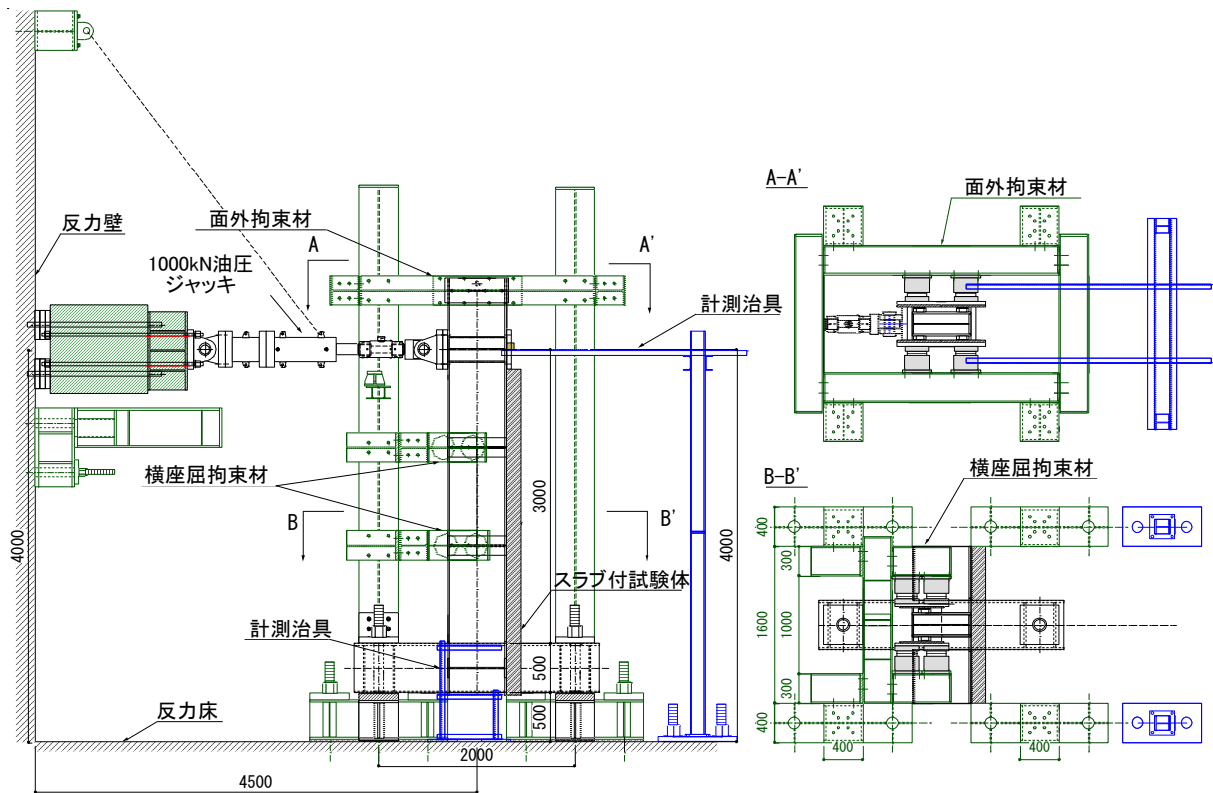


図 2.2-2-3(b) 載荷装置(スラブ付試験体)



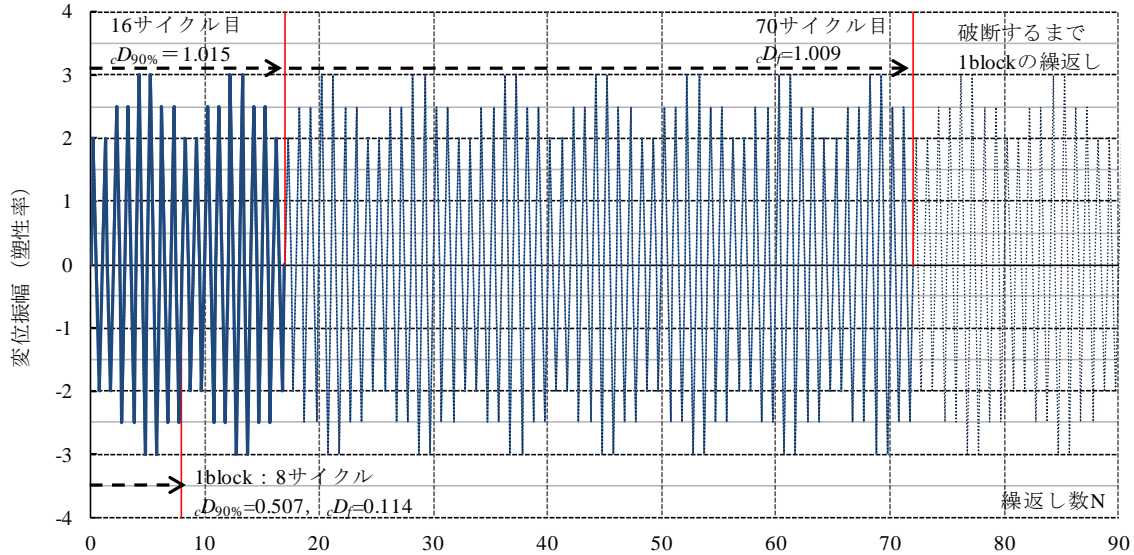
写真 2.2-2-1(b) 載荷装置全景(スラブ付試験体)



【設定方針】

- ・ 塑性率 2.0 を下回る小振幅は，局部座屈に対する損傷度が小さいので無視する。
- ・ 1block の累積損傷度  $cD_{90\%}$  を約 0.5 とし，1block の繰返しで局部座屈(10% 荷重低下)させない。
- ・ 各振幅レベルの繰返し回数は同数とする。

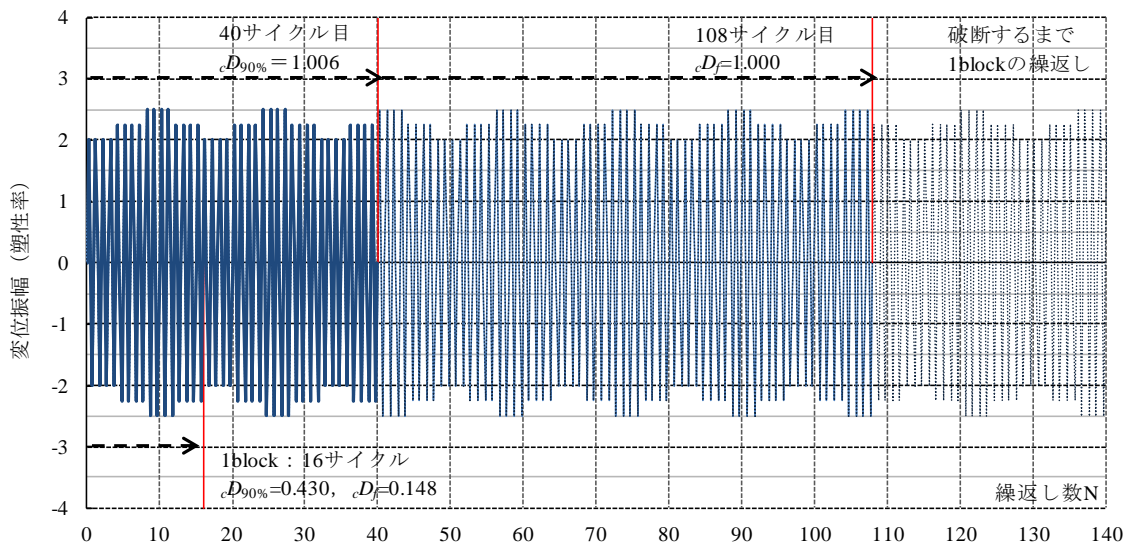
注) 累積損傷度  $cD_{90\%}$ ， $cD_f$  は一定振幅繰返し载荷実験で得られた実験回帰式を用いて，マイナー則に基づき算出した。



- ・ 振幅レベル (塑性率: 2.0, 2.5, 3.0)  $cD_{90\%}$  :  $0.9Q_{max}$  時の繰返し数に対する回帰式から求められる累積損傷度
- ・ 各振幅2回ずつの繰返し载荷 ※変動振幅载荷(AD-R1)における  $0.9Q_{max}$  : 荷重がその振幅レベルにおける
- ・ 1blockの繰返し数: 8 最大荷重( $Q_{max} \pm 2\delta p$ ,  $Q_{max} \pm 2.5\delta p$ ,  $Q_{max} \pm 3\delta p$ )の90%まで低下した時点

$cD_f$  : 破断に対する回帰式から求まる累積損傷度

(a) AD-R1 変動振幅(塑性率:2.0, 2.5, 3.0)



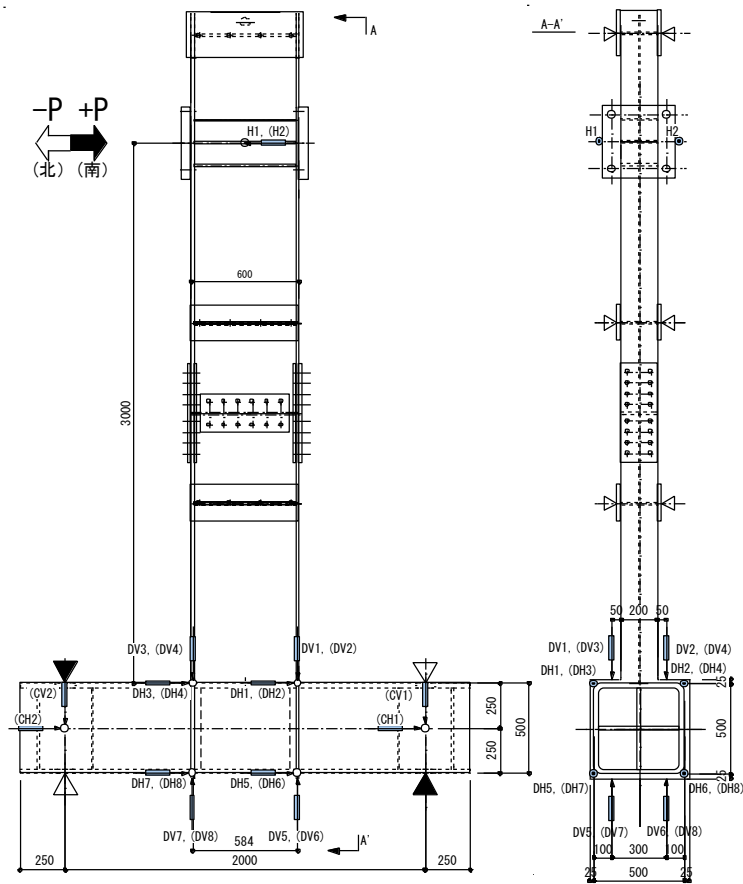
- ・ 振幅レベル (塑性率: 2.0, 2.25, 2.5)  $cD_{90\%}$  :  $0.9Q_{max}$  時の繰返し数に対する回帰式から求められる累積損傷度
- ・ 各振幅4回ずつの繰返し载荷 ※変動振幅(AD-R2)における  $0.9Q_{max}$  : 荷重がその振幅レベルにおける
- ・ 1blockの繰返し数: 16 最大荷重( $Q_{max} \pm 2\delta p$ ,  $Q_{max} \pm 2.25\delta p$ ,  $Q_{max} \pm 2.5\delta p$ )の90%まで低下した時点

$cD_f$  : 破断に対する回帰式から求まる累積損傷度

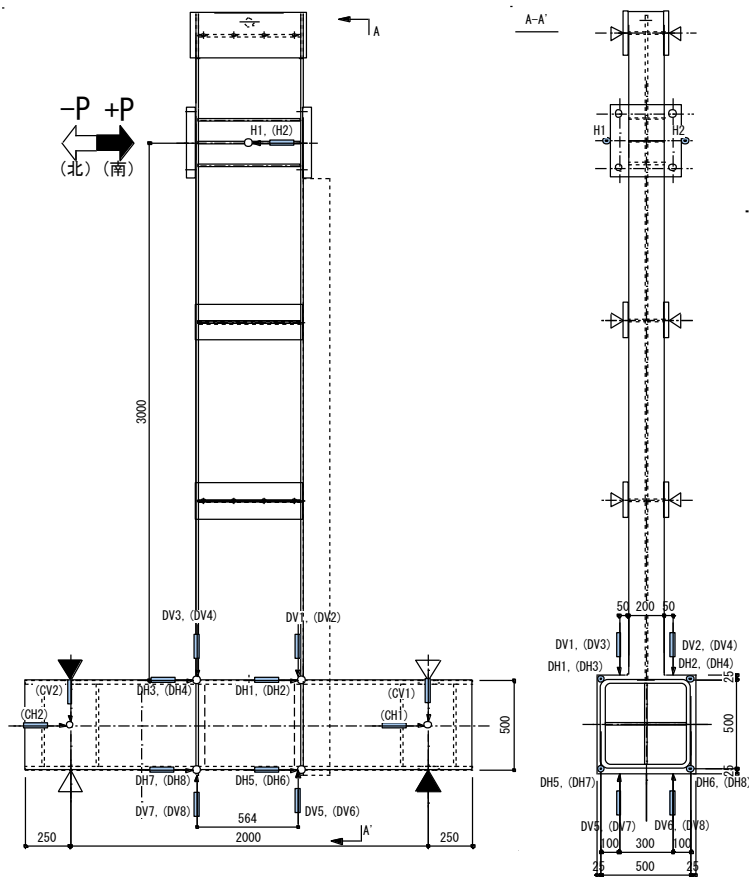
(b) AD-R2 変動振幅(塑性率:2.0, 2.25, 2.5)

図 2.2.2-4 変動振幅加カプログラム





(a) 純鉄骨梁試験体



(b) スラブ付試験体

【凡例】

- ・ H1～H2 (SDP-300)  
: 梁加力点の水平変位
- ・ DV1～DV8 (GDP-25)  
: ダイアフラムの鉛直変位
- ・ DH1～DH8 (GDP-25)  
: ダイアフラムの水平変位
- ・ CV1～CV2 (GDP-10)  
: 柱端の鉛直変位 [片面のみ]
- ・ CH1～CH2 (GDP-25)  
: 柱端の水平変位 [片面のみ]

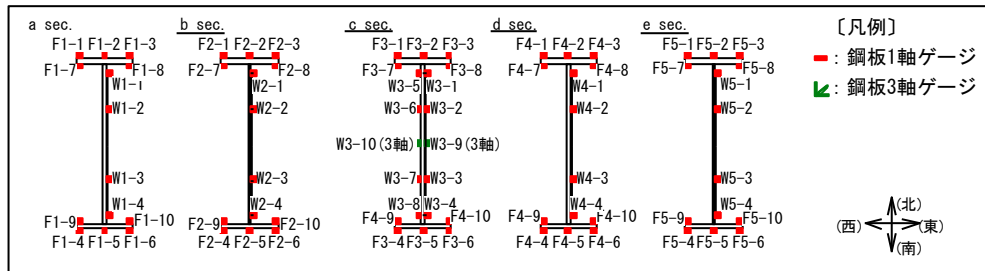
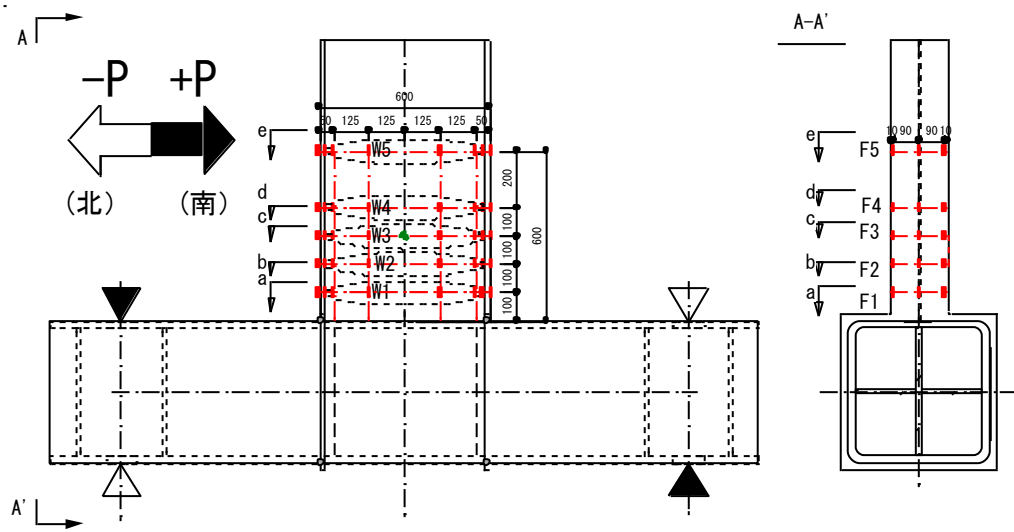
【備考】

※変位計の極性

伸び: +, 縮み: -

※CV1～CV2, CH1～CH2は裏面(東)のみに設置

図 2.2.2-5 変位計設置位置



注: 鉄筋ゲージの貼付位置については図 2.1.1-2(b)を参照

図 2.2.2-6 ひずみゲージ貼付図

#### (4) 実験結果

##### 1) 実験経過および破壊性状

実験結果一覧を表 2.2.2-8 に示す。 $N_1$  は、最大荷重  $Q_{max}$  に到達した時点の繰返し数、 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$  は、履歴ループのピーク荷重が最大荷重  $Q_{max}$  の 95%、90%、85% に低下した時点 ( $0.95Q_{max}$  時、 $0.9Q_{max}$  時、 $0.85Q_{max}$  時) の繰返し数である。 $N_f$  は上下フランジのいずれかが全断面破断した時点の繰返し数である。AD-R1 と AD-R2 は変動振幅载荷を行った試験体であり、最大荷重  $Q_{max}$  について、各振幅レベルの最大荷重を示している。

破壊状況のまとめを表 2.2.2-9、試験体の破壊状況を写真 2.2.2-2、加力終了後の試験体写真を 2.2.2-3 に示す。いずれの試験体についても、 $0.85Q_{max}$  時の繰返し数までは梁フランジや梁ウェブでの局部座屈の発生が荷重低下の主な要因となった。特に、局部座屈の発生順序は、梁ウェブ、梁フランジの順であり、梁フランジの局部座屈の発生に伴い荷重低下が顕著になった。 $0.95Q_{max}$  時以降は、局部座屈による荷重低下が繰返し数の増加に伴って緩やかとなり、き裂の進展が顕著になるまでは急激な荷重低下は見られなかった。主な最終破壊形式は、梁端 R 加工部 ( $R=10\text{mm}$ ) からのき裂の発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、変位振幅が塑性率 3.0 の定振幅の場合 (試験体 AD-3) の最終破壊形式は、座屈波頂部での梁フランジ母材からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。

表 2.2.2-10 に各荷重低下の時点 ( $0.95Q_{max}$  時、 $0.9Q_{max}$  時、 $0.85Q_{max}$  時) における局部座屈発生位置と座屈波の高さを整理している。局部座屈の発生位置は概ね柱から約 200mm (梁せいの 1/3 程度) の位置に発生しているが、塑性率 3.0 の大きな変位振幅を含む試験体 (AD-R1、AD-3) においては、柱面から約 300mm~400mm (梁せいの 1/2~2/3 程度) の位置にも大きな座屈波が発生した。AD-3 は、 $0.85Q_{max}$  時までは正負共に柱面から 200mm の位置で座屈波が進展したが、それ以降に、負側载荷時における圧縮側フランジで柱面から約 400mm の位置の座屈波の進展が顕著となり、最終的に写真 2.2.2-3(1)(c) のような高次モードの局部座屈性状を示した。

スラブ付試験体 (AD-2-S) において、正側载荷時に圧縮側となる領域では、梁ウェブ・梁フランジ共に終始局部座屈が確認されなかった。一方、負側载荷時には、圧縮側となる梁ウェブ・梁フランジの局部座屈の進展に伴う荷重低下が顕著になっており、同じ変位振幅を与えた純鉄骨試験体 (AD-2) と比較して、局部座屈による荷重低下時期が早く、座屈波も大きくなっている。これは、スラブの影響で正側载荷時にフランジに大きな引張の塑性ひずみが生じた後、負側载荷時にフランジが圧縮され、負側载荷時の塑性ひずみが増大するためと考えられる。AD-2-S の座屈波の大きさと荷重低下の時点 ( $0.95Q_{max}$  時、 $0.9Q_{max}$  時、 $0.85Q_{max}$  時) に着目すると、変位振幅が塑性率 3.0 の純鉄骨試験体 (AD-3) と概ね一致している。

表 2.2.2-8 実験結果一覧

試験体名	変位振幅 (mm)	剛性			耐力			サイクル数						
		実験値	計算値	$\epsilon K_c/K$	実験値	計算値	$Q_{max}/Q_p$	$Q_{max}$	$0.95Q_{max}$	$0.9Q_{max}$	$0.85Q_{max}$	破断		
		$\epsilon K$ (kN/mm)	$c K$ (kN/mm)		$Q_{max}$ (kN)	$Q_p$ (kN)		$N_1$	$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_f$		
AD-2	$\pm 2\delta_p$ (43.8)	13.8	13.7	1.01	350	300	1.17	+4c	+69c	+119c	+132c	+141c		
							-356		1.19	-4c	-53c		-91c	-133c
AD-2.5	$\pm 2.5\delta_p$ (54.8)	13.8		1.01	370		1.23	+3c	+16c	+23c	+34c	+56c		
					-370		1.23	-3c	-10c	-17c	-27c			
AD-3	$\pm 3\delta_p$ (65.7)	13.7		1.00	380		1.27	+2c	+8c	+11c	+17c	+70c		
					-375		1.25	-2c	-5c	-8c	-12c			
AD-R1	$\pm 2\delta_p$ (43.8)	13.8		1.01	346		1.15	+2c	-	-	-	-85c		
					-351		1.17	-2c	-	-	-			
	$\pm 2.5\delta_p$ (54.8)				365		1.22	+4c	+12c	+16c	-			
					-372		1.24	-4c	-12c	-15c	-			
	$\pm 3\delta_p$ (65.7)				373		1.24	+5c	-	-	+21c			
					-381		1.27	-5c	-	-	-22c			
AD-R2	$\pm 2\delta_p$ (43.8)	13.9	1.01	354	1.18	+4c	+18c	-	-	+108c				
				-358	1.20	-4c	-17c	-	-34c					
	$\pm 2.25\delta_p$ (49.3)			361	1.20	+7c	-	+30c	-					
				-368	1.23	-5c	-	-	-					
	$\pm 2.5\delta_p$ (54.8)			365	1.22	+9c	-	-	+44c					
				-369	1.23	-9c	-	-27c	-					
AD-2-S	$\pm 2\delta_p$ (43.8)	28.6	32.0	0.90	524	1.75	+2c	+8c	+16c	+38c				
				-392	1.31	-2c	-5c	-8c	-15c					

〔備考〕

- ・実験値は、上段が正側加力、下段が負側加力を示す。
- ・ $\delta_p$ ：鉄骨梁の全塑性耐力に対応する梁弾性変形計算値  
(ADシリーズ：21.9mm)
- ・ $\epsilon K$ ：梁の初期剛性実験値（梁せん断力= $Q_p/3$ の時の割線剛性）
- ・ $c K$ ：梁の弾性剛性計算値（スラブ付き梁の場合は、合成梁正曲げ剛性<sup>2.1.1-4)</sup>)
- ・ $Q_{max}$ ：最大荷重（梁せん断力）計算値
- ・ $Q_p$ ：鉄骨梁の全塑性耐力計算値

表 2.2.2-9 破壊状況のまとめ

試験体名	局部座屈発生 の有無		き裂発生の起点	最終破壊形式
	梁フランジ	梁ウェブ		
AD-2	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断
AD-2.5	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断
AD-3	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ母材	梁フランジ全断面破断
AD-R1	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断
AD-R2	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断
AD-2-S	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断

表 2.2-10 局部座屈発生状況のまとめ

試験体名	計測箇所		0.95Q <sub>max</sub>	0.9Q <sub>max</sub>	0.85Q <sub>max</sub>	局部座屈波頂部の位置
AD-2	正	繰返し回数	+69c	+119c	+132c	柱面から180mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	1.5 7	4 10	
	負	繰返し回数	-53c	-91c	-133c	柱面から180mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	5 9	16 13	
AD-2.5	正	繰返し回数	+16c	+23c	+34c	柱面から180mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	7 14	13 17	
	負	繰返し回数	-10c	-16c	-27c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	13 18	22 26	
AD-3	正	繰返し回数	+8c	+11c	+17c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	17 17	26 20	
	負	繰返し回数	-5c	-8c	-12c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	20 20	26 20	
AD-R1	正	繰返し回数	+12c	+16c	+21c	柱面から320mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	5 15	27 16	
	負	繰返し回数	-12c	-15c	-22c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	11 15	22 18	
AD-R2	正	繰返し回数	+18c	+30c	+44c	柱面から180mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	10 15	22 19	
	負	繰返し回数	-17c	-27c	-36c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	14 14	23 23	
AD-2-S	正	繰返し回数	+8c	+16c	+24c	-
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	- -	- -	
	負	繰返し回数	-5c	-8c	-15c	柱面から220mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	16 23	23 23	

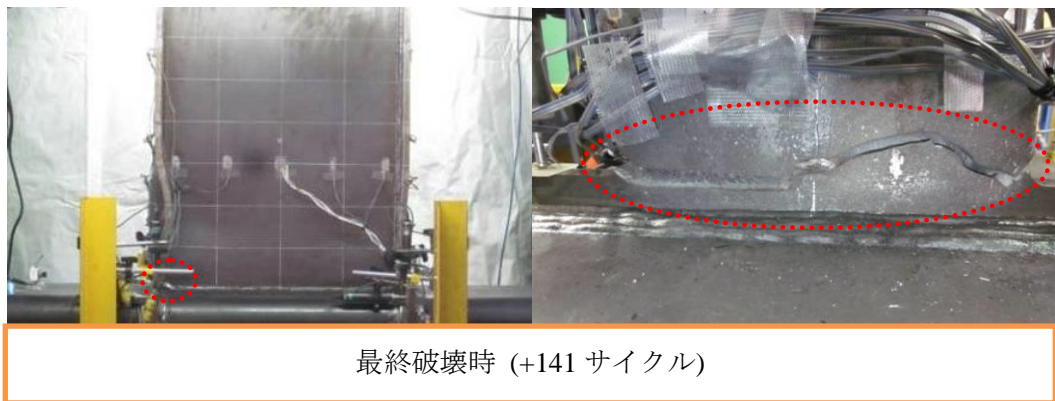
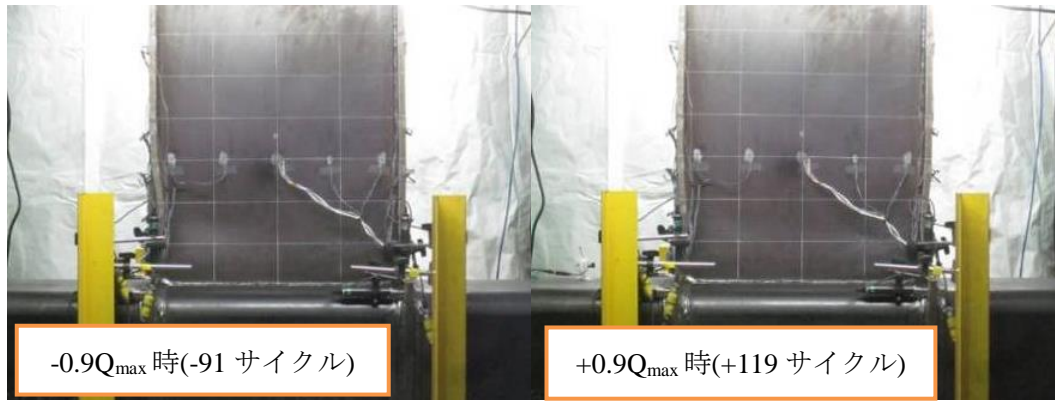


写真 2.2.2-2(a) 破壊状況(試験体 AD-2)

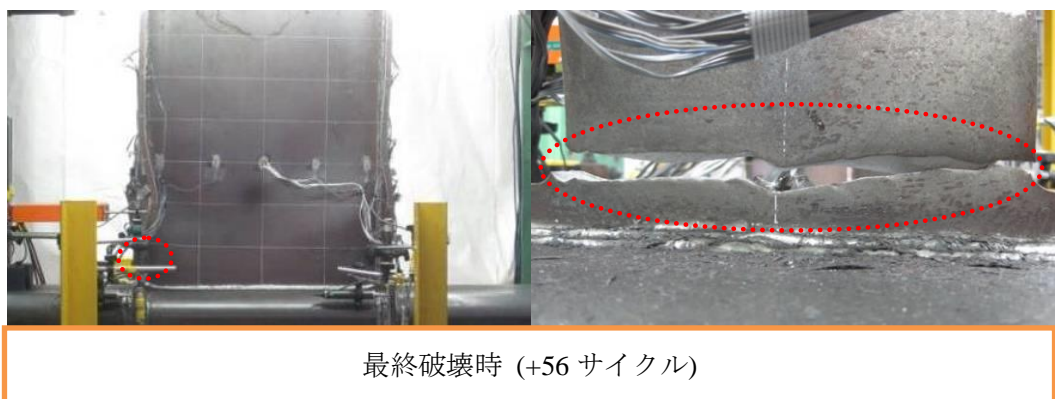
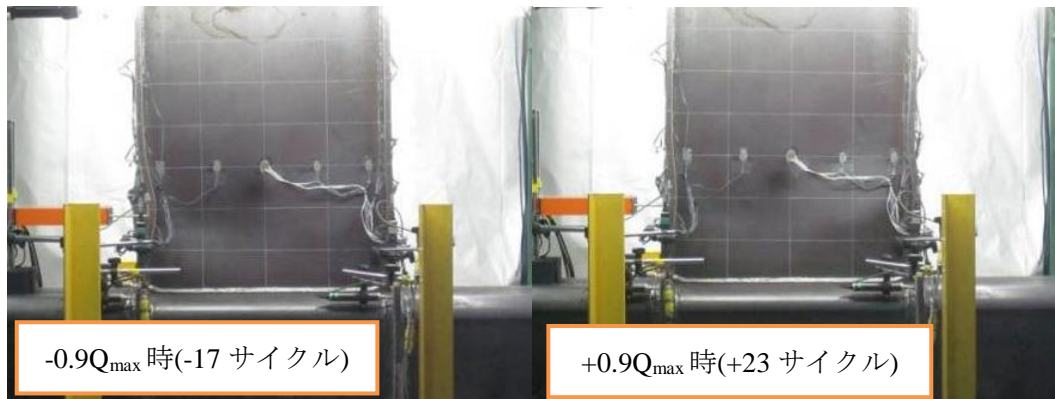


写真 2.2.2-2(b) 破壊状況(試験体 AD-2.5)



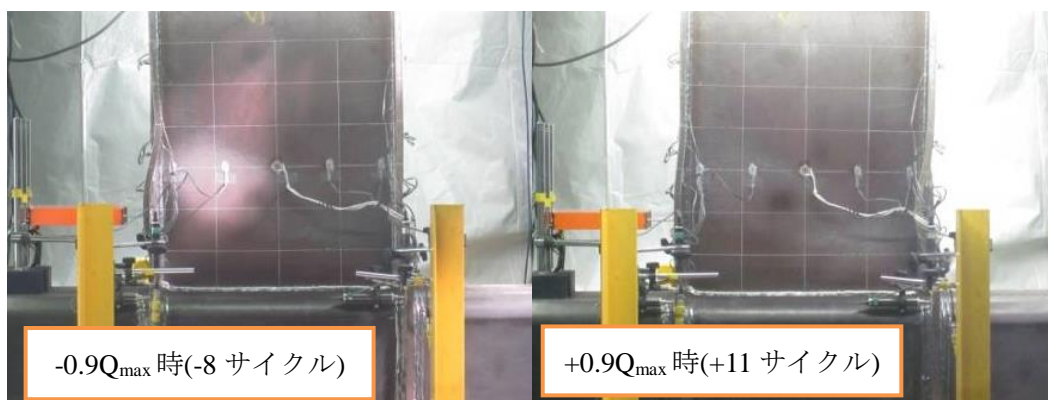


写真 2.2.2-2(c) 破壊状況(試験体 AD-3)

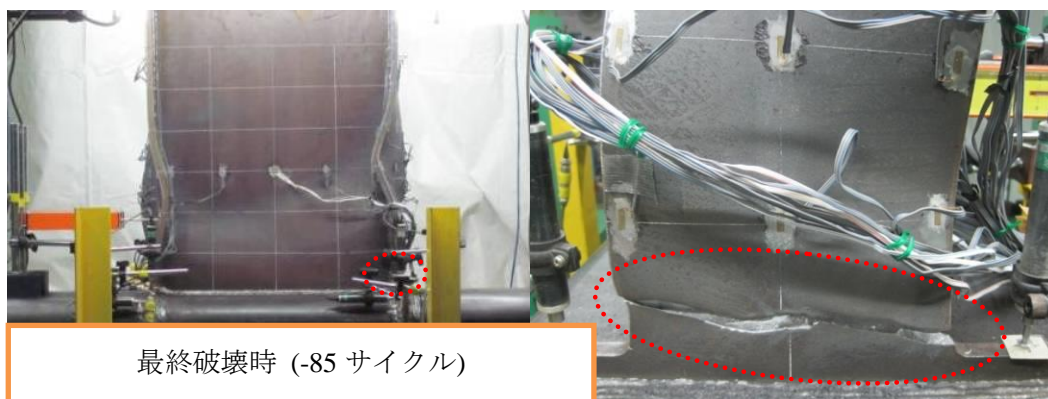
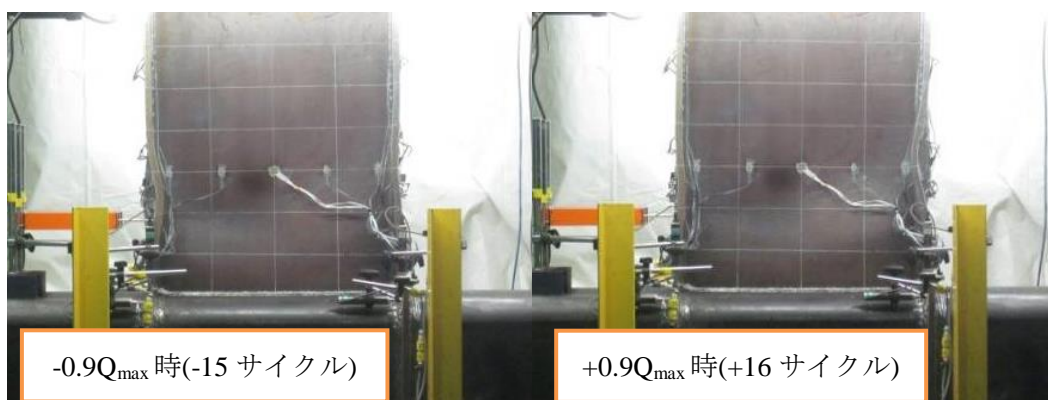


写真 2.2.2-2(d) 破壊状況(試験体 AD-R1)

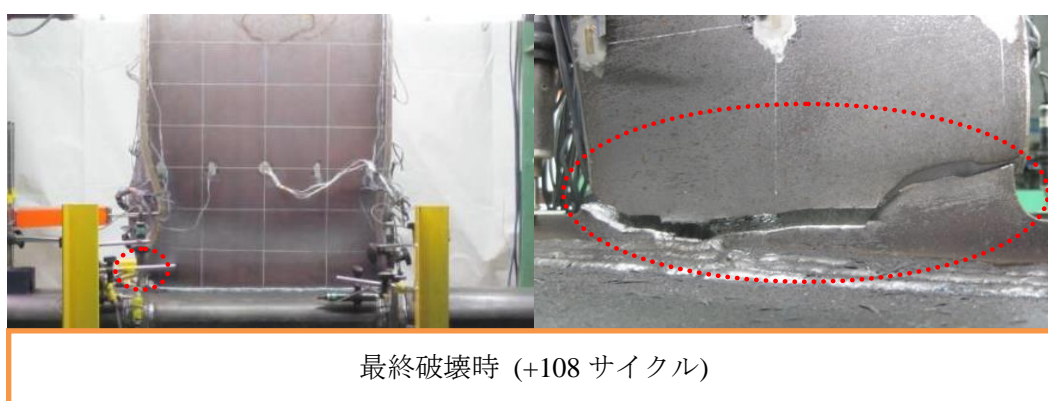
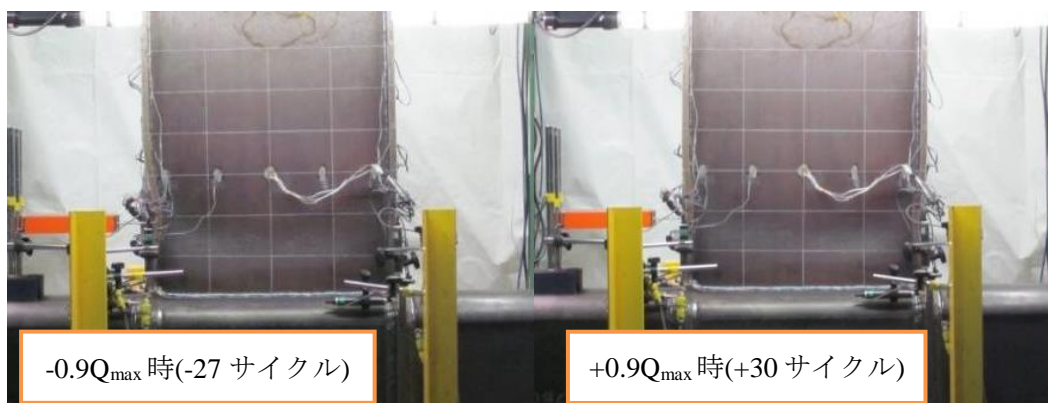


写真 2.2.2-2(e) 破壊状況(試験体 AD-R2)

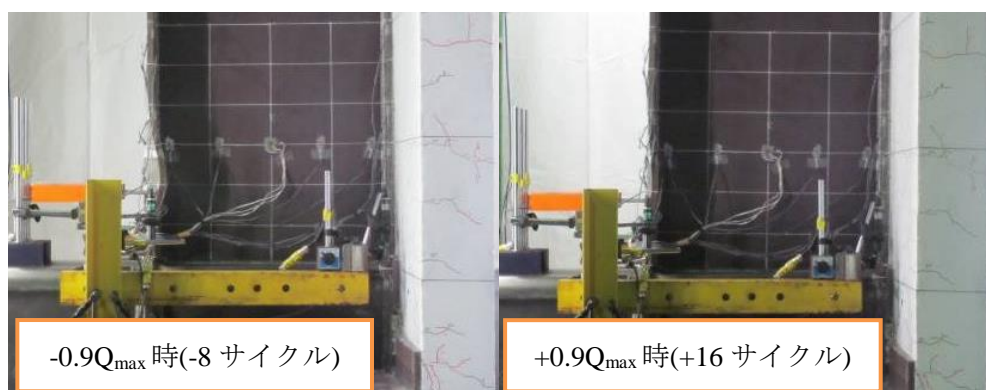
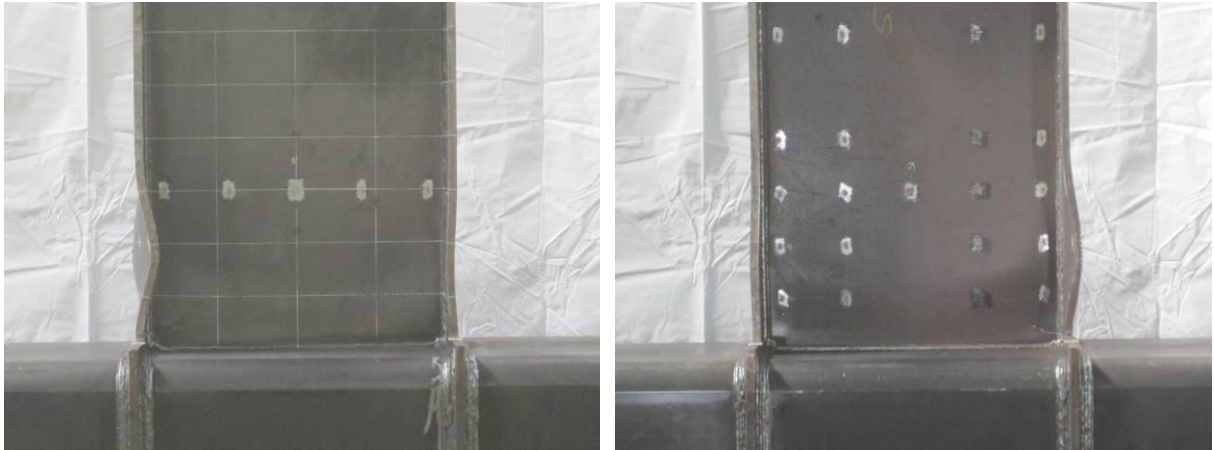


写真 2.2.2-2(f) 破壊状況(試験体 AD-2-S)

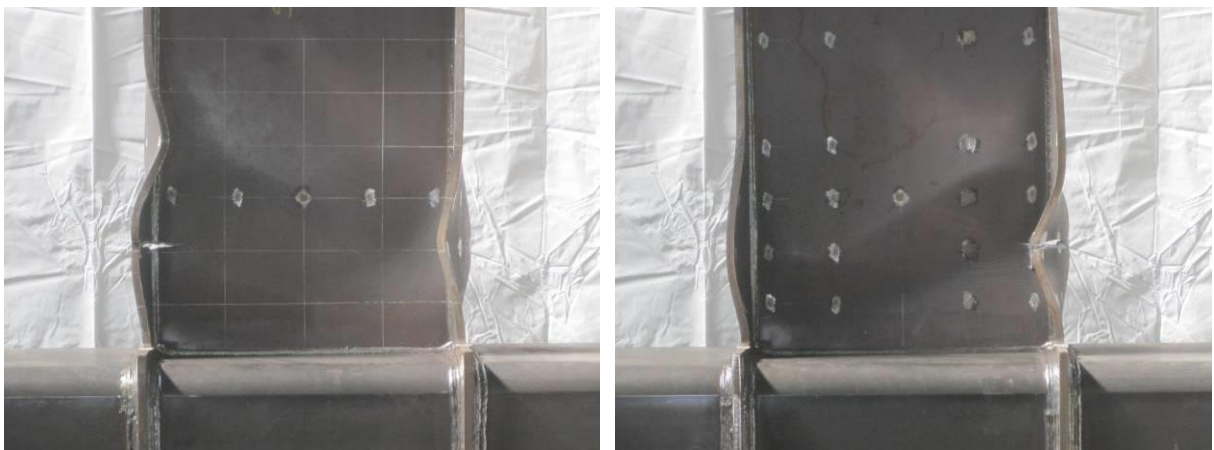




(a) 試験体 AD-2

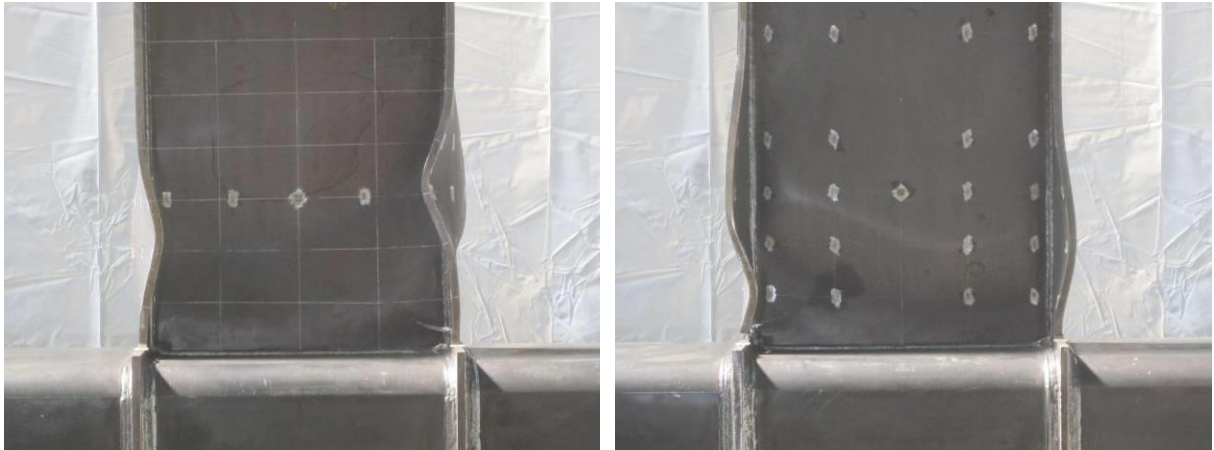


(b) 試験体 AD-2.5

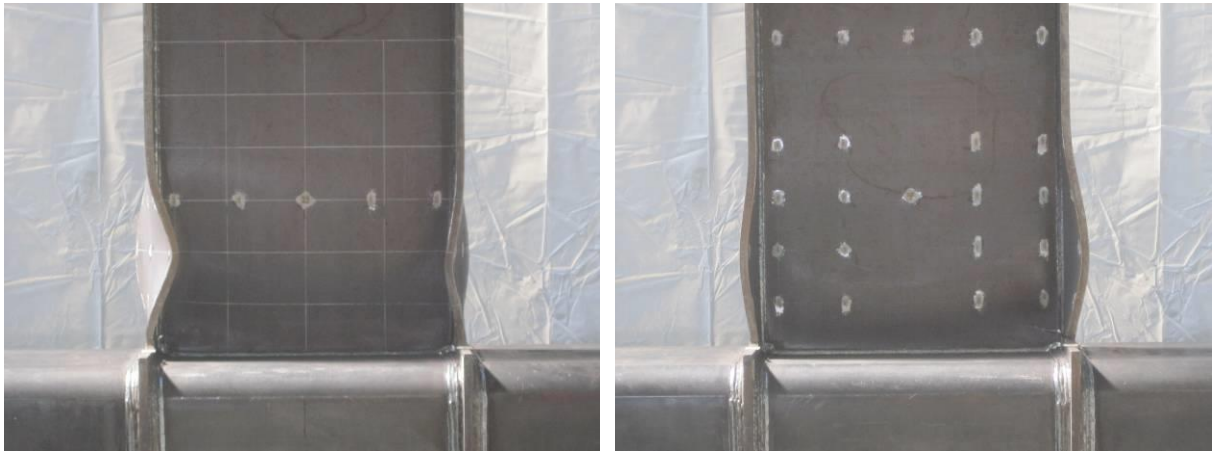


(c) 試験体 AD-3

写真 2.2-3(1) 加力終了後の試験体状況(試験体 AD-2,AD-2.5,AD-3)



(d) 試験体 AD-R1



(e) 試験体 AD-R2



(f) 試験体 AD-2-S

写真 2.2.2-3(2) 加力終了後の試験体状況(試験体 AD-R1,AD-R2,AD-2-S)

参考までに各試験体の実験経過を以下に列記する。

(文章中、+サイクルは正側加力、-サイクルは負側加力を示す。)

○試験体 AD-2 [BH-600×200×9×16, 変位振幅 $\pm 2\delta_p$ ]

- ・+4 サイクル : 正側最大耐力到達( $Q_{max}=350.1kN$ )  
南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 2mm, 西に凸, 柱面から 150mm)
- ・-4 サイクル : 負側最大耐力到達( $-Q_{max}=-357.0kN$ )  
北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 東に凸, 柱面から 150mm)
- ・-35 サイクル : 北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 南に凸, 柱面から 180mm)
- ・+50 サイクル : 南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 南に凸, 柱面から 180mm)
- ・-53 サイクル : 負側荷重 5%低下 ( $-0.95Q_{max}$ )
- ・+60 サイクル : 北側フランジにき裂 (き裂長さ : 2mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- ・+69 サイクル : 正側荷重 5%低下 ( $+0.95Q_{max}$ )
- ・+90 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通 (き裂長さ : 5mm)
- ・-91 サイクル : 負側荷重 10%低下 ( $-0.9Q_{max}$ )
- ・+119 サイクル : 正側荷重 10%低下 ( $+0.9Q_{max}$ ), (き裂長さ : 35mm)
- ・+132 サイクル : 正側荷重 15%低下 ( $+0.85Q_{max}$ ), (き裂長さ : 80mm)
- ・-132 サイクル : 負側荷重 15%低下 ( $-0.85Q_{max}$ )
- ・+135 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- ・+141 サイクル : 北側フランジ全断面破断

○試験体 AD-2.5 [BH-600×200×9×16, 変位振幅 $\pm 2.5\delta_p$ ]

- ・-1 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 7mm, 東に凸)  
北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 2mm, 南に凸)
- ・+2 サイクル : 南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 2.5mm, 西に凸)
- ・+3 サイクル : 正側最大耐力到達( $Q_{max}=370kN$ )
- ・-3 サイクル : 負側最大耐力到達( $-Q_{max}=-370kN$ )
- ・+5 サイクル : 南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 南に凸)
- ・-10 サイクル : 負側荷重 5%低下 ( $-0.95Q_{max}$ )
- ・+16 サイクル : 正側荷重 5%低下 ( $+0.95Q_{max}$ )
- ・-17 サイクル : 負側荷重 10%低下 ( $-0.9Q_{max}$ )
- ・+23 サイクル : 正側荷重 10%低下 ( $+0.9Q_{max}$ )
- ・-27 サイクル : 負側荷重 15%低下 ( $-0.85Q_{max}$ )
- ・+34 サイクル : 正側荷重 15%低下 ( $+0.85Q_{max}$ )
- ・+36 サイクル : 北側フランジにき裂(き裂長さ : 2.5mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- ・+45 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通(き裂長さ : 23mm)
- ・+54 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- ・+56 サイクル : 北側フランジ全断面破断

○試験体 AD-3 [BH-600×200×9×16, 変位振幅±3δ<sub>p</sub>]

- +1 サイクル : 南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 4mm, 西に凸)
- -1 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 8mm, 東に凸)  
北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 3.5mm, 北に凸)
- +2 サイクル : 南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 北に凸)
- -2 サイクル : 負側最大耐力到達(-Q<sub>max</sub>=-375kN)
- +3 サイクル : 正側最大耐力到達(Q<sub>max</sub>=380kN)
- -5 サイクル : 負側荷重 5%低下 (-0.95Q<sub>max</sub>)
- +8 サイクル : 正側荷重 5%低下 (+0.95Q<sub>max</sub>)
- -8 サイクル : 負側荷重 10%低下 (-0.9Q<sub>max</sub>)
- +11 サイクル : 正側荷重 10%低下 (+0.9Q<sub>max</sub>)
- -12 サイクル : 負側荷重 15%低下 (-0.85Q<sub>max</sub>)
- +17 サイクル : 正側荷重 15%低下 (+0.85Q<sub>max</sub>)
- +30 サイクル : 北側フランジにき裂(局部座屈頂部, 柱面から 200mm)
- +66 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通
- +68 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- +70 サイクル : 北側フランジ全断面破断

○試験体 AD-R1 [BH-600×200×9×16, 変位振幅(変動振幅)±2δ<sub>p</sub>, ±2.5δ<sub>p</sub>, ±3δ<sub>p</sub>]

- +2 サイクル : 正側(+2 δ<sub>p</sub>時)最大耐力到達(+Q<sub>max</sub><sup>+2 δ<sub>p</sub></sup> =346kN)
- -2 サイクル : 負側(-2 δ<sub>p</sub>時)最大耐力到達(-Q<sub>max</sub><sup>-2 δ<sub>p</sub></sup> =-351kN)
- +3 サイクル : 南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 西に凸)
- -3 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 2mm, 東に凸)
- +4 サイクル : 正側(+2.5 δ<sub>p</sub>時)最大耐力到達(+Q<sub>max</sub><sup>+2.5 δ<sub>p</sub></sup> =365kN)
- -4 サイクル : 負側(-2.5 δ<sub>p</sub>時)最大耐力到達(-Q<sub>max</sub><sup>-2.5 δ<sub>p</sub></sup> =-372kN)
- +5 サイクル : 正側(+3 δ<sub>p</sub>時)最大耐力到達(+Q<sub>max</sub><sup>+3 δ<sub>p</sub></sup> =373kN)  
南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 2mm, 北に凸)
- -5 サイクル : 負側(-3 δ<sub>p</sub>時)最大耐力到達(-Q<sub>max</sub><sup>-3 δ<sub>p</sub></sup> =-381kN)  
北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 4mm, 南に凸)
- +12 サイクル : 正側荷重(+2.5 δ<sub>p</sub>時)5%低下 (+0.95Q<sub>max</sub><sup>+2.5 δ<sub>p</sub></sup>)
- -12 サイクル : 負側荷重(-2.5 δ<sub>p</sub>時)5%低下 (-0.95Q<sub>max</sub><sup>-2.5 δ<sub>p</sub></sup>)
- -15 サイクル : 負側荷重(-2.5 δ<sub>p</sub>時)10%低下 (-0.9Q<sub>max</sub><sup>-2.5 δ<sub>p</sub></sup>)
- +16 サイクル : 正側荷重(+2.5 δ<sub>p</sub>時)10%低下 (+0.9Q<sub>max</sub><sup>+2.5 δ<sub>p</sub></sup>)
- +21 サイクル : 正側荷重(+3 δ<sub>p</sub>時)15%低下 (+0.85Q<sub>max</sub><sup>+3 δ<sub>p</sub></sup>)
- -22 サイクル : 負側荷重(-3 δ<sub>p</sub>時)15%低下 (-0.85Q<sub>max</sub><sup>-3 δ<sub>p</sub></sup>)
- -37 サイクル : 南側フランジにき裂(き裂長さ : 2mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- -56 サイクル : 南側フランジき裂板厚方向に貫通 (き裂長さ : 5 mm)
- -79 サイクル : 南側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- -85 サイクル : 南側フランジ全断面破断

○試験体 AD-R2 [BH-600×200×9×16, 変位振幅(変動振幅) $\pm 2\delta_p$ ,  $\pm 2.25\delta_p$ ,  $\pm 2.5\delta_p$ ]

- +1 サイクル : 南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 東に凸)
- -1 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 東に凸)
- +4 サイクル : 正側(+2  $\delta_p$  時)最大耐力到達(+ $Q_{\max}^{+2\delta_p} = 354\text{kN}$ )
- -4 サイクル : 負側(-2  $\delta_p$  時)最大耐力到達(- $Q_{\max}^{-2\delta_p} = -358\text{kN}$ )
- +5 サイクル : 南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 北に凸)
- -5 サイクル : 北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 南に凸)  
負側(-2.25  $\delta_p$  時)最大耐力到達(- $Q_{\max}^{-2.25\delta_p} = -368\text{kN}$ )
- +7 サイクル : 正側(+2.25  $\delta_p$  時)最大耐力到達(+ $Q_{\max}^{+2.25\delta_p} = 361\text{kN}$ )
- +9 サイクル : 正側(+2.5  $\delta_p$  時)最大耐力到達(+ $Q_{\max}^{+2.5\delta_p} = 365\text{kN}$ )
- -9 サイクル : 負側(-2.5  $\delta_p$  時)最大耐力到達(- $Q_{\max}^{-2.5\delta_p} = -369\text{kN}$ )
- -17 サイクル : 負側荷重(-2  $\delta_p$  時)5%低下 (-0.95 $Q_{\max}^{-2\delta_p}$ )
- +18 サイクル : 正側荷重(-2  $\delta_p$  時)5%低下 (+0.95 $Q_{\max}^{+2\delta_p}$ )
- -27 サイクル : 負側荷重(-2.5  $\delta_p$  時)10%低下 (-0.9 $Q_{\max}^{-2.5\delta_p}$ )
- +30 サイクル : 正側荷重(+2.25  $\delta_p$  時)10%低下 (+0.9 $Q_{\max}^{+2.25\delta_p}$ )
- -36 サイクル : 負側荷重(-2  $\delta_p$  時)15%低下 (-0.85 $Q_{\max}^{-2\delta_p}$ )
- +44 サイクル : 正側荷重(+2.5  $\delta_p$  時)15%低下 (+0.85 $Q_{\max}^{+2.5\delta_p}$ )
- +45 サイクル : 北側フランジにき裂(き裂長さ : 2.5mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- +76 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通 (き裂長さ : 20mm)
- +103 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- +108 サイクル : 北側フランジ全断面破断

○試験体 AD-2-S [BH-600×200×9×16, スラブ付 変位振幅 $\pm 2\delta_p$ ]

- -1 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 15mm, 東に凸)  
北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 5mm, 南に凸)
- +2 サイクル : 正側(+2  $\delta_p$  時)最大耐力到達(+ $Q_{\max}^{+2\delta_p} = 524\text{kN}$ )
- -2 サイクル : 負側(-2  $\delta_p$  時)最大耐力到達(- $Q_{\max}^{-2\delta_p} = -392\text{kN}$ )
- -5 サイクル : 負側荷重 5%低下 (-0.95 $Q_{\max}$ )
- +8 サイクル : 正側荷重 5%低下 (+0.95 $Q_{\max}$ )
- -8 サイクル : 負側荷重 10%低下 (-0.9 $Q_{\max}$ )
- +12 サイクル : 北側フランジにき裂(き裂長さ : 1mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- +14 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通 (き裂長さ : 1mm)
- -15 サイクル : 負側荷重 15%低下 (-0.85 $Q_{\max}$ )
- +16 サイクル : 正側荷重 10%低下 (+0.9 $Q_{\max}$ )
- +24 サイクル : 正側荷重 15%低下 (+0.85 $Q_{\max}$ )
- +34 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通(発音あり)
- +38 サイクル : 北側フランジ全断面破断

## 2) 荷重変形特性

各試験体の荷重(P)-変形 ( $\delta/\delta_p$ ) 特性を図 2.2.2-7, ピーク変位時の荷重の推移を図 2.2.2-8 に示す。図の縦軸は、梁部材が負担するせん断力  $Q$  であり、ジャッキのロードセルにより検出された荷重  $P$  に等しい。また、図の横軸は、梁部材変形  $\delta$  を梁の全塑性耐力時変形  $\delta_p$  (=梁端部の全塑性曲げモーメントを弾性剛性の計算値で除して得られる値) で除して得られる塑性率  $\delta/\delta_p$  を示す。同図には、鉄骨梁の弾性剛性の計算値、および全塑性耐力の計算値  $Q_p$  を併記している。変動振幅で繰返し载荷を行った純鉄骨梁試験体(AD-R1, AD-R2)の各振幅レベルの最大荷重は、 $Q_{max}$  の右上に各振幅レベルを表記している (AD-R1 :  $Q_{max}^{\pm 2\delta_p}$ ,  $Q_{max}^{\pm 2.5\delta_p}$ ,  $Q_{max}^{\pm 3\delta_p}$ , AD-R2 :  $Q_{max}^{\pm 2\delta_p}$ ,  $Q_{max}^{\pm 2.25\delta_p}$ ,  $Q_{max}^{\pm 2.5\delta_p}$ )。スラブ付試験体(AD-2-S)については、合成梁としての正曲げ剛性の計算値、および全塑性耐力の計算値(正側 :  $Q_p^{S+}$ , 負側 :  $-Q_p^{S-}$ )を追記している。

定振幅繰返し载荷を行った試験体(AD-2,AD-2.5,AD-3)において、繰返し回数が 2~4 サイクルで最大荷重  $Q_{max}$  に到達した。その後も安定した紡錘型の履歴特性を描き、局部座屈の発生と進展に伴い、ピーク時の荷重が緩やかに低下した。いずれの試験体についても、最大荷重の 85%に荷重が低下した時点 ( $0.85Q_{max}$  時) の繰返し数までは、梁フランジや梁ウェブでの局部座屈の発生が耐力低下の主な要因となった。特に、 $0.95Q_{max}$  時以降は、繰返し数に対する局部座屈による荷重低下の勾配が繰返し数の増加に伴って緩やかとなる傾向を示し、 $0.85Q_{max}$  時以降にき裂の進展が顕著になるまでは急激な荷重低下は見られなかった。き裂の進展が顕著になると、その反対側の荷重においてもスリップの挙動が見られ、荷重が大きく低下した。

変動振幅繰返し载荷を行った試験体(AD-R1,AD-R2)において、いずれも 1block 目における変位振幅が漸増する領域(AD-R1 : 1~6 サイクル, AD-R2 : 1~12 サイクル)で各振幅レベルの最大荷重に到達した。その後も、変位振幅の変動により荷重も上下するが、局部座屈の発生と進展に伴い、ピーク時の荷重が緩やかに低下した。

塑性率 2.0 の定振幅で繰返し载荷を行ったスラブ付試験体(AD-S-2)において、繰返し回数が 2~4 サイクルで最大荷重  $Q_{max}$  に到達しており、正側・負側共にスラブを含めた全塑性耐力の計算値  $Q_p^{S+}$ ,  $-Q_p^{S-}$  を上回った。その後も安定した荷重履歴を描き、負側では局部座屈の発生と進展に伴い、ピーク時の荷重が緩やかに低下した。また、純鉄骨梁の試験体と同様に、破断の直前には、スリップの挙動が見られ、荷重が大きく低下した。正側では、柱鋼管周りのコンクリートの圧壊による剛性低下と梁フランジのき裂の進展により荷重が低下しているが、 $0.9Q_{max}$  時においても履歴ループが安定しており、繰返し数に対する荷重低下も顕著ではないことがわかる。同じ振幅で载荷した純鉄骨梁の試験体(AD-2)と比較すると、 $0.9Q_{max}$  時の繰返し数は 1/10 以下(AD-2 : 91 サイクルに対して AD-2-S : 8 サイクル)、破断時の繰返し数は 1/3 以下(AD-2 : 141 サイクルに対して AD-2-S : 38 サイクル)となっており、スラブの存在が梁部材の局部座屈性状とそれに伴う耐力低下に与える影響は大きいことがわかる。



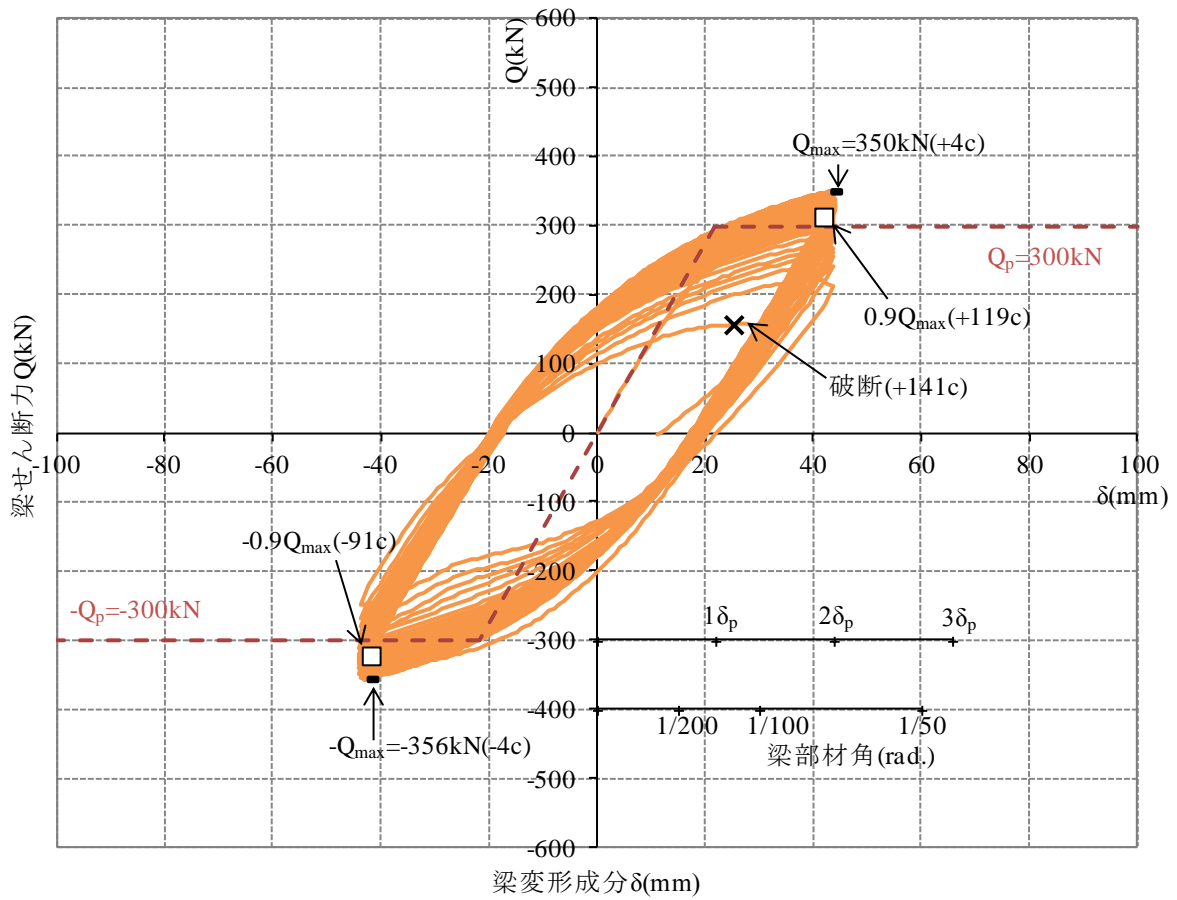


図 2.2.2-7(a) 荷重－変形関係(試験体 AD-2)

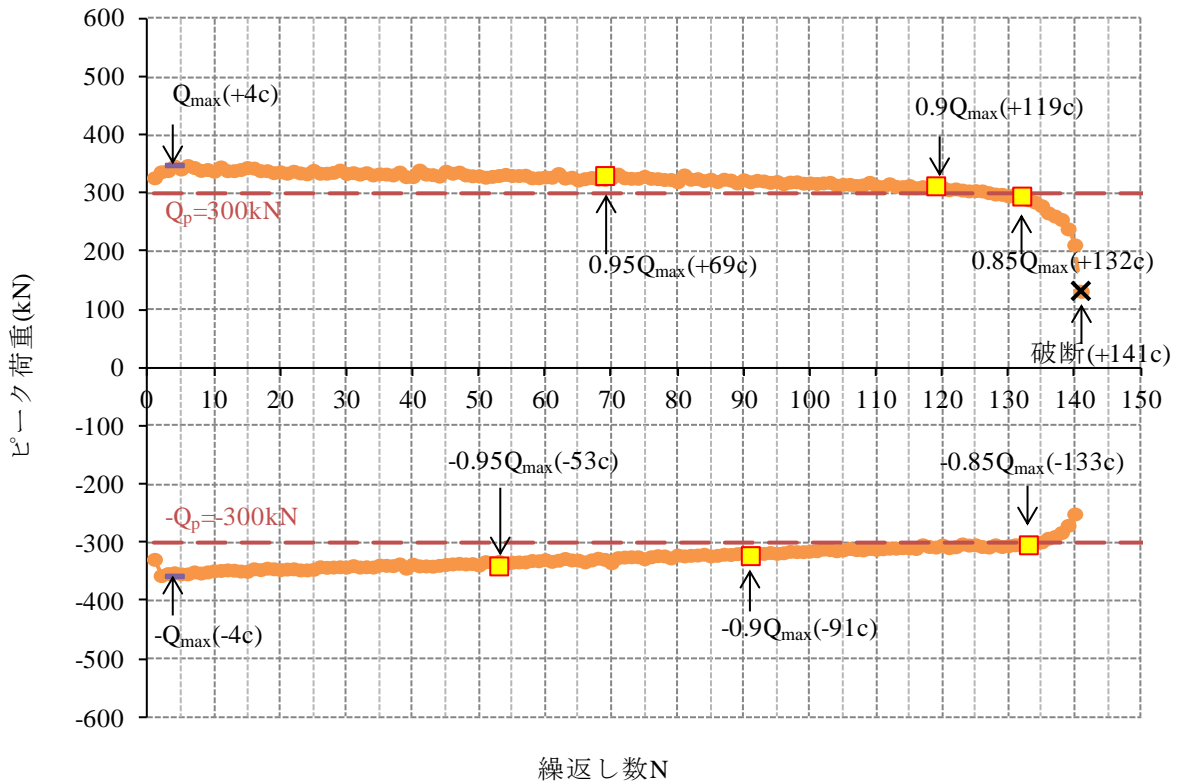


図 2.2.2-8(a) ピーク荷重の推移(試験体 AD-2)

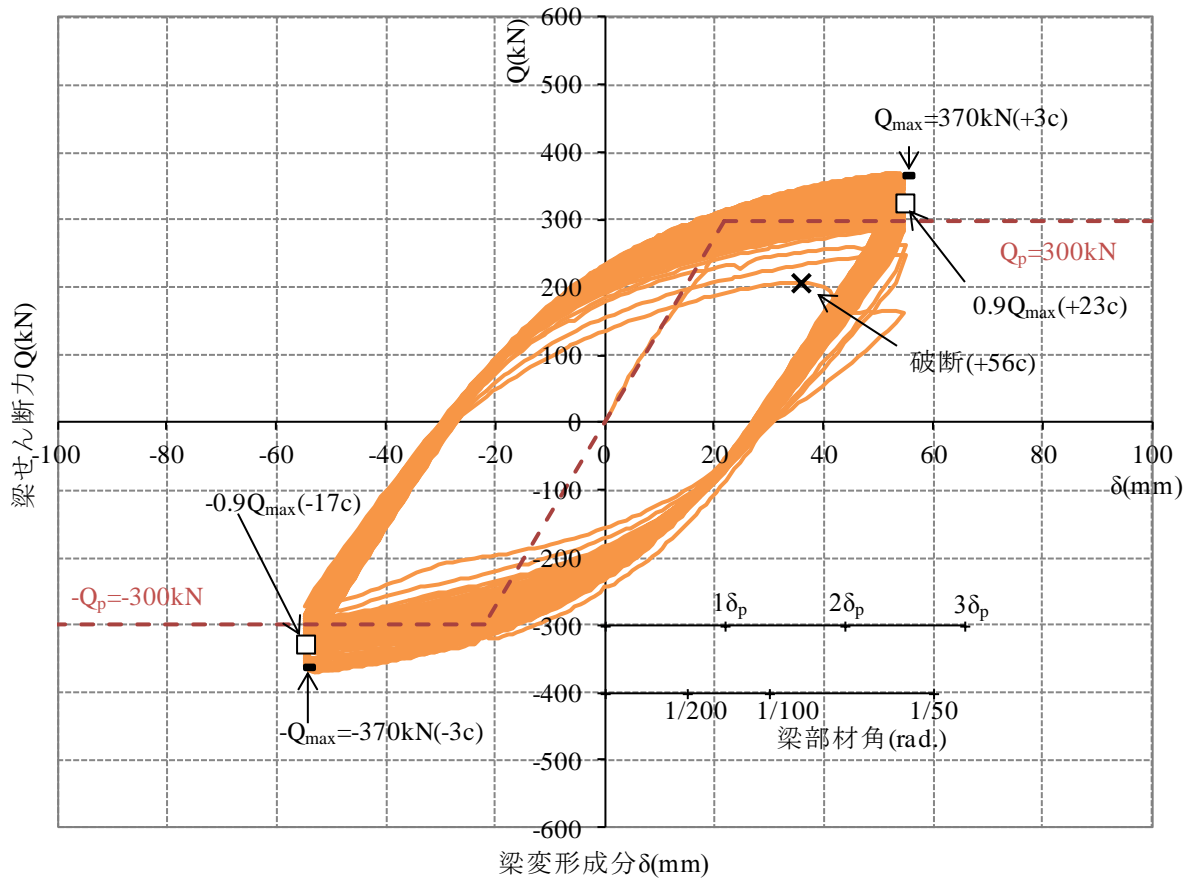


図 2.2.2-7(b) 荷重—変形関係(試験体 AD-2.5)

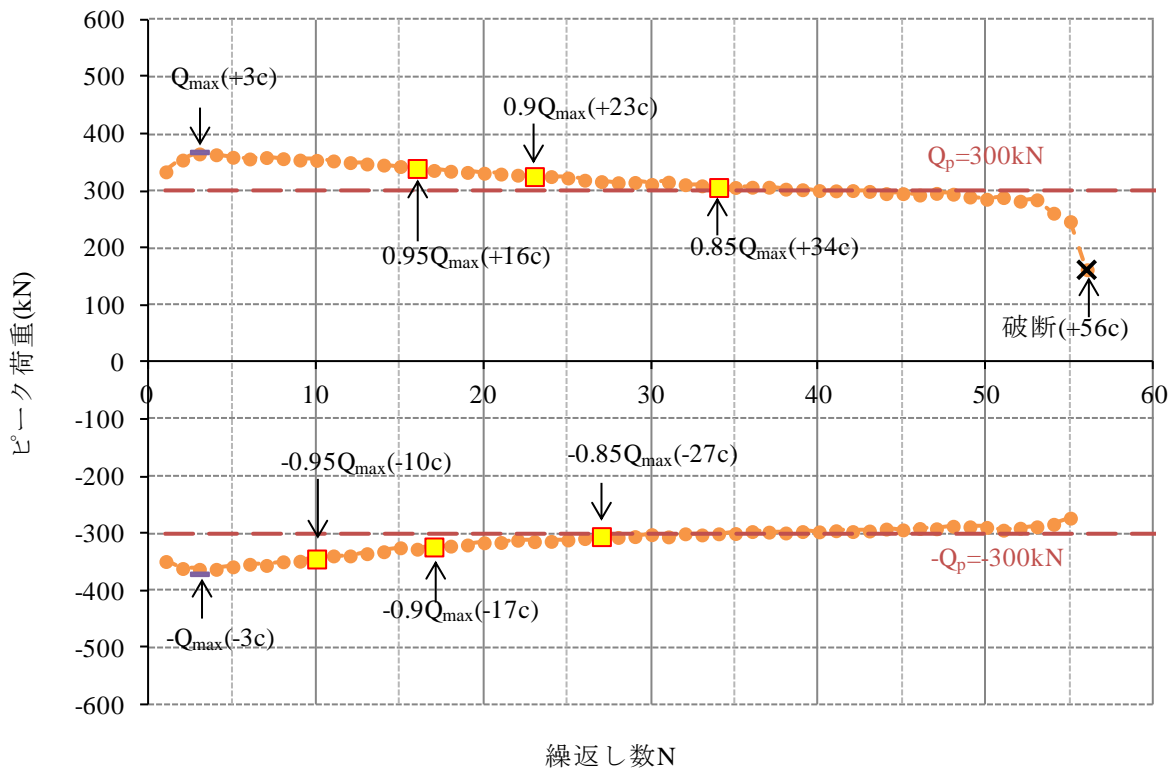


図 2.2.2-8(b) ピーク荷重の推移(試験体 AD-2.5)



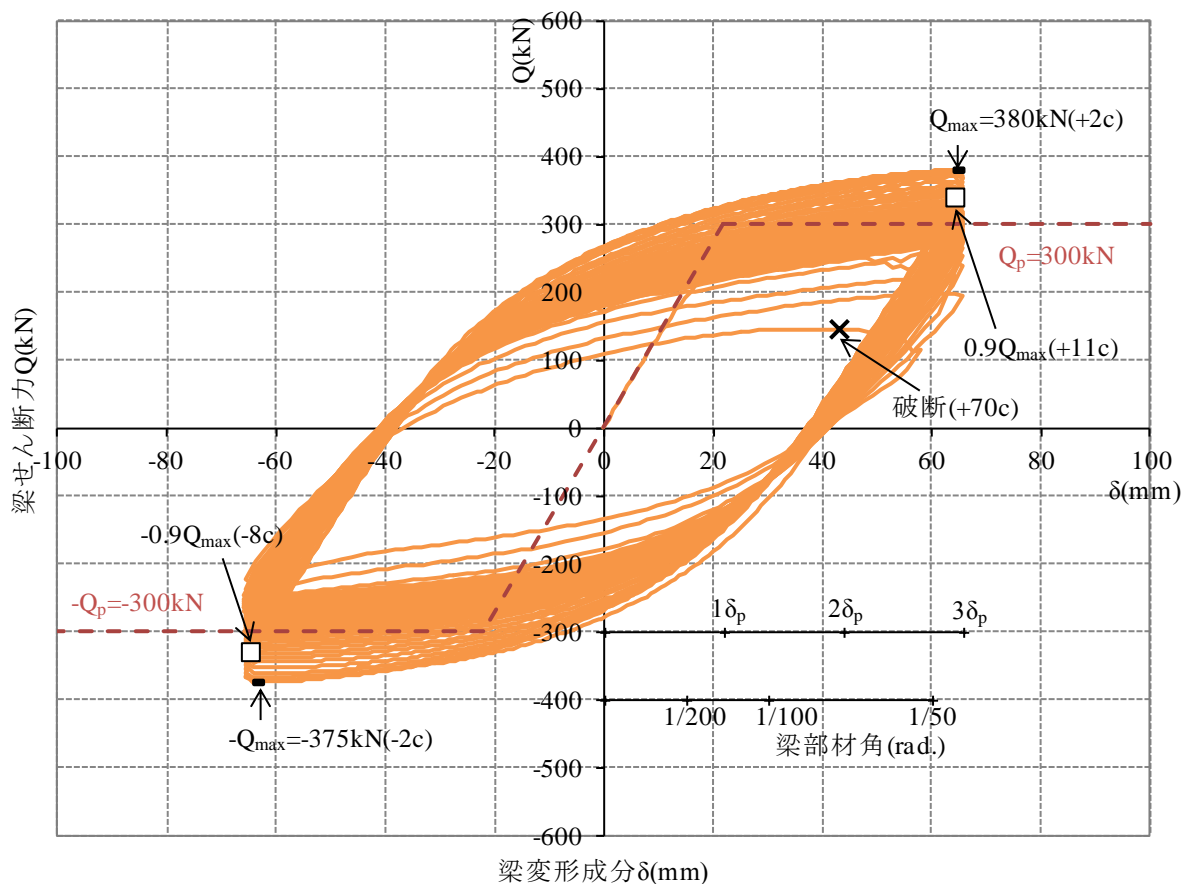


図 2.2.2-7(c) 荷重－変形関係(試験体 AD-3)

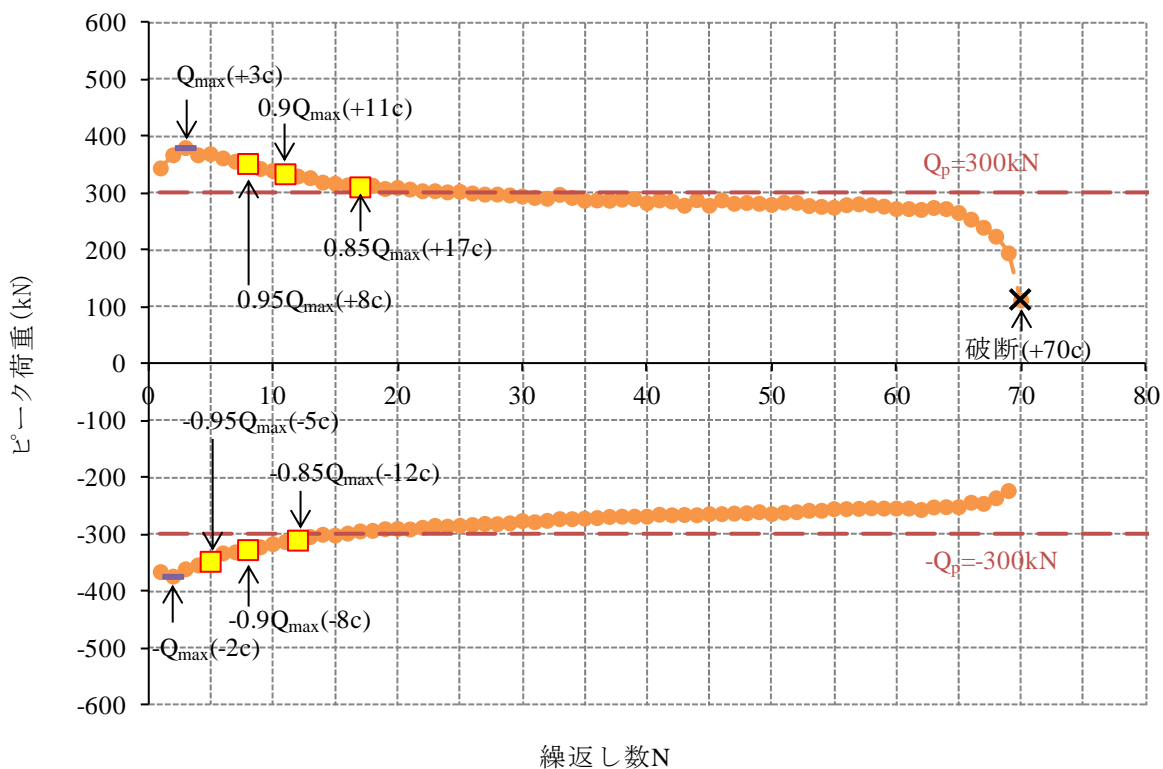


図 2.2.2-8(c) ピーク荷重の推移(試験体 AD-3)

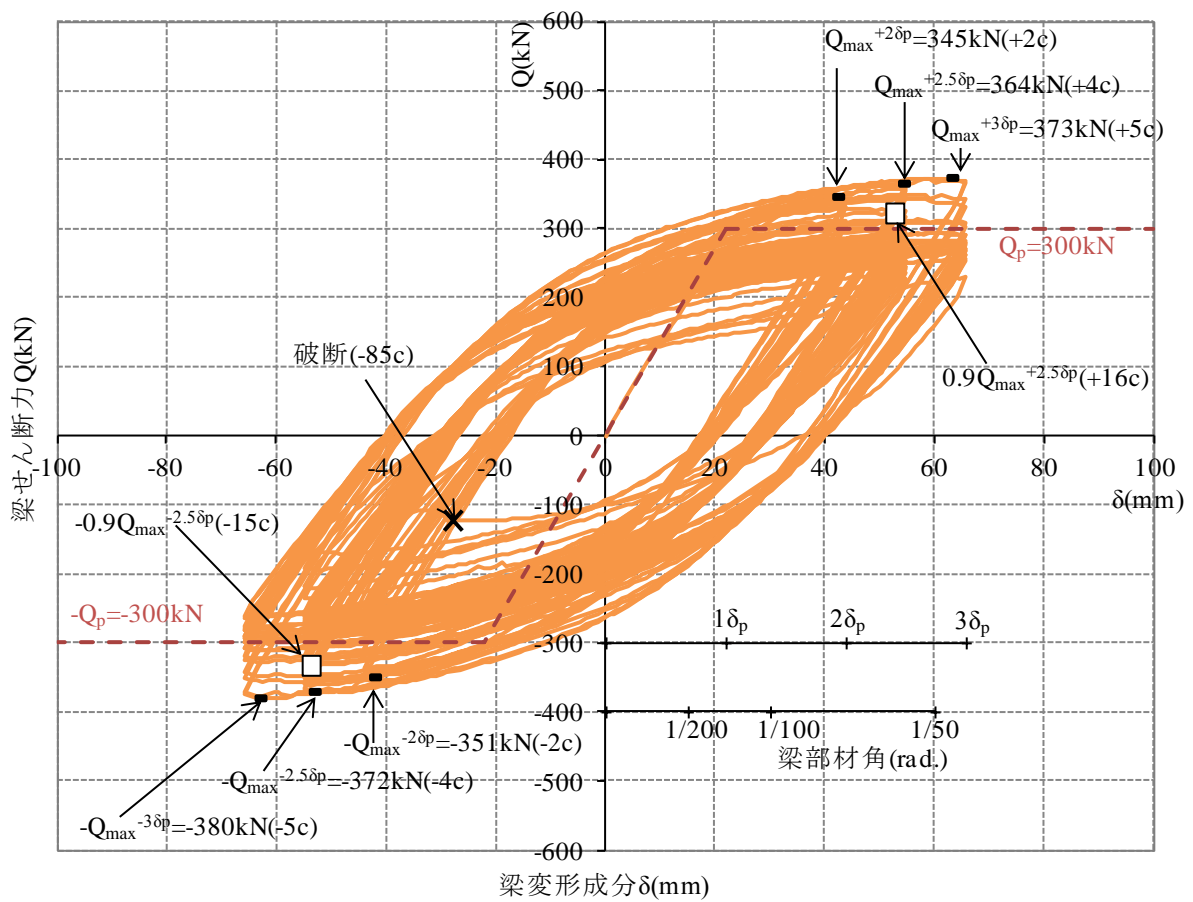


図 2.2.2-7(d) 荷重—変形関係(試験体 AD-R1)

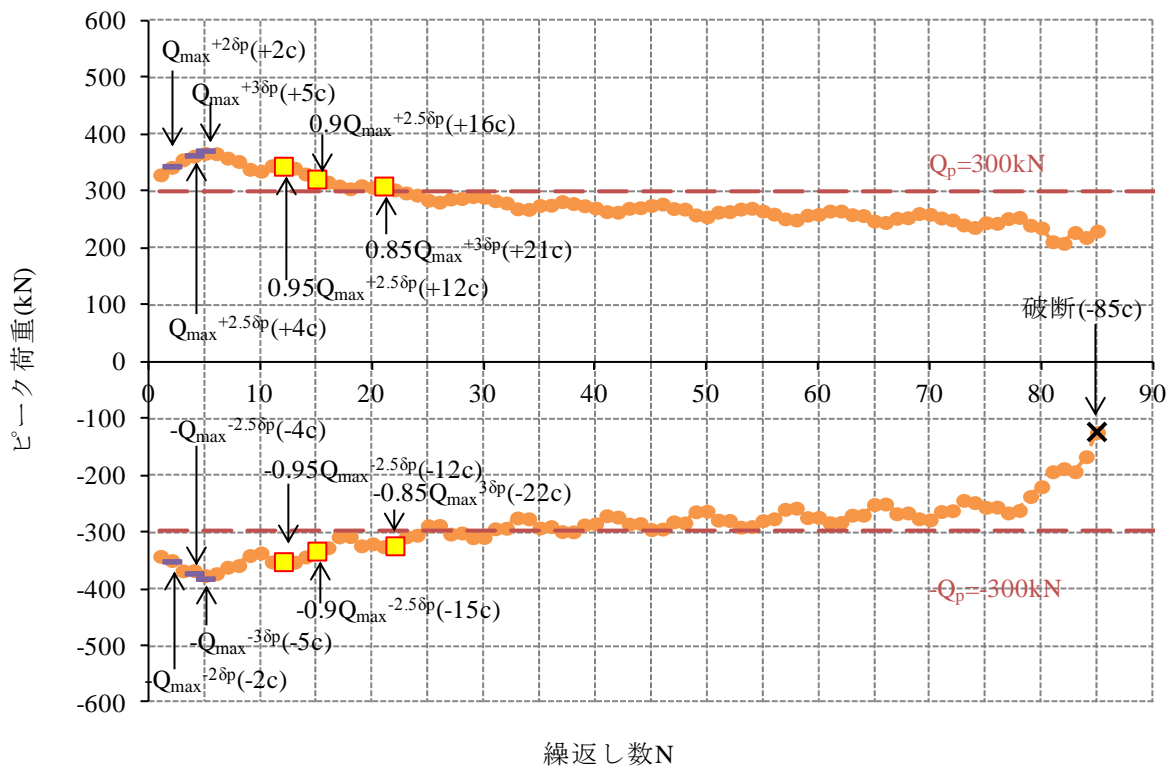


図 2.2.2-8(d) ピーク荷重の推移(試験体 AD-R1)

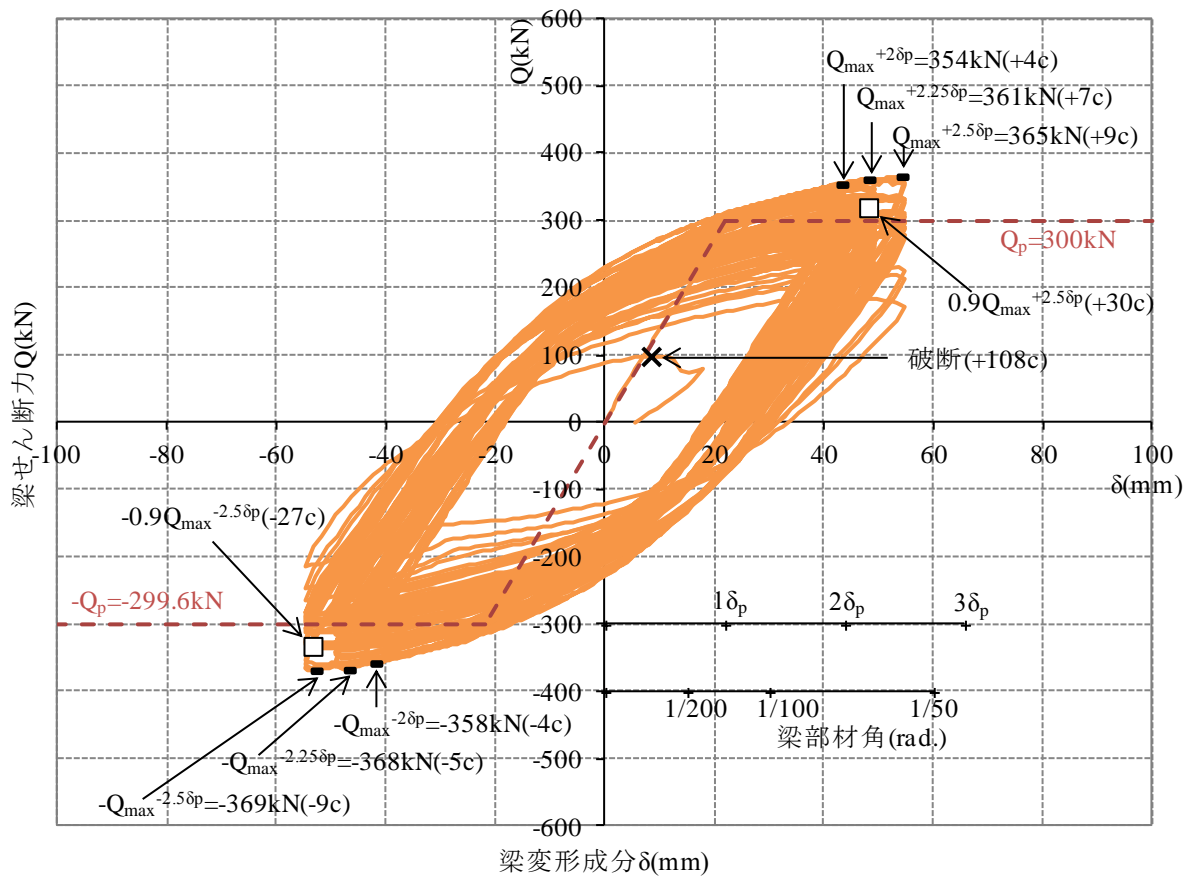


図 2.2.2-7(e) 荷重—変形関係(試験体 AD-R2)

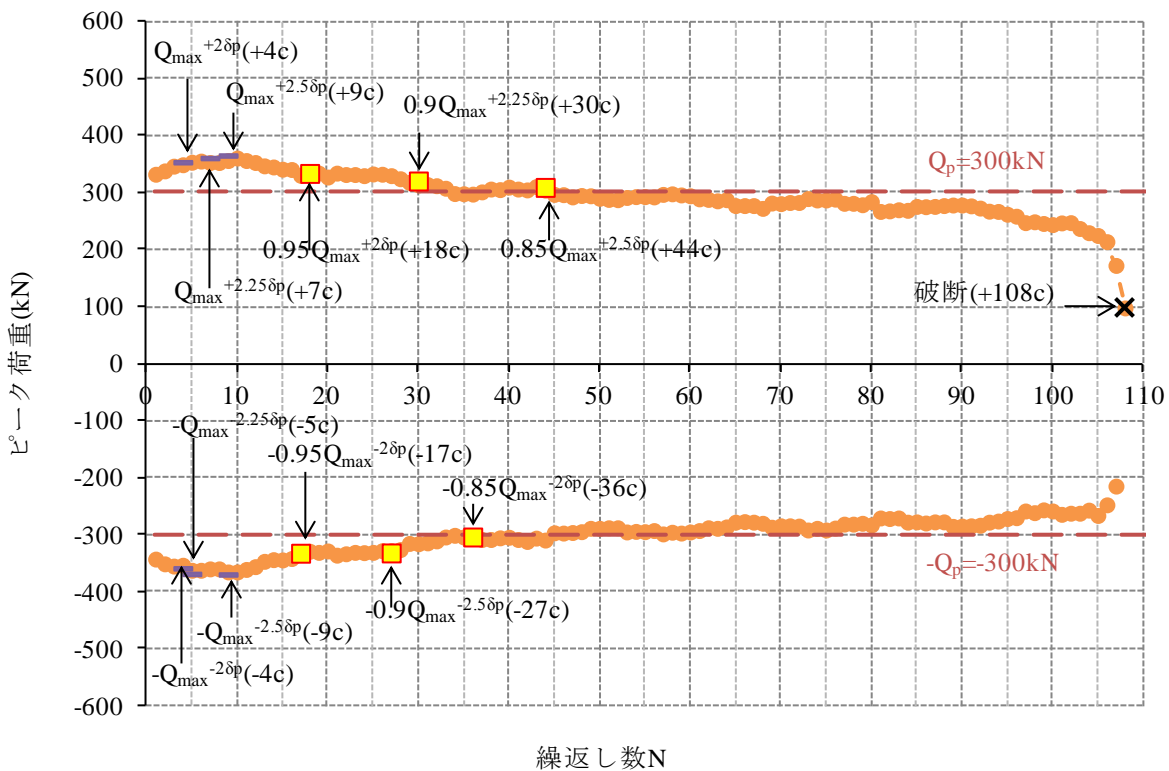


図 2.2.2-8(e) ピーク荷重の推移(試験体 AD-R2)

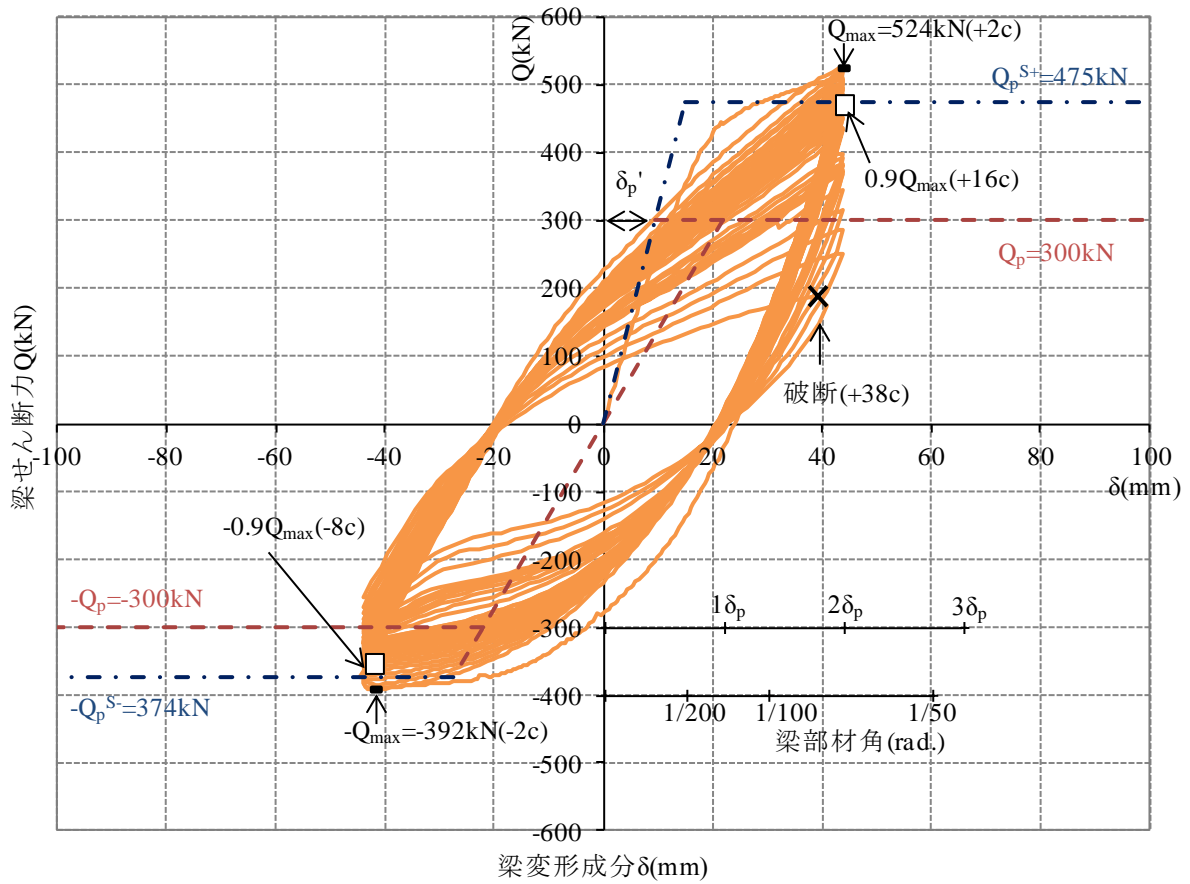


図 2.2.2-7(f) 荷重－変形関係(試験体 AD-2-S)

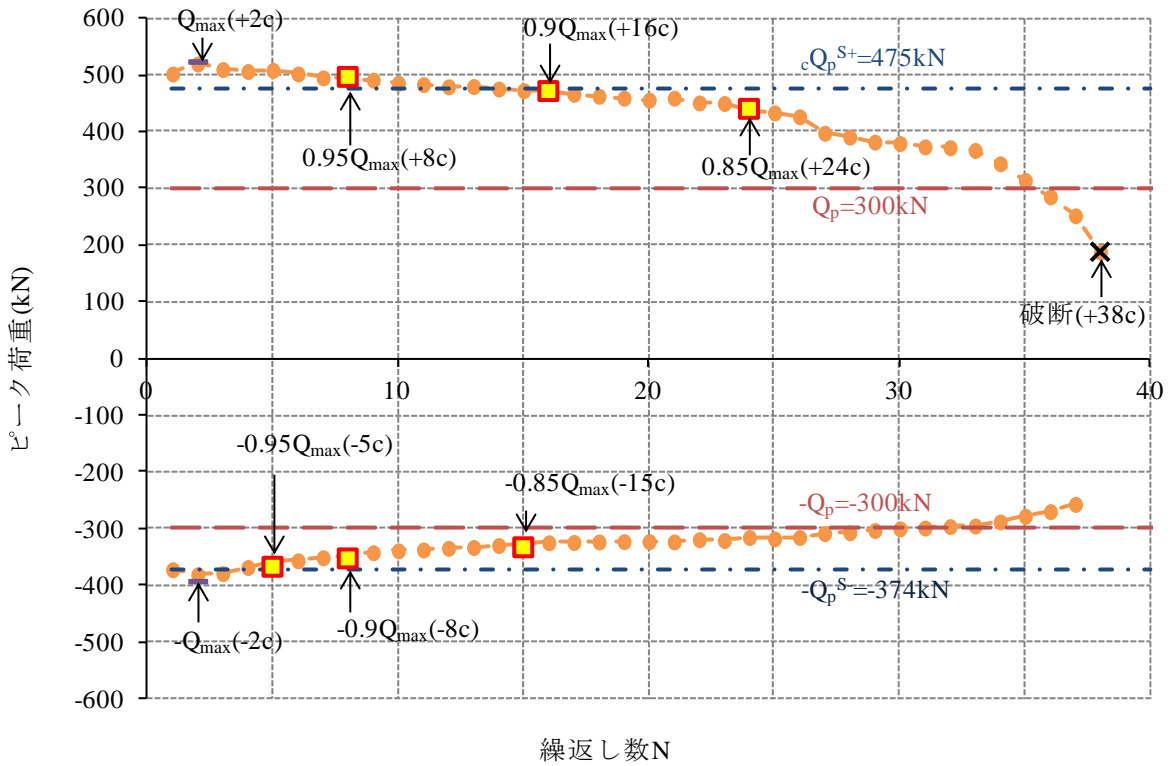


図 2.2.2-8(f) ピーク荷重の推移(試験体 AD-R2)

### 3) 多数回繰返し特性

#### ・変位振幅とサイクル数の関係

塑性率 ( $\delta / \delta_p$ ) 表現による変位振幅と荷重低下時(0.95 $Q_{max}$  時, 0.9 $Q_{max}$  時, 0.85 $Q_{max}$  時)および破断時の繰返し回数 ( $N_{95\%}$ ,  $N_{90\%}$ ,  $N_{85\%}$ ,  $N_f$ ) との関係を図 2.2.2-9 に示す。図の縦軸, 横軸ともに対数表示としている。

試験体 AD-2, AD-2.5, AD-3 の各々に関して, 各荷重低下時における対数表示による塑性率 ( $\delta / \delta_p$ ) と繰返し回数 ( $N_{95\%}$ ,  $N_{90\%}$ ,  $N_{85\%}$ ,  $N_f$ ) との関係に直線回帰分析を適用した結果を以下に示す (図に点線および実線で併記)。荷重低下時の回帰式(0.95 $Q_{max}$  時, 0.9 $Q_{max}$  時, 0.85 $Q_{max}$  時)は, いずれも相関性が高く, 各回帰式の勾配(繰返し数に係る乗数)も良く一致していることが分かる。

AD シリーズ : BH-600×200×9×16(SM490A)

- ・回帰式 [0.95 $Q_{max}$  時] :  $(\delta / \delta_p) \cdot {}_cN_{95\%}^{0.165}=3.80$
- ・回帰式 [0.9 $Q_{max}$  時] :  $(\delta / \delta_p) \cdot {}_cN_{90\%}^{0.161}=4.09$
- ・回帰式 [0.85 $Q_{max}$  時] :  $(\delta / \delta_p) \cdot {}_cN_{85\%}^{0.165}=4.43$
- ・回帰式 [破断時] :  $(\delta / \delta_p) \cdot {}_cN_f^{0.323}=10.22$

#### ・変動振幅における累積損傷度の検証

変動振幅(AD-R1, AD-R2)における累積損傷度の評価にマイナー則を適用した結果を表 2.2.2-11 に示す。変動振幅載荷における各荷重低下時(0.95 $Q_{max}$ , 0.9 $Q_{max}$ , 0.85 $Q_{max}$ )と破断時について, 上記の回帰式を用いて算出した累積損傷度は, AD-R1 :  ${}_cD_{95\%}=1.030$ ,  ${}_cD_{90\%}=1.018$ ,  ${}_cD_{85\%}=0.833$ ,  ${}_cD_f=1.222$ , AD-R2 :  ${}_cD_{95\%}=0.750$ ,  ${}_cD_{90\%}=0.716$ ,  ${}_cD_{85\%}=0.595$ ,  ${}_cD_f=1.000$  であった。

#### ・スラブ付試験体の評価

スラブ付試験体(合成梁)の正曲げ剛性は, スラブの存在により純鉄骨梁の剛性と比べて高くなる。そこで, 合成梁としての塑性率について, 正側は合成梁の正曲げ剛性を用い, 負側は鉄骨梁の弾性剛性を用いて算出したそれぞれの塑性率の平均として次式で算出する。

$$\text{合成梁の塑性率} : \mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2$$

$$\text{ここで, } \delta_p' = Q_p / {}_cK, \quad \delta_p = Q_p / {}_sK$$

( $Q_p$  : 鉄骨梁の全塑性耐力,  ${}_cK$  : 合成梁の正曲げ剛性,  ${}_sK$  : 鉄骨梁の弾性剛性)

図 2.2.2-10 中の□は塑性率を補正していない AD-2-S の実験結果 ( $\delta / \delta_p=2.0$ ), ■は上記の補正を行った AD-2-S の実験結果 ( $\mu'=3.34$ ) を示す。補正を行った実験結果に対して上記回帰式を適用すると, 0.9 $Q_{max}$  時の繰返し数の計算値 : 4 サイクル(実験値 : 8 サイクル), 破断時の繰返し数の計算値 : 31 サイクル(実験値 : 38 サイクル)となり, 実験結果に対して安全側に評価していることがわかる。

#### ・H22 年度の実験結果との比較

変位振幅 (塑性率) - 繰返し数( $N_{90\%}$ )関係に関して H23 年度(AD シリーズ : BH-600×200×9×16 [SM490]) と H22 年度(BA シリーズ : BH-450×200×9×12 [SM490A], BD シリーズ : BH-450×200×6×12 [SM490A]) の実験結果を比較したものを図 2.2.2-10 に示す。0.9 $Q_{max}$  時の塑性率と繰返し回数の関係において, AD シリーズは, BD シリーズより上に位置しており, BA シリーズ

はやや下に位置している。よって、AD シリーズの梁部材の多数回繰返し性能は BD シリーズと BA シリーズの間に位置していると考えられる。

・ 既往の実験結果との比較

図 2.2.2-11(a)に変位振幅（塑性率）－繰返し数( $0.9Q_{\max}$  時)関係に関して、局部座屈で終局耐力 ( $0.9Q_{\max}$ )が決定する場合(AD シリーズ, BA シリーズ, BD シリーズ)と梁端溶接部の延性き裂で終局耐力が決定する場合の実験結果を重ねて示している。各実験結果の  $0.9Q_{\max}$  時の回帰式について、梁部材の局部座屈で決まる場合と梁端接合部のき裂で決まる場合とでは傾きが異なるため、局部座屈の回帰曲線と延性き裂の回帰曲線が交差する領域がある。これは、終局耐力の決定要因が変化する境界であり、この領域よりも大きな変位振幅の多数回繰返しでは、局部座屈が先行して発生すると考えられる。図中の G 及び K は、1995 年以前の超高層鉄骨造建築物で使用された梁端接合部ディテールを再現した試験体であり、概ね塑性率 3 を超える変位振幅の多数回繰返しで、局部座屈が先行して発生すると考えられる。ただし、梁端溶接部の性能がさらに良い場合、より小さな変位振幅でも局部座屈が耐力低下の要因となり得ると考えられる。

図 2.2.2-11(b)に、図 2.2.2-11(a)同様の試験体について、変位振幅（塑性率）－繰返し数(破断時)関係を示す。局部座屈が発生した試験体(AD シリーズ, BA シリーズ, BD シリーズ)の破断時の繰返し数は、局部座屈を発生させない試験体(G, K, NSSA, NSWA)と比べてばらつきが大きく、相関性が低い。回帰式の勾配は概ね他の試験体(G, K, NSSA, NSWA)と一致している。

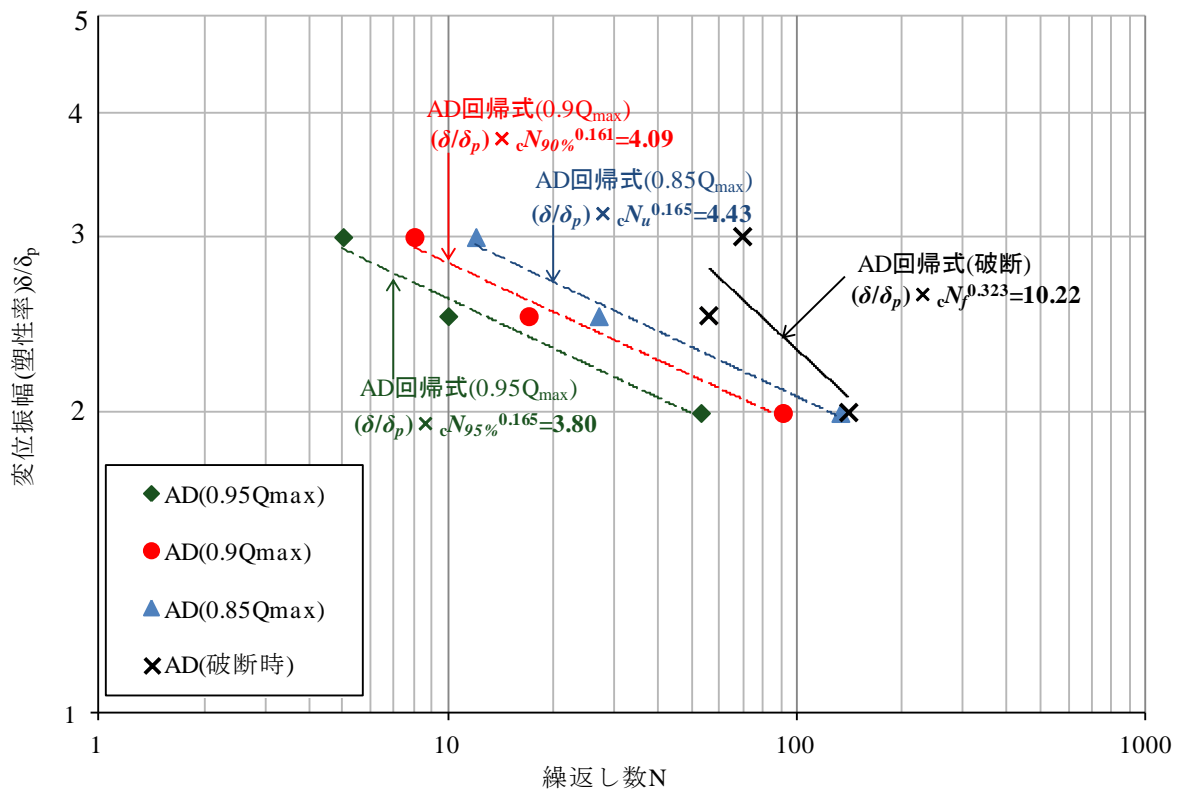


図 2.2.2-9 変位振幅(塑性率)－繰返し数関係[AD シリーズ]

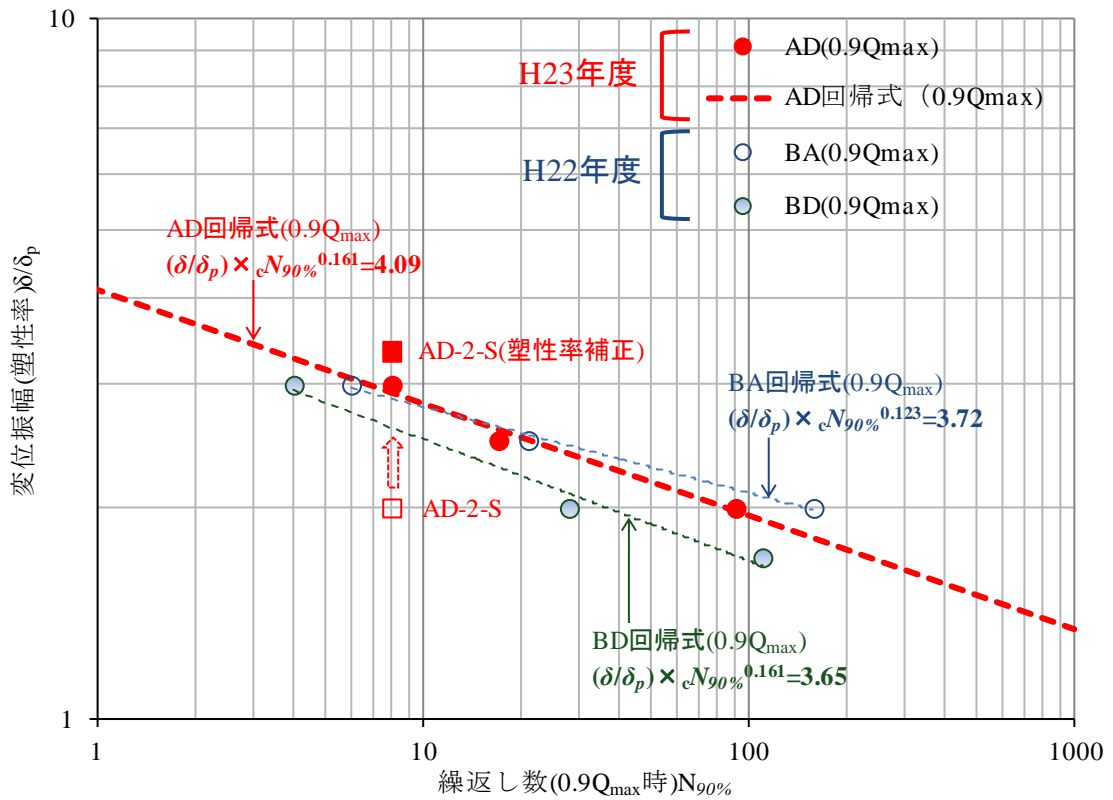
表 2.2.2-11(a) 変動振幅(AD-R1)におけるマイナー則の検討: 回帰式より算出

変動振幅(AD-R1)			0.95Q <sub>max</sub>		0.9Q <sub>max</sub>		0.85Q <sub>max</sub>		破断	
加力ブロック	サイクル	塑性率 δ/δ <sub>p</sub>	回帰式より算出		回帰式より算出		回帰式より算出		回帰式より算出	
			疲労寿命 cN <sub>95%</sub>	累積損傷度 cD <sub>95%</sub> Σ(1/cN <sub>95%</sub> )	疲労寿命 cN <sub>90%</sub>	累積損傷度 cD <sub>90%</sub> Σ(1/cN <sub>90%</sub> )	疲労寿命 cN <sub>85%</sub>	累積損傷度 cD <sub>85%</sub> Σ(1/cN <sub>85%</sub> )	破断寿命 cN <sub>f</sub>	累積損傷度 cD <sub>f</sub> Σ(1/cN <sub>f</sub> )
block1	1	2	49	0.020	85	0.012	124	0.008	147	0.007
	2	2	49	0.041	85	0.024	124	0.016	147	0.014
	3	2.5	13	0.120	21	0.071	32	0.047	74	0.027
	4	2.5	13	0.198	21	0.118	32	0.079	74	0.041
	5	3	4	0.436	7	0.263	11	0.173	42	0.065
	6	3	4	0.674	7	0.409	11	0.267	42	0.089
	7	2.5	13	0.753	21	0.456	32	0.299	74	0.102
	8	2.5	13	0.831	21	0.503	32	0.330	74	0.116
block2	9	2	49	0.852	85	0.515	124	0.338	147	0.123
	10	2	49	0.872	85	0.527	124	0.346	147	0.129
	11	2.5	13	0.951	21	0.574	32	0.377	74	0.143
	12	2.5	13	<b>1.030</b>	21	0.621	32	0.409	74	0.157
	13	3	4		7	0.767	11	0.503	42	0.180
	14	3	4		7	0.913	11	0.597	42	0.204
	15	2.5	13		21	0.960	32	0.629	74	0.218
	16	2.5	13		21	1.007	32	0.660	74	0.231
block3	17	2	49		85	<b>1.018</b>	124	0.668	147	0.238
	18	2	49				124	0.676	147	0.245
	19	2.5	13				32	0.707	74	0.259
	20	2.5	13				32	0.739	74	0.272
	21	3	4				11	<b>0.833</b>	42	0.296
	22	3	4						42	0.320
	23	2.5	13						74	0.334
	24	2.5	13						74	0.347
block11	81	2	49						147	1.164
	82	2	49						147	1.171
	83	2.5	13						74	1.185
	84	2.5	13						74	1.198
	85	3	4						42	<b>1.222</b>
	86	3	4							
	87	2.5	13							
	88	2.5	13							

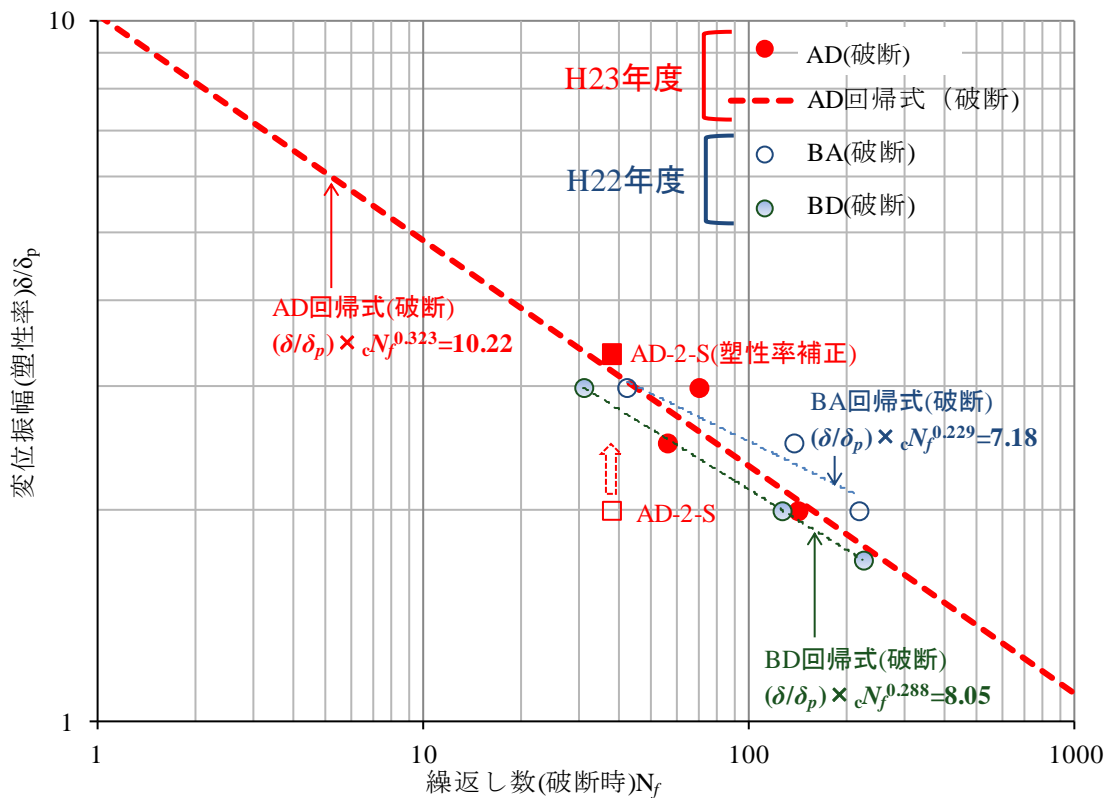
表 2.2-11(b) 変動振幅(AD-R2)におけるマイナー則の検討: 回帰式より算出

変動振幅(AD-R2)			0.95Q <sub>max</sub>		0.9Q <sub>max</sub>		0.85Q <sub>max</sub>		破断	
加力ブロック	サイクル	塑性率 $\delta/\delta_p$	回帰式より算出		回帰式より算出		回帰式より算出		回帰式より算出	
			疲労寿命 $cN_{95\%}$	累積損傷度 $D_{95\%}$ $\Sigma(1/cN_{95\%})$	疲労寿命 $cN_{90\%}$	累積損傷度 $D_{90\%}$ $\Sigma(1/cN_{90\%})$	疲労寿命 $cN_{85\%}$	累積損傷度 $D_{85\%}$ $\Sigma(1/cN_{85\%})$	破断寿命 $cN_f$	累積損傷度 $D_f$ $\Sigma(1/cN_f)$
block1	1	2	49	0.020	85	0.012	124	0.008	159	0.006
	2	2	49	0.041	85	0.024	124	0.016	159	0.013
	3	2	49	0.061	85	0.035	124	0.024	159	0.019
	4	2	49	0.081	85	0.047	124	0.032	159	0.025
	5	2.25	24	0.123	41	0.071	61	0.049	110	0.034
	6	2.25	24	0.165	41	0.096	61	0.065	110	0.043
	7	2.25	24	0.206	41	0.120	61	0.082	110	0.052
	8	2.25	24	0.248	41	0.145	61	0.098	110	0.061
	9	2.5	13	0.327	21	0.192	32	0.130	80	0.074
	10	2.5	13	0.405	21	0.239	32	0.161	80	0.087
	11	2.5	13	0.484	21	0.286	32	0.192	80	0.099
	12	2.5	13	0.563	21	0.333	32	0.223	80	0.112
	13	2.25	24	0.604	41	0.357	61	0.240	110	0.121
	14	2.25	24	0.646	41	0.382	61	0.256	110	0.130
	15	2.25	24	0.688	41	0.406	61	0.273	110	0.139
	16	2.25	24	0.729	41	0.430	61	0.289	110	0.148
block2	17	2	49	<b>0.750</b>	85	0.442	124	0.297	159	0.154
	18	2			85	0.454	124	0.306	159	0.161
	19	2			85	0.466	124	0.314	159	0.167
	20	2			85	0.478	124	0.322	159	0.173
	21	2.25			41	0.502	61	0.338	110	0.182
	22	2.25			41	0.526	61	0.355	110	0.191
	23	2.25			41	0.551	61	0.371	110	0.200
	24	2.25			41	0.575	61	0.388	110	0.209
	25	2.5			21	0.622	32	0.419	80	0.222
	26	2.5			21	0.669	32	0.450	80	0.235
	27	2.5			21	<b>0.716</b>	32	0.482	80	0.247
	28	2.5					32	0.513	80	0.260
	29	2.25					61	0.529	110	0.269
	30	2.25					61	0.546	110	0.278
block3	31	2.25					61	0.562	110	0.287
	32	2.25					61	0.579	110	0.296
	33	2					124	0.587	159	0.302
	34	2					124	<b>0.595</b>	159	0.309
	35	2							159	0.315
	36	2							159	0.321
	37	2.25							110	0.330
	38	2.25							110	0.339
	39	2.25							110	0.348
	40	2.25							110	0.357
	41	2.5							80	0.370
	42	2.5							80	0.383
	43	2.5							80	0.395
	44	2.5							80	0.408
block7	45	2.25							110	0.417
	46	2.25							110	0.426
	47	2.25							110	0.435
	48	2.25							110	0.444
	97	2							159	0.894
	98	2							159	0.901
	99	2							159	0.907
	100	2							159	0.913
	101	2.25							110	0.922
	102	2.25							110	0.931
103	2.25							110	0.940	
104	2.25							110	0.949	
105	2.5							80	0.962	
106	2.5							80	0.975	
107	2.5							80	0.987	
108	2.5							80	<b>1.000</b>	
109	2.25									
110	2.25									
111	2.25									
112	2.25									



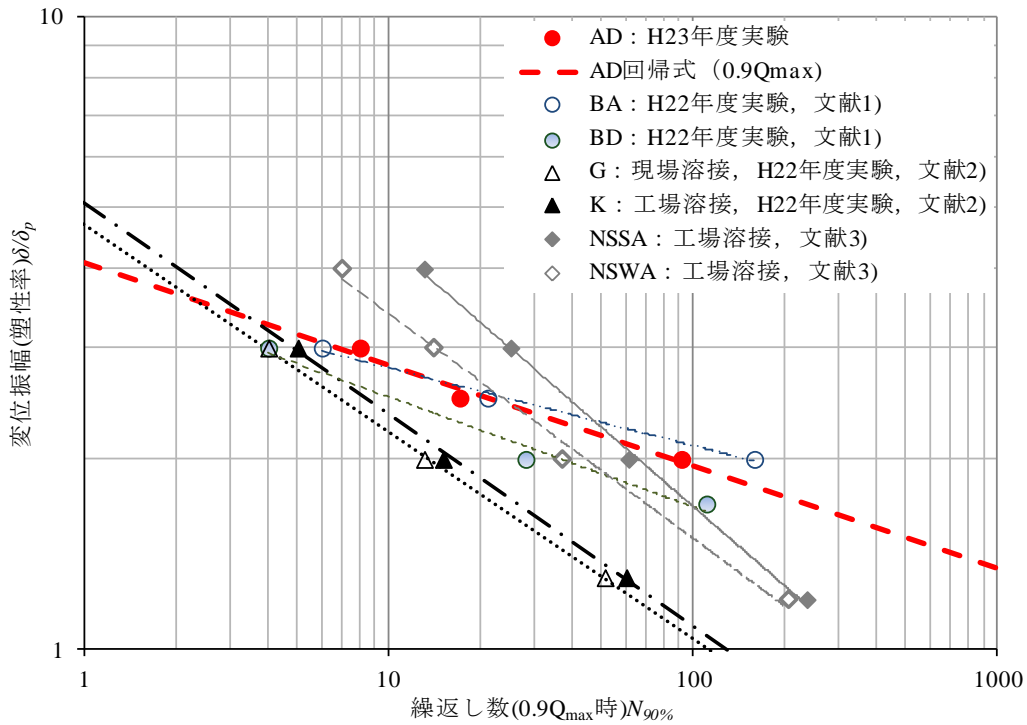


(a) 変位振幅(塑性率)－繰返し数(0.9Q<sub>max</sub>時)関係

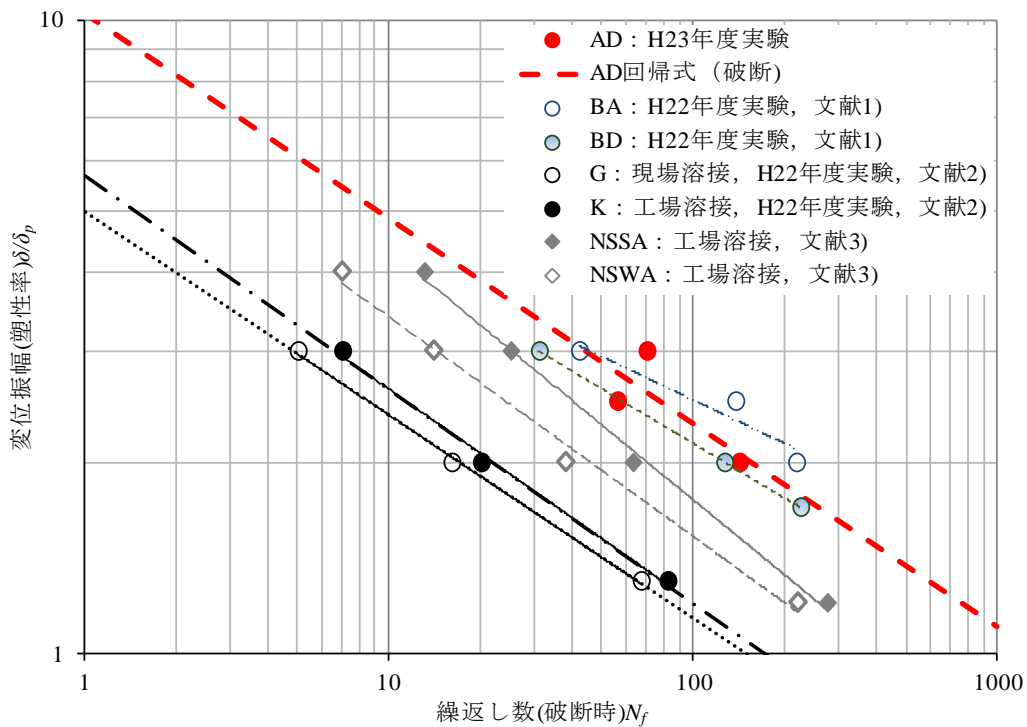


(b) 変位振幅(塑性率)－繰返し数(破断時)関係

図 2.2.2-10 変位振幅(塑性率)－繰返し数関係[H22年度の実験結果との比較]



(a) 変位振幅(塑性率)－繰返し数(0.9Q<sub>max</sub>時)関係



(b) 変位振幅(塑性率)－繰返し数(破断時)関係

図 2.2.2-11 変位振幅(塑性率)－繰返し数関係(既往の実験結果との比較)

<参考文献>

- 1) 平成 22 年度建築基準整備促進事業 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」調査報告書, pp.2.1.2-1~2.1.2-34, 平成 23 年 3 月
- 2) 平成 22 年度建築基準整備促進事業 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」調査報告書, pp.2.1.3-1~2.1.3-33, 平成 23 年 3 月
- 3) 吹田, 他: 梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響－塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁接合部の変形能力その 1－, 日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp.1135~1142, 2011.6

## (5) 結論ならびに今後の課題

梁部材が長周期地震動による多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的として、昨年度(BA, BD シリーズ)と幅厚比の異なる H 形断面梁部材(AD シリーズ: BH-600×200×9×16 [SM490])を対象とし、載荷パターン〔定振幅(±2δ<sub>p</sub>, ±2.5δ<sub>p</sub>, ±3δ<sub>p</sub>), 変動振幅(±2δ<sub>p</sub>~±3δ<sub>p</sub>, ±2δ<sub>p</sub>~±2.5δ<sub>p</sub>)〕とスラブの有無を実験変数として多数回繰返し載荷実験を行った。

実験結果より得られた結論を以下に示す。

- 1) いずれの試験体においても、梁フランジ及びウェブの両方に局部座屈が発生し、梁フランジの局部座屈の発生に伴い、荷重低下が顕著になった。最大荷重の95%に荷重が低下した時点(0.95Q<sub>max</sub>時)以降、繰返し数に対する局部座屈による荷重低下は、繰返し数の増加に伴って緩やかとなる傾向を示した。なお、き裂の進展が顕著になるまで急激な荷重低下は見られなかった。
- 2) 局部座屈波頂部の位置は、すべての試験体の梁ウェブ・梁フランジ共に、柱面からおおよそ200mm(梁せいの1/3)離れた位置であった。ただし、塑性率3.0の大きな変位振幅を含む試験体(AD-3, AD-R1)においては、片側のフランジに高次の座屈モードが発生し、約300~400mm(梁せいの1/2~2/3)の位置にも座屈波が確認された。
- 3) 主な最終破壊形式は、梁端R加工部(R=10mm)からのき裂の発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、変位振幅が塑性率3.0の定振幅の場合(試験体AD-3)の最終破壊形式は、座屈波頂部での梁フランジ母材からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。
- 4) 定振幅繰返し載荷の試験体(AD-2, AD-2.5, AD-3)に関して、最大荷重の90%に荷重が低下した時点(0.9Q<sub>max</sub>時)での繰返し数(N<sub>90%</sub>)と変位振幅(塑性率)δ/δ<sub>p</sub>との関係は、以下の回帰式で表現できる。

$$\bullet \text{ AD シリーズ回帰式 [0.9Q}_{\max} \text{時]} \quad : \quad (\delta/\delta_p) \cdot N_{90\%}^{0.161} = 4.09$$

また、H23年度試験体(ADシリーズ)の梁部材の多数回繰返し性能は、H22年度試験体(BDシリーズ: BH-450×200×6×12 [SM490A], BAシリーズ: BH-450×200×9×12 [SM490A])の間に位置していると考えられる。

- 5) 変位振幅が塑性率2.0の定振幅のスラブ付試験体(AD-2-S)は、同じ変位振幅の純鉄骨試験体(AD-2)と比べて局部座屈やき裂による荷重低下が顕著であった。純鉄骨梁試験体を対象にして得られた変位振幅(塑性率)と繰返し数の実験回帰式は、各荷重低下時(0.95Q<sub>max</sub>, 0.9Q<sub>max</sub>, 0.85Q<sub>max</sub>, 破断)の繰返し数を危険側に評価するが、合成梁の剛性を考慮して塑性率を補正することにより、概ね安全側に評価できる。
- 6) 塑性率2.0~3.0の変動振幅載荷(AD-R1)と塑性率2.0~2.5の変動振幅載荷(AD-R2)において、最大荷重の90%に荷重が低下した時点(0.9Q<sub>max</sub>時)の繰返し数に対する回帰式から求められる累積損傷度D<sub>90%</sub>は、それぞれ1.018, 0.716であった。また、破断時に対する回帰式から求められる累積損傷度D<sub>f</sub>はそれぞれ1.222, 1.000であった。
- 7) 梁の耐力低下の要因が梁部材の局部座屈の場合と梁端接合部のき裂の場合とでは、回帰式(0.9Q<sub>max</sub>時)の勾配が異なり、変位振幅が大きいほど局部座屈が梁の耐力低下の要因となり

やすい。また、梁端溶接部の性能が良いと、比較的小さな変位振幅でも局部座屈が耐力低下の要因となり得ると考えられる。

なお、今後の課題として考えられる項目を以下に列記する。

- 1) 梁せいが大きく梁ウェブの曲げモーメント負担が大きい部材断面についての保有性能の把握
- 2) シアスパン比の大小が梁部材の保有性能に及ぼす影響の把握
- 3) 梁フランジ、梁ウェブの局部座屈と梁端溶接部近傍でのき裂進展を統一的に扱うことが可能な梁部材の保有性能評価法の確立

<参考文献>

- 2.2.2-1) 平成 22 年度 建築基準整備促進事業 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」調査報告書, pp.2.1.2-1～34, 2011.3
- 2.2.2-2) 日本建築センター：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 2.2.2-3) 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 第 458 号, pp.127～136, 1994
- 2.2.2-4) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 2010
- 2.2.2-5) 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, 2003

## 2.3 梁端溶接部の多数回繰り返し載荷実験

### 2.3.1 梁端溶接部の多数回繰り返し載荷実験(H22 実施分)

#### (1) 背景・目的

建築物の設計に用いる長周期地震動およびそれらの作成手法が明確になりつつあるが、このような長時間にわたる長周期の外力下で塑性化する架構の限界性能については、いまだ不明な点が多い。本実験は、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物を対象とし、構造安全上重要な部位である柱梁接合部梁端溶接部に関して、長周期地震動により多数回繰返し変形を受ける場合の限界性能（耐力、変形能力、劣化性状等）を把握することを目的とする。

既存建物の実態調査(2.1 節)から、鉄骨梁端溶接部に関わる事項を要約すると以下の通りである。

#### □幅厚比について

- ・梁フランジの幅厚比は、年代に関わらず FA ランクが多く、幅厚比 4~9 程度に分布する。
- ・梁ウェブの幅厚比は、1995 年以前では FD ランクが確認されたが 1995 年以降はない。

#### □スカラップ形状について

- ・現場溶接形式では、1995 年までは下フランジ側を高さ 60mm 程度の耳形状とするものが多く確認された。
- ・工場溶接形式では、1995 年までは半径 35mm の 1/4 円形状とし、フィレット部はフランジ-ウェブのすみ肉溶接と連続した回し溶接のままとするものが多く確認された。
- ・1995 年以降は、現場溶接形式、工場溶接形式ともに、半径 35mm の 1/4 円形状のスカラップ底に半径 10mm のアールを設けた複合円形状のものあるいはノンスカラップが多い。

#### □ウェブ高力ボルト接合部について

- ・1995 年以前のウェブ高力ボルト接合部はせん断力のみを負担させて曲げ負担を無視した設計が行われていた。このようなウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力について調査した結果を図 2.3.1-1 に示す。調査は 1979 年,1991 年竣工の超高層建物 2 棟について行った。図の縦軸は、ボルト接合部の最大曲げ耐力  $_{bolt}M_u$  に対する梁ウェブの全塑性モーメント  $_wM_p$  の比を表す。 $_{bolt}M_u$  は全塑性状態を仮定して式(2.3.1-3)により求めた。図の横軸は、梁母材のウェブ曲げ負担割合  $_wM_p/bM_p$  を示す。既存超高層建物の  $_{bolt}M_u/_wM_p$  は 0.3~0.7 の範囲にある。

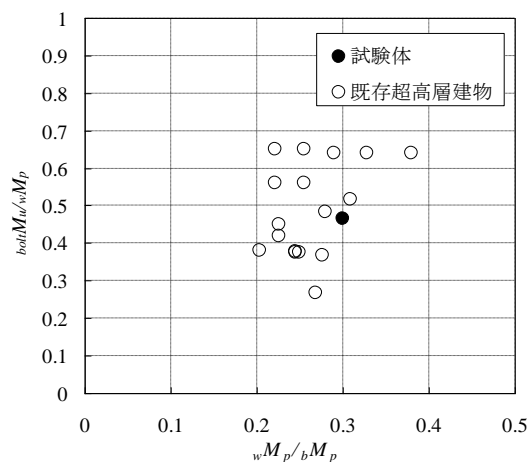


図 2.3.1-1 ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力比

### <曲げ耐力算定式>

$${}_bM_p : \text{梁の全塑性モーメント}$$

$${}_bM_p = {}_bZ_p \cdot F_y \quad (2.3.1-1)$$

$${}_wM_p : \text{梁ウェブの全塑性モーメント}$$

$${}_wM_p = {}_wZ_p \cdot F_y \quad (2.3.1-2)$$

$${}_{bolt}M_u : \text{ウェブボルト接合部の最大曲げ耐力}$$

$${}_{bolt}M_u = j_B \cdot n \cdot q_{bu} \quad (2.3.1-3)$$

記号

$F_y$  : 梁鋼材の降伏強さ

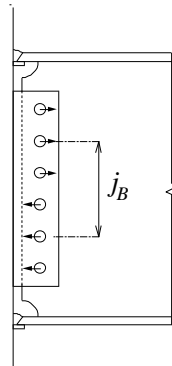
${}_bZ_p$  : 梁の塑性断面係数

${}_wZ_p$  : 梁ウェブの塑性断面係数

$j_B$  : ボルト群の重心間距離

$n$  : 上側半分のボルト本数

$q_{bu}$  : ボルト 1 本あたりの 1 面せん断最大耐力 (はしめけ破断耐力以下)



既往の研究のうち、定変位振幅繰返し载荷を行った実験の諸元を表 2.3.1-1 に示す。梁端溶接部の長周期地震動を想定した低サイクル疲労特性の把握を目的とし、载荷振幅を実験変数とした系統的な実験は文献 2.3.1-3), 2.3.1-4)の研究がある。

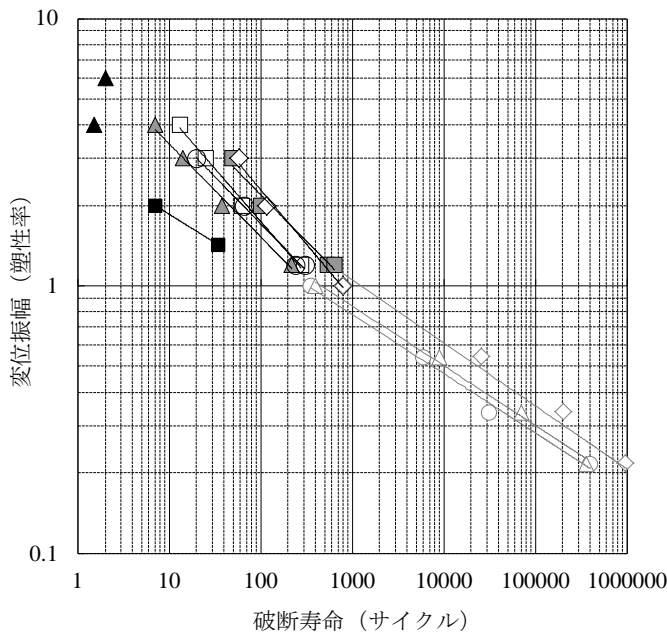
- ・試験体の柱梁接合部は通しダイアフラム形式、梁端溶接部は工場溶接形式を対象。
- ・スカラップ形式は、半径 35mm の 1/4 円のスカラップ底に半径 10mm のアールを設けた複合円形状とノンスカラップの 2 種。
- ・変位振幅は、塑性率で 1.2, 2, 3, 4 の 4 種。

以上より、実態調査の結果を反映し、また、既往研究で把握できていない実験因子を考慮して、以下に示す試験体を基本に計画をすることとした。

1. 試験体は現場溶接形式と工場溶接形式の 2 種を対象とする。
2. スカラップ形状として、現場溶接形式は半径 35mm の 1/4 円形状と耳形形状の 2 種とし、工場溶接形式は半径 35mm の 1/4 円形状とする。スカラップ底は回し溶接のままとする。
3. ウェブ高力ボルト接合部は 1 列配置とし、 ${}_{bolt}M_u/{}_wM_p$  が実態調査結果の中間値 0.5 程度になるように設定する。

表 2.3.1-1 既往の定振幅繰返し载荷実験概要および疲労曲線

	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	タ°イフレーム	梁端接合形式	接合詳細	その他	変位振幅 (塑性率)	破断寿命	破壊状況 (起点)	
文献 2.3.1-1) 1998	低サイクル 疲労実験	NS-L	H-380×150×9×16 (SM490A) □-300×300×19×19 (SM490A)	内 タ°イフレーム	工場溶接	ノスカラップ°	鋼製 エンド°タブ° 切断 10mm残	1.0	800	溶接止端縁	
								2.0	118	溶接止端縁	
								3.0	58	溶接止端縁	
		SC-L1			現場溶接	1/4円:25+10R		1.0	350	溶接止端縁	
		SC-L2						1.0	400	溶接止端縁	
	高サイクル 疲労実験	NS-H						工場溶接	ノスカラップ°	1.0	800
					0.54	25700				溶接止端縁	
					0.34	204000				溶接止端縁	
					0.22	960000				溶接止端中央	
		SC-H1			現場溶接	スカラップ° 25R+10R		鋼製 エンド°タブ° 切断 10mm残	1.0	350	溶接止端縁
	0.54	6000	溶接止端縁								
	0.34	31500	溶接止端縁								
	0.22	400000	スカラップ°底								
	SC-H2	現場溶接	スカラップ° 25R+10R	1.0	400	溶接止端縁					
	0.54			8900	溶接止端縁						
	0.34			70000	スカラップ°底						
	0.22	360000	スカラップ°底								
文献 2.3.1-2) 2006	B-SW2	B-SW	H-450×150×6×16 (SN490B) □-300×300×19×19 (SN490B)	内 タ°イフレーム PL-19 (SN490B)	現場溶接	上フランジ: 1/4円:20R 下フランジ: 耳形	鋼製 エンド°タブ° 切断なし		2.0	7	溶接止端縁
	B-SW3								1.43	34	溶接止端縁
文献 2.3.1-3) 2009	SC-1.2A	SC	H-400×200×8×13 (SN400B) □-300×300×16 (BCR295)	通し タ°イフレーム PL-19 (SN490C)	工場溶接	1/4円: 35R+10R	フラックス タブ°	1.2	241	スカラップ°底	
	SC-1.2B							1.2	302	溶接止端縁	
	SC-2.0							2.0	66	溶接止端縁	
	NS-1.2A	NS			工場溶接	ノスカラップ°		1.2	541	溶接止端縁	
	NS-1.2B							1.2	635	溶接止端縁	
	NS-2.0							2.0	101	溶接止端縁	
	NS-3.0							3.0	49	溶接止端縁	
文献 2.3.1-4) 2010	NSS-1.2A	NSS	H-500×200×10×16 (SN490B) □-350×350×22 (BCR295)	通し タ°イフレーム PL-22 (SN490C)	工場溶接	ノスカラップ°	フラックス タブ°	1.2	274	溶接止端縁	
	NSS-2.0A							2.0	63	溶接止端縁	
	NSS-3.0A							3.0	25	溶接止端縁	
	NSS-4.0A							4.0	13	溶接止端縁	
	NSW-1.2A	NSW 柱薄			工場溶接	ノスカラップ°		溶接材料 YGW-11	1.2	220	溶接止端縁
	NSW-2.0A								2.0	38	溶接止端縁
	NSW-3.0A								3.0	14	溶接止端縁
	NSW-4.0A								4.0	7	溶接止端縁
文献 2.3.1-5) 2010	No.2-R	No.2	H-400×125×6×16 (SM490A) □-400×400×12×12 (SM490A)	通し タ°イフレーム PL-19 (SM490A)	現場溶接	耳形	鋼製 エンド°タブ° 被覆アーケ 溶接		4.0	1.5	スカラップ°底
	No.2-L								6.0	2	スカラップ°底
	No.4-R	No.4							1/4円:35R	4.0	



既往の低サイクル疲労実験

- ◇ NS-L<sup>2.3.1-1)</sup> 工場・ノスカラップ°
- NS<sup>2.3.1-3)</sup> 工場・ノスカラップ°・SN400B
- NSS<sup>2.3.1-4)</sup> 工場・ノスカラップ°・SN490B
- ▲ NSW<sup>2.3.1-4)</sup> 工場・ノスカラップ°・柱薄板
- SC<sup>2.3.1-3)</sup> 工場・1/4円35R+10R
- BSW<sup>2.3.1-2)</sup> 現場・1/4円20R
- ▲ No.2<sup>2.3.1-5)</sup> 現場・耳形

既往の高サイクル疲労実験

- ◇ NS-H<sup>2.3.1-1)</sup> 工場・ノスカラップ°
- SC-H1<sup>2.3.1-1)</sup> 工場・1/4円25R+10R
- △ SC-H2<sup>2.3.1-1)</sup> 現場・1/4円25R+10R

変位振幅－破断寿命関係

## (2) 試験体

### 1) 試験体諸元

表 2.3.1-2 に試験体一覧を、図 2.3.1-2 に試験体の全体形状を示す。試験体は、溶接組立箱形断面柱（□-500×500×25）に溶接組立H形断面梁（BH-600×200×12×19）を接合した実大規模のト形柱梁骨組である。梁のフランジ材およびウェブ材には溶接構造用圧延鋼材 SM490A の厚板を、柱材には建築構造用圧延鋼材 SN490C の厚板を使用した。梁の幅厚比はフランジ： $b/t_f=5.3$ ，ウェブ： $d/t_w=50$  であり，部材種別は FA ランクである。試験体の柱フェイスから加力点位置までの距離は 3.0m，柱の支点間距離は 3.6m である。製作工場からの運搬の都合で，梁の中間に継手を設けている。

試験体数は 6 体で，梁端接合形式および変位振幅を実験変数とした。図 2.3.1-3 に試験体梁端部の接合詳細を示す。梁端接合形式は現場溶接形式と工場溶接形式の 2 種とした。

G シリーズは現場溶接形式の試験体であり，フランジ端は溶接により，ウェブは高力ボルト摩擦接合により柱に接合している。フランジは上下ともに実部材における下フランジを想定し，フランジ端は上下ともに内開先とした。梁ウェブ端にはスカラップを設けた。上フランジ側のスカラップは半径 35mm の 1/4 円形状とし，フィレット部はフランジ-ウェブのすみ肉溶接と連続した回し溶接のままとした。下フランジ側のスカラップは高さ 60mm の耳形形状とした。ウェブ高力ボルト接合部は梁ウェブの曲げ負担を考慮しない設計とし，1 列配置 6-M22(F10T)（曲げ耐力比  ${}_{bolt}M_u/wM_p=0.47$ ：前掲の図 2.3.1-1 参照）とした。なお，現行の日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」<sup>2.3.1-6</sup>で設計したウェブボルト接合部の仕様は 2 列配置 12-M22(F10T)（ ${}_{bolt}M_u/wM_p=0.93$ ）となる。

K シリーズは工場溶接形式の試験体であり，フランジおよびウェブとも溶接により柱に接合している。梁ウェブ端には半径 35mm の 1/4 円形状のスカラップを設け，フィレット部は回し溶接のままとした。

表 2.3.1-2 試験体一覧

試験体名	断面	梁端接合形式	変位振幅	備考
G-1	梁：(SM490A) BH-600×200×12×19 フランジ幅厚比 $b/t_f=5.3$ ウェブ幅厚比 $d/t_w=50$	現場溶接	$\pm 1.3\delta_p$	スカラップ： 上側 35R(回し溶接まま) 下側 耳形スカラップ 鋼製エンドタブ(切断しない)
G-2			$\pm 2\delta_p$	
G-3			$\pm 3\delta_p$	
K-1	柱：(SN490C) □-500×500×25×25	工場溶接	$\pm 1.3\delta_p$	スカラップ：35R(回し溶接まま) 鋼製エンドタブ(切断しない)
K-2			$\pm 2\delta_p$	
K-3			$\pm 3\delta_p$	

※ $\delta_p$ ：全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値(21.5mm)



□共通事項

梁フランジ端部の溶接においては鋼製のエンドタブを用い、溶接後に切断はしていない。梁フランジの溶接はCO<sub>2</sub>半自動溶接であり、一層多パス盛の積層方法とした。溶接姿勢は、現場溶接形式では下向き溶接（製作では下フランジを溶接した後、試験体を上下反転させて上フランジを溶接）であり、工場溶接形式では横向き溶接である。溶接ワイヤは YGW-11（銘柄：MG-50），ワイヤ径 1.2φを使用した。溶接条件は特に管理（指定）しなかったが、結果的に入熱 30kJ/cm 以下、パス間温度 250℃以下であった。裏当て金の組立溶接は、現場溶接形式ではエンドタブ位置の開先内で柱スキンプレートおよび梁フランジと接合し（現行 JASS6<sup>2.3.1-7</sup>と同様），工場溶接形式では開先外で柱スキンプレートおよび梁フランジと 40mm 程度のすみ肉溶接で接合した。

梁フランジとウェブの溶接は、スカラップ底手前 70mm まではサブマージアーク溶接で接合し、回し溶接を含む残りの部分を CO<sub>2</sub> 半自動溶接で接合した。なお、実態調査において、耳形スカラップは主にロールH形鋼に用いられていたことから、ビルトH形鋼の本試験体では、図 2.3.1-3(c) に示すように、耳形のスカラップ底から 40mm の範囲のみウェブに開先を設けてフランジとウェブの不溶接部を無くすように突合せ溶接とした。

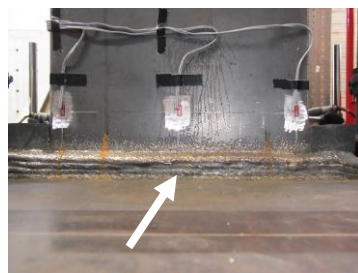
箱形断面柱の角溶接はサブマージアーク溶接で、内ダイアフラムと柱スキンプレートの溶接は 4 面とも非消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接とした。

□梁端溶接部のフランク角

G-1 と K-1 試験体について、フランジ溶接止端とスカラップ底の回し溶接部の型をとり、フランク角を計測した。その結果を表 2.3.1-3 に示す。各溶接部のフランク角は、132° ～145° の範囲であった。

表 2.3.1-3 梁端溶接部のフランク角

試験体	フランジ中央溶接止端		スカラップ底の回し溶接	
	上フランジ	下フランジ	上フランジ	下フランジ
G-1	-	-	139°	144°
K-1	132°	139°	136°	145°



フランジ溶接止端中央(K-1)



スカラップ底の回し溶接(K-1)



スカラップ底の回し溶接(G-1)



耳形スカラップ底(G-1)

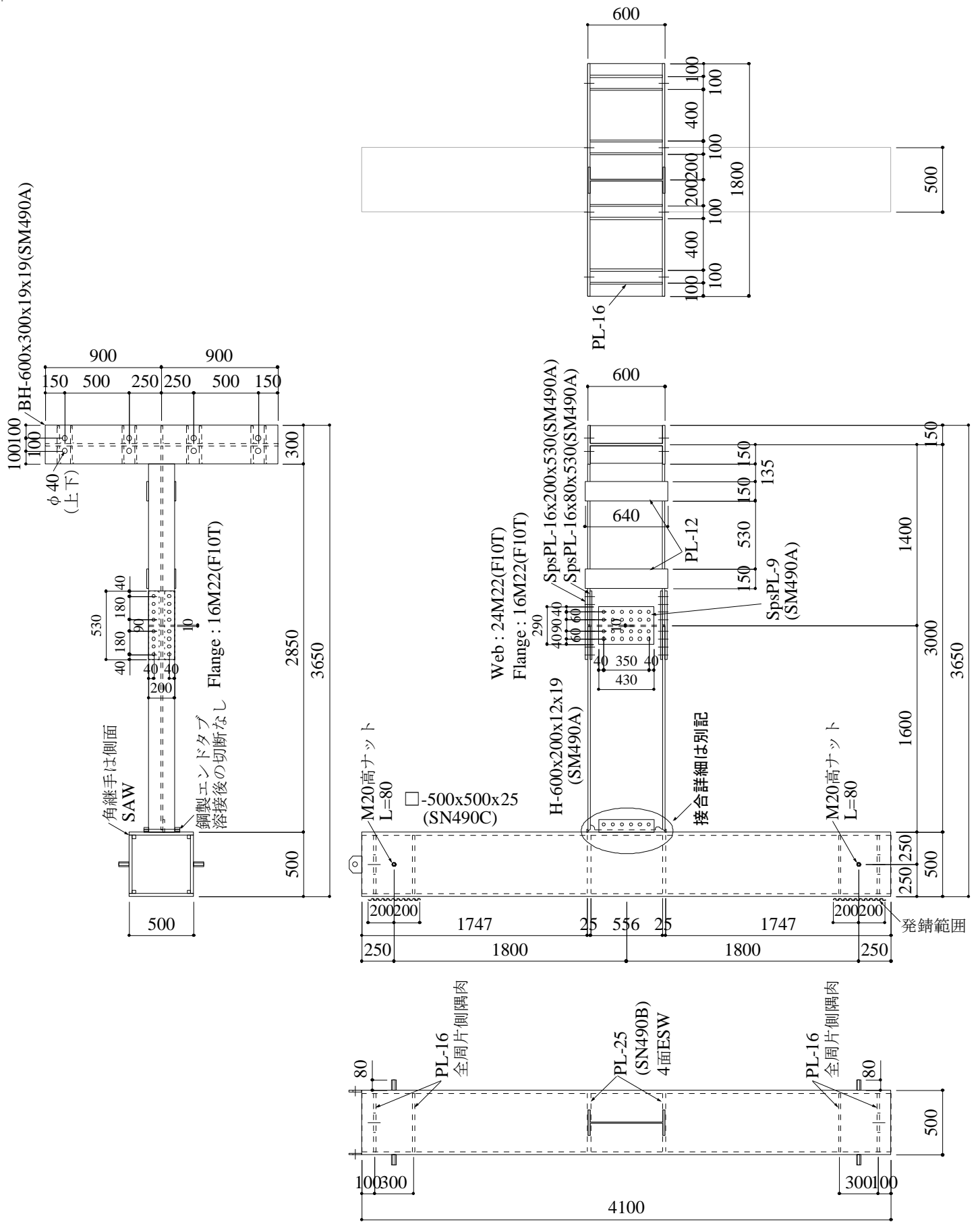


図 2.3.1-2 試験体の形状・寸法



## 2) 使用材料

### □引張試験結果

試験体に使用した鋼材の引張試験結果を表 2.3.1-4 に、応力-ひずみ関係を図 2.3.1-4 に示す。梁のフランジ材、ウェブ材およびシアプレート材には溶接構造用圧延鋼材 SM490A の厚板を使用した。柱のスキンプレートには建築構造用圧延鋼材 SN490C の厚板を、ダイアフラム材には建築構造用圧延鋼材 SN490B の厚板を使用した。梁フランジ材のミルシートの写しを表 2.3.1-8 に示す。

### □Vノッチシャルピー衝撃試験結果

梁のフランジに使用した鋼材のVノッチシャルピー衝撃試験結果（試験温度 0℃）を表 2.3.1-5 に示す。試験片は JIS Z 2242 にしたがって圧延方向に採取し、側面からV形の切込みを入れた。0℃のシャルピー吸収エネルギー $vE_0$ は 261J で、脆性破面率 0%であった。

### □化学成分分析結果

梁のフランジに使用した鋼材の化学成分分析結果を表 2.3.1-6 に示す。化学成分分析は C, Si, Mn, P, S の主要 5 元素と Cu, Ni, Cr, Mo, V, Ti, B, N の合計 13 元素について行った。表には SM490A 材 (SN490B 材) の JIS 規格値をあわせて示している。主要 5 元素の値は、表 2.3.1-8 に示すミルシートの値とほぼ一致し、いずれも SM490A 材の規格値を満足している。

### □溶接性指標

梁のフランジに使用した鋼材の溶接性指標を表 2.3.1-7 に示す。溶接性指標として、炭素当量  $C_{eq}$ 、溶接割れ感受性組成  $P_{CM}$ 、HAZ 靱性評価式  $f_{HAZ}$  について下式を用いて算出した。SM490A 材の  $C_{eq}$  および  $P_{CM}$  の JIS 規格値はないため、表には参考として SN490B 材の規格値を示している。 $C_{eq}$  および  $P_{CM}$  はいずれも SN490B 材の規格値を満足している。 $f_{HAZ}$  の値は 0.47% であり、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」<sup>2.3.1-8)</sup>における要求靱性  $vE_{act} \geq 70J$  に対応する値 (0.58%) 以下であった。

$$\text{炭素当量} \quad C_{eq} = C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14 \quad (2.3.1-4)$$

$$\text{溶接割れ感受性組成} \quad P_{CM} = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B \quad (2.3.1-5)$$

$$\text{HAZ 靱性評価式} \quad f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4Ti \quad (2.3.1-6)$$

表 2.3.1-4 鋼材の引張試験結果

鋼種	公称板厚 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 YR(%)	伸び (%)	使用部位
SM490A	12	11.80	364	523	69.7	26.7	ウェブ
SM490A	16	15.71	343	521	65.9	27.7	シアプレート
SM490A	19	18.78	337	511	66.0	29.2	フランジ
SN490C	25	25.23	370	520	71.1	30.0	柱スキンプレート
SN490B	25	25.18	348	522	66.6	29.3	ダイアフラム

JIS Z 2201 1A号試験片×3本の平均値

表 2.3.1-5 シャルピー衝撃試験結果

鋼種	公称板厚 (mm)	$vE_0$ (J)	脆性破面率 (%)	使用部位
SM490A	19	261	0	フランジ

※  $vE_0$  : 0°Cのシャルピー吸収エネルギー

JIS Z 2242 Vノッチ試験片×3本の平均値 (試験温度0°C)

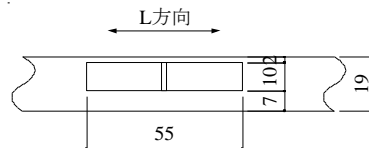


表 2.3.1-6 化学成分分析結果

部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
フランジ	0.16	0.33	1.33	0.013	0.004	0.01	0.01	0.03	0.01	0.035	0.002	0.0003	0.0034
SM490A規定 (SN490B規定)	0.20 (0.18) 以下	0.55 (0.55) 以下	1.65 (1.60) 以下	0.035 (0.030) 以下	0.035 (0.015) 以下								

表 2.3.1-7 溶接性指標

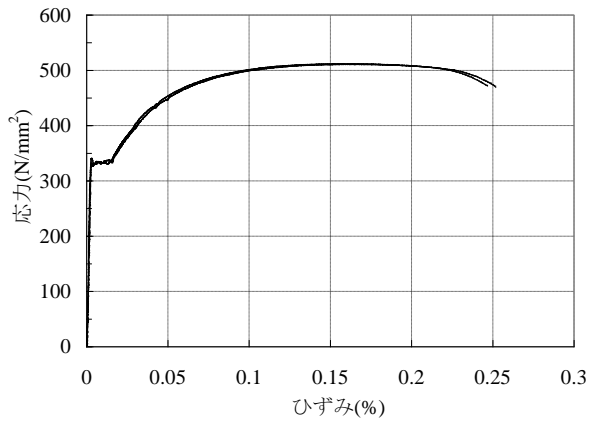
部位	$C_{eq}$ (%)	$P_{CM}$ (%)	$f_{HAZ}$ (%)
フランジ	0.41	0.25	0.47
SN490B規定	0.44以下	0.29以下	0.58 <sup>※</sup> 以下

炭素当量  $C_{eq} = C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$

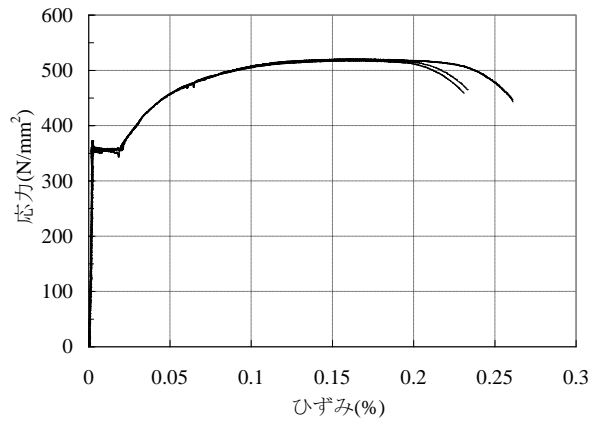
溶接割れ感受性組成  $P_{CM} = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B$

HAZ靱性評価式  $f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4Ti$

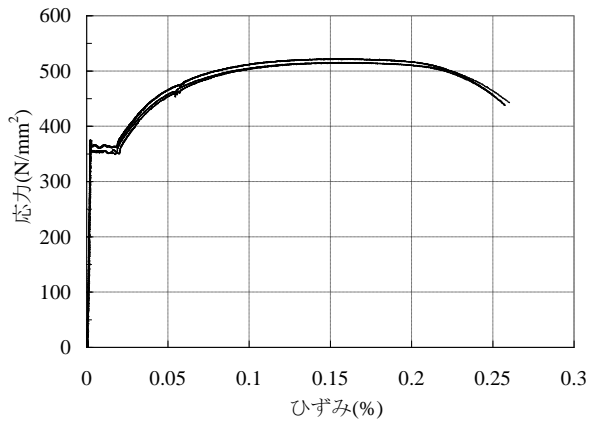
※ 「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」における要求靱性 $vE_{act} \geq 70J$ に対応する値



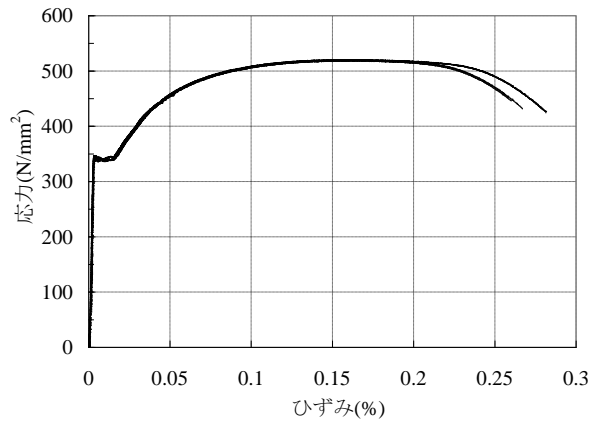
(a) PL-19, SM490A(フランジ)



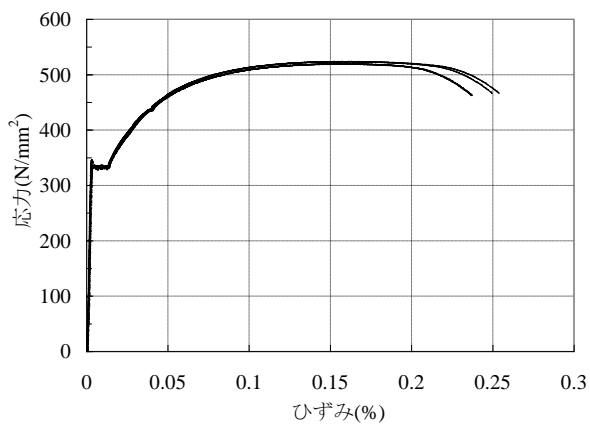
(b) PL-12, SM490A(ウェブ)



(c) PL-25, SN490C(柱スキンプレート)



(d) PL-25, SN490B(ダイアフラム)



(e) PL-16, SM490A(シアプレート)

図 2.3.1-4 使用鋼材の応力-ひずみ関係

表 2.3.1-8 梁フランジ材のミルシート

証明番号 : K3 34706  
 CERTIFICATE No. : 2016E4  
 契約番号 : SENDAI SHEARING K.K.  
 KSL CONTRACT No.  
 顧客 : METAL ONE CORPORATION  
 CUSTOMER : 4TB  
 注文者 :  
 SHIPPER :  
 品名 : STEEL PLATE  
 COMMODITY :  
 注文者照合番号 : 9B/J2860  
 REFERENCE No. :  
 規格 : JIS G 3106 SM 490A  
 日付 : 2010-02-25 E06



神戶製鋼所  
 加古川製鉄所 加古川市金沢町1番地  
 KOBELITE, LTD.  
 KAKOGAWA WORKS  
 1, Kamezawa-cho, Kakogawa-city, Japan

寸法 SIZE	数量 QUANTITY	質量 MASS TABLE KG	製品番号 PLATE No.	製鋼番号 CAST No.	管理番号 CONTROL No.	引張試験 TENSILE TEST		衝撃試験 IMPACT TEST	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION										備考 REMARKS						
						降伏力 Y.P.	引張強さ T.S.		伸長率 E.L.	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo		V	Nb	Al	N		
																								N/MM2	%
28.0 X 2438 X 12192	1	6,728	6659972	KA1980	C939071	A 386	537	32	173914213	4															
19.0 X 2438 X 12192	1	6,728	6659541	KA1981	C938801	A 387	533	29	163914217	4															
	①	4,567	6756234	KC6649	C975802	A 389	523	27	163413514	4															38
TOTAL	5	27,157																							

VISUAL AND DIMENSIONAL INSPECTION: ACCEPTABLE.  
 上記の注文品は個指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。  
 WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN MADE TO  
 THE APPLICABLE SPECIFICATION BY THE BASIC OXYGEN PROCESS AND TESTED IN  
 ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF THE RULES WITH SAE'S FACTORY  
 RESULTS. (本証明書は〇印①枚のみ有効です)  
 仙台製鉄所 加古川製鉄所  
 加古川製鉄所 加古川市金沢町1番地  
 10.11.02 吉田 幹人  
 品質保証室  
 MANAGER OF QUALITY SYSTEMS

NOTES: G.L.: A=200 MM  
 Y.R.: 降伏比YIELD RATIO, R.A.: 絞り REDUCTION AREA, S.F.: 延性断面 SLEAVAGE FRACTURE, X...: BEND TEST...GOOD(G), CC: 複合計算 COMPOSITE CALCULATION.

### (3) 実験方法

#### 1) 加力方法

加力装置および変位測定位置を図2.3.1-5に示す。反力床上に試験体の柱を水平に設置し、2台のアクチュエータ（定格能力±1MN，±300mm）により試験体の梁の上端部に水平の繰返し荷重を作用させる方法である。加力の符号については、梁の上フランジに相当する側に引張力が作用する方向を正側加力とした。試験体の梁の横座屈を防止するため、2箇所面に外拘束治具を設けている。柱の両端では、ピン治具などを用いず、PC鋼棒によって反力床に弾性的に固定されている。実験状況を写真2.3.1-1に示す。

加力は定変位振幅の繰返し载荷である。梁端部の全塑性耐力に対応する弾性相対変位 $\delta_p$ を基準とし、 $1.3\delta_p$ 、 $2.0\delta_p$ 、 $3.0\delta_p$ の3水準の変位振幅を与えた。実験は試験体が破壊するまで载荷を続けることとした。ここで、梁の全塑性時弾性変位 $\delta_p$ は式(2.3.1-7)により算出した（ $\delta_p=21.5\text{mm}$ ）。

$$\delta_p = Q_p \cdot \left( \frac{L_B^3}{3E \cdot I} + \frac{L_B}{G \cdot wA} \right) \quad (2.3.1-7)$$

- 記号  $Q_p$  : 梁端部の全塑性耐力（加力点荷重に換算）  
 $L_B$  : 柱フェイスから加力点までの距離（3000mm）  
 $I$  : 梁の断面二次モーメント  
 $wA$  : 梁ウェブの断面積  
 $E, G$  : 鋼材のヤング率およびせん断弾性率

#### 2) 計測方法

変位測定位置を図2.3.1-5に示す。加力点の水平変位の他に、柱梁接合部の梁端部の回転を測定した。これらの測定値を用いて、加力点変位 $\delta_h$ から柱梁接合部の回転による変位成分 $\delta_r$ を差し引いた梁のみの相対変位 $\delta_b$ を加力中に逐次算出することによって加力点変位を制御した。荷重はアクチュエータ内蔵のロードセルにより測定した。

ひずみ測定位置を図2.3.1-6に示す。試験体の梁の要所に、1体につき12～42枚の1軸の弾性ひずみゲージを貼り付けた。



写真 2.3.1-1 実験状況



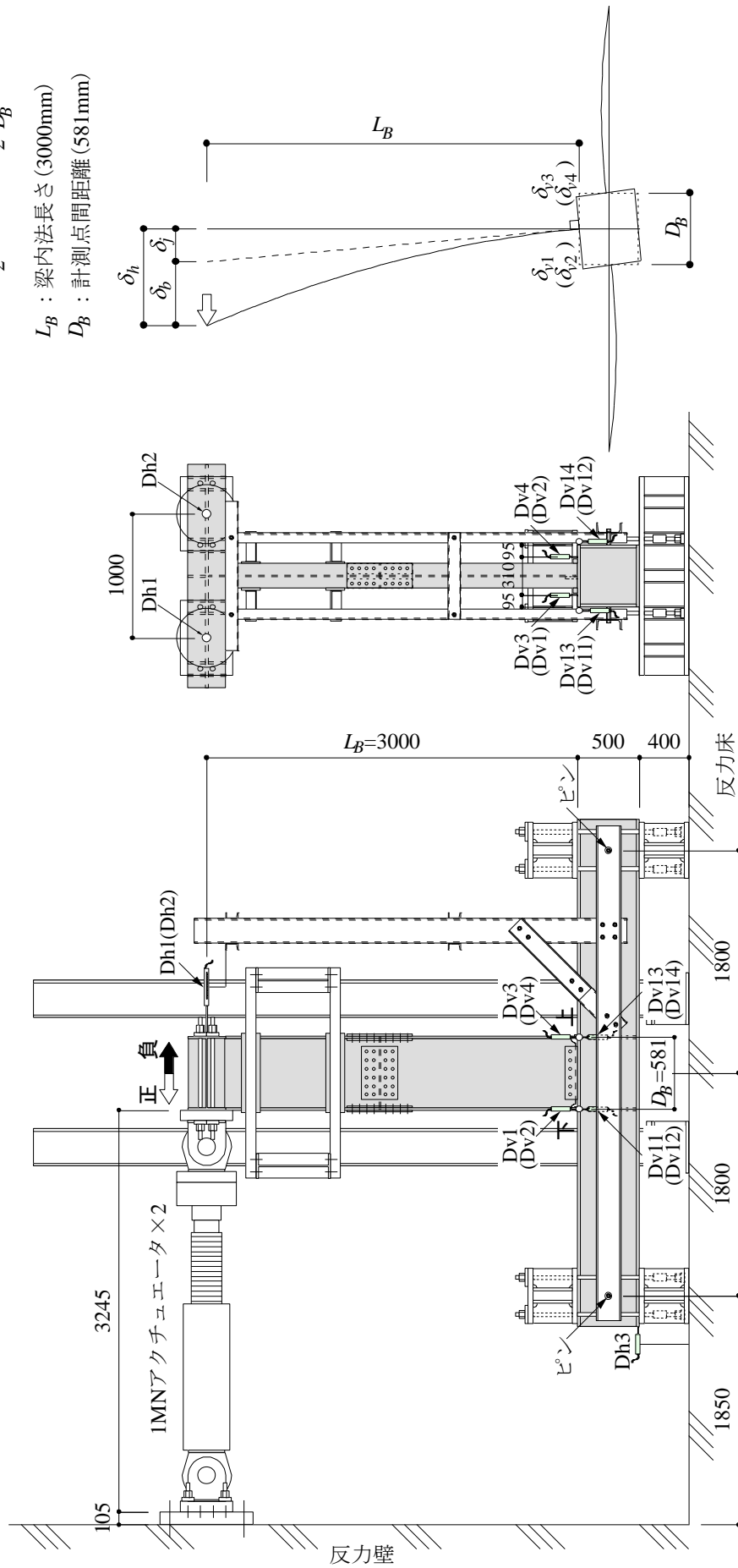
梁相対変位 (制御変位)

$$\delta_b = \delta_i - \delta_j$$

$$= \frac{\delta_{h1} + \delta_{h2}}{2} - \frac{\delta_{v1} + \delta_{v2} - \delta_{v3} - \delta_{v4}}{2 \cdot D_B} \cdot L_B$$

$L_B$  : 梁内法長さ (3000mm)

$D_B$  : 計測点間距離 (581mm)



Dh1, Dh2 : 加力点変位計測用変位計 (SDP200)

Dh3 : ずれ計測用変位計 (CDP25)

Dv1~Dv4 : 梁端回転角計測用変位計 (CDP25)

Dv11~Dv14 : 柱回転角計測用変位計 (CDP25)

図 2.3.1-5 加力装置および変位測定位置

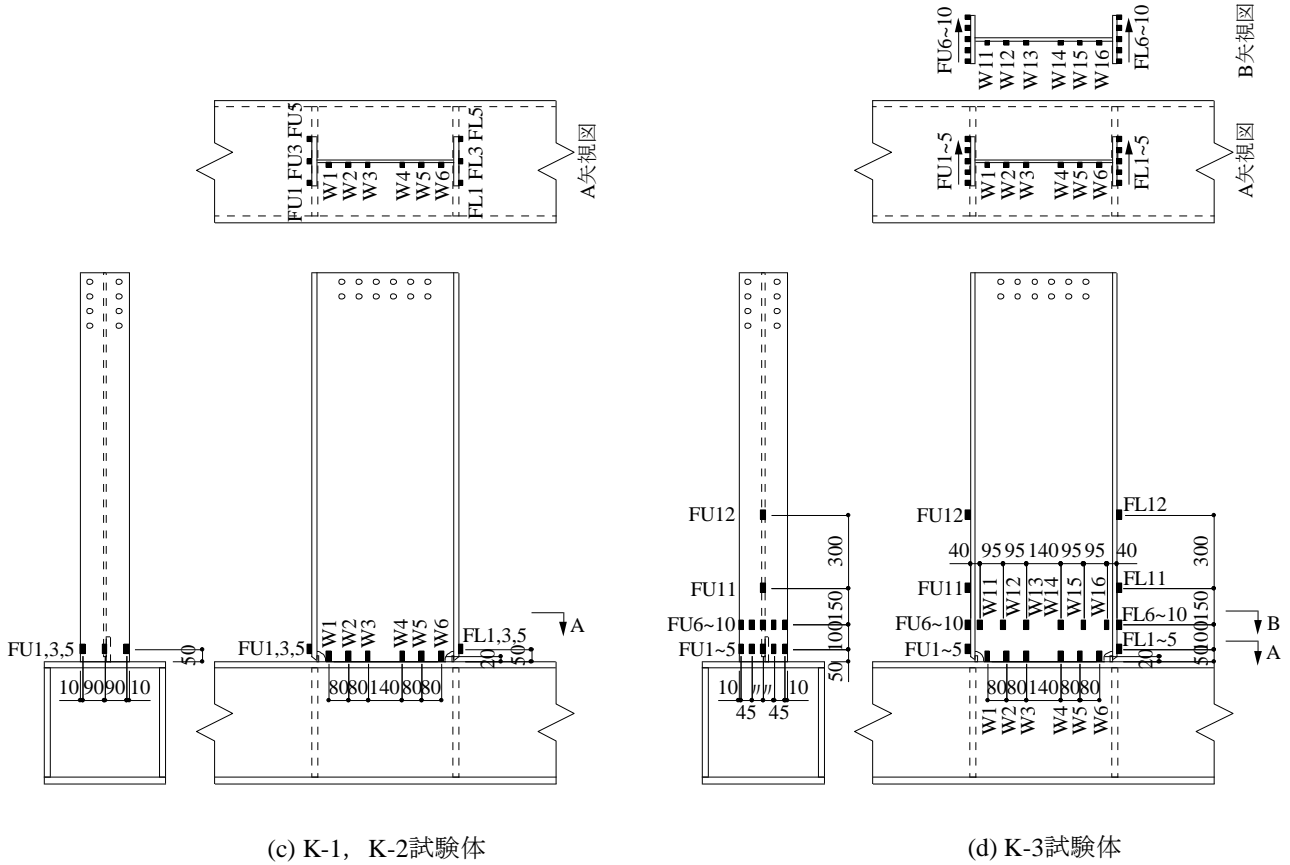
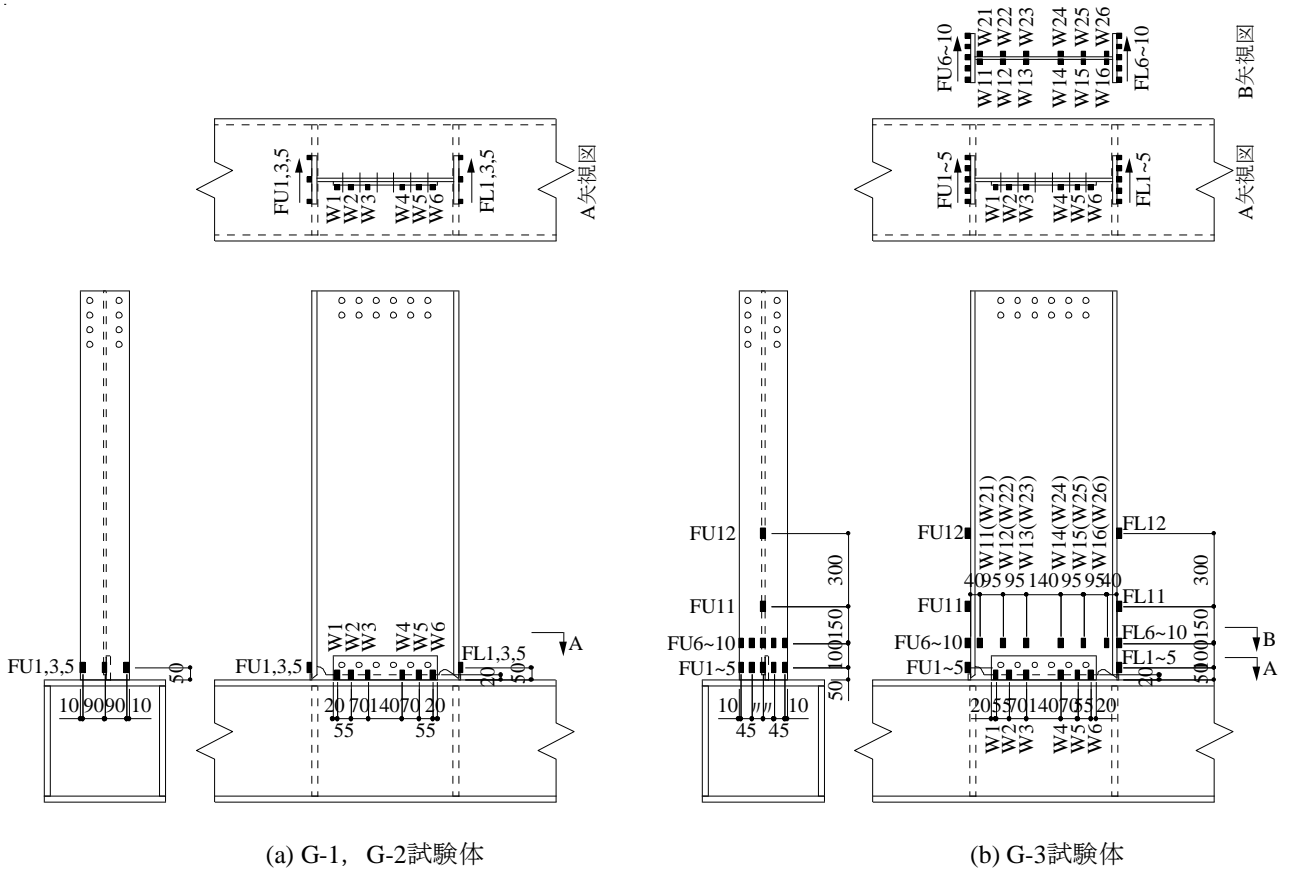


図 2.3.1-6 ひずみ測定位置

#### (4) 実験結果

##### 1) 破壊性状

最大耐力や破断サイクルなどの主な実験結果の一覧を表 2.3.1-9 に示す。疲労寿命  $N_u$  は履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重  $Q_{\max}$  から 10% 低下したときのサイクルと定めた。破断寿命  $N_f$  は一方の梁フランジがほぼ全面破断したサイクルである。

各試験体の破壊状況を写真 2.3.1-2~2.3.1-7 に示す。いずれの試験体も、加力初期 (1~3 サイクル) に 35R スカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。この亀裂が梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し、最終的に梁フランジ端部側面 (エンドタブとのスリット近傍) の溶接止端に発生した亀裂と繋がる形で梁フランジ母材がほぼ全面破断して破壊に至った。なお、いずれの試験体も梁端部に局部座屈は発生していない。

現場溶接形式の G シリーズにおいて、耳形スカラップ底に亀裂は発生するものの、その進展は小さい。梁フランジの破断は耳形スカラップ側ではなく 35R スカラップ側で生じており、形状的に耳形の方がスカラップ底の応力集中が小さいものと考えられる。実験終了後の観察において、ウェブ高力ボルト接合部にすべりが生じているのが確認された。

表 2.3.1-9 実験結果一覧

試験体	変位振幅 (mm)	${}_e K$ (kN/mm)	${}_c K$ (kN/mm)	$Q_{\max}$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_{\max}/Q_p$	$N_u$	$N_f$
G-1	$\pm 1.3\delta_p$ ( $\pm 28.0$ )	16.0	16.7	353	359	0.98	+51c	+67c
				-351		0.98	—	
G-2	$\pm 2\delta_p$ ( $\pm 43.0$ )	15.7		408		1.14	+13c	+16c
				-399		1.11	—	
G-3	$\pm 3\delta_p$ ( $\pm 64.5$ )	16.0		448		1.25	+4c	+5c
				-440		1.23	—	
K-1	$\pm 1.3\delta_p$ ( $\pm 28.0$ )	16.2		367		1.02	+60c	+82c
				-361		1.01	-73c	
K-2	$\pm 2\delta_p$ ( $\pm 43.0$ )	16.3		428		1.19	+17c	-20c
			-415	1.16	-15c			
K-3	$\pm 3\delta_p$ ( $\pm 64.5$ )	16.0	466	1.30	+5c	+7c		
			-448	1.25	-5c			

ここに、同じ枠内の上段は正加力時の値、下段は負加力時の値を示す。

$\delta_p$  : 全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値(21.5mm)

${}_e K$  : 初期剛性実験値 (梁載荷荷重 =  $Q_p/3$  時の割線剛性)

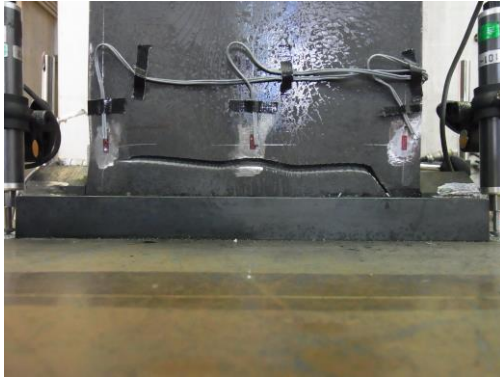
${}_c K$  : 弾性剛性計算値

$Q_{\max}$  : 最大荷重実験値

$Q_p$  : 梁全塑性耐力計算値

$N_u$  : 疲労寿命 (ピーク荷重が最大ピーク荷重から10%低下したときのサイクル)

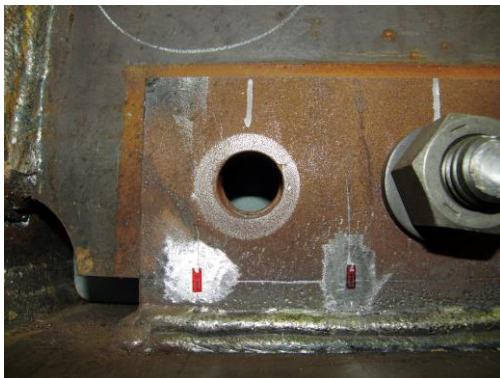
$N_f$  : 破断寿命 (一方のフランジがほぼ全幅破断したときのサイクル)



上フランジ破断状況(+67 サイクル)



上フランジ破断状況(+67 サイクル)

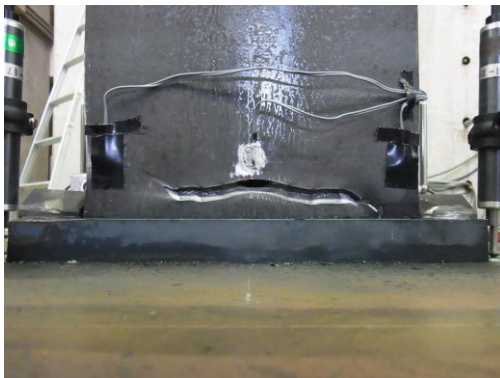


実験終了時のウェブボルト孔のずれ



耳形スカラップ底の亀裂(-66 サイクル)

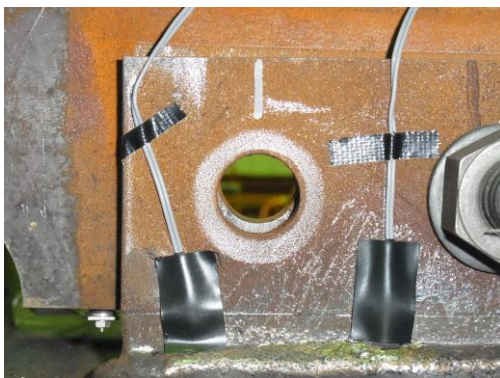
写真 2.3.1-2 破壊状況 (G-1 試験体)



上フランジ破断状況(+16 サイクル)



上フランジ破断状況(+16 サイクル)



実験終了時のウェブボルト孔のずれ



耳形スカラップ底の亀裂(-15 サイクル)

写真 2.3.1-3 破壊状況 (G-2 試験体)





上フランジ破断状況(+5 サイクル)



上フランジ破断状況(+5 サイクル)



実験終了時のウェブボルト孔のずれ



耳形スカラップ底の亀裂(-4 サイクル)

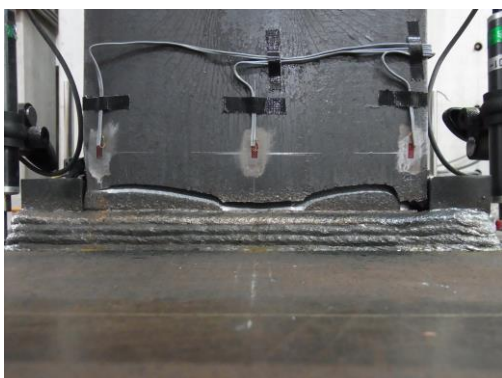
写真 2.3.1-4 破壊状況(G-3 試験体)



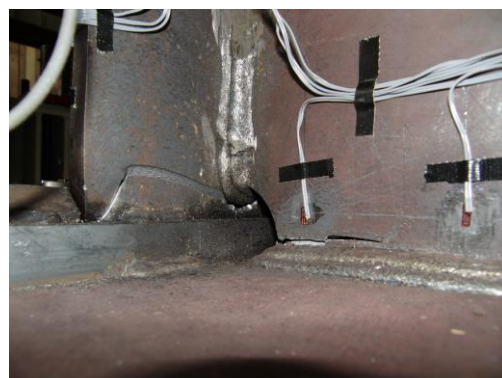
下フランジ表面の亀裂(-82 サイクル)



下フランジ側スカラップ底の亀裂(-82 サイクル)



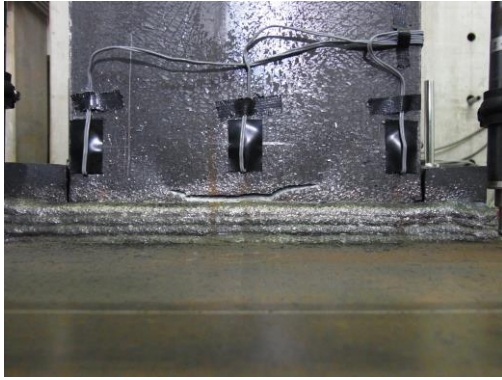
上フランジ破断状況(+83 サイクル)



上フランジ破断状況(+83 サイクル)

写真 2.3.1-5 破壊状況(K-1 試験体)





上フランジ表面の亀裂(+20 サイクル)



上フランジ側スカラップ底の亀裂(+20 サイクル)

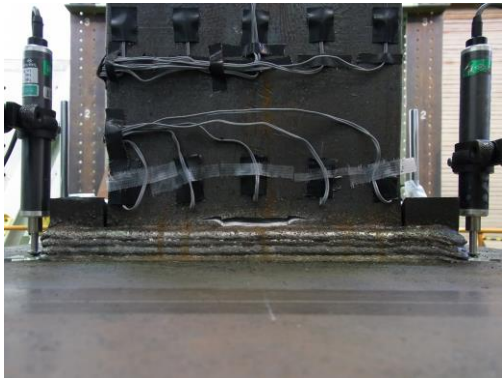


下フランジ破断状況(-20 サイクル)



下フランジ破断状況(-20 サイクル)

写真 2.3.1-6 破壊状況 (K-2 試験体)



下フランジ表面の亀裂(-6 サイクル)



下フランジ側スカラップ底の亀裂(-6 サイクル)



上フランジ破断状況(+7 サイクル)



上フランジ破断状況(+7 サイクル)

写真 2.3.1-7 破壊状況 (K-3 試験体)

## 2) 荷重変形特性

各試験体の荷重－変形関係を図 2.3.1-7～図 2.3.1-12 の上段(a)に示す。ここの変形とは加力点変位  $\delta_k$  から柱梁接合部の回転による変位成分  $\delta_r$  を差し引いた梁のみの相対変位  $\delta_b$  を表す。図中の破線は弾性剛性  $eK$  と全塑性耐力  $Q_p$  の計算値である。加力の符号については、梁の上フランジ (G シリーズでは 35R スカラップ側) に相当する側に引張力が作用する方向が正側加力である。図 2.3.1-7～図 2.3.1-12 の下段(b)に加力サイクルの進行に対するピーク荷重の推移を示す。図には全塑性耐力計算値  $Q_p$  と最大ピーク荷重  $Q_{max}$  の 90%耐力を破線で示している。

いずれの試験体も 3 サイクル程度でピーク荷重は最大値を示した。その後は安定した履歴を示すが、スカラップ底の亀裂の進展にともないピーク荷重は徐々に低下する。スカラップ底の亀裂が梁フランジ表面に貫通すると、ピーク荷重は最大ピーク荷重の 90%程度まで低下している。その後は梁フランジの亀裂の進展が顕著となり、ピーク荷重が大きく低下して破壊に至っている。本実験では、安定した履歴ループが得られる限界を疲労寿命と定め、疲労寿命としてピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下したときの繰返しサイクル数を採用することとした。なお、G シリーズの耳形スカラップ側に引張力が作用する負側加力におけるピーク荷重は、終始、最大ピーク荷重の 90%耐力以上であった。

### □各部のひずみ分布

図 2.3.1-13 に G-3, K-3 試験体の 1 サイクル目における梁上フランジ端部 (引張応力側) の材軸方向ひずみの幅方向の分布を示す。梁端部のひずみ分布は、フランジ中心軸上のひずみが大きく、フランジ両縁に向かって小さくなる傾向にある。フランジ中央位置は、スカラップによる断面欠損のため、材軸方向ひずみが大きくなったものと考えられる。同一変位におけるひずみの大きさは K-3 試験体よりも G-3 試験体の方が大きい。これは、梁端部ウェブ (シヤプレート) の曲げ負担の相違による影響と考えられる。すなわち、梁端ウェブを高力ボルトで接合する G-3 試験体は梁端ウェブ (シヤプレート) の曲げ負担が小さく (特に本実験ではボルト本数が少ない)、K-3 試験体よりもフランジの曲げ負担が大きくなったためである。

図 2.3.1-14 に G-3 試験体のシヤプレートおよび K-3 試験体の梁端部ウェブの材軸方向ひずみ分布を示す。上下最外縁のプロットはウェブ直上の梁フランジのひずみを表す。G-3 試験体のシヤプレートのひずみはほとんど生じておらず、シヤプレートは曲げを負担していない。K-3 試験体の梁端部ウェブのひずみは、ウェブの上下最外縁のひずみが卓越しており、それより内側のひずみは弾性範囲内に留まっている。

### □ウェブ高力ボルト接合部のすべり

図 2.3.1-15 に G-3 試験体の梁端部ウェブ高力ボルト接合部のすべり挙動を示す。ウェブボルト接合部のすべりの状況を確認するために、同図右側に示すように、梁端ウェブの小口にカンチレバー型変位計を 2 台設置した。柱フェイスとウェブ小口の間に狭まる場合を正值としている。ボルト接合部のすべりは、1 サイクル目の加力初期から生じている。定常サイクルにおけるすべり量は一定で  $\pm 4\text{mm}$  程度のすべりが生じていた。

・ G-1 実験経過

- +2,-3 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 20 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ両側面の溶接止端に亀裂発生
- 46 サイクル目 : 35R スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 66 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ全幅破断

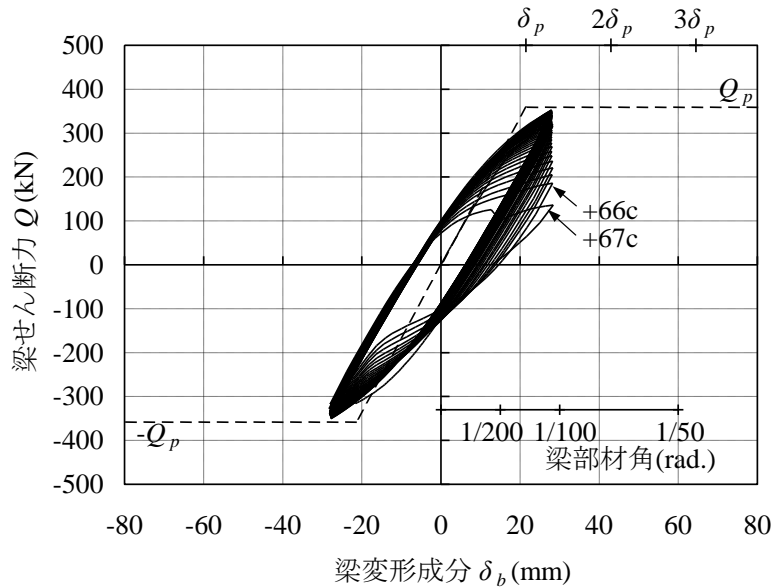


図 2.3.1-7(a) 荷重—変形関係(G-1 試験体)

(正側加力 : 35R スカラップ側が引張, 負側加力 : 耳形スカラップ側が引張)

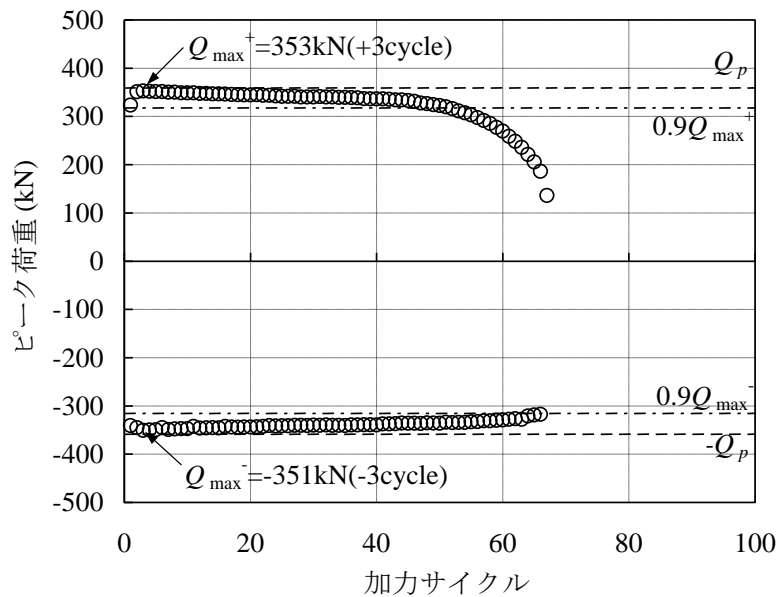


図 2.3.1-7(b) ピーク荷重の推移(G-1 試験体)



・ G-2 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生 (35R 回し溶接, 耳形スカラップとも)
- 13 サイクル目 : 35R スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 14 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ両側面の溶接止端に亀裂発生
- 16 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ全幅破断

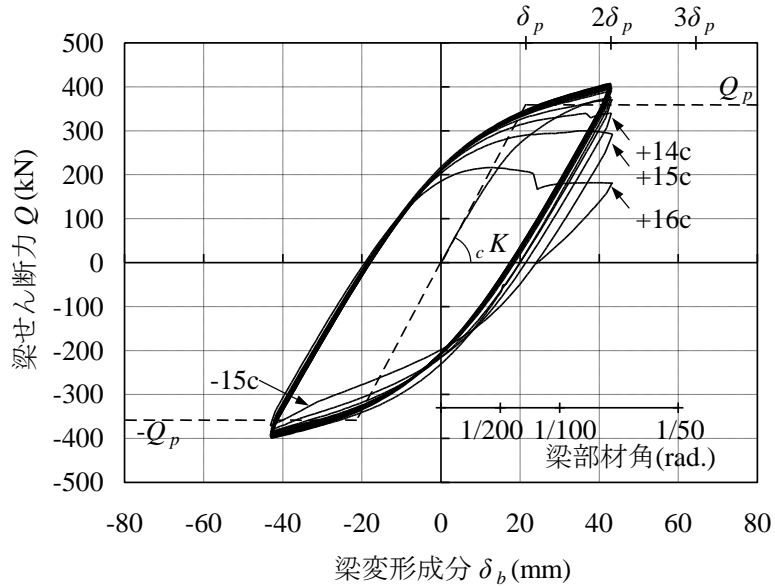


図 2.3.1-8(a) 荷重－変形関係(G-2 試験体)

(正加力 : 35R スカラップ側が引張, 負加力 : 耳形スカラップ側が引張)

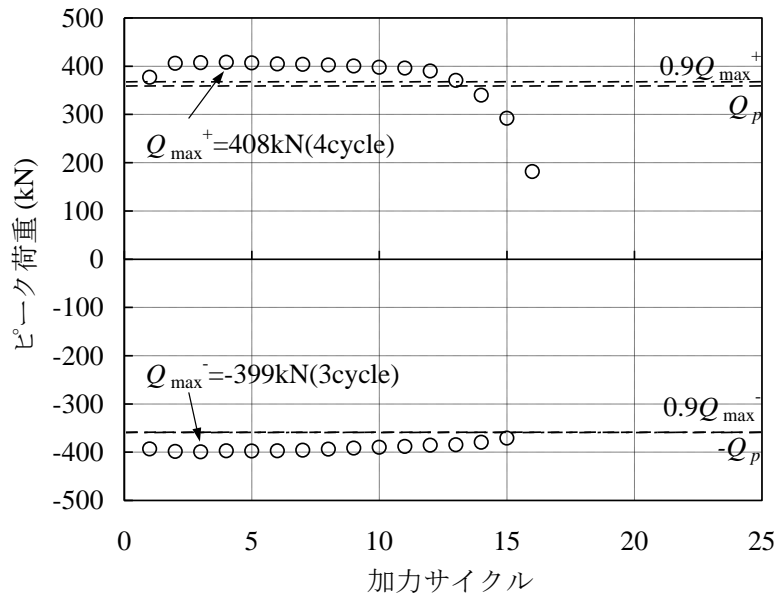


図 2.3.1-8(b) ピーク荷重の推移(G-2 試験体)

・ G-3 実験経過

- 0 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生 (35R 回し溶接, 耳形スカラップとも)
- 0 3 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ両側面の溶接止端に亀裂発生
- 0 4 サイクル目 : 35R スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 0 5 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ全幅破断

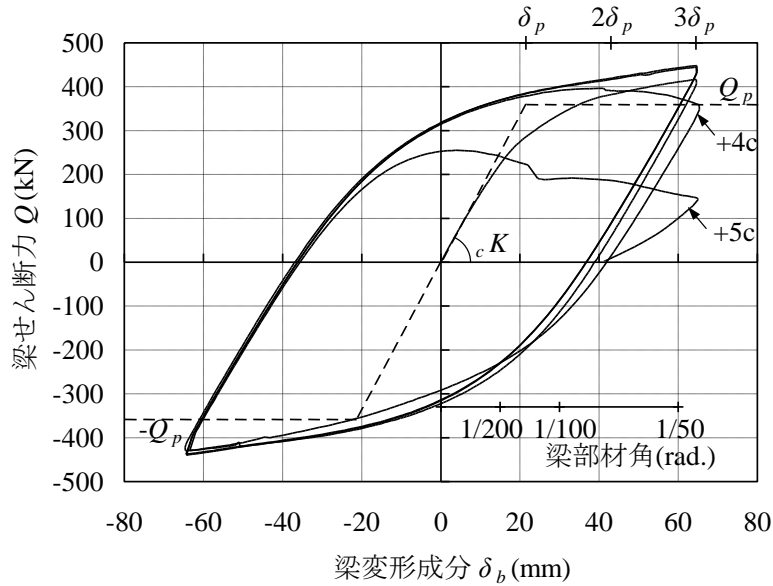


図 2.3.1-9(a) 荷重－変形関係(G-3 試験体)

(正加力 : 35R スカラップ側が引張, 負加力 : 耳形スカラップ側が引張)

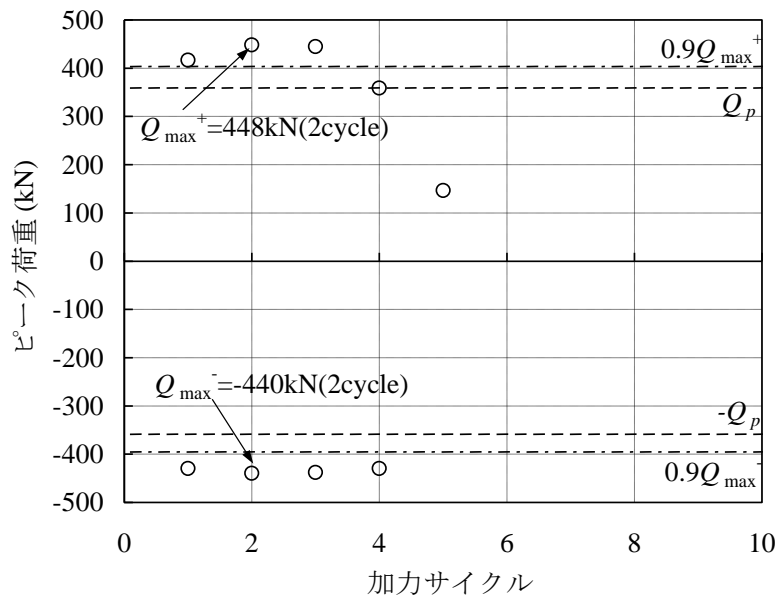


図 2.3.1-9(b) ピーク荷重の推移(G-3 試験体)

・ K-1 実験経過

- 2,+3 サイクル目 : スカラップ底のまわし溶接止端に沿って亀裂発生
- 30 サイクル目 : 上下フランジ表側溶接止端の幅中央および両端に亀裂発生
- 68 サイクル目 : 35R スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 83 サイクル目 : 上フランジ全幅破断

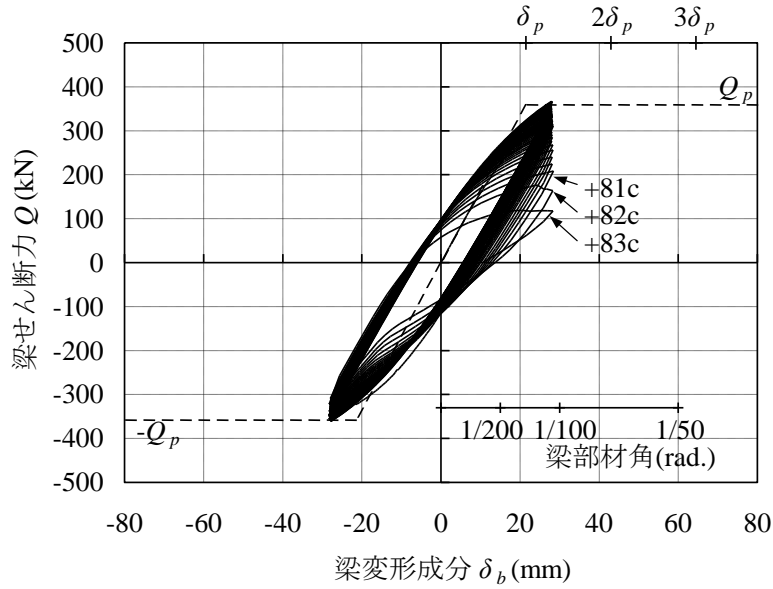


図 2.3.1-10(a) 荷重—変形関係(K-1 試験体)

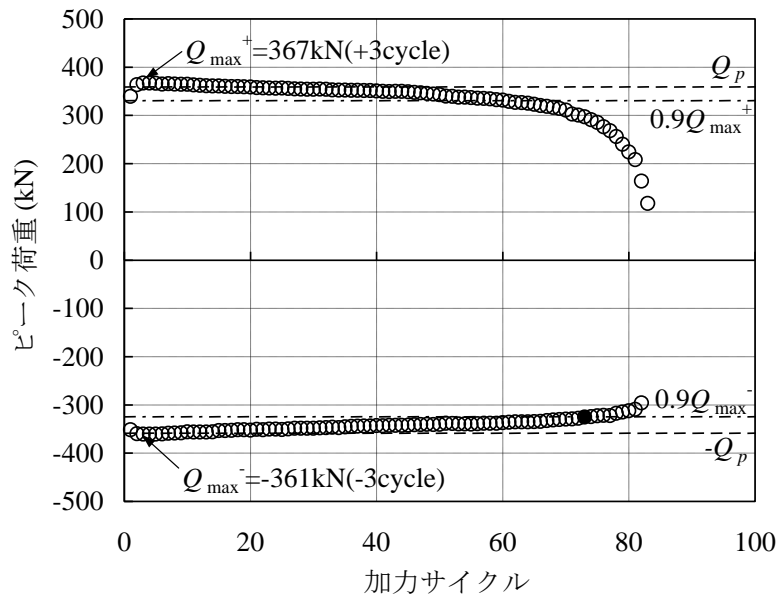


図 2.3.1-10(b) ピーク荷重の推移(K-1 試験体)

・ K-2 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底のまわし溶接止端に沿って亀裂発生
- 7 サイクル目 : フランジ表側溶接止端の幅中央位置に亀裂発生
- 14 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 20 サイクル目 : 下フランジ全幅破断

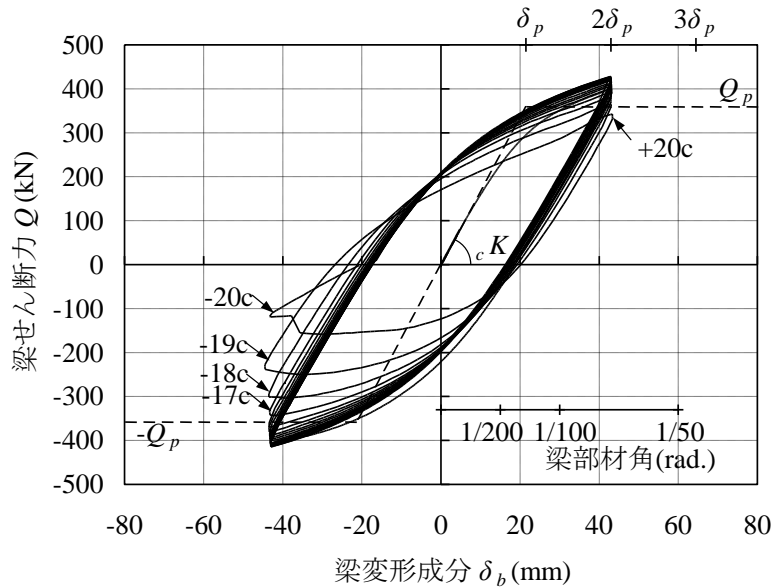


図 2.3.1-11(a) 荷重—変形関係(K-2 試験体)

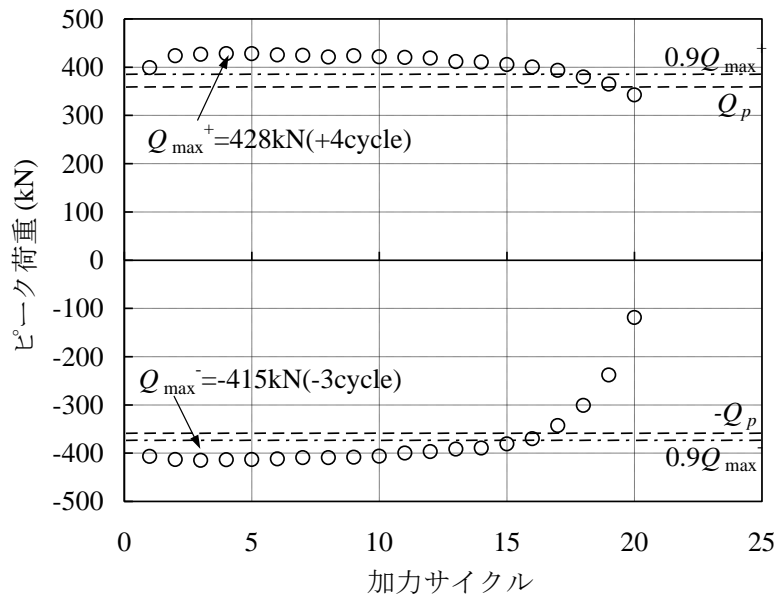


図 2.3.1-11(b) ピーク荷重の推移(K-2 試験体)

・ K-3 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底のまわし溶接止端に沿って亀裂発生
- 5 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 6 サイクル目 : フランジ幅の約半分が破断
- 7 サイクル目 : フランジ全幅破断

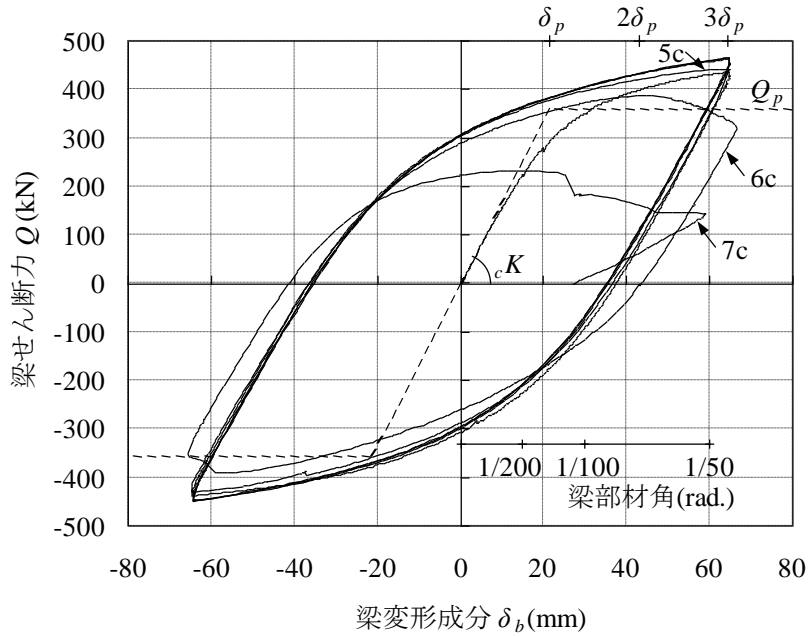


図 2.3.1-12(a) 荷重—変形関係(K-3 試験体)

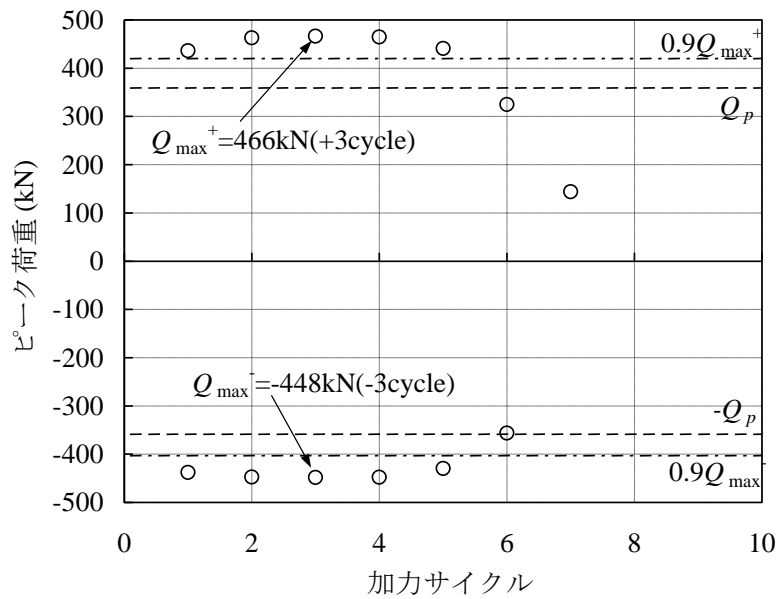
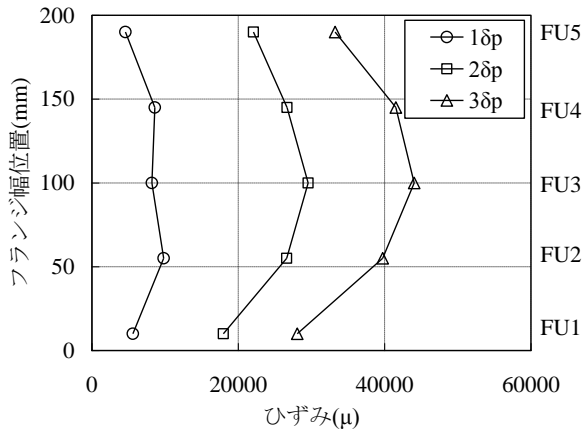
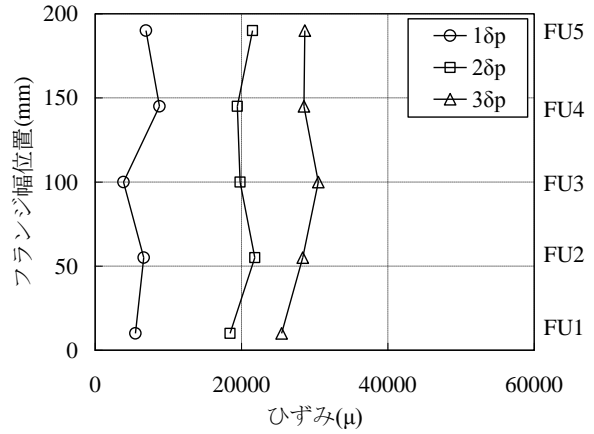


図 2.3.1-12(b) ピーク荷重の推移(K-3 試験体)

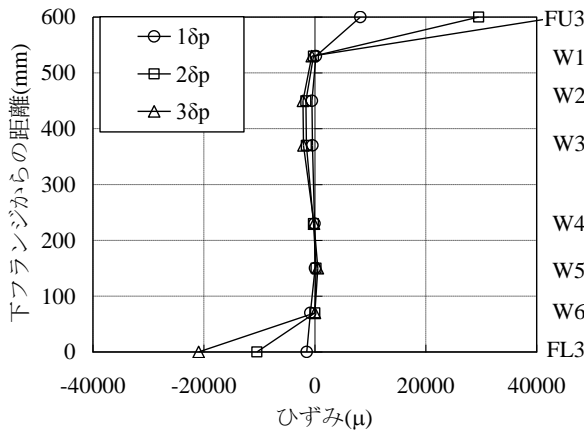


(a) G-3 試験体

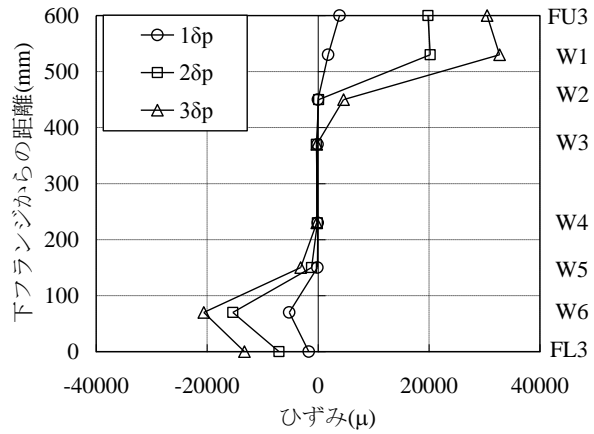


(b) K-3 試験体

図 2.3.1-13 梁端上フランジ幅方向のひずみ分布



(a) G-3 試験体



(b) K-3 試験体

図 2.3.1-14 梁端部シヤプレート・ウェブのひずみ分布

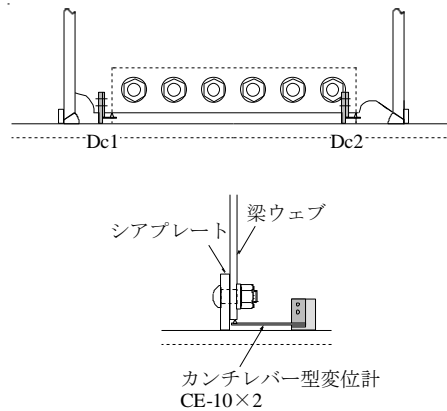
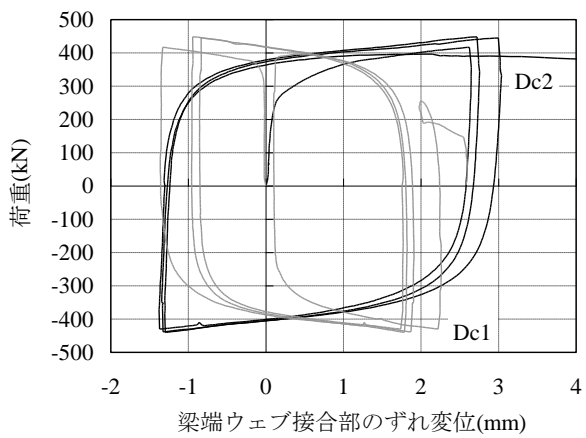


図 2.3.1-15 梁端ウェブ高力ボルト接合部のすべり挙動(G-3 試験体)

### 3) 多数回繰り返し特性

各試験体の疲労寿命，累積塑性変形倍率などの疲労特性指標を表 2.3.1-10 に示す。塑性振幅 $\mu_p$ は，変位振幅から弾性変位を除いた塑性変位を全塑性時弾性変位 $\delta_p$  で除した値（片振幅）の疲労寿命 $N_u$ （ピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下したときのサイクル）までの平均である。累積塑性変形倍率 $\eta_p$ は疲労寿命 $N_u$ までを有効として求めた。

一般に，部材の低サイクル疲労における塑性ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_p$ と疲労破断までの繰返し数 $N$ の関係は，式(2.3.1-8)の Manson-Coffin 型の疲労曲線で表される。 $k$ と $C$ は材料や形状などに依存する係数である。

$$\Delta\varepsilon_p \cdot N^k = C \quad (2.3.1-8)$$

以下では，この Manson-Coffin 型の疲労曲線を準用した梁端溶接部の塑性変形性能の評価法を検討する。

#### □繰返しサイクル数による評価

変位振幅（塑性率） $\mu$ ，塑性振幅 $\mu_p$ と疲労寿命 $N_u$ の関係を図 2.3.1-16 に，変位振幅（塑性率） $\mu$ ，塑性振幅 $\mu_p$ と破断寿命 $N_f$ の関係を図 2.3.1-17 に示す。上記の疲労曲線式(2.3.1-8)における $\Delta\varepsilon_p$ に変位振幅 $\mu$ （塑性率）と塑性振幅 $\mu_p$ を用い， $N$ に疲労寿命 $N_u$ と破断寿命 $N_f$ を用いた場合について，梁端接合形式別に両対数軸上で直線回帰し，Manson-Coffin 則を適用すると以下の式を得る。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_u^{0.328} = 4.70, \quad \mu_p \cdot N_u^{0.646} = 4.53 \quad (2.3.1-9), (2.3.1-10)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98, \quad \mu_p \cdot N_f^{0.633} = 5.08 \quad (2.3.1-11), (2.3.1-12)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_u^{0.335} = 5.08, \quad \mu_p \cdot N_u^{0.675} = 5.24 \quad (2.3.1-13), (2.3.1-14)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68, \quad \mu_p \cdot N_f^{0.681} = 6.58 \quad (2.3.1-15), (2.3.1-16)$$

図 2.3.1-16，図 2.3.1-17 中の実線は式(2.3.1-9)～(2.3.1-16)で求めた疲労曲線である。疲労曲線は実験結果と良い対応を示している。工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁ウェブの曲げ負担率が小さく梁フランジに生じる応力が大きくなるため，フランジ破壊で決定される疲労寿命は短い。疲労曲線の勾配，すなわち，Manson-Coffin 則の係数 $k$ は梁端接合形式によらずほぼ等しい。

#### □累積塑性変形倍率による評価

変位振幅（塑性率） $\mu$ ，塑性振幅 $\mu_p$ と累積塑性変形倍率 $\eta_p$ の関係を図 2.3.1-18 に示す。上記の疲労曲線式(2.3.1-8)における $N$ に累積塑性変形倍率を用いた場合について，梁端接合形式別に $\mu$ ， $\mu_p$ と $\eta_p$ の関数に Manson-Coffin 則を適用すると以下の式を得る。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot \eta_p^{0.867} = 53.5, \quad \mu_p \cdot \eta_p^{1.697} = 523 \quad (2.3.1-17), (2.3.1-18)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot \eta_p^{0.975} = 91.3, \quad \mu_p \cdot \eta_p^{1.957} = 1716 \quad (2.3.1-19), (2.3.1-20)$$

図 2.3.1-18 中の実線は式(2.3.1-17)～式(2.3.1-20)で求めた疲労曲線である。これより，本実験の範囲において $\mu$ ， $\mu_p$ — $\eta_p$  関係についても Manson-Coffin 型の式が概ね成立するといえる。

表 2.3.1-10 疲労特性指標

試験体	$\mu$	$\mu_p$	$\eta_p$	$\eta_{pf}$	$N_u$	$N_f$
G-1	1.3	0.35	71.2	99.6	51	67
G-2	2.0	0.90	45.8	55.6	13	16
G-3	3.0	1.81	27.2	28.5	4	5
K-1	1.3	0.33	78.4	118.1	60	82
K-2	2.0	0.85	50.2	71.2	15	20
K-3	3.0	1.75	33.3	41.5	5	7

[記号]  $\mu$  : 塑性率 ( $=\delta_b/\delta_p$ )

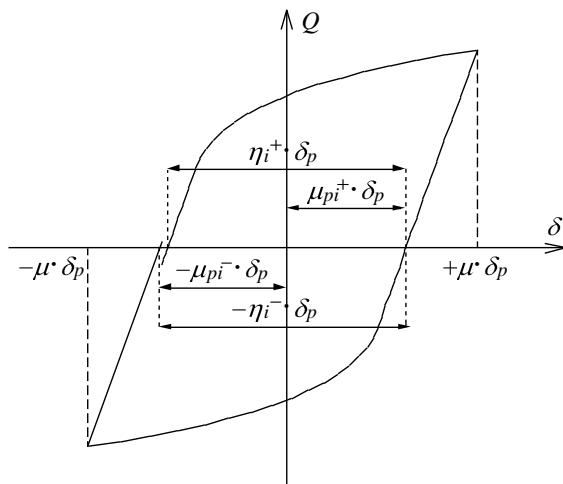
$\mu_p$  : 塑性振幅 (片振幅) (下図参照)

$\eta_p$  : 疲労寿命までの累積塑性変形倍率 (下図参照)

$\eta_{pf}$  : 破断寿命までの累積塑性変形倍率

$N_u$  : 疲労寿命 (ピーク荷重が最大ピーク荷重から10%低下したときのサイクル)

$N_f$  : 破断寿命 (一方のフランジがほぼ全幅破断したときのサイクル)



・ 塑性振幅 (片振幅) :

$$\mu_p = \sum_{i=1}^{N_u} \left( \frac{\mu_{pi}^+ + \mu_{pi}^-}{2} \right) / N_u \quad (2.3.1-21)$$

・ 累積塑性変形倍率 :

$$\eta_p = \sum_{i=1}^{N_u} (\eta_i^+ + \eta_i^-) \quad (2.3.1-22)$$

[記号の定義]



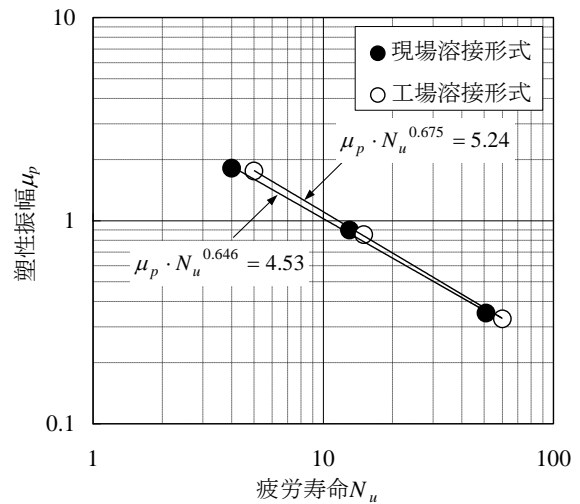
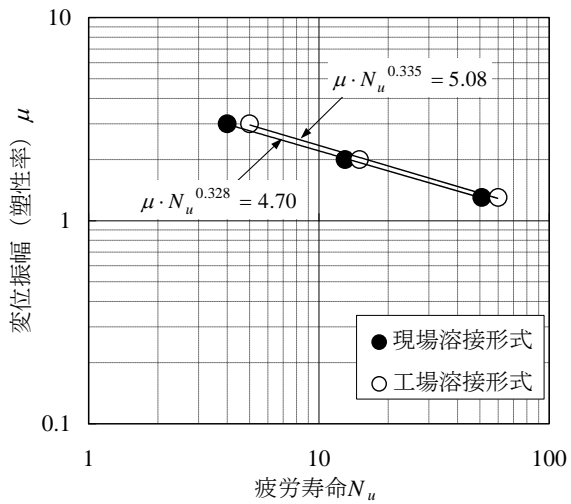


図 2.3.1-16 変位振幅, 塑性振幅—疲労寿命関係

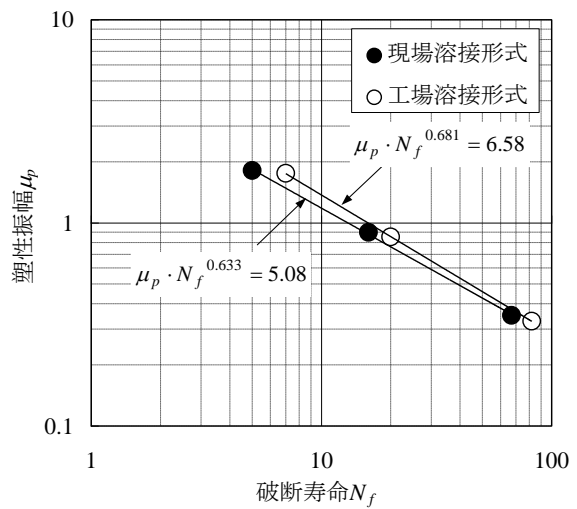
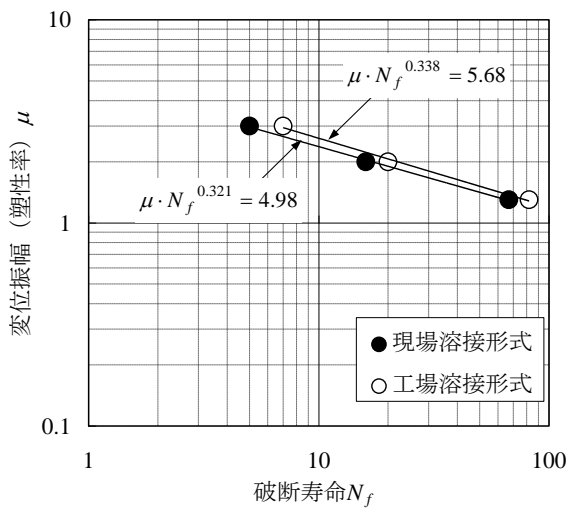


図 2.3.1-17 変位振幅, 塑性振幅—破断寿命関係

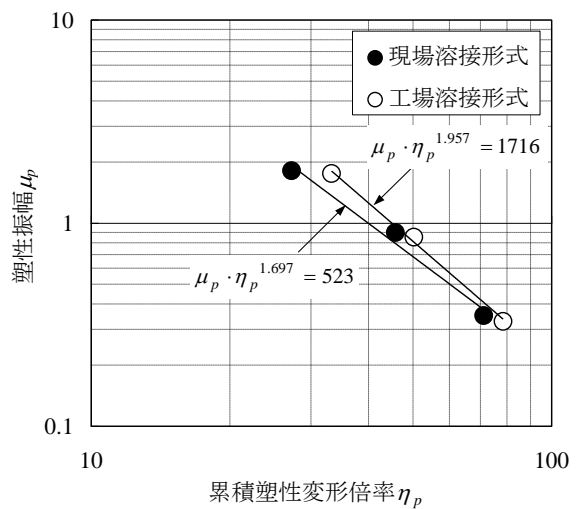
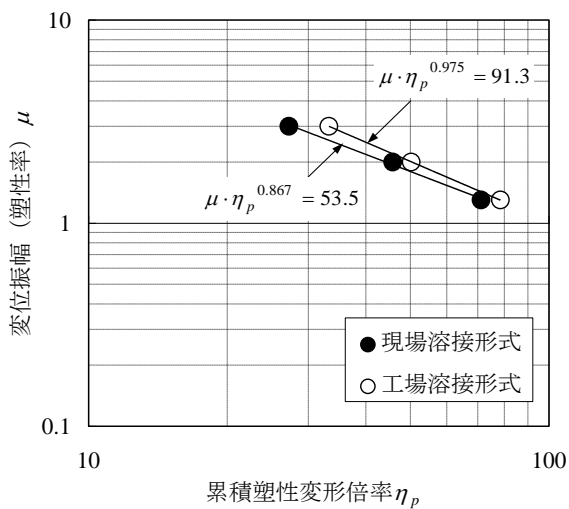


図 2.3.1-18 変位振幅, 塑性振幅—累積塑性変形倍率関係

□既往の実験結果との比較

変位振幅（塑性率）と破断寿命の関係について、前掲の既往実験結果と本実験結果を比較して図 2.3.1-19 に示す。本実験結果を○、●印で示す。また、現場溶接形式を黒塗り、工場溶接形式を白塗りまたは灰色で示す。図中の実線は各シリーズの実験結果に Manson-Coffin 則を適用した近似曲線を示す。

- ・梁端接合部における疲労曲線の勾配，すなわち，Manson-Coffin 則の係数  $k$  は梁端接合形式や接合ディテールによらずほぼ等しい。
- ・破断寿命は，工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が総じて短い。
- ・工場溶接形式においてスカラップ形状別に破断寿命を比較した場合，ノンスカラップ形式，1/4円スカラップ+10R の複合円形式，1/4円スカラップ形式（回し溶接まま）の順で破断寿命は短くなる傾向にある。

以上のように，梁端接合形式や接合ディテール（スカラップ形状）は梁端溶接部の塑性変形能力（疲労寿命）に影響を与える。今後，梁端溶接部の疲労曲線の適用範囲を拡大するとともに精度を向上させる更なる実験データの蓄積が望まれる。

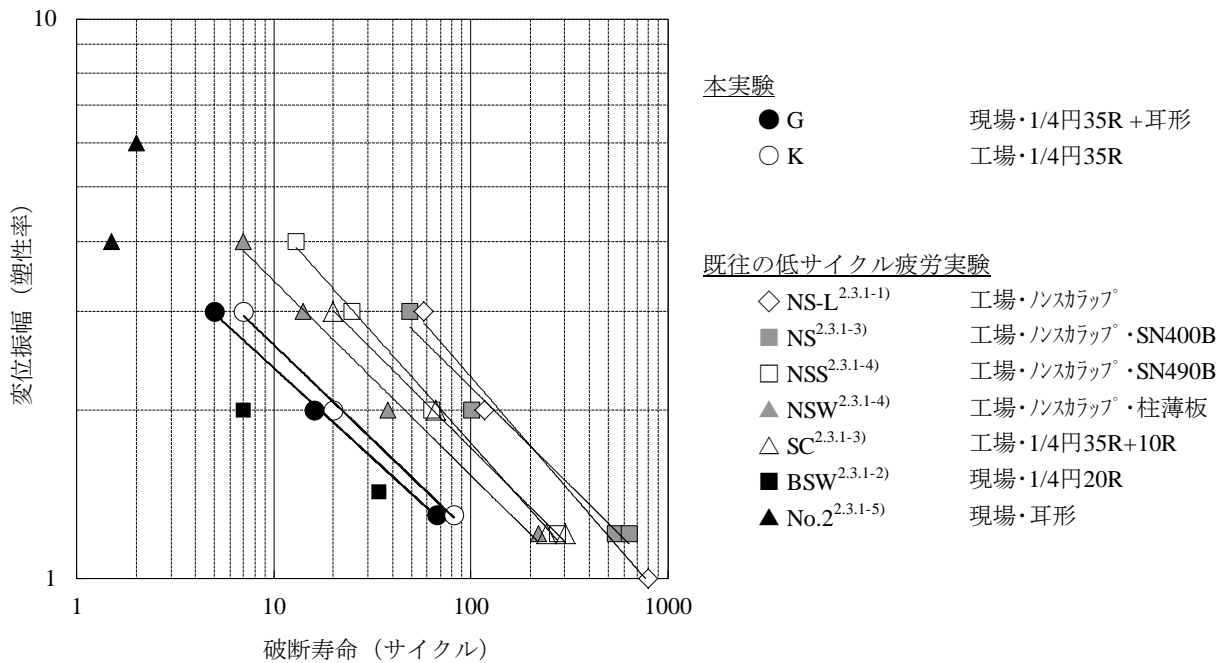


図 2.3.1-19 既往の実験との比較

## (5) 結論ならびに今後の課題

多数回の繰返し変形を受ける鉄骨梁端溶接部の限界性能を把握することを目的に、実大試験体を用い、梁端接合形式および変位振幅を実験変数とした定変位振幅繰返し载荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、試験体の破壊は 35R スカラップ底の回し溶接止端を起点とした梁フランジ母材の破断であった。
- 2) 現場溶接形式における耳形スカラップにおいて、スカラップ底に亀裂は発生するがその進展は小さい。形状的に耳形スカラップの方が 35R スカラップ（回し溶接）よりもスカラップ底の応力集中は小さいものと考えられる。
- 3) 履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下するサイクルまでは、安定した履歴ループが得られる。
- 4) ピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下したときの繰返しサイクル数を用いた疲労寿命  $N_u$  と塑性率  $\mu$  の関係は、塑性率 1.3~3.0 の範囲において、梁端接合形式別に以下の Manson-Coffin 型の式で表せる。  
現場溶接形式  $\mu \cdot N_u^{0.328} = 4.70$   
工場溶接形式  $\mu \cdot N_u^{0.335} = 5.08$
- 5) 工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁端ウェブの曲げ負担が少ないため、同一変位における梁フランジに生じるひずみ（応力）が大きくなる。そのため、工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が疲労寿命は短い。

今後に残された課題は以下の 3 項目が挙げられる。

- 1) 塑性率 1 以下の小変位振幅における疲労特性の把握。  
→ 「2.2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価」において、長周期地震動により超高層建築物の梁端溶接部に生じる変形（塑性率）を算定した結果、塑性率が 1 以下の振幅の割合が非常に多いことがわかった。そのため、塑性率が 1 以下（0.8 程度）の変位振幅における疲労寿命、破断寿命を把握し、今回示した疲労曲線の適用範囲を拡大するとともに精度を向上させる必要がある。
- 2) 変動振幅下における累積損傷度評価の妥当性検証。  
→ 一般に、変動振幅を受ける部材の疲労寿命の予測には Miner 則が用いられる。梁端接合部の累積損傷度評価に Miner 則が適用できるかを実験的に検証する必要がある。また、Miner 則の適用性の問題だけでなく、許容損傷度の問題がある。疲労損傷をどの程度許容するかは、耐震性能の劣化の関係も含めて、建築物の耐用年数や要求性能との関係などから総合的に判断されるべき問題である。
- 3) 梁端接合詳細の相違が疲労寿命に与える影響評価。  
→ 今回、主に 1995 年以前の超高層建築物の梁端接合詳細を対象に実験を行った。今回の試験体と異なる梁端接合詳細（スカラップ形状など）の疲労寿命についても検討する必要がある。また、床スラブが付いた合成梁の場合、下フランジに相対的に大きなひずみ（応力）が生じる。床スラブが梁端溶接部の疲労寿命に与える影響も検討する必要がある。

<参考文献>

- 2.3.1-1) 成原弘之, 泉満 : 鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度, 日本建築学会構造系論文集, 第 508 号, pp.111~117, 1998
- 2.3.1-2) 半澤徹也, 松岡祐一, 田村和夫, 寺田岳彦, 坂本真一, 堀江竜巳 : 鉄骨造建物における柱梁接合部の構造性能に及ぼす繰返し変位振幅の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.525~526, 2006
- 2.3.1-3) 吹田啓一郎, 橋田勇生, 佐藤篤司 : 繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その 1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1021~1024, 2009
- 2.3.1-4) 吹田啓一郎, 真鍋義貴, 佐藤篤司, 津嘉田敬章, 田中剛, 蘇鐘鈺 : 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その 3~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.769~772, 2010
- 2.3.1-5) 澤本佳和, 清川貴世, 辻泰一, 小鹿紀英 : 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.767~768, 2010
- 2.3.1-6) 日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」, 2006
- 2.3.1-7) 建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事, 2007
- 2.3.1-8) 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」, 2006

## 2.3.2 梁端溶接部の多数回繰返し载荷実験(H23 実施分)

### (1) 背景・目的

建築物の設計に用いる長周期地震動およびそれらの作成手法が明確になりつつあるが、このような長時間にわたる長周期の外力下で塑性化する架構の保有性能については、いまだ不明な点が多い。本実験は、我が国における既存を含む鉄骨造超高層建物を対象とし、構造安全上重要な部位である柱梁接合部梁端溶接部に関して、長周期地震動により多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力，変形能力，劣化性状等）を把握することを目的とする。

昨年度は、実大規模のト形柱梁骨組を用いて梁端接合形式〔現場溶接形式，工場溶接形式〕および変位振幅 $[1.3\delta_p, 2\delta_p, 3\delta_p]$ を実験変数とした定変位振幅繰返し载荷実験を実施した。表 2.3.2-1，図 2.3.2-1 に昨年度の実験結果と既往の多数回繰返し载荷実験結果<sup>2.3.2-1)~5)</sup>を比較して示す。昨年度の実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、試験体の破壊は 35R スカラップ底の回し溶接止端を起点とした梁フランジ母材の破断であった。
- 2) 現場溶接形式における耳形スカラップにおいて、スカラップ底に亀裂は発生するがその進展は小さい。形状的に耳形スカラップの方が 35R スカラップ（回し溶接）よりもスカラップ底の応力集中は小さいものと考えられる。
- 3) 荷重が最大耐力から 10%低下するサイクルまでは、安定した履歴ループが得られる。
- 4) 90%耐力時の繰返し数  $N_{90\%}$  と塑性率  $\mu$  の関係は相関性が高く、塑性率 1.3~3.0 の範囲において、梁端接合形式別に以下の回帰式で表せる。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 4.70 \quad (2.3.2-1)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 5.08 \quad (2.3.2-2)$$

- 5) 工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁端ウェブの曲げ負担が少ないため、同一変位における梁フランジに生じるひずみ（応力）が大きくなる。そのため、90%耐力時の繰返し数  $N_{90\%}$  およびフランジ破断時の繰返し数  $N_f$  は工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が短い。

H23 年度は、H22 年度の実験成果を拡充するよう以下の 3 項目に着目し実験を計画した。

- 1) 塑性率 1 以下の小変位振幅における疲労寿命の把握  
→ H22 年度報告書 2.2 節の地震応答解析において、長周期地震動により超高層建物の梁端部に生じる変形（塑性率）を算定した結果、塑性率が 1 以下の振幅の割合が非常に多いことがわかった。そのため、塑性率が 1 以下の変位振幅における多数回繰返し特性を把握し、今回示した疲労曲線の適用範囲を拡大するとともにその精度を向上させる。
- 2) 変動振幅下における累積損傷度評価の妥当性検証  
→ 変動振幅を受ける部材の疲労寿命の予測に用いられる Miner 則について、梁端接合部の損傷度評価に適用できるかを実験的に検証する。
- 3) 床スラブの存在，梁断面寸法の相違が多数回繰返し特性に与える影響評価  
→ 床スラブが付いた合成梁の場合，下フランジに相対的に大きなひずみ（応力）が生じるため，床スラブの存在が多数回繰返し特性に与える影響を検討する。また，梁断面寸法の相違が多数回繰返し特性に与える影響について，比較的大きな梁断面を用いて実験的に検討する。

表 2.3.2-1 H22 年度実験結果と既往の多数回繰返し載荷実験結果の比較

	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	タイアフレーム	梁端 接合形式	接合詳細		変位振幅 (塑性率)	破断寿命	破壊状況 (起点)	
文献 2.3.2-1) 1998	低サイクル 疲労実験	NS-L	H-380×150×9×16 (SM490A)	内 タイアフレーム	工場溶接	ノンスラップ <sup>6)</sup>	鋼製 エンド・タブ <sup>7)</sup> 切断 10mm残	1.0	800	溶接止端縁	
			□-300×300×19×19 (SM490A)			1/4円:25+10R		3.0	58	溶接止端縁	
		SC-L1	SC-L2		工場溶接	1/4円:25+10R	1.0	350	溶接止端縁		
		1/4円:25+10R				1.0	400	溶接止端縁			
文献 2.3.2-2) 2006	B-SW2	B-SW	H-450×150×6×16 (SN490B)	内 タイアフレーム PL-19 (SN490B)	現場溶接	上フランジ: 1/4円:20R	鋼製 エンド・タブ <sup>7)</sup> 切断なし	2.0	7	溶接止端縁	
	B-SW3		□-300×300×19×19 (SN490B)			下フランジ: 耳形		1.43	34	溶接止端縁	
文献 2.3.2-3) 2009	SC-1.2A	SC	H-400×200×8×13 (SN400B) □-300×300×16 (BCR295)	通し タイアフレーム PL-19 (SN490C)	工場溶接	1/4円スラップ <sup>6)</sup> 35R+10R	フラックススタブ <sup>8)</sup>	1.2	241	スラップ <sup>6)</sup> 底	
	SC-1.2B							1.2	302	溶接止端縁	
	SC-2.0							2.0	66	溶接止端縁	
	SC-3.0	NS			3.0	20	スラップ <sup>6)</sup> 底				
	NS-1.2A				1.2	541	溶接止端縁				
	NS-1.2B				1.2	635	溶接止端縁				
NS-2.0	2.0	101	溶接止端縁								
NS-3.0	3.0	49	溶接止端縁								
文献 2.3.2-4) 2010	NSS-1.2A	NSS	H-500×200×10×16 (SN490B) □-350×350×22 (BCR295)	通し タイアフレーム PL-22 (SN490C)	工場溶接	ノンスラップ <sup>6)</sup>	フラックススタブ <sup>8)</sup>	1.2	274	溶接止端縁	
	NSS-2.0A							2.0	63	溶接止端縁	
	NSS-3.0A							3.0	25	溶接止端縁	
	NSS-4.0A	4.0			13	溶接止端縁					
	NSW-1.2A	NSW 柱薄			H-500×200×10×16 (SN490B) □-350×350×22×9 (SN490B)	工場溶接	ノンスラップ <sup>6)</sup>	溶接材料 YGW-11	1.2	220	溶接止端縁
	NSW-2.0A								2.0	38	溶接止端縁
NSW-3.0A	3.0		14	溶接止端縁							
NSW-4.0A	4.0	7	溶接止端縁								
文献 2.3.2-5) 2010	No.2-R	No.2	H-400×125×6×16 (SM490A) □-400×400×12×12 (SM490A)	通し タイアフレーム PL-19 (SM490A)	現場溶接	耳形スラップ <sup>6)</sup>	鋼製 エンド・タブ <sup>7)</sup> 被覆 <sup>9)</sup> アーク 溶接	4.0	1.5	スラップ <sup>6)</sup> 底	
	No.2-L							6.0	2	スラップ <sup>6)</sup> 底	
	No.4-R	No.4						4.0		スラップ <sup>6)</sup> 底	
H22年 本実験	G-13	G	H-600×200×12×19 (SM490A) □-500×500×25×25 (SN490C)	内 タイアフレーム PL-25 (SN490B)	現場溶接	1/4円:35R + 耳形スラップ <sup>6)</sup>	鋼製 エンド・タブ <sup>7)</sup> 切断なし	1.3	67	スラップ <sup>6)</sup> 底	
	G-20							2.0	16	スラップ <sup>6)</sup> 底	
	G-30							3.0	5	スラップ <sup>6)</sup> 底	
	K-13	K			工場溶接	1/4円:35R 回し溶接	溶接材料 YGW-11	1.3	82	スラップ <sup>6)</sup> 底	
	K-20							2.0	20	スラップ <sup>6)</sup> 底	
	K-30							3.0	7	スラップ <sup>6)</sup> 底	

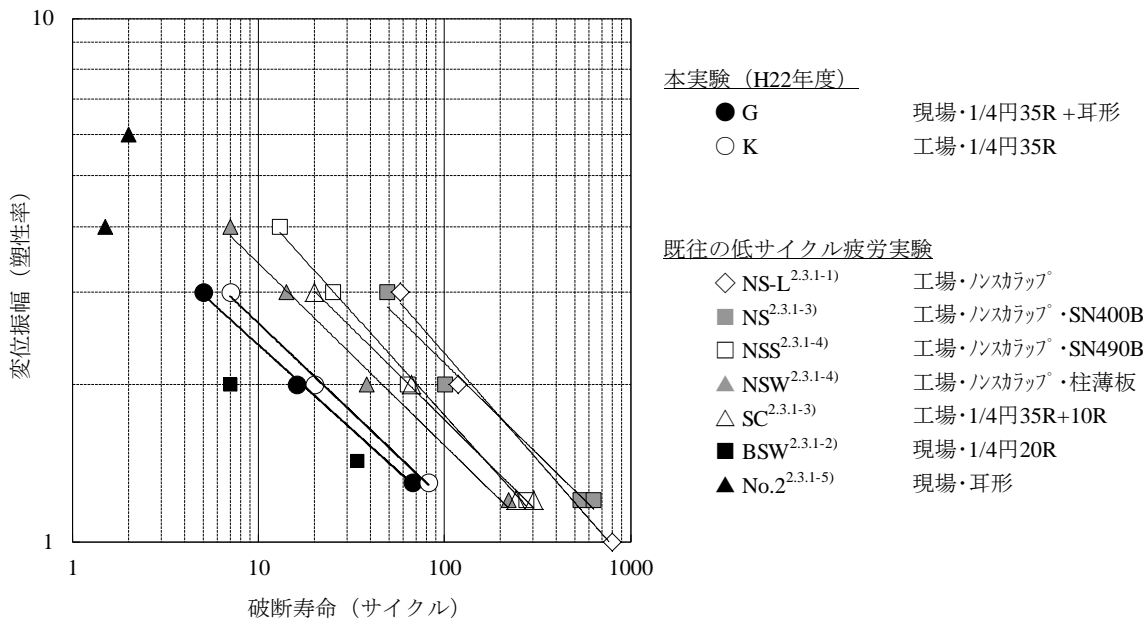


図 2.3.2-1 変位振幅-繰返し数関係

## (2) 試験体

### 1) 試験体諸元

試験体一覧を H22 年度の試験体と併せて表 2.3.2-2 に示す。試験体の全体形状を図 2.3.2-3 に示す。試験体は、溶接組立箱形断面柱に溶接組立 H 形断面梁を接合した実大規模のト形柱梁骨組である。試験体数は 8 体で、梁断面寸法 [H-600, H-800]，梁端接合形式 [現場溶接形式, 工場溶接形式]，载荷パターン [振幅レベル, 変動振幅] およびスラブの [有, 無] を実験変数とした。

梁断面は、BH-600×200×12×19 と BH-800×300×16×32 の 2 種である。梁せい H-600 の試験体は、図 2.3.2-4 に示すように、H22 年度の試験体を再利用した。H22 年度の試験体の梁部分 900mm を取り出し、塑性化していない加力点側を柱と接合させた。また、柱も 180° 反転させて再利用した。H-600, H-800 とともに梁のフランジ材およびウェブ材には溶接構造用圧延鋼材 SM490A の厚板を、柱材には建築構造用圧延鋼材 SN490C の厚板を用いている。梁の幅厚比は、H-600 : フランジ  $b/t_f=5.3$ ，ウェブ  $d/t_w=50$ ，H-800 :  $b/t_f=4.7$ ， $d/t_w=60$  であり、いずれも部材種別は FA ランクである。製作工場からの運搬の都合で、梁の中間に継手を設けている。

試験体梁端部の接合詳細を図 2.3.2-5 に示す。梁端接合形式は、工場溶接形式と現場溶接形式の 2 種とした。K シリーズは工場溶接形式の試験体であり、フランジおよびウェブとも溶接により柱に接合している。梁ウェブ端には半径 35mm の 1/4 円形状のスカラップを設け、フィレット部はフランジウェブのすみ肉溶接と連続した回し溶接とした。

G シリーズは現場溶接形式の試験体であり、フランジ端は溶接により、ウェブは高力ボルト摩擦接合により柱に接合している。G-09, G-R1, G-R2, GL-13, GL-20 のフランジ端は実部材における下フランジを想定して上下ともに内開先とした。梁ウェブ端にはスカラップを設けた。スカラップは半径 35mm の 1/4 円形状とし、フィレット部は回し溶接のままとした。ウェブ高力ボルト接合部は梁ウェブの曲げ負担を考慮しない設計とし、H-600 : 6-M22(F10T) (曲げ耐力比  $\text{bolt}M_u/wM_p=0.47$  : 図 2.3.2-2 参照)，H-800 : 10-M22(F10T) ( $\text{bolt}M_u/wM_p=0.49$ ) とした。

G-09-S と G-13-S の床スラブは等厚な鉄筋コンクリート造スラブとした。スラブ厚は 180mm とし、スラブ筋 D13-@200 を 2 段に配した。床スラブの幅は全試験体共通で 2000mm とした。スラブコンクリートの目標圧縮強度は 21N/mm<sup>2</sup> とした。頭付きスタッドは直径  $\phi 19$ ，高さ 100mm である。試験区間の梁上フランジに 200mm 間隔で 2 列 (ゲージ間隔 100mm) に配し、直交梁においては 1 列に配した。試験区間のスタッド本数  $n_p$  は、現行の日本建築学会「各種合成構造設計指針」<sup>2.3.2-6)</sup> で算出される完全合成梁に必要な本数  $n_f$  を満足する (合成率  $n_p/n_f=1.01$ )。

梁フランジ端部の溶接においては鋼製のエンドタブを用い、溶接後にエンドタブは切断はしていない。梁フランジの溶接は CO<sub>2</sub> 半自動溶接であり、多層多パス盛の積層方法とした (H-600 工場溶接形式 : 6 層 19 パス, H-600 現場溶接形式 : 5 層 7 パス, H-800 現場溶接形式 : 7 層 14 パス)。溶接姿勢は、現場溶接形式では下向き溶接 (製作では下フランジを溶接した後、試験体を上下反転させて上フランジを溶接) であり、工場溶接形式では横向き溶接である。溶接ワイヤは YGW-11 (銘柄 : MG-50)，ワイヤ径 1.2  $\phi$  を使用した。溶接条件は特に管理 (指定) しなかったが、結果的に入熱 30kJ/cm 以下、パス間温度 250°C 以下であった。裏当て金の組立溶接は、現場溶接形式ではエンドタブ位置の開先内で柱スキンプレートおよび梁フランジと接合し (現行 JASS6<sup>2.3.2-7)</sup> と同様)、工場溶接形式では開先外で柱スキンプレートおよび梁フランジと 40mm 程度のすみ肉溶接

で接合した。

H-600 シリーズは H22 年度の試験体を再利用した都合上、梁フランジとウェブはスカラップ底までサブマージアーク溶接で接合されていた。今年度は、スカラップ底に回し溶接を施すために、スカラップ底手前 70mm 程度のサブマージアーク溶接部をガウジングで除去した後、回し溶接を含めて CO<sub>2</sub> 半自動溶接で再接合した。H-800 シリーズの梁フランジとウェブの溶接は、スカラップ底手前 70mm まではサブマージアーク溶接で接合し、回し溶接を含む残りの部分を CO<sub>2</sub> 半自動溶接で接合した。

箱形断面柱の角溶接はサブマージアーク溶接であり、内ダイアフラムと柱スキンプレートの溶接は 4 面とも非消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接である。

□梁端溶接部のフランク角

フランジ溶接止端とスカラップ底の回し溶接部の型をとり、溶接部のフランク角を計測した。その結果を表 2.3.2-3 に示す。表中の下線は破断したフランジ側を表す。

表 2.3.2-2 試験体一覧

試験体	断面	接合形式	スカラップ	スラブ	変位振幅	目的			
K-09	梁 : (SM490A) BH-600×200×12×19	工場 溶接	上下 1/4円35R	—	±0.9 δ <sub>p</sub>	疲労曲線の取得			
K-13					±1.3 δ <sub>p</sub>				
K-20					±2.0 δ <sub>p</sub>				
K-30					±3.0 δ <sub>p</sub>				
G-09	フランジ幅厚比 b/t <sub>f</sub> =5.3 ウェブ幅厚比 d/t <sub>w</sub> =50	現場 溶接	上下 1/4円35R  上側 1/4円35R 下側 耳形	—	±0.9 δ <sub>p</sub>	疲労曲線の取得			
G-13					±1.3 δ <sub>p</sub>				
G-20					±2.0 δ <sub>p</sub>				
G-30					±3.0 δ <sub>p</sub>				
G-R1					柱 : (SN490C) □-500×500×25×25	上下 1/4円35R	有	変動振幅1	変動振幅における 損傷度評価
G-R2								変動振幅2	
G-09-S					GL-13 梁 : (SM490A) BH-800×300×16×32	現場 溶接	上下 1/4円35R	—	±0.9 δ <sub>p</sub>
G-13-S	±1.3 δ <sub>p</sub>								
GL-13	GL-20 b/t <sub>f</sub> =4.7, d/t <sub>w</sub> =46.0	現場 溶接	上下 1/4円35R	—	±1.3 δ <sub>p</sub>	梁断面寸法の影響 Z <sub>p</sub> : H600の3倍			
GL-20					±2.0 δ <sub>p</sub>				

は、H22年度実施済の試験体を示す。

※δ<sub>p</sub> : 純鉄骨梁の全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値(H-600 : 21.5mm, H-800 : 31.6mm)



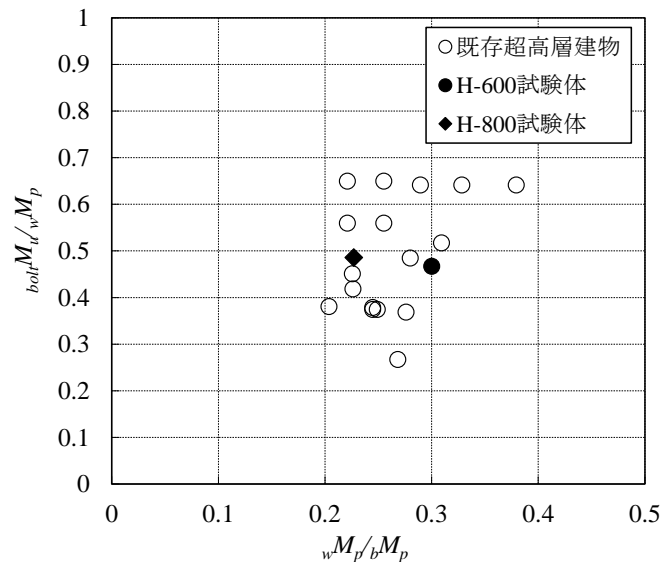


図 2.3.2-2 ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力比

- $bM_p$  : 梁の全塑性モーメント  
 $wM_p$  : 梁ウェブの全塑性モーメント  
 ${}_{bolt}M_u$  : ウェブボルト接合部の最大曲げ耐力  

$${}_{bolt}M_u = j_B \cdot n \cdot q_{bu} \quad (2.3.2-3)$$
 $j_B$  : ボルト群の重心間距離  
 $n$  : 上側半分のボルト本数  
 $q_{bu}$  : ボルト 1 本あたりの 1 面せん断最大耐力  
 (はしめけ破断耐力以下)

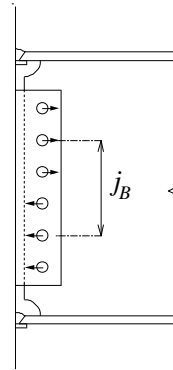
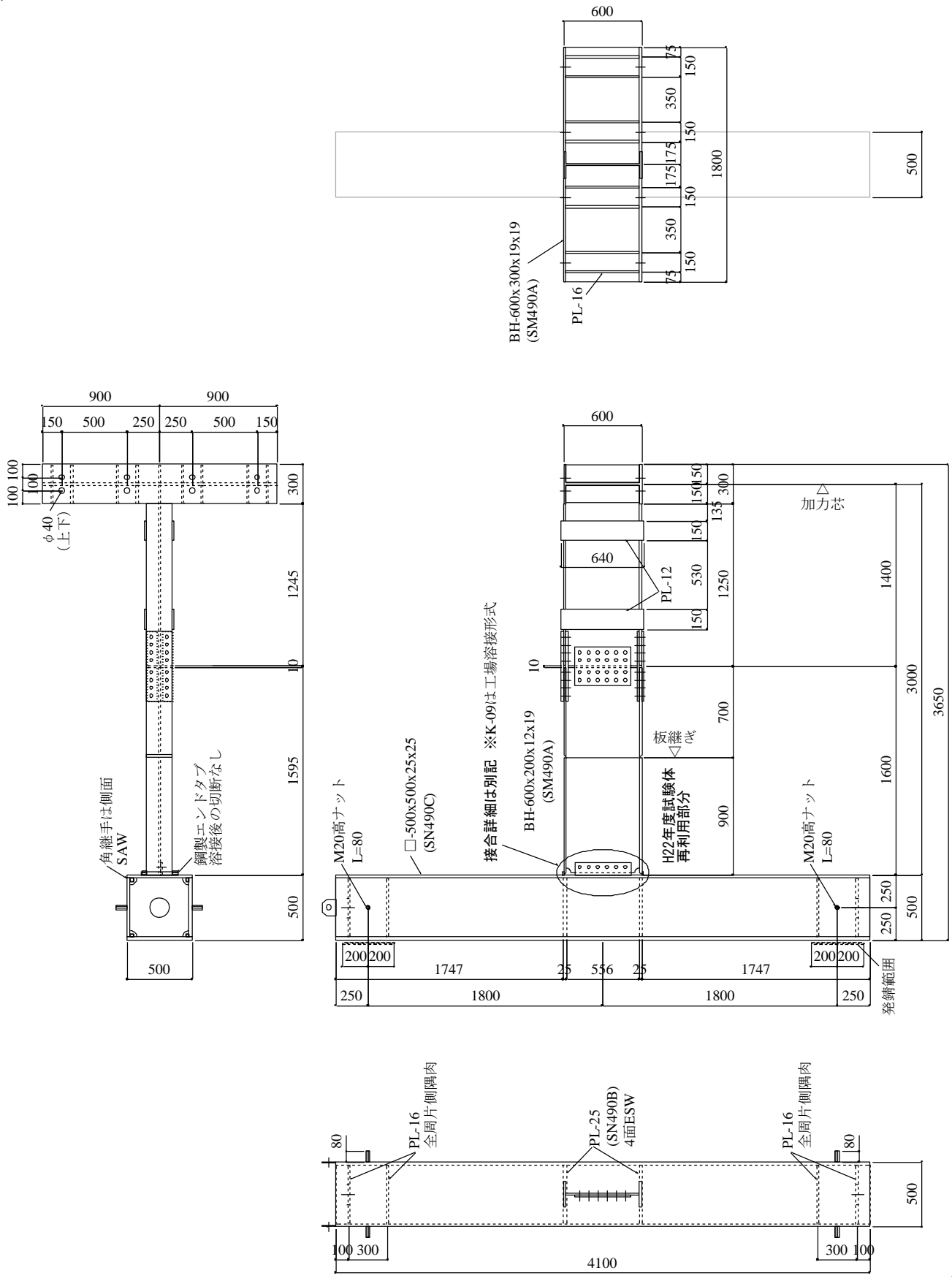


表 2.3.2-3 梁端溶接部のフランク角

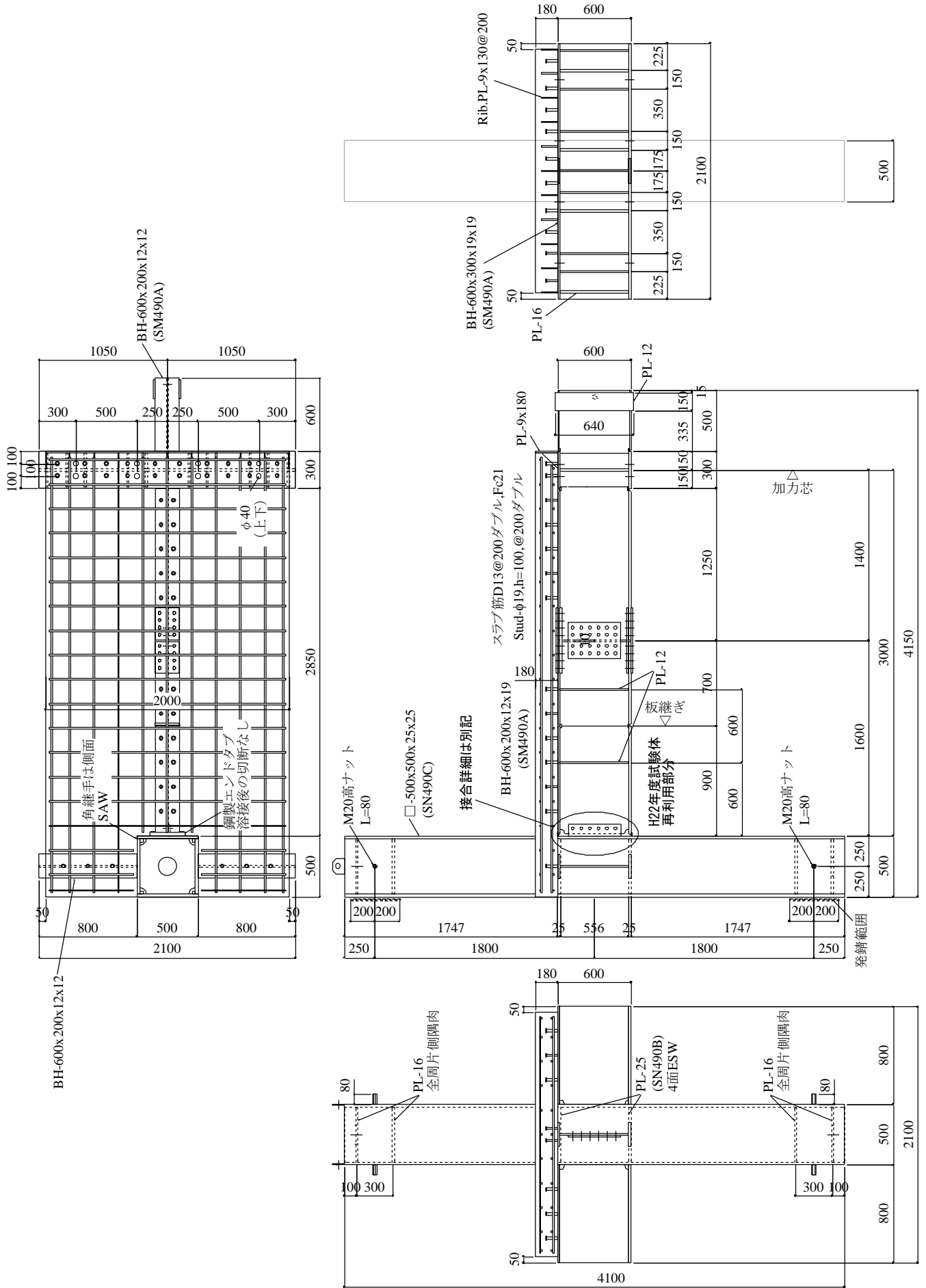
試験体	スカルップ底の回し溶接		フランジ幅中央溶接止端		備考
	上フランジ	下フランジ	上フランジ	下フランジ	
K-13	<u>136°</u>	145°(耳形側)	132°	139°	H22年度 試験体
G-13	<u>139°</u>	144°(耳形側)	-	-	
K-09	<u>121°</u>	118°	<u>124°</u>	122°	H23年度 試験体
G-09	138°	<u>133°</u>	-	-	
G-R1	121°	<u>124°</u>	-	-	
G-R2	122°	<u>140°</u>	-	-	
G-09-S	144°	<u>120°</u>	-	-	
G-13-S	143°	<u>126°</u>	-	-	
GL-13	<u>147°</u>	139°	-	-	
GL-20	137°	<u>141°</u>	-	-	

※下線は破断したフランジ側を示す。



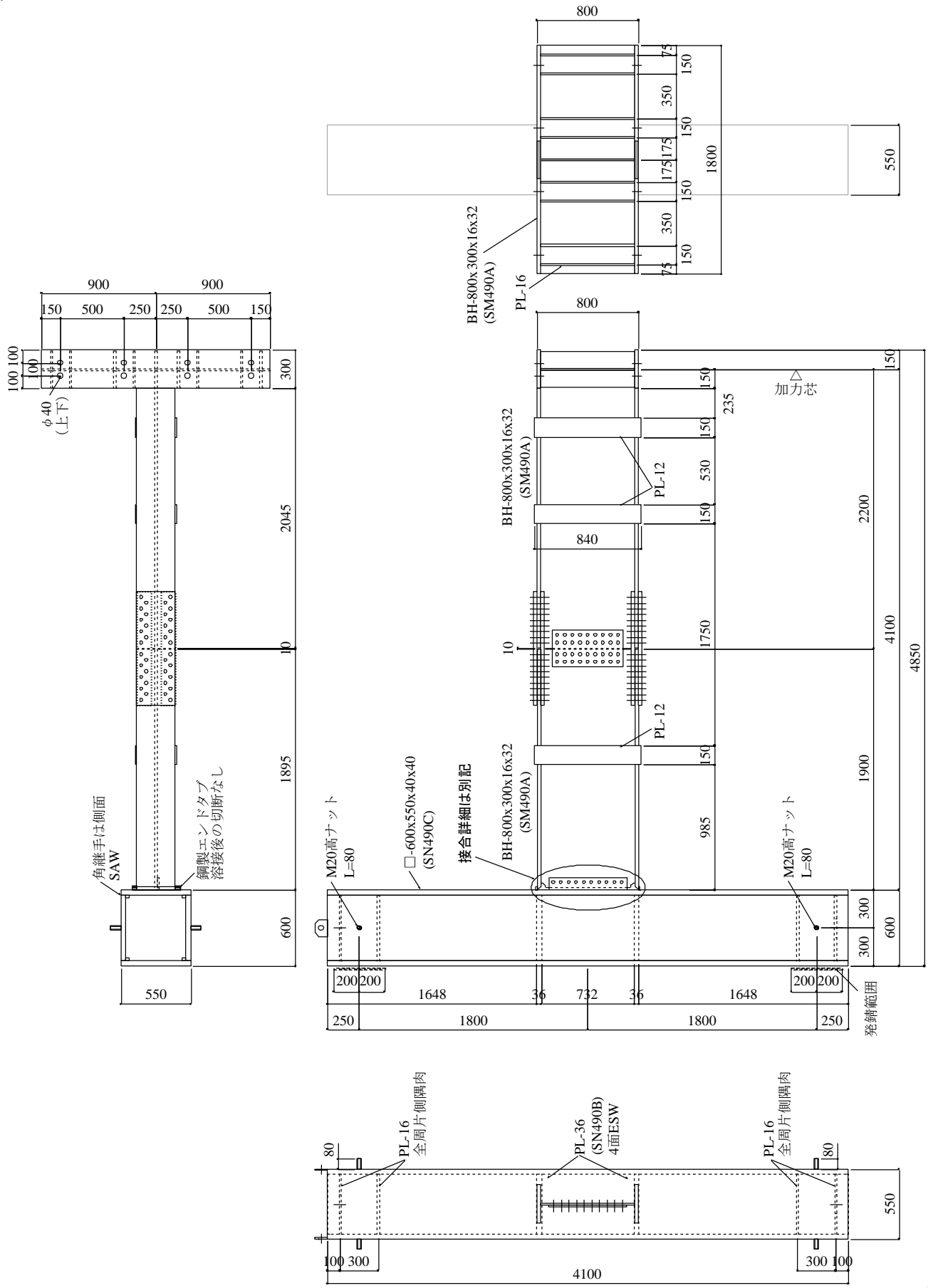
(a) K-09, G-09, G-R1, G-R2 試験体 (BH-600x200x12x19)

図 2.3.2-3 試験体の形状・寸法



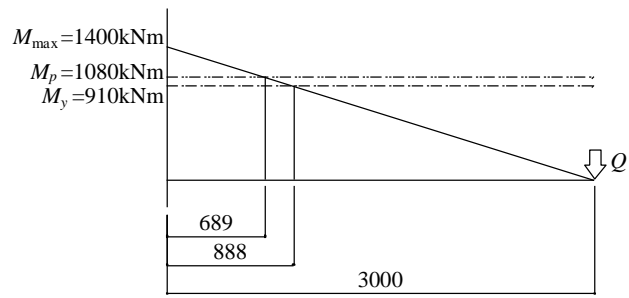
(b) G-13-S, G-20-S 試験体 (BH-600x200x12x19, スラブ付き)

図 2.3.2-3 試験体の形状・寸法 (つづき)

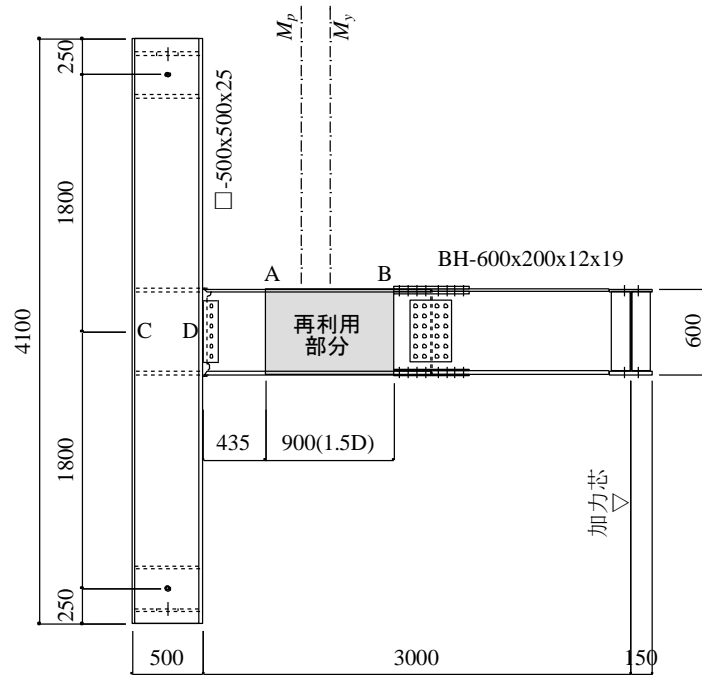


(c) GL-13, GL-20 試験体 (BH-800x300x16x32)

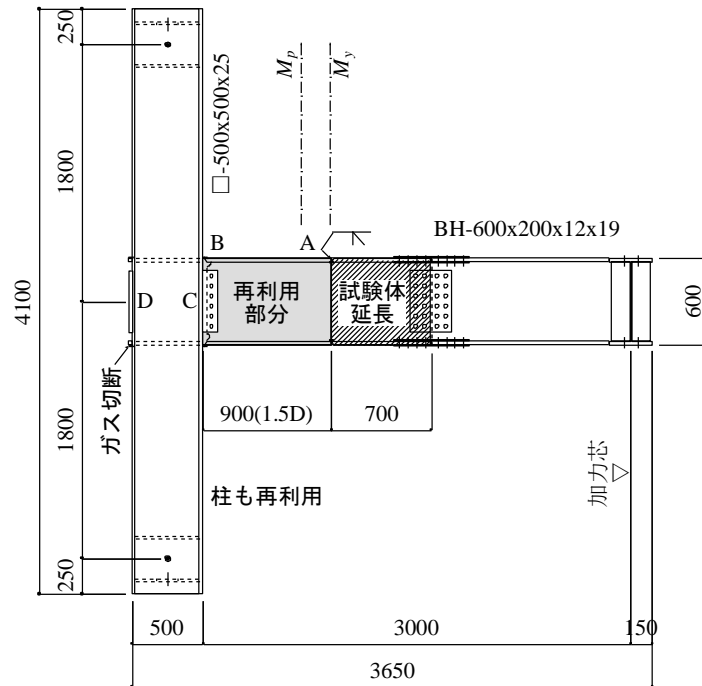
図 2.3.2-3 試験体の形状・寸法(つづき)



H22年度K-30試験体の最大モーメント分布

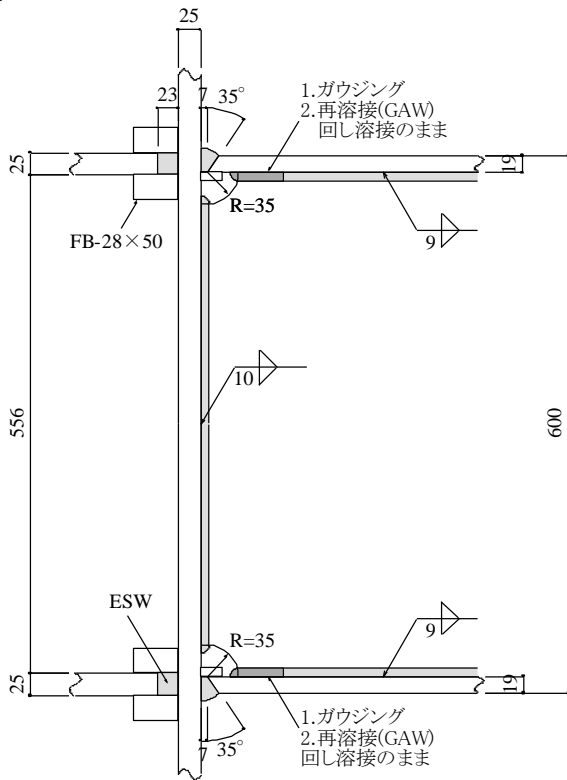


(a) H22年度試験体



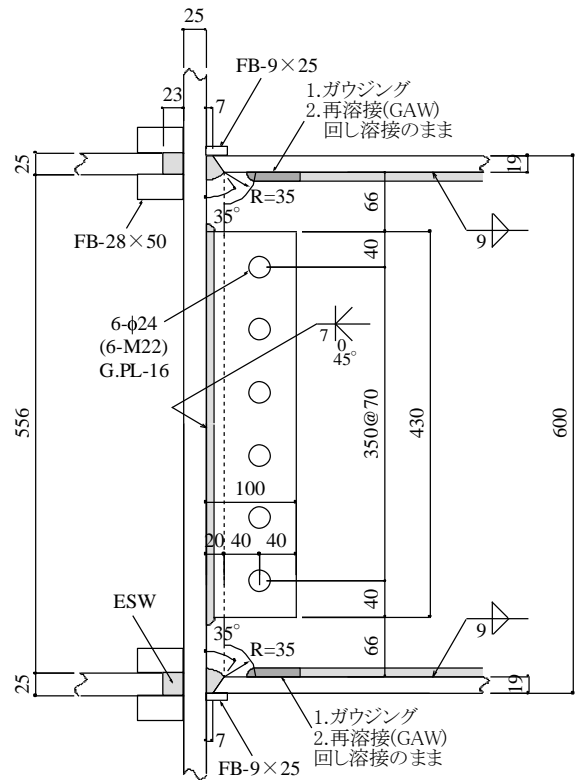
(b) H23年度試験体

図 2.3.2-4 試験体再利用の概要



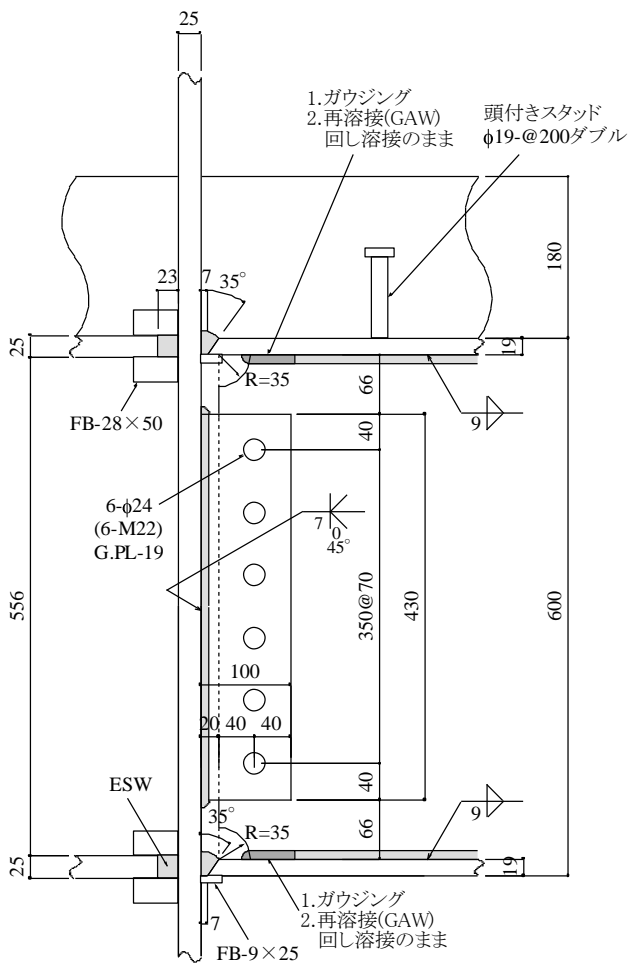
(a) K-09試験体

(フランジ端は横向き溶接:YGW11)



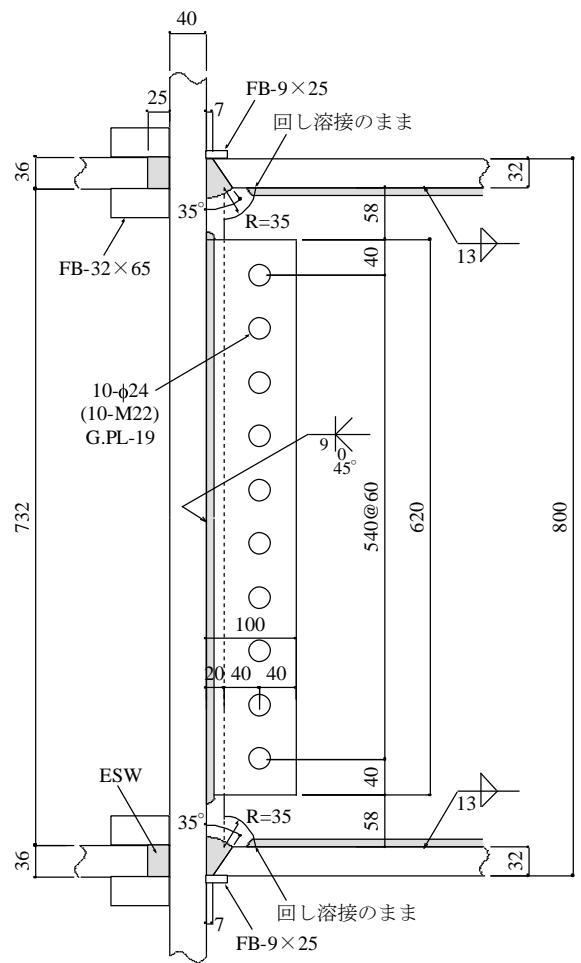
(b) G-09, G-R1, G-R2試験体

(フランジ端は下向き溶接:YGW11 ※上下とも内開先)



(c) G-13-S, G-20-S試験体

(フランジ端は下向き溶接:YGW11)



(d) GL-13, GL-20試験体

(フランジ端は下向き溶接:YGW11 ※上下とも内開先)

図 2.3.2-5 仕口詳細

## 2) 使用材料

### □鋼材の引張試験結果

試験体に使用した鋼材の引張試験結果を表 2.3.2-4 に、梁のフランジ、ウェブの応力-ひずみ関係を図 2.3.2-6、図 2.3.2-7 に示す。H-600、H-800 とともに、梁のフランジ、ウェブおよびシアプレートには溶接構造用圧延鋼材 SM490A の厚板を使用した。柱のスキンプレートには建築構造用圧延鋼材 SN490C の厚板を、ダイアフラムには建築構造用圧延鋼材 SN490B の厚板を使用した。

### □鋼材のVノッチシャルピー衝撃試験結果

梁フランジに使用した鋼材のVノッチシャルピー衝撃試験結果（試験温度 0°C）を表 2.3.2-5 に示す。試験片は JIS Z 2242 にしたがって圧延方向に採取し、側面からV形の切込みを入れた。0°Cのシャルピー吸収エネルギー $vE_0$ は H-600 : 261J, H-800 : 239J であった。

### □鋼材の化学成分分析結果

梁フランジに使用した鋼材の化学成分分析結果を表 2.3.2-6 に示す。化学成分分析は C, Si, Mn, P, S の主要 5 元素と Cu, Ni, Cr, Mo, V, Ti, B, N の合計 13 元素について行った。表には SM490A 材（SN490B 材）の JIS 規格値をあわせて示す。

### □鋼材の溶接性指標

梁フランジに使用した鋼材の溶接性指標を表 2.3.2-7 に示す。溶接性指標として、炭素当量  $C_{eq}$ 、溶接割れ感受性組成  $P_{CM}$ 、HAZ 靱性評価式  $f_{HAZ}$  について算出した。SM490A 材の  $C_{eq}$  および  $P_{CM}$  の JIS 規格値はないため、表には参考として SN490B 材の規格値を示している。 $C_{eq}$  および  $P_{CM}$  はいずれも SN490B 材の規格値を満足している。 $f_{HAZ}$  の値は H-600 : 0.47%, H-800 : 0.50 であり、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」<sup>2.3.2-8)</sup>における要求靱性  $vE_{act} \geq 70J$  に対応する値 (0.58%) 以下であった。

### □スラブコンクリートの強度試験結果

G-09-S, G-13-S に使用したスラブコンクリートの強度試験結果を表 2.3.2-8 に、応力-ひずみ関係を図 2.3.2-8 に示す。現場封緘養生供試体の圧縮強度は、G-13-S 加力日 : 22.2N/mm<sup>2</sup>, G-09-S 加力日 : 23.8 N/mm<sup>2</sup> であった。

表 2.3.2-4 鋼材の引張試験結果

シリーズ	鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 YR(%)	伸び (%)	使用部位
H600 シリーズ	SM490A	12	364	523	69.7	26.7	ウェブ
	SM490A	16	343	521	65.9	27.7	シアプレート
	SM490A	19	337	511	66.0	29.2	フランジ
	SN490B	25	348	522	66.6	29.3	ダイアフラム
	SN490C	25	370	520	71.1	30.0	柱スキンプレート
H800 シリーズ	SM490A	16	372	532	69.9	27	ウェブ
	SM490A	19	365	529	69.0	28	シアプレート
	SM490A	32	357	512	69.7	34	フランジ
	SN490B	36	392	525	74.8	34	ダイアフラム
	SN490C	40	355	524	67.6	33	柱スキンプレート

JIS Z 2201 1A号試験片×3本の平均値

表 2.3.2-5 シャルピー衝撃試験結果

シリーズ	鋼種	板厚 (mm)	$vE_0$ (J)	脆性破面率 (%)	使用部位
H600	SM490A	19	261	0	フランジ
H800	SM490A	32	239	3	

JIS Z 2242 Vノッチ試験片×3本の平均値 (試験温度0°C)

※ $vE_0$ :0°Cのシャルピー吸収エネルギー

表 2.3.2-6 化学成分分析結果

シリーズ	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
H600	0.16	0.33	1.33	0.013	0.004	0.01	0.01	0.03	0.01	0.035	0.002	0.0003	0.0034
H800	0.16	0.26	1.49	0.014	0.004	0.02	0.01	0.02	0.01	0.001	0.013	0.0001	0.0035
SM490A規定 (SN490B規定)	0.20 (0.18) 以下	0.55 (0.55) 以下	1.65 (1.60) 以下	0.035 (0.030) 以下	0.035 (0.015) 以下								

表 2.3.2-7 溶接性指標

シリーズ	$C_{eq}$ (%)	$P_{CM}$ (%)	$f_{HAZ}$ (%)
H600	0.41	0.25	0.47
H800	0.43	0.25	0.50
SN490B規定	0.44以下	0.29以下	0.58*以下

炭素当量

$$C_{eq} = C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$$

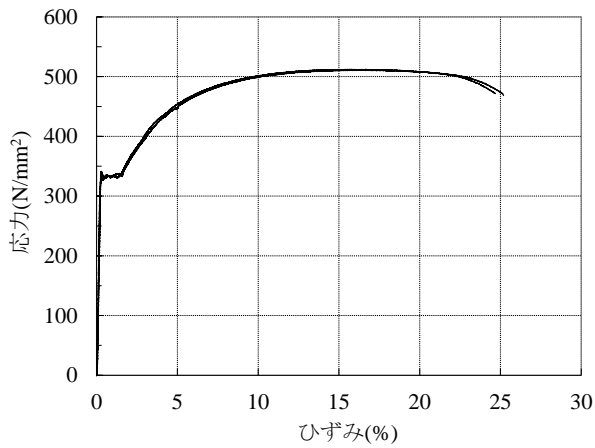
溶接割れ感受性組成  $P_{CM} = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B$ HAZ靱性評価式  $f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4Ti$ ※「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」における要求靱性 $vE_{act} \geq 70J$ に対応する値

表 2.3.2-8 スラブコンクリートの材料試験結果

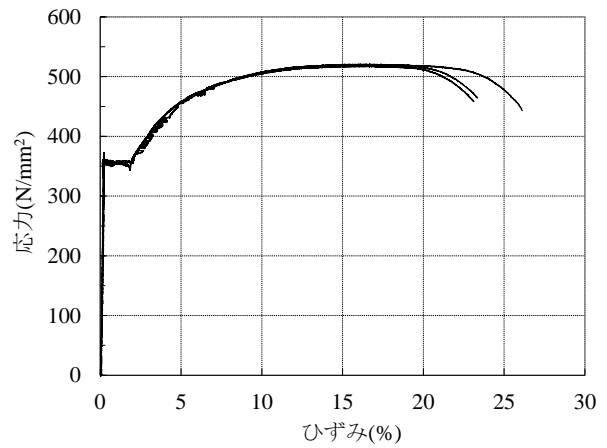
打設	養生方法	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	備考
2011.12.8 打設1車	標準	7	17.9	-	-	-	
		14	21.3	-	-	-	
		28	25.3	-	-	-	
21-12-20-N	現場封緘	7	16.6	-	-	-	
		14	19.5	-	-	-	
		28	22.1	-	-	-	
		33	22.2	1.93	2.39	0.21	G-13-S加力日
		40	23.8	2.02	2.46	0.23	G-09-S加力日

※テストピース (φ100mm×200mm) の3本の平均値



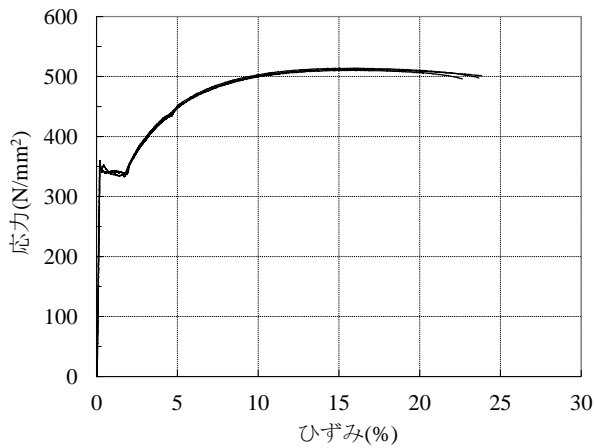


(a) PL-19, SM490A(フランジ)

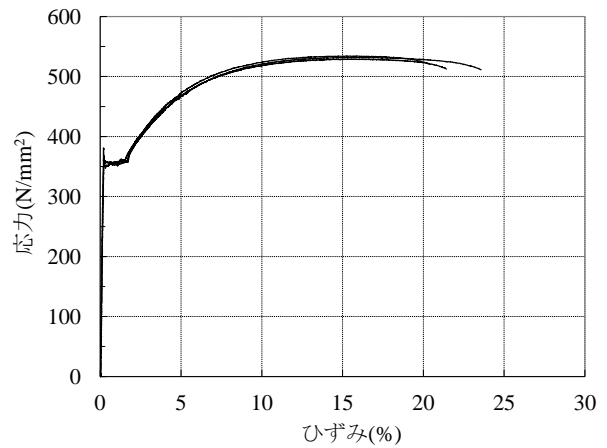


(b) PL-12, SM490A(ウェブ)

図 2.3.2-6 H-600 鋼材の応力-ひずみ関係

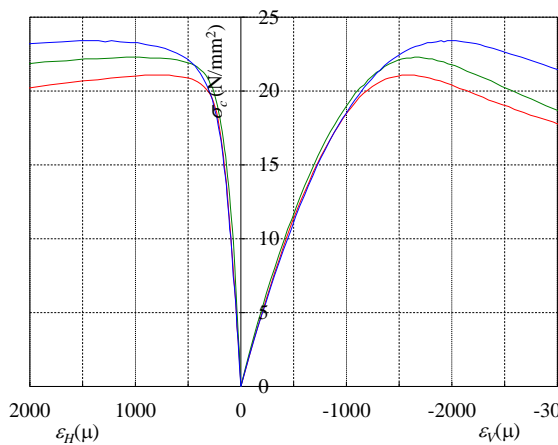


(a) PL-32, SM490A(フランジ)

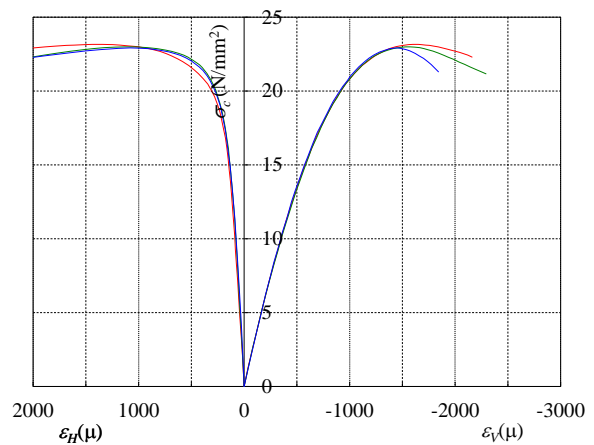


(b) PL-16, SM490A(ウェブ)

図 2.3.2-7 H-800 鋼材の応力-ひずみ関係



(a) 材齢 33 日 (G-13-S 加力日)



(b) 材齢 40 日 (G-09-S 加力日)

図 2.3.2-8 スラブコンクリートの応力-ひずみ関係

### (3) 実験方法

#### 1) 加力方法

実験状況を写真2.3.2-1に、加力装置を図2.3.2-9に示す。反力床上に試験体の柱を水平に設置し、2台のアクチュエータ（定格能力±1MN、±300mm）により試験体の梁の上端部に水平の繰返し荷重を作用させる方法である。加力の符号については、梁の下フランジに相当する側に引張力が作用する方向を正側加力とした。試験体の梁の横座屈を防止するため、2~3箇所面に外拘束治具を設けている。柱の両端では、ピン治具などを用いず、PC鋼棒によって反力床に弾性的に固定されている。

定変位振幅繰返し载荷では、梁端部の全塑性耐力に対応する弾性相対変位 $\delta_p$ を基準とし、 $0.9\delta_p$ 、 $1.3\delta_p$ 、 $2\delta_p$ の3水準の変位振幅を与えた。実験は試験体が破壊（フランジ破断）するまで载荷を続けることとした。ここで、梁の全塑性時弾性変位 $\delta_p$ は式(2.3.2-4)により算出した（H-600： $\delta_p=21.5\text{mm}$ ，H-800： $31.6\text{mm}$ ）。

$$\delta_p = Q_p \cdot \left( \frac{L_B^3}{3E \cdot I} + \frac{L_B}{G \cdot wA} \right) \quad (2.3.2-4)$$

記号  $Q_p$  : 梁端部の全塑性耐力（梁せん断力に換算）

$L_B$  : 柱フェイスから加力点までの距離（H-600：3000mm，H-800：4100mm）

$I$  : 梁の断面二次モーメント

$wA$  : 梁ウェブの断面積

$E, G$  : 鋼材のヤング率およびせん断弾性率

変動振幅载荷の加力プログラムを図 2.3.2-10 に示す。その設定方針を以下に示す。

- ・塑性率 0.8 以下の小振幅は、損傷度が小さいので無視する。
- ・塑性率 2 を超える振幅を含む場合、少数の繰返しで破断することが予想され、長周期地震動（多数回の繰返し）に対する資料とならない。そのため、塑性率は 2 を上限とする。
- ・1block の繰返しで破断させないように、1block の累積損傷度  $D_f$  を 0.5 程度とする。
- ・2.2 節の地震応答解析の頻度分布を総じてみると、各振幅レベルの繰返し数はほぼ同数とみなせる。そのため、各振幅レベルの繰返し数は同数とする。

以上の設定方針をもとに、G-R1 では、振幅を 7 レベル（塑性率：0.8，1.0，1.2，1.4，1.6，1.8，2.0）とし、各振幅 2 回ずつの繰返し载荷とした。1block の繰返し数は 24（塑性率 1 を超える振幅の繰返し数は 18）、累積損傷度  $D_f$  は 0.56 である。G-R2 では、振幅を 5 レベル（塑性率：0.8，1.0，1.2，1.4，1.6）とし、各振幅 5 回ずつの繰返し载荷とした。1block の繰返し数は 40（塑性率 1 を超える振幅の繰返し数は 25）、累積損傷度  $D_f$  は 0.54 である。

Miner 則に基づく累積損傷度  $D$  は、いくつかの変動振幅が作用する部材が破壊に至る過程で、破壊に対してどの程度損傷しているかを示す度合であり、下式で表される。

$$D = \sum (n_i / N_i) \quad (2.3.2-5)$$

記号  $n_i$  :  $i$ レベルの振幅の繰返し数

$N_i$  :  $i$ レベルの一定振幅で繰返された時の疲労寿命

上述の累積損傷度  $D_f$  は、H22 年度のフランジ破断に対する回帰式(2.3.2-2)を用いて算出した。

## 2) 計測方法

変位測定位置を図2.3.2-9に示す。加力点の水平変位の他に、柱梁接合部の梁端部の回転を測定した。これらの測定値を用いて、加力点変位 $\delta_0$ から柱梁接合部の回転による変位成分 $\delta_1$ を差し引いた梁のみの相対変位 $\delta_2$ を加力中に逐次算出することによって加力点変位を制御した。荷重はアクチュエータ内蔵のロードセルにより測定した。

ひずみ測定位置を図2.3.2-11に示す。試験体の梁の要所に、1体につき24~30枚の1軸の弾性ひずみゲージを貼り付けた。



(a) スラブ付き試験体(G-09-S)



(b) H-800 シリーズ(GL-13)

写真 2.3.2-1 実験状況

- Dh1, Dh2 : 加力点変位計測用(SDP200)
- Dh3, Dh4 : 水平変位計測用(CDP25)
- Dv1~Dv4 : 梁端回転角計測用(CDP25)
- Dv11~Dv14 : 柱回転角計測用(CDP25)

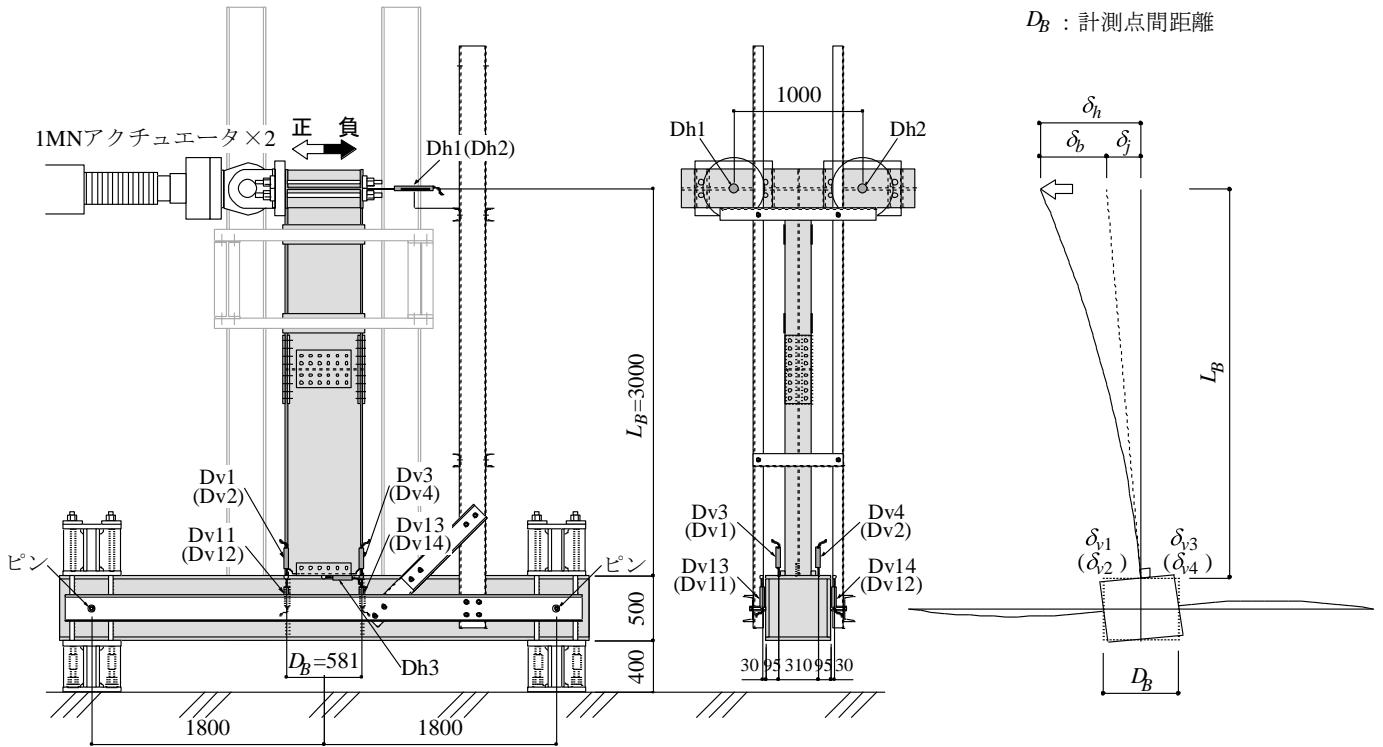
梁相対変位 (制御変位)

$$\delta_b = \delta_h - \delta_j$$

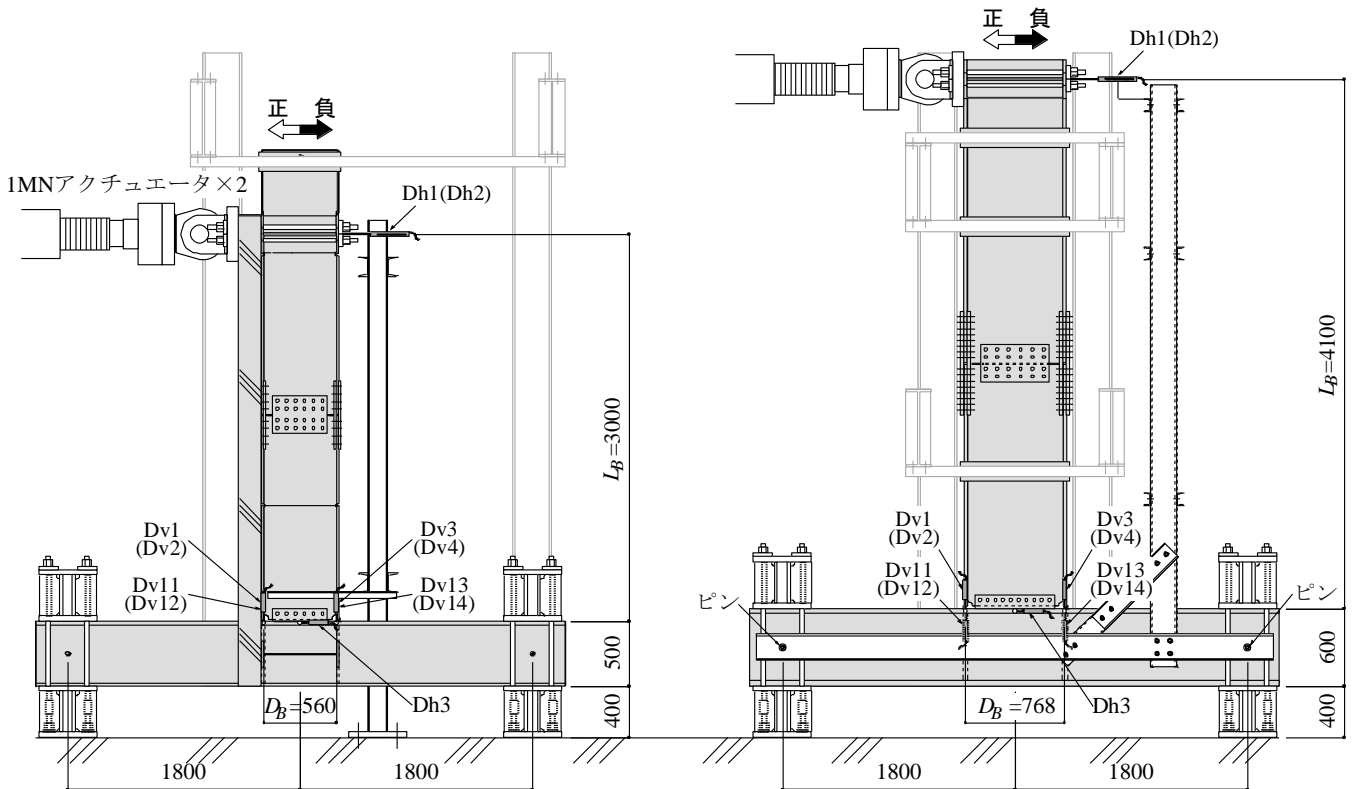
$$= \frac{\delta_{h1} + \delta_{h2}}{2} - \frac{\delta_{v1} + \delta_{v2} - \delta_{v3} - \delta_{v4}}{2 \cdot D_B} \cdot L_B$$

$L_B$  : 梁内法長さ

$D_B$  : 計測点間距離



(a) H600シリーズ(スラブなし)



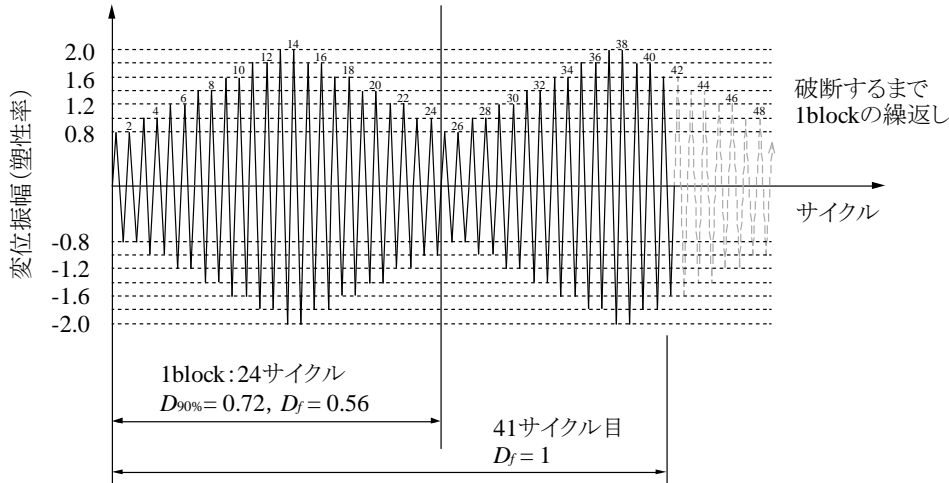
(b) H600シリーズ(スラブ付き)

(c) H800シリーズ(スラブなし)

図 2.3.2-9 加力装置および変位測定位置

<設定方針>

- 塑性率 0.8 以下の小振幅は、損傷度が小さいので無視する。
- 塑性率は 2 を上限とする。(塑性率 2 を超える振幅を含む場合、少数の繰返しで破断してしまい、長周期地震動(多数回の繰返し)に対する資料とならない。)
- 1block の累積損傷度  $D_f$  を 0.5 程度とする。(1block の繰返しで破断させない)
- 各振幅レベルの繰返し数は同数とする。  
(地震応答解析の頻度分布を総じてみると、各振幅レベルの繰返し数はほぼ同数とみなせる)

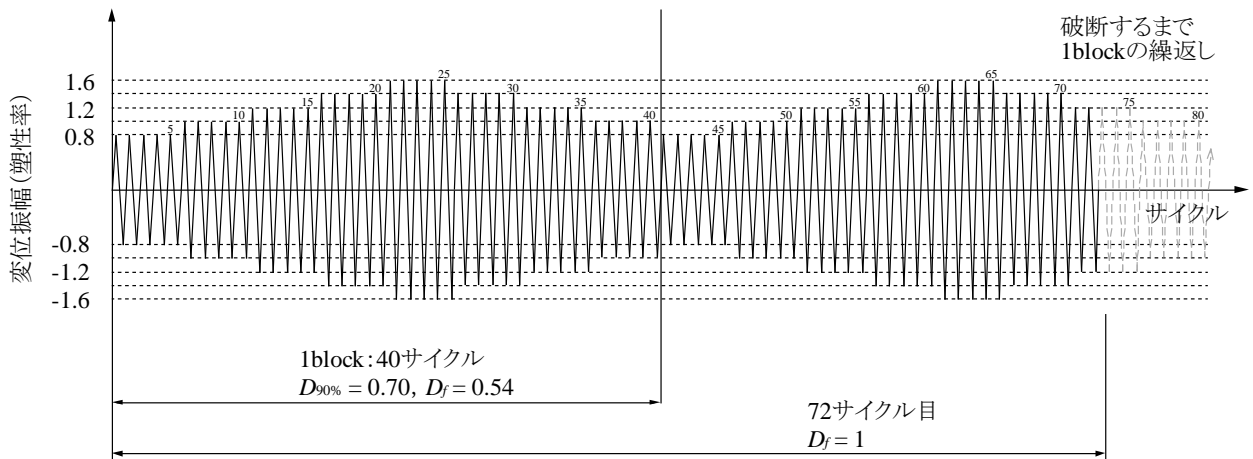


- 振幅 7 レベル(塑性率:0.8, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0)
- 各振幅 2 回ずつの繰返し载荷
- 1block の繰返し数:24
- 塑性率 1 を超える繰返し数:18

$D_f$  : 破断に対する累積損傷度

$D_{90\%}$  :  $0.9Q_{max}$  時に対する累積損傷度

(a) G-R1



- 振幅 5 レベル(塑性率:0.8, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6)
- 各振幅 5 回ずつの繰返し载荷
- 1block の繰返し数:40
- 塑性率 1 を超える繰返し数:25

(b) G-R2

図 2.3.2-10 変動振幅加カプログラム

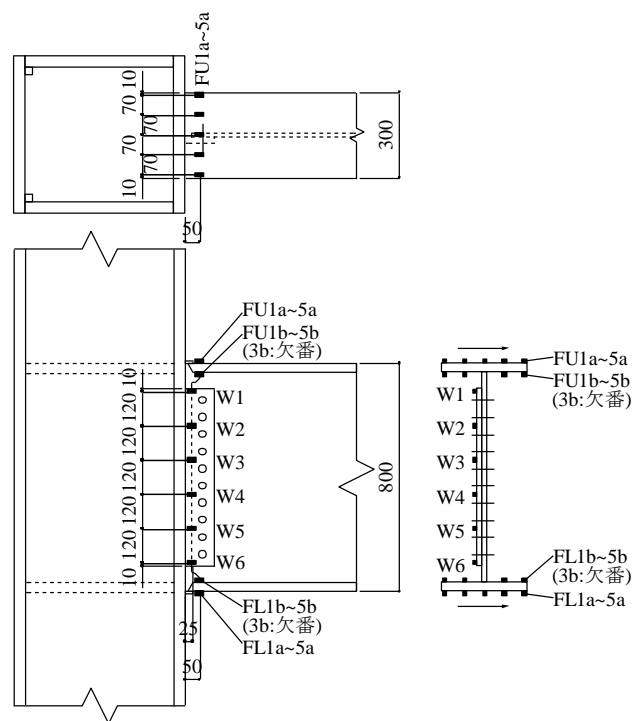
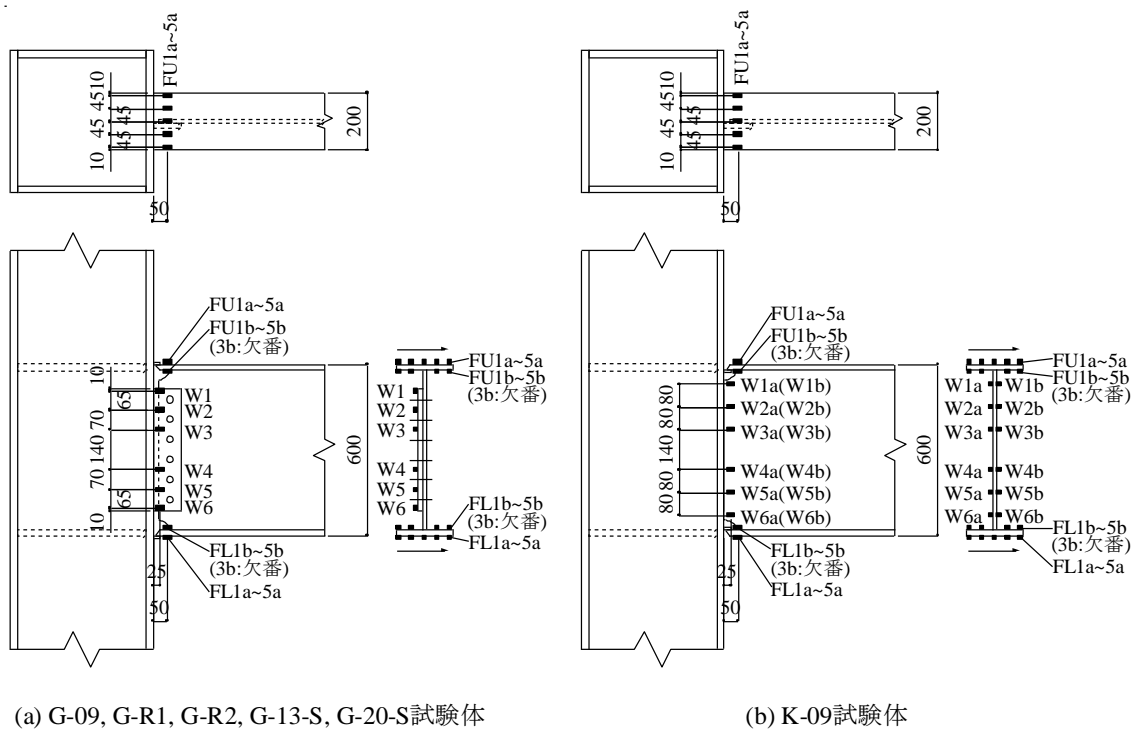


図 2.3.2-11 ひずみゲージ貼付け位置

#### (4) 実験結果

##### 1) 破壊性状

最大耐力や破断時の繰返し数などの主な実験結果の一覧を、H22年度の実験結果とあわせて表 2.3.2-9 に示す。繰返し数  $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$  は、履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重  $Q_{\max}$  の 90%、85% に低下した時点の繰返し数である。 $N_f$  は一方の梁フランジがほぼ全面破断した時点の繰返し数である。各試験体の最終破壊状況を写真 2.3.2-2～写真 2.3.2-9 に示す。後述する荷重変形関係の図の上部に実験経過（亀裂確認時や破断時の繰返し数など）を明記する。いずれの試験体も梁フランジ母材が破断して破壊に至った。なお、どの試験体も梁端部に局部座屈は発生していない。

K-09 [工場溶接形式、塑性率 0.9] は、最初にフランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に亀裂が発生した。次いでスカラップ底の回し溶接およびフランジ表面幅中央の溶接止端に沿う亀裂が発生した。亀裂は梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し、最終的にこれらの亀裂が繋がる形で梁フランジ母材が全面破断して破壊に至った。

G-09 [現場溶接形式、塑性率 0.9]、G-R1 と G-R2 [現場溶接形式、変動振幅] は、H22 年度の試験体と同様の破壊性状を示した。加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。この亀裂が梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し、最終的に梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がる形で梁フランジ母材がほぼ全面破断した。

G-09-S、G-13-S [現場溶接形式、スラブ付き] は、下フランジ側のスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。上フランジ側のスカラップ底の回し溶接止端にも加力初期から亀裂は発生したが、その進展は小さい。G-13-S は、最終的にスカラップ底の亀裂が梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がる形で梁フランジ母材がほぼ全面破断した。G-09-S は、スカラップ底の亀裂と梁フランジ端部側面の溶接止端の亀裂が繋がることなく、直線的にフランジ母材が破断した。スラブコンクリートにおいて、柱フェイスとの支圧面の圧壊や負曲げ時の曲げひび割れが確認されたが、損傷は軽微であった。

GL-13、GL-20 [現場溶接形式、H-800] は、加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が複数（2~3箇所）発生した。フランジに接する側（1パス目）の回し溶接止端に生じた亀裂は、フランジ板厚方向・幅方向に進展し、フランジから離れた側（2パス目）の回し溶接止端に生じた亀裂は梁の材軸方向に進展した（写真 2.3.2-9(a)参照）。最終的にスカラップ底の 1パス目の回し溶接止端に生じた亀裂が梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がる形で梁フランジ母材がほぼ全面破断した。しかし、亀裂の進展具合は H-600 シリーズとは異なり、スカラップ底の 1パス目の回し溶接止端に生じた亀裂の進展は小さく、梁フランジ端部側面の溶接止端に発生した亀裂の進展が顕著であった（写真 2.3.2-9(b)参照）。

表 2.3.2-9 実験結果一覧

試験体	変位振幅 mm	$eK$ kN/mm	$cK$ kN/mm	$\frac{eK}{cK}$	$Q_{max}$ kN	$Q_p$ kN	$\frac{Q_{max}}{Q_p}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_f$	破壊状況 (起点)
K-09	$\pm 0.9\delta_p$ ( $\pm 19.3$ )	16.6	16.7	0.99	299 -299	359	0.83 0.83	376 -310	— -357	-382	フランジ破断 (溶接止端)
K-13	$\pm 1.3\delta_p$ ( $\pm 28.0$ )	16.2		0.97	367 -361		1.02 1.01	60 -73	70 —	82	
K-20	$\pm 2\delta_p$ ( $\pm 43.0$ )	16.3		0.97	428 -415		1.19 1.16	17 -15	19 -17	-20	
K-30	$\pm 3\delta_p$ ( $\pm 64.5$ )	16.0		0.96	466 -448		1.30 1.25	5 -5	6 -6	7	
G-09	$\pm 0.9\delta_p$ ( $\pm 19.3$ )	16.3	16.7	0.97	298 -285	359	0.83 0.80	162 -203	187 —	216	フランジ破断 (スカラップ底)
G-13	$\pm 1.3\delta_p$ ( $\pm 28.0$ )	16.0		0.96	353 -351		0.98 0.98	52 —	56 —	67	
G-20	$\pm 2\delta_p$ ( $\pm 43.0$ )	15.7		0.94	408 -399		1.14 1.11	13 —	14 —	16	
G-30	$\pm 3\delta_p$ ( $\pm 64.5$ )	16.0		0.96	448 -440		1.25 1.23	4 —	4 —	5	
G-R1	変動 1 $0.8\sim 2\delta_p$	16.1	16.7	0.97	391 -385	359	1.09 1.07	17 -17	19 -19	31	
G-R2	変動 2 $0.8\sim 1.6\delta_p$	16.3		0.97	374 -362		1.04 1.01	31 -31	35 -38	56	
G-09-S	$\pm 0.9\delta_p$ ( $\pm 19.3$ )	37.7	40.1	0.94	436 -355	359	1.21 0.99	20 —	32 —	64	
G-13-S	$\pm 1.3\delta_p$ ( $\pm 28.0$ )	38.5		0.96	496 -411		1.38 1.14	7 —	8 —	17	
GL-13	$\pm 1.3\delta_p$ ( $\pm 41.1$ )	26.1	26.5	0.98	803 -795	839	0.96 0.95	102 -95	— -100	-103	フランジ破断 (スカラップ底 + 溶接止端縁)
GL-20	$\pm 2\delta_p$ ( $\pm 63.3$ )	25.6		0.97	879 -883		1.05 1.05	30 —	31 —	32	

ここに、同じ枠内の上段は正加力時の値、下段は負加力時の値を示す。

は、H22年度実施済の試験体を示す。

$\delta_p$  : 鉄骨梁の全塑性耐力に対応する弾性変位計算値(H-600:21.5mm, H-800:31.6mm)

$eK$  : 梁の初期剛性実験値(梁せん断力= $Q_p/3$ 時の割線剛性)

$cK$  : 梁の弾性剛性計算値(スラブ付きの場合は合成梁正曲げ剛性<sup>2)</sup>)

$Q_{max}$  : 最大荷重(梁せん断力)実験値

$Q_p$  : 鉄骨梁の全塑性耐力計算値

$N_{90\%}$  :  $0.9Q_{max}$ 時の繰返し数

$N_{85\%}$  :  $0.85Q_{max}$ 時の繰返し数

$N_f$  : フランジ破断時の繰返し数





写真 2.3.2-2 最終破壊状況(K-09:-382 サイクル)

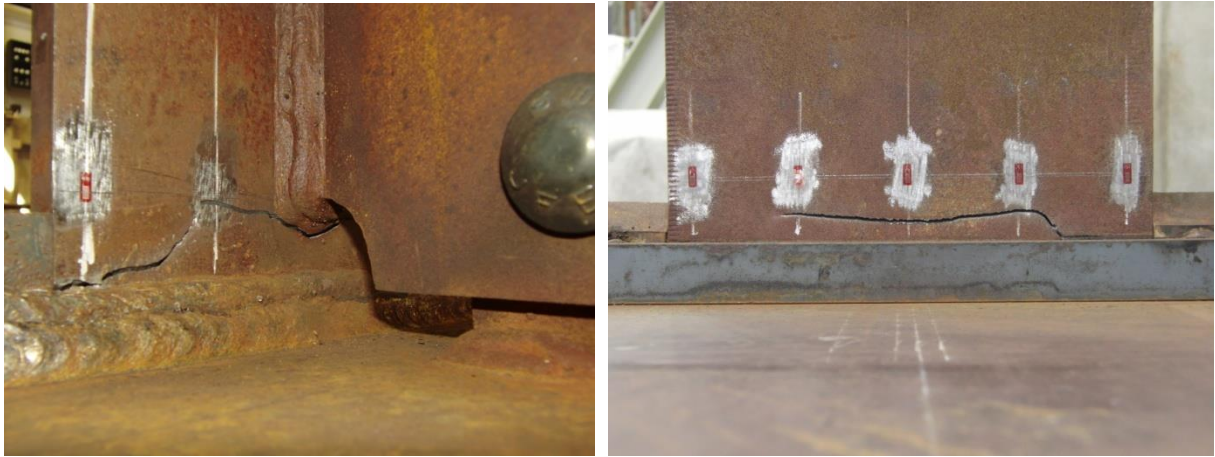


写真 2.3.2-3 最終破壊状況(G-09:+216 サイクル)

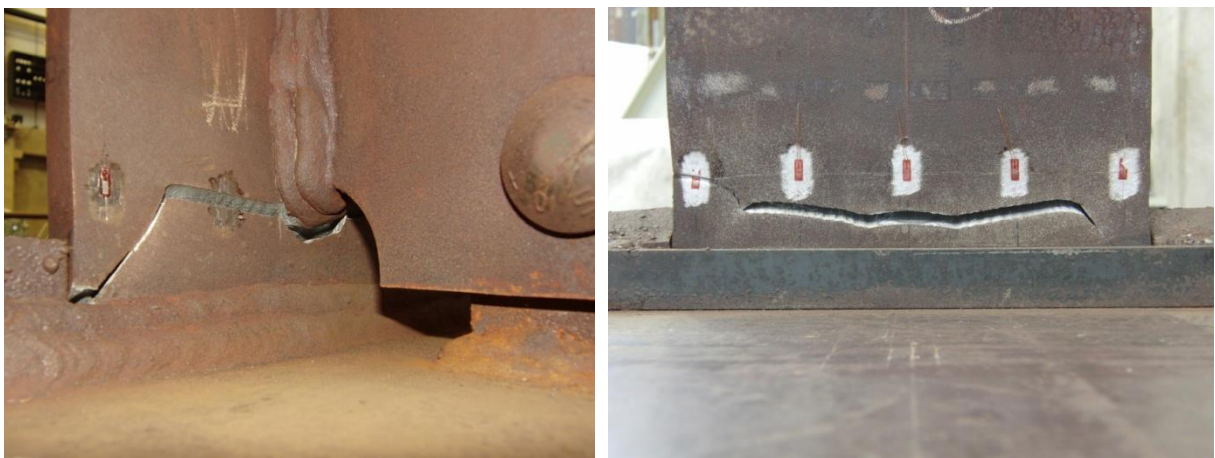


写真 2.3.2-4 最終破壊状況(G-R1:+31 サイクル)



写真 2.3.2-5 最終破壊状況 (G-R2: +56 サイクル)



写真 2.3.2-6 最終破壊状況 (G-09-S: +64 サイクル)



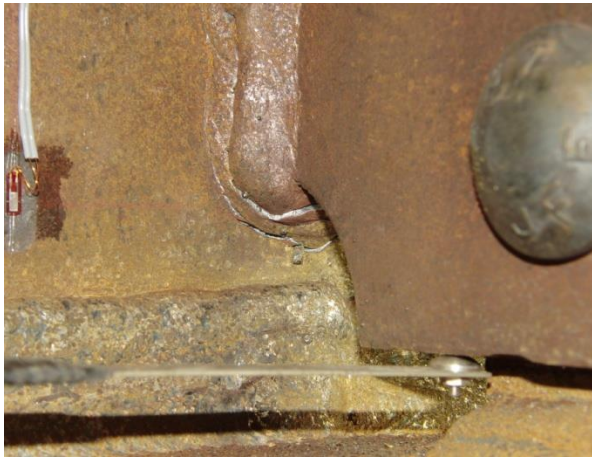




写真 2.3.2-7 最終破壊状況 (G-13-S:+17 サイクル)



写真 2.3.2-8 最終破壊状況 (GL-13:-103 サイクル)



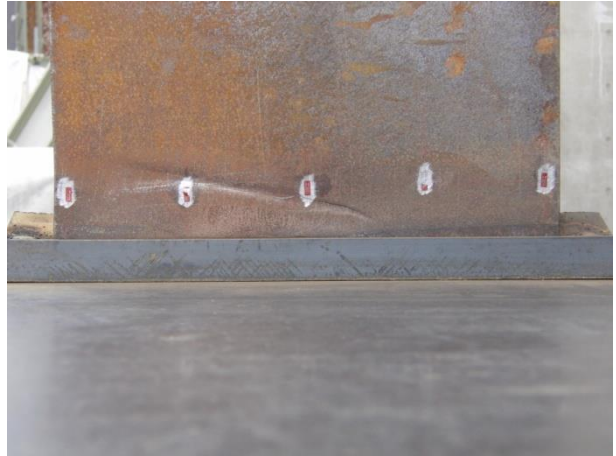
(a) +10 サイクル:スカラップ底の複数亀裂



(b) +31 サイクル:破断直前の亀裂状況



(c) +32 サイクル:フランジ破断状況



(d) +32 サイクル:フランジ破断状況

写真 2.3.2-9 破壊状況 (GL-20)

## 2) 荷重変形特性

各試験体の荷重—変形関係を図 2.3.2-12～図 2.3.2-19 の上段(a)に示す。この変形とは加力点変位  $\delta_h$  から柱梁接合部の回転による変位成分  $\delta_r$  を差し引いた梁のみの相対変位  $\delta_b$  を表す。図中の破線は弾性剛性  $EK$  と全塑性耐力  $Q_p$  の計算値である。スラブ付き試験体において、加力の符号は梁の下フランジ側に引張力が作用する方向が正側加力である。図 2.3.2-12～図 2.3.2-19 の下段(b)に加力サイクルの進行に対するピーク荷重の推移を示す。縦軸の荷重は最大荷重  $Q_{max}$  で除して無次元化している。

定振幅で繰返し載荷した試験体において、ピーク荷重は 2~5 サイクルで最大値を示した。その後も安定した履歴を示すが、スカラップ底の亀裂の進展にともないピーク荷重は徐々に低下した。スカラップ底の亀裂が梁フランジ表面に貫通すると、鉄骨梁試験体ではピーク荷重は最大ピーク荷重の 90%程度まで、スラブ付き試験体では 85%程度まで低下している。フランジ板厚方向に亀裂が貫通した後は亀裂の進展が顕著となり、ピーク荷重が大きく低下して破壊に至った。

### □各部のひずみ分布

各試験体の破断側梁フランジ端部の材軸方向ひずみの幅方向の分布を図 2.3.2-20 に示す。図には 1 サイクル目、2 サイクル目および 90%耐力時の各サイクルピーク時の分布を示している。梁フランジ端のひずみはサイクルの進行にともない引張ひずみ側にシフトする傾向にある。また、そのひずみ分布はフランジ両縁と中央のひずみが小さい M 字形状を示す。

G シリーズのシャプレートおよび K-09 の梁端部ウェブの材軸方向ひずみ分布を図 2.3.2-21 に示す。上下最外縁のプロットはウェブ直上の梁フランジのひずみを表す。シャプレートのひずみはほとんど生じておらず、シャプレートは曲げを負担していない。K-09 試験体の梁端部ウェブのひずみは、ウェブの上下最外縁のひずみが卓越しており、それより内側のひずみは弾性範囲内に留まっている。

・ K-09 実験経過

- 105 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 160 サイクル目 : スカラップ底の溶接止端に亀裂発生
- 160 サイクル目 : フランジ表面幅中央の溶接止端に亀裂発生
- 309 サイクル目 :  $0.9Q_{max}$  時
- 382 サイクル目 : フランジ破断

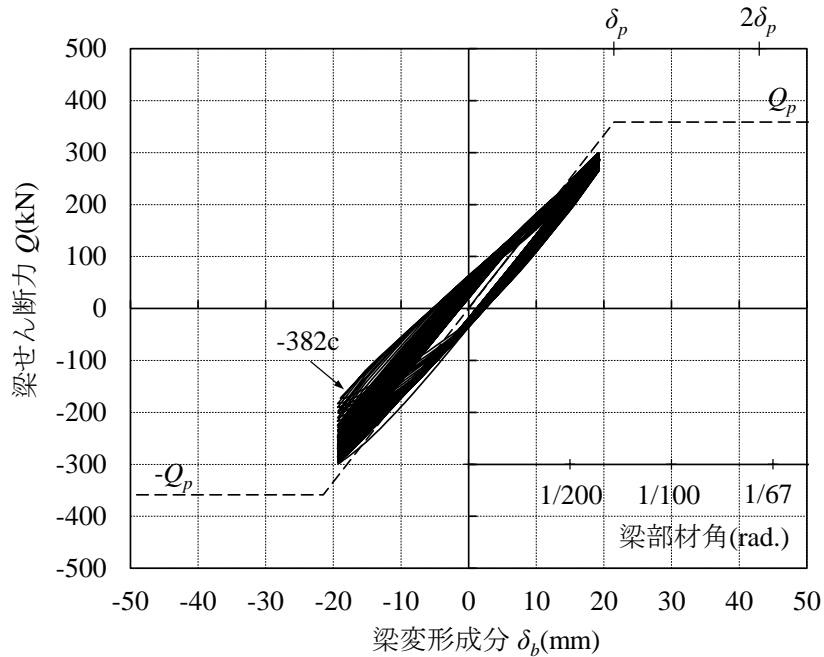


図 2.3.2-12(a) 荷重－変形関係(K-09 試験体)

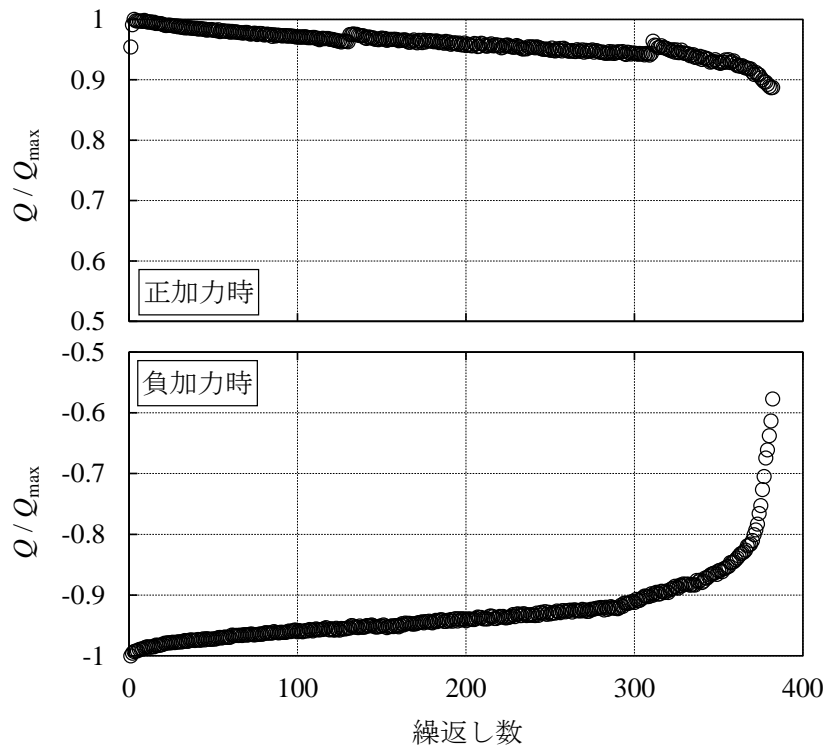


図 2.3.2-12(b) ピーク荷重の推移(K-09 試験体)

・ G-09 実験経過

- 10 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 90 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 160 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 162 サイクル目 :  $0.9Q_{max}$  時
- 216 サイクル目 : フランジ破断

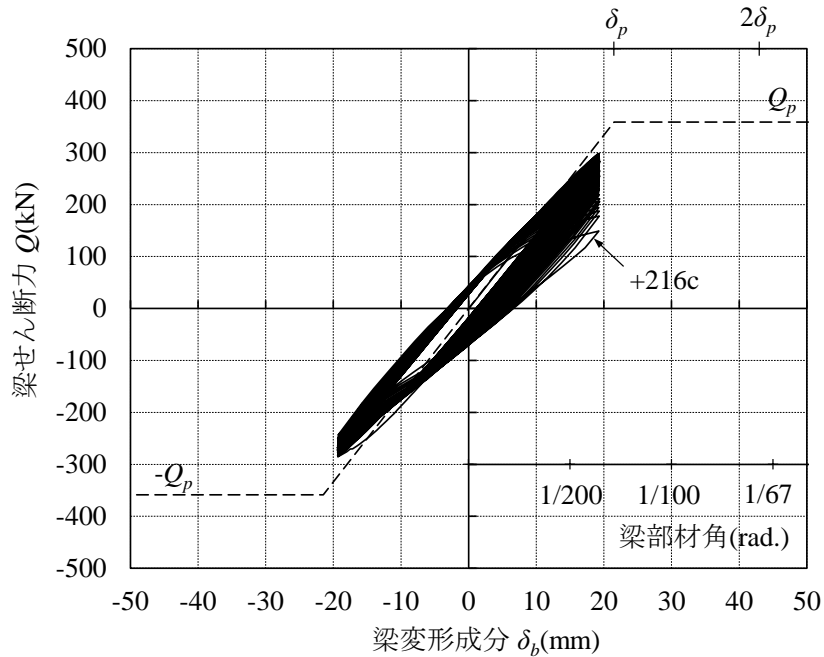


図 2.3.2-13(a) 荷重－変形関係(G-09 試験体)

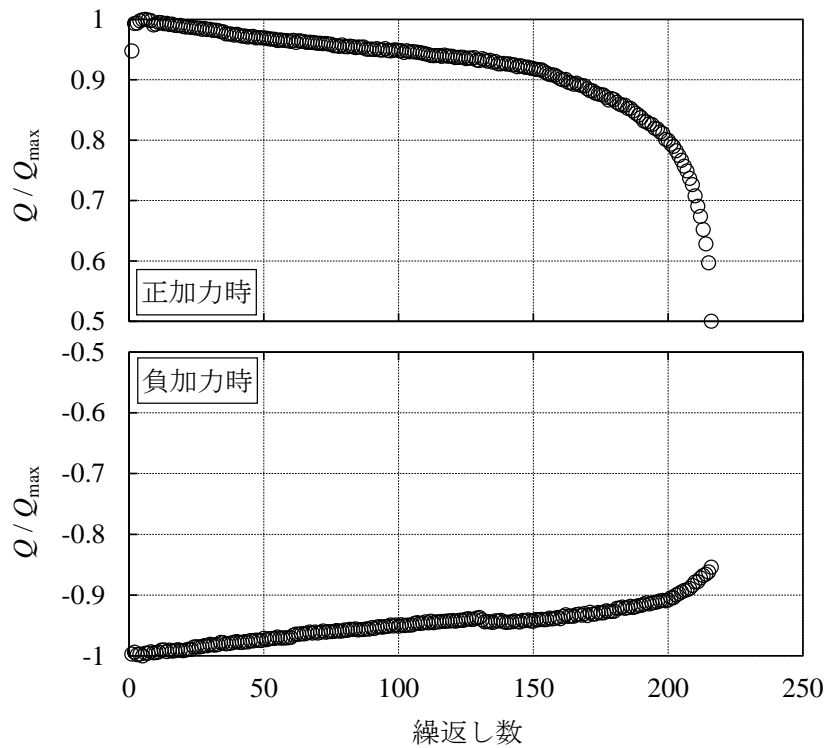


図 2.3.2-13(b) ピーク荷重の推移(G-09 試験体)



・ G-R1 実験経過

- 5 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生 (1block 目・漸増  $1.2\delta_p$  荷重時)
- 14 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生 (1block 目・漸増  $2.0\delta_p$  荷重時)
- 16 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通 (1block 目・漸増  $1.8\delta_p$  荷重時)
- 17 サイクル目 :  $0.9Q_{i,max}$  時 (1block 目・漸減  $1.6\delta_p$  荷重時)
- 31 サイクル目 : フランジ破断 (2block 目・漸増  $1.4\delta_p$  荷重時)

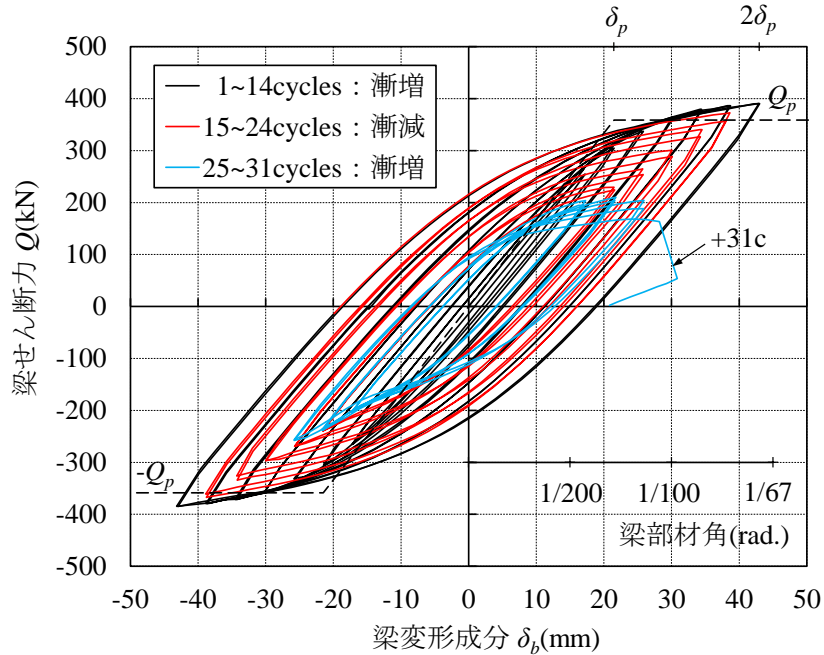


図 2.3.2-14(a) 荷重－変形関係(G-R1 試験体)

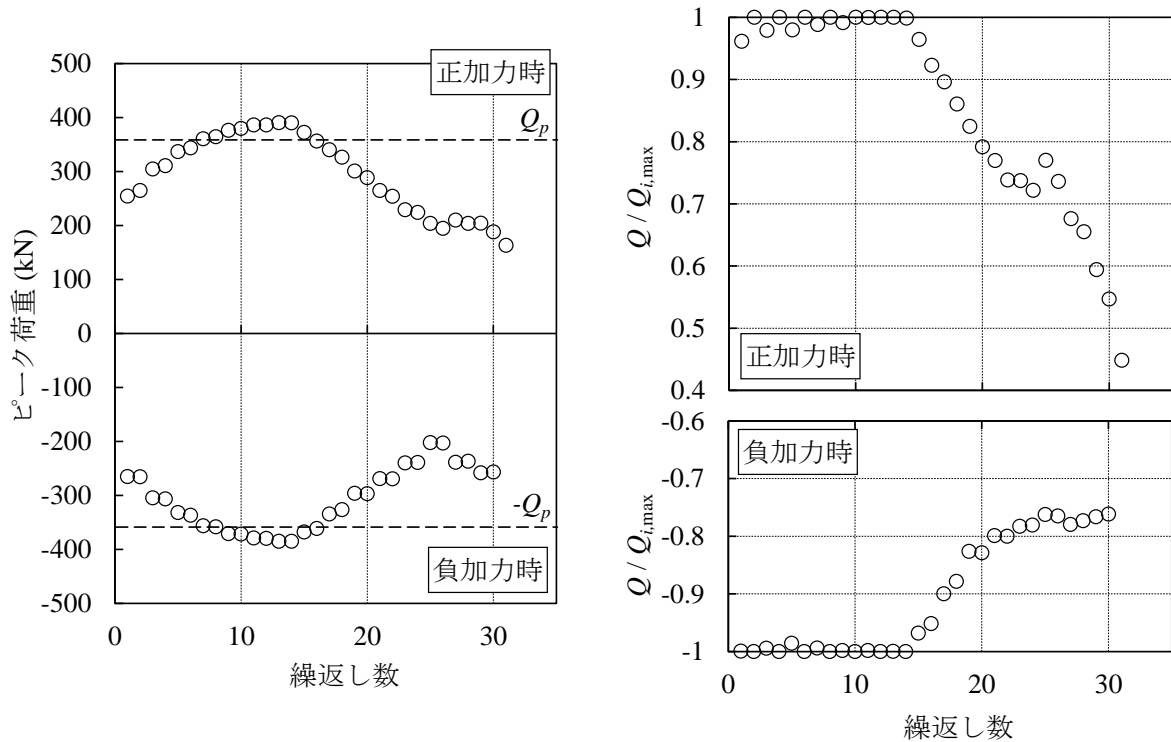


図 2.3.2-14(b) ピーク荷重の推移(G-R1 試験体)



・ G-R2 実験経過

- 7 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生 (1block 目・漸増  $1.0\delta_p$  載荷時)
- 17 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生 (1block 目・漸増  $1.4\delta_p$  載荷時)
- 28 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通 (1block 目・漸減  $1.4\delta_p$  載荷時)
- 31 サイクル目 :  $0.9Q_{i,max}$  時 (1block 目・漸減  $1.2\delta_p$  載荷時)
- 56 サイクル目 : フランジ破断 (2block 目・漸増  $1.4\delta_p$  載荷時)

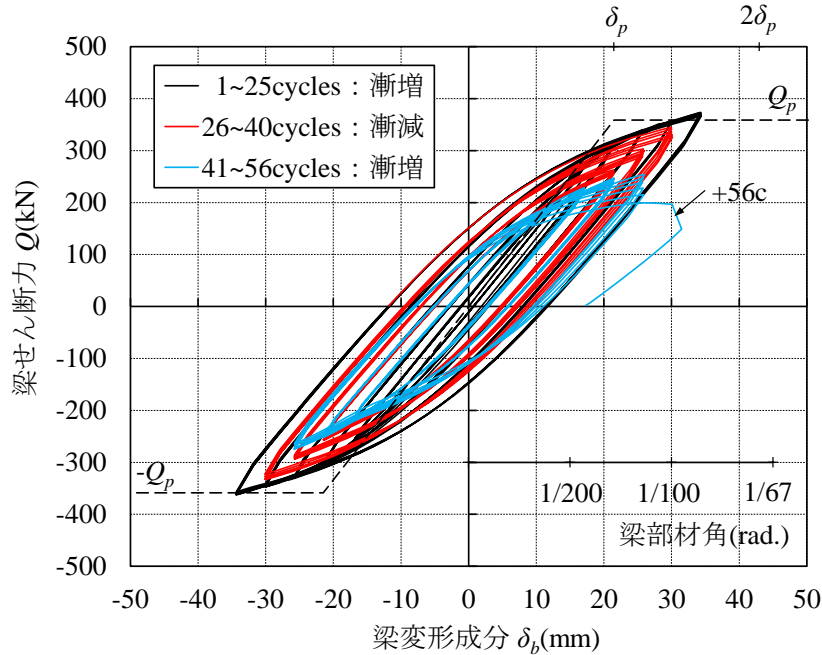


図 2.3.2-15(a) 荷重－変形関係(G-R2 試験体)

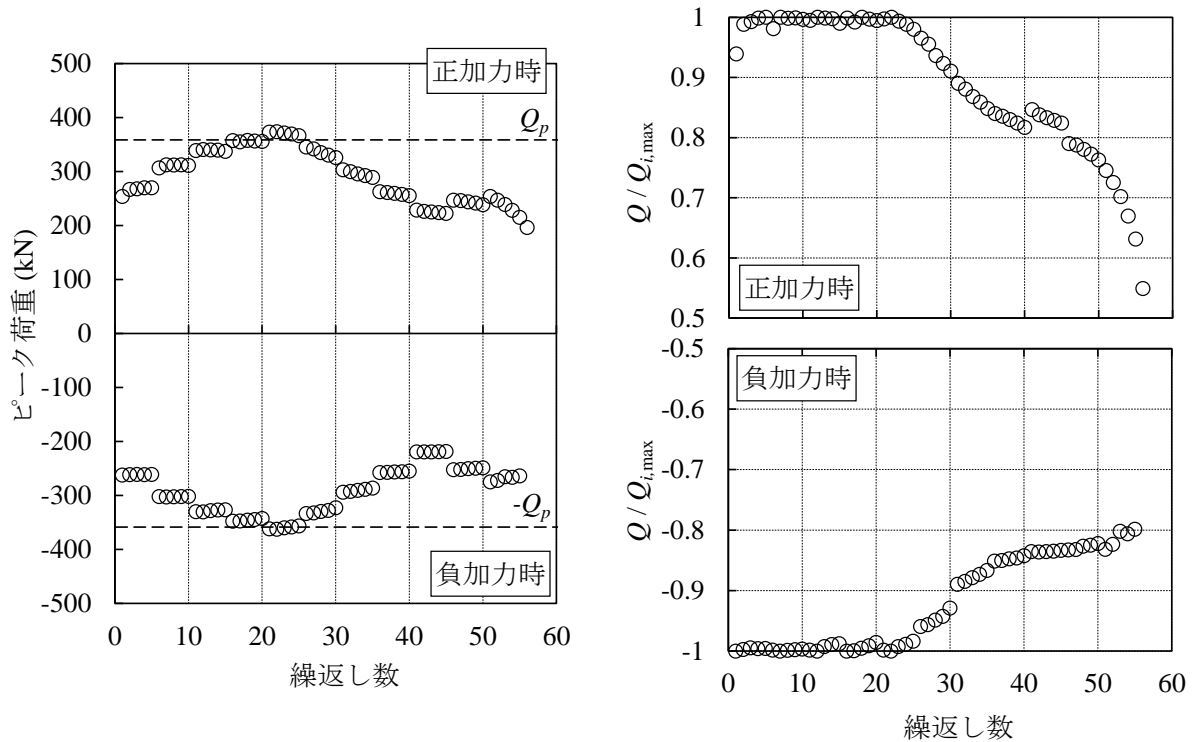


図 2.3.2-15(b) ピーク荷重の推移(G-R2 試験体)

・ G-09-S 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 20 サイクル目 :  $0.9Q_{max}$  時
- 25 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 31 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 32 サイクル目 :  $0.85Q_{max}$  時
- 64 サイクル目 : フランジ破断

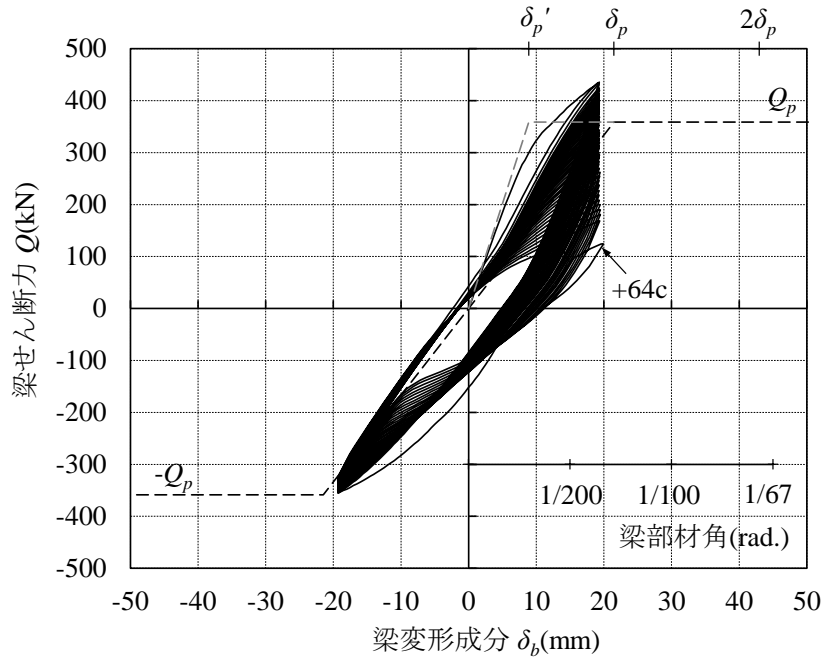


図 2.3.2-16(a) 荷重－変形関係(G-09-S 試験体)

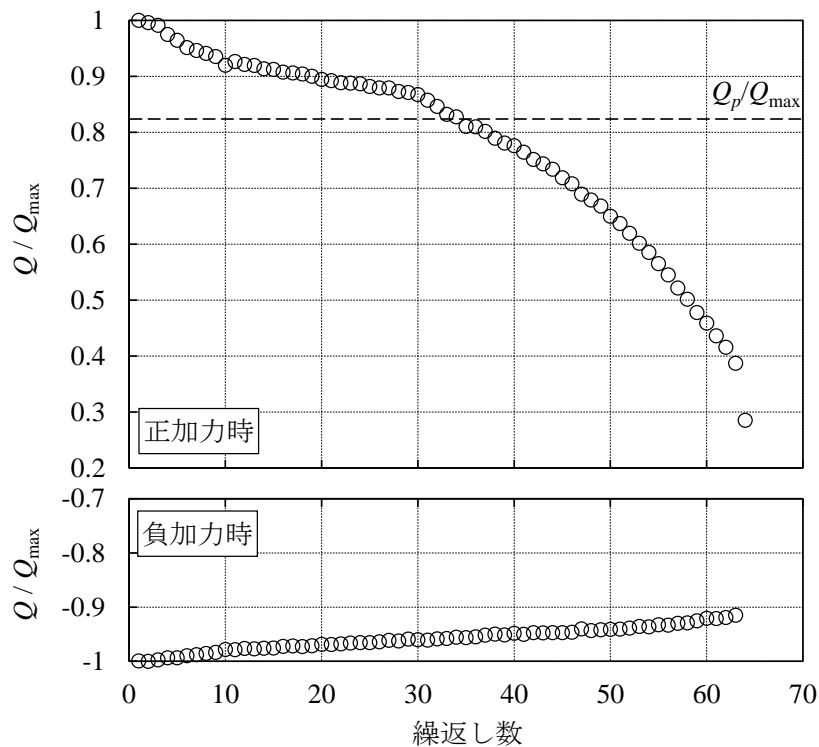


図 2.3.2-16(b) ピーク荷重の推移(G-09-S 試験体)

・ G-13-S 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 3 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 7 サイクル目 :  $0.9Q_{max}$  時
- 8 サイクル目 :  $0.85Q_{max}$  時, スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 17 サイクル目 : フランジ破断

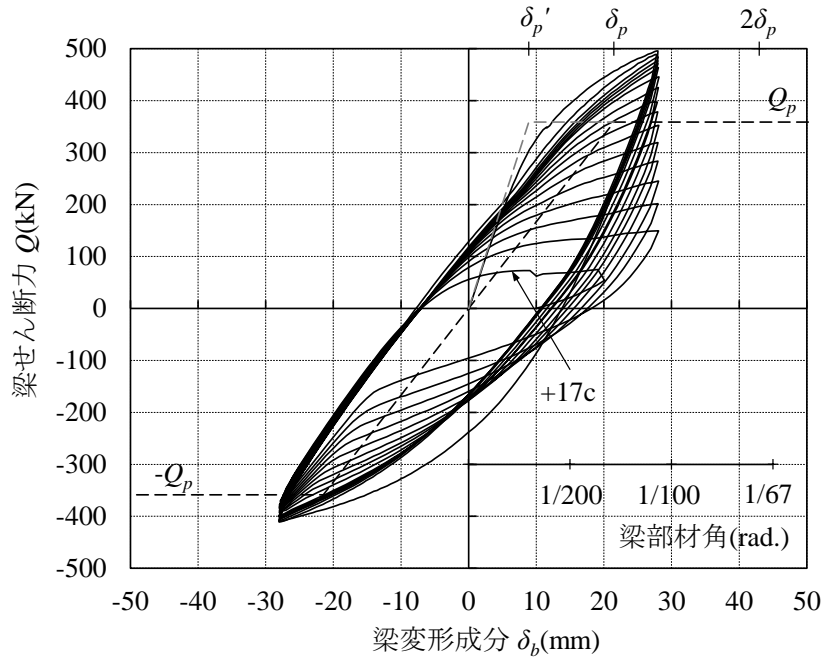


図 2.3.2-17(a) 荷重－変形関係(G-13-S 試験体)

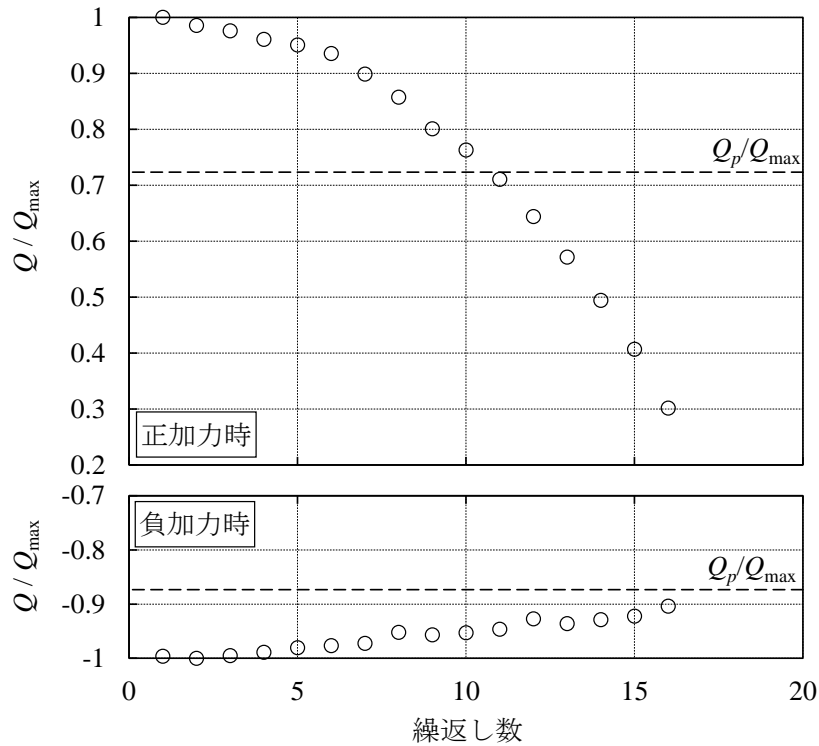


図 2.3.2-17(b) ピーク荷重の推移(G-13-S 試験体)

・ GL-13 実験経過

- 2 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 38 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 95 サイクル目 :  $0.9Q_{max}$  時
- 97 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 103 サイクル目 : フランジ破断

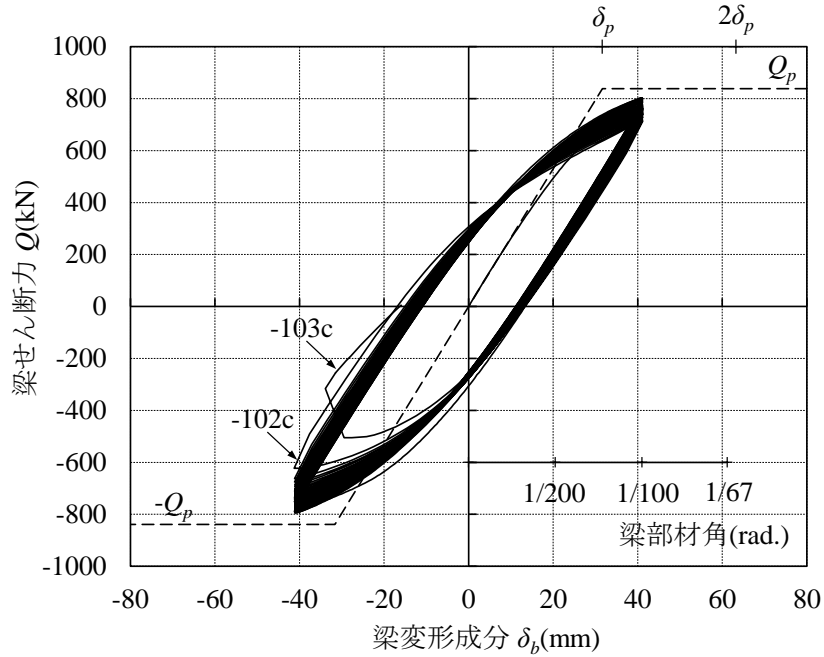


図 2.3.2-18(a) 荷重—変形関係 (GL-13 試験体)

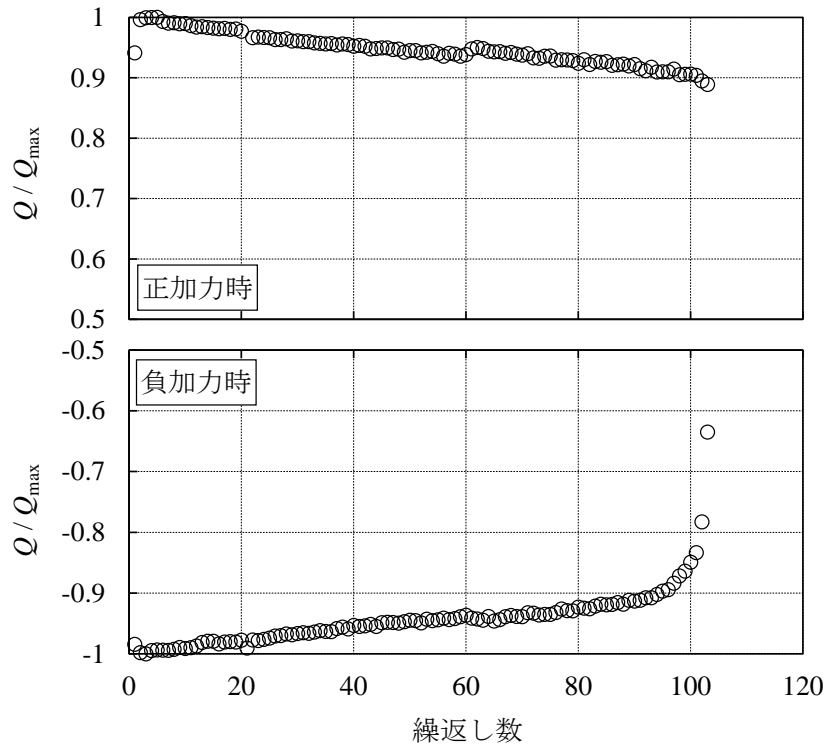


図 2.3.2-18(b) ピーク荷重の推移 (GL-13 試験体)

・ GL-20 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 5 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 15 サイクル目 : フランジ側面の溶接止端に亀裂発生
- 30 サイクル目 :  $0.9Q_{\max}$  時。フランジ側面溶接止端の亀裂が進展
- 32 サイクル目 : フランジ破断

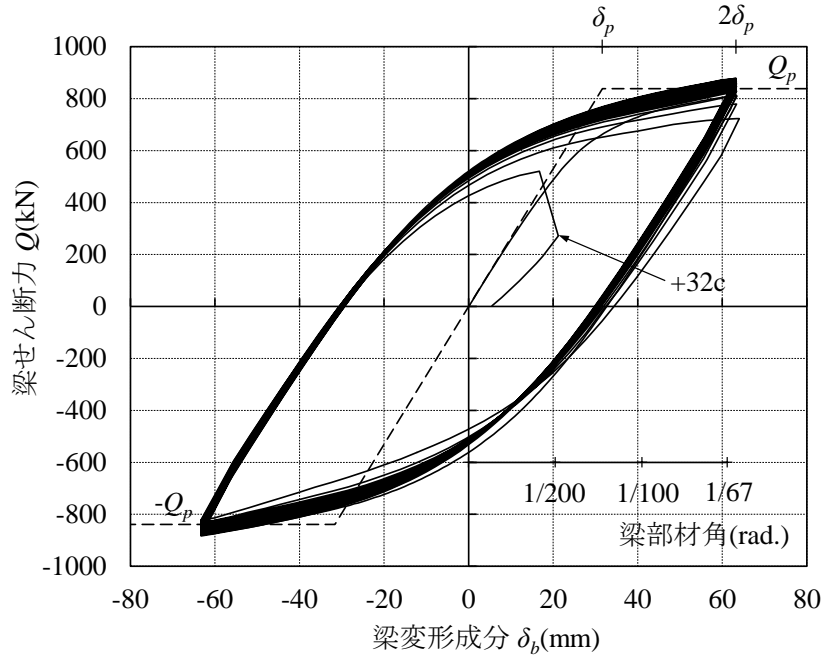


図 2.3.2-19(a) 荷重－変形関係 (GL-20 試験体)

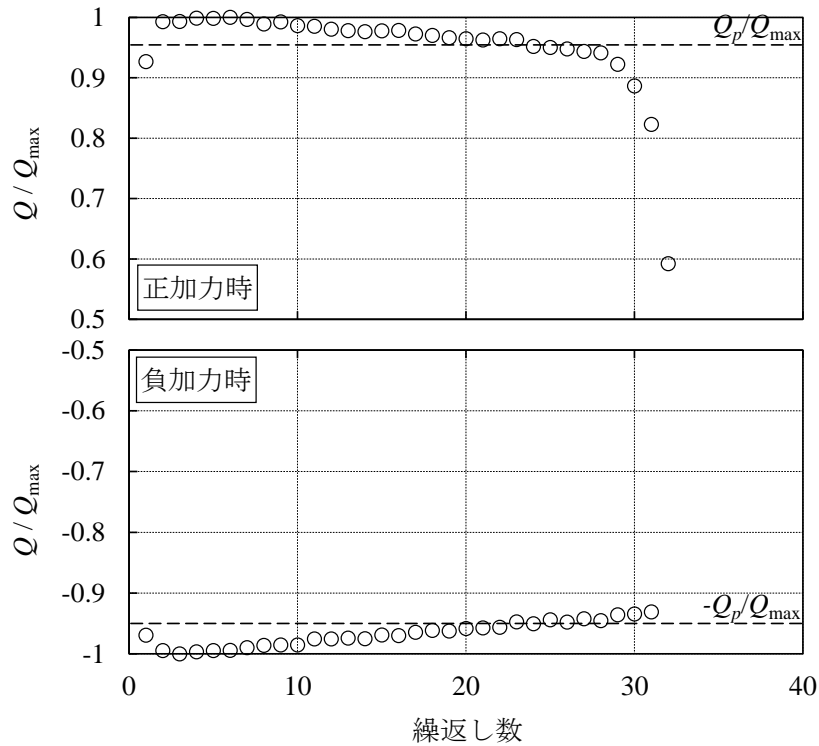
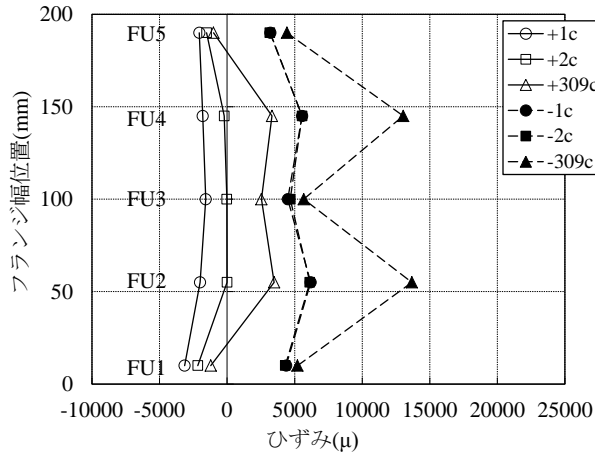
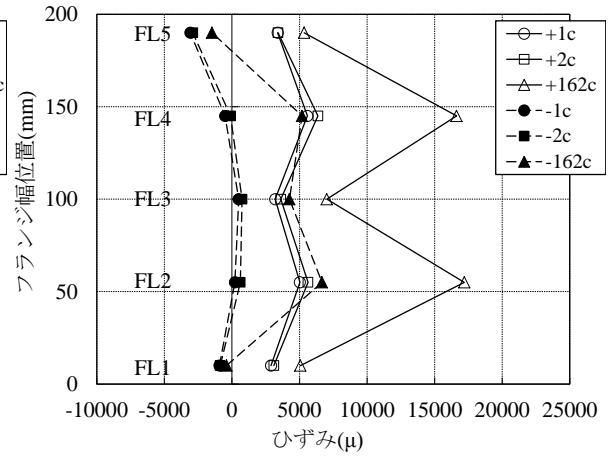


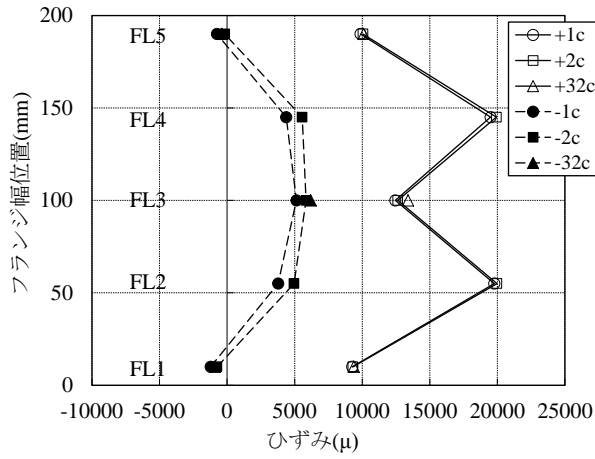
図 2.3.2-19(b) ピーク荷重の推移 (GL-20 試験体)



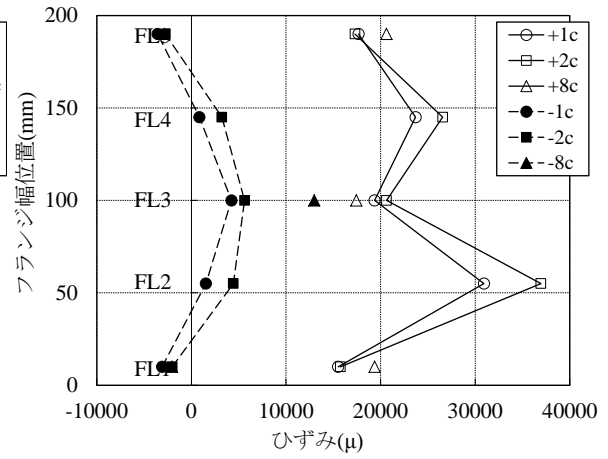
(a) K-09



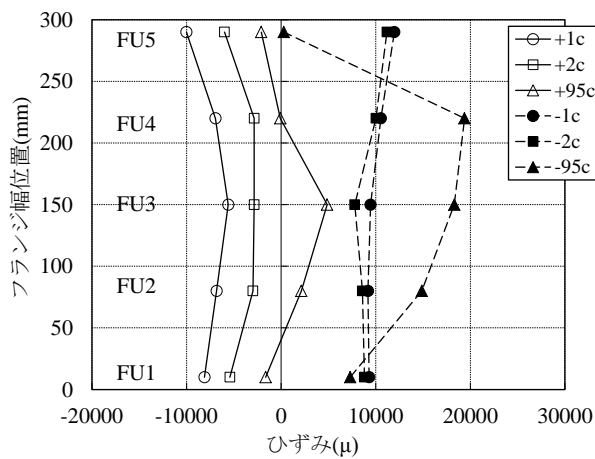
(b) G-09



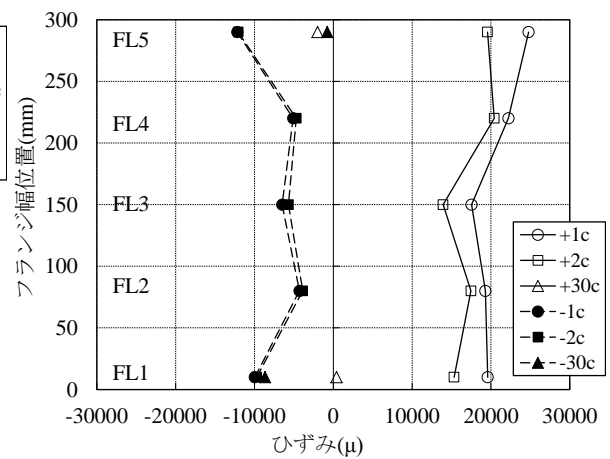
(c) G-09-S



(d) G-13-S



(e) GL-13



(f) GL-20

図 2.3.2-20 破断側フランジ端部の材軸方向ひずみ分布  
(実線: 正加力, 点線: 負加力 / 1 サイクル目, 2 サイクル目, 90%耐力時)

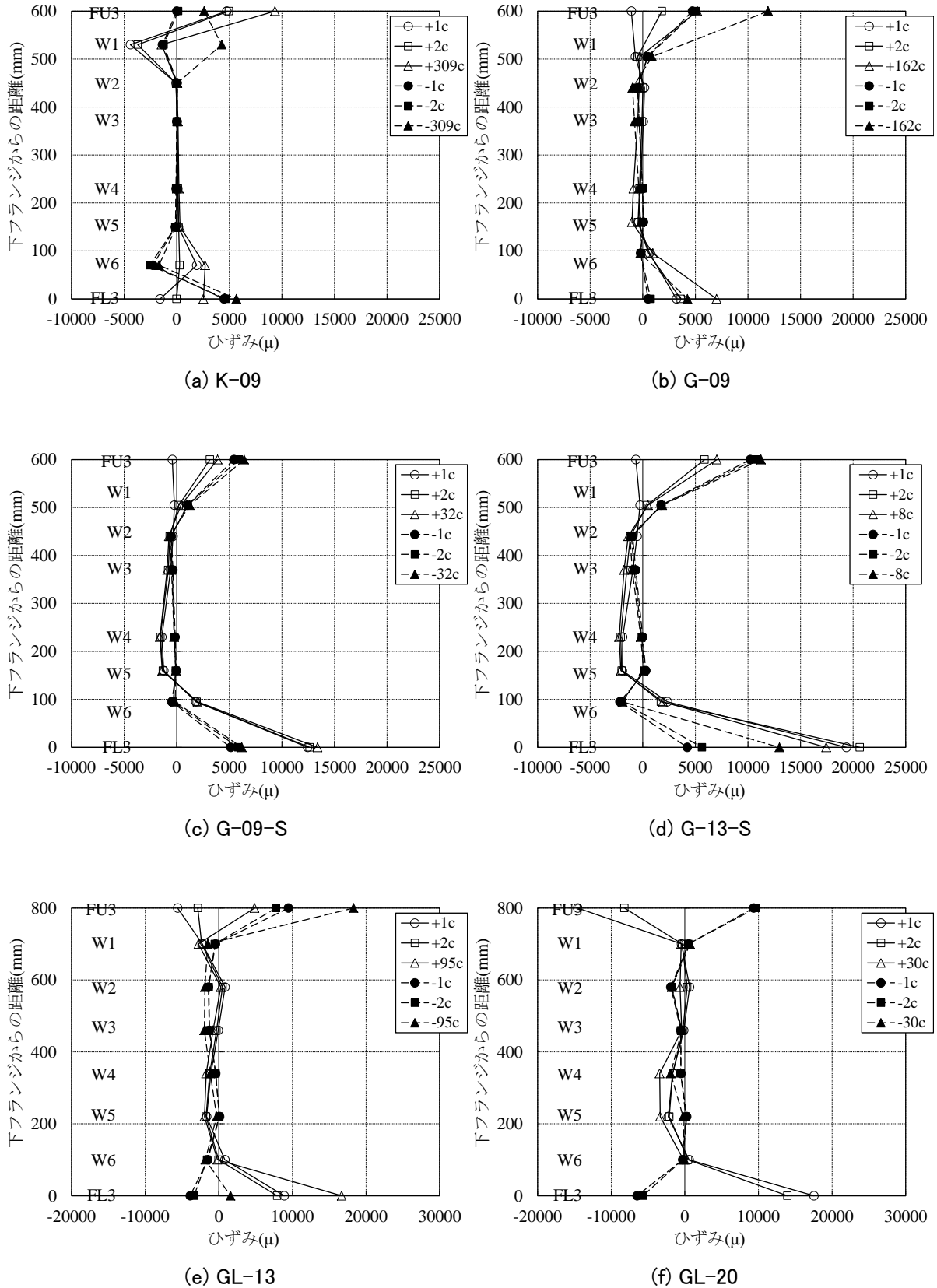


図 2.3.2-21 ウェブ端部の材軸方向ひずみ分布  
 (実線: 正加力, 点線: 負加力 / 1 サイクル目, 2 サイクル目, 90%耐力時)

### 3) 多数回繰り返し特性

#### a) 変位振幅と繰返し数関係

各試験体の繰返し数、累積損傷度などの疲労特性指標を表 2.3.2-10 に示す。変位振幅 $\mu$ —90%耐力時繰返し数  $N_{90\%}$  関係を図 2.3.2-22 に、変位振幅 $\mu$ —破断時繰返し数  $N_f$  関係を図 2.3.2-23 に示す。図中の直線は、H22 年度の報告書で示した梁端接合形式別の回帰式である。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 4.70 \quad (2.3.2-6)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98 \quad (2.3.2-7)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 5.08 \quad (2.3.2-8)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68 \quad (2.3.2-9)$$

G-09, K-09 の実験結果（図中の□, ■印）を見ると、塑性率 0.9 の場合でも上記の回帰式で評価可能といえる。また、上記回帰式は、梁せい 800mm の GL-13, GL-20 との実験結果（図中の▲印）を若干過小評価しているものの概ね良い評価を与える。なお、回帰式が実験結果を過小に評価している K-09, GL-13, GL-20 は、フランジ破断を支配する亀裂が他の試験体と異なり、フランジ端側面の溶接止端を起点とする亀裂であった。

合成梁の正曲げ剛性はスラブの存在により鉄骨梁に比べて高くなる。そこで、合成梁としての塑性率を、正加力側は合成梁の正曲げ剛性を用い、負加力側は鉄骨梁の弾性剛性を用いて算出したそれぞれの塑性率の平均として求めると、G-09-S :  $\mu' = 1.54$ , G-13-S :  $\mu' = 2.22$  となる。

$$\text{合成梁の塑性率} : \mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2 \quad (2.3.2-10)$$

$$\text{ここで, } \delta_p' = Q_p / {}_c K, \quad \delta_p = Q_p / {}_s K$$

$$Q_p : \text{鉄骨梁の全塑性耐力, } {}_c K : \text{合成梁の正曲げ剛性, } {}_s K : \text{鉄骨梁の弾性剛性}$$

図中の◇, ◆印は、この塑性率  $\mu'$  を用いた G-09-S, G-13-S の実験結果である。上記回帰式は実験結果を危険側に評価している。ただし、合成梁における 90% 耐力時は、前掲の図 2.3.2-16, 図 2.3.2-17 に示すように、まだ安定した履歴ループを描き、鉄骨梁の全塑性耐力  $Q_p$  以上の耐力を示す。合成梁の耐力低下にはスラブコンクリートの損傷分が含まれるため、スラブを耐力に見込んでいない場合の設計に対して、「90% 耐力時繰返し数」は梁の保有性能として余裕を残す繰返し数といえる。参考として、上記回帰式で同定される繰返し数は G-09-S : 30 回, G-13-S : 10 回であり、これらの繰返し数における耐力は、いずれの試験体も  $Q_p$  以上の耐力を有している。

#### b) 変動振幅下における累積損傷度評価の検証

変動振幅荷重の G-R1, G-R2 の実験結果概要を図 2.3.2-24 に示す。変動振幅荷重における 90% 耐力時繰返し数は、荷重がその振幅レベルにおける最大荷重の 90% まで低下した時点とした。90% 耐力時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度  $D_{90\%}$  は、G-R1 : 0.58, G-R2 : 0.60 であった。破断時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度  $D_f$  は、G-R1 : 0.60, G-R2 : 0.65 であった。



表 2.3.2-10 疲労特性指標

試験体	$\mu$ ( $\mu'$ )	$\eta_{90\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_f$	$D_{90\%}$	$D_f$
K-09	0.9	121.7	310	357	382		
K-13	1.3	78.4	60	70	82		
K-20	2.0	50.2	15	17	20		
K-30	3.0	33.3	5	6	7		
G-09	0.9	77.0	162	187	216		
G-13	1.3	71.2	51	56	67		
G-20	2.0	45.8	13	14	16		
G-30	3.0	27.2	4	4	5		
G-09-S	0.9 (1.5)	67.1	20	32	64		
G-13-S	1.3 (2.2)	31.8	7	8	17		
GL-13	1.3	149.3	95	100	103		
GL-20	2.0	117.2	30	31	32		
G-R1	変動	32.8	-	-	-	0.58	0.60
G-R2	変動	38.4	-	-	-	0.60	0.65

[記号]

$\mu, \mu'$  : 塑性率 (鉄骨梁 :  $\mu = \delta / \delta_p$ , 合成梁 :  $\mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2$ )

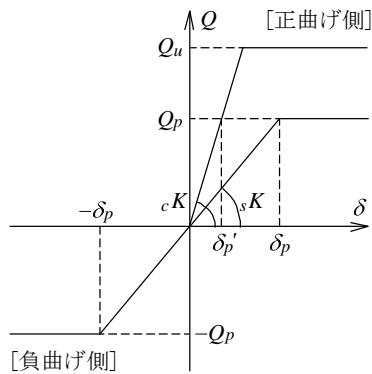
$\eta_{90\%}$  :  $N_{90\%}$  までの累積塑性変形倍率

$N_{90\%}$  :  $0.9Q_{\max}$  時の繰返し数

$N_f$  : フランジ破断時の繰返し数

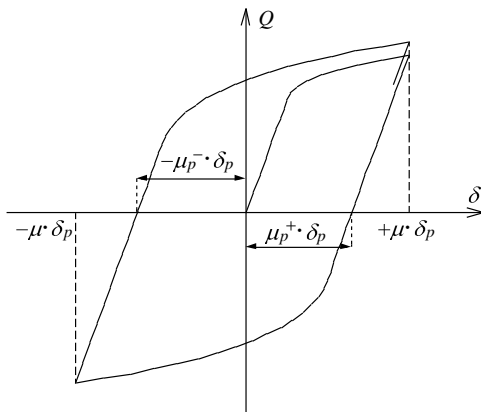
$D_{90\%}$  :  $N_{90\%}$  に対する回帰式から算出される累積損傷度

$D_f$  :  $N_f$  に対する回帰式から算出される累積損傷度



鉄骨梁の塑性率 :  $\mu = \delta / \delta_p$

合成梁の塑性率 :  $\mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2$



累積塑性変形倍率 :  $\eta_u = \sum_{i=1}^{N_{90\%}} 2\mu_{pi}$

塑性振幅 :  $\mu_{pi} = (\mu_{pi}^+ + \mu_{pi}^-) / 2$

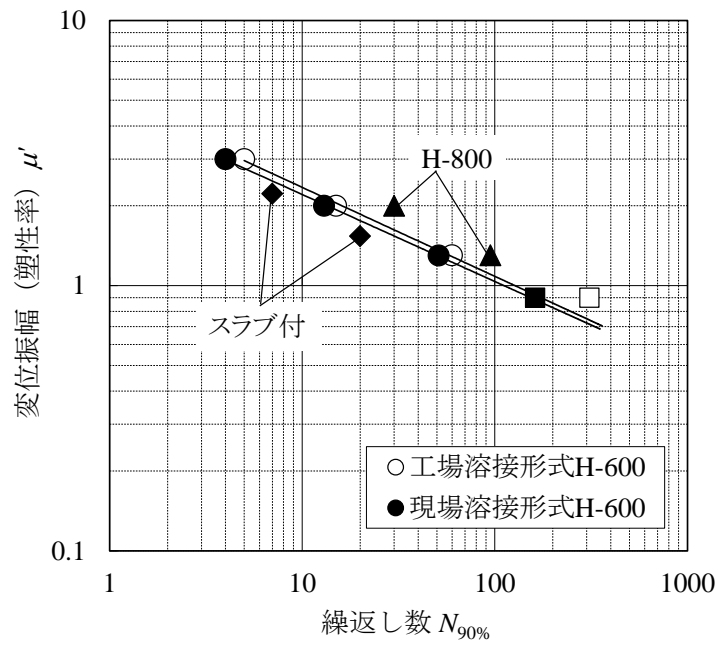


図 2.3.2-22 変位振幅-90%耐力時繰返し数関係

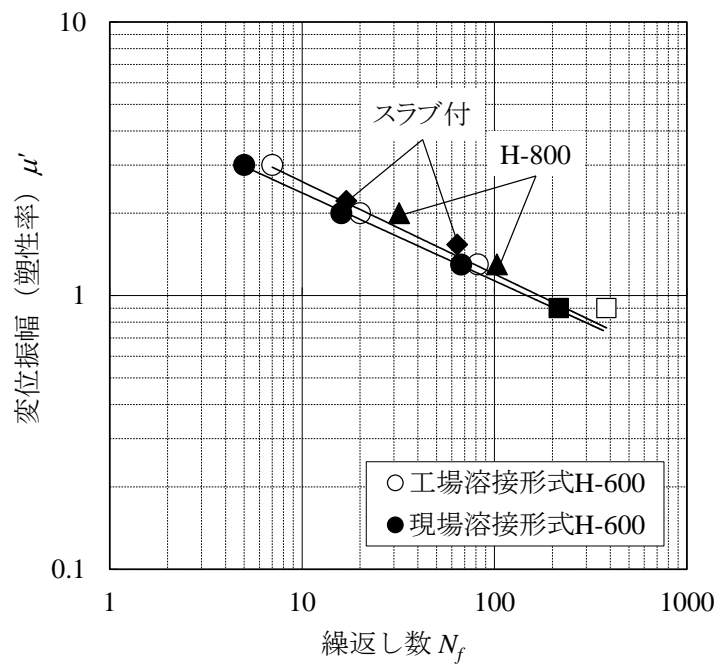
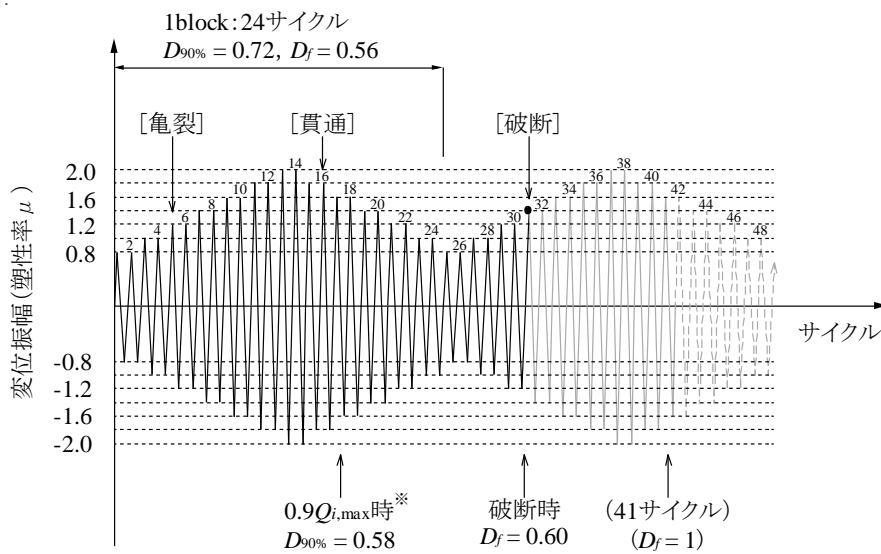
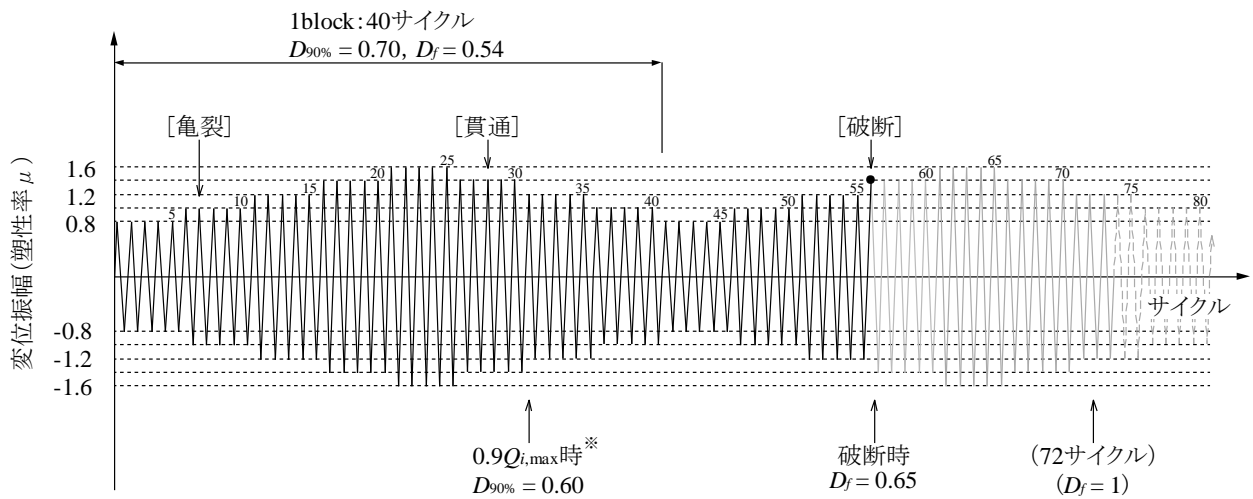


図 2.3.2-23 変位振幅-フランジ破断時繰返し数関係



(a) G-R1



(b) G-R2

$D_f$ : 破断時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度

$D_{90\%}$ :  $0.9Q_{i,max}$ 時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度

※変動振幅载荷における $0.9Q_{i,max}$ 時: 荷重がその振幅レベルにおける最大荷重の90%まで低下した時点

[亀裂]: スカラップ底の亀裂確認時点

[貫通]: スカラップ底の亀裂がフランジ表面に貫通した時点

[破断]: フランジが破断した時点

図 2.3.2-24 変動振幅载荷実験結果

## (5) 結論ならびに今後の課題

鉄骨造超高層建物の梁端溶接部を対象に、長周期地震動により多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能を把握することを目的に、梁断面寸法、梁端接合形式、载荷パターンおよびスラブの有無を実験変数とした多数回繰返し载荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、変位振幅と繰返し数の関係は塑性率 0.9 の場合でも H22 年度に示した回帰式を外挿することで評価できる。
- 2) H22 年度に示した回帰式は、梁断面を大きくした試験体（梁せい 800mm）の 90%耐力時およびフランジ破断時の繰返し数を若干過小評価するものの概ね良い評価を与える。
- 3) H22 年度に示した回帰式は、スラブの付いた合成梁試験体の 90%耐力時の繰返し数を危険側に評価する。ただし、合成梁試験体における 90%耐力時のサイクルは、まだ安定した履歴ループを描き、鉄骨梁の全塑性耐力  $Q_p$  以上の耐力を有しており、梁の保有性能として余裕を残す繰返し数といえる。また、上記回帰式から同定される繰返し数においても  $Q_p$  以上の耐力を有していた。
- 4) 変動振幅载荷実験において、90%耐力時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度  $D_{90\%}$  は 0.58, 0.60 であった。フランジ破断時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度  $D_f$  は 0.60, 0.65 であった。

今後に残された課題は以下の項目が挙げられる。

- 1) 梁端接合詳細の相違が疲労寿命に与える影響評価。  
→ 本実験では、主に 1995 年以前の超高層建築物の梁端接合詳細を対象に実験を行った。今回の試験体と異なる梁端接合詳細（現行のスカラップ形状など）の多数回繰返し特性についても検討する必要がある。
- 2) 許容損傷度の評価  
→ 合成梁を含め、疲労損傷をどの程度許容するかは、耐震性能の劣化の関係、建築物の耐用年数や要求性能との関係などから総合的に判断されるべき問題であり、今後検討する必要がある。

## 参考文献

- 2.3.2-1) 成原弘之, 泉満: 鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度, 日本建築学会構造系論文集, 第 508 号, pp.111~117, 1998
- 2.3.2-2) 半澤徹也, 松岡祐一, 田村和夫, 寺田岳彦, 坂本真一, 堀江竜巳: 鉄骨造建物における柱梁接合部の構造性能に及ぼす繰返し変位振幅の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.525~526, 2006
- 2.3.2-3) 吹田啓一郎, 橋田勇生, 佐藤篤司: 繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その 1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1021~1024, 2009
- 2.3.2-4) 吹田啓一郎, 真鍋義貴, 佐藤篤司, 津嘉田敬章, 田中剛, 蘇鐘鈺: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その 3~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.769~772, 2010
- 2.3.2-5) 澤本佳和, 清川貴世, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.767~768, 2010
- 2.3.2-6) 日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」, 2010
- 2.3.2-7) 建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事, 2007
- 2.3.2-8) 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」, 2006



## 2.4 柱部材の多数回繰り返し載荷実験

### 2.4.1 柱部材の多数回繰り返し載荷実験(H22 実施分)

#### (1) 背景・目的

本実験では、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において、構造安全上重要な部位である柱部材に関して、長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的とした。特に今回は、定振幅繰り返し変位履歴下における耐力低下までの繰り返し数に着目した。

先に実施された既存建物の実態調査結果（2.1.1 節）から、柱に関わる事項を要約すると以下の通りである。

- ・柱断面形状は、箱形断面が多く、H形断面は少ない（限定的）。
- ・箱形断面柱の幅厚比は、FA ランクが多く、幅厚比 10～28 程度に分布する。
- ・軸力比  $n$  は、一定軸力（長期）で  $n=0.3$  程度、変動軸力（地震時）で最大  $n=0.67$ 。
- ・細長比  $\lambda$  は、 $\lambda=12\sim 25$  程度に分布。これは、限界状態設計指針<sup>2.4.1-1)</sup>における細長比  $\lambda_c$  に換算すると  $\lambda_c=0.15\sim 0.315$  程度に相当。

（ここで、 $\lambda_c = \sqrt{N_y/N_e}$ 、 $N_y = F_y \cdot A$ 、 $N_e = \pi^2 \cdot E \cdot I / k l_c^2$ 、 $N_y$ ：降伏限界耐力、 $N_e$ ：弾性曲げ座屈耐力、 $F_y$ ：鋼管の降伏点、 $A$ ：鋼管の断面積、 $E$ 、 $I$ ：弾性係数および断面 2 次モーメント、 $k l_c$ ：座屈長さ）

また、既往研究<sup>2.4.1-2) -2.4.1-45)</sup>の調査を行った結果、下記のことがわかった。

- ・柱について、多数回（100 回程度）の繰り返し載荷を行った研究はない。
- ・鋼管柱に関して、一定振幅繰り返し載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、一定振幅繰り返し載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

断面寸法：□-100～125  
幅厚比：FA  
細長比：10～40  
軸力比：0～0.3(変動、一定)

H 形断面の場合

断面寸法：H-70～150×100～150  
幅厚比：FA(フランジ、ウェブ共に)  
細長比：20～40  
軸力比：0～0.3, 0.6～0.7(変動、一定)

以上より、実態調査の結果を反映した本実験の試験体計画（細長比の範囲）に対して、既往研究では、同様な試験体を対象とした実験資料がないため、本実験により多数回繰り返し変位を受ける鋼管柱部材の保有性能を把握する必要があることがわかった。

## (2) 試験体

### 1) 試験体諸元

試験体一覧を表 2.4.1-1, 計画時の試験体耐力一覧を表 2.4.1-2, 試験体形状を図 2.4.1-1 に示す。

試験体は、縮尺 1/2 の断面を有する溶接組立箱形断面鋼管柱（以下、鋼管柱）試験体 6 体であり、柱断面は $\square$ -330×330×12, 材質は SM490A である。本実験の試験体は、文献 2.4.1-1) の細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式によると C-I の区分に属し、試験体耐力は、軸力と曲げモーメントを考慮した全塑性耐力となる。

実験因子は、①細長比、②軸力比および③変位振幅とした。①細長比  $\lambda$  は、実態調査結果の最大値に近く、1 階柱を想定した細長比  $\lambda=23.1$ （以下、L 試験体と呼ぶ）と、実態調査結果の平均値程度で基準階を想定した  $\lambda=15.4$ （以下、M 試験体と呼ぶ）とし、両者の比較を行った（L-3C-S と M-3C-S, L3C-M と M-3C-M）。②軸力比  $\eta$  は、中柱を対象とした一定軸力  $\eta=0.3$  を基本とし、隅柱を想定した変動軸力  $\eta=0\sim 0.6$ （L-06V-L）を設けた。③変位振幅は、基準変位を  $\delta p$ （ $=Q_p / K_e$ ,  $K_e$  : 試験体の弾性剛性実験値,  $Q_p$  : 軸力を考慮した全塑性耐力計算値時の柱せん断力）とし、1.5, 1.7, 2.0 $\delta p$  の 3 水準を設け、細長比の区分ごとに変位振幅の違いによる保有性能の比較を行った（L-3C-S と L-3C-M と L-3C-L, M-3C-S と M-3C-M）。なお、上記変位振幅と部材角 R の関係について、L 試験体では、1.5, 1.7, 2.0 $\delta p$  はそれぞれ  $R=1/111\text{rad}$ （以下、rad は省略）、1/101, 1/88, M 試験体では、1.5, 1.7 $\delta p$  はそれぞれ 1/139, 1/126 である。

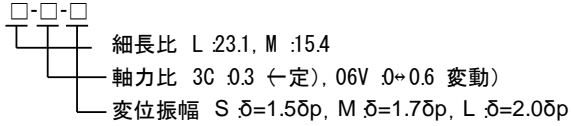
また、試験体製作では、鋼管柱の角溶接部、鋼管柱とスタブフランジおよび内ダイアフラム溶接部について、JASS6 に従い入熱量(40000J/cm 以下)、パス間温度(350℃以下)を管理して溶接を行った。



表 2.4.1-1 試験体一覧

試験体	縮尺	断面		材質	細長比 $\lambda$ ( $\lambda p^{*1}$ )	柱高さ せん断 スパン比)	軸力比 ( $N_a/N_0$ )	変位振幅
		形状	部材ランク					
L-3C-S	1/2程度	□- 330×330 ×12	FA (27.5)	SM490	L23.1 Ø.29)	3000 4.5)	0.3	S (1.5δp)
L-3C-M								M (1.7δp)
L-3C-L								L (2.0δp)
L-06V-M					M15.4 Ø.20)	2000 3.0)	0→0.6	M (1.7δp)
M-3C-S							0.3	S (1.5δp)
M-3C-M							0.3	M (1.7δp)

※試験体名称



※1: 限界状態設計指針<sup>2.4.1-1</sup>)における曲げ座屈細長比

表 2.4.1-2 諸耐力一覧(計画時)

試験体 名称	導入軸力	軸力比	全塑性耐力 <sup>※1</sup>	全塑性耐力時 柱せん断力
	Na	η	Mp	Qp
	(kN)		(kN・m)	(kN)
L-3C-S	1763.0	0.3	577.4	384.9
L-3C-M				
L-3C-L				
L-06V-M	0.0	0.0	701.1	467.4
	3526.0	0.6	329.9	220.0
M-3C-S	1763.0	0.3	577.4	577.4
M-3C-M				

※1: 限界状態設計指針<sup>2.4.1-1</sup>)の細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式でC-Iの区分として耐力を評価。

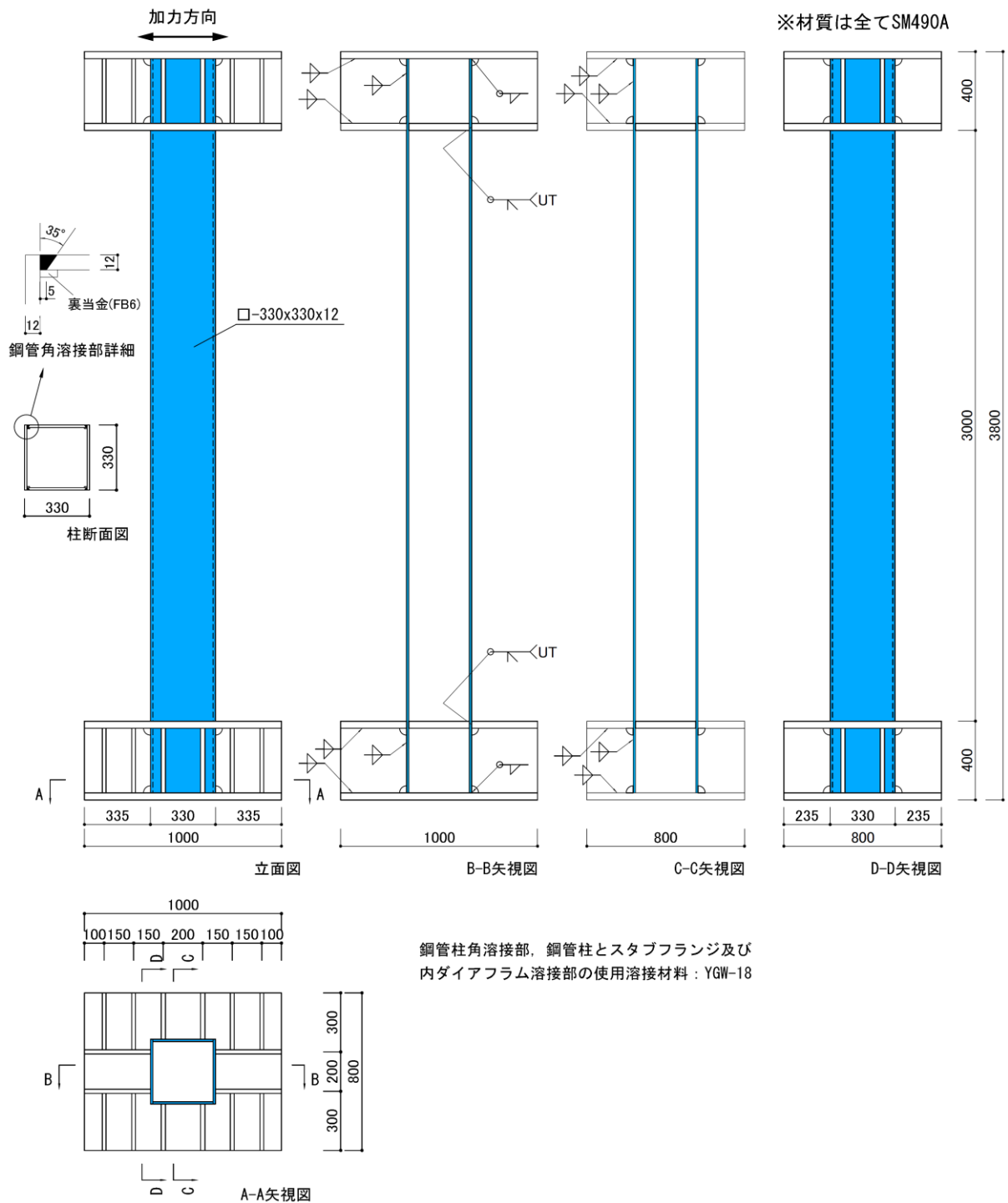


図 2.4.1-1(a) 試験体形状  
(L-3C-S, L-3C-M, L-3C-L, L-06V-M)

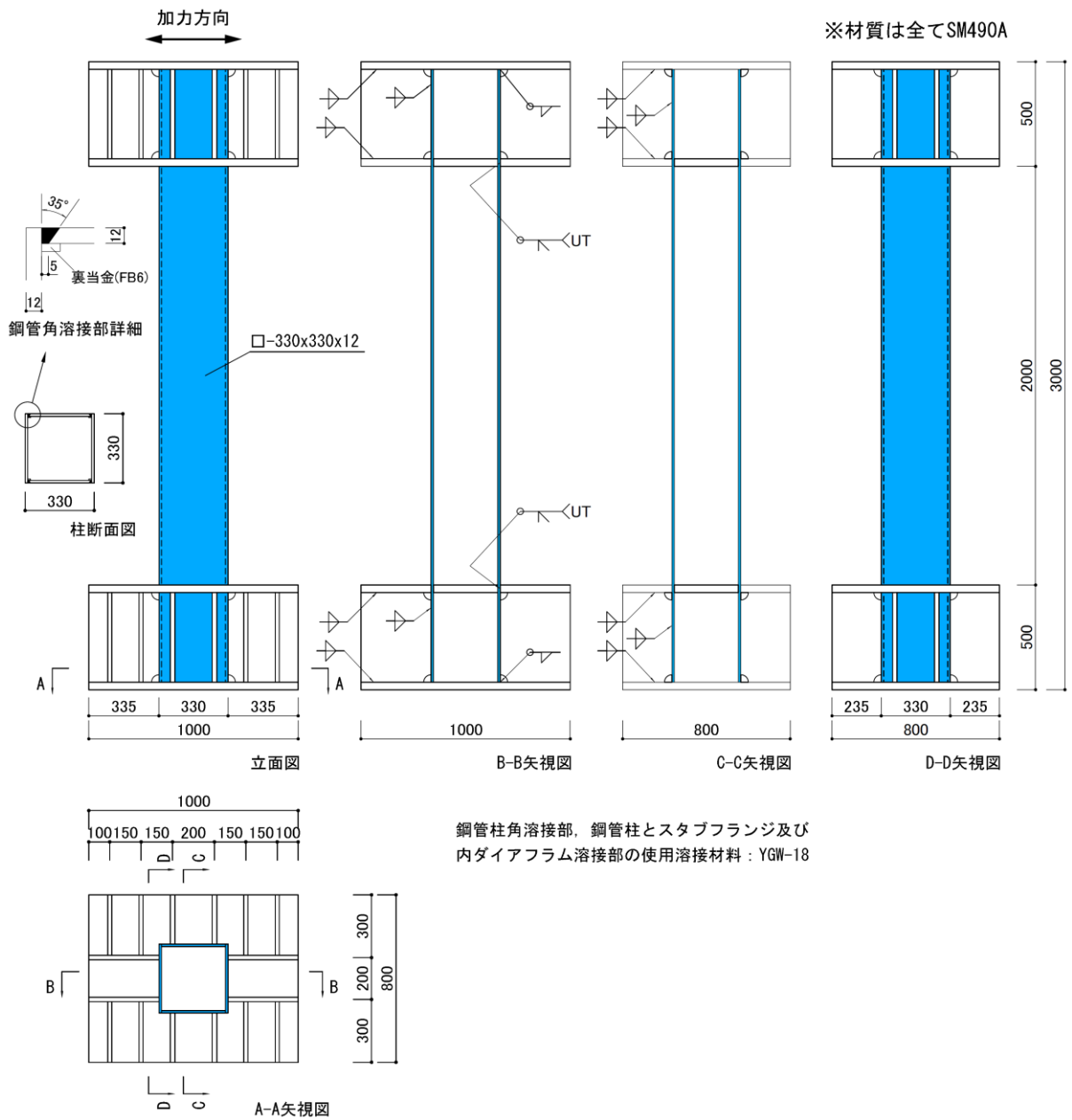


図 2.4.1-1(b) 試験体形状  
(M-3C-S, M-3C-M)

## 2) 使用材料

使用した鋼材の機械的性質を表 2.4.1-3 に、応力・ひずみ関係を図 2.4.1-2 に示す。また、シャルピー衝撃試験結果を表 2.4.1-4 に、化学成分分析結果を表 2.4.1-5 に、溶接性指標を表 2.4.1-6 に示す。

柱鋼管に使用した鋼材 (PL-12, SM490A) は、JISS Z 2241 の試験方法に基づき引張試験を行い、機械的性質を把握するとともに、JISS Z 2242 の試験方法に基づき衝撃試験を行い、0°Cにおけるシャルピー吸収エネルギーを算出した。また、炭素当量 (Ceq)、割れ感受性組成 (Pcm)、fHAZ 式<sup>2.4.1-46)</sup>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。各値の評価式は以下となる。

・炭素当量  $Ceq=C+Si/24+Mn/6+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14$  (2.4.1-1)

・溶接割れ感受性組成  $Pcm=C+Si/30+Mn/20+Cu/20+Ni/60+Cr/20+Mo/15+V/10+5B$  (2.4.1-2)

・HAZ 靱性評価式  $fHAZ=C+Mn/8+6\times(P+S)+12N-4Ti$  (2.4.1-3)

表 2.4.1-3 鋼材の機械的性質

部位	試験片名	公称板厚 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 (%)	伸び (%)
柱部材	L-1	12	11.6	349	535	65	28
	L-2		11.6	350	536	65	27
	L-3		11.6	351	538	65	28
	平均値	-	11.6	350	536	65	28

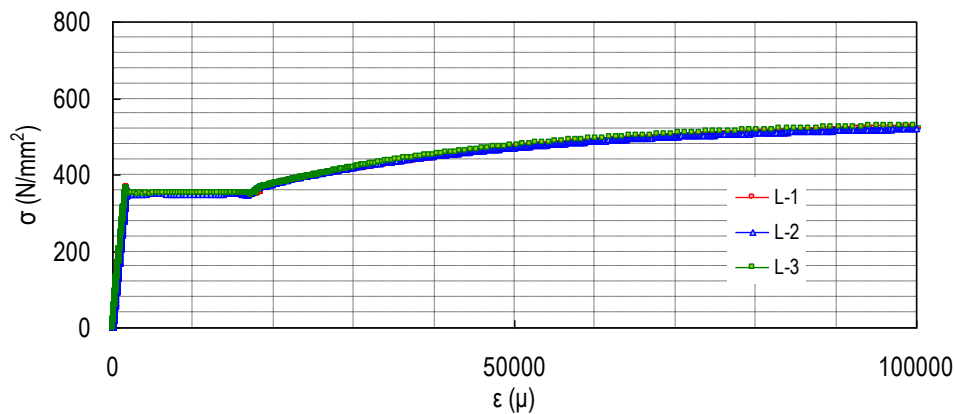


図 2.4.1-2 応力・ひずみ関係 (PL-12: SM490A)

表 2.4.1-4 シャルピー衝撃試験結果(PL-12:SM490A)

部位	試験片名	吸収 エネルギー (J)	脆性 破面率 (%)
柱部材	L-1	101	50
	L-2	154	40
	L-3	181	40
	平均値	145	43

\*1. シャルピー試験片は、ロール直交方向にノッチを設けた。

表 2.4.1-5 化学成分分析結果(PL-12:SM490A)

部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
柱部材	0.16	0.39	1.4	0.019	0.004	0.011	0.004	0.026	0.002	0.002	0.002	4E-04	0.004
490 N/mm <sup>2</sup> 鋼	0.2 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下	-	-	-	-	-	-	-	-

表 2.4.1-6 溶接性指標(PL-12:SM490A)

部位	C <sub>eq</sub> (%)	P <sub>CM</sub> (%)	f <sub>HAZ</sub> (%)
柱部材	0.42	0.25	0.51
490 N/mm <sup>2</sup> 鋼	0.44 以下	0.29 以下	0.58 以下

### (3) 実験方法

#### 1) 加力方法

加力装置図を図 2.4.1-3 に、加力状況を写真 2.4.1-1 に、変動軸力の導入方法を図 2.4.1-4 に示す。

加力は、研建式加力方式を採用した。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試験体スタブを PC 鋼棒で緊結することで試験体を固定し、上スタブ上部に取り付いた加力梁を介して、鉛直方向の 2000kN 押し引きジャッキにより軸力を導入した状態で、水平方向の 1000kN 押し引きジャッキにより一定振幅の繰り返し加力を行った。一定軸力時は、 $\eta=0.3$  ( $\eta=Na/No$ ,  $No=sA \cdot s\sigma_y$ ,  $Na$ : 導入軸力,  $No$ : 軸降伏耐力,  $sA$ : 鋼管断面積,  $s\sigma_y$ : 鋼管の降伏点) の軸力を導入した。また、変動軸力の導入方法として、事前解析の結果をもとに、水平変位が  $1.0\delta_p$  に到達した時点で最小または最大軸力となるようにして、変位振幅に連動させて軸力を変動させた。加力履歴について、変位振幅は 1.5, 1.7,  $2.0\delta_p$  の 3 水準とし、加力は、原則として試験体耐力が最大耐力に対して 85%に低下した時点までとし、その時点を経済最大の繰り返し数とした。

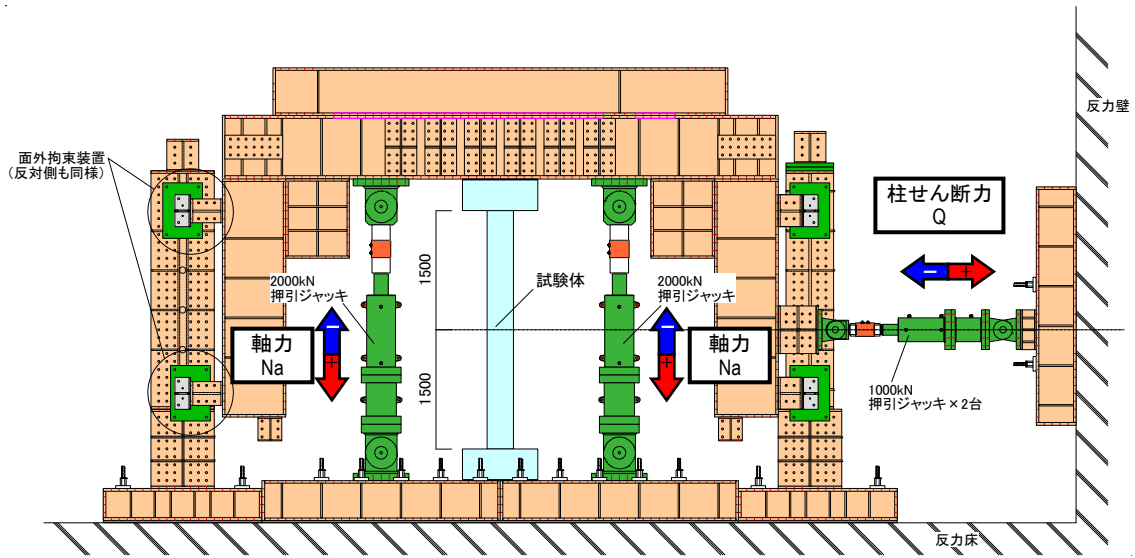


図 2.4.1-3 加力装置図(L 試験体)

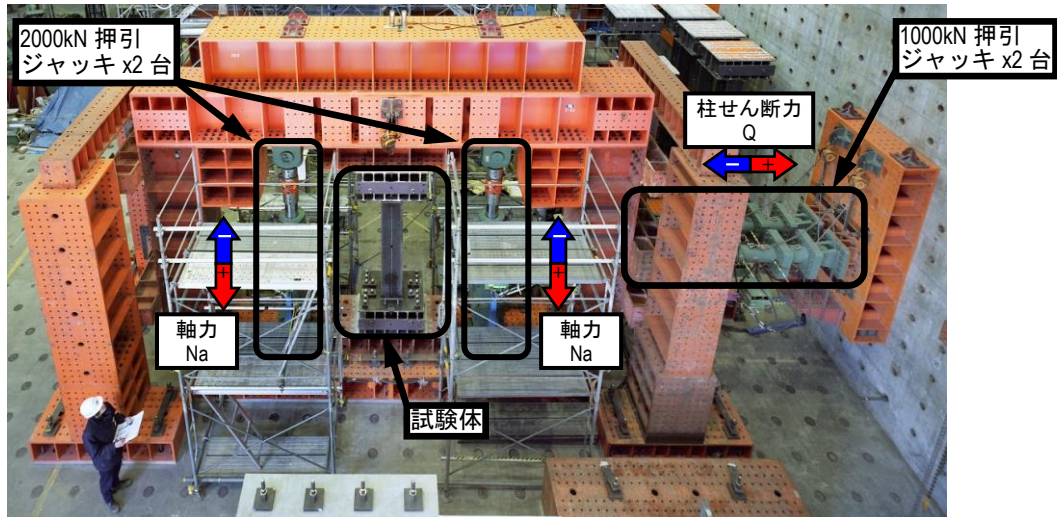


写真 2.4.1-1 加力状況(M 試験体)

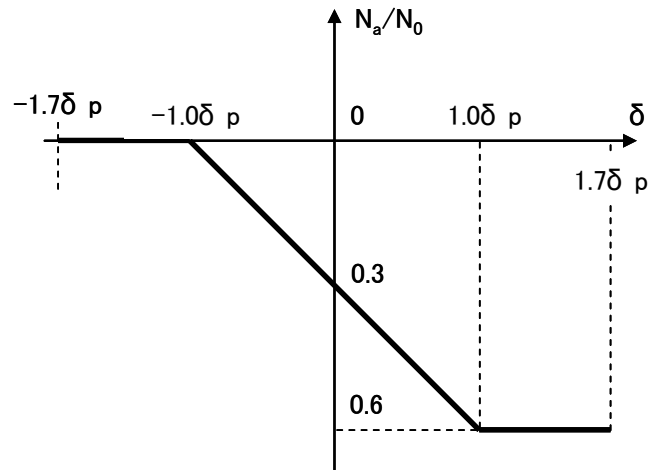


図 2.4.1-4 変動軸力の導入方法

## 2) 計測方法

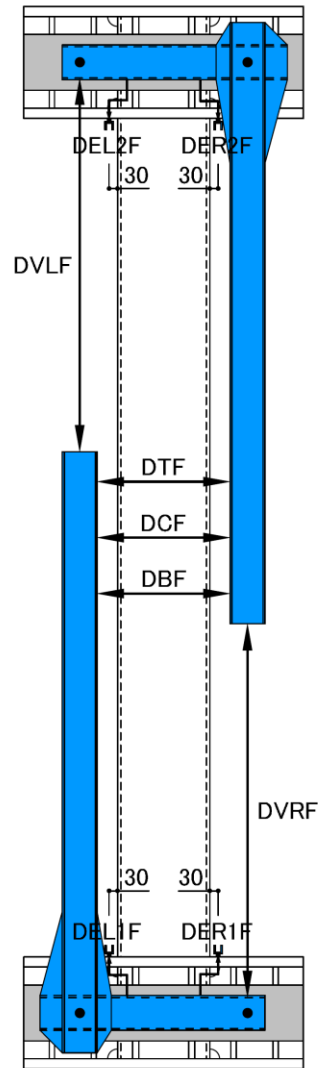
計測項目一覧を表 2.4.1-7、変形計測位置を図 2.4.1-5、ひずみ計測位置を図 2.4.1-6 に示す。

計測は、試験体作用荷重、部材の水平、鉛直、端部回転変形、鋼管フランジおよびウェブのひずみについて行った。なお、試験体の加力制御に用いた変位  $\delta h$  は、柱の全体変形  $\delta$  から、スタブフランジの面外変形による端部回転変形  $\delta r$  を差し引いた値である。

表 2.4.1-7 計測項目一覧表

計測項目	計測点数		計測点名称	
	L 試験体	M 試験体		
荷重	柱せん断力	2	PF, PB	
	柱軸力	2	NL, NR	
	小計	4		
変形	柱水平方向変形	6	DTF, DCF, DBF, DTR, DCR, DBR	
	柱鉛直方向変形	4	DVLF, DVRF, DVLB, DVRB	
	端部回転変形	8	DEL1F, DER1F, DEL2F, DER2F, DEL1B, DER1B, DEL2B, DER2B	
	小計	18		
ひずみ	柱フランジ	26	22	EFR1-EFR9, EFR1F, EFR1B, ERF9F, EFR9B (L試験体 R面(L面はR→L)) EFR1-EFR7, EFR1F, EFR1B, EFR7F, EFR7B (M試験体 R面(L面はR→L))
	柱ウェブ	14	14	EFWF1, EWF5, EWF9, EWF1L, EWF9L, EWF1R, EWF9R (L試験体, F面(B面はF→LB)) EFWF1, EWF4, EWF7, EWF1L, EWF7L, EWF1R, EWF7R (M試験体, F面(B面はF→LB))
	小計	40	36	
計測点数合計	62	58		





※裏面変位計はF→B

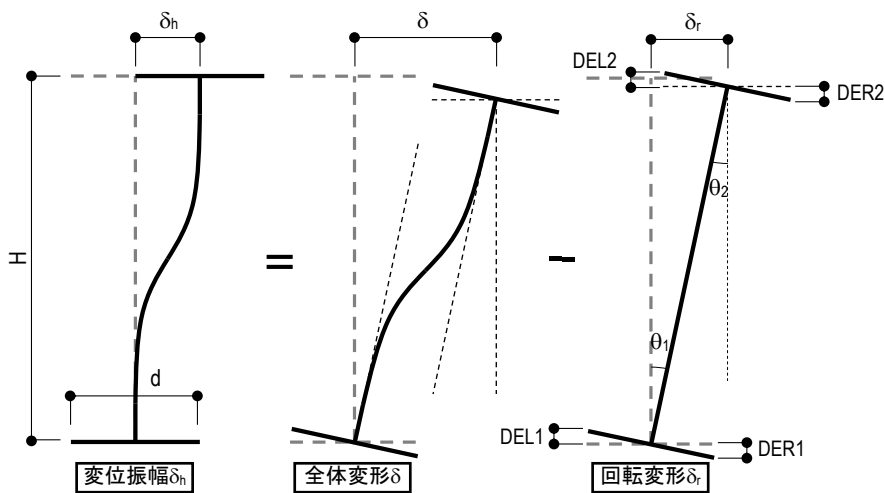


図 2.4.1-5 変位計測位置

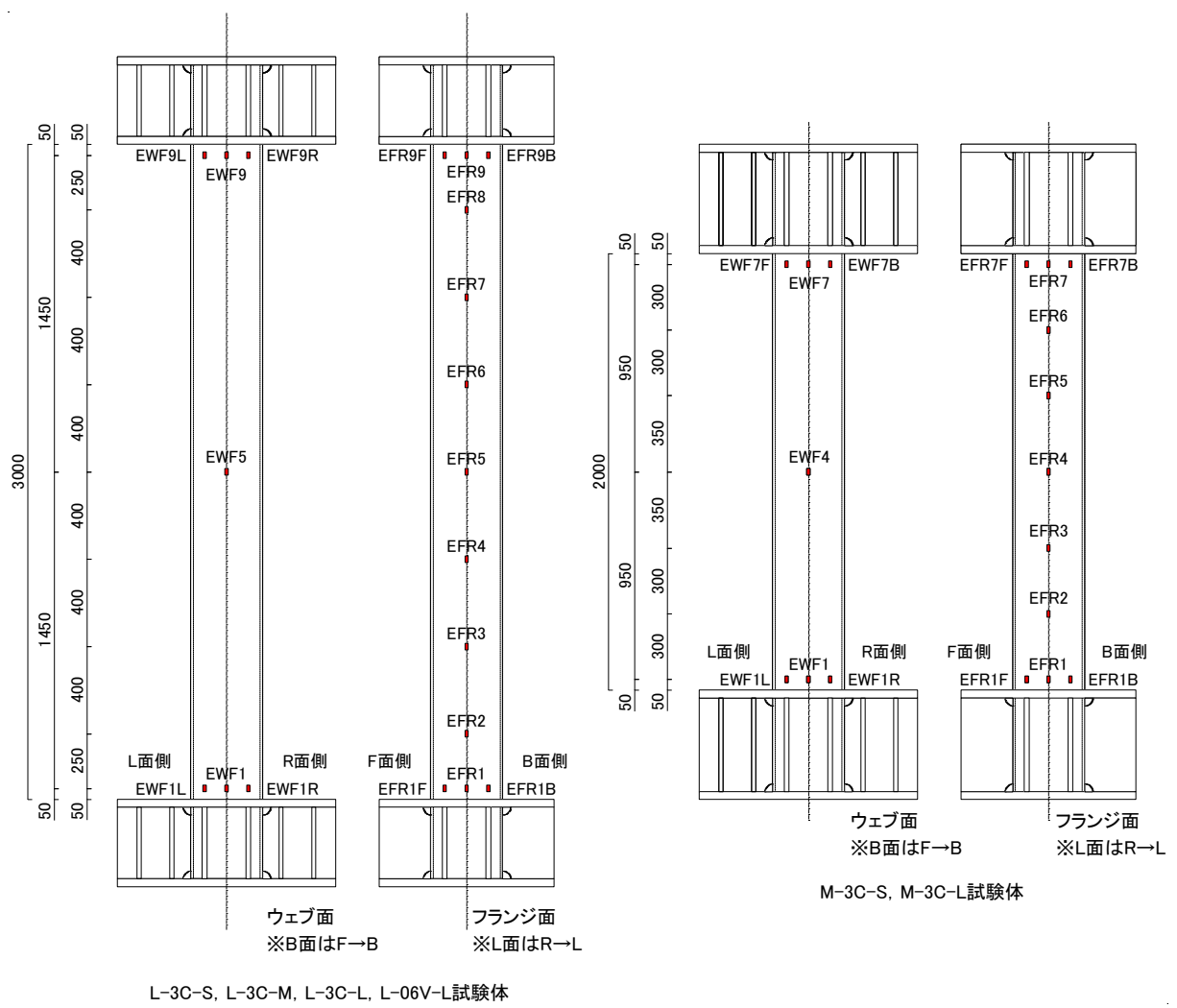


図 2.4.1-6 ひずみ計測位置

#### (4) 実験結果

##### 1) 実験経過および破壊性状

試験体の耐力計算値  $M_p$ ,  $Q_p$ , 初期剛性実験値  $K_e$ , 基準変位  $\delta_p$  および実験時変位振幅を表 2.4.1-8 に、実験結果一覧を表 2.4.1-9 に、実験終了後の写真を写真 2.4.1-2 に示す。なお、加力途中の局部座屈波高さの計測は、L-3C-S 試験体を除いた試験体で実施した。但し、L-3C-L 試験体の局部座屈波高さの計測は、その他の試験体と異なる方法で行ったため、参考値として表に記載する。

いずれの試験体も、最大耐力に達した後、柱頭・柱脚部の局部座屈の進展により耐力低下を生じた。なお、全体座屈や鋼管柱の角溶接部、鋼管柱とスタブフランジ溶接部、内ダイアフラム溶接部の亀裂は見られなかった。以下に、各試験体の実験経過及び破壊性状の詳細を示す。

L-3C-S 試験体（細長比：23.1，変位振幅： $1.40\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、正負両加力ともに 3 サイクル目で最大耐力に達した。その後、局部座屈の進行による軸縮みおよび鋼管の膨らみの増加に伴い、ピーク荷重が低下し、正側加力は 156 サイクル目で荷重が最大耐力の 85% に、負側加力は 147 サイクル目で荷重が最大耐力の 90% になった。実験終了時の鋼管の局部座屈波の最高高さ（以下、最高座屈高さ）は 10.1mm であった。

L-3C-M 試験体（細長比：23.1，変位振幅： $1.67\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、正側加力では 7 サイクル目、負側加力では 8 サイクル目で最大耐力に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 4.7mm であった。その後、局部座屈の進行による軸縮みおよび鋼管の膨らみの増加に伴い、ピーク荷重が低下し、正側加力は 30 サイクル目で、負側加力は 37 サイクル目でそれぞれ荷重が最大耐力の 85% になった。+30 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 24.9mm であった。

L-3C-L 試験体（細長比：23.1，変位振幅： $1.93\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、負側加力は 1 サイクル目で、正側加力ではピーク時荷重が増加し 2 サイクル目で最大耐力に達した。その後、局部座屈の進行に伴う軸縮みおよび鋼管の膨らみが急激に増加し、正側加力は 9 サイクル目、負側加力は 7 サイクル目といった少ない繰り返し数で、荷重が最大耐力の 85% に達した。

L-06V-M 試験体（細長比：23.1，変位振幅： $1.63\delta_p$ ，軸力比：0～0.6（変動））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、負側加力は 1 サイクル目で、正側加力ではピーク時荷重が増加し 4 サイクル目で最大耐力に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 5.8mm であった。変動軸力により高軸力下となる正側加力では、その後の局部座屈の進行による鋼管の膨らみ、軸縮みの増加が顕著で、10 サイクル目で最大耐力の 85% に荷重が低下した。一方、負側加力ではわずかな荷重低下しか見られなかった。+10 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 13.7mm であった。

M-3C-S 試験体（細長比：15.4，変位振幅： $1.45\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、正負両加力ともに 4 サイクル目で最大耐力に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 2.4mm であった。その後、局部座屈の進行による鋼管の膨らみおよび軸縮みの増加に伴い、ピーク荷重が低下し、正側加力は 84 サイクル目で、負側加力は 81 サイクル

目でそれぞれ荷重が最大耐力の 85%になった。-81 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 18.6mm であった。

M-3C-M 試験体（細長比：15.4，変位振幅：1.65 $\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では，1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後，正負両加力ともに 2 サイクル目で最大耐力に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 5.3mm であった。その後，局部座屈の進行による鋼管の膨らみの増加に伴い，各サイクルのピーク荷重が低下し，正側加力は 23 サイクル目で，負側加力は 22 サイクル目でそれぞれ荷重が最大耐力の 85%になった。-22 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 21.1mm であった。

最大耐力時の繰り返し数について，細長比，変位振幅との関係性は確認できなかった。また，細長比によらず，変位振幅が大きくなるほど，荷重が最大耐力の 85%に低下するまで（以下，0.85 $Q_{max}$  時と呼ぶ，95%および 90%の時も同様）の繰り返し数は減少した。変動軸力の場合は，同一振幅で一定軸力の場合に比べて，最大耐力時および 0.85 $Q_{max}$  時の繰り返し数が小さくなった。

L 試験体（細長比：23.1）における軸力比の違いによる最高座屈高さの比較より，0.85 $Q_{max}$  時の最高座屈高さは，一定軸力（軸力比：0.3）に比較して変動軸力（軸力比：0~0.6）の場合約 1/2 となっている。また，変位振幅に着目して，M 試験体（細長比：15.4）における 0.85 $Q_{max}$  時の最高座屈高さを見ると，振幅が大きいほど最高座屈高さが高い。なお，最終状態における鋼管の局部座屈による膨らみは，柱頭より柱脚部が顕著であった。

表 2.4.1-8 試験体の耐力，初期剛性，基準変位および実験時変位振幅

	全塑性耐力 計算値 Mp (kN・m)	全塑性耐力 計算値時 柱せん断力 Qp (kN)	初期剛性 実験値 Ke (kN/mm)	基準変位 $\delta_p$ (mm)	実験時振幅	
					$\delta_h$ (mm)	$\delta_h/\delta_p$
L-3C-S	507	338	18.80	17.99	25.11	1.40
L-3C-M	508	339	19.38	17.49	29.17	1.67
L-3C-L	509	339	19.79	17.13	33.04	1.93
L-06V-M	508	338	19.45	17.40	28.29	1.63
M-3C-S	509	509	52.96	9.61	13.90	1.45
M-3C-M	508	508	54.16	9.37	15.45	1.65

表 2.4.1-9(a) 実験結果一覧

試験体 名称			荷重レベル					
			曲げ降伏時 Qy <sup>*1</sup>	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	
L-3C-S	正	CYCLE		+1	+3	+73	+123	+156
		水平	せん断力 Q(kN)	319	409	389	369	349
			変位 δh(mm)	19.76	24.45	25.05	25.03	24.84
			部材角 R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	6.59	8.15	8.35	8.34	8.28
		鉛直	軸力 N(kN)	1541	1534	1541	1544	1542
			変位 δv(mm)	1.885	3.43	6.355	7.815	9.3175
	軸ひずみ εv(%)		0.06	0.11	0.21	0.26	0.31	
	負	CYCLE		-	-3	-59	-147	-
		水平	せん断力 Q(kN)	-	-410	-390	-369	-
			変位 δh(mm)	-	-24.59	-25.00	-25.06	-
			部材角 R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-8.20	-8.33	-8.35	-
		鉛直	軸力 N(kN)	-	1536	1541	1543	-
変位 δv(mm)			-	3.74	6.27	8.93	-	
軸ひずみ εv(%)	-		0.12	0.21	0.30	-		
L-3C-M	正	CYCLE		+1	+7	+17	+24	+30
		水平	せん断力 Q(kN)	219	417	398	376	355
			変位 δh(mm)	11.35	28.71	28.79	28.80	28.47
			部材角 R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	3.78	9.57	9.60	9.60	9.49
		鉛直	軸力 N(kN)	1543	1539	1542	1541	1540
			変位 δv(mm)	1.68	6.65	8.87	10.69	13.01
	軸ひずみ εv(%)		0.06	0.22	0.30	0.36	0.43	
	負	CYCLE		-	-8	-21	-30	-37
		水平	せん断力 Q(kN)	-	-432	-412	-390	-369
			変位 δh(mm)	-	-28.67	-29.01	-28.35	-28.90
			部材角 R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-9.56	-9.67	-9.45	-9.63
		鉛直	軸力 N(kN)	-	1538	1541	1539	1541
変位 δv(mm)			-	7.29	10.04	13.15	17.28	
軸ひずみ εv(%)	-		0.24	0.33	0.44	0.58		
L-3C-L	正	CYCLE		+1	+2	+5	+7	+9
		水平	せん断力 Q(kN)	262	417	403	381	361
			変位 δh(mm)	13.85	30.80	31.52	31.98	31.97
			部材角 R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	4.62	10.27	10.51	10.66	10.66
		鉛直	軸力 N(kN)	1542	1542	1542	1542	1543
			変位 δv(mm)	1.69	4.54	8.35	11.28	14.75
	軸ひずみ εv(%)		0.06	0.15	0.28	0.38	0.49	
	負	CYCLE		-	-1	-4	-6	-7
		水平	せん断力 Q(kN)	-	-422	-407	-380	-367
			変位 δh(mm)	-	-31.53	-30.82	-30.60	-31.02
			部材角 R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-10.51	-10.27	-10.20	-10.34
		鉛直	軸力 N(kN)	-	1541	1540	1540	1541
変位 δv(mm)			-	4.11	8.01	10.76	12.43	
軸ひずみ εv(%)	-		0.14	0.27	0.36	0.41		
L-06V-M	正	CYCLE		+1	+4	+6	+8	+10
		水平	せん断力 Q(kN)	200	289	277	262	247
			変位 δh(mm)	11.84	27.40	27.61	27.80	27.80
			部材角 R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	3.95	9.13	9.20	9.27	9.27
		鉛直	軸力 N(kN)	2623	3074	3073	3076	3076
			変位 δv(mm)	3.02	7.12	7.96	8.73	9.40
	軸ひずみ εv(%)		0.10	0.24	0.27	0.29	0.31	
	負	CYCLE		-	-1	-	-	-
		水平	せん断力 Q(kN)	-	-457	-	-	-
			変位 δh(mm)	-	-28.18	-	-	-
			部材角 R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-9.39	-	-	-
		鉛直	軸力 N(kN)	-	2	-	-	-
変位 δv(mm)			-	1.28	-	-	-	
軸ひずみ εv(%)	-		0.04	-	-	-		

表 2.4.1-9(b) 実験結果一覧

試験体 名称			荷重レベル						
			曲げ降伏時 Qy *1	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax		
M-3C-S	正	CYCLE		+1	+4	+38	+65	+84	
		水平	せん断力	Q(kN)	448	612	582	551	520
			変位	$\delta h(\text{mm})$	8.92	13.56	13.82	13.85	13.81
			部材角	$R(\text{rad} \cdot 10^{-3})$	2.97	6.78	6.91	6.93	6.91
		鉛直	軸力	N(kN)	1545	1548	1548	1547	1546
			変位	$\delta v(\text{mm})$	1.26	2.89	4.98	6.54	8.79
	軸ひずみ		$\epsilon v(\%)$	0.06	0.14	0.25	0.33	0.44	
	負	CYCLE		-	-4	-36	-63	-81	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-608	-578	-548	-519
			変位	$\delta h(\text{mm})$	-	-13.69	-13.86	-13.87	-13.85
			部材角	$R(\text{rad} \cdot 10^{-3})$	-	-6.85	-6.93	-6.94	-6.92
		鉛直	軸力	N(kN)	-	1546	1548	1547	1547
			変位	$\delta v(\text{mm})$	-	3.11	4.99	6.51	8.48
	軸ひずみ		$\epsilon v(\%)$	-	0.16	0.25	0.33	0.42	
M-3C-M	正	CYCLE		+1	+2	+11	+17	+23	
		水平	せん断力	Q(kN)	446	621	593	563	532
			変位	$\delta h(\text{mm})$	8.76	14.66	15.18	15.14	15.33
			部材角	$R(\text{rad} \cdot 10^{-3})$	2.92	7.33	7.59	7.57	7.67
		鉛直	軸力	N(kN)	1540	1540	1542	1541	1544
			変位	$\delta v(\text{mm})$	1.24	2.78	6.34	8.19	10.51
	軸ひずみ		$\epsilon v(\%)$	0.04	0.14	0.32	0.41	0.53	
	負	CYCLE		-	-2	-10	-16	-22	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-614	-583	-554	-523
			変位	$\delta h(\text{mm})$	-	-14.52	-15.19	-15.13	-15.23
			部材角	$R(\text{rad} \cdot 10^{-3})$	-	-7.26	-7.59	-7.57	-7.61
		鉛直	軸力	N(kN)	-	1539	1541	1540	1544
			変位	$\delta v(\text{mm})$	-	3.29	6.36	8.18	10.44
	軸ひずみ		$\epsilon v(\%)$	-	0.16	0.32	0.41	0.52	

\*1. 曲げ降伏時 Qy は、材端の柱フランジに貼付した計 6 枚の歪ゲージの内、片側フランジに貼付した計 3 枚の歪ゲージが圧縮降伏した際の荷重を指す。

表 2.4.1-9(c) 実験結果一覧(局部座屈波高さ)

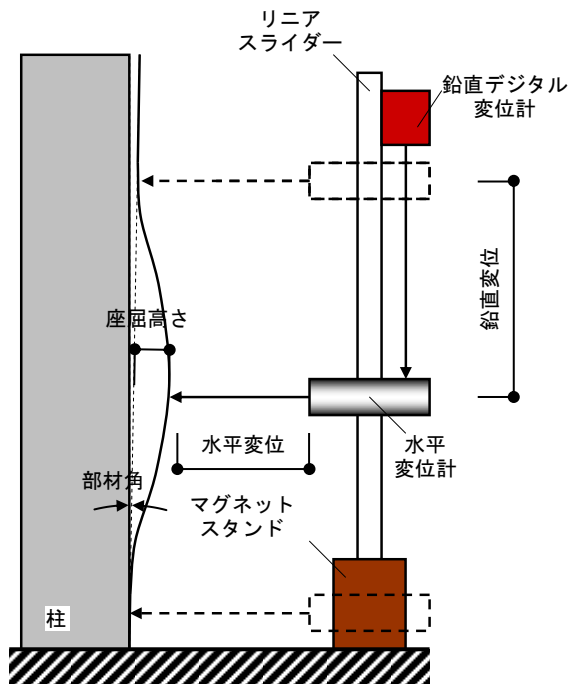
試験体 名称	計測面	荷重レベル							
		軸力導入時	1CYCLE	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	試験終了時	
L-3C-S *1	正	CYCLE	-	-	-	-	-	-	-
		R	-	-	-	-	-	-	-
		L	-	-	-	-	-	-	-
		B	-	-	-	-	-	-	-
		F	-	-	-	-	-	-	-
	負	CYCLE	-	-	-	-	-	-	-160
		R	-	-	-	-	-	-	10.09
		L	-	-	-	-	-	-	-9.03
		B	-	-	-	-	-	-	7.74
		F	-	-	-	-	-	-	7.18
L-3C-M	正	CYCLE	0	+1	+7	+17	+24	+30	-
		R	1.10	1.01	2.12	5.80	8.18	11.07	-
		L	0.29	-0.55	-4.72	-12.76	-18.21	-24.87	-
		B	0.58	0.74	4.29	8.23	14.67	20.58	-
		F	0.47	-0.65	2.48	6.95	12.22	17.79	-
	負	CYCLE	-	-1	-8	-21	-30	-37	-38
		R	-	0.69	4.02	8.20	12.09	-20.66	-19.61
		L	-	0.34	-3.15	-9.33	-20.41	-28.39	-28.63
		B	-	0.83	4.41	10.37	19.95	27.51	25.26
		F	-	-0.45	2.69	9.30	18.32	27.32	25.59
L-3C-L *2	正	CYCLE	0	+1	+2	+5	+7	+9	-
		R	0.00	1.00	-1.00	5.00	-14.00	-18.00	-
		L	0.00	0.00	-1.00	-12.00	-23.00	-23.00	-
		B	0.00	1.00	1.00	9.00	12.00	21.00	-
		F	0.00	2.00	2.00	11.00	20.00	22.00	-
	負	CYCLE	-	1	-1	-4	-	-7	-10
		R	-	-1.00	-1.00	-14.00	-	-21.00	-29.34
		L	-	-1.00	-1.00	-9.00	-	-15.00	-27.82
		B	-	1.00	1.00	11.00	-	20.00	27.03
		F	-	2.00	2.00	12.00	-	18.00	26.74
L-06V-M	正	CYCLE	0	+1	+4	+6	+8	+10	-
		R	-0.64	0.95	-0.90	1.80	2.50	3.04	-
		L	1.53	1.39	-5.76	-8.87	-11.49	-13.72	-
		B	-0.14	0.30	3.69	5.90	8.29	10.15	-
		F	-0.45	-0.20	2.92	4.91	6.30	8.02	-
	負	CYCLE	-	-1	-1	-	-	-	-11
		R	-	-0.69	-1.23	-	-	-	3.30
		L	-	1.98	0.78	-	-	-	-7.31
		B	-	-0.36	0.45	-	-	-	6.37
		F	-	-0.20	-0.22	-	-	-	5.39

\*1. L-3C-S 試験体は、試験終了時のみ計測を行った。

\*2. L-3C-L 試験体の局部座屈波高さの計測は、その他の試験体と異なる方法で行ったため、参考値として記載する。

表 2.4.1-9(d) 実験結果一覧(局部座屈波高さ)

試験体名称	計測面	荷重レベル							
		軸力導入時	1CYCLE	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	試験終了時	
M-3C-S	正	CYCLE	0	+1	+4	+38	+65	+84	+85
		R	0.19	-0.52	-1.27	-4.84	-9.23	-15.20	-15.10
		L	0.29	0.65	-1.94	-7.50	-12.67	-18.91	-17.08
		B	0.44	-0.62	1.31	5.77	11.08	17.98	14.57
		F	0.50	0.29	-1.94	2.75	7.91	14.47	13.86
	負	CYCLE	-	-1.00	-4.00	-36.00	-63.00	-81.00	-
		R	-	-0.92	-2.40	-7.63	-12.63	-18.59	-
		L	-	0.88	-0.71	-3.89	-8.73	-14.27	-
		B	-	0.26	1.43	5.26	9.38	15.85	-
		F	-	-2.83	-1.92	2.10	6.96	13.46	-
M-3C-M	正	CYCLE	0	+1	+2	+11	+17	+23	+24
		R	0.30	0.15	-1.02	-7.03	-11.22	-17.09	-17.36
		L	-0.28	-1.59	-2.87	-10.73	-15.86	-21.27	-18.68
		B	0.74	0.57	2.10	8.05	13.55	19.27	15.87
		F	0.37	0.31	2.48	7.73	12.67	17.98	15.70
	負	CYCLE	-	-1.00	-2.00	-10.00	-16.00	-22.00	-
		R	-	-2.18	-5.25	-11.11	-15.69	-21.09	-
		L	-	-0.39	-0.97	-6.58	-11.12	-16.14	-
		B	-	0.80	1.72	7.75	12.18	17.69	-
		F	-	0.78	2.36	7.61	12.81	17.91	-



座屈高さ計測概要



座屈高さ計測状況





(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

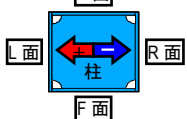


写真 2.4.1-2(a) 試験体の最終状況  
(L-3C-S(細長比 23.1, 一定軸力比 0.3, 一定振幅 1.40  $\phi$ ))



(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

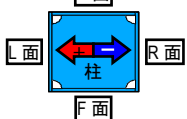


写真 2.4.1-2(b) 試験体の最終状況  
(L-3C-M(細長比 23.1,一定軸力比 0.3,一定振幅 1.67  $\phi$ ))



(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

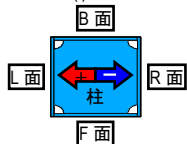


写真 2.4.1-2(c) 試験体の最終状況  
(L-3C-L(細長比 23.1,一定軸力比 0.3,一定振幅 1.93 φ))





(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

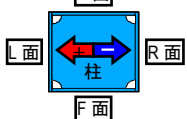


写真 2.4.1-2(d) 試験体の最終状況

(L-06V-M(細長比 23.1, 変動軸力比 0→0.6, 一定振幅 1.63 φ))



(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

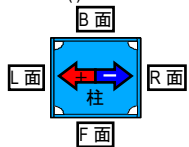
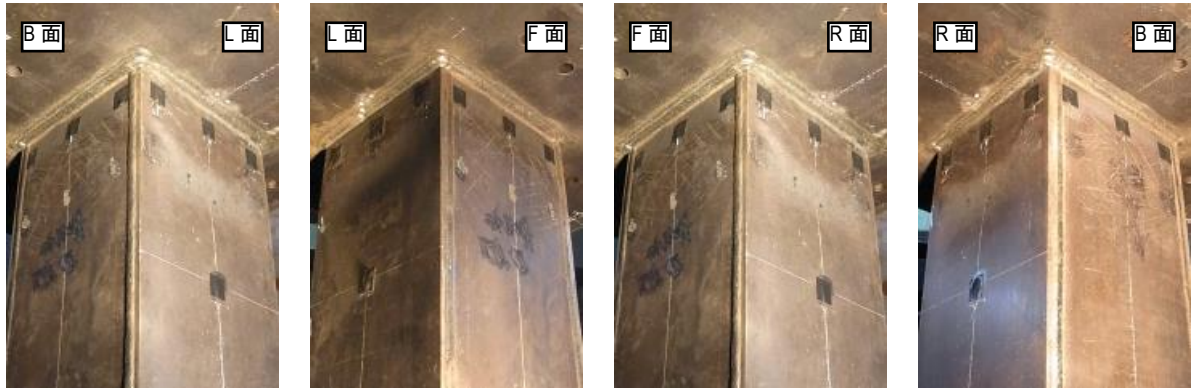


写真 2.4.1-2(e) 試験体の最終状況

(M-3C-S(細長比 15.4,一定軸力比 0.3,一定振幅 1.45  $\phi$ ))

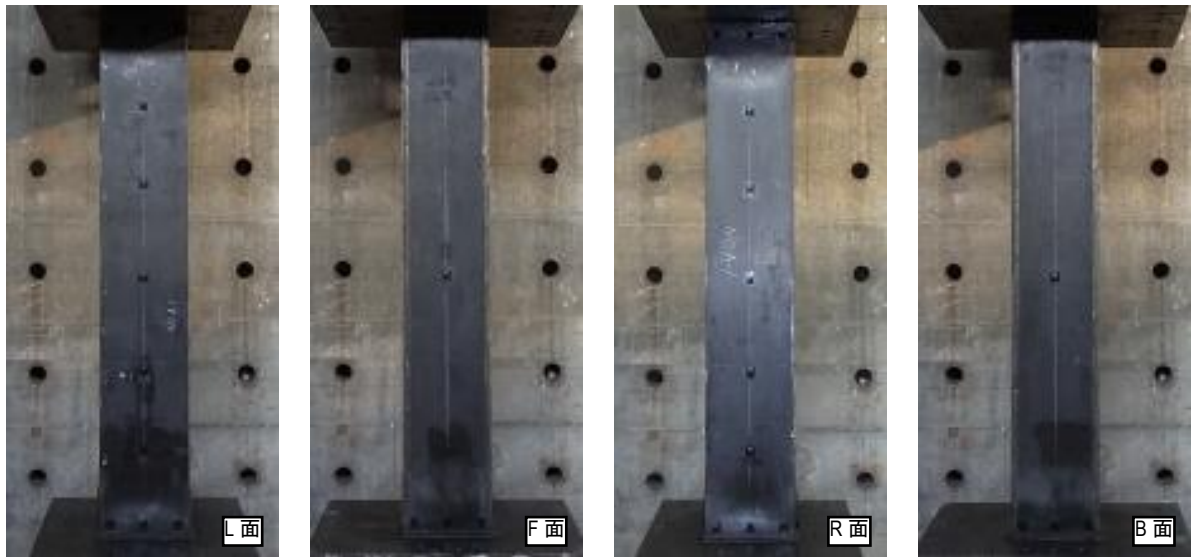


(a) B-L 面柱頭部詳細

(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

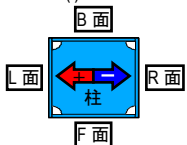


写真 2.4.1-2(f) 試験体の最終状況

(M-3C-M(細長比 15.4, 一定軸力比 0.3, 一定振幅  $1.65 \phi$ ))



## 2) 荷重変形特性

各試験体の荷重-変形関係を図 2.4.1-7 に、荷重-軸縮み関係を図 2.4.1-8 に示す。荷重-変形関係の縦軸は、柱せん断力実験値  $Q$  を全塑性耐力計算値時の柱せん断力  $Q_p$  で除した値であり、荷重-変形関係の横軸は、水平変位  $\delta_h$  を基準変位  $\delta_p$  で除した値である。ここで、変動軸力の試験体

(L-06V-M) では、軸力比 0.3 で算出した全塑性耐力計算値を用いている。また、荷重-軸縮み関係の横軸は、荷重-変形関係の縦軸と同様である。なお、L3C-M 試験体は、荷重-変形関係の原点をオフセットしたままの状態で加力を行ったため、1 サイクル目のみ正側加力の最大変位 (1.53 $\delta_p$ ) が所定振幅 (1.67 $\delta_p$ ) より小さく、負側加力の最大変位 (1.87 $\delta_p$ ) が所定振幅より大きくなったが、その後の構造型状への影響は小さいと思われる。

### a) 荷重-変形関係 (図 2.4.1-7)

いずれの試験体も、1 サイクル目における柱頭・柱脚での曲げ降伏に伴い剛性が低下し、その後、最大耐力までは膨らみの大きな紡錘形の履歴性状を示したが、繰り返し加力により、荷重の低下とともに、面積の小さい履歴へと変化した。また、全塑性耐力計算値  $Q_p$  に対する最大耐力実験値の比率は、L 試験体 (細長比 : 23.1) で 1.21~1.27 倍、M 試験体 (細長比 : 15.4) で 1.20~1.22 倍となり、細長比、変位振幅による違いは見られず、振幅 1.5 $\delta_p$  の時点で既に各試験体の保有する終局耐力におおよそ達していたものと考えられる。なお、P- $\Delta$  効果により柱脚に付加される曲げモーメントを柱せん断力に換算すると、全柱せん断力の 2~5% 程度であった。

細長比の違いによる比較 (L-3C-S と M-3C-S, L3C-M と M-3C-M) では、変位振幅が 1.5, 1.7 $\delta_p$  のいずれにおいても荷重-変形関係に大きな違いは見られない。一方、同一振幅での変動軸力と一定軸力の比較 (L-06V-M と L-3C-M) より、正側加力時の最大耐力は変動軸力の方が小さく、これは高軸力の影響によるものと考えられる。また、変位振幅に着目すると (L-3C-S と L-3C-M と L-3C-L, M-3C-S と M-3C-M) , 振幅が大きいほど履歴面積は大きくなるが、最大耐力に大きな違いは見られない。

### b) 荷重-軸縮み関係 (図 2.4.1-8)

変動軸力試験体 (L-06V-M) を除き、いずれの試験体も、加力初期のサイクルで軸縮みが大きく増加し、その後軸縮みの増加量が一定となり、0.85 $Q_{max}$  時に近づくにつれて再度軸縮みの増加量が大きくなる傾向が見られる。一方、変動軸力試験体は、正側加力のみで軸縮みが増加し、特に、初期サイクルでの軸縮みが大きい。

細長比の違いによる比較 (L-3C-S と M-3C-S, L3C-M と M-3C-M) では、変位振幅が 1.5, 1.7 $\delta_p$  のいずれにおいても、細長比が大きいほど軸縮みが小さい。これは、柱高さが小さいほど材端部の塑性化領域が狭く、局部的に局部座屈が進行したためと考えられる。一方、同一振幅での変動軸力と一定軸力の比較 (L-06V-M と L-3C-M) によると、変動軸力の場合、正側加力時の 1 サイクル目の軸縮みが一定軸力に比べて非常に大きく、また、軸縮みが累積するだけの一定軸力の場合と比べて、正側加力で軸縮みを生じた後に、負側加力でほぼ軸縮みが生じる前の状態まで伸ばされることから、1 サイクルでの軸縮みの変化量が大きくなるため、早期に 0.85 $Q_{max}$  時に達したと考えられる。また、変位振幅に着目すると (L-3C-S と L-3C-M と L-3C-L, M-3C-S と M-3C-M) , 振幅が小さいほど 1 サイクルにおける軸縮みが小さいことが分かる。

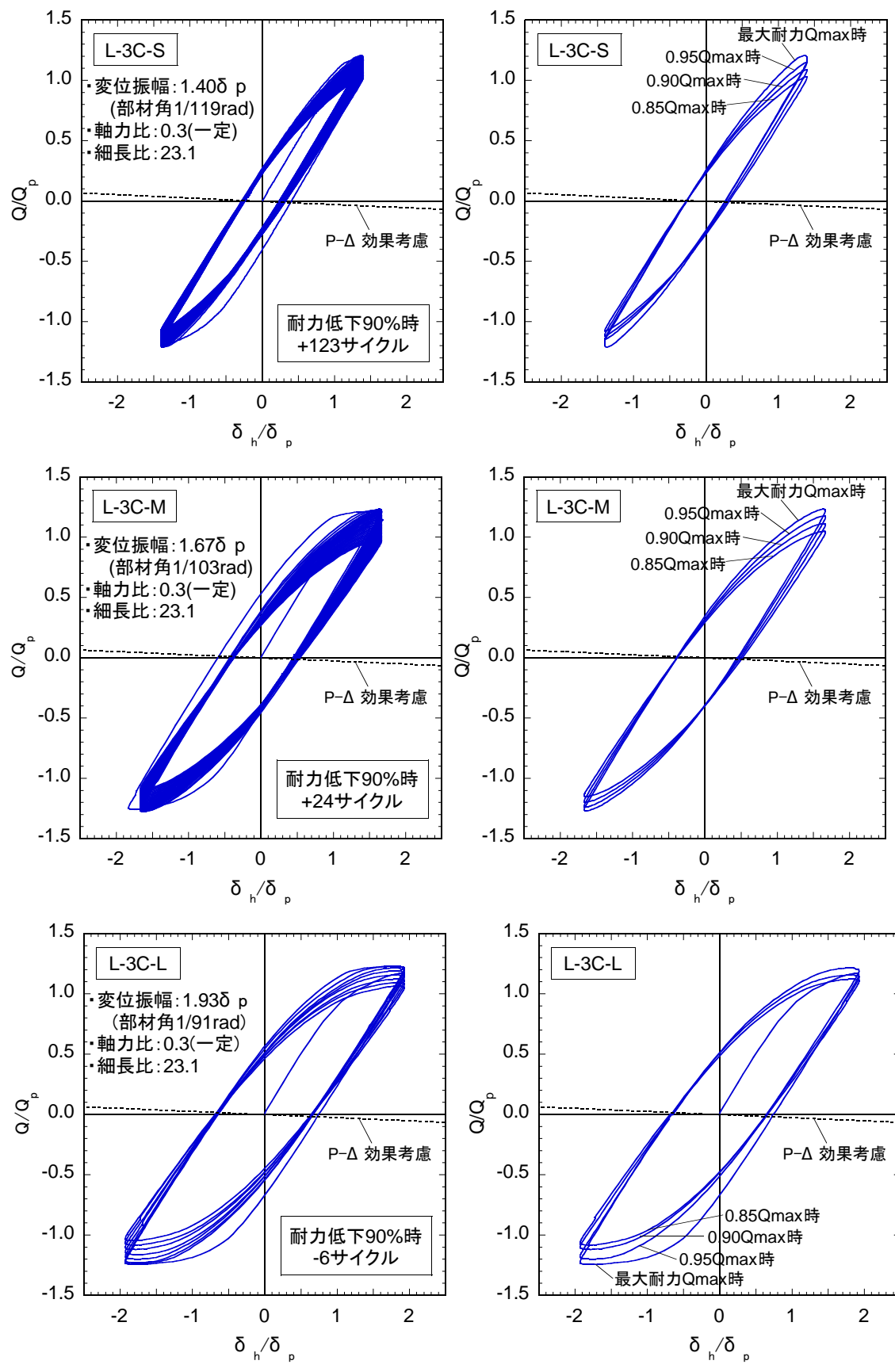


図 2.4.1-7(a) 荷重-変形関係



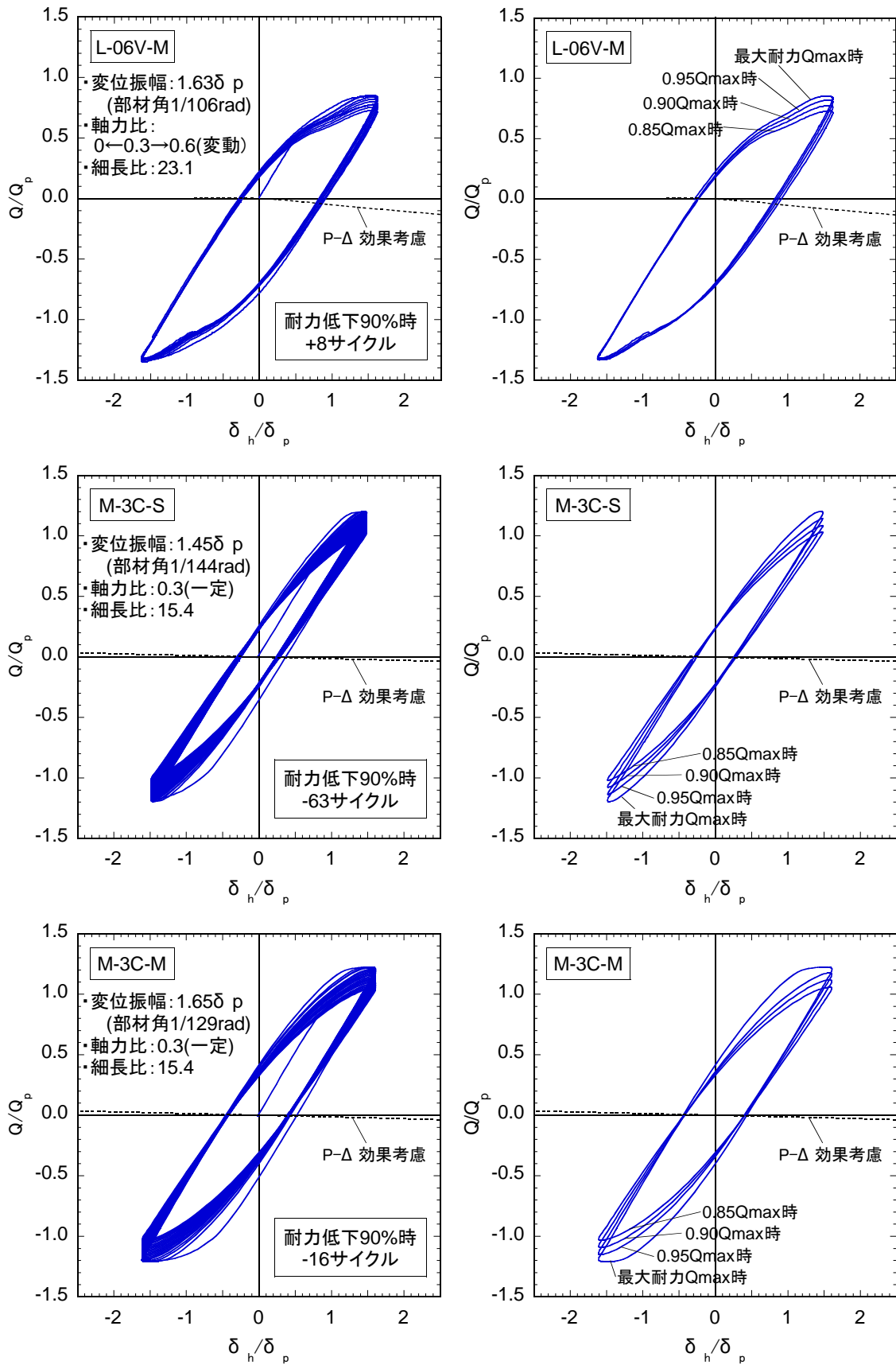


図 2.4.1-7(b) 荷重-変形関係

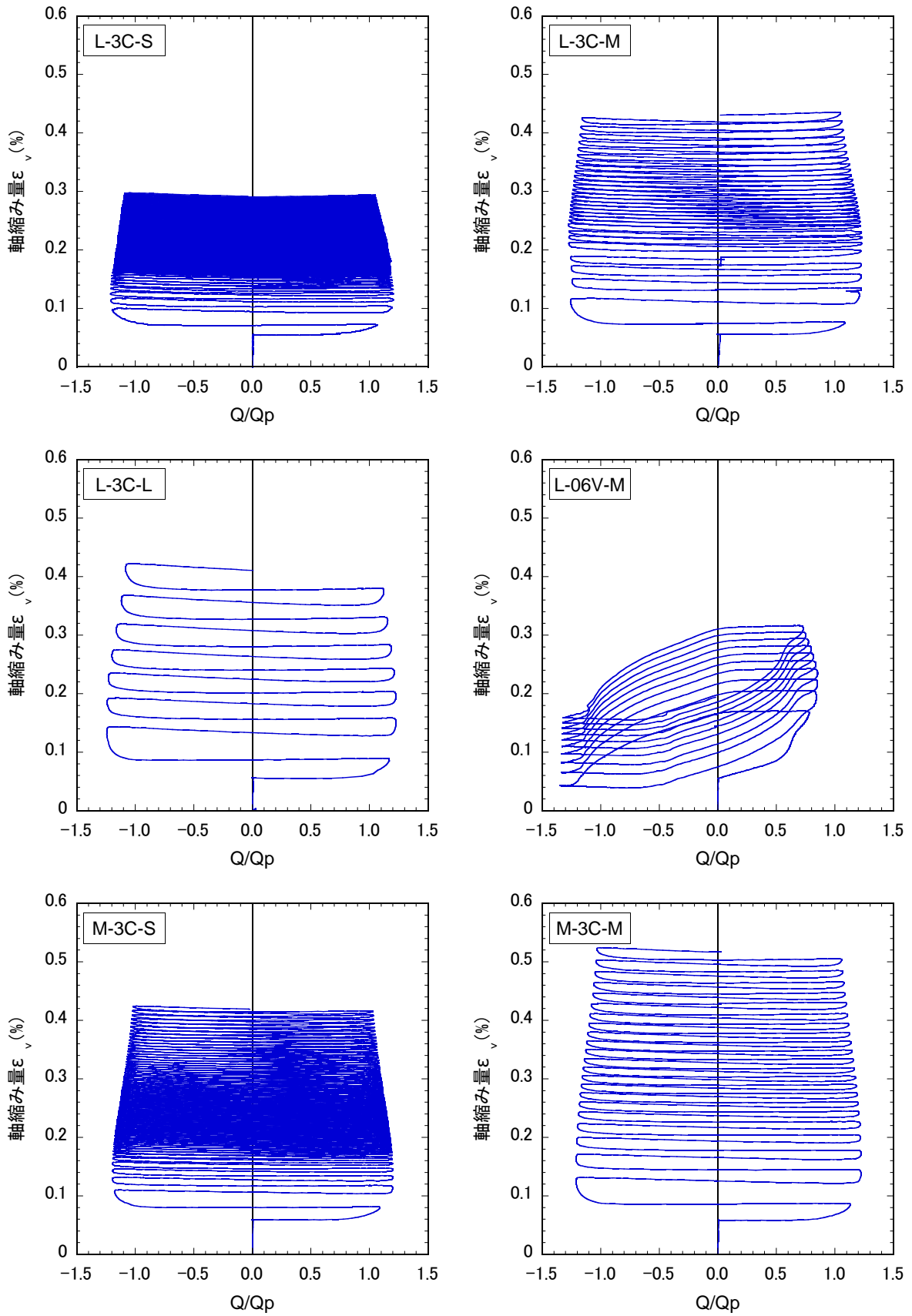


図 2.4.1-8 荷重-軸縮み関係

### 3) 多数回繰り返し特性

各サイクルピークでの荷重の推移を図2.4.1-9に、変位振幅と繰り返し数の関係を図2.4.1-10に、累積塑性変形倍率の一覧を表2.4.1-10に、変位振幅と累積塑性変形倍率の関係を図2.4.1-11に示す。なお、変位振幅と繰り返し数の関係および変位振幅と累積塑性変形倍率の関係のグラフ縦横軸は対数軸表示としている。

#### a) 各サイクルピークでの荷重の推移 (図 2. 4. 1-9)

いずれの試験体も、最大耐力以降に各サイクルピーク荷重の低下率(グラフの傾き)が一定となり、0.9Q<sub>max</sub> 時以降、その低下率が大きくなる傾向が見られた。この傾向は、変位振幅が小さくなるほど顕著に表れた。一方、細長比、軸力比による各サイクルピーク荷重の推移の違いは見られない。

#### b) 変位振幅と繰り返し数の関係 (図 2. 4. 1-10)

L 試験体(細長比:23.1)について、変位振幅と荷重低下サイクル数との関係は、振幅が小さいほど繰り返し数が大きくなり、対数軸上で直線上に右下がりの分布を示した。このL試験体において、0.9Q<sub>max</sub> 時における変位振幅と繰り返し数の関係に直線回帰分析を適用した結果を以下に示す。

$$\log(\delta h / \delta p) = 0.416 \log(N) + 2.258 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

また、変動軸力の場合、一定軸力に比べて繰り返し数が減少している。90%荷重低下時の変位振幅と繰り返し数の関係で、細長比による違いに着目すると、細長比が小さいほど繰り返し数は少ないが、両グラフは対数軸上でほぼ平行に分布していることより、多数回繰り返し特性の評価では、係数の設定により評価が可能と考える。

#### c) 変位振幅と累積塑性変形倍率の関係 (図 2. 4. 1-11)

変位振幅の増加、細長比の減少とともに、試験体の累積塑性変形倍率は小さくなる。変位振幅と繰り返し数の関係と同様に、L試験体における変位振幅と累積塑性変形倍率の関係は、対数軸上で直線上に右下がりの分布を示した。このL試験体において、0.9Q<sub>max</sub> 時における変位振幅と累積塑性変形倍率の関係を直線回帰分析を適用した結果を以下に示す。

$$\log(\delta h / \delta p) = 0.555 \log(\eta_p) + 2.562 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

さらに、変動軸力の場合、一定軸力に比べて累積塑性変形倍率は小さい。また、90%荷重低下時の変位振幅と累積塑性変形倍率の関係において、細長比による比較より、両グラフは対数軸上でほぼ平行に分布していることが分かる。

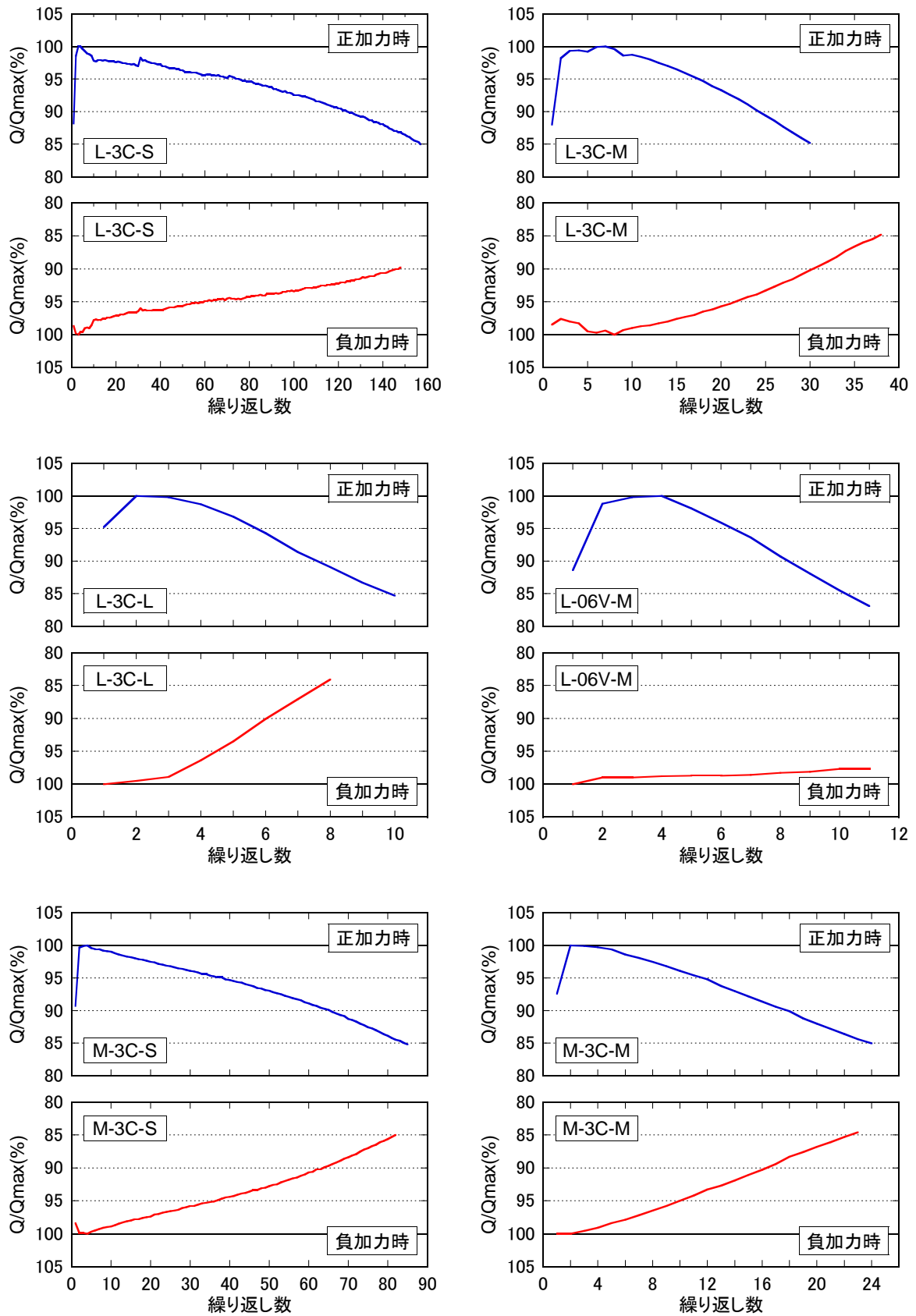
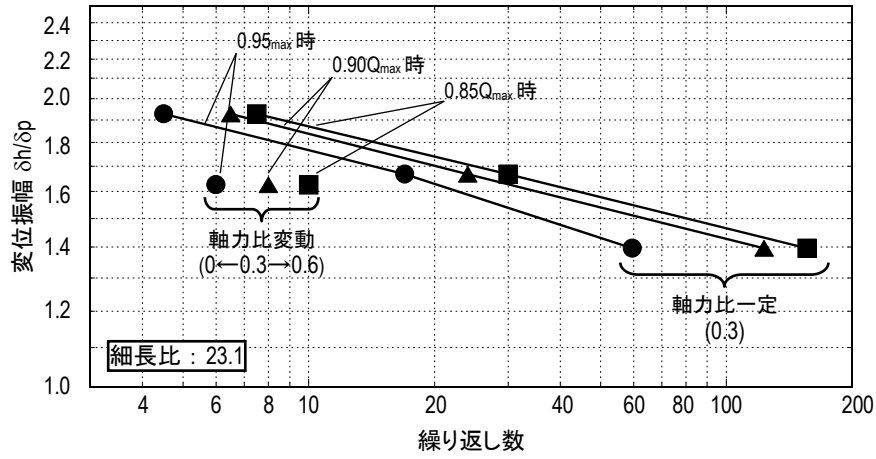
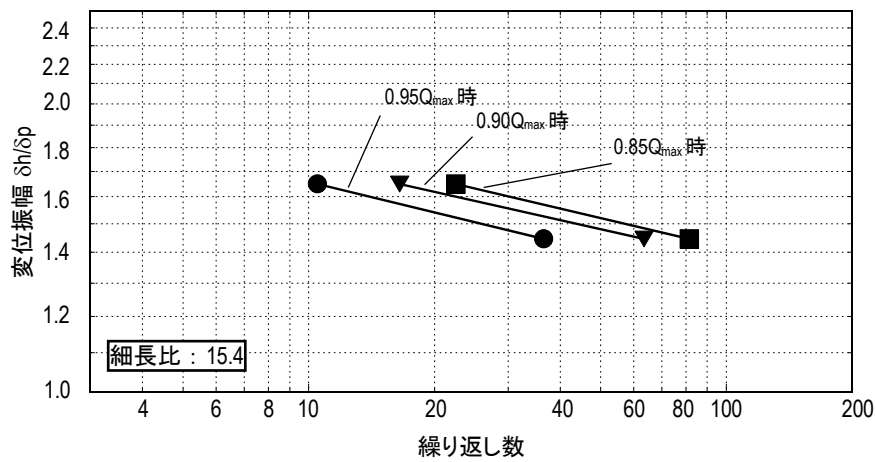


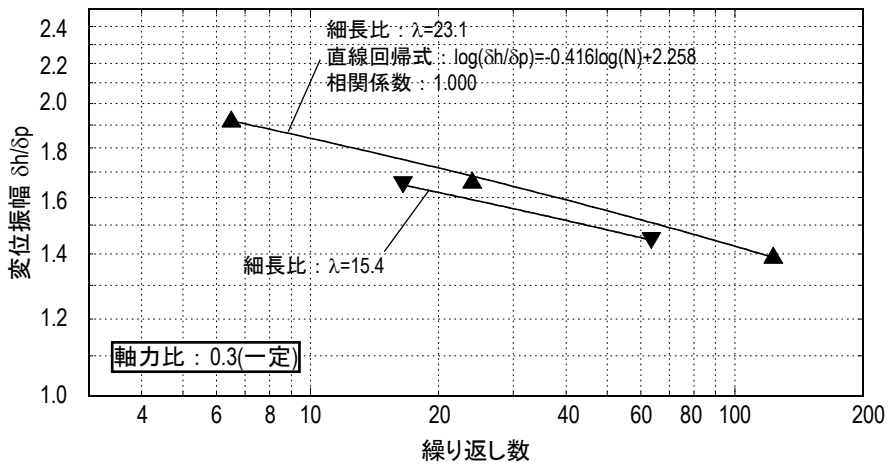
図 2.4.1-9 各サイクルのピークでの荷重の推移



(a) 細長比 L23.1 における軸力比一定と変動の比較



(b) 細長比 M15.4 の場合

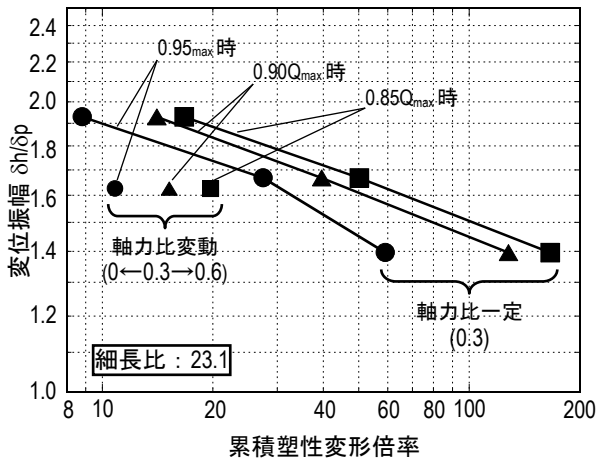
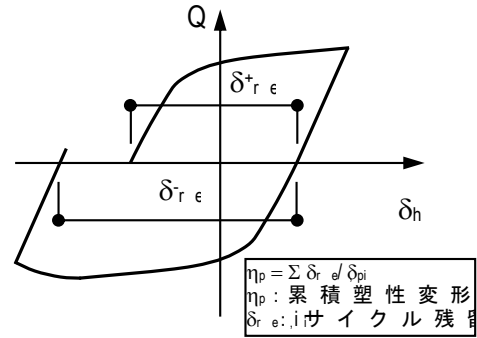


(c) 細長比による最大耐力低減率 0.90 $Q_{max}$  時の比較

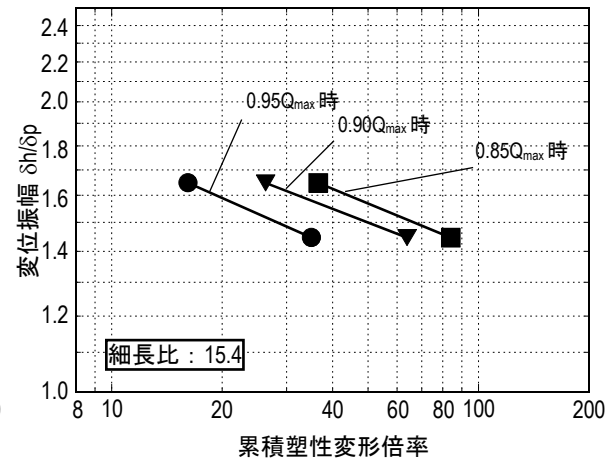
図 2.4.1-10 変位振幅と繰返し数の関係

表 2.4.1-10 累積塑性変形倍率

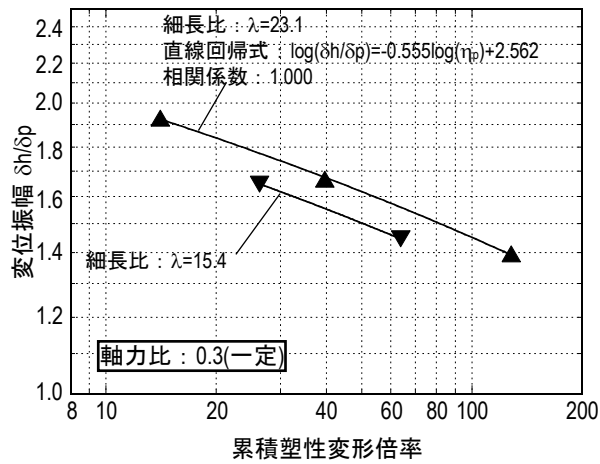
試験体 名称	荷重レベル		
	0.95Q <sub>max</sub>	0.90Q <sub>max</sub>	0.85Q <sub>max</sub>
L-3C-S	59.1	128.0	166.3
L-3C-M	27.4	39.6	50.2
L-3C-L	8.8	14.1	16.7
L-06V-M	10.8	15.2	19.7
M-3C-S	35.1	63.8	84.1
M-3C-M	16.1	26.3	36.5



(a) 細長比 L23.1 における軸力比一定と変動の比較



(b) 細長比 M15.4 の場合



(c) 細長比による最大耐力低減率 0.90Q<sub>max</sub> 時の比較

図 2.4.1-11 変位振幅と累積塑性変形倍率の関係

## 5) その他特記すべき特性

各サイクルピークでの軸縮みの推移を図 2.4.1-12 に、主要サイクルでの最高座屈高さの推移を図 2.4.1-13 に、正側加力時の主要サイクルでの鋼管フランジの材軸方向のひずみ分布を図 2.4.1-14 示す。なお、各サイクルピークでの軸縮みの推移および主要サイクルでの最高座屈高さの推移のグラフは、正負両側加力ともに  $0.85Q_{max}$  時までを示している。

### a) 各サイクルピークでの軸縮みの推移 (図 2.4.1-12)

荷重-軸縮み関係の項で記述したとおり、変動軸力試験体 (L-06V-M) を除き、いずれの試験体も、加力初期での各サイクル間の軸縮みの増加率 (グラフの傾き) が大きい区間と、その後軸縮みの増加率が一定となる区間および最終的に再度軸縮みの増加率が大きくなる区間が存在することが分かる。この最終的に軸縮みの増加率が大きくなる時点が、 $0.9Q_{max}$  時近傍であり、前述した各サイクルのピーク荷重の低下率が大きくなる時点に対応するものと考えられる。一方、変動軸力試験体は、正側加力で主に軸縮みが増加し、上記のような最終的に再度軸縮みの増加率が大きくなる区間は見られなかった。

細長比の違いによる比較 (L-3C-S と M-3C-S, L3C-M と M-3C-M) では、細長比によらず同様の軸縮みの増加傾向を示している。一方、変位振幅の違いに着目すると (L-3C-S と L-3C-M と L-3C-L, M-3C-S と M-3C-M) , 振幅が大きいほど軸縮みの推移のグラフが直線的になることが分かる。

### b) 主要サイクルでの最高座屈高さの推移 (図 2.4.1-13)

前述の各サイクルピークでの荷重および軸縮みの推移で示された特性と同様の傾向が、局部座最高座屈高さの推移でも見られる。すなわち、 $0.9Q_{max}$  時近傍の各サイクルのピーク荷重の低下率が大きくなる時点および軸縮みの増加率が大きくなる時点にほぼ対応する形で、最高座屈高さの増加率 (グラフの傾き) が大きくなっている。これより、最大耐力低下の要因は、局部座屈の進展による軸縮みの増加であり、 $0.9Q_{max}$  時近傍より局部座屈の進展が次第に大きくなることが分かった。

### c) 主要サイクルでの材軸方向のひずみ分布 (図 2.4.1-14)

いずれの試験体も半曲点位置は、おおよそ試験体高さ中央に位置していることが分かる。柱脚部の塑性化領域に着目すると、L 試験体の塑性化領域は柱脚から約 600mm であり、試験区間の約 20% を占めるが、M 試験体では柱脚から約 300mm で、試験区間の 15% 程度と L 試験体に比べ材端部に集中している。これより、M 試験体の耐力低下サイクル数が L 試験体に比べて少なかったのは、損傷が材端部に集中したことによるものと思われる。

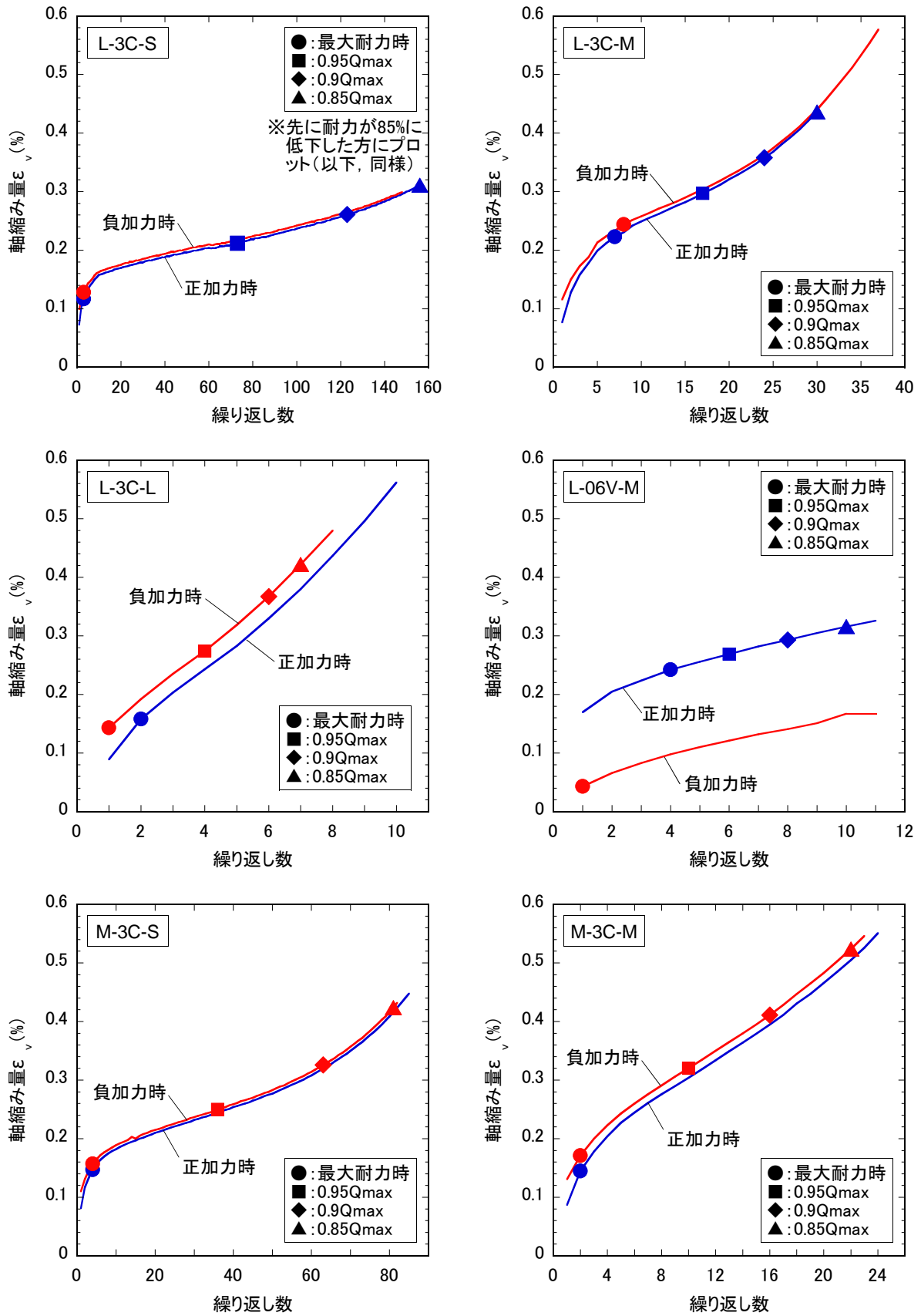


図 2.4.1-12 各サイクルピーク荷重時の軸縮みの推移



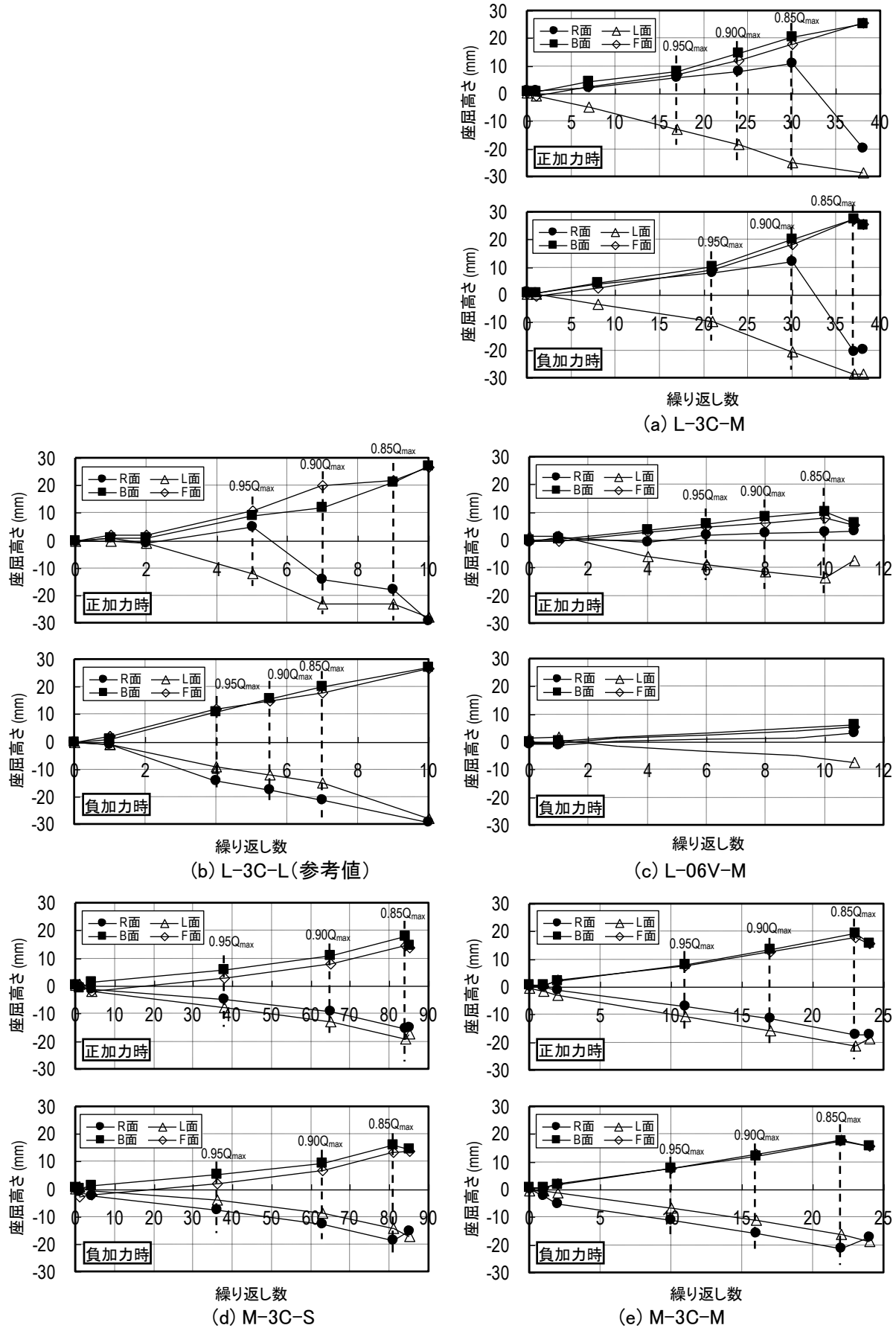


図 2.4.1-13 各サイクルピーク荷重時の局部座屈波高さの推移

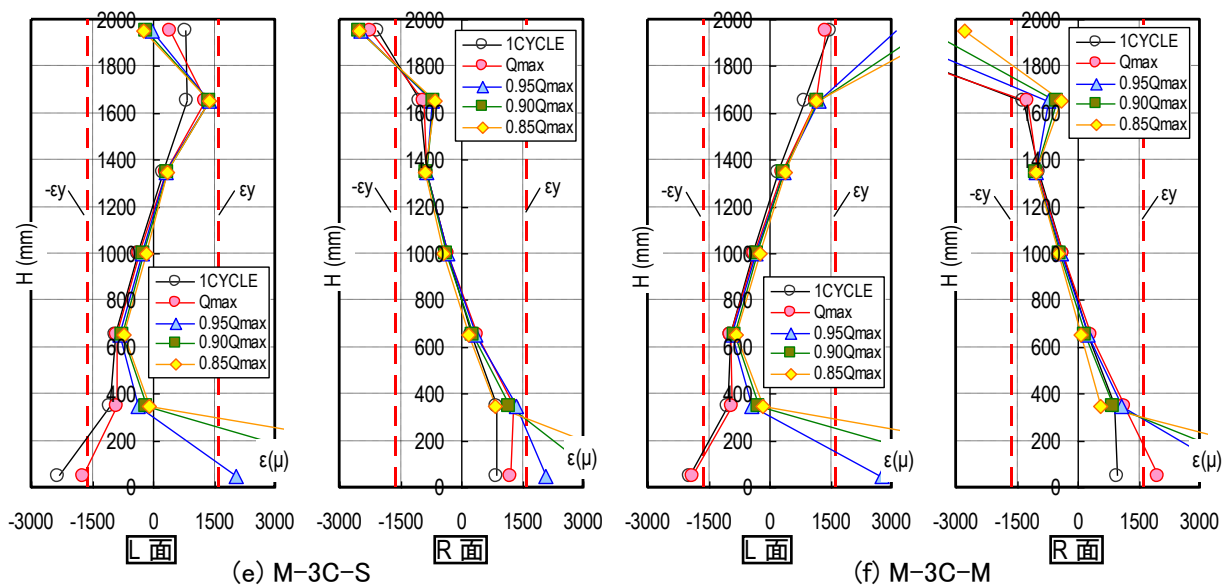
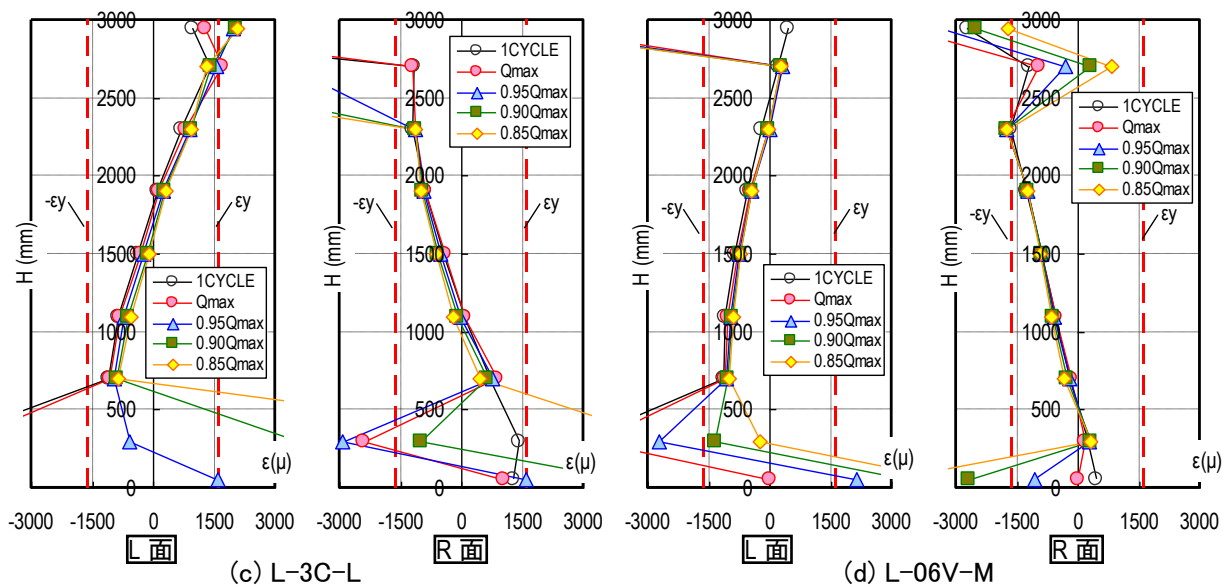
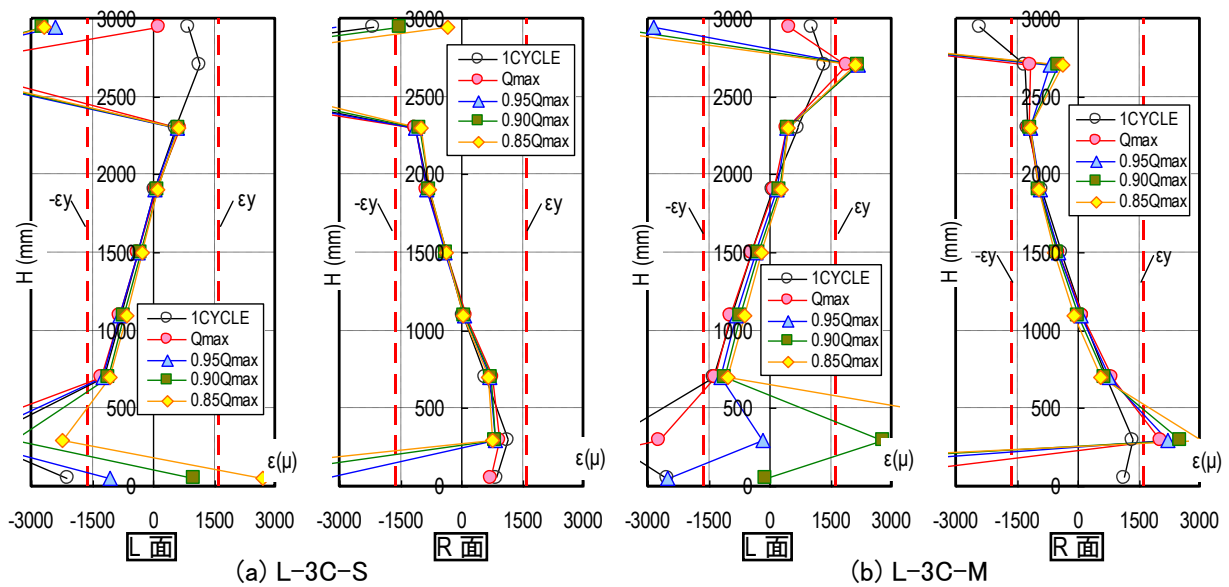


図 2.4.1-14 材軸方向のひずみ分布(正加力時)

## (5) 結論

長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける鋼管柱部材の保有性能の把握を目的に、特に定振幅繰り返し変位履歴下における耐力低下までの繰り返し数に着目して、既存建物の実態調査の結果を反映した実験パラメータ（細長比，軸力比および変位振幅）を設定して曲げせん断実験を実施した。本実験で得られた知見を以下に示す。

- a) 最大耐力以降の耐力低下の要因は，柱頭・柱脚部に生じた局部座屈の進展であり，各サイクルピークでの最大耐力，軸縮みおよび局部座屈波高さの推移より， $0.9Q_{max}$  時近傍より，徐々に局部座屈の進展が大きくなるとともに，最大耐力の低下率，軸縮みの増大率が大きくなることが分かった。
- b) 最大耐力に対する  $0.9Q_{max}$  時の繰り返し数は，細長比 23.1，一定軸力（軸力比 0.3），振幅 1.5，1.7， $2.0\delta_p$  でそれぞれ 123，24，6 回，同じ細長比で，変動軸力（軸力比 0～0.6），振幅  $1.7\delta_p$  の場合 8 回であった。また，細長比 15.4，一定軸力（軸力比 0.3），振幅 1.5， $1.7\delta_p$  でそれぞれ 63，16 回となった。
- c) 変位振幅と繰り返し数の関係は，対数軸上で直線上に右下がりに分布する。また，細長比 15.4 は 23.1 に対して繰り返し数は少なくなったが，両細長比のグラフは対数軸上で平行に分布している。
- d) 細長比 23.1，振幅  $1.7\delta_p$  において，一定軸力（軸力比 0.3）に比べて変動軸力（軸力比 0～0.6）の  $0.9Q_{max}$  時の繰り返し数が 1/3 になった要因は，高軸力下での局部座屈進展に伴う軸縮みの急激な増加によるものと考えられる。
- e) 軸力比 0.3，変位振幅 1.5， $1.7\delta_p$  において，細長比 23.1 に比べて細長比 15.4 の  $0.9Q_{max}$  時の繰り返し数が少ない。これは，細長比が小さいほど塑性化領域が狭く，局部的に局部座屈が進展したことが要因と考えられる。
- f) 振幅の増加，細長比の減少とともに，試験体の累積塑性変形倍率は小さくなる。変位振幅と累積塑性変形倍率の関係は，変位振幅と繰り返し数の関係と同様に，対数軸上で直線上に右下がりの分布を示す。

<参考文献>

- 2.4.1-1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説
- 2.4.1-2) 鄭景洙, 小林和子, 吉敷祥一, 山田哲：変動軸力と繰返し曲げを受ける鋼部材の損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, PP179-186, 2007
- 2.4.1-3) 林林, 山崎真司, 見波進：H 形断面鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 563 号, PP177-184, 2003
- 2.4.1-4) 山崎真司：変動軸力と繰返し水平力と受ける鋼柱の弾塑性挙動(その 3, 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP649-652, 1997
- 2.4.1-5) 山崎真司, 見波進, 森康行：変動軸力と繰返し水平力を受ける鋼柱の弾塑性挙動(その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP343-346, 1996
- 2.4.1-6) 山崎真司：変動軸力と繰返し水平力を受ける箱形断面鋼柱の弾塑性挙動, 鋼構造年次論文報告集 4, PP181-188, 1996
- 2.4.1-7) 山田哲：局部座屈を伴う箱型断面鋼柱の弾塑性挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 461 号, PP115-122, 1994
- 2.4.1-8) 鈴木敏郎, 玉松健一郎, 奥田賢持：変動軸力を受ける柱の弾塑性挙動について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 鋼造系 48(構造), PP967-968, 1973
- 2.4.1-9) 鈴木敏郎, 玉松健一郎：低層鉄骨造骨組における柱の変動軸力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 鋼造系 48(構造), PP965-966, 1973
- 2.4.1-10) 五十嵐定義, 辻岡静雄, 杉山茂徳, 伊田健二：冷間成形角形鋼管断面の定軸圧下での弾塑性曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), PP677-678, 1985
- 2.4.1-11) 辻岡静雄, 五十嵐定義, 杉山茂徳：冷間成形角形鋼管部材の弾塑性曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), PP1113-1114, 1986
- 2.4.1-12) 山田稔, 河村廣, 谷明勲, 山中耕一：複曲率交番繰返し曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性変形挙動および崩壊性状に関する研究(Ⅱ 定変位振幅曲げ  $N=1/3N_y$ ,  $\delta a=\pm 30\text{mm}, \pm 45\text{mm}$ ), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), PP1347-1348, 1984
- 2.4.1-13) 山田稔, 河村廣, 谷明勲, 山中耕一：複曲率交番繰返し曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性変形挙動および崩壊性状に関する研究(Ⅳ 定変位振幅曲げ  $N=1/3N_y$ ,  $b/t=35.1$ ,  $\delta a=\pm 16.5\text{mm}, \pm 20\text{mm}, \pm 30\text{mm}$ ), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), PP679-680, 1985
- 2.4.1-14) 山田稔, 河村廣, 谷明勲, 中川貴詞：複曲率交番繰返し曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性変形挙動および崩壊性状に関する研究(Ⅶ 一方向載荷： $N=2/3N_y$ ), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), PP1111-1112, 1986
- 2.4.1-15) 辻文三, 西野孝仁, 中塚力：鋼管柱の弾塑性変形性状に関する研究(I：繰返し載荷； $L/D=5.25, 7.00$ ； $N/N_y=0.4$ ), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), PP681-682, 1985

- 2.4.1-16) 辻文三, 西野孝仁, 中塚力: 鋼管柱の弾塑性変形性状に関する研究 (II: 繰返し  
 載荷;  $L/D=3.50, 7.00$ ;  $N/N_y=0.2, 0.4$ ), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道),  
 PP1115-1116, 1986
- 2.4.1-17) 北芳男, 辻文三: 冷間成形角形鋼管柱の弾塑性挙動, 日本建築学会大会学術講演梗  
 概集 (東北), PP1305-1306, 1991
- 2.4.1-18) 津田恵吾, 松井千秋: 一定軸力下で水平力を受ける角形鋼管柱の耐力, 日本建築学  
 会構造系論文集, 第 512 号, PP149-156, 1998
- 2.4.1-19) 川口淳, 森野捷輔: 繰返し載荷を受ける CFT 柱の局部座屈性状に関する実験的研究,  
 日本建築学会構造系論文集, 第 540 号, PP141-148, 2001
- 2.4.1-20) 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎: 固定柱脚を想定した角形鋼管柱の大変形繰返し  
 載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 598 号, PP149-154, 2005
- 2.4.1-21) 劉大偉, 金尾伊織, 中島正愛: 鋼構造柱縮小模型に対する完全崩壊実験, 日本建築  
 学会大会学術講演梗概集 (東北), PP529-530, 2002
- 2.4.1-22) 林林, 山崎真司, 見波進: H 形断面鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験, 日本建築学会構  
 造系論文集(563), PP177-184, 2003
- 2.4.1-23) 林林, 山崎真司, 見波進, 島津辰也, 遠山解: H形鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験 —  
 (その 1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP531-532, 2001
- 2.4.1-24) 林林, 山崎真司, 見波進, 島津辰也, 遠山解: H形鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験 —  
 (その 2) 単調載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP533-534, 2001
- 2.4.1-25) 林林, 山崎真司, 見波進, 島津辰也, 遠山解: H形鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験 —  
 (その 3) 繰返しおよびランダム載荷実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集,  
 C-1, PP535-536, 2001
- 2.4.1-26) 石丸憲義, 山崎真司, 見波進, 林林, 島津辰也: 複曲率曲げを受ける H 形鋼柱の塑  
 性曲げ捩れ座屈挙動 (その 1) 単調・繰返し載荷実験の結果, 日本建築学会大会  
 学術講演梗概集, C-1, PP523-524, 2002
- 2.4.1-27) 石丸憲義, 山崎真司, 見波進, 林林, 島津辰也: 複曲率曲げを受ける H 形鋼柱の塑  
 性曲げ捩れ座屈挙動 (その 2) 変動軸力繰返し・ランダム載荷実験の結果, 日本  
 建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP525-526, 2002
- 2.4.1-28) 石丸憲義, 山崎真司, 見波進, 林林, 島津辰也: 複曲率曲げを受ける H 形鋼柱の塑  
 性曲げ捩れ座屈挙動 その 3 解析と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1,  
 PP527-528, 2002
- 2.4.1-29) 日下元彦, 石鍋雄一郎, 半貫敏夫: H 形鋼柱の P- $\Delta$  効果に与える材料特性の影響  
 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, P P 531-532, 2002
- 2.4.1-30) 日下元彦, 半貫敏夫, 秋山宏: 材料特性のばらつきが P- $\Delta$  効果を受ける H 形鋼柱の  
 挙動に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP625-626, 2003
- 2.4.1-31) 増田浩行, 山田稔: 定軸圧を受ける H 形断面鋼柱の弾塑性曲げせん断変形並びに崩  
 壊性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP675-676, 1998
- 2.4.1-32) 山崎真司: H 形断面鋼柱の曲げ捩れ座屈挙動解析, 日本建築学会大会学術講演梗概  
 集, C-1, PP623-624, 2003

- 2.4.1-33) 外山圭佑, 山崎真司, 見波進: H形断面鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP831-832, 2006
- 2.4.1-34) 須藤亘平, 山崎真司, 見波進, 外山圭佑: 任意方向の水平力を受ける H形断面鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究 その1 実験方法および一方向載荷実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP725-726, 2005
- 2.4.1-35) 須藤亘平, 山崎真司, 見波進, 外山圭佑: 任意方向の水平力を受ける H形断面鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究 その2 繰返し載荷実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP727-728, 2005
- 2.4.1-36) 見波進, 山崎真司, 外山圭佑, 高濱亮太: 任意方向の水平力を受ける H形断面鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究 その3 単調載荷実験と解析結果の比較および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP831-832, 2006
- 2.4.1-37) 見波進, 山崎真司, 外山圭佑, 高濱亮太: 任意方向の水平力を受ける H形断面鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究 その4 繰返し載荷実験結果と解析結果の比較および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP833-834, 2006
- 2.4.1-38) 大井謙一: 変動軸力と水平力を受ける H形鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, B 38, PP421-430, 1992
- 2.4.1-39) 牧野稔, 松井千秋, 三谷勲: H形鋼柱の局部座屈後の変形性状その1 実験計画および実験結果: 論文報告集, NO.281, PP71-80, 1979
- 2.4.1-40) 牧野稔, 松井千秋, 三谷勲: H形鋼柱の局部座屈後の変形性状その2 荷重-変形関係, 論文報告集, NO.286, PP23-28, 1979
- 2.4.1-41) 牧野稔, 松井千秋, 三谷勲: H形鋼柱の局部座屈後の変形性状その3 単調載荷時と繰返し載荷時との塑性変形性状の対応性及びエネルギー吸収能力, 論文報告集, NO.288, 49, 1980
- 2.4.1-42) 牧野稔, 松井千秋, 三谷勲: H形鋼柱の局部座屈後の変形性状その4 塑性変形能力, 論文報告集, NO.290, PP45, 1980
- 2.4.1-43) 鈴木敏郎, 小野徹郎: 圧縮と曲げを受ける鉄骨H形断面柱の塑性変形能力に関する研究(その1): 論文報告集, NO.292, PP23-29, 1980
- 2.4.1-44) 高梨晃一, 谷口英武, 田中尚: 定軸力下で任意方向の繰返し水平力を受けるH形鋼柱の弾塑性挙動-2方向水平地震動を受けるH形鋼柱の弾塑性応答性状第1報-, 論文報告集, NO.323, PP59-70, 1983
- 2.4.1-45) 松井千秋, 森野捷輔, 津田恵吾: 軸力と任意方向水平力を受けるH形鋼柱材の弾塑性性状に関する実験的研究, 論文報告集, NO.361, PP113-122, 1986
- 2.4.1-46) 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

## 2.4.2 柱部材の多数回繰り返し载荷実験(H23 実施分)

### (1) 背景・目的

本実験では、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において、構造安全上重要な部位である柱部材に関して、長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る多数回繰り返し特性（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的とした。

昨年度は、過去に民間6社事業主体が施工した既存超高層建物の実態調査を行い、各種部材試験体の適切な実験因子を設定し、下記に示す多数回繰り返し実験を行った。実態調査により決定した柱部材の試験体は、縮尺1/2で箱型断面形状を有する鋼管柱試験体6体であり、柱断面は□-330×330×12、幅厚比27.5(FB)、材質はSM490Aとした。実験因子は、①細長比、②軸力比および③変位振幅であり、①細長比は、実態調査結果で得られた最大値に近く、1階柱を想定した座屈細長比 $\lambda=23.1$ (以下、L試験体)と、実態調査結果の平均値程度で基準階を想定した $\lambda=15.4$ (以下、M試験体)の2水準とした。②軸力比 $n(=N_a/N_0)$ 、 $N_a$ :導入軸力、 $N_0=sA_s\sigma_y$ :軸降伏耐力、 $sA$ :鋼管実断面積、 $s\sigma_y$ :鋼管の降伏点)は、中柱を対象とした定軸力比 $n=0.3$ と隅柱を想定した変動軸力比 $n=0\sim 0.6$ の2種とした。③変位振幅 $\delta_n$ は、基準変位 $\delta_p(=Q_p/K_e)$ 、 $Q_p$ :軸力を考慮した全塑性耐力計算値時せん断力、 $K_e$ :弾性剛性実験値)に対し、1.5、1.7、2.0 $\delta_p$ の3水準を設けた。以上の試験体の定振幅繰り返し载荷実験を行い、以下の知見を得た。

- ・ 繰り返し载荷による耐力低下は、材端部に生じる局部座屈に起因し、細長比が小さく、振幅の大きい試験体ほど、早期に耐力低下する。
- ・ 細長比が小さい場合に繰り返し数が少なくなるのは、材端部の塑性化領域が小さく、局部的に座屈が進行することが一因であると考えられる。
- ・ 変動軸力試験体では、早期に耐力低下する。
- ・ 変位振幅と試験体の耐力が最大耐力 $Q_{max}$ の90%まで低下したサイクル(以下、0.9 $Q_{max}$ 時)の繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係は、対数軸上で直線状に左上がり分布し、変位振幅の減少、細長比の増大とともに、繰り返し数および累積塑性変形倍率が大きくなる。

柱部材の多数回繰り返し特性の把握のためには、変位振幅の与条件(振幅レベル、载荷履歴、2軸曲げ)、軸力状態(軸力比、载荷履歴)、幅厚比、細長比等、種々のパラメータの組み合わせを考慮する必要があるが、既往研究が少ないのが現状であり、上記も限られたパラメーターでの知見である。そこで、本年度は、既存超高層の実情に即した優先度の高いパラメーターを選定し、定性的に構造性能を検証することとした。昨年度に未検討であった優先的検討課題としては、以下の項目が挙げられる。

- ・ 実建物モデルでの応答解析における最大振幅が、比較的小さい振幅域(1.0~1.5 $\delta_p$ )である。
- ・ 既存建物の実態を踏まえ、隅柱を対象とした変動軸力についての更なる実験資料の蓄積が必要である。
- ・ 実建物においては、細長比の大きい2層吹抜となっているものが見られる。
- ・ 近年の鉄骨造超高層建物の多くでは、柱部材をCFT造とする例が多いが、CFT試験体の定振幅繰り返し実験に関する研究は未だに少ない。例えば、2.4.2-8,2.4.2-9

以上より、今年度は、昨年度に行われた実験に加え、更に、①小振幅領域、②高軸力柱(一定および変動)、③一階吹抜け柱を想定した長柱、を実験パラメータとして、定振幅繰り返し変位履歴下の柱部材の構造性能を定性的に把握することを目的に、多数回繰り返し载荷実験を行った。

## (2) 試験体

### 1) 試験体諸元

試験体一覧を表 2.4.2-1、計画時の試験体耐力一覧を表 2.4.2-2、試験体形状を図 2.4.2-1 に示す。

試験体は、縮尺 1/2 で箱形断面形状を有する鋼管柱試験体（以下、S 試験体）4 体とコンクリート充填鋼管柱（以下、CFT 試験体）1 体である。昨年と同様に、柱断面は□-330×330×12、鋼管のフランジとウェブの幅厚比区分<sup>2.4.2-1)</sup>は FA (27.5)、材質は SM490A である。S 試験体は、細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式<sup>2.4.2-2)</sup>によると C-I の区分に属し、試験体耐力は、軸力と曲げモーメントを考慮した全塑性耐力で評価した。また、CFT 試験体は中柱区分<sup>2.4.2-3)</sup>に属し、軸力と変形による付加モーメントを考慮した終局耐力を用いた。

変位振幅は、基準変位を  $\delta_p (=Q_p/K_e, Q_p: 軸力を考慮した全塑性耐力計算値時せん断力, K_e: 弾性剛性実験値)$  とし、全試験体で  $1.2\delta_p$  とした。実験因子は、①細長比、②軸力比、③構造種別とした。①細長比  $\lambda$  は、基準階を想定した  $\lambda=15.4$  (M 試験体) と、1 階柱を想定した細長比  $\lambda=23.1$  (L 試験体)、一階吹抜け柱を想定した  $\lambda=30.8$  (LL 試験体) とした。②軸力比  $n$  は、中柱を対象とした定軸力  $n=0.3$  を基本とし、定軸力  $n=0.6$  と隅柱を想定した変動軸力  $n=0\sim 0.6$  を設けた。③構造種別は、S 造と CFT 造の 2 種とする。CFT 試験体は、充填コンクリートの効果を確認するため、鋼管断面と軸力比は S 試験体と同様とし、その結果、初期軸力導入時に鋼管部分に生じる軸応力は S 試験体と等しくなったが、導入軸力  $N_a$  は S 試験体の約 2 倍程度となった（表 2.4.2-2 参照）。軸力比 0.6 の場合の部材ランクは新都市基準式<sup>2.4.2-6)</sup>で FC (限界部材角  $R_u=1.03\%$ )、CFT 指針式<sup>2.4.2-3)</sup>においても FC ( $R_u=1.44\%$ ) となっている。

なお、S-L-6C-SS は、563 サイクルに及ぶ定振幅繰り返し载荷の後、以後の耐力低下の兆候を確認出来なかったため、载荷条件を変動軸力 ( $n=0\sim 0.6$ ) に変更し、試験体耐力が最大荷重に対して 85% に低下した時点まで加力した。

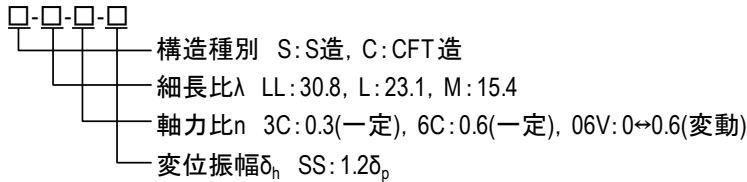
また、試験体製作においては、鋼管柱の角溶接部、鋼管柱とスタブフランジおよび内ダイアフラム溶接部について、JASS6 に従い溶接を行い、入熱量 (40kJ/cm 以下)、パス間温度 (350°C 以下) の制限値を管理した。



表 2.4.2-1 試験体一覧

試験体 <sup>*1</sup>	柱部材諸元				実験因子				
	縮尺	断面		材質	柱高さ (シア スパン比) H (mm)	細長比 (曲げ座屈 細長比 <sup>*3</sup> ) $\lambda(\lambda_p)$	軸力比 n	構造 形式	変位 振幅 $\delta_h$
		形状 (mm)	部材 <sup>*2</sup> ランク						
S-L-3C-SS	1/2	□- 330x330x12	FB (27.5)	SM490A	3000(4.5)	L: 23.1(0.29)	0.3	S造	SS (1.2 $\delta_p$ )
S-L-6C-SS <sup>*4</sup>							0.6		
S-LL-06V-SS							0 $\leftrightarrow$ 0.6		
S-M-06V-SS							0 $\leftrightarrow$ 0.6		
C-L-06V-SS					3000(4.5)	L: 23.1(0.29)	0 $\leftrightarrow$ 0.6	CFT造	

\*1: 試験体名称の定義



\*2: 鋼管のフランジ・ウェブ幅厚比, 文献2.4.2-1)を参照のこと (FA:27, FB:32, FC:41)

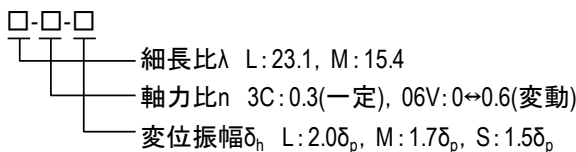
\*3: 限界状態設計指針における曲げ座屈細長比, 文献2.4.2-2)を参照のこと

\*4: 一定軸力(軸力比0.3)の0.9Qmax時繰返し回数である549回に達しても耐力が低下しなかったため、  
 載荷条件を変動軸力(n=0 $\leftrightarrow$ 0.6)に変更し、試験体耐力が最大荷重に対して85%に低下した時点まで  
 加力した

(参考 2010 年度の試験体一覧)

試験体 <sup>*1</sup>	柱部材諸元				実験因子				
	縮尺	断面		材質	柱高さ (シア スパン比) H (mm)	細長比 (曲げ座屈 細長比 <sup>*3</sup> ) $\lambda(\lambda_p)$	軸力比 n	構造 形式	変位 振幅 $\delta_h$
		形状 (mm)	部材 <sup>*2</sup> ランク						
L-3C-S	1/2	□- 330x330x12	FB (27.5)	SM490A	3000(4.5)	L: 23.1(0.29)	0.3	S造	S(1.5 $\delta_p$ )
L-3C-M									M(1.7 $\delta_p$ )
L-3C-L									L(2.0 $\delta_p$ )
L-06V-M					0 $\leftrightarrow$ 0.6	M(1.7 $\delta_p$ )			
M-3C-S					2000(3.0)	M: 15.4(0.20)	0.3		S(1.5 $\delta_p$ )
M-3C-M									M(1.7 $\delta_p$ )

\*1: 試験体名称の定義



\*2: 鋼管のフランジ・ウェブ幅厚比, 文献2.4.2-1)を参照のこと (FA:27.5, FB:32, FC:41)

\*3: 限界状態設計指針における曲げ座屈細長比, 文献2.4.2-2)を参照のこと

表 2.4.2-2 諸耐力一覧(計画時)

試験体	導入軸力		全塑性 <sup>*2,3</sup> 耐力	全塑性耐力時 柱せん断力
	導入軸力	軸力比		
	N <sub>a</sub> (kN)	n	M <sub>p</sub> (kN・m)	Q <sub>p</sub> (kN)
S-L-3C-SS	1603	0.3	525	350
S-L-6C-SS	0	0	638	425
	1603	0.3	525	350
	3206	0.6	300	200
S-LL-06V-SS	0	0	638	638
	1603	0.3	525	525
	3206	0.6	300	300
S-M-06V-SS	0	0	638	319
	1603	0.3	525	263
	3206	0.6	300	150
C-L-06V-SS	0	0	741	494
	3289	0.3	747	498
	6577	0.6	463	309

\*1: 昨年度試験体に用いた使用鋼材の降伏応力 $\sigma_y=350(N/mm_2)$ を用いて算出

\*2: S造試験体は、限界状態設計指針の細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式でC- I 区分として全塑性耐力を評価、文献2.4.2-2) 参照

\*3: CFT造試験体は、コンクリート充填鋼管構造設計施工指針における中柱として終局耐力を評価、文献2.4.2-3) 参照

(参考 2010 年度の試験体一覧)

試験体	導入軸力		全塑性 <sup>*2</sup> 耐力	全塑性耐力時 柱せん断力
	導入軸力	軸力比		
	N <sub>a</sub> (kN)	n	M <sub>p</sub> (kN・m)	Q <sub>p</sub> (kN)
L-3C-S	1548	0.3	507	338
L-3C-M	1549	0.3	508	339
L-3C-L	1549	0.3	509	339
L-06V-M	0	0	616	411
	1548	0.3	508	338
	3096	0.6	290	193
M-3C-S	1550	0.3	509	509
M-3C-M	1548	0.3	508	508

\*1: 使用鋼材の降伏応力 $\sigma_y=350(N/mm_2)$ と試験体の実寸法を用いて算出

\*2: 限界状態設計指針の細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式でC- I 区分として全塑性耐力を評価、文献2.4.2-2) 参照

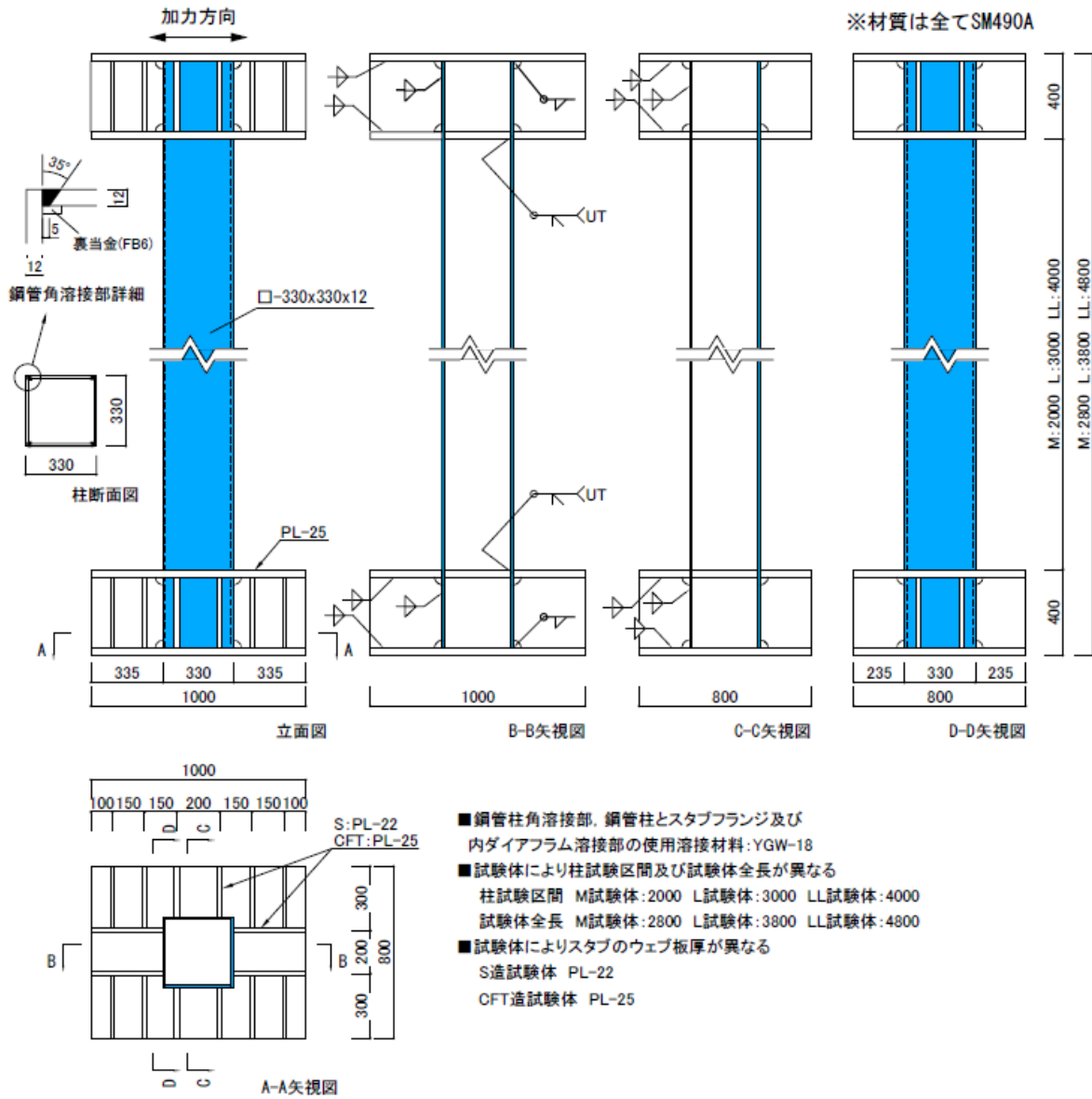


図 2.4.2-1 試験体形状

## 2) 使用材料

使用鋼材の機械的性質を表 2.4.2-3 に、応力・ひずみ関係を図 2.4.2-2 に示す。また、シャルピー衝撃試験結果を表 2.4.2-4 に、化学成分分析結果を表 2.4.2-5 に、溶接性指標を表 2.4.2-6 に示す。

柱鋼管に使用した鋼材 (PL-12, SM490A) は、JIS Z 2241 の試験方法に基づき引張試験を行い、機械的性質を把握するとともに、JIS Z 2242 の試験方法に基づき衝撃試験を行い、0°Cにおけるシャルピー吸収エネルギーを算出した。また、炭素当量 ( $C_{eq}$ )、割れ感受性組成 ( $P_{cm}$ )、 $f_{HAZ}$  式<sup>2.4.2-4</sup>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。各値の評価式は以下となる。

$$\bullet \text{ 炭素当量} \quad C_{eq} = C + S_i/24 + M_n/6 + N_i/40 + C_r/5 + M_o/4 + V/14 \quad (2.4.2-1)$$

$$\bullet \text{ 溶接割れ感受性組成} \quad P_{cm} = C + S_i/30 + M_n/20 + C_u/20 + N_i/60 + C_r/20 + M_o/15 + V/10 + 5B \quad (2.4.2-2)$$

$$\bullet \text{ HAZ 靱性評価式} \quad f_{HAZ} = C + M_n/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4T_i \quad (2.4.2-3)$$

また、CFT 試験体の充填コンクリートに使用したコンクリートの調合表を表 2.4.2-7 に、圧縮強度試験結果を表 2.4.2-8 に、割裂試験結果を表 2.4.2-9 に、受入試験状況を写真 2.4.2-1 示す。

表 2.4.2-3 鋼材の機械的性質

部位	試験片名	公称板厚 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 (%)	伸び (%)
柱部材	L-1	12	11.2	387	560	69	28
	L-2		11.1	378	571	66	27
	L-3		11.1	369	572	64	28
	平均値	-	11.1	378	568	67	28

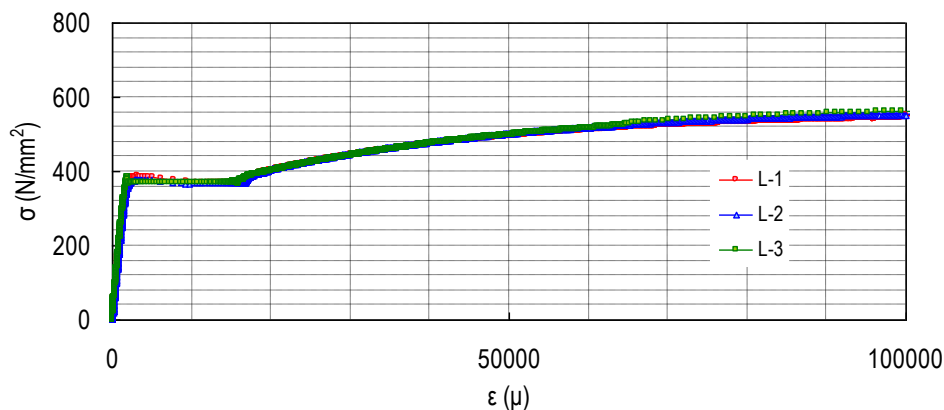


図 2.4.2-2 応力・ひずみ関係(PL-12:SM490A)

表 2.4.2-4 シャルピー衝撃試験結果(PL-12:SM490A)

部位	試験片名	吸収エネルギー (J)	脆性破面率 (%)
柱部材	L-1	216	15
	L-2	214	10
	L-3	179	15
	平均値	203	13

\*1. シャルピー試験片は、ロール直交方向にノッチを設けた。

表 2.4.2-5 化学成分分析結果(PL-12:SM490A)

部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
柱部材	0.14	0.34	1.41	0.013	0.002	0.011	0.017	0.023	0.002	0.005	0.002	1E-04	0.003
490 N/mm <sup>2</sup> 鋼	0.2以下	0.55以下	1.65以下	0.035以下	0.035以下	-	-	-	-	-	-	-	-

表 2.4.2-6 溶接性指標(PL-12:SM490A)

部位	C <sub>eq</sub> (%)	P <sub>CM</sub> (%)	f <sub>HAZ</sub> (%)
柱部材	0.40	0.22	0.43
490 N/mm <sup>2</sup> 鋼	0.44以下	0.29以下	0.58以下

表 2.4.2-7 コンクリートの調合

	スランプフロー (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	セメント種類	調合強度	水セメント比	セメント	水	粗骨材	細骨材	混和材	単位容積重量	粗骨材率	空気量
				F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	W/C (%)	C (kg/m <sup>3</sup> )	W (kg/m <sup>3</sup> )	G <sub>v</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	S <sub>v</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	AE (kg/m <sup>3</sup> )	G <sub>v</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	$\frac{G_v}{G_v+S_v}$ (%)	A (%)
設計時	50	10	普通	60.0	36	500	180	876	741	7.5	2305	54.2	4.5
受入時	57.5			-	-	-	-	-	-	-	-	2283	-

表 2.4.2-8 コンクリートの圧縮強度試験結果

材齢	試験片名	直径	高さ	断面積	質量	見掛け密度	圧縮強度	静弾性係数	ポアソン比
		R (mm)	h (mm)	$cA$ ( $mm^2$ )	$c_m$ (g)	$c_d$ ( $kg/m^3$ )	$c\sigma_B$ ( $N/mm^2$ )	$cE$ ( $kN/mm^2$ )	$c\nu$
7	1	100.2	195.8	7890	3515	2275	50.44	23.61	0.16
	2	100.3	194.8	7893	3505	2280	50.34	27.20	0.21
	3	100.4	193.5	7920	3503	2285	52.61	27.35	0.18
	平均値	100.3	194.7	7901	3507	2280	51.13	26.05	0.18
21	1	100.1	193.1	7871	3493	2298	64.47	29.25	0.17
	2	100.2	193.5	7884	3495	2291	61.33	29.83	0.22
	3	100.1	192.9	7866	3493	2302	61.17	27.77	0.18
	平均値	100.1	193.2	7874	3493.7	2297	62.32	28.95	0.19
27 (実験 開始日)	1	100.2	195.9	7890	3524	2280	63.23	28.55	0.17
	2	100.2	195.5	7885	3521	2284	63.12	30.30	0.18
	3	100.2	194.2	7877	3511	2295	67.28	29.71	0.17
	平均値	100.2	195.2	7884	3518.7	2286	64.54	29.52	0.17
28 (実験 終了日)	1	100.2	197.9	7883	3604	2310	74.48	32.84	0.18
	2	100.1	194.5	7871	3543	2314	74.47	33.41	0.21
	3	100.1	196.4	7874	3575	2311	69.01	32.58	0.23
	平均値	100.1	196.3	7876	3574	2312	72.65	32.94	0.21

表 2.4.2-9 コンクリートの割裂強度試験結果

材齢	試験片名	直径	高さ	断面積	引張強度
		R (mm)	h (mm)	$cA$ ( $mm^2$ )	$c\sigma_t$ ( $N/mm^2$ )
7	1	149.6	197.3	17584	4.44
	2	149.7	195.8	17593	4.15
	3	149.4	195.8	17530	4.09
	平均値	149.6	196.3	17569	4.23

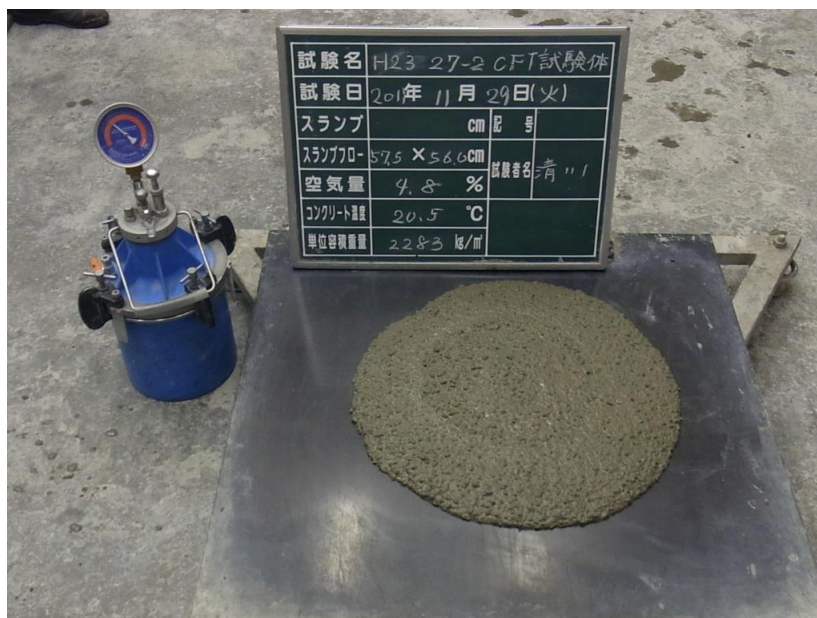


写真 2.4.2-1 コンクリート受入検査状況

### (3) 実験方法

#### 1) 加力方法

加力装置図を図 2.4.2-3 に、加力状況を写真 2.4.2-2～写真 2.4.2-3 に、変動軸力の導入方法を図 2.4.2-4 に示す。

加力は、建研式加力方式を採用した。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スタブを PC 鋼棒を緊結することで試験体を固定し、上スタブ上部に取り付いた加力梁を介して、鉛直方向の 10000kN 押しジャッキにより軸力を導入した状態で、水平方向の 1000kN 押し引きジャッキにより一定振幅の繰り返し加力を行う。また、鉛直方向の 10000kN 押し引きジャッキにより、加力梁の姿勢制御を行う。定軸力時は、 $n=0.3, 0.6$  ( $n=N_a/N_o$ ,  $N_o=sA \cdot s\sigma_y$ ,  $N_a$ : 導入軸力,  $N_o$ : 軸降伏耐力,  $sA$ : 鋼管断面積,  $s\sigma_y$ : 鋼管の降伏点) の軸力を導入する。また、変動軸力の導入方法として、水平変位が  $1.0\delta_p$  に到達した時点で最小または最大軸力となるようにして、変位振幅に連動させて軸力を変動させた。载荷履歴について、変位振幅は  $1.2\delta_p$  とし、実験終了時は、原則として試験体耐力が最大荷重に対して 85% に低下した時点までとし、その時点を最大の繰り返し回数とする。

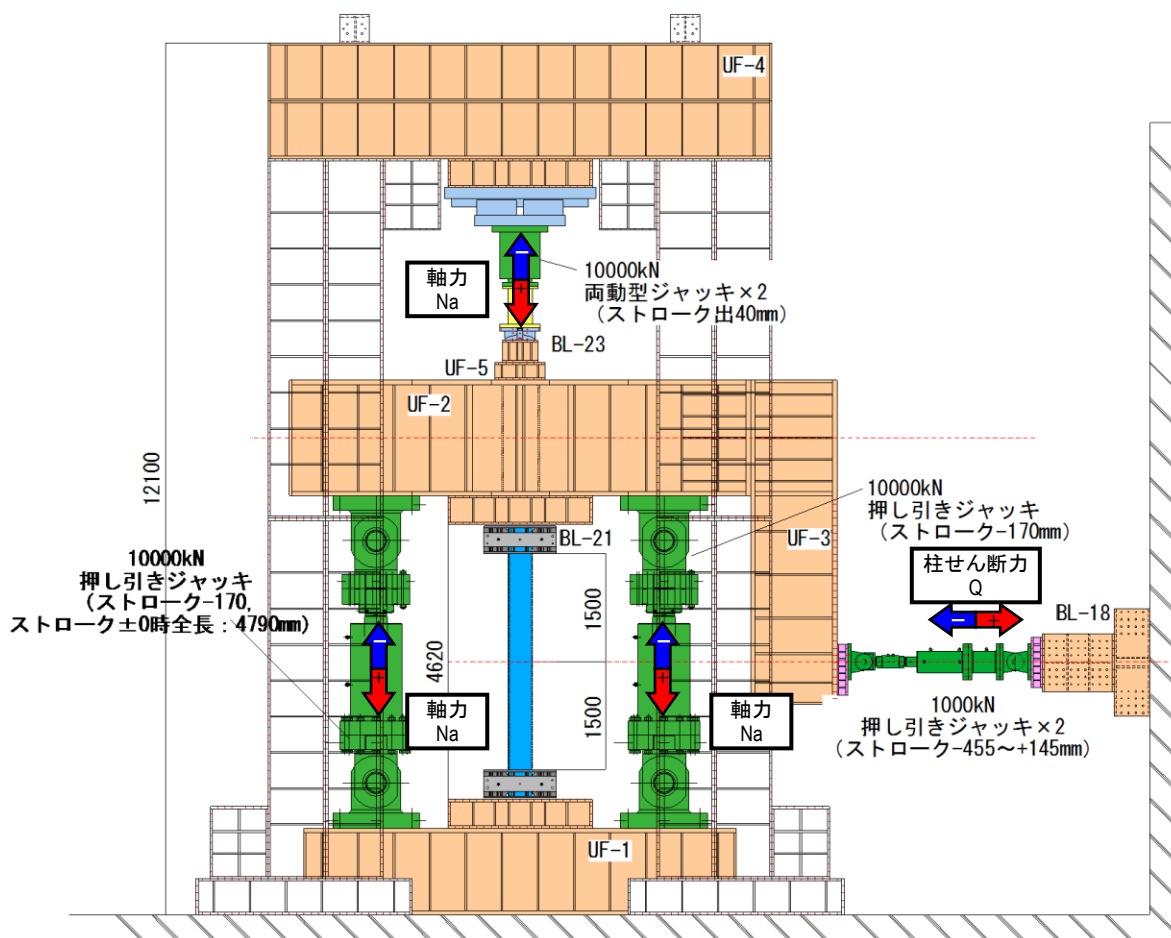


図 2.4.2-3 加力装置図(L 試験体)



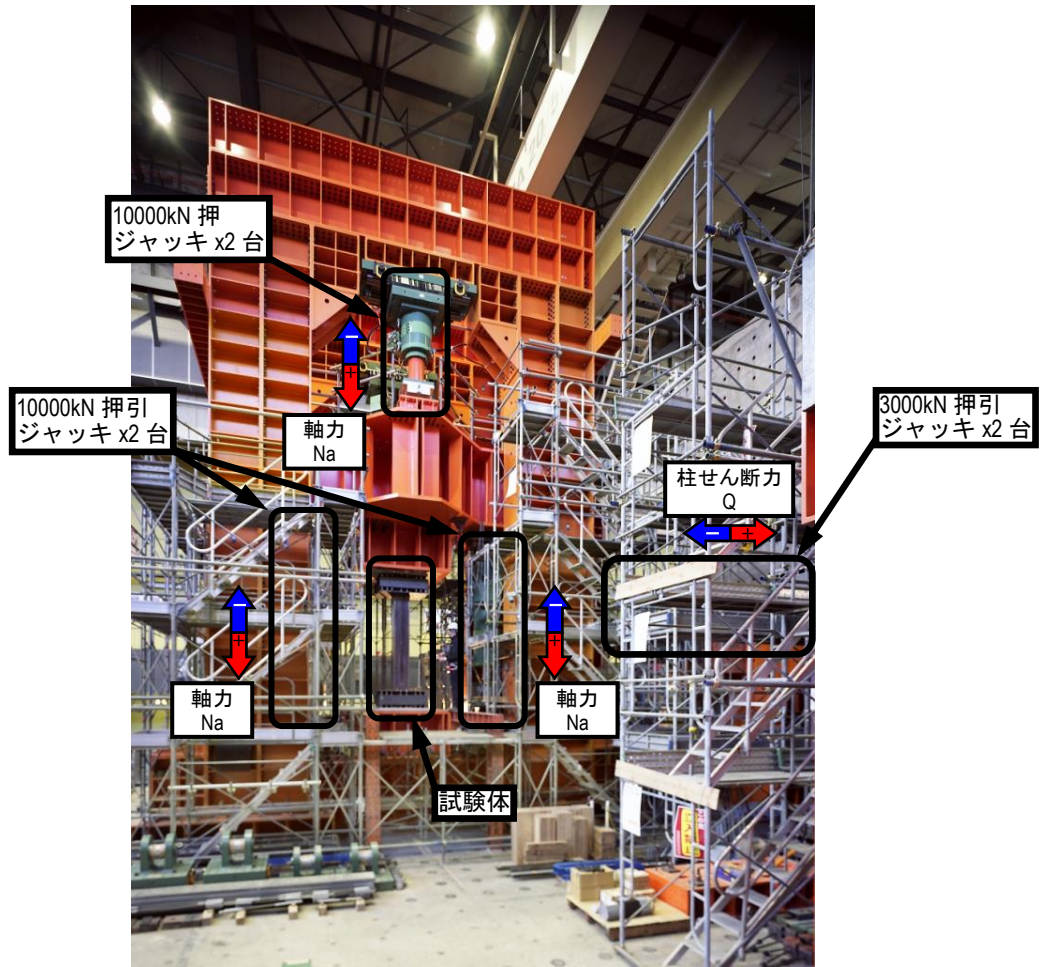


写真 2.4.2-2 加力状況全景(M 試験体)

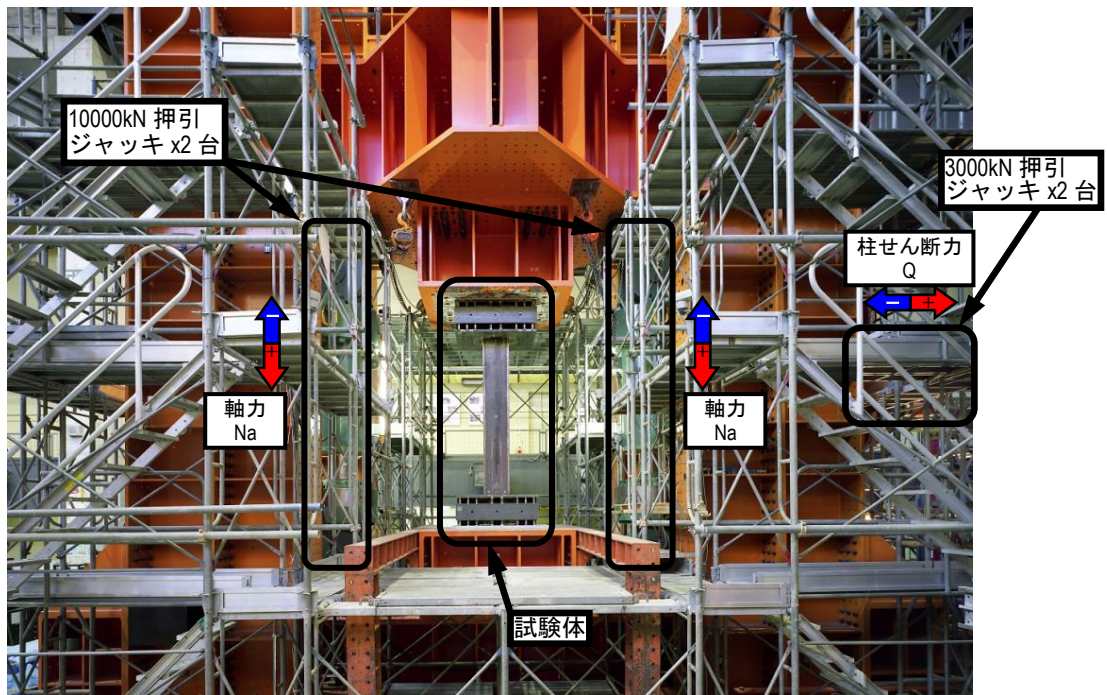


写真 2.4.2-3 加力状況拡大(M 試験体)



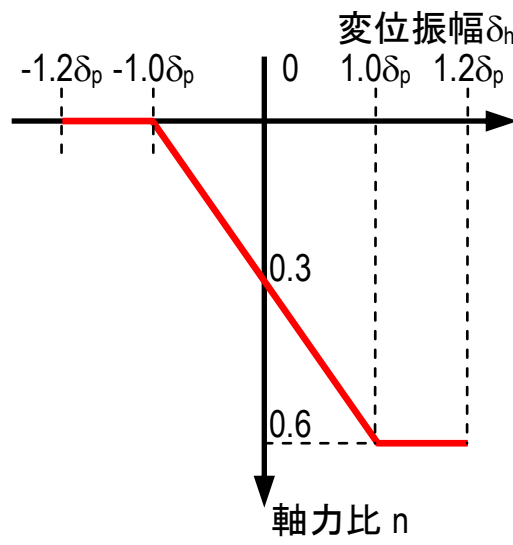


図 2.4.2-4 変動軸力の導入方法

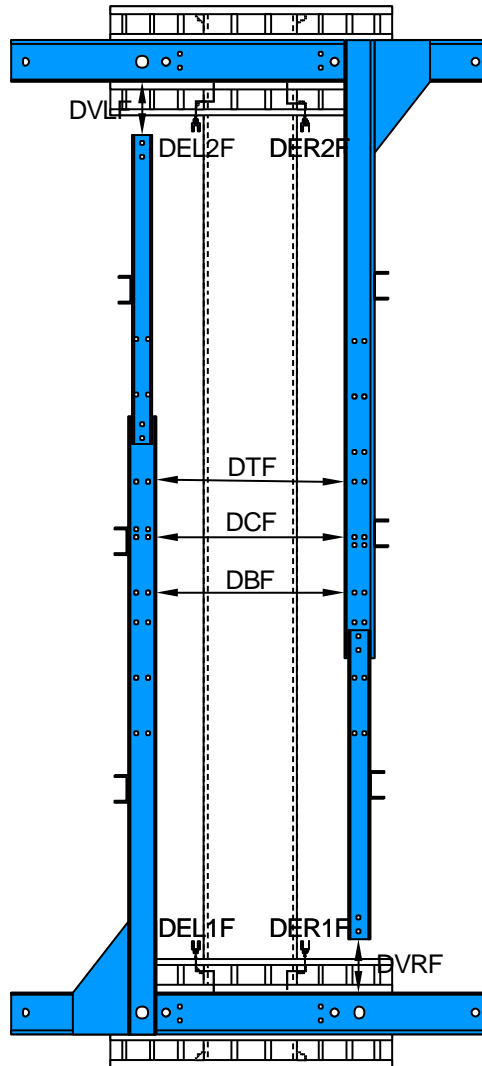
## 2) 計測方法

計測項目一覧を表 2.4.2-10、変形計測位置を図 2.4.2-5、ひずみ計測位置を図 2.4.2-6～図 2.4.2-7 に示す。

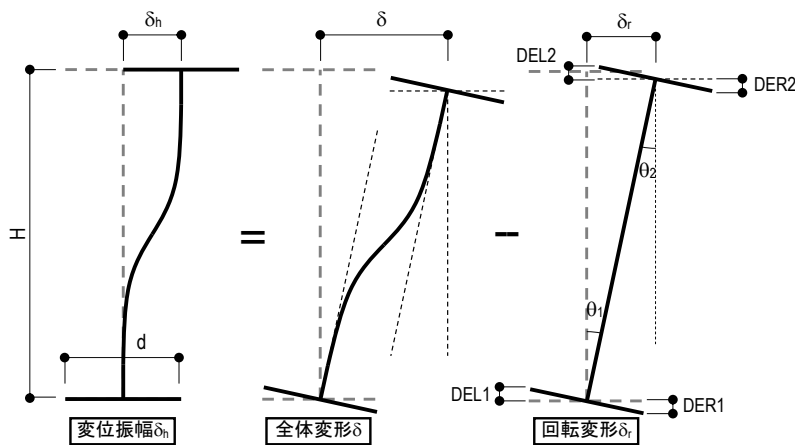
計測は、試験体作用荷重、部材の水平、鉛直、端部回転変形、鋼管フランジおよびウェブのひずみについて行った。なお、試験体の加力制御に用いた変位  $\delta_h$  は、柱の全体変形  $\delta$  から、スタブフランジの面外変形による端部回転変形  $\delta_r$  を差し引いた値である。また、図 2.4.2-8 に示すように、柱材端部の座屈高さについても計測を行う。

表 2.4.2-10 計測項目一覧表

計測項目	計測点数			計測点名称
	L 試験体	M 試験体	LL 試験体	
荷重	柱せん断力	2		PF, PB
	柱軸力	2		NL, NR
	小計	4		
変形	柱水平方向変形	6		DTF, DCF, DBF, DTR, DCR, DBR
	柱軸柱鉛直方向変形	4		DVLF, DVRF, DVLB, DVRB
	局部 浮き上り変形	8		DEL1F, DER1F, DEL2F, DER2F, DEL1B, DER1B, DEL2B, DER2B
	小計	18		
ひずみ	柱フランジ	22	22	26 EFR1-EFR7, EFR1F, EFR1B, ERF7F, EFR7B (L試験体 R面(L面はR→L)) EFR1-EFR7, EFR1F, EFR1B, EFR7F, EFR7B (M試験体 R面(L面はR→L)) EFR1-EFR9, EFR1F, EFR1B, ERF9F, EFR9B (LL試験体 R面(L面はR→L))
	柱ウェブ	6	6	6 EWF1, EWF4, EWF7 (L試験体, F面(B面はF→LB)) EWF1, EWF4, EWF7 (M試験体, F面(B面はF→LB)) EWF1, EWF5, EWF9 (LL試験体, F面(B面はF→LB))
	小計	28	28	32
計測点数合計	50	50	54	



※裏面変位計はF→B



$$\begin{aligned}
 \delta_h &= \delta - \delta_r \\
 \delta &= \{[DCF] + [DCB]\} / 2 \\
 \delta_r &= \theta H \\
 \theta &= \{\theta_1 + \theta_2\} / 2 \\
 \theta_1 &= \{[DEL1] + [DER1]\} / d \\
 \theta_2 &= \{[DEL2] + [DER2]\} / d \\
 DEL1 &= \{[DEL1F] + [DEL1B]\} / 2 \\
 DER1 &= \{[DER1F] + [DER1B]\} / 2 \\
 DEL2 &= \{[DEL2F] + [DEL2B]\} / 2 \\
 DER2 &= \{[DER2F] + [DER2B]\} / 2
 \end{aligned}$$

図 2.4.2-5 変位計測位置

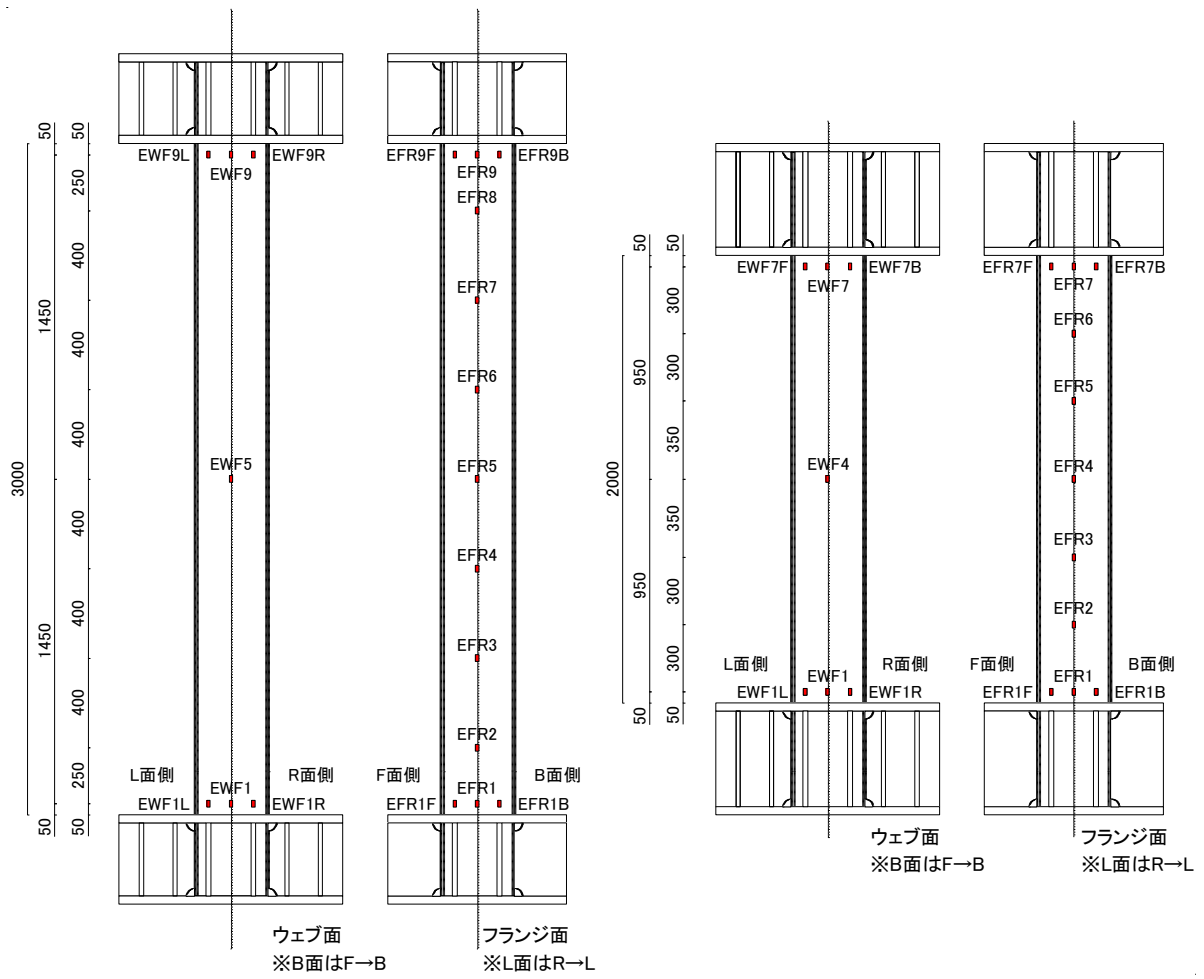


図 2.4.2-6 ひずみ計測位置(L 試験体, M 試験体)

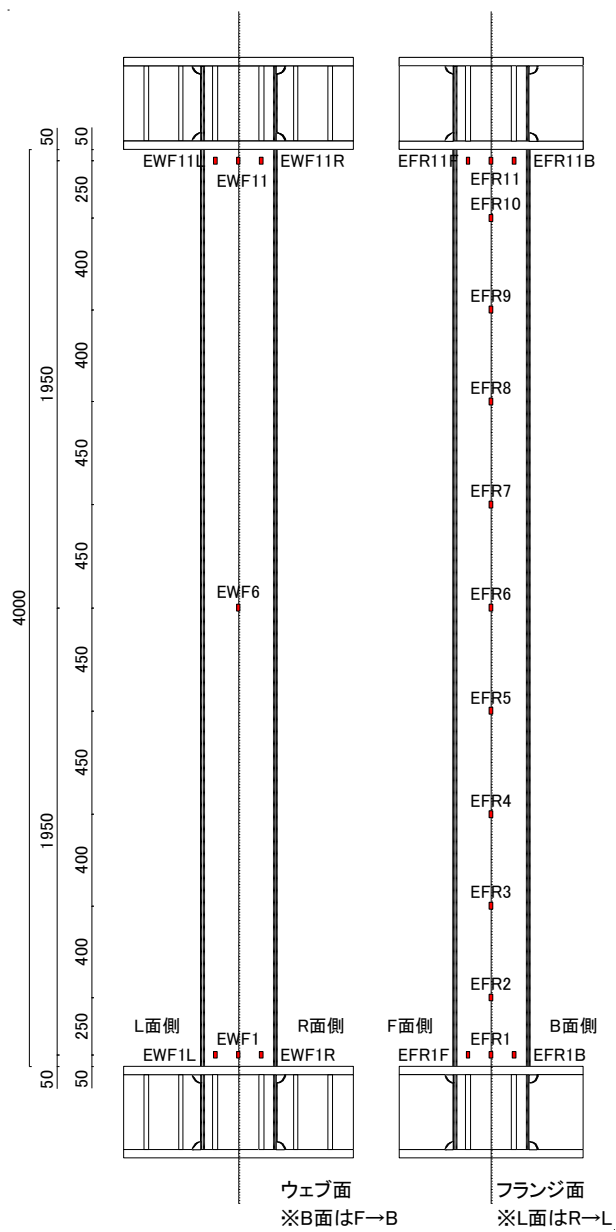
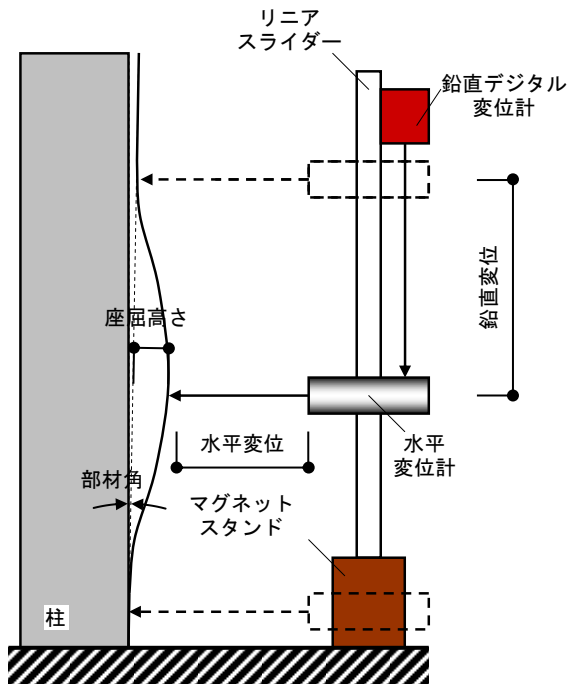


図 2.4.2-7 ひずみ計測位置(LL 試験体)



座屈高さ計測概要



座屈高さ計測状況

図 2.4.2-8 座屈高さ計測概要

#### (4) 実験結果

##### 1) 実験経過および破壊性状

試験体の耐力計算値  $M_p$ ,  $Q_p$ , 初期剛性実験値  $K_e$ , 基準変位  $\delta_p$  および実験時変位振幅を表 2.4.2-11 に、実験結果一覧を表 2.4.2-12～表 2.4.2-15 に、実験終了後の写真を写真 2.4.2-4～写真 2.4.2-6 と写真 2.4.2-8～写真 2.4.2-9 に示す。なお、CFT 試験体の加力終了後の鋼板除去状況を写真 2.4.2-7 に示した。但し、S-L-06V-SS 試験体の各種計測値は、S-L-6C-SS 試験後の同一試験体で実施したため、参考値として表に記載する。なお、変動軸力試験体の  $\delta_p$  は、 $n=0.3$  のときの全塑性耐力  $Q_p$  を用いて算出した。

全ての S 試験体において、最大荷重に達した後、柱頭・柱脚部の局部座屈の進展により耐力低下を生じた。CFT 試験体(C-L-06V-SS)においては、最大荷重に達した後、顕著な柱頭・柱脚部の局部座屈の進展は見られず、鋼管内部の充填コンクリートのひび割れの進行により荷重低下を生じたと考えられる。なお、全体座屈や鋼管柱の角溶接部、鋼管柱とスタブフランジ溶接部、内ダイアフラム溶接部の亀裂は見られなかった。以下に、各試験体の実験経過および破壊性状の詳細を示す。

S-L-3C-SS 試験体 (S 造, 細長比 : 23.1, 軸力比 : 0.3 (一定) ) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、正側加力では 3 サイクル目、負側加力では 5 サイクル目で最大荷重に達した。この時の最高座屈高さは 1.41mm であった。その後、局部座屈の進行による軸縮みおよび鋼管の膨らみの増加に伴い、ピーク荷重が低下し、正側加力は 876 サイクル目で荷重が最大荷重の 85% に、負側加力は 666 サイクル目で荷重が最大荷重の 90% になった。実験終了時の最高座屈高さは 8.44mm であった。

S-L-6C-SS 試験体 (S 造, 細長比 : 23.1, 軸力比 : 0.6 (一定) ) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、負側加力では 2 サイクル目で、正側加力では 563 サイクル目まで荷重が微増し続けて最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 1.15mm であった。563 サイクルで正側の最大荷重に達したが、この間、軸縮みおよび鋼管の膨らみは殆ど増加せず、局部座屈の進展は確認出来なかった。また、明確な耐力低下の兆候も確認出来ず、同変位振幅かつ低い定軸力比の S-L-3C-SS 試験体の最大荷重 90% 低下サイクルを越えたため、563 サイクルで加力を終了することとした。その後、変動軸力 (軸力比 : 0~0.6) に変更し、継続して試験を行った。正側加力ではその後の 1 サイクル目で局部座屈による荷重低下が発生し、負側加力では 29 サイクル目で最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 3.47mm であった。変動軸力により高軸力下となる正側加力では、その後の局部座屈の進行により、29 サイクル目で最大荷重の 85% に荷重が低下したが、負側加力では荷重低下は見られなかった。+29 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 5.35mm であった。最高座屈高さより、局部座屈の進行は僅かに確認出来るものの、最大荷重の 85% に荷重が低下するまで軸縮みの増加は殆ど確認出来なかった。

C-L-06V-SS 試験体 (CFT 造, 細長比 : 23.1, 軸力比 : 0~0.6 (変動) ) は、1 サイクル目正側の荷重 250kN 付近で鋼管とコンクリートの付着切れと思われる異音を確認した後、柱頭・柱脚が曲げ降伏し最大荷重に達した。その後、1 サイクル目負側でも最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 0.72mm であり、軸力導入時と大きく変化はなかった。そして、高軸力となる正側加力で荷重低下し、11 サイクル目で最大荷重の 85% に達した。実験終了時の最高座屈高さは 0.77mm であった。また、加力終了後の鋼板除去状況 (写真 2.4.2-7) より、鋼管 R 面柱頭部に

曲げひび割れが確認出来る。これは、R面が曲げ引張となる負加力時に生じたひび割れであり、ひび割れ幅は最大で0.15mmであった。

S-LL-6C-SS 試験体 (S造, 細長比: 15.4, 軸力比: 0~0.6 (変動)) では, 1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後, 正側加力では 2 サイクル目, 負側加力では 3 サイクル目で最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 0.78mm であった。その後, 変動軸力により高軸力下となる正側加力での局部座屈の進行により, 113 サイクル目で最大荷重の 85% に荷重が低下した。+113 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 2.90mm であった。

S-M-6C-SS 試験体 (S造, 細長比: 15.4, 軸力比: 0~0.6 (変動)) では, 1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後, 正側加力では 2 サイクル目, 負側加力では 10 サイクル目で最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 1.19mm であった。その後, 変動軸力により高軸力下となる正側加力での局部座屈の進行により, 65 サイクル目で最大荷重の 85% に荷重が低下した。+65 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 3.10mm であった。

表 2.4.2-11 試験体の耐力, 初期剛性, 基準変位および実験時変位振幅

	軸力 計算値 Na (kN)	軸力比 n	全塑性耐力 計算値 Mp (kN・m)	全塑性耐力時 柱せん断力 Qp (kN)	初期剛性 実験値 Ke (kN/mm)	基準 変位 δp (mm)	実験時 振幅		実験時 最大荷重	
							δh (mm)	δh/δp	Qmax (kN)	Qmax/Qp
S-L-3C-SS	1612	0.3	531	353	18.36	19.25	22.43	1.17	-389	1.10
S-L-6C-SS①	3227	0.6	304	202	19.20	10.55	12.63	1.20	243	1.20
S-L-6C-SS②	1613	0.3	532	354	19.20	18.45	22.11	1.20	-	-
	3227	0.6	304	202	-	-	-	-	290	1.43
C-L-06V-SS	3454	0.3	764	509	26.64	19.11	22.91	1.20	-	-
	6909	0.6	481	320	-	-	-	-	390	1.22
S-LL-06V-SS	1612	0.3	530	265	8.54	31.04	37.28	1.20	-	-
	3224	0.6	303	151	-	-	-	-	204	1.35
S-M-06V-SS	1611	0.3	530	530	54.10	9.80	11.72	1.20	-	-
	3223	0.6	303	303	-	-	-	-	421	1.39

\*1. S-L-6C-SS 試験体は, ①定軸力 (軸力比 0.3) の 0.9Qmax 時繰り返し数である 549 回に達しても耐力が低下しなかったため, 載荷条件を②変動軸力 (n=0↔0.6) に変更し, 試験体耐力が最大荷重に対して 85% に低下した時点まで加力した

(参考 2010 年度の試験体一覧)

	軸力 計算値 Na (kN)	軸力比 n	全塑性耐力 計算値 Mp (kN・m)	全塑性耐力時 柱せん断力 Qp (kN)	初期剛性 実験値 Ke (kN/mm)	基準 変位 δp (mm)	実験時 振幅		実験時 最大荷重	
							δh (mm)	δh/δp	Qmax (kN)	Qmax/Qp
L-3C-S	1548	0.3	507	338	18.80	17.99	25.11	1.40	409	1.21
L-3C-M	1549	0.3	508	339	19.38	17.49	29.17	1.67	417	1.23
L-3C-L	1549	0.3	509	339	19.79	17.13	33.04	1.93	-422	1.24
L-06V-M	1548	0.3	508	338	19.45	17.40	28.29	1.63	-	-
	3096	0.6	290	193	-	-	-	-	289	1.49
M-3C-S	1548	0.3	508	508	52.96	9.61	13.90	1.45	-608	1.20
M-3C-M	1550	0.3	509	509	54.16	9.37	15.45	1.65	-614	1.21



表 2.4.2-12 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		
S-L-3C-SS	正	CYCLE		+1	+3	+222	+550	+876	
		水平	せん断力	Q(kN)	327	386	367	348	328
			変位	δh(mm)	21.70	22.36	22.42	22.42	22.40
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	0.01	7.45	7.47	7.47	7.47
		鉛直	軸力	N(kN)	1594	1595	1605	1599	1602
			変位	δv(mm)	1.975	2.5625	3.295	3.995	5.3425
	軸ひずみ		εv(%)	0.07	0.09	0.11	0.13	0.18	
	負	CYCLE		-	-5	-227	-666	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-389	-370	-349	-
			変位	δh(mm)	-	-22.44	-22.39	-22.43	-
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-7.48	-7.46	-7.48	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	1596	1606	1599	-
変位			δv(mm)	-	2.62	3.27	4.24	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.09	0.11	0.14	-		
S-L-6C-SS ① <sup>2</sup>	正	CYCLE		-	+563	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	243	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	12.62	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	4.21	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	3250	-	-	-
			変位	δv(mm)	-	5.48	-	-	-
	軸ひずみ		εv(%)	-	0.18	-	-	-	
	負	CYCLE		-1	-2	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-200	-242	-	-	-
			変位	δh(mm)	-10.01	-12.50	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	0.00	-4.17	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	3237	3239	-	-	-
変位			δv(mm)	4.18	4.75	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		0.14	0.16	-	-	-		
S-L-6C-SS ② <sup>2</sup>	正	CYCLE		-	+1	+2	+10	+29	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	290	274	260	246
			変位	δh(mm)	-	16.17	21.88	22.09	22.12
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	5.39	7.29	7.36	7.37
		鉛直	軸力	N(kN)	-	3003	3203	3209	3209
			変位	δv(mm)	-	5.30	6.18	6.27	6.33
	軸ひずみ		εv(%)	-	0.18	0.21	0.21	0.21	
	負	CYCLE		-	-29	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-414	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	-22.03	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-7.34	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	10	-	-	-
変位			δv(mm)	-	2.25	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.08	-	-	-		
C-L-06V- SS	正	CYCLE		+1	+1	+2	+3	+11	
		水平	せん断力	Q(kN)	278	390	341	350	330
			変位	δh(mm)	11.48	22.71	22.83	22.84	22.91
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	0.00	7.57	7.61	7.61	7.64
		鉛直	軸力	N(kN)	5356	6876	6899	6891	6895
			変位	δv(mm)	3.39	5.02	5.45	5.49	5.74
	軸ひずみ		εv(%)	0.11	0.17	0.18	0.18	0.19	
	負	CYCLE		-	-1	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-503	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	-22.78	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-7.59	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	70	-	-	-
変位			δv(mm)	-	0.23	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.01	-	-	-		

表 2.4.2-13 実験結果一覧

試験体 名称			荷重レベル						
			曲げ降伏時 Q <sub>y</sub> * <sup>1</sup>	最大荷重時 Q <sub>max</sub>	0.95Q <sub>max</sub>	0.90Q <sub>max</sub>	0.85Q <sub>max</sub>		
S-LL-06V- SS	正	CYCLE		+1	+2	+19	+56	+113	
		水平	せん断力	Q(kN)	134	204	194	183	173
			変位	δh(mm)	16.29	36.93	37.20	37.29	37.21
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	0.00	9.23	9.30	9.32	9.30
		鉛直	軸力	N(kN)	2385	3221	3223	3228	3221
			変位	δv(mm)	3.42	6.24	6.60	6.76	6.88
	軸ひずみ		εv(%)	0.09	0.16	0.17	0.17	0.17	
	負	CYCLE		-	-3	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-316	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	-37.22	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-9.31	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	14	-	-	-
変位			δv(mm)	-	1.25	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.03	-	-	-		
S-M-06V- SS	正	CYCLE		+1	+2	+10	+29	+65	
		水平	せん断力	Q(kN)	349	421	399	378	358
			変位	δh(mm)	9.95	11.38	11.70	11.75	11.73
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	0.00	5.69	5.85	5.87	5.87
		鉛直	軸力	N(kN)	3180	3207	3227	3225	3229
			変位	δv(mm)	2.91	3.34	3.53	3.60	3.64
	軸ひずみ		εv(%)	0.15	0.17	0.18	0.18	0.18	
	負	CYCLE		-	-10	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-673	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	-11.69	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 <sup>-3</sup> )	-	-5.85	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	15	-	-	-
変位			δv(mm)	-	0.61	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.03	-	-	-		

\*1. 曲げ降伏時 Q<sub>y</sub>は、材端の柱フランジに貼付した計 6 枚の歪ゲージの内、片側フランジに貼付した計 3 枚の歪ゲージが圧縮降伏した際の荷重を指す。

\*2. S-L-6C-SS 試験体は、①定軸力（軸力比 0.3）の 0.9Q<sub>max</sub> 時繰り返し数である 549 回に達しても耐力が低下しなかったため、載荷条件を②変動軸力(n=0↔0.6)に変更し、試験体耐力が最大荷重に対して 85%に低下した時点まで加力した

表 2.4.2-14 実験結果一覧(局部座屈波高さ)

試験体 名称	計測面	荷重レベル							
		軸力導入時	1CYCLE	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	試験終了時	
S-L-3C-SS	正	CYCLE			+3	+222	+550	+876	-
		R			-0.75	-1.90	-4.54	-8.90	-
		L			-0.41	-0.83	-2.09	-5.55	-
		B			0.57	1.55	2.70	6.61	-
		F			-0.51	0.76	2.12	5.23	-
	負	CYCLE	-	-1	-5	-227	-666	-	-878
		R	-	1.20	1.16	1.14	-2.74	-	-5.56
		L	-	-1.43	-1.41	-1.77	-4.89	-	-8.44
		B	-	0.57	0.81	1.98	3.76	-	7.05
		F	-	-0.48	-0.36	0.61	2.40	-	4.99
S-L-6C-SS ① <sup>*1</sup>	正	CYCLE	0	+1	+563	-	-	-	-
		R	-0.87	-1.11	-1.15	-	-	-	-
		L	-0.50	0.38	0.67	-	-	-	-
		B	-0.55	0.14	-0.20	-	-	-	-
		F	-0.65	0.51	-0.83	-	-	-	-
	負	CYCLE	-	-1	-2	-	-	-	-563
		R	-	0.43	0.43	-	-	-	-0.82
		L	-	-0.44	-0.89	-	-	-	-0.59
		B	-	0.37	0.23	-	-	-	-0.38
		F	-	-0.58	-0.72	-	-	-	0.41
S-L-6C-SS ② <sup>*1</sup>	正	CYCLE	0	+1	+1	+2	+10	+29	-
		R	-0.82	-3.47	-3.47	-3.93	-4.56	-5.35	-
		L	-0.59	0.77	0.77	0.84	0.80	0.87	-
		B	-0.38	-0.87	-0.87	-0.34	-0.42	-0.33	-
		F	0.41	0.82	0.82	0.95	1.01	1.06	-
	負	CYCLE	-	-1	-29	-	-	-	-29
		R	-	-0.81	-1.88	-	-	-	-1.88
		L	-	-0.63	-0.60	-	-	-	-0.60
		B	-	-0.12	0.21	-	-	-	0.21
		F	-	0.63	0.85	-	-	-	0.85
C-L-06V- SS	正	CYCLE	0	+1	+1	+2	+3	+29	-
		R	0.00	0.21	0.21	0.28	-0.59	-0.59	-
		L	-1.09	0.72	0.72	0.75	0.73	0.77	-
		B	-0.69	-0.06	-0.06	-0.59	0.16	0.15	-
		F	-0.32	-0.28	-0.28	-0.30	-0.54	-0.30	-
	負	CYCLE	-	-1	-1	-	-	-	-11
		R	-	0.54	0.54	-	-	-	0.68
		L	-	-0.70	-0.70	-	-	-	-0.55
		B	-	-0.11	-0.11	-	-	-	0.08
		F	-	-0.43	-0.43	-	-	-	-0.52

\*1. S-L-6C-SS 試験体は、①定軸力（軸力比 0.3）の 0.9Qmax 時繰り返し数である 549 回に達しても耐力が低下しなかったため、載荷条件を②変動軸力(n=0↔0.6)に変更し、試験体耐力が最大荷重に対して 85%に低下した時点まで加力した

表 2.4.2-15 実験結果一覧(局部座屈波高さ)

試験体 名称	計測面	荷重レベル							
		軸力導入時	1CYCLE	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	試験終了時	
S-LL-06V- SS	正	CYCLE	0	+1	+2	+19	+56	+113	-
		R	0.91	-0.66	-0.59	-0.86	-1.43	-2.90	-
		L	-0.23	0.78	0.77	0.83	0.84	0.81	-
		B	-0.95	-0.26	0.12	0.27	0.42	0.50	-
		F	-0.08	0.51	0.61	0.72	0.84	1.00	-
	負	CYCLE	-	-1	-3	-	-	-	-113
		R	-	0.62	0.70	-	-	-	0.79
		L	-	-1.12	-1.18	-	-	-	-1.40
		B	-	0.69	0.37	-	-	-	0.49
		F	-	0.58	0.65	-	-	-	0.75
S-M-06V- SS	正	CYCLE	0	+1	+2	+10	+29	+65	-
		R	-0.39	-0.94	-1.19	-1.90	-2.42	-3.10	-
		L	-0.66	0.44	0.39	0.44	0.43	0.47	-
		B	-0.15	0.12	-0.25	-0.17	-0.16	-0.32	-
		F	-0.46	0.73	0.51	0.61	0.56	0.66	-
	負	CYCLE	-	-1	-10	-	-	-	-65.00
		R	-	0.55	0.49	-	-	-	-0.91
		L	-	-0.59	-0.58	-	-	-	-0.57
		B	-	-0.16	-0.20	-	-	-	-0.25
		F	-	0.55	0.70	-	-	-	0.55



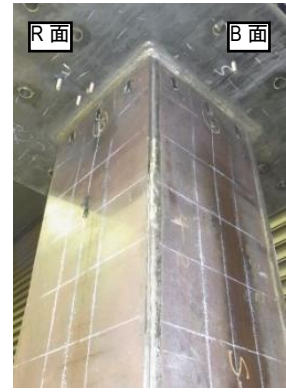
(a) B-L 面柱頭部詳細



(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

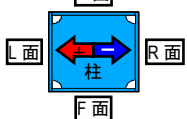


写真 2.4.2-4 試験体の最終状況

(S-L-3C-SS(S造,細長比 23.1,定軸力比 0.3,一定振幅 1.17  $\phi$ ))



(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

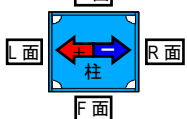


写真 2.4.2-5 試験体の最終状況

(S-L-6C-SS①(S造,細長比 23.1,定軸力比 0.6,一定振幅 1.20  $\phi$ ))

(S-L-6C-SS②(S造,細長比 23.1, 変動軸力比 0 $\leftrightarrow$ 0.6,一定振幅 1.20  $\phi$ ))





(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

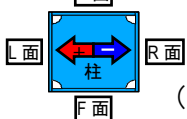
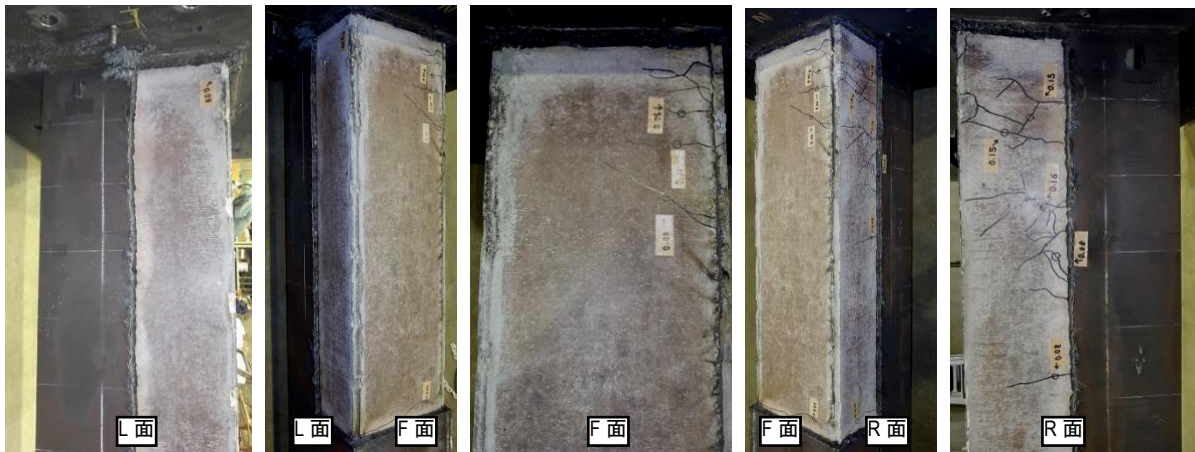


写真 2.4.2-6 試験体の最終状況

(C-L-06V-SS(CFT 造,細長比 23.1,変動軸力比  $0 \leftrightarrow 0.6$ ,一定振幅  $1.20 \phi$ ))



(a) L面柱頭部詳細 (b) L-F面柱頭部全景 (c) F面柱頭部詳細 (d) F-R面柱頭部詳細 (e) R面柱頭部詳細  
鋼板除去前



(a) L面柱頭部詳細 (b) L-F面柱頭部全景 (c) F面柱頭部詳細 (d) F-R面柱頭部詳細 (e) R面柱頭部詳細  
鋼板除去後

写真 2.4.2-7 CFT 試験体の鋼板除去状況

(C-L-06V-SS(CFT 造,細長比 23.1,変動軸力比  $0 \leftrightarrow 0.6$ ,一定振幅  $1.20 \phi$ ))





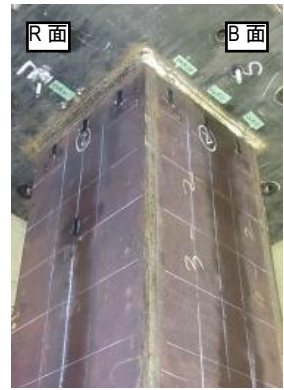
(a) B-L 面柱頭部詳細



(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

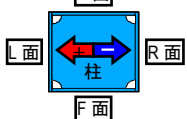


写真 2.4.2-8 試験体の最終状況

(S 造, S-LL-06V-SS(細長比 30.8, 変動軸力比 0↔0.6, 一定振幅 1.20  $\phi$ ))



(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

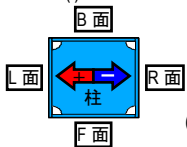


写真 2.4.2-9 試験体の最終状況

(S 造, S-M-06V-SS(細長比 15.4, 変動軸力比 0↔0.6, 一定振幅 1.20 φ))

## 2) 荷重変形特性

各試験体の荷重-変形関係を図 2.4.2-9 に、荷重-軸縮み関係を図 2.4.2-10 に示す。荷重-変形関係の縦軸は、柱せん断力実験値  $Q$  を全塑性耐力計算値時の柱せん断力  $Q_p$  で除した値であり、荷重-変形関係の横軸は、水平変位  $\delta_h$  を基準変位  $\delta_p$  で除した値である。ここで、変動軸力試験体 (C-L-06V-SS, S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) の基準変位  $\delta_p$  算出には、軸力比 0.3 で算出した全塑性耐力計算値を用いている。また、荷重-軸縮み関係の横軸は、荷重-変形関係の縦軸と同様である。

### a) 荷重-変形関係(図 2.4.2-9)

全ての S 試験体において、1 サイクル目における柱頭・柱脚での曲げ降伏に伴い剛性が低下し、その後の加力サイクルにおいて、ひずみ硬化により荷重が増加し、最大荷重に到達した。そして、繰り返し加力による局部座屈の発生・進展により、徐々に荷重が低下し、面積の小さな履歴へと変化した。なお、顕著な荷重低下の見られなかった S-L-6C-SS 試験体は、正側、負側ともに 1 サイクル目で柱頭・柱脚の曲げ降伏に伴い、ピーク荷重近傍で剛性が低下し、エネルギー吸収能力の大きな履歴性状を示したが、2 サイクル目以降の繰り返し加力時の履歴面積は、他の試験体に比べ小さくなった。

CFT 試験体(C-L-06V-SS)においては、1 サイクル目正側における鋼管・コンクリート間の付着切れ、負側におけるひび割れおよび柱頭・柱脚での曲げ降伏に伴い剛性が低下し、正側、負側ともに 1 サイクル目で最大荷重に達した。S 試験体と比較し、エネルギー吸収能力の大きな履歴性状を示したが、高軸力となる正加力側で徐々に荷重低下し、面積の小さな履歴へと変化した。これは、後述する鋼管フランジのひずみ性状、負加力での曲げ引張側で充填コンクリートに生じた引張ひび割れが正加力の最大荷重時に閉じきらず、曲げ圧縮側のコンクリート部分の応力負担が減少することが要因と考える。

全塑性耐力計算値  $Q_p$  に対する最大荷重実験値の比率は、S 造で定軸力試験体、軸力比 0.3 が 1.10 倍、軸力比 0.6 が 1.20 倍、変動軸力試験体が 1.35~1.39 倍、CFT 試験体で 1.22 倍となった。また、P- $\Delta$  効果により柱脚に付加される曲げモーメントを柱せん断力に換算すると、全柱せん断力の 3~11%程度であった。

### b) 荷重-軸縮み関係(図 2.4.2-10)

定軸力試験体 (S-L-3C-SS, S-L-6C-SS) では、加力初期のサイクルで軸縮みが大きく増加し、その後軸縮みの増加量が一定となることが確認出来る。そして、S-L-3C-SS 試験体は、 $0.85Q_{max}$  時に近づくにつれて、軸縮みの増加量が大きくなる傾向が見られたが (2.4.2 (E) 4) a)参照) , S-L-6C-SS 試験体は、軸縮みの増加量が一定のまま、最大荷重の低下の兆候が見られなかった。

一方、変動軸力試験体 (C-L-06V-SS, S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) では、正側加力時の 1 サイクル目の軸縮みが定軸力試験体に比べて大きく、軸縮みが増加するだけの定軸力試験体と違い、軸縮みの増減が見られる。これは、軸力量と載荷状態の違いによる挙動の違いである。

細長比の違いによる比較 (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) では、荷重-軸縮み関係に大きな違いは見られない。変動軸力試験体における構造種別の違い (S-LL-06V-SS, C-L-06V-SS) に着目すると、CFT 試験体では、負側加力ではほぼ軸縮みが生じる前の状態 (軸縮み 0) まで伸ばされ、S 試験体よりも、1 サイクルでの軸縮みの変化量が約 1.2~1.3 倍程度大きくくなっていることが確認出来る。



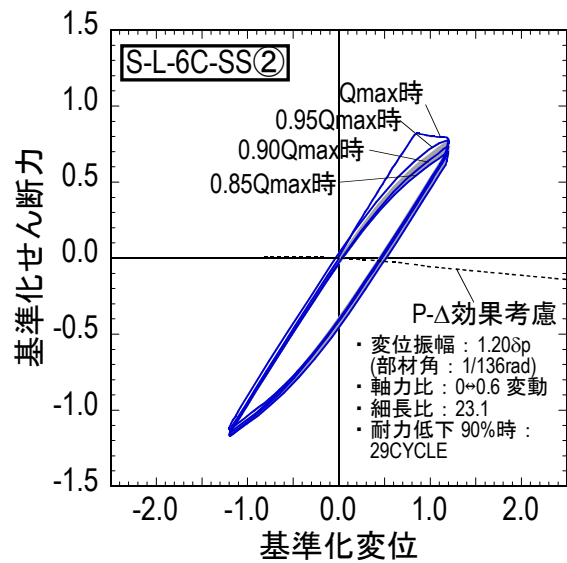
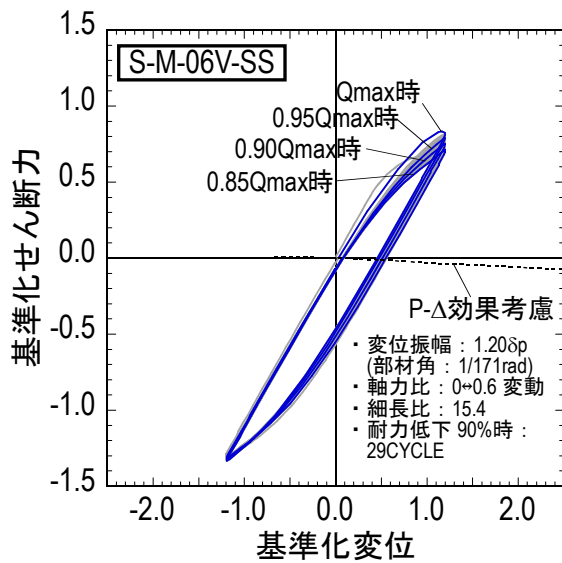
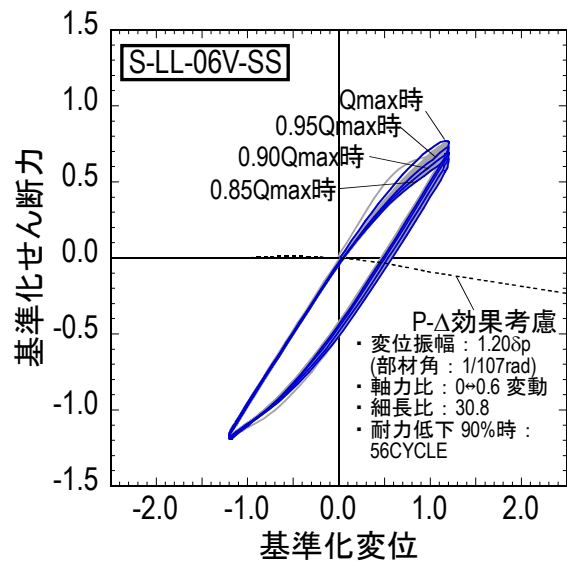
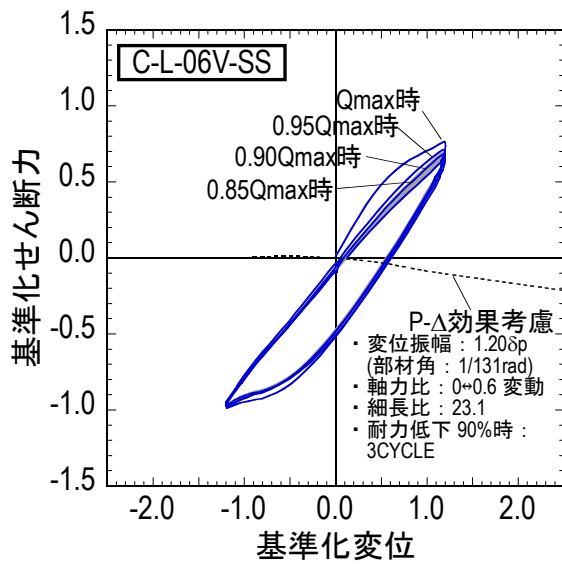
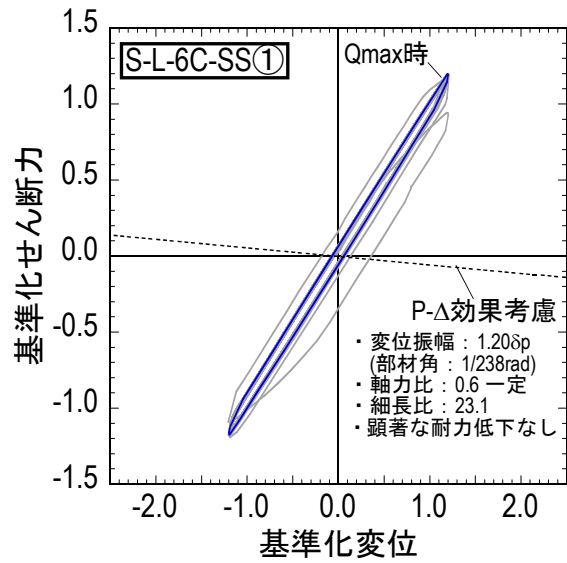
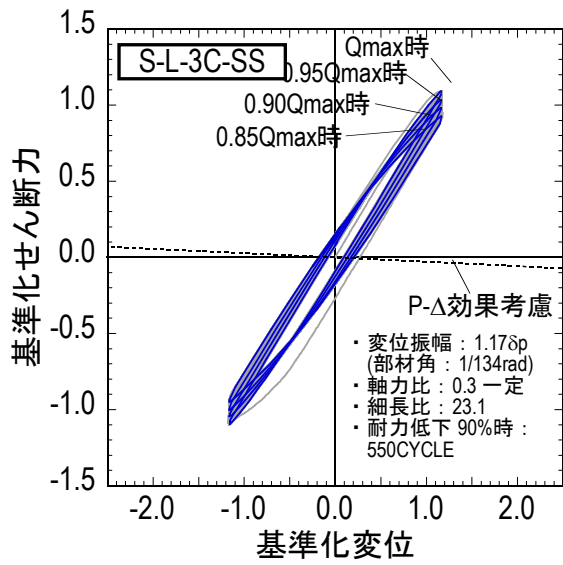


図 2.4.2-9 荷重-変形関係

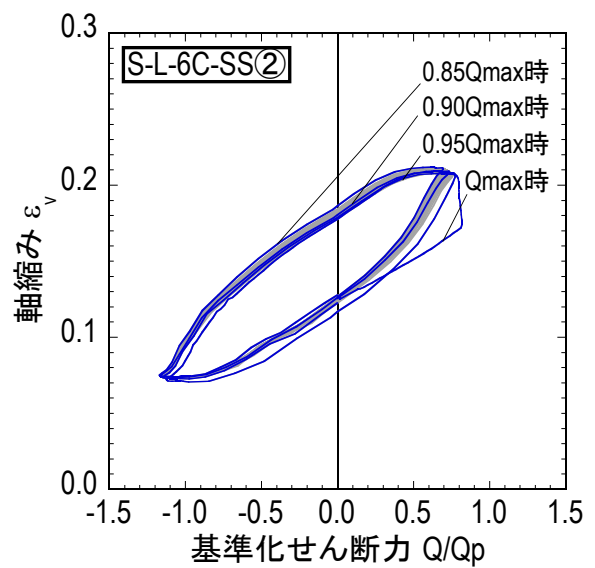
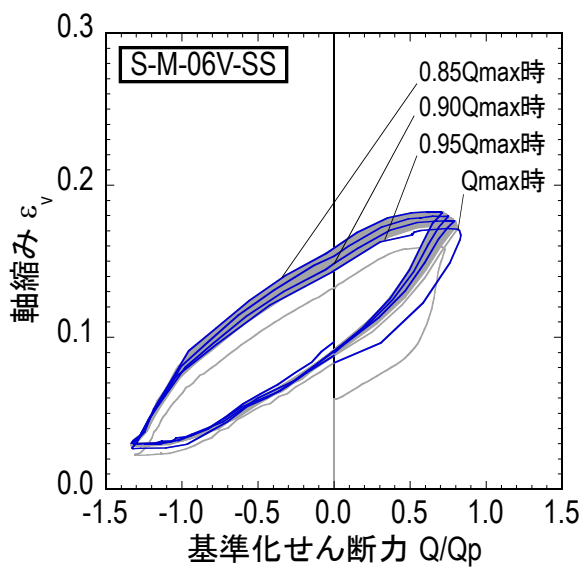
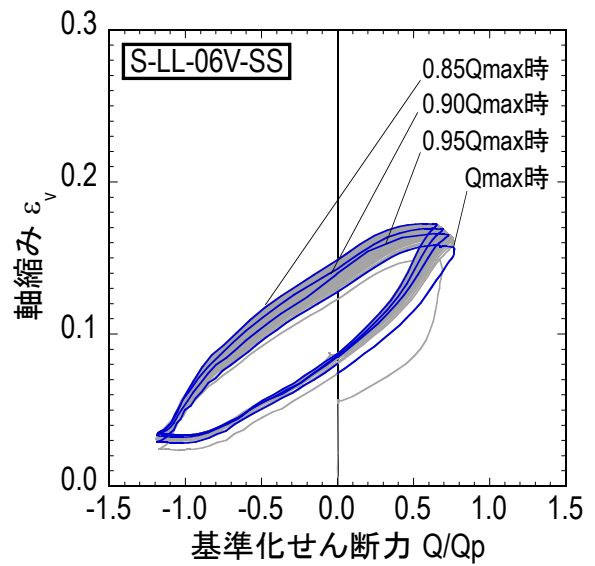
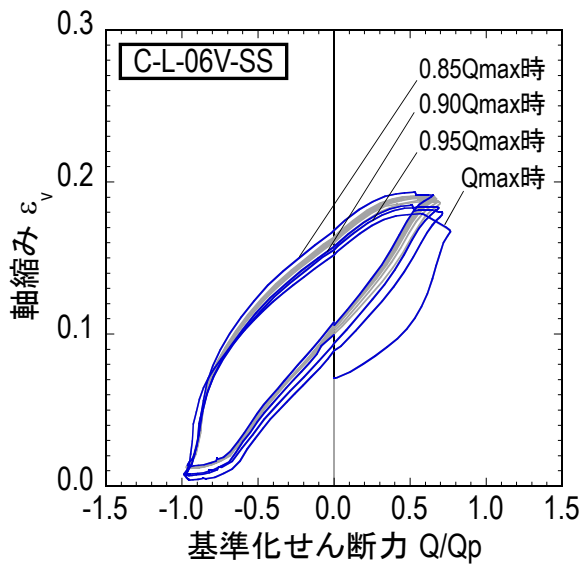
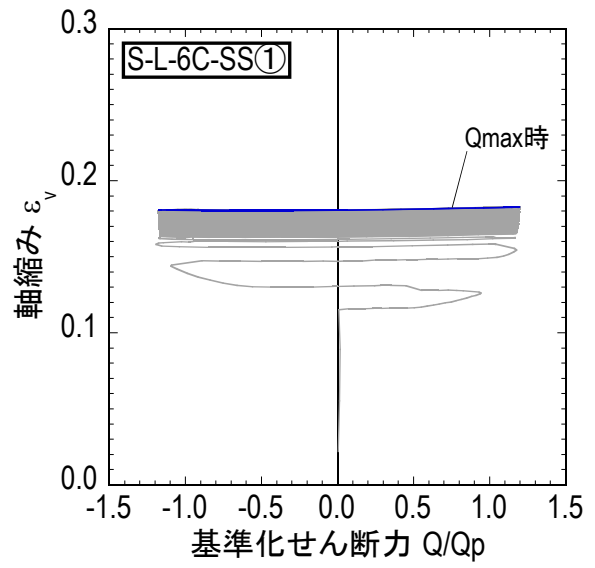
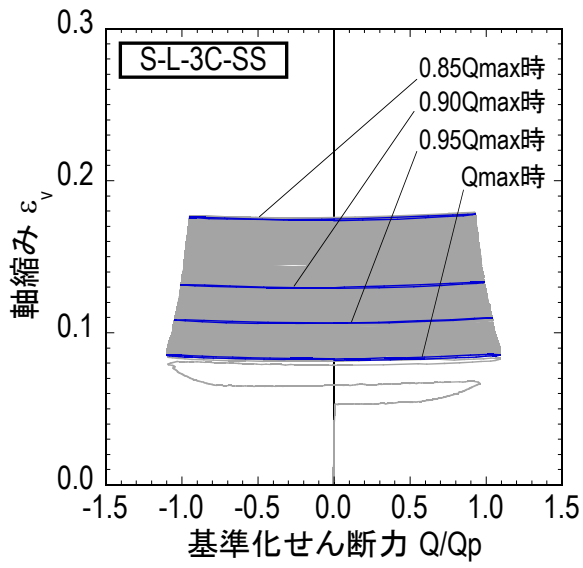


図 2.4.2-10 荷重-軸縮み関係

### 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 2.4.2-11 に，変位振幅と繰り返し数の関係を図 2.4.2-12 に，累積塑性変形倍率の一覧を表 2.4.2-16 に，変位振幅と累積塑性変形倍率の関係を図 2.4.2-13 に示す。なお，変位振幅と繰り返し数の関係および変位振幅と累積塑性変形倍率の関係のグラフ縦横軸は対数軸表示としている。また，以下では主として正負加力時のどちらかが先に 90% もしくは 85% まで耐力低下したサイクル(以下， $0.9Q_{\max}$  時， $0.85Q_{\max}$  時)で，各種多数回繰り返し特性の検証を行うこととし，この時の繰り返し回数を  $N_{0.9}$ ， $N_{0.85}$  とした。図 2.4.2-12 と図 2.4.2-13 の図中には，S 造で軸力比 0.6 の試験体 (S-L-6C-SS) を，緑矢印と共に示しているが，これは，耐力低下の兆候が見られなかったため，加力終了時 (563 サイクル) の各特性値をプロットしており，実際には  $0.9Q_{\max}$  時および  $0.85Q_{\max}$  時の各特性値は更に大きな値となることを示している。

#### a) 各サイクルピークでの荷重の推移(図 2.4.2-11)

S 造で定軸力試験体 (S-L-3C-SS) は，最大荷重以降に各サイクルピーク荷重の低下率 (グラフの傾き) が一定となり， $0.9Q_{\max}$  時以降その低下率が大きくなる傾向が見られた。一方，変動軸力試験体 (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) では，繰り返し数が増えるほどピーク荷重の低下率が小さくなり，細長比が小さいほど高軸力となる正側加力での荷重の低下率が大きい。CFT 試験体では，S 試験体に比べ，早期にピーク荷重が低下していることが分かる。

#### b) 変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係(図 2.4.2-12, 図 2.4.2-13)

細長比 23.1，定軸力比 0.3 の S 試験体では，変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係は，振幅が小さいほど繰り返し数および累積塑性変形倍率が大きくなり，対数軸上で直線状に左上がりの分布となった。

22 年度の実験結果を踏まえ，変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係を直線回帰分析した結果を下式に示す。

##### ・変位振幅と繰り返し数の関係

$$0.9Q_{\max} \text{ 時} : \delta_h/\delta_p \cdot N_{0.9}^{0.113} = 2.389 \quad (\text{資料数 4, 相関係数 1.000}) \quad (2.4.2-4)$$

$$0.85Q_{\max} \text{ 時} : \delta_h/\delta_p \cdot N_{0.85}^{0.106} = 2.389 \quad (\text{資料数 4, 相関係数 1.000}) \quad (2.4.2-5)$$

##### ・変位振幅と累積塑性変形倍率の関係

$$0.9Q_{\max} \text{ 時} : \eta_p \cdot N_{0.9}^{0.164} = 3.016 \quad (\text{資料数 4, 相関係数 0.999}) \quad (2.4.2-6)$$

$$0.85Q_{\max} \text{ 時} : \eta_p \cdot N_{0.85}^{0.147} = 2.938 \quad (\text{資料数 4, 相関係数 0.999}) \quad (2.4.2-7)$$

S 試験体について，同変位振幅における比較を行うと，定軸力で軸力比 0.6 より 0.3 の方が繰り返し数は少ない。また，変動軸力 (軸力比 : 0~0.6) は，定軸力 (軸力比 : 0.3) に比べると，繰り返し数が減少している。いずれも後述するように 1 サイクル中で鋼管フランジが経験する軸ひずみの変化量が大きくなることで，早期に荷重低下したためと考えられる ( (E) 4) d) 参照)。変動軸力試験体での細長比による違い (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) に着目すると，細長比が小さい程，材端部に塑性化領域が集中するため，繰り返し数が減少することが確認出来る。一方，CFT 試験体は，S 試験体に比較して，繰り返し数が小さくなった。これは，負加力側の最大荷重

時（軸力 0）に、材端部の曲げ引張側で充填コンクリートの引張ひび割れが生じるとともに、鋼管フランジが大きく塑性化し、続く正加力側の最大荷重時では、生じた充填コンクリートのひび割れが閉じきらず、曲げ圧縮側となるコンクリート部分の応力負担分が減少し荷重低下したことよると考える。なお、変位振幅と累積塑性変形倍率の関係でも上記と同様のことが言える。

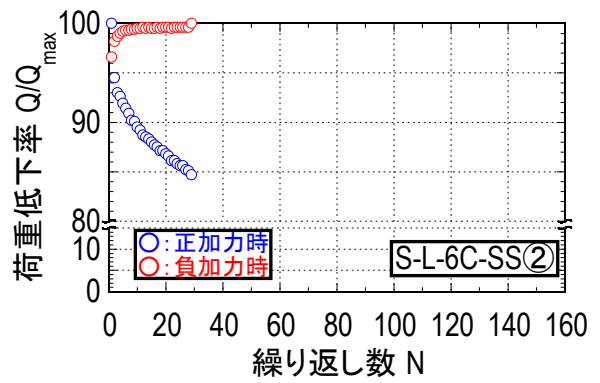
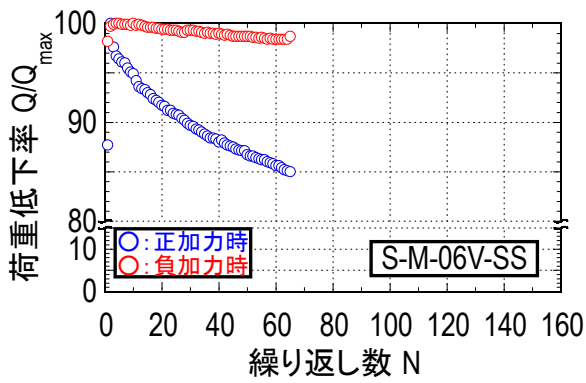
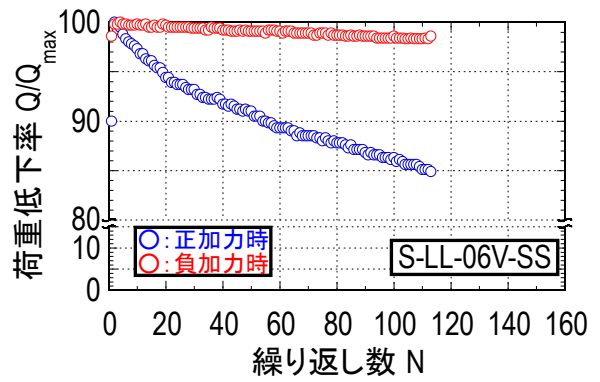
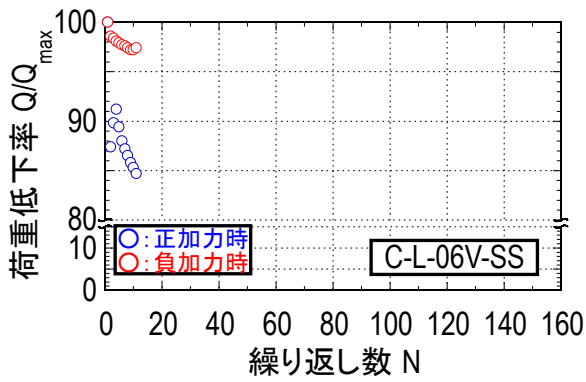
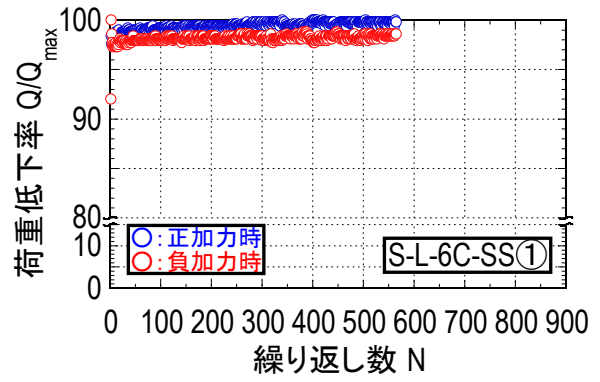
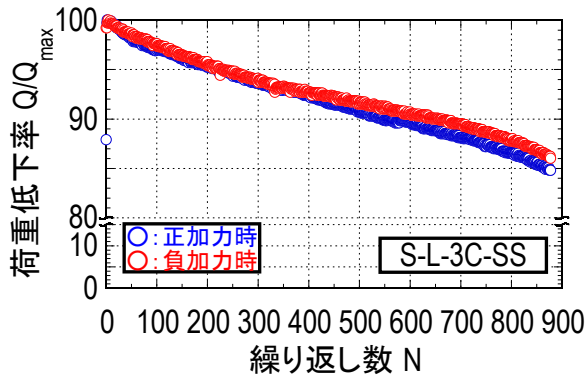
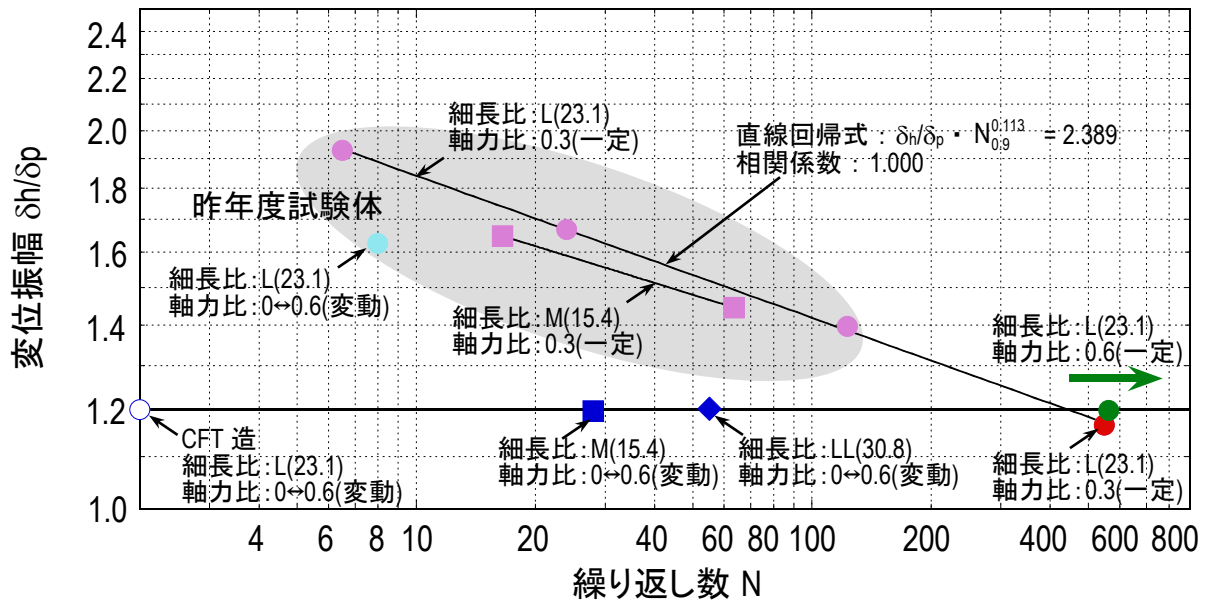
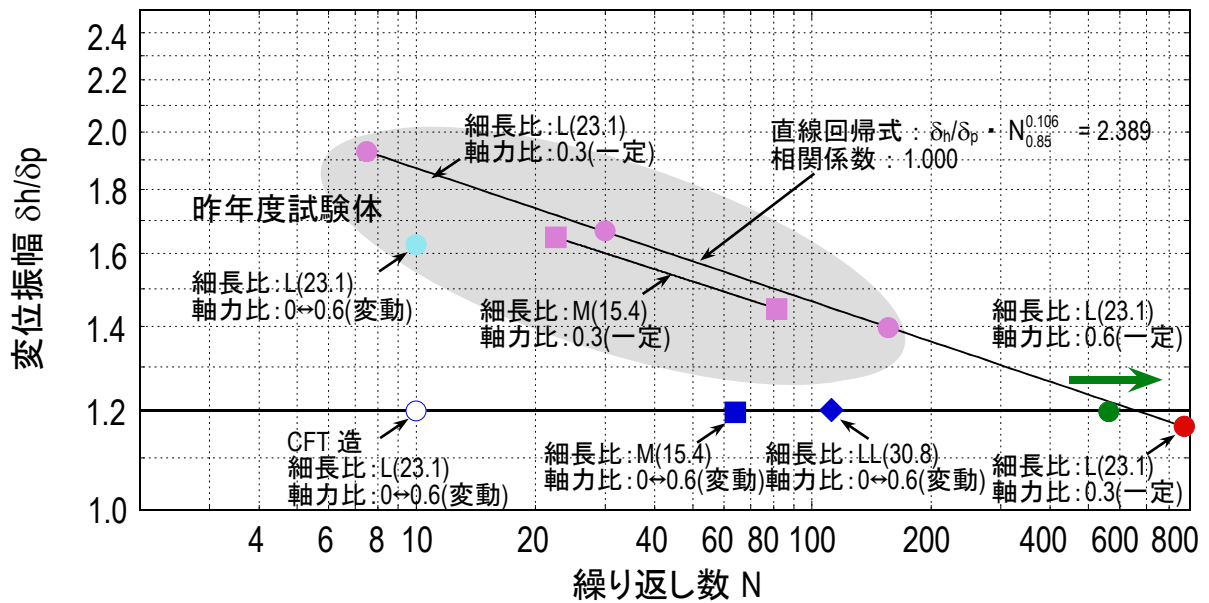


図 2.4.2-11 各サイクルのピークでの荷重の推移





(a) 最大荷重低減率 90%時

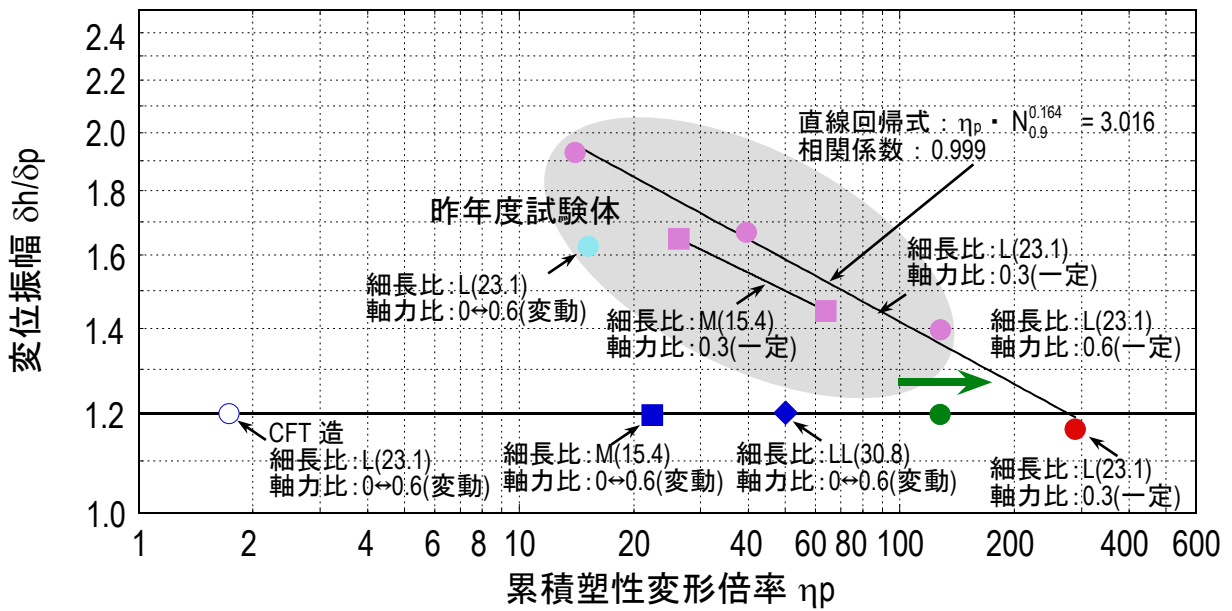
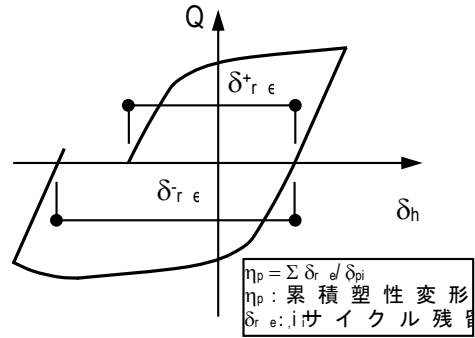


(b) 最大荷重低減率 85%時

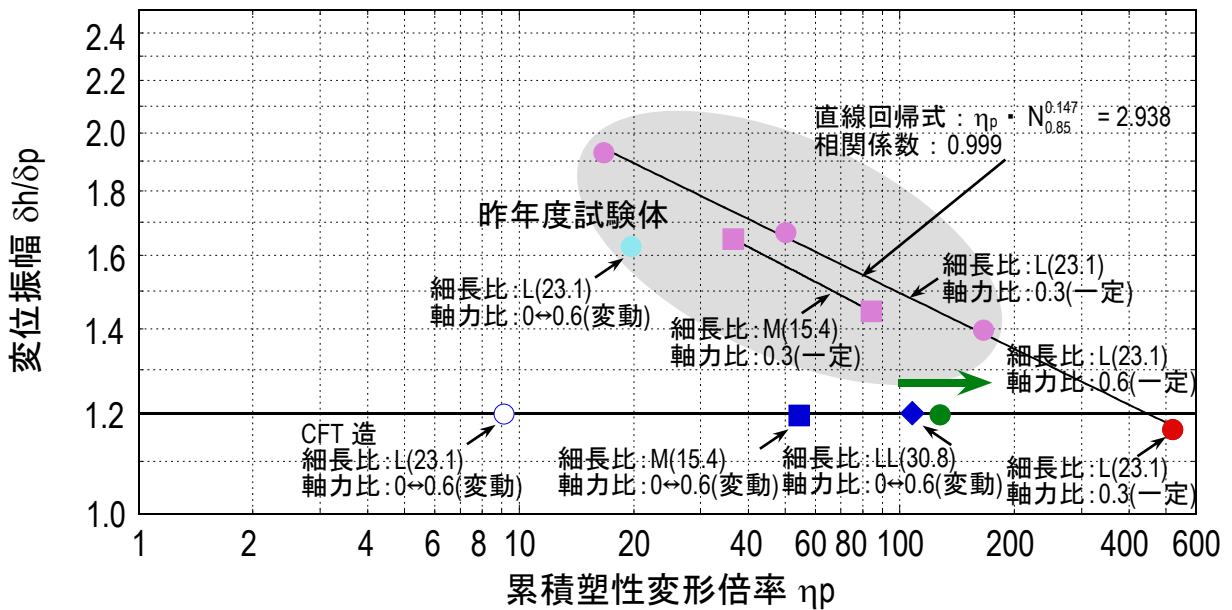
図 2.4.2-12 変位振幅と繰り返し数の関係

表 2.4.2-16 累積塑性変形倍率

試験体名称	荷重レベル		
	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax
S-L-3C-SS	95.9	289.1	521.3
S-L-6C-SS	-	-	-
S-L-06V-SS	128.5	140.8	170.3
C-L-06V-SS	0.7	1.7	9.1
S-LL-06V-SS	15.5	50.1	107.8
S-M-06V-SS	6.9	22.4	54.4



(a) 最大荷重低減率 90%時



(b) 最大荷重低減率 85%時

図 2.4.2-13 変位振幅と累積塑性変形倍率の関係

#### 4) その他特記すべき特性

各サイクルピークでの軸縮みの推移を図 2.4.2-14 に、正側加力時の主要サイクルでの最高座屈高さの推移を図 2.4.2-15 に、正側加力時の主要サイクルでの鋼管フランジの材軸方向の曲率分布を図 2.4.2-16 に、柱頭・柱脚鋼管フランジのひずみの推移を図 2.4.2-17～図 2.4.2-18 に示す。なお、図 2.4.2-16 の縦軸は柱脚からのひずみ計測位置を柱高さで除した基準化柱高さであり、横軸は鋼管フランジ L, R 面(図 2.4.2-6～図 2.4.2-7 参照)表面の材軸方向ひずみより算出した鋼管柱の曲率である。また、各サイクルピークでの軸縮みの推移および主要サイクルでの最高座屈高さの推移のグラフは、正・負側加力の最大荷重時と最初に  $0.95$ ,  $0.9$ ,  $0.85Q_{\max}$  となった時点(以下、主要サイクル)を併せて示す。ここで、軸縮み $\varepsilon_v$ は $\delta_v/H$  ( $\delta_v$ :柱鉛直変形,  $H$ :柱高さ)である。

##### a) 各サイクルピークでの軸縮みの推移(図 2.4.2-14)

定軸力試験体 (S-L-3C-SS, S-L-6C-SS) では、加力初期の軸縮みの増加率(グラフの傾き)は一定となっており、S-L-3C-SS 試験体は、 $0.9Q_{\max}$  時以降で軸縮みの増加率が大きくなり、 $0.85Q_{\max}$  (加力終了)に至った。これは、昨年度の定軸力試験体と同様の傾向である。一方、S-L-6C-SS 試験体は、軸縮みの増加量が一定のまま、最大荷重の低下の兆候が見られなかった。

変動軸力試験体 (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS, C-L-06V-SS) では、正側加力時の 1 サイクル目の軸縮みが軸力比  $0.3$  の定軸力試験体 (S-L-3C-SS) に比べて大きく、また、軸縮みが累積する一方の定軸力試験体と比べて、正側加力で軸縮みを生じた後に、負側加力で伸ばされることから、1 サイクルでの軸縮みの変化量が大きくなる。CFT 試験体では、負側加力でほぼ軸縮みが生じる前の状態まで伸ばされ、S 試験体よりも、1 サイクルでの軸縮みの変化量が大きくなっていることが確認出来る。

##### b) 主要サイクルでの最高座屈高さの推移(図 2.4.2-15)

前述の各サイクルピークでの軸縮みの推移と同様の傾向であり、S 造で定軸力試験体 (S-L-3C-SS) では、 $0.9Q_{\max}$  時以降で座屈高さの増加率(グラフの傾き)が大きくなり、 $0.85Q_{\max}$  に至った。これより、各サイクルピーク時の荷重および軸縮みの推移から得られた知見を踏まえると、 $0.9Q_{\max}$  時が保有性能を規定する判断指標の 1 つと考えることができる。また、変動軸力試験体 (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) では、座屈高さの増加率(グラフの傾き)は定軸力試験体より小さいことが確認出来る。なお、以上の結果は昨年度と同様の挙動である。一方、CFT 試験体では、繰り返し加力による座屈高さの増加は明確に確認出来ない。これは、充填コンクリートが座屈変形を拘束するためと考えられる。

##### c) 主要サイクルでの材軸方向の曲率分布(図 2.4.2-16)

曲率分布の半曲点位置は、おおよそ試験体高さ中央に位置していることが分かる。柱中央部における弾性領域の傾きから直線回帰した曲率線(図中赤破線)を求め、柱頭・柱脚部の塑性化領域を算出すると、細長比  $15.4$  の試験体 (S-M-06V-SS) の塑性化領域は、柱頭から最大  $14\%$  であり、最大  $23\%$  を占める細長比  $30.8$  の試験体 (S-LL-06V-SS) よりも狭いことが確認出来る。これが、細長比が小さいほど繰り返し数が少なかった要因と考えられる。

##### d) 柱頭・柱脚鋼管フランジのひずみの推移(図 2.4.2-17～図 2.4.2-18)

S 造で定軸力試験体 (S-L-3C-SS, S-L-6C-SS) において、軸力比  $0.6$  に比べて軸力比  $0.3$  の場合、加力初期のひずみ振幅が大きく ( $3000\mu$ 程度)、正・負加力で圧縮・引張ひずみを交互に経験していることが確認出来る。つまり、本実験における変位振幅 ( $1.2\delta_p$ ) では、低軸力の場合、 $\square$ サイ

クル中で鋼管フランジが経験する軸ひずみの変化量が大きく、早期に荷重低下したことが考えられる。

一方、変動軸力試験体（S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS）において、正側加力で圧縮ひずみとなるフランジは、正・負加力で圧縮・引張ひずみを交互に経験し、ひずみの変化量（4000～7000 $\mu$ ）が定軸力試験体（S-L-3C-SS, S-L-6C-SS）よりも大きい。前述した定軸力試験体の傾向と同様に、 $\square$  サイクル中の経験軸ひずみが大きくなることで、早期に荷重低下したと考えられる。

CFT 試験体（C-L-06V-SS）では、 $\square$  サイクルでのひずみの変化量（約 7000～8000 $\mu$ ）と負加力側において曲げ引張側の鋼管フランジに生じるひずみが S 試験体に比べ大きく、降伏ひずみを超えていることが分かる。これは、CFT 断面の特性として負加力側の最大荷重時（軸力 0）に、材端部の曲げ引張側の充填コンクリートが引張ひび割れを生じ、S 試験体に比べ 2 倍程度大きいせん断力および軸力（表 2.4.2-11）を曲げ引張側の鋼管フランジが負担することで、鋼管フランジが大きく塑性化するためと考えられる。その後、正加力側の最大荷重時には、負加力側で生じた充填コンクリートの引張ひび割れが閉じきらず、曲げ圧縮側のコンクリート部分の応力負担が減少するため、正・負側加力を通じて鋼管フランジの応力負担の増加による圧縮・引張ひずみの変化量が大きくなる。

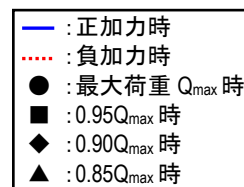
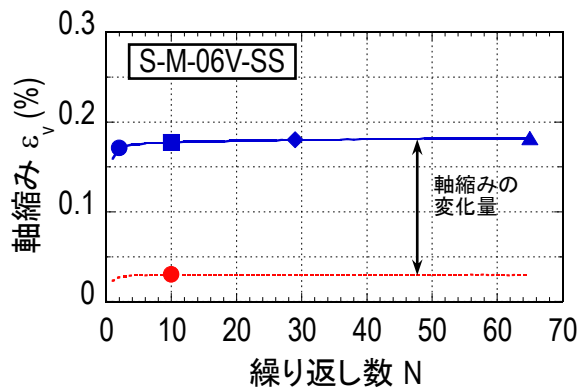
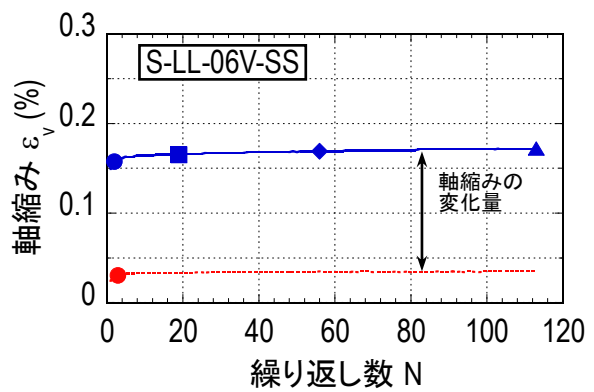
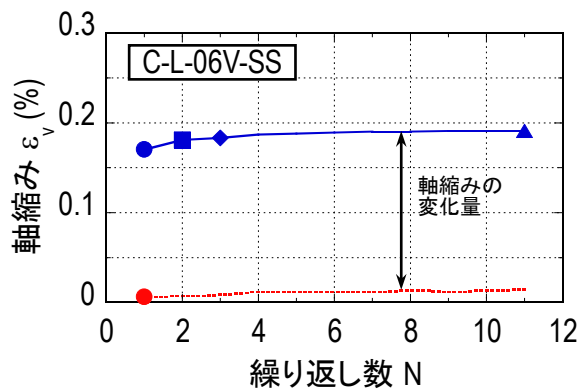
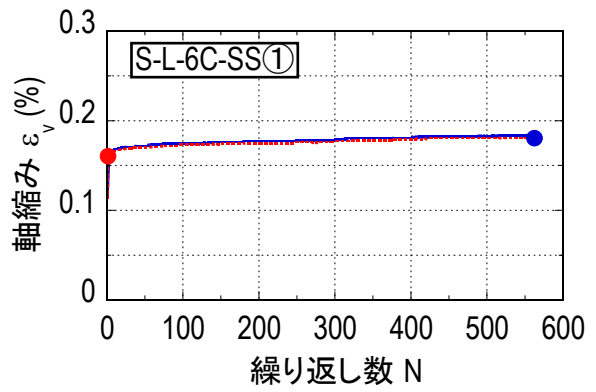
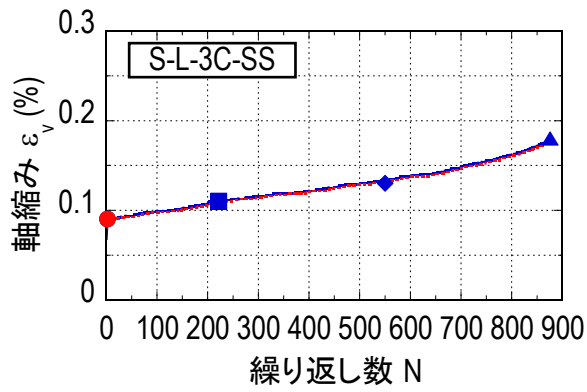


図 2.4.2-14 各サイクルピーク荷重時の軸縮みの推移

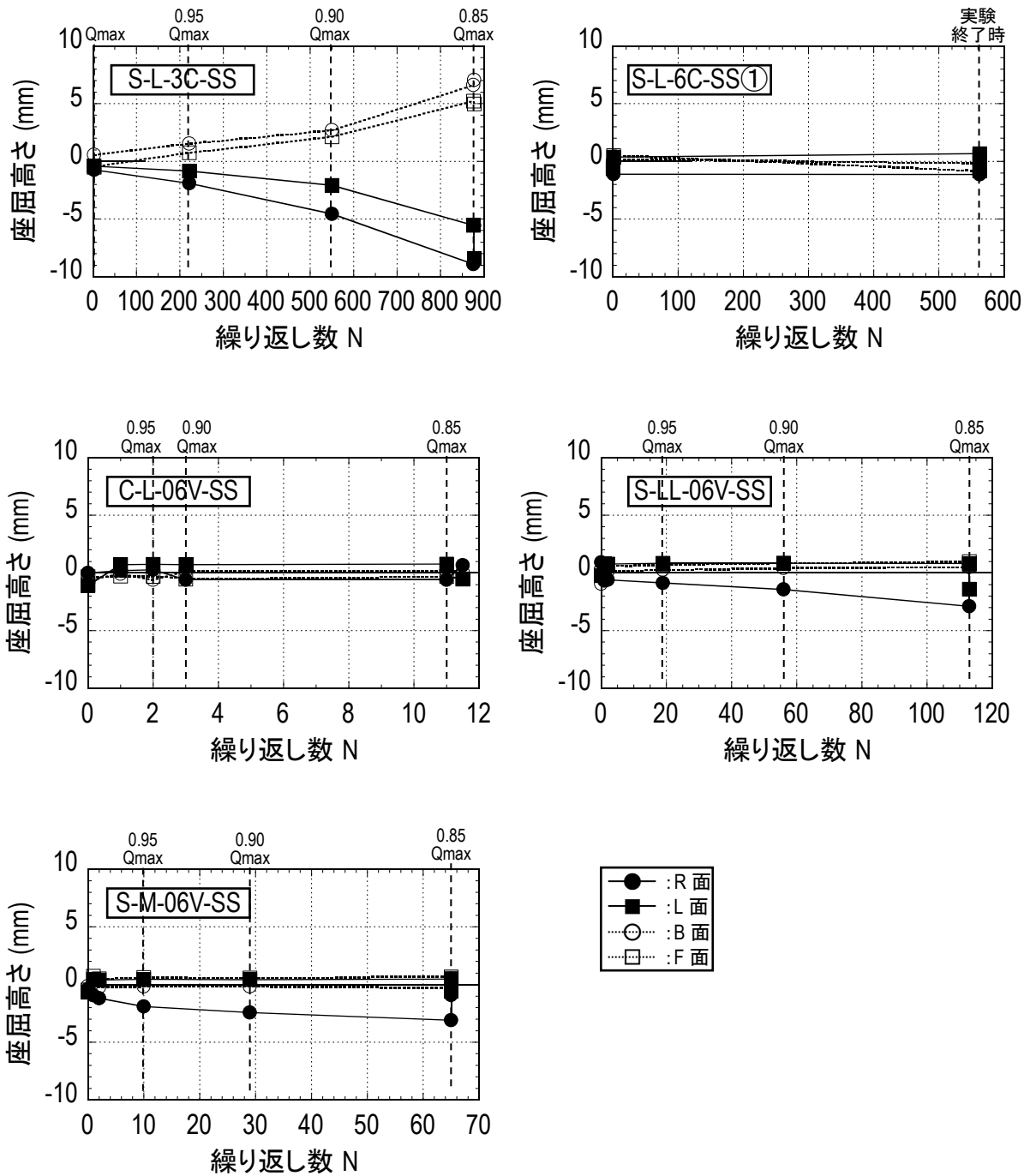


図 2.4.2-15 各サイクルピーク荷重時の局部座屈波高さの推移

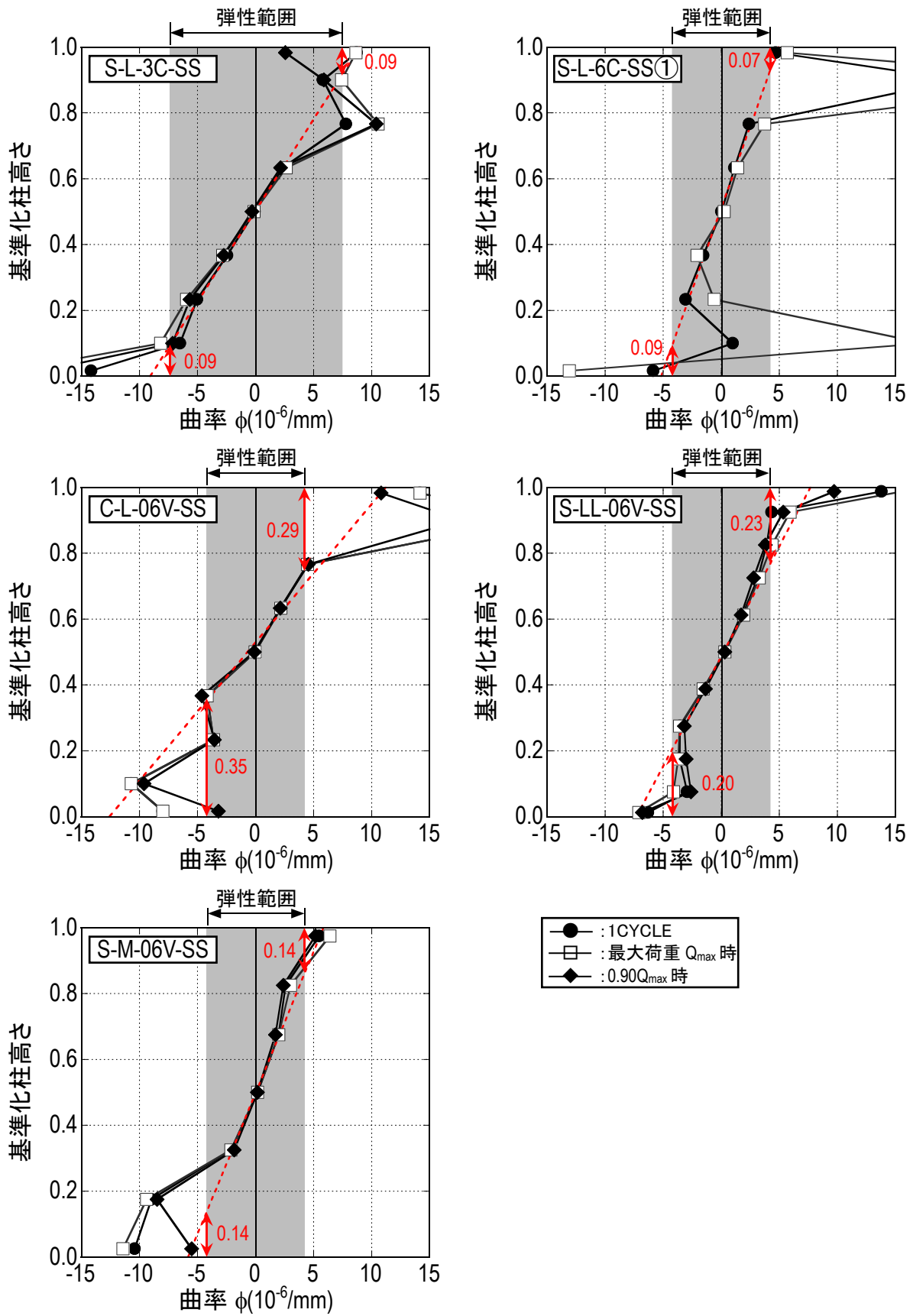
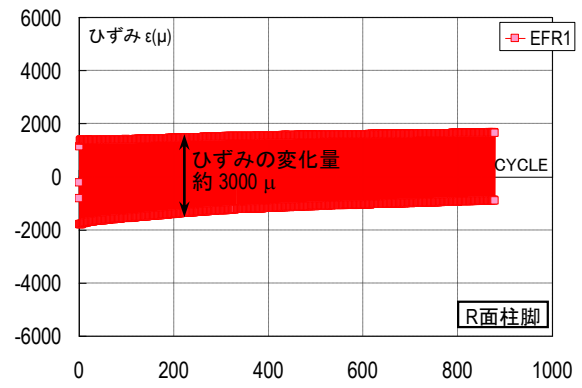
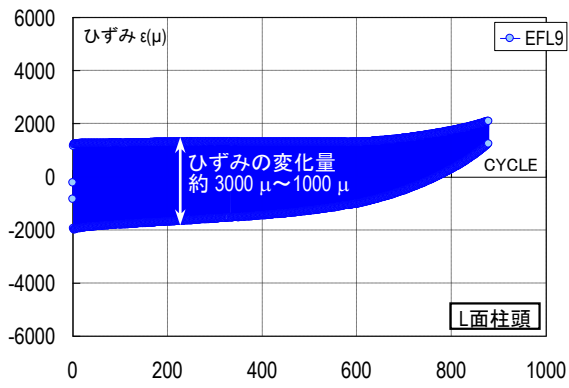
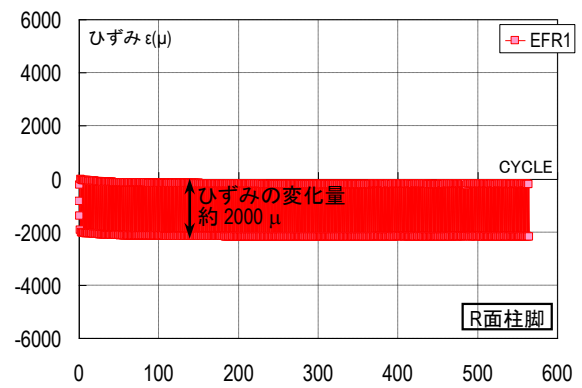
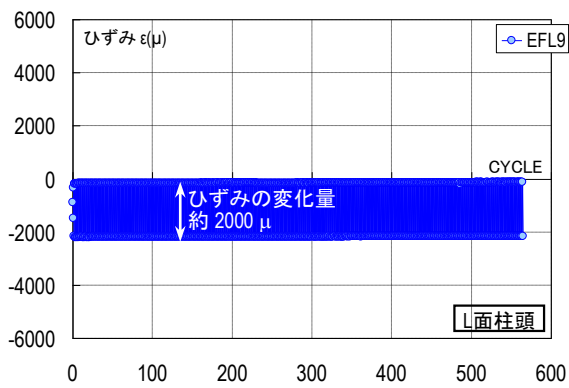


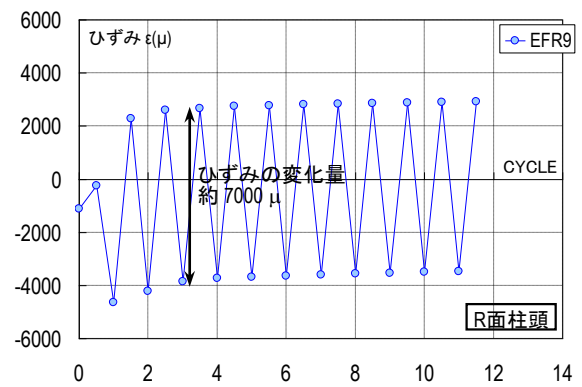
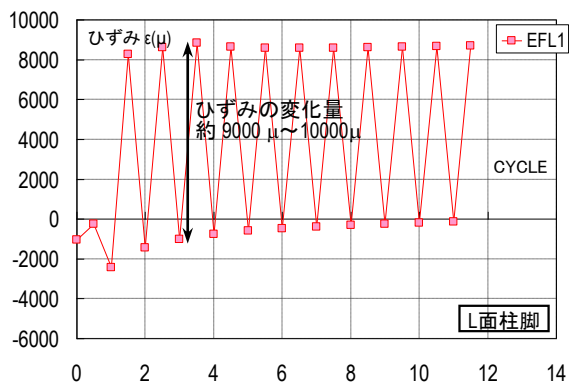
図 2.4.2-16 材軸方向の曲率分布



(a) S-L-3C-SS



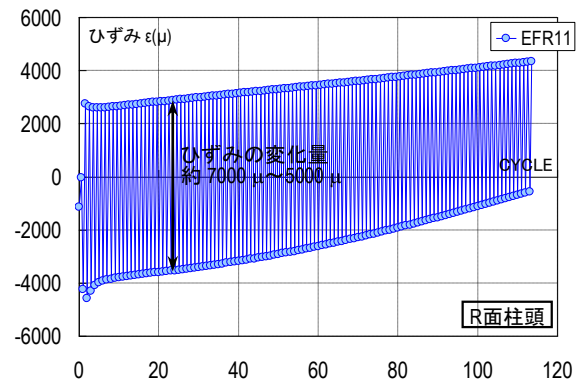
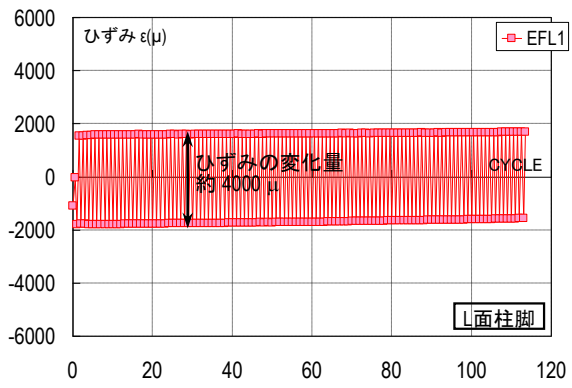
(b) S-L-6C-SS①



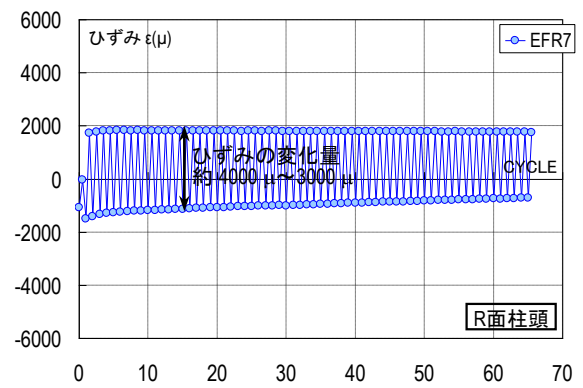
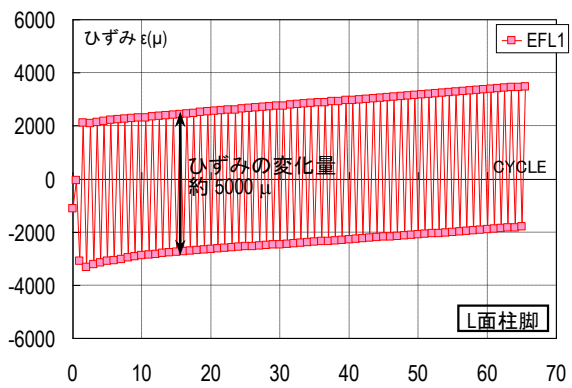
(c) C-L-06V-SS

図 2.4.2-17 柱頭・柱脚鋼管フランジのひずみの推移





(d) S-LL-06V-SS



(e) S-M-06V-SS

図 2.4.2-18 柱頭・柱脚鋼管フランジのひずみの推移

## (5) 結論ならびに今後の課題

長周期地震動による多数回繰返し変位を受ける鋼管柱部材の多数回繰返し特性の把握を目的に、特に定振幅繰返し変位履歴下における耐力低下までの繰返し数に着目して、既存建物の実態を反映し、①小振幅領域、②高軸力柱(一定および変動)、③一階吹抜け柱を想定した長柱、④構造種別を対象とした曲げせん断実験を実施した。本実験で得られた知見を以下に示す。

- 全ての S 試験体の最大荷重以降の荷重低下の要因は、柱頭・柱脚部に生じる局部座屈の進展であるが、局部座屈と関係性のある軸縮みの進展に関して定軸力時と変動軸力時では挙動が異なる。これらは、昨年度の実験結果でも同様であった。
- S 試験体の最大荷重に対する  $0.9Q_{max}$  時の繰返し数は、定軸力(軸力比 0.3)、細長比 23.1 で 549 回、変動軸力(軸力比 0~0.6)で、細長比 30.8, 15.4 がそれぞれ 55, 28 回となった。なお、定軸力(軸力比 0.6)、細長比 23.1 では、定軸力(軸力比 0.3)の  $0.9Q_{max}$  時繰返し数である 549 回に達しても耐力低下が見られなかった。
- S 試験体の変位振幅と  $0.9Q_{max}$  時の繰返し数および累積塑性変形倍率の関係について、定軸力(軸力比 0.3)、細長比 23.1 に関して以下の評価式を得た。これは、昨年度の実験結果を踏まえて評価したものである。

$$\delta_h/\delta_p \cdot N^{0.113} = 2.389 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

$$\eta_p \cdot N^{0.164} = 3.016 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

- S 試験体において定軸力で軸力比が異なる場合、軸力比 0.3 は 0.6 に比べ  $0.9Q_{max}$  時の繰返し数が少ない。また、定軸力(軸力比 0.3)に比べ、変動軸力(軸力比 0~0.6)では  $0.9Q_{max}$  時の繰返し数が少ない。これは、鋼管フランジが正負加力で圧縮・引張ひずみを交互に経験し、また 1 サイクル中で経験する軸ひずみの変化量が大きいために要因と考えられる。
- S 試験体の変動軸力(軸力比 0~0.6)において、細長比が大きいほど、 $0.9Q_{max}$  時の繰返し数が少ない。これは、細長比が小さいほど塑性化領域が狭く、局部的に座屈が進展したことが要因と考えられる。
- CFT 試験体の最大荷重以降の荷重低下は、負加力の最大荷重時(軸力 0)における曲げ引張側鋼管フランジの塑性化、負加力側の引張ひび割れが正加力最大荷重時に閉じきらないことによるコンクリート部分の応力負担の減少が要因と推測される。

なお、S 造柱の今後の課題としては、以下の項目に関する実験資料の蓄積が挙げられる。

- 軸力比の異なる定軸力柱
- 軸力変動幅の異なる変動軸力柱(引張軸力あり)
- 幅厚比の大きい柱 (FB : 32, FC : 41)

また、今回の実験における CFT 試験体の部材ランクは、FC 相当となっており、早期に耐力低下が生じる結果となったが、CFT 構造を用いた建物で、塑性化の可能性のある最下階の部材ランクは FA とするのが一般的である。そこで、今後の課題として、既存建物の実態を反映した CFT 造柱の多数回繰返し特性の把握が必要と考える。

<参考文献>

- 2.4.2-1) 日本建築センター：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 2.4.2-2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説
- 2.4.2-3) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- 2.4.2-4) 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
- 2.4.2-5) 建築研究所ほか：平成22年度建築基準整備促進事業 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」調査報告書
- 2.4.2-6) 社団法人新都市ハウジング協会：コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用および計算例等
- 2.4.2-7) 建築研究所ほか：ハイブリット構造に関する共同研究報告書
- 2.4.2-8) 川口淳, 森野捷輔:繰返し荷重を受ける CFT 柱の局部座屈性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 540 号, pp.141-148, 2001
- 2.4.2-9) 山口美有希, 河野昭彦, 徐培蓁:性能設計のための CFT 柱の累積損傷限界:既往の実験結果に基づく考察(CFT 柱(2),構造 III), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1143-1144, 2005



## 2.5 柱梁接合部パネル，部分架構の多数回繰り返し載荷実験

### 2.5.1 柱梁接合部パネルの多数回繰り返し載荷実験

#### (1) 背景・目的

本実験は，国交省の建築基準整備促進補助金事業「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」の一環として実施されるものであり，我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において，構造安全上重要な部位である柱部材に関して，長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力，変形能力，劣化性状等）の把握を目的とする。特に今回は，定振幅繰返し変位履歴下における耐力低下までの繰返し回数に着目する。

先に実施された既存建物の実態調査結果（2.1 節）から，柱梁接合部パネルに関わる事項を要約すると以下の通りである。

- ・ 柱断面形状は，箱形断面が多く，H形断面は少ない
- ・ 箱形断面柱の幅厚比は，FA ランクが多く，幅厚比 10～28 程度に分布
- ・ 軸力比  $n$  は，一定軸力（長期）で  $n=0.3$  程度，変動軸力（地震時）で最大  $n=0.67$

建築学会の鋼構造接合部設計指針<sup>2.5.1-1)</sup>によれば，接合部パネルの力学性状に対する各影響因子との関係は，

- ・ 耐力比は影響なし
- ・ パネルアスペクト比は，現状の使用範囲では影響小
- ・ 軸力比は高い場合に影響があるが，現状の使用範囲では影響なし
- ・ 幅厚比(柱幅/板厚比)は影響があるが，現状では FA ランク(490 材で角形は 27 以下，H は 37 以下)が守られている建物が多い

また，柱梁接合部パネルの低サイクル疲労問題を取り扱った研究はなく，参考となる研究は鋼材ダンパーとしてせん断パネルを扱った実験的研究があり，文献 2.5.1-2)にまとめられている。

ここでは，長周期地震動を受ける超高層鉄骨造に関して，柱梁接合部パネル部が多数回の塑性ひずみ履歴振幅を受ける場合の構造特性(低サイクル疲労特性)を把握する。

## (2) 試験体

### 1) 試験体諸元

H22 年度は柱断面形状を箱形断面とし、パネル幅厚比、変位振幅をパラメータとした載荷実験を実施した。

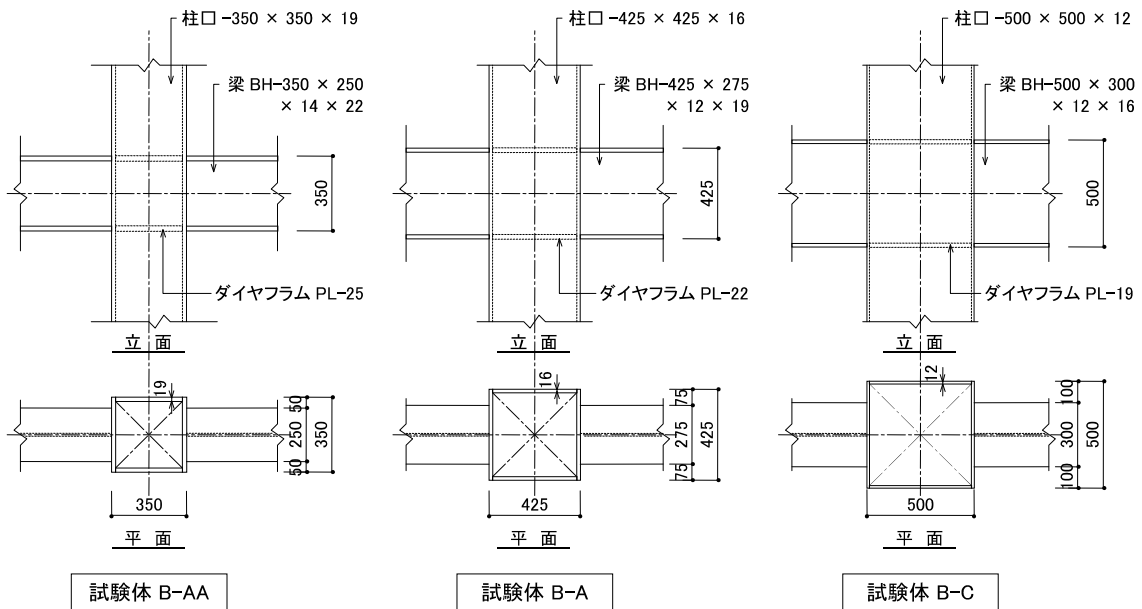
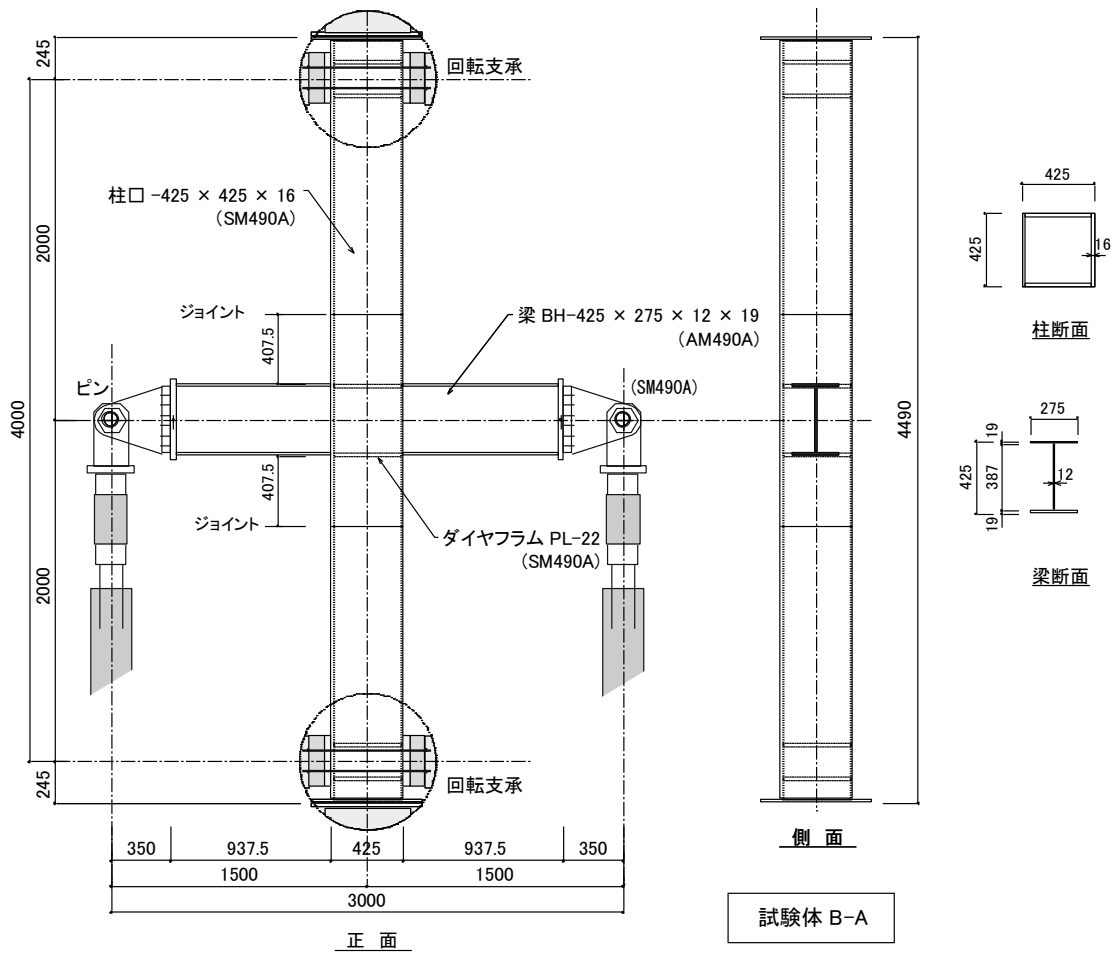
表 2.5.1-1 に試験体パラメータ一覧を、図 2.5.1-1 に試験体形状寸法を示す。公称値に基づく降伏応力度を用いてパネル幅厚比を 3 水準(FA ランク/1.5, FA ランク, FC ランク)設定した。なお、鋼材の実降伏応力度に対してはそれぞれ FA ランク, FB ランク, FD ランクとなった。変位振幅は  $3\gamma_y \sim 8\gamma_y$  で与えた(各試験体の  $\gamma_y$  はせん断変形角 1/370~1/330)。柱軸力比は実降伏応力度を用いた柱の軸降伏耐力  $N_y$  に対して、0.0~0.5 $N_y$  の間で与えた。振幅と軸力比の組合せは表 2.5.1-1 を参照のこと。

柱とダイヤフラムの取り合いは、ダイヤフラムから 400mm 程度離れた位置で柱を切断し、ダイヤフラムを完全溶け込み溶接で柱に取り付け、その後柱を完全溶け込み溶接で接続する。梁フランジの溶接はノンスカップの完全溶け込み溶接とした。

表 2.5.1-1 試験体一覧(鋼種 SM490A 材)

試験体名	柱断面	梁断面	柱幅厚比 ( )はランクと 閾値*1	軸力比	ハ° 補 耐力比	変位 振幅
B-AA-5	□-350×350×19	BH-350×250×14×22	18 (FA, 25)	0.5 $N_y$	0.67(柱) 0.60(梁)	5 $\gamma_y$
B-A-8	□-425×425×16	BH-425×275×12×19	27 (FB, 28)	0.3 $N_y$	0.48(柱) 0.63(梁)	8 $\gamma_y$
B-C-3 B-C-6 B-C-8	□-500×500×12	BH-500×300×12×16	41 (FC, 38)	0.0 $N_y$	0.67(柱) 0.50(梁)	3 $\gamma_y$ 6 $\gamma_y$ 8 $\gamma_y$

\*1 実強度で換算(公称値による幅厚比に  $\sqrt{\sigma_y/F}$  を乗じた値で評価  $\sigma_y$ :実降伏応力度,  $F$ :基準強度)



試験体接合部  
 図 2.5.1-1 試験体形状寸法

## 2) 使用材料

表 2.5.1-2 に素材の機械的性質を、表 2.5.1-3 にシャルピー試験結果を、表 2.5.1-4 に鋼材の化学成分分析試験結果を、表 2.5.1-5 に溶接指標を示す。

表 2.5.1-2 素材の機械的性質

使用試験体部位			板厚 (mm)	鋼種	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 Y.R.	伸び $\epsilon$ (%)
B-AA	B-A	B-C							
	W	C,W	12	SM490A	373	1820	550	0.68	25.3
W			14	SM490A	366	1785	542	0.68	27.1
	C	F	16	SM490A	418	2039	576	0.73	26.4
C	F	D	19	SM490A	404	1971	562	0.72	27.2
F	D		22	SM490A	381	1859	532	0.72	29.8
D			25	SM490A	379	1849	551	0.69	29.7

記号 C : 柱  
F : 梁フランジ  
W : 梁ウェブ  
D : ダイヤフラム

表 2.5.1-3 シャルピー試験結果(試験温度 0°C)

板厚(mm)	吸収エネルギー(J)
12	151
16	250
19	178

表 2.5.1-4 鋼材の化学成分分析試験結果

板厚 (mm)	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Cu (%)	B (%)	N (%)	Ti (%)
12	0.15	0.45	1.44	0.011	0.003	0.02	0.02	0.01	<0.001	0.01	0.0001	0.0035	0.002
16	0.17	0.30	1.38	0.015	0.003	0.02	0.03	0.01	0.038	0.02	<0.0001	0.0022	0.001
19	0.17	0.29	1.41	0.022	0.005	0.02	0.04	0.01	0.040	0.02	<0.0001	0.0026	0.001
SM490A	0.2 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下								

表 2.5.1-5 溶接性指標

板厚(mm)	$C_{eq}$ (%)	$P_{CM}$ (%)	$f_{HAZ}$ (%)
12	0.416	0.240	0.448
16	0.424	0.257	0.473
19	0.431	0.259	0.535
SM490A*1	0.38 以下	0.24 以下	0.58 以下
SN490B	0.44 以下	0.29 以下	

\*1 熱加工制御を行った場合の鋼板

炭素当量  $C_{eq}=C+Si/24+Mn/6+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14$

溶接割れ感受性塑性  $P_{CM}=C+Si/3+Mn/20+Cu/20+Ni/60+Cr/20+Mo/15+V/10+5B$

HAZ 靱性評価式  $f_{HAZ}=C+Mn/8+6\cdot(P+S)+12N-4Ti$



### (3) 実験方法

#### 1) 加力方法

図 2.5.1-2 に加力装置図を、写真 2.5.1-1 に加力状況を示す。軸力は  $0.0\sim 0.5N_y$  とした。加力は柱梁接合部パネルのせん断変形角で制御し、変形角を一定とする繰返し载荷とする。荷重が最大耐力の 90% まで耐力低下または繰返し回数が 100 回に達する時点まで载荷した。

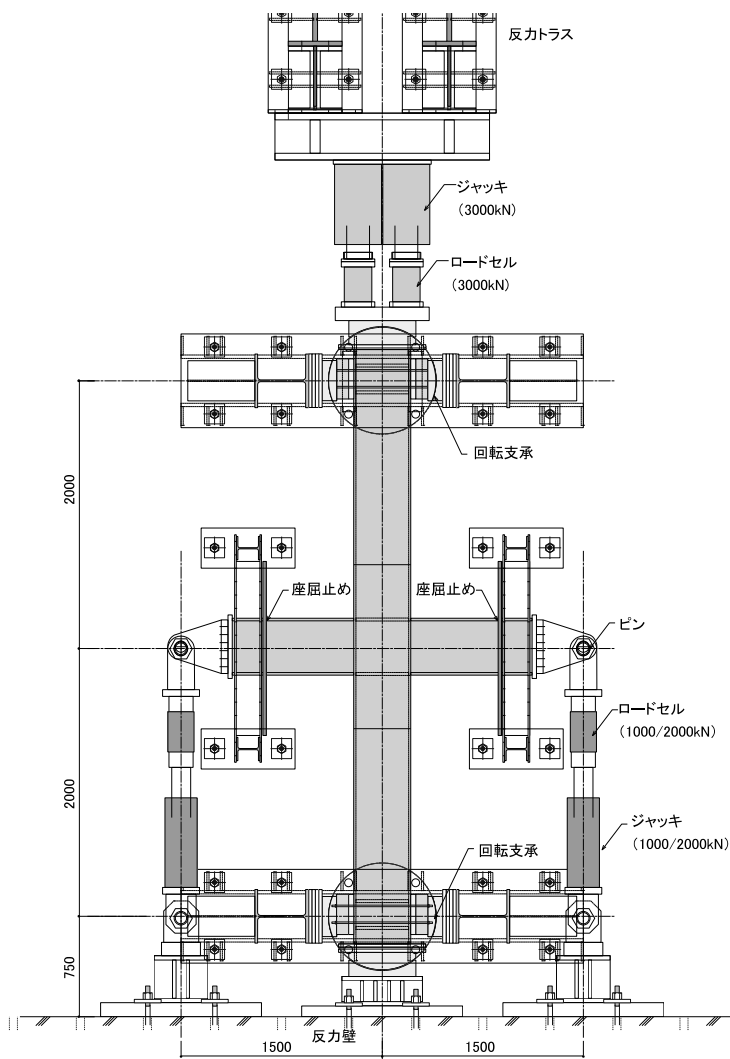


図 2.5.1-2 加力装置図

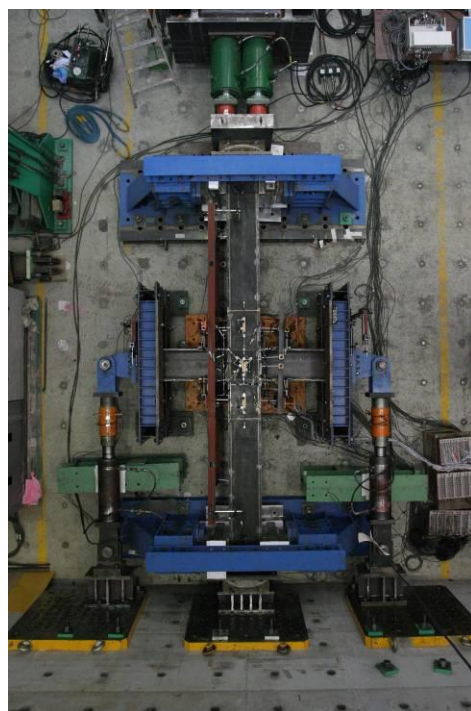
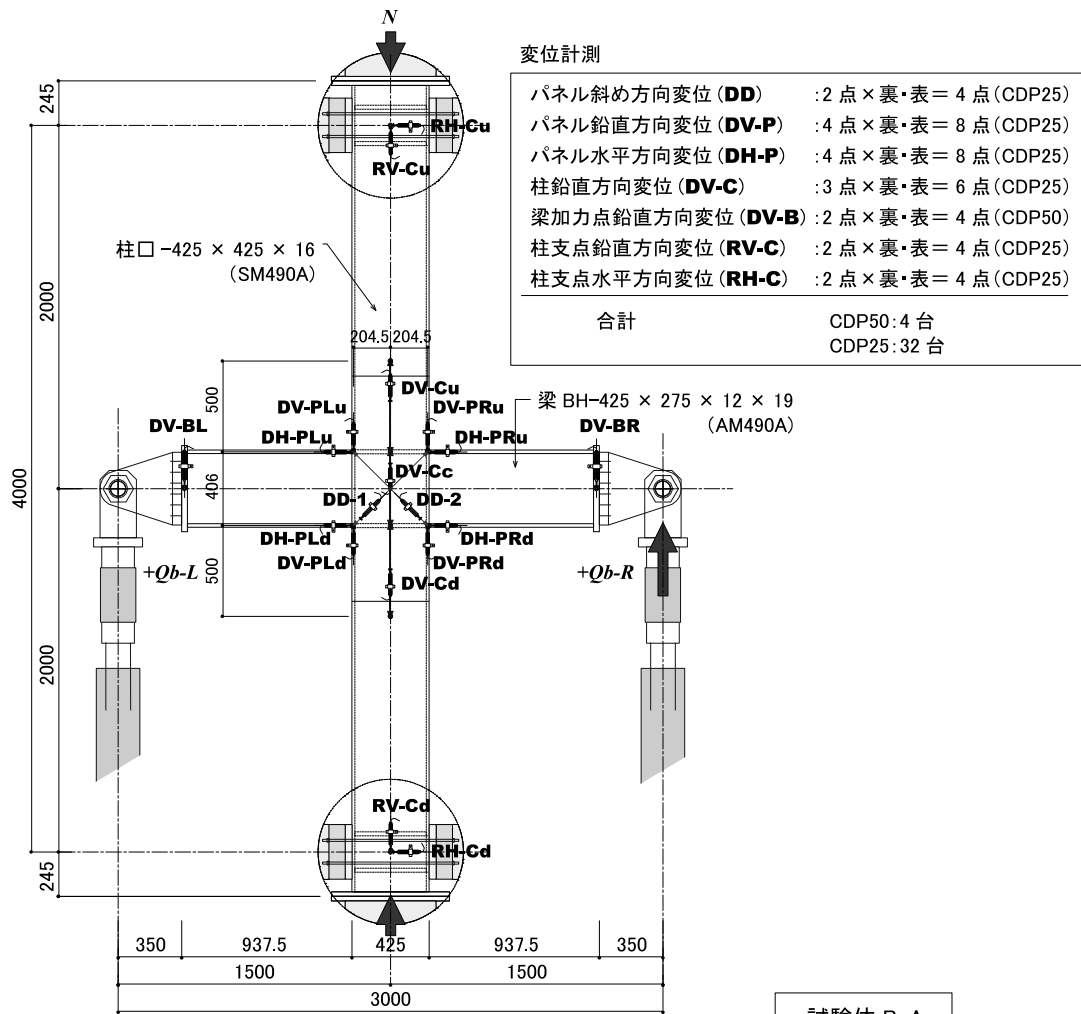


写真 2.5.1-1 加力状況

#### 2) 計測方法

図 2.5.1-3 に変位測定計画を示す。変位は架構全体の層間変形角、梁の部材角、および柱梁接合部パネルのせん断変形角を測定した。

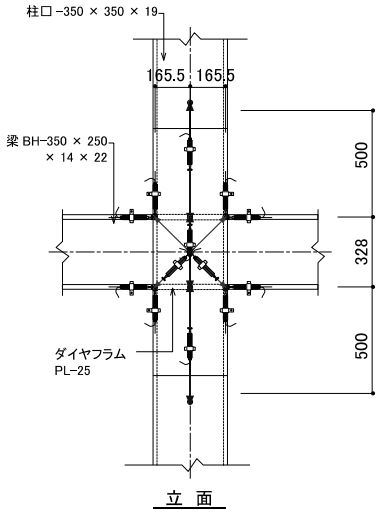
図 2.5.1-4 にひずみ測定計画を示す。ひずみは柱梁接合部パネル部分のせん断ひずみを測定した。また、柱頭と柱脚および梁端の応力状態を把握するためのひずみを測定した。



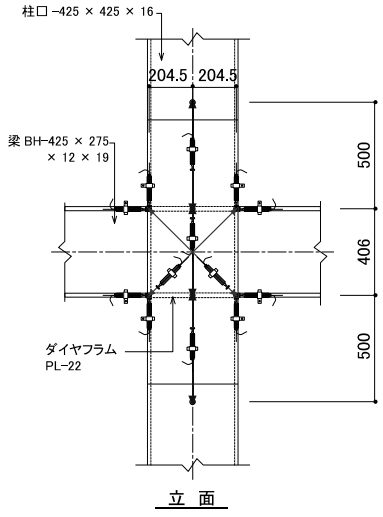
変位計測

パネル斜め方向変位 (DD)	: 2点 × 裏・表 = 4点 (CDP25)
パネル鉛直方向変位 (DV-P)	: 4点 × 裏・表 = 8点 (CDP25)
パネル水平方向変位 (DH-P)	: 4点 × 裏・表 = 8点 (CDP25)
柱鉛直方向変位 (DV-C)	: 3点 × 裏・表 = 6点 (CDP25)
梁加力点鉛直方向変位 (DV-B)	: 2点 × 裏・表 = 4点 (CDP50)
柱支点鉛直方向変位 (RV-C)	: 2点 × 裏・表 = 4点 (CDP25)
柱支点水平方向変位 (RH-C)	: 2点 × 裏・表 = 4点 (CDP25)
合計	CDP50: 4台 CDP25: 32台

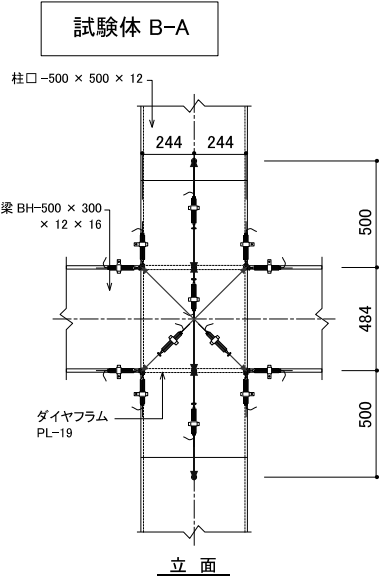
正面



試験体 B-AA



試験体 B-A



試験体 B-C

試験体接合部

図 2.5.1-3 変位測定位置図

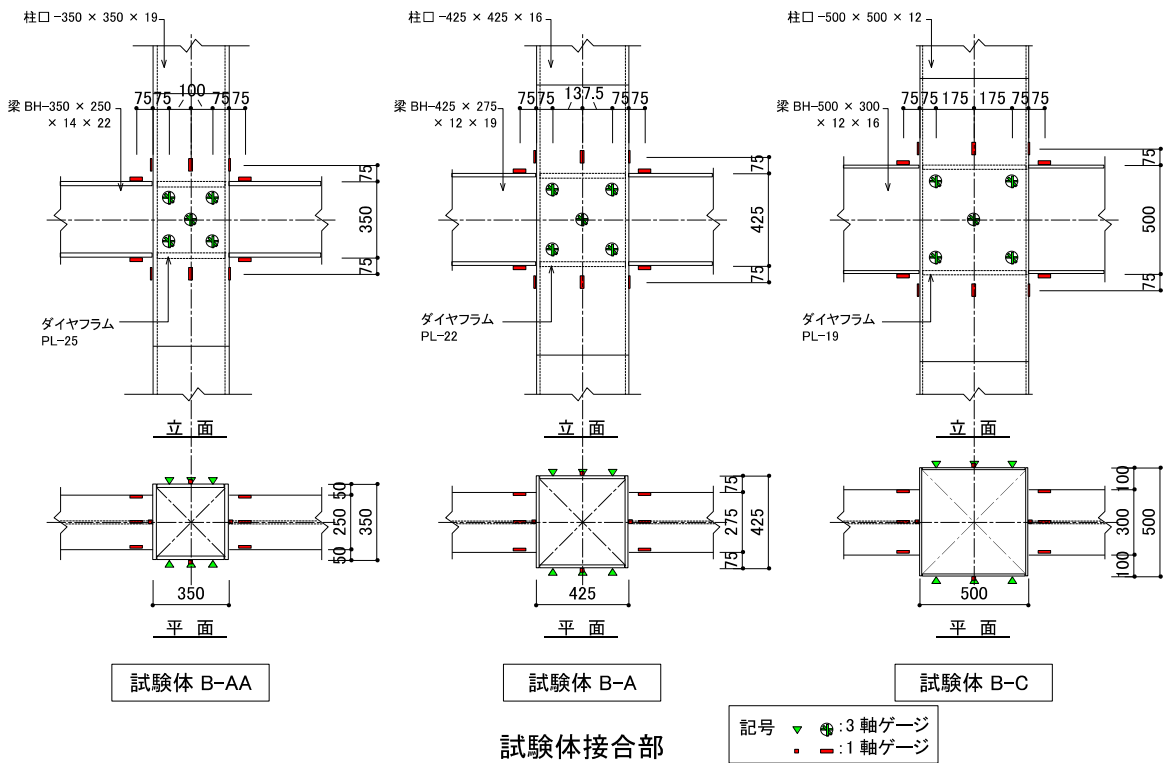
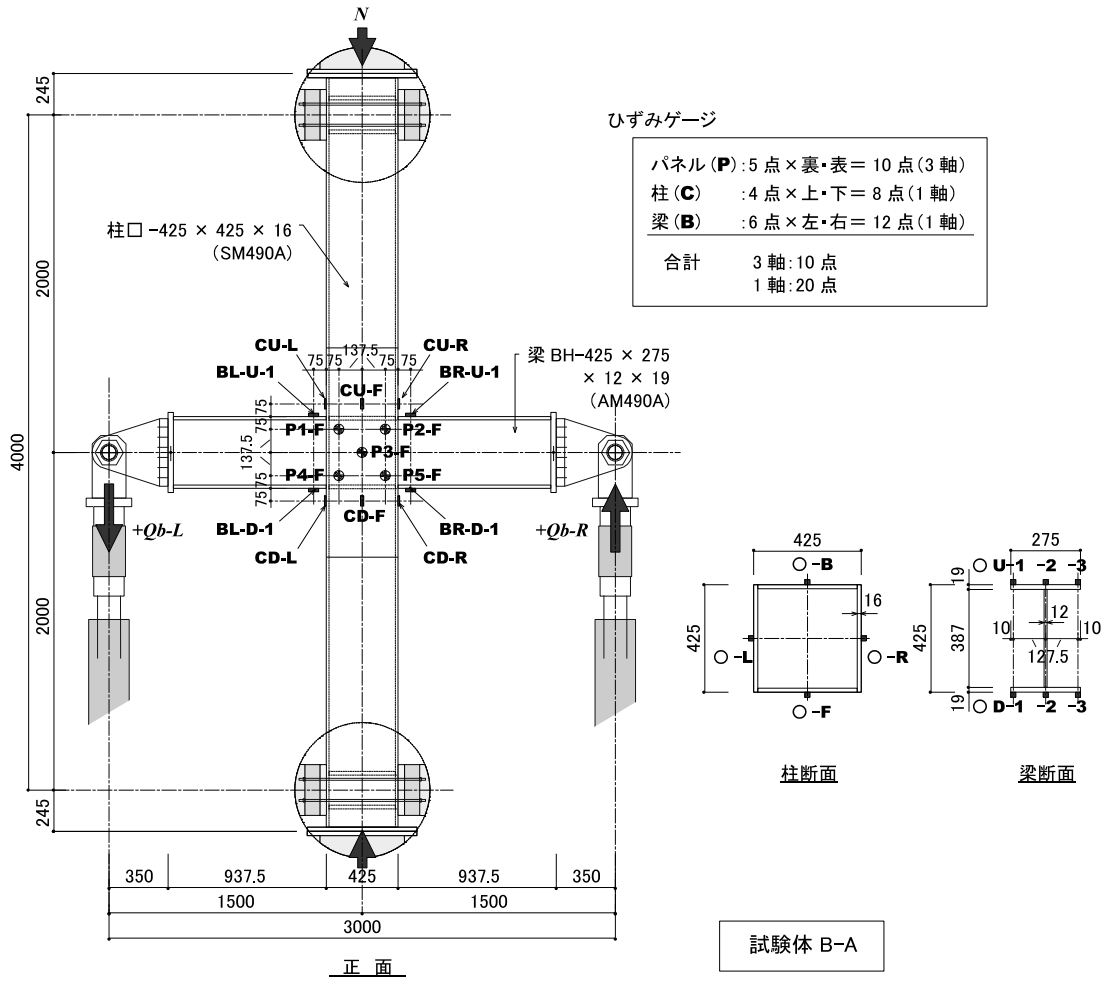


図 2.5.1-4 ひずみ測定位置図

#### (4) 実験結果

##### 1) 実験経過および破壊性状

写真 2.5.1-2~2.5.1-6 に各試験体の破壊状況を示す。

試験体 B-AA-5 では、当初軸力比 0.4、変位振幅を 5% として 13 回の繰返し载荷を実施したのち、軸力比を 0.5 として続けて载荷を行った。载荷初期において、柱は柱-梁接合部を支点とする S 字形たわみモードの反転を繰返したが、载荷の進行に伴い柱-梁接合部が徐々に梁材軸方向の一方向へ移動し、110 サイクルの正载荷時に接合部近傍の柱に局部座屈を生じ、柱が構面内に曲げ変形して柱崩壊となったため加力を終了した(写真 2.5.1-2 参照)。この現象は文献 2.5.1-3) に指摘される発散挙動と考えられる。柱梁接合部パネル上下の柱頭、柱脚の柱の曲げひずみによると(図 2.5.1-21 参照)、载荷初期は対称定常状態にあり、その後非対称定常状態へ移行したことが伺える。また、この発散挙動は柱の圧縮ひずみが累積することによっても生ずることが指摘されている<sup>2.5.1-3)</sup>。これは、軸力比と柱の曲げ振幅値の組合せがある限界値を超えると発生し、特に軸力比 0.5 を超えると可能性が高くなる。

試験体 B-A-8 では、軸力比 0.3、変位振幅を 8% として 18 回の繰返し载荷を実施し、耐力が最大耐力の 97% まで低下した。19 サイクルの正载荷時に梁端フランジが破断し、载荷を終了した。フランジの疲労亀裂は梁端部のエンドタブより発生し、徐々に進展していった(写真 2.5.1-3 参照)。柱および梁の曲げひずみ(図 2.5.1-22 参照)によれば、両部材とも塑性化していることが分かるが、载荷の進行に伴い柱の塑性ひずみは停留しているのに対し梁のひずみは累積しており、梁の破壊が先行したことが伺える。

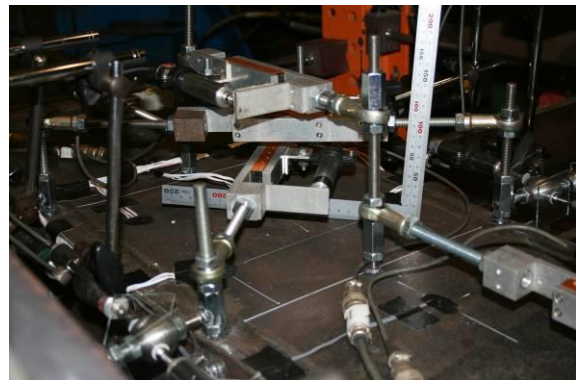
試験体 B-C-3 では、当初軸力比を 0.5、変位振幅を 3% として载荷を開始し、2 サイクル目の負荷側で柱に局部座屈を生じ、それに伴い柱が構面内に曲げ変形した。その後、軸力比を 0.0、変位振幅を 3% として载荷を再開した。繰返し回数が 201 回に達した時点で、ほとんど耐力が低下しなかったのを確認し、加力を終了した(写真 2.5.1-4 参照)。なお、軸力比 0.5 における不安定挙動は、試験体 B-AA-5 と同様な現象と考えられる。

試験体 B-C-6 では、当初軸力比を 0.3、変位振幅を 6% として载荷を開始したが、1 サイクル目の正载荷側で柱のひずみレベルが高くなったため、負荷以降の変位振幅を 4% として载荷を続けた。10 サイクル目正载荷時に再度、柱のひずみレベルが高くなったため、軸力比を 0.0、変位振幅を 6% として载荷を続けた。耐力は、繰返し回数 45 回で最大耐力の 90% となった。その後も载荷 55 回まで実施した。最終的な耐力は最大耐力の 88% であった(写真 2.5.1-5 参照)。

試験体 B-C-8 では、軸力比 0.0、変位振幅を 8% として载荷を実施し、繰返し回数が 17 回で耐力が最大耐力の 90% となった。その後も载荷 60 回まで実施した。最終的な耐力は最大耐力の 79% であった(写真 2.5.1-6 参照)。



-50 サイクル



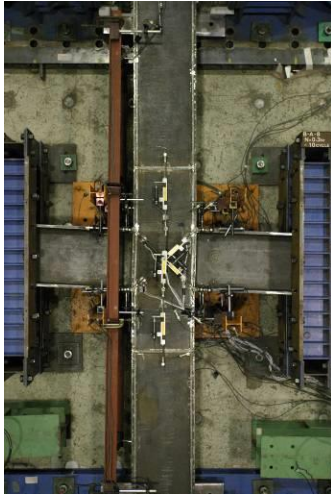
-100 サイクル



最終破壊

写真 2.5.1-2 破壊状況(試験体 B-AA-5)





-10 サイクル

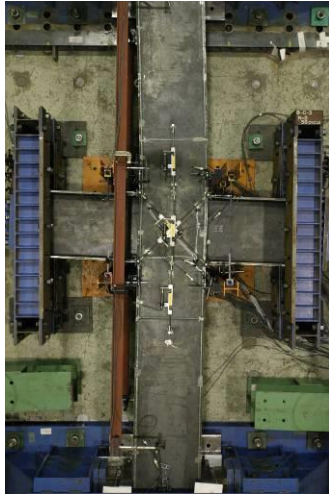


+19 サイクル



最終破壊

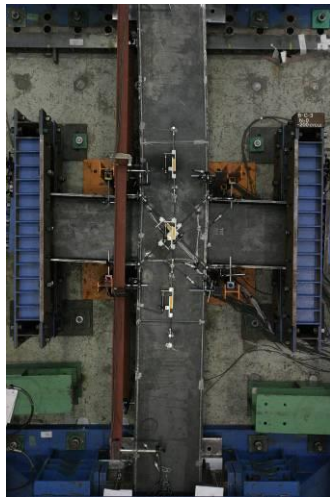
写真 2.5.1-3 破壊状況(試験体 B-A-8)



-50 サイクル



-100 サイクル



-200 サイクル



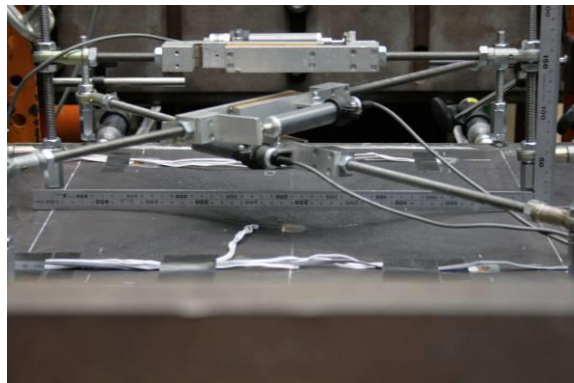
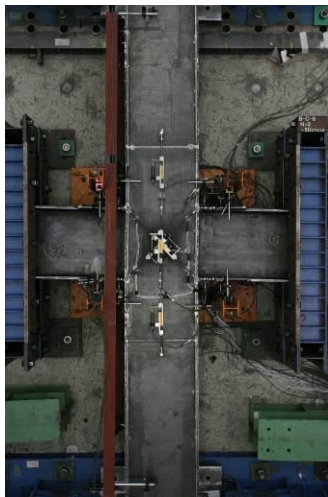
最終破棄

写真 2.5.1-4 破壊状況(試験体 B-C-3)





-20 サイクル



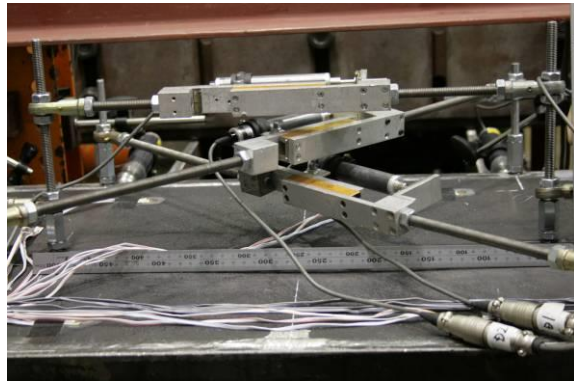
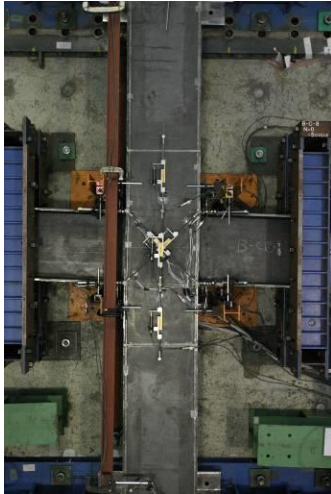
-50 サイクル



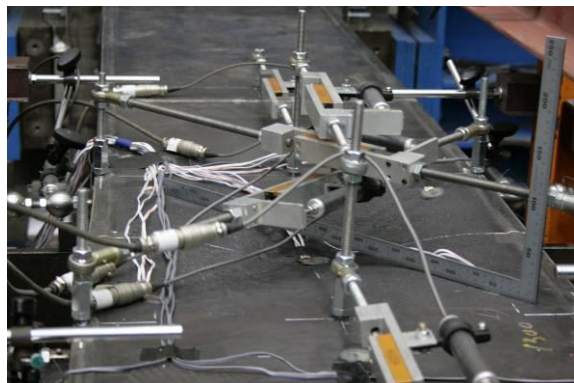
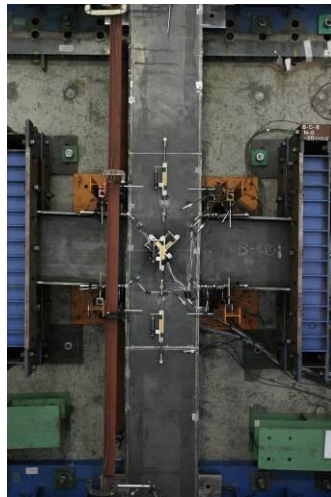
最終破壊

写真 2.5.1-5 破壊状況(試験体 B-C-6)





-5 サイクル



-20 サイクル



最終破壊

写真 2.5.1-6 破壊状況(試験体 B-C-8)

## 2) 荷重変形特性

図 2.5.1-5～2.5.1-9 に各試験体の荷重-変位関係とサイクル毎の最大耐力の推移を示す。(a), (c), (d)のグラフの縦軸の荷重は梁のせん断力を、(a)の横軸の変形はパネルのせん断変形角、(c)は梁の部材角および(d)は層間変形角である。梁のせん断力は左右の平均であり、またパネルのせん断変形角は表裏の平均、梁の部材角は左右の平均である。(b)は縦軸がサイクル毎の最大荷重を、横軸はサイクルである。また、表 2.5.1-6 に実験結果一覧を示す。表中の計算値の全塑性耐力は文献 2.5.1-2)に基づき算定し、実験値の全塑性耐力は 0.35%オフセット値を採用した。

試験体 B-AA-5 は、110 回の繰返しに対してパネルの変形角関係にほとんど変化が見られず、安定した履歴性状を示している。梁の挙動は概ね弾性であり、また層間変形角もパネルの挙動同様、安定した履歴性状となっており、耐力は最終サイクルまでほとんど低下しなかった。なお 14 サイクル目から軸力比を 0.4 から 0.5 に変更しているが、履歴性状に影響は見られない(図 2.5.1-5 参照)。

試験体 B-A-8 は、18 回の繰返し載荷で徐々に耐力が低下し、最終サイクルでは最大耐力の 97% まで低下した。梁は載荷サイクルの進行に合わせ徐々に履歴が大きくなっており、また層間変形角も大きくなっている。梁フランジの変形の増加により梁が疲労限に達しフランジの破断を生じたと考えられる。90%耐力に達するのは 40~回程度と予想される(図 2.5.1-6 参照)。

試験体 B-C-3 は、軸力比を 0.5、変位振幅を  $3\gamma_y$  とした載荷 2 サイクル目の負荷側で柱に局部座屈を生じ、試験体 B-AA-5 と同様の破壊を生じた。それ以後の軸力比 0.0 として載荷を続したが、パネルと層間変形角の挙動は繰返し回数 201 回まで安定した履歴を示した。最終的な耐力は 91%程度であった。また梁は概ね弾性レベルの挙動を示している(図 2.5.1-7 参照)。

試験体 B-C-6 は、軸力比を 0.3 から 0.0 へ、変位振幅を  $4\gamma_y$  から  $6\gamma_y$  へ変化させ載荷し、10 サイクル目以降、耐力は徐々に低下し繰返し回数 45 回で最大耐力の 90%となった。繰返し回数の増加に伴い、パネルには変形  $\pm 10/1000$  付近でピンチングのような挙動が見られ、それが層間変形角の関係にも影響している。梁は概ね弾性レベルの挙動を示している(図 2.5.1-8 参照)。

試験体 B-C-8 では、繰返し回数が 17 回で耐力が最大耐力の 90%となり、繰返し回数の増加に伴い、パネルには変形 0 付近でピンチングの挙動が見られる。梁は概ね弾性レベルの挙動を示している(図 2.5.1-9 参照)。

表 2.5.1-6 実験結果一覧

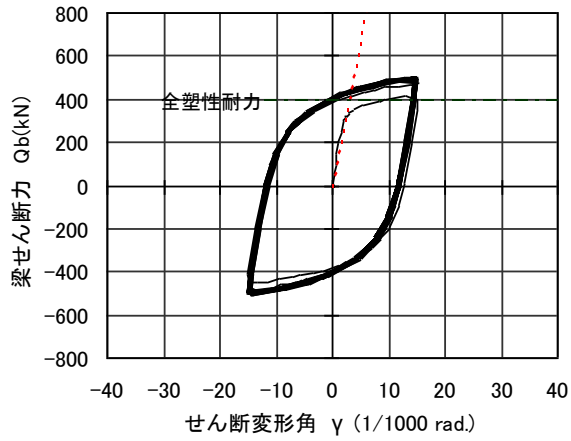
試験体名	柱幅厚比 ( )はランクと閾値*1	軸力比	変位振幅 ( )はせん断変形角	繰返し回数	全塑性耐力 (kN)		
					計算値*3	実験値*4	実験値/計算値
B-AA-5	18 (FA, 25)	0.5 $M_y$	$5\gamma_y$ (1/56.4)	110 以上	397	380	0.96
B-A-8	27 (FB, 28)	0.3 $M_y$	$8\gamma_y$ (1/40.9)	18 以上	560	504	0.90
B-C-3			$3\gamma_y$ (1/122)	201 以上		469	0.83
B-C-6	41 (FC, 38)	0.0 $M_y$	$6\gamma_y$ (1/61.1)	36 (45)*2	568	491	0.86
B-C-8			$8\gamma_y$ (1/45.9)	17		504	0.89

\*1 実強度で換算(公称値による幅厚比に  $\sqrt{\sigma_y/F}$  を乗じた値で評価  $\sigma_y$ :実降伏応力度,  $F$ :基準強度)

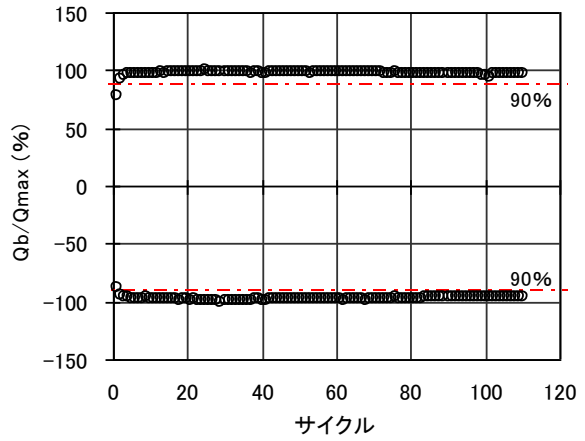
\*2 ( )内は  $4\gamma_y$  を含む繰返し数

\*3 文献 2.5.1-2)に基づき梁の載荷荷重として算定

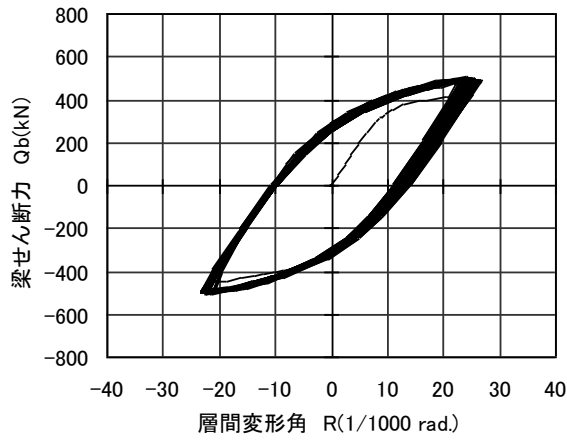
\*4 0.35%オフセット値



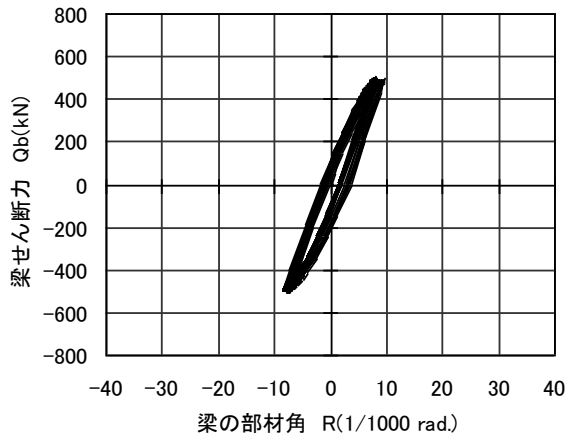
(a) パネルのせん断変形角



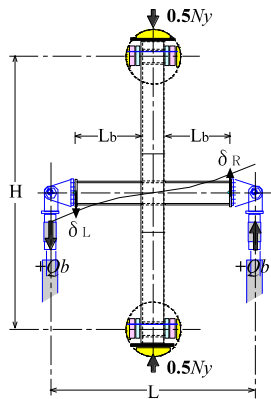
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

$\theta_c$ : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

$\delta_b$ :  $\delta_{Rb}$  と  $\delta_{Lb}$  の平均

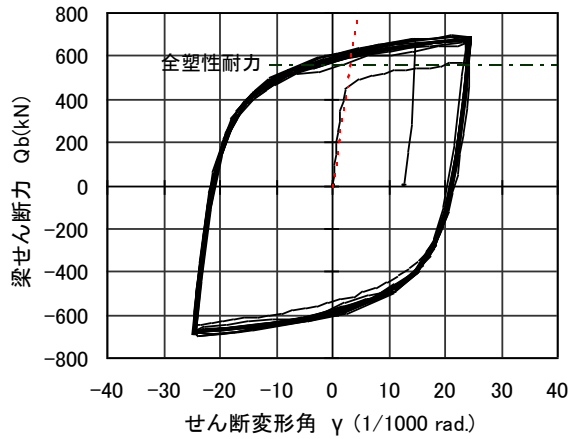
$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

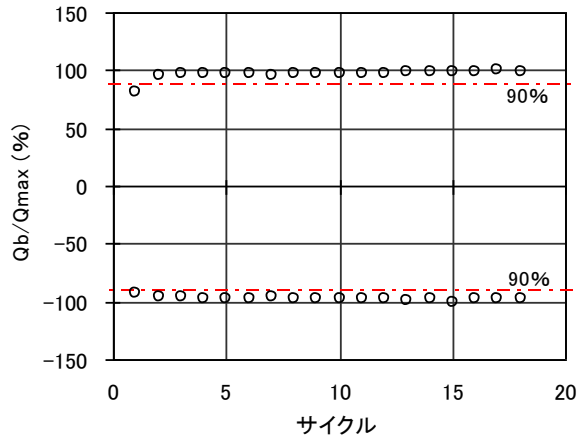
$\theta_b$ : 柱面の局部変形による傾き

$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

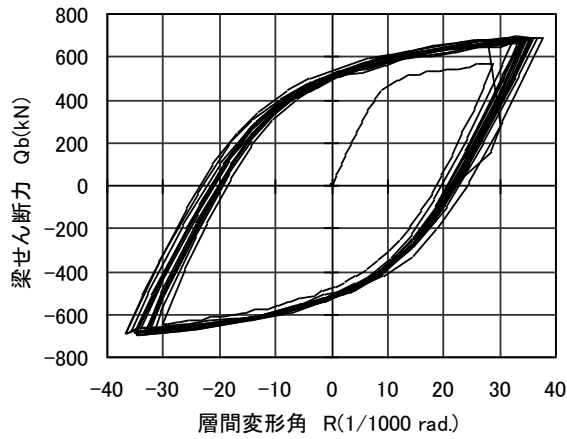
図 2.5.1-5 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-AA-5)



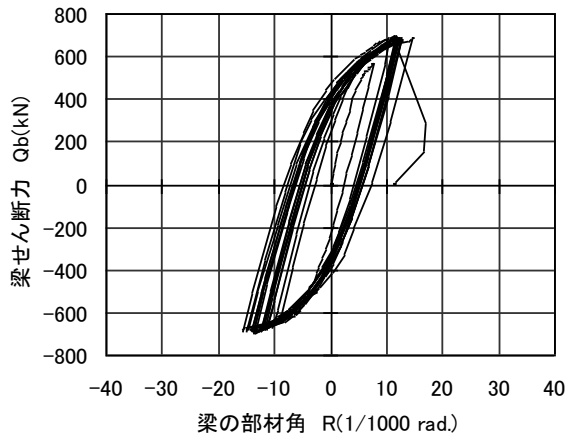
(a) パネルのせん断変形角



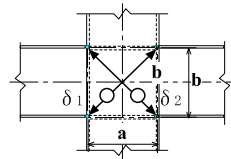
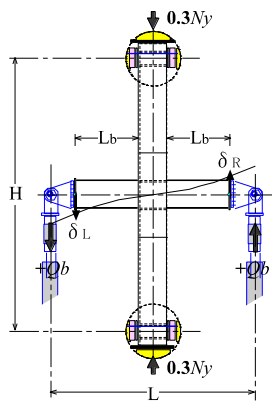
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル} \gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

$\theta_c$ : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

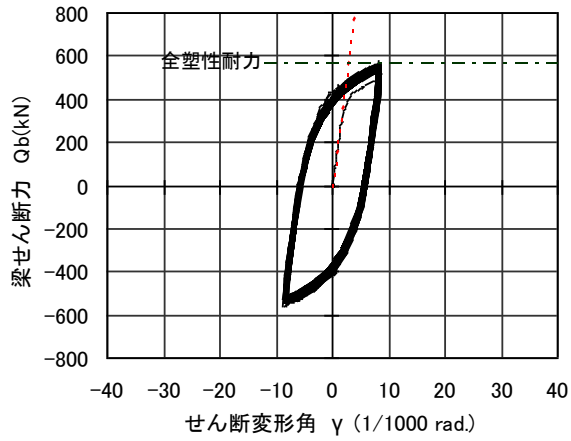
$\delta_b$ :  $\delta_{Rb}$  と  $\delta_{Lb}$  の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

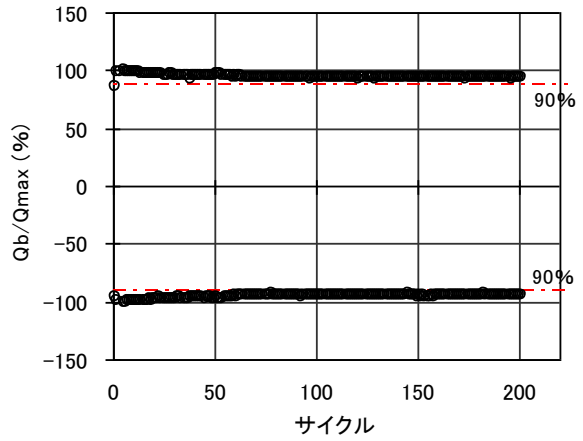
$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

$\theta_b$ : 柱面の局部変形による傾き

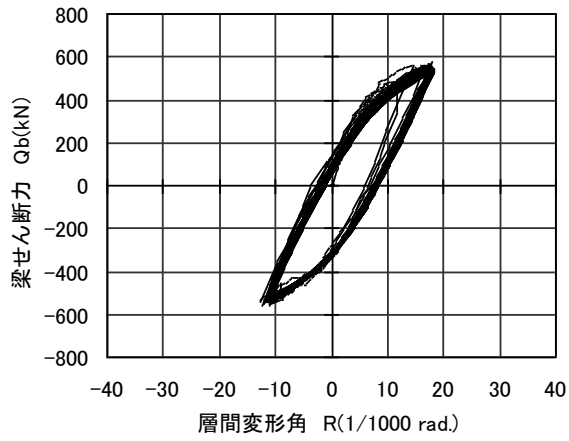
図 2.5.1-6 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-A-8)



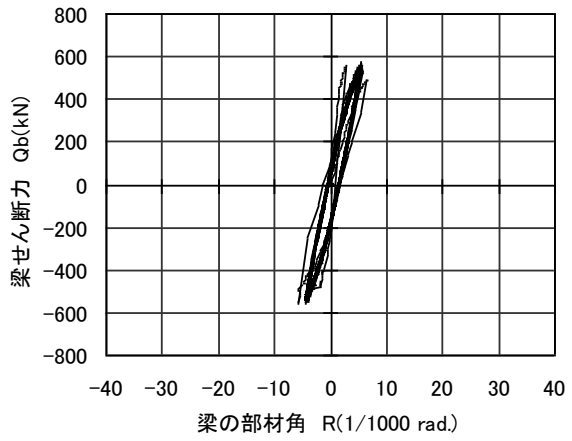
(a) パネルのせん断変形角



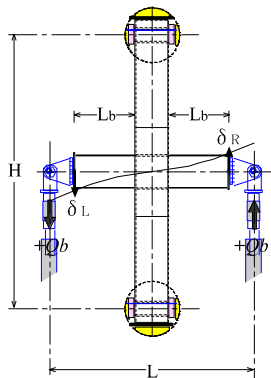
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

$\theta_c$ : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

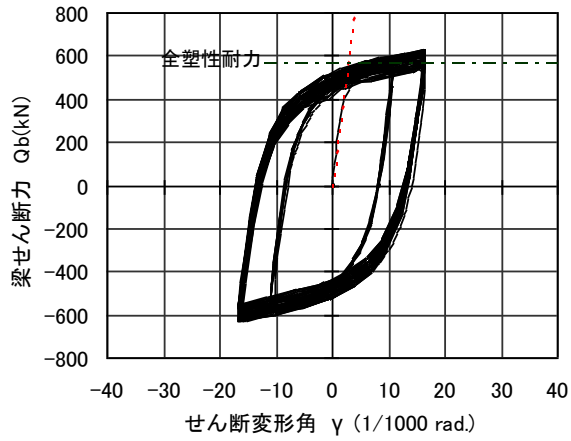
$\delta_b$ :  $\delta_{Rb}$  と  $\delta_{Lb}$  の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

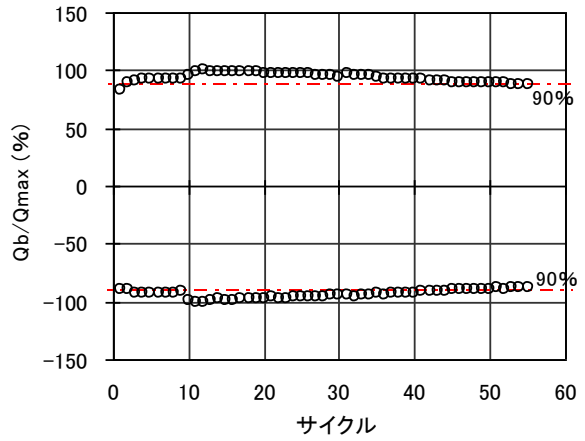
$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

$\theta_b$ : 柱面の局部変形による傾き

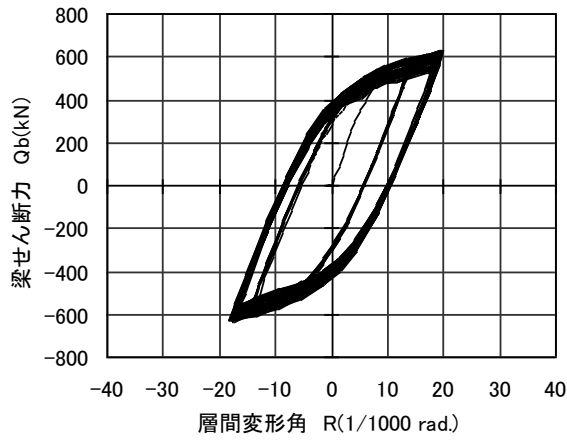
図 2.5.1-7 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-C-3)



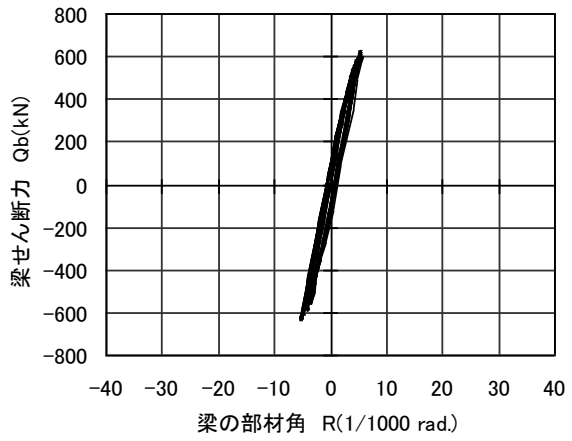
(a) パネルのせん断変形角



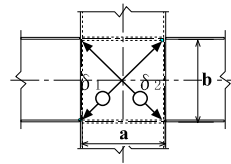
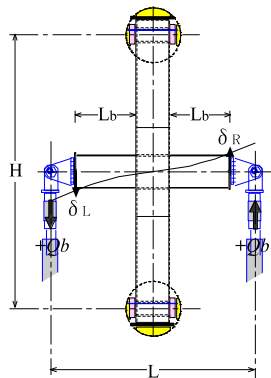
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

$\theta_c$ : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

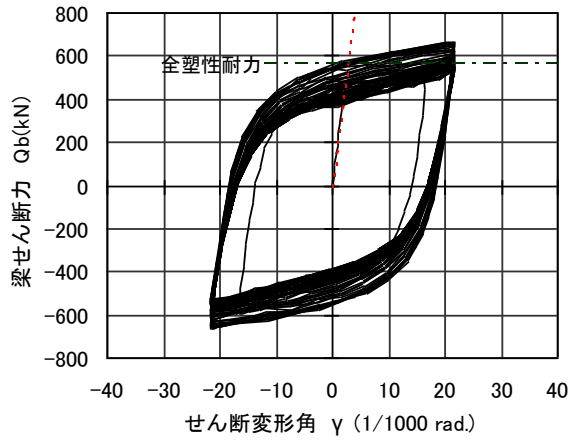
$\delta_b$ :  $\delta_{Rb}$  と  $\delta_{Lb}$  の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

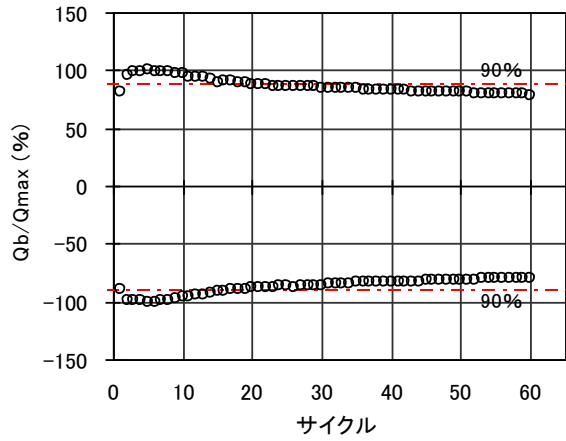
$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

$\theta_b$ : 柱面の局部変形による傾き

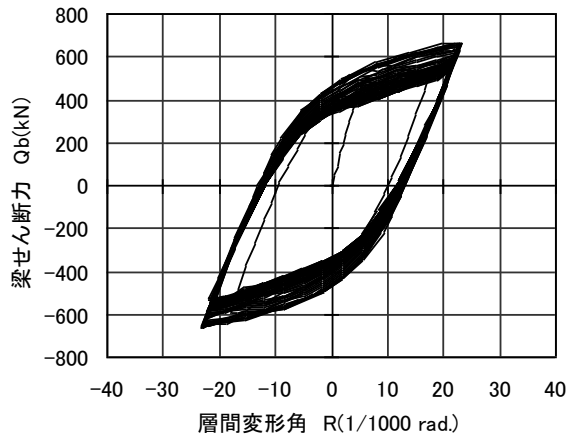
図 2.5.1-8 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-C-6)



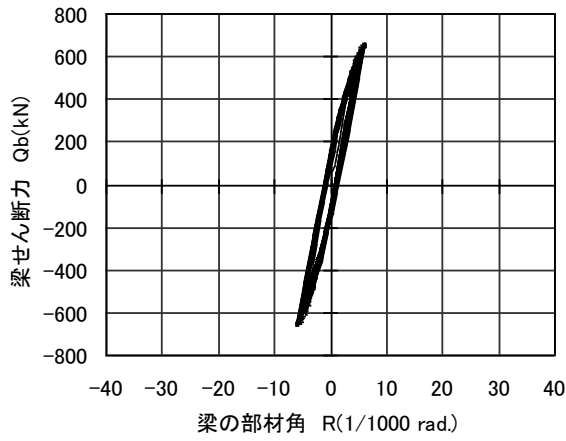
(a) パネルのせん断変形角



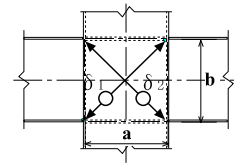
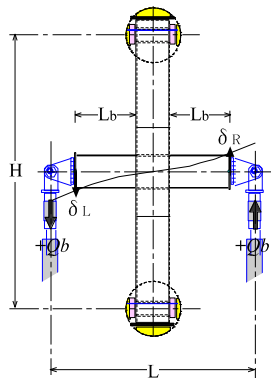
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

$\theta_c$ : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

$\delta_b$ :  $\delta_{Rb}$  と  $\delta_{Lb}$  の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

$\theta_b$ : 柱面の局部変形による傾き

図 2.5.1-9 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-C-8)

### 3) 多数回繰り返し特性

図 2.5.1-10 に疲労曲線を示す。図中の直線は既往の研究<sup>2.5.1-2)</sup>に基づく結果である。これによれば、鋼種 LY100, LY225 のせん断パネル(H 形断面相当)の疲労試験に対する疲労曲線は幅厚比毎に次式で示されている。

$$\gamma = 0.156 \cdot N^{-0.408} \quad (\text{幅厚比 } 30\sim 33) \quad (2.5.1-1)$$

$$\gamma = 0.0825 \cdot N^{-0.355} \quad (\text{幅厚比 } 38\sim 42) \quad (2.5.1-2)$$

ここに $\gamma$ :パネルのせん断変形角(片振幅)(rad.)

$N$ :最大耐力の 90%低下時の繰返し回数

図中のプロットは実験結果を示し、矢印は 90%耐力に達していない結果である。なお、ここでは既往の研究との整合を図るためパネルの幅厚比を内法により求めている。

試験体 B-AA-8 は柱の破壊が先行したため、試験体 B-A-8 は梁の破断が先行したためパネルが 90%耐力になるまでの正確な繰返し数は不明である。既往の研究には幅厚比の小さなものについてはデータがないため、参考にもっとも幅厚比の小さい結果(30~33)を実線で示す。

試験体 B-C シリーズは図中の点線に対応するが、鋼種が異なることもあるが、やや下側の結果となっている。90%耐力の確認ができた試験体 B-C-6, B-C-8 で近似線を求めると、次式で表わされ、図中に一点鎖線で示す。

$$\gamma = 0.0646 \cdot N^{-0.383} \quad (\text{幅厚比 } 39.7) \quad (2.5.1-3)$$

試験体 B-C-3 は 90%耐力を確認できなかったため、(2.5.1-3)式を用いて試験体 B-C-3 の繰返し数を求めると 221 回となる。

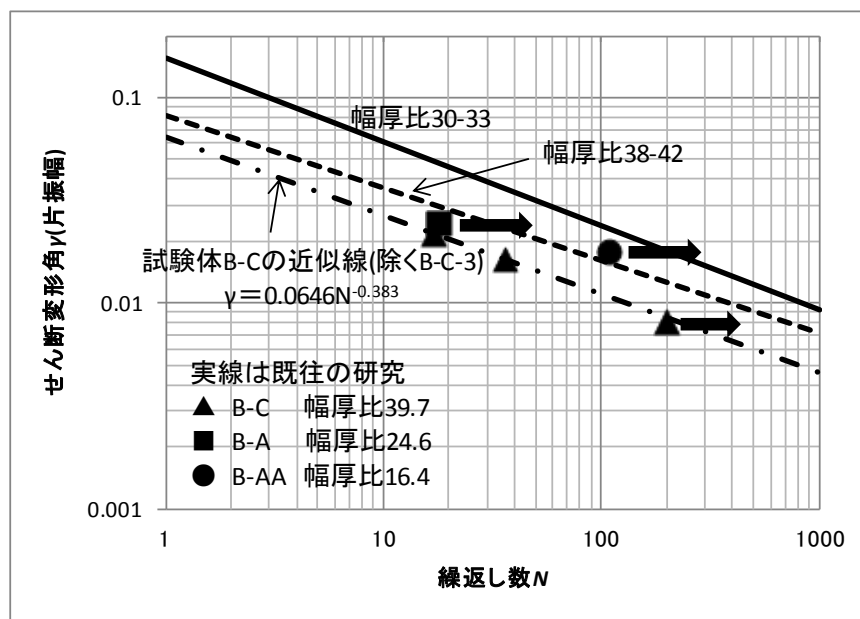


図 2.5.1-10 疲労曲線



#### 4) その他特記すべき特性

図 2.5.1-11~2.5.1-20 に各試験体の梁のせん断力と柱梁接合部パネルのせん断ひずみの関係を示す。

図 2.5.1-21~2.5.1-25 に各試験体の梁のせん断力と柱および梁のひずみの関係を示す。(a)は柱の曲げひずみを, (b)は柱の軸ひずみを, (c)は梁の曲げひずみを示す。

図 2.5.1-26 に試験体 B-AA-5, B-A-8 の梁のせん断力と柱の軸方向変位の関係を示す。

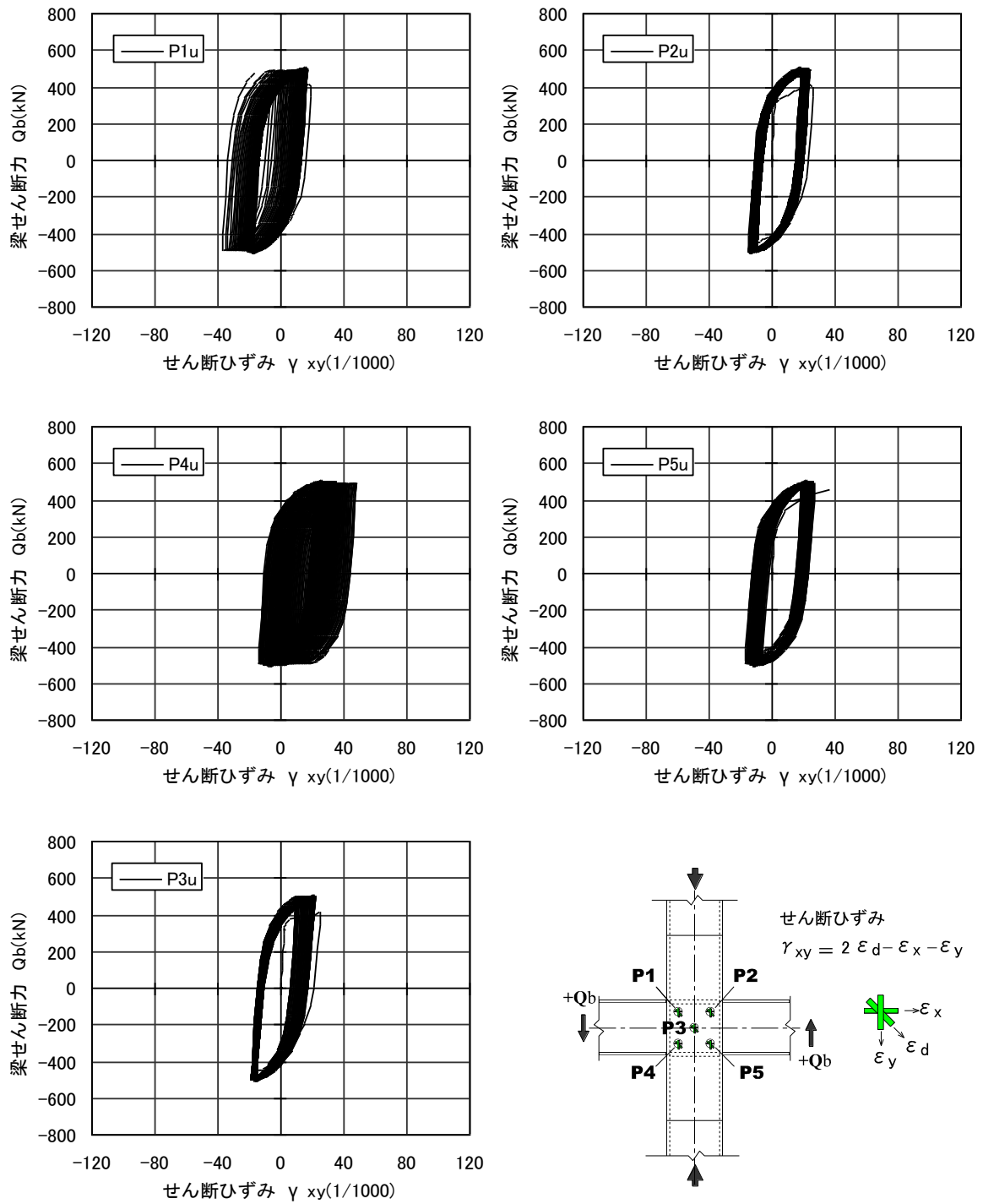


図 2.5.1-11 梁のせん断力-せん断ひずみ関係 (試験体 B-AA-5: 上面)

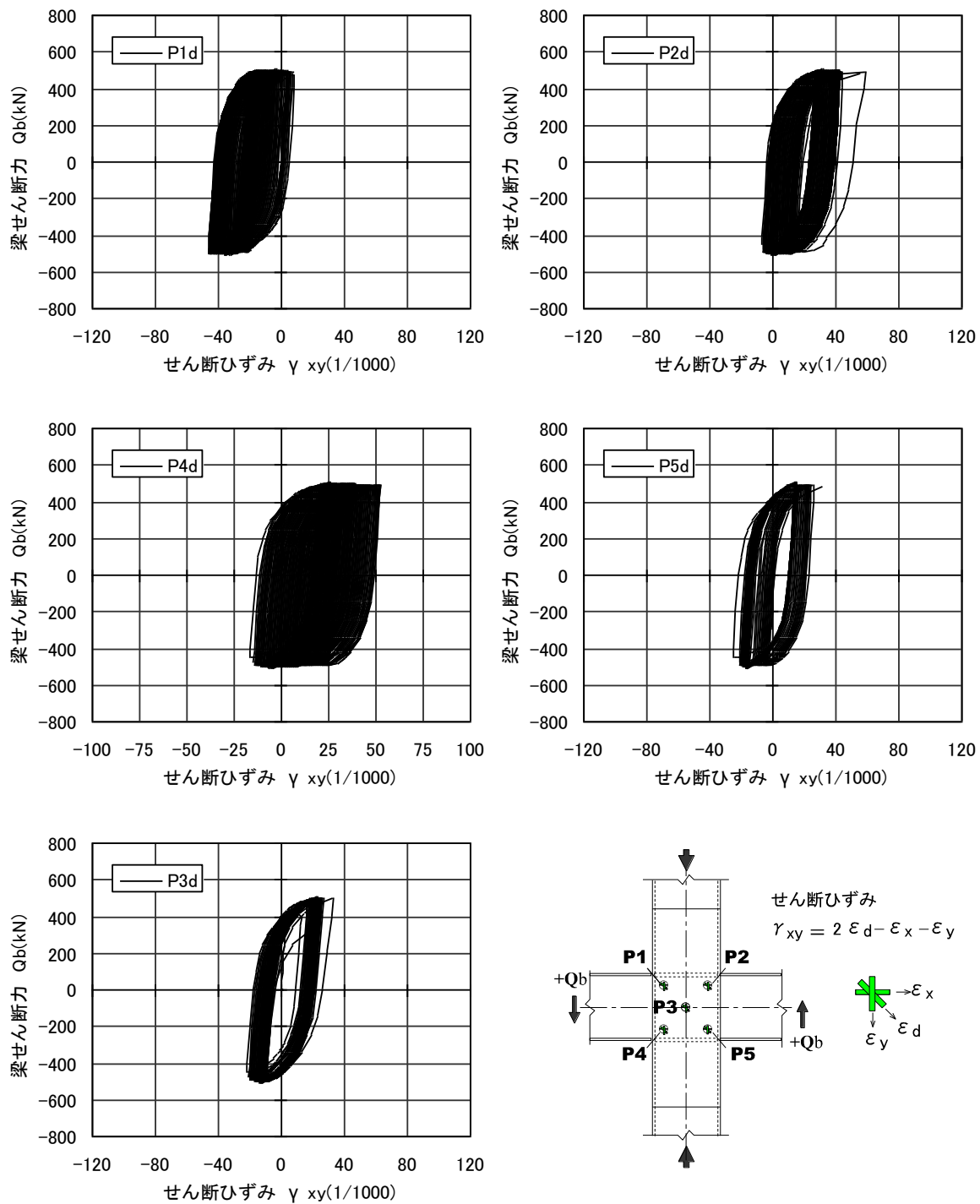


図 2.5.1-12 梁のせん断力-せん断ひずみ関係 (試験体 B-AA-5: 下面)

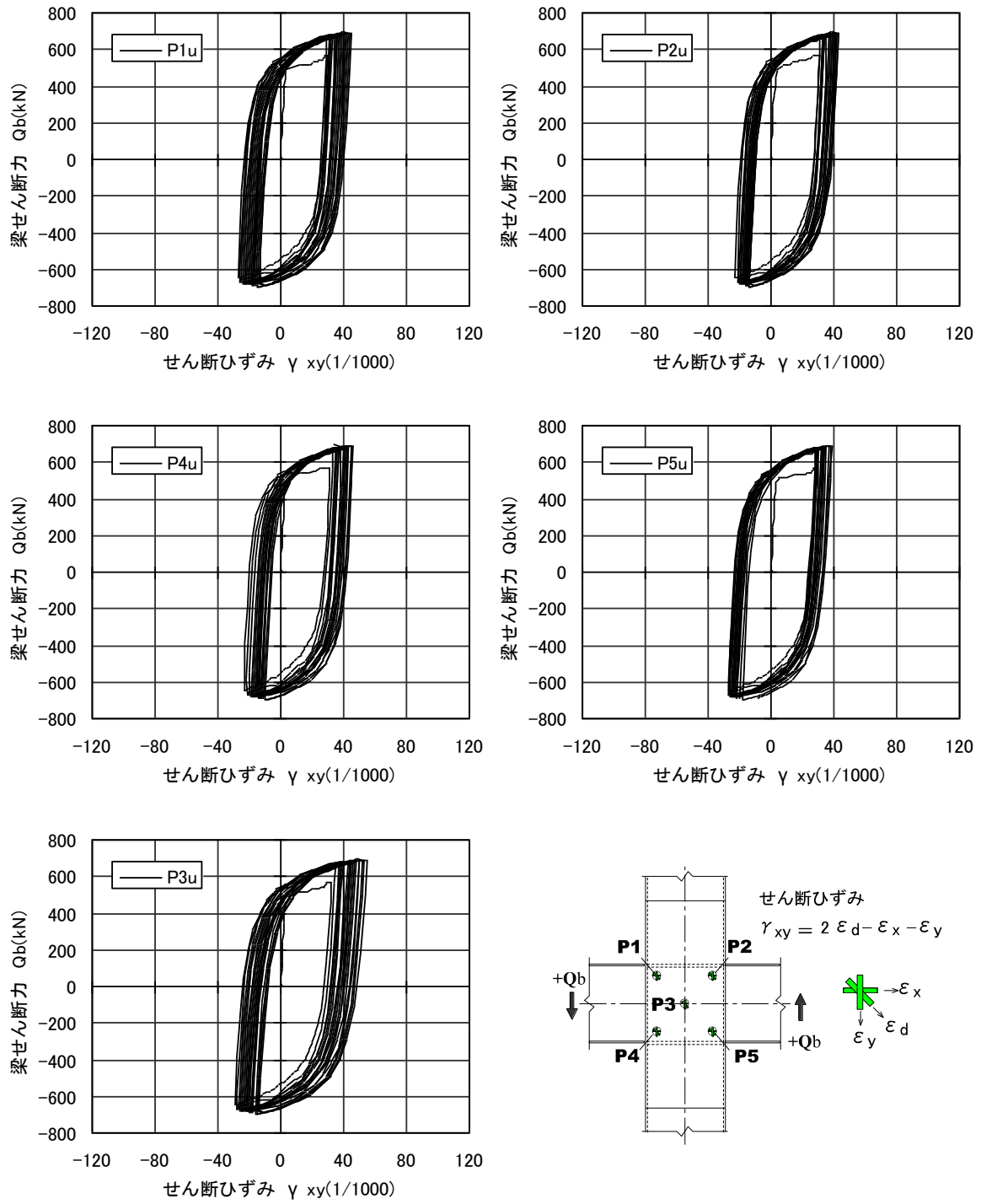


図 2.5.1-13 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-A-8: 上面)

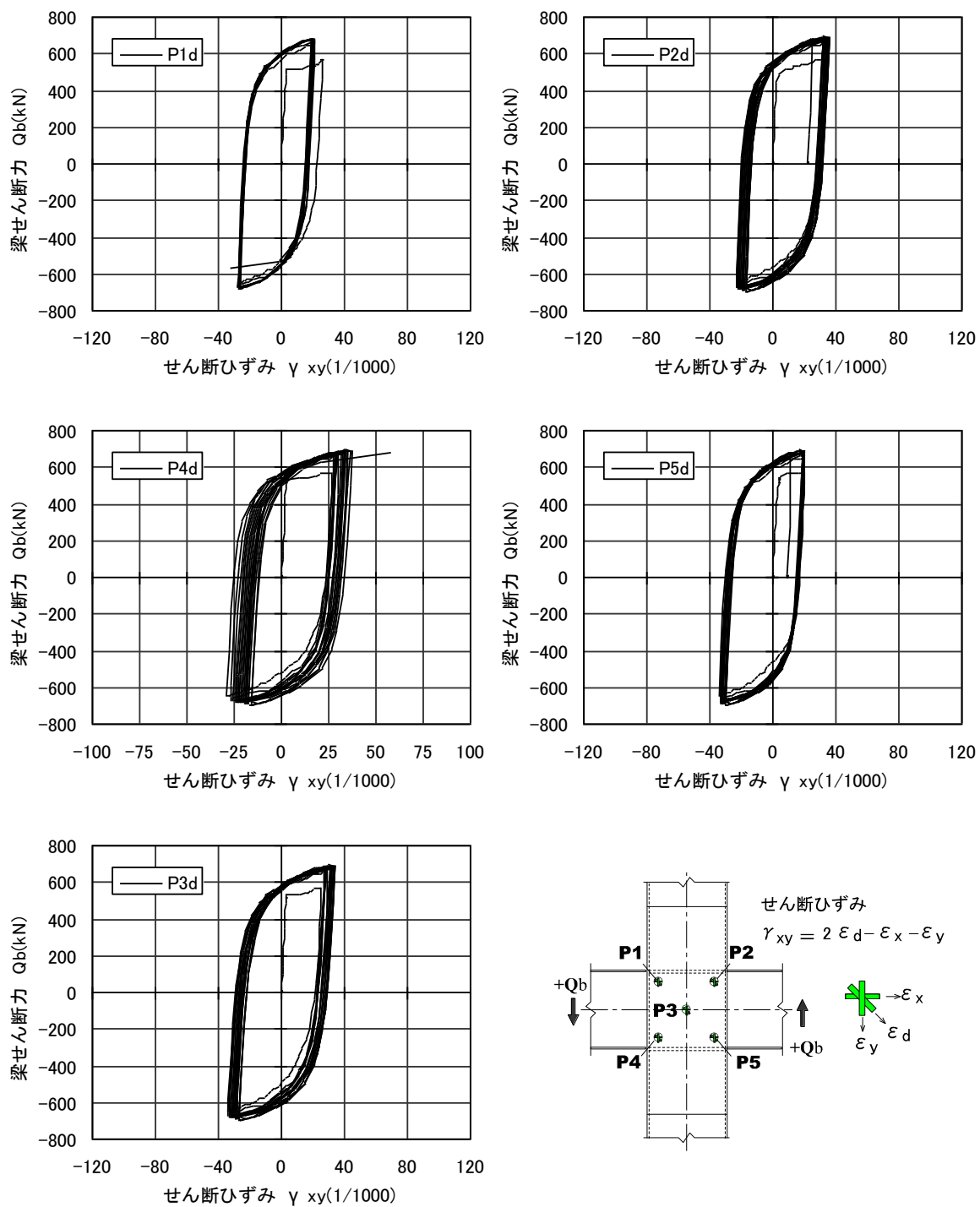


図 2.5.1-14 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-A-8: 下面)

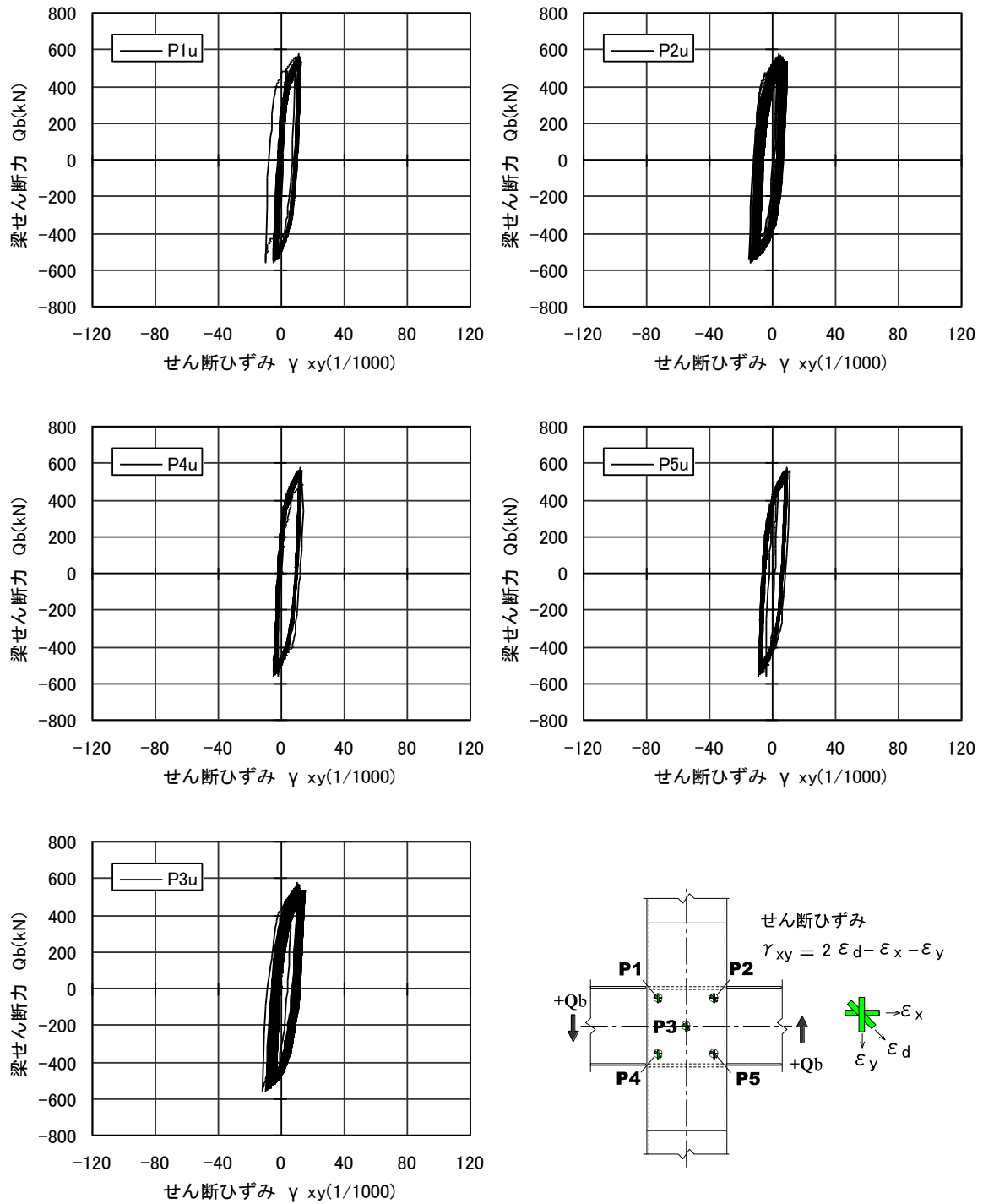


図 2.5.1-15 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-3: 上面)

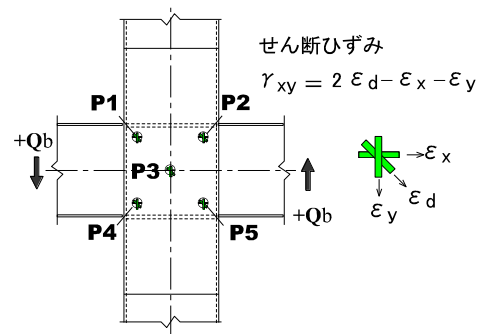
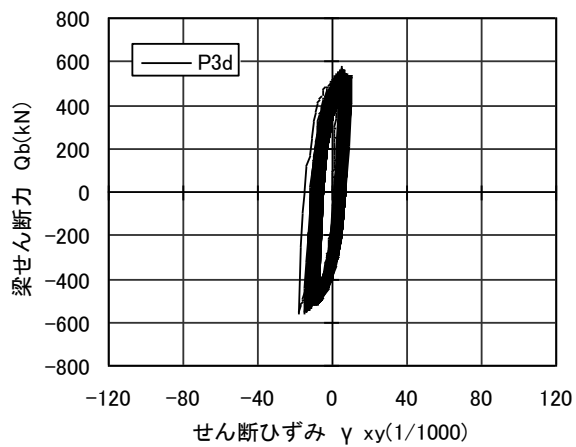
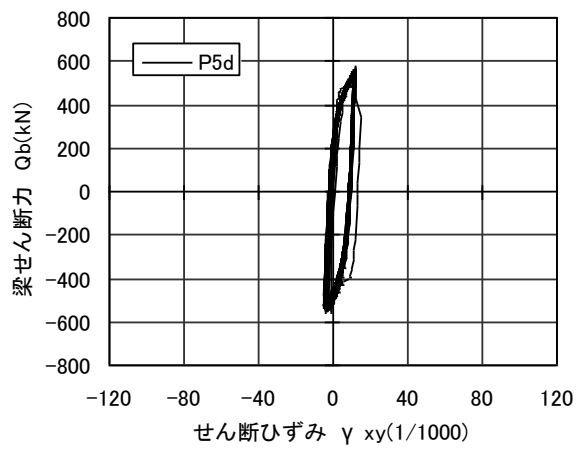
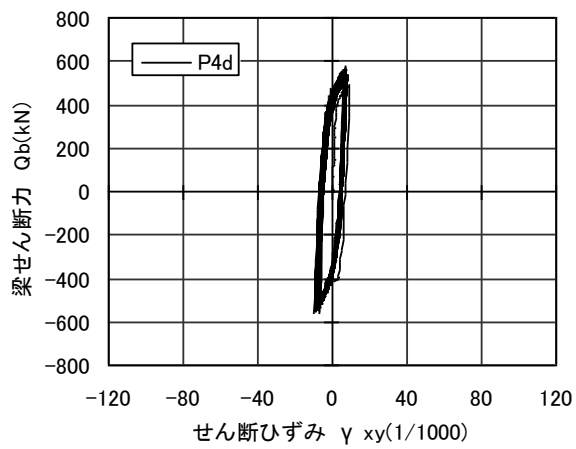
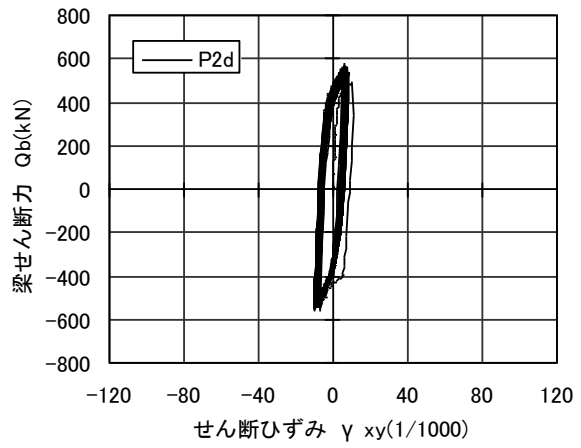
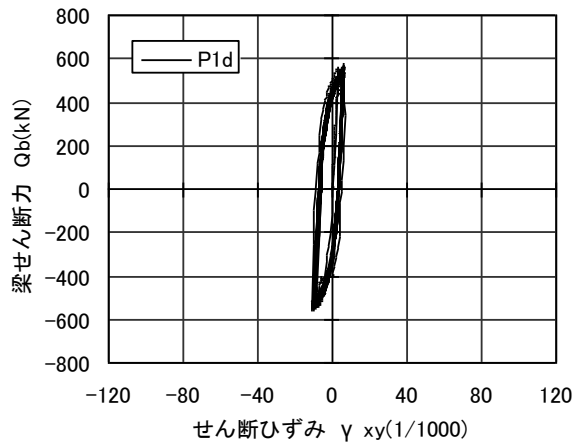


図 2.5.1-16 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-3: 下面)

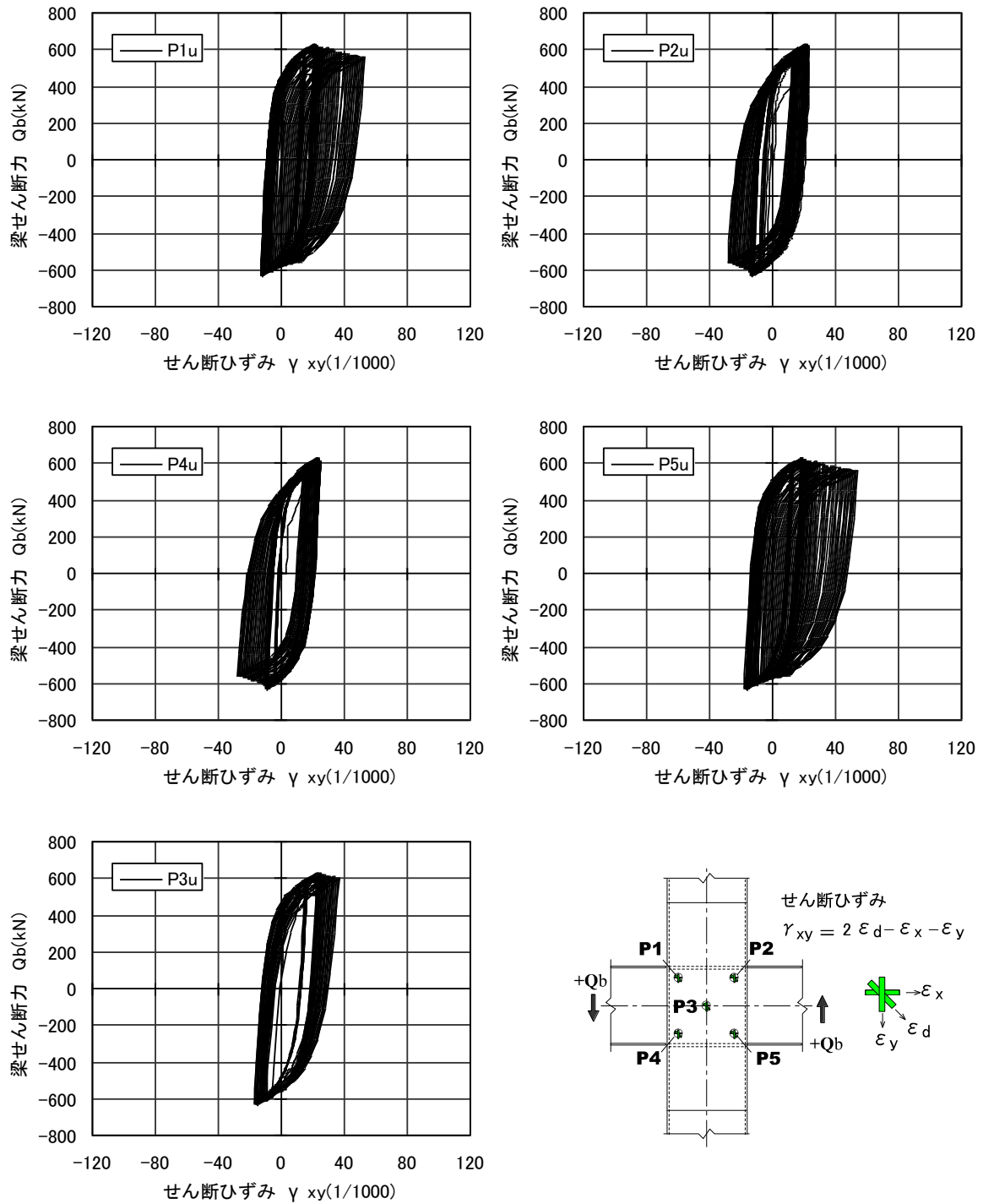


図 2.5.1-17 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-6: 上面)



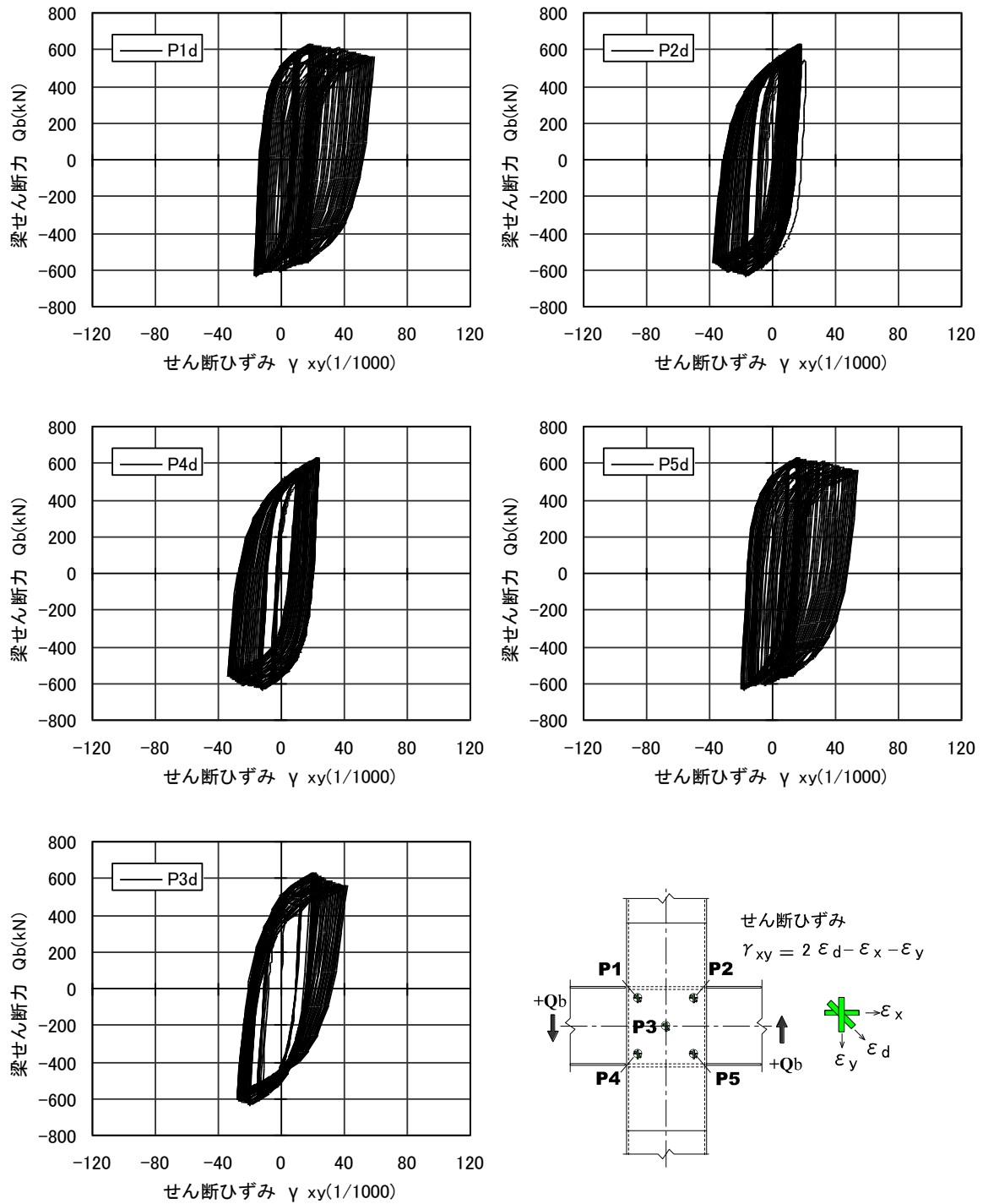


図 2.5.1-18 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-6: 下面)

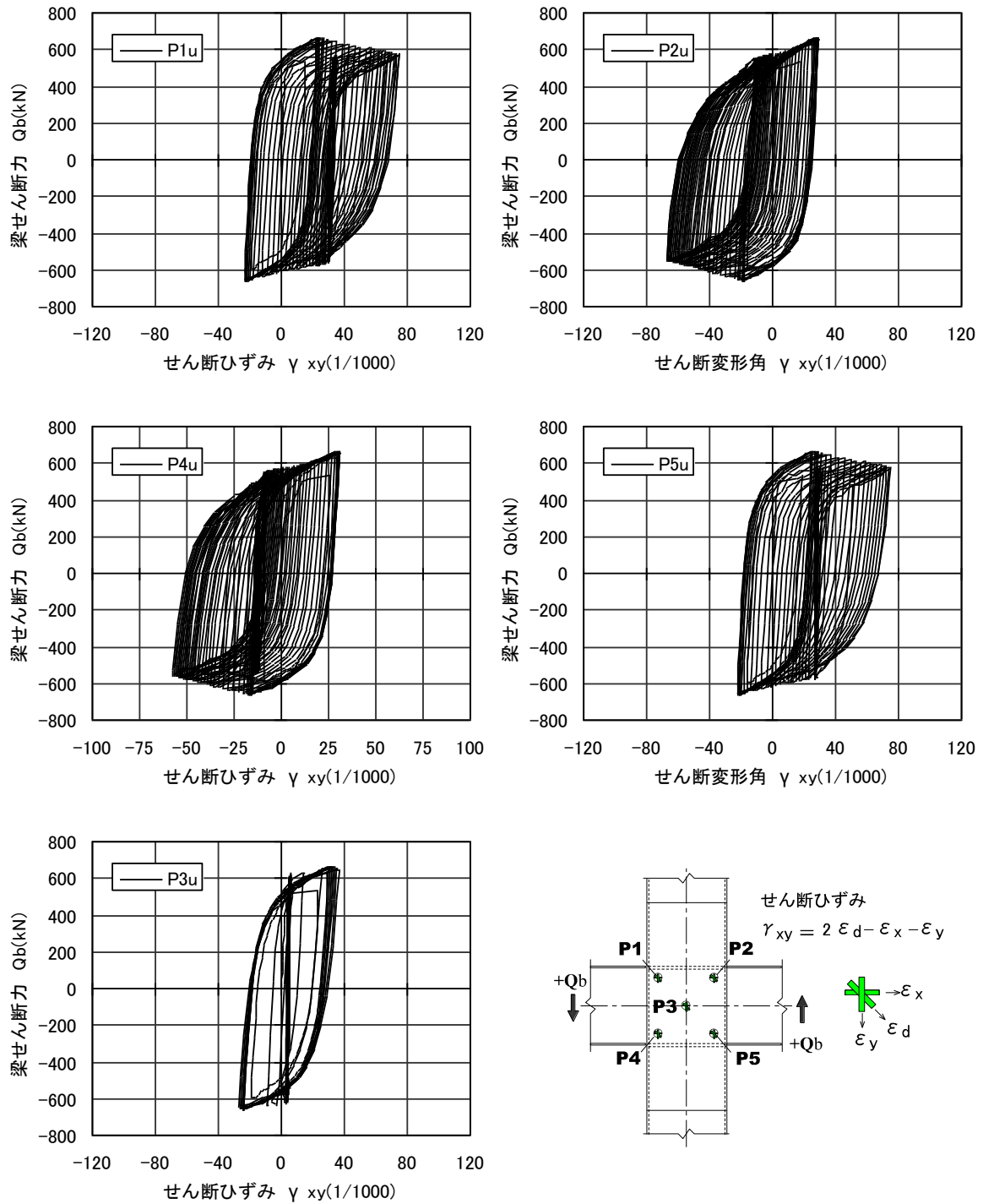


図 2.5.1-19 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-8: 上面)

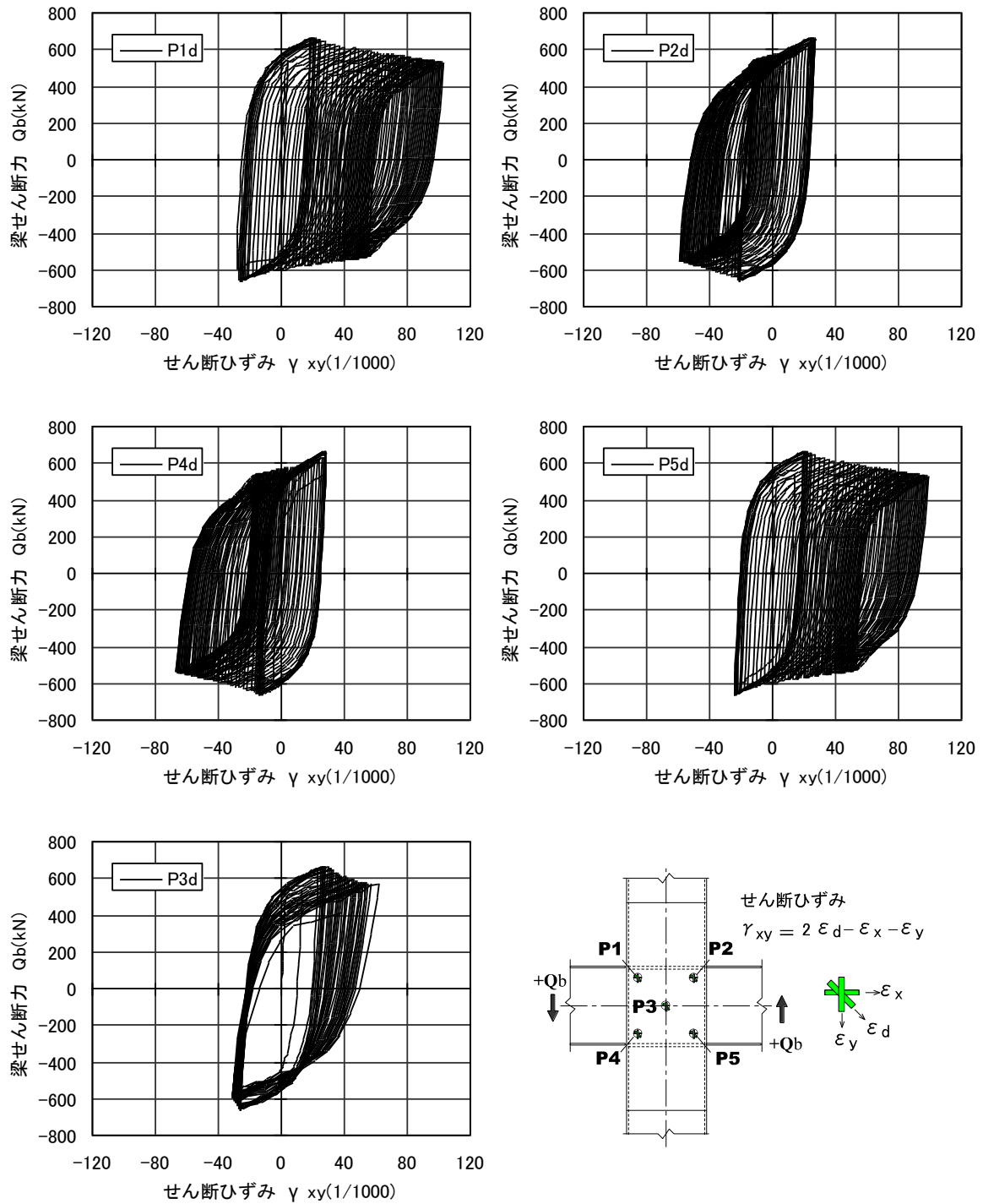
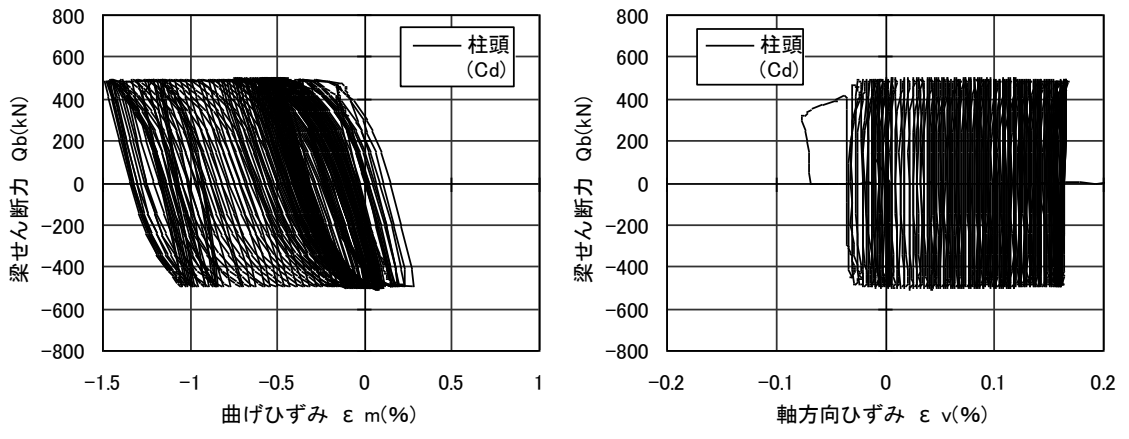
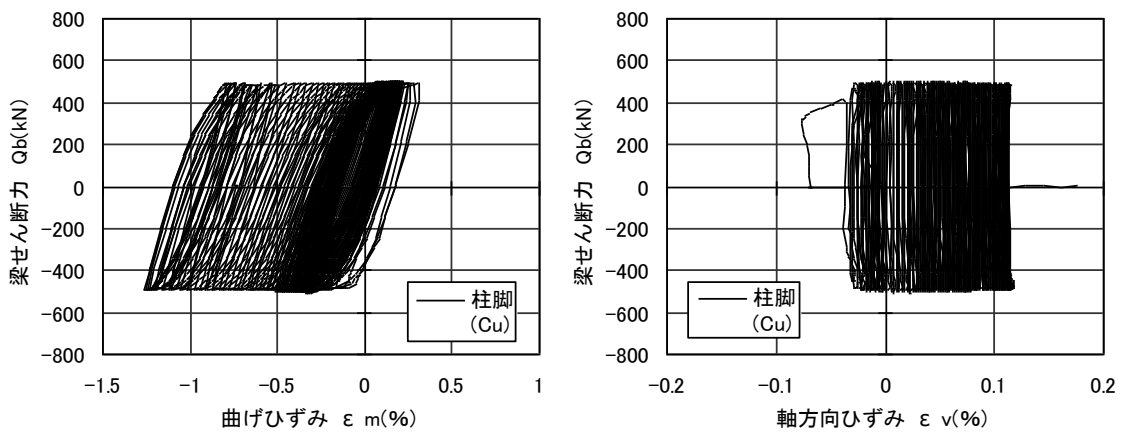
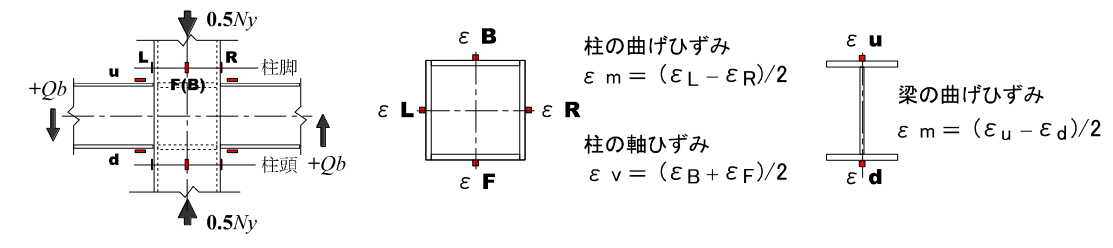
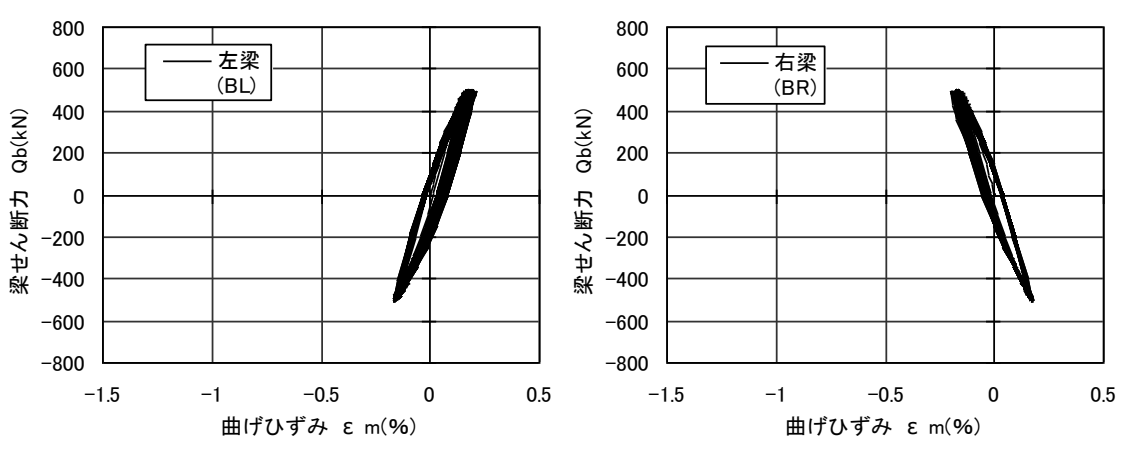


図 2.5.1-20 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-8: 下面)



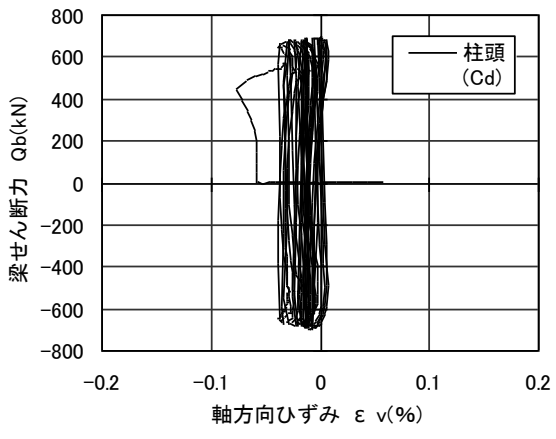
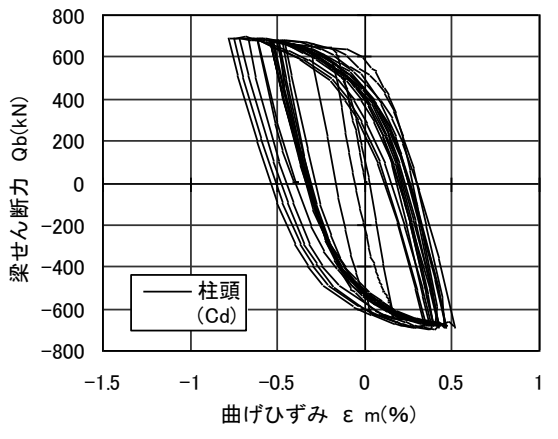
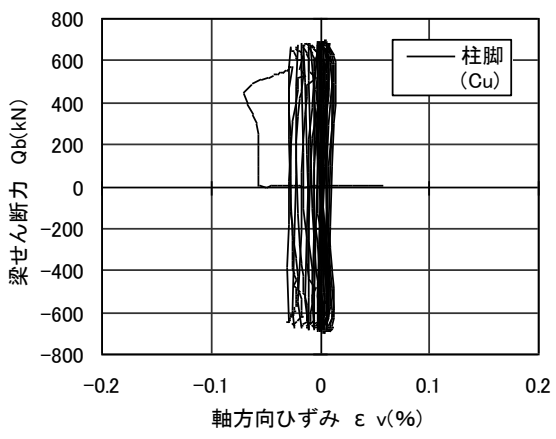
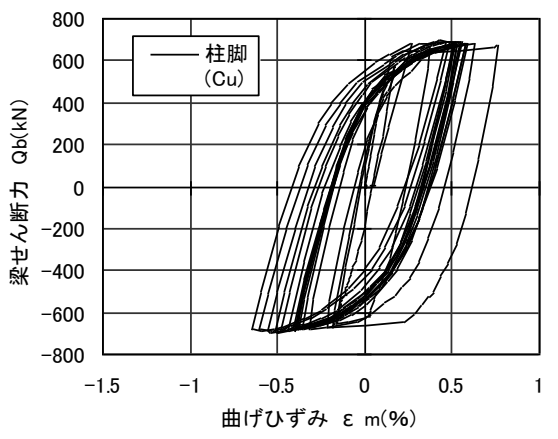
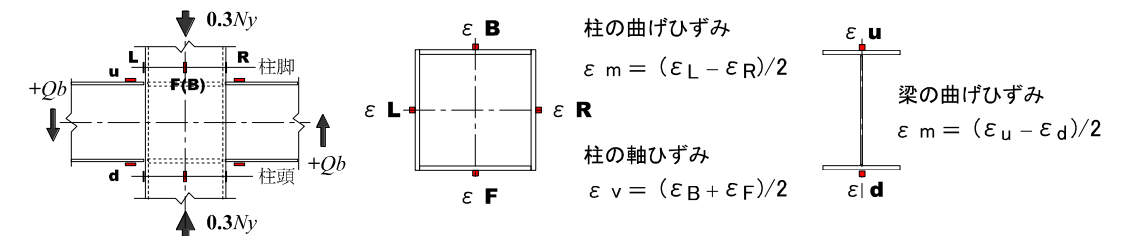
(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



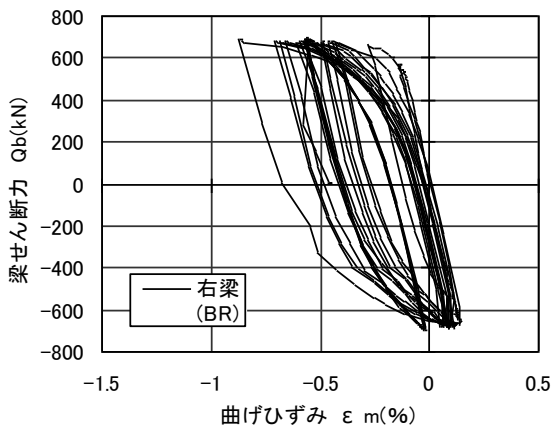
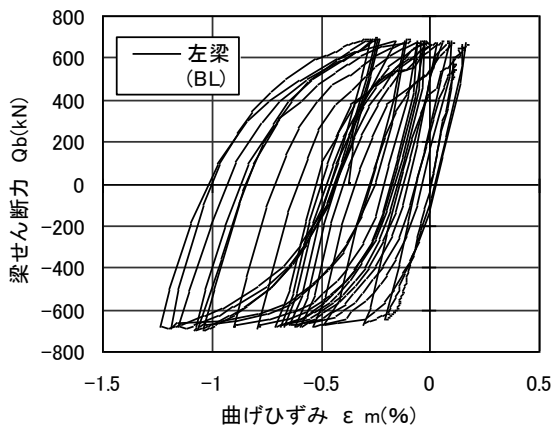
(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-21 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-AA-5)



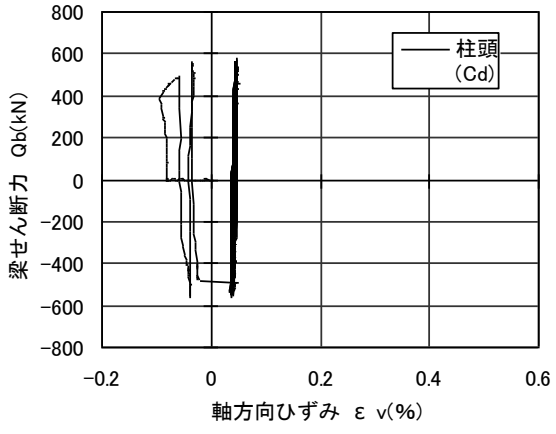
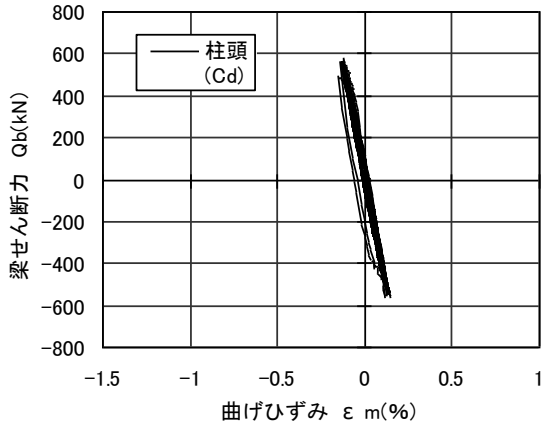
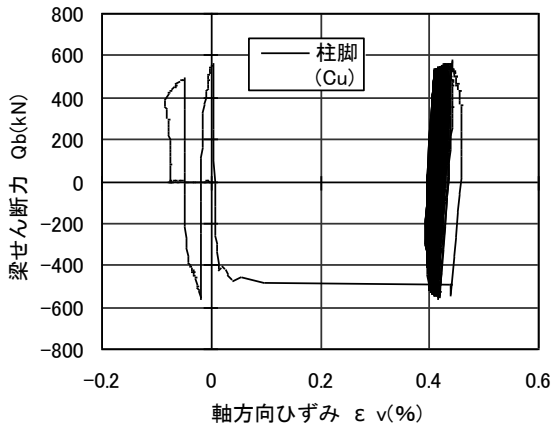
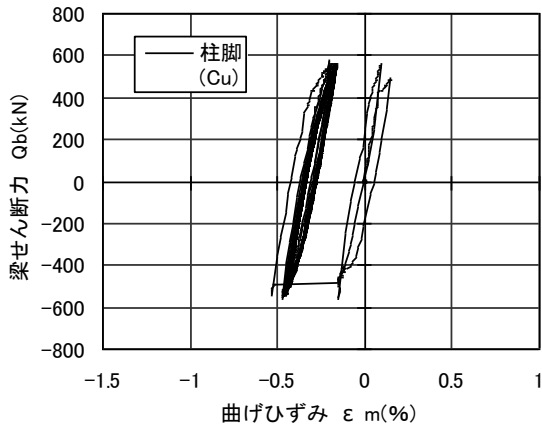
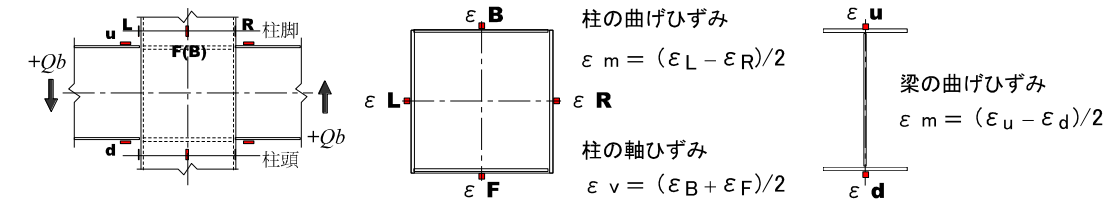
(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



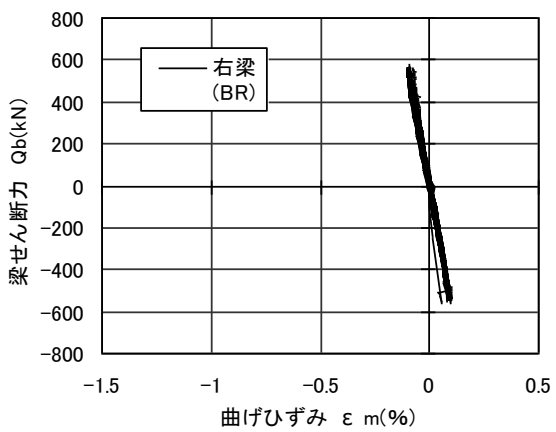
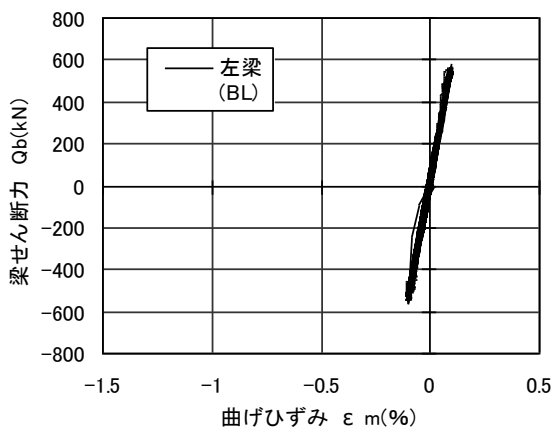
(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-22 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-A-8)



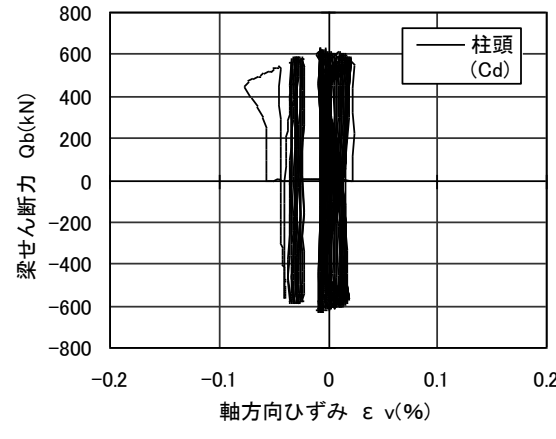
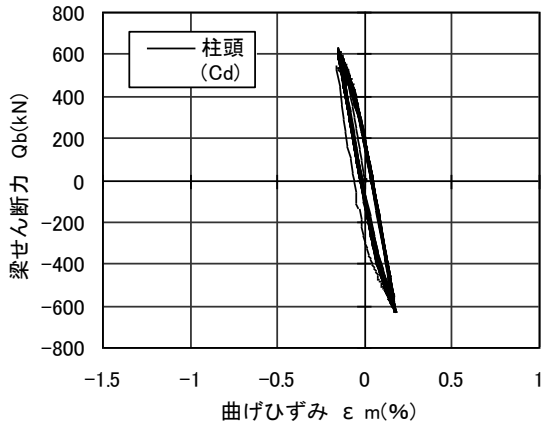
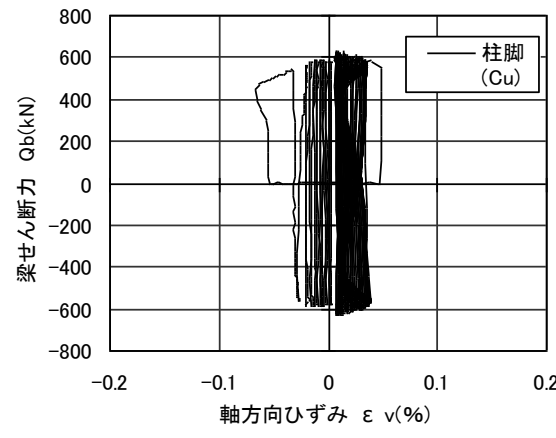
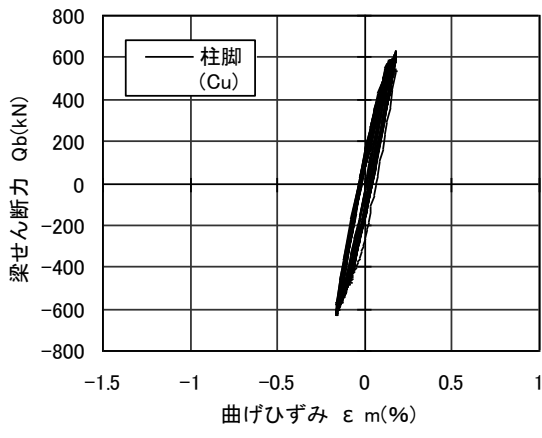
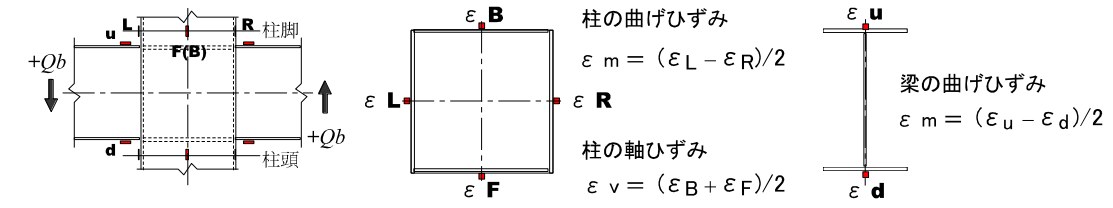
(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



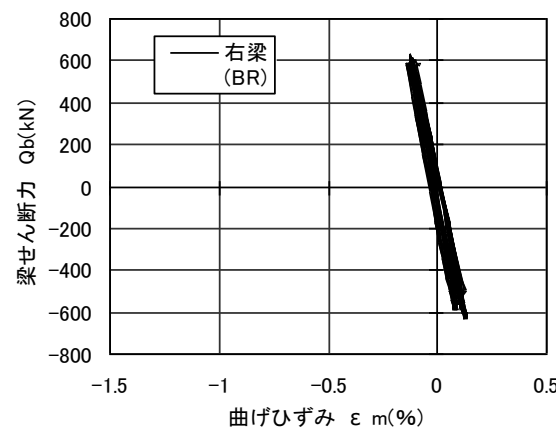
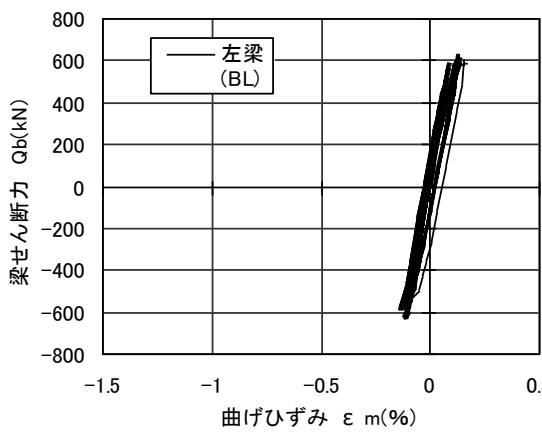
(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-23 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-C-3)



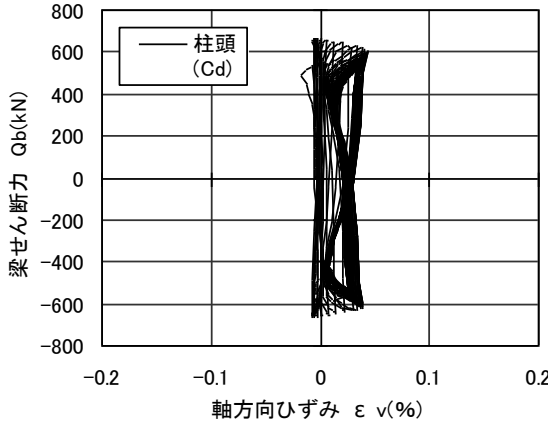
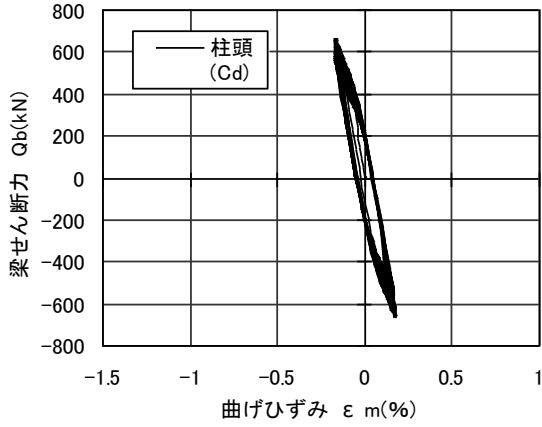
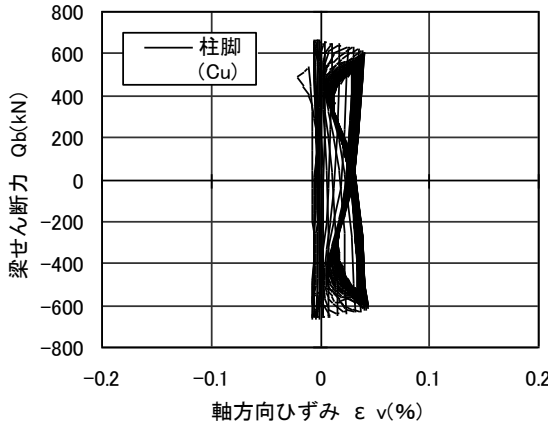
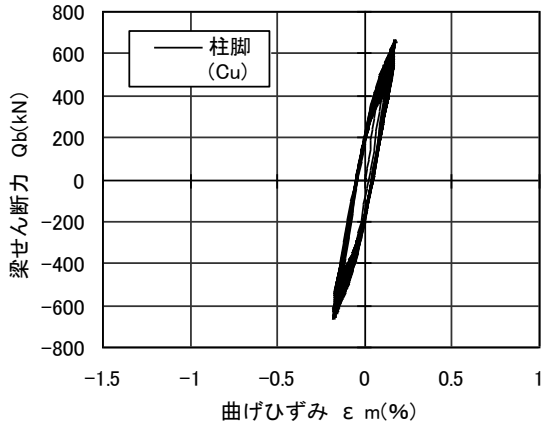
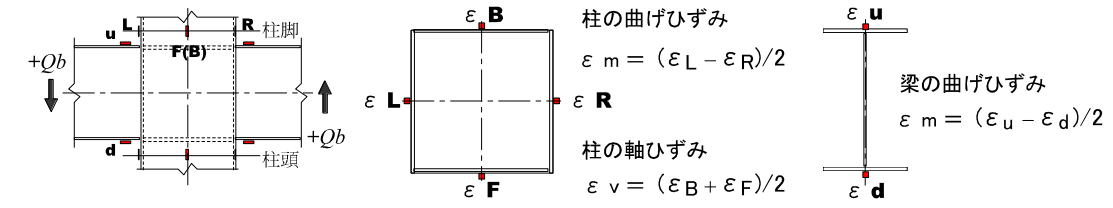
(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



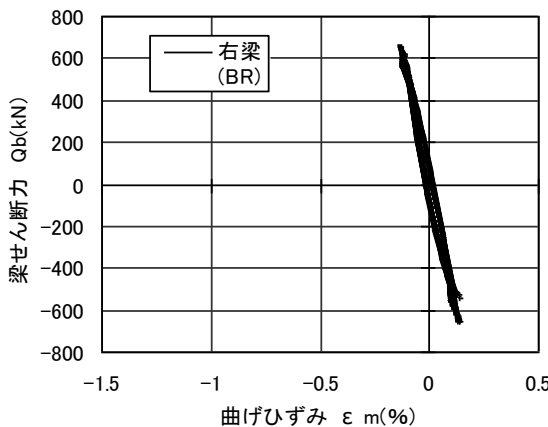
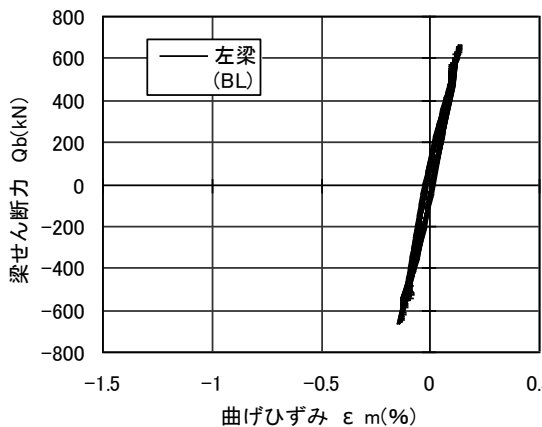
(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-24 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-C-6)



(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-25 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-C-8)



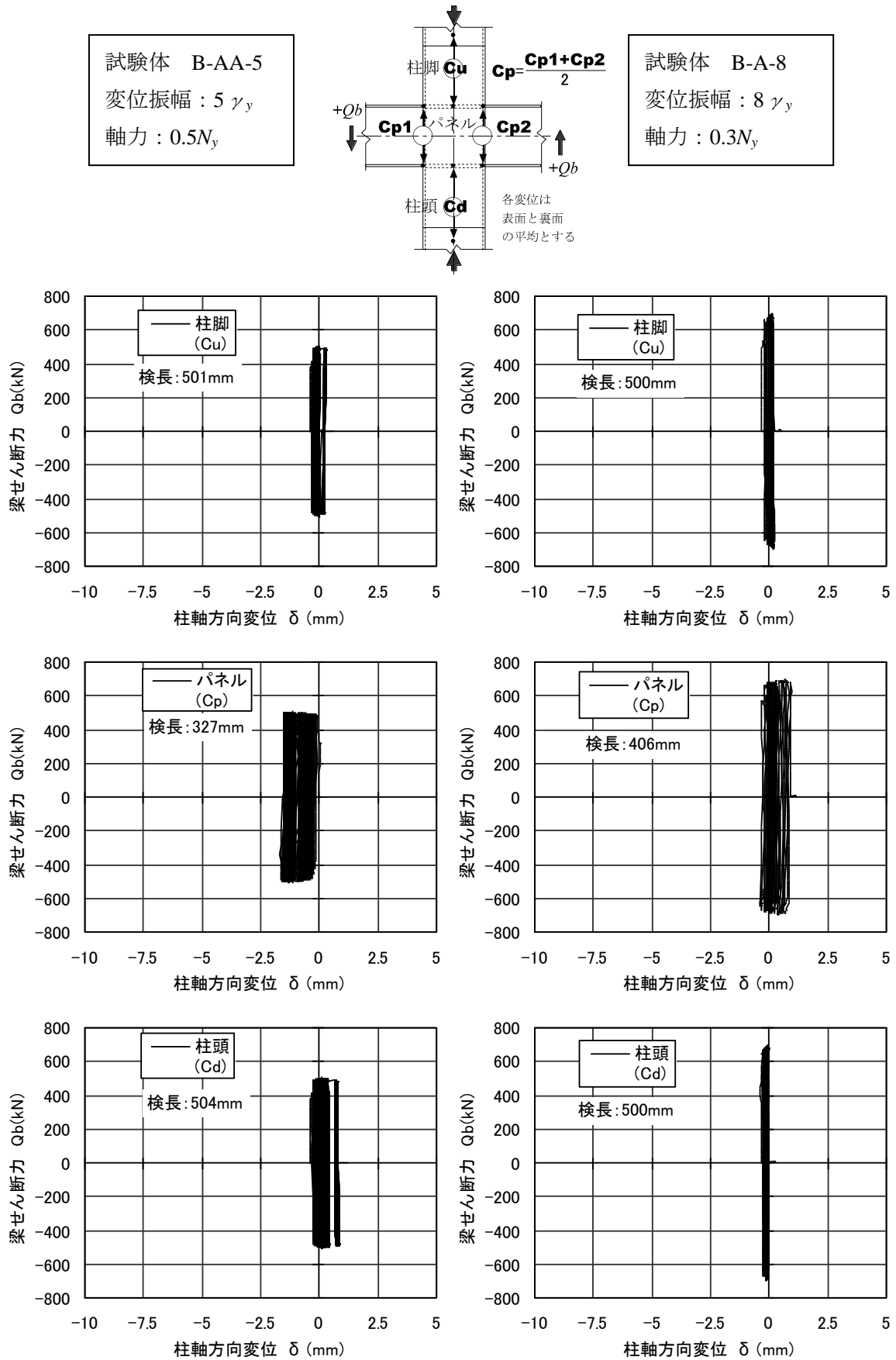


図 2.5.1-26 梁のせん断力-柱の軸方向変位関係 (試験体 B-AA-5, B-A-8)

## (5) 結論ならびに今後の課題

長周期地震動を受ける超高層鉄骨造に関して柱梁接合部パネル部が多数回の塑性ひずみ履歴振幅を受ける場合の構造特性(低サイクル疲労特性)を把握することを目的に、柱断面形状を箱形断面とし、パネル幅厚比、変位振幅をパラメータとした載荷実験を実施した。以下に得られた成果を示す。

- 1) 幅厚比 FA ランク、軸力比 0.5、変位振幅を  $5\%$  とした試験体では、110 サイクルの正載荷時に接合部近傍の柱に局部座屈を生じ、柱の破壊が先行し終局に至った。
- 2) 幅厚比 FB ランク、軸力比 0.3、変位振幅を  $8\%$  とした試験体では、19 サイクルの正載荷時に梁端フランジが破断し、載荷を終了した。18 回の繰返し載荷時の耐力は、最大耐力の 97% であった。
- 3) 幅厚比 FD ランク、軸力比を 0.5、変位振幅を  $3\%$  とした試験体では、2 サイクル目の負載荷側で柱に局部座屈を生じた。その後、軸力比を 0.0 として載荷を実施し、繰返し回数 200 回まで耐力が低下しなかったため、加力を終了した。
- 4) 幅厚比 FD ランクの試験体では、軸力比を 0.3、変位振幅を  $4\%$  として 9 サイクル載荷した後、軸力比を 0.0、変位振幅を  $6\%$  として繰返し回数 45 回で最大耐力の 90% となった。
- 5) 幅厚比 FD ランク、軸力比 0.0、変位振幅を  $8\%$  とした試験体では、繰返し回数が 17 回で耐力が最大耐力の 90% となった。
- 6) 幅厚比が小さくなるにつれ疲労特性は良くなる傾向にあり、既往の研究と同様の傾向が得られた。
- 7) 幅厚比が大きい試験体は、幅厚比が FD ランク相当であり、与えたせん断変形角も実用上では過大となる  $1/122(3\%)$  の変形を与えたが、200 回以上の繰返し載荷に対しても耐力低下が見られず、耐震上十分な疲労性能が確認できた。
- 8) 幅厚比が小さくなることで疲労性能は向上する。
- 9) 載荷振幅の増加により柱梁接合部パネルの疲労限の回数は減少するが、パネル部分の耐力上昇や軸力により、柱や梁の応力が高くなり破壊が他の部位に移行する可能性が高くなる。

変形の程度にもよるが、実験により柱梁接合部パネルの塑性化後の耐力上昇により、柱や梁の耐力、疲労特性への影響がみられた。これは、柱梁接合部パネルの疲労特性を把握するためにパネルのせん断変形角の振幅を  $1/100$  より大きくしたためである。せん断パネルの疲労曲線<sup>2.5.1-2)</sup>から、柱梁接合部パネルの小振幅( $1/100$  未満)時の疲労寿命を推定できると考えられるので、柱や梁の疲労寿命と比較することにより、柱梁接合部パネルの健全性を評価することになる。

今後の課題としては、実建物の柱、梁、柱梁接合部パネルのプロポーシオンを考慮した中で、柱梁接合部パネルと柱や梁の不安定問題について検討することが考えられる。

<参考文献>

- 2.5.1-1) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針, 丸善, 2006.03
- 2.5.1-2) 日本建築学会 荷重運営委員会 繰返し荷重効果小委員会:シンポジウム 風と地震による繰返し荷重効果と疲労損傷, 2004
- 2.5.1-3) 日本建築学会:鋼構造座屈設計指針, 技報堂, 1996, pp.170-177

## 2.5.2 柱梁接合部部分架構の多数回繰り返し繰り返し載荷実験

### (1) 背景・目的

これまでの本調査検討では、構造要素として①梁、②梁端、③柱および④接合部パネルに着目し、それらを模した試験体に対して多数回繰り返し実験が実施された。これらのうち、梁端接合部の破断に着目した多数回繰り返し実験の結果を図 2.5.2-1 に示す。この図は、縦軸に塑性率振幅( $\delta/\delta_p$ )、横軸に梁端梁フランジの破断寿命( $N_f$ )の関係を示している。また、同図中には既往の定変位繰り返し実験のうち、従来型スカラップ(耳形もしくは 1/4 単円)の結果(2.5.2-1)・(2.5.2-2)も示している。

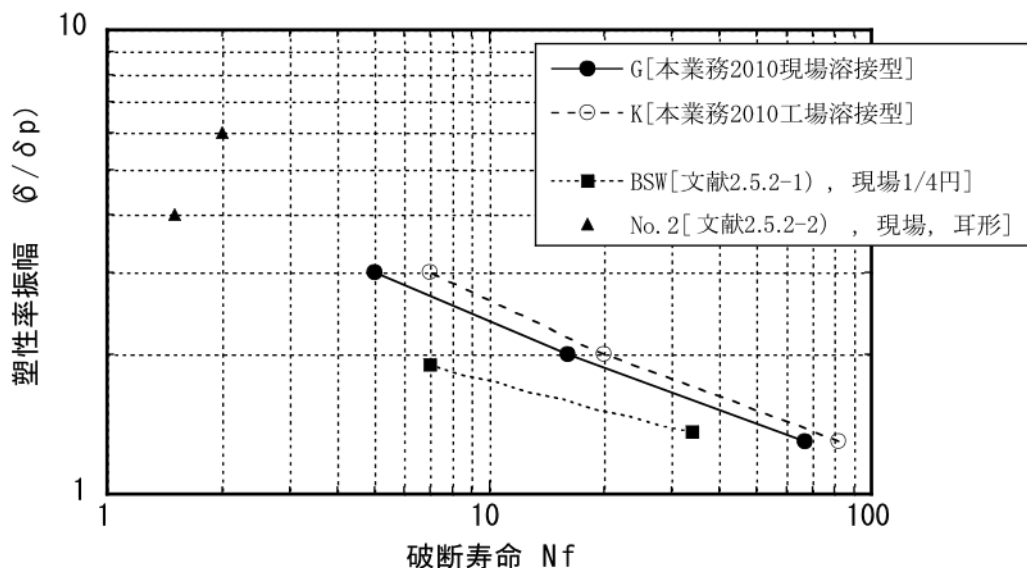


図 2.5.2-1 本業務(2010 年度)および既往の文献における塑性率と破断寿命の関係(従来型スカラップ)

文献 2.5.2-2)の試験体シリーズを除き、図は各実験シリーズともに右下がりの傾向にあり、昨年度の本業務で実施した試験体は (G) および (K) それぞれ両対数軸上でほぼ線形関係にある。しかしながら、昨年度本業務で実施した梁端破断の試験体はすべて T 形であるため、柱軸力や接合部パネルのせん断変形の影響が含まれていない。

そこで、ここでは柱梁接合部部分架構の多数回繰り返し繰り返し載荷実験として、下記の点に着目して実験を実施し、多数回繰り返しに関する力学性能へ及ぼす各パラメータの影響を把握することを目的として実施した。なお、各パラメータは、2.1 節の「実態調査」の結果に基づき設定している。

- ①試験体形状は十字形部分架構骨組とし、柱軸力の導入および両端の梁への逆対称加力とする。軸力は、柱の降伏軸力に対し 0.3 とする。
- ②梁端の破壊挙動に及ぼす接合部パネルのせん断変形の影響を把握するため、パネル-梁耐力比をパラメータとする。文献 2.5.2-3)によると、接合部パネルのせん断変形によって梁端フランジに 2 次曲げが生じ、梁端の破断に影響を及ぼすことが指摘されている。パネル耐力比によっては、この影響が考えられる。
- ③梁端接合ディテールはすべて現場接合を想定し、梁フランジを突合せ溶接、ウェブを高力ボルト摩擦接合とする。その際、ウェブボルトによる曲げ耐力をパラメータとし、梁ウェブ

接合部の伝達効率による影響も把握する。また、上下ともスカラップは 35R-1/4 単一円とし、フランジとの交角は 90°とした。上フランジは外開先、下フランジは内開先とする。本実験を実施することで、日本建築学会の JASS6<sup>2.5.2-4)</sup>で示されるノンスカラップや改良型スカラップを用いた梁端接合部の力学性能に対し過小評価を与えることとなると考えられる。

④使用鋼種は、柱・梁ともに SM490A 材とし、柱は溶接組み立て箱形断面とする。

## (2) 試験体

### 1) 試験体およびパラメータ

パラメータは、パネル耐力比、加力振幅、梁端ウェブ接合部の耐力（伝達効率）とする。試験体一覧を表 2.5.2-1 に、試験体の形状・寸法を図 2.5.2-2 に示す。また、試験体の梁端接合部ディテールを図 2.5.2-3 に示す。

#### 【パラメータ】

①梁パネル耐力比  $\alpha=0.8$  及び 1.3

$\alpha$  : 梁全塑性曲げ耐力に対するパネル全塑性曲げ耐力の比。

(2.1節の実態調査では、柱梁接合部パネルの耐力に関して得られた情報は僅かであったが、梁に対する耐力比で、内梁が0.8~2.6 倍、外周梁が1.4~5.5 倍という結果であった。これより、接合部パネルの耐力が、梁や柱の耐力を下回るような設計がされている建物も存在することから、弱パネル試験体も対象とする。)

②加力振幅  $\pm 1.3\text{B}\delta\text{p}$ 、 $\pm 2.0\text{B}\delta\text{p}$ 、 $\pm 3.0\text{B}\delta\text{p}$

( $\text{B}\delta\text{p}$  : 梁の全塑性耐力に相当する弾性変形)

③梁端ディテール 梁フランジ接合 : 突合せ溶接, 35R スカラップ, スカラップ底まわし溶接あり

梁ウェブ接合 : 高力ボルト接合とする

梁端拡張なし

(梁端ディテールでは、ウェブボルト接合部の耐力（伝達効率）をパラメータとする。かつての設計で行われた「ウェブはせん断を負担する」試験体に加え、曲げも負担する試験体を設定する。)

④柱軸力比  $N/N_y=0.3$  (一定)

表 2.5.2-1 試験体一覧（柱軸力比はすべて 0.3）

試験体		①梁パネル 耐力比	②振幅	③梁端ウェブ接合
1	S1.3	1.3	$\pm 1.3 B\delta p$	高力ボルト（梁せん断のみ伝達）
2	S2.0	1.3	$\pm 2.0 B\delta p$	
3	S3.0	1.3	$\pm 3.0 B\delta p$	
4	W2.0	0.8	部分架構の変形角が No.2 と同一となる振幅とする。	高力ボルト（梁せん断に加えウェブ曲げも伝達）
5	S2.0 B	1.3	$\pm 2.0 B\delta p$	

柱は溶接組立箱形断面柱とし、W2.0 以外は $\square 400 \times 32$ 、W2.0 のみパネル耐力を低下させているため $\square 400 \times 19$ である。梁はすべて BH500 $\times$ 200 $\times$ 12 $\times$ 19 とする。柱、梁ともにすべて SM490A 材の鋼板により製作する。ダイアフラムは内ダイアフラムとし、ダイアフラム厚は  $t=25\text{mm}$  とする。柱スキンプレートとダイアフラムの溶接は、2 面をエレクトロスラグ溶接、残り 2 面を CO<sub>2</sub> 半自動溶接とする。梁がとりつく面のダイアフラム溶接は CO<sub>2</sub> 半自動溶接である。柱の幅厚比は 12.5（試験体 W2.0 以外）、21（W2.0）である。梁の幅厚比はウェブ 42、フランジ 5.3 であり、部材種別は FA ランクである。柱の全長は 3500mm、梁の反曲点間距離  $L$  は 6000mm であるので、せん断スパン比は  $6 (=L/(2BH))$ 、 $BH$ : 梁せい）である。柱、梁の断面および各耐力を求め表 2.5.2-2 に示す。表中の値は材料（SM490A）の降伏強さを材料の F 値である 325N/mm<sup>2</sup> として求めている。

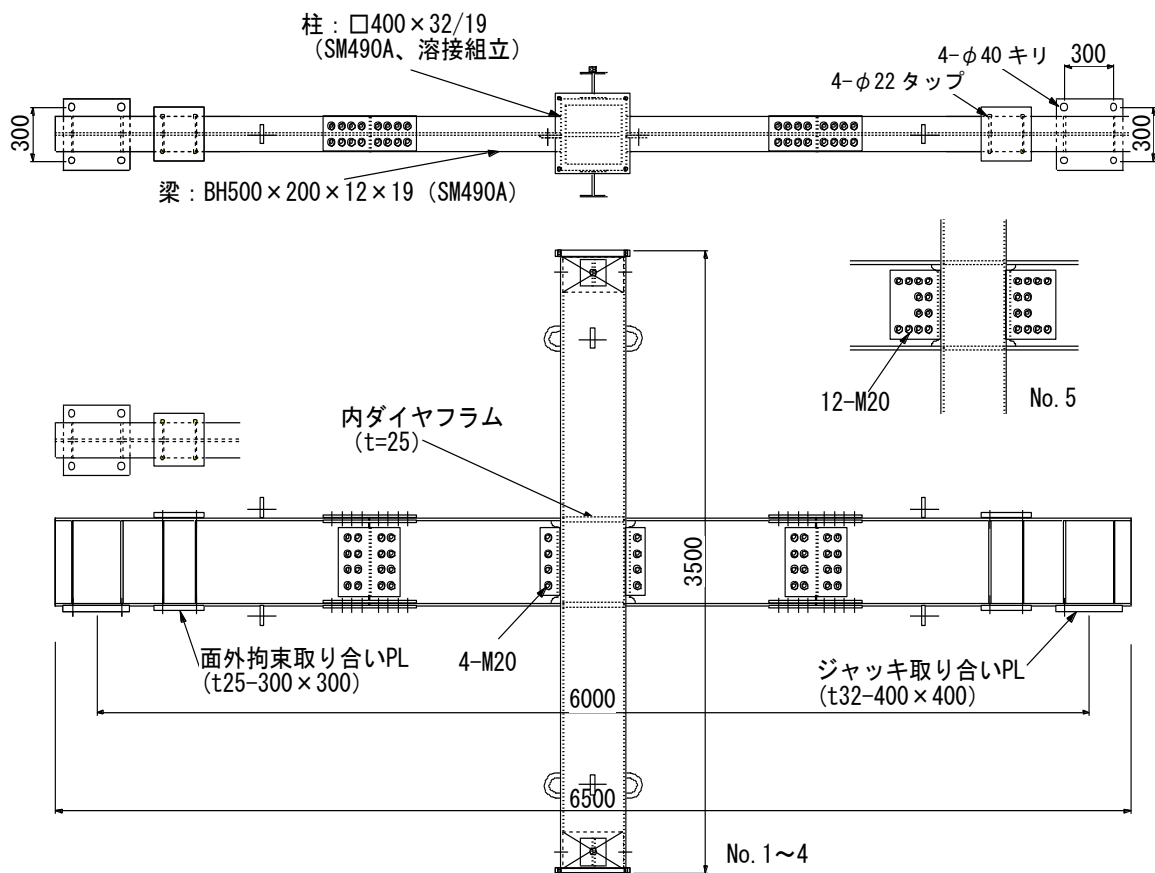


図 2.5.2-2 試験体の全体形状・寸法（全 5 体）

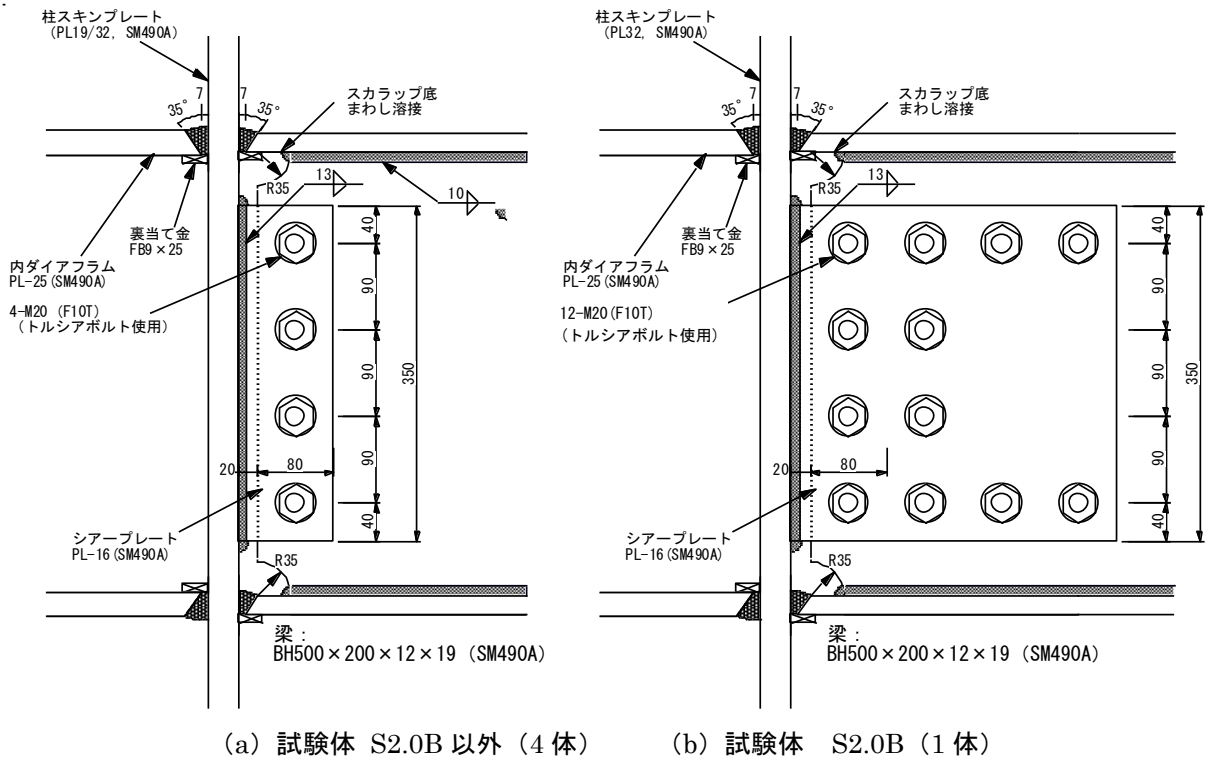


図 2.5.2-3 梁端接合部詳細

表 2.5.2-2 試験体断面および耐力一覧

試験体	柱断面 $cMp$ (kN·m)	梁断面, $BMp$ (kN·m)	軸力比 (軸力 kN)	$pMp$ (kN·m)	ウェブボルト 曲げ耐力 (kN·m)	パネル/ 梁耐力 比	
1	S1.3	BH- 500×200×12×19, $BMp=744$ $BQp=265$ kN	0.3 (4593)	2126	≒0	1.35	
2	S2.0						$cMp=2118$
3	S3.0						
4	W2.0						$cMp=1346$
5	S2.0B						$cMp=2118$

$cMp$ : 柱全塑性曲げ耐力 (軸力考慮せず)、 $BMp$ : 梁全塑性曲げ耐力 (スカラップ断面欠損考慮)

$pMp$ : パネル全塑性曲げ耐力

パネル/梁耐力比は建築学会鋼構造接合部設計指針第 5 章 5)による。

各数値は、 $\sigma_y=325$ N/mm<sup>2</sup>(SM490A)として計算。

## 2) 梁端溶接仕様

梁端フランジの溶接は、図 2.5.2-3 に示すように上フランジは外開先、下フランジは内開先とし現場での溶接ディテールを模擬した。溶接条件およびその管理値を表 2.5.2-3 に示す。なお、梁端フランジの溶接は、ウェブ高力ボルトの本締めを終えた後に施工した。梁フランジ両端のエンドタブには鋼製を用い、溶接後はそのままとした。

スカラップ底にはまわし溶接を施工した。スカラップ底のまわし溶接のフランク角を表 2.5.2-4 に示す。また、梁端溶接部を模擬したダミー試験体を作成し、ビッカース硬さ試験を実施した。

結果を図 2.5.2-4 に示す。

表 2.5.2-3 梁フランジ溶接条件および管理値

使用ワイヤ YGW11、φ1.2、パス間温度 250℃以下、入熱 30000J/cm 以下  
積層方法：6層8パス

溶接条件測定記録

工事名	試験体
溶接年月日	2011.11.24
天候	晴れ
気温・湿度	18.5℃
部材マーク	タイプ-A(C-A)下フランジ
溶接長	280 (200+80)
サイズ	BH-500x200x12x19
予熱温度	ナシ
溶接方法	CO2半自動
作業者及びオペレーター	堀 聡
溶接姿勢	下向き
母材材質	SM490A
溶接材料	KC-50(1.2φ)
シールドガス	CO2
ガス流量	30L/min

実施場所：片山ストラテック(株) 東京工場  
測定者：

鋼材	溶材	パス間温度	入熱量
SN490 SM490 TMCP325	YGW18 ( )	≤350℃	≤40kJ/cm
SS400 SM490	YGW11 ( )	≤250℃	≤30kJ/cm

下フランジ 左右共 同じ積層図

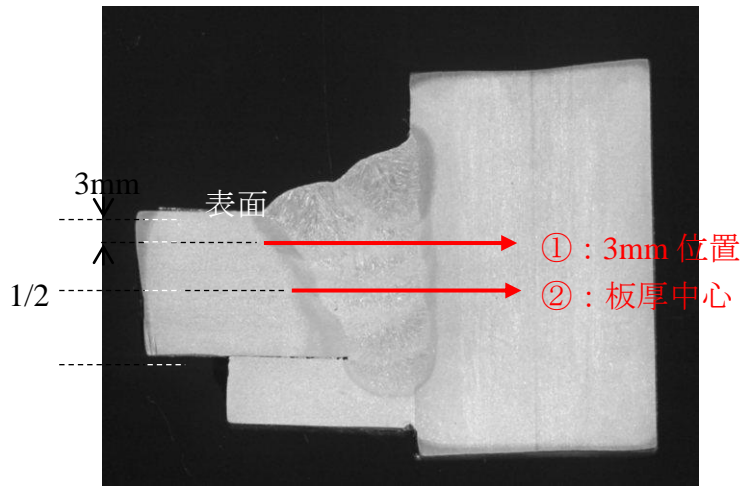
積層図

表 2.5.2-4 スカラップ底まわし溶接止端部のフランク角(°)

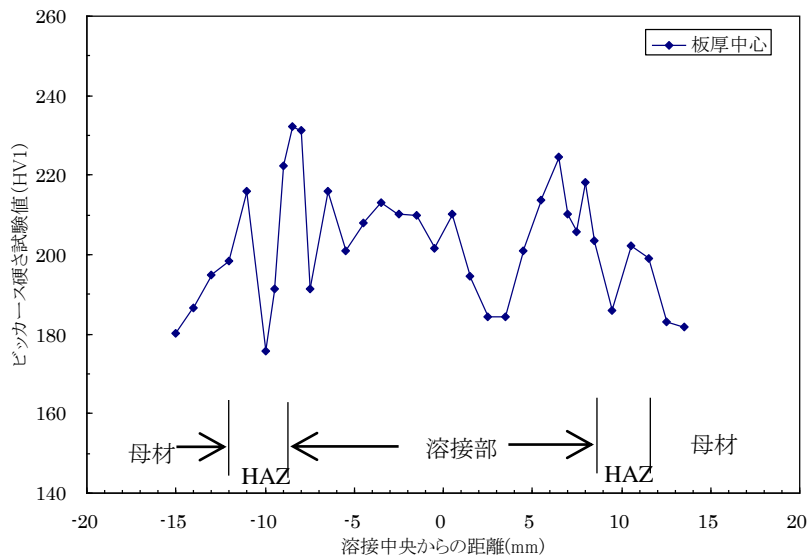
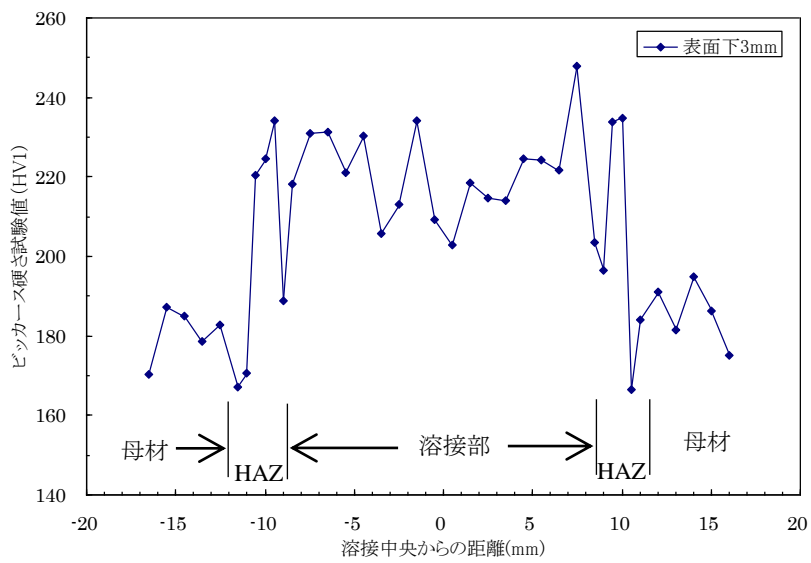
試験体	左梁		右梁	
	上フランジ	下フランジ	上フランジ	下フランジ
S1.3	110	109	119	116
S2.0	125	118	114	113
S3.0	109	119	106	121
W2.0	129	118	129	126
S2.0B	121	112	111	104

: 加力により初めに破断した梁位置を示す。





(a)ビッカース硬さ試験位置



(b) 硬さ分布 (上: 表面下 3mm 部、下: 板厚中心部)

図 2.5.2-4 溶接部近傍のビッカース硬さ分布

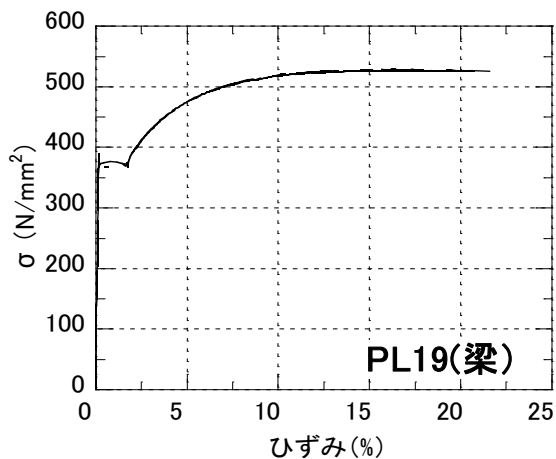
### 3) 材料特性

#### a) 機械的性質

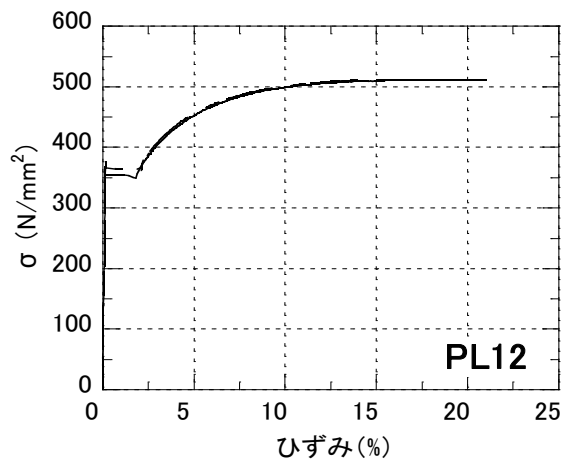
試験体に使用した鋼材および梁端溶接部の溶着金属の機械的性質を表 2.5.2-5 に、応力-ひずみ関係を図 2.5.2-5 に示す。

表 2.5.2-5 使用材料の機械的性質 (各 3 本の平均、カッコ内はミルシート記載値)

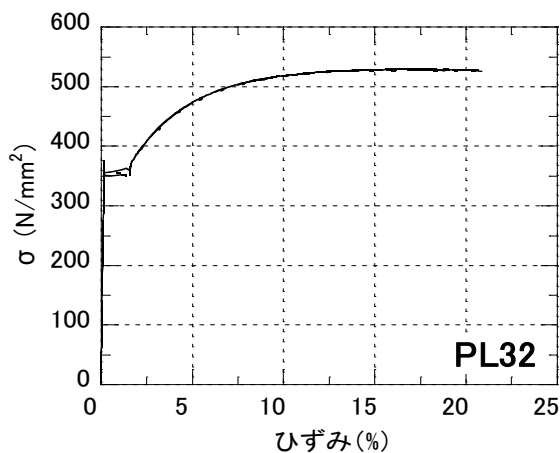
使用部位	降伏強さ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	備考
梁フランジ (t19)	385 (413)	527 (539)	27 (26)	SM490A JIS1A 号引張試験片
梁ウェブ (t12)	377 (388)	513 (520)	26 (26)	
柱 1 (t32)	368 (394)	528 (535)	30 (28)	
柱 2 (t19)	441 (430)	552 (553)	27 (28)	
ダイアフラム (t25)	412 (442)	537 (565)	29 (25)	
Depo (φ6)	520	612	24	14A 号 (φ6) 引張試験片 標点間距離: 30mm



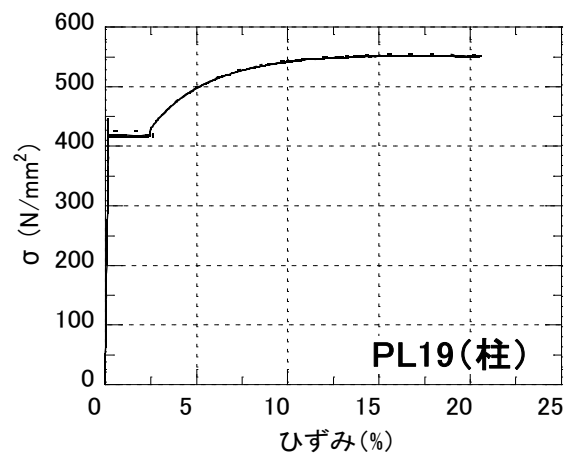
(a) PL19(梁フランジ)



(b) PL12(梁ウェブ)

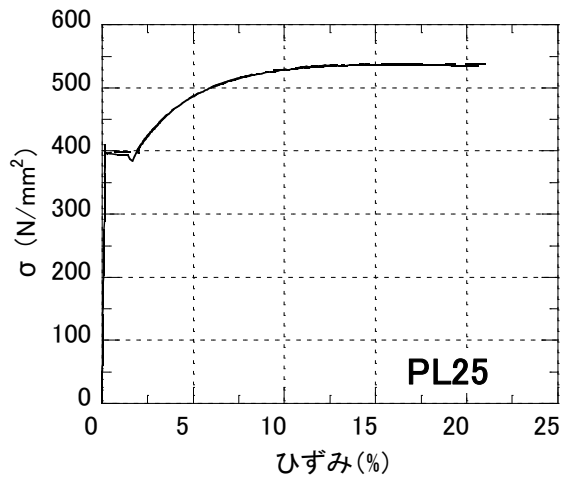


(c) PL32(柱鋼管 1)

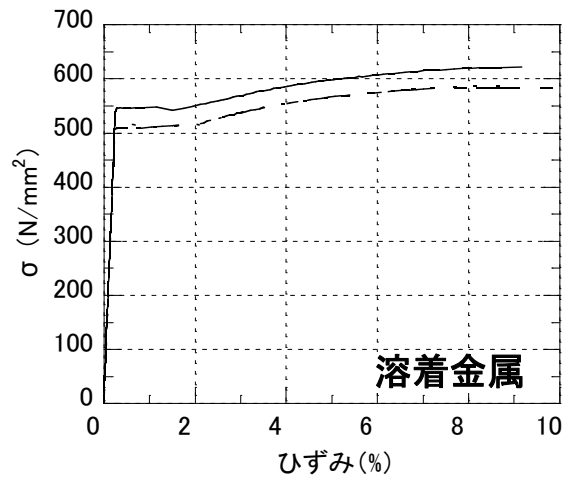


(d) PL19(柱鋼管 2)

図 2.5.2-5 使用材料および溶着金属の応力-ひずみ関係



(e) PL25(ダイアフラム)



(f) 溶着金属

図 2.5.2-5 (続き) 使用材料および溶着金属の応力-ひずみ関係

表 2.5.2-6 耐力一覧 (材料試験結果に基づき再計算)

試験体		柱断面 $cMp$ (kN·m)	梁断面, $BMp$ (kN·m)	軸力比 (軸力 kN)	$pMp$ (kN·m)	ウェブボルト ト曲げ耐力 (kN·m)	パネル /梁耐 力比
1	S1.3	□400×32, $cMp=2399$	BH- 500×200×12×19, $BMp=877.3$ $BQp=313.3kN$ $Bdp=22.5mm$	0.3(5203)	2408	≒0	1.22
2	S2.0						
3	S3.0						
4	W2.0	□400×19, $cMp=1825$		0.3(3830)	1773	≒0	0.90
5	S2.0B	□400×32, $cMp=2399$		0.3(5203)	2408	80.2	1.22

$cMp$  : 柱全塑性曲げ耐力 (軸力なし),  $BMp$  : 梁全塑性曲げ耐力

$pMp$  : パネル全塑性曲げ耐力

### b) シャルピー衝撃試験結果

梁フランジ母材, 梁端溶接部の溶着金属および熱影響部から試験片を採取してシャルピー衝撃試験を実施した。採取位置を図 2.5.2-6 に示す。試験片は JIS Z 2202 に規定される 5 号試験片とした。試験結果を表 2.5.2-7 および図 2.5.2-7 に示す。

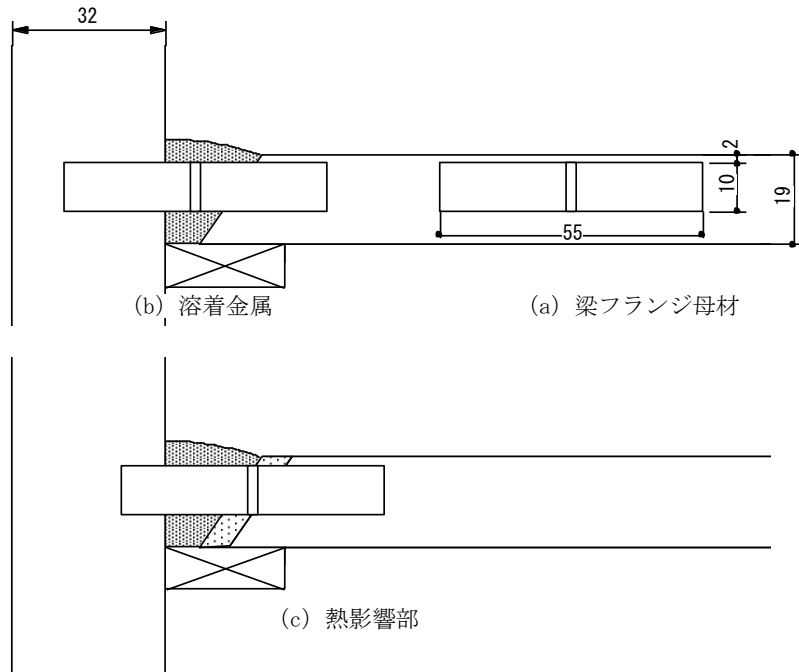
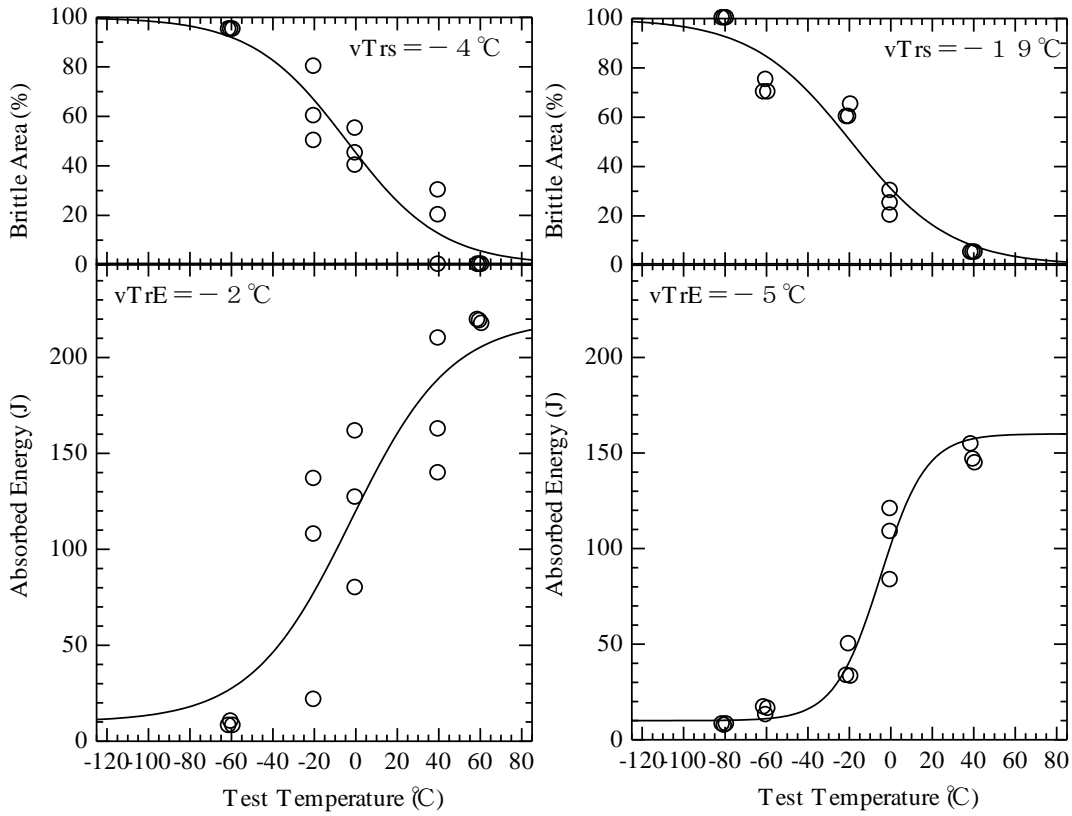


図 2.5.2-6 シャルピー衝撃試験片採取位置

表 2.5.2-7 シャルピー衝撃試験結果

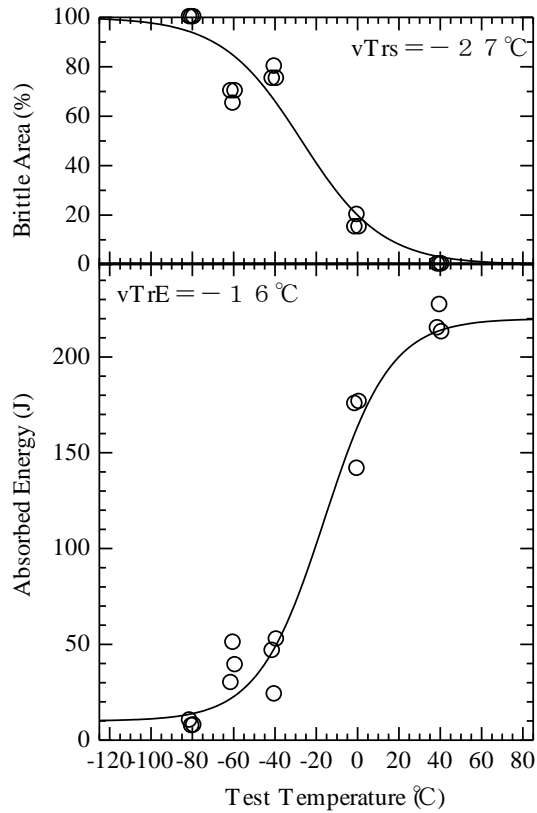
試験片採取位置	$vE_0^*$ (J)	エネルギー遷移温度 (°C)	破面遷移温度 (°C)	上部棚エネルギー (J)
母材	122	-2	-4	220
Depo	104	-5	-19	160
HAZ	164	-16	-27	220

\* : 試験温度 0°Cでの値 (3本の平均)



(a) 梁フランジ母材

(b) 溶着金属 (DEPO)



(c) 熱影響部 (HAZ)

図 2.5.2-7 梁母材, 溶着金属 (DEPO) および熱影響部 (HAZ) のシャルピー衝撃遷移曲線

c) 化学成分

梁フランジに用いた鋼板について、C, Si, Mn, P, S, Cu, Ni, Cr, Mo, V, B, Ti, N の 13 元素の成分値を求めた。分析方法および分析結果を表 2.5.2-8 に示す。分析結果から算出した、炭素当量 (Ceq) ・溶接割れ感受性組成 (PCM) ・溶接熱影響部靱性指標 (fHAZ) および計算式を表 2.5.2-9 に示す。

表 2.5.2-8 化学成分分析結果 (wt%)

	C	Si	Mn	P	S	Cu
分析値	0.17	0.27	1.46	0.017	0.003	0.01

Ni	Cr	Mo	V	B	Ti	N
0.01	0.03	0.01	<0.001	0.0001	0.018	0.0028

<分析方法>

C : JIS G 1211 燃焼 - 赤外線吸収法  
 S : JIS G 1215 燃焼 - 赤外線吸収法  
 N : JIS G 1228 不活性ガス融解 - 熱伝導度法  
 その他, : JIS G 1253 スパーク放電発光分光分析法

表 2.5.2-9 分析結果から算出した各種指標値

指標	算出値	参考 (SN490B 規定)
炭素当量 Ceq(%)	0.43	0.44 以下
溶接割れ感受性組成 P <sub>CM</sub> (%)	0.26	0.29 以下
マグ溶接熱影響部靱性指標 f <sub>HAZ</sub> (%)	0.43	0.58 以下*

<計算式>

$$Ceq(\%) = C + (Mn/6) + (Si/24) + (Ni/40) + (Cr/5) + (Mo/4) + (V/14)$$

$$P_{CM}(\%) = C + (Si/30) + (Mn/20) + (Cu/20) + (Ni/60) + (Cr/20) + (Mo/15) + (V/10) + 5B$$

$$f_{HAZ}(\%) = C + (Mn/8) + 6(P+S) + 12N - 4Ti$$

\* : 「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」<sup>2.5.2-6)</sup> における要求靱性値  $vE \geq 70J$  に対応する値

# 検査証明書 INSPECTION CERTIFICATE

需要家 : KATSURA STEEL CO., LTD.  
 Customer :  
 需要家管理番号 :  
 Customer's Control No.:  
 注文者 : JFE SHOJI TRADE CORPORATION  
 Shipper :  
 注文者照会番号 : DA1 -1  
 Reference No.:  
 品名 : HOT ROLLED STEEL PLATE  
 Commodity :  
 規格 : JIS G3106 SM490A  
 Specification :

証明書番号 : M-48011-001  
 Certificate No.:  
 日付 : 2011-09-09  
 Date:  
 船名 :  
 Ship No.:  
 工場番号 :  
 Construction No.:  
 注文番号 : 1AK3273  
 Order No.:

JFECODE: S792 Y S X04

製品番号 Item No.	行番 No.	需要家管理番号 Customer's Control No.	寸法 (MM) Size (mm)	鋼種 Steel	重量 Weight	化学成分				引張試験					
						C	SI	Mn	P	S	Yield Point Y.P./N.S.	Tensile T.S.	Elongation E.L./%S	断面収縮 Reduction of Area R.A./%	
SPECIFIED VALUE (STANDARD)						20	55	165	35	35	315	490	21	-	610
J6307 C	D001	19X22240X10000	19X22240X10000	SM490A	9884	16	27	145	15	2	19	TC	413	539	26
J8050 A	B002	19X22240X13400	19X22240X13400	SM490A	9226	16	28	151	13	4	0	TC	361	525	24
J8058 A	B002	19X22240X13400	19X22240X13400	SM490A	9226										
J6307 A	B002	19X22240X13400	19X22240X13400	SM490A	9226	16	27	145	15	2	19	TC	413	539	26
4-3099			TOTAL		8	34	562	KG							
VISUAL & DIMENSIONS : GOOD															

鋼種試験方法、Size of Impact Test Specimen  
 1: 10x10mm 2: 7.5x10mm 3: 2.7x10mm 4: 5x10mm  
 5: 1/3x10mm 6: 2.5x10mm 7: Thicknessx10mm  
 鋼種試験単位、Unit of Impact Test Property  
 吸収エネルギー K: kgf.m, C: kgf.m/cm<sup>2</sup>, J: Joule  
 Absorbed Energy, U: J/cm<sup>2</sup>, F: ft. lbf, N: N-m  
 破断形状, Fracture (F), S: 延び, Shear B: 脆性, Brittle  
 破断位置, Lateral Expansion, M: mm L: ml  
 注5 鋼の試験、Gauge Length  
 A: 200mm (●) D: 50mm (●)  
 E: 50mm (●) H: 8 (●)  
 J: 2 (●) K: 50 (●)  
 M: 5.65/A (●) P: 5.65/A (●)  
 R: 4D (●) S: 80mm (●)  
 U: 100mm (●) V: 2 (●)  
 T: 70mm (●)  
 注6 g: 合格, Good  
 BT: 鋼の試験, Ultrasonic Examination  
 UST: 鋼の試験, Ultrasonic Examination

岡山県備前市吉永町神根本335  
 株式会社 掛入チール  
 リーダー 渡辺 春海

上記商品は検査の結果、指定の規格に合格していることを証明いたします。(検査法適用の取扱いにおいて、非法定重量単位は参考です。)  
 WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN TESTED AND INSPECTED WITH SATISFACTORY RESULTS IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF THE ABOVE SPECIFICATION.  
 西日本製鉄所 倉敷検査グループリー  
 MANAGER OF INSPECTION GROUP  
 西日本製鉄所 (倉敷) 1712-8511 岡山県倉敷市水島川原田1丁目 WEST JAPAN WORKS (KURASHIKI) 1, MIZUISHIMA, KAWASAKI-CITY, OKAYAMA-PRE 712-8511, JAPAN  
 この証明書は特許権を有する技術を使用しております。 This inspection Certificate is printed with special forgery proof technology.

### (3) 実験方法

#### 1) 加力方法

加力は、軸力用ジャッキ（能力圧縮最大 6MN）にて柱に一定軸力（軸力比 0.3）を加え、左右の梁端を 1MN 両動ジャッキにて逆対称に変位制御で所定の強制変位を与える。制御は左右の梁の変形とし、所定の塑性率振幅で試験体が破断するまで繰り返す。加力装置の概要を図 2.5.2-8 に、加力状況を写真 2.5.2-1 に示す。

梁の全塑性耐力に相当する弾性変形  ${}_B\delta_p$  は (2.5.2-1) 式により算出した。表 2.5.2-5 に示す通り、 ${}_B\delta_p = 22.5\text{mm}$  である。

$${}_B\delta_p = \frac{{}_B M_P}{{}_B L \times {}_B K} \quad (2.5.2-1)$$

記号  ${}_B M_P$  : 梁の全塑性モーメント (=877.3 kN·m)

フランジ、ウェブともに実材料強度を用い、梁端のスカロップによる断面欠損を考慮

${}_B L$  : 梁反曲点（ジャッキ取り付け位置）から柱フェイスまでの距離 (=2.8m)

${}_B K$  : 梁の弾性剛性 (2.5.2-2) 式による。

$${}_B K = \left( \frac{{}_B L^3}{3E \cdot I} + \frac{{}_B L}{G \cdot A_W} \right)^{-1} \quad (2.5.2-2)$$

$I$  : 梁の断面 2 次モーメント、

$A_W$  : 梁ウェブ断面積

$E$  : ヤング係数、

$G$  : せん断弾性係数

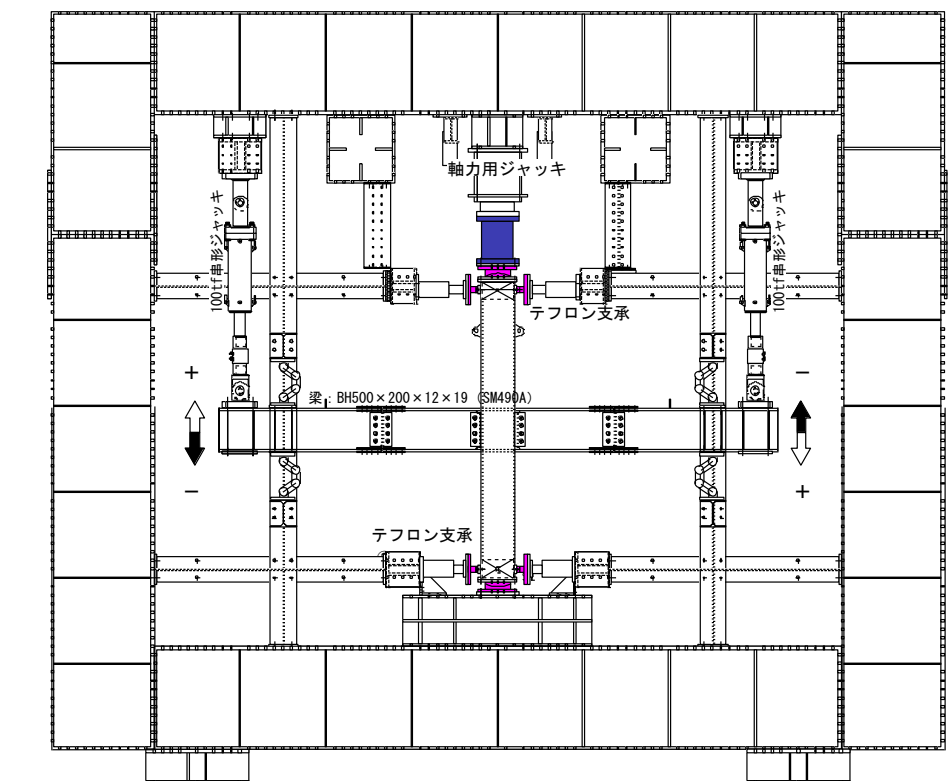


図 2.5.2-8 加力装置概要



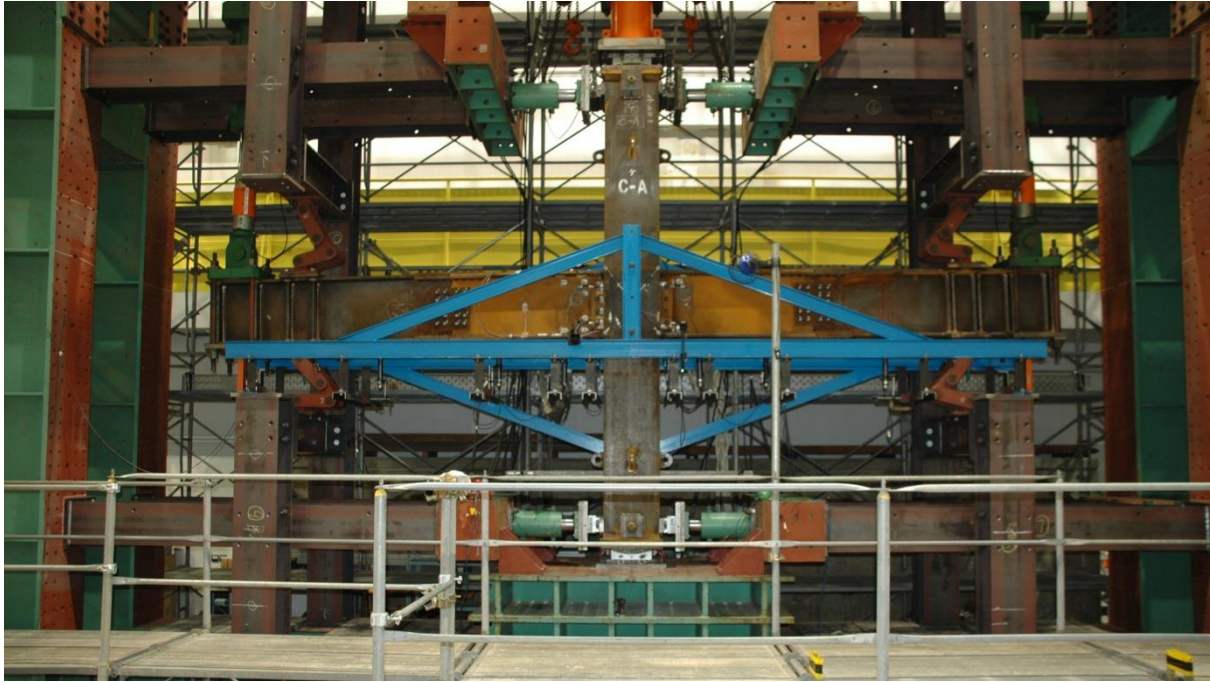
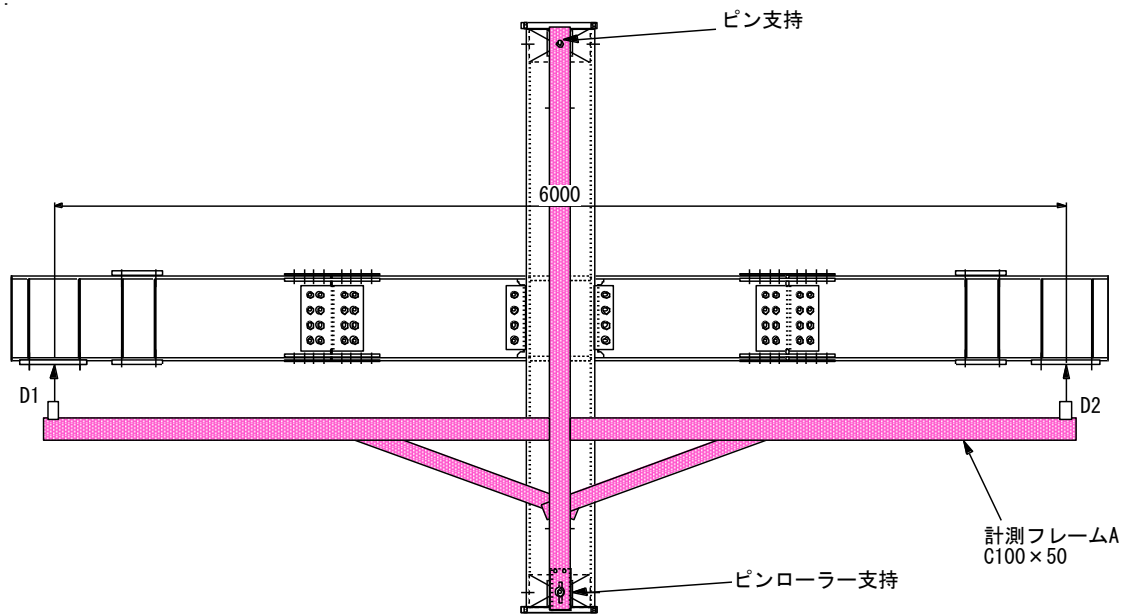


写真 2.5.2-1 加力状況（青色の部材は変位計測用フレーム）

## 2) 計測方法

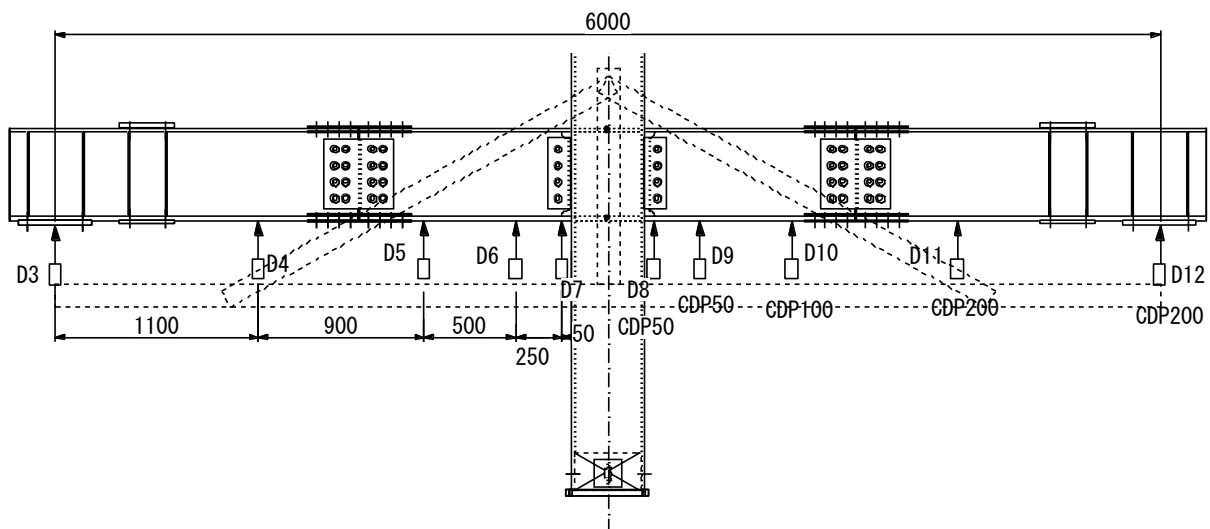
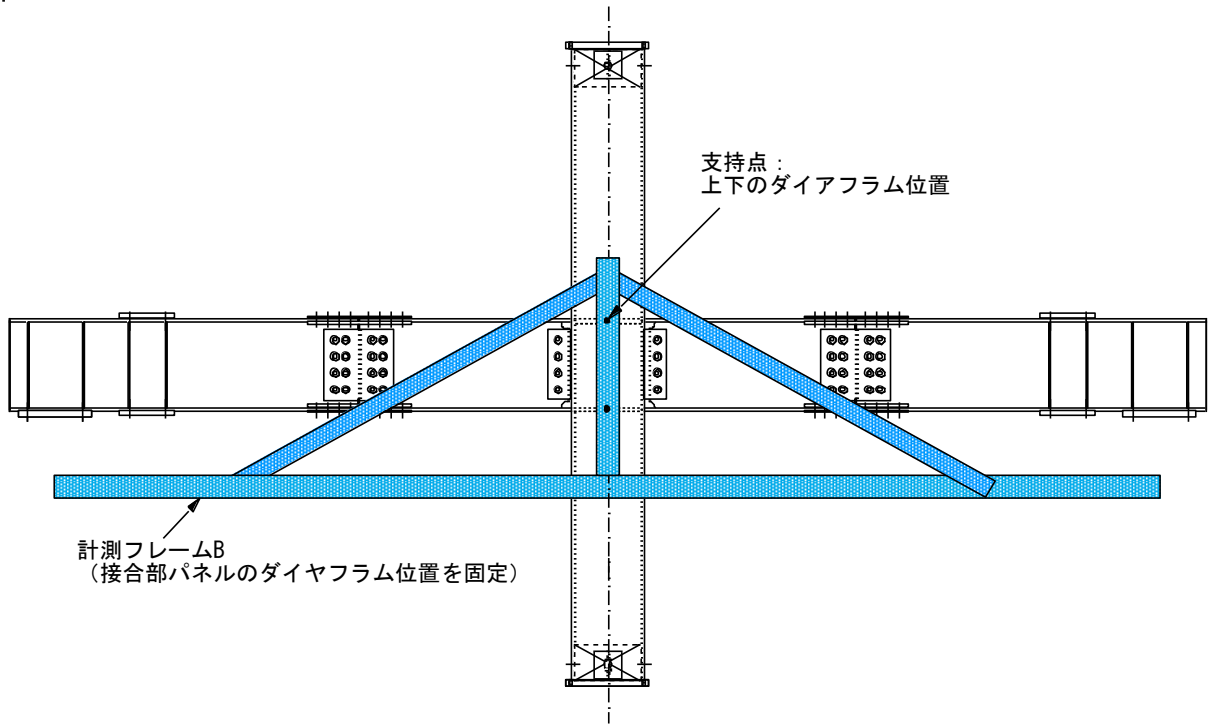
変位計測位置を図 2.5.2-9 に示す。梁先端の加力点の鉛直変位は、柱頭・柱脚を不動点とする計測フレーム A による D1, D2 の他に梁端（接合部パネル）を不動点とする計測フレーム B を用いて D3, D12 を測定している。前者は柱の曲げ、接合部パネルのせん断、梁の曲げせん断変形のすべてを含み、後者は梁のみの変形を測定している。また、接合部パネルのせん断変形を測定するために接合部パネルに X 型に変位計を設置している。ひずみ計測位置を図 2.5.2-10 に示す。



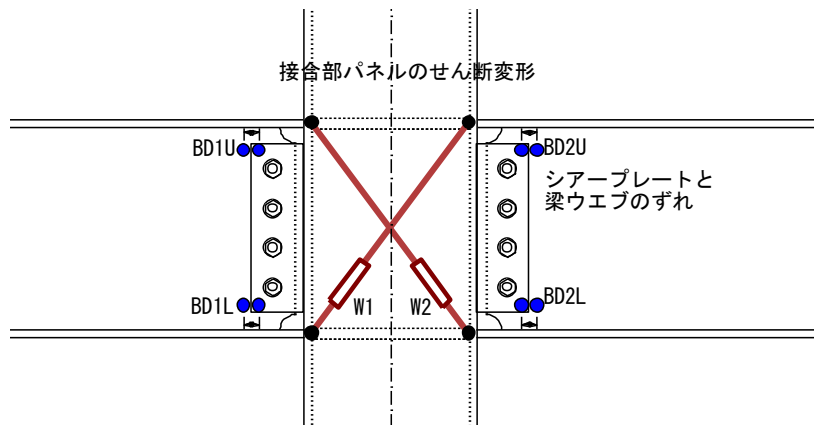
(a) 全体変形

（柱頭柱脚を計測フレームの支持点とし、柱、接合部パネル、梁の総合変形を計測）

図 2.5.2-9 変位計測方法

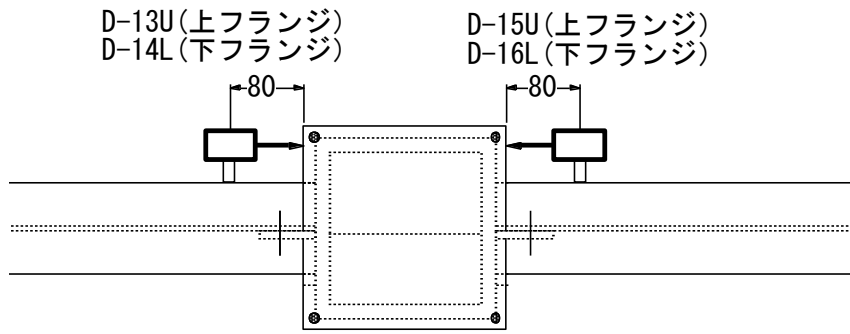


(b) 梁の変形(計測フレーム B を不動点)



(c) 接合部パネルのせん断変形とシアープレートと梁ウェブのずれ

図 2.5.2-9 (続き) 変位計測方法



(d) 梁端フランジのローカル変位

図 2.5.2-9 (続き) 変位計測方法

柱：外形口400

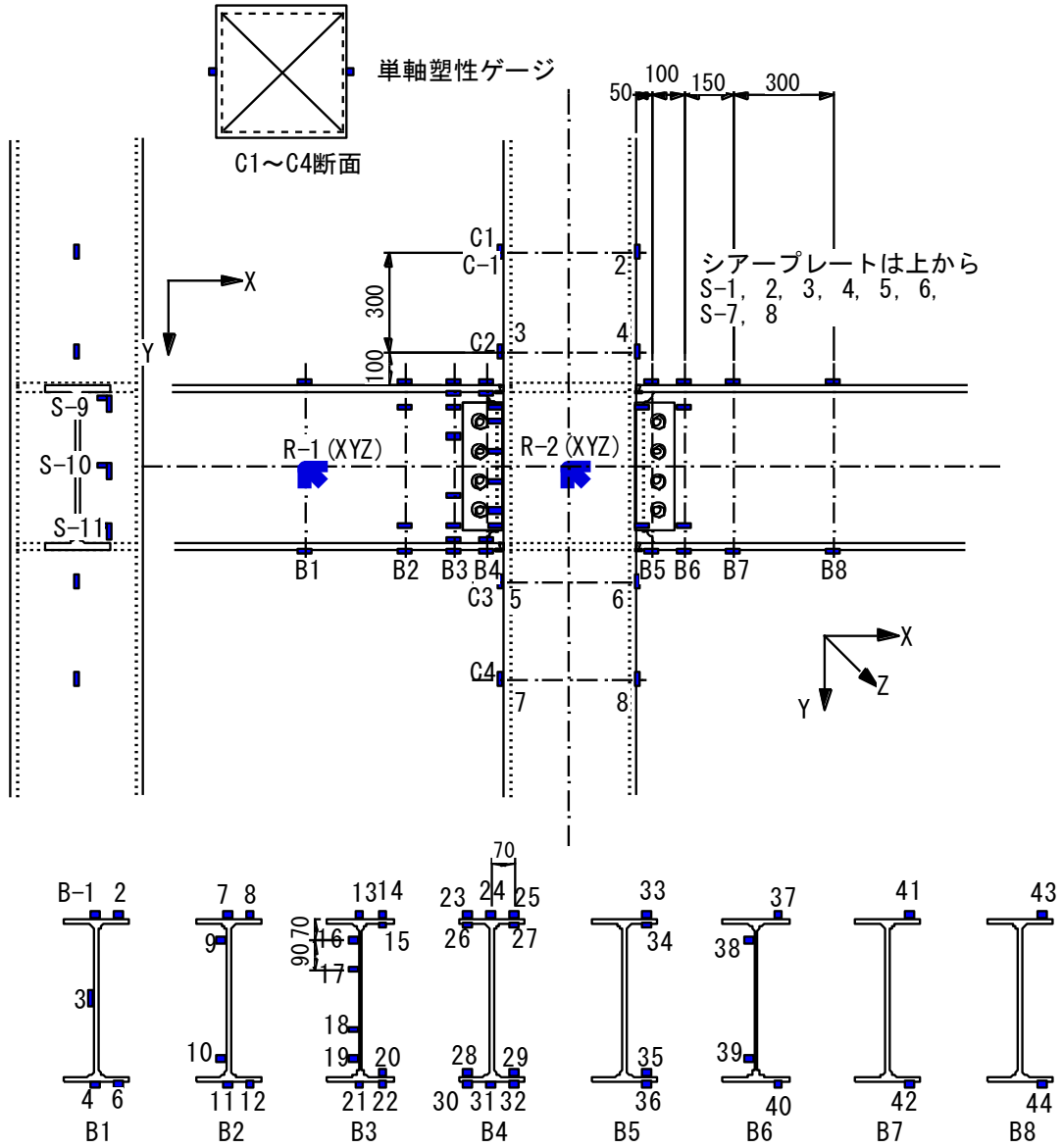
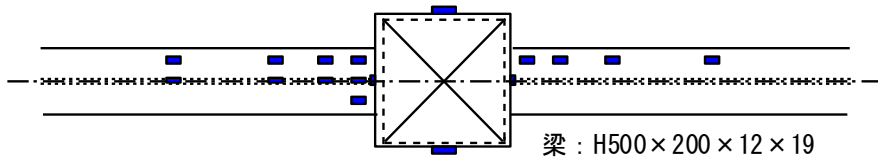


図 2.5.2-10 ひずみ計測位置

#### (4) 実験結果

##### 1) 最大耐力および破壊状況

最大耐力および破断位置，耐力がピーク荷重から 10%低下したサイクル，破断したサイクル，および実験開始時の室温の一覧を表 2.5.2-11 に示す。また，梁フランジの破断位置の一覧を表 2.5.2-12 に示す。なお，試験体 W2.0 の梁の変位振幅は下記の流れで設定した。

- ①試験体 S2.0 の梁塑性率 ( $B\delta/B\delta_p$ ) 2.0 のときの全体層間変形角  $R$  を実験結果に基づき算定 →  $R=1/54$
- ②試験体 W2.0 を加力し，第 1 サイクル正側における全体層間変形角  $R=1/54$  のときの梁変形  $B\delta$  を算定。 →  $B\delta=32.0\text{mm}$  ( $=1.4 B\delta_p$ )
- ③ $B\delta=\pm 32.0\text{mm}$  で正負定変位繰り返し加力を実施

各試験体の梁破断状況，破断面の状況を写真 2.5.2-2～2.5.2-6 に示す。いずれの試験体ともに早期にスカラップ底まわし溶接止端部にき裂が生じ，そのき裂がフランジの全断面破断に進展した。梁の変位振幅によってき裂の進展状況は異なり，梁塑性率振幅の小さな試験体 S1.3 および W2.0 は徐々に耐力低下を起こした後にフランジ母材が全断面破断したが，その他の試験体ではわずかに耐力を低下した後に梁フランジ母材が急激に全断面破断した。振幅の大きな試験体ほど破面に占める脆性破面の割合が大きい。特に振幅の最も大きい試験体 S3.0 の梁破断面は，ほとんどが脆性破面である。

梁フランジの破断は，試験体 S3.0 では下フランジ（内開先）であったが，その他の試験体では上フランジ（外開先）であった。本実験の結果では，必ずしも裏当金およびルート部が外側にある下フランジ溶接部が上フランジ（外開先）に対し早期に破壊する結果とはなっていない。

また，試験体 S2.0 のみ梁フランジの破断に伴い最もフランジに近い位置のウェブボルトが破断した。

表 2.5.2-11 最大耐力および最終状況一覧

試験体	梁変位振幅(mm)	最大耐力 (kN)		破断位置	$n_u$	$n_f$	加力開始時室温 (°C)
		正側	負側				
S1.3	$\pm 29.3$ ( $1.3 B\delta_p$ )	+321.5 (+1.03)	-325.0 (-1.04)	左上フランジ	36+ 35-	45-	5.5
S2.0	$\pm 45.0$ ( $2.0 B\delta_p$ )	+358.0 (+1.14)	-358.0 (-1.14)	左上フランジ	—	6-	5.0
S3.0	$\pm 67.5$ ( $3.0 B\delta_p$ )	+360.5 (+1.15)	-371.5 (-1.19)	右下フランジ	—	1-	6.3
W2.0	$\pm 32.0$ ( $1.4 B\delta_p$ )	+320.5 (+1.02)	-324.5 (-1.04)	右上フランジ	19+ 20-	23+	4.0
S2.0B	$\pm 45.0$ ( $2.0 B\delta_p$ )	+378.0 (+1.21)	-380.5 (-1.21)	左上フランジ	—	9-	5.5

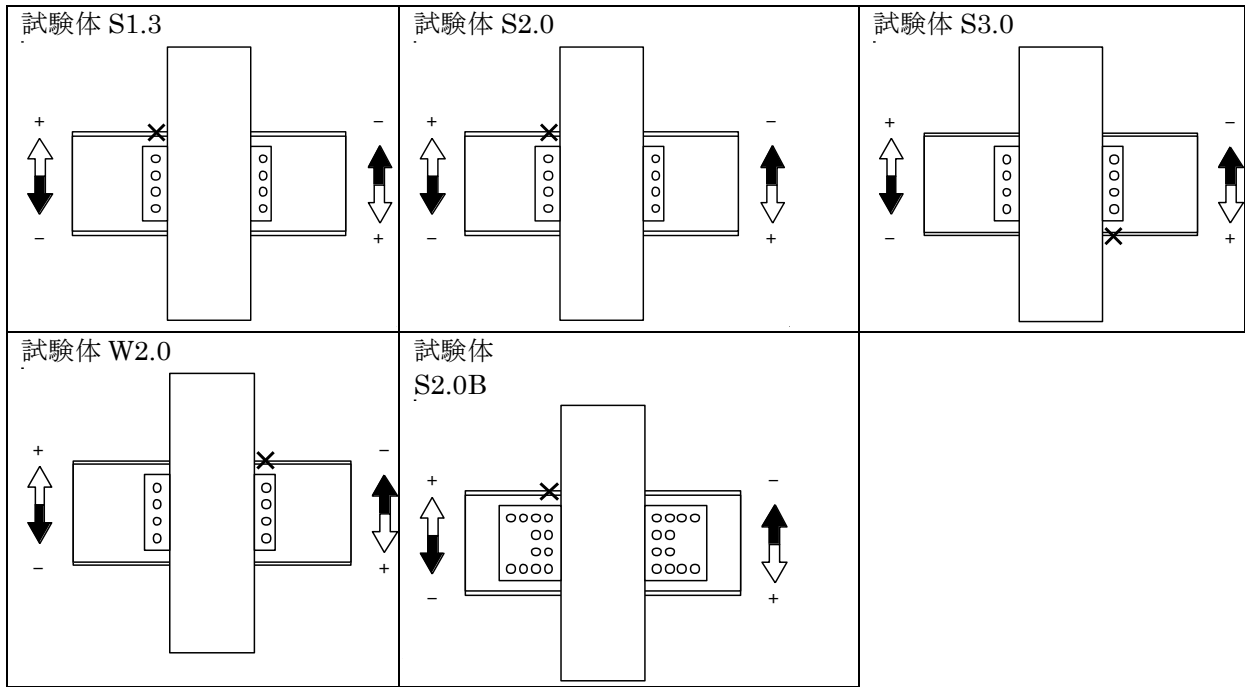
\* 耐力は、梁せん断力（左右の平均）を表記

$n_u$  : 梁フランジ耐力がピーク荷重から 10%低下したサイクル

(記載がない試験体は，10%低下する前にフランジが破断した)

$n_f$  : 梁フランジが全断面破断したサイクル

表 2.5.2-12 破断位置一覧



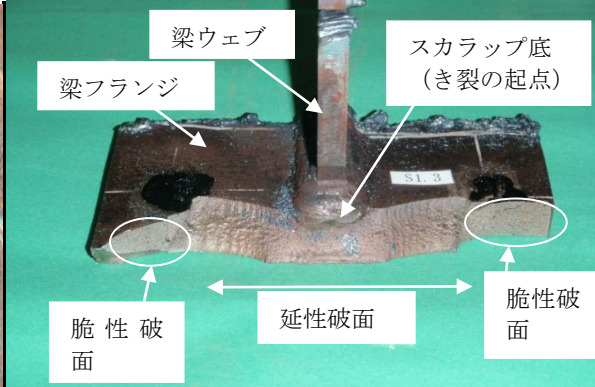
(a) スカラップ底に生じたき裂(10 サイクル)



(b) 梁上フランジ溶接ビード止端部のき裂(44 サイクル)



(c) 梁上フランジの貫通き裂



(d) 破面写真

写真 2.5.2-2 破壊状況 (試験体 S1.3)





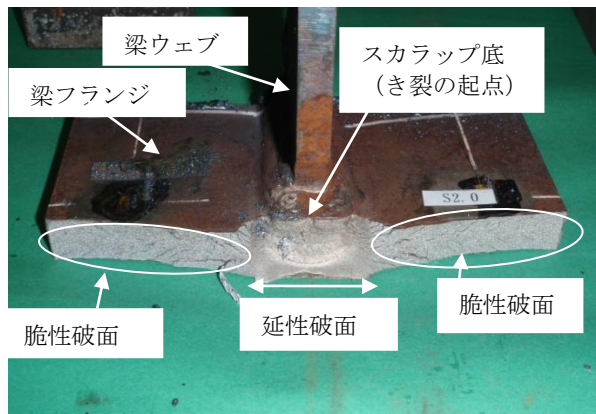
(a) スカラップ底に生じた亀裂(1 サイクル)



(b) 梁上フランジ貫通き裂, ウェブボルト破断



(c) 破断した高力ボルト



(d) 破面写真

写真 2.5.2-3 破壊状況(試験体 S2.0)



(a) フランジ破断状況(1-サイクル)



(b) フランジ破断状況(フランジ外側)



(c) 破面状況(ほとんどが脆性破面)



(d) スカラップ底のき裂の起点部

写真 2.5.2-4 破壊状況(試験体 S3.0)





(a) 貫通き裂(フランジ内側から)



(b) 同左(フランジ外側から)



(c) 接合部パネルの塑性化によるミルスケールの剥離



(d) ウェブボルト接合部のすべり

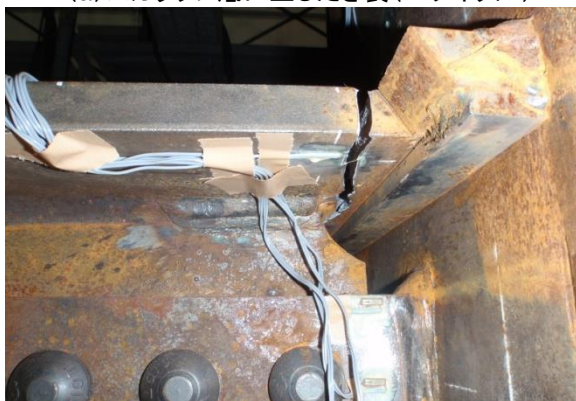
写真 2.5.2-5 破壊状況(試験体 W2.0)



(a) スカラップ底に生じたき裂(2 サイクル)



(b) ビード止端部のき裂(5 サイクル)



(c) 破断状況



(d) 破面状況(起点部を除きほとんどが脆性破面)

写真 2.5.2-6 破壊状況(試験体 S2.0B)



## 2)履歴特性

### a)荷重-変形関係

各試験体の梁せん断力と梁端の変形を図 2.5.2-11 から 2.5.2-15 に示す。各図とも縦軸は左右の梁せん断力の平均、横軸は各図の左は梁のみの変形（左右の梁の平均）、右図は柱、接合部パネル、梁の全ての変形が含まれた梁端の変形である。また、左図中には梁理論によって求められる梁の弾性剛性と全塑性曲げ耐力  $BQ_p$  の関係を Bi-linear で、右図には FEM 解析により求められた試験体の挙動を示している。FEM 解析の概要を表 2.5.2-13 に示す。

各試験体は、梁のみの変形および全体変形の弾性剛性、降伏耐力、その後の非線形挙動ともに計算ないし解析との対応は良好である。梁の塑性率振幅の小さな試験体 S1.3 および W2.0 は繰り返すごとに延性的な耐力低下を起こしているが、その他の試験体は耐力低下をそれほど起こすことなく急激に破断している。

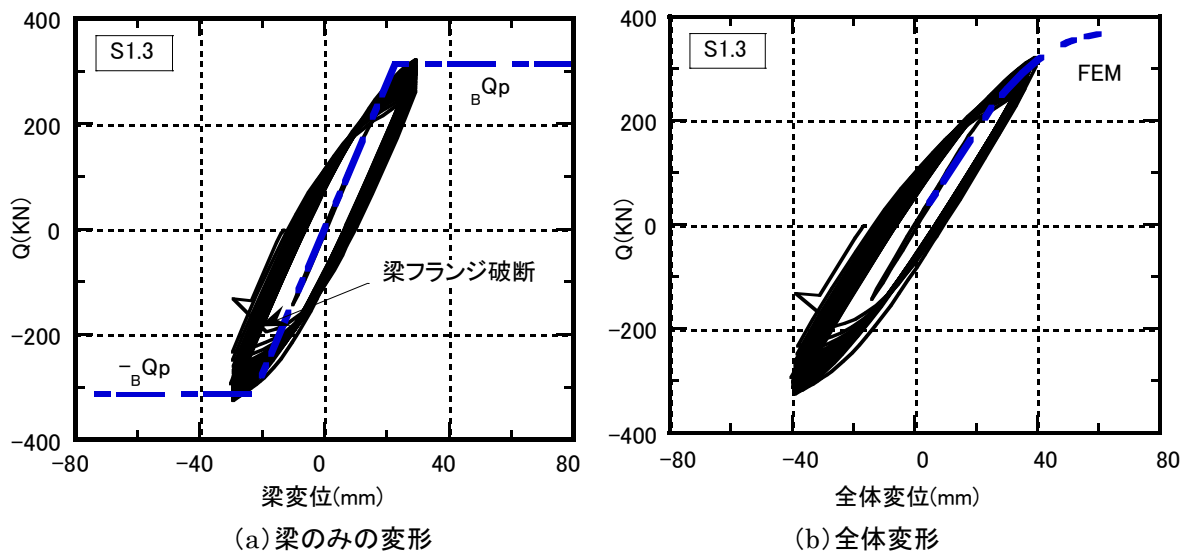


図 2.5.2-11 荷重-変形関係(試験体 S1.3)

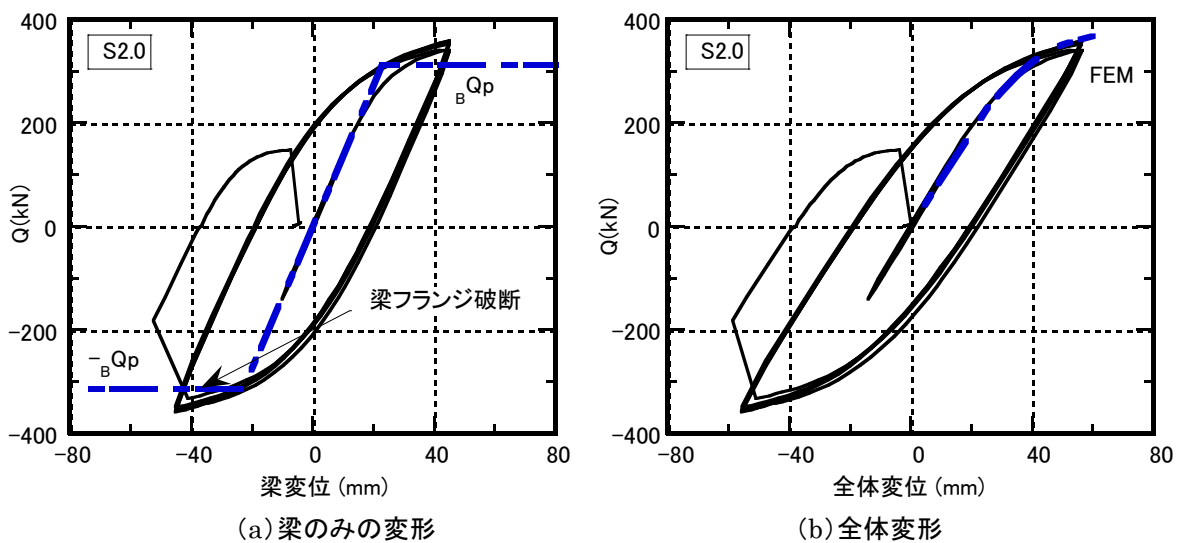
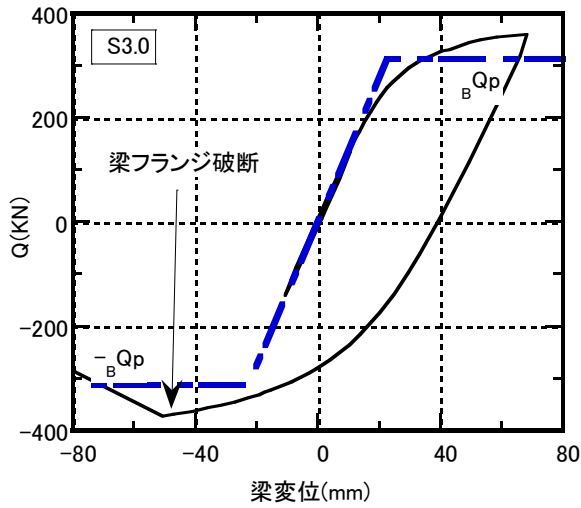
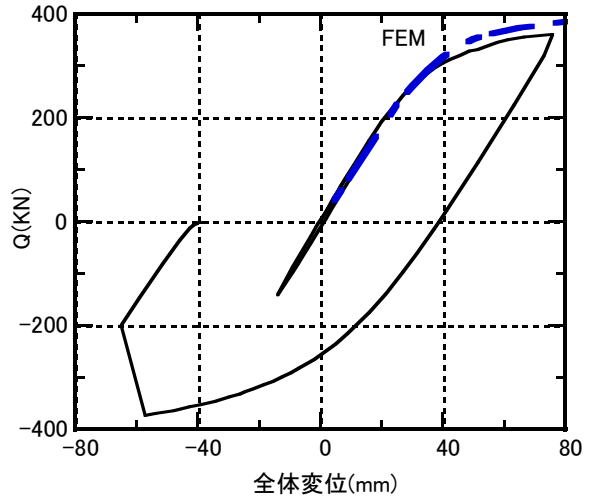


図 2.5.2-12 荷重-変形関係(試験体 S2.0)

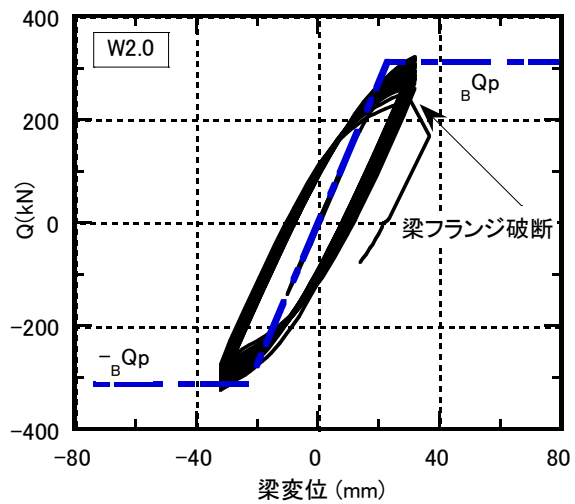


(a) 梁のみの変形

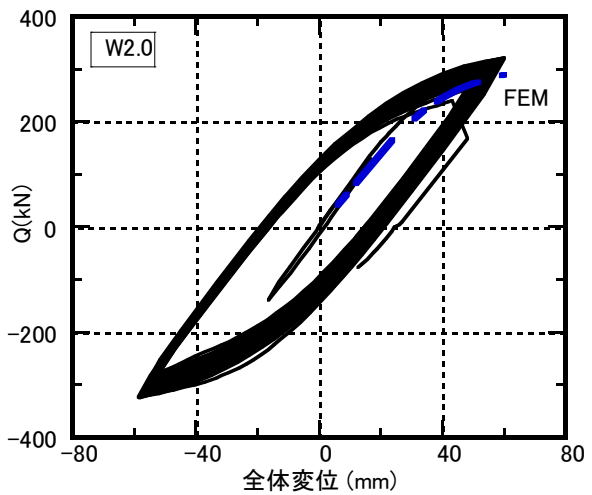


(b) 全体変形

図 2.5.2-13 荷重-変形関係 (試験体 S3.0)

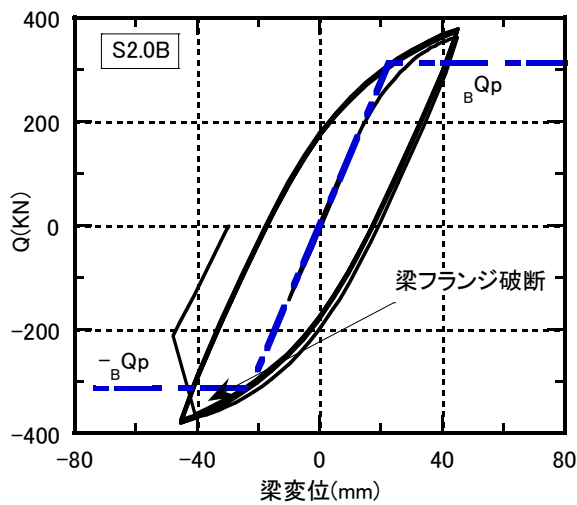


(a) 梁のみの変形

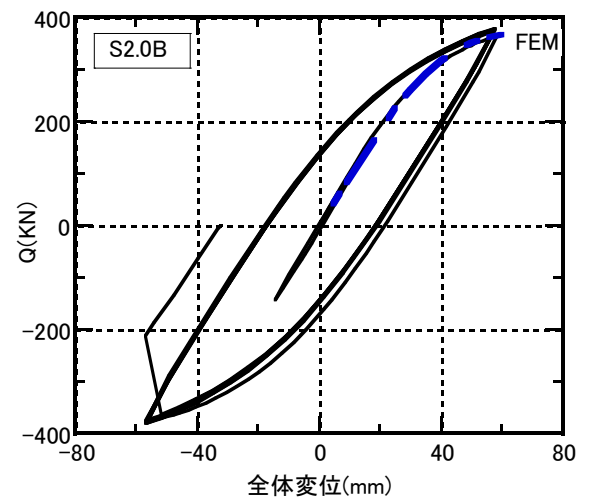


(b) 全体変形

図 2.5.2-14 荷重-変形関係 (試験体 W2.0)



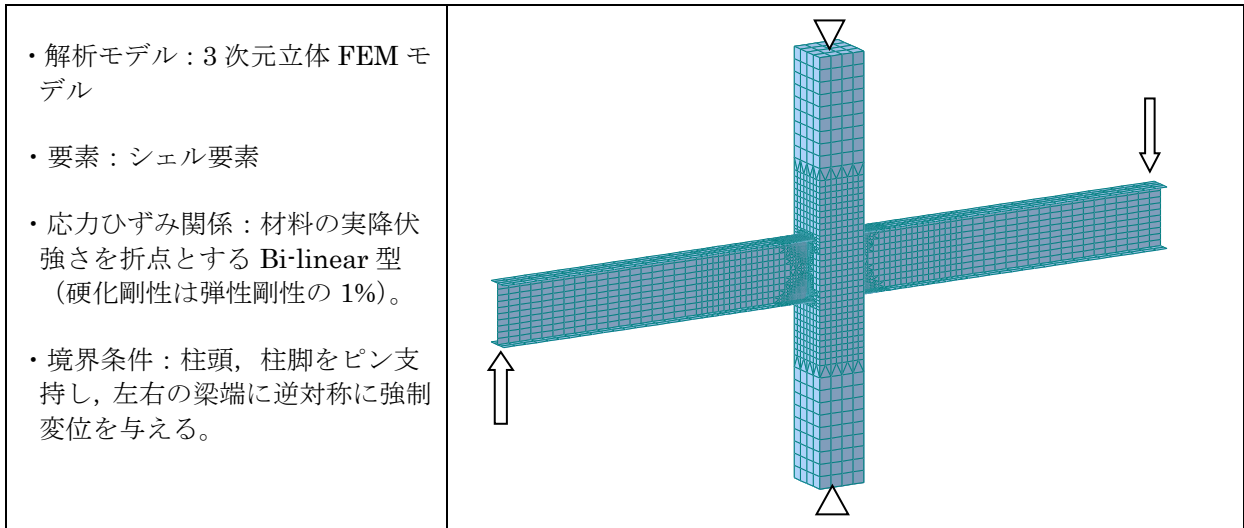
(a) 梁のみの変形



(b) 全体変形

図 2.5.2-15 荷重-変形関係 (試験体 S2.0B)

表 2.5.2-13 FEM 解析概要



b)各サイクルのピーク荷重の推移

各サイクルのピーク荷重の推移を図 2.5.2-16 に示す。図中には梁の全塑性耐力およびその 90%の耐力を示す。

梁の塑性率振幅の小さい試験体 S1.3( $b\delta/b\delta p=1.3$ )および W2.0( $b\delta/b\delta p=1.4$ )は加力を続けるにつれ徐々に耐力低下を起し，全塑性耐力の 90%を下回っても梁フランジ全断面破断には至っていない。これに対しその他の試験体では十分な耐力低下を起すことなく一挙に梁フランジ全断面破断に至った。

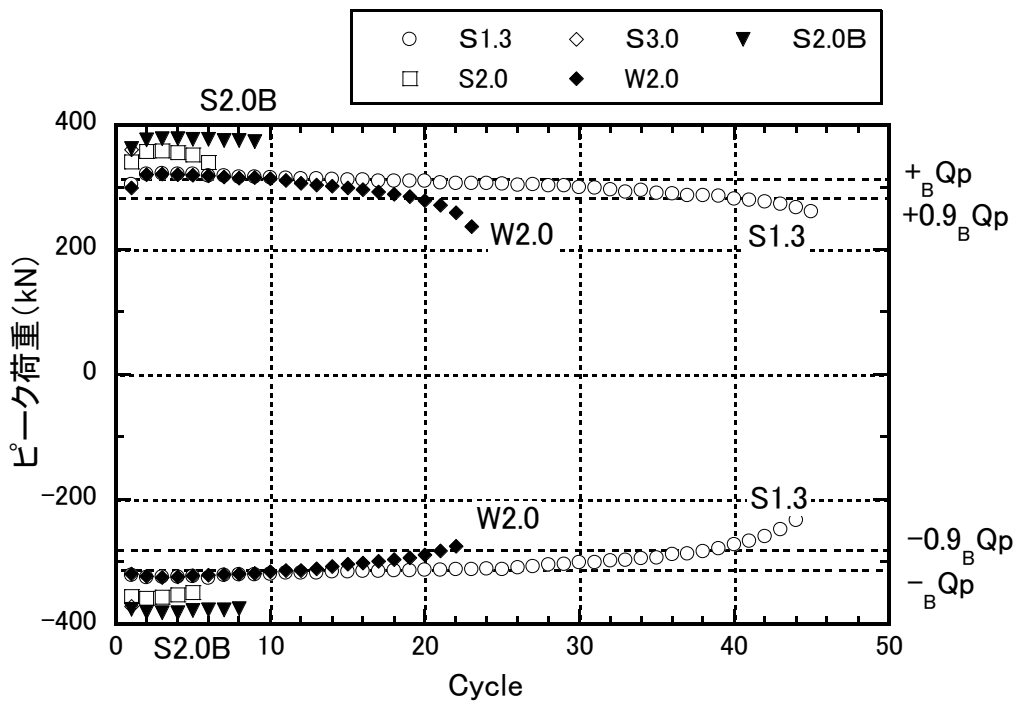
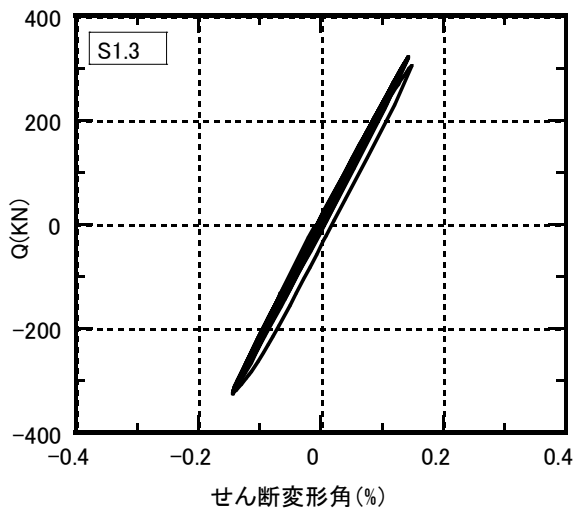


図 2.5.2-16 各サイクルのピーク荷重の推移

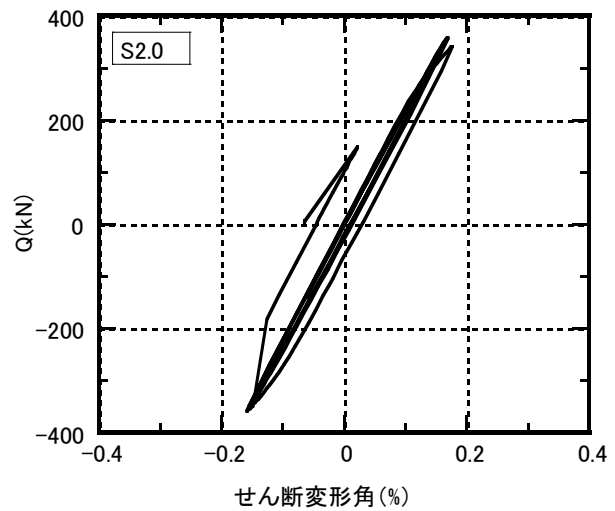
### c) 接合部パネルの履歴

各試験体の接合パネルの荷重-せん断変形角関係を図 2.5.2-17 に示す。「荷重」は、左右の梁せん断力の平均で示している。弱パネルの試験体 W2.0 には、パネルの荷重-変形関係の計算値を Bi-linear で示している。試験体 W2.0 の図中には接合部パネルのせん断剛性、全塑性パネル耐力の関係を Bi-linear で示す。

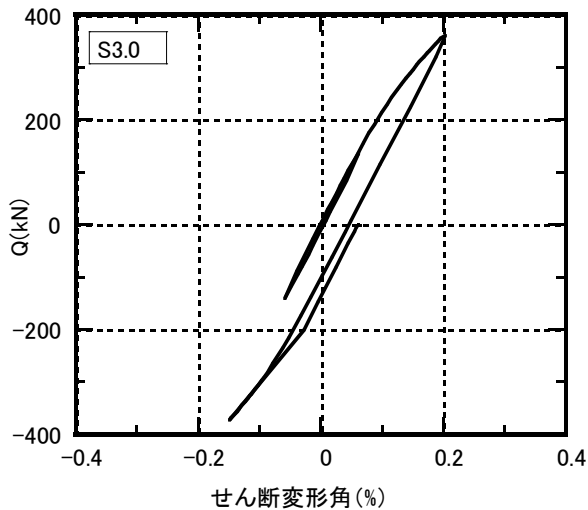
弱パネルの試験体 W2.0 のみ、接合部パネルは大きく塑性履歴を示しているが、その他の試験体は線形挙動を示しているである。試験体 W2.0 のパネルの弾塑性挙動と計算値との対応は良好である。



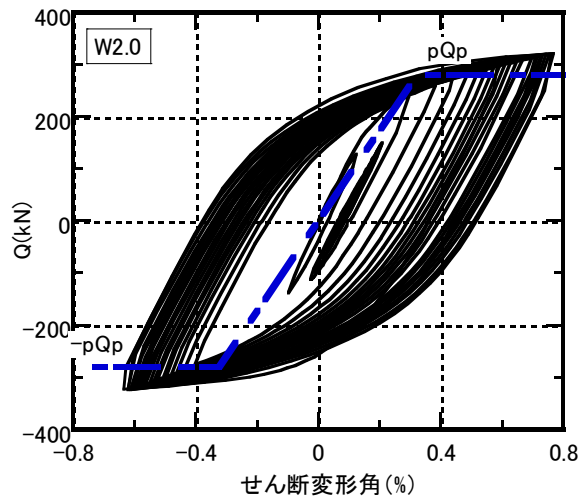
(a) 試験体 S1.3



(b) 試験体 S2.0

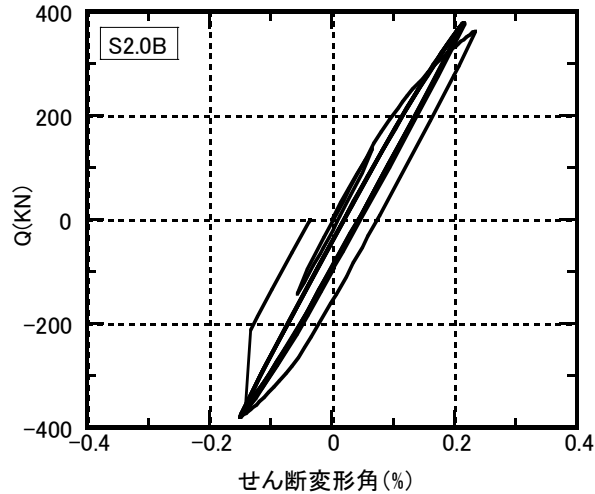


(c) 試験体 S3.0



(d) 試験体 W2.0

図 2.5.2-17 接合部パネルの荷重-せん断変形角関係



(e) 試験体 S2.0B

図 2.5.2-17 (続き) 接合部パネルの荷重-せん断変形角関係

d) 梁, 柱, 接合部パネルの変形割合

各試験体の梁先端の変位に占める梁, 接合部パネル, 柱の変形成分を図 2.5.2-18 に示す。

いずれの試験体ともに梁の占める変形が最も大きい弱パネルの試験体 W2.0 は他の試験体に比べパネルの変形成分が大きくなっていることがわかる。梁の先端変位は, 試験体 S2.0, S2.0B および S2.0B でほぼ同じであるが, W2.0 は接合部パネルの占める割合が大きいため, 梁の変形が小さくなっている。W2.0 試験体の梁端のひずみは, 同一の変形 (層間変形) の強パネル試験体に比べかなり緩和され, S2.0 の梁塑性率は 2.0 であるが, W2.0 の梁塑性率は 1.4 である。

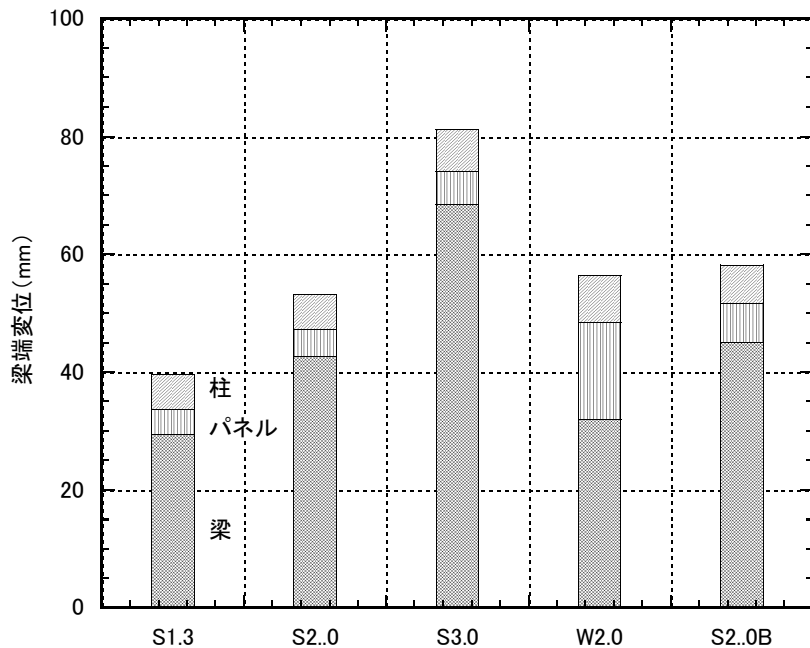


図 2.5.2-18 各部の変形割合

e) シアープレートと梁ウェブの水平方向のずれ

梁せん断力 (左右の梁の平均) とシアープレートと梁ウェブの水平方向のずれ変形の関係を図

2.5.2-19 に示す。計測位置は、図 2.5.2-9 参照。

ほとんどの試験体ともに加力を繰り返すにつれ変形が正側（引張側）に累積している。この原因は、ウェブが引張られることによるウェブ自身の伸びとウェブプレートのネッキングに起因するボルト張力の減少にともなう高力ボルト接合部の滑りの両者が含まれていると考えられる。

梁の塑性率振幅が小さく、結果的に繰り返し回数が多い試験体 S1.3 および W2.0 では、耐力の低下時に引張り側への変形の累積が顕著に生じている。この段階では梁ウェブはほとんど荷重を伝達できていない可能性がある。また、梁ウェブの高力ボルト接合部の耐力を向上させた試験体 S2.0B では変形の累積は見られず、試験体 S2.0 に比べ変形そのものも小さい。

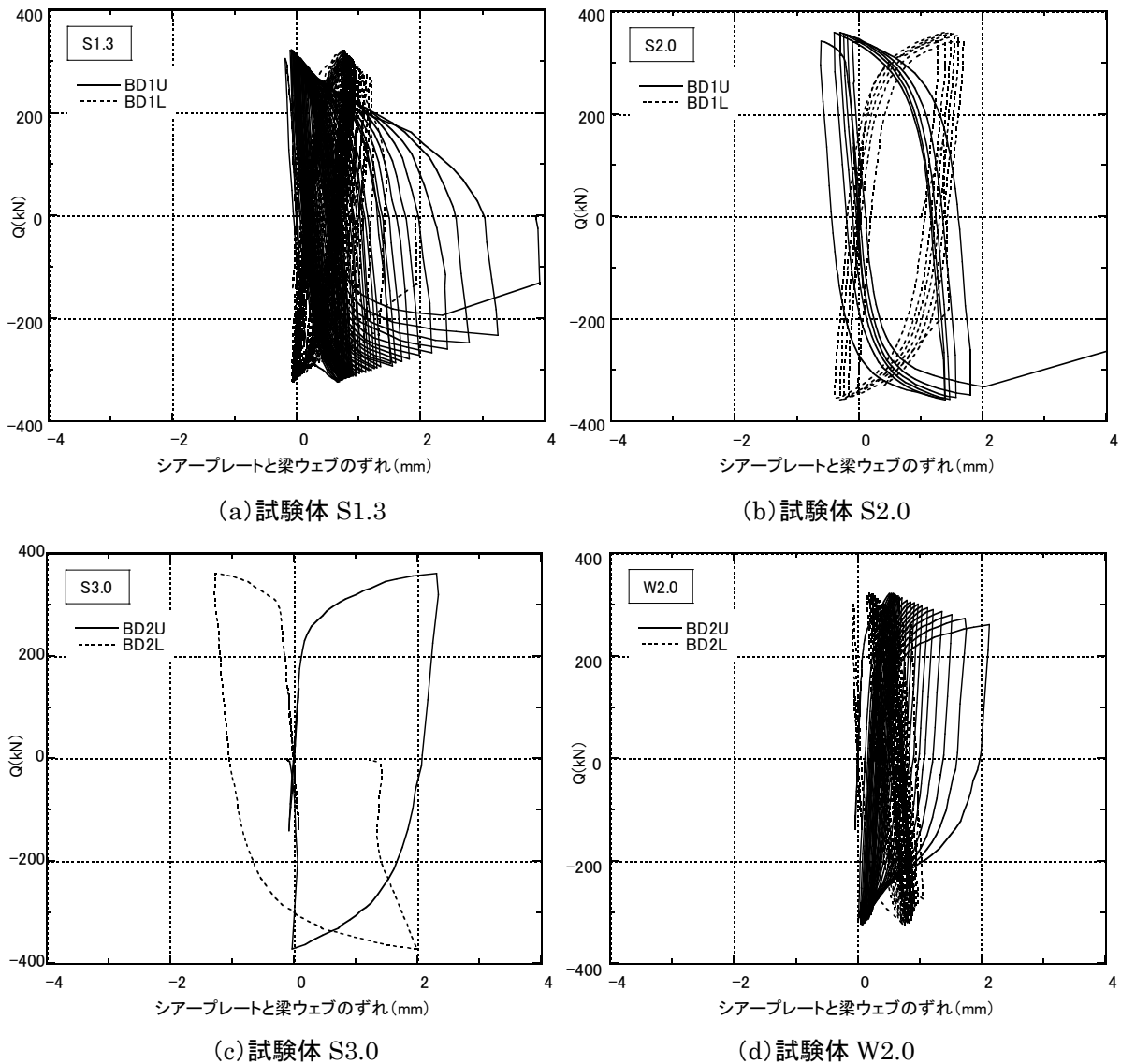
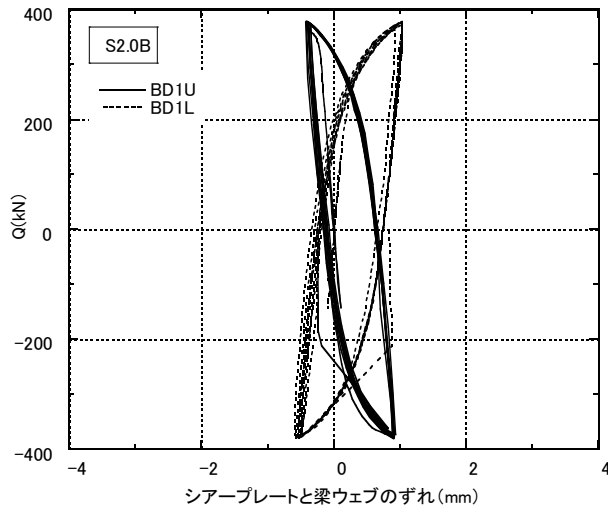


図 2.5.2-19 シアープレートと梁ウェブ水平方向のずれ



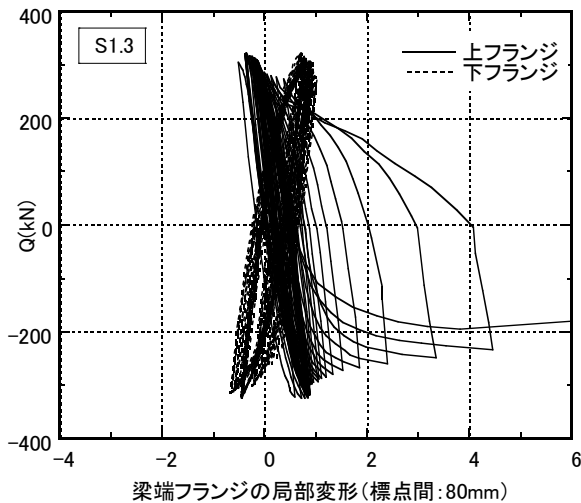
(d) 試験体 S2.0B

図 2.5.2-19 (続き) シアープレートと梁ウェブ水平方向のずれ

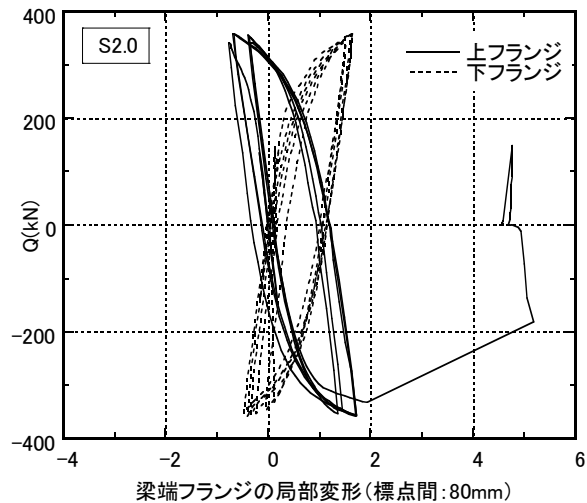
f) 梁端フランジ軸方向の局部変位

各試験体の梁せん断力と梁端フランジに設置した変位計の関係を図 2.5.2-20 に示す。この変位計は、図 2.5.2-9 (d) に示すものであり、標点間距離は 80mm である。

梁の塑性率振幅が小さく延性的に耐力低下を生じた試験体 S1.3 および W2.0 では、正側（引張側）への変位の累積が生じた後に破断している。これに対しその他の試験体では正側への変位の累積はほとんどなく、破断につながっていることがわかる。第 1 サイクルの負側で下フランジが破断した試験体 S3.0 の圧縮時の変位は約 1.4mm、これを標点間距離 80mm で除してこの間の平均ひずみを求めると約 1.8%となる。

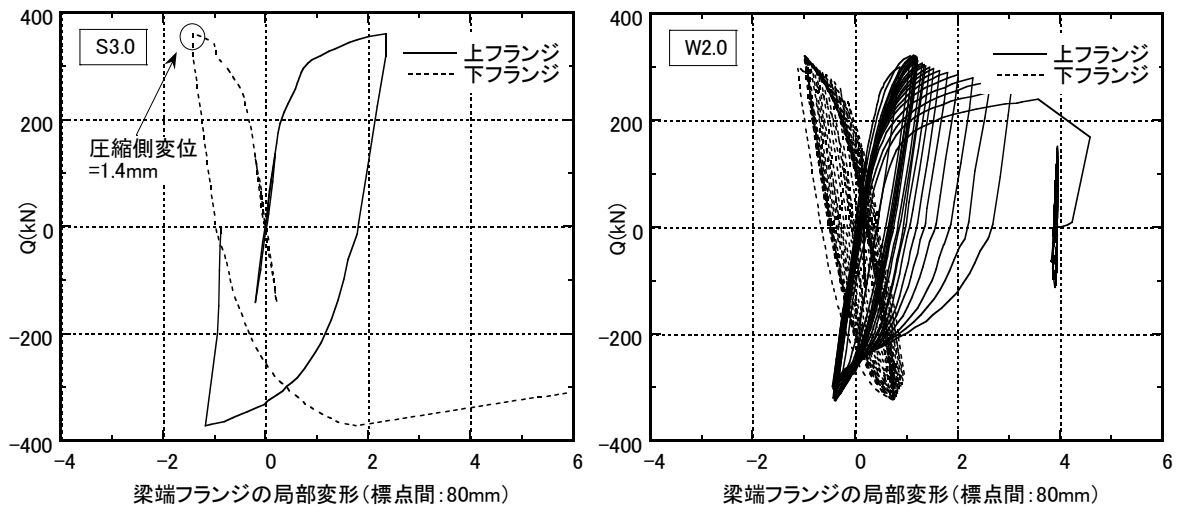


(a) 試験体 S1.3



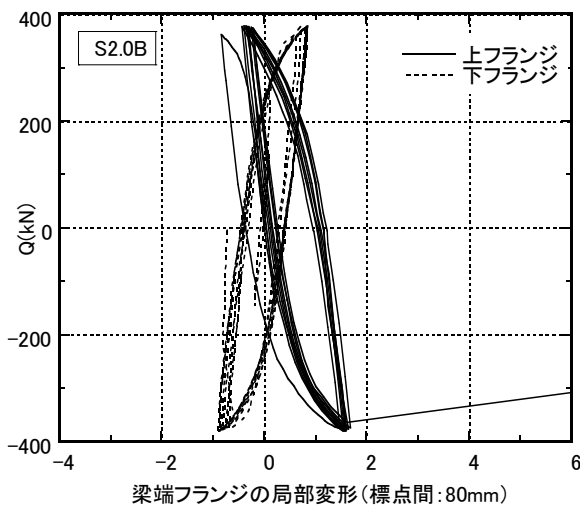
(b) 試験体 S2.0

図 2.5.2-20 梁端フランジの軸方向局部変形



(c) 試験体 S3.0

(d) 試験体 W2.0



(e) 試験体 S2.0B

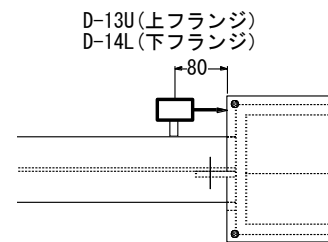


図 2.5.2-20 (続き) 梁端フランジの軸方向局部変形

### 3) 各部のひずみ

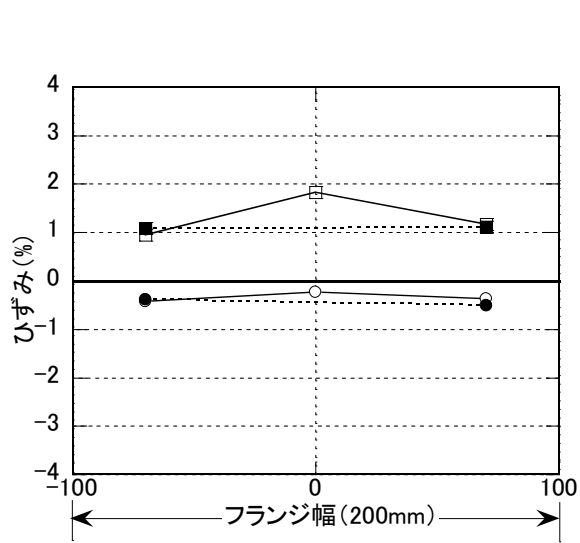
#### a) 梁端フランジ

第1サイクルの正・負のピーク時について、梁端の上下フランジの表裏に貼付したひずみの分布を図 2.5.2-21 に示す。①および④がフランジ外側 (各 3 枚)、②および③がフランジ内側 (各 2 枚) である。貼付位置は柱フェイスから 50mm とし、ほぼスカラップ底の位置に相当する。なお、①および②は正載荷時に圧縮に、③および④が引張りになる。

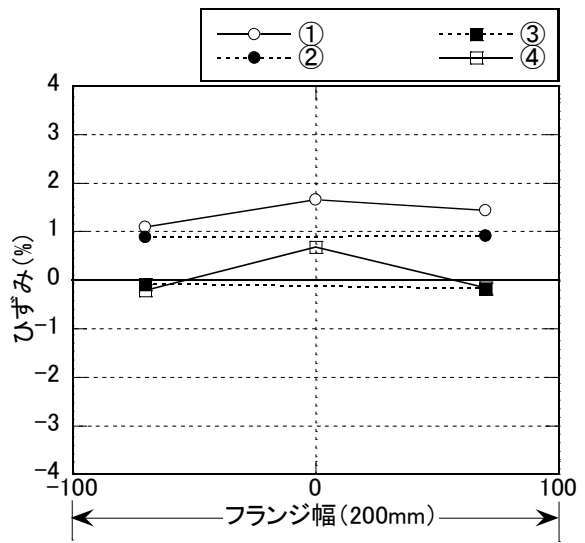
各試験体ともにフランジ中央のひずみが大きく、梁の中央部ではスカラップによるひずみ集中が生じていることがわかる。弱パネルの試験体 W2.0 では、フランジの内外のひずみに大きな差はなく、ここでのひずみゲージの結果からは、他の強パネルの試験体に比べ 2 次曲げが顕著に生じているとは言えない。

各試験体の第1サイクル正側のピーク時の引張り側フランジ外側のひずみ分布を比較して図 2.5.2-22 に示す。最も塑性率振幅の大きな試験体 S3.0 では、フランジ中央 (スカラップ底の外側) において約 3.5% のひずみとなっている。

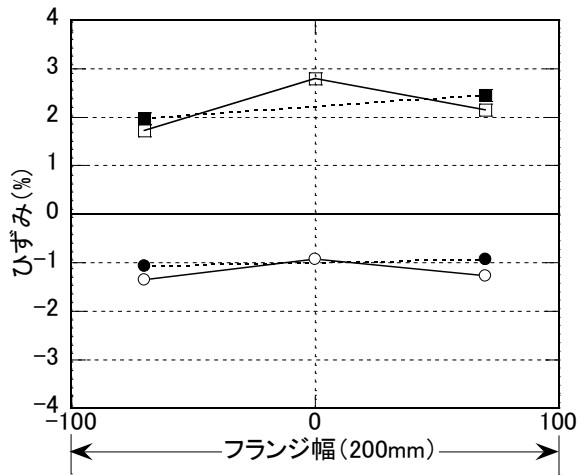




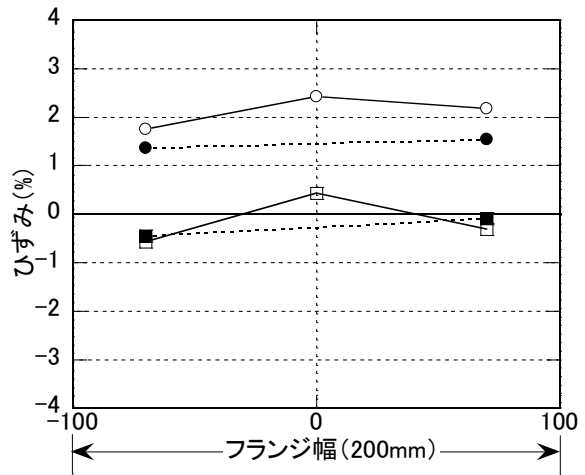
(a-1) 試験体 S1.3 正載荷時



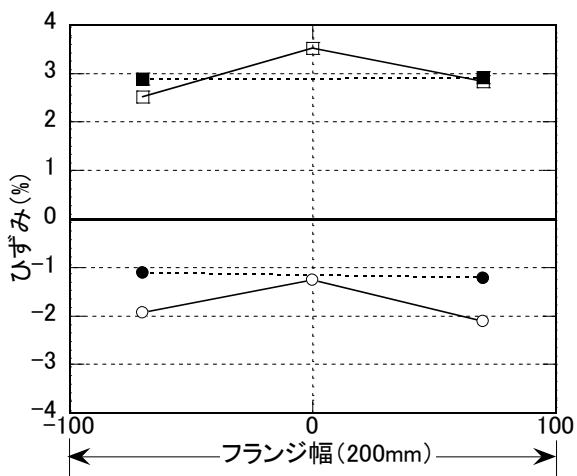
(a-2) 試験体 S1.3 負載荷時



(b-1) 試験体 S2.0 正載荷時



(b-2) 試験体 S2.0 負載荷時



(c-1) 試験体 S3.0 正載荷時

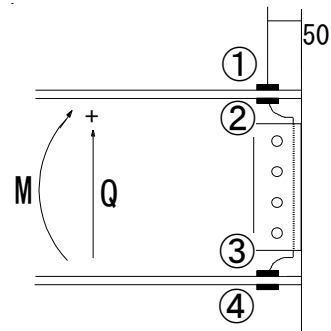
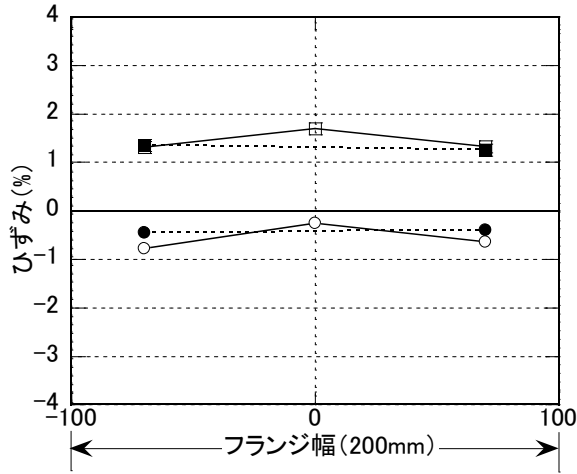
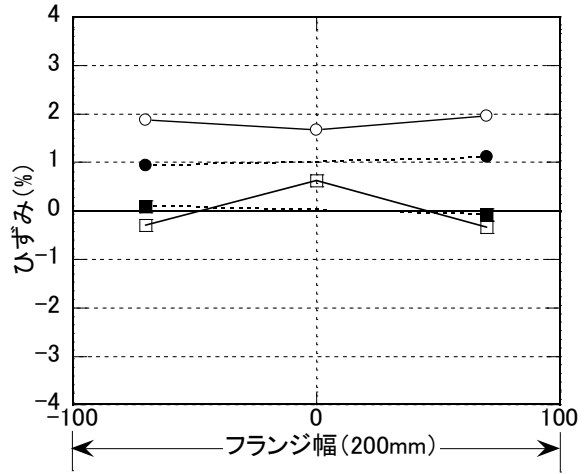


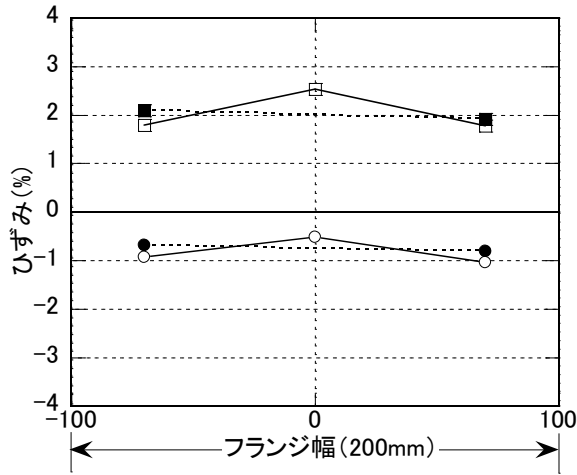
図 2.5.2-21 梁端フランジのひずみ



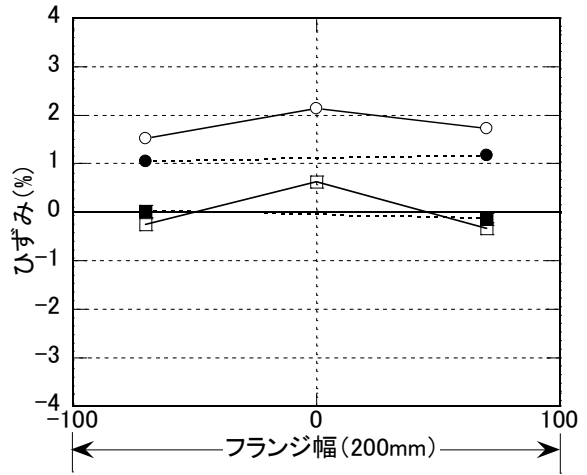
(d-1) 試験体 W2.0 正載荷時



(d-2) 試験体 W2.0 負載荷時



(e-1) 試験体 S2.0B 正載荷時



(e-2) 試験体 S2.0B 負載荷時

図 2.5.2-21 (続き) 梁端フランジのひずみ

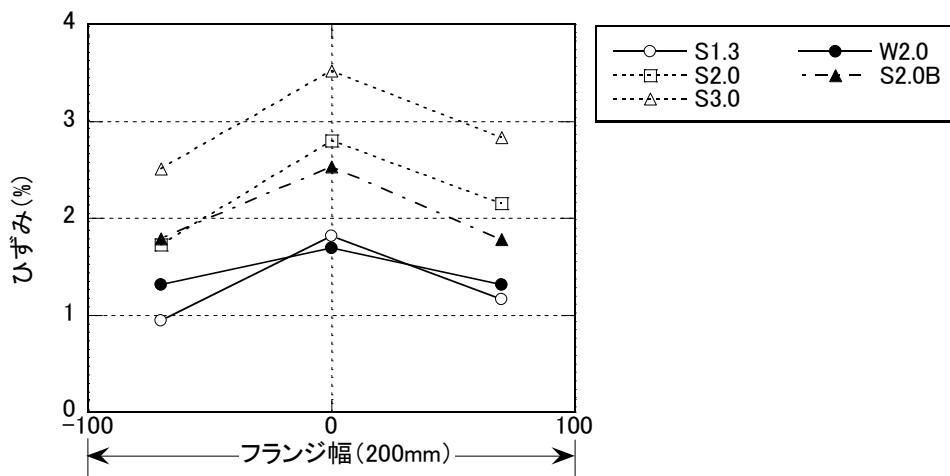


図 2.5.2-22 各試験体のフランジのひずみの比較 (第1サイクル正側ピーク時)

### b) 梁ウェブ

柱フェイスから 2 つの断面の梁のひずみ分布を図 2.5.2-23 に示す。断面 A は柱フェイスから 300mm、断面 B は 150mm の距離である。

柱フェイスから 300mm 離れた A 断面ではほぼ平面保持の仮定が成立しているのに対し、B 断面ではフランジのひずみに比べウェブのひずみが小さくなっている。この傾向は特に振幅の大きな S3.0 および S2.0 で顕著である。素材試験の結果、梁ウェブ (t=12) の降伏強さは 377N/mm<sup>2</sup> であり、降伏ひずみ ( $w\epsilon_y$ ) は 0.18% である。 $\pm w\epsilon_y$  を図中に記入する。ウェブの上下端ではほぼ降伏ひずみに達していることが分かる、

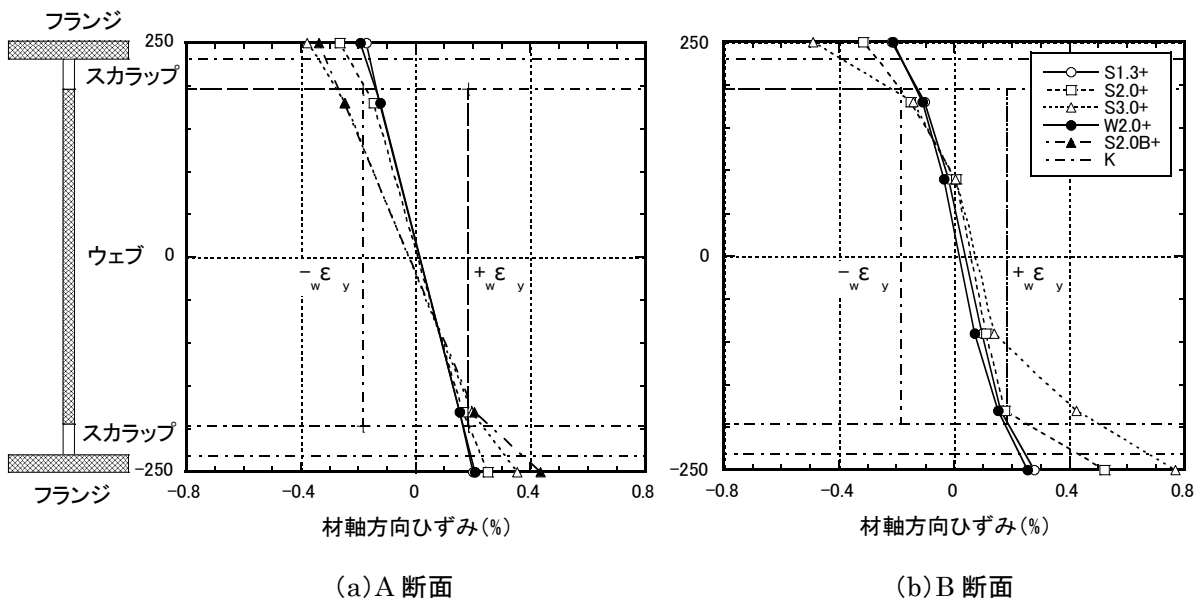
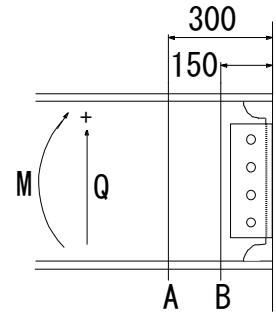
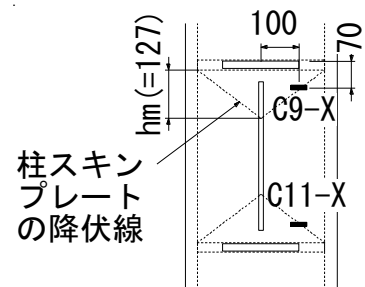


図 2.5.2-23 梁断面のひずみ分布 (第 1 サイクル正側ピーク時)

### c) 柱スキンプレート

柱せん断力と柱スキンプレートに柱材軸と直行方向に貼付したひずみゲージで測定した面外曲げひずみの関係を図 2.5.2-24 に示す。貼付位置は右図参照。ひずみゲージ貼付位置は、文献 2.5.2-5) に記述される降伏線理論を用いた箱形断面柱に接合される H 形鋼梁端の降伏曲げ耐力にもとづき求めた柱スキンプレートの降伏線上にほぼ対応する。



日本建築学会鋼構造接合部設計指針 2.5.2-5) 「4 章：柱梁接合部」(本文 4.8b) 式に基づき梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力  $m$  を求める。箱形断面柱のときの耐力  $m$  は下式による。

$$m = \min \left\{ 1.4 \frac{t_{cf}}{d_j} \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{cy}}{t_{bw} \cdot F_{wy}}} \right\} \quad (2.5.2-3)$$

記号  $t_{cf}$  : 柱板厚,  $d_j$  : 柱鋼管壁の塑性領域の高さ (ダイアフラムの内法間距離)

$b_j$  : 柱鋼管壁の降伏領域の幅,  $t_{bw}$  : 梁ウェブ板厚

$F_{cy}$ ,  $F_{wy}$  : それぞれ, 柱, 梁尾ウェブの降伏強さ

実材料強度を用いて耐力  $m$  を求めると, 柱板厚 32mm, 19mm の試験体ともに  $m = 1.0$  となる。しかし, 柱および梁の材料強度を SM490A 材の規格下限値とすると, S シリーズの試験体はすべて  $m = 1.0$  となるが, 柱板厚の薄い試験体 W2.0 において  $m = 0.93$  となる。

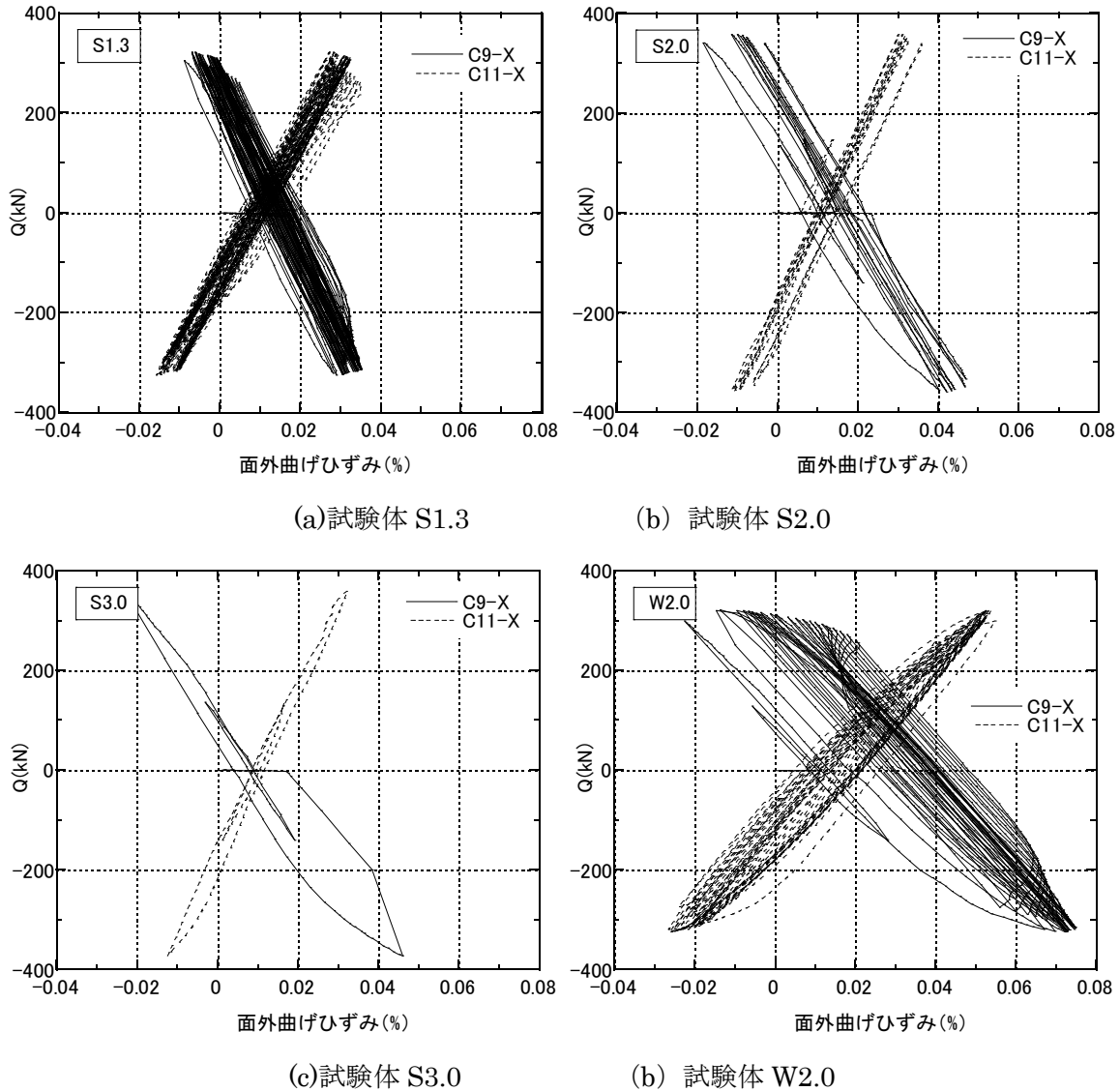


図 2.5.2-24 柱スキンプレートの面外曲げひずみ

#### 4) 破断繰り返し回数

各試験体の塑性率振幅  $\mu (=B\delta/B\delta_p)$  と破断寿命  $n_f$  の関係を図 2.5.2-25 に白丸 (○) で示す。図中には回帰直線も示す。回帰式は (2.5.2-4) 式となる。また, 図中に昨年度の本事業によって実施された梁端溶接部の多数回繰り返し実験の結果もプロットしている。

本実験結果は, 両対数軸上でほぼ線形関係にある。特に接合部ディテールおよび柱と梁の断面

が等しく振幅のみが異なる S1.3, S2.0 および S3.0 の結果は、はほとんど一直線上にある。弱パネルの試験体 W2.0 は回帰直線よりもやや左にあり疲労寿命が低く、ウェブボルトの曲げ耐力を向上させた試験体 S2.0B は回帰直線よりも右にあり疲労寿命が高い傾向にあることを示している。

昨年度の梁端溶接部の多数回繰返し実験との比較では、今年度の本実験は全体的に疲労寿命が低く、かつ回帰直線の傾きが緩い傾向にある。昨年度の実験では、振幅が大きい試験体でもき裂が延性的に進展した後に梁フランジが全断面破断している。本実験では、塑性率振幅が小さい試験体 S1.3 であっても延性き裂が進展したが、最終的に脆性破面が部分的に表れていた。塑性率振幅の大きな試験体 S2.0 や S3.0 では、ほとんどが脆性破面であり延性的なき裂進展は起こしていない。本実験では、延性き裂が十分に進展する前に脆性的に破断したことが、疲労寿命が低いこととなって表れている可能性が考えられる。

$$\mu \cdot n_f^{0.23} = 3.04 \quad (2.5.2-4)$$

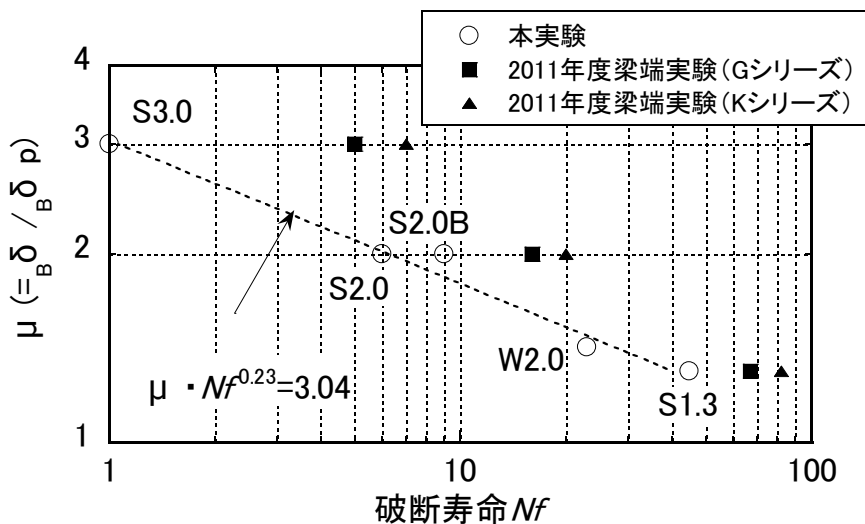


図 2.5.2-25 塑性率振幅と破断寿命の関係

## 5) 破壊に対する考察

### a) フランジの最大応力

各試験体について、最大耐力時の梁フランジの最大応力を下式により推定する。

$${}_F\sigma_u = \frac{Q_{\max} \cdot {}_B L - {}_w M}{A_F \cdot h_b} \quad (2.5.2-5)$$

記号  ${}_F\sigma_u$  : 梁フランジ最大応力       $Q_{\max}$  : 最大耐力 (梁せん断力),  
 ${}_B L$  : 柱フェイスから梁加力点までの距離 (=2.8m),  
 ${}_w M$  : ウェブ高力 (表 2.5.2-6 参照)  
 $A_F$  : 梁フランジ断面積,  $h_b$  : 梁のフランジ中心間距離

推定結果を表 2.5.2-14 に示す。表中には、材料の引張試験で得られた梁フランジの引張強さ  $\sigma_u$  に対する比も併せて示す。

塑性率振幅が小さく延性き裂が十分に進展した後に破断した試験体 S1.3 および W2.0 に関して

は、材料の引張強さに対するフランジ最大応力の比  $F\sigma_u / \sigma_u$  は 0.93~0.94 である。これに対し、延性き裂が十分に進展する前に脆性的に破断したその他の試験体では、 $F\sigma_u / \sigma_u$  は 1.02~1.08 の範囲にあり、梁フランジ応力は材料の引張強さに達していたと推定される。

文献 2.5.2-7) から、実大実験で得られた脆性的に破壊した試験体の最大耐力と材料破壊靱性の関係を図 2.5.2-26 に示し、本実験結果をプロットする。なお、本実験における材料の破壊靱性は、実験実施時の温度を平均的に 5°C (表 2.5.2-11 参考) として梁フランジ母材のシャルピー吸収エネルギー遷移曲線 (図 2.5.2-7) から求め、 $vE=130J$  とした。

図 2.5.2-26 では、本実験結果は既往の実験結果の範囲に概ね含まれていることがわかる。

表 2.5.2-14 梁フランジ最大応力の推定結果

試験体	最大耐力 (kN)		$wM$ (kN·m)	$F\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{F\sigma_u}{\sigma_u^*}$
	$Q_{max}$ (kN)	梁端曲げ $Q_{max} \times_B L$ (kN·m)			
S1.3	321.5	900.2	0	492.5	0.93
	-325.0	-910.0	0	-497.9	-0.94
S2.0	+358.0	1002.4	0	548.4	1.04
	-358.0	-1002.4	0	-548.4	-1.04
S3.0	+360.5	1009.4	0	552.2	1.05
	-371.5	-1040.2	0	-569.1	-1.08
W2.0	+320.5	897.4	0	491.0	0.93
	-324.5	-908.6	0	-497.1	-0.94
S2.0B	+378.0	1058.4	80.2	535.2	1.02
	-380.5	-1065.4	-80.2	-539.0	-1.02

\*  $\sigma_u$  : 材料試験によって得られた梁フランジの引張強さ (=527 N/mm<sup>2</sup>)

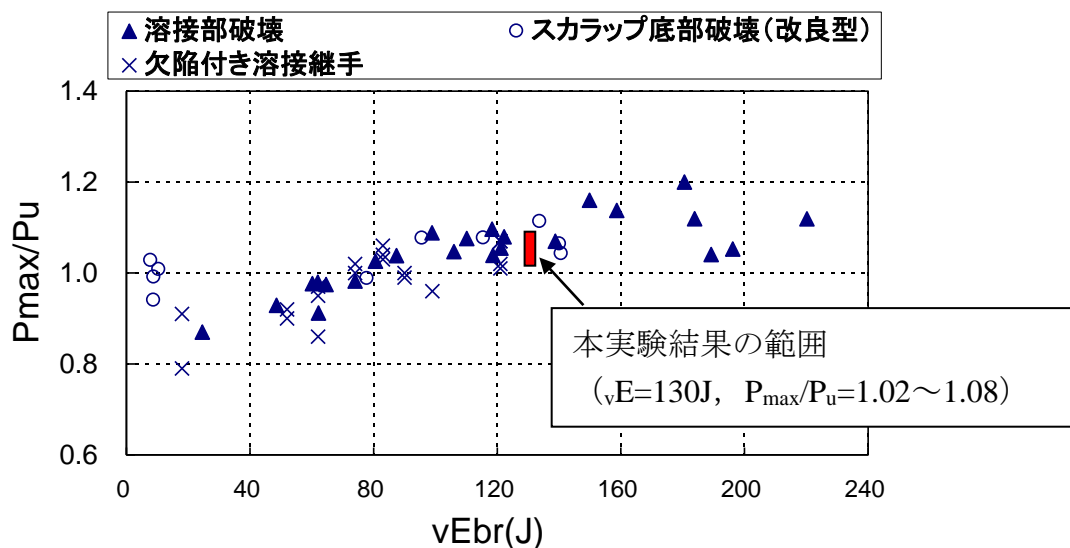


図 2.5.2-26 既往の研究による最大耐力と材料破壊靱性の関係<sup>2.5.2-7)</sup> と本実験の対応

b) 累積塑性変形倍率および累積塑性回転角

各試験体の破断繰り返し回数  $n_f$  から累積塑性変形倍率  $\eta$  および累積塑性回転角  $\Sigma\theta_{pl}$  を求める。

それぞれ下式による。

$$\eta = 4({}_B\delta / {}_B\delta_p - 1) \times (n_f - 1) \quad (2.5.2-6)$$

$$\Sigma\theta_{pl} = \eta \times {}_B\theta_p \quad (2.5.2-7)$$

$${}_B\theta_p = {}_B\delta_p / {}_BL \quad (2.5.2-8)$$

記号  ${}_B\delta$  : 梁加力振幅,  ${}_B\delta_p$  : 梁の全塑性耐力時の弾性変形,  
 ${}_BL$  : 柱フェイスから梁加力点までの距離 (=2.8m),

求めた結果を表 2.5.2-15 に示す。ただし,  $\eta$  および  $\Sigma\theta_{pl}$  は, 試験体 S3.0 のみ第 1 サイクル負側のピーク (破断) までとした。さらに, 塑性率振幅と累積塑性変形倍率  $\eta$  および累積塑性回転角  $\Sigma\theta_{pl}$  の関係を図 2.5.2-27 および図 2.5.2-28 にそれぞれ示す。また, 既往の研究による累積塑性回転角<sup>2.5.2-8)</sup> を図 2.5.2-29 に示す。

図 2.5.2-27 および図 2.5.2-28 から, 塑性率振幅と破断繰り返し回数の関係と同様, 右上がりの関係にあることがわかる。言い換えれば, 累積塑性変形倍率および累積塑性回転角ともに塑性率振幅依存性があることを示している。これらの図が両対数軸で表わされていることを考慮すると, その依存性は極めて大きいと考えられる。

図 2.5.2-29 (a) ~ (d) は, スカラップ形状ごとに示され, この図の基は漸増交番載荷実験であり, 本実験とは載荷方法が異なっているが, 本実験と同じ (a) 従来型スカラップのスカラップ底破断試験体の  $\Sigma\theta_{pl}$  は, 0.1~0.6 の範囲にあり, 本実験結果と概ね同様の値となっている。

表 2.5.2-15 累積塑性変形倍率および累積塑性回転角

試験体	梁変位振幅(mm)	$n_f$	$\eta$	$\Sigma\theta_{pl}$ (rad)
S1.3	$\pm 1.3 {}_B\delta_p$	45-	52.8	0.424
S2.0	$\pm 2.0 {}_B\delta_p$	6-	20	0.161
S3.0	$\pm 3.0 {}_B\delta_p$	1-	6	0.048
W2.0	$\pm 1.4 {}_B\delta_p$	23+	35.2	0.283
S2.0B	$\pm 2.0 {}_B\delta_p$	9-	32	0.257

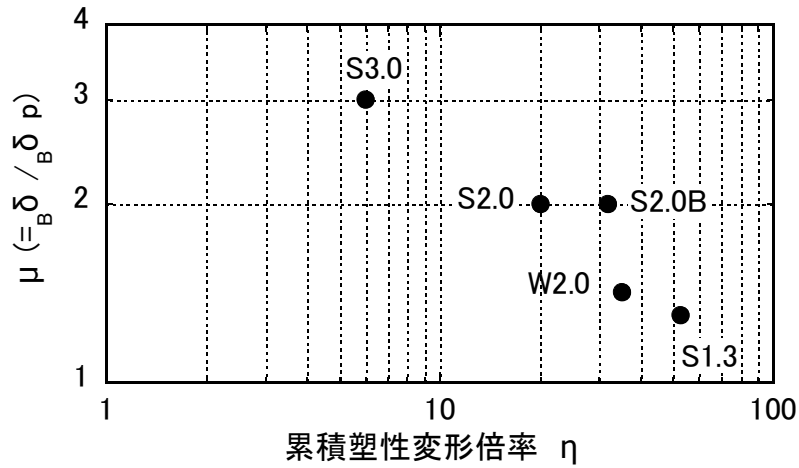


図 2.5.2-27 塑性率振幅と累積塑性変形倍率  $\eta$  の関係

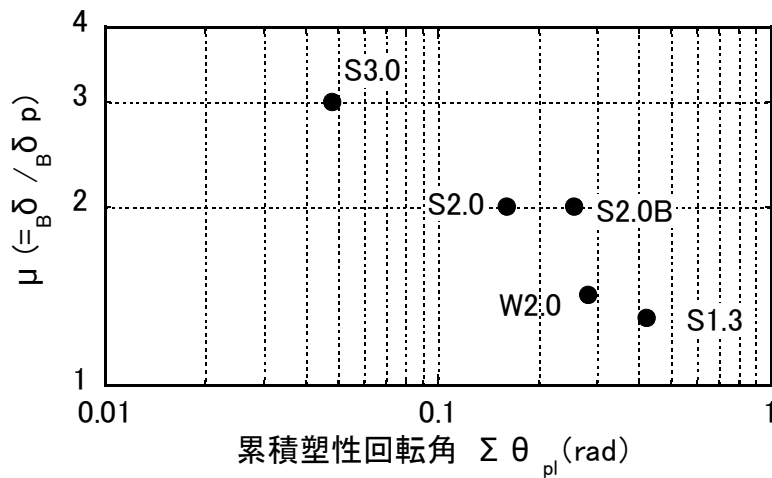


図 2.5.2-28 塑性率振幅と累積塑性回転角  $\Sigma \theta_{pl}$  の関係

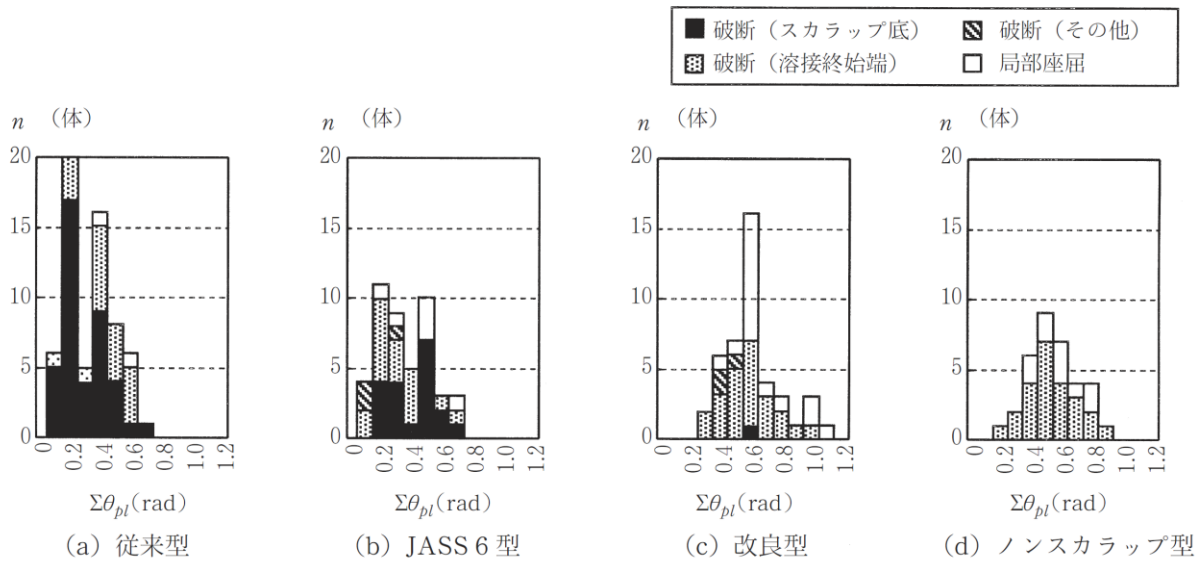


図 2.5.2-29 既往の研究による累積塑性回転角  $\Sigma \theta_{pl}$  <sup>2.5.2-8)</sup>



## (5) 結論ならびに今後の課題

本実験によって得られた結論は下記の通り。

- 1) いずれの試験体ともにスカラップ底の回し溶接止端部がき裂の起点となり梁フランジ母材の全断面の破断が生じた。スカラップ底のひずみ集中は、梁端フランジ破壊を引き起こす要因である。
- 2) 現場溶接タイプの上フランジ（外開先）と下フランジの比較においては、5体中4体が上フランジの破断、1体が下フランジの破断であり、本実験の結果では必ずしも上フランジが下フランジ（内開先）よりも変形能力が高いとは言えない。
- 3) 塑性率振幅の小さな試験体（S1.3, W2.0）では、延性的なき裂進展に伴い徐々に耐力が低下した後に梁フランジ母材が破断した。このような試験体では破断面に占める延性的破面が比較的目立っている。
- 4) 塑性率振幅の大きな試験体（S2.0, S3.0, S2.0B）では延性的な耐力低下を伴うことはほとんどなく、梁フランジ母材の全断面破断が生じた。これらの試験体の破断面はほとんどが脆性的な破面であった。
- 5) 塑性率振幅と破断繰り返し回数の間には、両対数軸上ではほぼ線形関係にある。
- 6) 弱パネルの試験体 W2.0 では、破断繰り返し回数はこの直線に対しやや低い傾向にあるが、その差は顕著ではない。弱パネルの試験体は、全体変形に占める接合部パネルの変形割合が大きいため、同じ層間変形のもとでは強パネル試験体よりも梁の塑性率が低く抑えられる。このため、接合部パネルのせん断変形により梁端に2次曲げが生じたとしても同一全体変形（層間変形）に対応する梁端の破断寿命は、強パネルの試験体よりも高い。
- 7) 梁ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力を向上させた試験体 S2.0B は、同じ塑性率振幅の試験体 S2.0 に対し耐力、繰返し能力ともに向上した。
- 8) 脆性的に破断した試験体のフランジの最大応力は、材料の引張強さの 1.02～1.08 倍であり、材料の引張強さに達した後に破断に至ったと推定される。
- 9) 梁端の累積塑性変形倍率および累積塑性回転角ともに塑性率振幅依存性は非常に大きい。

今後の課題として以下が挙げられる。

### 1) 材料の特性値と破断寿命の関係の定量的な評価

本実験で用いた材料は、昨年度の梁端実験に用いた材料よりも試験温度におけるシャルピー吸収エネルギーが低く遷移温度が高いため、破壊靱性が低い材料であった。そのため延性的なき裂進展が十分でなく破断した可能性がある。材料の破壊靱性やその他の要因が破断寿命に及ぼす定量的な影響を把握する必要がある。

### 2) 梁端ディテールの影響の定量的な評価

本実験で想定した梁端ディテールは、比較的初期の超高層建物に用いられていた形式である。そのためスカラップ底のひずみ集中の影響により比較的早期に破断した。近年に梁端に用いられているディテールではひずみ集中が緩和されている。その影響を定量的に把握し、より精度の高い評価につなげる必要がある。

### 3) 個々の構造要素の限界状態と建物全体の性能との関係の把握

22年度および23年度の各実験はいずれも特定の構造要素ないし部分架構を取り出した多数回繰り返し実験を実施した。その結果、各構造要素の限界状態、限界性能の実験的把握は実施することができた。しかしながら、実建物は多くの構造要素の組み合わせで成立している。本調査業務で実施した各実験をより有効に活用するためにも、各構造要素の限界状態が建物性能へ及ぼす影響を評価することは重要である。

#### 【参考文献】

- 2.5.2-1) 半澤徹也，松岡祐一，田村和夫，寺田岳彦，坂本真一，堀江竜巳：鉄骨造建物における柱梁接合部の構造性能に及ぼす繰返し変位振幅の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.525-526，2006年9月
- 2.5.2-2) 澤本佳和，清川貴世，辻泰一，小鹿紀英：繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討その2，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.767-768，2010年9月
- 2.5.2-3) 田渕基嗣，田中剛：接合部パネルのせん断挙動が梁部材の曲げ挙動に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.543-544，1999年9月
- 2.5.2-4) 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事，2007年2月
- 2.5.2-5) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針（第2版），2006年3月
- 2.5.2-6) 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，2003年9月
- 2.5.2-7) 鈴木孝彦，石井匠，森田耕次，高梨晃一：欠陥を有する柱梁溶接接合部の破断性状に関する実験的研究，鋼構造論文集，第6巻23号，pp.149-164，1999年9月
- 2.5.2-8) 日本建築学会鉄骨工事運営委員会：調査研究成果報告会資料集（スカラップWG），2000年11月

## 2.6 まとめ

第2章の各実験等の概要と得られた成果をまとめて以下に示す。

### (1) 既存超高層鉄骨造建築物の実態調査

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、既存建築物の実態調査を行い、柱梁部分を中心とした性能調査（柱・梁・接合部パネルの耐力比等）を実施した。得られた結果の概要を以下に示す。

- ・ 梁フランジの幅厚比は、調査年代に関わらず、FA ランクを中心に分布し、年代が古くなると FC ランクも存在する。梁ウェブの幅厚比は、FA～FD ランクに分布し、年代が遡ると、FD ランクの割合が多くなる。
- ・ 柱の幅厚比は、年代～1985 および年代 1986～1995 年では FA～FC ランクに分布し、年代 1996～では FA ランクに分布している。最下層の柱は年代を問わず、FA ランクに分布している。柱の軸力比について、長期時は主に  $\eta = 0.3 \sim 0.4$  に分布し、地震時は一例を除いて変動幅がおおよそ  $\eta = 0.0 \sim 0.6$  の範囲内にあった。
- ・ 本実態調査の結果において、柱梁接合部パネルの耐力に関して得られた情報は僅かであったが、柱に対する耐力比で 0.52～2.2 倍、梁に対する耐力比で、内梁が 0.8～2.6 倍、外周梁が 1.4～5.5 倍という結果であった。これより、接合部パネルの耐力が、梁や柱の耐力を下回るような設計がされている建物も存在することが分かった。

### (2) 梁部材の多数回繰り返し载荷実験

梁部材が長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的として、定振幅繰り返し変位による载荷実験を実施した。ここでは、主に局部座屈で変形性能が決定されるような幅厚比を有する H 形断面梁部材（BA シリーズ：BH-450×200×9×12，BD シリーズ：BH-450×200×6×12，鋼種は SM490A）と幅厚比の異なる H 形断面梁部材（AD シリーズ：BH-600×200×9×16〔SM490〕）を対象とし、载荷パターン〔定振幅、変動振幅〕とスラブの有無を実験変数として多数回繰り返し载荷実験を行った。実験結果より、得られた結論を以下に示す。

#### 1) BA, BD シリーズの実験結果

- ・ いずれの試験体についても、最大耐力の 90%に耐力が低下した時点（90%耐力時）の繰り返し数までは、梁フランジや梁ウェブでの局部座屈の発生・進展が耐力低下の主な要因となった。
- ・ 主な最終破壊形式は、局部座屈発生域での梁フランジと梁ウェブの溶接部（すみ肉溶接部）からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、BA シリーズで変位振幅が塑性率 2.0, 2.5 の場合（試験体 BA-2, BA-2.5）の最終破壊形式は、梁端溶接部近傍からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。
- ・ 最大耐力の 90%に低下した時点（90%耐力時）の変位振幅（塑性率） $\delta/\delta_p$  と繰り返し数  $N$  との関係は相関性が高く、以下の回帰式で表現できる。

- ・ BA シリーズ：断面 BH-450×200×9×12（鋼種 SM490A）

$$(\delta/\delta_p) \cdot N^{0.123} = 3.72$$

- ・ BD シリーズ：断面 BH-450×200×6×12（鋼種 SM490A）

$$(\delta/\delta_p) \cdot N^{0.161} = 3.65$$

## 2) AD シリーズの実験結果

- いずれの試験体においても、梁フランジ及びウェブの両方に局部座屈が発生し、梁フランジの局部座屈の発生に伴い、荷重低下が顕著になった。最大荷重の95%に荷重が低下した時点(0.95Q<sub>max</sub>時)以降、繰返し数に対する局部座屈による荷重低下は、繰返し数の増加に伴って緩やかとなる傾向を示した。なお、き裂の進展が顕著になるまで急激な荷重低下は見られなかった。
- 局部座屈波頂部の位置は、すべての試験体の梁ウェブ・梁フランジ共に、柱面からおおよそ200mm(梁せいの1/3)離れた位置であった。ただし、塑性率3.0の大きな変位振幅を含む試験体(AD-3, AD-R1)においては、片側のフランジに高次の座屈モードが発生し、約300～400mm(梁せいの1/2～2/3)の位置にも座屈波が確認された。
- 主な最終破壊形式は、梁端R加工部(R=10mm)からのき裂の発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、変位振幅が塑性率3.0の定振幅の場合(試験体AD-3)の最終破壊形式は、座屈波頂部での梁フランジ母材からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。
- 定振幅繰返し载荷の試験体(AD-2, AD-2.5, AD-3)に関して、最大荷重の90%に荷重が低下した時点(0.9Q<sub>max</sub>時)での繰返し数(N<sub>90%</sub>)と変位振幅(塑性率)δ/δ<sub>p</sub>との関係は、以下の回帰式で表現できる。

$$\bullet \text{ AD シリーズ回帰式 } [0.9Q_{\max} \text{ 時}] : (\delta/\delta_p) \cdot N_{90\%}^{0.161} = 4.09$$

また、H23年度試験体(ADシリーズ)の梁部材の多数回繰返し性能は、H22年度試験体(BAシリーズ: BH-450×200×6×12 [SM490A], BAシリーズ: BH-450×200×9×12 [SM490A])の間に位置していると考えられる。

- 変位振幅が塑性率2.0の定振幅のスラブ付試験体(AD-2-S)は、同じ変位振幅の純鉄骨試験体(AD-2)と比べて局部座屈やき裂による荷重低下が顕著であった。純鉄骨梁試験体を対象にして得られた変位振幅(塑性率)と繰返し数の実験回帰式は、各荷重低下時(0.95Q<sub>max</sub>, 0.9Q<sub>max</sub>, 0.85Q<sub>max</sub>, 破断)の繰返し数を危険側に評価するが、合成梁の剛性を考慮して塑性率を補正することにより、概ね安全側に評価できる。
- 塑性率2.0~3.0の変動振幅载荷(AD-R1)と塑性率2.0~2.5の変動振幅载荷(AD-R2)において、最大荷重の90%に荷重が低下した時点(0.9Q<sub>max</sub>時)の繰返し数に対する回帰式から求められる累積損傷度D<sub>90%</sub>は、それぞれ1.018, 0.716であった。また、破断時に対する回帰式から求められる累積損傷度D<sub>f</sub>はそれぞれ1.222, 1.000であった。
- 梁の耐力低下の要因が梁部材の局部座屈の場合と梁端接合部のき裂の場合とでは、回帰式(0.9Q<sub>max</sub>時)の勾配が異なり、変位振幅が大きいほど局部座屈が梁の耐力低下の要因となりやすい。また、梁端溶接部の性能が良いと、比較的小さい変位振幅でも局部座屈が耐力低下の要因となり得ると考えられる。

なお、今後の課題として考えられる項目を以下に列記する。

- 梁せいが大きく梁ウェブの曲げモーメント負担が大きい部材断面についての保有性能の把握

- ・ シアスパン比の大小が梁部材の保有性能に及ぼす影響の把握
- ・ 梁フランジ、梁ウェブの局部座屈と梁端溶接部近傍でのき裂進展を統一的に扱うことが可能な梁部材の保有性能評価法の確立

### (3) 梁端溶接部の多数回繰返し载荷実験

多数回の繰返し変形を受ける鉄骨梁端溶接部の限界性能を把握することを目的に、実大試験体を用い、梁端接合形式および変位振幅を実験変数とした定変位振幅繰返し载荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- ・ 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、試験体の破壊は 35R スカラップ底の回し溶接止端を起点とした梁フランジ母材の破断であった。
- ・ 現場溶接形式における耳形スカラップにおいて、スカラップ底に亀裂は発生するがその進展は小さい。形状的に耳形スカラップの方が 35R スカラップ（回し溶接）よりもスカラップ底の応力集中は小さいものと考えられる。
- ・ 履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下するサイクルまでは、安定した履歴ループが得られる。
- ・ ピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下したときの繰返しサイクル数を用いた疲労寿命  $N_f$  と塑性率  $\mu$  の関係は、塑性率 1.3~3.0 の範囲において、梁端接合形式別に以下の Manson-Coffin 型の式で表せる。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_f^{0.328} = 4.70$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_f^{0.335} = 5.08$$

- ・ 工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁端ウェブの曲げ負担が少ないため、同一変位における梁フランジに生じるひずみ（応力）が大きくなる。そのため、工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が疲労寿命は短い。
- ・ 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、変位振幅と繰返し数の関係は塑性率 0.9 の場合でも上に示した回帰式を外挿することで評価できる。
- ・ これらの回帰式は、梁断面を大きくした試験体（梁せい 800mm）の 90%耐力時およびフランジ破断時の繰返し数を若干過小評価するものの概ね良い評価を与える。
- ・ これらの回帰式は、スラブの付いた合成梁試験体の 90%耐力時の繰返し数を危険側に評価する。ただし、合成梁試験体における 90%耐力時のサイクルは、まだ安定した履歴ループを描き、鉄骨梁の全塑性耐力  $Q_b$  以上の耐力を有しており、梁の保有性能として余裕を残す繰返し数といえる。また、上記回帰式から同定される繰返し数においても  $Q_b$  以上の耐力を有していた。
- ・ 変動振幅载荷実験において、90%耐力時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度  $D_{90\%}$  は 0.58, 0.60 であった。フランジ破断時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度  $D_f$  は 0.60, 0.65 であった。

今後に残された課題としては以下の項目が挙げられる。

- ・ 梁端接合詳細の相違が疲労寿命に与える影響評価

本実験では、主に 1995 年以前の超高層建築物の梁端接合詳細を対象に実験を行った。今回の試験体と異なる梁端接合詳細（現行のスカラップ形状など）の多数回繰返し特性についても検討す

る必要がある。

- ・ 許容損傷度の評価

合成梁を含め、疲労損傷をどの程度許容するかは、耐震性能の劣化の関係、建築物の耐用年数や要求性能との関係などから総合的に判断されるべき問題であり、今後検討する必要がある。

#### (4) 柱部材の多数回繰り返し载荷実験

長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける鋼管柱部材の多数回繰り返し特性の把握を目的に、特に定振幅繰り返し変位履歴下における耐力低下までの繰り返し数に着目して、既存建物の実態を反映し、①小振幅領域、②高軸力柱(一定および変動)、③一階吹抜け柱を想定した長柱、④構造種別を対象とした曲げせん断実験を実施した。本実験で得られた知見を以下に示す。

- ・ 全ての S 造試験体の最大荷重以降の荷重低下の要因は、柱頭・柱脚部に生じる局部座屈の進展であるが、局部座屈と関係性のある軸縮みの進展に関して定軸力時と変動軸力時では挙動が異なる。これらは、22, 23 年度の実験結果で同様であった。
- ・ S 試験体の変位振幅と 0.9Q<sub>max</sub> 時の繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係について、定軸力(軸力比 0.3)、細長比 23.1 に関して以下の評価式を得た。これは、22, 23 年度の実験結果を踏まえて評価したものである。

$$\delta h / \delta p \cdot = 2.389 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

$$\eta p \cdot = 3.016 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

- ・ S 造試験体において定軸力で軸力比が異なる場合、軸力比 0.3 は 0.6 に比べ 0.9Q<sub>max</sub> 時の繰り返し数が少ない。また、定軸力(軸力比 0.3)に比べ、変動軸力(軸力比 0.0~0.6)では 0.9Q<sub>max</sub> 時の繰り返し数が少ない。これは、鋼管フランジが正負加力で圧縮・引張ひずみを交互に経験し、また 1 サイクル中で経験する軸ひずみの変化量が大きいことが要因と考えられる。
- ・ S 造試験体の変動軸力(軸力比 0.0~0.6)において、細長比が大きいほど、0.9Q<sub>max</sub> 時の繰り返し数が少ない。これは、細長比が小さいほど塑性化領域が狭く、局部的に座屈が進展したことが要因と考えられる。
- ・ CFT 試験体の最大荷重以降の荷重低下は、負加力の最大荷重時(軸力 0)における曲げ引張側鋼管フランジの塑性化、負加力側の引張りひび割れが正加力最大荷重時に閉じきらないことによるコンクリート部分の応力負担の減少が要因と推測される。

S 造柱の今後の課題としては、軸力比の異なる定軸力柱、軸力変動幅の異なる変動軸力柱(引張軸力あり)、幅厚比の大きい柱(FB:32, FC:41)などの実験資料の蓄積が挙げられる。

また、今回の実験における CFT 試験体の部材ランクは、FC 相当となっており、早期に耐力低下が生じる結果となったが、CFT 構造を用いた建物で、塑性化の可能性のある最下階の部材ランクは FA とするのが一般的である。今後の課題として、既存建物の実態を反映した CFT 造柱の多数回繰り返し特性の把握が必要と考える。

#### (5) 柱梁接合部パネル、部分架構の多数回繰り返し载荷実験

##### 1) 柱梁接合部パネルの多数回繰り返し载荷実験

柱梁接合部パネル部が多数回の塑性ひずみ履歴振幅を受ける場合の構造特性(低サイクル疲労

特性)を把握することを目的に、柱断面形状を箱形断面とし、パネル幅厚比(FA ランク, FB ランク, FD ランク)、軸力比(0.0, 0.3, 0.5)、変位振幅( $3\gamma y \sim 8\gamma y$ )をパラメータとした載荷実験を実施した。

- ・ 幅厚比 FA ランク, 軸力比 0.5, 変位振幅を  $5\gamma y$  とした試験体, 幅厚比 FB ランク, 軸力比 0.3, 変位振幅を  $8\gamma y$  とした試験体, 幅厚比 FD ランク, 軸力比を 0.5, 変位振幅を  $3\gamma y$  とした試験体では最大耐力の 90%の耐力に至る前に、それぞれの柱や梁が破壊あるいは十分な疲労性能を有することが確認できる回数に達し、加力を終了した。幅厚比 FD ランク, 軸力比を 0.0, 変位振幅を  $6\gamma y$  とした試験体では、繰返し回数 45 回で、幅厚比 FD ランク, 軸力比 0.0, 変位振幅を  $8\gamma y$  とした試験体では、繰返し回数が 17 回で耐力が最大耐力の 90%となった。
- ・ 実験より、幅厚比が小さくなるにつれ柱梁接合部パネルの疲労特性は良くなる傾向にあり、せん断パネルの疲労試験に関する既往の研究と同様の傾向が得られた。また、幅厚比が FD ランク相当の試験体に、実用上では過大となるせん断変形角  $1/122(3\gamma y)$  の変形を与えたが、200 回以上の繰返し載荷に対しても耐力低下が見られず、耐震上十分な疲労特性が確認できた。

## 2) 柱梁接合部部分架構の多数回繰返し載荷実験

柱や接合部パネルなどが及ぼす梁端の限界性能への影響を把握することを目的とした実験を行った。試験体は、柱を溶接組立箱形断面(□ 400×400)に梁(BH 500×200×12×19)を接合させて十字形部分架構である。柱、梁ともに SM490A 材を用い、梁端は現場接合を想定し、梁フランジは突合せ溶接、梁ウェブは高力ボルト接合とした。スカラップは 35R-1/4 円とし、スカラップ底は  $90^\circ$  で梁フランジと交差させさらにスカラップ底には回し溶接を施工した。試験体は合計 5 体、パラメータはパネル-梁耐力比、ウェブ高力ボルト曲げ耐力および加力振幅とし、梁の塑性率振幅として 1.3~3.0 を設定した。

実験結果の概要を以下に示す。

- ・ いずれの試験体ともにスカラップ底の回し溶接止端部がき裂の起点となり梁フランジ母材の全断面の破断が生じた。スカラップ底のひずみ集中は、梁端フランジ破壊を引き起こす要因である。
- ・ 現場溶接タイプの上フランジ(外開先)と下フランジの比較においては、5 体中 4 体が上フランジの破断、1 体が下フランジの破断であり、本実験の結果では必ずしも上フランジが下フランジ(内開先)よりも変形能力が高いとは言えない。
- ・ 塑性率振幅の小さな試験体(S1.3, W2.0)では、延性的なき裂進展に伴い徐々に耐力が低下した後梁フランジ母材が破断した。このような試験体では破断面に占める延性的破面が比較的目立っている。
- ・ 塑性率振幅の大きな試験体(S2.0, S3.0, S2.0B)では延性的な耐力低下を伴うことはほとんどなく、梁フランジ母材の全断面破断が生じた。これらの試験体の破断面はほとんどが脆性的な破面であった。
- ・ 塑性率振幅と破断繰返し回数は、両対数軸上でほぼ線形関係にある。
- ・ 弱パネルの試験体 W2.0 では、破断繰返し回数はこの直線に対しやや低い傾向にあるが、その差は顕著ではない。弱パネルの試験体は、全体変形に占める接合部パネルの変形割合が大きいため、同じ層間変形のもとでは強パネル試験体よりも梁の塑性率が低く抑えられる。こ

のため、接合部パネルのせん断変形により梁端に2次曲げが生じたとしても同一全体変形（層間変形）に対応する梁端の破断寿命は、強パネルの試験体よりも高い。

- 梁ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力を向上させた試験体 S2.0B は、同じ塑性率振幅の試験体 S2.0 に対し耐力、繰返し能力ともに向上した。
- 脆性的に破断した試験体のフランジの最大応力は、材料の引張強さの 1.02～1.08 倍であり、材料の引張強さに達した後に破断に至ったと推定される。

今後の課題として、材料の特性値と破断寿命の関係の定量的な評価や梁端ディテールの影響の定量的な評価等が挙げられる。



## 第3章 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造3層実大架構等の構造実験と疲労曲線の検証

### 3.1 既存鉄骨造高層建築物から切出した部分骨組の実験と疲労曲線の検証

#### 3.1.1 背景・目的

長周期地震動を受ける超高層建築物は、揺れが継続する時間が長く、従来の耐震設計で想定されていたよりも多くの繰返し変形を受ける。そのため、長周期地震動に対する耐震設計では、比較的小さな振幅による多数回の繰返し変形に対する変形能力を適切に評価することが重要となる。しかし、長周期地震動を想定した多数回の繰返し履歴下における部材の変形能力について定量的に検討した実験研究は限られている<sup>3.1.1-1)~5)</sup>。

本事業の一環としてH22年度～H23年度に、構造上最も重要な柱梁接合部梁端溶接部を対象に、既往の実験データの少ない小振幅領域（塑性率3以下）における一定変位振幅繰返し載荷実験を実施し、梁フランジ端溶接部の破断により決まる変形能力（疲労寿命）と変位振幅の関係を検討した。また、長周期地震動による応答を想定した変動変位振幅繰返し載荷実験を実施し、変動振幅履歴下の疲労寿命予測に用いられる線形累積被害則（Miner則）の適用性を検証した。表3.1.1-1、図3.1.1-1にこれまでの本事業の実験結果と既往の多数回繰返し載荷実験結果<sup>3.1.1-1)~5)</sup>をあわせて示す。本事業の実験は、超高層建築物で多用される現場溶接形式（フランジ：現場溶接，ウェブ：高力ボルト摩擦接合）と工場溶接形式（フランジ，ウェブとも工場溶接）の2種の梁端接合形式について、それぞれ1990年代前半まで多く使用された接合ディテールを選定して実施している。実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式と工場溶接形式の2種の梁端接合形式について、塑性率0.9～3.0の範囲における変位振幅と疲労寿命ならびに破断寿命の関係で表される疲労曲線を得た。同一の変位振幅における現場溶接形式の破断寿命は工場溶接形式の約80%であった。なお、本実験では疲労寿命に安定した履歴ループが得られる限界として90%耐力時の繰返し数を用いた。
- 2) 鉄骨梁と床スラブからなる合成梁の疲労寿命および破断寿命は、塑性率として正曲げ側塑性率と負曲げ側塑性率の平均を用いることで鉄骨梁と同様の疲労曲線で評価し得る。
- 3) 2種類の変動変位振幅載荷実験の結果について線形累積被害則（Miner則）に基づいて求めた累積損傷度は、疲労寿命に対して0.58、0.60であり、破断寿命に対して0.60、0.65であった。

今年度は、既存鉄骨造建築物（1992年竣工，高さ約100m，地上24階）の中間階から切出した柱梁ト形骨組について、当時の梁端溶接部の多数回繰返し履歴下における保有性能（耐力，変形能力，劣化性状等）を把握すること，ならびにこれまでの模型試験体を用いた実験で得た疲労曲線の妥当性を検証することを目的に定変位振幅繰返し載荷実験を行った。図3.1.1-2に試験体の切出し位置図を，写真3.1.1-1に切出し後の状況を示す。試験体は，2つの構面から2体を切出した。なお，試験体を切り出した2つの構面の製作工場は異なる。

#### <参考文献>

- 3.1.1-1) 吹田啓一郎，橋田勇生，佐藤篤司：繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の

- 変形能力その1～2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1021~1024, 2009
- 3.1.1-2) 吹田啓一郎, 真鍋義貴, 佐藤篤司, 津嘉田敬章, 田中剛, 蘇鐘鈺: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その3～5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.769~772, 2010
- 3.1.1-3) 成原弘之, 泉満: 鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度, 日本建築学会構造系論文集, 第508号, pp.111~117, 1998
- 3.1.1-4) 半澤徹也, 松岡祐一, 田村和夫, 寺田岳彦, 坂本真一, 堀江竜巳: 鉄骨造建物における柱梁接合部の構造性能に及ぼす繰返し変位振幅の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.525~526, 2006
- 3.1.1-5) 澤本佳和, 清川貴世, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.767~768, 2010

表 3.1.1-1 H22～23 年度実験結果と既往の多数回繰返し载荷実験結果の比較

	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	ダブイフレーム	梁端 接合形式	接合詳細		変位振幅 (塑性率)	破断寿命	破壊状況 (起点)
H22年 H23年 実験	K-09	K	H-600×200×12×19 (SM490A)	内 ダブイフレーム PL-25 (SN490B)	工場溶接	1/4円:35R 回し溶接	鋼製 エンドタブ 切断なし	0.9	382	スカラップ底
	K-13							1.3	82	スカラップ底
	K-20							2.0	20	スカラップ底
	K-30							3.0	7	スカラップ底
	G-09	G	□-500×500×25×25 (SN490C)	現場溶接	1/4円:35R + 耳形スカラップ	溶接材料 YGW-11	0.9	216	溶接止端縁	
	G-13						1.3	67	スカラップ底	
	G-20						2.0	16	スカラップ底	
	G-30						3.0	5	スカラップ底	
GL-13	GL	BH-800×300×16×32 (SM490A)	内ダブイフレーム PL-36 (SN490B)	現場溶接	1/4円:35R 回し溶接		1.3	103	スカラップ底	
GL-20							2.0	32	スカラップ底	
文献1) 1998	低サイクル 疲労実験	NS-L	H-380×150×9×16 (SM490A)	内 ダブイフレーム	工場溶接	ノンスカラップ	鋼製 エンドタブ 切断 10mm残	1.0	800	溶接止端縁
		SC-L1	□-300×300×19×19 (SM490A)					2.0	118	溶接止端縁
		SC-L2	現場溶接		1/4円:25+10R	3.0		58	溶接止端縁	
						1.0		350	溶接止端縁	
1.0	400	溶接止端縁								
文献2) 2006	B-SW2	B-SW	H-450×150×6×16 (SN490B)	内 ダブイフレーム PL-19 (SN490B)	現場溶接	上フランジ: 1/4円:20R 下フランジ: 耳形	鋼製 エンドタブ 切断なし	2.0	7	溶接止端縁
	B-SW3		□-300×300×19×19 (SN490B)					1.43	34	溶接止端縁
文献3) 2009	SC-1.2A	SC	H-400×200×8×13 (SN400B)	通し ダブイフレーム PL-19 (SN490C)	工場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	フラックススタブ	1.2	241	スカラップ底
	SC-1.2B							1.2	302	溶接止端縁
	SC-2.0							2.0	66	溶接止端縁
	SC-3.0	NS	□-300×300×16 (BCR295)	現場溶接	ノンスカラップ			3.0	20	スカラップ底
	NS-1.2A							1.2	541	溶接止端縁
	NS-1.2B							1.2	635	溶接止端縁
	NS-2.0							2.0	101	溶接止端縁
NS-3.0	3.0	49	溶接止端縁							
文献4) 2010	NSS-1.2A	NSS	H-500×200×10×16 (SN490B)	通し ダブイフレーム PL-22 (SN490C)	工場溶接	ノンスカラップ	フラックススタブ	1.2	274	溶接止端縁
	NSS-2.0A							2.0	63	溶接止端縁
	NSS-3.0A							3.0	25	溶接止端縁
	NSS-4.0A							4.0	13	溶接止端縁
	NSW-1.2A	NSW 柱薄	H-500×200×10×16 (SN490B)	現場溶接	ノンスカラップ	溶接材料 YGW-11		1.2	220	溶接止端縁
	NSW-2.0A							2.0	38	溶接止端縁
	NSW-3.0A							3.0	14	溶接止端縁
NSW-4.0A	4.0	7	溶接止端縁							
文献5) 2010	No.2-R	No.2	H-400×125×6×16 (SM490A)	通し ダブイフレーム PL-19 (SM490A)	現場溶接	耳形スカラップ	鋼製 エンドタブ 被覆アーク 溶接	4.0	1.5	スカラップ底
	No.2-L		6.0					2	スカラップ底	
	No.4-R	No.4	□-400×400×12×12 (SM490A)					1/4円:35R	4.0	

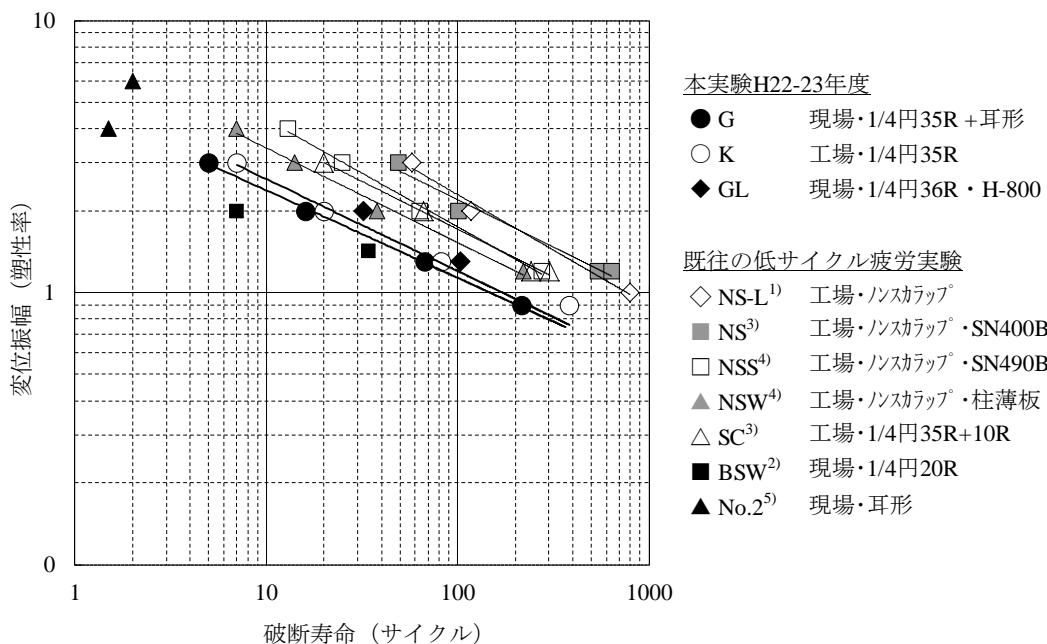


図 3.1.1-1 変位振幅—破断寿命関係

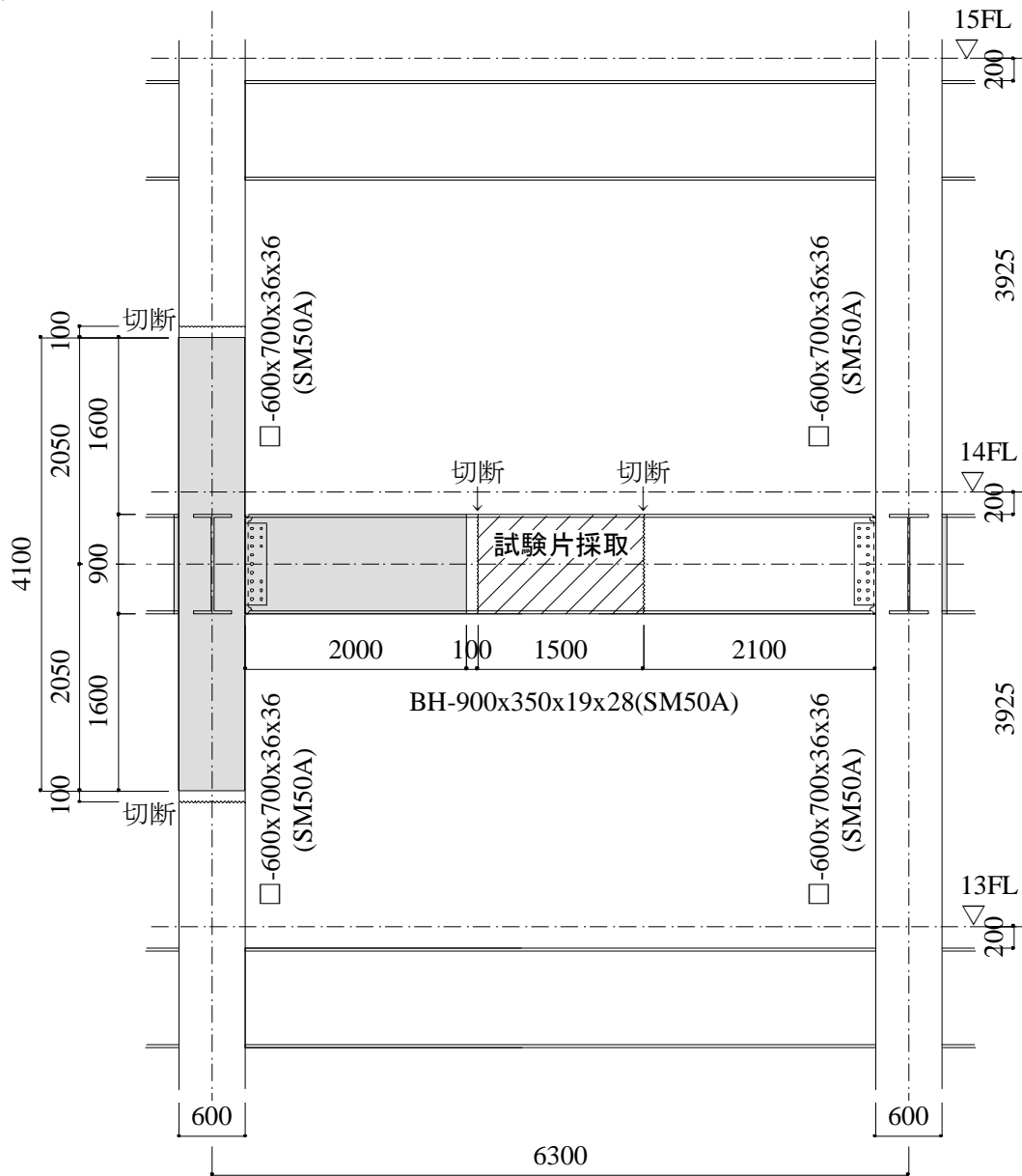


図 3.1.1-2 試験体採取位置(2つの構面から2体を切出)



写真 3.1.1-1 試験体切出状況

### 3.1.2 試験体

#### (1) 試験体諸元

試験体一覧を表 3.1.2-1 に、試験体の形状・寸法を図 3.1.2-1 に示す。試験体は、溶接組立箱形断面柱に溶接組立 H 形断面梁を接合したト形柱梁骨組である。床スラブおよびスタッドは切出後にはつり、撤去した。試験体の梁断面は BH-900×350×19×28 であり、柱断面は□-600×700×36×36 である。梁材および柱材には溶接構造用圧延鋼材 SM50A の厚板が用いられている。梁の幅厚比はフランジ  $b/t_f=6.3$ 、ウェブ  $d/t_w=44.4$  であり、いずれも部材種別は FA ランクである。試験体数は 2 体で、定変位振幅繰返し载荷における振幅レベル [塑性率 1.3, 2.0] を実験変数とした。

試験体梁端部の接合詳細を図 3.1.2-2 に示す。梁端接合形式は現場溶接形式であり、フランジ端は溶接により、ウェブは高力ボルト摩擦接合により柱に接合されている。なお、梁は柱に 75mm 偏心して取り付けられている。梁ウェブ端のスカロップは半径 40mm の 1/4 円形状であり、フィレット部は回し溶接されている。梁フランジ端部の溶接においては鋼製のエンドタブが用いられ、溶接後にエンドタブは切断していない。裏当て金の組立溶接は開先外では行われていない（図面上は組み立て溶接の位置が開先外に図示されていた）。フランジ端溶接部を対象にした UT 検査では欠陥は検出されなかったが、溶接全長に亘り余盛高さは 5mm 程度であり、管理許容差  $t/4$  ( $t$ : フランジ板厚) に対して 2mm 少ない。

ウェブ高力ボルト接合部にはトルシア形高力ボルト 15-M22(S10T)が用いられている。ウェブの曲げ耐力比  $bolM_u/wM_p$  は 0.56~0.58 (図 3.1.2-3 参照) である。

箱形断面柱の内ダイヤフラムと柱スキンプレーートの溶接は消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接 (CES 溶接) である。

表 3.1.2-1 試験体一覧

試験体	断面	接合形式	スカロップ	変位振幅
GC-13	梁 : (SM50A) BH-900×350×19×28 $b/t_f=6.3, d/t_w=44.4$	現場溶接形式 鋼製エンドタブ	1/4円 半径40mm	$\pm 1.3 \delta_p$
GC-20				$\pm 2.0 \delta_p$

※ $\delta_p$  : 梁全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値(GC-13 : 22.1mm, GC-20 : 20.9mm)

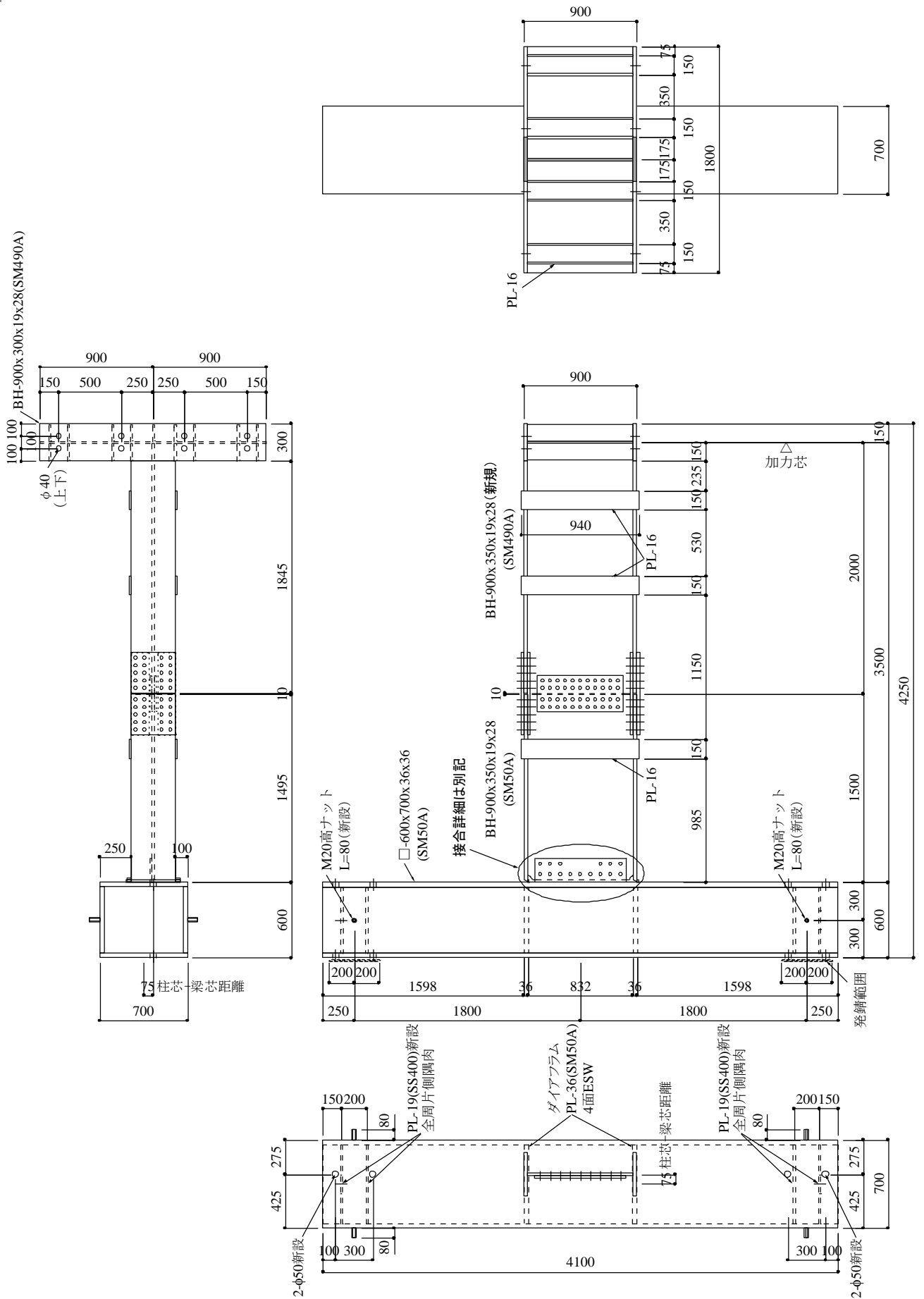


図 3.1.2-1 試験体の形状・寸法(GC-13, GC-20)

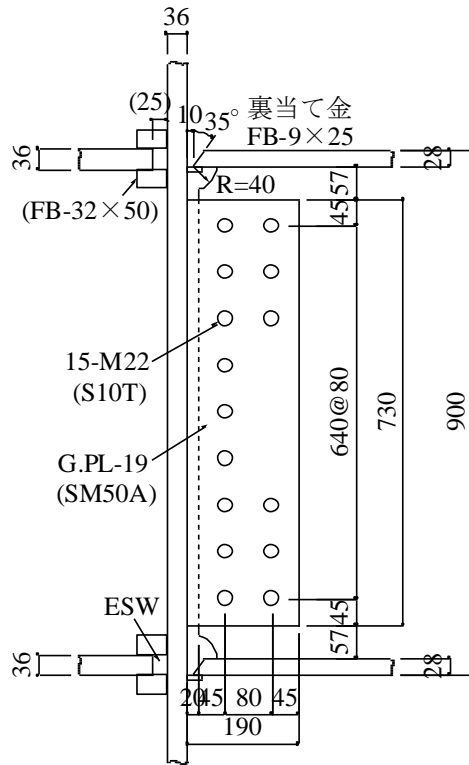


図 3.1.2-2 仕口詳細

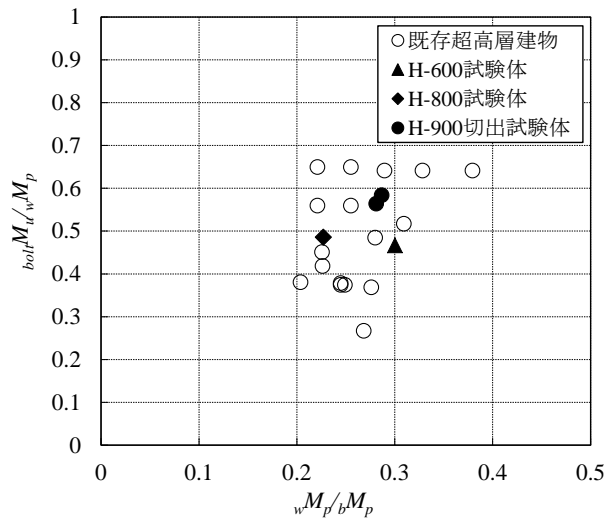
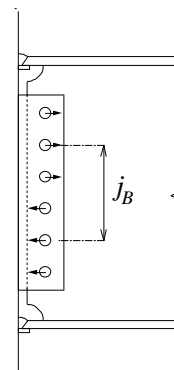


図 3.1.2-3 ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力比

- $bM_p$  : 梁の全塑性モーメント  
 $wM_p$  : 梁ウェブの全塑性モーメント  
 ${}_{bolt}M_u$  : ウェブボルト接合部の最大曲げ耐力  

$${}_{bolt}M_u = j_B \cdot n \cdot q_{bu} \quad (3.1.2-1)$$
 $j_B$  : ボルト群の重心間距離  
 $n$  : 上側半分のボルト本数  
 $q_{bu}$  : ボルト 1 本あたりの 1 面せん断最大耐力  
 (はしめけ破断耐力以下)



## (2) 使用材料

### □鋼材の引張試験結果

鋼材の引張試験結果を表 3.1.2-2 に、梁のフランジ、ウェブの応力-ひずみ関係を図 3.1.2-4、図 3.1.2-5 に示す。梁のフランジ、ウェブの鋼種は溶接構造用圧延鋼材 SM50A である。いずれも降伏比は約 70%、伸びは約 30%であった。

### □鋼材のVノッチシャルピー衝撃試験結果

梁フランジに使用した鋼材のVノッチシャルピー衝撃試験結果（試験温度 0°C）を表 3.1.2-3 に示す。試験片は JIS Z 2242 にしたがって圧延方向に採取し、側面からV形の切込みを入れた。0°Cのシャルピー吸収エネルギー $vE_0$ は 2.12J、228J であった。

### □鋼材の化学成分分析結果

梁フランジに使用した鋼材の化学成分分析結果を表 3.1.2-4 に示す。化学成分分析は C, Si, Mn, P, S の主要 5 元素と Cu, Ni, Cr, Mo, V, Ti, B, N の合計 13 元素について行った。表には SM490A 材（SN490B 材）の JIS 規格値をあわせて示す。

### □鋼材の溶接性指標

梁フランジに使用した鋼材の溶接性指標を表 3.1.2-5 に示す。溶接性指標として、炭素当量  $C_{eq}$ 、溶接割れ感受性組成  $P_{CM}$ 、HAZ 靱性評価式  $f_{HAZ}$  について算出した。SM50A 材の  $C_{eq}$  および  $P_{CM}$  の JIS 規格値はないため、表には参考として SN490B 材の規格値を示している。 $C_{eq}$  および  $P_{CM}$  はいずれも SN490B 材の規格値を満足している。 $f_{HAZ}$  の値は 0.443% であり、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」<sup>3.1.2-1)</sup>における要求靱性  $vE_{act} \geq 70J$  に対応する値 (0.58%) 以下であった。

## <参考文献>

3.1.2-1) 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」, 2006



表 3.1.2-2 鋼材の引張試験結果

鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 YR(%)	伸び (%)	部位
SM50A	28	368	516	71.3	31.0	GC-13フランジ
	28	346	505	68.4	31.7	GC-20フランジ
	19	363	511	71.1	29.3	GC-13ウェブ
	19	351	519	67.6	28.7	GC-20ウェブ

JIS Z 2201 1A号試験片×3本の平均値

表 3.1.2-3 シャルピー衝撃試験結果

鋼種	板厚 (mm)	$vE_0$ (J)	脆性破面率 (%)	部位
SM50A	28	228	15	GC-13下フランジ
	28	212	27	GC-20下フランジ

JIS Z 2242 Vノッチ試験片×3本の平均値 (試験温度0°C)

※ $vE_0:0^\circ\text{C}$ のシャルピー吸収エネルギー

表 3.1.2-4 化学成分分析結果

採取部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
GC-13フランジ	0.17	0.33	1.47	0.009	0.002	0.01	0.02	0.03	0.01	0.001	0.001	0.0001	0.0019
SM490A規定 (SN490B規定)	0.20 (0.18) 以下	0.55 (0.55) 以下	1.65 (1.60) 以下	0.035 (0.030) 以下	0.035 (0.015) 以下								

表 3.1.2-5 溶接性指標

シリーズ	$C_{eq}$ (%)	$P_{CM}$ (%)	$f_{HAZ}$ (%)
GC-13フランジ	0.438	0.258	0.443
SN490B規定	0.44以下	0.29以下	0.58 <sup>*</sup> 以下

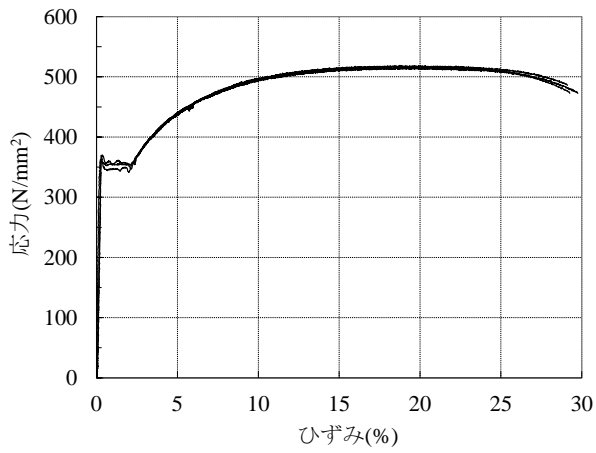
炭素当量

$$C_{eq} = C + \text{Si}/24 + \text{Mn}/6 + \text{Ni}/40 + \text{Cr}/5 + \text{Mo}/4 + \text{V}/14$$

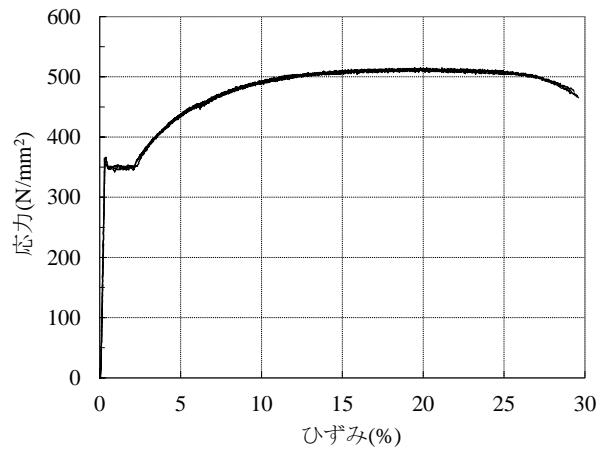
溶接割れ感受性組成  $P_{CM} = C + \text{Si}/30 + \text{Mn}/20 + \text{Cu}/20 + \text{Ni}/60 + \text{Cr}/20 + \text{Mo}/15 + \text{V}/10 + 5\text{B}$

HAZ靱性評価式  $f_{HAZ} = C + \text{Mn}/8 + 6 \times (\text{P} + \text{S}) + 12\text{N} - 4\text{Ti}$

※「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」における要求靱性 $vE_{act} \geq 70\text{J}$ に対応する値

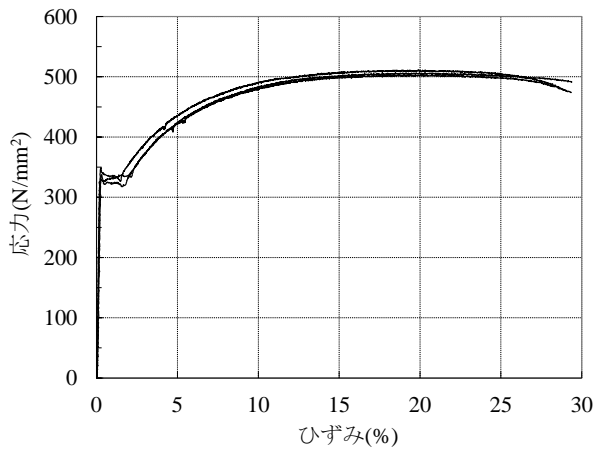


(a) PL-28, SM50A(フランジ)

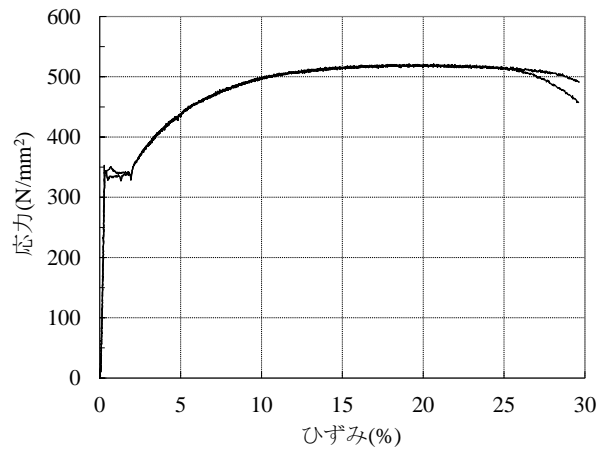


(b) PL-19, SM50A(ウェブ)

図 3.1.2-4 鋼材の応力-ひずみ関係 (GC-13)



(a) PL-28, SM50A(フランジ)



(b) PL-19, SM50A(ウェブ)

図 3.1.2-5 鋼材の応力-ひずみ関係 (GC-20)

### 3.1.3 実験方法

#### (1) 加力方法

加力装置図を図3.1.3-1に示す。反力床上に試験体の柱を水平に設置し、2台のアクチュエータ（定格能力±1MN，±300mm）により試験体の梁の上端部に水平の繰返し荷重を作用させる方法である。加力の符号については、GC-13は梁の下フランジに相当する側に引張力が作用する方向を正側加力とし、GC-20は梁の上フランジに相当する側に引張力が作用する方向を正側加力とした。試験体の梁の横座屈を防止するため、3箇所面に外拘束治具を設けている。柱の両端ではピン治具などを用いず、PC鋼棒によって反力床に弾性的に固定されている。実験状況を写真3.1.3-1に示す

定変位振幅繰返し载荷では、梁の全塑性耐力に対応する弾性相対変位 $\delta_p$ を基準とし、 $1.3\delta_p$ 、 $2\delta_p$ の2水準の変位振幅を与えた。実験は試験体が破壊（フランジ破断）するまで载荷を続けることとした。ここで、梁の全塑性時弾性変位 $\delta_p$ は式(3.1.3-1)により算出した（GC-13： $\delta_p=22.1\text{mm}$ ，GC-20： $20.9\text{mm}$ ）。

$$\delta_p = Q_p \cdot \left( \frac{L_B^3}{3E \cdot I} + \frac{L_B}{G \cdot wA} \right) \quad (3.1.3-1)$$

- 記号  $Q_p$  : 梁端部の全塑性耐力（梁せん断力に換算）  
 $L_B$  : 柱フェイスから加力点までの距離（3500mm）  
 $I$  : 梁の断面二次モーメント  
 $wA$  : 梁ウェブの断面積  
 $E, G$  : 鋼材のヤング率およびせん断弾性率

#### (2) 計測方法

変位測定位置を図3.1.3-1に示す。加力点の水平変位の他に、柱梁接合部の梁端部の回転を測定した。これらの測定値を用いて、加力点変位 $\delta_i$ から柱梁接合部の回転による変位成分 $\delta_r$ を差し引いた梁のみの相対変位 $\delta_b$ を加力中に逐次算出することによって加力点変位を制御した。荷重はアクチュエータ内蔵のロードセルにより測定した。

ひずみ測定位置を図3.1.3-2に示す。試験体の梁の要所に、1体につき26枚の1軸の弾性ひずみゲージを貼り付けた。

- Dh1, Dh2 : 加力点変位計測用(SDP200)
- Dh3, Dh4 : 水平変位計測用(CDP25)
- Dv1~Dv4 : 梁端回転角計測用(CDP25)
- Dv11~Dv14 : 柱回転角計測用(CDP25)

梁相対変位 (制御変位)

$$\delta_b = \delta_i - \delta_j = \frac{\delta_{h1} + \delta_{h2}}{2} - \frac{\delta_{v1} + \delta_{v2} - \delta_{v3} - \delta_{v4}}{2 \cdot D_B} \cdot L_B$$

$L_B$  : 梁内法長さ

$D_B$  : 計測点間距離

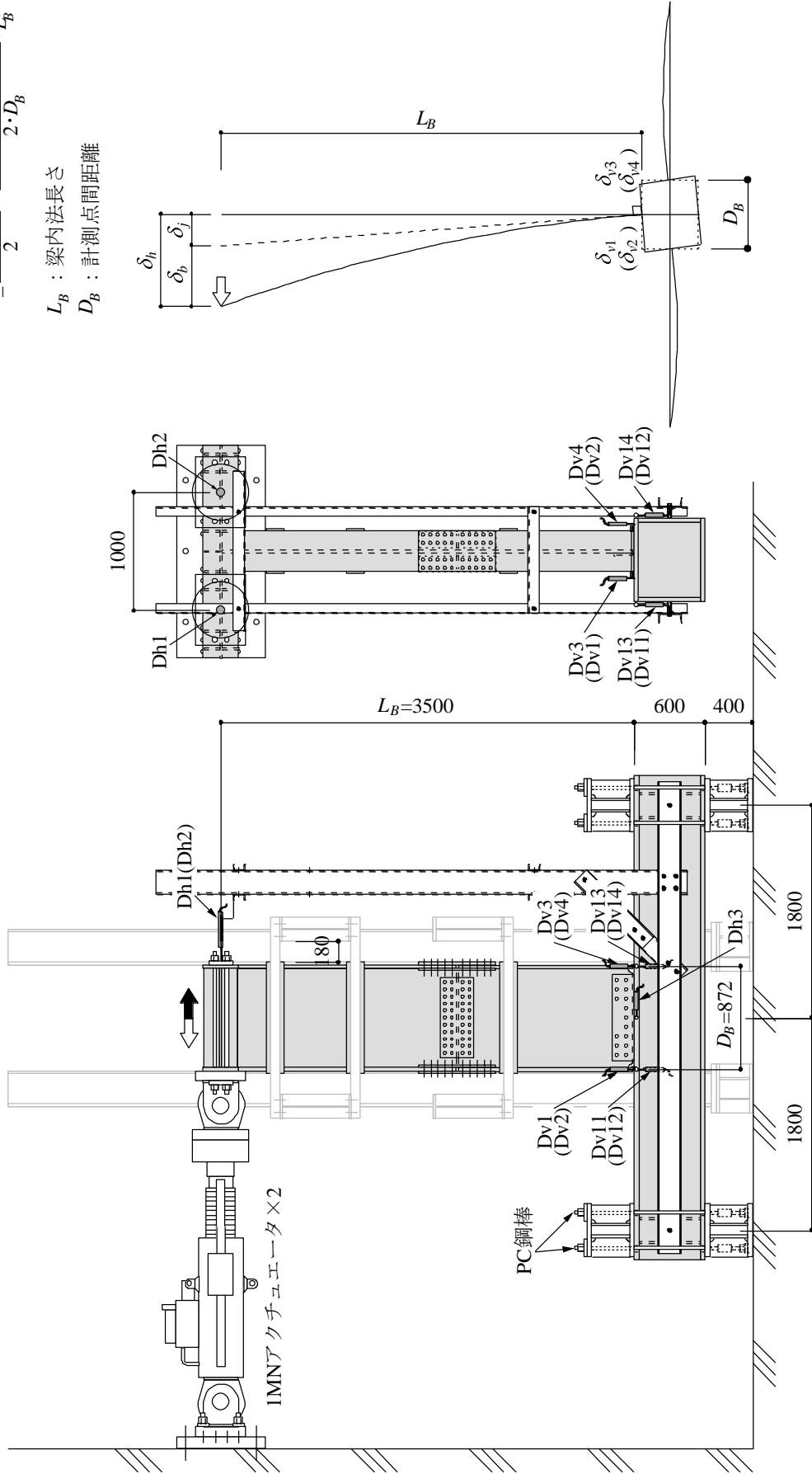


図 3.1.3-1 加力装置および変位測定位置



写真 3. 1. 3-1 実験状況

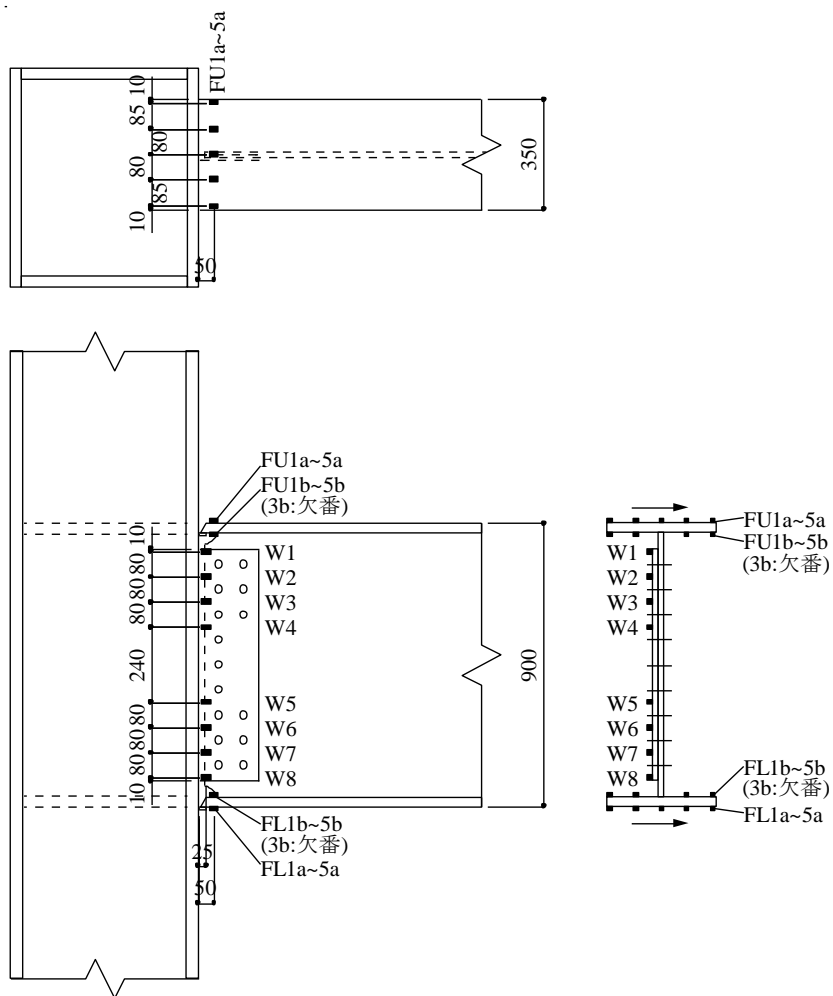


図 3. 1. 3-2 ひずみゲージ貼付け位置

### 3.1.4 実験結果

#### (1) 破壊性状

最大耐力や破断時の繰返し数などの主な実験結果の一覧を表 3.1.4-1 に示す。繰返し数  $N_{90\%}$ ,  $N_{85\%}$  は、履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重  $Q_{\max}$  の 90%, 85% に低下した時点の繰返し数である。  $N_f$  は一方の梁フランジがほぼ全面破断した時点の繰返し数である。各試験体の最終破壊状況を写真 3.1.4-1～写真 3.1.4-2 に示す。いずれの試験体も梁フランジ母材が破断して破壊に至った。なお、どの試験体も梁端部に局部座屈は発生していない。

GC-13, GC-20 は、昨年度までの模型試験体と同様の破壊性状を示した。加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。この亀裂が梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し、最終的に梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がり、梁フランジ母材が破断した。なお、GC-13 の亀裂はフランジ幅片側に集中したため、ピーク荷重が最大荷重から 50% 低下するまで載荷を継続した。荷重 50% 低下時に亀裂はフランジ幅の約 3/4 まで進展している。

表 3.1.4-1 実験結果一覧

試験体	振幅 mm	${}_eK$ kN/mm	${}_cK$ kN/mm	$\frac{{}_eK}{{}_cK}$	$Q_{\max}$ kN	$Q_p$ kN	${}_fQ_p$ kN	$\frac{Q_{\max}}{Q_p}$	$\frac{Q_{\max}}{{}_fQ_p}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_f$	破壊状況 (起点)
GC-13	$\pm 1.3\delta_p$ ( $\pm 28.7$ )	52.3	56.6	0.92	1196 1195	1249	898	0.96 0.96	1.33 1.33	36 44	38 —	51	フランジ破断 (スカラップ底)
GC-20	$\pm 2\delta_p$ ( $\pm 41.8$ )	51.9		0.92	1092 1084	1183	844	0.92 0.92	1.29 1.28	— 20	— 21	23	

ここに、同じ枠内の上段は正加力時の値、下段は負加力時の値を示す。

$\delta_p$  : 鉄骨梁の全塑性耐力に対応する弾性変位計算値(GC-13:22.1mm, GC-20:20.9mm)

${}_eK$  : 梁の初期剛性実験値(梁せん断力= $Q_p/3$ 時の割線剛性)

${}_cK$  : 梁の弾性剛性計算値

$Q_{\max}$  : 最大荷重(梁せん断力)実験値

$Q_p$  : 鉄骨梁の全塑性耐力計算値

${}_fQ_p$  : 鉄骨梁フランジのみの全塑性耐力計算値

$N_{90\%}$  :  $0.9Q_{\max}$  時の繰返し数

$N_{85\%}$  :  $0.85Q_{\max}$  時の繰返し数

$N_f$  : フランジ破断時の繰返し数



写真 3.1.4-1 最終破壊状況 (GC-13)



写真 3.1.4-2 最終破壊状況 (GC-20)



## (2) 荷重変形特性

各試験体の荷重－変形関係を図 3.1.4-1～図 3.1.4-2 の上段(a)に示す。この変形とは加力点変位  $\delta_h$  から柱梁接合部の回転による変位成分  $\delta_r$  を差し引いた梁のみの相対変位  $\delta_b$  を表す。図中の破線は弾性剛性  $eK$  と全塑性耐力の計算値である。全塑性耐力は、梁全断面有効とした場合 ( $Q_p$ ) と梁フランジのみの場合 ( $fQ_p$ ) の 2 種について示す。加力の符号は、GC-13 は梁の下フランジに相当する側に引張力が作用する方向が正側加力、GC-20 は梁の上フランジに相当する側に引張力が作用する方向が正側加力である。図 3.1.4-1～図 3.1.4-2 の下段(b)に加力サイクルの進行に対するピーク荷重の推移を示す。縦軸の荷重は最大荷重  $Q_{max}$  で除して無次元化している。

いずれの試験体もピーク荷重は 3~4 サイクルで最大値を示した。その後も安定した履歴を示すが、スカラップ底の亀裂の進展にともないピーク荷重は徐々に低下した。スカラップ底の亀裂が梁フランジ表面に貫通すると、ピーク荷重は最大ピーク荷重の 90%程度まで低下している。フランジ板厚方向に亀裂が貫通した後は亀裂の進展が顕著となり、ピーク荷重が大きく低下して破壊に至った。

各試験体の破断側梁フランジ端部の材軸方向ひずみの幅方向の分布を図 3.1.4-3 に示す。図には 1 サイクル目、2 サイクル目および 90%耐力時の各サイクルピーク時の分布を示している。梁フランジ端のひずみはサイクルの進行にともない引張ひずみ側にシフトする傾向にある。

梁端部シヤプレート材の材軸方向ひずみ分布を図 3.1.4-4 に示す。上下最外縁のプロットはウェブ直上の梁フランジのひずみを表す。シヤプレートの上下最外縁のみにひずみが生じており、それより内側のひずみは弾性範囲内に留まっている。



・ GC-13 実験経過

36 サイクル :  $0.9Q_{\max}$  時

42 サイクル : フランジ半幅破断

51 サイクル : 耐力 50% 低下

破壊形式 : スカラップ底を起点とするフランジ母材破断

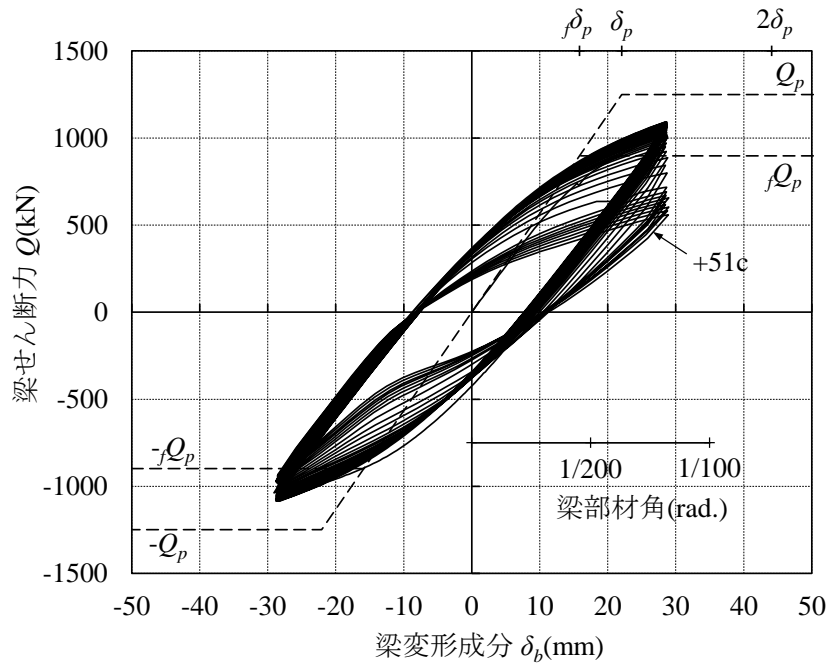


図 3.1.4-1(a) 荷重—変形関係 (GC-13 試験体)

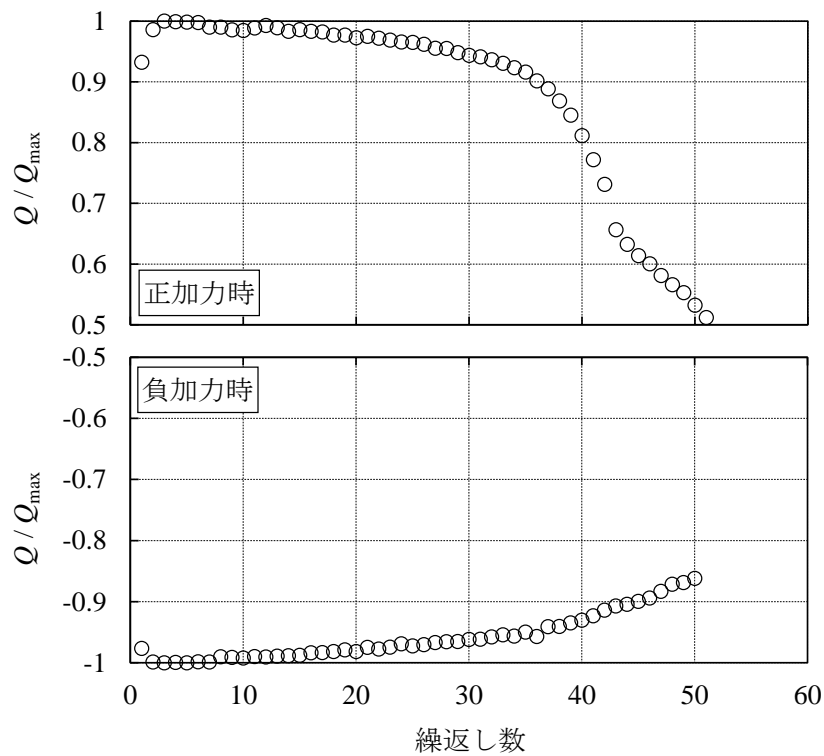


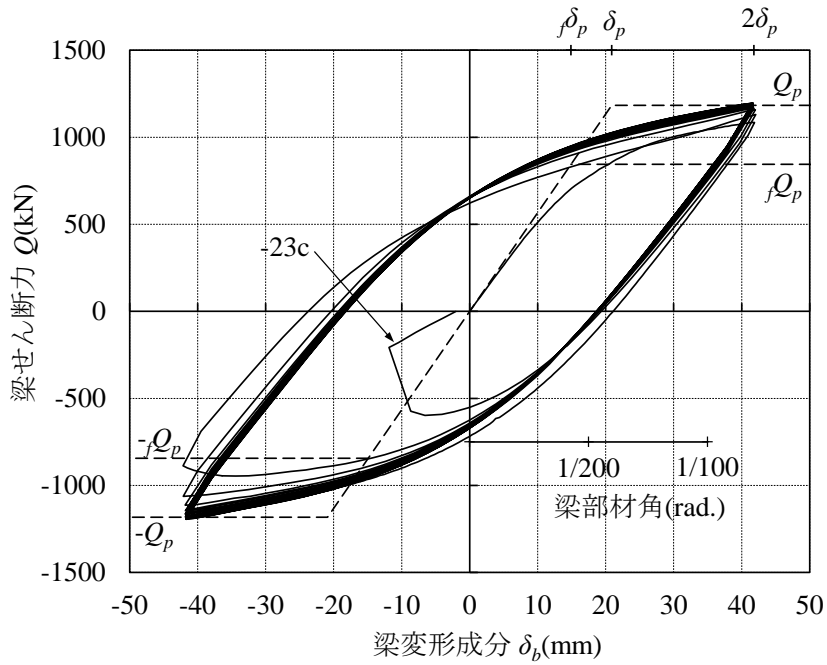
図 3.1.4-1(b) ピーク荷重の推移 (GC-13 試験体)

・ GC-20 実験経過

20 サイクル :  $0.9Q_{\max}$  時

23 サイクル : フランジ全幅破断

破壊形式 : スカラップ底を起点とするフランジ母材破断



00

図 3.1.4-2(a) 荷重—変形関係 (GC-20 試験体)

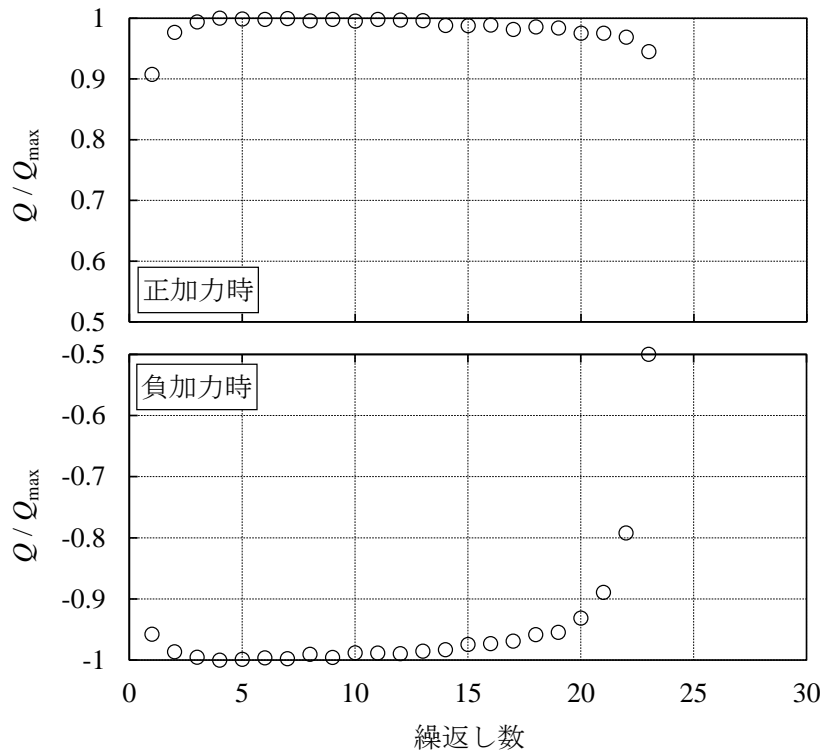


図 3.1.4-2(b) ピーク荷重の推移 (GC-20 試験体)

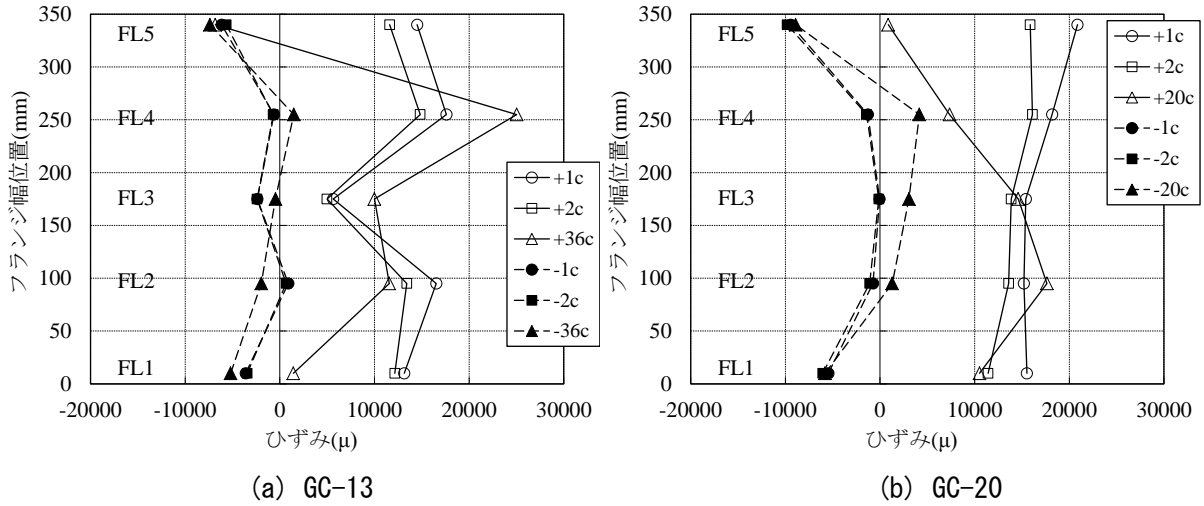


図 3.1.4-3 破断側フランジ端部の材軸方向ひずみ分布

(実線：正加力，点線：負加力 / 1サイクル目，2サイクル目，90%耐力時)

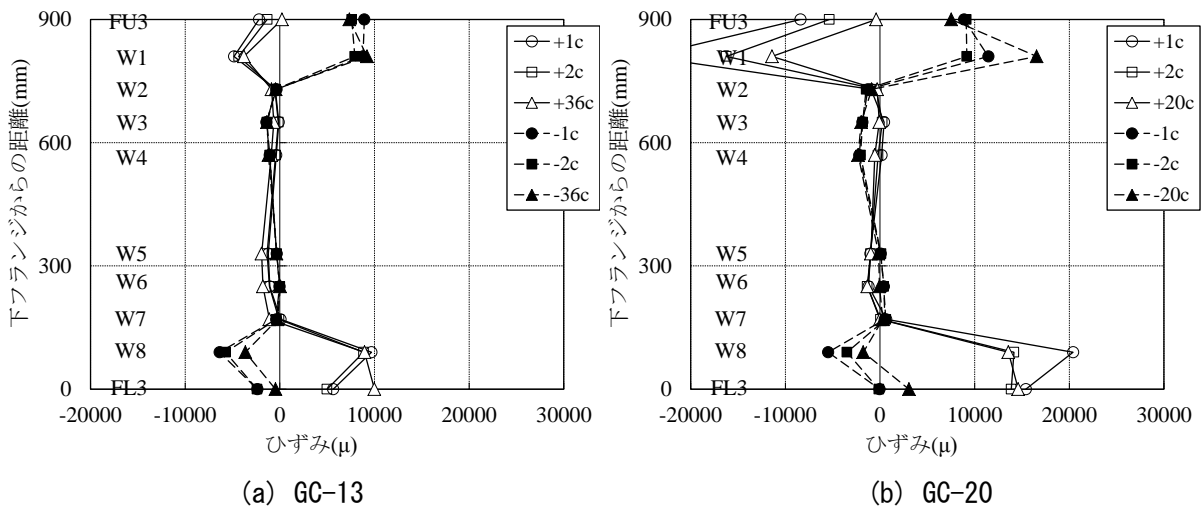


図 3.1.4-4 ウェブ端部の材軸方向ひずみ分布

(実線：正加力，点線：負加力 / 1サイクル目，2サイクル目，90%耐力時)

### 3.1.5 多数回繰り返し特性

各試験体の繰返し数、累積損傷度などの疲労特性指標を表 3.1.5-1 に示す。変位振幅（塑性率）—破断時繰返し数  $N_f$  関係を図 3.1.5-3 に、変位振幅（塑性率） $\mu$ —90%耐力時繰返し数  $N_{90\%}$  関係を図 3.1.5-4 に示す。塑性率は、図 3.1.5-1 に示すように、ウェブの曲げ負担を考慮する設計と考慮しない設計で異なる。ここでは以下の2通りについて求めた。各図(a)の塑性率 $\mu$ は、梁全断面有効として求めた全塑性耐力  $Q_p$  から算出し、各図(b)の塑性率 $f\mu$ は梁フランジのみの全塑性耐力  $fQ_p$  から算出した。 $f\mu / \mu$  は 1.31~1.46 である。各図(a)中の直線は、H22 年度に示した梁端接合形式別の回帰式(3.1.5-1)~(3.1.5-4)である。

既存建物から切出した GC-13, GC-20 の実験結果（図中の◆印）は、模型試験体を用いた実験から得た回帰式と良い対応を示しており、これらの回帰式の妥当性が検証された。

- ・ 塑性率  $\mu = \delta / \delta_p$  の場合の回帰式 ( $\delta_p = M_p / sK$ ,  $M_p$  : 梁全断面有効の全塑性耐力,  $sK$  : 梁弾性剛性)

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 4.70 \quad (3.1.5-1)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98 \quad (3.1.5-2)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 5.08 \quad (3.1.5-3)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68 \quad (3.1.5-4)$$

- ・ 塑性率  $f\mu = \delta_f / \delta_p$  の場合の回帰式 ( $\delta_p = M_p / sK$ ,  $fM_p$  : 梁フランジのみの全塑性耐力)

$$\text{現場溶接形式} \quad f\mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 6.86 \quad (3.1.5-5)$$

$$f\mu \cdot N_f^{0.321} = 7.27 \quad (3.1.5-6)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad f\mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 7.42 \quad (3.1.5-7)$$

$$f\mu \cdot N_f^{0.338} = 8.31 \quad (3.1.5-8)$$

表 3.1.5-1 疲労特性指標

試験体	$\mu$	$f\mu$	$\eta_u$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_f$
K-09	0.9	1.32	121.7	310	357	382
K-13	1.3	1.90	78.4	60	70	82
K-20	2.0	2.92	50.2	15	17	20
K-30	3.0	4.38	33.3	5	6	7
G-09	0.9	1.32	77.0	162	187	216
G-13	1.3	1.90	71.2	51	56	67
G-20	2.0	2.92	45.8	13	14	16
G-30	3.0	4.38	27.2	4	4	5
GL-13	1.3	1.70	149.3	95	100	103
GL-20	2.0	2.61	117.2	30	31	32
GC-13	1.3	1.81	64.4	36	38	51
GC-20	2.0	2.80	79.0	20	21	23

[記号]

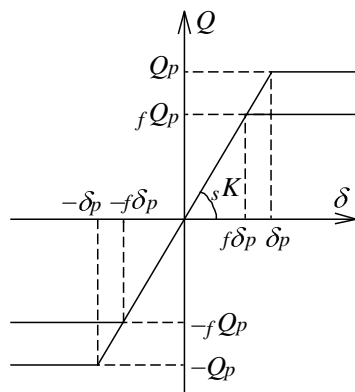
$\mu, f\mu$  : 塑性率 (下図参照)

$\eta_u$  :  $N_{90\%}$ までの累積塑性変形倍率 ( $\mu$ を用いて算出)

$N_{90\%}$  :  $0.9Q_{\max}$ 時の繰返し数

$N_{85\%}$  :  $0.85Q_{\max}$ 時の繰返し数

$N_f$  : フランジ破断時の繰返し数



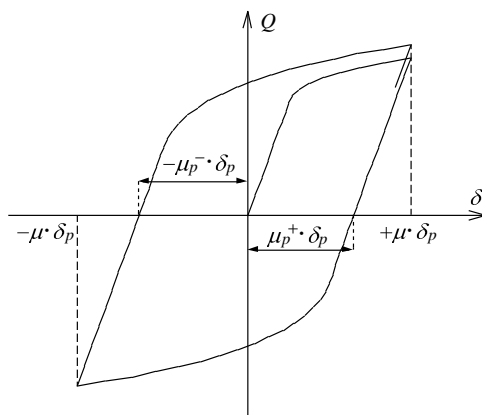
$$\mu = \delta / \delta_p \quad \delta_p = Q_p / sK$$

$$f\mu = \delta / f\delta_p \quad f\delta_p = fQ_p / sK$$

$Q_p$  : 梁全断面有効の全塑性耐力

$fQ_p$  : フランジのみの全塑性耐力

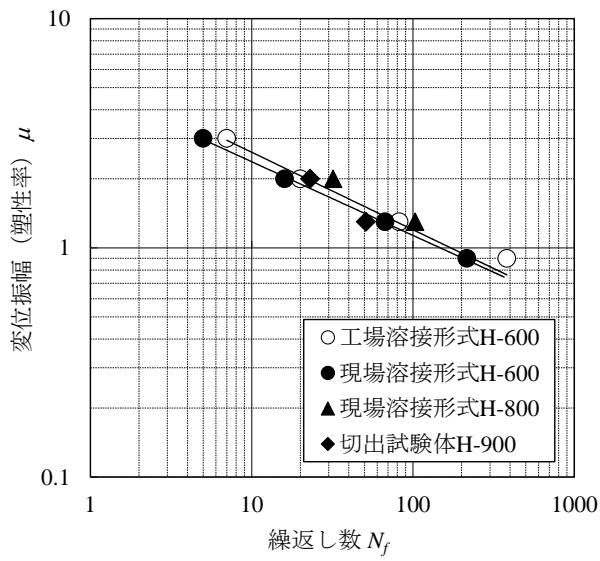
図 3.1.5-1 塑性率の定義



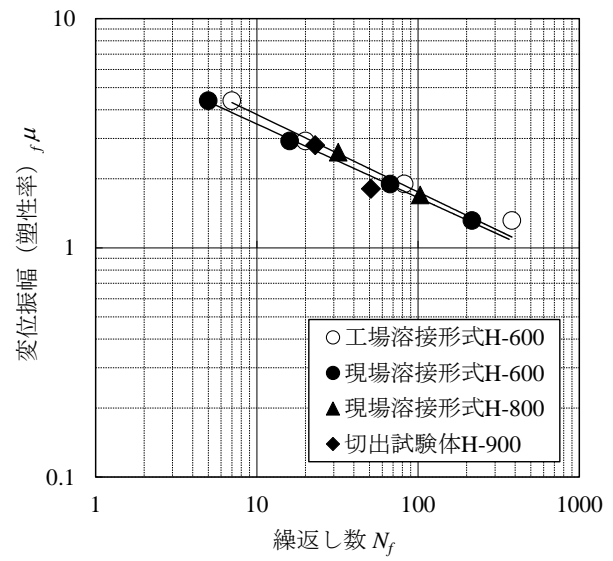
$$\text{累積塑性変形倍率} : \eta_u = \sum_{i=1}^{N_{90\%}} 2\mu_{pi}$$

$$\text{塑性振幅} : \mu_{pi} = (\mu_{pi}^+ + \mu_{pi}^-) / 2$$

図 3.1.5-2 累積塑性変形倍率の定義

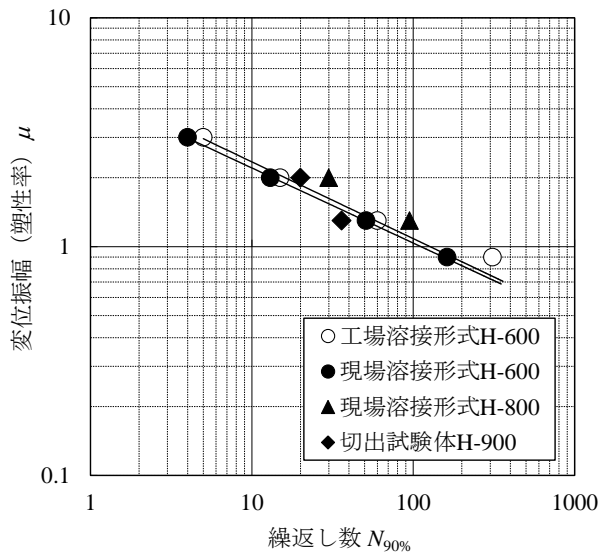


(a)  $\mu$  を用いた場合

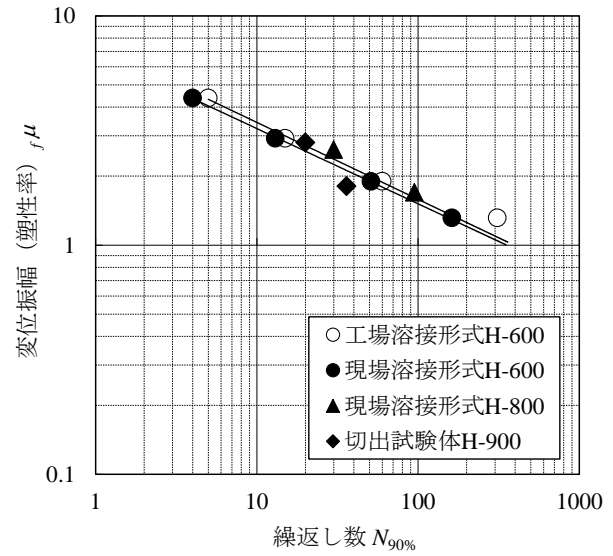


(b)  $f\mu$  を用いた場合

図 3.1.5-3 変位振幅—フランジ破断時繰返し数関係



(a)  $\mu$  を用いた場合



(b)  $f\mu$  を用いた場合

図 3.1.5-4 変位振幅—90%耐力時繰返し数関係

### 3.1.6 まとめ

既存鉄骨造超高層建物から切出した柱梁ト形骨組を対象に、変位振幅を実験変数とした一定変位振幅繰返し載荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 実物を切出した試験体は、昨年度までの模型試験体と同様の破壊性状を示した。加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。この亀裂が梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し、最終的に梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がり、梁フランジ母材が破断した。
- 2) 実物を切出した試験体における変位振幅と 90%耐力時およびフランジ破断時の繰返し数の関係は、H22 年度に示した梁端接合形式別の回帰式と良い対応を示す。





### 3.2 鉄骨造3層実大架構実験と疲労曲線の検証

#### 3.2.1 実験概要

この調査検討では、これまでに、部材実験（梁、梁端接合部、接合部パネル、柱）および部分骨組実験を行っており、その実験結果を検討して多数回繰り返し下での鉄骨部材の変形能力評価法（性能曲線等）を提案している（4.2節参照）。

鉄骨造3層架構実験では、部材実験と同スケールの柱・梁を有する3層3スパン2構面の立体モデル（平面5m×16.5m、高さ12.85m；最上部の梁芯までの高さはFL+12.250m）を用いて、

- ・定振幅繰り返し下での鉄骨架構の挙動（梁端破断後の架構の挙動も含む）の把握
- ・提案した変形能力評価法の検証

を目的として実施した。

また、本実験は建築研究所の実大構造物実験棟にて行った。

#### 3.2.2 実施体制

本実験の計画・実施にあたり、事業主体（鹿島建設株式会社〔幹事会社〕、株式会社大林組、清水建設株式会社、大成建設株式会社、株式会社竹中工務店、株式会社小堀鐸二研究所）および建築研究所から、実験WGを構成した。

実験WGの構成および担当を図3.2.2-1に示す。

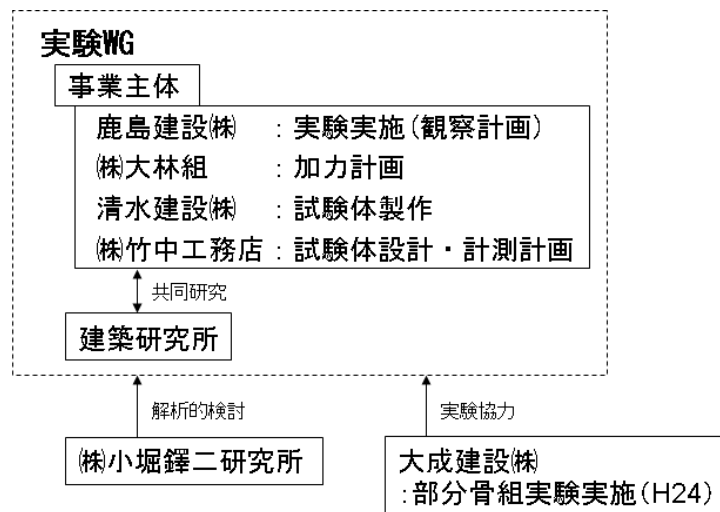


図 3.2.2-1 実験 WG の構成

### 3.2.3 試験体

#### (1) 試験体形状・寸法および梁端ディテール

試験体の形状・寸法を図 3.2.3-1 に示す。試験体は、3 層 3 スパン 2 構面の立体モデルである。最上部の梁芯までの高さは FL+12,250 である。梁端の終局状態を評価する試験部位は、2 階および 3 階の梁端である。柱はすべて溶接組立箱形断面  $\square 400 \times 22$  (SM490A)、2 階および 3 階の梁は BH500 $\times$ 180 $\times$ 12 $\times$ 19 (SM490A) とする。梁フランジ厚は、本業務で平成 22 年度および 23 年度の梁端を対象にした要素実験の試験体と同じとした。試験部位となる梁のスパン 5.5m は、梁せい 500mm の 11 倍となり、ラーメン構造の建物の梁せいとスパンの関係の一例を模している。

2 階および 3 階床はデッキスラブとし、梁上のコンクリート厚さは 110mm である。梁上フランジには頭付きスタッド ( $\phi 19$ , L=80, @200 ダブル) を溶接し完全合成梁となるようにした。床スラブコンクリートの設計基準強度は Fc21 とした。

各構面、各階の梁端の仕様は表 3.2.3-1 の通りとし、それらの梁端ディテールを図 3.2.3-2 に示す。Y1 構面には、近年 JASS6<sup>3.2.3-1</sup>) で推奨されている新しい梁端ディテールを、Y2 構面には比較的初期のころの超高層建物に用いられた梁端ディテールを設定した。さらに、それぞれの梁端接合形式には、工場溶接接合と現場混用接合の両者を設定している。それぞれの接合形式の破壊性状の比較を目的としている。

X1 および X2 通りの梁端を現場混用接合タイプとし、梁ウェブを高力ボルト接合、梁フランジを現場での接合を想定した突合せ溶接としている。現場での溶接を想定しているため、下フランジは内開先としている。Y1 構面の新型の現場溶接部のウェブ高力ボルト (12-M20) は、梁芯に近い中央の 6 本で梁のせん断力に抵抗し、上下の各 3 本により梁の曲げを伝達する設計とした。この時、上下の 6 本のボルトによる最大曲げ耐力が梁ウェブのスカラップを控除した断面の全塑性曲げ耐力を上回るように設計した。

新型現場混用接合部のウェブスカラップは、JASS6 に示されている 35R+10R の複合円とし、旧型は 35R のスカラップを設け、スカラップ底にはまわし溶接を施工した。ウェブおよびフランジの接合順序は、新型・旧型ともにウェブの高力ボルトの本締めの後、梁端フランジを溶接接合している。

X3 および X4 通りの梁端接合部は工場での施工を想定し、梁ウェブは隅肉溶接、フランジは上・下フランジともに外開先の突合せ溶接とした。Y1 構面 (新型) の工場接合部はノンスカラップ (裏当て金 2 分割)、Y2 構面 (旧型) は 35R スカラップ (スカラップ底回し溶接) としている。

溶接管理条件を表 3.2.3-1 に示す。梁フランジの積層は、新型では 6 層 8 パス、旧型では 7 層 10 パス程度である。

材料の基準強度 ( $F=325\text{N/mm}^2$ ) を用いて計算した各部材の全塑性曲げ耐力は表 3.2.3-2 の通りである。梁の全塑性曲げ耐力に対し柱の曲げ耐力は 2.07 倍、接合部パネルの全塑性パネルモーメントは 2.02 倍である。

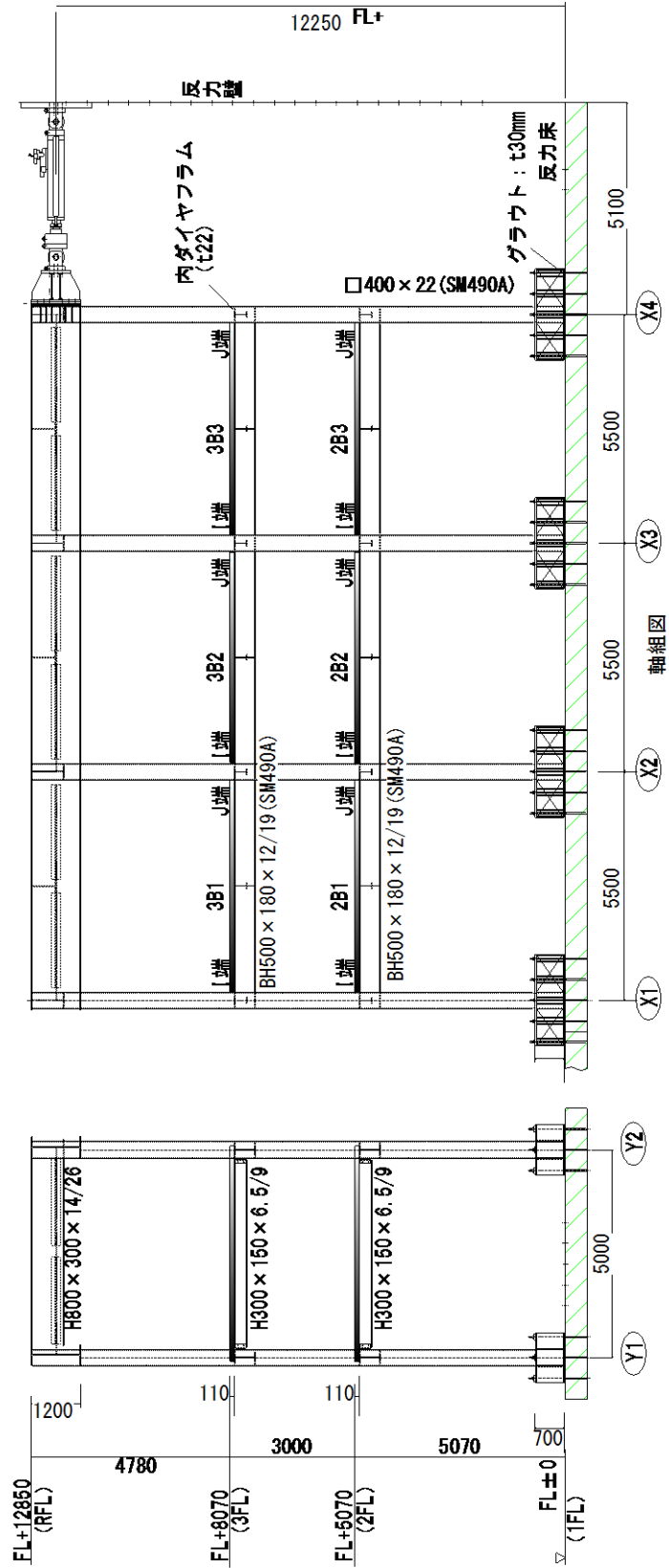
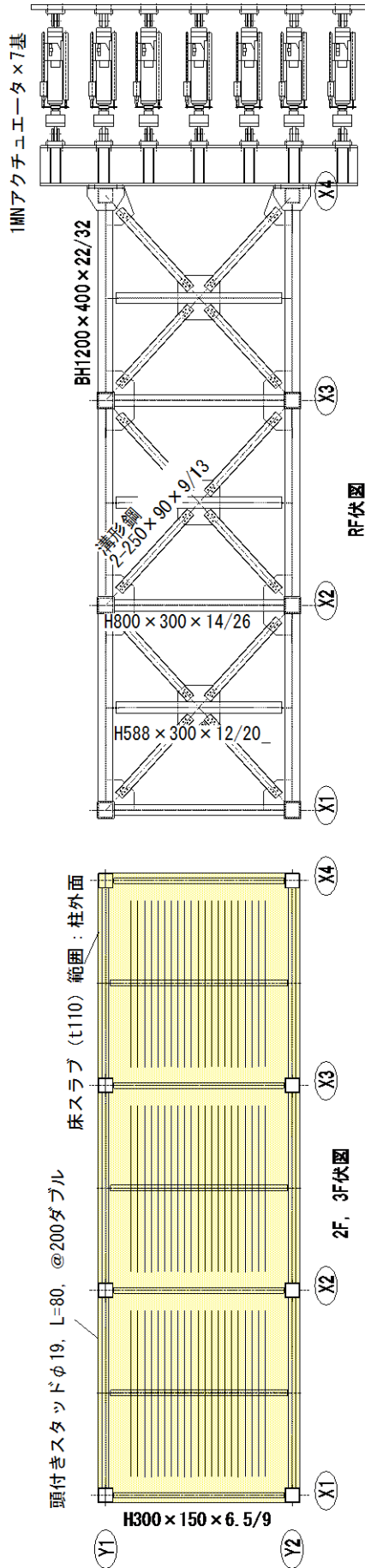


図 3.2.3-1 試験体形状・寸法 (mm)

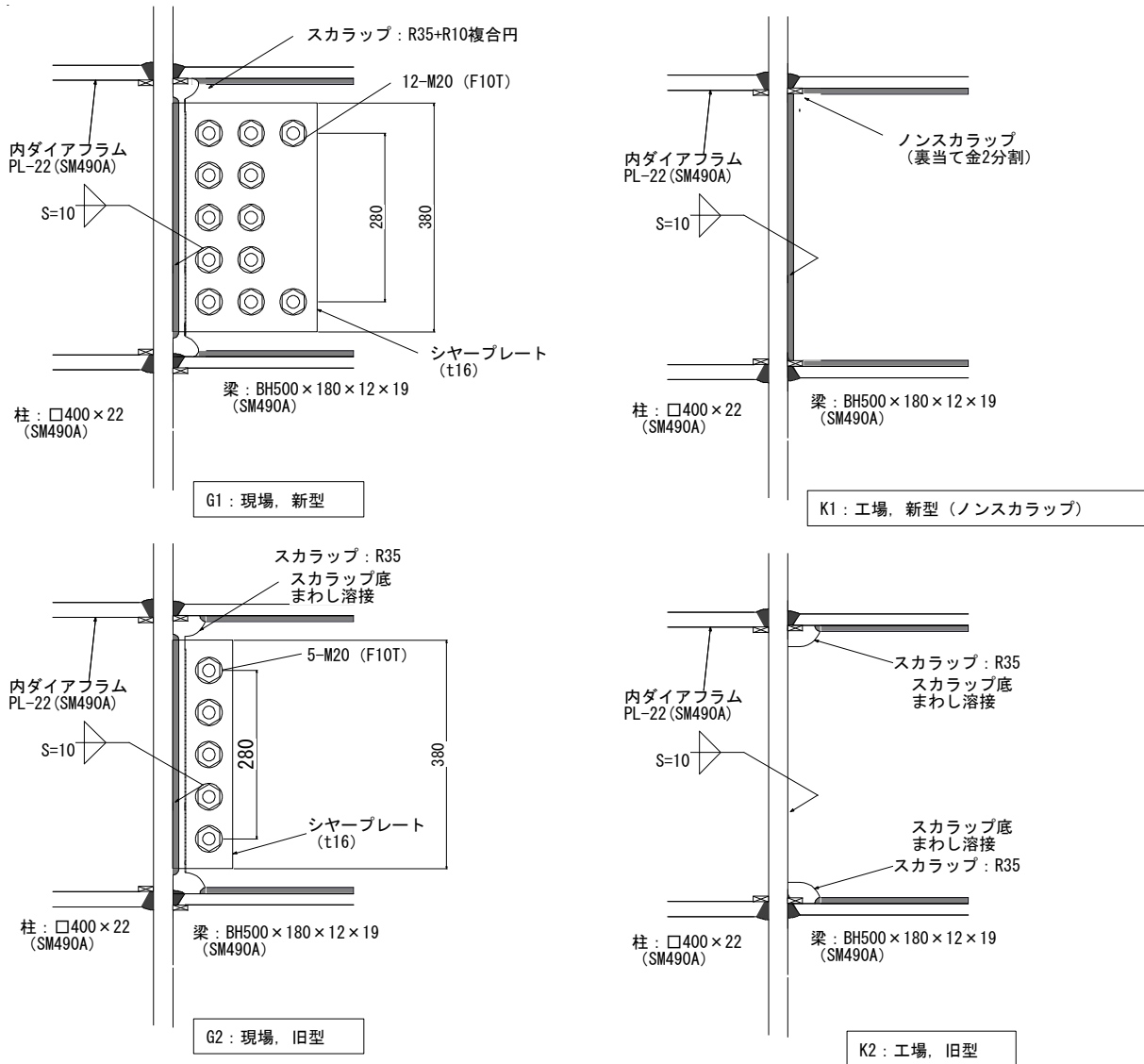


図 3.2.3-2 梁端ディテール

表 3.2.3-1 梁端仕様

Y1 構面：新型	
<b>【現場接合タイプ（混用接合）】</b> 3B1(I,J端), 3B2(I端) 2B1(I,J端), 2B2(I端) スカラップ：改良型複合円 ウェブ：ボルト（せん断力に加え，曲げ耐力 伝達も考慮）	<b>【工場溶接接合タイプ】</b> 3B2(J端), 3B3(I,J端) 2B2(J端), 2B3(I,J端) スカラップ：ノンスカラップ ウェブ：溶接
溶接管理条件 使用ワイヤ：YGW18，入熱 40000J/cm 以下，パス間温度 350℃以下	
Y2 構面：旧型	
<b>【現場接合タイプ（混用接合）】</b> 3B1(I,J端), 3B2(I端) 2B1(I,J端), 2B2(I端) スカラップ：35R，スカラップ底回し溶接 ウェブ：ボルト（梁せん断力のみ伝達）	<b>【工場溶接接合タイプ】</b> 3B2(J端), 3B3(I,J端) 2B2(J端), 2B3(I,J端) スカラップ：35R，スカラップ底回し溶接 ウェブ：溶接
溶接管理条件 使用ワイヤ：YGW11，入熱 30000J/cm 以下，パス間温度 250℃以下	

表 3.2.3-2 材料の F 値に基づく各部材の全塑性曲げ耐力

部材	断面	全塑性曲げ耐力 (kN-m)
柱	□400×22 (SM490A)	1534.2
梁	BH500×180×12×19 (SM490A)	742.7*
接合部パネル	—	1501.1

\*: スカラップによる断面欠損は考慮していない。

## (2) 使用材料の機械的性質

柱および 2 階, 3 階梁への使用材料の機械的性質の一覧を表 3.2.3-3 に示す。材料とその使用部位の対応は図 3.2.3-3 の通りである。梁フランジについては, 0°Cにおけるシャルピー衝撃試験結果もあわせて示す。なお, 手配の都合上, 柱は 3 種類, 梁は 2 種類の材料を用いた。

梁端に用いた材料 (フランジおよびウェブ) の引張試験によって得られた 3 本の試験片の応力-ひずみ関係を図 3.2.3-4 に, ミルシートを表 3.2.3-4 に示す。

床スラブコンクリートの圧縮試験結果 (現場封緘養生) を表 3.2.3-5 に示す。圧縮試験は加力直前に実施した。この時の材齢は 30 日である。TP#1 は, 打ち込み直前の生コンから, TP#2 は打ち込み直後の生コンから採取している。

表 3.2.3-3 使用材料の機械的性質(ミルシート値)

部材		機械的性質				シャルピー衝撃試験*2		
		降伏強さ*1 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ*1 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比*1	伸び (%)	吸収エネルギー(J)	延性破面率(%)	
柱(t22)	MC1	415 (393)	532 (528)	0.78 (0.74)	28 (29)	—	—	
	MC2	398	531	0.75	28	—	—	
	MC3	358	513	0.70	27	—	—	
梁	MB1 (S1)	フランジ (t19)	406 (367)	537 (524)	0.76 (0.70)	27 (27)	108	68
		ウェブ(t12)	374 (355)	525 (509)	0.71 (0.70)	27 (26)	—	—
	MB2 (S2)	フランジ (t19)	425 (403)	523 (506)	0.81 (0.80)	30 (30)	210	100
		ウェブ(t12)	378 (398)	532 (535)	0.71 (0.74)	27 (25)	—	—

\*1: 機械的性質に関し ( ) 内は引張試験結果を示し, 各数値とも 3 本の平均を示す。

\*2: 0°Cにおける試験結果を表し, 3 本の平均を示す。

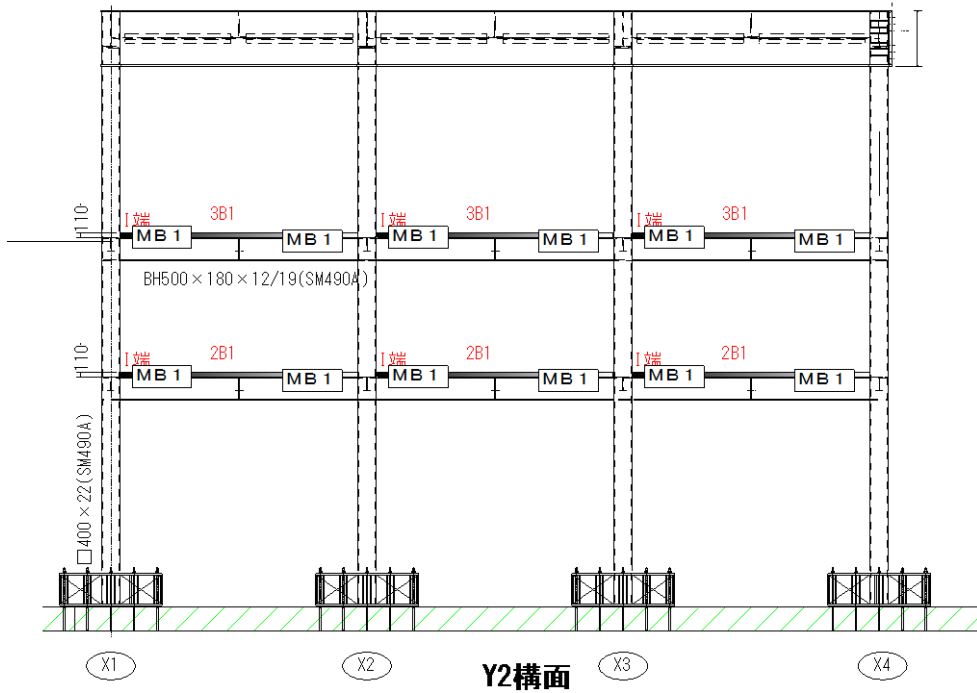
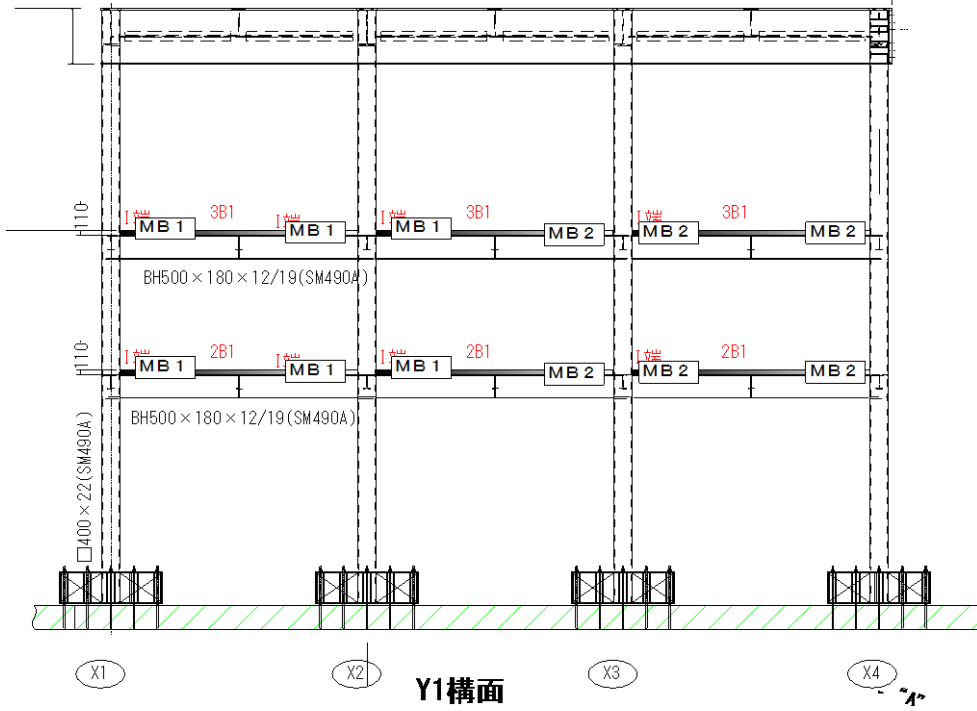
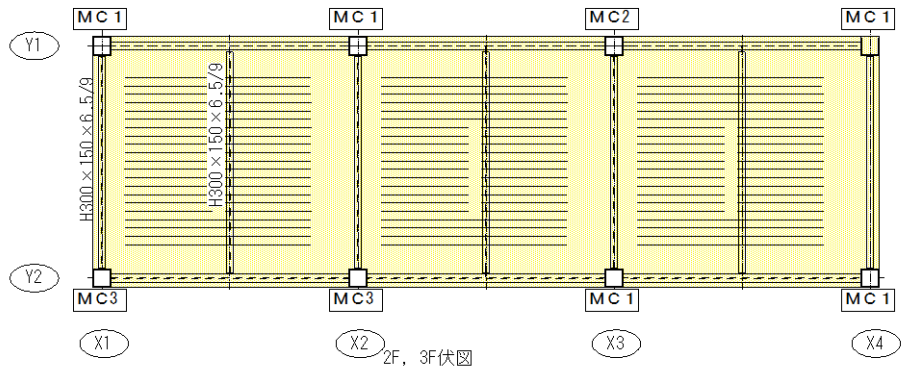
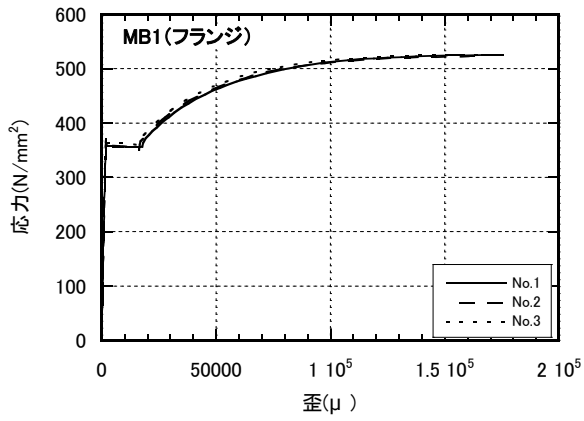
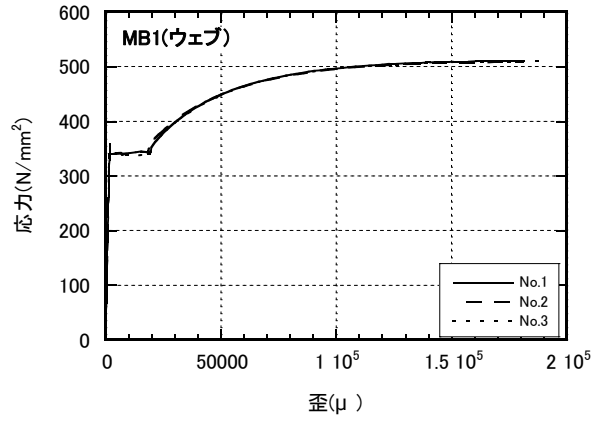


図 3.2.3-3 使用材料と使用部位の対応

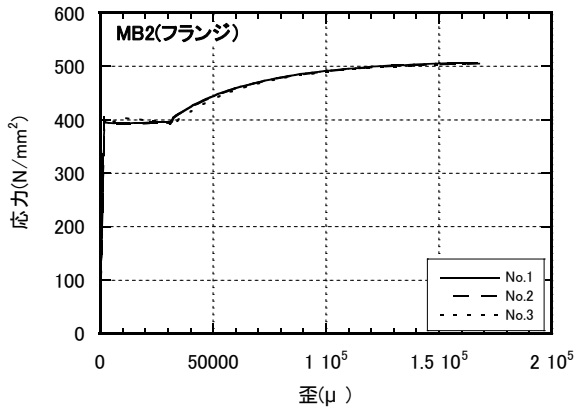


(a) フランジ (t19)

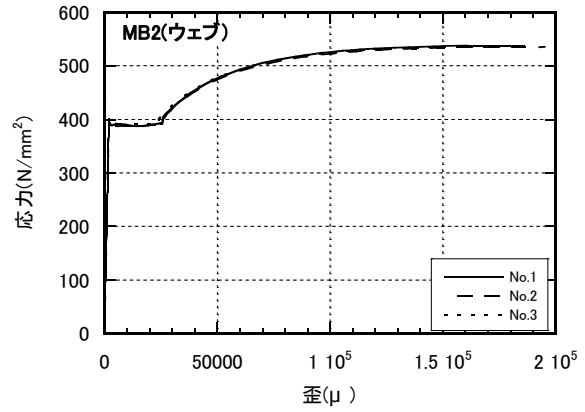


(b) ウェブ (t12)

図 3.2.3-4(1) 梁端使用材料の応力—ひずみ関係(MB1)



(a) フランジ (t19)



(b) ウェブ (t12)

図 3.2.3-4(2) 梁端使用材料の応力—ひずみ関係(MB2)



表 3.2.3-4(1) 梁端使用材料のミルシート値(MB1 フランジ)

寸法		数量	質量	製品番号	製鋼番号	管理番号	引張試験			衝撃試験		化学成分										備考						
SIZE		QUANTITY	MASS	PLATE	CAST	CONTROL	引張強さ	降伏点	伸び	試験温度	試験速度	CHEMICAL COMPOSITION %										REMARKS						
UNIT			TABLE	No.	No.	No.	σ <sub>TS</sub>	σ <sub>Y.P.</sub>	EL.	°C	mm/min	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Nb	Al	N	Ceq	1 Pcm		
INCH, FEET, mm, SPACE			KG				N/MM2	%	※	AVE.	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	
SPEC. MIN. MAX.							315	490	21			2055	16	53	35	35												26
19.0 X 2850 X 12060	1	5,282	3309032	KA9616	B772051	A	405	527	26			1533	36	33	4	1	2	036									4024	
19.0 X 2850 X 9660	1	4,230	3309031	KA9616	B772051	A	405	527	26			1533	36	33	4	1	2	036									4024	
19.0 X 2570 X 12060	1	4,763	3350661	KA9898	B791511	A	366	520	27			1541	42	22	6	2	2	03									4124	
19.0 X 2570 X 9660	1	3,816	3350663	KA9898	B791511	A	366	520	27			1541	42	22	6	2	2	03									4124	
19.0 X 1430 X 12060	1	2,651	3368032	KB2838	B801261	A	406	537	27			1436	35	10	4	1	2	036									4125	
19.0 X 1430 X 9660	1	2,122	3368031	KB2838	B801261	A	406	537	27			1436	35	10	4	1	2	036									4125	
19.0 X 1290 X 12060	1	2,392	330275B	KA9550	B769831	A	383	519	28			1534	33	16	4	1	2	037									3923	
19.0 X 1290 X 9660	1	1,915	330275A	KA9550	B769831	A	383	519	28			1534	33	16	4	1	2	037									3923	
TOTAL	10	35,750																										

VISUAL AND DIMENSIONAL INSPECTION: ACCEPTABLE.

24.9.14  
大阪府高石市高砂3丁目2番地  
高砂金属工業株式会社  
SURVEYOR TO

品質保証室長  
MANAGER OF QUALITY SYSTEM SECTION

NOTES : CEQ1 = C+SI/24+MN/6+NI/40+CR/5+MO/4+V/14+(CU/13) ; PCM = C+MN/20+SI/30+CU/20+NI/60+CR/20+MO/15+V/10+5B  
Y.R.=降伏比 YIELD RATIO, R.A.=絞り REDUCTION AREA, S.F.=延性破面 SHEAR FRACTURE, C.F.=脆性破面 CLEAVAGE FRACTURE, ※=BEND TEST...GOOD(G), CC=複合計算 COMPOSITE CALCULATION. 4441 A4566\*

表 3.2.3-4(2) 梁端使用材料のミルシート値(MB1 ウェブ)

寸法		数量	質量	製品番号	製鋼番号	管理番号	引張試験			衝撃試験		化学成分										備考						
SIZE		QUANTITY	MASS	PLATE	CAST	CONTROL	引張強さ	降伏点	伸び	試験温度	試験速度	CHEMICAL COMPOSITION %										REMARKS						
UNIT			KG				σ <sub>TS</sub>	σ <sub>Y.P.</sub>	EL.	°C	mm/min	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Nb	Al	N	Ceq	1 Pcm		
INCH, FEET, mm, SPACE			KG				N/MM2	%	※	AVE.	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	
20349.00X2438X13000	631195901-03	32612411	6918	F27825T	C2	391	534	27				L17	30	13	15	3												
		2612411		F07825T	C2	374	525	27				L17	30	13	15	3												
		12612409		F27825T	C2	391	534	27				L17	30	13	15	3												
203511.00X2438X13000	3075	FA0189T	C2	448	569	23						L17	31	13	18	4												
		12612411		F27825T	C2	374	525	27				L17	30	13	15	3												
		42612411		F07825																								
		12300		F07825																								
		42612411		F07825																								
		12300		F07825																								
備考 Remarks:		TOTAL 23	60728KG																									


24.9.14  
大阪府高石市高砂3丁目2番地  
高砂金属工業株式会社

品質保証室長  
Manager of Quality Assurance

NOTES: The Material Tests are same results in case of the same Test Piece Number. The Chemical Compositions are same results in case of the same Cast Number.  
[注1] 試験片熱処理 Heat Treatment for Test Piece... 焼付位置 Position... T:Top, B:Bottom. [注2] 試験位置 Test Position... A:50mm(2"), B:50(2.54).  
[注3] 試験片形状 Rectangular Test Specimen... 200mm(8"), 6.50mm(0.2554"). 丸棒試験片 Round Tensile Test Specimen... A:50mm(2"), B:50(2.54).  
[注4] 降伏点又屈服力 T.P. or Y.P. ... L.P.: Lower yield point, S.T.S.: 20% Offset, S.T.S. SX: Stress-strain under load. [注5] 曲げ試験 Bend Test... G: Good.  
[注6] 分析成分 Analysis... L: Ladle, P: Product. [注7] 超音波試験 Ultrasonic Test... G: Good. [注8] 寸法, 外形, 形状検査 Dimension, Visual, Shape Inspection... G: Good.  
[注9] 硬度試験 Hardness Test Position... SUR.: Surface, L/2T: 1/2 T, L/4T: 1/4 T.  
[注10] 試験片形状 Test Specimen. [注11] 検査条件 Conditions of Supply.



表 3.2.3-4(3) 梁端使用材料のミルシート値(MB2 フランジ)



JFE スチール株式会社 西日本製鉄所(福山)  
JFE Steel Corporation WEST JAPAN WORKS (FUKUYAMA)

## 検査証明書 INSPECTION CERTIFICATE

顧客名: YOSHIDA KOGYO CO., LTD.  
 顧客管理番号: \_\_\_\_\_  
 注文者: JFE SHOJI KENZAI HANBAI  
 注文管理番号: 121  
 品名: HOT ROLLED STEEL PLATE  
 規格: JIS G3106 SM490A

証明書番号: A5-1582-001  
 発行日: 2012-08-01  
 注文番号: 2CAA223


JFECODE: S555 1 BH5900A X4

品番 Heat No.	寸法 Size	数量 Quantity	重量 Mass (CAL)	化学成分 Chemical Composition (%)										引張試験 Tensile Test		備考 Remarks	
				C	Si	Mn	P	S	Nb	Ti	その他	Yield	T.S.				
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.9713	2.9137	1.2	2	2						315	490	21		
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97														
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97														
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97														
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97														
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97														
TOTAL			6	269.82KGS													

検査結果: VISUAL & DIMENSIONS : GOOD

検査員: J. Matsumoto  
 品質保証部 検査グループリーダー

表 3.2.3-4(4) 梁端使用材料のミルシート値(MB2 ウェブ)



住友金属工業株式会社 鹿島製鉄所  
314-0014 茨城県鹿嶋市大字光3番地  
SUMITOMO METAL INDUSTRIES, LTD.  
KASHIMA STEEL WORKS  
3 Hikari Kashima Ibaraki 314-0014 Japan

## 検査証明書 INSPECTION CERTIFICATE

証明書番号: 75367-001  
 発行日: 2011-7-27  
 顧客管理番号: \_\_\_\_\_  
 注文者: O56043939163  
 注文管理番号: スミキンフツサン オオサカ  
 顧客名: タカサココンソコクウキョウ KK  
 規格: JIS G3106 SM490A

品名: アウタ

MF A 41 J O4

品番 Our Ref. No.	寸法 Size (MM)	数量 Quantity	重量 Mass (KG)	製鋼番号 Cast No.	引張試験 Tensile Test	衝撃試験 Impact Test	化学成分 Chemical Composition (%)										備考 Remarks		
							C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V		Ti	Nb
9102	12.00X2438X13000	7	2408.7KG	630734802-03	378	532	27												
				662403001-02	410	539	24												
				662403101	375	525	28												
				710497002	459	562	26												
				635405201															
				6637															
TOTAL			7	2408.7KG															

検査結果: 合格

検査員: J. Furukawa  
 品質保証部 検査員

表 3.2.3-5 床スラブコンクリートの圧縮試験結果(現場封緘養生, 材齢 30 日)

TP#	$\sigma \max(\text{N/mm}^2)$	TP#	$\sigma \max(\text{N/mm}^2)$
1-1	32.9	2-1	29.7
1-2	34.1	2-2	29.3
1-3	33.2	2-3	30.8
平均	33.4	平均	29.9
総平均		31.7	

### (3) 接合部耐力比

材料強度のミルシート値を用い、各接合部の柱・梁・パネル耐力比を文献 3.2.3-2) により算定する。算定結果を表 3.2.3-6 に示す。スカラップを有する梁端については、スカラップによる断面欠損を考慮した。スラブによる梁耐力への寄与は無視した。

中柱を含む全ての接合部において、パネル耐力は梁耐力よりも大きく梁が先行降伏することが予想される。しかし、中柱においては梁のひずみ硬化による耐力上昇につれ接合部パネルも塑性化する可能性がある。

表 3.2.3-6 実材料強度(ミルシート)に基づいた柱・梁・パネル耐力比<sup>3.2-2)</sup>

接合部 位置		X1 (側柱)			X2 (中柱)			X3 (側柱)			X4 (側柱)		
		柱	梁	パネル	柱	梁	パネル	柱	梁	パネル	柱	梁	パネル
Y1 構面	3F	4.99	1.00	2.59	2.49	1.00	1.29	2.14	1.00	1.11	4.45	1.00	2.31
	2F	4.99	1.00	2.59	2.50	1.00	1.29	2.13	1.00	1.11	4.46	1.00	2.31
Y2 構面	3F	4.30	1.00	2.23	2.15	1.00	1.12	2.49	1.00	1.29	4.99	1.00	2.59
	2F	4.31	1.00	2.23	2.15	1.00	1.12	2.50	1.00	1.29	2.50	1.00	1.29

#### 【参考文献】

3.2.3-1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書，2007年2月

3.2.3-2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第3版，2012年3月

### 3.2.4 加力方法

#### (1) アクチュエータの配置

骨組架構試験体およびアクチュエータの配置状況を図 3.2.4-1 に示す。使用する実験施設は、(独) 建築研究所の実大構造物実験棟である。アクチュエータ（最大荷重 $\pm 1000\text{kN}$ 、ストローク $\pm 500\text{mm}$ 、最大速度  $2\text{mm/sec}$ ）を試験体の最上階（GL+12250mm）に 7 台設置し、加力梁を介して地震力を再現した水平力を試験体に作用させる。

アクチュエータの全長は、中立位置で  $3734\text{mm}$  ( $3234\sim 4234\text{mm}$ ) であり、本実験での加力に使用可能なアクチュエータのストロークは、押し（正側） $384\text{mm}$ 、引き（負側） $616\text{mm}$  である。

#### (2) アクチュエータの制御

加力時におけるアクチュエータの制御方法は、以下とする（図 3.2.4-1 参照）。

- ・各構面(Y1,Y2)位置のアクチュエータ 2 本を主（マスター）とし、アクチュエータの内部変位による変位制御とする。
- ・各構面(Y1,Y2)の両脇の 2 本ずつのアクチュエータは従（スレーブ）とし、当該構面(Y1,Y2)のアクチュエータの荷重と同じになるような荷重制御とする。
- ・構面(Y1,Y2)の中央にあるアクチュエータ 1 本は従（スレーブ）とし、構面(Y1)のアクチュエータの荷重と同じになるような荷重制御とする。
- ・最上階の変位  $\delta$  を主（マスター）となる 2 台のアクチュエータに指令変位として与えながら、加力を進める。

#### (3) 载荷スケジュール

2.2.2 項で提案された梁端溶接部の塑性率—破断寿命関係（図 3.2.4-2）の実験下限式をもとに破断までの繰返し数を推定し、旧型タイプの梁端のみならず、新型タイプの梁端も破壊に至るような载荷スケジュールとする。また、载荷スケジュール全体での繰返し数が 100 回以上の多数回繰返し载荷となるように、梁端の塑性率振幅を定める（表 3.2.4-1 参照）。さらに、試験体の増分解析結果から 2 階、3 階の梁端の塑性率と最上階の変位（あるいは変形角）との関係を確認し、最上階の変位（変形角）に関する载荷スケジュールを設定する。このようにして定めた事前計画時の载荷スケジュールを表 3.2.4-2 の 1) に示す。

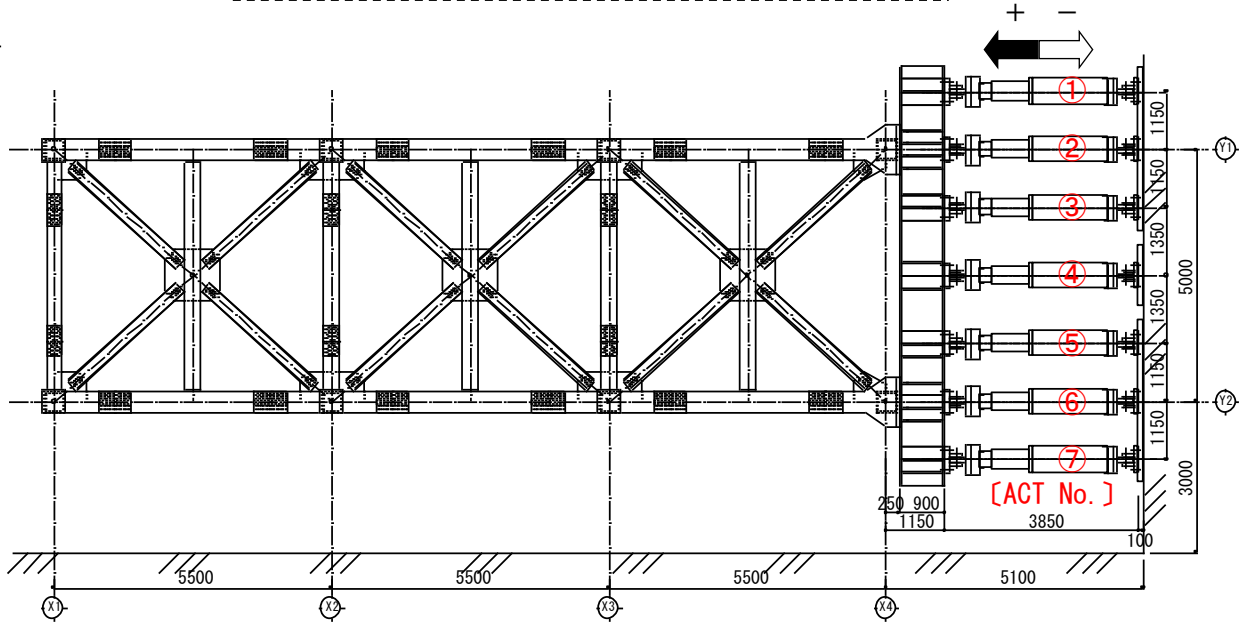
なお、実験実施時には、使用鋼材の降伏点の基準強度（F 値）からの上昇を考慮し、変位振幅として与える最上階の変位（変形角）を修正した。実験実施時の载荷スケジュールを表 3.2.4-2 の 2)、図 3.2.4-3 に示す。

また、実験状況を写真 3.2.4-1 に示す。

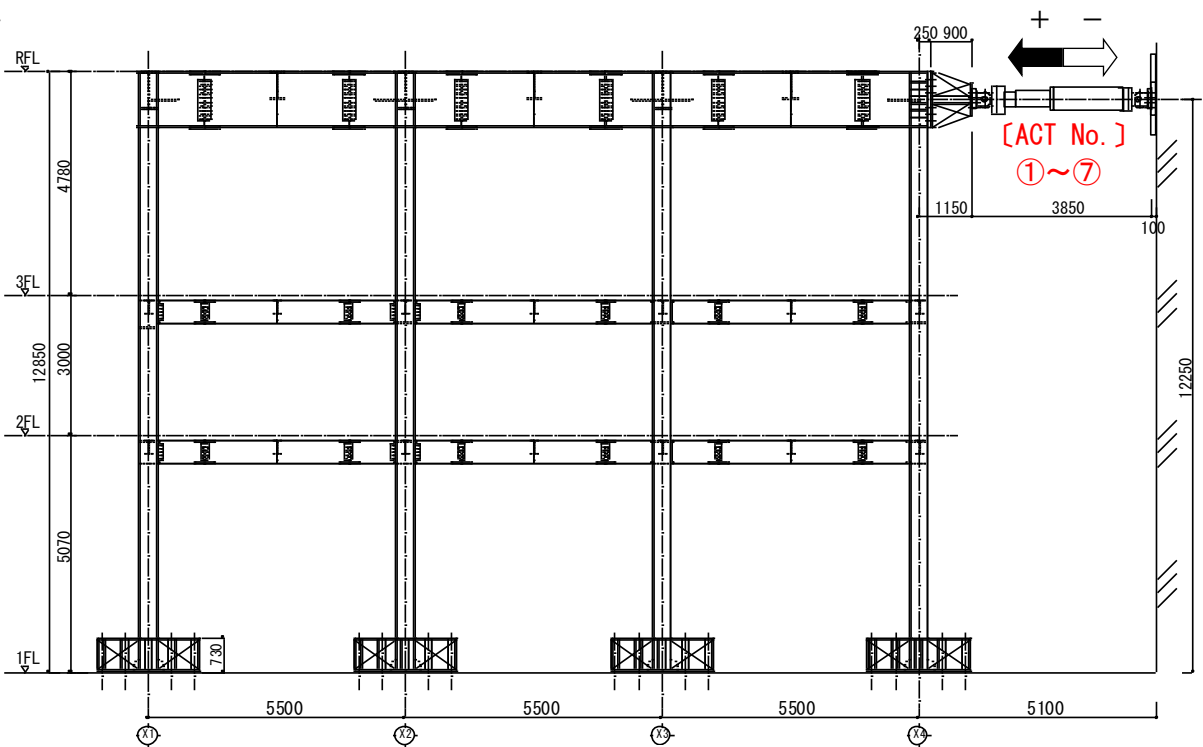
〔制御方法〕 ①～⑦は、ATC No.

- |                            |                            |
|----------------------------|----------------------------|
| ① 荷重 $P_{Y1}$              | ⑤ 荷重 $P_{Y2}$              |
| ② 変位 $P_{Y1}, \delta_{Y1}$ | ⑥ 変位 $P_{Y2}, \delta_{Y2}$ |
| ③ 荷重 $P_{Y1}$              | ⑦ 荷重 $P_{Y2}$              |
| ④ 荷重 $P_{Y1}$              |                            |

※ 枠あり：主（マスター）、枠なし：従（スレーブ）



(a) 平面図



(b) 軸組図

図 3.2.4-1 加力方法

凡例

プロット形状：実験機関

- 青色系統：スカラップ付
- 赤色系統：スカラップ無
- 緑色系統：水平ハンチ梁
- 灰色系統：脆性破壊
- ×+\*印：局部座屈

- 塗潰し：現場溶接
- 白抜き：工場溶接

基準促27-2

- 大成 ● G 現場・1/4円35R+耳形
- 大成 ○ K 工場・1/4円35R
- 大成 ● GL 現場・1/4円35R-H800
- 大成 ● G-S 現場・1/4円35Rスラブ'付
- 清水 ■ S 現場・1/4円35R
- 大林 × BA 局部座屈
- 大林 \* BD 局部座屈
- 大林 + AD 局部座屈

既往の低サイクル疲労実験

- 大成 ○ NS-L 工場・ノスカラップ
- 清水 ■ B-SW 現場・1/4円20R
- 鹿島 ■ No.2 現場・耳形
- 大林 ● TA サイプレート
- 大林 ● HA 水平ハンチ
- 大林 ● TB サイプレート
- 吹田 ◇ SC 工場・1/4円35+10R SN400B
- 吹田 ◇ SCS 工場・1/4円35+10R SN490B
- 吹田 ◇ NS 工場・ノスカラップ・SN400B
- 吹田 ◇ NSS 工場・ノスカラップ・SN490B
- 吹田 ◇ NSW 工場・ノスカラップ・柱薄板
- 見村 △ H 工場・ノスカラップ
- 見村 △ BB 工場・ノスカラップ
- 見村 △ NB 工場・ノスカラップ
- 見村 △ SBB 工場・1/2円5R
- 見村 △ SB 工場・1/2円10R
- JFE ▲ No.1,2 現場・1/4円35+10R HBL385

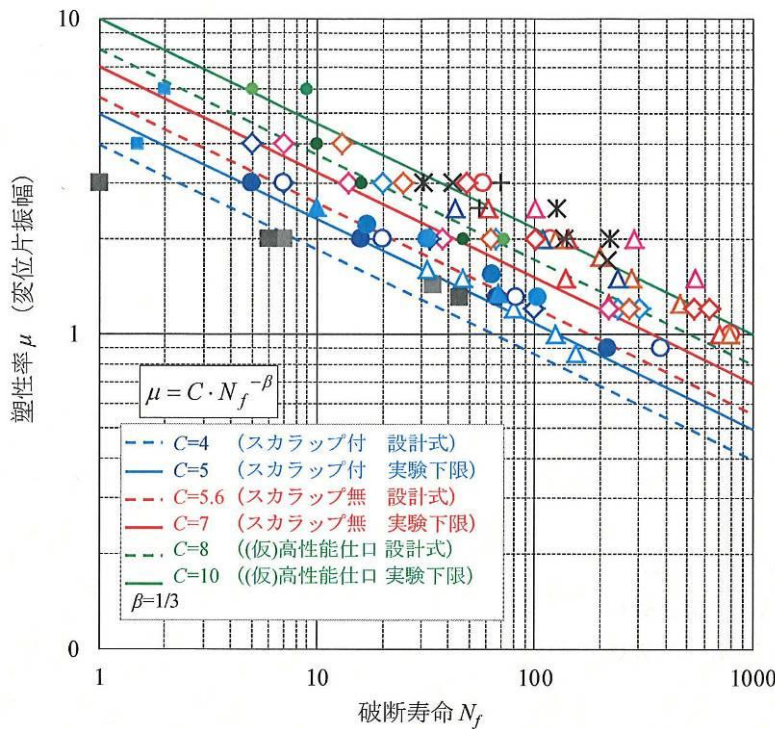


図 3.2.4-2 梁端溶接部の塑性率-破断寿命関係

表 3.2.4-1 载荷スケジュール(塑性率, 繰返し数)の設定

構面	適用回帰式 (実験下限)		塑性率	破断までの 繰返し数	繰返し数	繰返し数	累積 損傷度 $D_f$ $=\sum(n_i/N_{fi})$
			$\mu_i$	$N_{fi}$			
Y1 (新型)	スカラップ無	$\mu=7 \cdot N_f^{-1/3}$ ↓ $N_f=(7/\mu)^3$	1.51	100			
			0.9	471	60	0.13	0.13
			1.2	198	30	0.15	0.28
			2	43	10	0.23	0.51
			3	13	2	0.16	0.67
Y2 (旧型)	スカラップ付	$\mu=5 \cdot N_f^{-1/3}$ ↓ $N_f=(5/\mu)^3$	1.08	100			
			0.9	171	60	0.35	0.35
			1.2	72	30	0.41	0.76
			2	16	10	0.64	1.40
			3	5	2	0.43	1.84

〔備考〕

「H24年度建築基準整備促進事業 27-2 梁端溶接部の多数回繰返し载荷実験」におけるマイナー則による累積損傷度の検討結果：Dr=0.60~0.65  
⇒「Dr≥0.65で破断」と仮定



表 3.2.4-2 载荷スケジュール

1) 事前計画時

- ・最上階の変形角  $R_i$  での正負交番繰返し载荷 ( $R_1 \times n_1$  回,  $R_2 \times n_2$  回,  $R_3 \times n_3$  回, ...) )

i	1	2	3	4
梁端の塑性率 $\mu_i$	0.9	1.2	2.0	3.0
最上階の変形角 $R_i$	$\pm 1/200$	$\pm 1/150$	$\pm 1/125$	$\pm 1/100$
繰返し数 $n_i$	60	30	10	破壊するまで

2) 実験実施時

- ・最上階の変形角  $R_i$  での正負交番繰返し载荷 ( $R_1 \times n_1$  回,  $R_2 \times n_2$  回,  $R_3 \times n_3$  回, ... )
- ・ $R = \pm 1/300$  程度の小振幅による加力を事前に実施 (30 回)
- ・降伏点の基準強度 (F 値) からの上昇を考慮

i	1	2	3	4	5
梁端の塑性率 $\mu_i$	0.45	0.9	1.2	2.0	3.0
最上階の変形角 $R_i$	$\pm 1/300$	$\pm 1/150$	$\pm 1/120$	$\pm 1/100$	$\pm 1/66^*$
最上階の変位 $\delta_{ti}$	39	78	100	120	180*
繰返し数 $n_i$	30	60	30	10	10

※1 回目の载荷は、最上階の変形角 1/57, 振幅 200mm で実施したが、柱降伏等が発生したため、2 回目以降から、最上階の変形角 1/66, 振幅 180mm で実施。

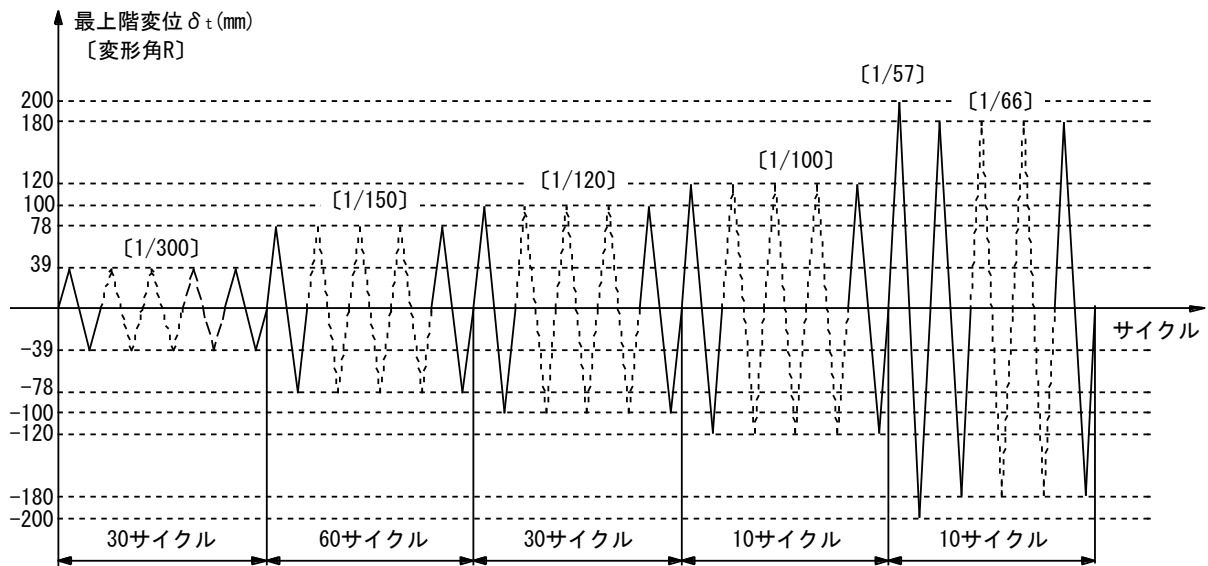


図 3.2.4-3 载荷スケジュール(実験実施時)

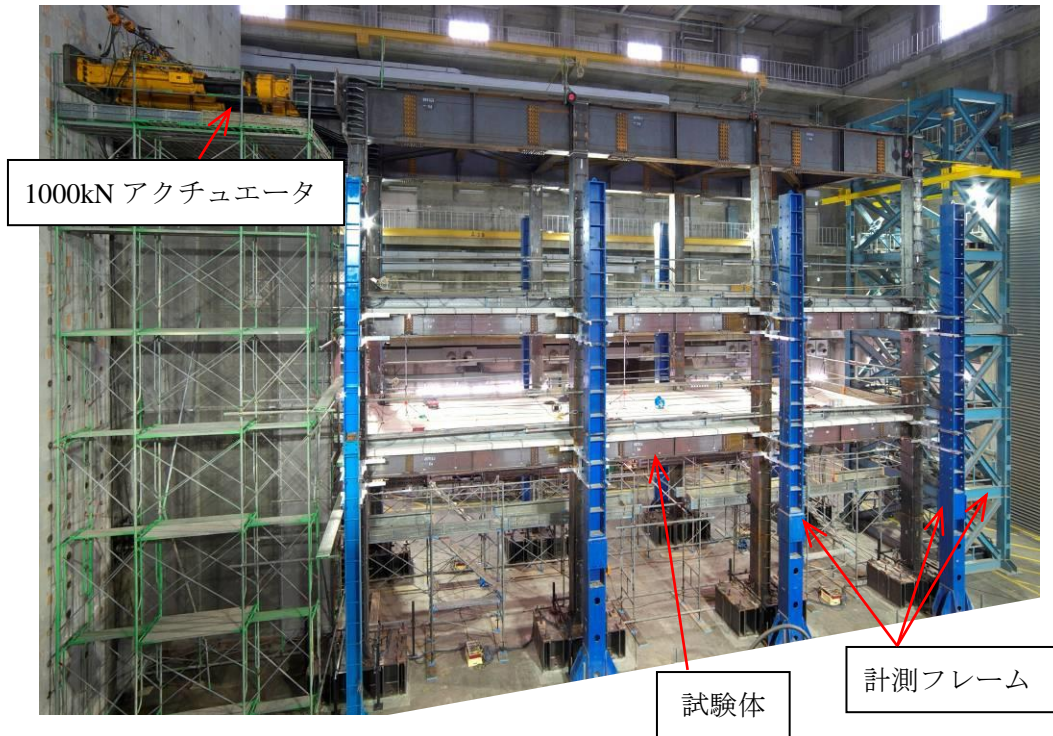


写真 3.2.4-1 実験状況

試験体の加力を行うに際して、フレームモデルを用いて増分解析を実施した。解析モデル概要を図 3.2.4-4 に示す。主な解析条件は以下の通りである。

- ・ 柱脚回転ばね剛性  
1,200,000 kN・m/rad。8 か所共通。
- ・ 梁の曲げ剛性増大率  
 $\phi=1.25$ 。建築学会「各種合成構造設計指針」に従い、合成梁の正曲げ・負曲げ剛性を算定し、その平均値を採用する。
- ・ 梁端の降伏モーメント（折れ点の曲げ耐力）  
MB1=907.4kN・m, MB2=941.2kN・m（図 3.2.4-5 参照）。  
ミルシートによる降伏点より算定した鉄骨のみの全塑性モーメントとする。
- ・ 柱梁接合部パネル  
柱幅、梁幅で決定される大きさとし、せん断変形を考慮する。

また、以下の解析結果図を次ページ以降に示す。

- ・ 水平荷重－最上階変位関係（図 3.2.4-6）
- ・ 層せん断力－層間変形関係（図 3.2.4-7）
- ・ 梁端モーメント－梁端回転角関係（図 3.2.4-8）

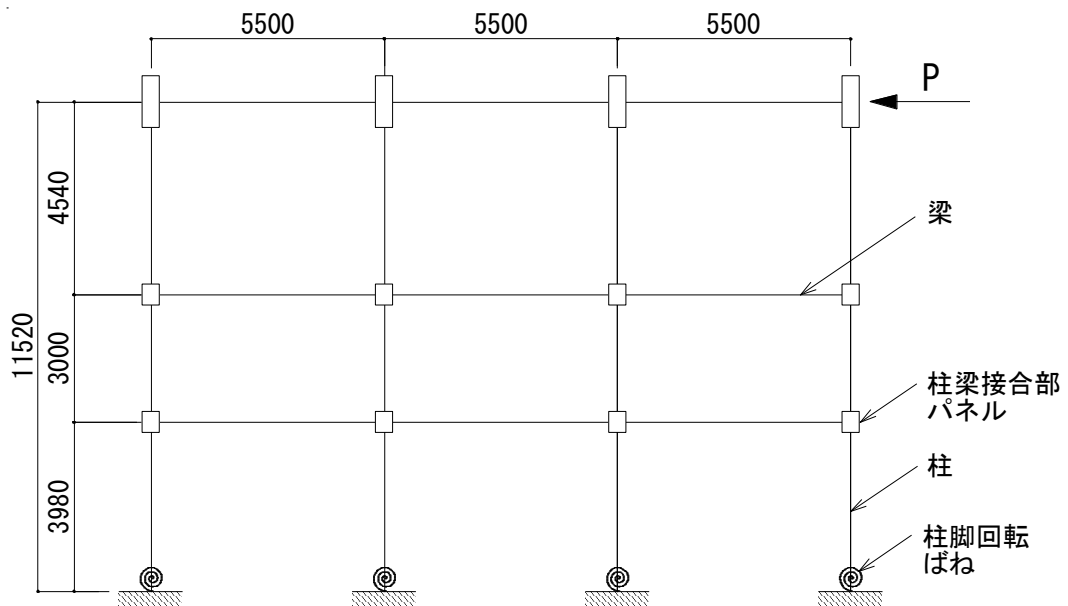


図 3.2.4-4 解析モデル



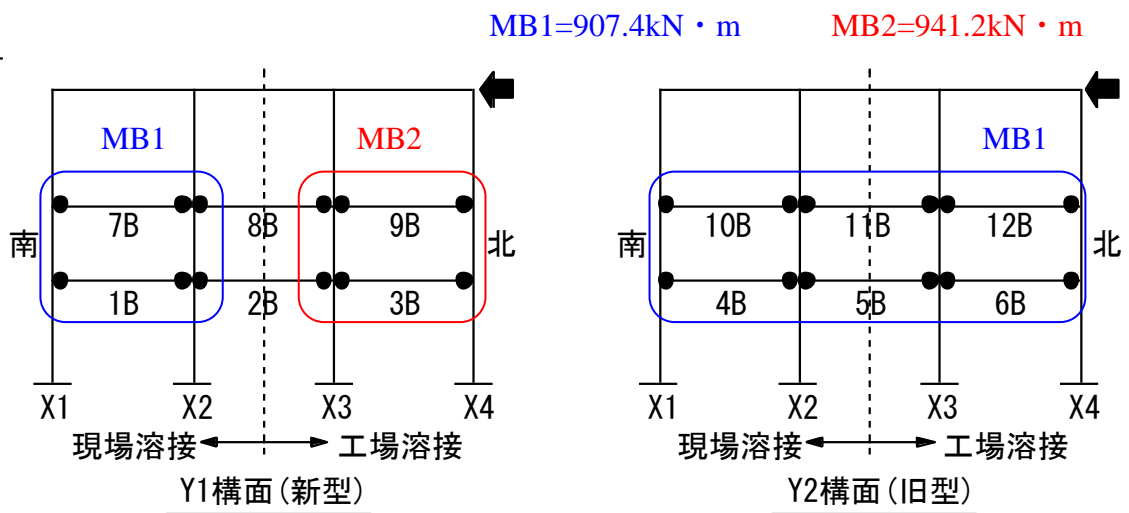


図 3.2.4-5 梁端の降伏モーメント(折れ点の曲げ耐力)

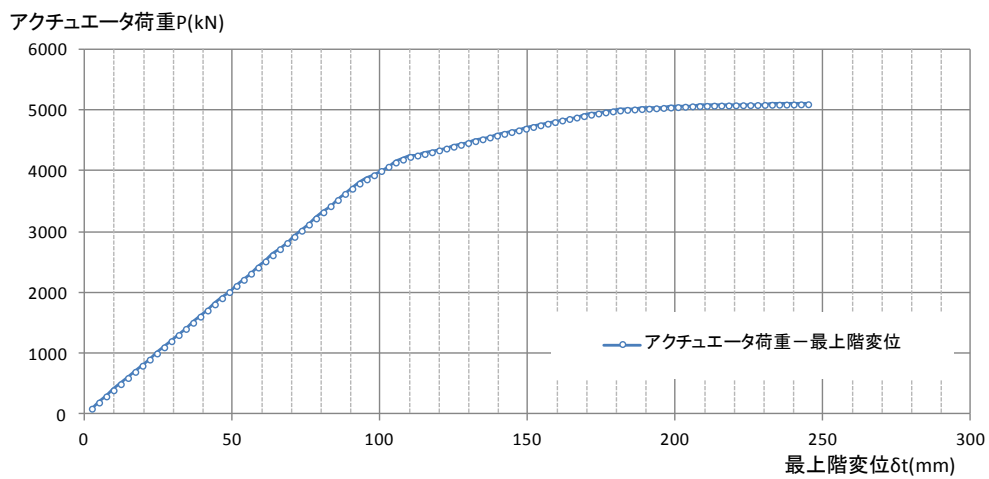


図 3.2.4-6 水平荷重-最上階変位関係

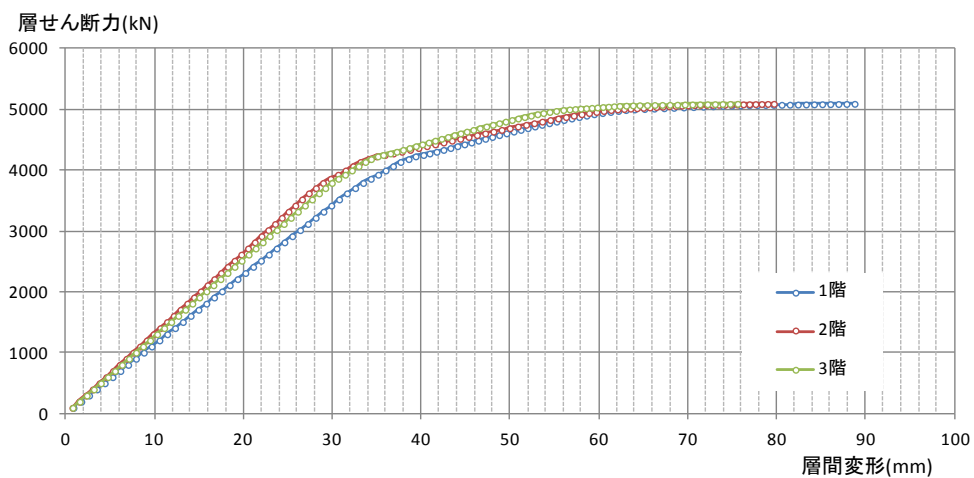
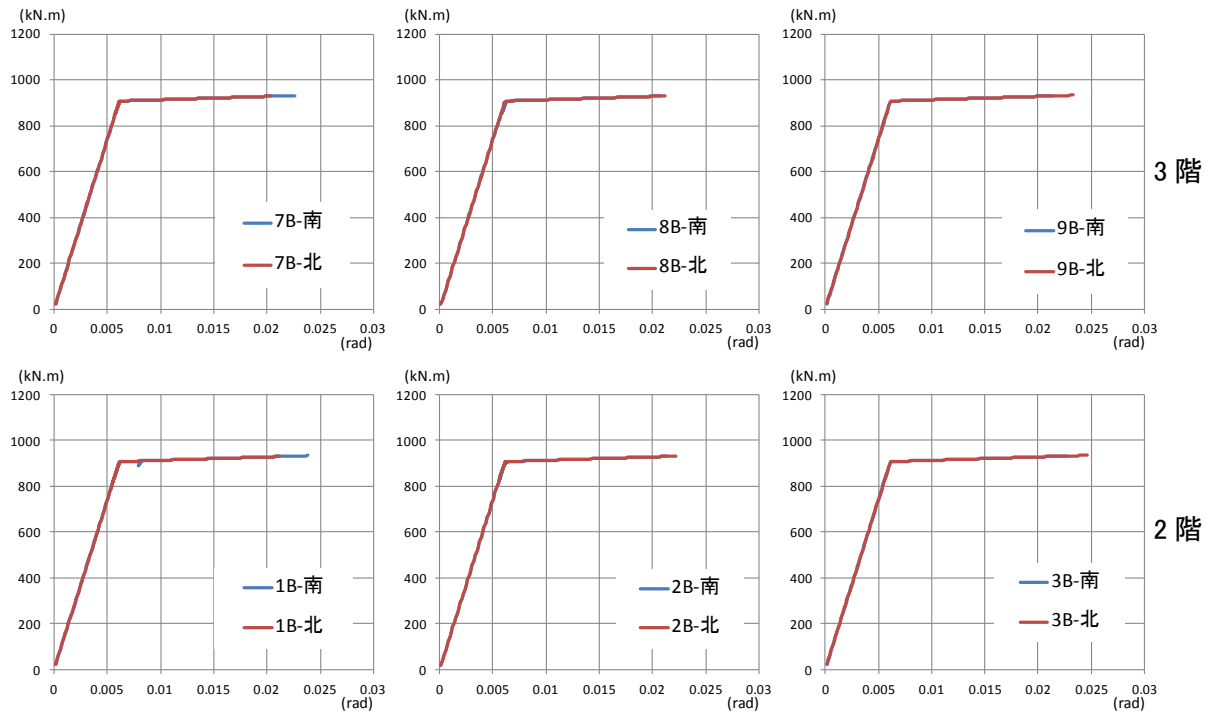
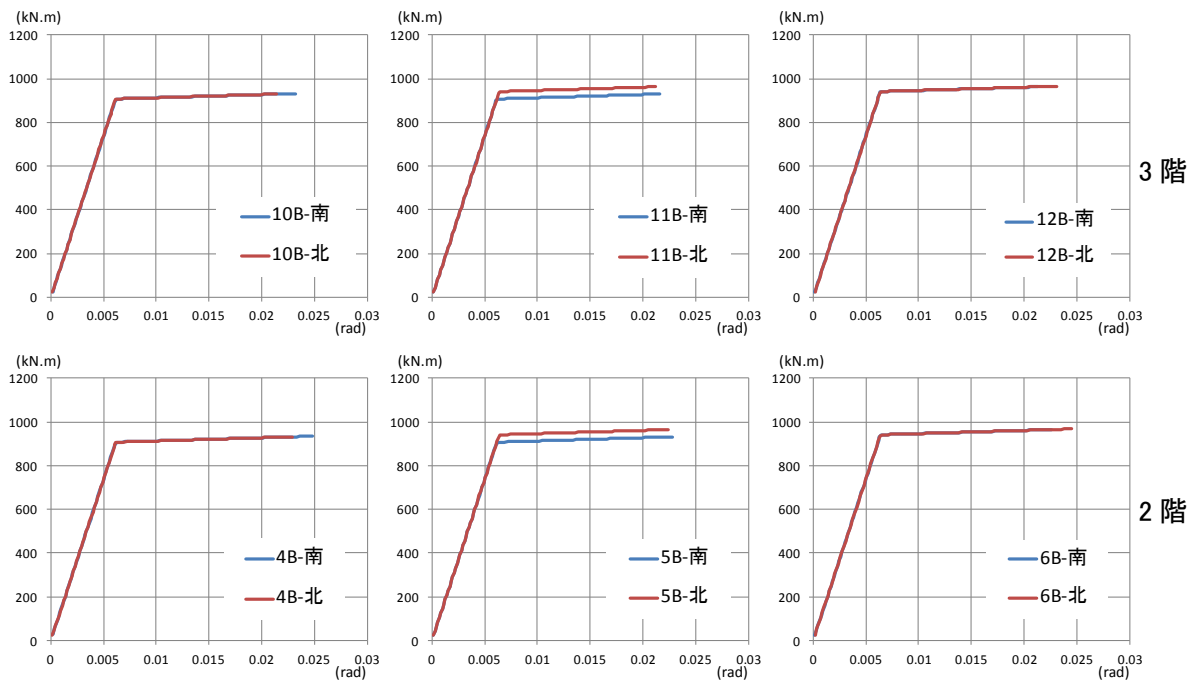


図 3.2.4-7 層せん断力-層間変形関係



(a) Y1構面(新型)



(b) Y2構面(旧型)

図 3.2.4-8 梁端モーメント-梁端回転角関係

### 3.2.5 測定方法

図 3.2.5-1 に変位測定計画を、図 3.2.5-2 にひずみ測定計画を示す。測定は下記の項目について実施した。

#### 変位測定

層間変形角(写真 3.2.5-1 参照)

梁部材角(写真 3.2.5-2 参照)

柱梁接合部パネルせん断変形角(写真 3.2.5-2 参照)

架構の長辺方向構面外変位(水準器を利用して目視で確認)

#### ひずみ測定

柱、梁の軸ひずみ(軸力)および曲げひずみ(曲げモーメント、せん断力)

ウェブ軸方向ひずみ

柱梁接合部パネルせん断ひずみ

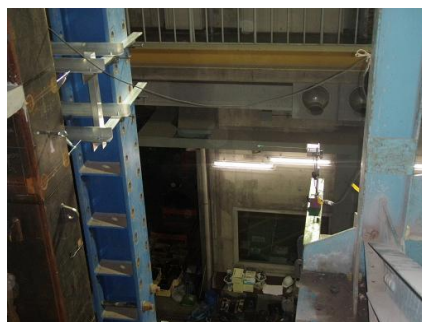
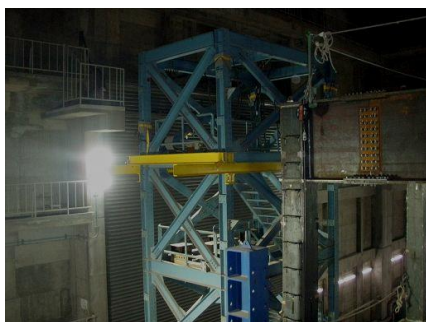


写真 3.2.5-1 層間変形角測定状況

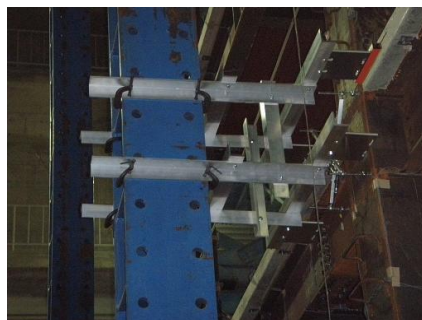
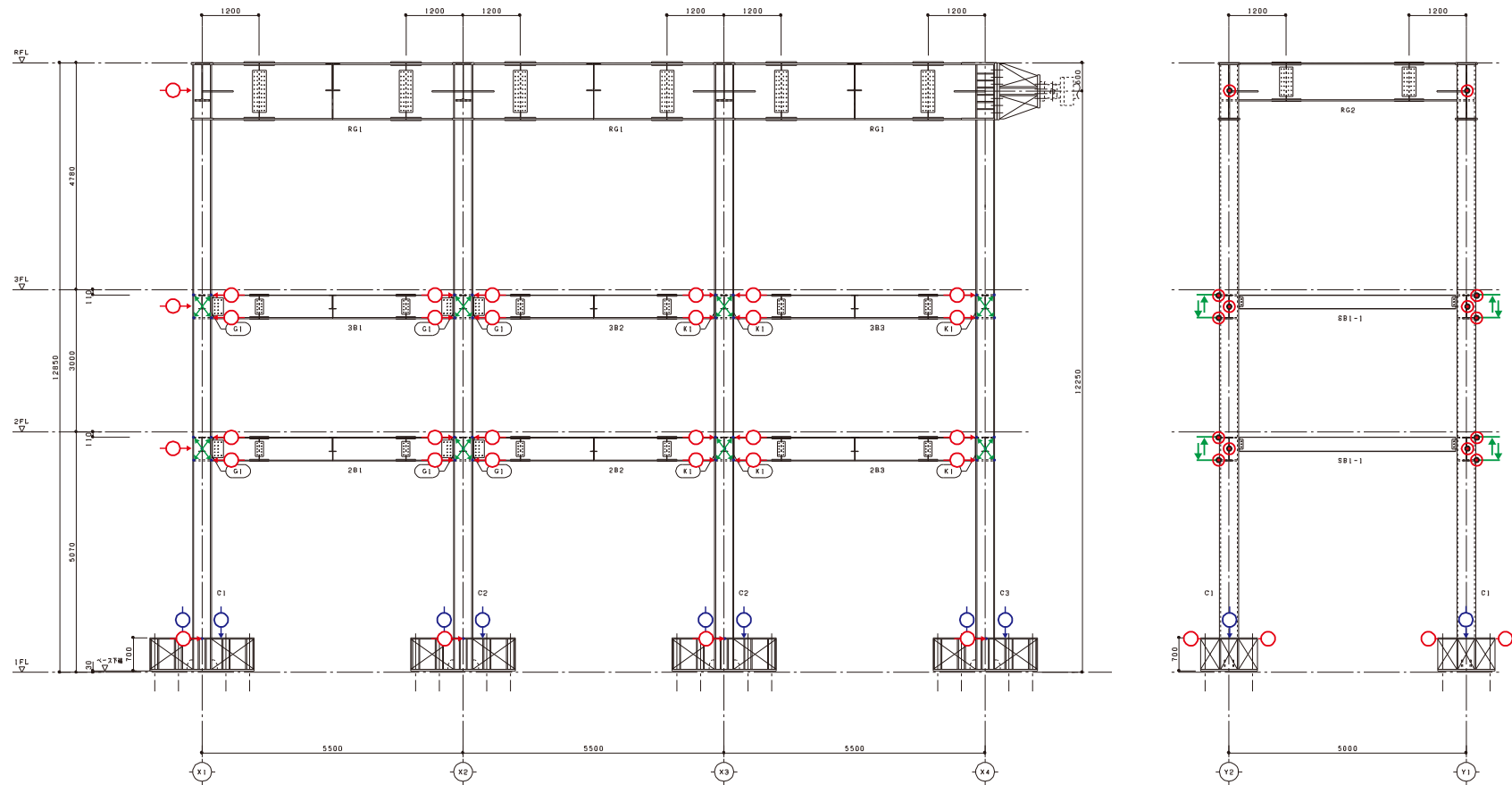


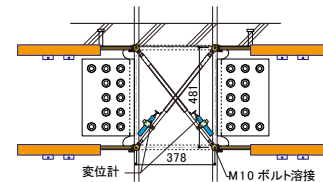
写真 3.2.5-2 梁部材角およびパネルせん断変形角測定状況



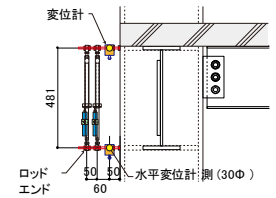
: 層間変形角 および梁の回転角  
 1F: 16本 (CDP25)  
 2F: 26本 (SDP200D)  
 3F: 24本 (SDP300D)  
     : 2本 (DP-500E)  
 RF: 2本 (DP-500E)

: パネルせん断変形角  
 2F: 16本 (CDP25)  
 3F: 16本 (CDP25)  
  
 : 柱脚回転  
 1F: 16本 (CDP10)

変位計合計  
 CDP10 : 16本  
 CDP25 : 48本  
 SDP200D : 26本  
 SDP300D : 24本  
 DP-500E : 4本

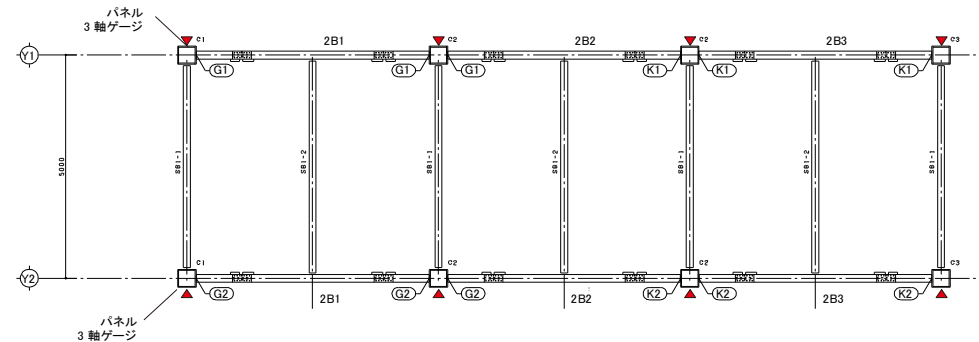


パネルせん断変形角



層間変形角および梁回転角計測

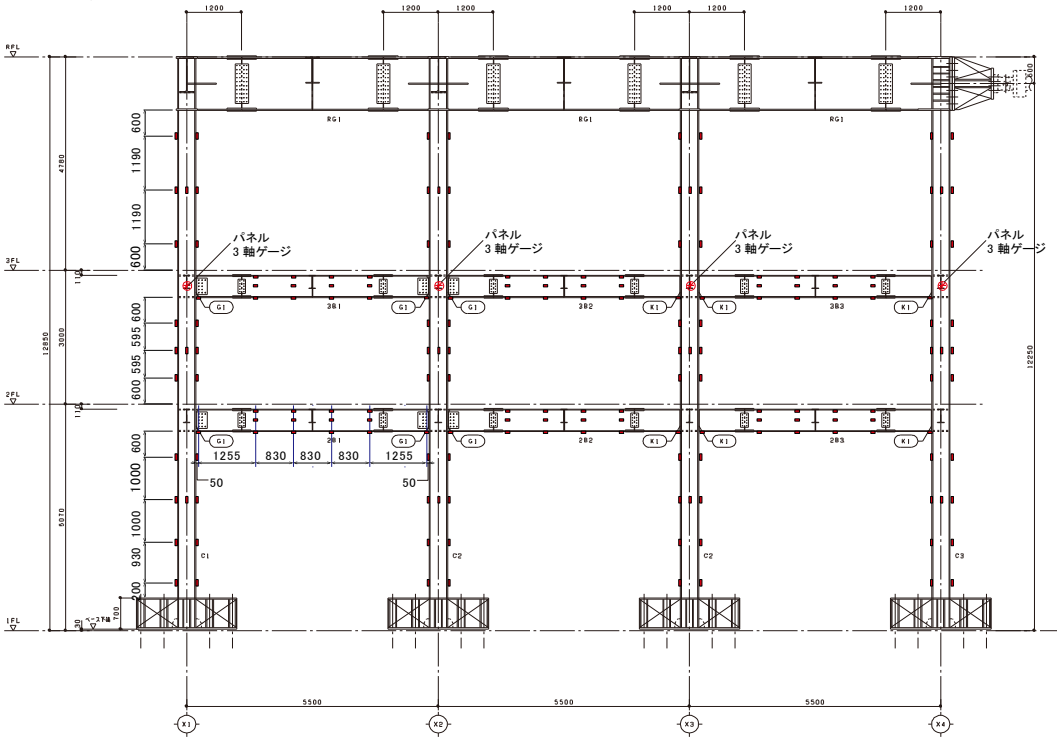
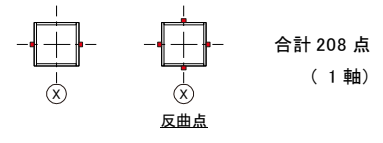
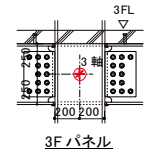
図 3.2.5-1 変位測定計画



・ 柱の軸ひずみおよび曲げひずみ  
柱断面 X-400×400×22

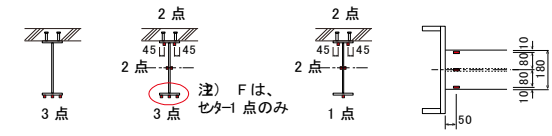
・ パネル(3 Fのみ)  
合計 点(3軸)

2\*2 断面+4\*1 断面=8 点\*16 柱≒ 8 点(1軸)  
2\*3 断面+4\*1 断面=10 点\*8 柱≒ 0 点(1軸)



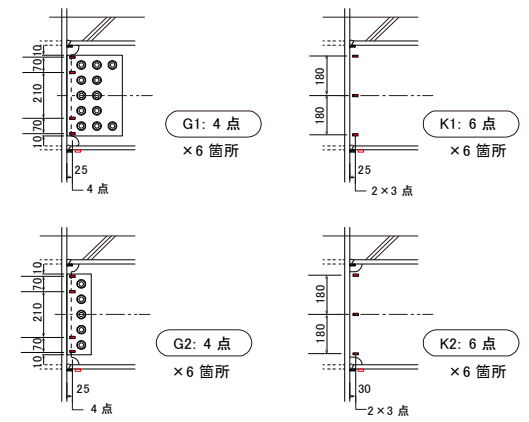
・ 梁の軸ひずみおよび曲げひずみ、局部座屈ひずみ  
梁断面 H-500×180×12×19

3F2\*3+2\*7+2\*5=8 0 点\*6 梁≒ 0 点 合計 336 点  
2F2\*3+4\*5=2 6 点\*6 梁≒ 6 点 (1軸)



端部から 50 端部から 1305 端部から 2135  
2F,3F 共通 (3点) 3F (7点) 2F,3F 共通 (5点)

・ 梁ウェブのひずみ 合計 120 点(1軸)



Y1 通り軸組図 1/50  
→ X4

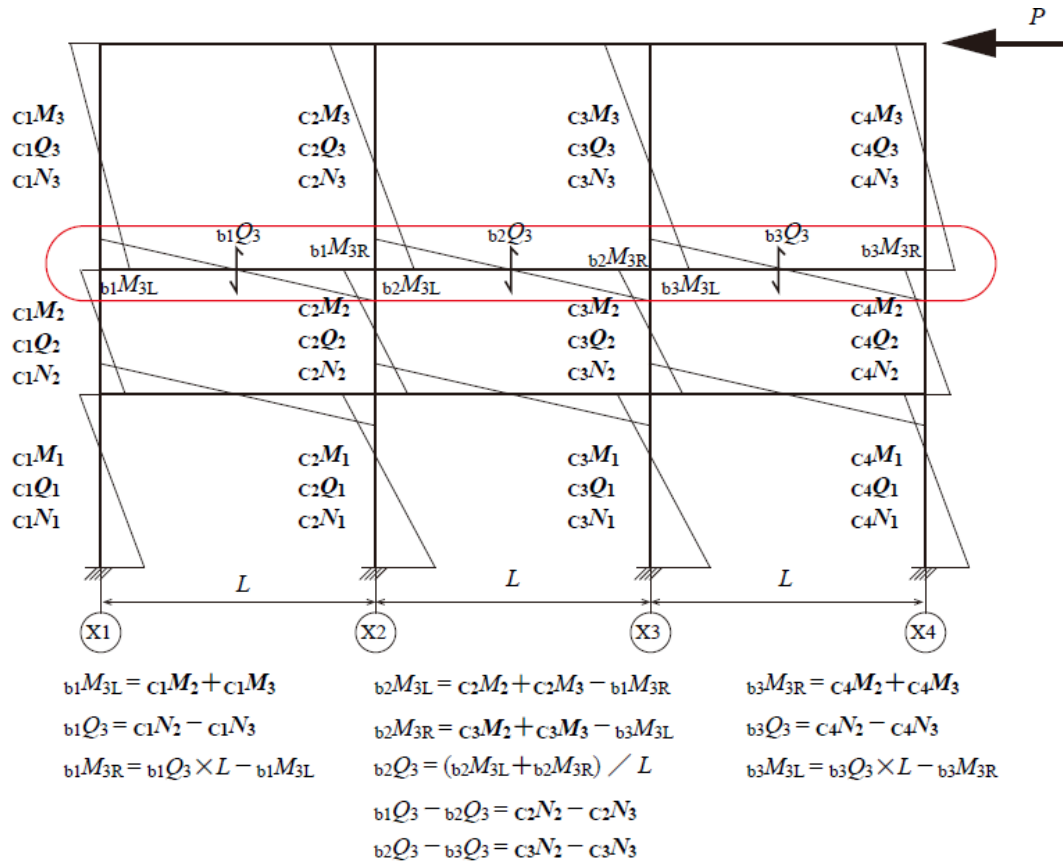
計測点総合計  
208+336+120+3\*8=688 8 点

図 3.2.5-2 ひずみ測定計画

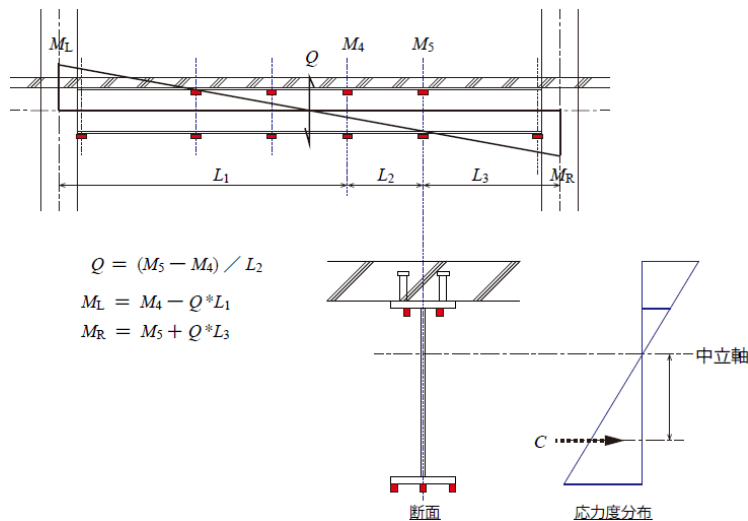
柱部材に作用する応力はひずみゲージより求めた。

梁端部に作用するモーメントは、梁に作用するせん断力を求める必要があり、次の二種類の方法でせん断力を求め算定した。図 3.2.5-3 に応力の算定方法を示す

- i. 柱の軸力差で梁のせん断力を求める方法
- ii. 梁に貼付したひずみゲージから作用モーメントを求めせん断力を求める方法



i 柱の軸力差で梁のせん断力を求める方法



ii 梁に貼付したひずみゲージから作用モーメントを求めせん断力を求める方法

図 3.2.5-3 部材の応力算定方法

### 3.2.6 実験結果

#### (1) 実験経過

接合部詳細を図 3.2.6-1 に、実験経過を表 3.2.6-1～3.2.6-7 に、実験経過のヒンジ図を表 3.2.6-3～3.2.6-7 に、梁端接合部実験経過写真を写真 3.2.6-1～3.2.6-19 に示す。図 3.2.6-1 中の各接合部の I 端は、正載荷時に下フランジ圧縮、上フランジ引張となり、J 端は正載荷時に下フランジ引張、上フランジ圧縮となる。負載荷時には、上下フランジの引張・圧縮が逆転する。

最終的な試験体梁端の破断箇所数は 12 箇所であり、旧型・現場溶接 5 箇所、新型・現場溶接 5 箇所、旧型・工場溶接 2 箇所であった。新型・工場溶接は一部梁端の下フランジに黒皮剥れが見られたが、目立った損傷は確認出来なかった。現場溶接ディテールの破断が多数を占めるが、これは梁端曲げモーメントのウェブの負担率が小さく、下フランジのひずみが大きくなることが原因と考えられる (3.2.6 (3) 1) (b), (c)参照)。特に、旧型・現場溶接は他のディテールよりもウェブの負担率が小さく、梁端の破断が先行した。また、梁端ディテールの如何に関わらず、梁端モーメントが相対的に大きい側柱に取り付く梁端の損傷が、内柱に取り付く梁端よりも進展する傾向が見られた。

以下に、試験体の損傷が確認された変形角  $1/150\text{rad}$  以降の実験経過を梁端ディテール毎に示す。なお、変形角  $1/300\text{rad}$  では、試験体に目立った損傷は確認されず、試験体は弾性であったと考えられる。また、試験体の柱部材は、塑性化が確認されたが、亀裂、局部座屈等の目立った損傷は確認されなかった。

#### ■ 旧型・現場溶接梁端

-90 サイクルピーク時に、側柱の 2 階 I 端側梁端(Y2X1\_2FI)と中柱の 3 階 I 端側梁端(Y2X2\_3FI)の下スカラップ底に亀裂が発生した後、98 サイクル終了時まで、全ての I 端側梁端(Y2X1\_2FI, Y2X1\_3FI, Y2X2\_3FI, Y2X2\_2FI)に下スカラップ底の亀裂が発生した。その後、-106 サイクルで、側柱の 2 階 I 端側梁端(Y2X1\_2FI)の下スカラップ底の亀裂が、全接合部で最も早く下フランジを貫通し、-117 サイクル加力時に破断した。一方、中柱においては、3階I端側梁端(Y2X2\_3FI)の下スカラップ底の亀裂が-131 サイクルピーク時に貫通した後、-133 サイクル加力時に下フランジが破断した。140 サイクル加力終了時まで中柱の 2 階 J 端側梁端(Y2X2\_2FJ)を除く全ての梁端が破断し、加力を終了した。

#### ■ 新型・現場溶接梁端

+91 サイクルピーク時に、側柱の 2 階 I 端側梁端(Y2X1\_2FI)の下スカラップ底に亀裂が発生した後、-121 サイクルピーク時に下スカラップ底の亀裂が貫通し、-130 サイクルピーク時に下フランジが全断面破断した。一方、中柱においては、+131 サイクルピーク時に 3 階 J 側梁端(Y1X2\_3FJ)に下スカラップ底の亀裂が発生し、全ての梁端接合部に損傷が確認された後、+134 サイクル加力時には、下フランジが部分破断し、+136 サイクル加力時に下フランジが全断面破断した。なお、この間の-133 サイクル加力時に、3 階側柱の I 側梁端(Y1X1\_3FI)の下フランジが破断し、側柱に取り付く全ての新・旧現場溶接梁端の破断が確認されている。140 サイクル加力終了時まで中柱の 2 階 J 端側梁端(Y1X2\_2FJ)を除く全ての梁端が破断し、加力を終了した。

#### ■ 旧型・工場溶接梁端

108 サイクル終了時に、2 階の側柱 J 端側梁端(Y2X4\_2FJ)と内柱 I 端側梁端(Y2X3\_2FI)の梁端溶接始末端部に亀裂が発生した。その後、側柱 J 端側梁端(Y2X4\_2FJ)は、+135 サイクル加力時に部分破断が発生した後、+136 サイクル加力時に下フランジが全断面破断した。140 サイクル加力終了時までには 3 階の側柱 J 端側梁端(Y2X4\_3FJ)の破断も確認され、側柱に取り付く旧型ディテールの梁端が全て確認され、中柱の破断は確認されなかった。

#### ■ 新型・工場溶接梁端

116 サイクル終了時までには、一部梁端の下フランジに黒皮剥れが見られたのみで、目立った損傷は確認出来なかった。



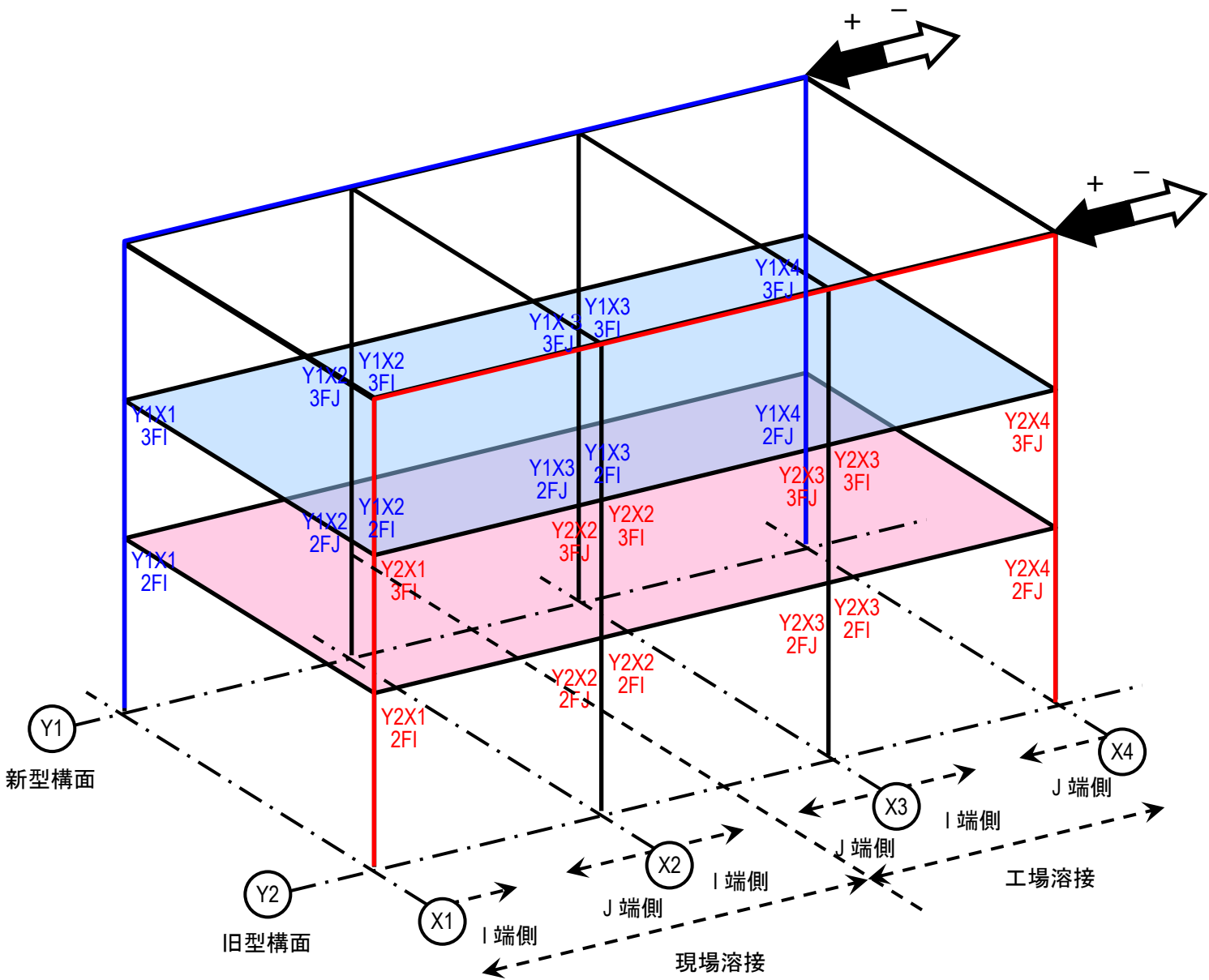


図 3.2.6-1 接合部詳細

表 3.2.6-1 実験経過(新型構面)

縦軸	変形角	CYCLE	観測箇所	Y101_3F1			Y101_3F2			Y101_3F3			Y102_3F1			Y102_3F2			Y102_3F3			Y103_3F1			Y103_3F2			Y103_3F3		
				下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他	下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他	下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他	下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他	下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他	下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他	下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他	下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他	下フランジ スカラップ 底	下フランジ 溶接 輪郭線部	その他
30	1/300	-20	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		20	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-30	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		30	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		30	終了時	試験体内周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
70	1/150	-32	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		-32	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		+45	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		45	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		45	終了時	試験体内周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+60	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		60	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		70	終了時	試験体内周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+90	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		90	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
100	1/120	-91	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		91	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		91	終了時	試験体内周	-	-	-	亀裂発生	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		98	終了時	試験体内周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	亀裂発生	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+106	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	亀裂発生	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-106	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		108	終了時	試験体内周	亀裂発生	亀裂発生	-	-	-	-	-	-	-	亀裂発生	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		116	終了時	試験体内周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-117	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+120	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-120	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
120	1/100	+121	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		-121	ピーク時	試験体外周	-	-	-	亀裂貫通	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		122	終了時	試験体内周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		122	地震後観察	試験体内周	-	-	-	-	亀裂発生	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		+126	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+126	加力時	試験体外周	-	-	-	-	亀裂一部貫通	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+130	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-130	ピーク時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
130	終了時	試験体内周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
200	1/57	+131	ピーク時	試験体外周	-	-	上スカラップ 底亀裂	-	-	-	-	-	-	亀裂発生	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		-131	ピーク時	試験体外周	亀裂貫通	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		131	終了時	試験体内周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
180	1/63	-132	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		-133	加力時	試験体外周	亀裂全部貫通	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+134	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+134	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+135	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+135	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		+136	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		+136	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		+136	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		+137	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
+139	加力時	試験体外周	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
140	終了時	試験体内周	-	-	-	SPL一部亀裂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				



表 3.2.6-3 実験経過ヒンジ図

(±31~±90 サイクル: 目標変形 $\delta = \pm 78\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/150\text{rad}$ .)

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE			
			+32 ピーク時	-32 ピーク時	+90 ピーク時	-90 ピーク時
78	1/150	Y1 新型				
		Y2 旧型				

表 3.2.6-4 実験経過ヒンジ図

(±91~±120 サイクル: 目標変形 $\delta = \pm 100\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/120\text{rad}$ .)

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE			
			91 終了時	98 終了時	+106 ピーク時	-106 ピーク時
100	1/120	Y1 新型				
		Y2 旧型				
		Y1 新型	108 終了時	116 終了時	-117 加力時	-120 ピーク時
		Y2 旧型				

- : 下フランジスカロップ底亀裂発生  
溶接始末端部亀裂発生
- : 下フランジスカロップ底亀裂貫通
- ⊗ : 下フランジ梁端溶接部部分破断
- ⊠ : 下フランジ梁端溶接部破断

表 3.2.6-5 実験経過ヒンジ図

(±121~±130 サイクル:目標変形 $\delta = \pm 120\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/100\text{rad.}$ )

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE			
			+121 ピーク時	-121 ピーク時	122 終了時	-126 加力時
120	1/100	Y1 新型				
		Y1 新型				

表 3.2.6-6 実験経過ヒンジ図

(±131 サイクル:目標変形 $\delta = \pm 200\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/57\text{rad.}$ )

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE		
			+131 ピーク時	-131 ピーク時	131 終了時
200	1/57	Y1 新型			
		Y2 旧型			

- : 下フランジスカラップ底亀裂発生  
溶接始末端部亀裂発生
- : 下フランジスカラップ底亀裂貫通
- ⊗ : 下フランジ梁端溶接部部分破断
- ⊠ : 下フランジ梁端溶接部破断

表 3.2.6-7 実験経過ヒンジ図

(±132~±140 サイクル:目標変形 $\delta = \pm 180\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/63\text{rad.}$ )

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE				
			-132 加力時	-133 加力時	+134 加力時	+135 加力時	
180	1/63	Y1 新型					
			Y2 旧型				
				CYCLE			
				-135 加力時	+136 加力時	+139 加力時	140 終了時
		Y1 新型					
			Y2 旧型				

- : 下フランジカランプ底亀裂発生  
溶接始末端部亀裂発生
- : 下フランジカランプ底亀裂貫通
- ⊗ : 下フランジ梁端溶接部部分破断
- ⊠ : 下フランジ梁端溶接部破断











Y2X1 3F	下スカラップ底亀裂発生 91 cycle 終了時(試験体内周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 122 cycle 地震後観察時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 108 cycle 終了時(試験体内周より)	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断 -126 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景				/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-1 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X1\_3F)









Y2X1 2F	下スカラップ底亀裂発生 -90 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 91 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 -106 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断 -117 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景				/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-2 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X1\_2F)








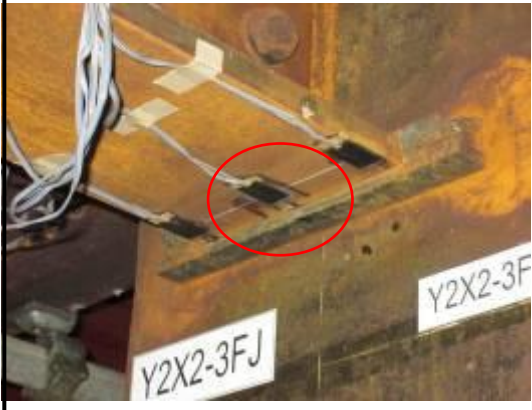

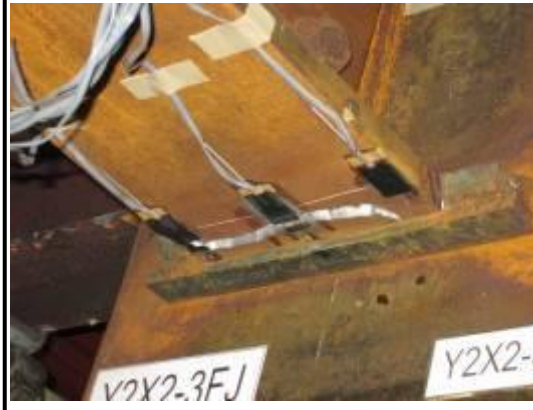
Y2X2 3FJ	下スカラップ底亀裂発生 +121 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通 +130cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ一部破断 +134 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ全断面破断 +136 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-3 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X2\_3FJ)





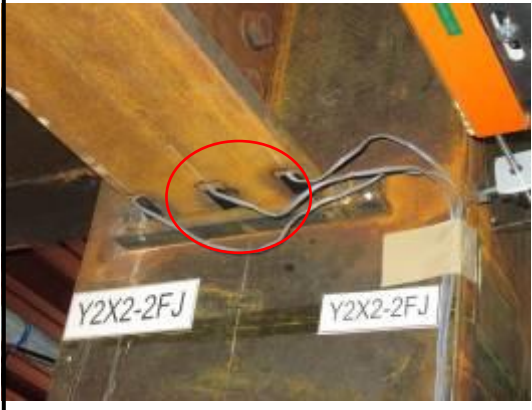

Y2X2 2FJ	下スカラップ底亀裂発生 +121 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通 +130cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ一部破断	最終状況 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-4 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X2\_2FJ)





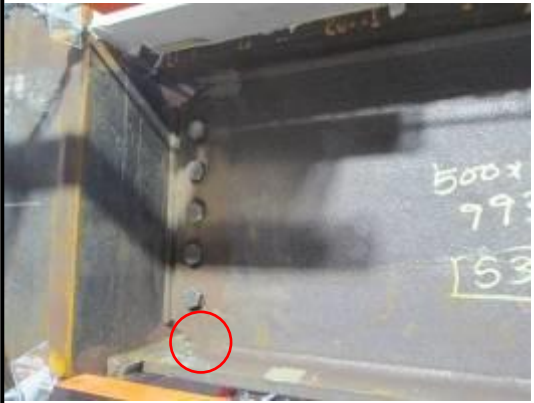





Y2X2 3FI	下スカラップ底亀裂発生 -90 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 122 cycle 地震後観察時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 -131 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断 -133 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景				/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-5 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X2\_3FI)







Y2X2 2FI	下スカラップ底亀裂発生 98 cycle 終了時(試験体内周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 122 cycle 地震後観察時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 -134 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断 -135 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景			/	/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-6 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X2\_2FI)











Y1X1	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
3F	108 cycle 終了時(試験体内周より)	108 cycle 終了時(試験体内周より)	-131 cycle peak 時(試験体外周より)		140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-7 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X1\_3F)

Y1X1	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
2F	91 cycle 終了時(試験体内周より)	122 cycle 地震後観察時(試験体内周より)	-121 cycle peak 時(試験体外周より)	-128 cycle 加力時(試験体外周より)	-130 cycle peak 時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-8 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X1\_2F)





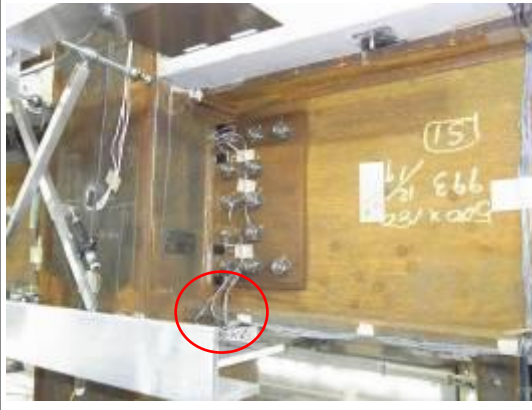


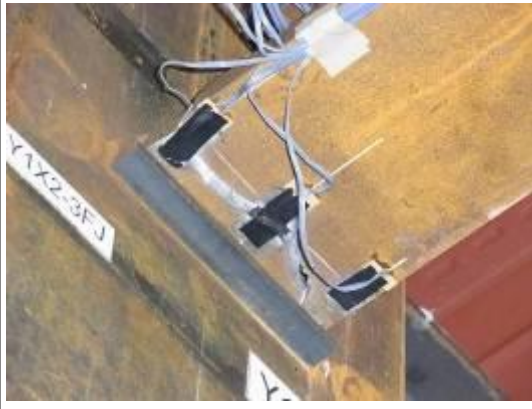
Y1X2	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
3FJ	+131 cycle peak (試験体外周より)			+134 cycle 加力時(試験体外周より)	+136 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-9 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X2\_3FJ)









Y1X2	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況 (上スカラップ底亀裂発生)
2FJ	+106 cycle peak 時(試験体外周より)	140 cycle 終了時(試験体内周より)	140 cycle 終了時(試験体内周より)		140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-10 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X2\_2FJ)







Y2X3 3FJ	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 116 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-11 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X3\_3FJ)

Y2X3 2FJ	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 116 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-12 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X3\_2FJ)



Y2X3 3FI	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 116 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-13 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X3\_3FI)

Y2X3 2FI	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 108 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-14 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X3\_2FI)



Y2X4 3F	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 122 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断 +139 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ全断面破断 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-15 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X4\_3F)

Y2X4 2F	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 108 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断 +135 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ全断面破断 +136 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-16 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X4\_2F)









Y1X2	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
3FI	108 cycle 終了時(試験体内周より)			-136 cycle 加力時(試験体外周より)	-137 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-17 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X2\_3FI)









Y1X2	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
2FI	98 cycle 終了時(試験体内周より)		+136 cycle 加力時(試験体外周より)	-136 cycle 加力時(試験体外周より)	-137 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-18 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X2\_2FI)






		最終状況		
		140 cycle 終了時(試験体内周より)		
		Y1X3_3FJ	Y1X3_3FI	Y1X4_3FJ
接合部全景				
				
損傷箇所拡大				
				

写真 3.2.6-19 梁端接合部実験経過写真(新型工場溶接)



## (2) 荷重-変位関係

図 3.2.6-2 に架構全体の層せん断力-変形角関係を示す。縦軸はアクチュエーターの荷重の合計(層せん断力)を、横軸は架構頂部の水平変位を頂部までの高さで除した値(最上階変形角)を示す。図中の解析値は 3.2.4 項の解析による結果を示す。載荷振幅±0.008rad 終了時までには破断を生じた梁端部は 1 箇所、さらに載荷振幅±0.01rad 終了時までには 2 箇所あったが、その間に耐力や剛性の低下は見られない。最終のサイクル(載荷振幅±0.015rad)では、破断箇所の増加に伴い剛性、最大振幅時の耐力が徐々に下がり、耐力は最終的に 10%程度低下した。しかしながら、実験終了までピーク変形に到達前に荷重低下(負勾配)は発生せず、安定した履歴性状を示した。

図 3.2.6-3 に各層の層せん断力-変形角関係を示す。縦軸はアクチュエーターの荷重の合計(層せん断力)を、横軸は各層の層間変形角を示す。全層中、2 層目の層間変形角が最も大きくなっている。

図 3.2.6-4 は各層、各構面の層せん断力-変形角関係を示したもので、柱に貼付したひずみゲージより柱のせん断力を求め、累加して層せん断力とした。梁端フランジ破断が多く生じた Y2 構面(旧型)は、1 層、2 層において Y1 構面(新型)より、最大振幅時の耐力が小さくなっており、梁端フランジ破断の影響が見られる。

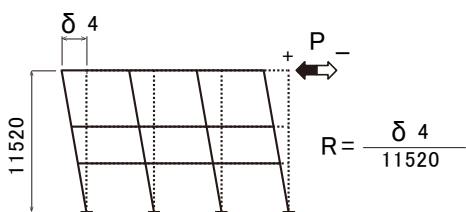
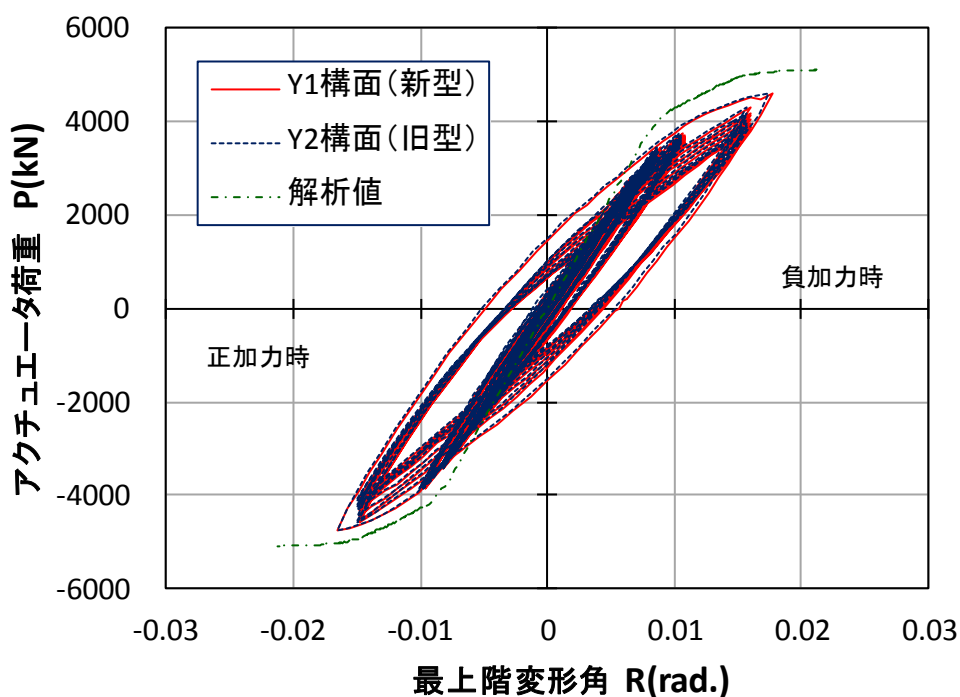


図 3.2.6-2 架構全体の荷重-全体変形角関係

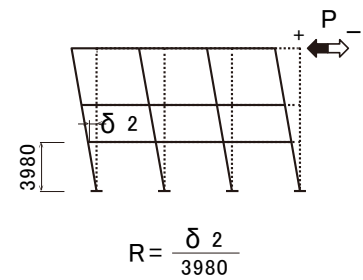
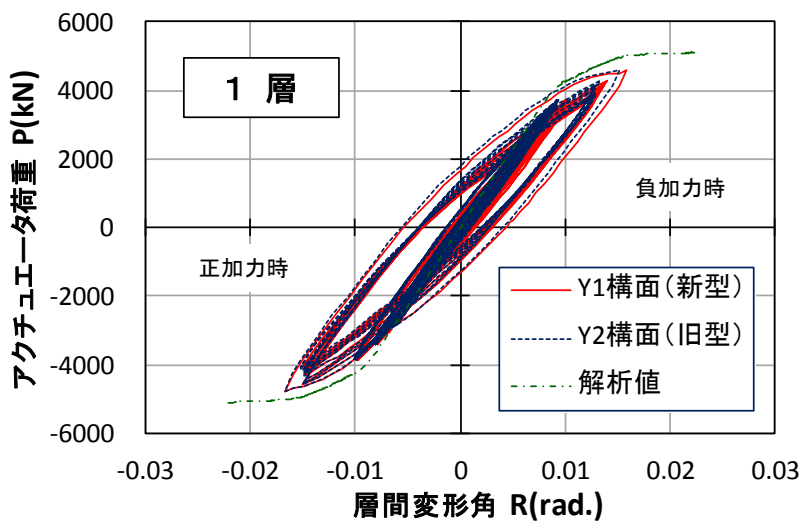
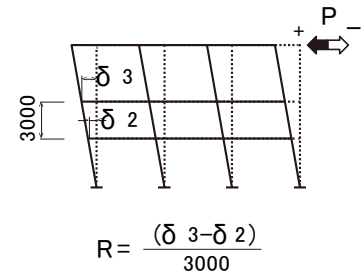
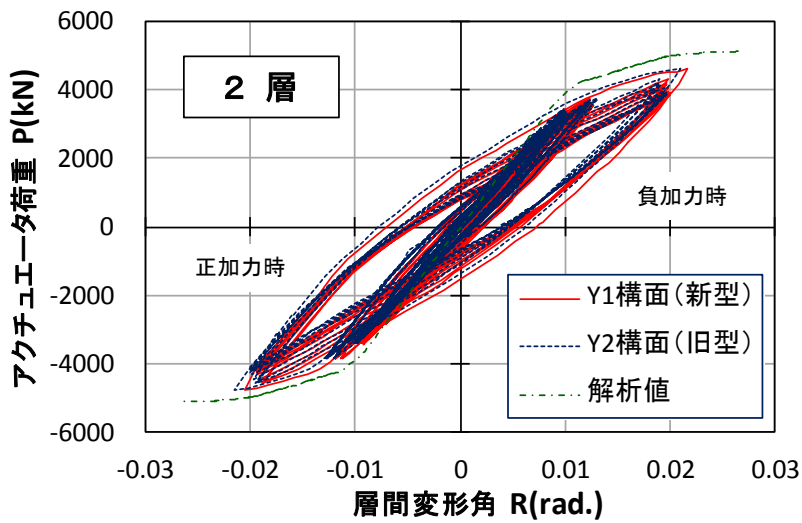
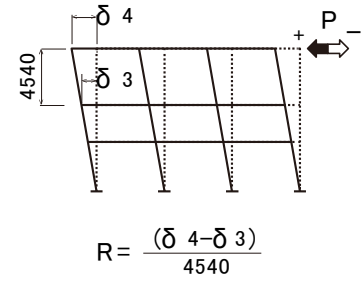
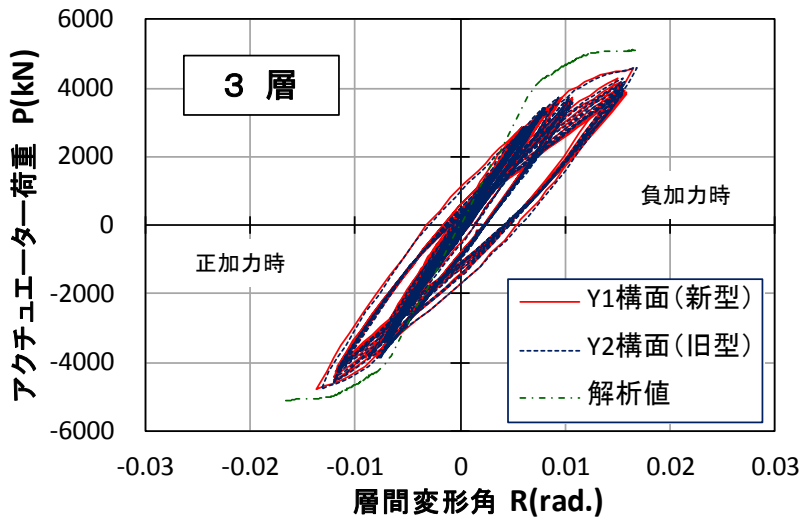


図 3.2.6-3 各層の層せん断力-層間変形角関係

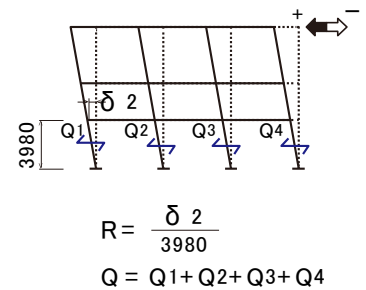
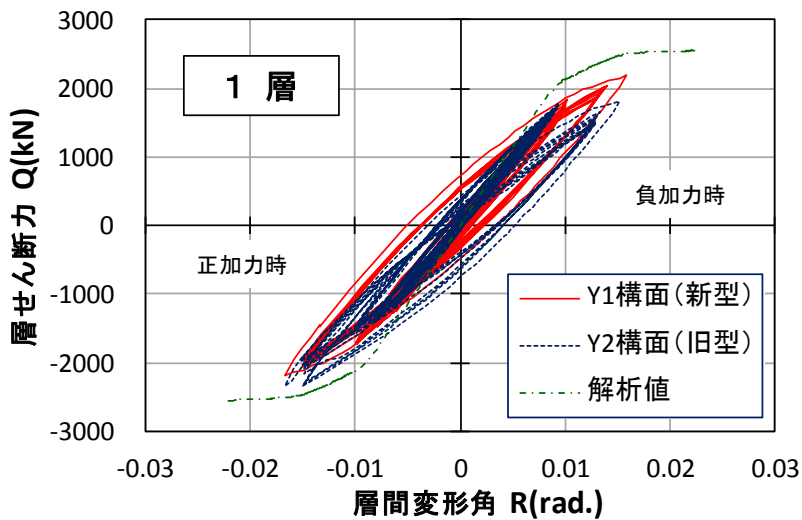
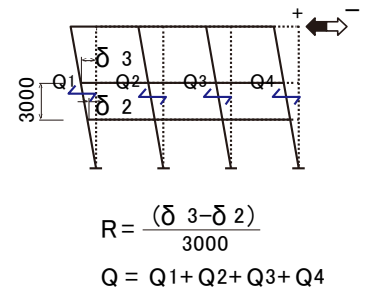
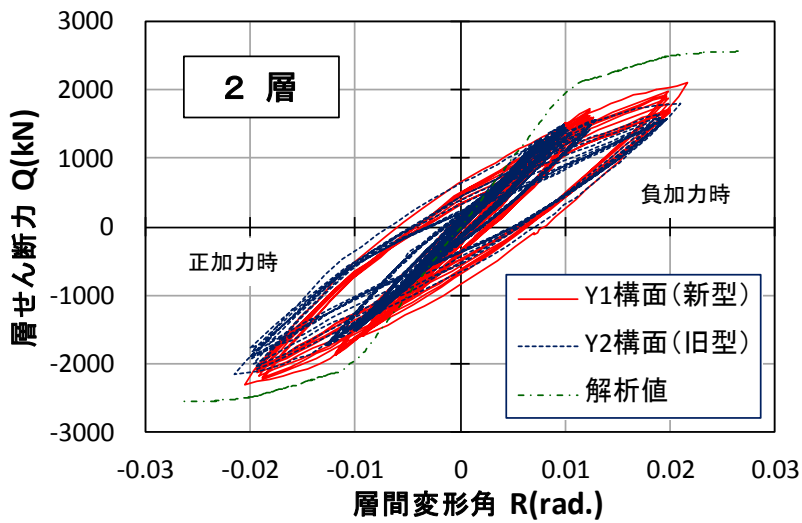
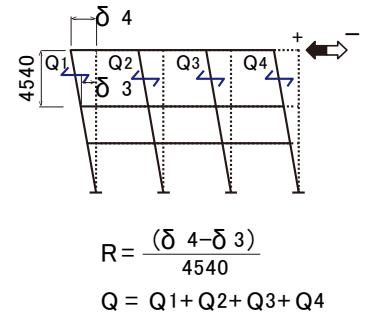
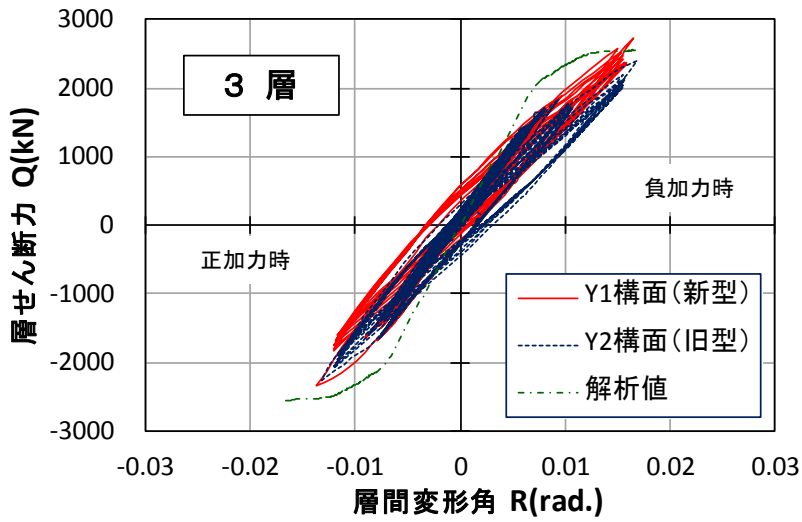


図 3.2.6-4 構面毎の層せん断力—層間変形角関係

図 3.2.6-6~3.2.6-8 に梁端毎のモーメント-回転角関係を示す。縦軸は梁端の作用モーメントを、横軸は梁端部の回転角を示す。側柱に取り付く梁端部に関しては、柱の作用モーメントより梁に作用するモーメントを求めている(図 3.2.5-3 参照)。それ以外の梁端に関して図 3.2.5-3, i, ii に示す方法で作用モーメントを求めたところ、振幅の増加に伴い安定した値が得られない傾向を示した。参考として図 3.2.6-5 に図 3.2.5-3, i, ii の方法で 7B 梁端(挿絵参照)のモーメント-回転角関係を求めて比較した結果を示す。また、図 3.2.6-9~3.2.6-11 に図 3.2.5-3, i の方法で求めた梁端のモーメント-回転角関係を示す(側柱のモーメント-回転角関係は図 3.2.6-6, 3.2.6-8 と同じ)。ここでは、中柱に取り付く梁端はその柱に作用したモーメントを案分して、梁の作用モーメントとした。

ウェブ高力ボルト摩擦接合とした現場タイプの梁端では、旧型、新型ともに亀裂進展に伴いピーク変形時の荷重が低下し、破断に至った(図 3.2.6-6~3.2.6-7 参照)。ウェブ溶接接合とした旧型の工場タイプでは、ピーク変形に至る途中である荷重増加中に脆性的に破断するケースが見られた(図 3.2.6-8, 6B-北参照)。下フランジ破断後はウェブの曲げ分担率の大小により抵抗できる曲げモーメント値に差が見られる。

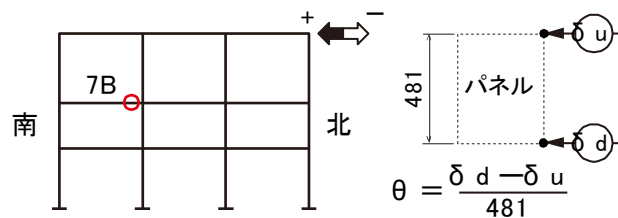
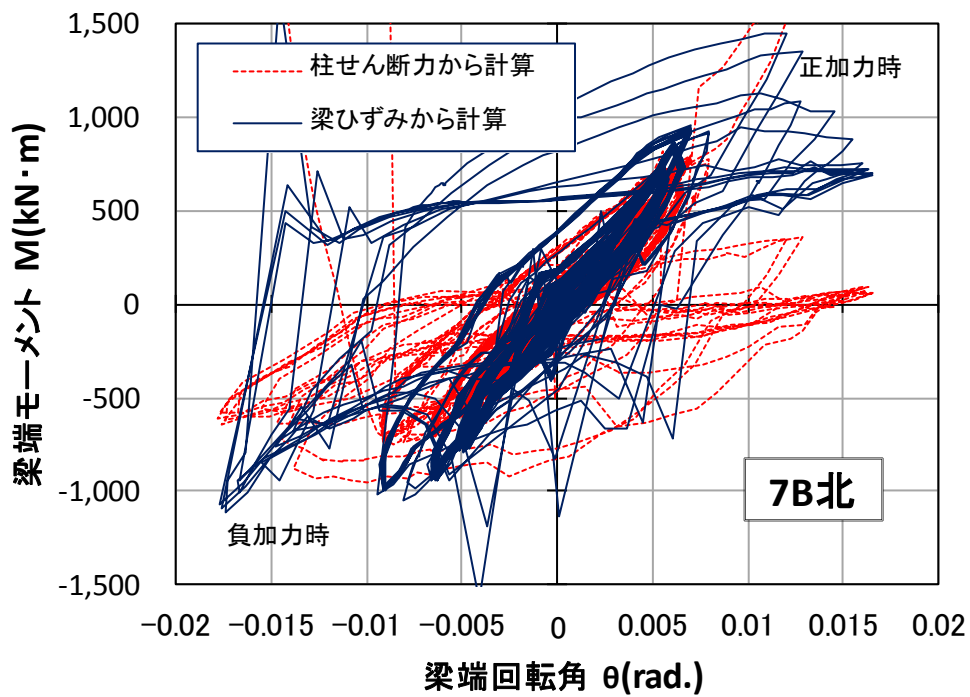


図 3.2.6-5 梁端モーメントの比較

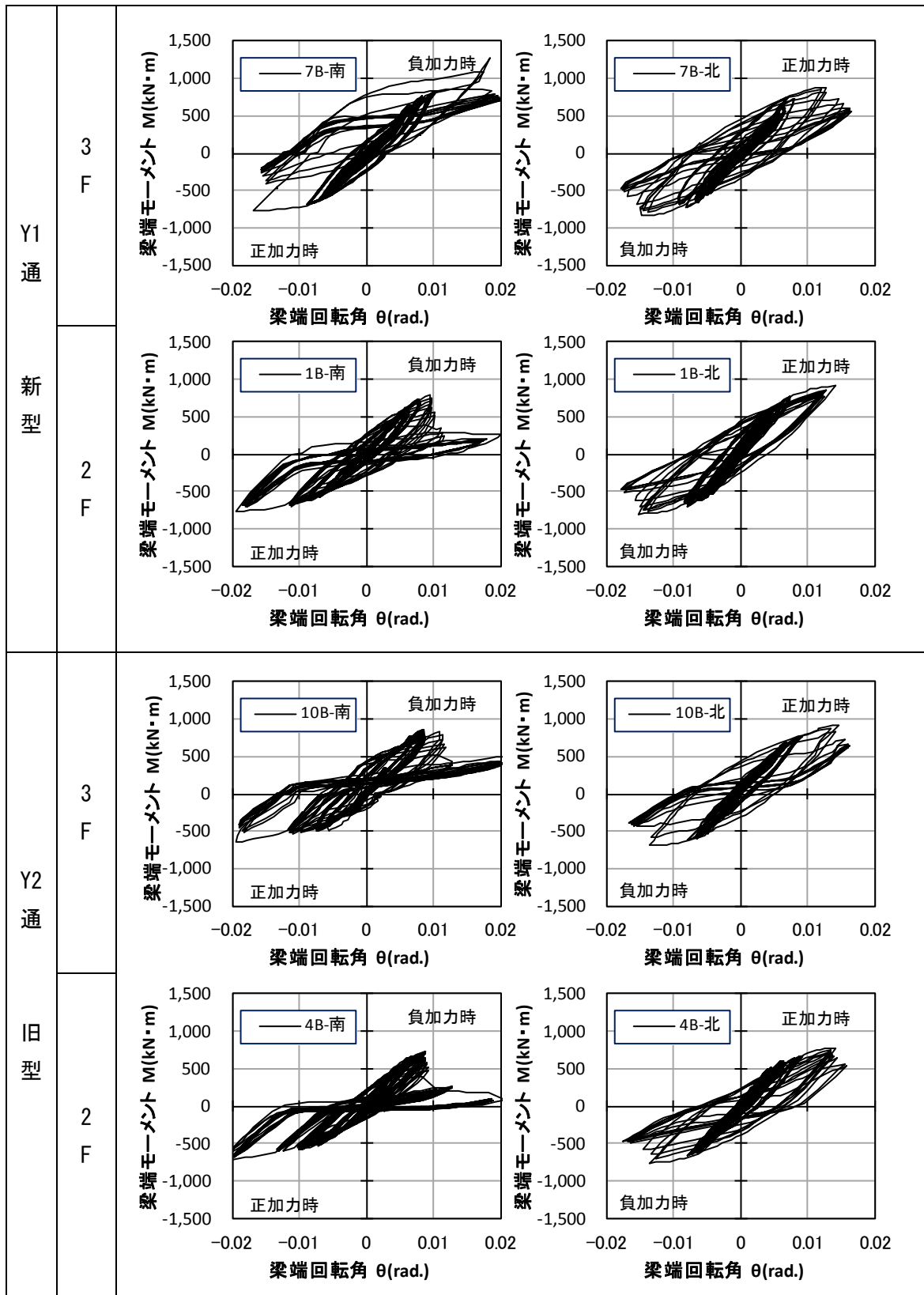
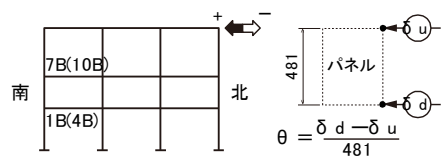


図 3.2.6-6 梁端モーメント-回転角関係



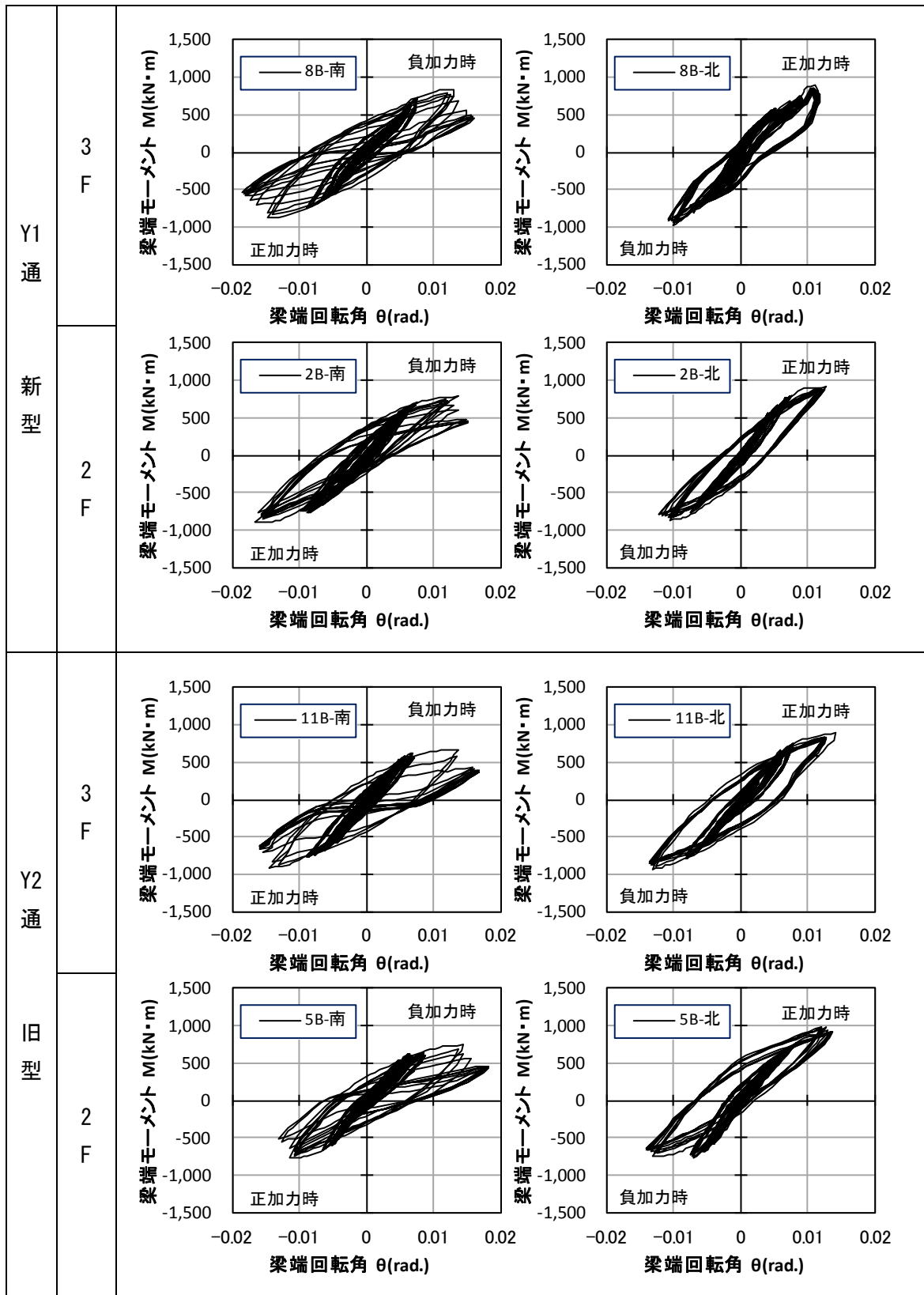
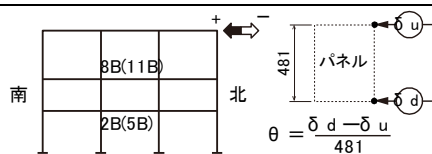


図 3.2.6-7 梁端モーメント-回転角関係



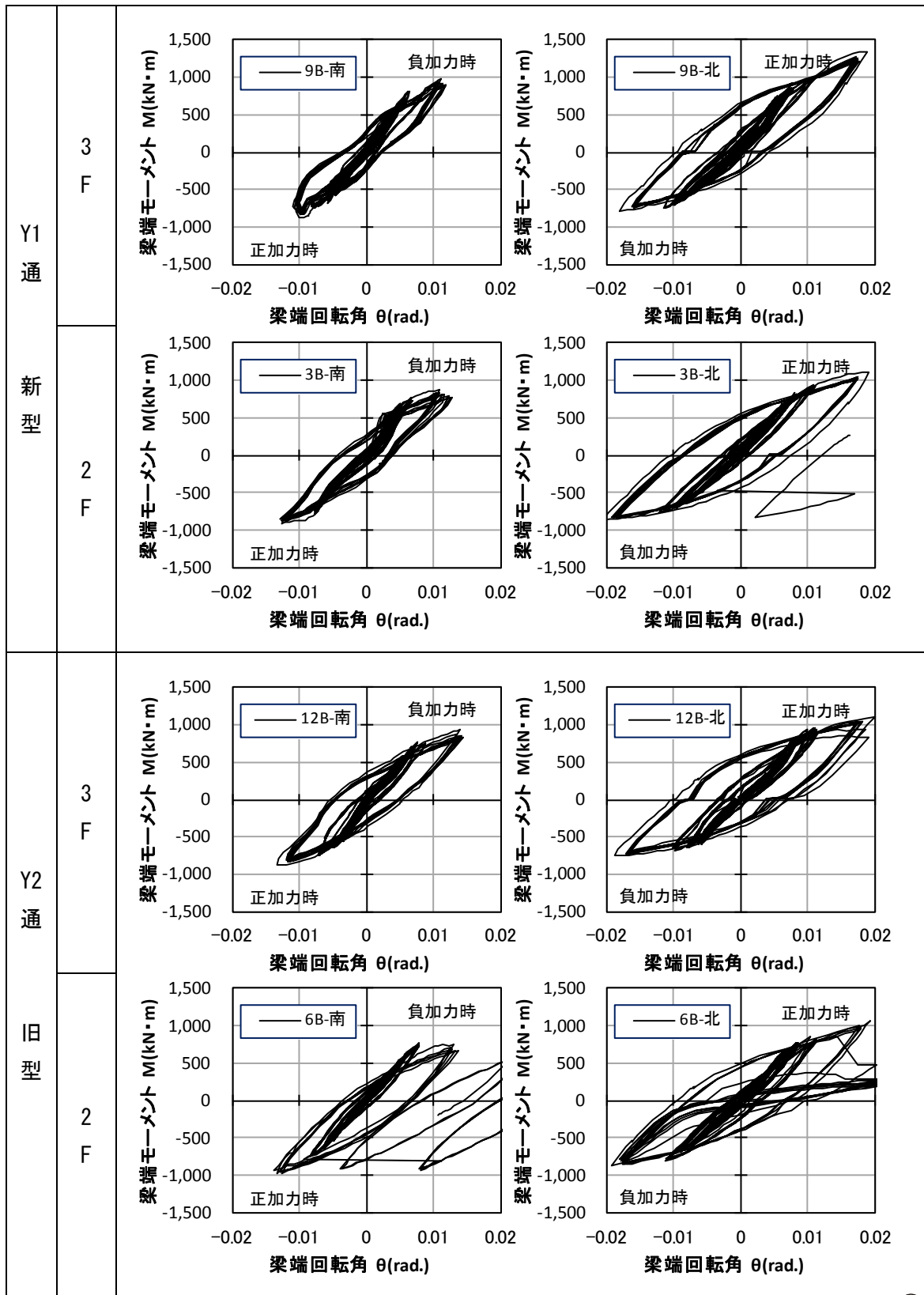
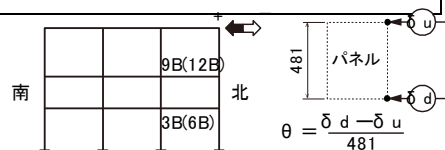


図 3.2.6-8 梁端モーメント-回転角関係





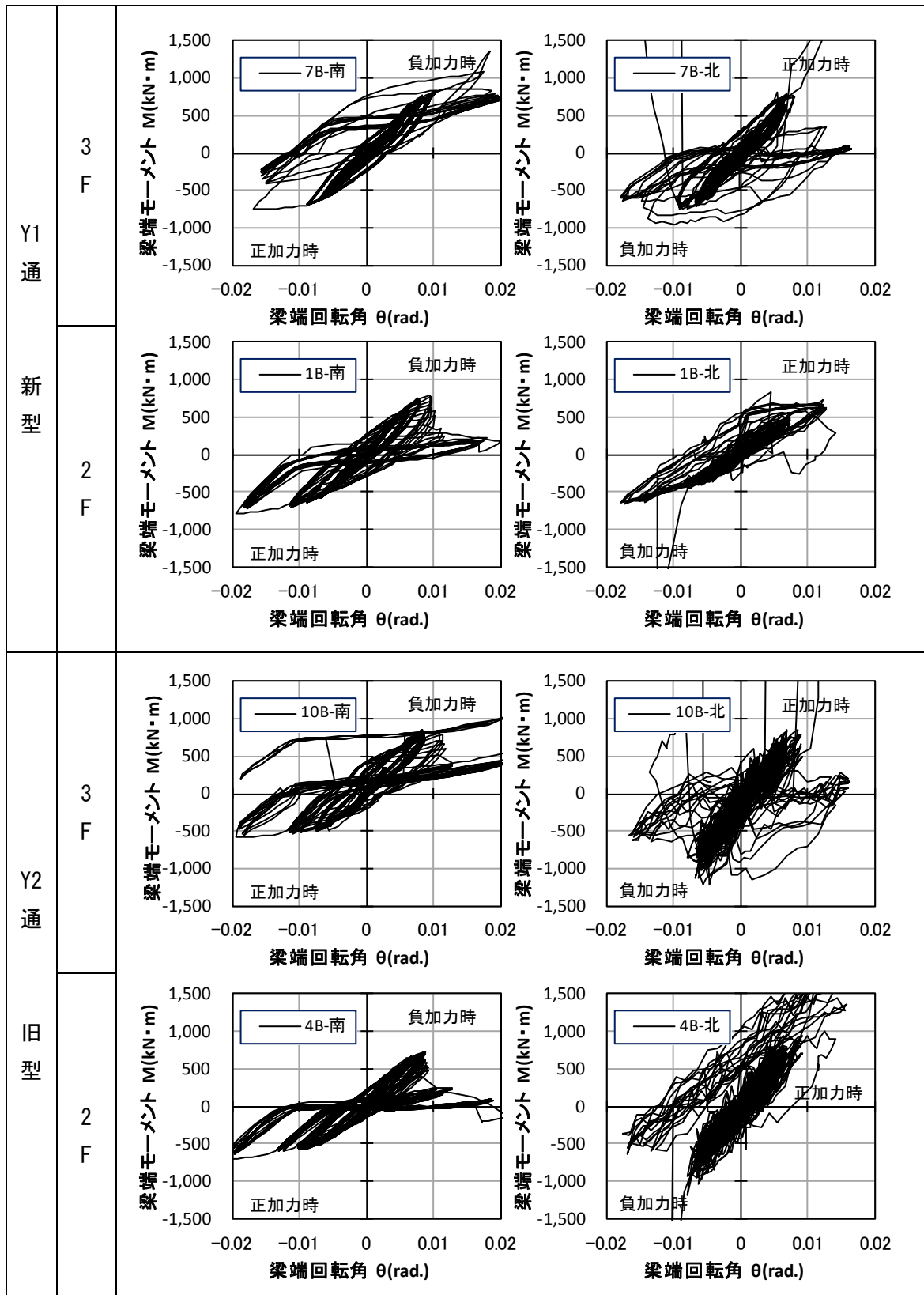
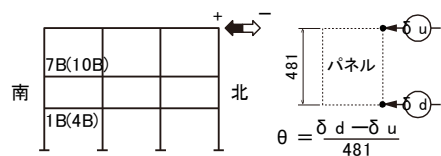


図 3.2.6-9 梁端モーメント-回転角関係



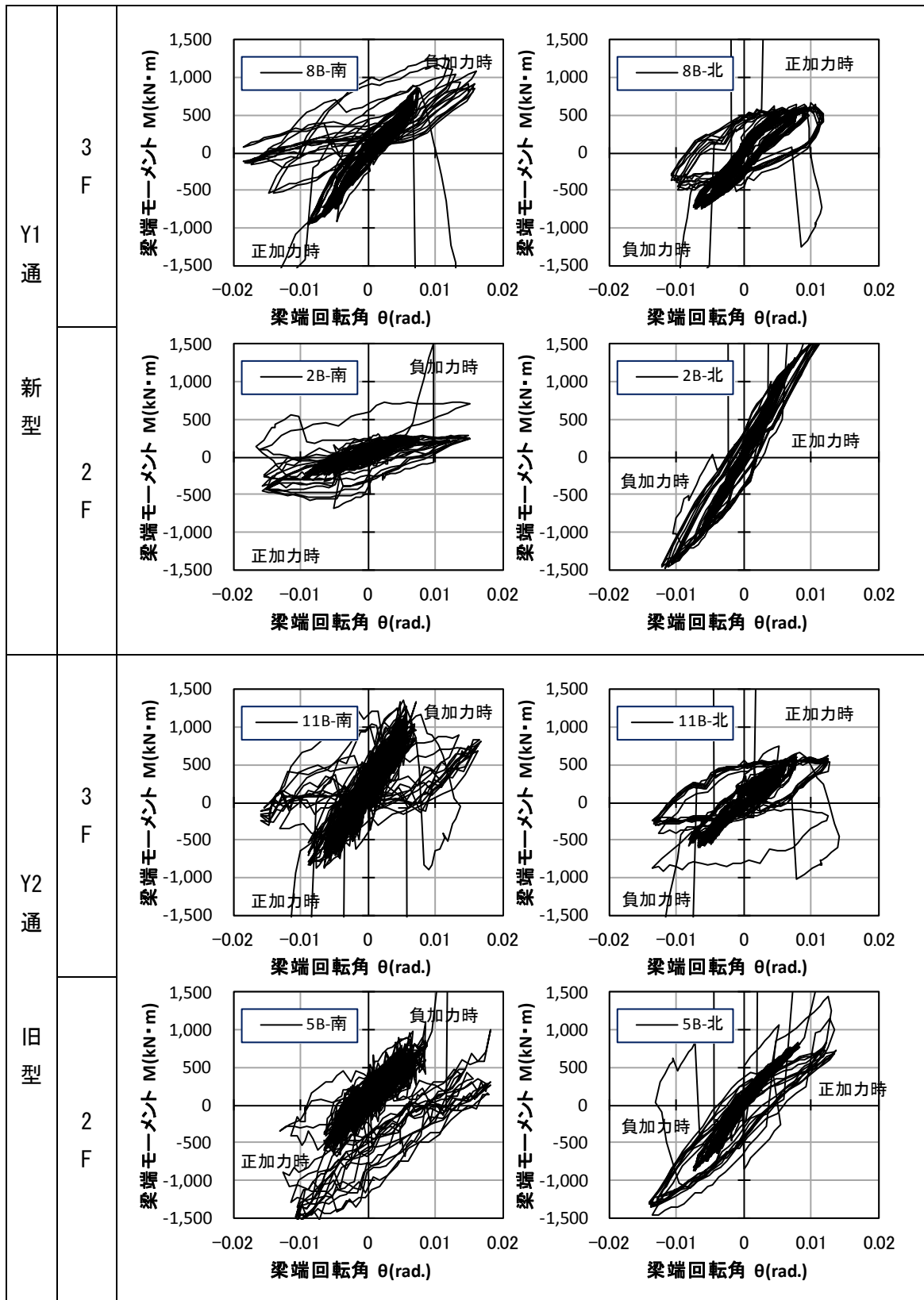
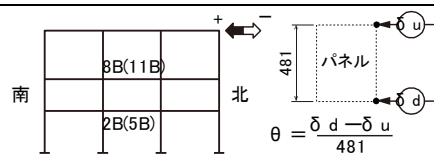


図 3.2.6-10 梁端モーメント-回転角関係



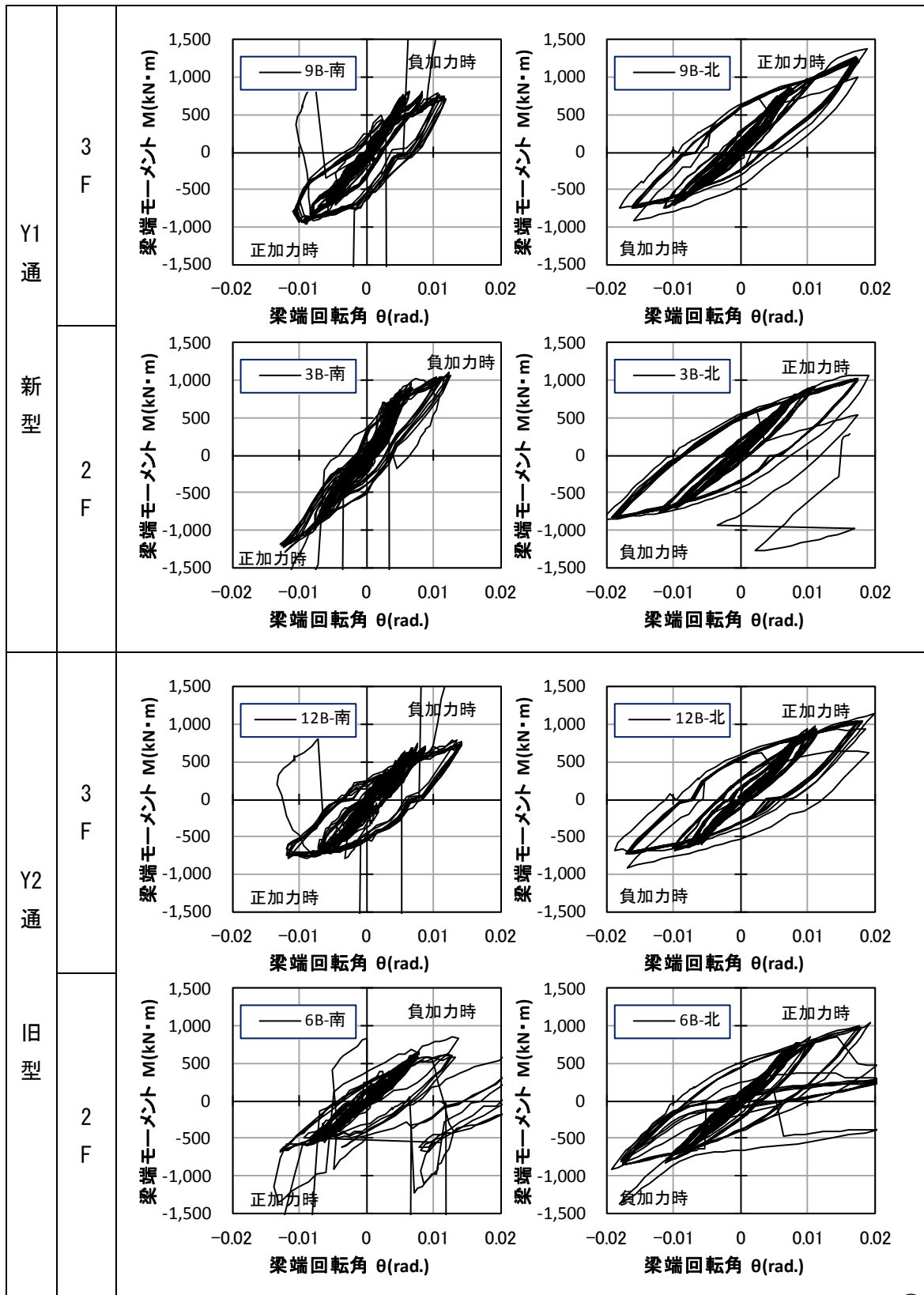


図 3.2.6-11 梁端モーメント-回転角関係

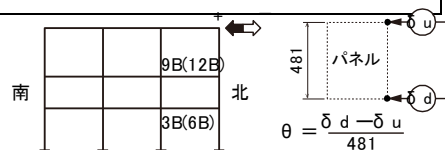


図 3.2.6-13~3.2.6-14 にパネルのモーメント-せん断変形角関係を示す。縦軸のモーメントは次式(3.2.6-1)<sup>3.2.6-1)</sup>で求めた値(図 3.2.6-12 参照)を、横軸はパネルに設置した変位計より求めたせん断変形角(図 3.2.6-13~3.2.6-14 中挿絵参照)を示す。

$${}_pM = {}_bM_R + {}_bM_L - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \cdot \frac{d_b}{2} \quad (3.2.6-1)$$

ここに、 ${}_bM_R$ ,  ${}_bM_L$ : 接合部パネルの左右の梁端に作用する曲げモーメント

${}_cQ_U$ ,  ${}_cQ_L$ : 接合部パネルの上下の柱端部に作用するせん断力

$d_b$ : 梁フランジ板厚中心間距離

また、図 3.2.6-15 のパネルのモーメント-せん断ひずみ関係は、横軸をパネルに貼付したひずみゲージより求めたせん断ひずみとしたものである。側柱のパネル部は終始弾性状態であったが、中柱のパネル部は最終振幅の 0.015rad 時に塑性化したことが分かる。中柱の履歴形状に差が見られるのはフランジ破断の影響であり、破断を生ずることによりパネルに発生するモーメントが小さくなったためである。変位計によるせん断変形角とひずみゲージによるせん断ひずみとは概ね良い対応を示しており、塑性化の状況も捉えている。

全体の変形に対する各部材の変形の割合は、最大振幅時±0.015rad で見ると、

中柱に取り付く梁端: ±0.013rad, 側柱に取り付く梁端: ±0.02rad

中柱のパネル: ±0.004~0.007rad, 側柱のパネル: ±0.002rad

であり、全体の変形から梁とパネルの変形を減じた値が柱の変形となるが、その値は小さく、本実験では梁の変形が支配的であると言える。

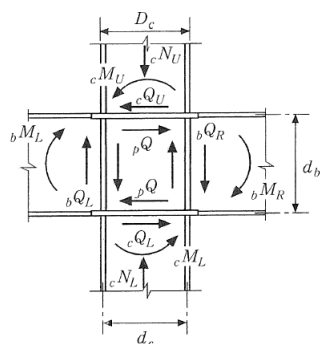


図 3.2.6-12 柱梁接合部パネルの応力状態<sup>3.2.6-1)</sup>

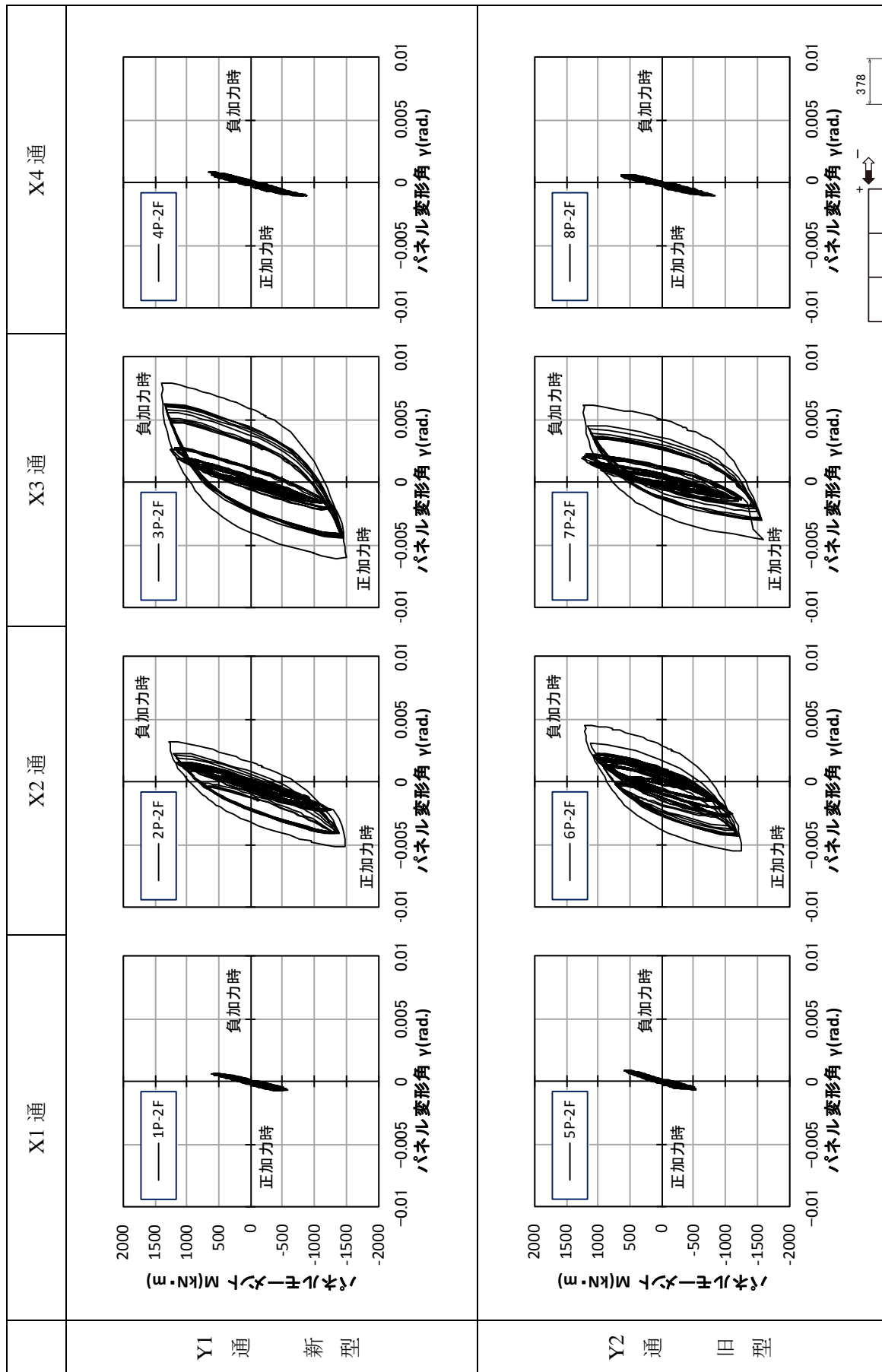
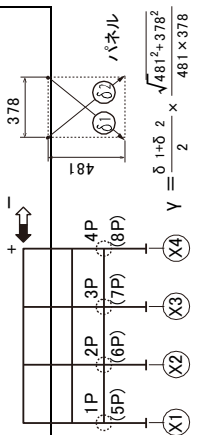


図 3.2.6-13 パネルモーメント-パネル変形角関係(2F)



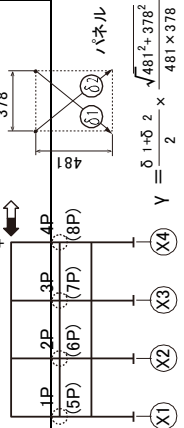
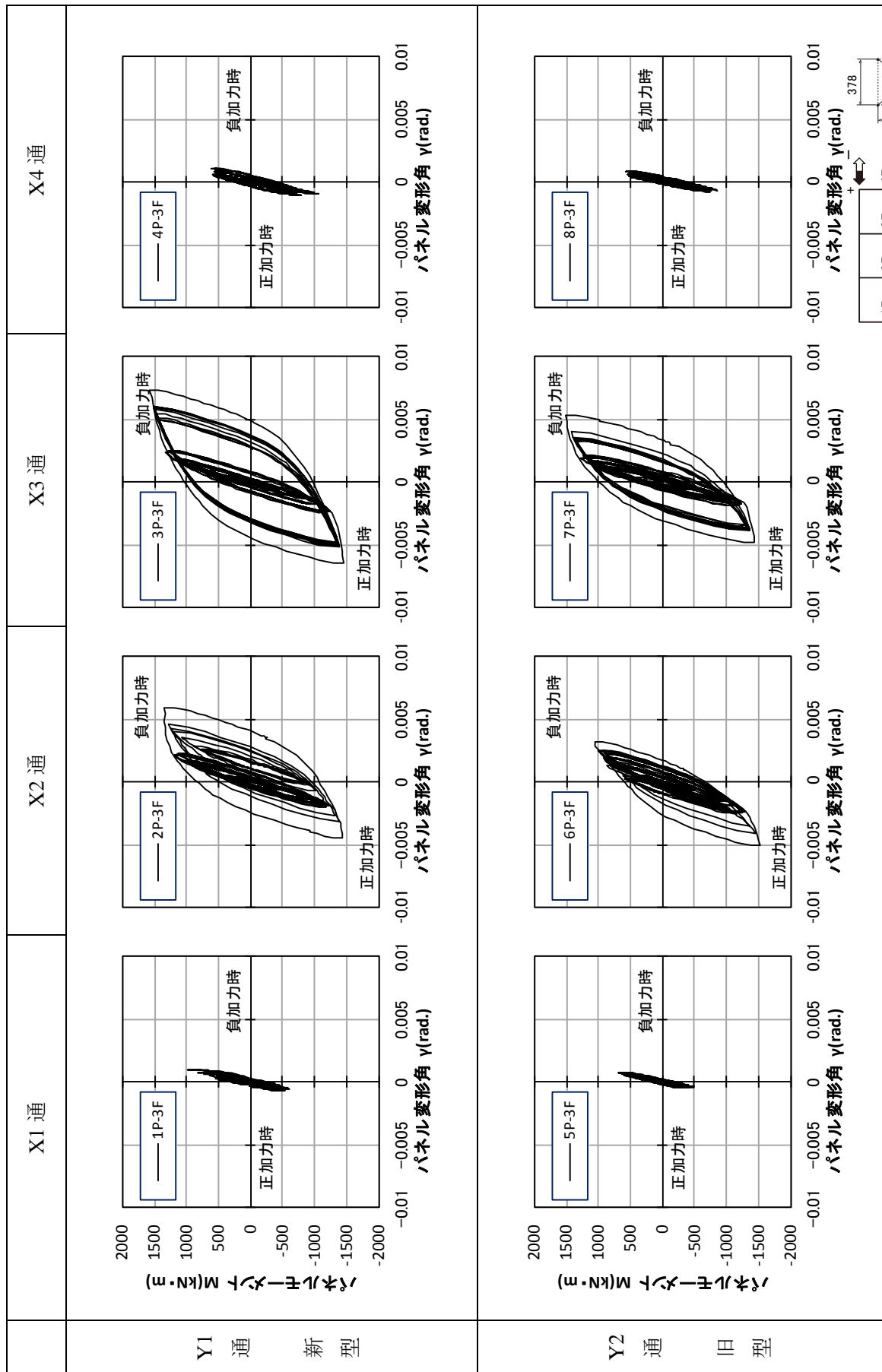


図 3.2.6-14 パネルモーメント-パネル変形角関係(3F)

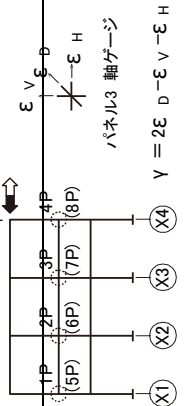
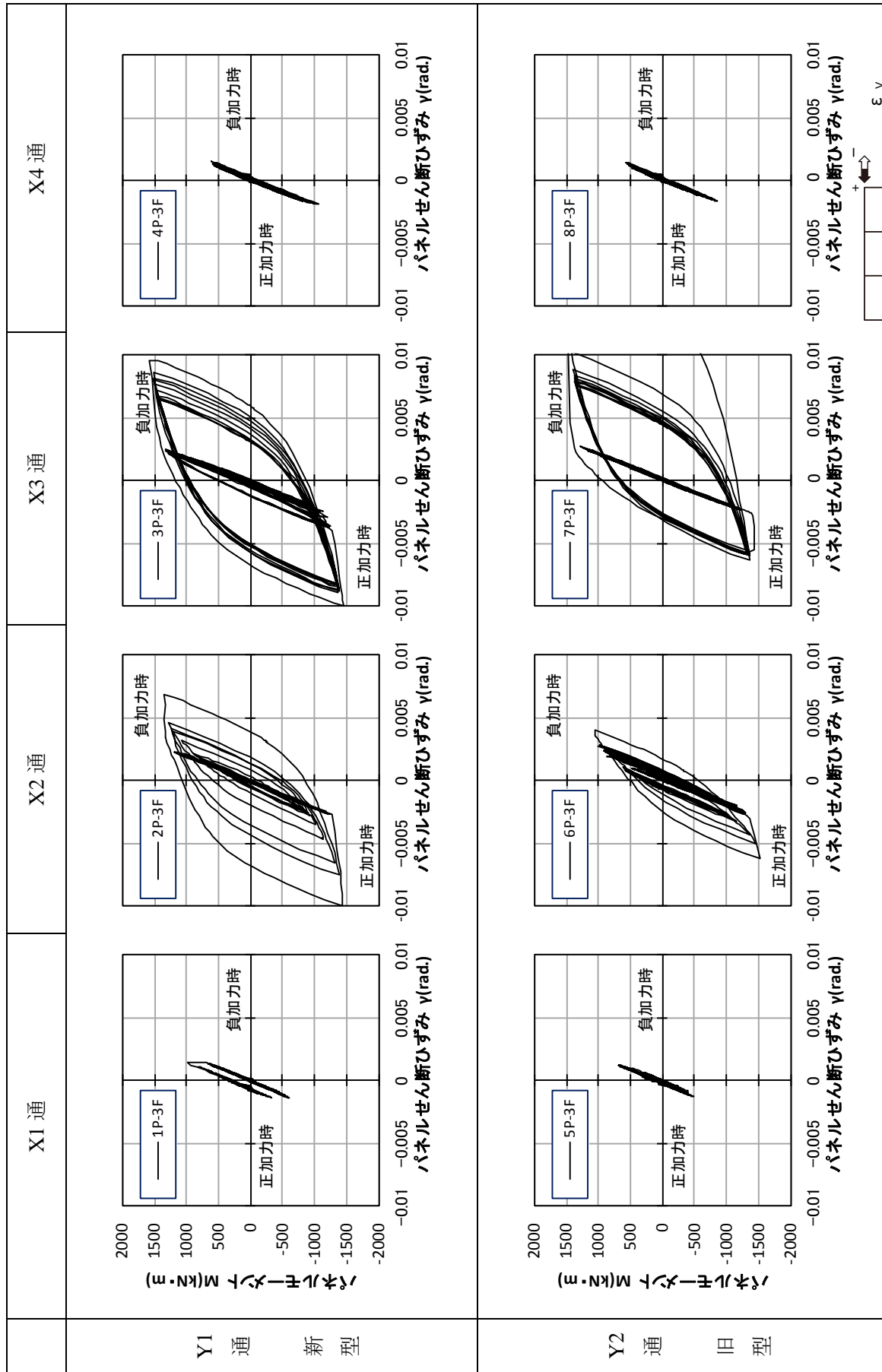


図 3.2.6-15 パネルモーメント-パネルせん断ひずみ関係(3F)



### (3) ひずみ性状

#### 1) ひずみ分布

##### (a) 架構のひずみ分布

各変形角 1 回目の加力時における架構のひずみ分布を図 3.2.6-16~21 に示す。ここで、梁のひずみ分布には梁下端のひずみゲージの値（同一断面内の平均値）を用い、柱のひずみ分布には、柱の加力方向+側（図中左側）に貼付したひずみゲージの値を用いた。また、図中には、梁フランジの損傷状況をプロット（○：亀裂発生，●：亀裂貫通，×：破断）で併せて示す。

図 3.2.6-16, 17 に示した通り、変形角 1/150 までは、柱および梁ともに概ね線形的なひずみ分布を示している。

図 3.2.6-18 に示した変形角 1/120 では、梁端部のひずみが  $3000\mu$  以上に増大しており、塑性化していることが分かる。柱は  $1500\mu$  以下の弾性範囲である。

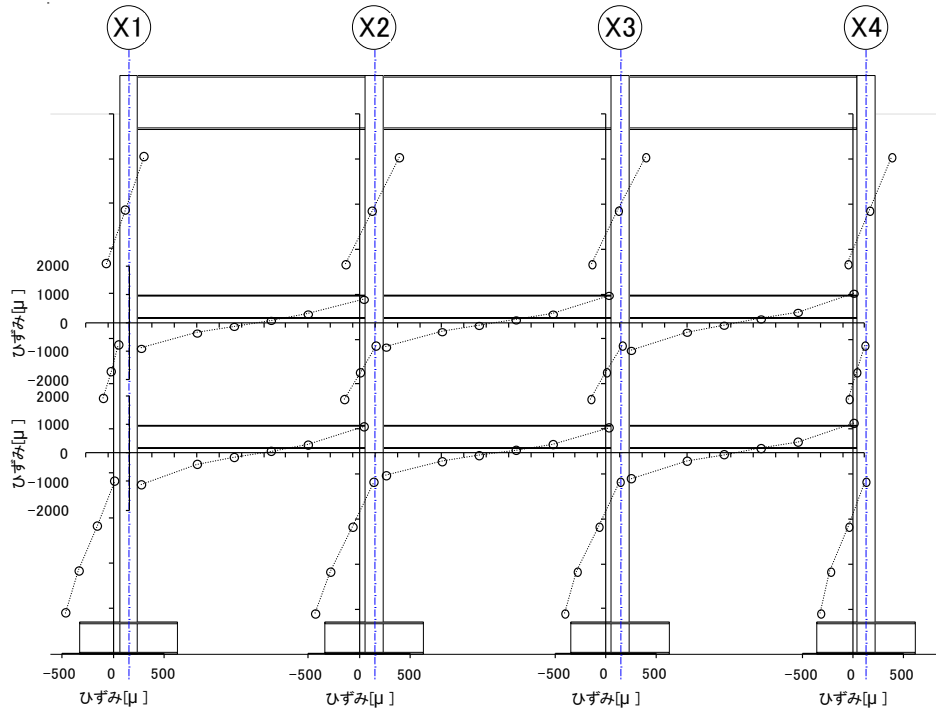
図 3.2.6-19 に示した変形角 1/100 では、X1, Y1 通りの梁端部のひずみがほぼ 0 となっているが、これは梁端フランジに亀裂が発生、貫通したためと考えられる。また、X1, Y2 通りの梁端部では引張側のフランジにも圧縮歪が発生しているが、すでに梁端フランジが完全破断しているため参考値である。それ以外の梁端部のひずみは  $7500\mu$  程度であり、塑性率 2.0 以上に塑性化している。

図 3.2.6-20, 21 に示した変形角 1/57, 1/63 では、新型・工場溶接のディテール（X3-X4, Y1 通り）以外の梁端部で破断または亀裂が発生している。新型・工場溶接のディテールの梁端部でも  $10000\mu$  以上のひずみが計測されており、塑性化が進行していることが分かる。また、柱脚部で  $4000\mu$  を超えるひずみが計測されており、塑性化したものと考えられる。

梁端下フランジの損傷状況 [○ : 亀裂発生, ● : 亀裂貫通, × : 破断]

Y1通り: 1/300(1)

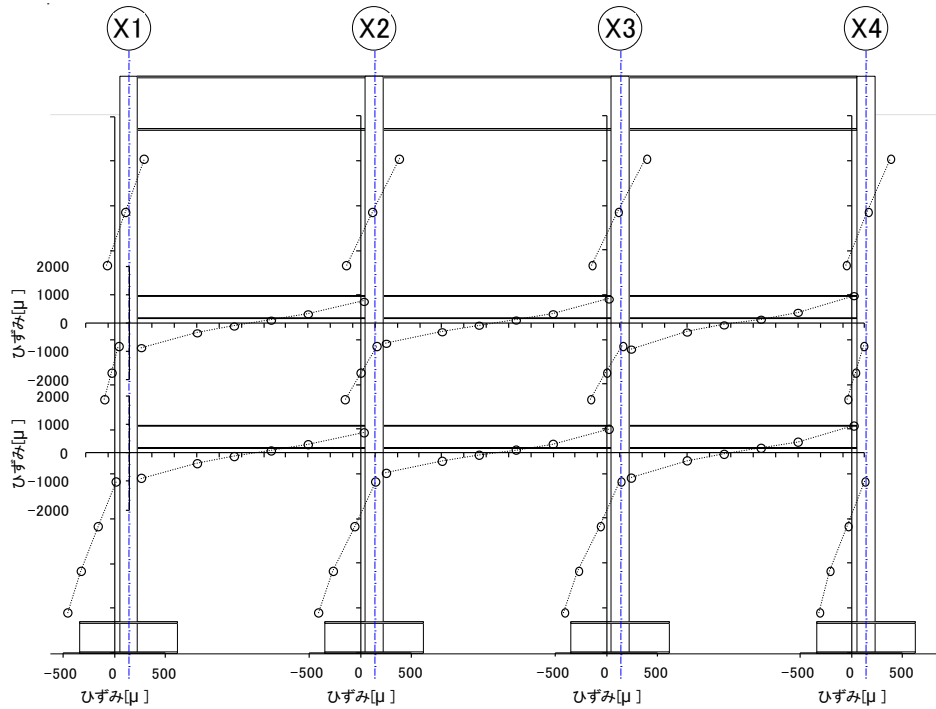
← P



(a) Y1 通り

Y2通り: 1/300(1)

← P



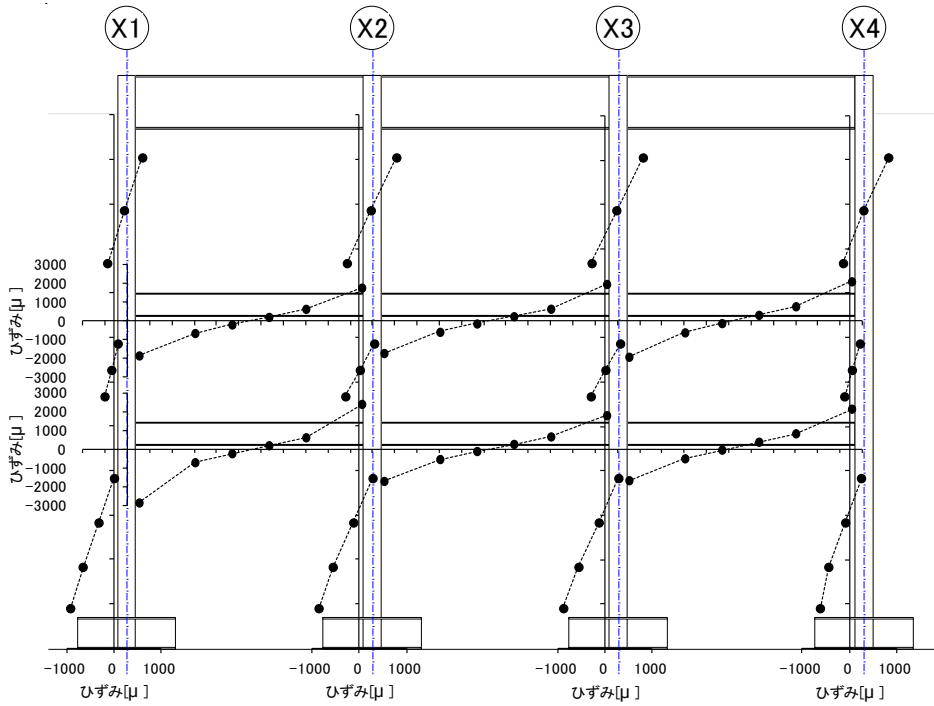
(b) Y2 通り

図 3.2.6-16 架構のひずみ分布: 変形角 1/300 × 1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○ : 亀裂発生, ● : 亀裂貫通, × : 破断]

Y1通り: 1/150(1)

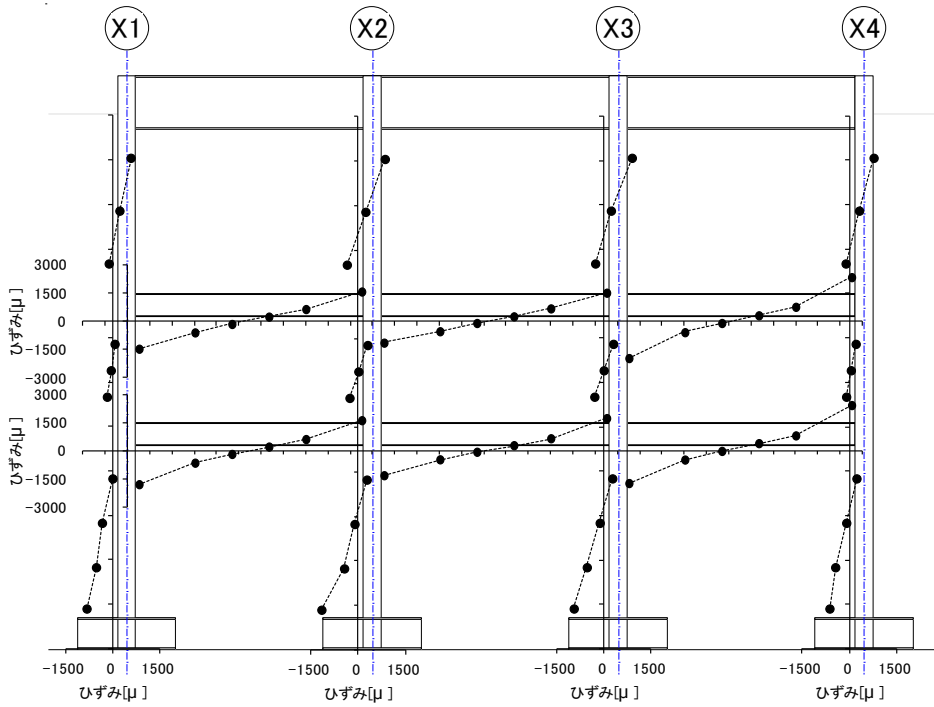
← P



(a) Y1 通り

Y2通り: 1/150(1)

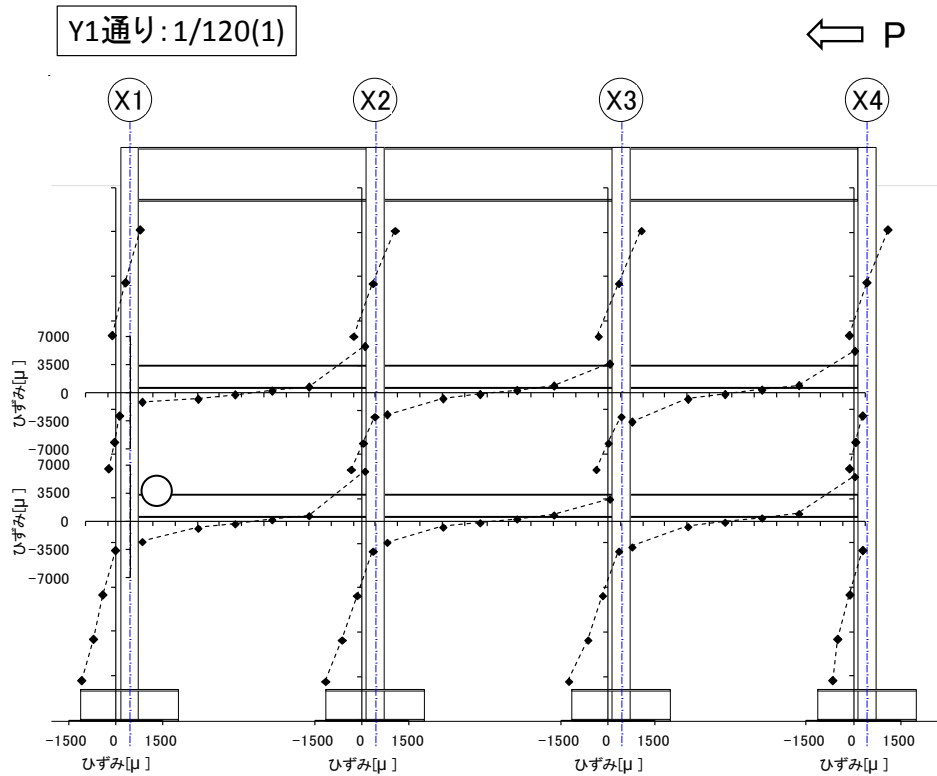
← P



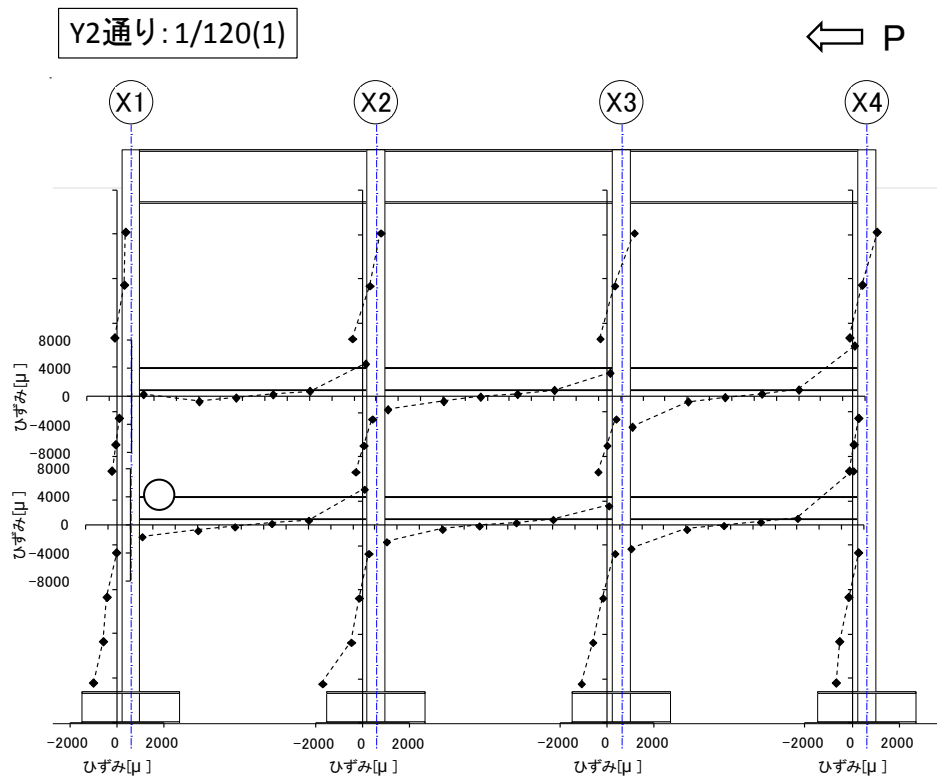
(b) Y2 通り

図 3.2.6-17 架構のひずみ分布: 変形角 1/150 × 1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○：亀裂発生，●：亀裂貫通，×：破断]



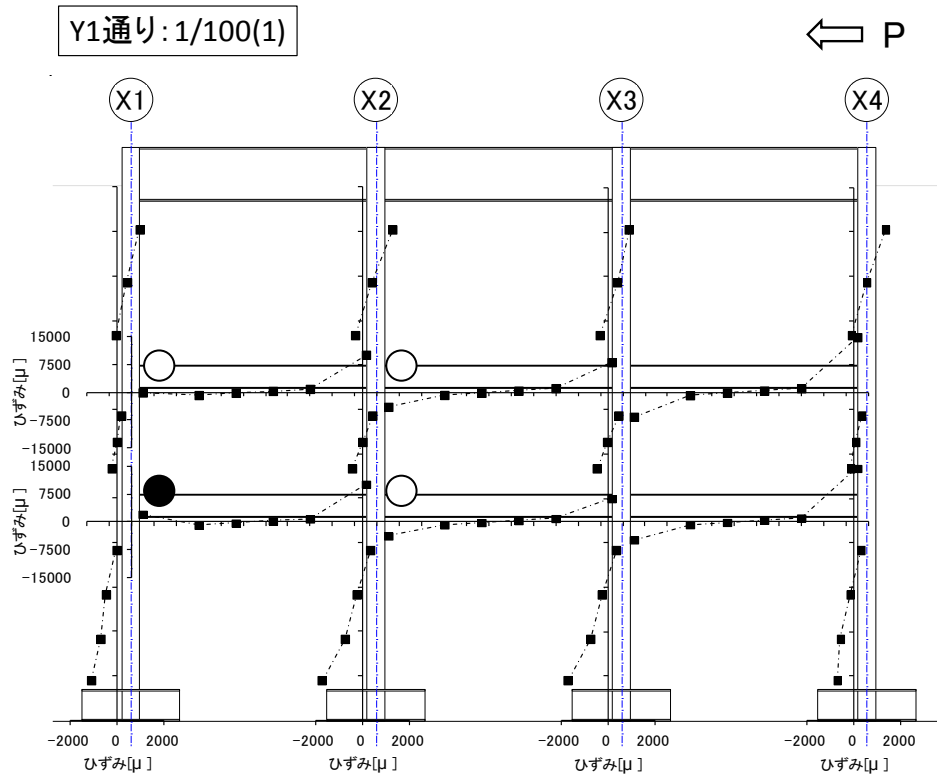
(a) Y1 通り



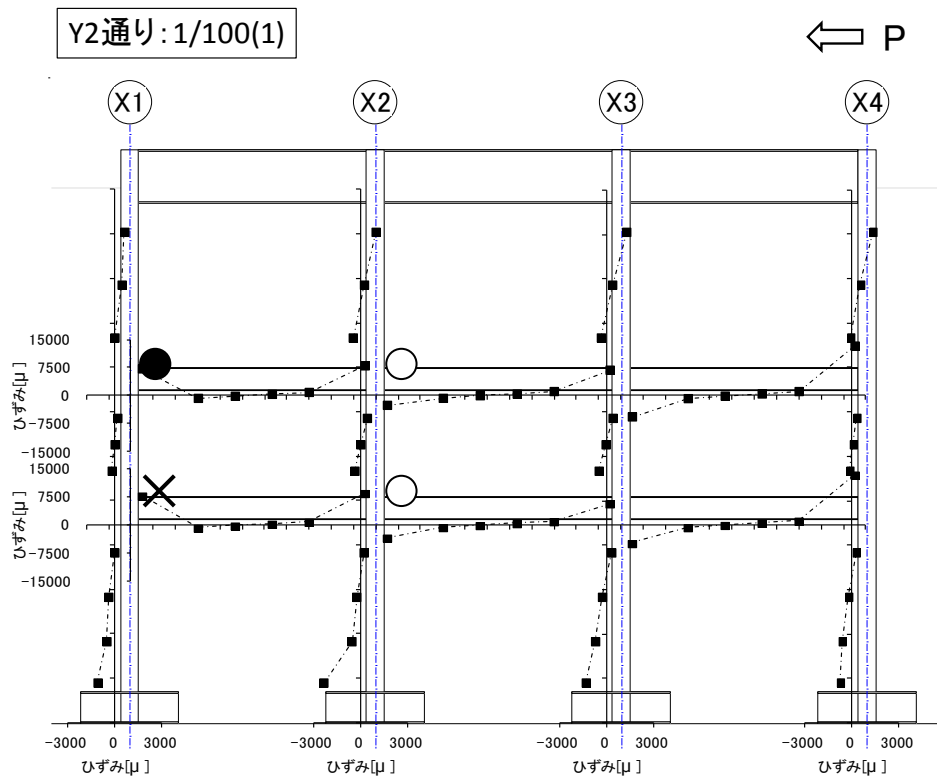
(b) Y2 通り

図 3.2.6-18 架構のひずみ分布: 変形角 1/120 × 1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○：亀裂発生，●：亀裂貫通，×：破断]



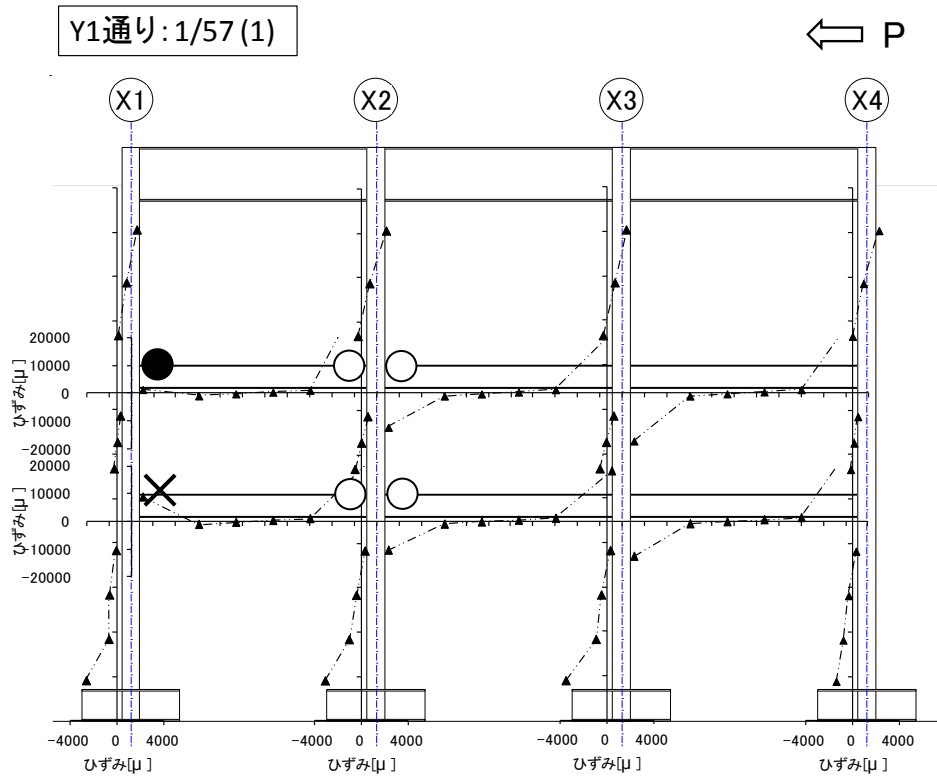
(a) Y1 通り



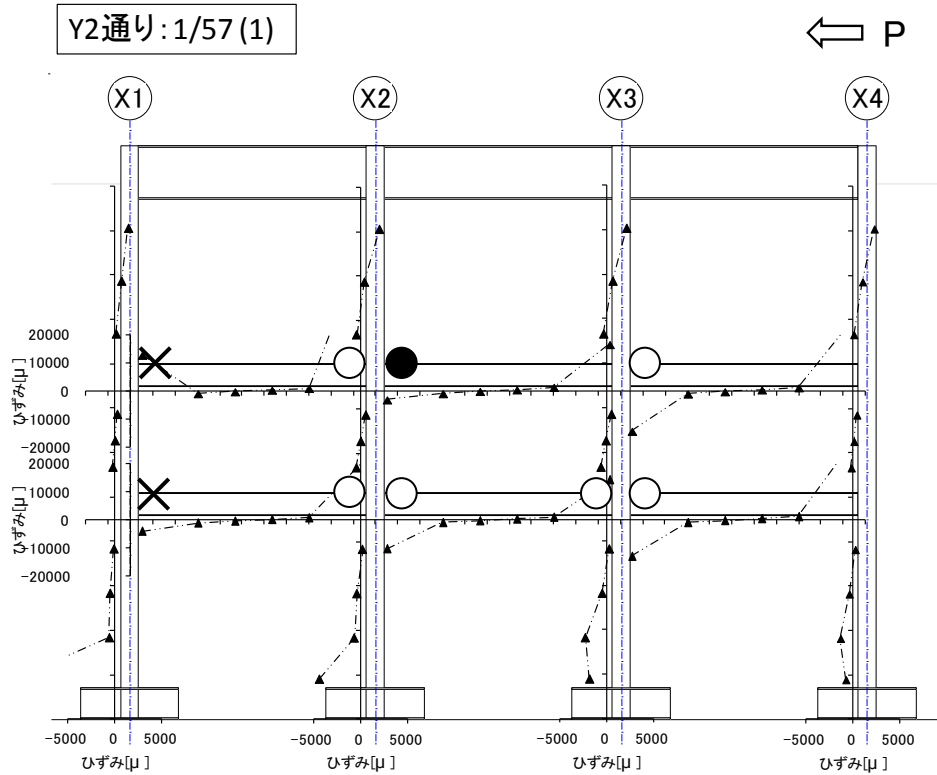
(b) Y2 通り

図 3.2.6-19 架構のひずみ分布: 変形角 1/100×1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○ : 亀裂発生, ● : 亀裂貫通, × : 破断]



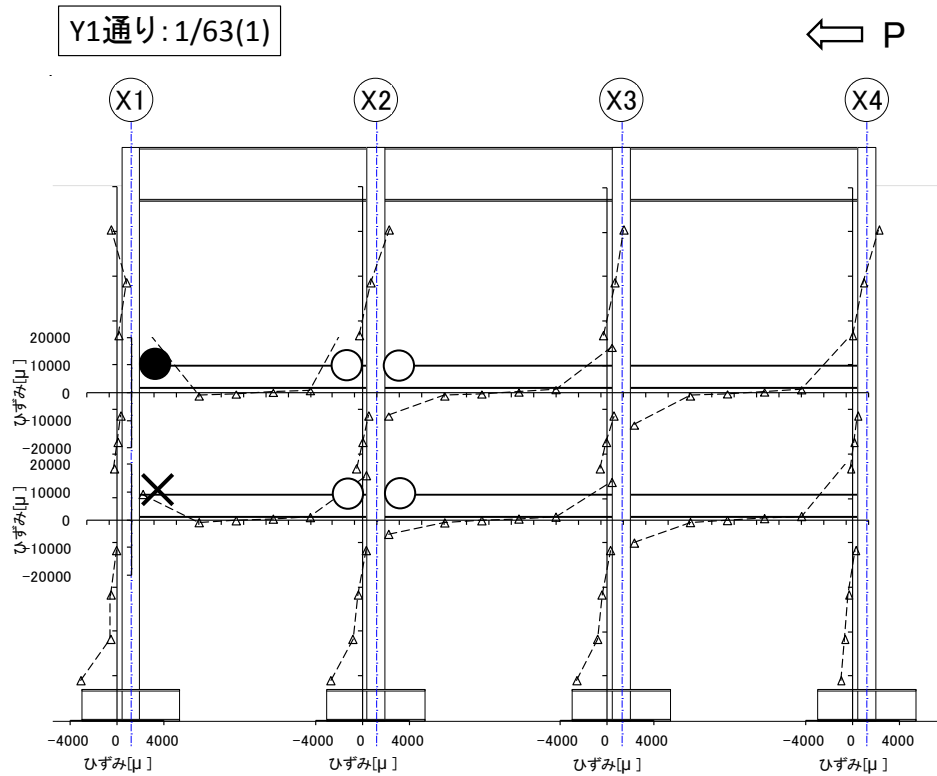
(a) Y1 通り



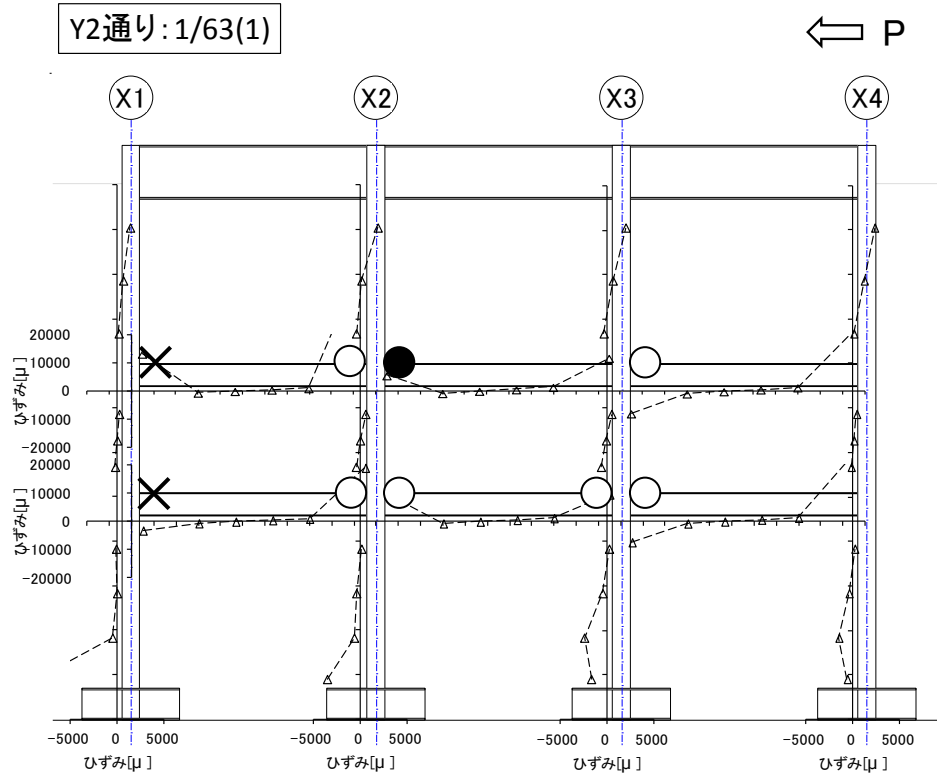
(b) Y2 通り

図 3.2.6-20 架構のひずみ分布: 変形角 1/57 × 1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○：亀裂発生，●：亀裂貫通，×：破断]



(a) Y1 通り



(b) Y2 通り

図 3.2.6-21 架構のひずみ分布: 変形角 1/63 × 1 回目

## (b) 梁端下フランジのひずみ分布

梁端下フランジに貼付したひずみゲージを用いて、各変形角における梁端フランジのひずみ分布を求めた。ひずみゲージの貼付位置図を図 3.2.6-22 に、各溶接ディテールについて下フランジ引張側加力時のひずみ分布を図 3.2.6-23～26 に示す。ここでは、各溶接ディテールについて隅柱の計測値を代表として示した。また、図中には、各変形角におけるひずみの平均値（3 点）を併せて示す。

図 3.2.6-23～26 に示した通り、変形角 1/300, 1/150 の加力では、フランジ外側（小口側）のひずみが大きく、中央（ウェブ位置）のひずみが小さい。変形角 1/100, 1/57, 1/63 の加力においては、ばらつきは大きいものの、中央（ウェブ位置）のひずみが大きくなる傾向が見られる。ウェブスカラップ底を起点にフランジ破断が発生した破壊性状と対応するものと考えられる。

図 3.2.6-23～26 に示した下フランジひずみの平均値について、フランジ破断までの加力振幅毎の推移を図 3.2.6-27 に示す。変形角 1/150 以降の加力サイクルにおいて、現場溶接ディテールの方が工場溶接ディテールよりもフランジのひずみが大きい傾向がある。新型、旧型のディテールによる差異は、現場、工場ともに顕著ではない。

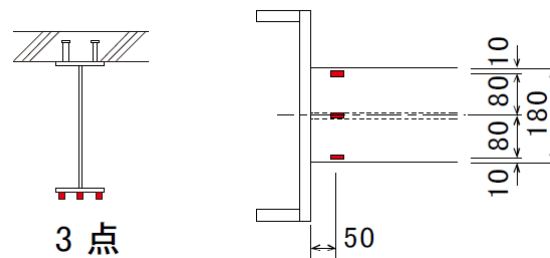
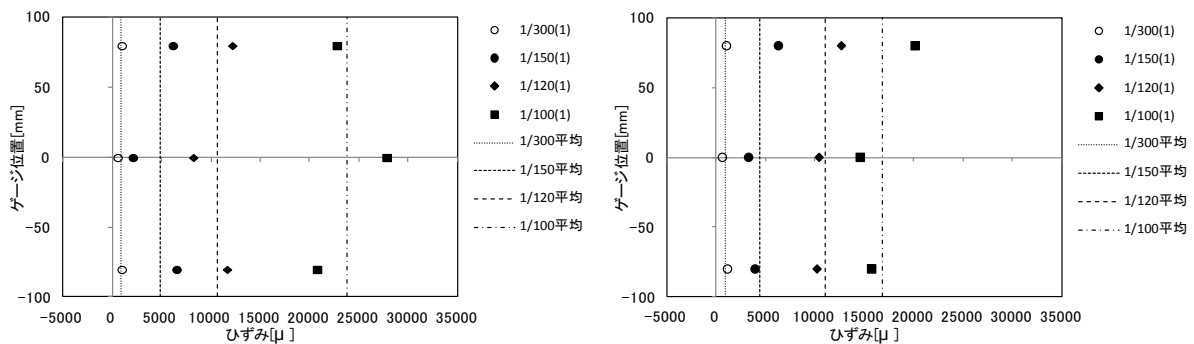


図 3.2.6-22 梁端フランジのひずみゲージ貼付位置



(a) 2F

(b) 3F

図 3.2.6-23 梁端下フランジのひずみ分布: 新型・現場溶接 (X1, Y1 通り)



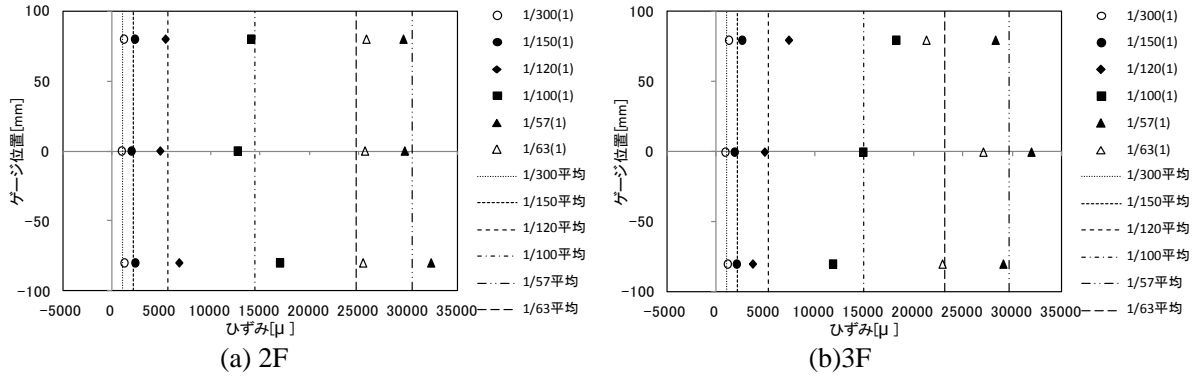


図 3.2.6-24 梁端下フランジのひずみ分布: 新型・工場溶接 (X4, Y1 通り)

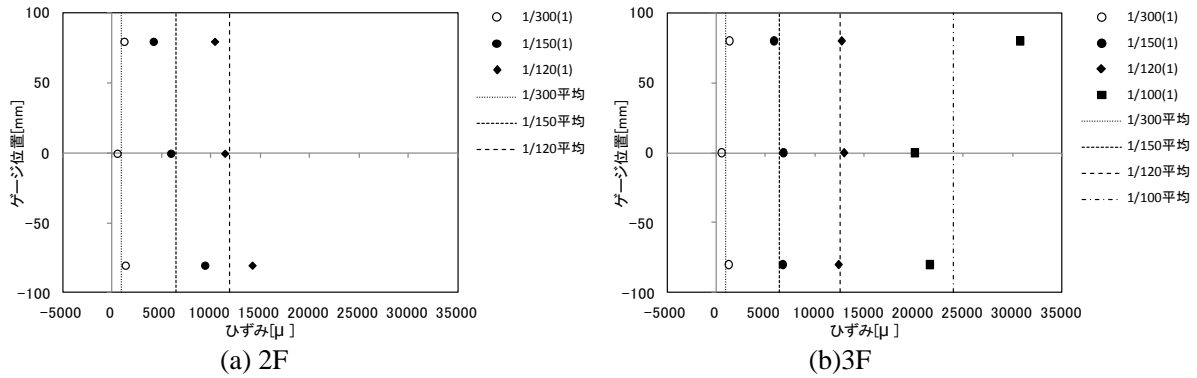


図 3.2.6-25 梁端下フランジのひずみ分布: 旧型・現場溶接 (X1, Y2 通り)

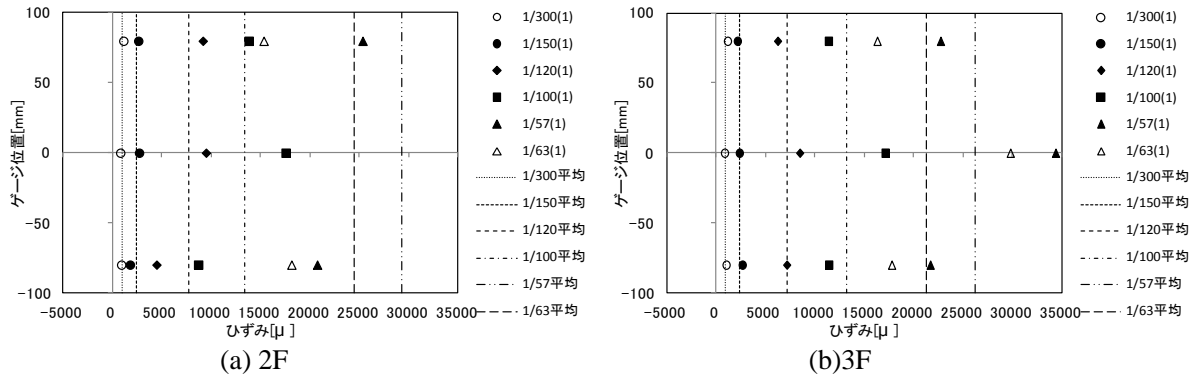


図 3.2.6-26 梁端下フランジのひずみ分布: 旧型・工場溶接 (X4, Y2 通り)

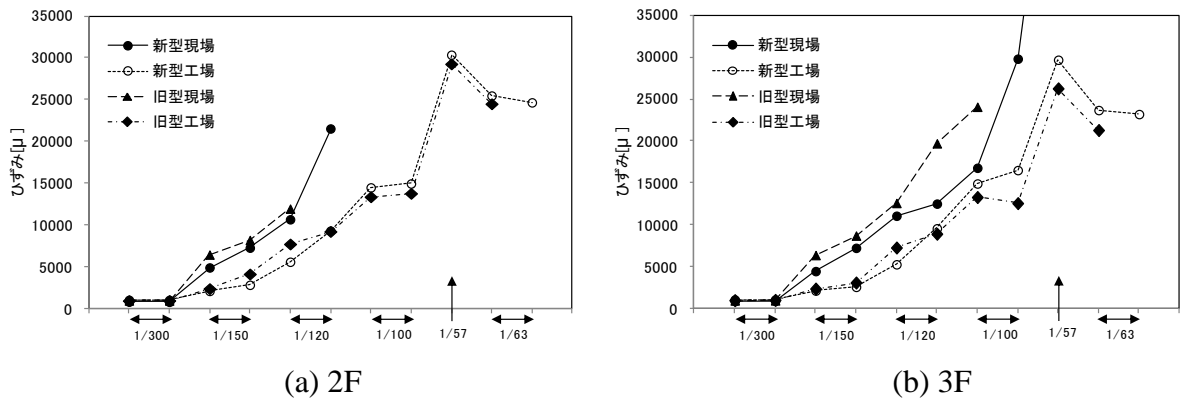


図 3.2.6-27 梁端下フランジひずみ平均値の加力振幅毎の推移

### (c) 梁端ウェブのひずみ分布

梁端ウェブに貼付したひずみゲージを用いて、各変形角における梁端ウェブのひずみ分布を求めた。ひずみゲージの貼付位置図を図 3.2.6-28 に、各溶接ディテールについて下フランジ引張側加力時のひずみ分布を図 3.2.6-29～32 に示す。ここでは、各溶接ディテールについて隅柱の計測値を代表として示した。

図 3.2.6-29～32 に示した通り、新型・現場溶接、新型・工場溶接、旧型・工場溶接のディテールでは、シアプレートまたはウェブが曲げモーメントを負担し、引張下フランジ側の計測位置で引張ひずみが増大している。一方、旧型・現場溶接のディテールでは、高さ方向のいずれの計測位置においても引張ひずみが卓越しておらず、シアプレートが曲げモーメントを負担していないものと考えられる。

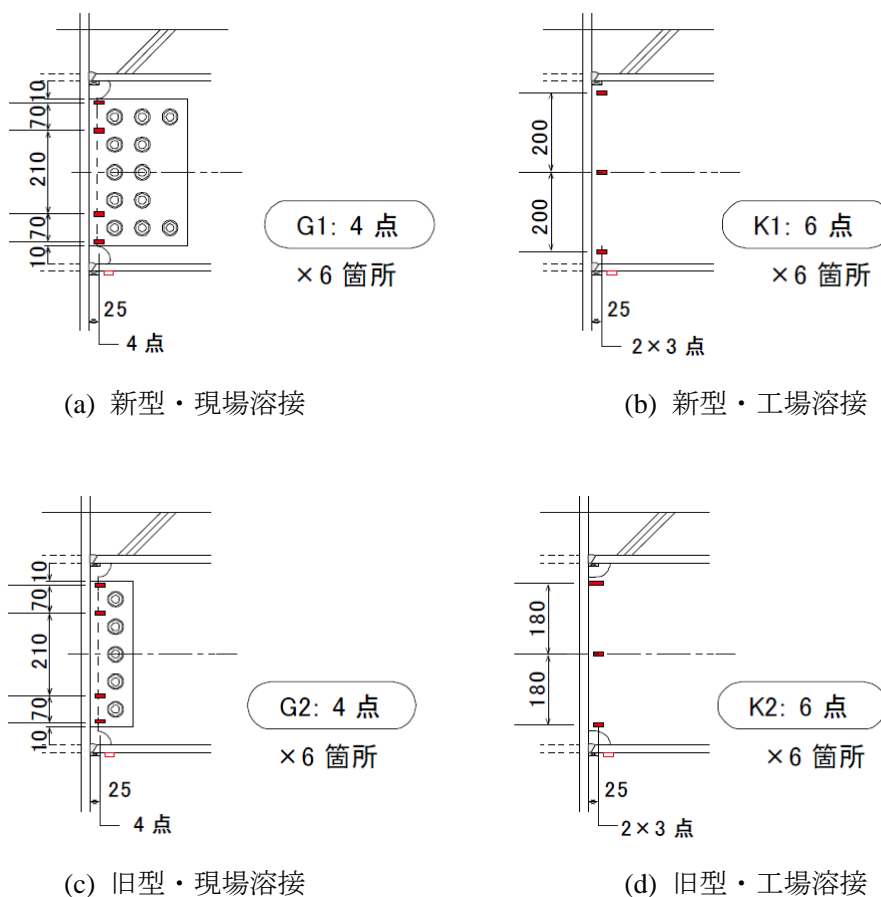
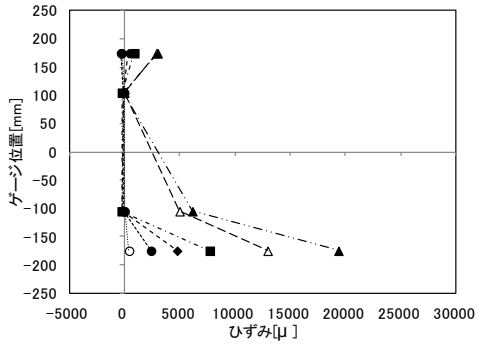
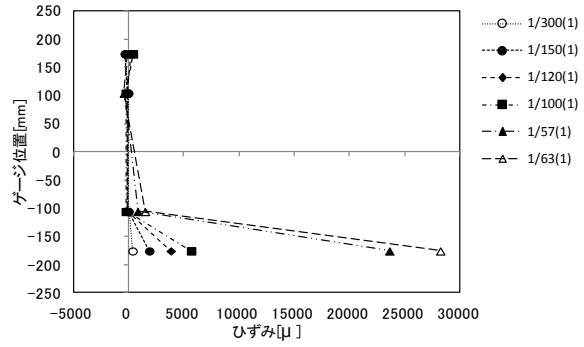


図 3.2.6-28 梁端ウェブのひずみゲージ貼付位置

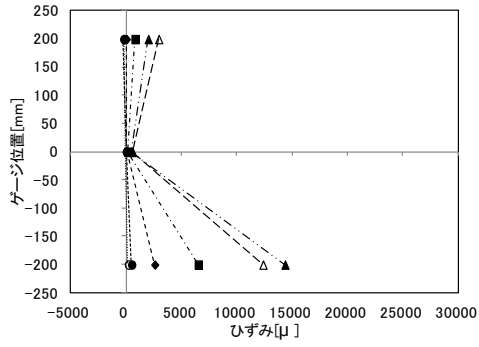


(a) 2F

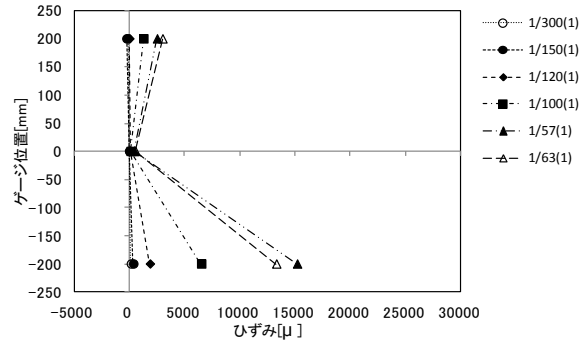


(b) 3F

図 3.2.6-29 梁端ウェブのひずみ分布: 新型・現場溶接(X1, Y1 通り)

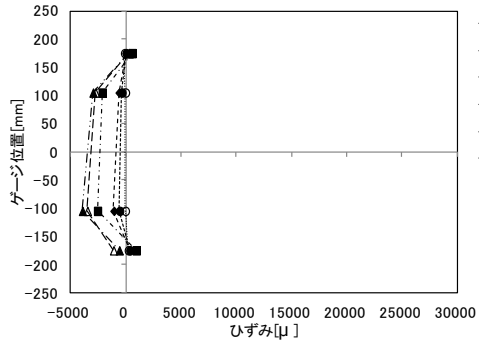


(a) 2F

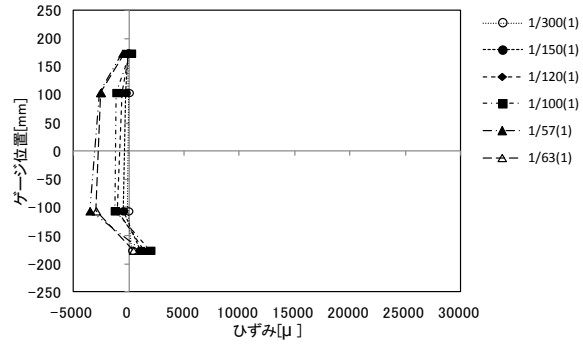


(b) 3F

図 3.2.6-30 梁端ウェブのひずみ分布: 新型・工場溶接(X4, Y1 通り)

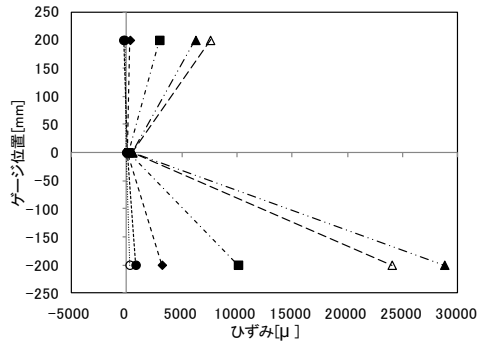


(a) 2F

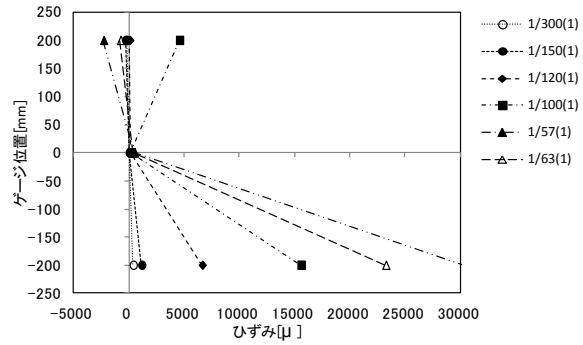


(b) 3F

図 3.2.6-31 梁端ウェブのひずみ分布: 旧型・現場溶接(X1, Y2 通り)



(a) 2F



(b) 3F

図 3.2.6-32 梁端ウェブのひずみ分布: 旧型・工場溶接(X4, Y2 通り)

#### (d) スパン中央部の梁断面のひずみ分布

梁スパン中央付近の上下フランジおよびウェブ中央に貼付したひずみゲージ（図 3.2.6-33(a)参照）を用いて、スパン中央部の梁断面のひずみ分布を求めた。ひずみゲージの貼付位置図を図 3.2.6-33 に、各溶接ディテールについて下フランジ引張および圧縮加力時のひずみ分布を図 3.2.6-34～37 に示す。ここでは、各溶接ディテールについて X1-X2 通りまたは X3-X4 通りの 2F 梁を代表として示した。

図 3.2.6-34～37 の(a)に示した下フランジ引張加力時のひずみ分布を見ると、いずれの溶接ディテールにおいてもひずみの中立軸が梁断面中央から約 50～100mm 程度上側に位置する傾向が見られる。これは床スラブの合成効果であると考えられる。なお、新型・現場溶接（図 3.2.6-34(a)）および旧型・現場溶接（図 3.2.6-36(a)）では、変形角 1/57 および 1/63 で分布の傾向が逆転しているが、これは梁端フランジの破断の影響であると考えられる。

図 3.2.6-34～37 の(b)に示した下フランジ圧縮加力時のひずみ分布を見ると、いずれの溶接ディテールにおいてもひずみの中立軸は梁断面中央と概ね一致している。梁下フランジ圧縮側の加力では、床スラブの合成効果はほぼないものと考えられる。

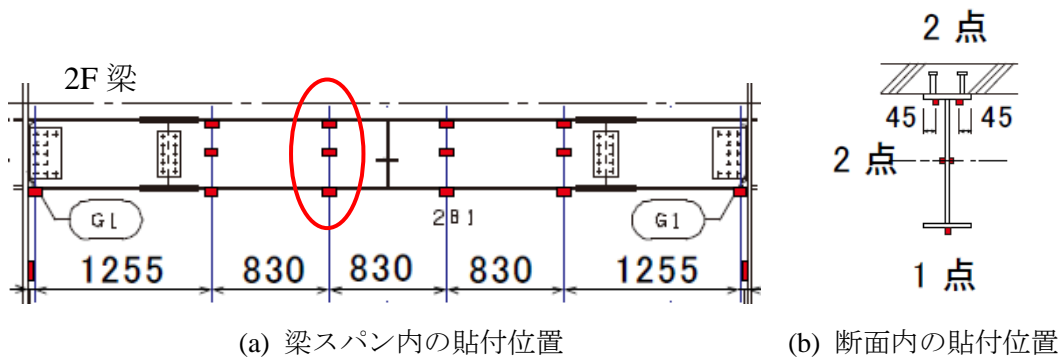
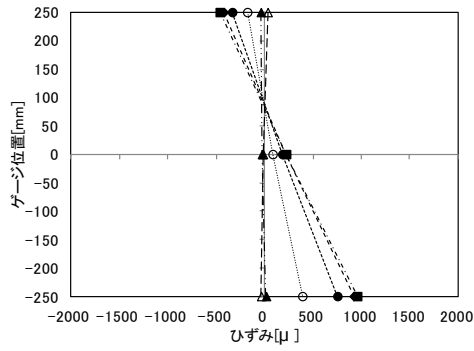
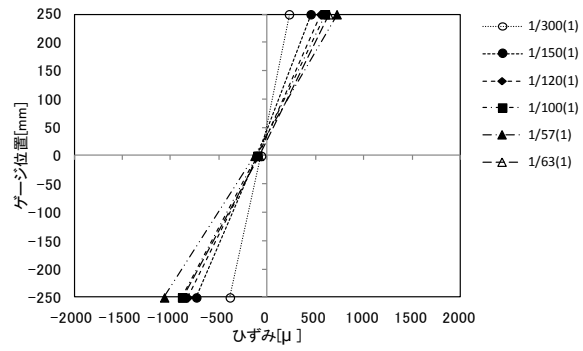


図 3.2.6-33 スパン中央部梁断面のひずみゲージ貼付位置

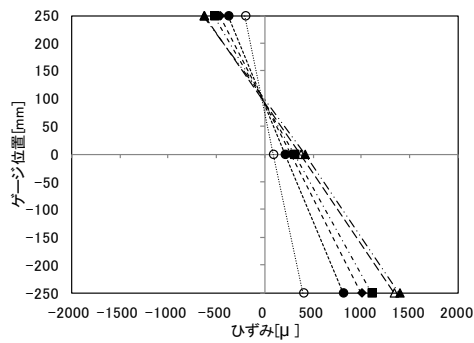


(a) 下フランジ引張

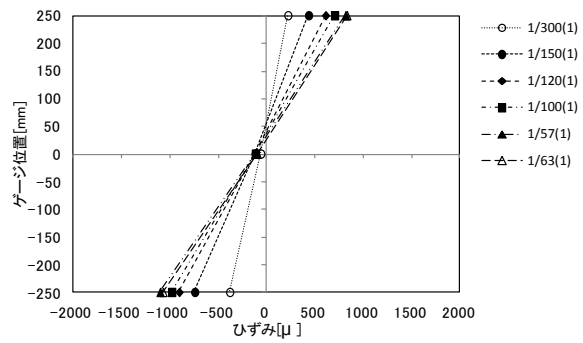


(b) 下フランジ圧縮

図 3.2.6-34 梁スパン中央断面のひずみ分布: 新型・現場溶接 (X1-X2, Y1 通り, 2F)

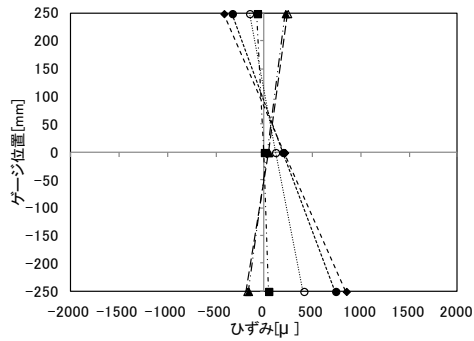


(a) 下フランジ引張

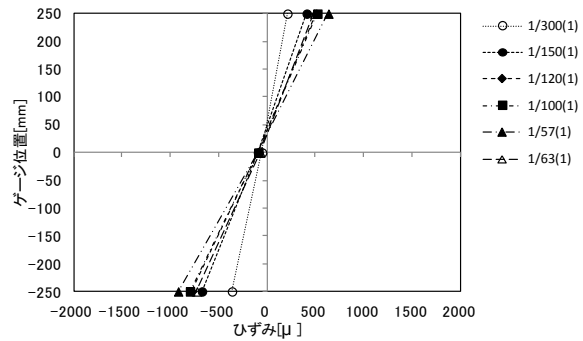


(b) 下フランジ圧縮

図 3.2.6-35 梁スパン中央断面のひずみ分布: 新型・工場溶接 (X3-X4, Y1 通り, 2F)

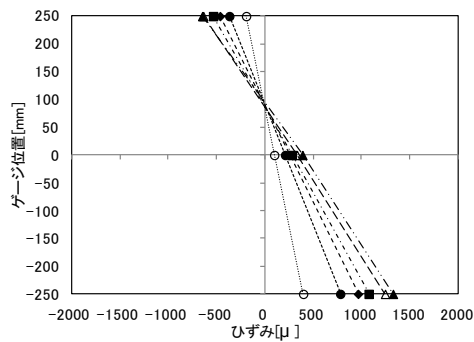


(a) 下フランジ引張

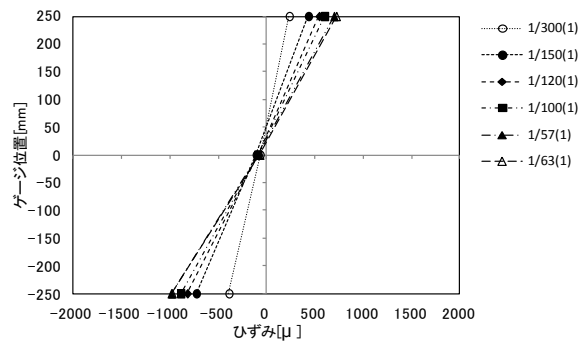


(b) 下フランジ圧縮

図 3.2.6-36 梁スパン中央断面のひずみ分布: 旧型・現場溶接 (X1-X2, Y2 通り, 2F)



(a) 下フランジ引張



(b) 下フランジ圧縮

図 3.2.6-37 梁スパン中央断面のひずみ分布: 旧型・工場溶接 (X3-X4, Y2 通り, 2F)

## 2) ひずみ履歴

### (a) 梁端モーメントーひずみ関係

梁端下フランジのひずみ履歴を示す。ここでは、各溶接ディテールについて 2F 隅柱、梁端下フランジの中央に貼付したゲージの計測値を代表とした。ひずみゲージの貼付位置を図 3.2.6-38 に示す。各溶接ディテールについて、梁端フェイス位置モーメントとひずみの関係を、加力変形角毎に分けて図 3.2.6-39～42 に示す。

図 3.2.6-39 に示した新型・現場溶接のディテールのひずみ履歴には、梁端下フランジ破断が発生した変形角  $1/100$  までの実験結果をプロットした。変形角  $1/300$  では弾性範囲であり、変形角  $1/150$  で塑性化し、引張側にひずみが累積していく傾向が見られる。変形角  $1/120$  では引張ひずみの累積がさらに進行し、変形角  $1/100$  で破断に至っている。

図 3.2.6-40 に示した新型・工場溶接のディテールのひずみ履歴には、全加力の実験結果をプロットした。変形角  $1/300$  では弾性範囲であり、変形角  $1/150$  以降塑性化し、変形角の増加に伴いひずみ振幅も増加しているが、加力終了まで顕著な引張ひずみの累積は見られない。

図 3.2.6-41 に示した旧型・現場溶接のディテールのひずみ履歴には、梁端下フランジ破断が発生した変形角  $1/120$  までの実験結果をプロットした。変形角  $1/300$  では弾性範囲であり、変形角  $1/150$  で塑性化し、引張側にひずみが累積していく傾向が見られる。変形角  $1/120$  では引張ひずみの累積がさらに進行し、破断に至っている。

図 3.2.6-42 に示した旧型・工場溶接のディテールのひずみ履歴には、梁端下フランジ破断が発生した変形角  $1/63$  までの実験結果をプロットした。変形角  $1/300$  では弾性範囲であり、変形角  $1/150$  以降塑性化し、変形角の増加に伴いひずみ振幅も増加しているが、変形角  $1/100$  までは引張ひずみの累積は顕著ではない。変形角  $1/57$ ,  $1/63$  で引張ひずみが累積していく傾向が見られ、破断に至っている。

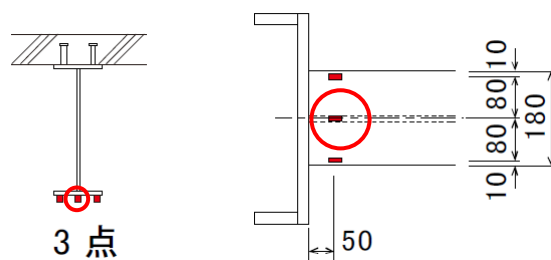
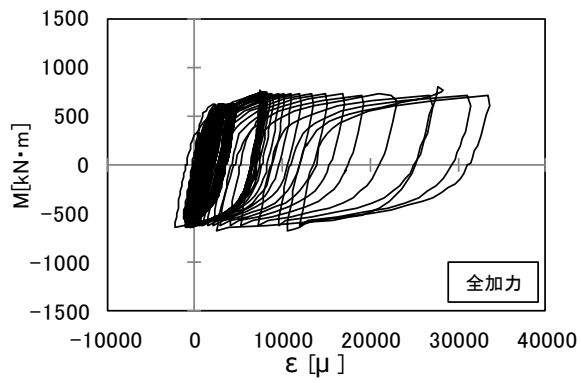
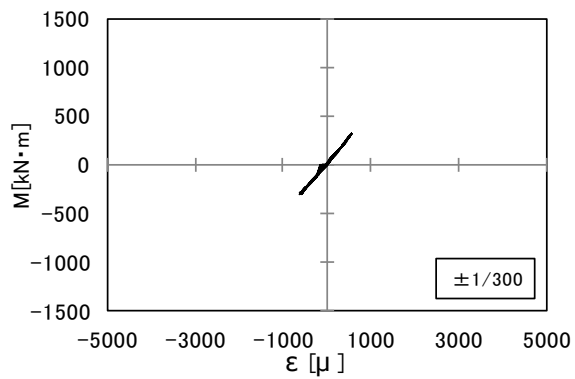


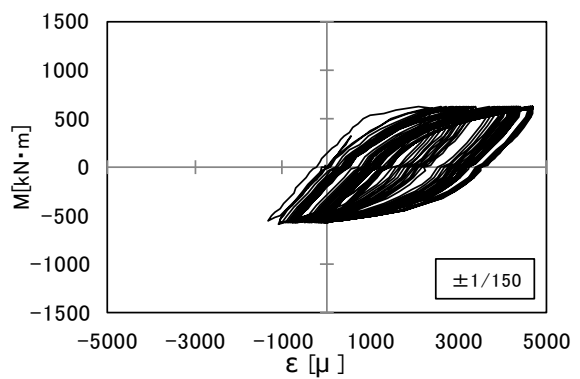
図 3.2.6-38 梁端フランジのひずみゲージ貼付位置



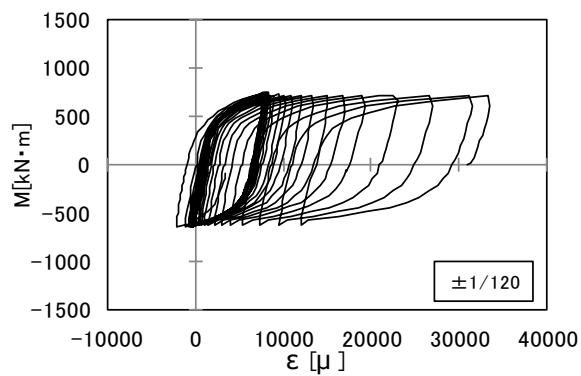
(a) 全加力



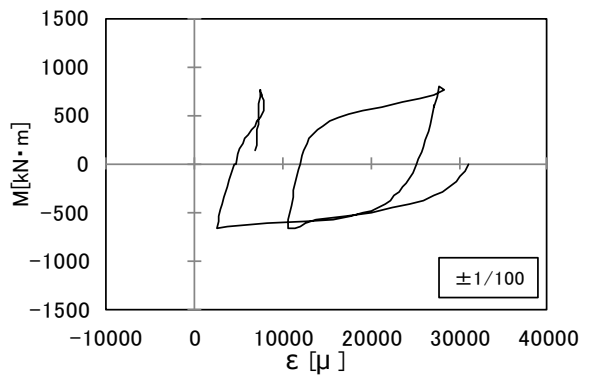
(b) ±1/300



(c) ±1/150

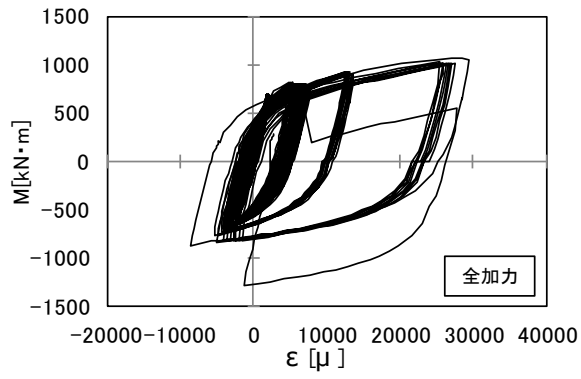


(d) ±1/120

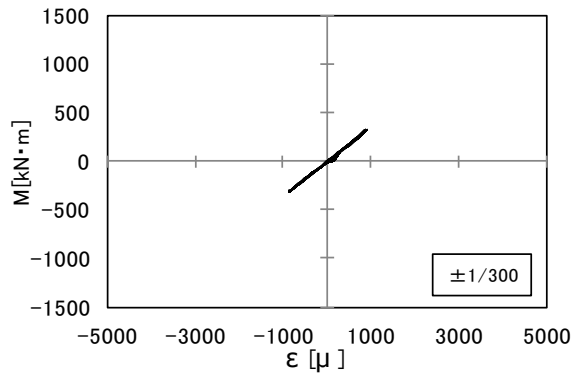


(e) ±1/100

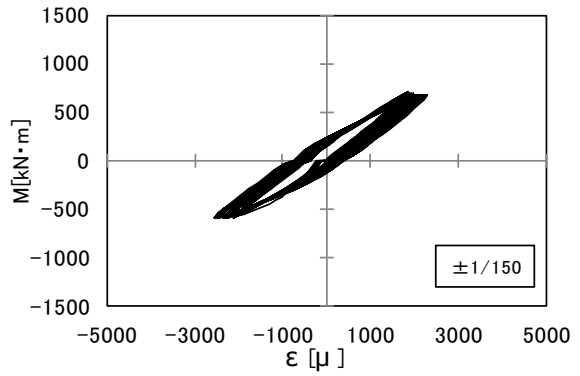
図 3.2.6-39 梁フェイスモーメントとひずみの関係  
 新型・現場溶接 (X1, Y1 通り 2F)



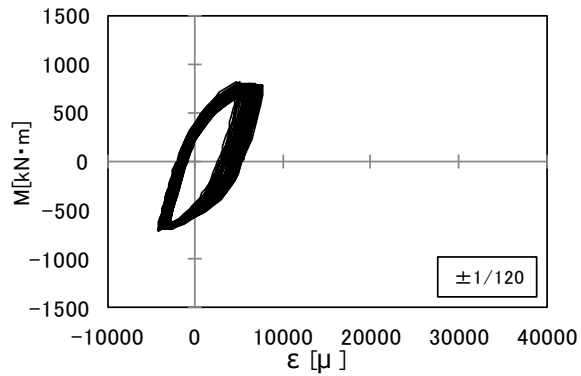
(a) 全加力



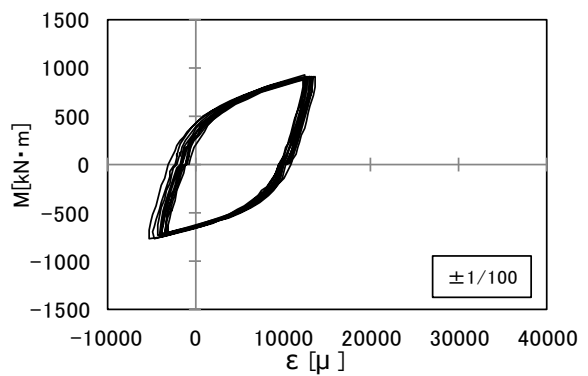
(b)  $\pm 1/300$



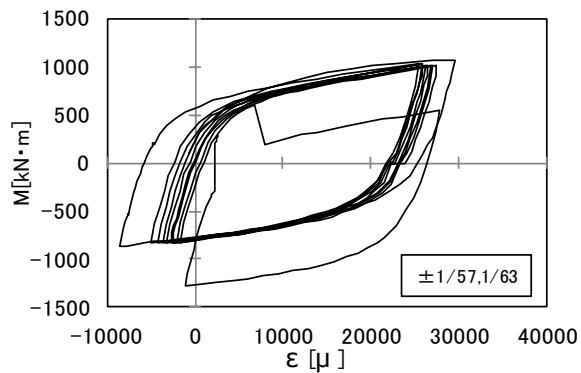
(c)  $\pm 1/150$



(d)  $\pm 1/120$



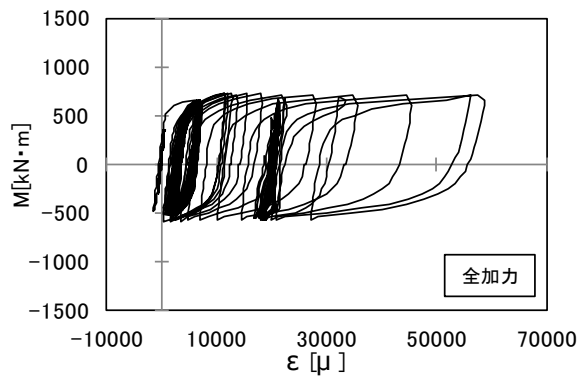
(e)  $\pm 1/100$



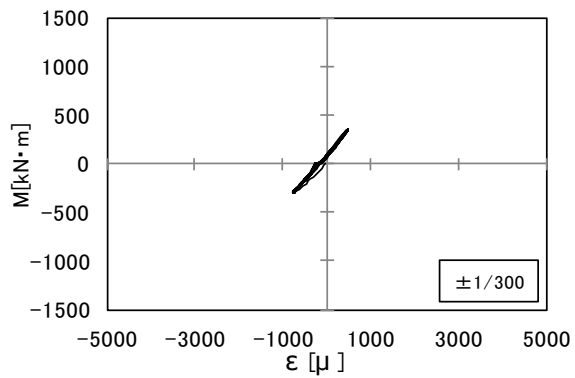
(f)  $\pm 1/57, 63$

図 3.2.6-40 梁フェイスモーメントとひずみの関係  
新型・工場溶接(X4, Y1 通り 2F)

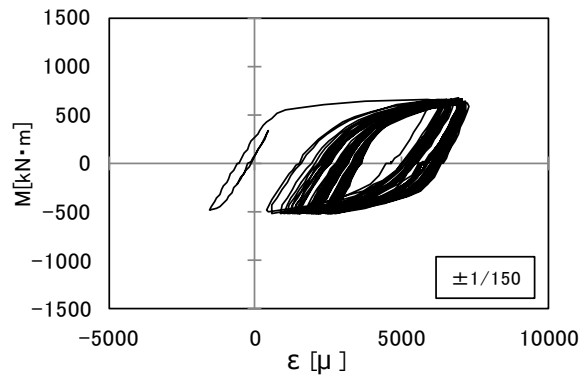




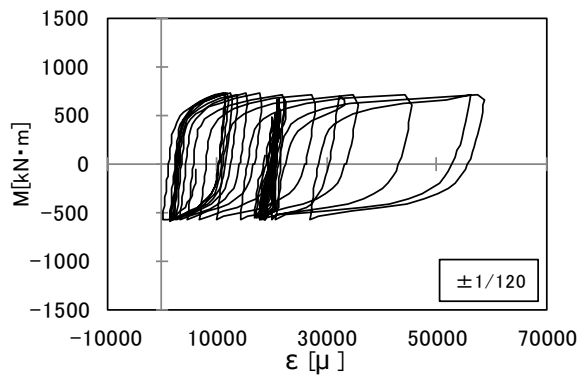
(a) 全加力



(b) ±1/300

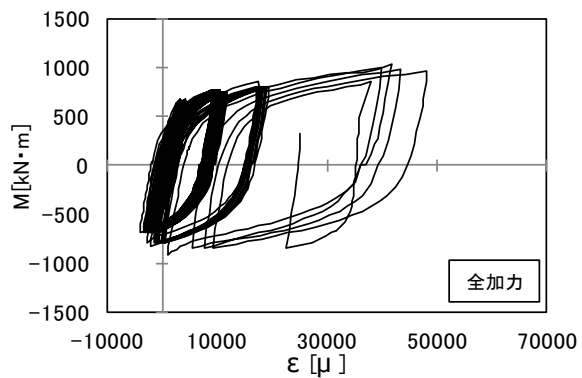


(c) ±1/150

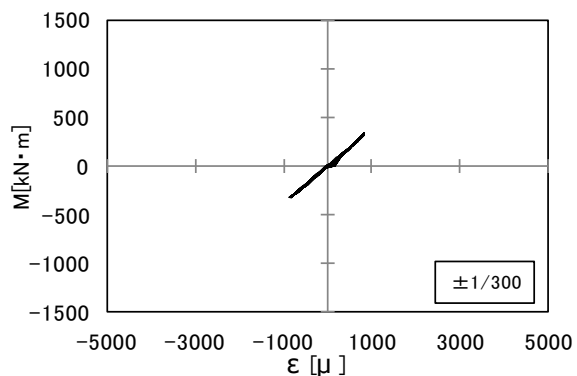


(d) ±1/120

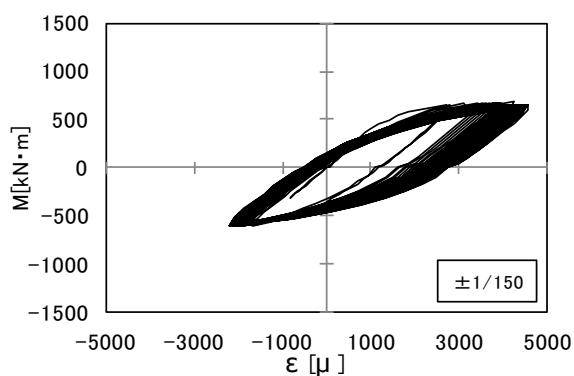
図 3.2.6-41 梁フェイスモーメントとひずみの関係  
旧型・現場溶接(X1, Y2 通り 2F)



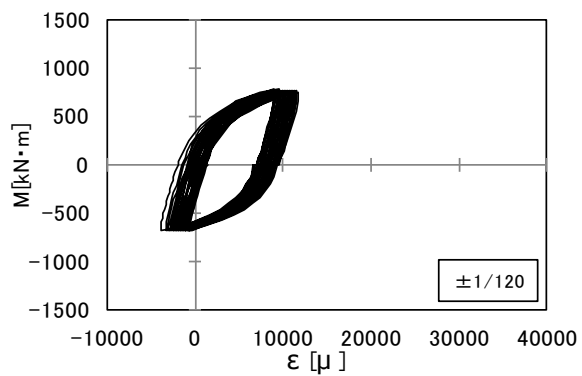
(a) 全加力



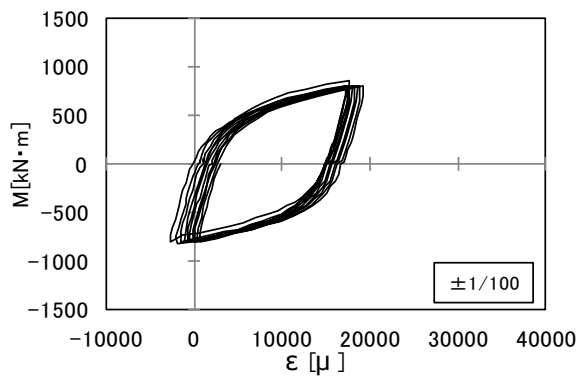
(b) ±1/300



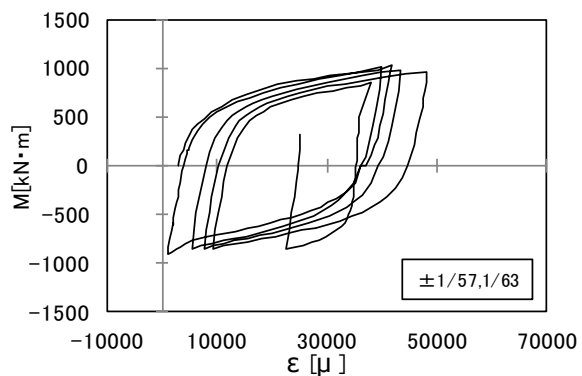
(c) ±1/150



(d) ±1/120



(e) ±1/100



(f) ±1/57, 63

図 3.2.6-42 梁フェイスモーメントとひずみの関係  
旧型・工場溶接(X4, Y2 通り 2F)

(b) パネルモーメントーひずみ関係

接合部パネルのひずみ履歴について検討する。接合部パネルの 3 軸ゲージの貼付位置を図 3.2.6-43 に示す。各接合部パネルのパネルモーメントとせん断ひずみの関係を図 3.2.6-44 に示す。ここでパネルモーメントは、接合部に取付く梁のフェイスモーメントの合計とし、せん断ひずみは、3 軸ゲージの計測歪を用いて算定した最大せん断ひずみとした。

図 3.2.6-44 から分かる通り、隅柱 (X1, X4 通り) の接合部パネルでは入力されるパネルモーメントが小さく、弾性挙動を示している。中柱 (X2, X3 通り) の接合部パネルでは履歴ループを描いており、塑性化したものと考えられる。

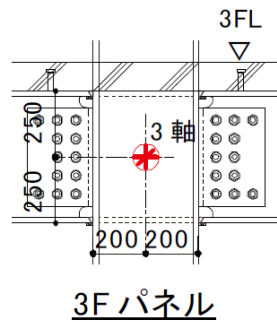
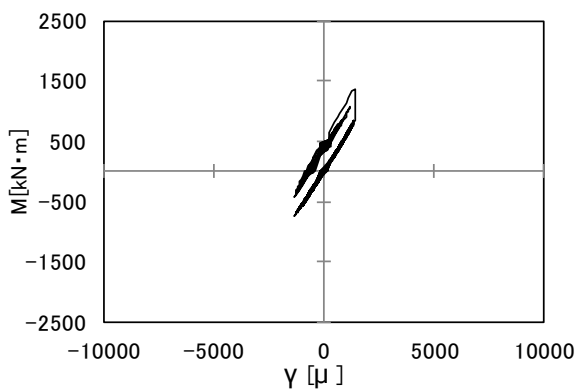
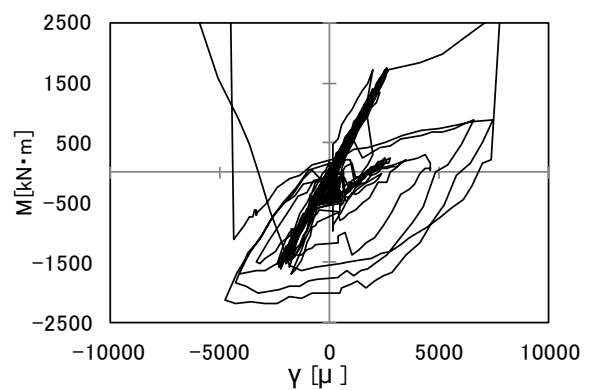


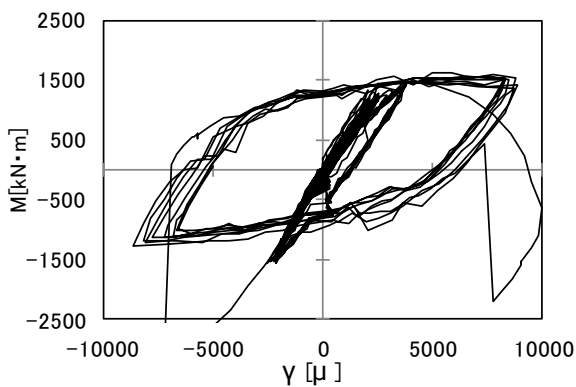
図 3.2.6-43 接合部パネルの 3 軸ゲージ貼付位置



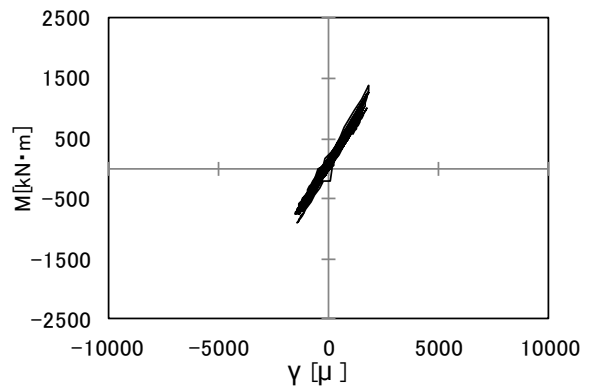
(a) X1, Y1, 3F



(b) X2, Y1, 3F

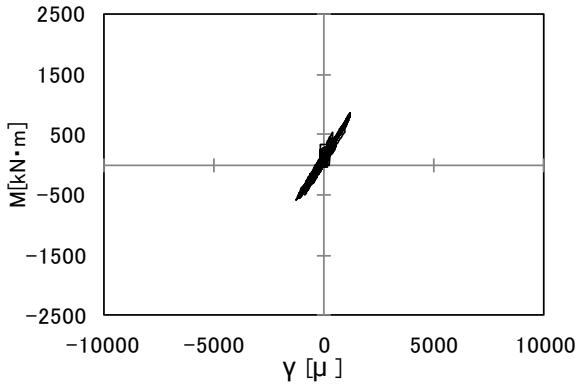


(c) X3, Y1, 3F

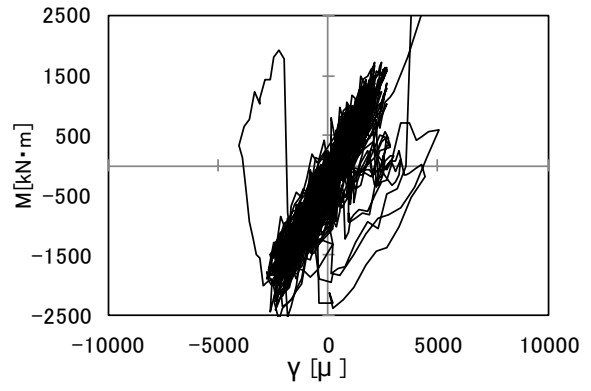


(d) X4, Y1, 3F

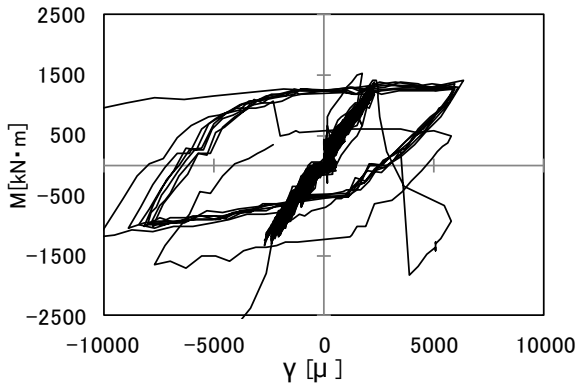
図 3.2.6-44 パネルモーメントとせん断ひずみの関係



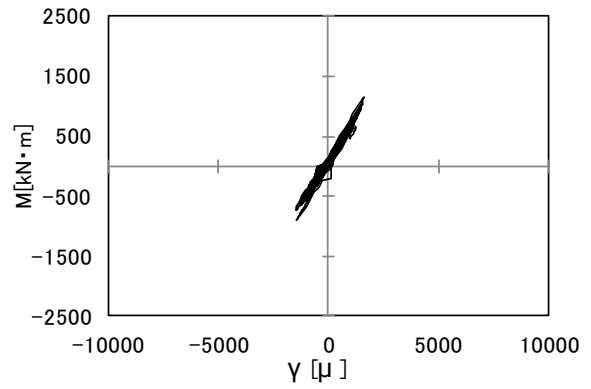
(e) X1, Y2, 3F



(f) X2, Y2, 3F



(g) X3, Y2, 3F



(h) X4, Y2, 3F

図 3.2.6-44(続き) パネルモーメントとせん断ひずみの関係

#### (4) 既往実験結果との比較

##### 1) 検討内容

梁端モーメント( $M$ )－梁端回転角( $\theta$ )関係の実験値 (図 3.2.6-45(1)) をもとに、疲労曲線式を用いて Miner 則により累積損傷度  $D$  を算出する。

なお、 $M$ - $\theta$  関係における  $M$  の算出は、柱のひずみゲージから柱モーメントを算出し、それをもとに柱フェイス位置での梁端モーメントを算出する方法 (中柱については、節点の柱モーメントの和を両側の梁に 1/2 ずつ振り分ける方法) に拠った。

累積損傷度  $D$  は、次式で算出する。

$$D = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\mu_i}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (3.2.6-2)$$

ただし、 $\mu_i = \frac{\mu_i^+ + \mu_i^-}{2}$

$$\mu_i^+ = \theta_{i,max}^+ / \theta_p, \quad \mu_i^- = \theta_{i,max}^- / \theta_p$$

$$\theta_p = M_p / K_\theta$$

$$M_p = \sigma_{fy} \cdot Z_{fp} + \sigma_{wy} \cdot Z_{wp}$$

ここで、

$\mu_i$  : 第  $i$  サイクルにおける梁端の塑性率 (正負平均)

$\mu_i^+$  : 第  $i$  サイクルにおける正側ピーク変位時における梁端の塑性率

$\mu_i^-$  : 第  $i$  サイクルにおける負側ピーク変位時における梁端の塑性率

$\theta_{i,max}^+$  : 第  $i$  サイクルにおける正側ピーク変位における梁端の回転角

$\theta_{i,max}^-$  : 第  $i$  サイクルにおける負側ピーク変位における梁端の回転角

$\theta_p$  : 梁端の弾性限回転角

$M_p$  : 鉄骨のみを考慮した梁の全塑性モーメント

$K_\theta$  : 梁端の弾性回転剛性

$N$  : 繰返し数 (サイクル数)

$C, \beta$  : Manson Coffin 型の疲労曲線 ( $\mu = C \cdot N_f^{-\beta}$ ) における定数

$\sigma_{fy}$  : 梁フランジの降伏点

$\sigma_{wy}$  : 梁ウェブの降伏点

$Z_{fp}$  : 梁フランジの塑性断面係数

$Z_{wp}$  : 梁ウェブの塑性断面係数

鉄骨梁の全塑性モーメント( $M_p$ )の算定に必要な梁材の降伏点( $\sigma_{fy}, \sigma_{wy}$ )は、ミルシート値とする。使用する疲労曲線式については、以下の 2 通りの場合を検討する。

<CASE1> 疲労曲線式として4.2.2項で提案された実験下限式を用いる場合

$$\mu = C \cdot N_f^{-\beta} \quad (3.2.6-3)$$

スカラップ付 実験下限： $C=5$ ,  $\beta=1/3$

スカラップ無 実験下限： $C=7$ ,  $\beta=1/3$

ここでは、新型・現場、旧型・現場、旧型・工場タイプの梁端には「スカラップ付 実験下限」、新型・工場タイプには「スカラップ無 実験下限」の  $C, \beta$  を使用する。

<CASE2> 疲労曲線として2.3.1項で実施した梁端接合部実験の回帰式を用いる場合

$$\mu = C \cdot N_f^{-\beta} \quad (3.2.6-4)$$

現場溶接形式： $C=4.98$ ,  $\beta=0.321$

工場溶接形式： $C=5.68$ ,  $\beta=0.338$

ここでは、旧型・現場および旧型・工場タイプの梁端のみを検討対象とし、旧型・現場タイプには「現場溶接形式」、旧型・工場タイプには「工場溶接形式」の  $C, \beta$  を使用する。

<CASE1>、<CASE2>のそれぞれに関して、梁端の塑性率( $\mu_i$ )の算出に必要な弾性回転剛性( $K_\theta$ )として、以下の3通りを考える。

算出法①：スラブによる合成効果を見込んだ弾性回転剛性の計算値を用いる場合

梁の弾性回転剛性( $K_\theta$ )は、梁の両端に逆対称曲げが作用する状態を仮定し、次式で算出する。

$$K_\theta = 6E \cdot I/L \quad (3.2.6-5)$$

ここで、 $L$ ：梁内法スパン=5100mm

$E$ ：ヤング係数=205,000N/mm<sup>2</sup>

$I$ ：梁の断面二次モーメント

ここでは、 $I=I_s$ （鉄骨梁の断面 2次モーメント） $\times 1.25$ （合成効果）とする。なお、ここで求められる  $K_\theta$  は、3.2.4項で示したフレームモデルを用いた増分解析による梁端の回転剛性（図 3.2.6-45 の「解析値」の弾性剛性）と一致する。

算出法②：スラブによる合成効果を見無視した弾性回転剛性の計算値を用いる場合

①で、 $I=I_s$ （鉄骨梁の断面 2次モーメント） $\times 1.0$  とする。

算出法③：弾性回転剛性の実験値を用いる場合

実験による梁端の  $M-\theta$  関係において、変形角  $R=1/300$  の第 1 サイクルの正側・負側ピーク変位時における割線剛性の平均値を用いる（変形角  $R=1/300$  の載荷時における  $M-\theta$  関係については、図 3.2.6-45(2)を参照）。

梁端の弾性回転剛性、弾性限回転角の算出結果を表 3.2.6-9 に示す。弾性回転剛性の実験値（算出法③）は、算出法①による計算値に対して 0.64~1.00 倍、算出法②による計算値に対して 0.80~1.25 倍である。

## 2) 検討結果

梁端が破断に至るまでの累積損傷度 ( $D$ ) を算出した結果を表 3.2.6-10 に示す。なお、破断に至らなかったものについては、加力終了時までの  $D$  を算出した。また、梁端の累積損傷度 ( $D$ ) を図示した結果を図 3.2.6-46 に示す。

検討結果の概要は、以下の通りである。

### <CASE1>について

- a) 破断に至った梁端の累積損傷度  $D$  は、以下の範囲である。
  - ・算出法①の場合  
新型・現場： $D=1.36\sim 1.79$ ，旧型・現場： $D=0.93\sim 1.56$ ，旧型・工場： $D=3.17\sim 3.44$
  - ・算出法②の場合  
新型・現場： $D=0.70\sim 0.92$ ，旧型・現場： $D=0.47\sim 0.80$ ，旧型・工場： $D=1.62\sim 1.76$
  - ・算出法③の場合  
新型・現場： $D=0.36\sim 0.75$ ，旧型・現場： $D=0.45\sim 0.88$ ，旧型・工場： $D=0.94\sim 1.02$
- b) 算出法③による破断に至った梁端の累積損傷度  $D$  は、22 年度実施した梁端接合部の変動振幅載荷実験の累積損傷度  $D_f$  ( $=0.60\sim 0.65$ ) と、比較的良い対応を示している。
- c) 側柱寄りの梁端では、弾性回転剛性( $K_\theta$ )の実験値が算出法①による計算値よりも小さい傾向にある（図 3.2.6-45(2)参照）ため、算出法①では側柱寄りの梁端の  $D$  が 1 を大きく超える場合もある。

### <CASE2>について

- a) 破断に至った梁端の累積損傷度  $D$  は、以下の範囲である。
  - ・算出法①の場合  
旧型・現場： $D=0.80\sim 1.35$ ，旧型・工場： $D=2.27\sim 2.45$
  - ・算出法②の場合  
旧型・現場： $D=0.40\sim 0.68$ ，旧型・工場： $D=1.17\sim 1.27$
  - ・算出法③の場合  
旧型・現場： $D=0.38\sim 0.76$ ，旧型・工場： $D=0.68\sim 0.74$
- b) 算出法③による破断に至った梁端の累積損傷度  $D$  は、22 年度実施した梁端接合部の変動振幅載荷実験の累積損傷度  $D_f$  ( $=0.60\sim 0.65$ ) と比較的良い対応を示している。
- c) <CASE1>と比較して、疲労曲線式が塑性率( $\mu$ )—繰返し数( $N$ )関係図上で上方に位置するた

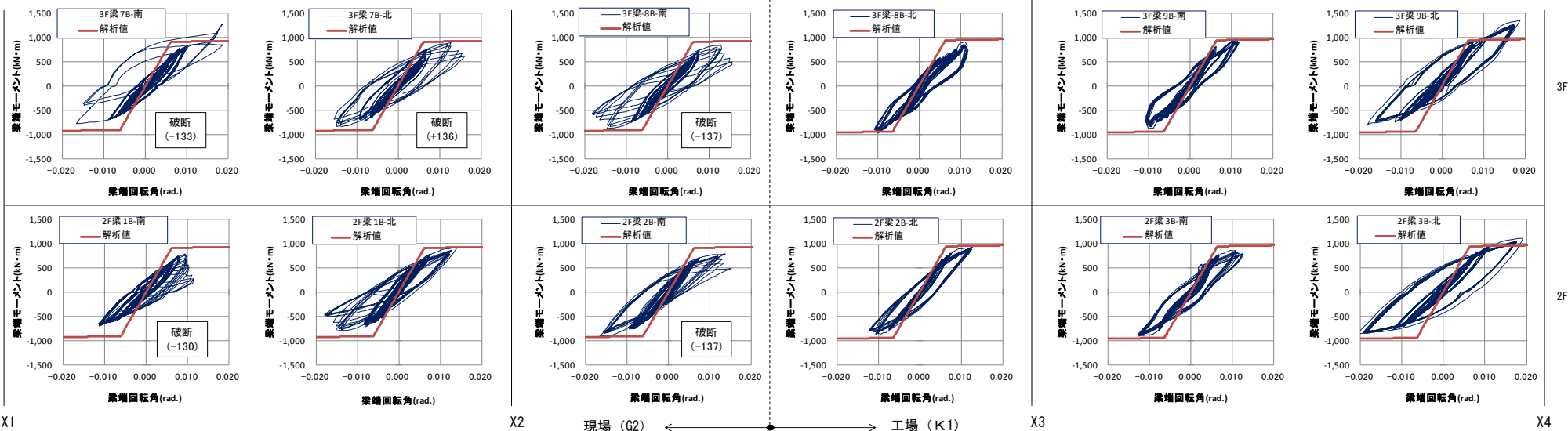
め，結果として算出される  $D$  の値が，<CASE1>と比較してやや小さい。

<参考文献>

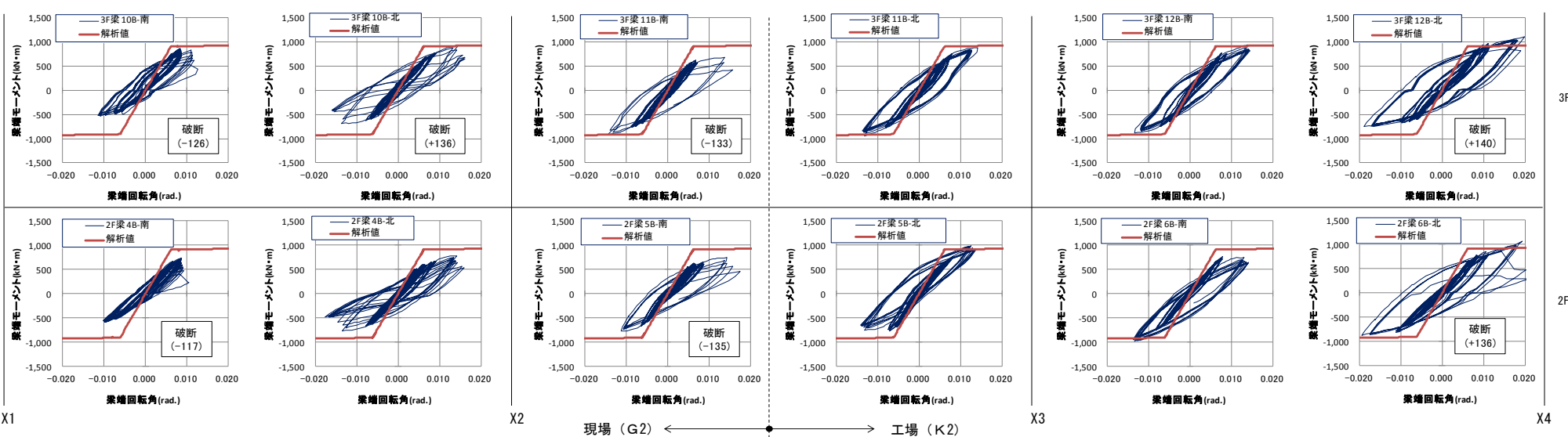
3.2.6-1) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針、2012.03



Y1 (新型)



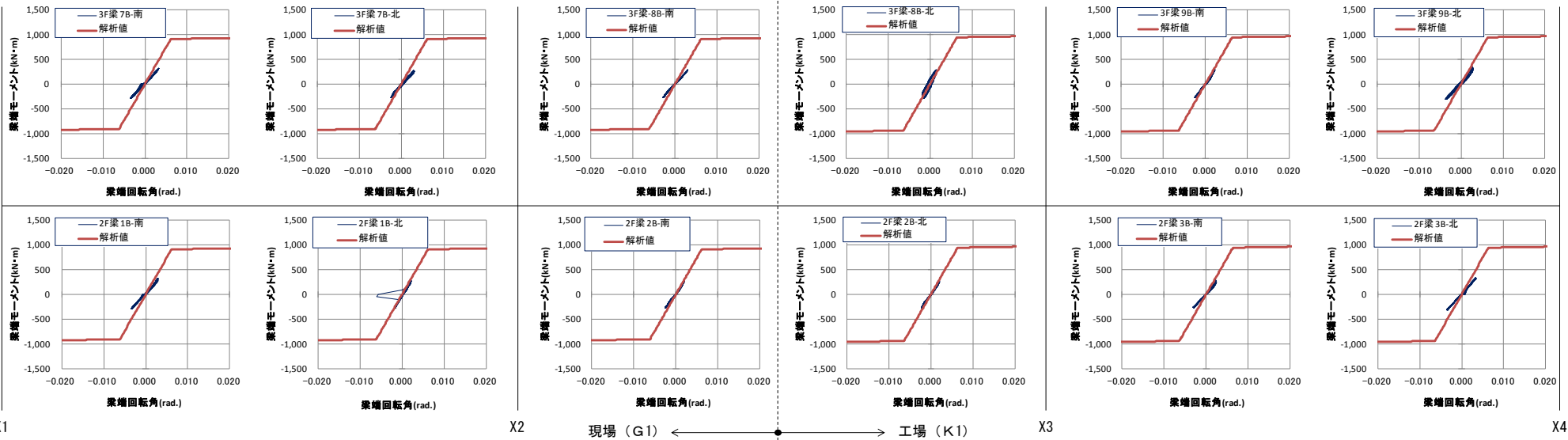
Y2 (旧型)



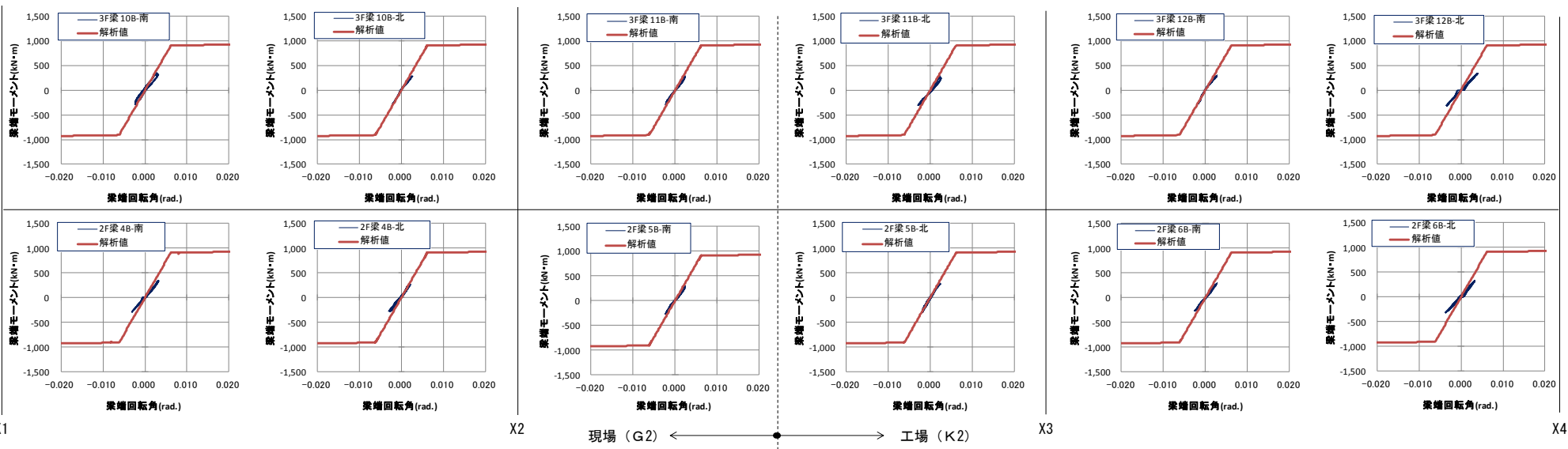
※図中の「解析値」は、3.2.4 項のフレームモデルを用いた増分解析により得られた  
梁端モーメントー梁端回転角関係（正側・負側に拡張）を示す。

図 3.2.6-45(1) 梁端モーメントー梁端回転角関係 (破断時までを表示)

Y1 (新型)



Y2 (旧型)



※図中の「解析値」は、3.2.4 項のフレームモデルを用いた増分解析により得られた梁端モーメント-梁端回転角関係（正側・負側に拡張）を示す。

図 3.2.6-45(2) 梁端モーメント-梁端回転角関係（変形角 R=1/300 加力時を表示）

表 3.2.6-9 梁の弾性回転剛性・弾性限回転角

構面	階	梁端位置	梁端仕様	弾性回転剛性 $K_{\theta}$ (kN・m)					全塑性 モーメント $M_p$ (kN・m)	弾性限回転角 $\theta_p$ (rad.)		
				計算値		実験値	実験値/計算値			算出法 ①	算出法 ②	算出法 ③
				算出法 ①	算出法 ②	算出法 ③	③/①	③/②				
Y1	3F	7B-南	新型・現場	149059	119247	95693	0.642	0.802	907.4	0.00609	0.00761	0.00948
				149059	119247	95622	0.642	0.802	907.4	0.00609	0.00761	0.00949
		8B-南	新型・工場	149059	119247	97204	0.652	0.815	907.4	0.00609	0.00761	0.00934
				149059	119247	149558	1.003	1.254	941.2	0.00631	0.00789	0.00629
		9B-南	新型・工場	149059	119247	120110	0.806	1.007	941.2	0.00631	0.00789	0.00784
				149059	119247	100542	0.675	0.843	941.2	0.00631	0.00789	0.00936
	2F	1B-南	新型・現場	149059	119247	95378	0.640	0.800	907.4	0.00609	0.00761	0.00951
				149059	119247	140336	0.941	1.177	907.4	0.00609	0.00761	0.00647
		2B-南	新型・工場	149059	119247	121175	0.813	1.016	907.4	0.00609	0.00761	0.00749
				149059	119247	127126	0.853	1.066	941.2	0.00631	0.00789	0.00740
		3B-南	新型・工場	149059	119247	104928	0.704	0.880	941.2	0.00631	0.00789	0.00897
				149059	119247	98898	0.663	0.829	941.2	0.00631	0.00789	0.00952
Y2	3F	10B-南	旧型・現場	149059	119247	112700	0.756	0.945	907.4	0.00609	0.00761	0.00805
				149059	119247	125594	0.843	1.053	907.4	0.00609	0.00761	0.00722
		11B-南	旧型・工場	149059	119247	117572	0.789	0.986	907.4	0.00609	0.00761	0.00772
				149059	119247	124729	0.837	1.046	907.4	0.00609	0.00761	0.00727
		12B-南	旧型・工場	149059	119247	142395	0.955	1.194	907.4	0.00609	0.00761	0.00637
				149059	119247	96799	0.649	0.812	907.4	0.00609	0.00761	0.00937
	2F	4B-南	旧型・現場	149059	119247	99195	0.665	0.832	907.4	0.00609	0.00761	0.00915
				149059	119247	114850	0.771	0.963	907.4	0.00609	0.00761	0.00790
		5B-南	旧型・工場	149059	119247	116071	0.779	0.973	907.4	0.00609	0.00761	0.00782
				149059	119247	133844	0.898	1.122	907.4	0.00609	0.00761	0.00678
		6B-南	旧型・工場	149059	119247	111866	0.750	0.938	907.4	0.00609	0.00761	0.00811
				149059	119247	102268	0.686	0.858	907.4	0.00609	0.00761	0.00887

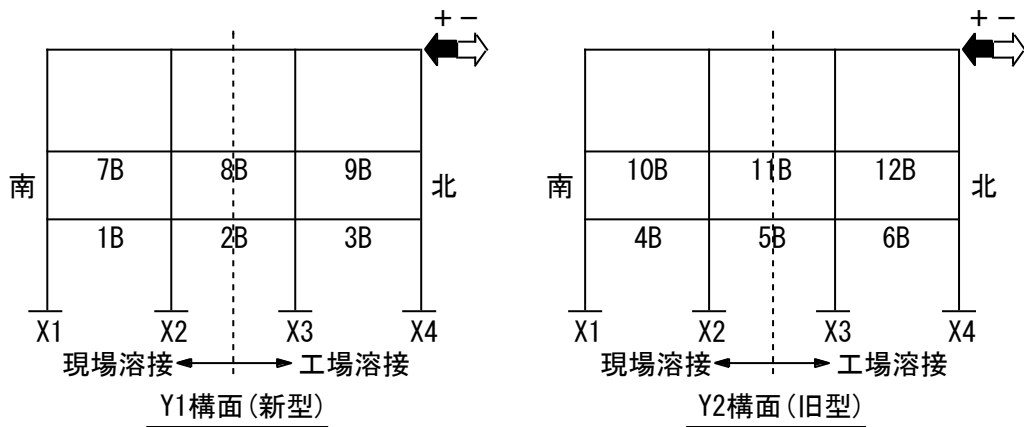


表 3.2.6-10(1) 梁の累積損傷度評価 <CASE1>

構面	階	梁端位置	梁端仕様	破壊状況 (サイクル数)	疲労曲線式 $\mu = C \cdot N_f^{-\beta}$			累積損傷度D		
					種類	$\beta$	C	算出法①	算出法②	算出法③
Y1	3F	7B-南	新型・現場	破断(-133)	スカラップ付 実験下限	1/3	5	1.79	0.92	0.47
		7B-北		破断(+136)		1/3	5	1.36	0.70	0.36
		8B-南		破断(-137)		1/3	5	1.66	0.85	0.46
		8B-北	新型・工場	き裂なし(-140)		1/3	7	0.38	0.20	0.39
		9B-南		き裂なし(-140)		1/3	7	0.33	0.17	0.17
		9B-北		き裂なし(-140)		1/3	7	1.14	0.59	0.35
	2F	1B-南	新型・現場	破断(-130)	スカラップ付 実験下限	1/3	5	1.67	0.85	0.44
		1B-北		き裂貫通(140)		1/3	5	1.61	0.83	1.35
		2B-南		破断(-137)		1/3	5	1.40	0.72	0.75
		2B-北	新型・工場	き裂なし(-140)		1/3	7	0.37	0.19	0.23
		3B-南		き裂なし(-140)		1/3	7	0.40	0.21	0.14
		3B-北		き裂なし(-140)		1/3	7	1.39	0.71	0.41
Y2	3F	10B-南	旧型・現場	破断(-126)	スカラップ付 実験下限	1/3	5	1.31	0.67	0.57
		10B-北		破断(+136)		1/3	5	1.46	0.75	0.88
		11B-南		破断(-133)		1/3	5	0.93	0.47	0.46
		11B-北	旧型・工場	き裂発生(116)		1/3	5	1.55	0.79	0.91
		12B-南		き裂発生(116)		1/3	5	1.38	0.71	1.21
		12B-北		破断(+140)		1/3	5	3.44	1.76	0.94
	2F	4B-南	旧型・現場	破断(-117)	スカラップ付 実験下限	1/3	5	1.56	0.80	0.46
		4B-北		き裂貫通(+130)		1/3	5	1.92	0.99	0.88
		5B-南		破断(-135)		1/3	5	0.96	0.49	0.45
		5B-北	旧型・工場	き裂発生(116)		1/3	5	1.46	0.75	1.06
6B-南	き裂発生(108)	1/3		5		1.64	0.84	0.69		
6B-北	破断(+136)	1/3	5	3.17		1.62	1.02			

※赤字部分は、破断に至ったものを示す。

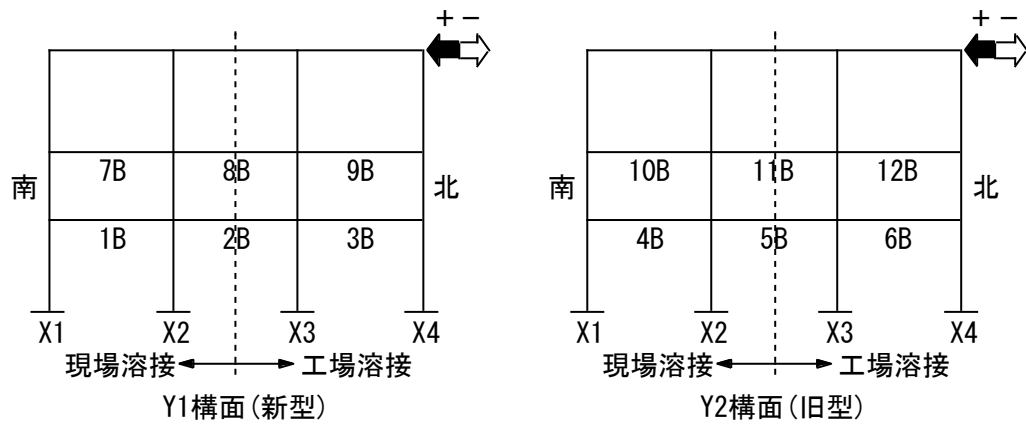
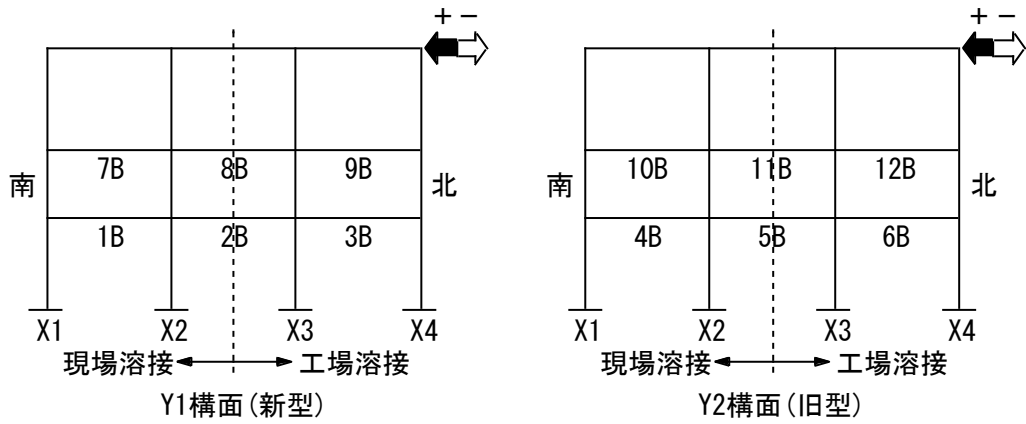
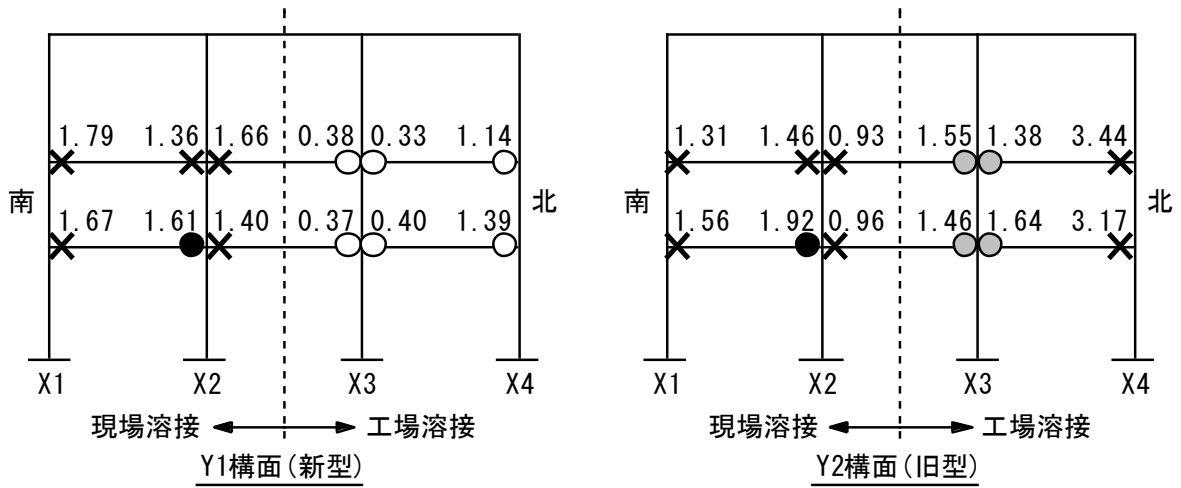


表 3.2.6-10(2) 梁の累積損傷度評価 <CASE2>

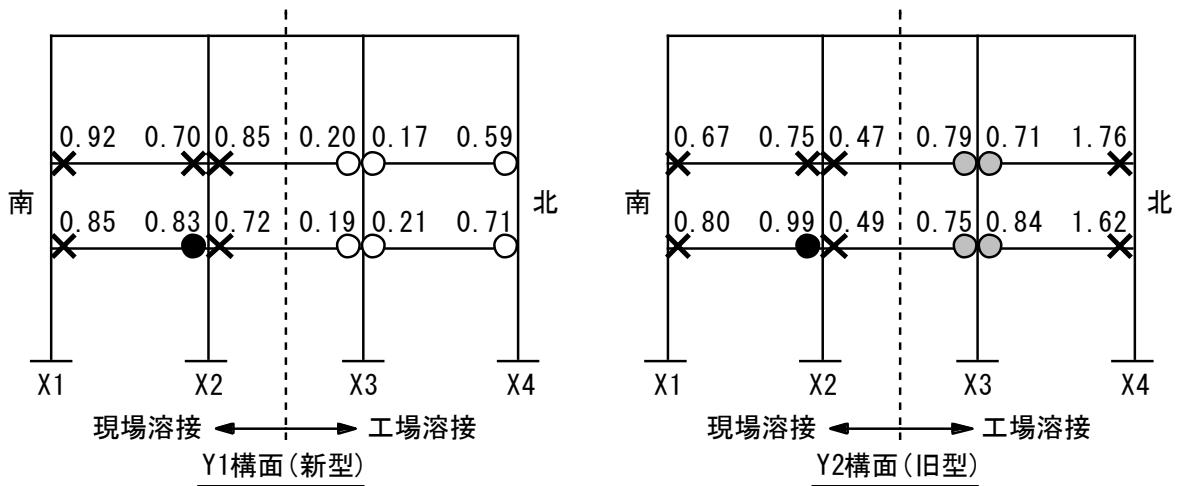
構面	階	梁端位置	梁端仕様	破壊状況 (サイクル数)	疲労曲線式 $\mu = C \cdot N_f^{-\beta}$			累積損傷度D		
					種類	$\beta$	C	算出法①	算出法②	算出法③
Y1	3F	7B-南	新型・現場	破断(-133)	X					
		7B-北		破断(+136)						
		8B-南		破断(-137)						
		8B-北	新型・工場	き裂なし(-140)						
		9B-南		き裂なし(-140)						
		9B-北		き裂なし(-140)						
	2F	1B-南	新型・現場	破断(-130)						
		1B-北		き裂貫通(140)						
		2B-南	破断(-137)							
		2B-北	き裂なし(-140)							
3B-南	新型・工場	き裂なし(-140)								
		3B-北	き裂なし(-140)							
Y2	3F	10B-南	旧型・現場	破断(-126)	梁端接合部	0.321	4.98	1.14	0.57	0.48
		10B-北		破断(+136)	実験回帰式	0.321	4.98	1.29	0.65	0.76
		11B-南		破断(-133)	(現場溶接・破断)	0.321	4.98	0.80	0.40	0.38
		11B-北	旧型・工場	き裂発生(116)	梁端接合部	0.338	5.68	1.12	0.58	0.66
		12B-南		き裂発生(116)	実験回帰式	0.338	5.68	1.00	0.52	0.87
		12B-北		破断(+140)	(工場溶接・破断)	0.338	5.68	2.45	1.27	0.68
	2F	4B-南	旧型・現場	破断(-117)	梁端接合部	0.321	4.98	1.35	0.68	0.38
		4B-北		き裂貫通(+130)	実験回帰式	0.321	4.98	1.73	0.86	0.77
		5B-南	破断(-135)	(現場溶接・破断)	0.321	4.98	0.83	0.41	0.38	
		5B-北	旧型・工場	き裂発生(116)	梁端接合部	0.338	5.68	1.05	0.54	0.76
6B-南	き裂発生(108)	実験回帰式		0.338	5.68	1.18	0.61	0.51		
6B-北	破断(+136)	(工場溶接・破断)	0.338	5.68	2.27	1.17	0.74			

※赤字部分は、破断に至ったものを示す。

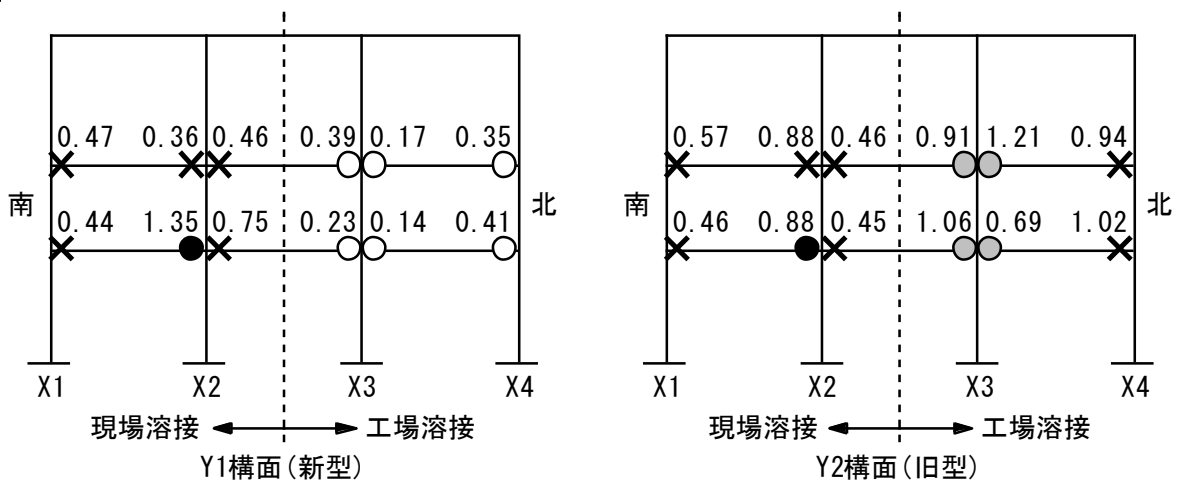




算出法①: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に計算値( $I=I_s \times 1.25$ )を用いた場合



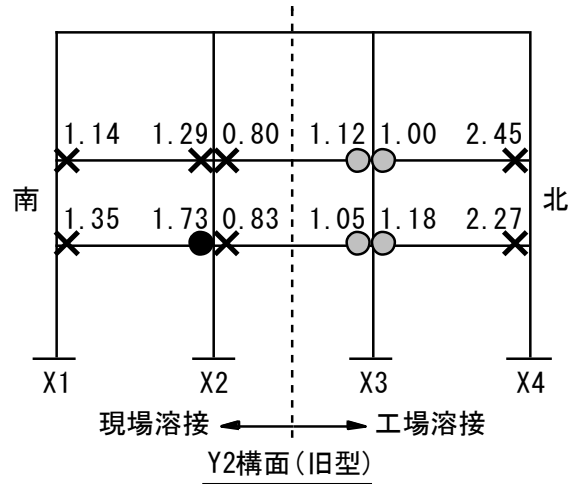
算出法②: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に計算値( $I=I_s \times 1.0$ )を用いた場合



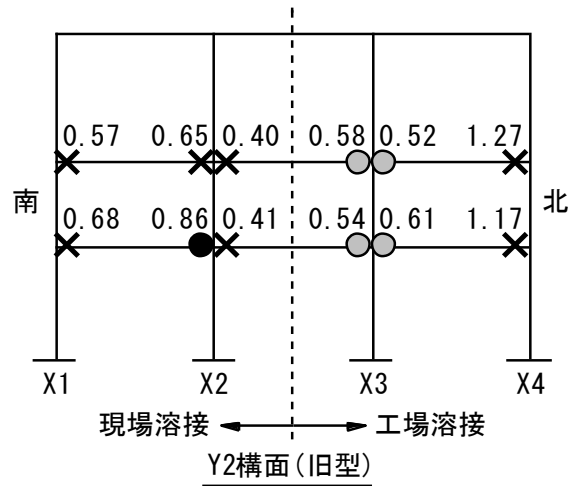
算出法③: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に実験値を用いた場合

【凡例】 ○ : き裂なし, ● : き裂発生, ● : き裂貫通, × : 破断

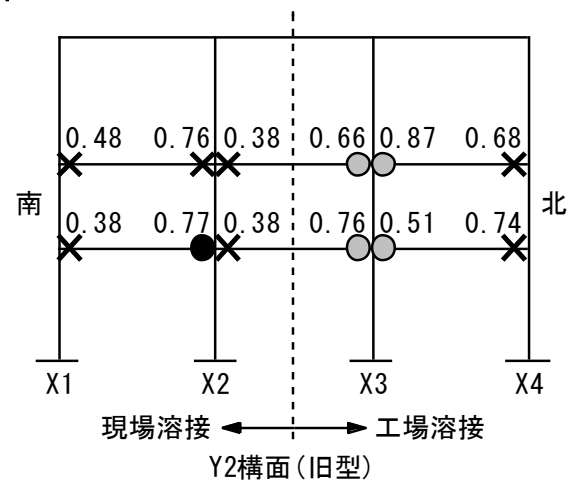
図 3.2.6-46(1) 梁の累積損傷度 D <CASE1>



算出法①: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に計算値( $I=I_s \times 1.25$ )を用いた場合



算出法②: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に計算値( $I=I_s \times 1.0$ )を用いた場合



算出法③: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に実験値を用いた場合

【凡例】 ○ : き裂なし, ● : き裂発生, ● : き裂貫通, × : 破断

図 3.2.6-46(2) 梁の累積損傷度 D <CASE2>

### 3.2.7 鉄骨造 3 層実大架構実験のまとめ

国土交通省建築基準整備促進事業の 27-2「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討」において、

- ・定振幅繰返し下での鉄骨架構の挙動(梁端破断後の架構の挙動も含む)の把握
- ・提案した変形能力評価法の検証

を目的として、鉄骨造 3 層実大架構実験を実施した。試験体には過去に実施した部材実験と同スケールの柱・梁を有する 3 層 3 スパン 2 構面(平面 5m×16.5m, 高さ 12.85m; 最上部の梁芯までの高さは FL+12.25m)を用い、梁端部の接合ディテール(現場溶接タイプ 2 種類, 工場溶接タイプ 2 種類)をパラメータとした。以下に得られた成果を示す。

- 1) 最終加力終了(載荷振幅 $\pm 0.015\text{rad}$ )までに梁端接合部の 50%にフランジ破断を生じ、破断箇所増加に伴い剛性と最大振幅時の耐力が徐々に下がったが、耐力の低下は最終的に 10%程度であり、実験終了までピーク変形到達前の荷重低下(負勾配)は発生せず、安定した履歴性状を示した。
- 2) 梁端モーメント-梁端回転角関係の実験値をもとに、疲労曲線式を用いて Miner 則により累積損傷度  $D$  を算出した。既往の部材実験結果の下限式と回帰式の 2 通りの疲労曲線に対して、初期剛性の実験値を用いて算出した梁の塑性率による  $D$  値は、既往の部材実験で得られた  $D$  値と良い対応を示した。
- 3) 梁端塑性率 0.9 相当の変形角 $\pm 1/150$ の 60 回の繰返し載荷後、梁端塑性率 1.2 相当の変形角 $\pm 1/120$ の 30 回の繰返し載荷でフランジ破断が 1 箇所、梁端塑性率 2.0 相当の変形角 $\pm 1/100$ の 10 回の繰返し載荷で更にフランジ破断が 2 箇所発生した。変形角 $\pm 1/100$ は超高層建築物の極稀に生ずる地震時に、数回建物に生ずる変形レベルに相当する。
- 4) 梁端接合部 24 箇所(接合形式 4 種類×6 箇所)に対し、最終的な試験体梁端の破断箇所数は 12 箇所あり、旧型・現場溶接 5 箇所、新型・現場溶接 5 箇所、旧型・工場溶接 2 箇所であった。新型・工場溶接は一部梁端の下フランジに黒皮剥れが見られたが、目立った損傷は確認出来なかった。同一接合形式では、接合部パネル変形の影響で側柱に取付く梁→中柱に取付く梁の順で下フランジの破断が進行した。
- 5) 各ディテールでばらつきはあるものの、ウェブ曲げ分担率の影響で旧型現場→新型現場→旧型工場の順で梁端下フランジが破断した。この結果は梁端近傍の引張フランジの平均ひずみにも現れており、旧型・現場>新型・現場>旧型・工場>新型・工場の順になっている。
- 6) ウェブ曲げ分担率の影響で現場溶接ディテールの方が工場溶接ディテールよりもフランジのひずみが大きい傾向にあるが、新型、旧型のディテールによる差異は、現場、工場ともに顕著ではない。
- 7) ウェブ高力ボルト摩擦接合とした現場タイプの梁端では、旧型、新型ともに亀裂進展に伴いピーク変形時の荷重が低下し、破断に至った。ウェブ溶接接合とした旧型の工場タイプでは、ピーク変形に至る途中である荷重増加中に脆性的に破断するケースが一部見られた。下フランジ破断後はウェブの曲げ分担率の大小により抵抗できる曲げモーメント値に差が見られた。
- 8) 側柱のパネル部は終始弾性状態であったが、中柱のパネル部は最終振幅 $\pm 0.015\text{rad}$ 時に



塑性化した。

- 9) 最終加力サイクル時(載荷振幅 $\pm 0.015\text{rad}$ )に柱頭柱脚に塑性化現象が見られたが、実験終了時まで耐力低下に至るような破壊は生じなかった。



### 3.3 まとめ

第3章の実験の概要と得られた成果を以下にまとめて示す。

#### (1) 既存鉄骨造高層建築物から切出した部分骨組の実験と疲労曲線の検証

既存鉄骨造建築物（1992年竣工，高さ約100m，地上24階）の中間階から切出した柱梁ト形骨組について，当時の梁端溶接部の多数回繰返し履歴下における保有性能（耐力，変形能力，劣化性状等）を把握すること，ならびにこれまでの模型試験体を用いた実験で得た疲労曲線の妥当性を検証することを目的に定変位振幅繰返し載荷実験を行った。

試験体は，溶接組立箱形断面柱（□-600×700×36×36：SM50A）に溶接組立H形断面梁（BH-900×350×19×28：SM50A）が接合されたト形柱梁骨組である。梁の幅厚比はフランジ $b/t_f=6.3$ ，ウェブ $d/t_w=44.4$ であり，いずれも部材種別はFAランクである。梁端は現場溶接形式で柱に接合されており，梁ウェブ端には半径40mmの1/4円形状のスカラップが設けられている。

試験体数は2体で，定変位振幅繰返し載荷における振幅レベル〔塑性率1.3，2.0〕を実験変数とした。

実験結果概要を以下に示す。

- 1) 1992年竣工の実建物から切出した試験体は，昨年度までの模型試験体と同様の破壊性状を示した。加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。この亀裂が梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し，最終的に梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がり梁フランジ母材が破断した。
- 2) 1992年竣工の実建物から切出した試験体において，変位振幅と90%耐力時およびフランジ破断時の繰返し数の関係はH22年度に示した回帰式と良い対応を示しており，これらの回帰式の妥当性が検証された。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 4.70, \quad \mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 5.08, \quad \mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68$$

#### (2) 鉄骨造3層実大架構等の構造実験と疲労曲線の検証

鉄骨造3層架構実験は，部材実験と同スケールの柱・梁を有する3層3スパン2構面の立体モデル（平面5m×16.5m，高さ12.85m；最上部の梁芯までの高さはFL+12.250m）を用いて，

- ・定振幅繰返し下での鉄骨架構の挙動（梁端破断後の架構の挙動も含む）の把握
- ・提案した変形能力評価法の検証

を目的として実施した。

以下に得られた成果を示す。

- 1) 最終加力終了（載荷振幅±0.015rad）までに梁端接合部の50%にフランジ破断を生じ，破断箇所増加に伴い剛性と最大振幅時の耐力が徐々に下がったが，耐力の低下は最終的に10%程度であり，実験終了までピーク変形到達前の荷重低下（負勾配）は発生せず，安定した履歴性状を示した。
- 2) 梁端モーメント-梁端回転角関係の実験値をもとに，疲労曲線式を用いてMiner則により累積損傷度 $D$ を算出した。既往の部材実験結果の下限式と回帰式の2通りの疲労曲線に

対して、初期剛性の実験値を用いて算出した梁の塑性率による  $D$  値は、既往の部材実験で得られた  $D$  値と良い対応を示した。

- 3) 梁端塑性率 0.9 相当の変形角  $\pm 1/150$  の 60 回の繰返し载荷後、梁端塑性率 1.2 相当の変形角  $\pm 1/120$  の 30 回の繰返し载荷でフランジ破断が 1 箇所、梁端塑性率 2.0 相当の変形角  $\pm 1/100$  の 10 回の繰返し载荷で更にフランジ破断が 2 箇所発生した。変形角  $\pm 1/100$  は超高層建築物の極稀に生ずる地震時に、数回建物に生ずる変形レベルに相当する。
- 4) 梁端接合部 24 箇所(接合形式 4 種類  $\times$  6 箇所)に対し、最終的な試験体梁端の破断箇所数は 12 箇所あり、旧型・現場溶接 5 箇所、新型・現場溶接 5 箇所、旧型・工場溶接 2 箇所であった。新型・工場溶接は一部梁端の下フランジに黒皮剥れが見られたが、目立った損傷は確認出来なかった。同一接合形式では、接合部パネル変形の影響で側柱に取付く梁→中柱に取付く梁の順で下フランジの破断が進行した。
- 5) 各ディテールでばらつきはあるものの、ウェブ曲げ分担率の影響で旧型現場→新型現場→旧型工場の順で梁端下フランジが破断した。この結果は梁端近傍の引張フランジの平均ひずみにも現れており、旧型・現場>新型・現場>旧型・工場>新型・工場の順になっている。
- 6) ウェブ曲げ分担率の影響で現場溶接ディテールの方が工場溶接ディテールよりもフランジのひずみが大きい傾向にあるが、新型、旧型のディテールによる差異は、現場、工場ともに顕著ではない。
- 7) ウェブ高力ボルト摩擦接合とした現場タイプの梁端では、旧型、新型ともに亀裂進展に伴いピーク変形時の荷重が低下し、破断に至った。ウェブ溶接接合とした旧型の工場タイプでは、ピーク変形に至る途中である荷重増加中に脆性的に破断するケースが一部見られた。下フランジ破断後はウェブの曲げ分担率の大小により抵抗できる曲げモーメント値に差が見られた。
- 8) 側柱のパネル部は終始弾性状態であったが、中柱のパネル部は最終振幅  $\pm 0.015\text{rad}$  時に塑性化した。
- 9) 最終加力サイクル時(载荷振幅  $\pm 0.015\text{rad}$ )に柱頭柱脚に塑性化現象が見られたが、実験終了時まで耐力低下に至るような破壊は生じなかった。

## 第4章 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の応答評価と安全性検証方法

### 4.1 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価に関する検討

#### 4.1.1 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価(H22 実施分)

##### (1) 背景・目的

2棟(30階, 50階)の鉄骨造建物を選定し, 長周期地震動(想定東海, 東南海, 南海地震発生時の3都市圏における模擬地震波(平成21年度基準整備促進事業1番の成果))を入力として, 地震応答解析を実施する。応答解析の結果から, 長周期地震動が作用した時の各部の多数回繰返し変形のパターンを把握し, 実験に用いる載荷パターンに反映させる。

## (2) 解析対象モデル建物の選定と概要

### 1) 解析対象モデル建物の選定

超高層建物のアンケート調査結果を参考に、下記に示す 2 棟 (3 ケース) のモデル建物を選定した。

- ①均等ラーメンを想定した S30
- ②チューブ的挙動 (短スパン) を想定した S50L
- ③中央コア (長スパン+短スパン) を想定した S50T

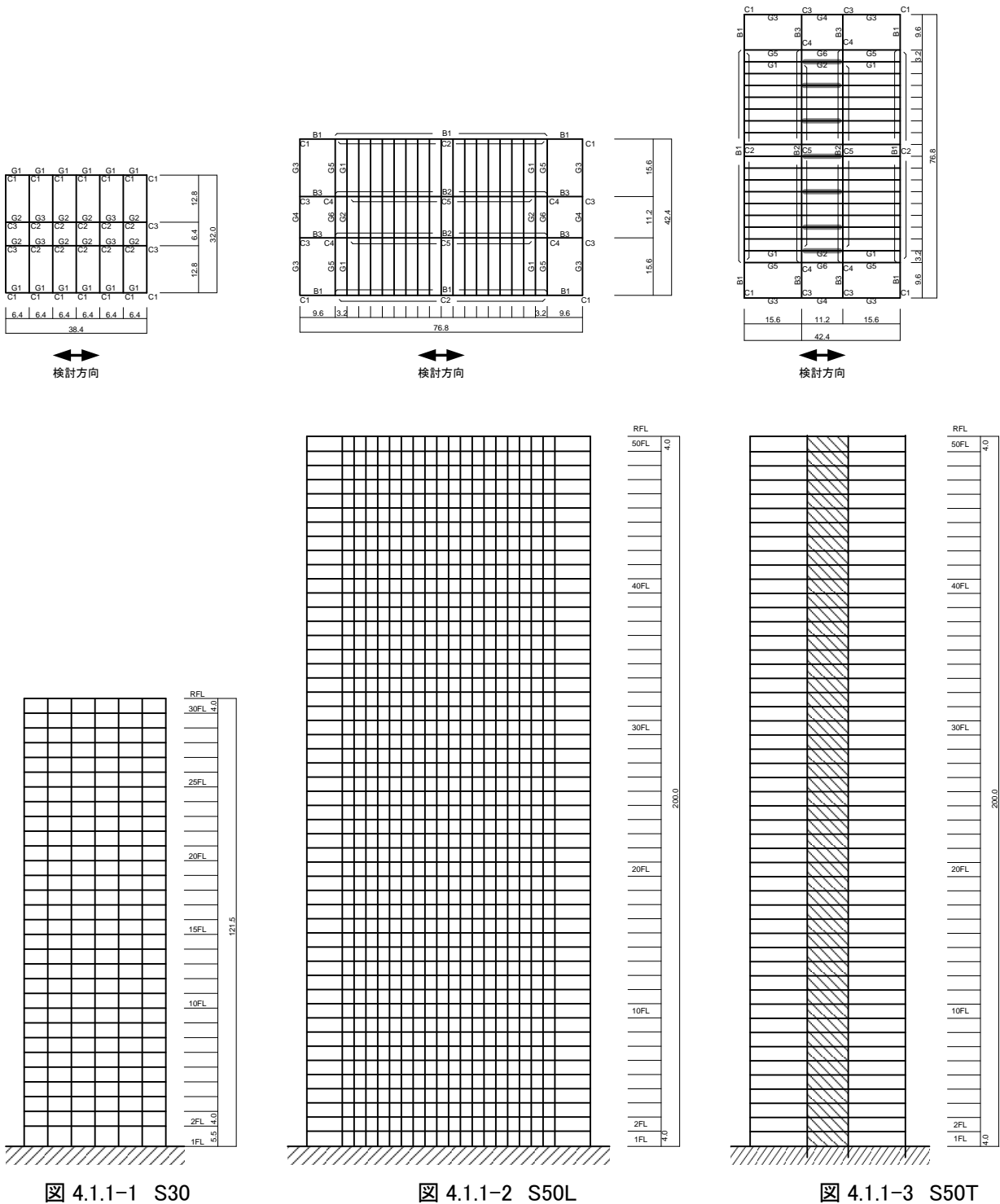


図 4.1.1-1 S30

図 4.1.1-2 S50L

図 4.1.1-3 S50T

## 2) 検討対象モデル建物の概要

### ① S30

表 4.1.1-1 階高及び重量(S30)

	階高(m)	重量(kN)
30階	4.0	13824
29階～2階	4.0	9216
1階	5.5	9216

表 4.1.1-2 梁断面(S30)

FL	G1	G2	G3
29～R	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
26～28	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
23～25	H-850×200×16×19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×19
20～22	H-850×200×16×19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×19
17～19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×22	H-850×250×16×22
14～16	H-850×250×16×19	H-850×300×16×22	H-850×300×16×22
11～13	H-850×250×16×22	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
8～10	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
5～7	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
4～2	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25

表 4.1.1-3 柱断面(S30)

F	G1	G2	G3
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	□-600×600×50×50	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下1/6まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型を基本とする。耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 長期軸力を考慮した全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型

減衰：

1次固有周期に対して2%の内部粘性減衰

表 4.1.1-4 固有周期一覧(S30)

	固有周期 (秒)	刺激係数
1 次	3.75	1.38
2 次	1.28	-0.55
3 次	0.72	-0.29

② S50L

表 4.1.1-5 階高及び重量(S50L)

	階高 (m)	重量 (kN)
50 階	4.00	29310
49 階～1 階	4.00	18630

表 4.1.1-6 梁断面

FL	B1	B2	B3
R	H-800×200×12×16	H-800×200×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×200×12×16	H-800×200×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×200×12×19	H-800×200×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×200×12×19	H-800×200×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×200×12×22	H-800×200×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×200×12×25	H-800×200×12×25	H-800×300×12×25
15～20	H-800×200×12×25	H-800×200×12×25	H-800×300×12×25
9～14	H-800×200×12×28	H-800×200×12×28	H-800×300×12×28
3～8	H-800×200×12×28	H-800×200×12×28	H-800×300×12×28
2	H-1000×200×16×32	H-1000×200×16×32	H-1000×300×16×32

表 4.1.1-7 柱断面(S50L)

F	C1	C2	C3
50	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12	□-650×650×19×19
44～49	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12	□-650×650×22×22
38～43	□-650×650×16×16	□-650×650×12×12	□-650×650×28×28
32～37	□-650×650×16×16	□-650×650×16×16	□-650×650×36×36
26～31	□-650×650×19×19	□-650×650×19×19	□-650×650×45×45
20～25	□-650×650×25×25	□-650×650×19×19	□-650×650×55×55
14～19	□-650×650×28×28	□-650×650×22×22	□-650×650×60×60
8～13	□-650×650×28×28	□-650×650×25×25	□-650×650×65×65
5～7	□-650×650×32×32	□-650×650×28×28	□-650×650×70×70
2～4	□-650×650×36×36	□-650×650×32×32	□-650×650×75×75
1	□-650×650×40×40	□-650×650×32×32	□-650×650×80×80

F	C4	C5
50	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12
44～49	□-650×650×16×16	□-650×650×12×12
38～43	□-650×650×22×22	□-650×650×16×16



32～37	□-650×650×28×28	□-650×650×19×19
26～31	□-650×650×36×36	□-650×650×22×22
20～25	□-650×650×40×40	□-650×650×25×25
14～19	□-650×650×50×50	□-650×650×32×32
8～13	□-650×650×55×55	□-650×650×36×36
5～7	□-650×650×60×60	□-650×650×40×40
2～4	□-650×650×60×60	□-650×650×55×55
1	□-650×650×75×75	□-650×650×55×55

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下 1/6 まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型とする。耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 長期軸力を考慮した全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型

減衰：

1 次固有周期に対して 2%の内部粘性減衰

表 4.1.1-8 固有周期一覧(S50L)

	固有周期 (秒)	刺激係数
1 次	4.44	1.38
2 次	1.51	-0.56
3 次	0.87	-0.31

③S50T

重量，階高，柱断面は S50L と共通（同一モデル直交方向）

表 4.1.1-9 梁断面(S50T)

FL	G1	G2	G3
R	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
15～20	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
9～14	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
3～8	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
2	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25

FL	G4	G5	G6
R	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
15～20	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
9～14	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
3～8	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
2	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下1/6まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型  
耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 長期軸力を考慮した全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型

可撓耐震壁(図 4.1.1-3 網掛け部)： ブレース置換して表現し，せん断剛性に換算すると 3.5kN/m，せん断耐力 2800kN となる Bi-Linear 型

減衰：

1 次固有周期に対して 2%の内部粘性減衰

表 4.1.1-10 固有周期一覧(S50T)

	固有周期 (秒)	刺激係数
1 次	5.83	1.41
2 次	1.88	0.61
3 次	1.01	0.33

### (3) 入力地震動の選定

解析モデルに入力する長周期地震動として、国土交通省基準整備促進補助金事業課題1の2009年度の成果の大都市圏で想定される入力地震動を選定する。あわせて観測波も採用する。

解析に用いる地震動は以下の3種である。

- ① 模擬地震動（国土交通省基準整備促進事業課題1の2009年度作成波）
- ② 観測波（2003年十勝沖地震苫小牧港湾での記録波）
- ③ 共振解析用検討波

#### 1) 模擬地震動と観測波

国土交通省基準整備促進補助金事業課題1にて2009年度に作成された模擬地震動の原波(表4.1.1-11)を用いる。その速度応答スペクトルを図4.1.1-4及び図4.1.1-5に示す。表および図には観測波も併せて示す。

表 4.1.1-11 入力地震動一覧

地点	想定する地震	表記	レベル	最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	継続時間 (s)
愛知 津島	東南海・東海	AIC003	平均	221	645
			平均+ $\sigma$	322	645
愛知 名古屋	東南海・東海	AIC004	平均	323	645
			平均+ $\sigma$	682	645
大阪 此花	南海	OSKH02	平均	71	625
			平均+ $\sigma$	105	625
東京 新宿	東南海・東海	KOGAKUIN	平均	86	620
			平均+ $\sigma$	121	620
観測波	2003 十勝沖	TOMAKOMAI	—	70	180

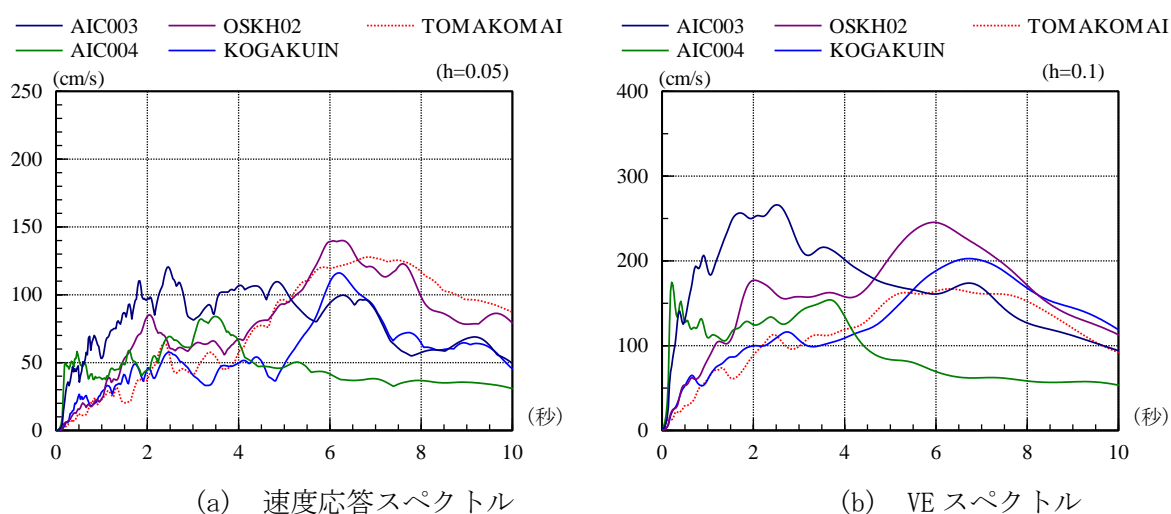


図 4.1.1-4 模擬地震動(平均)と観測波のスペクトル

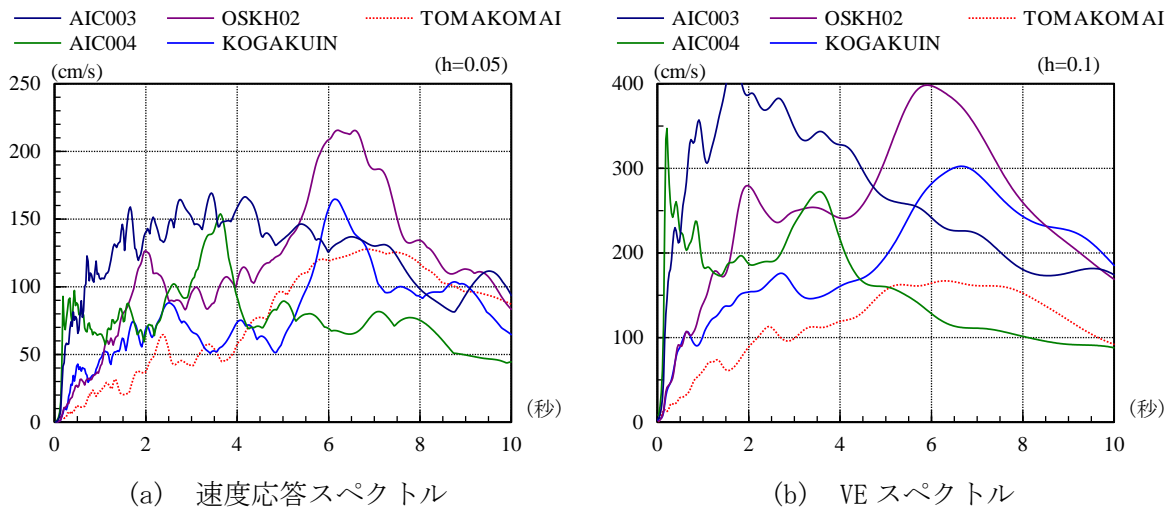


図 4.1.1-5 模擬地震動(平均+ $\sigma$ )と観測波のスペクトル

図 4.1.1-4, 図 4.1.1-5 から読み取った応答スペクトルのピーク値を表 4.1.1-12 に示す。また、時刻歴波形を図 4.1.1-6, 図 4.1.1-7 に示す。

表 4.1.1-12 入力地震動のスペクトルピーク

		速度応答	エネルギー	ピークの 周期 (秒)
		スペクトル (cm/s) h=0.05	スペクトル (cm/s) h=0.10	
愛知・津島	平均	120	260	2
	平均+ $\sigma$	150	400	2
愛知・名古屋	平均	80	160	3.5
	平均+ $\sigma$	150	260	3.5
大阪・此花	平均	140	240	6
	平均+ $\sigma$	220	400	6
東京・新宿	平均	120	200	6.5
	平均+ $\sigma$	170	300	6.5
観測波 TOMAKOMAI	—	130	170	6.5

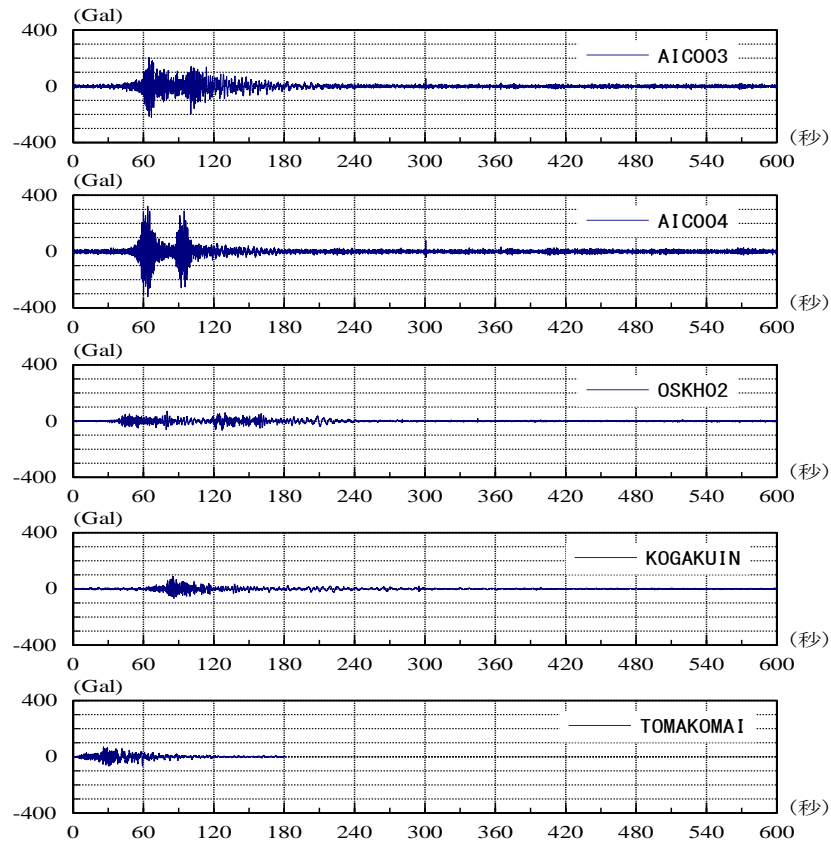


図 4.1.1-6 模擬地震動(平均)と観測波の加速度時刻歴

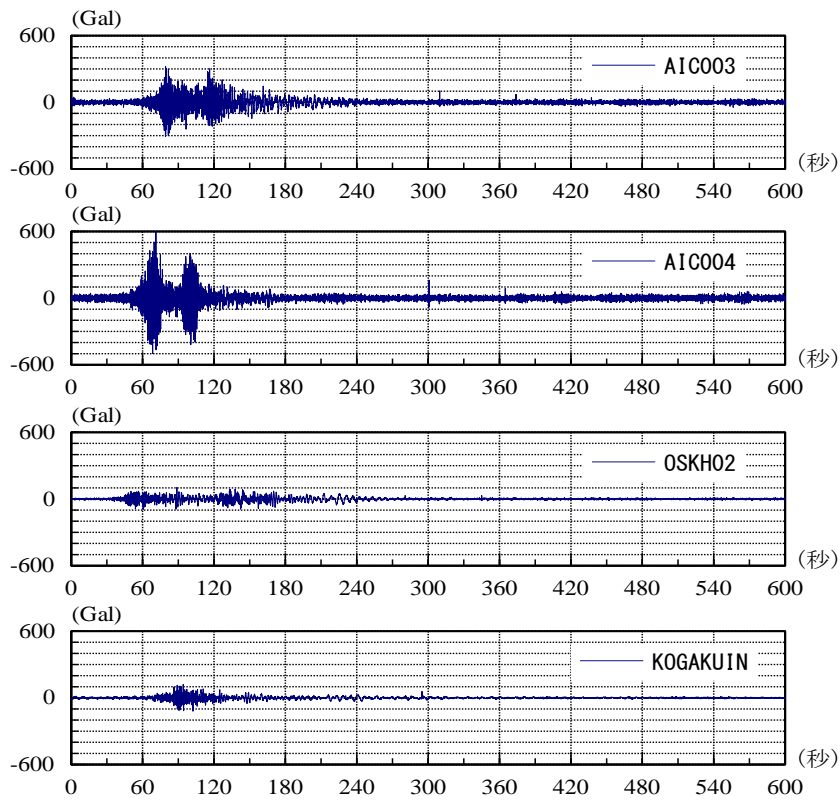


図 4.1.1-7 模擬地震動(平均+ $\sigma$ )の加速度時刻歴

## 2) 共振解析用検討波

共振解析用検討波は、各建物モデルが共振する最悪の場合を想定し、建物が共振した場合に建物変形・部材変形・繰り返し回数がどの程度生じるかを推定、評価するために作成する波形である。

具体的には、1)の模擬地震動波形及び2)の観測波形の時間刻みを調整することで、地震動の卓越周期と建物固有周期をほぼ一致させ、共振状態を実現する。この時、入力加速度振幅は時間刻み倍率に反比例させる。これは、原波形と調整後の波形の速度応答スペクトル、エネルギスペクトルのピーク値を変えないようにするためである。

周期調整の例を、2003年十勝沖地震の苫小牧における観測波を用いて示す。原波のピークは7秒近傍にある。原波に対し、時間刻みを1/2倍した、3.5秒近傍にスペクトルのピークを有する波形を作成する。この時、前述のルールに従い、加速度振幅を時間刻み倍率1/2倍の逆数の2倍させて用いる。この時の速度応答スペクトルとエネルギスペクトルを図4.1.1-8に示す。

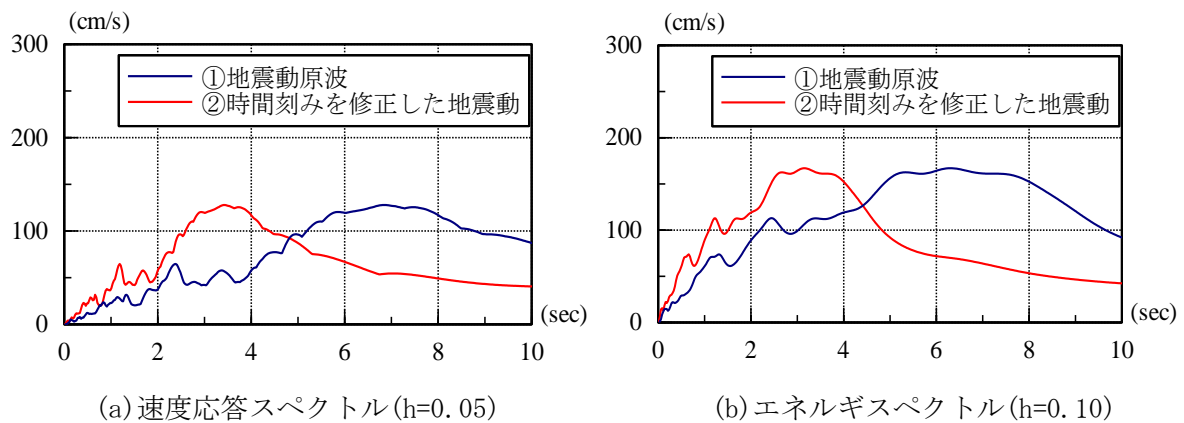


図 4.1.1-8 苫小牧観測波の卓越周期調整—振幅調整例

同様の調整を、模擬地震動（平均）、模擬地震動（平均+ $\sigma$ ）の全ての入力地震動について行った。

#### (4) 地震応答解析

##### 1) 模擬地震動（平均）と観測波を用いた地震応答解析結果

3種の解析対象モデル建物に対し、長周期地震時の応答の傾向を調べるために、模擬地震動（平均）と観測波を用いて地震応答解析を行った。ここでは建物全体の挙動として層間変形角等と部材の塑性率等の最大値を表4.1.1-13～15にまとめる。

表 4.1.1-13 応答最大値一覧(S30, 平均, 既往波)

	愛知津島	愛知名古屋	大阪此花	東京新宿	観測苫小牧
頂部加速度(Gal)	297	225	203	144	196
頂部水平変形(cm)	95	76	75	53	51
1階せん断力係数	0.112	0.109	0.113	0.089	0.092
層間変形角(rad)	1/95	1/124	1/133	1/195	1/184
梁塑性率	3.15	2.03	1.91	0.94	0.97
パネル塑性率	0.75	0.71	0.69	0.54	0.57
梁累積塑性変形倍率	9.7	14.3	4.6	0.0	0.0

表 4.1.1-14 応答最大値一覧(S50L, 平均, 既往波)

	愛知津島	愛知名古屋	大阪此花	東京新宿	観測苫小牧
頂部加速度(Gal)	261	125	211	176	234
頂部水平変形(cm)	110	51	101	84	101
1階せん断力係数	0.106	0.056	0.110	0.090	0.108
層間変形角(rad)	1/174	1/396	1/188	1/244	1/196
梁塑性率	3.37	0.66	2.89	1.40	2.65
パネル塑性率	0.76	0.38	0.74	0.63	0.74
梁累積塑性変形倍率	14.1	0.0	11.8	1.0	3.5

表 4.1.1-15 応答最大値一覧(S50T, 平均, 既往波)

	愛知津島	愛知名古屋	大阪此花	東京新宿	観測苫小牧
頂部加速度(Gal)	253	132	195	152	217
頂部水平変形(cm)	143	64	162	137	162
1階せん断力係数	0.077	0.041	0.104	0.095	0.103
層間変形角(rad)	1/133	1/295	1/107	1/137	1/111
梁塑性率	0.88	0.40	1.53	1.08	1.46
パネル塑性率	0.49	0.23	0.55	0.49	0.55
梁累積塑性変形倍率	0.0	0.0	2.8	0.2	0.9
耐震壁塑性率	2.35	0.88	4.17	3.17	4.04

3種の解析対象建物モデルの長周期地震動に対する応答解析結果とその特徴を以下にまとめる。

①S30

1次固有周期 3.75 秒であり、愛知津島、愛知名古屋に対する応答が大きくなっている。その時、最大層間変形角は 1/95、梁部材塑性率は 3.15、累積塑性変形倍率は 14.3、パネルは弾性範囲で塑性率 0.75 であった。

層間変形角、部材塑性率及び累積塑性変形倍率ともに比較的大き目である。

②S50L

1次固有周期 4.44 秒であり、愛知津島あるいは大阪此花の応答が比較的大きい。最大層間変形角は 1/180 程度と小さめで、梁部材塑性率は最大でも 3 程度、累積塑性変形倍率は 14.1 である。パネルは弾性範囲で塑性率 0.76 が最大であった。

層間変形角は小さめであるが、比較的スパンが短いため、梁部材塑性率と累積塑性変形倍率は層間変形角のわりに大きめである。

③S50T

1次固有周期 5.83 秒であり、大阪此花の応答が比較的大きい。最大層間変形角は 1/107、梁塑性率は 1.53、累積塑性変形倍率は 2.8 程度である。パネルは弾性範囲で塑性率 0.55 である。

層間変形角は 1/100 程度であるが、スパン長が大きいため、部材塑性率は小さめである。それに伴い、累積塑性変形倍率は小さい。

架構形式により建物応答の特徴は異なるが、層間変形角及び部材塑性率・累積塑性変形倍率が共に比較的大きい S30 を今後の検討では用いることとした。



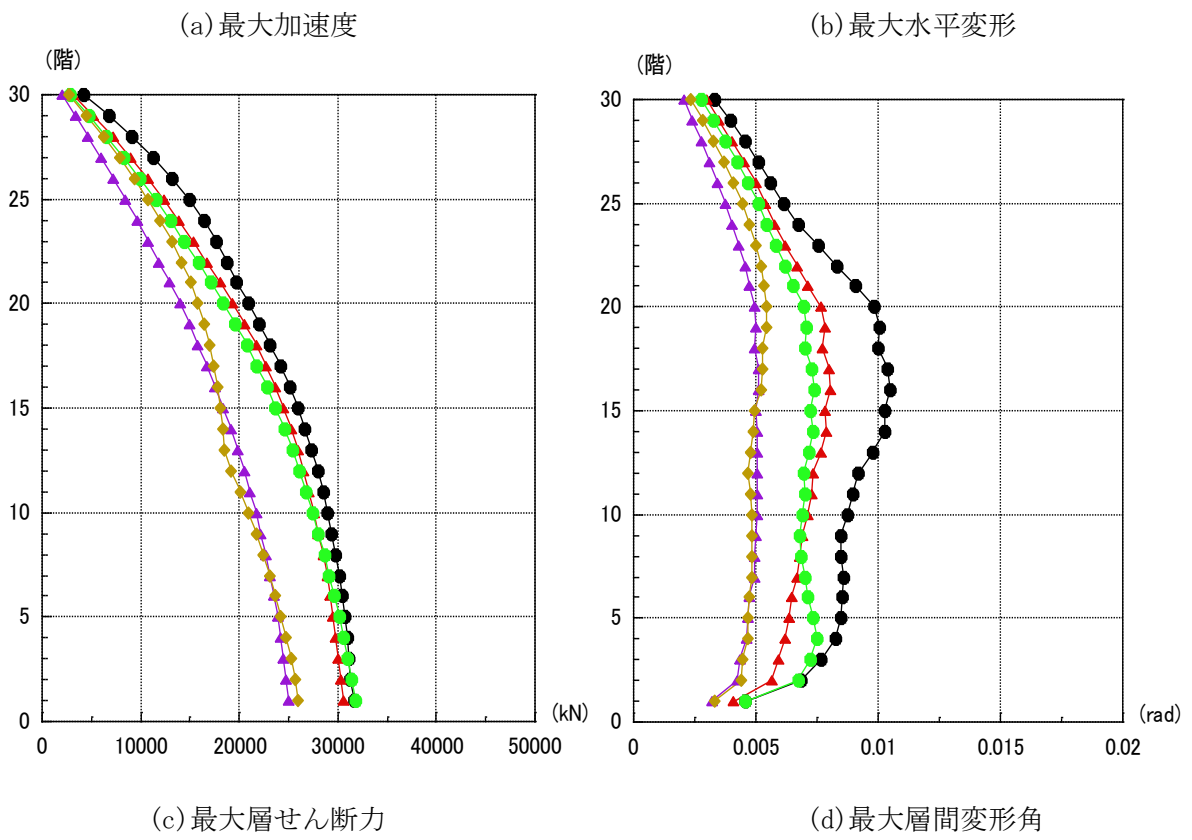
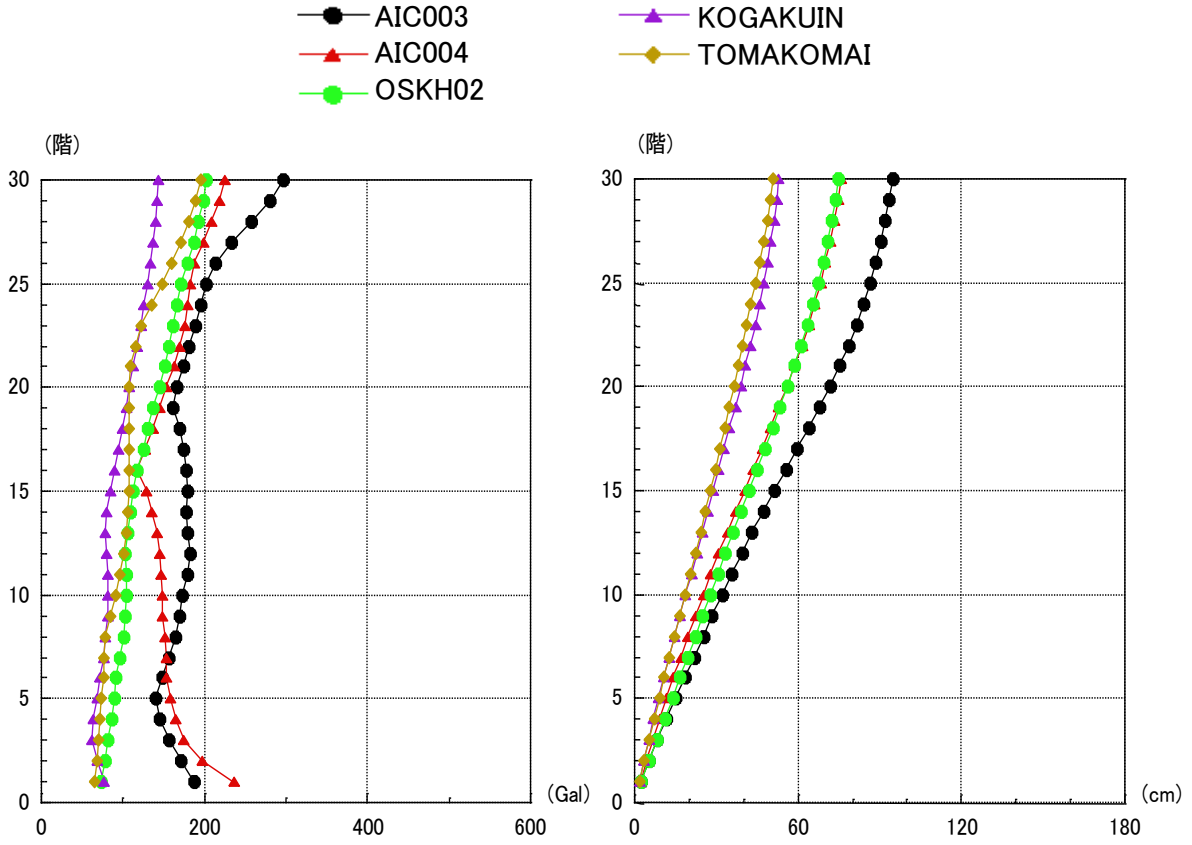


図 4.1.1-9(1) 応答最大値分布 (S30, 平均, 既往波)

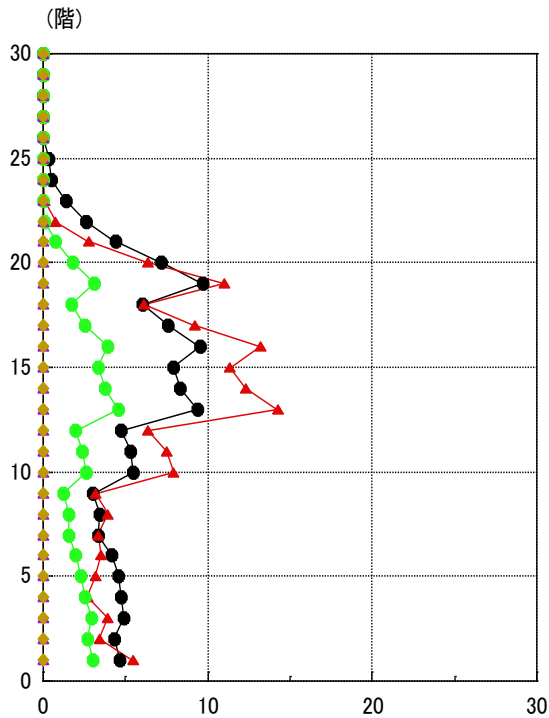
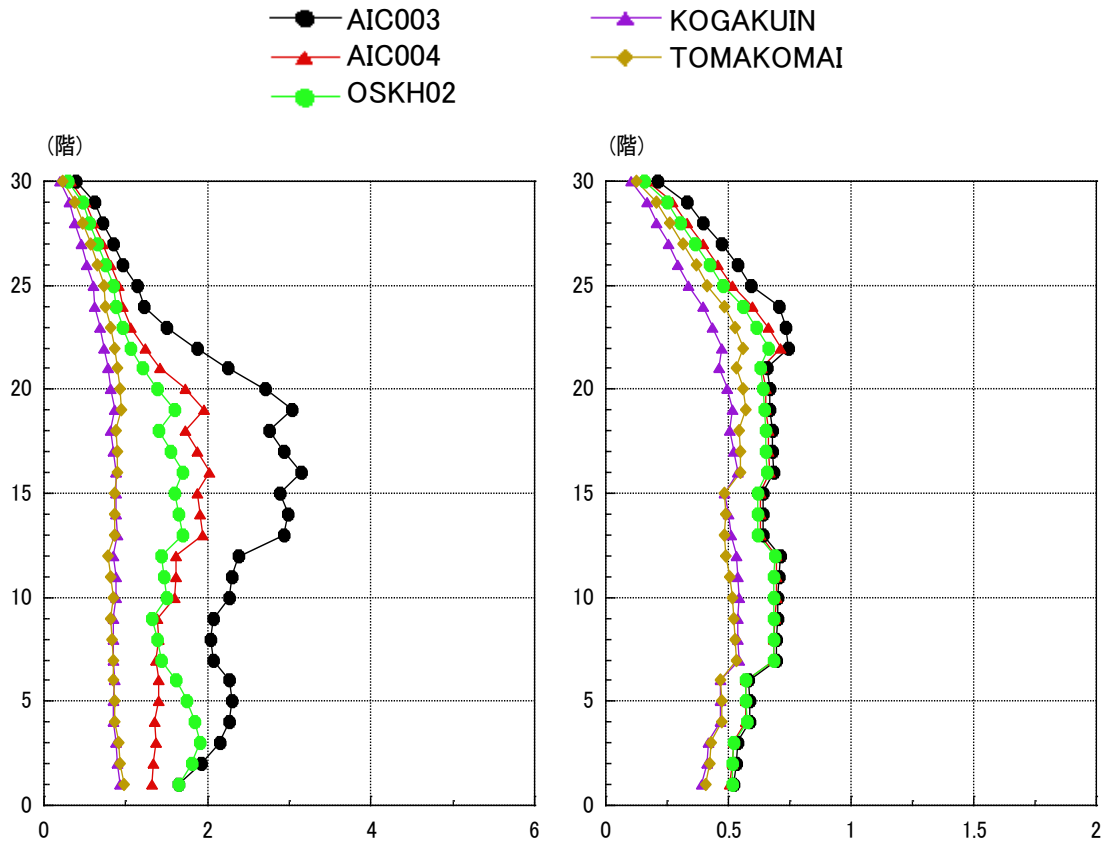


図 4.1.1-9(2) 応答最大値分布 (S30, 平均, 既往波)

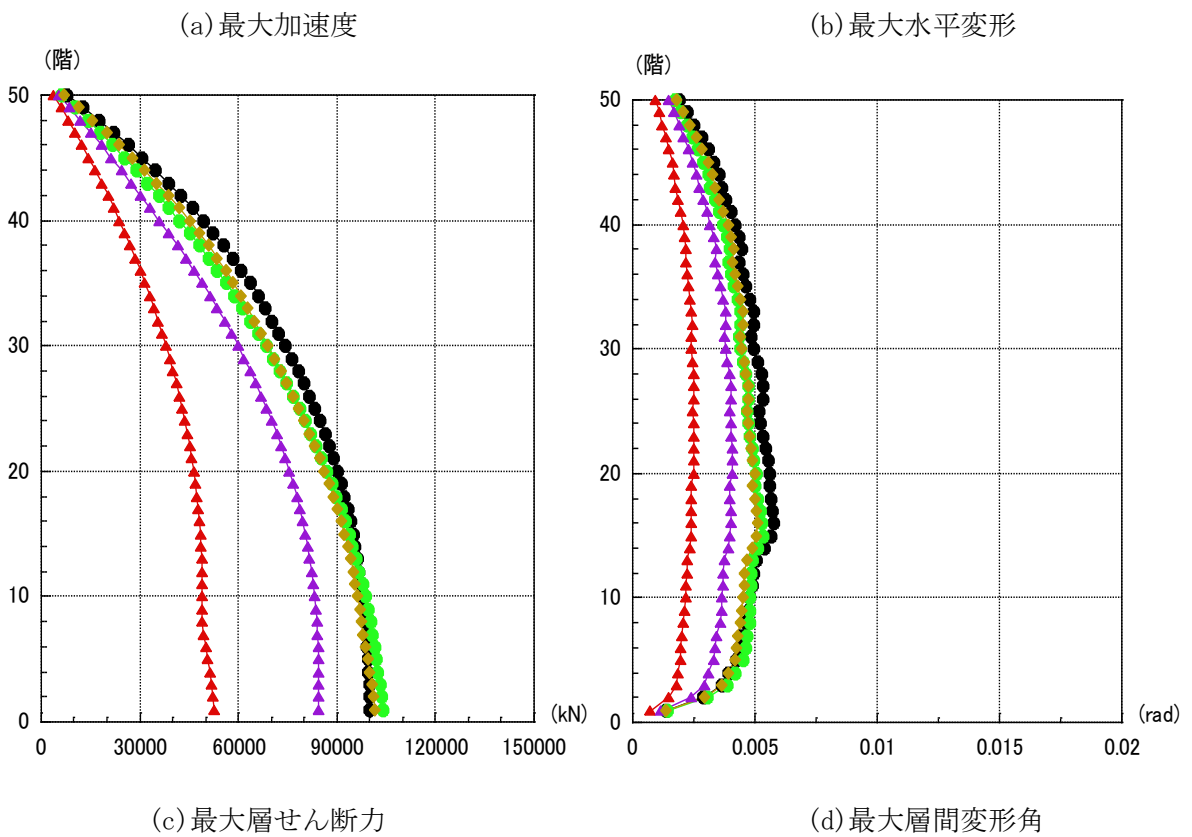
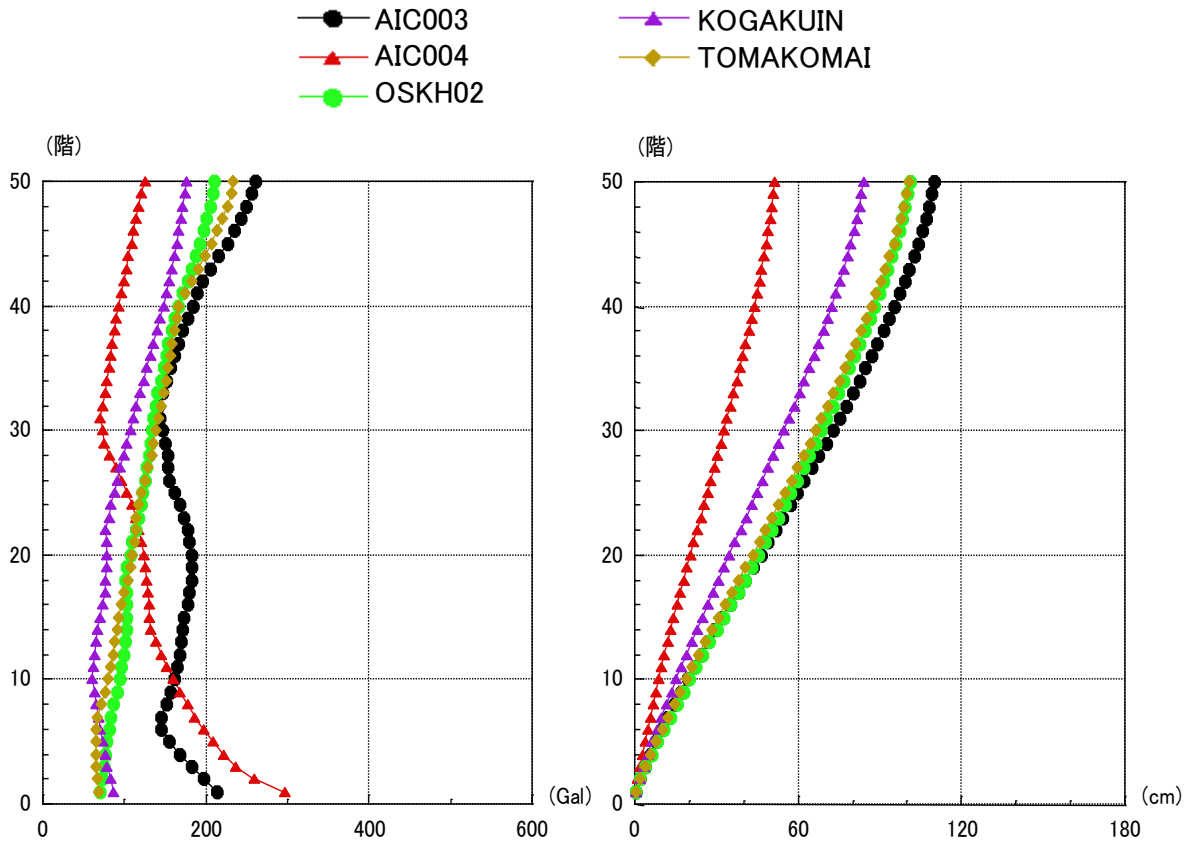


図 4.1.1-10(1) 応答最大値分布(S50L, 平均, 既往波)

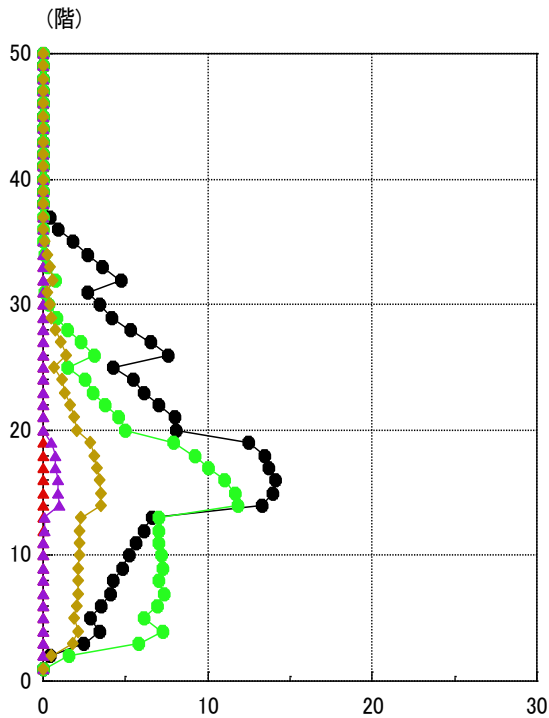
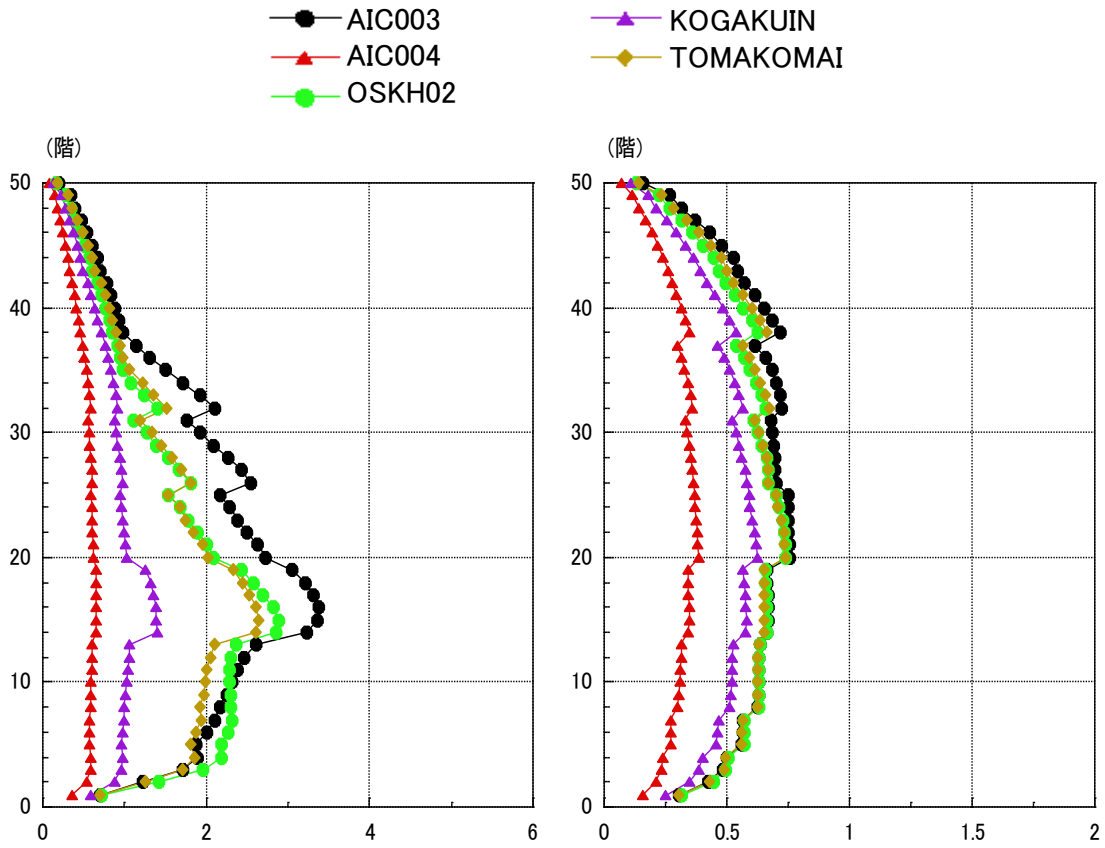
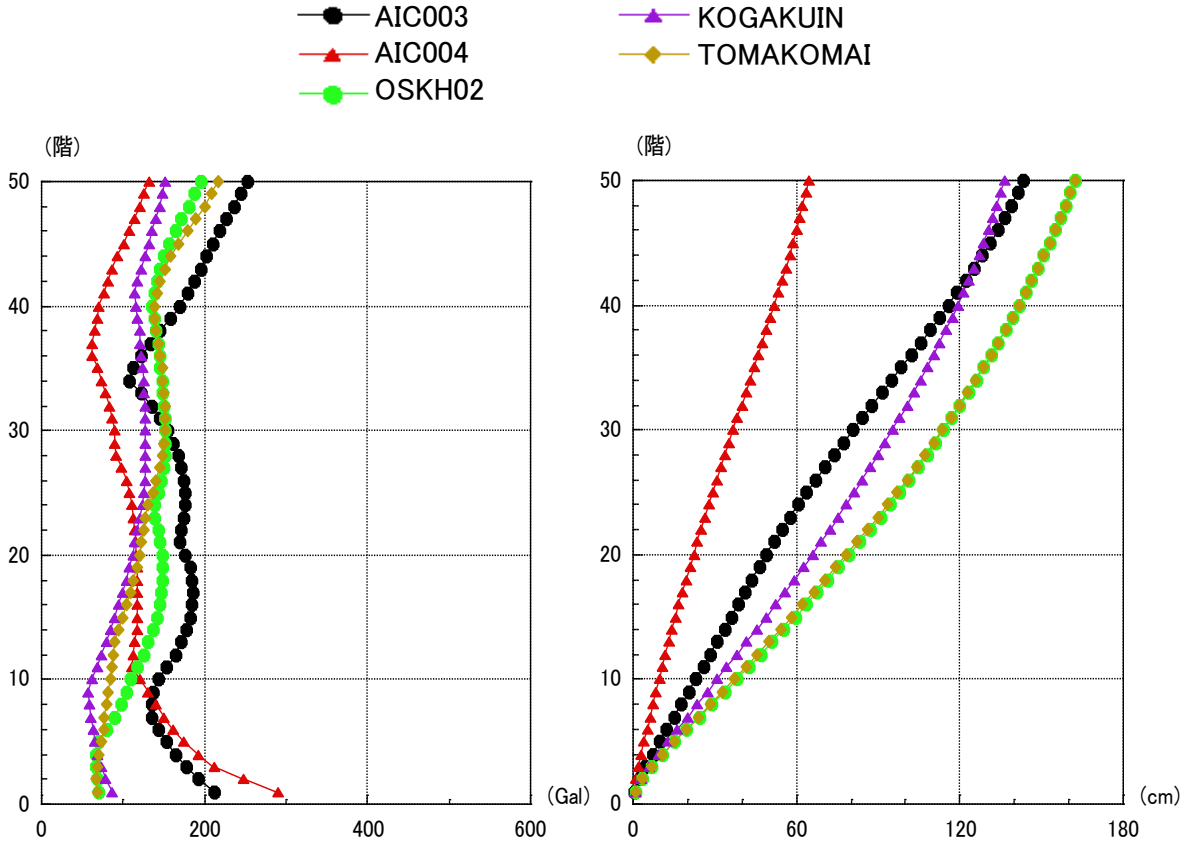
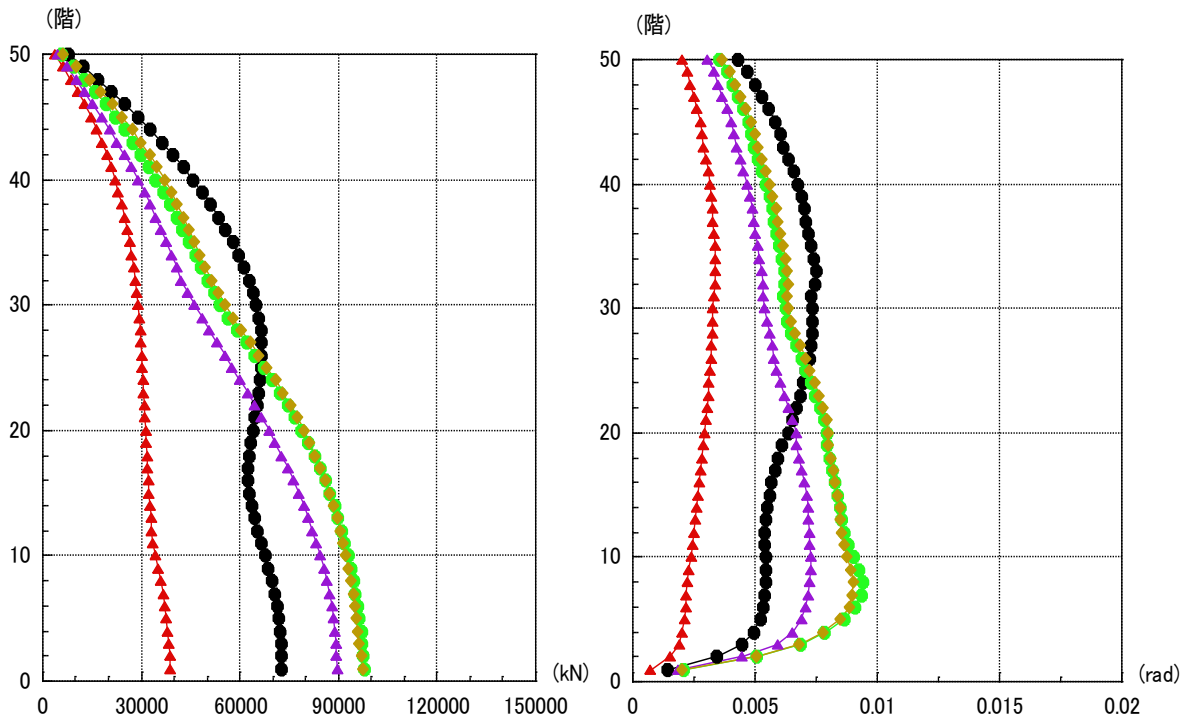


図 4.1.1-10(2) 応答最大値分布 (S50L, 平均, 既往波)



(a) 最大加速度

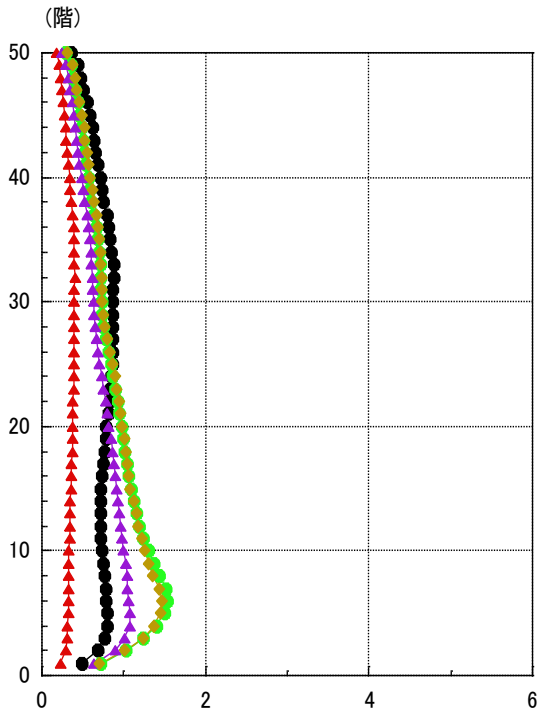
(b) 最大水平変形



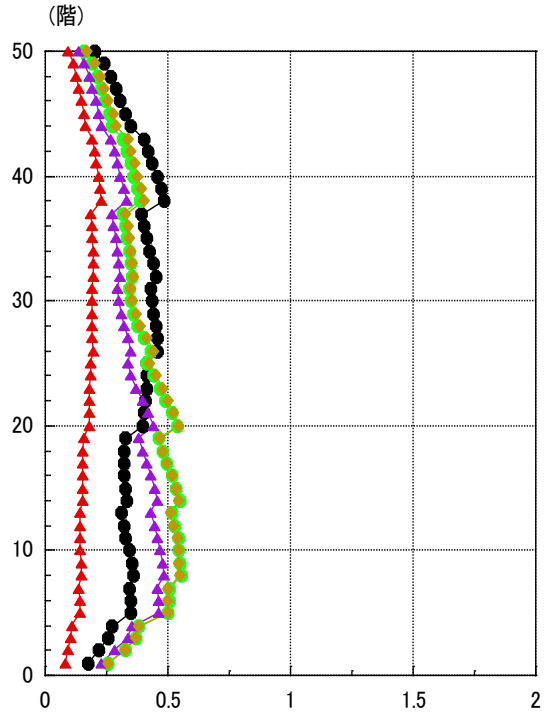
(c) 最大層せん断力

(d) 最大層間変形角

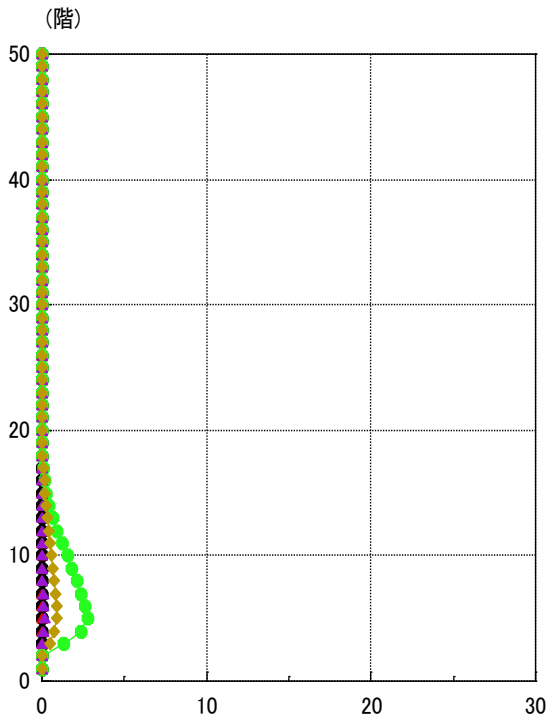
図 4.1.1-11(1) 応答最大値分布(S50T, 平均, 既往波)



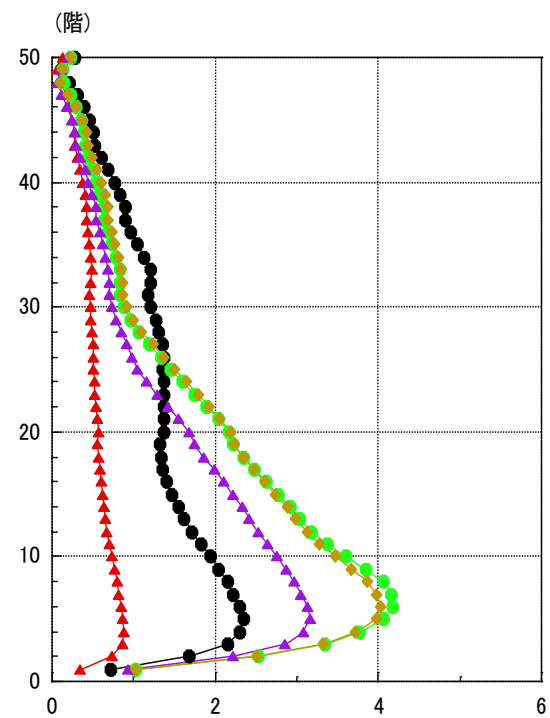
(e) 梁部材最大塑性率



(f) パネル最大塑性率



(g) 梁部材最大累積塑性変形倍率



(h) 可撓耐震壁最大塑性率

図 4.1.1-11(2) 応答最大値分布(S50T, 平均, 既往波)

## 2) 模擬地震動（平均）による梁耐力・パネル耐力に着目した地震応答解析結果

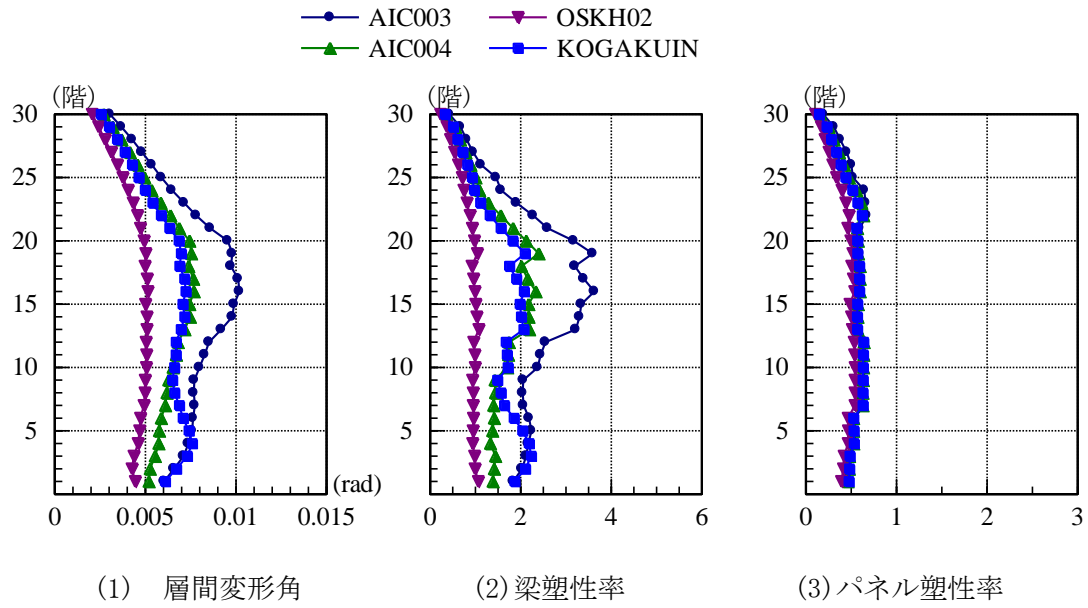
本検討では、梁部材降伏耐力の設定による梁部材及び柱梁パネル部材の塑性化の進展状況の違いについて検討する。ここに、梁部材降伏耐力には、次の3種を想定する。また、例としてBH-850×250×16×25の場合に設定する耐力を付記する。

- |   |           |
|---|-----------|
| a) 梁フランジのみを有効とする全塑性耐力                                     | 1843 kN.m |
| b) 梁フランジ，ウェブ全断面を有効とする全塑性耐力                                | 2759 kN.m |
| c) 各種合成構造設計指針・同解説による完全合成梁を仮定した全塑性耐力（150mm フラットスラブ仮定，正負平均） | 3723 kN.m |

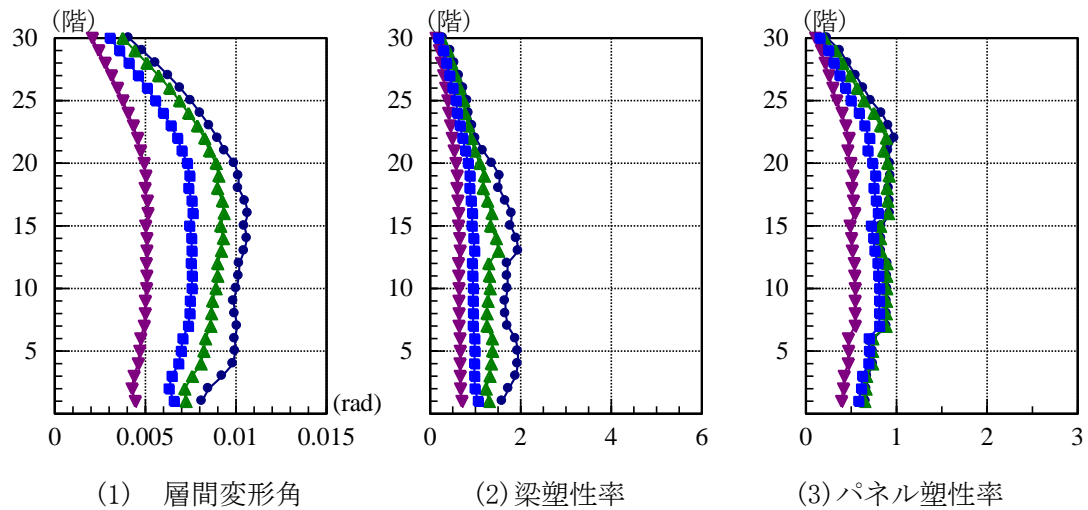
これらの3種の梁耐力を用いた建物モデルは、柱の健全性を仮定している場合には、建物耐力の異なる3種を想定していることになる。これらに対する地震応答解析を、模擬地震動（平均）を入力することで実施した。その結果を図にまとめる。

地震応答解析の結果を以下にまとめる。

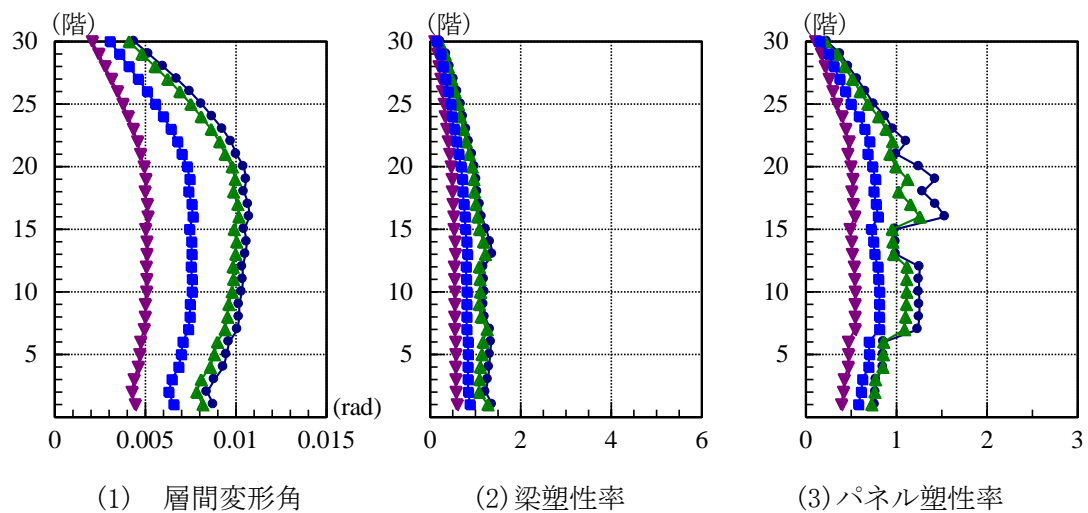
- ・梁耐力を変動させても最大層間変形角はそれほど変わらない。
- ・各部材の塑性化の状況は、梁耐力を上げると梁の塑性化程度は小さくなり、パネルの塑性化が進展しはじめる。梁あるいはパネルが塑性化して、建物全体としてエネルギー吸収していることがわかる。



a) 梁フランジのみを有効とする全塑性耐力



b) 梁フランジ、ウェブ全断面を有効とする全塑性耐力



c) 完全合成梁を仮定した時の全塑性耐力

図 4.1.1-12 梁耐力を変動させた場合の建物応答



### 3) 共振解析用検討波による部材塑性率と繰返し回数の検討

#### ① 梁部材の頻度分布

長周期地震動に対して建物が共振する最悪の場合を想定し、建物が共振するように地震動の時間刻みを調整した共振解析用検討波により、梁部材塑性率と繰返し回数について検討する。

建物が塑性化するため、共振解析用検討波は、時間刻みを少しずつ変えて応答解析を繰返して共振状態となることを確認して設定した。時間刻みを変えて行った応答解析の中で、最も累積塑性変形倍率が大きくなる場合の、最大となる梁部材を抽出し、塑性率を7レベル(0.8以下, 0.8~1.0, 1.0~1.2, 1.2~1.5, 1.5~2.0, 2.0~2.5, 2.5~4.0)に分けて頻度分布を求めた。頻度分布は、極大-極小値を探すことで半サイクルずつカウント(図4.1.1-13)し、端数を切り上げて合計回数を表示する。

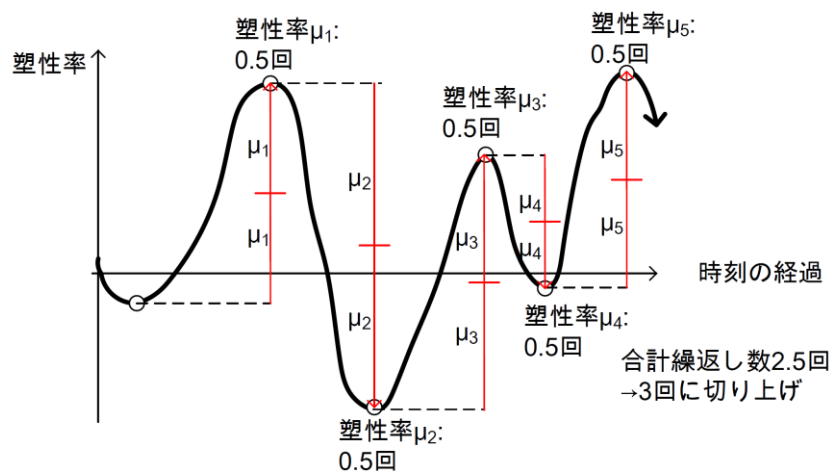


図 4.1.1-13 塑性率頻度分布の算定概念

各入力地震動に対する累積塑性変形倍率、塑性化繰返し回数等を一覧表で示す。また、それぞれの塑性率頻度分布、時刻歴を図に示す。

表 4.1.1-16 塑性化する繰返し回数・累積塑性変形倍率

レベル		塑性化繰返し 合計回数	累積塑性 変形倍率	頻度分布が 最大となる 塑性率範囲	回数
平均	愛知津島	13	27.6	1.5~2.0	5
	愛知名古屋	9	11.3	1.2~1.5	5
	大阪此花	8	23.6	2.0~2.5	3
	東京新宿	6	13.9	2.0~2.5	2
平均 + $\sigma$	愛知津島	25	65.1	1.5~2.0	9
	愛知名古屋	12	32.1	1.0~1.2	4
	大阪此花	13	50.8	1.5~2.0	4
	東京新宿	21	33.9	1.2~1.5	10

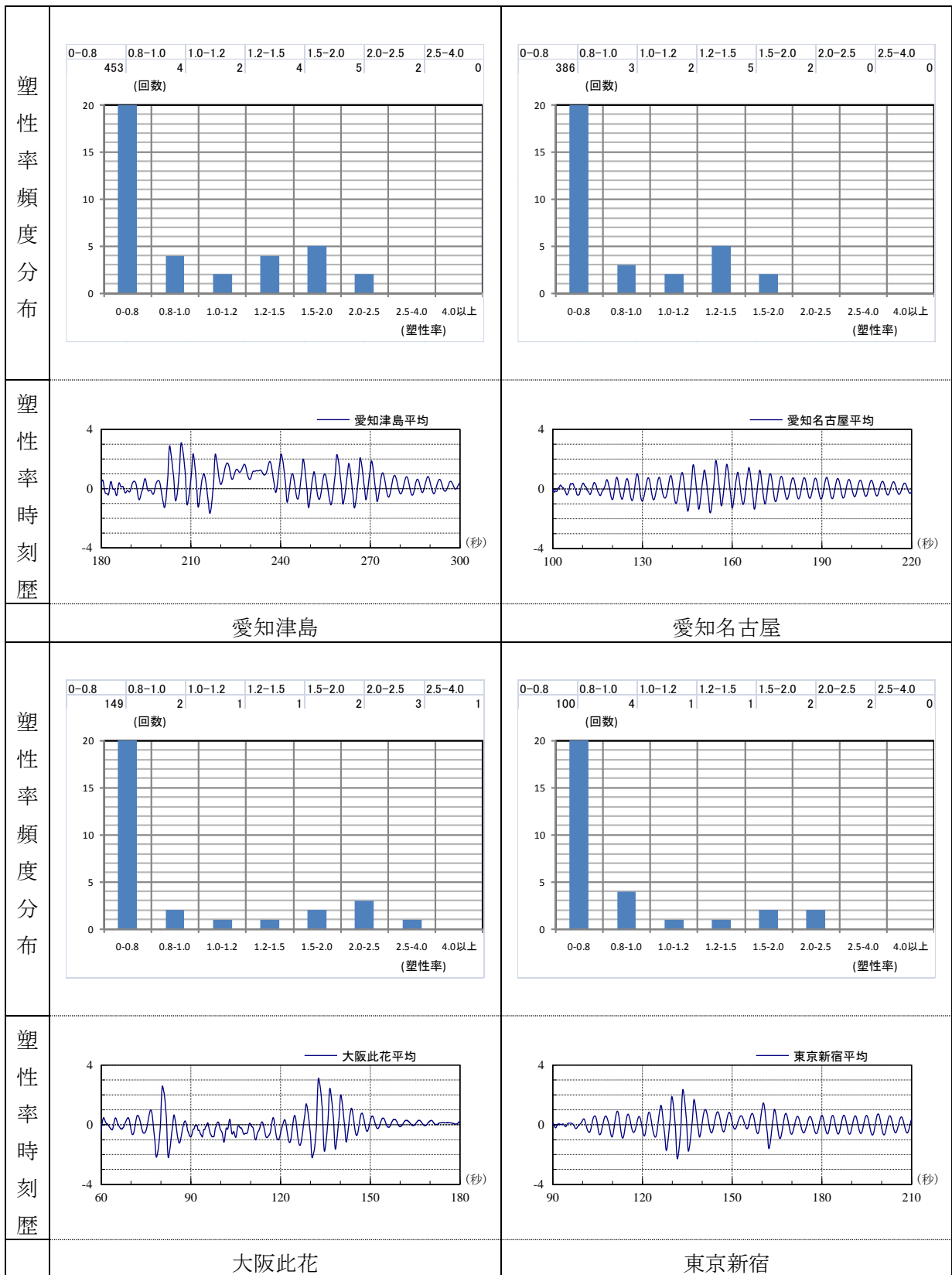


図 4.1.1-14 塑性率頻度分布と時刻歴(平均)

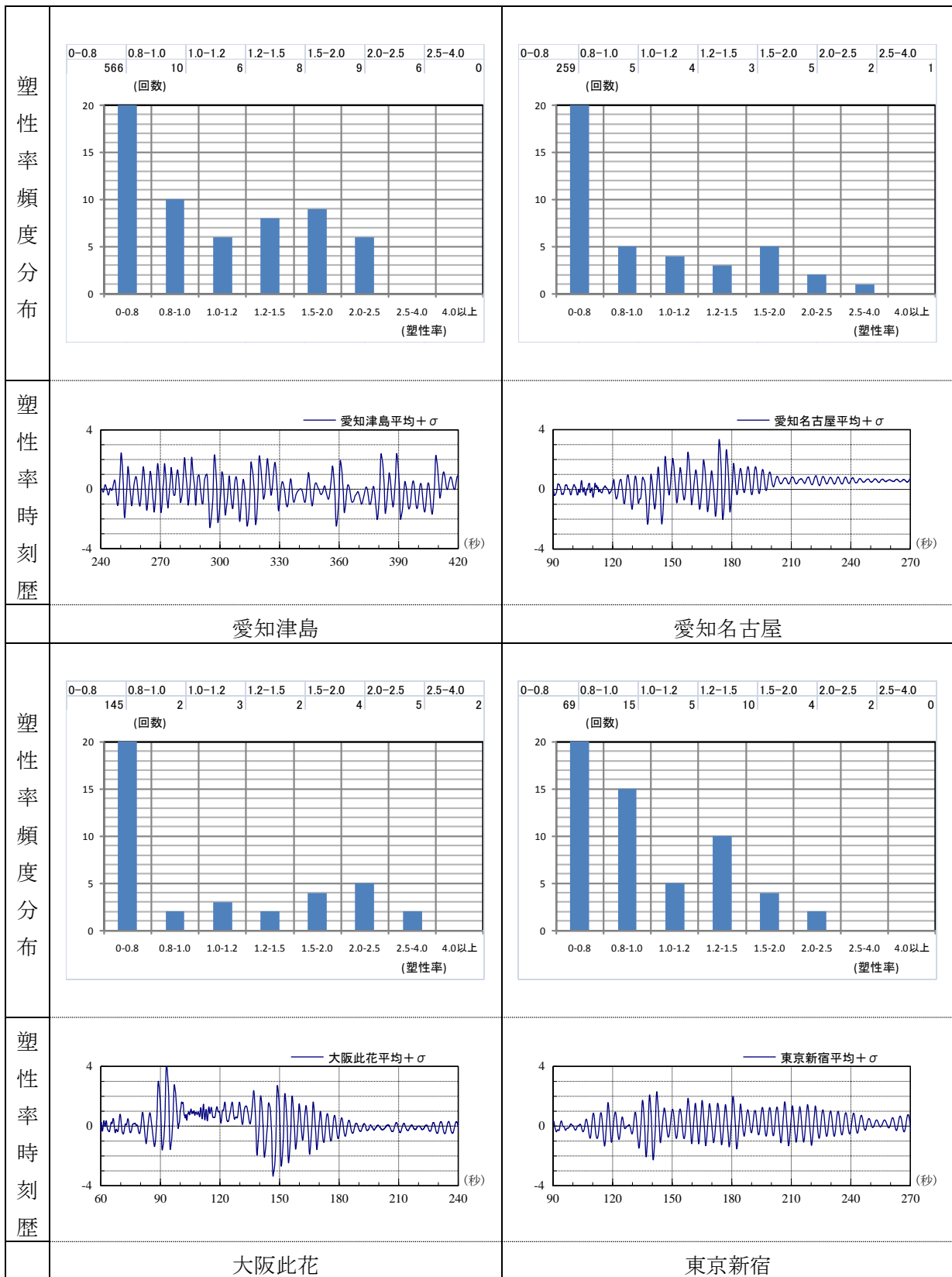


図 4.1.1-15 塑性率頻度分布と時刻歴(平均+ $\sigma$ )

## ②柱部材の変形時刻歴に関する検討

ここでは柱部材の塑性化状況と、部材角について検討する。検討するケースは、梁部材の塑性率頻度分布を算定した（梁部材の累積塑性変形倍率が最大となった）ケースとする。ただし、入力地震動のレベルは、平均のレベルでは柱の塑性化は見られなかったため、平均+ $\sigma$ のレベルについてまとめる。

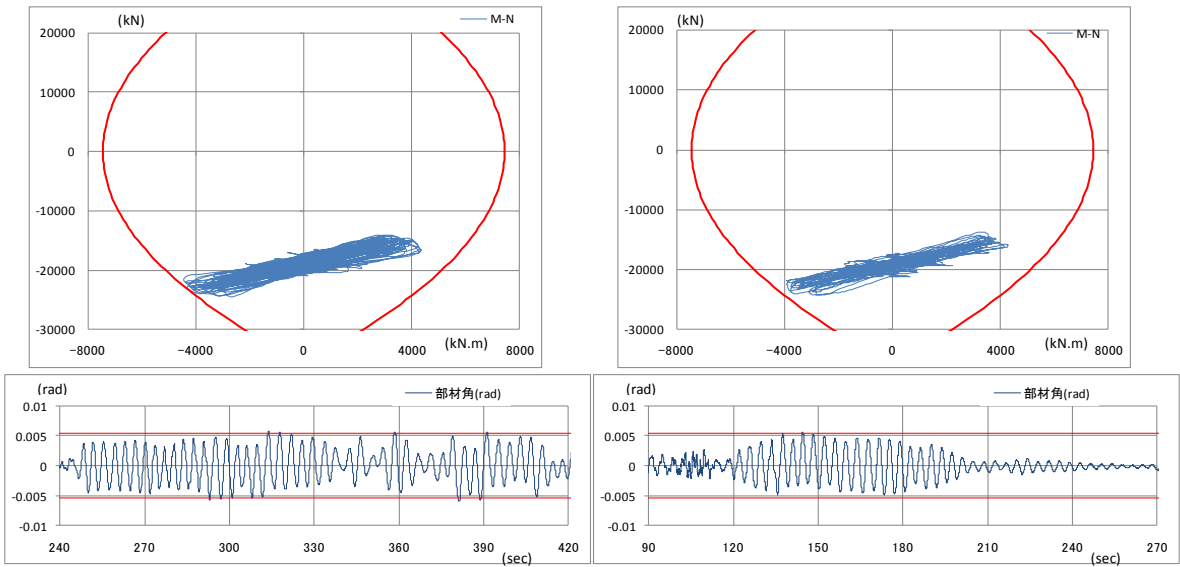
それぞれの入力地震動について、解析で設定した降伏曲面と1階柱脚の曲げモーメント-軸力履歴、1階柱部材角時刻歴をまとめて示す。ここに、部材角時刻歴には、参考までに、塑性率の起点\*1となる変形を赤線で重ね描く。

\*塑性率の起点は、応答層せん断力(AIC004)による静的解析を実施し  
当該柱の応力が降伏曲面に至った時点の部材角とした

検討結果を以下にまとめる。

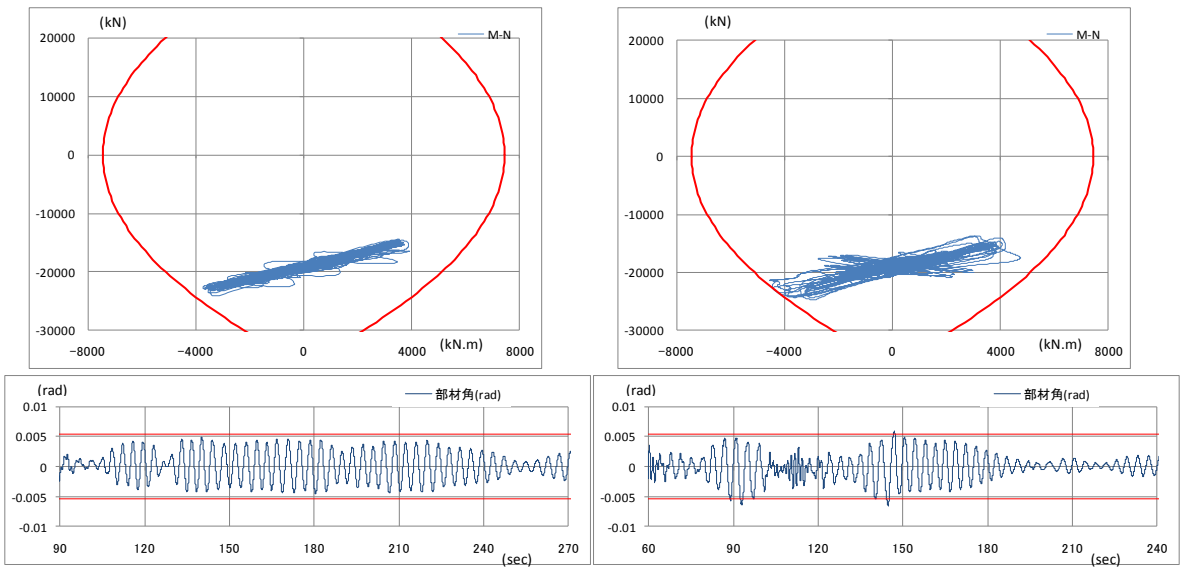
今回検討の建物モデル及び入力地震動に関しては

- ・柱部材の塑性率は小さい。
- ・塑性化する回数は多くても数回程度である。



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.09

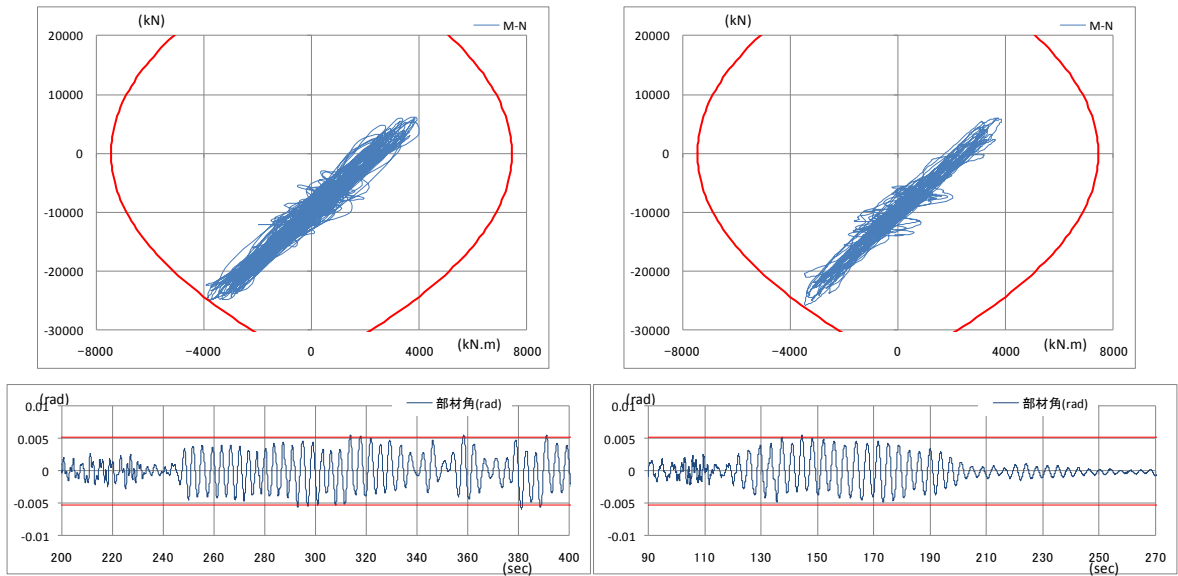
(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.90



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.83

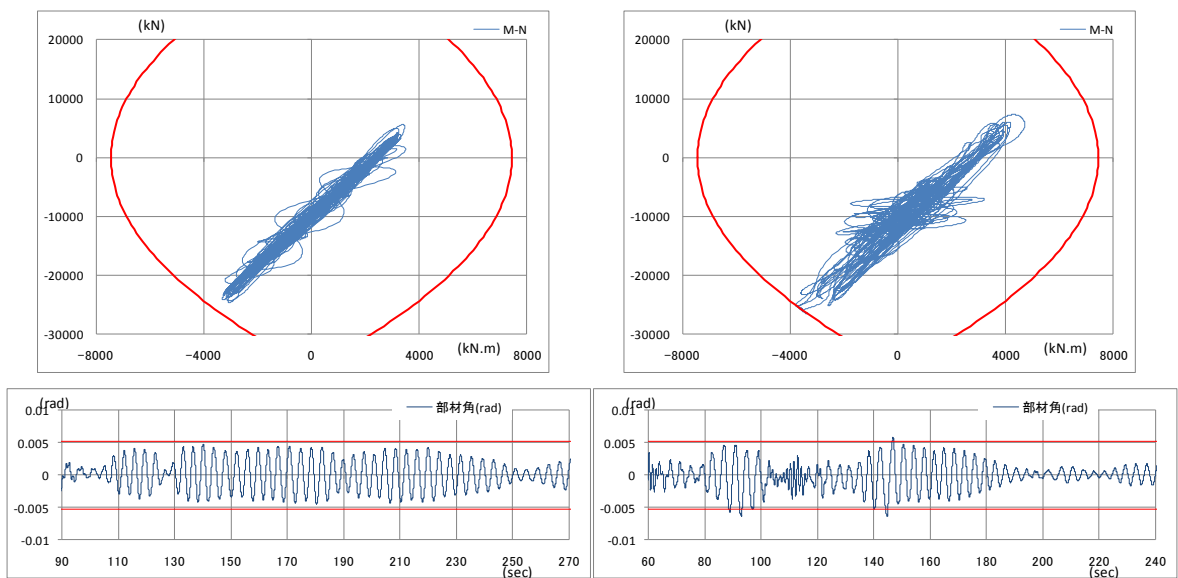
(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.19

図 4.1.1-16 柱の応力履歴と部材角時刻歴(平均+の入力, 中柱)



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.10

(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.91



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.84

(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.21

図 4.1.1-17 柱の応力履歴と部材角時刻歴(平均+σ入力, 外柱)

## (5) 結論ならびに今後の課題

代表的架構形式として均等スパン純ラーメン(S30)と可撓耐震壁付きラーメン架構(S50L, S50T)の2種を選択し、各部材を詳細にモデル化した立体精算解析モデルを作成した。

長周期地震動(想定東海, 東南海, 南海地震発生時の3都市圏における模擬地震波(平成21年度基準整備促進事業1番の成果))を入力として地震応答解析を実施し、各建物モデルに関し、長周期地震時に想定される各部材の最大塑性率や累積塑性変形倍率等を把握した。

代表例として純ラーメン架構(S30)について、梁耐力を変動させて検討した結果、梁耐力が大きくなればパネルが塑性化し始め、建物全体としていずれかの部材が塑性化してエネルギー吸収し、結果として最大層間変形角はそれほど変わらないことを確認した。

また、長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰返し回数を地震動ごとに調査した。その際の梁塑性率は最大で4程度、梁が塑性化する繰返し回数は最大でも25回であった。柱についてはわずかに塑性化する程度で、繰返し回数も数回であった。

### 今後の課題

今回の検討対象建物モデルはS30及びS50L, S50Tであるが、主に純ラーメン架構のS30に関して詳細検討を実施した。しかし、特に柱部材については、架構形式の違いにより、柱の長期軸力と変動軸力の関係や応力レベルが純ラーメン架構とは異なるものと考えられる。そこで、異なる架構形式の建物解析モデルを用いて柱部材の地震時応力履歴等について詳細に検討する必要があると思われる。また、今回の建物モデルは、標準的な建物を念頭に置いて設定しており、標準的な耐力を有している。そこで、異なる耐力を有する建物についてもモデルを設定し、長周期地震時の挙動を確認する必要があるものと考えられる。

#### 4.1.2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価(H23 実施分)

##### (1) 背景・目的

##### 1) 建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討

建物設計時の設計せん断力の異なる建物（つまり耐力の異なる建物）の，長周期地震時の建物挙動を確認し，塑性化の状況や塑性化の頻度等について，各部材応答の建物耐力による差異を検討する。

##### 2) 代表的架構形式を有する建物モデルの部材応答の違いに関する検討

昨年度詳細な検討を実施した純ラーメンモデルの他に，架構形式の異なる建物モデルについても詳細な解析を実施し，建物モデル毎の長周期地震動に対する応答の違いを確認する。また，塑性化の頻度等についてまとめ，長周期地震時の建物健全性を判断するための基礎資料とする。



## (2) 建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討

### 1) 検討内容

純ラーメンモデルである S30 (図 4.1.2-1) に関し, 建物設計時の設計せん断力を 3 レベル想定した 3 種の異なる耐力 (部材) を有する建物解析モデルを作成する。

それら各建物モデルに対し, 長周期地震動 (想定東海, 東南海, 南海地震発生時の 3 都市圏における模擬地震波 (平成 21 年度基準整備促進事業 1 番の成果)) を入力地震動とし, 長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して, 地震動に共振する状態を模擬的に再現して, 各部材の変形時刻歴を集計する。その結果, 部材塑性率の時刻歴より, 塑性率の大きさに応じた頻度分布を得る。また, 柱及び梁の変形時刻歴等を抽出し, 建物耐力による差異を確認する。

### 2) 想定する長周期地震動

国土交通省基準整備促進補助金事業課題 1 にて平成 21 年度に作成された模擬地震動の原波 (表 4.1.2-1) を用いる。その速度応答スペクトルを図 4.1.2-2(a)及び図 4.1.2-2(b)に示す。表および図には参考のために 2003 年十勝沖地震の際の苫小牧における観測波も併せて示す。

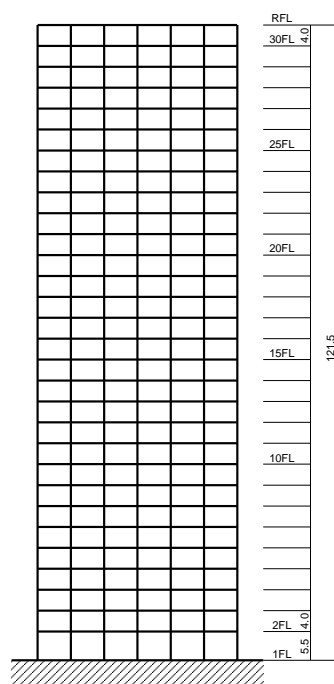


図 4.1.2-1 S30 建物モデル

表 4.1.2-1 想定する長周期地震動一覧

地点	想定する地震	表記	レベル	最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	継続時間 (s)
愛知 津島	東南海・東海	AIC003	平均	221	645
			平均+ $\sigma$	322	645
愛知 名古屋	東南海・東海	AIC004	平均	323	645
			平均+ $\sigma$	682	645
大阪 此花	南海	OSKH02	平均	71	625
			平均+ $\sigma$	105	625
東京 新宿	東南海・東海	KOGAKUIN	平均	86	620
			平均+ $\sigma$	121	620
観測波	2003 十勝沖	TOMAKOMAI	—	70	180

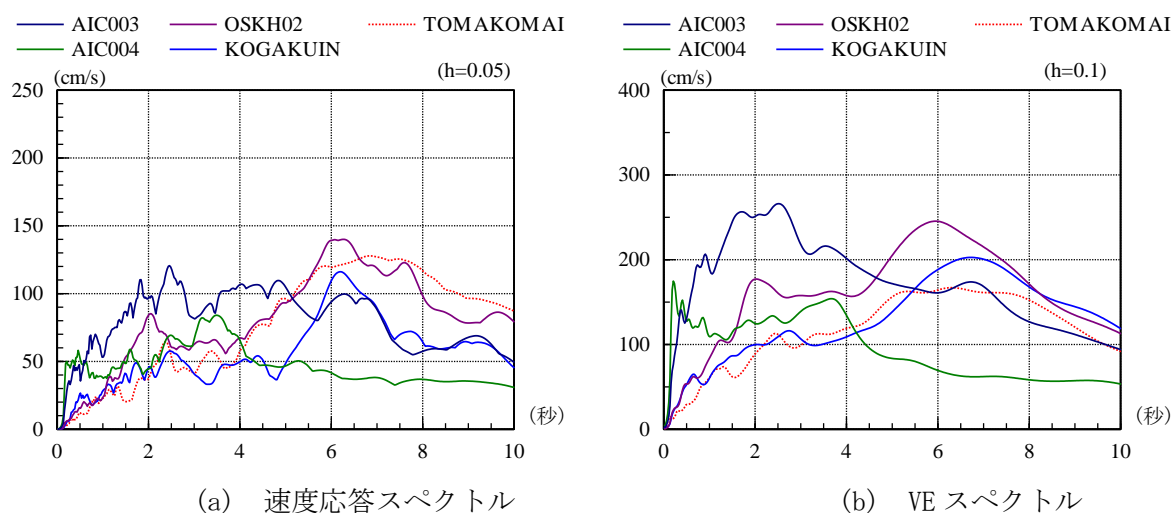


図 4.1.2-2(a) 模擬地震動 (平均) と観測波のスペクトル

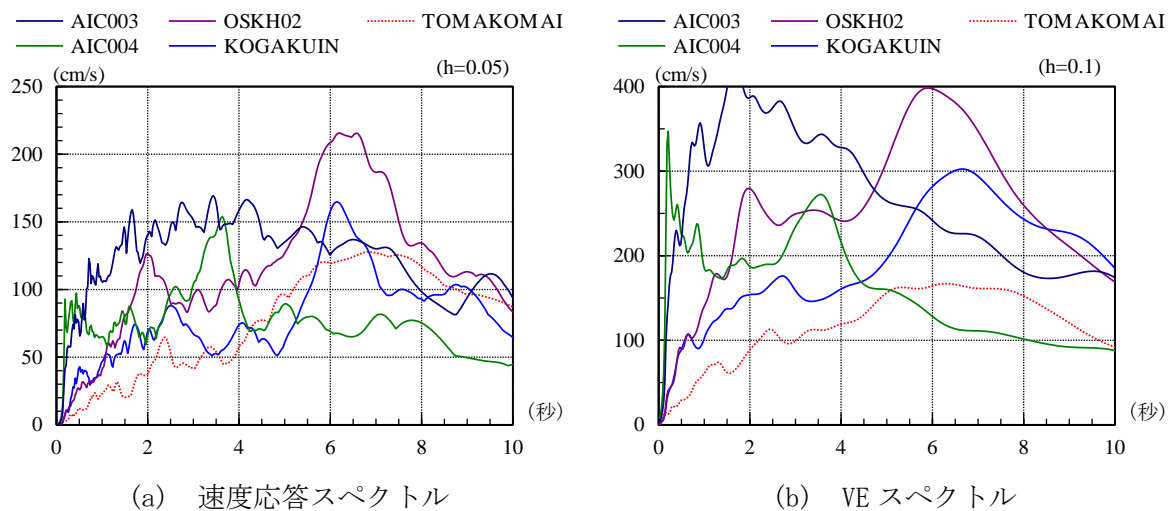


図 4.1.2-2(b) 模擬地震動 (平均+ $\sigma$ ) と観測波のスペクトル

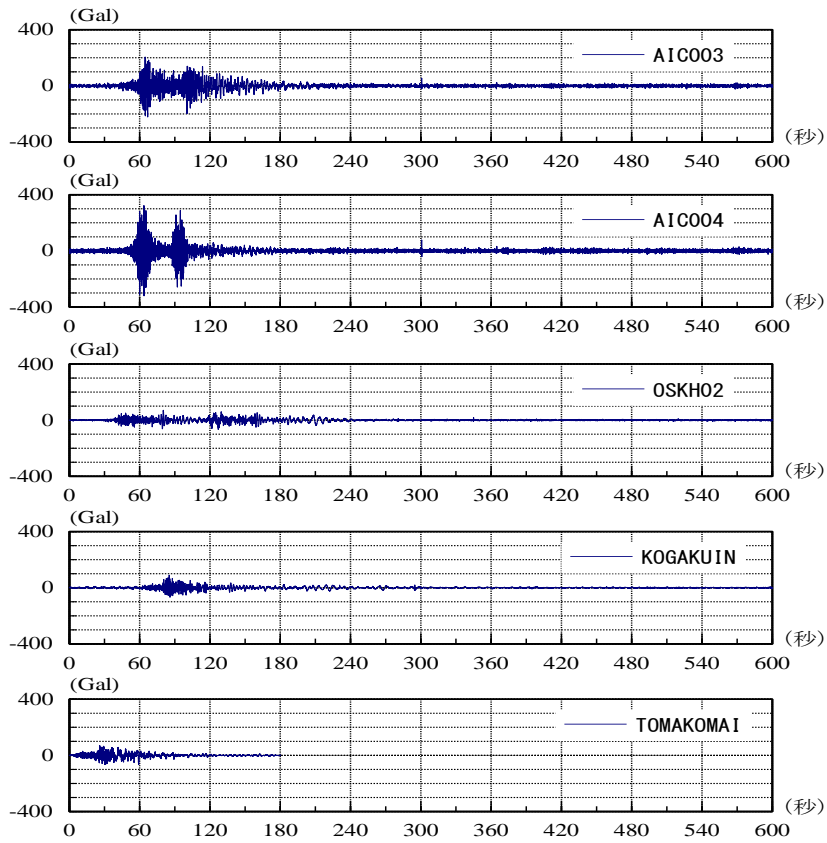


図 4.1.2-3 模擬地震動（平均）と観測波の加速度時刻歴

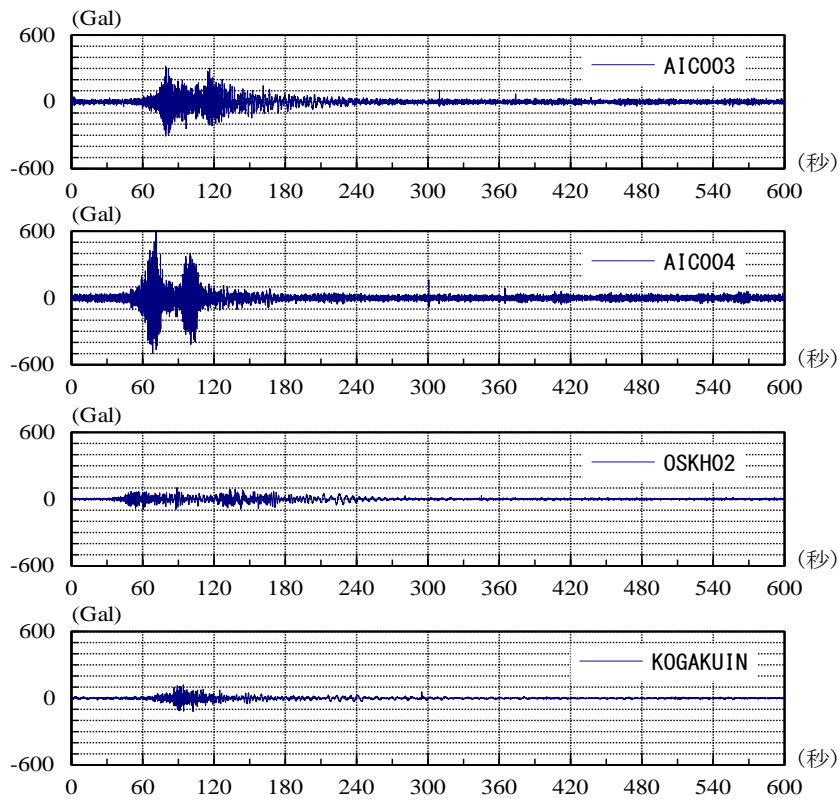


図 4.1.2-4 模擬地震動（平均+σ）の加速度時刻歴

### 3) 耐力の異なる建物モデル

平成 22 年度に作成した S30 モデルを基本として、設計せん断力の大きさを変えた異なる耐力を有する建物モデルを 2 種作成する。ここで想定するのは、1 次設計に用いる設計用せん断力係数  $C_b$  が  $C_b=0.18\sim 0.36/T$  となる建物モデルとする。固有周期  $T$  としては、標準モデル (H22 に作成した S30 モデル) の 3.76 秒とすれば、弱モデル 0.05 (単純計算では 0.048 となるが、0.05 を下限とした。), 強モデル 0.096 となる。以上をまとめて表 4.1.2-2 及び図 4.1.2-5 に示す。

表 4.1.2-2 耐力の異なる建物モデルの周期と設計せん断力係数

	1 次固有周期 $T$ (秒)	設計せん断力係数 $C_b$
弱モデル	4.01	0.050
標準(H22)モデル	3.76	0.072
強モデル	3.58	0.096

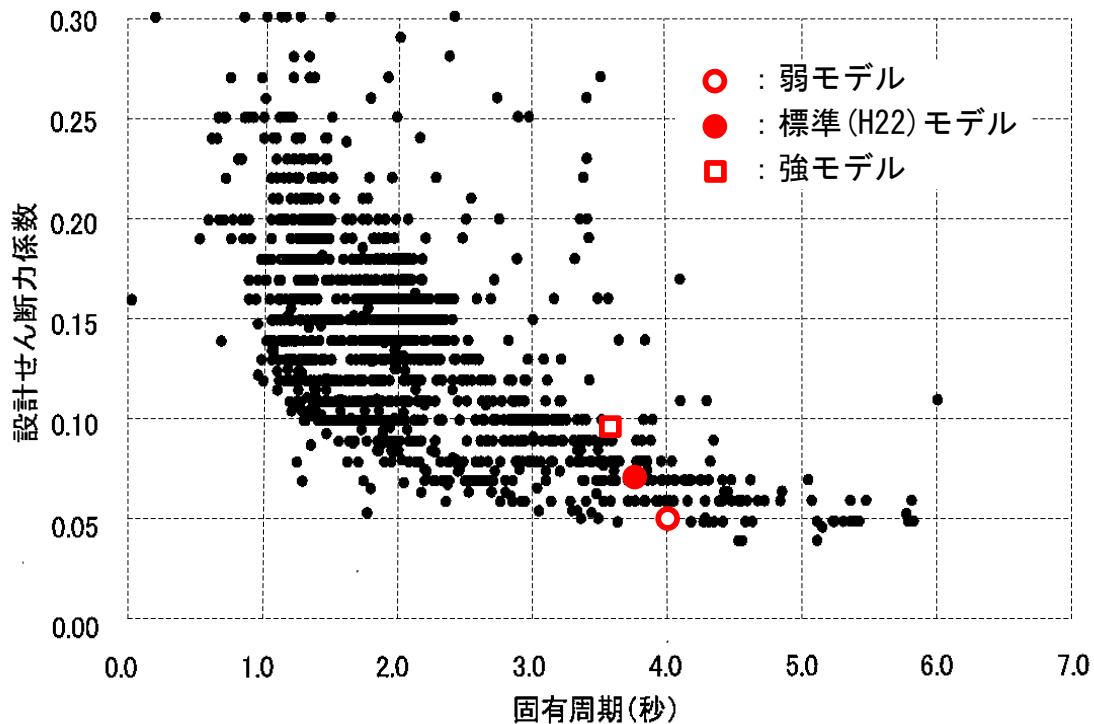


図 2.13 固有周期－設計せん断力係数関係

図 4.1.2-5 作成した耐力の異なる建物モデルと既存超高層建物の関係\*1

\*1: 日本建築学会構造委員長周期地震対応ワーキンググループ「長周期地震動対策に関する公開研究集会」資料, 図 2.13 に加筆

作成した建物モデルの諸元を以下にまとめて示す。

階高, 重量は同一とし, 柱についても共通とした。

表 4.1.2-3 階高及び重量 (標準(H22)モデル, 強モデル, 弱モデル共通)

	階高 (m)	重量 (kN)
30 階	4.0	13824
29 階～2 階	4.0	9216
1 階	5.5	9216

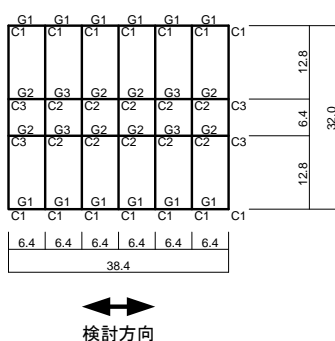


表 4.1.2-4 柱断面 (標準(H22)モデル, 強モデル, 弱モデル共通)

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	□-600×600×50×50	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2, 両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下1/6まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とするBi-Linear型, 耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 曲げと軸の相関を考慮した塑性論モデル

減衰：

1次固有周期に対して2%の内部粘性減衰

表 4.1.2-5(1) 梁断面 (弱モデル)

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-850×150×16×19	H-850×150×16×19
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-850×200×16×22	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
5~7	H-850×200×16×22	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
4~2	H-850×200×16×22	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25

表 4.1.2-5(2) 梁断面 (標準(H22)モデル)

FL	G1	G2	G3
29~R	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
26~28	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
23~25	H-850×200×16×19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×19
20~22	H-850×200×16×19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×19
17~19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×22	H-850×250×16×22
14~16	H-850×250×16×19	H-850×300×16×22	H-850×300×16×22
11~13	H-850×250×16×22	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
8~10	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
5~7	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
4~2	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25

表 4.1.2-5(3) 梁断面 (強モデル)

FL	G1	G2	G3
29~R	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
26~28	H-850×250×16×22	H-850×250×16×22	H-850×250×16×22
23~25	H-850×250×16×22	H-850×300×16×22	H-850×300×16×22
20~22	H-850×250×16×22	H-850×300×16×22	H-850×300×16×22
17~19	H-850×300×16×22	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
14~16	H-850×300×16×22	H-850×300×16×32	H-850×300×16×32
11~13	H-850×300×16×25	H-850×350×16×32	H-850×350×16×32
8~10	H-850×300×16×28	H-850×350×16×32	H-850×350×16×32
5~7	H-850×300×16×28	H-850×350×16×32	H-850×350×16×32
4~2	H-850×300×16×28	H-850×350×16×32	H-850×350×16×32

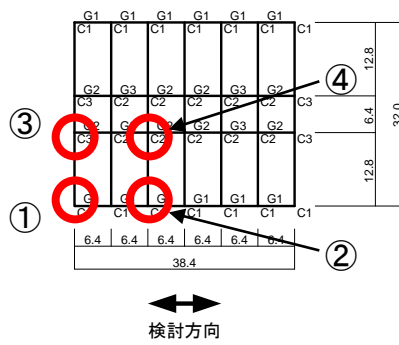


表 4.1.2-6(1) 柱梁耐力比\*1 (弱モデル)

F	①	②	③	④
25	4.5	2.2	4.2	2.1
20	4.3	2.2	4.7	2.4
15	5.2	2.7	5.1	2.6
10	4.6	2.5	4.5	2.4
5	5.2	2.9	5.3	3.0

表 4.1.2-6(2) 柱梁耐力比\*1 (標準(H22)モデル)

F	①	②	③	④
25	3.5	1.8	3.1	1.5
20	3.4	1.7	3.4	1.8
15	3.6	2.0	3.8	2.0
10	3.4	2.0	3.0	1.8
5	3.6	2.3	3.4	2.2

表 4.1.2-6(3) 柱梁耐力比\*1 (強モデル)

F	①	②	③	④
25	2.8	1.4	2.5	1.2
20	2.6	1.4	2.7	1.4
15	2.7	1.6	2.7	1.5
10	2.3	1.6	1.8	1.3
5	2.3	1.9	1.9	1.6

\*1：算定時の柱軸力は長期軸力に設計せん断力時変動軸力×1.5倍を加えたものとした。

#### 4) 長周期地震動に共振した最悪の場合を想定した地震応答解析

各建物モデルが共振する最悪の場合を想定し、建物が共振した場合に建物変形・部材変形・繰返し回数がどの程度生じるかを推定、評価するために作成する共振解析用検討波（各建物モデルが共振するように時間刻みを調整した入力地震動）を用いて地震応答解析を実施し、建物を構成する各部材の長周期地震時の挙動を把握する。その際、建物の有する耐力による各部材挙動の差異を確認する。

この時、H22年度の検討では、図 4.1.2-1 に示す平均レベルの波と図 4.1.2-2 に示す平均+ $\sigma$ レベルの波の両者について解析を行ったが、ここでの検討は振幅レベルが大きく、繰返し回数の多い平均+ $\sigma$ レベルについてのみ実施する。



● AIC3\_0001   ● AIC3\_0003   ● AIC3\_0005   ● AIC3\_0007  
 ● AIC3\_0002   ● AIC3\_0004   ● AIC3\_0006

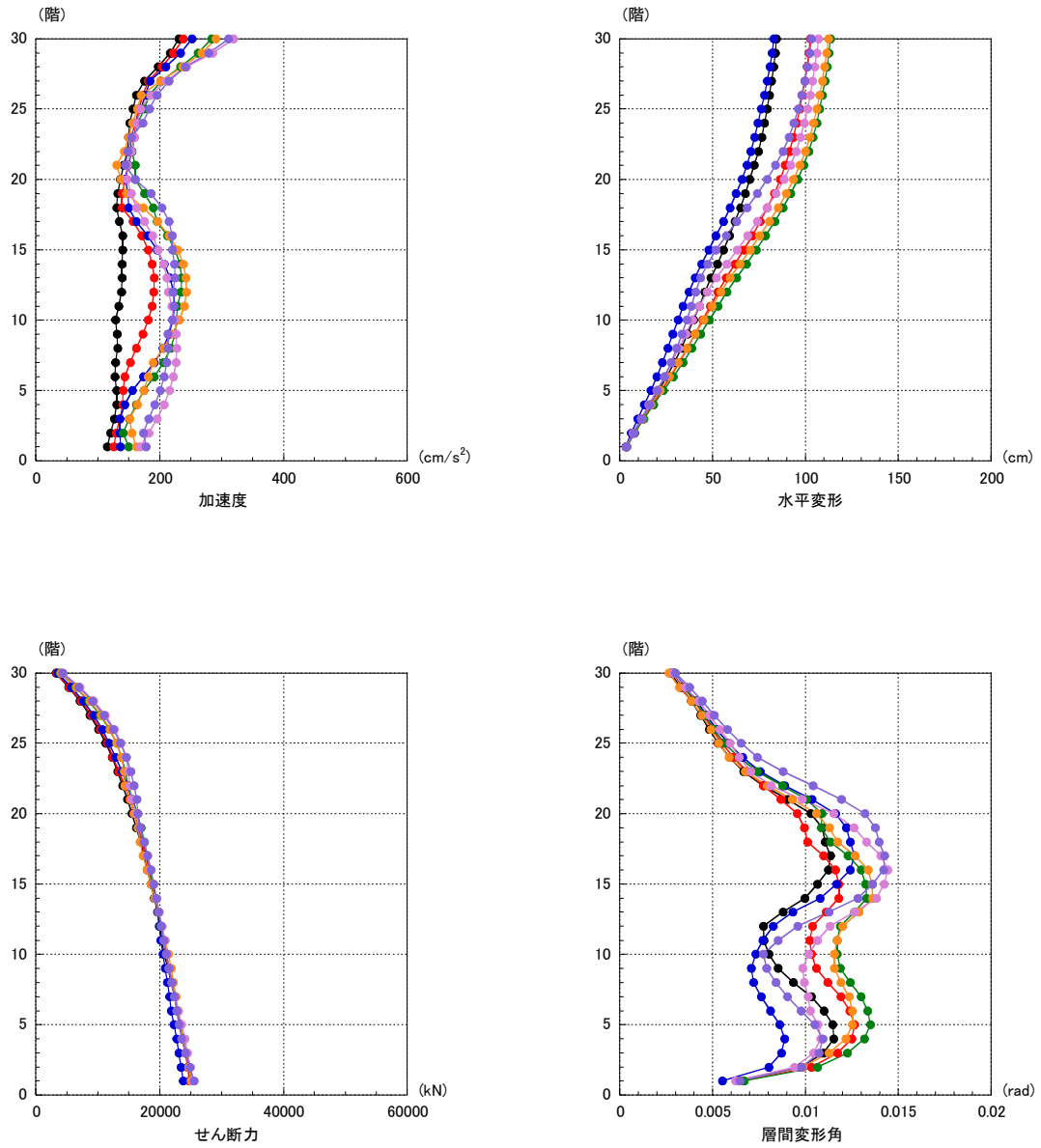


図 4.1.2-6(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 愛知津島平均+ $\sigma$ )

—●— AIC3\_0001    —●— AIC3\_0003    —●— AIC3\_0005    —●— AIC3\_0007  
 —●— AIC3\_0002    —●— AIC3\_0004    —●— AIC3\_0006

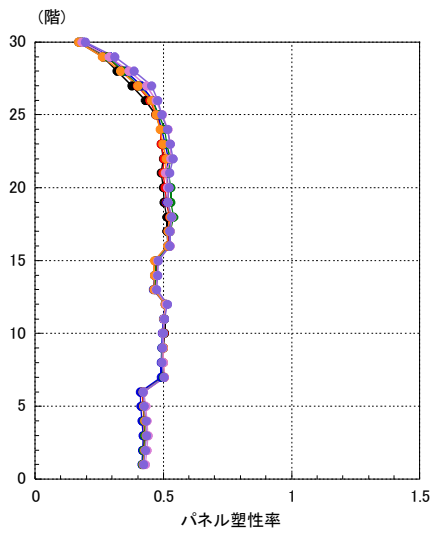
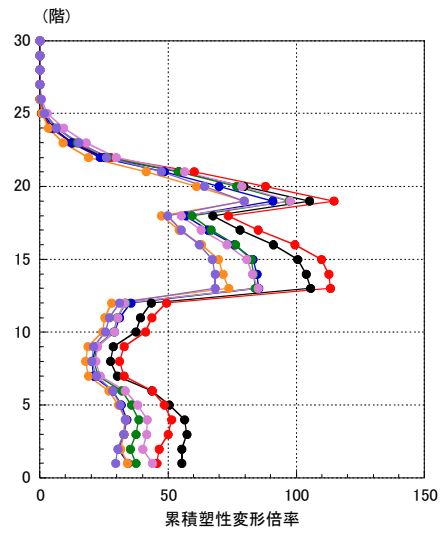
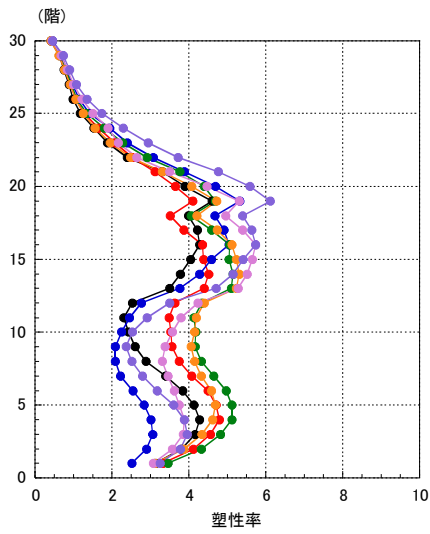


図 4.1.2-6(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 愛知津島平均+ $\sigma$ )

● AIC4\_0001      ● AIC4\_0003      ● AIC4\_0005  
 ● AIC4\_0002      ● AIC4\_0004      ● AIC4\_0006

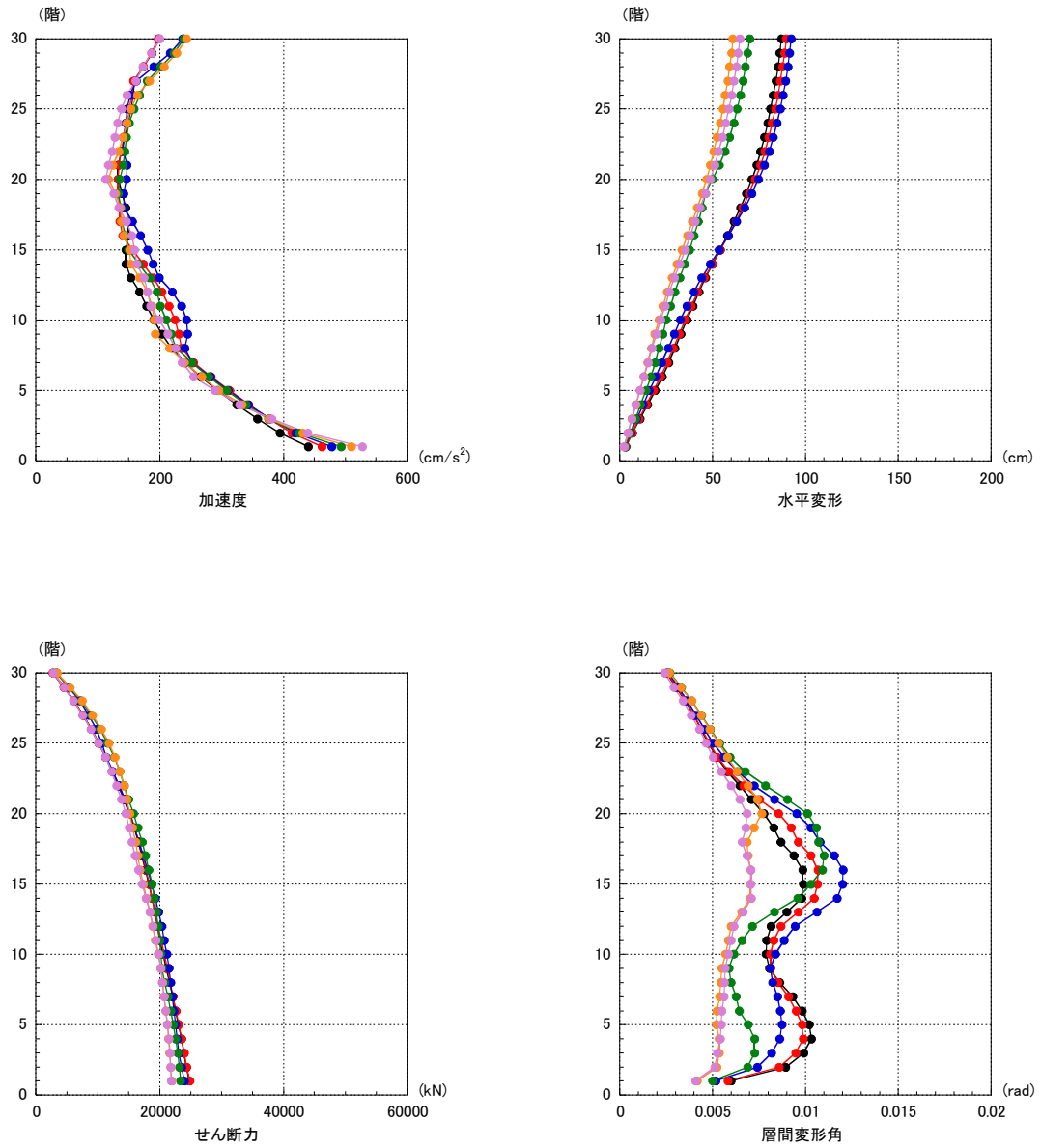


図 4.1.2-7(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 愛知名古屋平均+ $\sigma$ )

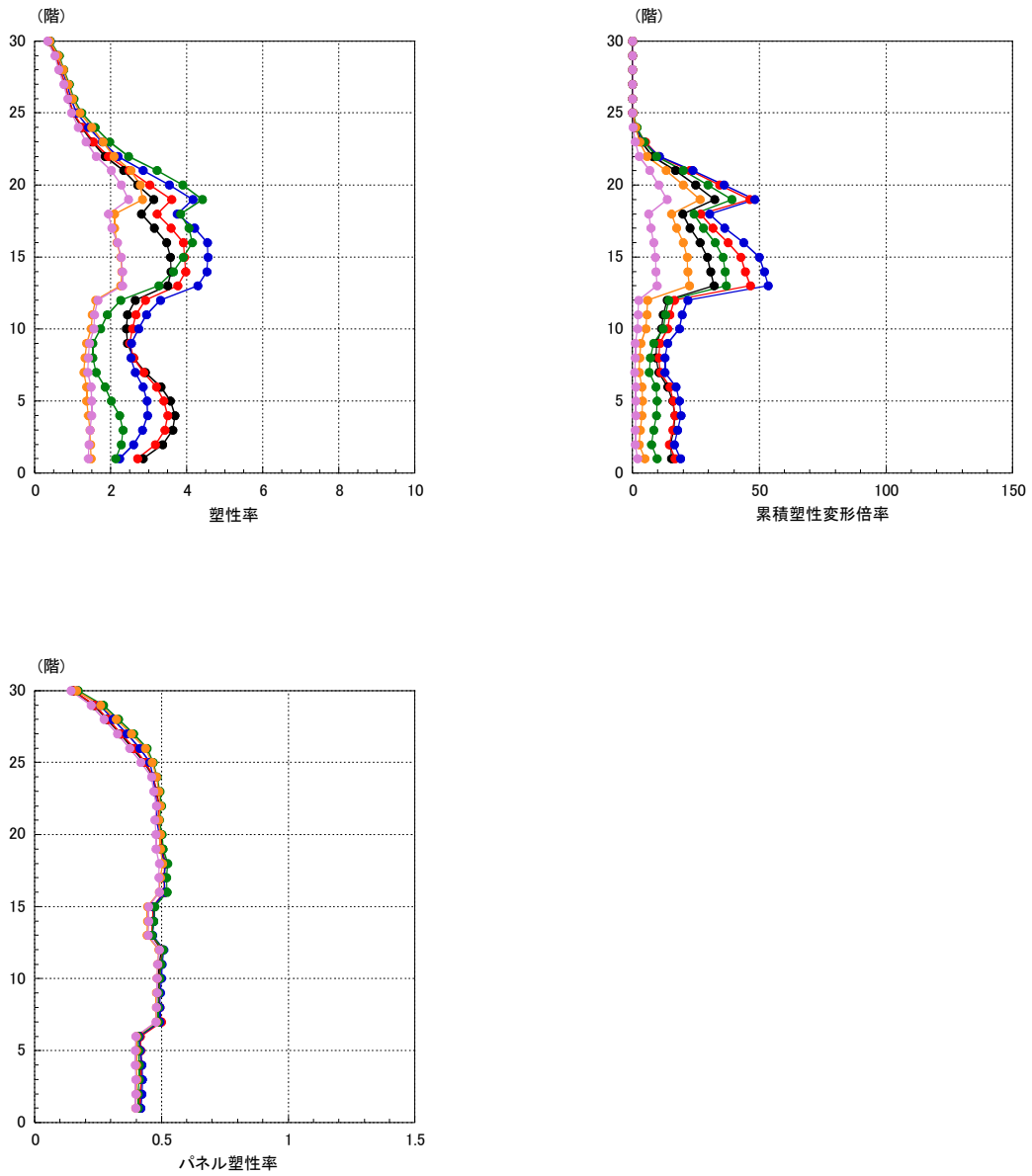
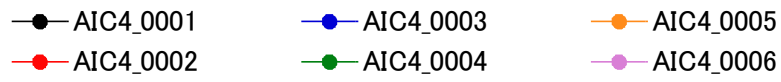


図 4.1.2-7(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 愛知名古屋平均+ $\sigma$ )

● OSKA\_0001    ● OSKA\_0003    ● OSKA\_0005    ● OSKA\_0007  
 ● OSKA\_0002    ● OSKA\_0004    ● OSKA\_0006

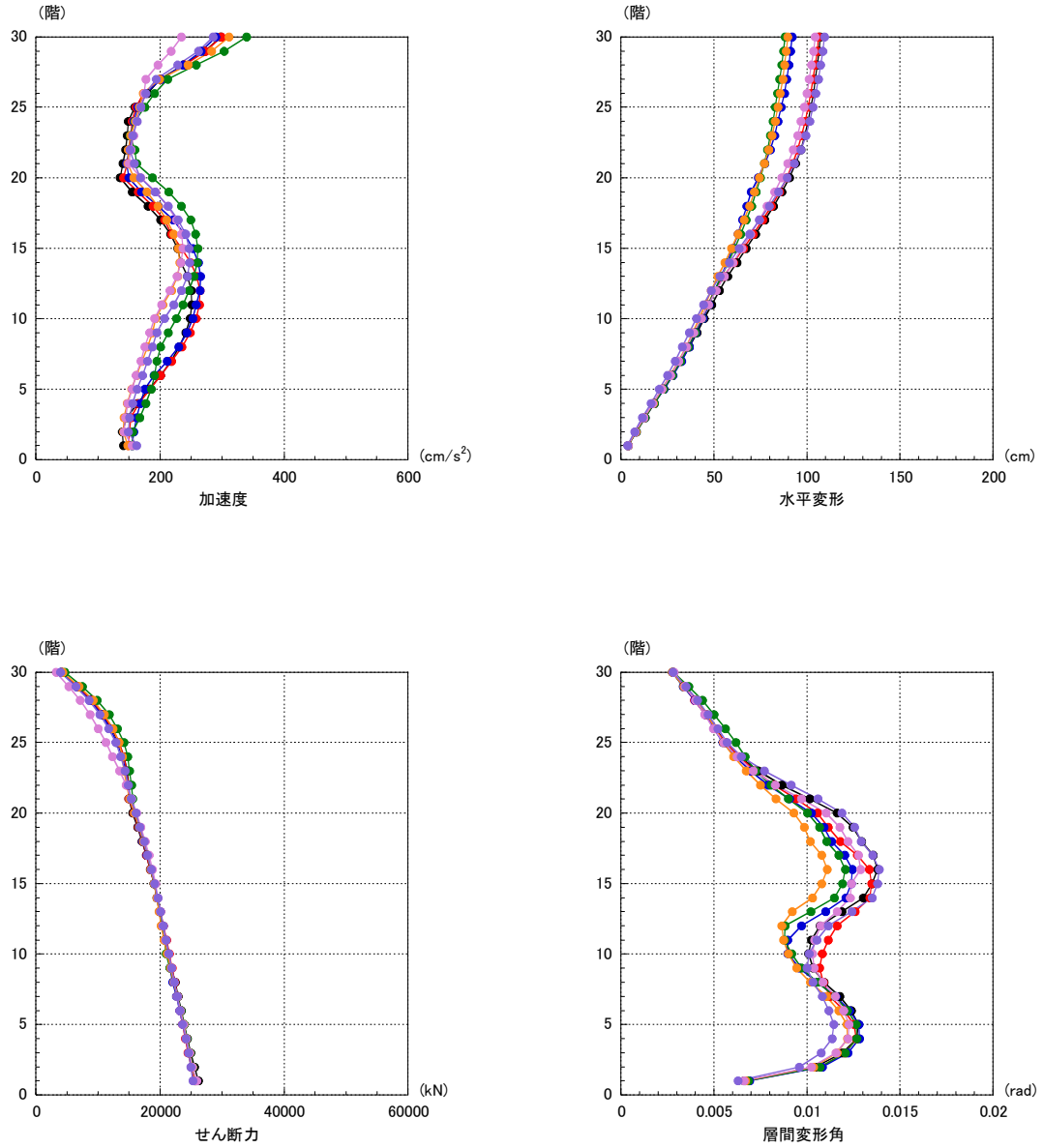


図 4.1.2-8(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 大阪此花平均+ $\sigma$ )

● OSKA\_0001    ● OSKA\_0003    ● OSKA\_0005    ● OSKA\_0007  
 ● OSKA\_0002    ● OSKA\_0004    ● OSKA\_0006

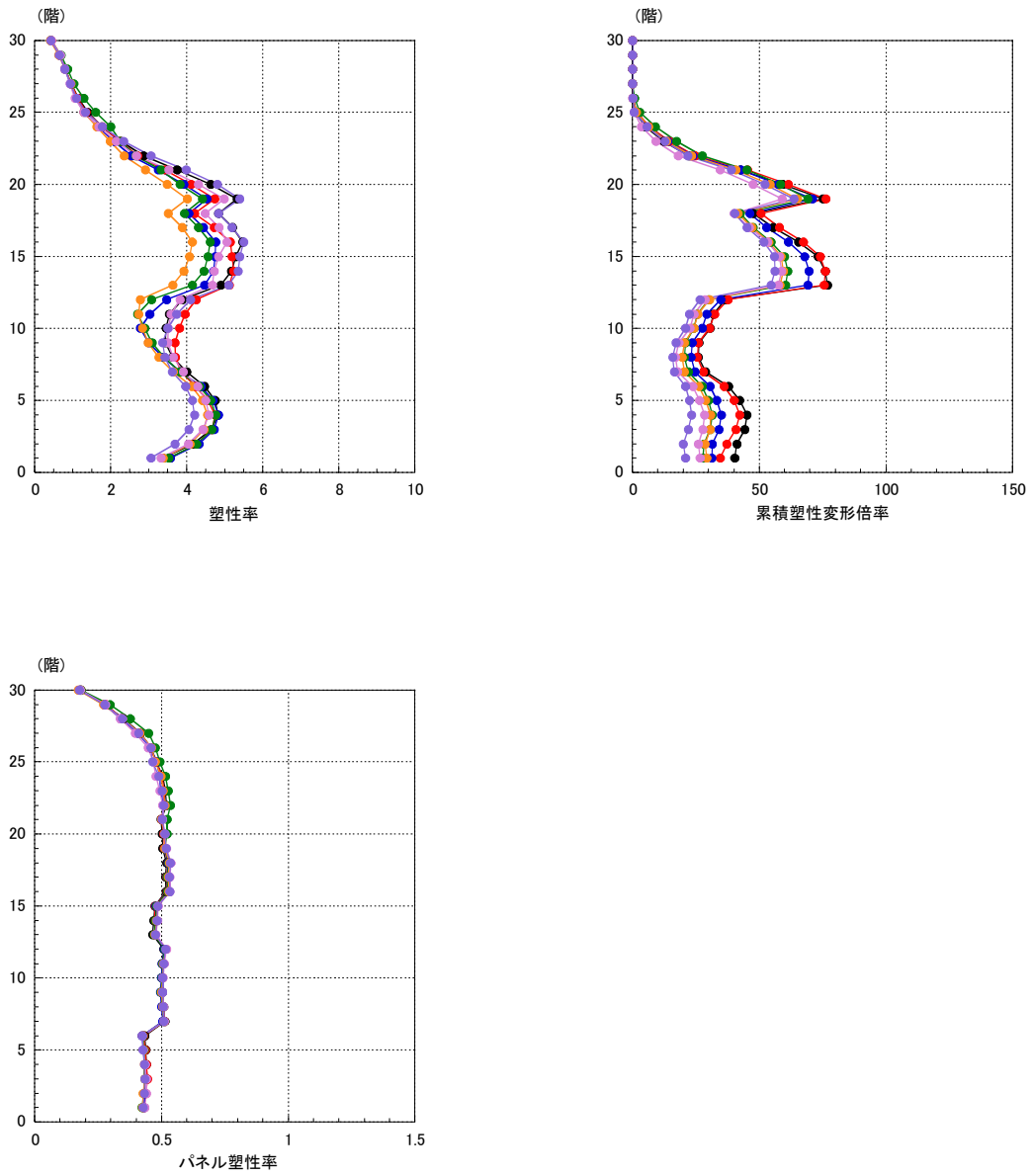


図 4.1.2-8(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 大阪此花平均+ $\sigma$ )

● SNJK\_0001    ● SNJK\_0003    ● SNJK\_0005    ● SNJK\_0007  
 ● SNJK\_0002    ● SNJK\_0004    ● SNJK\_0006

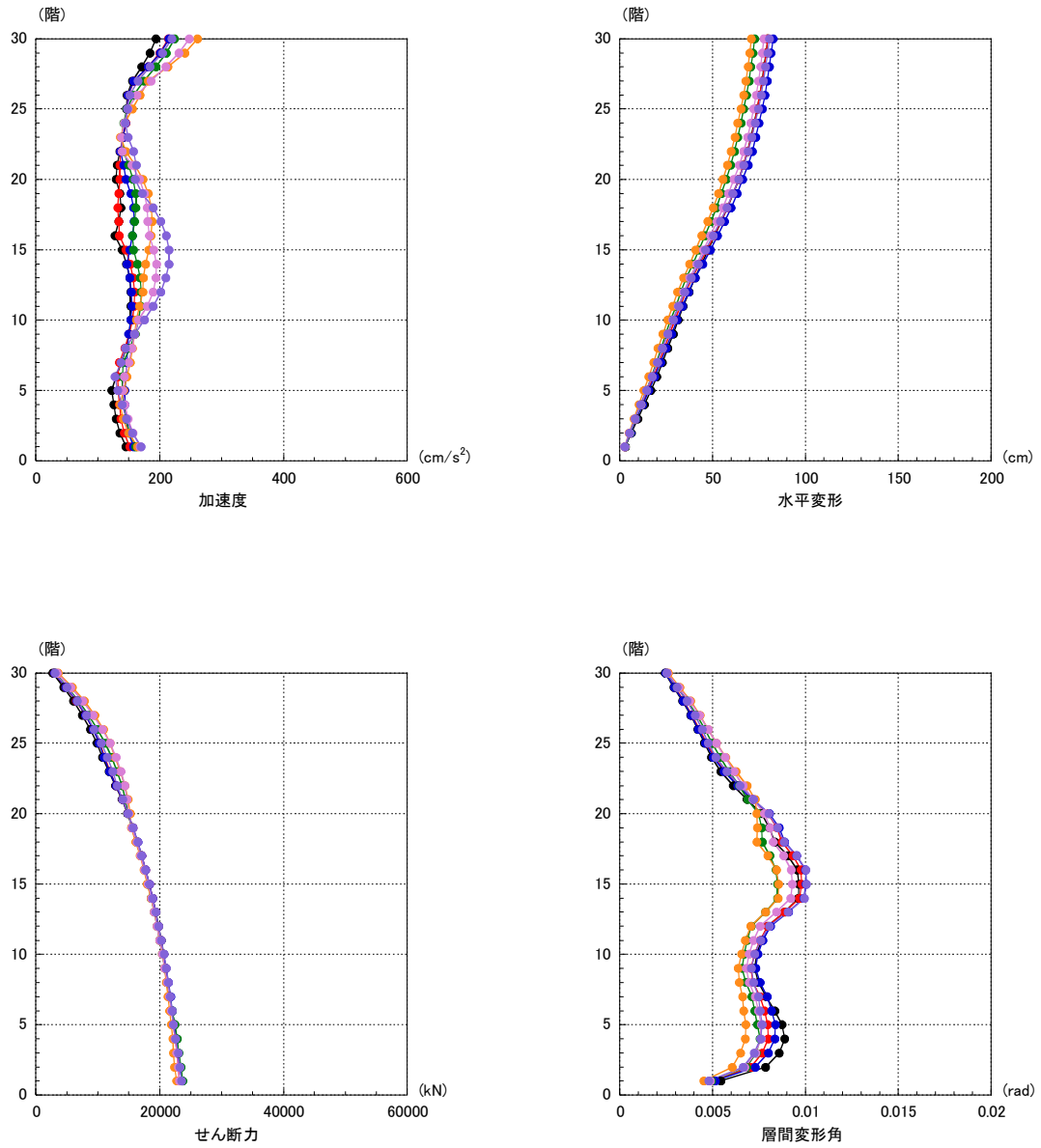


図 4.1.2-9(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 東京新宿平均+ $\sigma$ )

● SNJK\_0001    ● SNJK\_0003    ● SNJK\_0005    ● SNJK\_0007  
 ● SNJK\_0002    ● SNJK\_0004    ● SNJK\_0006

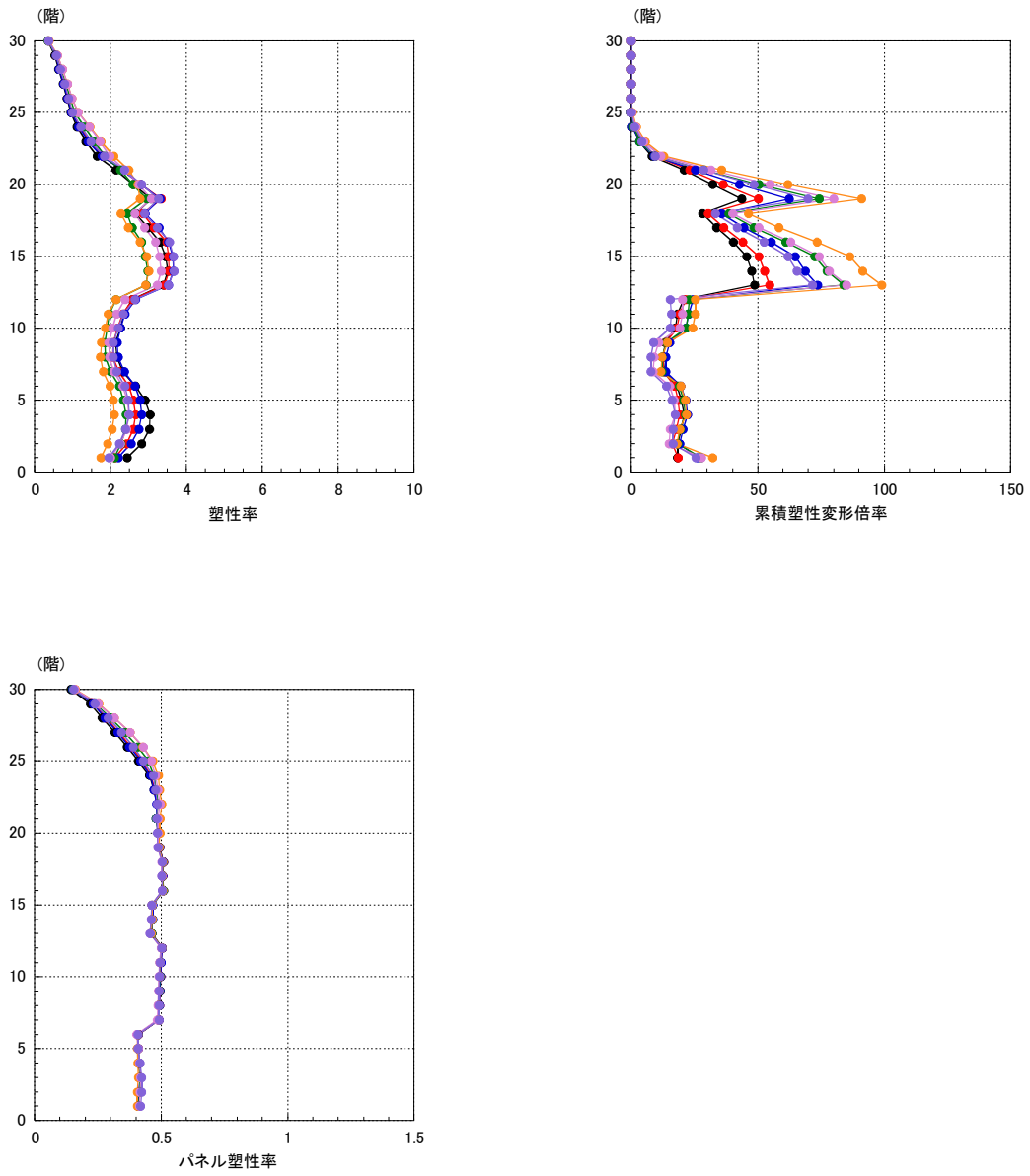


図 4.1.2-9(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 東京新宿平均+ $\sigma$ )



● AIC3\_0001   ● AIC3\_0003   ● AIC3\_0005   ● AIC3\_0007  
 ● AIC3\_0002   ● AIC3\_0004   ● AIC3\_0006

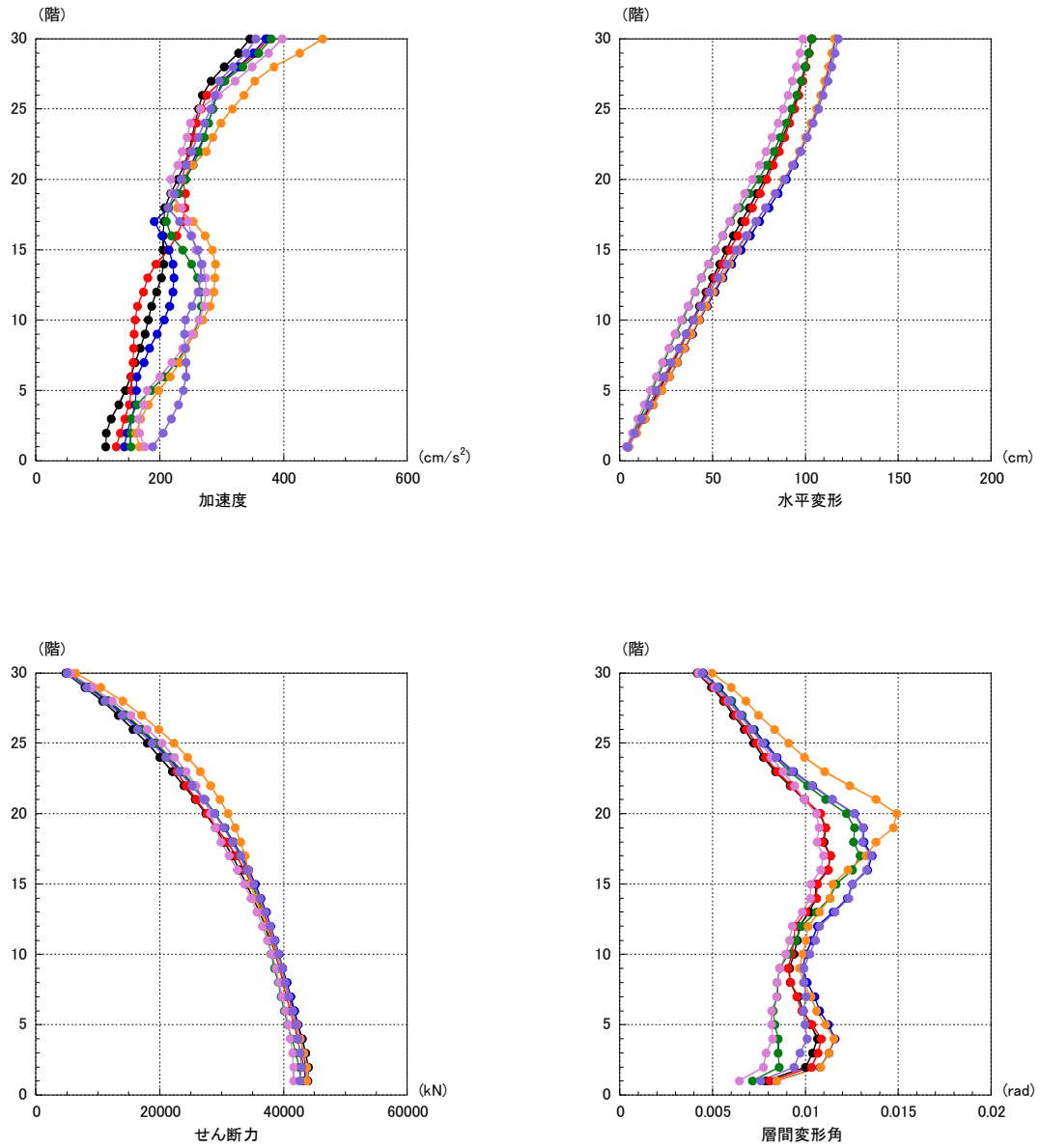


図 4.1.2-10(1) 時刻と振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 愛知津島平均+ $\sigma$ )

● AIC3\_0001   ● AIC3\_0003   ● AIC3\_0005   ● AIC3\_0007  
 ● AIC3\_0002   ● AIC3\_0004   ● AIC3\_0006

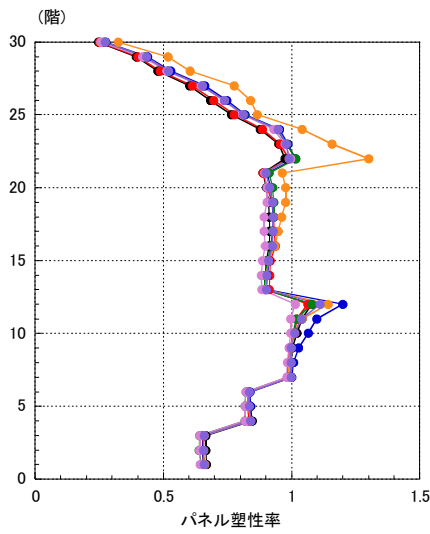
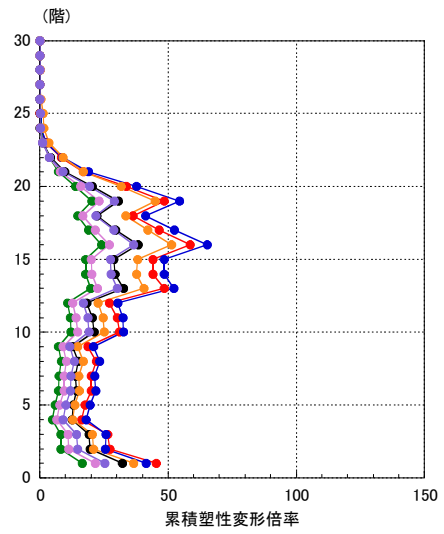
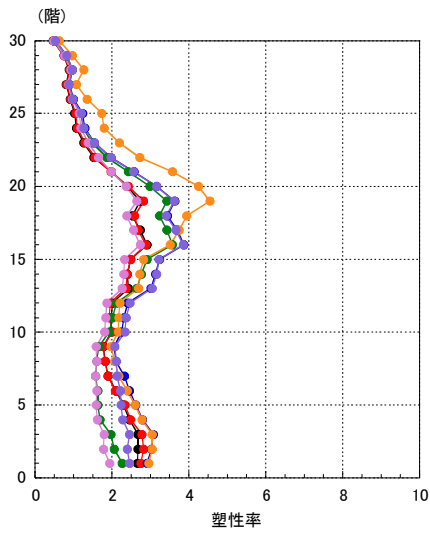


図 4.1.2-10(2) 時刻間みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 愛知津島平均+ $\sigma$ )

● AIC4\_0001      ● AIC4\_0003      ● AIC4\_0005  
 ● AIC4\_0002      ● AIC4\_0004      ● AIC4\_0006

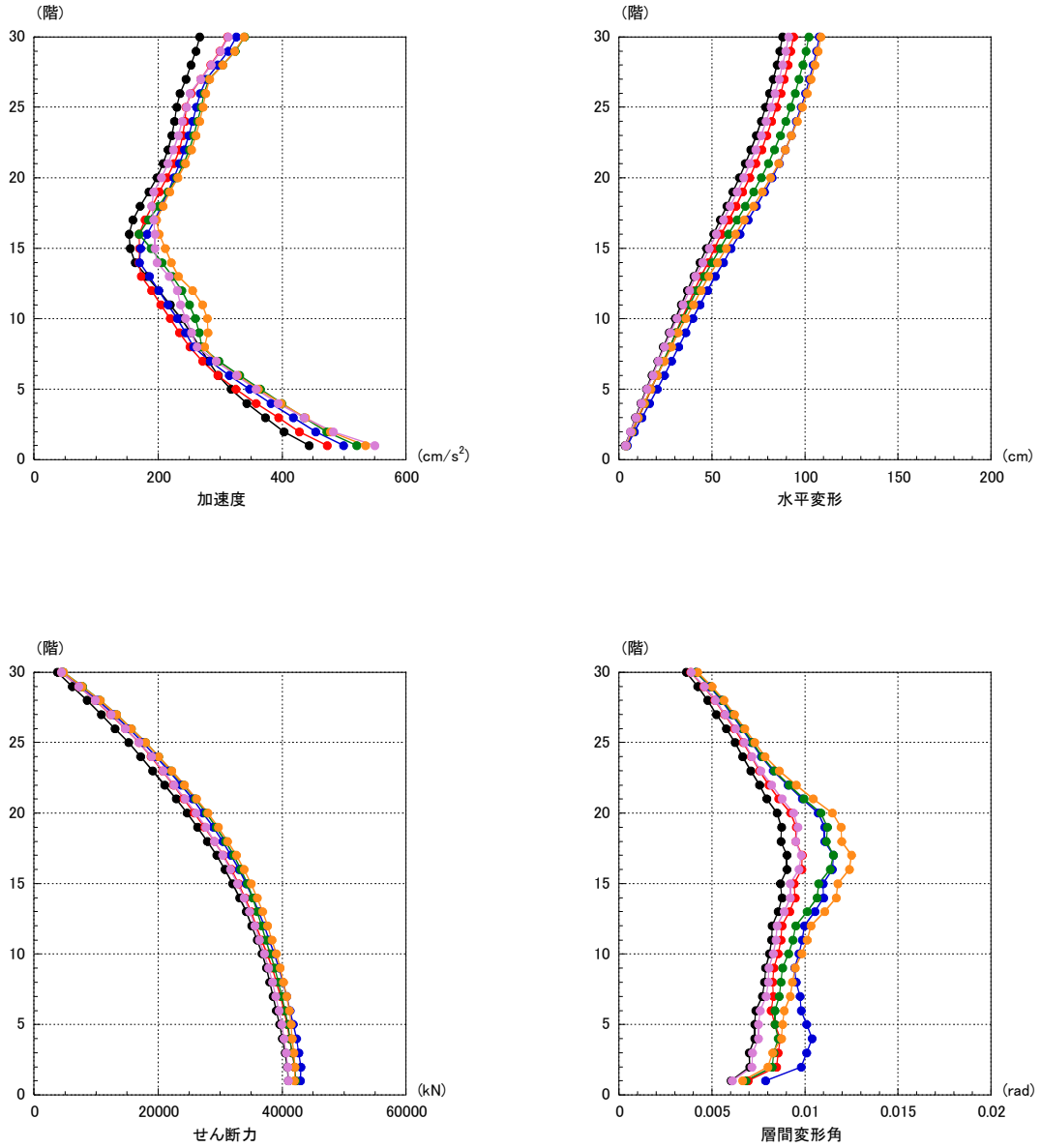


図 4.1.2-11(1) 時刻と振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 愛知名古屋平均+ $\sigma$ )

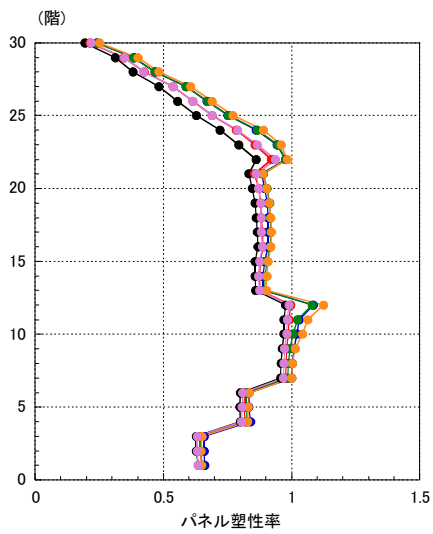
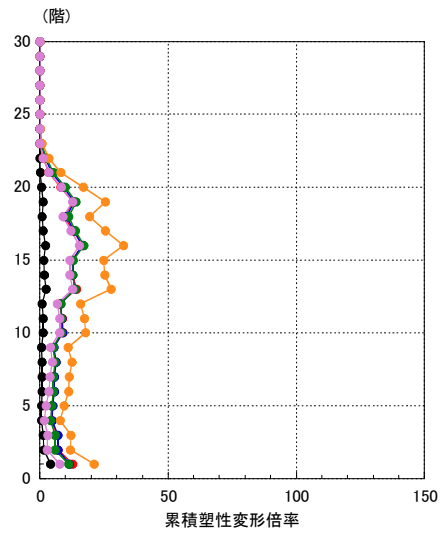
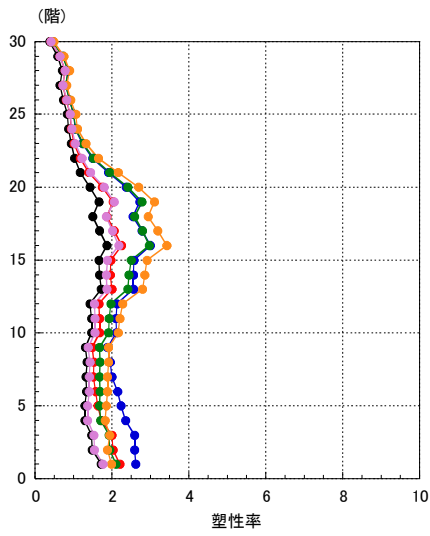
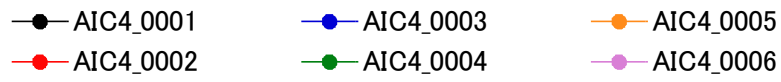


図 4.1.2-11(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 愛知名古屋平均+ $\sigma$ )

● OSKA\_0001    ● OSKA\_0003    ● OSKA\_0005    ● OSKA\_0007  
 ● OSKA\_0002    ● OSKA\_0004    ● OSKA\_0006

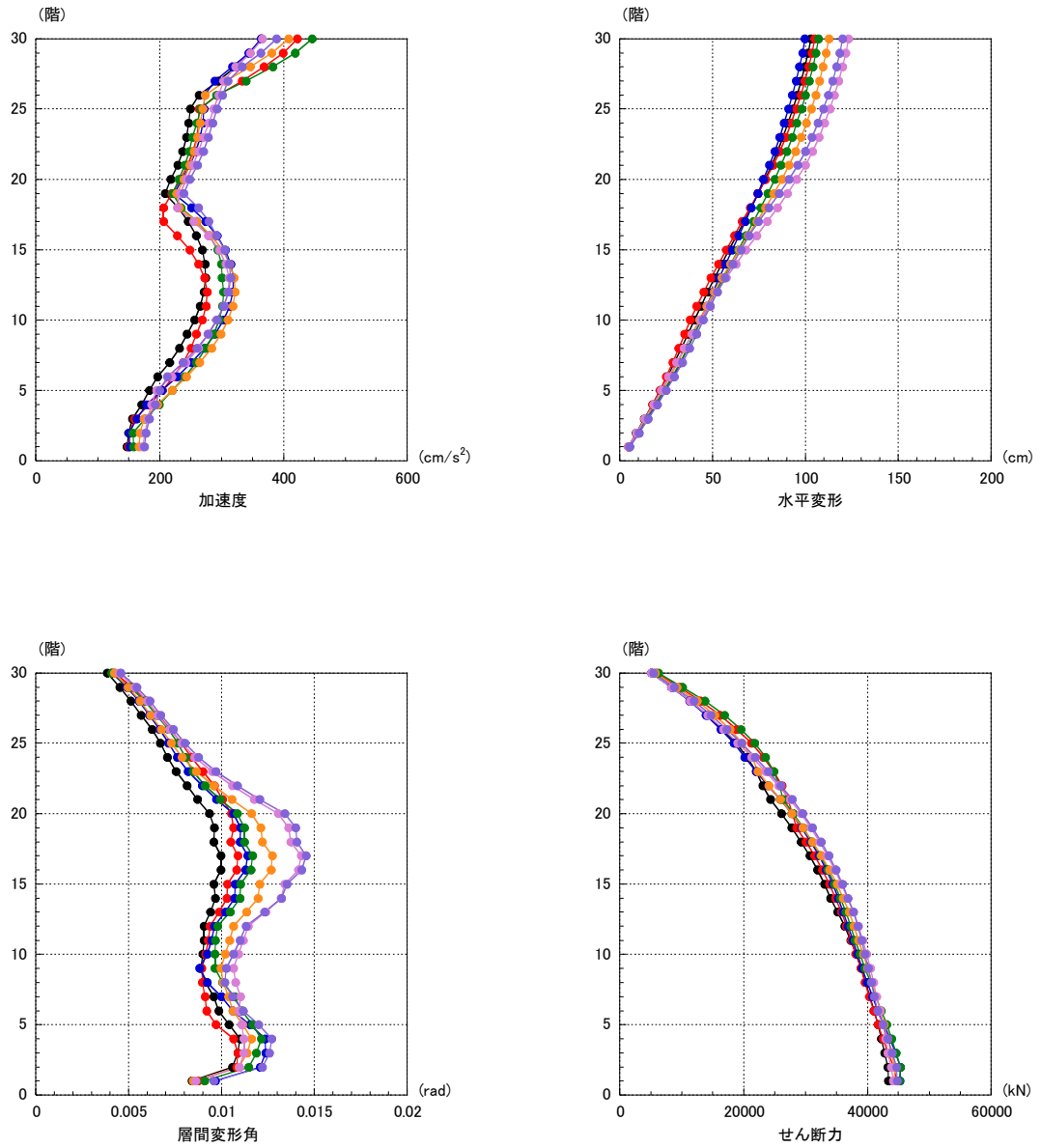


図 4.1.2-12(1) 時刻と振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 大阪此花平均+ $\sigma$ )

● OSKA\_0001    ● OSKA\_0003    ● OSKA\_0005    ● OSKA\_0007  
 ● OSKA\_0002    ● OSKA\_0004    ● OSKA\_0006

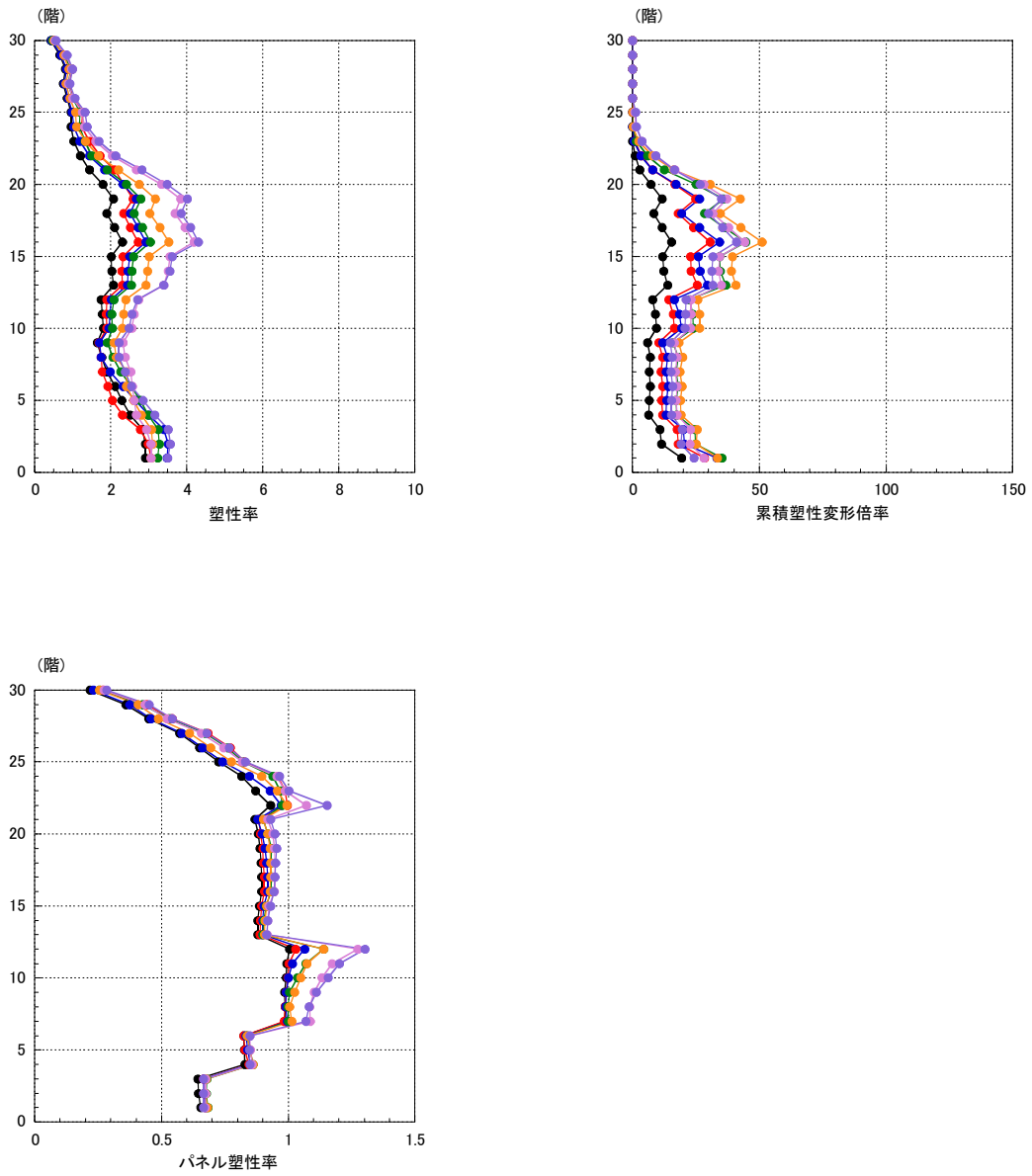


図 4.1.2-12(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 大阪此花平均+ $\sigma$ )

● SNJK\_0001    ● SNJK\_0003    ● SNJK\_0005    ● SNJK\_0007  
 ● SNJK\_0002    ● SNJK\_0004    ● SNJK\_0006

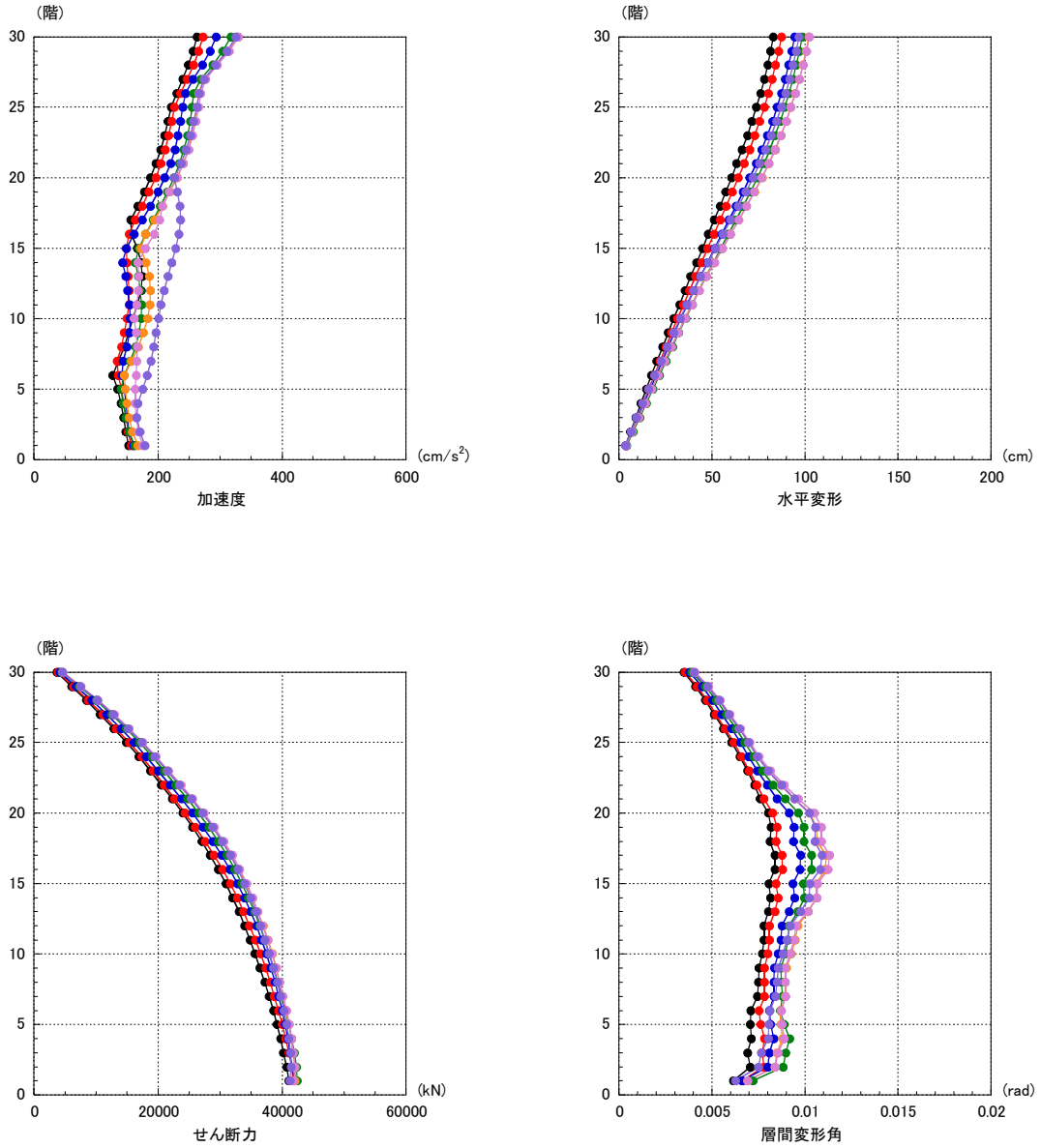


図 4.1.2-13(1) 時刻と振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 東京新宿平均+ $\sigma$ )

● SNJK\_0001    ● SNJK\_0003    ● SNJK\_0005    ● SNJK\_0007  
 ● SNJK\_0002    ● SNJK\_0004    ● SNJK\_0006

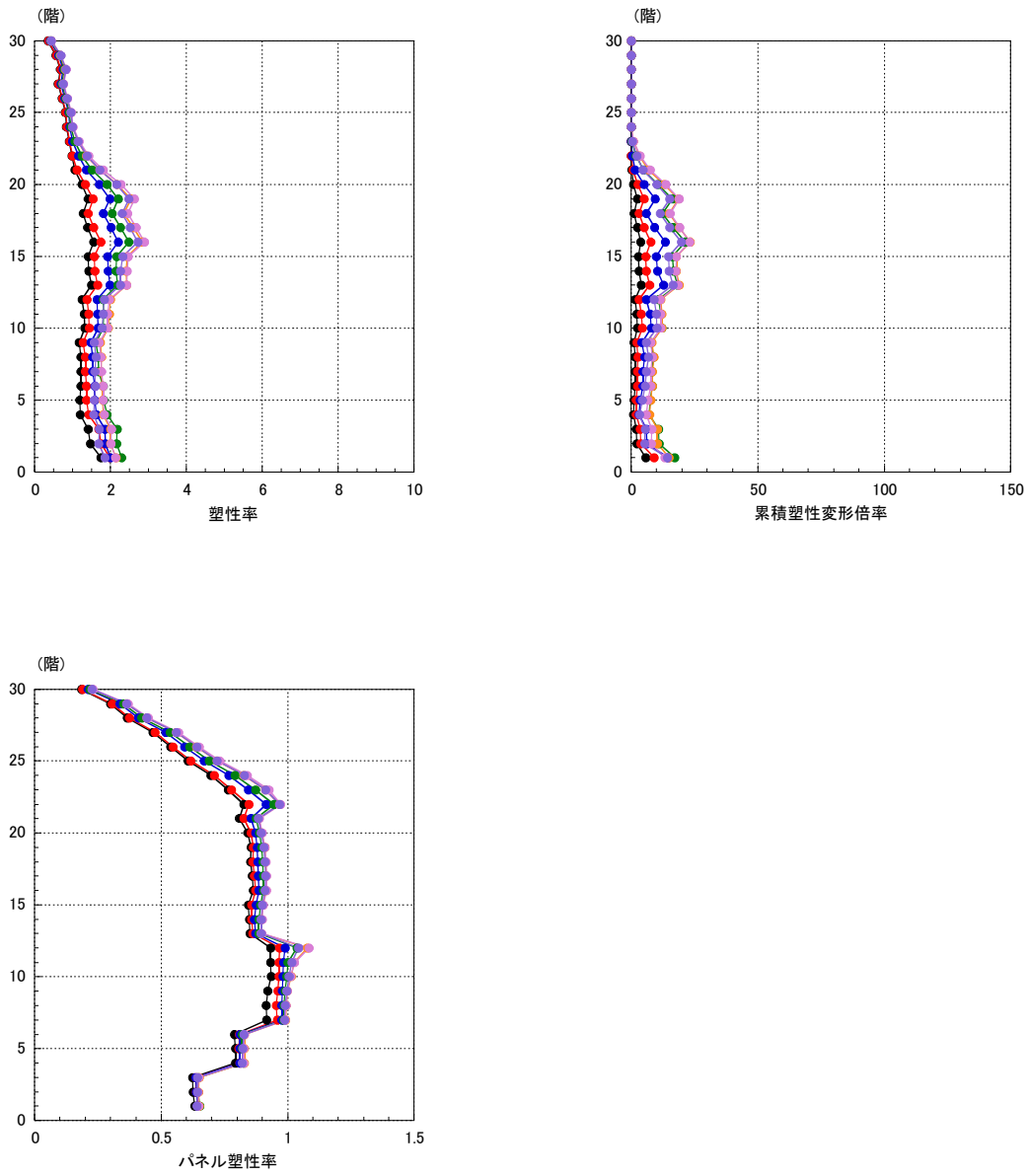


図 4.1.2-13(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 東京新宿平均+ $\sigma$ )



### ①梁部材の変形頻度分布

長周期地震動に対して建物が共振する最悪の場合を想定し、建物が共振するように地震動の時間刻みを調整した共振解析用検討波により、梁部材塑性率と繰返し回数について検討する。

建物が塑性化するため、共振解析用検討波は、時間刻みを少しずつ変えて応答解析を繰返して共振状態となることを確認して設定した。時間刻みを変えて行った応答解析の中で、最も累積塑性変形倍率が大きくなる場合の、最大となる梁部材を抽出し、塑性率を7レベル（0.8以下、0.8～1.0、1.0～1.2、1.2～1.5、1.5～2.0、2.0～2.5、2.5～4.0）に分けて頻度分布を求めた。頻度分布は、極大－極小値を探すことで半サイクルずつカウント（図4.1.2-14）し、端数を切り上げて合計回数を表示する。

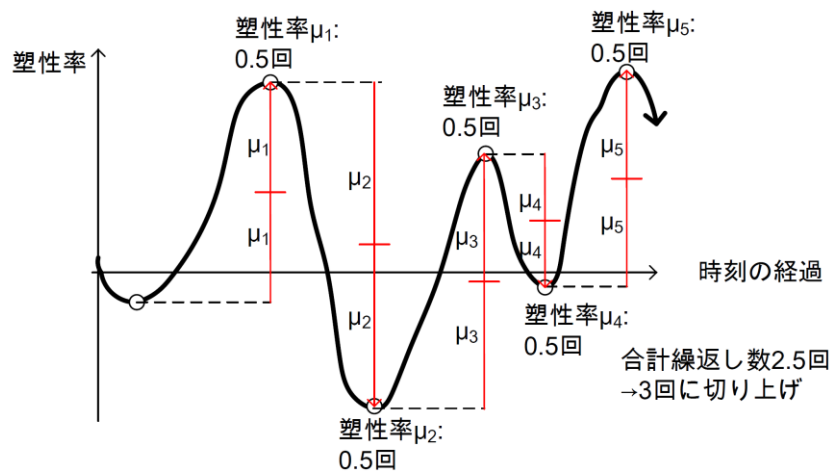


図 4.1.2-14 塑性率頻度分布の算定概念

各入力地震動に対する累積塑性変形倍率、塑性化繰返し回数等を一覧表で示す。また、それぞれの塑性率頻度分布、時刻歴を図に示す。

表 4.1.2-7 塑性化する繰返し回数・累積塑性変形倍率

建物 モデル		累積 塑性 変形 倍率	塑性化繰返し回数 (塑性率範囲毎集計)							
			合計	0.8 -1.0	1.0 -1.2	1.2 -1.5	1.5 -2.0	2.0 -2.5	2.5 -4.0	4.0-
弱モデル	愛知津島	114.7	36	8	5	7	10	9	5	0
	愛知名古屋	53.6	18	4	3	3	6	4	2	0
	大阪此花	76.2	48	14	9	18	17	3	1	0
	東京新宿	99.0	19	5	3	1	5	4	6	0
標準(H22) モデル	愛知津島	65.1	25	10	6	8	9	6	0	0
	愛知名古屋	32.1	12	5	4	3	5	2	1	0
	大阪此花	50.8	13	2	3	2	4	5	2	0
	東京新宿	33.9	21	15	5	10	4	2	0	0
強モデル	愛知津島	65.2	29	9	10	4	6	6	3	0
	愛知名古屋	32.7	14	5	2	4	5	2	1	0
	大阪此花	51.3	9	6	3	1	1	2	2	0
	東京新宿	23.2	14	2	2	2	4	3	3	0

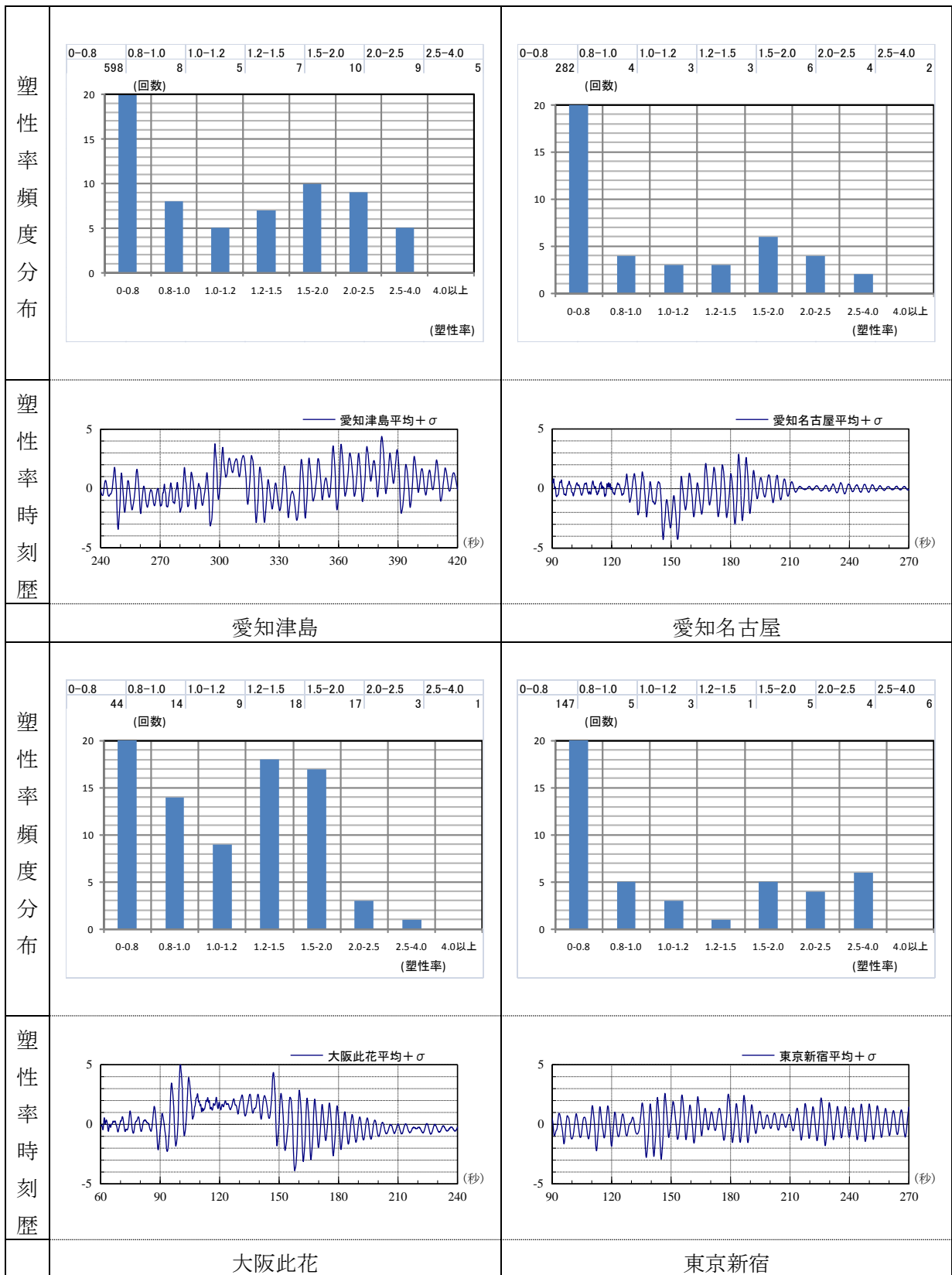


図 4.1.2-15 塑性率頻度分布と時刻歴（弱モデル）

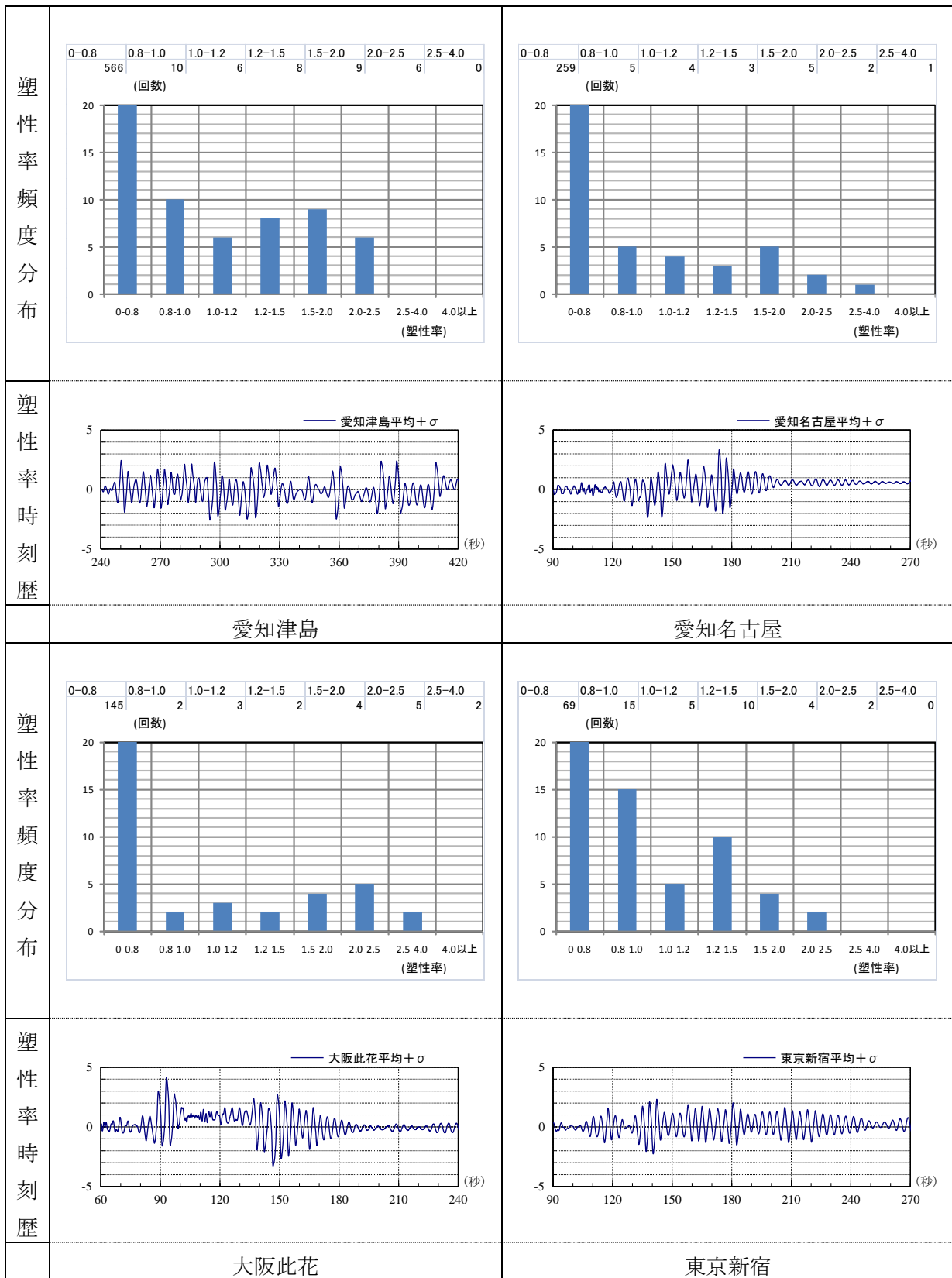


図 4.1.2-16 塑性率頻度分布と時刻歴 (標準(H22)モデル)

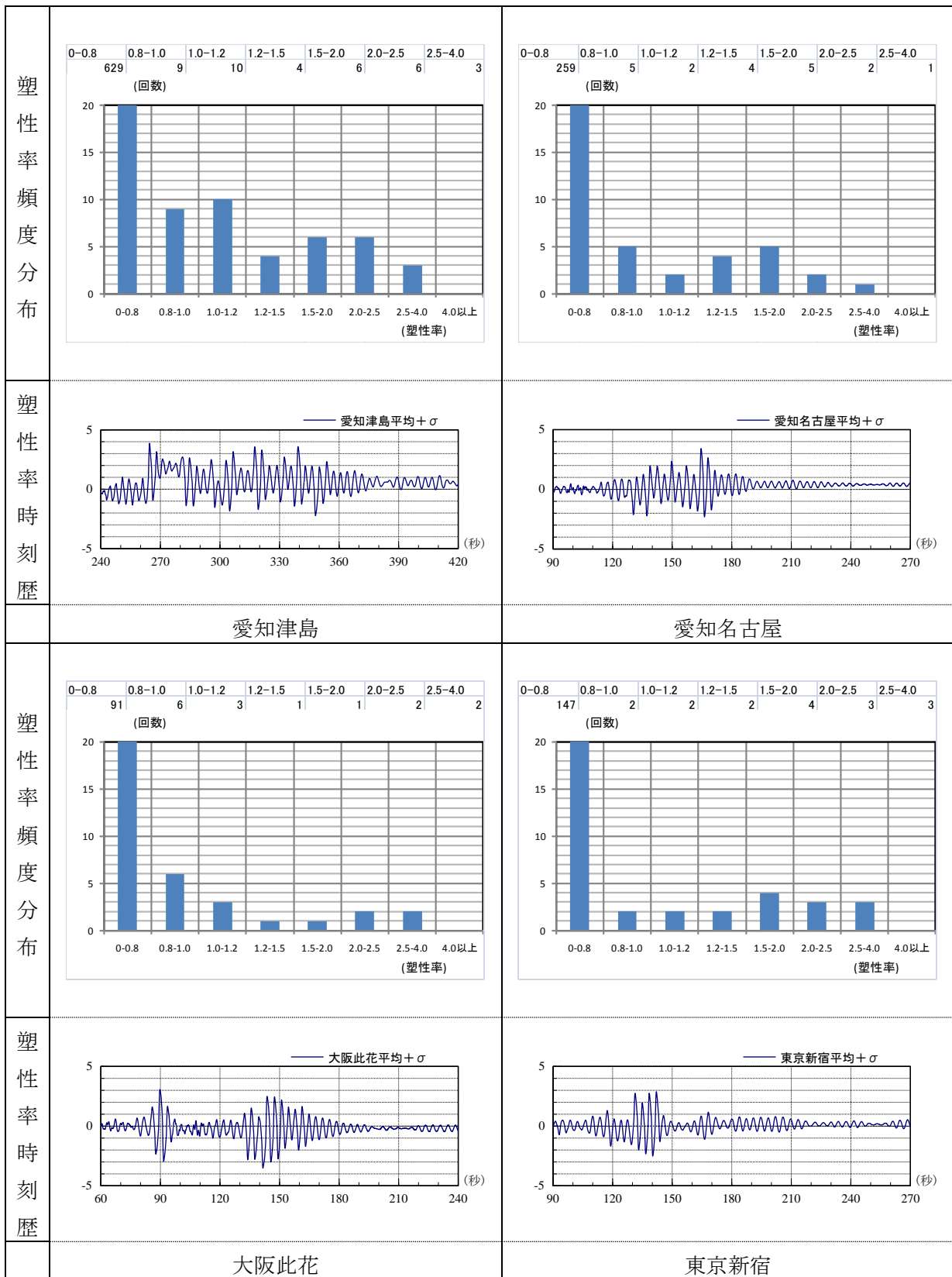
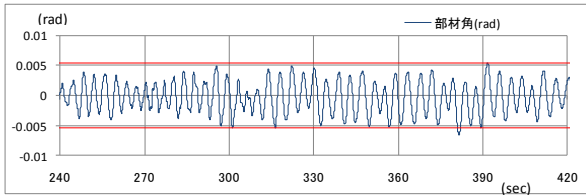
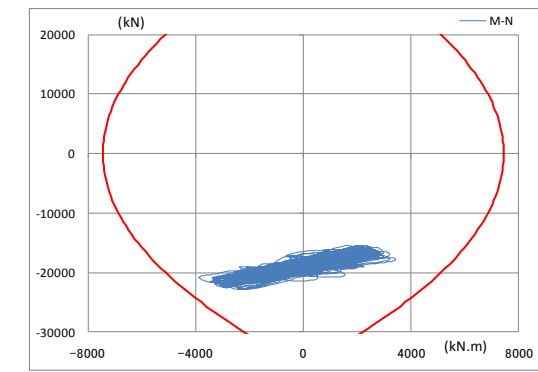


図 4.1.2-17 性率頻度分布と時刻歴 (強モデル)

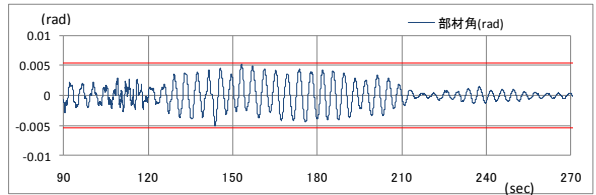
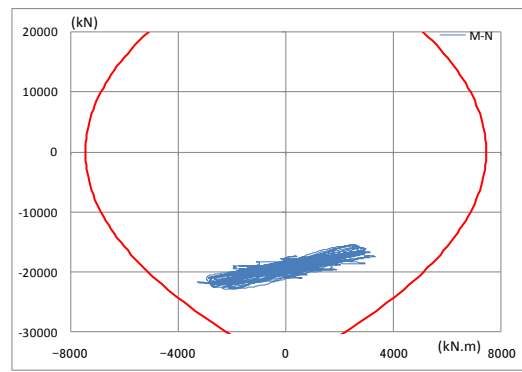
## ②柱部材の変形時刻歴に関する検討

ここでは柱部材の塑性化状況と、部材角について検討する。検討するケースは、梁部材の塑性率頻度分布を算定した（梁部材の累積塑性変形倍率が最大となった）ケースとする。

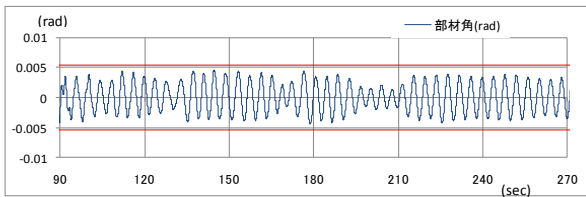
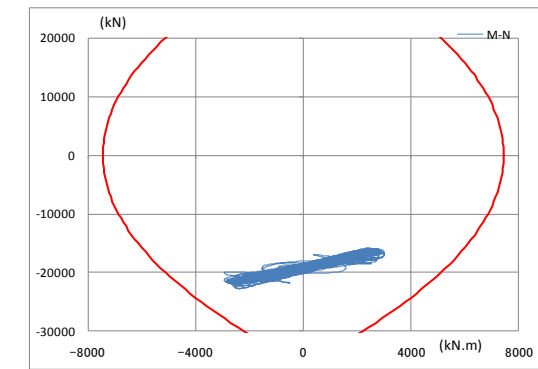
それぞれの入力地震動について、解析で設定した降伏曲面と1階柱脚の曲げモーメント-軸力履歴、1階柱部材角時刻歴をまとめて示す。ここに、部材角時刻歴には、参考までに、塑性率の起点となる変形を赤線で重ね描く。塑性率の起点は、応答層せん断力(AIC004)による静的解析を実施し、当該柱の応力が降伏曲面に至った時点の部材角とした。



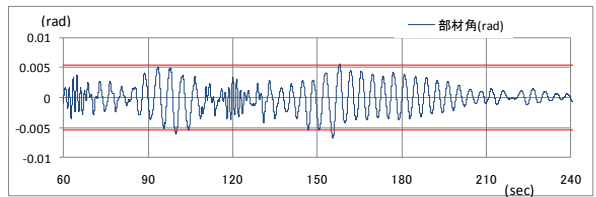
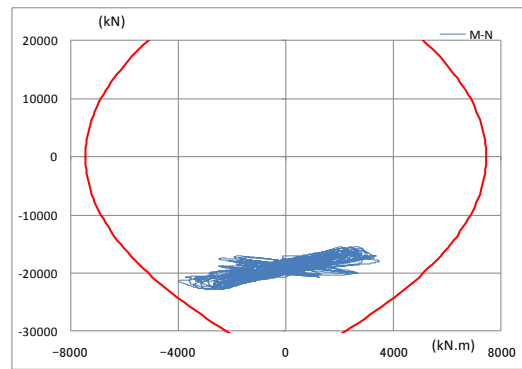
(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.19



(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.93

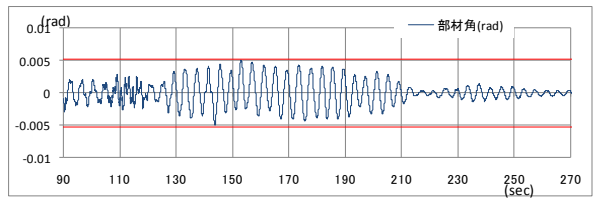
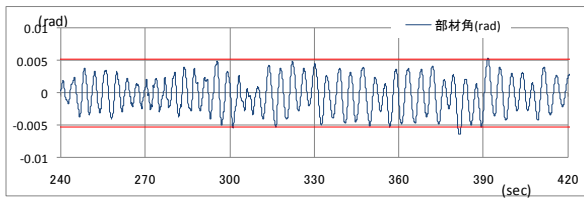
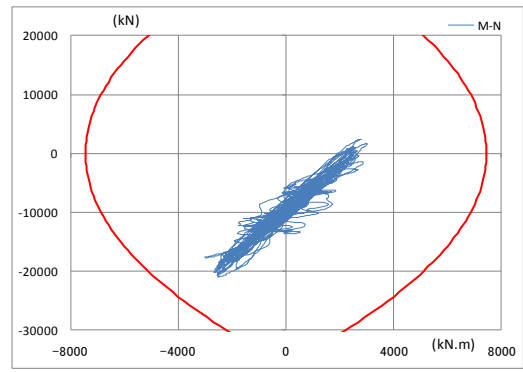
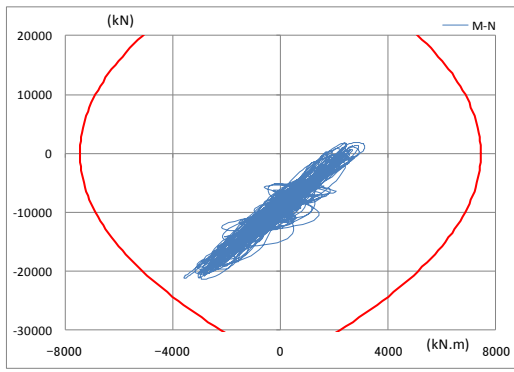


(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.80



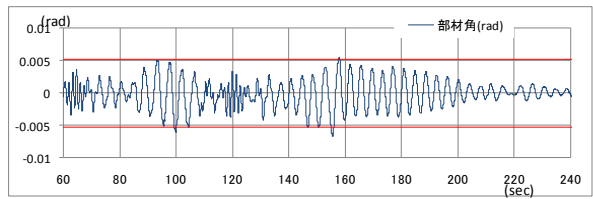
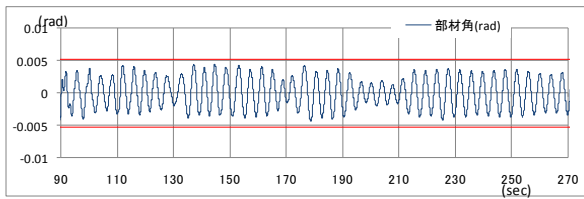
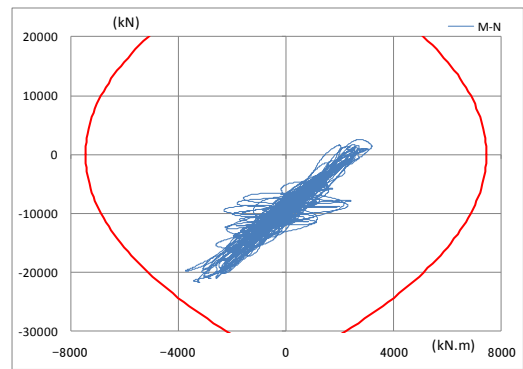
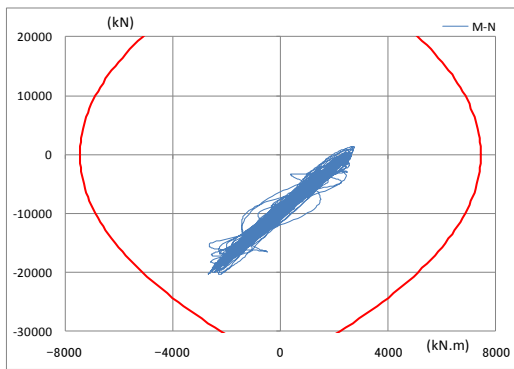
(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.24

図 4.1.2-18 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (弱モデル, 平均+ $\sigma$ 入力, 中柱)



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.4. 1.2

(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.94



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.81

(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.27

図 4.1.2-19 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (弱モデル, 平均+σ入力, 外柱)



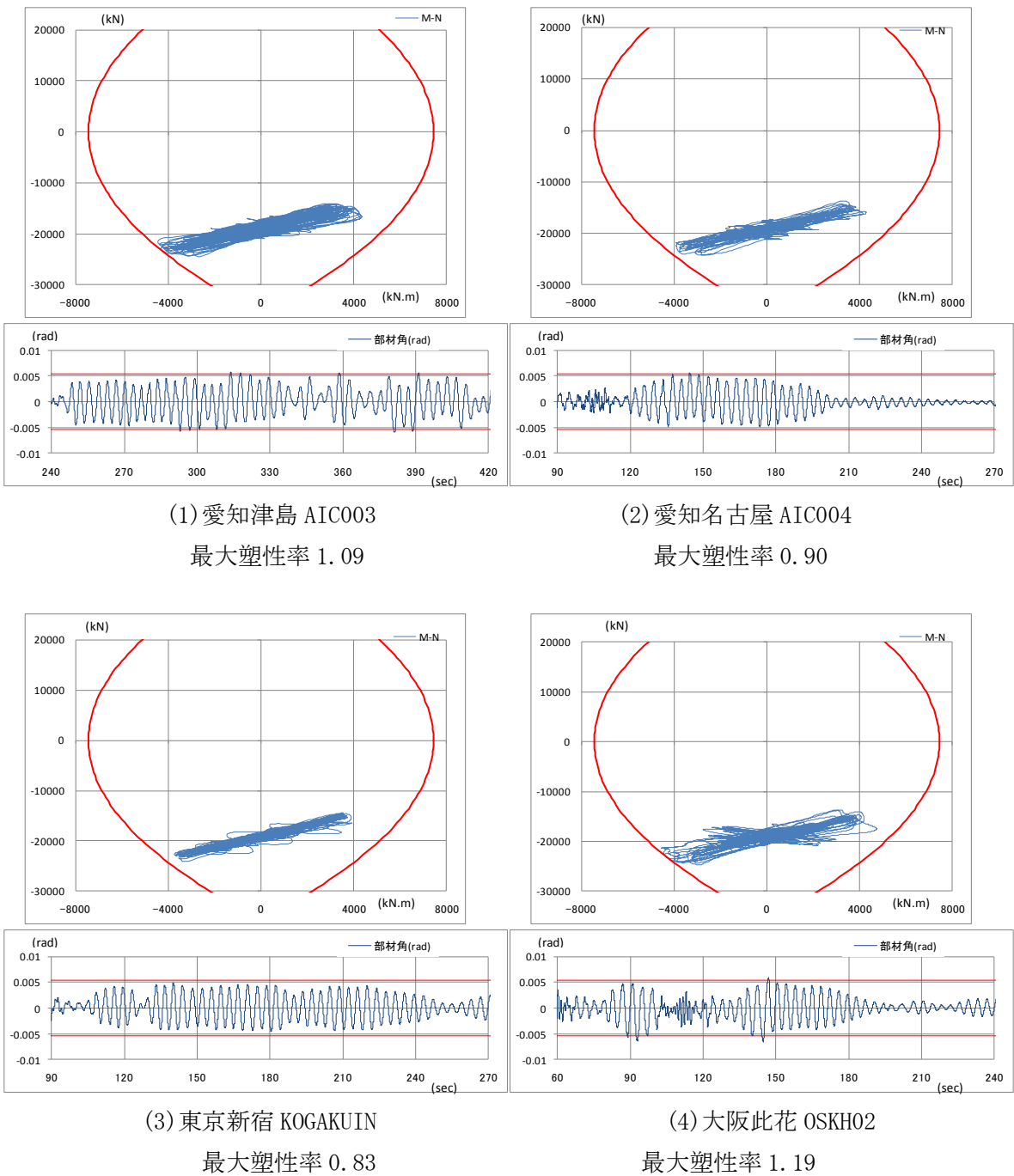
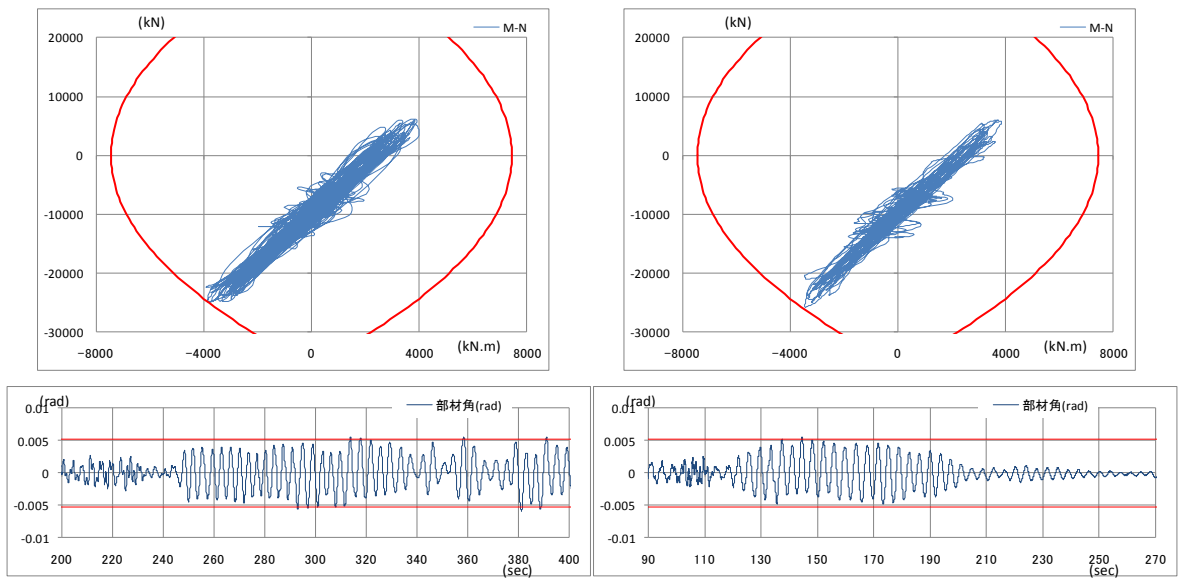
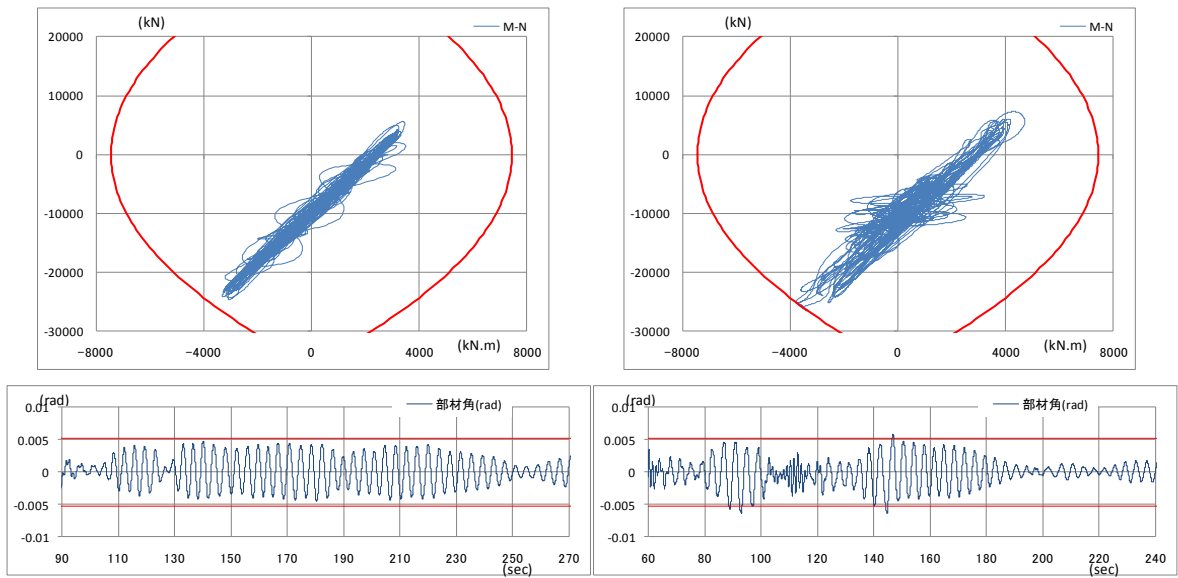


図 4.1.2-20 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (標準(H22)モデル, 平均+ $\sigma$ 入力, 中柱)



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.10

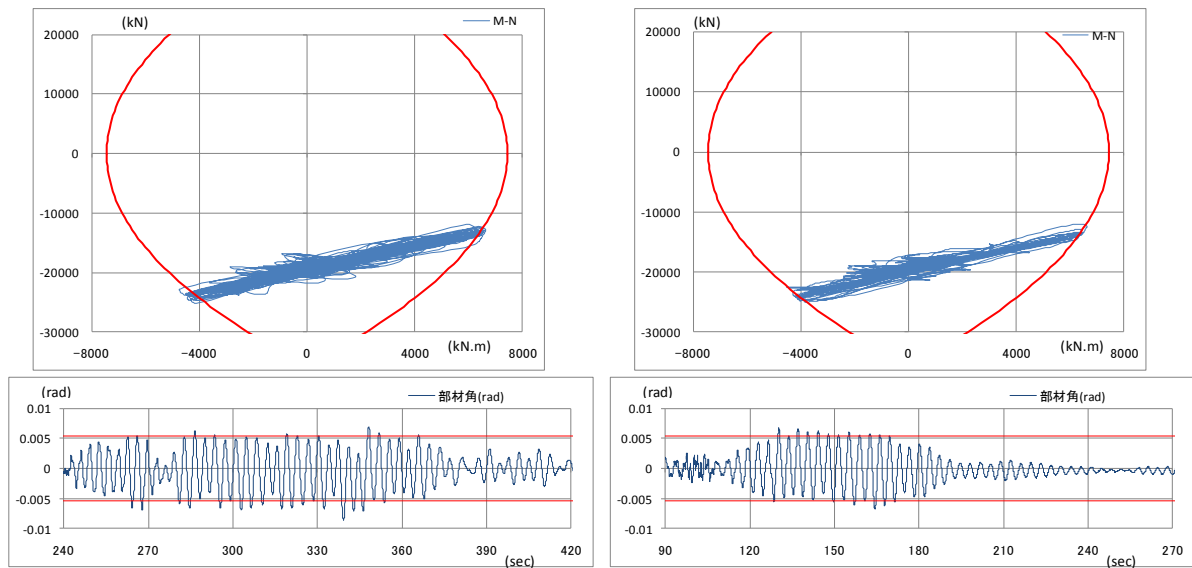
(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.91



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.84

(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.21

図 4.1.2-21 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (標準(H22)モデル, 平均+σ入力, 外柱)

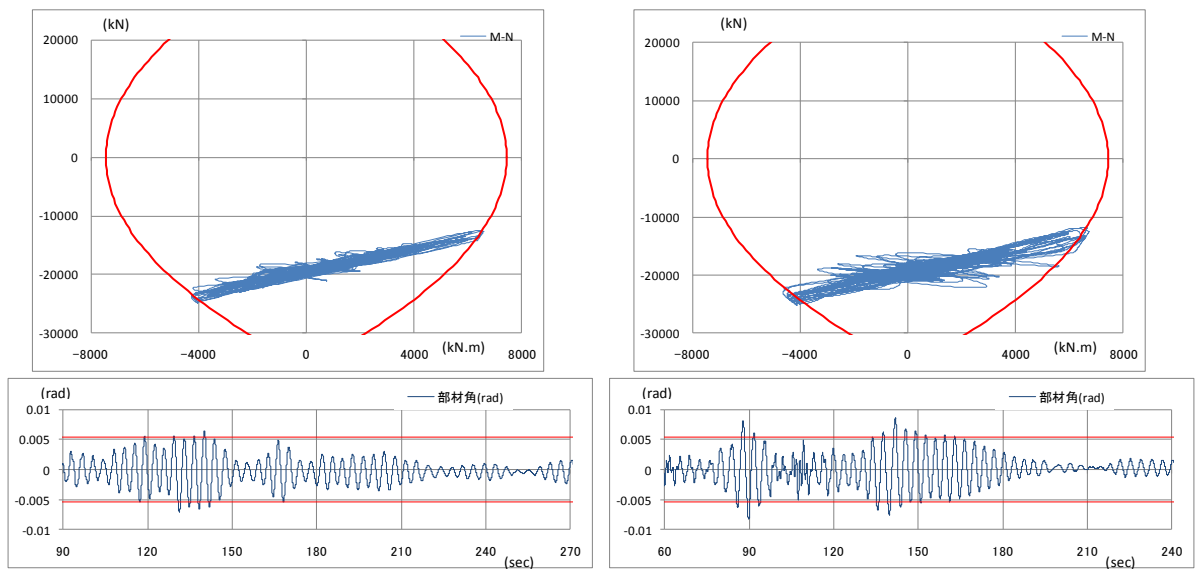


(1) 愛知津島 AIC003

最大塑性率 1.56

(2) 愛知名古屋 AIC004

最大塑性率 1.23



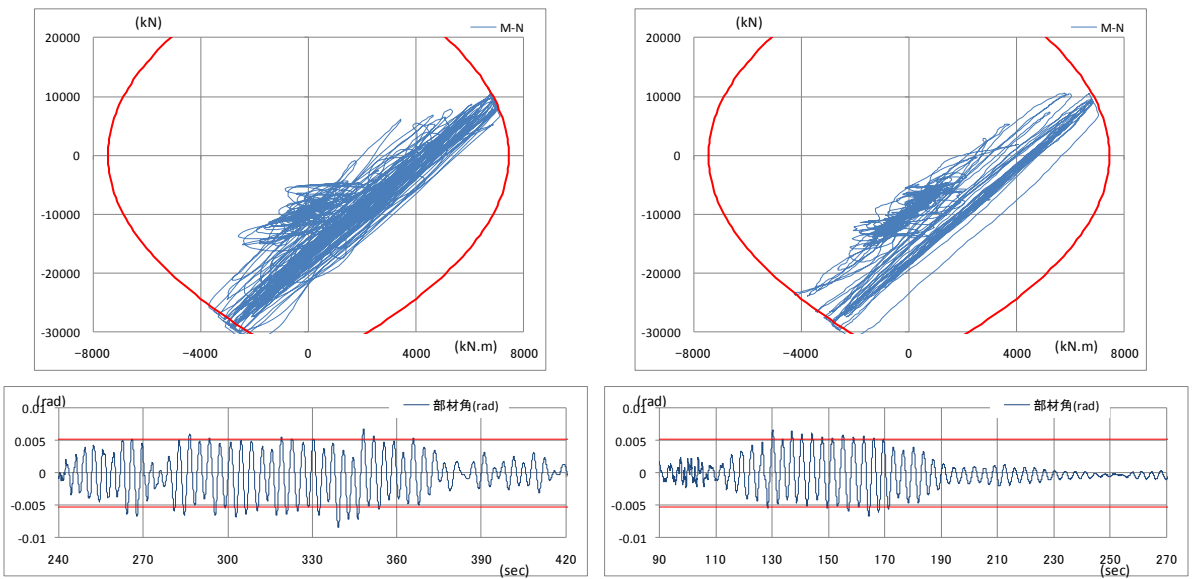
(3) 東京新宿 KOGAKUIN

最大塑性率 1.29

(4) 大阪此花 OSKH02

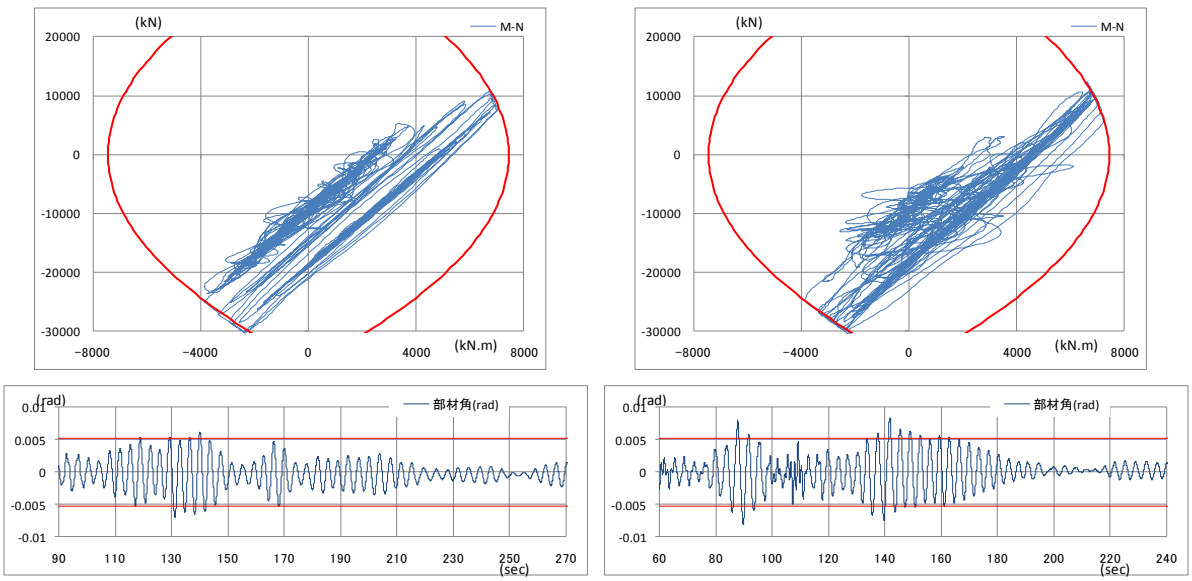
最大塑性率 1.50

図 4.1.2-22 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (強モデル, 平均+ $\sigma$ 入力, 中柱)



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.60

(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 1.26



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 1.32

(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.54

図 4.1.2-23 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (強モデル, 平均+ $\sigma$ 入力, 外柱)

(4) 代表的架構形式を有する建物モデルの部材応答の違いに関する検討

1) 解析対象モデル建物

- ・均等ラーメンを想定した S30 (→昨年度詳細に実施)
- ・チューブ的挙動 (短スパン) を想定した S50L
- ・中央コア (長スパン+短スパン) を想定した S50T

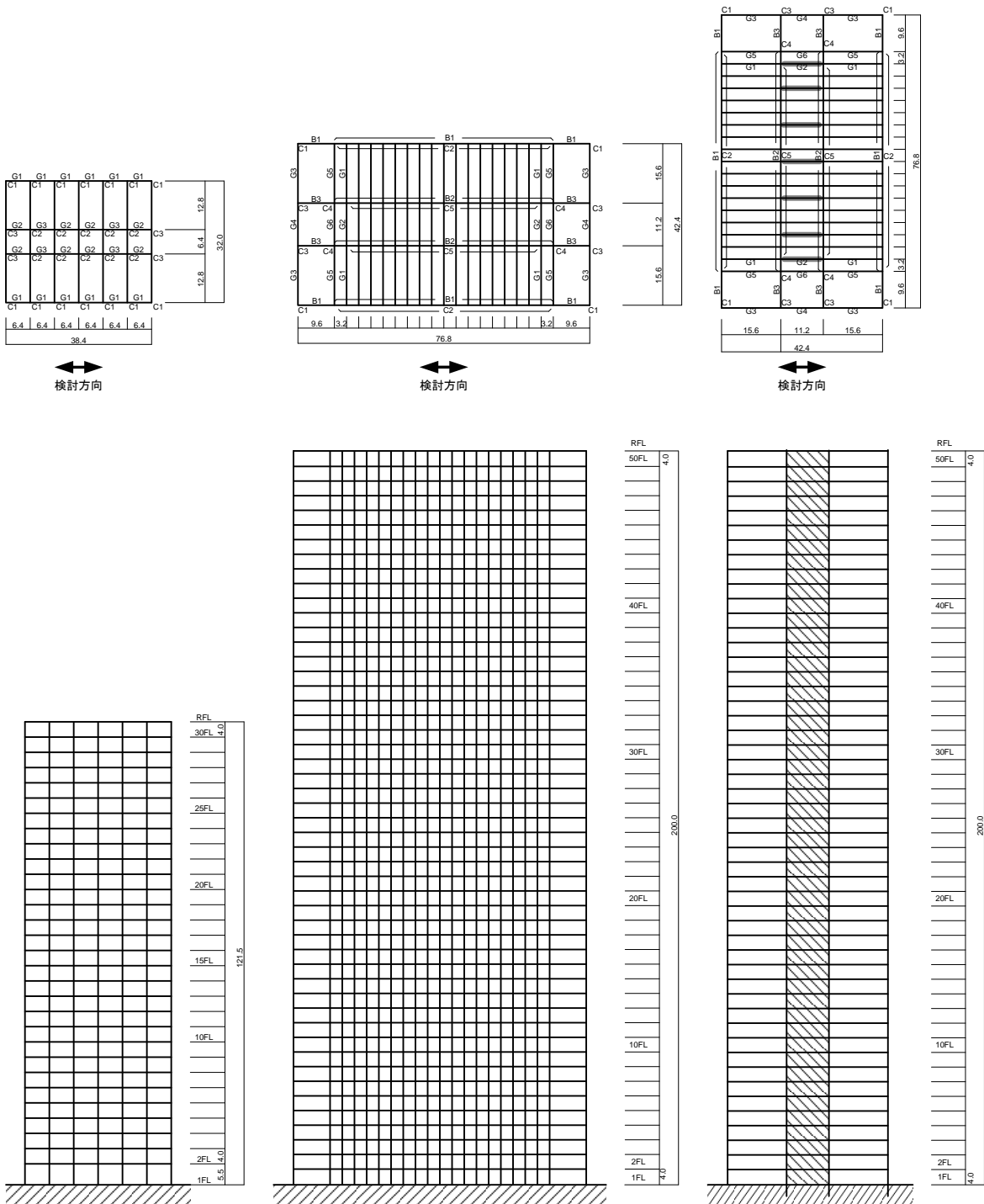


図 4.1.2-24 S30

図 4.1.2-25 S50L

図 4.1.2-26 S50T

S50L と S50T の概略を以下に示す。

① S50L

表 4.1.2-8 階高及び重量 (S50L)

	階高(m)	重量(kN)
50 階	4.00	29310
49 階～1 階	4.00	18630

表 4.1.2-9 梁断面 (S50L)

FL	B1	B2	B3
R	H-800×200×12×16	H-800×200×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×200×12×16	H-800×200×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×200×12×19	H-800×200×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×200×12×19	H-800×200×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×200×12×22	H-800×200×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×200×12×25	H-800×200×12×25	H-800×300×12×25
15～20	H-800×200×12×25	H-800×200×12×25	H-800×300×12×25
9～14	H-800×200×12×28	H-800×200×12×28	H-800×300×12×28
3～8	H-800×200×12×28	H-800×200×12×28	H-800×300×12×28
2	H-1000×200×16×32	H-1000×200×16×32	H-1000×300×16×32

表 4.1.2-10 柱断面 (S50L)

F	C1	C2	C3
50	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12	□-650×650×19×19
44～49	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12	□-650×650×22×22
38～43	□-650×650×16×16	□-650×650×12×12	□-650×650×28×28
32～37	□-650×650×16×16	□-650×650×16×16	□-650×650×36×36
26～31	□-650×650×19×19	□-650×650×19×19	□-650×650×45×45
20～25	□-650×650×25×25	□-650×650×19×19	□-650×650×55×55
14～19	□-650×650×28×28	□-650×650×22×22	□-650×650×60×60
8～13	□-650×650×28×28	□-650×650×25×25	□-650×650×65×65
5～7	□-650×650×32×32	□-650×650×28×28	□-650×650×70×70
2～4	□-650×650×36×36	□-650×650×32×32	□-650×650×75×75
1	□-650×650×40×40	□-650×650×32×32	□-650×650×80×80

F	C4	C5
50	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12
44～49	□-650×650×16×16	□-650×650×12×12
38～43	□-650×650×22×22	□-650×650×16×16
32～37	□-650×650×28×28	□-650×650×19×19
26～31	□-650×650×36×36	□-650×650×22×22
20～25	□-650×650×40×40	□-650×650×25×25
14～19	□-650×650×50×50	□-650×650×32×32
8～13	□-650×650×55×55	□-650×650×36×36
5～7	□-650×650×60×60	□-650×650×40×40
2～4	□-650×650×60×60	□-650×650×55×55
1	□-650×650×75×75	□-650×650×55×55

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下 1/6 まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型とする。耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 曲げモーメントと軸力の相関を考慮した弾塑性特性

減衰：

1 次固有周期に対して 2% の内部粘性減衰

表 4.1.2-11 固有周期一覧 (S50L)

	固有周期 (秒)	刺激係数
1 次	4.44	1.38
2 次	1.51	-0.56
3 次	0.87	-0.31

② S50T

重量，階高，柱断面は S50L と共通 (同一モデル直交方向)

表 4.1.2-12 梁断面 (S50T)

FL	G1	G2	G3
R	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
15～20	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
9～14	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
3～8	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
2	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25

FL	G4	G5	G6
R	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
15～20	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
9～14	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
3～8	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
2	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下 1/6 まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型とする。耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 曲げモーメントと軸力の相関を考慮した弾塑性特性

可撓耐震壁（図 4.1.2-26 網掛け部）：

ブレース置換して表現し，せん断剛性に換算すると 3.5kN/m，せん断耐力 2800kN となる Bi-Linear 型

減衰：

1 次固有周期に対して 2% の内部粘性減衰

表 4.1.2-13 固有周期一覧（S50T）

	固有周期（秒）	刺激係数
1 次	5.83	1.41
2 次	1.88	0.61
3 次	1.01	0.33



## 2) 入力地震動の設定

想定する入力地震動の諸元及びスペクトルを以下に示す。

表 4.1.2-14 想定する長周期地震動一覧

地点	想定する地震	表記	レベル	最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	継続時間 (s)
愛知 津島	東南海・東海	AIC003	平均	221	645
			平均+ $\sigma$	322	645
愛知 名古屋	東南海・東海	AIC004	平均	323	645
			平均+ $\sigma$	682	645
大阪 此花	南海	OSKH02	平均	71	625
			平均+ $\sigma$	105	625
東京 新宿	東南海・東海	KOGAKUIN	平均	86	620
			平均+ $\sigma$	121	620
観測波	2003 十勝沖	TOMAKOMAI	—	70	180

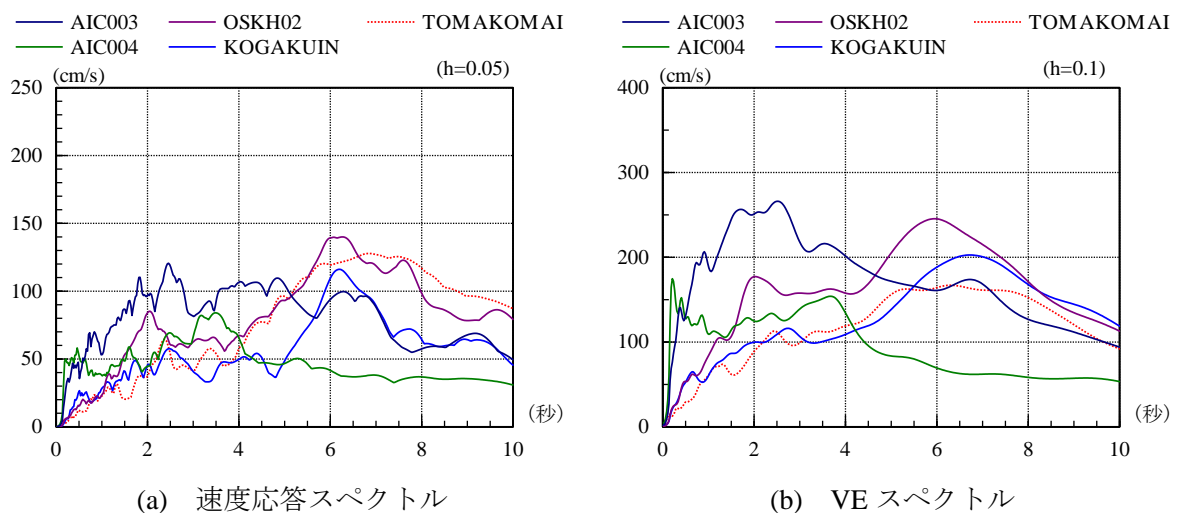


図 4.1.2-27 模擬地震動（平均）と観測波のスペクトル

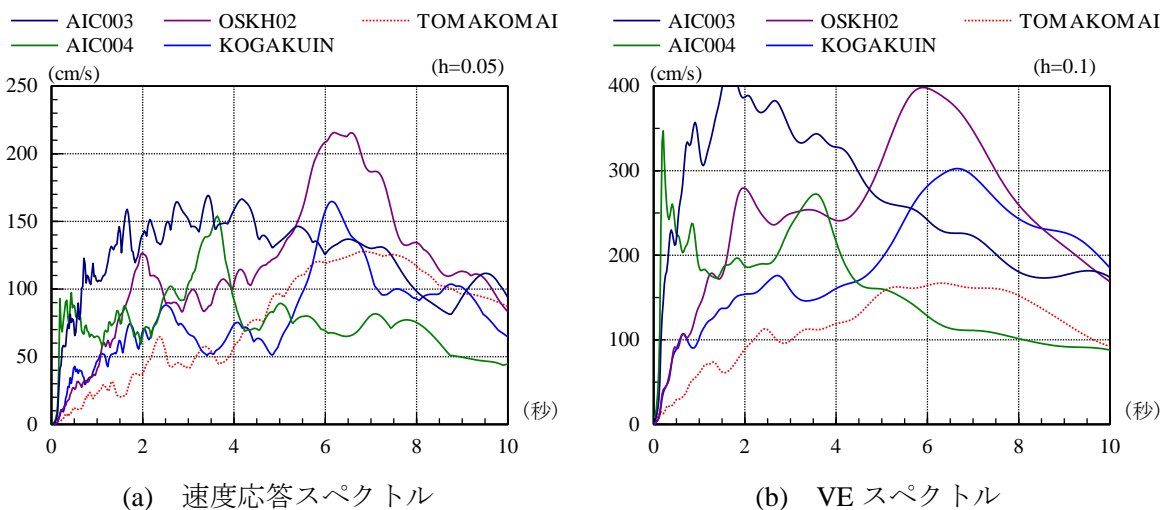


図 4.1.2-28 模擬地震動（平均+ $\sigma$ ）と観測波のスペクトル

### 3) 地震応答解析結果

2) に示す入力地震動を用い、最悪の場合を想定して、建物が共振した状態を模擬するため、昨年度と同様、共振検討波を作成して検討を実施する。

今回は、観測波である TOMAKOMAI に関する検討を実施した。

#### ① S50L

共振状態を実現するために、時間刻み（と入力振幅）を調整して入力地震動を設定し、地震応答解析を行った。その際の最大水平変形と最大層間変形角を以下に示す。

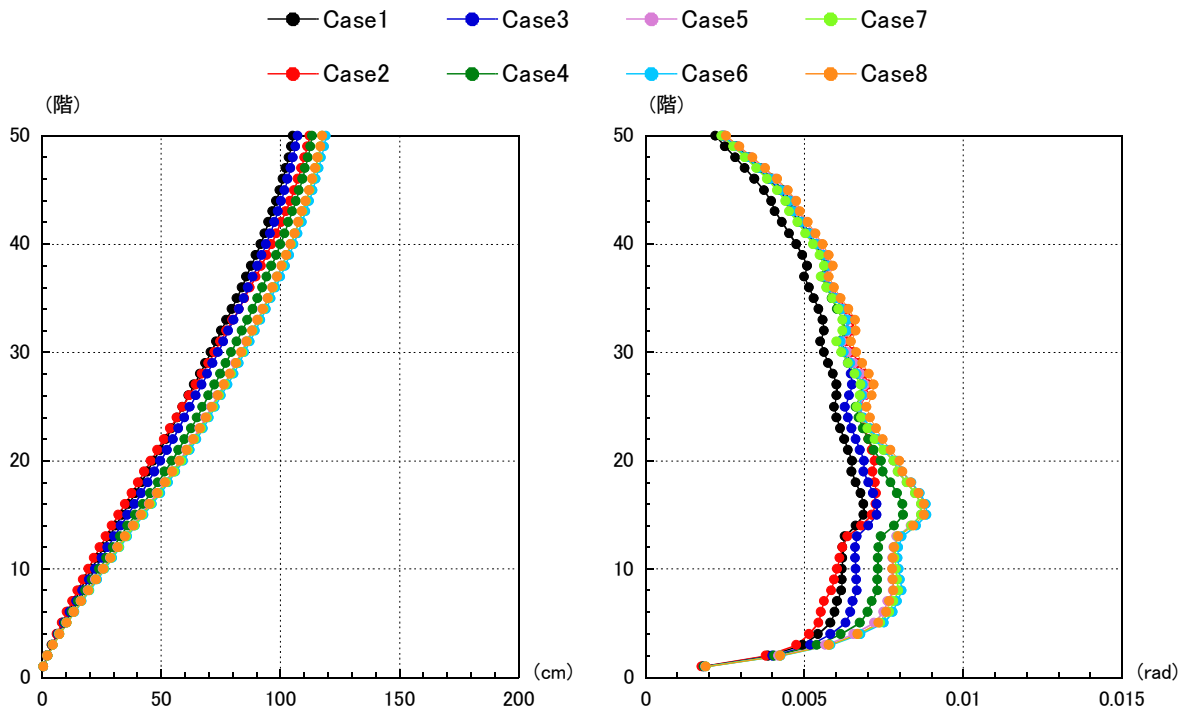


図 4. 1. 2-29 最大水平変形 (S50L)

図 4. 1. 2-30 最大層間変形角

この中で水平変形が最大となる CASE6 を共振検討波とし、以下、その際の頂部水平変形時刻歴と、梁部材塑性率、累積塑性変形倍率、柱軸厚比の応答最大値を示す。

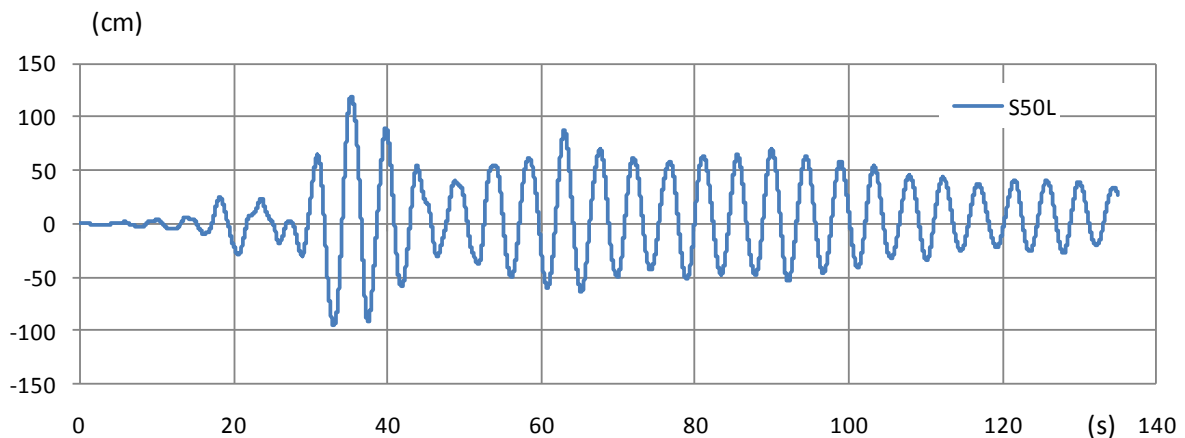


図 4. 1. 2-31 頂部水平変形時刻歴 (S50L)

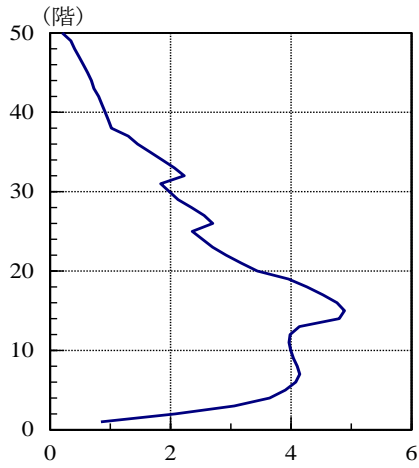


図 4.1.2-32 最大部材塑性率 (S50L)

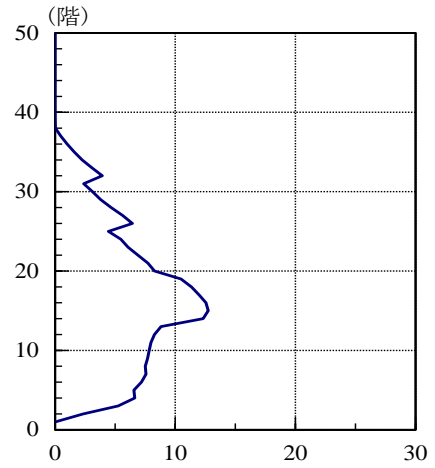


図 4.1.2-33 最大部材累積塑性変形倍率 (S50L)

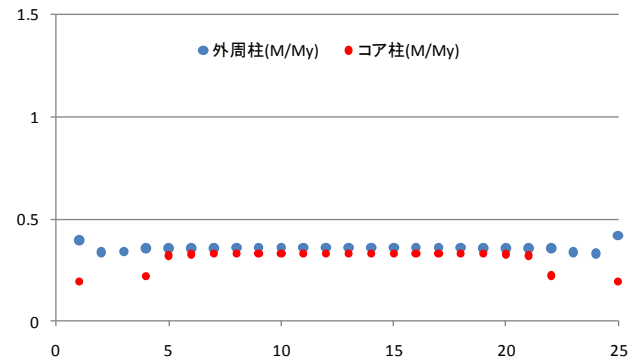
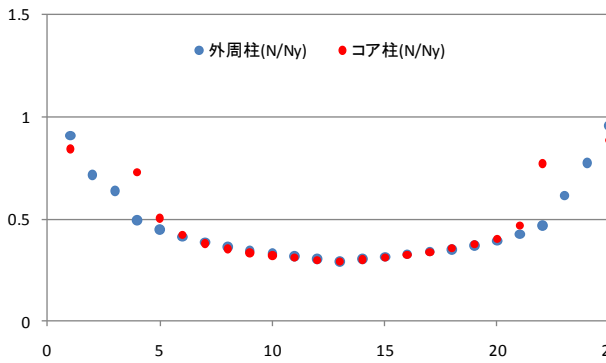
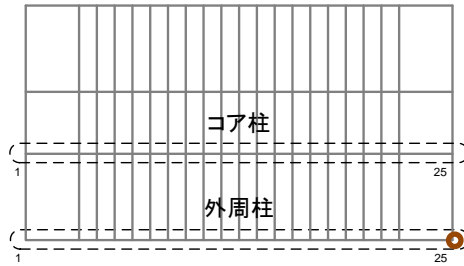


図 4.1.2-34 1階柱脚軸力比, モーメント比 (N/Ny, M/My)

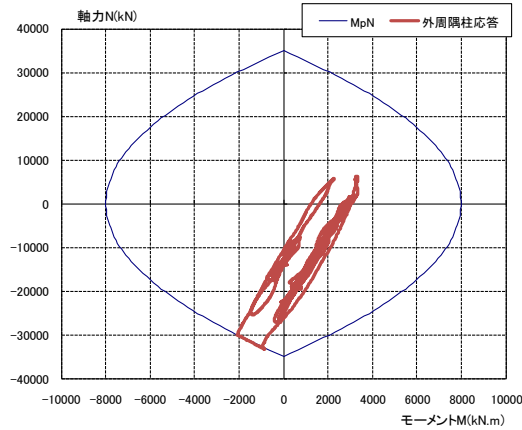


図 4.1.2-35 M-N 相関曲線と 1階隅柱応答時刻歴

② S50T

共振状態を実現するために、時間刻み（と入力振幅）を調整して入力地震動を設定し、地震応答解析を行った。その際の最大水平変形と最大層間変形角を以下に示す。

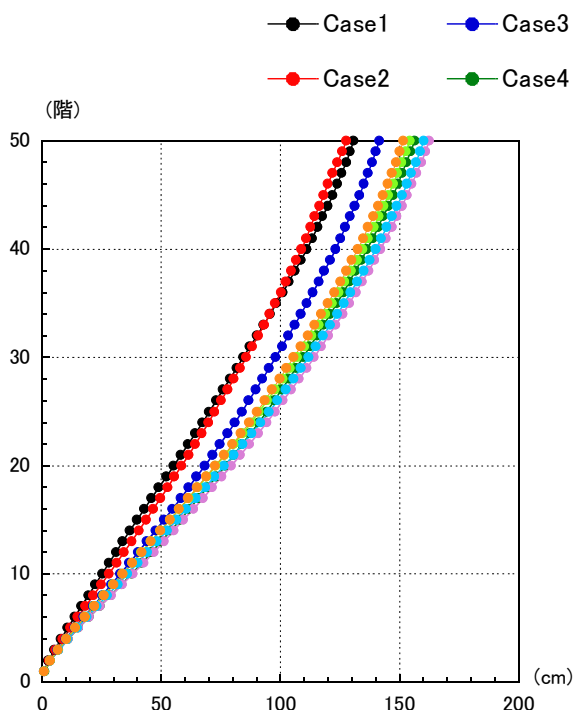


図 4. 1. 2-36 最大水平変形 (S50L)

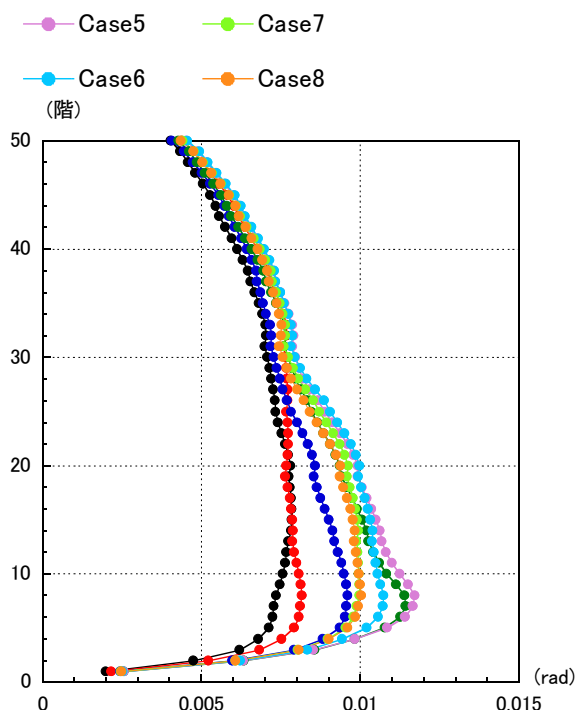


図 4. 1. 2-37 最大層間変形角 (S50L)

この中で水平変形が最大となる CASE5 を共振検討波とし、以下、その際の頂部水平変形時刻歴と、梁部材塑性率，柱軸圧比の応答最大値を示す。

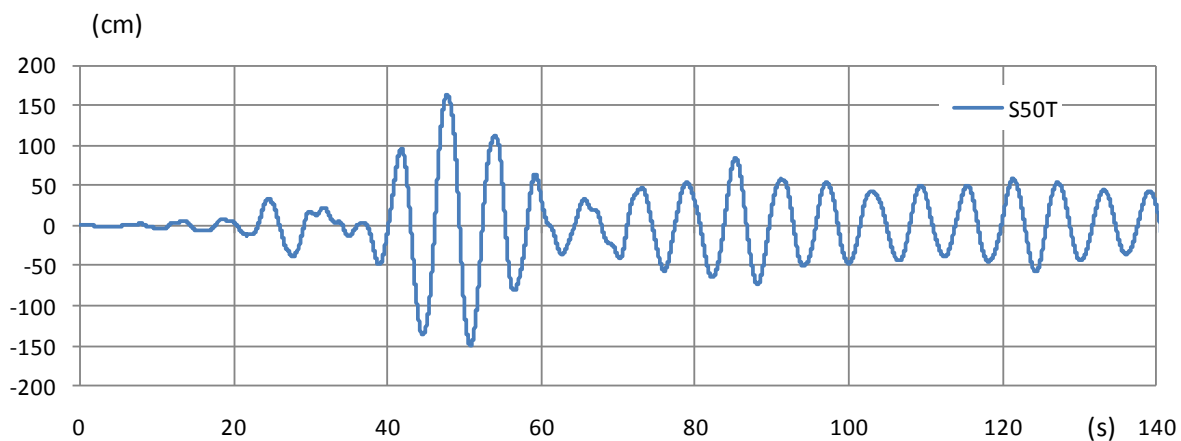


図 4. 1. 2-38 頂部水平変形時刻歴 (S50T)

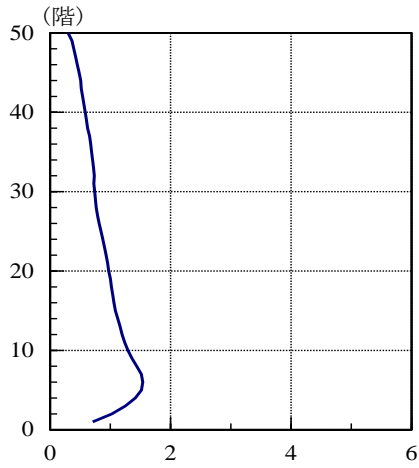


図 4.1.2-39 最大部材塑性率 (S50T)

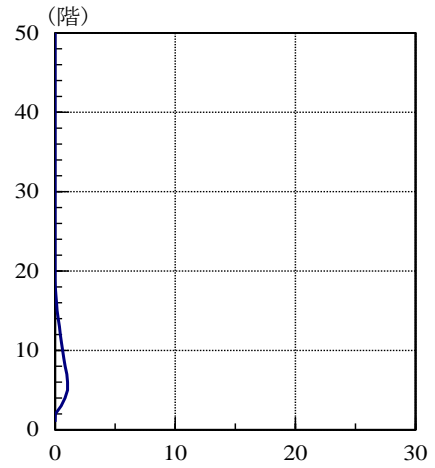


図 4.1.2-40 最大部材累積塑性変形倍率 (S50T)

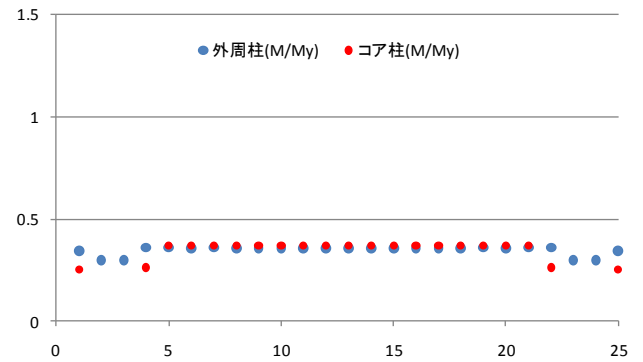
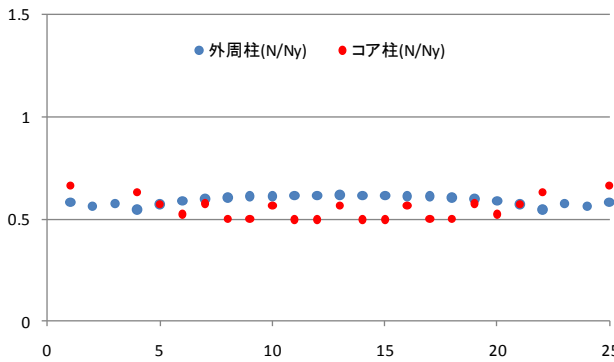
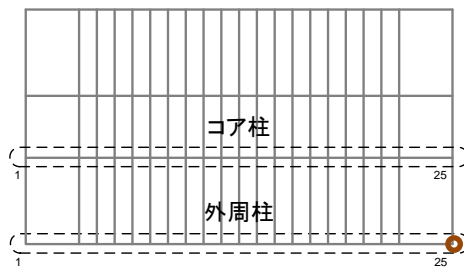


図 4.1.2-41 1階柱脚軸力比, モーメント比 (N/Ny, M/My)

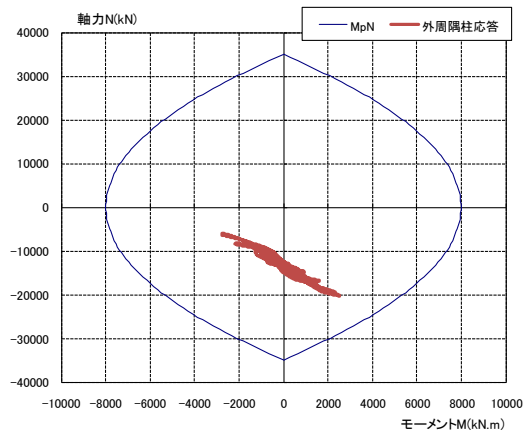


図 4.1.2-42 M-N 相関曲線と 1階隅柱応答時刻歴

#### 4) 観測波 (TOMAKOMAI) による検討のまとめ

架構形式の異なる 2 種のモデル建物の応答解析を一例として観測波について実施した。その結果を以下にまとめる。

##### ① S50L

- ・ 最大層間変形角は小さいものの、(比較的) 短スパンの梁部材の塑性率は 4 を超える箇所がある。
- ・ その時の累積塑性変形倍率は 10 程度とそれほど大きくない。今回共振検討波として選択したケースより梁部材の累積塑性変形倍率が大きいケースもあり、別の視点での検討ケースの絞り込みが必要と思われる。
- ・ 転倒モーメントに抵抗する外側の柱軸力が過大となり、軸力比( $N/N_y$ )で 0.9 を越える箇所もある。長期軸力を各階の負担面積の和にて算定しており、長期荷重解析を行った結果とは異なる可能性がある。特に外側の柱部分には長期軸力を比較的大きく設定している影響が軸力比に現れた可能性がある。

##### ② S50T

- ・ 最大層間変形角は比較的大きいものの、ロングスパンにより架構が構成されており、梁部材塑性率は 1 を多少超える程度である。ロングスパン梁にて影響の大きい長期曲げモーメントを考慮していないため正確ではないが、(考慮したとしても) 塑性率及び累積塑性変形倍率は小さい傾向であると思われる。
- ・ その時の累積塑性変形倍率も小さい。
- ・ 外周柱、コア柱とも、軸力比( $N/N_y$ )は 0.6 程度、モーメント比( $M/M_y$ )は 0.4 程度である。

#### 5) その他模擬地震動による検討

ここでは図 4.1.2-27 及び図 4.1.2-28 に示す、平均レベルの波及び平均+ $\sigma$  レベルの波を用い、建物が地震動に共振した最悪の状態を想定するために、昨年度と同様、共振検討波を作成して検討を実施する。

検討結果を以下にまとめて示す。図中に重ね描くのは、時間刻み及び振幅を調整して、共振状態となる波を探索した各検討ケースの応答結果である。ここでは、部材の累積塑性変形倍率が最大となるケースで建物モデルが共振状態となっているものと想定し、そのケースを抽出して梁部材の変形繰返し回数や柱応力履歴等を検討するものとした。

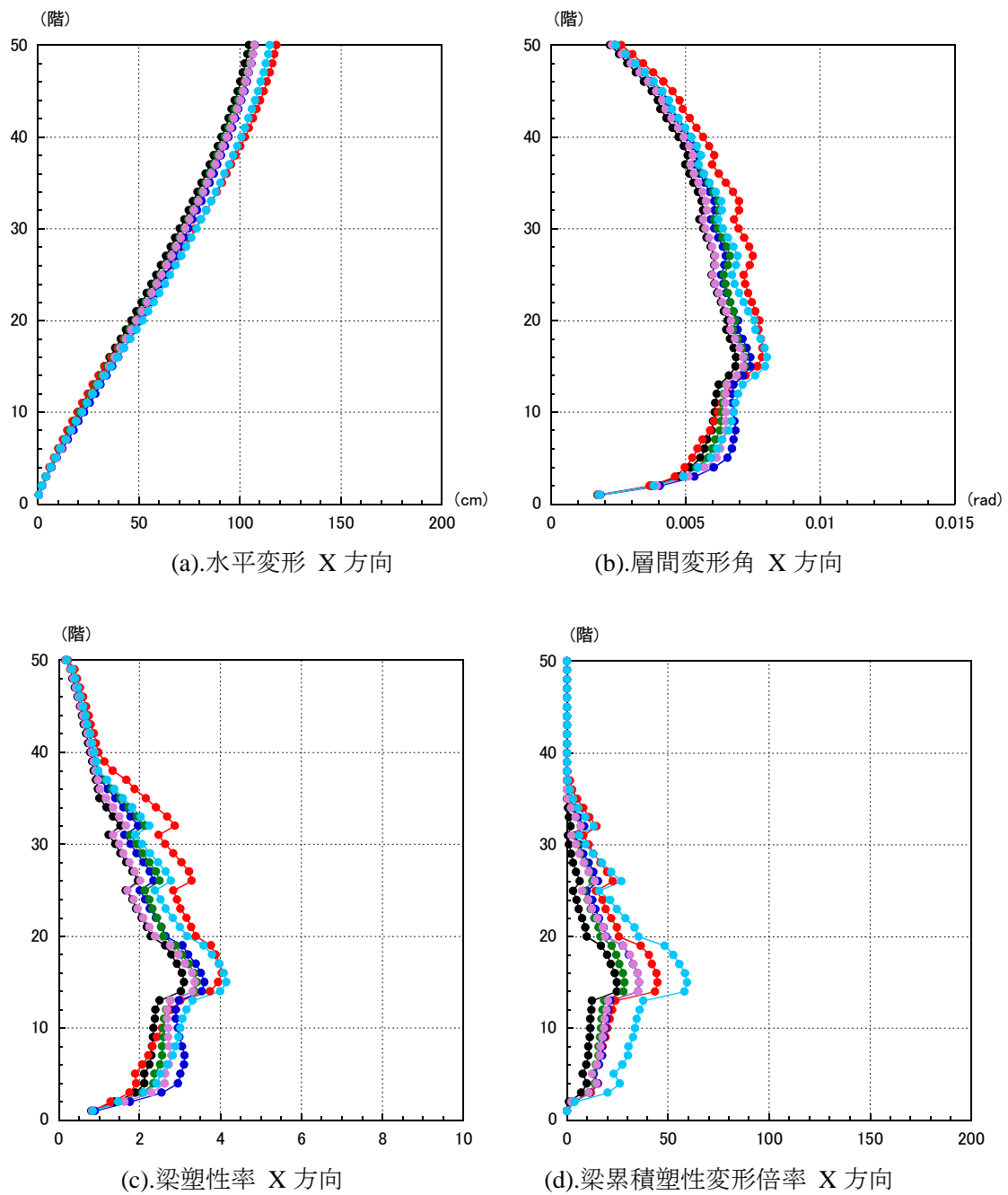


図 4.1.2-43 時刻刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50L AIC003 平均)

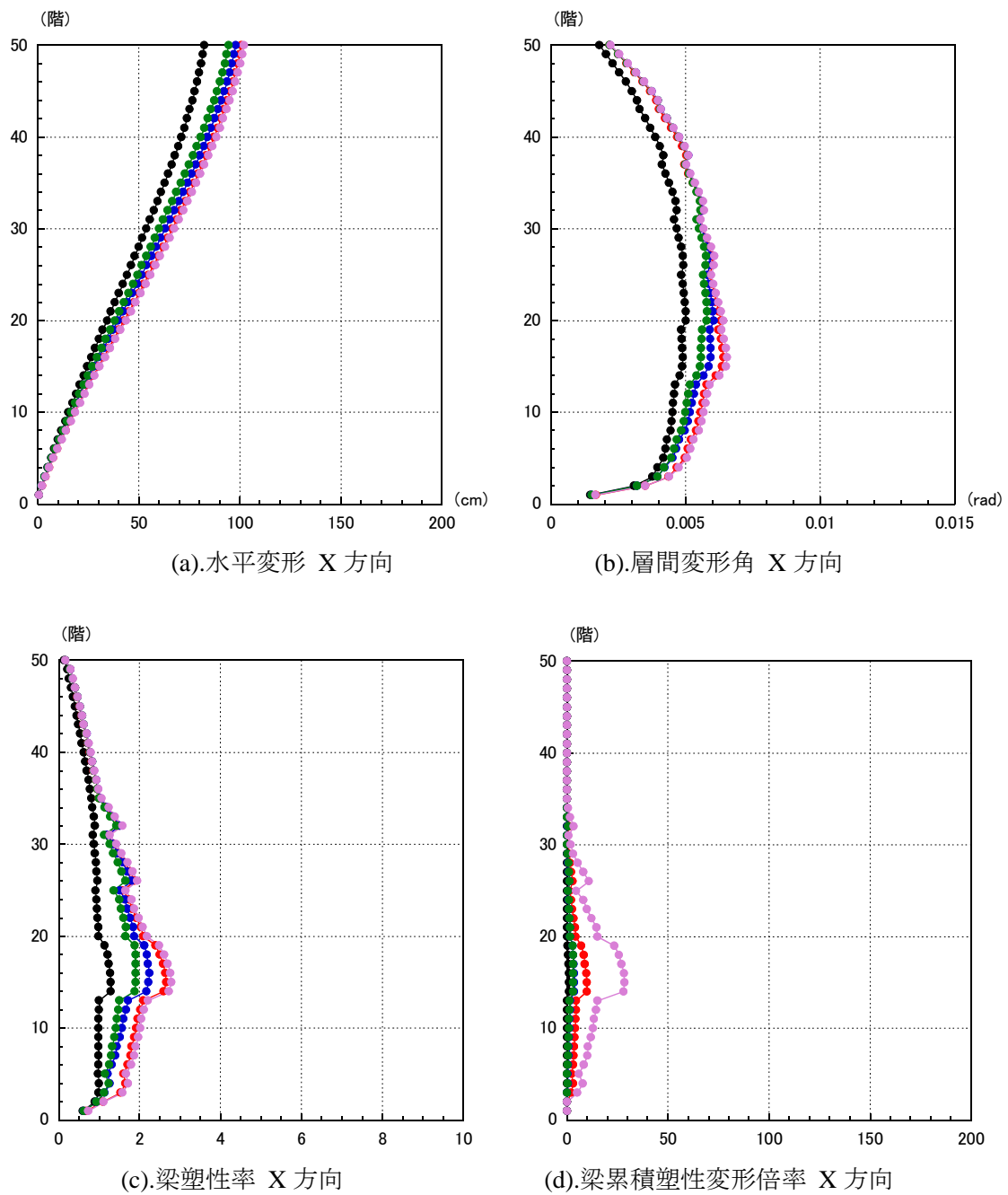


図 4.1.2-44 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50L AIC004 平均)



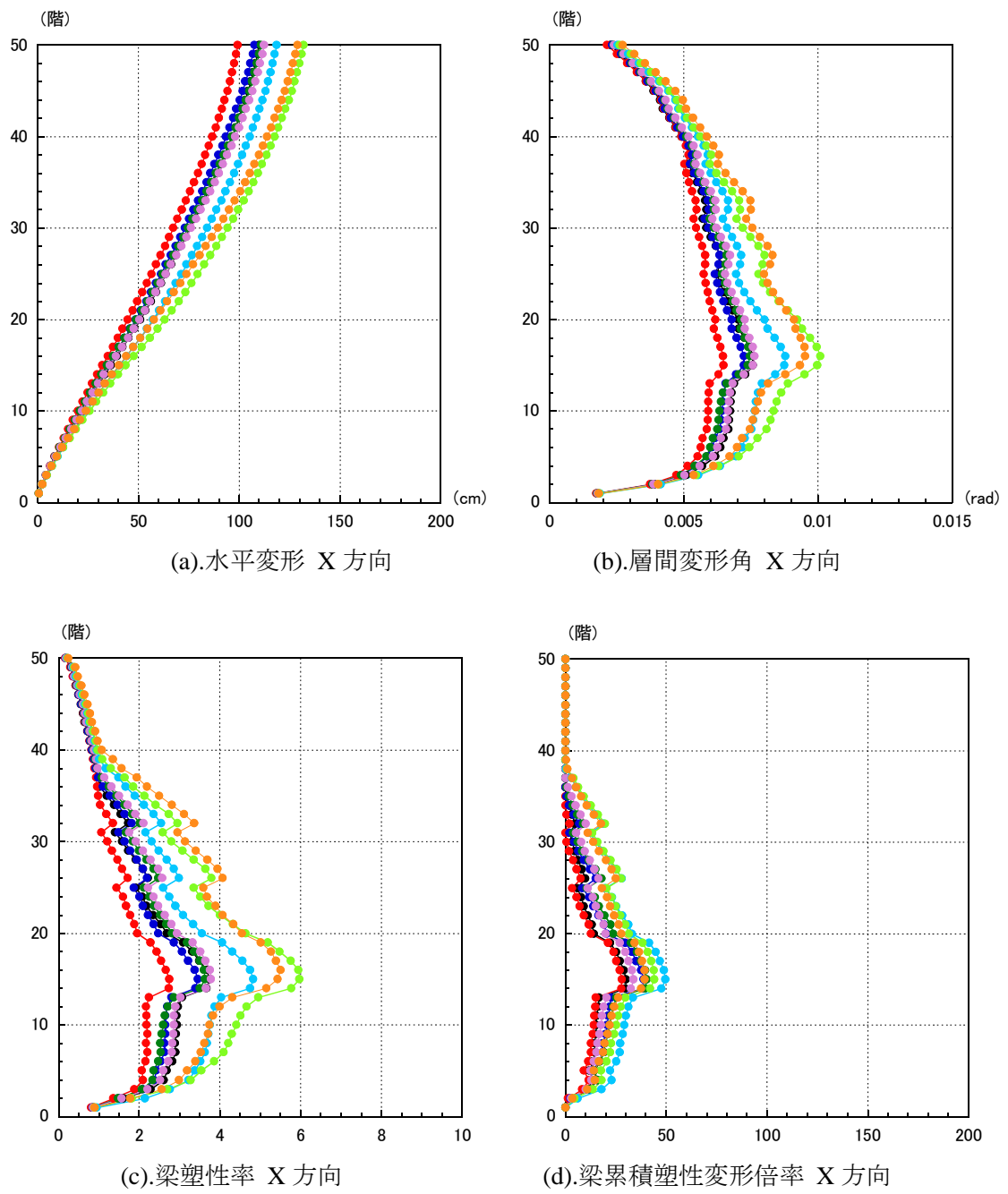


図 4.1.2-45 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50L OSKH02 平均)

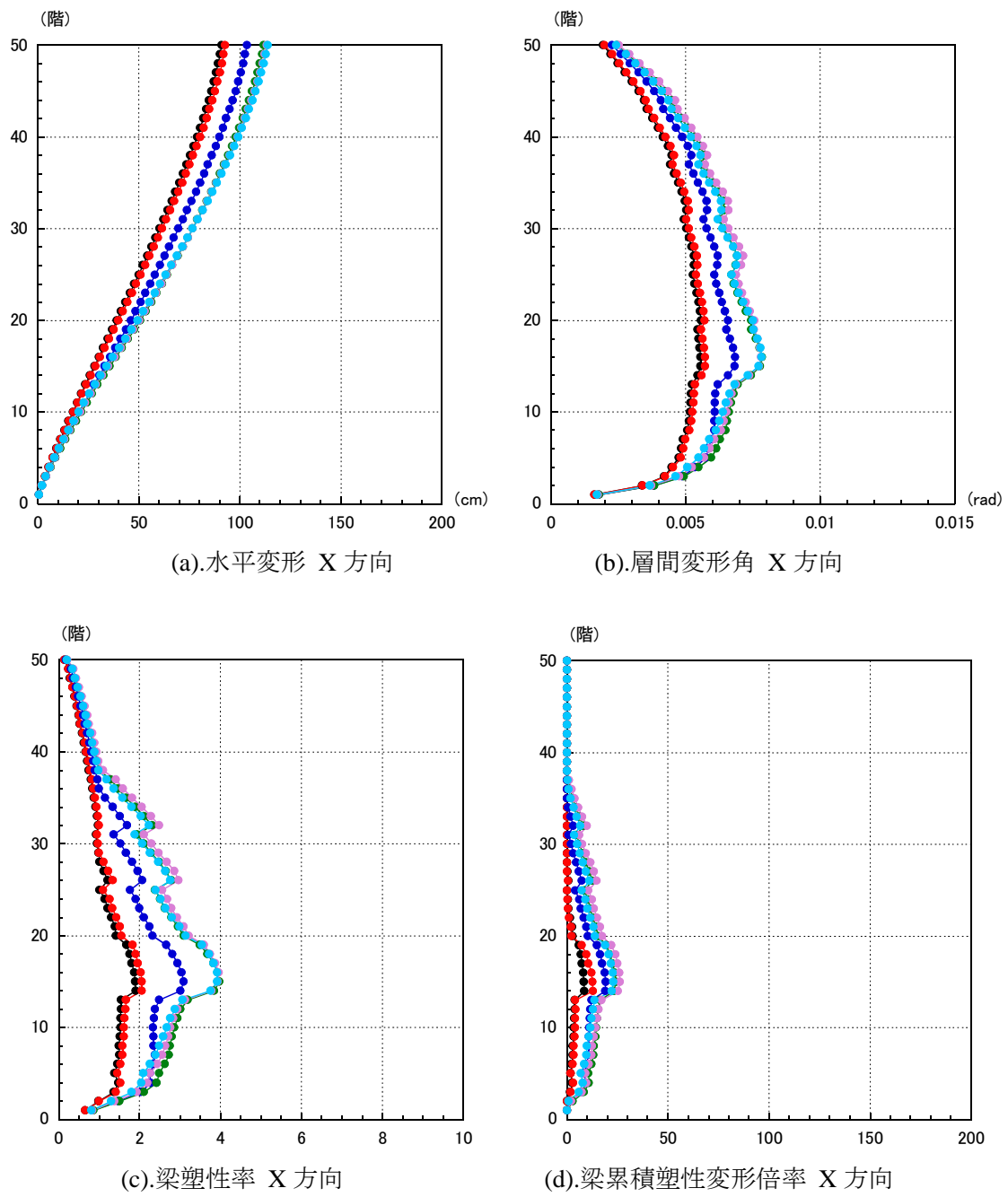


図 4.1.2-46 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (KOGAKUIN 平均)

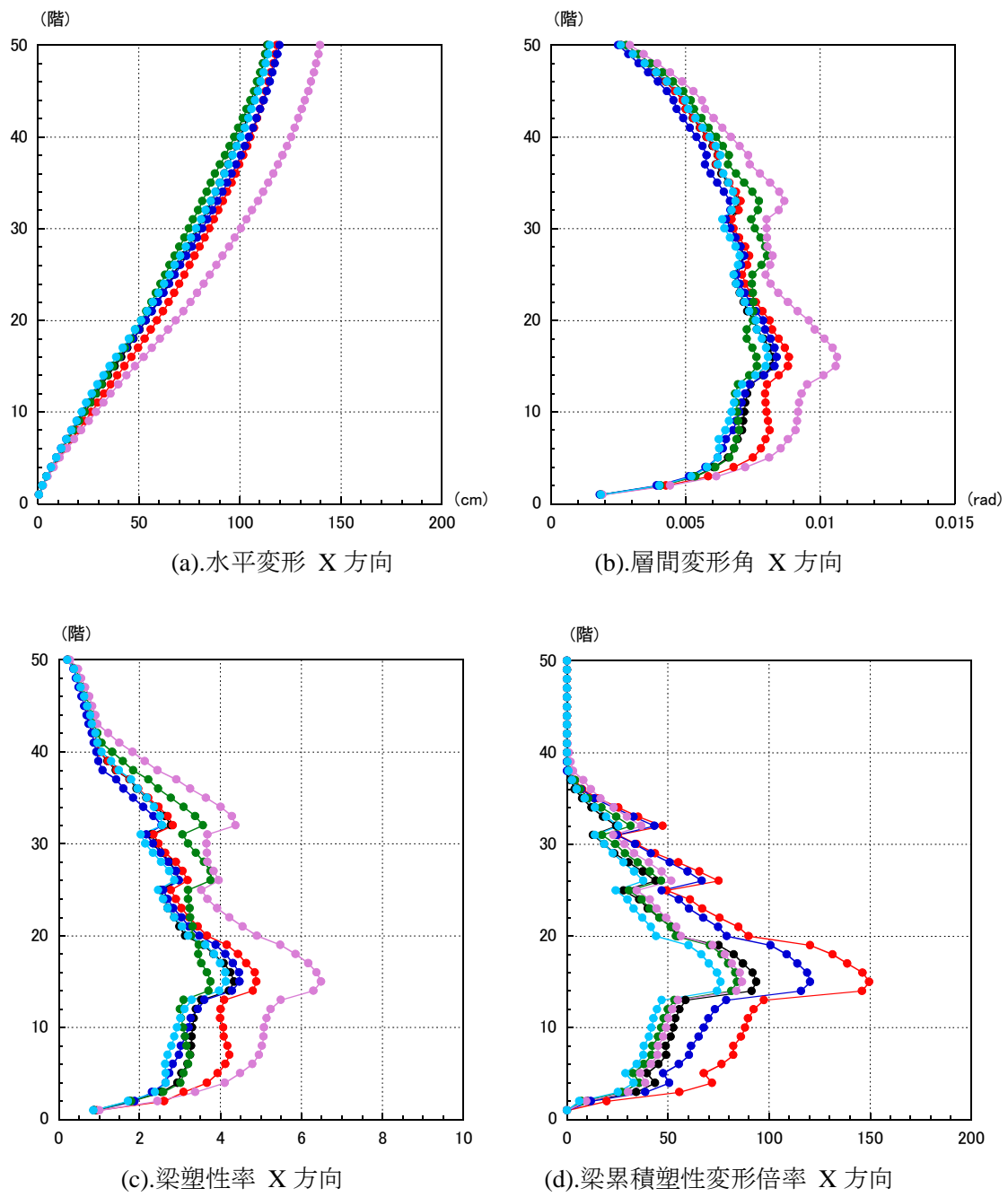


図 4.1.2-47 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (AIC003 平均+ $\sigma$ )

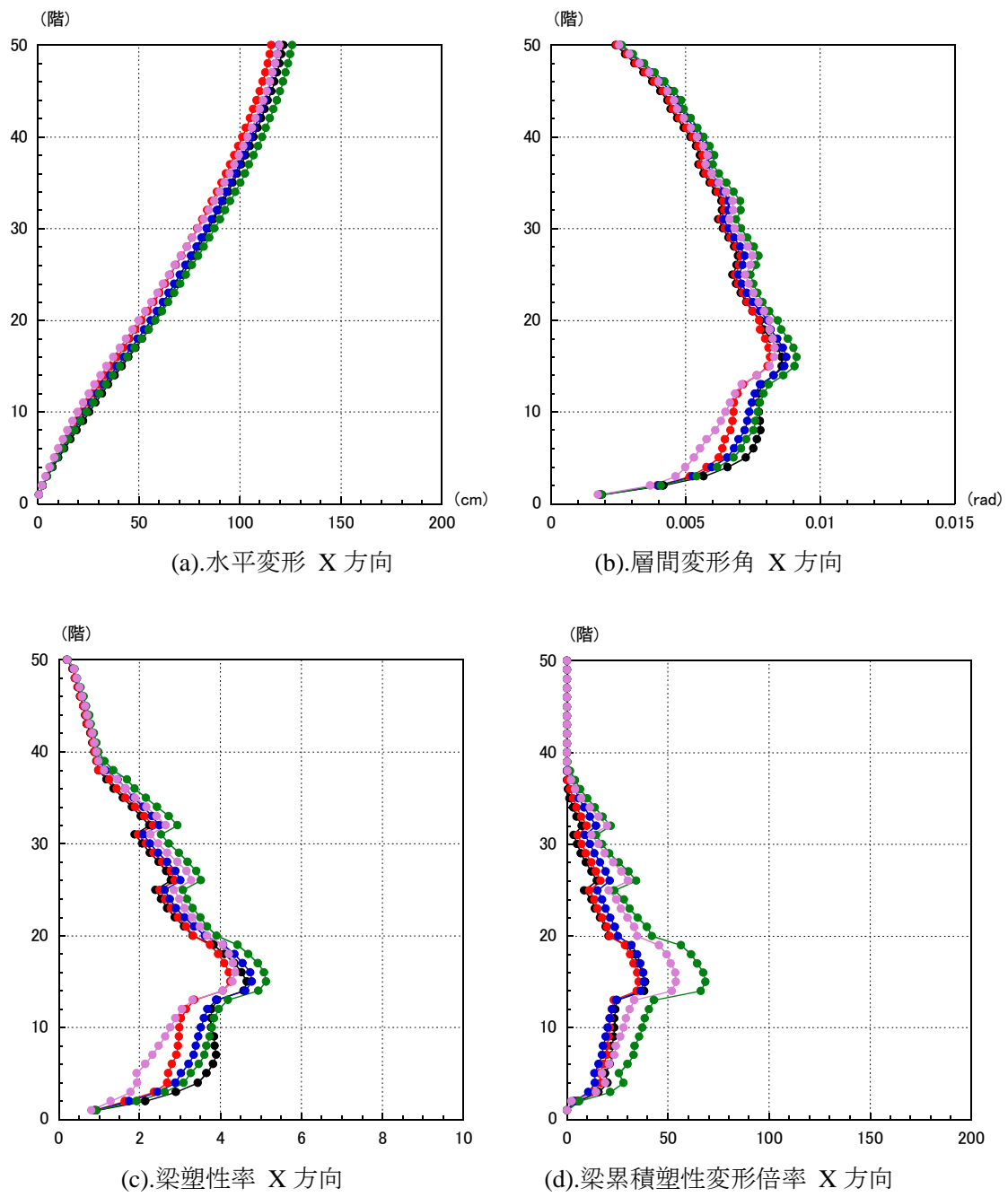


図 4.1.2-48 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (AIC004 平均+ $\sigma$ )

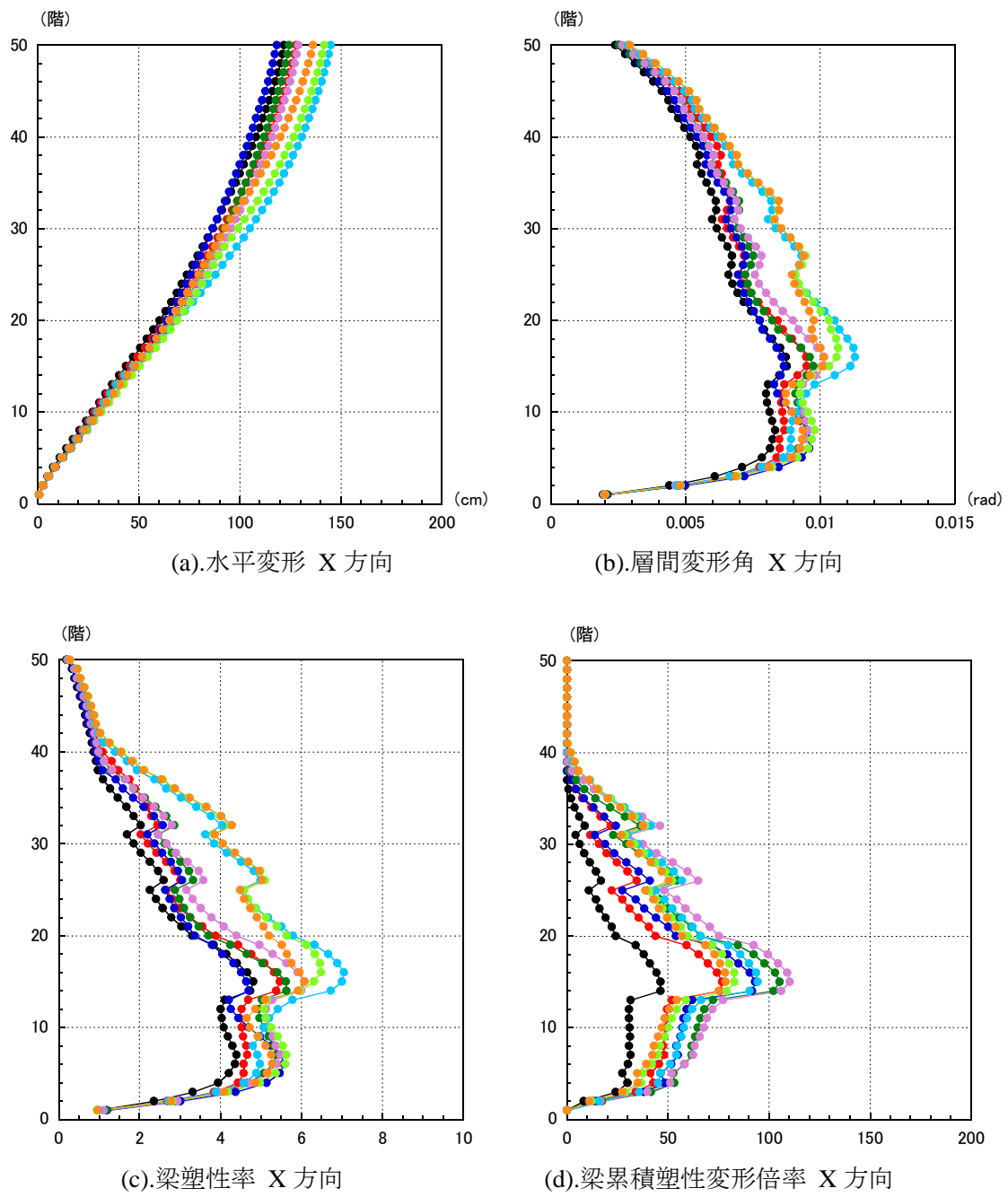


図 4.1.2-49 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (OSKH02 平均+ $\sigma$ )

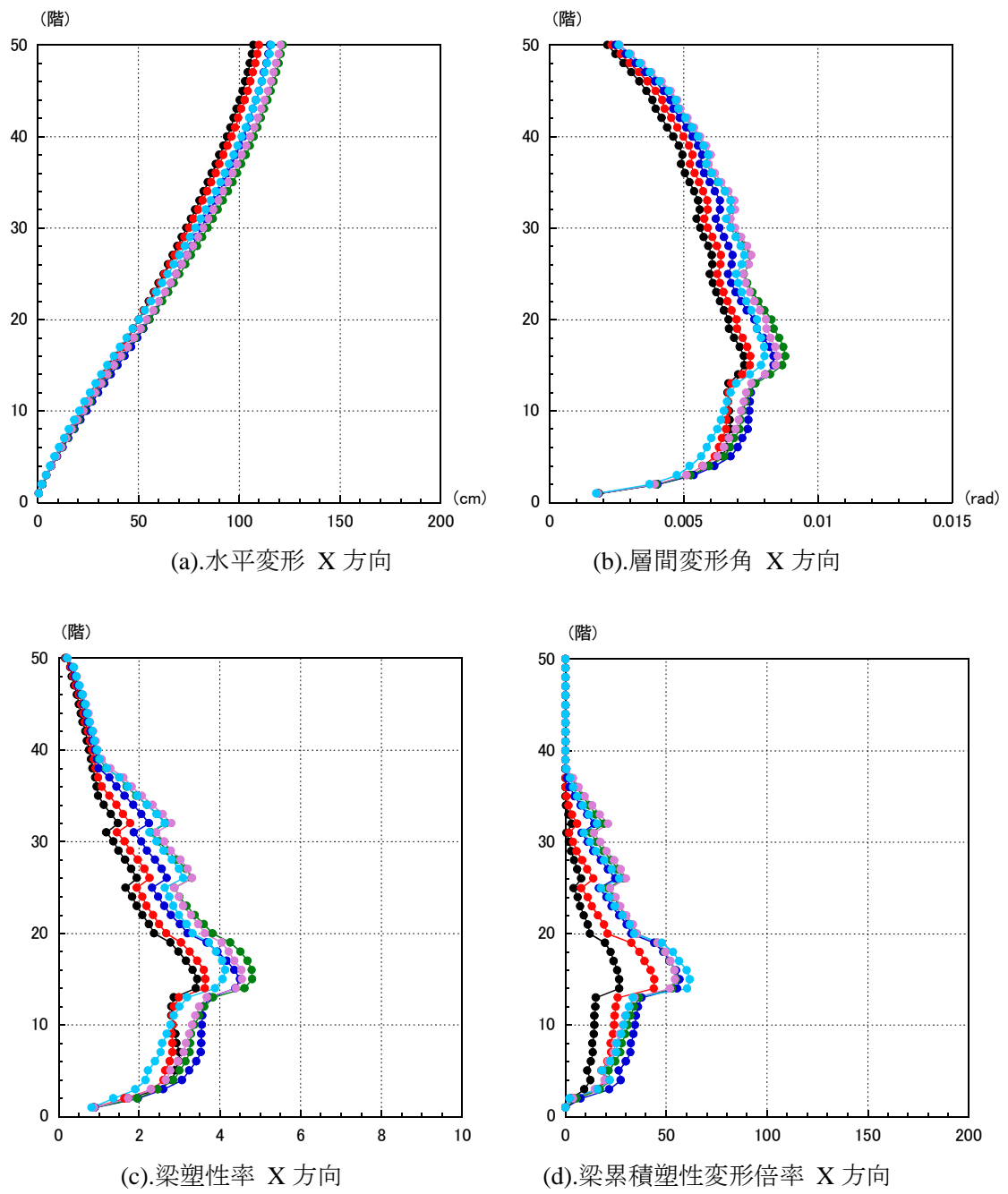
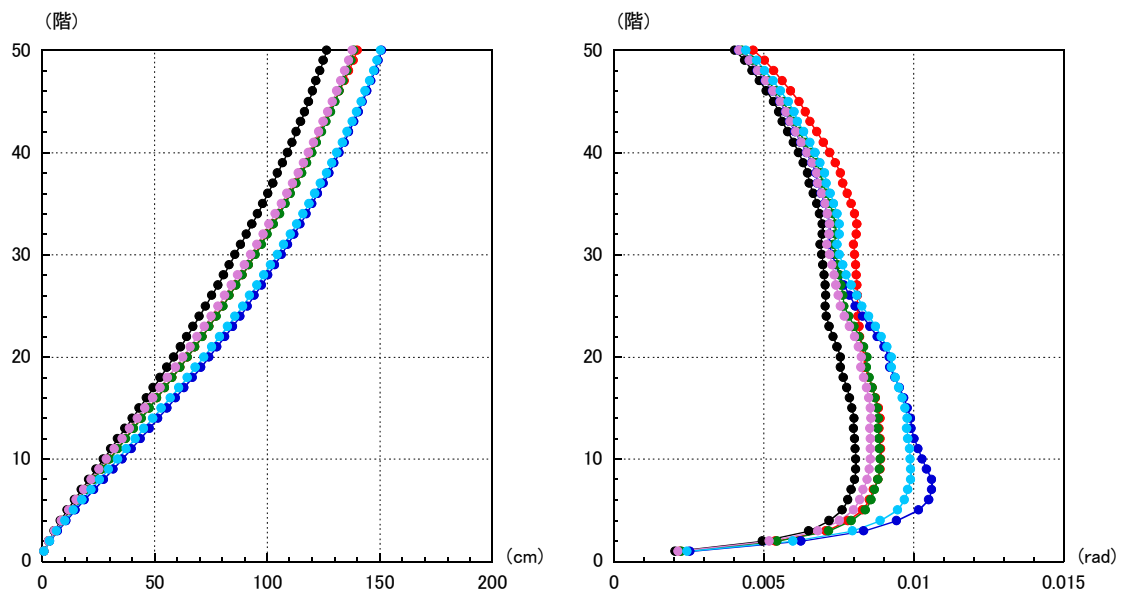
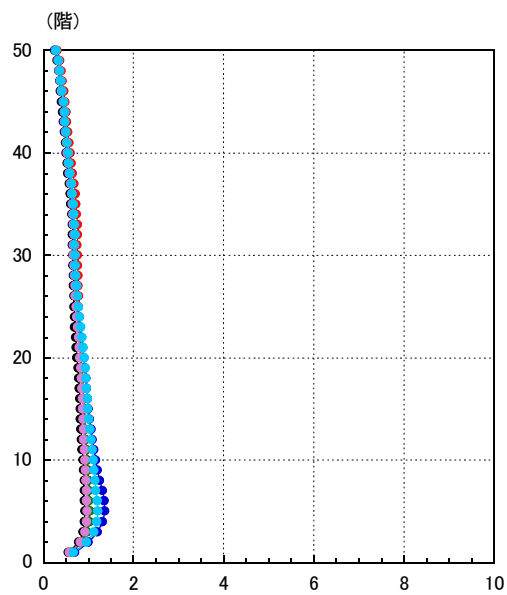


図 4.1.2-50 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (KOGAKUIN 平均+ $\sigma$ )

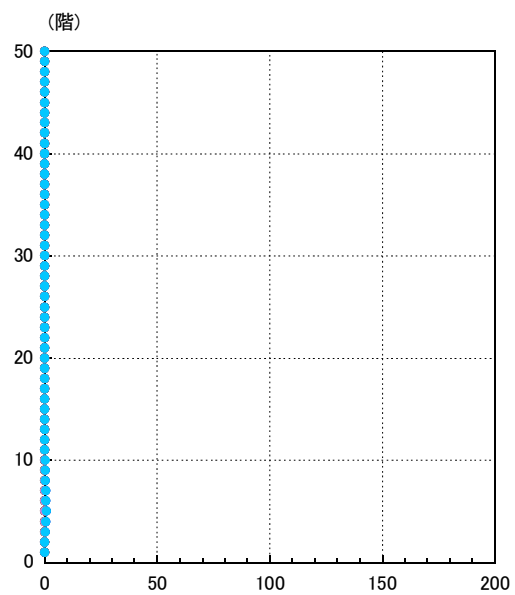


(a).水平変形 Y 方向

(b).層間変形角 Y 方向



(c).梁塑性率 Y 方向



(d).梁累積塑性変形倍率 Y 方向

図 4.1.2-51 時刻刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T AIC003 平均)

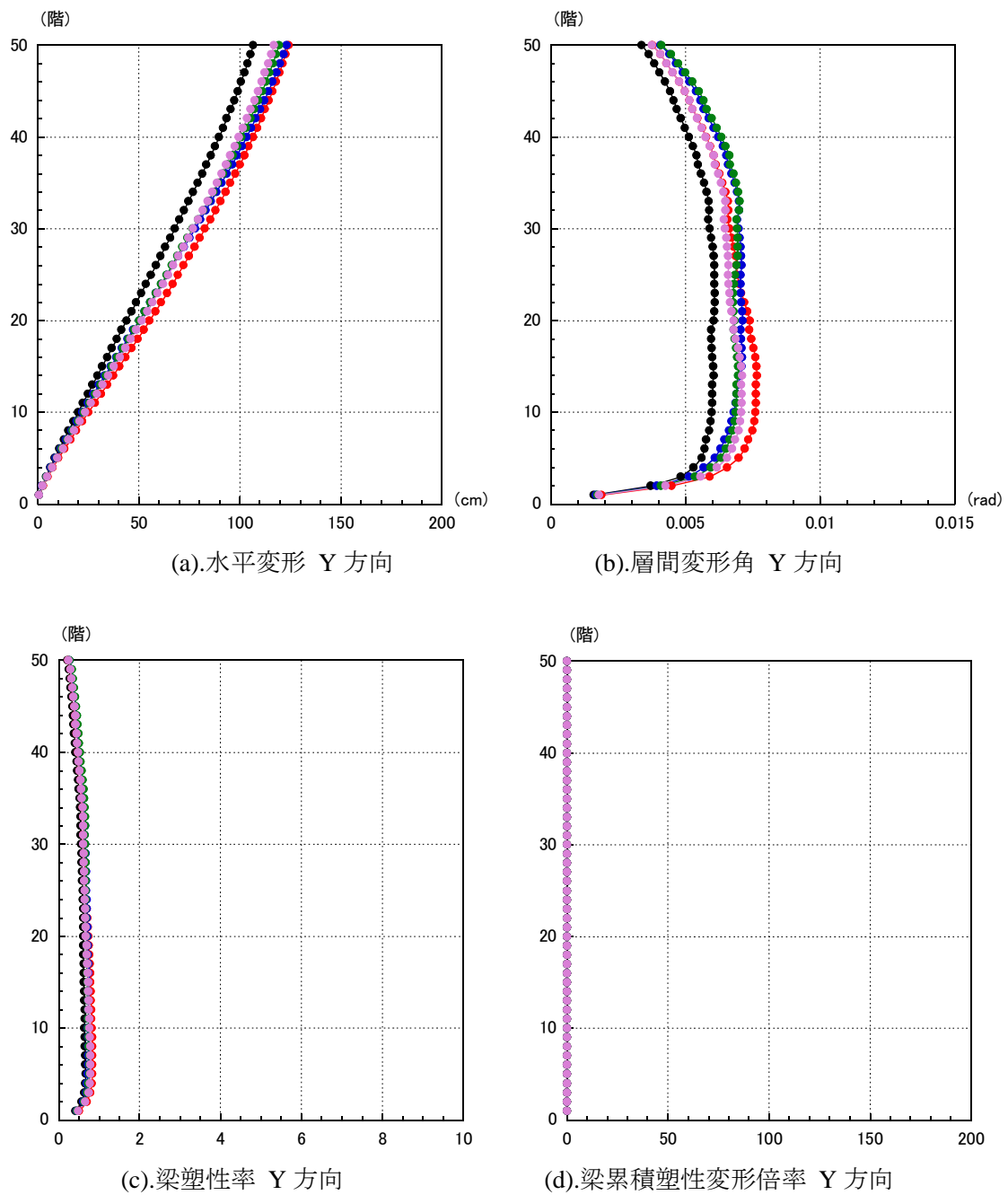


図 4.1.2-52 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T AIC004 平均)



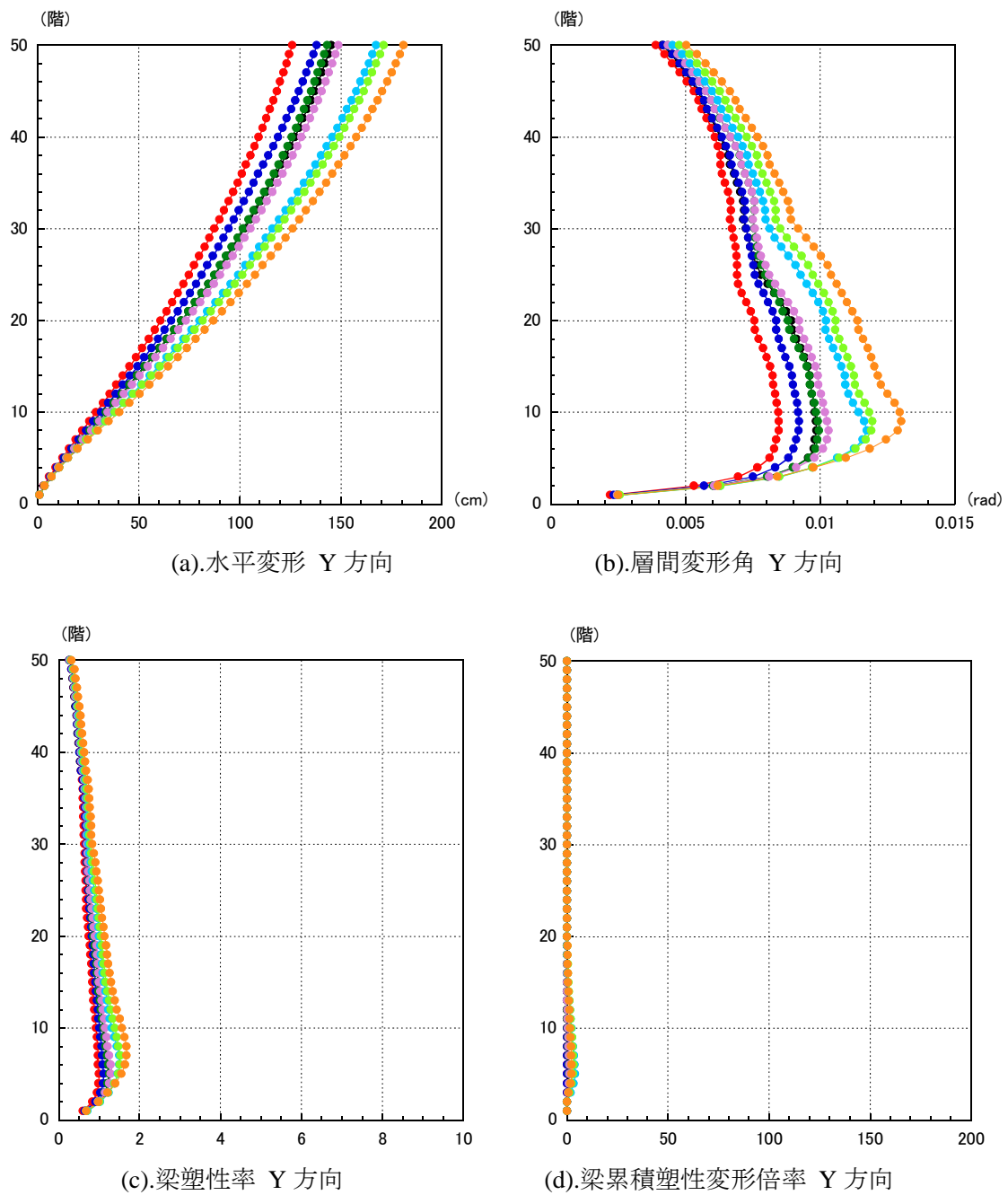


図 4.1.2-53 時刻刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T OSKH02 平均)

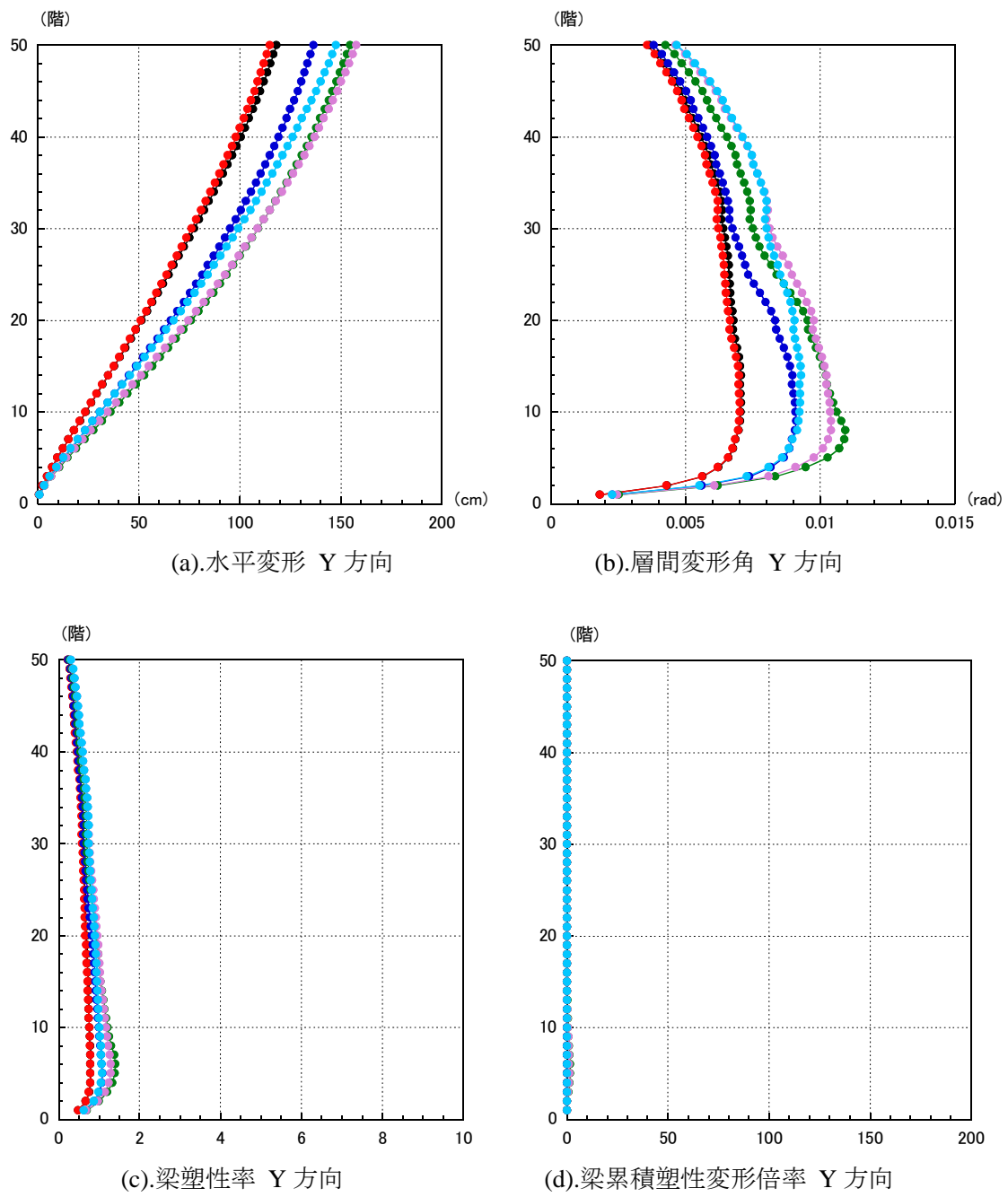
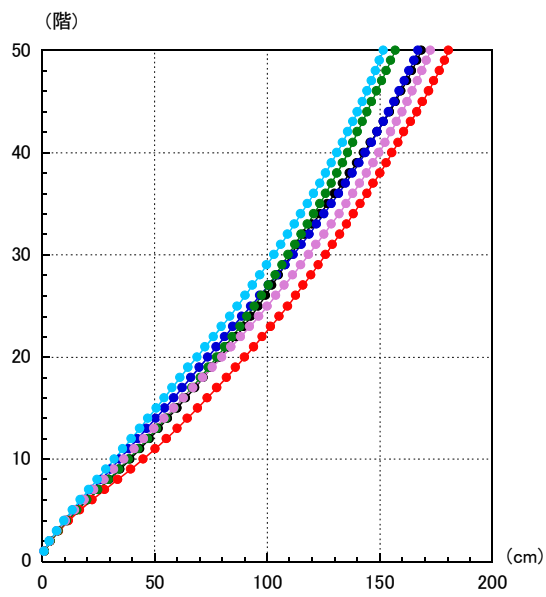
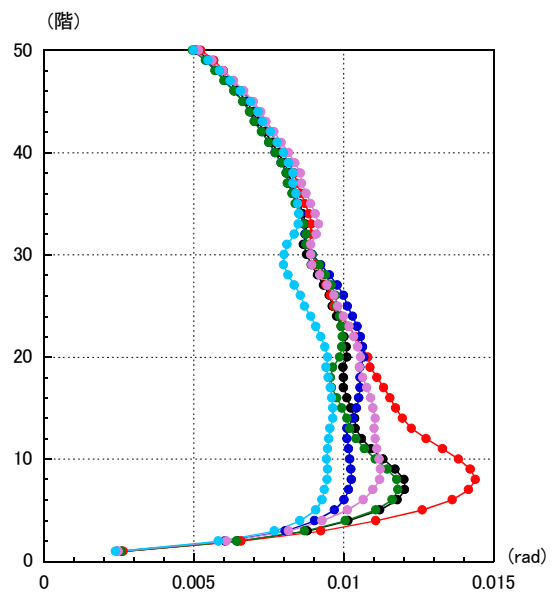


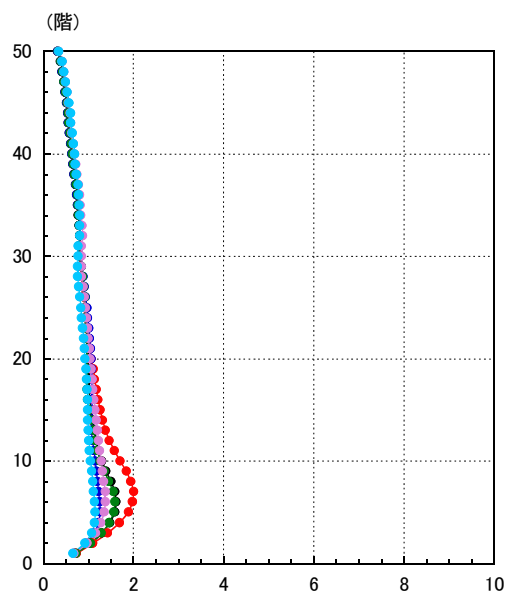
図 4.1.2-54 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T KOGAKUIN 平均)



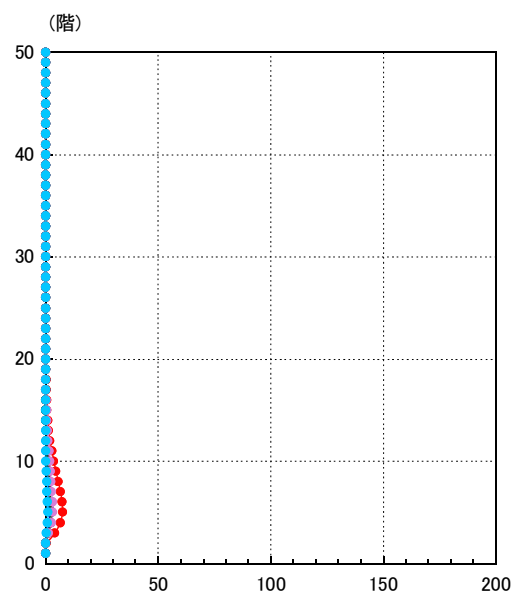
(a).水平変形 Y 方向



(b).層間変形角 Y 方向



(c).梁塑性率 Y 方向



(d).梁累積塑性変形倍率 Y 方向

図 4.1.2-55 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T A1C003 平均+ $\sigma$ )

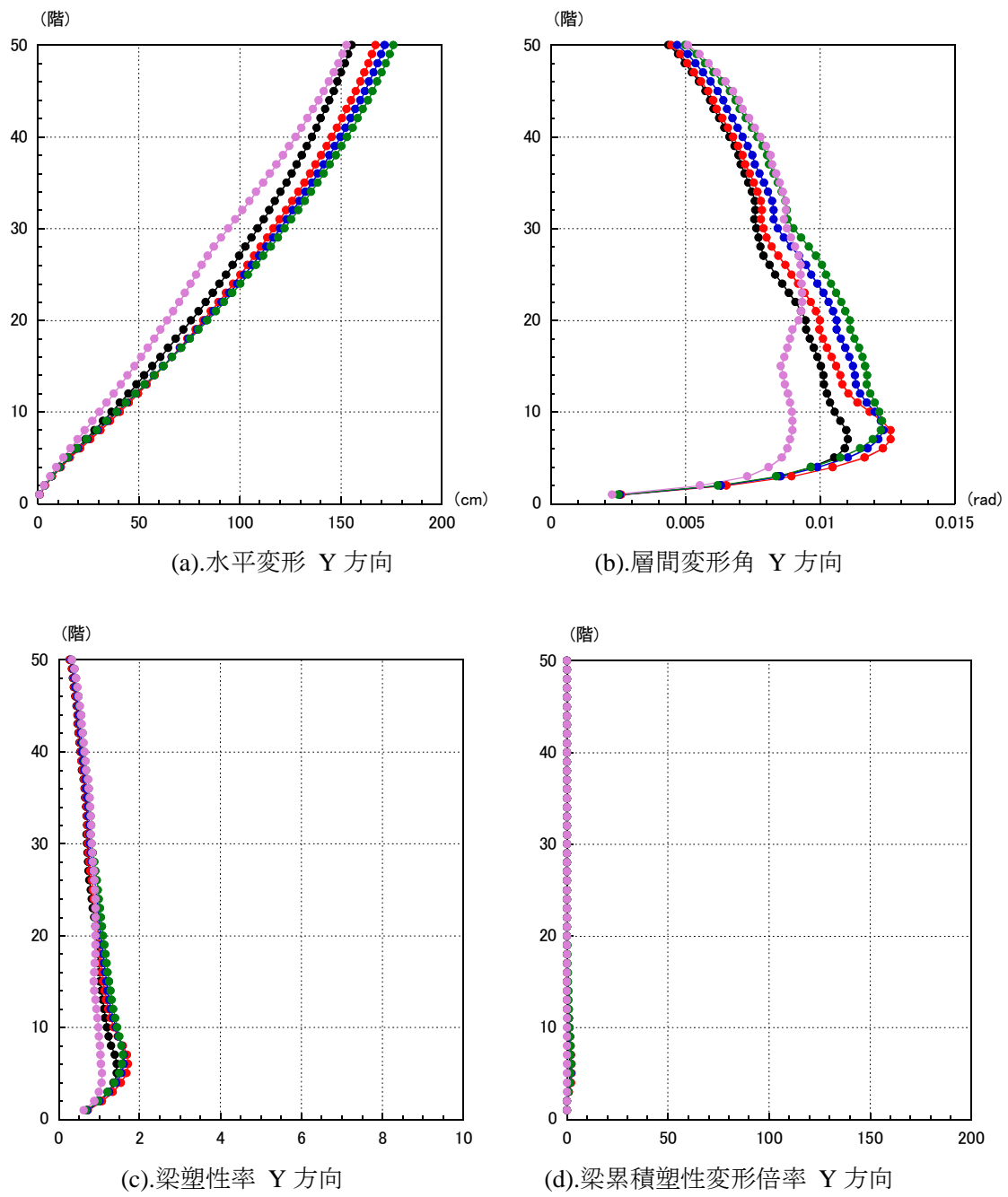


図 4.1.2-56 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T A1C004 平均+ $\sigma$ )

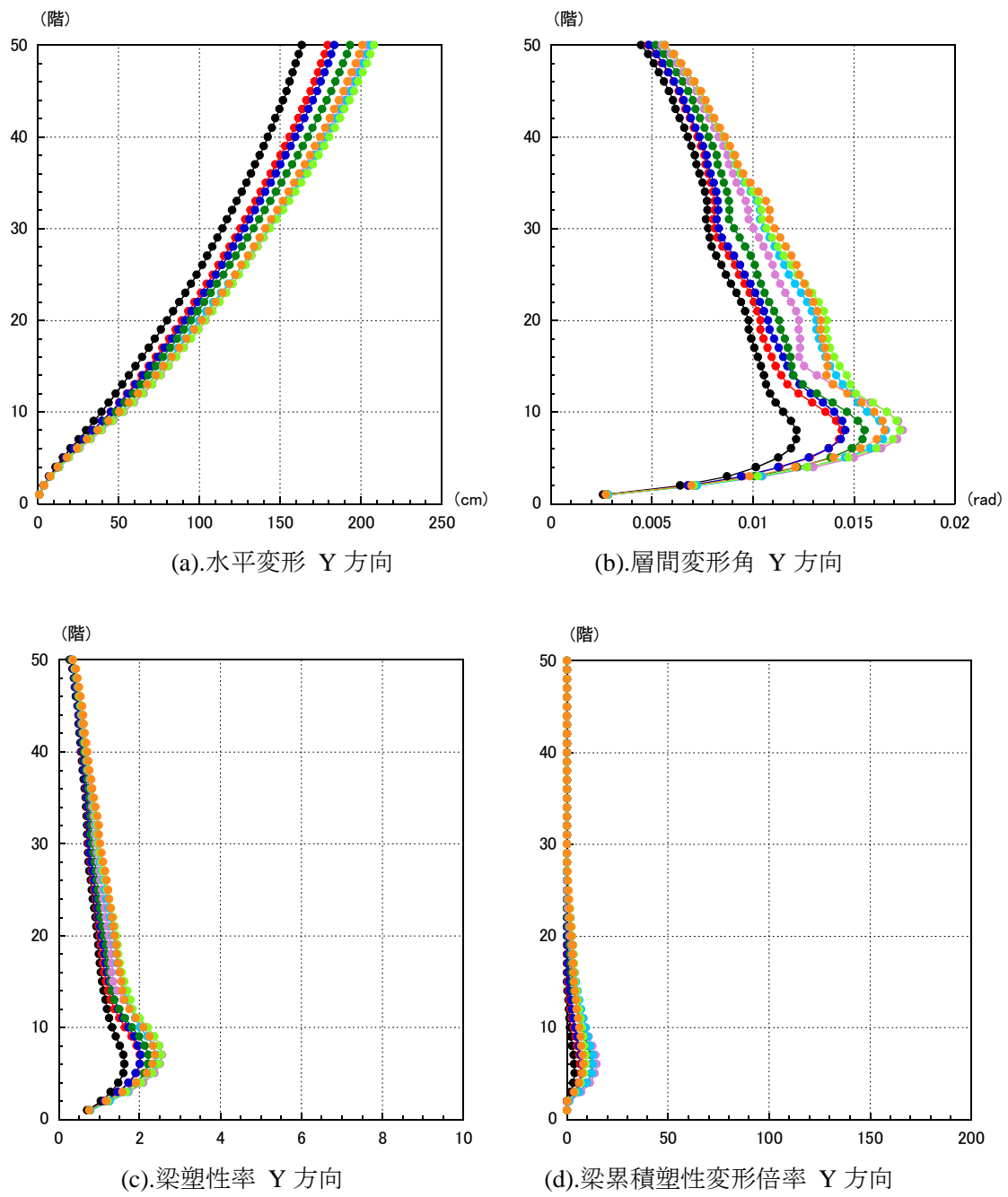


図 4.1.2-57 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T OSKH02 平均+ $\sigma$ )

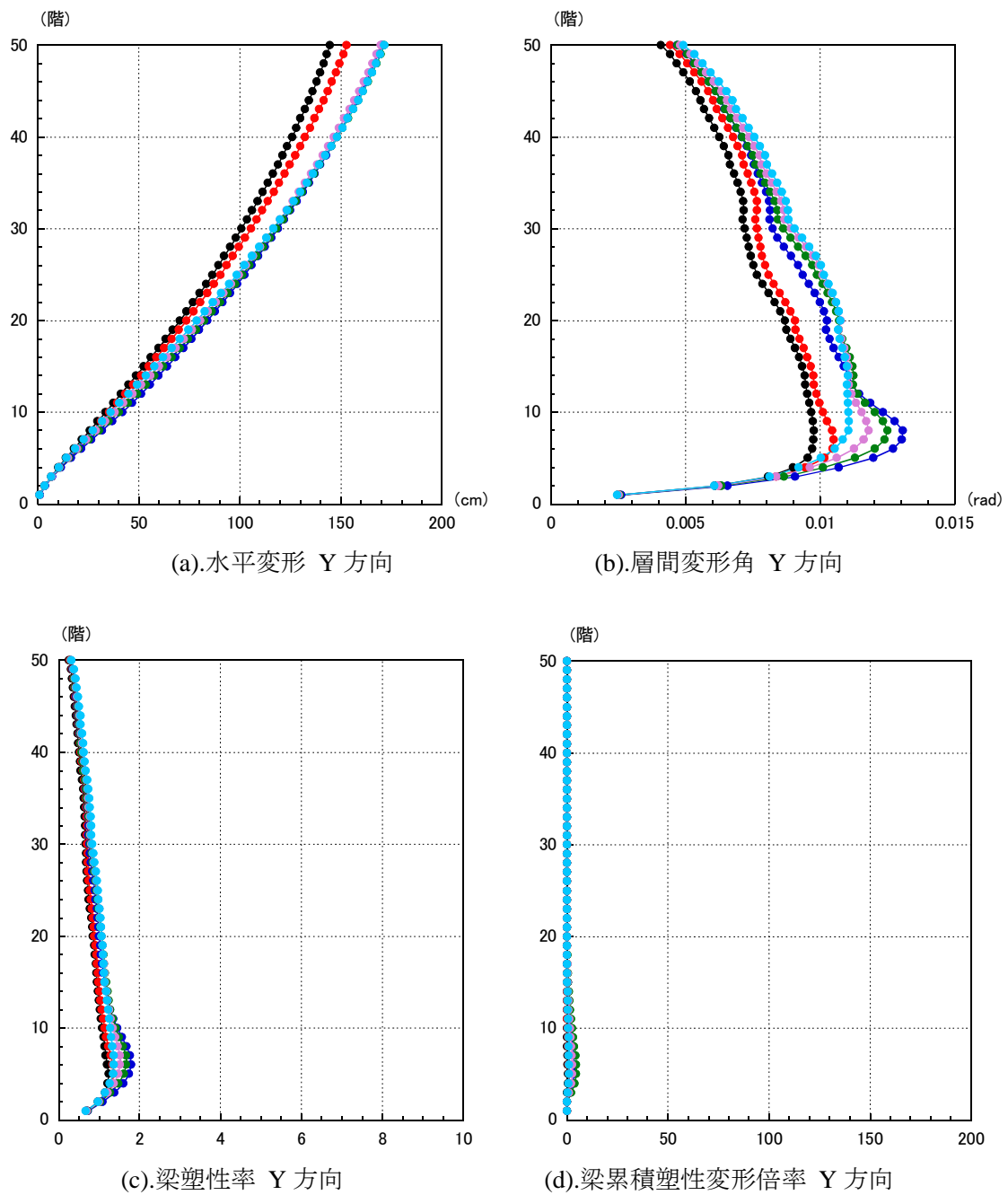


図 4.1.2-58 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T KOGAKUIN 平均+ $\sigma$ )

## 6) 共振解析用検討波による部材塑性率と繰返し回数の検討

### ①梁部材の変形頻度分布

長周期地震動に対して建物が共振する最悪の場合を想定し、建物が共振するように地震動の時間刻みを調整した共振解析用検討波により、梁部材塑性率と繰返し回数について検討する。ここでは梁の塑性化に着目するため、S50Lに関する検討とする。

建物が塑性化するため、共振解析用検討波は、時間刻みを少しずつ変えて応答解析を繰返して共振状態となることを確認して設定した。時間刻みを変えて行った応答解析の中で、最も累積塑性変形倍率が大きくなる場合の、最大となる梁部材を抽出し、塑性率を8レベル(0.8以下, 0.8~1.0, 1.0~1.2, 1.2~1.5, 1.5~2.0, 2.0~2.5, 2.5~4.0, 4.0~)に分けて頻度分布を求めた。頻度分布は、極大-極小値を探すことで半サイクルずつカウント(図4.1.2-59)し、端数を切り上げて合計回数を表示する。

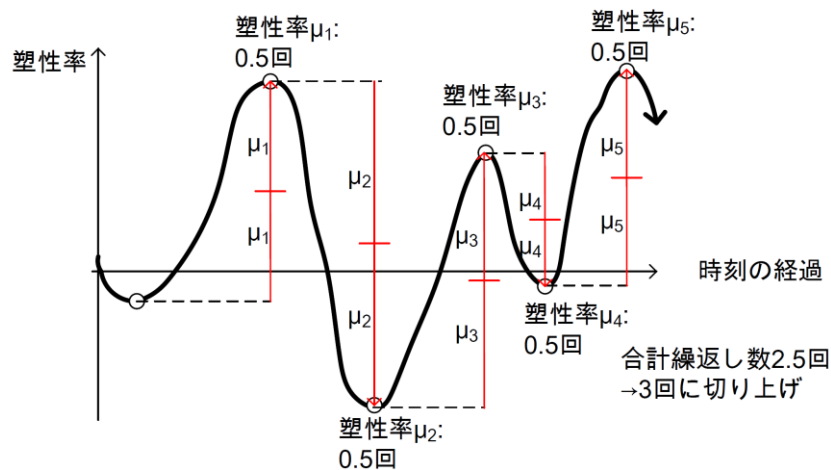


図 4.1.2-59 塑性率頻度分布の算定概念

各入力地震動に対する累積塑性変形倍率、塑性化繰返し回数等を一覧表で示す。また、それぞれの塑性率頻度分布、時刻歴を図に示す。

表 4.1.2-15 塑性化する繰返し回数・累積塑性変形倍率

建物 モデル		累積 塑性 変形 倍率	塑性化繰返し回数 (塑性率範囲毎集計)							
			合計	0.8 -1.0	1.0 -1.2	1.2 -1.5	1.5 -2.0	2.0 -2.5	2.5 -4.0	4.0-
平均	愛知津島	59.7	16	2	1	2	5	4	4	0
	愛知名古屋	28.7	9	5	0	1	6	2	0	0
	大阪此花	49.6	10	3	2	1	1	1	4	1
	東京新宿	26.4	6	3	2	0	1	0	3	0
平均+σ	愛知津島	149.6	32	5	2	5	7	7	10	1
	愛知名古屋	68.5	16	4	2	2	5	2	4	1
	大阪此花	110.3	17	4	1	1	3	3	6	3
	東京新宿	61.7	23	11	7	4	6	3	3	0



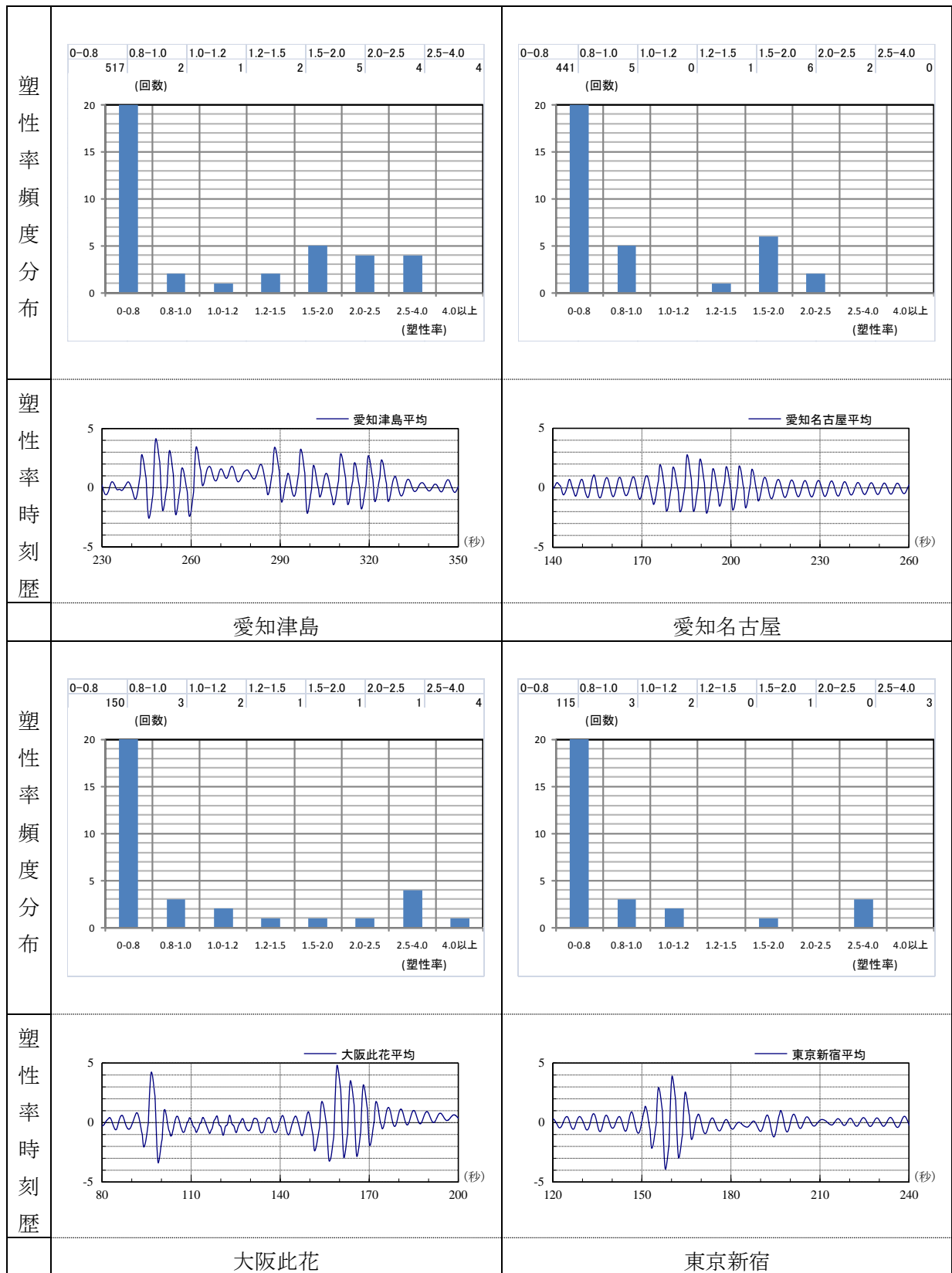


図 4.1.2-60 塑性率頻度分布と時刻歴 (平均)

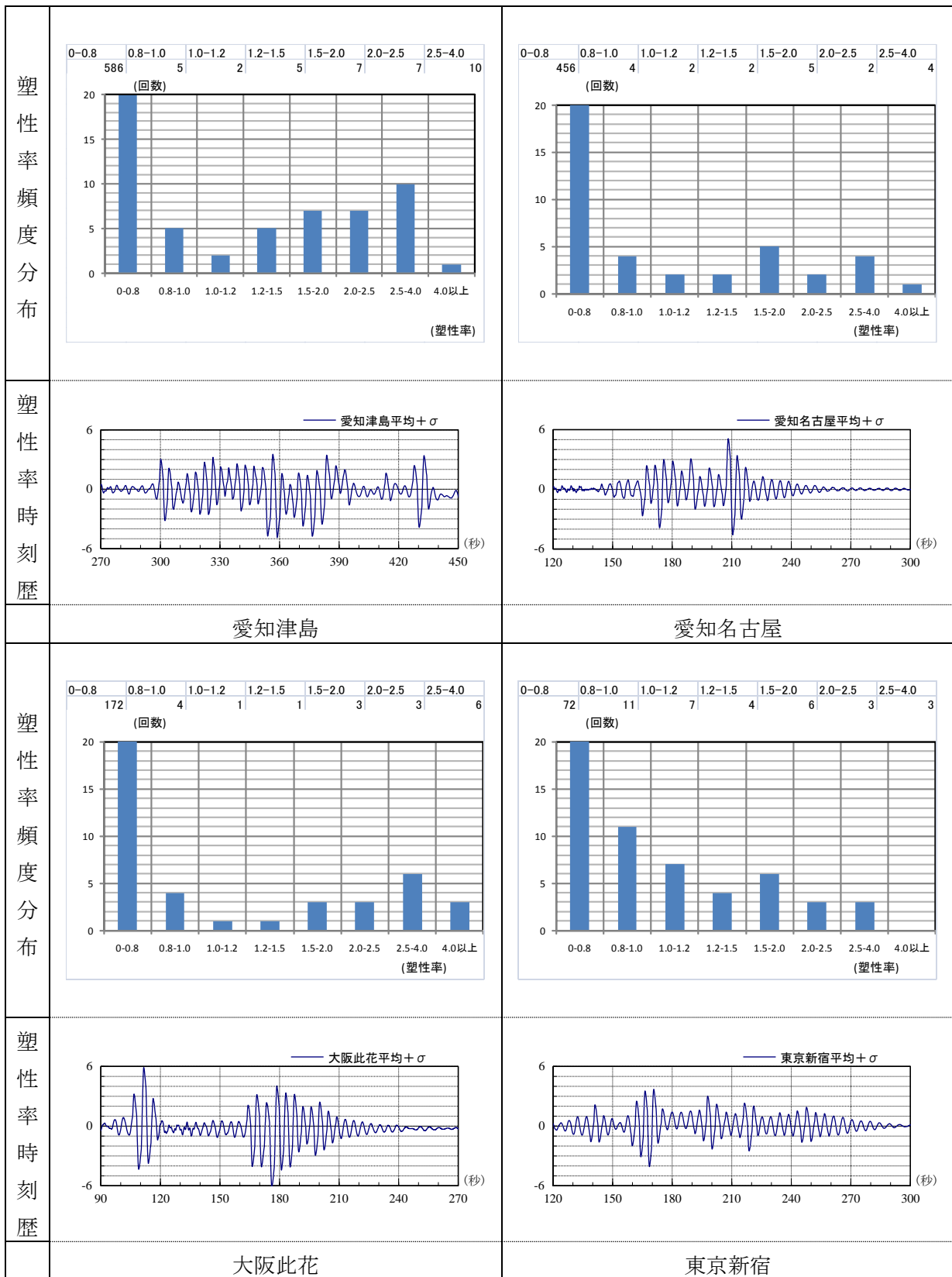
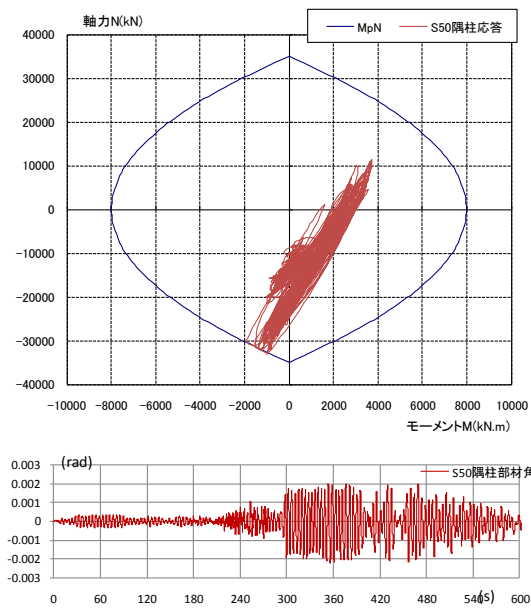


図 4.1.2-61 塑性率頻度分布と時刻歴 (平均+ $\sigma$ )

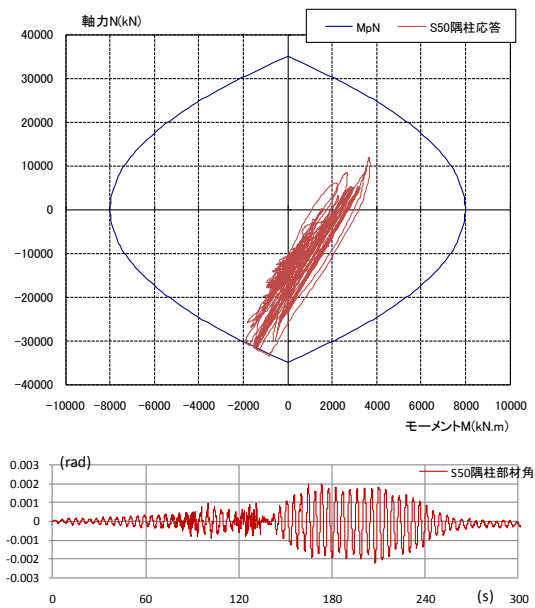
## ②柱部材の変形時刻歴に関する検討

ここでは柱部材の塑性化状況と、部材角について検討する。検討するケースは、梁部材の塑性率頻度分布を算定した（梁部材の累積塑性変形倍率が最大となった）ケースとする。

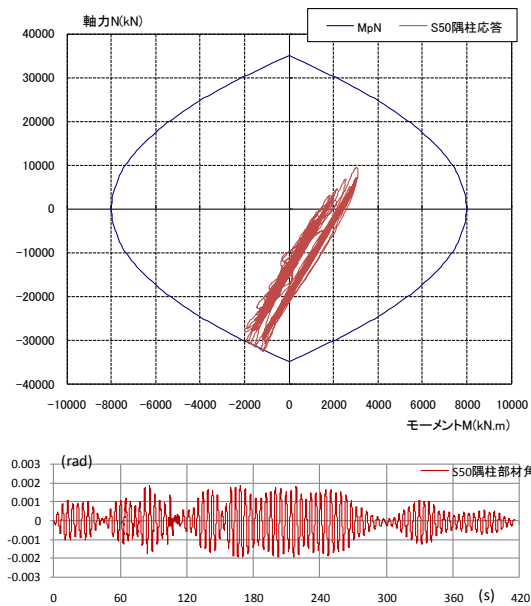
それぞれの入力地震動について、解析で設定した降伏曲面と1階柱脚の曲げモーメントー軸力履歴、1階柱部材角時刻歴をまとめて示す。



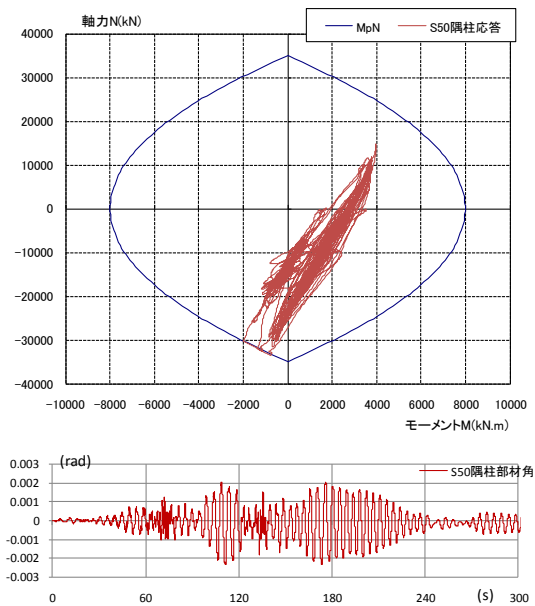
(1) 愛知津島 AIC003



(2) 愛知名古屋 AIC004



(3) 東京新宿 KOGAKUIN



(4) 大阪此花 OSKH02

図 4.1.2-62 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (S50L, 平均+ $\sigma$ 入力, 隅柱)

#### (4) 結論ならびに今後の課題

##### 1) 建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討

平成 22 年度に作成した S30 モデルを基本とし、設計せん断力の異なる 3 種の建物モデルを作成した。この時、柱断面は共通とし、梁断面を設計せん断力に応じて調整した立体精算解析モデルとした。

長周期地震動（想定東海，東南海地震発生時の 3 都市圏における模擬地震波（平成 21 年度基準整備促進事業 1 番の成果））を入力として地震応答解析を実施し、建物耐力の違いによる部材応答の違いを確認した。

入力地震動毎に強モデルと弱モデルを比較すれば、建物（梁）耐力が低くなるにつれて梁部材の最大塑性率や累積塑性変形倍率は増大するが、最大層間変形角はほぼ同じである。梁部材の累積塑性変形倍率の最大値は、弱モデルで 115、強モデルで 65 程度である。梁部材の塑性率は、弱モデルで 6 程度、強モデルで 4 を多少超える程度である。

長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰り返し回数を地震動ごとに調査した。梁部材の応答変形履歴では、塑性化繰り返し回数の最大値は、弱モデルで 48 回、強モデルで 29 回である。弱モデルでは強モデルと比較して、塑性率が大き目の繰り返し回数が多くなる。

1 階柱脚は、弱モデルでは弾性範囲に留まるものの、強モデルでは塑性化の程度が大きくなる。梁端の降伏モーメントの増大に伴う変動軸力の増大などによるものと考えられる。

##### 2) 代表的架構形式を有する建物モデルの部材応答の違いに関する検討

代表的架構形式として、可撓耐震壁付きラーメン架構（S50L，S50T）について、長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰り返し回数を地震動ごとに調査した。平均レベルの入力に対しては、梁塑性率は最大で 6 程度、累積塑性変形倍率は 50 程度であった。平均+ $\sigma$ レベルの入力に対しては、梁塑性率は最大で 7 程度、累積塑性変形倍率は 100 程度であった。梁が塑性化する繰り返し回数は平均レベルの入力で 16 回、平均+ $\sigma$ レベルの入力で 32 回であった。S50L については、柱の変動軸力の大きさにより軸圧比で 0.9 を上回る程度の高軸圧となる場合があった。その時の柱塑性化繰り返し回数は数回であった。

今後の課題として、梁端破断や局部座屈等のイベントが発生した後の挙動を追跡する解析モデルの構築及びそれを用いた建物モデルによるそれらイベントの建物挙動への影響把握が必要である。また、高軸力下の柱の挙動把握もあわせて必要である。

## 4.2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討

### 4.2.1 検討の概要

本節ではまず、長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物の耐震安全性評価のために、本事業でこれまで実施した実験結果に基づき、既往の文献調査結果も含めて、梁部材および柱部材を対象に塑性域の多数回繰返し载荷を受ける部材の性能評価法を提案している。性能評価法は、部材の塑性率と破壊までの繰返し回数の関係を定式化し、これを疲労曲線として表している。梁部材に関しては、梁端フランジ溶接部の破断寿命に対して、梁端部の形式別に3通りに分類した疲労曲線が提案されている。柱部材に関しては、局部座屈による性能劣化を対象に、一定軸力の場合と変動軸力を受ける場合に対して、疲労曲線が提案されている。

これに続いて、提案した疲労曲線を用いて、昨年までに実施した超高層建物モデルの振動解析結果に対して、累積疲労損傷度を試算している。累積疲労損傷度の評価法は、骨組モデルと質点系モデルの両方を対象とし、骨組モデルでは、各部材の応答時刻歴を用いる精算法と、各部材の応答最大値を用いる略算法が提案されている。質点系モデルでは、静的解析のための骨組モデルがある場合と無い場合の2通りの略算法が提案されている。

さらに、昨年までに実施した梁端溶接部の繰返し加力実験の試験体を対象に、数値積分による面内解析を行い、繰返し曲げを受ける梁の危険断面のひずみ履歴を再現し、バウジンガー効果を考慮した応力度-ひずみ度モデルを適用した破壊限界を予測し、実験結果と比較している。

## 4.2.2 耐震安全性評価のための鉄骨部材の性能（疲労）曲線の提案

### (1) 梁部材

#### 1) 疲労設計曲線

長周期地震動に対する耐震安全性評価に用いるため、柱梁仕口における梁端溶接接合部を試験体とする塑性域での多数回繰返し加力実験のデータを収集し、破断までの繰返し回数  $N_f$ （破断寿命）と、梁の塑性率  $\mu$  との関係の評価式を提案する。収集した実験データは、表 4.2.2-1 に示すように、試験体の梁せいは 380mm 以上とし、一定振幅で破断まで繰返し载荷が行われたものでデータの出典を後の参考文献に示す。実験データは梁端部の接合形式に応じて、a) スカラップ付、b) スカラップ無し、および c) 梁端部を拡幅した高性能仕口の 3 通りに分類した。本補助事業での実験データはこれらのうちスカラップ付のみであり、他の二つの形式は既往の文献資料によるものである。

図 4.2.2-1 は収集した実験データのプロットと提案する評価式を合わせて示す。評価式は 3 本の実線と 3 本の破線で示している。これらは一般的な疲労曲線の形式、すなわち両対数軸上で右下がりの直線（4.2.2-1）式で表している。図 4.2.2-2(a), (b), (c) は、図 4.2.2-1 を梁端の 3 通りの接合形式ごとに分けて示した図である。

評価式は(4.2.2-1)式の形式で表している。

$$\mu = C \cdot N_f^{-\beta} \quad (4.2.2-1)$$

ここで、定数  $C$  は梁端部の接合形式および評価式の意味（実験式または設計式）に応じて定めた値で、各々以下の通りである。 $\beta$  は評価式の勾配を表す定数で一律 1/3 とした。

- $C=4$  : スカラップ付 設計式
- $C=5$  : スカラップ付 実験下限式
- $C=5.6$  : スカラップ無 設計式
- $C=7$  : スカラップ無 実験下限式
- $C=8$  : 高性能仕口 設計式
- $C=10$  : 高性能仕口 実験式

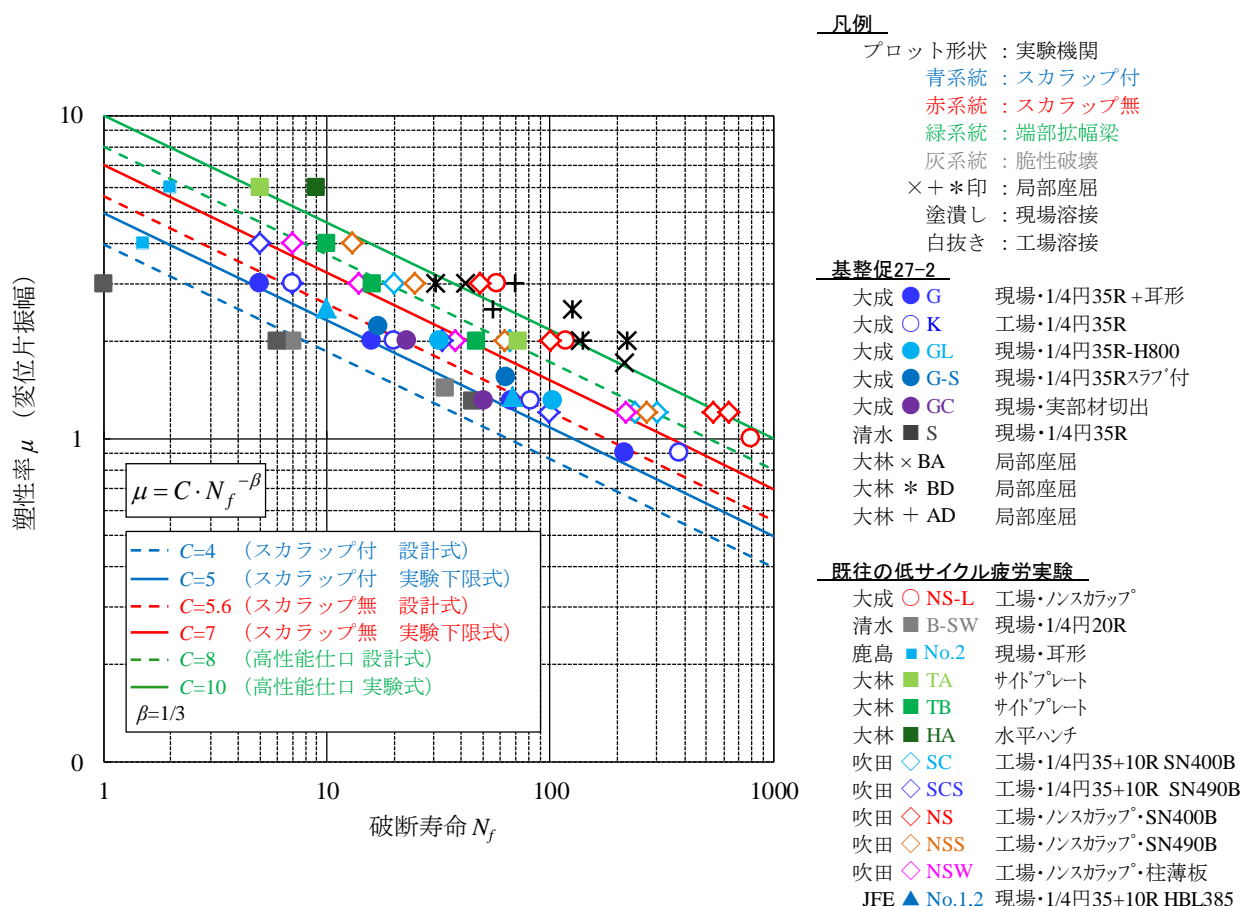
3 本の実線のうちスカラップの有無に関する 2 本の実験式は、実験結果の概ね下限を満たすように定数  $C$  を定めた。また、破線は各々の実験式に対する設計式として提案するもので、同一の  $\mu$  に対して疲労寿命  $N_f$  が実験下限式の約 1/2 となるよう定数  $C$  を定めた。これは、変動振幅実験による累積損傷度の結果が 0.6 程度であったことや、その他の変動要因の可能性も考慮して安全側の値として提案した値である。

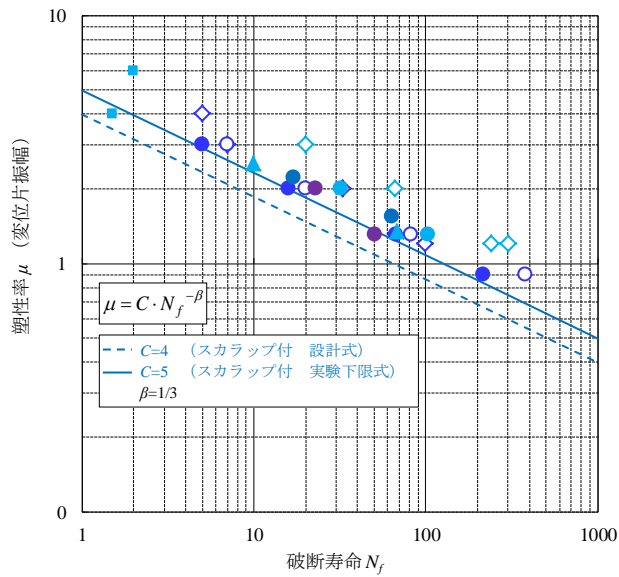
高性能仕口を表す実験式および設計式については、現時点での実験データも少なく、実験下限という他の 2 種類の評価式と比べて実験結果との整合性は良くないが、ここではむしろ、3 段階のレベルの評価式を提案することを優先し、これら 3 本の疲労曲線（評価式）がグラフ上で等間隔の並行線で示されるように、隣接する曲線同士の係数  $C$  が  $\sqrt{2}$  倍の比率になるよう定めた。

なお、高性能仕口を目的に現場溶接形式で梁端部を拡幅する方法のうち、梁フランジの側面にいわゆるサイドプレートを溶接する方法では、本評価式の高性能仕口の試験式には及ばないが、それでも工場溶接形式におけるスカラップ無し形式と同等の性能を有している。また、サイドプレート溶接ではなく鋼板の切断加工で水平ハンチを構成すれば、高性能仕口の評価式を満足する実験データもあるので、本評価式を今後の高性能仕口の達成目標として位置付けてもよい。

図 4.2.2-1 に示した実験データのプロットのうち、×, +, \*などの記号は、梁端の溶接部で破断しないよう計画された試験体で、梁の局部座屈の発生・成長によって耐力低下して破壊に至った試験体を表している。これらは、溶接部から破断した他の実験に比べ破断寿命は明らかに長いので、実際の部材の梁端部の繰返し性能は局部座屈ではなく溶接部の破断によって決定される。従って、幅厚比による梁の部材種別が FA や FB でなく局部座屈しやすい FC や FD であってもスカラップの有無による梁端部の接合形式による分類を適用することで評価が可能である。

なお、梁端部のフランジが早期に脆性破壊したデータは、本評価から除外した。脆性破壊は長周期地震動に対する耐震安全性を検討する以前の耐震安全性に関するさらに基本的な問題で、回避されるべき破壊形式である。





凡例

プロット形状：実験機関  
 塗潰し：現場溶接  
 白抜き：工場溶接

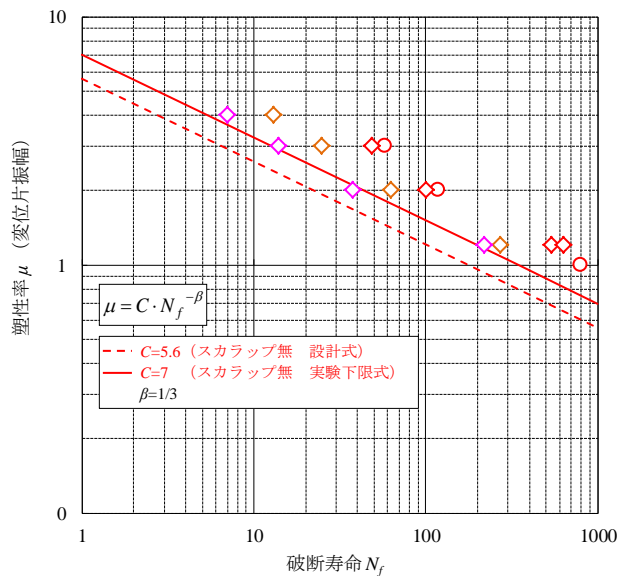
基整備27-2

大成 ● G 現場・1/4円35R + 耳形  
 大成 ○ K 工場・1/4円35R  
 大成 ● GL 現場・1/4円35R-H800  
 大成 ● G-S 現場・1/4円35Rスラブ付  
 大成 ● GC 現場・実部材切出

既往の低サイクル疲労実験

鹿島 ■ No.2 現場・耳形  
 吹田 ◇ SC 工場・1/4円35+10R SN400B  
 吹田 ◇ SCS 工場・1/4円35+10R SN490B  
 JFE ▲ No.1.2 現場・1/4円35+10R HBL385

(a) スカラップ有り



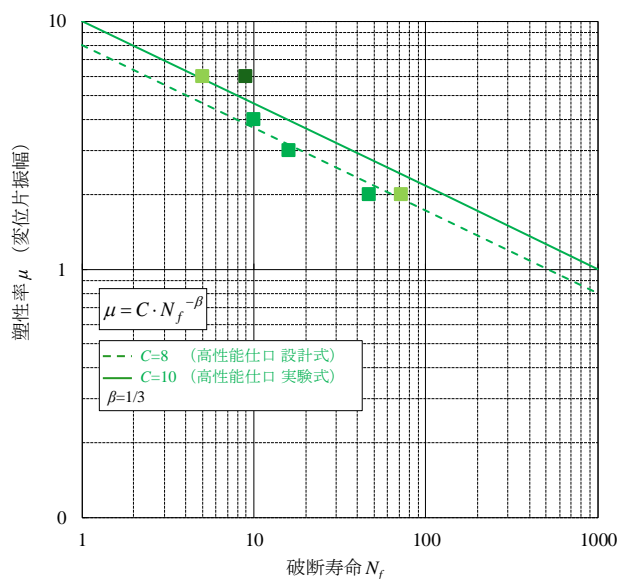
凡例

プロット形状：実験機関  
 塗潰し：現場溶接  
 白抜き：工場溶接

既往の低サイクル疲労実験

大成 ○ NS-L 工場・ノンスカップ  
 吹田 ◇ NS 工場・ノンスカップ・SN400B  
 吹田 ◇ NSS 工場・ノンスカップ・SN490B  
 吹田 ◇ NSW 工場・ノンスカップ・柱薄板

(b) スカラップ無し



凡例

プロット形状：実験機関  
 塗潰し：現場溶接  
 白抜き：工場溶接

既往の低サイクル疲労実験

大林 ■ TA サイドプレート  
 大林 ■ TB サイドプレート  
 大林 ■ HA 水平ハンチ

(c) 高性能仕口

図 4.2.2-2 疲労設計曲線(個別)



## 2) 補正係数の導入

(2.2-1)式の疲労設計曲線を、破断までの繰返し回数  $N_f$  で表すと、

$$N_f = \left( \frac{C}{\mu} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.2-2)$$

様々な設計条件や梁端部の接合詳細に対応するために、上式に対して、2種の補正係数、 $k_1$  と  $k_2$  を導入する。

$$N_f = k_1 \left( k_2 \cdot \frac{C}{\mu} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.2-3)$$

ここに、

$k_1$  : 梁端部フランジへのひずみ集中の程度を表す補正係数で、  
現場溶接でウェブ高力ボルト接合の場合、 $k_1 = 1.0$   
工場溶接でスカラップ付きの場合、 $k_1 = 1.2$   
その他の場合、 $k_1 = 1.0$

$k_2$  : 構造計算における降伏変形の補正係数で、次式で求める。

$$k_2 = \frac{M_{p0}}{M_p}$$

ここに、 $M_p$  : 構造計算で用いた梁端の全塑性モーメント

$M_{p0}$  : 梁端の H 形全断面に対する全塑性モーメント

補正係数  $k_1$  については、本来は梁端部の塑性変形能力を決定づける接合部係数から定められるべき補正係数である。接合部係数は現場溶接か工場溶接かの違いのみならず、梁成やフランジとウェブの断面積比も関与する。しかしながら現時点ではこれらの影響を定量的に評価するには至らず、本報告では、本事業での昨年までの実験結果に基づいてスカラップ付きの梁端溶接部に関してのみ上記の値を提案するに留めた。

接合部係数による影響として、梁成が大きくなると破断寿命が伸びることが、後の 4.2.4 で解析的に示されている。梁成が大きな部材では梁成が小さい部材に比べ、梁端ウェブ接合部におけるフランジから最外縁の高力ボルトまでの間のモーメント伝達に寄与しない領域が相対的に小さくなり接合部係数が増加するためである。従って、本報告で提案する評価式は、超高層建築の梁としては 600mm という比較的梁せいの小さな部材による実験結果による安全側の評価式といえる。今後、接合部係数と破断寿命との関係を定量的に評価できれば、より合理的な補正係数の設定が可能となる。

補正係数  $k_2$  は、構造計算における梁端部の曲げ耐力の計算方法に関する補正係数である。評価式の基となる実験では、梁端部の全塑性耐力は梁の H 形断面の全断面を有効として算定したもので、塑性率の起点となる降伏変形もその全塑性耐力と弾性剛性とから算定している。しかし、構造設計の実務上は、特にいわゆる新耐震以前の建物では、梁端の曲げ耐力算定においてウェブはせん断のみを負担させ、フランジのみで曲げを負担させたり、幅厚比の大きな断面を用いた場合に、幅厚比の上限を超える断面部分を無効とした有効断面を仮定して曲げ耐力を算定したりした時期もあった。近年では、梁が中空断面柱に接合される場合に、ウェブを全断面有効とせず、接合効率を考慮（簡易的には、ウェブの上下 1/6 を有効とするなど）する設計も見られる。このよ

うに構造計算上用いた梁の曲げ耐力と、実験で用いた梁の全断面有効として計算した曲げ耐力とが異なると、それぞれ塑性率の値も異なるので、構造計算から求まる塑性率を実験で評価した塑性率に換算する係数としてこの補正係数  $k_2$  が必要となる。ウェブの接合部係数と梁端部の曲げ耐力とは本来は密接な関係があるが、 $k_1$  は疲労寿命  $N_f$  の補正を、もう一方  $k_2$  は  $\mu$  の補正のための係数なので、各々独立して取り扱ってよい。

鋼構造建築物の梁の多くはRC床スラブとの合成梁である。この合成梁を本評価式へ適用する際の留意点を以下に述べる。合成梁は、上フランジが圧縮となる正曲げと上フランジが引張となる負曲げとで弾性剛性が異なるところが純鉄骨梁との大きな違いである。弾性剛性が異なれば変位が同じでも降伏変形すなわち塑性率が異なることになる。昨年度に実施した床スラブ付の試験体を用いた定常変位振幅の多数回繰返し加力実験により、図 4.2.2-3 に示すように、正曲げの塑性率と負曲げの塑性率の平均塑性率  $\mu'$  を用いれば、純鉄骨梁と同様の評価が可能であることが示された。この場合の曲げ耐力は、正曲げ負曲げとも床スラブを考慮せず純鉄骨梁としての曲げ耐力を用いた。

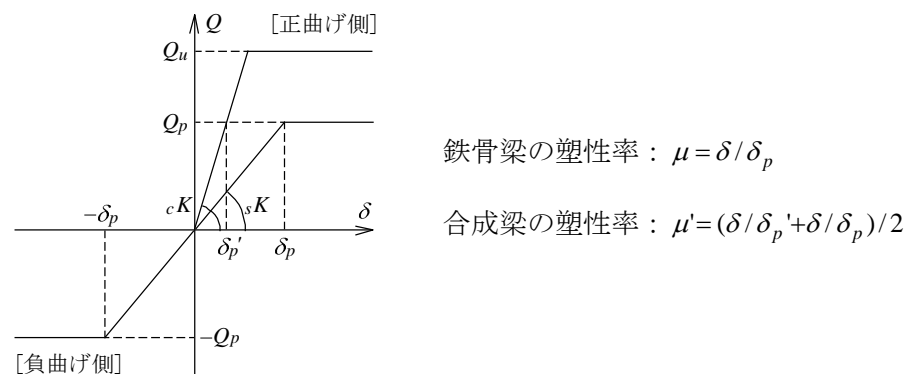


図 4.2.2-3 合成梁の塑性率

合成梁の正曲げと負曲げの平均塑性率  $\mu'$  を以下のように変換する。

$$\begin{aligned} \mu' &= \frac{1}{2} \left( \frac{\delta^+}{\delta_p^+} + \frac{\delta^-}{\delta_p^-} \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{\delta^+}{Q_p / K^+} + \frac{\delta^-}{Q_p / K^-} \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{a\delta^-}{Q_p / \phi K^-} + \frac{\delta^-}{Q_p / K^-} \right) \\ &= \frac{\delta^- (\phi\alpha + 1)}{\delta_p^-} \end{aligned} \quad (4.2.2-4)$$

ここで、 $\delta^+$ 、 $\delta^-$ 、 $\delta_p^+$ 、 $\delta_p^-$ 、 $K^+$ 、 $K^-$  は、それぞれ正曲げ、負曲げの最大変位、降伏変位、弾性剛性で、 $\phi$  は正曲げの剛性増大率、 $\alpha$  は正負最大変位の比  $\delta^+ / \delta^-$  である。定常振幅すなわち  $\alpha = 1$  の時、上式はより単純になる。この平均塑性率  $\mu'$  は、正曲げと負曲げの平均の弾性剛性を用いて、梁に生じる曲げモーメントの符号にかかわらず全長にわたって均一の剛性を仮定する現在の標準的な構造計算方法による梁の塑性率と一致する。正負の曲げ耐力が異なる扱いをした場合には、前記の補正係数  $k_2$  を用いて別途検討する。このように、合成梁が対象であっても、修正することなくこれまでの評価式を適用できる。

本項の最後に、鋼材の材料特性と塑性率との関係を考察する。梁の最大部材角  $R_b$  は、平成 12 年建設省告示第 1457 号第 6 に規定されるように、次式で与えられる。

$$R_b = \frac{\phi_y \cdot a}{3} + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \left(1 - \frac{l_p}{2a}\right) \quad (4.2.2-5)$$

ここに、 $R_b$ ：梁の最大部材角， $\phi_y$ ：全塑性耐力時の梁の曲率， $\phi_u$ ：梁の最大耐力時のヒンジ領域での曲率， $l_p$ ：ヒンジ領域の長さ， $a$ ：梁のせん断スパン長さである。

上式を全塑性耐力時の部材角  $R_y$  で除して，塑性率  $\mu = R_b / R_y$  で表すと，

$$\mu = \frac{R_b}{R_y} = 1 + \frac{3l_p}{a} \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1\right) \left(1 - \frac{l_p}{2a}\right) \quad (4.2.2-6)$$

$$R_y = \frac{\phi_y \cdot a}{3}$$

さらに，ヒンジ領域長さについて，

$$\frac{l_p}{a} = 1 - \frac{\sigma_y}{\sigma_u} = 1 - Y$$

曲率については，

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y}$$

と置き換えると，(2.2.2-6)式は次のようになる。

$$\mu = 1 + \frac{3}{2} \left(\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} - 1\right) (1 - Y^2) \quad (4.2.2-7)$$

ここで，梁端部の最大曲げモーメントを  $M_p/Y$  と仮定し，記号は， $M_p$ ：梁の全塑性モーメント， $\varepsilon_a$ ：ヒンジ領域の梁フランジの平均ひずみ， $\varepsilon_y$ ：梁フランジの降伏ひずみ， $Y$ ：梁フランジの降伏比である。このように，梁の塑性率は，スパンや断面寸法に依存せず，ヒンジ領域のひずみ比  $\varepsilon_a / \varepsilon_y$  と降伏比  $Y$  のみの関数となる。

多数回繰返し変形による梁フランジの破断寿命は，本来は低サイクル疲労の問題としてフランジの破断位置近傍のひずみ振幅  $\Delta \varepsilon$  に依存するので，(4.2.2-7) 式から分るように，降伏点の高い鋼材や降伏比の高い鋼材を使用した場合には，同じ塑性率であってもヒンジ領域のひずみ  $\varepsilon_a$  は増加するので，破断寿命は低下することになる。このように鋼材の材料特性が異なれば，降伏比  $Y$  が約 70% で 490N 級強度の試験体材料を用いた実験データに基づく本評価式をそのまま適用するのではなく，何らかの修正が必要と考えられるが，これは今後の検討課題である。また，本事業の実験では，現在の超高層鉄骨造建築物で一般的に用いられているハンチ付き梁やノンスラップ梁を対象としていないため，今後はこれらの実験資料の蓄積を図り，多数回繰返し変形時の疲労性能や安全性検証方法の検討が必要である。

表 4.2.2-1 H22～23 年度実験結果と既往の多数回繰返し載荷実験

機関	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	ダイヤフラム	梁端 接合形式	接合詳細		鉄骨梁 塑性率	破断寿命	破壊状況 (起点)						
H22-23 基整促 27-2	K-09 K-13 K-20 K-30	K ○	H-600×200×12×19 (SM490A)	内 ダイヤフラム PL-25 (SN490B)	工場溶接	1/4円:35R 回し溶接	鋼製 エンドタブ 切断なし	0.9	382	溶接止端縁 スカラップ底						
	G-09 G-13 G-20 G-30	G ●						1/4円:35R	0.9	216	スカラップ底					
	G-09-S G-13-S	G-S ●						1/4円:35R + 耳形スカラップ	1.3	67	スカラップ底					
	GL-13 GL-20	GL ●						1/4円:35R	2.0	16	スカラップ底					
	GC-13 GC-20	GC ●							3.0	5	スカラップ底					
	H23 基整促 27-2	S1.3 S2.0 S3.0						S ■	BH-500×200×12×19 (SM490A)	内 ダイヤフラム PL-25 (SM490A)	現場溶接	1/4円:35R 回し溶接	鋼製 エンドタブ 切断なし	0.9	64	スカラップ底
		W2.0 S2.0B												1.3	17	スカラップ底
														1.3	103	スカラップ底
														2.0	32	スカラップ底
														1.3	51	スカラップ底
			2.0	23	スカラップ底											
H23 基整促 27-2	BA-1.7 BA-2 BA-3	BA ×	H-450×200×9×12 (SM490A)	内 ダイヤフラム PL-25 (SM490A)	現場溶接	1/4円:35R 回し溶接	鋼製 エンドタブ 切断なし	1.7	217	局部座屈						
	BD-2 BD-2.5 BD-3	BD *	H-450×200×6×12 (SM490A)					2.0	137	局部座屈						
	AD-2 AD-2.5 AD-3	AD +	H-600×200×9×16 (SM490A)					3.0	42	局部座屈						
	AD-2-S							2.0	224	局部座屈						
								2.5	126	局部座屈						
								3.0	31	局部座屈						
								2.0	141	局部座屈						
								2.5	56	局部座屈						
			3.0	70	局部座屈											
			2.0	38	局部座屈											
機関	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	ダイヤフラム	梁端 接合形式	接合詳細		鉄骨梁 塑性率	破断寿命	破壊状況 (起点)						
吹田 2009 文献1)	SC-1.2A SC-1.2B SC-2.0 SC-3.0	SC ◇	H-400×200×8×13 (SN400B)	通し ダイヤフラム PL-19 (SN490C)	工場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	セラミックス	1.2	241	スカラップ底						
	NS-1.2A NS-1.2B NS-2.0 NS-3.0	NS ◇						1/4円スカラップ	1.2	302	溶接止端縁					
									2.0	66	溶接止端縁					
									3.0	20	スカラップ底					
									1.2	541	溶接止端縁					
									1.2	635	溶接止端縁					
吹田 2010 文献2)	NSS-1.2A NSS-2.0A NSS-3.0A NSS-4.0A	NSS ◇	H-500×200×10×16 (SN490B)	通し ダイヤフラム PL-22 (SN490C)	工場溶接	1/4円スカラップ	セラミックス	1.2	274	溶接止端縁						
	NSW-1.2A NSW-2.0A NSW-3.0A NSW-4.0A	NSW ◇	H-500×200×10×16 (SN490B)					2.0	63	溶接止端縁						
								3.0	25	溶接止端縁						
								4.0	13	溶接止端縁						
								1.2	220	溶接止端縁						
								2.0	38	溶接止端縁						
吹田 2011 文献3)	SCS-1.2 SCS-2.0 SCS-3.0 SCS-4.0	SCS ◇	H-500×200×10×16 (SN490B)	通し ダイヤフラム	工場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	セラミックス 溶接材料 YGW-11	4.0	14	溶接止端縁						
								4.0	7	溶接止端縁						
								1.2	100	スカラップ底						
								2.0	33	スカラップ底						
大成 1998 文献4)	低サイクル 疲労実験	NS-L ○	H-380×150×9×16 (SM490A)	内 ダイヤフラム	工場溶接	1/4円:25+10R	鋼製 エンドタブ 切断 10mm残	2.0	800	溶接止端縁						
			□-300×300×19×19 (SM490A)					2.0	118	溶接止端縁						
								3.0	58	溶接止端縁						
								1.0	350	溶接止端縁						
清水 2006 文献5)	B-SW2	B-SW ■	H-450×150×6×16 (SN490B)	内 ダイヤフラム PL-19 (SN490B)	現場溶接	上フランジ: 1/4円:20R 下フランジ: 耳形	鋼製 エンドタブ 切断なし	2.0	7	溶接止端縁						
	B-SW3		□-300×300×19×19 (SN490B)					1.43	34	溶接止端縁						
鹿島 2010 文献6)	No.2-R	No.2 ■	H-400×125×6×16 (SM490A)	通し ダイヤフラム PL-19 (SM490A)	現場溶接	耳形スカラップ	鋼製 エンドタブ 被覆アーケ 溶接	4.0	1.5	スカラップ底						
	No.2-L		□-400×400×12×12 (SM490A)					6.0	2	スカラップ底						
大林 2011 文献7)	TA-2 TA-6	TA ■	H-500×200×12×25 (SM490A)	通し ダイヤフラム PL-32 (SM490A)	現場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	鋼製 エンドタブ 切断?	2.0	72	ハンチ先端 HA-6,TB-3.4 局部座屈あり						
	HA-6	HA ■						6.0	5							
	TB-2 TB-3 TB-4	TB ■						H-500×200×9×16 (SM490A)	6.0		9					
			2.0						47							
			3.0						16							
								4.0	10							
JFE 文献8)	No.1 No.2	No.1,2 ◇	H-500×200×12×19 (HBL385)	内 ダイヤフラム	現場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	セラミックス YGW-18	1.34	68	スカラップ底						
			2.51					10	スカラップ底							

## (2) 柱部材

### 1) 多数回繰り返し載荷実験概要

平成 22 年度および 23 年度に、柱部材の多数回繰り返し載荷実験を実施し、柱部材の基本的な保有性能（柱頭・柱脚の局部座屈で保有性能が決まる場合）を把握した。試験体の概要および実験結果の概要を以下に示す。

#### a) 実験パラメータの選定

柱部材には、幅厚比、細長比、軸力（一定、変動）、断面形状（箱形、H 形）等があり、全てを網羅するためには、数多くの実験を実施せねばならない。ここでは、平成 22 年度に実施した既存建物の実態調査から、平成 22 年度および 23 年度の実験パラメータを選定した。

以下に、平成 22 年度に実施した既存建物の実態調査の概要を示す。

- ①柱断面形状は、箱形断面が多く、H 形断面は少ない（限定的）。
  - ②箱形断面柱の幅厚比は、FA ランクが多く、幅厚比 10～28 程度に分布する。
  - ③軸力比  $n$  は、一定軸力（長期）で  $n=0.3$  程度、変動軸力（地震時）で最大  $n=0.67$ 。
  - ④細長比  $\lambda$  は、 $\lambda=12\sim 25$  程度に分布。
- ①～④の調査結果より、下記に示すように実験パラメータを選定した。
- ①に対して、箱形断面のみを選定。
  - ②に対して、柱の終局としては局部座屈が支配的と考えられるので、局部座屈に関して不利な FA ランクぎりぎりの 28 を選定。
  - ③に対して、一定軸力  $n=0.3, 0.6$ 、変動軸力  $n=0.3\pm 0.3$ （以下、 $0\leftrightarrow 0.6$  と表記）を選定。
  - ④に対して、細長比 15.4, 23.1, 30.8 を選定。

ただし、上記の実験範囲では基本性状を把握するのみで、全ての範囲を網羅できてはいない。

#### b) 試験体と実験パラメータ

試験体は縮尺 1/2 の溶接組立箱形鋼管柱 10 体とコンクリート充填鋼管柱 1 体であり、実験パラメータは①細長比、②変位振幅（塑性率振幅  $\mu = \delta h / \delta p$ ）、③軸力比および④構造種別とした。鋼管断面は  $\square-330\times 330\times 12$  (SM490A) で、幅厚比 ( $D/t$ ) は 27.5 であり、FA ランクの上限 (28)<sup>4.2.2-9)</sup> とほぼ同じ値である（図 4.2.2-4）。柱に使用した鋼材 (SM490A) の降伏点、引張強さは、〔22 年度〕 $350\text{N}/\text{mm}^2, 536\text{N}/\text{mm}^2$ （降伏比 65%）、〔23 年度〕 $378\text{N}/\text{mm}^2, 568\text{N}/\text{mm}^2$ （降伏比 67%）である。

##### 【実験パラメータ】

- 細長比 ( $\lambda$ ) : 15.4 (H=2000mm), 23.1 (3000mm), 30.8 (4000mm)  
※15.4 : 基準階想定, 23.1 : 1 階想定, 30.8 : 1 階吹抜け柱想定
- 軸力比 ( $N_a/N_o$ ) : [一定] 0.3, 0.6, [変動]  $0\leftrightarrow 0.6$  (図 2.2-5 を参照)  
※ $N_a$  : 導入軸力,  $N_o$  : 軸降伏耐力
- 変位振幅 ( $\mu = \delta h / \delta p$ ) : 1.2, 1.5, 1.7, 2.0  
※  $\delta h$  : 柱水平変位,  $\delta p$  :  $N_a/N_o=0.3$  の全塑性耐力時の弾性変位
- 構造種別 : 鋼管柱, CFT 柱  
※CFT 柱は  $\lambda=23.1, \mu=1.2$ , 変動軸力で実施。

ここで、CFT 試験体はコンクリートの有無の影響を確認するために、鋼管断面の軸力比を鋼管試験体と同じとしたため、全体の軸力は鋼管試験体の約 2 倍となり、軸力比 0.6 の場合には FC ランク 4.2.2-10) , 11) となっている。以上より、CFT 試験体は過度な軸力のため変形能力が乏しくなっていること、および試験体数が 1 体しかないこと等も考え、以下の考察では鋼管試験体のみを取り上げることとした。

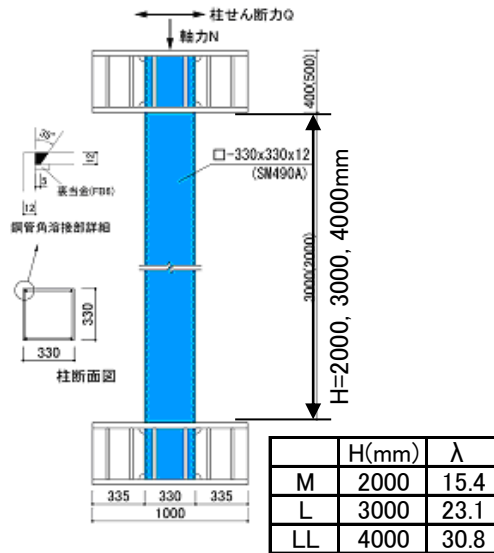


図 4.2.2-4 試験体形状

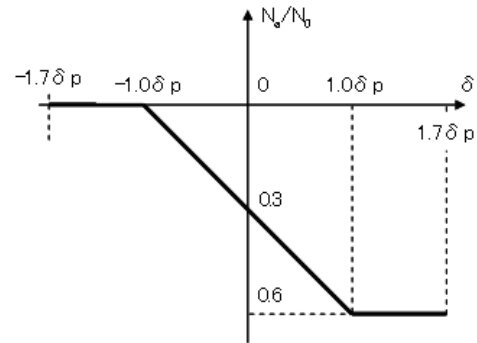


図 4.2.2-5 変動軸力

## 2) 変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係

表 4.2.2-2 に示す鋼管試験体の実験ケースに関して、変位振幅 ( $\mu = \delta h / \delta p$ ) と最大荷重から 90%低下時の繰り返し数 ( $N_{90\%}$ ) の関係、変位振幅と累積塑性変形倍率 ( $\eta p$ ) の関係を図 4.2.2-6 に示す。

表 4.2.2-2 実験ケース

$\delta h / \delta p$	L(0.3)	M(0.3)	L(0.6)	L(0⇔0.6)	M(0⇔0.6)	LL(0⇔0.6)
1.2	●		●		●	●
1.5	○	○				
1.7	○	○		○		
2.0	○					

○: H22年度実施  
●: H23年度実施

ここで、表中の記号は、L 等は細長比の大きさを (図 4.2.2-4)、( ) 内は軸力比 (一定, 変動) を示す。

図 4.2.2-6 より、今回実験した断面 (幅厚比 27.5) に対して、下記に示すことがわかった。

### ①基本保有性能の評価

細長比 ( $\lambda = 23.1(L)$ ) で軸力比 (一定:  $n = 0.3$ ) の実験データから、下記に示す性能曲線が得られる。

$$\mu \cdot N_{90\%}^{0.113} = 2.39 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (2.2-8)$$

$$\mu \cdot \eta p^{0.164} = 3.02 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (2.2-9)$$

ここで、 $\mu$  : 変位振幅 (=  $\delta h / \delta p$ )

$N_{90\%}$  : 最大荷重から 90%低下時の繰り返し数

$\eta p$  : 累積塑性変形倍率

### ②細長比の影響

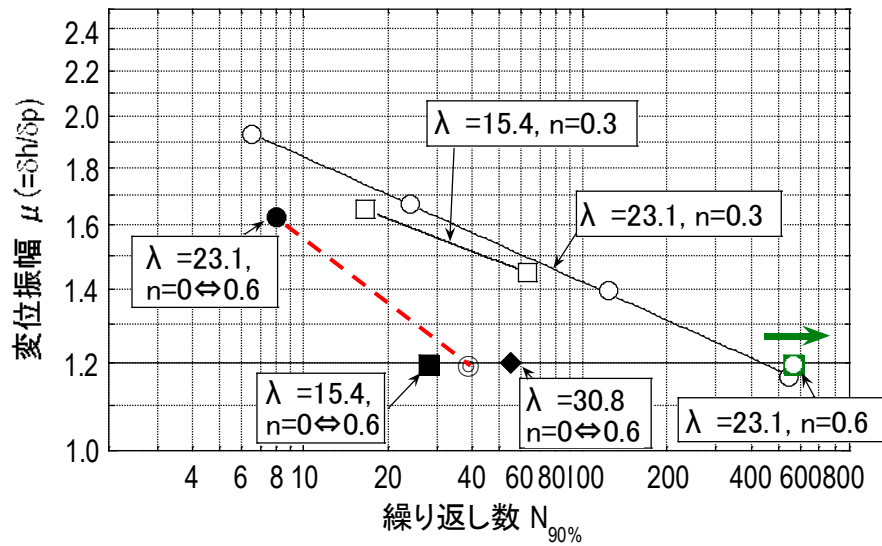
軸力比  $n = 0.3$  で、細長比  $\lambda = 23.1(L)$  と  $\lambda = 15.4(M)$  の結果を比較すると、細長比が小さくなると保有変形性能が小さくなることがわかる。また、変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  (変位振幅 1.2) で、細長比  $\lambda = 30.8(LL)$  と  $15.4(M)$  の比較でも同様の傾向にある。これは、細長比が小さくなると、柱頭・柱脚部の塑性化範囲が小さくなるため、変形性能が悪くなることが一因である。

細長比  $\lambda = 23.1(L)$  と  $15.4(M)$  のグラフの傾きはほぼ同じとなっている。これより、細長比はグラフの切片 (変形性能のレベル) には影響を与えるが、グラフの傾き (劣化特性) に与える影響は少なく、他のパラメータ (幅厚比, 軸力比) により支配されていると考えられる。

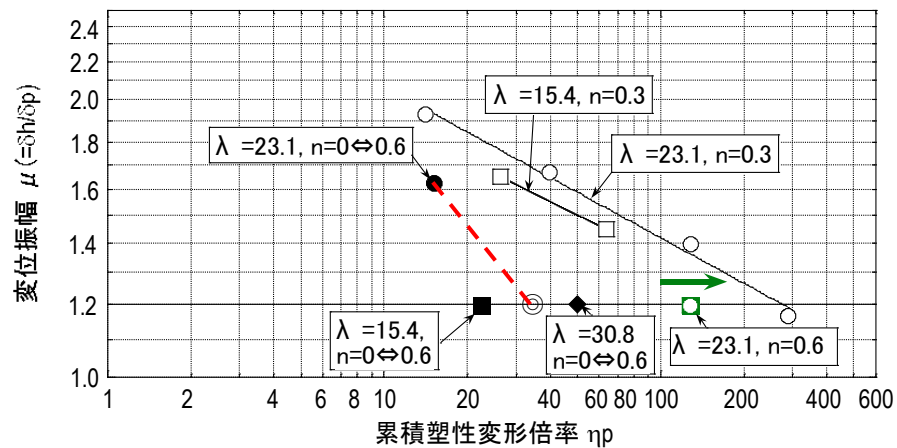
### ③変動軸力の影響

細長比  $\lambda = 23.1(L)$  (変位振幅 1.7) で、軸力比 0.3 と変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  を比較すると、変動軸力の方が一定軸力 0.3 よりも保有変形性能が小さくなっていることがわかる。

変位振幅 1.2 での「細長比  $\lambda=23.1(L)$ 」+「変動軸力  $0 \leftrightarrow 0.6$ 」のデータは無いが、上記②の細長比が小さくなると変形能力が低下することを考慮し、細長比  $\lambda=23.1(L)$  の繰り返し数および累積塑性変形倍率が細長比  $\lambda=15.4(M)$  と  $30.8(LL)$  のデータの平均値 (◎) であると仮定すると、図 2.2-6 の点線のようになることが予想される。



(a) 繰り返し数 [90% 低下時]



(b) 累積塑性変形倍率

図 4.2.2-6 変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係



### 3) 細長比の影響についての検討

図 4.2.2-6 より、細長比 ( $\lambda=15.4(M)$ ) で軸力比 (一定:  $n=0.3$ ) の性能曲線を評価すると下記に示す式となる。ただし、下式は試験体数が 2 体と少ないため、今後は精度向上のためのデータが必要である。

$$\mu \cdot N_{90\%}^{0.097} = 2.16 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (4.2.2-10)$$

$$\mu \cdot \eta p^{0.148} = 2.67 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (4.2.2-11)$$

ここで、 $\mu$  と  $N_{90\%}$  の関係を 4.2.2(1) の梁端接合部と同様な評価式の形 ((4.2.2-12) 式) とするために、実験結果より、細長比 15.4(M) と 23.1(L) でグラフの傾きがほぼ同じであることから、両者の傾きとして  $\beta$  の値を (4.2.2-8) 式の 0.113 と固定し、再度、細長比 15.4(M) のデータの近似を行い、 $C$  を再評価したところ、 $C=2.28$  となった。ここで、 $C$  の値と細長比  $\lambda$  の関係が線形と仮定すると、軸力比 (一定: 0.3) の場合の  $\mu$  と  $N_{90\%}$  の関係は、下式のように近似できる。

$$\mu = C \cdot N_{90\%}^{-\beta} \quad (4.2.2-12)$$

ここで、

$$\beta = 0.113$$

$$C = 2.07 + 0.0136 \lambda$$

ただし、 $C$  の値と細長比の関係が線形であるか、他の関数となるかは、同じ軸力比で異なる細長比のデータが必要であり、今後検討を要する。

ここで、(4.2.2-12) 式に  $\lambda = 15.4, 23.1$  を代入して、 $\mu$  と  $N_{90\%}$  の関係を示したものを図 4.2.2-7 に示す。図には、実験結果 (細長比  $\lambda = 23.1$  と 15.4 の軸力比  $n=0.3$  のデータ) も併せて示す。

(4.2.2-12) 式による提案値は、実験データと良く一致している。また、(4.2.2-12) 式の適用範囲は、実験データで検証された範囲: 細長比  $15.4 \leq \lambda \leq 23.1$ 、軸力比  $n=0.3$  である。

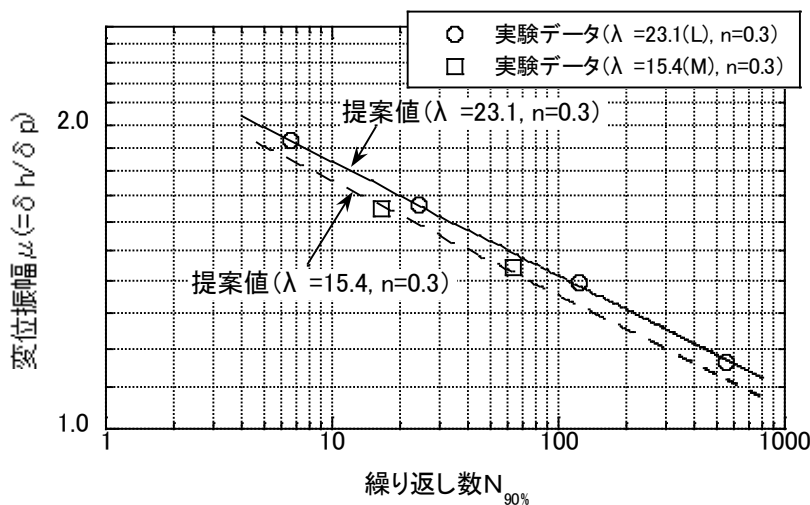


図 4.2.2-7 変位振幅と繰返し数の関係(一定軸力 0.3)

#### 4) 変動軸力の影響についての検討

前述のように、図 4.2.2-6 より下記が推測される。

- a) 変位振幅 1.7 で軸力比 0.3 と変動軸力  $0 \leftrightarrow 0.6$  を比較すると、変動軸力の方が一定軸力 0.3 よりも保有変形性能が小さくなっている。
- b) 細長比  $L:23.1$  のデータが細長比  $M$  と  $LL$  の間にあるとすると、性能曲線の勾配は一定軸力 0.3 よりも変動軸力  $0 \leftrightarrow 0.6$  が大きくなる。

ここでは、細長比  $L:23.1$  の試験体（一定軸力 0.3、変動軸力  $0 \leftrightarrow 0.6$ ）の FEM 解析を実施することにより、実際に上記傾向があるのかを検討する。

解析モデルを図 4.2.2-8 に示す。試験体と同様な上下スタブを有するモデルである。

解析時には、下スタブ上面の PC 鋼棒固定位置の変位（X, Y, Z 方向）を固定し、上スタブ下面の PC 鋼棒固定位置の鉛直変位（Z 方向）が同じとなるように拘束した状態で（上スタブ下面を水平）、水平変位（X 方向）を加えた。また、軸力は上スタブ上面に節点荷重として与えた（図 2.2-9）。鋼材の応力・ひずみ関係はバイリニアとて、平成 22 年度に実施した試験体の柱材の降伏点  $\sigma_y=350\text{N/mm}^2$  を用い、第 2 勾配は初期勾配の  $1/100$  とした。解析には、汎用解析コード LS-DYNA を使用した。

最初に、軸力比 0.3 で単調の解析を実施し、全体変形と柱のみの変形の間関係を把握するとともに、繰り返し時の基準変形を設定して、一定振幅加力（ $1.5 \sim 2.0 \delta_p$  程度）の解析を実施した。また、一定振幅加力での軸力比は、一定（0.3）と変動（ $0 \leftrightarrow 0.6$ ）とした。

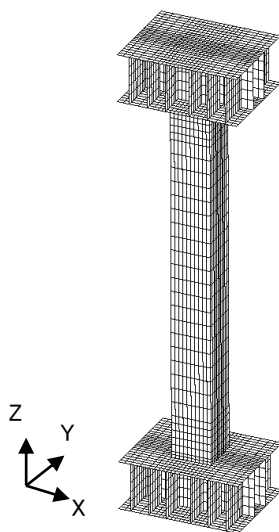


図 4.2.2-8 解析モデル

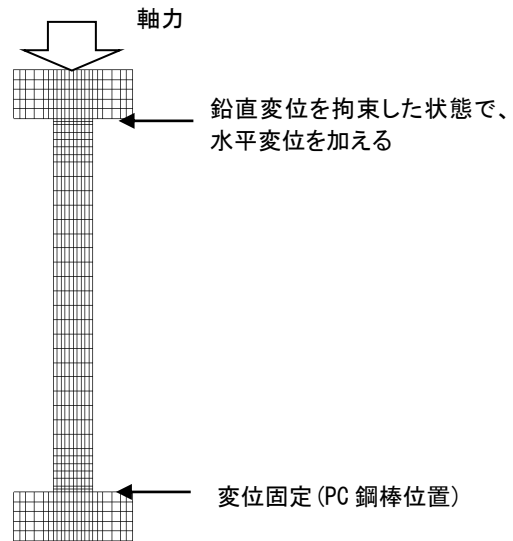


図 4.2.2-9 変位拘束状況

ここで、解析における変位の入力に関しては、実験では柱の柱頭・柱脚部の局所変形を分離して、柱のみの変形に関して制御しているのに対して、解析では局所変形も含めた全体変形で一定振幅加力を行っているため、柱部分の変形量が柱の塑性化とともに増大する（変動する）等の問題が発生する。

このことより、今回の FEM 解析では完全なシミュレーションはできず、柱頭・柱脚が降伏後に実験よりも柱部分に過大な変形が与えられることになり、変形能力の小さな結果となることが予想される。

よって、FEM 解析結果は定性評価として、定性的な傾向を捉える位置づけることとした。

図 4.2.2-10 に代表的な解析結果（せん断力・柱変形関係，終局状況）を示す。図の縦軸は軸力比 0.3 の全塑性モーメント時のせん断力 ( $Q_p$ ) で基準化した値である。

解析での荷重低下の要因は柱頭・柱脚の局部座屈となっているが，前述のように柱の塑性化とともに変形が大きくなっていることがわかる。

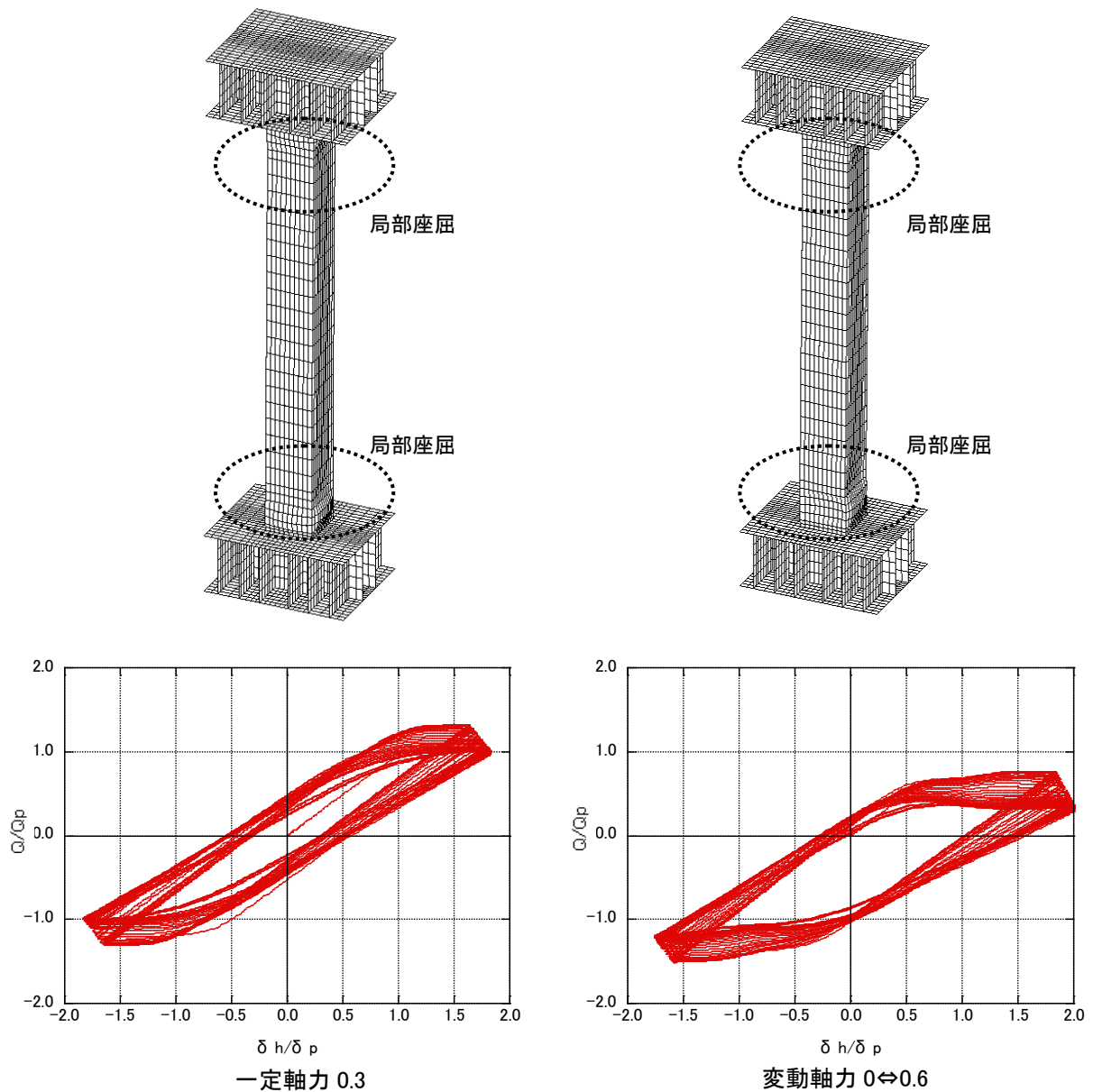


図 4.2.2-10 せん断力・柱変形関係と終局状況（解析結果：変位振幅 1.7 程度）

また、図 4.2.2-11 に変位振幅と繰返し数 ( $N_{90\%}$ ) の関係を示す。解析での変位振幅は荷重が 90%低下時点までの柱の平均変位振幅とした。また、図には併せて、実験結果を示す。

図 4.2.2-11 より、解析結果は一定軸力では実験結果よりも変形能力が小さくなる傾向に、変動軸力では変形能力がやや大きくなる傾向にあるが、実験結果の傾向を良く捉えており、軸力比 0.3 と軸力比  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の勾配を比較すると、軸力比  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の勾配の方が大きくなっている。

以上より、前項の a)b) の傾向が解析でも確認された。

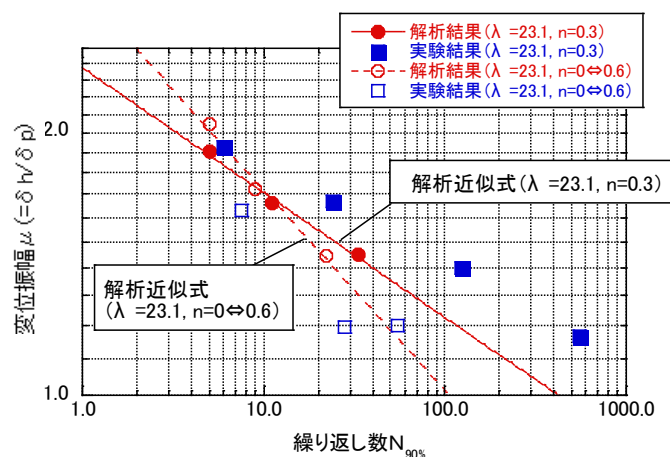


図 4.2.2-11 変位振幅と繰返し数の関係(解析結果)

以下では、実験データを用いて、2つのケースについて変動軸力時の性能曲線の推定を行う。

(評価式の推定-1)

細長比 23.1 (L)、変位振幅 1.2、変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  のデータが、細長比 15.4 (M) と 30.8 (LL) の中間に位置すると仮定して、変動軸力の性能曲線を評価すると下記に示す式となる。ただし、下式は試験体数が少なく、上記仮定が入っているため、参考値である。

$$\mu \cdot N_{90\%}^{0.178} = 2.33 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (4.2.2-13)$$

$$\mu \cdot \eta p^{0.351} = 4.23 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (4.2.2-14)$$

ここで、(4.2.2-12) 式を参考に、(4.2.2-13) 式を変形し、下式を導出した。下式の C1 は、 $0.974 (=2.327/2.389)$  を (2.2-12) 式の C に乗じて細長比 L:23.1 の時の値を調整したものである。

$$\mu = C1 \cdot N_{90\%}^{-\beta 1} \quad (4.2.2-15)$$

ここで、

$$\beta 1 = 0.178$$

$$C1 = 0.974 \times (2.07 + 0.0136 \lambda)$$

(評価式の推定-2)

(4.2.2-15) 式は直接に実験データを考慮した式とはなっていないので、細長比 23.1(L)，軸力比  $0 \Leftrightarrow 0.6$  と細長比 15.4(M)，軸力比  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の2つの実験データを基に、細長比 23.1 (L) で軸力比 (変動： $0 \Leftrightarrow 0.6$ ) の性能曲線を評価すると下記に示す式となる。ただし、下式は試験体数が2体と少なく、変位振幅  $\mu = 1.2$  のデータが細長比 15.4 のデータのため、参考値である。

$$\mu = 2.70 \cdot N_{90}^{-0.245} \quad (4.2.2-16)$$

上式は細長比 23.1 (L) の変動軸力 ( $0 \Leftrightarrow 0.6$ ) よりも小さな変形能力と考えられる細長比 15.4 (M) の変動軸力 ( $0 \Leftrightarrow 0.6$ ) を使用しているため、変位振幅の小さな範囲ではかなり安全側の評価となっていると考えられる。

(4.2.2-15) 式に  $\lambda = 23.1$  を代入して、 $\mu$  と  $N_{90}$  の関係を示したものと、(4.2.2-16) 式を図 4.2.2-12 に示す。図には参考のため、変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の実験データ ( $\mu = 1.2, 1.7$ ) も併せて示す。

推定-1 および 2 から評価した性能曲線は、実験データの不足を考え、参考値とした。

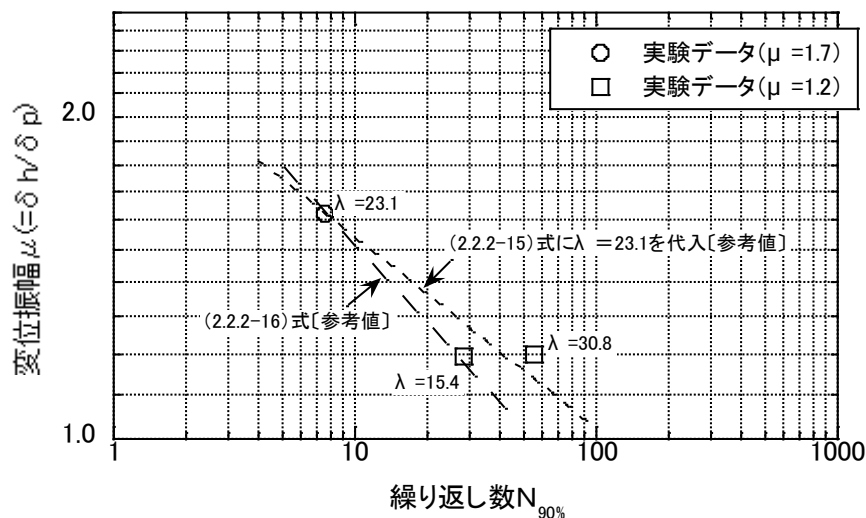


図 4.2.2-12 変位振幅と繰返し数の関係 (変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$ : 参考値)

## 5) まとめと今後の課題

平成 22 年度および 23 年度に、柱部材（幅厚比 27.5，素材の降伏比 65～67%）の多数回繰り返し載荷実験の結果から、暫定的ではあるが、細長比 23.1 と 15.4 で一定軸力（軸力比 0.3）の柱部材の性能曲線（局部座屈で保有性能が決まる場合）を提案した（図 2.2-13）。この提案値の精度向上のためには、今後、実験または解析が必要である。

図 4.2.2-13 のハッチに示す範囲が提案式：(4.2.2-12) 式の適用範囲である。

細長比： $15.4 \leq \lambda \leq 23.1$

軸力比： $n=0.3$

図 4.2.2-13 には変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の参考値として、(4.2.2-12) 式に  $\lambda = 15.4$  を代入した値および (4.2.2-16) 式の値を示す。この参考値は、今後、実験または解析を実施することにより、検証する必要がある。

柱部材の場合には、変形能力を決定するパラメータとして、幅厚比，細長比，軸力比（一定，変動）等があり，性能曲線を評価・検証するためには，数多くのデータが必要であるため，今回は限定的な評価となった。

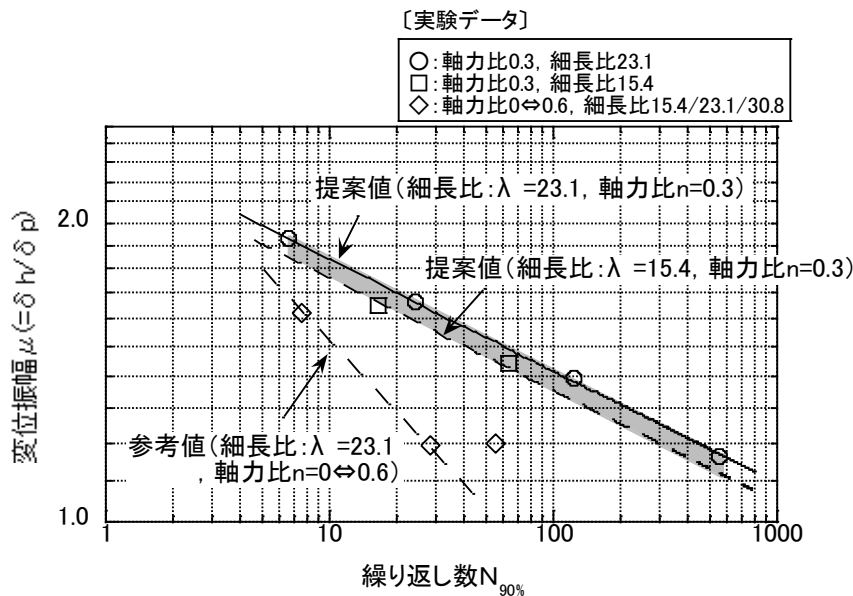


図 4.2.2-13 変位振幅と繰り返し数の関係(提案値と参考値)

今後の課題としては，上記提案式の精度向上および検証を図ることを含め，長期高軸力と大きな変動軸力がかかる高軸力柱，幅厚比の異なる柱などが挙げられる。また，幅厚比が小さければ変形能力が向上，大きければ変形能力が低下することが予想されるが，幅厚比小で大きな引張軸力（変動）が入力される場合には終局が破断となる可能性もあるので，今後，検討が必要である。

更に，現在の超高層鉄骨造建築物では柱を CFT 構造とすることが一般的であるが，CFT 柱部材の多数回繰り返し変形時の疲労性能は明らかにされていないのが現状であるため，その疲労性能や安全性検証方法の検討が今後の課題である。

#### <参考文献>

- 4.2.2-1) 吹田啓一郎, 橋田勇生, 佐藤篤司: 繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1021~1024, 2009
- 4.2.2-2) 吹田啓一郎, 真鍋義貴, 佐藤篤司, 津嘉田敬章, 田中剛, 蘇鐘鈺: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その3~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 769~772, 2010
- 4.2.2-3) 高塚康平, 吹田啓一郎, 田中剛, 真鍋義貴: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力(その6 スカラップの有無が変形能力に及ぼす影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1035~1036, 2011
- 4.2.2-4) 成原弘之, 泉満: 鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度, 日本建築学会構造系論文集, 第508号, pp. 111~117, 1998
- 4.2.2-5) 半澤徹也, 松岡祐一, 田村和夫, 寺田岳彦, 坂本真一, 堀江竜巳: 鉄骨造建物における柱梁接合部の構造性能に及ぼす繰返し変位振幅の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 525~526, 2006
- 4.2.2-6) 澤本佳和, 清川貴世, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 767~768, 2010
- 4.2.2-7) 時野谷浩良, 鈴井康正, 平田寛: 定振幅繰返し加力を受ける水平ハンチ付きH形梁の塑性変形能力と破壊性状その1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 967~970, 2011
- 4.2.2-8) 加村久哉, 難波隆行, 石井匠, 木下智裕, 村上行夫: 高強度梁端接合部の低サイクル疲労特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1219~1220, 2012
- 4.2.2-9) 日本建築センター: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 4.2.2-10) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- 4.2.2-11) 社団法人新都市ハウジング協会: コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用および計算例等

## 4.2.3 各種モデルに対する疲労曲線を用いた耐震安全性評価方法の検討

### (1) 耐震安全性評価方法の提案

多数回繰返し载荷を受ける部材の実験結果より定められた保有性能曲線（設計曲線，塑性率—限界繰返し回数関係）を基に，建物を構成する部材の耐震性を評価するための手順を以下のよ  
うに提案した。ここでは，解析モデルの種類や解析方法に応じ，4通りの手順を示した。

#### I 骨組モデルによる性能評価

- a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価
- b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

#### II 質点系モデルによる性能評価

- c) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがある場合）
- d) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがない場合）

以下にその概略をまとめて示す。

#### I 骨組モデルによる性能評価

- a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価

骨組モデルの地震応答解析により，各梁端の塑性率（曲げ回転角）時刻歴を算出する。それを基に Rainflow 法などで塑性率の振幅頻度分布  $n$ （塑性率振幅—繰返し回数関係）を算定する。それぞれの振幅に対応する限界繰返し回数  $N_f$  との比  $n/N_f$  を，振幅毎に Miner 則を仮定して加算し，損傷度  $D$  を算定する。

この手順は疲労設計等で広く用いられている手法を準用したものであり，精算手法と位置付けられる。

- b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

骨組モデルの地震応答解析をする際に，すべての梁端の時刻歴を記録し，後で損傷度を算定するのは多大な労力を要する。そこで簡単のために，時刻歴応答解析を行うことで算定される，各部材の最大塑性率と累積塑性変形倍率のみを用いて，損傷度  $D$  を簡易評価する手順である。

この手順は，最大塑性率と累積塑性変形倍率を用いた繰返し回数を仮定して損傷度  $D$  を評価するもので，その仮定方法として，最大振幅（塑性率）で繰返すと仮定する場合を基本とし，最大振幅以下の振幅の頻度分布を一様と仮定する場合についても併せて示す。

この手順は骨組モデルを用いた略算手法である。



## II 質点系モデルによる性能評価

### c) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがある場合）

骨組モデルを用いた地震応答解析を行わない場合の手順を示す。この場合、地震応答解析は、質点系モデルによることになるため、直接、部材の塑性率や累積塑性変形倍率を算定することができない。従って、層の応答を基に部材応答を推定する必要がある。

そこで、層塑性率と部材塑性率の関係を静的弾塑性漸増荷重解析の結果を基に設定し、地震応答最大層塑性率から部材塑性率を推定する。繰り返し回数は層塑性率と層の累積塑性変形倍率より算定し、それを部材に適用する。その後の手順は骨組モデルの略算手順と同様である。

この手順は、質点系モデルの略算手法である。

### d) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがない場合）

骨組モデルがある場合の質点系モデルの略算手法では、層塑性率と部材塑性率の関係を静的弾塑性漸増荷重解析の結果を基に設定したが、既存建物で質点系モデルの諸元のみがあり、骨組モデルがない場合も想定される。そこで、層塑性率と部材塑性率の関係を、モデル建物の解析例等を参考に仮定する。ここでは安全側に（部材塑性率を大きめに推定するように）仮定することが肝要である。それにより層塑性率から部材塑性率を推定する。それ以外の手順は骨組モデルがある場合と同様である。

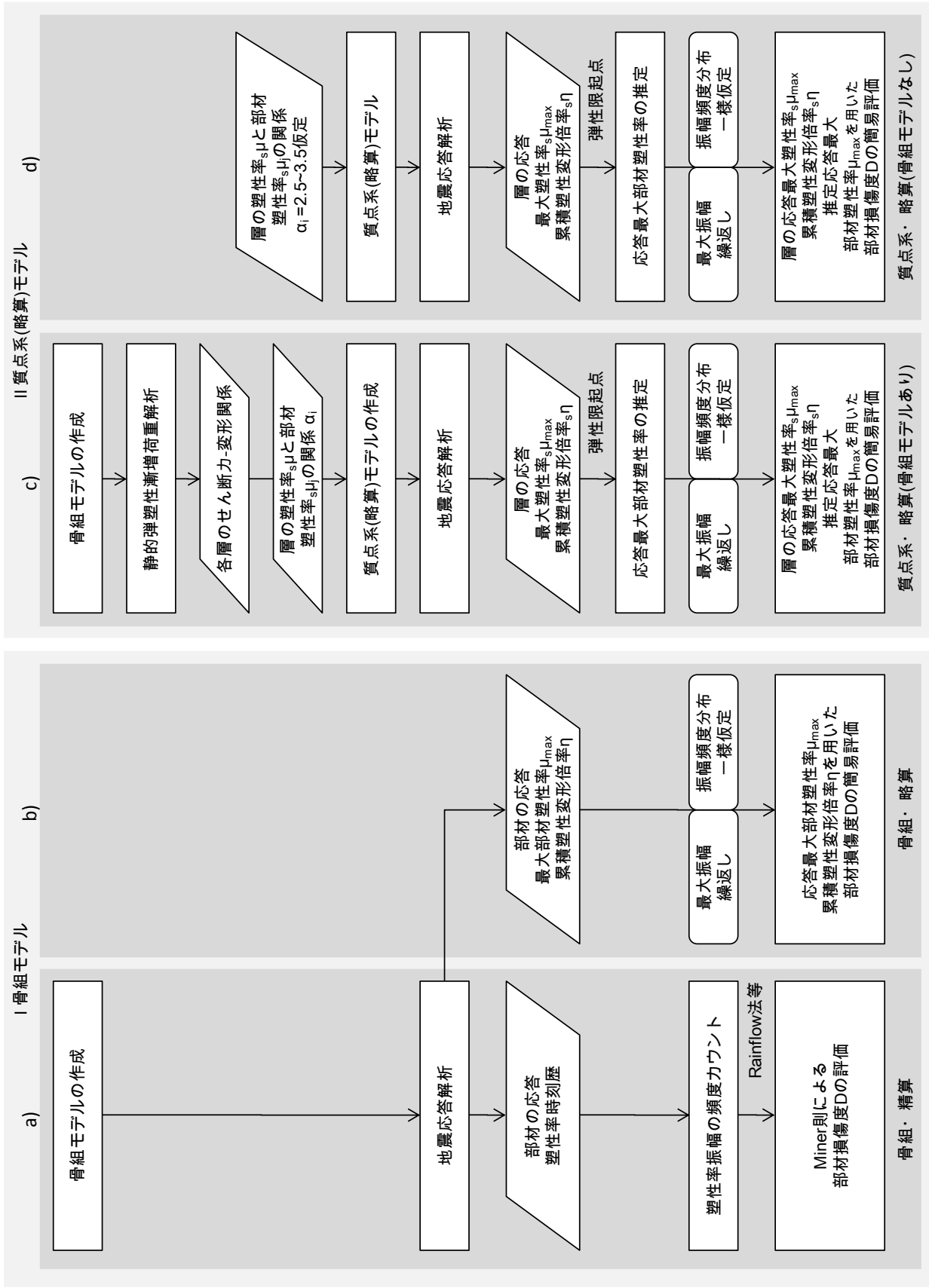


図 4.2.3-1 耐震性評価法の手順

## (2) 耐震性評価法の試行

保有性能曲線は下式とする。

$$N_f = (C/\mu)^{1/\beta}$$

C=4,  $\beta=1/3$  (設計式) (4.2.3-1)

### 1) 骨組モデル・各部材応答時刻歴を用いた精算による評価

S30 強モデルに関し、共振する最悪の状態を考慮した入力地震動（愛知津島 AIC003 の平均+ $\sigma$  のレベル）について繰り返し変形による梁端フランジ破断に関する検証を実施した。

地震中の各部材の材端曲げ回転角の振幅頻度分布をレインフロー法を用いて算定し、各振幅の損傷度  $D_i$  を算出する。その上でそれらを合算し、当該部材の損傷度  $D$  を算定する。

代表例として、塑性率が最大となる部材について検討する。当該部材の曲げ回転角を降伏点変形で除した塑性率時刻歴の振幅頻度分布をレインフロー法により算定した結果を図 4.2.3-2 に示す。最大塑性率は 3.8 程度であるが、レインフロー法による塑性率振幅の最大値は 3.1 となる。ここで用いたレインフロー法は、2012 年改定版「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」によった。

次に、各振幅の保有性能  $N_{fk}$  と地震中の繰り返し回数  $N_k$  より、 $D_k = N_k/N_{fk}$  により各振幅の損傷度  $D_k$  を算定し、図 4.2.3-3 に示す。この部材の損傷度  $D$  は Miner 則を用いて  $D_k$  を合計することにより算定でき、 $D=2.9$  となる。

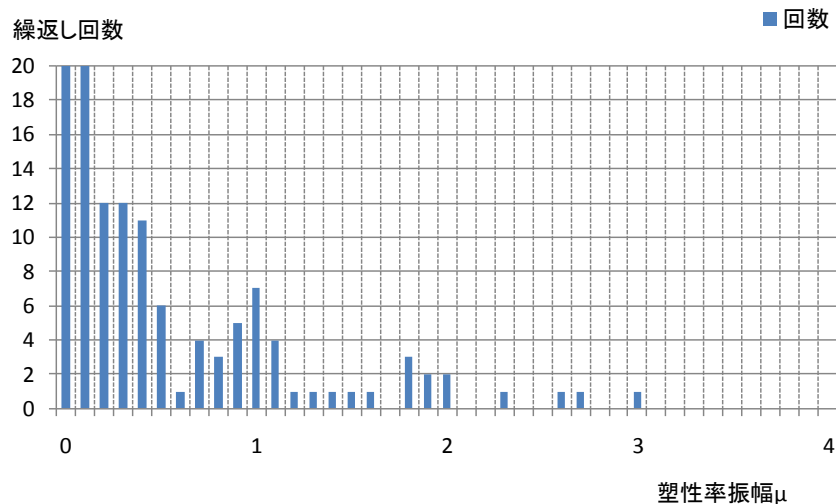


図 4.2.3-2 Rainflow 法による塑性率頻度分布

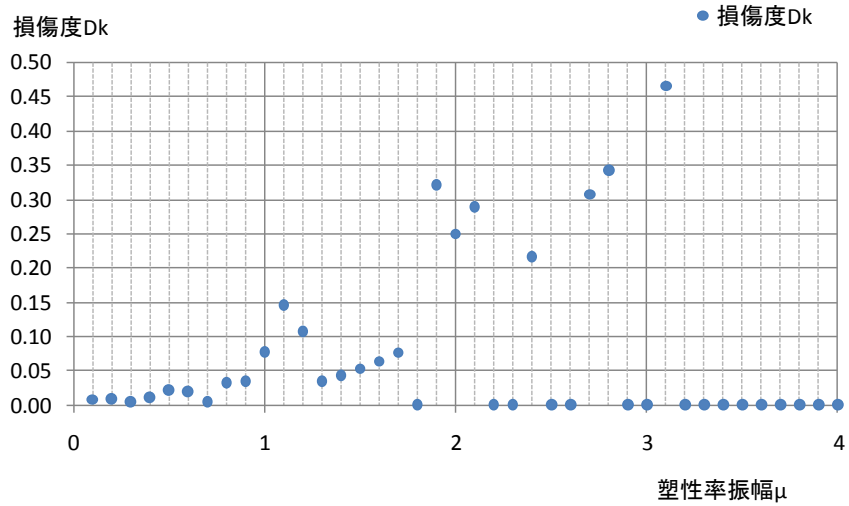


図 4.2.3-3 各塑性率に対する損傷度  $D_k$

以上の手順で Miner 則を用いて破断に関する検証を全梁部材について行った結果を図 4.2.3-4 に示す。

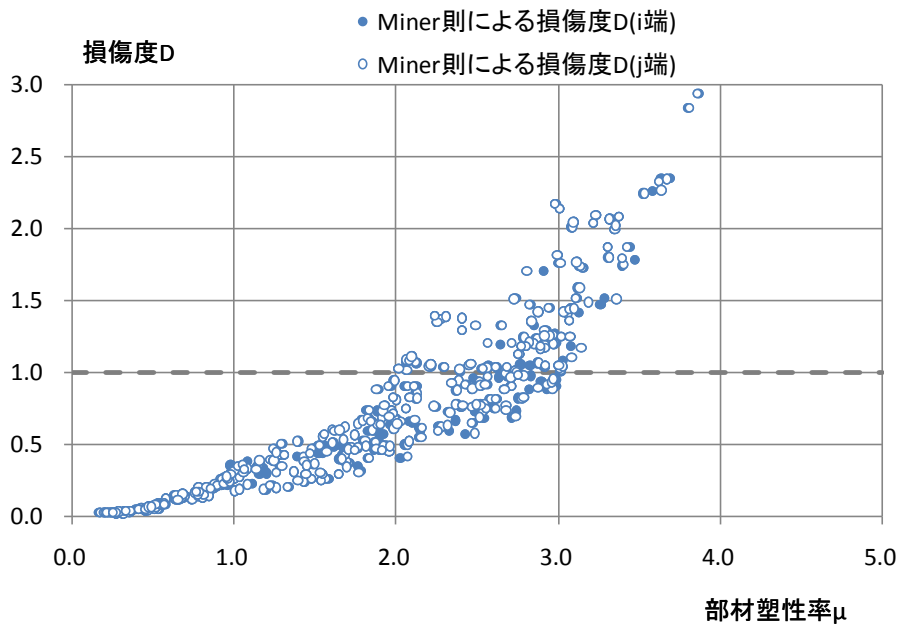


図 4.2.3-4 Miner 則による損傷度 D

### (3) 骨組モデル・各部材応答最大値を用いた略算による評価

部材の最大塑性率及び累積塑性変形倍率により部材損傷度  $D$  を略算する手順である。ここでは、部材損傷 (=累積塑性変形倍率) は最大塑性率時のみの繰返しにより生じると仮定した場合 (CASE1: 最大振幅繰返し) を基本とし、最大塑性率以下の振幅頻度分布は一様であると仮定した場合 (CASE2: 振幅頻度分布一様仮定) についてもあわせて検討する。

#### 1) CASE1 最大振幅繰返し

最大塑性率と累積塑性変形倍率により、等価な繰返し回数  $N_e$  を定義する。地震中のエネルギー吸収は最大塑性率時の一定変位繰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返し数を算定したものである。

$$N_e = \frac{\eta}{4(\mu_{\max} - 1)} \quad (4.2.3-2)$$

(4.2.3-1)式より、最大振幅時の繰返し回数  $N_f$  を算定し、(4.2.3-2)式による等価繰返し回数との比により損傷度  $D$  を算定する。

$$D = \frac{N_e}{N_f} = \frac{\eta}{4(\mu_{\max} - 1)} \left( \frac{\mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.3-3)$$

#### 2) CASE2 振幅頻度分布一様仮定

最大塑性率以下の振幅頻度分布が一様であると仮定し、それぞれの振幅に応じた損傷度  $D$  を算定する。振幅の繰返し回数を  $N$  とし、 $i$  番目の塑性率振幅を(4.2.3-4)式の通り仮定する。

$$\mu_i = \frac{i}{N} \mu_{\max} \quad (4.2.3-4)$$

塑性率振幅  $\mu_i$  時 ( $i=1,N$ ) の  $D_i$  を Miner 則により加算して損傷度  $D$  を算定する。

$$D = \sum \frac{1}{N_{fi}} = \frac{\eta \cdot \mu_{\max}}{2(1+1/\beta)(\mu_{\max} - 1)^2} \left( \frac{\mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.3-5)$$

次ページ以後に CASE1 及び CASE2 による部材損傷度算定結果を示す。

4つの図の縦軸は精算 (Miner 則) による部材損傷度  $D$  を示している。上図は精算による損傷度  $D$  と部材塑性率あるいは累積塑性変形倍率の関係を示し、下図は精算による損傷度と CASE1 あるいは CASE2 により略算した損傷度  $D$  の関係を示す。

ここでは、長周期地震動 (平成 22 年度に作成された愛知津島 AIC003, 愛知名古屋 AIC003, 東京工学院 SNJK, 大阪此花 OSKH02 の平均+ $\sigma$  のレベル) に対して、建物が共振する最悪の場合を想定した結果である。あわせて従来から設計に用いている地震動の例として、建築センター模擬波 (BCJ-L2) の結果も示している。

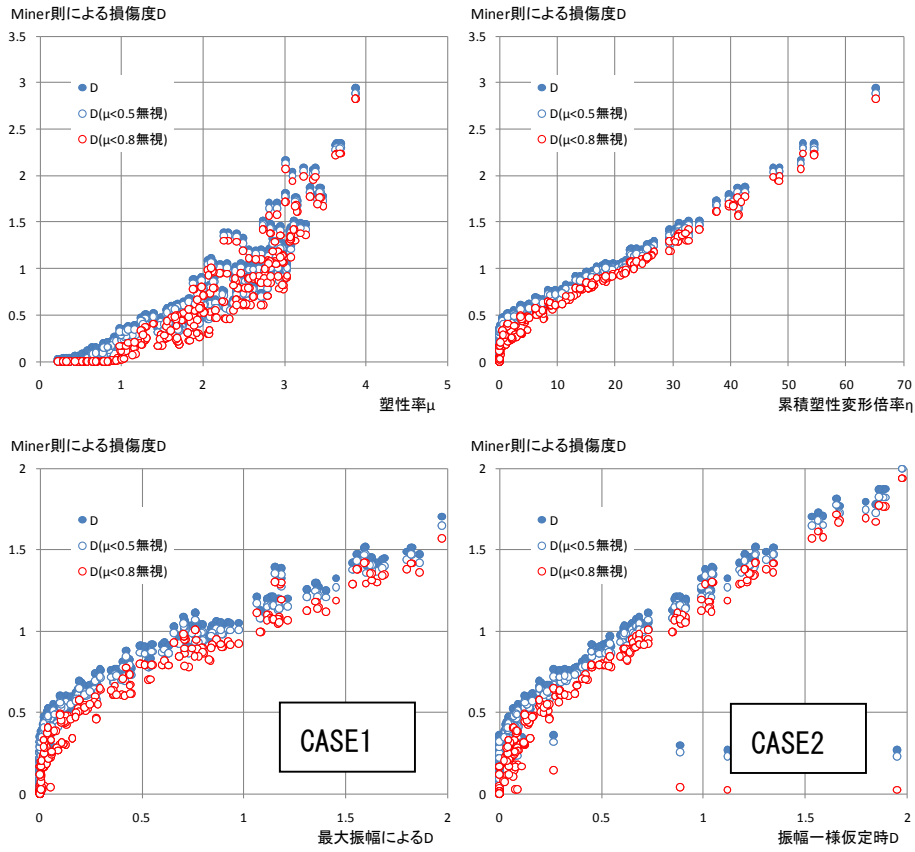


図 4.2.3-5 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S30 強, AIC003)

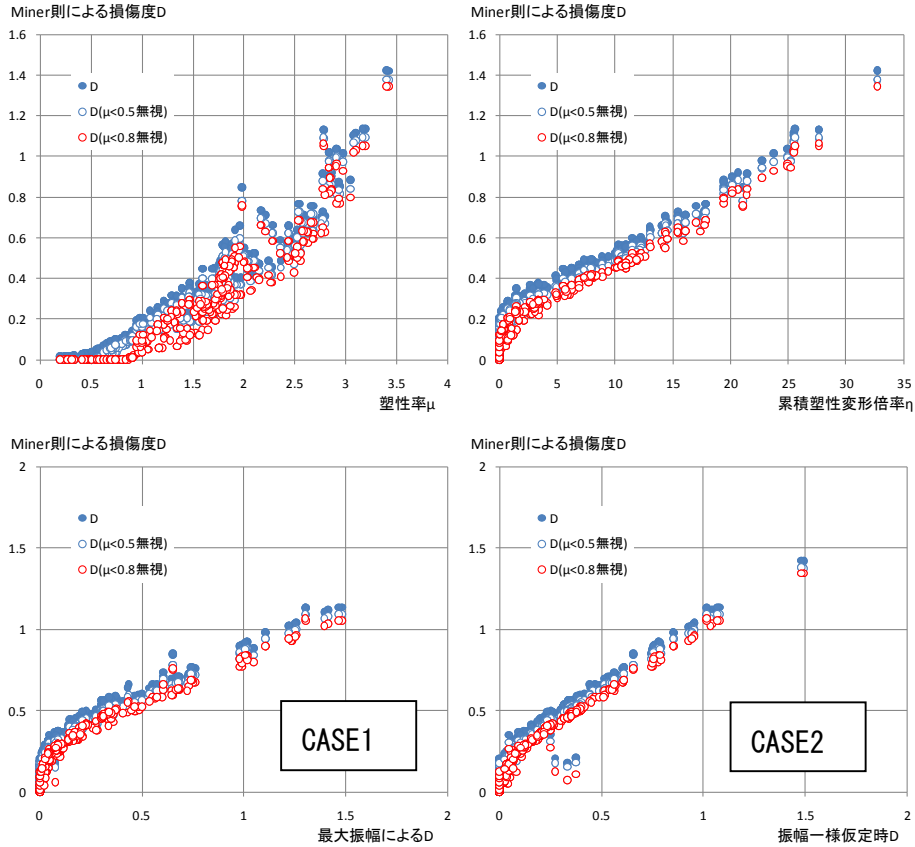


図 4.2.3-6 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S30 強, AIC004)

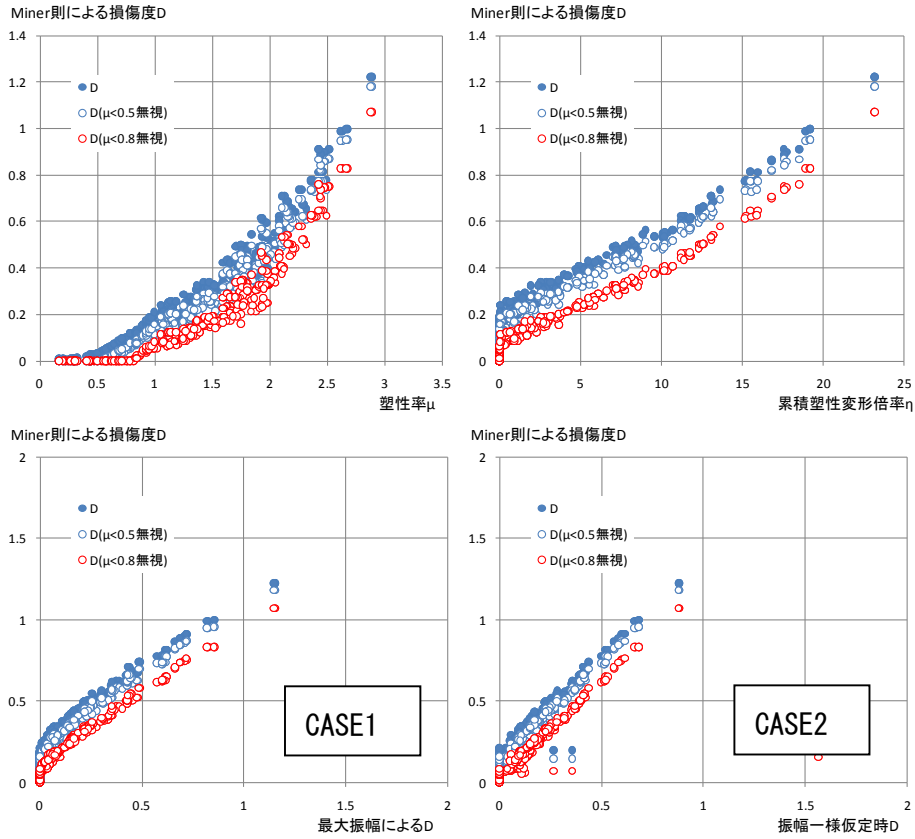


図 4.2.3-7 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S30 強, SNJK)

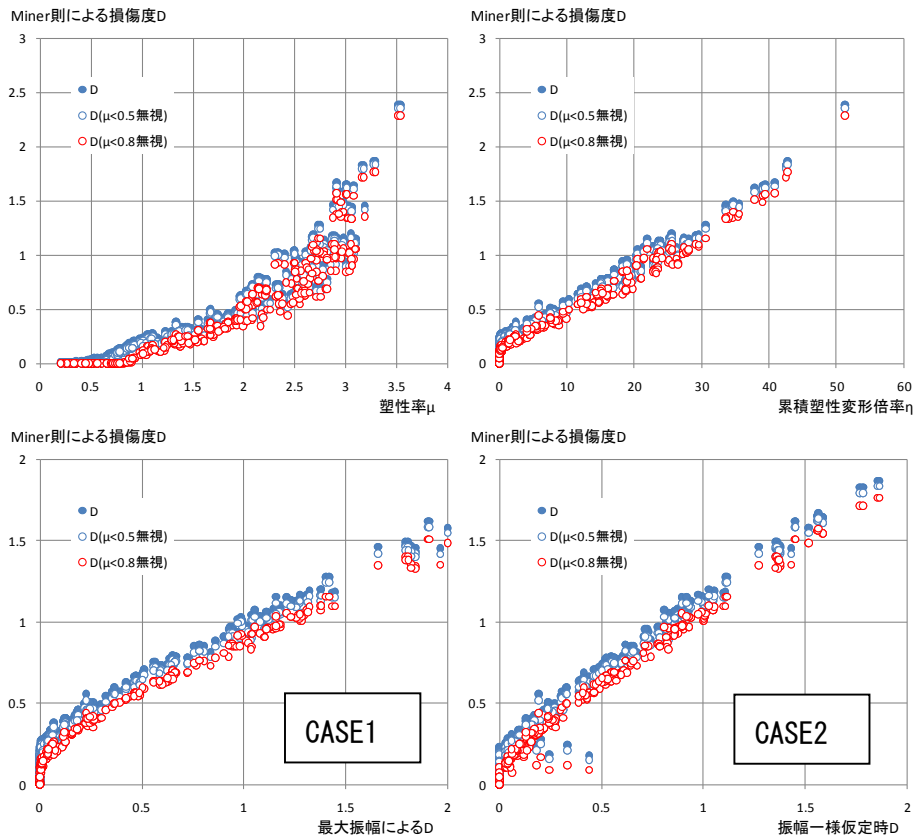


図 4.2.3-8 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S30 強, OSKH)

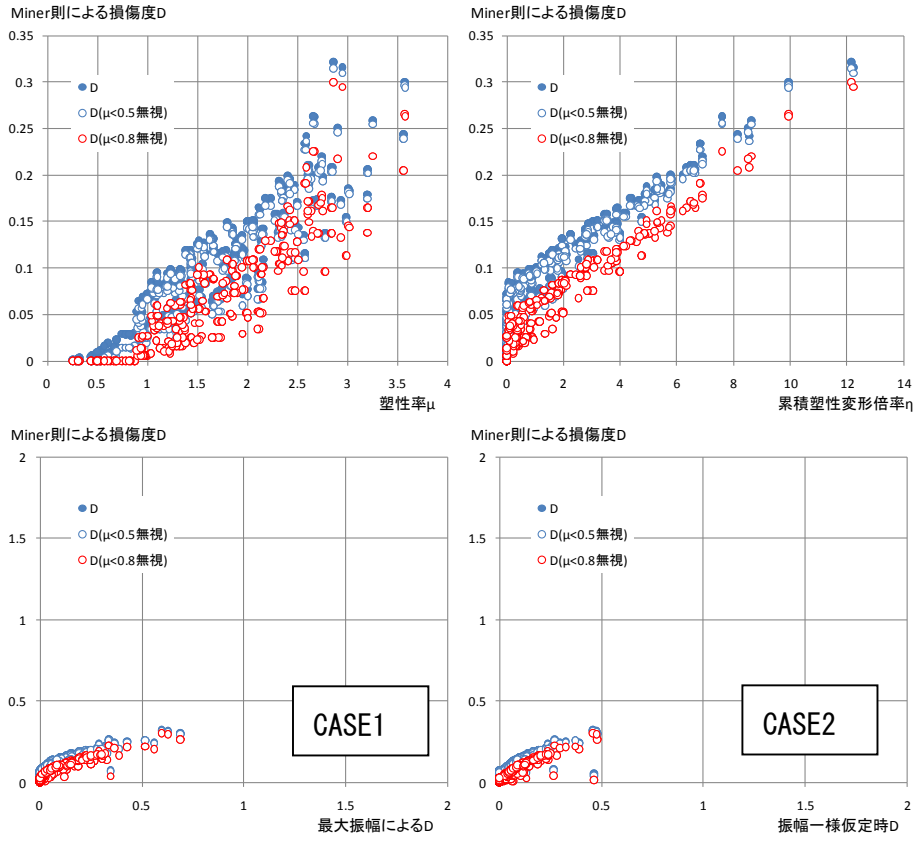


図 4.2.3-9 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S30 強, BCJ-L2)



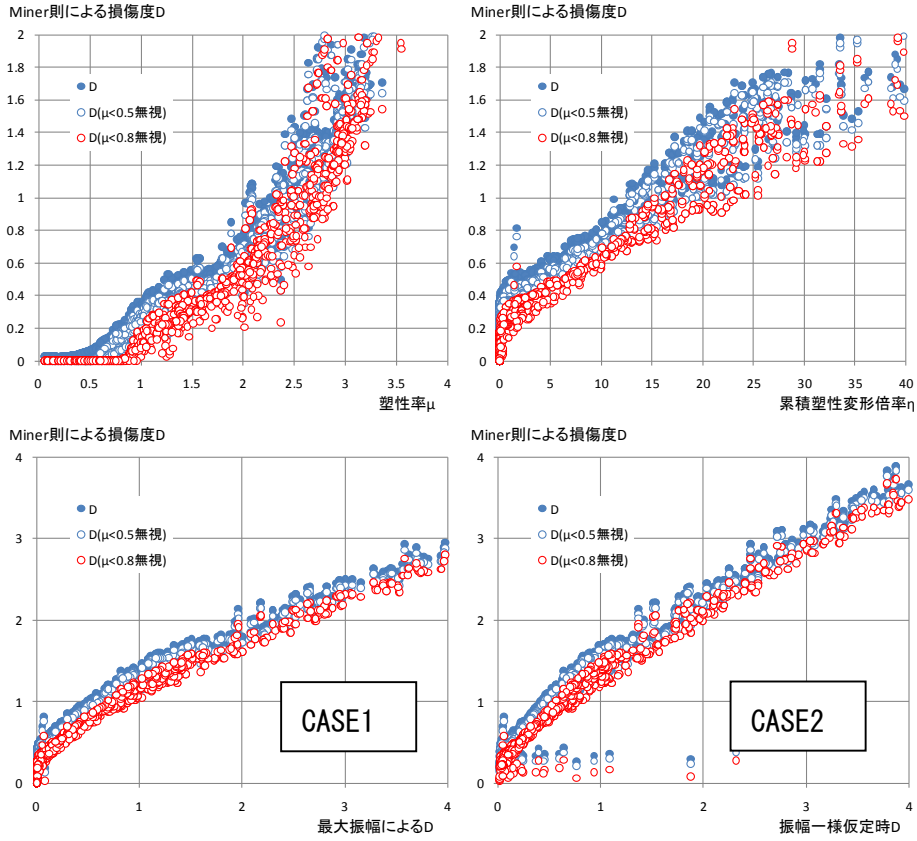


図 4.2.3-10 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50L, AIC003)

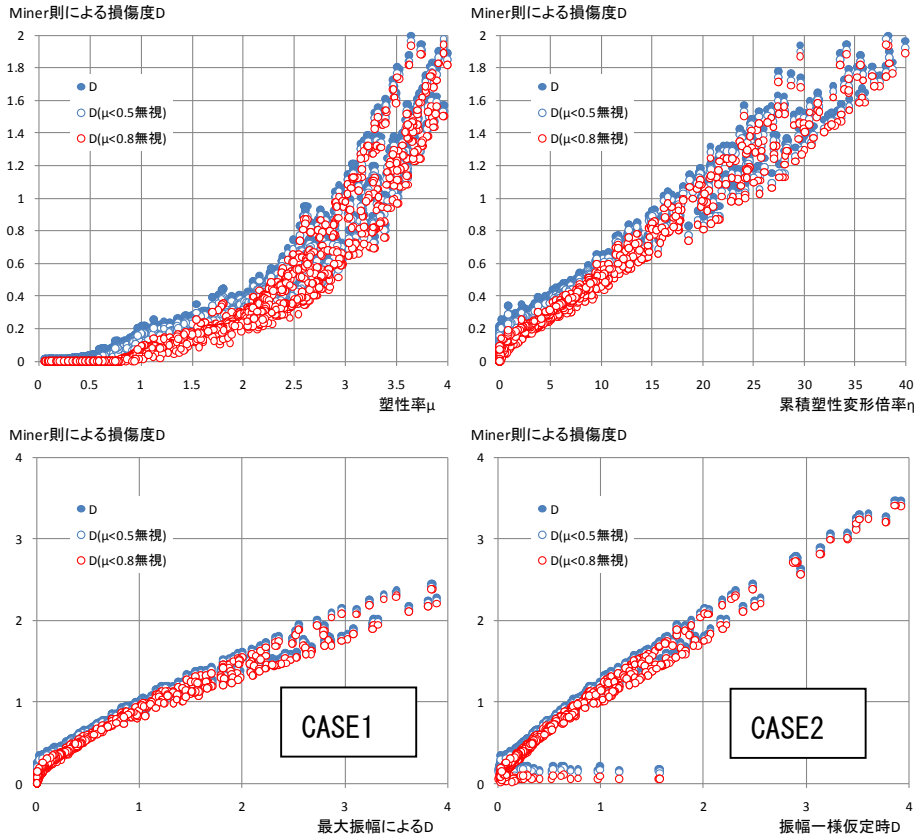


図 4.2.3-11 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50L, AIC004)

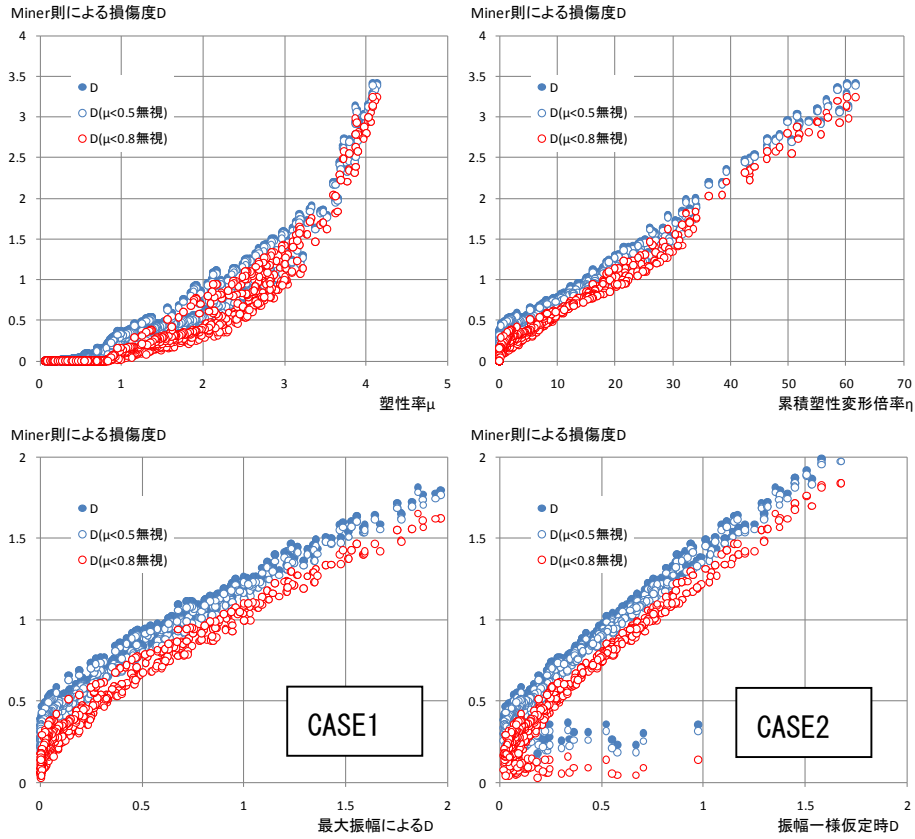


図 4.2.3-12 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50L, SNJK)

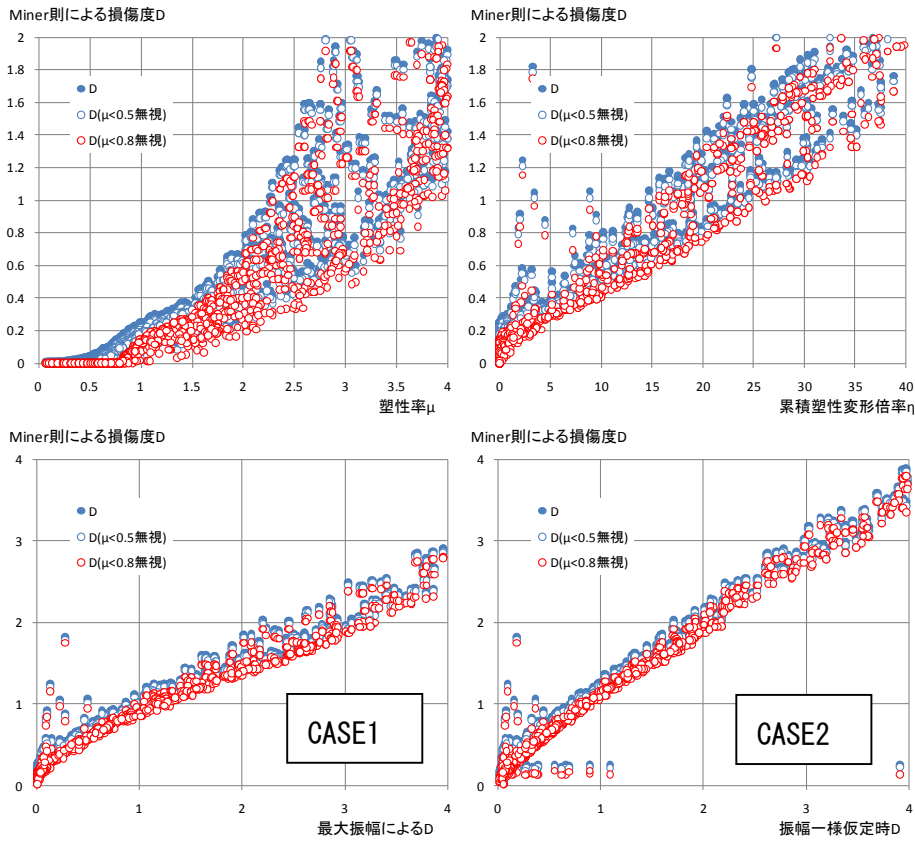


図 4.2.3-13 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50L, OSKH)

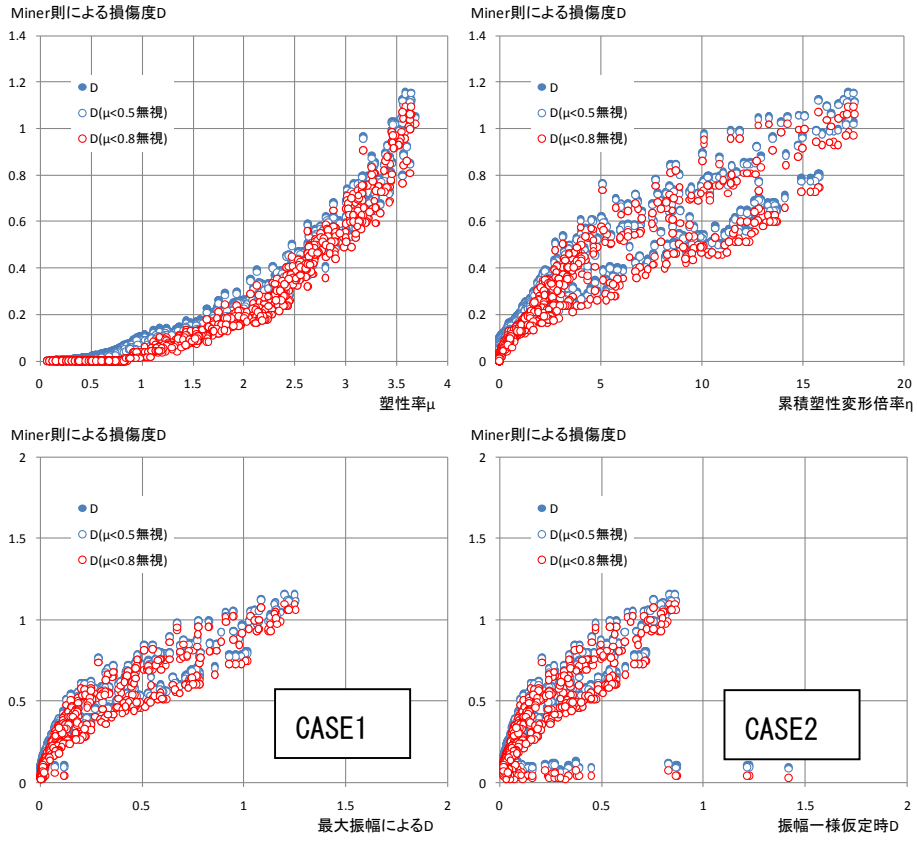


図 4.2.3-14 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50L, BCJ-L2)

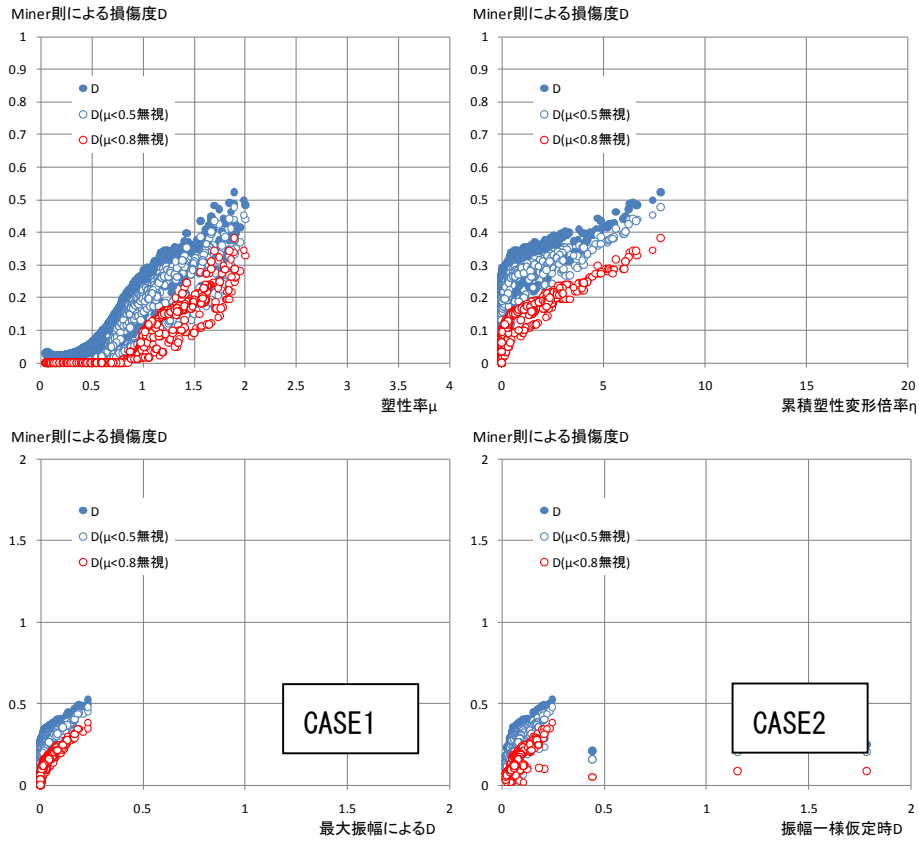


図 4.2.3-15 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50T, AIC003)

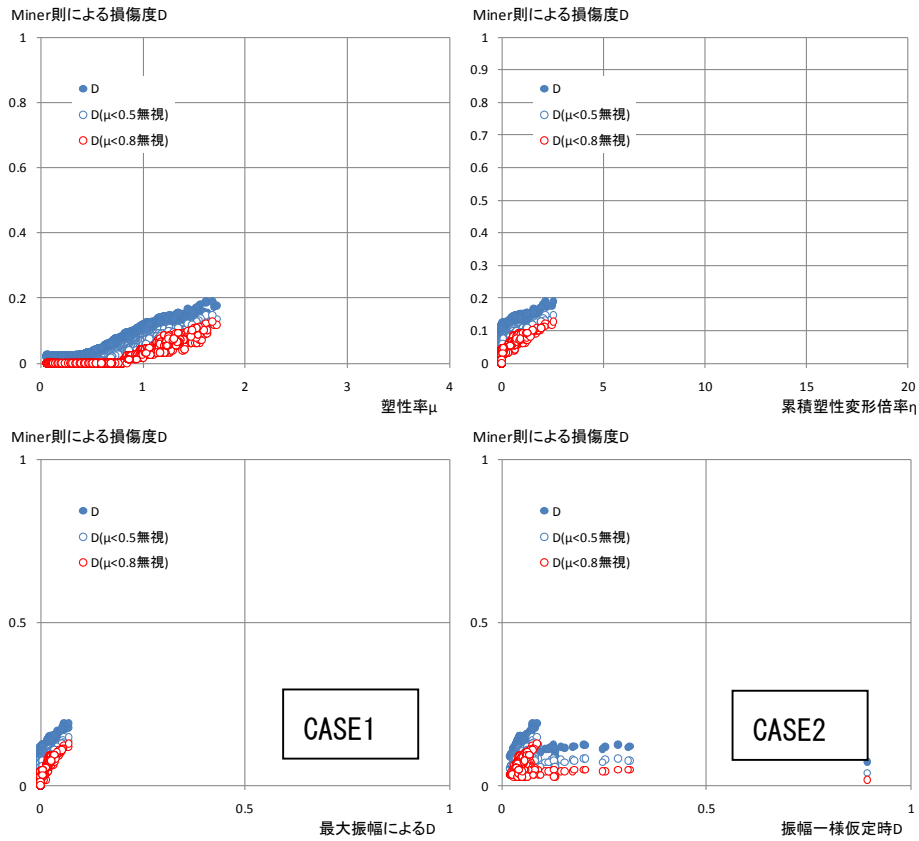


図 4.2.3-16 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50T, AIC004)

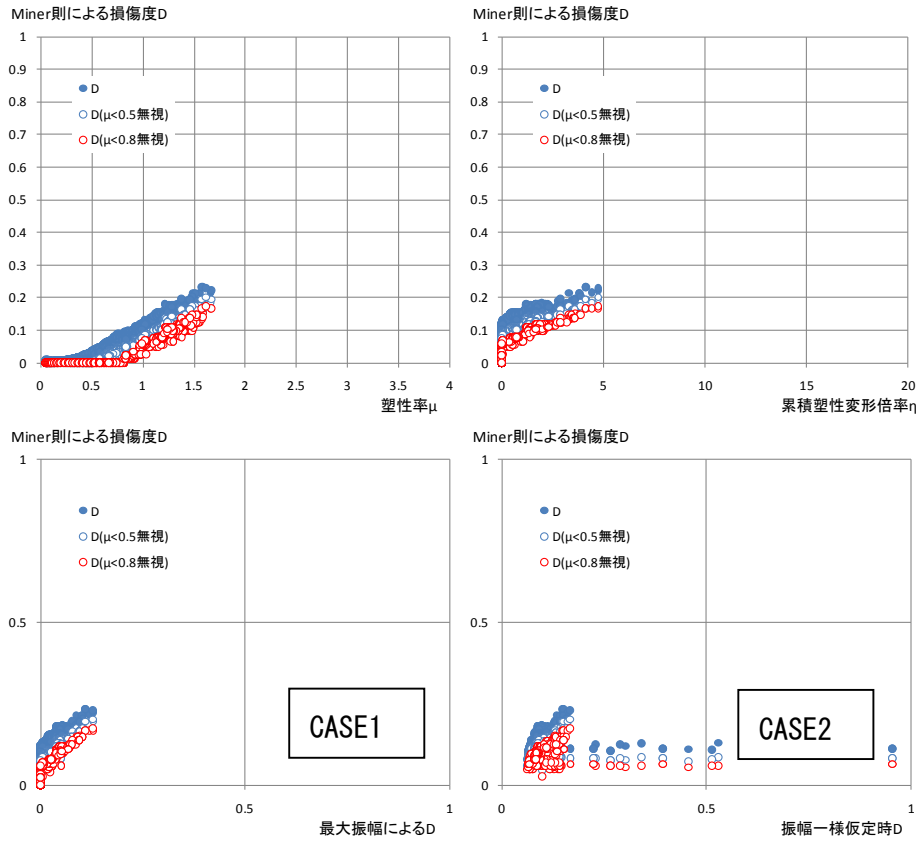


図 4.2.3-17 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50T, SNJK)

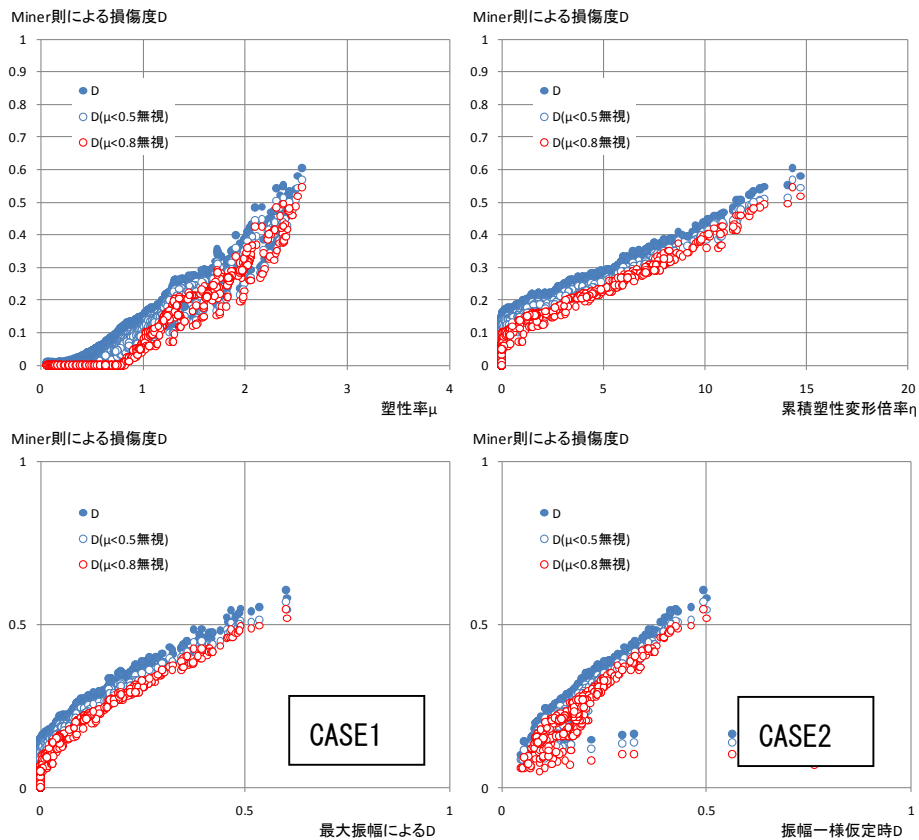


図 4.2.3-18 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50T, OSKH)

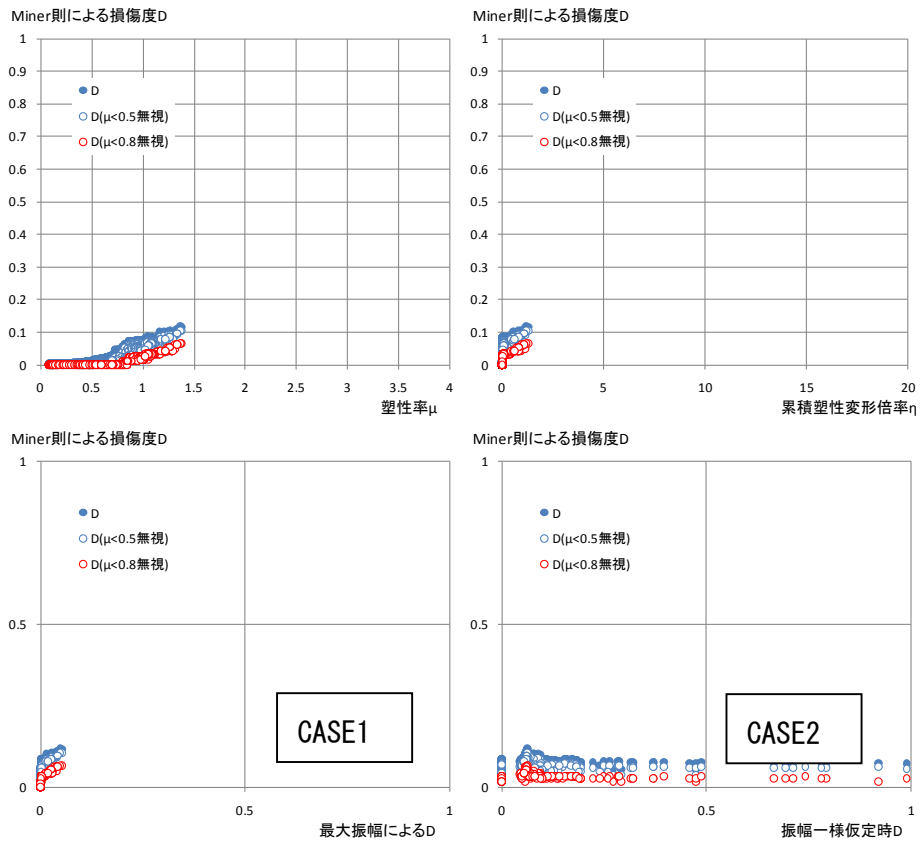


図 4.2.3-19 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50T, BCJ-L2)

#### (4) 質点系（略算）モデル・層応答最大値を用いた略算による評価

地震応答解析を質点系（略算）モデルにより行う場合の耐震性能評価手順を示す。

性能評価曲線は部材実験結果より定められたものであるが、質点系モデルでは、部材応答を直接求めることができないため、層応答と部材応答を関連付ける必要がある。ここでは、静的弾塑性漸増荷重解析を用いて層と部材の関係を設定する。

その手順を以下に再掲する。

- ①質点系モデルによる層の応答最大塑性率  $s\mu_{max}$ 、累積塑性変形倍率  $s\eta$  の算定
- ②骨組モデルの静的弾塑性漸増荷重解析による層塑性率  $s\mu$ （層の弾性限変形を起点）と部材塑性率  $\mu_j$  の設定
- ③部材の応答最大塑性率  $\mu_{max}$  の推定
- ④応答推定最大部材塑性率  $\mu_{max}$ 、層塑性率  $s\mu_{max}$ 、層累積塑性変形倍率  $s\eta$  を用いた簡易損傷度  $D$  の評価

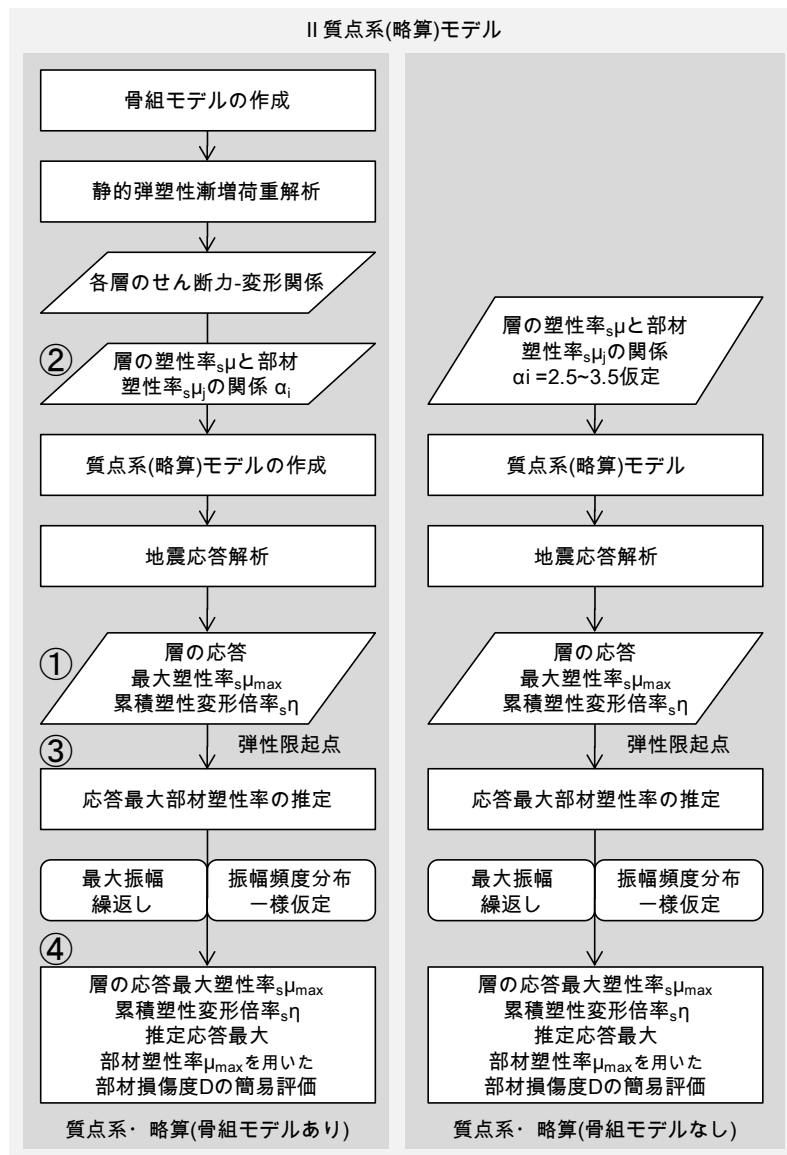


図 4.2.3-20 質点系(略算)モデル・層応答最大値を用いた略算による評価フロー

①質点系モデルによる層の応答最大塑性率  $s\mu_{max}$ 、累積塑性変形倍率  $s\eta$  の算定

静的弾塑性漸増荷重解析結果より、各層の弾性限変形（層を構成する部材のうちいずれかが初めて弾性限に至った時点の変形）を算出し、塑性率の起点とする。

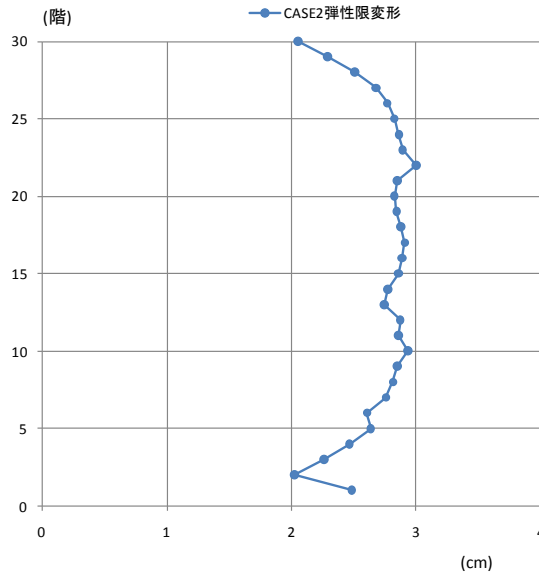


図 4.2.3-21 各階弾性限変形(塑性率の起点)

塑性率の起点としては、各階の弾性限変形（階の部材のうちの一つが弾性限に至る時の層間変形）とした。他には、骨組モデルの静的弾塑性漸増荷重解析による層間変形—層せん断力関係を、想定する応答変形までの吸収エネルギー量を等しくする理想化した **Bi-Linear** 型に置換する時の折れ点変形にするなどが考えられるが、起点の塑性率を小さめに設定することは安全側の仮定となること、塑性率の起点に至らない場合にも骨組モデルでは部材の塑性化が発生しているような不具合が生じること、の理由により、塑性率の起点は弾性限変形とした。



②骨組モデルの静的弾塑性漸増荷重解析による層塑性率  $s_{\mu}$  と部材塑性率  $s_{\mu_j}$  の設定

次に、層塑性率と部材塑性率の比率を検討する。まず静的弾塑性漸増荷重解析結果を用い、層塑性率と部材塑性率の比率を各ステップについて算定する。部材塑性率は、層を構成する梁部材のうち、最大となるものを選択する。

横軸には層の塑性率をとり、算定した比率を図 4.2.3-22 に示す。

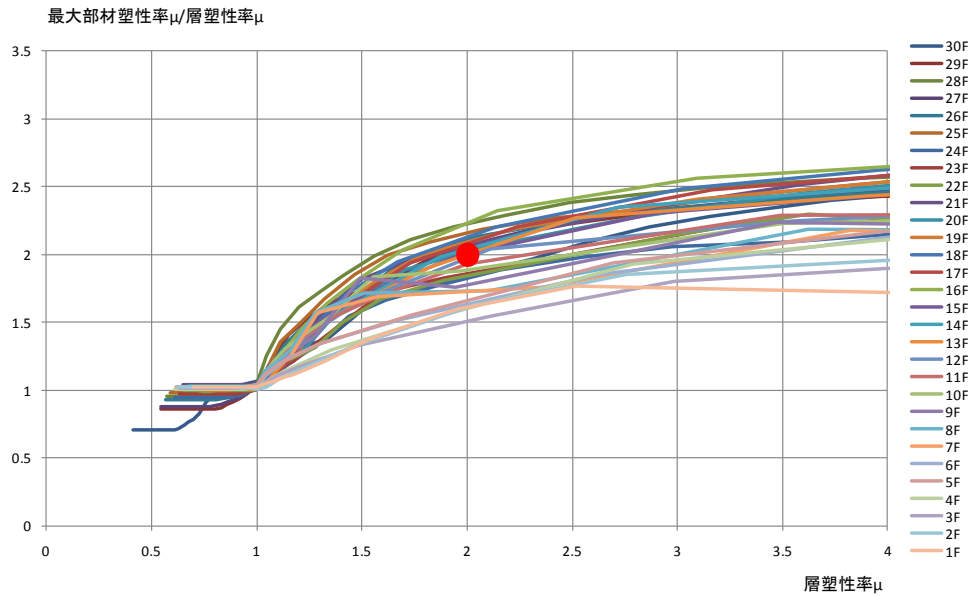


図 4.2.3-22 部材塑性率と層塑性率の比率

(参考:赤丸は層塑性率 2 と部材塑性率 4 の点)

③応答最大部材塑性率  $\mu_{max}$  の推定

図 4.2.3-22 によれば，部材塑性率と層塑性率の比率は，層の変形に対して概ね単調増加の傾向がみられる。従って，部材塑性率を大きめに（損傷評価としては安全側に）設定するためには，大きめの層間変形時点での比率を採用すればよい。ここでは，各層が 1/75 に至った時点での比率を採用することとした。その比率を図 4.2.3-23 に示す。

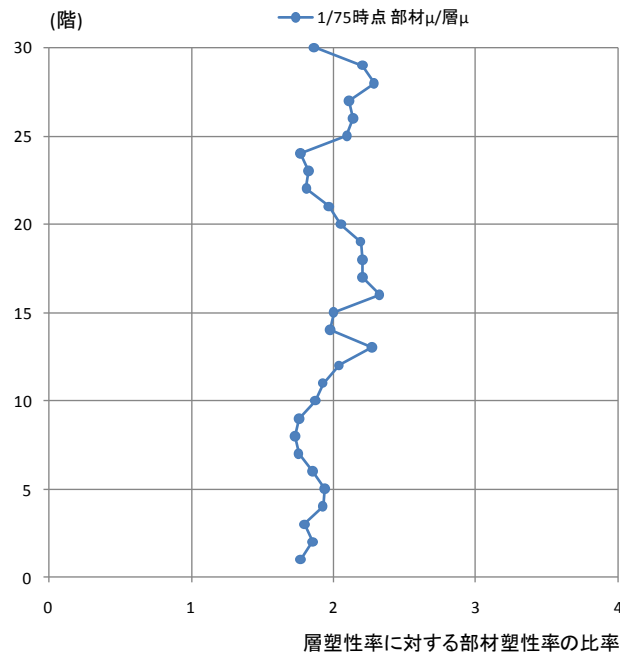


図 4.2.3-23 保有性能評価のための部材塑性率推定用比率  $\alpha$

骨組モデルがない場合には，図 4.2.3-23 の比率  $\alpha_i$  を大きめ（安全側）に仮定すればよい。目安としてここでは 2.5～3.5 程度とした。

④推定応答最大部材塑性率  $\mu_{\max}$ ，層塑性率  ${}_s\mu_{\max}$ ，層累積塑性変形倍率  ${}_s\eta$  を用いた簡易損傷度  $D$  の評価

図 4.2.3-23 の比率を用いて層応答より部材応答最大値を推定し，層を構成する部材のうち最も塑性化が進展している部材の損傷度  $D$  を算定する。

ここでは，損傷は最大振幅の繰り返しによって生じると仮定して検討する。

#### 1) CASE1 最大振幅繰り返し

層の最大塑性率と層の累積塑性変形倍率により，等価な繰り返し回数  ${}_sN_e$  を定義する。地震中のエネルギー吸収は最大塑性率時の一定変位繰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返し数を算定したものである。

$${}_sN_e = \frac{{}_s\eta}{4({}_s\mu_{\max} - 1)} \quad (4.2.3-6)$$

層の最大塑性率から部材の最大塑性率を推定する。

$$\mu_{\max} = \alpha_i \times {}_s\mu_{\max} \quad (4.2.3-7)$$

ここに， $K_i$ ：静的弾塑性漸増荷重解析による層塑性率と部材塑性率の関係

(4.2.3-1)式より，最大振幅時の繰り返し回数  $N_f$  を算定し，(4.2.3-2)式による等価繰り返し回数との比により損傷度  $D$  を算定する。

$$D = \frac{{}_sN_e}{N_f} = \frac{{}_s\eta}{4({}_s\mu_{\max} - 1)} \left( \frac{\mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.3-8)$$

次ページより，損傷度を質点系モデルの応答解析結果より簡易に評価した結果を示す。

左図は骨組モデルを用いた簡易評価 (○●) と質点系モデルを用いた簡易評価の結果の重ね描き，右図は骨組モデルを用いた Miner 則による精算 (○●) と質点系モデルを用いた簡易評価の結果の重ね描きである。

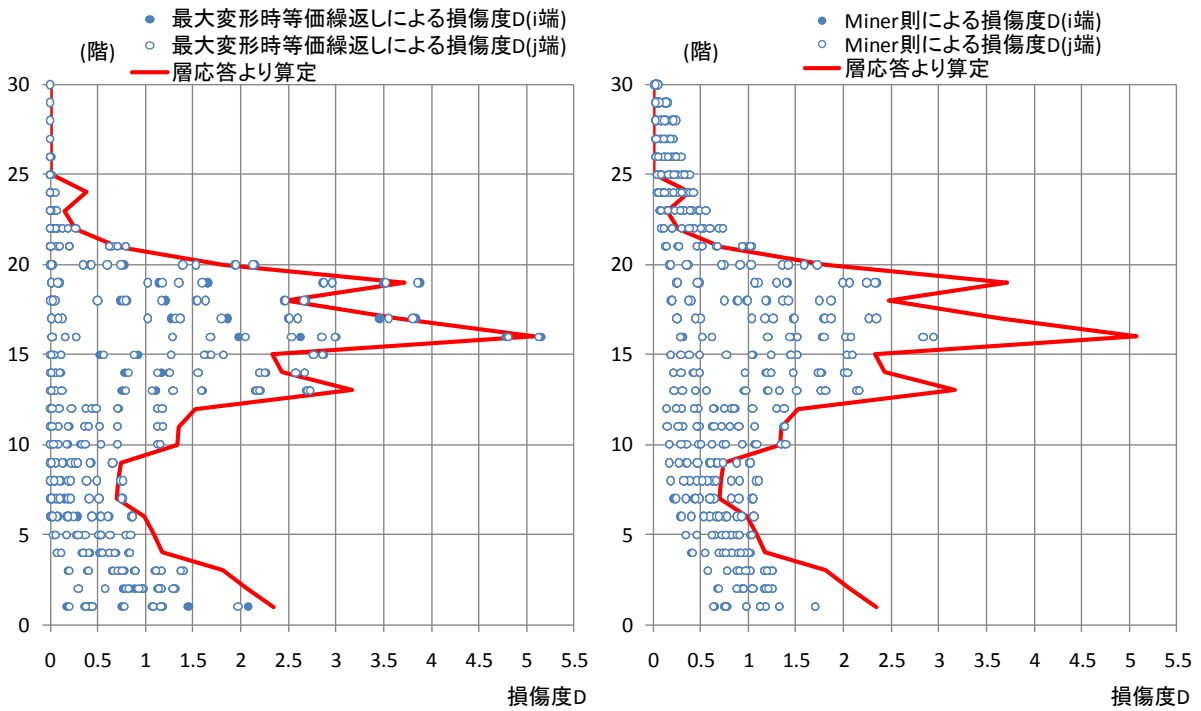


図 4.2.3-24 質点系モデルによる簡易評価(S30強, AIC003)

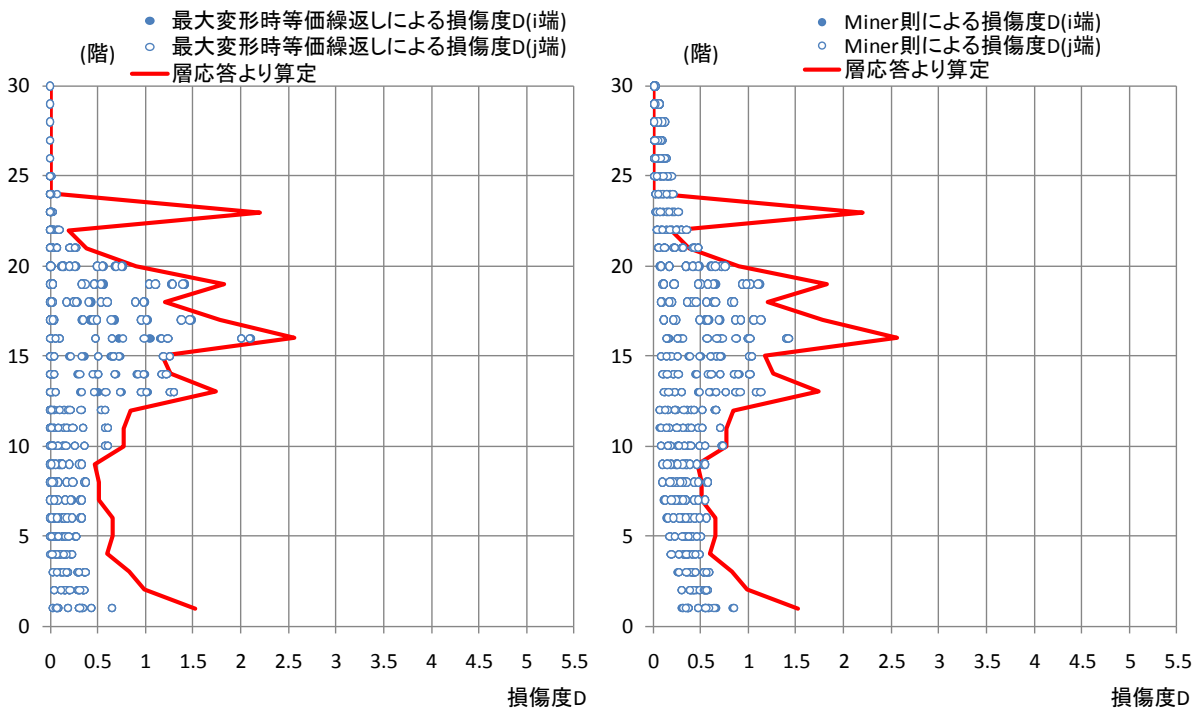


図 4.2.3-25 質点系モデルによる簡易評価(S30強, AIC004)

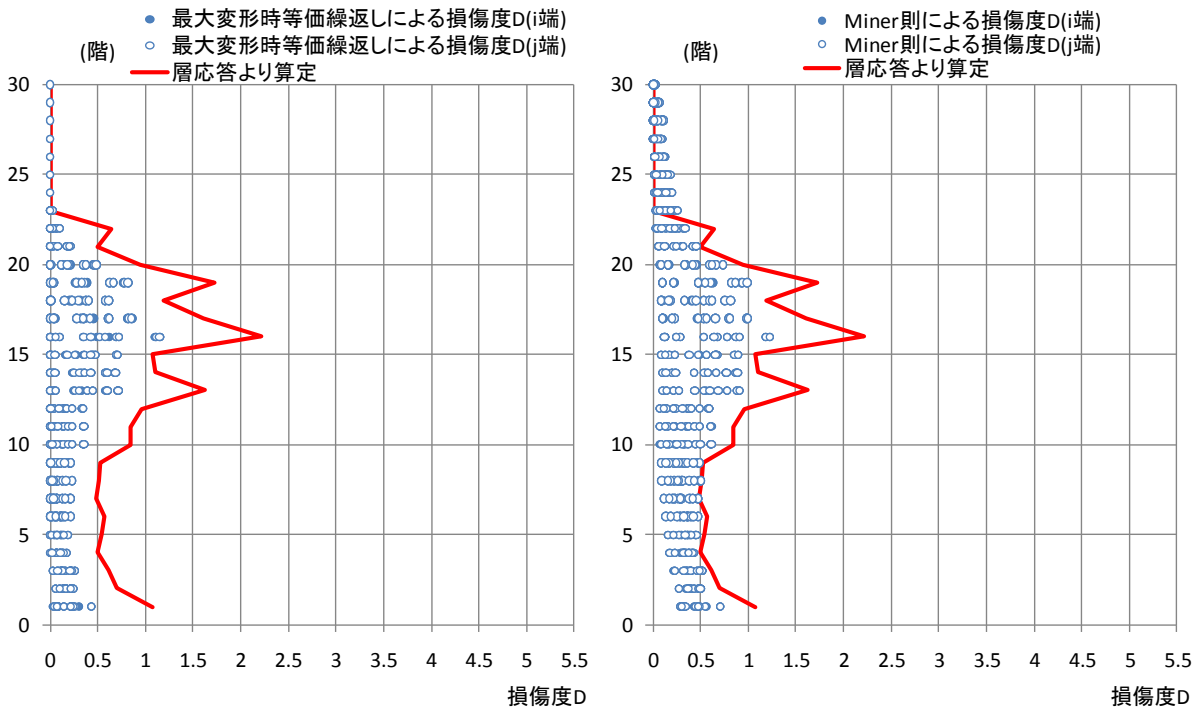


図 4.2.3-26 質点系モデルによる簡易評価(S30 強, SNJK)

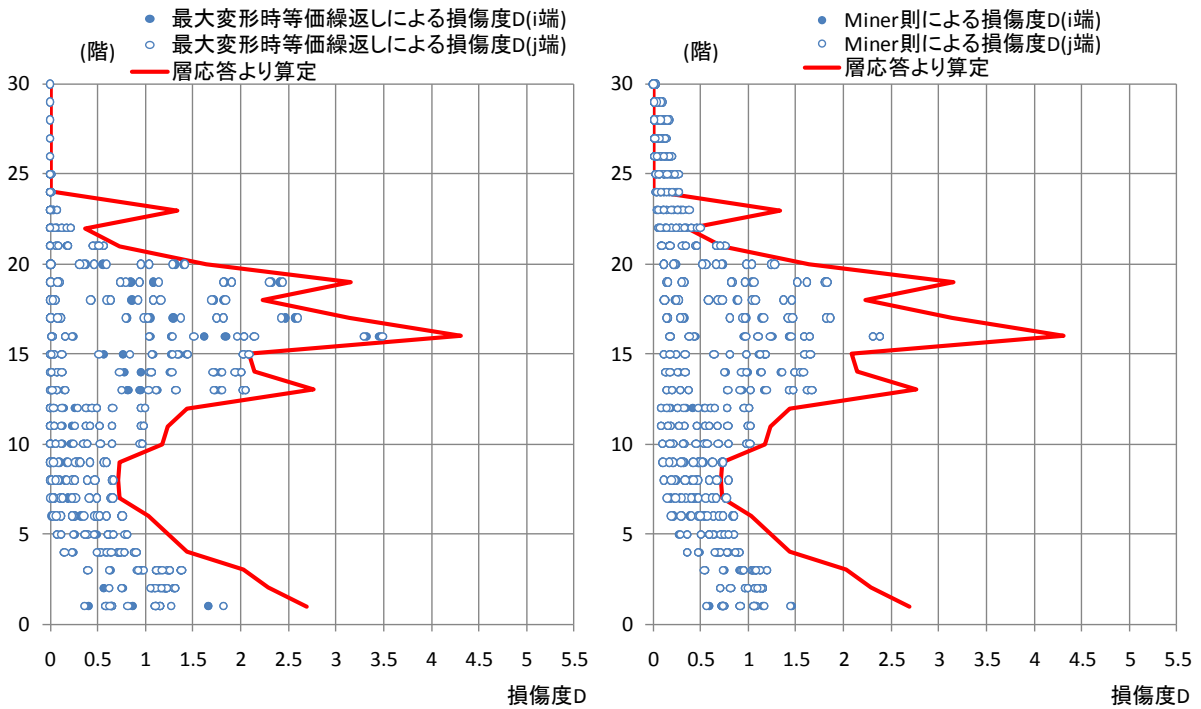


図 4.2.3-27 質点系モデルによる簡易評価(S30 強, OSKH)

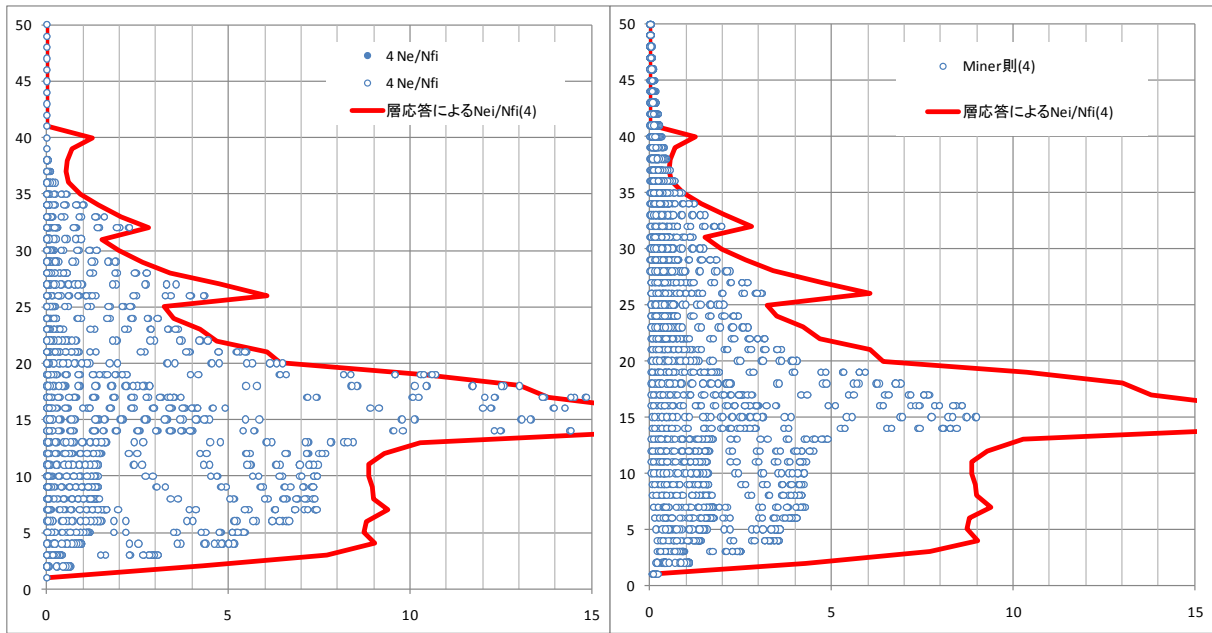


図 4.2.3-28 質点系モデルによる簡易評価(S50L, AIC003)

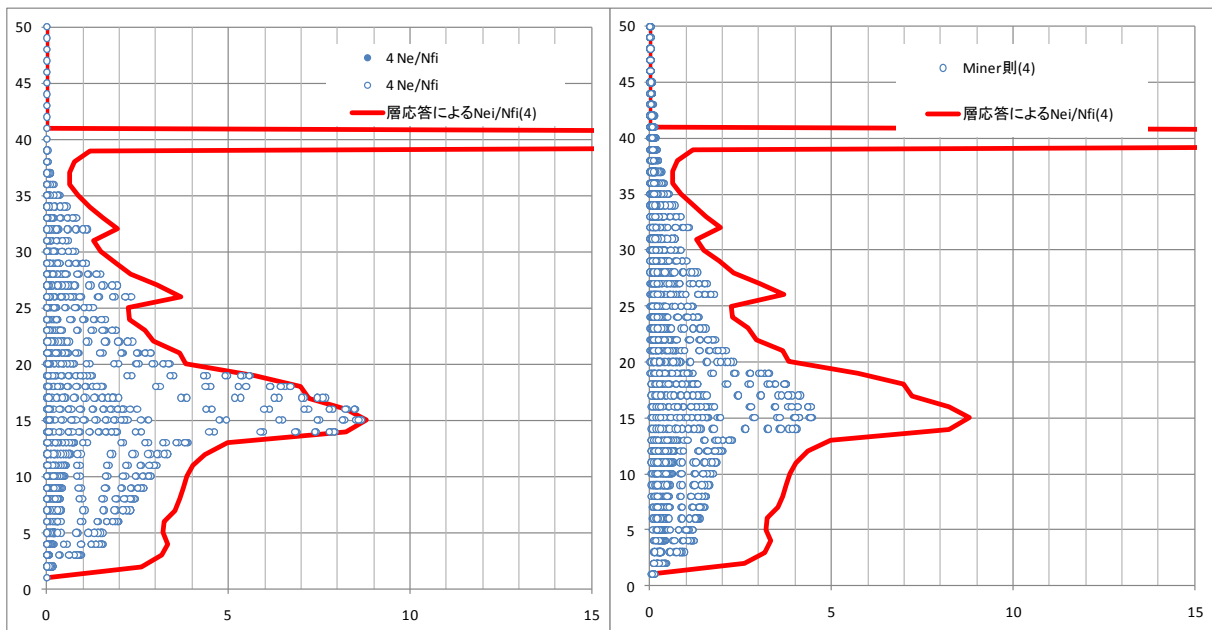


図 4.2.3-29 質点系モデルによる簡易評価(S50L, AIC004)

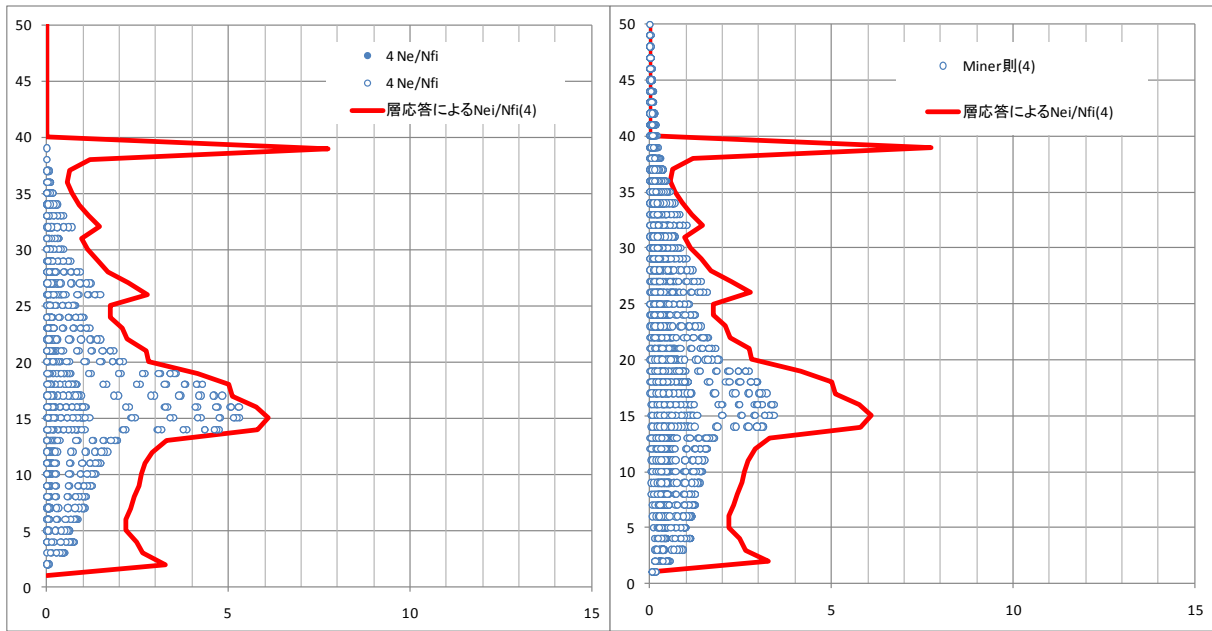


図 4.2.3-30 質点系モデルによる簡易評価(S50L, SNJK)

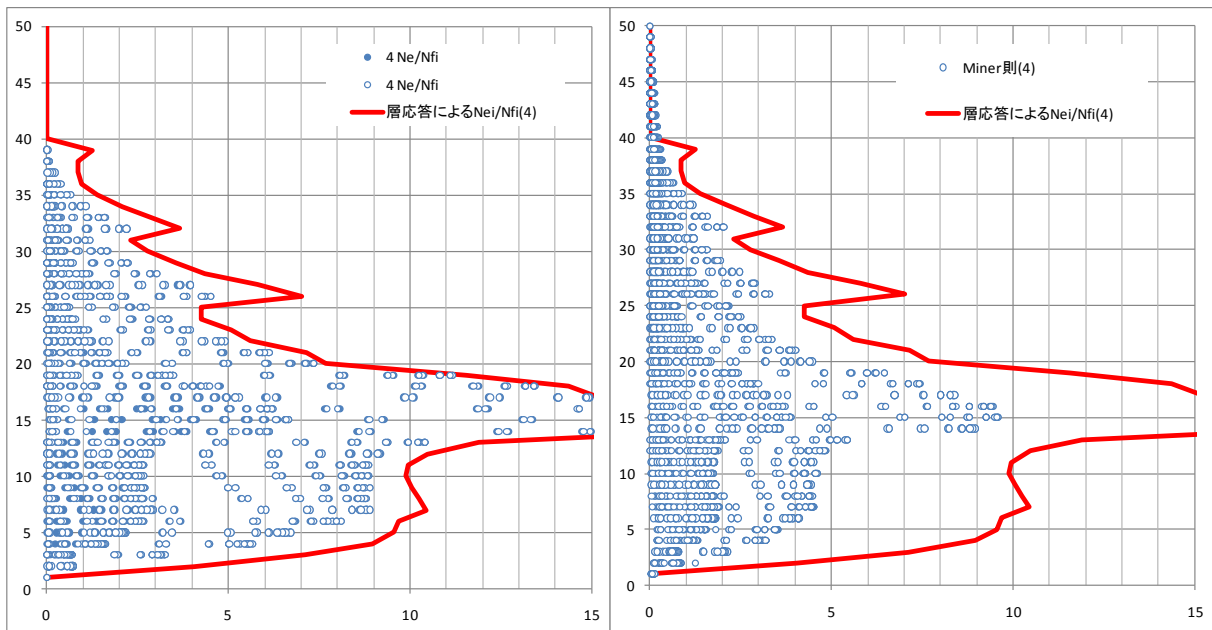


図 4.2.3-31 質点系モデルによる簡易評価(S50L, OSKH)

ここでは参考のため、質点系モデルによる層応答に基づく等価な繰返し回数と骨組モデルによる部材応答に基づく等価な繰返し回数を比較して示す。

ここでは結果を示すにとどめるが、この両者の対応については今後の検討課題である。

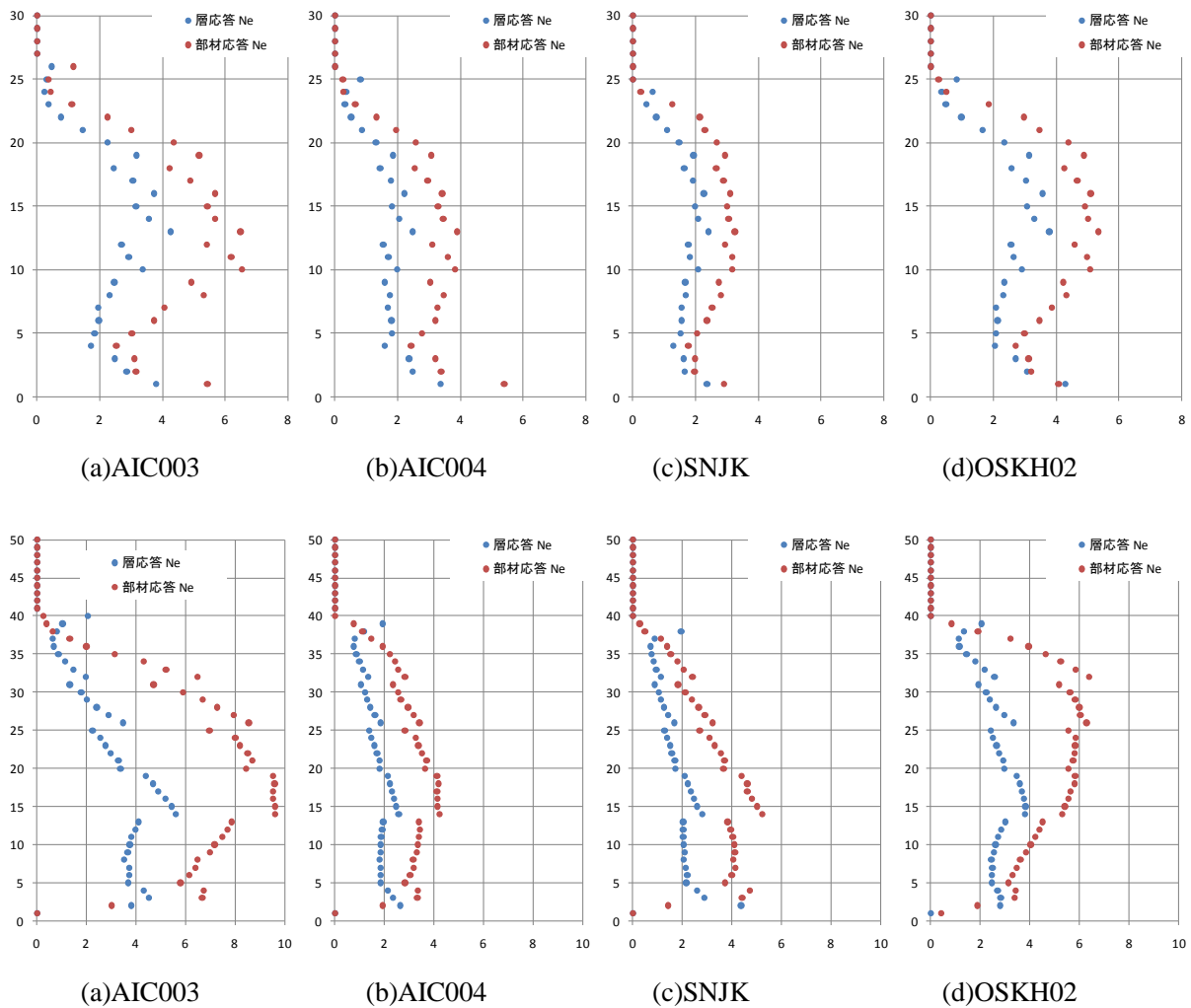


図 4.2.3-32 質点系モデルによる簡易評価(S30 強, S50L)



#### (5) 柱に関する耐震安全性評価方法の試行

柱の性能曲線を用いた、柱の局部座屈に起因する耐力低下に関する評価を試行する。性能評価曲線は変動軸力 0~0.6 の試験体より導出された(4.2.3-9)式とする。

$$N_{90}=(C/\mu)^{1/\beta}$$
$$C=2.3272, \beta=0.178 \quad (4.2.3-9)$$

長周期地震時の柱振幅と繰返し回数は、平成 22 年度報告書より、全ての検討ケースの中の最大を下図に再掲する。図 4.2.3-33 は、S30 強モデル（梁が相対的に強い架構）で愛知津島平均+σの長周期地震動に対して共振する場合の結果である。

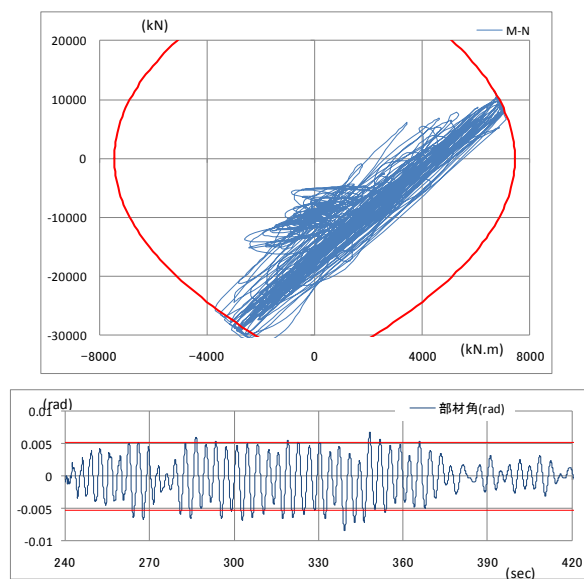


図 4. 2. 3-33 柱部材応力履歴及び変形時刻歴波形（愛知津島 AIC003 平均+σ）

最大塑性率は概ね軸力比 0.6 時の降伏変形を塑性率の起点とした時に 1.6、塑性化繰返し回数は 15 回である。(4.2.3-9)式の塑性率は軸力比 0.3 時の降伏変形を起点としており、塑性率を軸力比 0.3 時の変形で換算すると 1 以下となる。実験結果がない範囲の推定となるが、(4.2.3-9)式より十分な繰返し性能を有する範囲であると判断できる。

## (6) まとめと考察

1) 柱梁接合部に関する性能評価の手順を4ルートに分けて示した。

### I 骨組モデルによる性能評価

a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価

b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

### II 質点系モデルによる性能評価

c) 層応答最大値を用いた略算による評価 (骨組モデルがある場合)

d) 層応答最大値を用いた略算による評価 (骨組モデルがない場合)

2) 略算による評価の適用性検討を実施した。

b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価は、多少の誤差はあるものの、損傷度を良好な精度で略算により評価できることを確認した。

c) 層応答最大値を用いた略算による評価 (骨組モデルがある場合) は、骨組モデルによる部材損傷度 (階の部材のうちの損傷度最大) と概ね等しい値となった。また、精算と比較すると概ね安全側の評価となった。

d) 層応答最大値を用いた略算による評価 (骨組モデルがない場合) は、層塑性率と部材塑性率の比 $\alpha_i$ に大き目の $\alpha_i$ を採用すれば安全側 (損傷度が大きめ) の評価となる。その目安を2.5~3.5と設定した。

3) 略算による評価において、最大振幅繰返し時の等価な繰返し回数による方法 (CASE1) を基本とし、振幅頻度分布を一様と仮定した場合 (CASE2) についても適用性を検討した。

・損傷度が小さい範囲 (損傷度  $D=1$  近傍) では、CASE2 による損傷度は非安全側 (損傷度が小さめ) の評価となった。

4) Miner 則による損傷度加算の打ち切り振幅について検討した。

・塑性率 0.8 以上の振幅のみ考慮した場合には、全振幅を考慮した場合と比較して、損傷度で 0.1 程度の差が生じた。塑性率 0.5 以上の振幅のみを考慮した場合はそれより差が小さく、0.03 程度の差に留まる。

・疲労曲線は塑性率振幅 0.9 以上の実験結果より設定されており、疲労曲線の適用範囲 (打ち切り振幅) は塑性率振幅 0.9 以下の実験結果がないため、ここでは決めきれない。文献 4.2.3-1) のように、今後の検討が必要であるとしながらも 0.5 程度と結論付ける論文もある。

・打ち切り振幅の影響は大きくても 0.1 程度であり、全体的に見て小さいと判断できる。

5) 塑性率、累積塑性変形倍率による判定の可能性を検討した。

・損傷度  $D$  と累積塑性変形倍率は概ね線形関係がある。損傷度  $D=1$  時点の累積塑性変形倍率は、入力地震動あるいはモデルによって異なる。建築センター波などでは相当大きな値となる場合もあり、判定値を一つには決めきれない。

6) 長周期地震動と BCJ-L2 波による評価結果を比較した。

・ 建築センター波による損傷度  $D$  は、大きくても 1 を多少超える程度であり、本評価法は損傷度に過大な値を与えないと考えられる。

以上より、4 ルートの手順により、性能評価を実施することができることを確認した。

この中で、最大塑性率及び累積塑性変形倍率のみを用いた略算の場合には、最大振幅による繰返しを考慮する方法 (CASE1) を基本としている。ただし、スカラップ無しあるいは高性能仕口を評価 (今回検討では損傷度  $D$  が大きい範囲の性能評価に対応) する場合には、CASE1 では極端に安全側 (損傷度が大き目) に評価される場合があるため、その緩和策として振幅頻度分布一定を仮定する方法 (CASE2) 等によることができる。

また今回は、長周期地震動に対して建物が共振する最悪の場合を想定した地震応答解析結果によっていること、性能評価曲線に(4.2.3-1)式 (現場溶接ウェブ高力ボルト接合タイプ) を用いたこと、のいずれも損傷度を大き目に評価する場合を想定した検討を実施している。そのため長周期地震動に対する損傷度  $D$  が過大に評価されている結果もみられるが、長周期地震動に対する全ての建物の一般的な傾向ではないことを付記しておく。ここでは評価法の手順と評価例を示すにとどめている。

〈参考文献〉

4.2.3-1) 吹田他：振幅が変動する載荷履歴が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その3—, 日本建築学会構造系論文集, 2012年12月

## 4.2.4 繰り返し曲げを受ける梁の数値解析による変形能力評価

### (1) 解析方法の概要

数値積分による面内解析方法<sup>4.2.4-1)~4.2.4-3)</sup>などにバウシinger効果を考慮した応力度-歪度関係のモデル<sup>4.2.4-4)</sup>を適用し、繰り返し曲げを受ける梁の解析を行う。この解析方法は図4.2.4-1に示すように、部材に作用する外力が変化し、各断面に作用するモーメントに変化があった場合、平面保持の仮定の下で断面内の力の釣り合いを解くことで、各断面に作用するモーメントの増分に対する曲率の増分を求め、これを材長にわたり曲率を積分することで外力に対する変形を求めるというものである。

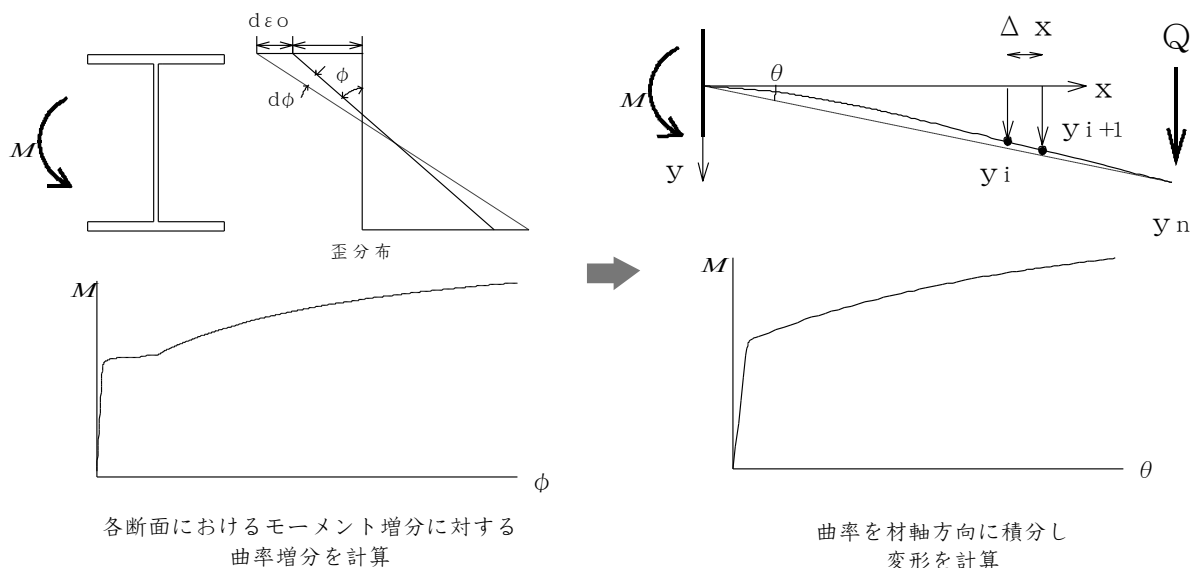


図 4.2.4-1 数値積分による面内解析法の概要

角形鋼管柱に接合される梁端部においては、柱のスキンプレートが面外変形することにより梁ウェブから柱へのモーメント伝達効率が低下する。また、スカラップによる断面欠損も、ウェブにおけるモーメント伝達効率を低下させる原因となる。さらに、ウェブを高力ボルト摩擦接合とした現場溶接形式の接合部では、最大耐力以前に滑りが生じることも、ウェブにおけるモーメント伝達効率低下の原因となる。

解析においては、梁端接合部におけるウェブのモーメント伝達効率低下の影響を、文献4.2.4-5)を参考にして、工場溶接形式の接合部に対しては図4.2.4-2に示す曲げ応力が伝達できない領域を設けることで考慮した。ここで、無効領域の断面成方向の長さは、梁成を、フランジ板厚を、スカラップによる断面欠損の梁成方向長さを、鋼構造接合部設計指針<sup>4.2.4-6)</sup>による梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力をとして、

$$h_r = \sqrt{1 - \frac{m \cdot \sigma_{yw}}{\sigma_{tw}}} \cdot (H - 2 \cdot t_f - 2 \cdot S_r) \quad (4.2.4-1)$$

とする。これは、無効断面を除くウェブの断面が、一様にウェブ材の引張強さに達するとしたときの終局モーメントが、鋼構造接合部設計指針<sup>4.2.4-6)</sup>によるウェブの終局モーメントと等しくなるよう、

柱フェイス位置での無効領域を設定したものである。なお、文献 4.2.4-5)では直角二等辺三角形(図 4.2.4-2 における△ABC)の無効領域を設けているが、スカラップが存在する場合、スカラップ位置の手前で無効領域に相当するウェブの曲げ応力はフランジに流れることから、スカラップの存在する範囲においては無効領域は変化しないものとして、長方形(図 4.2.4-2 における□ABED)の領域を設定し、これらの直角二等辺三角形(△ABC)および長方形(□ABED)に外接する五角形の無効領域を設定した。なお、直角二等辺三角形の頂点Cが、EDより柱フェイス側にある場合は、長方形□ABEDを無効領域とする。また、断面欠損であるスカラップについては、スカラップと外接する長方形の領域を、曲げ応力もせん断応力も伝達しない無効領域と設定した。このほか、ダイアフラムと溶接金属については、一般にフランジに比べ十分強いことから、弾性とした。

一方、現場溶接形式の接合部については、梁断面が塑性化するとウェブの高力ボルトが滑り、最終的にはボルトの支圧により曲げを伝達することから、上下端の高力ボルト中心間でウェブが柱フェイスに接合されているものとし、フランジと上下端の高力ボルト中心間についてはスカラップ同様、曲げ応力もせん断応力も伝達しない無効領域とした。

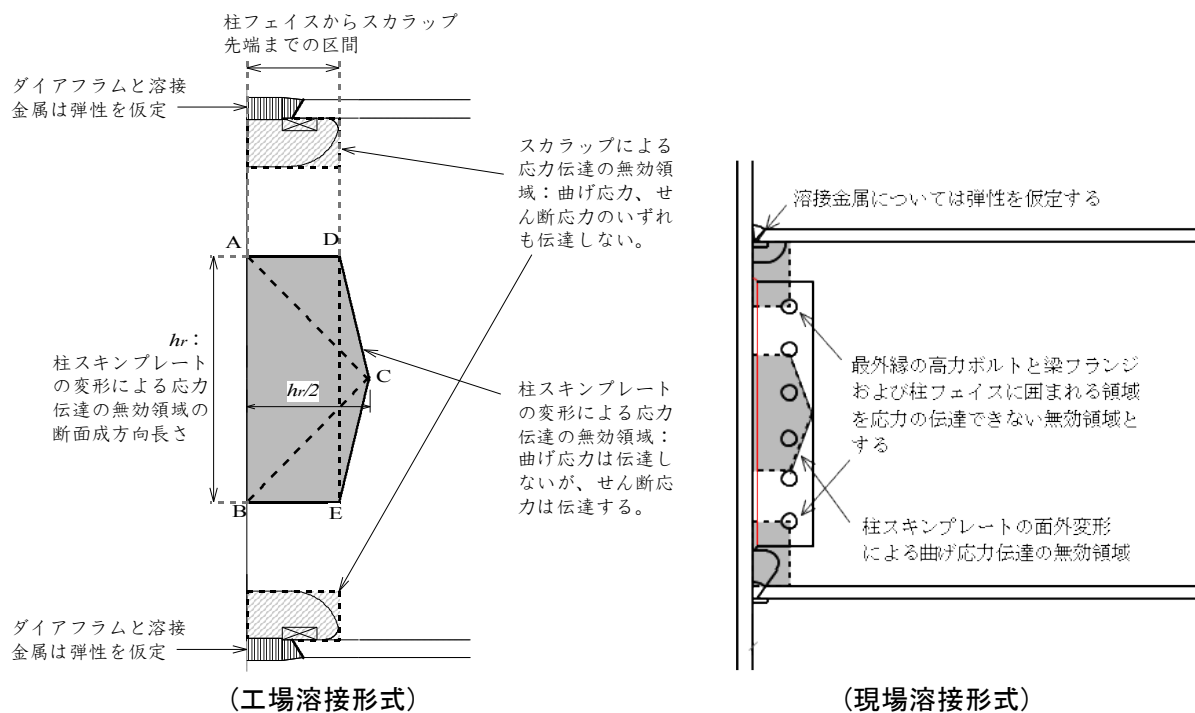


図 4.2.4-2 接合部近傍のモデル化

(2) 解析の対象

2.3節の「梁端溶接部の多数回繰り返し載荷実験」に示した実大の柱梁接合部試験体12体について、実験と同じ変位載荷履歴で部材解析を行った。解析対象とした試験体の一覧を表4.2.4-1にまとめる。表中梁材長は、試験体の加力点から柱フェイスまでの距離である。

また、表4.2.4-2に示す既往の接合部試験体についても、比較的振幅の大きな領域での挙動を比較するため、解析を行った。既往の試験体はいずれも工場溶接形式の接合部となっている。

表 4.2.4-1 解析対象とした試験体の一覧

試験体名	梁断面	梁材長(mm)	接合部	載荷履歴
1K-30	H-600×200×12×19	3000	工場溶接	±3θ pでの定振幅載荷
2K-20	H-600×200×12×19	3000	工場溶接	±2θ pでの定振幅載荷
3K-13	H-600×200×12×19	3000	工場溶接	±1.3θ pでの定振幅載荷
4K-09	H-600×200×12×19	3000	工場溶接	±0.9θ pでの定振幅載荷
5G-30	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	±3θ pでの定振幅載荷
6G-20	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	±2θ pでの定振幅載荷
7G-13	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	±1.3θ pでの定振幅載荷
8G-09	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	±0.9θ pでの定振幅載荷
9G-R1	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	変動振幅
10G-R2	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	変動振幅
11GL-20	H-800×300×16×32	4100	現場溶接	±2θ pでの定振幅載荷
12GL-13	H-800×300×16×32	4100	現場溶接	±1.3θ pでの定振幅載荷

表 4.2.4-2 既往の接合部試験体一覧

No	試験体名	文献	梁断面	梁鋼種	カラップ形状		$\sigma_{yf}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yf}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yw}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{lw}$ (N/mm <sup>2</sup> )	L (mm)	柱(パネル)断面	柱鋼種	$\sigma_{yc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	載荷履歴
					R1(mm)	R2(mm)									
1	Loading 1	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	漸増変位振幅
2	Loading 2	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	漸減変位振幅
3	Loading 3	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	定変位振幅(±3?p)
4	Loading 4	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	定変位振幅(±4?p)
5	Loading 5	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	定変位振幅(±5?p)
6		8)	H-400×200×8×13	SS400	30	5	309	442	363	470	1900	□-400×400×19	STKR400	358	漸増変位振幅
7		8)	H-400×200×8×13	SS400	30	5	309	442	363	470	1900	□-400×400×19	STKR400	358	漸増変位振幅
8	試験体 3	9)	H-300×150×6.5×9	SS400	25	5	334	475	375	494	1375	□-250×250×9	STKR400	364	単調載荷
9	試験体 4	9)	H-300×150×6.5×9	SS400	25	5	334	475	375	494	1375	□-250×250×6	STKR400	312	単調載荷
10	J-11B-1	10)	H-500×200×10×16	SN400B	35	10	316	448	382	490	1900	□-400×400×9	BCR295	402	漸増変位振幅
11	J-11B-2	10)	H-500×200×10×16	SN400B	35	10	316	448	382	490	1900	□-400×400×9	BCR295	402	定変位振幅→一方向
12	J-11B-3	10)	H-500×200×10×16	SN400B	35	10	316	448	382	490	1900	□-400×400×9	BCR295	402	地震応答
13	J-11B-4	10)	H-500×200×10×16	SN400B	35	10	316	448	382	490	1900	□-400×400×9	BCR295	402	地震応答
14	C-200-12	11)	H-500×200×10×16	SN490B	35	10	349	524	369	530	2100	□-300×300×12	BCR295	417	漸増変位振幅
15	C-200-9	11)	H-500×200×10×16	SN490B	35	10	349	524	369	530	2100	□-300×300×9	BCR295	394	漸増変位振幅
16	C-150-9	11)	H-500×150×10×16	SN490B	35	10	349	524	369	530	2100	□-300×300×9	BCR295	394	漸増変位振幅

### (3) 解析結果

#### 1) 荷重-変形関係及び材端部フランジにおける歪履歴

解析では、破断の起点となるスカラップ底断面の歪履歴に着目した。工場溶接形式の試験体4体について、荷重-変形関係とスカラップ底における歪み履歴を実験結果との比較で図4.2.4-3に示す。図中実線が実験結果、破線が解析結果である。歪の実験値は、スカラップ底断面に貼られた歪ゲージの計測値の平均値であり、途中で計測値がおかしくなったと思われるものについては、おかしくなり始めたと思われる時点から、平均から外している。また、繰り返し数の多い試験体については、歪の全履歴を表示してもつぶれてしまうことから、破断に至までの累積変形の中で中間程度の部分を表示している。各試験体とも、荷重-変形関係ならびにスカラップ底断面の歪履歴は良好に対応している。

併せて解析を行った、既往の工場溶接型接合部を有する試験体16体についても、荷重-変形関係とスカラップ底における歪み履歴を実験結果との比較で図4.2.4-4に示す。これらの試験体においても、荷重-変形関係ならびにスカラップ底断面の歪履歴は良好に対応しており、工場溶接形式の試験体については、本解析方法により歪履歴まで実験を追跡できていると言える。

一方、現場溶接型の試験体では、ウェブを接合する高力ボルトの滑りに伴い、スカラップ位置におけるフランジが局所的に曲げられることにより歪ゲージの計測値も大きく乱れることと、局所的な曲げを考慮しない面内解析ではこのような場合の局所的な歪まで追跡できないことから、荷重-変形関係の対応のみ図4.2.4-5に示す。後述する変形性能の評価においては、フランジの局所的な曲げを無視して解析したスカラップ底位置の歪をフランジの平均軸歪として、破断条件を検討する。

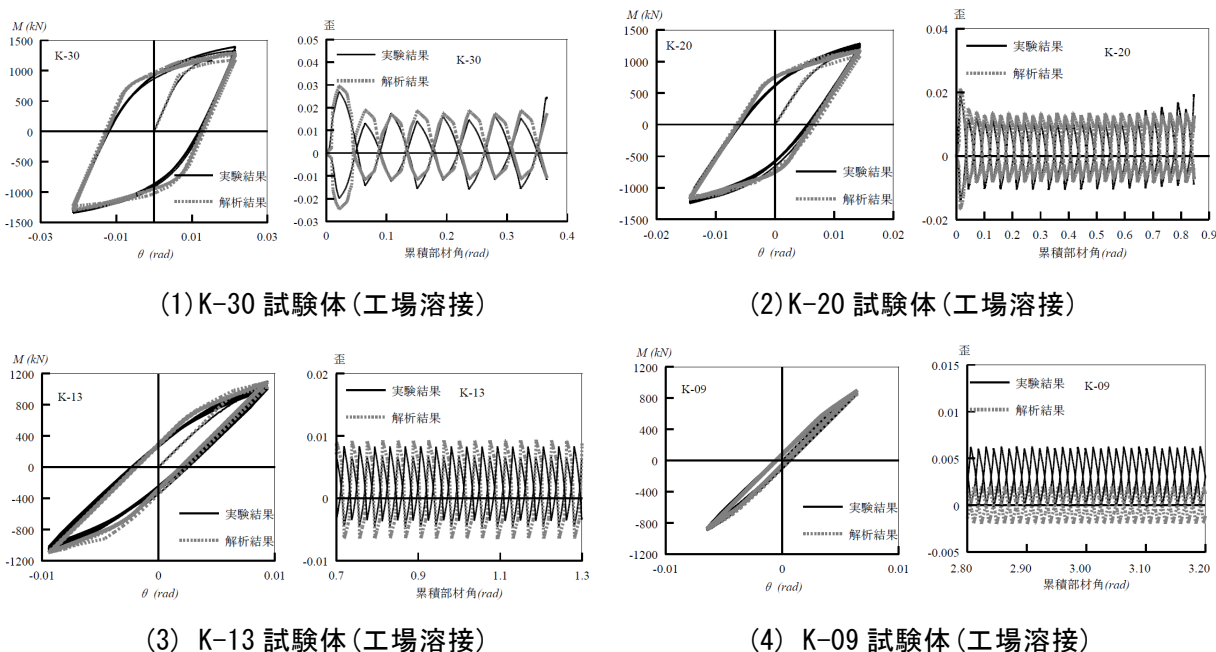


図 4.2.4-3 解析結果と実験結果の比較

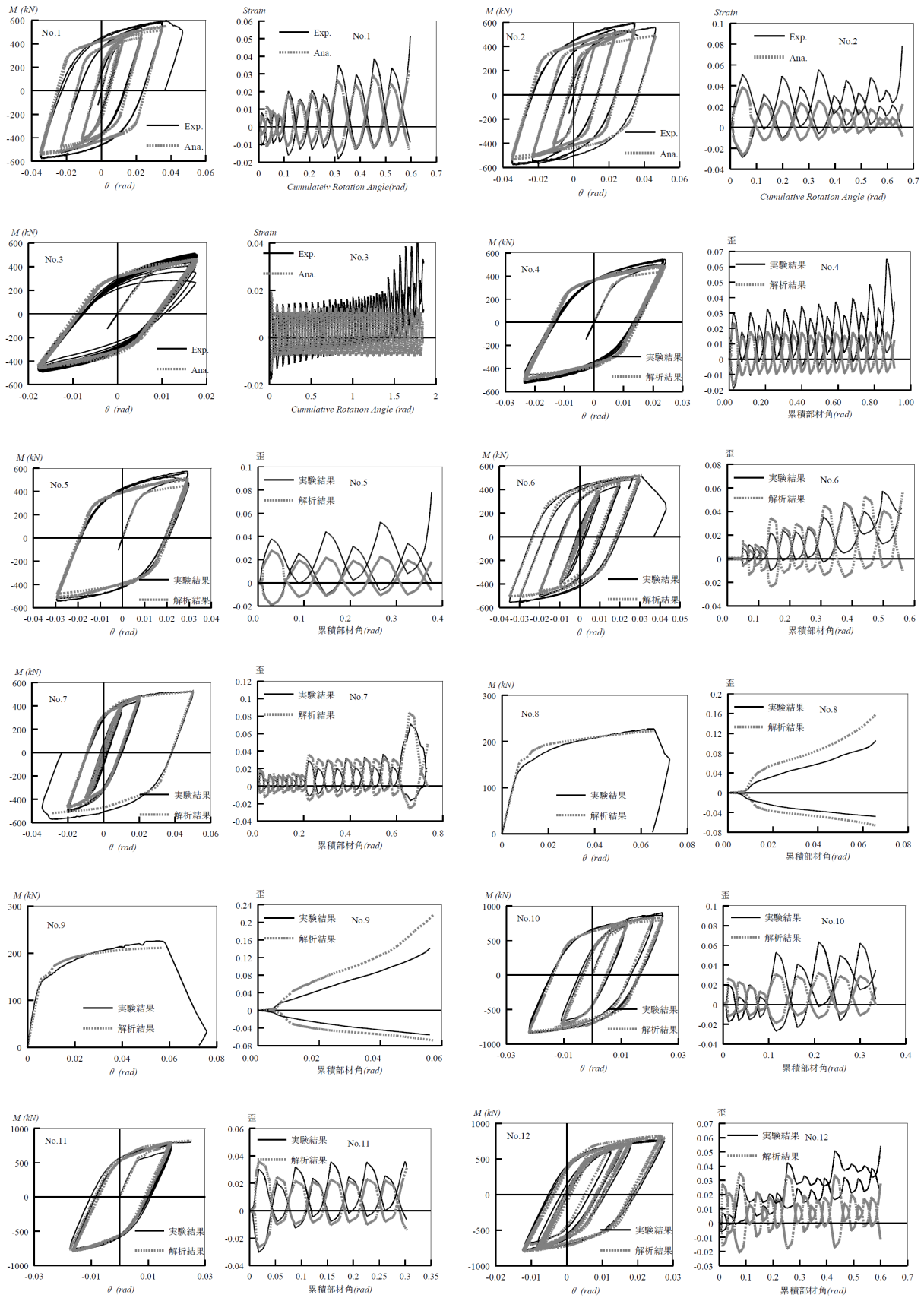


図 4.2.4-4 解析結果と実験結果の比較 既往の試験体(工場溶接)



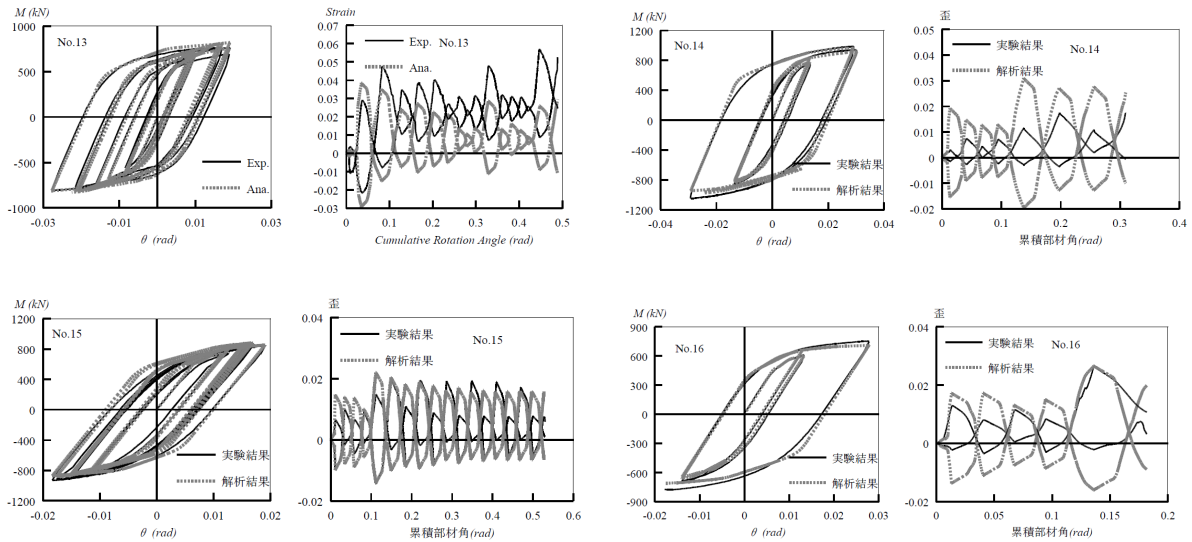


図 4.2.4-4 続 解析結果と実験結果の比較 既往の試験体(工場溶接)

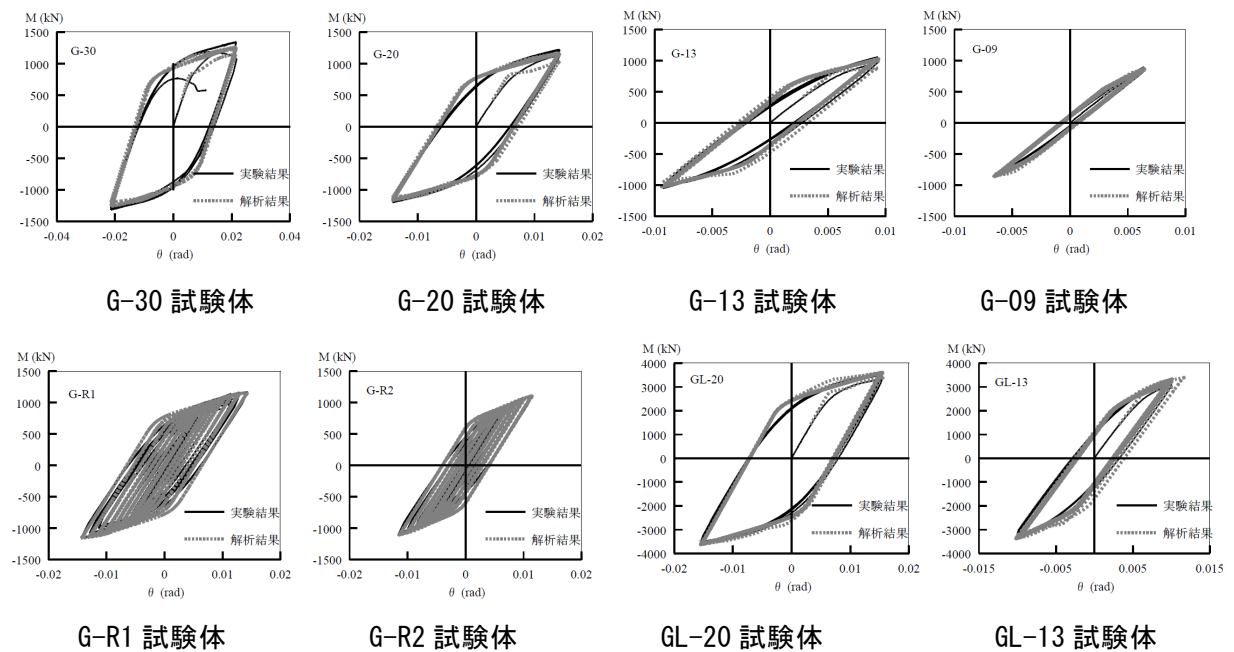


図 4.2.4-5 解析結果と実験結果の比較 (現場溶接)

## 2) スカラップ底位置における歪履歴に基づく破断までの変形能力評価

任意の载荷履歴のもとでの鋼材の破断限界は、真応力度-真歪度関係においてそれまで経験した全累積塑性歪 ( $\Sigma \epsilon_p$ ) と、そのうちの引張側骨格歪 ( $\Sigma \epsilon_s^+$ ) に基づき評価できることがわかっている<sup>4.2.4-7)</sup>。文献 4.2.4-7) では、圧縮と引張の繰り返し応力を受ける鋼材要素の破断限界として、46 体の要素実験結果に基づき、破断に至るまでに経験する全累積塑性歪を一様伸びで除した値である  $\eta_T/\eta_0$  と、全累積塑性歪のうち引張側骨格歪 ( $\Sigma \epsilon_s^+$ ) を一様伸び  $\epsilon_0$  で除した値である  $\eta_S^+/\eta_0$  の関係として、実験式 (4.2.4-2) を得ている。 $(\eta_T$  は全累積塑性歪  $\Sigma \epsilon_p$  を降伏歪  $\epsilon_y$  で除した値、 $\eta_S^+$  は引張側骨格歪  $\Sigma \epsilon_s^+$  を降伏歪  $\epsilon_y$  で除した値、 $\eta_0$  は一様伸び  $\epsilon_0$  を降伏歪  $\epsilon_y$  で除した値であり、いずれも塑性歪倍率としての表現となっているが、 $\eta_T/\eta_0$  と  $\eta_S^+/\eta_0$  では分母、分子ともに  $\epsilon_y$  で除していることから、 $\Sigma \epsilon_p$ 、 $\Sigma \epsilon_s^+$  を直接  $\epsilon_0$  で除したことと同じである)

ここで、骨格歪は、初めて到達する応力レベルの履歴曲線を繋いだ線であり、図 4.2.4-6 に定義を示す。また、実験式 (4.2.4-2) と要素実験結果の対応を図 4.2.4-7 に示す。

$$\eta_T/\eta_0 = 70 \cdot (1 - \eta_S^+/\eta_0) + 1 \quad (4.2.4-2)$$

$$(0.17 \leq \eta_S^+/\eta_0 \leq 1.0)$$

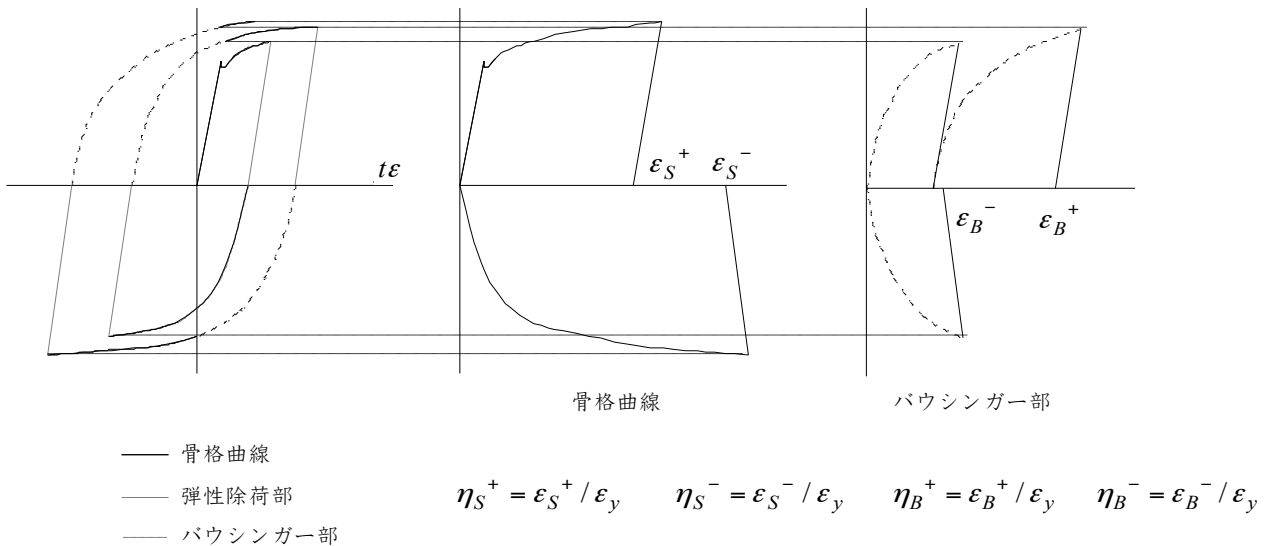


図 4.2.4-6 骨格曲線の抽出

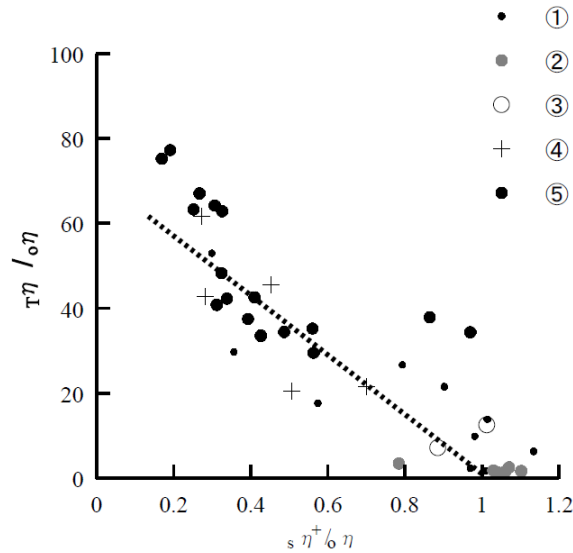


図 4.2.4-7 鋼材要素の破断限界( $\eta_T / \eta_0 - \eta_{S+} / \eta_0$ 関係)<sup>4.2.4-7)</sup>

危険断面フランジにおいても、破断に至るまでの全累積塑性歪と引張側骨格歪の間には同様の関係が成り立つと考え、解析で得られたスカラップ底断面における引張側骨格歪( $\Sigma \epsilon_{s+}$ )と累積塑性歪( $\Sigma \epsilon_p$ )が、実験での限界点(最大耐力の90%までの耐力上昇が見られた最後の点)までどのように推移するかを出力するとともに、限界点ではこれらの値がどのようになっていたかを調べた。なお、異なる母材による結果を統一的に評価するため、歪値は一樣伸び $\epsilon_0$ で除し、全累積塑性歪を一樣伸びで除した値である $\eta_T / \eta_0$ と、引張側骨格歪( $\Sigma \epsilon_{s+}$ )を一樣伸びで除した値である $\eta_{S+} / \eta_0$ の関係で整理した。

実験での限界点における各試験体引張側スカラップ底での $\eta_T / \eta_0$ と $\eta_{S+} / \eta_0$ を図4.2.4-8にプロットする。縦軸が限界点までの累積塑性歪を一樣伸びで除した値、横軸が引張側骨格歪を一樣伸びで除した値であり、●は工場溶接形式の試験体(K-30, K-20, K-13, K-09)、●は現場溶接形式の試験体(G-30, G-20, G-13, G-09, G-R1, G-R2, GL-20, GL-13)を、・は既往の工場溶接形式接合部試験体の解析結果を表す。繰り返し回数が増えると累積塑性歪が増える一方で、限界点までの引張側骨格歪が減少するという関係がある。

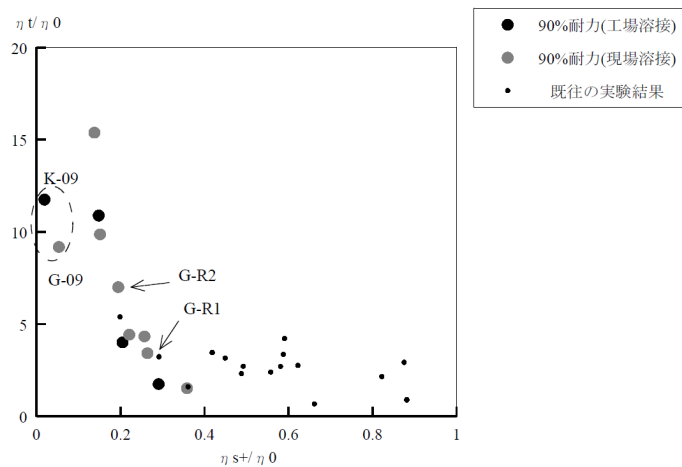


図 4.2.4-8 危険断面フランジにおける $\eta_T / \eta_0 - \eta_{S+} / \eta_0$ 関係

図 4.2.4-8 から以下のことが読み取れる。

- a) 全累積塑性歪を一様伸びで除した値である  $\eta_T/\eta_0$  と、引張側骨格歪 ( $\Sigma \epsilon_{s+}$ ) を一様伸びで除した値である  $\eta_{s+}/\eta_0$  の間には相関性が見られる。
- b)  $\eta_T/\eta_0 - \eta_{s+}/\eta_0$  関係は、骨格曲線における歪が支配的となる比較的振幅が大きな領域と、バウシinger部での歪が支配的となる比較的振幅が小さな領域に分けてモデル化できると思われる。
- c) 2.3 節「梁端溶接部の多数回繰り返し载荷実験」で示した実験結果は、バウシinger部での歪が支配的となる比較的振幅が小さな領域に属している。
- d) 2.3 節「梁端溶接部の多数回繰り返し载荷実験」で示した実験結果に着目すると、工場溶接形式、現場溶接形式によらず、梁端における応力伝達効率を反映した面内解析により得られた危険断面フランジの歪履歴に着目することで、破断により決まる限界点が評価できる。
- e) また、変動振幅载荷で行われた試験体 (G-R1, G-R2) についても、定振幅载荷で行われた試験体と統一的に評価できている。
- f) ただし、塑性域での変形が非常に小さな  $\pm 0.9 \theta_p$  での定振幅载荷で行われた試験体 (K-09, G-09) については、プロットが外れている。これは、用いた素材の応力度-歪度関係のモデルの精度が、小さな振幅での評価に対応できていないことによると思われる。

以上より、2.3 節「梁端溶接部の多数回繰り返し载荷実験」で、 $\pm 1.3 \theta_p$  以上の振幅で行われた試験体を対象に、比較的小さな振幅で多数回の繰り返しを受ける梁について、破断限界の検討を行う。改めて評価対象とした 10 体の試験体 (K-30, K-20, K-13, G-30, G-20, G-13, G-R1, G-R2, GL-20, GL-13) について、 $\eta_T/\eta_0 - \eta_{s+}/\eta_0$  関係を図 4.2.4-9 に示す。図 4.2.4-9 では、縦軸、横軸とも対数軸としたところ、 $\eta_T/\eta_0$  と  $\eta_{s+}/\eta_0$  の間には式 (4.2.4-3) で表させる線形関係が見られた。

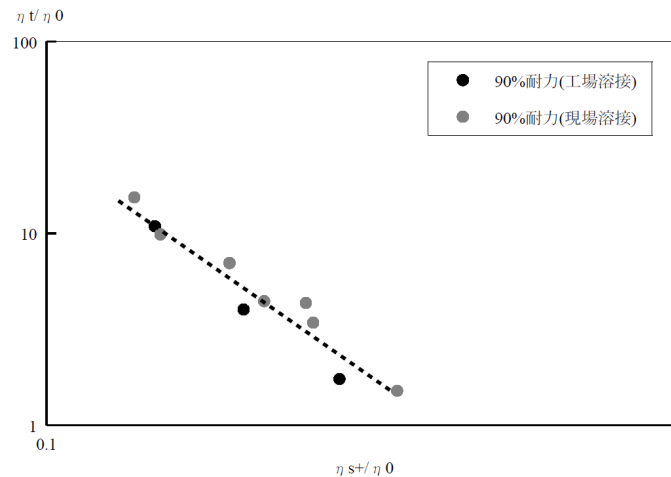


図 4.2.4-9 評価対象とした 10 体の試験体の危険断面フランジにおける  $\eta_T/\eta_0 - \eta_{s+}/\eta_0$  関係  
(K-30, K-20, K-13, G-30, G-20, G-13, G-R1, G-R2, GL-20, GL-13)

$$\eta_T/\eta_0 = \exp(-2.3 \cdot \ln(\eta_{s+}/\eta_0) - 2) \quad (4.2.4-3)$$

( $0.13 \leq \eta_{s+}/\eta_0 \leq 0.35$ )

### 3) 数値解析による変形性能の評価

これまでの検討により、以下の手法により繰り返し载荷を受ける梁の、延性破断によって決まる塑性変形能力が評価できる事がわかった。

- 柱スキンプレートの面外変形やスカラップの存在などの原因によるウェブにおけるモーメント伝達効率の低下を考慮した面内解析を行い、スカラップ底位置にあたる危険断面フランジの歪履歴を求める。ここで、鋼材の応力度-歪度関係については、骨格曲線とバウシंगाー部により構成されるモデルを用いる必要があるが、素材試験で得られた応力度-歪度関係を骨格曲線として用いることで、個々の試験体に対応した変形能力の評価が可能となる。また、バウシंगाー部については、文献 4.2.4-4) で提案されたバウシंगाー効果を考慮した鋼材の応力度-歪度関係のモデルを適用することで、少なくとも工場溶接形式の接合部である試験体については、荷重-変形関係だけで無く危険断面フランジの歪履歴まで追跡できる。
- 梁端接合部の延性破壊によって決まる限界状態では、危険断面フランジの歪履歴においても、全累積塑性歪と、引張側骨格歪を抽出し、全累積塑性歪を一様伸びで除した値である  $\eta_T/\eta_0$  と、引張側骨格歪 ( $\Sigma \epsilon_{s+}$ ) を一様伸びで除した値である  $\eta_{s+}/\eta_0$  が式(4.2.4-3) で表される破断限界に達する。

定振幅の条件で行われた試験体について、解析で危険断面フランジの歪が式(4.2.4-3)で表される破断限界に達するまでの繰り返し数と振幅の関係を、実験結果と比較し図 4.2.4-10 に示す。解析結果は、工場溶接形式の場合やや危険側、現場溶接形式の場合やや安全側ではあるが、実験結果とおおむね対応している。現場溶接形式では、梁成 800mm の試験体の方が梁成 600mm の試験体よりも変形能力が高くなっている点についても、実験結果と対応している。これは、接合部においてフランジからウェブを接合する高力ボルトまでの距離のウェブ成に占める割合が、梁成が大きな試験体では相対的に小さく、ウェブにおけるモーメント伝達効率が良かったことによるものである。

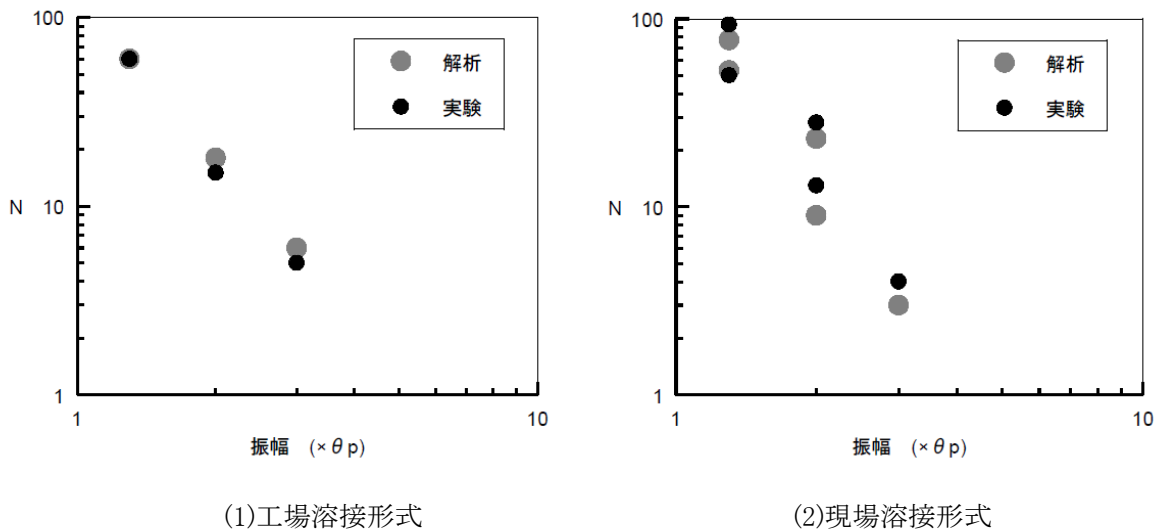


図 4.2.4-10 破断限界に達するまでの繰り返し数と振幅の関係

#### (4) まとめ

柱スキンプレートの面外変形やスカラップの存在などによるウェブにおけるモーメント伝達効率の低下を考慮した面内解析法により、繰り返し曲げを受ける梁の延性破壊によって決まる塑性変形能力の解析を行った。解析に用いる鋼材の応力度-歪度関係として、骨格曲線とバウシinger一部により構成されるモデル<sup>4.2.4-4)</sup>を用い、スカラップ底位置にあたる危険断面フランジの歪履歴において、延性破壊によって決まる限界状態を評価するというものである。実験結果との比較により、荷重-変形関係だけでなく、少なくとも工場溶接形式の接合部である試験体については、危険断面フランジの歪履歴まで追跡できることがわかった。また、実験結果との対応に基づき、危険断面フランジの歪履歴における延性破壊によって決まる限界状態の評価式を得た。

定振幅の条件で行われた試験体に関する変形性能の評価では、解析結果は工場溶接形式の場合やや危険側、現場溶接形式の場合やや安全側ではあったが、実験結果とおおむね対応することがわかった。また、接合部ウェブにおけるモーメント伝達効率の影響も解析で再現されており、超高層建物を対象とした現場溶接形式の接合部について、比較的梁成の小さな試験体を用いた繰り返し載荷実験を行ったことで、延性破壊によって決まる変形能力は安全側に評価できていることも裏付けることができた。

現場溶接形式の接合部の場合、梁成が小さな部材では梁成が大きな部材に比べ、梁端ウェブ接合部におけるフランジからボルトまでの間のモーメント伝達に寄与しない領域が相対的に大きくなることで、ウェブのモーメント伝達効率が低下する。ウェブのモーメント伝達効率の低下は接合部係数の低下に繋がり、塑性変形能力も低下する。実験において梁成 600mm の試験体が梁成 800mm の試験体に比べ繰り返し回数が低かったことは、ウェブのモーメント伝達効率を考慮した数値解析によっても再現できた。ウェブのモーメント伝達効率と塑性変形能力の関係は、これまで比較的多くの実験結果が得られている工場溶接形式の接合部についても定量的評価まではできていない。現場溶接形式についてはウェブのモーメント伝達効率の評価法自体もまだ確立していない。これらは今後解決すべき課題である。

<参考文献>

- 4.2.4-1) 加藤 勉, 秋山 宏, 内田直樹: 鋼構造部材の耐力(その1), 日本建築学会論文報告 第 119 号, pp. 22-30, 1966. 1
- 4.2.4-2) 山田 稔, 坂恵一巳, 田所敏幸, 白川 潔: 軸圧を受けるH形鋼柱の弾塑性曲げ変形性状に関する研究 (I: 一方向載荷時における曲げモーメント曲率関係並びに曲げ変形性状), 日本建築学会論文報告集 第 127 号, pp. 8-14, 1966. 9
- 4.2.4-3) 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
- 4.2.4-4) 山田 哲, 今枝知子, 岡田 健: バウシンガー効果を考慮した構造用鋼材の簡潔な履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集 第 559 号, pp. 225-232, 2002. 9
- 4.2.4-5) 鈴木孝彦, 石井 匠, 森田耕次, 高梨晃一: 欠陥を有する柱梁溶接接合部の破断性状に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第 6 巻 第 23 号, pp. 149-164, 1999. 9
- 4.2.4-6) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012
- 4.2.4-7) 山田 哲, 焦 瑜, 吉敷祥一, 柴田篤宏: 軸方向に任意の載荷履歴を受ける鋼材の塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 656 号, pp. 1909-1916, 2010. 10

#### 4.2.5 安全性検証法のまとめ

本節ではまず、長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物の耐震安全性評価のため、梁部材および柱部材の塑性率と破壊までの繰返し回数の評価式（疲労曲線）を提案した。梁部材に関しては、梁端部の3つに大別した接合形式、スカラップの有無および高性能仕口に対して、それぞれ梁端溶接部の破断に対する疲労曲線の実験式ならびに設計式を提案した。柱部材に関しては、一定軸力の場合と変動軸力を受ける場合に対して、局部座屈で耐力劣化する場合の疲労曲線を提案した。梁部材の評価式に関しては、構造計算方法とウェブの接合形式に応じた2種の補正係数を導入し、合成梁の扱いや鋼材の材料特性による影響について考察した。

続いて、長周期地震動に対する超高層骨組部材の損傷評価法として以下の4つのルートを提案した。

##### I 骨組モデルによる性能評価

- a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価
- b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

##### II 質点系モデルによる性能評価

- a) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがある場合）
- b) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがない場合）

これらのうち、II b)は既存建物を対象とした評価法である。

昨年までに実施した超高層建物モデルの長周期地震動に時刻歴応答解析結果に対して、提案した疲労曲線を用いて梁部材の疲労損傷度を精算法と略算法で算定した結果、略算法により概ね安全側に評価できることを確認した。略算法における振幅頻度分布は、梁端溶接部にスカラップが有る場合は最大振幅等価繰返しを仮定し、その他の場合は振幅頻度一様分布を仮定すれば、安全側でかつ精算法との適合性は良い。

さらに、梁端溶接接合部の性能評価式の根拠とした実験の信頼性を検証するため、柱スキンプレーットの面外変形やスカラップの存在による梁ウェブのモーメント伝達効率の低下を考慮した面内解析法により、変動振幅と一定振幅の繰返し曲げを受ける梁のスカラップ底の危険断面位置でのフランジのひずみ履歴において延性破壊による限界状態を評価した。その結果、実験での試験体の荷重-変形関係だけでなく危険断面のひずみ履歴をも解析で追跡可能であり、破断までの限界状態の評価式を得た。また、現場溶接形式試験体において梁せいが大きいほうが破断までの繰返し回数が多いという実験結果が、梁せいの大きさと梁ウェブのモーメント伝達効率との関係から解析的に解明され、超高層建築の大断面部材を対象とする評価法として本事業で実施した梁せい600 mm程度の実験に基づく評価法は安全側であるといえる。



### 4.3 まとめ

第4章の応答解析等の概要と得られた成果を以下にまとめて示す。

#### (1) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の応答性状や部材損傷を把握するために、典型的な3種類の超高層鉄骨造建築物について、地震応答解析を実施し、各部材の最大塑性率や累積塑性変形倍率等を把握した。また、建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討、等を行った。得られた結果を以下にまとめて示す。

- ・ 長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、建物モデルが地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰り返し数を地震動ごとに調査した。この場合、梁塑性率は最大で4程度、梁が塑性化する繰り返し数は最大でも25回であった。柱についてはわずかに塑性化する程度で、繰り返し数も数回であることが把握された。これらの解析で把握された各部材の多数回繰り返し性状を参考にしつつ、多数回繰り返し載荷実験の載荷条件を設定した。
- ・ 「建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討」では、入力地震動毎に強モデルと弱モデルを比較すれば、建物(梁)耐力が低くなるにつれて梁部材の最大塑性率や累積塑性変形倍率は増大するが、最大層間変形角はほぼ同じであることがわかった。
- ・ 「代表的架構形式を有する建物モデルの部材応答の違いに関する検討」では、代表的架構形式として、可撓耐震壁付きラーメン架構について、長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰り返し回数を地震動ごとに調査した。これより、梁が塑性化する繰り返し回数は平均レベルの入力で16回、平均+ $\sigma$ レベルの入力で32回であることがわかった。

#### (2) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討

部材および部分骨組実験結果および既存鉄骨造建築物の実験結果を基に、長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物の耐震安全性検証のために、梁部材および柱部材の塑性率と破壊までの繰り返し回数の評価式(疲労曲線)を提示した。

梁部材に関しては、スカラップの有無および高性能仕口の3つに大別した梁端部の接合形式に対して、それぞれ梁端溶接部の破断に対する疲労曲線の実験式ならびに設計式を提示した。柱部材に関しては、一定軸力の場合と変動軸力を受ける場合に対して、局部座屈で耐力劣化する場合の疲労曲線を提示した。梁部材の評価式に関しては、構造計算方法とウェブの接合形式に応じた2種の補正係数を導入し、合成梁の扱いや鋼材の材料特性による影響について考察した。

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の部材の損傷評価法として以下の4つのルートを提案した。損傷度の評価法として、骨組モデルと質点系モデルの両方を対象とし、骨組モデルでは、各部材の応答時刻歴を用いる精算法と、各部材の応答最大値を用いる略算法が提案されている。質点系モデルでは、静的解析のための骨組モデルがある場合と無い場合の2通りの略算法が提案されている。これらの評価方法に関して、超高層建物モデルの長周期地震動による時刻歴応答解析結果に適用し、梁端部の損傷度の計算結果を例示した。

##### I 骨組モデルによる性能評価

- a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価
- b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

## II 質点系モデルによる性能評価

- a) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがある場合）
- b) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがない場合）

また、梁端溶接接合部の性能評価式の根拠とした実験の信頼性を検証するため、柱スキンプレートの面外変形やスカラップの存在による梁ウェブのモーメント伝達効率の低下を考慮した面内解析法により、変動振幅と一定振幅の繰返し曲げを受ける梁のスカラップ底の危険断面位置でのフランジのひずみ履歴において延性破壊による限界状態を評価した。

今後の課題として、梁部材に関しては、接合部係数と破断寿命との関係の定量的評価による合理的補正係数の設定や鋼材の材料特性の違いによる評価式の修正が挙げられる。柱部材に関しては、提案の評価式の精度向上および検証を図ることを含め、長期高軸力と大きな変動軸力がかかる高軸力柱、幅厚比の異なる柱の性能曲線の評価が挙げられる。また、破壊形式が局部座屈ではなく破断で決定する場合の評価についても検討が必要である。また、現在の超高層鉄骨造建築物に一般的に用いられている CFT 造柱、ハンチ付き梁やノンスカラップ梁については、多数回繰返し変形時の疲労性能が必ずしも明らかにされていないのが現状であるため、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の検証に必要な疲労性能や安全性検証方法についての検討が課題である。

## 第5章 超高層鉄骨造建築物の地震観測

### 5.1 地震観測建物の挙動調査

#### 5.1.1 NHSK ビルの地震観測 (H22 年度実施分)

##### (1) 建物概要

##### 1) 建物諸元・地盤概要

地震観測対象建物 NHSK ビルの諸元を以下に示す。NHSK ビルは、33 階建ての高層棟と 6 階建ての低層棟からなる。高層棟を観測対象とし、高層棟と基礎構造の異なり建物規模の比較的小さい低層棟においても、1 階のみにセンサーを設置し観測する。

##### 高層棟

建物位置：東京都千代田区

竣工：2007 年

階数：地上 33 階 地下 2 階 塔屋 1 階

軒の高さ：155.82m

最高部の高さ：156.67m

延床面積：132,253m<sup>2</sup>

基準階面積：2,999.69m<sup>2</sup> (12 階)

外径：短辺(X 方向)41.6m 長辺(Y 方向)71.9m

地上階構造：鉄骨造，制振部材付きラーメン構造

地下階構造：鉄筋コンクリート造，鉄骨鉄筋コンクリート造，耐震壁付きラーメン構造

設計用固有周期：X (短辺) 方向 3.75 秒，Y (長辺) 方向 3.61 秒

基礎構造：直接基礎と杭基礎の併用基礎

地盤種別：第 2 種地盤 (周期 0.24~0.27 秒)

地盤の土質及び N 値：表 5.1.1-1

(数値は日本 ERI 株式会社性能評価シートより)

##### 低層棟 (1 階のみ観測)

階数：地上 6 階

構造：鉄骨鉄筋コンクリート造

基礎構造：杭基礎 (マルチペDESTAL 杭)

(高圧噴射攪拌型の地盤改良)

表 5.1.1-1 地盤の土質および N 値

GL±m	地盤	N値	
0.0 ~ -2.5	埋土	2以下	●
-2.5 ~ -3.7	粘土質細砂	4	●
-3.7 ~ -13.6	細砂	11~31	
-13.6 ~ -16.5	粘土及び砂質シルト	16	
-16.5 ~ -23.6	砂礫	60以上	
-23.6 ~ -30.6	細砂	60以上	

● 低層棟 1 階センサー設置レベル  
● 高層棟 B2 階センサー設置レベル

## 2) 建物位置

観測対象建物 NHSK ビルおよび付近の K-NET 観測点の地図上の位置を図 5.1.1-1 に示す。



図 5.1.1-1 観測対象建物 NHSK ビルの位置

①～⑭：K-NET 観測点

①	TKY 007
②	TKY 015
③	TKY 023
④	TKY 022
⑤	TKY 021
⑥	TKY 014
⑦	TKY 028
⑧	TKY 020
⑨	TKY 026
⑩	TKY 019
⑪	TKY 018
⑫	TKY 013
⑬	TKY 016
⑭	TKY 017

## (2) 観測概要

### 1) 観測点配置

観測点は、高層棟および低層棟の計4箇所とした。センサー（加速度計）は、高層棟では、32階、16階、地下2階の各階同位置（EPS内）に、低層棟では1階（EPS内）に設置し、収録装置は、19階（機械室）に設置した。加速度計および収録装置の平面図、立面図上の位置を図5.1.1-2、図5.1.1-3に示す。また、設置状況をP5.1-15の写真5.1.1-1に、平面上の詳細位置をP5.1-12～P5.1-14の図5.1.1-8～図5.1.1-10に示す。

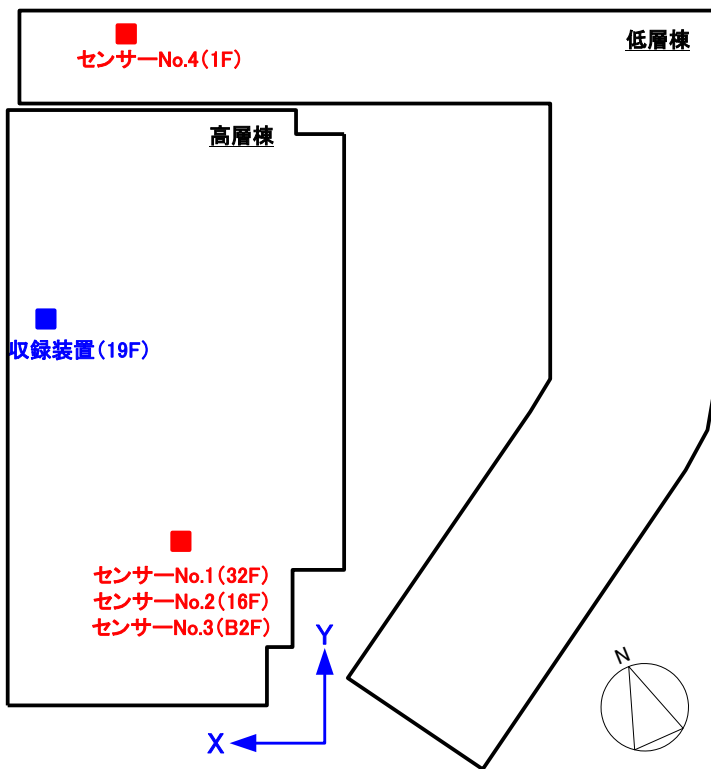


図 5.1.1-2 加速度計および収録装置の設置位置  
(平面図)

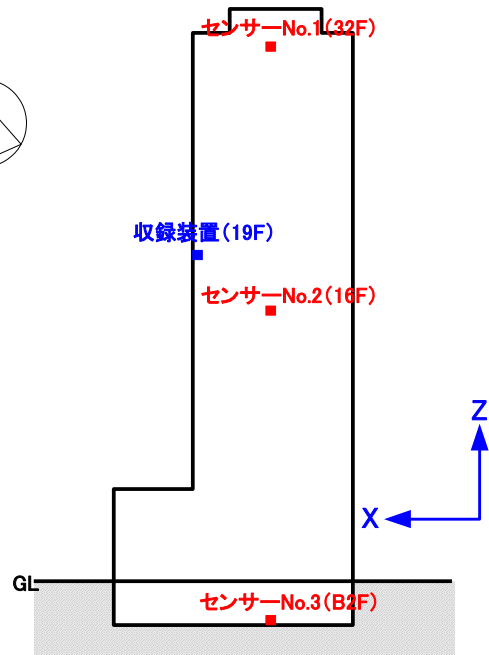


図 5.1.1-3 加速度計および収録装置の設置位置  
(高層棟 断面図)

## 2) 地震観測装置の構成

地震観測装置は、加速度計（センサー）、データ集録装置および延長ケーブルで構成される。加速度計は常時振動を電気信号に変換し、接続された延長ケーブルでデータ集録装置に出力している。データ集録装置は、この電気信号の大きさを監視しており、信号の大きさが予め設定したレベルを超えると記録を開始し、震度等の演算と最大値検出などを行いながら記録媒体（コンパクトフラッシュメモリ）にデータを収録保存する。地震が終了すると最大値等の情報と演算処理結果を表示するとともに、接続された通信用パソコンに対して波形記録を伝送する。

表 5.1.1-2 に構成機器等一覧を示す。図 5.1.1-4 にシステムブロックを示す。

表 5.1.1-2 構成機器等一覧表

品名・名称	型名・規格	数量	備考
サーボ型加速度計	AS-303T1W1	3台	3G F/S
同上用保護カバー	SPCC製	3台	
サーボ型加速度計	AS-303D3W5	1台	3G F/S、低層棟1F用
同上用保護カバー	SPCC製	1台	
センサ電源付端子台	-	1台	
データ集録装置	VIP-19-12	1台	12成分用
小型パソコン	Epson Endeavor ST125E	1台	
小型ディスプレイ	Quixun QT1006B(AVG)	1台	
シャットダウン用UPS	OMRON BY50F	1台	
ルータ	YAMAHA RT-58i	1台	
耐雷トランス	1ST1-10211S	1台	
無停電電源装置	THA-1000R-10/EI	1台	10分間
機器収納ラック	W535*D600*H1105mm	1台	

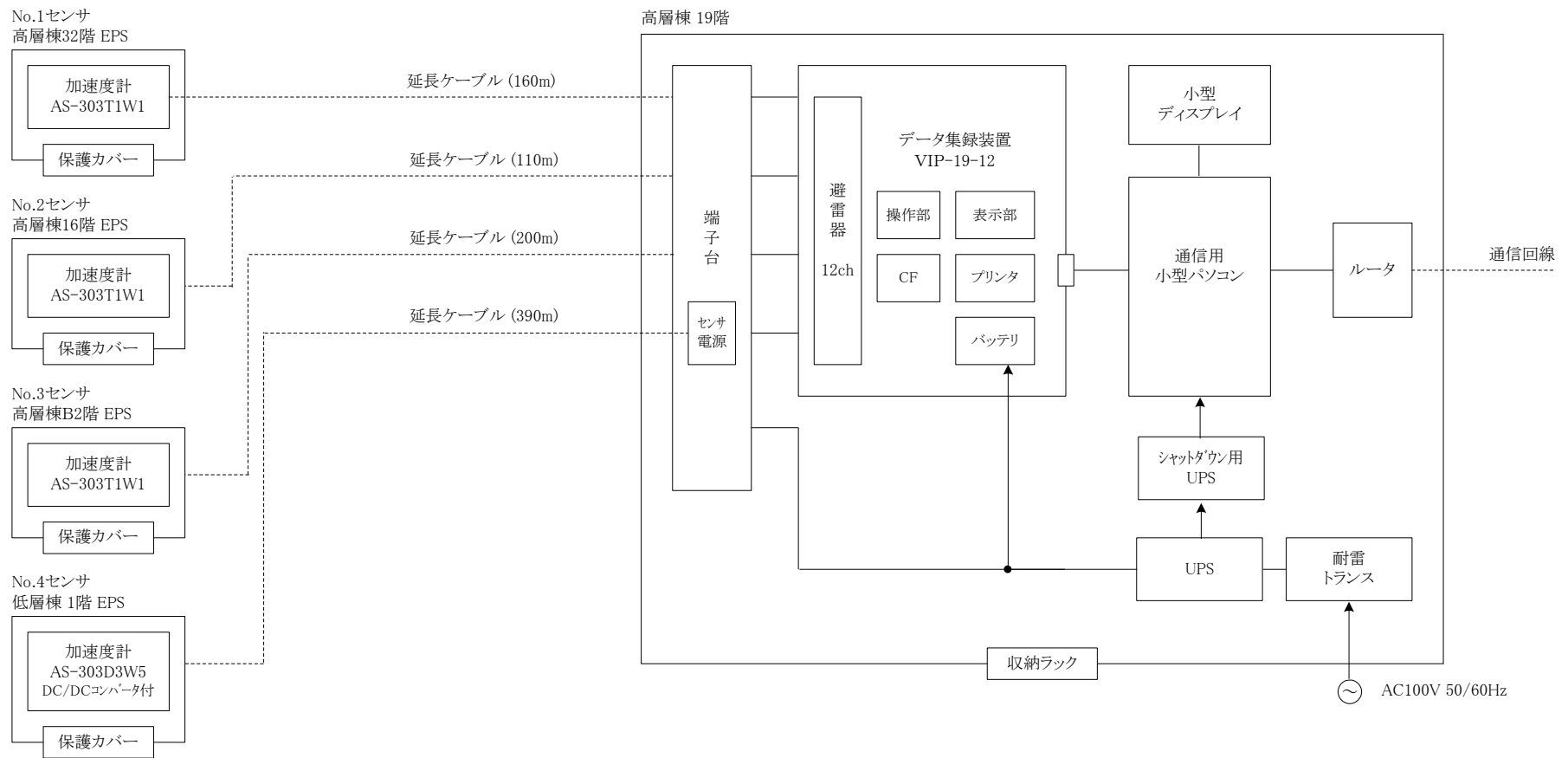


図 5.1.1-4 構成機器等一覧表

### 3) 機器仕様

観測点に設置するセンサー（サーボ型加速度計）の仕様を以下に、図面を図 5.1.1-5、図 5.1.1-6 に示す。低層棟 1 階のセンサーは、収録装置までのケーブル距離が長い為、電圧降下を防ぐために、電源内蔵としている。

#### サーボ型加速度計

- ・高層棟 32 階, 16 階, B2 階用

型 名 AS-303D1W1

成分数 加速度 水平 2, 鉛直 1 成分

変換制動方式 フォースバランスサーボ方式

測定周波数 DC~100Hz

測定範囲 加速度±3000Gal 以上

感 度 加速度 3.333mV/Gal

分解能 加速度 約 5mGal

最大出力電圧 ±10V

検定コイル 内蔵

電 源 DC±15V

使用温度範囲 -10°C~60°C

防水性 JIS-C-0920 保護等級 5 防滴型

外形寸法・重量 W240×D180×H108mm (ベース含む), 約 2.5kg

- ・同上用保護カバー

材 質 SPCC

外形寸法・重量 300×290×H160mm, 約 2kg

- ・低層棟 1 階用 (DC/DC コンバータ内蔵)

型 名 AS-303D3W5

成分数 加速度 水平 2, 鉛直 1 成分

変換制動方式 フォースバランスサーボ方式

測定周波数 DC~100Hz

測定範囲 加速度±3000Gal 以上

感 度 加速度 3.333mV/Gal

分解能 加速度 約 5mGal

最大出力電圧 ±10V

検定コイル 内蔵

電 源 DC±15V

使用温度範囲 -10°C~60°C

防水性 JIS-C-0920 保護等級 5 防滴型

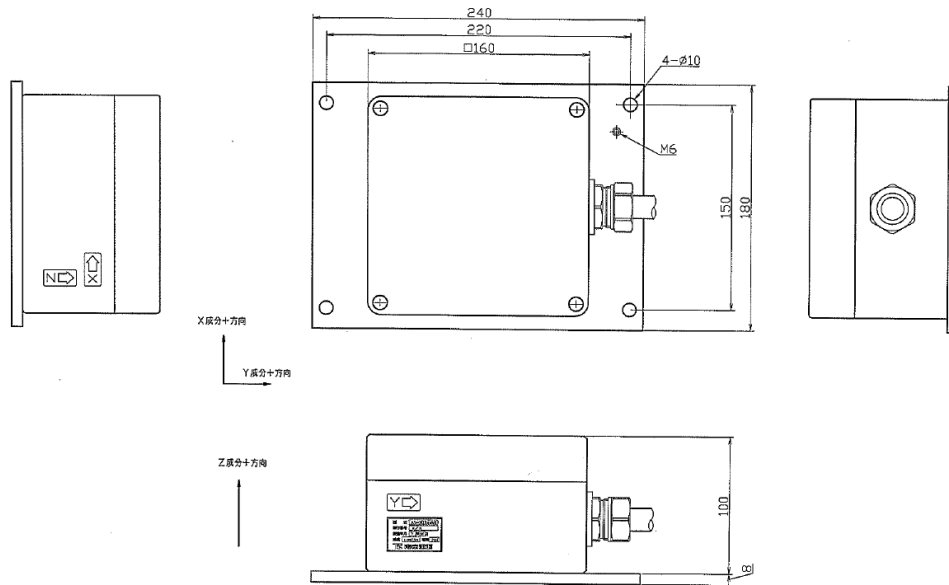
外形寸法・重量 W400×D200×H106mm (ベース含む), 約 3kg

- ・同上用保護カバー

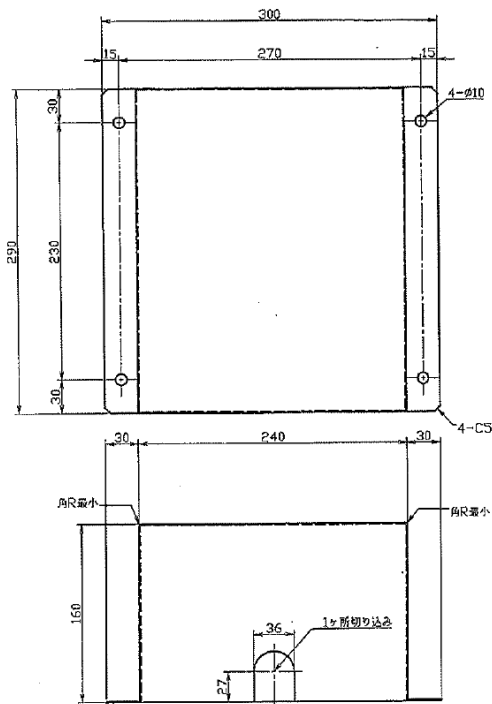
材 質 SPCC

外形寸法・重量 430×280×H130mm, 約 3kg



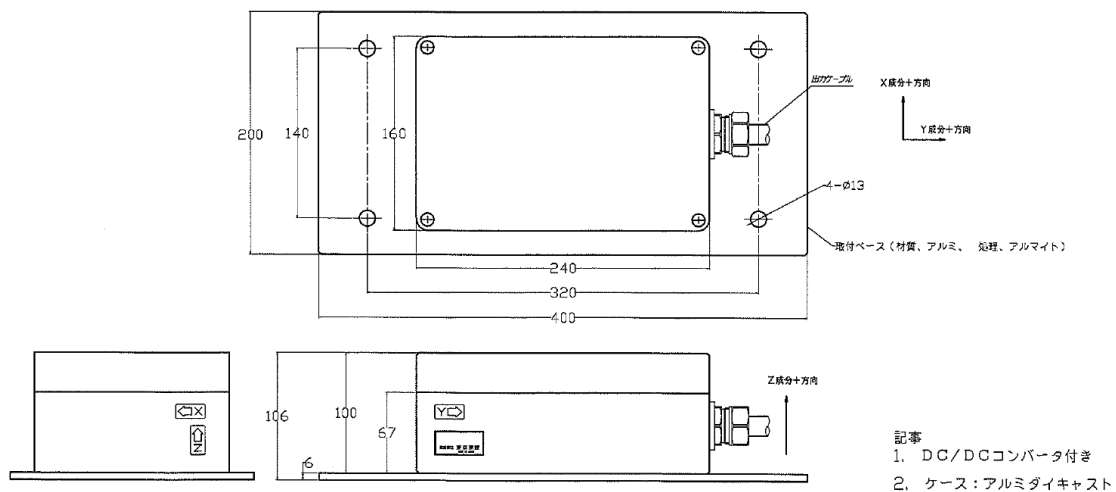


(センサー本体 AS303T1W1)

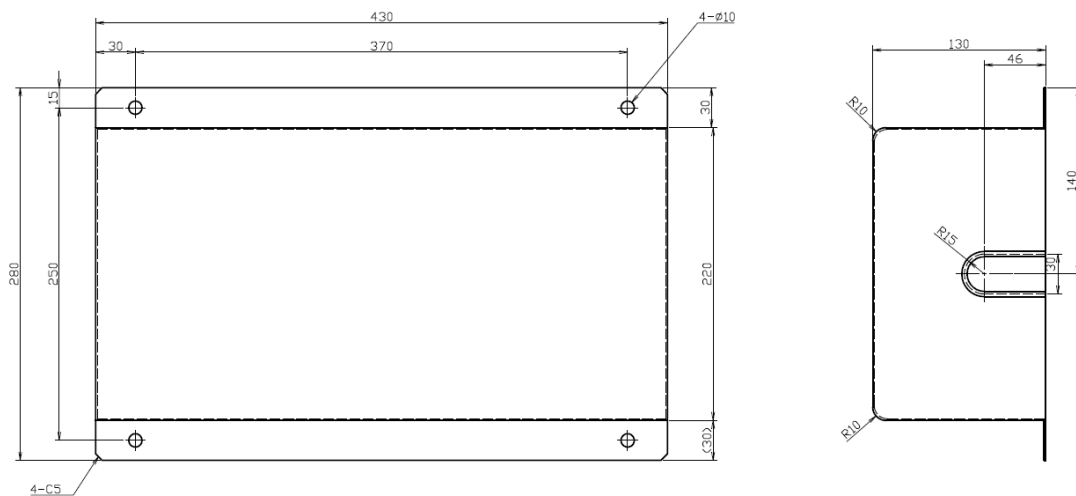


(保護カバー)

図 5.1.1-5 加速度計(AS303T1W1)およびカバー外形図  
(高層棟 32 階, 16 階, B2 階 EPS 内設置)



(センサー本体 AS303D3W5)

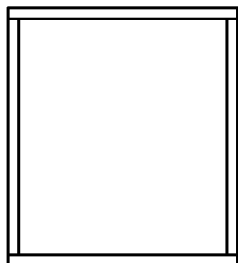


(保護カバー)

図 5.1.1-6 加速度計 (AS303D3W5) 及びカバー外形図  
(低層棟 1 階 EPS 内設置)

## データ集録装置

型名	VIP-19-12
入力部	
入力成分数	12成分
測定周波数範囲	DC～30Hz (-3dB)
入力感度	3.255mV/Gal
測定範囲	加速度±3072Gal
AD変換器	分解能:24bit
サンプリング周波数	100Hz 固定
ローパスフィルタ	遮断周波数 30Hz (-3dB), 減衰傾度-36dB/oct バタワースフィルタ
実効ダイナミックレンジ	120dB 以上
記録部	
記録媒体	コンパクトフラッシュ 最大 2GB
記録時間	1 地震記録 最大 10 分間
プリトリガ時間	最長 300 秒
ポストトリガ時間	最長 300 秒
主な記録内容	機番
記録編集	新しい記録ファイルを優先保存
通信部	
イーサネットポート	10/100Base-TX, 1ポート TCP/IP (telnet, FTP) 通信内容:波形転送および諸動作設定
電源部	
動作電源	AC100V±10%, 50/60Hz
停電補償	内蔵バッテリーで1時間以上のバックアップが可能
加速度計供給電源	DC±15V
動作環境	
温度	-10℃-45℃
湿度	90%RH 以下
避雷対策	アレスタを実装
外形寸法	W430×D300×H200mm, JIS ラック実装
重量	約 10kg
<u>収納ラック</u>	
構造	自立型収納キャビネット盤 1列盤構造
材質	アルミフレーム, 鋼板パネル, 等辺山型鋼ベース
実装機器等	端子台, データ集録装置, 小型パソコン, 小型ディスプレイ, シャットダウン用UPS, ルータ, 耐雷トランス, 無停電電源装置
塗装色	フレーム:白アルマイト 天井, サイドパネル, リアパネル:メーカー標準色 実装機器:メーカー標準色 フロントメクラパネル:メーカー標準色
寸法	W535×D600×H1105mm
その他	前面扉なし



平面図

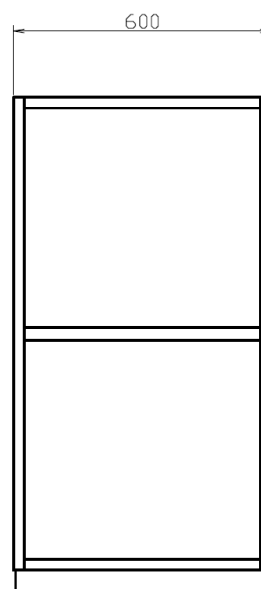
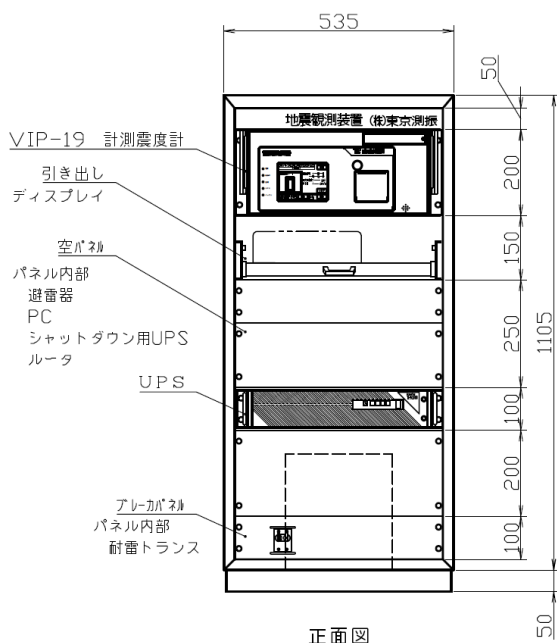


図 5.1.1-7 収納ラック外形図(高層棟 19 階 設置)

#### 4) 収録条件

各観測点で水平2方向と上下方向の3成分, 4観測点で合計12成分を観測している。  
表 5.1.1-3 にチャンネル対応を示す。

表 5.1.1-3 チャンネル対応表

CH	建物	階	方向
1	低層棟	1F	X(短辺)
2			Y(長辺)
3			Z(上下)
4	高層棟	B2F	X(短辺)
5			Y(長辺)
6			Z(上下)
7		16F	X(短辺)
8			Y(長辺)
9			Z(上下)
10		32F	X(短辺)
11			Y(長辺)
12			Z(上下)

収録開始の条件(起動値)は, B2階のXY方向のセンサーの観測値に対して設定し, 0.5Gal としている。プリトリガは20秒とする。収録終了の条件は, B2階のXY方向および32階のXY方向に対して設定し, B2階で0.5Gal, 32階では1.0Galとしている。終了判断時間は30秒とする。最大記録長は10分間である。サンプリング振動数は100Hzとする。

#### <起動条件>

	起動値	終了値
B2階 X	0.5Gal	0.5Gal
B2階 Y	0.5Gal	0.5Gal
32階 X		1.0Gal
32階 Y		1.0Gal

#### <記録条件>

プリトリガ時間	20秒
終了判断時間	30秒
記録上書きモード	最新
最大ファイル記録長	10分
サンプリング振動数	100Hz

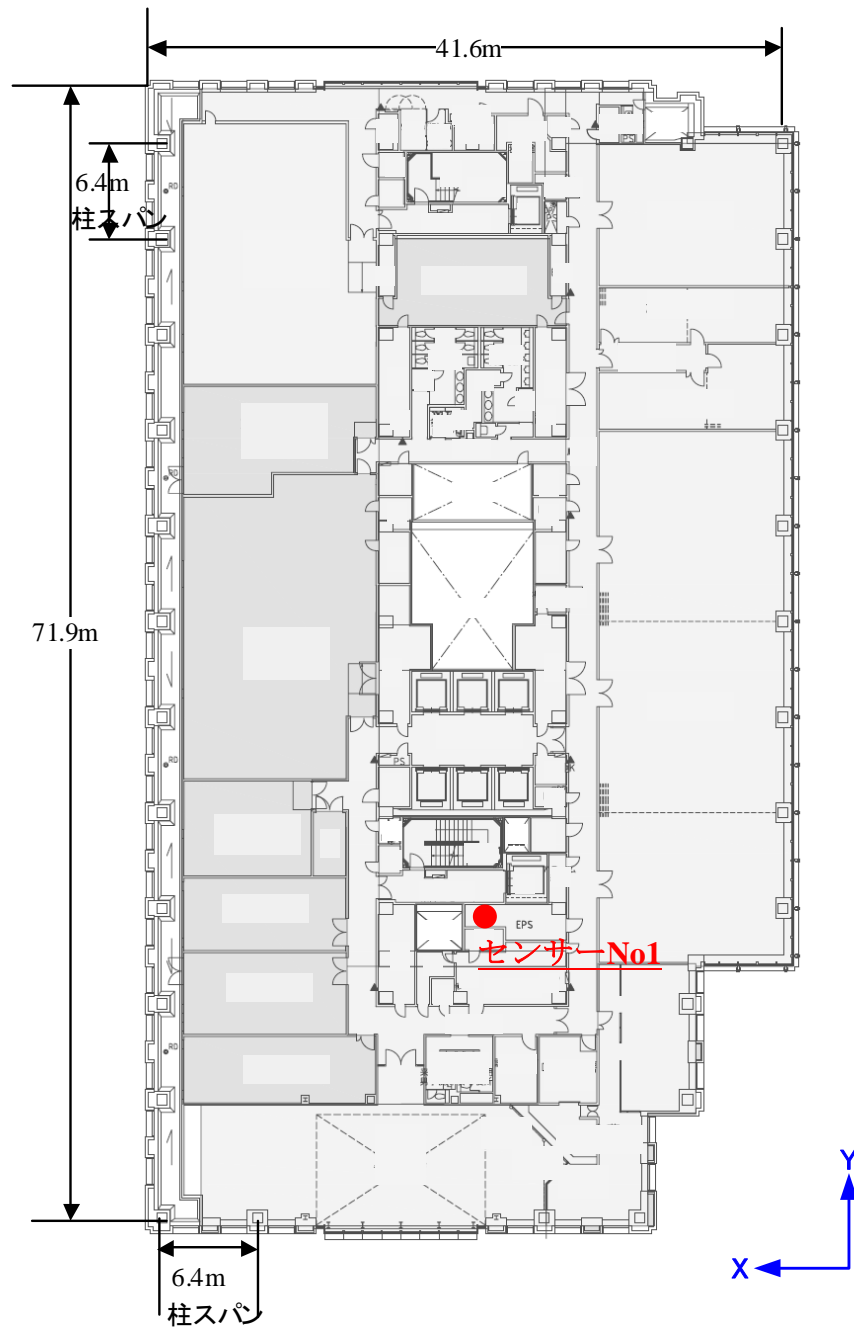


図 5.1.1-8 加速度計の設置位置(高層棟 32 階)

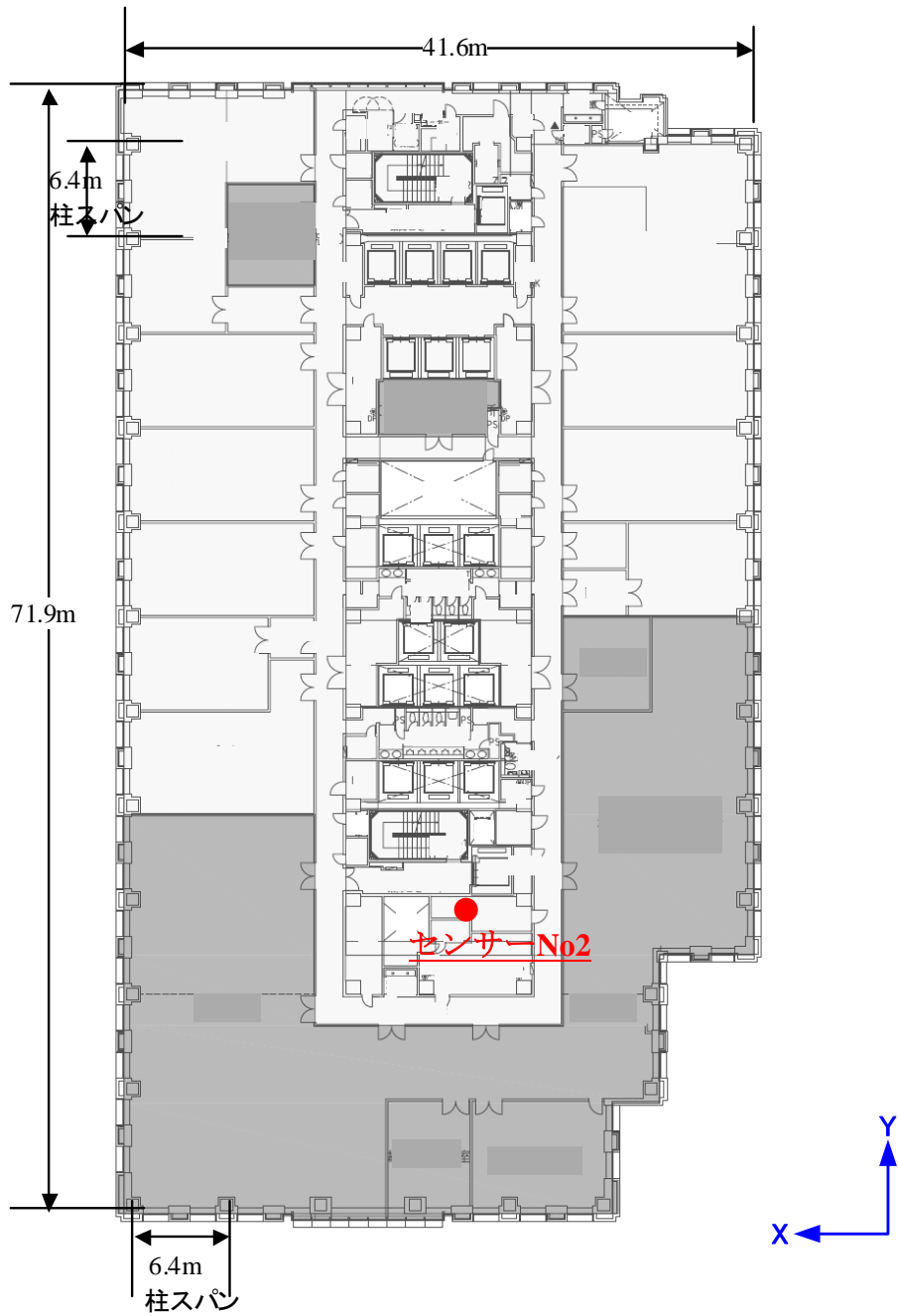


図 5.1.1-9 加速度計の設置位置(高層棟 16 階)

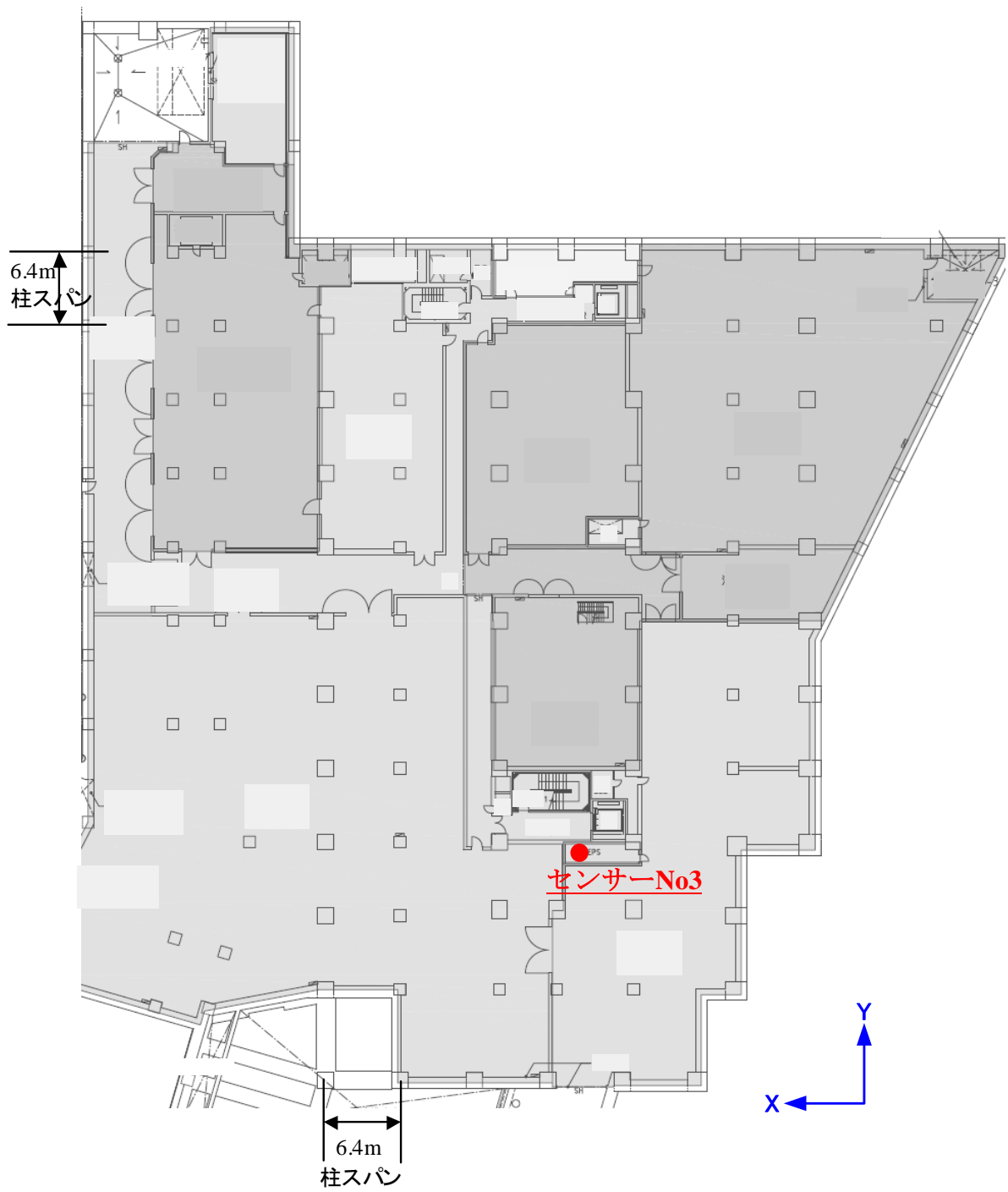


図 5.1.1-10 加速度計の設置位置(高層棟 B2 階)



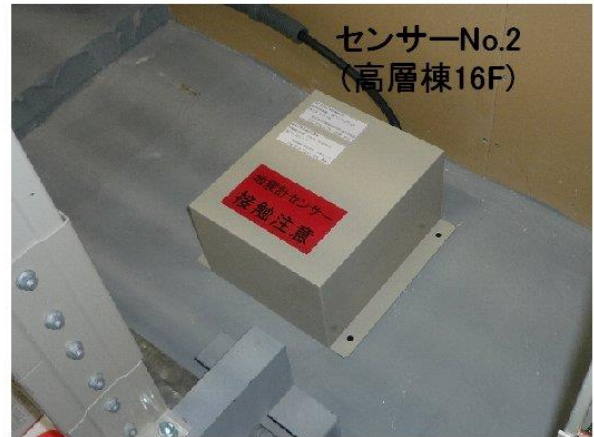


写真 5.1.1-1 加速度計および収録装置の設置状況

### (3) 観測結果

#### 1) 観測期間

2011年1月17日～2011年3月10日

#### 2) 観測地震

前述の起動条件により，観測期間に検知された地震は3つであった。観測された地震の諸元および当観測点での計測震度（B2階，低層棟1階），32階，B2階の最大加速度を表5.1.1-4に示す。

表 5.1.1-4 観測地震一覧

発生日時	震源	M	深さ	計測震度		最大加速度(Gal)			
				B2F	低層棟1F	32F_X	32F_Y	B2F_X	B2F_Y
2011/2/5 10:56	千葉県南東沖	5.2	64	2.2	2.3	9.4	5.0	4.8	3.2
2011/2/10 22:03	福島県沖	5.4	48	0.6	0.7	1.2	1.9	0.7	0.8
2011/3/9 11:46	三陸沖	7.2	10	1.7	1.7	6.9	6.0	2.4	2.2

### 3) 観測記録の分析

観測された3つの地震について、観測記録の最大応答値を表5.1.1-5～表3.2.1-7に示し、高層棟B2階と低層棟1階における速度応答スペクトルを図5.1.1-11～図5.1.1-13に比較して示す。応答スペクトルは低層棟のほうが若干大きい、形状はよく対応している。

2011年2月5日の千葉県南東沖の地震については、より詳細な観測記録とその分析結果を次頁以降に示す。

千葉県南東沖の地震 2011年2月5日10時56分頃発生 M5.2 深さ64km

表 5.1.1-5 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	9.4	5.0	2.7	0.2	0.2
16F	—	4.9	4.2	1.9	0.1	0.1
B2F	2.2 (2)	4.8	3.2	0.9	—	—
低層棟1F	2.3 (2)	5.4	3.6	2.2	—	—

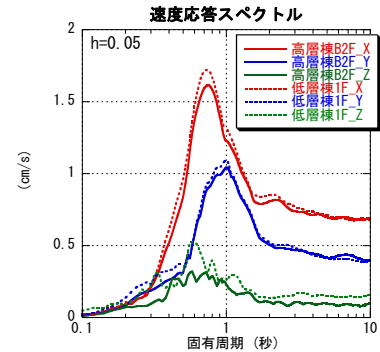


図 5.1.1-11 速度応答スペクトル

福島県沖の地震 2011年2月10日22時03分頃発生 M5.4 深さ48km

表 5.1.1-6 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	1.2	1.9	1.6	0.1	0.1
16F	—	0.9	1.1	1.1	0.0	0.0
B2F	0.6 (1)	0.7	0.8	0.5	—	—
低層棟1F	0.7 (1)	1.0	1.0	0.9	—	—

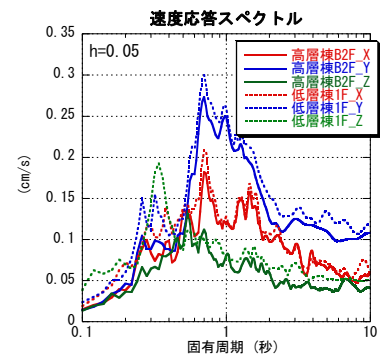


図 5.1.1-12 速度応答スペクトル

三陸沖の地震 2011年3月9日11時46分頃発生 M7.2 深さ10km

表 5.1.1-7 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	6.9	6.0	3.7	1.9	1.4
16F	—	4.8	4.0	2.5	0.9	0.8
B2F	1.7 (2)	2.4	2.2	1.4	—	—
低層棟1F	1.7 (2)	2.7	2.4	1.5	—	—

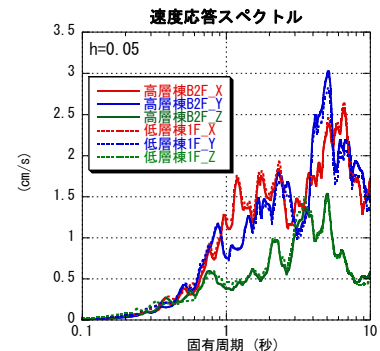


図 5.1.1-13 速度応答スペクトル

千葉県南東沖の地震（2011年2月5日）発生時に、各観測点で得られた加速度波形を図 5.1.1-14～図 5.1.1-16 に、加速度の積分により求めた速度波形を図 5.1.1-17～図 5.1.1-18 に、B2 階に対する 32 階および 16 階の相対変位波形を図 5.1.1-19～図 5.1.1-20 に示す。

また、各観測点の加速度フーリエスペクトルを図 5.1.1-21～図 5.1.1-24 に示す。

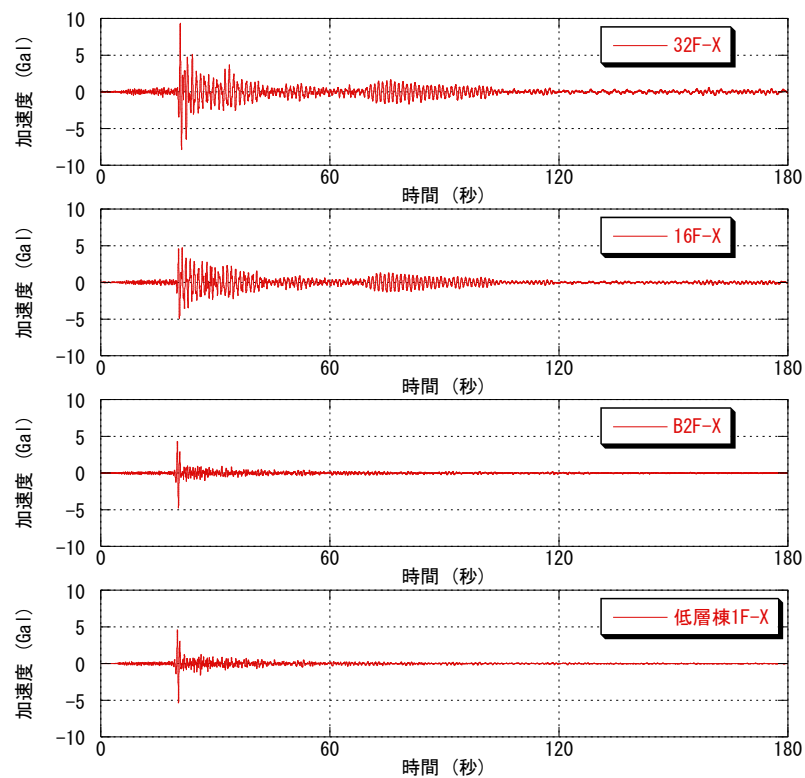


図 5.1.1-14 加速度波形(X(短辺)方向)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

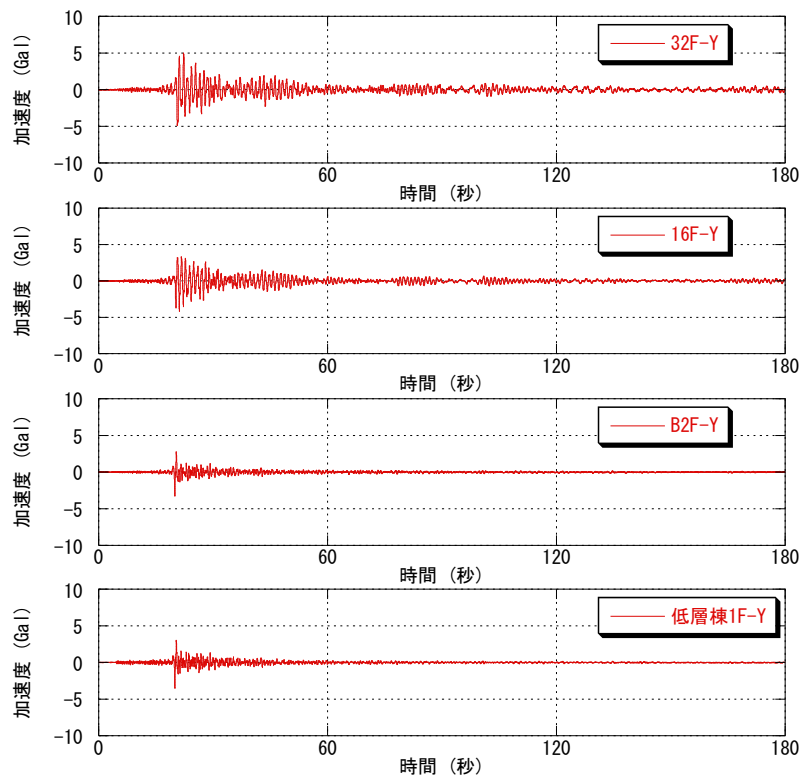


図 5.1.1-15 加速度波形(Y(長辺)方向)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

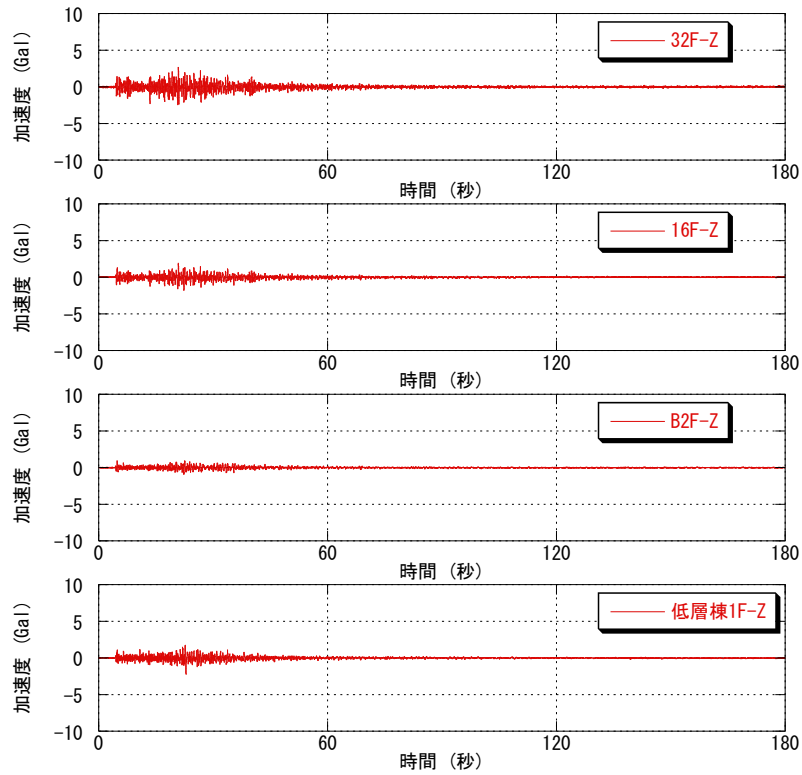


図 5.1.1-16 加速度波形(Z方向)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

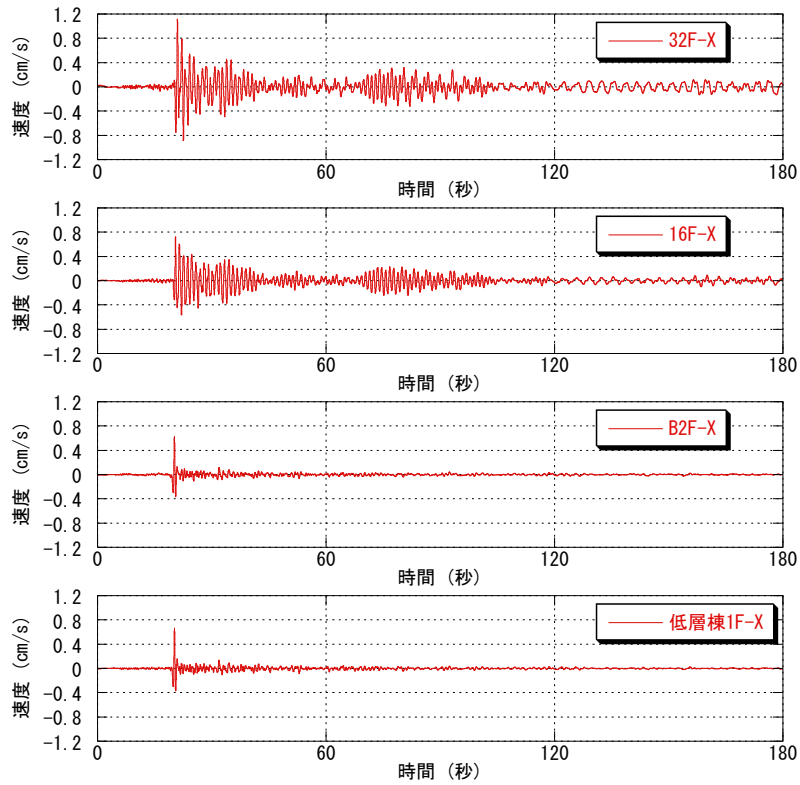


図 5.1.1-17 速度波形(X(短辺)方向)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

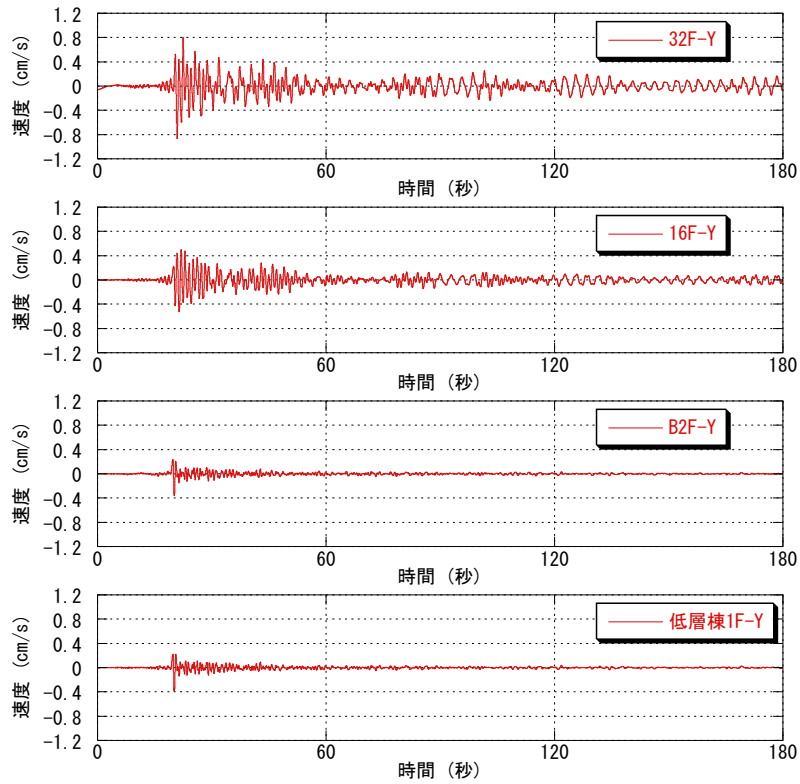


図 5.1.1-18 速度波形(Y(長辺)方向)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

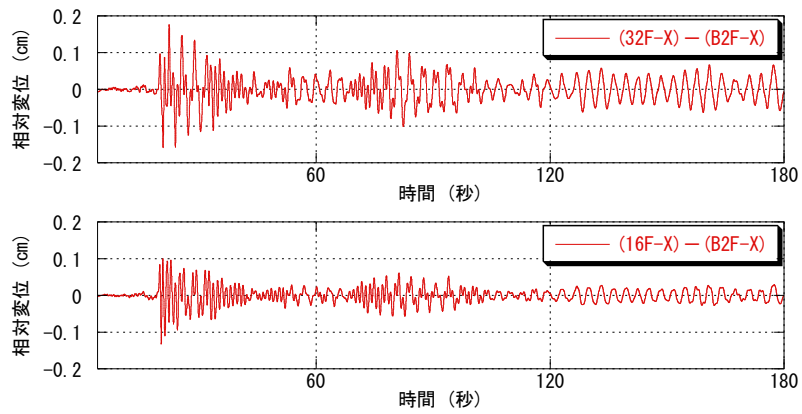


図 5.1.1-19 B2F に対する相対変位波形(X(短辺)方向)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

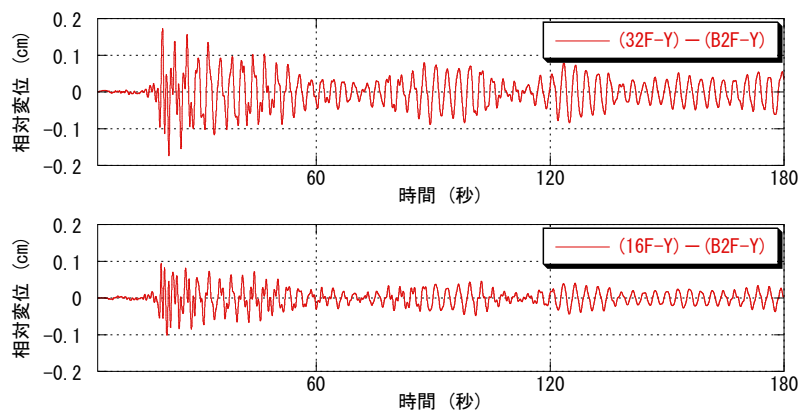


図 5.1.1-20 B2F に対する相対変位波形(Y(長辺)方向)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)



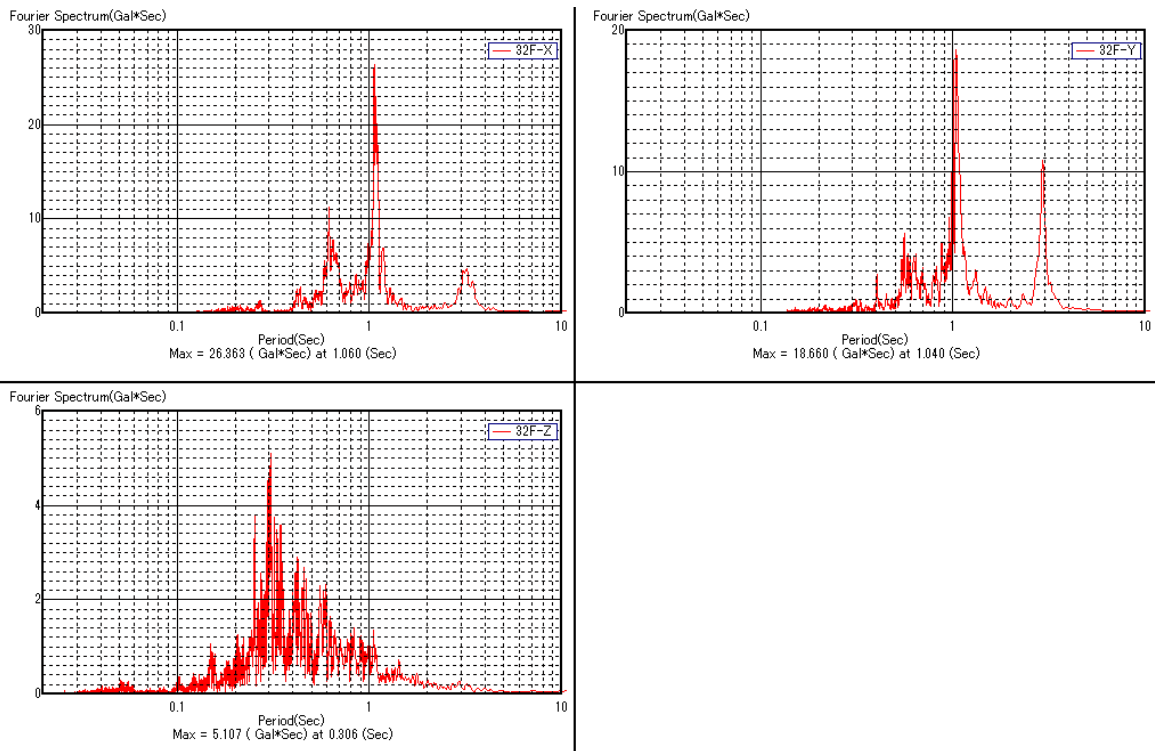


図 5.1.1-21 フーリエスペクトル(32 階)  
(千葉県南東沖の地震 2011 年 2 月 5 日)

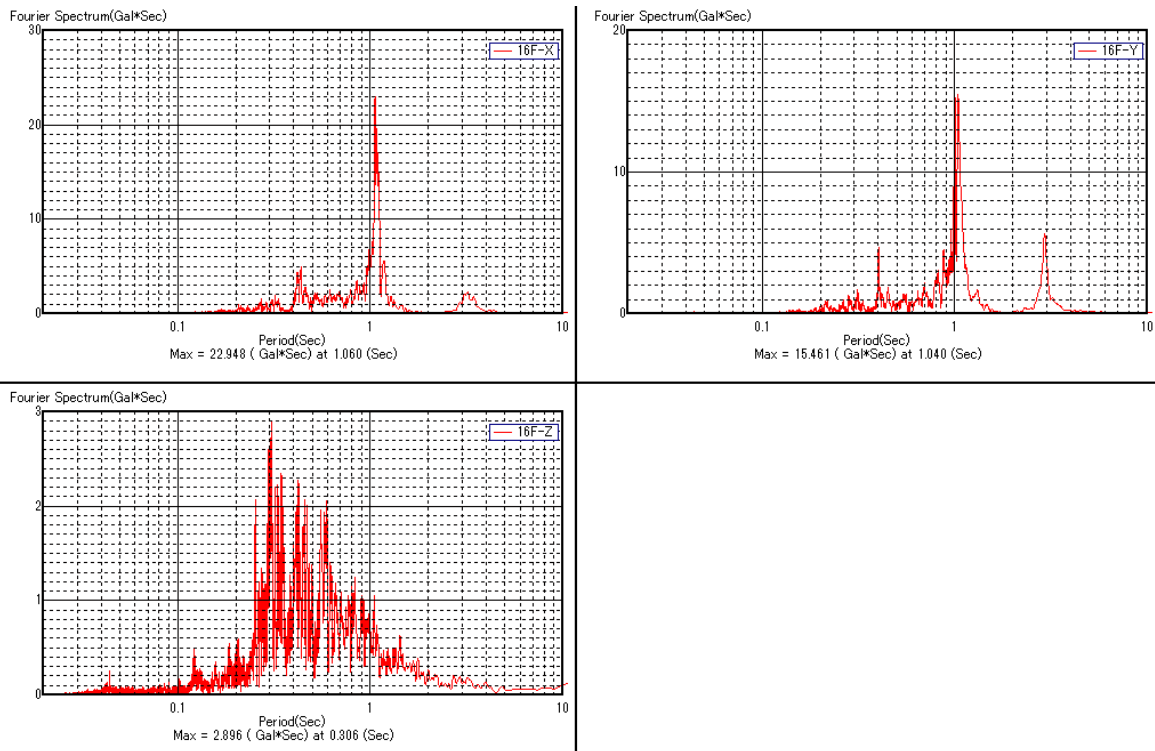


図 5.1.1-22 フーリエスペクトル(16 階)  
(千葉県南東沖の地震 2011 年 2 月 5 日)



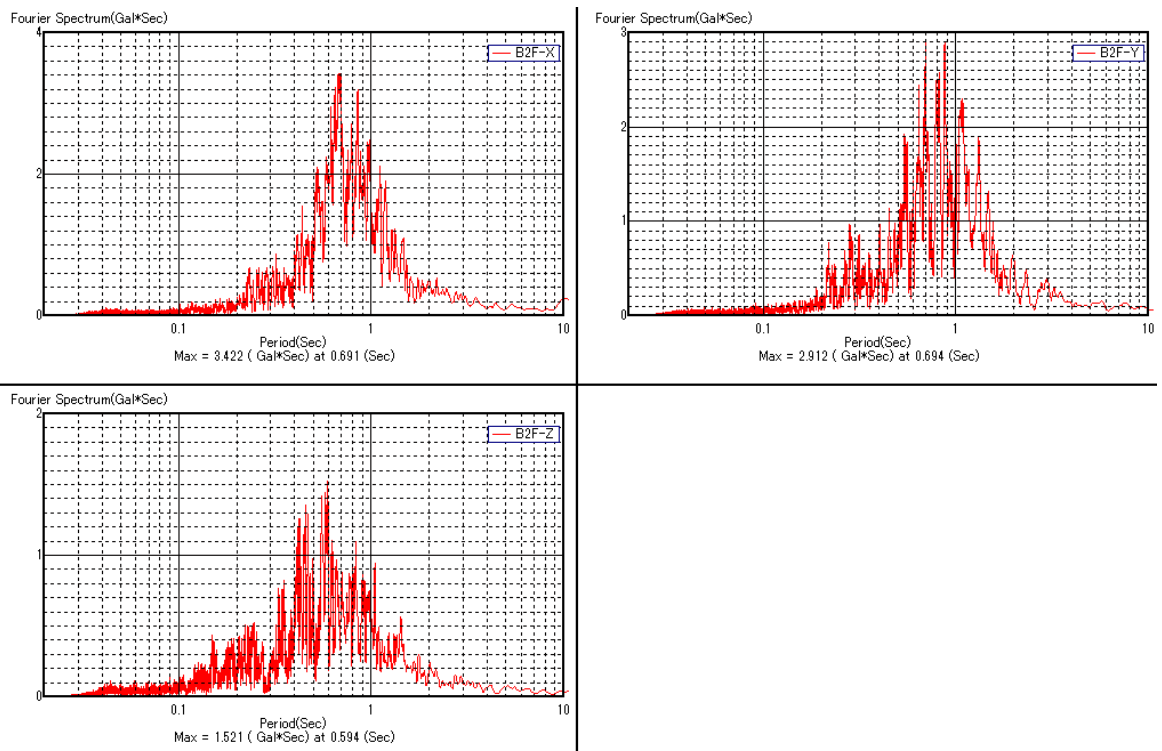


図 5.1.1-23 フーリエスペクトル(B2階)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

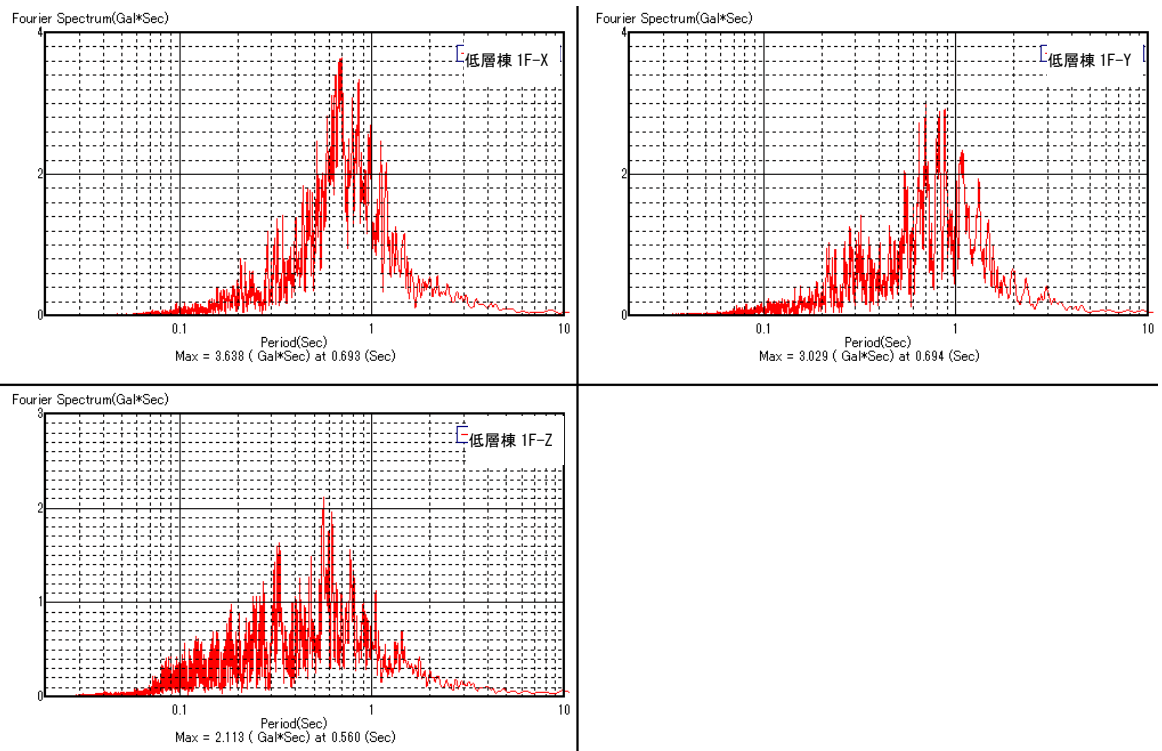
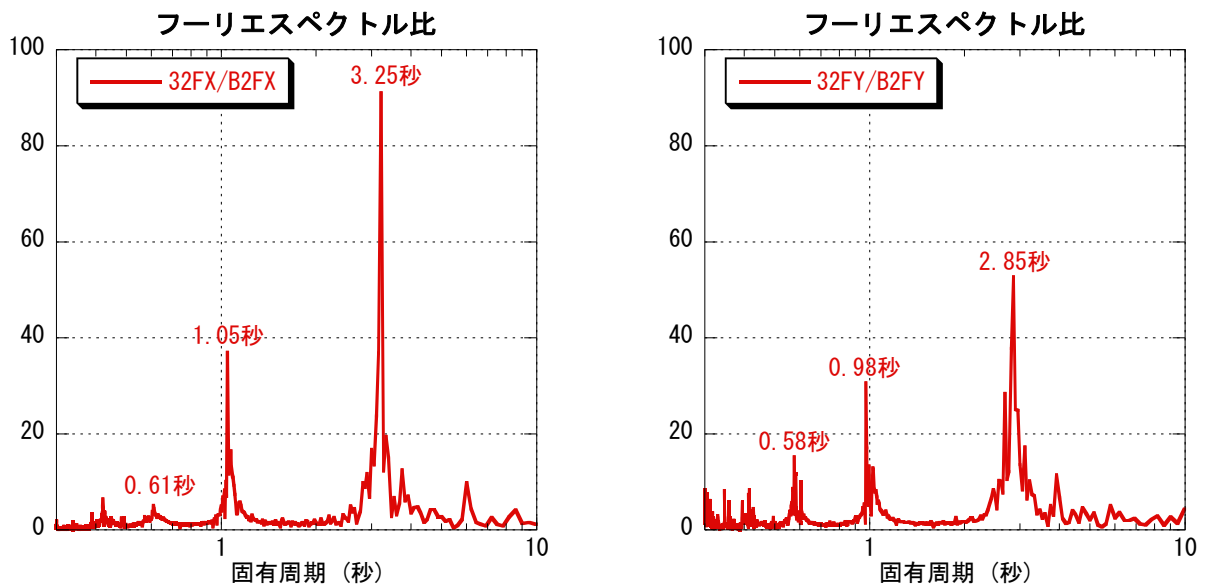


図 5.1.1-24 フーリエスペクトル(低層棟1階)  
(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

建物の地震時における振動特性をみるため、B2階に対する32階のフーリエスペクトル比を算出した。図5.1.1-25に示す。固有周期は、X(短辺)方向1次で3.25秒、Y(長辺)方向1次で2.85秒であった。

1～3次モードの固有周期をまとめて表5.1.1-8に示す。



(a) X(短辺)方向

(b) Y(長辺)方向

図 5.1.1-25 フーリエスペクトル比 (32階/B2階)

(千葉県南東沖の地震 2011年2月5日)

表 5.1.1-8 地震時の固有周期

	固有周期(秒)	
	X	Y
1次	3.25	2.85
2次	1.05	0.98
3次	0.61	0.58

また、高層棟と低層棟での入力動の違いをみるため、B2階と低層棟1階のフーリエスペクトルにスムージング処理を施して、図 5.1.1-26 に重ねて示す。X および Y 方向ではおおよそ 0.5 秒より短い周期で、Z 方向ではおおよそ 0.8 秒より短い周期で、B2 階のほうが低層棟 1 階より振幅が小さい傾向がみられる。

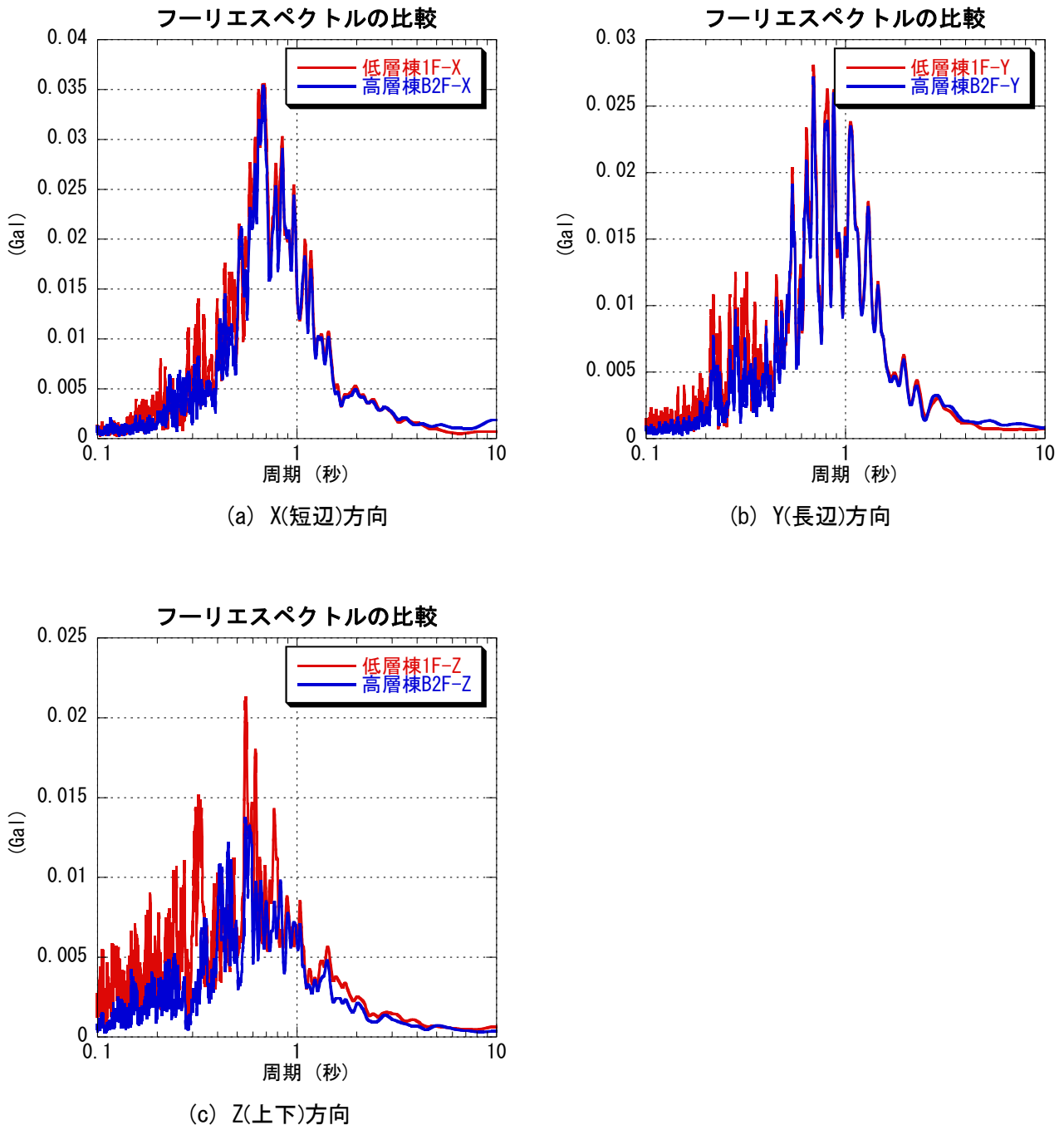


図 5.1.1-26 フーリエスペクトル (低層棟 1 階, 高層棟 B2 階)  
(千葉県南東沖の地震 2011 年 2 月 5 日)

#### 4) 常時微動記録の分析

地震観測システムを利用して常時微動計測を実施し、建物の参考特性として、微動時の固有周期および減衰定数を算出した。

##### 測定条件

計測日時：2011年2月10日 午前0:00～午前1:40 (100分間)

サンプリング振動数：100Hz

##### 分析方法

得られた加速度データより、B2階に対する32階の測定点の伝達関数を算出し、そのピークより建物の微動時の固有振動数を求める。伝達関数は、H1推定により求め、1フレームのデータ個数は65536個、オーバーラップは95%とした。

減衰定数は、32階の加速度データから、RD法により自由振動波形を算出し、自由振動波形に対数減衰の理論曲線を最小二乗法でフィッティングさせることにより求める。

##### 測定結果

伝達関数(32階/B2階)を図5.1.1-27に示す。建物の固有振動数は、X(短辺)方向1次が3.15秒、X(短辺)方向2次が1.04秒、Y(長辺)方向1次が2.81秒、Y(長辺)方向2次が0.96秒であった。

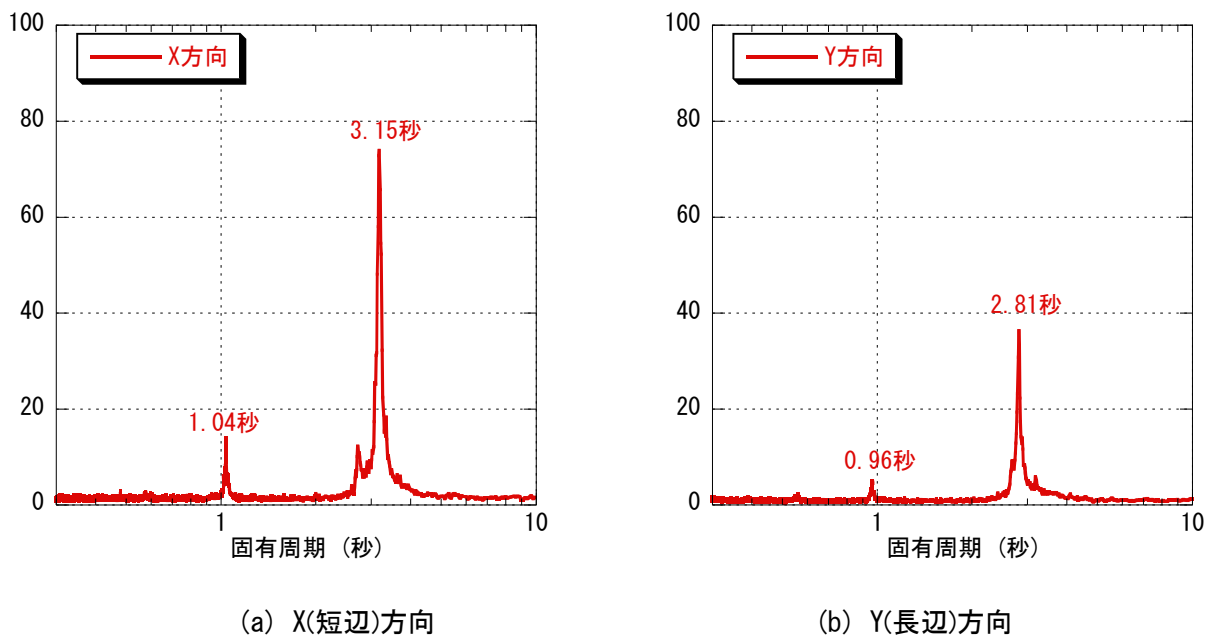


図 5.1.1-27 常時微動記録による伝達関数

1次モードについて、RD法で得られた自由振動波形と、自由振動波形に対数減衰の理論曲線をフィッティングさせた結果を図5.1.1-28に示す。RD法での波形の重ね合わせ数は、X(短辺)方向で1866、Y(長辺)方向で2114であった。X(短辺)方向1次モードの減衰定数は0.5%、Y(長辺)方向1次モードの減衰定数は0.9%であった。

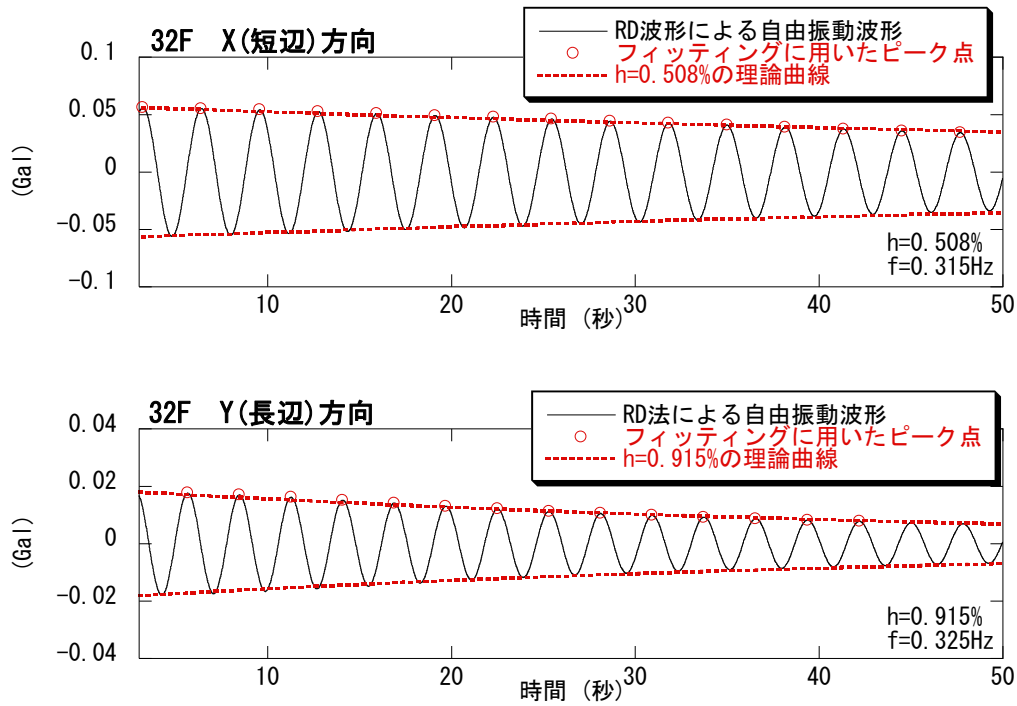


図 5.1.1-28 RD 法による自由振動波形と減衰定数の同定

#### (4) まとめ

- ・ 観測対象建物 NHSK ビル（高層棟：鉄骨造 33 階建て，低層棟：鉄骨鉄筋コンクリート造 6 階建て）に地震観測装置を設置し，2011 年 1 月 17 日より地震観測を開始した。高層棟と低層棟では建物規模および基礎構造が異なり，高層棟は建物規模が大きく地階があるのに対して，低層棟は建物規模が比較的小さく地階がない。
- ・ センサーは高層棟の B2 階，16 階，32 階，および低層棟の 1 階の計 4 箇所に設置し，それぞれ水平 2 方向および上下方向，合計 12 成分を観測している。
- ・ 観測期間 2011 年 1 月 17 日～2011 年 3 月 10 日において，3 地震が観測され，千葉県南東沖を震源とする地震（2011 年 2 月 5 日）では計測震度 2.2，福島県沖を震源とする地震（2011 年 2 月 10 日）では計測震度 0.6，三陸沖を震源とする地震（2011 年 3 月 9 日）では計測震度 1.7 が観測された。
- ・ 千葉県南東沖の地震時において，高層棟の 1 次モードの固有周期は，X（短辺）方向で 3.25 秒，Y（長辺）方向で 2.85 秒であった。
- ・ 低層棟 1 階と高層棟 B2 階の地震時のフーリエスペクトルを比較すると，水平方向ではおおよそ 0.5 秒より短い周期において，上下方向ではおおよそ 0.8 秒より短い周期において，高層棟 B2 階のほうが振幅が小さい傾向がみられた。
- ・ 建物の振動の参考特性として，常時微動時の振動データを取得し分析した。その結果，1 次モードの固有周期は，X（短辺）方向で 3.15 秒，Y（長辺）方向で 2.81 秒であり，減衰定数は，X（短辺）方向で 0.5%，Y（長辺）方向で 0.9%であった。
- ・ 1 次モードの固有周期は，計測震度 2.2 の地震時では，微動時とほぼ同程度（1～3%程長い）であった。

(5) 2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震 の観測速報

1) 東北地方太平洋沖地震（本震）の諸元

発震時刻 2011年3月11日 14時46分頃  
 震央位置 北緯38.0度 東経142.9度  
 発生位置 三陸沖  
 震源深さ 約10km  
 地震規模 気象庁マグニチュード9.0

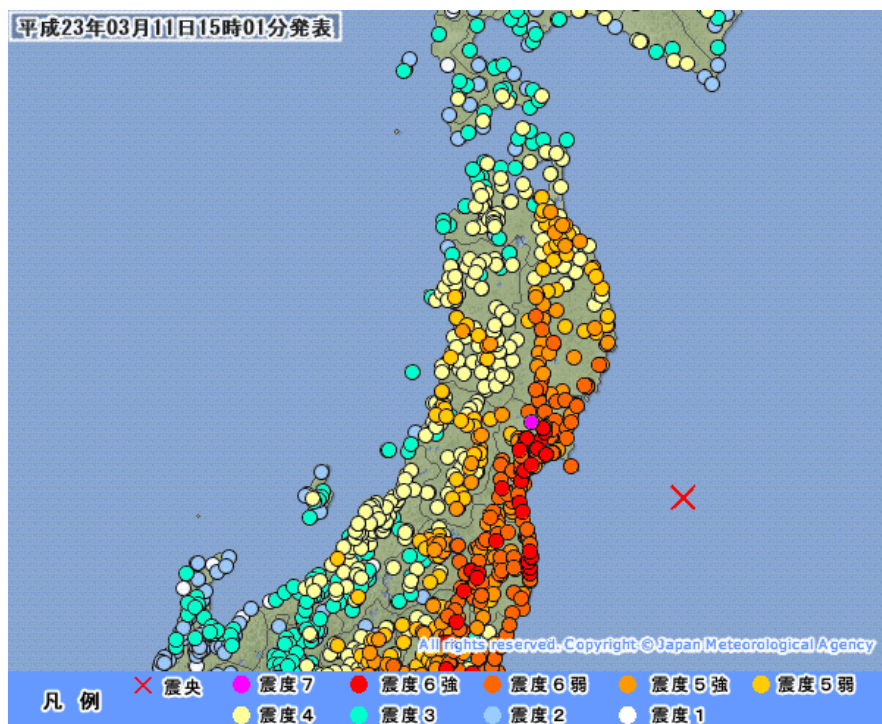


図 5.1.1-29 震度分布(気象庁 HP より)

震度 7

宮城県北部

震度 6+

宮城県南部 宮城県中部 福島県中通り 福島県浜通り 茨城県北部 茨城県南部 栃木県北部 栃木県南部

震度 6-

岩手県沿岸南部 岩手県内陸北部 岩手県内陸南部 福島県会津 群馬県南部 埼玉県南部 千葉県西北部

震度 5+

青森県三八上北 岩手県沿岸北部 秋田県沿岸南部 秋田県内陸南部 山形県村山 山形県置賜 群馬県北部 埼玉県北部 千葉県北東部 千葉県南部 東京都23区 新島 神奈川県東部 山梨県中・西部 山梨県東部・富士五湖

震度 5-

秋田県沿岸北部 山形県庄内 山形県最上 埼玉県秩父 東京都多摩東部 神奈川県西部 新潟県中越 長野県中部 静岡県東部

震度 4

石狩地方北部 石狩地方南部 渡島地方東部 渡島地方西部 檜山地方 空知地方南部 上川地方南部 胆振地方中東部 日高地方中部 日高地方東部 十勝地方北部 十勝地方中部 十勝地方南部 釧路地方中南部 青森県津軽北部 青森県津軽南部 青森県下北 秋田県内陸北部 東京都多摩西部 神津島 新潟県上越 新潟県下越 新潟県佐渡 長野県北部 長野県南部 岐阜県美濃中西部 静岡県伊豆 静岡県中部 静岡県西部 愛知県西部

## 2) 観測記録一覧

2011年3月11日～16日に観測された記録の一覧を表5.1.1-9に示す。57の記録が得られた。  
(ただし、地震が絶え間なく発生している場合には、1記録と1地震は必ずしも対応していない。)

表 5.1.1-9 観測記録一覧(2011.3.11-2011.3.16)

発生日時	計測震度		最大加速度(Gal)				最大変位(cm)	
	B2F	低層棟1F	32F_X	32F_Y	B2F_X	B2F_Y	32F_X	32F_Y
2011/3/11 14:47	4.3	4.5	190.6	179.0	66.6	52.2	33.84	32.32
2011/3/11 14:57	1.4	1.5	11.3	7.7	3.5	2.2	3.05	2.14
2011/3/11 15:07	3.8	3.9	91.6	126.9	22.6	31.2	26.1	28.54
2011/3/11 15:17	2.9	2.9	59.8	72.1	10.0	11.4	20.02	21.99
2011/3/11 15:27	2.2	2.2	10.3	8.1	4.2	4.0	2.69	1.62
2011/3/11 15:38	0.4	0.4	2.2	1.8	0.6	0.7	0.39	0.4
2011/3/11 15:45	0.9	1.0	2.2	2.1	1.8	1.6	0.15	0.14
2011/3/11 15:57	1.5	1.5	6.2	6.1	2.1	1.8	1.05	1.32
2011/3/11 16:14	1.7	1.7	12.2	10.1	2.5	2.1	3.23	2
2011/3/11 16:27	1.7	1.7	8.6	7.0	2.5	2.2	1.89	1.78
2011/3/11 16:43	0.9	1.0	3.1	2.5	1.1	1.1	0.3	0.29
2011/3/11 17:12	2.2	2.4	10.8	12.7	4.7	3.3	2.07	2.45
2011/3/11 17:22	1.2	1.2	7.9	8.2	1.4	1.5	2.53	2.25
2011/3/11 17:32	1.0	1.2	2.8	3.3	1.4	1.5	0.37	0.33
2011/3/11 17:41	1.7	1.8	3.8	3.9	2.8	3.2	0.22	0.19
2011/3/11 17:45	0.6	0.5	1.7	1.8	0.7	0.5	0.34	0.25
2011/3/11 19:22	0.6	0.7	1.6	1.5	0.9	1.2	0.26	0.36
2011/3/11 19:36	0.6	0.7	1.2	1.7	0.6	1.0	0.09	0.06
2011/3/11 20:21	1.5	1.5	3.4	3.1	1.1	2.4	0.33	0.27
2011/3/11 20:38	1.0	1.1	3.7	2.9	0.7	1.2	0.79	0.64
2011/3/11 20:47	0.5	0.8	2.0	2.1	0.9	0.9	0.29	0.22
2011/3/11 21:14	1.1	1.1	3.2	3.3	1.3	1.3	0.53	0.62
2011/3/11 22:17	0.9	1.1	2.6	3.5	1.3	1.2	0.41	0.36
2011/3/11 23:01	1.0	1.1	2.6	2.1	1.1	1.1	0.17	0.23
2011/3/11 23:56	0.8	1.1	3.9	2.3	0.9	1.1	0.41	0.35
2011/3/12 0:13	1.6	1.6	10.4	8.5	2.2	2.5	3.53	2.35
2011/3/12 0:42	0.7	0.8	1.4	1.7	0.8	1.1	0.1	0.14
2011/3/12 3:12	1.1	1.1	4.0	4.5	1.2	1.1	0.69	0.79
2011/3/12 3:44	0.3	0.7	1.1	1.1	0.8	0.7	0.07	0.07
2011/3/12 4:00	1.5	1.5	8.6	6.7	2.9	2.6	2.82	1.75
2011/3/12 4:09	0.4	0.8	1.8	1.4	0.8	0.8	0.3	0.22
2011/3/12 4:24	1.3	1.4	3.7	4.2	2.1	1.8	0.38	0.3
2011/3/12 4:46	0.3	0.4	0.9	1.5	0.6	1.0	0.04	0.04
2011/3/12 5:35	0.9	1.2	1.8	1.5	1.6	1.3	0.04	0.04
2011/3/12 7:36	0.3	0.6	0.8	0.9	0.8	0.8	0.03	0.04
2011/3/12 10:12	0.4	0.4	1.0	1.1	0.6	0.8	0.04	0.06
2011/3/12 10:48	1.0	1.1	5.0	3.9	1.2	1.0	1.27	0.75
2011/3/12 15:44	0.0	0.2	0.9	0.7	0.6	0.7	0.03	0.03
2011/3/12 15:57	0.8	1.1	2.0	1.5	2.6	1.9	0.02	0.02
2011/3/12 22:16	1.4	1.4	2.9	3.1	1.5	1.8	0.32	0.31
2011/3/12 23:15	0.7	1.0	1.4	1.6	1.1	0.9	0.06	0.06
2011/3/13 7:14	0.6	0.7	1.5	2.3	0.8	0.8	0.32	0.34
2011/3/13 8:26	1.0	1.1	3.5	2.8	1.1	1.4	0.62	0.46
2011/3/13 9:33	0.3	0.6	1.4	1.0	0.6	0.8	0.06	0.03
2011/3/13 10:26	1.6	1.8	8.7	6.4	2.2	2.4	2.52	1.75
2011/3/13 20:38	0.6	0.7	2.4	1.9	0.6	0.7	0.37	0.31
2011/3/14 10:03	2.0	2.2	12.8	10.8	3.6	3.4	3.27	1.49
2011/3/14 15:19	0.0	0.4	1.7	1.2	0.6	0.6	0.37	0.18
2011/3/14 15:53	0.3	0.6	1.3	1.3	0.8	0.9	0.09	0.06
2011/3/15 1:36	0.3	0.6	1.1	1.1	1.7	1.6	0.01	0.02
2011/3/15 3:41	0.8	0.8	2.3	1.8	0.7	0.8	0.25	0.19
2011/3/15 4:59	2.0	2.2	8.5	3.8	8.4	10.2	0.05	0.05
2011/3/15 22:29	2.3	2.4	13.5	11.6	4.4	6.6	3.07	2.44
2011/3/16 5:30	0.7	0.8	3.0	3.2	0.7	0.9	0.71	0.85
2011/3/16 12:52	2.3	2.3	8.6	11.4	4.5	5.1	1.01	1.08
2011/3/16 13:15	0.5	0.5	2.9	1.6	1.0	0.8	0.81	0.22
2011/3/16 22:39	2.0	2.1	3.8	7.6	2.4	3.7	0.44	0.35



### 3) 観測記録の概要

得られた記録のうち、応答値の大きかった本震（2011年3月11日14:46頃発生）と茨城県沖を震源とする地震（2011年3月11日15:15頃発生）の2記録について、観測記録の最大応答値を表5.1.1-10～表5.1.1-11に、高層棟B2階と低層棟1階における速度応答スペクトルを図5.1.1-30～図5.1.1-31に、加速度波形を図5.1.1-32～図5.1.1-37に示す。

東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日14時46分頃発生 M9.0 深さ10km

表 5.1.1-10 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度(Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	190.6	179.0	89.8	33.8	32.3
16F	—	140.9	116.5	63.1	17.4	17.2
B2F	4.3 (4)	66.6	52.2	57.7	—	—
低層棟1F	4.5 (5弱)	76.3	62.7	79.6	—	—

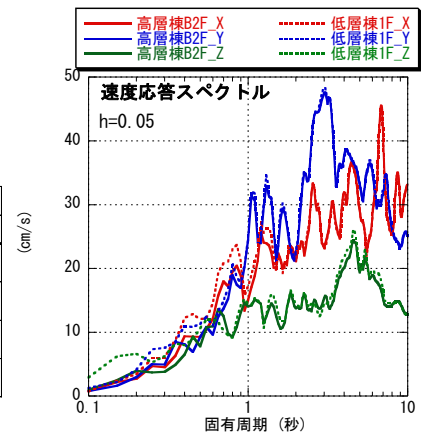


図 2.3.1-30 速度応答スペクトル

茨城県沖の地震 2011年3月11日15時15分頃発生 M7.4 深さ43km

表 5.1.1-11 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度(Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	91.6	126.9	31.1	26.1	28.5
16F	—	50.7	71.3	24.1	12.5	14.1
B2F	3.7 (4)	22.6	31.2	14.3	—	—
低層棟1F	3.7 (4)	23.7	34.9	21.9	—	—

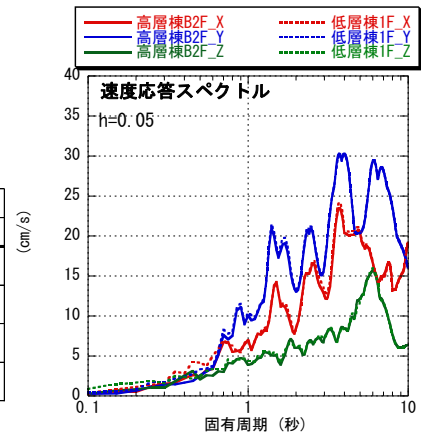


図 2.3.1-31 速度応答スペクトル

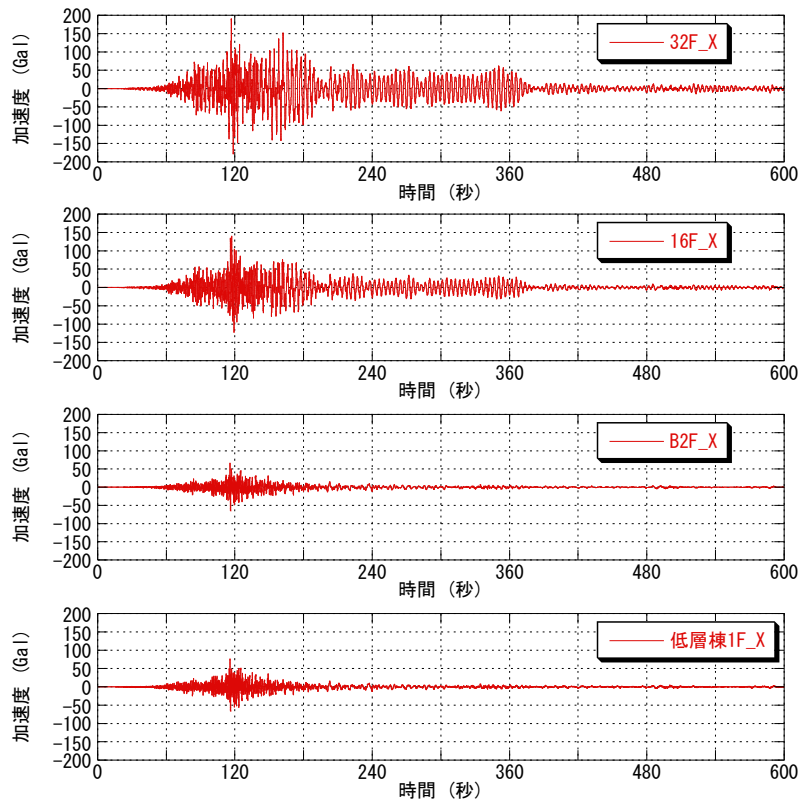


図 5.1.1-32 加速度波形(X(短辺)方向)

(東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

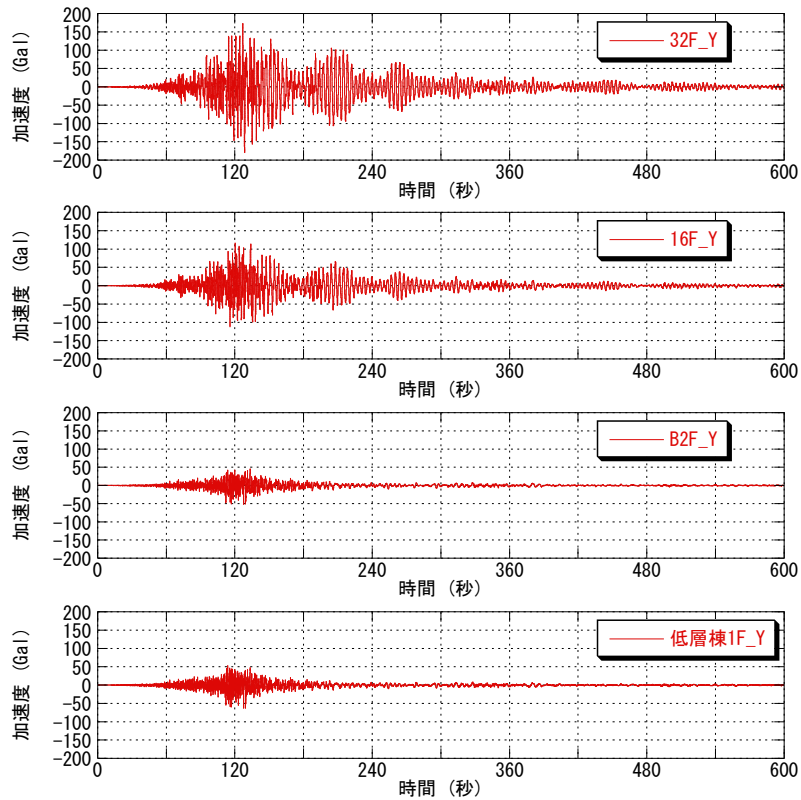


図 5.1.1-33 加速度波形(Y(長辺)方向)

(東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

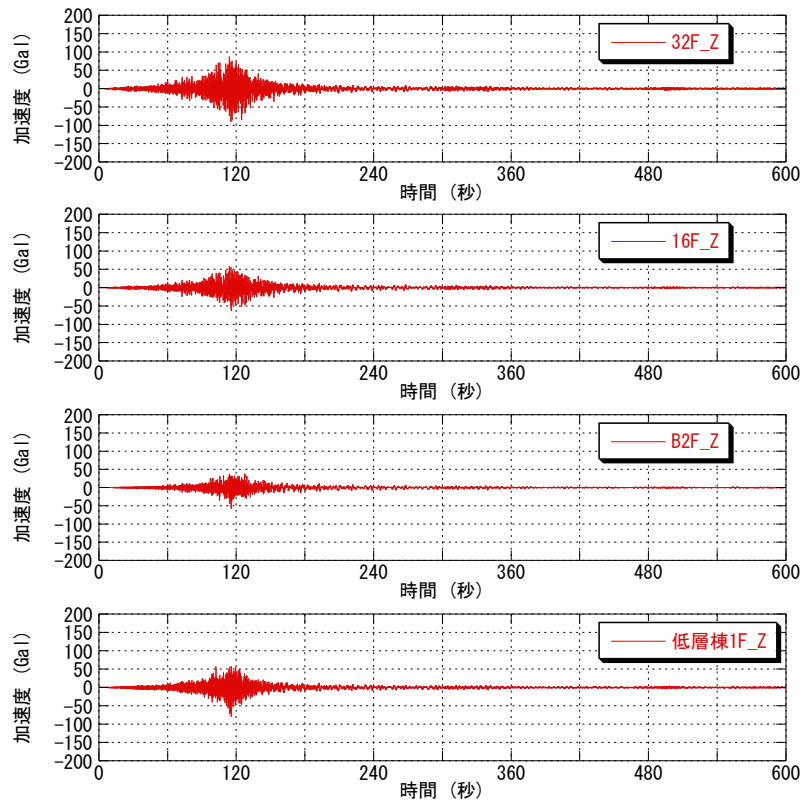


图 5.1.1-34 加速度波形(Z 方向)  
 (東北地方太平洋沖地震 2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃)

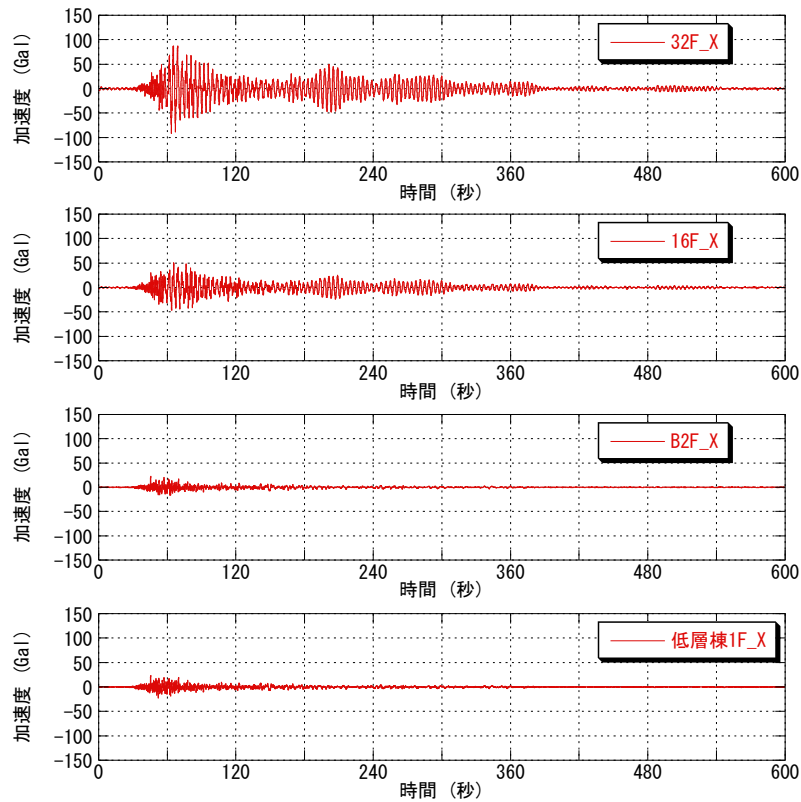


図 5.1.1-35 加速度波形(X(短辺)方向)

(茨城県沖の地震 2011年3月11日 15時15分頃)

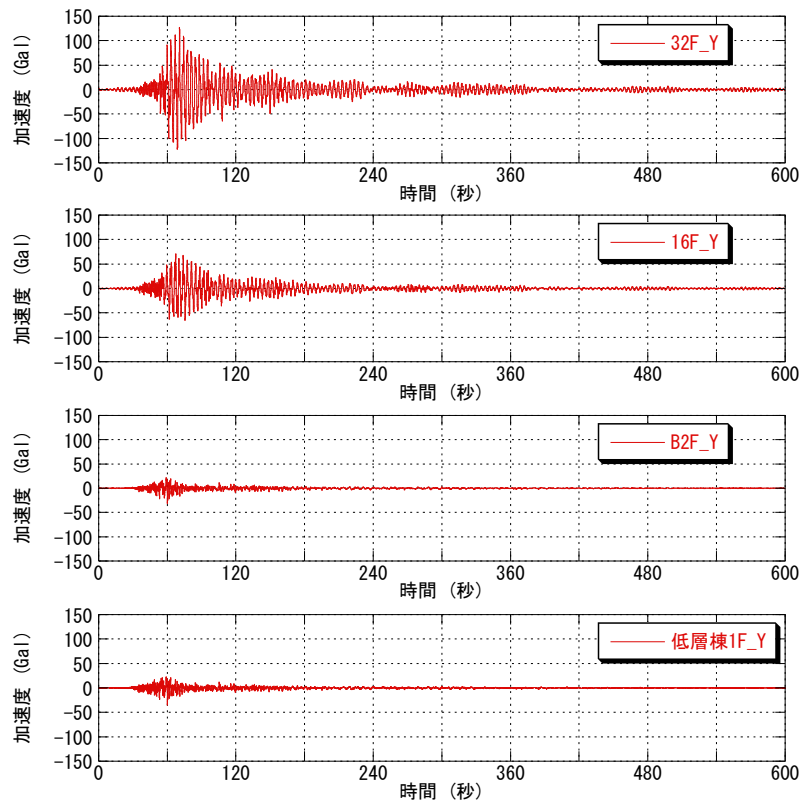


図 5.1.1-36 加速度波形(Y(長辺)方向)

(茨城県沖の地震 2011年3月11日 15時15分頃)

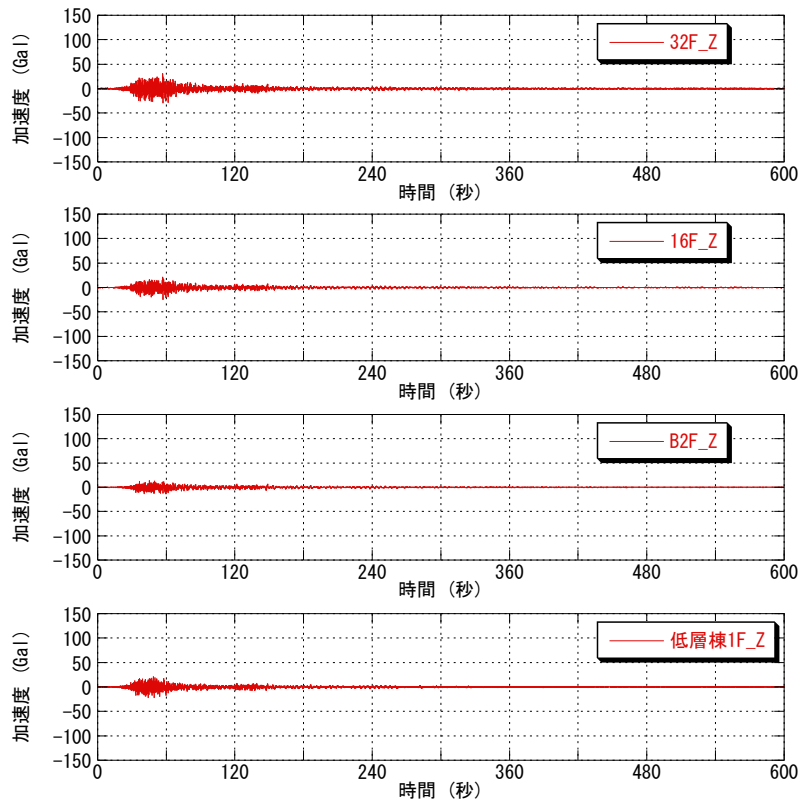


図 5.1.1-37 加速度波形 (Z 方向)  
 (茨城県沖の地震 2011 年 3 月 11 日 15 時 15 分頃)

## 5.1.2 NHST ビルの地震観測 (H22 年度実施分)

### 1) 建物・地盤概要

建物名称 : B 建物 (記号 NHST)  
 所在地 : 東京都中央区晴海  
 構造種別 : 地上・鉄骨造, 地下・鉄骨鉄筋コンクリート造, 一部鉄筋コンクリート造  
 建物規模 : 地上 33 階地下 4 階  
 軒高 : 154.8m  
 最高高さ : 154.8m  
 基準階面積 : 2810m<sup>2</sup>  
 設計時 1 次固有周期 : X 方向 : 3.95 秒, Y 方向 : 3.68 秒  
 地盤概要 : 表 5.1.2-1

表 5.1.2-1 地盤概要

GL - m	地層	N 値 min~max
0.0 ~ 2.0	表土・盛土	1~6
2.0 ~ 5.5	有楽町層上部(沖積層)	0~13
5.5 ~ 22.5	有楽町層下部(沖積層)	0~5
22.5 ~ 26.5	七号地層(沖積層)	2~30
26.5 ~ 34.5	東京層(洪積砂・砂礫層)	26~60(支持層)
34.5 ~	上総層群	70 以上



図 5.1.2-1 建物所在地 (観測点●, ▲は K-net 観測点)



## 2) 観測装置概要

### a) 観測システム・観測装置の概要と配置

建物内：強震計測装置 1 台を 33 階に、検出器(加速度計)3 台を 33 階、15 階、B4 階に配置し、連動させる。

地表面：建物群から数十メートル離れた位置に据え置き型の強震計測装置を設置し、独立で観測する。強震計測装置同士は連動しないが、GPS により時刻校正を行うことにより観測記録の同期をとる。

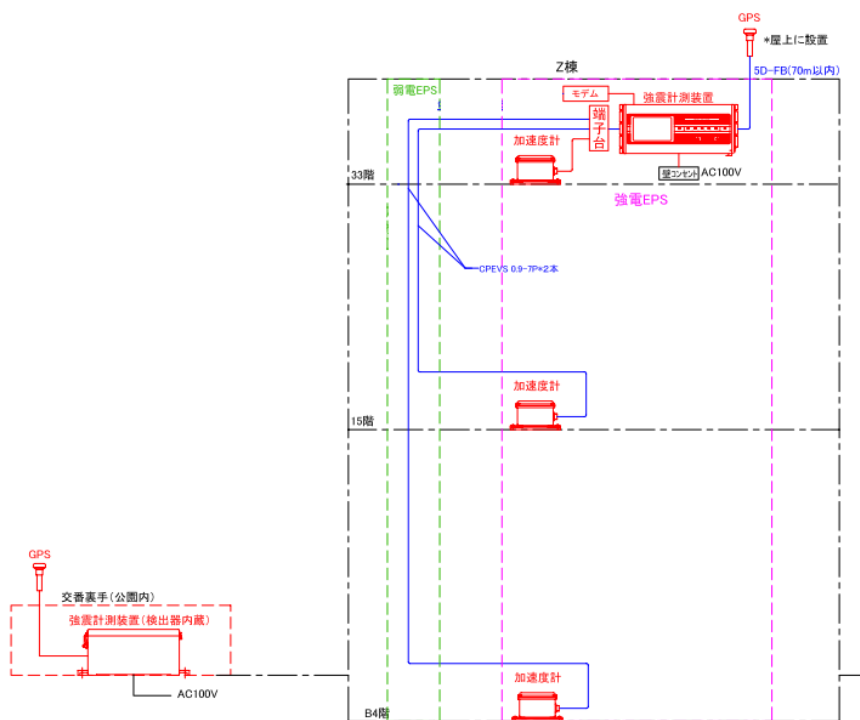


図 5.1.2-2 観測システム構成図

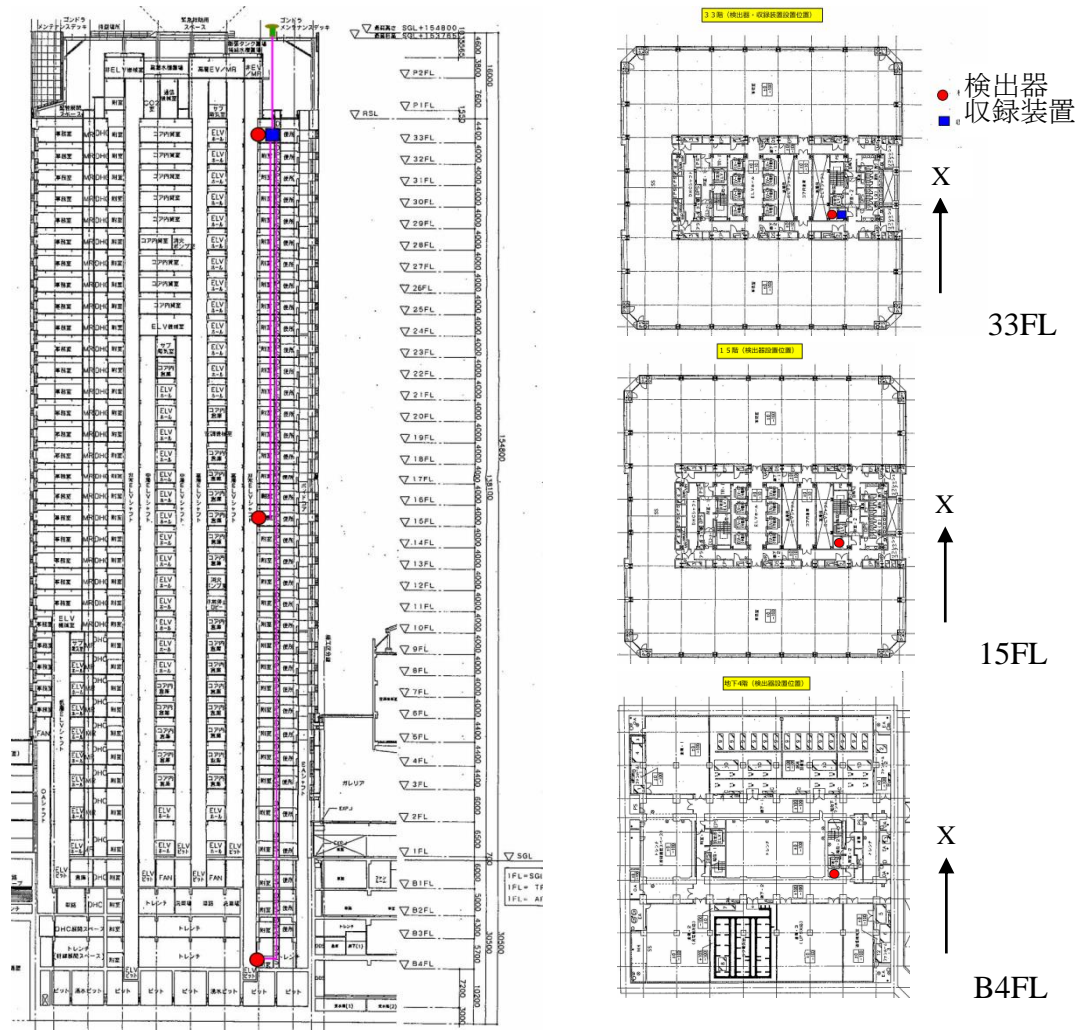


図 5.1.2-3(1) 観測装置の配置 (建物内)

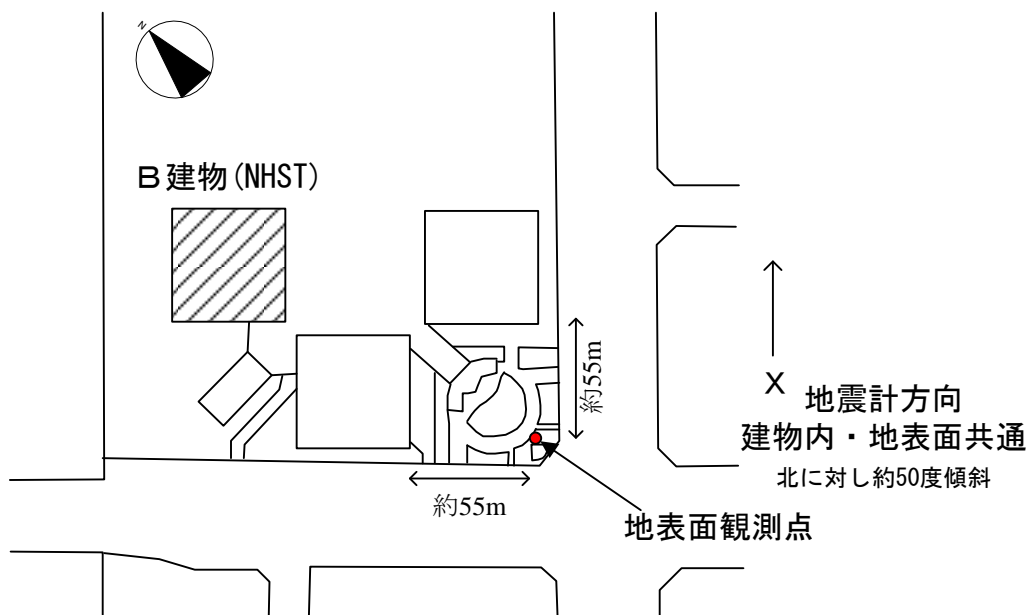


図 5.1.2-3(2) 観測装置の配置 (地表面・近隣公園内)





(1-1) 建物屋上設置 GPS アンテナ



(1-2) 建物 33 階強震観測装置設置用ラック  
(強震観測装置, モデム, 検出器)



(2-1) 公園内強震観測装置カバー, 電源ポール  
(上部 GPS アンテナ設置)



(2-2) 公園内強震観測装置

図 5.1.2-4 観測装置の設置状況

b) 観測装置の仕様

- ・ 検出器(加速度計) : ミットヨ製 JEP8A3
- ・ 収録装置 : ミットヨ製 SMAC-MDU
- ・ 観測可能 :  $\pm 30\text{m/s}^2$
- ・ AD 分解能 : 24bit
- ・ サンプリング周波数 : 100Hz
- ・ 時刻校正 : GPS による

表 5.1.2-2 設置機器一覧

	機器名称	台数	設置位置
屋内	検出器: サーボ型加速度計 JEP8A3	3	33 階, 15 階, B4 階
	強震計測装置: SMAC-MDU	1	33 階
	モデム: DFML-560ME	1	33 階
	GPS アンテナ: GPA-016	1	屋上
屋外	強震計測装置: SMAC-MDU(据置(検出器内蔵)型)	1	公園内

c) 設置工事概要

工期 : 2011年2月5日～2月27日

観測開始 : 2011年2月27日

d) 観測設定条件 (今後設定変更の可能性あり)

観測起動トリガ

建物内 : B4階検出器3成分いずれか  $1\text{cm/s}^2$  以上

地表公園内 : 検出器3成分いずれか  $2\text{cm/s}^2$  以上

遅延時間 : 30秒間

記録時間 : 600秒間

e) 観測結果

2011年3月9日11時45分 三陸沖を震源とする地震 (Eq.1)

地震規模：M7.2

最大加速度一覧：表 5.1.2-3

表 5.1.2-3 最大加速度一覧(Eq.1,  $\text{cm/s}^2$ )

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	7.1	6.2	2.3
	15FL	5.2	4.4	1.9
	B4FL	1.6	2.6	1.1
地表面		4.2	4.0	1.4

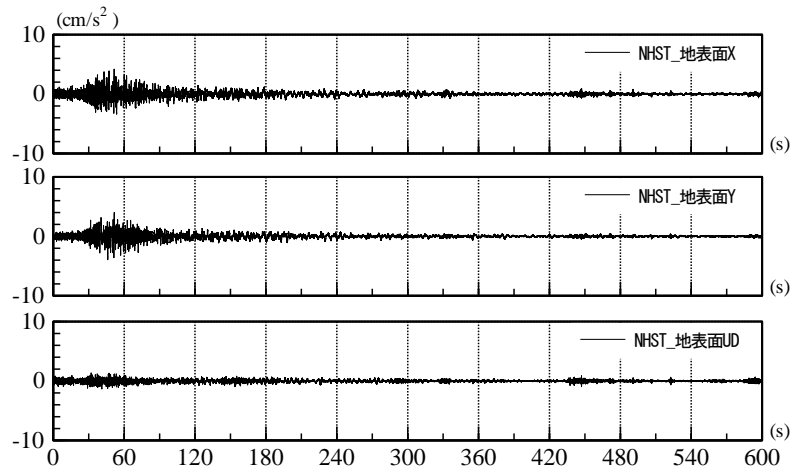


図 5.1.2-5 観測加速度時刻歴(Eq.1, 地表面観測点)

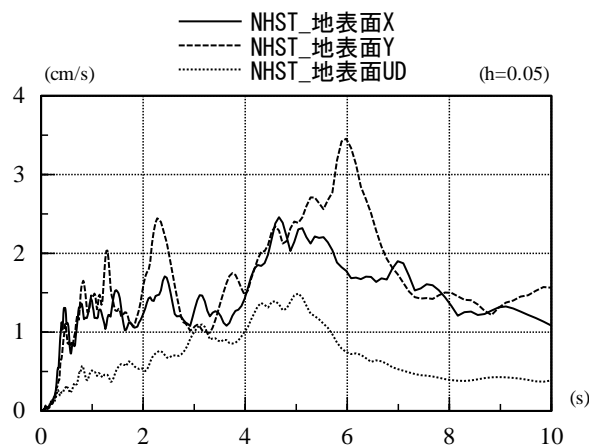
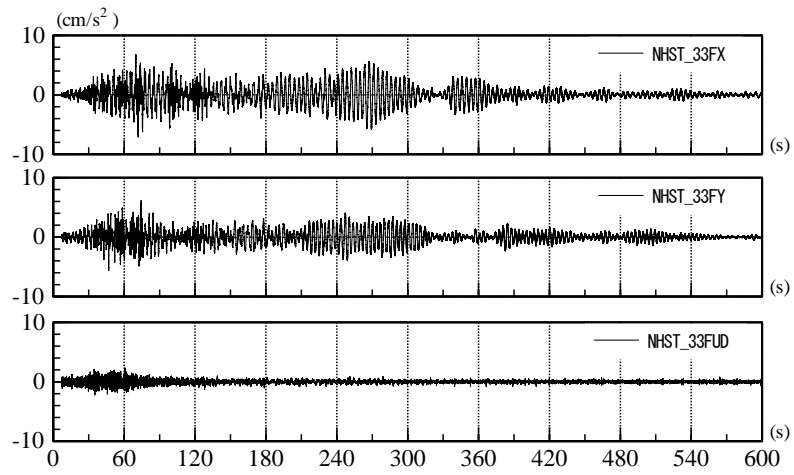
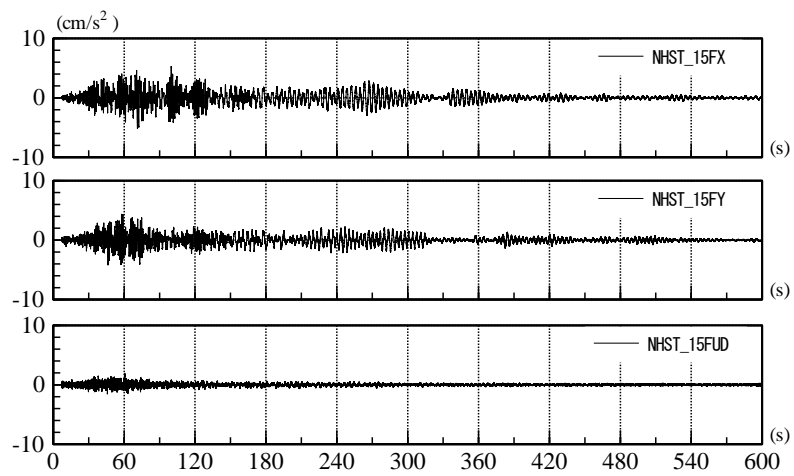


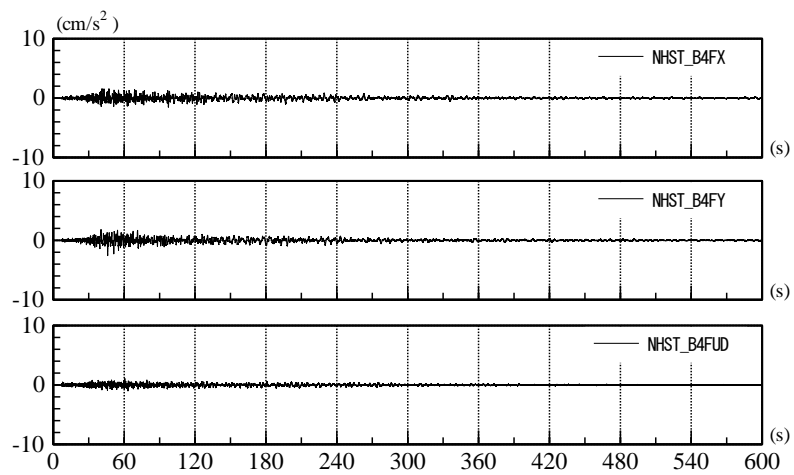
図 5.1.2-6 速度応答スペクトル(Eq.1, 地表面観測点)



(a) 33FL

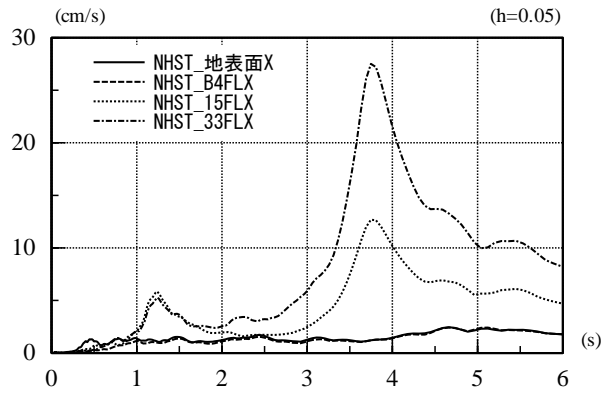


(b) 15FL

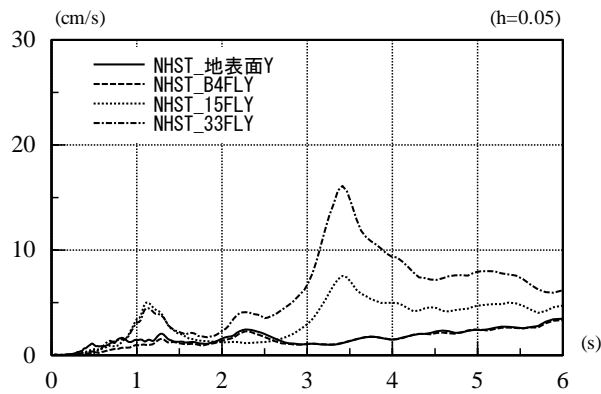


(c) B4FL

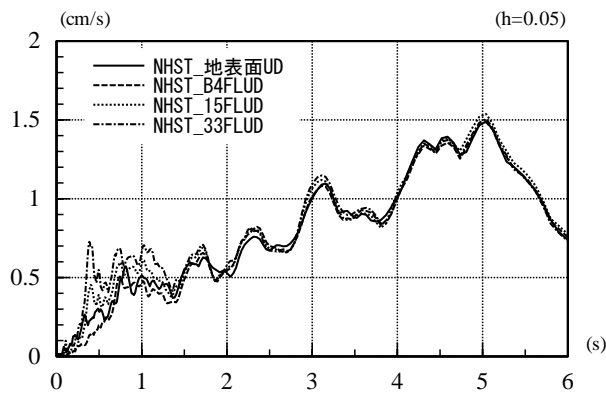
図 5.1.2-7 観測加速度時刻歴(Eq.1, 建物内観測点)



(1) X方向



(2) Y方向



(3) UD方向

図 5.1.2-8 速度応答スペクトル(Eq.1, 地表面, 建物内観測点重ね描き)

表 5.1.2-4 に、2011 年 3 月 11 日から 3 月 15 日までの観測記録をまとめる。ここに、3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の本震・余震の観測記録は数多いため、地表面水平加速度 10Gal 以上の記録を一覧表に示す。

表 5.1.2-4 2011 年 3 月 11 日以後の地震観測記録一覧(cm/s<sup>2</sup>)

		地表面			建物内								
					B4F			15F			33F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
3/11	14:47	146.2	149.4	82.0	53.3	49.6	51.6	129.7	160.1	80.1	162.6	146.2	106.6
	15:16	47.0	52.4	31.5	22.4	27.9	15.2	69.3	74.2	27.7	131.5	87.6	40.7
	15:27	10.0	12.9	6.8	2.8	3.7	3.3	7.5	8.2	5.9	6.5	11.8	8.9
	17:12	11.0	10.5	3.6	4.4	5.7	2.3	14.8	8.9	4.4	14.6	10.1	6.0
3/14	10:03	16.6	12.9	4.0	3.6	4.1	2.8	7.4	8.9	5.6	8.2	9.9	7.2
3/15	04:59	26.7	30.8	15.2	11.0	8.8	5.0	7.0	8.7	4.6	2.9	3.7	9.8

このうち最大となった東北地方太平洋沖地震の本震記録を次にまとめる。

2011年3月11日14時47分 東北地方太平洋沖地震 (Eq.2)

地震規模：M9.0

震源：三陸沖（牡鹿半島の東南東約130km），深さ24km(推定値)

最大震度7，東京震度5強～5弱

最大加速度一覧：表5.1.2-5

表 5.1.2-5 最大加速度一覧(Eq.2,  $\text{cm/s}^2$ )

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	162.6	146.2	106.6
	15FL	129.7	160.5	80.1
	B4FL	53.3	49.6	51.6
地表面		146.2	149.4	82.0

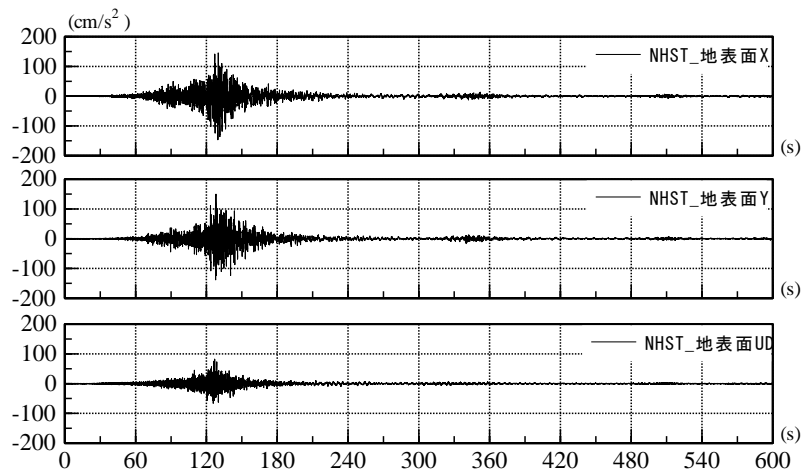


図 5.1.2-9 観測加速度時刻歴(Eq.2, 地表面観測点)

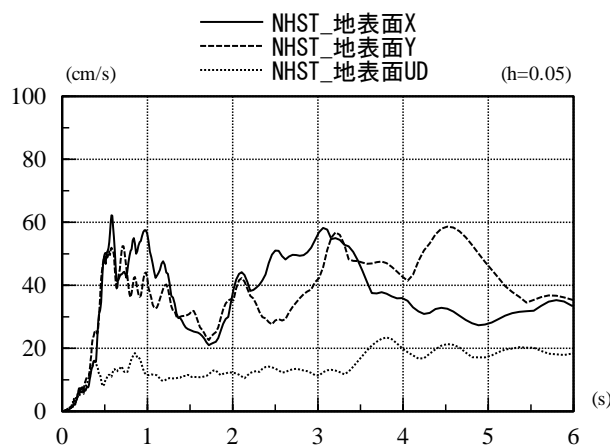
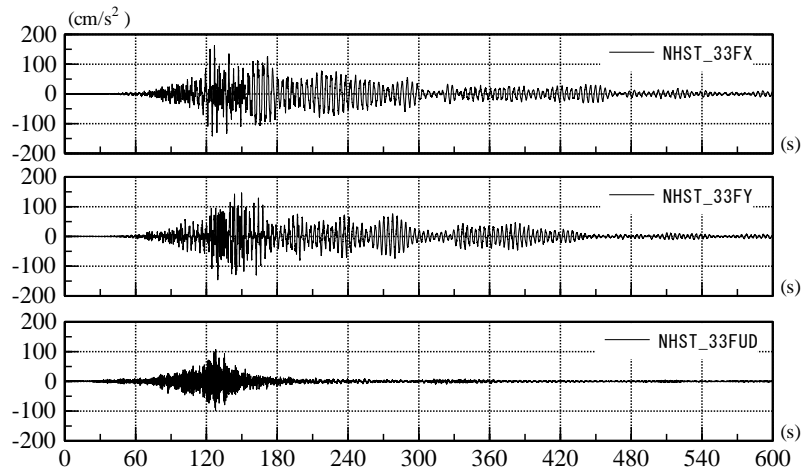
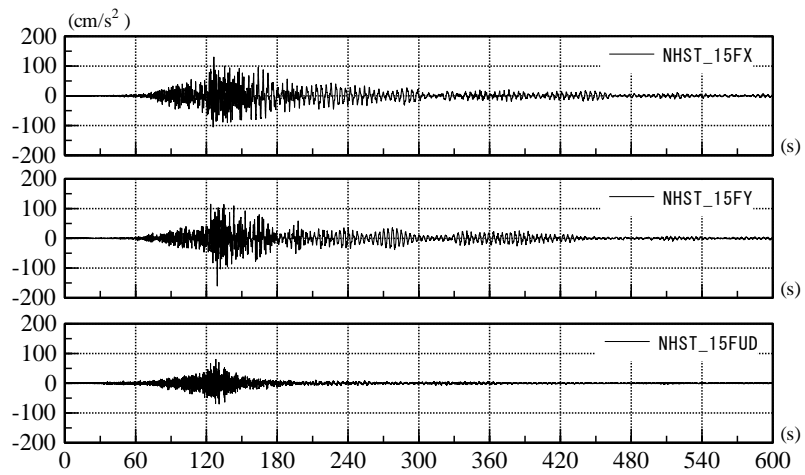


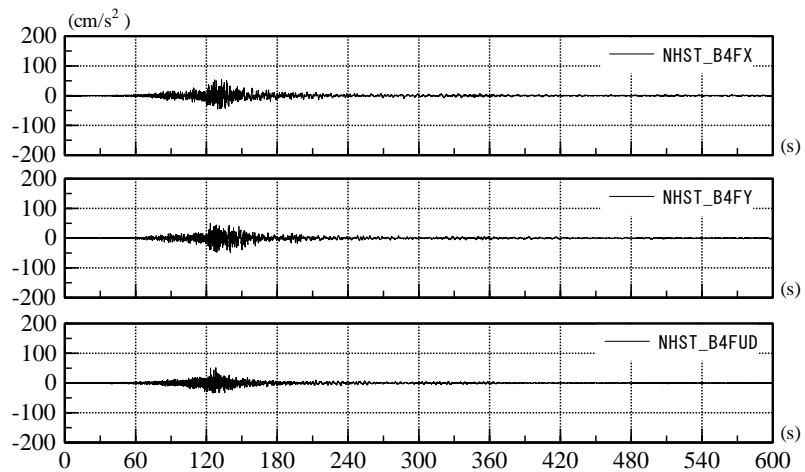
図 5.1.2-10 速度応答スペクトル(Eq.2, 地表面観測点)



(a) 33FL



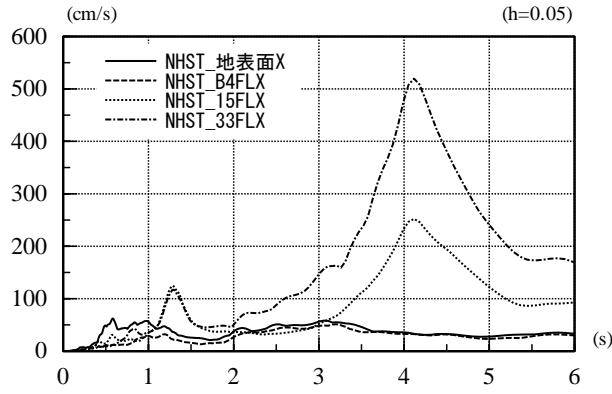
(b) 15FL



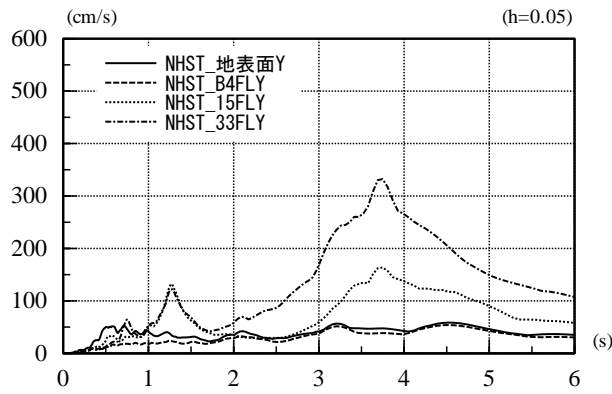
(c) B4FL

図 5.1.2-11 観測加速度時刻歴 (Eq.2, 建物内観測点)

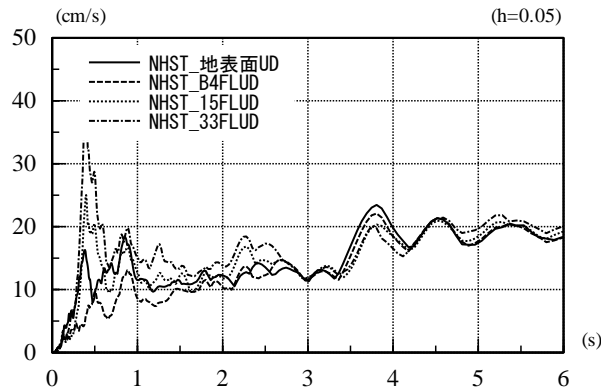




(1) X方向



(2) Y方向



(3) UD方向

図 5.1.2-12 速度応答スペクトル(Eq.2, 地表面, 建物内観測点重ね描き)

強震計測装置 (SMAC-MDU) 仕様

1. 概要

本強震計測装置 (SMAC-MDU) は、地震災害軽減の目的とする地震工学及び地震学等の発展に必要な高精度の地震記録を得たり、さらに二次災害防止のためにも震度表示やS1値表示および警報出力や通信による通報機能など防災から研究目的まで広い分野でご利用いただけるように開発された強震計です。

SMAC-MDUは、加速度検出器(感度 $0.306\text{V/m s}^{-2}$ )、A/D変換器(24ビット)、PCMCIA ATAフラッシュメモリーカード、DSP(Digital Signal Processor)ボード、メインボード、通信ポート1、2(RS-232C準拠、最大通信速度 230400bps)、バックアップバッテリー(停電保証時間：満充電時3時間以上)、GPS・起動運動入出力、警報出力等から構成されます。

予め設定された起動レベル(起動レベルと停止レベルが個別設定になっています)でそれぞれの設定が必要で)以上の地震を検出するとメモリーカードへの記録を開始し、同時に最大加速度や最大震度などの表示を開始します。また、地震波形の記録は停止レベルより下回ってから設定時間記録します。但し、最小記録時間15秒で最大記録時間は600秒になっています。その他、通信ポートそれぞれにモデム、T. A、パソコン等を接続し、ターミナル呼び出し(TCAコマンド参照)及びダイヤル設定することにより(各ポートで2ヶ所設定可能) 最大値転送が可能なるモードのほか、拡張モード(旧建設省強震計測装置仕様に準拠した動作・通信モード)も設定可能です。

仕 様

強震計測装置  
(SMAC-MDU)

2. 構成

- 1) 強震計測装置 (SMAC-MDU) 構成
- ・ SMAC-MDU本体 1台
  - ・ PCMCIA ATAフラッシュメモリーカード又は、アダプタ付CF システム構成参照) 1本
  - ・ AUDIOケーブル 3本
  - ・ ヒューズ 1本
  - ・ AC電源ケーブル 1部
  - ・ 取扱説明書 1部
  - ・ 検査試験成績書 1部

J733Z0202-423(2/5)

3.仕様

1) 強震計測装置本体

①計測

- 信号入力
  - バックア出力
  - 計測範囲
- ±1.0V(差動入力)  
 1倍(ただし、0入力時に-0.5V)  
 2097Gal(0.306V/m s<sup>2</sup>での標準フルスケール)  
 オプション入力(但し、マスタチャンネルに速度計は接続不可)  
 1000Gal(1V/m s<sup>2</sup>での標準フルスケール)  
 10.49cm/s(0.1V/cm s<sup>1</sup>での標準フルスケール)  
 DC~30Hz
- 周波数帯域
  - A/D変換器
  - ダイナミックレンジ
  - サンプリング周波数
- 2.4ビットΔΣ方式  
 114dB(18ビット精度、2097Galフルスケール時)  
 200Hz、100Hz、50Hz、(20Hz、10Hz、5Hz)

②演算

•演算機能

- デジタルフィルタ  
 記録用 LPF IIR 3次フィルタ 30Hz  
 +HPF IIR 1次フィルタ 0.02Hz/DC  
 (ノットによる切換)  
 起動用 LPF IIR 2次/6次フィルタ 10Hz  
 (ノットによる切換)  
 +HPF IIR 1次フィルタ 0.5Hz

震度演算

気象庁計測震度演算方式準拠  
 S I値・応答値演算  
 国土交通省(旧建設省)指定演算方式準拠

③記録

•起動および停止レベル

- 起動条件
  - 記録開始
  - 記録停止
- 0.1~99.9Gal(0.1Galステップ)  
 (各設定レベルの±0.1Galまたは±10%のいずれか大きい方)  
 $1 \times 10^{-3} \text{ cm/s} \sim 999 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ( $1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ステップ)  
 指定3成分の論理演算組み合わせ(AND、OR)  
 正秒記録開始  
 停止設定レベルを下回って設定時間後に自動停止  
 ただし最小記録時間 = 15秒  
 最大記録時間 = 600秒

J733Z0202-423(3/5)

•カード記録

全チャンネル加速度波形データ、起動時刻、設定値、機器状態、最大加速度値、マスタチャンネルの最大計測震度値、S I値

•記録モード

シークエンシャルモード：2枚のカードに連続記録

•上書き記録

ミラーモード：2枚のカードの同一記録[拡張(建設省)モードのみ]  
 非上書きモード：カード残量0%で記録停止  
 最大地震記録モード：マスタチャンネルの最大合成加速度が大きいものから残して上書き記録

•記憶媒体

最新地震記録モード：最新のファイルを残して上書き記録  
 PCMCIA ATAFラッシュメモリーカード又は、  
 アダプタ付CF  
 SDP3B SanDisk社製(または相当品)  
 プログラム/イレース回数 100000回  
 規格 PCMCIA rev2.1準拠  
 使用温度範囲 0~60℃  
 270分以上(100Hz、3CH、標準16Mbyte)

④時計

- 水晶精度
  - 時刻修正
  - 校正精度
  - 最終修正時刻
- 誤差±1ppm以内  
 GPSまたはラジオによる時刻修正  
 時計修正をいれて1ms以内  
 各波形記録データに最終修正時刻を記録

⑤通信

- 通信ポート
  - 規格
  - 通信速度
  - キャラクタ長
  - ストップビット
  - パリティ
  - 送信データ
  - 波形データ
- 2ポート(FIFO付きUART 16C550×2)  
 RS-232C準拠  
 230.4k, 115.2k, 57.6k, 38.4k, 19.2k, 9600, 4800, 2400, 1200bps  
 8/7ビット  
 1/2ビット  
 偶数 / 奇数 / なし  
 ASCIIコード  
 SMC(MD)フロッピーマチックバイナリコード  
 /Winフロッピーマチック準拠ASCIIコード  
 [拡張モード(旧建設省モード)時のポート2のみ]  
 モデム制御コマンド: Hayes社 ATコマンド  
 設定変更可能ポート: 通信ポート1  
 ポート2 [拡張モード(旧建設省モード)では不可]  
 通信プロトコル 無手順 (X-MODEM)  
 /基本型伝送手順 [拡張モード(旧建設省モード)]

J733Z0202-423 (4/5)

⑥外部表示出力  
 規格 RS-485 準拠  
 通信速度 19.2 kbps  
 接続可能台数 専用外部表示器 3 台  
 送信タイミング 1 秒毎  
 送信コード ASCIIコード  
 出力内容 時刻、機器情報、設定 3 地点の最大加速度、最大震度、最大 S I 値、最大応答値  
 設定制御 本体を含め 1 ケ所からのみ可能

⑥保守  
 ・校正信号 電流出力(1Hz 100Gal 相当の Sin 波)、ただし V401、V403 以外は不定  
 ・校正タイミング 通信ポートからのコマンドによる手動または設定による自動  
 ・保守機能 通信によりプログラムのアップグレードが可能

⑦運動  
 ・マススタ/スレイブ切り替え 内部ジャンパ(設定)  
 ・GPS 出力レベル RS-485  
 出力内容 マスタの GPS 情報、1 PPS  
 出力レベル RS-485  
 タイミング マスタが記録動作中アクティブ  
 ・AUDIO 出力信号 マスタの AUDIO 信号を分岐

⑧警報  
 ・警報出力部 無電圧 a 接点 4 回路  
 定格接点容量：1 A DC 30 V、0.5 A AC 125 V  
 警報判定チャネル：CH1 から CH3  
 警報内容 (各回路で設定可能)  
 重故障： ハードウェア故障  
 軽故障： 状態エラー  
 起動 1： 異常値起動時 3 秒間 ON  
 データ無効： 点検時及びイーシヤル時  
 起動 2： 設定起動条件を満たした時  
 計測震度： 設定計測震度を越えたとき  
 S I 値： 設定 S I 値を越えたとき  
 3 軸合成加速度： 設定 3 成分合成加速度を越えたとき  
 水平合成加速度： 設定水平合成加速度を越えたとき

J733Z0202-423 (5/5)

鉛直加速度： 設定鉛直成分加速度を越えたとき  
 復帰方法： 設定時間後自動復帰、ただし重故障、軽故障、起動 1、データ無効は除く

⑨表示・操作・設定  
 ・表示器  
 ・操作機能  
 ・表示内容  
 6. 5 インチ TFT カラー液晶 (640×480ドット)  
 タッチパネル方式  
 震度(計測震度)、3 成分合成最大加速度値、水平合成、最大加速度値、各成分の最大加速度値、応答値、機器状態、現在時刻、起動時刻、S I 値、過去の地震情報、設定変更画面  
 リチウム電池により保護 (無通電時約 3 年)

⑩電源  
 ・電源入力  
 ・検出器供給電源  
 ・内蔵バッテリー  
 ・消費電力  
 A C 入力：AC 100 V 50/60 Hz  
 D C 入力：DC 12 V (オプション)  
 D C 15 V (V403用)  
 D C 18 V (V401用)  
 D C 12 V (ラック型 15 A h)  
 満充電時 3 時間以上全機能維持  
 充電方式：トリクル充電  
 50 V A 以下

⑪ケース (ラック型)  
 ・ケース構成  
 ・外形・質量  
 ・固定方法  
 ・塗装色  
 ・ケース (据置型)  
 ・外形・質量  
 ・固定方法  
 ・塗装色  
 ラック型 アルミ製 (J I S ラック適合)  
 ラック型 約 480 (W) × 441 (D) × 199 (H) mm 約 20 k g  
 ラック型 J I S ラックに取納  
 メーカー標準色 (ミツバ ケルグール)  
 据置型 約 398 (W) × 418 (D) × 210 (H) mm 約 24 k g  
 アンカーボルト 3 本による固定  
 メーカー標準色 (ミツバ ケルグール)

## 通信仕様

SMA C-MDUには使い方により、2つの通信方法を選択することができます

## ① 標準通信モード

無手順の通信で、SMA C-MDUの各種設定をコマンドにより変更が可能で、データはテキストで送受信されるため、汎用の通信ソフトを使い簡単に操作できます。また、波形データの転送はX-Modemプロトコルを使用したバイナリ転送で信頼性の高い伝送が可能です。

その他、発信機能も有し、記録終了後指定の地点（最大4地点）に各チャンネルの最大加速度値およびマスチャネルの最大震度値等を送信させることができます。

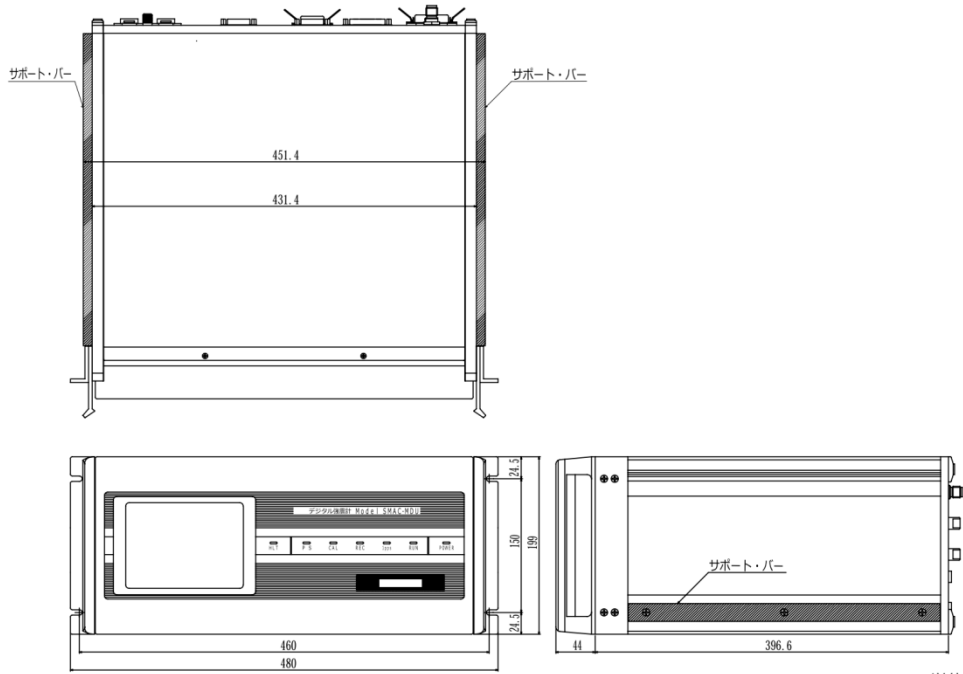
## ② 拡張通信モード(旧建設省通信モード)

基本型伝送手順書で、ポート1は地震情報送信信用でポート2は波形データ転送用となります。

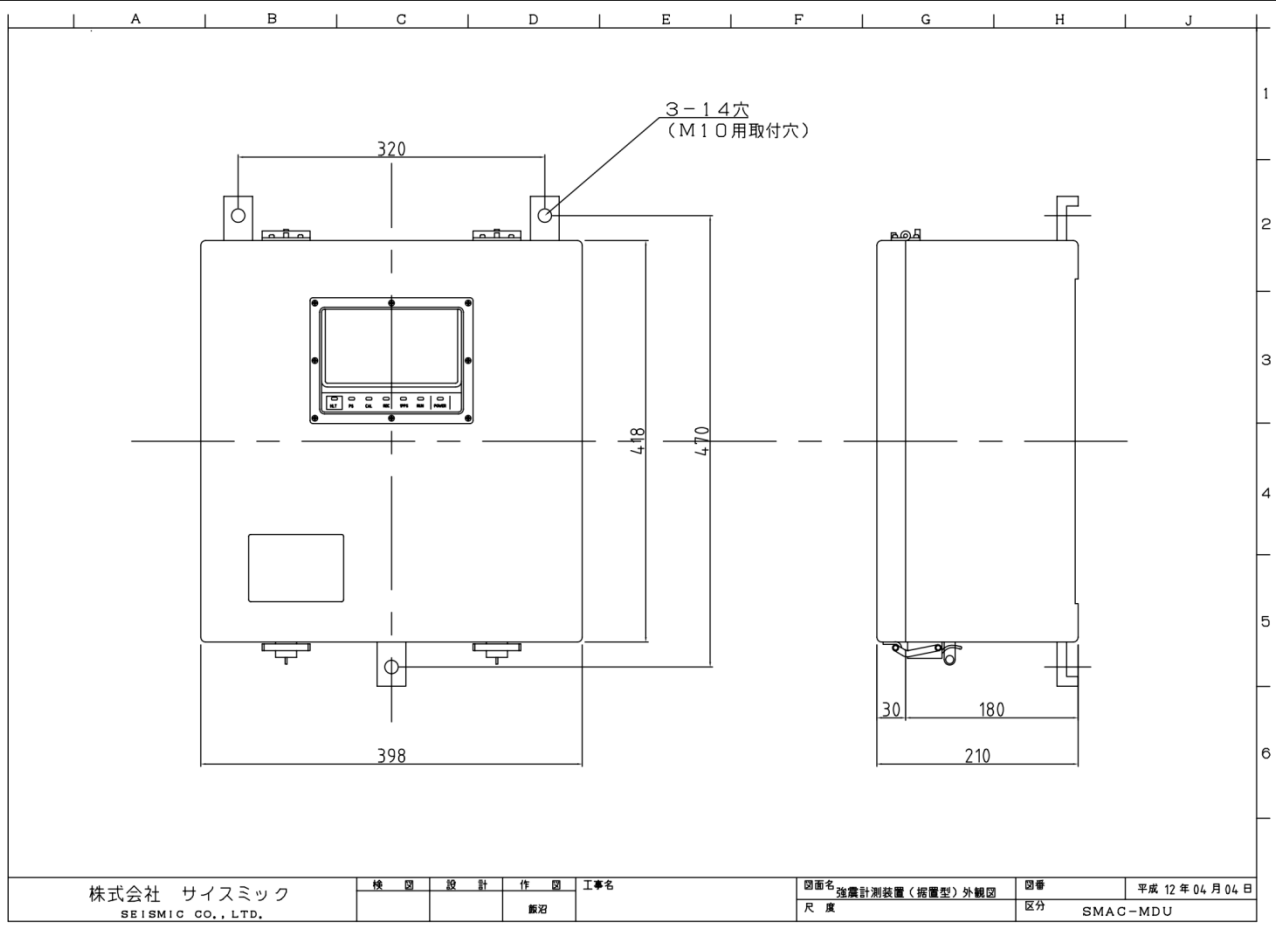
ポート1はマスチャネルの震度が2.5以上になったとき地震情報を発信し、以後はホスト側の指示に従い地震情報を送信します。しかし、この通信方法では細かい設定変更などの保守が行えないため、拡張機能として保守の際は拡張通信モード(旧建設省通信モード)から標準通信モードに移行することが可能です。

ポート2は波形データ転送専用で、ホスト側の要求に従い指定された波形データファイルをWinPloaterマット簿視の圧縮形式で転送します。ただし、転送されるCH1～CH3のデータのみとなります。

ラック型強震計測装置 (SMAC-MDU) 外觀図



単位 (mm)



株式会社 サイスマック  
SEISMIC CO., LTD.

検 査	設 計	作 図	工 事 名
		藤 沼	

図面名	強震計測装置 (据置型) 外觀図	図番	平成 12 年 04 月 04 日
尺 度		区分	SMAC-MDU

J733Z0105-335 (1/2)

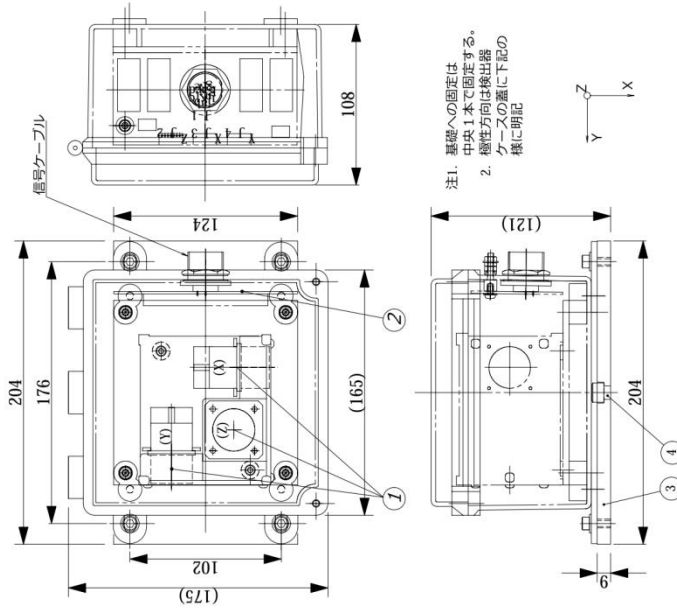
地上用検出器 (JEP-8A)仕様

- 形式
  - 測定範囲
  - 分解能
  - 周波数特性
  - 出力感度
  - 使用電源
  - ケース
  - 温度
  - 寸法
  - 質量
- サーボ型加速度計 (JEP-8A形)  
 $\pm 30 \text{ m/s}^2$   
 $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}^2$   
 DC~400Hz  
 $0.306 \text{ V/ms}^{-2}$   
 V405: +15V  
 防滴構造  
 $-20 \sim +60^\circ\text{C}$   
 $175(\text{D}) \times 165(\text{W}) \times 108(\text{H}) \text{ mm}$   
 約1.5kg

J733Z0105-335 (2/2)

製品番号: 831-184-02

地上用検出器 (JEP-8A) 外觀図



注1. 基礎への固定は中央1本で固定する。  
 注2. 感生方向は検出器ケースの蓋に下記の様に明記



1	サーボ形加速度計
2	コネクタ基板
3	基礎固定板
4	基礎ボルト(注1.)

単位 (mm)

# GPSアンテナ仕様

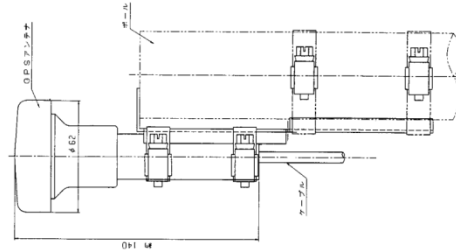
(GPA-016)

## GPSアンテナ GPA-016仕様

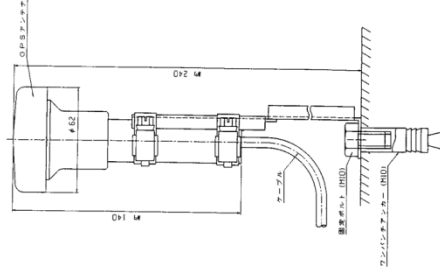
### 1.仕様

- 1) 受信周波数範囲 1575.42MHz
- 2) 総合利得 28~40dBi
- 3) 電源電圧 4.5~5.5V
- 4) 消費電力 11~27mA
- 5) 動作温度 -30~+75℃
- 6) 動作湿度 90%RH以下
- 7) 外形寸法 φ62(D)×57.4(H) 本体(ギョ型)
- 8) 材質 硬質プラスチック(耐熱)
- 9) 色 白(URUNO(口入り))
- 10) 重量 約100g(本体)

GPSアンテナ外観図 ボール取付け時



GPSアンテナ外観図 アンカー固定時



注記：GPSアンテナ上部は、出来る限り多くの空が見える場所に設置して下さい。  
 60度以上の範囲で見渡せる場所が理想的です。  
 ボール及びボールの固定用のステンレスボースクランプは、付属していませんのでボール及びボースクランプを用意して下さい。



## 仕 様

### モデム (DFML-560ME)

### モデム (データ通信用)

仕 様	
型式	DFML-560EM (相当品)
適用回線	2線式一般公衆アナログ回線
通信方式	モデム部 : 全二重通信方式 ファックス部 : 半二重通信方式
通信規格	モデム部 : ITU-T V.90 V.34 V.32 V.22 他 ファックス部 : ITU-T V.17 V.29 V.21 他
データ通信速度	115200 57600 38400 19200 9600 4800 2400 1200
同期方式	調歩同期式
制御コマンド	ATコマンド
データ圧縮(伸張)機能	ITU-T V.42bis MNP 5
エラー訂正機能	ITU-T V.42 (LAPM) MNP 2-4
ルビノビノビ方式	ITU-T MULTIMODE
送信出力レベル	-12~-15dBm
ダイヤル方式	トーン (プッシュ) 式 バルス (10/20pps) 式
インターフェイス規格	RS-232C (D-sub 9ピン・メス)
回線モニター	内蔵スピーカ、モニタランプ
電源	AC100V±10V (50/60Hz)
消費電力	約2.2W
外形寸法	128mm×94.5mm×30mm
重量	約155g
使用環境	温度 : 0~40℃ 湿度 : 35~85% 但し結露のないこと

### 5.1.3 NHSK ビルの地震観測（H23 年度実施分）

#### (A) 建物概要

##### 1) 建物諸元・地盤概要

地震観測対象建物 NHSK ビルの諸元を以下に示す。NHSK ビルは、33 階建ての高層棟と 6 階建ての低層棟からなる。高層棟を観測対象とし、高層棟と基礎構造の異なり建物規模の比較的小さい低層棟においても、1 階のみにセンサーを設置し観測している。

#### 高層棟

建物位置：東京都千代田区

竣工：2007 年

階数：地上 33 階 地下 2 階 塔屋 1 階

軒の高さ：155.82m

最高部の高さ：156.67m

延床面積：132,253m<sup>2</sup>

基準階面積：2,999.69m<sup>2</sup>（12 階）

外径：短辺(X 方向)41.6m 長辺(Y 方向)71.9m

地上階構造：鉄骨造，制振部材付きラーメン構造

地下階構造：鉄筋コンクリート造，鉄骨鉄筋コンクリート造，耐震壁付きラーメン構造

設計用固有周期：X（短辺）方向 3.75 秒，Y（長辺）方向 3.61 秒

基礎構造：直接基礎と杭基礎の併用基礎

地盤種別：第 2 種地盤（周期 0.24～0.27 秒）

地盤の土質及び N 値：表 5.1.3-1

（数値は日本 ERI 株式会社性能評価シートより）

#### 低層棟（1 階のみ観測）

階数：地上 6 階

構造：鉄骨鉄筋コンクリート造

基礎構造：杭基礎（マルチペDESTAL 杭）

（高圧噴射攪拌型の地盤改良）

表 5.1.3-1 地盤の土質および N 値

GL±m	地盤	N値	
0.0 ～ -2.5	埋土	2以下	● 低層棟 1 階センサー設置レベル
-2.5 ～ -3.7	粘土質細砂	4	
-3.7 ～ -13.6	細砂	11～31	● 高層棟 B2 階センサー設置レベル
-13.6 ～ -16.5	粘土及び砂質シルト	16	
-16.5 ～ -23.6	砂礫	60以上	
-23.6 ～ -30.6	細砂	60以上	

## 2) 建物位置

観測対象建物 NHSK ビルおよび付近の K-NET 観測点の地図上の位置を図 5.1.3-1 に示す。



図 5.1.3-1 観測対象建物 NHSK ビルの位置

①～⑭：K-NET 観測点

①	TKY 007
②	TKY 015
③	TKY 023
④	TKY 022
⑤	TKY 021
⑥	TKY 014
⑦	TKY 028
⑧	TKY 020
⑨	TKY 026
⑩	TKY 019
⑪	TKY 018
⑫	TKY 013
⑬	TKY 016
⑭	TKY 017

(B) 観測概要

1) 観測点配置

観測点は、高層棟および低層棟の計4箇所とした。センサー（加速度計）は、高層棟では、32階、16階、地下2階の各階同位置に、低層棟では1階に設置し、収録装置は、19階に設置した。加速度計および収録装置の平面図、立面図上の位置を図5.1.3-2、図5.1.3-3に示す。

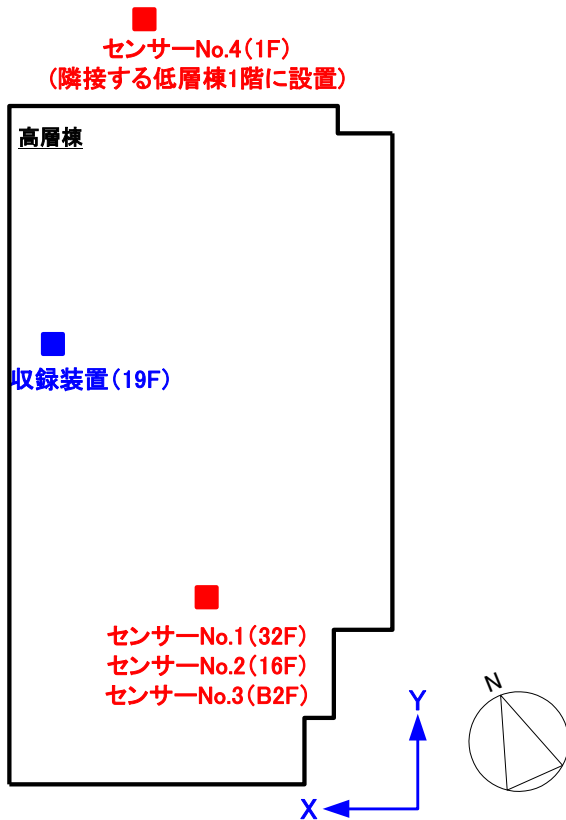


図 5.1.3-2 加速度計および収録装置の設置位置  
(平面図)

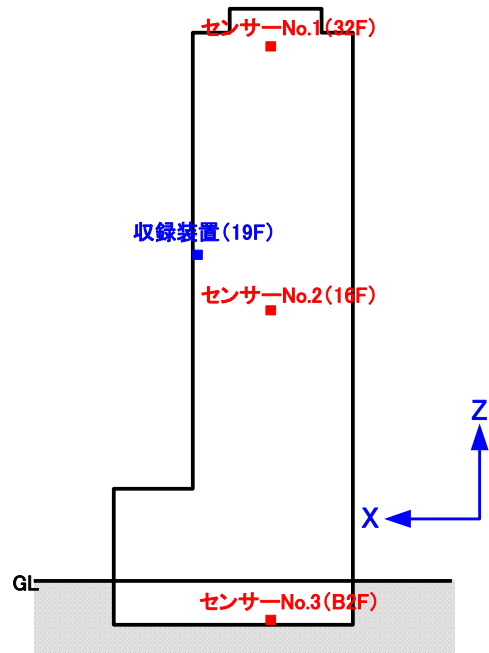


図 5.1.3-3 加速度計および収録装置の設置位置  
(高層棟 断面図)

## 2) 収録条件

各観測点で水平2方向と上下方向の3成分, 4観測点で合計12成分を観測している。  
表5.1.3-2にチャンネル対応を示す。

表5.1.3-2 チャンネル対応表

CH	建物	階	方向
1	低層棟	1F	X(短辺)
2			Y(長辺)
3			Z(上下)
4	高層棟	B2F	X(短辺)
5			Y(長辺)
6			Z(上下)
7		16F	X(短辺)
8			Y(長辺)
9			Z(上下)
10	32F	X(短辺)	
11		Y(長辺)	
12		Z(上下)	

起動条件と記録条件を以下に示す。収録開始の条件(起動値)は, B2階のXY方向のセンサーの観測値に対して設定し, 1.0Galとしている。プリトリガは30秒である。収録終了の条件は, B2階XYと32階XYで0.7Galとしている。終了判断時間は50秒(2011年7月以降180秒に変更)である。最大記録長は10分間, サンプリング振動数は100Hzである。なお, これらの条件は, データの収録状況を考慮して2011年4月7日に変更して設定したものである。変更前の条件も併せて示す。

2011年4月7日~

<起動条件>

	起動値	終了値
B2階 X	1.0Gal	0.7Gal
B2階 Y	1.0Gal	0.7Gal
32階 X		0.7Gal
32階 Y		0.7Gal

<記録条件>

プリトリガ時間	30秒
終了判断時間	50秒(7月以降180秒)
記録上書きモード	最新
最大ファイル記録長	10分
サンプリング振動数	100Hz

2011年1月17日~2011年4月6日

<起動条件>

	起動値	終了値
B2階 X	0.5Gal	0.5Gal
B2階 Y	0.5Gal	0.5Gal
32階 X		1.0Gal
32階 Y		1.0Gal

<記録条件>

プリトリガ時間	20秒
終了判断時間	30秒
記録上書きモード	最新
最大ファイル記録長	10分
サンプリング振動数	100Hz

### (C) 観測結果

#### 1) 観測期間

2011年1月17日～2012年3月31日

#### 2) 観測地震

前述の起動条件により、観測期間に検知された地震は138であった。月ごとの観測記録数を図5.1.3-4に示す。記録は、東北地方太平洋沖地震から1か月程の期間に集中している。震度ごとの観測記録数を表5.1.3-3に示す。全体では、震度4が2回、震度3が5回、震度2が46回、震度1以下が85回観測された。

観測されたすべての地震について、B2階と低層棟1階の計測震度、32階、B2階、低層棟1階の最大加速度を表5.1.3-4～表5.1.3-5に示す。計測震度1.0以上の地震については、地震諸元（震源地、マグニチュード、震源深さ）も示す。

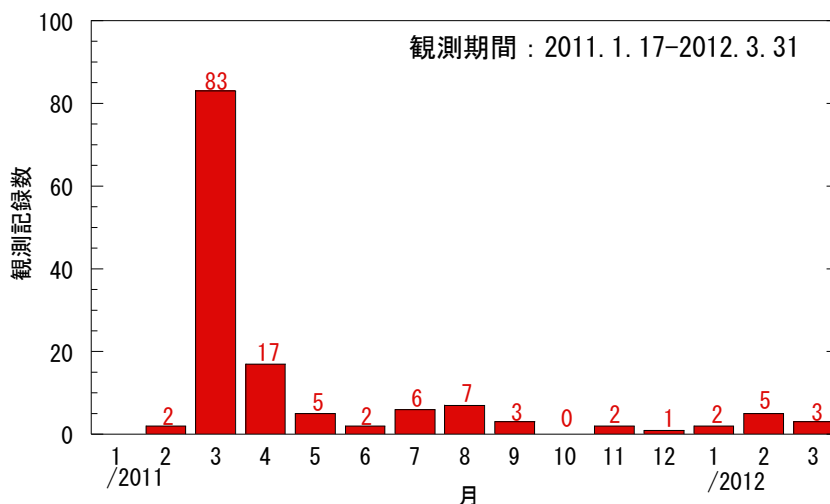


図 5.1.3-4 月ごとの観測記録数

表 5.1.3-3 震度ごとの観測記録数

震度5弱以上	0
震度4	2
震度3	5
震度2	46
震度1以下	85

表 5.1.3-4 観測地震一覧

発生日時	計測震度		最大加速度(cm/s <sup>2</sup> )						最大変位(cm)		地震諸元		
	低層棟1F	B2F	低層棟1F X	低層棟1F Y	B2F X	B2F Y	32F X	32F Y	32F X	32F Y	震源地	M	深さ
2011/2/5 10:56	2.3	2.2	5.38	3.56	4.83	3.22	9.43	5.04	0.19	0.19	千葉県南東沖	M5.2	64km
2011/2/10 22:03	0.7	0.6	0.97	1.01	0.66	0.77	1.21	1.85	0.09	0.05	福島県沖	M5.4	48km
2011/3/9 11:47	1.7	1.7	2.75	2.43	2.36	2.17	6.9	6.03	1.9	1.42	三陸沖	M7.3	8km
2011/3/10 3:17	1.1	1.1	1.17	0.97	1.03	1.09	3.34	5.07	0.7	0.94	三陸沖	M6.4	29km
2011/3/10 6:24	1.3	1.3	1.78	1.45	1.68	1.41	7.05	5.46	1.07	0.88	三陸沖	M6.8	9km
2011/3/11 14:47	4.5	4.3	76.34	62.7	66.58	52.2	190.63	178.99	33.84	32.32	三陸沖	M9.0	24km
2011/3/11 14:57	1.5	1.4	3.65	2.6	3.45	2.2	11.34	7.7	3.05	2.14		M7.7	43km
2011/3/11 15:07	3.9	3.8	23.71	34.91	22.58	31.2	91.64	126.92	26.1	28.54	茨城県沖	M7.5	34km
2011/3/11 15:17	2.9	2.9	11.03	12.15	10.02	11.37	59.84	72.11	20.02	21.99	他 複数の余震		
2011/3/11 15:27	2.2	2.2	4.9	4.36	4.22	3.99	10.31	8.06	2.69	1.62	三陸沖		
2011/3/11 15:38	0.4	0.4	0.75	1.04	0.55	0.71	2.17	1.84	0.39	0.4	茨城県沖	M5.5	28km
2011/3/11 15:45	1	0.9	2.23	2.04	1.8	1.55	2.15	2.1	0.15	0.14	宮城県沖	M5.3	33km
2011/3/11 15:57	1.5	1.5	2.38	2.14	2.07	1.79	6.22	6.07	1.05	1.32	茨城県沖	M6.1	23km
2011/3/11 16:14	1.7	1.7	3.08	2.37	2.45	2.06	12.15	10.11	3.23	2	茨城県沖	M6.7	20km
2011/3/11 16:27	1.7	1.7	2.57	2.46	2.46	2.21	8.57	7	1.89	1.78	三陸沖	M6.4	46km
2011/3/11 16:43	1	0.9	1.55	1.64	1.07	1.09	3.13	2.51	0.3	0.29	岩手県沖	M5.8	9km
2011/3/11 17:12	2.4	2.2	5.88	3.61	4.68	3.28	10.82	12.65	2.07	2.45	茨城県沖	M6.6	29km
2011/3/11 17:22	1.2	1.2	1.83	2.4	1.4	1.52	7.89	8.21	2.53	2.25	茨城県沖	M6.7	? km
2011/3/11 17:32	1.2	1	2.11	2.4	1.39	1.52	2.75	3.26	0.37	0.33	福島県沖	M5.9	30km
2011/3/11 17:41	1.8	1.7	3.83	4.56	2.75	3.17	3.76	3.86	0.22	0.19	福島県沖	M6.1	27km
2011/3/11 17:45	0.5	0.6	0.79	0.7	0.69	0.52	1.67	1.76	0.34	0.25			
2011/3/11 19:22	0.7	0.6	1.07	1.54	0.85	1.21	1.59	1.54	0.26	0.36	福島県沖	M5.5	25km
2011/3/11 19:36	0.7	0.6	1	1.28	0.64	0.95	1.23	1.73	0.09	0.06	福島県沖	M5.0	42km
2011/3/11 20:21	1.5	1.5	1.39	2.49	1.09	2.4	3.42	3.09	0.33	0.27	茨城県沖	M5.7	35km
2011/3/11 20:38	1.1	1	0.89	1.4	0.73	1.22	3.66	2.89	0.79	0.64	岩手県沖	M6.7	24km
2011/3/11 20:47	0.8	0.5	1.19	1.15	0.89	0.88	1.95	2.14	0.29	0.22	茨城県沖	M5.6	39km
2011/3/11 21:14	1.1	1.1	1.36	1.27	1.26	1.27	3.18	3.32	0.53	0.62	宮城県沖	M6.1	10km
2011/3/11 22:17	1.1	0.9	1.49	1.68	1.3	1.24	2.62	3.48	0.41	0.36			
2011/3/11 23:01	1.1	1	1.84	1.55	1.08	1.06	2.64	2.09	0.17	0.23	茨城県沖	M5.4	37km
2011/3/11 23:56	1.1	0.8	1.48	1.65	0.92	1.09	3.88	2.31	0.41	0.35			
2011/3/12 0:13	1.6	1.6	2.49	2.43	2.17	2.48	10.38	8.53	3.53	2.35	茨城県沖	M6.6	22km
2011/3/12 0:42	0.8	0.7	0.92	1.2	0.79	1.07	1.38	1.74	0.1	0.14			
2011/3/12 3:12	1.1	1.1	1.39	1.15	1.24	1.11	4.03	4.49	0.69	0.79	福島県沖	M6.1	16km
2011/3/12 3:44	0.7	0.3	1.18	1.17	0.8	0.73	1.08	1.14	0.07	0.07			
2011/3/12 4:00	1.5	1.5	2.96	2.68	2.87	2.63	8.61	6.74	2.82	1.75	長野県北部	M6.7	8km
2011/3/12 4:09	0.8	0.4	1.09	1.21	0.83	0.81	1.76	1.41	0.3	0.22			
2011/3/12 4:24	1.4	1.3	2.29	2.02	2.05	1.78	3.66	4.17	0.38	0.3	千葉県東方沖	M5.7	34km
2011/3/12 4:46	0.4	0.3	1	1.12	0.64	1	0.86	1.45	0.04	0.04			
2011/3/12 5:35	1.2	0.9	2.4	2.21	1.59	1.25	1.76	1.51	0.04	0.04			
2011/3/12 7:36	0.6	0.3	1.32	1.04	0.78	0.82	0.77	0.87	0.03	0.04			
2011/3/12 10:12	0.4	0.4	0.92	0.85	0.6	0.75	1.04	1.09	0.04	0.06			
2011/3/12 10:48	1.1	1	1.41	1.05	1.18	1.04	5.04	3.86	1.27	0.75	福島県沖	M6.4	40km
2011/3/12 15:44	0.2	0	0.94	0.89	0.59	0.65	0.85	0.66	0.03	0.03			
2011/3/12 15:57	1.1	0.8	2.27	2.47	2.61	1.93	1.97	1.48	0.02	0.02			
2011/3/12 22:16	1.4	1.4	2.03	2.15	1.49	1.83	2.88	3.05	0.32	0.31	福島県沖	M6.2	40km
2011/3/12 23:15	1	0.7	1.68	1.31	1.14	0.92	1.41	1.59	0.06	0.06			
2011/3/13 7:14	0.7	0.6	1.08	0.99	0.81	0.83	1.52	2.29	0.32	0.34			
2011/3/13 8:26	1.1	1	1.55	1.82	1.08	1.36	3.48	2.76	0.62	0.46	宮城県沖	M6.2	15km
2011/3/13 9:33	0.6	0.3	1.03	1.34	0.62	0.75	1.38	0.97	0.06	0.03			
2011/3/13 10:26	1.8	1.6	3.27	2.63	2.15	2.38	8.65	6.39	2.52	1.75	茨城県沖	M6.6	11km
2011/3/13 20:38	0.7	0.6	0.67	0.86	0.6	0.74	2.36	1.93	0.37	0.31			
2011/3/14 10:03	2.2	2	5.56	4.43	3.61	3.42	12.82	10.84	3.27	1.49	茨城県沖	M6.2	32km
2011/3/14 15:19	0.4	0	0.88	0.79	0.57	0.61	1.67	1.24	0.37	0.18			
2011/3/14 15:53	0.6	0.3	1.19	1.09	0.75	0.92	1.29	1.33	0.09	0.06			
2011/3/15 1:36	0.6	0.3	1.33	1.3	1.72	1.59	1.14	1.08	0.01	0.02			
2011/3/15 3:41	0.8	0.8	0.97	0.94	0.74	0.78	2.25	1.78	0.25	0.19			
2011/3/15 4:59	2.2	2	9.87	11.96	8.39	10.19	8.46	3.79	0.05	0.05	東京湾	M4.1	23km
2011/3/15 22:29	2.4	2.3	5.54	7.11	4.42	6.61	13.49	11.56	3.07	2.44	静岡県東部	M6.4	14km
2011/3/16 5:30	0.8	0.7	0.78	0.86	0.7	0.85	3.04	3.23	0.71	0.85			
2011/3/16 12:52	2.3	2.3	5.39	5.49	4.47	5.11	8.55	11.38	1.01	1.08	千葉県東方沖	M6.1	10km
2011/3/16 13:15	0.5	0.5	1.19	0.93	0.96	0.8	2.91	1.57	0.81	0.22			
2011/3/16 22:39	2.1	2	2.7	4.31	2.39	3.71	3.8	7.55	0.44	0.35	茨城県南部	M5.4	49km
2011/3/17 13:10	0.8	0.3	1.29	1.41	0.85	1.25	0.87	0.56	0.03	0.02			
2011/3/17 21:32	2	1.7	3.23	4.03	2.1	3.04	5.58	5.32	0.53	0.47	千葉県東方沖	M5.7	28km
2011/3/17 21:55	1.3	1.1	2.24	2.19	1.55	1.64	3.91	3.31	0.35	0.25	茨城県沖	M5.7	47km
2011/3/18 17:02	1	0.8	1.29	1.27	1.08	0.94	2.18	2.49	0.2	0.17			
2011/3/19 8:50	0.6	0.6	0.71	0.79	0.64	0.72	2.54	1.62	0.27	0.26			
2011/3/19 18:57	2.5	2.3	7.09	7.86	6.27	5.21	9.32	13.96	1.29	1.06	茨城県北部	M6.1	5km
2011/3/20 10:31	0.7	0.5	1.01	1.4	0.93	0.93	1.16	1.32	0.12	0.11			
2011/3/22 12:39	1.6	1.6	1.69	2.28	1.56	2.18	5.21	6.84	0.77	0.85	千葉県東方沖	M5.9	37km
2011/3/22 16:19	1	1	1.11	1.35	1.04	1.19	2.8	3.49	0.69	0.89	福島県沖	M6.3	10km
2011/3/22 18:20	1.7	1.7	2.61	2.35	2.81	2.07	6.81	6.15	0.72	0.76	福島県沖	M6.4	43km
2011/3/22 21:05	1	1	1.11	1.03	1.24	1.02	3.9	2.37	0.37	0.28	茨城県沖	M5.9	48km
2011/3/22 22:51	1	0.9	1.09	1.22	0.96	0.87	2.52	2.73	0.29	0.4			
2011/3/23 7:13	1.2	1.2	1.45	1.73	1.61	1.82	2.72	3.48	0.77	0.56	福島県浜通り	M6.0	8km
2011/3/23 7:35	1.5	1.3	2.46	3.06	1.81	2.28	4.63	4.12	0.62	0.7	福島県浜通り	M5.8	7km
2011/3/24 5:33	0.7	0.2	1.23	1	0.78	0.64	0.97	0.79	0.04	0.04			
2011/3/24 5:43	0.7	0.4	1.2	1.34	0.92	0.77	1.3	0.97	0.15	0.13			
2011/3/24 8:57	2.2	2	7.16	5.21	5.82	4.53	5.08	3.87	0.1	0.08	茨城県南部	M4.8	52km
2011/3/24 17:22	0.8	0.8	0.99	1.12	0.8	0.98	1.75	2.41	0.38	0.25			

表 5.1.3-5 観測地震一覧(続き)

発生日時	計測震度		最大加速度(cm/s <sup>2</sup> )								最大変位(cm)		地震諸元		
	低層棟1F	B2F	低層棟1F X	低層棟1F Y	B2F X	B2F Y	32F X	32F Y	32F X	32F Y	震源地	M	深さ		
2011/3/25 20:38	0.7	0.5	0.84	0.83	0.84	0.68	2.09	2.34	0.57	0.5					
2011/3/28 7:25	1	0.8	1.3	1.21	1.01	0.89	3.65	2.75	0.83	0.42					
2011/3/29 19:55	1.1	1	1.09	1.46	0.99	1.27	3.78	3.23	0.66	0.6	福島県沖	M6.6	13km		
2011/3/30 21:52	0.6	0.5	0.62	0.82	0.53	0.73	1.63	1.75	0.24	0.2					
2011/3/30 22:19	0.5	0.3	1.26	1.02	1.11	0.62	1	0.95	0.14	0.06					
2011/4/2 16:56	1.9	1.7	4.43	3.48	4.08	2.58	5.29	3.27	0.1	0.08	茨城県南部	M5.0	54km		
2011/4/5 4:30	0.7	0.6	1.16	1.11	0.79	0.87	1.16	1.06	0.04	0.03					
2011/4/7 23:33	2.5	2.4	8.18	8.52	5.45	6.79	16.95	15.16	3.56	4.01	宮城県沖	M7.1	66km		
2011/4/11 17:16	3	2.9	12.6	14.55	10.88	10.67	28.71	33.56	4.69	5.97	福島県浜通り	M7.0	6km		
2011/4/11 18:06	1.1	0.9	2.02	1.49	1.39	1.22	2.38	2.16	0.09	0.08					
2011/4/11 20:43	1.6	1.6	2.59	2.79	2.3	2.4	5.23	5.58	1.17	1.05	福島県浜通り	M5.9	11km		
2011/4/12 8:08	2.5	2.4	7.78	9.41	5.17	6.34	12.49	16.92	3.06	2.58	千葉県東方沖	M6.4	26km		
2011/4/12 14:08	2.6	2.5	4.51	8.37	3.7	7.93	11.23	13.89	2.37	1.69	福島県中通り	M6.4	15km		
2011/4/13 10:08	1.6	1.3	3.54	2.73	1.98	2.16	3.75	4.74	0.67	0.43	福島県浜通り	M5.7	5km		
2011/4/16 11:19	2.7	2.6	12.5	11.06	10.33	7.67	17.33	11.3	1.2	0.83	茨城県南部	M5.9	79km		
2011/4/18 3:09	1.4	1.2	2.46	3.84	1.66	2.96	2.74	1.95	0.08	0.05	千葉県北西部	M4.4	65km		
2011/4/19 23:10	1.3	1.1	2.51	2.5	2.01	2.31	3.39	2.45	0.11	0.09	茨城県南部	M5.0	53km		
2011/4/21 22:37	2	1.9	4.27	3.82	3.51	3.03	5.96	8.97	1.05	0.79	千葉県東方沖	M6.0	46km		
2011/4/22 1:12	1.3	0.8	2.03	1.45	1.18	1.09	2.4	2.04	0.18	0.13					
2011/4/24 12:25	1.2	0.5	1.71	2.1	1.54	1.8	1.63	1.66	0.02	0.02					
2011/4/25 18:00	1.3	0.9	2.36	2.23	1.4	1.63	2.15	1.8	0.11	0.1					
2011/4/26 21:12	1.6	1.4	3.5	3.53	2.61	3.21	3.35	3.15	0.16	0.08	茨城県南部	M5.0	46km		
2011/5/1 10:45	1	0.8	2.34	2.44	1.86	1.63	2.19	1.47	0.12	0.09					
2011/5/14 8:37	1.1	1	1.57	1.66	1.03	1.18	2.48	2.68	0.39	0.24	福島県沖	M5.9	41km		
2011/5/20 9:47	1.5	1.5	2.23	1.61	1.92	1.48	5.04	3.64	0.6	0.53	茨城県沖	M5.8	36km		
2011/5/20 17:53	1.3	1.1	2.03	2.3	1.56	1.89	3.18	3.39	0.11	0.06	茨城県南部	M4.6	64km		
2011/5/22 7:06	2	1.7	4.15	3.14	3.09	2.42	5.12	4.03	0.27	0.26	千葉県北東部	M5.5	40km		
2011/6/4 1:01	1.1	0.9	1.76	1.91	1.33	1.36	1.98	1.83	0.14	0.13					
2011/6/18 18:58	1	0.8	1.66	2.01	1.62	1.38	2.27	1.51	0.02	0.03					
2011/7/8 3:36	1.2	0.8	1.7	2.1	1.4	1.19	1.68	2.03	0.18	0.12					
2011/7/10 9:58	1.9	1.7	3.7	2.79	2.94	2.38	13.38	12.53	3.01	3.59	三陸沖	M7.3	34km		
2011/7/15 21:01	2.3	2.3	6.67	5.3	6.07	5.06	9.62	6.88	0.8	0.27	茨城県南部	M5.4	70km		
2011/7/25 3:52	1.3	1.2	2.04	2.21	1.82	1.7	4.92	4.11	0.42	0.48	福島県沖	M6.3	46km		
2011/7/25 20:55	1.3	1.2	1.02	1.74	0.9	1.49	3.85	5.07	0.38	0.53	千葉県東方沖	M5.7	37km		
2011/7/31 3:54	2.2	2.1	7.95	6.45	5.56	5.16	9.46	9.38	0.85	0.94	福島県沖	M6.5	57km		
2011/8/1 23:58	2	1.8	3.38	4.04	3.81	3.2	8.63	11.64	1.53	1.45	駿河湾	M6.2	23km		
2011/8/2 12:38	1.3	1	2.87	3.29	2.58	2.75	3.36	3.27	0.04	0.05	千葉県北西部	M4.1	64km		
2011/8/3 4:26	0.8	0.5	2.05	2.21	1.51	1.44	1.58	1.35	0.02	0.03					
2011/8/12 3:22	1.8	1.6	3.91	3.52	2.81	2.99	4.33	4.29	0.85	0.32	福島県沖	M6.1	52km		
2011/8/17 9:23	1.1	1	2.29	2.74	1.86	2.39	3.23	2.59	0.03	0.04	茨城県南部	M4.3	78km		
2011/8/19 14:37	1.6	1.5	2.65	2.54	2.29	2.11	5.42	5.34	1.13	1.24	福島県沖	M6.5	51km		
2011/8/31 18:33	2.2	2	6.86	7.7	5.86	4.66	5.34	4.66	0.11	0.07	千葉県北西部	M4.6	72km		
2011/9/4 5:53	1.7	1.6	4.22	4.6	3.58	3.68	4.72	3.78	0.07	0.14	埼玉県南部	M4.7	90km		
2011/9/11 19:09	1.7	1.6	3.94	3.1	3.11	2.3	4.78	2.21	0.09	0.03	千葉県北西部	M4.3	73km		
2011/9/15 17:01	1.9	1.9	3.19	3.77	2.66	3.58	11.71	10.98	1.8	2.23	茨城県沖	M6.3	51km		
2011/11/3 19:34	1.7	1.5	3.25	2.47	2.79	2.53	4.66	3.64	0.16	0.09	茨城県南部	M4.9	62km		
2011/11/24 4:25	1.2	1	1.87	1.64	1.84	1.22	3.26	2.89	0.64	0.42	福島県沖	M6.1	45km		
2011/12/3 5:55	1.8	1.7	3.11	3.16	3.27	2.33	4.21	3.8	0.19	0.21	千葉県南部	M5.2	20km		
2012/1/1 14:30	2.7	2.5	7.44	10.44	5.4	7.48	7.18	14.05	1.08	0.82	鳥島近海	M7.0	397km		
2012/1/28 7:43	1.9	1.8	5.07	6.12	3.46	4.16	5.02	4.05	0.33	0.3	山梨県東部・富	M5.4	18km		
2012/2/7 22:38	1	0.7	1.85	1.7	1.43	1.61	1.93	1.6	0.03	0.05					
2012/2/11 10:27	1.9	1.4	4.88	2.79	2.72	2.19	3.57	3.15	0.07	0.06	千葉県北西部	M4.7	46km		
2012/2/14 15:23	1.2	1.1	1.44	1.17	1.23	1.19	4.36	4.06	0.7	0.63	茨城県沖	M6.0	54km		
2012/2/19 14:55	1.5	1.3	2.45	2.85	1.85	1.82	2.73	3.28	0.17	0.15	茨城県北部	M5.2	7km		
2012/2/29 23:33	1.6	1.5	1.69	2.33	1.61	2.01	3.59	6.3	0.86	0.74	千葉県東方沖	M5.9	39km		
2012/3/1 7:33	1.9	1.5	5.16	3.25	3.26	2.15	4.7	2.91	0.12	0.07	茨城県沖	M5.3	56km		
2012/3/14 21:05	2.4	2.3	7.86	6.88	6.28	5.91	8.78	10.97	0.76	1.25	千葉県東方沖	M6.1	15km		
2012/3/16 4:20	2	1.8	6.99	6.98	4.84	4.72	5.45	3.56	0.34	0.2	埼玉県南部	M5.3	94km		

\* 観測期間のうち 2011/4/1~2011/6/10 の観測値は国総研のデータを使用させていただきました。



観測された地震のうち震度2以上（計測震度1.5以上）の地震について、入力加速度（B2階の最大加速度）、応答加速度（32階の最大加速度）の分布を、震央距離を横軸にプロットしたものを図5.1.3-5～図5.1.3-6に示す。また、震央距離と加速度応答倍率（32階最大加速度／B2階最大加速度）の関係を地震の規模別に図5.1.3-7に示す。

入力加速度は、東北地方太平洋沖地震（2011年3月11日14時46分頃発生）と茨城県沖の地震（2011年3月11日15時16分頃発生）をのぞいて、おおむね10Gal以下である。32階の応答加速度は、この2地震を除いて、おおむね30Gal以下である。

加速度応答倍率の平均は、X方向で2.5倍、Y方向で2.4倍であった。得られた記録の範囲では、応答倍率が大きいのは、震央距離が遠い場合が多い傾向がみられるが、近くで規模の大きな地震が発生していないことも影響していると考えられる。

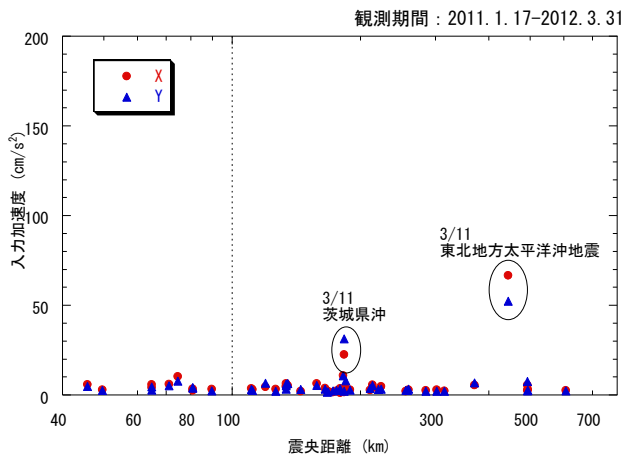


図 5.1.3-5 震央距離と入力加速度

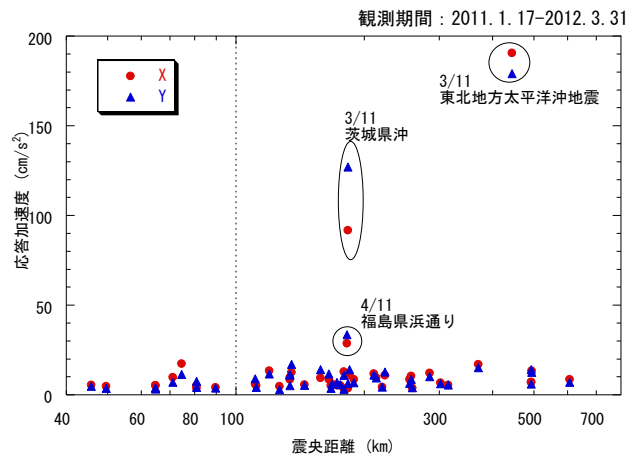


図 5.1.3-6 震央距離と応答加速度

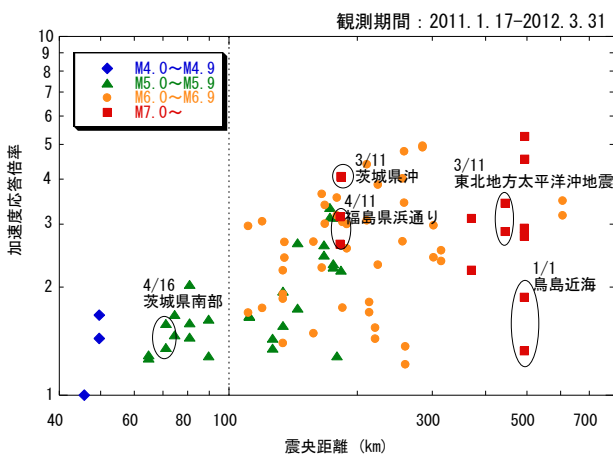


図 5.1.3-7 震央距離と加速度応答倍率

基礎での入力損失の影響をみるため、全観測記録について、低層棟 1 階の最大加速度を横軸に、高層棟 B2 階の最大加速度を縦軸にプロットしたものを、図 5.1.3-8 に示す。低層棟 1 階の最大加速度に対して、高層棟 B2 階の最大加速度は小さく、平均で 0.81 倍である。高層棟での基礎による入力損失がみられる。

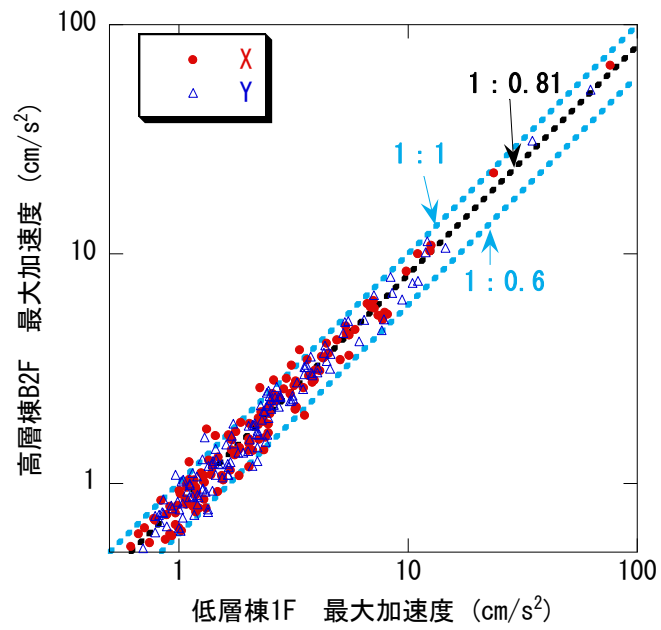


図 5.1.3-8 高層棟と低層棟の入力加速度の比較

### 3) 観測記録の分析

観測された地震のうち、計測震度の大きい以下の6つの地震について、観測記録の最大応答値を表5.1.3-6～表5.1.3-11に示し、高層棟B2階における速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを図5.1.3-9～図5.1.3-14に示す。

東北地方太平洋沖地震（2011年3月11日14時46分頃発生）については、より詳細な観測記録とその分析結果を5.1.3-14頁以降に示す。

・東北地方太平洋沖地震	2011年3月11日14時46分頃発生	M9.0	深さ24km	計測震度4.3
・茨城県沖の地震	2011年3月11日15時16分頃発生	M7.4	深さ43km	計測震度3.7
・福島県浜通りの地震	2011年4月11日17時16分頃発生	M7.0	深さ6km	計測震度2.9
・福島県中通りの地震	2011年4月12日14時8分頃発生	M6.4	深さ15km	計測震度2.6
・茨城県南部の地震	2011年4月16日11時19分頃発生	M5.9	深さ79km	計測震度2.6
・鳥島近海の地震	2012年1月1日14時30分頃発生	M7.0	深397km	計測震度2.5

表 5.1.3-6 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	190.6	179.0	89.8	33.8	32.3
16F	—	140.9	116.5	63.1	17.4	17.2
B2F	4.3 (4)	66.6	52.2	57.7	—	—
低層棟1F	4.5 (5弱)	76.3	62.7	79.6	—	—

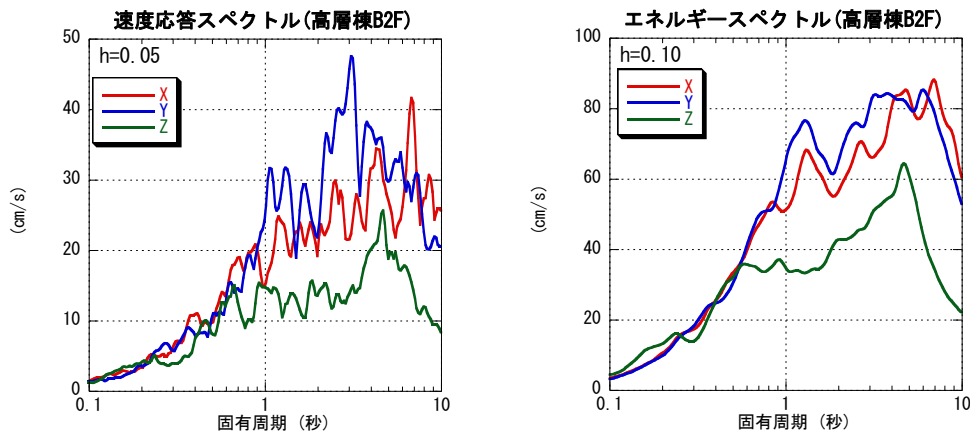


図 5.1.3-9 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

表 5.1.3-7 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	91.6	126.9	31.1	26.1	28.5
16F	—	50.7	71.3	24.1	12.5	14.1
B2F	3.7 (4)	22.6	31.2	14.3	—	—
低層棟1F	3.7 (4)	23.7	34.9	21.9	—	—

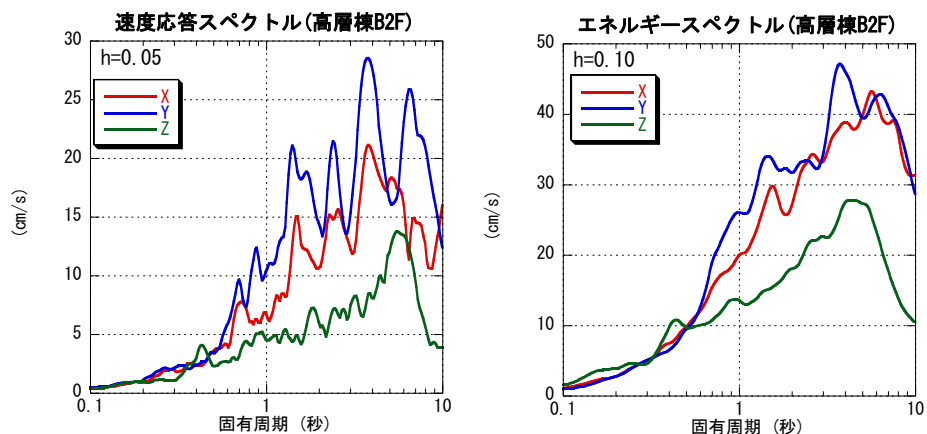


図 5.1.3-10 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

福島県浜通りの地震 2011年4月11日17時16分頃発生 M7.0 深さ6km

表 5.1.3-8 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	28.7	33.6	23.3	4.7	6.0
16F	—	24.6	21.1	16.9	2.4	3.0
B2F	2.9 (3)	10.9	10.7	7.5	—	—
低層棟1F	3.0 (3)	12.6	14.6	12.1	—	—

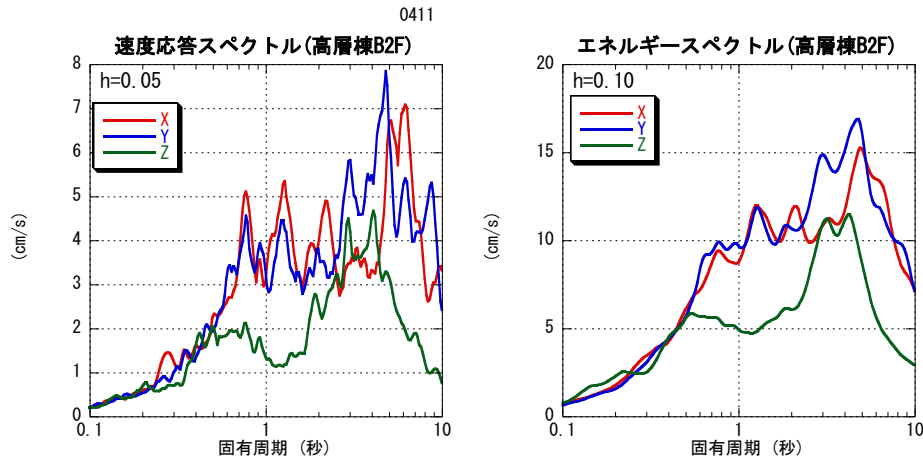


図 5.1.3-11 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

福島県中通りの地震 2011年4月12日14時8分頃発生 M6.4 深さ15km

表 5.1.3-9 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	17.3	11.3	22.6	1.2	0.8
16F	—	16.5	9.0	11.8	0.7	0.4
B2F	2.6 (3)	10.3	7.7	8.1	—	—
低層棟1F	2.7 (3)	12.5	11.1	13.6	—	—

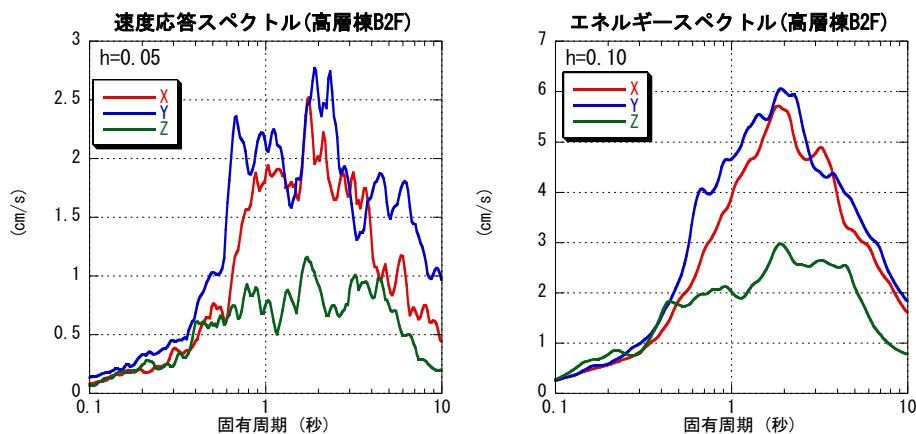


図 5.1.3-12 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

茨城県南部の地震 2011年4月16日11時19分頃発生 M5.9 深さ79km

表 5.1.3-10 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
	(震度階)	X	Y	Z	X	Y
32F	—	17.3	11.3	22.6	1.2	0.8
16F	—	16.5	9.0	11.8	0.7	0.4
B2F	2.6 (3)	10.3	7.7	8.1	—	—
低層棟1F	2.7 (3)	12.5	11.1	13.6	—	—

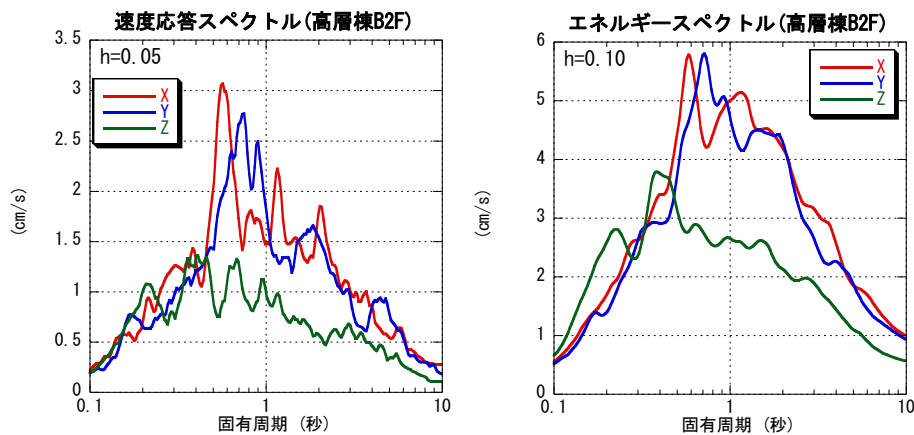


図 5.1.3-13 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

鳥島近海の地震 2012年1月1日14時30分頃発生 M7.0 深さ397km

表 5.1.3-11 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
	(震度階)	X	Y	Z	X	Y
32F	—	7.2	14.0	13.4	1.1	0.8
16F	—	8.4	15.1	9.8	0.5	0.5
B2F	2.5 (3)	5.4	7.5	6.1	—	—
低層棟1F	2.7 (3)	7.4	10.4	8.5	—	—

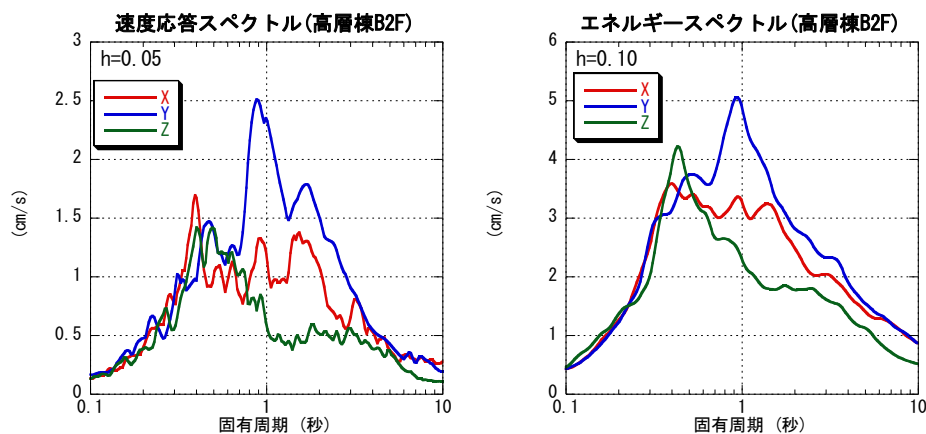


図 5.1.3-14 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

東北地方太平洋沖地震（2011.年 3 月 11 日 14 時 46 分頃発生）において、各観測点で得られた加速度波形を図 5.1.3-15～図 5.1.3-17 に、加速度の積分により求めた速度波形を図 5.1.3-18～図 5.1.3-19 に、B2 階に対する 32 階および 16 階の相対変位波形を図 5.1.3-20～図 5.1.3-21 に示す。

地動（高層棟 B2 階）の最大加速度は、X 方向で  $76.3\text{cm/s}^2$ 、Y 方向で  $62.7\text{cm/s}^2$  であり、高層棟 32 階での最大加速度は、X 方向で  $190.6\text{cm/s}^2$ 、Y 方向で  $179.0\text{cm/s}^2$  であった。高層棟 32 階の B2 階に対する最大相対変位は、X 方向で  $33.8\text{cm}$ 、Y 方向で  $32.3\text{cm}$  であり、高さで除した平均層間変形角は、X 方向  $1/454$ 、Y 方向  $1/475$  であった。

各観測点の加速度フーリエスペクトルを図 5.1.3-22～図 5.1.3-24 に示す。

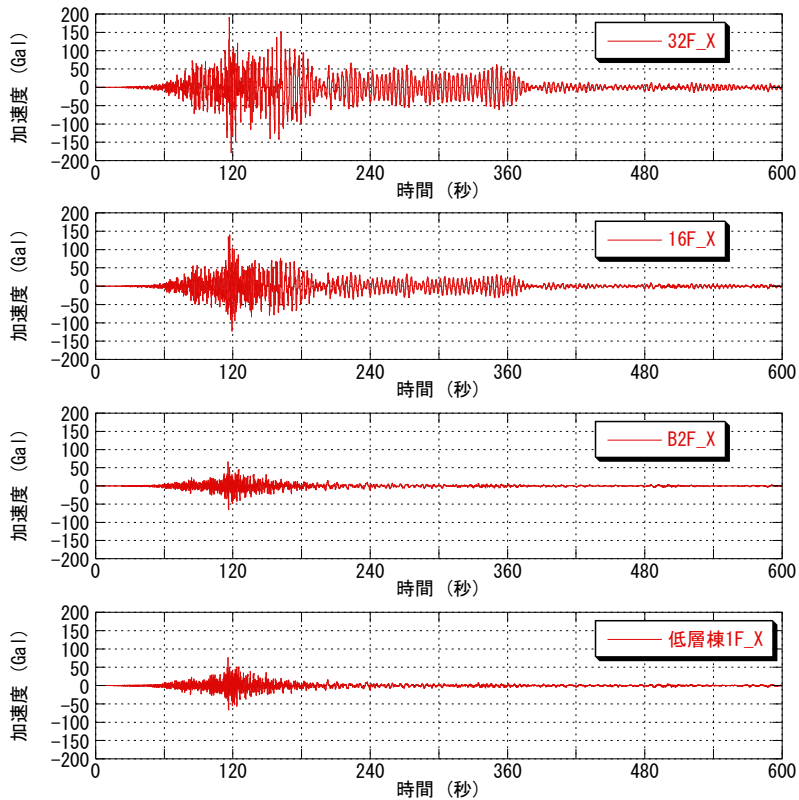


図 5.1.3-15 加速度波形(X(短辺)方向)  
(東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

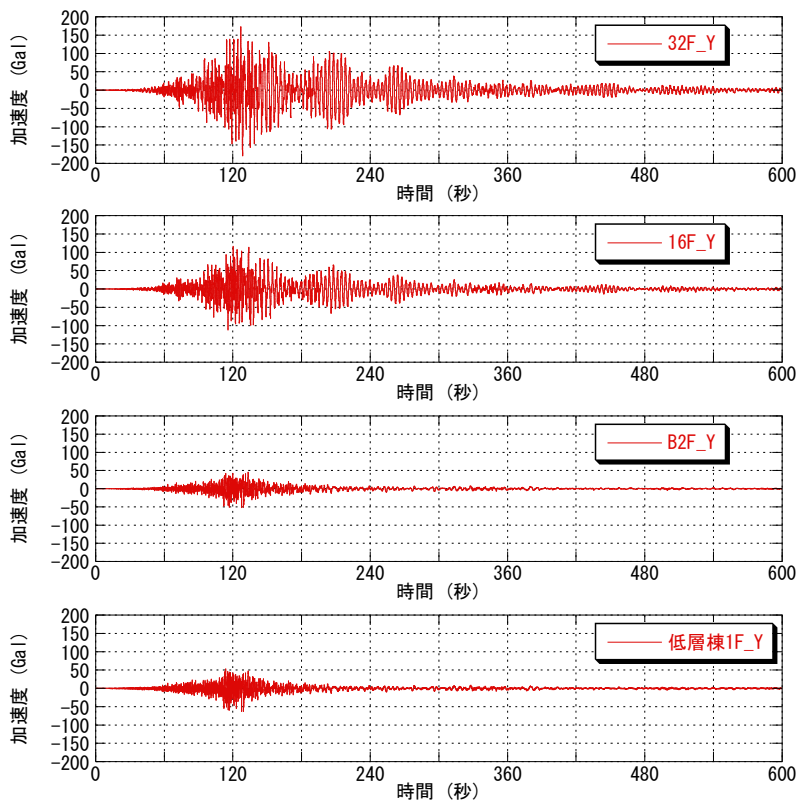


図 5.1.3-16 加速度波形(Y(長辺)方向)  
(東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)



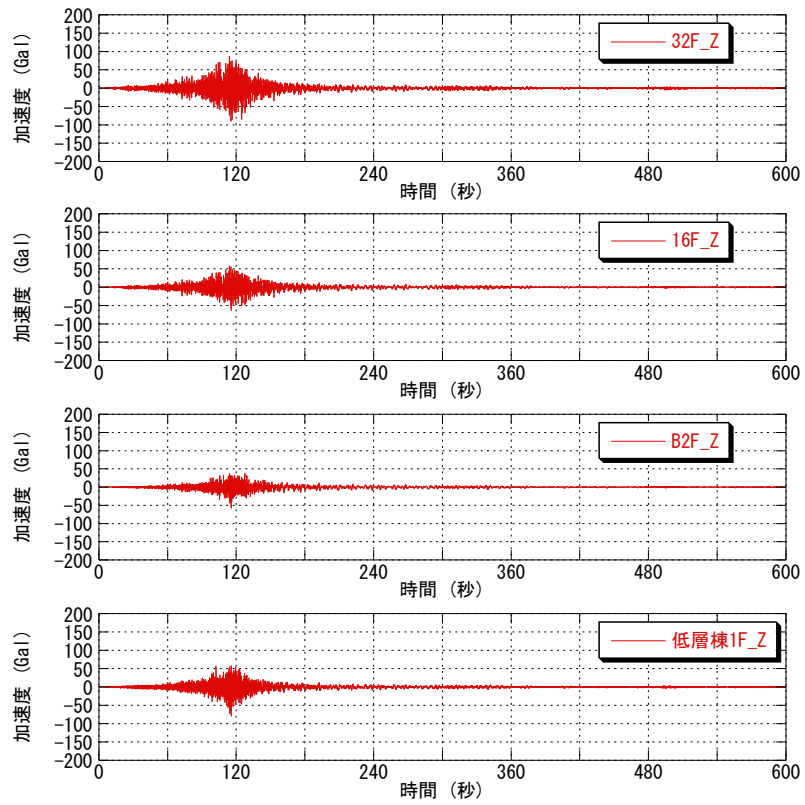


図 5.1.3-17 加速度波形(Z 方向)  
 (東北地方太平洋沖地震 2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃)

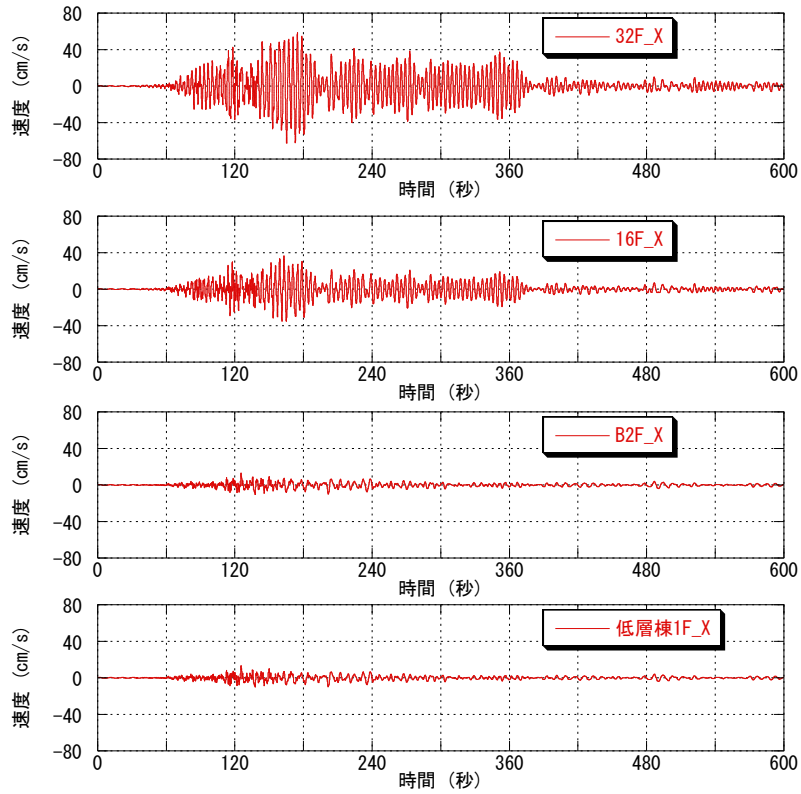


图 5.1.3-18 速度波形(X(短边)方向)

(東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

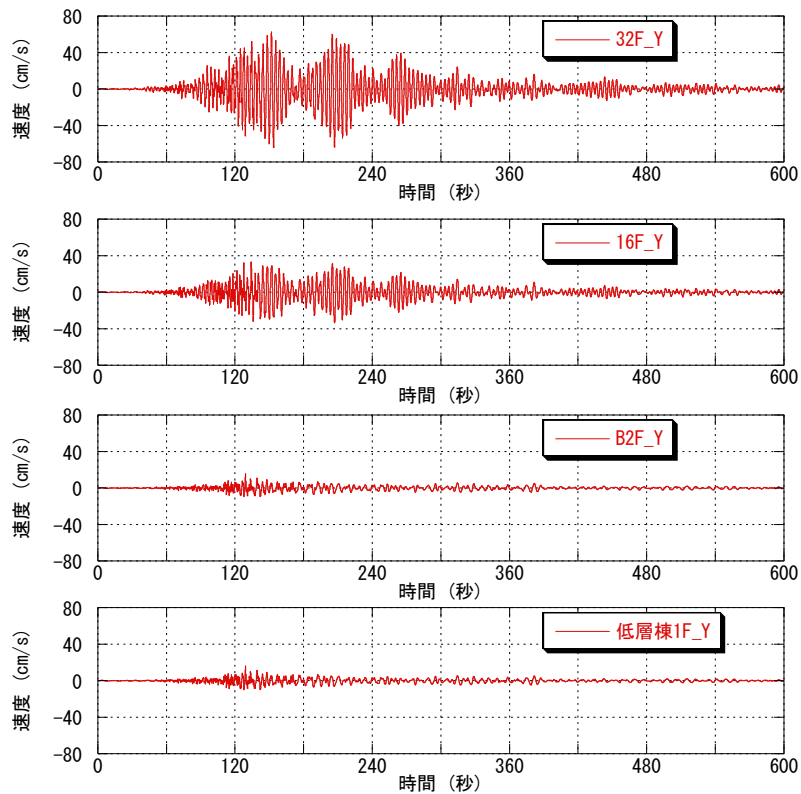


图 5.1.3-19 速度波形(Y(長边)方向)

(東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

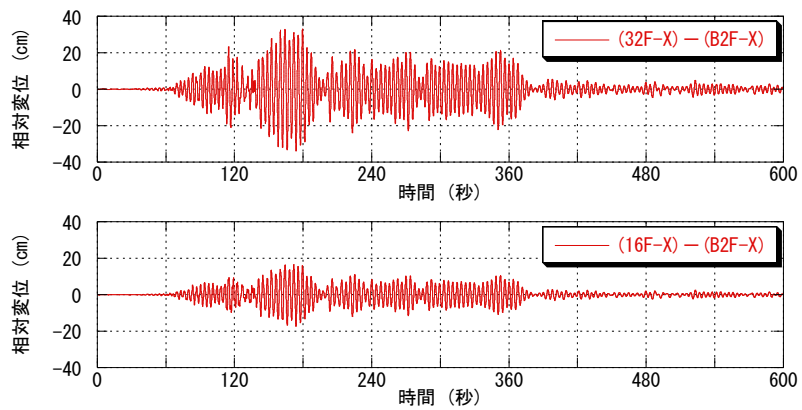


図 5.1.3-20 B2F に対する相対変位波形(X(短辺)方向)  
 (東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

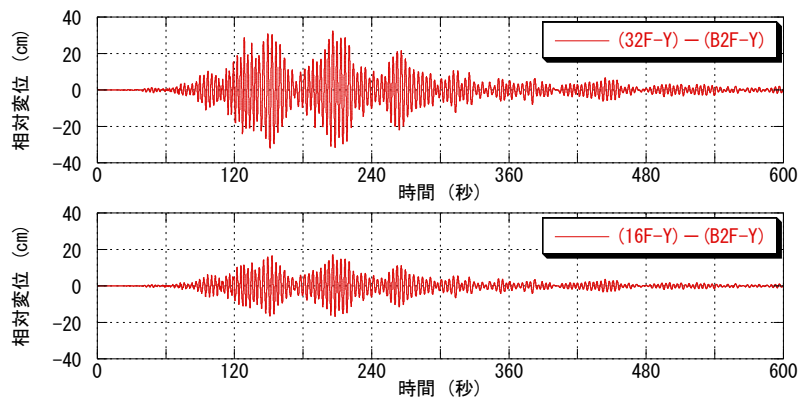


図 5.1.3-21 B2F に対する相対変位波形(Y(長辺)方向)  
 (東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

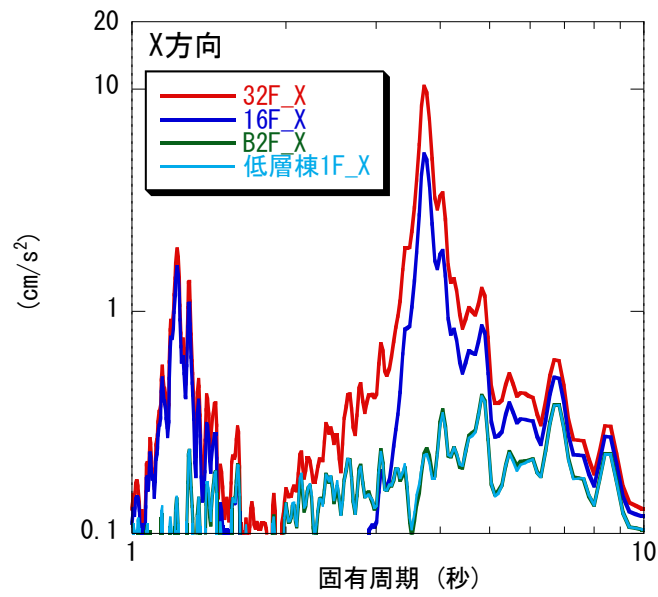


図 5.1.3-22 フーリエスペクトル(X(短辺)方向)  
 (東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

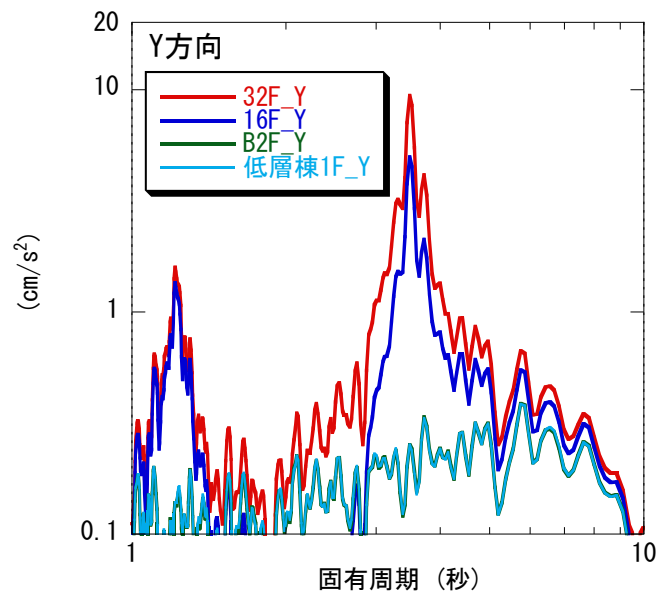


図 5.1.3-23 フーリエスペクトル(Y(長辺)方向)  
 (東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

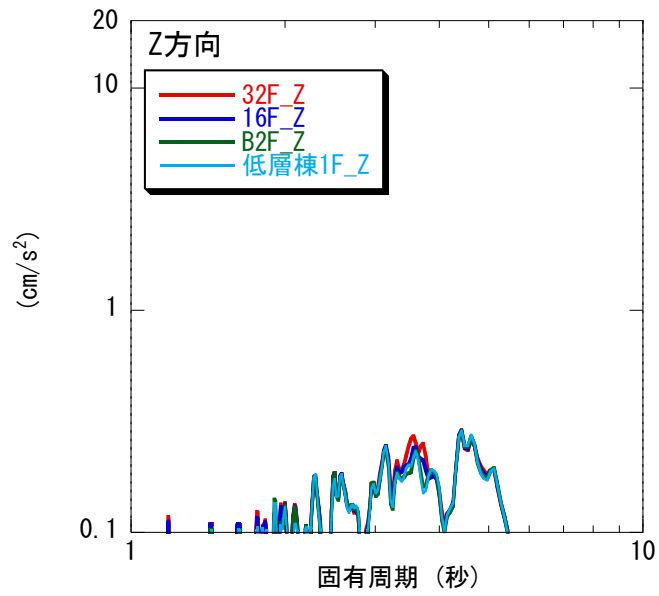
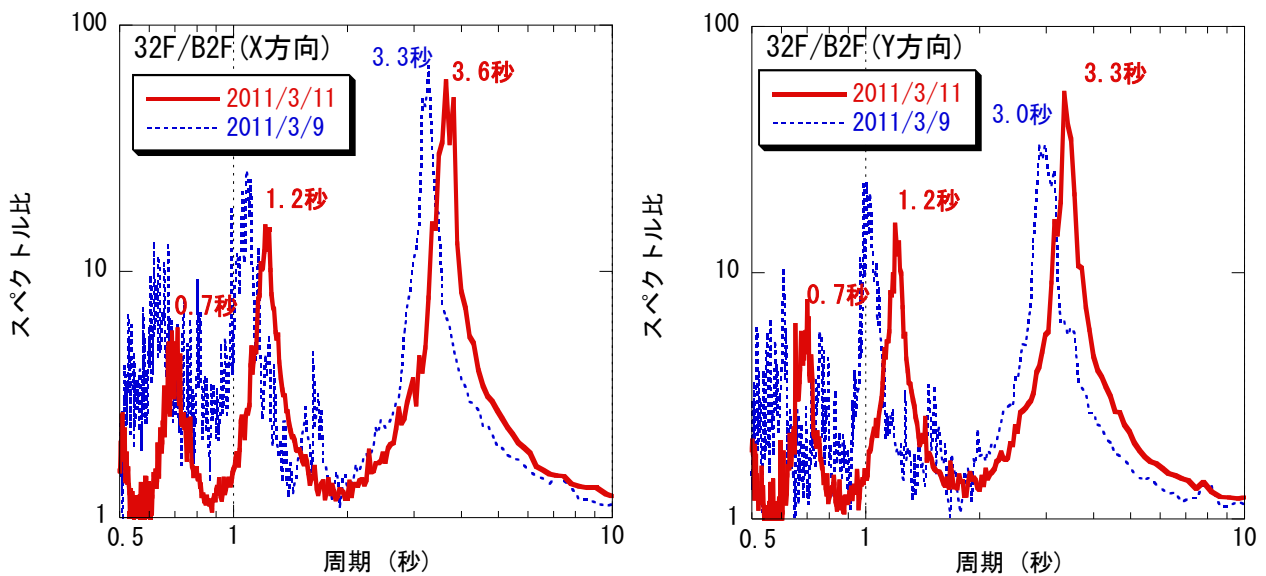


図 5.1.3-24 フーリエスペクトル(Z方向)  
(東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日 14時46分頃)

東北地方太平洋沖地震の発生時における建物の振動特性をみるため、B2階に対する32階のフーリエスペクトル比を算出した。図5.1.3-25に示す。固有周期は、X（短辺）方向1次で3.6秒、Y（長辺）方向1次で3.3秒であった。この地震の2日前に観測されている三陸沖の地震（2011年3月9日、計測震度1.7）での固有周期は、X方向が3.3秒、Y方向が3.0秒であり、10%程度長くなっている。



(a) X(短辺)方向

(b) Y(長辺)方向

図 5.1.3-25 フーリエスペクトル比 (32階/B2階)

(東北地方太平洋沖地震 2011年3月11日14時46分頃)

#### (D) まとめ

- ・ 観測対象建物 NHSK ビルは、高層棟が鉄骨造 33 階建て、低層棟が鉄骨鉄筋コンクリート造 6 階建てである。センサーを高層棟の B2 階、16 階、32 階、および低層棟の 1 階の計 4 箇所に設置し、それぞれ水平 2 方向および上下方向、合計 12 成分を観測している。
- ・ 観測対象建物 NHSK ビルで、観測期間 2011 年 1 月 17 日～2012 年 3 月 31 日において、合計 138 回の地震観測記録が得られた。記録は、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震後約 1 か月の期間に集中している。全観測記録のうち、震度 4 が 2 回、震度 3 が 5 回、震度 2 が 46 回、震度 1 以下が 85 回観測された。
- ・ 加速度応答倍率の平均は、X 方向で 2.5 倍、Y 方向で 2.4 倍であった。得られた記録の範囲では、応答倍率が高いのは、震央距離が遠い場合が多い傾向がみられるが、近くで規模の大きな地震が発生していないことも影響していると考えられる。
- ・ 高層棟 B2 階の最大加速度は、低層棟 1 階の最大加速度に対して平均で 0.81 倍であり、高層棟基礎における入力損失の影響がみられる。
- ・ 2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震において、計測震度 4.3 (高層棟 B2 階) が観測された。地動 (高層棟 B2 階) の最大加速度は、 $76.3\text{cm/s}^2$ 、高層棟 32 階での最大加速度は、 $190.6\text{cm/s}^2$  であった。高層棟 32 階の B2 階に対する最大相対変位は、33.8cm であり、高さで除した平均層間変形角は、 $1/454$  であった。
- ・ 東北地方太平洋沖地震において、高層棟の 1 次モードの固有周期は X (短辺) 方向で 3.6 秒、Y (長辺) 方向で 3.3 秒であった。

### 5.1.4 NHST ビルの地震観測 (H23 年度実施分)

#### 1) 建物・地盤概要

建物名称 : NHST  
 所在地 : 東京都中央区晴海  
 構造種別 : 地上・鉄骨造, 地下・鉄骨鉄筋コンクリート造, 一部鉄筋コンクリート造  
 建物規模 : 地上 33 階地下 4 階  
 軒高 : 154.8m  
 最高高さ : 154.8m  
 基準階面積 : 2810m<sup>2</sup>  
 設計時 1 次固有周期 : X 方向 : 3.95 秒, Y 方向 : 3.68 秒  
 地盤概要 : 表 5.1.4-1

表 5.1.4-1 地盤概要

GL - m	地層	N 値 min~max
0.0 ~ 2.0	表土・盛土	1~6
2.0 ~ 5.5	有楽町層上部(沖積層)	0~13
5.5 ~ 22.5	有楽町層下部(沖積層)	0~5
22.5 ~ 26.5	七号地層(沖積層)	2~30
26.5 ~ 34.5	東京層(洪積砂・砂礫層)	26~60(支持層)
34.5 ~	上総層群	70 以上



図 5.1.4-1 建物所在地 (観測点●, ▲は K-net 観測点)



## 2) 観測装置概要

### a) 観測システム・観測装置の概要と配置

建物内：強震計測装置 1 台を 33 階に、検出器(加速度計)3 台を 33 階、15 階、B4 階に配置し、連動させる。

地表面：建物群から数十メートル離れた位置に据え置き型の強震計測装置を設置し、独立で観測する。強震計測装置同士は連動しないが、GPS により時刻校正を行うことにより観測記録の同期をとる。

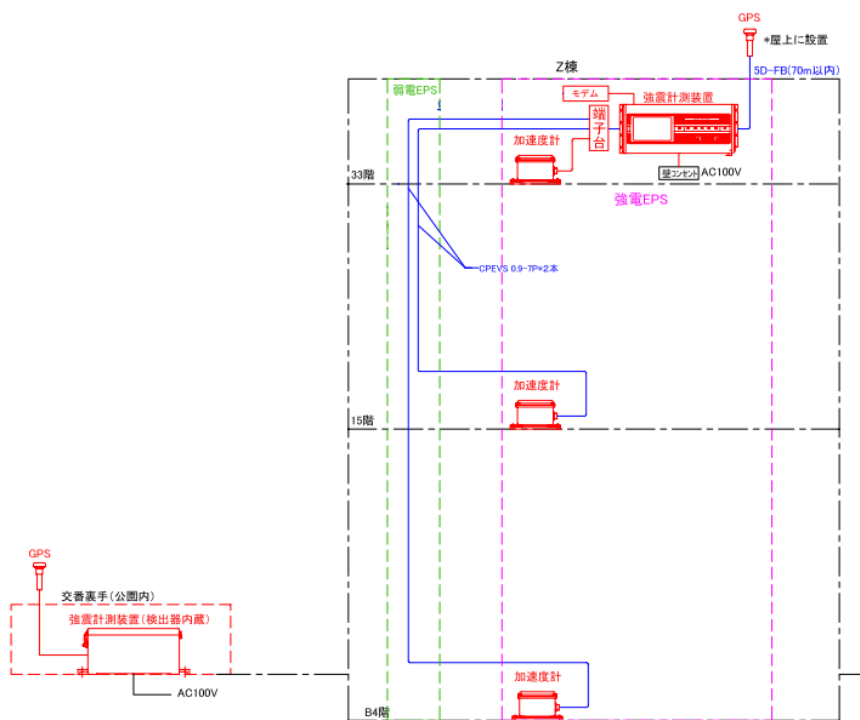


図 5.1.4-2 観測システム構成図

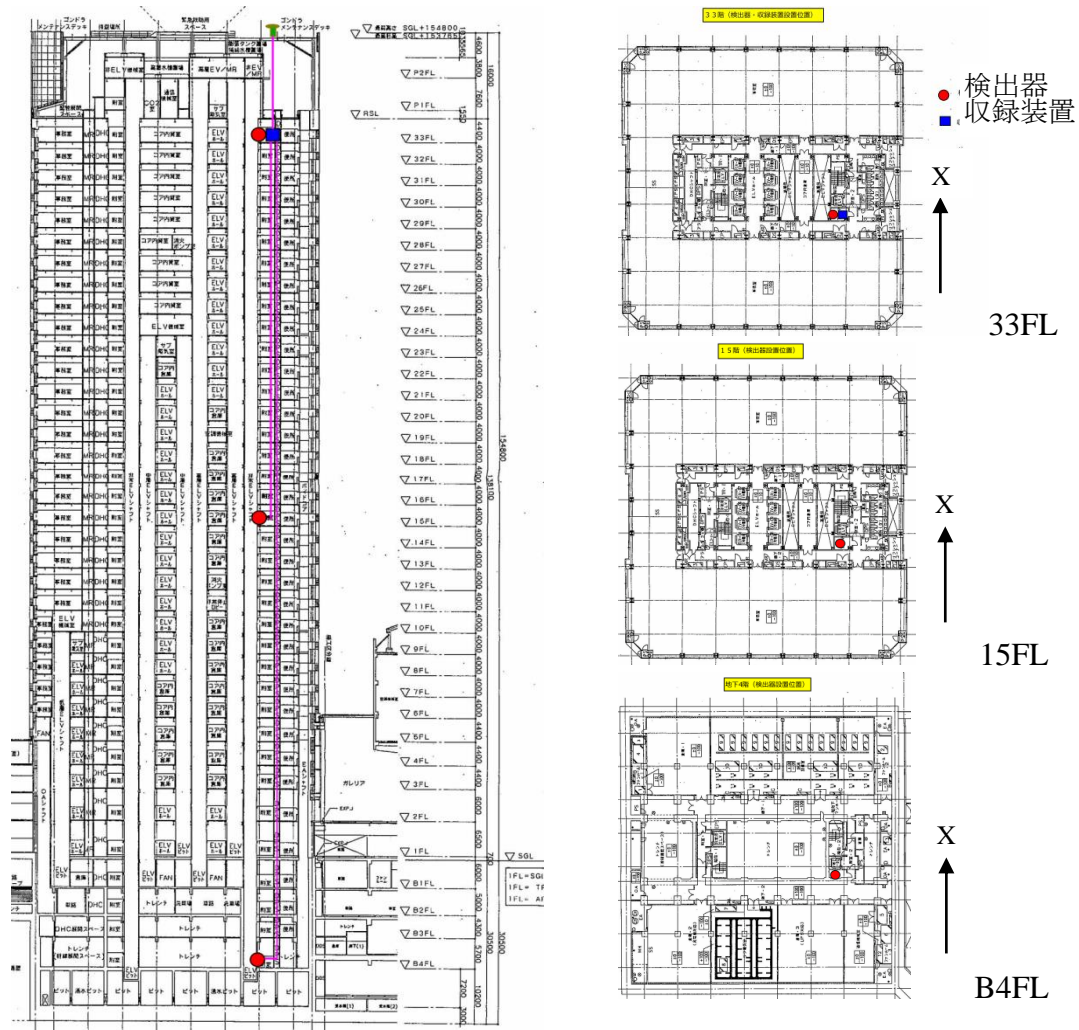


図 5.1.4-3(1) 観測装置の配置 (建物内)



図 5.1.4-3(2) 観測装置の配置 (地表面・近隣公園内)



(1-1) 建物屋上設置 GPS アンテナ



(1-2) 建物 33 階強震観測装置設置用ラック  
(強震観測装置, モデム, 検出器)



(2-1) 公園内強震観測装置カバー, 電源ポール  
(上部 GPS アンテナ設置)



(2-2) 公園内強震観測装置

図 5.1.4-4 観測装置の設置状況

b) 観測装置の仕様

- ・ 検出器(加速度計) : ミットヨ製 JEP8A3
- ・ 収録装置 : ミットヨ製 SMAC-MDU
- ・ 観測可能 :  $\pm 30\text{m/s}^2$
- ・ AD 分解能 : 24bit
- ・ サンプリング周波数 : 100Hz
- ・ 時刻校正 : GPS による

表 5.1.4-2 設置機器一覧

	機器名称	台数	設置位置
屋内	検出器: サーボ型加速度計 JEP8A3	3	33 階, 15 階, B4 階
	強震計測装置: SMAC-MDU	1	33 階
	モデム: DFML-560ME	1	33 階
	GPS アンテナ: GPA-016	1	屋上
屋外	強震計測装置: SMAC-MDU(据置(検出器内蔵)型)	1	公園内

e) 観測結果

2011年4月1日から2012年3月31日までの観測記録一覧を表5.1.4-3に示す。また、網掛けした観測記録を以下に示す。

表 5.1.4-3 地震観測記録一覧 (cm/s<sup>2</sup>)

年	月	日	時	分	地表面			建物内								
					X	Y	Z	B4FX	B4FY	B4FZ	15FX	15FY	15FZ	33FX	33FY	33FZ
2011	4	2	16	56	8.1	6.8	3.8	-1.9	-1.7	2.0	-2.6	3.0	-3.3	-2.6	-3.0	5.2
2011	4	5	4	30	-5.1	-2.4	-1.4	-1.1	0.9	0.6	1.8	-1.1	1.2	1.4	1.3	1.9
2011	4	7	23	33	-18.2	23.9	-8.8	-5.9	-6.4	5.3	-13.2	11.9	9.1	10.9	-12.4	14.6
2011	4	10	6	23	8.1	-5.6	2.0	1.9	1.5	0.9	3.0	-2.3	-1.3	2.3	2.1	2.5
2011	4	11	6	36	3.6	4.7	1.9	-1.4	-1.8	-0.8	-2.0	-2.5	-1.7	-1.9	-2.4	2.8
2011	4	11	17	16	-31.9	27.5	-17.0	-12.2	-10.3	8.5	-20.1	-23.0	-12.1	-21.8	-26.6	18.1
2011	4	11	18	6	3.5	-2.9	-1.7	0.9	-1.0	0.8	-1.6	-1.5	2.0	0.9	-1.8	-2.6
2011	4	11	20	43	8.8	-5.9	3.2	3.2	-2.4	-2.0	5.3	5.2	3.2	4.0	6.0	-4.1
2011	4	12	8	8	20.4	20.9	-9.3	-5.6	6.9	5.4	-9.8	10.2	-7.2	11.4	-9.3	-14.8
2011	4	12	14	8	9.5	-10.6	-3.9	3.2	4.5	2.6	-8.9	-10.5	3.7	-7.1	11.0	4.7
2011	4	13	10	8	7.1	-6.7	5.6	2.5	1.9	1.2	4.6	-3.7	-3.5	-4.3	-2.9	-5.4
2011	4	18	3	9	-11.2	6.1	3.2	3.8	1.9	-1.2	-3.1	2.5	-1.5	2.4	1.4	2.8
2011	4	19	2	37	4.4	-5.6	-2.6	1.1	-1.4	1.4	1.2	-1.9	1.5	1.0	-0.7	-2.2
2011	4	19	23	10	5.6	-5.0	-3.8	1.7	1.6	2.4	2.4	3.3	2.1	-1.8	2.5	3.8
2011	4	21	22	37	9.0	8.1	5.3	2.7	-2.8	3.5	-6.4	6.7	-4.1	-6.7	7.6	7.0
2011	4	22	15	35	-5.0	-4.2	3.6	-2.5	-1.5	-3.3	-1.9	1.0	-2.7	-1.3	0.7	-3.1
2011	4	24	12	25	2.3	-3.2	-2.5	1.1	-1.4	-1.0	0.7	0.9	1.2	0.5	-0.7	1.7
2011	4	25	18	0	6.0	5.6	3.7	1.5	1.8	-1.3	1.7	2.3	-2.5	-1.5	-1.4	3.7
2011	4	26	21	12	-4.9	-4.2	3.1	2.0	2.0	-1.7	2.8	2.6	2.0	2.3	2.3	3.3
2011	5	1	2	12	-3.7	-3.4	-2.8	1.5	1.1	0.7	-1.9	2.1	-1.3	-1.6	1.4	2.2
2011	5	1	10	45	3.6	5.0	2.5	0.8	1.3	-0.8	0.9	1.9	0.9	-0.9	1.1	-1.3
2011	5	13	5	52	-4.3	-2.6	2.1	-1.1	1.0	-0.7	1.2	1.3	1.1	-1.2	1.1	-1.7
2011	5	14	8	36	3.4	-3.4	1.5	1.1	-0.8	-0.8	3.4	-2.4	1.1	3.2	-2.0	-1.9
2011	5	20	9	46	-4.7	-3.7	-1.7	2.4	1.5	1.2	3.3	-2.9	1.7	3.8	-3.9	2.5
2011	5	20	17	53	-4.7	6.8	-2.8	-1.2	-1.4	1.0	1.9	-3.7	1.6	2.2	-3.1	2.5
2011	5	22	7	6	6.4	5.6	-8.7	-1.9	2.2	-5.3	-3.9	-4.1	-5.0	4.5	4.1	-9.3
2011	5	25	9	19	4.6	2.8	2.7	1.3	1.0	0.8	1.4	1.6	-1.3	1.2	1.5	-1.9
2011	6	3	10	33	3.6	3.5	2.6	1.2	1.3	0.8	-1.5	1.9	-1.3	1.2	2.0	-2.0
2011	6	4	1	1	-4.4	-3.4	2.3	-1.1	-1.1	0.8	2.2	1.6	-1.3	1.7	-1.3	-1.7
2011	6	9	19	39	-4.7	-5.4	2.4	-1.1	-1.2	-0.9	2.5	-2.9	2.2	1.7	2.0	3.1
2011	6	18	18	58	4.1	2.4	3.9	1.5	0.8	1.6	1.4	1.2	1.5	1.2	0.8	1.5
2011	7	8	3	36	3.5	2.8	2.4	1.1	1.4	1.0	1.5	1.5	1.6	1.2	1.8	3.1
2011	7	10	9	58	6.2	6.1	3.7	2.1	2.9	1.7	7.0	8.5	3.6	10.2	9.9	5.7
2011	7	15	21	1	15.7	19.2	8.3	5.0	6.0	3.8	7.1	9.5	5.7	8.1	7.9	8.0
2011	7	25	3	52	5.4	4.3	3.6	1.5	1.5	1.0	5.9	3.5	2.0	4.5	4.5	3.7
2011	7	25	20	55	2.5	3.1	1.2	1.1	1.6	0.7	2.7	3.9	1.6	3.8	3.8	2.4
2011	7	31	3	54	14.2	13.4	8.7	4.3	3.9	4.1	11.6	10.1	6.9	7.7	8.2	9.0
2011	8	1	23	58	8.8	5.0	3.8	2.4	2.0	1.5	3.7	3.2	2.1	5.0	6.0	3.1
2011	8	2	12	38	10.5	6.9	3.6	3.7	1.8	1.3	3.2	2.2	2.2	2.6	1.3	3.3
2011	8	5	6	52	2.1	2.2	1.2	2.8	1.5	0.9	2.4	1.6	1.6	2.0	1.0	2.4
2011	8	12	3	22	6.7	5.6	5.3	2.0	2.1	2.3	4.6	5.1	5.0	4.8	3.7	6.9
2011	8	17	9	23	5.0	7.1	4.3	1.8	2.2	1.5	1.6	2.7	1.7	1.2	1.4	3.0
2011	8	19	14	37	5.8	4.1	3.6	1.8	1.5	1.6	5.0	3.2	3.3	6.3	4.8	4.5
2011	8	22	17	36	4.2	3.1	2.1	1.3	1.0	0.9	2.3	1.4	1.3	1.5	1.3	2.1
2011	8	31	18	33	11.1	8.3	5.7	3.6	3.1	1.8	3.5	3.7	1.9	2.6	2.7	4.1
2011	9	4	5	53	8.7	8.7	4.3	3.3	2.8	1.5	2.6	2.7	2.2	3.1	3.2	4.2
2011	9	11	19	9	6.7	7.0	2.9	2.7	2.9	0.9	2.8	3.3	1.4	1.8	2.8	2.3
2011	9	15	17	0	7.3	6.2	3.9	2.4	2.5	1.5	8.7	6.0	3.5	11.8	8.8	5.6
2011	9	21	22	31	3.3	4.4	2.6	1.1	0.8	1.2	1.5	1.6	1.6	1.1	1.4	2.6
2011	10	14	18	27	10.9	4.9	3.2	2.4	1.8	0.9	3.0	2.6	1.6	2.2	1.9	2.9
2011	11	3	19	34	13.5	11.2	7.5	4.1	3.1	2.2	5.4	6.1	4.3	4.0	4.2	6.7
2011	11	24	4	25	2.9	3.2	2.5	1.1	0.9	0.8	3.0	2.1	1.4	3.1	3.0	2.6
2011	12	3	5	55	17.9	13.3	5.1	3.9	5.6	2.9	5.7	7.3	3.9	5.1	3.6	6.8
2011	12	10	13	19	3.0	4.0	2.8	0.9	1.3	0.5	1.1	1.4	1.0	0.8	0.9	1.2
2012	1	1	14	29	35.4	27.6	15.0	9.5	9.0	5.2	14.3	11.1	7.5	10.9	9.0	13.9
2012	1	17	12	30	2.0	2.0	3.0	0.9	1.0	1.6	1.0	1.1	1.2	0.9	0.8	2.1
2012	1	18	10	25	5.3	2.1	1.5	1.5	0.6	0.5	1.2	0.8	1.0	1.0	0.8	1.6
2012	1	28	7	40	10.6	15.0	8.0	3.9	7.7	4.4	5.2	9.1	4.3	2.5	5.2	8.3
2012	1	29	16	47	5.7	5.7	3.3	1.2	2.0	1.1	2.0	2.6	1.4	1.3	2.1	2.5
2012	2	7	22	38	10.7	2.9	3.4	2.9	1.7	1.1	3.0	1.5	1.7	1.8	1.5	3.2
2012	2	11	10	27	7.1	7.3	3.3	2.5	2.1	1.8	2.8	3.4	2.5	1.8	2.9	3.9
2012	2	14	15	22	2.4	3.0	1.6	1.1	1.3	0.7	3.4	3.2	1.5	5.1	4.9	2.4
2012	2	18	13	56	6.4	4.2	2.8	1.9	1.7	1.6	1.4	1.2	2.1	0.9	0.7	2.4
2012	2	18	14	13	7.0	5.3	2.7	1.9	1.7	1.9	1.9	1.6	2.3	1.5	0.7	2.7
2012	2	19	14	55	4.9	9.1	3.1	1.9	2.3	1.6	2.9	3.1	2.5	2.8	3.2	4.6
2012	2	28	14	21	3.2	5.2	1.4	0.8	1.1	0.8	1.4	2.4	1.1	1.4	1.8	1.7
2012	2	29	23	33	3.7	3.0	2.3	1.7	1.6	2.0	4.5	4.2	3.2	4.5	4.2	4.4
2012	3	1	7	33	5.5	5.2	4.2	2.2	1.9	2.7	2.6	2.3	3.1	2.1	2.3	4.8
2012	3	8	3	51	1.9	1.8	3.4	0.8	0.8	2.6	0.7	1.0	2.0	0.6	0.6	2.5
2012	3	10	2	26	3.1	3.1	1.9	0.8	1.0	0.7	1.5	2.0	1.4	1.4	1.7	2.1
2012	3	14	21	5	15.8	16.1	7.8	4.5	6.4	4.4	10.9	10.4	7.1	8.6	9.2	9.6
2012	3	16	4	20	9.2	8.8	6.3	3.8	3.0	2.7	3.5	3.8	3.6	2.7	2.8	4.3

本表中、4/1~6/10の期間の記録は国土交通省国土技術政策総合研究所の提供による。

2011年4月11日17時16分 福島県浜通りを震源とする地震 (Eq. 1)

地震規模：M7.0

最大加速度一覧：表 5.1.4-3

表 5.1.4-3 最大加速度一覧 (Eq. 1,  $\text{cm/s}^2$ )

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	21.8	26.6	18.1
	15FL	20.1	23.0	12.1
	B4FL	12.2	10.3	8.5
地表面		31.9	27.5	17.0

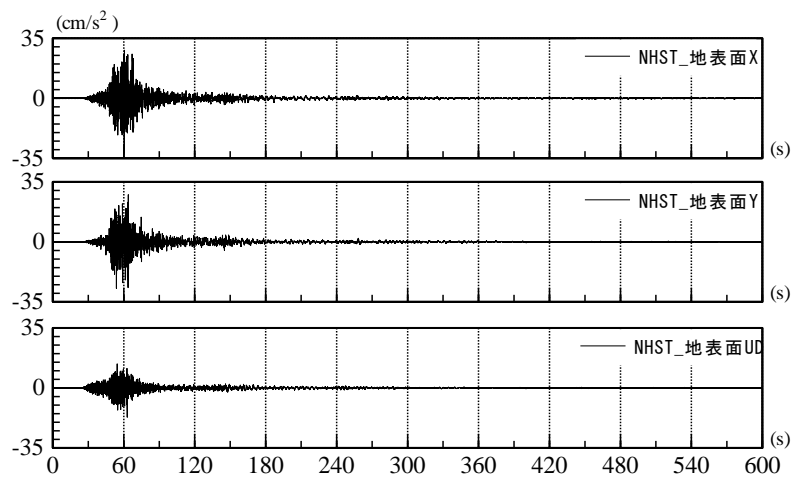


図 5.1.4-5 観測加速度時刻歴 (Eq. 1, 地表面観測点)

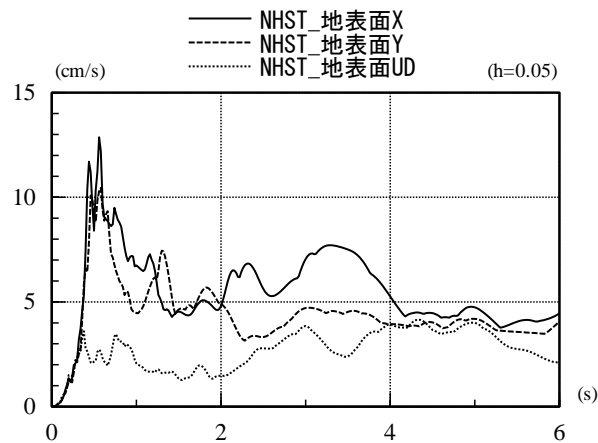


図 5.1.4-6 速度応答スペクトル (Eq. 1, 地表面観測点)

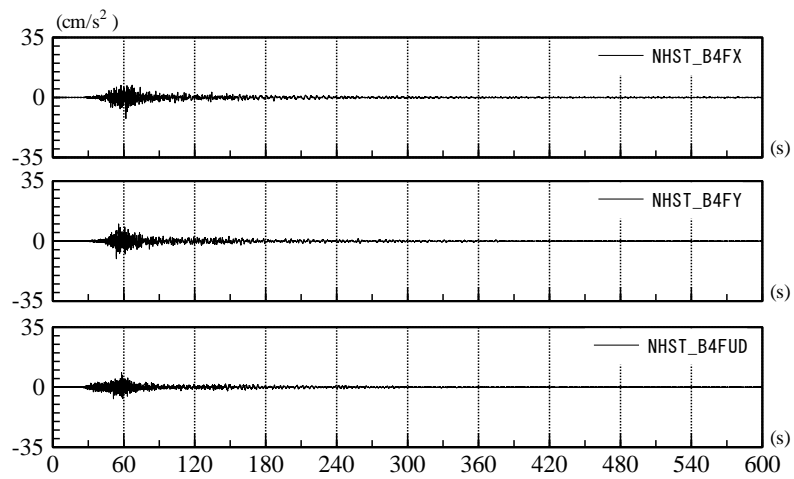
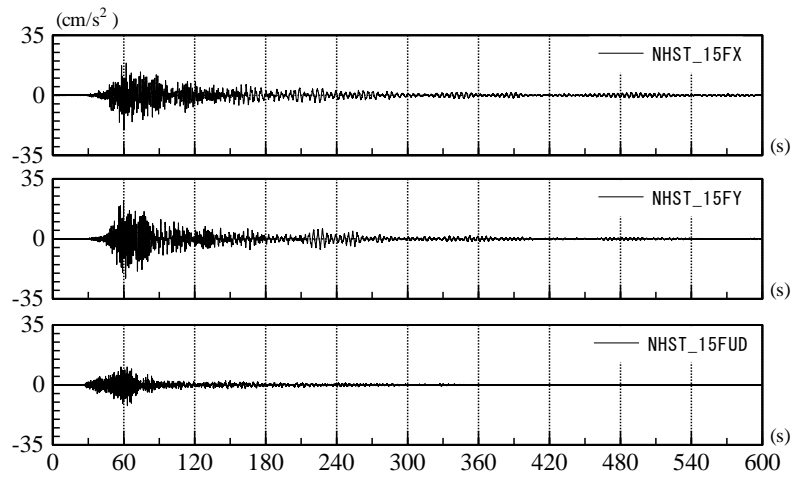
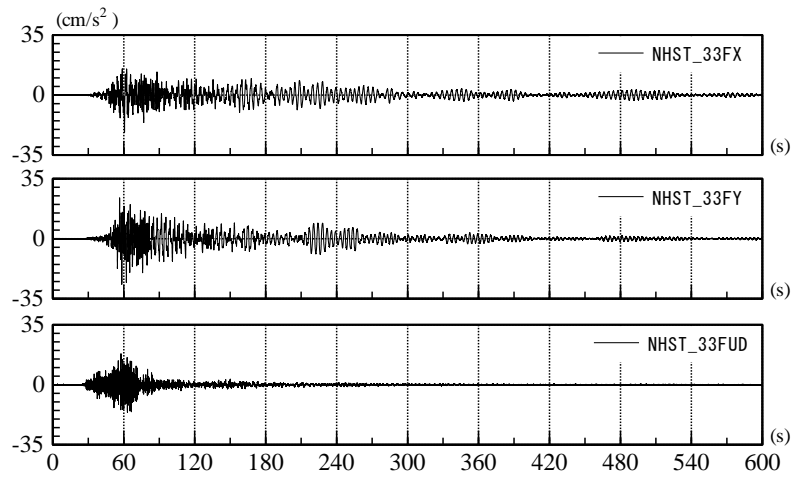
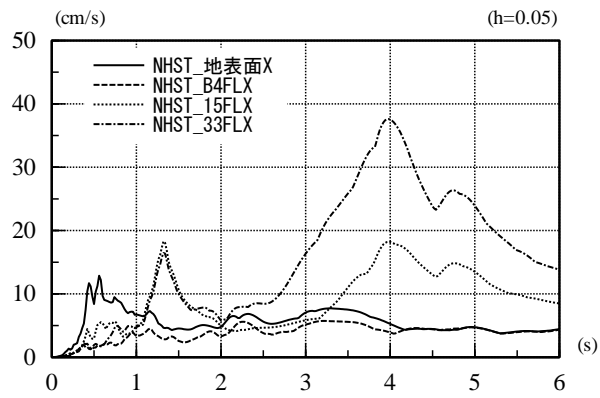
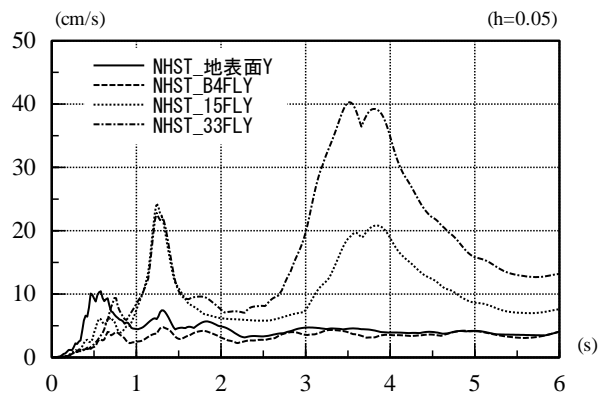


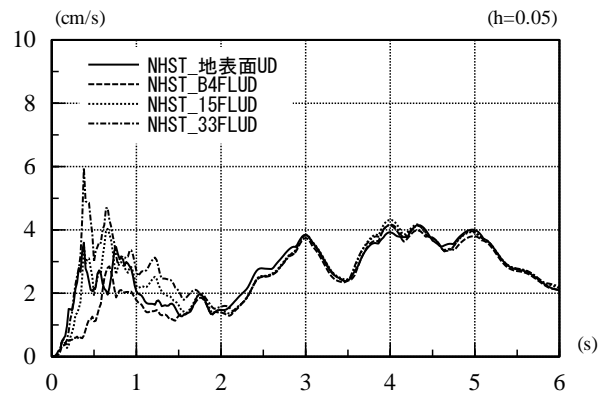
图 5.1.4-7 観測加速度時刻歴 (Eq. 1, 建物内観測点)



(1) X方向



(2) Y方向



(3) UD方向

図 5.1.4-8 速度応答スペクトル (Eq. 1, 地表面, 建物内観測点重ね描き)



2012年1月1日14時29分 鳥島近海を震源とする地震 (Eq. 2)

地震規模：M7.0

最大加速度一覧：表 5.1.4-5

表 5.1.4-5 最大加速度一覧 (Eq. 2,  $\text{cm/s}^2$ )

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	10.9	9.0	13.9
	15FL	14.3	11.1	7.5
	B4FL	9.5	9.0	5.2
地表面		35.4	27.6	15.0

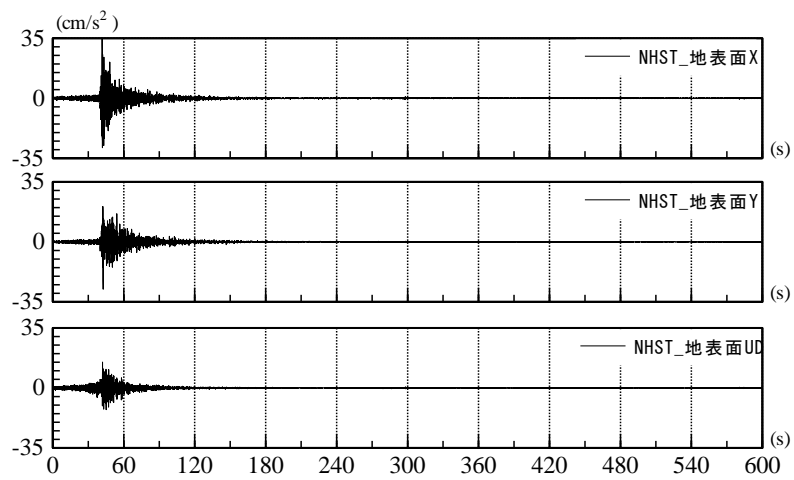


図 5.1.4-9 観測加速度時刻歴 (Eq. 2, 地表面観測点)

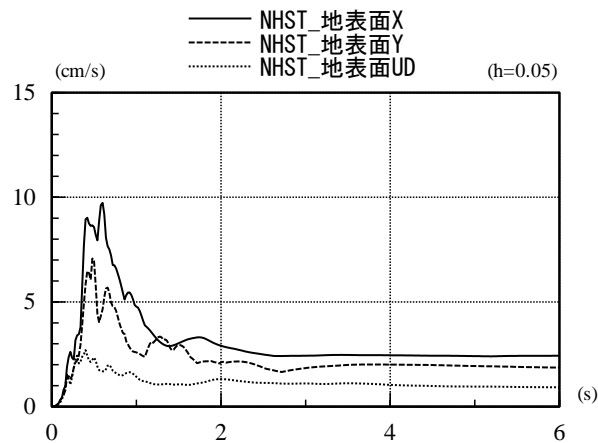


図 5.1.4-10 速度応答スペクトル (Eq. 2, 地表面観測点)



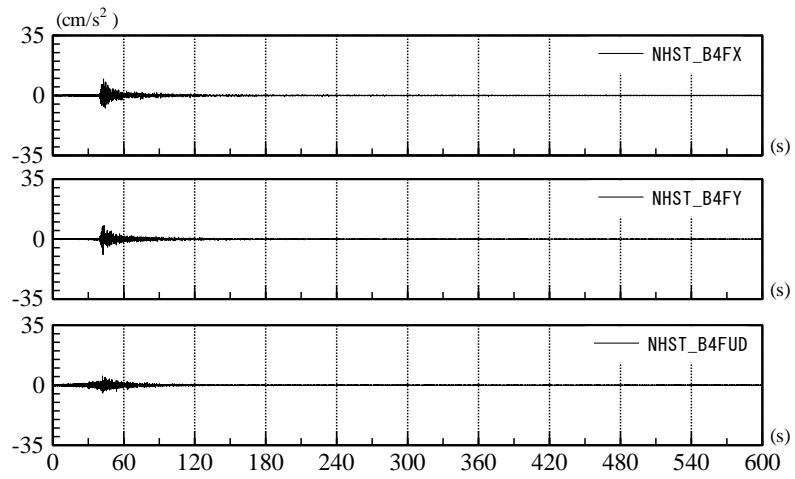
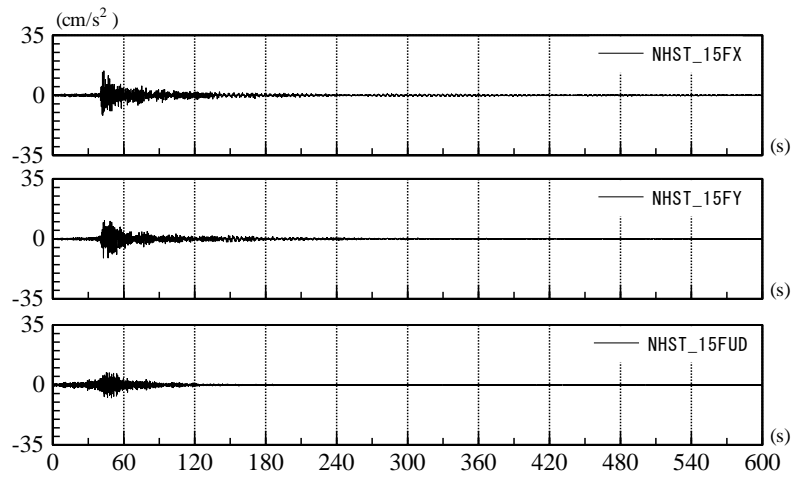
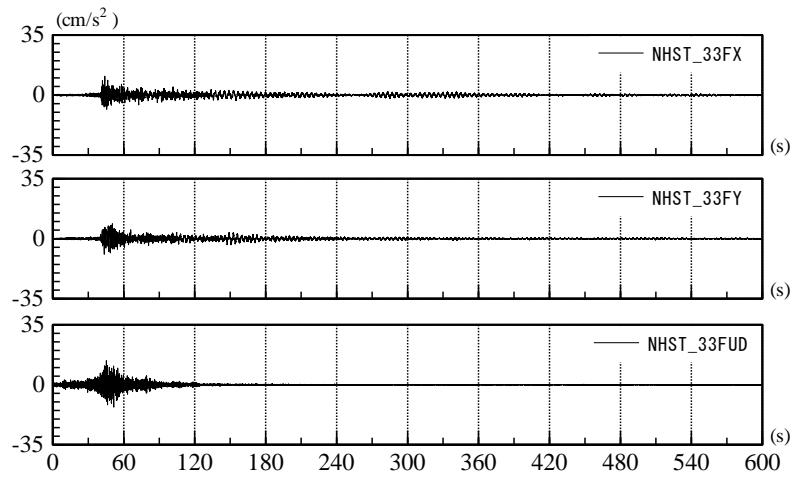
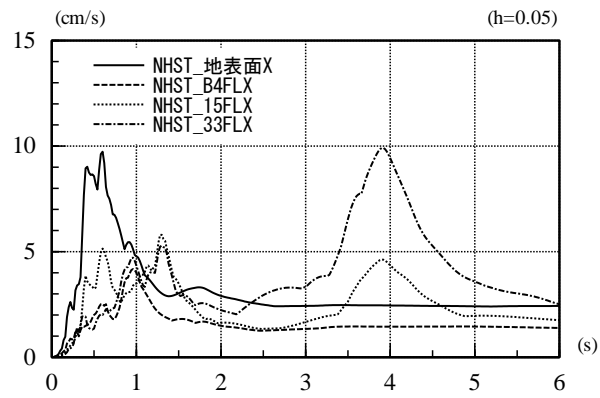
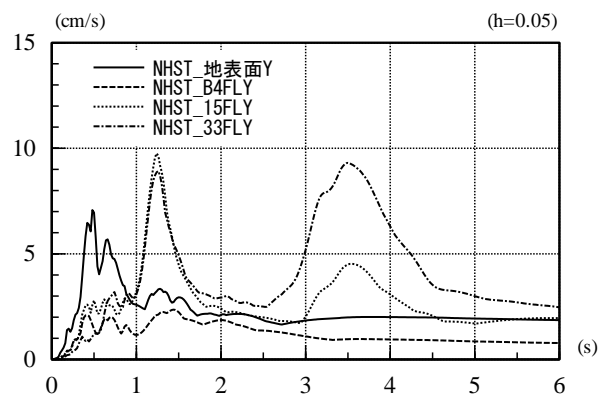


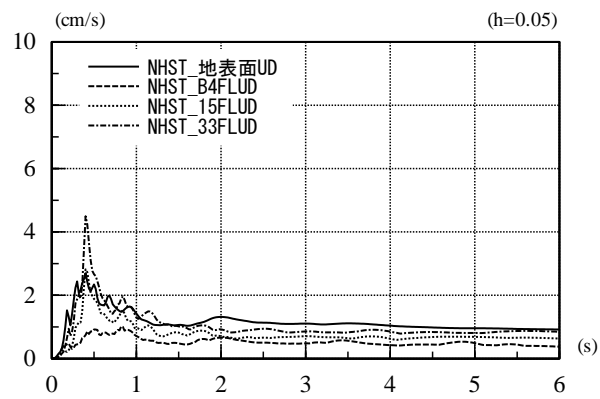
図 5.1.4-11 観測加速度時刻歴 (Eq. 2, 建物内観測点)



(1) X方向



(2) Y方向



(3) UD方向

図 5.1.4-12 速度応答スペクトル (Eq. 2, 地表面, 建物内観測点重ね描き)

2012年1月28日7時43分 山梨県東部を震源とする地震 (Eq. 3)

地震規模：M5.4

最大加速度一覧：表 5.1.4-6

表 5.1.4-6 最大加速度一覧 (Eq. 2,  $\text{cm/s}^2$ )

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	2.5	5.2	8.3
	15FL	5.2	9.1	4.3
	B4FL	3.9	7.7	4.4
地表面		10.6	15.0	8.0

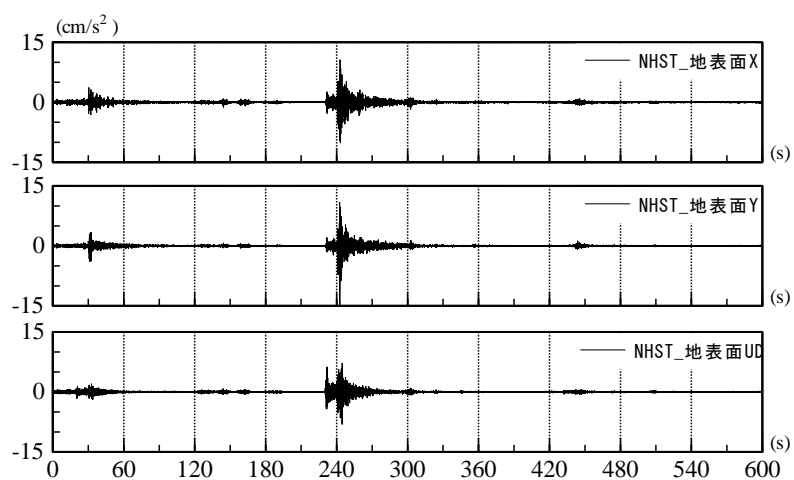


図 5.1.4-13 観測加速度時刻歴 (Eq. 3, 地表面観測点)

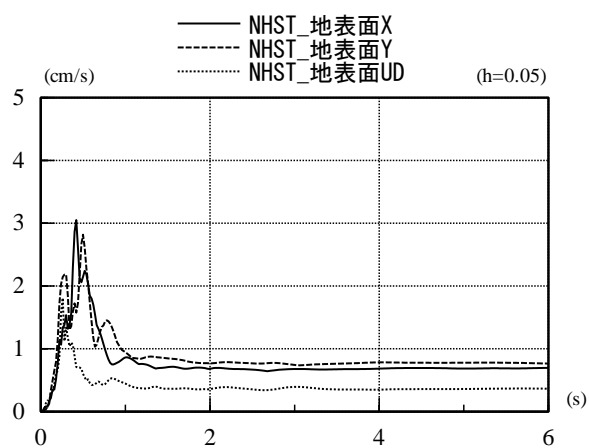
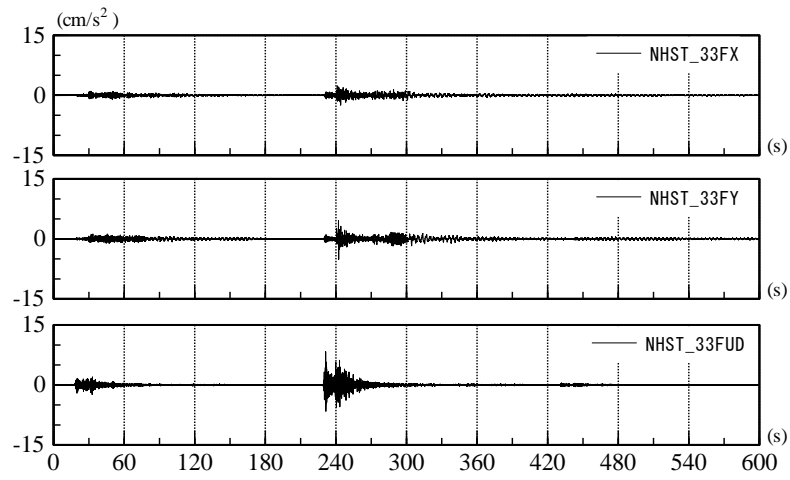
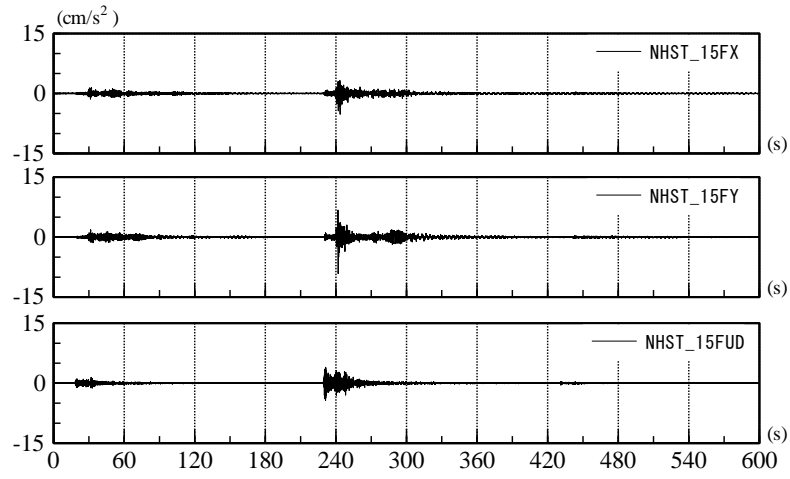


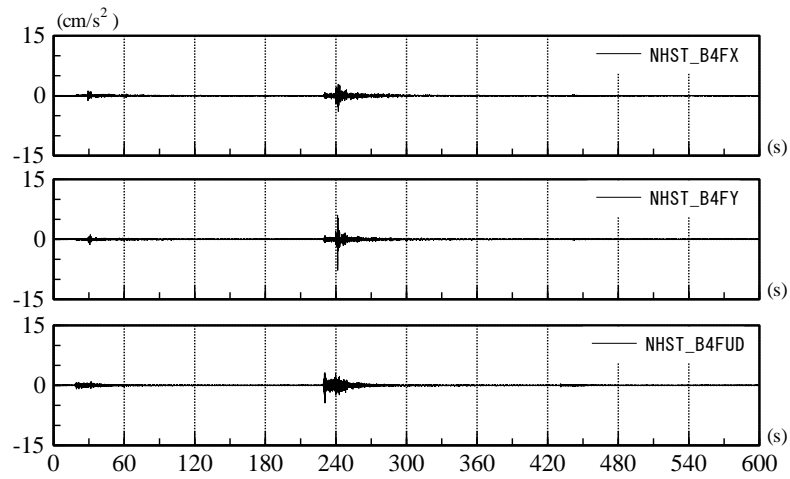
図 5.1.4-14 速度応答スペクトル (Eq. 3, 地表面観測点)



(a) 33FL

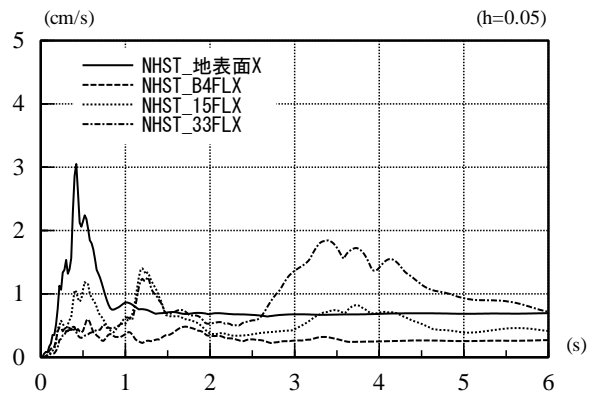


(b) 15FL

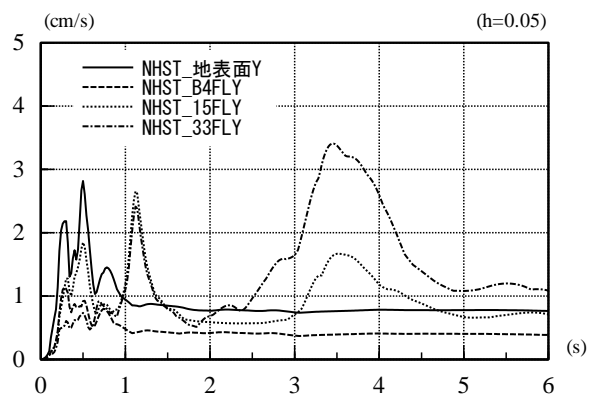


(c) B4FL

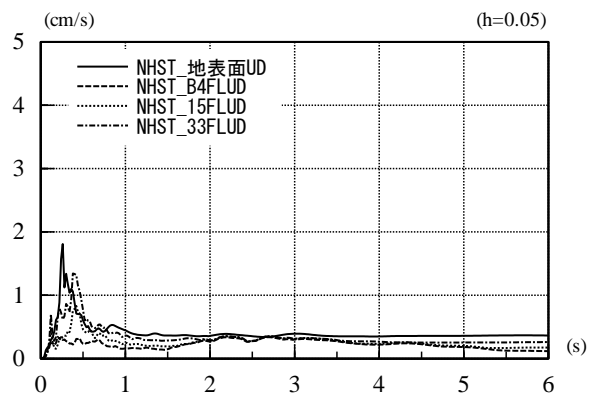
図 5.1.4-15 観測加速度時刻歴 (Eq. 3, 建物内観測点)



(1) X方向



(2) Y方向



(3) UD方向

図 5.1.4-16 速度応答スペクトル (Eq. 3, 地表面, 建物内観測点重ね描き)

### 5.1.5 NHSK ビルの地震観測（H24 実施分）

#### (1) 建物概要

##### 1) 建物諸元・地盤概要

地震観測対象建物 NHSK ビルの諸元を以下に示す。NHSK ビルは、33 階建ての高層棟と 6 階建ての低層棟からなる。高層棟を観測対象とし、高層棟と基礎構造が異なり建物規模の比較的小さい低層棟においても、1 階のみにセンサーを設置し観測している。

#### 高層棟

建物位置：東京都千代田区

竣工：2007 年

階数：地上 33 階 地下 2 階 塔屋 1 階

軒の高さ：155.82m

最高部の高さ：156.67m

延床面積：132,253m<sup>2</sup>

基準階面積：2,999.69m<sup>2</sup>（12 階）

外径：短辺(X 方向)41.6m 長辺(Y 方向)71.9m

地上階構造：鉄骨造，制振部材付きラーメン構造

地下階構造：鉄筋コンクリート造，鉄骨鉄筋コンクリート造，耐震壁付きラーメン構造

設計用固有周期：X（短辺）方向 3.75 秒，Y（長辺）方向 3.61 秒

基礎構造：直接基礎と杭基礎の併用基礎

地盤種別：第 2 種地盤（周期 0.24～0.27 秒）

地盤の土質及び N 値：表 5.1.5-1

（数値は日本 ERI 株式会社性能評価シートより）

#### 低層棟（1 階のみ観測）

階数：地上 6 階

構造：鉄骨鉄筋コンクリート造

基礎構造：杭基礎（マルチペDESTAL 杭）

（高圧噴射攪拌型の地盤改良）

表 5.1.5-1 地盤の土質および N 値

GL±m	地盤	N値	
0.0 ～ -2.5	埋土	2以下	● 低層棟 1 階センサー設置レベル
-2.5 ～ -3.7	粘土質細砂	4	
-3.7 ～ -13.6	細砂	11～31	● 高層棟 B2 階センサー設置レベル
-13.6 ～ -16.5	粘土及び砂質シルト	16	
-16.5 ～ -23.6	砂礫	60以上	
-23.6 ～ -30.6	細砂	60以上	

2) 建物位置

観測対象建物 NHSK ビルおよび付近の K-NET 観測点の地図上の位置を図 5. 1. 5-1 に示す。



図 5. 1. 5-1 観測対象建物 NHSK ビルの位置

①～⑭：K-NET 観測点

①	TKY 007
②	TKY 015
③	TKY 023
④	TKY 022
⑤	TKY 021
⑥	TKY 014
⑦	TKY 028
⑧	TKY 020
⑨	TKY 026
⑩	TKY 019
⑪	TKY 018
⑫	TKY 013
⑬	TKY 016
⑭	TKY 017

(2) 観測概要

1) 観測点配置

観測点は、高層棟および低層棟の計4箇所とした。センサー（加速度計）は、高層棟では、32階、16階、地下2階の各階同位置に、低層棟では1階に設置し、収録装置は、19階に設置した。加速度計および収録装置の平面図、立面図上の位置を図5.1.5-2、図5.1.5-3に示す。

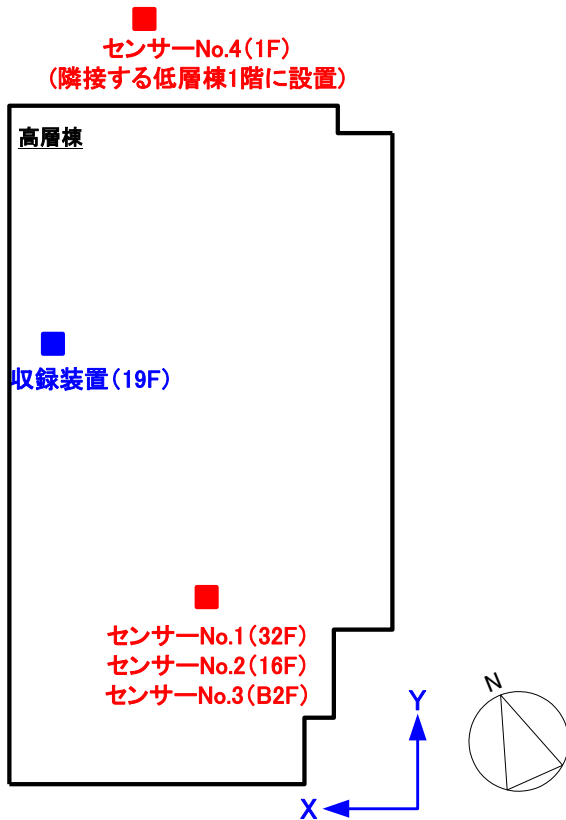


図 5.1.5-2 加速度計および収録装置の設置位置  
(平面図)

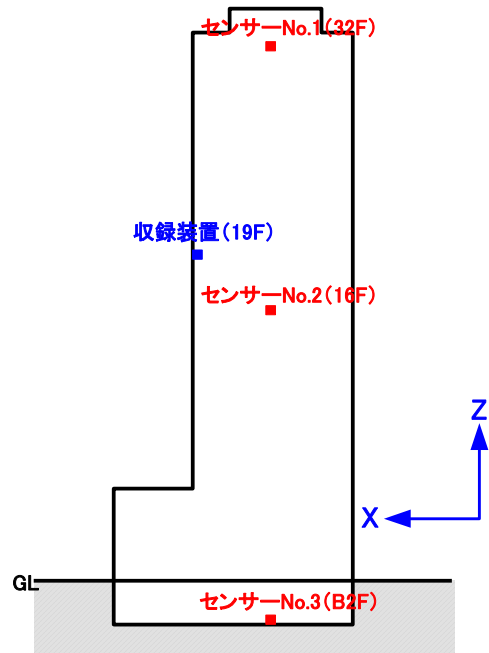


図 5.1.5-3 加速度計および収録装置の設置位置  
(高層棟 断面図)



2) 収録条件

各観測点で水平2方向と上下方向の3成分, 4観測点で合計12成分を観測している。  
表 5.1.5-2 にチャンネル対応を示す。

表 5.1.5-2 チャンネル対応表

CH	建物	階	方向
1	低層棟	1F	X(短辺)
2			Y(長辺)
3			Z(上下)
4	高層棟	B2F	X(短辺)
5			Y(長辺)
6			Z(上下)
7		16F	X(短辺)
8			Y(長辺)
9			Z(上下)
10	32F	32F	X(短辺)
11			Y(長辺)
12			Z(上下)

起動条件と記録条件を以下に示す。2011年1月に収録条件①で観測開始し, 2011年4月に, 収録状況を考慮して, 収録条件②に変更している。変更後の収録開始の条件(起動値)は, B2階のXY方向のセンサーの観測値に対して設定し, 1.0Galとしている。プリトリガは30秒である。収録終了の条件は, B2階XYと32階XYで0.7Galとしている。終了判断時間は180秒である。最大記録長は10分間, サンプリング振動数は100Hzである。

収録条件② (2011年4月7日~2013年3月8日)

<起動条件>

	起動値	終了値
B2階 X	1.0Gal	0.7Gal
B2階 Y	1.0Gal	0.7Gal
32階 X		0.7Gal
32階 Y		0.7Gal

<記録条件>

プリトリガ時間	30秒
終了判断時間	180秒(2011年7月に変更)
記録上書きモード	最新
最大ファイル記録長	10分
サンプリング振動数	100Hz

収録条件① (2011年1月17日~2011年4月6日)

<起動条件>

	起動値	終了値
B2階 X	0.5Gal	0.5Gal
B2階 Y	0.5Gal	0.5Gal
32階 X		1.0Gal
32階 Y		1.0Gal

<記録条件>

プリトリガ時間	20秒
終了判断時間	30秒
記録上書きモード	最新
最大ファイル記録長	10分
サンプリング振動数	100Hz

(3) 観測結果

1) 観測期間

2011年1月17日～2012年3月31日、2012年4月13日～2013年3月8日

2) 観測地震

前述の起動条件により、観測期間に検知された地震は156であった。うち、2012年度(2012年4月13日～2013年3月8日)に観測された地震は18である。月ごとの観測記録数を図5.1.5-4に示す。記録は、東北地方太平洋沖地震から1か月程の期間に集中している。震度ごとの観測記録数を表5.1.5-3に示す。観測期間全体では、震度4が2回、震度3が8回、震度2が53回、震度1以下が93回観測された。うち、2012年度に観測された地震では、震度3が3回、震度2が7回、震度1が8回であった。

上述の観測期間に観測された地震について、B2階と低層棟1階の計測震度、32階、B2階、低層棟1階の最大加速度、32階のB2階に対する最大相対変位を表5.1.5-4～表5.1.5-5に示す。計測震度1.0以上の地震については、地震諸元(震源地、マグニチュード、震源深さ)も示す。

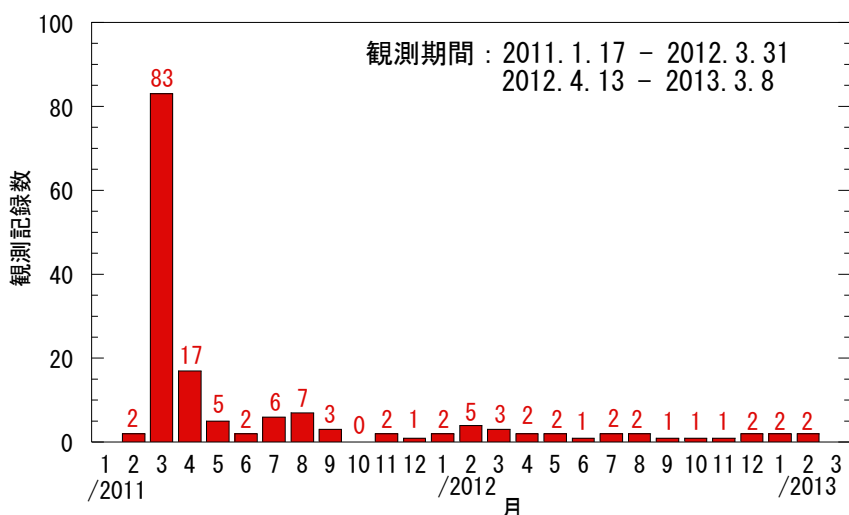


図 5.1.5-4 月ごとの観測記録数

表 5.1.5-3 震度ごとの観測記録数 ( ( )内の数値は、2012年度の観測記録数 )

震度5弱以上	0 (0)
震度4	2 (0)
震度3	8 (3)
震度2	53 (7)
震度1以下	93 (8)

表 5.1.5-4 観測地震一覧

発生日時	計測震度		最大加速度(cm/s <sup>2</sup> )						最大変位(cm)		地震諸元		
	低層棟1F	B2F	低層棟1F X	低層棟1F Y	B2F X	B2F Y	32F X	32F Y	32F X	32F Y	震源地	M	深さ
2011/2/5 10:56	2.3	2.2	5.4	3.6	4.8	3.2	9.4	5.0	0.2	0.2	千葉県南東沖	M5.2	64km
2011/2/10 22:03	0.7	0.6	1.0	1.0	0.7	0.8	1.2	1.9	0.1	0.1	福島県沖	M5.4	48km
2011/3/9 11:47	1.7	1.7	2.8	2.4	2.4	2.2	6.9	6.0	1.9	1.4	三陸沖	M7.3	8km
2011/3/10 3:17	1.1	1.1	1.2	1.0	1.0	1.1	3.3	5.1	0.7	0.9	三陸沖	M6.4	29km
2011/3/10 6:24	1.3	1.3	1.8	1.5	1.7	1.4	7.1	5.5	1.1	0.9	三陸沖	M6.8	9km
2011/3/11 14:47	4.5	4.3	76.3	62.7	66.6	52.2	190.6	179.0	33.8	32.3	三陸沖	M9.0	24km
2011/3/11 14:57	1.5	1.4	3.7	2.6	3.5	2.2	11.3	7.7	3.1	2.1		M7.7	43km
2011/3/11 15:07	3.9	3.8	23.7	34.9	22.6	31.2	91.6	126.9	26.1	28.5	茨城県沖	M7.5	34km
2011/3/11 15:17	2.9	2.9	11.0	12.2	10.0	11.4	59.8	72.1	20.0	22.0	他 複数の余震		
2011/3/11 15:27	2.2	2.2	4.9	4.4	4.2	4.0	10.3	8.1	2.7	1.6	三陸沖		
2011/3/11 15:38	0.4	0.4	0.8	1.0	0.6	0.7	2.2	1.8	0.4	0.4	茨城県沖	M5.5	28km
2011/3/11 15:45	1.0	0.9	2.2	2.0	1.8	1.6	2.2	2.1	0.2	0.1	宮城県沖	M5.3	33km
2011/3/11 15:57	1.5	1.5	2.4	2.1	2.1	1.8	6.2	6.1	1.1	1.3	茨城県沖	M6.1	23km
2011/3/11 16:14	1.7	1.7	3.1	2.4	2.5	2.1	12.2	10.1	3.2	2.0	茨城県沖	M6.7	20km
2011/3/11 16:27	1.7	1.7	2.6	2.5	2.5	2.2	8.6	7.0	1.9	1.8	三陸沖	M6.4	46km
2011/3/11 16:43	1.0	0.9	1.6	1.6	1.1	1.1	3.1	2.5	0.3	0.3	岩手県沖	M5.8	9km
2011/3/11 17:12	2.4	2.2	5.9	3.6	4.7	3.3	10.8	12.7	2.1	2.5	茨城県沖	M6.6	29km
2011/3/11 17:22	1.2	1.2	1.8	2.4	1.4	1.5	7.9	8.2	2.5	2.3	茨城県沖	M6.7	?km
2011/3/11 17:32	1.2	1.0	2.1	2.4	1.4	1.5	2.8	3.3	0.4	0.3	福島県沖	M5.9	30km
2011/3/11 17:41	1.8	1.7	3.8	4.6	2.8	3.2	3.8	3.9	0.2	0.2	福島県沖	M6.1	27km
2011/3/11 17:45	0.5	0.6	0.8	0.7	0.7	0.5	1.7	1.8	0.3	0.3			
2011/3/11 19:22	0.7	0.6	1.1	1.5	0.9	1.2	1.6	1.5	0.3	0.4	福島県沖	M5.5	25km
2011/3/11 19:36	0.7	0.6	1.0	1.3	0.6	1.0	1.2	1.7	0.1	0.1	福島県沖	M5.0	42km
2011/3/11 20:21	1.5	1.5	1.4	2.5	1.1	2.4	3.4	3.1	0.3	0.3	茨城県沖	M5.7	35km
2011/3/11 20:38	1.1	1.0	0.9	1.4	0.7	1.2	3.7	2.9	0.8	0.6	岩手県沖	M6.7	24km
2011/3/11 20:47	0.8	0.5	1.2	1.2	0.9	0.9	2.0	2.1	0.3	0.2	茨城県沖	M5.6	39km
2011/3/11 21:14	1.1	1.1	1.4	1.3	1.3	1.3	3.2	3.3	0.5	0.6	宮城県沖	M6.1	10km
2011/3/11 22:17	1.1	0.9	1.5	1.7	1.3	1.2	2.6	3.5	0.4	0.4			
2011/3/11 23:01	1.1	1.0	1.8	1.6	1.1	1.1	2.6	2.1	0.2	0.2	茨城県沖	M5.4	37km
2011/3/11 23:56	1.1	0.8	1.5	1.7	0.9	1.1	3.9	2.3	0.4	0.4			
2011/3/12 0:13	1.6	1.6	2.5	2.4	2.2	2.5	10.4	8.5	3.5	2.4	茨城県沖	M6.6	22km
2011/3/12 0:42	0.8	0.7	0.9	1.2	0.8	1.1	1.4	1.7	0.1	0.1			
2011/3/12 3:12	1.1	1.1	1.4	1.2	1.2	1.1	4.0	4.5	0.7	0.8	福島県沖	M6.1	16km
2011/3/12 3:44	0.7	0.3	1.2	1.2	0.8	0.7	1.1	1.1	0.1	0.1			
2011/3/12 4:00	1.5	1.5	3.0	2.7	2.9	2.6	8.6	6.7	2.8	1.8	長野県北部	M6.7	8km
2011/3/12 4:09	0.8	0.4	1.1	1.2	0.8	0.8	1.8	1.4	0.3	0.2			
2011/3/12 4:24	1.4	1.3	2.3	2.0	2.1	1.8	3.7	4.2	0.4	0.3	千葉県東方沖	M5.7	34km
2011/3/12 4:46	0.4	0.3	1.0	1.1	0.6	1.0	0.9	1.5	0.0	0.0			
2011/3/12 5:35	1.2	0.9	2.4	2.2	1.6	1.3	1.8	1.5	0.0	0.0			
2011/3/12 7:36	0.6	0.3	1.3	1.0	0.8	0.8	0.8	0.9	0.0	0.0			
2011/3/12 10:12	0.4	0.4	0.9	0.9	0.6	0.8	1.0	1.1	0.0	0.1			
2011/3/12 10:48	1.1	1.0	1.4	1.1	1.2	1.0	5.0	3.9	1.3	0.8	福島県沖	M6.4	40km
2011/3/12 15:44	0.2	0.0	0.9	0.9	0.6	0.7	0.9	0.7	0.0	0.0			
2011/3/12 15:57	1.1	0.8	2.3	2.5	2.6	1.9	2.0	1.5	0.0	0.0			
2011/3/12 22:16	1.4	1.4	2.0	2.2	1.5	1.8	2.9	3.1	0.3	0.3	福島県沖	M6.2	40km
2011/3/12 23:15	1.0	0.7	1.7	1.3	1.1	0.9	1.4	1.6	0.1	0.1			
2011/3/13 7:14	0.7	0.6	1.1	1.0	0.8	0.8	1.5	2.3	0.3	0.3			
2011/3/13 8:26	1.1	1.0	1.6	1.8	1.1	1.4	3.5	2.8	0.6	0.5	宮城県沖	M6.2	15km
2011/3/13 9:33	0.6	0.3	1.0	1.3	0.6	0.8	1.4	1.0	0.1	0.0			
2011/3/13 10:26	1.8	1.6	3.3	2.6	2.2	2.4	8.7	6.4	2.5	1.8	茨城県沖	M6.6	11km
2011/3/13 20:38	0.7	0.6	0.7	0.9	0.6	0.7	2.4	1.9	0.4	0.3			
2011/3/14 10:03	2.2	2.0	5.6	4.4	3.6	3.4	12.8	10.8	3.3	1.5	茨城県沖	M6.2	32km
2011/3/14 15:19	0.4	0.0	0.9	0.8	0.6	0.6	1.7	1.2	0.4	0.2			
2011/3/14 15:53	0.6	0.3	1.2	1.1	0.8	0.9	1.3	1.3	0.1	0.1			
2011/3/15 1:36	0.6	0.3	1.3	1.3	1.7	1.6	1.1	1.1	0.0	0.0			
2011/3/15 3:41	0.8	0.8	1.0	0.9	0.7	0.8	2.3	1.8	0.3	0.2			
2011/3/15 4:59	2.2	2.0	9.9	12.0	8.4	10.2	8.5	3.8	0.1	0.1	東京湾	M4.1	23km
2011/3/15 22:29	2.4	2.3	5.5	7.1	4.4	6.6	13.5	11.6	3.1	2.4	静岡県東部	M6.4	14km
2011/3/16 5:30	0.8	0.7	0.8	0.9	0.7	0.9	3.0	3.2	0.7	0.9			
2011/3/16 12:52	2.3	2.3	5.4	5.5	4.5	5.1	8.6	11.4	1.0	1.1	千葉県東方沖	M6.1	10km
2011/3/16 13:15	0.5	0.5	1.2	0.9	1.0	0.8	2.9	1.6	0.8	0.2			
2011/3/16 22:39	2.1	2.0	2.7	4.3	2.4	3.7	3.8	7.6	0.4	0.4	茨城県南部	M5.4	49km
2011/3/17 13:10	0.8	0.3	1.3	1.4	0.9	1.3	0.9	0.6	0.0	0.0			
2011/3/17 21:32	2.0	1.7	3.2	4.0	2.1	3.0	5.6	5.3	0.5	0.5	千葉県東方沖	M5.7	28km
2011/3/17 21:55	1.3	1.1	2.2	2.2	1.6	1.6	3.9	3.3	0.4	0.3	茨城県沖	M5.7	47km
2011/3/18 17:02	1.0	0.8	1.3	1.3	1.1	0.9	2.2	2.5	0.2	0.2			
2011/3/19 8:50	0.6	0.6	0.7	0.8	0.6	0.7	2.5	1.6	0.3	0.3			
2011/3/19 18:57	2.5	2.3	7.1	7.9	6.3	5.2	9.3	14.0	1.3	1.1	茨城県北部	M6.1	5km
2011/3/20 10:31	0.7	0.5	1.0	1.4	0.9	0.9	1.2	1.3	0.1	0.1			
2011/3/22 12:39	1.6	1.6	1.7	2.3	1.6	2.2	5.2	6.8	0.8	0.9	千葉県東方沖	M5.9	37km
2011/3/22 16:19	1.0	1.0	1.1	1.4	1.0	1.2	2.8	3.5	0.7	0.9	福島県沖	M6.3	10km
2011/3/22 18:20	1.7	1.7	2.6	2.4	2.8	2.1	6.8	6.2	0.7	0.8	福島県沖	M6.4	43km
2011/3/22 21:05	1.0	1.0	1.1	1.0	1.2	1.0	3.9	2.4	0.4	0.3	茨城県沖	M5.9	48km
2011/3/22 22:51	1.0	0.9	1.1	1.2	1.0	0.9	2.5	2.7	0.3	0.4			
2011/3/23 7:13	1.2	1.2	1.5	1.7	1.6	1.8	2.7	3.5	0.8	0.6	福島県浜通り	M6.0	8km
2011/3/23 7:35	1.5	1.3	2.5	3.1	1.8	2.3	4.6	4.1	0.6	0.7	福島県浜通り	M5.8	7km
2011/3/24 5:33	0.7	0.2	1.2	1.0	0.8	0.6	1.0	0.8	0.0	0.0			
2011/3/24 5:43	0.7	0.4	1.2	1.3	0.9	0.8	1.3	1.0	0.2	0.1			
2011/3/24 8:57	2.2	2.0	7.2	5.2	5.8	4.5	5.1	3.9	0.1	0.1	茨城県南部	M4.8	52km
2011/3/24 17:22	0.8	0.8	1.0	1.1	0.8	1.0	1.8	2.4	0.4	0.3			
2011/3/25 20:38	0.7	0.5	0.8	0.8	0.8	0.7	2.1	2.3	0.6	0.5			

表 5.1.5-5 観測地震一覧(続き)

発生日時	計測震度		最大加速度(cm/s <sup>2</sup> )						最大変位(cm)		地震諸元		
	低層棟1F	B2F	低層棟1F X	低層棟1F Y	B2F X	B2F Y	32F X	32F Y	32F X	32F Y	震源地	M	深さ
2011/3/28 7:25	1.0	0.8	1.3	1.2	1.0	0.9	3.7	2.8	0.8	0.4			
2011/3/29 19:55	1.1	1.0	1.1	1.5	1.0	1.3	3.8	3.2	0.7	0.6	福島県沖	M6.6	13km
2011/3/30 21:52	0.6	0.5	0.6	0.8	0.5	0.7	1.6	1.8	0.2	0.2			
2011/3/30 22:19	0.5	0.3	1.3	1.0	1.1	0.6	1.0	1.0	0.1	0.1			
2011/4/2 16:56	1.9	1.7	4.4	3.5	4.1	2.6	5.3	3.3	0.1	0.1	茨城県南部	M5.0	54km
2011/4/5 4:30	0.7	0.6	1.2	1.1	0.8	0.9	1.2	1.1	0.0	0.0			
2011/4/7 23:33	2.5	2.4	8.2	8.5	5.5	6.8	17.0	15.2	3.6	4.0	宮城県沖	M7.1	66km
2011/4/11 17:16	3.0	2.9	12.6	14.6	10.9	10.7	28.7	33.6	4.7	6.0	福島県浜通り	M7.0	6km
2011/4/11 18:06	1.1	0.9	2.0	1.5	1.4	1.2	2.4	2.2	0.1	0.1			
2011/4/11 20:43	1.6	1.6	2.6	2.8	2.3	2.4	5.2	5.6	1.2	1.1	福島県浜通り	M5.9	11km
2011/4/12 8:08	2.5	2.4	7.8	9.4	5.2	6.3	12.5	16.9	3.1	2.6	千葉県東方沖	M6.4	26km
2011/4/12 14:08	2.6	2.5	4.5	8.4	3.7	7.9	11.2	13.9	2.4	1.7	福島県中通り	M6.4	15km
2011/4/13 10:08	1.6	1.3	3.5	2.7	2.0	2.2	3.8	4.7	0.7	0.4	福島県浜通り	M5.7	5km
2011/4/16 11:19	2.7	2.6	12.5	11.1	10.3	7.7	17.3	11.3	1.2	0.8	茨城県南部	M5.9	79km
2011/4/18 3:09	1.4	1.2	2.5	3.8	1.7	3.0	2.7	2.0	0.1	0.1	千葉県北西部	M4.4	65km
2011/4/19 23:10	1.3	1.1	2.5	2.5	2.0	2.3	3.4	2.5	0.1	0.1	茨城県南部	M5.0	53km
2011/4/21 22:37	2.0	1.9	4.3	3.8	3.5	3.0	6.0	9.0	1.1	0.8	千葉県東方沖	M6.0	46km
2011/4/22 1:12	1.3	0.8	2.0	1.5	1.2	1.1	2.4	2.0	0.2	0.1			
2011/4/24 12:25	1.2	0.5	1.7	2.1	1.5	1.8	1.6	1.7	0.0	0.0			
2011/4/25 18:00	1.3	0.9	2.4	2.2	1.4	1.6	2.2	1.8	0.1	0.1			
2011/4/26 21:12	1.6	1.4	3.5	3.5	2.6	3.2	3.4	3.2	0.2	0.1	茨城県南部	M5.0	46km
2011/5/1 10:45	1.0	0.8	2.3	2.4	1.9	1.6	2.2	1.5	0.1	0.1			
2011/5/14 8:37	1.1	1.0	1.6	1.7	1.0	1.2	2.5	2.7	0.4	0.2	福島県沖	M5.9	41km
2011/5/20 9:47	1.5	1.5	2.2	1.6	1.9	1.5	5.0	3.6	0.6	0.5	茨城県沖	M5.8	36km
2011/5/20 17:53	1.3	1.1	2.0	2.3	1.6	1.9	3.2	3.4	0.1	0.1	茨城県南部	M4.6	64km
2011/5/22 7:06	2.0	1.7	4.2	3.1	3.1	2.4	5.1	4.0	0.3	0.3	千葉県北東部	M5.5	40km
2011/6/4 1:01	1.1	0.9	1.8	1.9	1.3	1.4	2.0	1.8	0.1	0.1			
2011/6/18 18:58	1.0	0.8	1.7	2.0	1.6	1.4	2.3	1.5	0.0	0.0			
2011/7/8 3:36	1.2	0.8	1.7	2.1	1.4	1.2	1.7	2.0	0.2	0.1			
2011/7/10 9:58	1.9	1.7	3.7	2.8	2.9	2.4	13.4	12.5	3.0	3.6	三陸沖	M7.3	34km
2011/7/15 21:01	2.3	2.3	6.7	5.3	6.1	5.1	9.6	6.9	0.8	0.3	茨城県南部	M5.4	70km
2011/7/25 3:52	1.3	1.2	2.0	2.2	1.8	1.7	4.9	4.1	0.4	0.5	福島県沖	M6.3	46km
2011/7/25 20:55	1.3	1.2	1.0	1.7	0.9	1.5	3.9	5.1	0.4	0.5	千葉県東方沖	M5.7	37km
2011/7/31 3:54	2.2	2.1	8.0	6.5	5.6	5.2	9.5	9.4	0.9	0.9	福島県沖	M6.5	57km
2011/8/1 23:58	2.0	1.8	3.4	4.0	3.8	3.2	8.6	11.6	1.5	1.5	駿河湾	M6.2	23km
2011/8/2 12:38	1.3	1.0	2.9	3.3	2.6	2.8	3.4	3.3	0.0	0.1	千葉県北西部	M4.1	64km
2011/8/3 4:26	0.8	0.5	2.1	2.2	1.5	1.4	1.6	1.4	0.0	0.0			
2011/8/12 3:22	1.8	1.6	3.9	3.5	2.8	3.0	4.3	4.3	0.9	0.3	福島県沖	M6.1	52km
2011/8/17 9:23	1.1	1.0	2.3	2.7	1.9	2.4	3.2	2.6	0.0	0.0	茨城県南部	M4.3	78km
2011/8/19 14:37	1.6	1.5	2.7	2.5	2.3	2.1	5.4	5.3	1.1	1.2	福島県沖	M6.5	51km
2011/8/31 18:33	2.2	2.0	6.9	7.7	5.9	4.7	5.3	4.7	0.1	0.1	千葉県北西部	M4.6	72km
2011/9/4 5:53	1.7	1.6	4.2	4.6	3.6	3.7	4.7	3.8	0.1	0.1	埼玉県南部	M4.7	90km
2011/9/11 19:09	1.7	1.6	3.9	3.1	3.1	2.3	4.8	2.2	0.1	0.0	千葉県北西部	M4.3	73km
2011/9/15 17:01	1.9	1.9	3.2	3.8	2.7	3.6	11.7	11.0	1.8	2.2	茨城県沖	M6.3	51km
2011/11/3 19:34	1.7	1.5	3.3	2.5	2.8	2.5	4.7	3.6	0.2	0.1	茨城県南部	M4.9	62km
2011/11/24 4:25	1.2	1.0	1.9	1.6	1.8	1.2	3.3	2.9	0.6	0.4	福島県沖	M6.1	45km
2011/12/3 5:55	1.8	1.7	3.1	3.2	3.3	2.3	4.2	3.8	0.2	0.2	千葉県南部	M5.2	20km
2012/1/1 14:30	2.7	2.5	7.4	10.4	5.4	7.5	7.2	14.1	1.1	0.8	鳥島近海	M7.0	397km
2012/1/28 7:43	1.9	1.8	5.1	6.1	3.5	4.2	5.0	4.1	0.3	0.3	山梨県東部・富	M5.4	18km
2012/2/7 22:38	1.0	0.7	1.9	1.7	1.4	1.6	1.9	1.6	0.0	0.1			
2012/2/11 10:27	1.9	1.4	4.9	2.8	2.7	2.2	3.6	3.2	0.1	0.1	千葉県北西部	M4.7	46km
2012/2/14 15:23	1.2	1.1	1.4	1.2	1.2	1.2	4.4	4.1	0.7	0.6	茨城県沖	M6.0	54km
2012/2/19 14:55	1.5	1.3	2.5	2.9	1.9	1.8	2.7	3.3	0.2	0.2	茨城県北部	M5.2	7km
2012/2/29 23:33	1.6	1.5	1.7	2.3	1.6	2.0	3.6	6.3	0.9	0.7	千葉県東方沖	M5.9	39km
2012/3/1 7:33	1.9	1.5	5.2	3.3	3.3	2.2	4.7	2.9	0.1	0.1	茨城県沖	M5.3	56km
2012/3/14 21:05	2.4	2.3	7.9	6.9	6.3	5.9	8.8	11.0	0.8	1.3	千葉県東方沖	M6.1	15km
2012/3/16 4:20	2.0	1.8	7.0	7.0	4.8	4.7	5.5	3.6	0.3	0.2	埼玉県南部	M5.3	94km
2012/4/25 5:22	1.7	1.6	3.2	2.9	2.5	2.3	4.9	4.3	0.3	0.3	千葉県北東部	M5.5	43km
2012/4/29 19:29	1.7	1.6	2.8	3.3	2.3	2.8	5.6	5.5	0.8	0.7	千葉県北東部	M5.8	48km
2012/5/18 17:19	2.0	1.6	4.2	4.8	3.3	3.3	3.8	3.8	0.2	0.1	茨城県南部	M4.8	51km
2012/5/29 1:37	2.8	2.5	14.3	8.2	10.0	7.1	14.3	9.9	0.5	0.4	千葉県北西部	M5.2	64km
2012/6/1 17:48	1.9	1.8	4.4	6.4	4.3	3.1	5.6	7.9	0.3	0.2	千葉県北西部	M5.1	44km
2012/7/3 11:31	2.3	2.2	6.1	8.4	5.5	5.5	9.0	6.2	0.2	0.1	千葉県南部	M5.2	88km
2012/7/16 4:31	1.4	1.1	2.5	1.9	1.9	1.4	2.6	1.9	0.1	0.1	茨城県南部	M4.8	52km
2012/8/13 13:48	0.9	0.9	2.4	2.1	2.3	1.8	2.2	1.8	0.1	0.1	埼玉県南部	M3.9	77km
2012/8/20 20:43	1.5	1.5	1.5	2.1	1.4	2.1	2.4	3.9	0.3	0.2	茨城県南部	M5.2	57km
2012/9/14 2:22	1.5	1.3	2.8	3.6	2.1	2.5	3.2	3.1	0.1	0.1	千葉県北東部	M5.1	37km
2012/10/12 13:57	1.1	1.0	1.3	1.8	1.2	1.5	2.7	2.7	0.2	0.2	千葉県北東部	M5.1	37km
2012/11/24 18:00	3.2	3.1	23.8	20.7	19.2	14.9	17.7	12.1	0.3	0.1	東京湾	M4.8	72km
2012/12/7 5:32	1.0	0.6	1.7	1.8	1.7	1.2	2.1	1.6	0.1	0.1	千葉県北西部	M4.6	67km
2012/12/7 17:19	3.0	2.9	10.6	13.5	10.6	10.2	21.3	17.1	4.1	3.8	三陸沖	M7.4	46km
2013/1/22 4:47	1.2	1.1	1.9	2.3	1.4	1.7	2.0	2.4	0.1	0.1	千葉県東方沖	M5.1	16km
2013/1/28 3:42	1.1	1.0	1.5	2.1	1.7	1.9	1.5	1.8	0.1	0.0	茨城県北部	M4.8	74km
2013/2/1 23:07	1.9	1.8	4.2	2.6	3.9	1.9	5.4	2.1	0.1	0.1	東京湾	M4.4	71km
2013/2/25 16:24	1.6	1.4	2.1	2.1	1.7	1.6	7.8	4.2	2.5	1.1	栃木県北部	M6.3	3km

\* 観測期間のうち2011/4/1~2011/6/10の観測値は国総研のデータを使用させていただきました。

観測された地震のうち震度2以上(計測震度1.5以上)の地震について、入力加速度(B2階の最大加速度)、応答加速度(32階の最大加速度)の分布を、震央距離を横軸にプロットしたものを

図 5.1.5-5～図 5.1.5-6 に示す。また、震央距離と加速度応答倍率（32 階最大加速度／B2 階最大加速度）の関係を地震の規模別に図 5.1.5-7 に示す。

入力加速度は、東北地方太平洋沖地震(2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分)と茨城県沖の地震(2011 年 3 月 11 日 15 時 16 分)をのぞいて、おおむね 10Gal 以下である。32 階の応答加速度は、この 2 地震を除いて、おおむね 30Gal 以下である。

加速度応答倍率の平均は、X 方向で 2.2 倍、Y 方向で 2.1 倍であった。得られた記録の範囲では、応答倍率が大きいのは、震央距離が遠い場合が多い傾向がみられるが、近くで規模の大きな地震が発生していないことも影響していると考えられる。

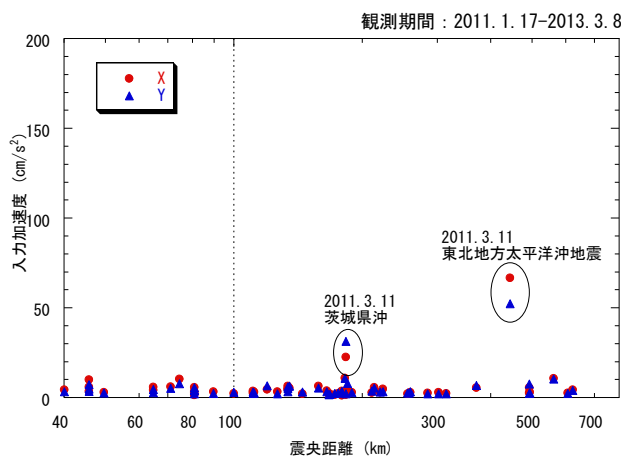


図 5.1.5-5 震央距離と入力加速度

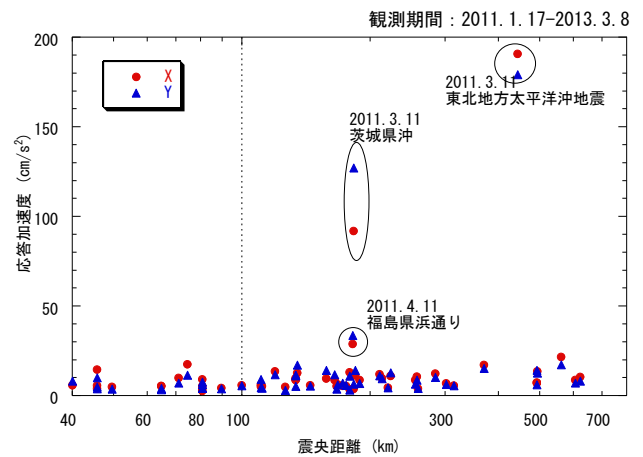


図 5.1.5-6 震央距離と応答加速度

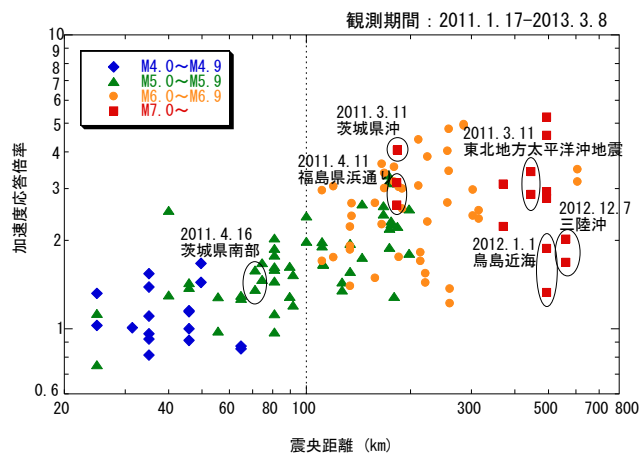


図 5.1.5-7 震央距離と加速度応答倍率

基礎での入力損失の影響をみるため、全観測記録について、低層棟 1 階の最大加速度を横軸に、高層棟 B2 階の最大加速度を縦軸にプロットしたものを、図 5.1.5-8 に示す。低層棟 1 階の最大加速度に対して、高層棟 B2 階の最大加速度は小さく、平均で 0.81 倍である。高層棟での基礎による入力損失がみられる。

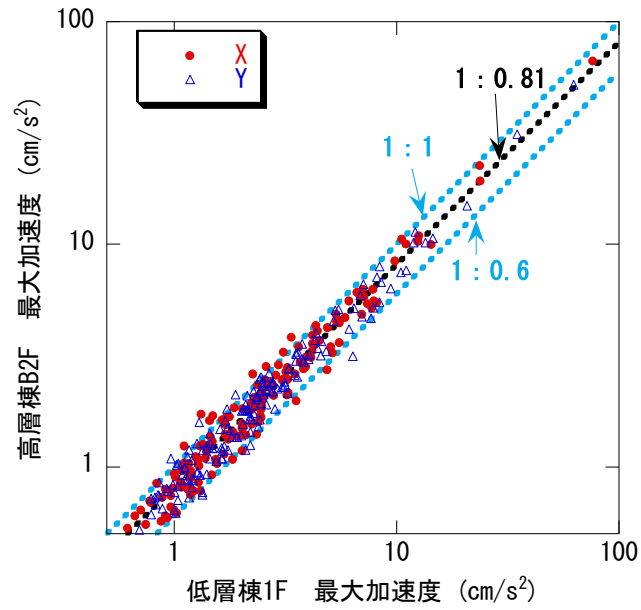


図 5.1.5-8 高層棟と低層棟の入力加速度の比較

### 3) 観測記録の分析

2012年度(2012年4月13日～2013年3月8日)に観測された地震のうち、計測震度の大きい下記の3つの地震について、観測記録の最大応答値を表5.1.5-6～表5.1.5-8に示し、高層棟B2階における速度応答スペクトルとエネルギースペクトル、および各計測点の加速度波形を図5.1.5-9～図5.1.5-20に示す。

2012年度に観測された地震のうち、計測震度が最も大きかった地震は、計測震度3.1の東京湾の地震(2012年11月24日)であった。地震自体の規模(M)が最も大きかったのは、M7.4の三陸沖の地震(2012年12月7日)で、計測震度は2.9であった。この2地震の速度応答スペクトルを比較すると、東京湾の地震が周期1秒以下の短周期成分が卓越しているのに対して、三陸沖の地震では、周期1秒以上の長周期の成分が卓越しており、高層棟における32階加速度やB2階に対する32階の相対変位が大きいのは、1次モードが卓越した三陸沖の地震であった。地震の継続時間も三陸沖の地震のほうが長く、建物の揺れは、東京湾の地震では地震発生から1分程度でおさまっているのに対して、三陸沖の地震では10分程継続している。

三陸沖の地震での地動(高層棟B2階)の最大加速度は、X方向で $10.6\text{cm/s}^2$ 、Y方向で $10.2\text{cm/s}^2$ であり、高層棟32階での最大加速度は、X方向で $21.3\text{cm/s}^2$ 、Y方向で $17.1\text{cm/s}^2$ であった。高層棟32階のB2階に対する最大相対変位は、X方向で4.1cm、Y方向で3.8cmであった。

- ・千葉県北西部の地震      2012年5月29日1時37分頃発生    M5.2    深さ64km    計測震度2.5
- ・東京湾の地震              2012年11月24日18時0分頃発生    M4.8    深さ72km    計測震度3.1
- ・三陸沖の地震              2012年12月7日17時19分頃発生    M7.4    深さ46km    計測震度2.9

表 5.1.5-6 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	—	14.3	9.9	16.8	0.5	0.4
16F	—	16.4	8.0	10.2	0.3	0.2
B2F	2.5 (3)	10.0	7.1	4.3	—	—
低層棟1F	2.8 (3)	14.3	8.2	7.7	—	—

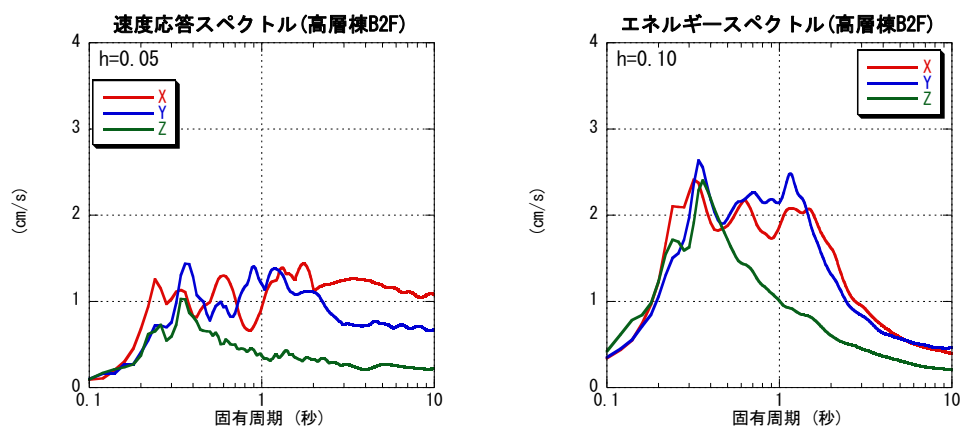


図 5.1.5-9 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

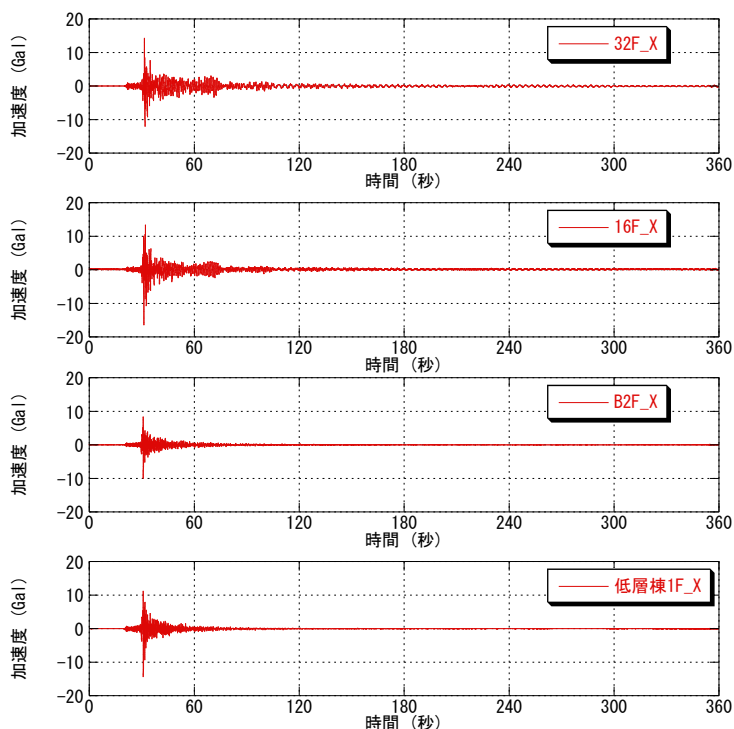


図 5.1.5-10 加速度波形(X(短辺)方向)

(千葉県北西部の地震 2012年5月29日1時37分頃)



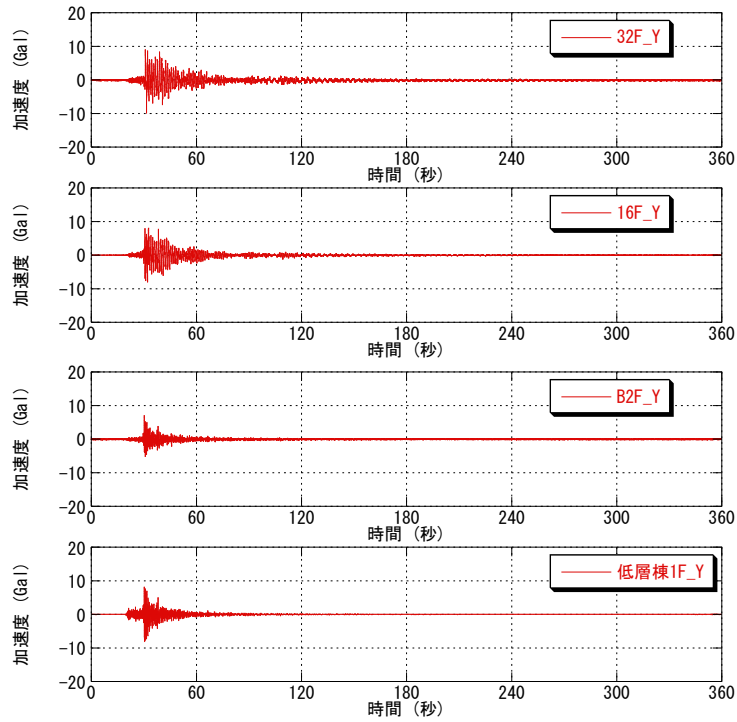


図 5.1.5-11 加速度波形(Y(長辺)方向)  
(千葉県北西部の地震 2012年5月29日1時37分頃)

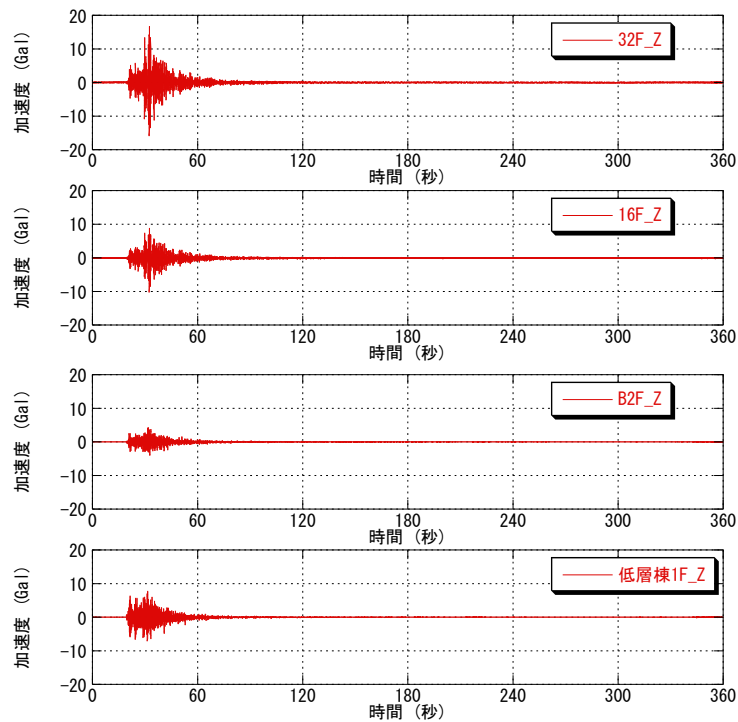


図 5.1.5-12 加速度波形(Z方向)  
(千葉県北西部の地震 2012年5月29日1時37分頃)

表 5.1.5-7 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度 (震度階)	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
		X	Y	Z	X	Y
32F	-	17.7	12.1	16.3	0.2	0.1
16F	-	22.1	16.9	10.3	0.2	0.1
B2F	3.1 (3)	19.2	14.9	4.5	-	-
低層棟1F	3.2 (3)	23.8	20.7	10.0	-	-

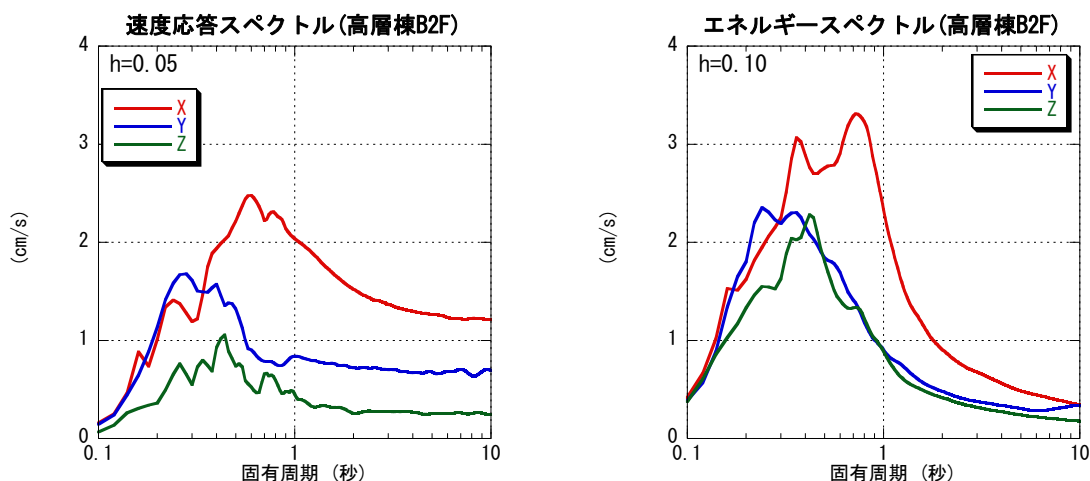


図 5.1.5-13 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

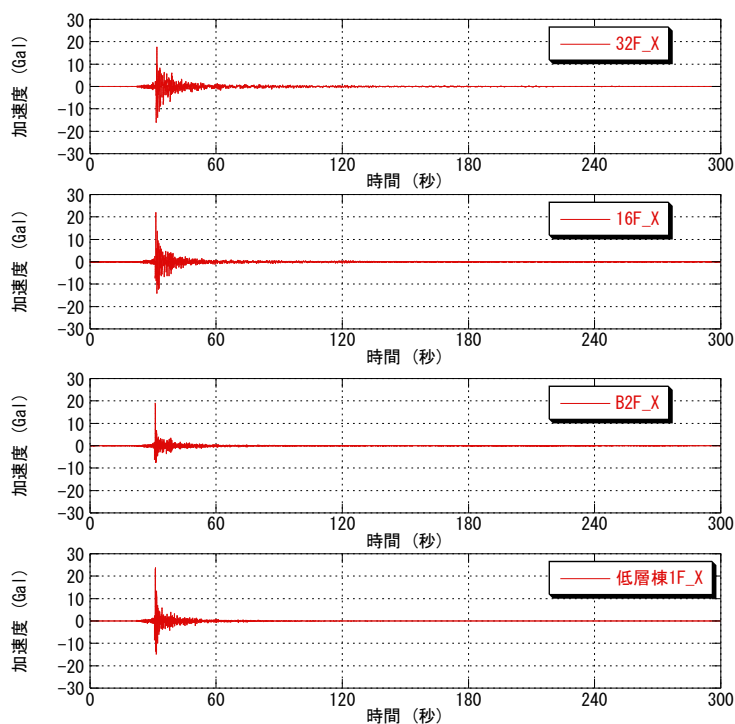


図 5.1.5-14 加速度波形(X短辺方向)

(東京湾の地震 2012年11月24日18時0分頃)

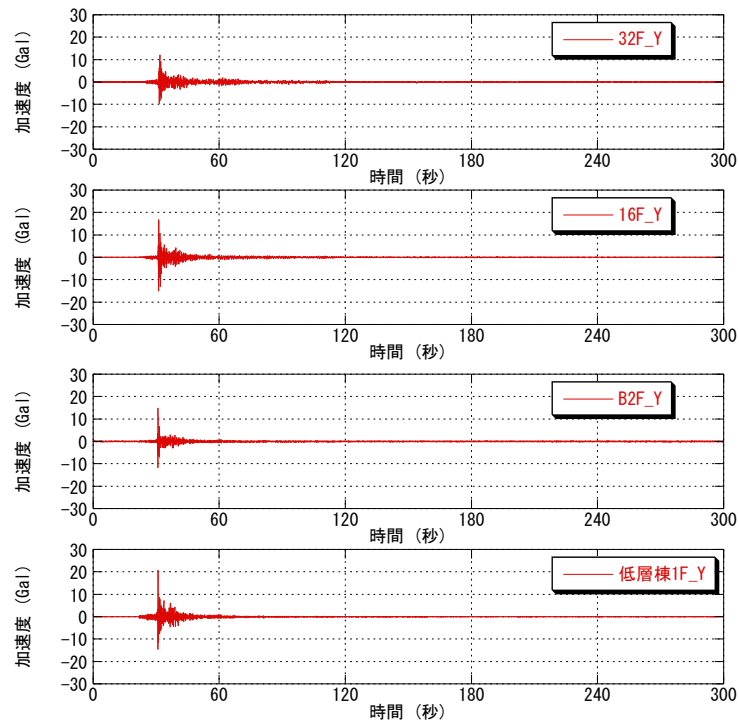


図 5.1.5-15 加速度波形(Y(長辺)方向)  
(東京湾の地震 2012年11月24日18時0分頃)

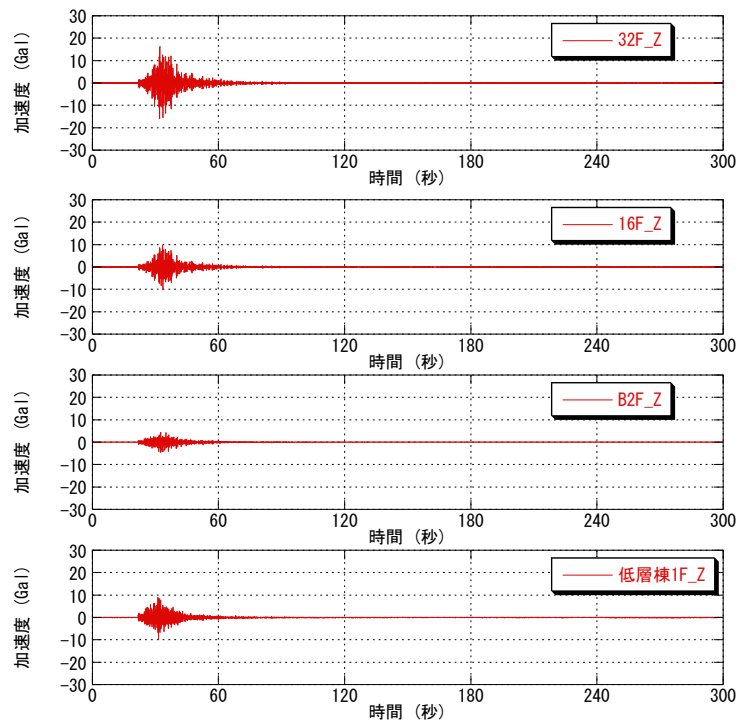


図 5.1.5-16 加速度波形(Z方向)  
(東京湾の地震 2012年11月24日18時0分頃)

表 5.1.5-8 計測震度と各測定点の最大加速度

階	計測震度	最大加速度 (Gal)			最大相対変位 (cm)	
	(震度階)	X	Y	Z	X	Y
32F	-	21.3	17.1	20.1	4.1	3.8
16F	-	16.6	15.0	14.4	1.9	1.9
B2F	2.9 (3)	10.6	10.2	6.8	-	-
低層棟1F	3.0 (3)	10.6	13.5	12.6	-	-

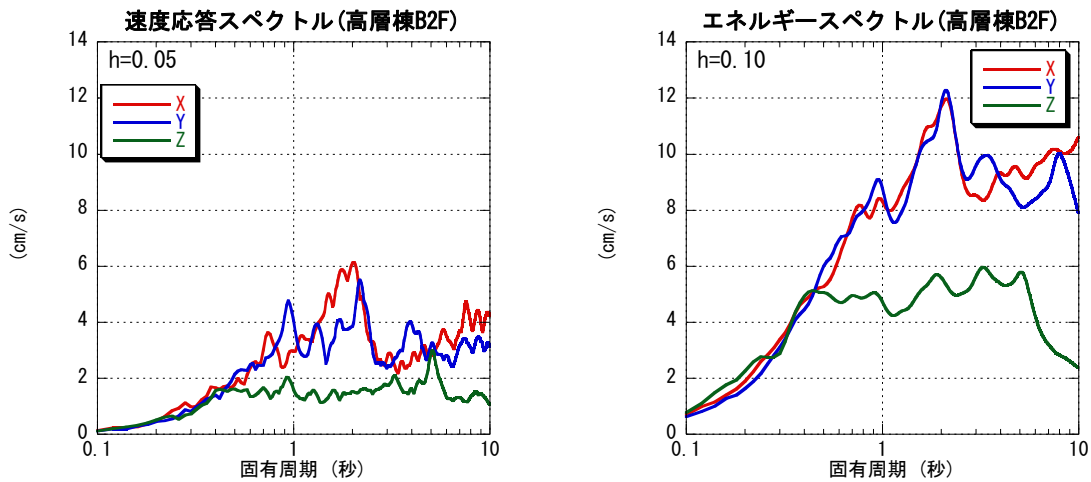


図 5.1.5-17 速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

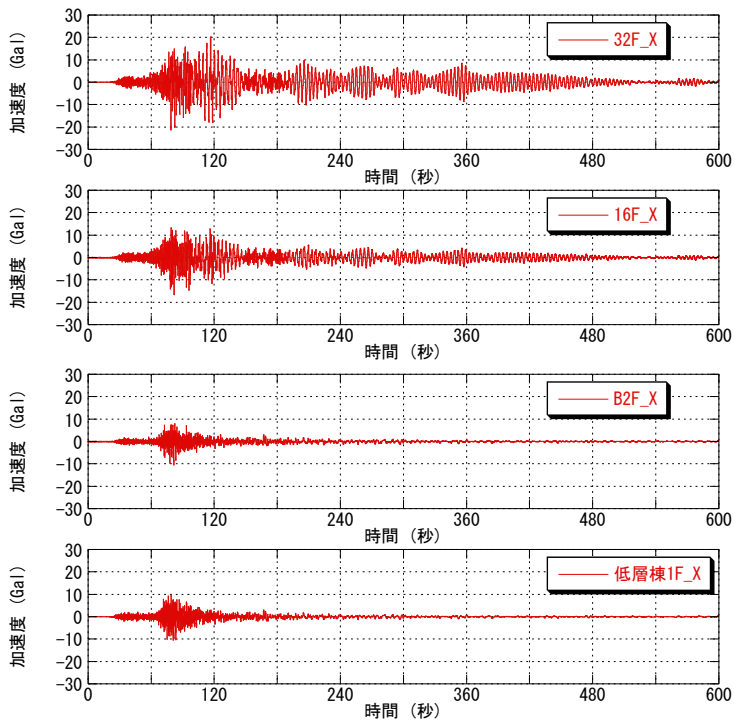


図 5.1.5-18 加速度波形(X[短辺]方向)

(東京湾の地震 2012年12月7日17時19分頃)

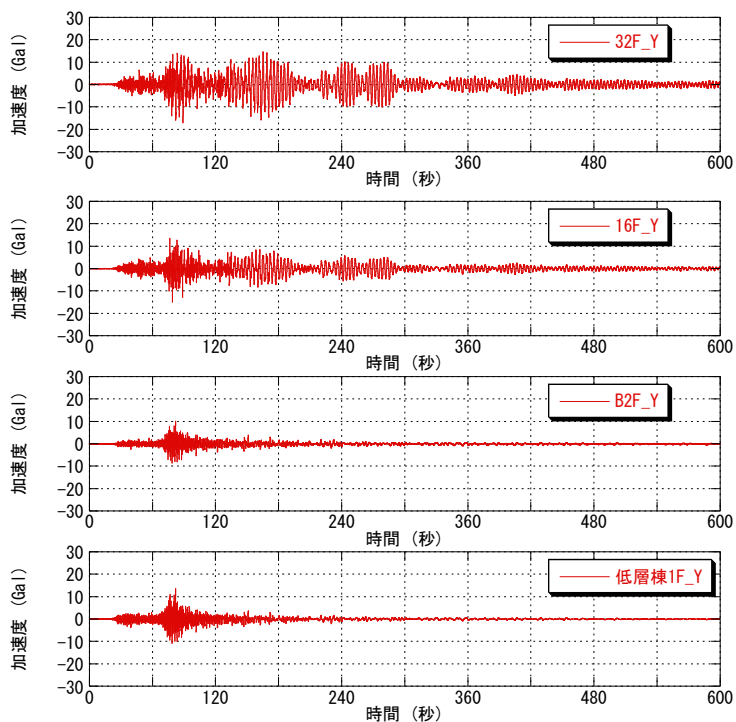


図 5.1.5-19 加速度波形(Y(長辺)方向)  
(東京湾の地震 2012年12月7日17時19分頃)

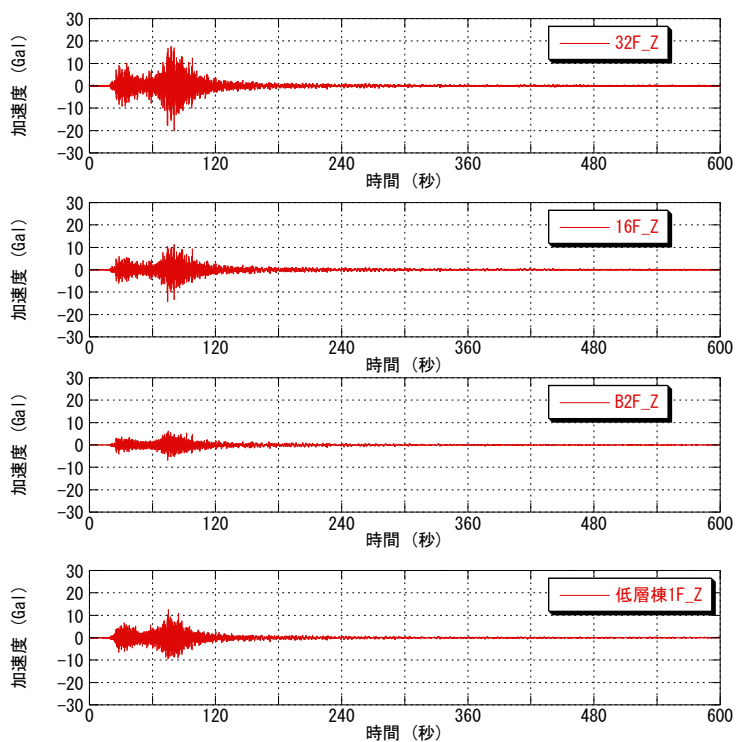


図 5.1.5-20 加速度波形(Z方向)  
(東京湾の地震 2012年12月7日17時19分頃)

上記3地震での高層棟の振動特性をみるため、B2階に対する32階のフーリエスペクトル比を算出した。図5.1.5-21に示す。1次モードの固有周期は、三陸沖の地震(2012年12月7日、計測震度2.9)で、X(短辺)方向3.5秒、Y(長辺)方向3.3秒、千葉県北西部の地震(2012年5月29日、計測震度2.5)と東京湾の地震(2012年11月24日、計測震度3.1)で、X(短辺)方向3.3秒、Y(長辺)方向3.0秒であった。三陸沖の地震で他の2地震と比較して、固有周期が5%~10%程長くなっている。参考に東北地方太平洋沖地震(2011年3月11日、計測震度4.3)と、その2日前に観測された三陸沖の地震(2011年3月9日、計測震度1.7)でのフーリエスペクトル比を図5.1.5-22に示す。同様な固有周期の変動がみられており、振幅に依存する変動であると考えられる。

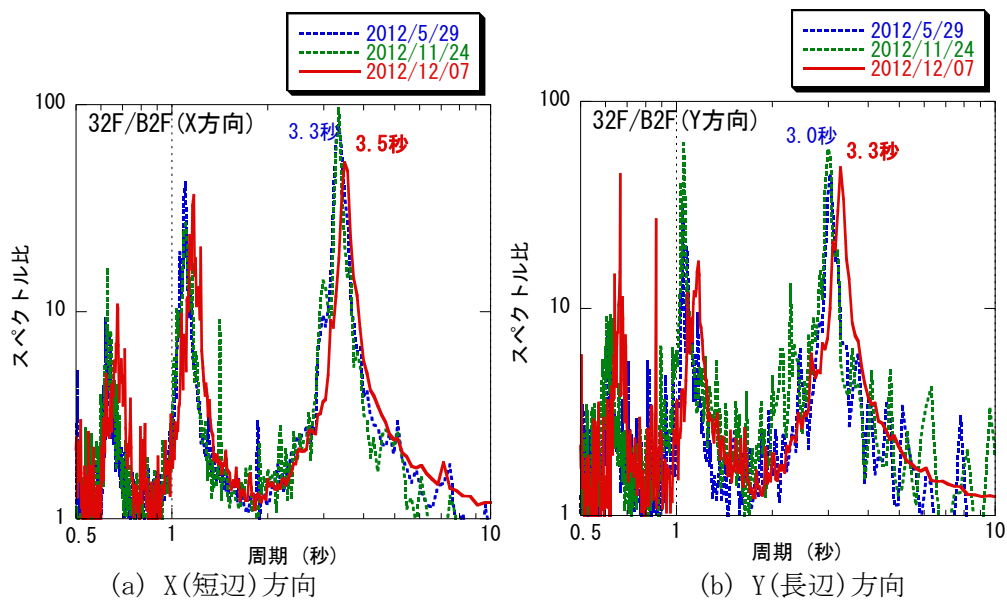


図 5.1.5-21 フーリエスペクトル比 (32階/B2階)

(2012.5.29 千葉県北西部の地震, 2012.11.24 東京湾の地震, 2012.12.7 三陸沖の地震)

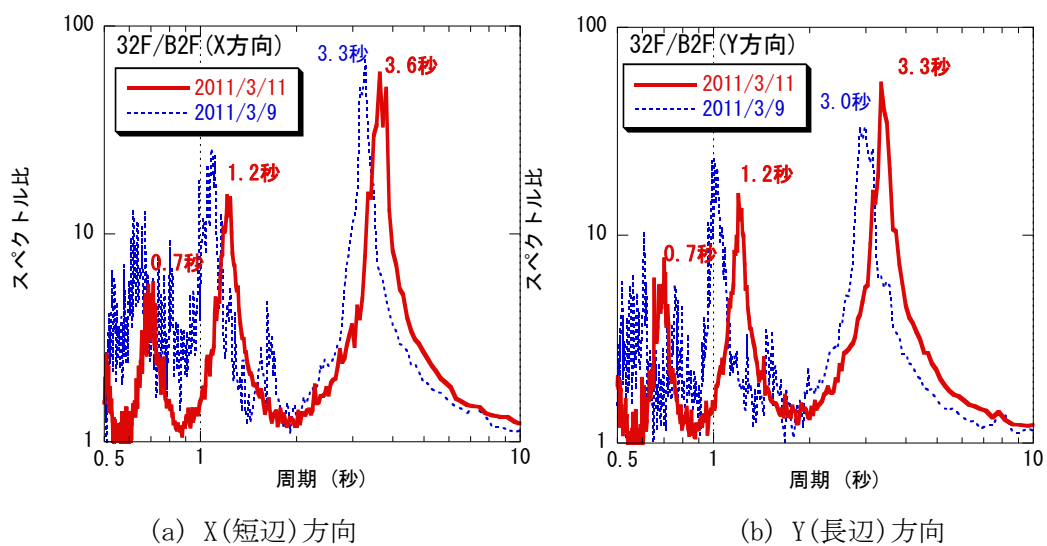


図 5.1.5-22 フーリエスペクトル比 (32階/B2階)

(2011.3.11 東北地方太平洋沖地震と2011.3.9 三陸沖の地震)

#### (4) まとめ

- ・ 観測対象建物 NHSK ビルは、高層棟が鉄骨造 33 階建て、低層棟が鉄骨鉄筋コンクリート造 6 階建てである。センサーを高層棟の B2 階、16 階、32 階、および低層棟の 1 階の計 4 箇所に設置し、それぞれ水平 2 方向および上下方向、合計 12 成分を観測している。
- ・ 観測対象建物 NHSK ビルで、観測期間（2011 年 1 月 17 日～2012 年 3 月 31 日、2012 年 4 月 13 日～2013 年 3 月 8 日）において、合計 156 回の地震観測記録が得られた。記録は、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震後約 1 か月の期間に集中している。全観測記録のうち、震度 4 が 2 回、震度 3 が 8 回、震度 2 が 53 回、震度 1 以下が 93 回観測された。このうち、2012 年度(2012 年 4 月 13 日～2013 年 3 月 8 日)に観測された地震は 18 回で、震度 3 が 3 回、震度 2 が 7 回、震度 1 が 8 回であった。
- ・ 加速度応答倍率の平均は、X 方向で 2.2 倍、Y 方向で 2.1 倍であった。得られた記録の範囲では、応答倍率が大きいのは、震央距離が遠い場合が多い傾向がみられるが、近くで規模の大きな地震が発生していないことも影響していると考えられる。
- ・ 高層棟 B2 階の最大加速度は、低層棟 1 階の最大加速度に対して平均で 0.81 倍であり、高層棟基礎における入力損失の影響がみられる。
- ・ 2012 年度に観測された地震のうち、最も高層棟 32 階の応答が大きかった地震は、2012 年 12 月 7 日に発生した三陸沖の地震で、地動（高層棟 B2 階）の最大加速度は、 $10.6\text{cm/s}^2$ 、高層棟 32 階での最大加速度は、 $21.3\text{cm/s}^2$ であった。高層棟 32 階の B2 階に対する最大相対変位は、4.1cm であった。この地震における高層棟の 1 次モードの固有周期は、X(短辺)方向で 3.5 秒、Y(長辺)方向で 3.3 秒であった。



## 5.1.6 NHST ビルの地震観測 (H24 実施分)

### 1) 建物・地盤概要

建物名称	: NHST
所在地	: 東京都中央区晴海
構造種別	: 地上・鉄骨造, 地下・鉄骨鉄筋コンクリート造, 一部鉄筋コンクリート造
建物規模	: 地上 33 階地下 4 階
軒高	: 154.8m
最高高さ	: 154.8m
基準階面積	: 2810m <sup>2</sup>
設計時 1 次固有周期	: X 方向 : 3.95 秒, Y 方向 : 3.68 秒
地盤概要	: 表 5.1.6-1

表 5.1.6-1 地盤概要

GL - m	地層	N 値 min~max
0.0 ~ 2.0	表土・盛土	1~6
2.0 ~ 5.5	有楽町層上部(沖積層)	0~13
5.5 ~ 22.5	有楽町層下部(沖積層)	0~5
22.5 ~ 26.5	七号地層(沖積層)	2~30
26.5 ~ 34.5	東京層(洪積砂・砂礫層)	26~60(支持層)
34.5 ~	上総層群	70 以上



図 5.1.6-1 建物所在地(観測点●, ▲は K-net 観測点)



## 2) 観測装置概要

### a) 観測システム・観測装置の概要と配置

建物内：強震計測装置 1 台を 33 階に、検出器(加速度計)3 台を 33 階、15 階、B4 階に配置し、連動させる。

地表面：建物群から数十メートル離れた位置に据え置き型の強震計測装置を設置し、独立で観測する。強震計測装置同士は連動しないが、GPS により時刻校正を行うことにより観測記録の同期をとる。

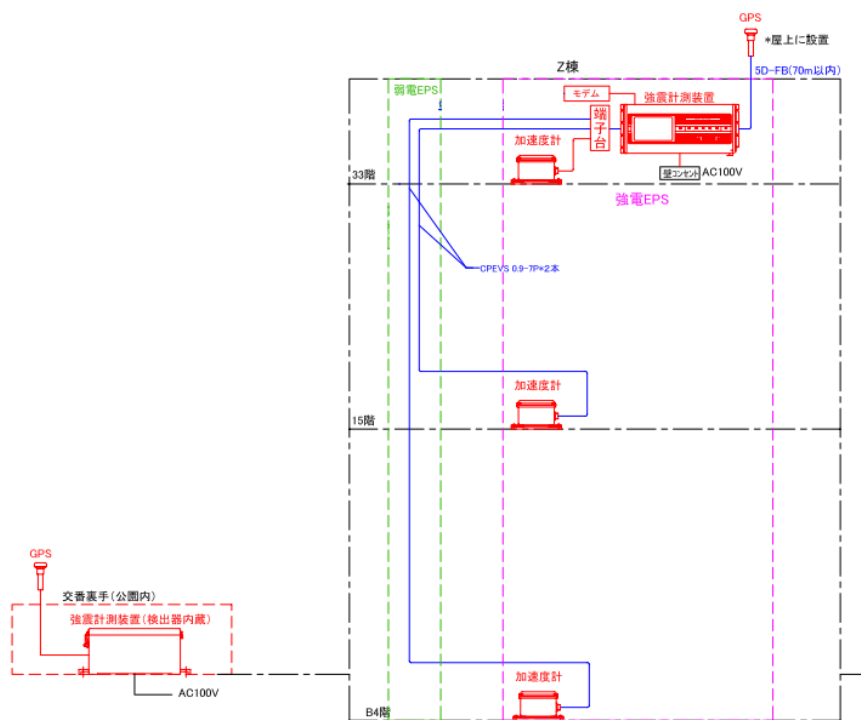


図 5.1.6-2 観測システム構成図

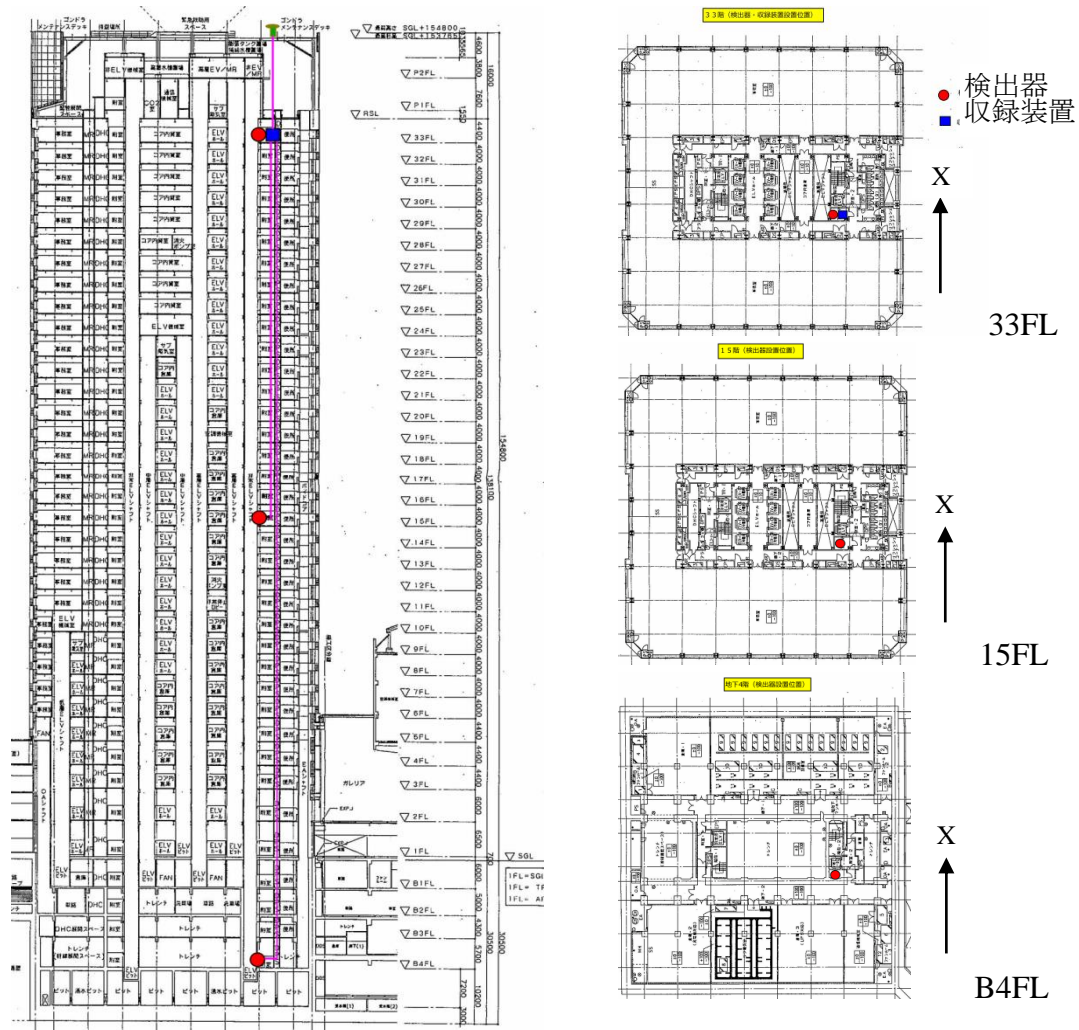


図 5.1.6-3(1) 観測装置の配置(建物内)

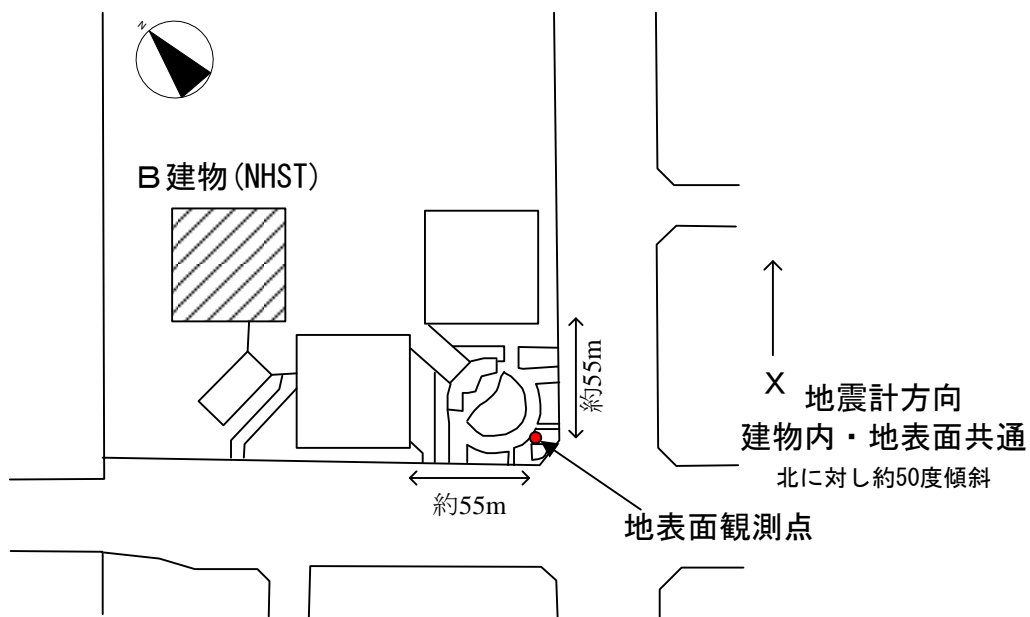


図 5.1.6-3(2) 観測装置の配置(地表面・近隣公園内)



(1-1) 建物屋上設置 GPS アンテナ



(1-2) 建物 33 階強震観測装置設置用ラック  
(強震観測装置, モデム, 検出器)



(2-1) 公園内強震観測装置カバー, 電源ポール  
(上部 GPS アンテナ設置)



(2-2) 公園内強震観測装置

図 5.1.6-4 観測装置の設置状況

b) 観測装置の仕様

- ・ 検出器(加速度計) : ミットヨ製 JEP8A3
- ・ 収録装置 : ミットヨ製 SMAC-MDU
- ・ 観測可能 :  $\pm 30\text{m/s}^2$
- ・ AD 分解能 : 24bit
- ・ サンプリング周波数 : 100Hz
- ・ 時刻校正 : GPS による

表 5.1.6-2 設置機器一覧

	機器名称	台数	設置位置
屋内	検出器: サーボ型加速度計 JEP8A3	3	33 階, 15 階, B4 階
	強震計測装置: SMAC-MDU	1	33 階
	モデム: DFML-560ME	1	33 階
	GPS アンテナ: GPA-016	1	屋上
屋外	強震計測装置: SMAC-MDU(据置(検出器内蔵)型)	1	公園内

e) 観測結果

2012年4月1日から2013年2月27日までの観測記録一覧を表5.1.6-3に示す。また、網掛けした観測記録を以下に示す。

表 5.1.6-3 地震観測記録一覧 (cm/s<sup>2</sup>)

年	月	日	時	分	地表面			建物内								
					X	Y	Z	B4FX	B4FY	B4FZ	15FX	15FY	15FZ	33FX	33FY	33FZ
2012	4	13	19	11	3.1	2.9	1.8	1.3	0.9	0.6	4.6	2.5	1.7	5.0	3.1	2.8
2012	4	25	5	22	5.0	6.7	3.5	1.7	2.5	1.8	2.7	7.6	3.2	2.5	5.5	3.8
2012	4	29	19	29	6.9	6.2	4.3	2.1	1.9	2.8	5.8	5.5	3.1	5.5	6.6	5.8
2012	5	4	11	54	4.6	3.0	2.2	1.2	1.0	1.2	1.8	1.5	1.3	1.4	1.2	2.1
2012	5	18	17	19	8.5	6.3	8.3	2.6	1.9	5.7	3.5	3.0	6.2	4.1	2.3	8.1
2012	5	25	16	27	3.8	1.5	1.9	1.3	0.5	0.6	0.9	0.9	0.6	0.8	0.4	0.9
2012	5	29	1	37	34.8	21.2	13.7	10.3	9.7	4.9	11.6	10.6	8.5	11.2	8.0	13.8
2012	6	1	17	48	12.1	11.3	7.2	3.0	3.0	4.3	6.1	4.6	4.8	4.7	3.9	7.9
2012	6	6	4	32	3.1	3.3	1.3	1.4	1.3	1.2	3.1	4.1	1.8	5.0	4.4	2.4
2012	7	3	11	31	18.5	12.8	6.6	3.9	5.5	2.7	5.0	6.9	4.3	4.7	5.5	6.5
2012	7	16	4	31	3.7	4.0	3.3	1.4	1.2	1.7	1.9	2.2	1.5	2.2	2.1	2.3
2012	8	3	22	19	3.9	3.3	2.3	1.0	0.8	1.4	1.3	1.1	1.6	1.1	0.8	2.4
2012	8	20	20	43	4.3	3.2	2.0	1.5	1.2	0.8	2.4	3.2	1.5	2.6	2.3	3.1
2012	8	30	4	17	2.2	1.3	3.8	1.0	1.0	2.9	0.8	0.6	2.2	0.6	0.5	1.8
2012	9	14	2	22	6.5	7.0	6.3	1.9	2.8	3.0	3.9	2.8	3.2	3.3	2.2	5.0
2012	10	2	10	11	2.7	4.1	3.2	1.5	1.9	1.1	1.1	1.6	0.9	0.5	0.9	1.4
2012	10	12	13	57	3.6	4.2	3.3	1.1	1.5	1.2	2.2	2.4	2.2	1.7	2.5	3.6
2012	11	24	18	0	38.9	39.0	20.6	13.1	17.4	4.8	13.7	20.9	6.1	11.8	13.8	9.6
2012	12	7	17	19	33.3	37.2	13.6	8.3	12.3	6.0	19.5	23.4	11.7	19.3	22.6	17.0
2012	12	13	20	56	2.8	2.2	1.9	1.1	0.7	0.6	0.7	0.9	0.8	0.7	0.6	1.4
2013	1	22	4	47	6.0	5.4	3.1	1.7	1.4	1.2	2.4	2.6	1.7	1.7	2.6	2.8
2013	1	28	3	42	4.8	4.9	2.5	1.8	1.2	1.7	2.3	2.4	2.5	1.7	1.5	3.4
2013	2	1	23	7	7.5	7.2	3.9	2.3	3.5	1.4	2.3	4.6	1.5	2.0	4.0	3.0
2013	2	2	23	20	3.3	2.2	1.2	1.0	0.8	0.8	2.4	3.5	1.3	2.1	2.9	2.1
2013	2	19	21	28	2.1	2.8	1.2	1.0	1.1	1.1	3.8	2.5	2.0	4.1	2.6	2.6
2013	2	25	16	24	3.6	2.5	1.8	1.5	1.1	1.6	3.6	2.4	2.7	5.7	2.8	4.0

2012年5月29日1時37分 千葉県北西部を震源とする地震 (Eq.1)

地震規模：M5.2

最大加速度一覧：表 5.1.6-4

表 5.1.6-4 最大加速度一覧(Eq.1, cm/s<sup>2</sup>)

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	11.2	8.0	13.8
	15FL	11.6	10.6	8.5
	B4FL	10.3	9.7	4.9
地表面		34.8	21.2	13.7

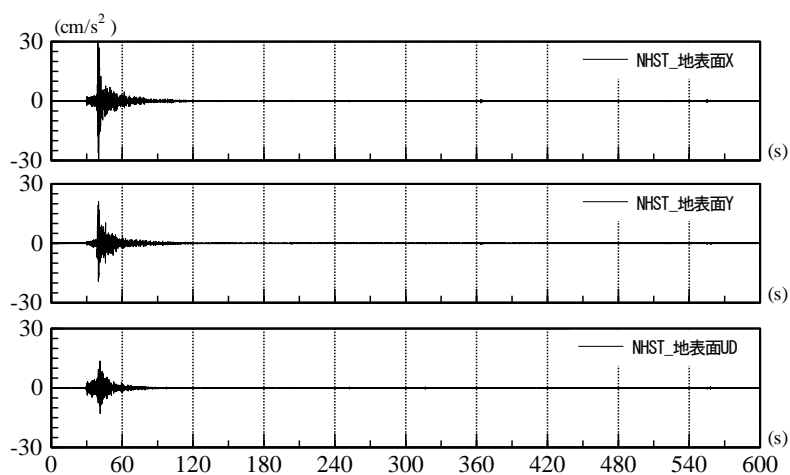


図 5.1.6-5 観測加速度時刻歴(Eq.1, 地表面観測点)

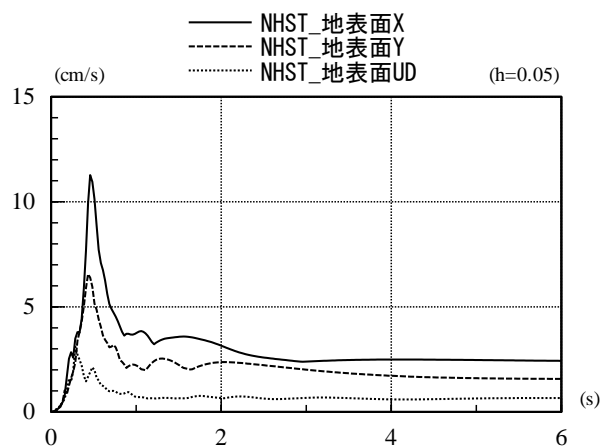
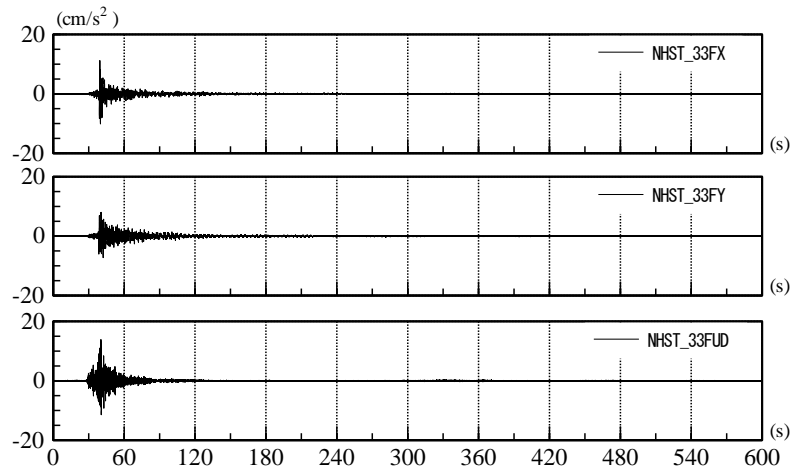
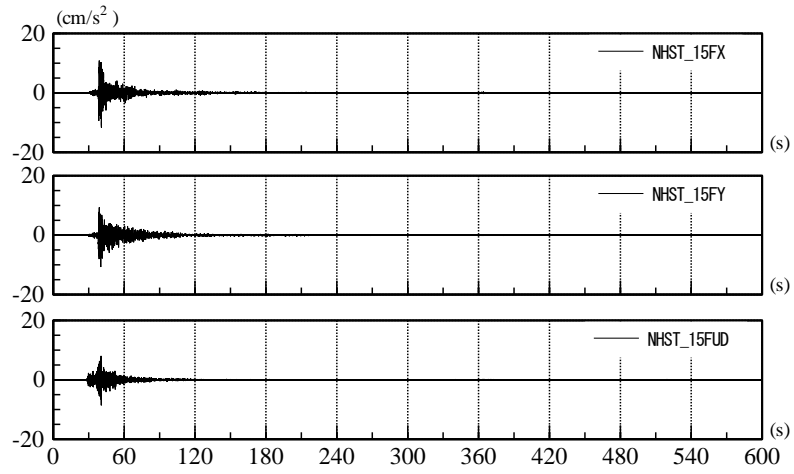


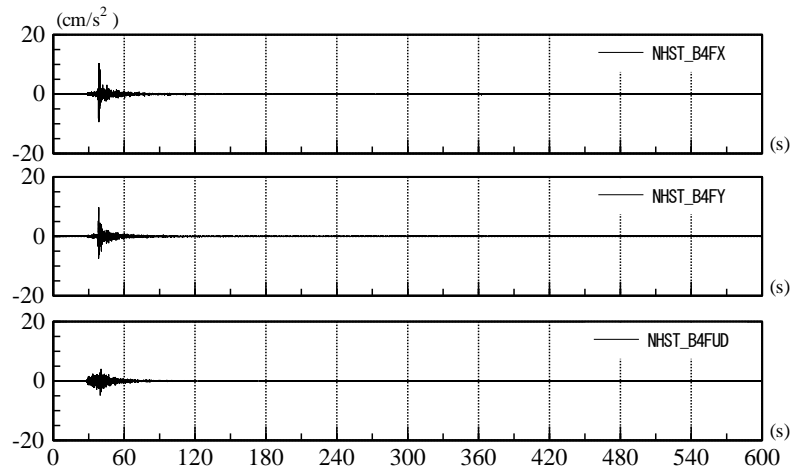
図 5.1.6-6 速度応答スペクトル(Eq.1, 地表面観測点)



(a) 33FL

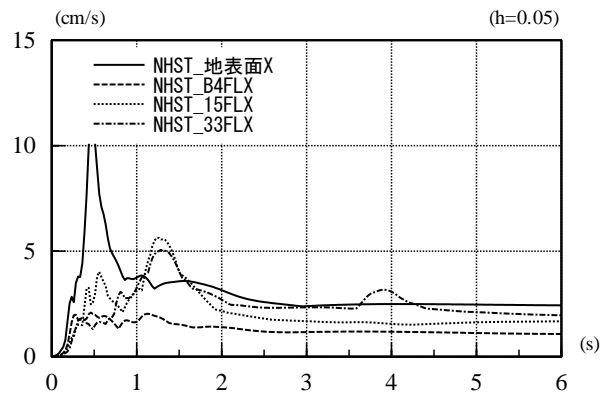


(b) 15FL

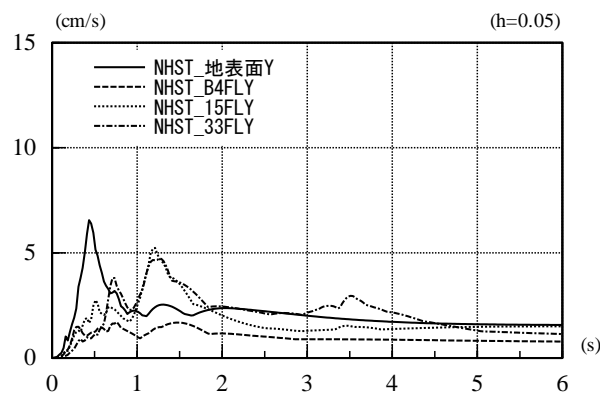


(c) B4FL

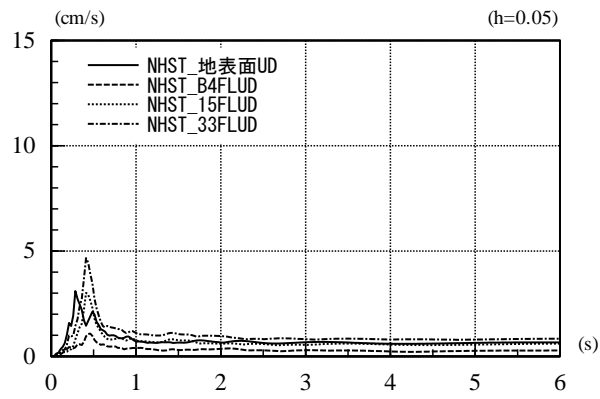
图 5.1.6-7 観測加速度時刻歴(Eq.1, 建物内観測点)



(1) X方向



(2) Y方向



(3) UD方向

図 5.1.6-8 速度応答スペクトル(Eq.1, 地表面, 建物内観測点重ね描き)

2012年11月24日18時00分 東京湾を震源とする地震 (Eq. 2)

地震規模：M4.8

最大加速度一覧：表 5.1.6-5

表 5.1.6-5 最大加速度一覧(Eq.2,  $\text{cm/s}^2$ )

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	11.8	13.8	9.6
	15FL	13.7	20.9	6.1
	B4FL	13.1	17.4	4.8
地表面		38.9	39.0	20.6

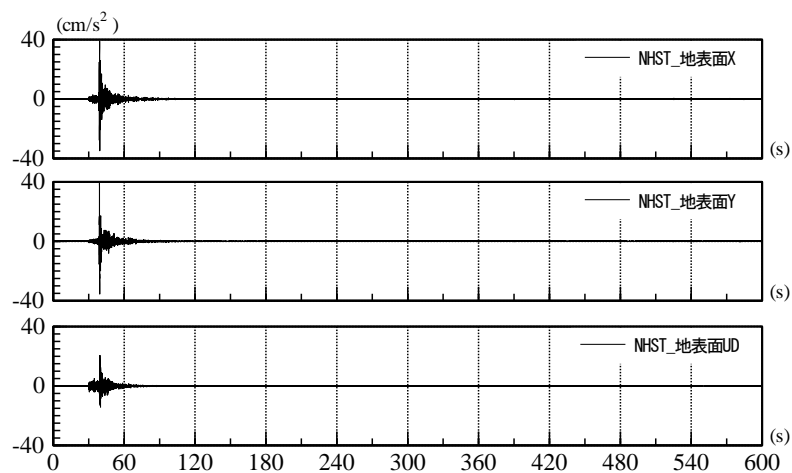


図 5.1.6-9 観測加速度時刻歴(Eq.2, 地表面観測点)

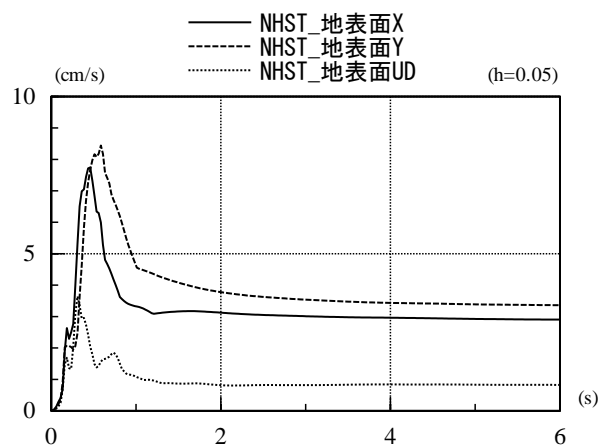
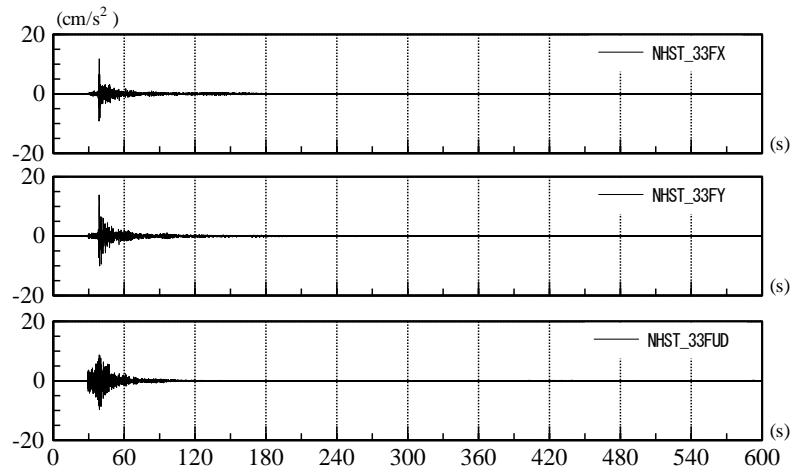
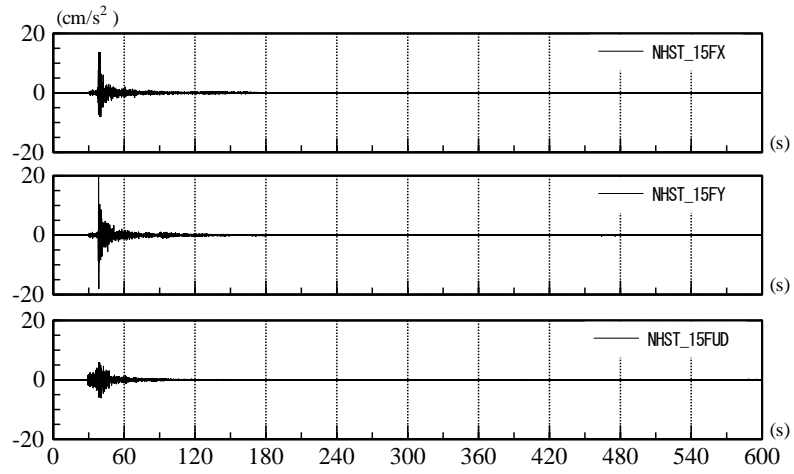


図 5.1.6-10 速度応答スペクトル(Eq.2, 地表面観測点)

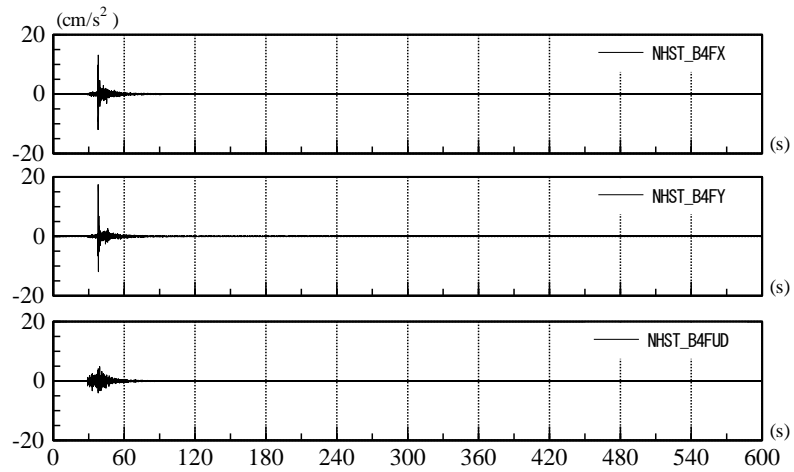




(a) 33FL

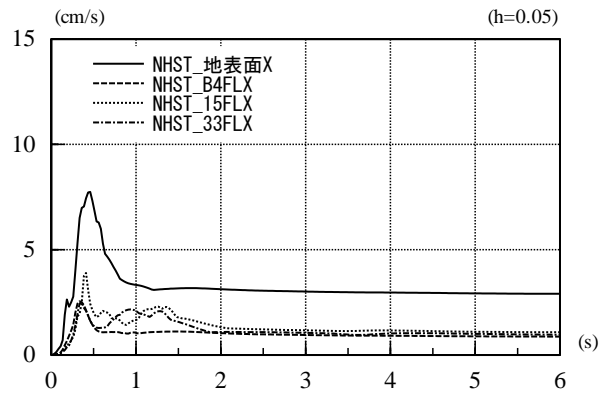


(b) 15FL

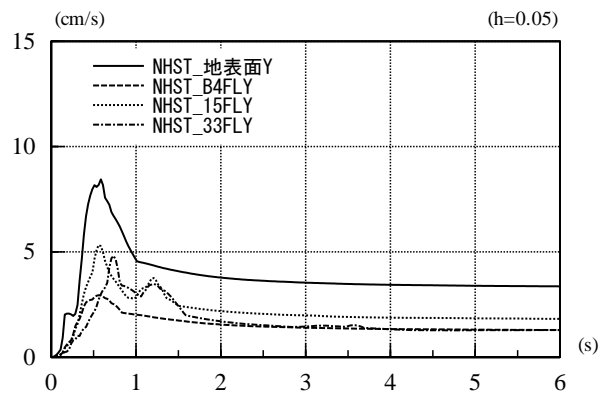


(c) B4FL

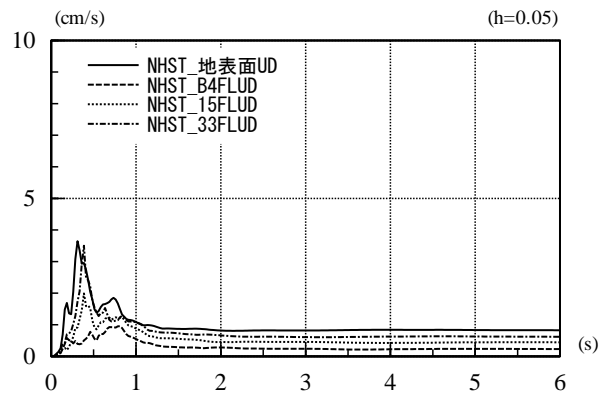
图 5.1.6-11 観測加速度時刻歴(Eq.2, 建物内観測点)



(1) X方向



(2) Y方向



(3) UD方向

図 2.4-12 速度応答スペクトル(Eq.2, 地表面, 建物内観測点重ね描き)

2012年12月7日17時19分 三陸沖を震源とする地震 (Eq. 3)

地震規模：M7.3

最大加速度一覧：表 2.4-6

表 2.4-6 最大加速度一覧 (Eq.2,  $\text{cm/s}^2$ )

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	19.3	22.6	17.0
	15FL	19.5	23.4	11.7
	B4FL	8.3	12.3	6.0
地表面		33.3	37.2	13.6

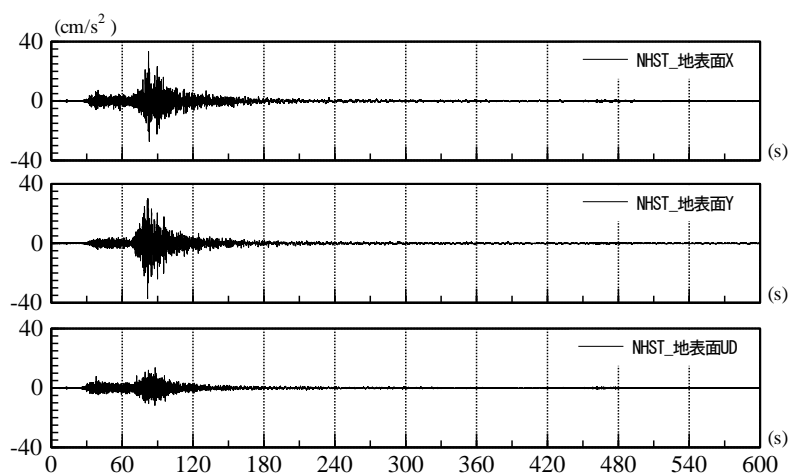


図 5.1.6-13 観測加速度時刻歴 (Eq.3, 地表面観測点)

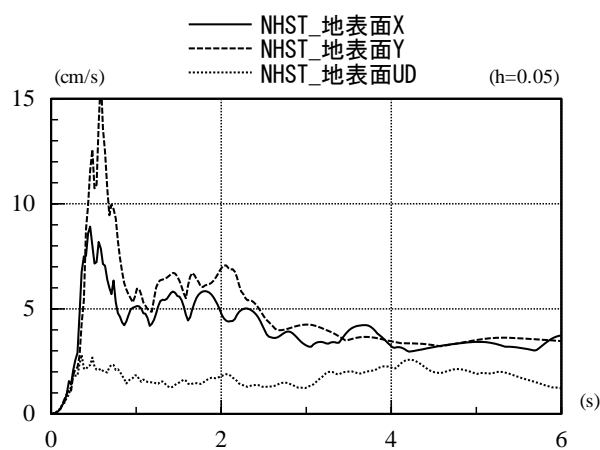
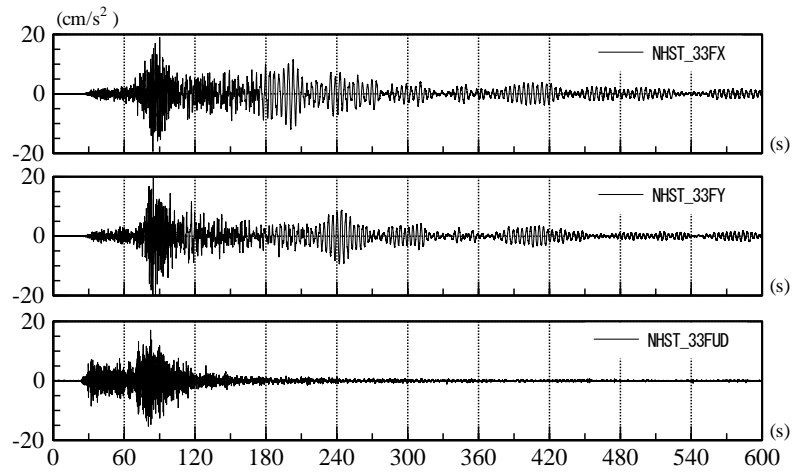
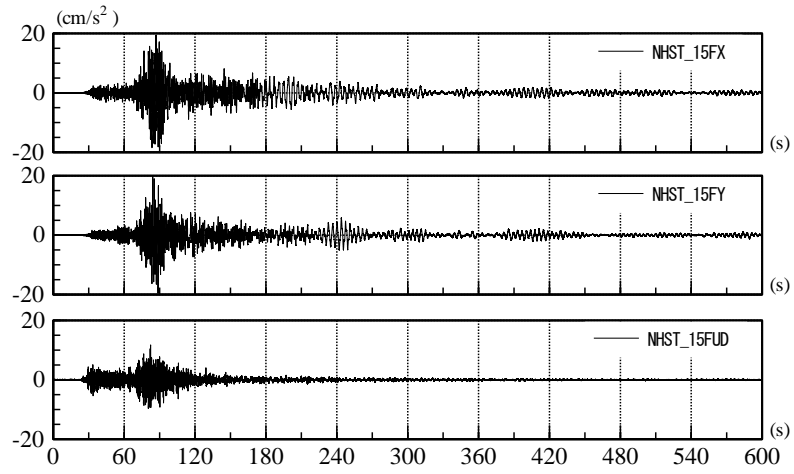


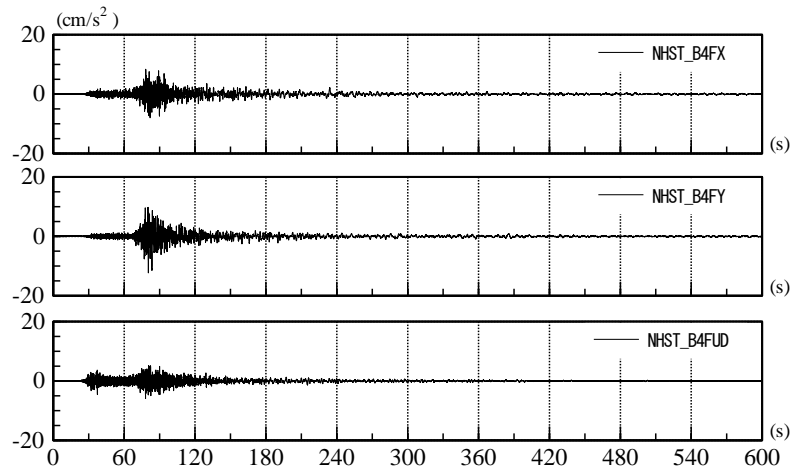
図 5.1.6-14 速度応答スペクトル (Eq.3, 地表面観測点)



(a) 33FL

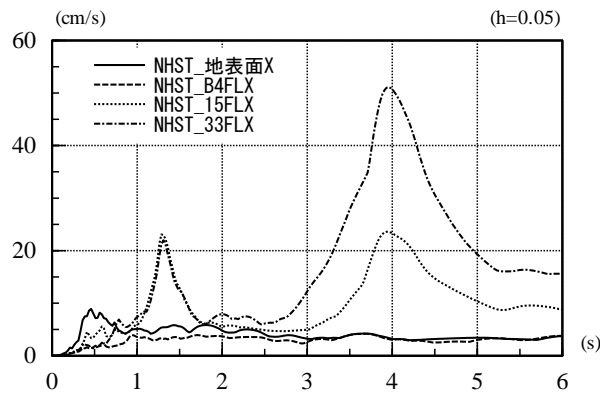


(b) 15FL

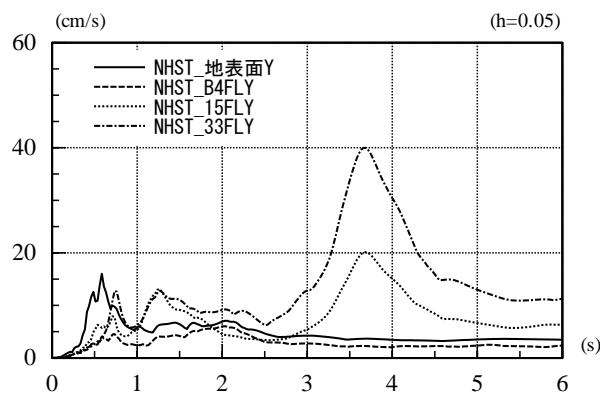


(c) B4FL

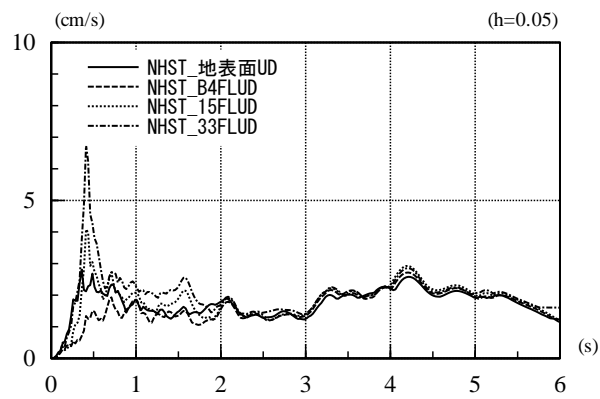
图 5.1.6-15 観測加速度時刻歴(Eq.3, 建物内観測点)



(1) X方向



(2) Y方向



(3) UD方向

図 5.1.6-16 速度応答スペクトル(Eq.3, 地表面, 建物内観測点重ね描き)

2013年2月25日16時19分 栃木県北部を震源とする地震 (Eq. 4)

地震規模：M6.3

最大加速度一覧：表 5.1.6-7

表 5.1.6-7 最大加速度一覧 (Eq. 2,  $\text{cm/s}^2$ )

観測点		X方向	Y方向	UD方向
建物内	33FL	5.7	2.8	4.0
	15FL	3.6	2.4	2.7
	B4FL	1.5	1.1	1.6
地表面		3.6	2.5	1.8

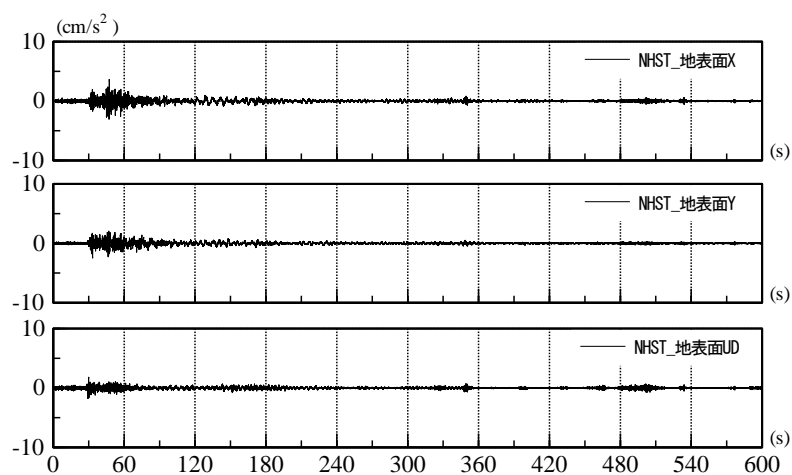


図 5.1.6-17 観測加速度時刻歴 (Eq. 4, 地表面観測点)

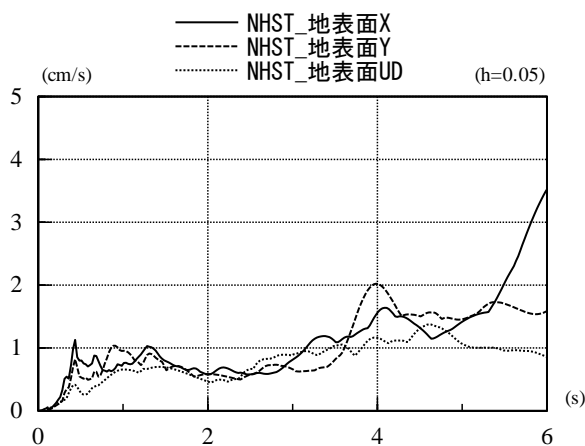
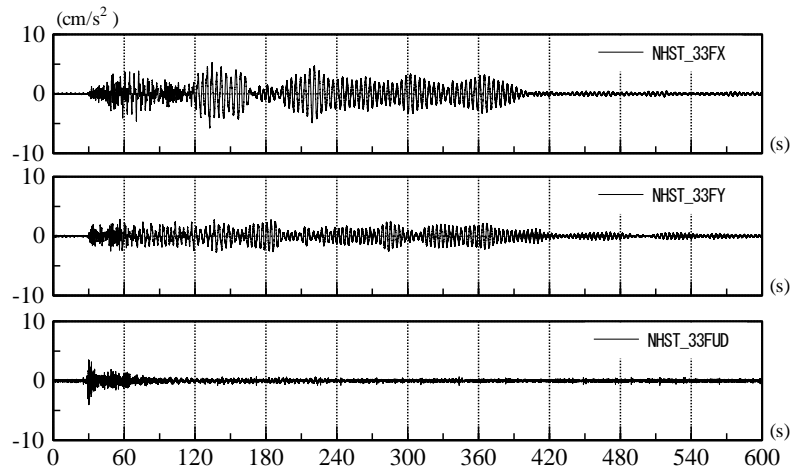
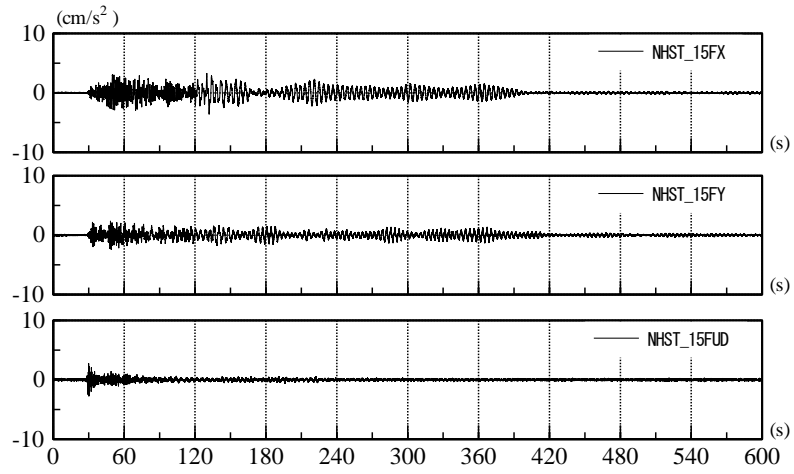


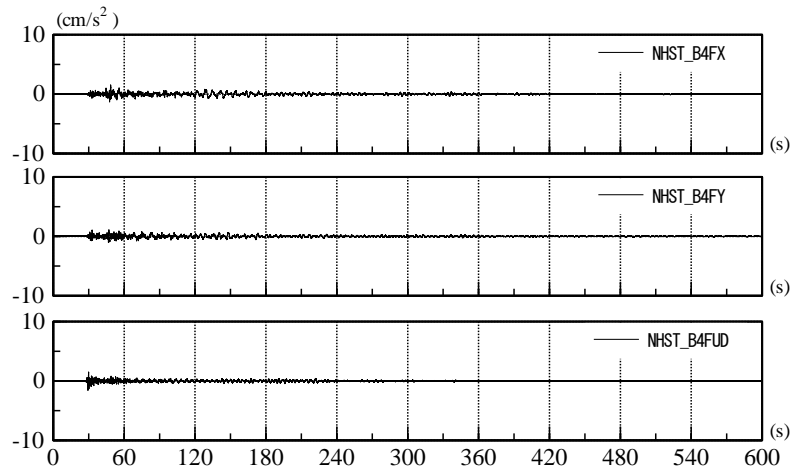
図 5.1.6-18 速度応答スペクトル (Eq. 4, 地表面観測点)



(a) 33FL



(b) 15FL



(c) B4FL

图 5.1.6-19 観測加速度時刻歴(Eq.4, 建物内観測点)

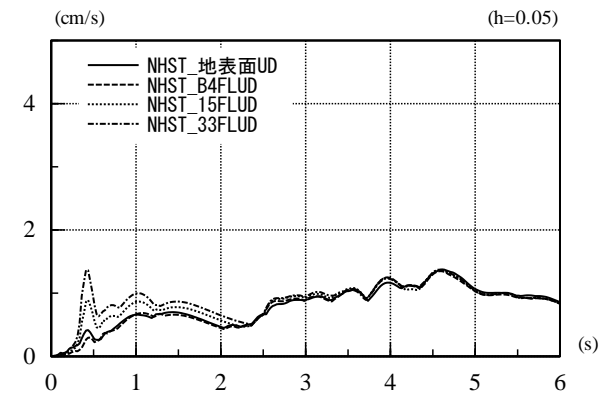
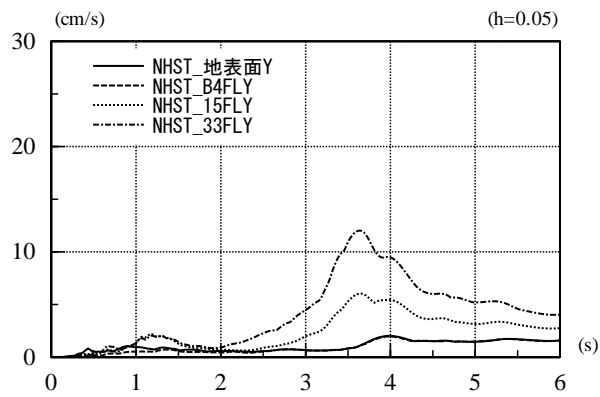
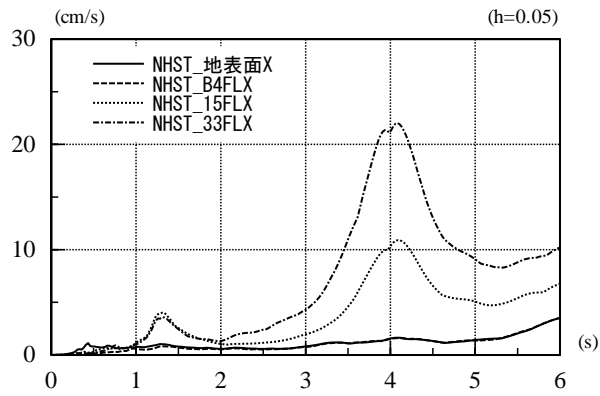


図 5.1.6-20 速度応答スペクトル(Eq.4, 地表面, 建物内観測点重ね描き)



### 5.1.7 まとめ

東京都内に建つ2棟の超高層鉄骨造建築物（NHSKビルとNHSTビル）に対して、平成22年度に地震観測装置を設置して地震観測を開始し、平成24年度まで観測を行った。

観測対象建物NHSKビルは、高層棟が鉄骨造33階建て、低層棟が鉄骨鉄筋コンクリート造6階建てである。センサーを高層棟のB2階、16階、32階、および低層棟の1階の計4箇所に設置し、それぞれ水平2方向および上下方向、合計12成分を観測している。

観測対象建物NHSTビルは、地上は33階建ての鉄骨造、地下は4階で、鉄骨鉄筋コンクリート造、一部鉄筋コンクリート造の建物である。建物内では、強震計測装置1台を33階に、検出器(加速度計)3台を33階、15階、B4階に配置し、連動させる。地表面には、建物群から数十メートル離れた位置に据え置き型の強震計測装置を設置し、独立で観測する。強震計測装置同士は連動しないが、GPSにより時刻校正を行うことにより観測記録の同期をとっている。

これらの建物では、観測開始後に、有感地震がいくつか発生した際、建物に設置した観測装置が確実に作動し、実観測データを取得することができた。これにより、観測対象建物の振動性状に関する基礎的な情報を得ることができた。また、平成23年3月11日に発生した「東北地方太平洋沖地震（M9.0）」の際にも観測装置が正常に作動し、入力、応答共に100cm/s<sup>2</sup>を超えるような大振幅の貴重な記録を回収することができた。

地震観測は長期にわたって継続的に実施することが重要であり、当調査業務終了後も引き続き観測体制を安定的に維持し、有用な観測データを蓄積していく必要がある。



## 5.2 東日本大震災による鉄骨造高層建築物の挙動調査

### 5.2.1 観測建物の挙動調査（その1）（H23 実施分）

#### (1) はじめに

ここでは、2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された超高層鉄骨造建築物を対象にして、それらの建物で観測された地震記録を用いて建物の振動特性や応答等の調査を行う。具体的内容としては、同定手法を用いた観測記録に基づく建物の振動特性等の分析、評価、及び、応答解析モデルを用いた地震応答解析と観測記録との比較、等の調査である。

#### (2) 解析対象建物と解析方法

##### 1) 検討対象の超高層鉄骨造建築物の概要

検討対象とした建物は、表 5.2.1-1 に示す 3 棟である。建物 A 及び B は、(独) 建築研究所が強震観測を行っている建物である。建物 C は、国土交通省の建築基準整備促進事業において、平成 22 年度に地震計を設置し、現在も観測を実施している建物である。これらの解析対象建物の、所在地、建物階数、竣工年、構造形式、地震観測した階を、表 5.2.1-1 に示す。建物 B 及び C は、履歴型ダンパー付きの建物である。

表 5.2.1-1 解析対象建物

建物名称	所在地	建物階数	竣工年	構造形式	地震観測の階
建物 A	宮城県	地上 15 階 塔屋 2 階	1973	X, Y 方向：鉄骨ラーメン構造	15F, B2F
建物 B	埼玉県	地上 26 階 塔屋 2 階	2000	X, Y 方向：極軟鋼制振壁付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 10F, B3F, 別棟 1F
建物 C	東京都	地上 33 階 棟屋 1 階	2007	X, Y 方向：座屈拘束ブレース付き鉄骨ラーメン構造 (CFT 柱)	32F, 16F, B2F, 別棟 1F

##### 2) 解析方法

表 5.2.1-1 に示した建物について、建物の地下階または 1 階で観測された加速度記録を入力地震動とし、建物の地下階は無視し、1 階を基礎固定として、1 階床位置に、これらの地震波を入力して解析を行う。各建物の X, Y 方向それぞれの地震応答解析を行い、建物の中間階や上層階で観測した加速度記録の最大値と地震応答解析から得られる加速度の最大値を比較する。また、入力地震動として、El Centro NS の 50kine を入力地震動とした場合の応答解析についても、建物 B で実施する。表 5.2.1-2 には、各建物の応答解析に用いた入力地震動とその最大加速度、継続時間を示す。

ここでの応答解析では、減衰の設定値が建物の地震応答結果に及ぼす影響を明らかにするため

に、減衰定数 2%の初期剛性比例型の場合と、同定解析から得られる各建物の 1 次, 2 次の減衰定数を用いたレーリー型減衰の場合の応答を比較する。

### 3) モデル化と復元力特性の設定

各建物のモデル化や復元力特性の設定方法を表 5.2.1-2 に示す。基本的には、入手した建物情報の応答解析モデルのモデル化の方法となるべく近いモデル化を行うこととしているが、解析モデルの詳細情報がわからない場合があり、オリジナルの解析モデルや解析条件とは、必ずしも一致していない。これらの建物では、基本的に質点系の等価せん断型モデルにより応答解析が行われているため、同様に質点系の等価せん断モデルによる解析を行う。

表 5.2.1-2 解析モデルの設定方法

建物名称	モデル化の方法と復元力特性の設定	入力地震動 (最大加速度, 継続時間)
建物 A	オリジナルの解析モデルは、D 値法を用いて各層剛性を計算し、トリリニアの復元力特性が設定され、2 次剛性, 3 次剛性は、初期剛性の 10%, 1%で設定, X, Y 方向は同一の解析モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B2F-X (259.0cm/s <sup>2</sup> , 301 秒) B2F-Y (163.3cm/s <sup>2</sup> , 301 秒)
建物 B	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、制振壁ダンパーと柱梁フレームを組み合わせたトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析では、このトリリニアの復元力特性を、ダンパーは完全弾塑性型、フレームはバイリニア型に分離し、2 つのバネの組み合わせたモデルにより質点系の等価せん断型モデルで解析。	B3F-X (73.6cm/s <sup>2</sup> , 599 秒) B3F-Y (62.6cm/s <sup>2</sup> , 599 秒) 別棟 1F-X (90.9cm/s <sup>2</sup> , 400 秒) 別棟 1F-Y (89.4cm/s <sup>2</sup> , 400 秒) El Centoro NS 50kine (511cm/s <sup>2</sup> , 53.7 秒)
建物 C	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル (X 方向は曲げバネも考慮)。本解析では、このトリリニアの復元力特性を、ダンパーは完全弾塑性型、フレームはバイリニア型に分離し、2 つのバネの組み合わせたモデルにより質点系の等価せん断型モデルで Y 方向のみ解析。	B2F-X (66.6cm/s <sup>2</sup> , 600 秒) B2F-Y (52.2cm/s <sup>2</sup> , 600 秒)

### (3) 同定手法による振動特性評価

ここでは、東北地方太平洋沖地震本震を含む強震観測記録を用いて、対象建築物の振動特性の同定を行う。適用した同定手法は、部分空間法のひとつである N4SID 法 (Numerical algorithm for Subspace based State-Space System IDentification method) <sup>5.2.1-1)</sup> である。

#### 1) システム同定の概要

入力 (地下階または 1 階) と応答 (上層階) の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対して N4SID 法 <sup>1)</sup> によるパラメータ同定を行う。

システムの次数が  $n_{states}$  である  $n_{in}$  入力  $n_{out}$  出力モデルの離散時間システムの状態空間表現は、次式で与えられる。

$$\mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{A}\mathbf{x}_k + \mathbf{B}\mathbf{u}_k \quad (5.2.1-1)$$

$$\mathbf{y}_k = \mathbf{C}\mathbf{x}_k + \mathbf{D}\mathbf{u}_k \quad (5.2.1-2)$$

但し、 $\mathbf{x}_k \in \mathcal{R}^{n_{states}}$  は状態ベクトル、 $\mathbf{u}_k \in \mathcal{R}^{n_{in}}$  及び  $\mathbf{y}_k \in \mathcal{R}^{n_{out}}$  は入出力ベクトル、

$\mathbf{A} \in \mathcal{R}^{n_{states} \times n_{states}}$  ,  $\mathbf{B} \in \mathcal{R}^{n_{states} \times n_{in}}$  ,  $\mathbf{C} \in \mathcal{R}^{n_{out} \times n_{states}}$  ,  $\mathbf{D} \in \mathcal{R}^{n_{out} \times n_{in}}$  は定数行列。

入力信号  $\mathbf{u}_k$  及び出力信号  $\mathbf{y}_k$  から、システム特性行列  $\mathbf{A}$ ,  $\mathbf{B}$ ,  $\mathbf{C}$ ,  $\mathbf{D}$  を推定する。得られた行列  $\mathbf{A}$  の固有値問題を解くことにより、伝達関数の極  $p_j$  から、次式により  $j$  次の固有振動数  $f_j$  と減衰定数  $h_j$  を推定する。

$$f_j = \frac{\sqrt{(\log|_z p_j|)^2 + (\arg_z p_j)^2}}{2\pi\Delta t} \quad (5.2.1-3)$$

$$h_j = \frac{-\log|_z p_j|}{2\pi f_j \Delta t} \quad (5.2.1-4)$$

モデル次数に関しては、次数を 20 から 60 に変化させて、インパルス応答のハンケル行列の特異値が急に小さくなるような次数を選択した。

## 2) 振動特性の同定結果

### (a) 建物 A

図 5.2.1-1(a)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比（15F/B2F）を示す。0.5Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.6Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 5.2.1-1(b)と図 5.2.1-1(c)に示す。入力層の最大加速度は 150gal 程度であるが、1 次振動数と 2 次振動数はほぼ一定の値をとっており、地震の最中に固有振動数はほとんど変化していないことが分かる。減衰定数については、ばらつきがあるものの、地震動のレベルが大きくなるにつれて、減衰が大きくなり、主要動を過ぎると減衰が低く安定する傾向が見られる。

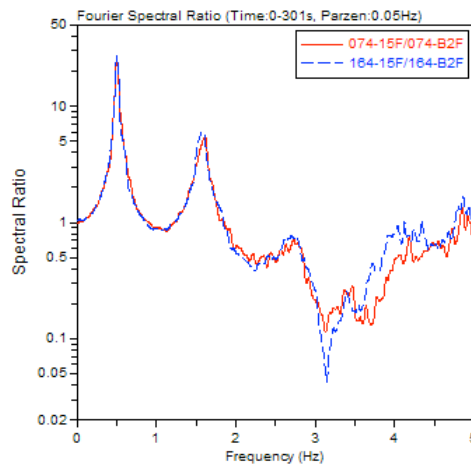


図 5.2.1-1 (a) フーリエスペクトル比 (15F/B2F)

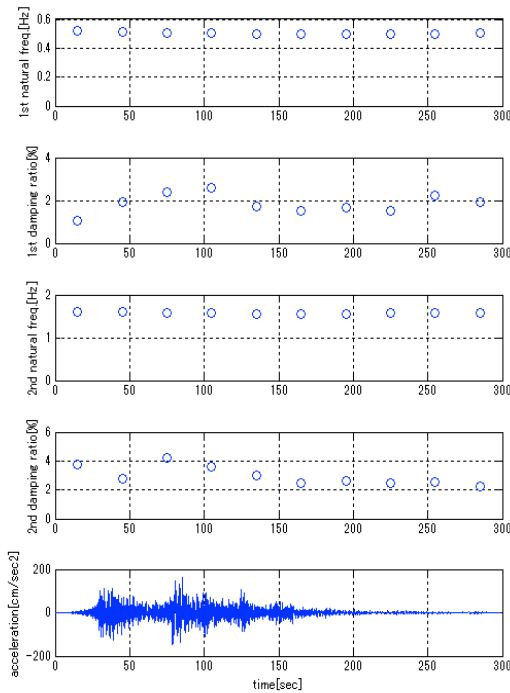


図 5.2.1-1 (b) 振動数・減衰定数の変化 (074 方向)

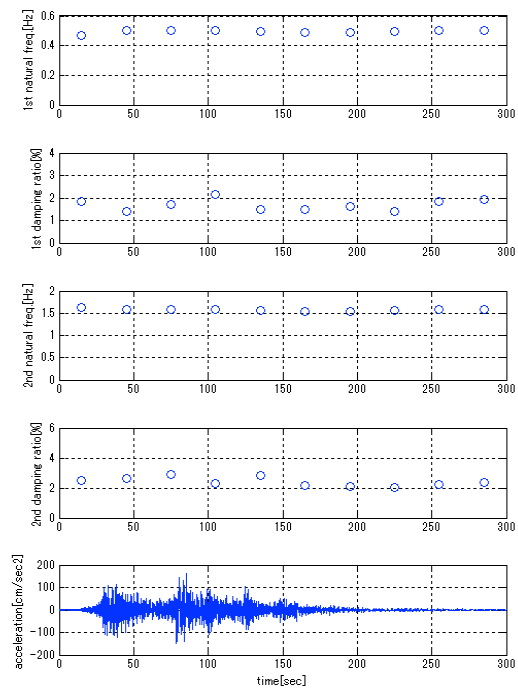


図 5.2.1-1 (c) 振動数・減衰定数の変化 (164 方向)

(b) 建物 B

図 5.2.1-2(a)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (27F/B2F) を示す。0.4Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.1Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 5.2.1-2 (b)と図 5.2.1-2 (c)に示す。1 次振動数と 2 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、主要動付近で 5-10%程度に上昇する傾向が見られる。これは、履歴型ダンパーが若干塑性化している等の影響が考えられる。

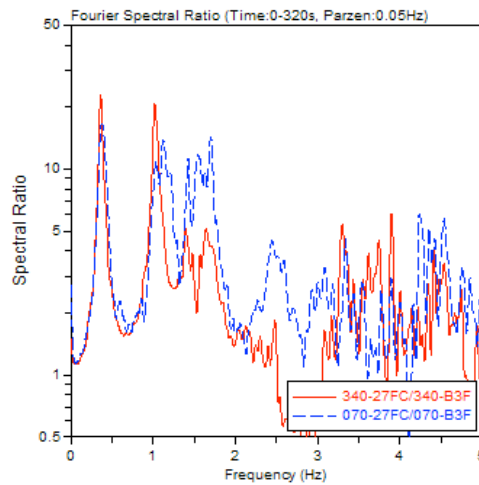


図 5.2.1-2(a) フーリエスペクトル比 (27F/B3F)

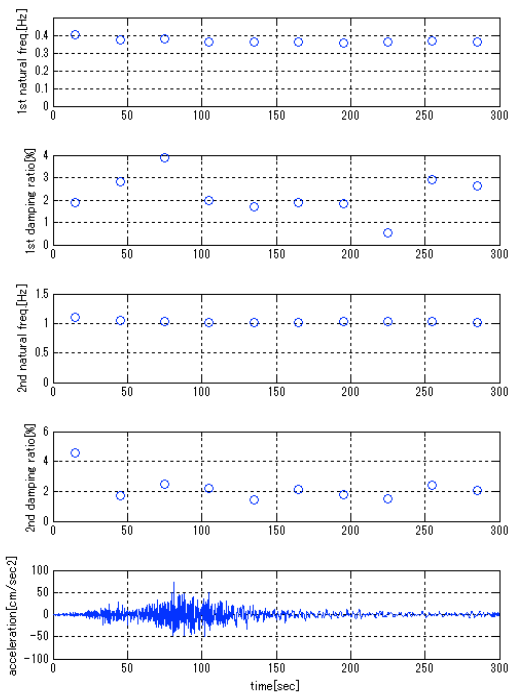


図 5.2.1-2(b) 振動数・減衰定数の変化(340 方向)

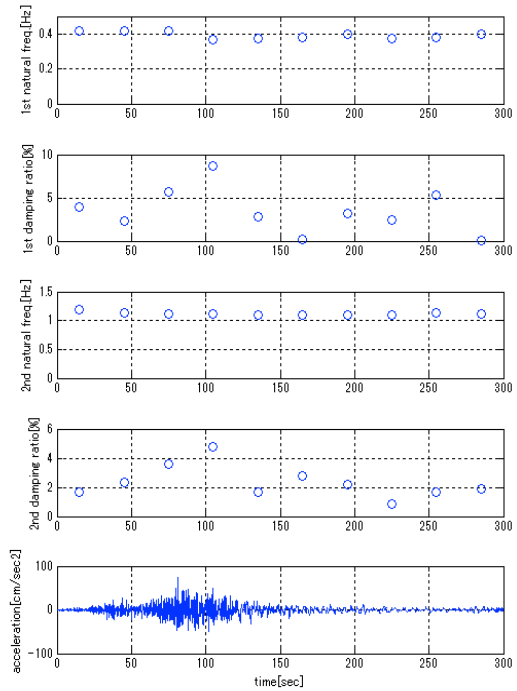


図 5.2.1-2(c) 振動数・減衰定数の変化(070 方向)

(c) 建物 C

図 5.2.1-3(a)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (32F/B2F) を示す。0.3Hz 付近に 1 次モードのピークが、0.8Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 5.2.1-3(b)と図 5.2.1-3(c)に示す。1 次振動数と 2 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10-15%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、一部の区間をのぞいて、1-2%程度の値をとっている。

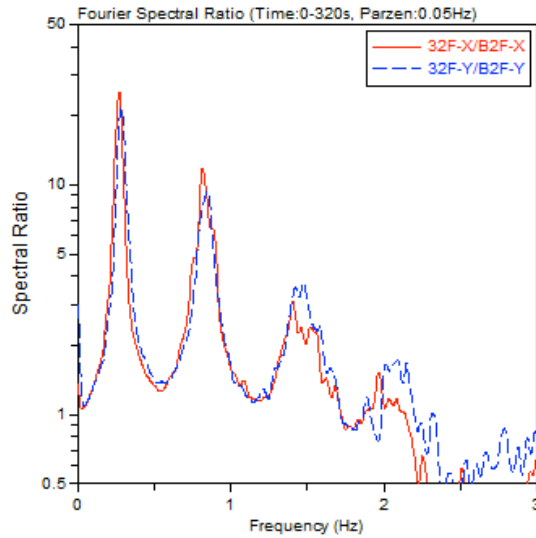


図 5.2.1-3(a) フーリエスペクトル比 (32F/B2F)

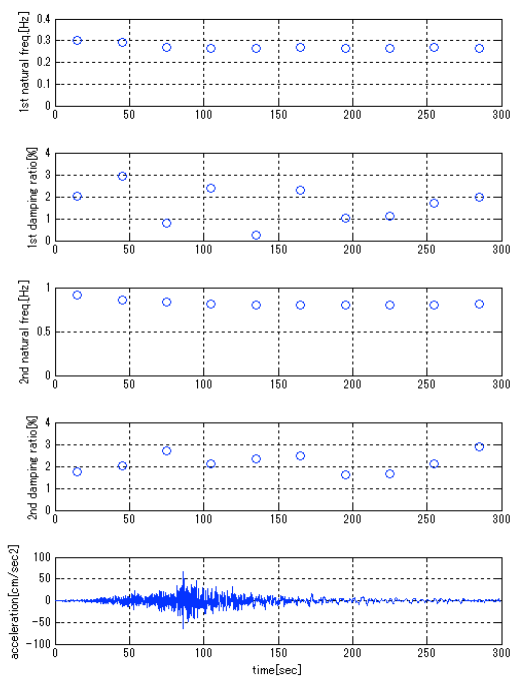


図 5.2.1-3(b) 振動数・減衰定数の変化(x 方向)

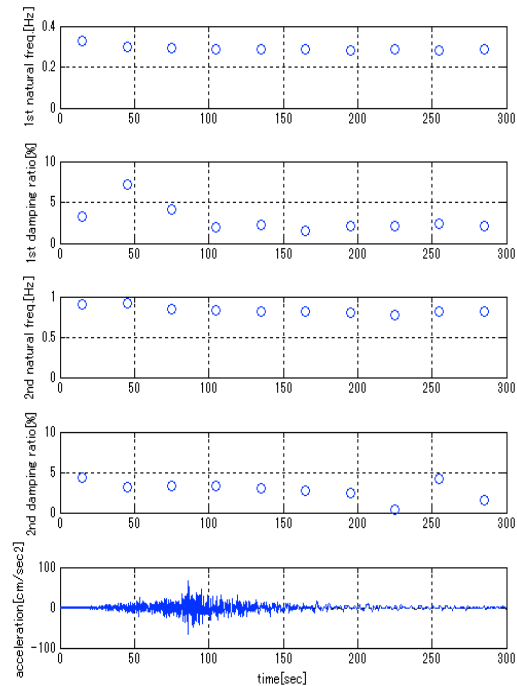


図 5.2.1-3(c) 振動数・減衰定数の変化(y 方向)



#### (4) 解析建物の動的特性

##### 1) 同定解析から得られた減衰定数

前述の観測記録に基づく建物の同定解析の結果から、それぞれの建物の1次、2次の減衰定数を算定した。表 5.2.1-3 にそれらの値を記す。1次減衰定数は、1.67%~2.31%の範囲である。ここでの応答解析では、これらの値を用いたレーリー型減衰でも解析を行う。

表 5.2.1-3 同定解析から得られた減衰定数

建物名称	方向	1次減衰定数 (%)	2次減衰定数 (%)	2次減衰定数 / 1次減衰定数
建物 A	X 方向	1.67	2.39	1.43
	Y 方向	1.95	2.88	1.48
建物 B	X 方向	1.92	1.93	1.01
	Y 方向	2.31	1.87	0.81
建物 C	X 方向	---	---	---
	Y 方向	2.04	2.48	1.22

##### 2) 検討建物の固有周期

観測記録に基づく建物の同定解析の結果から、それぞれの建物の1次、2次の固有周期を算定した。表 5.2.1-4 にそれらの値とともに本章の応答解析モデルの固有周期の値を比較して記す。1次固有周期の、同定解析/解析モデルの比は、1割程度の範囲内となっている。

表 5.2.1-4 固有周期

建物名称	方向	同定解析(sec.)		解析モデル(sec.)		同定解析/解析モデル	
		1次周期	2次周期	1次周期	2次周期	1次周期	2次周期
建物 A	X 方向	2.004	0.638	2.012	0.694	1.00	0.92
	Y 方向	1.994	0.638	2.012	0.694	0.99	0.92
建物 B	X 方向	2.760	0.978	2.517	0.988	1.10	0.99
	Y 方向	2.609	0.902	2.394	0.949	1.09	0.95
建物 C	X 方向	---	---	---	---	---	---
	Y 方向	3.502	1.232	3.683	1.417	0.95	0.869

#### (5) 解析建物の入力地震動の応答スペクトル

表 5.2.1-2 に示した各解析建物の X 方向及び Y 方向の応答解析に用いた入力地震動の速度応答スペクトル (h=0.02) 及びエネルギースペクトル (h=0.10) を、高層建築物の評定で用いられている 50kine 標準波 3 波 (El Centro NS, Hachinohe EW, Taft EW) と比較して、図 5.2.1-4(a)~(c)に

示す。

図 5.2.1-4(a)は、建物 A の入力地震動のスペクトルである。1~2 秒程度までの周期では、速度応答は、50kine の半分程度であるが、エネルギースペクトルの値は、50kine の地震動に近い値になっている。2 秒~6 秒程度の範囲では、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに 50kine の地震動と概ね等しいレベルである。

図 5.2.1-4(b)の建物 B では、4 秒以上の周期では、エネルギースペクトルは、50kine の地震動と同等レベルであり短周期に比べて、長周期領域で、比較的多くのエネルギーが入力していることがわかる。建物 C のスペクトルは、建物 B と概ね同様の傾向である。

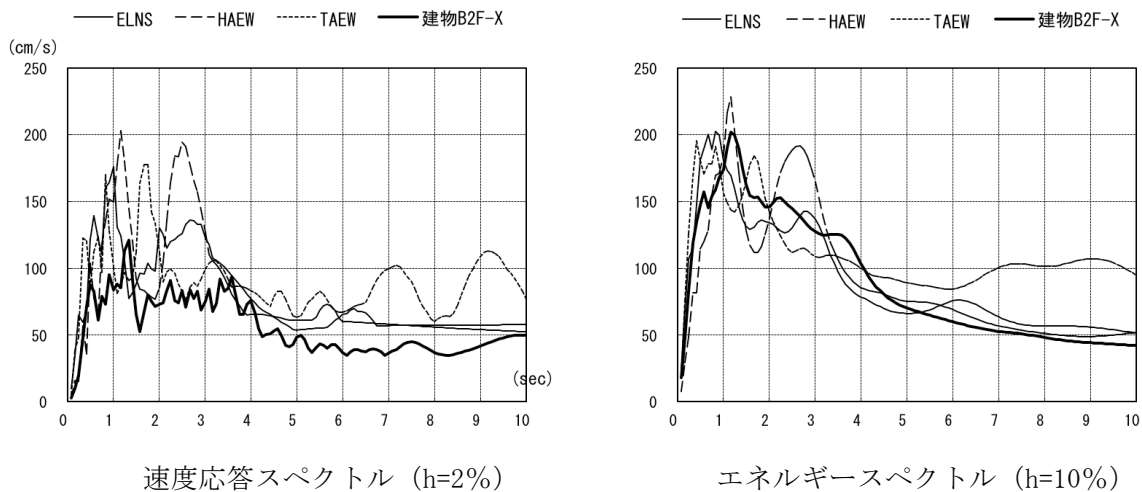


図 5.2.1-4(a) 建物 A(X 方向)の入力地震動 (B2F-X) の応答スペクトル

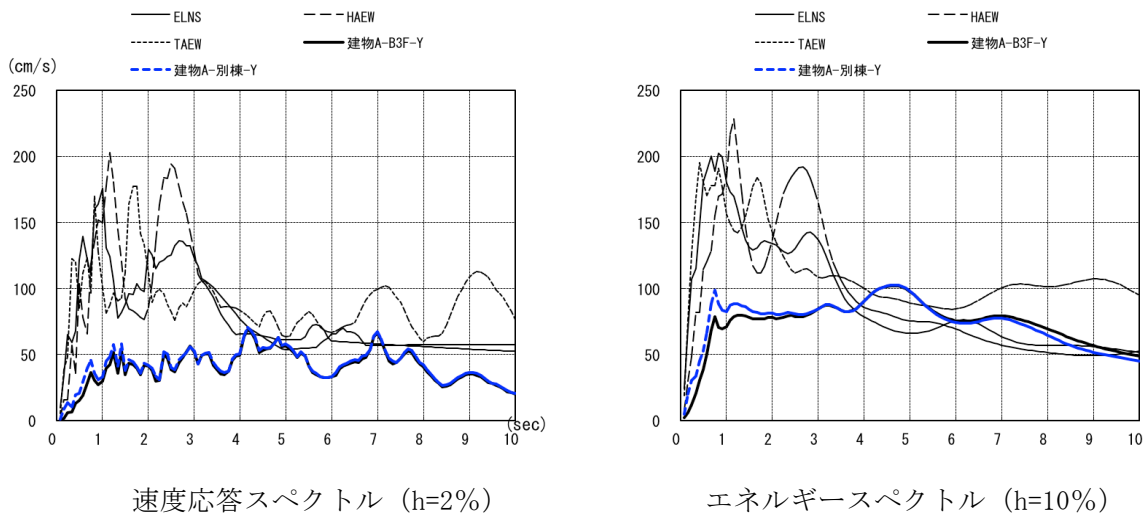
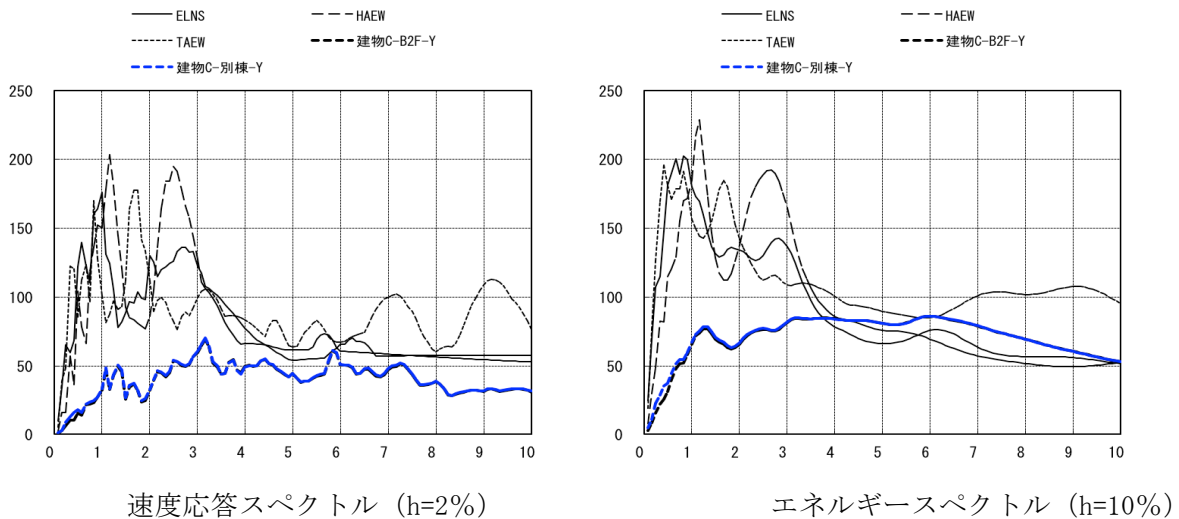


図 5.2.1-4(b) 建物 B(Y 方向) の入力地震動 (B3F-Y) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

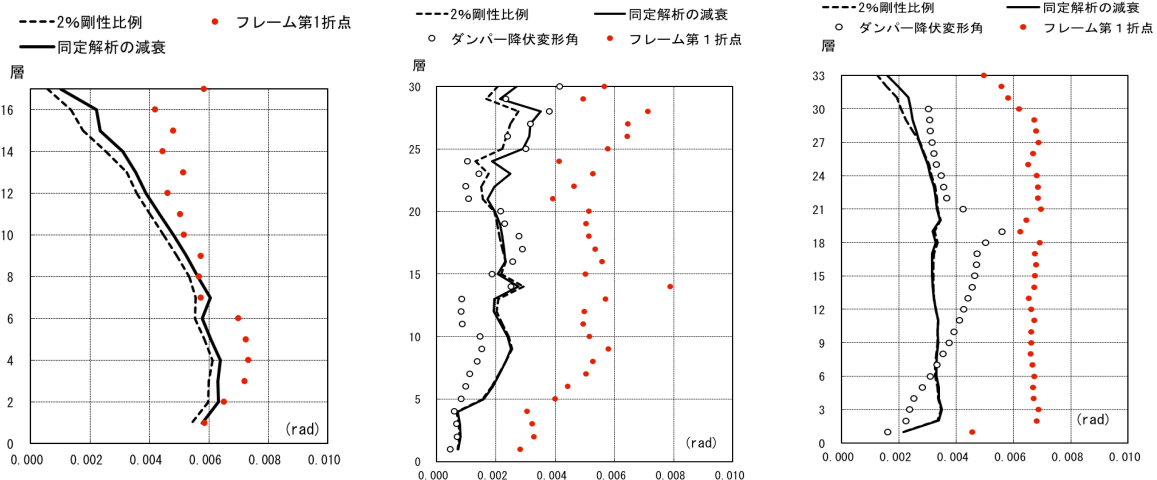
図 5.2.1-4(c) 建物 C(Y 方向) の入力地震動 (B2F-Y) の応答スペクトル

## (6) 地震応答解析結果

### 1) 最大層間変形角

表 5.2.1-2 で示した各建物のモデル化を行い、それぞれの入力地震動を用いて、2%剛性比例型減衰と表 5.2.1-3 で示した観測記録の同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリ一型減衰による応答解析を行う。これらの応答解析から得られた各建物の各層の最大層間変形角を、2%剛性比例型の場合と同定解析から得られた減衰を用いた場合について、図 5.2.1-5(a)~(c) に比較して示す。ここでは変形が大きかった方向の結果を示す。

宮城県に建設されている建物 A では、第 7 層の最大層間変形角は、図中に示すフレームの第 1 折れ点の変形（塑性率計算の基点）を、わずかに越えている。また、建物 B 及び建物 C では、一部の層でダンパーが降伏するレベルの応答になっている。減衰の設定を観測記録の同定解析から得られた値にすることで、各層の層間変形応答はやや大きくなる傾向が見られる。



(a) 建物 A(X 方向)

(b) 建物 B(Y 方向)

(c) 建物 C(Y 方向)

図 5.2.1-5 最大層間変形角の比較

## 2) 最大加速度応答の比較

各建物における地震応答解析で、2%剛性比例型減衰による解析と同定解析から得られるレーリ一型減衰の最大加速度応答に関する解析結果について、図 5.2.1-6(a)～(c)に建物 A, B, C の結果を示す。減衰の設定を同定解析から得た値にすることで、加速度応答が大きくなる傾向が見られ、高次のモードの応答が顕在化するようである。また、同定解析から得られる値で解析した方が、実際の観測記録の加速度応答値に近くなっている。

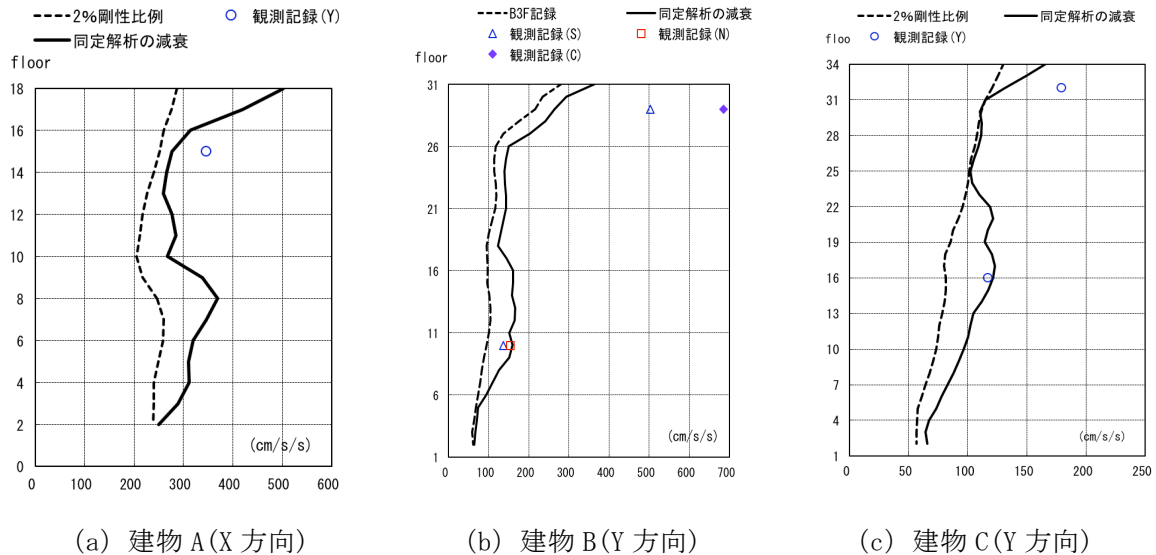


図 5.2.1-6 最大応答加速度の比較

## 3) 制振壁ダンパーを有する建物 B の応答

建物 B は低降伏点鋼を用いた制振壁を有する建物である。この建物では、建物の一部の階の制振壁ダンパーが降伏するレベルの応答であった。そのため、建物 B については、標準波である EL Centro NS 50kine に対する応答解析も行った。また、建物 B に隣接する建物の 1F の記録を用いた解析も行った。建物 B の Y 方向についてのこれらの応答解析結果として、図 5.2.1-7 には最大層間変形を、図 5.2.1-8 にはダンパーの平均累積塑性変形倍率に関して比較した結果を示す。

最大層間変形角については、今回の地震では、建物の B3F の記録による応答解析から得られた結果は、EL Centro NS 50kine の 1/3 程度である。ダンパーの平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) に関しては、B3F の記録によるこの制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率は 20 程度で、EL Centro NS 50kine の地震動による平均累積塑性変形倍率は 45 程度であり、今回の地震は、EL Centro NS 50kine の半分程度の値である。この建物の制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率の保有性能は、おおよそ 500 程度であることから、上記の応答値 20 は、ダンパーの保有性能に比べ、十分小さな値と考えられる。なお、平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) は、正側と負側の累積塑性変形倍率の平均であり、下式で定義される値である<sup>5.2.1-2)</sup>。

$$\bar{\eta} = \frac{W_p}{2(Q_y \cdot \delta_y)} \quad (5.2.1-5)$$

ここで、 $W_p$  は、ダンパーが吸収した塑性歪エネルギー、 $Q_y$  はダンパーの降伏耐力、 $\delta_y$  はダンパ

一の降伏耐力時の変形である。

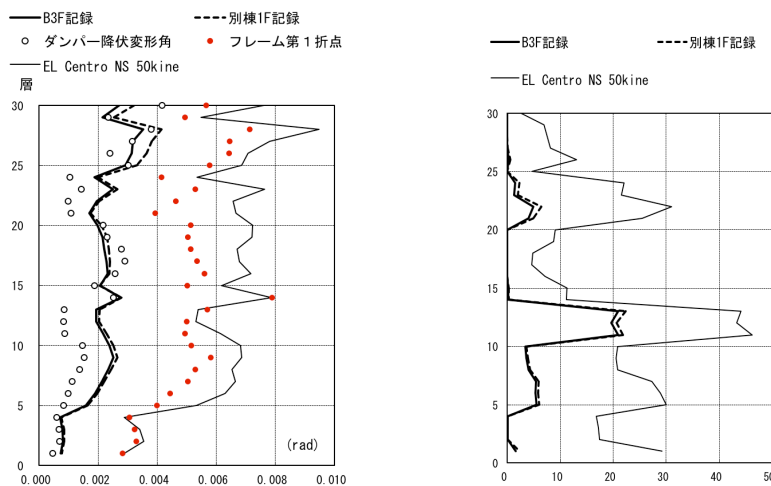
ダンパーでのエネルギー吸収に関して、東北地方太平洋沖地震の記録を用いた解析によるダンパーのエネルギー吸収と標準波である EL Centro NS 50kine の地震波によるエネルギー吸収について、建物各層のダンパーの最大塑性率  $\mu_{\max}$  から 1 を減じた値 ( $\mu_{\max}-1$ ) とダンパーの平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) の関係を図 5.2.1-8 に示す。ダンパーの最大塑性率 ( $\mu_{\max}$ ) の定義は、以下である。

$$\mu_{\max} = \delta_{\max} / d\delta_y \quad (5.2.1-6)$$

ここで、 $\delta_{\max}$  は各層の最大層間変形であり、 $d\delta_y$  は各層のダンパーの降伏層間変形である。

図 5.2.1-8 では、ダンパーの  $\mu_{\max}-1$  の値が 0.5 以上となった層についてプロットしている。EL Centro NS の解析では、全ての層のダンパーの  $\mu_{\max}-1$  の値が 0.5 以上になっているが、東北地方太平洋沖地震の B3F 記録の解析では 14 カ所の層がプロットの対象になっている。この図から、EL Centro NS では、 $\mu_{\max}-1$  の値が 5 以下の範囲で、平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) と  $\mu_{\max}-1$  の比である等価な繰返し回数  $d_n$ <sup>5.2.1-3)</sup> が、おおよそ 5 程度となっている。

東北地方太平洋沖地震の B3F 記録による応答では、 $\mu_{\max}-1$  の値が 1 以上になっているのは 3 カ所の層だけであるが、これらの  $\mu_{\max}-1$  の値は 1.3 程度で、平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) は 20 程度の値である。一方、EL Centro NS では、 $\mu_{\max}-1$  が 1.3 程度での平均累積塑性変形倍率の値は 5～8 程度である。このように、東北地方太平洋沖地震は、EL Centro NS に比べて、同一の塑性率での、繰返しによるエネルギー吸収が多くなっていて、この例では、等価な繰返し回数  $d_n$  の値は、EL Centro NS の 3 倍程度になっている。本報の解析では、骨組が塑性化している例が他にないために、他の骨組で検証はできないが、建物 B のダンパーの応答結果からは、今回の東北地方太平洋沖地震による地震動は、EL Centro 等の標準的な地震に比べて、建物の塑性振幅の繰返し回数が多い地震動と考えられる。



(a) 最大層間変形角 (b) ダンパーの平均累積塑性変形倍率

図 5.2.1-7 ダンパーを有する建物 B の応答

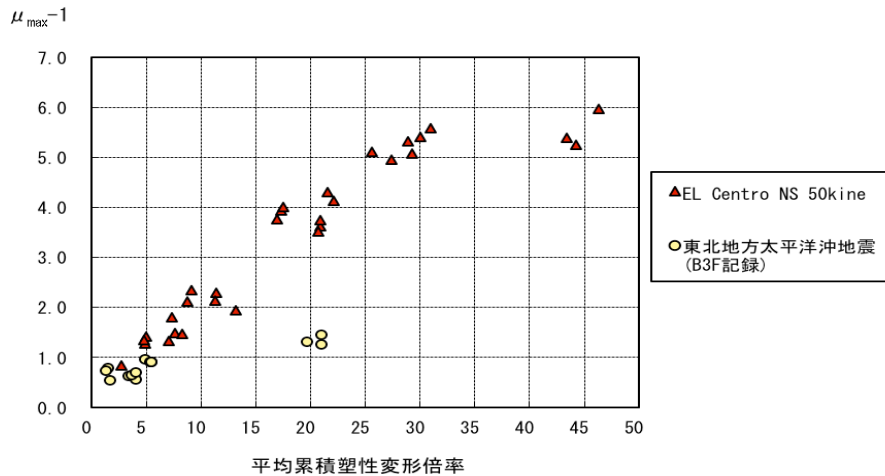


図 5.2.1-8 ダンパーの塑性率 ( $\mu_{max}-1$ ) と平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) の関係

### (7) まとめ

強震記録が観測された超高層鉄骨造建物 3 棟を対象にして、それらの建物で観測された地震記録を用いて、同定手法を用いた建物の振動特性等の分析、及び、各建物の応答解析モデルを用いた地震応答解析の実施と観測記録の応答との比較、等の調査を行なった。得られた結果を以下に示す。

- 1) 宮城県の建物 A では、フレームの第 1 折れ点を少し超える応答であった。
- 2) 同定解析から得られたレーリー型減衰を用いた場合には、2%剛性比例型に比べ、各層の最大応答加速度と最大応答変位が大きくなる傾向が有り、観測記録の応答に近くなる。
- 3) ダンパーを有する建物では、ダンパーが降伏するレベルの応答であった。制振壁ダンパーを有する建物 B のダンパーの平均累積塑性変形倍率は、EL Centro NS 50kine の解析の半分程度の値である。この建物の制振壁ダンパーの保有性能としての平均累積塑性変形倍率は 500 程度であり、今回の地震によるダンパーの損傷に比べ、十分大きな余裕があると考えられる。
- 4) 制振壁ダンパーを有する建物 B のダンパーの地震応答について、ダンパーの塑性率と平均累積塑性変形倍率の関係をプロットし、同一の塑性率での等価な繰り返し回数 ( ${}_d n_1$ ) について比較した。その結果、今回の東北地方太平洋沖地震による地震波による応答は、EL Centro 等の標準的な地震波の応答に比べると、建物の塑性振幅の等価な繰り返し回数が多いことを示した。

### 参考文献

- 5.2.1-1) 片山徹：システム同定一部分空間法からのアプローチ，朝倉書店，2004
- 5.2.1-2) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，2002. 4
- 5.2.1-3) エネルギーの釣合に基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例と解説，(財) 日本建築センター，平成 17 年 10 月

## 5.2.2 観測建物の挙動調査（その2）（H23 実施分）

### （1）はじめに

東北地方太平洋沖地震で観測された D 建物の本震および代表的な余震の観測記録を用いて、①観測記録の分析、②①の分析結果を反映した応答解析を実施して、構造体の損傷評価などの基礎資料とする、③入力損失の超高層ビルの応答に与える影響の把握、の各項目について検討を実施する。

### （2）観測記録の分析

本震及び代表的な余震を選択し、その観測記録を用いて、同定手法により地震毎の固有周期、減衰定数、刺激関数を評価する。この振動特性の同定には ARX モデルを用い、質量や剛性などからなる物理モデルを介さない方法とする。

評価に用いた観測記録（本震及び余震、その後の地震）の一覧を表 5.2.2-1 に示す。これらの観測時刻歴波形について観測開始から 300 秒間の記録を用い、各方向 3 次まで ARX モデルによる固有周期、減衰定数、刺激関数を算定する。その結果を表 5.2.2-2 に示す。表 5.2.2-2 には 33 階観測加速度を CALTECH 積分により変形に変換した時の最大変形も併せて示す。

次に、観測記録より計算された固有周期と減衰定数を、横軸にイベント（時系列）をとって図 5.2.2-1 に示す。

#### （a）固有周期

イベント（地震）毎に算定される値は異なっている。X 方向については、1 次は 3.4 秒から 4.1 秒、2 次は 1.2 秒から 1.3 秒、3 次は 0.7 秒から 0.8 秒の間に分布している。Y 方向については、1 次は 3.1 秒から 3.7 秒、2 次は 1.1 秒から 1.2 秒、3 次は 0.6 秒から 0.7 秒の間に分布している。また、本震後に序々に短くなっている傾向は見られるが、ばらつきが大きい。

#### （b）減衰定数

固有周期と同様に、ばらつきは大きい。全 78 イベントの平均としては、X 方向が 1～3 次について 1.5%、1.9%、1.0%、Y 方向が 1.7%、1.9%、2.0%である。

次に、横軸に 33 階の水平変形の最大値（観測加速度の CALTECH 積分結果の最大値）をとって図 5.2.2-2 に示す。

固有周期及び減衰定数ともに振幅依存性があることがわかる。固有周期は振幅が大きいほど大きい。減衰定数は微小振幅では小さいが振幅が大きくなるにつれて大きくなり、33 階振幅が 1cm 程度で頭打ちとなり、それより大きくなると小さくなる傾向がみられる。

表 5.2.2-1 評価に用いた観測記録一覧

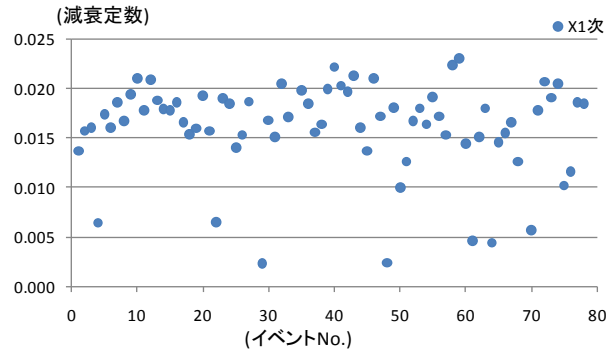
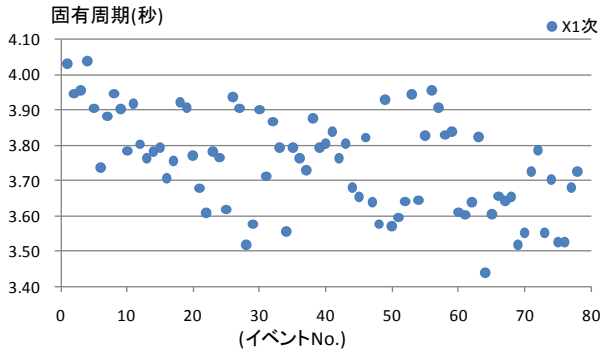
記録開始					最大値(Gal)									備考
月	日	時	分	秒	B4FX	B4FY	B4FZ	15FX	15FY	15FZ	33FX	33FY	33FZ	
3	11	14	47	33	53.3	49.6	51.6	129.7	-160.5	80.1	162.6	146.2	106.6	(1)本震
3	11	14	57	4	-2.3	-2.9	-1.4	7.9	-5.7	-2.3	-10.1	8.1	3.5	
3	11	15	8	0	-22.9	-27.9	-15.2	69.3	74.2	27.7	-131.5	-87.6	-40.7	(2)茨城県沖の地震(最大余震)
3	11	15	17	31	-8.6	-8.9	-6.8	44.9	35.6	-7.2	70.5	43.8	-9.8	
3	11	15	27	7	-2.8	-3.7	-3.3	7.5	8.2	-5.9	6.5	-11.8	-8.9	
3	11	15	45	38	-0.9	0.9	-1.2	-1.3	-1.3	1.3	-1.2	-1.2	-2.0	
3	11	15	57	36	2.1	2.4	1.2	4.5	4.3	2.2	5.3	5.3	-3.5	
3	11	16	15	44	3.0	3.0	-1.8	9.3	7.1	-3.5	-12.8	-9.4	6.0	
3	11	16	29	15	-2.5	-2.3	1.2	-9.1	-5.2	1.7	8.9	-5.6	3.2	
3	11	16	43	38	-1.1	-1.3	-1.0	-2.4	1.7	1.4	-2.1	2.2	2.7	
3	11	17	12	45	4.4	5.7	-2.3	14.8	-8.9	-4.4	14.6	-10.1	-6.0	
3	11	17	32	10	-1.7	-1.7	-1.1	1.9	-2.7	-1.7	2.2	3.5	3.2	
3	11	17	41	53	2.0	-2.6	1.9	-3.9	4.5	2.8	-3.5	-4.7	-4.4	
3	11	20	21	40	-1.6	1.7	1.0	-2.9	3.3	-1.9	-2.9	-3.8	2.9	
3	11	22	17	45	-1.0	-1.5	-1.0	-2.5	-2.6	-2.2	-2.6	-2.3	-2.9	
3	11	23	1	11	1.4	1.2	1.0	2.1	-2.4	1.8	-2.5	-2.2	-3.3	
3	11	23	57	14	-1.0	1.2	-0.8	-1.9	-4.0	-1.4	1.8	-4.0	2.3	
3	12	0	13	53	2.2	-2.8	-1.3	-5.8	-5.8	-2.7	-7.6	-7.1	-4.1	
3	12	4	0	15	-2.2	-2.5	-1.2	5.2	5.3	-2.2	-7.2	-8.4	2.9	(3)長野県・新潟県境付近の地震
3	12	4	24	52	-1.4	-1.3	-1.6	-2.4	3.2	2.4	-2.5	3.4	3.9	
3	12	5	35	34	1.3	1.2	-1.3	1.7	1.9	-2.4	-1.6	1.3	4.4	
3	12	15	57	44	2.6	-2.8	-1.3	2.8	2.5	1.6	1.2	-1.7	-3.6	
3	12	22	16	42	1.4	-1.3	1.0	-2.9	-3.0	2.1	2.9	-2.4	3.6	
3	13	8	26	10	0.9	1.2	-0.5	2.5	-2.8	1.2	2.2	3.2	-1.7	
3	13	9	33	29	0.8	1.3	-0.6	1.1	-2.1	1.1	-0.8	1.0	1.7	
3	13	10	27	1	2.1	2.1	1.6	-3.7	-4.2	2.6	8.5	-6.8	3.9	
3	14	10	3	4	3.6	4.1	2.8	7.4	-8.9	5.6	8.2	-9.9	-7.2	
3	15	1	36	19	1.2	-1.2	-2.6	-0.7	1.1	-2.0	0.6	0.6	2.0	
3	15	4	59	53	11.0	8.8	-5.0	7.0	8.7	-4.6	2.9	-4.0	-9.8	
3	15	22	29	34	6.1	-5.3	6.6	7.8	9.9	-9.5	7.5	9.3	15.7	
3	15	22	40	29	-0.3	0.3	1.9	0.5	0.6	-1.4	-0.8	0.6	2.7	
3	16	12	52	23	4.5	-4.8	-2.6	5.2	7.4	-4.0	-7.0	-8.1	-6.4	
3	16	22	39	18	2.2	-2.6	1.8	-4.2	4.4	-2.6	-3.8	3.7	-4.6	
3	17	13	10	18	1.5	1.0	-1.6	1.1	-1.3	-1.3	-0.7	0.7	-1.3	
3	17	21	32	24	-2.2	2.5	-1.4	6.0	6.6	2.9	6.3	5.4	4.5	
3	17	21	55	43	1.5	1.4	-1.6	-2.8	3.1	3.3	-2.7	2.7	4.5	
3	18	17	2	21	-0.8	-1.1	-0.7	2.1	-2.4	1.5	-2.1	2.3	-2.3	
3	19	18	57	18	-4.3	-4.5	4.3	-9.6	9.5	6.8	9.8	-11.0	10.6	
3	22	12	39	5	-1.9	-1.9	-1.1	4.0	5.6	2.3	-4.1	5.3	-3.7	
3	22	16	19	43	-0.9	1.1	1.2	2.2	2.5	1.8	-2.3	-2.3	2.4	
3	22	18	20	14	2.0	-1.8	-1.1	5.6	4.0	2.3	-5.9	-4.0	3.5	
3	23	7	13	27	-0.9	-1.4	-1.0	-1.8	-2.6	-1.6	2.1	-3.2	2.4	
3	23	7	35	48	1.9	-2.2	1.6	-2.6	-4.4	2.5	2.4	-3.7	-3.9	
3	24	5	43	53	1.3	0.9	0.8	1.2	-1.4	1.3	1.1	-1.1	-1.7	
3	24	8	57	4	3.3	5.2	-3.2	4.0	6.2	-4.7	2.9	4.7	-8.1	
3	29	19	56	1	1.3	1.1	0.6	-3.0	2.6	-1.1	-3.2	2.9	1.9	
4	2	16	56	8	-1.9	-1.7	2.0	-2.6	3.0	-3.3	-2.6	-3.0	5.2	
4	5	4	30	47	-1.1	0.9	0.6	1.8	-1.1	1.2	1.4	1.3	1.9	
4	7	23	33	35	-5.9	-6.4	5.3	-13.2	11.9	9.1	10.9	-12.4	14.6	
4	9	21	48	3	-0.9	-0.6	-1.2	-1.0	0.8	1.7	0.7	0.7	-2.6	
4	10	6	23	28	1.9	1.5	0.9	3.0	-2.3	-1.3	2.3	2.1	2.5	
4	11	6	36	41	-1.4	-1.8	-0.8	-2.0	-2.5	-1.7	-1.9	-2.4	2.8	
4	11	17	16	44	-12.2	-10.3	8.5	-20.1	-23.0	-12.1	-21.8	-26.6	18.1	(4)福島県浜通りの地震
4	11	18	6	13	0.9	-1.0	0.8	-1.6	-1.5	2.0	0.9	-1.8	-2.6	
4	11	20	43	22	3.2	-2.4	-2.0	5.3	5.2	3.2	4.0	6.0	-4.1	
4	12	8	8	36	-5.6	6.9	5.4	-9.8	10.2	-7.2	11.4	-9.3	-14.8	
4	12	14	8	16	3.2	4.5	2.6	-8.9	-10.5	3.7	-7.1	11.0	4.7	
4	13	10	8	45	2.5	1.9	1.2	4.6	-3.7	-3.5	-4.3	-2.9	-5.4	
4	16	11	19	49	8.5	-8.6	6.5	-16.7	-18.0	-9.9	7.8	-8.9	-16.8	
4	18	3	9	10	3.8	1.9	-1.2	-3.1	2.5	-1.5	2.4	1.4	2.8	
4	19	2	37	21	1.1	-1.4	1.4	1.2	-1.9	1.5	1.0	-0.7	-2.2	
4	19	23	10	34	1.7	1.6	2.4	2.4	3.3	2.1	-1.8	2.5	3.8	
4	21	22	37	19	2.7	-2.8	3.5	-6.4	6.7	-4.1	-6.7	7.6	7.0	
4	22	15	35	36	-2.5	-1.5	-3.3	-1.9	1.0	-2.7	-1.3	0.7	-3.1	
4	24	12	25	31	1.1	-1.4	-1.0	0.7	0.9	1.2	0.5	-0.7	1.7	
4	25	18	0	57	1.5	1.8	-1.3	1.7	2.3	-2.5	-1.5	-1.4	3.7	
4	26	21	12	21	2.0	2.0	-1.7	2.8	2.6	2.0	2.3	2.3	3.3	
5	1	2	12	39	1.5	1.1	0.7	-1.9	2.1	-1.3	-1.6	1.4	2.2	
5	1	10	45	41	0.8	1.3	-0.8	0.9	1.9	0.9	-0.9	1.1	-1.3	
5	13	5	52	32	-1.1	1.0	-0.7	1.2	1.3	1.1	-1.2	1.1	-1.7	
5	14	8	37	10	1.1	-0.8	-0.8	3.4	-2.4	1.1	3.2	-2.0	-1.9	
5	20	9	46	47	2.4	1.5	1.2	3.3	-2.9	1.7	3.8	-3.9	2.5	
5	20	17	53	27	-1.2	-1.4	1.0	1.9	-3.7	1.6	2.2	-3.1	2.5	
5	22	7	6	43	-1.9	2.2	-5.3	-3.9	-4.1	-5.0	4.5	4.1	-9.3	
5	25	9	19	39	1.3	1.0	0.8	1.4	1.6	-1.3	1.2	1.5	-1.9	
6	3	10	33	52	1.2	1.3	0.8	-1.5	1.9	-1.3	1.2	2.0	-2.0	
6	4	1	1	8	-1.1	-1.1	0.8	2.2	1.6	-1.3	1.7	-1.3	-1.7	
6	9	19	39	15	-1.1	-1.2	-0.9	2.5	-2.9	2.2	1.7	2.0	3.1	

本表中、4/1~6/10の期間の記録は国土交通省国土技術政策総合研究所の提供による。

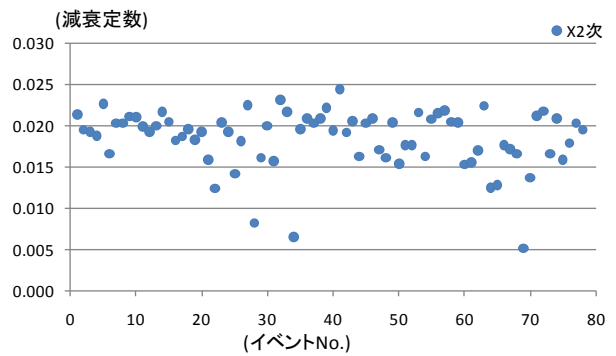
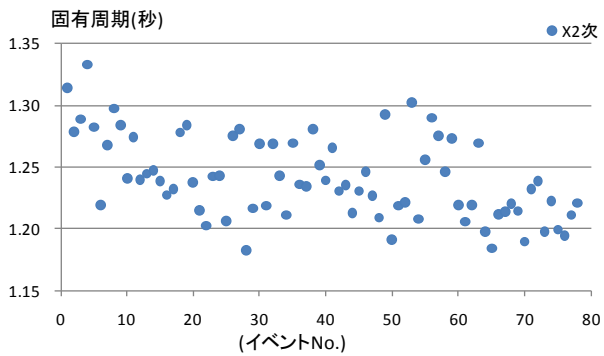




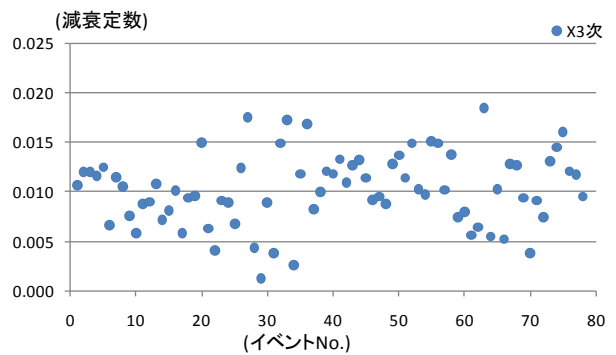
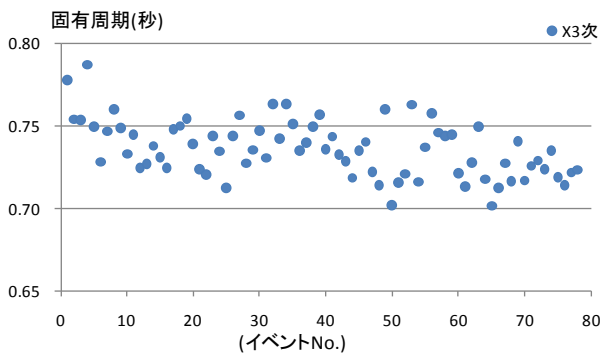




(1) X 方向 1 次

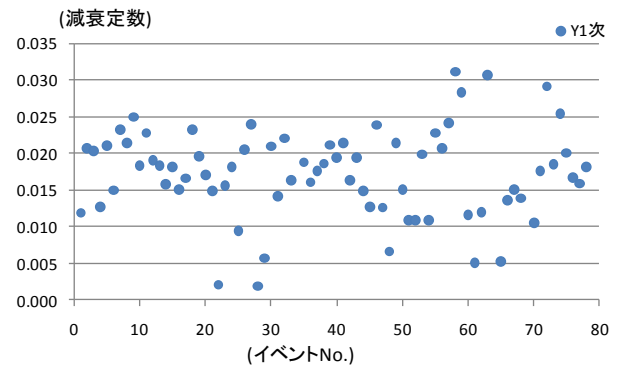
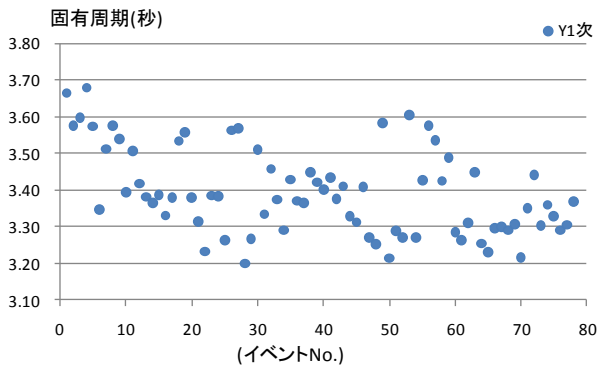


(2) X 方向 2 次

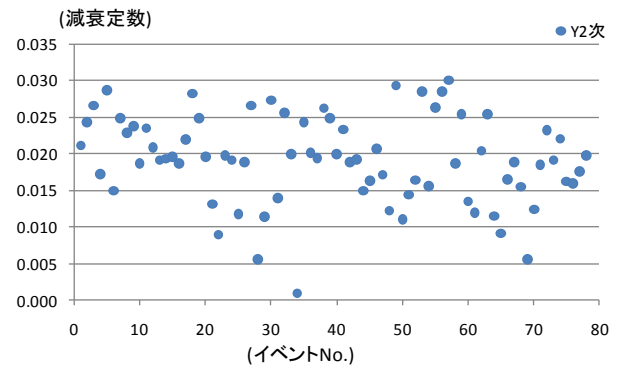
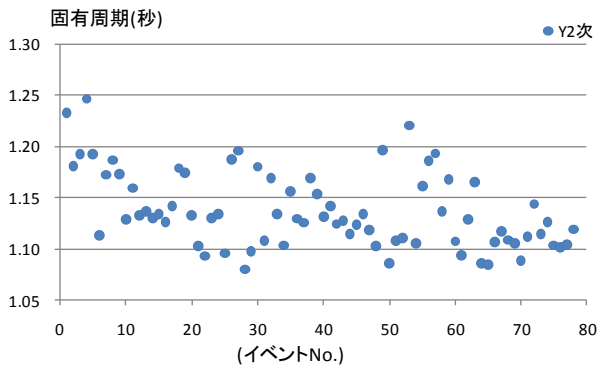


(3) X 方向 3 次

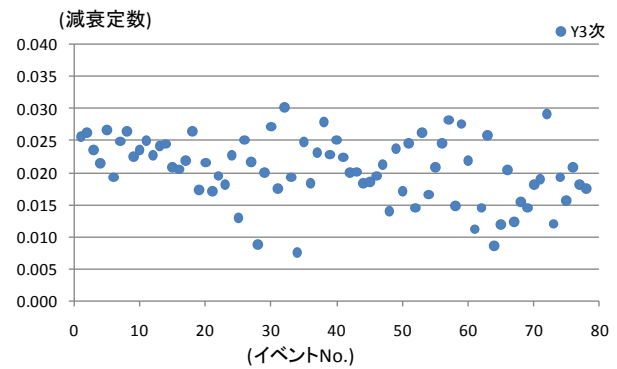
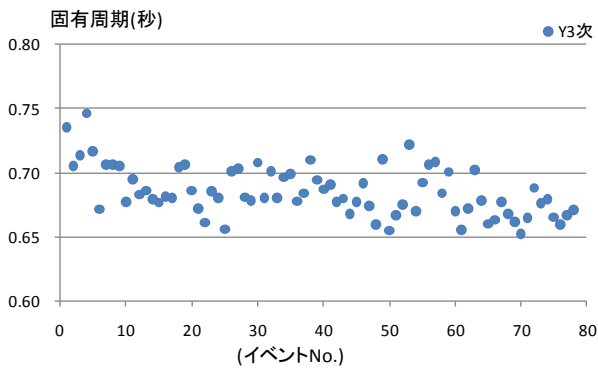
図 5.2.2-1(1) 観測記録より算定した固有周期と減衰定数 (X 方向, 横軸イベント)



(1) Y方向1次

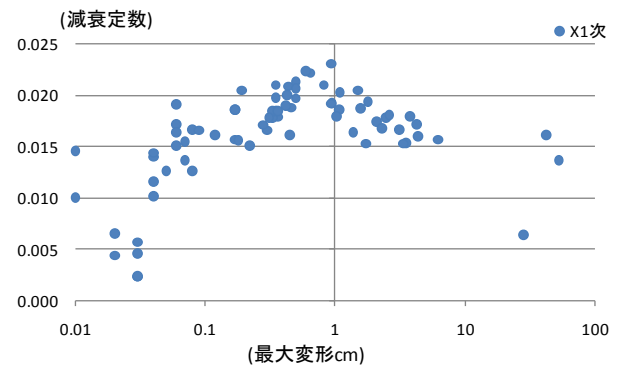
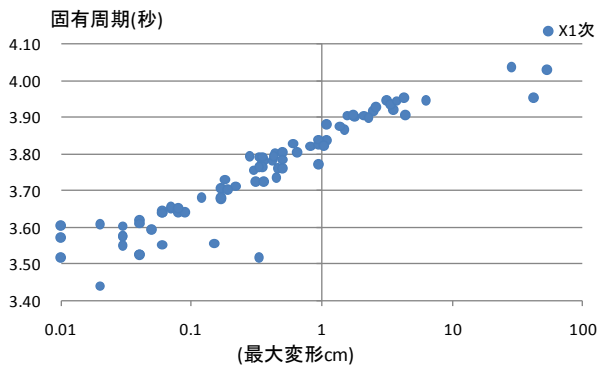


(2) Y方向2次

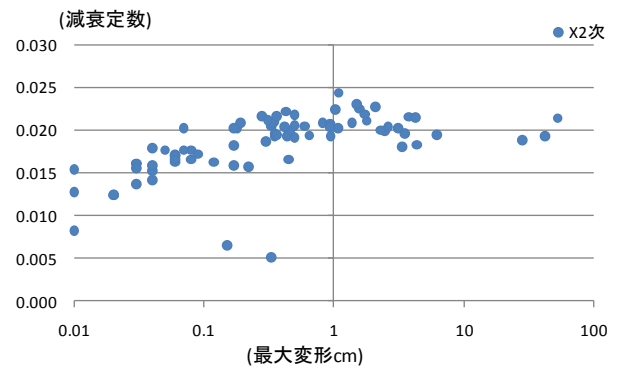
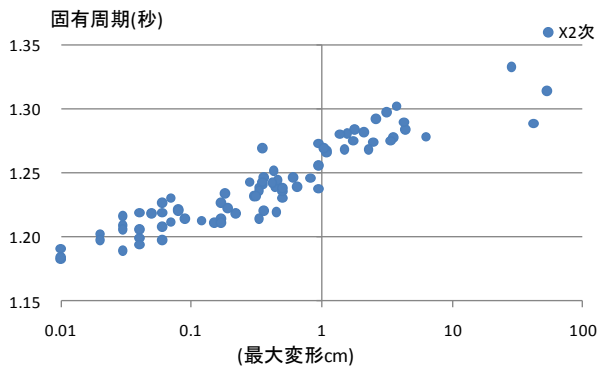


(3) Y方向3次

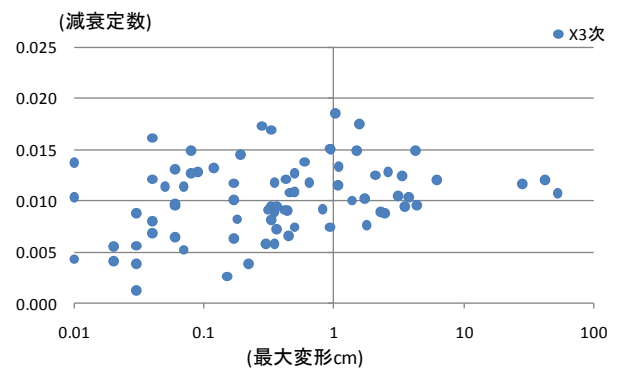
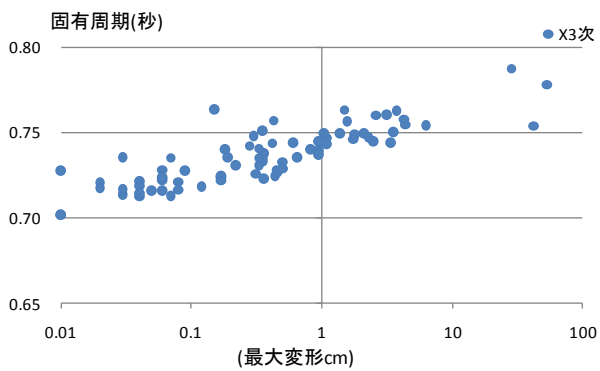
図 5. 2. 2-1 (2) 観測記録より算定した固有周期と減衰定数 (Y方向, 横軸イベント)



(1) X方向1次

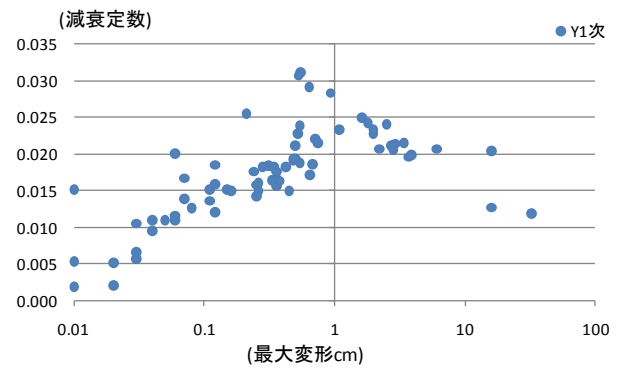
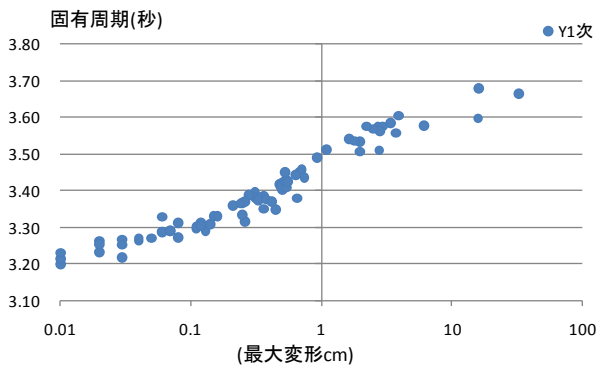


(2) X方向2次

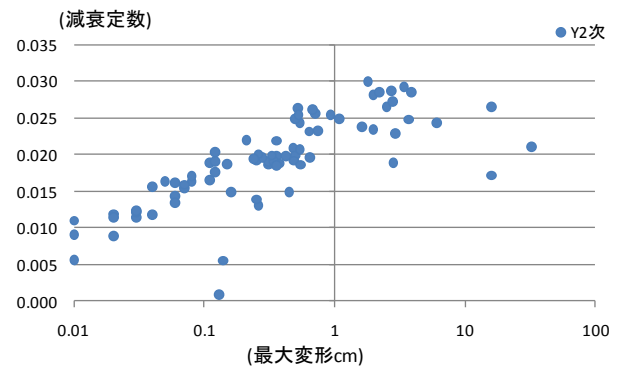
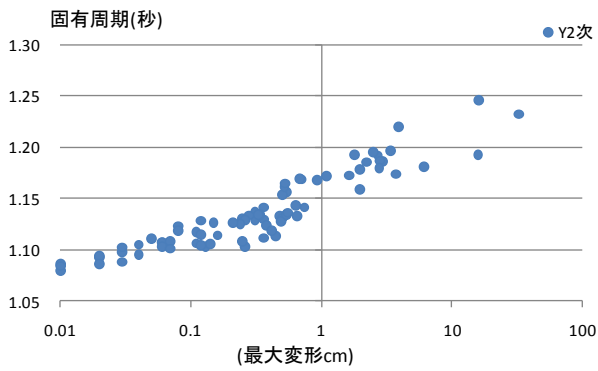


(3) X方向3次

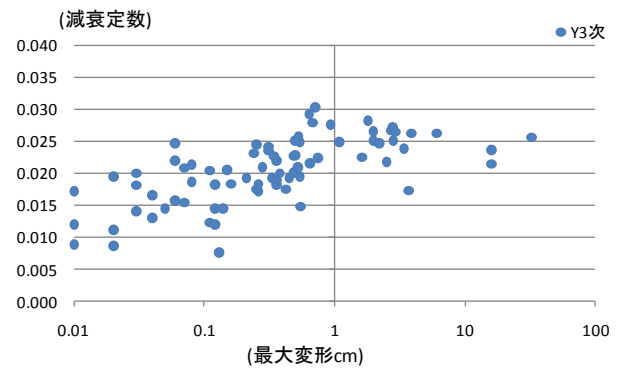
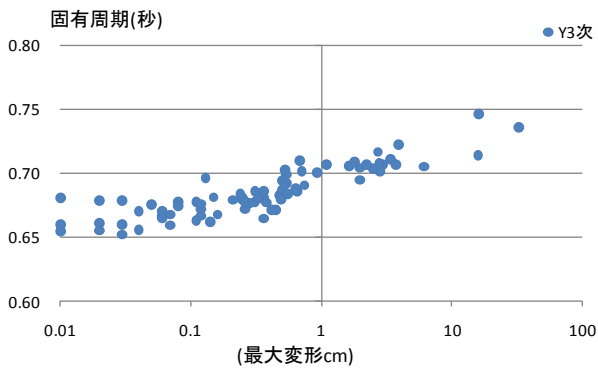
図 5. 2. 2-2(1) 観測記録より算定した固有周期と減衰定数 (X方向, 横軸最大変形)



(1) Y方向1次



(2) Y方向2次



(3) Y方向3次

図 5. 2. 2-2(2) 観測記録より算定した固有周期と減衰定数 (Y方向, 横軸最大変形)

(3) 建物の地震応答解析

(2) で評価した、各次の固有周期、減衰定数、刺激関数を用いて、時刻歴モーダル解析を実施し、本震時および余震時の各階の層間変形角や加速度を算定する。この時、入力地震動としては、B4 階で観測された加速度波形を用いる。

(3) -1 本震時の時刻歴モーダル解析と観測結果の比較

表 5.2.2-3 に示すパラメータを用い、各方向 1 次から 3 次を考慮した時刻歴モーダル解析を行う。設定したパラメータは、2 で評価した固有周期及び減衰定数とし、刺激関数についてはばらつきが大きく評価されていることを考慮し、設計モデルの刺激関数を用いることとした。

表 5.2.2-3 本震時の時刻歴モーダル解析諸元

	X 方向			Y 方向		
	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次
固有周期 (秒)	4.03	1.31	0.78	3.67	1.23	0.74
減衰定数 (%)	1.4	2.1	1.1	1.2	2.1	2.6
33FL 刺激関数	1.34	-0.49	0.17	1.35	-0.51	0.18
15FL 刺激関数	0.63	0.49	0.14	0.61	0.49	0.14

表 5.2.2-3 に示すパラメータを用いて解析した結果と、観測時刻歴を重ね描いて示す。

図 5.2.2-3(1) 時刻歴モーダル解析と観測時刻歴の比較 (加速度, 0~600 秒)

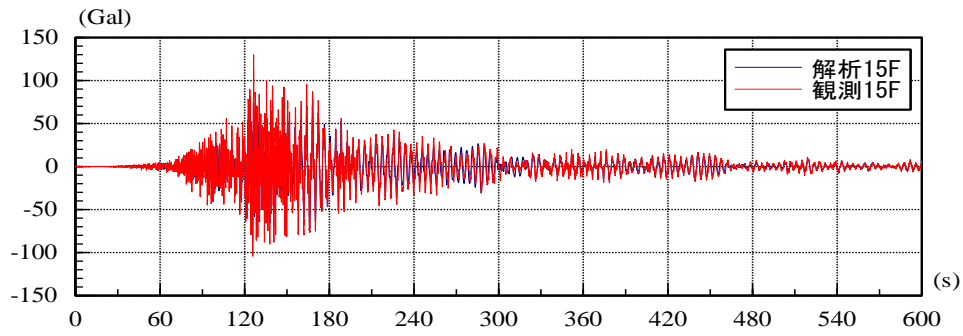
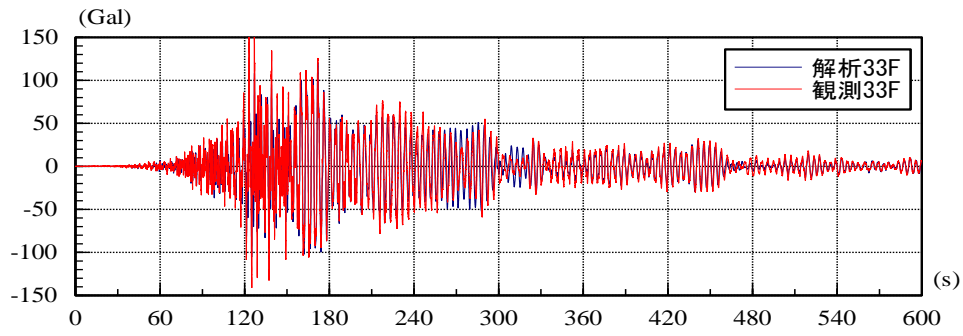
図 5.2.2-3(2) 時刻歴モーダル解析と観測時刻歴の比較 (加速度, 60~360 秒)

図 5.2.2-4(1) 時刻歴モーダル解析と観測時刻歴の比較 (B4 階からの相対変形, 0~600 秒)

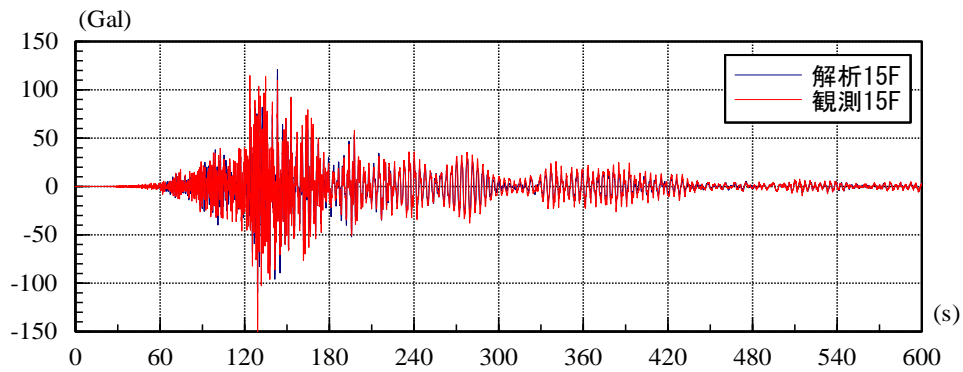
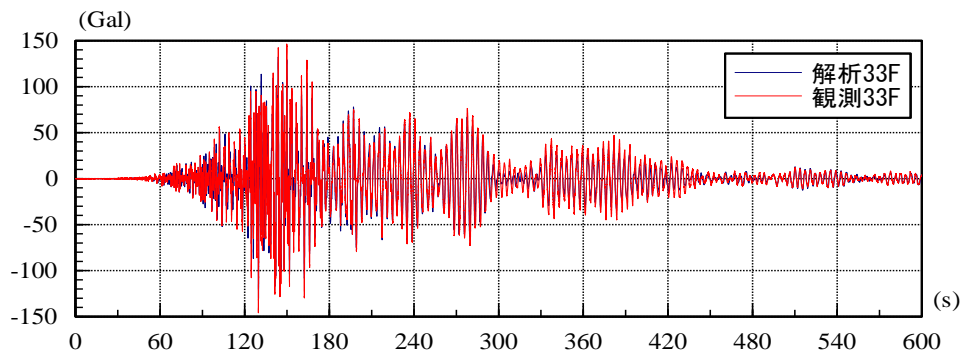
図 5.2.2-4(2) 時刻歴モーダル解析と観測時刻歴の比較 (B4 階からの相対変形, 60~360 秒)

図 5.2.2-3 及び図 5.2.2-4 より、120 秒~180 秒の短周期の加速度の大きい範囲では多少の位相のずれは見られるが、時刻歴全長を概観すると、最初に加速度が大きく、後半でゆっくりした 1 次周期の揺れが卓越する特徴をよくとらえている。相対変形ではピークで 1 割程度の差はあるものの、位相特性をよく表現できている。

以上より、時刻歴モーダル解析により、本震時の建物挙動を良好に表現できていると判断できる。



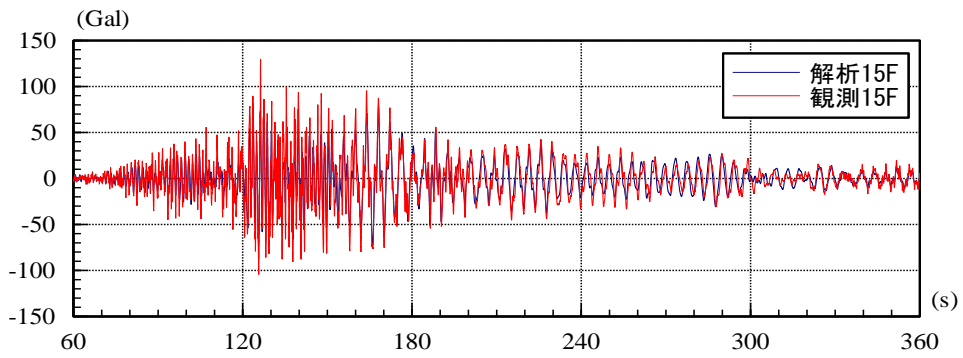
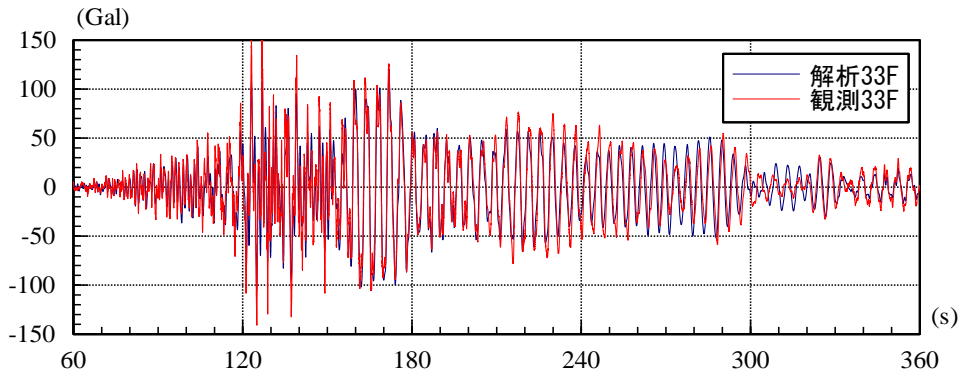
(a) X 方向



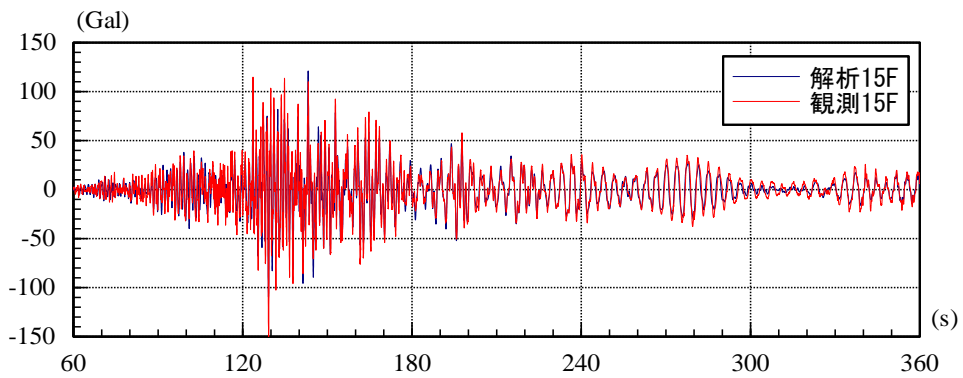
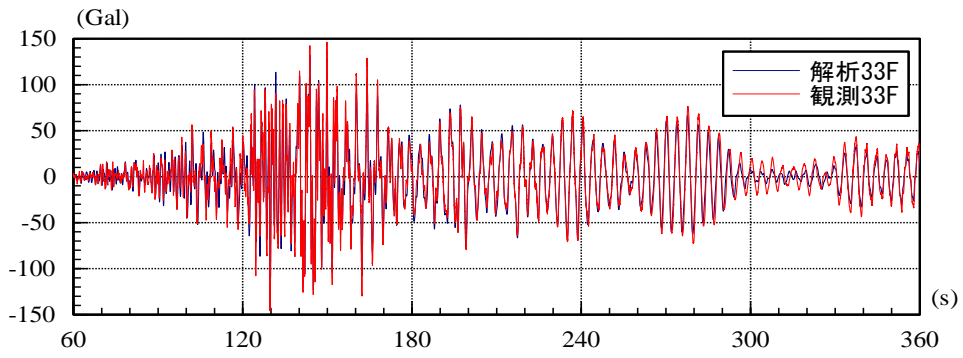
(b) Y 方向

図 5.2.2-3(1) 時刻歴モデル解析と観測時刻歴の比較 (加速度, 0~600 秒)



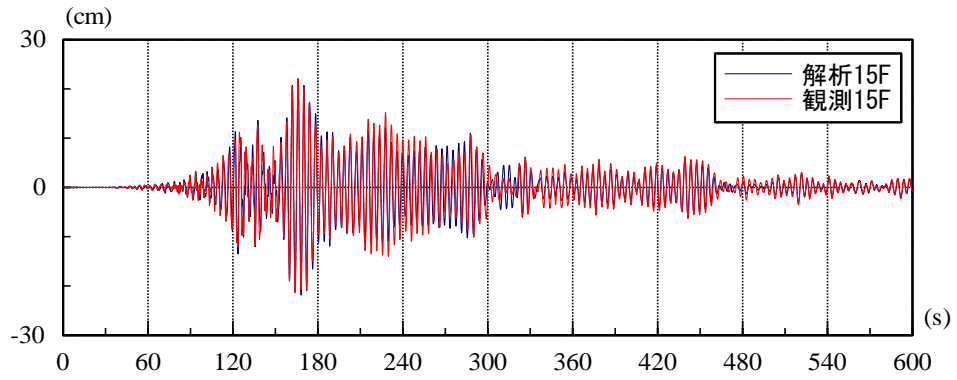
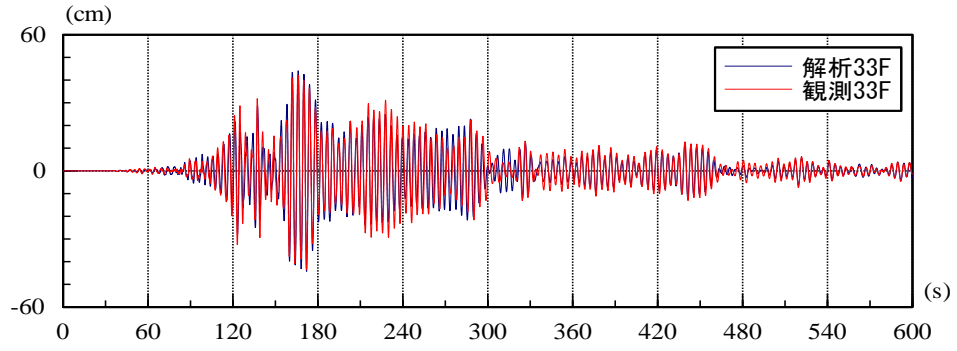


(a) X 方向

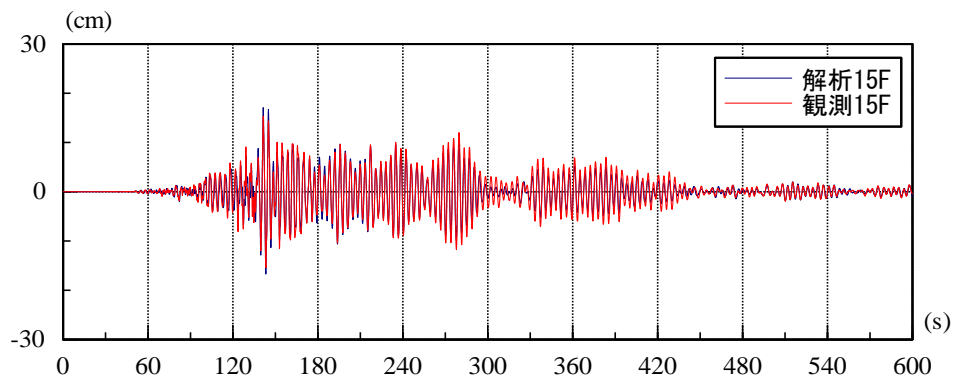
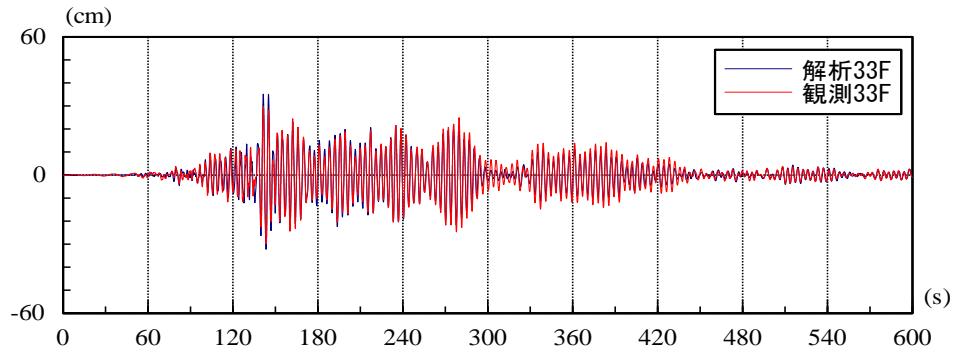


(b) Y 方向

図 5.2.2-3(2) 時刻歴モデル解析と観測時刻歴の比較 (加速度, 60~360 秒)

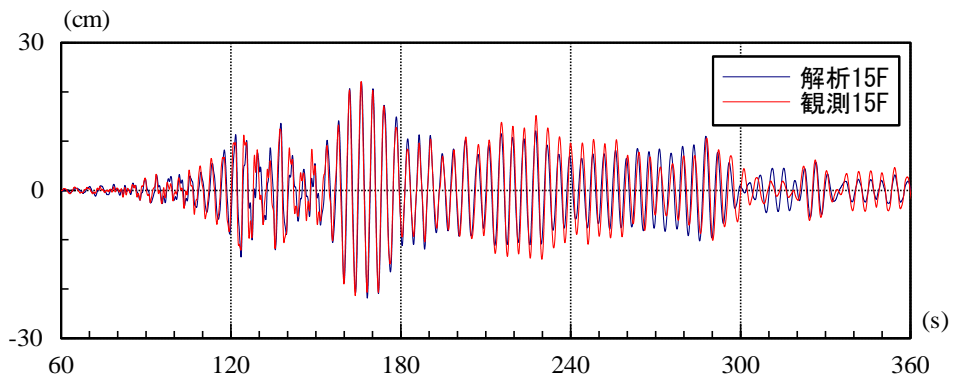
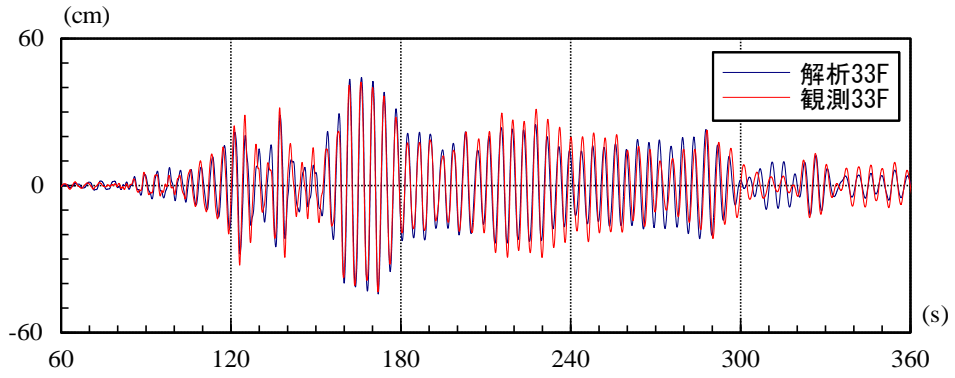


(a) X 方向

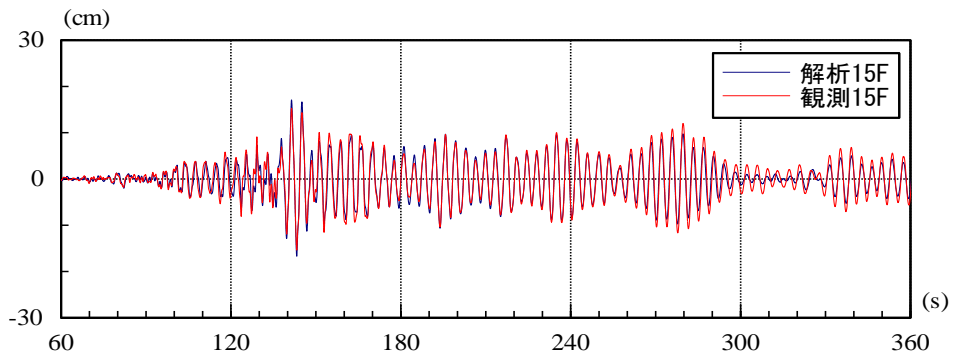
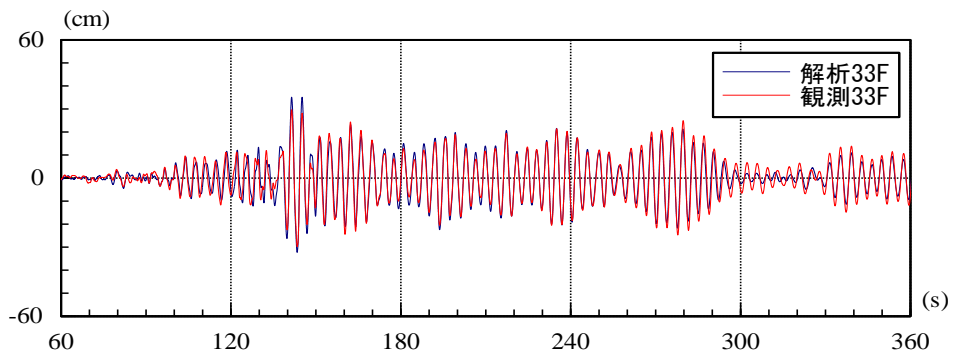


(b) Y 方向

図 5.2.2-4(1) 時刻歴モーダル解析と観測時刻歴の比較 (B4 階からの相対変形, 0~600 秒)



(a) X 方向



(b) Y 方向

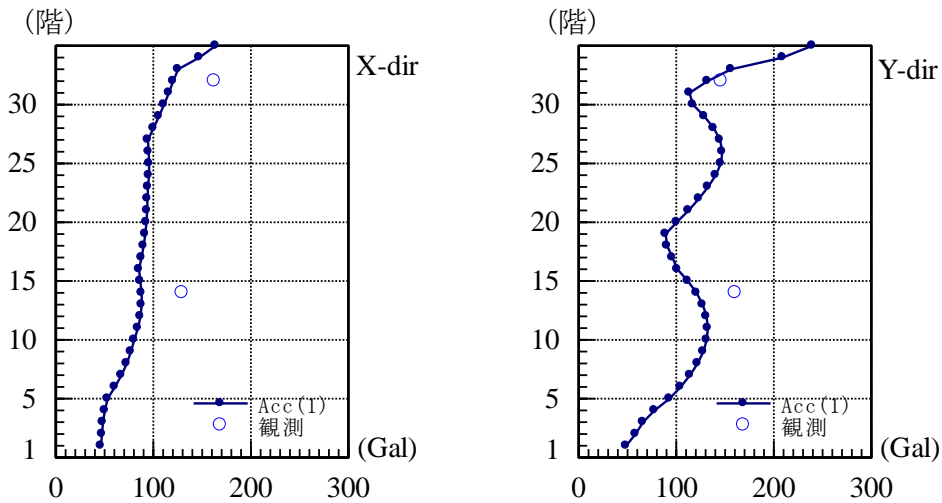
図 5. 2. 2-4 (2) 時刻歴モーダル解析と観測時刻歴の比較 (B4 階からの相対変形, 60~360 秒)

(3) -2 時刻歴モーダル解析による最大加速度分布と最大層間変形角分布

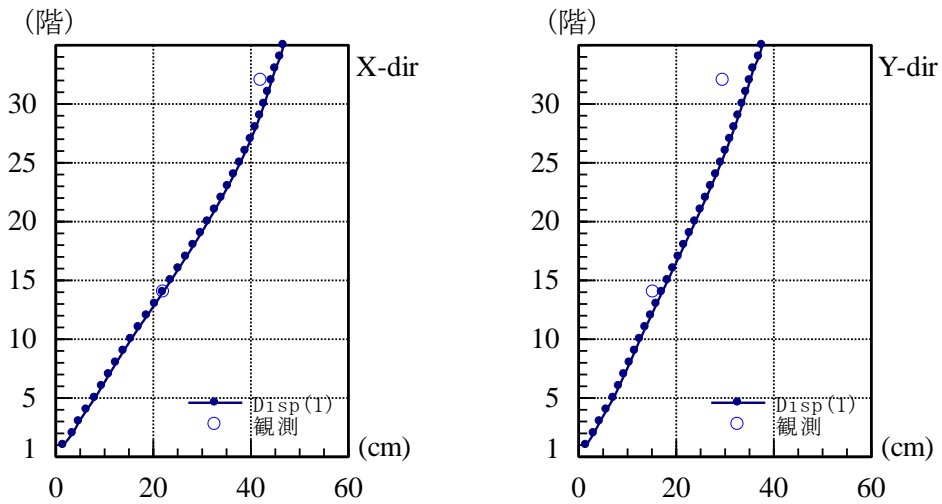
表 5.2.2-1 に示す(1)～(4)の地震について、時刻歴モーダル解析により最大加速度分布と層間変形角分布を算定する。ここでは、各階の応答を算定する場合に、設計モデルの刺激関数を用いる。その他のパラメータとしては、表 5.2.2-3 に示す、地震毎に算定した固有周期、減衰定数を用いる。固有周期と減衰定数を表 5.2.2-4 に抜粋して再掲する。

表 5.2.2-4 時刻歴モーダル解析のパラメータ

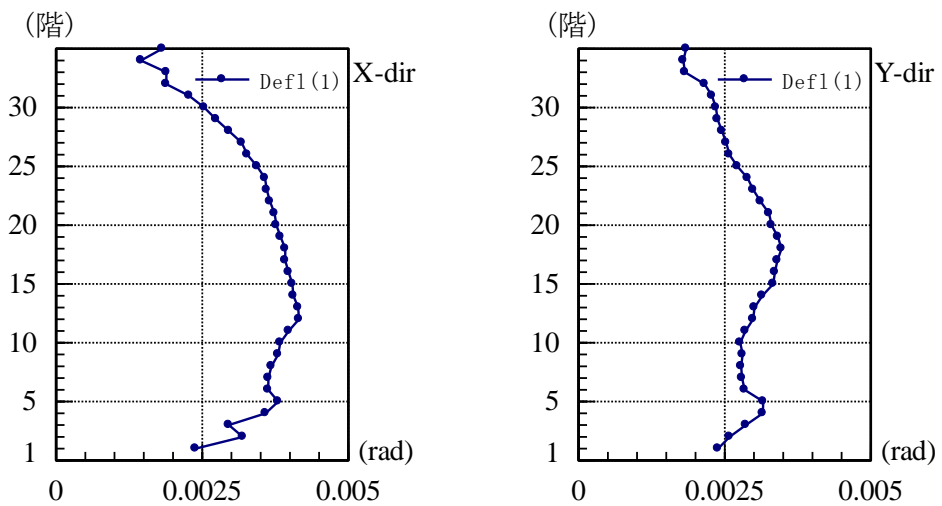
		X 方向			Y 方向		
		1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次
(1) 本震	固有周期 (秒)	4.03	1.31	0.78	3.67	1.23	0.74
	減衰定数 (%)	1.4	2.1	1.1	1.2	2.1	2.6
(2) 茨城県沖の 地震 (最大余震)	固有周期 (秒)	3.95	1.29	0.75	3.60	1.19	0.71
	減衰定数 (%)	1.6	1.9	1.2	2.0	2.7	2.4
(3) 長野県・新 潟県県境付近 の地震	固有周期 (秒)	3.91	1.28	0.75	3.56	1.17	0.71
	減衰定数 (%)	1.6	1.8	1.0	2.0	2.5	1.7
(4) 福島県浜通 りの地震	固有周期 (秒)	3.94	1.30	0.76	3.60	1.22	0.72
	減衰定数 (%)	1.8	2.2	1.0	2.0	2.9	2.6



(a) 最大加速度分布

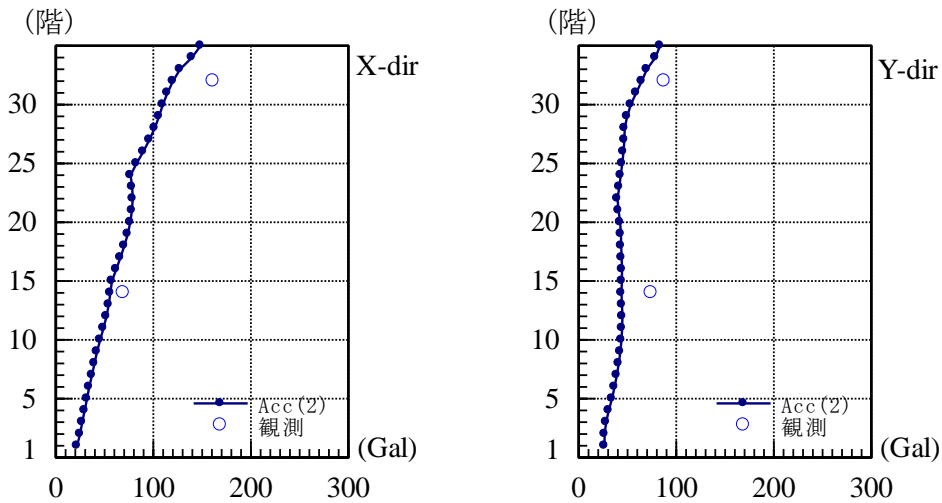


(b) 最大水平変形

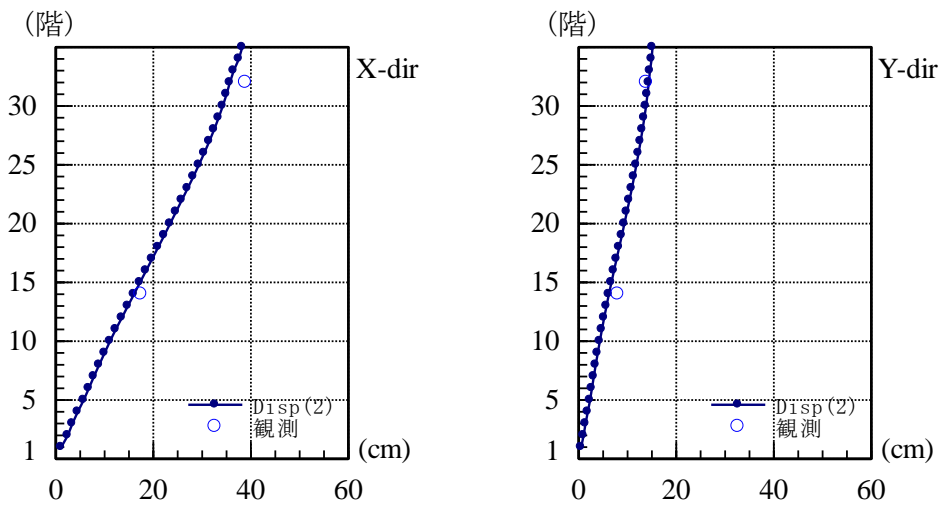


(c) 最大層間変形角

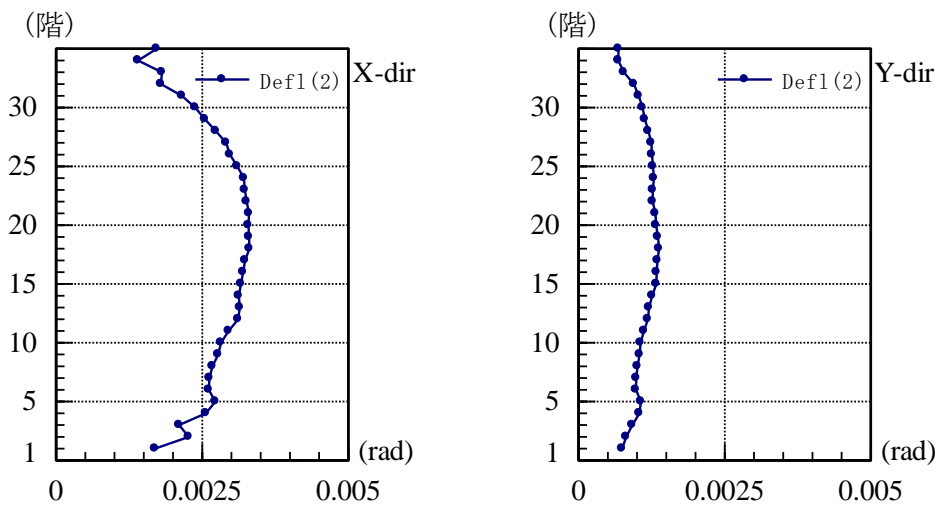
図 5.2.2-5 時刻歴モデル解析による応答最大値分布  
( (1) 本震 )



(a) 最大加速度分布

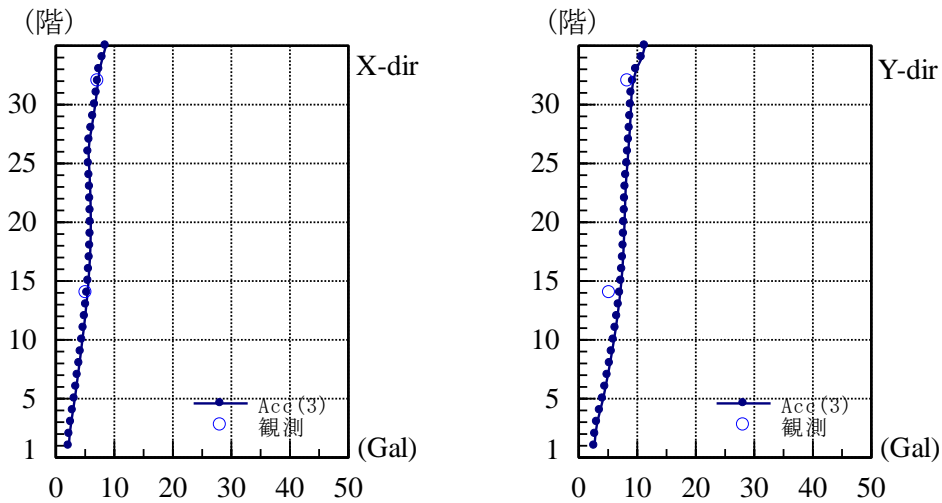


(b) 最大水平変形

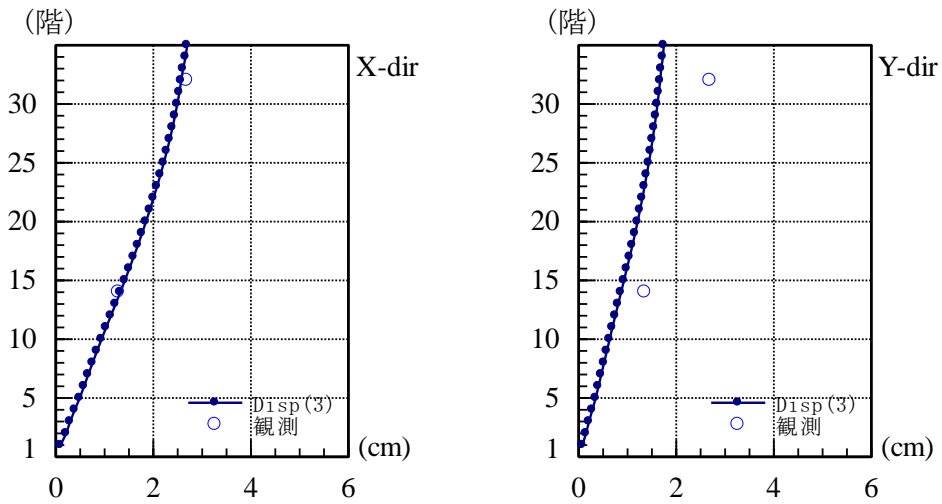


(c) 最大層間変形角

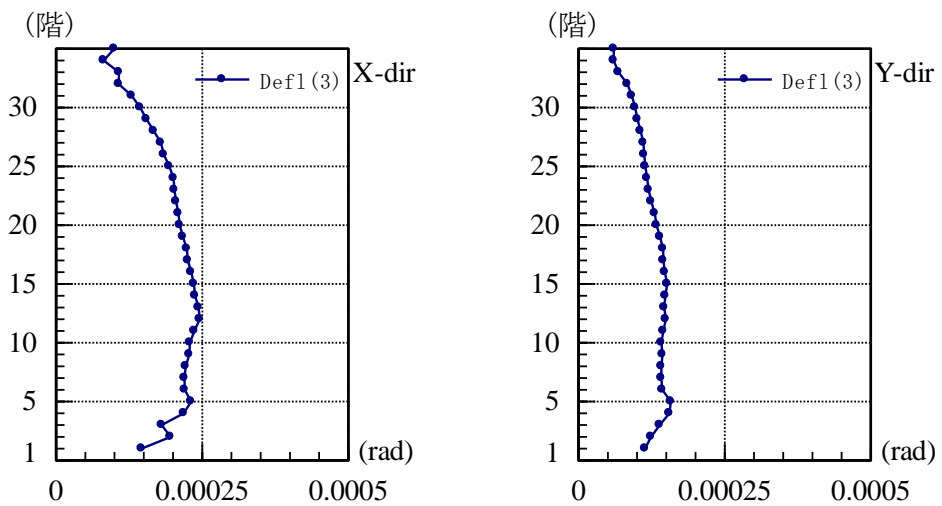
図 5.2.2-6 時刻歴モデル解析による応答最大値分布  
(2) 茨城県沖の地震(最大余震)



(a) 最大加速度分布

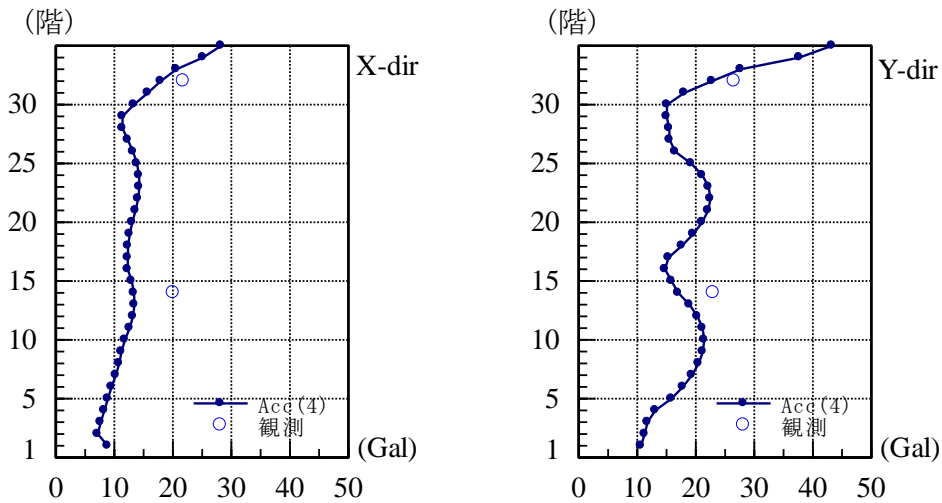


(b) 最大水平変形

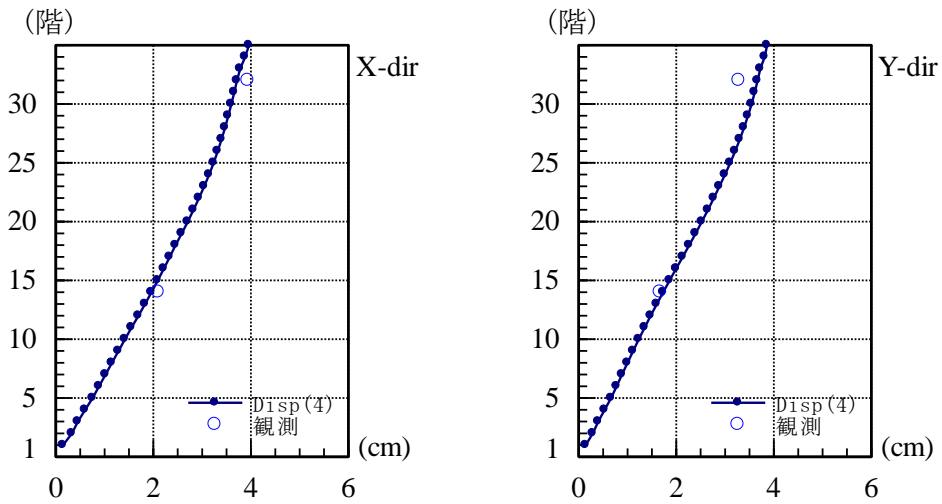


(c) 最大層間変形角

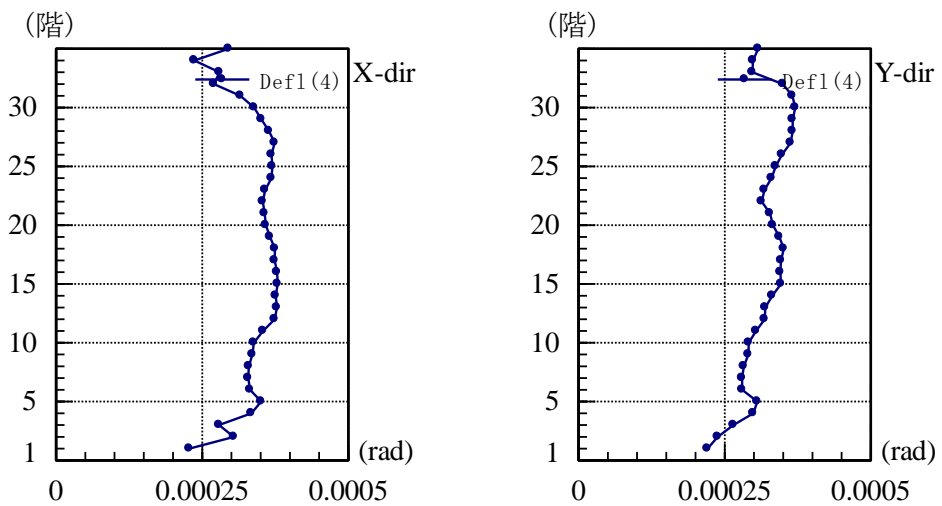
図 5.2.2-7 時刻歴モーダル解析による応答最大値分布  
 ((3)長野県新潟県県境付近の地震)



(a) 最大加速度分布



(b) 最大水平変形



(c) 最大層間変形角

図 5.2.2-8 時刻歴モーダル解析による応答最大値分布  
( (4) 福島県浜通りの地震 )



#### (4) 入力損失及び表層地盤増幅の影響評価

(3) と同じ応答解析モデルで、入力地震動を自由地表面で観測された加速度波形とした場合の応答解析を実施し、入力損失が超高層建物の応答に及ぼす影響を把握する。ここでは代表例として、(1)本震について検討する。

##### (4) -1 建物内と地表面の観測記録の比較

図 5.2.2-9 に、建物内 (B4F) 観測記録と地表面 (GROUND) 観測記録による応答スペクトルを比較して示す。この時、減衰定数は 2%とした。図より、建物の 1 次固有周期近傍では、建物内と地表面の差がほとんどないが、2 次以上の高次の固有周期近傍では両者の差が明瞭に現れる。

この原因は、第一に①剛な建物基礎に地震動が入力する際の入力損失が考えられる。また、②基盤 (B4 階観測点 (地下最下階)、基礎は基盤位置に直接支持) から地表面までの表層の増幅も考えられるが、ここで得られた観測記録からはそれらを分けて評価することは困難である。

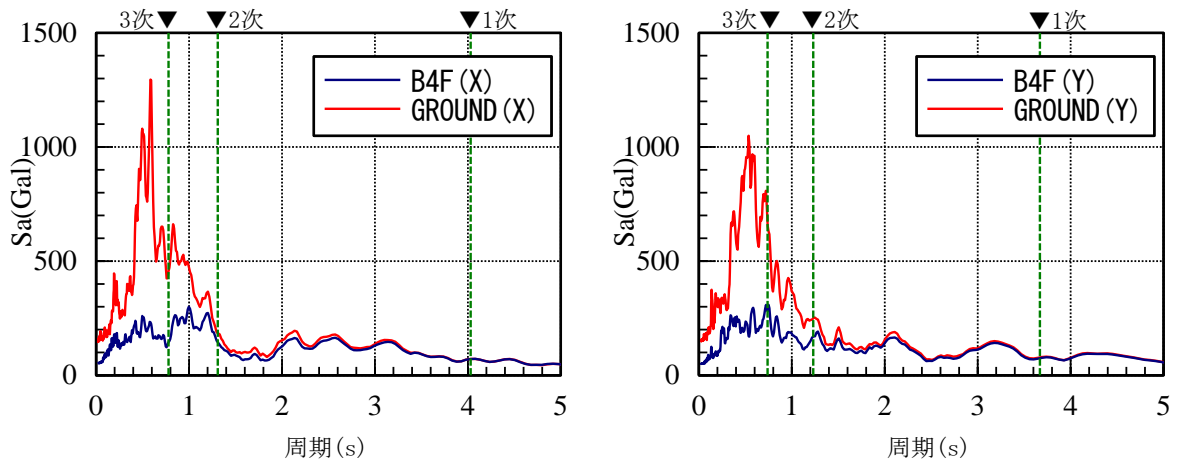
##### (4) -2 地表面の観測記録を用いた時刻歴モーダル解析

図 5.2.2-10 に、地表面 (GROUND) 観測記録による時刻歴モーダル解析結果を示す。ここで用いるパラメータは表 5.2.2-4 に示す(1)本震のケースと同一とする。図には、B4 階観測記録を用いたモーダル解析結果 (図 5.2.2-5 を再掲) もあわせて示す。

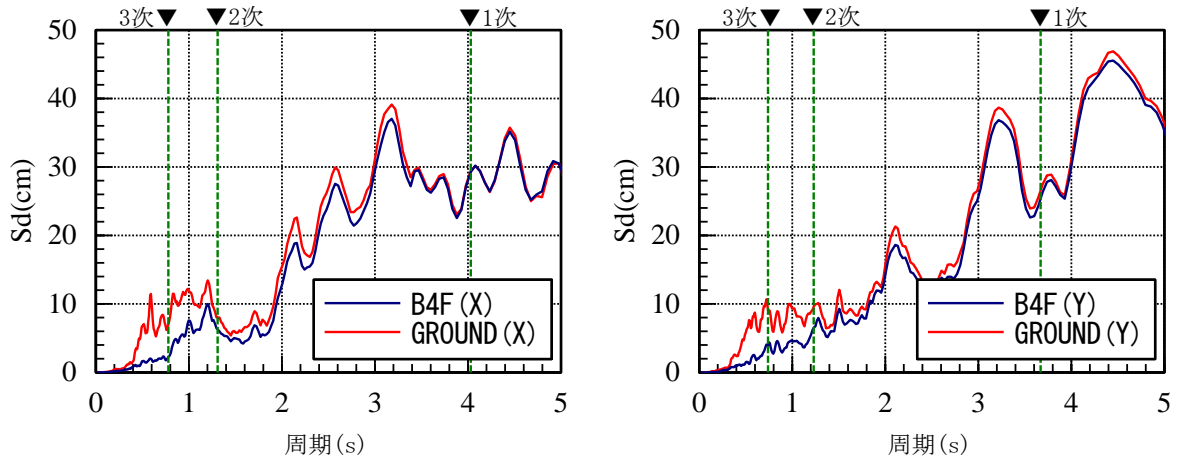
これより、高次振動の影響の大きい最大加速度は、両者で明らかに大きさが異なり、地表面観測記録によるものの方が大きい。1 次振動の影響の大きい最大水平変形及び層間変形角は、加速度ほどその違いは大きくはないが、層間変形角では最大部分で 2 割程度の差が生じている。

次に、設計で用いられる 1 次固有周期に対して 2%の内部粘性減衰を設定した場合の解析を試みた。その検討結果を図 5.2.2-11 に示す。ここで用いる固有周期は表 5.2.2-4 に示す(1)本震のケースと同一とする。図には、B4 階観測記録及び観測記録より得られた固有周期及び減衰定数を用いたモーダル解析結果 (図 5.2.2-5 を再掲) もあわせて示す。

これより、今回の検討ケースでは、地表面観測記録による地震応答解析にあたっては、1 次固有周期に対して 2%となる内部粘性減衰を設定すれば、方向により多少の大小はあるものの、概ね建物の最大応答値を表現できていることがわかる。

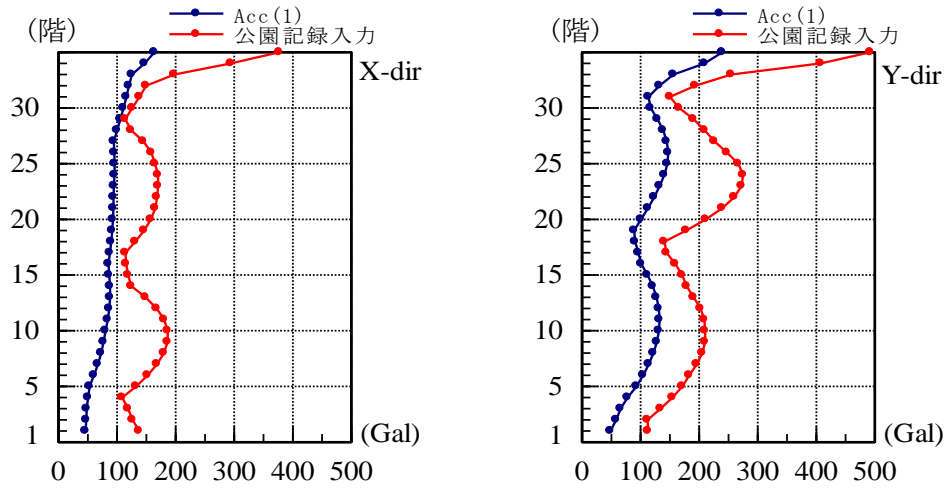


(a) 加速度応答スペクトル (h=0.02)

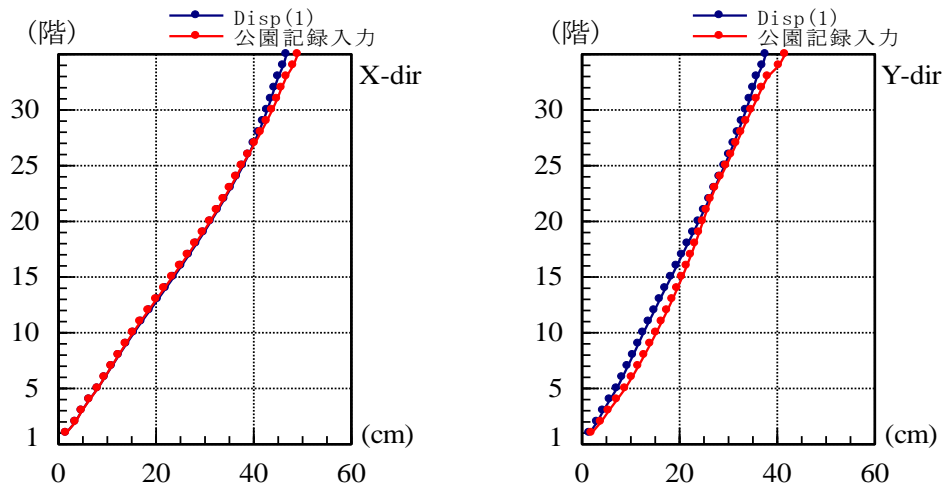


(b) 変位応答スペクトル (h=0.02)

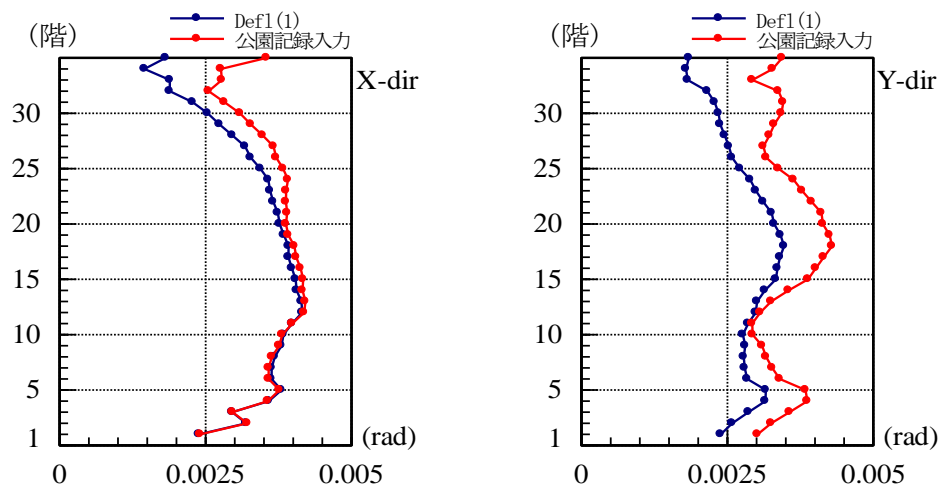
図 5.2.2-9 建物内 (B4F) 観測記録と地表面 (GROUND) 観測記録の比較



(a) 最大加速度分布

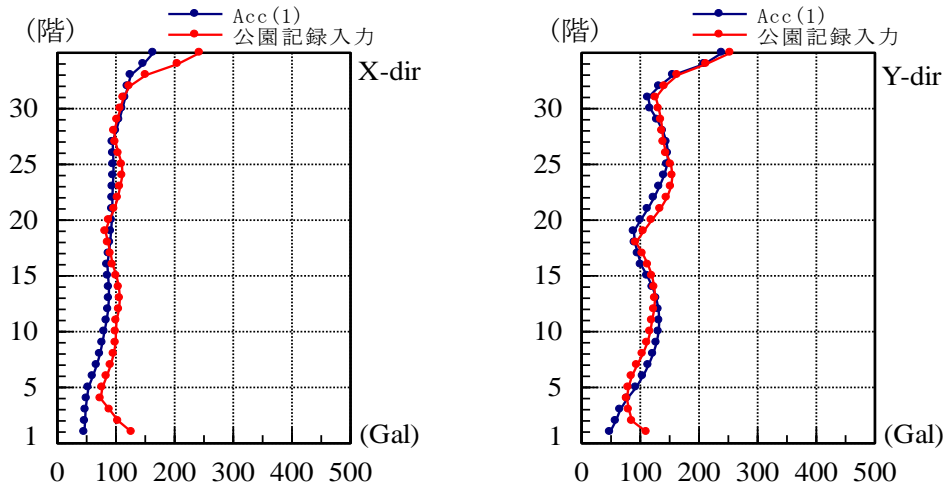


(b) 最大水平変形

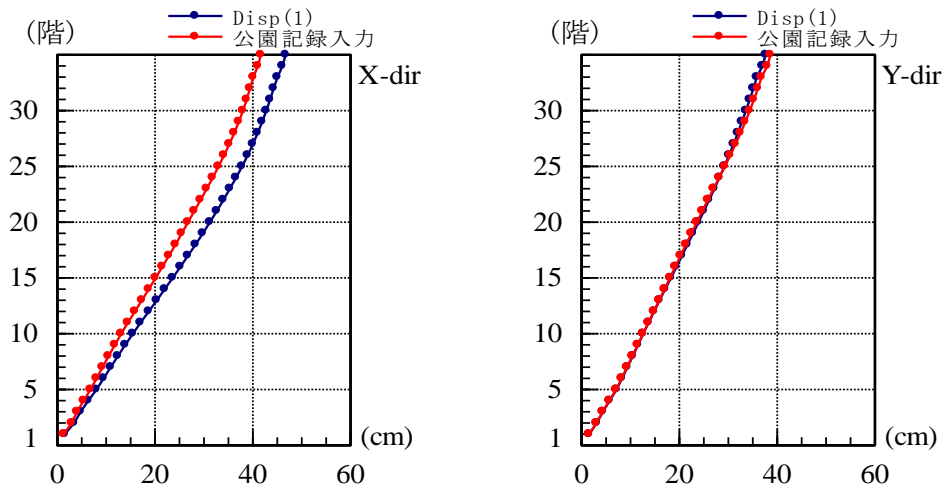


(c) 最大層間変形角

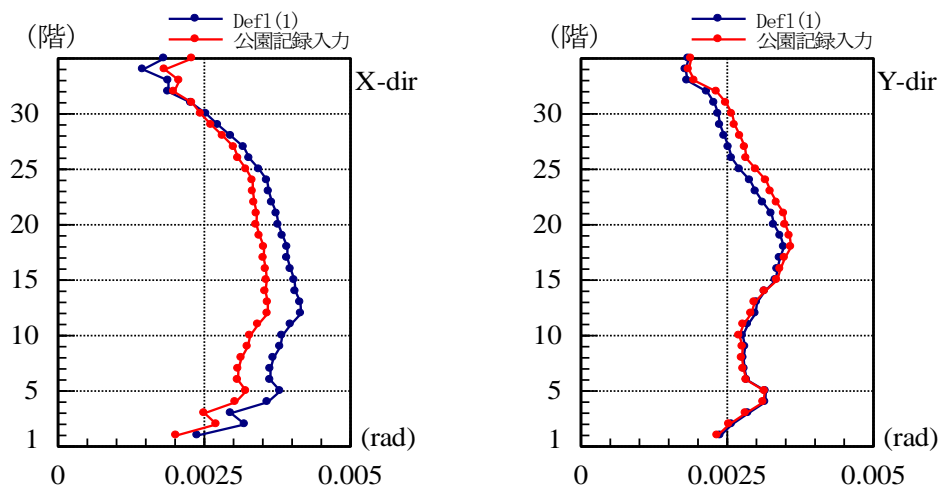
図 5.2-2-10 時刻歴モーダル解析による応答最大値分布  
 ((1)本震, 公園(地表面観測)記録による時刻歴モーダル解析結果との比較)



(a) 最大加速度分布



(b) 最大水平変形



(c) 最大層間変形角

図 5.2.2-11 時刻歴モーダル解析による応答最大値分布

((1)本震, 公園(地表面観測)記録を用いた1次に対して2%内部粘性減衰の検討,  
建物内観測記録による時刻歴モーダル解析結果との比較)

(5) 観測地震動のエネルギーに関する検討

東北地方太平洋沖地震の本震で観測された建物基礎観測記録について、エネルギーの観点で検討する。ここでは建物基礎観測記録及び告示波の応答スペクトルとエネルギースペクトルを比較する。観測記録については、2秒以上の周期で概ねフラットな特性を有するものと想定し、2秒～8秒の平均  $pSv$  ( $h=5\%$ ) を算定した。その結果  $32\text{cm/s}$  と算定されたため、告示波については  $0.64$  秒以上の速度一定領域で概ね  $32\text{cm/s}$  となるように、極稀に発生する地震動のスペクトルを  $1/2.5$  倍に規準化して図 5.2.2-12 に比較する。2秒以上については概ね同程度のスペクトルレベルである。あわせて図 5.2.2-13 には両者のエネルギースペクトルを比較して示す。応答スペクトルレベルを揃えた2秒以上の周期帯について、観測記録は告示波と比較してエネルギースペクトルが  $1.5$  倍程度大きいことがわかる。

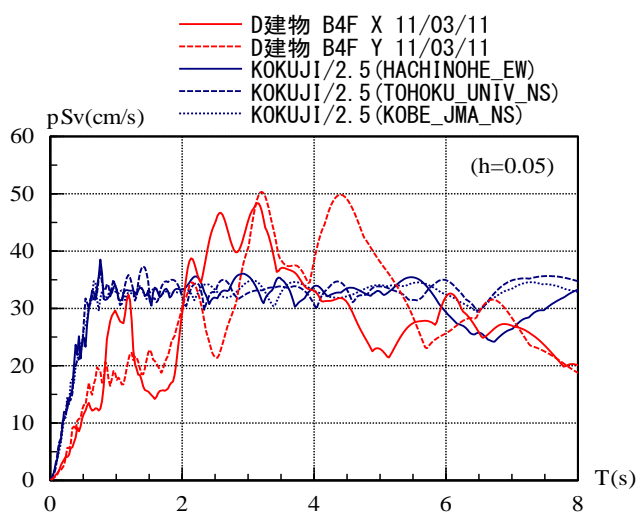


図 5.2.2-12 観測記録と最大応答レベルを揃えた告示波の比較 (擬似速度応答スペクトル)

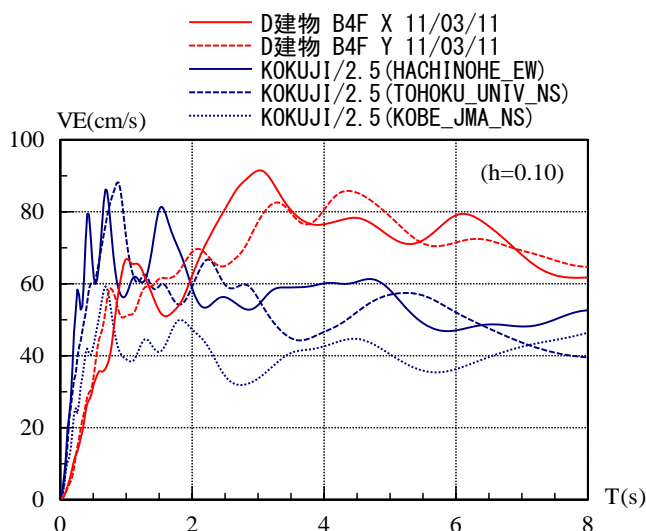


図 5.2.2-13 観測記録と最大応答レベルを揃えた告示波の比較 (エネルギースペクトル)

### 5.2.3 東日本大震災による S 造高層建築物の挙動の調査 (H24 実施分)

#### (1) はじめに

ここでは、2011 年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された超高層鉄骨造建物を対象にして、建物で観測された加速度記録を入力地震動とした地震応答解析を行う。ここでの応答解析で用いる解析モデルは、建設時の評定等で用いられたものと概ね同様である。これらの解析モデルを用いた地震応答解析から得られる応答結果が、実際の強震観測記録とどの程度整合しているか明らかにすることは重要と考えられる。そこで、これらの応答解析から得られる加速度と建物上部で実際に観測された加速度記録を比較して、解析モデルの妥当性や減衰定数が建物応答に及ぼす影響等を明らかにする。

また、今回の地震では、東北地方から関東、近畿地方にかけての広範囲で超高層建築物が応答した可能性が有り、それらの建物応答がどの程度であったかを推定するために、今回強震観測が行われた超高層鉄骨造建築物の各層の最大層間変形角や塑性率等明らかにして、層が降伏するレベルに至っているかどうかや、ダンパーが降伏するレベルを超えているかどうか、また、どの地域の建築物で応答が大きくなっているか等を明らかにする。

#### (2) 解析対象建物と解析方法

##### 1) 検討対象の超高層鉄骨造建物の概要

検討対象とした建物は、(独)建築研究所が強震観測を実施している建物のうちの、2011 年東北地方太平洋沖地震において強震記録が観察され、地震応答解析のモデル化の情報が入手できた超高層鉄骨造建築物 8 棟と国土交通省の建築基準整備促進事業において、平成 22 年度に地震計を設置し、現在も観測を実施している建物 1 棟で、合計 9 棟ある。これらの解析対象建物の、所在地、建物階数、竣工年、構造形式、地震観測した階を、表 5.2.3-1 に示す。これらのうち建物 c が、建築基準整備促進事業で地震計を設置した建物であり、それ以外の 8 棟は、建築研究所が強震観測を実施している建物である。建築研究所で観測したこれらの建物の振動特性や応答解析結果の詳細は、文献 5.2.3-1) に詳しく記述しているので、そちらを参照されたい。本報では、それらの概要を述べる。

建物の所在地は、宮城県から大阪府までの範囲である。建物階数としては 15 階から 52 階の範囲である。竣工年は 1973 年～2000 年の範囲となっている。これらの建物の構造形式は、設計が 1990 年代の前半以前の建物では、純ラーメン構造や偏心 K 型ブレース付きラーメン構造、等となっているが、比較的新しい建物である建物 b と c では、制振ダンパー付きの構造である。表中にそれぞれの建物の地震観測を行った階を示している。建物の地下階または 1 階、中間階、上層階において、X, Y, 上下方向の加速度を観測している。また、建物に隣接する別棟の 1 階で観測を行っている建物もある。

表 5.2.3-1 解析対象建物

建物名称	所在地	建物階数	竣工年	構造形式	地震観測の階
建物 a	宮城県	地上 15 階 塔屋 2 階	1973	X, Y 方向：鉄骨ラーメン構造	15F, B2F
建物 b	埼玉県	地上 26 階 塔屋 2 階	2000	X, Y 方向：極軟鋼制振壁付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 10F, B3F, 別棟 1F
建物 c	東京都	地上 33 階 棟屋 1 階	2007	X, Y 方向：座屈拘束ブレース付き鉄骨ラーメン構造（CFT 柱）	32F, 16F, B2F, 別棟 1F
建物 d	東京都	地上 19 階 塔屋 1 階	1990	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 8F, B 1F
建物 e	東京都	地上 20 階 塔屋 1 階	1994	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	20F, 1F
建物 f	東京都	地上 20 階 塔屋 1 階	1994	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	19F, 1F
建物 g	神奈川県	地上 23 階 塔屋 1 階	1996	X, Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	23F, B2F
建物 h	大阪府	地上 15 階 塔屋 3 階	1974	X, Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造	PH3F, B3F
建物 i	大阪府	地上 52 階 塔屋 3 階	1995	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造	52F, 38F, 1 8F, 1F

## 2) 解析方法

表 5.2.3-1 に示したこれらの建物について、それぞれの建物の地下階または 1 階（または別棟 1 階）で観測された加速度記録を入力地震動とし、それぞれの建物の地下階は無視し、1 階床を基礎固定として、1 階床位置に、これらの地震波を入力して解析を行う。評定等で用いられている解析モデルは通常 1 階から上部がモデル化されている。地下階で観測された記録を 1 階の床位置に入力する解析を行なう場合には、地下階の観測での加速度記録と 1 階の床位置の加速度記録の差が問題となる可能性があるが、一般的にはこれらの差は小さいと考えられ、ここではその影響を無視している。

解析対象建築物の X, Y 方向それぞれの地震応答解析を行い、建物の中間階や上層階で観測した加速度記録の最大値とこれらの建物の地震応答解析から得られる観測を行った階の加速度の最大値を比較する。また、入力地震動として、El Centro NS の 50kine を入力地震動とした場合の応答解析についても、一部の建物で実施する。表 5.2.3-2 に、それぞれの建物で用いた入力地震動とその最大加速度、継続時間を示す。

本解析の応答解析の減衰は、減衰定数 2%の初期剛性比例型で解析を行うが、減衰の設定値が

建物の地震応答結果に及ぼす影響を明らかにするために、文献 5.2.3-1) の建物の同定解析から得られた解析対象建築物の 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリー型減衰の場合の応答解析も比較として行う。同定解析から得られた減衰の値は次節に示す。

表 5.2.3-2 解析モデルの設定方法

建物名称	モデル化の方法と復元力特性の設定	入力地震動 (最大加速度, 継続時間)
建物 a	オリジナルの解析モデルは、D 値法を用いて各層剛性を計算し、トリリニアの復元力特性が設定され、2 次剛性、3 次剛性は、初期剛性の 10%、1% で設定、X、Y 方向は同一の解析モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B2F-X(259.0cm/s <sup>2</sup> , 301 秒) B2F-Y(163.3cm/s <sup>2</sup> , 301 秒)
建物 b	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、制振壁ダンパーと柱梁フレームを組み合わせたトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析では、このトリリニアの復元力特性を、ダンパーは完全弾塑性型、フレームはバイリニア型に分離し、2 つのバネの組み合わせたモデルにより質点系の等価せん断型モデルで解析。	B3F-X(73.6cm/s <sup>2</sup> , 599 秒) B3F-Y(62.6cm/s <sup>2</sup> , 599 秒) 別棟 1F-X(90.9cm/s <sup>2</sup> , 400 秒) 別棟 1F-Y(89.4cm/s <sup>2</sup> , 400 秒) El Centoro NS 50kine (511cm/s <sup>2</sup> , 53.7 秒)
建物 c	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル (X 方向は曲げバネも考慮)。本解析では、このトリリニアの復元力特性を、ダンパーは完全弾塑性型、フレームはバイリニア型に分離し、2 つのバネの組み合わせたモデルにより質点系の等価せん断型モデルで Y 方向のみ解析。	B2F-X (66.6cm/s <sup>2</sup> , 600 秒) B2F-Y (52.2cm/s <sup>2</sup> , 600 秒)
建物 d	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型の復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B1F-X(69.0cm/s <sup>2</sup> , 300 秒) B1F-Y(66.2cm/s <sup>2</sup> , 300 秒)
建物 e	建物 E と建物 F はツインタワーであり、オリジナルの解析モデルは、各層をトリリニア型復元力特性とした質点系の擬似立体モデル。本解析では、ツインタワーを分離し、それぞれの建物をトリリニア型復元力特性の等価せん断型モデルで解析。	1F-X(90.8cm/s <sup>2</sup> , 391 秒) 1F-Y(85.4cm/s <sup>2</sup> , 391 秒)
建物 f	同上	同上
建物 g	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型の復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析では X 方向のみ、それと同じモデルで解析。Y 方向は観測記録の不良により解析不可。	B2F-X(59.5cm/s <sup>2</sup> , 511 秒)
建物 h	オリジナルの解析モデルは、バイリニアの復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B3F-X(10.9cm/s <sup>2</sup> , 157 秒) B3F-Y( 8.9cm/s <sup>2</sup> , 157 秒)
建物 i	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、曲げ変形成分を考慮したトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	1F-X(33.5cm/s <sup>2</sup> , 999 秒) 1F-Y(34.3cm/s <sup>2</sup> , 999 秒)



### 3) モデル化と復元力特性の設定

本章における解析対象建築物の解析モデルと復元力特性の設定方法を表 5.2.3-2 に示す。基本的には、入手した建物情報の応答解析モデルのモデル化の方法となるべく近いモデル化を行うこととしているが、解析モデルの詳細情報がわからない場合もあるため、オリジナルの解析モデルや解析条件とは、必ずしも一致していないものもある。ほとんどの建物では、質点系の等価せん断型モデルにより、応答解析が行われているため、ここでも、同様に質点系の等価せん断モデルによる解析を行う。フレームの復元力特性はトリリニア型に置換している場合が多いが、それらのトリリニア型の第 1 折れ点の定義や第 2 折れ点の設定方法は、それぞれの建物の設計時の設定であるため、これらは必ずしも同一の定義、設定方法ではない。

#### (3) 解析建物の動的特性

##### 1) 同定解析から得られた減衰定数

文献 5.2.3-1) の観測記録に基づく建物の同定解析の結果から、それぞれの建物の 1 次、2 次の減衰定数を算定した。表 5.2.3-3 にそれらの値を記す。1 次減衰定数は、概ね 1.5%~3%程度の範囲であり、2 次減衰定数は、2%弱~4%弱程度の範囲である。2 次の減衰定数と 1 次減衰定数の比は、0.8~3.2 の範囲であるが、平均は 1.48 である。なお、ここでの応答解析では、これらの値を用いたレーリー型減衰でも解析を行う。

表 5.2.3-3 同定解析から得られた減衰定数

建物名称	方向	1 次減衰定数 (%)	2 次減衰定数 (%)	2 次減衰定数/1 次減衰定数
建物 a	X 方向	1.67	2.39	1.43
	Y 方向	1.95	2.88	1.48
建物 b	X 方向	1.92	1.93	1.01
	Y 方向	2.31	1.87	0.81
建物 c	X 方向	---	---	---
	Y 方向	2.04	2.48	1.22
建物 d	X 方向	1.41	2.70	1.91
	Y 方向	2.03	3.30	1.63
建物 e	X 方向	1.51	1.93	1.28
	Y 方向	3.33	3.88	1.17
建物 f	X 方向	1.60	2.70	1.69
	Y 方向	2.51	3.08	1.23
建物 g	X 方向	2.61	3.36	1.29
建物 h	X 方向	1.60	2.29	1.43
	Y 方向	1.64	2.26	1.38
建物 i	X 方向	---	---	---
	Y 方向	0.95	3.01	3.17

## 2) 検討建物の固有周期

文献 5.2.3-1) の観測記録に基づく建物の同定解析の結果から、それぞれの建物の 1 次、2 次の固有周期を算定した。表 5.2.3-4 にそれらの値とともに応答解析モデルの固有周期の値を比較して記す。同定解析結果に基づく、解析対象建築物の 1 次固有周期の範囲は 1.47 秒～6.57 秒である。一方、これらの建物の解析モデル 1 次固有周期の範囲は、1.35 秒～6.50 秒である。1 次固有周期の、同定解析/解析モデルの比は、建物 H の X 方向で、2 割程度差が生じているが、その他は、1 割程度の範囲内となっていることがわかる。

表 5.2.3-4 固有周期

建物名称	方向	同定解析(sec.)		解析モデル(sec.)		同定解析/解析モデル	
		1次周期	2次周期	1次周期	2次周期	1次周期	2次周期
建物 a	X 方向	2.004	0.638	2.012	0.694	1.00	0.92
	Y 方向	1.994	0.638	2.012	0.694	0.99	0.92
建物 b	X 方向	2.760	0.978	2.517	0.988	1.10	0.99
	Y 方向	2.609	0.902	2.394	0.949	1.09	0.95
建物 c	X 方向	---	---	---	---	---	---
	Y 方向	3.502	1.232	3.683	1.417	0.95	0.869
建物 d	X 方向	1.906	0.659	1.915	0.739	1.00	0.89
	Y 方向	1.787	0.576	1.943	0.743	0.92	0.78
建物 e	X 方向	2.008	0.692	1.965	0.738	1.02	0.94
	Y 方向	1.821	0.622	1.917	0.725	0.95	0.86
建物 f	X 方向	2.017	0.694	1.966	0.740	1.03	0.94
	Y 方向	1.853	0.626	1.947	0.743	0.95	0.84
建物 g	X 方向	2.279	0.737	2.192	0.798	1.04	0.92
建物 h	X 方向	1.465	0.465	1.354	0.494	1.08	0.94
	Y 方向	1.656	0.517	1.370	0.508	1.21	1.02
建物 i	X 方向	---	---	(6.971)	(2.588)	---	---
	Y 方向	6.570	2.057	6.504	2.725	1.01	0.75

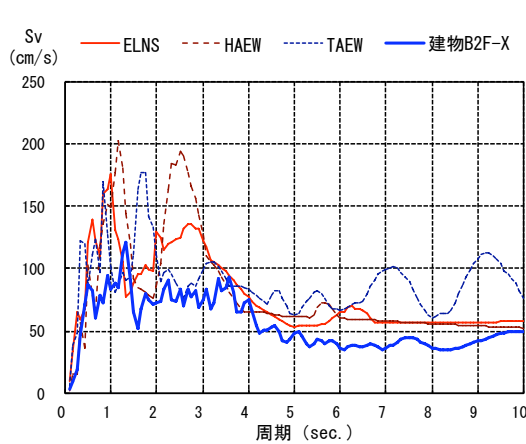
## (4) 解析建物の入力地震動の応答スペクトル

表 5.2.3-2 に示した解析対象建築物の X 方または Y 方向の入力地震動の速度応答スペクトル ( $h=0.02$ ) 及びエネルギースペクトル ( $h=0.10$ ) を、高層建築物の評定で用いられている 50kine 標準波 3 波 (El Centro NS, Hachinohe EW, Taft EW) と比較して、図 5.2.3-1(a)～(i)に示す。

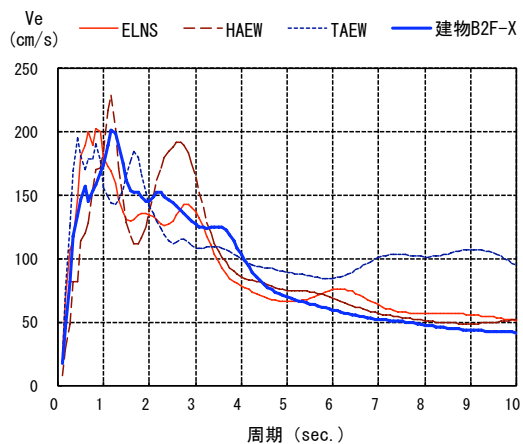
図 5.2.3-1(a)は、建物 a の入力地震動のスペクトルである。1～2 秒程度までの周期では、速度応答は、50kine の半分程度であるが、エネルギースペクトルの値は、50kine の地震動に近い値になっている。2 秒～6 秒程度の範囲では、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに 50kine の地震動と概ね等しいレベルである。

建物 b, c, d, e, f, g の地震動の応答スペクトルの形状やレベルは、比較的類似している。短周期の速度応答値は、50kine の地震動のスペクトルに比べれば、かなり小さな値であるが、4 秒以上の長周期領域のエネルギースペクトルの値は、50kine の地震動のスペクトルと概ね等しいレベルである。

建物 h, i は、ともに大阪に建設されている建物である。建物 h の応答スペクトルは、2.5 秒程度にピークが有るが、そのレベルは 50kine の地震動のスペクトルに比べ、かなり小さいことがわかる。一方、建物 i は、6.5 秒～7 秒程度にピークが有り、その速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに、そのレベルは、50kine の地震動のレベルと概ね等しい程度になっていて 6～7 秒程度の長周期成分が大きくなっているのがわかる。

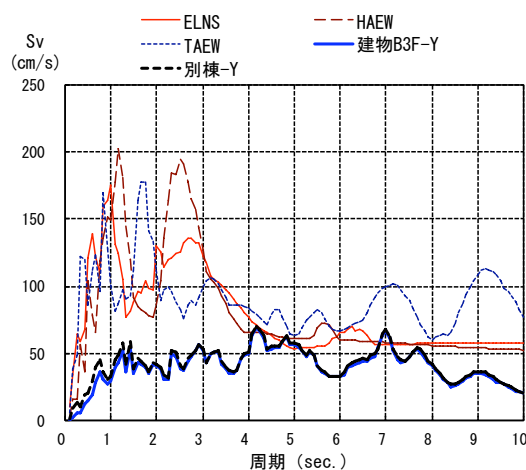


速度応答スペクトル (h=2%)

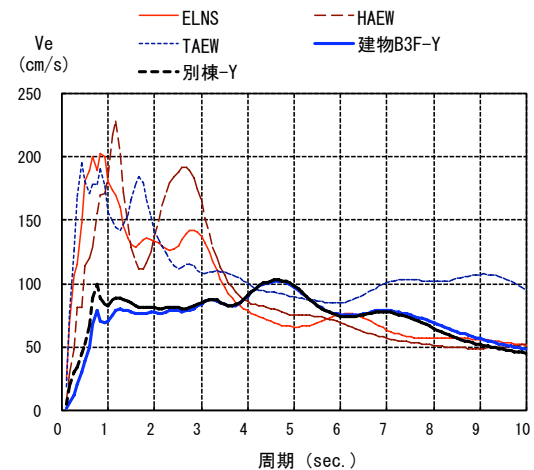


エネルギースペクトル (h=10%)

図 5.2.3-1(a) 建物 a(X 方向)の入力地震動(B2F-X)の応答スペクトル

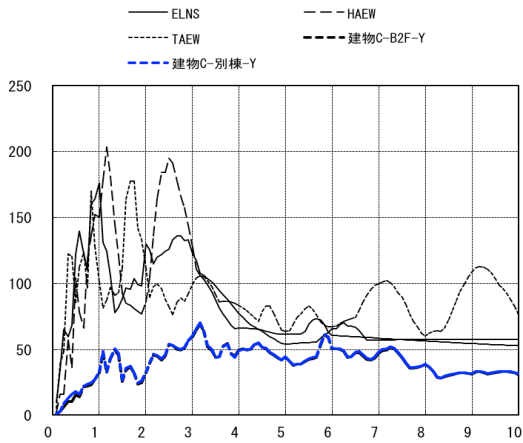


速度応答スペクトル (h=2%)

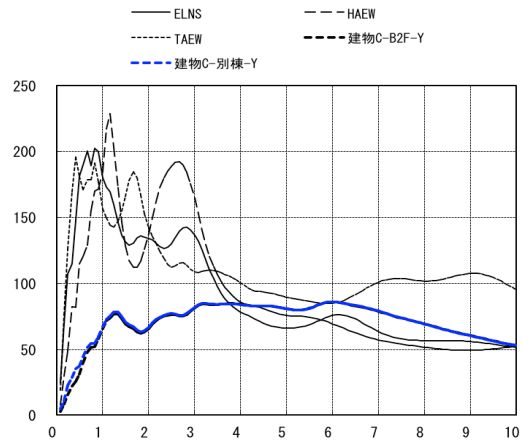


エネルギースペクトル (h=10%)

図 5.2.3-1(b) 建物 b(Y 方向) の入力地震動(B3F-Y)の応答スペクトル

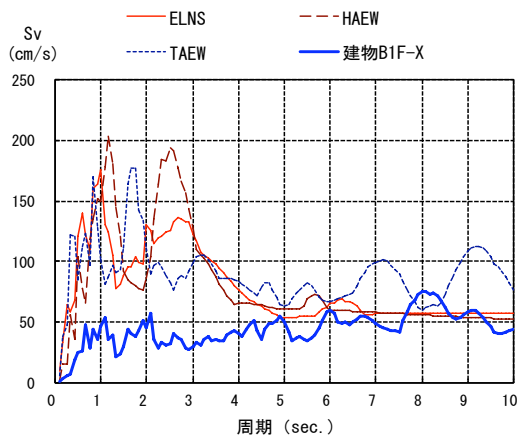


速度応答スペクトル (h=2%)

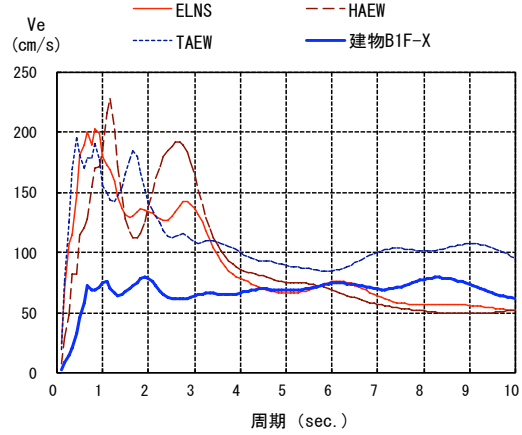


エネルギースペクトル (h=10%)

図 5.2.3-1(c) 建物 c(Y 方向) の入力地震動(B2F-Y)の応答スペクトル

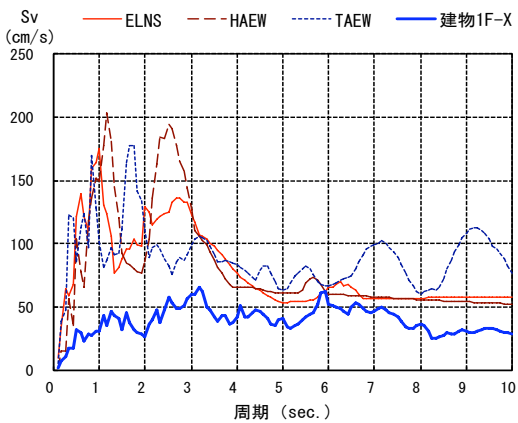


速度応答スペクトル (h=2%)

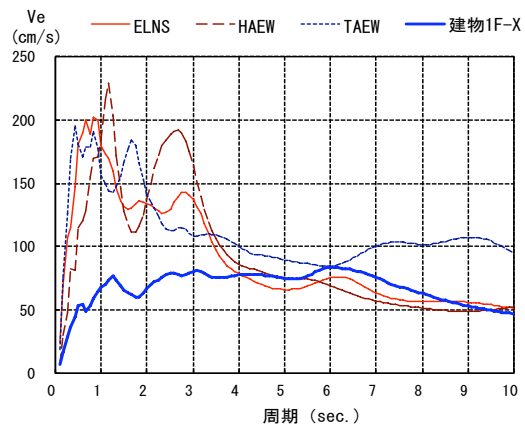


エネルギースペクトル (h=10%)

図 5.2.3-1(d) 建物 d(X 方向) の入力地震動(B1F-X)の応答スペクトル

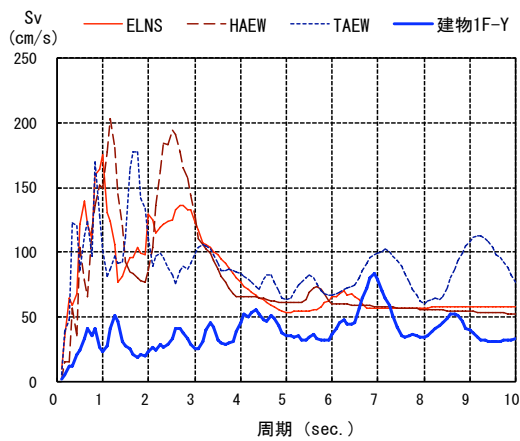


速度応答スペクトル (h=2%)

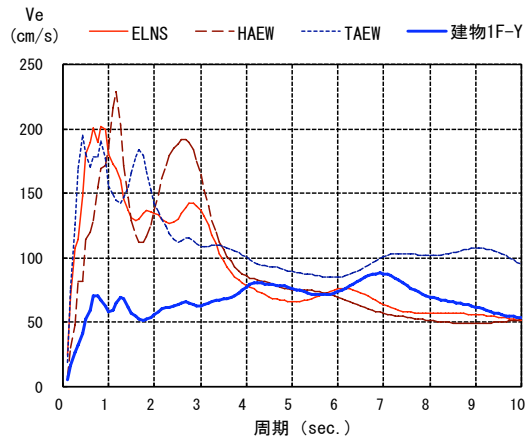


エネルギースペクトル (h=10%)

図 5.2.3-1(e) 建物 e(X 方向) の入力地震動(1F-X)の応答スペクトル

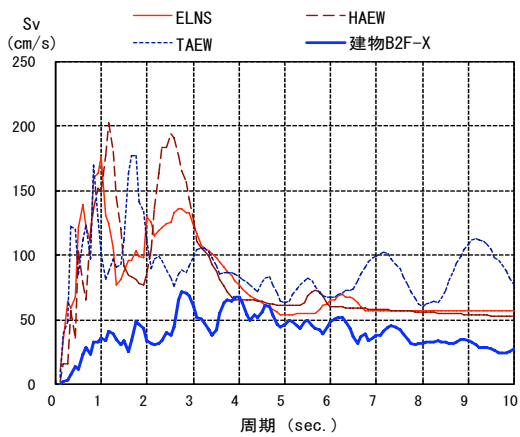


速度応答スペクトル (h=2%)

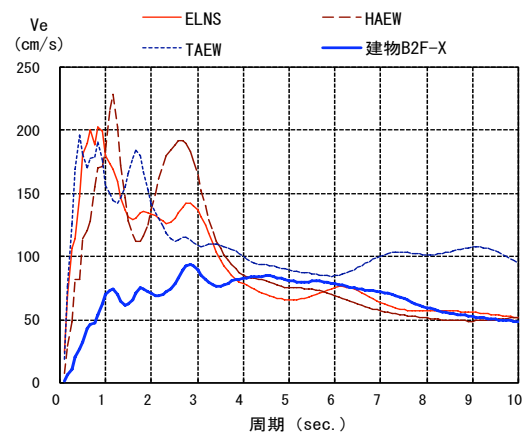


エネルギースペクトル (h=10%)

図 5.2.3-1(f) 建物 f(Y 方向) の入力地震動(1F-Y)の応答スペクトル

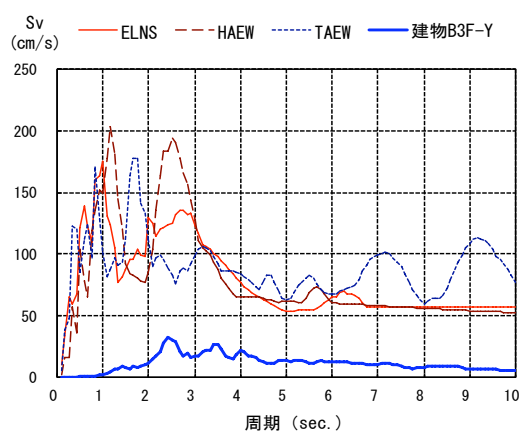


速度応答スペクトル (h=2%)

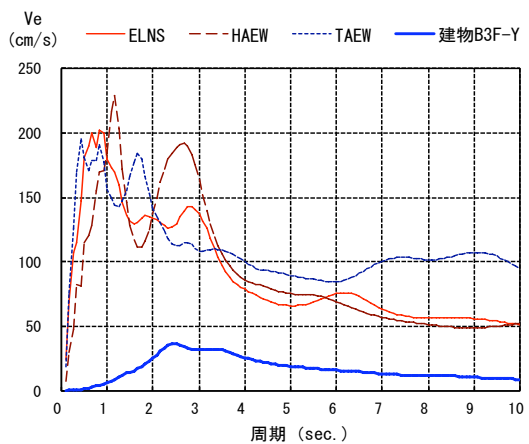


エネルギースペクトル (h=10%)

図 5.2.3-1(g) 建物 g(X 方向) の入力地震動(B2F-X)の応答スペクトル

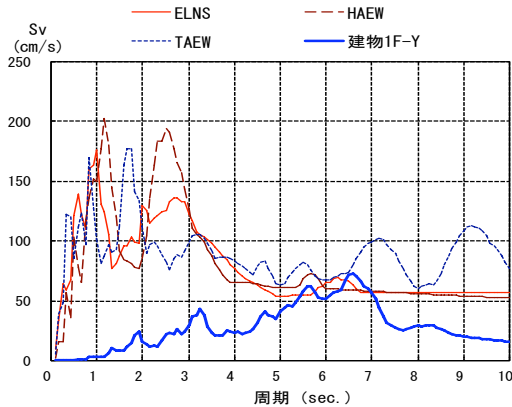


速度応答スペクトル (h=2%)

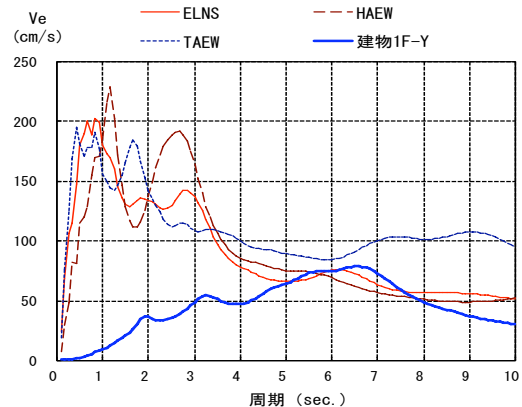


エネルギースペクトル (h=10%)

図 5.2.3-1(h) 建物 h(Y 方向) の入力地震動(B3F-Y)の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)



エネルギー Spektral (h=10%)

図 5.2.3-1(i) 建物 i(Y 方向) の入力地震動(1F-Y)の応答スペクトル

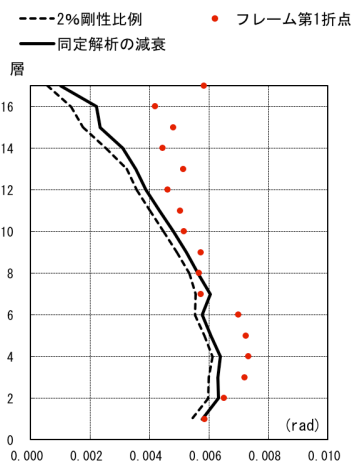
## (5) 観測された地震動に対する地震応答解析結果

### 1) 建物の最大層間変形角の比較

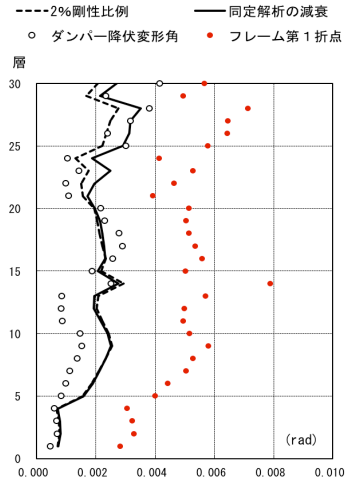
表 5.2.3-2 で示した各建物のモデル化を行い、それぞれの入力地震動を用いて、2%剛性比例型減衰と表 5.2.3-3 で示した観測記録の同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリー型減衰による応答解析を行う。これらの応答解析から得られた各建物の各層の最大層間変形角を、図 5.2.3-2(a)~(i)に比較して示す。ここでは、図 5.2.3-1 で示したスペクトルと同一の方向の結果を示している。なお、図中には、これらの建物のフレームの第 1 折れ点を示しているが、これは、表 5.2.3-2 のモデル化と復元力特性の設定で示したように、解析対象建築物それぞれの設計時に設定されたものであるため、必ずしも同一の定義ではないと考えられるが、一般的な鉄骨造ラーメン建築物をトリリニア型に置換した場合の第 1 折れ点は、当該層のいずれかの部材が最初に全塑性耐力に達する点と考えられる。また、各層の最大応答変位について、最大応答変位が比較的大きかった建物 d と建物 i について、図 5.2.3-3 に示す。

地震応答解析の結果、ここで解析対象とした 9 棟の建物の最大層間変形角は、0.0005rad~0.008rad の範囲であった。最大層間変形角が最も大きかったのは建物 i の Y 方向の応答であり、0.008rad 程度の応答であった。また、図 5.2.3-3 に示すように、建物 i では、建物頂部の最大変形が 136cm 程度になった。この建物では、図 5.2.3-1(i)に示すように、入力地震動が 6~7 秒付近の長周期成分で大きくなっており、これと建物の固有周期が一致したことによって、応答最大層間変形角が大きくなったと考えられる。また、宮城県の建物 a では、フレームの塑性率が 1.0 をわずかに越える階があったが、それ以外の建物では、柱、梁、ブレースで構成されるフレーム部分の塑性率が 1 を越えることはなかった。これらの建物のフレームの塑性率は、1.05~0.2 程度の範囲であった。また、建物 b と c はともに制振ダンパーを有する建物であるが、これらの建物ではダンパーが塑性化するレベルの応答変形に成っている。

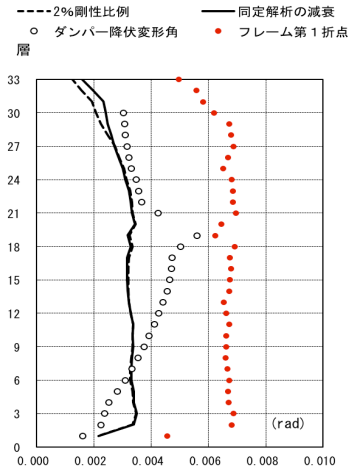
減衰定数の影響が比較的大きかったケースとして、建物 i では、2%剛性比例型減衰と同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰定数を用いた場合を比較すると、層間変形角が 1.2 倍程度になっている。建物 i では、表 5.2.3-3 で示したように減衰定数が他の建物に比べて、小さかったこと等も影響していると思われる。



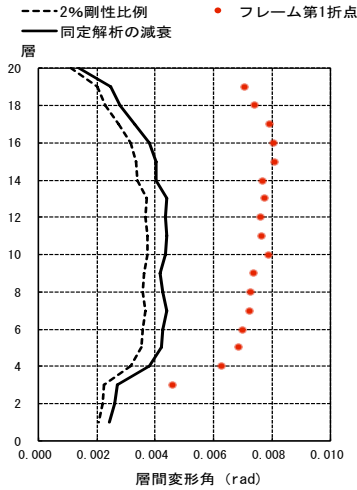
(a) 建物 a (X 方向)



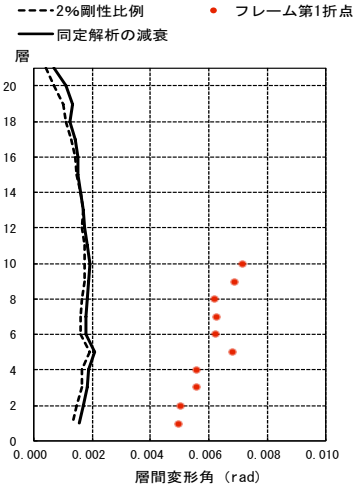
(b) 建物 b (Y 方向)



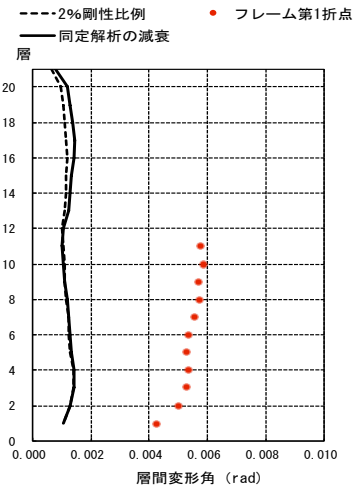
(c) 建物 c (Y 方向)



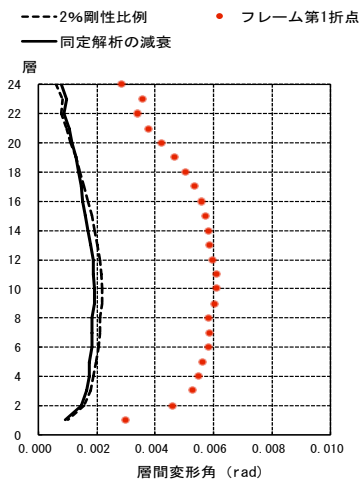
(d) 建物 d (X 方向)



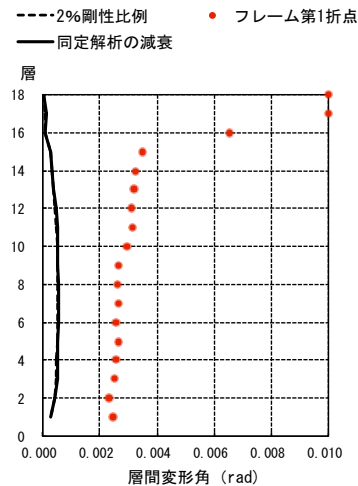
(e) 建物 e (X 方向)



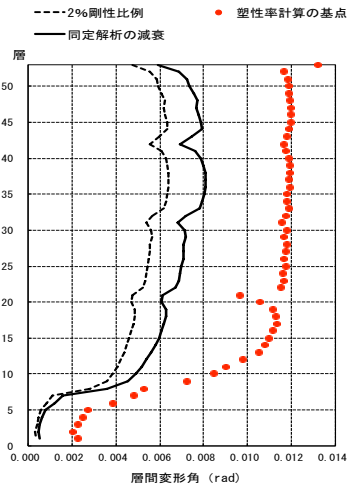
(f) 建物 f (Y 方向)



(g) 建物 g (X 方向)

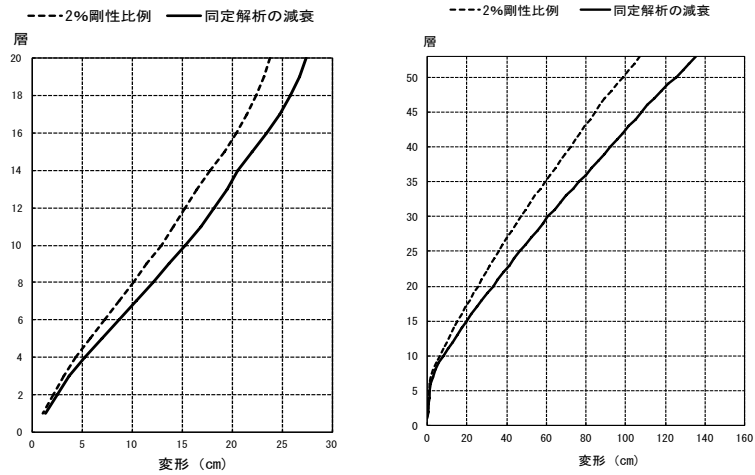


(h) 建物 h (Y 方向)



(i) 建物 i (Y 方向)

図 5.2.3-2 最大層間変形角の比較



(a) 建物 d (X 方向)

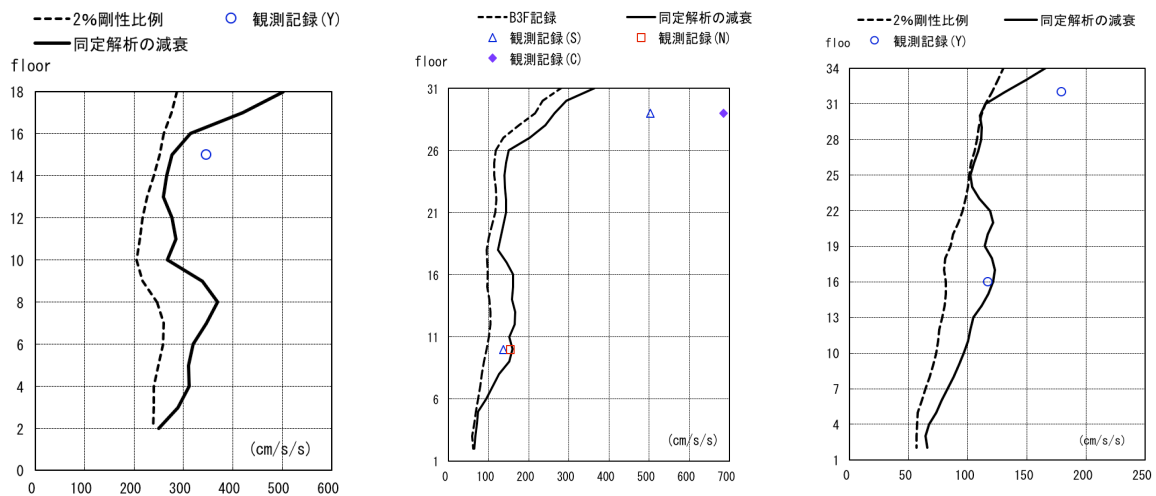
(b) 建物 i (Y 方向)

図 5.2.3-3 最大応答変位の比較

## 2) 最大加速度応答の比較

解析対象建築物における地震応答解析で、2%剛性比例型減衰による解析と同定解析から得られるレーリー型減衰での解析から得られる各層の最大応答加速度に関して、図 5.2.3-4(a)～(i)に、実際の観測記録の加速度応答との比較結果を示す。

減衰の設定を同定解析から得られる減衰にすることで、2%剛性比例型減衰に比べて、加速度応答が大きくなる傾向が見られ、特に、高次のモードの応答が顕在化する傾向が見られる。また、同定解析から得られる減衰で解析した方が、実際の観測記録の加速度に近くなることかわかる。なお、建物 b については、上層階での観測記録が 700gal 程度とかなり大きな値になっているが、これは、この階の地震計の取り付け不備が、後日、確認されており、そのために加速度応答が大きくなった可能性が有る。

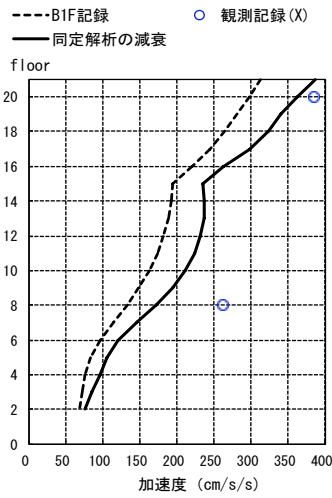


(a) 建物 a (X 方向)

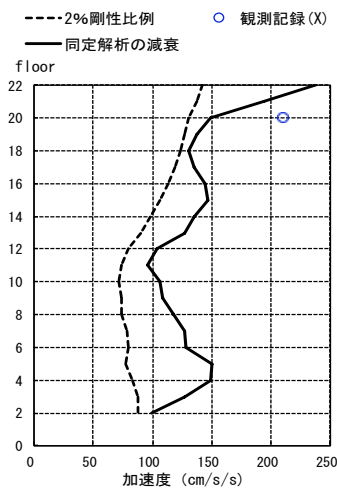
(b) 建物 b (Y 方向)

(c) 建物 c (Y 方向)

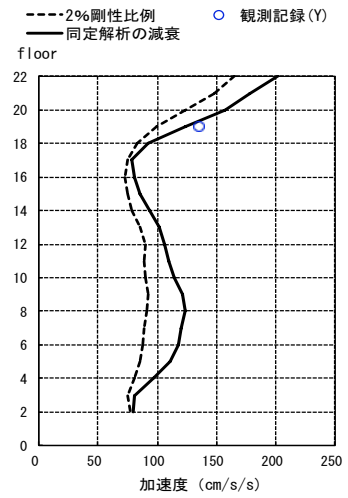




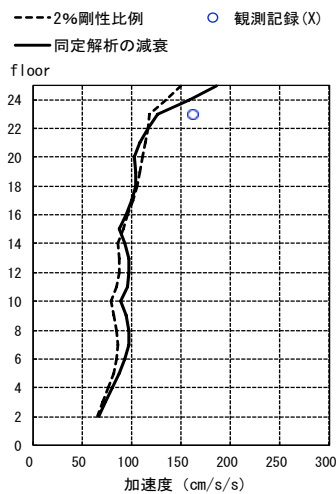
(d) 建物 d (X 方向)



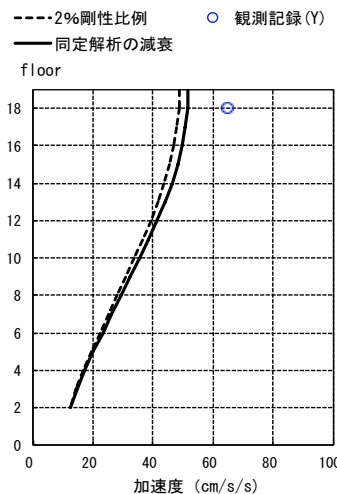
(e) 建物 e (X 方向)



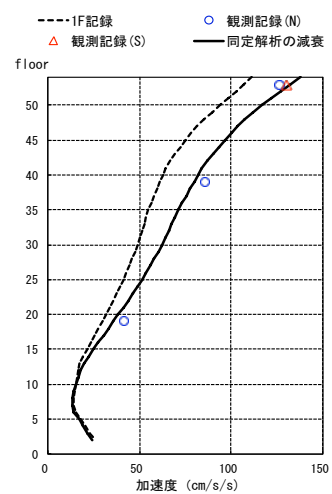
(f) 建物 f (Y 方向)



(g) 建物 g (X 方向)



(h) 建物 h (Y 方向)

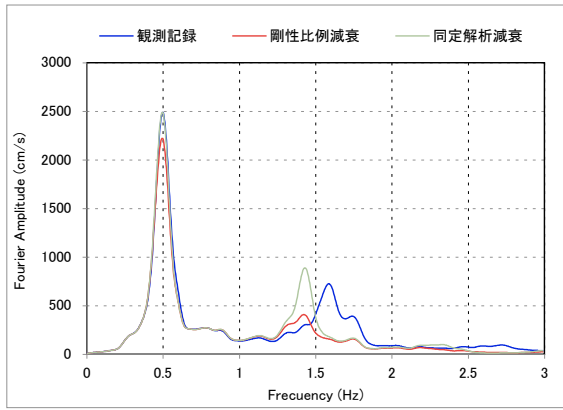


(i) 建物 i (Y 方向)

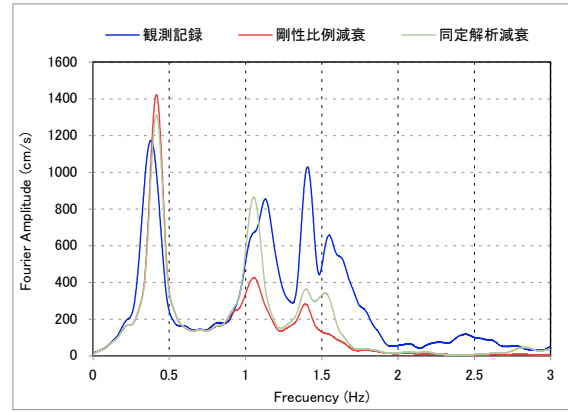
図 5.2.3-4 最大応答加速度の比較

### 3) フーリエスペクトルの比較

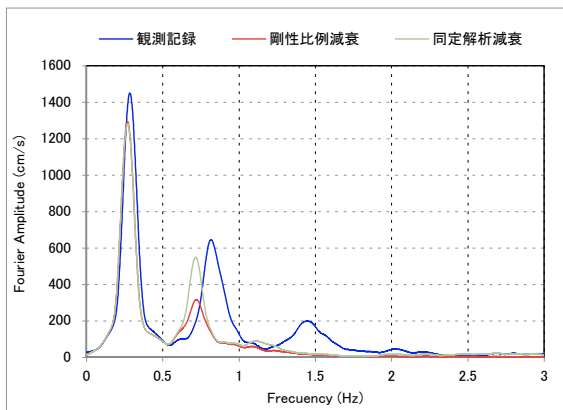
2%剛性比例型減衰及び同定解析から得られるレーリー型減衰での地震応答解析の結果と観測記録の応答を比較するために、図 5.2.3-5 には、9 棟の建物それぞれについて、建物上層階で観測された地震記録のフーリエスペクトルと 2%剛性比例型減衰及び同定解析での減衰による地震応答解析から得られた当該階の応答加速度のフーリエスペクトルを比較して示す。建物の 1 次振動数については、解析結果と観測は概ね一致していると言え、そのレベルは、ほとんどの場合で観測記録が応答解析結果を上回っている。2 次の振動数については、観測記録の 2 次振動数が応答解析結果の 2 次の振動数よりも少し大きくなる傾向が見られる。



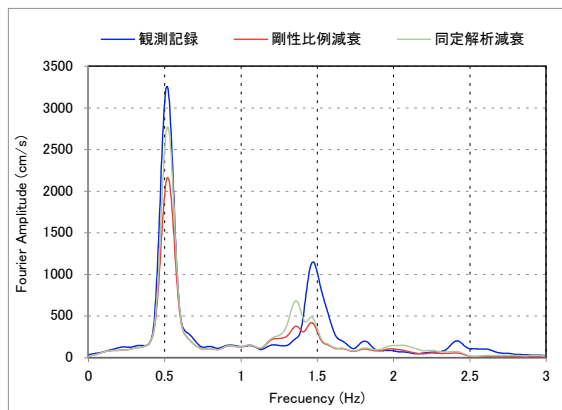
(a) 建物 a(15 階-X 方向)



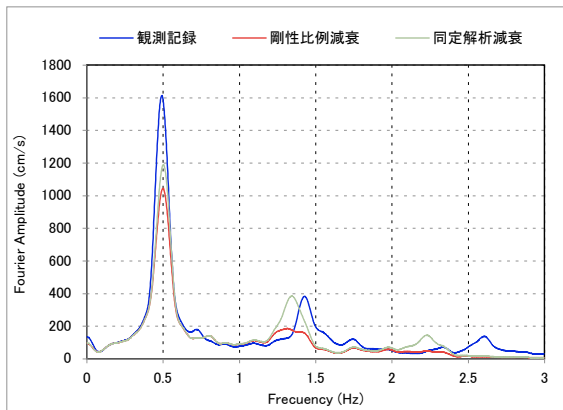
(b) 建物 b(PH1 階-Y 方向)



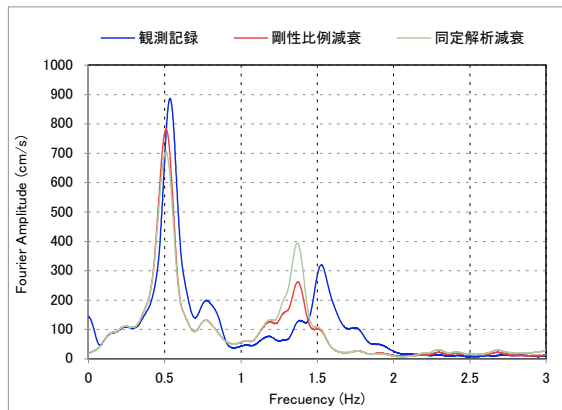
(c) 建物 c(32 階-Y 方向)



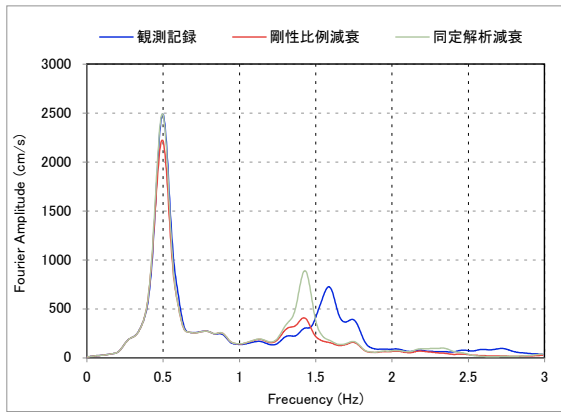
(d) 建物 d(PH1 階-X 方向)



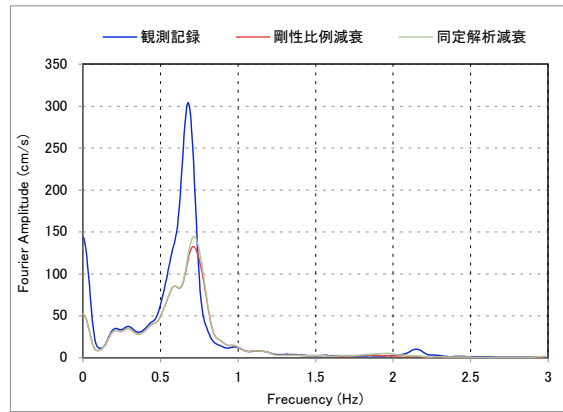
(e) 建物 e(20 階-X 方向)



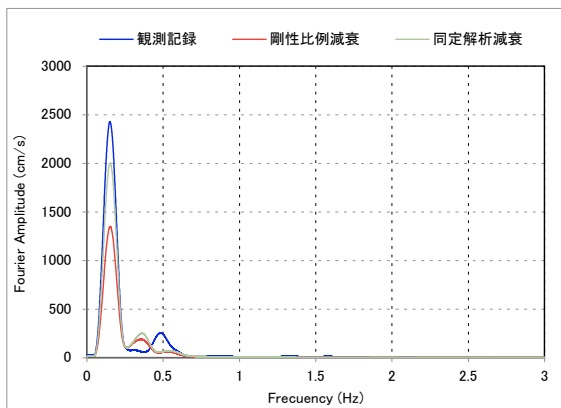
(f) 建物 f(19 階-Y 方向)



(g) 建物 g (23 階-X 方向)



(h) 建物 h (PH3 階-Y 方向)



(i) 建物 i (52 階-Y 方向)

図 5.2.3-5 フーリエスペクトルの比較

#### 4) 制振壁ダンパーを有する建物の応答

建物 b 及び c は制振ダンパーを有する建物である。図 5.2.3-2 で示したように観測記録を用いた解析では、両方の建物でダンパーが塑性化するレベルの応答変形であった。そのため、ここでは建物 b について、より詳細な検討を行なうこととし、標準波である EL Centro NS 50kine に対する応答解析も行った。また、建物 b に隣接する建物の 1F の記録を用いた解析も行った。建物 b の Y 方向についてのこれらの応答解析結果として、図 5.2.3-6 には最大層間変形を、図 5.2.3-7 にはダンパーの平均累積塑性変形倍率に関して比較した結果を示す。

最大層間変形角については、今回の地震では、建物の B3F の記録による応答解析から得られた結果は、EL Centro NS 50kine の 1/3 程度である。ダンパーの平均累積塑性変形倍率に関しては、B3F の記録によるこの制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) は 20 程度である。一方、EL Centro NS 50kine の地震動による平均累積塑性変形倍率は 45 程度であり、その半分程度の値であった。この建物の制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率の保有性能はおおよそ 500 程度であることから、上記の応答値 20 は、ダンパーの保有性能に比べ、十分小さな値と考えられる。

ダンパーでのエネルギー吸収に関して、今回の東北地方太平洋沖地震の記録を用いた解析によるダンパーのエネルギー吸収と標準波である EL Centro NS 50kine の地震波によるエネルギー吸収について、建物各層のダンパーの最大塑性率 ( $\mu_{\max}$ ) から 1 を減じた値 ( $\mu_{\max}-1$ ) とダンパーの

平均累積塑性変形倍率( $\bar{\eta}$ )の関係を図 5.2.3-8 に示す。ダンパーの最大塑性率( $\mu_{\max}$ )の定義は以下である。

$$\mu_{\max} = \delta_{\max} / {}_d\delta_y \quad (5.2.3-1)$$

ここで、 $\delta_{\max}$ は各層の最大層間変形であり、 ${}_d\delta_y$ は各層のダンパーの降伏層間変形である。

図 5.2.3-8 では、ダンパーの  $\mu_{\max}-1$  の値が 0.5 以上となった層についてプロットしている。EL Centro NS の解析では、全ての層の  $\mu_{\max}-1$  の値が 0.5 以上になっているが、東北地方太平洋沖地震の B3F 記録の解析では 14 の層がプロットの対象になっている。この図から、EL Centro NS では、 $\mu_{\max}-1$  の値が 5 以下の範囲で、平均累積塑性変形倍率( $\bar{\eta}$ )と  $\mu_{\max}-1$  の比である等価な繰返し回数 ( ${}_d n_1$ )<sup>4.5-2)</sup> がおよそ 5 程度となっている。

東北地方太平洋沖地震の B3F 記録による応答では、 $\mu_{\max}-1$  の値が 1 以上になっているのは 3 つの層だけであるが、これらの  $\mu_{\max}-1$  の値は 1.3 程度で、それらの平均累積塑性変形倍率( $\bar{\eta}$ )は 20 程度になっている。一方、EL Centro NS では、同一の  $\mu_{\max}-1$  の値での平均累積塑性変形倍率( $\bar{\eta}$ )は 5~8 程度であり、今回の地震では、同一の塑性率での、繰返しによるエネルギー吸収が多くなっていて、この例では、 ${}_d n_1$  の値は EL Centro NS の 3 倍程度になっている。ここでの解析では、骨組が塑性化している事例がほとんどないために、他の骨組で検証はできないが、この建物 B のダンパーのエネルギー吸収の応答結果からは、今回の東北地方太平洋沖地震による地震動は、EL Centro 等の標準的な地震に比べて、建物の塑性振幅の繰返し回数が増える地震動であると考えられる。

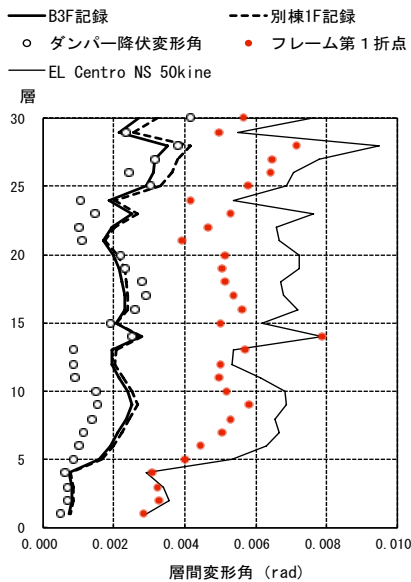


図 5.2.3-6 最大層間変形角

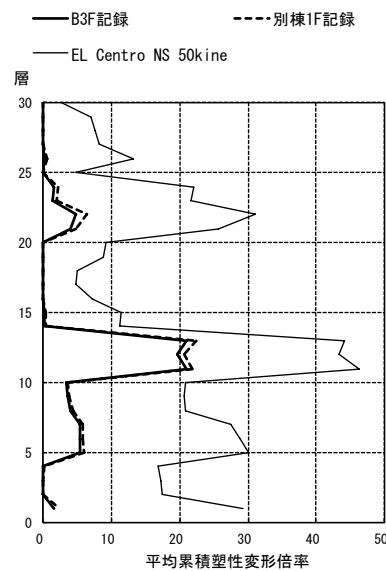


図 5.2.3-7 ダンパーの平均累積塑性変形倍率

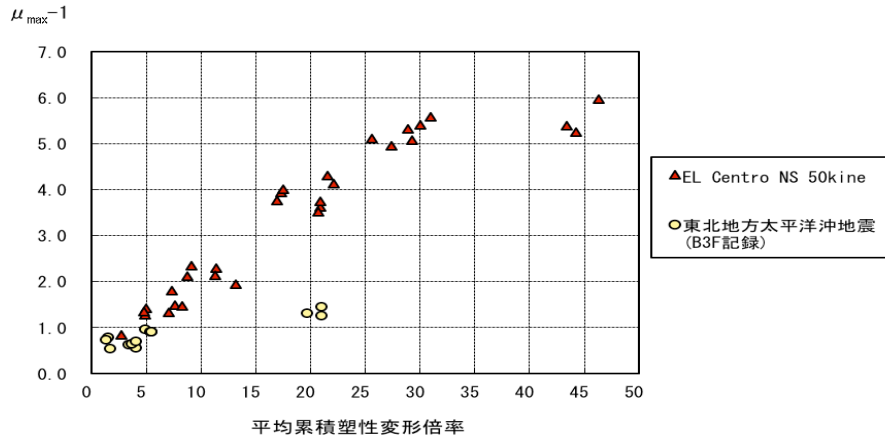


図 5.2.3-8 ダンパーの塑性率( $\mu_{\max}-1$ )と平均累積塑性変形倍率( $\bar{\eta}$ )の関係

## (6) 設計用長周期地震動に対する応答解析

### 1) 提案波 (2009 年 8 月) の概要と解析方法

本報告で解析の対象にした表 5.2.3-1 に示した 9 つの建物のうち、建設地が関東平野である建物 b~g の 6 棟と大阪平野である h と i の 2 棟について、文献 5.2.3-2) に示されている提案波 (2009 年 8 月) の長周期地震動を用いて地震応答解析を行なう。ここで用いた地震波を表 5.2.3-5 に示す。これらは、地震波の予測地点としては関東平野の大手町と工学院大学の 2 地点と大阪平野の此花であり、想定地震として南海 (N)、東海-東南海 (T-TN)、南海-東南海 (N-TN) の 3 つの地震の場合について作成された長周期地震動である。文献 5.2.3-2) では、地震動の作成方法として、平均 (av) と平均+回帰誤差(sd) の 2 つの方法で作成しており、ここでは、それらのうちの sd の波を用いて解析を行なう。本報の応答解析では、関東に建設されている b~g の 6 棟は、表 5.2.3-5 に示す T-TN-E4E-sd と T-TN-KGIN-sd の 2 波で解析し、大阪に建設されている h と i の 2 棟については、N-OSKH02-sd と N-TN-OSKH02-sd の 2 波で解析する。

図 5.2.3-9(a)及び(b)に、表 5.2.3-5 の地震動の応答スペクトルを示す。(a) (b) いずれも、6~7 秒程度の長周期帯でのスペクトルは大きく、速度応答で 200~350cm/s 程度の範囲の値となっている。また、av に比べ sd がやや大きいことがわかる。

表 5.2.3-5 解析に用いた提案波(2009 年 8 月)の概要

入力地震動				Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間 (秒)
想定地震	予測地域	予測地点	作成方法			
東海-東南海 (T-TN)	関東平野	E4E (大手町)	平均 (av)	406.3	23.8	620.00
			平均+回帰誤差 (sd)	568.8	36.7	620.00
東海-東南海 (T-TN)		KGIN (工学院大)	平均 (av)	89.6	21.4	620.00
			平均+回帰誤差 (sd)	120.7	27.4	620.00
南海 (N)	大阪平野	OSKH02 (此花)	平均 (av)	70.9	33.8	625.36
			平均+回帰誤差 (sd)	105.2	46.9	625.36
南海-東南海 (N-TN)		OSKH02 (此花)	平均 (av)	91.6	39.0	655.36
			平均+回帰誤差 (sd)	167.1	74.6	655.36

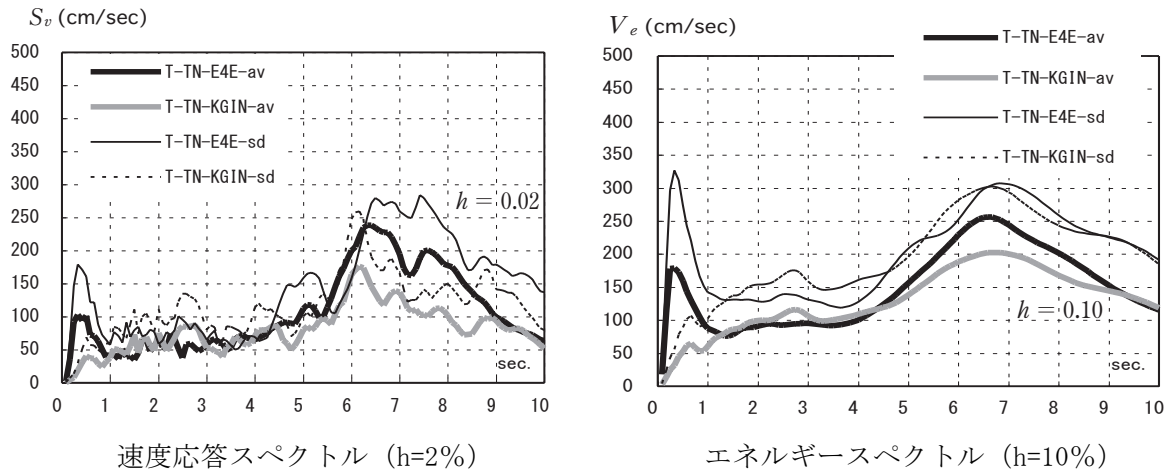


図 5.2.3-9(a) 関東平野の設計用長周期地震動(提案波)の応答スペクトル

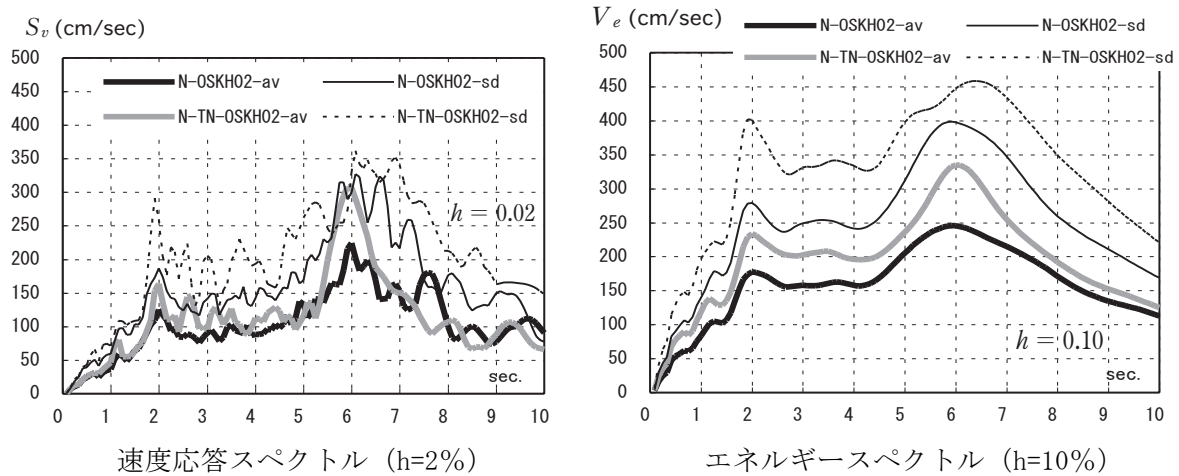
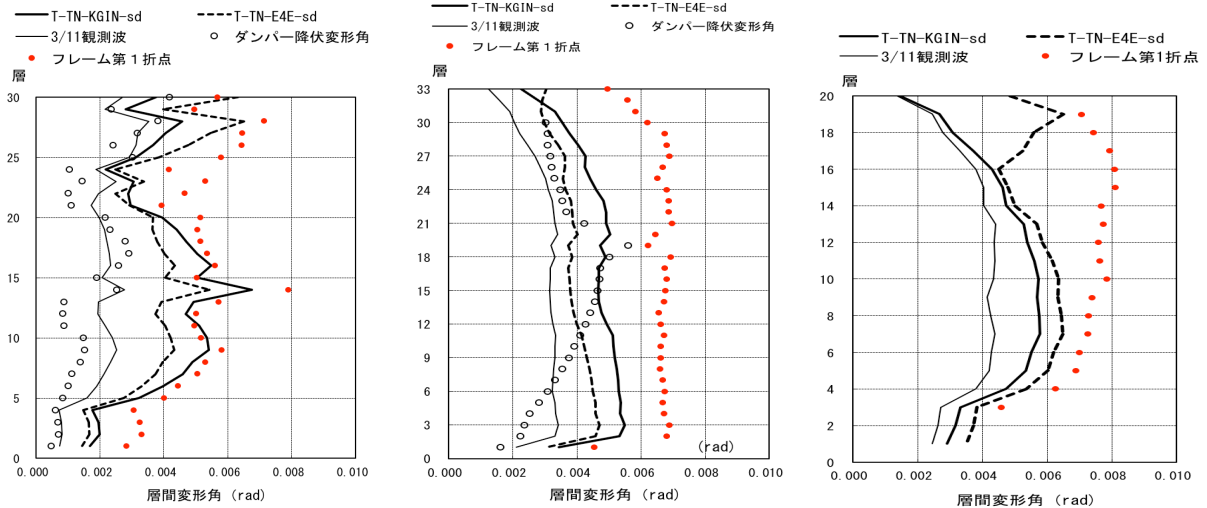


図 5.2.3-9(b) 大阪平野の設計用長周期地震動(提案波)の応答スペクトル

## 2) 地震応答解析の結果

図 5.2.3-10 は、関東平野に建設されている建物 b~g に対して、T-TN-E4E-sd と T-TN-KGIN-sd の 2 波の設計用長周期地震動で応答解析した結果の各層の最大層間変形角を、3/11 の観測波による解析結果と比較して示している。6 つの建物全てについて、3/11 の観測波による最大変形に比べて T-TN-E4E-sd と T-TN-KGIN-sd の 2 波の最大変形の方がかなり大きくなっていることがわかる。ただし、これらの 2 波の最大層間変形角で、フレームの第 1 折れ点を越える変形になっているのは、建物 e であり、そのほかは、概ね第 1 折れ点程度か、それよりも小さな変形となっている。

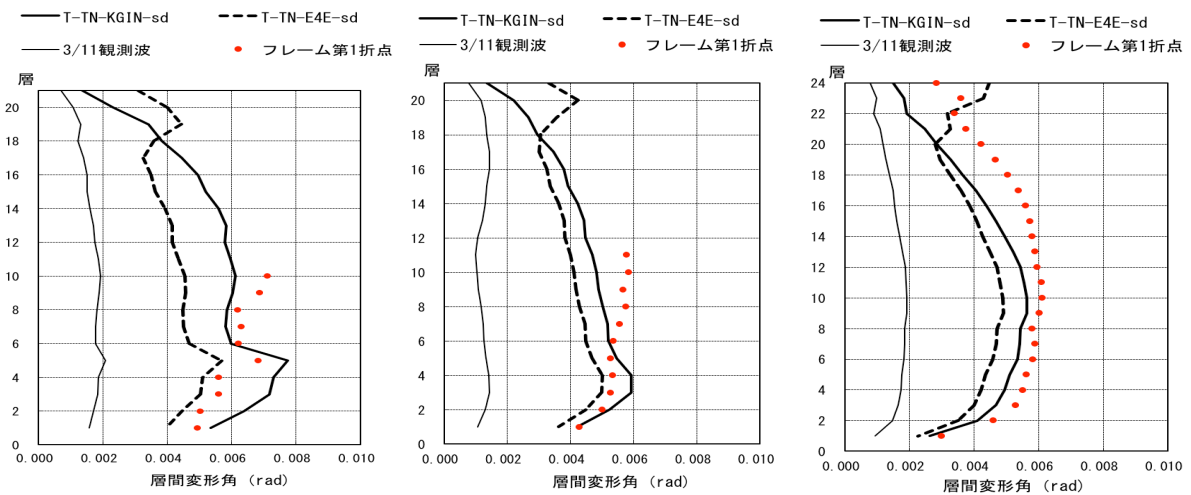
図 5.2.3-11 は、同様に、大阪平野に建設されている建物 h, i に対して、N-OSKH02-sd と N-TN-OSKH02-sd の 2 波の設計用長周期地震動で応答解析した結果の各層の最大層間変形角を、3/11 の観測波による解析結果と比較している。2 つの建物ともに、N-OSKH02-sd と N-TN-OSKH02-sd の 2 波による最大層間変形角は、フレームの第 1 折れ点を大きく越え、建物 i については、上層階の最大層間変形角は 0.025rad 程度に成っていることがわかる。今後、これらの建物が建設されている地点のサイト波を作成し、その波を用いた地震応答解析を行ない、想定される長周期地震動に対する建物応答を把握しておく必要が有る。



(a) 建物 b (Y 方向)

(b) 建物 c (Y 方向)

(c) 建物 d (X 方向)

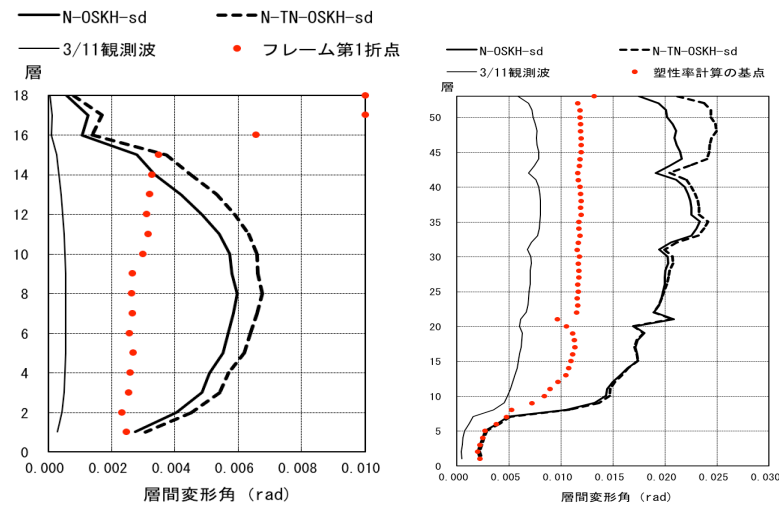


(d) 建物 e (X 方向)

(e) 建物 f (Y 方向)

(f) 建物 g (X 方向)

図 5.2.3-10 関東平野の設計用長周期地震動(sd 波)に対する最大層間変形角



(a) 建物 h (Y 方向)

(b) 建物 i (Y 方向)

図 5.2.3-11 大阪平野の設計用長周期地震動(sd 波)に対する最大層間変形角



## (7) まとめ

建築研究所が強震観測を実施している建物のうち、2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された宮城県から大阪府までの範囲に建設されている地上15階から52階の超高層鉄骨造建物8棟と建築基準整備促進事業で地震計を設置した建物1棟の合計9棟について、観測された記録を入力地震動とした地震応答解析を行った。また、設計用の長周期地震動（提案波）を用いてこれらの建物の地震応答解析を行い、最大層間変形角を明らかにした。解析から得られた結果をまとめて以下に示す。

### (1) 解析対象建築物の動的特性：

- ・ 文献5.2.3-1)の観測記録に基づく建物の同定解析の結果から、それぞれの建物の1次、2次の減衰定数、固有周期を算定した。1次減衰定数は、概ね1.5%～3%程度の範囲であり、2次減衰定数は、2%弱～4%弱程度の範囲である。2次の減衰定数と1次減衰定数の比は0.8～3.2の範囲であるが、平均は1.48である。
- ・ 同定解析結果に基づく、解析対象建物の1次固有周期の範囲は1.47秒～6.57秒であり、これらの建物の解析モデル1次固有周期の範囲は、1.35秒～6.50秒である。1次固有周期の、同定解析/解析モデルの比は、建物hのX方向で、2割程度差が生じているが、その他は、1割程度の範囲内となっている。

### (2) 入力地震動の応答スペクトル：

- ・ 解析対象建物の応答解析に用いた入力地震動の速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを、高層建築物の評定で用いられている50kine標準波3波（El Centro NS, Hachinohe EW, Taft EW）と比較して示した。
- ・ 建物aは、1～2秒程度までの周期では、速度応答は、50kineの半分程度であるが、エネルギースペクトルの値は、50kineの地震動に近い値になっている。2秒～6秒程度の範囲では、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに50kineの地震動と概ね等しいレベルである。
- ・ 建物b～gの入力地震動の応答スペクトルの形状やレベルは比較的類似している。短周期の速度応答値は、50kineの地震動のスペクトルに比べれば、かなり小さな値であるが、4秒以上の長周期領域のエネルギースペクトルの値は、50kineの地震動のスペクトルと概ね等しいレベルである。
- ・ 建物h及びiは大阪府に建設されている建物である。建物hの応答スペクトルは、2.5秒程度にピークが有るが、そのレベルは50kineの地震動のスペクトルに比べ、かなり小さい。一方、建物iは、6.5秒～7秒程度にピークが有り、その速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに、そのレベルは、50kineの地震動のレベルと概ね等しい程度になっていて6～7秒程度の長周期成分が大きくなっていた。

### (3) 3/11の地震の観測記録を用いた地震応答解析：

- ・ 3/11の地震で観測された地震動を用いた応答解析の結果、本報の建物の最大層間変形角は、0.0005rad～0.008rad程度の範囲であった。最大層間変形角が最も大きかったのは建物iのY方向の応答であり、0.008rad程度の応答であった。また、建物iでは、建物頂部の最大変形が136cm程度になった。この建物では、入力地震動のスペクトルが6～7秒付近の長周期成分



で大きくなっており、これと建物の固有周期が一致したことによって、応答最大層間変形角が大きくなったと考えられる。

- ・ 宮城県の建物では、フレームの塑性率が 1.0 をわずかに越える階があったが、ここで検討したそれ以外の建物では、柱、梁、ブレースで構成されるフレーム部分の塑性率が 1 を越えることはなかった。これらの建物のフレームの塑性率は、1.05～0.2 程度の範囲であった。
- ・ 応答解析の減衰として、2%剛性比例型減衰を用いる場合と同定解析から得られるレーリー型減衰を用いる場合の解析結果を比較した。各層の加速度応答については、2%剛性比例型減衰に比べて、加速度応答が大きくなる傾向が見られ、特に、高次のモードの応答が顕在化する傾向が見られた。また、同定解析から得られる減衰で解析した方が、実際の観測記録の加速度に近くなった。最大層間変形角は、2%剛性比例型減衰と同定解析の減衰では、建物によっては 1.2 倍程度の差になる場合があった。
- ・ 建物上層階で観測された地震記録のフーリエスペクトルと 2%剛性比例型減衰及び同定解析での減衰による地震応答解析から得られた当該階のフーリエスペクトルを比較した。建物の 1 次振動数については、解析結果と観測は概ね一致した。
- ・ 建物 b 及び c は制振ダンパーを有する建物である。これらの建物では、建物の一部の階の制振ダンパーが降伏するレベルの応答であった。建物 b について、より詳細な解析を行ない、3/11 の地震の波を用いた応答解析でのダンパーの平均累積塑性変形倍率は 20 程度であり、EL Centro NS 50kine の地震動による平均累積塑性変形倍率は 45 程度で、その半分程度の値であった。この建物の制振ダンパーの保有性能としての平均累積塑性変形倍率は 500 程度であり、今回の地震による損傷に比べ、十分大きな余裕を持っていると考えられる。
- ・ 建物 b のダンパーの地震応答について、ダンパーの塑性率と平均累積塑性変形倍率の関係をプロットし、同一の塑性率での等価な繰返し回数 ( $n_r$ ) について比較した。その結果、今回の東北地方太平洋沖地震による地震波は、EL Centro 等の標準的な地震波に比べると、建物の塑性振幅の繰返し回数が増える地震波であることがわかった。

#### (4) 設計用長周期地震動（提案波）を用いた地震応答解析：

- ・ 地震応答解析の結果、建物 e, h, i の最大層間変形角は、フレームの第 1 折れ点を越える変形となった。特に、大阪平野の 2 棟は、第 1 折れ点からの変形角が大きく、建物 i に関しては、最大層間変形角が、上層階で 0.025rad 程度に達した。その他の建物の最大層間変形角は、概ね第 1 折れ点程度か、それ以下であった。

#### 〈参考文献〉

- 5.2.3-1) 飯場正紀，大川出，斉藤大樹，森田高市，長谷川隆：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震において観測された強震記録に基づく建築物の地震時挙動の分析，建築研究資料 No. 138 号，独立行政法人建築研究所，平成 24 年 9 月
- 5.2.3-2) 大川出，斉藤大樹，他：長周期地震動に対する超高層建築物等の安全対策に関する検討，建築研究資料 No. 127 号，独立行政法人建築研究所，平成 22 年 12 月

#### 5.2.4 挙動調査に基づく反映項目の整理・検討

2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された超高層鉄骨造建物を対象にした地震応答解析等の結果に基づいて、超高層鉄骨造建築物の長周期地震動に対する耐震安全性の検証方法を確立するために、今後、考慮すべき項目や検討する必要があると考えられる項目を以下に示す。

##### ①建物固有周期

明確な振幅依存性が認められる。固有周期の変動により長周期化して変形が大きくなる可能性があるため、建物の耐震安全性を検討する場合には、ある程度余裕をもった耐震性判定を行うなどの配慮が必要である。

##### ②建物減衰

建物基礎及び建物上層階観測記録により建物の減衰を評価すると、(検討した3次までは)各次一定減衰に近い結果が得られた。地震応答解析により建物挙動シミュレーションを行う際には仮定する減衰を適切に設定すれば挙動を比較的正確に追跡できる。

##### ③地表面観測記録による応答解析

超高層建物内基礎と地表面の観測記録を比較すると、特に短周期側については表層地盤の増幅と入力損失によるものと考えられる差異がみられる。これは超高層建物が剛強で深い基礎を有することによるものと考えられる。そのため、地表面の観測記録による地震応答解析を行う際には対象建物の地盤条件や基礎条件を考慮した基礎入力動を用いる必要がある。また建物内の観測記録を別建物に用いる場合についても同様の配慮が必要である。

##### ④地震動のエネルギーに着目した検討

最大応答を等しくするように地震動を規準化して比較すると、従来設計に用いられてきた入力地震動を上回るレベルのエネルギー入力観測された。そのため、耐震安全性を検討する場合には、最大値に加えて繰返し回数等に関するエネルギーに着目した検討及びその判定指標が必要である。

##### ⑤累積塑性変形倍率等の繰返し変形を考慮した指標

ダンパー付きの超高層建物応答解析結果からは、今回の東北地方太平洋沖地震による応答は、EL Centro等の標準波による応答に比べ、同一の塑性率での等価な塑性繰返し回数が3倍程度であった。このような多数回の繰返し変形の影響を考慮できる累積塑性変形倍率等の判定指標が必要である。

## 5.2.5 まとめ

建築研究所が強震観測を実施している建物のうち、2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された宮城県から大阪府までの範囲に建設されている地上15階から52階の超高層鉄骨造建物8棟と建築基準整備促進事業で地震計を設置した建物1棟の合計9棟について、観測された記録を入力地震動とした地震応答解析を行った。これらの応答解析から得られる加速度と建物上部で実際に観測された加速度記録を比較して、解析モデルの妥当性や減衰定数が建物応答に及ぼす影響等を明らかにした。また、今回の地震では、東北地方から関東、近畿地方にかけての広範囲で超高層建築物が応答した可能性が有り、それらの建物応答がどの程度であったかを推定するために、今回強震観測が行われた超高層鉄骨造建築物の各層の最大層間変形角や塑性率等明らかにして、層が降伏するレベルに至っているかどうかや、ダンパーが降伏するレベルを超えているかどうか、また、どの地域の建築物で応答が大きくなっているか等を明らかにした。

この建築基準整備促進事業で地震計を設置したNHSTビルに関して、東北地方太平洋沖地震で観測された本震および代表的な余震の観測記録を用いて、観測記録の分析を行い、その分析結果を反映した応答解析を実施した。また、入力損失の超高層建築物の応答に与える影響を把握した。

また、これらの観測結果や分析に基づいて、超高層鉄骨造建築物の長周期地震動に対する耐震安全性評価に反映すべき項目等を整理した。



### 5.3 まとめ

第5章の地震観測等の検討の概要と得られた成果を以下にまとめて示す。

#### (1) 地震観測建物の挙動調査

東京都内に建つ2棟の超高層鉄骨造建築物に対して地震観測装置を設置し、地震観測を開始した。観測開始後、有感地震がいくつか発生した際、設置した観測装置が確実に作動し、実観測データを取得することができた。これにより、観測対象建物の振動性状に関する基礎的な情報を得ることができた。

また、平成23年3月11日に発生した「東北地方太平洋沖地震 (M9.0)」の際にも観測装置が正常に作動し、入力、応答共に100cm/s<sup>2</sup>を超えるような大振幅の貴重な記録を回収することができた。地震観測は長期にわたって継続的に実施することが重要であり、当調査業務終了後も引き続き観測体制を安定的に維持し、有用な観測データを蓄積していく必要がある。

#### (2) 東日本大震災による鉄骨造高層建築物の挙動調査

建築研究所が強震観測を実施している建物のうち、2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された宮城県から大阪府までの範囲に建設されている地上15階から52階の超高層鉄骨造建物8棟と建築基準整備促進事業で地震計を設置した建物1棟の合計9棟について、観測された記録を入力地震動とした地震応答解析を行った。これらの応答解析から得られる加速度と建物上部で実際に観測された加速度記録を比較して、解析モデルの妥当性や減衰定数が建物応答に及ぼす影響等を明らかにした。この地震では、東北地方から関東、近畿地方にかけての広範囲で超高層建築物が応答した可能性が有り、それらの建物応答がどの程度であったかを推定するために、今回強震観測が行われた超高層鉄骨造建築物の各層の最大層間変形角や塑性率等明らかにした。

また、この建築基準整備促進事業で地震計を設置したNHSTビルに関して、東北地方太平洋沖地震で観測された本震および代表的な余震の観測記録を用いて、観測記録の分析を行い、その分析結果を反映した応答解析を実施した。また、入力損失の超高層建築物の応答に与える影響を把握した。

これらの観測結果や分析に基づいて、超高層鉄骨造建築物の長周期地震動に対する耐震安全性評価に反映すべき項目等を整理した。



## 第6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、安全性検証法確立に向けた性能評価法を提案することを目的として、超高層鉄骨造建築物の部材・接合部・骨組実験及び長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の応答評価（動的解析）等を実施した。

本研究で実施した部材や骨組等の実験結果に基づいて、梁端部の接合形式により、スカラップの有無及び高性能仕口の3つに分類し、それぞれについて既往の研究成果等も参考にして、梁端溶接部の破断に対する疲労曲線の実験式ならびに設計式を提案した。また、構造計算方法とウェブの接合形式に応じた2種類の補正係数を導入し、合成梁の扱いや鋼材の材料特性による影響についても考察した。疲労曲線の実験式は、本研究による一連の梁端部の実験結果及び既往の研究の実験結果の概ね下限の性能を示すものである。また、疲労曲線の設計式は、梁端溶接部の変動振幅による実験結果等を考慮して設定したものである。これらの疲労曲線に関しては、今後の更なる研究によって、梁せいや接合部ディテールの影響等も考慮したより合理的な設計式が提案されることが望まれる。

これらの疲労曲線の設計式を用いて、長周期地震動に対して超高層鉄骨造建築物の梁端部の損傷度を地震応答解析結果を用いて評価する手法の提案を行った。ここでの提案は、部材レベルの骨組モデルを用いて精度よく梁端部の損傷度を評価する方法と質点系モデルを用いて簡略的に梁端部の損傷度を評価する方法について示した。長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の梁端部の損傷度を評価する方法や骨組の安全性を評価する方法としては、この他の方法も考えられるため、評価方法の一例として提示したものである。また、2棟の超高層鉄骨造建築物の地震観測を行い、東北地方太平洋沖地震による強震記録等を収集し、実際の超高層鉄骨造建築物の地震応答について分析を行った。

今後の課題として、梁端接合部に関しては、接合部係数と破断寿命との関係の定量的評価による合理的な補正係数の設定や鋼材の材料特性の違いによる設計式の修正が挙げられる。また、柱部材に関しては、長期荷重として高軸力がかかる場合や大きな変動軸力がかかるような高軸力柱、幅厚比の異なる柱の性能曲線の評価が挙げられる。さらに、現在の超高層鉄骨造建築物に一般的に用いられているCFT造柱、ハンチ付き梁やノンスカラップ梁については、多数回繰り返し変形時の疲労性能が必ずしも明らかにされていないため、これらについての実験的な検討を行う必要がある。また、今回提案した質点系モデルを用いた耐震安全性評価手法については、既存の超高層鉄骨造建築物のスクリーニングや安全性評価の際に重要となる可能性があり、その精度を向上させるための検討が引き続き必要と考えられる。

### 〈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、京都大学・中島正愛教授、東京工業大学・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「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（平成22～24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 160 号

平成 26 年 7 月 25 日 印刷・発行

編集  
発行 独立行政法人建築研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで

独立行政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)

