

建築研究報告

REPORT OF THE BUILDING RESEARCH INSTITUTE

No. 155

March 2024

極大地震動に対するエネルギー法による
鉄骨造建築物の耐震安全性評価と計算事例

Seismic Safety Evaluation for Steel Buildings by The Energy Balance Method
against Huge Earthquake Ground Motions and Calculation Examples

長谷川隆, 荻野雅士, 富澤徹弥, 金城陽介, 植木卓也,
加藤敬史, 脇田直弥, 松蔭知明, 大内京太郎, 鈴木悠介,
小坂橋裕一, 一戸康生

Takashi HASEGAWA, Masashi OGINO, Tetsuya TOMIZAWA, Yosuke KANESHIRO, Takuya UEKI,
Takashi KATO, Naoya WAKITA, Tomoaki MATSUKAGE, Kyotaro OUCHI, Yusuke SUZUKI,
Yuichi KOITABASHI, Yasuo ICHINOHE

国立研究開発法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

National Research and Development Agency, Japan

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

はしがき

今後、発生が懸念されている首都直下地震や巨大海溝型地震などでは、現在の耐震基準上の想定より大きな地震動が発生する可能性がある。このような極大地震動によって建築物は大きな被害が生じる可能性があるため、建築物の終局限界状態の挙動を明らかにして、その評価法や設計法を確立しておく必要がある。特に、鉄骨造建築物では、継続時間の長い地震動で鉄骨部材が繰り返し変形することによって疲労的に破断する可能性があり、そのような現象への対策は急務と考えられる。

現在、中低層建築物の耐震安全性の確認として行われている保有水平耐力等の計算では、繰り返し変形による梁部材の損傷が直接は得られないため、このような繰り返し変形による部材の損傷を適切に評価できる方法が必要と考えられる。そこで、建築研究所では2つの指定課題「過大入力地震に対する鋼構造建築物の終局状態の評価手法と損傷検知に関する研究（2016～2018年度）」及び「極大地震動に対する鋼構造建築物の倒壊防止に関する設計・評価技術の開発（2019～2021年度）」を実施して、繰り返し変形による鉄骨部材の損傷を適切に評価できる方法として、エネルギー法告示の計算への適用について検討を行った。

これらの研究課題では、各層の保有性能の算定に関して、繰り返し変形の影響を考慮する方法として部材の疲労性能評価式から各層の保有エネルギーを計算する方法が提案された。この方法は、断層近傍の地震や巨大海溝型地震等の特性の異なる地震動の影響を考慮できるものであり、入力エネルギーの増加係数等が提案された。また、この方法を適用した極大地震動に対する5つの試設計建物の計算事例を作成し、提案した評価方法の有用性を示した。これらの研究成果を、実務設計で活用できるようにするため、2022年度に（一社）日本鋼構造協会に「エネルギー法に基づく鋼構造建築物の耐震安全性評価事例作成小委員会」を設置し、検討が行われた。

本報告は、これらの研究課題等で得られた、繰り返し変形の影響を考慮できるエネルギー法の計算方法とそれを用いた5つの試設計建物の計算事例に関する成果を取りまとめたものである。本報告が、極大地震動に対する鉄骨造建築物の構造設計を行う設計者に有効に活用され、これまで以上に信頼性と構造安全性の高い鉄骨造建築物の建設に役立てられることを期待する。

令和6年3月

国立研究開発法人 建築研究所

理事長 澤地孝男

極大地震動に対するエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性評価と計算事例

長谷川隆¹⁾，荻野雅士²⁾，富澤徹弥³⁾，金城陽介⁴⁾，植木卓也⁴⁾，
加藤敬史⁵⁾，脇田直弥⁶⁾，松蔭知明⁶⁾，大内京太郎⁶⁾，鈴木悠介⁷⁾，
小坂橋裕一⁸⁾，一戸康生⁹⁾

概 要

本報告は、今後、発生が懸念されている首都直下地震や巨大海溝型地震など現在の耐震基準上の想定よりも大きな地震動（極大地震動）に対する鉄骨造建築物の耐震対策として、エネルギー法に基づく新たな評価方法を提案し、それを用いた試設計建物の計算事例を取りまとめたものである。以下に、提案された評価方法の概要を示すとともに、5つの試設計建物の検討概要を示す。

1) 繰り返し変形を考慮したエネルギー法の計算

鉄骨造建築物では、継続時間の長い地震動で鉄骨部材が繰り返し変形することによって疲労的に破断する可能性があり、鉄骨部材の繰り返し変形の影響を適切に評価できるエネルギー法の計算方法を提案した。提案した計算方法は、梁端部の疲労性能評価式に基づいて、各層において、最初に梁端が破断するまでに当該層が吸収できるエネルギーを層の保有エネルギーとし、層の必要エネルギーと比較することで建物の耐震安全性の検証を行う方法である。また、断層近傍の地震や巨大海溝型地震など、地震動特性に対応したエネルギーの増加倍率を考慮した必要エネルギーの計算方法等を示した。

2) 極大地震動に対する5つの試設計建物の耐震安全性の計算事例

本報告で提案されたエネルギー法による耐震安全性評価方法を用いて、5つの試設計した鉄骨造建物（4層事務所ビル、8層事務所ビル、9層事務所ビル、12層事務所ビル、4層物流倉庫）、を対象に、極大地震動に対する耐震安全性の評価計算を行った。これらの試設計建物の計算から、本報告で提案した計算方法を用いることで、入力地震動の特性やレベル、建物の梁端部仕様、ダンパーの挿入、高強度鋼の使用によって、各層の保有エネルギーに対する必要エネルギーの比がどのように変化するかが明確に示すことができ、その有効性を示すことができた。

1)建築研究所，2)日本設計，3)明治大学，4)JFE スチール，5)鹿島建設，6)日鉄エンジニアリング，7)日本製鉄，8)日建設計，9)日本鋼構造協会

Seismic Safety Evaluation for Steel Buildings by The Energy Balance Method against Huge Earthquake Ground Motions and Calculation Examples

Takashi Hasegawa¹⁾, Masashi Ogino²⁾, Tetsuya Tomizawa³⁾, Yosuke Kaneshiro⁴⁾, Takuya Ueki⁴⁾,
Takashi Kato⁵⁾, Naoya Wakita⁶⁾, Tomoaki Matsukage⁶⁾, Kyotaro Ouchi⁶⁾, Yusuke Suzuki⁷⁾,
Yuichi Koitabashi⁸⁾, Yasuo Ichinohe⁹⁾

Abstract

An earthquake directly beneath the capital and a giant trench earthquake, which are feared to occur in the future, may produce earthquake ground motions greater than those assumed by the current seismic design code. In this report, the seismic evaluation method based on the energy balance method for steel building structures against such huge earthquake ground motions was proposed, and the calculation examples of the model buildings using it were demonstrated. An overview of the proposed evaluation method is shown below, as well as calculation result of five model buildings.

1) The energy balance method considering multi-cycle deformation

In steel building structures, steel members may undergo fracture due to multi-cycle deformation under long-duration earthquake motions. A calculation method based on the energy balance method that can appropriately evaluate the effects of cyclic deformation of steel members was proposed in this document. In the proposed calculation method, absorbed energy capacity of each story is determined by the calculating energy that the beam-end can absorb until it reaches its the fracture limit ductility which is calculated based on the fatigue limit curve equation of beam-end. By comparing this with the required energy of each story, the seismic safety of buildings is verified. In addition, a method for calculating the required energy was proposed that considers energy increase factor corresponding to seismic motion characteristics.

2) Calculation examples for seismic safety evaluation of five model buildings against huge earthquake ground motions

Using the seismic safety evaluation method based on the energy balance method proposed in the report, calculation for seismic safety evaluation against huge earthquake ground motions for five steel model buildings (4-story office building, 8-story office building, 9-story office building, 12-story office building, 4-story distribution warehouse) was performed. By using the calculation method proposed in this document, it becomes clear how the ratio of required energy to absorbed energy capacity of each story changes depending on characteristics and level of the input seismic motions, specifications of beam ends and usage of hysteresis damper. Through these studies, we were able to demonstrate effectiveness of the proposed method.

1) Building Research Institute, 2) Nihon Sekkei Inc., 3) Meiji Univ., 4) JFE Steel Corp., 5) Kajima Corp., 6) Nippon Steel Engineering Co., Ltd, 7) Nippon Steel Corp., 8) Nikken Sekkei Ltd, 9) Japanese Society of Steel Construction

極大地震動に対するエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性評価と計算事例

目次

はしがき	
概要	i
Abstract	ii
第1章 はじめに	1-1
第2章 繰り返し変形を考慮したエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法	2-1
2.1 繰り返し変形を考慮したエネルギー法計算の特徴と適用範囲	2-1
2.2 梁端部の疲労性能評価式に基づく層の保有エネルギーの計算	2-2
2.3 長継続時間地震動の等価繰り返し回数	2-3
2.4 各層の必要エネルギー吸収量の計算	2-4
2.5 必要・保有エネルギー吸収量の比較による耐震安全性の確認	2-5
2.6 柱脚の限界変形を考慮した保有エネルギーの計算	2-5
2.7 ダンパー付建物の静的増分解析からのトリリニアモデルへの置換	2-9
2.8 エネルギー法告示と整合する点等を踏まえた本提案の計算方法の活用方法と実務設計 に適用する場合の考え方	2-10
第3章 計算例1) 4階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算	3-1
3.1 一般事項	3-1
3.2 保有水平耐力計算に基づく設計	3-8
3.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計	3-10
3.4 まとめ	3-40
第4章 計算例2) 8階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算	4-1
4.1 一般事項	4-1
4.2 保有水平耐力計算に基づく設計	4-9
4.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計	4-15
4.4 原設計まとめ	4-28
4.5 補強方針	4-30
4.6 梁端接合部の仕様変更による補強	4-31
4.7 ダンパーによる補強	4-39
4.8 梁端接合部の仕様変更およびダンパーによる補強の併用	4-48
4.9 補強設計まとめ	4-50
第5章 計算例3) 9階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算	5-1

5.1	一般事項	5-1
5.2	保有水平耐力計算に基づく設計	5-9
5.3	疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計	5-11
5.4	まとめ	5-38
第6章	計算例4) 12階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算	6-1
6.1	一般事項	6-1
6.2	保有水平耐力計算等に基づく設計	6-10
6.3	疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計	6-18
6.4	まとめ	6-51
第7章	計算例5) 4階建て物流倉庫の設計と耐震安全性評価の計算	7-1
7.1	一般事項	7-1
7.2	保有水平耐力計算に基づく設計(耐震モデル)	7-12
7.3	疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計	7-15
7.4	まとめ	7-47
第8章	おわりに	8-1
	謝辞	

エネルギー法に基づく鋼構造建築物の耐震安全性評価事例作成小委員会（令和4年度）

委員名簿

（順不同、敬称略）

令和4年6月時点

委員長	長谷川 隆	国立研究開発法人 建築研究所
委員	荻野 雅士	一般社団法人 日本建築構造技術者協会（(株) 日本設計）
〃	富澤 徹弥	一般社団法人 日本建築構造技術者協会（明治大学）
〃	金城 陽介	JFE スチール（株）
〃	植木 卓也	JFE スチール（株）
〃	加藤 敬史	一般社団法人 日本建築構造技術者協会（鹿島建設（株））
〃	松岡 祐一	日鉄エンジニアリング（株）
〃	脇田 直弥	日鉄エンジニアリング（株）
〃	松蔭 知明	日鉄エンジニアリング（株）
〃	大内 京太郎	日鉄エンジニアリング（株）
〃	鈴木 悠介	日本製鉄（株）
〃	小坂橋 裕一	一般社団法人 日本建築構造技術者協会（(株) 日建設計）
〃	一戸 康生	一般社団法人 日本鋼構造協会

第1章 はじめに

近年の大地震では、現在の耐震基準上の想定よりも大きな速度応答スペクトルの地震動（図 1.1）や東北地方太平洋沖地震で生じたような継続時間の長い地震動（図 1.2）が観測されている。今後、発生が懸念されている首都直下地震や巨大海溝型地震などでも、これらと同等以上の大きな地震が発生する可能性がある。現在、相模トラフ沿いの巨大地震について検討が行われており、地域によっては、現状の耐震基準を上回るレベルの地震動（極大地震動）が予想されている。¹⁻¹⁾このような地震動によって建築物は大きな被害が生じる可能性があるため、建築物の終局限界状態（部材の破断や局部座屈によって水平抵抗力が低下する状態）の挙動を明らかにして、その評価法や設計法を確立しておく必要がある。特に、鉄骨造建築物では、継続時間の長い地震動で鉄骨部材が繰り返し変形することによって疲労的に破断する可能性があり、そのような現象への対策は急務と考えられる。

超高層鉄骨造建築物は長周期地震動対策として、国土交通省建築基準整備促進事業の検討課題として「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（2010～2012 年度）」が実施され、図 1.3 で示す設計用の疲労性能評価式とそれを用いた梁の損傷度 D 値の計算方法が提案された¹⁻²⁾。これを用いた超高層鉄骨造建築物の長周期地震動に対する安全性検証方法は、2017 年 4 月に建築研究所のホームページの長周期地震動対策¹⁻³⁾で公開され、指定性能評価機関における性能評定において、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方法として参照され、実務で使われている。

一方、中低層鉄骨造建築物についても、継続時間が長い地震動に対しては同様に梁端部が破断する可能性があると考えられる。しかし、中低層建築物の耐震安全性の確認として行われている保有水平耐力等の計算では、繰り返し変形による梁部材の損傷が直接は得られないため、このような繰り返し変形による部材の損傷をより適切に評価できる方法が必要と考えられる。そこで、建築研究所では2つの指定課題「過大入力地震に対する鋼構造建築物の終局状態の評価手法と損傷検知に関する研究（2016～2018 年度）」及び「極大地震に対する鋼構造建築物の倒壊防止に関する設計・評価技術の開発（2019～2021 年度）」を実施した。

この研究課題の中で、中低層鉄骨造建築物の梁端部（通しダイアフラム形式）の耐震性能に関しても、上記の超高層建築物の梁端部（内ダイアフラム形式）の疲労性能評価式が適用可能かどうか振動台実験により検討が行われた¹⁻⁴⁾。その結果、超高層鉄骨造建築物の梁端部の疲労性能評価式が、中低層鉄骨造建築物の梁端部の評価にも適用可能であることがわかった。また、地震動の特性として、継続時間の短い断層近傍の地震動と長継続時間地震動の両方の地震動に対して、疲労性能評価式が適用可能であることも明らかになった¹⁻⁴⁾。さらに、繰り返し変形による鉄骨部材の損傷をより適切に評価できる方法として、エネルギー法告示の計算への適用について検討が行われた¹⁻⁵⁾。これまでのエネルギー法告示の計算では、各層の保有性能の算定には鉄骨部材の局部座屈を考慮した評価式が用いられている。そのため、この研究では、繰り返し変形の影響を考慮できる方法として、各層の保有性能の算定として長周期地震動対策として提示された梁端部の疲労性能評価式を用いる方法が検討され、部材の疲労性能評価式から各層の保有エネルギーを計算する方法が提案された。また、継続時間が長い地震動を考慮する方法として入力エネルギーの増加係数が提案された¹⁻⁵⁾。

これらの研究成果を、設計で活用できるようにするために、2022 年度に（一社）日本鋼構造協会に「エネルギー法に基づく鋼構造建築物の耐震安全性評価事例作成小委員会」を設置して 5 つの鉄骨造建築物にこの評価方法を適用し、この評価方法の有用性を設計事例によって示す検討が行われた。本建築研究報告は、これらの研究課題と委員会で得られたエネルギー法の計算方法や計算事例に関する成果を取りまとめたものである。

本書の構成は、「第 1 章 はじめに」で、本報告の背景等を述べている。「第 2 章 繰り返し変形を考慮したエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法」では、本報告で提案するエネルギー法の特徴を述べるとともに、疲労性能評価式に基づく層の保有エネルギーの計算、長継続時間地震動を考慮する方法、柱脚の限界変形を考慮した保有エネルギーの計算、等を示している。第 3 章から第 7 章に、計算例 1)～5)までの計算事例を掲載している。計算例 1)～4)は、4 階建て～12 階建てまでの 4 つの事務所ビルの計算事例であり、計算例 5)は、4 階建て物流倉庫の計算事例である。これらの計算例では、入力地震動の特性やレベルを変化させ、今後の発生が懸念される極大地震動を設定して、これらの地震動に対する建物の損傷を、本報告で提案したエネルギー法で評価している。また、建物側の設計対策として、梁端部仕様を変えた場合、ダンパーを付加した場合、高強度鋼を用いた場合に、梁端部の損傷がどのように変化するか示すことで、このエネルギー法による評価を用いることの有効性を明らかにしている。「第 8 章 まとめ」は、本報告の検討内容のまとめである。

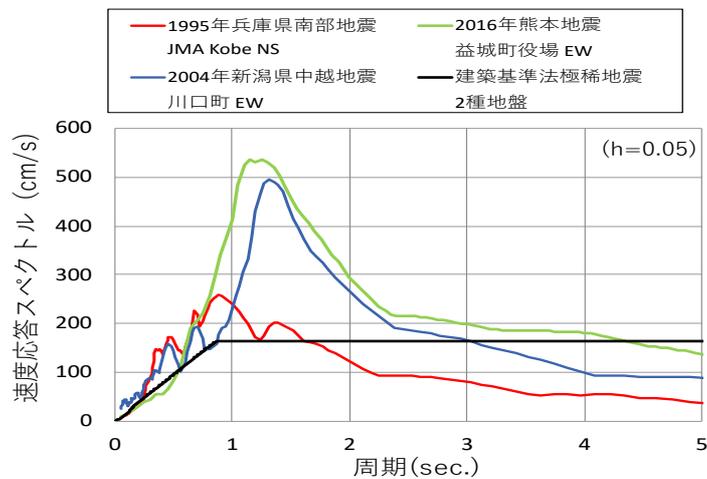


図 1.1 過去の地震の観測波の速度応答スペクトル

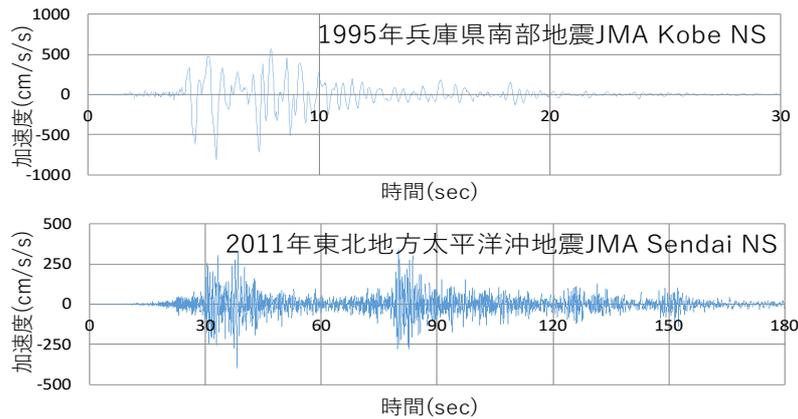


図 1.2 観測された地震波の時刻歴

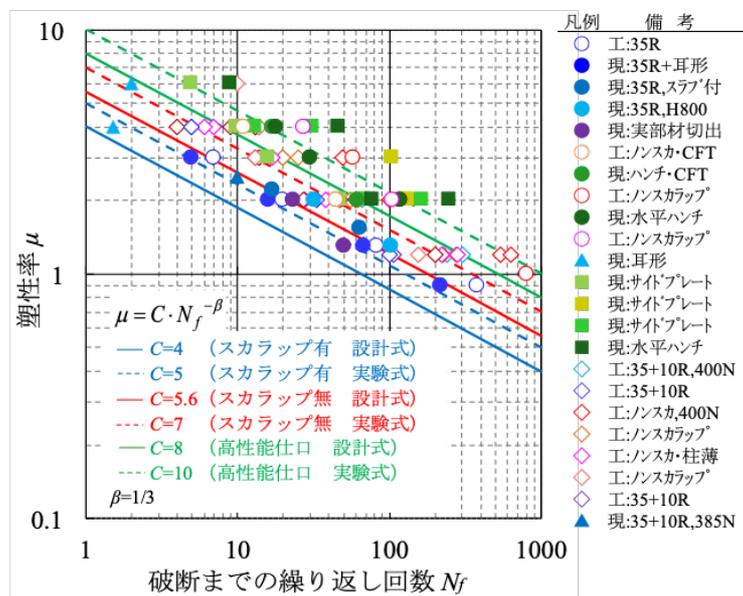


図 1.3 様々な仕様の梁端部の破断までの繰り返し回数と設計用疲労性能評価式

【参考文献】

- 1-1) 地震本部：長周期地震動評価 2016年試作版-相模トラフ巨大地震の検討、
https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/lpshm/16_choshuki/
- 1-2) 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討、建築研究資料 No.160、2014.7
- 1-3) 国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法 その2、長周期地震動対策にかかわる技術資料・データ公開特設ページ、2017.4
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf> (参照 2023.11)
- 1-4) 廣嶋哲、長谷川隆、森田高市、伊山潤、金城陽介：梁端破断を伴う鉄骨造2スパン骨組の地震応答性状に関する振動台実験、構造工学論文集 Vol.65B、pp.443-450、2019.3
- 1-5) 金城陽介、植木卓也、長谷川隆、中川博人、加村久哉：梁端部の繰り返し変形の影響を考慮したエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性評価、日本建築学会構造系論文集 第87巻、第802号、pp.1237-1246、2022.12

第2章 繰り返し変形を考慮したエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法

2.1 繰り返し変形を考慮したエネルギー法計算の特徴と適用範囲

これまでのエネルギー法告示（平成17年度国土交通省告示第631号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法（エネルギー法）」）の計算では、部材の局部座屈で決まる評価式から層の保有累積塑性変形倍率を計算し、層の必要累積塑性変形倍率と比較して耐震安全性を検証している²⁻¹⁾。一方、本報告で提案するエネルギー法では、梁端部の疲労性能評価式に基づいて、各層において最初に梁端が破断するまでに当該層が吸収できるエネルギーを層の保有エネルギーとし、層の必要エネルギーと比較することで耐震安全性の検証を行うものである。層の保有エネルギーの計算は、層の等価繰り返し回数 sN_e を用いて、長周期地震動に対する安全性検証法²⁻²⁾で示された方法に基づいて計算するが、ここでは、層の等価繰り返し回数 sN_e は、層の塑性歪みエネルギーに比例し、塑性歪みエネルギーは概ね V_E の2乗に比例すると考えられることから、層の等価繰り返し回数 sN_e が、地震動の速度応答スペクトルに対するエネルギースペクトルの比 (V_E/S_v) から予測できると考え、標準波の V_E/S_v に対する長継続時間地震動の V_E/S_v 、及び断層近傍の地震動の V_E/S_v との比率を調べ、これらの結果に基づいて、長継続時間地震動と断層近傍の地震動の等価繰り返し回数 sN_e を提案し、地震動特性に対応した各層の保有エネルギーの計算方法を提案している。また、各層の必要エネルギーの計算においても、上記の結果を用いて、地震動特性に対応したエネルギーの増加倍率を考慮した必要エネルギーの計算方法を提案している。なお、提案するこれらの計算方法の妥当性については、地震応答解析との比較により検証しており、詳細は文献2-3)を参照されたい。

一方で、一般的な梁降伏形の設計が行われている建物では1階の柱の脚部にヒンジが形成されることから、第1層の保有エネルギーの計算では、この部位の限界性能も考慮した保有エネルギーの計算方法が必要となる。これまでの地震被害でも、1階の柱の脚部の破壊が引き金となって、建物が倒壊する事例も見られ、この部位の限界性能を評価し、それを考慮することは重要と考えられる。固定柱脚の場合、一般的に鉄骨柱部材にヒンジが形成されるため、柱部材の疲労性能評価式が必要となる。本報告では、角形鋼管柱の多数回繰り返し载荷実験に基づく簡易な設計用疲労性能評価式が新たに提案されており、それを用いた第1層の保有エネルギーの計算方法が示されている。

本報告で提案するエネルギー法計算の適用範囲については、高さ60m以下の鉄骨ラーメン構造で、梁降伏で全体崩壊形となる建物を対象としている。梁端部の疲労性能評価式を用いていることから、梁部材としては、塑性変形性能が大きいFAやFB程度の部材ランクの梁部材を使う建物を想定している。また、履歴型ダンパー付きのラーメン骨組の建物についても同様に評価可能である。柱降伏形の骨組については、層の等価繰り返し回数と柱部材の等価繰り返し回数が明らかではないため、適用外としている。柱降伏形の骨組についても、今後解析等を行って適用可能にすることが望まれる。

本章の2.2節～2.5節では、上述の梁端部の疲労性能評価式に基づいて層の保有エネルギーを計算して、耐震安全性を検証する方法の考え方と具体的な計算方法を示す。2.6節では、角形鋼管柱の繰り返し载荷実験に基づく設計用疲労性能評価式の提案と、それを用いた第1層の保有エネルギーの計算方法を示す。2.7節では、ダンパー付き建物の静的増分解析結果のトリニアモデルへの

置換方法を示す。また、2.8節では、現状のエネルギー法告示と提案する計算方法の整合する点等について述べ、それらを踏まえた本提案の計算方法の活用方法と実務設計に適用する場合の考え方を示している。

2.2 梁端部の疲労性能評価式に基づく層の保有エネルギーの計算

図 2.1 に本報告で提案するエネルギー法における層の復元力特性の概念図を示す。各層の保有エネルギーは、(a)の部分の面積 W_{pfi} と層の等価繰り返し回数 sN_e との積によって計算される。 W_{pfi} は、梁端破断により当該層の耐力劣化が始まるまでの塑性歪エネルギーに相当する部分であり、これを各層毎に計算する必要がある。各層の耐力劣化開始点 δ_{si} は当該層のいずれかの梁端部の塑性率が、次式の疲労性能評価式²⁻²⁾から計算される梁端破断限界塑性率 μ_{bi} に到達したときの層間変形で、以下、限界層間変形と称する。なお、次式は合成梁にも適用可能である²⁻²⁾。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C \cdot ({}_bN_e)^{-\beta} \quad (2.1)$$

ここで、 k_2 ：降伏強度による補正係数 ($k_2 = 325/\sigma_y$ 、 σ_y ：梁材の降伏強度)、 C ：梁端部の仕様で決まる係数 (スカラップ： $C = 4.0$ 、ノンスカラップ： $C = 5.6$ 、水平ハンチ： $C = 8.0$)、 β ：評価式の勾配 (一律 1/3) である。また、 ${}_bN_e$ は、梁部材の等価繰り返し回数²⁻²⁾であり、地震継続時間中に梁部材が吸収したエネルギー量を最大塑性率時の一定変位繰り返しによるものと仮定し、エネルギー吸収量が等価となるように繰り返し数を算定したものである。一方、層の等価繰り返し回数 sN_e と梁部材の等価繰り返し回数 ${}_bN_e$ には、既往の研究²⁻³⁾の時刻歴応答解析から(2.2)式の関係があることが示されている²⁻²⁾。なお、層の等価繰り返し回数 sN_e も、梁部材と同様の定義であり、層のエネルギー吸収量を層の最大塑性率時の一定変位繰り返しによるものと仮定して算定している。

$${}_bN_e = n \cdot sN_e \quad (2.2)$$

ここで、 n は架構のスパン長により異なる値となり、15m 程度の長スパンは 1.0、6m 程度の標準スパンは 1.8、3m 程度の短スパンは 2.5 となる²⁻⁴⁾。エネルギー法告示では、標準波である El Centro NS、Hachinohe EW による応答解析結果に基づいて告示極希地震に対する層の等価繰り返し回数が検討され、断層近傍の地震動である JMA Kobe NS の地震波による応答解析結果に基づいて断層近傍の地震動 (直下地震) の層の等価繰り返し回数が検討されている²⁻¹⁾。これらの検討から層の等価繰り返し回数 sN_e は標準波に対して 1 回、断層近傍の地震動に対して 0.75 回となり、これらの値と、(2.1)、(2.2)式によって梁端破断限界塑性率 μ_{bi} が計算される。

従って、本報告で提案するエネルギー法において、梁端破断限界塑性率 μ_{bi} は、梁部材の降伏強度、梁端部の仕様、架構のスパン長、地震動特性に応じて求めることができ、 μ_{bi} に基づいて梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} が決定される。この限界層間変形までの層の保有エネルギー吸収量は、層の等価繰り返し回数が sN_e の場合は、 $4sN_e W_{pfi}$ で計算される。

一般に、鉄骨造ラーメン骨組では層のいずれかの梁端部が破断に至った後も、応力の再配分によって架構の安定性が継続し、耐力劣化を伴いながらも倒壊に至るまでにはある程度の余力があると考えられるが、本提案のエネルギー法では、耐力劣化開始以降の保有エネルギーは考慮しないものとする。

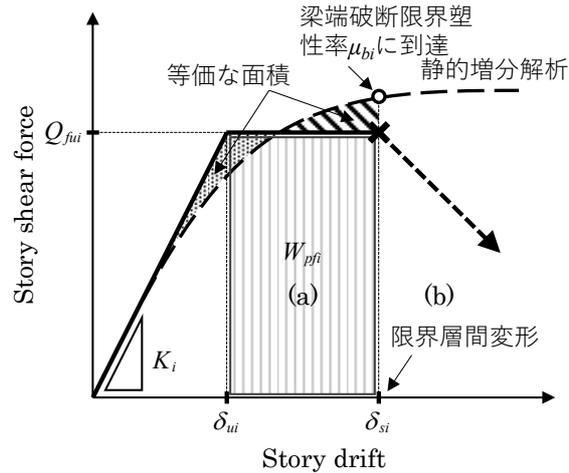


図 2.1 提案するエネルギー法の層の復元力特性

2.3 長継続時間地震動の等価繰り返し回数

長継続時間地震動による応答では、告示波に対して層の等価繰り返し回数が増加すると考えられ、そのための増加倍率を考慮する必要がある。そこで、本報告で提案するエネルギー法では、層の等価繰り返し回数 sN_e と関係すると考えられる速度応答スペクトル ($h = 0.05$) に対するエネルギースペクトル ($h = 0.10$) の比 V_E/S_v をもとに²⁻⁵⁾、長継続時間地震動における繰り返し回数の増加倍率の考え方を新たに導入する。

図 2.2 に、標準波の El Centro NS、Hachinohe EW、断層近傍の地震動として JMA Kobe NS、及び長継続時間地震動として 2011 年東北地方太平洋沖地震の JMA Sendai NS の 4 つの地震波の V_E/S_v を示す。本提案のエネルギー法では、(長継続時間地震動の V_E/S_v) / (標準波の V_E/S_v) の 2 乗の値を、標準波に対する長継続時間地震動による等価繰り返し回数の増加倍率 r と定義する。増加倍率 r は周期によって変動するが、ここでは、一般的な低層から高層 (2~12 層) までの鉄骨造建築物の固有周期が 0.5~1.5 秒²⁻⁶⁾程度であることから、この周期領域での平均値とする。図 2.2 より、標準波としての El Centro NS と Hachinohe EW の V_E/S_v の平均値は 1.75、JMA Sendai NS の V_E/S_v は 2.64、JMA Kobe NS の V_E/S_v は 1.54 であり、これらの値から、JMA Sendai NS に対して増加倍率 r を計算すると $(2.64/1.75)^2=2.28$ となり、 $r=2.3$ とする。また、JMA Kobe NS に対して増加倍率 r を計算すると、 $(1.54/1.75)^2=0.77$ となり、現行のエネルギー法において設定されている断層近傍の地震動 (直下地震) の層の等価繰り返し回数 sN_e の 0.75 と概ね対応していることがわかる。

以上より、本報告における検討では、長継続時間地震動による層の等価繰り返し回数 sN_e は標準波の $sN_e=1$ の 2.3 倍で、2.3 回とする。なお、ここでは、長継続時間地震動の一例として JMA Sendai NS の地震波を対象に計算したものである。一般的な値については、建設地域や地震動の特性などの条件も影響すると考えられ、様々な検討が必要と考えられる。

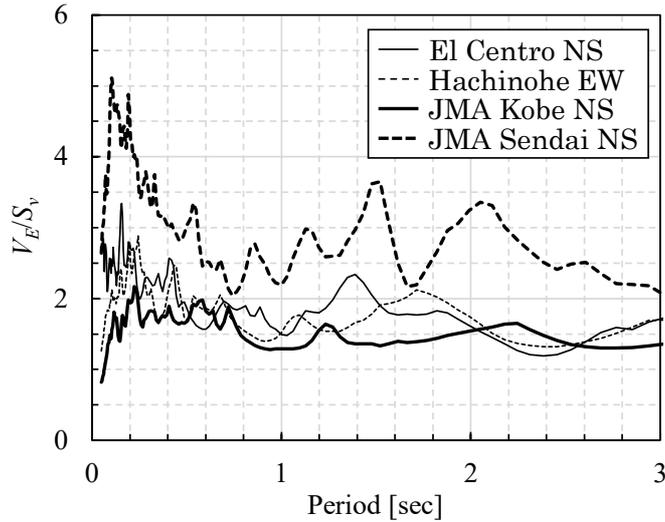


図 2.2 速度応答スペクトル S_v に対するエネルギースペクトル V_E の比

2.4 各層の必要エネルギー吸収量の計算

必要エネルギー吸収量 E_s の計算においても、地震動特性の違いによる影響を考慮する必要がある。本報告で提案するエネルギー法では、エネルギーの増加倍率 q を新たに導入することで、地震動特性を考慮した必要エネルギー吸収量を次式によって算出することとする。

$$E_s = \frac{1}{2} q M V_s^2 - W_e \quad (2.3)$$

ここで、 M ：建築物の地上部分の全質量、 V_s ：安全限界時に地震により建築物に作用するエネルギーの速度換算値（本論文では、告示の2種地盤の上限値である 165cm/s を基準とする）、 q ：地震動特性によるエネルギー増加倍率（ここでは、長継続時間地震動に対しては等価繰り返し回数の増加倍率 r と同じ 2.3 とし、断層近傍の地震動に対しては 0.75 とする）、 W_e ：主架構が弾性範囲で吸収できるエネルギー量（ここでは、ただし書きによる評価可能領域²⁻¹⁾を考慮して、いずれかの層の層間変位が図 2.1 における δ_{ui} に到達するまでのエネルギー吸収量とする）であり、 $\delta_i > \delta_{dui}$ の場合、次式で表される。

$$W_e = \sum_i \left\{ \frac{1}{2} Q_{fi} \delta_i + \frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui} + 2n_i Q_{dui} (\delta_i - \delta_{dui}) \cdot {}_s N_e \right\} \quad (2.4)$$

ここで、 Q_{fi} 、 δ_i ： i 層の損傷限界時の主架構の層せん断力及び層間変位（いずれかの層の層間変位が δ_{ui} に到達した時点での当該層の層せん断力及び層間変位）、 Q_{dui} ： i 層のダンパー系の保有水平耐力、 δ_{dui} ： i 層のダンパー系の降伏変位、 n_i ： i 層のダンパー系の塑性変形の累積の程度を表す数値（告示に示されている値として $n_i=5$ を用いる）である。なお、地震動特性による等価繰り返し回数の違いを考慮できるように、(2.4)式の第3項に ${}_s N_e$ を乗じている点がこれまでのエネルギー法と異なっている。

さらに、 i 層に分配された必要エネルギー吸収量 E_{si} に対して、主架構及びダンパー系の必要エネルギー吸収量 E_{sfi} 及び E_{sdi} は次式によって算定する。

$$E_{si} = \frac{s_i (p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{\sum_j s_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}} E_s \quad (2.5)$$

$$E_{sfi} = \frac{Q_{fui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} E_{si} \quad (2.6)$$

$$E_{sdi} = \frac{Q_{dui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} E_{si} + 2n_{si} Q_{dui} (\delta_i - \delta_{ui}) \cdot {}_s N_e \quad (2.7)$$

ここで、 s_i : i 層の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、 p_i : i 層の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれの程度を表す数値、 p_{ii} : i 層の偏心による保有水平層せん断力係数の低減係数、 Q_{fui} : i 層の主架構の保有水平耐力、 n_{si} : i 層のダンパー系の塑性変形の累積の程度を表す数値である。

なお、(2.7)式については、(2.4)式の第 3 項と同様、地震動特性による等価繰り返し回数 n_{si} の違いを考慮できるように ${}_s N_e$ を乗じることとした。なお、本報告では、現行のエネルギー法告示で考慮しているダンパーの繰り返し回数 n_{si} のばらつきに基づく、安全率 $n_{si}=20$ を考慮してダンパーのエネルギーを計算しておらず、単に、エネルギーの釣り合いが成立している条件下での計算として $n_{si}=5$ で計算している。これは、ここで提案する方法が、告示極稀地震よりも大きな地震動に対して検討することを主目的としているためであり、ダンパーの損傷については、現状の告示極稀地震に対するエネルギー法告示による計算でも検討しておくことで、安全が確保できると考えられる。

2.5 必要・保有エネルギー吸収量の比較による耐震安全性の確認

本報告で提案するエネルギー法では、 i 層の主架構の必要エネルギー吸収量と i 層の主架構の梁端破断到達までの保有エネルギー吸収量を大小比較することで、建築物の耐震安全性を以下のように判定する。

- (1) $E_{sfi} \leq 4 {}_s N_e W_{pfi}$: 梁端破断は生じない
- (2) $E_{sfi} > 4 {}_s N_e W_{pfi}$: 梁端破断が生じて、限界層間変形に到達する

ここで、 W_{pfi} は Fig.1 に示す片側半サイクル分の主架構の保有エネルギー吸収量で、次式で表される。

$$W_{pfi} = Q_{fui} (\delta_{si} - \delta_{ui}) \quad (2.8)$$

また、梁端破断を生じさせない状態で、必要エネルギー吸収量から計算される最大層間変形 δ_{mi} は次式で表される。

$$\delta_{mi} = \delta_{ui} + \frac{E_{sfi}}{4 {}_s N_e Q_{fui}} \quad (2.9)$$

なお、(2.9)式の計算では、地震動特性に応じた等価繰り返し回数 ${}_s N_e$ で除すことによって、地震動特性に対応した最大層間変形が算出される。

2.6 柱脚の限界変形を考慮した保有エネルギーの計算

2.6.1 柱脚の限界変形を考慮した第 1 層の保有エネルギーの計算

梁降伏する全体崩壊形で設計された建物において、第 1 層では、1 層の柱脚部に塑性変形が生じる可能性が高く、図 2.3 に示すように、1 層の柱脚部が 2 階梁端部に先行して疲労限界に達す

るような場合、これを適切に考慮しないと極大地震時に建物の耐震安全性を確保できなくなる可能性がある。そこで、ここでは、第1層の保有エネルギーの計算については、梁端部に加えて柱脚部の疲労限界を考慮して算定する方法を示す。建物が固定柱脚で設計されている場合や露出柱脚が角形鋼管柱よりも高い強度で設計されている場合には、角形鋼管柱にヒンジが形成されるため、以下では、文献 2-7)、2-8)で示された角形鋼管柱の振動台実験の結果に基づいて提案した柱の設計用疲労性能評価式を用いて第1層柱脚の限界塑性率 μ_{c1} を計算する方法を示す。

なお、柱脚部が露出柱脚で、角形鋼管柱よりも先に露出柱脚が塑性化する場合については、文献 2-9)の露出柱脚の多数回繰り返し载荷実験実験から、アンカーボルト降伏型の露出柱脚では、一定振幅の繰り返し载荷実験で、安定した履歴性状で大きな繰り返し性能を有していることが確認されている。そこで、本報告における評価では、アンカーボルト降伏型の露出柱脚が使われ、そこで塑性ヒンジを形成するような場合には、露出柱脚の繰り返しの疲労的な性能は十分にあると考えられ、第1層の保有エネルギーの計算において、この露出柱脚の疲労性能を検討する必要はないものとした。

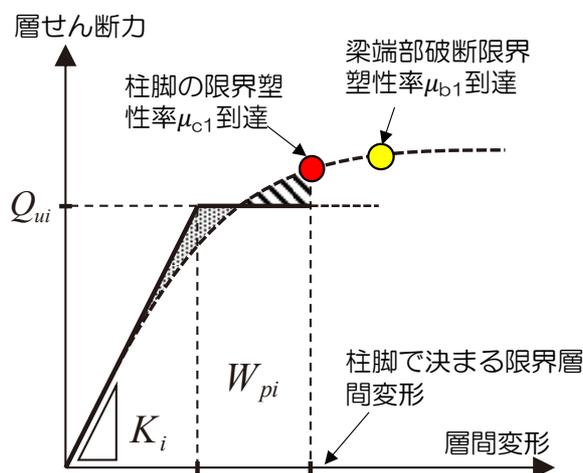


図 2.3 柱脚の限界変形を考慮した第1層の復元力特性

2.6.2 角形鋼管柱の設計用疲労性能評価式

ここでは、文献 2-7)、2-8)で示された角形鋼管柱の振動台実験の結果に基づいて、以下に示す角形鋼管柱幅厚比に応じた設計用疲労性能評価式を新たに提案する。この提案式を文献 2-8)で示された静的载荷実験結果のプロットとともに図 2.4 に示す。本報告では、この設計用疲労性能評価式を用いて第1層角形鋼管柱の柱脚部の限界塑性率 μ_{c1} を計算する。

$$\mu_c = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot (N_{90\%})^{-\beta} \quad (2.10)$$

ここで、 $N_{90\%}$ は最大耐力の90%耐力に低下した時点までの繰り返し回数。 σ_y は角形鋼管柱の降伏強さ。この式で、局部座屈により性能が決まる場合も評価式の係数 C と β は、表 2.1 に示す一般化幅厚比に応じた値とした評価式と $\mu_c=1$ の大きい方となる。また、亀裂進展により性能が決まる場合の評価式の係数は $C=13$ 、 $\beta=1/3$ であり、図 2.4 の黒点線で示される。なお、一般化幅厚比が

0.6 以下の場合、亀裂進展により性能が決まる可能性が高くなるため、亀裂進展の疲労性能評価式により計算する。

表 2.1 局部座屈に関する疲労性能評価式の係数 C と β の値

一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

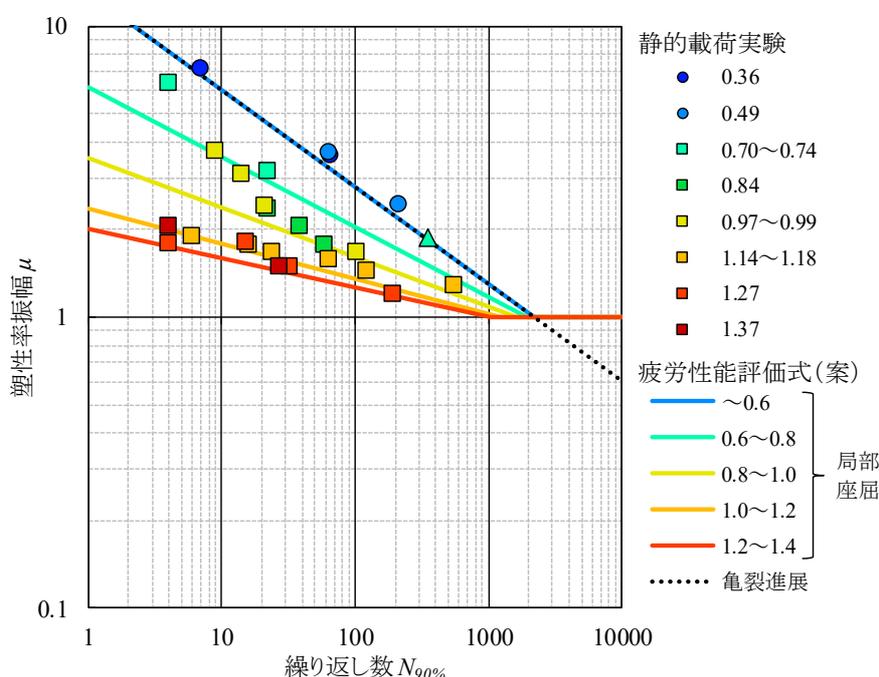


図 2.4 角形鋼管柱の設計用疲労性能評価式

2.6.3 柱脚の等価繰り返し回数比の設定

エネルギー法では、層のせん断力-変形関係を用いた計算が前提となっているため、(2.10)式における柱部材の繰り返し回数を層の等価な繰り返し回数で表現する必要がある。文献 2-10)、2-11)では、それらに関する検討が行われ、図 2.5 の図中に示すような多種の試設計骨組モデルの地震応答解析が行われている。これらの試設計骨組モデルの AR モデルは均等 4 スパン、BR モデルはロングスパンを含む 3 スパン、CR モデルは 1 スパンの骨組であり、数字は建物層数を表す。BRI-3A モデルは 3 層 4 スパン、BRI-9A は 9 層 5 スパンの骨組モデルであり、合計 13 の試設計骨組モデルを用いた検討を行っている。これらの地震応答解析における入力地震動は、最大速度を 50kine に基準化した El Centro NS 波、Hachinohe EW 波、JMA Kobe NS 波、及び、JMA Kobe NS 及び JMA Sendai NS の観測記録の位相特性を有し、建築基準法の 2 種地盤上の極希地震のスペクトルに適合

するように作成された模擬地震動である kobesoil2 と sendaisoil2 の5つを用いている。

この検討で得られた骨組モデルごとの層の等価な繰返し回数 sN_e と柱脚部の等価な繰返し回数 cN_e の関係の結果を図 2.5 に示す。図中の点線は、最小二乗法によって求めた原点を通る回帰直線であり、この直線の傾きが柱脚の等価な繰返し回数比 n_c である。同じモデルであれば、 sN_e と cN_e の間にはおよそその比例関係があり、層数や地震動の影響は比較的小さいものと考えられる。

図 2.6 は、柱梁耐力比と柱脚の等価繰返し回数比 n_c に着目して、関係を整理したものである。骨組モデルや層数、地震波によらず、柱梁耐力比が大きいほど n_c は小さくなり、両者に一定の相関関係が見られる。また、全体として、外柱より内柱の方が n_c が小さい傾向がある。これらの結果から、文献 2-10)、2-11) では、柱脚の等価繰返し回数比 n_c として、表 2.2 に示す柱梁耐力比と外柱、内柱で区分した値が提案された。

2.2、2.3 節で示したとおり、エネルギー法における層の等価な繰返し回数 sN_e は、標準的な地震動については 1 回、断層近傍の地震動は 0.75 回と設定され、長継続時間地震動については、本報告では 2.3 回としている。第 1 層については、これらの sN_e に、表 2.2 の n_c を乗じて、柱脚部の等価な繰返し回数 cN_e を算定し、これを(2.10)、(2.11)式に代入することで、第 1 層柱脚の限界塑性率 μ_{c1} が計算される。

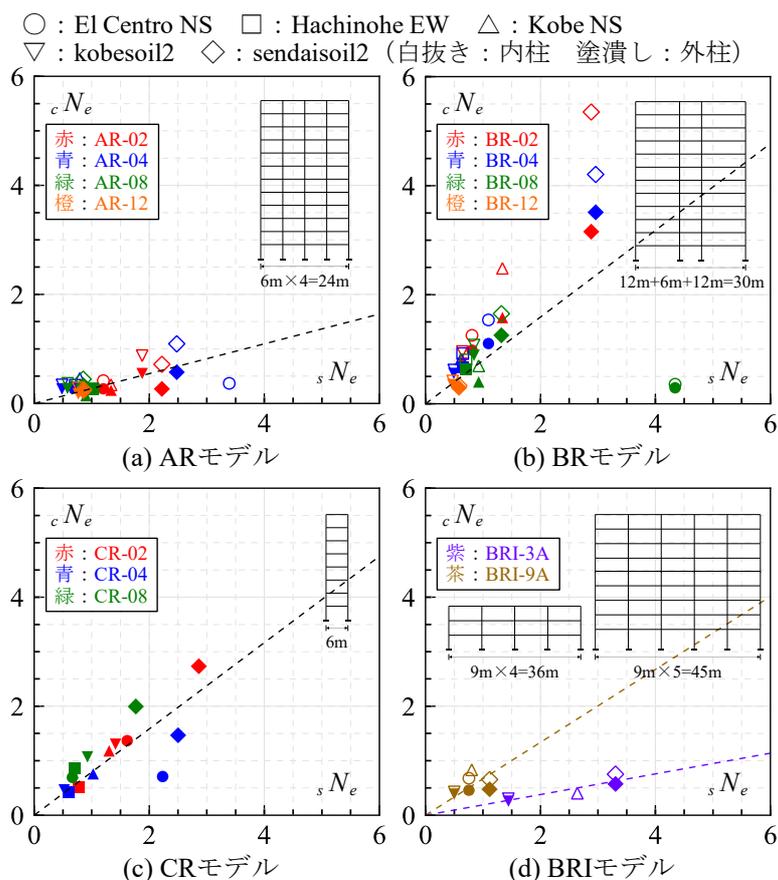


図 2.5 層の等価繰返し回数と柱脚の等価繰返し回数の関係

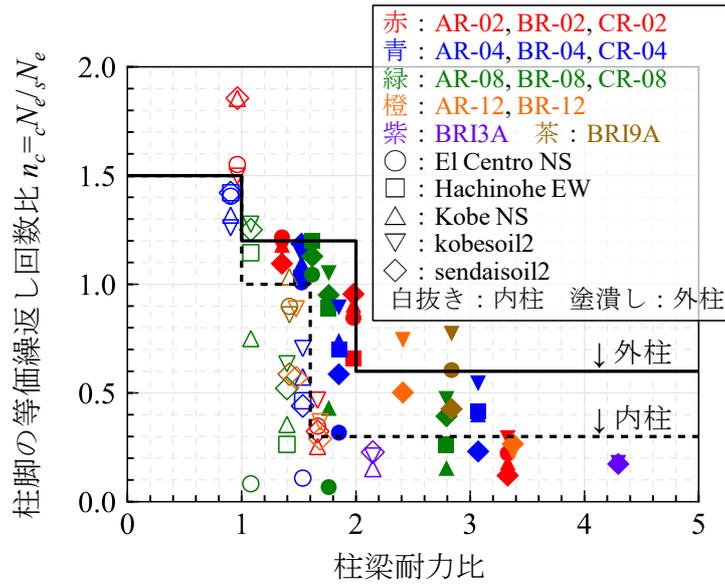


図 2.6 柱梁耐力比と柱脚の等価繰返し回数比の関係

表 2.2 設計用等価繰返し回数比

外柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 2.0 未満	2.0 以上
	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 1.6 未満	1.6 以上
	1.5	1.0	0.3

2.7 ダンパー付建物の静的増分解析からのトリリニアモデルへの置換

建物の静的増分解析の各層の復元力特性からバイリニアモデルに置換する方法について、以下に示しておく。例として、文献 2-3)に示された 4 階建て 9 階建ての純ラーメンモデルとダンパーモデルについて、静的増分解析結果を図 2.7 に示す。外力は A_i 分布に基づく荷重分布系を与えており、長期荷重による $P-\delta$ 効果の影響は無視している。ここでは、静的増分解析で得られた層せん断力-層間変形関係をもとに、図 2.1 に示すように、各層毎に、各層の限界層間変形までのエネルギー吸収量が等しくなるような完全弾塑性型のバイリニアモデルに変換する。また、ダンパーを有する建物の層せん断力-層間変形関係をトリリニアモデルに変換する場合は、以下の手順で行う。

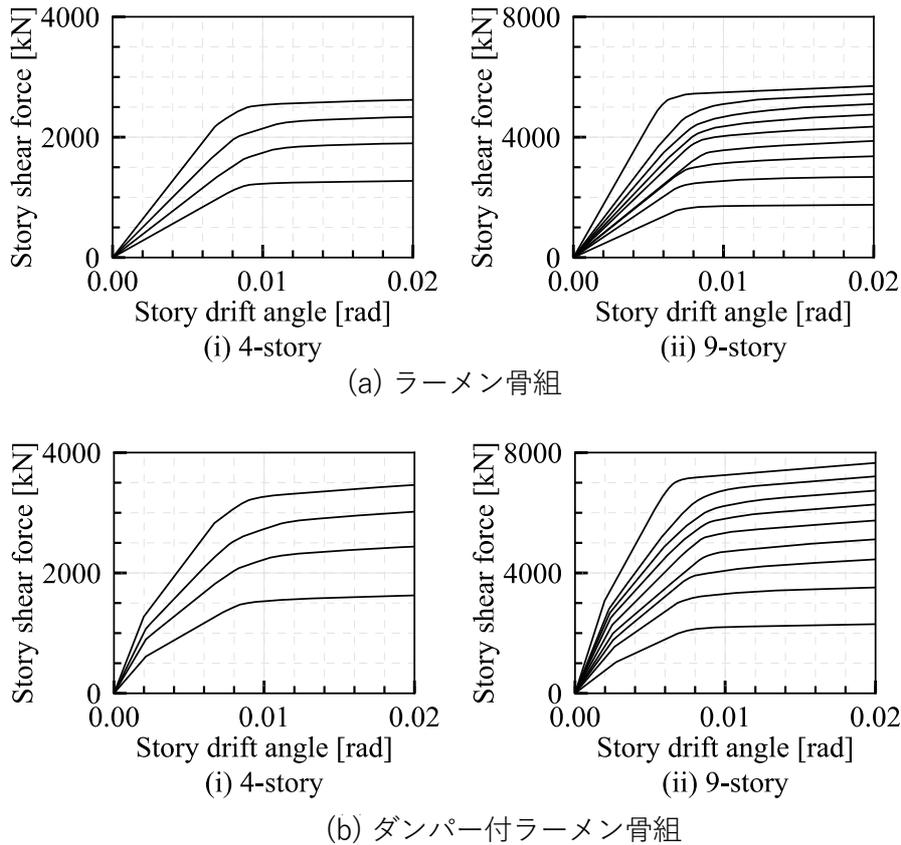


図 2.7 4 階建て 9 階建て建物の静的増分解析の例

- 1) ダンパー付架構の静的増分解析を行い、各層の層せん断力-層間変形曲線 (Q- δ 曲線) を得る。
- 2) 静的増分解析で各層に生じるダンパー部分の軸力をせん断力に変換し、各層におけるダンパー系の Q- δ 曲線を得る。
- 3) 各層について、層全体の Q- δ 曲線からダンパー系の Q- δ 曲線を引いて、主架構のみの Q- δ 曲線を得る。
- 4) 主架構のみの Q- δ 曲線、ダンパー系の Q- δ 曲線から、耐力劣化開始点までのエネルギー吸収量が等しくなるような完全弾塑性型のバイリニアモデルに変換する。
- 5) 作成した主架構及びダンパー系のバイリニアモデルを足し合わせることで、ダンパー付架構のトリリニアモデルを得る。

2.8 エネルギー法告示と整合する点等を踏まえた本提案の計算方法の活用方法と実務設計に適用する場合の考え方

本報告で提案する繰り返し変形を考慮したエネルギー法計算は、現状のエネルギー法告示²⁻¹⁾ (平成 17 年度国土交通省告示第 631 号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法 (エネルギー法)」) の計算方法を拡張することにより、極大地震動に対する耐震安全性を評価する方法として提示したものである。そこで、ここでは、提案する繰り返し変形を考慮したエネルギー法の計算の特徴を、より理解しやすくするために、現状のエネルギー法告示と整合する点等を整理して示す。また、それらを踏まえて、本提案のエネルギー法の計算方法を設計者がどのように活用すべ

きか示すとともに、実務での設計に適用する場合の考え方を示す。

(1) エネルギー法告示の計算方法と整合する点等

1) 梁端部の疲労性能評価式に基づく各層主架構の保有エネルギーの計算方法の提案

現状のエネルギー法告示では、告示の第6第一号イで、「主架構の保有エネルギー吸収量」が規定され、告示解説書²⁻¹⁾では、建築物が地震時に繰り返し変形を生じることを考慮し、主架構を構成する部材または部分のうちいずれかが限界であるエネルギー吸収量に達した場合における当該階の主架構全てのエネルギー吸収量の総和を、「主架構の保有エネルギー吸収量」としている。これに基づいて、部材の局部座屈で決まる評価式から層の保有累積塑性変形倍率を計算する方法が示され、層の必要累積塑性変形倍率と比較することによって耐震安全性を検証している。

これに対して、最近の長周期地震動等に対する研究で、幅厚比が小さく塑性変形性能が高い部材では、局部座屈よりも破断によって部材の性能が決まることが明らかにされ、本提案の計算方法では、2.2節で示す通り、梁端部の疲労性能評価式に基づいて、各層で最初に梁端が破断するまでに当該層が吸収できるエネルギーを層の保有エネルギーとして計算し、破断によって終局状態が決定される梁部材について、より合理的な保有エネルギーの計算方法が提示され、これを層の必要エネルギーと比較することで耐震安全性の検証を行っている。

したがって、本提案の「主架構の保有エネルギー吸収量」の計算方法は、告示の第6第一号イの規定に対して十分に整合していると考えられる。

2) 地震動特性に対応してエネルギーの増加倍率を考慮した必要エネルギーの計算方法の提案

現状のエネルギー法告示では、告示の第6第一号ロで、「主架構の必要エネルギー吸収量」が規定され、本提案の計算では、2.3節において(2.3)式が提案されている。告示の式に比べ、地震動特性によるエネルギー増加率 q が新たに導入されている。告示では、地震により建築物に作用するエネルギー量の速度換算値 V_s に関する「ただし書き」があり、適切な方法であれば建築物に作用するエネルギー量を変えることが可能と考えられ、本提案の計算方法では、長継続時間地震動に対しては2.3倍、標準波は1.0倍、断層近傍の地震動に対しては0.75倍とすることを提案している。

また、極稀地震時において建築物の主架構が塑性化しない範囲で吸収できるエネルギー W_e の計算式が(2.4)式で提案され、ダンパー部分の塑性ひずみエネルギーの計算部分で、地震動特性による繰り返し回数への影響を考慮するために、 sN_e を乗じることが提案されている（長継続時間地震動は2.3、標準波は1.0、断層近傍の地震動では0.75）。告示では、ダンパー部分の塑性変形の累積を表す n_i に「ただし書き」があることから、このように sN_e を乗じて、地震動特性による繰り返し回数への影響を適切に考慮することは可能と考えられる。

なお、本報告で提案する計算方法は、告示の極稀地震以上の大きさの地震動（極大地震動）に適用することを念頭に提案したものであり、告示の稀地震のレベルの地震動に対する提案ではない。

(2) 本提案の計算方法の活用方法

本提案の計算方法は、告示の極稀地震より大きな地震動（極大地震動）に対する建築物の耐震

安全性を、時刻歴解析ではなく、告示レベルの方法で比較的容易に確認できるものとして提案している。第1章でも示したとおり、1995年の兵庫県南部地震や2004年新潟県中越地震、2016年熊本地震では、建築基準法の極稀地震よりもかなり大きな速度応答スペクトルの地震動が観測されている。これらは、いずれも断層近傍の地震であり、このような地震は、日本全体で見ればその発生頻度が低いとは言えず、建築構造の専門家でなくとも、このような地震に対する建物の耐震安全性の問題に関心があると思われる。このような断層近傍の地震で発生する地震動は、これまでの観測記録からも、告示極稀地震の2倍以上の大きな速度応答スペクトルとなる可能性があることや、建物が片振幅となり大きく変形するような特性があるため、地震入力エネルギーが大きくなる長継続時間地震動よりも建物の損傷が大きくなる可能性がある。本提案の計算方法は、このような断層近傍の地震動と長継続時間地震動のどちらの地震動に対しても適用可能²⁻¹²⁾であり、今後の発生が懸念される首都直下地震や巨大海溝型地震への対策として有用なものになると考えられる。

3章以降の試設計建物を用いた計算事例では、入力地震動の設定として、速度応答スペクトル(1.0倍~2.0倍)と地震動特性(断層近傍地震、標準波、長継続時間地震)を変化させた検討を行っている。また、建物の設計として、梁端部仕様の違いやダンパーを挿入した建物等を設定した計算を行っており、結果として、主架構の損傷度(保有エネルギーに対する必要エネルギーの比)の値が、上記の設定条件によってどのように変化するか表により明確に示している。このような活用方法による検討結果を示すことで、構造設計者は、施主の疑問や要望に答えることが可能となり、結果として、耐震性能の高い建物を推奨することが容易になると考えられる。また、このような損傷度の指標を使ったレジリエンス性能評価の研究²⁻¹³⁾も行われてきており、今後の研究の発展も期待される。

(3) 実務設計に適用する場合の考え方(方法)

(1)でも示したとおり、本提案の計算方法の「主架構の保有エネルギー吸収量」の計算方法は、エネルギー法告示の第6第一号イの規定に整合していると考えられる。したがって、実務設計において、エネルギー法告示で建物の設計を行う場合には、「主架構の保有エネルギー吸収量」の計算方法部分については、本提案の計算方法がそのまま適用できると考えられる。ただし、現状のエネルギー法告示は、基本的に、標準波の地震動に対する安全性確認の計算方法が提示されていると考えられるため、本提案の計算方法で主架構の保有エネルギー吸収量を計算する場合に、(2.2)式に示す層の等価繰り返し回数 ${}_sN_e$ については、標準波の値として、 ${}_sN_e=1.0$ で保有エネルギーを計算すればよいと考えられる。

一方、各層の主架構の必要エネルギーの計算については、現状のエネルギー法告示で示された方法をそのまま用いて計算する必要がある。また、ダンパー部分の必要エネルギーについても、告示に示される計算方法で計算する必要がある。また、稀地震に対する計算も、告示の計算方法のままで計算する必要がある。

このような考え方(方法)で、本提案の梁端部の疲労性能評価式に基づく各層主架構の保有エネルギーの計算方法は、エネルギー法告示を用いた建物の設計に直接、適用できると考えられる。

【参考文献】

- 2-1) 財団法人日本建築センター：エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説、2005.10
- 2-2) 国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法 その2、長周期地震動対策にかかわる技術資料・データ公開特設ページ、2017.4
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf> (参照 2023.11)
- 2-3) 金城陽介、植木卓也、長谷川隆、中川博人、加村久哉：梁端部の繰り返し変形の影響を考慮したエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性評価、日本建築学会構造系論文集 第87巻、第802号、pp.1237-1246、2022.12
- 2-4) 石田隆司、長谷川隆、小鹿紀英、鈴木芳隆、阿部雅史：質点系モデルを用いた超高層鉄骨造建築物の梁端損傷度の評価と推定精度向上策の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.729-730、2015.9
- 2-5) 秋山宏、北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応、日本建築学会構造系論文集 第608号、pp.37-43、2006.10
- 2-6) 長谷川隆、上遠野明夫、加村久哉、福田浩司、染谷友英、濱崎義弘：接合部パネルの変形を考慮した角形鋼管・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答解析、日本建築学会技術報告集 第2号、pp.43-48、1996.3
- 2-7) 長谷川隆、廣嶋哲、森田高市：強震時における角形鋼管柱の終局限界性能に関する振動台実験 その1 実験計画と損傷経過、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1113-1114、2022.9
- 2-8) 廣嶋哲、長谷川隆、森田高市：強震時における角形鋼管柱の終局限界性能に関する振動台実験 その2 荷重変形関係と疲労性能評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1115-1116、2022.9
- 2-9) 仲田章太郎、阿部拓海、楊暁雨、吉敷祥一、長谷川隆：ベースプレート形状に着目した露出柱脚の多数回繰返し載荷実験 その1 降伏型が異なる露出柱脚の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.919-920、2022.9
- 2-10) 植木卓也、金城陽介、加村久哉、村上行夫、長谷川隆、中川博人：1層柱脚の疲労限界を考慮したエネルギー法の計算 ～その1 等価繰返し回数比の設定～、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1121-1122、2020.9
- 2-11) 金城陽介、植木卓也、加村久哉、村上行夫、長谷川隆、中川博人：1層柱脚の疲労限界を考慮したエネルギー法の計算 ～その2 純ラーメン鉄骨造建物への適用～、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1123-1124、2020.9
- 2-12) 廣嶋哲、長谷川隆、森田高市、伊山潤、金城陽介：梁端破断を伴う鉄骨造2スパン骨組の地震応答性状に関する振動台実験、構造工学論文集 Vol.65B、pp.443-450、2019.3
- 2-13) 長谷川隆、坂下雅信：地震後の建築物の損傷部位の補修工数等に基づく鉄骨造事務所ビルの耐震性能表示、2022年度日本建築学会 関東支部研究報告集 I、pp.221-224、2023.2

第3章 計算例1) 4階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算

3.1 一般事項

3.1.1 建築物概要

本建築物は、地上4階建て鉄骨造による片コア形式の事務所ビルである。基準階スパンは、X方向が7.2m、Y方向が3.6mスパンを有している。構造形式はX方向、Y方向がとも純ラーメン構造であるが、X方向には座屈拘束ブレースダンパーを配置した。表3.1に建物概要を示す。

表 3.1 建築物概要

建築物名称	S1-オフィスビル
所在地	東京都23区内
用途	事務所
構造種別	鉄骨造
建築面積	240 m ²
延床面積	940 m ²
階数	地上4階
高さ	建物高さ12.0m
階高	4.0 m (1階)、4.0 m (基準階)
基礎地業	杭基礎

3.1.2 地盤概要

建設地は、地表面から20mまでの粘性土層とそれ以深に分布する砂礫層から構成されている。粘性土層はN値8の沖積層で、単位体積重量15.5kN/m³、せん断波速度V_s200m/sである。砂礫層はN値50以上の堅固な洪積層で、せん断波速度V_s400m/s以上の工学的基盤としている。地盤構成から液状化はしないと判断でき、地盤種別は第二種地盤としている。本建築物の基礎構造は砂礫層を支持層とした杭基礎としている。

3.1.3 構造計画

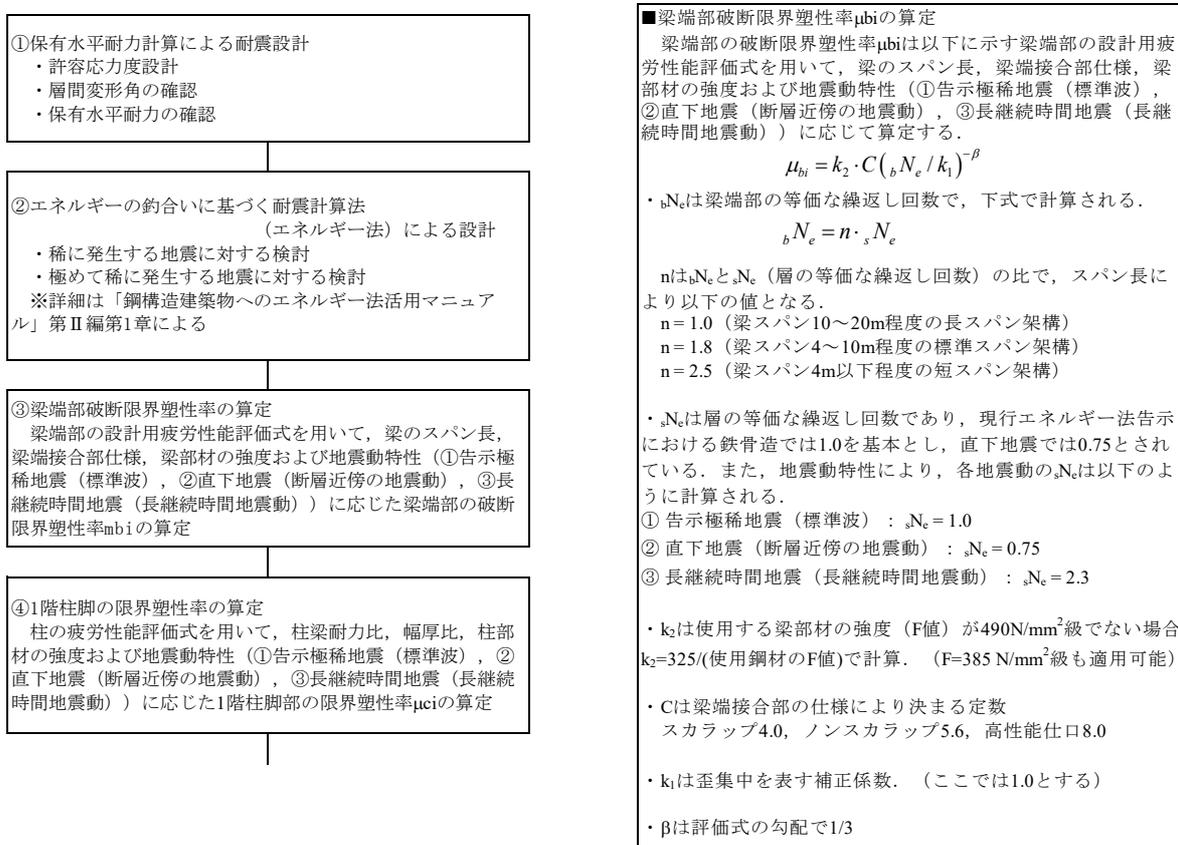
本建築物は鉄骨造としている。架構形式はX方向、Y方向とも純ラーメン構造とし、X方向にはY1,Y3,Y5,Y7通りの4構面に座屈拘束ブレースダンパー(LY225)を配置した。平面形状は、片コアではあるが、振れの生じない整形なものとしている。1階の柱脚は埋め込み形式とし、基礎は杭基礎としている。X方向は水平荷重時において、やや大きな引き抜き力を発生するが、1階床下の重量およびくい引き抜き抵抗力によって基礎に浮き上がりが生じない計画としている。表3.2に構造概要を示す。

表 3.2 構造概要

基礎構造	基礎形式	杭基礎
	地盤種別	第二種地盤（地震地域係数 $Z=1.0$ ）
	支持層	砂礫層
主体構造	種別	鉄骨造
	骨組形式	X方向：純ラーメン構造 Y方向：純ラーメン構造(座屈拘束ブレースダンパー付き)
	柱はり接合部	接合部：はり通り方式
		柱継手：現場溶接 はり継手：高力ボルト摩擦接合 F10T
	床形式	合成スラブ用デッキプレートによる鉄筋コンクリートスラブ
非耐力壁	外壁：PCa版、ALC版 内壁：ALC版、軽鉄下地ボード張り	

3.1.4 計算フロー

本設計例における計算フローを図 3.1 に示す。保有水平耐力計算により設計された建築物について、本報告で提案された鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。



⑤復元力特性の設定、主架構の保有エネルギーの算出
 静的増分解析において骨組各層で梁端部が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁端部の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）を各層の梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} として、塑性エネルギーの面積から保有エネルギーを算出

⑥主架構の必要エネルギーの算出
 建築物に入力される塑性エネルギー、架構が弾性範囲で吸収するエネルギーを、地震動特性に応じた告示極稀地震に対するエネルギーの増加倍率、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数を用いて計算。
 各層に分配された必要エネルギーに対する主架構およびダンパー部分の必要エネルギーの計算。

⑦主架構の応答変形の算定
 エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギーから、当該層の応答変形の算出

■必要エネルギーの計算方法
 建築物に入力される塑性エネルギー E_s 、架構が弾性範囲で吸収するエネルギー W_e は、長継続時間地震の場合のエネルギーの増加倍率 q 、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数 sN_e を用いて下式で計算される。

$$E_s = \frac{1}{2} q M V^2 - W_e$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2} Q_{efi} \delta_i + \frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} \cdot n_i \cdot s N_e \right\}$$

ここで、 q はエネルギーの増加倍率で、①告示極稀地震（標準波）1.0、②直下地震（断層近傍の地震動）0.75、③長継続時間地震（長継続時間地震動）2.3、 n_i は告示の値で5.0、 sN_e は層の等価な繰返し回数で、①告示極稀地震1.0、②直下地震0.75、③長継続時間地震2.3である。

各層に分配された必要エネルギー E_{si} に対して、主架構およびダンパー部分の必要エネルギーは以下で計算される。

$$E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}}$$

$$E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} \cdot n_i \cdot s N_e$$

■応答変形の算定方法
 エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギー E_{sfi} から、当該層の応答変形を以下のように算出する。

$$\text{累積塑性変形倍率 } n_{fi} = \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \times \delta_{fui}}$$

$$\text{最大塑性率 } u_{fi} = \frac{n_{fi}}{4 \times s N_e} + 1$$

$$\text{最大層間変形 } \delta_{\max} = \delta_{fui} \times \mu_{fi}$$

$$\text{最大層間変形角 } R_{\max} = \delta_{\max} / h_i$$

■1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} の算定

1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} は以下に示す柱の疲労性能評価式を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて算定する。

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot c \cdot N_e^{-\beta}$$

・ N_e は柱脚部の等価な繰返し回数で、下式で計算される。

$$c N_e = n_c \cdot s N_e$$

n_c は cN_e と N_e （柱脚の等価な繰返し回数）の比で、柱梁耐力比により以下の値となる。

柱脚の等価繰返し回数比 n_c			
外柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上2.0未満	2.0以上
1.5	1.2	0.6	
内柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上1.6未満	1.6以上
1.5	1.0	0.3	

・ N_e は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では1.0を基本とし、直下地震では0.75とされている。また、地震動特性により、各地震動の sN_e は以下のように計算される。

- ① 告示極稀地震（標準波）： $sN_e = 1.0$
- ② 直下地震（断層近傍の地震動）： $sN_e = 0.75$
- ③ 長継続時間地震（長継続時間地震動）： $sN_e = 2.3$

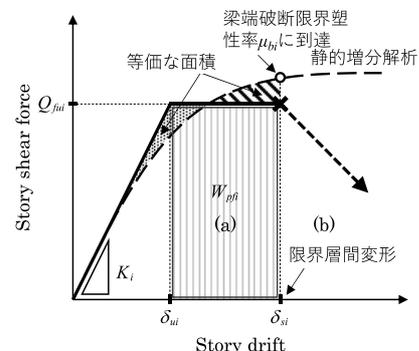
・ C, β は一般化幅厚比により以下の値となる。

疲労性能評価式の係数		
一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

■保有エネルギーの計算方法

静的増分解析において、骨組各層で梁端部が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁端部の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）が各層の梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} であり、下図の塑性エネルギーの面積（ W_{pi} ）の（ $4 \times sN_e$ ）倍が当該層の梁破断までの保有エネルギーとして計算される。

各層の保有エネルギー = $4 \times sN_e \times W_{pi}$



層の限界変形と保有水平耐力

図 3.1 計算フロー

3.1.5 準拠する法令・参考文献等

本計算例では、以下の法令及び技術指針等に準拠して設計を行う。

- 1) 建築基準法、同施行令、国土交通省告示
- 2) 一般財団法人 日本建築センター「構造関係技術基準解説書」
- 3) 日本工業規格（JIS）
- 4) 一般財団法人 日本建築センター「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル（改訂版）」
- 5) 独立行政法人 建築研究所監修 「鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル」³⁻¹⁾

3.1.6 許容応力度及び材料強度

使用材料、許容応力度及び材料強度を表 3.3～表 3.7 に示す。

表 3.3 使用材料

鉄骨	柱：冷間成形角形鋼管 BCP235 はり：圧延H形鋼材 SN400B ダイヤフラム：SN490C ダンパー：LY225
鉄筋	D16以下：SD295A、D19以上：SD345
コンクリート	普通コンクリート ($\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$) $F_c 21 \text{ (N/mm}^2)$

表 3.4 許容応力度（鋼材） (N/mm²)

材料	基準強度	長期				短期			
		圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SN400B BCP235	F=235	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$	長期に生ずる力に対する圧縮、引張、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の1.5倍とする。			

表 3.5 許容応力度（鉄筋） (N/mm²)

材料	基準強度	長期		短期	
		圧縮、引張	せん断補強	圧縮、引張	せん断補強
SD295A	295	195	195	295	295
SD345	345	215	195	345	345

表 3.6 許容応力度（コンクリート） (N/mm²)

基準強度	長期				短期			
	圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断	付着	
			上端筋	その他			上端筋	その他
21	7.0	0.7	1.4	2.1	14.0	1.05	2.1	3.15

表 3.7 材料強度 (鋼材) (N/mm²)

材料	基準強度	圧縮	引張	曲げ	せん断
SN400B BCP235	F=235×1.1	F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
LY225	F=225×1.0	F	F	—	—

3.1.7 構造概要

図 3.2 に基準階伏図、図 3.3 に代表的な軸組図および表 3.8 に断面リストを示す。座屈拘束ブレースダンパー(赤印で示す)は隔壁を利用したコア部を利用し、スパンが 3.6m であることから片流れ型として配置した。解析は剛床仮定が成立することとし、エレベータや階段などで吹き抜け箇所が存在するが、大梁の軸力等でダンパーには所定の軸力が分担できるものとしている。

表 3.8 断面リスト

4	□-350×16	□-350×16
3	□-350×19	□-350×19
2	□-350×19	□-350×22
1	□-350×19	□-350×22

階	GY 1	GY 2
R	H-400 x 200 x 9 x 12	H-400 x 200 x 9 x 12
4	H-400 x 200 x 9 x 16	H-400 x 200 x 9 x 16
3	H-500 x 200 x 9 x 19	H-500 x 200 x 9 x 22
2	H-500 x 200 x 9 x 19	H-500 x 200 x 9 x 22

階	GX1	GX2
R	H-400 x 200 x 9 x 12	H-400 x 200 x 9 x 12
4	H-400 x 200 x 9 x 12	H-400 x 200 x 9 x 12
3	H-500 x 200 x 9 x 16	H-500 x 200 x 9 x 19
2	H-500 x 200 x 9 x 16	H-500 x 200 x 9 x 19

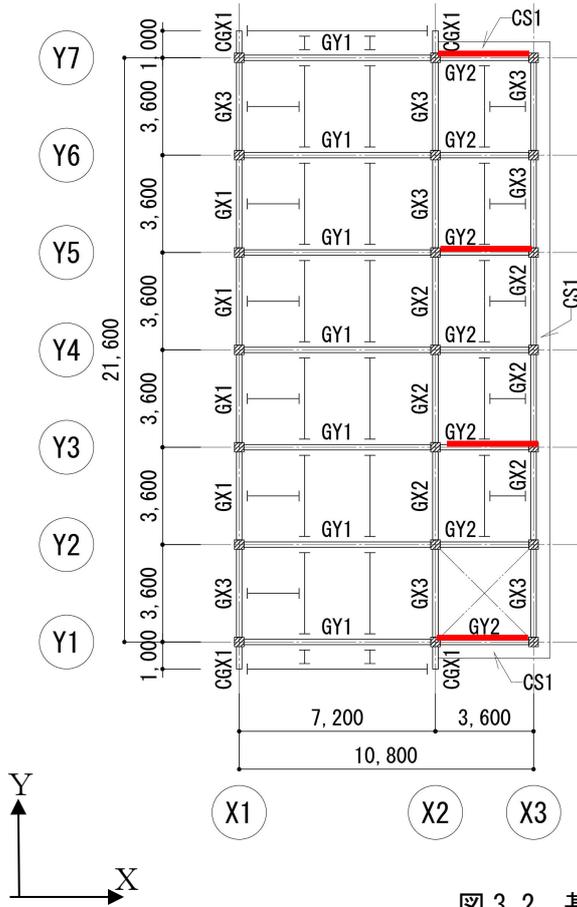


図 3.2 基準階伏図

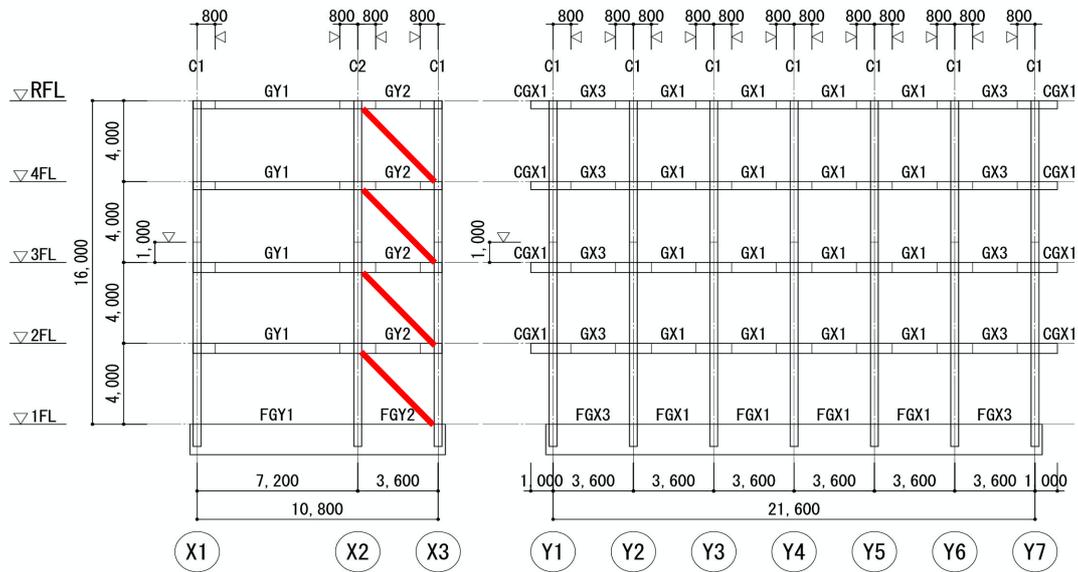


図 3.3 軸組図

3.1.8 各階重量

(1) 仮定荷重

本建築物の荷重表を表 3.9 に示す。

表 3.9 設計用床荷重

単位 N/m²

室名	固定荷重内訳				床・小梁	架構・基礎	地震	
屋根	押さえコンクリート	t=100	γ=23	2300				
	アスファルト防水			150 平均				
	RCスラブ(普通)	t=150	γ=24	3600				
	デッキプレート			150 D.L.	6500	6500	6500	
	天井・ダクト			300 L.L.	1800	1300	600	
	slab_t=150	(2750)	6500	←6500 T.L.	8300	7800	7100	
空調機械	仕上げ	t=100	γ=23	2300				
	RCスラブ(普通)	t=150	γ=24	3600				
	デッキプレート			150 D.L.	6350	6350	6350	
	天井・ダクト			300 L.L.	4900	2900	2000	
		slab_t=150	(2750)	6350	←6350 T.L.	11250	9250	8350
一般事務室	OAフロア			900				
	RCスラブ(普通)	t=150	γ=24	3600				
	デッキプレート			150 D.L.	4950	4950	4950	
	天井・ダクト			300 L.L.	2900	1800	800	
		slab_t=150	(1200)	4950	←4950 T.L.	7850	6750	5750
階段	モルタル仕上げ	t=50	γ=20	1000				
	鉄骨			1000 D.L.	2300	2300	2300	
	天井			300 L.L.	2900	1800	800	
		slab_t=50	(1300)	2300	←2300 T.L.	5200	4100	3100

各種重量	パラペット h=600	5,000	(N/m)	
	外壁 ALC パネル	1,350	(N/m ²)	
	柱 (仕上げ+耐火被覆)	550	(N/m ²)	(鉄骨自重含まず)
	はり (耐火被覆)	150	(N/m ²)	(鉄骨自重含まず)

(2) 地震荷重

各階の設計用地震荷重を表 3.10 に示す。

表 3.10 設計用地震荷重

標準せん断力係数=0.2 Z=1.0、固有周期 T=0.483 地盤種別=2 Rt=1.0

固定荷重 (kN)	積載荷重 (kN)	層重量 (kN)	総重量 (kN)	α	Ai分布	層せん断力 係数	層せん断力 (kN)	スラブ面積 (m ²)	層重量/ スラブ面積
2432	449	2881	2881	0.316	1.576	0.315	908.3	248	11.62
1835	203	2038	4919	0.540	1.324	0.265	1302.1	248	8.22
1888	203	2091	7010	0.770	1.146	0.229	1606.5	248	8.43
1892	203	2095	9105	1.000	1.000	0.200	1821.0	248	8.45

3.1.9 応力解析方針

(1) 応力解析概要

1. 床はその面内で回転を許した剛床とする。
2. 剛域・パネルゾーンは考慮しない。
3. はりは、曲げ、せん断変形を考慮する（個材のねじれは無視する。）
4. はりの剛性にはスラブの合成効果を考慮する。正曲げの剛性効果として、両側スラブ付き 2.0 倍、片側スラブ付き 1.5 倍、負曲げは 1.0 とする、正曲げ・負曲げの平均とし、両側スラブ付き 1.5 倍、片側スラブ付き 1.25 倍とする。
5. はりの軸方向変形、フレーム面外への変形は無視する。
6. 柱は、曲げ、せん断、軸方向の変形を考慮する。
7. 増分解析における柱、はり、材端剛塑性バネモデルとする。
8. ダンパーは鉛直時荷重時の軸力は負担しないものとする。

(2) 断面検定概要

1. 大梁ウェブは考慮しない。
2. 鉛直応力は節点応力、地震時応力はフェース位置とする

(3) 増分解析概要

1. 増分解析時ウェブを考慮した全断面で評価する。
2. F 値×1.1 を考慮する。
3. 外力は A_i 分布とする。

3.2 保有水平耐力計算に基づく設計

3.2.1 地震荷重に対する設計

層間変形角・剛性率・偏心率を表 3.11 および表 3.12 に示す。

X 方向

表 3.11 層間変形角

階	剛心位置 (m)		重心位置 (m)		階高 (m)	剛心位置における水平変位 (mm)				最大層間変形と位置		
	X座標	Y座標	X座標	Y座標		上端変位	下端変位	層間変位	変形角	層間変位	変形角	発生位置
4	6.01	11.77	4.99	11.80	4.00	32.60	24.80	7.80	1/ 513	7.90	1/ 506	X01,Y08
3	6.05	11.81	5.04	11.91	4.00	24.80	16.00	8.80	1/ 455	8.90	1/ 449	X01,Y08
2	6.10	11.80	5.07	11.95	4.00	16.00	7.30	8.70	1/ 460	8.80	1/ 455	X01,Y08
1	6.07	11.81	5.08	11.98	4.00	7.30	0.00	7.30	1/ 548	7.50	1/ 533	X01,Y08

Y 方向

階	剛心位置 (m)		重心位置 (m)		階高 (m)	剛心位置における水平変位 (mm)				最大層間変形と位置		
	X座標	Y座標	X座標	Y座標		上端変位	下端変位	層間変位	変形角	層間変位	変形角	発生位置
4	6.01	11.77	4.99	11.80	4.00	25.10	19.50	5.50	1/ 727	6.10	1/ 656	X01,Y02
3	6.05	11.81	5.04	11.91	4.00	19.50	13.00	6.60	1/ 606	7.20	1/ 556	X01,Y02
2	6.10	11.80	5.07	11.95	4.00	13.00	6.30	6.70	1/ 597	7.40	1/ 541	X01,Y02
1	6.07	11.81	5.08	11.98	4.00	6.30	0.00	6.30	1/ 635	6.90	1/ 580	X01,Y02

X 方向

表 3.12 剛性率・偏心率

階	水平剛性 (kN/m)	階高 (m)	層間変形 (mm)	階高/層間変形 rs	Rsの 相加平均	剛性率 Rs	振れ剛性 (kN・m)	重心位置 (m)	剛心位置 (m)	偏心距離 (m)	弾力半径 (m)	偏心率 Re
4	116	4.00	7.8	512.8	493.8	1.039	0.902	11.80	11.77	0.03	8.82	0.003
3	148	4.00	8.8	454.5		0.921	0.113	11.91	11.81	0.10	8.76	0.011
2	185	4.00	8.7	459.8		0.931	0.139	11.95	11.80	0.15	8.67	0.017
1	250	4.00	7.3	547.9		1.110	0.183	11.98	11.81	0.17	8.58	0.020

Y 方向

階	水平剛性 (kN/m)	階高 (m)	層間変形 (mm)	階高/層間変形 rs	Rsの 相加平均	剛性率 Rs	振れ剛性 (kN・m)	重心位置 (m)	剛心位置 (m)	偏心距離 (m)	弾力半径 (m)	偏心率 Re
4	164	4.00	5.5	727.3	641.3	1.134	0.902	4.99	6.01	1.02	7.42	0.137
3	199	4.00	6.6	606.1		0.945	0.113	5.04	6.05	1.01	7.56	0.134
2	240	4.00	6.7	597.0		0.931	0.139	5.07	6.10	1.02	7.61	0.134
1	290	4.00	6.3	634.9		0.990	0.183	5.08	6.07	0.99	7.96	0.124

3.2.2 保有水平耐力結果

建物の保有水平耐力は何れかの階の層間変形角が 1/75 に達した時点とする。

以下に $D_s=0.25$ 、 $F_s=1.00$ とした必要保有水平耐力および保有水平耐力(X 方向)を、表 3.13 並びに図 3.4 に示す。

表 3.13 保有水平耐力結果

階	総重量 (kN)	Ai分布	層せん断力 係数	層せん断力 (kN)	剛性率	Fs	偏心率	Fe	Ds	必要保有水平耐力	保有耐力		判定
										Qun	Qu	Qu/Qun	
4	2881	1.576	1.576	4541.6	1.039	1.00	0.003	1.00	0.25	1135	3124	2.75	OK
3	4919	1.324	1.324	6510.5	0.921	1.00	0.011	1.00	0.25	1628	4479	2.75	OK
2	7010	1.146	1.146	8032.4	0.931	1.00	0.017	1.00	0.25	2008	5526	2.75	OK
1	9105	1.000	1.000	9105.0	1.110	1.00	0.020	1.00	0.25	2276	6255	2.75	OK

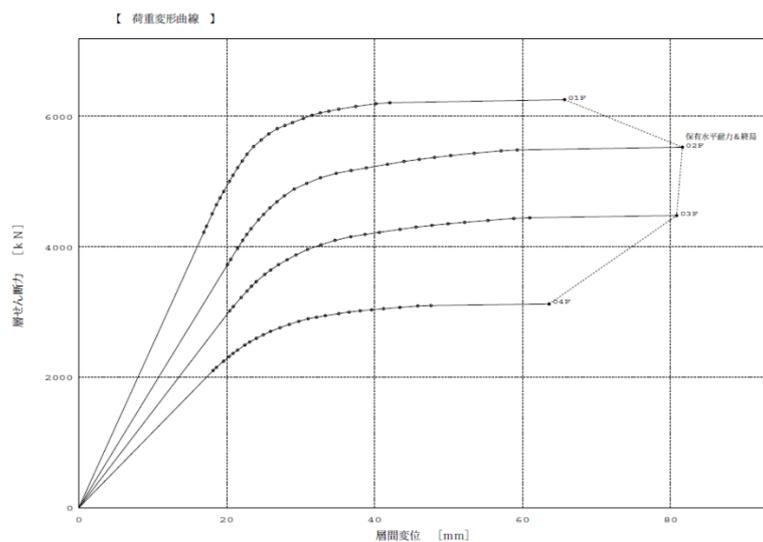


図 3.4 荷重—変位曲線

3.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

3.3.1 梁端部破断限界塑性率の算定

各層の劣化耐力開始時点(δ_{si})は、当該層の何れかの大梁端部が次式から算出される破断限界塑性率に達した時点とする。破断限界塑性率の算定式を式(3.1)に示し、各地震波で得られた破断限界塑性率を表 3.14 に示す。梁端部の等価な繰返し回数(bN_e)と接合部の仕様の違いで決まる定数(C)より決定する。

$$\mu_{bi} = k_2 \times C \times (bN_e/k_1)^{-\beta} \quad (3.1)$$

ここで

$$k_2 = 325/b_{\sigma y} = 325/235 = 1.385 \quad (\text{SN400B})$$

C : スカラップ 4.0 ノンスカラップ 5.6 高性能仕口 8.0

$$bN_e = n \times sN_e$$

n=2.5 (部材の塑性率が決定するスパンが 3.6m)

sN_e : 層の等価な繰返し回数 : 告示波 (標準波) $sN_e = 1.0$ 、断層近傍波 (断層近傍の地震動) $sN_e = 0.75$ 、長継続時間波 (長継続時間地震動) $sN_e = 2.3$

k_1 : 歪集中を表す補正係数 (=1.0)

表 3.14 採用地震波と破断限界塑性率一覧

	sNe	bNe	μ_{bi}		
			スカラップ	ノンスカラップ	高性能仕口
告示波	1.00	2.50	4.08	5.71	8.15
断層近傍波	0.75	1.88	4.49	6.28	8.97
長継続時間波	2.30	5.75	3.09	4.32	6.18

地震動の大きさとして告示波、断層近傍波に対しては 1.0Vs、1.5Vs、2.0Vs、長継続地震波は 1.0Vs、1.25Vs、1.5Vs を算出する。

3.3.2 柱端部の限界塑性率の算定

1 階柱脚部の限界塑性率は、以下の式(3.2)より算出する。

$$\mu = 325/\sigma_y \times C \times N_{90\%}^{-\beta} \quad (3.2)$$

ここで

$$cN_e = n_c \times sN_e (=N_{90\%})$$

n_c : 柱脚の等価な繰返し回数比で柱梁耐力比により決まる

sN_e : 層の等価な繰返し回数

疲労性能評価式の係数(C, β)を表 3.15(a)、繰返し回数比(n_c)を表 3.15(b)に示す。

表 3.15(a) 性能評価式係数(C, β)

一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

表 3.15(b) 繰り返し回数比(nc)

外柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 2.0 未満	2.0 以上
	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 1.6 未満	1.6 以上
	1.5	1.0	0.3

1 階柱脚の限界塑性率を表 3.16 に示す。静的増分解析の結果、本建物では全ての地震波において、1 階の塑性率より 2 階大梁の塑性率が、先に限界塑性率に達することを確認した。

内柱

表 3.16 柱端部の限界塑性率一覧

	B	D	tf	tw	σ_y	E	柱梁 耐力比	sNe	nc	cNe	一般化 幅厚比	係数C	係数β	N ₉₀	μ
告示波	350	350	22	22	345	2.05	0.82	1.00	1.5	1.50	0.653	6.16	0.24	1.50	5.265
断層近傍波	350	350	22	22	345	2.05	0.82	0.75	1.5	1.13	0.653	6.16	0.24	1.13	5.641
長継続時間波	350	350	22	22	345	2.05	0.82	2.30	1.5	3.45	0.653	6.16	0.24	3.45	4.311

外柱

	B	D	tf	tw	σ_y	E	柱梁 耐力比	sNe	nc	cNe	一般化 幅厚比	係数C	係数β	N ₉₀	μ
告示波	350	350	19	19	345	2.05	1.55	1.00	1.0	1.00	0.756	6.16	0.24	1.00	5.803
断層近傍波	350	350	19	19	345	2.05	1.55	0.75	1.0	0.75	0.756	6.16	0.24	0.75	6.218
長継続時間波	350	350	19	19	345	2.05	1.55	2.30	1.0	2.30	0.756	6.16	0.24	2.30	4.751

3.3.3 ダンパーの設定とケーススタディ

(1) ダンパー設定

ダンパーの等価剛性は以下の式(3.3)により求めた。設計では鉛直荷重時のダンパーの剛性はゼロとし、ダンパーには長期軸力が作用しないものとして検討した。

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_d} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_r}} \quad (3.3)$$

ここで

$$K_d = \frac{E \cdot A_d}{L_d} \quad K_b = \frac{E \cdot A_b}{L_b} \quad K_r = \frac{E \cdot A_r}{L_r}$$

A_d : ダンパー部の断面積

L_d = 1700mm F = 205N/mm²(LY225)

A_b = A_d × 2 L_b = 2000mm F = 235N/mm²(SN400B)

A_r = ∞ E = 205000 N/mm²

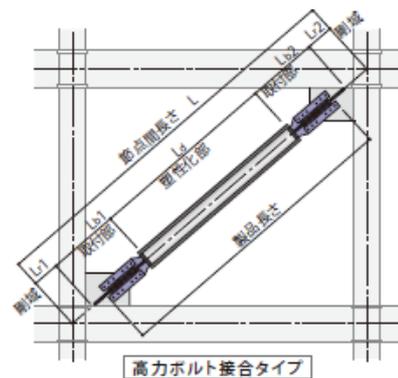


図 3.5 ダンパーの各部設定

(2) ダンパーの累積塑性変形倍率定

3.1.5 に示した準拠する法令等の 5)³⁻¹)より、ダンパー芯材の径/厚比や鋼材種別からダンパーの許容累積塑性変形倍率を式 3.4 にて求める。図 3.6 に、式(3.4)を図示する。

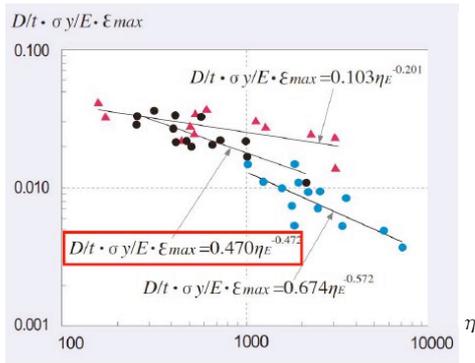


図 3.6 許容累積塑性変形倍率の設定³⁻¹⁾

$$\eta = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{0.470} \cdot \frac{D}{t} \cdot \frac{\sigma_y}{E} \cdot \varepsilon \right)^{-1/0.472} \quad (3.4)$$

片側 既往の研究
より決定 $\varepsilon = \frac{R \sin \theta \cos \theta}{\lambda}$
R: 最大層間変形角
 θ : 取り付け角度

ここで

D/t: 軸力管の径厚比 E: ヤング係数

σ_y : 降伏応力度

(3) ダンパーの変形集中率 γ_d の考慮

ダンパーの塑性化部の変形集中率は以下の式 3.5 により求める。

$$\gamma_d = \frac{\lambda L_{br}}{2EA_{br}} \left(\frac{L_{br}}{L_d} \right)^2 {}_s K_d \quad {}_r \eta_{di} = \frac{\eta_{di}}{\gamma_{di}} \quad (3.5)$$

(4) ダンパーの配置

D1: 各階 Q_{dui} が一定となるダンパー配置

各階に同じ耐力のダンパー(降伏耐力 185kN)を取り付けた架構にて検討。各階の Q_{dui}/Q_{ui} を以下の表 3.17 に示す。

表 3.17 ダンパー配置 (D1)

階	D	t	D/t	R	ε (%)	η	K	Q(kN)	Q_{dui}/Q_{ui}
4F	101.6	3.2	31.75	0.010	0.7599	270	49.9	185	0.17
3F	101.6	3.2	31.75	0.010	0.7599	270	49.9	185	0.12
2F	101.6	3.2	31.75	0.010	0.7599	270	49.9	185	0.09
1F	101.6	3.2	31.75	0.010	0.7599	270	49.9	185	0.08

D2: 各階で $Q_{dui}/Q_{ui}=0.5$ 程度なるダンパー配置

各階主架構の保有水平耐力(Q_{ui})に対して 50%程度のダンパー耐力を取り付けた架構にて検討。各階のダンパー耐力を以下の表 3.18 に示す。

表 3.18 ダンパー配置 (D2)

階	D	t	D/t	R	ε (%)	η	K	Q	Q_{dui}/Q_{ui}
4F	125.0	7.0	17.86	0.010	1.0518	459	143.8	532	0.50
3F	152.4	8.0	19.05	0.010	1.0518	400	201.1	744	0.47
2F	175.0	9.0	19.44	0.010	1.0518	383	260.0	962	0.49
1F	203.0	9.0	22.56	0.010	1.0518	280	303.9	1124	0.50

3.3.4 復元力特性の設定および主架構の保有エネルギーの算出

ダンパーを取り付けた架構にて増分解析を行い、ダンパーの荷重—変形関係を除いた荷重—変形関係結果より、上記破断限界塑性率に達した時点で主架構の復元力特性を算出した。作成の一例を図 3.7 に示す。

(下記青線は層せん断力からダンパーのせん断力を除いた量)

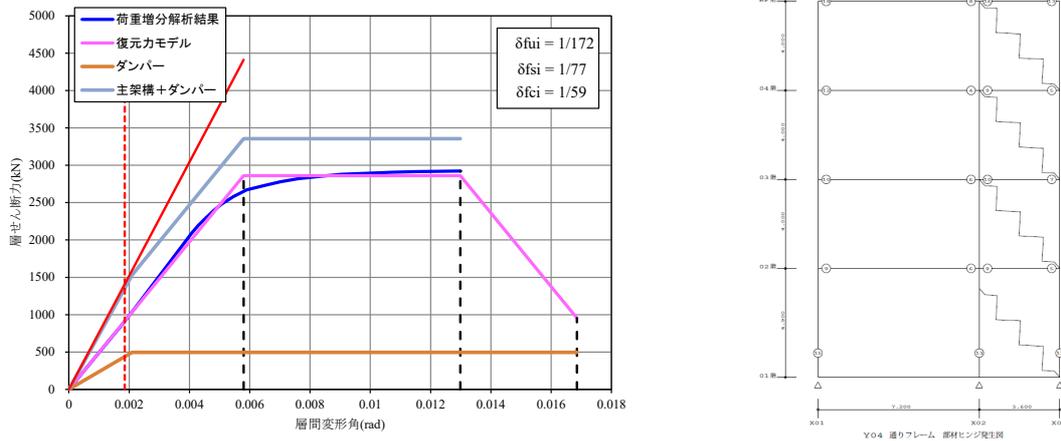


図 3.7 復元力特性作成一例

次頁の図 3.8～図 3.16 に、以下に示すダンパー有無 (3 種)、採用地震波 (3 種)、仕口形式 (3 種) によるパラメータで設定された建物モデルの各層 (上から 4 層、3 層、2 層、1 層) の主架構とダンパーの荷重増分解析等の結果とそれに基づいて設定した復元力モデルを示す。

ダンパーなし (ND)

図 3.8 は、告示波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.9 は、断層近傍波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.10 は、長継続地震波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

ダンパーあり (D1)

図 3.11 は、告示波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.12 は、断層近傍波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.13 は、長継続地震波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

ダンパーあり (D2)

図 3.14 は、告示波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.15 は、断層近傍波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.16 は、長継続地震波で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

告示波ダンパーなし(ND)

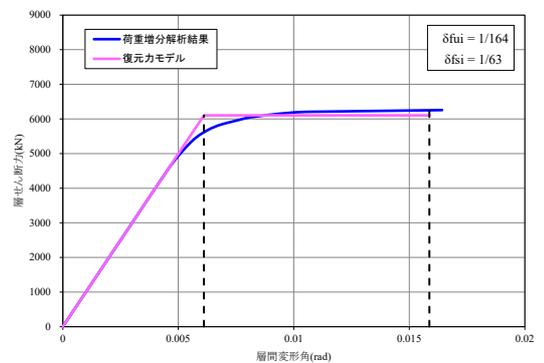
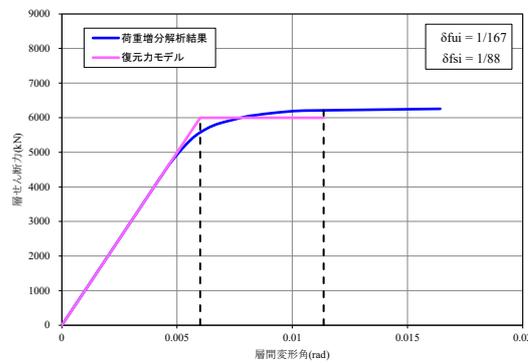
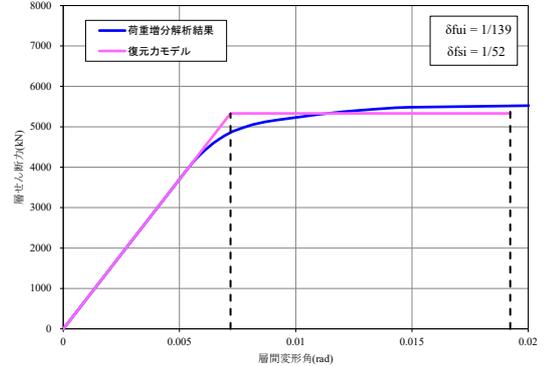
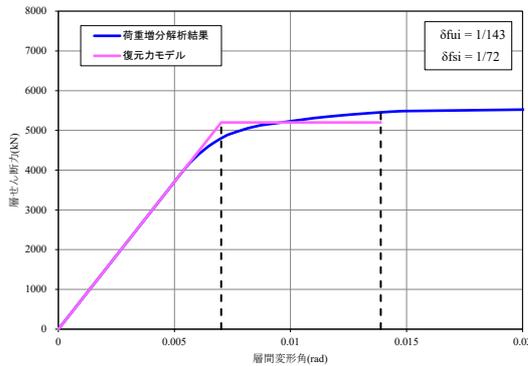
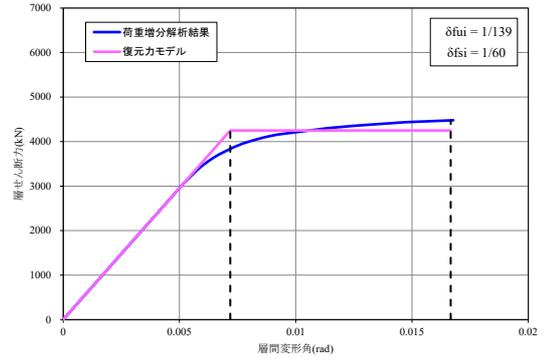
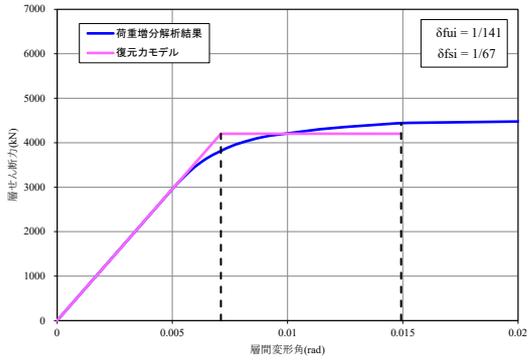
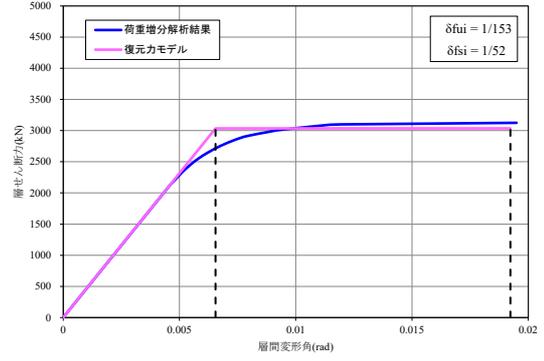
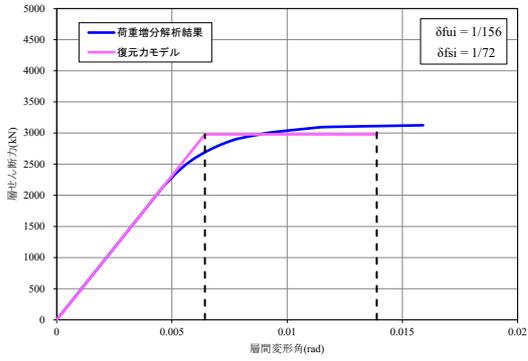


図 3.8(a) スクラップ形式 ($\mu_{bi}=4.08$)

図 3.8(b) ノンスクラップ形式 ($\mu_{bi}=5.71$)

断層近傍波ダンパーなし(ND)

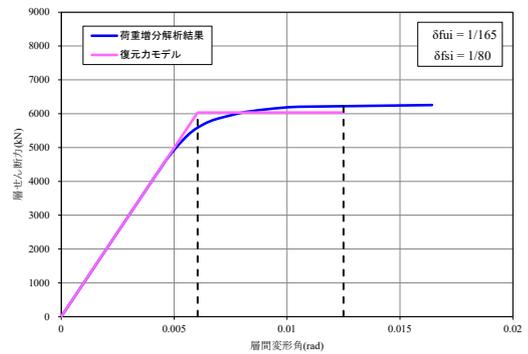
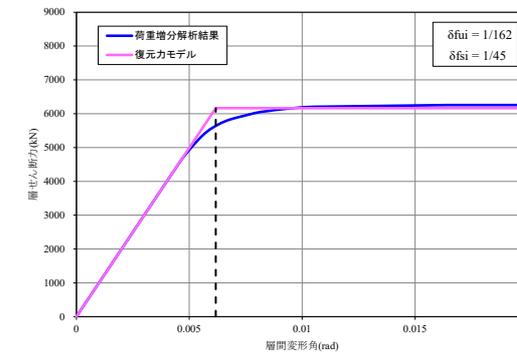
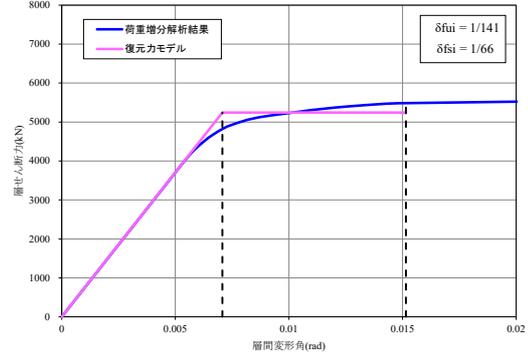
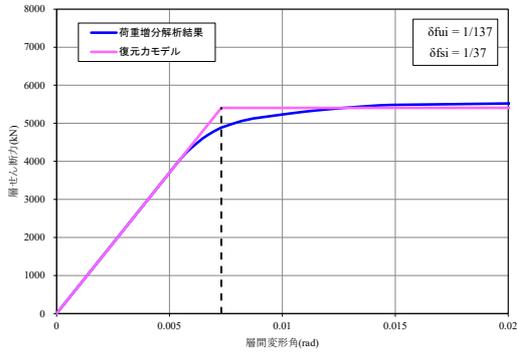
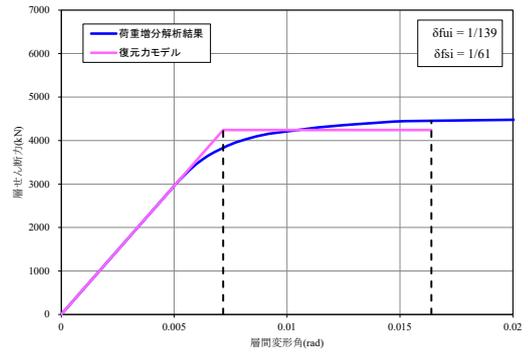
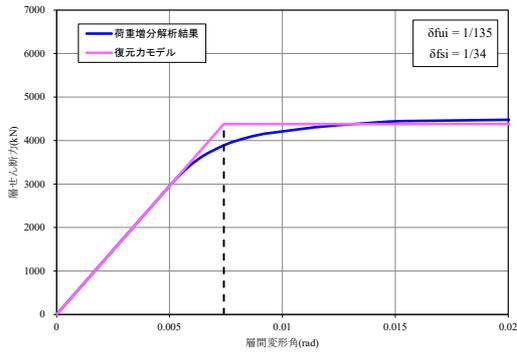
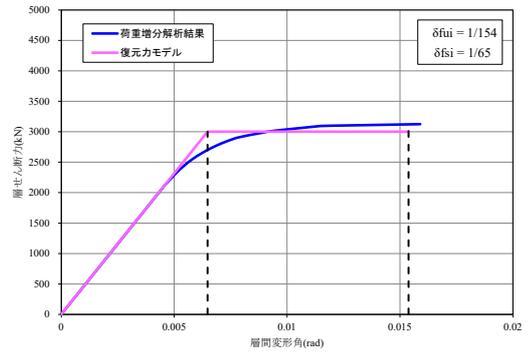
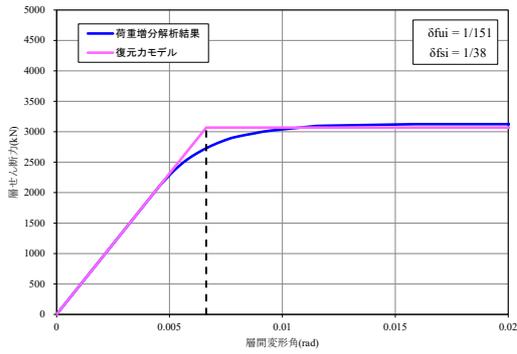


図 3. 8(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.15$)

図 3. 9(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.49$)

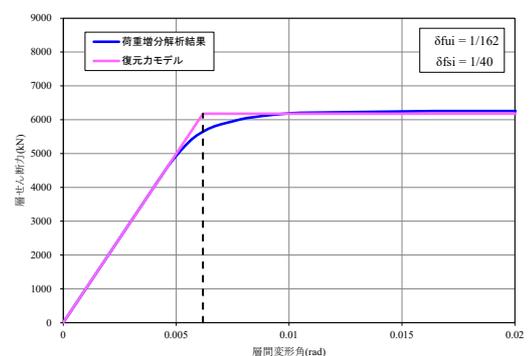
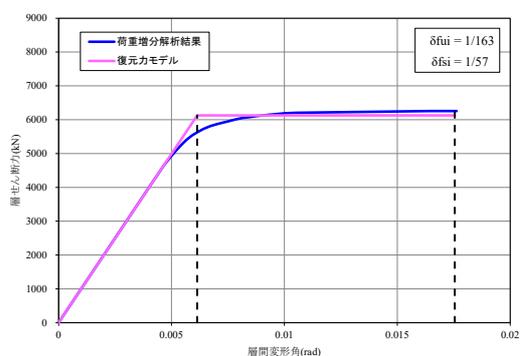
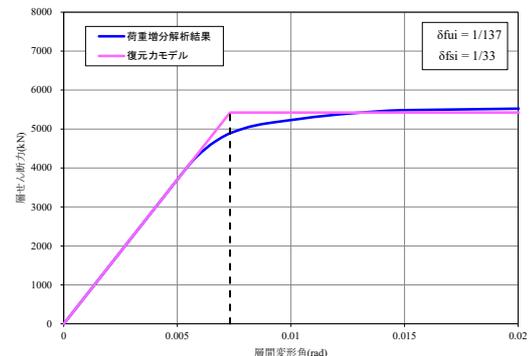
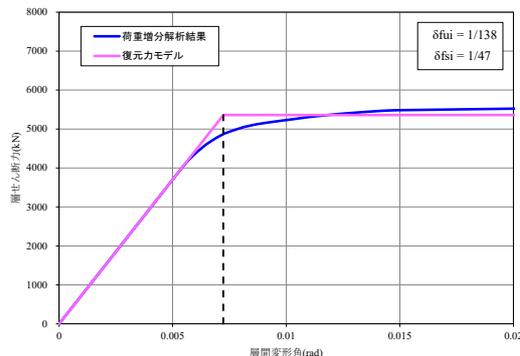
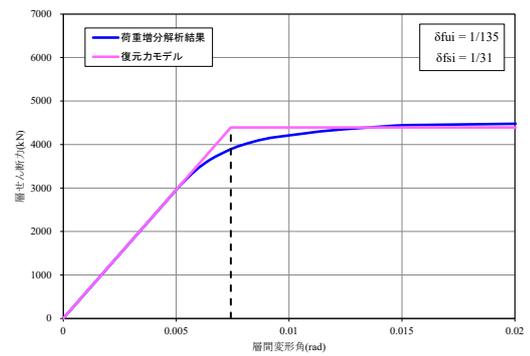
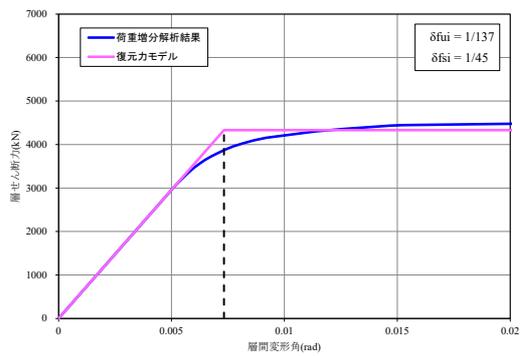
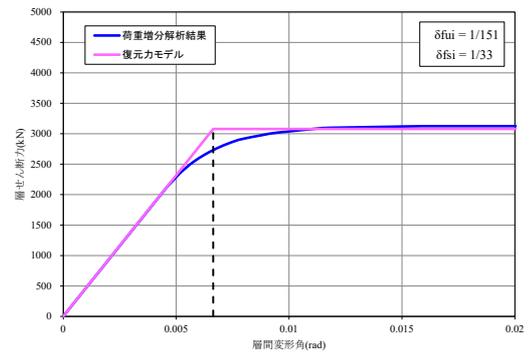
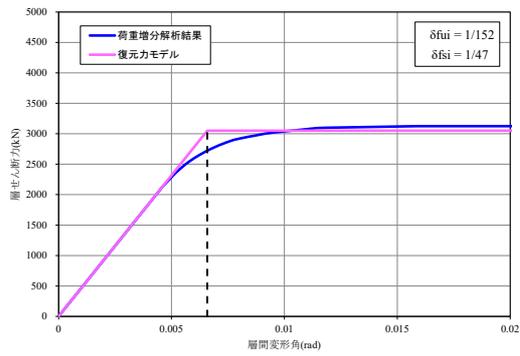


図 3.9(b) ノンスラップ形式 ($\mu_{bi}=6.28$)

図 3.9(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.97$)

長継続時間波ダンパーなし(ND)

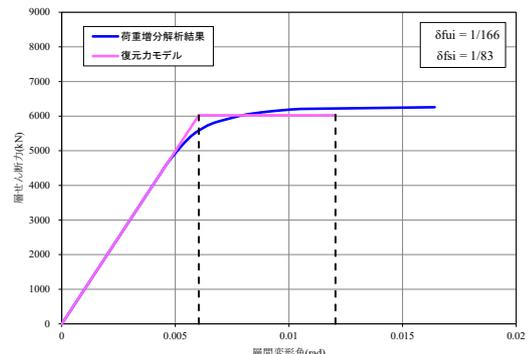
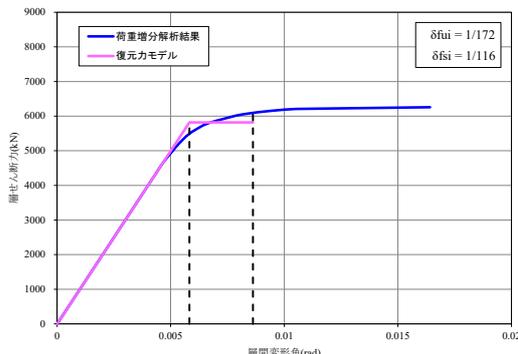
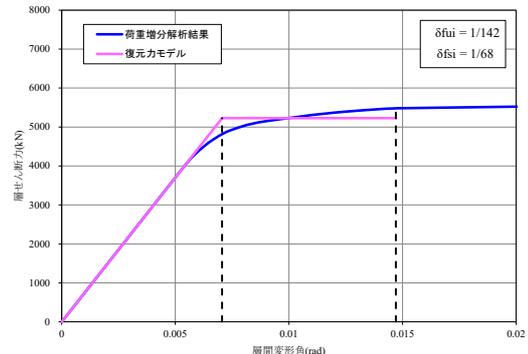
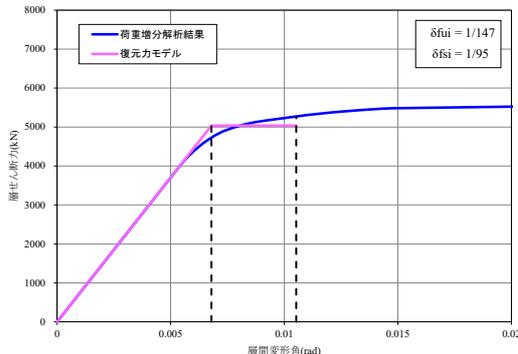
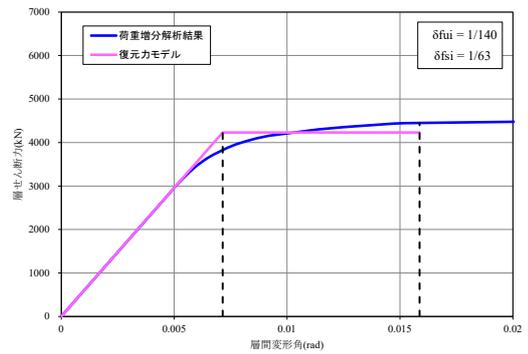
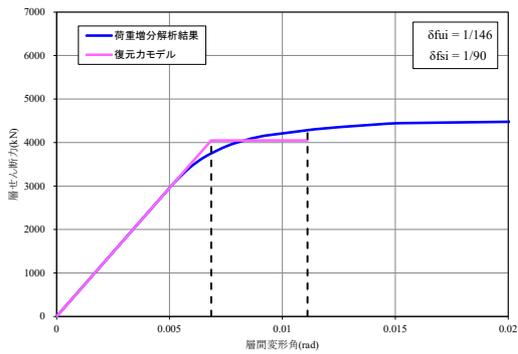
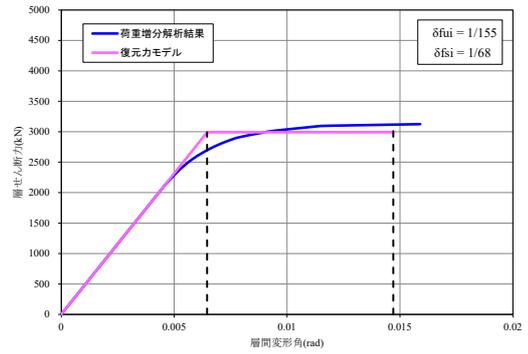
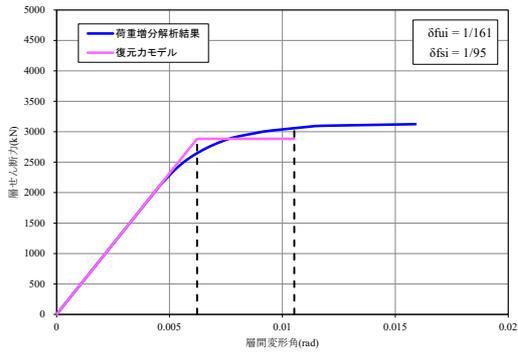


図 3.10(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=3.09$)

図 3.10(b) ノンスカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.32$)

告示波ダンパーあり(D1)

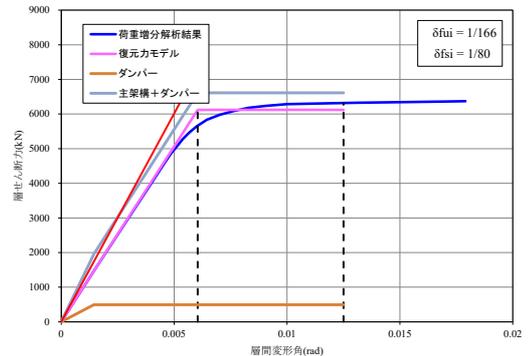
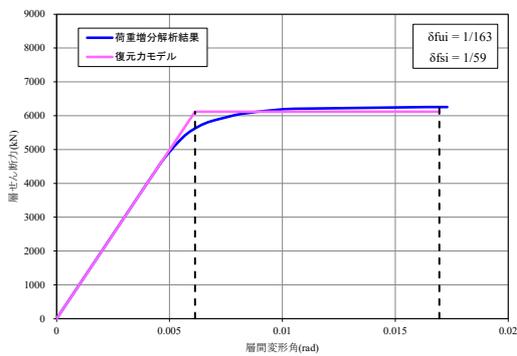
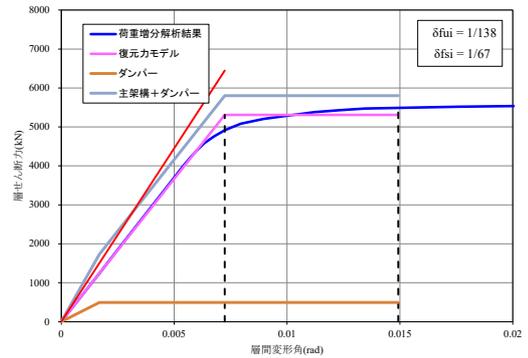
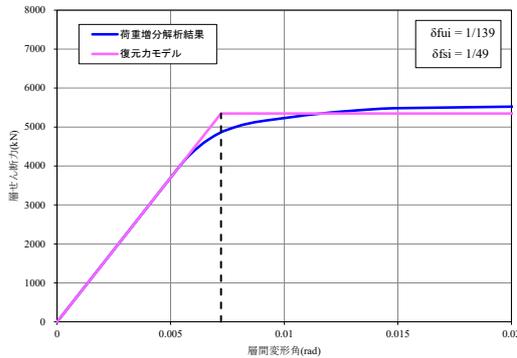
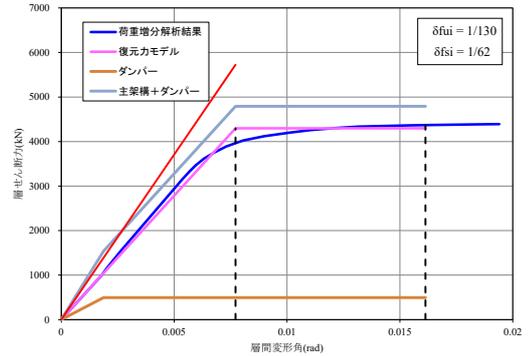
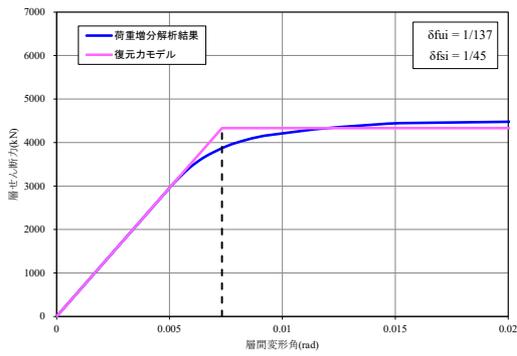
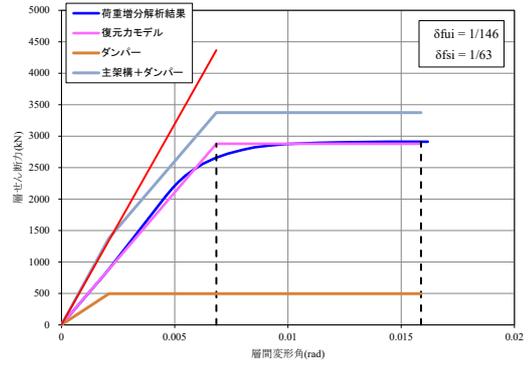
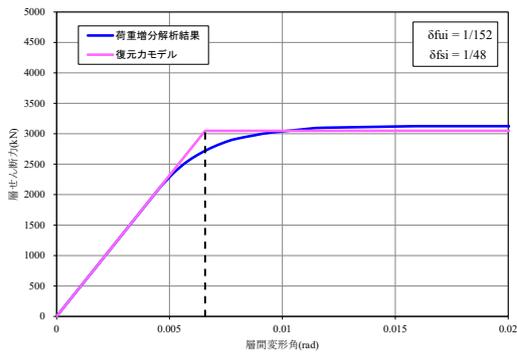


図 3. 10(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=6.18$)

図 3. 11(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.08$)

告示波ダンパーあり(D1)

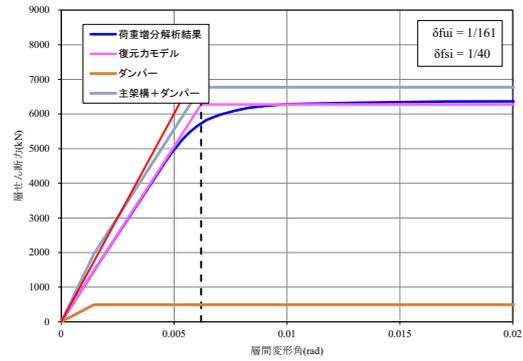
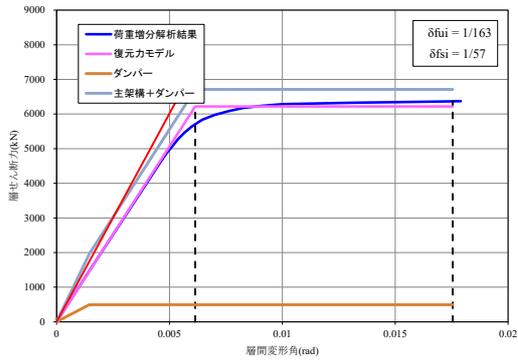
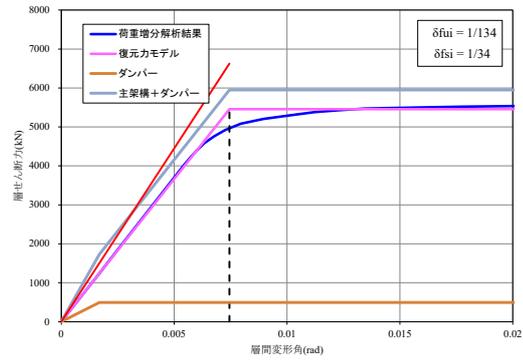
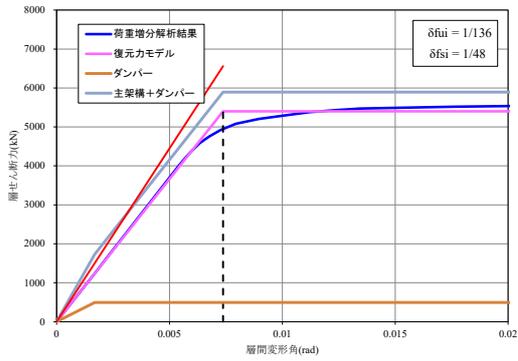
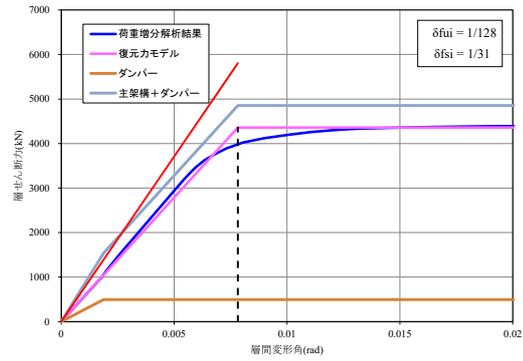
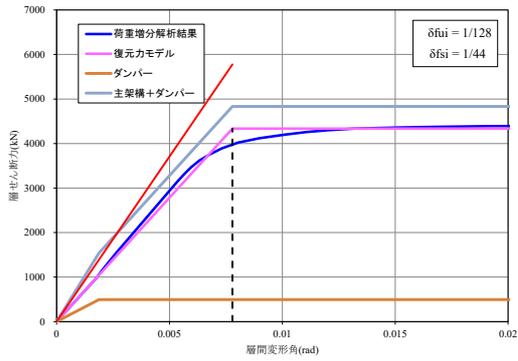
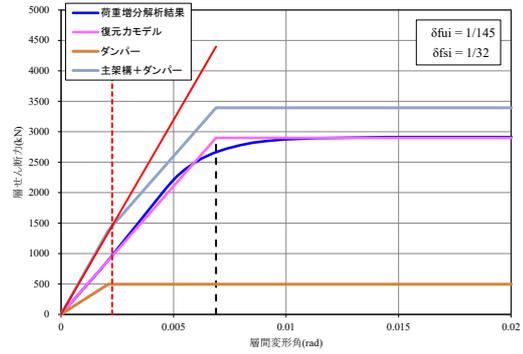
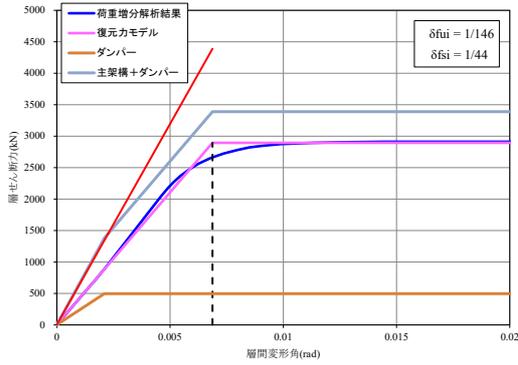


図 3.11 (b) ノンスラップ形式 ($\mu_{bi}=5.71$)

図 3.11 (c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.15$)

断層近傍波ダンパーあり(D1)

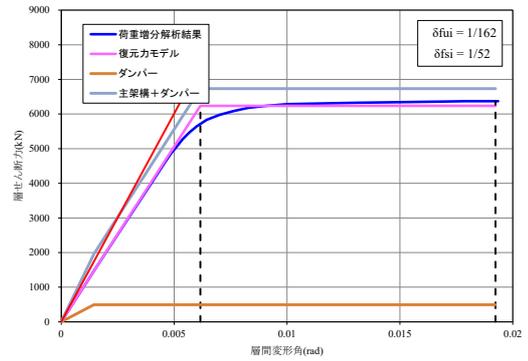
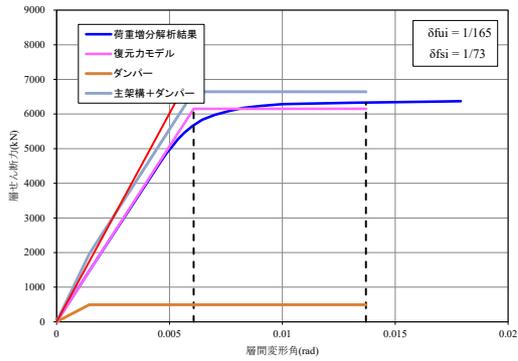
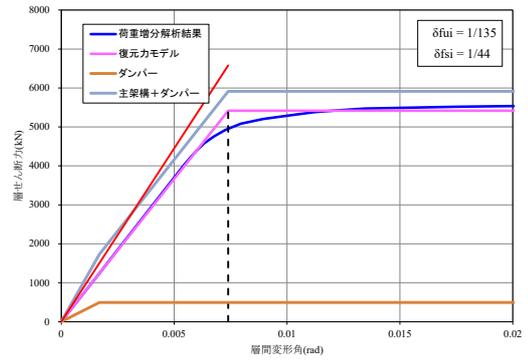
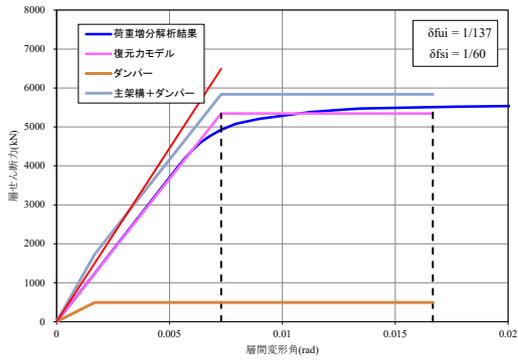
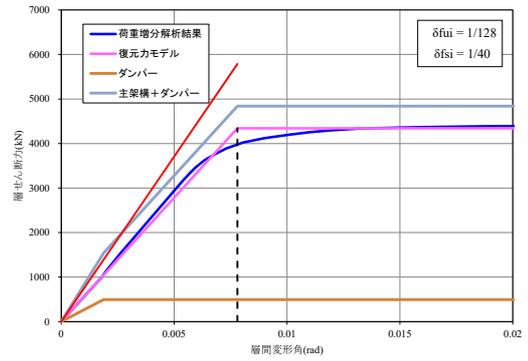
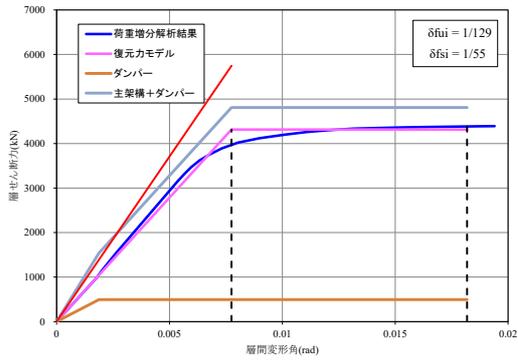
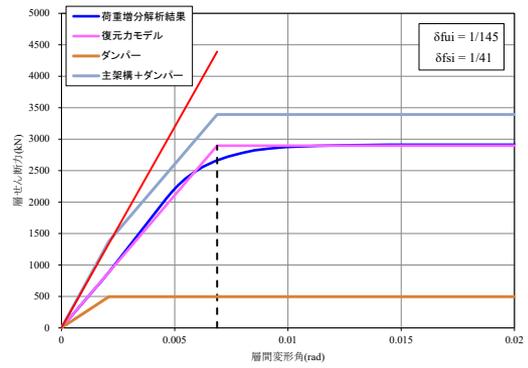
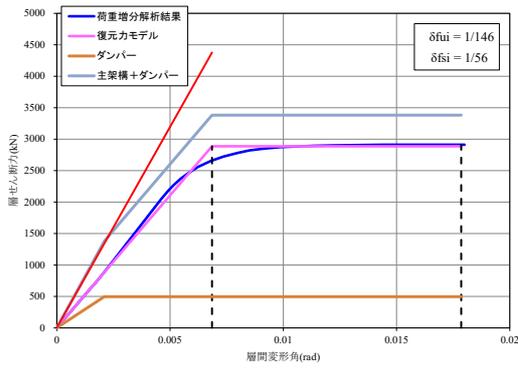


図 3. 12(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.49$)

図 3. 12(b) ノンスカラップ形式 ($\mu_{bi}=6.28$)

長継続時間波ダンパーあり(D1)

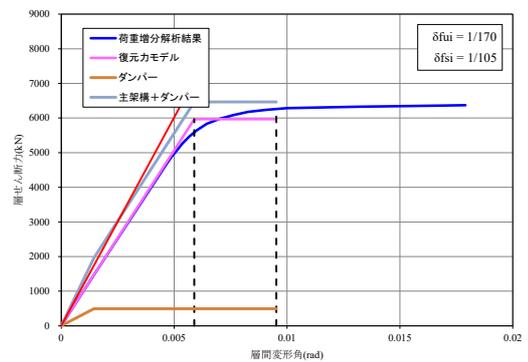
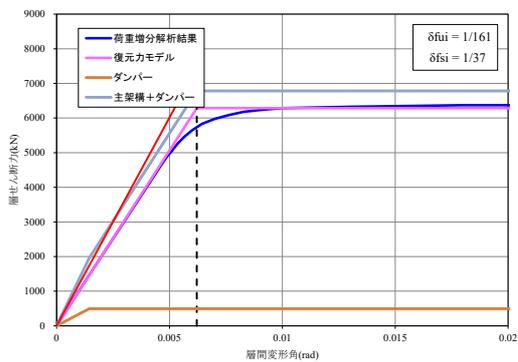
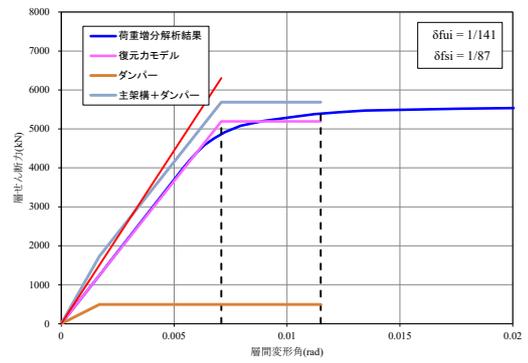
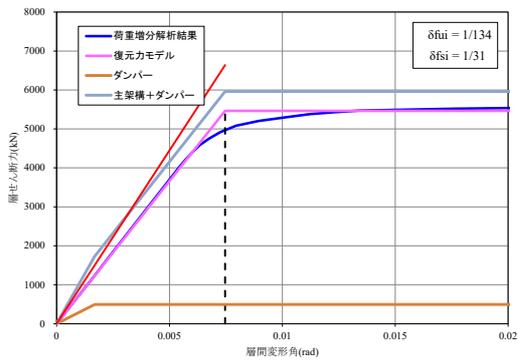
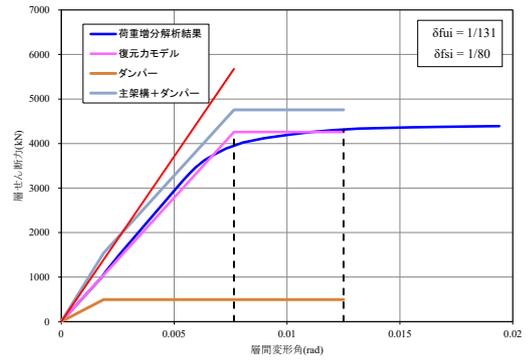
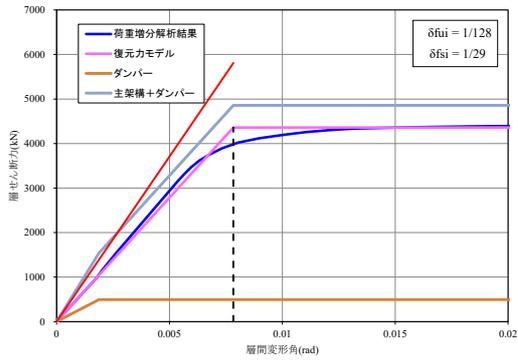
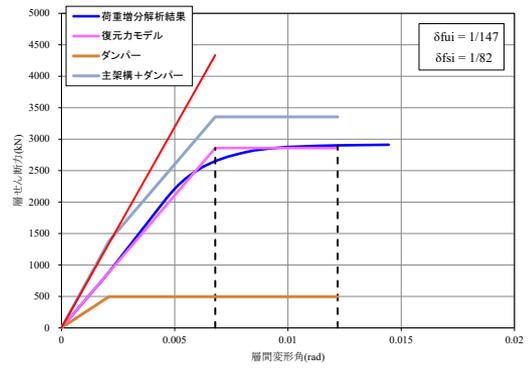
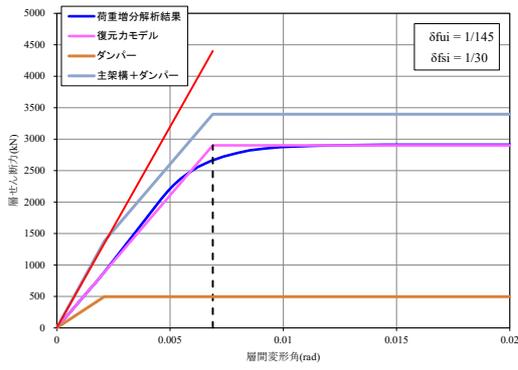


図 3. 12(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.97$)

図 3. 13(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=3.09$)

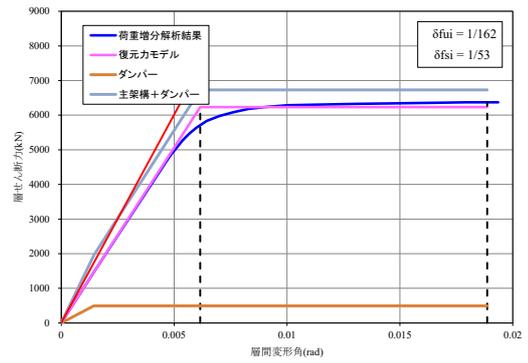
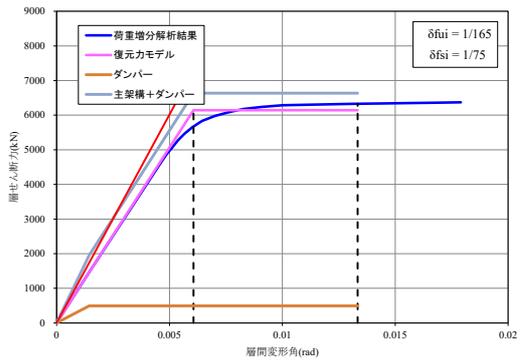
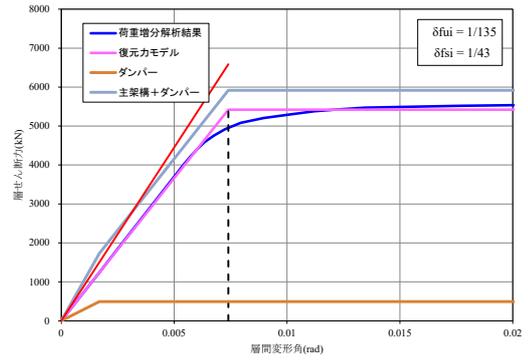
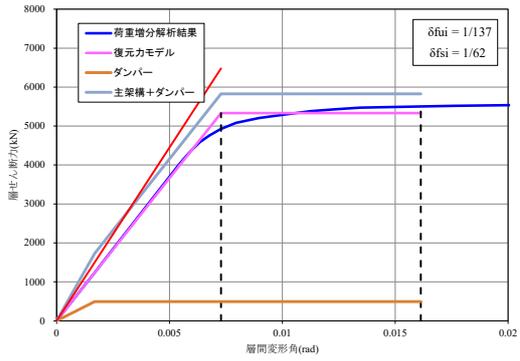
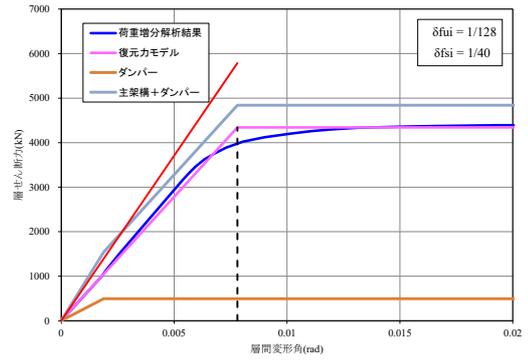
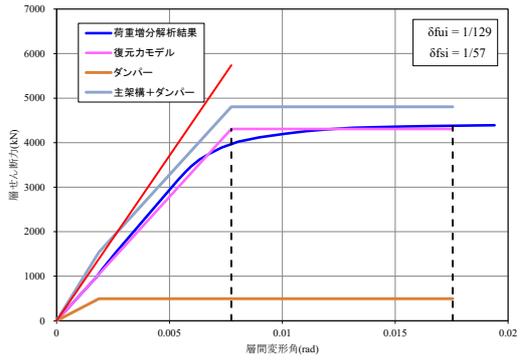
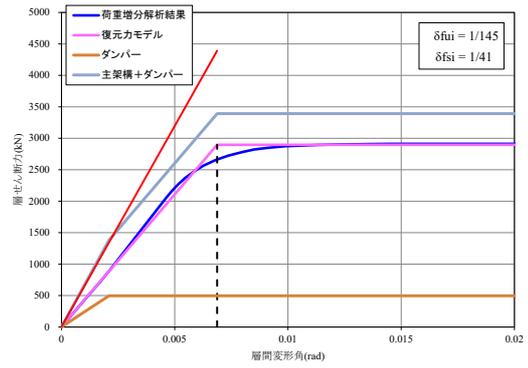
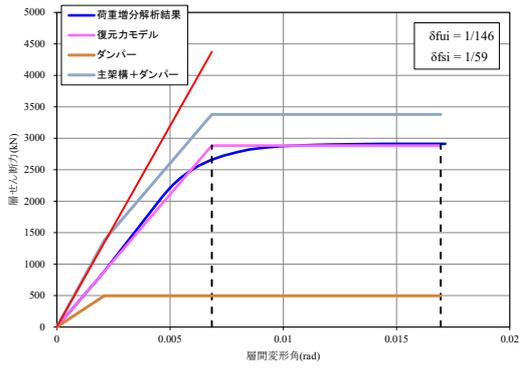


図 3.13 (b) ノンスラップ形式 ($\mu_{bi}=4.32$)

図 3.13 (c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=6.18$)

告示波ダンパーあり(D2)

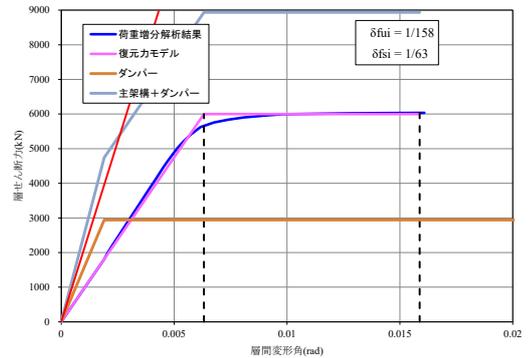
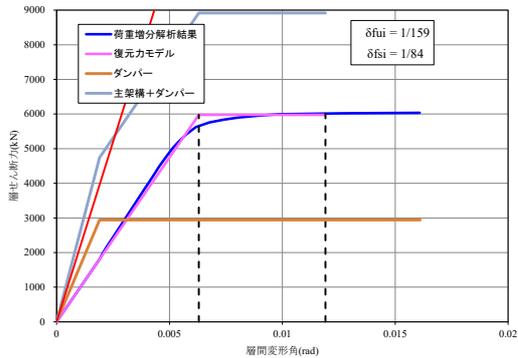
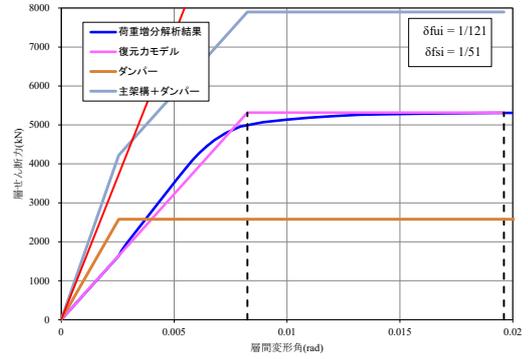
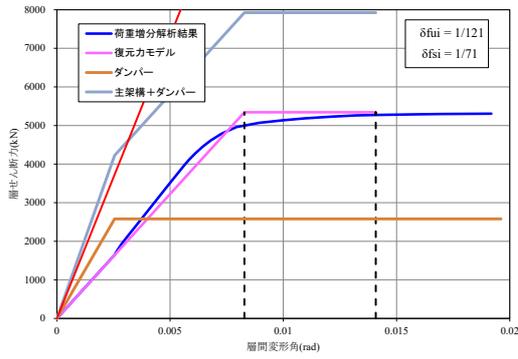
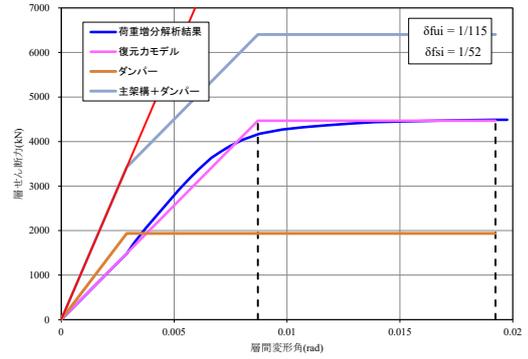
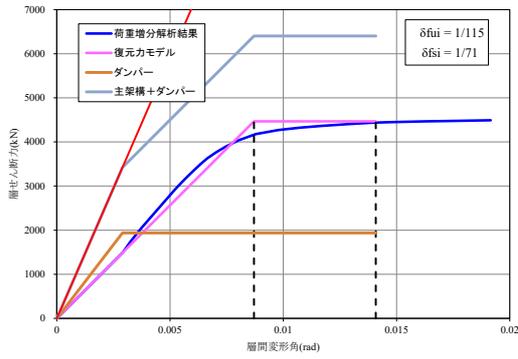
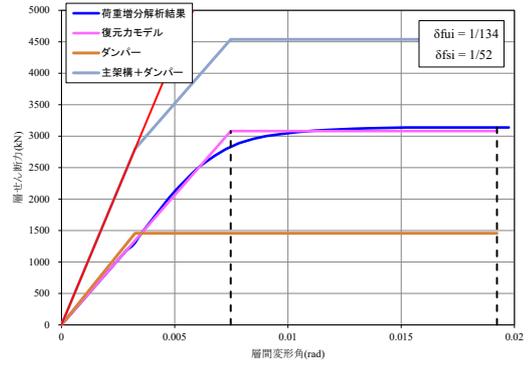
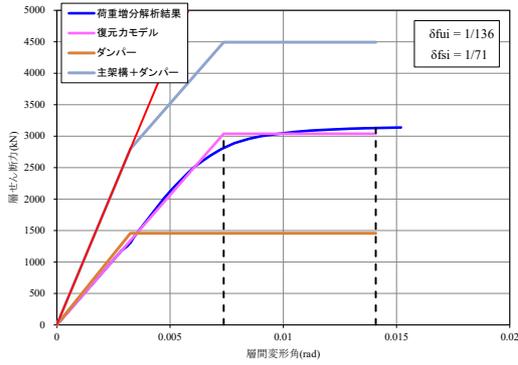


図 3. 14(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.08$)

図 3. 14(b) ノンスカラップ形式 ($\mu_{bi}=5.71$)

断層近傍波ダンパーあり(D2)

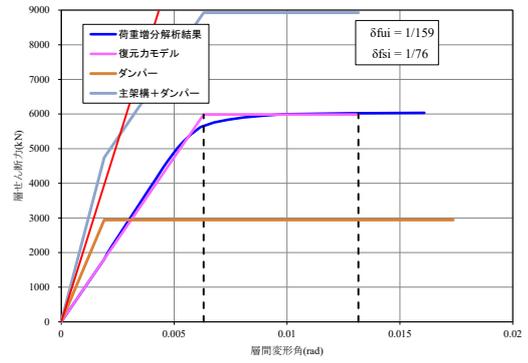
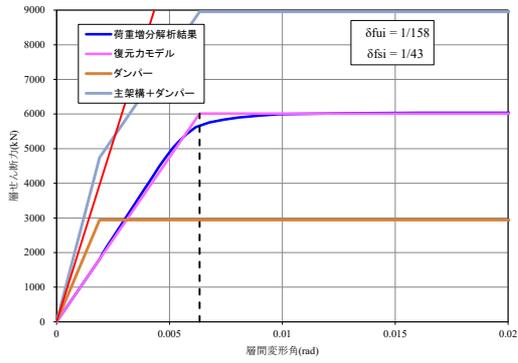
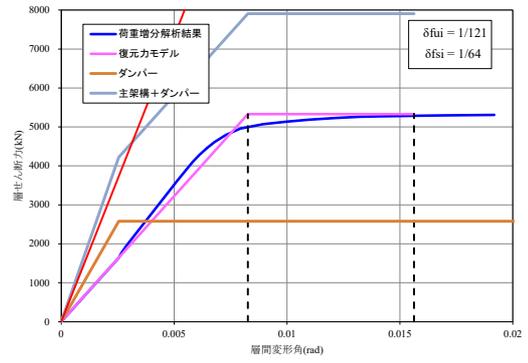
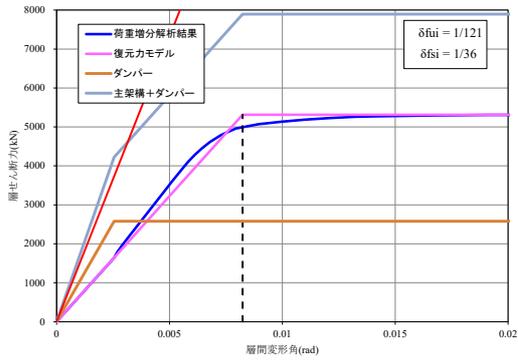
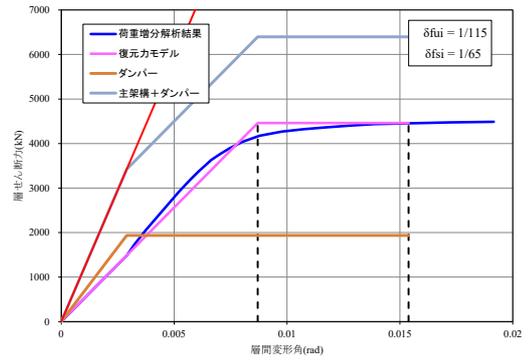
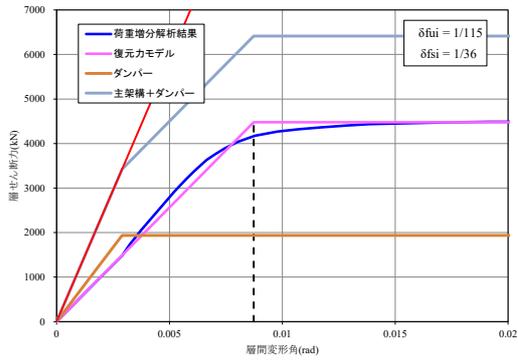
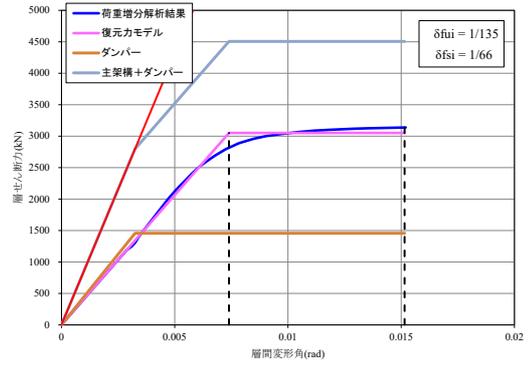
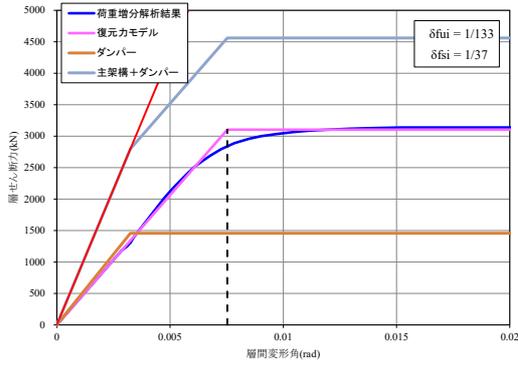


図 3. 14(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.15$)

図 3. 15(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.49$)

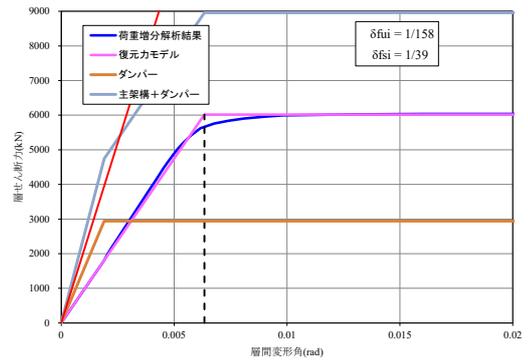
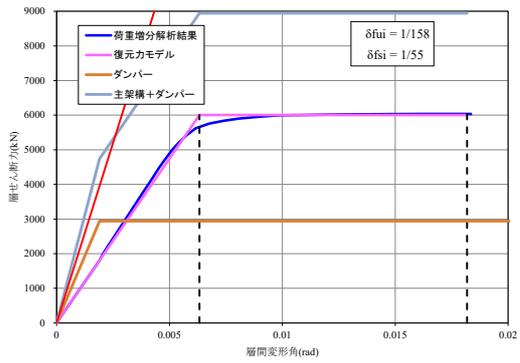
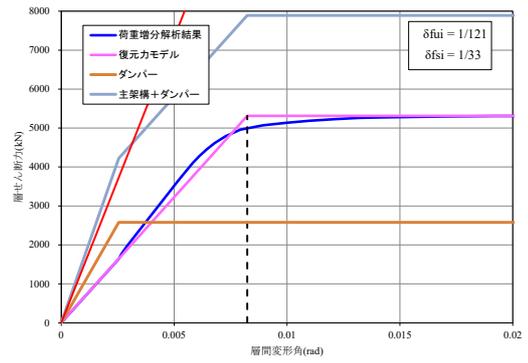
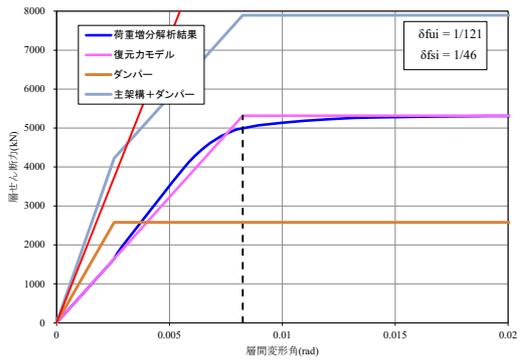
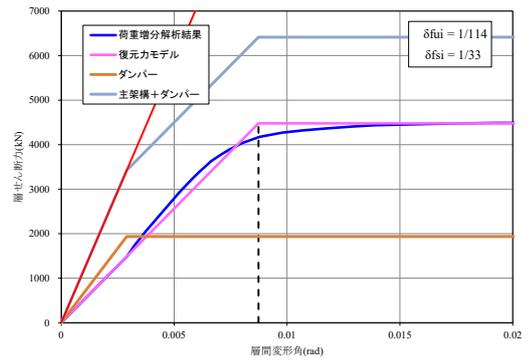
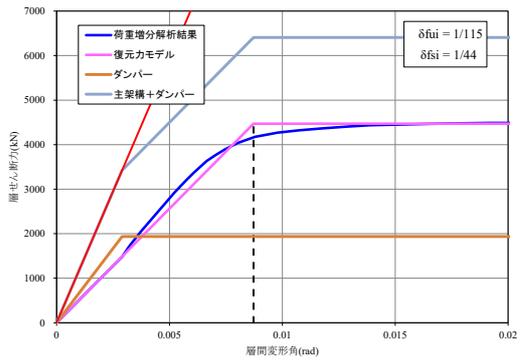
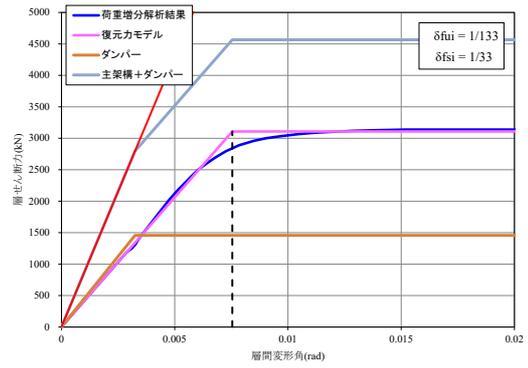
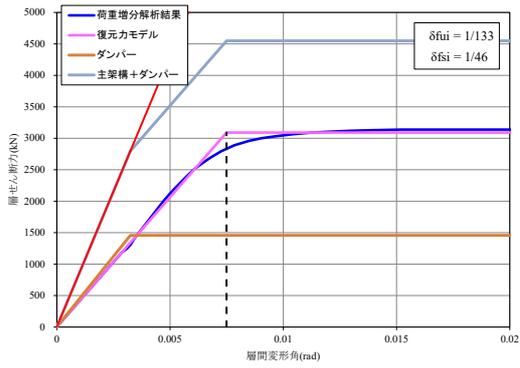


図 3.15 (b) ノンスラップ形式 ($\mu_{bi}=6.28$)

図 3.15 (c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.97$)

長継続時間波ダンパーあり(D2)

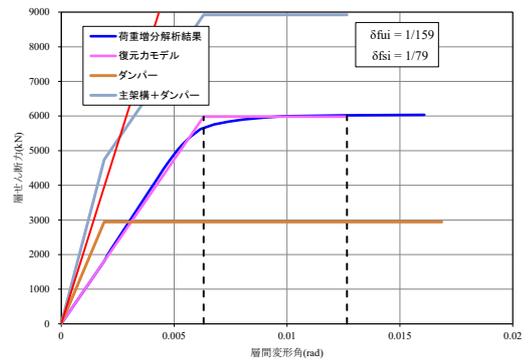
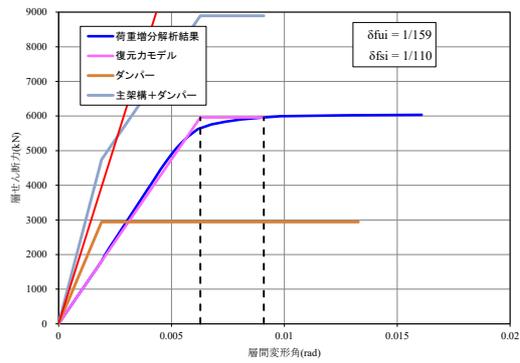
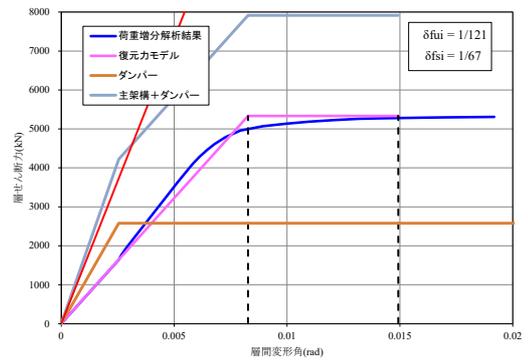
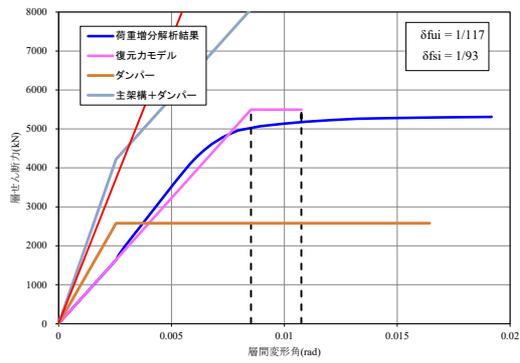
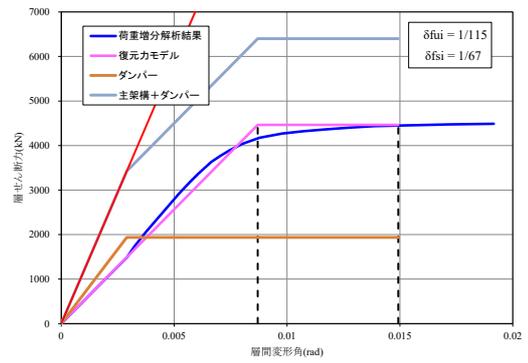
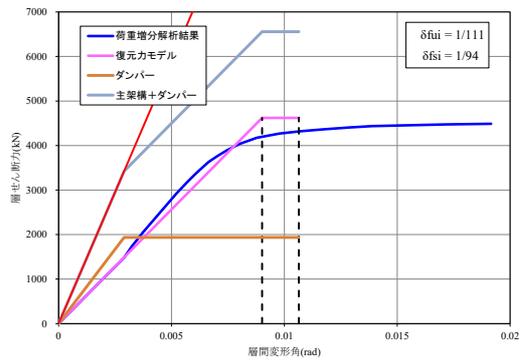
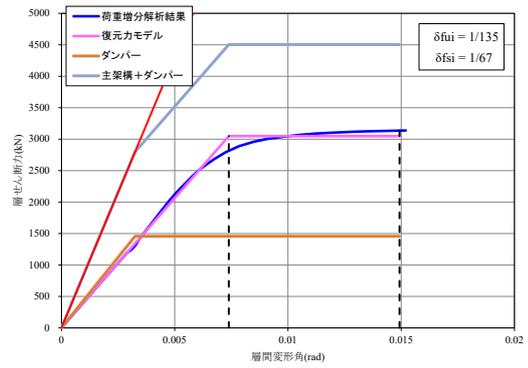
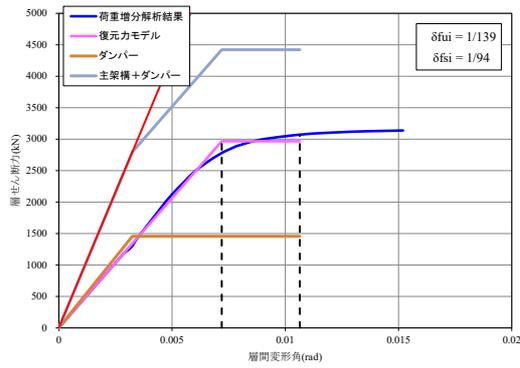


図 3. 16(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=3.09$)

図 3. 16(b) ノンスカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.32$)

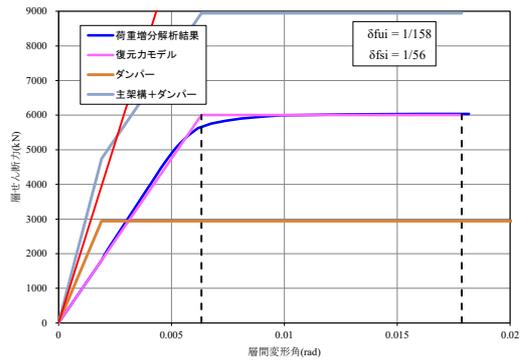
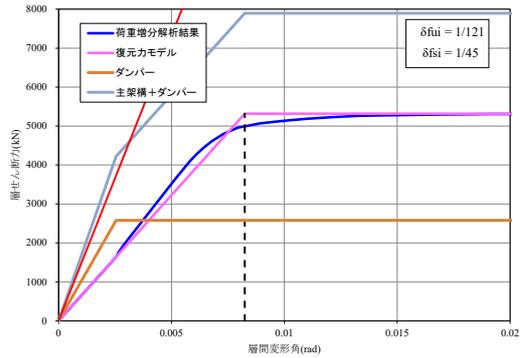
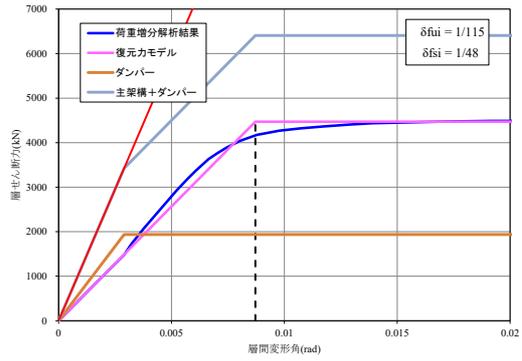
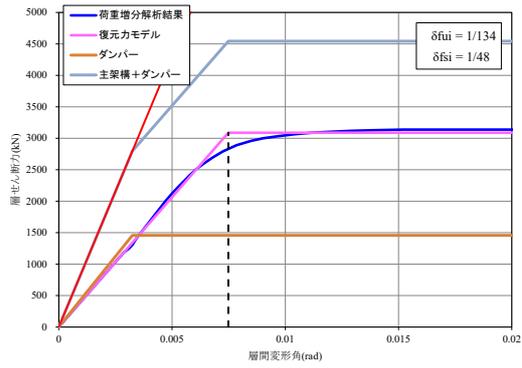


図 3. 16(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=6.18$)

3.3.5 主架構の保有エネルギー吸収量および変形角の算定

次頁の図 3.17～図 3.24 の各図では、3 つのレベルの地震動に対するエネルギー法で算出した各層の保有吸収エネルギー量 ($4sNeW_{pi}$) と必要エネルギー量 (Es_{fi})、ならびに必要エネルギー量から計算した層間変形角 (δf_{si} は梁端部破断までの限界層間変形角) を示す。各図のダンパー有無、採用地震波、仕口形式によるパラメータを以下に示す。なお、ダンパーあり (D2) については、主架構が弾性に留まるため、必要エネルギー量が 0 になる地震動については図化していない。

ダンパーなし (ND)

図 3.17 は、告示波(1.0Vs,1.5Vs,2.0Vs)で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.18 は、断層近傍波(1.0Vs,1.5Vs,2.0Vs)で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.19 は、長継続地震波(1.0Vs,1.25Vs,1.5Vs)で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

ダンパーあり (D1)

図 3.20 は、告示波(1.0Vs,1.5Vs,2.0Vs)で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.21 は、断層近傍波 (1.0Vs,1.5Vs,2.0Vs)で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.22 は、長継続地震波(1.0Vs,1.25Vs,1.5Vs)で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

ダンパーあり (D2)

図 3.23 は、告示波 (2.0Vs)で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

図 3.24 は、断層近傍波(2.0Vs)で、(a)スカラップ形式、(b)ノンスカラップ形式、(c)高性能仕口形式。

告示波ダンパーなし(ND)

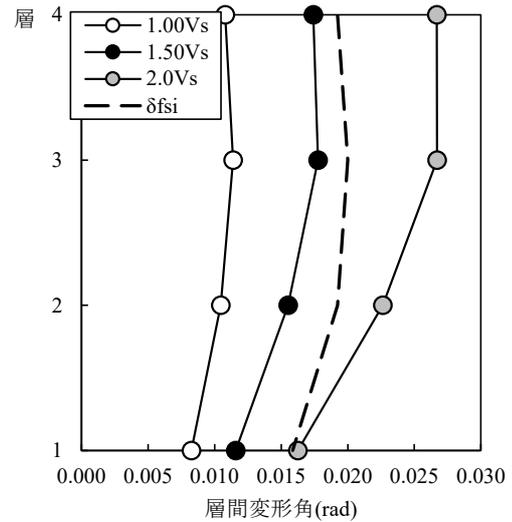
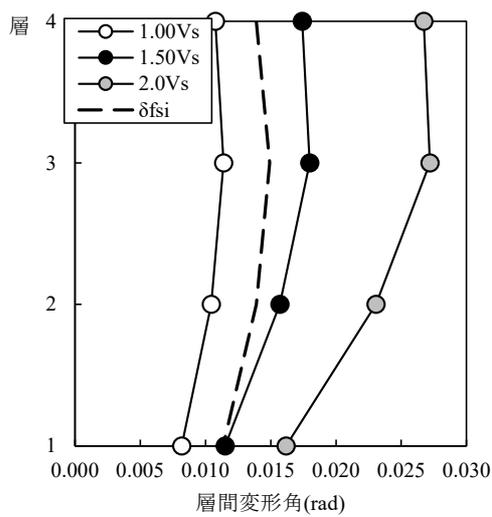
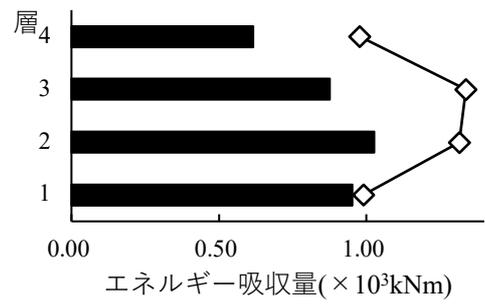
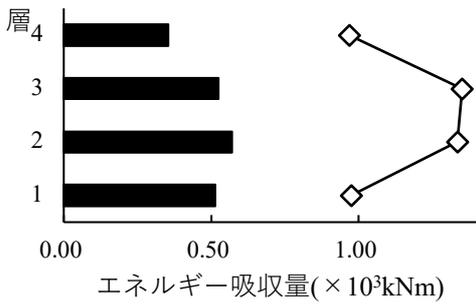
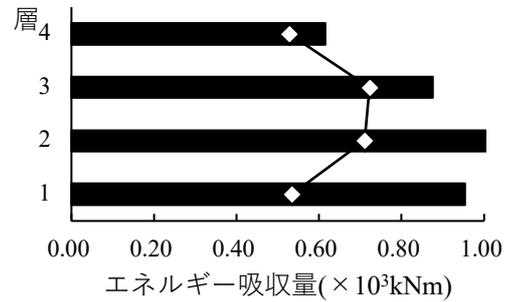
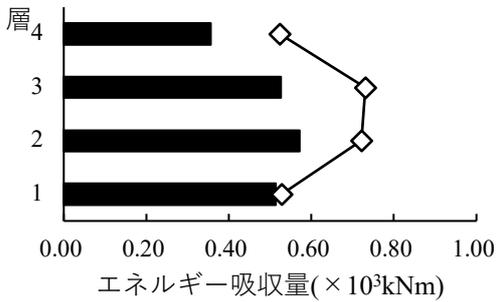
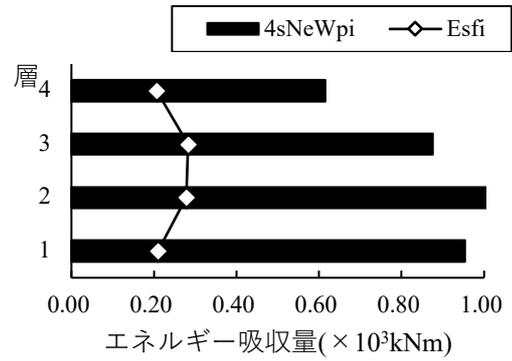
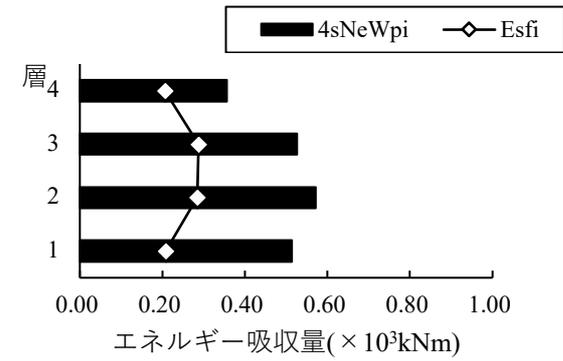


図 3-17(a) スカラップ形式 ($\mu bi=4.08$)

図 3-17(b) ノンスカラップ形式 ($\mu bi=5.71$)

断層近傍波ダンパーなし(ND)

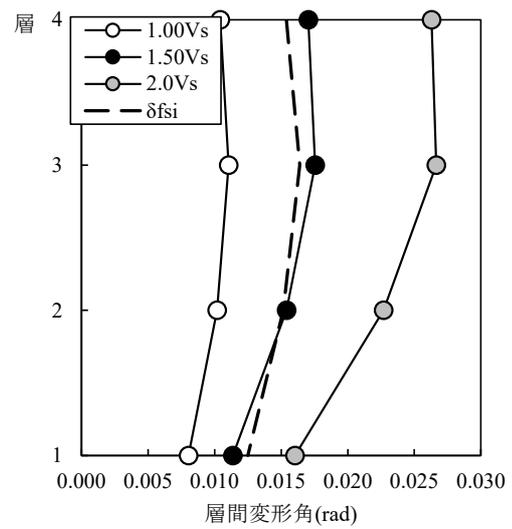
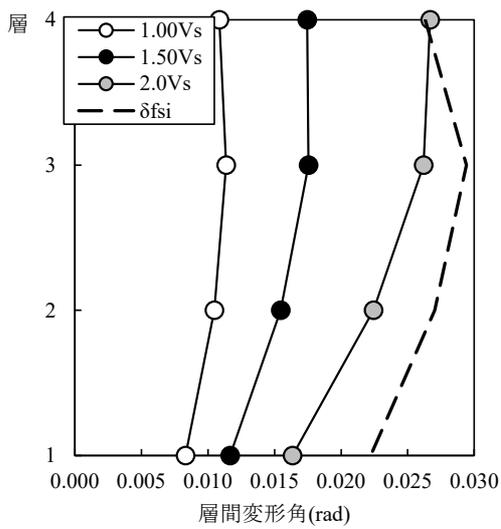
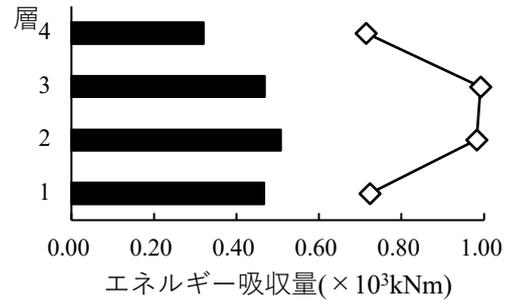
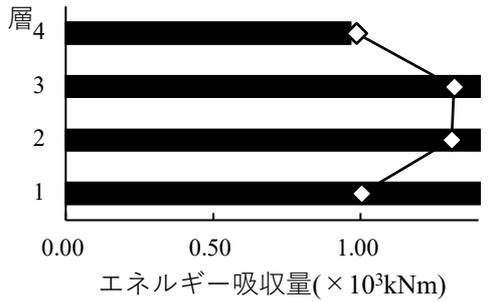
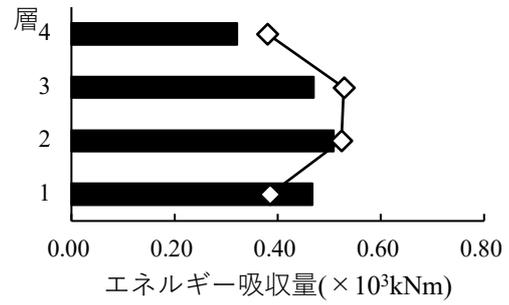
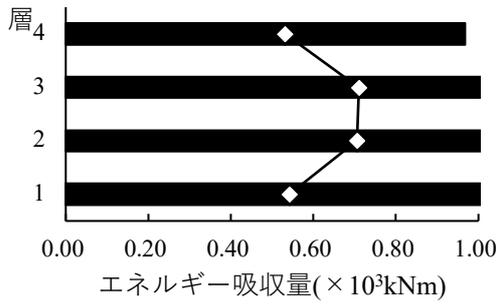
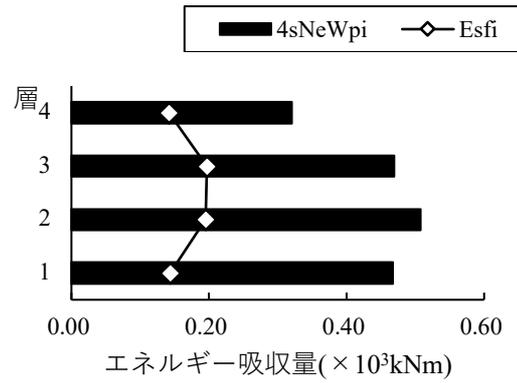
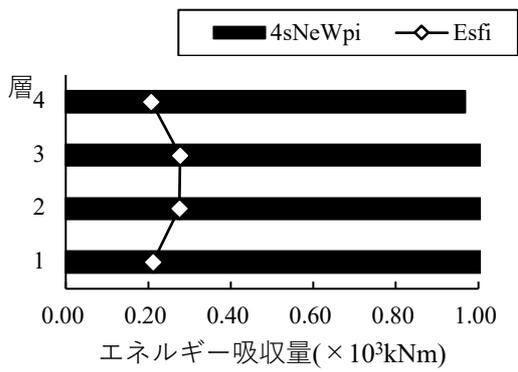


図 3-17(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=8.15$)

図 3-18(a) スカラップ形式 ($\mu bi=4.49$)

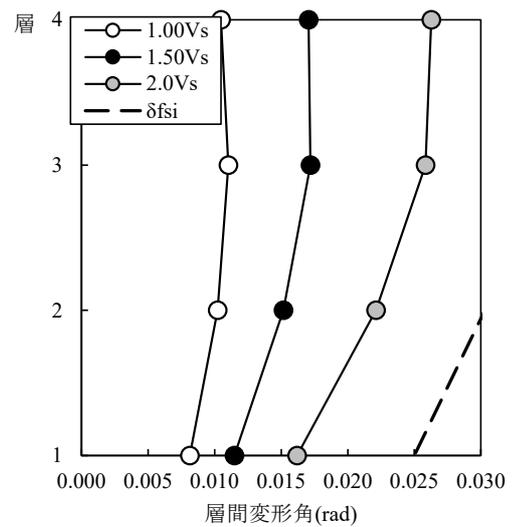
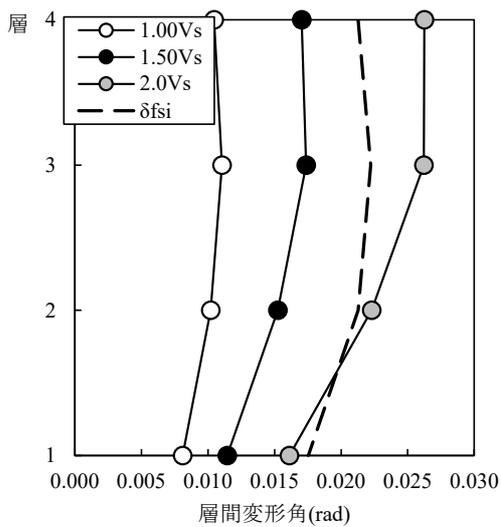
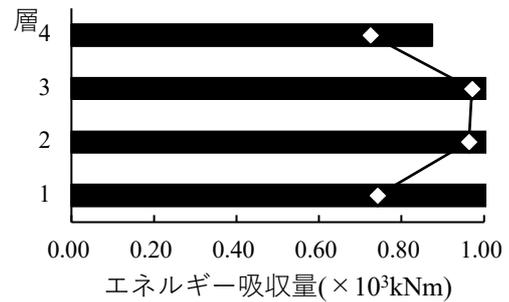
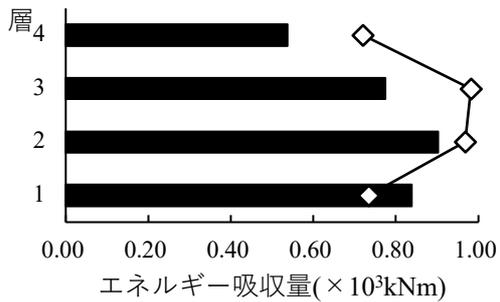
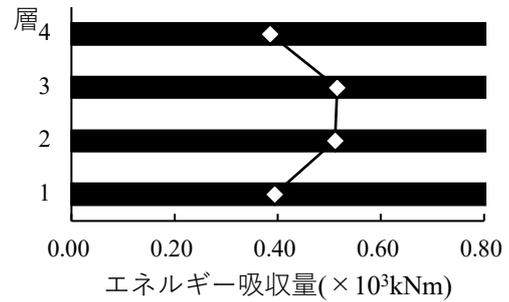
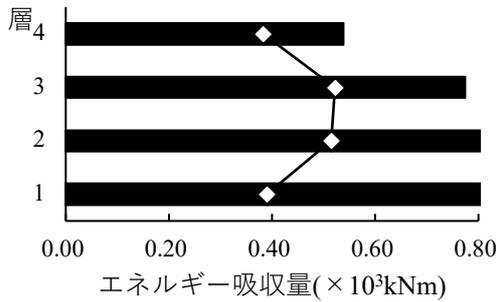
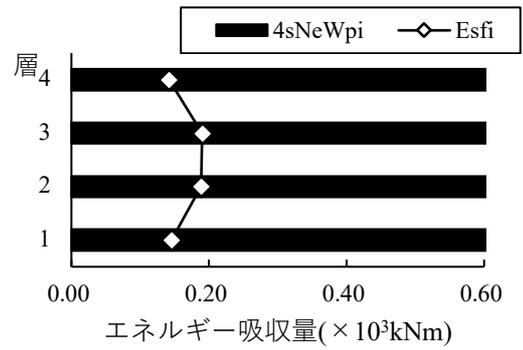
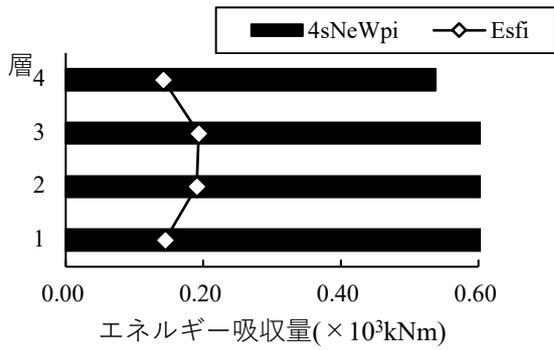


図3-18(b) ノンスラップ形式 ($\mu bi=6.28$)

図3-18(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=8.97$)

長継続時間波ダンパーなし(ND)

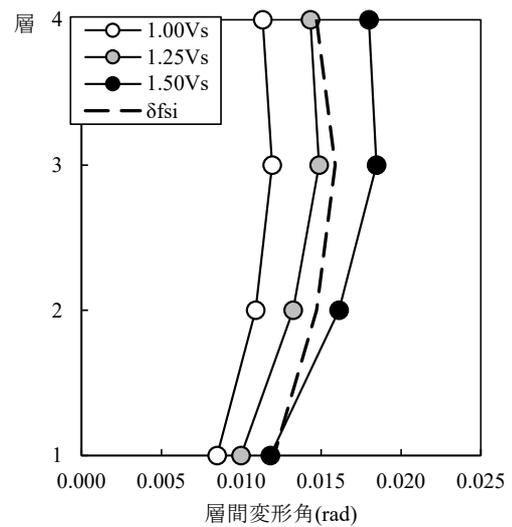
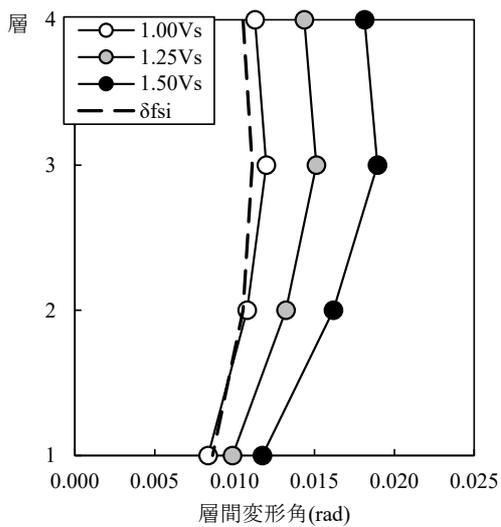
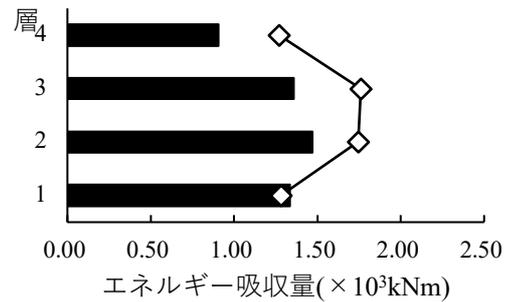
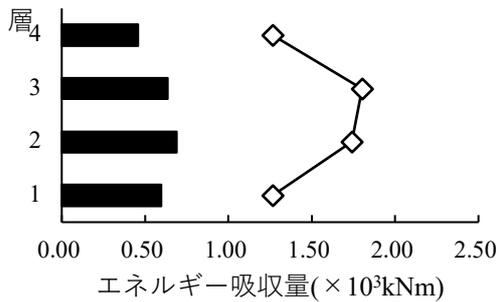
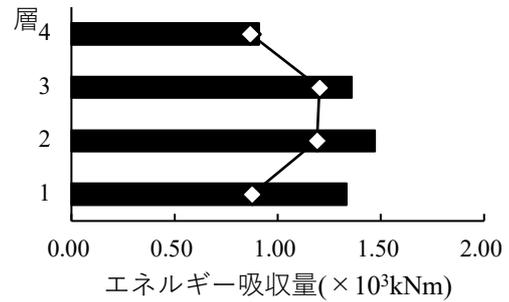
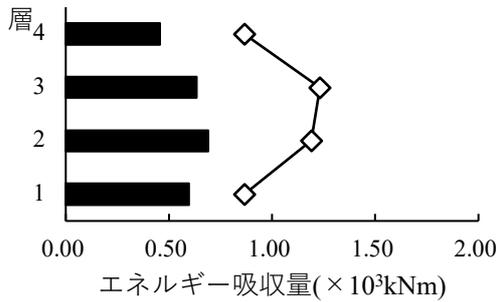
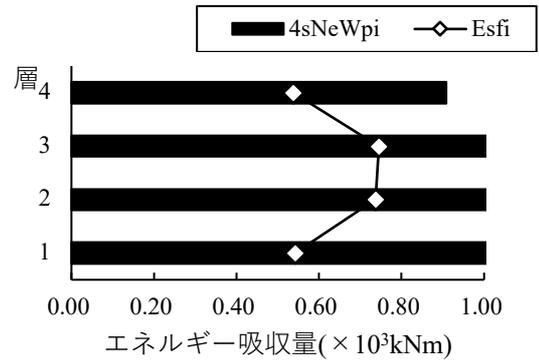
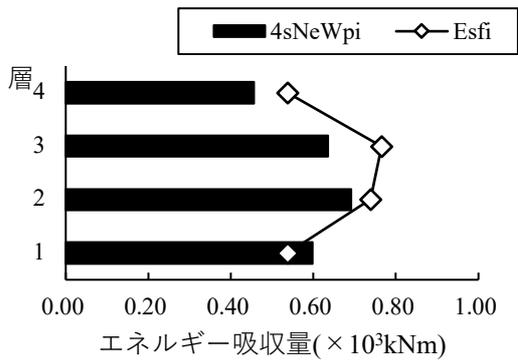


図 3-19(a) スカラップ形式 ($\mu bi=3.09$)

図 3-19(b) ノンスカラップ形式 ($\mu bi=4.32$)

告示波ダンパーあり (DP1)

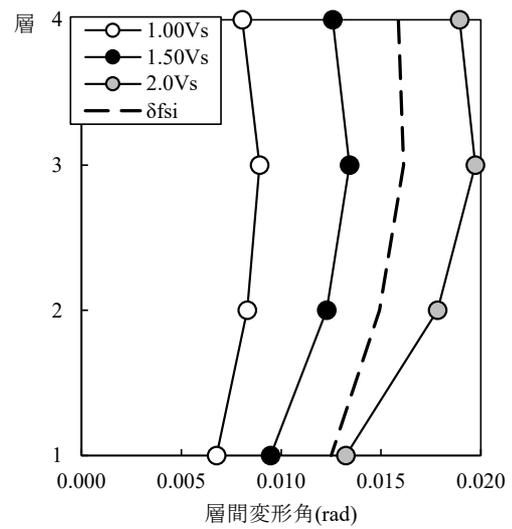
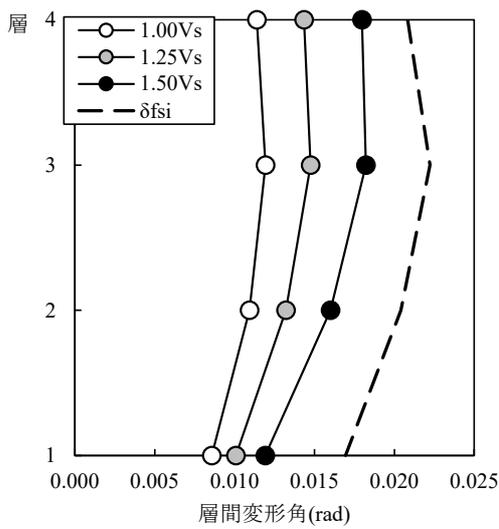
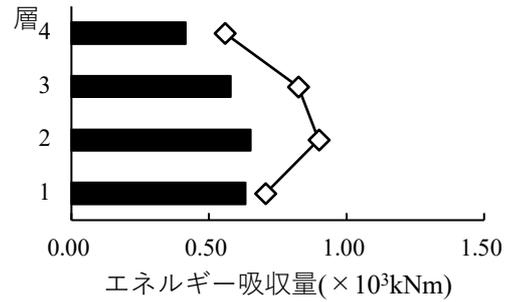
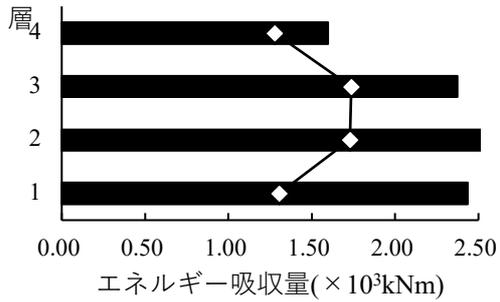
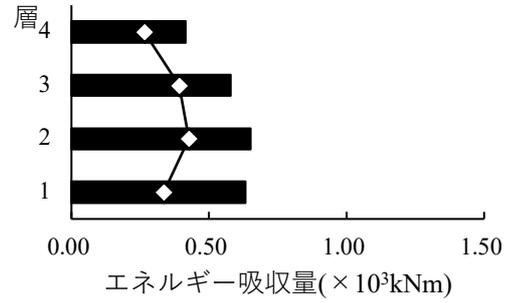
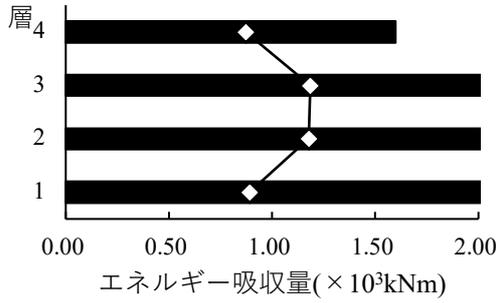
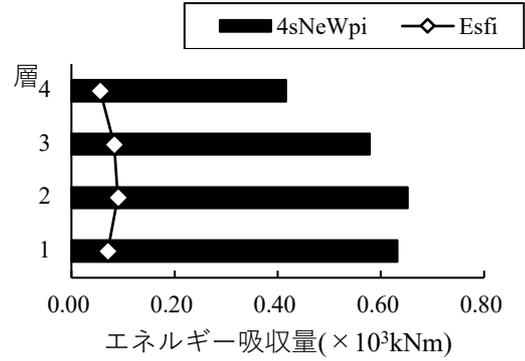
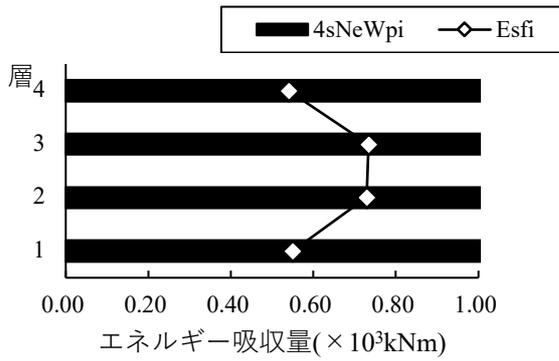


図 3-19(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=6.18$)

図 3-20(a) スカラップ形式 ($\mu bi=4.08$)

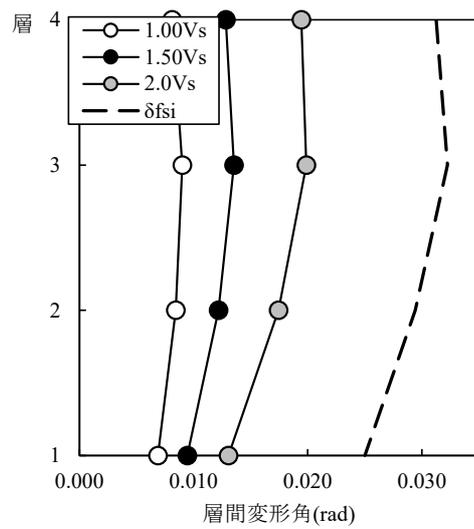
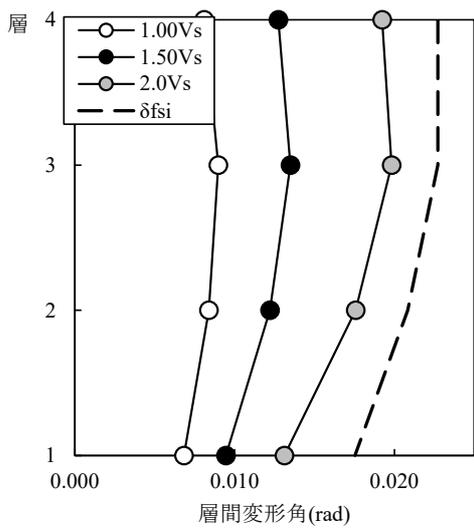
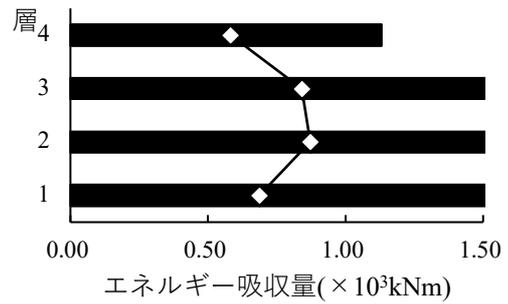
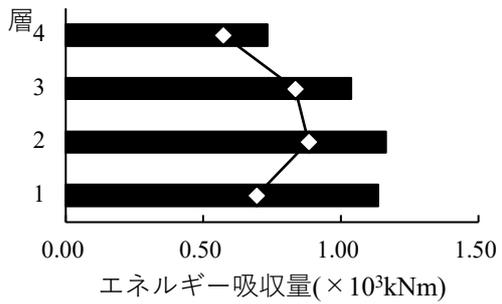
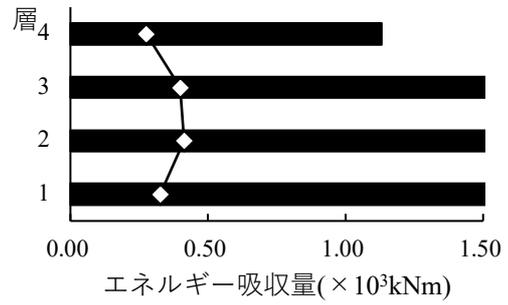
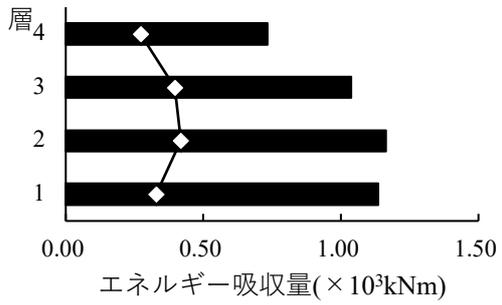
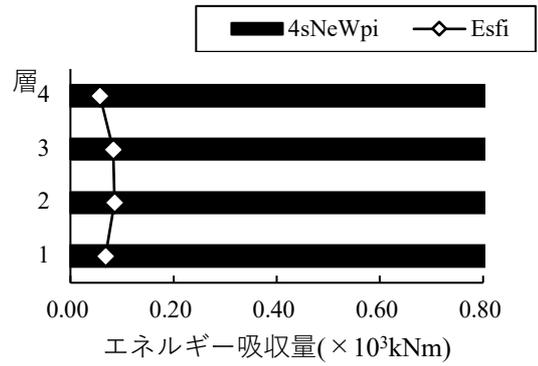
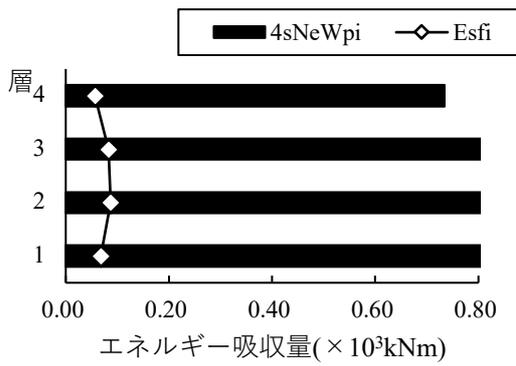


図 3-20(b) ノンスラップ形式 ($\mu bi=5.71$)

図 3-20(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=8.15$)

断層近傍波ダンパーあり(DP1)

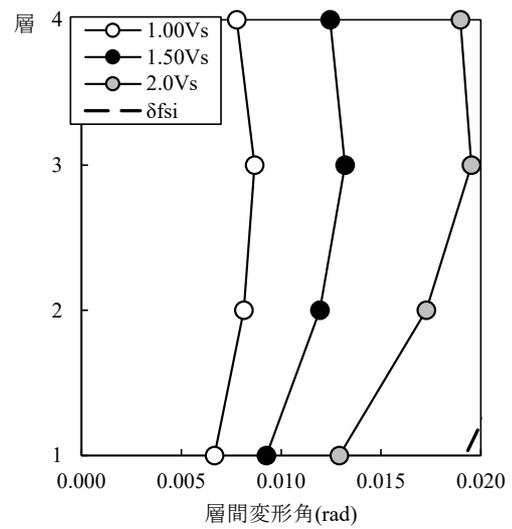
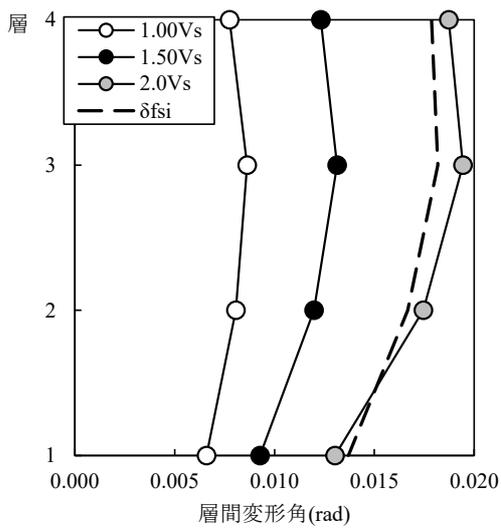
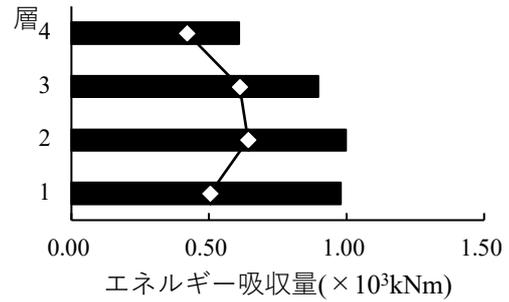
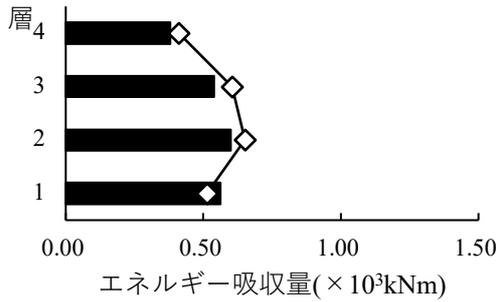
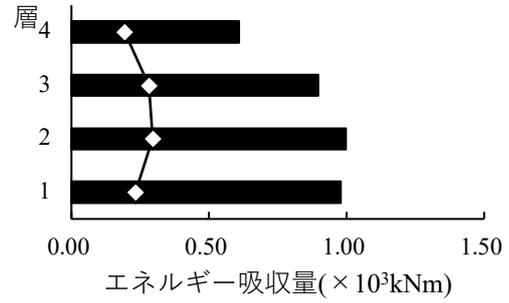
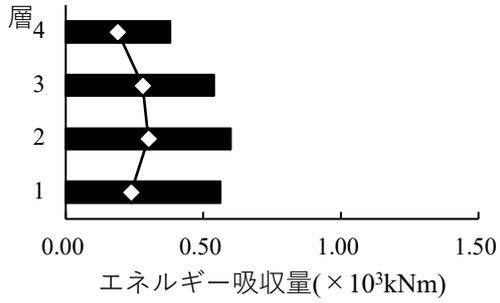
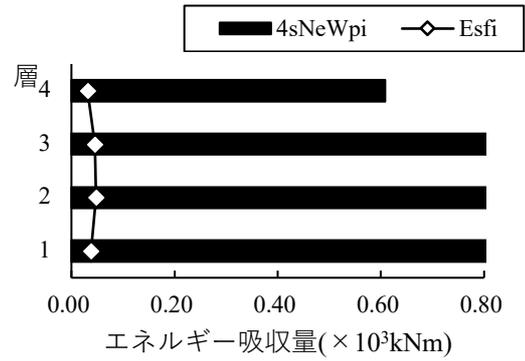
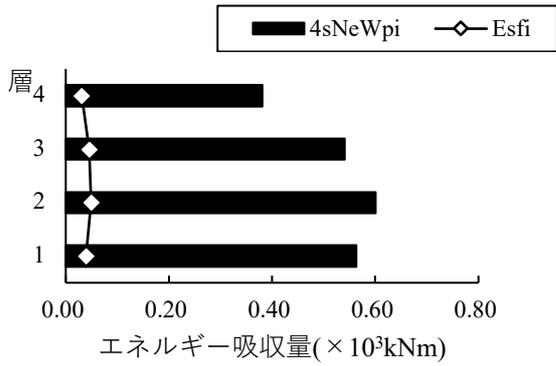


図 3-21(a) スカルップ形式 ($\mu bi=4.49$)

図 3-21(b) ノンスカルップ形式 ($\mu bi=6.28$)

長継続地震波ダンパーあり (DP1)

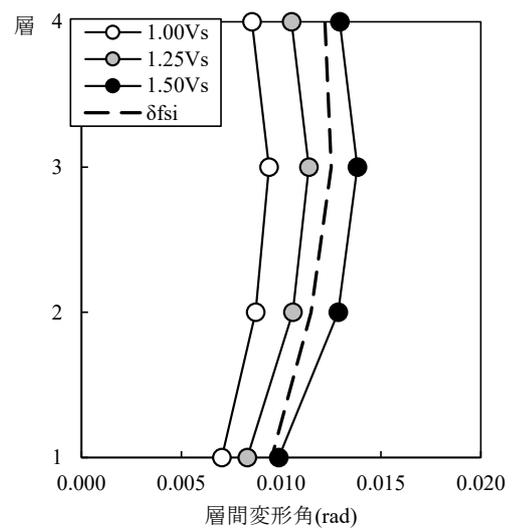
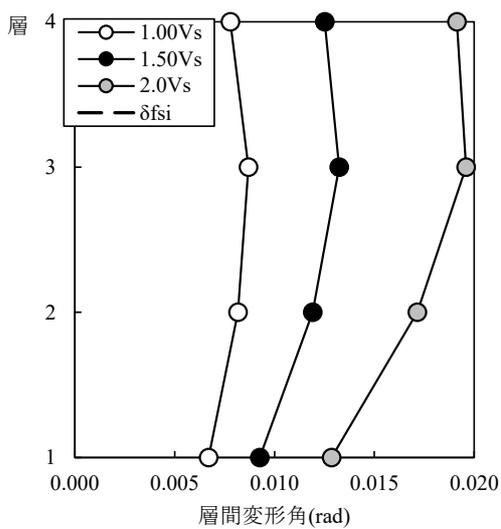
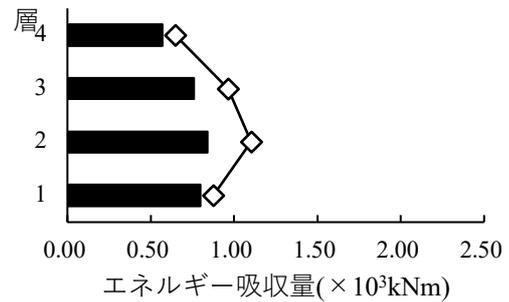
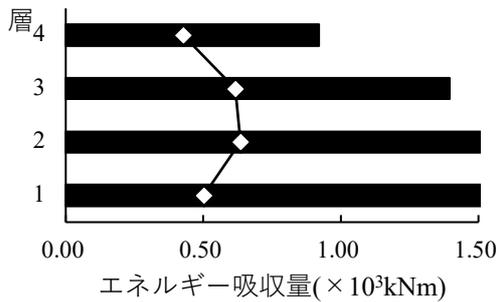
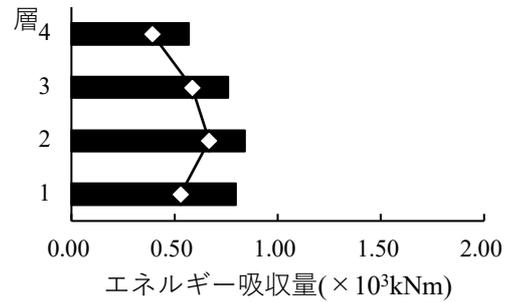
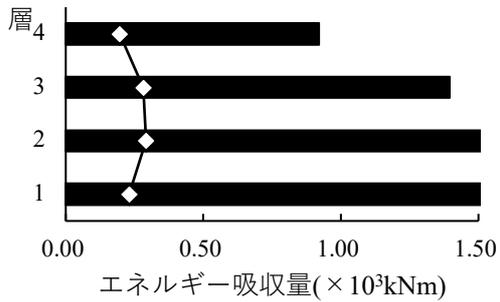
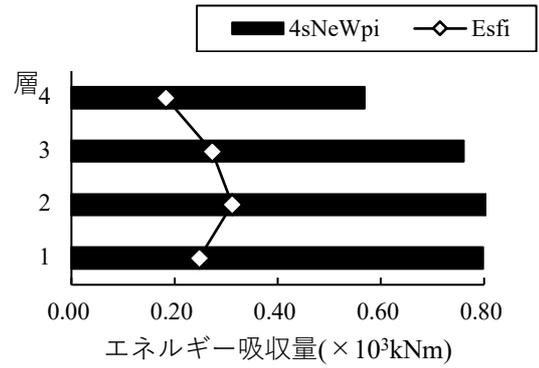
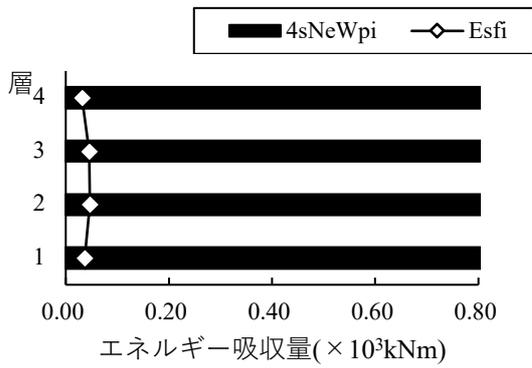


図 3-21 (c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=8.97$)

図 3-22 (a) スカラップ形式 ($\mu bi=3.09$)

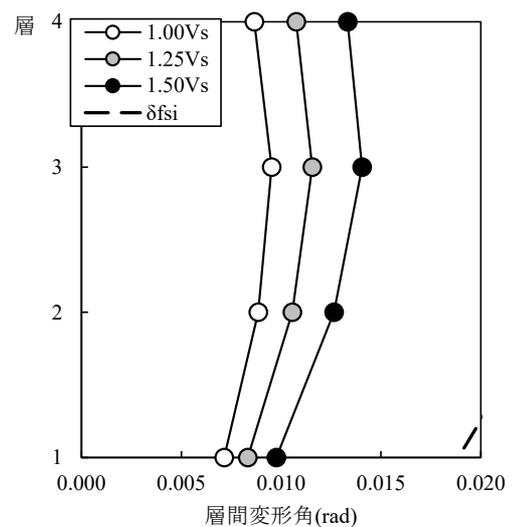
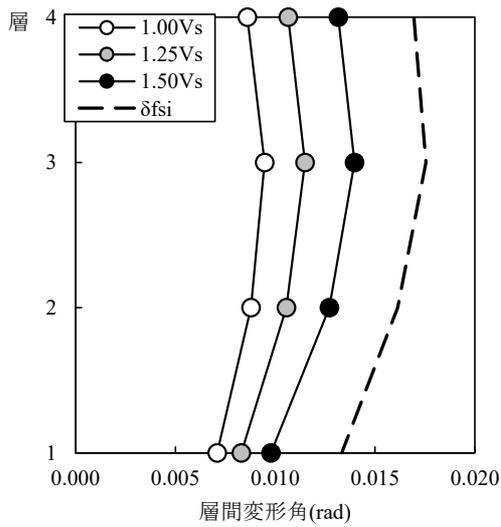
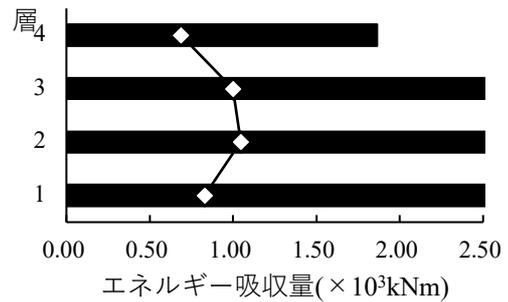
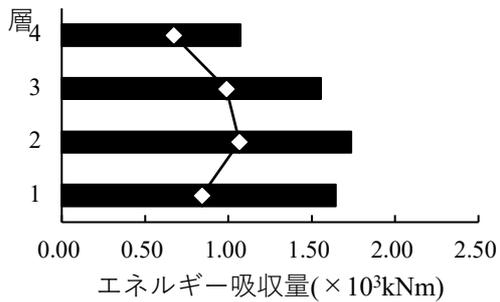
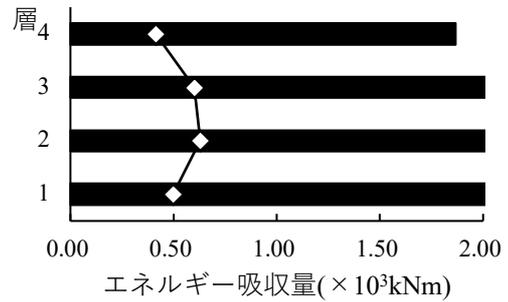
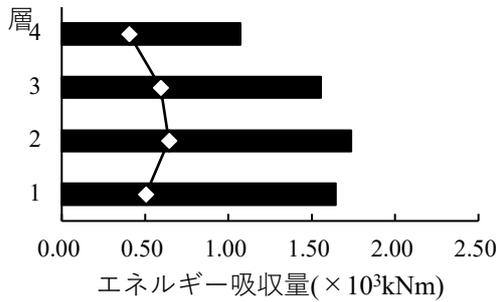
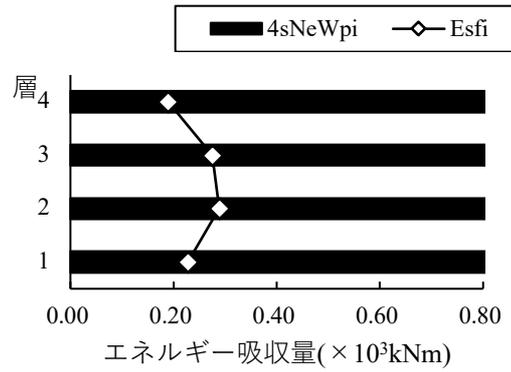
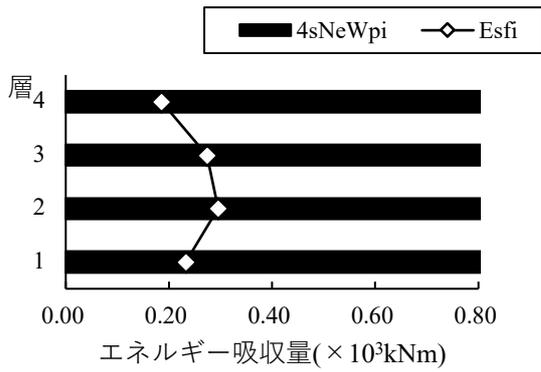
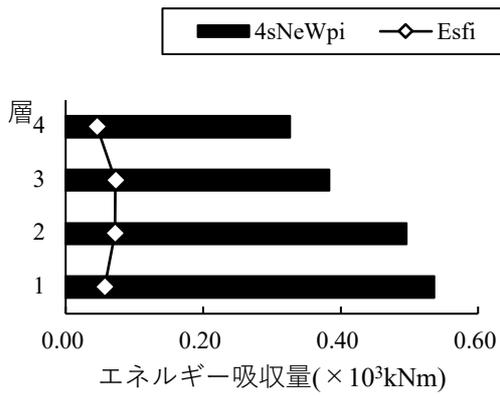


図 3-22 (b) ノンスクラップ形式 ($\mu bi=4.32$)

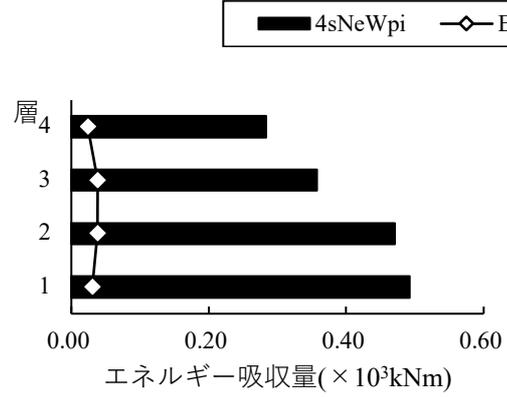
図 3-22 (c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=6.18$)

告示波ダンパーあり(DP2)

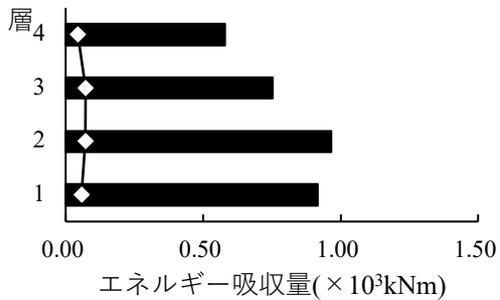


(a) スカラップ形式($\mu bi=4.08$)

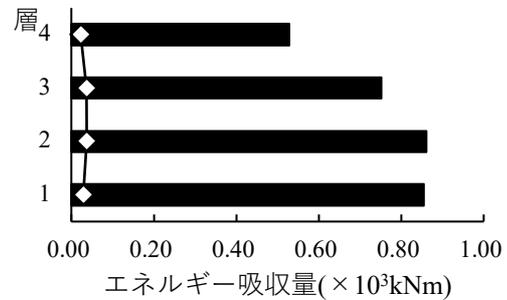
断層近傍波ダンパーあり(DP2)



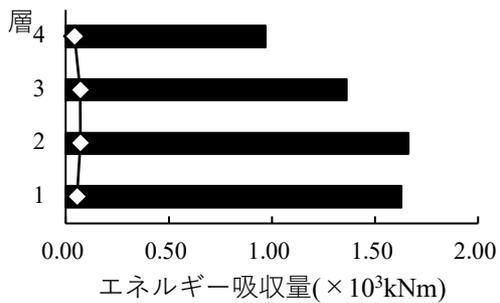
(a) スカラップ形式($\mu bi=4.49$)



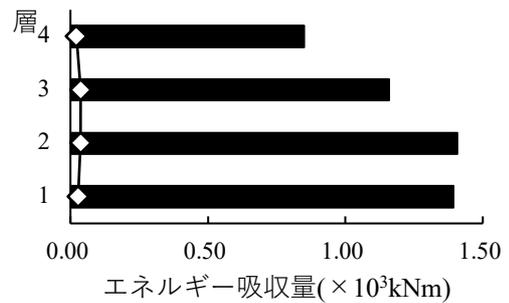
(b) ノンスカラップ形式($\mu bi=5.71$)



(b) ノンスカラップ形式($\mu bi=6.28$)



(c) 高性能仕口形式($\mu bi=8.15$)



(c) 高性能仕口形式($\mu bi=8.97$)

図 3-23 告示波(2.0Vs) DP2

図 3-24 断層近傍波(2.0Vs) DP2

3.3.6 ダンパーの疲労検討

各階のダンパー部分の必要累積塑性変形倍率は、ダンパーの配置にて各階 Q_{dui} が一定となるダンパー配置(D1)における地震波 2.0Vs 時にて最大値となる。以下、表 3.19～表 3.21 にその時の最大値を示す。

表 3.19 告示波 $sNe=1$ (スカラップ形式) 2.0Vs

階 i	$Es_i(Q_{dui}/Q_{ui})$ (kNm)	δ_i (cm)	Es_{dpi} (kNm)	Ed_{dpi} (kNm)	$\beta \cdot Ed_{dpi}$ (kNm)	Es_{di} (kNm)	η_{di}
4	96	2.74	375	0	0	471	56.73
3	95	3.06	457	0	0	552	74.40
2	84	2.88	437	6	0	521	77.81
1	57	2.36	352	4	0	409	71.48

$77.81/4/0.401=48.5 < 270$ OK

表 3.20 断層近傍地震波 $sNe=0.75$ (スカラップ形式) 2.0Vs

階 i	$Es_i(Q_{dui}/Q_{ui})$ (kNm)	δ_i (cm)	Es_{dpi} (kNm)	Ed_{dpi} (kNm)	$\beta \cdot Ed_{dpi}$ (kNm)	Es_{di} (kNm)	η_{di}
4	70	2.43	237	0	0	307	37.00
3	69	2.75	297	0	0	366	49.30
2	60	2.61	288	6	0	348	52.02
1	41	2.15	234	4	0	275	48.10

$52.02/4/0.401=32.5 < 270$ OK

表 3.21 長継続時間波 $sNe=2.3$ (スカラップ形式) 1.5Vs

階 i	$Es_i(Q_{dui}/Q_{ui})$ (kNm)	δ_i (cm)	Es_{dpi} (kNm)	Ed_{dpi} (kNm)	$\beta \cdot Ed_{dpi}$ (kNm)	Es_{di} (kNm)	η_{di}
4	112	3.43	1179	0	0	1291	155.39
3	112	3.70	1343	0	0	1455	195.97
2	105	3.37	1229	6	0	1334	199.35
1	72	2.73	980	4	0	1053	183.95

$199.35/4/0.401=122 < 270$ OK

全ての地震波で保有累積塑性変形倍率を満足する結果となったが、採用したダンパーの D/t が 20 を超えるダンパーを使用しているため、実際には降伏耐力を大きくしたダンパーで基数を減らして層の降伏耐力を確保するなどの必要性がある。

3.4 まとめ

地上4階建て鉄骨造の事務所ビルを用いて、極大地震動に対する鋼構造建築物のエネルギー法による設計例を示した。保有水平耐力計算（ルート3：耐力に対する本設計例の保有水平耐力の比は2.75）による本設計例の耐震安全性を確認した建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いた計算方法に基づき、極稀地震動の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。更なるその架構に対して履歴ダンパーを付加した架構について、エネルギー法告示に示される計算方法に従って安全性を確認するための計算を行った。

各架構（ND、D1、D2）における、3種類の地震波（告示波、断層近傍波、長継続時間波）の各レベル（ $V_s=1.0\sim 2.0$ ）の地震動に対する各梁端部仕口形式（スカラップ、ノンスカラップ、高性能仕口）での、保有エネルギーと必要エネルギーの比率を表3.22～表3.24に示す。

表 3.22 ダンパーが配置されていない架構(ND)での結果

		ND		
		スカラップ	ノンスカラップ	高性能仕口
告示波	1.0	○: 0.58(4F)	○: 0.34(4F)	○: 0.21(4F)
	1.5	×: 1.47(4F)	○: 0.86(4F)	○: 0.55(4F)
	2.0	×: 2.72(4F)	×: 1.59(4F)	×: 1.02(4F)
断層近傍波	1.0	○: 0.44(4F)	○: 0.26(4F)	○: 0.16(4F)
	1.5	×: 1.19(4F)	○: 0.71(4F)	○: 0.44(4F)
	2.0	×: 2.23(4F)	×: 1.34(4F)	○: 0.83(4F)
長継続時間波	1.0	×: 1.20(3F)	○: 0.59(4F)	○: 0.34(4F)
	1.25	×: 1.94(3F)	○: 0.95(4F)	○: 0.55(4F)
	1.5	×: 2.84(3F)	×: 1.40(4F)	○: 0.80(4F)

表 3.23 各階 Q_{dui} が一定となるダンパー配置(D1)での結果

		D1		
		スカラップ	ノンスカラップ	高性能仕口
告示波	1.0	○: 0.14(3F)	○: 0.08(3F)	○: 0.05(4F)
	1.5	○: 0.68(3F)	○: 0.38(3F)	○: 0.21(4F)
	2.0	×: 1.43(3F)	○: 0.81(3F)	○: 0.52(4F)
断層近傍波	1.0	○: 0.08(3F)	○: 0.05(4F)	○: 0.03(4F)
	1.5	○: 0.52(3F)	○: 0.32(4F)	○: 0.21(4F)
	2.0	×: 1.12(3F)	○: 0.69(4F)	○: 0.46(4F)
長継続時間波	1.0	○: 0.37(2F)	○: 0.18(3F)	○: 0.10(4F)
	1.25	○: 0.79(2F)	○: 0.38(3F)	○: 0.22(4F)
	1.5	×: 1.31(2F)	○: 0.64(3F)	○: 0.37(4F)

表 3.24 各階で $Q_{dwi}/Q_{wi}=0.5$ 程度なるダンパー配置 (D2) での結果

		D2		
		スカラップ	ノンスカラップ	高性能仕口
告示波	1.0	◎: 弾性	◎: 弾性	◎: 弾性
	1.5	◎: 弾性	◎: 弾性	◎: 弾性
	2.0	○: 0.19(3F)	○: 0.10(3F)	○: 0.05(3F)
断層近傍波	1.0	◎: 弾性	◎: 弾性	◎: 弾性
	1.5	◎: 弾性	◎: 弾性	◎: 弾性
	2.0	○: 0.11(3F)	○: 0.05(3F)	○: 0.03(3F)
長継続時間波	1.0	◎: 弾性	◎: 弾性	◎: 弾性
	1.25	◎: 弾性	◎: 弾性	◎: 弾性
	1.5	◎: 弾性	◎: 弾性	◎: 弾性

◎ : Wfi にて必要エネルギーが確保出来ている状態(主架構が弾性)

○ : $4sNeW_{pi}$ にて必要エネルギーが確保出来ている状態

× : $4sNeW_{pi}$ より必要エネルギーが超えている状態

これらの計算結果のまとめを以下に示す。

ダンパーを Q_{dwi}/Q_{wi} が 0.08~0.17 程度配置した場合(D1)

- ・スカラップ形状の架構では、告示波、断層近傍地震では 1.5Vs の大きさでも必要エネルギーを上回るが、2.0Vs の大きさでは満足しないことを確認した。長継続時間波に関しては 1.25Vs レベルの地震波に対しては必要エネルギーを上回ることを確認したが 1.5Vs レベルの地震波では必要エネルギーを満足しない結果となった。
- ・ノンスカラップ形状の架構では、告示波、断層近傍波において 2.0Vs、長継続時間波において 1.5Vs の大きさでも必要エネルギーを上回ることを確認した。
- ・高性能仕口の架構では、告示波、断層近傍波において 2.0Vs、長継続時間波において 1.5Vs の大きさでも必要エネルギーを上回ることを確認した。

ダンパーを各階 Q_{dwi}/Q_{wi} にて 0.5 程度配置した場合(D2)

- ・各階の Q_{dwi}/Q_{wi} にて 0.5 程度配置することで、全ての架構形式にて、告示波、断層近傍波においては 1.5Vs の大きさにて主架構を弾性限(必要エネルギーゼロ)に抑えられ、2.0Vs の大きさでは必要エネルギーを上回ることを確認した。

長継続地震波においては 1.5Vs の大きさにおいてすべての架構形式にて主架構を弾性限(必要エネルギーゼロ)抑えることを確認した。

- ・4 階建て低層建築の場合、ダンパーを多く投入することでダンパーの保有水平耐力に達するまでの塑性ひずみエネルギーを利用するのではなく、損傷限界固有周期が短くなることから地震動の入力レベルが小さくなり、主架構の必要エネルギーが小さくなる結果となった。

【参考文献】

3-1) 鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、技法堂出版、2008.9

第4章 計算例2) 8階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算

4.1 一般事項

4.1.1 建築物概要

本建築物は、地上8階建て鉄骨造によるセンターコア形式の事務所ビルである。表4.1に建築物概要、図4.1に平面図および立面図を示す。基準階の平面形状は整形で立面方向にも均質な架構構成となっている。基準スパンは6.4mおよび7.2mで、X方向に12.8mのロングスパンを有しており、基準階高は4.0mである。本設計例では、保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示（H17年国土交通省告示第631号）の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

表 4.1 建築物概要

建築物用途	事務所
構造種別	鉄骨造
建築面積	840 m ²
延床面積	6902 m ²
階数	地上8階、塔屋1階
高さ	軒高32.6m、最高高さ38.4m
標準階高	4.0m

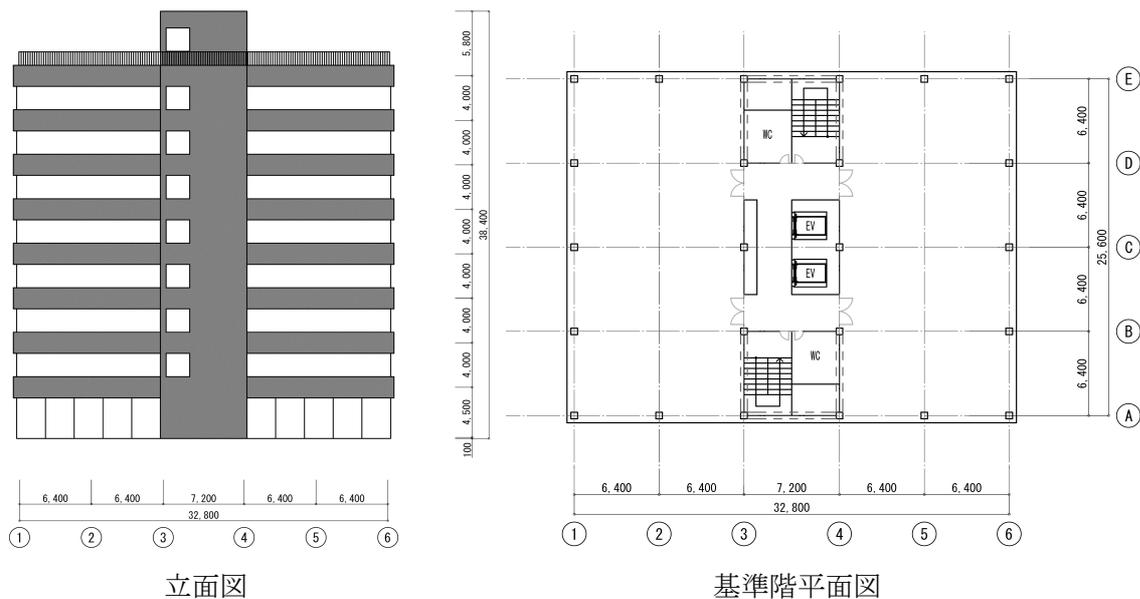


図 4.1 平面図および立面図

4.1.2 地盤概要

建設地は、地表面から20mまでの粘性土層とそれ以深に分布する砂礫層から構成されている。粘性土層はN値=8の沖積層で、単位体積重量15.5kN/m³、せん断波速度200m/sである。砂礫層はN値=50以上の堅固な洪積層で、せん断波速度400m/s以上の工学的基盤としている。敷地の地盤構成から第二種地盤とし、液状化はしないものとする。

4.1.3 構造計画

本建築物の架構は、X方向、Y方向ともに純ラーメン構造とする。表4.2に構造概要を示す。

表4.2 構造概要

構造種別	鉄骨造
架構形式	X方向、Y方向：純ラーメン構造
柱、梁	柱：冷間成形角形鋼管，梁：圧延H形鋼材
柱梁接合部	仕口：柱貫通方式，柱継手：現場溶接，梁継手：高力ボルト摩擦接合F10T
床形式	デッキプレート捨て型枠鉄筋コンクリートスラブ
非耐力壁	外壁：ALCパネル，内壁：軽鉄下地ボード貼り

4.1.4 計算フロー

本設計例における計算フローを図4.2に示す。保有水平耐力計算により設計された建築物について、本報告で提案された鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

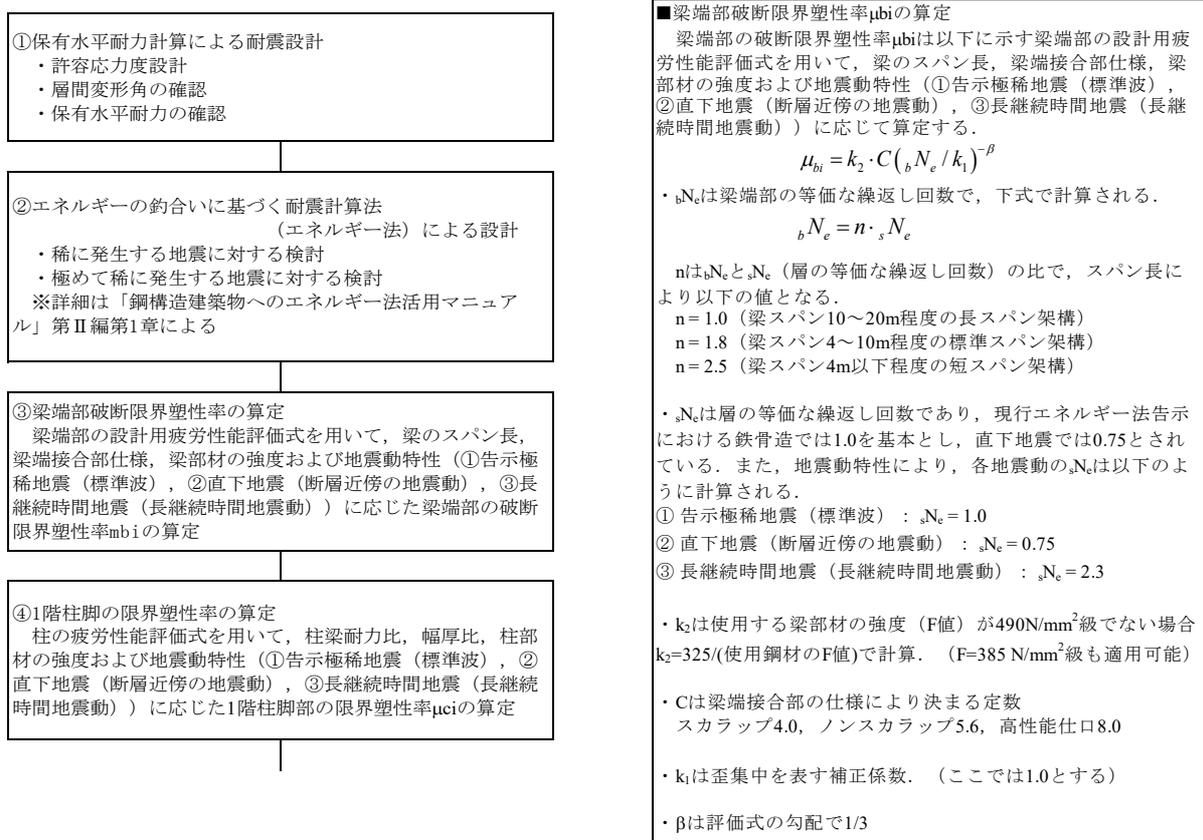


図4.2 計算フロー

⑤復元力特性の設定、主架構の保有エネルギーの算出
 静的増分解析において骨組各層で梁端部が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁端部の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）を各層の梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} として、塑性エネルギーの面積から保有エネルギーを算出

⑥主架構の必要エネルギーの算出
 建築物に入力される塑性エネルギー、架構が弾性範囲で吸収するエネルギーを、地震動特性に応じた告示極稀地震に対するエネルギーの増加倍率、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数を用いて計算。
 各層に分配された必要エネルギーに対する主架構およびダンパー部分の必要エネルギーの計算。

⑦主架構の応答変形の算定
 エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギーから、当該層の応答変形の算出

■必要エネルギーの計算方法
 建築物に入力される塑性エネルギー E_s 、架構が弾性範囲で吸収するエネルギー W_e は、長継続時間地震の場合のエネルギーの増加倍率 q 、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数 n_e を用いて下式で計算される。

$$E_s = \frac{1}{2} q M V^2 - W_e$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2} Q_{efi} \delta_i + \frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} \cdot n_i \cdot s \cdot N_e \right\}$$

ここで、 q はエネルギーの増加倍率で、①告示極稀地震（標準波）1.0、②直下地震（断層近傍の地震動）0.75、③長継続時間地震（長継続時間地震動）2.3、 n_i は告示の値で5.0、 sN_e は層の等価な繰返し回数で、①告示極稀地震1.0、②直下地震0.75、③長継続時間地震2.3である。

各層に分配された必要エネルギー E_{sfi} に対して、主架構およびダンパー部分の必要エネルギーは以下で計算される。

$$E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}}$$

$$E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} \cdot n_i \cdot s \cdot N_e$$

■応答変形の算定方法
 エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギー E_{sfi} から、当該層の応答変形を以下のように算出する。

$$\text{累積塑性変形倍率 } n_{fi} = \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \times \delta_{fui}}$$

$$\text{最大塑性率 } u_{fi} = \frac{n_{fi}}{4 \times s \cdot N_e} + 1$$

$$\text{最大層間変形 } \delta_{\max} = \delta_{fui} \times \mu_{fi}$$

$$\text{最大層間変形角 } R_{\max} = \delta_{\max} / h_i$$

■1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} の算定

1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} は以下に示す柱の疲労性能評価式を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて算定する。

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot n_c \cdot N_e^{-\beta}$$

・ n_c は柱脚部の等価な繰返し回数で、下式で計算される。

$$n_c N_e = n_c \cdot s \cdot N_e$$

n_c は $n_c N_e$ と $s N_e$ （柱脚の等価な繰返し回数）の比で、柱梁耐力比により以下の値となる。

柱脚の等価繰返し回数 n_c			
外柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上2.0未満	2.0以上
1.5	1.2	0.6	
内柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上1.6未満	1.6以上
1.5	1.0	0.3	

・ n_e は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では1.0を基本とし、直下地震では0.75とされている。また、地震動特性により、各地震動の sN_e は以下のよう計算される。

- ① 告示極稀地震（標準波）： $sN_e = 1.0$
- ② 直下地震（断層近傍の地震動）： $sN_e = 0.75$
- ③ 長継続時間地震（長継続時間地震動）： $sN_e = 2.3$

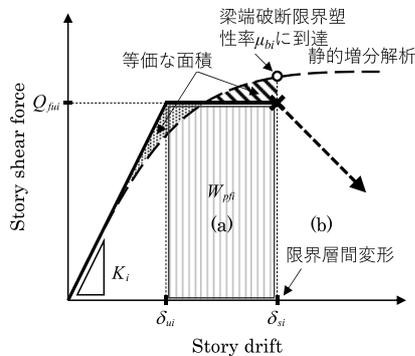
・ C, β は一般化幅厚比により以下の値となる。

疲労性能評価式の係数		
一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

■保有エネルギーの計算方法

静的増分解析において、骨組各層で梁端部が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁端部の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）が各層の梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} であり、下図の塑性エネルギーの面積（ W_{pfi} ）の（ $4 \times s \cdot N_e$ ）倍が当該層の梁破断までの保有エネルギーとして計算される。

各層の保有エネルギー = $4 \times s \cdot N_e \times W_{pfi}$



層の限界変形と保有水平耐力

図 4.2 計算フロー

4.1.5 準拠する法令等

本設計例では、以下の法令等に準拠し検証を実施する。

- ・ 建築基準法、同施行令、建設省／国土交通省告示
- ・ 国土交通省住宅局建築指導課 監修「2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書」
- ・ 日本建築センター「2018年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」

4.1.6 使用材料、許容応力度および材料強度

表 4.3～表 4.9 に使用材料、許容応力度、材料強度を示す。

表 4.3 使用材料

鉄骨	柱：BCP325 大梁：SN490B, 小梁：SS400 ダイヤフラム：SN490C
鉄筋	D16以下の異形鉄筋：SD295A, D19以上の異形鉄筋：SD345
コンクリート	普通コンクリート ($\gamma=23\text{kN/m}^3$) $F_c=30\text{N/mm}^2$

表 4.4 許容応力度 (鋼材) (N/mm²)

材料	基準強度	長期				短期			
		圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SN490B, BCP325	F=325	F/1.5	F/1.5	F/1.5	F/1.5√3	長期に生ずる力に対する圧縮, 引張, 曲げまたはせん断の許容応力度のそれぞれの数値の1.5倍とする。			
SS400	F=235								

表 4.5 許容応力度 (鉄筋) (N/mm²)

材料	基準強度	長期		短期	
		圧縮, 引張	せん断補強	圧縮, 引張	せん断補強
SD295A	295	195	195	295	295
SD345	345	215	195	345	345

表 4.6 許容応力度 (コンクリート) (N/mm²)

基準強度	長期				短期			
	圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断	付着	
			上端筋	その他			上端筋	その他
30	10	0.79	1.7	2.55	20	1.18	2.55	3.82

表 4.7 材料強度 (鋼材) (N/mm²)

材料	基準強度	材料強度			
		圧縮	引張	曲げ	せん断
SN490B, BCP325	F=325	1.1F	1.1F	1.1F	1.1F/√3
SS400	F=235				

表 4.8 材料強度 (鉄筋) (N/mm²)

材料	基準強度	材料強度	
		圧縮, 引張	せん断補強
SD295A	295	295×1.1	295×1.1
SD345	345	345×1.1	345×1.1

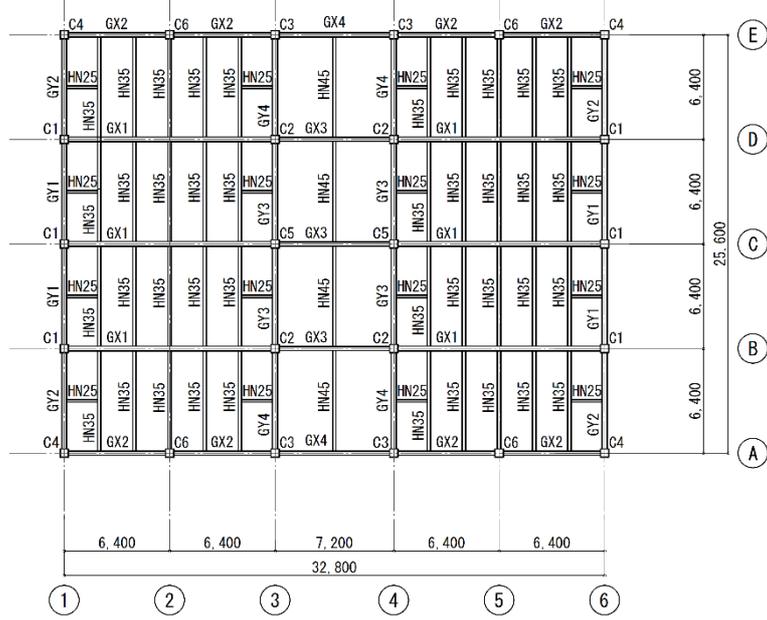
表 4.9 材料強度 (コンクリート) (N/mm²)

基準強度	材料強度		
	圧縮	せん断	付着
30	30	3	3

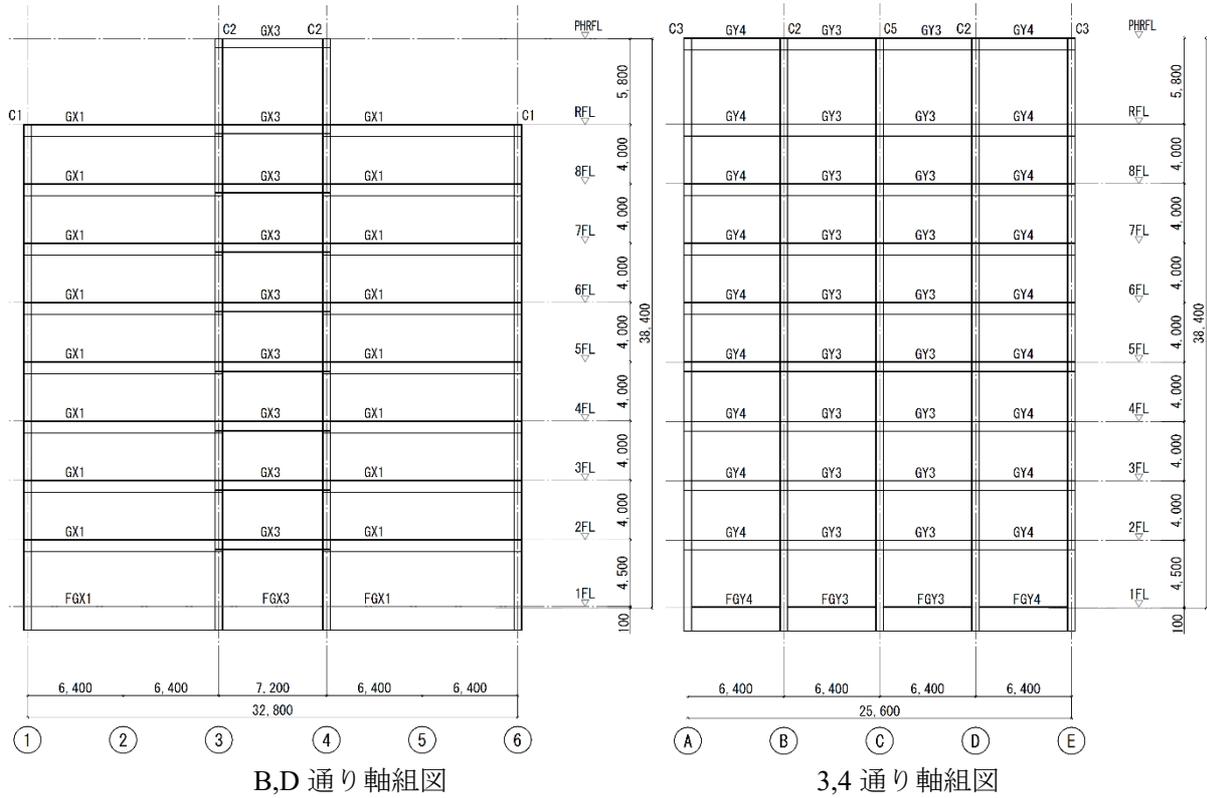
4.1.7 構造概要

(1) 伏図および軸組図

伏図および軸組図を図 4.3 に示す。



基準階伏図



B,D 通り軸組図

3,4 通り軸組図

図 4.3 伏図および軸組図

(2) 仮定荷重

設計用床荷重を表 4.10 に示す。

表 4.10 設計用床荷重 (N/m²)

室名	内訳			床・小梁	架構・基礎	地震
屋根	押えコンクリート t = 100 γ = 23	2300				
	アスファルト防水	150				
	コンクリートスラブ t = 150 γ = 24	3600				
	デッキプレート	150	D.L.	6500	6500	6500
	天井・設備	300	L.L.	1800	1300	600
		6500	T.L.	8300	7800	7100
屋根 (設備機器設置部分)	押えコンクリート t = 100 γ = 23	2300				
	アスファルト防水	150				
	コンクリートスラブ t = 150 γ = 24	3600				
	デッキプレート	150	D.L.	6500	6500	6500
	天井・設備	300	L.L.	4900	2400	1300
		6500	T.L.	11400	8900	7800
エレベーター機械室	嵩上げコンクリート t = 100 γ = 23	2300				
	コンクリートスラブ t = 135 γ = 24	3250				
	デッキプレート	150	D.L.	6000	6000	6000
	天井・設備	300	L.L.	5000	4000	2000
		6000	T.L.	11000	10000	8000
事務室廊下	フリーアクセスフロア	900				
	コンクリートスラブ t = 150 γ = 24	3600				
	デッキプレート	150	D.L.	4950	4950	4950
	天井・設備	300	L.L.	2900	1800	800
		4950	T.L.	7850	6750	5750
鉄骨階段	モルタル t = 50 γ = 24	1000				
	鉄骨	1000	D.L.	2300	2300	2300
	天井	300	L.L.	2900	1800	800
		2300	T.L.	5200	4100	3100

各種重量

バラベット h = 600	5000 N/m ²	
外壁ALCパネル	1350 N/m ²	
柱 (仕上げ+耐火被覆)	550 N/m ²	(鉄骨自重含まず)
梁 (耐火被覆)	150 N/m ²	(鉄骨自重含まず)

(3) 断面リスト

保有水平耐力計算に基づく設計例の断面リストを表 4.11 に示す。

表 4.11 断面リスト

柱リスト

	C1	C2	C3	C4	C5	C6
PH~7	□-500 x 500 x 19.0	□-500 x 500 x 28.0	□-500 x 500 x 22.0	□-500 x 500 x 19.0	□-500 x 500 x 28.0	□-500 x 500 x 22.0
6~4	□-550 x 550 x 19.0	□-550 x 550 x 28.0	□-550 x 550 x 22.0	□-550 x 550 x 19.0	□-550 x 550 x 28.0	□-500 x 500 x 25.0
3~1	□-550 x 550 x 22.0	□-550 x 550 x 28.0	□-550 x 550 x 22.0	□-550 x 550 x 22.0	□-550 x 550 x 28.0	□-500 x 500 x 28.0

大梁リスト

	GX1	GX2	GX3	GX4
R~PHR	H-800 x 300 x 14 x 22	H-600 x 250 x 12 x 19	H-600 x 250 x 12 x 19	H-600 x 250 x 12 x 19
8~6	H-800 x 300 x 14 x 22	H-600 x 250 x 12 x 22	H-600 x 250 x 12 x 19	H-600 x 250 x 12 x 22
4~5	H-800 x 300 x 14 x 25	H-650 x 250 x 12 x 25	H-650 x 250 x 12 x 22	H-650 x 250 x 12 x 22
3~2	H-800 x 300 x 14 x 25	H-650 x 250 x 12 x 25	H-650 x 250 x 12 x 22	H-650 x 250 x 12 x 22
	GY1	GY2	GY3	GY4
R~PHR	H-600 x 250 x 12 x 19			
8~6	H-600 x 250 x 12 x 22	H-600 x 250 x 12 x 22	H-600 x 250 x 12 x 25	H-600 x 250 x 12 x 25
4~5	H-650 x 300 x 12 x 25	H-650 x 300 x 12 x 25	H-650 x 300 x 16 x 25	H-650 x 300 x 16 x 25
3~2	H-650 x 300 x 16 x 25			

小梁リスト

HN25	HN35	HN45
H-250 x 125 x 6 x 9	H-350 x 175 x 7 x 11	H-450 x 200 x 9 x 14

(4) 各階重量

表 4.12 に各階の重量分布を示す。

表 4.12 各階の重量分布

階	Hi (m)	Wi (kN)	ΣWi (kN)	A (m ²)	Wi/A (kN/m ²)
PH	5.8	2035.8	2035.8	184.3	11.04
8	4.0	7778.4	9814.2	839.7	9.26
7	4.0	6184.0	15998.2	839.7	7.36
6	4.0	6200.7	22198.9	839.7	7.38
5	4.0	6220.1	28419.0	839.7	7.41
4	4.0	6285.0	34704.0	839.7	7.48
3	4.0	6292.3	40996.3	839.7	7.49
2	4.0	6303.3	47299.6	839.7	7.51
1	4.5	6376.6	53676.2	839.7	7.59

(5) 応力解析概要

① 応力解析方針

- ・ 応力解析は立体フレームマトリックス法により X 方向について行う。
- ・ 建物は 1 階柱脚において完全固定されているものとし、柱脚の浮き上がりは生じないものとする。
- ・ 各階床は剛床と仮定する。
- ・ 柱、梁は材端に弾塑性ばねを有する線材に置換する。
- ・ 柱は部材の曲げ、せん断変形、軸変形を考慮する。
- ・ 大梁は部材の曲げ、せん断変形を考慮する。なお、曲げ剛性にはスラブの合成効果を考慮し、剛性割増係数 $\phi=1.25$ （スラブ片側）、 1.5 （スラブ両側）とする。
- ・ 柱と梁の接合部の変形および剛域は考慮しない。
- ・ 解析モデルの初期剛性時の諸元は、部材の初期剛性に基づく値とする。
- ・ 各階の地震力は重心位置に作用する。

② 断面算定方針

- ・ 鉛直応力は節点位置、地震時応力はフェース位置を採用する。
- ・ 柱は二軸曲げを考慮する。
- ・ 大梁ウェブは考慮しない。

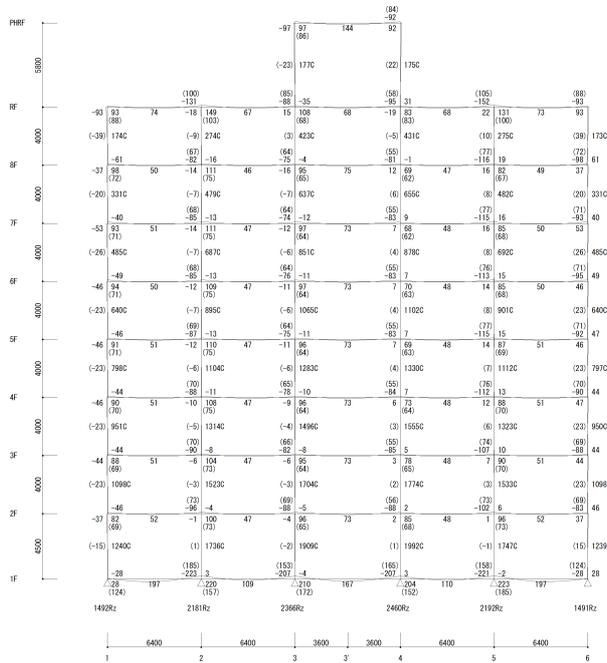
③ 保有水平耐力計算方針

- ・ 部材の復元力特性は、部材 M- θ 関係において M_u ($M_u=Z_p \times \sigma_y$ 、 $\sigma_y=1.1 \times F$ 値) に達した点を折れ点とするバイリニアモデルに置換し、2 次勾配は弾性剛性の $1/1000$ とする。
- ・ 梁の曲げ耐力はウェブおよびスラブ効果を考慮する。また、保有水平耐力接合および保有水平耐力横補剛は満足されているものとする。
- ・ 外力分布は A_i 分布とし、荷重増分解析により、いずれかの階の層間変形角が $1/100$ に達した時点を保有水平耐力とする。
- ・ 冷間成形角形鋼管は、「2018 年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」に準拠し、柱梁耐力比の検討を行う。各階において各接合部における梁接合部の複合耐力（大梁耐力の 1.5 倍および接合部耐力の 1.3 倍の小さい方）の総和が、各接合部における柱耐力の総和よりも小さいことを確認する。

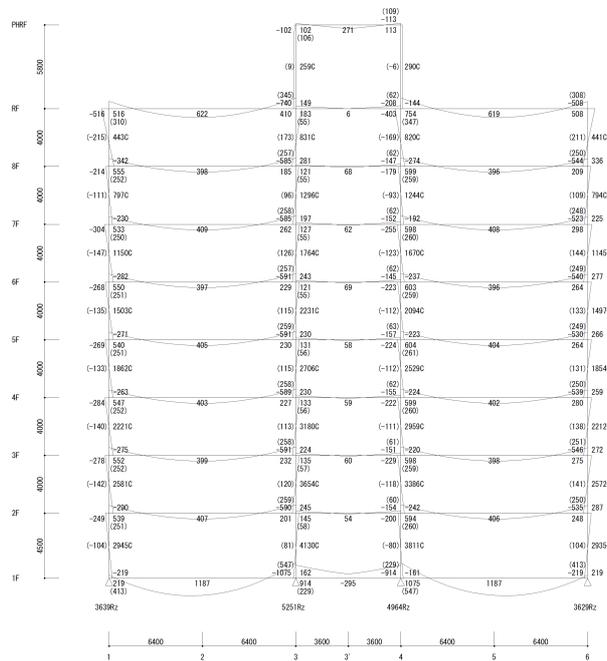
4.2 保有水平耐力計算に基づく設計

4.2.1 長期荷重に対する設計

図 4.4 に長期荷重時応力図を示す。いずれの部材も長期許容応力度以内となっている。



A 通り



C 通り

図 4.4 長期荷重時応力図

4.2.2 地震荷重に対する設計

(1) 地震荷重の算定

本設計例において、建築物は第二種地盤上に建てられている。この敷地の地盤条件において、昭55建告第1793号第1に基づき地震荷重を算定し、表4.13に示す。建築物の固有周期と振動特性係数を式(4.1)に示す。なお、立体モデルによる固有値解析では、X方向の固有周期は1.225秒であるが、ここでは R_t が大きくなる略算法を用いる。また、4.7節におけるダンパー補強時の固有周期は、D1:1.071秒、D2:1.039秒、D3:0.999秒であった。

$$T = 0.03 \times H = 0.03 \times 32.6 = 0.978(s), \quad R_t = 1 - 0.2 \left(\frac{0.978}{0.600} - 1 \right)^2 = 0.92 \quad (4.1)$$

表 4.13 地震荷重

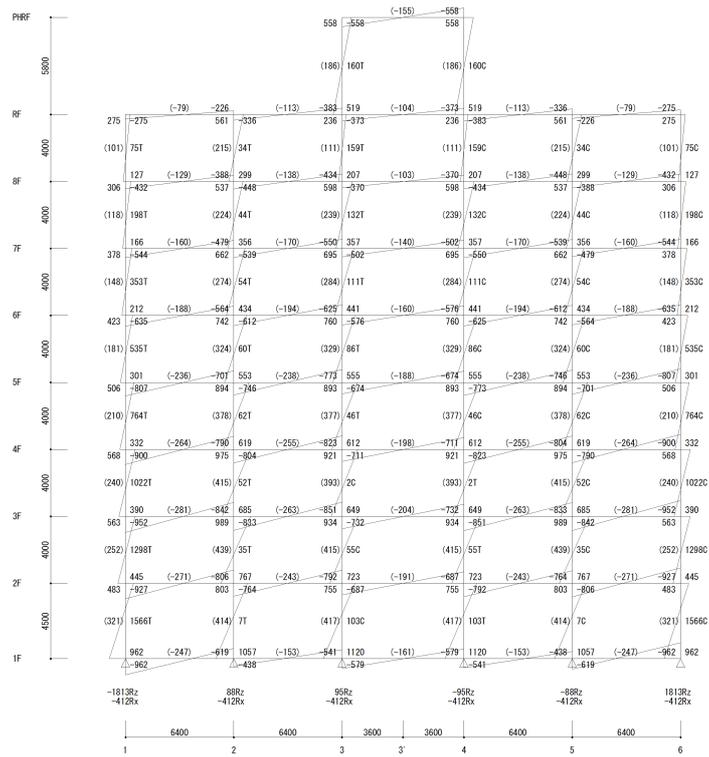
階	建物高さH (m)	階高 (m)	層重量 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	層せん断力 Q_i (kN)
PH	32.6	5.8	2035.8	2035.8	—	—	1.000	2035.8
8	28.6	4.0	7778.4	9814.2	0.183	2.072	0.381	3743.9
7	24.6	4.0	6184.0	15998.2	0.298	1.763	0.325	5191.8
6	20.6	4.0	6200.7	22198.9	0.414	1.568	0.289	6407.0
5	16.6	4.0	6220.1	28419.0	0.529	1.420	0.261	7430.7
4	12.6	4.0	6285.0	34704.0	0.647	1.297	0.239	8286.9
3	8.6	4.0	6292.3	40996.3	0.764	1.189	0.219	8976.4
2	4.6	4.0	6303.3	47299.6	0.881	1.092	0.201	9506.1
1	0.1	4.5	6376.6	53676.2	1.000	1.000	0.184	9883.1

(2) 一次設計用地震荷重時応力の算定

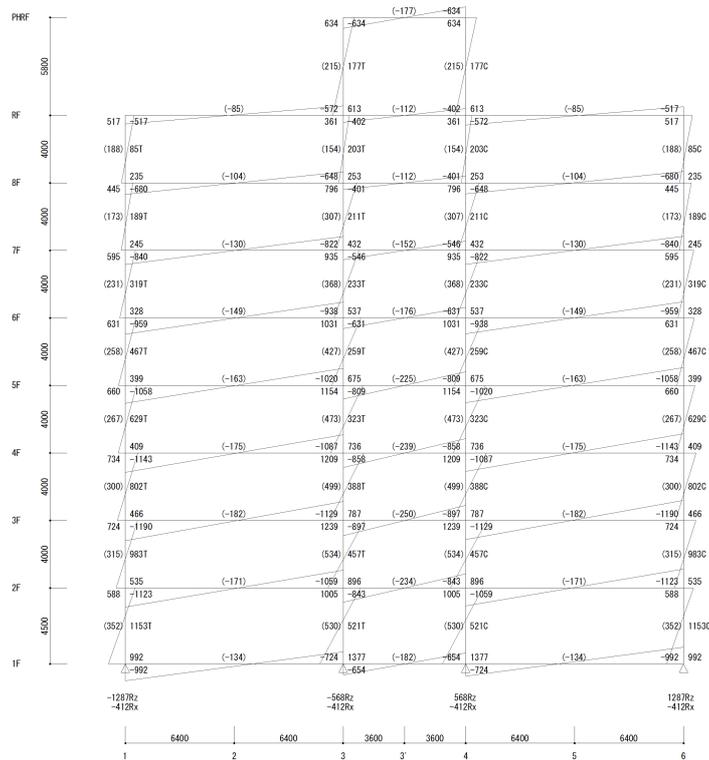
図4.5に地震荷重時応力図を示す。いずれの部材も短期許容応力度以内となっている。また、表4.14に層間変形角を示す。いずれの階の層間変形角も1/200以下となっている。

表 4.14 層間変形角

階	階高 (mm)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad.)
8	4000	9.84	1/ 406
7	4000	12.07	1/ 331
6	4000	13.64	1/ 293
5	4000	14.97	1/ 267
4	4000	15.61	1/ 256
3	4000	16.28	1/ 245
2	4000	16.33	1/ 244
1	4500	13.44	1/ 334



A通り



C通り

図 4.5 地震荷重時応力図

(3) 保有水平耐力の算定

表 4.15 に必要保有水平耐力の算定結果を示す。構造特性係数 D_s はいずれかの階の層間変形角が $1/50$ に達した時点における崩壊メカニズムにより算定している。なお、保有水平耐力はいずれかの階の層間変形角が $1/100$ に達した時点とし、その際における応力およびヒンジ発生状況を確認した。図 4.6 に層せん断力-層間変形角曲線 (Q- δ 図)、図 4.7 に保有水平耐力時の応力図、図 4.8 に保有水平耐力時のヒンジ図を示す。

以上より、保有水平耐力計算により耐震安全性を確認した。

表 4.15 必要保有水平耐力の算定結果

階	柱・梁群の種別					D_s	F_s	F_e	Q_{ud} (kN)	必要保有 水平耐力 Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	Q_u / Q_{un}	層間変形角 (rad.)
	FA (%)	FB (%)	FC (%)	FD (%)	種別								
8	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	18719.6	4679.9	8056.6	1.72	1/188
7	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	25959.0	6489.8	11172.3	1.72	1/153
6	70	30	0	0	A	0.25	1.00	1.00	32034.7	8008.7	13787.2	1.72	1/134
5	69	31	0	0	A	0.25	1.00	1.00	37153.2	9288.3	15990.1	1.72	1/120
4	70	30	0	0	A	0.25	1.00	1.00	41434.2	10358.6	17832.6	1.72	1/110
3	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	44881.5	11220.4	19316.2	1.72	1/100
2	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	47529.9	11882.5	20456.1	1.72	1/100
1	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	49415.0	12353.8	21267.4	1.72	1/143

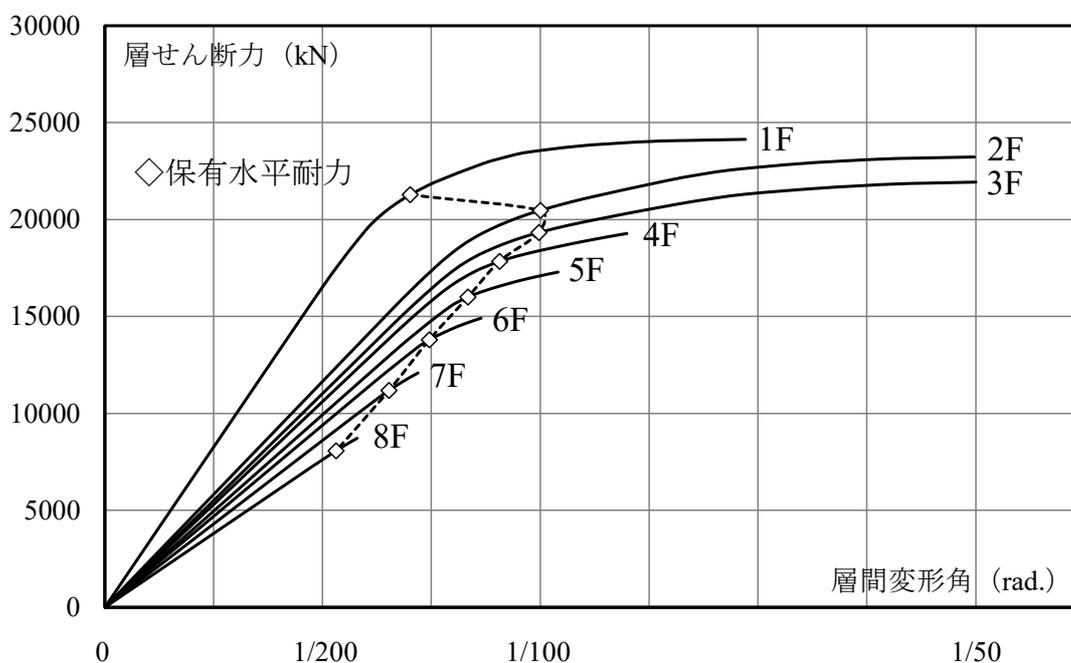
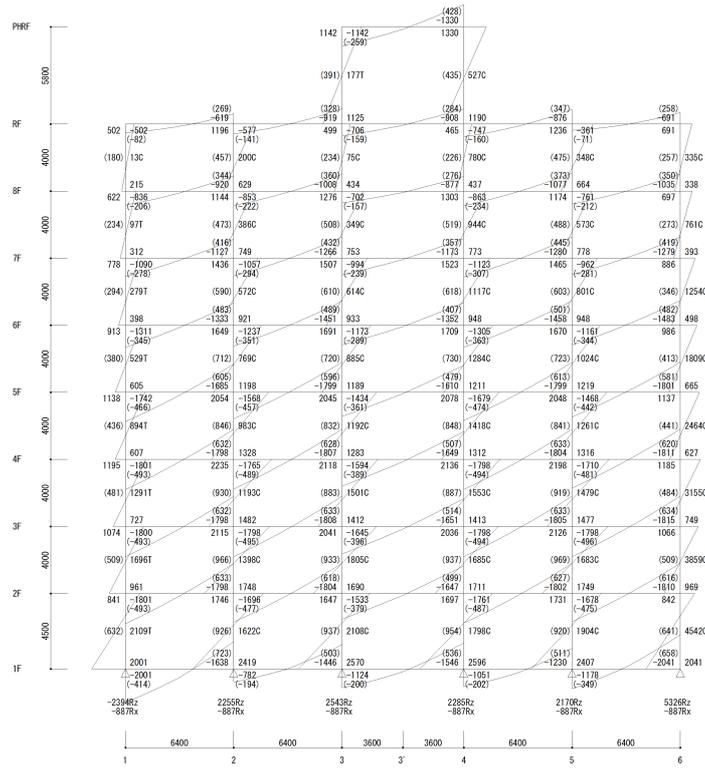
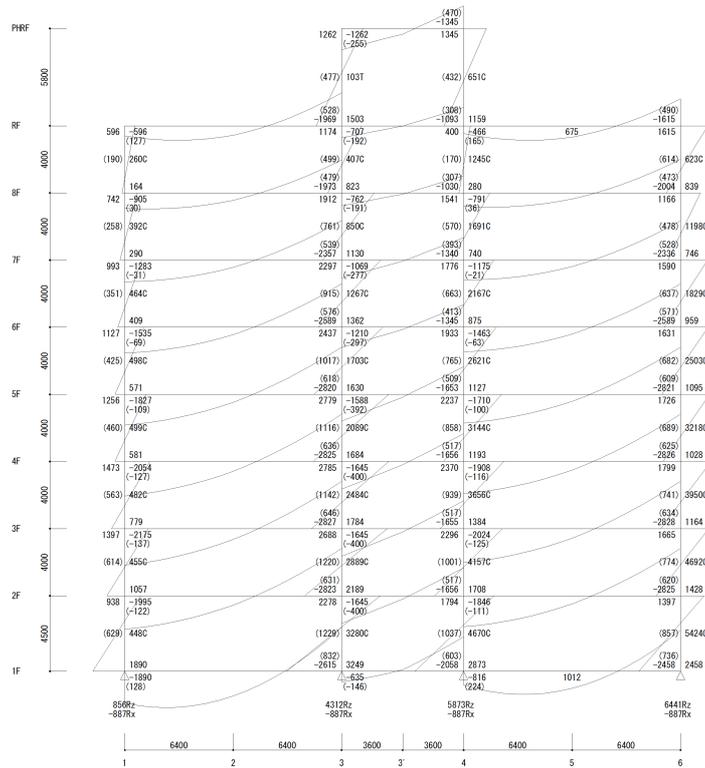


図 4.6 層せん断力-層間変形角曲線

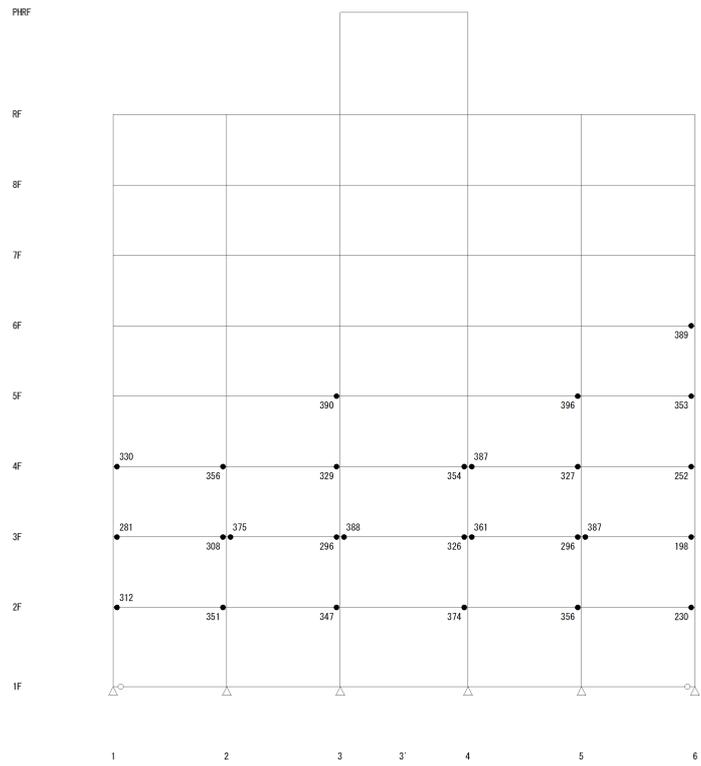


A 通り

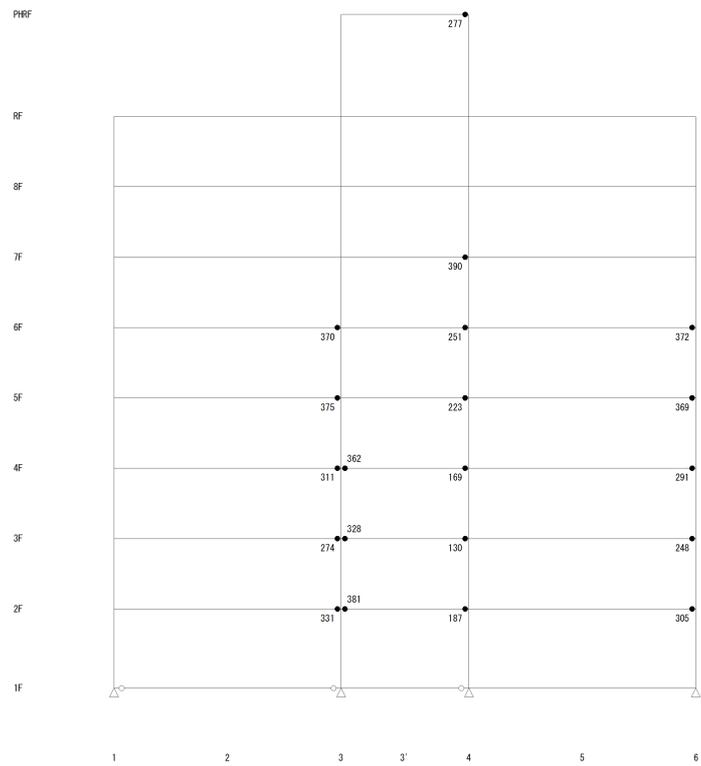


C 通り

図 4.7 保有水平耐力時応力図



A 通り



C 通り

図 4.8 保有水平耐力時ヒンジ図

4.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

本節では、前節までの保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

4.3.1 梁端部破断限界塑性率の算定

以下に示す梁端部の設計用疲労性能評価式(4.2)を用いて、梁のスパン長、梁端接合部仕様、梁部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} を算定する。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C \left({}_bN_e / k_1 \right)^{-\beta} \quad (4.2)$$

- ・ ${}_bN_e$ は梁端部の等価な繰返し回数で、下式で計算される。

$${}_bN_e = n \cdot {}_sN_e$$

n は ${}_bN_e$ と ${}_sN_e$ （層の等価な繰返し回数）の比で、スパン長により以下の値となる。

$n = 1.0$ （梁スパン 10～20m 程度の長スパン架構）

$n = 1.8$ （梁スパン 4～10m 程度の標準スパン架構）

$n = 2.5$ （梁スパン 4m 以下程度の短スパン架構）

- ・ ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では 1.0 を基本とし、直下地震では 0.75 とされている。また、地震動特性により、各地震動の ${}_sN_e$ は以下のよう

① 告示極稀地震（標準波）： ${}_sN_e = 1.0$

② 直下地震（断層近傍の地震動）： ${}_sN_e = 0.75$

③ 長継続時間地震（長継続時間地震動）： ${}_sN_e = 2.3$

- ・ k_2 は使用する梁部材の強度（F 値）が 490N/mm² 級でない場合 $k_2=325/(\text{使用鋼材の F 値})$ で計算。（F=385 N/mm² 級も適用可能）

- ・ C は梁端接合部の仕様により決まる定数
スカラップ 4.0、ノンスカラップ 5.6、高性能仕口 8.0

- ・ k_1 は歪集中を表す補正係数。（ここでは 1.0 とする）

- ・ β は評価式の勾配で 1/3

梁スパン長、地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））、梁端部仕様、鋼材強度に応じて、疲労性能評価式から算定した本建築物の梁端部破断限界塑性率 μ_{bi} を表 4.16 に示す。

表 4.16 梁端部の破断限界塑性率

梁 符号	梁 スパン (m)	梁端部と層の 等価な繰返し 回数の比n	使用鋼材	梁端接合部	層の等価な繰返し回数			梁端部の破断限界塑性率		
			k_2	C	sNe			μ_{bi}		
			SN490B	スカラップ	告示極稀	直下	長継続時間	告示極稀	直下	長継続時間
GX1	12.8	1.0	1.00	4.0	1.00	0.75	2.30	4.00	4.40	3.03
GX2	6.4	1.8	1.00	4.0	1.00	0.75	2.30	3.29	3.62	2.49
GX3	7.2	1.8	1.00	4.0	1.00	0.75	2.30	3.29	3.62	2.49
GX4	7.2	1.8	1.00	4.0	1.00	0.75	2.30	3.29	3.62	2.49

4.3.2 1階柱脚の限界塑性率の算定

以下に示す柱の疲労性能評価式(4.3)を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震、②直下地震、③長継続時間地震）に応じて、1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} を算定する。

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad (4.3)$$

- ・ ${}_cN_e$ は柱脚部の等価な繰返し回数で、式(4.4)で計算される。

$${}_cN_e = n_c \cdot {}_sN_e \quad (4.4)$$

n_c は ${}_cN_e$ と ${}_sN_e$ （柱脚の等価な繰返し回数）の比で、柱梁耐力比により表 4.17 の値となる。

表 4.17 柱脚の等価繰返し回数比

外柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上2.0未満	2.0以上
	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上1.6未満	1.6以上
	1.5	1.0	0.3

- ・ ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では 1.0 を基本とし、直下地震では 0.75 とされている。また、地震動特性により、各地震動の ${}_sN_e$ は以下のよう
に計算される。
① 告示極稀地震（標準波）： ${}_sN_e = 1.0$
② 直下地震（断層近傍の地震動）： ${}_sN_e = 0.75$
③ 長継続時間地震（長継続時間地震動）： ${}_sN_e = 2.3$
- ・ C 、 β は一般化幅厚比により決まる係数（表 4.18 による）

表 4.18 疲労性能評価式の係数

一般化幅厚比	係数C	係数β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

柱梁耐力比、地震動特性 (①告示極稀地震 (標準波)、②直下地震 (断層近傍の地震動)、③長継続時間地震 (長継続時間地震動))、一般化幅厚比に応じて、疲労限界性能評価式から算定した本建築物の1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} を表 4.19 に示す。

表 4.19(a) 1階柱脚の限界塑性率 (告示極稀、sNe=1.0)

C4@E1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C6@E2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.22	C3@E3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.31	C3@E4 中柱	柱梁耐力比 1.74 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.31	C6@E5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.22	C4@E6 外柱	柱梁耐力比 3.26 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83
C1@D1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C2@D3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C2@D4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C1@D6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83				
C1@C1 外柱	柱梁耐力比 2.12 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C5@C3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C5@C4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C1@C6 外柱	柱梁耐力比 1.98 nc 1.2 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.40				
C1@B1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C2@B3 中柱	柱梁耐力比 1.59 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C2@B4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C1@B6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83				
C4@A1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C6@A2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.22	C3@A3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.31	C3@A4 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.31	C6@A5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.22	C4@A6 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83

表 4.19 (b) 1 階柱脚の限界塑性率 (直下、sNe=0.75)

C4@E1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C6@E2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.81	C3@E3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.52	C3@E4 中柱	柱梁耐力比 1.74 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.52	C6@E5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.81	C4@E6 外柱	柱梁耐力比 3.26 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02
C1@D1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C2@D3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C2@D4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C1@D6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02				
C1@C1 外柱	柱梁耐力比 2.12 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C5@C3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C5@C4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C1@C6 外柱	柱梁耐力比 1.98 nc 1.2 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.57				
C1@B1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C2@B3 中柱	柱梁耐力比 1.59 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C2@B4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C1@B6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02				
C4@A1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C6@A2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.81	C3@A3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.52	C3@A4 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.52	C6@A5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.81	C4@A6 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02

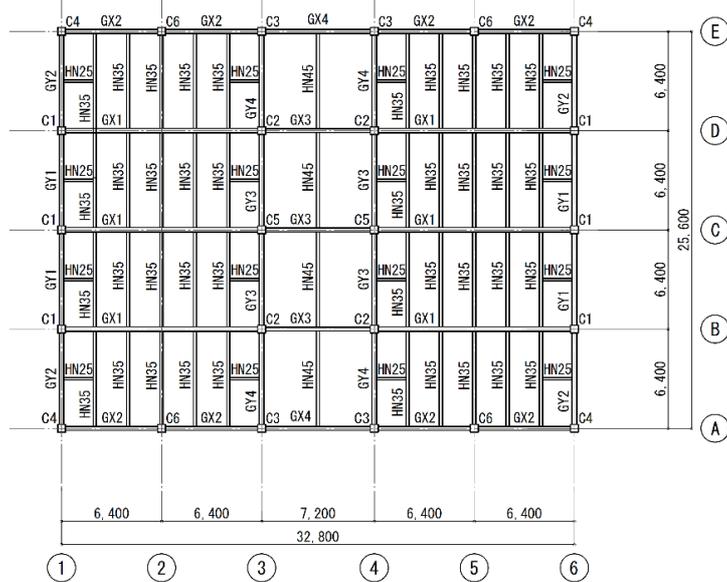
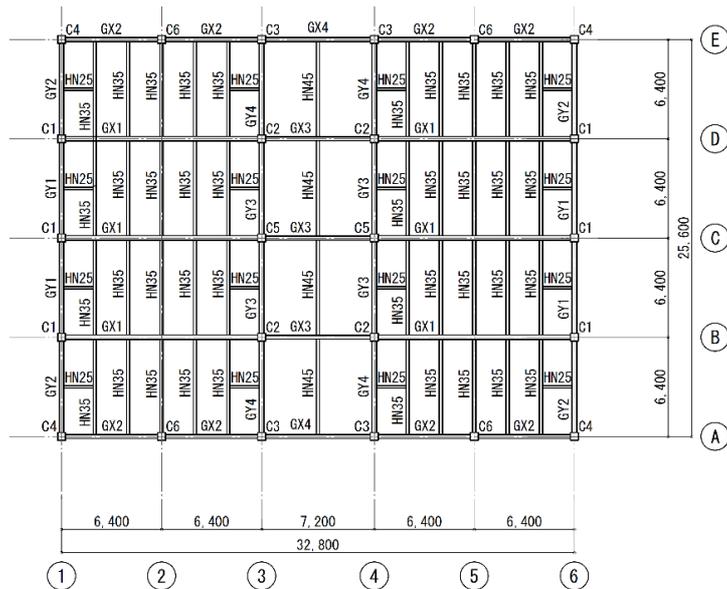


表 4.19(c) 1 階柱脚の限界塑性率 (長継続時間、sNe=2.3)

C4@E1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C6@E2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.73	C3@E3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.74	C3@E4 中柱	柱梁耐力比 1.74 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.74	C6@E5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.73	C4@E6 外柱	柱梁耐力比 3.26 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32
C1@D1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C2@D3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C2@D4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C1@D6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32				
C1@C1 外柱	柱梁耐力比 2.12 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C5@C3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C5@C4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C1@C6 外柱	柱梁耐力比 1.98 nc 1.2 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 2.95				
C1@B1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C2@B3 中柱	柱梁耐力比 1.59 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C2@B4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C1@B6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32				
C4@A1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C6@A2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.73	C3@A3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.74	C3@A4 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.74	C6@A5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.73	C4@A6 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32



4.3.3 復元力特性の設定および主架構の保有エネルギーの算出

静的増分解析において、骨組各層で梁が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）が各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} であり、図4.9の塑性エネルギーの面積(W_{pfi})の($4 \times_s N_e$)倍が、当該層の梁破断までの保有エネルギーとして式(4.5)で計算される。

$$\text{各層の保有エネルギー} = 4 \times_s N_e \times W_{pfi} \quad (4.5)$$

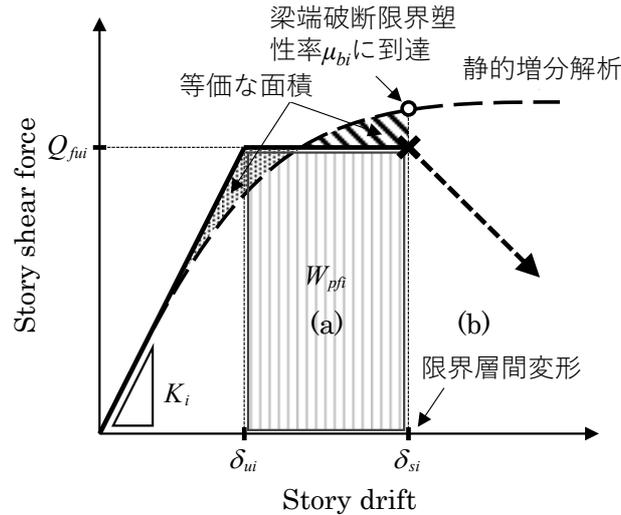


図 4.9 層の限界変形と保有水平耐力

表 4.20～4.22、図 4.10～4.12 に、各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における本建築物の復元力特性と保有エネルギーを示す。図中には、各層における降伏変形 δ_{ui} 、梁端部が破断限界塑性率に到達する梁破断限界層間変形 δ_{si} も併せて示している。なお、本建築物は、第1層においても2階床梁の破断限界塑性率で層の限界塑性率が決まっており、いずれの層においても梁が最初に破断限界塑性率に達している。

表 4.20 各階の保有エネルギー (①告示極稀地震)

階	4sNeWpi (kNm)
8	1685
7	4297
6	2739
5	2972
4	3024
3	2807
2	2426
1	2822

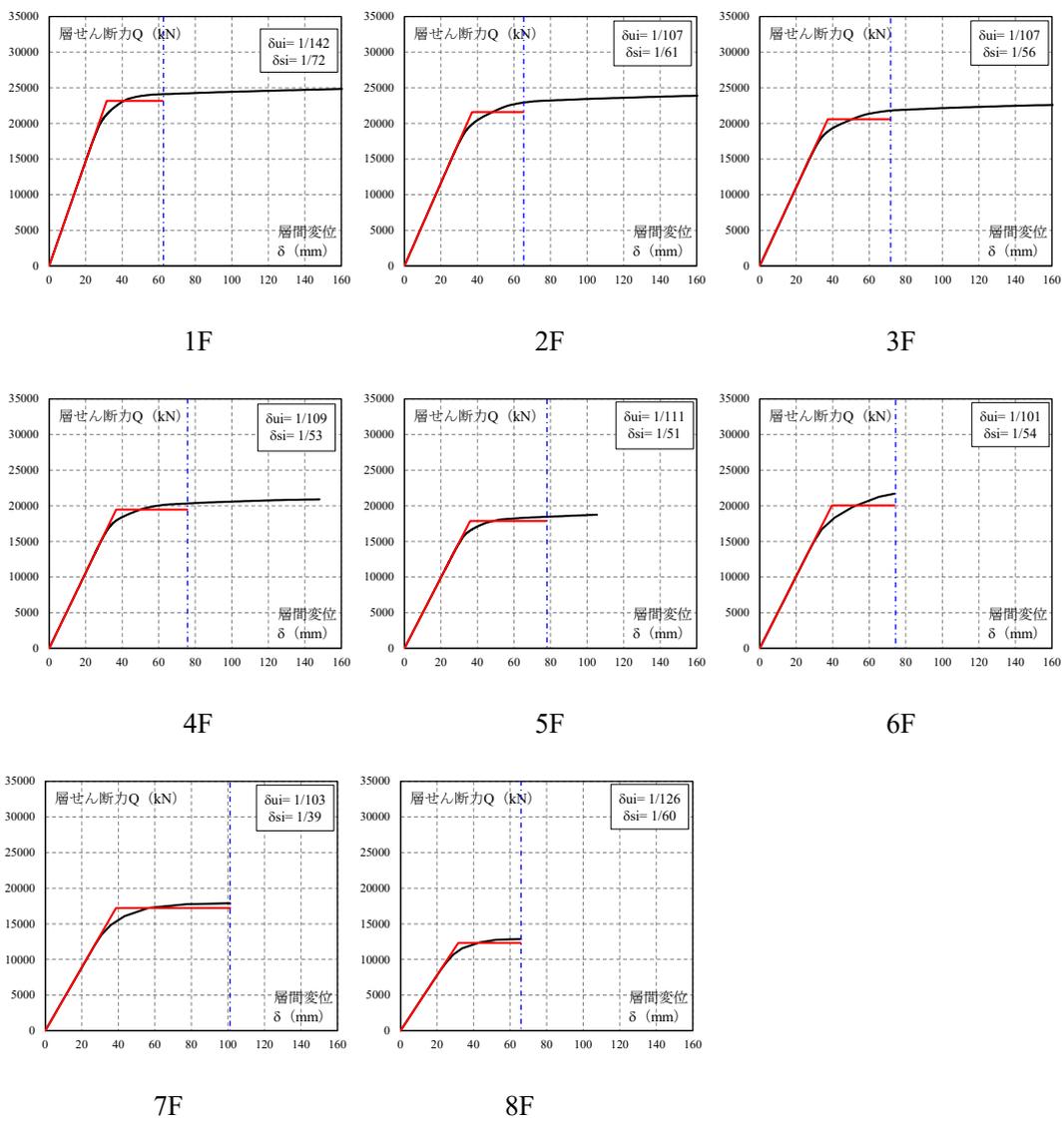
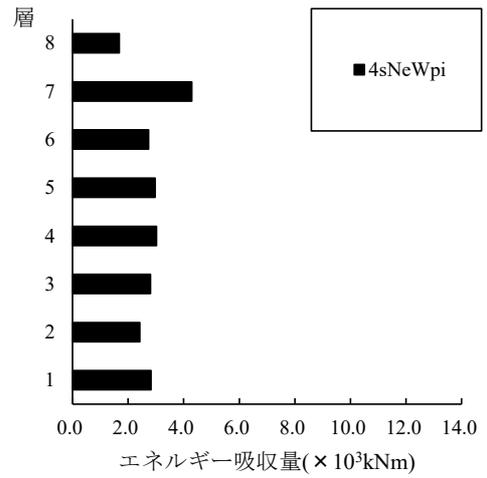


図 4.10 各階の復元力特性と保有エネルギー (①告示極稀地震)

表 4.21 各階の保有エネルギー (②直下地震)

階	4sNeWpi (kNm)
8	1264
7	4046
6	2364
5	2602
4	2624
3	2445
2	2237
1	2560

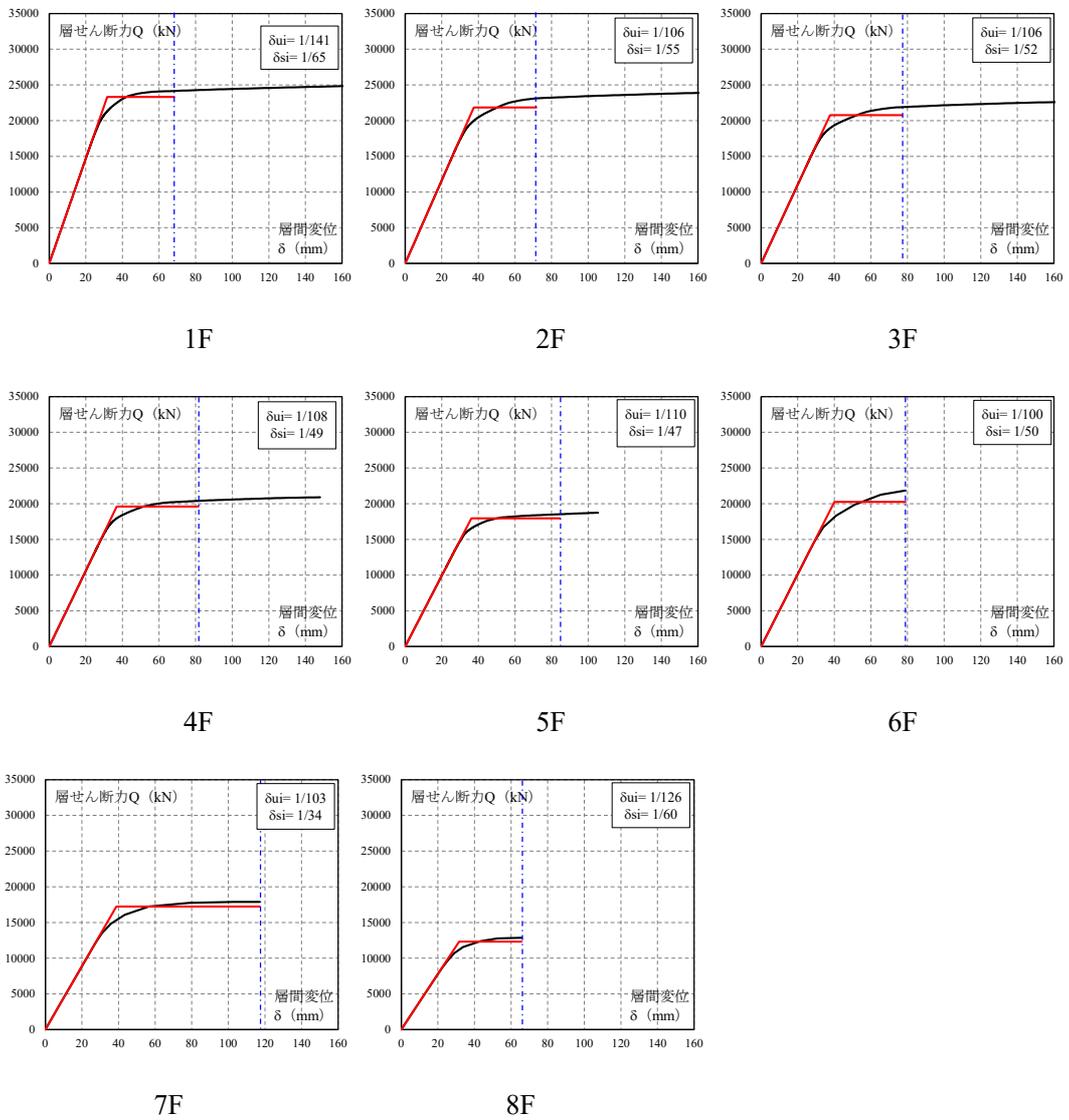
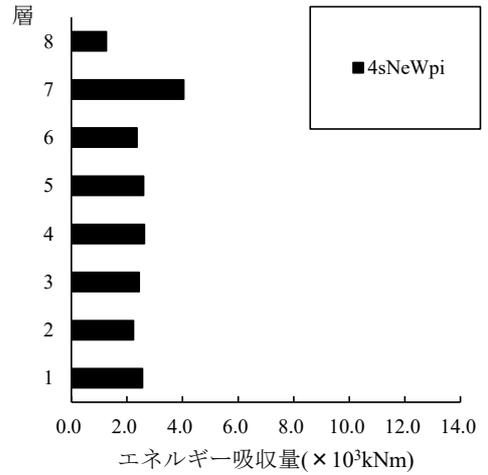


図 4.11 各階の復元力特性と保有エネルギー (②直下地震)

表 4.22 各階の保有エネルギー (③長継続時間地震)

階	4sNeWpi (kNm)
8	2172
7	6550
6	4700
5	4356
4	4188
3	3851
2	3318
1	3432

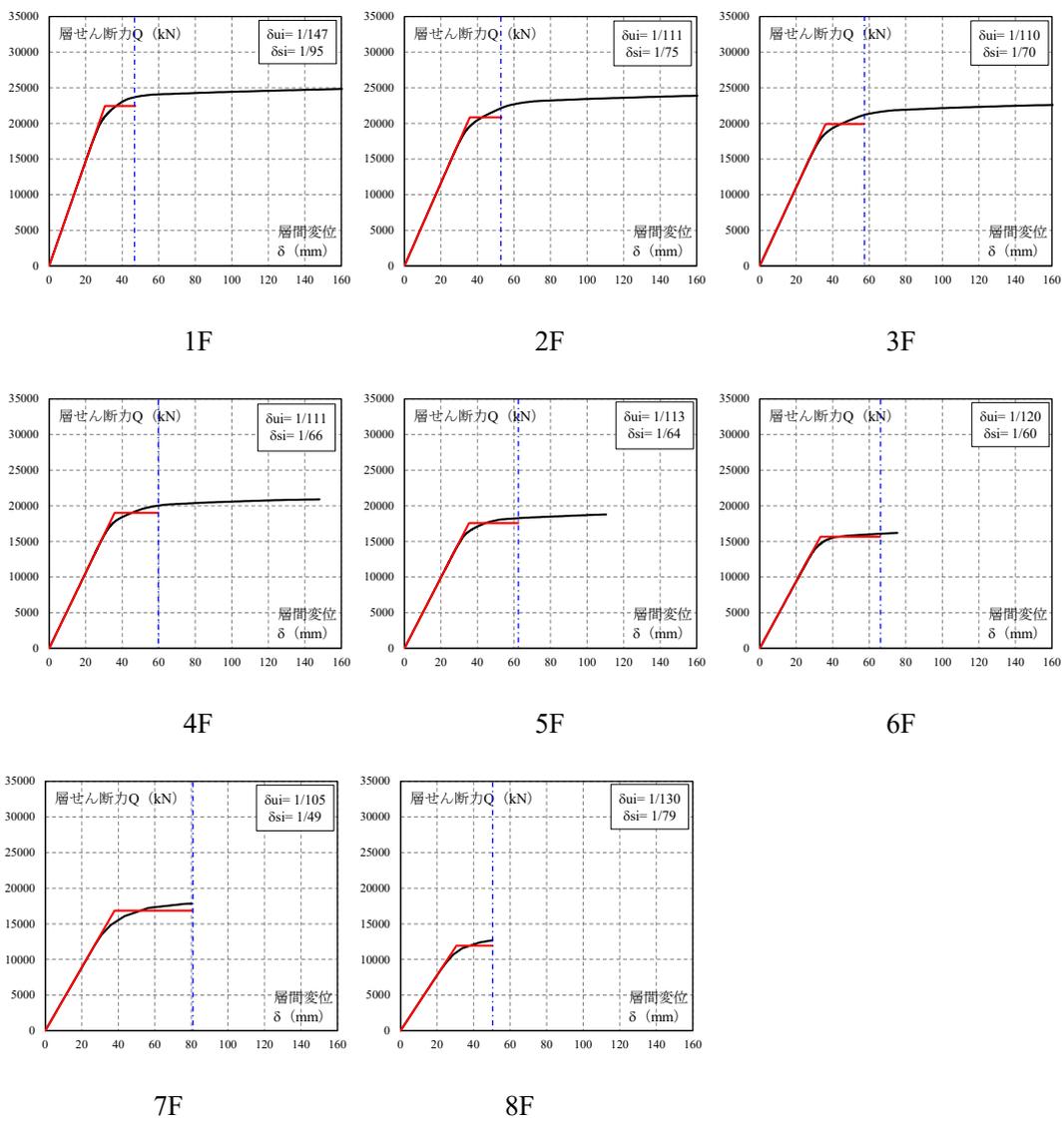
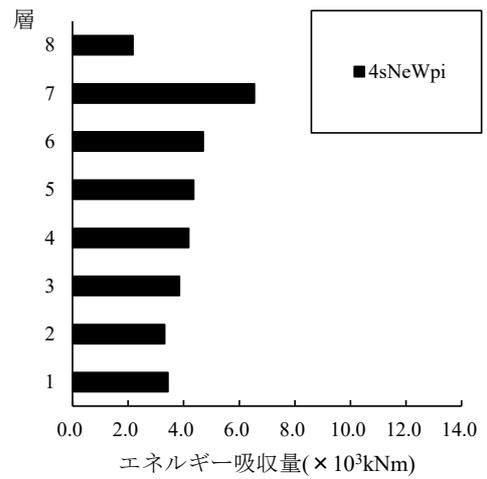


図 4.12 各階の復元力特性と保有エネルギー (③長継続時間地震)

4.3.4 主架構の必要エネルギーの算出

建築物に入力される塑性エネルギー E_s 、架構が弾性範囲で吸収するエネルギー W_e は、長継続時間地震の場合のエネルギーの増加倍率 q 、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数 ${}_sN_e$ を用いて式(4.6)で計算される。

$$E_s = \frac{1}{2}qMV^2 - W_e$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2}Q_{efi}\delta_i + \frac{1}{2}Q_{dui}\delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui})Q_{dui} \cdot n_i \cdot {}_sN_e \right\} \quad (4.6)$$

ここで、 q はエネルギーの増加倍率で、①告示極稀地震 1.0、②直下地震 0.75、③長継続時間地震 2.3、 n_i は告示の値で 5.0、 ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数で、①告示極稀地震 1.0、②直下地震 0.75、③長継続時間地震 2.3 である。

各層に分配された必要エネルギー E_{si} に対して、主架構およびダンパー部分の必要エネルギーは式(4.7)で計算される。

$$E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}}$$

$$E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui})Q_{dui} \cdot n_i \cdot {}_sN_e \quad (4.7)$$

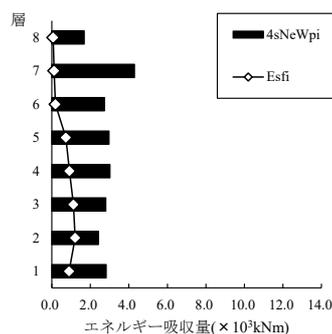
以上より計算した各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の必要エネルギーを、前項において算出した保有エネルギーと併せて、表 4.23～4.25、図 4.13～4.15 に示す。なお、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.5 倍の場合についても計算を行い、1.0 倍と併せて示している。

表 4.23 各階の必要エネルギー (①告示極稀地震)

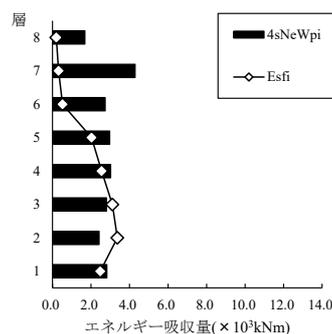
階	Esfi (kNm)	階	Esfi (kNm)
8	71	8	198
7	114	7	317
6	189	6	524
5	731	5	2027
4	918	4	2546
3	1122	3	3110
2	1213	2	3365
1	895	1	2481

Vs1.0 倍

Vs1.5 倍



Vs1.0 倍



Vs1.5 倍

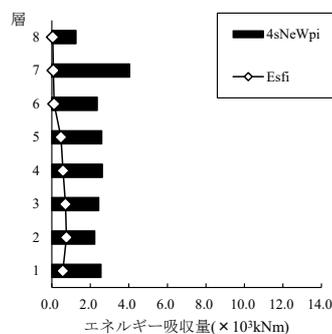
図 4.13 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (①告示極稀地震)

表 4.24 各階の必要エネルギー (②直下地震)

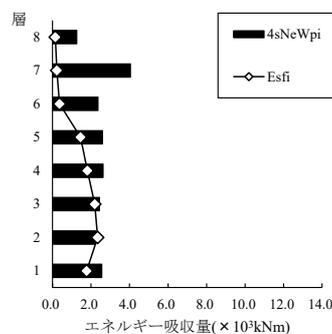
階	Esfi (kNm)	階	Esfi (kNm)
8	47	8	145
7	75	7	231
6	119	6	368
5	471	5	1456
4	586	4	1811
3	711	3	2198
2	758	2	2345
1	572	1	1768

Vs1.0 倍

Vs1.5 倍



Vs1.0 倍



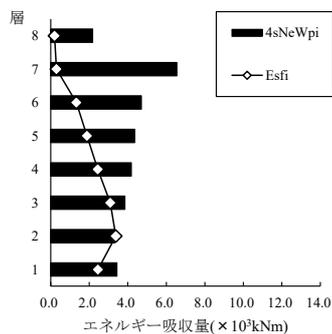
Vs1.5 倍

図 4.14 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (②直下地震)

表 4.25 各階の必要エネルギー (③長継続時間地震)

階	Esfi (kNm)
8	196
7	301
6	1328
5	1885
4	2446
3	3089
2	3373
1	2456

Vs1.0 倍



Vs1.0 倍

図 4.15 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (③長継続時間地震)

4.3.5 主架構の応答変形の算定

エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギー E_{sfi} から、当該層の応答変形を式(4.8)～式(4.11)のように算出する。

$$\text{累積塑性変形倍率} \quad n_{fi} = \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \times \delta_{fui}} \quad (4.8)$$

$$\text{最大塑性率} \quad u_{fi} = \frac{n_{fi}}{4 \times_s N_e} + 1 \quad (4.9)$$

$$\text{最大層間変形} \quad \delta_{\max} = \delta_{fui} \times \mu_{fi} \quad (4.10)$$

$$\text{最大層間変形角} \quad R_{\max} = \delta_{\max} / h_i \quad (4.11)$$

以上より計算した各地震動特性 (①告示極稀地震 (標準波)、②直下地震 (断層近傍の地震動)、③長継続時間地震 (長継続時間地震動)) における主架構の応答変形を表 4.26～4.28、図 4.16～4.18 に示す。なお、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.5 倍の場合についても計算を行い、1.0 倍と併せて示している。

表 4.26 各階の応答変形 (①告示極稀地震)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.0倍	Vs1.5倍
	1/n	1/n	1/n
8	61	121	112
7	40	99	92
6	54	95	87
5	52	87	62
4	53	83	58
3	56	79	53
2	61	78	53
1	73	109	77

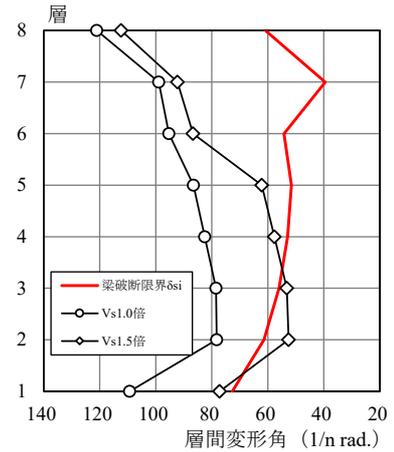


図 4.16 各階の応答変形の比較 (①告示極稀地震)

表 4.27 各階の応答変形 (②直下地震)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.0倍	Vs1.5倍
	1/n	1/n	1/n
8	61	122	113
7	34	99	92
6	51	95	87
5	47	89	63
4	49	85	59
3	52	82	55
2	56	81	55
1	66	113	79

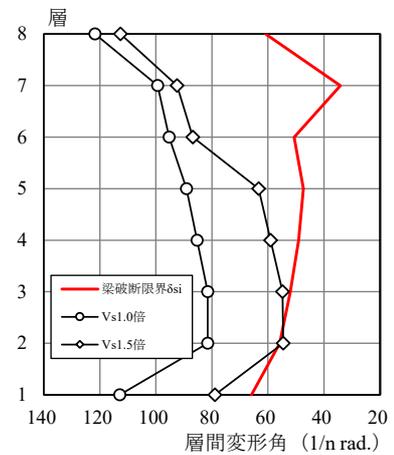


図 4.17 各階の応答変形の比較 (②直下地震)

表 4.28 各階の応答変形 (③長継続時間地震)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.0倍	Vs1.5倍
	1/n	1/n	1/n
8	79	123	—
7	50	100	—
6	61	94	—
5	64	85	—
4	67	80	—
3	70	75	—
2	75	75	—
1	95	106	—

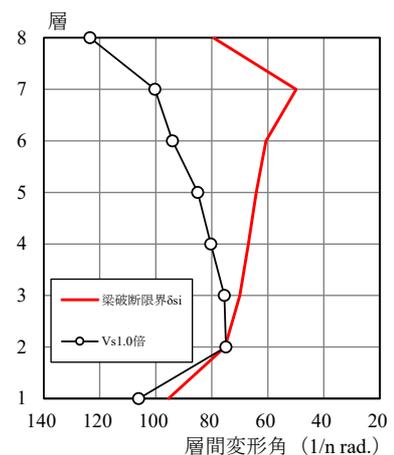


図 4.18 各階の応答変形の比較 (③長継続時間地震)

4.4 原設計まとめ

地上 8 階建て鉄骨造の事務所ビルを用いて、極大地震に対する鋼構造建築物のエネルギー法による設計例を示した。保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。以下に、そのまとめを示す。

- ・ 保有水平耐力計算（ルート 3）による本設計例の耐震安全性を確認した。本設計例の必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の比は 1.72 であった。
- ・ 保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。まず、梁端部の設計用疲労性能評価式を用いて、梁のスパン長、梁端接合部仕様、梁部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} を算定した。次に、柱の疲労限界性能評価式を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて、1 階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} を算定した。
- ・ 続いて、静的増分解析を行い、各層でいずれかの梁端部が破断限界塑性率 μ_{bi} に到達した時点（第 1 層においては 2 階床梁の破断限界塑性率と 1 階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）を各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} として、 δ_{si} までの荷重変形関係から復元力特性を設定し、各層の柱梁骨組の保有エネルギーと必要エネルギーとの比較を行った。以降に、各地震動特性ごとに得られた結果をまとめる。
- ・ ①告示極稀地震においては、各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} は概ね 1/40～1/73 程度であり、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震と同等 ($V_s1.0$ 倍) の場合は、各層とも梁破断限界層間変形 δ_{si} 以下に収まっているが、速度応答スペクトルを 1.5 倍 ($V_s1.5$ 倍) とした場合は、2 層および 3 層において梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える結果となった。
- ・ ②直下地震においては、各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} は概ね 1/34～1/66 程度であり、①の告示極稀地震における結果と同様に、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震と同等 ($V_s1.0$ 倍) の場合は、各層とも梁破断限界層間変形 δ_{si} 以下に収まっているが、速度応答スペクトルを 1.5 倍 ($V_s1.5$ 倍) とした場合は、2 層において梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える結果となった。
- ・ ③長継続時間地震においては、各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} は概ね 1/50～1/95 程度であり、他の地震動と比較すると、およそ 30%程度 δ_{si} は小さい。長継続時間地震では、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震と同等 ($V_s1.0$ 倍) の場合でも、2 層において梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える結果となった。

- ・ 以上の結果より、保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示の計算を行ったところ、①告示極稀地震および②直下地震においては、速度応答スペクトルが通常の極稀地震と同等 ($V_s1.0$ 倍) であれば、各層とも梁破断限界層間変形 δ_{si} 以下に収まるものの、速度応答スペクトルを 1.5 倍 ($V_s1.5$ 倍) とした場合では、2、3 層において梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える応答となった。また、③長継続時間地震においては速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震と同等 ($V_s1.0$ 倍) の場合で同様の結果となった。
- ・ これらへの対策としては、梁部材に使用する鋼材の強度を上げることや梁端接合部の仕様を変更することで、梁端部の破断限界塑性率を大きく取る方法がある。また、主架構の必要エネルギー量を小さくする方法として、ダンパー等による架構の補強なども考えられる。

4.5 補強方針

前節までの結果より、本建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行ったところ、①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動）において、表 4.29 に示すような応答結果となった。

表 4.29 各地震動に対する応答結果
(ダンパー：なし、梁端接合部：スカラップ、使用鋼材：SN490B)

	告示極稀 1.0 倍	告示極稀 1.5 倍	直下 1.0 倍	直下 1.5 倍	長継続時間 1.0 倍
8 階	OK	OK	OK	OK	OK
7 階	OK	OK	OK	OK	OK
6 階	OK	OK	OK	OK	OK
5 階	OK	OK	OK	OK	OK
4 階	OK	OK	OK	OK	OK
3 階	OK	NG	OK	OK	OK
2 階	OK	NG	OK	NG	NG
1 階	OK	OK	OK	OK	OK

※ 上表の「OK」は梁破断限界層間変形以内、「NG」は梁破断限界層間変形を超えることを意味する

応答が梁破断限界層間変形角を超えた場合の対策としては、以下のような補強方法が考えられる。これらのうち、建築物の用途や規模を考え、②梁端接合部の仕様変更または③ダンパーの配置を採用することとする。

- ① 梁部材に使用する鋼材の強度向上により、梁端部の破断限界塑性率を大きくする
【使用鋼材の強度向上】
- ② 梁端接合部の仕様変更し、梁端部の破断限界塑性率を大きくする
【梁端接合部の仕様変更】
- ③ 架構内にダンパーを配置して、主架構の必要エネルギー量を小さくする
【ダンパーの配置】

4.6 梁端接合部の仕様変更による補強

本節では、これまで検討を行ってきた保有水平耐力計算により設計された建築物について、梁端接合部の仕様をスカラップからノンスカラップへと変更を行い、4.3節と同様に、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

4.6.1 梁端部破断限界塑性率の算定

4.3.1項と同様に、梁端部の設計用疲労性能評価式を用いて、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} を算定する。梁スパン長、地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））、梁端部仕様、鋼材強度に応じて、疲労性能評価式から算定した本建築物の梁端部破断限界塑性率 μ_{bi} を表4.30に示す。

表 4.30 梁端部の破断限界塑性率

梁 符号	梁 スパン (m)	梁端部と層の 等価な繰返し 回数の比n	使用鋼材 k ₂	梁端接合部 C	層の等価な繰返し回数 sNe			梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi}		
					告示極稀	直下	長継続時間	告示極稀	直下	長継続時間
GX1	12.8	1.0	1.00	ノンスカラップ	1.00	0.75	2.30	5.60	6.16	4.24
GX2	6.4	1.8	1.00	ノンスカラップ	1.00	0.75	2.30	4.60	5.07	3.49
GX3	7.2	1.8	1.00	ノンスカラップ	1.00	0.75	2.30	4.60	5.07	3.49
GX4	7.2	1.8	1.00	ノンスカラップ	1.00	0.75	2.30	4.60	5.07	3.49

4.6.2 復元力特性の設定および主架構の保有エネルギーの算出

4.3.2項と同様に、表4.31～4.33、図4.19～4.21に、梁端接合部の仕様変更による補強を行った場合の各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における本建築物の復元力特性と保有エネルギーを示す。図中には、各層における降伏変形 δ_{ui} 、梁端部が破断限界塑性率に到達する梁破断限界層間変形 δ_{si} も併せて示している。

表 4.31 各階の保有エネルギー (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

階	4sNeWpi (kNm)
8	2541
7	6882
6	4145
5	5063
4	4915
3	4658
2	4339
1	4963

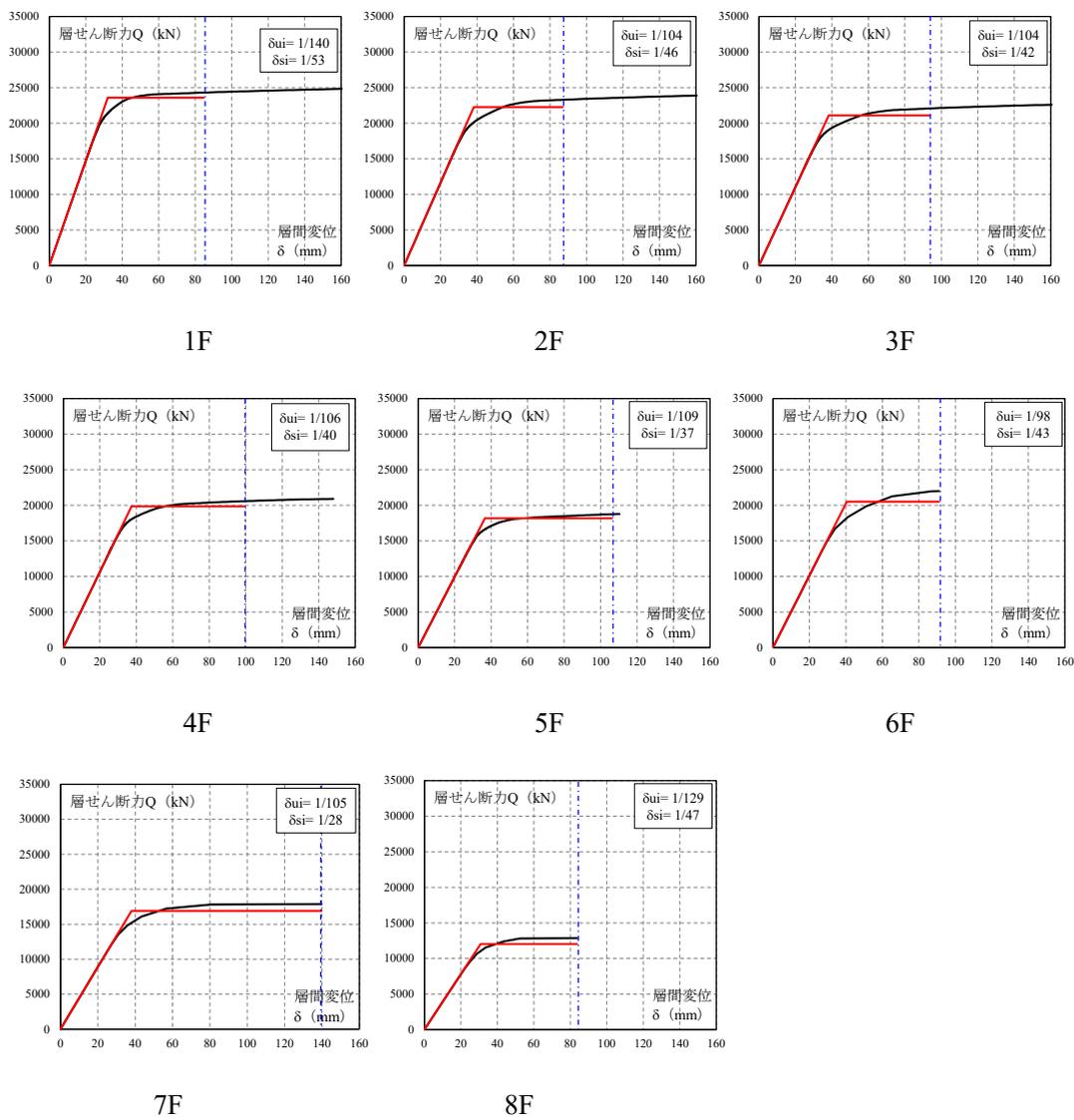
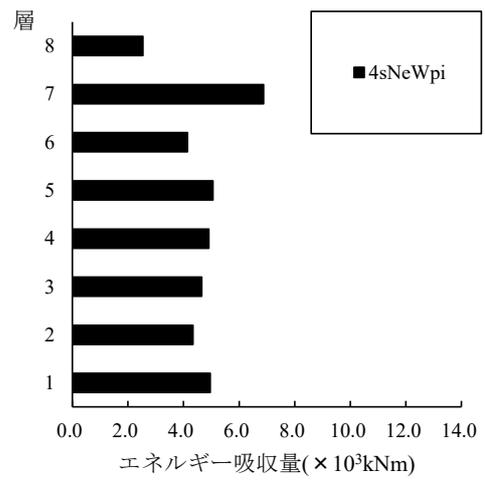


図 4.19 各階の復元力特性と保有エネルギー (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

表 4.32 各階の保有エネルギー (②直下地震、ノンスカラップ)

階	4sNeWpi (kNm)
8	2278
7	5520
6	3109
5	4026
4	4251
3	4067
2	3816
1	4355

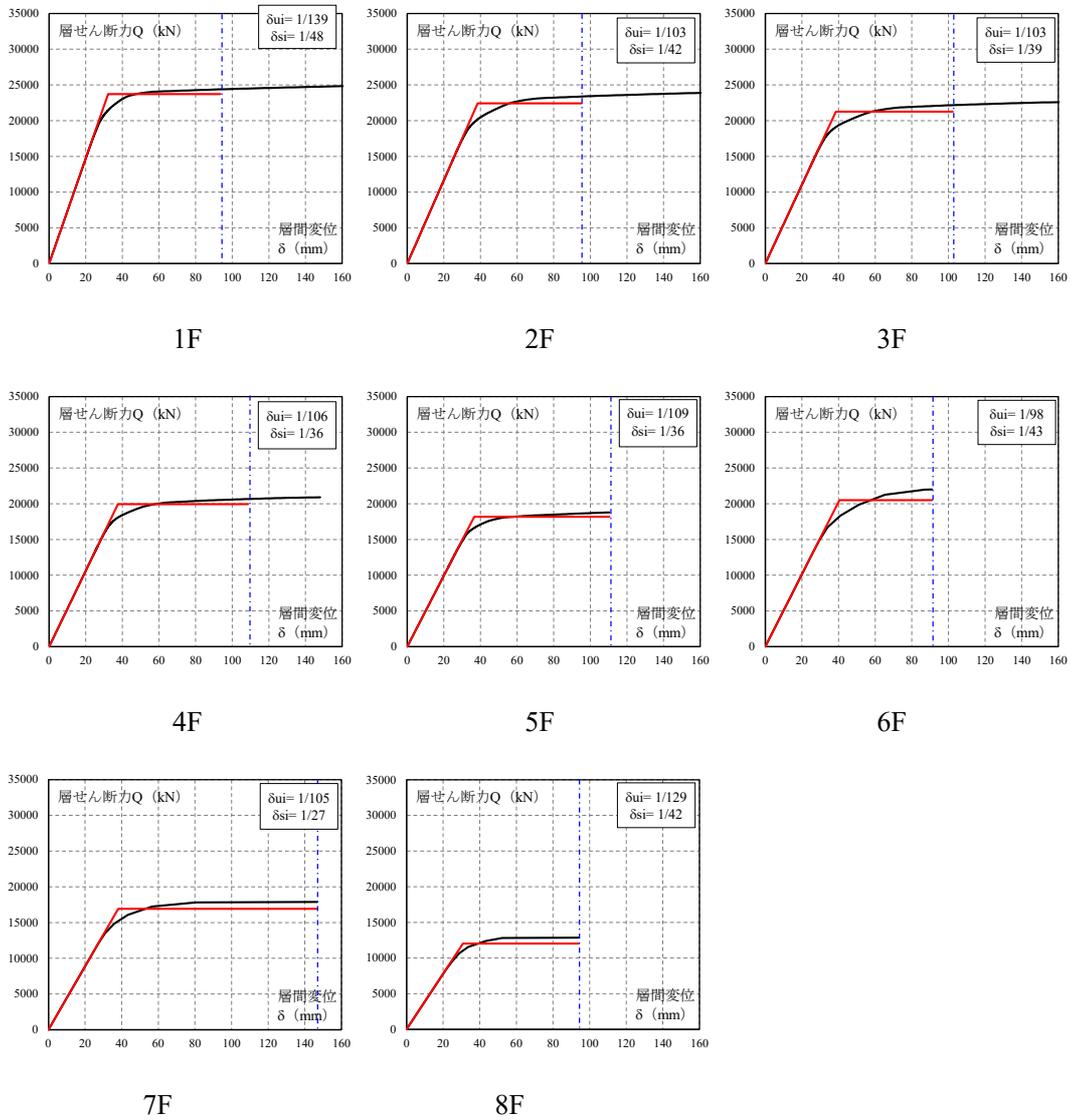
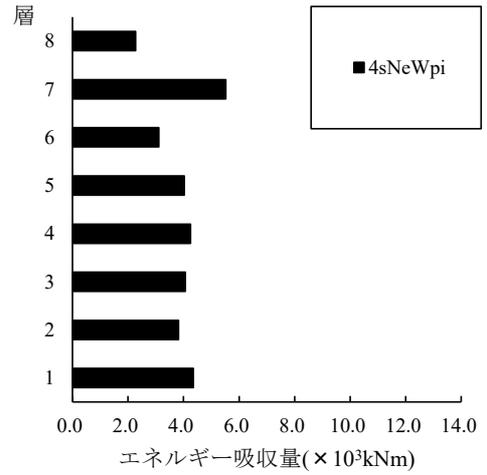


図 4.20 各階の復元力特性と保有エネルギー (②直下地震、ノンスカラップ)

表 4.33 各階の保有エネルギー (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

階	4sNeWpi (kNm)
8	3876
7	12408
6	6786
5	7582
4	7475
3	6956
2	6311
1	7397

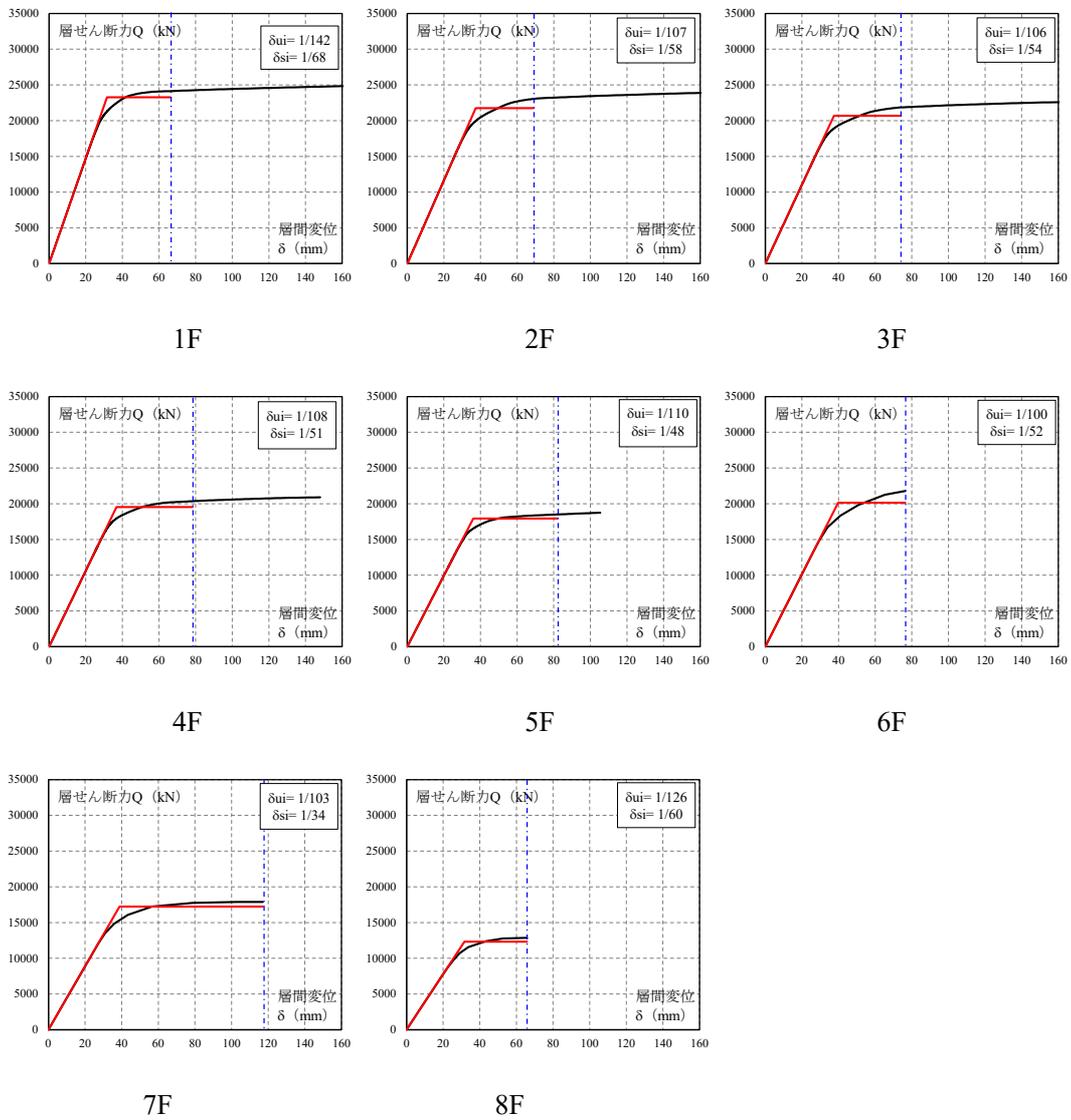
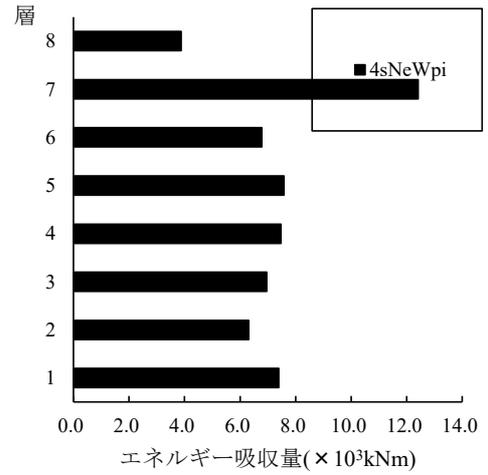


図 4.21 各階の復元力特性と保有エネルギー (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

4.6.3 主架構の必要エネルギーの算出

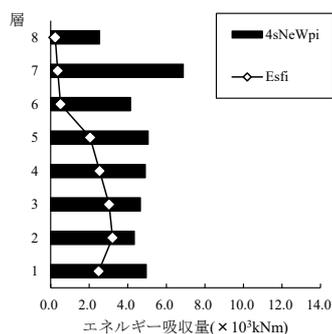
4.3.3 項と同様にして、計算した各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の必要エネルギーを、前項において算出した保有エネルギーと併せて、表 4.34～4.36、図 4.22～4.24 に示す。4.3 節の結果より、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常 of 極稀地震の 1.5 倍以上、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常 of 極稀地震の 1.0 倍以上の場合についても計算を行い、併せて示している。なお、本建築物は、第 1 層においても 2 階床梁の破断限界塑性率で層の破断限界塑性率が決まっており、いずれの層においても梁が最初に破断限界塑性率に達している。

表 4.34 各階の必要エネルギー (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

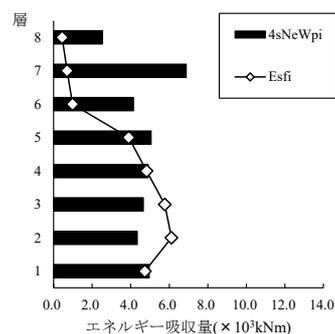
階	Esfi (kNm)	階	Esfi (kNm)
8	235	8	447
7	367	7	699
6	517	6	985
5	2047	5	3896
4	2535	4	4827
3	3031	3	5771
2	3211	2	6113
1	2487	1	4734

Vs1.5 倍

Vs2.0 倍



Vs1.5 倍



Vs2.0 倍

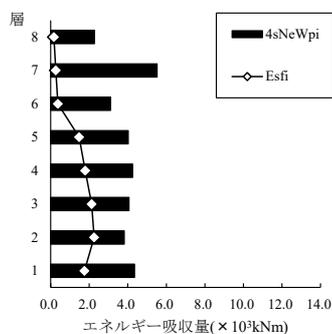
図 4.22 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

表 4.35 各階の必要エネルギー (②直下地震、ノンスカラップ)

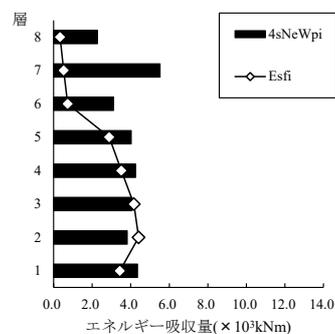
階	Esfi (kNm)	階	Esfi (kNm)
8	169	8	331
7	264	7	518
6	373	6	730
5	1474	5	2888
4	1794	4	3513
3	2126	3	4163
2	2250	2	4406
1	1756	1	3438

Vs1.5 倍

Vs2.0 倍



Vs1.5 倍



Vs2.0 倍

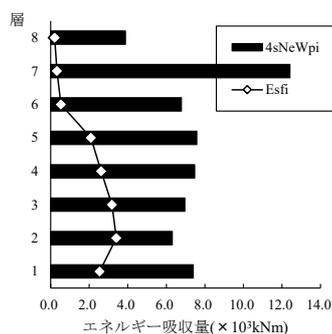
図 4.23 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (②直下地震、ノンスカラップ)

表 4.36 各階の必要エネルギー (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

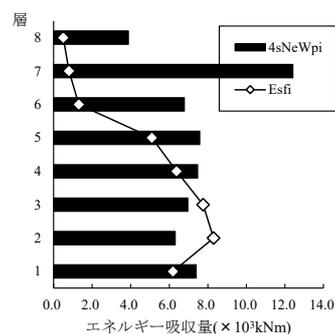
階	Esfi (kNm)	階	Esfi (kNm)
8	206	8	503
7	329	7	802
6	537	6	1309
5	2090	5	5094
4	2616	4	6375
3	3184	3	7760
2	3404	2	8295
1	2541	1	6193

Vs1.0 倍

Vs1.5 倍



Vs1.0 倍



Vs1.5 倍

図 4.24 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

4.6.4 主架構の応答変形の算定

4.3.4 項と同様にして、計算した各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の応答変形を表 4.37～4.39、図 4.25～4.27 に示す。4.3 節の結果より、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常 of 極稀地震の 1.5 倍以上、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常 of 極稀地震の 1.0 倍以上の場合についても計算を行い、併せて示している。

表 4.37 各階の応答変形 (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.5倍	Vs2.0倍
	1/n	1/n	1/n
8	48	112	100
7	29	92	83
6	44	85	76
5	38	62	44
4	40	58	41
3	43	54	38
2	46	54	37
1	53	77	55

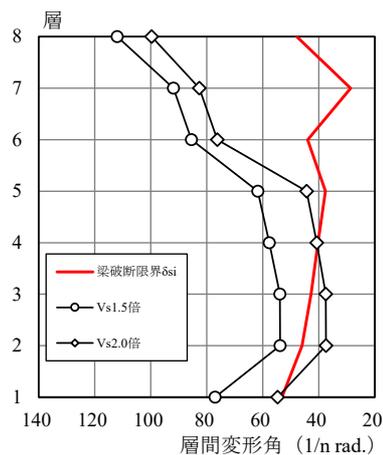


図 4.25 各階の応答変形の比較 (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

表 4.38 各階の応答変形 (②直下地震、ノンスカラップ)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.5倍	Vs2.0倍
	1/n	1/n	1/n
8	43	113	100
7	27	92	83
6	44	86	76
5	36	63	45
4	37	59	42
3	39	56	39
2	42	56	38
1	48	79	56

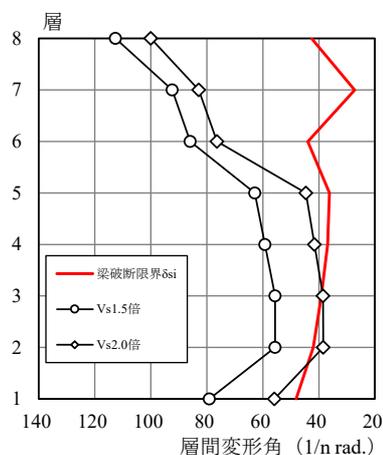


図 4.26 各階の応答変形の比較 (②直下地震、ノンスカラップ)

表 4.39 各階の応答変形 (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.0倍	Vs1.5倍
	1/n	1/n	1/n
8	61	120	111
7	34	98	91
6	52	94	85
5	49	82	60
4	51	78	55
3	54	74	51
2	58	74	51
1	68	103	74

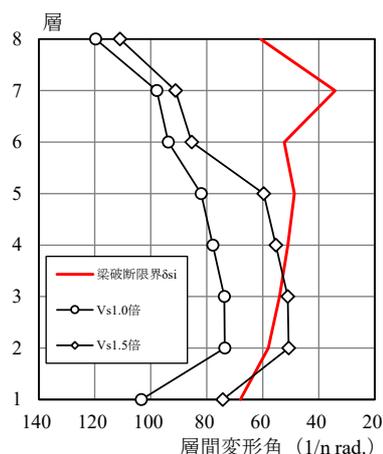


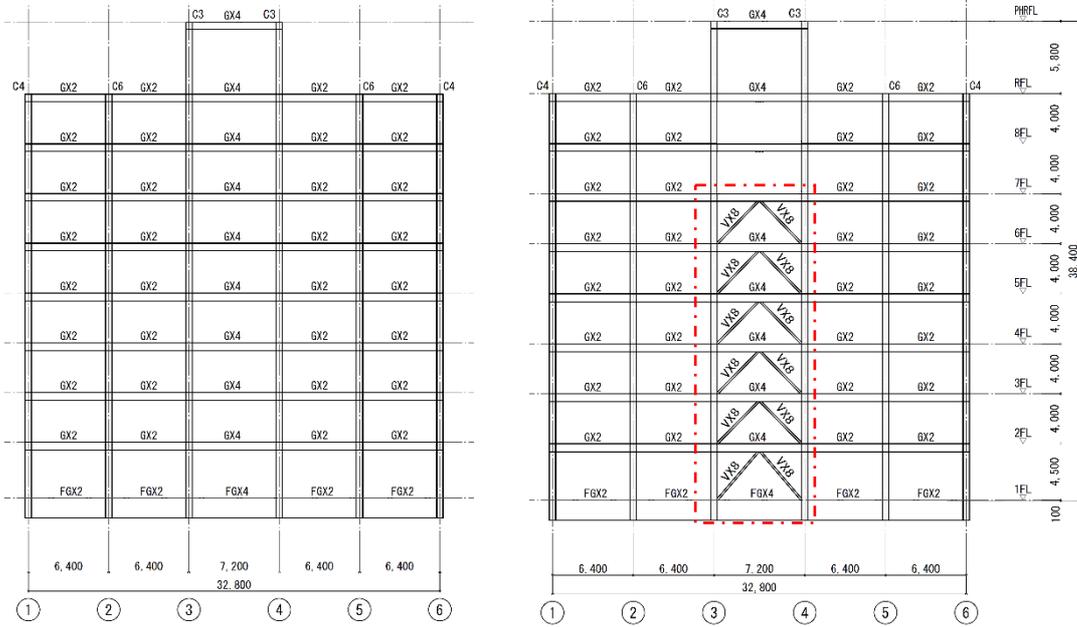
図 4.27 各階の応答変形の比較 (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

4.7 ダンパーによる補強

本節では、これまでの保有水平耐力計算により設計された建築物について、コア部分へのダンパー配置を行い、4.3節と同様に、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。図4.28に赤線で示す位置（X方向2構面、計4本/階）にダンパーを設置し、検討を行う。なお、ダンパーは鉛直荷重時の軸力は負担しないものとし、梁端接合部の仕様はスカラップとする。



基準階伏図



A、E 通り軸組図 (ダンパーなし)

A、E 通り軸組図 (ダンパーあり)

図 4.28 伏図および軸組図

4.7.1 必要ダンパー量の概算

図 4.29 に示すオープンフレームでの各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較から、エネルギー吸収量（耐力）の不足する 2 階に対して、必要なダンパー量を概算する。4.3 節の結果から、長継続時間地震では梁破断限界層間変形 δ_{si} が小さくなることに伴い、主架構の降伏変形 δ_{ui} は概ね 1/147~1/105 程度となることから、ダンパーは主架構の降伏変形以前に早期に降伏させ、ダンパーを用いて積極的にエネルギー吸収を図るものとする。概算検討では、ダンパーの降伏変形を 1/200 と仮定し、2 階の必要エネルギーを満足するようにダンパーに必要な耐力を仮定する。それに伴い、全体のバランスを考慮して、以下のようにダンパーに必要な耐力を概算した。図 4.30 に概算検討の結果を示す。

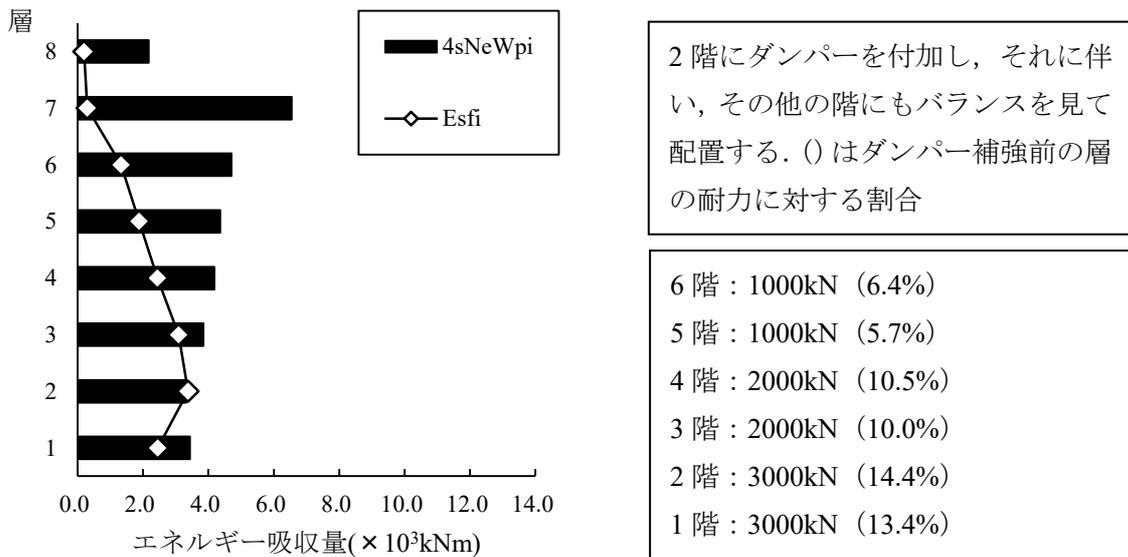


図 4.29 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (③長継続時間地震)

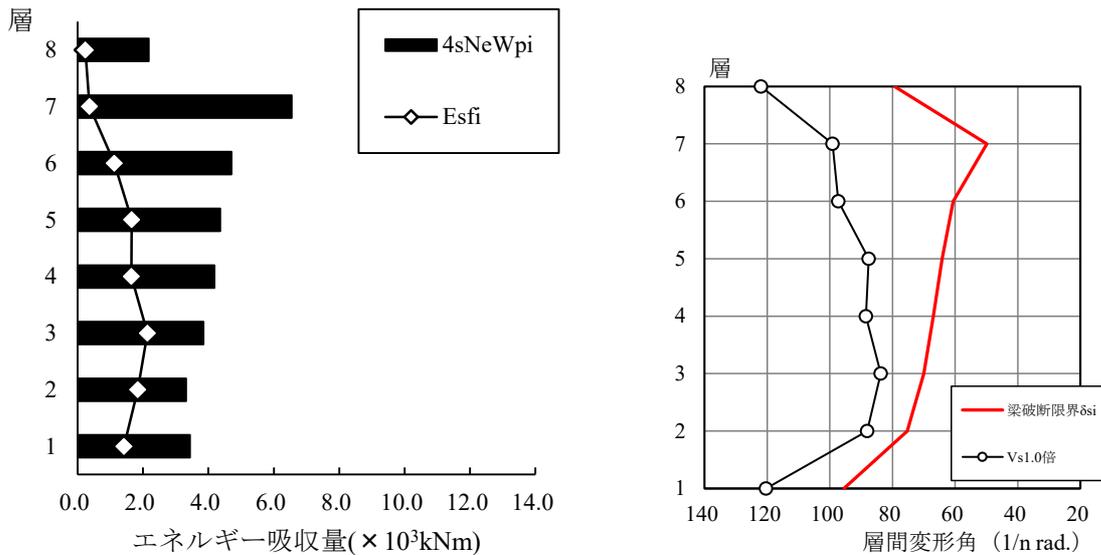


図 4.30 必要ダンパー耐力を加算した場合の各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較 (③長継続時間地震)

4.7.2 ダンパーの配置および投入量の決定

前項に示す概算検討結果を踏まえ、以下の3パターンのダンパー付き架構の荷重増分解析を行い、各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較を行う。パターン1 (D1) に比べて、パターン2、3 (D2、D3) はより多くのダンパー量を設定しており、本建築物における最弱層となる2階部分において、パターン2 (D2) はパターン1 (D1) の1.5倍、パターン3 (D3) はパターン1 (D1) の2.0倍のダンパー量としている。

なお、座屈長さは安全側として、図4.31のように柱梁芯間長さとして設定した。

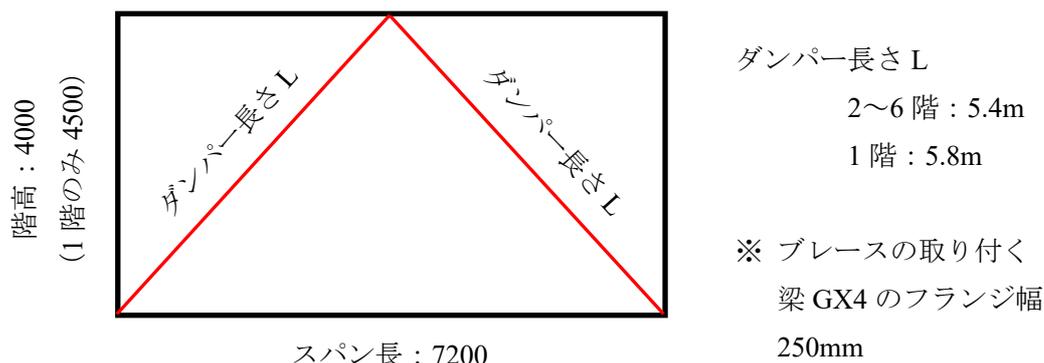


図4.31 ブレースの座屈長さ

■パターン1：D1 (Qu/Qun=1.72→1.85)

5,6階	降伏軸力 500kN×4本	UB225-050-1	鋼管径φ216.3	限界座屈長 6.42m
3,4階	降伏軸力 750kN×4本	UB225-075-2	鋼管径φ267.4	限界座屈長 8.32m
1,2階	降伏軸力 1000kN×4本	UB225-100-1	鋼管径φ267.4	限界座屈長 7.15m
ダンパー負担率	5,6階：6.9～7.9%		3,4階：8.8～9.6%	
	2階：11.2～11.6%		1階：10.0～10.4%	

■パターン2：D2 (Qu/Qun=1.72→1.85)

5,6階	降伏軸力 500kN×4本	UB225-050-1	鋼管径φ216.3	限界座屈長 6.42m
3,4階	降伏軸力 1000kN×4本	UB225-100-1	鋼管径φ267.4	限界座屈長 7.15m
1,2階	降伏軸力 1500kN×4本	UB225-150-2	鋼管径φ318.5	限界座屈長 7.70m
ダンパー負担率	5,6階：6.8～7.7%		3,4階：11.6～12.7%	
	2階：15.8～16.3%		1階：14.2～14.8%	

■パターン3：D3 (Qu/Qun=1.72→1.85)

5,6階	降伏軸力 750kN×4本	UB225-075-2	鋼管径φ267.4	限界座屈長 8.32m
3,4階	降伏軸力 1500kN×4本	UB225-150-2	鋼管径φ318.5	限界座屈長 8.43m
1,2階	降伏軸力 2000kN×4本	UB225-200-1	鋼管径φ355.6	限界座屈長 8.13m
ダンパー負担率	5,6階：9.6～11.0%		3,4階：16.3～17.9%	
	2階：20.2～20.9%		1階：18.1～18.8%	

4.7.3 復元力特性の設定

ダンパーを配置した場合における主架構とダンパーのそれぞれの復元力特性は、図 4.32 に示すように、以下の手順により設定する。

- (1) P- Δ 効果を無視した層全体（主架構+ダンパー部分）に対し、静的増分解析を行い、各層の層全体の層せん断力-層間変形（Q- δ ）関係を得る。
- (2) 静的増分解析において各層に生じるダンパーの軸力を層せん断力に変換し、各層におけるダンパー部分の Q- δ 関係を計算する。
- (3) 各層について、層全体の Q- δ 関係からダンパー部分の Q- δ を差し引いて、主架構の Q- δ を得る。
- (4) 各層の主架構の Q- δ について、層間変形が δ_{si} （当該層のいずれかの梁端が破断限界塑性率 μ_{bi} に到達するときの層間変形、ただし、第 1 層においては 2 階床梁の破断限界塑性率と 1 階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）に到達するまでの面積と等しくなるように完全弾塑性型にモデル化する。
- (5) 各層のダンパー部分の Q- δ について、(4)と同様に δ_{si} までの面積が等しくなるように完全弾塑性型にモデル化する。

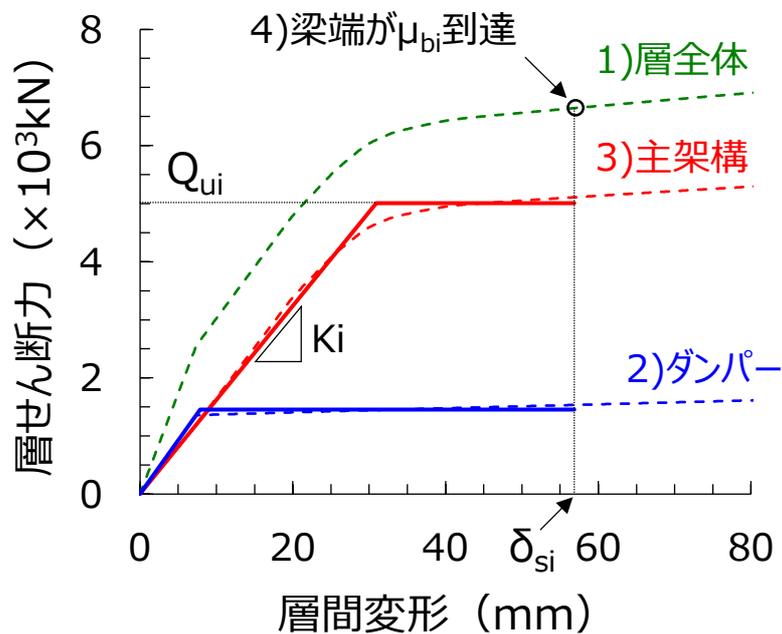


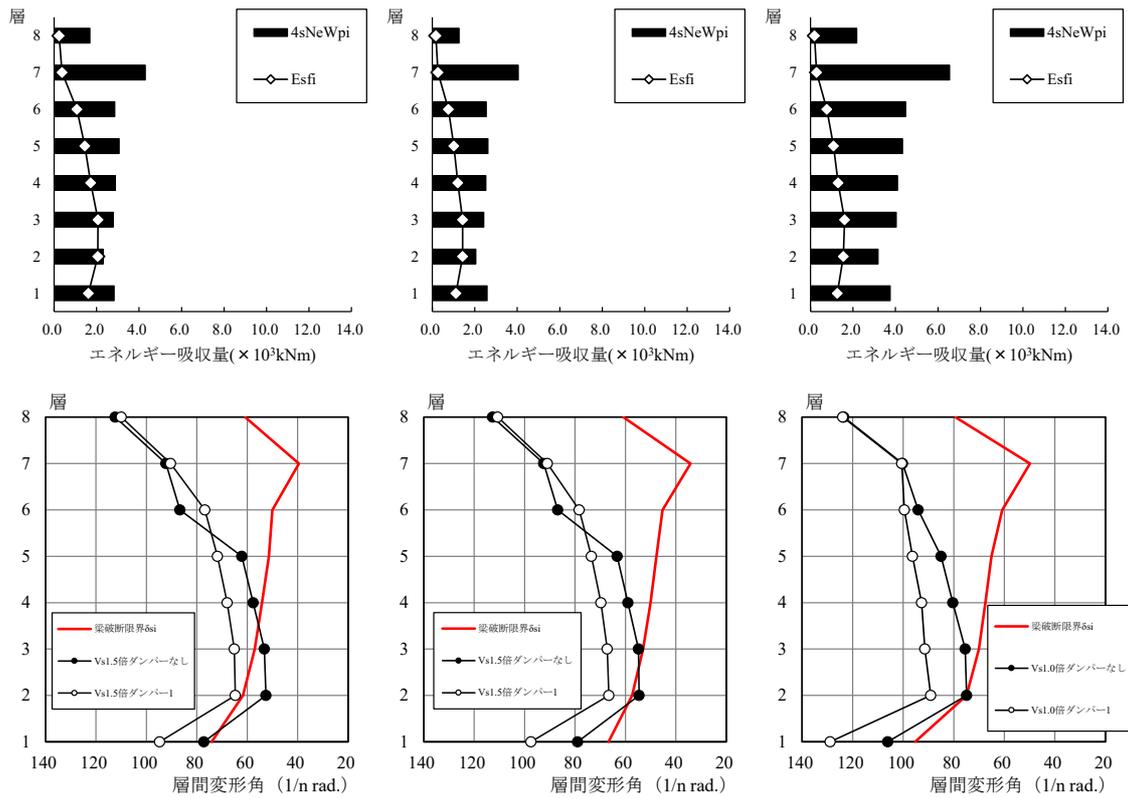
図 4.32 主架構とダンパー部分の復元力特性の決め方

4.7.4 主架構の必要エネルギーおよび応答変形の算定

4.3.3 および 4.3.4 項と同様にして、ダンパーを配置した場合における主架構の必要エネルギーおよび応答変形を算出する。

図 4.33～4.38 に、ダンパーを配置した場合の各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の必要エネルギーと保有エネルギー、応答変形、主架構とダンパー部分の復元力特性を示す。図中には、各層における降伏変形 δ_{ui} 、梁端部が破断限界塑性率に到達する梁破断限界層間変形 δ_{si} も併せて示している。なお、本建築物は、第 1 層においても 2 階床梁の破断限界塑性率で層の限界塑性率が決まっており、いずれの層においても梁が最初に破断限界塑性率に達している。

以降では、4.3 節の結果より、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.5 倍以上、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.0 倍以上の場合の結果を示している。また、復元力特性は代表的なものとして、③長継続時間地震における結果を示している。



①告示極稀地震 (Vs1.5倍) ②直下地震 (Vs1.5倍) ③長継続時間地震 (Vs1.0倍)
 図 4.33 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較 (パターン1 : D1)

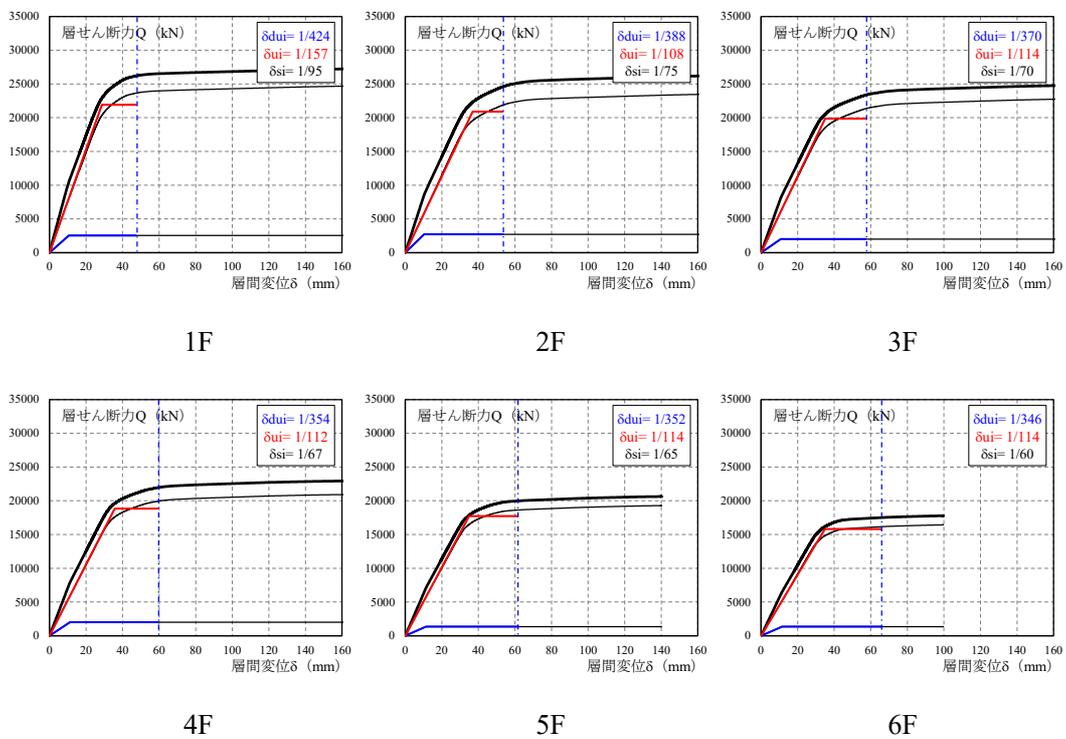
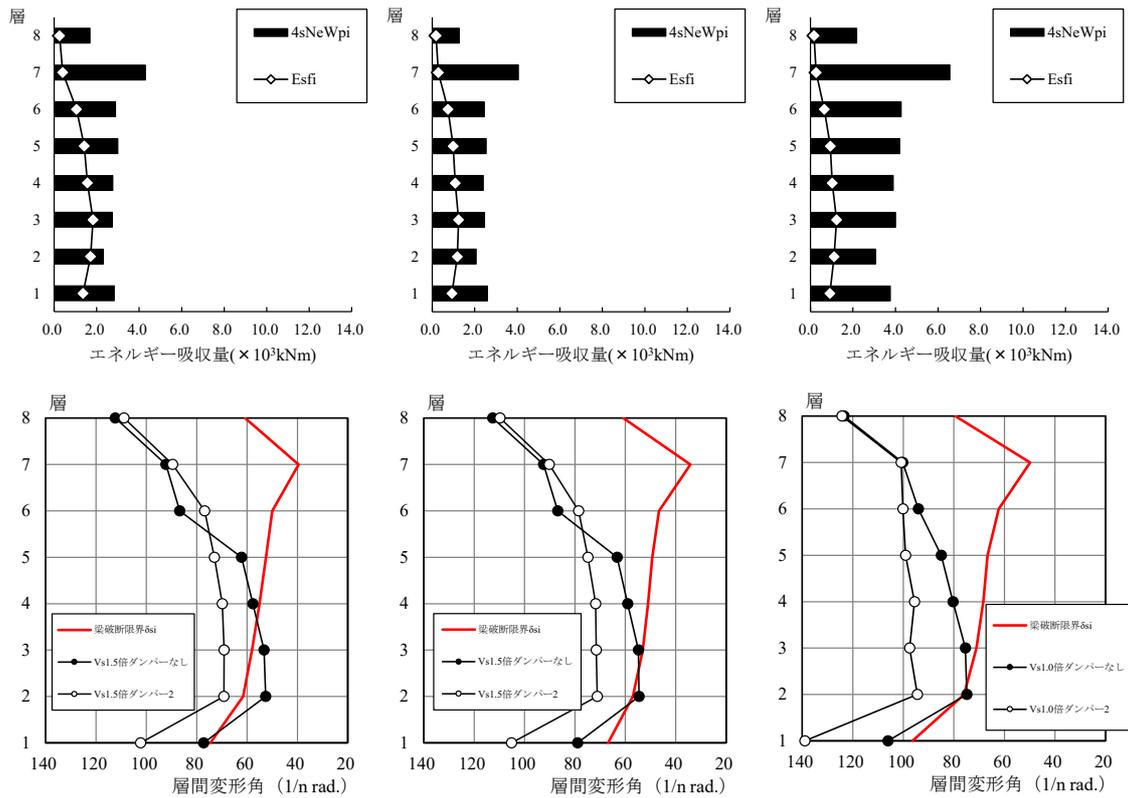


図 4.34 各階の復元力特性 (③長継続時間地震、パターン1 : D1)



①告示極稀地震 (Vs1.5倍) ②直下地震 (Vs1.5倍) ③長継続時間地震 (Vs1.0倍)

図 4.35 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較 (パターン 2 : D2)

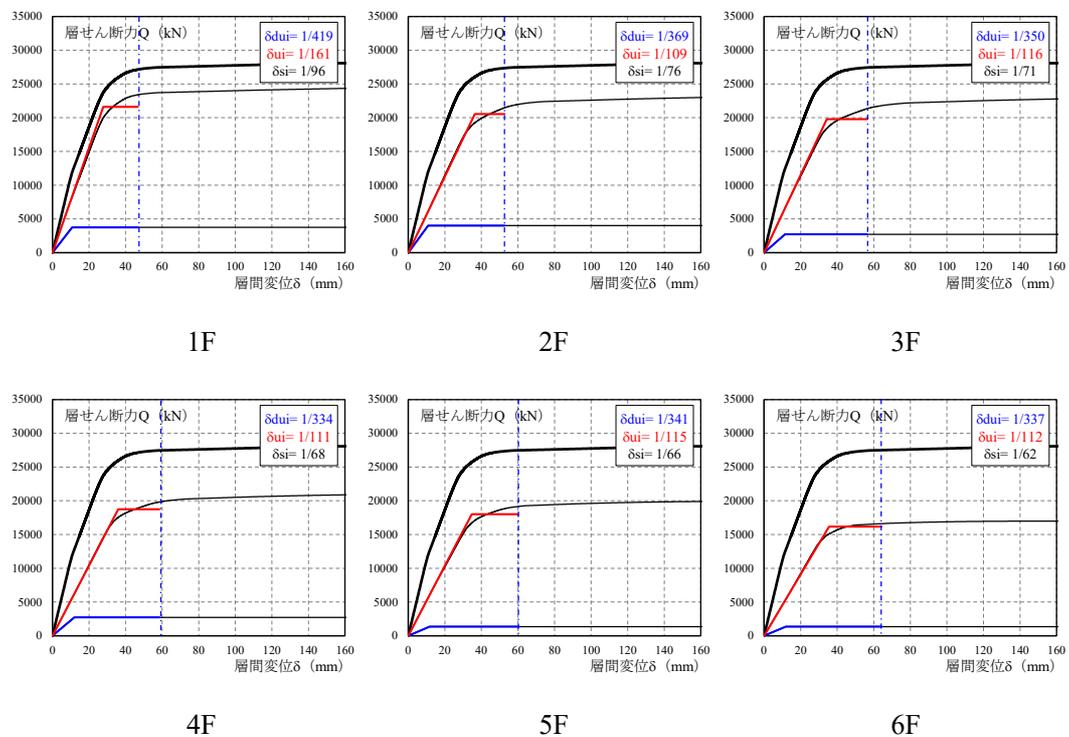
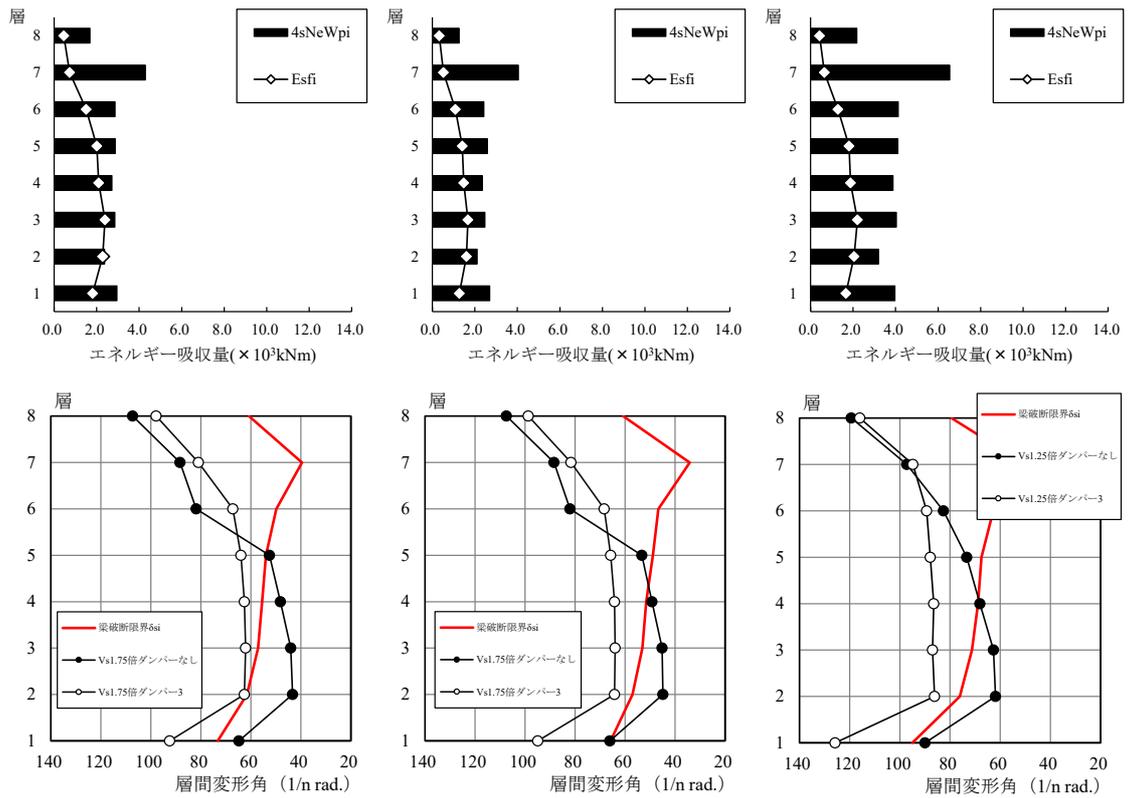


図 4.36 各階の復元力特性 (③長継続時間地震、パターン 2 : D2)



①告示極稀地震 (Vs1.75倍) ②直下地震 (Vs1.75倍) ③長継続時間地震 (Vs1.25倍)

図 4.37 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較 (パターン3 : D3)

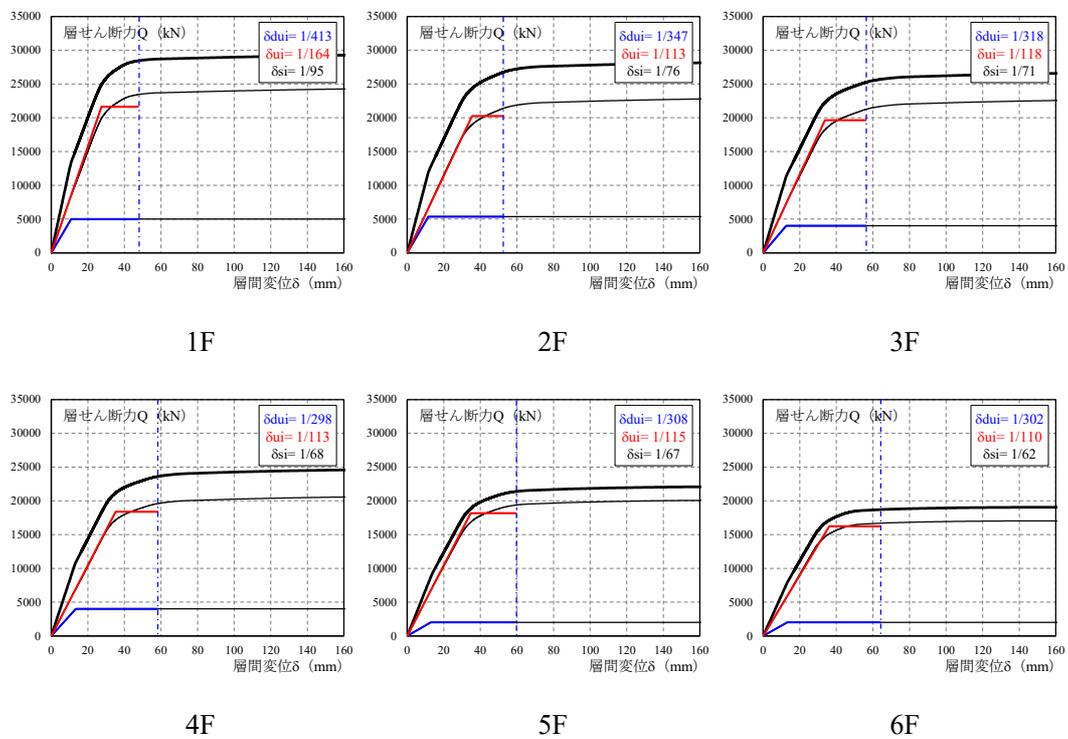


図 4.38 各階の復元力特性 (③長継続時間地震、パターン3 : D3)

4.7.5 ダンパーの疲労性能の検討

エネルギー法告示（H17年国土交通省告示第631号）の計算方法において、ダンパー部分の塑性ひずみエネルギーは、極稀地震等で想定されるダンパー部分の塑性振幅の等価な繰り返し回数 n_i の上限値を用いて、安全側（大きめ）に計算することとされている。ダンパー部分を有効に機能させるためには、ダンパーは主架構を構成する柱や梁およびそれらの接合部に先んじて降伏する必要があるため、極稀地震等に対してダンパー部分に累積塑性変形が蓄積されることになる。ここでは、エネルギー吸収を期待するダンパーに使用する鋼材の疲労曲線を用いて、極稀地震時における累積塑性変形倍率の検討を行う。

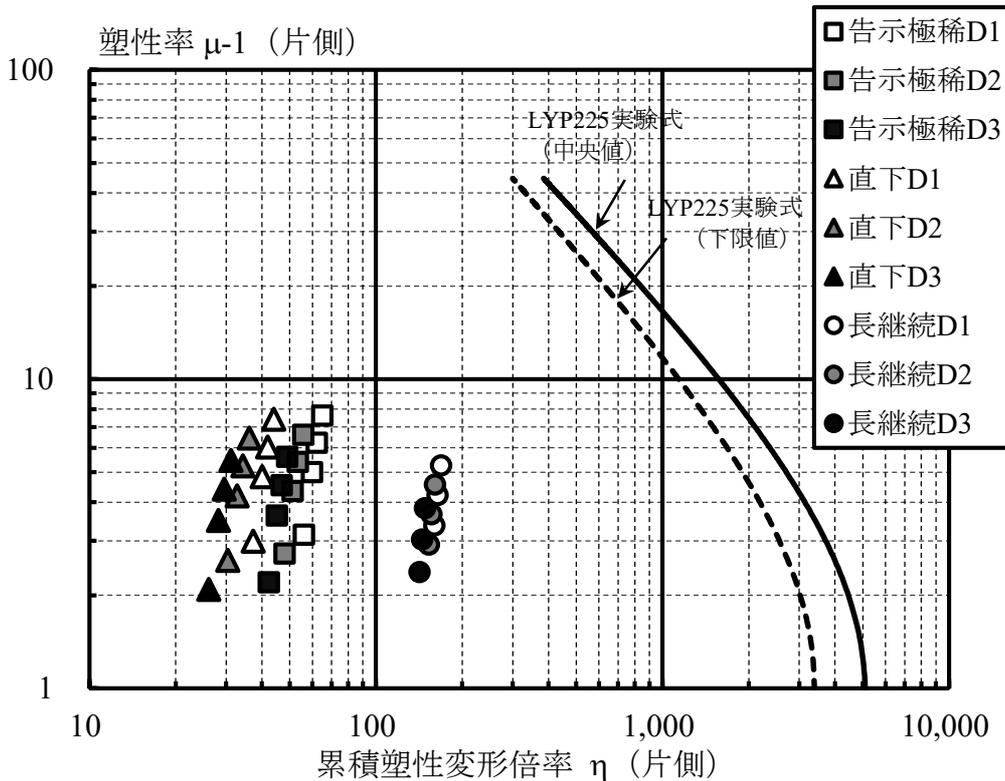


図 4.39 ダンパーの累積塑性変形倍率

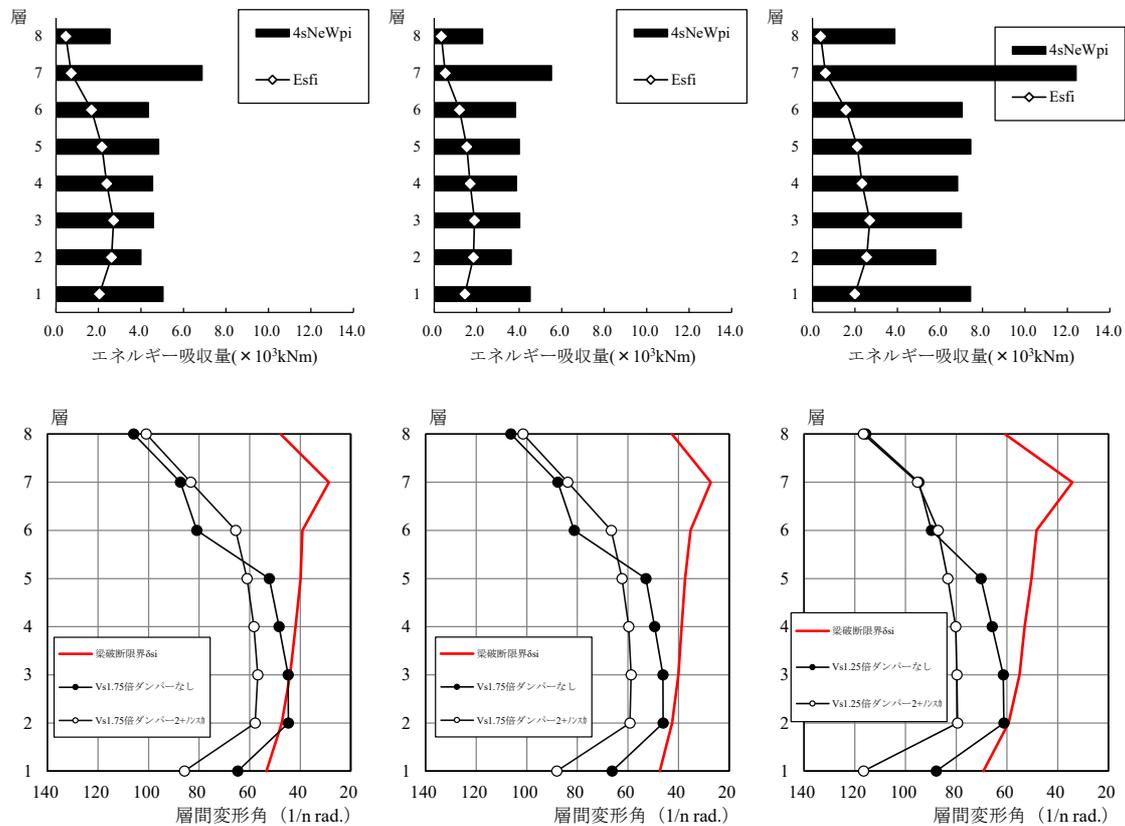
図 4.39 に、本建築物の最弱層である 2 階部分のダンパーの累積塑性変形倍率と塑性率の関係を示す。各ダンパー配置と各地震動特性における値をそれぞれプロットしており、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.0, 1.5, 1.75, 2.0 倍、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.0, 1.25, 1.5 倍の場合の結果を示している。①告示極稀地震と比較して、③長継続時間地震では累積塑性変形倍率が大きくなっているものの、いずれも疲労曲線の性能範囲内の値であることが確認できる。

4.8 梁端接合部の仕様変更およびダンパーによる補強の併用

前節のダンパーによる補強では、梁端接合部の仕様をスカラップとしていたが、ここではダンパーによる補強に加え、さらに梁端接合部の仕様をスカラップからノンスカラップに変更した場合の検討を行う。

4.7.4 項と同様にして、主架構の必要エネルギーおよび応答変形を算出する。図 4.40～4.42 に、ダンパーを配置し、さらに梁端接合部の仕様をスカラップからノンスカラップに変更した場合の各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の必要エネルギーと保有エネルギー、応答変形を示す。

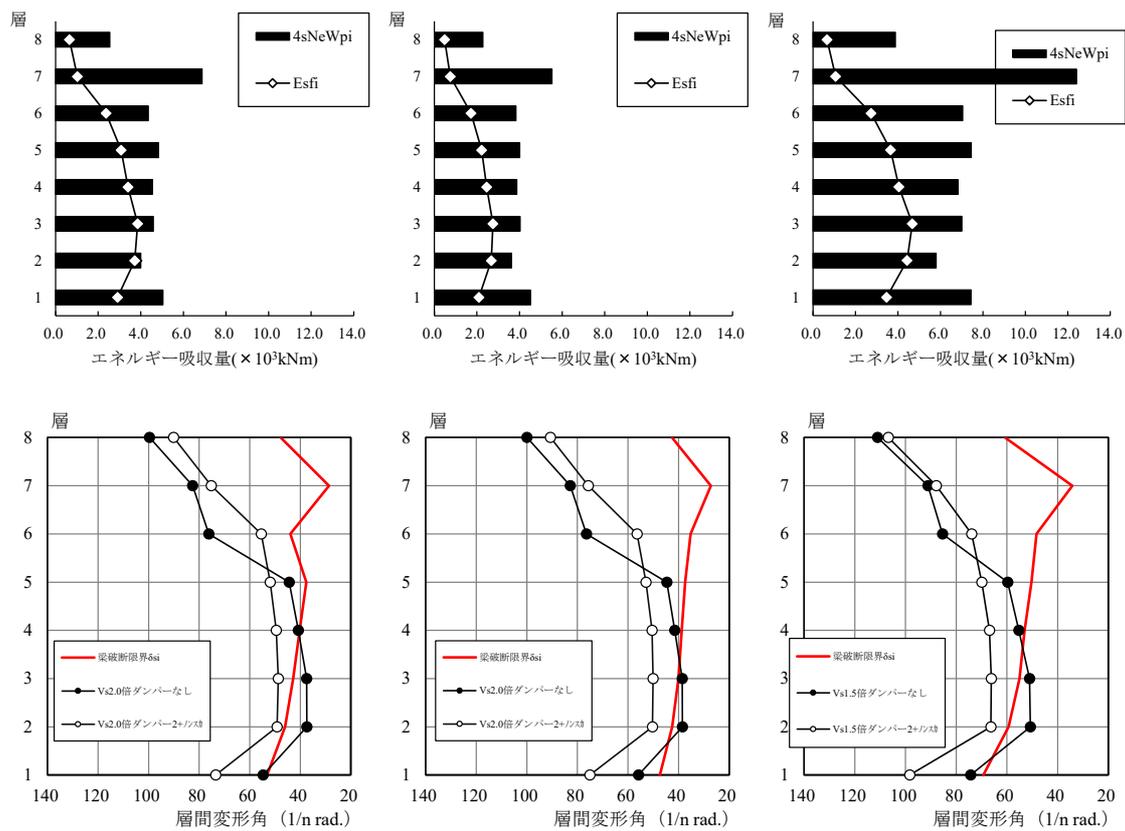
なお、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.75 倍以上、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.25 倍以上の場合の結果を示している。



①告示極稀地震 ($V_s1.75$ 倍) ②直下地震 ($V_s1.75$ 倍) ③長継続時間地震 ($V_s1.25$ 倍)

図 4.40 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較

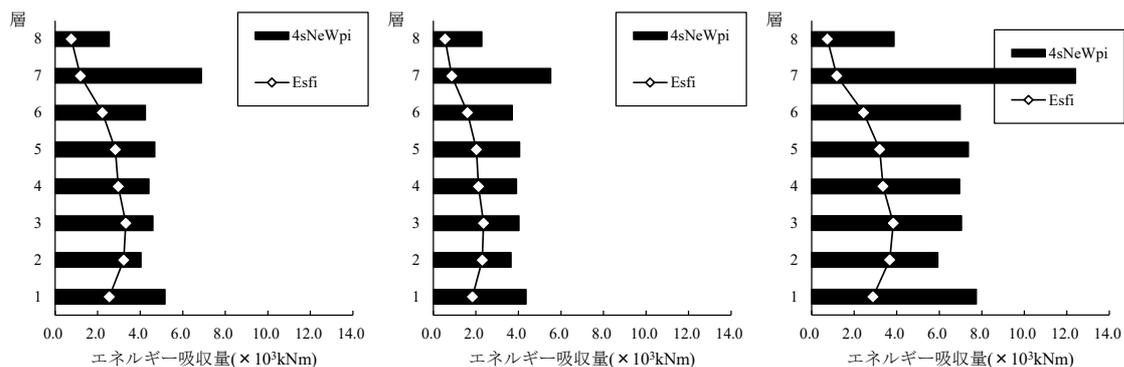
(パターン 2 : D2、ノンスカラップ)



①告示極稀地震 (Vs2.0倍) ②直下地震 (Vs2.0倍) ③長継続時間地震 (Vs1.5倍)

図 4.41 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較

(パターン 2 : D2、ノンスカラップ)



①告示極稀地震 (Vs2.0倍) ②直下地震 (Vs2.0倍) ③長継続時間地震 (Vs1.5倍)

図 4.42 各階の保有エネルギーと必要エネルギー比較

(パターン 3 : D3、ノンスカラップ)

4.9 補強設計まとめ

地上 8 階建て鉄骨造の事務所ビルを用いて、極大地震に対する鋼構造建築物のエネルギー法による補強設計例を示した。保有水平耐力計算により設計された建築物について、梁端接合部の仕様変更やコア部分へのダンパー配置などの補強を行った上で、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。本建築物は 2 階部分が最弱層となるため、2 階部分に着目して各地震動に対する応答評価を表 4.40 に示す。以下に、補強設計例のまとめを示す。

- ・ 保有水平耐力計算により設計された建築物について、告示極稀地震および直下地震では梁破断限界層間変形以内の応答であったものの、長継続時間地震では、2 階部分において梁破断限界層間変形を超える応答結果となったため、梁端接合部の仕様変更およびダンパーの配置による補強を行った。
- ・ 梁端接合部の仕様変更においては、梁端接合部の仕様をスカラップからノンスカラップへと変更することで、表 4.40 に示すように、長継続時間地震における応答が梁破断限界層間変形以内となることを確認した。しかしながら、告示極稀地震においては速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.75 倍以上、直下地震においては 2.0 倍以上、長継続時間地震においては 1.5 倍以上の場合で、2 階部分において梁破断限界層間変形を超える応答結果となった。
- ・ 次に、梁端接合部の仕様はスカラップのままとし、建築物のコア部分にダンパーを配置する補強を行った。ダンパーは主架構の降伏変形以前に早期に降伏させ、ダンパーを用いて積極的にエネルギー吸収を図るものとしてダンパーの投入量の概算を行い、最弱層となる 2 階部分において、ダンパーによるせん断力の負担率を概ね 10%としたパターン 1 (D1)、同じくダンパーによる負担率を概ね 15%としたパターン 2 (D2)、20%としたパターン 3 (D3) の 3 種類を設定した。
- ・ D1、D2、D3 それぞれのパターンにおいて、主架構およびダンパー部分それぞれの復元力特性を設定し、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。
- ・ 表 4.40 に示すように、D1 から D3 へとダンパー量が増えるに従い、速度応答スペクトル (V_s) がより大きな地震動に対しても、応答が梁破断限界層間変形以内となった。各地震動特性により応答性状は異なるものの、D2 では概ね梁端接合部の仕様をノンスカラップに変更した場合と同等の耐震安全性を有し、最もダンパー量の多い D3 では、告示極稀地震および直下地震においては速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.75 倍、長継続時間地震においては 1.25 倍の場合で梁破断限界層間変形以内の応答となった。
- ・ さらに、より大きな速度応答スペクトル (V_s) の地震に対して耐震安全性を得るため、梁端接合部の仕様変更とダンパー配置による補強を併用した。表 4.40 より、梁端接合部の仕様を

ノンスカラップ、D3 のダンパー配置を行うことで、告示極稀地震においては速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震および直下地震の 2.0 倍、長継続時間地震においては 1.5 倍の場合で梁破断限界層間変形以内の応答となった。また、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震程度の場合においては、告示極稀地震および直下地震では建築物の変形を損傷限界変形以下に留めることができる。しかしながら、長継続時間地震では必要エネルギーが大きく、建築物の変形を損傷限界変形以下に留めるのは難しい。

- ・ 以上より、梁端接合部の仕様変更およびダンパーの配置による補強を行うことで、建築物の耐震性能を高めることが可能であることが確認できる。両者を併用することで、告示極稀地震および直下地震では概ね 2.0 倍程度、長継続時間地震では 1.5 倍程度の速度応答スペクトル (V_s) まで耐震安全性を担保することが可能となる。

表 4.40 2階部分に着目した各地震動に対する応答評価

2Fの判定	倍率	ND	ND	D1	D2	D3	D2	D3
		スカラップ°	ノンスカラップ°	スカラップ°	スカラップ°	スカラップ°	ノンスカラップ°	ノンスカラップ°
告示極稀	1.0	○ 0.500	○ 0.262	○ 0.177	○ 0.103	○ 0.014	○ 0.047	○ 弾性
	1.5	× 1.387	○ 0.740	○ 0.889	○ 0.741	○ 0.588	○ 0.415	○ 0.329
	1.75	×	× 1.051	× 1.322	× 1.155	○ 0.962	○ 0.654	○ 0.546
	2.0	×	×	×	×	× 1.393	○ 0.930	○ 0.797
直下	1.0	○ 0.339	○ 0.186	○ 0.093	○ 0.033	○ 弾性	○ 0.008	○ 弾性
	1.5	× 1.048	○ 0.590	○ 0.694	○ 0.571	○ 0.448	○ 0.311	○ 0.244
	1.75	×	○ 0.852	× 1.060	○ 0.920	○ 0.764	○ 0.509	○ 0.423
	2.0	×	× 1.155	×	× 1.323	× 1.129	○ 0.736	○ 0.630
長継続時間	1.0	× 1.017	○ 0.539	○ 0.487	○ 0.363	○ 0.204	○ 0.176	○ 0.088
	1.25	×	○ 0.888	× 1.020	○ 0.856	○ 0.642	○ 0.440	○ 0.326
	1.5	×	× 1.314	×	× 1.458	× 1.177	○ 0.764	○ 0.618

※表中の凡例

ND：ダンパーなし

D1, D2, D3：ダンパー補強あり（ダンパー量：D1<D2<D3）

最弱層の2Fを基準としてD2はD1の1.5倍、D3はD1の2.0倍のダンパー量

○：梁破断限界未満

×：梁破断限界以上

数値は最弱層における保有エネルギーと必要エネルギーの比率 $E_{sfi} / 4_s N_e W_{pi}$

ただし、必要エネルギーが損傷限界に達するまでに

吸収できるエネルギー量 W_e 以下の場合は「○：弾性」と表記する

第5章 計算例3) 9階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算

5.1 一般事項

5.1.1 建築物概要

本建築物は、平面 18.5m×13.0m、地上 9 階建ての高さ 32.5m の小規模な事務所ビルである。この建築物に対して、疲労性能評価式を用いたエネルギー法の検討を行う。

5.1.2 地盤概要

敷地の地盤構成については第二種地盤とする。

5.1.3 構造計画

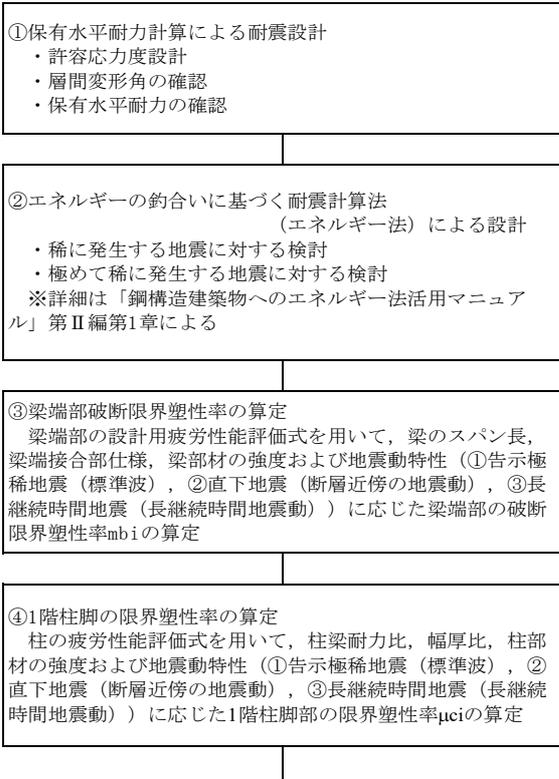
本建築物に対して、表 5.1 に示す 5 種類の設計モデルについて、本報告で提案された鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の検討を行う。モデル A シリーズは純ラーメン構造で、AC4 は『柱：BCR295、梁：SN490B、梁端部仕様：スカラップ』の基準となるモデルである。AC6・AC8 は AC4 の柱・梁断面はそのままに梁端部仕様のみを改善させたモデルである。一方、モデル B シリーズは制振ダンパーを設置しており、さらに、制振効率を高めるために柱に高強度ロールコラムを用いて柱梁断面を低減させている。BC6 は BC4 に対して梁端部仕様のみを改善させたモデルである。

表 5.1 建物モデルの構造計画

モデル		構造計画	梁端部仕様
Aシリーズ	AC4	純ラーメン構造	スカラップ (C=4.0)
	AC6		ノンスカラップ (C=5.6)
	AC8		高性能仕口 (C=8.0)
Bシリーズ	BC4	制振構造 (高強度柱を使用し、 柱梁の断面低減)	スカラップ (C=4.0)
	BC6		ノンスカラップ (C=5.6)

5.1.4 計算フロー

本設計例における計算フローを図 5.1 に示す。



■梁端部破断限界塑性率 μ_{bi} の算定

梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} は以下に示す梁端部の設計用疲労性能評価式を用いて、梁のスパン長、梁端接合部仕様、梁部材の強度および地震動特性(①告示極稀地震(標準波)、②直下地震(断層近傍の地震動)、③長継続時間地震(長継続時間地震動))に応じて算定する。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C \cdot ({}_bN_e / k_1)^{-\beta}$$

- ${}_bN_e$ は梁端部の等価な繰返し回数で、下式で計算される。

$${}_bN_e = n \cdot {}_sN_e$$

n は ${}_bN_e$ と ${}_sN_e$ (層の等価な繰返し回数)の比で、スパン長により以下の値となる。

- $n=1.0$ (梁スパン10~20m程度の長スパン架構)
- $n=1.8$ (梁スパン4~10m程度の標準スパン架構)
- $n=2.5$ (梁スパン4m以下程度の短スパン架構)

- ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では1.0を基本とし、直下地震では0.75とされている。また、地震動特性により、各地震動の ${}_sN_e$ は以下のように計算される。

- 告示極稀地震(標準波) : ${}_sN_e = 1.0$
- 直下地震(断層近傍の地震動) : ${}_sN_e = 0.75$
- 長継続時間地震(長継続時間地震動) : ${}_sN_e = 2.3$

- k_2 は使用する梁部材の強度(F値)が490N/mm²級でない場合 $k_2=325$ (使用鋼材のF値)で計算。(F=385N/mm²級も適用可能)
- Cは梁端接合部の仕様により決まる定数
スカラップ4.0, ノンスカラップ5.6, 高性能仕口8.0
- k_1 は歪集中を表す補正係数。(ここでは1.0とする)
- β は評価式の勾配で1/3

■1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} の算定

1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} は以下に示す柱の疲労性能評価式を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性(①告示極稀地震(標準波)、②直下地震(断層近傍の地震動)、③長継続時間地震(長継続時間地震動))に応じて算定する。

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta}$$

- ${}_cN_e$ は柱脚部の等価な繰返し回数で、下式で計算される。

$${}_cN_e = n_c \cdot {}_sN_e$$

n_c は ${}_cN_e$ と ${}_sN_e$ (柱脚の等価な繰返し回数)の比で、柱梁耐力比により以下の値となる。

柱脚の等価繰返し回数 n_c

外柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上2.0未満	2.0以上
	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上1.6未満	1.6以上
	1.5	1.0	0.3

- ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では1.0を基本とし、直下地震では0.75とされている。また、地震動特性により、各地震動の ${}_sN_e$ は以下のように計算される。

- 告示極稀地震(標準波) : ${}_sN_e = 1.0$
- 直下地震(断層近傍の地震動) : ${}_sN_e = 0.75$
- 長継続時間地震(長継続時間地震動) : ${}_sN_e = 2.3$

- C, β は一般化幅厚比により以下の値となる。

疲労性能評価式の係数

一般化幅厚比	係数C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

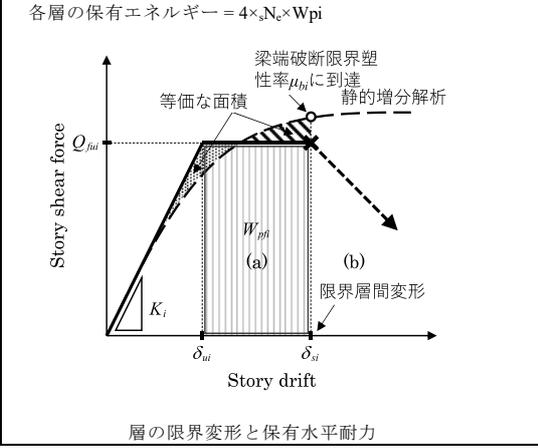
⑤復元力特性の設定，主架構の保有エネルギーの算出
 静的増分解析において骨組各層で梁端部が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁端部の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）を各層の梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} として，塑性エネルギーの面積から保有エネルギーを算出

⑥主架構の必要エネルギーの算出
 建築物に入力される塑性エネルギー，架構が弾性範囲で吸収するエネルギーを，地震動特性に応じた告示極稀地震に対するエネルギーの増加倍率，地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数を用いて計算。
 各層に分配された必要エネルギーに対する主架構およびダンパー部分の必要エネルギーの計算。

⑦主架構の応答変形の算定
 エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギーから，当該層の応答変形の算出

■保有エネルギーの計算方法

静的増分解析において，骨組各層で梁端部が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁端部の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）が各層の梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} であり，下図の塑性エネルギーの面積（ W_{pfi} ）の（ $4 \times N_e$ ）倍が当該層の梁破断までの保有エネルギーとして計算される。



■必要エネルギーの計算方法

建築物に入力される塑性エネルギー E_s ，架構が弾性範囲で吸収するエネルギー W_e は，長継続時間地震の場合のエネルギーの増加倍率 q ，地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数 n_e を用いて下式で計算される。

$$E_s = \frac{1}{2} q M V^2 - W_e$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2} Q_{eff} \delta_i + \frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} \cdot n_i \cdot N_e \right\}$$

ここで， q はエネルギーの増加倍率で，①告示極稀地震（標準波）1.0，②直下地震（断層近傍の地震動）0.75，③長継続時間地震（長継続時間地震動）2.3， n_i は告示の値で5.0， N_e は層の等価な繰返し回数で，①告示極稀地震1.0，②直下地震0.75，③長継続時間地震2.3である。

各層に分配された必要エネルギー E_{si} に対して，主架構およびダンパー部分の必要エネルギーは以下で計算される。

$$E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}}$$

$$E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} \cdot n_i \cdot N_e$$

■応答変形の算定方法

エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギー E_{sfi} から，当該層の応答変形を以下のように算出する。

累積塑性変形倍率 $n_{fi} = \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \times \delta_{fui}}$

最大塑性率 $u_{fi} = \frac{n_{fi}}{4 \times N_e} + 1$

最大層間変形 $\delta_{max} = \delta_{fui} \times \mu_{fi}$

最大層間変形角 $R_{max} = \delta_{max} / h_i$

図 5.1 計算フロー

5.1.5 準拠する法令等

本設計例では、以下の法令および技術指針等に準拠して設計を行う。

- 建築基準法、施行令、告示
- 国土交通省住宅局建築指導課 監修「2007年度版 建築物の構造関係技術解説書」
- 日本工業規格（JIS）

5.1.6 使用材料、許容応力度および材料強度

使用材料、許容応力度および材料強度を表 5.2 に示す。

表 5.2 使用材料

モデル		柱	梁	制振ダンパー
Aシリーズ	AC4	BCR295 ($F=295\text{N/mm}^2$)	SN490B ($F=325\text{N/mm}^2$)	なし
	AC6			
	AC8			
Bシリーズ	BC4	高強度 ロールコラム ($F=385\text{N/mm}^2$)		低降伏点鋼LY225 ($F=205\text{N/mm}^2$)
	BC6			

5.1.7 構造概要

(1) 伏図および軸組図

伏図および軸組図を図 5.2～図 5.4 に示す。

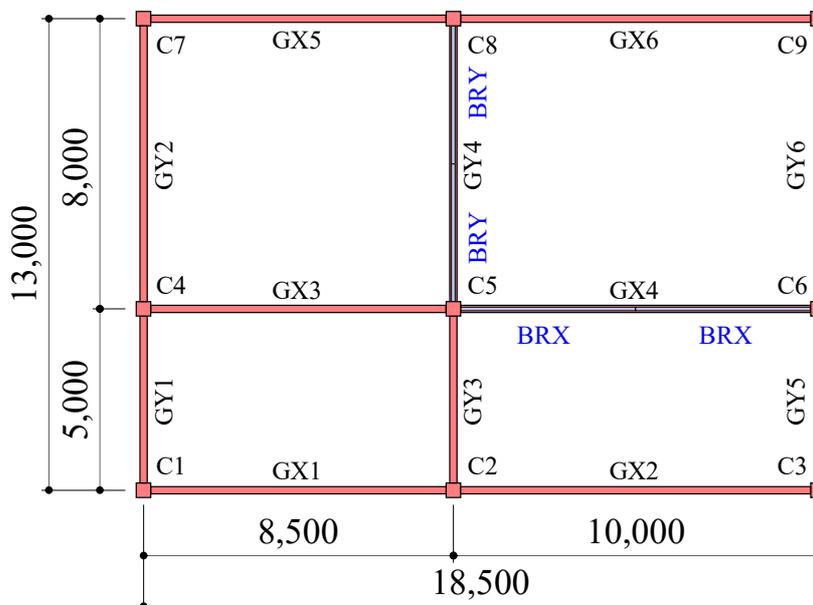


図 5.2 基準階伏図

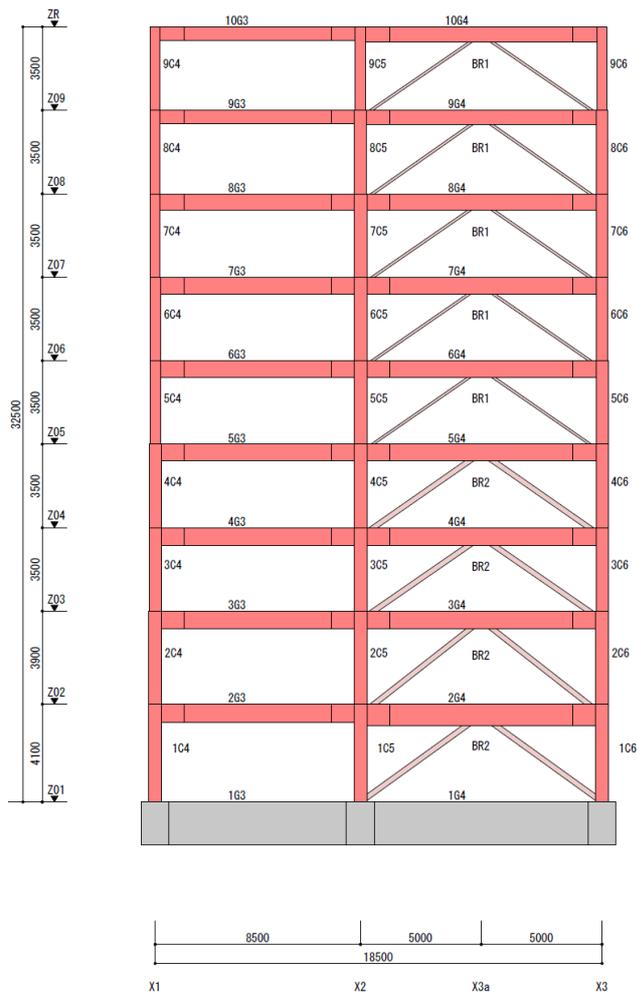


図 5.3 Y2 通り軸組図

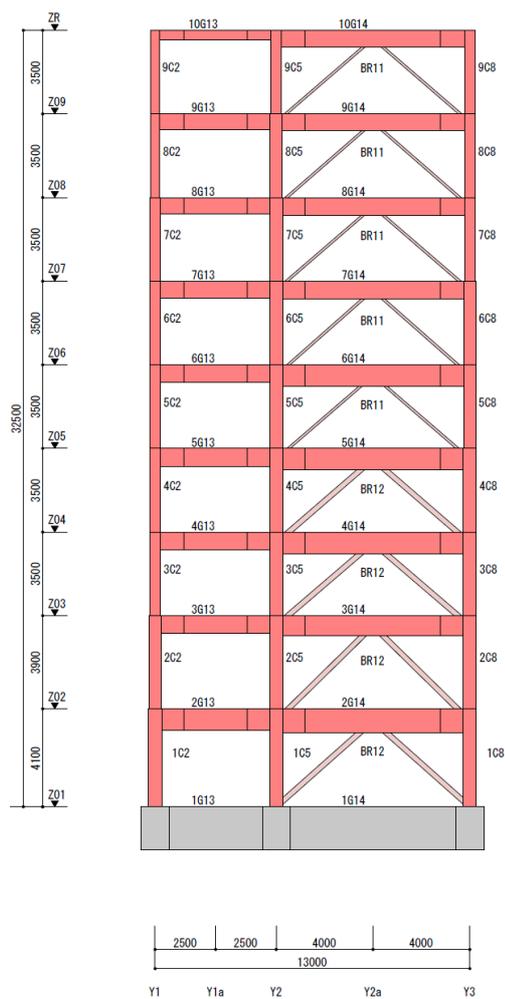


図 5.4 X2 通り軸組図

(2) 仮定荷重

本建築物の設計荷重を表 5.3 に示す。

表 5.3 設計用床荷重（固定荷重＋積載荷重）

	架構用	地震用
2～9F	9,500 N/mm ²	8,500 N/mm ²
RF	15,000 N/mm ²	13,000 N/mm ²

※上記に加え、梁・柱重量（仕上げ・被覆）を考慮する。

(3) 仮定断面

本建築物の仮定断面を表 5.4、表 5.5 に示す。

表 5.4 モデル A シリーズの断面一覧

(a) 柱材

柱	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
9	550x19								
8	550x19								
7	550x19								
6	550x19								
5	550x19								
4	550x19	550x19	550x19	550x19	550x22	550x19	550x19	550x19	550x19
3	550x19	550x25	550x19	550x25	550x28	550x25	550x19	550x25	550x19
2	550x22	550x28	550x22	550x28	550x28	550x28	550x22	550x28	550x22
1	550x25	550x28	550x25	550x28	550x28	550x28	550x25	550x28	550x25

(b) X 方向梁材

X梁	GX1	GX2	GX3	GX4	GX5	GX6
9	450x200x9x16	450x200x9x19	600x200x12x19	600x200x12x22	450x200x9x16	450x200x9x19
8	600x200x12x19	600x200x12x19	600x200x12x25	600x200x12x25	600x200x12x19	600x200x12x19
7	700x200x12x22	700x200x12x22	700x250x12x22	700x250x12x22	700x200x12x22	700x200x12x22
6	700x250x12x25	700x250x12x25	700x300x12x22	700x300x12x22	700x250x12x25	700x250x12x25
5	800x250x14x25	800x250x14x25	800x250x14x25	800x250x14x25	800x250x14x25	800x250x14x25
4	800x250x14x25	800x250x14x25	800x300x14x22	800x300x14x22	800x250x14x25	800x250x14x25
3	800x300x14x22	800x300x14x22	800x300x14x25	800x300x14x25	800x300x14x22	800x300x14x22
2	850x300x16x22	850x300x16x22	850x300x16x25	850x300x16x25	850x300x16x22	850x300x16x22
1	850x300x16x22	850x300x16x22	850x300x16x25	850x300x16x25	850x300x16x22	850x300x16x22

(c) Y 方向梁材

Y梁	GY1	GY2	GY3	GY4	GY5	GY6
9	450x200x9x12	450x250x9x19	600x200x12x19	600x300x12x22	450x200x9x12	450x250x9x19
8	600x200x12x19	600x250x12x19	600x250x12x19	600x300x12x22	600x200x12x19	600x250x12x19
7	700x200x12x22	700x200x12x25	700x200x12x25	700x300x12x22	700x200x12x22	700x200x12x25
6	700x200x12x22	700x250x12x22	700x250x12x22	700x300x12x25	700x200x12x22	700x250x12x22
5	800x250x14x22	800x250x14x22	800x250x14x22	800x300x14x25	800x250x14x22	800x250x14x22
4	800x250x14x22	800x250x14x22	800x250x14x22	800x300x14x25	800x250x14x22	800x250x14x22
3	800x250x14x22	800x250x14x22	800x250x14x25	800x300x14x25	800x250x14x22	800x250x14x22
2	850x250x16x25	850x250x16x25	850x300x16x22	850x300x16x25	850x250x16x25	850x250x16x25
1	850x250x16x25	850x250x16x25	850x300x16x22	850x300x16x25	850x250x16x25	850x250x16x25

表 5.5 モデル B シリーズの断面一覧

(a) 柱材

柱	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
9	300x12	300x19	300x12	300x16	400x16	300x16	250x12	300x12	250x12
8	300x16	400x16	300x16	350x16	400x19	350x16	300x12	300x19	300x12
7	300x19	400x16	300x19	400x16	450x19	400x16	300x12	350x16	300x16
6	350x16	450x19	350x16	400x16	450x25	400x19	300x16	400x16	300x16
5	350x16	450x19	350x16	400x16	450x25	400x19	300x16	400x16	300x16
4	350x16	450x19	350x16	400x16	450x25	400x19	300x16	400x16	300x16
3	400x16	450x19	400x16	400x19	550x22	450x19	300x19	400x16	300x19
2	400x16	450x25	400x19	450x19	550x25	450x22	350x16	450x19	400x16
1	450x19	550x22	450x19	450x25	550x25	500x22	400x16	450x22	400x16

(b) X 方向梁材

X梁	GX1	GX2	GX3	GX4	GX5	GX6
9	450x200x9x19	550x200x12x22	600x200x12x16	700x250x12x19	500x200x9x12	550x200x12x16
8	450x200x9x12	500x200x12x16	500x200x12x16	650x200x12x16	400x200x9x12	500x200x9x12
7	450x200x9x12	500x200x12x16	550x200x12x19	650x200x12x16	450x200x9x12	500x200x9x12
6	500x200x9x12	500x200x12x16	550x200x12x25	550x300x12x19	500x200x9x12	450x200x12x16
5	400x200x9x22	500x200x12x16	550x300x14x19	600x250x16x22	400x200x9x22	500x200x12x16
4	400x200x9x22	500x200x12x16	550x300x14x19	600x250x16x22	400x200x9x22	500x200x12x16
3	450x200x9x22	550x200x12x16	550x300x16x22	600x300x16x22	450x200x9x22	550x200x12x16
2	450x200x9x22	550x200x12x16	550x300x16x22	600x300x16x22	450x200x9x22	550x200x12x16
1	550x200x12x19	650x200x12x16	650x300x16x22	650x250x16x32	550x200x12x19	650x200x12x16

(c) Y 方向梁材

Y梁	GY1	GY2	GY3	GY4	GY5	GY6
9	500x200x9x12	400x200x9x12	550x200x12x19	500x200x9x12	500x200x9x12	400x200x9x12
8	450x200x12x22	500x200x9x12	550x300x14x25	450x250x12x28	450x200x12x22	500x200x9x12
7	500x200x12x25	450x250x9x16	600x300x16x28	500x300x14x25	500x200x12x25	450x250x9x16
6	500x300x16x19	450x250x12x19	850x250x16x22	550x300x12x28	500x300x16x19	450x250x12x19
5	650x200x12x25	500x200x12x25	800x300x14x28	700x300x14x22	650x200x12x25	500x200x12x25
4	650x200x12x25	500x200x12x25	800x300x14x28	700x300x14x22	650x200x12x25	500x200x12x25
3	550x300x14x25	450x250x12x28	800x300x16x32	800x250x14x25	550x300x14x25	450x250x12x28
2	550x300x14x25	450x250x12x28	800x300x16x32	800x250x14x25	550x300x14x25	450x250x12x28
1	600x300x16x28	500x300x14x25	800x400x16x32	800x300x14x28	600x300x16x28	500x300x14x25

(d) ダンパー軸力

ダンパー	BRX (kN)	BRY (kN)
9	750	750
8	750	750
7	750	750
6	1000	750
5	1000	1000
4	1000	1000
3	1250	1000
2	1250	1250
1	1250	1250

(4) 各階の質量

各モデルの各階の質量分布を表 5.6、表 5.7 に示す。また、表 5.8 に部材重量を示す。

表 5.6 モデル A シリーズの各階の質量分布

階	階高 (mm)	各階質量 (t)	当該階より 上部の全質量 (t)	床面積 (m ²)	各階質量/床面積 (t/m ²)
9	3500	357.3	357.3	240.5	1.486
8	3500	252.1	609.4	240.5	1.048
7	3500	254.5	864.0	240.5	1.058
6	3500	256.3	1120.2	240.5	1.066
5	3500	259.3	1379.5	240.5	1.078
4	3500	260.1	1639.6	240.5	1.081
3	3500	261.4	1901.0	240.5	1.087
2	3900	265.8	2166.8	240.5	1.105
1	4100	268.2	2435.0	240.5	1.115

表 5.7 モデル B シリーズの各階の質量分布

階	階高 (mm)	各階質量 (t)	当該階より 上部の全質量 (t)	床面積 (m ²)	各階質量/床面積 (t/m ²)
9	3500	357.8	357.8	240.5	1.488
8	3500	245.7	603.5	240.5	1.022
7	3500	249.1	852.6	240.5	1.036
6	3500	250.8	1103.4	240.5	1.043
5	3500	254.4	1357.8	240.5	1.058
4	3500	255.0	1612.8	240.5	1.060
3	3500	256.0	1868.8	240.5	1.065
2	3900	258.7	2127.5	240.5	1.076
1	4100	262.4	2389.9	240.5	1.091

表 5.8 各モデルの部材重量

	①モデルA	②モデルB	②/①
柱	99.0	67.8	68.4%
大梁	139.5	125.8	90.2%
合計	238.6	193.6	81.1%

(5) 応力解析概要

主な解析条件を以下に示す。

- 1) 床は剛床とする。
- 2) 剛域、パネルゾーンは考慮しない。
- 3) 梁の曲げ剛性にはスラブの合成効果を考慮する。剛性増大率は、両側スラブで 1.20 倍、片側スラブで 1.15 倍とする。
- 4) 保有水平耐力接合および保有水平耐力横補剛は満足されているものとする。

5.2 保有水平耐力計算に基づく設計

5.2.1 地震荷重に対する設計

表 5.9 に、モデル A シリーズの 1 次設計時の層間変形角の検討結果を、表 5.10 に保有水平耐力の検討結果を示す。表 5.9、表 5.10 より、モデル A シリーズは 1 次設計時の層間変形角 1/200 以下、保有水平耐力 > 必要保有水平耐力を満足していることがわかる。なお、モデル B シリーズでは、エネルギー法告示を満足していることを別途確認している。

表 5.9 1 次設計時の層間変形角の検討 (モデル A シリーズ)

< X方向正加力 >

階	X軸	Y軸	階高 mm	δ_x mm	δ_y mm	δ mm	最大層間変形角
9	X1	Y3	3500	16.1720	0.8764	16.1720	1/ 216
8	X1	Y3	3500	17.4439	0.8276	17.4439	1/ 200
7	X1	Y3	3500	17.2673	0.7925	17.2673	1/ 202
6	X1	Y3	3500	17.3094	0.7743	17.3094	1/ 202
5	X1	Y3	3500	16.6609	0.7008	16.6609	1/ 210
4	X1	Y3	3500	16.8945	0.7506	16.8945	1/ 207
3	X1	Y3	3500	16.8317	0.7619	16.8317	1/ 207
2	X1	Y3	3900	18.7716	0.8469	18.7716	1/ 207
1	X1	Y3	4100	14.4935	0.6527	14.4935	1/ 282

< X方向負加力 >

階	X軸	Y軸	階高 mm	δ_x mm	δ_y mm	δ mm	最大層間変形角
9	X1	Y3	3500	-16.1739	-0.8765	-16.1739	1/ 216
8	X1	Y3	3500	-17.4460	-0.8277	-17.4460	1/ 200
7	X1	Y3	3500	-17.2694	-0.7926	-17.2694	1/ 202
6	X1	Y3	3500	-17.3114	-0.7744	-17.3114	1/ 202
5	X1	Y3	3500	-16.6628	-0.7009	-16.6628	1/ 210
4	X1	Y3	3500	-16.8964	-0.7507	-16.8964	1/ 207
3	X1	Y3	3500	-16.8334	-0.7620	-16.8334	1/ 207
2	X1	Y3	3900	-18.7716	-0.8469	-18.7716	1/ 207
1	X1	Y3	4100	-14.4797	-0.6526	-14.4797	1/ 283

< Y方向正加力 >

階	X軸	Y軸	階高 mm	δ_x mm	δ_y mm	δ mm	最大層間変形角
9	X3	Y1	3500	0.2991	13.8153	13.8153	1/ 253
8	X3	Y1	3500	0.2846	15.3453	15.3453	1/ 228
7	X3	Y1	3500	0.2791	16.0263	16.0263	1/ 218
6	X3	Y1	3500	0.2807	16.5263	16.5263	1/ 211
5	X3	Y1	3500	0.2813	15.8823	15.8823	1/ 220
4	X3	Y1	3500	0.2921	16.0731	16.0731	1/ 217
3	X3	Y1	3500	0.2870	15.7431	15.7431	1/ 222
2	X3	Y1	3900	0.2707	17.0904	17.0904	1/ 228
1	X3	Y1	4100	0.2139	13.3515	13.3515	1/ 307

< Y方向負加力 >

階	X軸	Y軸	階高 mm	δ_x mm	δ_y mm	δ mm	最大層間変形角
9	X3	Y1	3500	-0.2991	-13.8167	-13.8167	1/ 253
8	X3	Y1	3500	-0.2846	-15.3468	-15.3468	1/ 228
7	X3	Y1	3500	-0.2792	-16.0279	-16.0279	1/ 218
6	X3	Y1	3500	-0.2808	-16.5279	-16.5279	1/ 211
5	X3	Y1	3500	-0.2813	-15.8838	-15.8838	1/ 220
4	X3	Y1	3500	-0.2921	-16.0746	-16.0746	1/ 217
3	X3	Y1	3500	-0.2870	-15.7446	-15.7446	1/ 222
2	X3	Y1	3900	-0.2704	-17.0911	-17.0911	1/ 228
1	X3	Y1	4100	-0.2115	-13.3472	-13.3472	1/ 307

表 5.10 保有水平耐力の検討（モデル A シリーズ）

< X方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2階 X1-Y3 】(1/ 50) 最終ステップ= 210
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 7階 X1-Y3 】(1/ 100) 最終ステップ= 166

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
9	S	0.25	1.000	1.000	1.000	7119.2	1779.8	2942.5	1.65	OK	1/113	
8	S	0.25	1.000	1.000	1.000	10204.5	2551.2	4217.8	1.65	OK	1/104	
7	S	0.25	1.000	1.000	1.000	12832.2	3208.1	5303.8	1.65	OK	1/104	
6	S	0.25	1.000	1.000	1.000	15104.5	3776.2	6243.0	1.65	OK	1/105	
5	S	0.25	1.000	1.000	1.000	17060.0	4265.0	7051.3	1.65	OK	1/107	
4	S	0.25	1.000	1.000	1.000	18699.7	4675.0	7729.0	1.65	OK	1/106	
3	S	0.25	1.000	1.000	1.000	20044.1	5011.1	8284.7	1.65	OK	1/107	
2	S	0.25	1.000	1.000	1.000	21104.8	5276.2	8723.1	1.65	OK	1/106	
1	S	0.25	1.000	1.000	1.000	21871.1	5467.8	9039.8	1.65	OK	1/152	*1

< X方向負加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 3階 X1-Y3 】(1/ 50) 最終ステップ= 212
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 7階 X1-Y3 】(1/ 100) 最終ステップ= 166

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
9	S	0.25	1.000	1.000	1.000	7119.2	1779.8	2942.5	1.65	OK	1/113	
8	S	0.25	1.000	1.000	1.000	10204.5	2551.2	4217.8	1.65	OK	1/104	
7	S	0.25	1.000	1.000	1.000	12832.2	3208.1	5303.8	1.65	OK	1/104	
6	S	0.25	1.000	1.000	1.000	15104.5	3776.2	6243.0	1.65	OK	1/105	
5	S	0.25	1.000	1.000	1.000	17060.0	4265.0	7051.3	1.65	OK	1/107	
4	S	0.25	1.000	1.000	1.000	18699.7	4675.0	7729.0	1.65	OK	1/106	
3	S	0.25	1.000	1.000	1.000	20044.1	5011.1	8284.6	1.65	OK	1/107	
2	S	0.25	1.000	1.000	1.000	21104.8	5276.2	8723.0	1.65	OK	1/106	
1	S	0.25	1.000	1.000	1.000	21871.1	5467.8	9039.8	1.65	OK	1/152	*1

< Y方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2階 X3-Y1 】(1/ 50) 最終ステップ= 202
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 6階 X3-Y1 】(1/ 100) 最終ステップ= 174

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
9	S	0.25	1.000	1.000	1.000	7119.2	1779.8	3068.9	1.72	OK	1/126	
8	S	0.25	1.000	1.000	1.000	10204.5	2551.2	4398.9	1.72	OK	1/112	
7	S	0.25	1.000	1.000	1.000	12832.2	3208.1	5531.6	1.72	OK	1/105	
6	S	0.25	1.000	1.000	1.000	15104.5	3776.2	6511.1	1.72	OK	1/103	
5	S	0.25	1.000	1.000	1.000	17060.0	4265.0	7354.1	1.72	OK	1/106	
4	S	0.25	1.000	1.000	1.000	18699.7	4675.0	8060.9	1.72	OK	1/104	
3	S	0.25	1.000	1.000	1.000	20044.1	5011.1	8640.4	1.72	OK	1/108	
2	S	0.25	1.000	1.000	1.000	21104.8	5276.2	9097.6	1.72	OK	1/109	
1	S	0.25	1.000	1.000	1.000	21871.1	5467.8	9428.0	1.72	OK	1/154	*1

< Y方向負加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2階 X3-Y1 】(1/ 50) 最終ステップ= 204
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 6階 X3-Y1 】(1/ 100) 最終ステップ= 176

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
9	S	0.25	1.000	1.000	1.000	7119.2	1779.8	3114.2	1.74	OK	1/124	
8	S	0.25	1.000	1.000	1.000	10204.5	2551.2	4463.8	1.74	OK	1/111	
7	S	0.25	1.000	1.000	1.000	12832.2	3208.1	5613.3	1.74	OK	1/105	
6	S	0.25	1.000	1.000	1.000	15104.5	3776.2	6607.3	1.74	OK	1/103	
5	S	0.25	1.000	1.000	1.000	17060.0	4265.0	7462.7	1.74	OK	1/105	
4	S	0.25	1.000	1.000	1.000	18699.7	4675.0	8179.9	1.74	OK	1/104	
3	S	0.25	1.000	1.000	1.000	20044.1	5011.1	8768.0	1.74	OK	1/106	
2	S	0.25	1.000	1.000	1.000	21104.8	5276.2	9232.0	1.74	OK	1/108	
1	S	0.25	1.000	1.000	1.000	21871.1	5467.8	9567.2	1.74	OK	1/153	*1

5.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

5.3.1 検討ケースと梁端部破断限界塑性率の算定

表 5.1 の各モデルについて、6 パターンの地震動（告示極稀地震（標準波）ER：1.0 倍・2.0 倍、直下地震（断層近傍の地震動）NF：1.0 倍・2.0 倍、長継続時間地震（長継続時間地震動）LD：1.0 倍・2.0 倍）を対象に、疲労性能評価式を用いたエネルギー法による安全検証を行う。表 5.1 に示すとおり、検討ケース数は、5 建物モデル×6 地震動×1 方向（X 方向のみ）＝合計 30 ケースである。また、梁端部破断限界塑性率は、梁断面によらず、部材強度・繰り返し回数・梁端部仕様で決定されるため、検討ケース一覧に併記した。

表 5.11 検討ケース

建物モデル	検討ケース名	地震動特性 ($r \cdot n_{1/2}$)	地震動レベル	梁端部破断限界塑性率
AC4	AC4-ER1.0	ER：告示極稀地震 (1.0)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	3.29
	AC4-ER2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	AC4-NF1.0	NF：直下地震 (0.75)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	3.62
	AC4-NF2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	AC4-LD1.0	LD：長継続時間地震 (2.3)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	2.28
	AC4-LD2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
AC6	AC6-ER1.0	ER：告示極稀地震 (1.0)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	4.60
	AC6-ER2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	AC6-NF1.0	NF：直下地震 (0.75)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	5.07
	AC6-NF2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	AC6-LD1.0	LD：長継続時間地震 (2.3)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	3.19
	AC6-LD2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
AC8	AC8-ER1.0	ER：告示極稀地震 (1.0)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	6.58
	AC8-ER2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	AC8-NF1.0	NF：直下地震 (0.75)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	7.24
	AC8-NF2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	AC8-LD1.0	LD：長継続時間地震 (2.3)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	4.56
	AC8-LD2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
BC4	BC4-ER1.0	ER：告示極稀地震 (1.0)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	3.29
	BC4-ER2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	BC4-NF1.0	NF：直下地震 (0.75)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	3.62
	BC4-NF2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	BC4-LD1.0	LD：長継続時間地震 (2.3)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	2.28
	BC4-LD2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
BC6	BC6-ER1.0	ER：告示極稀地震 (1.0)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	4.60
	BC6-ER2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	BC6-NF1.0	NF：直下地震 (0.75)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	5.07
	BC6-NF2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	
	BC6-LD1.0	LD：長継続時間地震 (2.3)	1.0倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	3.19
	BC6-LD2.0		2.0倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	

5.3.2 復元力特性

図 5.5、図 5.6 に各モデルの主架構の層せん断力 - 層間変形角関係を示す。

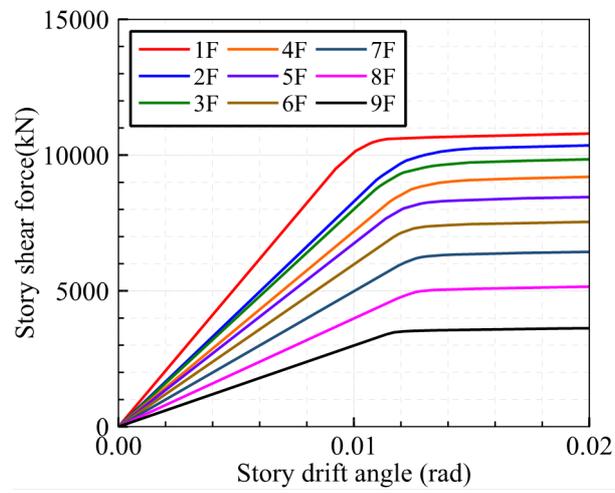


図 5.5 モデル A シリーズの主架構の層せん断力 - 層間変形角関係

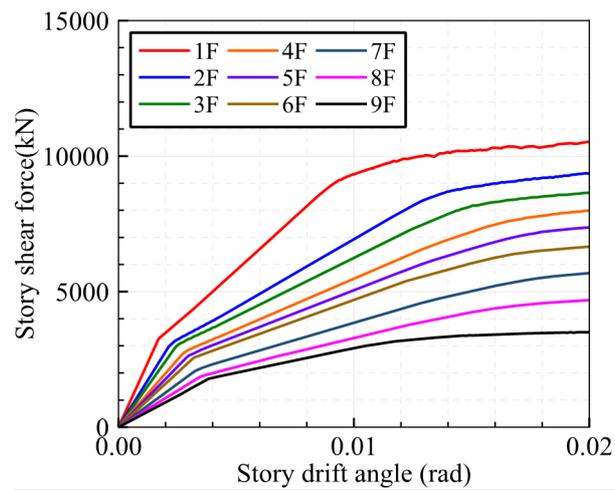


図 5.6 モデル B シリーズの主架構の層せん断力 - 層間変形角関係

5.3.3 1層柱脚の限界回転角とその時の層間変形角

表 5.12、表 5.13 に 1 層柱脚の限界塑性率 μ_{ci} および限界回転角 θ_{cmax} とその時の 1 層の層間変形 δ_{sic} および層間変形角 R_{sic} を示す。表中に黄色でハッチした柱が最初に限界塑性率に到達し、その時の層間変形角と 1 層の梁端部が破断限界塑性率に到達した時の層間変形角を比較し、小さい方が層としての限界層間変形角となる。

表 5.12 1層柱脚の限界回転角とその時の層間変形角（モデル A）

柱	D/t	柱梁 耐力比	n_c	ER($r=1.0$)				NF($r=0.75$)				LD($r=2.3$)			
				μ_{ci}	θ_{cmax}	δ_{sic}	R_{sic}	μ_{ci}	θ_{cmax}	δ_{sic}	R_{sic}	μ_{ci}	θ_{cmax}	δ_{sic}	R_{sic}
C1	22.0	2.07	0.6	4.22	0.030	140.1	0.034	4.43	0.032	147.2	0.036	3.66	0.026	124.0	0.030
C2	19.6	1.20	1.2	6.50	0.045	204.7	0.050	6.96	0.048	219.0	0.053	5.32	0.037	171.0	0.042
C3	22.0	2.07	0.6	4.22	0.033	152.3	0.037	4.43	0.034	159.0	0.039	3.66	0.028	133.0	0.032
C4	19.6	2.21	0.6	7.67	0.058	256.5	0.063	8.22	0.062	273.3	0.067	6.28	0.047	212.5	0.052
C5	19.6	1.10	1.2	6.50	0.043	194.4	0.047	6.96	0.046	207.3	0.051	5.32	0.035	162.3	0.040
C6	19.6	2.21	0.6	7.67	0.060	266.9	0.065	8.22	0.064	283.7	0.069	6.28	0.049	221.6	0.054
C7	22.0	2.07	0.6	4.22	0.030	140.1	0.034	4.43	0.032	147.2	0.036	3.66	0.026	124.0	0.030
C8	19.6	1.20	1.2	6.50	0.045	204.7	0.050	6.96	0.048	219.0	0.053	5.32	0.037	171.0	0.042
C9	22.0	2.07	0.6	4.22	0.033	152.3	0.037	4.43	0.034	159.0	0.039	3.66	0.028	133.0	0.032

表 5.13 1層柱脚の限界回転角とその時の層間変形角（モデル B）

柱	D/t	柱梁 耐力比	n_c	ER($r=1.0$)				NF($r=0.75$)				LD($r=2.3$)			
				μ_{ci}	θ_{cmax}	δ_{sic}	R_{sic}	μ_{ci}	θ_{cmax}	δ_{sic}	R_{sic}	μ_{ci}	θ_{cmax}	δ_{sic}	R_{sic}
C1	20.5	3.25	0.6	3.23	0.050	219.3	0.053	3.39	0.053	229.7	0.056	2.81	0.044	192.2	0.047
C2	22.0	2.64	0.6	3.23	0.045	206.2	0.050	3.39	0.047	215.3	0.053	2.81	0.039	181.6	0.044
C3	18.0	3.04	0.6	5.88	0.094	270.8	0.066	6.30	0.100	270.8	0.066	4.81	0.077	270.8	0.066
C4	25.0	2.28	0.6	2.11	0.025	120.2	0.029	2.18	0.025	124.9	0.030	1.91	0.022	111.0	0.027
C5	22.0	1.39	1.2	2.87	0.021	105.4	0.026	3.02	0.022	107.5	0.026	2.49	0.018	92.3	0.023
C6	25.0	2.36	0.6	2.11	0.013	65.1	0.016	2.18	0.013	66.7	0.016	1.91	0.012	59.9	0.015
C7	21.1	2.20	0.6	3.23	0.051	217.8	0.053	3.39	0.054	228.2	0.056	2.81	0.044	190.4	0.046
C8	22.7	1.82	1.2	2.87	0.038	171.5	0.042	3.02	0.040	179.4	0.044	2.49	0.033	151.4	0.037
C9	23.7	2.39	0.6	2.11	0.031	139.0	0.034	2.18	0.032	142.0	0.035	1.91	0.028	126.7	0.031

5.3.4 主架構の保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の算定

表 5.14、表 5.15 にエネルギー法の計算結果一覧を、図 5.7～図 5.11 に各層の層せん断力 - 層間変形を、図 5.12、図 5.13 に主架構の保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較を示す。また、表 5.16 に各モデルの $E_{sfi}/4_s N_e W_{pi}$ の最大値をまとめて示す。

図 5.7～図 5.11 中の×プロットは梁端破断到達した時の層間変形を、○プロットは最大層間変形を表す。また、図 5.12、図 5.13 中の棒グラフは保有エネルギー吸収量を、プロットは必要エネルギー吸収量を表しており、保有エネルギー吸収量 > 必要エネルギー吸収量の場合：○プロット、保有エネルギー吸収量 < 必要エネルギー吸収量の場合：×プロットとしている。なお、諸元の定義は下記の通りである。

- K_{Fi} : 主架構の層剛性
- K_{Di} : ダンパー部分の層剛性
- Q_{Fui} : 主架構の保有水平耐力
- δ_{ui} : Q_{Fui} 到達時の層間変形
- $Q_{Fui e}$: 最初にある層で Q_{Fui} に到達した時の主架構の層せん断力
- $\delta_{ui e}$: $Q_{Fui e}$ 到達時の層間変形
- Q_{Du} : ダンパー部分の保有水平耐力
- δ_{Dui} : Q_{Du} 到達時の層間変形
- δ_{sib} : 梁端破断変形 (当該層梁端部のいずれかが破断限界塑性率に到達した時の層間変形)
- δ_{sic} : 柱脚限界変形 (1 層柱脚のいずれかが限界塑性率に到達した時の層間変形)
- $qMV_s^2/2$: 損傷に寄与するエネルギー吸収量
- W_{Fi} : 損傷限界時の主架構のエネルギー吸収量
- W_{Dei} : 損傷限界時のダンパー部分の弾性エネルギー吸収量
- W_{Dpi} : 損傷限界時のダンパー部分の塑性エネルギー吸収量
- E_s : 安全限界必要エネルギー量
- E_{si} : 各層の必要エネルギー吸収量
- E_{sfi} : 主架構の必要エネルギー吸収量
- $4_s N_e W_{pi}$: 梁端破断到達時の層の保有エネルギー吸収量
- δ_{mi} : 最大層間変形

表 5.14.1 計算結果一覧 (AC4 シリーズ)

AC4-ER1.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3636	3493	-	42.4	40.8	-	139.6	-	3315	71	-	-	1761	72	72	1413	47.4	○
8	114.2	-	5181	5006	-	45.4	43.8	-	134.4	-		110	-	-		114	114	1844	50.9	○
7	142.8	-	6471	6295	-	45.3	44.1	-	121.6	-		139	-	-		148	148	1975	51.0	○
6	171.2	-	7581	7405	-	44.3	43.2	-	121.8	-		160	-	-		173	173	2352	50.0	○
5	193.0	-	8479	8359	-	43.9	43.3	-	116.0	-		181	-	-		204	204	2443	49.9	○
4	205.8	-	9218	9159	-	44.8	44.5	-	113.7	-		204	-	-		236	236	2539	51.2	○
3	229.2	-	9833	9813	-	42.9	42.8	-	106.7	-		210	-	-		248	248	2511	49.2	○
2	212.7	-	10329	10329	-	48.6	48.6	-	113.2	-		251	-	-		298	298	2670	55.8	○
1	251.6	-	10731	10703	-	42.6	42.5	-	106.0	140.1		228	-	-		268	268	2719	48.9	○

AC4-NF1.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3643	3502	-	42.5	40.9	-	151.6	-	2486	72	-	-	925	38	38	1192	46.0	○
8	114.2	-	5192	5019	-	45.5	43.9	-	146.4	-		110	-	-		60	60	1572	49.3	○
7	142.8	-	6485	6312	-	45.4	44.2	-	132.4	-		139	-	-		78	78	1692	49.4	○
6	171.2	-	7598	7424	-	44.4	43.4	-	132.5	-		161	-	-		91	91	2009	48.4	○
5	193.0	-	8501	8381	-	44.1	43.4	-	126.0	-		182	-	-		107	107	2089	48.2	○
4	205.8	-	9242	9183	-	44.9	44.6	-	123.6	-		205	-	-		124	124	2182	49.4	○
3	229.2	-	9857	9838	-	43.0	42.9	-	115.7	-		211	-	-		130	130	2150	47.4	○
2	212.7	-	10356	10356	-	48.7	48.7	-	123.4	-		252	-	-		157	157	2322	53.7	○
1	251.6	-	10756	10730	-	42.7	42.6	-	116.8	147.2		229	-	-		141	141	2390	47.1	○

AC4-LD1.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3619	3465	-	42.2	40.4	-	109.5	-	7624	70	-	-	6095	247	247	2240	49.6	○
8	114.2	-	5154	4966	-	45.1	43.5	-	106.7	-		108	-	-		391	391	2921	53.4	○
7	142.8	-	6430	6245	-	45.0	43.7	-	96.5	-		137	-	-		510	510	3046	53.7	○
6	171.2	-	7527	7346	-	44.0	42.9	-	95.2	-		158	-	-		600	600	3550	52.6	○
5	193.0	-	8420	8293	-	43.6	43.0	-	91.9	-		178	-	-		704	704	3741	52.7	○
4	205.8	-	9150	9086	-	44.5	44.2	-	89.2	-		201	-	-		819	819	3765	54.2	○
3	229.2	-	9755	9735	-	42.6	42.5	-	82.7	-		207	-	-		861	861	3598	52.2	○
2	212.7	-	10247	10247	-	48.2	48.2	-	87.9	-		247	-	-		1036	1036	3741	59.2	○
1	251.6	-	10659	10618	-	42.4	42.2	-	80.4	124.0		224	-	-		926	926	3728	51.8	○

AC4-ER2.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3636	3493	-	42.4	40.8	-	139.6	-	13258	71	-	-	11705	479	479	1413	75.4	○
8	114.2	-	5181	5006	-	45.4	43.8	-	134.4	-		110	-	-		756	756	1844	81.8	○
7	142.8	-	6471	6295	-	45.3	44.1	-	121.6	-		139	-	-		983	983	1975	83.3	○
6	171.2	-	7581	7405	-	44.3	43.2	-	121.8	-		160	-	-		1152	1152	2352	82.3	○
5	193.0	-	8479	8359	-	43.9	43.3	-	116.0	-		181	-	-		1352	1352	2443	83.8	○
4	205.8	-	9218	9159	-	44.8	44.5	-	113.7	-		204	-	-		1571	1571	2539	87.4	○
3	229.2	-	9833	9813	-	42.9	42.8	-	106.7	-		210	-	-		1648	1648	2511	84.8	○
2	212.7	-	10329	10329	-	48.6	48.6	-	113.2	-		251	-	-		1983	1983	2670	96.6	○
1	251.6	-	10731	10703	-	42.6	42.5	-	106.0	140.1		228	-	-		1781	1781	2719	84.1	○

AC4-NF2.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3643	3502	-	42.5	40.9	-	151.6	-	9944	72	-	-	8383	344	344	1192	74.0	○
8	114.2	-	5192	5019	-	45.5	43.9	-	146.4	-		110	-	-		542	542	1572	80.3	○
7	142.8	-	6485	6312	-	45.4	44.2	-	132.4	-		139	-	-		704	704	1692	81.6	○
6	171.2	-	7598	7424	-	44.4	43.4	-	132.5	-		161	-	-		826	826	2009	80.6	○
5	193.0	-	8501	8381	-	44.1	43.4	-	126.0	-		182	-	-		968	968	2089	82.0	○
4	205.8	-	9242	9183	-	44.9	44.6	-	123.6	-		205	-	-		1124	1124	2182	85.5	○
3	229.2	-	9857	9838	-	43.0	42.9	-	115.7	-		211	-	-		1180	1180	2150	82.9	○
2	212.7	-	10356	10356	-	48.7	48.7	-	123.4	-		252	-	-		1419	1419	2322	94.4	○
1	251.6	-	10756	10730	-	42.7	42.6	-	116.8	147.2		229	-	-		1275	1275	2390	82.3	○

AC4-LD2.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3619	3465	-	42.2	40.4	-	109.5	-	30494	70	-	-	28966	1175	1175	2240	77.5	○
8	114.2	-	5154	4966	-	45.1	43.5	-	106.7	-		108	-	-		1857	1857	2921	84.3	○
7	142.8	-	6430	6245	-	45.0	43.7	-	96.5	-		137	-	-		2425	2425	3046	86.0	○
6	171.2	-	7527	7346	-	44.0	42.9	-	95.2	-		158	-	-		2853	2853	3550	85.2	○
5	193.0	-	8420	8293	-	43.6	43.0	-	91.9	-		178	-	-		3345	3345	3741	86.8	○
4	205.8	-	9150	9086	-	44.5	44.2	-	89.2	-		201	-	-		3892	3892	3765	90.7	×
3	229.2	-	9755	9735	-	42.6	42.5	-	82.7	-		207	-	-		4091	4091	3598	88.2	×
2	212.7	-	10247	10247	-	48.2	48.2	-	87.9	-		247	-	-		4925	4925	3741	100.4	×
1	251.6	-	10659	10618	-	42.4	42.2	-	80.4	124.0		224	-	-		4401	4401	3728	87.2	×

表 5.14.2 計算結果一覧 (AC6 シリーズ)

AC6-ER1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3662	3526	-	42.7	41.1	-	188.9	-	3315	73	-	-	1732	71	71	2141	47.6	○
8	114.2	-	5220	5053	-	45.7	44.2	-	182.4	-		112	-	-		112	112	2854	51.1	○
7	142.8	-	6520	6355	-	45.7	44.5	-	163.5	-		141	-	-		146	146	3073	51.3	○
6	171.2	-	7641	7475	-	44.6	43.7	-	163.4	-		163	-	-		171	171	3629	50.2	○
5	193.0	-	8553	8438	-	44.3	43.7	-	154.2	-		184	-	-		200	200	3760	50.2	○
4	205.8	-	9306	9246	-	45.2	44.9	-	152.5	-		208	-	-		232	232	3993	51.4	○
3	229.2	-	9928	9906	-	43.3	43.2	-	144.8	-		214	-	-		243	243	4032	49.4	○
2	212.7	-	10427	10427	-	49.0	49.0	-	153.9	-		256	-	-		292	292	4374	56.0	○
1	251.6	-	10807	10804	-	42.9	42.9	-	148.9	140.1		232	-	-		265	265	4200	49.1	○

AC6-NF1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3670	3532	-	42.8	41.2	-	205.7	-	2486	73	-	-	898	37	37	1794	46.2	○
8	114.2	-	5233	5061	-	45.8	44.3	-	199.2	-		112	-	-		58	58	2408	49.5	○
7	142.8	-	6536	6365	-	45.8	44.6	-	179.0	-		142	-	-		76	76	2613	49.6	○
6	171.2	-	7659	7487	-	44.7	43.7	-	177.6	-		164	-	-		89	89	3053	48.6	○
5	193.0	-	8574	8452	-	44.4	43.8	-	167.2	-		185	-	-		104	104	3157	48.5	○
4	205.8	-	9332	9261	-	45.4	45.0	-	166.5	-		208	-	-		120	120	3392	49.6	○
3	229.2	-	9958	9922	-	43.5	43.3	-	158.4	-		215	-	-		126	126	3435	47.7	○
2	212.7	-	10457	10444	-	49.2	49.1	-	168.2	-		256	-	-		151	151	3734	54.0	○
1	251.6	-	10822	10822	-	43.0	43.0	-	163.9	147.2		233	-	-		138	138	3382	47.3	○

AC6-LD1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3640	3499	-	42.5	40.8	-	146.8	-	7624	71	-	-	6065	249	249	3493	49.9	○
8	114.2	-	5188	5015	-	45.4	43.9	-	141.6	-		110	-	-		392	392	4588	53.6	○
7	142.8	-	6481	6306	-	45.4	44.2	-	128.8	-		139	-	-		509	509	4973	53.9	○
6	171.2	-	7591	7418	-	44.3	43.3	-	127.8	-		161	-	-		598	598	5827	52.9	○
5	193.0	-	8493	8374	-	44.0	43.4	-	122.3	-		182	-	-		700	700	6115	53.0	○
4	205.8	-	9232	9175	-	44.9	44.6	-	119.4	-		205	-	-		814	814	6327	54.5	○
3	229.2	-	9849	9830	-	43.0	42.9	-	112.7	-		211	-	-		853	853	6319	52.4	○
2	212.7	-	10347	10347	-	48.7	48.7	-	120.0	-		252	-	-		1027	1027	6794	59.4	○
1	251.6	-	10748	10721	-	42.7	42.6	-	113.2	124.0		228	-	-		922	922	6970	52.0	○

AC6-ER2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3662	3526	-	42.7	41.1	-	188.9	-	13258	73	-	-	11676	481	481	2141	75.6	○
8	114.2	-	5220	5053	-	45.7	44.2	-	182.4	-		112	-	-		757	757	2854	82.0	○
7	142.8	-	6520	6355	-	45.7	44.5	-	163.5	-		141	-	-		984	984	3073	83.4	○
6	171.2	-	7641	7475	-	44.6	43.7	-	163.4	-		163	-	-		1152	1152	3629	82.3	○
5	193.0	-	8553	8438	-	44.3	43.7	-	154.2	-		184	-	-		1348	1348	3760	83.7	○
4	205.8	-	9306	9246	-	45.2	44.9	-	152.5	-		208	-	-		1561	1561	3993	87.2	○
3	229.2	-	9928	9906	-	43.3	43.2	-	144.8	-		214	-	-		1636	1636	4032	84.5	○
2	212.7	-	10427	10427	-	49.0	49.0	-	153.9	-		256	-	-		1971	1971	4374	96.3	○
1	251.6	-	10807	10804	-	42.9	42.9	-	148.9	140.1		232	-	-		1786	1786	4200	84.3	○

AC6-NF2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3670	3532	-	42.8	41.2	-	205.7	-	9944	73	-	-	8356	344	344	1794	74.1	○
8	114.2	-	5233	5061	-	45.8	44.3	-	199.2	-		112	-	-		542	542	2408	80.3	○
7	142.8	-	6536	6365	-	45.8	44.6	-	179.0	-		142	-	-		704	704	2613	81.7	○
6	171.2	-	7659	7487	-	44.7	43.7	-	177.6	-		164	-	-		825	825	3053	80.6	○
5	193.0	-	8574	8452	-	44.4	43.8	-	167.2	-		185	-	-		965	965	3157	81.9	○
4	205.8	-	9332	9261	-	45.4	45.0	-	166.5	-		208	-	-		1115	1115	3392	85.2	○
3	229.2	-	9958	9922	-	43.5	43.3	-	158.4	-		215	-	-		1168	1168	3435	82.6	○
2	212.7	-	10457	10444	-	49.2	49.1	-	168.2	-		256	-	-		1408	1408	3734	94.1	○
1	251.6	-	10822	10822	-	43.0	43.0	-	163.9	147.2		233	-	-		1284	1284	3382	82.6	○

AC6-LD2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3640	3499	-	42.5	40.8	-	146.8	-	30494	71	-	-	28936	1187	1187	3493	77.9	○
8	114.2	-	5188	5015	-	45.4	43.9	-	141.6	-		110	-	-		1870	1870	4588	84.6	○
7	142.8	-	6481	6306	-	45.4	44.2	-	128.8	-		139	-	-		2430	2430	4973	86.1	○
6	171.2	-	7591	7418	-	44.3	43.3	-	127.8	-		161	-	-		2852	2852	5827	85.2	○
5	193.0	-	8493	8374	-	44.0	43.4	-	122.3	-		182	-	-		3342	3342	6115	86.8	○
4	205.8	-	9232	9175	-	44.9	44.6	-	119.4	-		205	-	-		3884	3884	6327	90.6	○
3	229.2	-	9849	9830	-	43.0	42.9	-	112.7	-		211	-	-		4071	4071	6319	87.9	○
2	212.7	-	10347	10347	-	48.7	48.7	-	120.0	-		252	-	-		4899	4899	6794	100.1	○
1	251.6	-	10748	10721	-	42.7	42.6	-	113.2	124.0		228	-	-		4401	4401	6970	87.2	○

表 5.14.3 計算結果一覧 (AC8 シリーズ)

AC8-ER1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3697	3527	-	43.1	41.2	-	261.1	-	3315	73	-	-	1731	71	71	3223	47.9	○
8	114.2	-	5271	5054	-	46.2	44.3	-	253.3	-		112	-	-		112	112	4368	51.5	○
7	142.8	-	6581	6357	-	46.1	44.5	-	226.9	-		141	-	-		145	145	4760	51.6	○
6	171.2	-	7714	7477	-	45.1	43.7	-	225.1	-		163	-	-		170	170	5556	50.6	○
5	193.0	-	8636	8440	-	44.8	43.7	-	210.7	-		185	-	-		199	199	5733	50.5	○
4	205.8	-	9405	9248	-	45.7	44.9	-	209.7	-		208	-	-		230	230	6171	51.8	○
3	229.2	-	10039	9908	-	43.8	43.2	-	201.0	-		214	-	-		240	240	6311	49.8	○
2	212.7	-	10544	10430	-	49.6	49.0	-	214.4	-		256	-	-		289	289	6949	56.4	○
1	251.6	-	10807	10807	-	42.9	42.9	-	211.2	140.1		232	-	-		274	274	4200	49.3	○

AC8-NF1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3709	3532	-	43.3	41.2	-	286.4	-	2486	73	-	-	898	37	37	2705	46.6	○
8	114.2	-	5287	5061	-	46.3	44.3	-	276.1	-		112	-	-		58	58	3646	49.9	○
7	142.8	-	6600	6365	-	46.2	44.6	-	247.3	-		142	-	-		75	75	3980	50.0	○
6	171.2	-	7737	7487	-	45.2	43.7	-	246.5	-		164	-	-		88	88	4673	49.0	○
5	193.0	-	8661	8452	-	44.9	43.8	-	229.6	-		185	-	-		103	103	4799	48.9	○
4	205.8	-	9433	9261	-	45.8	45.0	-	228.4	-		208	-	-		119	119	5166	50.1	○
3	229.2	-	10072	9922	-	44.0	43.3	-	220.5	-		215	-	-		124	124	5335	48.1	○
2	212.7	-	10575	10444	-	49.7	49.1	-	233.3	-		256	-	-		150	150	5825	54.5	○
1	251.6	-	10822	10822	-	43.0	43.0	-	231.9	147.2		233	-	-		143	143	3382	47.4	○

AC8-LD1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3668	3516	-	42.8	41.0	-	202.1	-	7624	72	-	-	6050	249	249	5377	50.2	○
8	114.2	-	5230	5038	-	45.8	44.1	-	195.6	-		111	-	-		391	391	7209	53.9	○
7	142.8	-	6534	6336	-	45.8	44.4	-	176.6	-		141	-	-		508	508	7867	54.2	○
6	171.2	-	7656	7453	-	44.7	43.5	-	175.2	-		162	-	-		596	596	9192	53.2	○
5	193.0	-	8570	8414	-	44.4	43.6	-	164.8	-		183	-	-		697	697	9492	53.2	○
4	205.8	-	9328	9219	-	45.3	44.8	-	164.2	-		207	-	-		805	805	10200	54.7	○
3	229.2	-	9953	9877	-	43.4	43.1	-	156.1	-		213	-	-		844	844	10319	52.6	○
2	212.7	-	10451	10396	-	49.1	48.9	-	165.1	-		254	-	-		1017	1017	11147	59.7	○
1	251.6	-	10772	10772	-	42.8	42.8	-	160.6	124.0		231	-	-		943	943	8047	52.3	○

AC8-ER2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3697	3527	-	43.1	41.2	-	261.1	-	13258	73	-	-	11675	479	479	3223	75.5	○
8	114.2	-	5271	5054	-	46.2	44.3	-	253.3	-		112	-	-		754	754	4368	81.9	○
7	142.8	-	6581	6357	-	46.1	44.5	-	226.9	-		141	-	-		981	981	4760	83.4	○
6	171.2	-	7714	7477	-	45.1	43.7	-	225.1	-		163	-	-		1149	1149	5556	82.3	○
5	193.0	-	8636	8440	-	44.8	43.7	-	210.7	-		185	-	-		1342	1342	5733	83.6	○
4	205.8	-	9405	9248	-	45.7	44.9	-	209.7	-		208	-	-		1549	1549	6171	86.9	○
3	229.2	-	10039	9908	-	43.8	43.2	-	201.0	-		214	-	-		1620	1620	6311	84.2	○
2	212.7	-	10544	10430	-	49.6	49.0	-	214.4	-		256	-	-		1952	1952	6949	95.8	○
1	251.6	-	10807	10807	-	42.9	42.9	-	211.2	140.1		232	-	-		1849	1849	4200	85.7	○

AC8-NF2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3709	3532	-	43.3	41.2	-	286.4	-	9944	73	-	-	8356	342	342	2705	74.0	○
8	114.2	-	5287	5061	-	46.3	44.3	-	276.1	-		112	-	-		539	539	3646	80.3	○
7	142.8	-	6600	6365	-	46.2	44.6	-	247.3	-		142	-	-		702	702	3980	81.7	○
6	171.2	-	7737	7487	-	45.2	43.7	-	246.5	-		164	-	-		821	821	4673	80.6	○
5	193.0	-	8661	8452	-	44.9	43.8	-	229.6	-		185	-	-		960	960	4799	81.8	○
4	205.8	-	9433	9261	-	45.8	45.0	-	228.4	-		208	-	-		1107	1107	5166	85.0	○
3	229.2	-	10072	9922	-	44.0	43.3	-	220.5	-		215	-	-		1157	1157	5335	82.2	○
2	212.7	-	10575	10444	-	49.7	49.1	-	233.3	-		256	-	-		1396	1396	5825	93.7	○
1	251.6	-	10822	10822	-	43.0	43.0	-	231.9	147.2		233	-	-		1331	1331	3382	84.0	○

AC8-LD2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	$Q_{Fui e}$ (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	85.7	-	3668	3516	-	42.8	41.0	-	202.1	-	30494	72	-	-	28921	1189	1189	5377	78.0	○
8	114.2	-	5230	5038	-	45.8	44.1	-	195.6	-		111	-	-		1871	1871	7209	84.7	○
7	142.8	-	6534	6336	-	45.8	44.4	-	176.6	-		141	-	-		2431	2431	7867	86.2	○
6	171.2	-	7656	7453	-	44.7	43.5	-	175.2	-		162	-	-		2847	2847	9192	85.1	○
5	193.0	-	8570	8414	-	44.4	43.6	-	164.8	-		183	-	-		3330	3330	9492	86.6	○
4	205.8	-	9328	9219	-	45.3	44.8	-	164.2	-		207	-	-		3850	3850	10200	90.2	○
3	229.2	-	9953	9877	-	43.4	43.1	-	156.1	-		213	-	-		4034	4034	10319	87.5	○
2	212.7	-	10451	10396	-	49.1	48.9	-	165.1	-		254	-	-		4864	4864	11147	99.7	○
1	251.6	-	10772	10772	-	42.8	42.8	-	160.6	124.0		231	-	-		4506	4506	8047	88.3	○

表 5.15.1 計算結果一覧 (BC4 シリーズ)

BC4-ER1.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fuie} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2233	2199	1382	55.2	54.4	16.2	133.5	-	3253	60	11.2	528	0	0	0	700	16.2	○
8	51.7	107.3	3350	3128	1521	64.9	60.6	14.2	140.0	-		95	10.8	706		0	0	1007	26.3	○
7	67.2	119.2	4364	3924	1536	65.0	58.4	12.9	125.6	-		115	9.9	700		0	0	1058	30.8	○
6	76.4	158.3	4728	4610	2058	61.9	60.4	13.0	114.0	-		139	13.4	974		0	0	985	28.4	○
5	86.7	175.1	5494	5201	2100	63.4	60.0	12.0	129.3	-		156	12.6	1008		0	0	1448	30.6	○
4	98.9	193.8	6054	5696	2112	61.2	57.6	10.9	126.0	-		164	11.5	986		0	0	1570	31.2	○
3	106.8	252.5	6100	6100	2576	57.1	57.1	10.2	108.9	-		174	13.1	1208		0	0	1264	27.9	○
2	114.9	260.3	6825	6418	2475	59.4	55.8	9.5	111.4	-		179	11.8	1147		0	0	1420	29.1	○
1	176.5	298.1	7592	6649	2269	43.0	37.7	7.6	93.3	65.1		125	8.6	682		0	0	669	21.2	○

BC4-NF1.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fuie} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2238	2212	1390	55.3	54.7	16.3	145.9	-	2440	60	11.3	400	0	0	0	608	16.0	○
8	51.7	107.3	3369	3146	1531	65.2	60.9	14.3	151.6	-		96	10.9	536		0	0	873	25.5	○
7	67.2	119.2	4393	3947	1548	65.4	58.8	13.0	136.4	-		116	10.0	532		0	0	935	30.1	○
6	76.4	158.3	4764	4637	2076	62.4	60.7	13.1	124.5	-		141	13.6	741		0	0	888	27.5	○
5	86.7	175.1	5522	5231	2120	63.7	60.3	12.1	139.5	-		158	12.8	767		0	0	1256	29.8	○
4	98.9	193.8	6092	5729	2137	61.6	57.9	11.0	137.4	-		166	11.8	751		0	0	1385	30.4	○
3	106.8	252.5	6136	6136	2600	57.4	57.4	10.3	117.8	-		176	13.4	919		0	0	1112	27.1	○
2	114.9	260.3	6858	6455	2494	59.7	56.2	9.6	119.1	-		181	11.9	871		0	0	1222	28.4	○
1	176.5	298.1	7613	6687	2273	43.1	37.9	7.6	105.4	66.7		127	8.7	516		0	0	538	20.8	○

BC4-LD1.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fuie} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2216	2160	1371	54.8	53.4	16.1	106.4	-	7482	58	11.0	1178	0	0	0	1051	17.3	○
8	51.7	107.3	3286	3073	1498	63.6	59.5	14.0	110.8	-		91	10.5	1569		0	0	1427	27.8	○
7	67.2	119.2	4266	3855	1505	63.5	57.4	12.6	99.5	-		111	9.5	1550		0	0	1412	32.2	○
6	76.4	158.3	4623	4528	2016	60.5	59.3	12.7	90.7	-		134	12.8	2158		0	0	1283	29.9	○
5	86.7	175.1	5378	5109	2042	62.0	58.9	11.7	100.4	-		151	11.9	2220		0	0	1897	32.3	○
4	98.9	193.8	5943	5595	2053	60.1	56.6	10.6	98.9	-		158	10.9	2170		0	0	2125	32.7	○
3	106.8	252.5	5992	5992	2512	56.1	56.1	9.9	86.5	-		168	12.5	2666		0	0	1675	29.4	○
2	114.9	260.3	6666	6304	2411	58.0	54.9	9.3	86.4	-		173	11.2	2529		0	0	1740	30.6	○
1	176.5	298.1	7519	6531	2257	42.6	37.0	7.6	69.1	59.9		121	8.5	1528		0	0	1193	21.9	○

BC4-ER2.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fuie} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2233	2199	1382	55.2	54.4	16.2	133.5	-	13013	60	11.2	528	3765	102	63	700	62.3	○
8	51.7	107.3	3350	3128	1521	64.9	60.6	14.2	140.0	-		95	10.8	706		223	154	1007	76.3	○
7	67.2	119.2	4364	3924	1536	65.0	58.4	12.9	125.6	-		115	9.9	700		335	248	1058	79.2	○
6	76.4	158.3	4728	4610	2058	61.9	60.4	13.0	114.0	-		139	13.4	974		416	290	985	77.2	○
5	86.7	175.1	5494	5201	2100	63.4	60.0	12.0	129.3	-		156	12.6	1008		501	362	1448	79.9	○
4	98.9	193.8	6054	5696	2112	61.2	57.6	10.9	126.0	-		164	11.5	986		580	430	1570	79.0	○
3	106.8	252.5	6100	6100	2576	57.1	57.1	10.2	108.9	-		174	13.1	1208		604	424	1264	74.5	○
2	114.9	260.3	6825	6418	2475	59.4	55.8	9.5	111.4	-		179	11.8	1147		601	441	1420	75.6	○
1	176.5	298.1	7592	6649	2269	43.0	37.7	7.6	93.3	65.1		125	8.6	682		402	309	669	53.2	○

BC4-NF2.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fuie} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2238	2212	1390	55.3	54.7	16.3	145.9	-	9760	60	11.3	400	2401	66	41	608	61.4	○
8	51.7	107.3	3369	3146	1531	65.2	60.9	14.3	151.6	-		96	10.9	536		143	98	873	74.9	○
7	67.2	119.2	4393	3947	1548	65.4	58.8	13.0	136.4	-		116	10.0	532		213	158	935	77.4	○
6	76.4	158.3	4764	4637	2076	62.4	60.7	13.1	124.5	-		141	13.6	741		264	184	888	75.2	○
5	86.7	175.1	5522	5231	2120	63.7	60.3	12.1	139.5	-		158	12.8	767		319	231	1256	77.6	○
4	98.9	193.8	6092	5729	2137	61.6	57.9	11.0	137.4	-		166	11.8	751		368	272	1385	76.5	○
3	106.8	252.5	6136	6136	2600	57.4	57.4	10.3	117.8	-		176	13.4	919		384	270	1112	72.1	○
2	114.9	260.3	6858	6455	2494	59.7	56.2	9.6	119.1	-		181	11.9	871		384	282	1222	73.4	○
1	176.5	298.1	7613	6687	2273	43.1	37.9	7.6	105.4	66.7		127	8.7	516		260	200	538	51.9	○

BC4-LD2.0																				
i	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fuie} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2216	2160	1371	54.8	53.4	16.1	106.4	-	29929	58	11.0	1178	11098	286	177	1051	63.5	○
8	51.7	107.3	3286	3073	1498	63.6	59.5	14.0	110.8	-		91	10.5	1569		652	448	1427	78.4	○
7	67.2	119.2	4266	3855	1505	63.5	57.4	12.6	99.5	-		111	9.5	1550		994	735	1412	82.3	○
6	76.4	158.3	4623	4528	2016	60.5	59.3	12.7	90.7	-		134	12.8	2158		1235	860	1283	80.7	○
5	86.7	175.1	5378	5109	2042	62.0	58.9	11.7	100.4	-		151	11.9	2220		1496	1085	1897	84.0	○
4	98.9	193.8	5943	5595	2053	60.1	56.6	10.6	98.9	-		158	10.9	2170		1721	1279	2125	83.5	○
3	106.8	252.5	5992	5992	2512	56.1	56.1	9.9	86.5	-		168	12.5	2666		1781	1255	1675	78.9	○
2	114.9	260.3	6666	6304	2411	58.0	54.9	9.3	86.4	-		173	11.2	2529		1802	1323	1740	79.6	○
1	176.5	298.1	7519	6531	2257	42.6	37.0	7.6	69.1	59.9		121	8.5	1528		1130	869	1193	55.2	○

表 5. 15. 2 計算結果一覧 (BC6 シリーズ)

BC6-ER1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fui_e} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2257	2241	1408	55.8	55.4	16.5	181.7	-	3253	62	11.6	548	0	0	0	1136	16.3	○
8	51.7	107.3	3417	3187	1558	66.2	61.7	14.5	188.8	-		98	11.3	735		0	0	1676	26.2	○
7	67.2	119.2	4455	3998	1581	66.3	59.5	13.3	167.8	-		119	10.5	732		0	0	1807	30.7	○
6	76.4	158.3	4833	4696	2121	63.3	61.5	13.4	151.7	-		144	14.2	1020		0	0	1710	28.1	○
5	86.7	175.1	5594	5298	2180	64.5	61.1	12.5	171.6	-		162	13.6	1061		0	0	2396	30.3	○
4	98.9	193.8	6169	5803	2202	62.4	58.7	11.4	168.4	-		170	12.5	1041		0	0	2616	30.8	○
3	106.8	252.5	6215	6215	2676	58.2	58.2	10.6	145.2	-		181	14.2	1273		0	0	2164	27.5	○
2	114.9	260.3	6969	6538	2578	60.6	56.9	9.9	152.6	-		186	12.8	1211		0	0	2564	28.8	○
1	176.5	298.1	7592	6773	2269	43.0	38.4	7.6	139.0	65.1		130	8.6	698		0	0	669	21.6	○

BC6-NF1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fui_e} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2273	2250	1420	56.2	55.6	16.6	202.8	-	2440	63	11.8	415	0	0	0	1000	16.2	○
8	51.7	107.3	3434	3201	1570	66.5	62.0	14.6	205.9	-		99	11.5	557		0	0	1436	25.4	○
7	67.2	119.2	4475	4015	1596	66.6	59.8	13.4	181.5	-		120	10.7	555		0	0	1542	30.0	○
6	76.4	158.3	4855	4717	2143	63.6	61.7	13.5	166.2	-		146	14.5	775		0	0	1494	27.3	○
5	86.7	175.1	5614	5321	2205	64.8	61.4	12.6	185.5	-		163	13.9	807		0	0	2033	29.5	○
4	98.9	193.8	6198	5828	2231	62.7	58.9	11.5	182.5	-		172	12.8	793		0	0	2228	30.0	○
3	106.8	252.5	6241	6241	2712	58.4	58.4	10.7	158.8	-		182	14.6	970		0	0	1879	26.6	○
2	114.9	260.3	6998	6566	2617	60.9	57.1	10.1	168.5	-		188	13.2	924		0	0	2260	28.0	○
1	176.5	298.1	7613	6802	2273	43.1	38.5	7.6	151.4	66.7		131	8.7	527		0	0	538	21.2	○

BC6-LD1.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fui_e} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2236	2208	1386	55.3	54.6	16.2	140.6	-	7482	60	11.3	1223	0	0	0	1756	17.3	○
8	51.7	107.3	3362	3141	1527	65.1	60.8	14.2	147.2	-		95	10.9	1636		0	0	2539	27.7	○
7	67.2	119.2	4382	3940	1543	65.3	58.7	12.9	131.9	-		116	10.0	1623		0	0	2686	32.1	○
6	76.4	158.3	4749	4628	2069	62.2	60.6	13.1	120.1	-		140	13.5	2261		0	0	2531	29.7	○
5	86.7	175.1	5511	5222	2112	63.6	60.2	12.1	135.4	-		157	12.7	2340		0	0	3641	31.9	○
4	98.9	193.8	6075	5719	2125	61.4	57.8	11.0	132.1	-		165	11.7	2290		0	0	3951	32.4	○
3	106.8	252.5	6125	6125	2592	57.3	57.3	10.3	114.8	-		176	13.3	2806		0	0	3239	29.0	○
2	114.9	260.3	6846	6443	2487	59.6	56.1	9.6	116.3	-		181	11.9	2661		0	0	3570	30.3	○
1	176.5	298.1	7519	6675	2257	42.6	37.8	7.6	101.2	59.9		126	8.5	1571		0	0	1193	22.2	○

BC6-ER2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fui_e} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2257	2241	1408	55.8	55.4	16.5	181.7	-	13013	62	11.6	548	3332	93	57	1136	62.2	○
8	51.7	107.3	3417	3187	1558	66.2	61.7	14.5	188.8	-		98	11.3	735		198	136	1676	76.1	○
7	67.2	119.2	4455	3998	1581	66.3	59.5	13.3	167.8	-		119	10.5	732		295	218	1807	78.6	○
6	76.4	158.3	4833	4696	2121	63.3	61.5	13.4	151.7	-		144	14.2	1020		364	253	1710	76.4	○
5	86.7	175.1	5594	5298	2180	64.5	61.1	12.5	171.6	-		162	13.6	1061		439	316	2396	78.6	○
4	98.9	193.8	6169	5803	2202	62.4	58.7	11.4	168.4	-		170	12.5	1041		505	372	2616	77.5	○
3	106.8	252.5	6215	6215	2676	58.2	58.2	10.6	145.2	-		181	14.2	1273		527	368	2164	73.0	○
2	114.9	260.3	6969	6538	2578	60.6	56.9	9.9	152.6	-		186	12.8	1211		521	380	2564	74.3	○
1	176.5	298.1	7592	6773	2269	43.0	38.4	7.6	139.0	65.1		130	8.6	698		389	299	669	52.9	○

BC6-NF2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fui_e} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2273	2250	1420	56.2	55.6	16.6	202.8	-	9760	63	11.8	415	2060	57	35	1000	61.4	○
8	51.7	107.3	3434	3201	1570	66.5	62.0	14.6	205.9	-		99	11.5	557		123	84	1436	74.7	○
7	67.2	119.2	4475	4015	1596	66.6	59.8	13.4	181.5	-		120	10.7	555		183	135	1542	76.7	○
6	76.4	158.3	4855	4717	2143	63.6	61.7	13.5	166.2	-		146	14.5	775		225	156	1494	74.3	○
5	86.7	175.1	5614	5321	2205	64.8	61.4	12.6	185.5	-		163	13.9	807		272	195	2033	76.3	○
4	98.9	193.8	6198	5828	2231	62.7	58.9	11.5	182.5	-		172	12.8	793		311	229	2228	75.0	○
3	106.8	252.5	6241	6241	2712	58.4	58.4	10.7	158.8	-		182	14.6	970		324	226	1879	70.5	○
2	114.9	260.3	6998	6566	2617	60.9	57.1	10.1	168.5	-		188	13.2	924		321	233	2260	72.0	○
1	176.5	298.1	7613	6802	2273	43.1	38.5	7.6	151.4	66.7		131	8.7	527		244	188	538	51.4	○

BC6-LD2.0																				
<i>i</i>	K_{Fi} (kN/mm)	K_{Di} (kN/mm)	Q_{Fui} (kN)	Q_{Fui_e} (kN)	Q_{Dui} (kN)	δ_{ui} (mm)	δ_{uie} (mm)	δ_{Dui} (mm)	δ_{sib} (mm)	δ_{sic} (mm)	$qMV_s^2/2$ (kN·m)	W_{Fi} (kN·m)	W_{Dei} (kN·m)	W_{Dpi} (kN·m)	E_s (kN·m)	E_{si} (kN·m)	E_{sfi} (kN·m)	$4_s N_e W_{pi}$ (kN·m)	δ_{mi} (mm)	判定
9	40.4	85.4	2236	2208	1386	55.3	54.6	16.2	140.6	-	29929	60	11.3	1223	10200	277	171	1756	63.6	○
8	51.7	107.3	3362	3141	1527	65.1	60.8	14.2	147.2	-		95	10.9	1636		603	415	2539	78.5	○
7	67.2	119.2	4382	3940	1543	65.3	58.7	12.9	131.9	-		116	10.0	1623		902	667	2686	81.8	○
6	76.4	158.3	4749	4628	2069	62.2	60.6	13.1	120.1	-		140	13.5	2261		1119	780	2531	80.0	○
5	86.7	175.1	5511	5222	2112	63.6	60.2	12.1	135.4	-		157	12.7	2340		1351	977	3641	82.8	○
4	98.9	193.8	6075	5719	2125	61.4	57.8	11.0	132.1	-		165	11.7	2290		1563	1158	3951	82.1	○
3	106.8	252.5	6125	6125	2592	57.3	57.3	10.3	114.8	-		176	13.3	2806		1622	1140	3239	77.6	○
2	114.9	260.3	6846	6443	2487	59.6	56.1	9.6	116.3	-		181	11.9	2661		1624	1191	3570	78.5	○
1	176.5	298.1	7519	6675	2257	42.6	37.8	7.6	101.2	59.9		126	8.5	1571		1138	876	1193	55.3	○

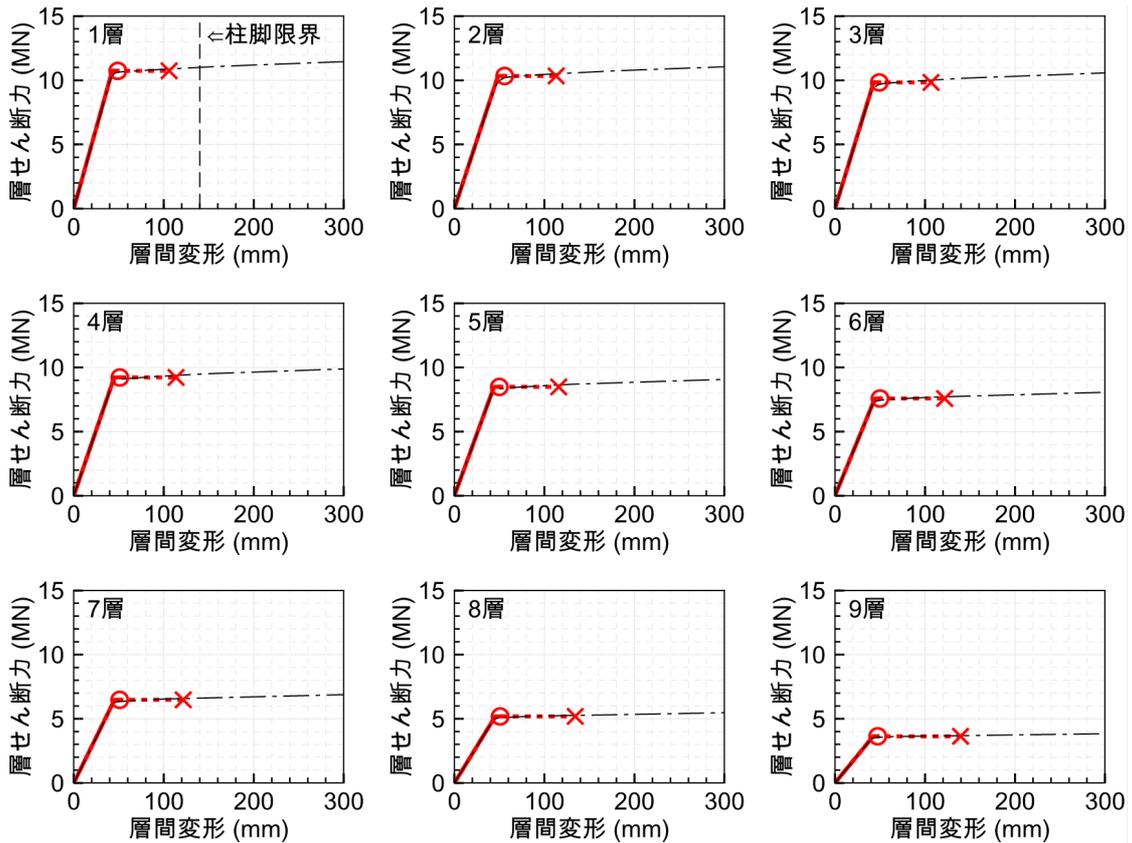


図 5.7.1 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC4-ER1.0)

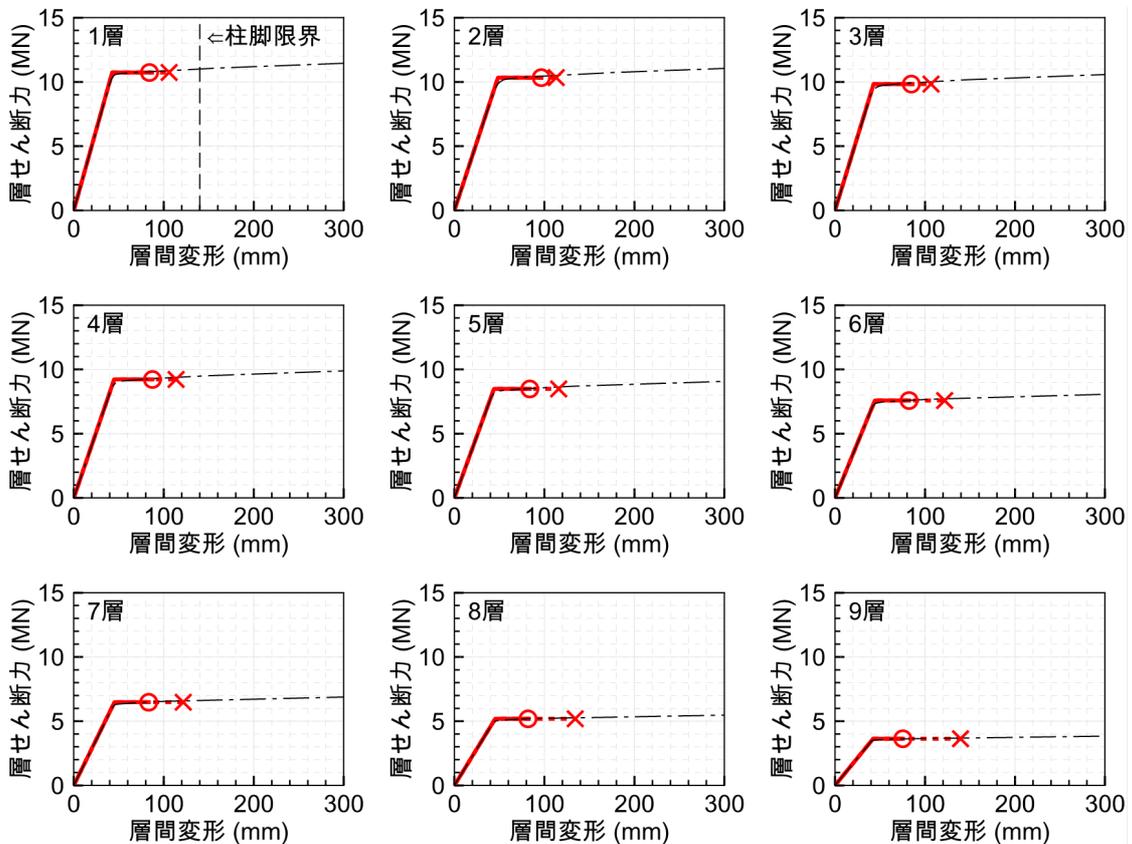


図 5.7.2 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC4-ER2.0)

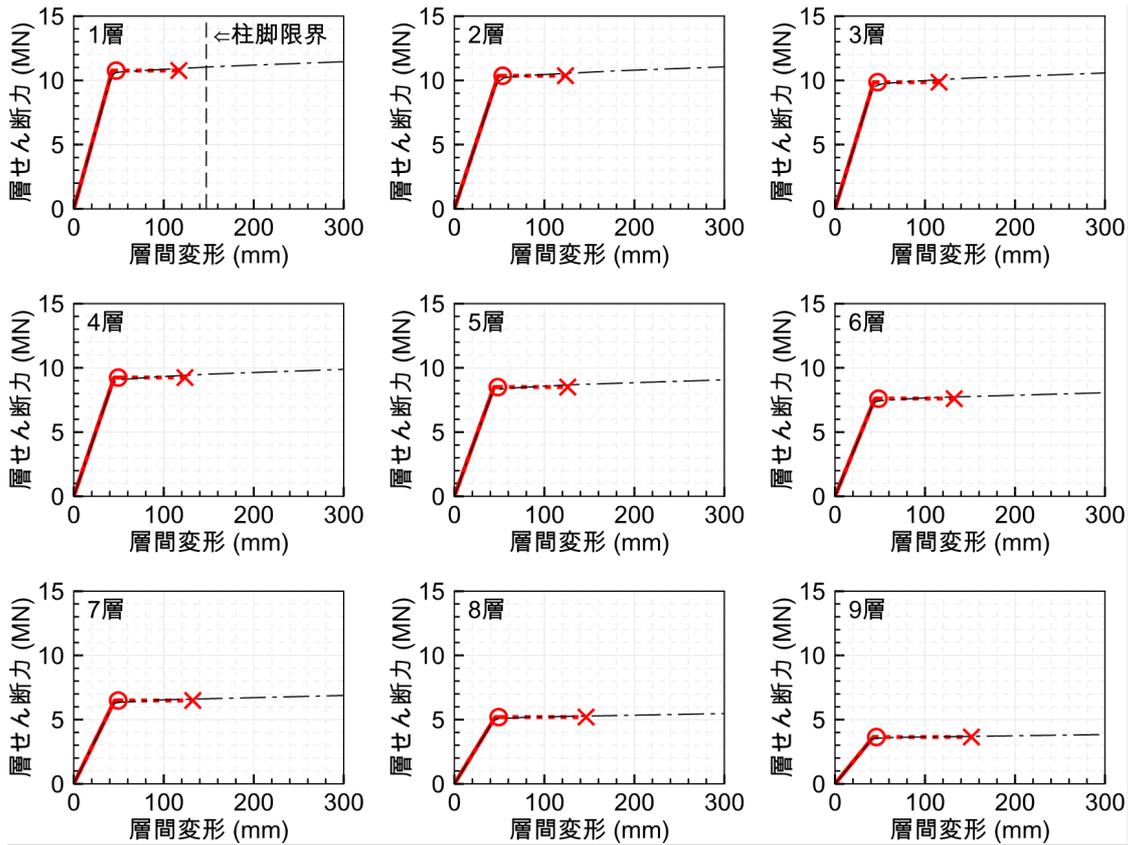


図 5.7.3 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC4-NF1.0)

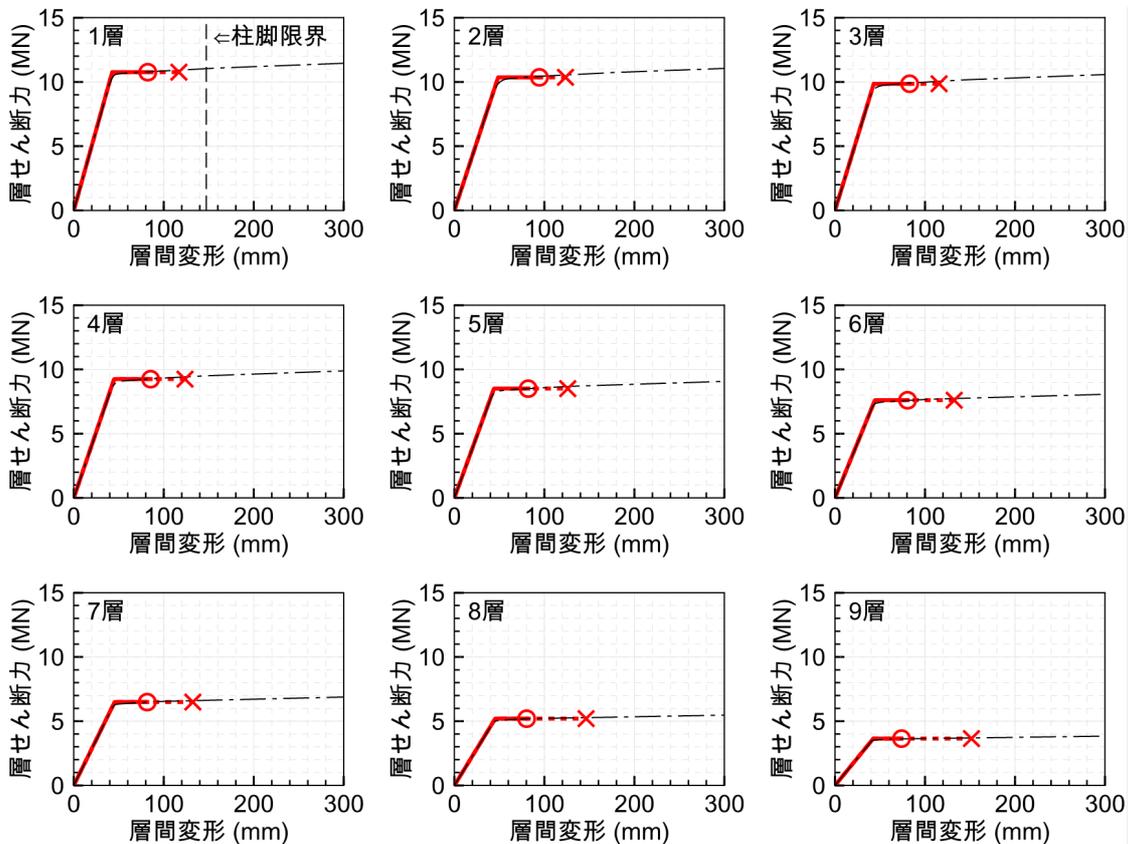


図 5.7.4 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC4-NF2.0)

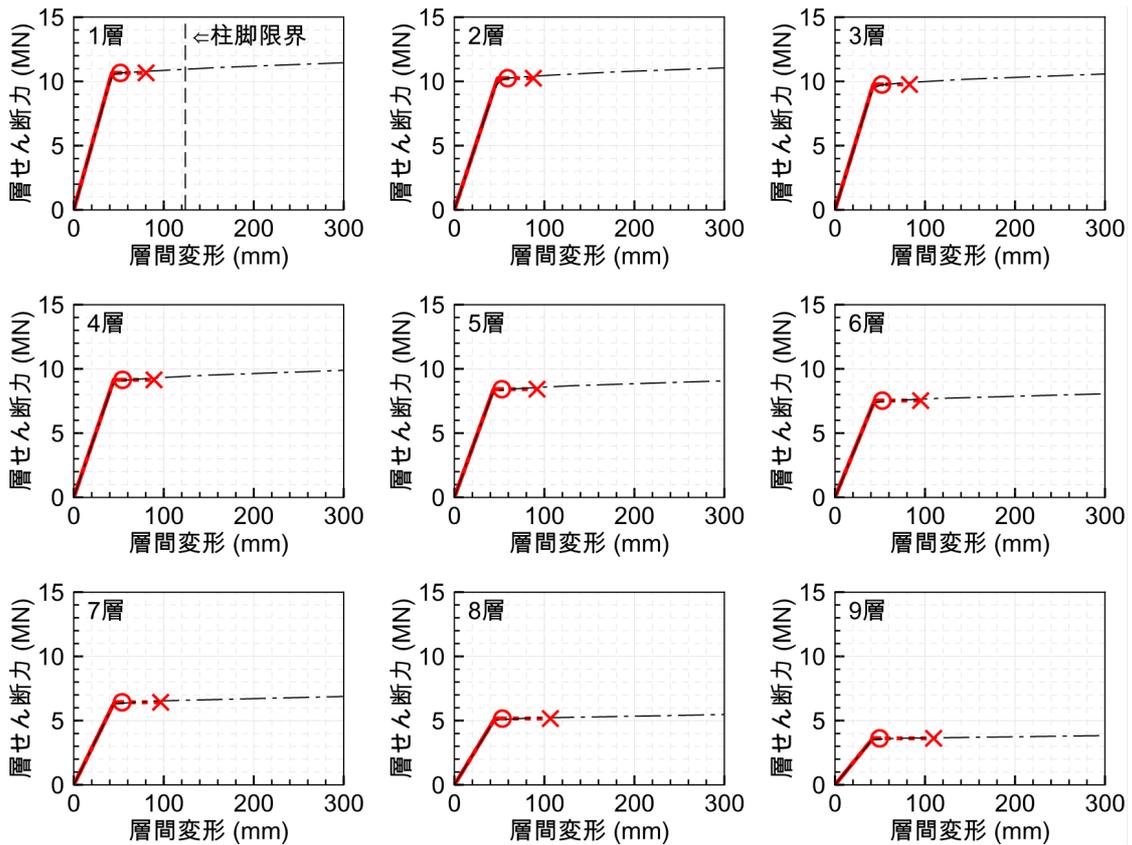


図 5.7.5 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC4-LD1.0)

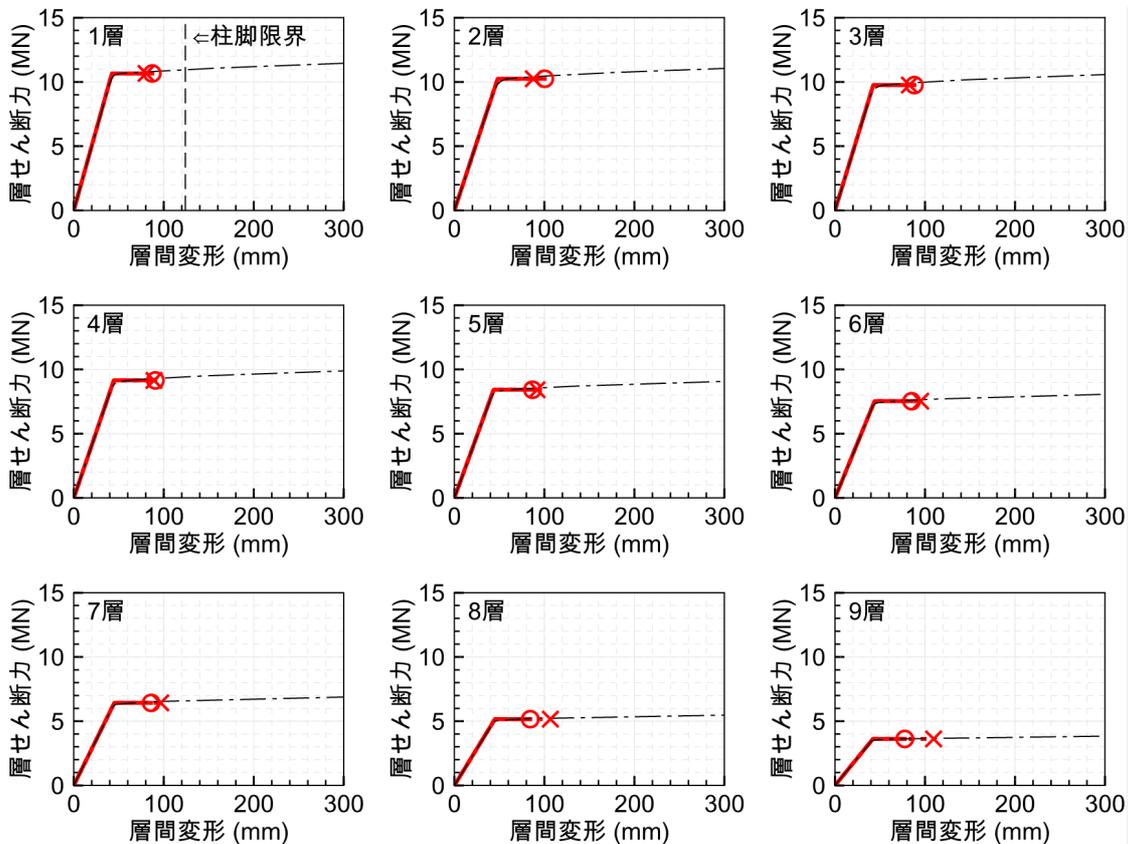


図 5.7.6 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC4-LD2.0)

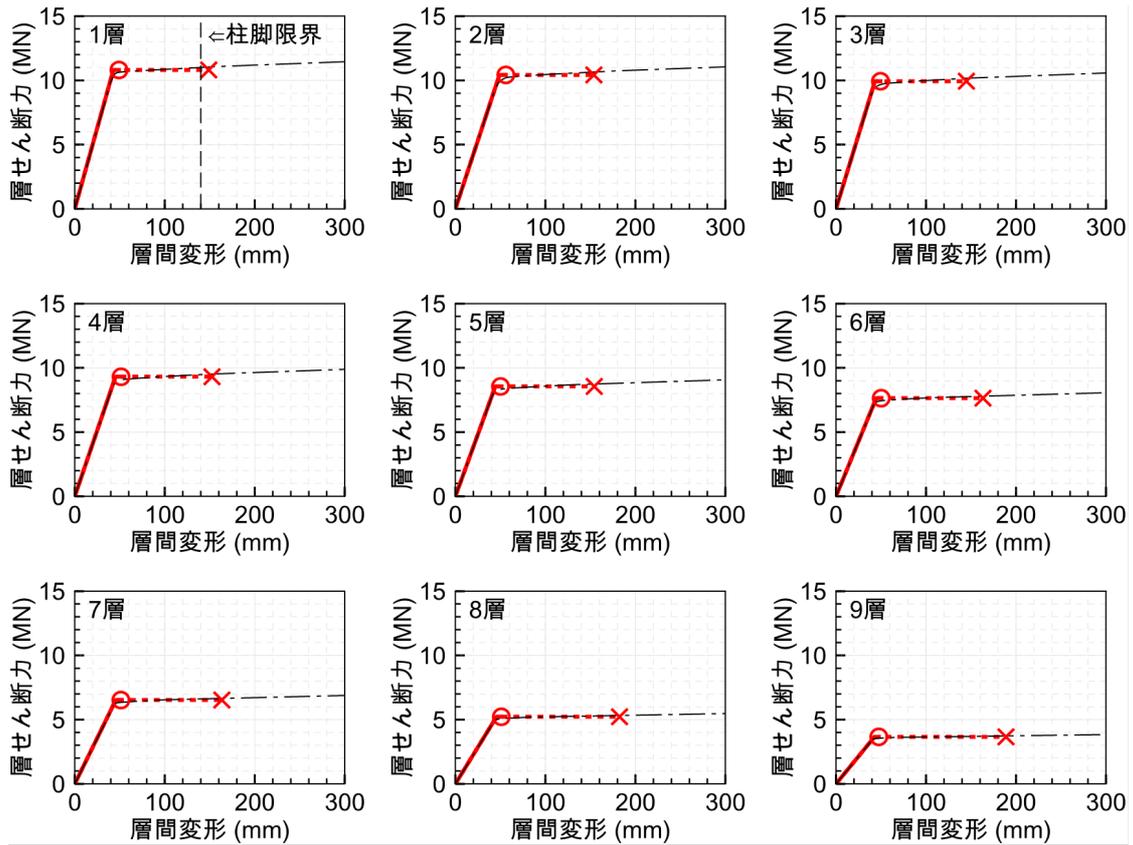


図 5.8.1 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC6-ER1.0)

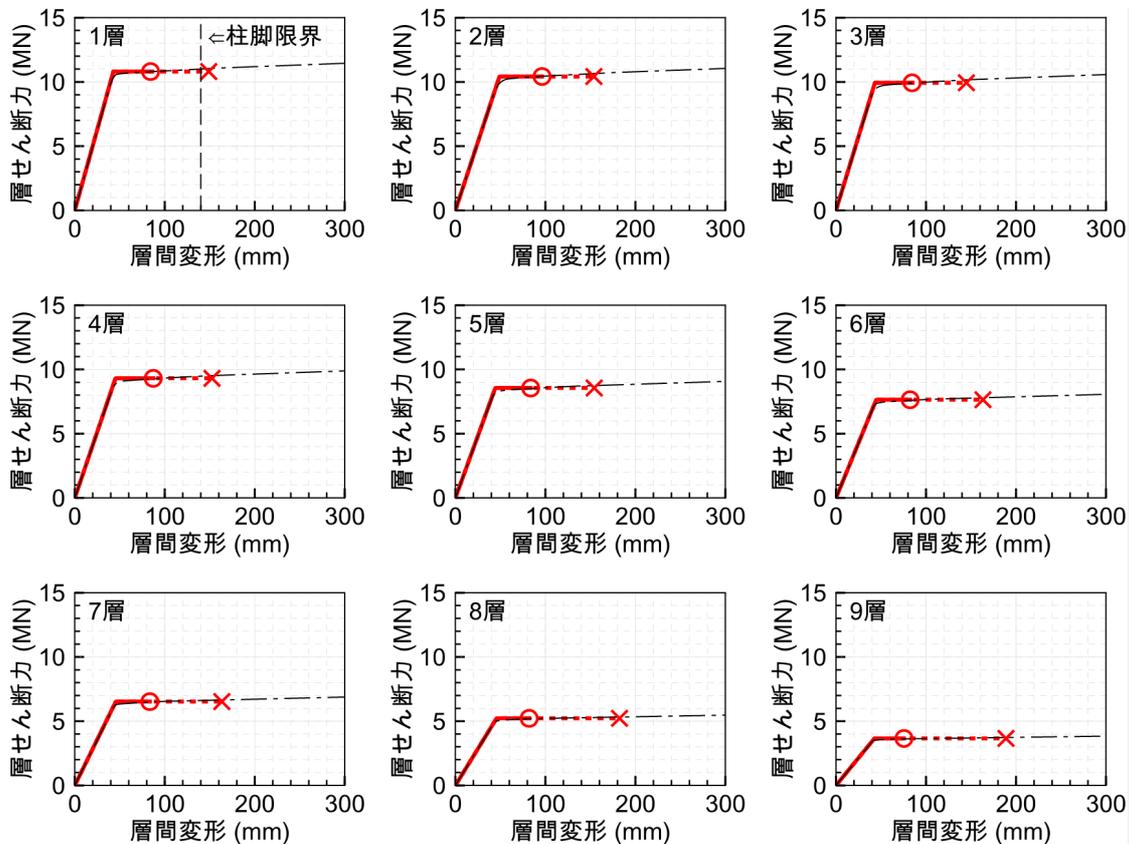


図 5.8.2 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC6-ER2.0)

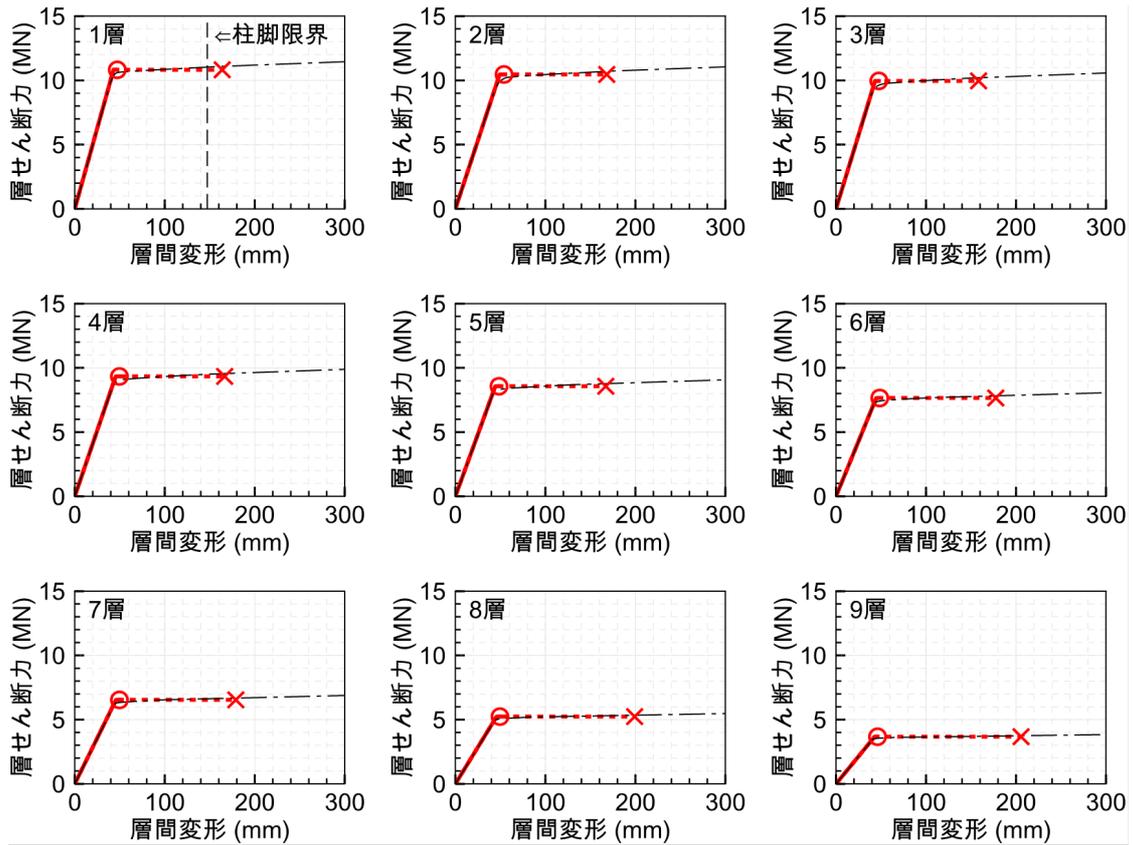


図 5.8.3 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC6-NF1.0)

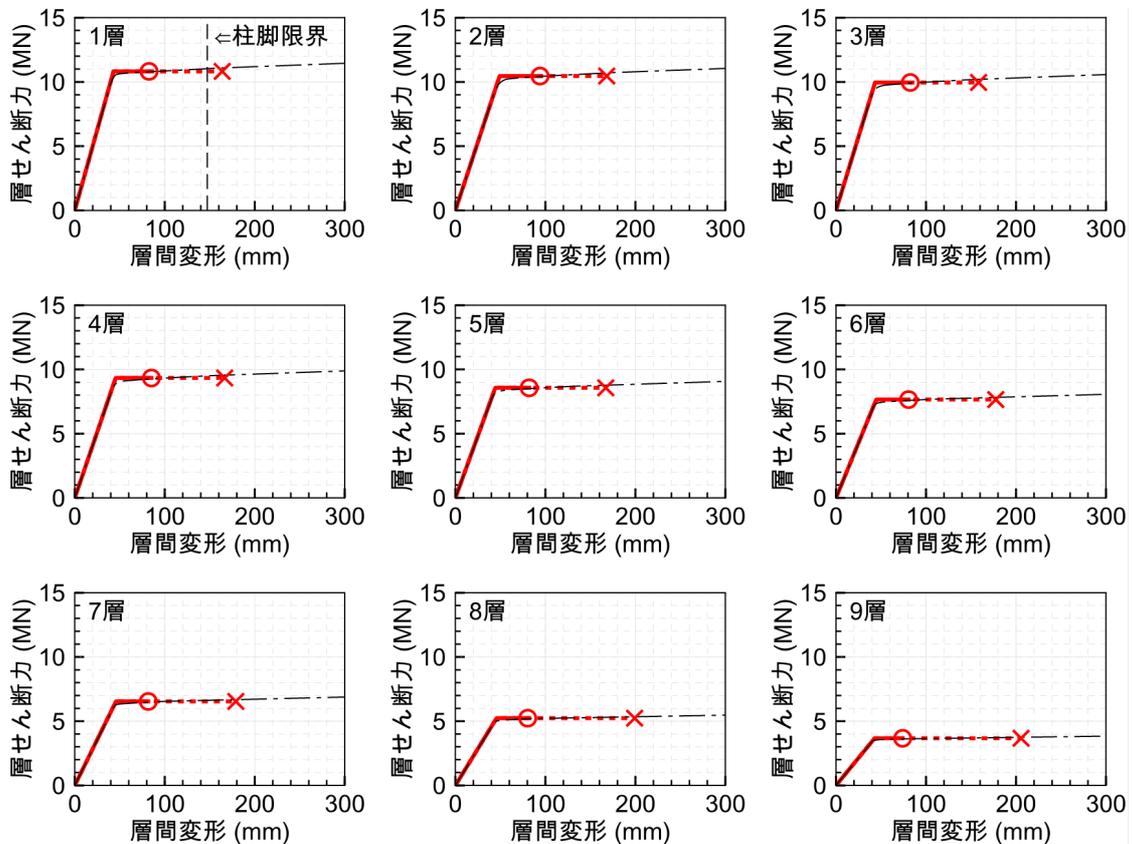


図 5.8.4 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC6-NF2.0)

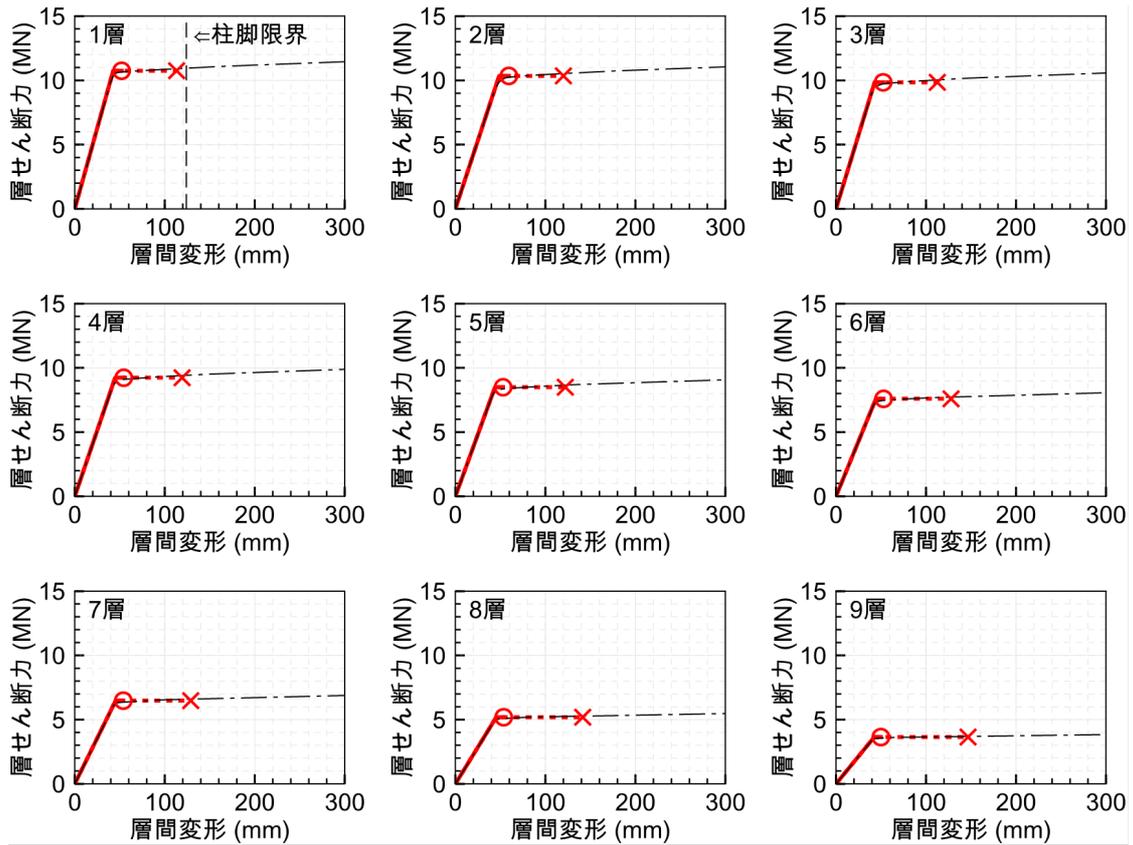


図 5.8.5 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC6-LD1.0)

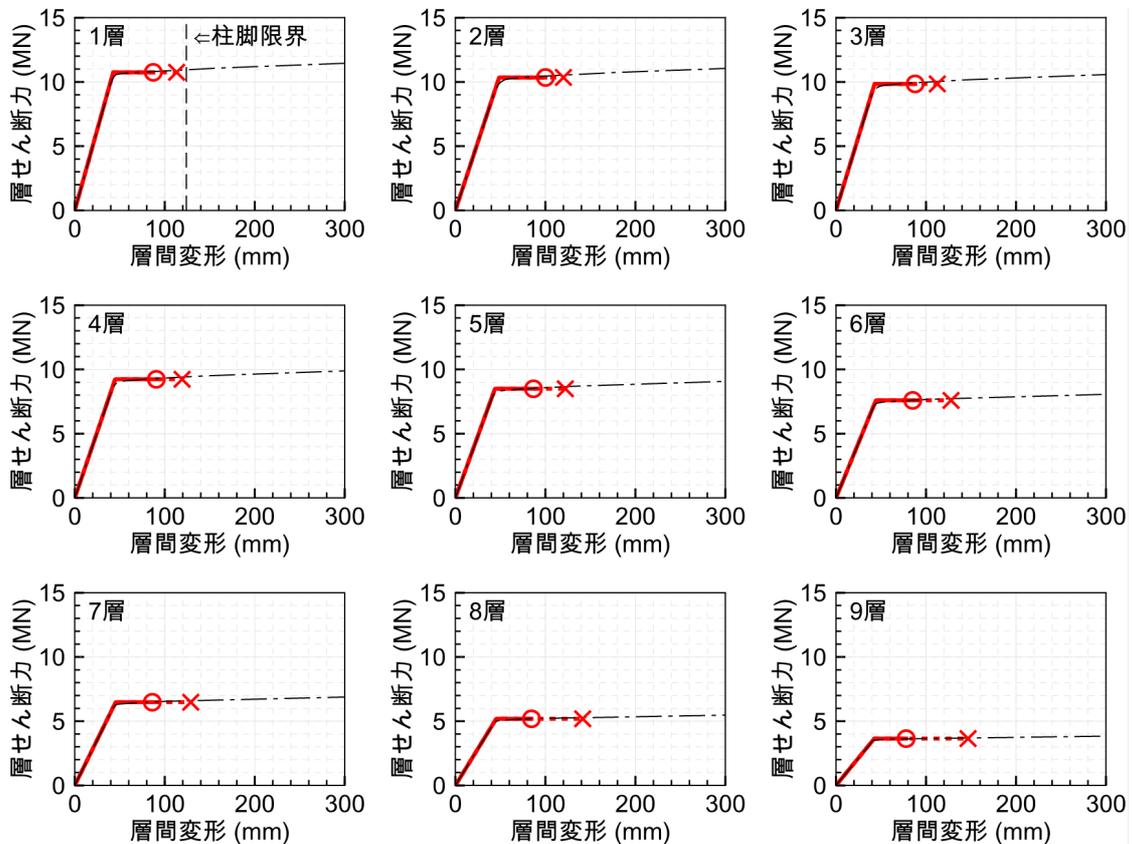


図 5.8.6 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC6-LD2.0)

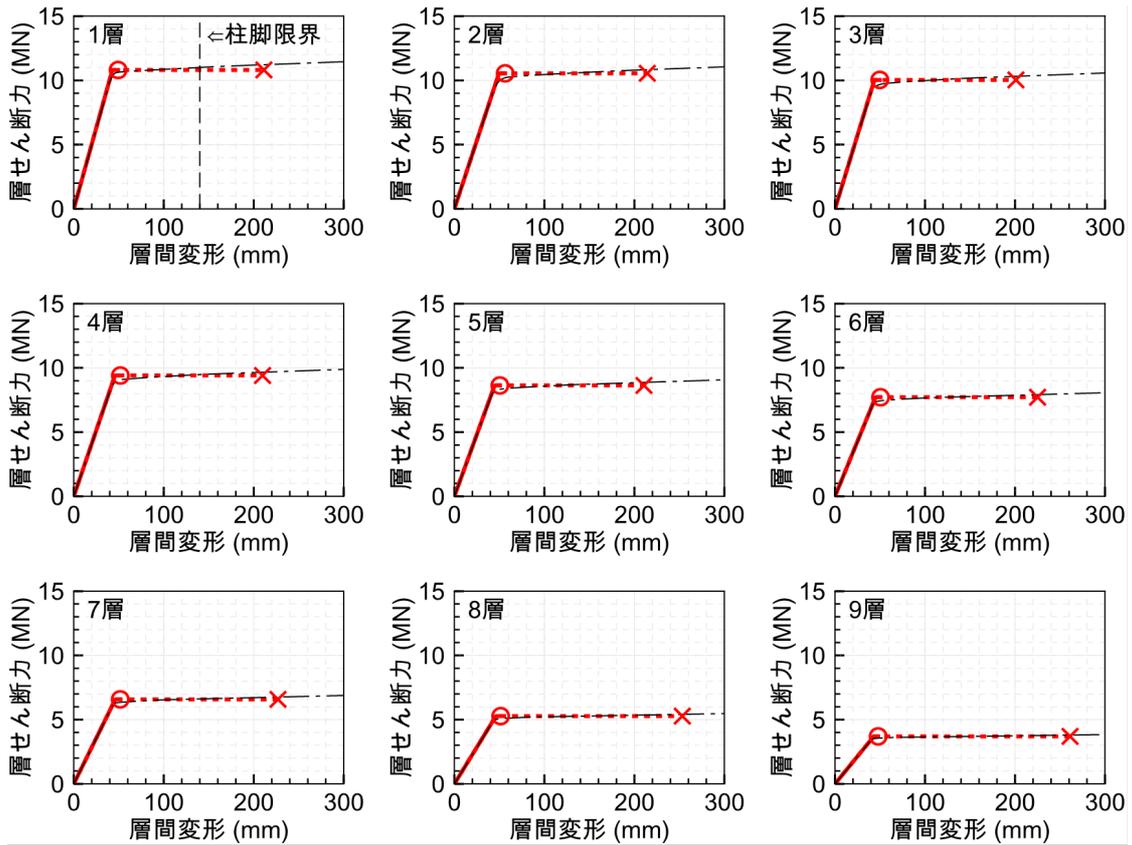


図 5.9.1 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC8-ER1.0)

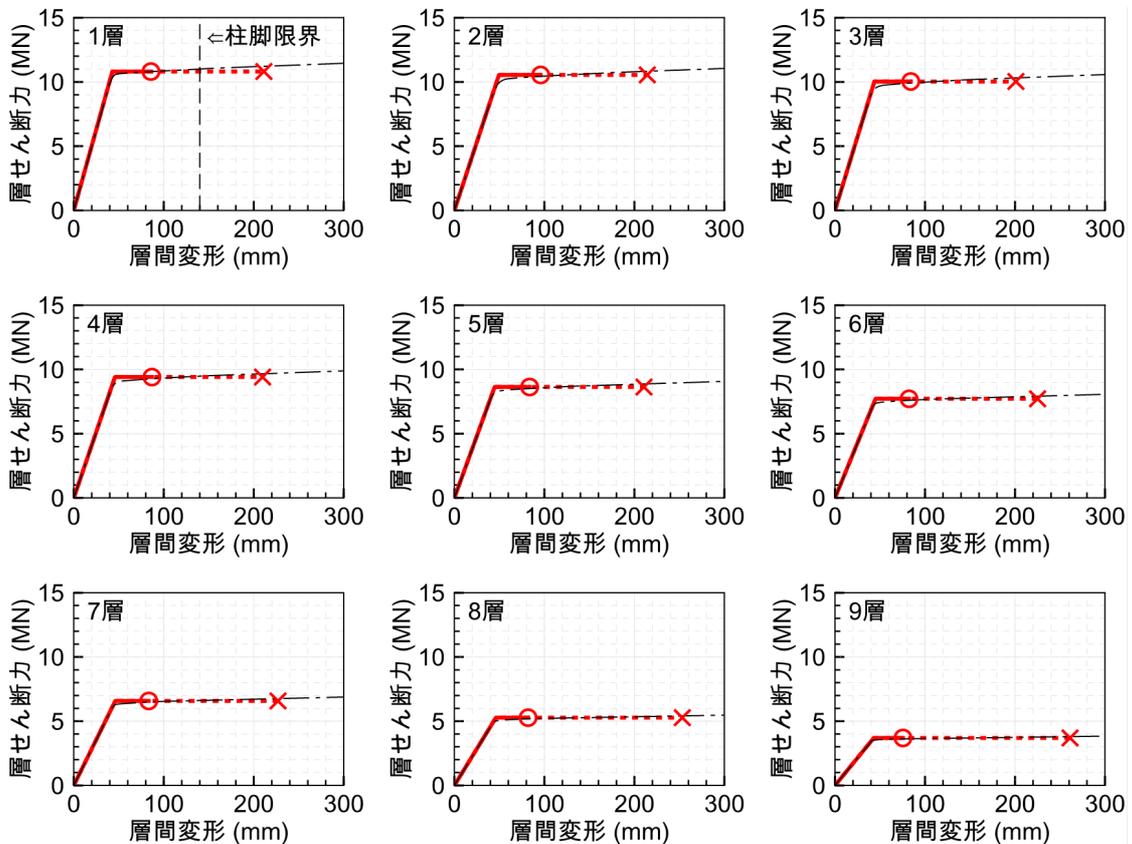


図 5.9.2 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC8-ER2.0)

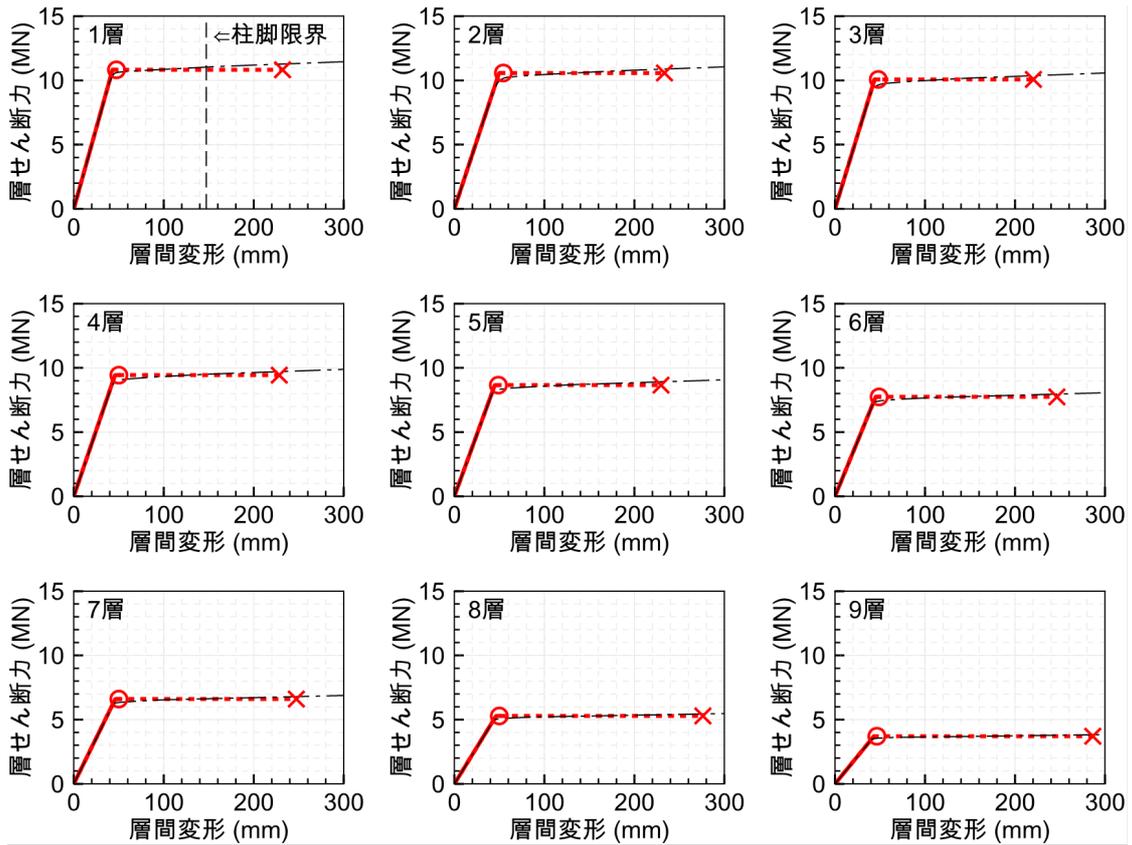


図 5.9.3 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC8-NF1.0)

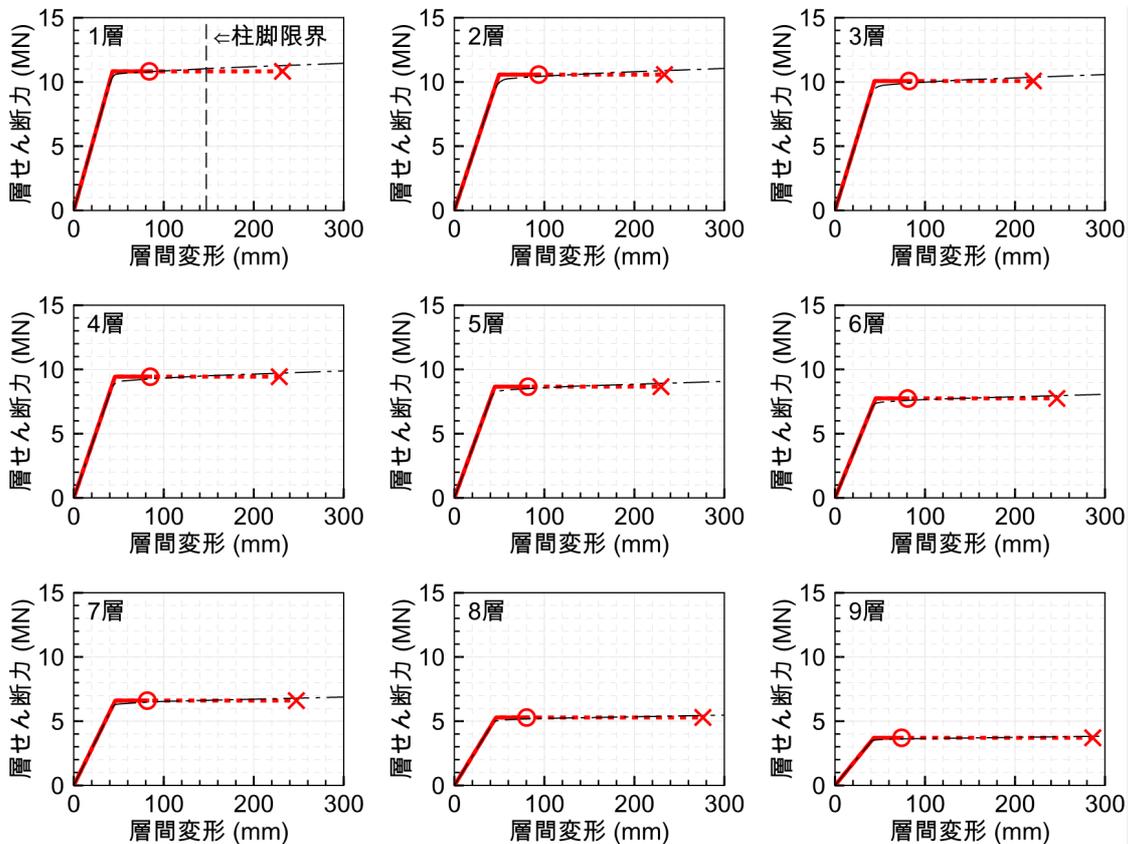


図 5.9.4 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC8-NF2.0)

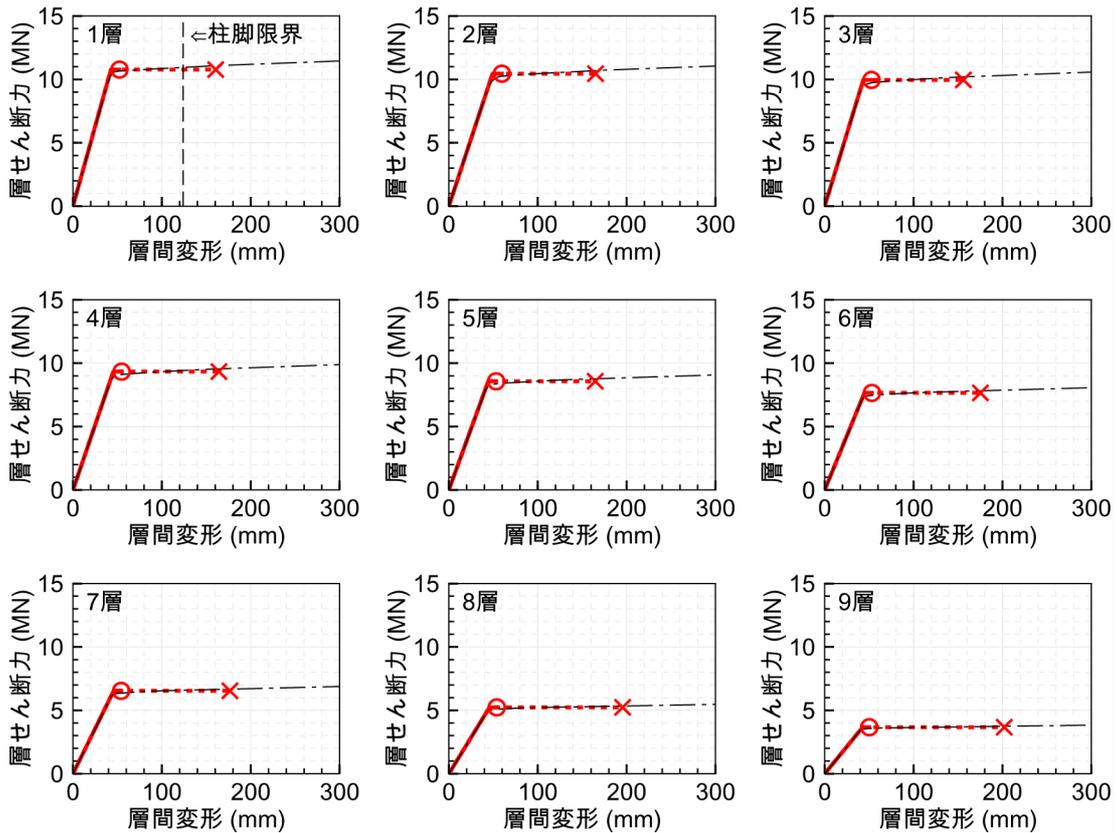


図 5.9.5 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC8-LD1.0)

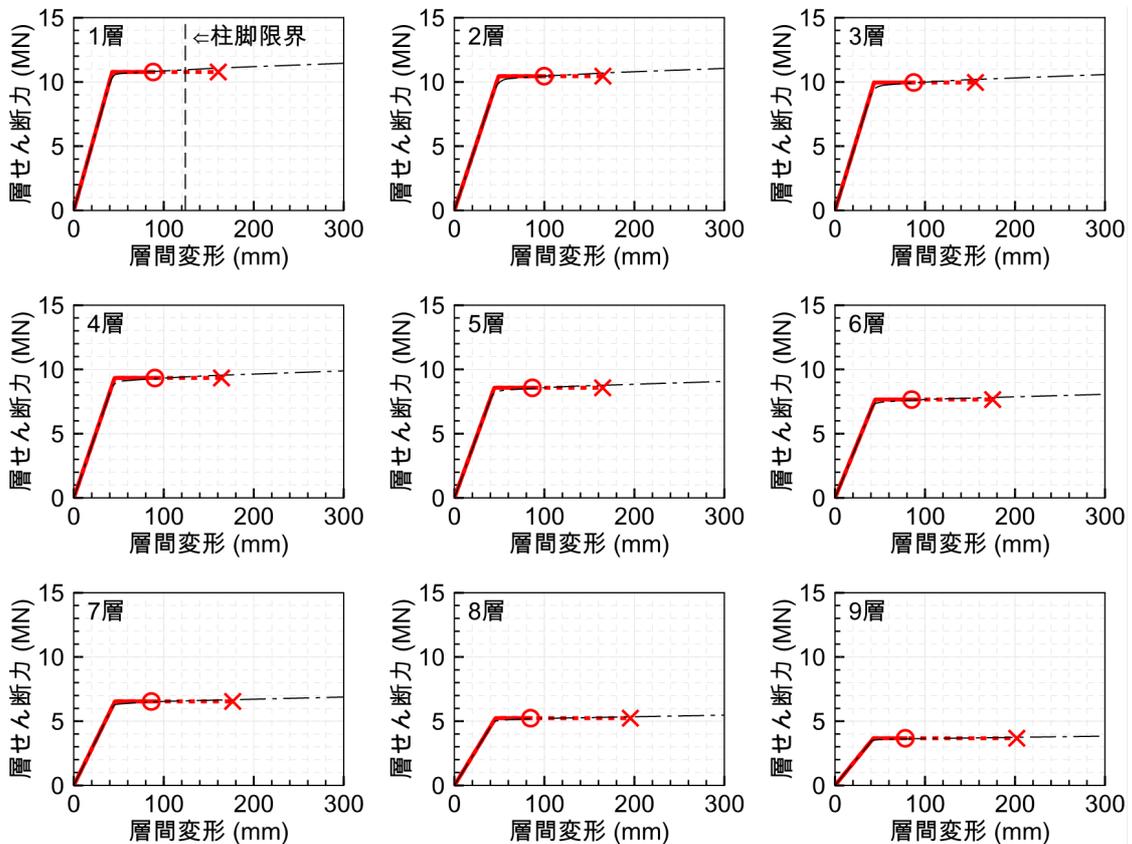


図 5.9.6 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (AC8-LD2.0)

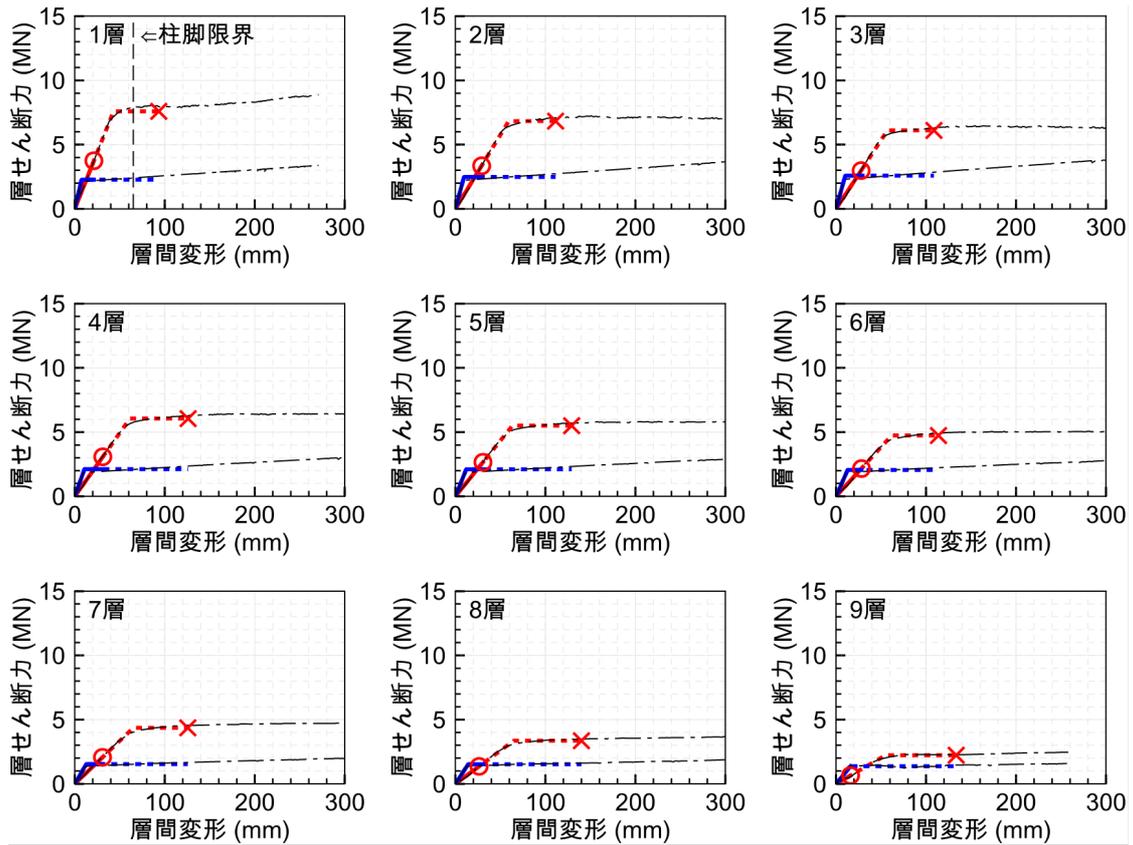


図 5.10.1 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC4-ER1.0)

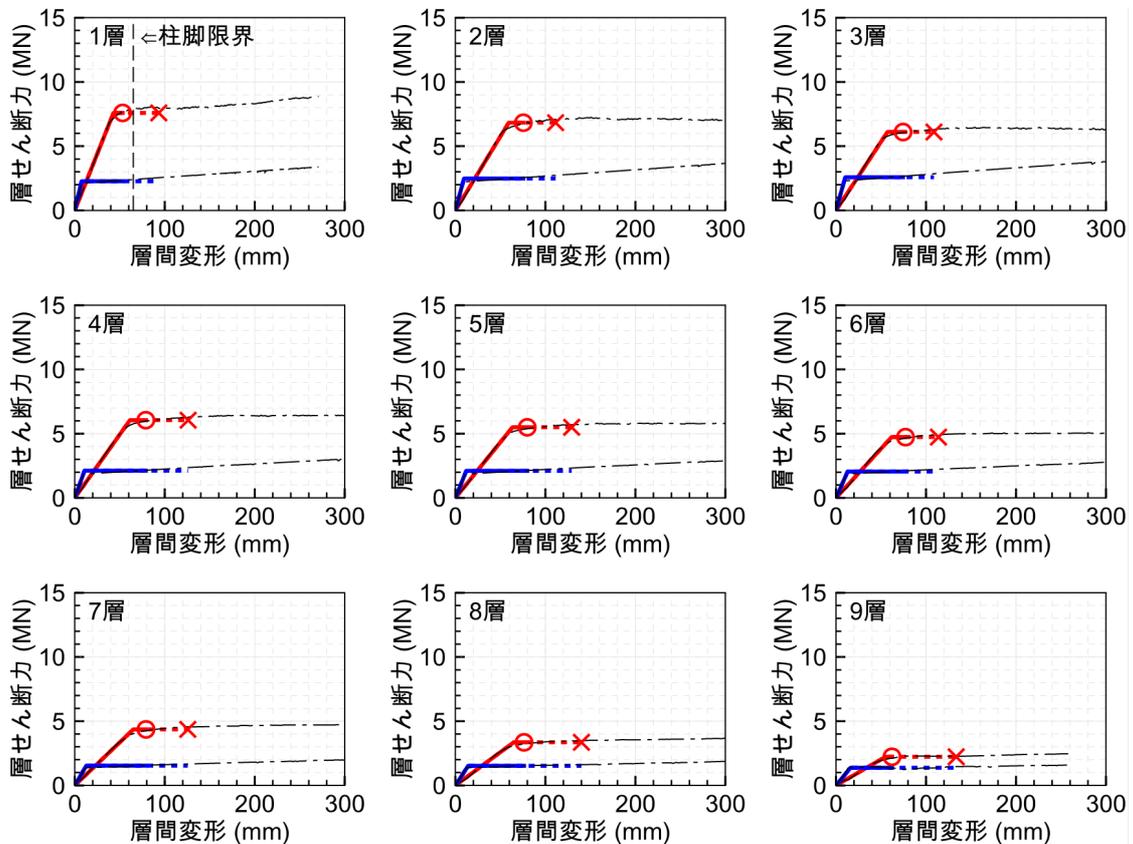


図 5.10.2 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC4-ER2.0)

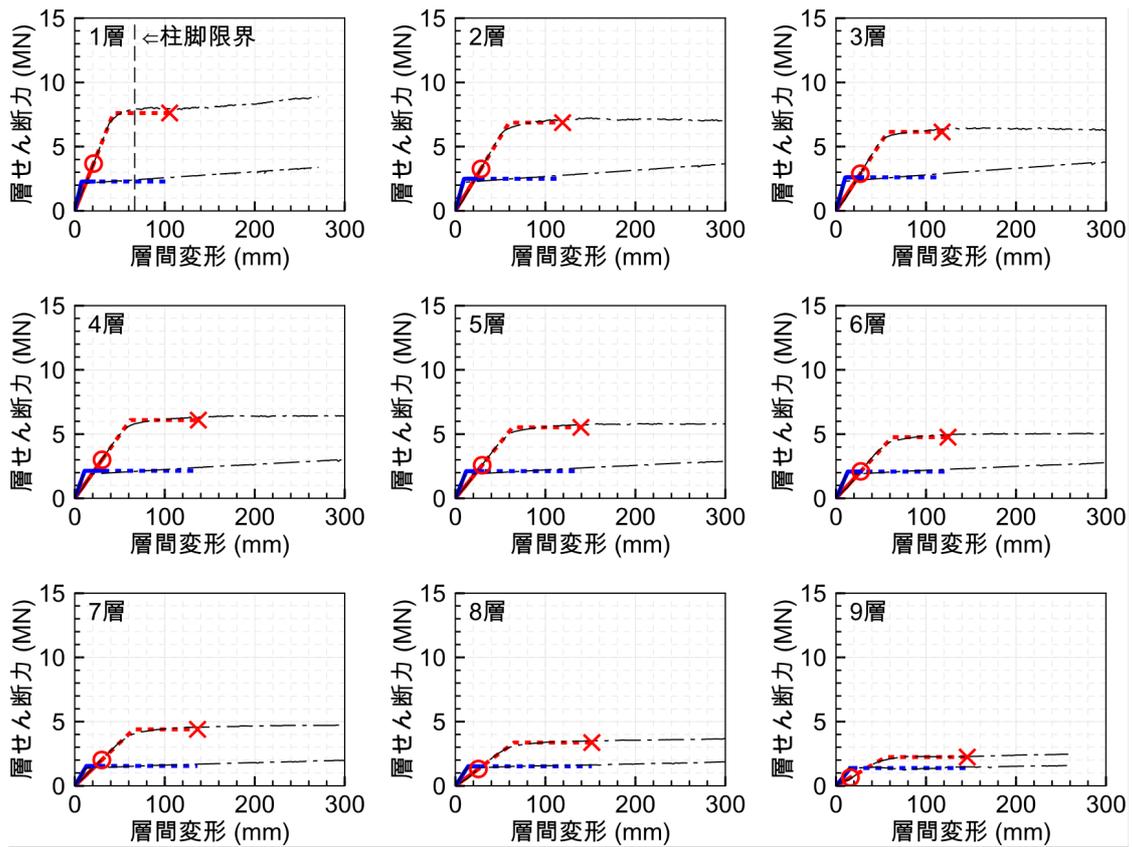


図 5.10.3 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC4-NF1.0)

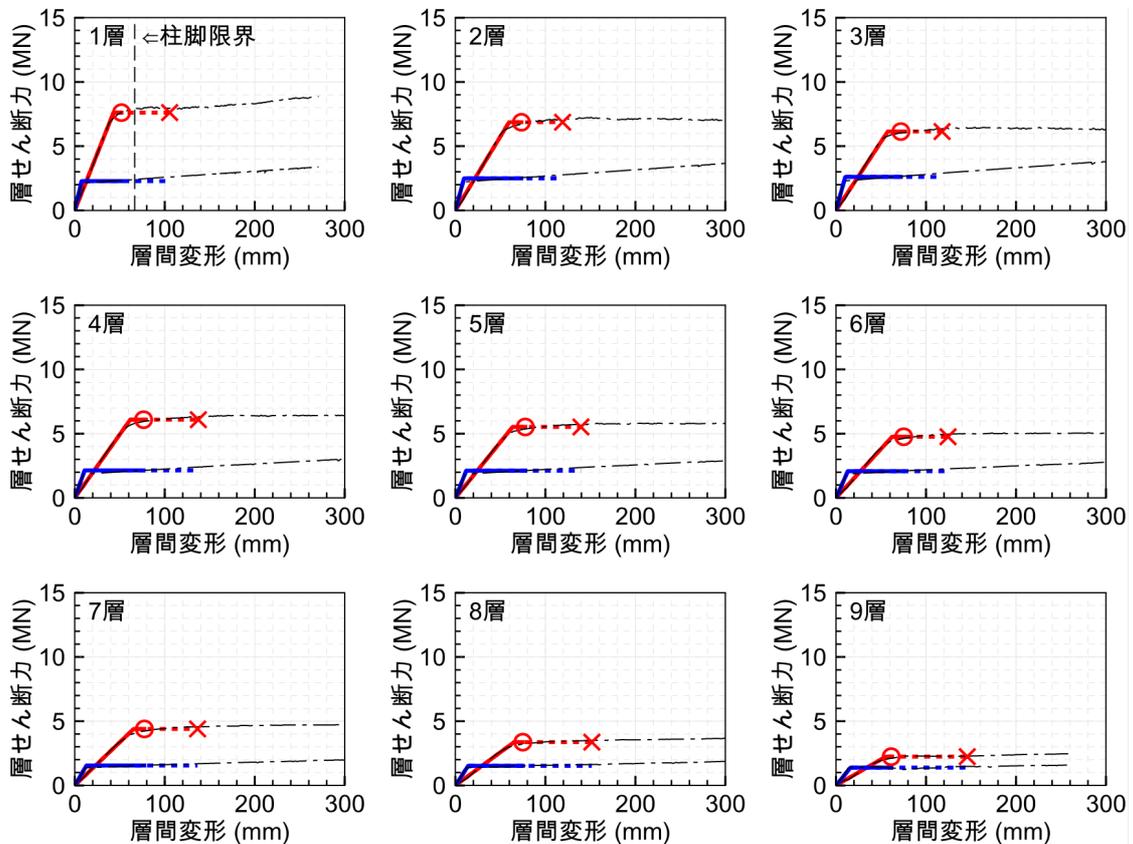


図 5.10.4 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC4-NF2.0)

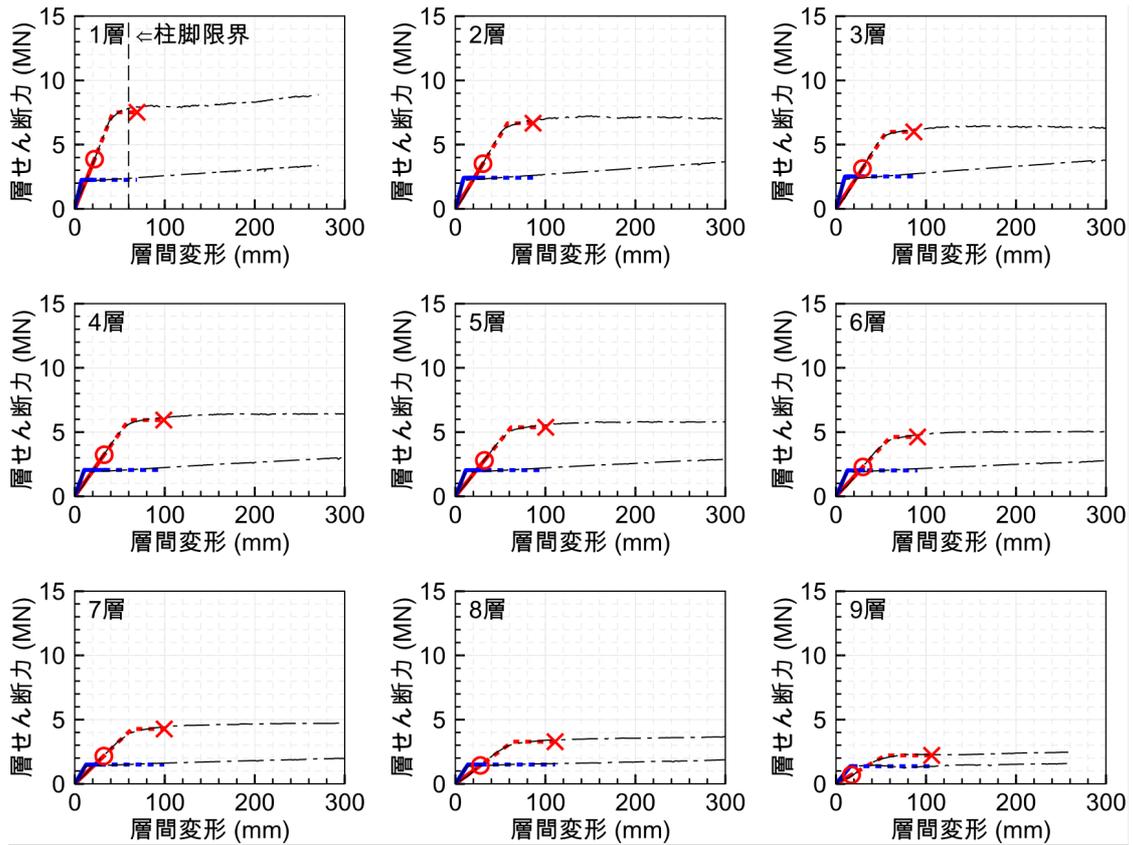


図 5.10.5 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC4-LD1.0)

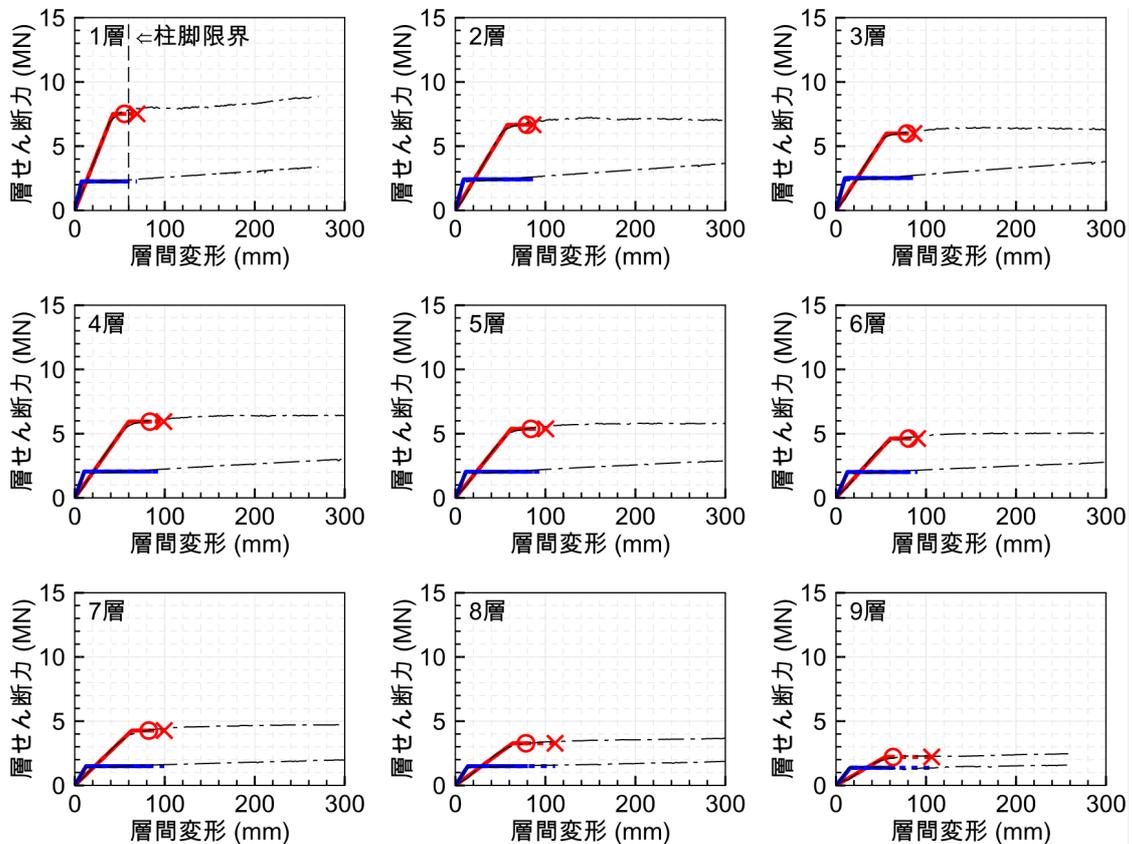


図 5.10.6 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC4-LD2.0)

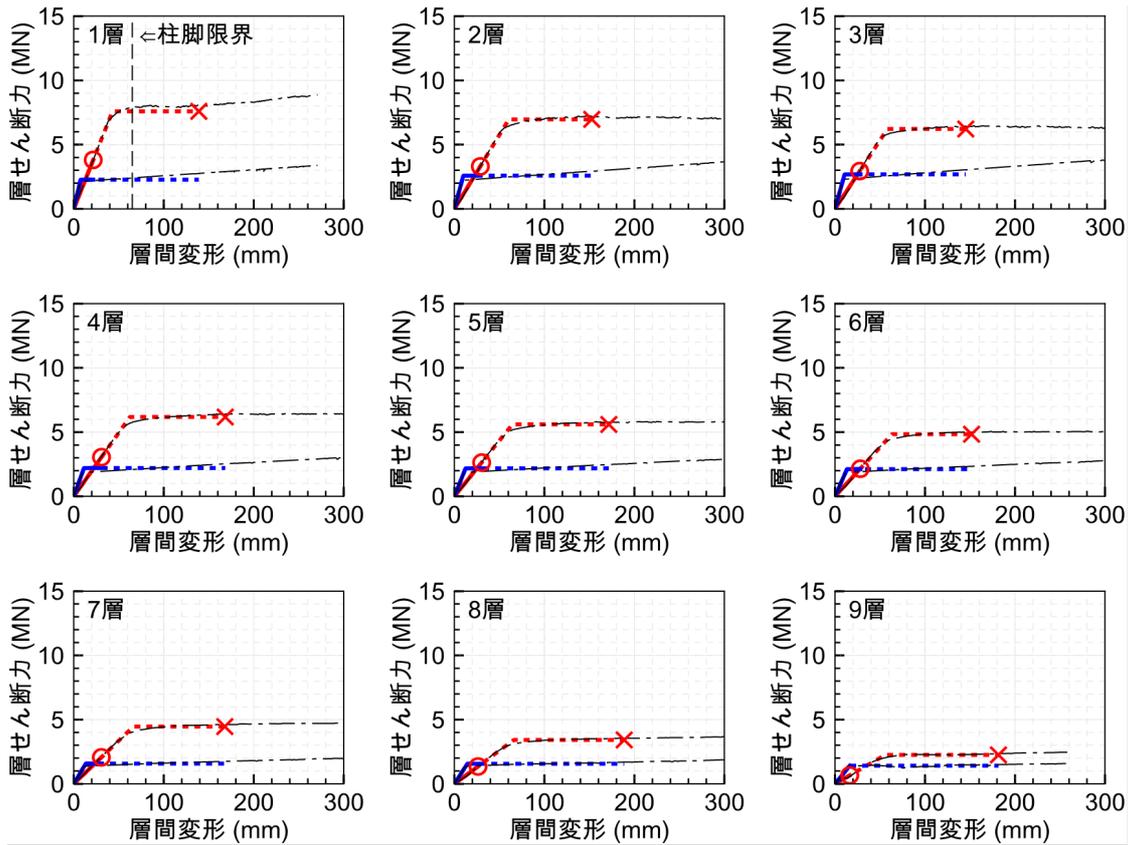


図 5.11.1 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC6-ER1.0)

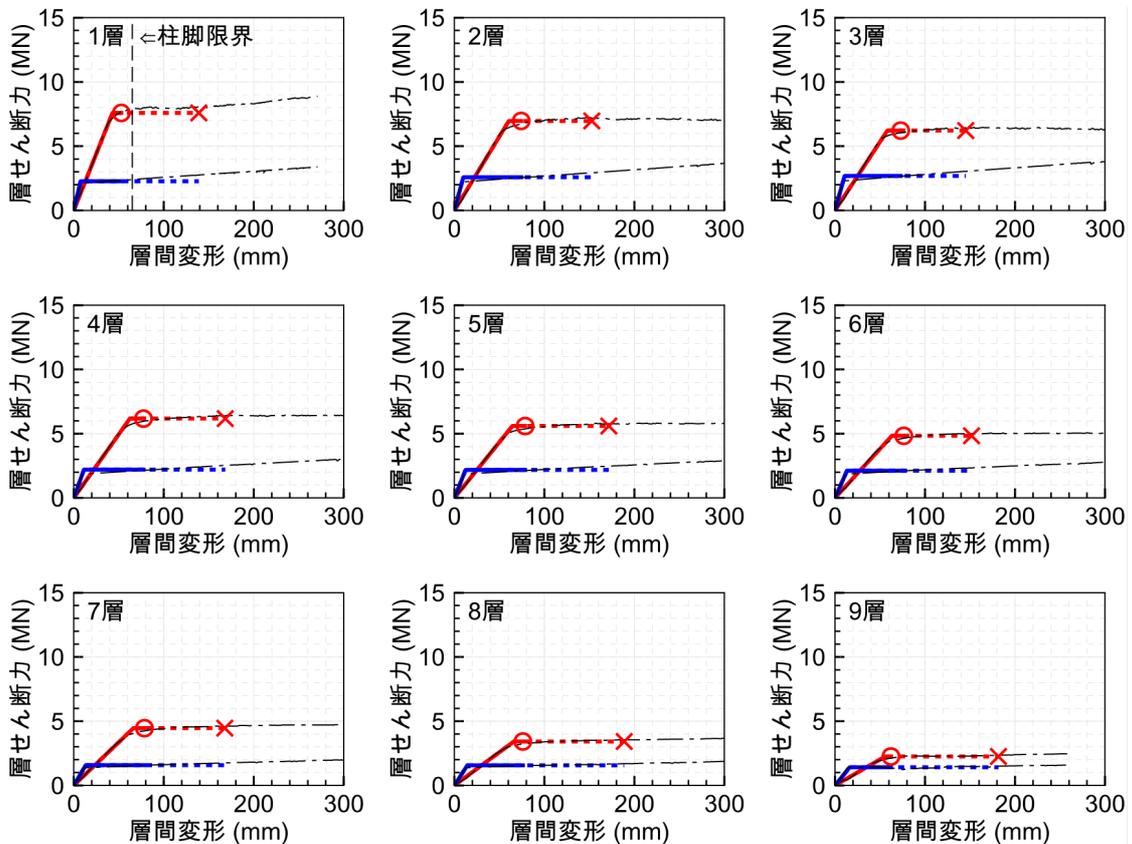


図 5.11.2 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC6-ER2.0)

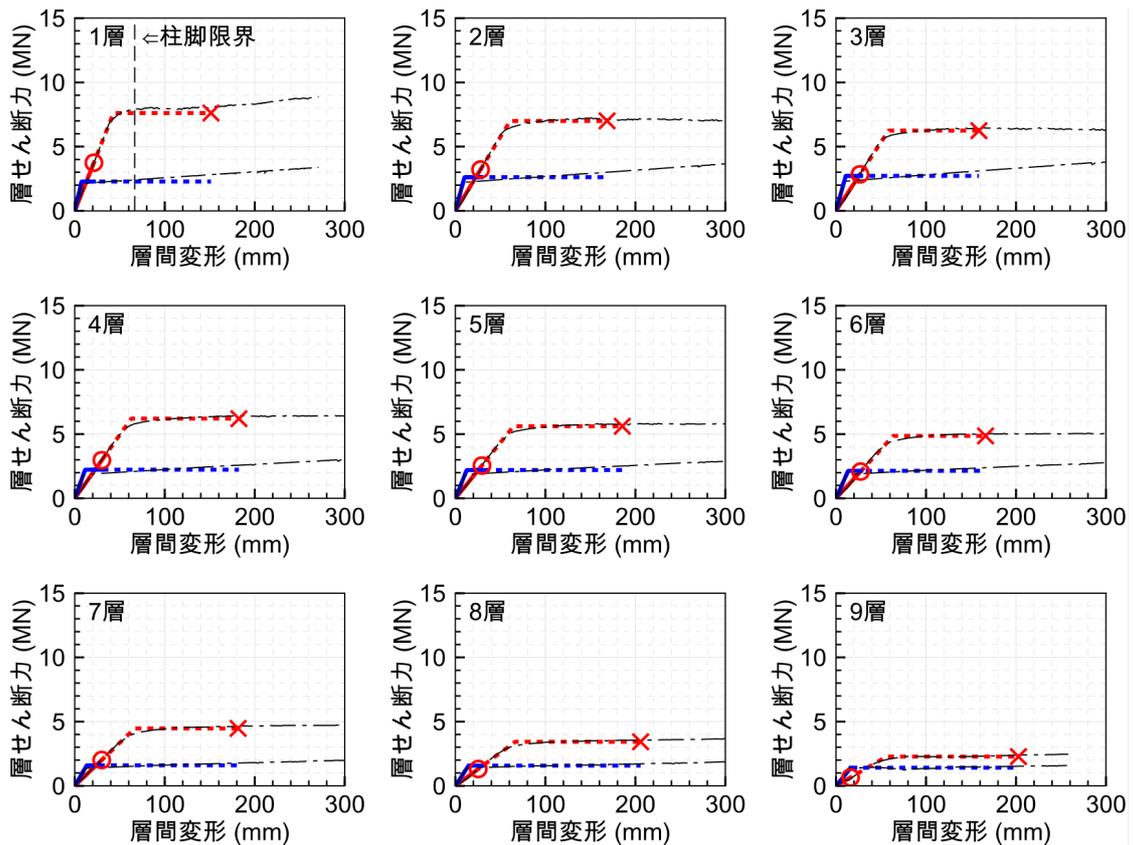


図 5.11.3 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC6-NF1.0)

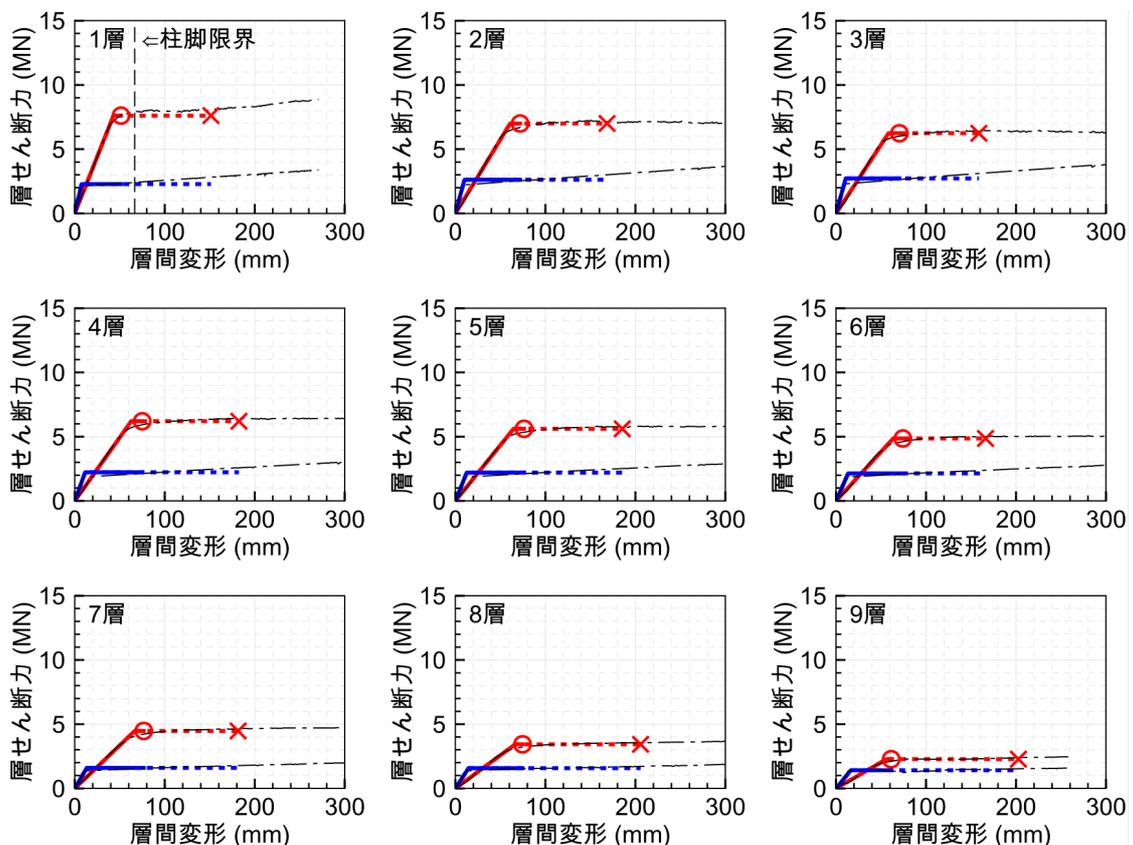


図 5.11.4 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC6-NF2.0)

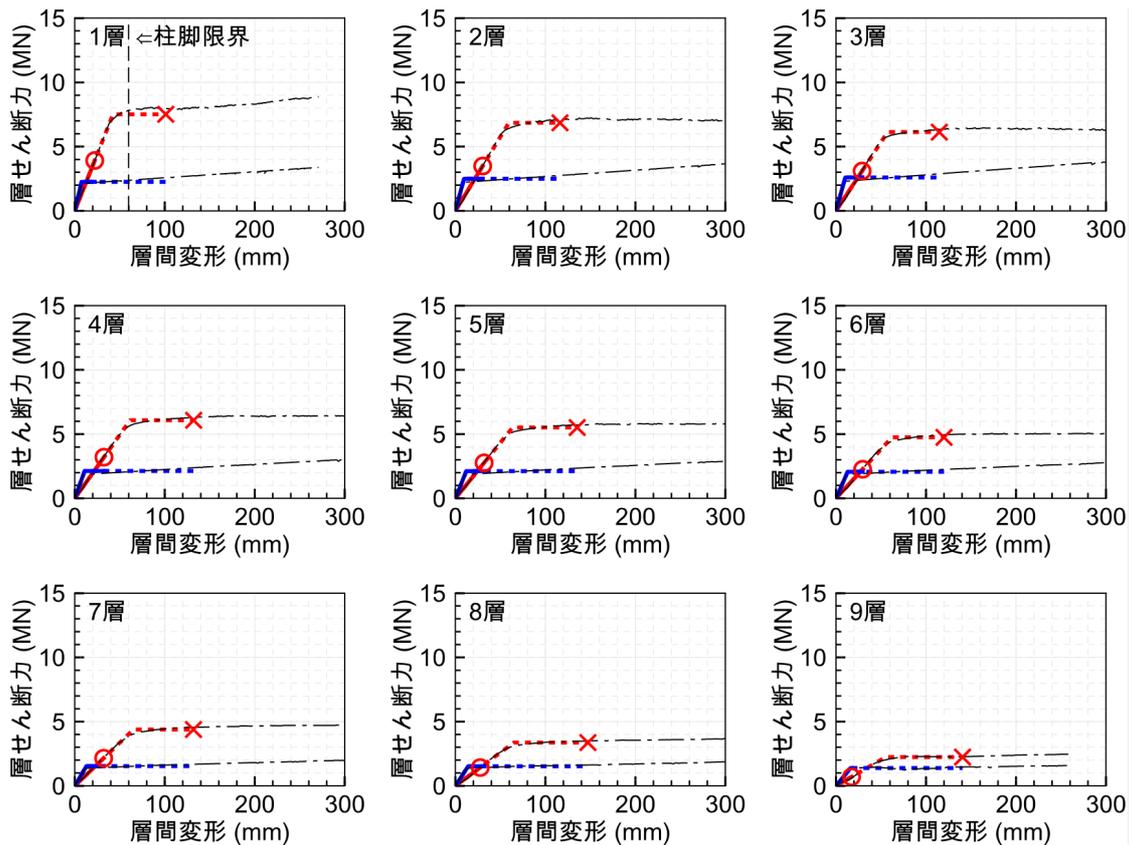


図 5.11.5 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC6-LD1.0)

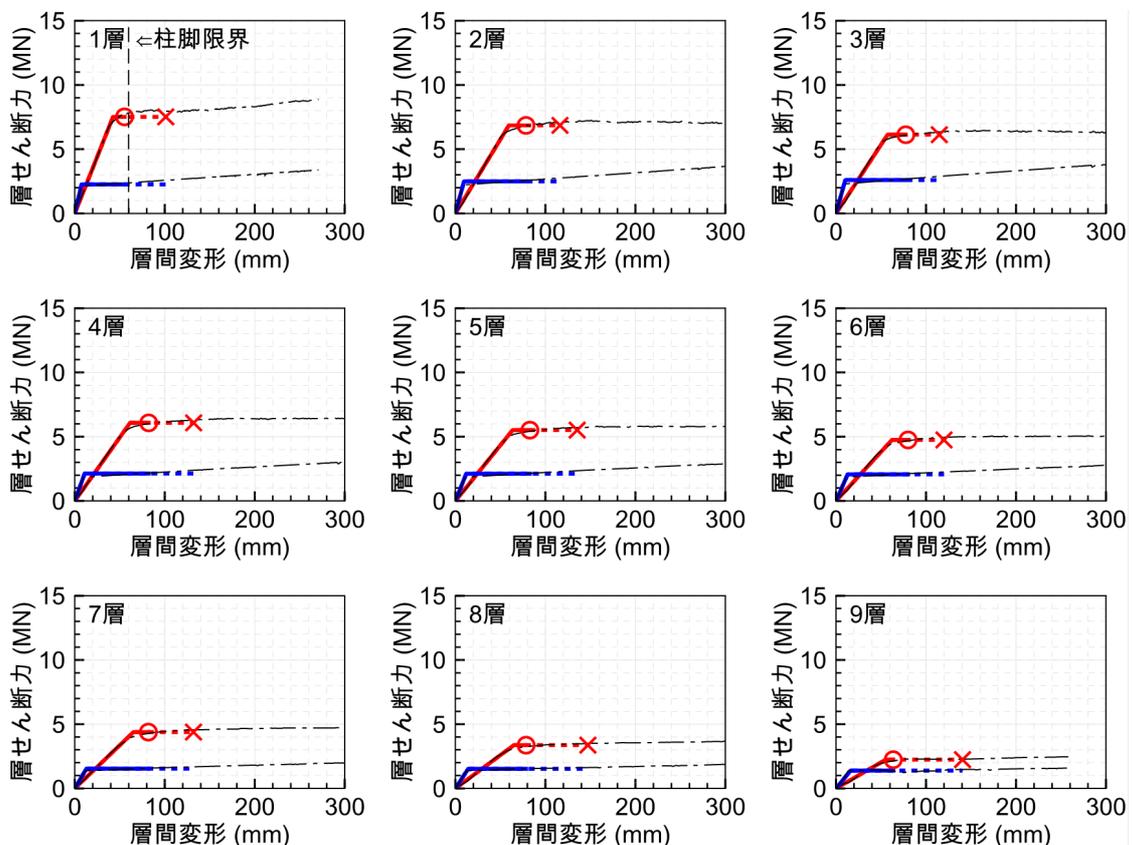


図 5.11.6 各層の層せん断力 - 層間変形関係 (BC6-LD2.0)

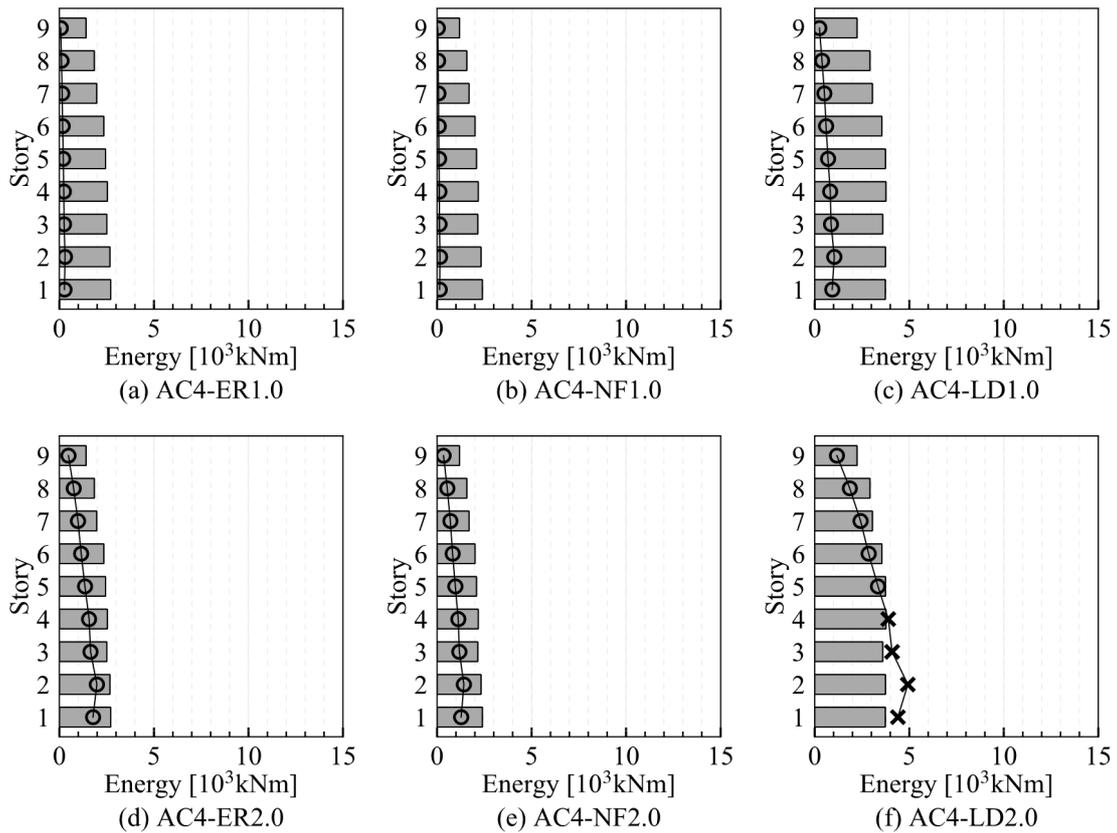


図 5.12.1 AC4 (スカラップ) のエネルギーの比較

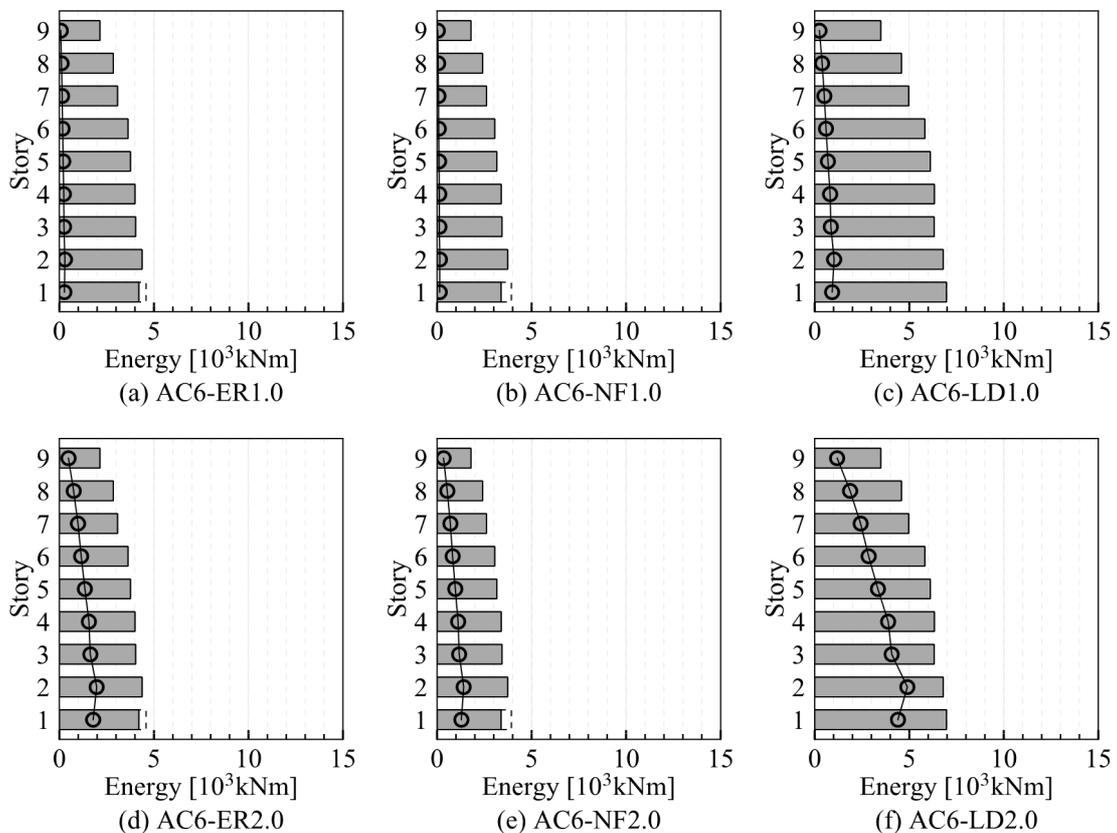


図 5.12.2 AC6 (ノンスカラップ) のエネルギーの比較

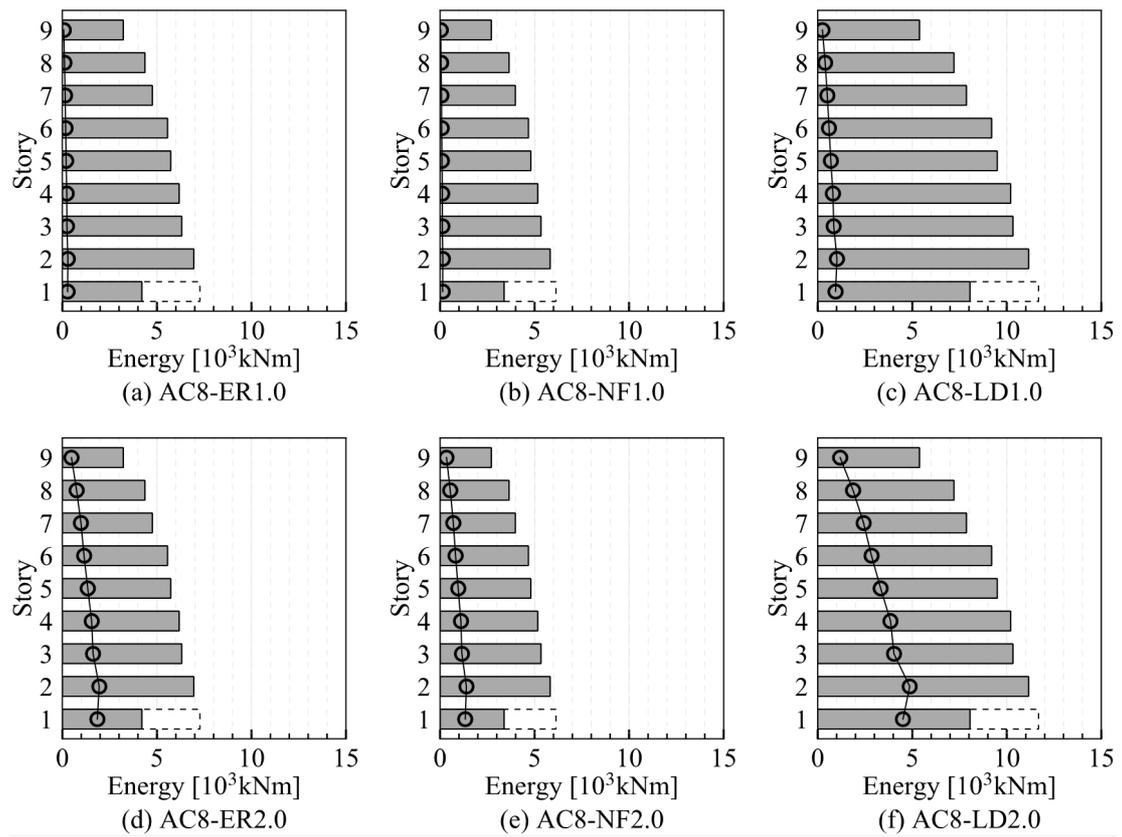


図 5.12.3 AC8（高性能仕口）のエネルギーの比較

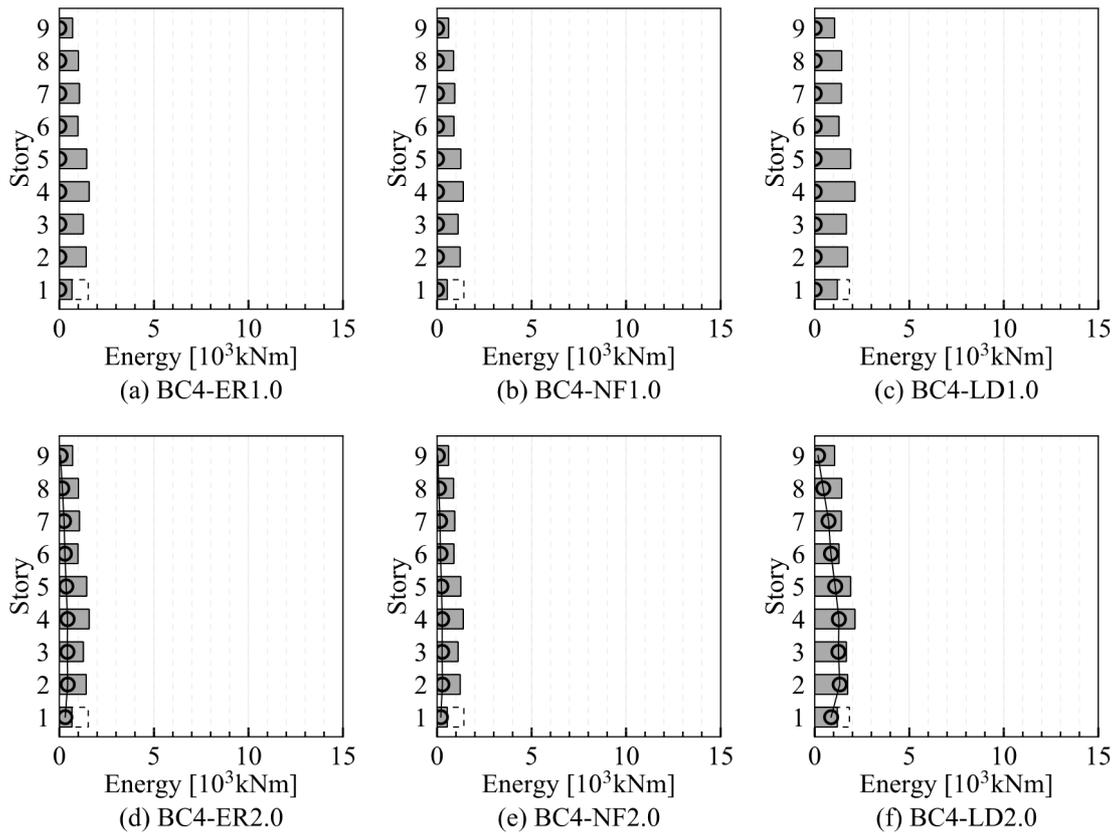


図 5.13.1 BC4 (スカラップ) のエネルギーの比較

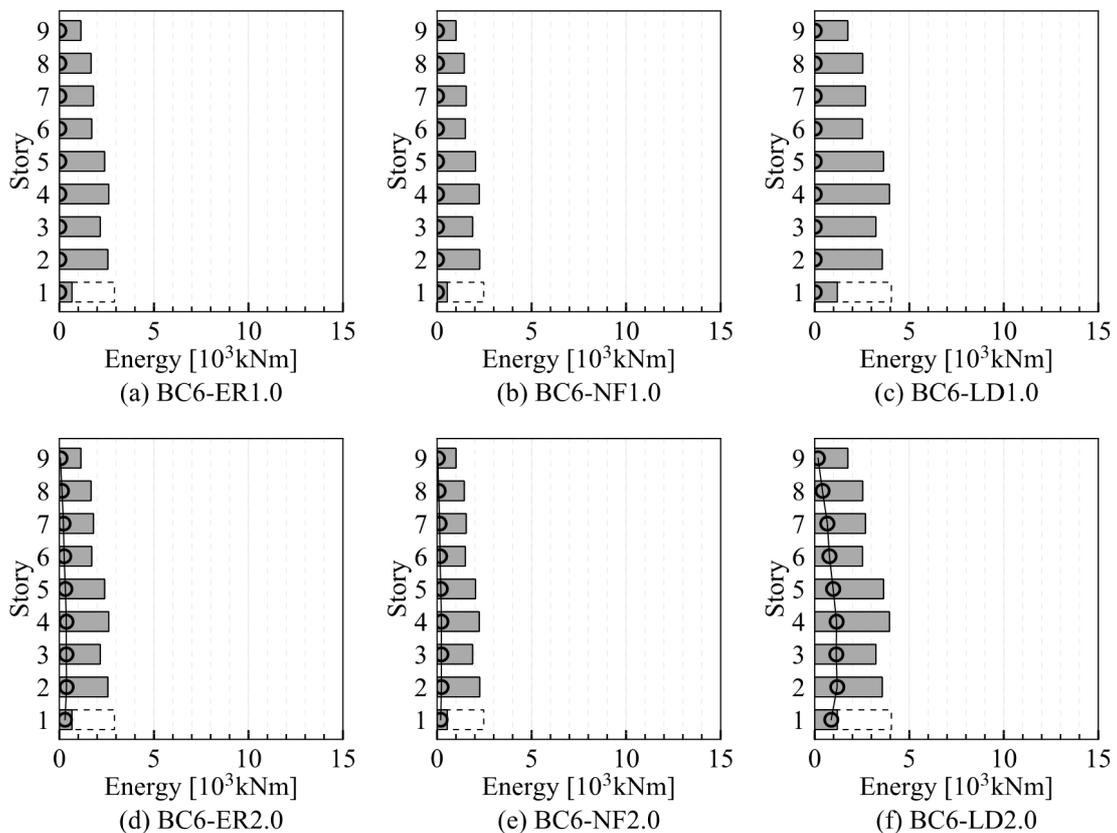


図 5.13.2 BC6 (ノンスカラップ) のエネルギーの比較

表 5.16 $E_{sfi}/4_sN_eW_{pi}$ の最大値

	モデルA						モデルB			
	C=4.0		C=5.6		C=8.0		C=4.0		C=5.6	
ER1.0	○ (0.11)	(2F)	○ (0.07)	(2F)	○ (0.07)	(1F)	○ (0)	(-)	○ (0)	(-)
NF1.0	○ (0.07)	(2F)	○ (0.04)	(1F)	○ (0.04)	(1F)	○ (0)	(-)	○ (0)	(-)
LD1.0	○ (0.28)	(2F)	○ (0.15)	(2F)	○ (0.12)	(1F)	○ (0)	(-)	○ (0)	(-)
ER2.0	○ (0.74)	(2F)	○ (0.45)	(2F)	○ (0.44)	(1F)	○ (0.46)	(1F)	○ (0.45)	(1F)
NF2.0	○ (0.61)	(2F)	○ (0.38)	(1F)	○ (0.39)	(1F)	○ (0.37)	(1F)	○ (0.35)	(1F)
LD2.0	× (1.32)	(2F)	○ (0.72)	(2F)	○ (0.56)	(1F)	○ (0.76)	(2F)	○ (0.73)	(1F)

5.4 まとめ

本報では、鉄骨造9階建て事務所ビルを対象に、保有耐力計算で設計された純ラーメン構造のAシリーズ（AC4・AC6・AC8）と制振ダンパーを設置し、制振効率を高めるために柱に高強度ロールコラム（ $F=385\text{N/mm}^2$ ）を用いて柱梁断面を低減させたBシリーズ（BC4・BC6）の2シリーズ5種類の設計モデルについて、6パターンの地震動（告示極稀地震ER：1.0倍・2.0倍、直下地震NF：1.0倍・2.0倍、長継続時間地震LD：1.0倍・2.0倍）を対象に、疲労性能評価式を用いたエネルギー法による安全検証を行った。以下に、その知見を示す。

純ラーメンスカラップ仕様のAC4モデルでは、地震動レベルが1.0倍の時は、告示極稀地震・直下地震・長継続時間地震いずれの場合でも、保有エネルギー吸収量（以下、 $4_sN_eW_{pi}$ ）が必要エネルギー吸収量（以下、 E_{sfi} ）を上回るが、地震動レベルが2.0倍になると、長継続時間地震の場合、下層部で $4_sN_eW_{pi}$ が E_{sfi} を下回り、倒壊限界変形に到達する。そこで、梁端部仕様をノンスカラップに改善させたAC6モデルでは、地震動レベル2.0倍の長継続時間地震に対しても、全層で $4_sN_eW_{pi}$ が E_{sfi} を上回るようになる。また、他の地震動においても、AC6の $E_{sfi}/4_sN_eW_{pi}$ の最大値はAC4に比べて4割程度低減される。さらに、梁端部仕様を高性能仕口に改善させたAC8モデルについては、1層より上の層では $E_{sfi}/4_sN_eW_{pi}$ が低減されるが、1層では梁端破断より先に柱脚で限界変形に到達するため、 $E_{sfi}/4_sN_eW_{pi}$ の最大値としての低減効率は小さい。なお、直下地震については、 $E_{sfi}/4_sN_eW_{pi}$ の最大値はAC8の方がAC6より大きい。これは、AC8では、AC6に比べて、1層以外の保有水平耐力が大きいと、1層のエネルギー分配率が大きくなることに起因する。

一方、制振ダンパーを取り付けたBシリーズでは、地震動レベルが1.0倍の時は、 $E_{sfi}=0$ 、すなわち主架構は弾性範囲に収まり、地震動レベルが2.0倍の時は、スカラップ仕様のBC4モデルであっても、すべての地震動に対して全層で $4_sN_eW_{pi}$ が E_{sfi} を上回る。なお、ノンスカラップ仕様にしても1層柱脚の限界で保有性能が決まるため、 $E_{sfi}/4_sN_eW_{pi}$ の最大値はほとんど低減されない結果となっている。

第6章 計算例4) 12階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算

6.1 一般事項

6.1.1 建築物概要

本建築物は、地上12階建て鉄骨造による片コア形式の事務所ビルである。表6.1に建築物概要、図6.1に基準階平面図、図6.2に立面図を示す。基準階スパンは、X方向が7.2m、Y方向が14.4m、9.5mスパンを有しており、基準階高は4.0mである。本設計例では、保有水平耐力計算等により設計された建築物について、本報告で提案された鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための検討を行う。

表 6.1 建築物概要

建築物名称	S12-オフィスビル
所在地	東京都23区内
用途	事務所
構造種別	鉄骨造
建築面積	1,030.3m ²
延床面積	12,402.1m ²
階数	地上12階、塔屋1階
高さ	軒高48.7m、最高高さ54.3m
階高	4.5m(1階)、4.0m(基準階)
基礎地業	杭基礎

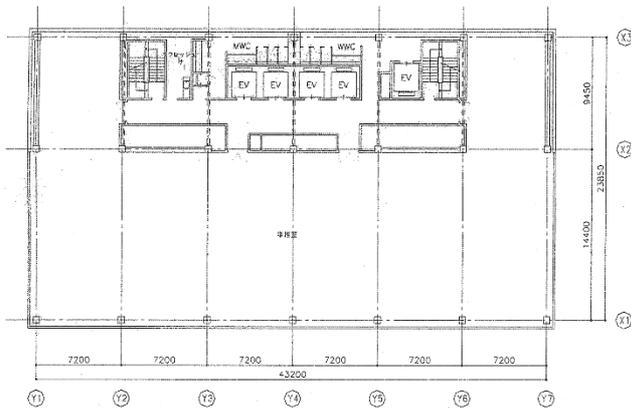


図 6.1 基準階平面図

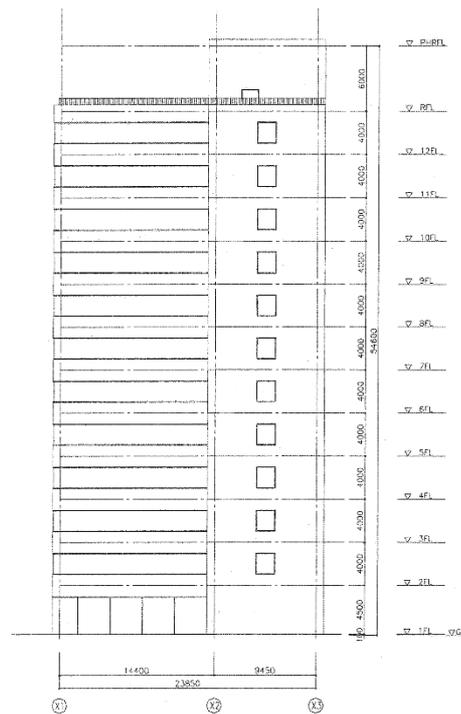


図 6.2 立面図

6.1.2 地盤概要

地盤は、地表面から 20m までの粘性土層と、それ以深に分布する砂礫層から構成されている。粘性土層は N 値 8 の沖積層で、単位体積重量 15.5kN/m^3 、せん断波速度 $V_s=200\text{m/s}$ である。砂礫層は、N 値 50 以上の堅固な洪積層で、せん断波速度 $V_s=400\text{m/s}$ 以上の工学的基盤としている。地盤構成から液状化しないと判断でき、地盤種別は第二種地盤としている。土質柱状図を図 6.3 に示す。

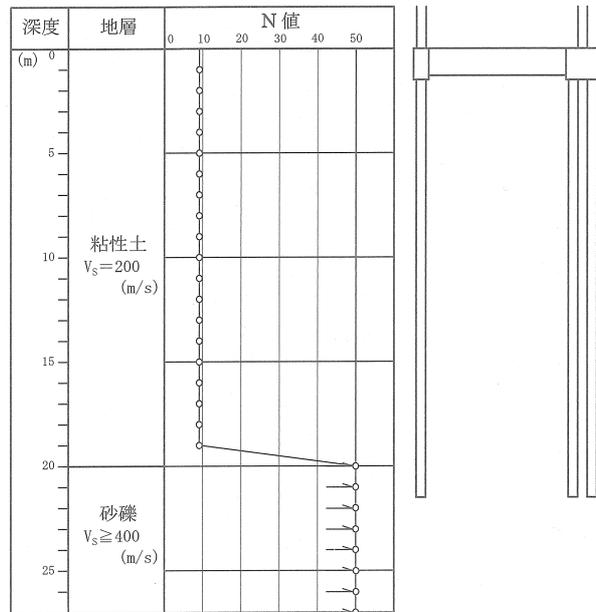


図 6.3 土質柱状図

6.1.3 構造計画

本建築物の構造概要を表 6.2 に示す。主体構造は鉄骨造とし、X、Y 方向ともに架構は純ラーメン構造である。平面計画はねじれの生じない整形なものとしている。1 階の柱脚は埋込柱脚とし、基礎は GL-20m の砂礫層を支持層とした杭基礎としている。

表 6.2 構造概要

基礎構造	基礎形式	杭基礎
	地盤種別	第二種地盤（地盤地域係数 $Z=1.0$ ）
	支持層	砂礫層
主体構造	種別	鉄骨造
	骨組形式	X方向：純ラーメン構造 Y方向：純ラーメン構造
	柱梁接合部	接合部：梁通し方式（外ダイアフラム） 柱接手：現場溶接 梁接手：高力ボルト摩擦接合（F10T）
	床形式	鉄筋コンクリート造（合成スラブ用デッキプレート）
	非耐力壁	外壁：Pca版、ALC版 内壁：ALC版、軽鉄下地ボード張り

6.1.4 計算フロー

本設計例における計算フローを図 6.4 に示す。保有水平耐力計算等により設計された建築物について、本報告で提案された鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための検討を行う。

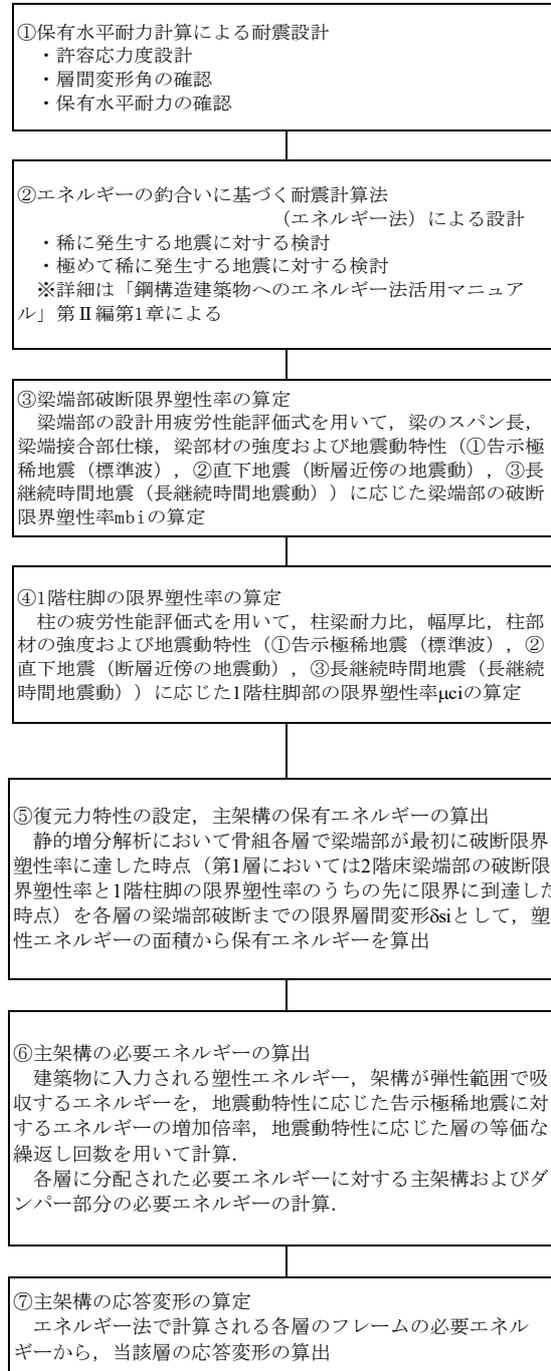


図 6.4 計算フロー

6.1.5 準拠する法令等

本設計例では、以下の法令等に準拠し検証を実施する。

- ・ 建築基準法、同施行令、建設省／国土交通省告示
- ・ 国土交通省住宅局建築指導課 監修「2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書」
- ・ 日本建築センター「2018年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」

6.1.6 使用材料、許容応力度および材料強度

表 6.3～表 6.7 に使用材料、許容応力度、材料強度を示す。

表 6.3 使用材料

鉄骨	柱：冷間成形角形鋼管	: BCP325
	梁：圧延H形鋼材	: SN490B
	ダイアフラム：鋼板	: SN490C
鉄筋	D16以下の異形鉄筋	: SD295A
	D19以上の異形鉄筋	: SD345
コンクリート	普通コンクリート ($\gamma = 23\text{kN/m}^3$)	: Fc21 (2～R階)
		: Fc30 (1階)

表 6.4 許容応力度 (鋼材)

材料	基準強度 (N/mm^2)	長期許容応力度				短期許容応力度			
		圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SN490B BCP325	F=325	F/1.5	F/1.5	F/1.5	$F/1.5\sqrt{3}$	長期許容応力度の1.5倍			

表 6.5 許容応力度 (鉄筋)

材料	基準強度 (N/mm^2)	長期許容応力度		短期許容応力度	
		圧縮・引張	せん断補強	圧縮・引張	せん断補強
SD295A	295	195	195	295	295
SD345	345	215	195	345	345

表 6.6 許容応力度 (コンクリート)

材料	基準強度 (N/mm^2)	長期許容応力度				短期許容応力度			
		圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断	付着	
				上端筋	その他			上端筋	その他
普通コン	21	7.0	0.70	1.40	2.10	14.0	1.05	2.10	3.15
	30	10.0	0.79	1.70	2.55	20.0	1.18	2.55	3.82

表 6.7 材料強度 (鋼材)

材料	基準強度 (N/mm^2)	圧縮	引張	曲げ	せん断
SN490B BCP325	F=325	1.1F	1.1F	1.1F	$1.1F/\sqrt{3}$

(2) 仮定荷重

本建物の設計用床荷重を表 6.8 に示す。

表 6.8 設計用床荷重

室名	固定荷重内訳 (N/m ²)				床・小梁用	骨組用	地震用	
屋根 (設備機器置場)	押さえコンクリート	t100	γ 23	2,300				
	アスファルト防水			150				
	RCスラブ	t150	γ 24	3,600				
	デッキプレート			150	DL	6,500	6,500	
	天井・設備			300	LL	5,000	3,000	
			6,500 ←	6,500	TL	11,500	9,500	
事務室	フリーアクセスフロア			900				
	RCスラブ	t150	γ 24	3,600				
	デッキプレート			150	DL	4,950	4,950	
	天井・設備			300	LL	2,900	1,800	
				4,950 ←	4,950	TL	7,850	6,750
鉄骨階段	モルタル	t50	γ 20	1,000				
	鉄骨			1,000	DL	2,300	2,300	
	天井仕上げ			300	LL	2,900	1,800	
				2,300 ←	2,300	TL	5,200	4,100
各種重量	パラペット h=600mm	5,000 N/m						
	外壁:ALCパネル	1,350 N/m ²						
	柱(仕上げ・耐火被覆)	550 N/m ²		(鉄骨自重含まず)				
	梁(耐火被覆)	150 N/m ²		(鉄骨自重含まず)				

(3) 仮定断面

本建物の柱断面を表 6.9 に、大梁断面を表 6.10 に示す。

表 6.9 柱断面表 (材質 BCP325)

階	C1	C2	C3	C4
12	□-550x550x22	□-550x550x22	□-550x550x22	□-550x550x22
11	□-550x550x22	□-550x550x22	□-550x550x22	□-550x550x22
10	□-550x550x22	□-550x550x22	□-550x550x25	□-550x550x25
9	□-600x600x22	□-600x600x22	□-600x600x28	□-600x600x28
8	□-600x600x25	□-600x600x22	□-600x600x32	□-600x600x32
7	□-600x600x25	□-600x600x25	□-600x600x32	□-600x600x32
6	□-600x600x28	□-600x600x25	□-600x600x36	□-600x600x36
5	□-600x600x28	□-600x600x25	□-600x600x36	□-600x600x36
4	□-600x600x28	□-600x600x25	□-600x600x36	□-600x600x36
3	□-600x600x28	□-600x600x28	□-600x600x36	□-600x600x36
2	□-600x600x32	□-600x600x28	□-600x600x40	□-600x600x40
1	□-600x600x36	□-600x600x28	□-600x600x40	□-600x600x40

表 6.10 大梁断面表 (材質 SN490B)

階	GY1	GY2	GY3、GY4	GY5	GY6
R	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19
12	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19
11	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19	H-550x250x12x19
10	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22
9	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22
8	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x22	H-800x250x16x25
7	H-800x250x16x22	H-800x250x16x25	H-800x250x16x22	H-800x250x16x25	H-800x250x16x25
6	H-800x250x16x22	H-800x250x16x25	H-800x250x16x22	H-800x250x16x25	H-800x250x16x28
5	H-800x250x16x22	H-800x250x16x25	H-800x250x16x22	H-800x250x16x25	H-800x250x16x28
4	H-800x250x16x25	H-800x250x16x28	H-800x250x16x22	H-800x250x16x28	H-800x250x16x28
3	H-800x250x16x25	H-800x250x16x28	H-800x250x16x22	H-800x250x16x28	H-800x250x16x28
2	H-800x250x16x25	H-800x250x16x28	H-800x250x16x22	H-800x250x16x28	H-800x250x16x28

(4) 各階の質量

各階の質量を表 6.11 に示す。

表 6.11 各階の質量

階	Hi (mm)	Wi (ton)	ΣWi (ton)	Ai (m ²)	$\Sigma Wi/Ai$ (ton/m ²)
12	4,000	1,090	1,090	1,030	1.058
11	4,000	772	1,862	1,030	0.749
10	4,000	772	2,634	1,030	0.750
9	4,000	793	3,427	1,030	0.770
8	4,000	797	4,225	1,030	0.774
7	4,000	801	5,026	1,030	0.778
6	4,000	804	5,830	1,030	0.780
5	4,000	806	6,635	1,030	0.782
4	4,000	809	7,444	1,030	0.785
3	4,000	810	8,255	1,030	0.787
2	4,000	813	9,067	1,030	0.789
1	4,500	821	9,889	1,030	0.797

(5) 地震力

一次設計時の地震力を表 6.12 に示す。

表 6.12 地震力

階	Hi (mm)	hi (mm)	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Ci	Qi (kN)
12	48,500	4,000	10,686	10,686	0.111	2,575	0.339	3,623
11	44,500	4,000	7,570	18,256	0.189	2,149	0.282	5,165
10	40,500	4,000	7,575	25,831	0.267	1,907	0.251	6,486
9	36,500	4,000	7,778	33,609	0.347	1,734	0.228	7,673
8	32,500	4,000	7,820	41,429	0.428	1,599	0.210	8,720
7	28,500	4,000	7,859	49,288	0.509	1,486	0.195	9,641
6	24,500	4,000	7,883	57,171	0.590	1,387	0.182	10,441
5	20,500	4,000	7,901	65,072	0.672	1,299	0.170	11,125
4	16,500	4,000	7,931	73,003	0.753	1,217	0.160	11,699
3	12,500	4,000	7,947	80,950	0.835	1,141	0.150	12,163
2	8,500	4,000	7,969	88,919	0.917	1,070	0.140	12,519
1	4,500	4,500	8,055	96,974	1.000	1,000	0.131	12,770
備考	<ul style="list-style-type: none"> ・固有周期 (sec) T1 ・地盤種別による係数 Tc ・振動特性係数 Rt ・地域係数 Z ・標準せん断力係数 Co 		<ul style="list-style-type: none"> T1 Tc Rt Z Co 	<ul style="list-style-type: none"> 1.458 0.600 0.658 1.000 0.200 	<ul style="list-style-type: none"> (T1=0.03H、H=48.6m、1FL=GL+0.1m) (第2種地盤) (Rt=1.6Tc/T1) (東京都23区) 			

(6) 応力解析方針

応力解析は、ユニオンシステムの Super Build SS7 によって検討を行った。
主な解析条件を下記に示す。

① 応力解析方針

- ・ 応力解析は立体フレームマトリックス法により X 方向について行う。
- ・ 建物は 1 階柱脚において完全固定されているものとし、柱脚の浮き上がりは生じないものとする。
- ・ 各階床は面内で回転を許容した剛床と仮定する。
- ・ 柱、梁は材端に弾塑性ばねを有する線材に置換する。
- ・ パネルゾーンは考慮しない。
- ・ 柱は部材の曲げ、せん断変形を考慮する。軸変形は水平荷重時のみ考慮する。
- ・ 大梁は部材の曲げ、せん断変形を考慮する。
- ・ 大梁の曲げ剛性はスラブの合成効果を考慮する。
(両側スラブ付き 1.5 倍、片側スラブ付き 1.25 倍)
- ・ 柱と梁の接合部の変形および剛域は考慮しない。
- ・ 解析モデルの初期剛性時の諸元は、部材の初期剛性に基づく値とする。
- ・ 各階の地震力は重心位置に作用する。
- ・ 解析の簡略化のため、ペントハウスはモデル化しない。

② 断面算定方針

- ・ 鉛直応力は節点位置、地震時応力はフェース位置を採用する。
- ・ 柱は二軸曲げを考慮する。
- ・ 大梁ウェブは考慮しない。

③ 保有水平耐力計算方針

- ・ 部材の復元力特性は、部材 M- δ 関係において M_u ($M_u = Z_p \times \sigma_y$ 、 $\sigma_y = 1.1 \times F$ 値) に達した点を折れ点とするバイリニアモデルに置換し、2 次勾配は弾性剛性の 1/1000 とする。
- ・ 梁の曲げ耐力はウェブおよびスラブ効果を考慮する。また、保有水平耐力接合および保有水平耐力横補剛は満足されているものとする。
- ・ 外力分布は A_i 分布とし、荷重増分解析により、いずれかの階の層間変形角が 1/100 に達した時点を保有水平耐力とする。
- ・ 冷間成形角形鋼管は、「2018 年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」に準拠し、柱梁耐力比の検討を行う。各階において各接合部における梁接合部の複合耐力（大梁耐力の 1.5 倍および接合部耐力の 1.3 倍の小さい方）の総和が、各接合部における柱耐力の総和よりも小さいことを確認する。

6.2 保有水平耐力計算等に基づく設計

6.2.1 長期許容応力度計算結果

Y2 通りの応力図を図 6.7 に、検定比図を図 6.8 に示す。

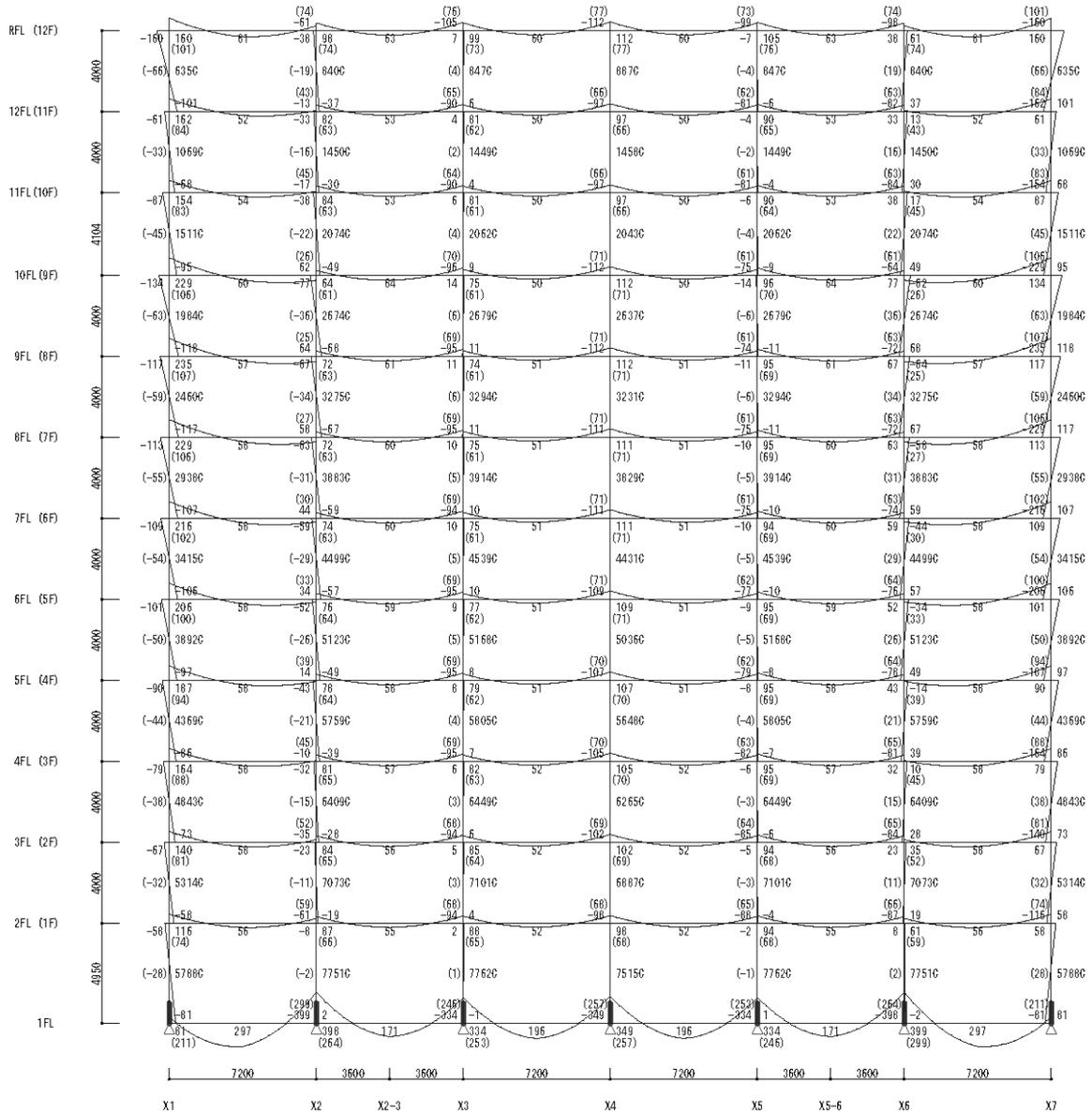


図 6.7 長期応力図 (Y2 通り)

6.2.2 短期許容応力度計算結果

一次設計時の偏心率を表 6.13 に、剛性率を表 6.14 に、層間変形角を表 6.15 に示す。また、Y2 通りの短期応力図を図 6.9 に、短期検定比図を図 6.10 に示す。形状特性係数 F_e 、 F_s とともに 1.0、層間変形角の最大値は 1/223 (3 階、10 階、11 階) で 1/200 以下となっている。

表 6.13 偏心率 (X 方向加力時)

階	重心		偏心		偏心距離 ey (m)	水平剛性 K (kN/mm)	振り剛性 KR (MNm)	弾力半径 re (m)	偏心率	形状特性 係数 F_e
	gx (m)	gy (m)	px (m)	py (m)						
12	21.600	11.608	21.600	12.789	1.182	288.7	80,744	16.726	0.071	1.000
11	21.600	11.596	21.600	12.801	1.206	303.8	85,762	16.804	0.072	1.000
10	21.600	11.584	21.600	12.804	1.220	382.7	102,994	16.407	0.075	1.000
9	21.600	11.594	21.600	12.807	1.213	574.6	144,529	15.860	0.077	1.000
8	21.600	11.601	21.600	12.827	1.227	622.5	154,051	15.732	0.078	1.000
7	21.600	11.605	21.600	12.810	1.205	640.1	160,001	15.811	0.077	1.000
6	21.600	11.609	21.600	12.786	1.178	668.2	164,910	15.710	0.075	1.000
5	21.600	11.612	21.600	12.805	1.194	678.1	170,039	15.836	0.076	1.000
4	21.600	11.614	21.600	12.723	1.109	692.1	176,089	15.952	0.070	1.000
3	21.600	11.615	21.600	12.639	1.024	713.5	184,823	16.095	0.064	1.000
2	21.600	11.617	21.600	12.646	1.030	782.3	202,481	16.089	0.064	1.000
1	21.600	11.617	21.600	12.710	1.093	1,237.9	329,113	16.306	0.067	1.000

表 6.14 剛性率 (X 方向加力時)

階	Q (kN)	K (kN/mm)	δ (mm)	h (mm)	rs	rs平均	Rs	Fs
12	3,623	288.7	12.553	4,000	319	275	1.159	1.000
11	5,165	303.8	17.005	4,000	236		0.855	1.000
10	6,486	382.7	16.952	4,000	236		0.858	1.000
9	7,673	574.6	13.354	4,000	300		1.090	1.000
8	8,720	622.5	14.009	4,000	286		1.039	1.000
7	9,641	640.1	15.062	4,000	266		0.966	1.000
6	10,441	668.2	15.625	4,000	256		0.931	1.000
5	11,125	678.1	16.408	4,000	244		0.887	1.000
4	11,699	692.1	16.905	4,000	237		0.861	1.000
3	12,163	713.5	17.047	4,000	235		0.853	1.000
2	12,519	782.3	16.003	4,000	250		0.909	1.000
1	12,770	1,237.9	10.316	4,500	437		1.587	1.000

表 6.15 層間変形角 (X 方向加力時)

階	構造階高 (mm)	δ (mm)	層間変形角 (mm)
12	4,000	13.244	1/302
11	4,000	17.949	1/223
10	4,000	17.951	1/223
9	4,000	14.205	1/282
8	4,000	14.909	1/268
7	4,000	16.011	1/250
6	4,000	16.604	1/241
5	4,000	17.412	1/230
4	4,000	17.863	1/224
3	4,000	17.944	1/223
2	4,000	16.840	1/238
1	4,350	10.867	1/400

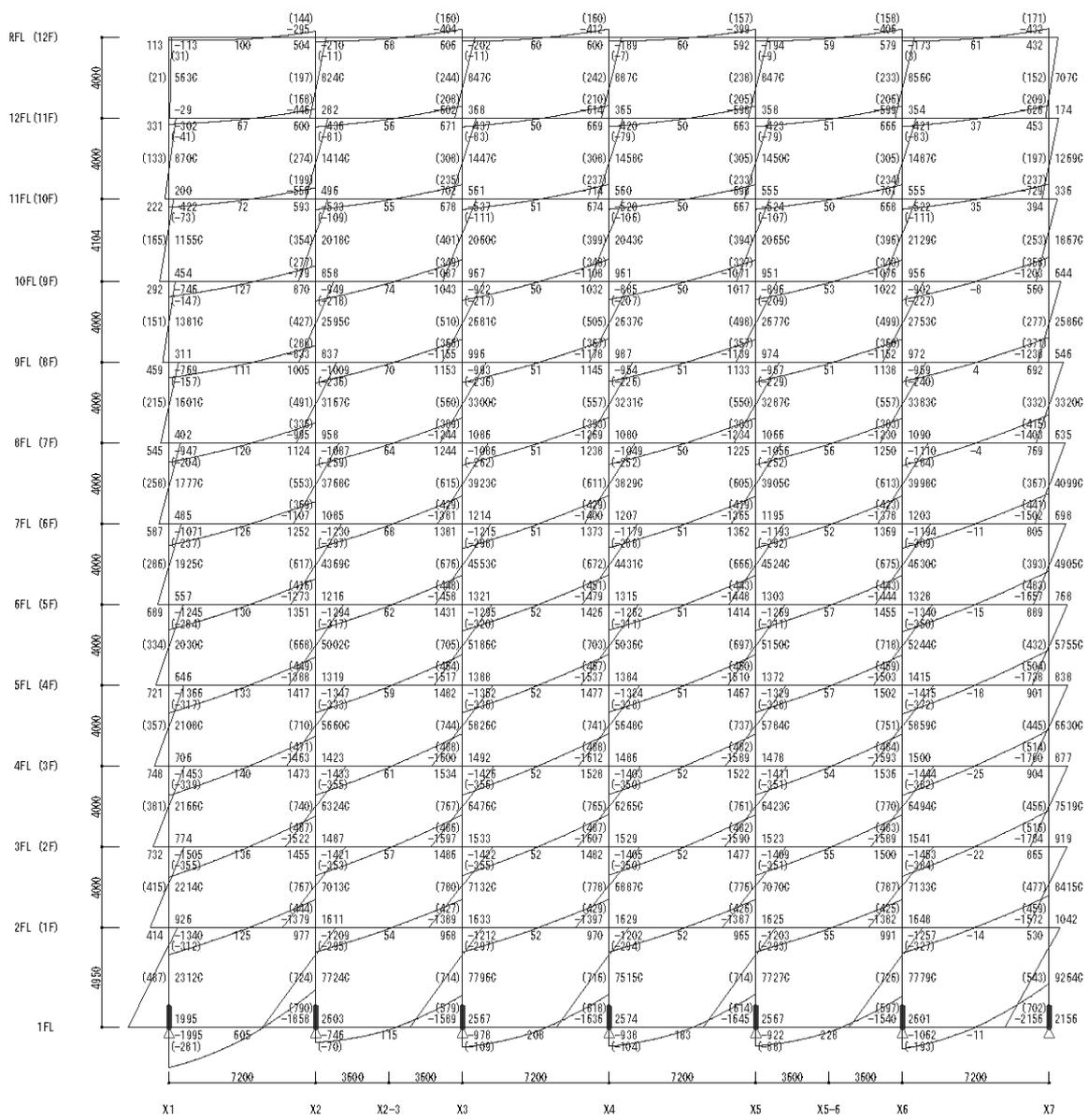


图 6.9 短期応力図 (Y2 通り)

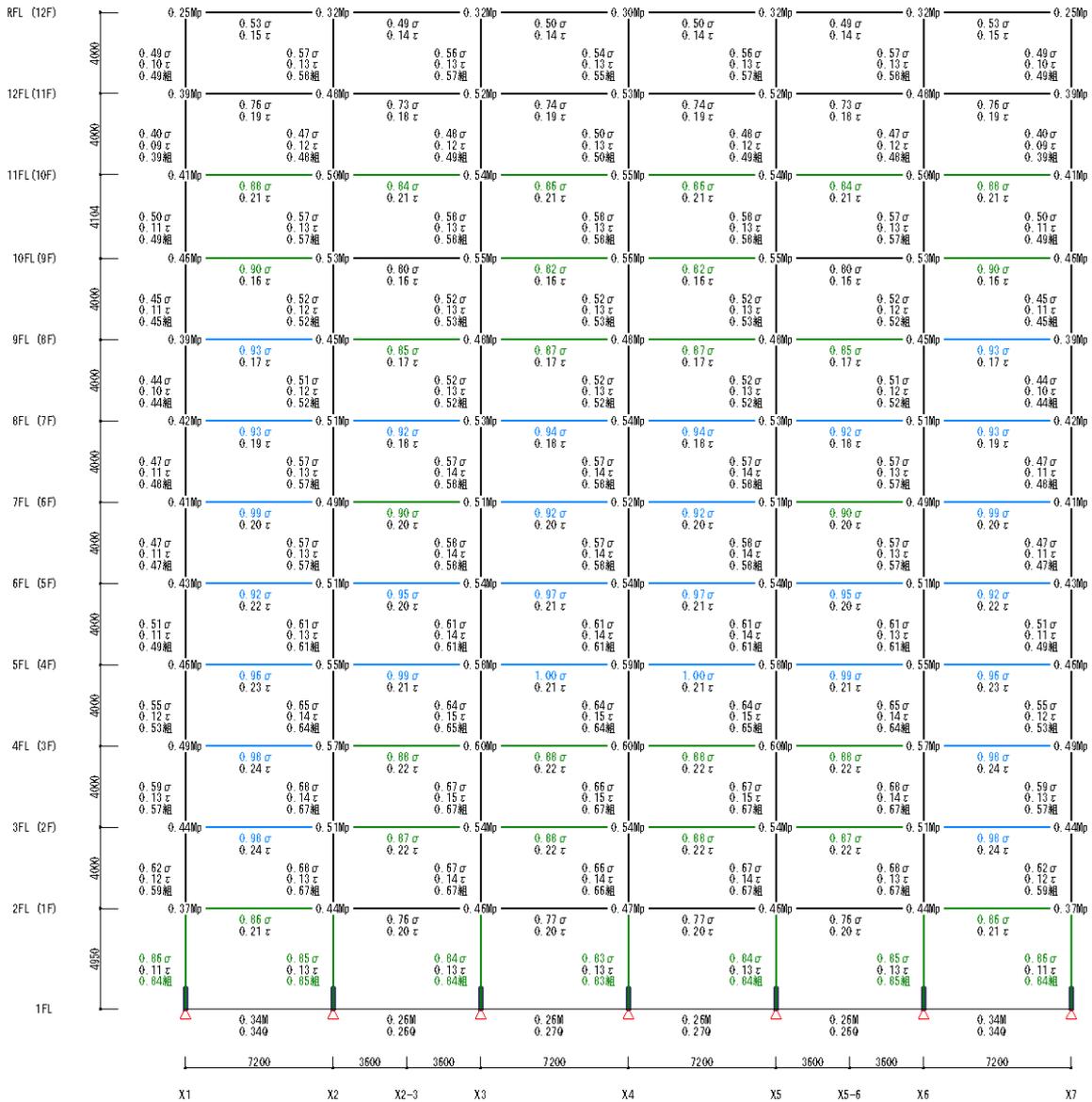


図 6.10 短期検定比図 (Y2 通り)

6.2.3 保有水平耐力計算結果

表 6.16 に必要保有水平耐力の算定結果を示す。構造特性係数 D_s はいずれかの階の層間変形角が $1/50$ に達した時点における崩壊メカニズムにより算定している。保有水平耐力はいずれかの階の層間変形角が $1/100$ に達した時点とし、その際における応力およびヒンジ発生状況を確認した。図 6.11 に層せん断力-層間変形角曲線 ($Q-\delta$ 図)、図 6.12 に保有水平耐力時の応力図、図 6.13 に保有水平耐力時のヒンジ図を示す。

以上より、保有水平耐力計算により耐震安全性を確認した。

表 6.16 保有水平耐力比較表

階	D_s	F_e	F_s	F_{es}	Q_{ud} (kN)	Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	Q_u/Q_{un}	層間 変形角
12	0.25	1.000	1.000	1.000	18,117	4,529	7,777	1.71	1/147
11	0.25	1.000	1.000	1.000	25,825	6,456	11,086	1.71	1/108
10	0.25	1.000	1.000	1.000	32,431	8,108	13,922	1.71	1/111
9	0.25	1.000	1.000	1.000	38,364	9,591	16,469	1.71	1/139
8	0.25	1.000	1.000	1.000	43,600	10,900	18,717	1.71	1/132
7	0.25	1.000	1.000	1.000	48,203	12,051	20,693	1.71	1/122
6	0.25	1.000	1.000	1.000	52,204	13,051	22,410	1.71	1/116
5	0.25	1.000	1.000	1.000	55,626	13,907	23,879	1.71	1/107
4	0.25	1.000	1.000	1.000	58,493	14,623	25,110	1.71	1/101
3	0.25	1.000	1.000	1.000	60,813	15,203	26,106	1.71	1/100
2	0.25	1.000	1.000	1.000	62,594	15,649	26,870	1.71	1/110
1	0.25	1.000	1.000	1.000	63,851	15,963	27,410	1.71	1/212

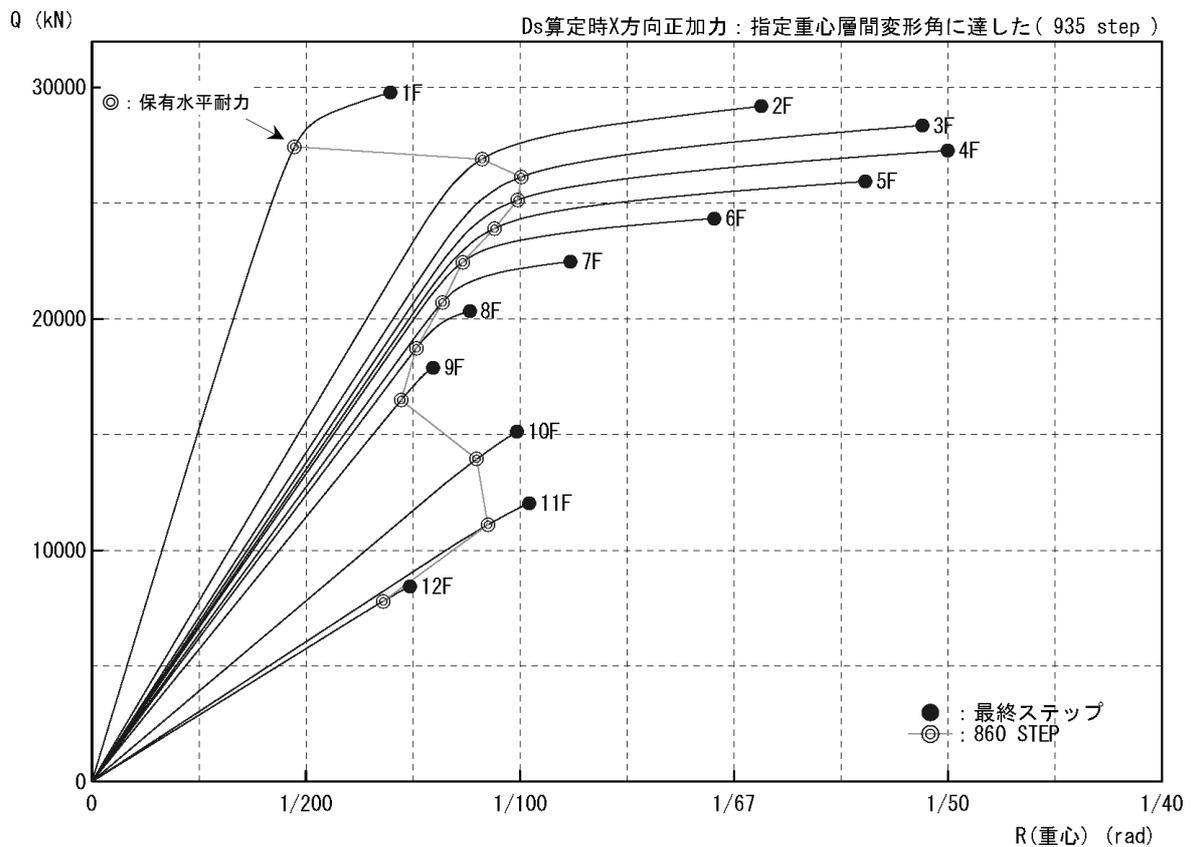


図 6.11 層せん断力-層間変形角曲線 (X 方向)

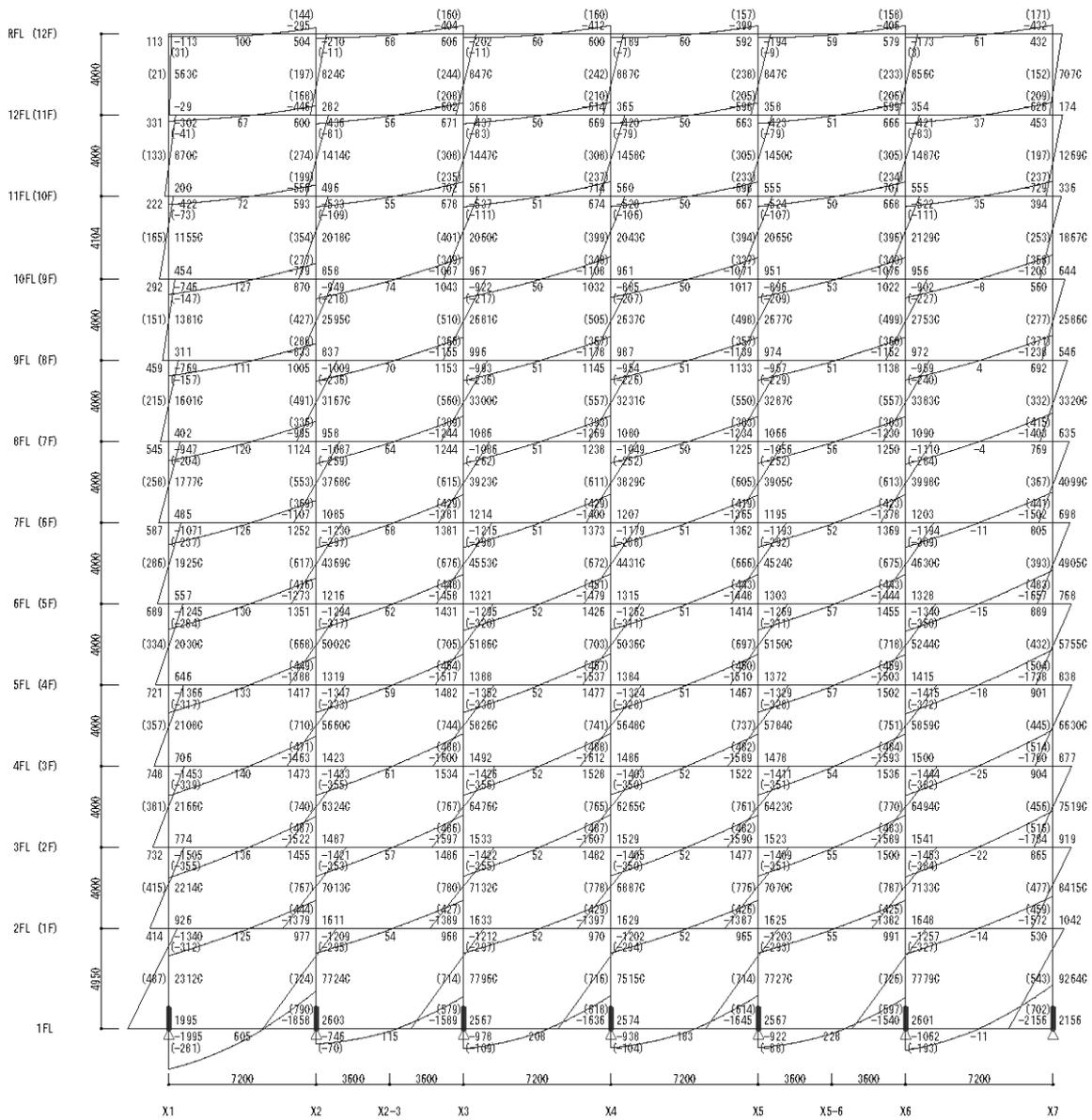


图 6.12 保有水平耐力時応力図 (Y2 通り)

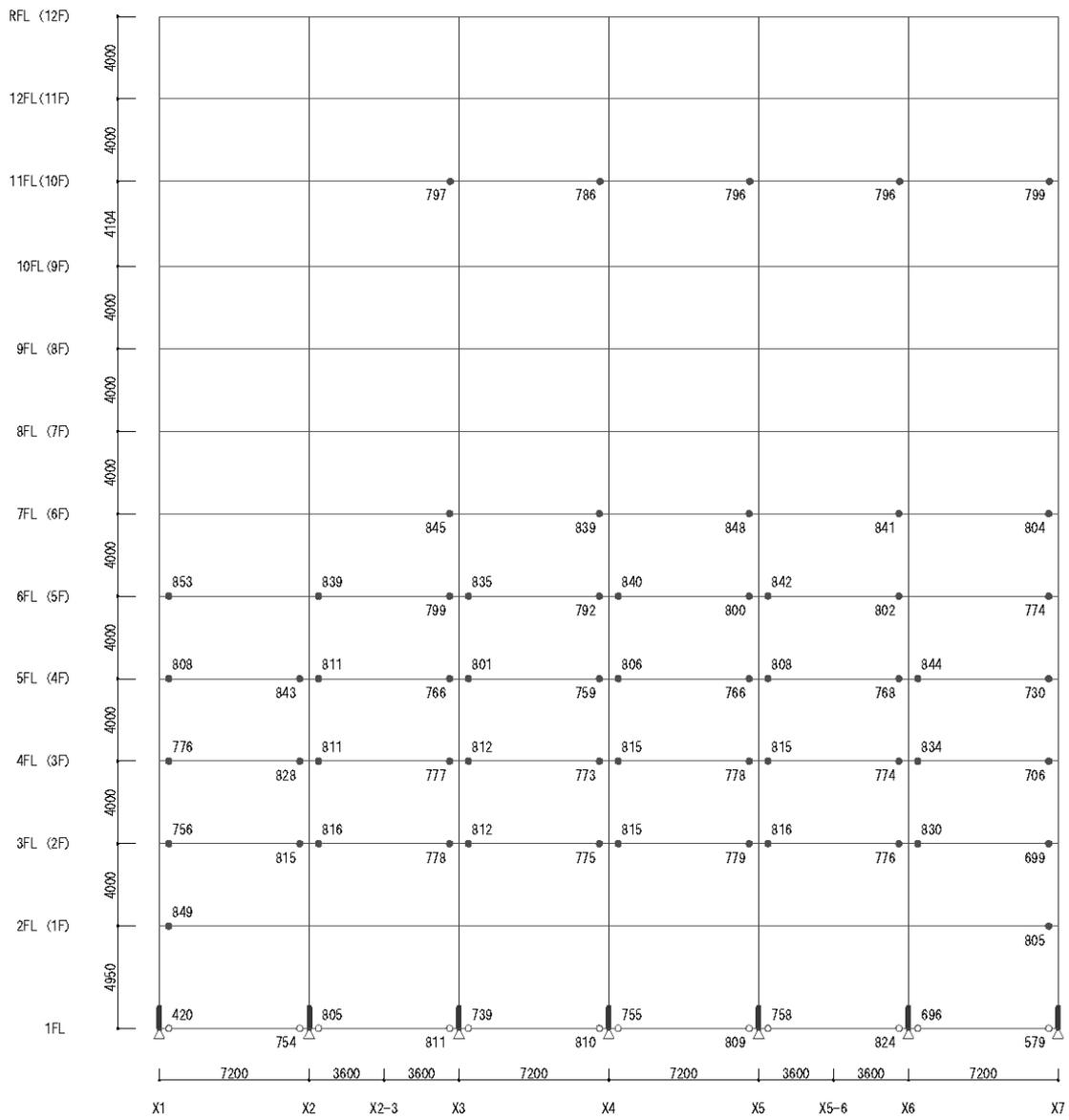


図 6.13 保有水平耐力時ヒンジ図 (Y2 通り)

6.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

本節では、前節までの保有水平耐力計算により設計された建築物について、本報告で提案した鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

6.3.1 梁端接合部の仕口の違いによる比較検討

(1) 梁端部破断限界塑性率の算定

以下に示す梁端部の設計用疲労性能評価式(6.1)を用いて、梁のスパン長、梁端接合部仕様、梁部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} を算定する。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C \left({}_bN_e / k_1 \right)^{-\beta} \quad (6.1)$$

・ ${}_bN_e$ は梁端部の等価な繰返し回数で、(6.2)式で計算される。

$${}_bN_e = n \cdot {}_sN_e \quad (6.2)$$

n は ${}_bN_e$ と ${}_sN_e$ （層の等価な繰返し回数）の比で、スパン長により以下の値となる。

$n = 1.0$ （梁スパン 10～20m 程度の長スパン架構）

$n = 1.8$ （梁スパン 4～10m 程度の標準スパン架構）

$n = 2.5$ （梁スパン 4m 以下程度の短スパン架構）

本検討では、X 方向のスパンが 7.2m のため、 $n = 1.8$ とする。

・ ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では 1.0 を基本とし、直下地震では 0.75 とされている。また、地震動特性により、各地震動の ${}_sN_e$ は以下のように計算される。

- | | |
|---------------------|-------------------------------------|
| ① 告示極稀地震（標準波） | : ${}_sN_e = 1.00$ |
| ② 直下地震（断層近傍の地震動） | : ${}_sN_e = 0.75$ |
| ③ 長継続時間地震（長継続時間地震動） | : ${}_sN_e = 2.30$ （告示極稀地震の 2.30 倍） |

・ k_2 は使用する梁部材の強度 (F 値) が 490N/mm² 級でない場合 $k_2 = 325 / (\text{使用鋼材の F 値})$ で計算。

(F=385 N/mm² 級も適用可能)

・ C は梁端接合部の仕様により決まる定数

スカラップ 4.0、ノンスカラップ 5.6、高性能仕口 8.0

・ k_1 は歪集中を表す補正係数（ここでは 1.0 とする）

・ β は評価式の勾配で 1/3

梁スパン長、地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））、梁端部仕様、鋼材強度に応じて、疲労性能評価式から算定した本建築物の梁端部破断限界塑性率 μ_{bi} を表 6.17 に示す。

表 6.17 梁の破断限界塑性率

地震タイプ	n スパン 7.2m	k1	k2 鉄骨材質 SN490B	sNe	bNe	μ bi		
						スカラップ (C=4.0)	ノンスカラップ (C=5.6)	高性能仕口 (C=8.0)
告示極稀地震	1.80	1.00	1.00	1.00	1.80	3.29	4.60	6.58
直下地震	1.80	1.00	1.00	0.75	1.35	3.62	5.07	7.24
長継続時間地震	1.80	1.00	1.00	2.30	4.14	2.49	3.49	4.98

(2) 1階柱脚の限界塑性率の算定

第1層の保有エネルギーについては、図 6.14 に示す通り、2階床梁の破断限界塑性率と1階柱脚（鋼管柱の脚部）の限界塑性率のうちの小さい方で限界層間変形が決定される。

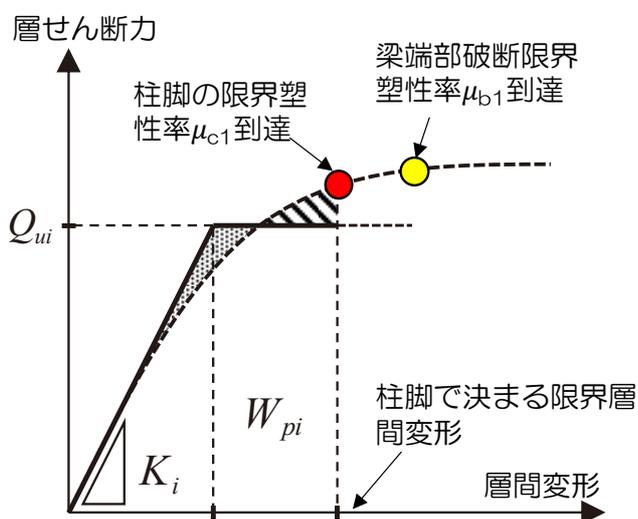


図 6.14 柱脚で決まる第1層の保有エネルギー W_{pi}

柱脚の限界塑性率は以下に示す柱の疲労限界性能評価式(6.3)を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性 (①告示極稀地震 (標準波)、②直下地震 (断層近傍の地震動)、③長継続時間地震 (長継続時間地震動)) に応じて、1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} を算定する。

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_c N_e^{-\beta} \quad (6.3)$$

${}_c N_e$ は柱脚部の等価な繰返し回数で、式(6.4)で計算される。

$${}_c N_e = n_c \cdot {}_s N_e \quad (6.4)$$

n_c は ${}_c N_e$ と ${}_s N_e$ (柱脚の等価な繰返し回数) の比で、柱梁耐力比により表 6.18 の値となる。

表 6.18 柱脚の等価な繰返し回数比

柱梁耐力比	外柱			内柱		
	1.0未満	1.0以上 2.0未満	2.0以上	1.0未満	1.0以上 1.6未満	1.6以上
n_c	1.5	1.2	0.6	1.5	1.0	0.3

sN_e は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では1.0を基本とし、直下地震では0.75とされている。また、地震動特性により、各地震動の sN_e は以下のように計算される。

- ①告示極稀地震（標準波） : $sN_e=1.00$
- ②直下地震（断層近傍の地震動） : $sN_e=0.75$
- ③長継続時間地震（長継続時間地震動） : $sN_e=2.30$ （告示極稀地震の2.30倍）

C 、 β は一般化幅厚比により決まる係数（表6.19による）

表 6.19 疲労性能評価式の係数

一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

上記、計算方法により算定した柱脚の限界塑性率を表6.20に示す。

表 6.20 柱脚の限界塑性率 μ_{ci}

符号		C1	C2	C3	C4
外柱／内柱		内柱	外柱	内柱	外柱
柱せい	D	600	600	600	600
柱板厚	t	36	28	40	40
幅厚比	D/t	16.67	21.43	15.00	15.00
柱 σ_y		325	325	325	325
一般化幅厚比		0.66	0.85	0.60	0.60
係数 C		6.16	3.51	13.00	13.00
係数 β		0.24	0.17	0.33	0.33
柱梁耐力比		1.83	3.23	1.93	3.71
nc		0.30	0.60	0.30	0.60
cNe =nc × sNe	告示極稀地震 (sNe=1.00)	0.30	0.60	0.30	0.60
	直下地震 (sNe=0.75)	0.23	0.45	0.23	0.45
	長継続時間地震 (sNe=2.30)	0.69	1.38	0.69	1.38
μ_{ci}	告示極稀地震	8.22	3.83	19.41	15.41
	直下地震	8.81	4.02	21.36	16.96
	長継続時間地震	6.73	3.32	14.71	11.68

(3) 復元力特性の設定

静的増分解析において、骨組各層で梁が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）が各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} であり、図6.15の塑性エネルギーの面積 (W_{pi}) の $(4 \times_s N_e)$ 倍が、当該層の梁破断までの保有エネルギーとして式(6.5)で計算される。

$$\text{各層の保有エネルギー} = 4 \times_s N_e \times W_{pi} \quad (6.5)$$

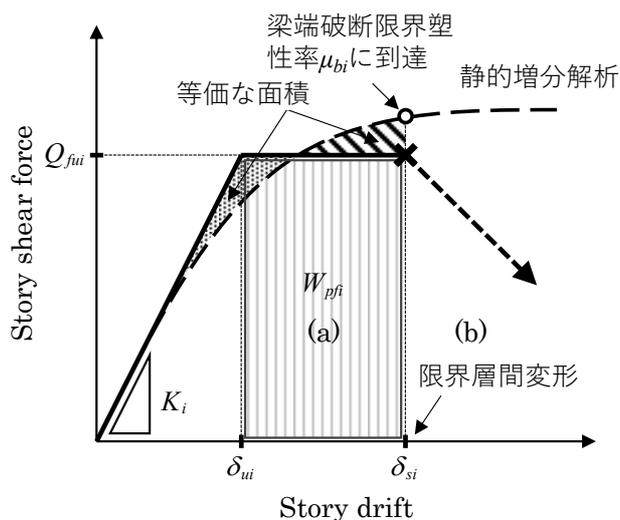


図 6.15 層の限界変形と保有水平耐力

図 6.16～図 6.18 に告示極稀地震、図 6.19～図 6.21 に直下地震、図 6.22～図 6.24 に長継続地震の復元力特性を示す。図中には、各層における降伏変形 δ_{fui} 、梁端部が破断限界塑性率に到達して耐力劣化を開始する梁破断限界層間変形 δ_{si} 、1階においては柱脚が限界塑性率に到達した際の限界層間変形 δ_{fci} も併せて示している。なお、何れの地震動においても、梁端部が高性能継手 (C=8.0) のケースで、梁破断限界層間変形よりも柱脚の限界層間変形が小さい結果となった。

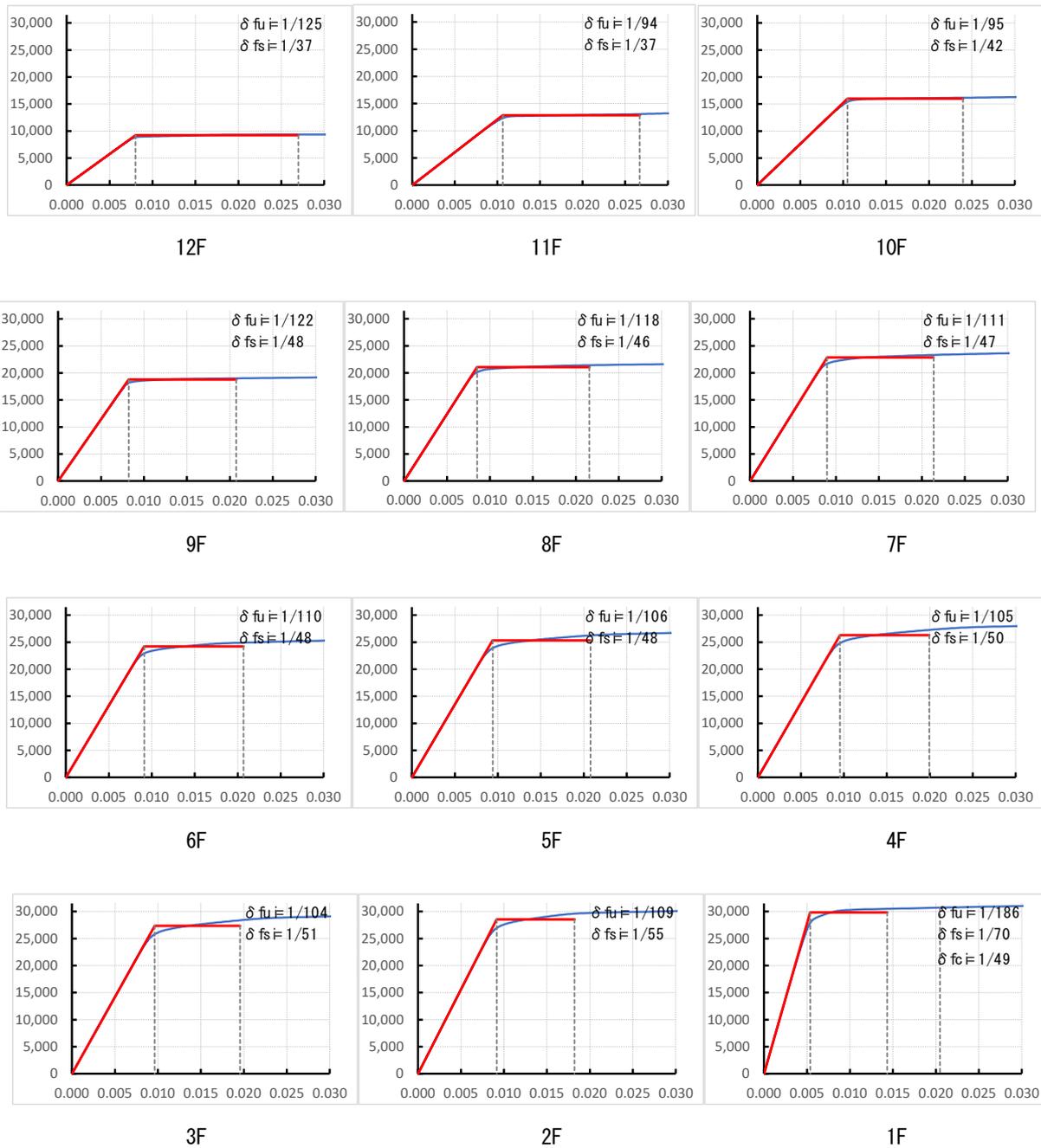


図 6.16 告示極稀地震（スカルップ、C=4.0）

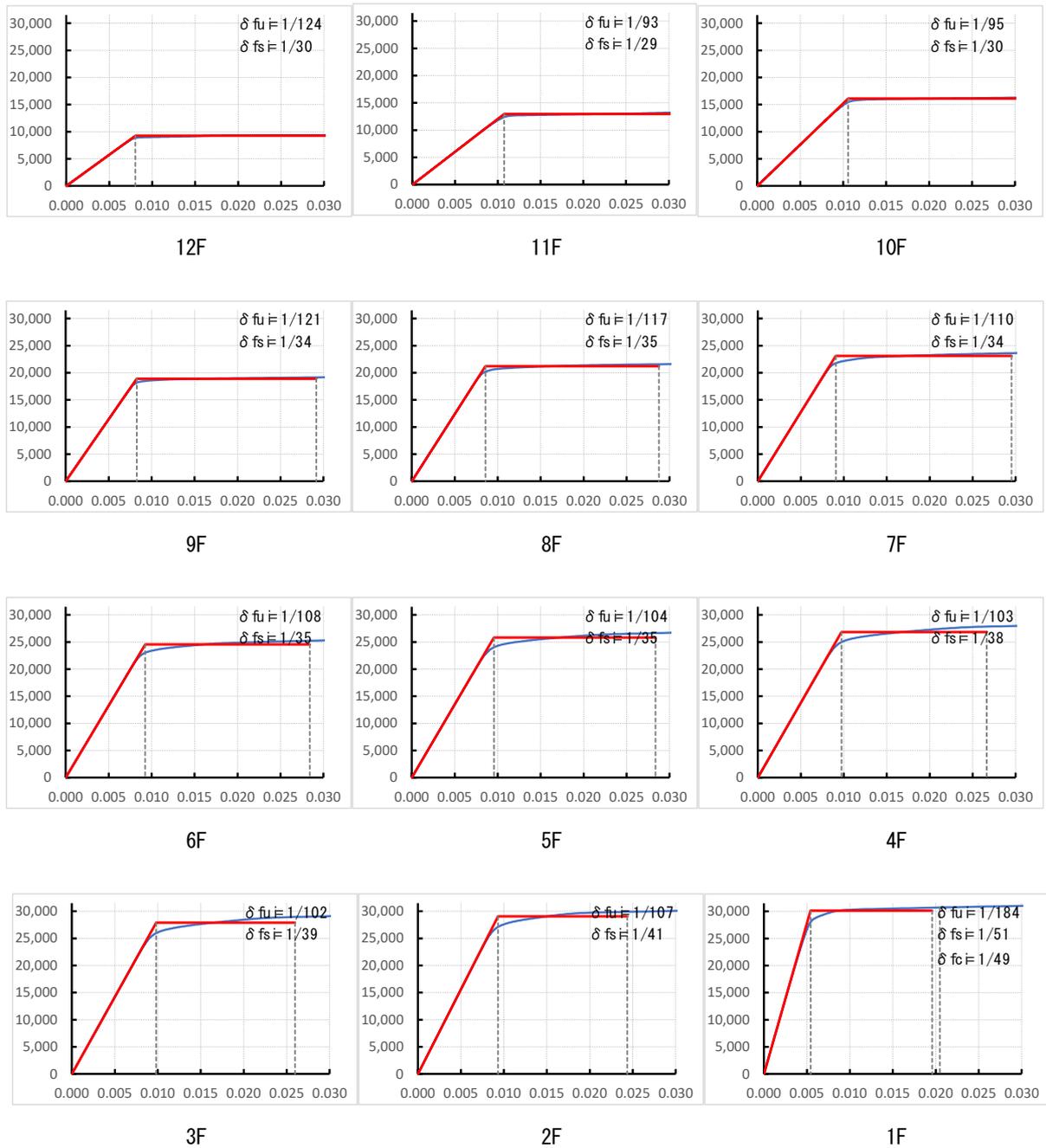


図 6.17 告示極稀地震（ノンスカラップ、 $C=5.6$ ）

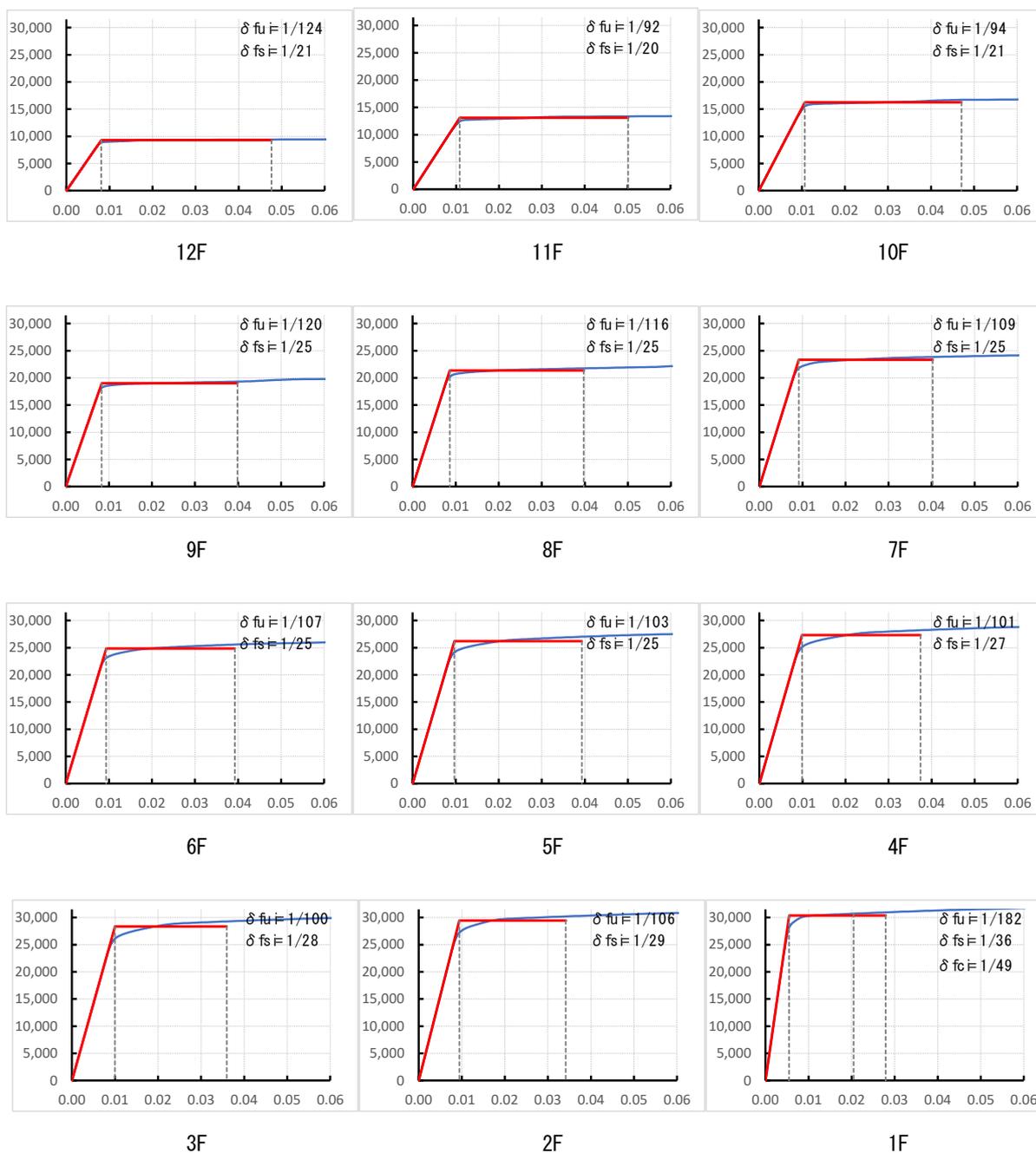


图 6.18 告示極稀地震 (高性能仕口、C=8.0)

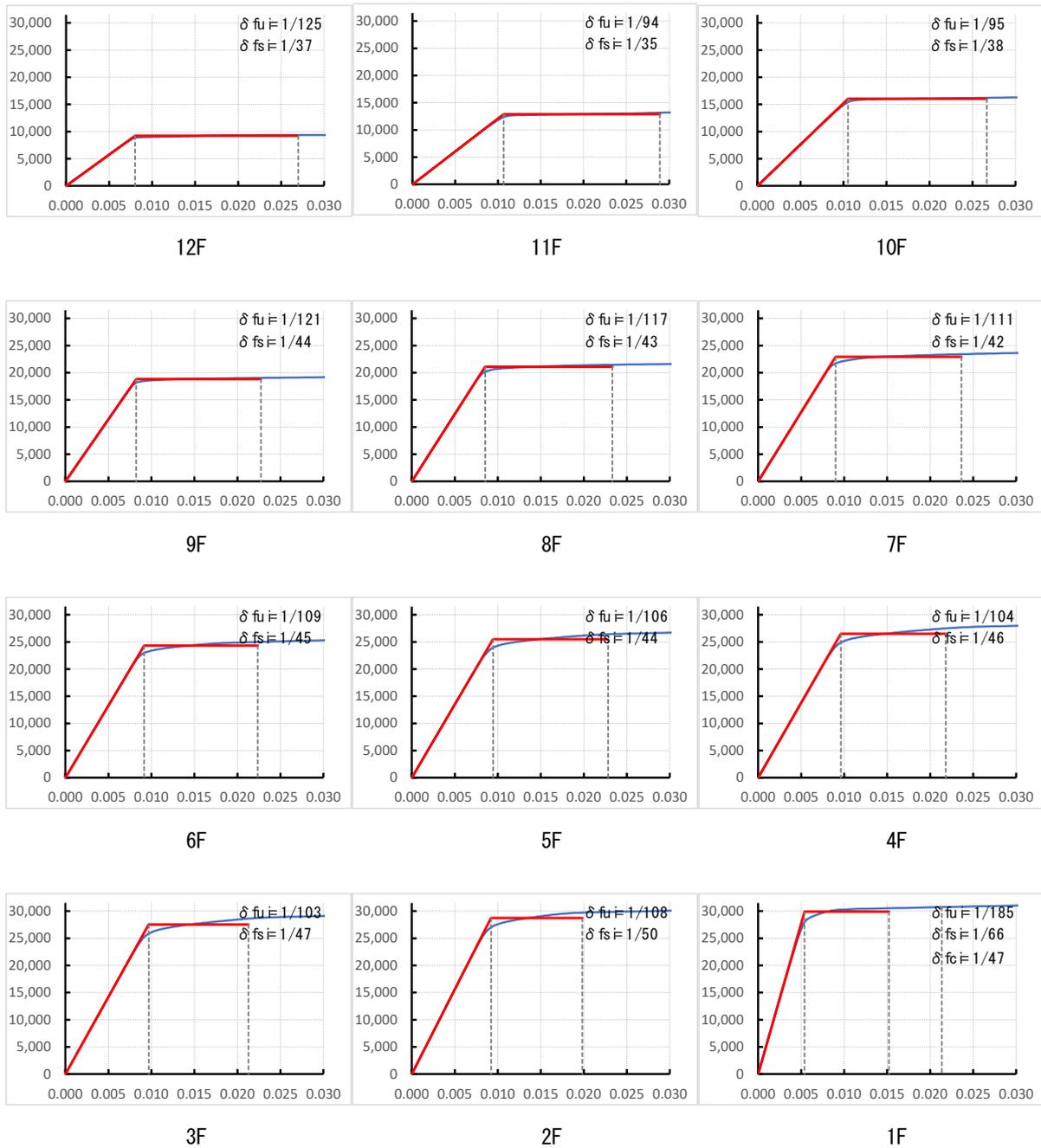


図 6.19 直下地震 (スカルップ、 $C=4.0$)

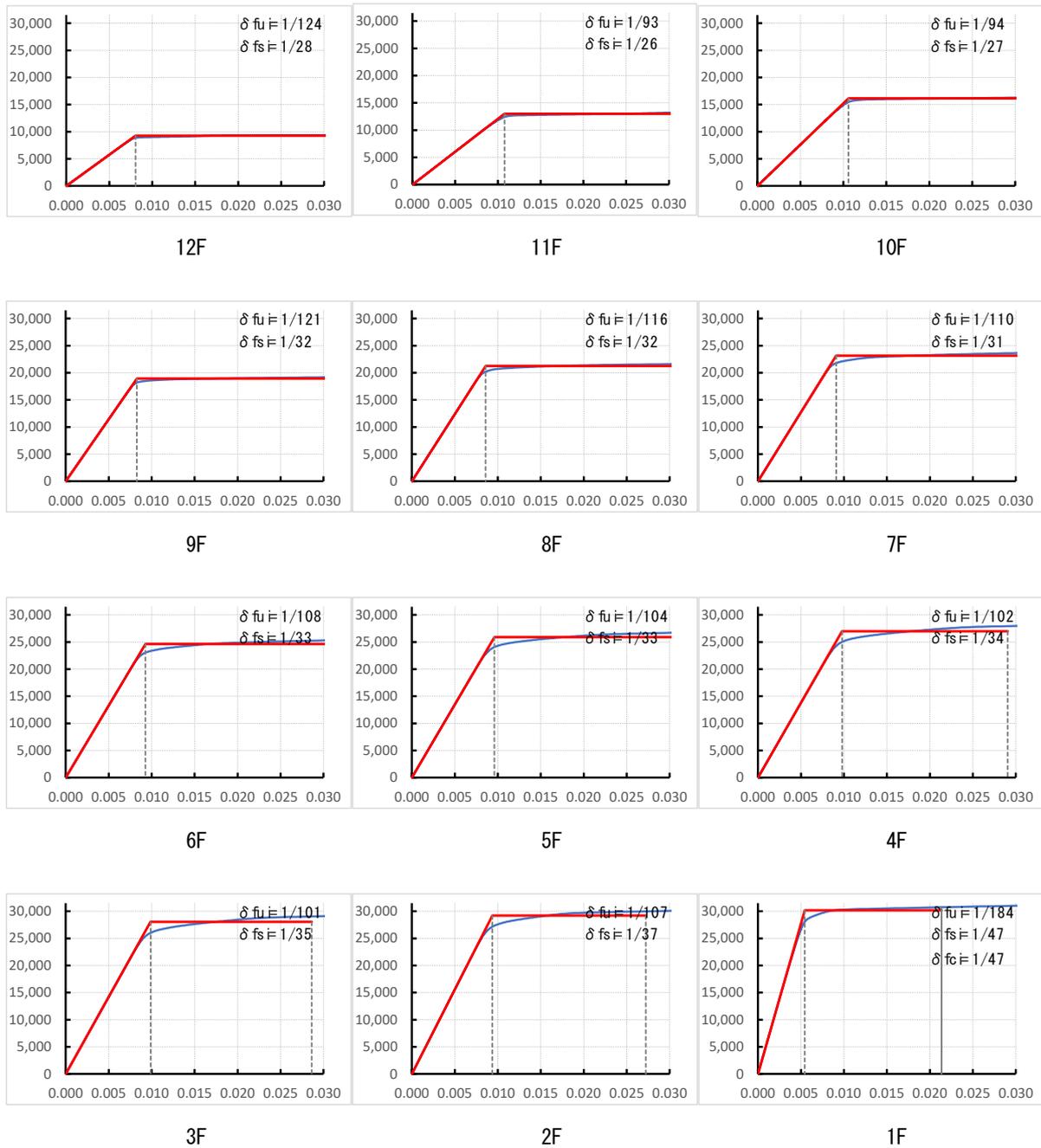


図 6.20 直下地震（ノンスカラップ、 $C=5.6$ ）

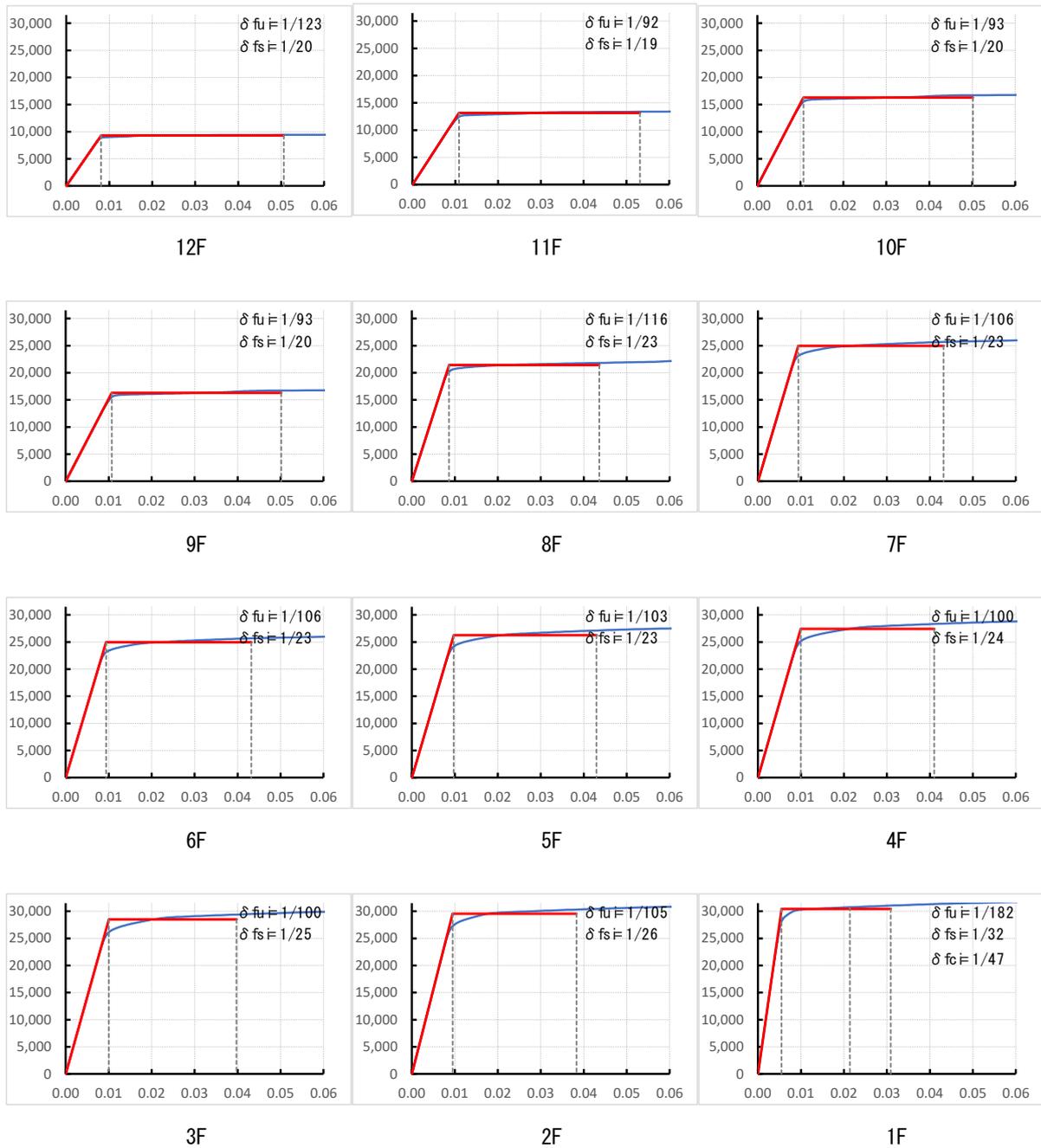


图 6.21 直下地震 (高性能仕口、 $C=8.0$)

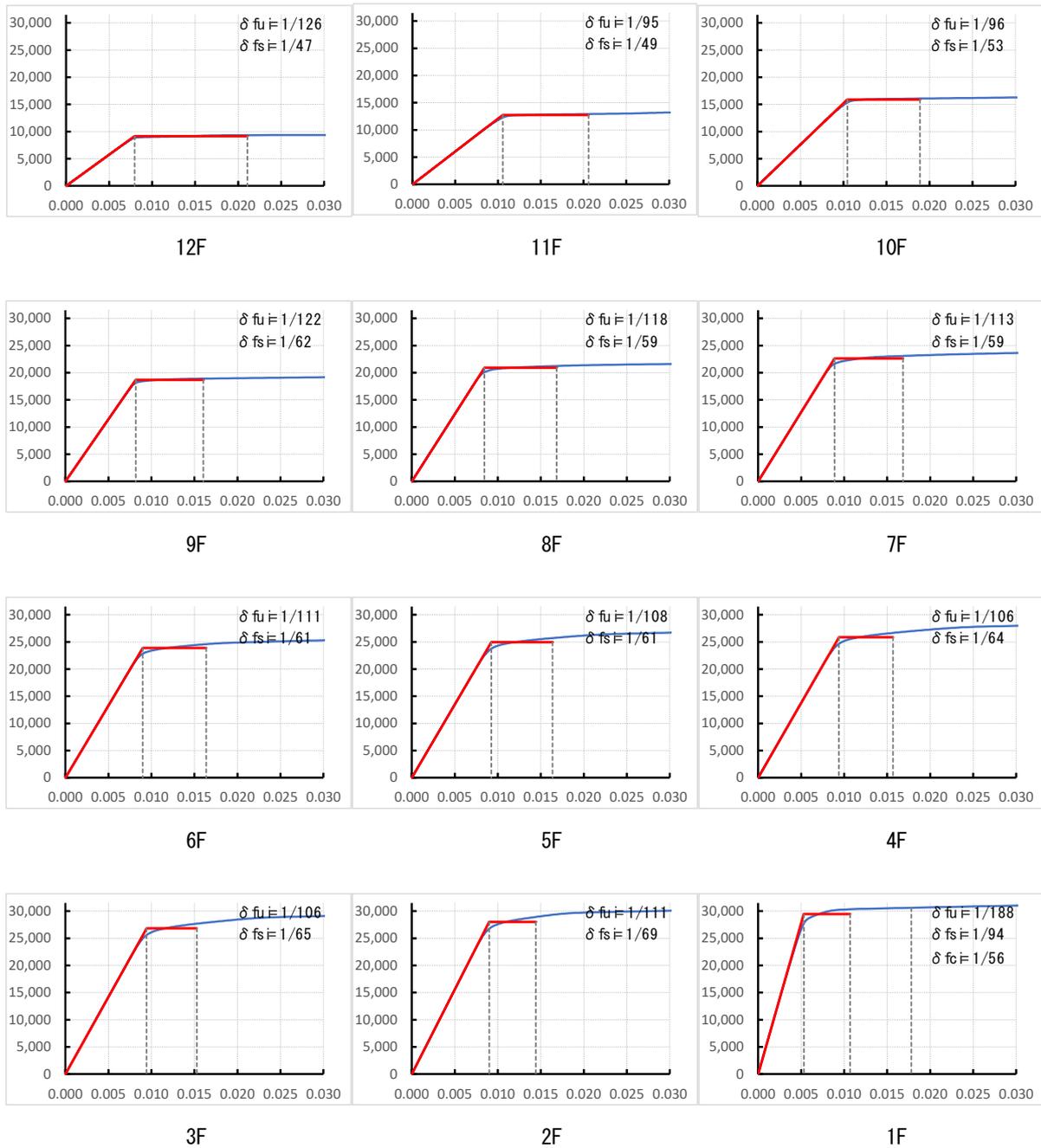


図 6.22 長継続時間地震動 (スカルップ、C=4.0)

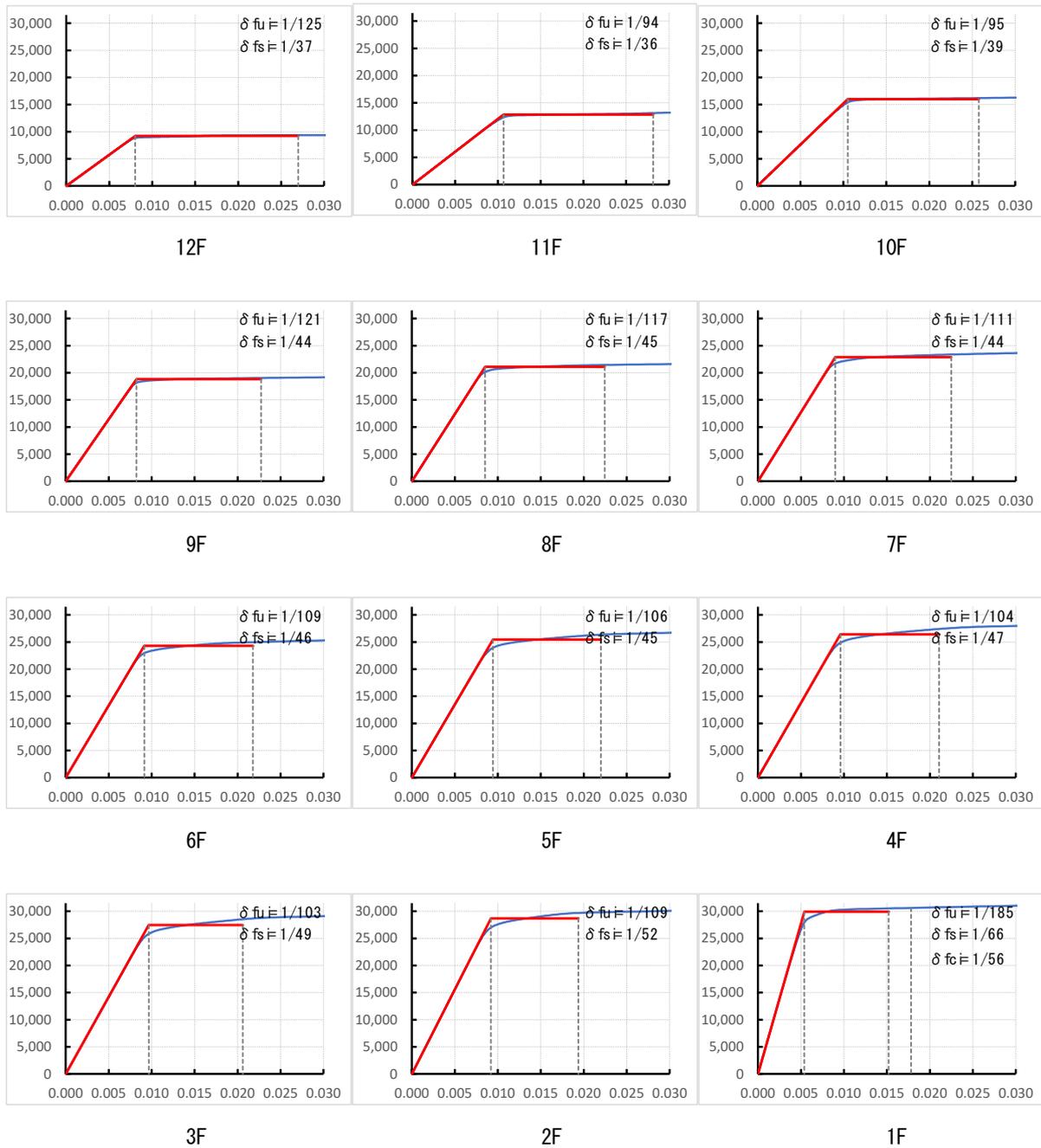


図 6.23 長継続時間地震動（ノンスカップ、 $C=5.6$ ）

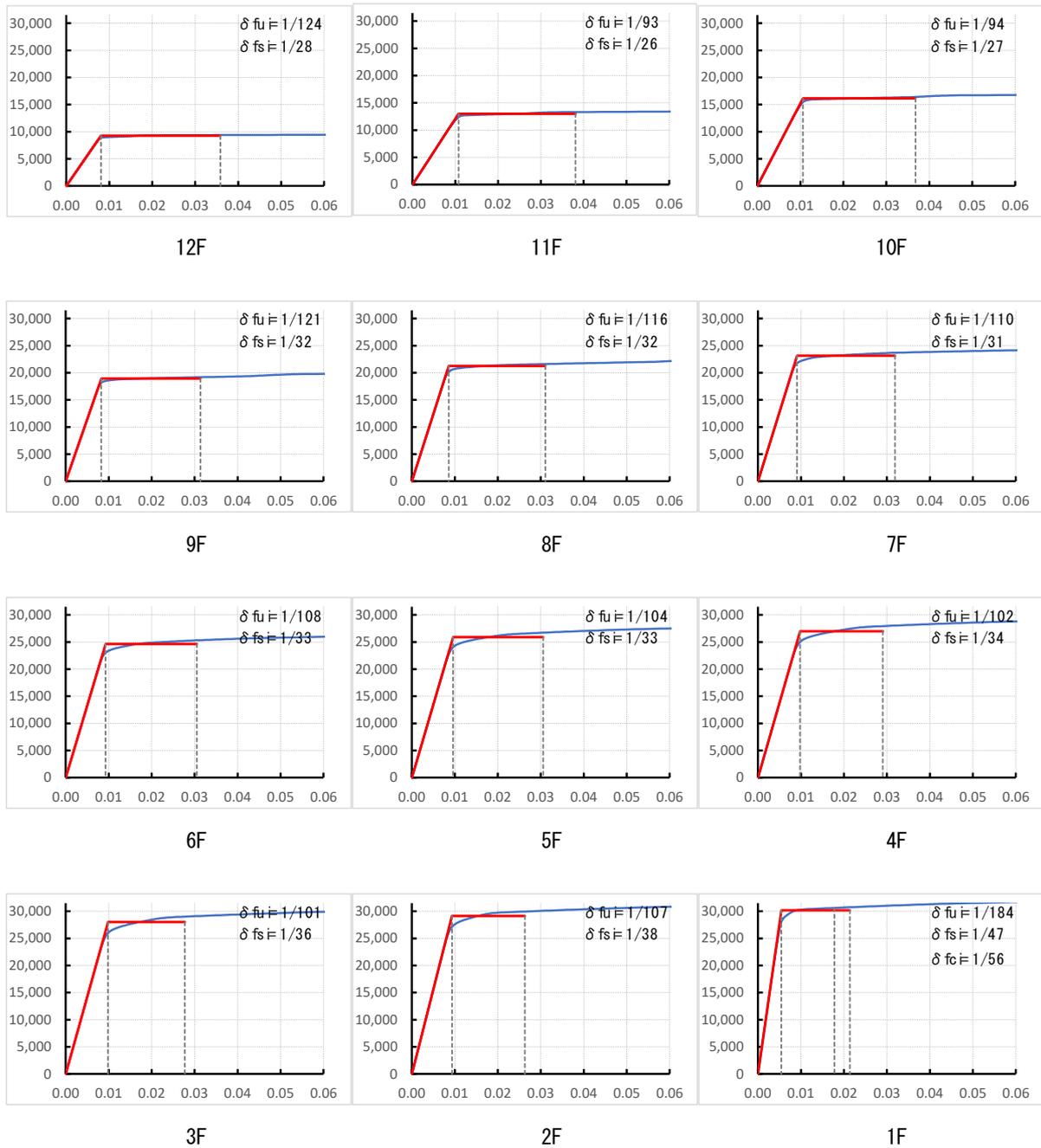


図 6.24 長継続時間地震動（高性能仕口、 $C=8.0$ ）

(4) 主架構の保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較

建築物に入力される塑性エネルギー E_s 、架構が弾性範囲で吸収するエネルギー W_e は、長継続時間地震の場合のエネルギーの増加倍率 q 、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数 ${}_sN_e$ を用いて(6.6)式で計算される。

$$E_s = \frac{1}{2}qMV^2 - W_e \tag{6.6}$$
$$W_e = \sum \frac{1}{2}Q_{efi}\delta_i$$

ここで、 q は長継続時間地震のエネルギーの増加倍率で3.0、 ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数で、①告示極稀地震（標準波）1.0、②直下地震（断層近傍の地震動）0.75、③長継続時間地震（長継続時間地震動）2.3である。

各層に分配された必要エネルギー E_{si} に対して、主架構の必要エネルギーは(6.7)式で計算される。

$$E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \tag{6.7}$$

建物の主架構の復元力特性を表 6.21 に示す。代表として、告示極稀地震（ $V_s=1.65\text{m/s}$ 、 $n1=2.0$ 、 $r=q=1.0$ ）、スカラップ（ $C=4.0$ ）における建物が吸収できるエネルギー量を表 6.22 に、建物の各階に作用する塑性歪みエネルギー量を表 6.23 に示す。

表 6.21 復元力特性

階 i	H _i (m)	W _i (kN)	主架構の復元力特性			ダンパー部分の復元力特性	
			δ _{fi} (cm)	Q _{fi} (kN)	δ _{si} (cm)	δ _{dui} (cm)	Q _{dui} (kN)
12	4.000	10686	3.207	9208	10.793	0.000	0
11	4.000	7570	4.252	12846	10.681	0.000	0
10	4.000	7575	4.202	15985	9.585	0.000	0
9	4.000	7778	3.290	18790	8.301	0.000	0
8	4.000	7820	3.404	21060	8.631	0.000	0
7	4.000	7859	3.588	22835	8.551	0.000	0
6	4.000	7883	3.647	24230	8.265	0.000	0
5	4.000	7901	3.761	25359	8.318	0.000	0
4	4.000	7931	3.822	26322	7.978	0.000	0
3	4.000	7947	3.851	27358	7.821	0.000	0
2	4.000	7969	3.667	28563	7.285	0.000	0
1	4.500	8055	2.424	29860	6.454	0.000	0

H_i : 各階の階高
 W_i : 各階の重量
 δ_{fi} : 各階の主架構の保有水平耐力時の変形
 Q_{fi} : 各階の主架構の保有水平耐力
 δ_{si} : 各階の主架構の耐力劣化開始点の変形
 δ_{dui} : 各階のダンパー部分の保有水平耐力時の変形
 Q_{dui} : 各階のダンパー部分の保有水平耐力

表 6.22 建築物が吸収できるエネルギー量

階 i	δ _i (cm)	W _{fi} (kNm)	W _{dei} (kNm)	W _{dpi} (kNm)	W _{ei} (kNm)	Q _i (kN)
12	2.83	115.17	0.00	0.00	115.17	8149
11	3.84	222.41	0.00	0.00	222.41	11616
10	3.83	278.57	0.00	0.00	278.57	14588
9	3.01	259.61	0.00	0.00	259.61	17257
8	3.16	309.58	0.00	0.00	309.58	19613
7	3.40	367.88	0.00	0.00	367.88	21684
6	3.53	413.32	0.00	0.00	413.32	23484
5	3.70	462.41	0.00	0.00	462.41	25024
4	3.81	500.64	0.00	0.00	500.64	26314
3	3.84	524.55	0.00	0.00	524.55	27358
2	3.61	506.88	0.00	0.00	506.88	28160
1	3.52	690.59	0.00	0.00	690.59	28726
					W _e (kNm)	4651.61

δ_i : 最弱層が保有水平耐力に達する時の各階の変位
 W_{fi} : 各階の主架構に弾性ひずみエネルギーとして吸収されるエネルギー量
 W_{dei} : 各階のダンパー部分に弾性ひずみエネルギーとして吸収されるエネルギー量
 W_{dpi} : 各階のダンパー部分に塑性ひずみエネルギーとして吸収されるエネルギー量
 W_{ei} : 最弱層が保有水平耐力に達する時の各階が吸収することができるエネルギー量
 W_e : 最弱層が保有水平耐力に達する時の建築物が吸収することができるエネルギー量

表 6.23 建築物の各階に作用する塑性歪みエネルギー量

階 i	m (t)	$\Sigma m_i/M$	A_i	Q_{ui} (kN)	s_i
12	1090	0.110	2.663	9208	0.369
11	772	0.188	2.213	12846	0.708
10	772	0.266	1.957	15985	0.880
9	793	0.347	1.775	18790	0.816
8	797	0.427	1.632	21060	0.968
7	801	0.508	1.512	22835	1.144
6	804	0.590	1.408	24230	1.278
5	806	0.671	1.315	25359	1.423
4	809	0.753	1.229	26322	1.531
3	810	0.835	1.149	27358	1.595
2	813	0.917	1.073	28563	1.531
1	821	1.000	1.000	29860	1.000

m_i : 各階の質量
 Σm_i : 各階が支える質量
 A_i : 各階の A_i 分布
 Q_{ui} : 各階の保有水平耐力
 s_i : 1階の必要エネルギー吸収量に対する各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値

階 i	α_i	p_i	R_{ei}	p_{ti}	$s_i(p_i p_{ti})^{-n}$	E_{si} (kNm)
12	0.862	1.051	0.00	1.000	0.303	189.29
11	0.704	1.033	0.00	1.000	0.622	388.65
10	0.619	1.027	0.00	1.000	0.792	495.30
9	0.559	1.023	0.00	1.000	0.745	465.34
8	0.508	1.012	0.00	1.000	0.923	577.22
7	0.463	0.995	0.00	1.000	1.168	729.97
6	0.424	0.977	0.00	1.000	1.402	876.00
5	0.390	0.963	0.00	1.000	1.657	1035.96
4	0.361	0.953	0.00	1.000	1.858	1161.48
3	0.338	0.955	0.00	1.000	1.914	1196.21
2	0.321	0.972	0.00	1.000	1.713	1070.74
1	0.308	1.000	0.00	1.000	1.000	625.04

α_i : 各階の保有水平層せん断力係数
 p_i : 1階の保有水平層せん断力係数に対する各階の保有水平層せん断力係数の比と A_i の数値との比
 R_{ei} : 各階の偏心率
 p_{ti} : 各階の必要エネルギー吸収量に係る当該階の偏心による割増に等価な保有水平層せん断力係数の低減係数
 E_{si} : 各階の必要エネルギー吸収量

各種地震動（告示極稀地震、直下地震、長継続時間地震）に対し、地震の大きさ（1.0倍、1.5倍、2.0倍）、梁端部形式（スカラップ、ノンスカラップ、高性能仕口）の各組合せにおける、保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量のグラフを図 6.25～図 6.27 に示す。

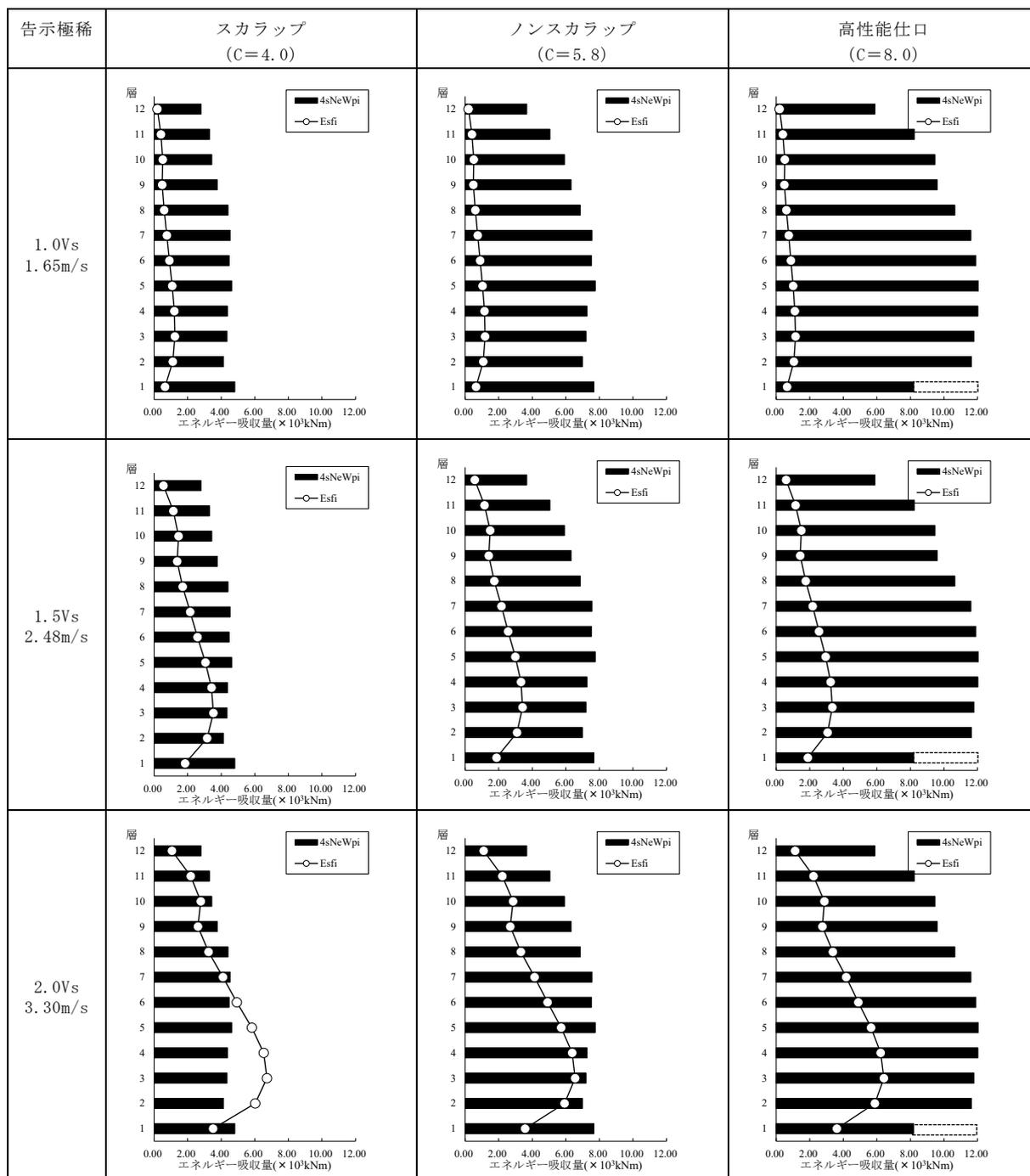


図 6.25 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (告示極稀地震)

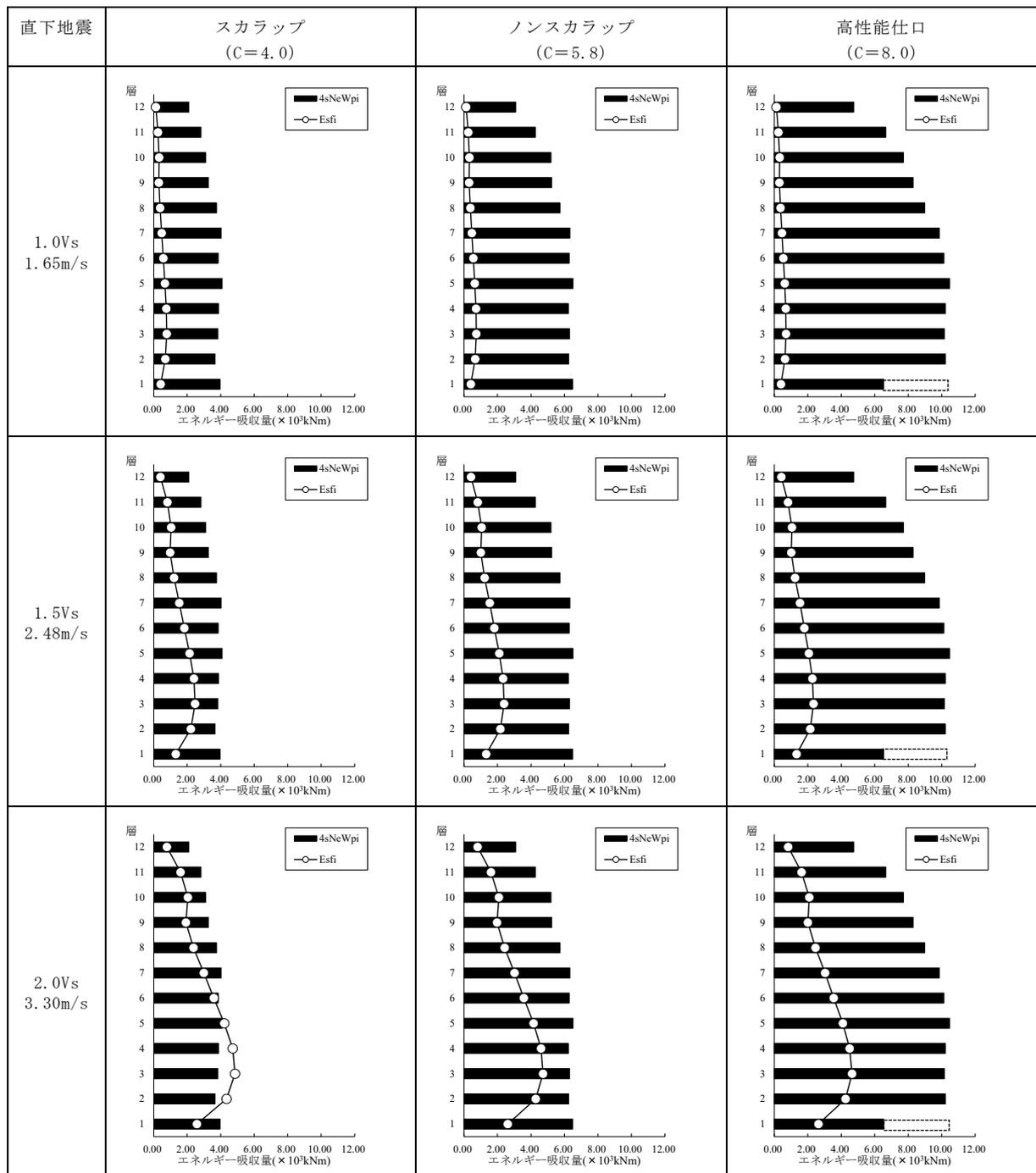


図 6.26 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (直下地震)

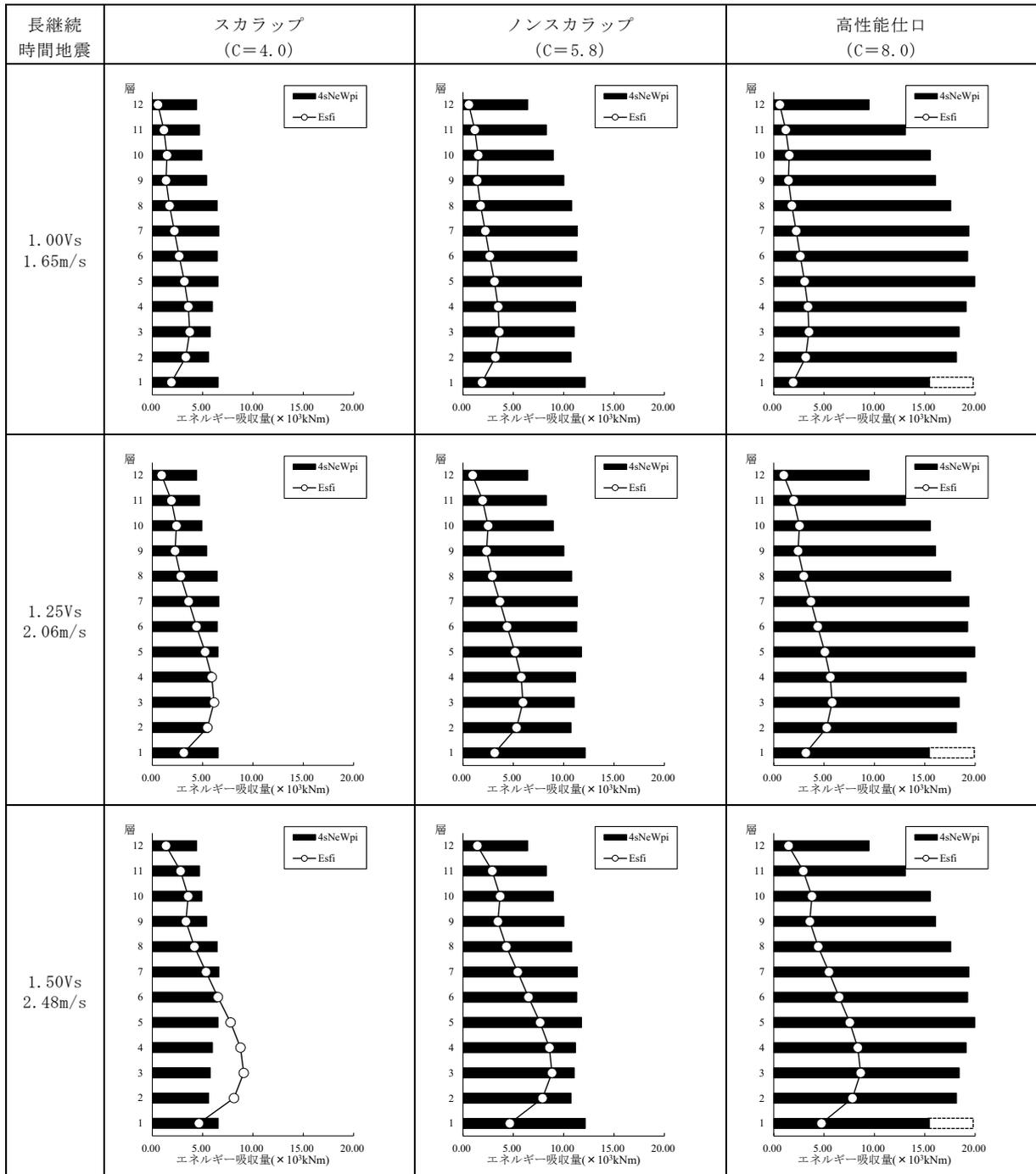


図 6.27 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較（長継続時間地震）

(5) 主架構の応答変形角の比較

エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギー E_{sfi} から、当該層の応答変形を(6.8)式～(6.11)式により算出する。

$$\text{累積塑性変形倍率} \quad n_{fi} = \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \times \delta_{fui}} \quad (6.8)$$

$$\text{最大塑性率} \quad u_{fi} = \frac{n_{fi}}{4 \times_s N_e} + 1 \quad (6.9)$$

$$\text{最大層間変形} \quad \delta_{\max} = \delta_{fui} \times \mu_{fi} \quad (6.10)$$

$$\text{最大層間変形角} \quad R_{\max} = \delta_{\max} / h_i \quad (6.11)$$

各種地震動に対し、地震の大きさ（1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍）、梁端部形式（スカラップ、ノンスカラップ、高性能仕口）の各組合せにおける、以上より計算した主架構の応答変形角を図 6.28 に示す。グラフ内の点線は、骨格曲線の第 1 折点（ δ_{ui} ）、第 2 折点（ δ_{si} ）を示している。

なお、上式による各層の累積塑性変形倍率は、主架構が保有水平耐力を維持することを前提として求めている。そのため、本設計例において設定した復元力特性の耐力劣化領域の影響は考慮されておらず、層間変形が梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える場合は、層の保有エネルギーを過大評価していることとなる。よって、層間変形が梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える場合の応答変形は参考値であることに留意されたい。

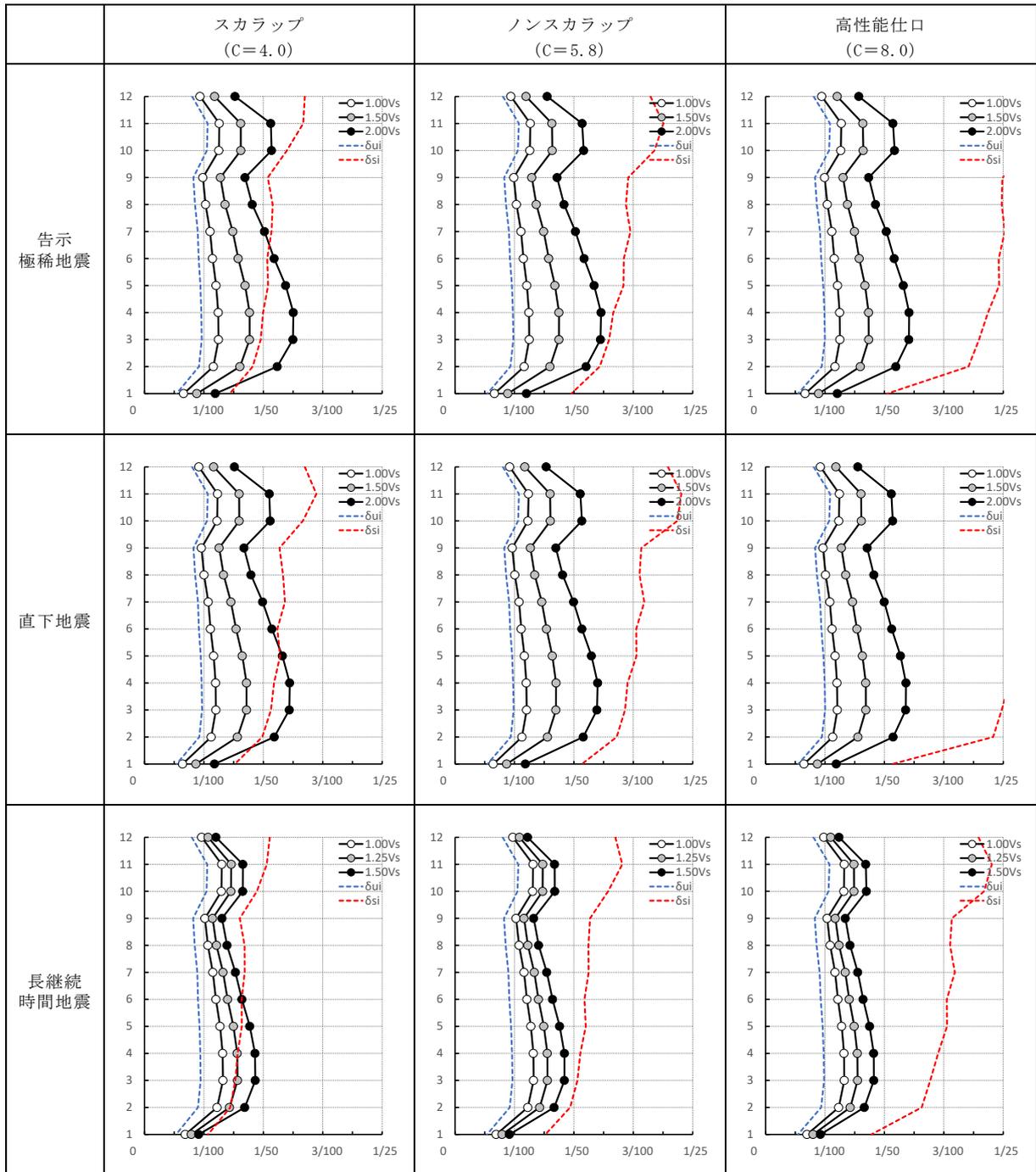


図 6.28 主架構の応答変形角

6.3.2 鋼製ダンパーで補強した架構の比較検討

(1) 鋼製ダンパーで補強した架構の概要

図 6.29 の梁伏図、図 6.30 の軸組図に示した通り、6.2 で設計した架構の X 方向に対し、保有水平耐力の 10% および 25% に相当する座屈拘束ブレースを付加した架構の検討を実施する。座屈拘束ブレースは制振タイプ (LYP225) とする。

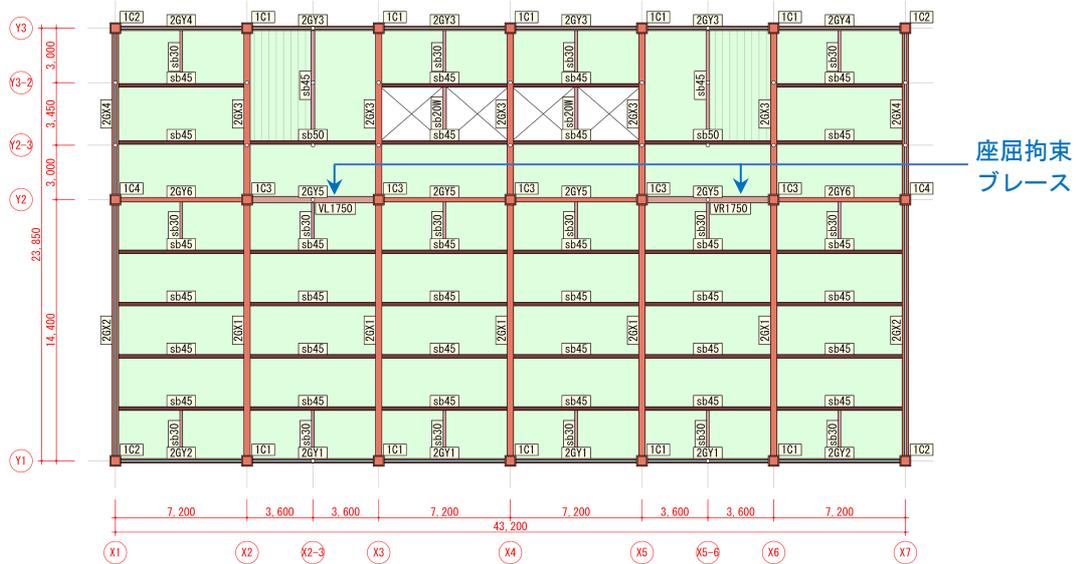
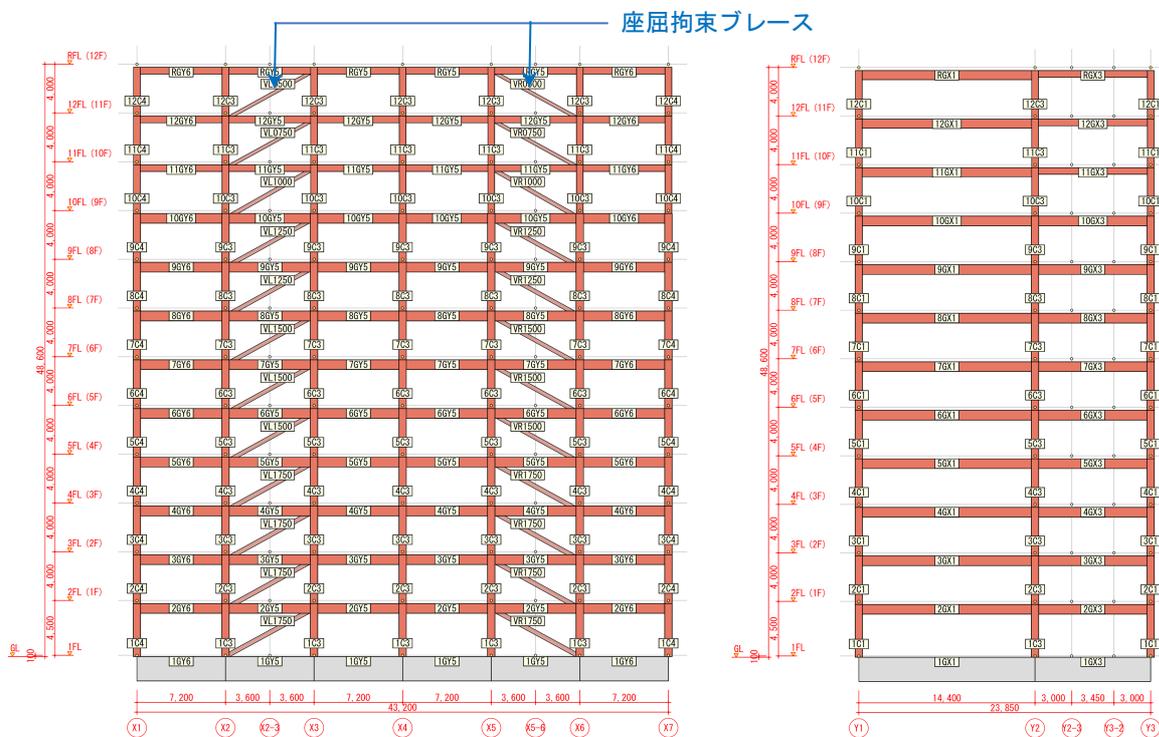


図 6.29 2~12 階梁伏図



(1) X 方向

(2) Y 方向

図 6.30 X 方向軸組図

座屈拘束ブレースの各階せん断力の負担割合を 10%とした検討をケース 1、25%とした検討をケース 2 とし、表 6.24 に諸元を示す。

表 6.24 座屈拘束ブレース負担割合

階	フレーム	座屈拘束ブレース							
		ケース1				ケース2			
		Qfui (kN)	耐力 (kN)	Qdui (kN)	Qdui/ΣQui	ΣQui (kN)	耐力 (kN)	Qdui (kN)	Qdui/ΣQui
12	7,777	500	874	10%	8,651	1,500	2,622	25%	11,274
11	11,086	750	1,311	11%	12,397	2,000	3,497	24%	15,894
10	13,922	1,000	1,748	11%	15,670	2,500	4,371	24%	20,041
9	16,469	1,250	2,185	12%	18,654	3,000	5,245	24%	23,899
8	18,717	1,250	2,185	10%	20,902	3,500	6,119	25%	27,021
7	20,693	1,500	2,622	11%	23,315	4,000	6,993	25%	30,308
6	22,410	1,500	2,622	10%	25,032	4,000	6,993	24%	32,026
5	23,879	1,500	2,622	10%	26,502	4,000	6,993	23%	33,495
4	25,110	1,750	3,060	11%	28,170	4,500	7,867	24%	36,037
3	26,106	1,750	3,060	10%	29,165	4,500	7,867	23%	37,032
2	26,870	1,750	3,060	10%	29,930	4,500	7,867	23%	37,797
1	27,410	1,750	2,968	10%	30,378	4,500	7,632	22%	38,010

1) ケース 1 (座屈拘束ブレース耐力付加率 10%) の保有水平耐力

表 6.25 に保有水平耐力比較表、図 6.31 に層せん断力-層間変形角曲線を示す。

$$QBu_{ブレース10\%} / QBu_{オープンフレーム} = 30,526 / 27,410 = 1.11 \text{ 倍}$$

表 6.25 保有水平耐力比較表

階	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud (kN)	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	層間 変形角
12	0.25	1.000	1.000	1.000	18,152	4,538	8,646	1.90	1/147
11	0.25	1.000	1.000	1.000	25,887	6,472	12,331	1.90	1/108
10	0.25	1.000	1.000	1.000	32,520	8,130	15,490	1.90	1/112
9	0.25	1.000	1.000	1.000	38,480	9,620	18,329	1.90	1/140
8	0.25	1.000	1.000	1.000	43,739	10,935	20,834	1.90	1/131
7	0.25	1.000	1.000	1.000	48,363	12,091	23,037	1.90	1/121
6	0.25	1.000	1.000	1.000	52,381	13,095	24,951	1.90	1/114
5	0.25	1.000	1.000	1.000	55,819	13,955	26,588	1.90	1/105
4	0.25	1.000	1.000	1.000	58,701	14,675	27,961	1.90	1/101
3	0.25	1.000	1.000	1.000	61,033	15,258	29,072	1.90	1/100
2	0.25	1.000	1.000	1.000	62,823	15,706	29,925	1.90	1/110
1	0.25	1.000	1.000	1.000	64,087	16,022	30,526	1.90	1/208

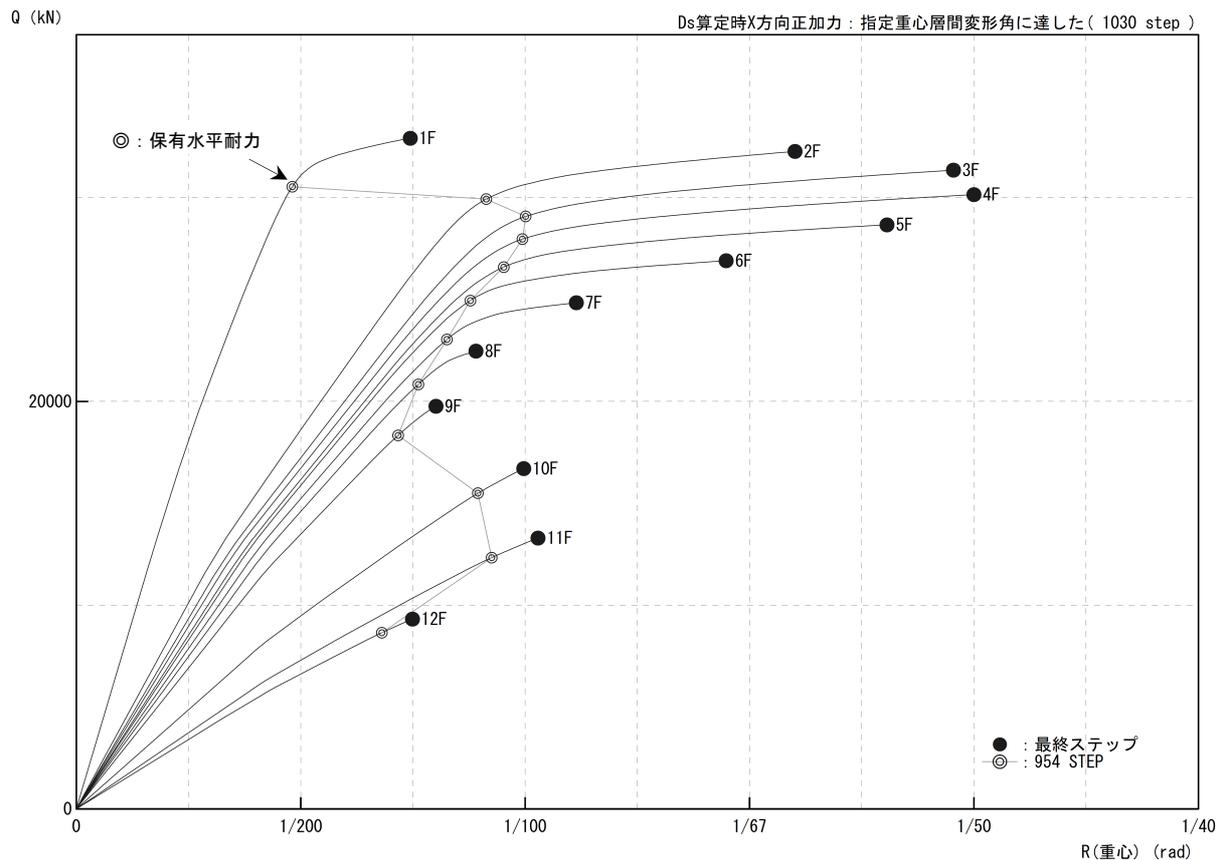


図 6.31 層せん断力-層間変形角曲線 (X 方向)

2) ケース 2 (座屈拘束ブレース耐力付加率 25%) の結果

表 6.26 に保有水平耐力比較表、図 6.32 に層せん断力-層間変形角曲線を示す。

$$Q_{Bu \text{ ブレース25\%}} / Q_{Bu \text{ オープンフレーム}} = 34,847 / 27,410 = 1.27 \text{ 倍}$$

表 6.26 保有水平耐力比較表

階	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud (kN)	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	層間 変形角
12	0.25	1.000	1.000	1.000	18,179	4,545	9,849	2.16	1/145
11	0.25	1.000	1.000	1.000	25,941	6,485	14,054	2.16	1/108
10	0.25	1.000	1.000	1.000	32,600	8,150	17,661	2.16	1/111
9	0.25	1.000	1.000	1.000	38,585	9,646	20,904	2.16	1/137
8	0.25	1.000	1.000	1.000	43,871	10,968	23,768	2.16	1/131
7	0.25	1.000	1.000	1.000	48,517	12,129	26,285	2.16	1/121
6	0.25	1.000	1.000	1.000	52,556	13,139	28,473	2.16	1/112
5	0.25	1.000	1.000	1.000	56,011	14,003	30,345	2.16	1/103
4	0.25	1.000	1.000	1.000	58,908	14,727	31,914	2.16	1/100
3	0.25	1.000	1.000	1.000	61,252	15,313	33,184	2.16	1/100
2	0.25	1.000	1.000	1.000	63,053	15,763	34,160	2.16	1/109
1	0.25	1.000	1.000	1.000	64,322	16,081	34,847	2.16	1/200

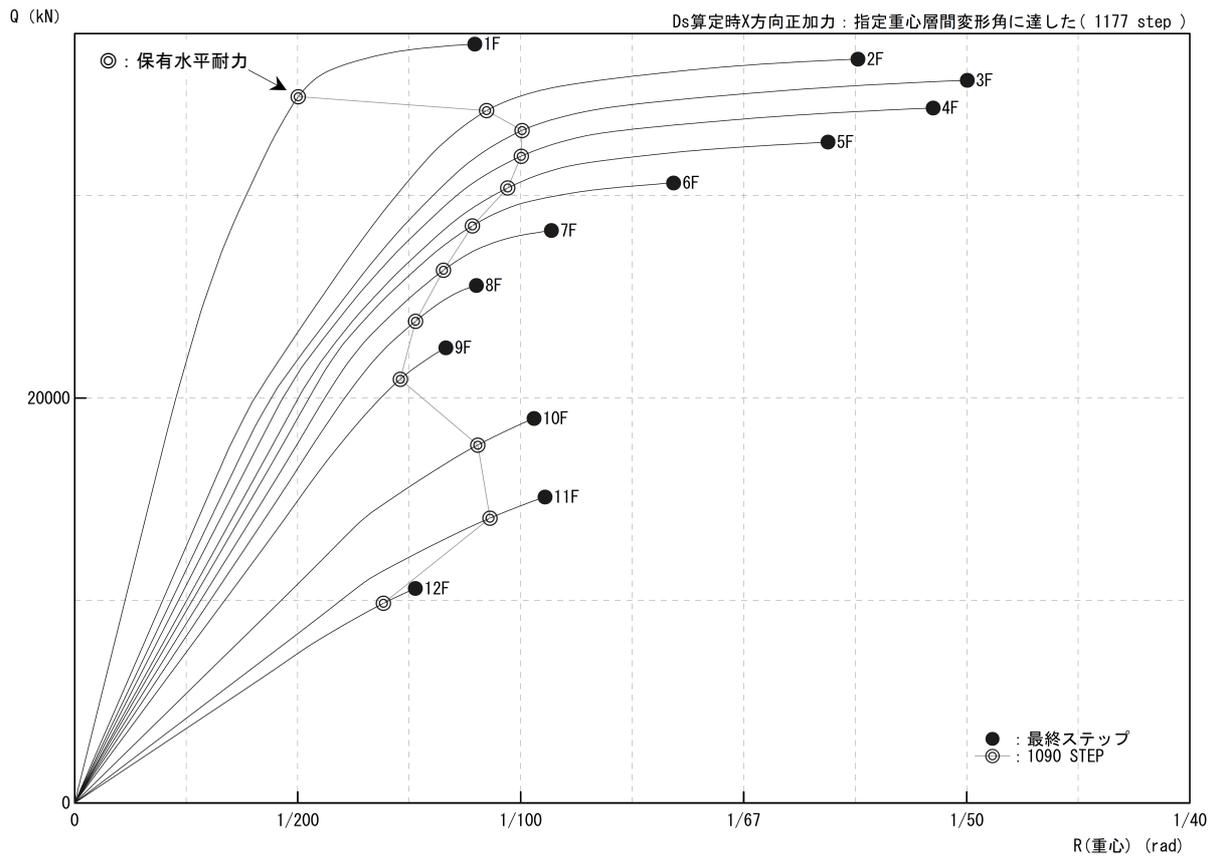


図 6.32 層せん断力-層間変形角曲線 (X 方向)

(2) 復元力特性の設定

梁端接合部がスカラップで告示極稀地震における復元力特性を、ダンパーのせん断力負担割合 10%程度のケースを図 6.33 に、ダンパーのせん断力負担割合 25%程度のケースを図 6.34 に示す。

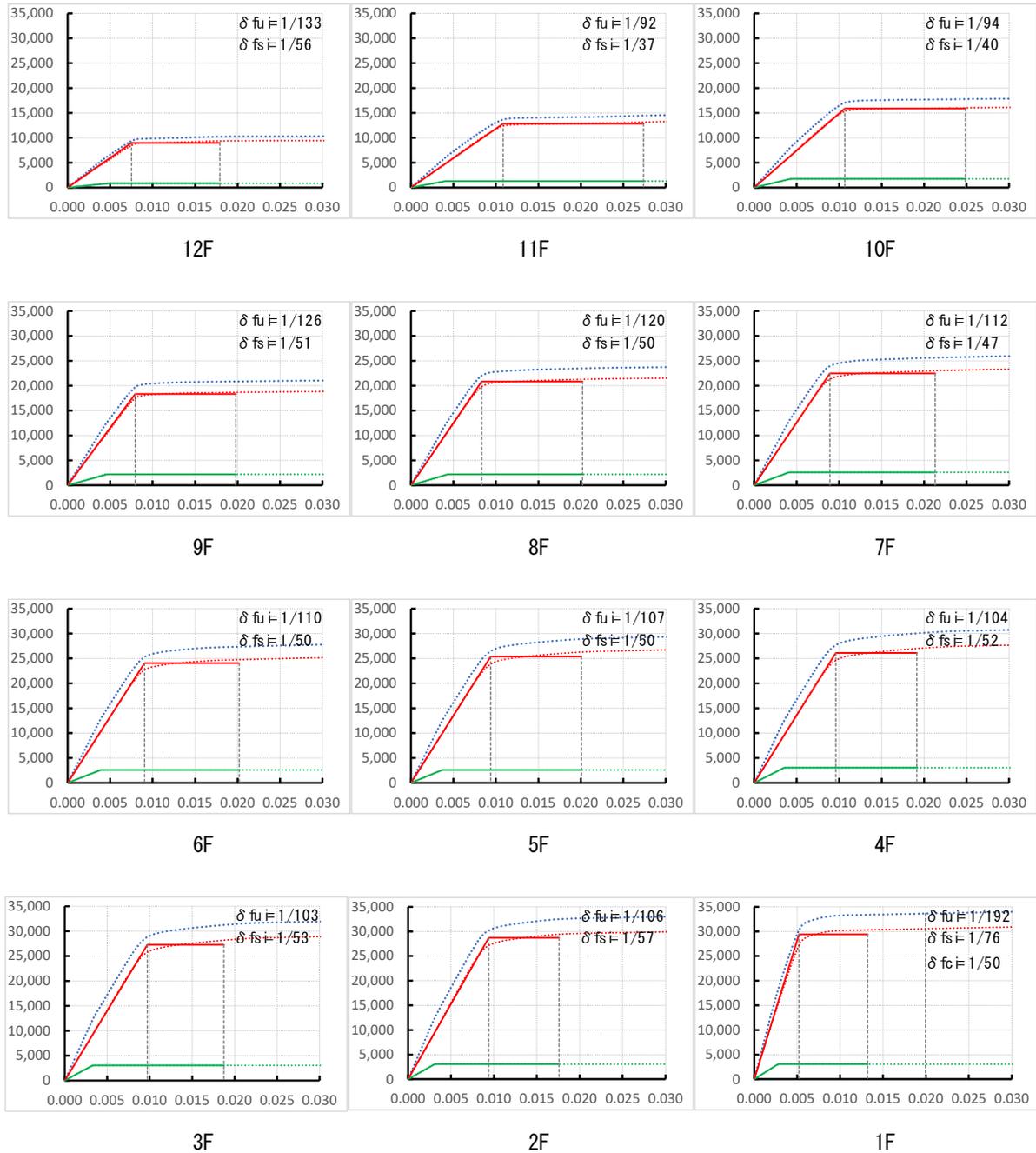


図 6.33 告示極稀地震（スカラップ、ダンパー量 10%）

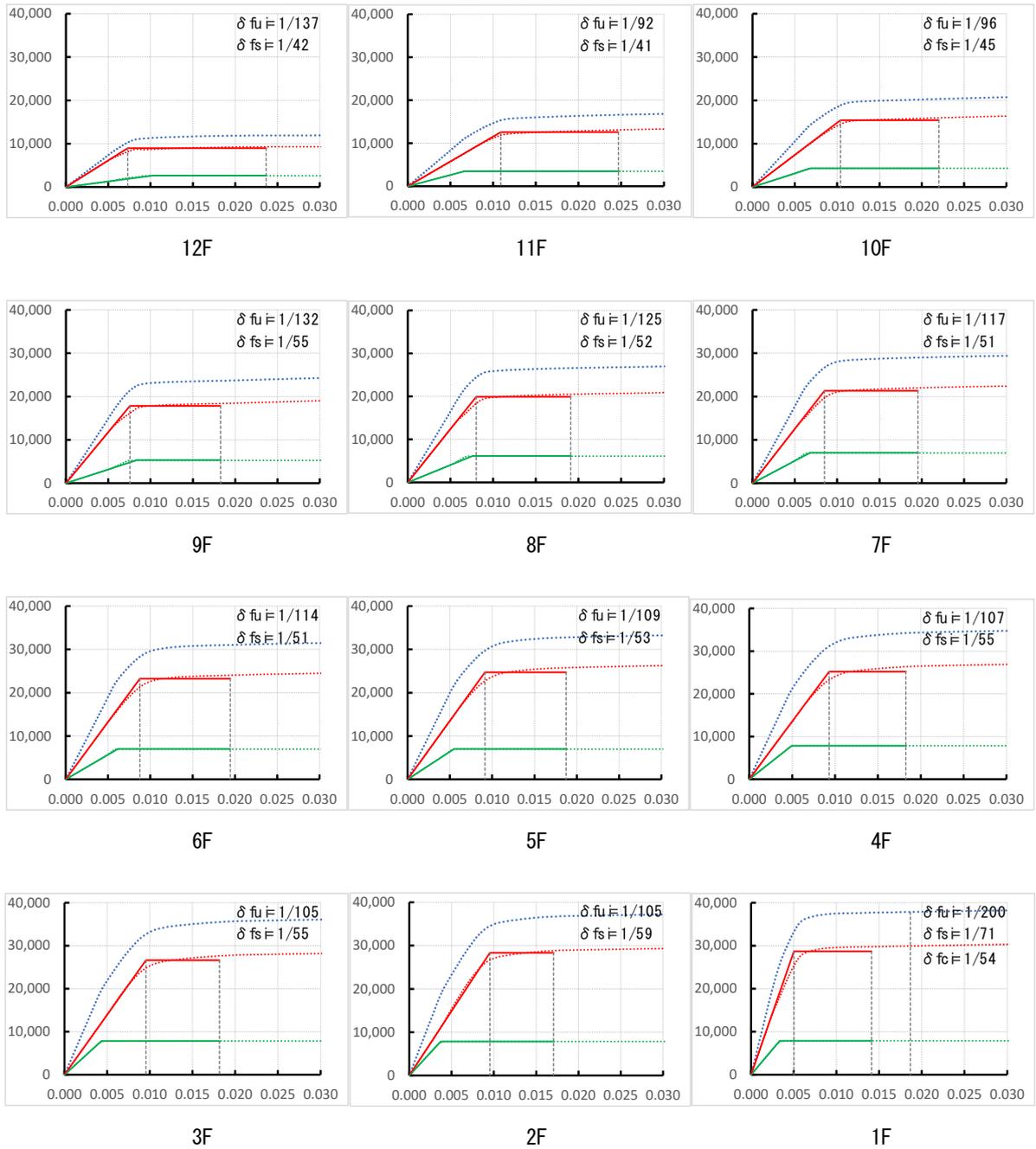


図 6.34 告示極稀地震（スカルップ、ダンパー量 25%）

(3) 主架構の保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較

建築物に入力される塑性エネルギー E_s 、架構が弾性範囲で吸収するエネルギー W_e は、長継続時間地震の場合のエネルギーの増加倍率 q 、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数 ${}_sN_e$ を用いて(6.12)式で計算される。

$$E_s = \frac{1}{2}qMV^2 - W_e \quad (6.12)$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2}Q_{efi}\delta_i + \frac{1}{2}Q_{dui}\delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui})Q_{dui} \cdot n_i \cdot {}_sN_e \right\}$$

ここで、 q は長継続時間地震のエネルギーの増加倍率で3.0、 ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数で、①告示極稀地震（標準波）1.0、②直下地震（断層近傍の地震動）0.75、③長継続時間地震（長継続時間地震動）2.3である。

各層に分配された必要エネルギー E_{si} に対して、主架構およびダンパー部分の必要エネルギーは(6.13)式で計算される。

$$E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (6.13)$$

$$E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui})Q_{dui} \cdot n_i \cdot {}_sN_e$$

梁端接合部の仕口がスカラップのケースにおいて、ダンパー量の違いによる保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較を、図 6.35～図 6.38 に示す。

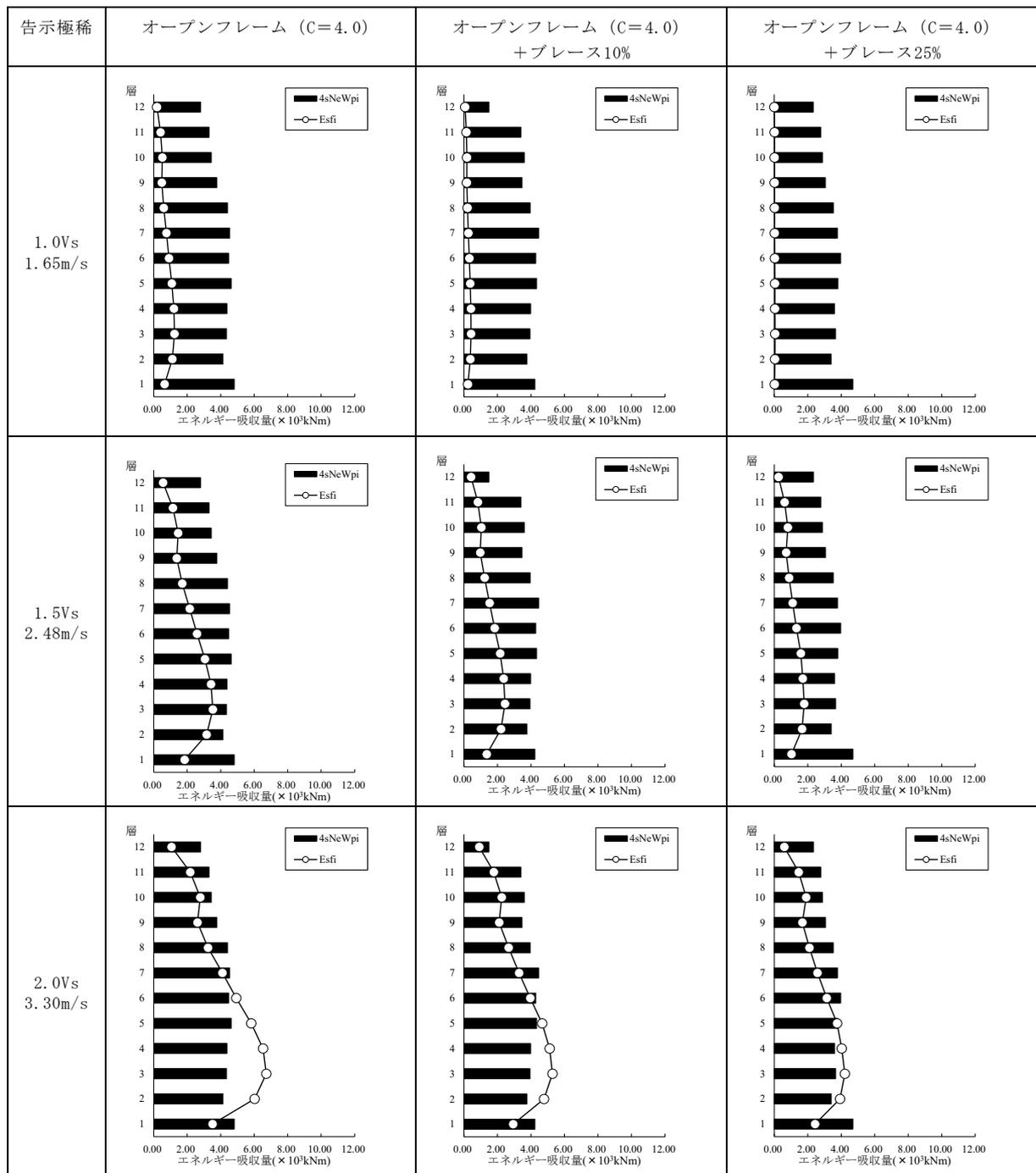


図 6.35 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (告示極稀地震)

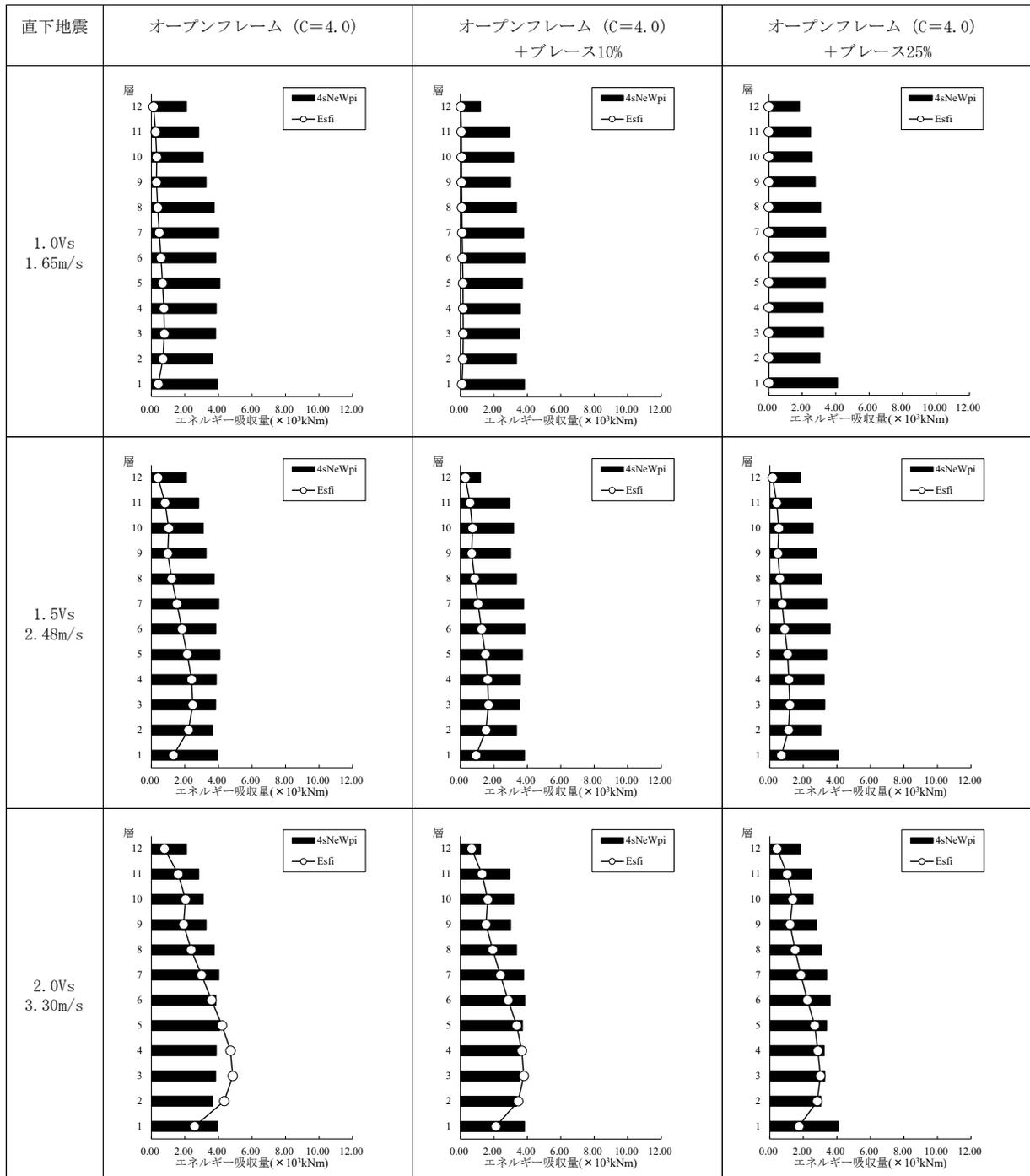


図 6.36 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (直下地震)

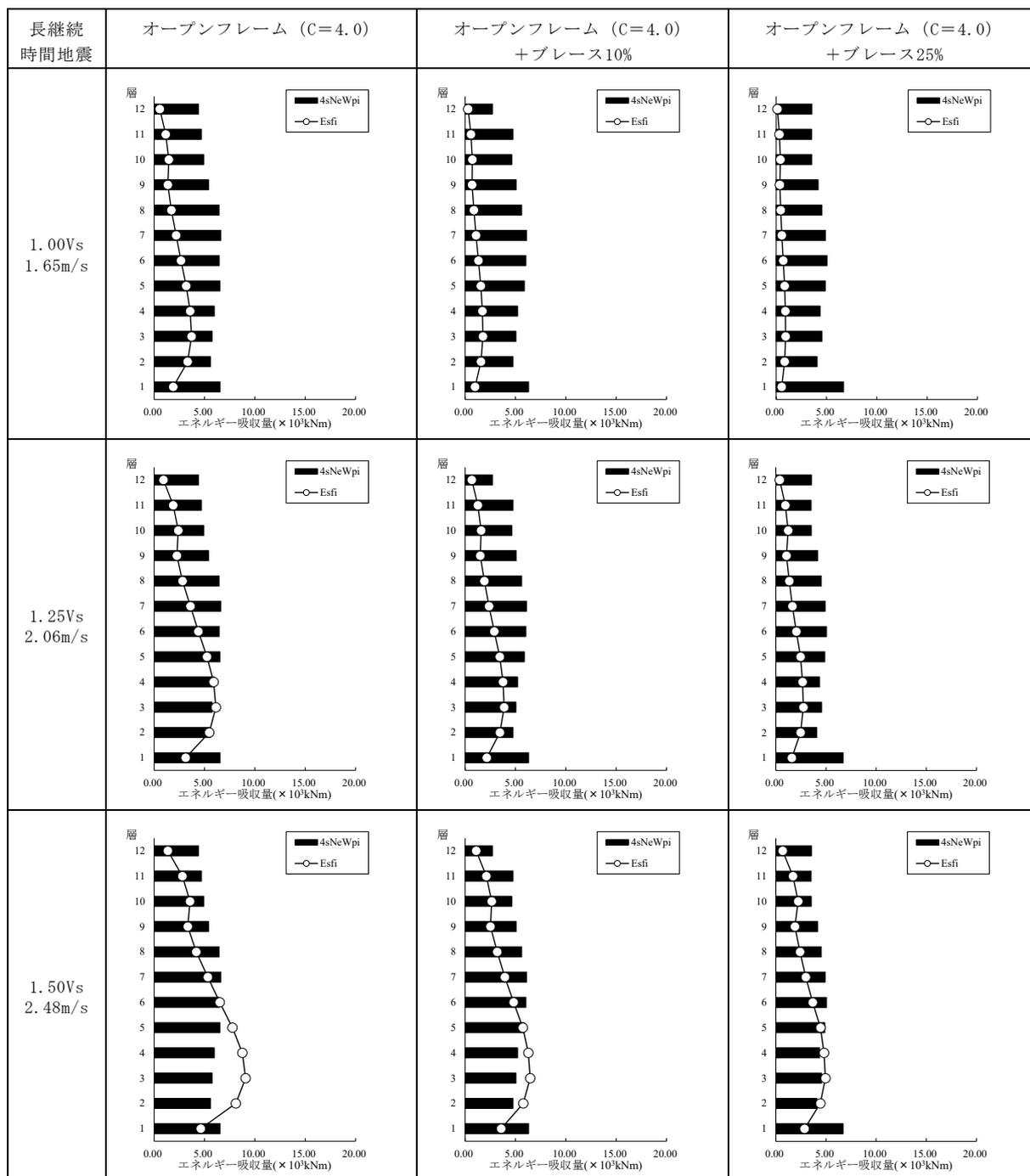


図 6.37 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (長継続時間地震)

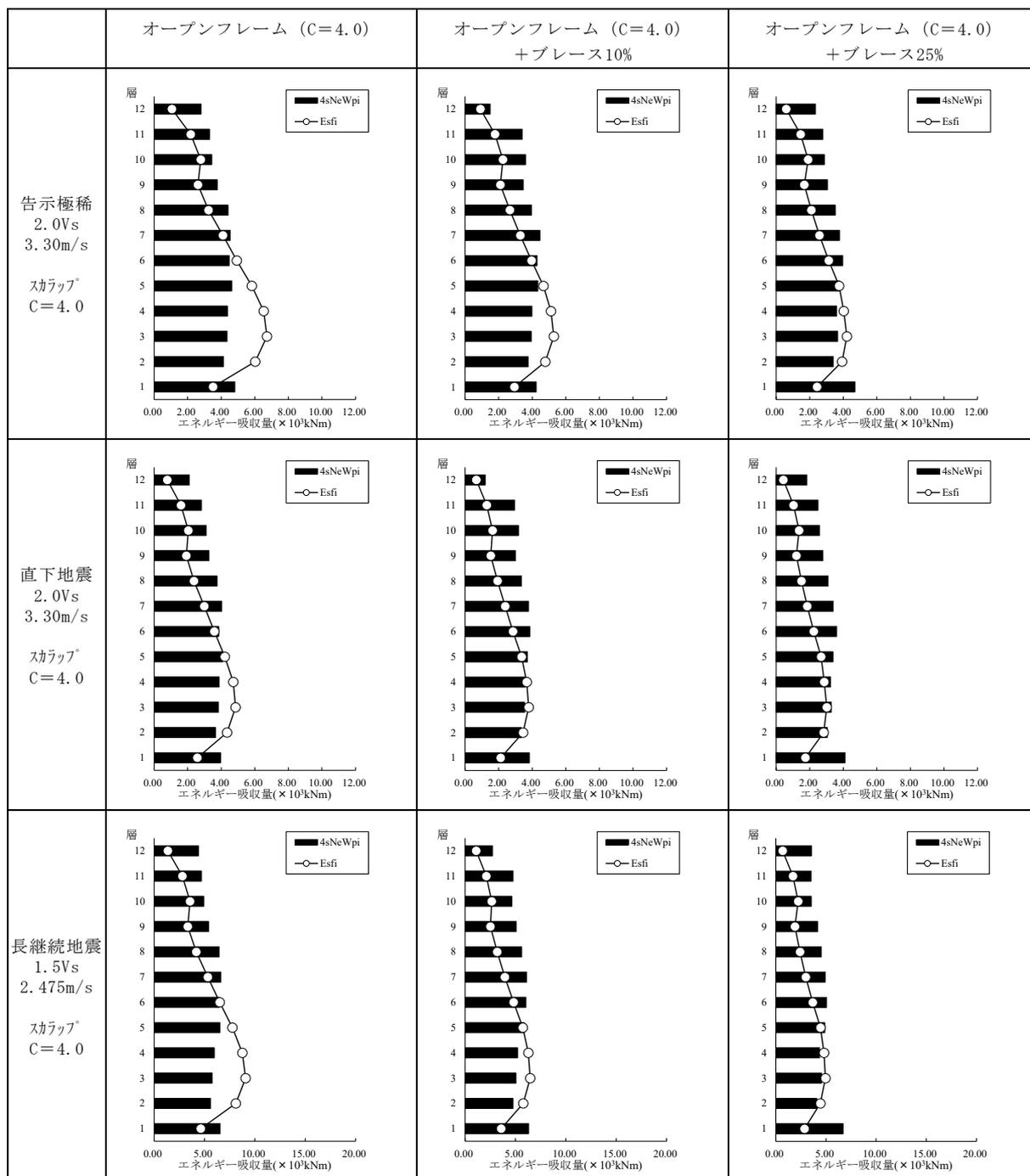


図 6.38 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (極大地震)

(4) 主架構の応答変形角の比較

エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギー E_{sfi} から算出した応答変形を図6.39に示す。

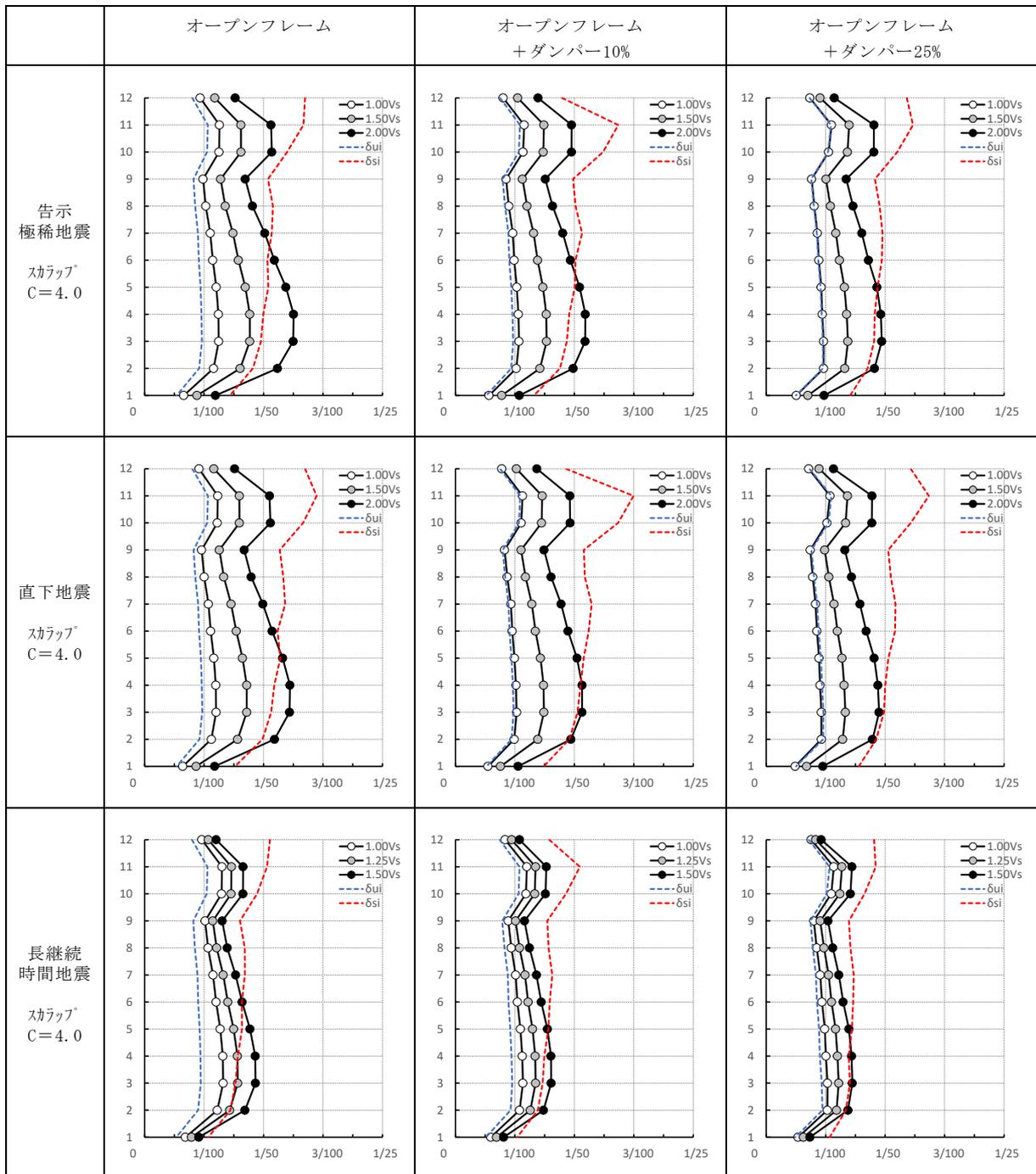


図 6.39 主架構の応答変形角

6.4 まとめ

地上 12 階建て鉄骨造の事務所ビルを用いて、極大地震に対する鋼構造建築物のエネルギー法による設計例を示した。保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。以下に、そのまとめを示す。

6.3.1（梁端接合部の仕口の違いによる比較検討）および 6.3.2（鋼製ダンパーで補強した架構の比較検討）において、各ケースの応答評価一覧を表 6.27 に示す。

表内の記号および数値は以下の通り。

ND：ダンパーなし、D10：ダンパー耐力付加率 10%、D25：ダンパー耐力付加率 25%

◎：主架構降伏変形以内 ($\delta_{ru} < 1.0$)、○：梁破断限界以下、×：倒壊限界以上

数値は、保有エネルギー吸収量／必要エネルギー吸収量の最大値を示す。

表 6.27 各地震動に対する応答評価一覧

地震動タイプ	ケース倍率	ND		ND		ND		D10		D25	
		スカラップ	ノンスカラップ	ノンスカラップ	高性能	スカラップ	スカラップ	スカラップ	スカラップ		
告示極稀	1.00	○ 0.29	○ 0.17	○ 0.17	○ 0.10	○ 0.11	○ 0.01	○ 0.11	○ 0.01	○ 0.01	○ 0.01
	1.50	○ 0.81	○ 0.48	○ 0.48	○ 0.28	○ 0.62	○ 0.49	○ 0.62	○ 0.49	○ 0.49	○ 0.49
	1.75	× 1.15	○ 0.68	○ 0.68	○ 0.41	○ 0.96	○ 0.80	○ 0.96	○ 0.80	○ 0.80	○ 0.80
	2.00		○ 0.91	○ 0.91	○ 0.55	× 1.34	× 1.15	× 1.34	× 1.15	× 1.15	× 1.15
直下	1.00	○ 0.20	○ 0.12	○ 0.12	○ 0.07	○ 0.05	◎ 0.00	○ 0.05	◎ 0.00	◎ 0.00	◎ 0.00
	1.50	○ 0.65	○ 0.38	○ 0.38	○ 0.23	○ 0.47	○ 0.37	○ 0.47	○ 0.37	○ 0.37	○ 0.37
	1.75	○ 0.93	○ 0.55	○ 0.55	○ 0.34	○ 0.75	○ 0.63	○ 0.75	○ 0.63	○ 0.63	○ 0.63
	2.00	× 1.27	○ 0.75	○ 0.75	○ 0.46	× 1.07	○ 0.93	× 1.07	○ 0.93	○ 0.93	○ 0.93
長継続	1.00	○ 0.65	○ 0.33	○ 0.33	○ 0.19	○ 0.35	○ 0.21	○ 0.35	○ 0.21	○ 0.21	○ 0.21
	1.25	× 1.07	○ 0.54	○ 0.54	○ 0.32	○ 0.77	○ 0.61	○ 0.77	○ 0.61	○ 0.61	○ 0.61
	1.50		○ 0.80	○ 0.80	○ 0.47	× 1.28	× 1.10	× 1.28	× 1.10	× 1.10	× 1.10

保有水平耐力が確保されている 12 階建ての事務所ビルにおいて、梁端接合部の仕口をスカラップとした場合、疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計によると、告示極稀地震の 1.5 倍、直下地震の 1.75 倍、長継続地震の 1.0 倍に対して倒壊に至らない結果となった。仕口をノンスカラップや高性能仕口とすると、告示極稀地震・直下地震の 2.0 倍超、長継続地震の 1.5 倍超に対しても倒壊に至らない結果となった。

一方で、梁端接合部の仕口がスカラップの架構を鋼製ダンパーで補強した場合、ダンパー耐力付加率が保有水平耐力の 10% の場合は、告示極稀地震の 1.75 倍、直下地震の 1.75 倍、長継続地震の 1.25 倍に対して倒壊に至らない結果となった。ダンパー耐力付加率が 25% の場合は、直下地震の 1.0 倍に対しては、架構の塑性化は生じなかった。告示極稀地震の 1.75 倍、直下地震の 2.0 倍、長継続地震の 1.25 倍に対して倒壊に至らない結果となった。

以上の検討から、仕口をスカラップからノンスカラップにするケースの方が、仕口はスカラップのまま、保有水平耐力の 25% の鋼製ダンパーで補強したケースよりも、倒壊時の地震動レベルが向上する結果となった。

第7章 計算例5) 4階建て物流倉庫の設計と耐震安全性評価の計算

7.1 一般事項

7.1.1 建築物概要

本建物は、地上4階建て鉄骨造の物流倉庫である。平面は100m×144m、X方向12m、Y方向10mのスパンを有し、基準階高は6.5mである。表7.1に建物概要を示す。

本設計例では、①保有水平耐力計算により耐震安全性を確認したブレース構造の「耐震モデル」、②従来のエネルギー法告示を満足するように「耐震モデル」のブレースをダンパーに置き換えた「標準ダンパーモデル」、③鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示(1.5Vs)を満足するように主架構とダンパーを調整した「高性能モデル」について検討を行った。

表 7.1 建築物の概要

用途	物流倉庫
構造種別	鉄骨造
階数	地上4階
高さ	26.430m
階高	6.5m
基礎地業	杭基礎

7.1.2 地盤概要

本地盤は、第2種地盤とする。

7.1.3 構造計画

表7.2に構造概要を示す。本建築物は鉄骨造としている。X方向、Y方向共に座屈拘束ブレースを採用したブレース付きラーメン構造である。1階の柱脚は露出柱脚とし、基礎は杭基礎としている。

表 7.2 構造概要

基礎構造	基礎形式	杭基礎
	地盤種別	第2種地盤（地震地域係数Z=1.0）
主体構造	種別	鉄骨造
	骨組形式	X方向：ブレース付きラーメン構造
		Y方向：ブレース付きラーメン構造
床形式	等厚鉄筋コンクリートスラブ	

7.1.4 計算フロー

本設計例における計算フローを図 7.1 に示す。保有水平耐力計算等により設計された建築物について、本報告で提案した鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための検討を行う。

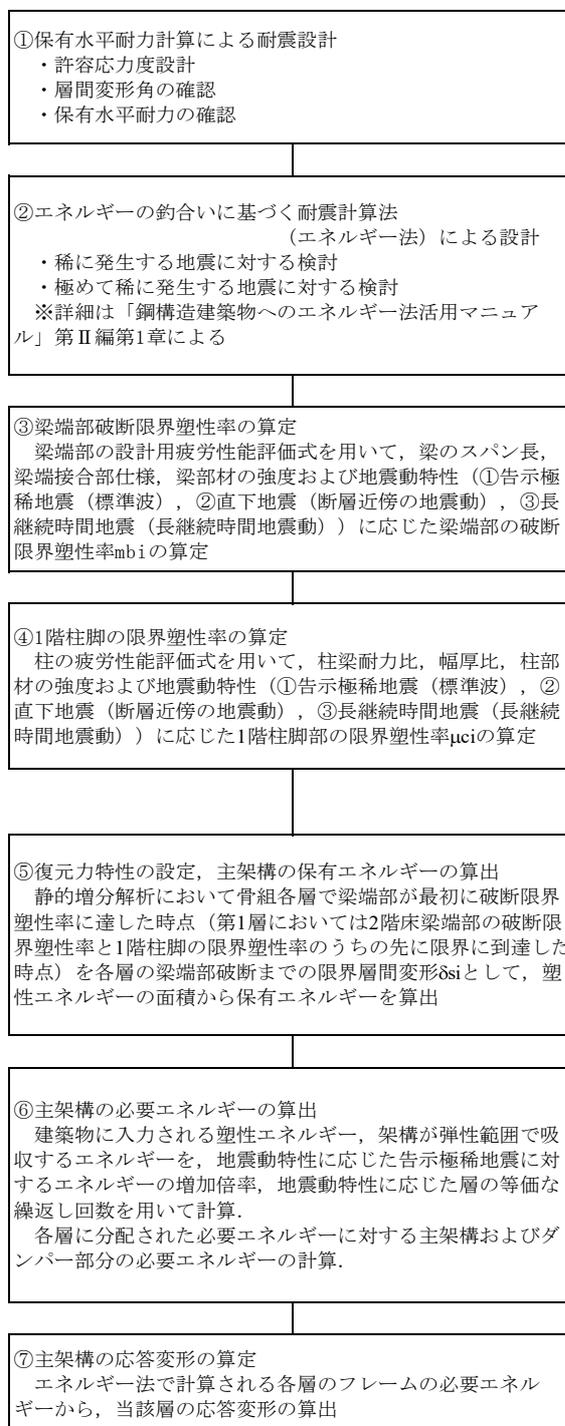


図 7.1 計算フロー

7.1.5 準拠する法令等

本計算例では、以下の法令および技術指針等に準拠して設計を行う。

- ・ 建築基準法、同施行令、国土交通省告示
- ・ (財) 日本建築センター「構造関係技術基準解説書」
- ・ 日本工業規格 (JIS)
- ・ 日本建築センター「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル (改訂版)」(2003)

7.1.6 使用材料、許容応力度および材料強度

使用材料を表 7.3 に示す。

表 7.3 使用材料

鉄骨	柱：1~2 階 BCP325, 3~4 階 BCR295
	梁：SN490B
	ダンパー：LYP225
鉄筋	D16 以下 : SD295A
	D19 以上 D25 以下 : SD345
	D29 以上 : SD390
コンクリート	普通コンクリート $F_c=24$ (N/mm ²)

各材料の許容応力度、材料強度を表 7.4~7.7 に示す。

表 7.4 鋼材の許容応力度 (単位: N/mm²)

材料	基準強度	長期				短期			
		圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
BCR295	$F=295$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$	長期に対する それぞれの数値の 1.5 倍			
BCP325	$F=325$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$				
BCP385	$F=385$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$				
SN400B	$F=235$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$				
SN490B	$F=325$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$				

表 7.5 鉄筋の許容応力度 (単位: N/mm²)

材料	基準強度	長期		短期	
		圧縮および引張	せん断補強	圧縮および引張	せん断補強
SD295A	$F=295$	195	195	295	295
SD345	$F=345$	215	195	345	345
SD390	$F=390$	195	195	390	390

表 7.6 コンクリートの許容応力度 (単位: N/mm²)

基準強度	長期				短期			
	圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断	付着	
			上端筋	その他			上端筋	その他
24	8.0	0.73	1.54	2.31	16	1.46	2.31	3.47

表 7.7 材料強度 (鋼材)

材料	基準強度	材料強度			
		圧縮	引張	曲げ	せん断
BCR295	$F=295$	$1.1F$	$1.1F$	$1.1F$	$1.1F/\sqrt{3}$
BCP325	$F=325$				
BCP385	$F=385$				
SN400B	$F=235$				
SN490B	$F=325$				

7.1.7 構造概要

(1) 伏図および軸組図

図 7.2 に基準階伏図を、図 7.3 に代表軸組図を示す。

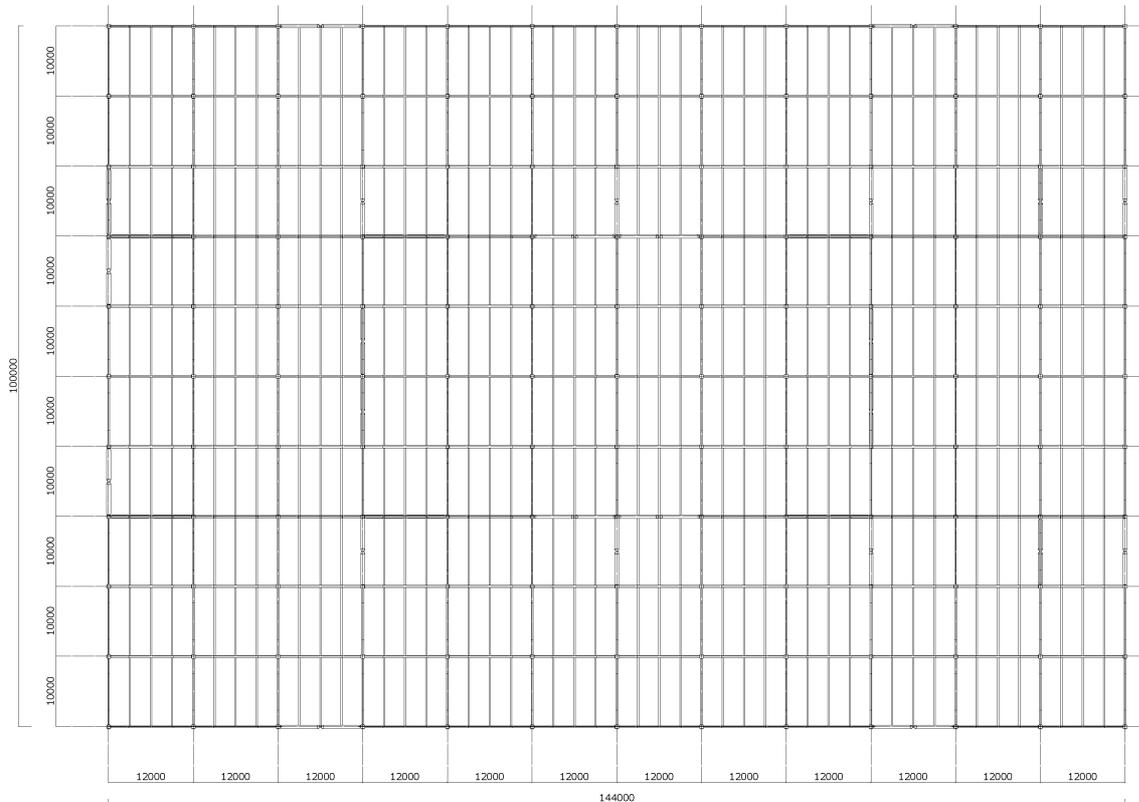


図 7.2 基準階伏図

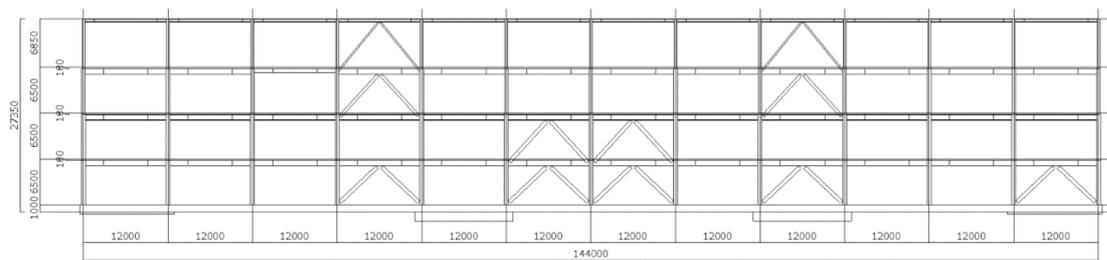


図 7.3 代表軸組図

(2) 仮定荷重

表 7.8 に本設計における主な荷重を示す。

表 7.8 荷重表

名称	γ kN/m ³	固定荷重	積載荷重	合計
		躯体 N/m ²	スラブ用/小梁用/ 架構用/地震用 N/m ²	スラブ用/小梁用/ 架構用/地震用 N/m ²
倉庫	24.0	6,240	15,000/12,000/9,000/6,000	21,240/18,240/15,240/12,240
事務所	24.0	6,000	2,900/2,900/1,800/800	8,900/8,900/7,800/6,800
屋根		700	0/0/0/0	700/700/700/700

γ : 鉄筋コンクリートの単位容積重量

(3) 仮定断面

本設計に用いた代表部材断面を、表 7.9～表 7.11 に示す。

表 7.9 代表柱断面（柱：3～4階 BCR295）

	C1	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	□-400x400x16	□-400x400x16
3F	□-550x550x19	□-500x500x19
2F	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x19 (BCP385)
1F	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)

	C1A	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F		
3F	□-550x550x19	□-500x500x19
2F	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)
1F	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)

	C2	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	□-350x350x11	□-350x350x12
3F	□-550x550x22	□-500x500x19
2F	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x19 (BCP385)
1F	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)

表 7.10 代表梁断面

(a) X 方向

	SG1	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-800x350x16x32	HY-800x350x16x32
2F	HY-800x350x16x32	HY-800x350x16x32
1F	HY-800x350x16x32	HY-800x350x16x32

	SG2	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-800x400x16x32	HY-800x400x16x32
2F	HY-800x400x16x32	HY-800x400x16x32
1F	HY-800x400x16x32	HY-800x400x16x32

	SG2V	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-800x350x16x36	HY-800x350x16x36
2F	HY-800x350x16x36	HY-800x350x16x36
1F	HY-800x350x16x36	HY-800x350x16x36

	SG7	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-800x250x14x28	HY-800x250x14x28
2F	HY-800x250x14x28	HY-800x300x14x28
1F	HY-800x250x14x28	HY-800x300x14x28

※高性能モデルについては、標準ダンパーモデルにて梁端部が早期に破断限界塑性率に達した大梁の断面を大きくしている。

(b) Y方向

	SG11	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-600x200x12x19	HY-600x200x12x19
2F	HY-600x200x12x22	HY-600x200x12x22
1F	HY-600x200x12x22	HY-600x200x12x22

	SG12	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-600x200x12x22	HY-600x200x12x22
2F	HY-600x250x12x22	HY-600x250x12x22
1F	HY-600x300x12x28	HY-600x300x12x28

	SG2V	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-600x200x12x22	HY-600x200x12x22
2F	HY-600x300x12x28	HY-600x300x12x28
1F	HY-600x300x12x28	HY-600x300x12x28

表 7.11 ブレースリスト

			耐震 (SN490B)		標準ダンパー (LYP225)		高性能 (LYP225)	
			$A(\text{cm}^2)$	$P_y(\text{kN})$	$A(\text{cm}^2)$	$P_y(\text{kN})$	$A(\text{cm}^2)$	$P_y(\text{kN})$
4F	X方向	8 構面	46.2	1503	22.4	504	22.4	504
	Y方向	10 構面	46.2	1503	22.4	504	22.4	504
3F	X方向	8 構面	123.3	4008	89.0	2003	89.0	2003
	Y方向	10 構面	138.6	4505	89.0	2003	89.0	2003
2F	X方向	10 構面	154.3	5013	133.3	2999	177.9	4003
	Y方向	12 構面	169.8	5517	177.9	4003	177.9	4003
1F	X方向	10 構面	169.8	5517	155.1	3490	177.9	4003
	Y方向	15 構面	169.8	5517	177.9	4003	177.9	4003

※エネルギー法検討にモデルにおけるブレースの負担割合 ($Q_{\text{dui}}/(Q_{\text{fui}}+Q_{\text{dui}})$) は、
標準ダンパーモデル、高性能モデル共に、4F：約 14%、3F：約 18%、
2F・1F：約 30%となっている。

7.1.8 各階重量

表 7.12 に各階重量を示す。

表 7.12 地震用重量

層(階)	床面積 m ²	床自重(D.L.) 床自重(L.L.) kN	梁自重 柱自重 kN	壁自重 基礎自重 kN	フレーム外雑壁 積雪荷重 kN	特殊荷重 補正重量 kN	w_i (w_i/A) kN
RFL(4F)	14454.5	15236.3 0.0	3174.3 1257.4	1765.8 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	21433.7 (1.5)
4FL(3F)	14460.6	56026.5 84246.8	7488.8 2989.7	3798.4 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	154550.0 (10.7)
3FL(2F)	14464.3	56039.2 84269.0	7608.5 3629.5	4198.6 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	155744.8 (10.8)
2FL(1F)	14463.1	56035.1 84261.8	7672.9 3970.6	4387.4 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	156327.6 (10.8)
1FL	14407.7	89615.6 80205.8	86636.5 23459.3	2221.4 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	282138.3 (19.6)

7.1.9 応力解析概要

1. 床は面内回転を許容した剛床とする。
2. 梁は、曲げ、せん断変形を考慮する。
3. はりの剛性にはスラブの合成効果を考慮する。
4. はりの軸方向変形、フレーム面外への変形は無視する。
5. 柱は、曲げ、せん断、軸方向の変形を考慮する。
6. 増分解析における柱、梁は、材端剛塑性バネモデルとする。

7.1.10 断面検定概要

1. 大梁ウェブは考慮しない
2. 鉛直応力は節点応力、地震時応力はフェース位置とする

7.2. 保有水平耐力計算に基づく設計（耐震モデル）

7.2.1 長期荷重に対する設計

(1) 応力図

図 7.4 に長期荷重時の代表応力図を示す。

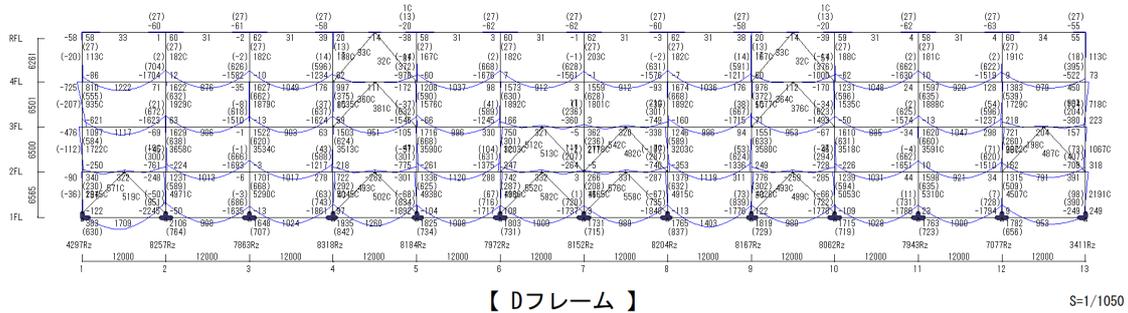


図 7.4 応力図（固定荷重+積載荷重）

7.2.2 地震荷重に対する設計

(1) 応力図

図 7.5 に地震時（X 正方向加力時）の代表応力図を示す。

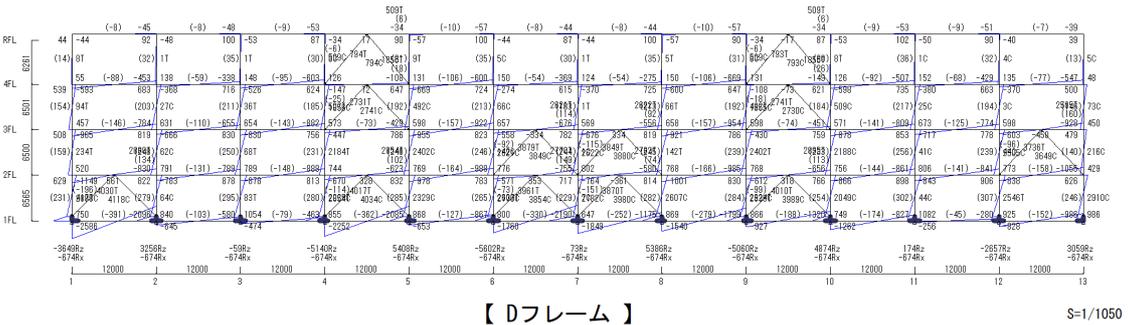


図 7.5 応力図（地震荷重）

(2) 層間変形角・剛性率・偏心率

表 7.13 に 1 次設計時の層間変形角を、表 7.14 に剛性率を、表 7.15 に偏心率を示す。

表 7.13 最大層間変形角

＜ X 方向正加力 ＞

階	X軸	Y軸	柱構造	階高 mm	δx mm	δy mm	δ mm	最大層間変形角
4F	1	K	S	6110	17.9865	0.0010	17.9865	1/ 339
3F	1	A	S	6500	18.7620	0.0047	18.7620	1/ 346
2F	1	A	S	6500	18.9383	0.0045	18.9383	1/ 343
1F	1	K	S	6320	17.2581	0.0007	17.2581	1/ 366

表 7.14 剛性率

< X加力 >

階	主体構造	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
4F	S	13602.9	824.7	16.4946	5930	360	383	0.939	1.000
3F	S	55885.7	3151.3	17.7347	6500	367		0.957	1.000
2F	S	81747.2	4707.8	17.3644	6500	375		0.977	1.000
1F	S	96249.9	6379.8	15.0869	6500	431		1.125	1.000

表 7.15 偏心率

< X加力 >

階	主体構造	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 ³	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向度
		gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
4F	S	72.193	50.001	72.737	50.000	----	0.001	824.7	3049415	60.809	0.001	1.000	
3F	S	71.003	50.001	70.606	50.003	----	0.003	3151.3	11280019	59.830	0.001	1.000	
2F	S	70.954	50.002	70.571	49.996	----	0.006	4707.8	17281833	60.589	0.001	1.000	
1F	S	70.937	49.999	70.239	49.984	----	0.016	6379.8	19824303	55.745	0.001	1.000	

7.2.3 保有水平耐力計算

(1) 保有水平耐力まとめの表・荷重-変形曲線

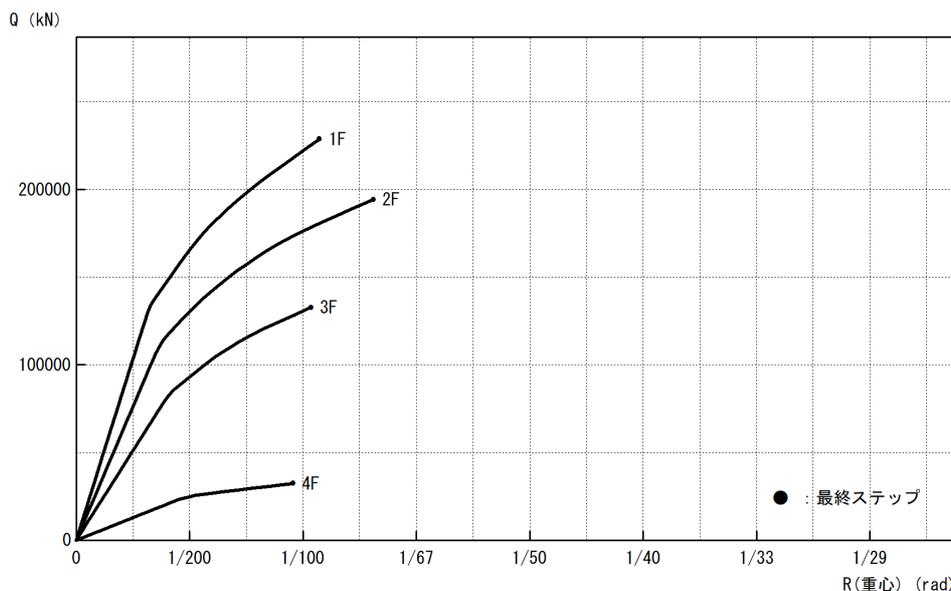
表 7.16 に保有水平耐力表を、図 7.6 に保有水平耐力時の荷重変形関係を、図 7.7 に Qu/Qun 図を示す。

表 7.16 保有水平耐力表

< X方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-A 】(1/ 30) 最終ステップ= 57
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-A 】(1/ 75) 最終ステップ= 49

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
4F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	68014.5	17003.7	32320.1	1.90	OK	1/105	
3F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	279428.5	69857.2	132782.7	1.90	OK	1/96	
2F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	408735.6	102183.9	194228.6	1.90	OK	1/76	
1F	S	0.30	1.000	1.000	1.000	481249.1	144374.8	228686.6	1.58	OK	1/93	*3



【 保有水平耐力時 】

図 7.6 Q- δ 図

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-A 】 (1/ 30) 最終ステップ= 57
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-A 】 (1/ 75) 最終ステップ= 49

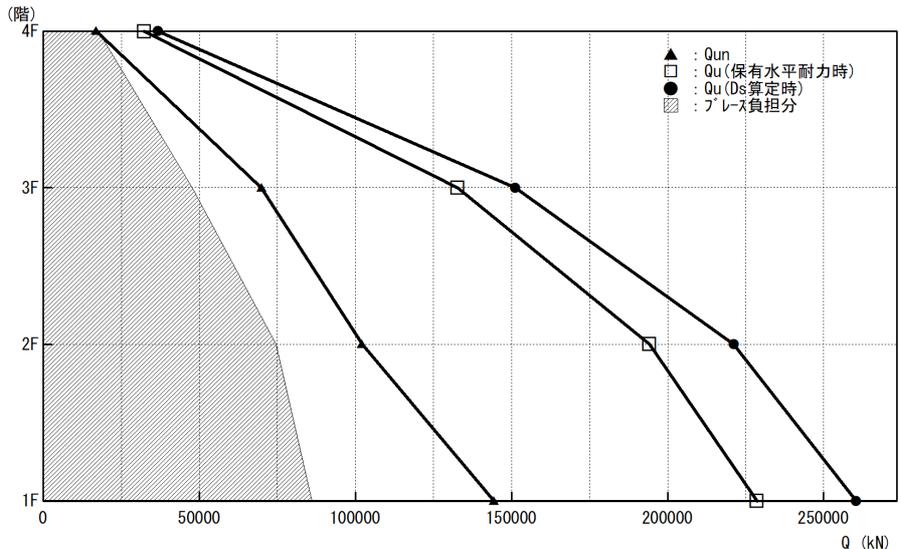


図 7.7 Qu/QuN 図

(2) 保有時のヒンジ図

図 7.8 に保有水平耐力時の代表ヒンジ図を示す。

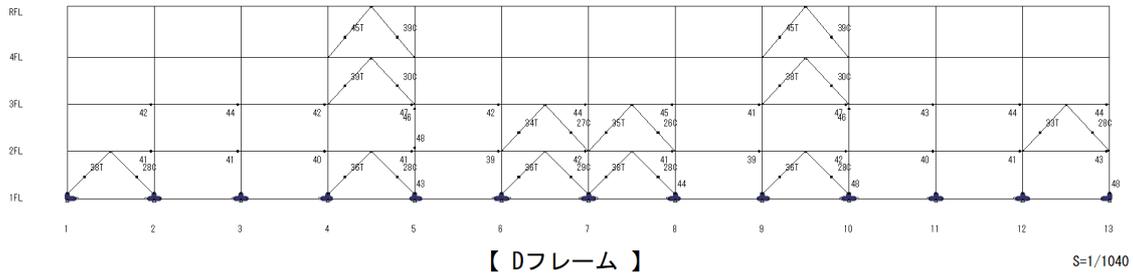


図 7.8 ヒンジ図 (保有時)

7.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

7.3.1 標準ダンパーモデル

(1) 限界層間変形の算定

1) 梁端部破断限界塑性率の算定

(7.1)式を用いて梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} の算定を行い、告示極稀地震動（標準波）、直下型地震動（断層近傍の地震動）、長継続地震動（長継続時間地震動）における破断限界塑性率 μ_{bi} を表 7.17 に示す。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C(bN_e / k_1)^{-\beta} \quad (7.1)$$

ただし、 k_1 : 補正係数

$k_2 = 325 / b\sigma_y$ ($b\sigma_y$: 梁部材の F 値)

C : 梁端接合部の仕様の違いによる係数

(スカラップ : 4.0、~~ノンスカラップ : 5.6~~、高性能住戸 : 8.0)

bN_e : 梁端の等価な繰り返し回数

$bN_e = n \cdot sN_e$ 、 $sN_e = r \cdot n_l / 2$

sN_e : 層の等価な繰り返し回数

n_l : エネルギー法告示における層の等価な繰り返し回数

r : 極稀地震に対する長継続時間地震のエネルギーの増加係数

$\beta = 1/3$

表 7.17 諸数値と破断限界塑性率 μ_{bi}

スカラップ

	k_1	k_2	C	r	n_l	n	sN_e	bN_e	μ_{bi}
告示極稀地震	1.0	1.0	4.0	1.0	2.0	1.8	1	1.8	3.288
直下型地震	1.0	1.0	4.0	0.75	2.0	1.8	0.75	1.35	3.619
長継続時間地震	1.0	1.0	4.0	2.3	2.0	1.8	2.3	4.14	2.491

各階任意の梁が上記で求めた破断限界塑性率 μ_{bi} になった時点での層間変形角を表 7.18 に示す。

表 7.18 破断限界塑性率と層間変形角

標準ダンパーモデル $C=4.0$ (スカラップ)

階	告示極稀地震		直下型地震		長継続時間地震	
	μ_{bi}	層間変形角	μ_{bi}	層間変形角	μ_{bi}	層間変形角
		X方向架構		X方向架構		X方向架構
4	3.288	1/21	3.619	1/19	2.491	1/27
3	3.288	1/42	3.619	1/38	2.491	1/54
2	3.288	1/62	3.619	1/58	2.491	1/78
1	3.288	1/92	3.619	1/87	2.491	1/113

2) 柱脚限界塑性率の算定

第1層の保有エネルギーについては、2階床梁の破断限界塑性率 μ_{bi} と1階柱脚（鋼管柱の脚部）の限界塑性率 μ_{ci} のうちの小さいほうで限界層間変形が決定される。1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} は、(7.2)式、(7.3)式による。

亀裂進展に関する疲労性能評価式

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad \text{ただし、} C = 13, \beta = \frac{1}{3} \quad (7.2)$$

局部座屈に関する疲労性能評価式

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad \text{または} \quad \mu_{ci} = 1 \quad \text{の大きいほう。} \quad (7.3)$$

ただし、 C と β は表 7.19 による

表 7.19 係数 C と β

一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

ただし、 ${}_cN_e = n_c \times {}_sN_e$

${}_cN_e$: 柱脚の等価な繰返し回数

n_c : 柱脚の等価な繰返し回数比（表 7.20）

※安全側の検討として、柱梁耐力比は 1.0 未満として柱脚限界塑性率を検討

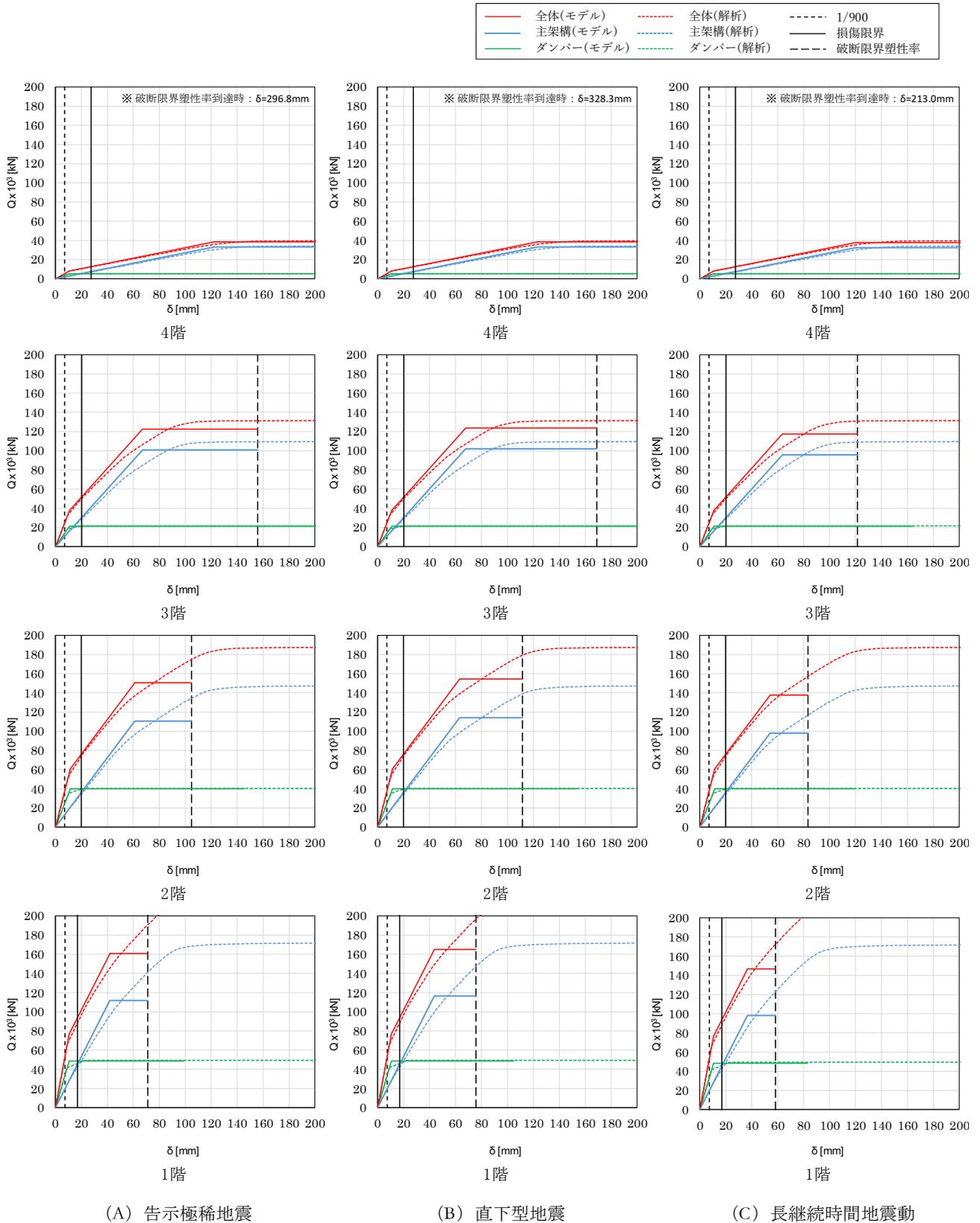
表 7.20 柱脚の等価な繰返し回数比

外柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 2.0 未満	2.0 以上
	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 1.6 未満	1.6 以上
	1.5	1.0	0.3

告示極稀地震（標準波）、直下型地震（断層近傍の地震動）、長継続時間地震（長継続時間地震動）のいずれにおいても、2階床梁が破断限界塑性率 μ_{bi} となる時点で、1階柱脚が限界塑性率 μ_{ci} に達しておらず、2階床梁の梁端部にて保有エネルギーが決定することを確認した。

(2) 復元力特性の設定

図 7.9 に各層、各地震波の復元力特性を示す。



(A) 告示極稀地震

(B) 直下型地震

(C) 長継続時間地震動

図 7.9 復元力特性の設定

(3) 主架構の必要エネルギー吸収量の算定

建物に入力される塑性エネルギー E_s は、(7.4)式、(7.5)式を用いて算出される。

$$E_s = \frac{1}{2}qMV_s^2 - W_e \quad (7.4)$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2}Q_{fi}\delta_i + \frac{1}{2}Q_{dai}\delta_{dai} + 2(\delta_i - \delta_{dai})Q_{dai}n_i \right\} N_e \quad (7.5)$$

ただし、 E_s ：建物に入力される塑性エネルギー

W_e ：架構が弾性範囲内で吸収できるエネルギー

また、各層に分配された必要エネルギー量 E_{si} に対して、主架構およびダンパー部分に必要なエネルギー量は、(7.6)式、(7.7)式によって算出される。

$$\text{主架構：} \quad E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (7.6)$$

$$\text{ダンパー部分：} \quad E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dai}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dai})Q_{dai}n_i \quad (7.7)$$

主架構の必要エネルギー量を表 7.21～表 7.23 に示す。

表 7.21 主架構の必要エネルギー量（告示極稀地震）

1.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.807	1.565	1.000	0.166	0.005	41	36
3	0.695	1.251	1.000	0.588	0.098	872	718
2	0.453	1.077	1.000	1.067	0.591	5272	3870
1	0.327	1.000	1.000	1.000	1.000	8914	6212

1.5Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.807	1.565	1.000	0.166	0.005	274	236
3	0.695	1.251	1.000	0.588	0.098	5789	4771
2	0.453	1.077	1.000	1.067	0.591	35011	25702
1	0.327	1.000	1.000	1.000	1.000	59200	41252

2.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.807	1.565	1.000	0.166	0.005	600	516
3	0.695	1.251	1.000	0.588	0.098	12674	10446
2	0.453	1.077	1.000	1.067	0.591	76646	56267
1	0.327	1.000	1.000	1.000	1.000	129600	90310

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

表 7.22 主架構の必要エネルギー量（直下型地震）

1.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.814	1.527	1.000	0.170	0.006	23	20
3	0.701	1.227	1.000	0.598	0.116	461	380
2	0.464	1.071	1.000	1.071	0.617	2446	1811
1	0.337	1.000	1.000	1.000	1.000	3967	2797

1.5Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.814	1.527	1.000	0.170	0.006	234	201
3	0.701	1.227	1.000	0.598	0.116	4727	3903
2	0.464	1.071	1.000	1.071	0.617	25103	18582
1	0.337	1.000	1.000	1.000	1.000	40715	28704

2.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.814	1.527	1.000	0.170	0.006	529	455
3	0.701	1.227	1.000	0.598	0.116	10700	8834
2	0.464	1.071	1.000	1.071	0.617	56823	42061
1	0.337	1.000	1.000	1.000	1.000	92162	64973

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

表 7.23 主架構の必要エネルギー量（長継続時間地震）

1.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.777	1.685	1.000	0.156	0.002	92	79
3	0.666	1.313	1.000	0.569	0.065	2468	2015
2	0.414	1.078	1.000	1.068	0.585	22355	15871
1	0.299	1.000	1.000	1.000	1.000	38215	25583

1.5Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.777	1.685	1.000	0.156	0.002	378	324
3	0.666	1.313	1.000	0.569	0.065	10125	8269
2	0.414	1.078	1.000	1.068	0.585	91728	65122
1	0.299	1.000	1.000	1.000	1.000	156802	104971

2.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.777	1.685	1.000	0.156	0.002	778	667
3	0.666	1.313	1.000	0.569	0.065	20846	17025
2	0.414	1.078	1.000	1.068	0.585	188850	134073
1	0.299	1.000	1.000	1.000	1.000	322825	216114

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

(4) 主架構の保有エネルギー吸収量の算定

保有エネルギー量 W_i は(7.8)式によって算出できる。

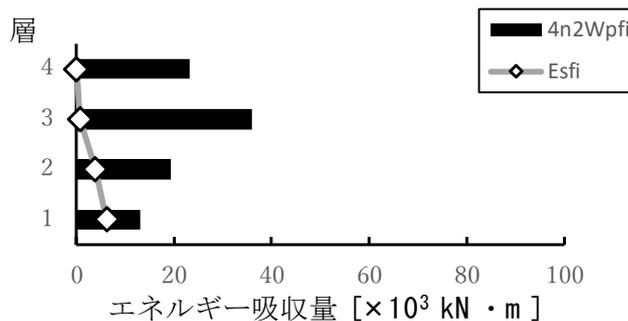
$$W_i = 4 {}_sN_e W_{pfi} \tag{7.8}$$

ただし、 $4 {}_sN_e W_{pfi}$: 損傷限界までの保有エネルギー吸収量

図 7.10～図 7.12 に必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較を示す。

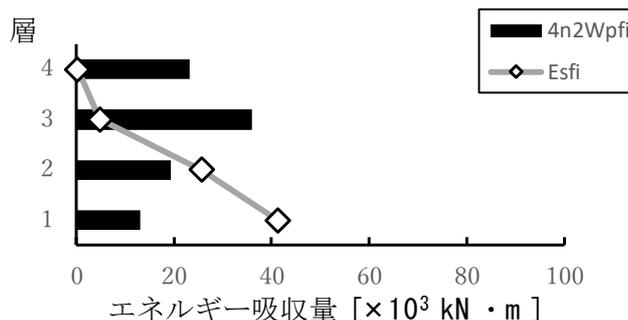
1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n {}_2W_{pfi}$ kNm
4	36	23126
3	718	35879
2	3870	19305
1	6212	13040



1.5Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n {}_2W_{pfi}$ kNm
4	236	23126
3	4771	35879
2	25702	19305
1	41252	13040



2.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n {}_2W_{pfi}$ kNm
4	516	23126
3	10446	35879
2	56267	19305
1	90310	13040

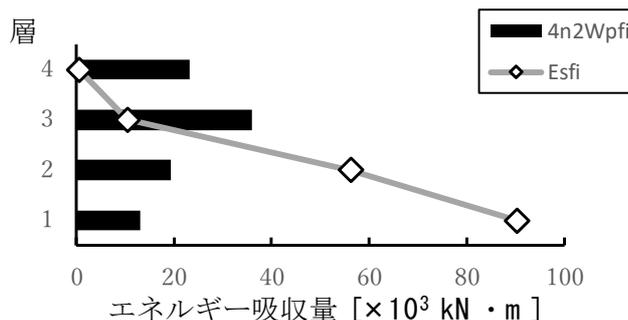
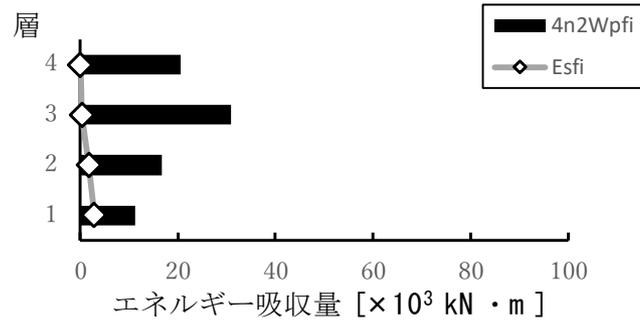


図 7.10 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (告示極稀地震)

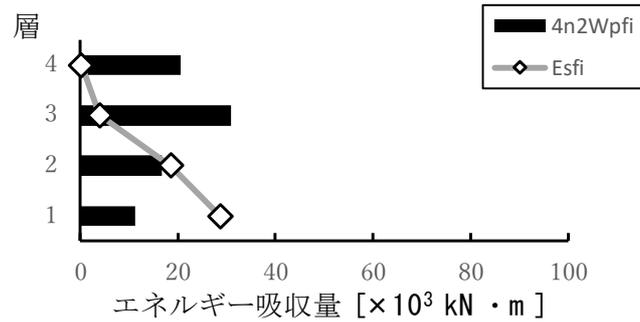
1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	20	20521
3	380	30981
2	1811	16616
1	2797	11213



1.5Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	201	20521
3	3903	30981
2	18582	16616
1	28704	11213



2.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	455	20521
3	8834	30981
2	42061	16616
1	64973	11213

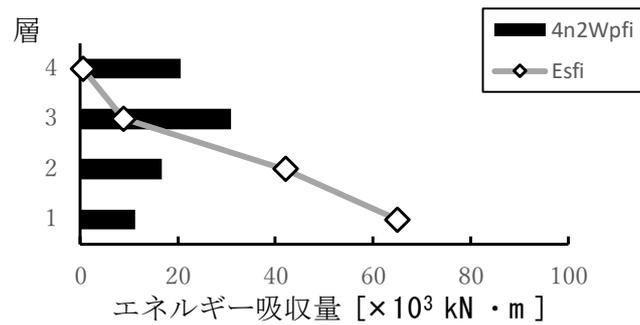
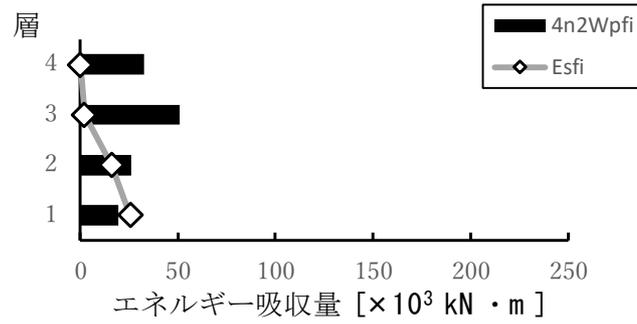


図 7.11 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (直下型地震)

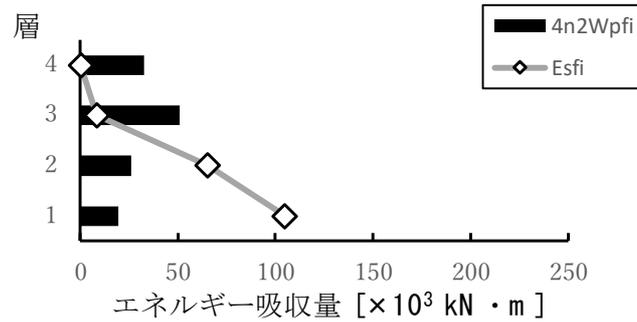
1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	79	32891
3	2015	50983
2	15871	26225
1	25583	19346



1.5Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	324	32891
3	8269	50983
2	65122	26225
1	104971	19346



2.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	667	32891
3	17025	50983
2	134073	26225
1	216114	19346

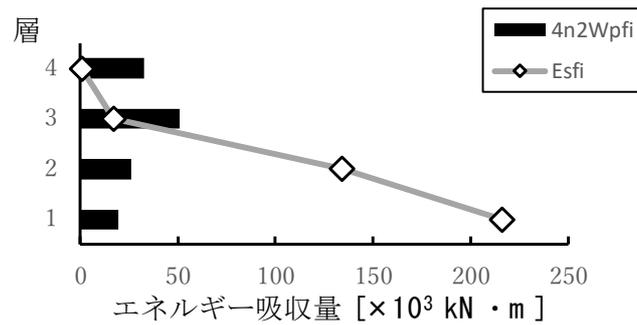


図 7.12 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (長継続時間地震)

(5) 主架構の応答変形の算定

(4) で算出した各層の主架構の必要エネルギー E_{sf} ($1.0 \times V_s$) から、各層の応答変形を算出し、表 7.24 に示す。

表 7.24 主架構の応答変形

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33173	122.49	0.009	1.002	122.76	1/51
3	100953	67.06	0.106	1.027	68.84	1/94
2	110644	61.21	0.571	1.143	69.95	1/93
1	111902	41.97	1.323	1.331	55.85	1/118

(A) 告示極稀地震 1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33331	123.07	0.005	1.002	123.27	1/51
3	102041	67.79	0.055	1.018	69.03	1/94
2	114238	63.19	0.251	1.084	68.48	1/95
1	116473	43.68	0.550	1.183	51.69	1/127

(B) 直下型地震 1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	32538	120.15	0.020	1.002	120.41	1/52
3	95817	63.65	0.330	1.036	65.94	1/99
2	97865	54.14	2.996	1.326	71.77	1/91
1	98181	36.82	7.076	1.769	65.14	1/101

(C) 長継続時間地震 1.0Vs (標準ダンパーモデル)

ただし、 η_{fi} 累積塑性変形倍率

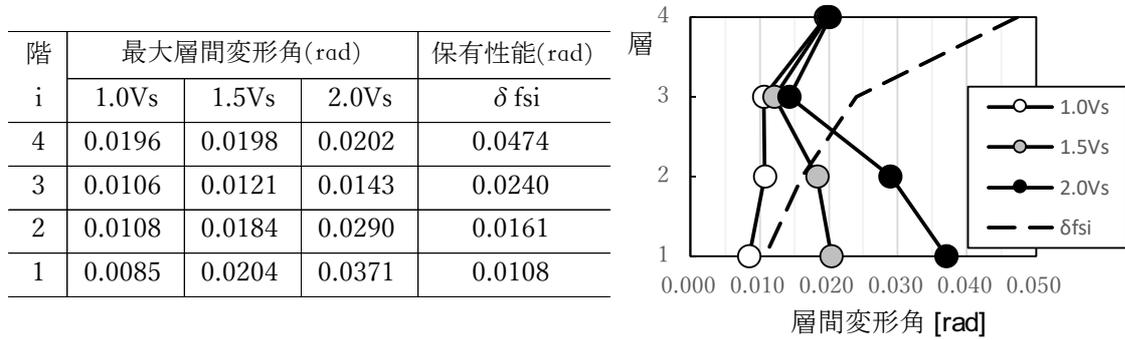
μ_{fi} 最大塑性率

δ_{max} 最大層間変形

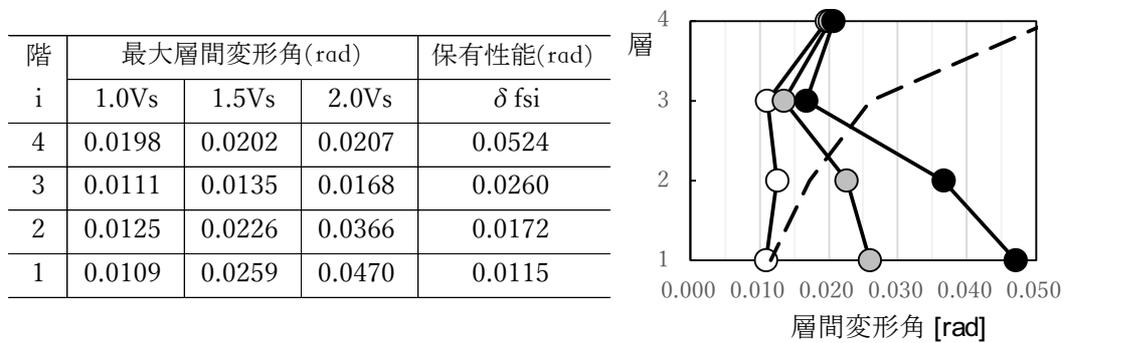
R_{max} 最大層間変形角

7.3.1.6 層間変形角の比較

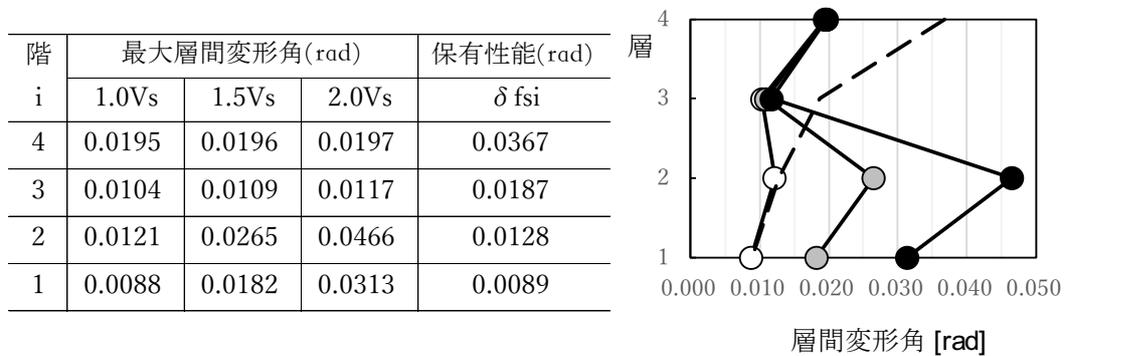
図 7.13 に各地震波の応答最大層間変形角と保有性能で計算される最大層間変形角を示す。



(A) 告示極稀地震



(B) 直下型地震



(C) 長継続時間地震

図 7.13 応答最大層間変形角と保有性能で計算される最大層間変形角

7.3.2 高性能モデル

(1) 限界層間変形の算定

1) 梁端部破断限界塑性率の算定

(7.9)式を用い、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} の算定を行い、告示極稀地震動（標準波）、直下型地震動（断層近傍の地震動）、長継続地震動（長継続時間地震動）における破断限界塑性率 μ_{bi} を表 7.25 に示す。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C ({}_bN_e / k_1)^{-\beta} \quad (7.9((7.1)と同じ))$$

ただし、 k_1 : 補正係数

$k_2 = 325 / b\sigma_y$ ($b\sigma_y$: 梁部材の F 値)

C : 梁端接合部の仕様の違いによる係数

(スカラップ : 4.0、ノンスカラップ : 5.6、高性能仕口 : 8.0)

${}_bN_e$: 梁端の等価な繰返し回数

${}_bN_e = n \cdot {}_sN_e$ 、 ${}_sN_e = r \cdot n_l / 2$

${}_sN_e$: 層の等価な繰返し回数

n_l : エネルギー法告示における層の等価な繰返し回数

r : 極稀地震に対する長継続時間地震のエネルギーの増加係数

$\beta = 1/3$

表 7.25 諸数値と破断限界塑性率 μ_{bi}

ノンスカラップ

	k_1	k_2	C	r	n_l	n	${}_sN_e$	${}_bN_e$	μ_{bi}
告示極稀地震	1.0	1.0	4.0	1.0	2.0	1.8	1	1.8	4.604
直下型地震	1.0	1.0	4.0	0.75	2.0	1.8	0.75	1.35	5.067
長継続時間地震	1.0	1.0	4.0	2.3	2.0	1.8	2.3	4.14	3.488

各階任意の梁が上記で求めた破断限界塑性率 μ_{bi} になった時点での層間変形角を表 7.26 に示す。

表 7.26 破断限界塑性率と層間変形角

高性能モデル $C=5.6$ (ノンスカラップ)

階	告示極稀地震		直下型地震		長継続時間地震	
	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構
4	4.604	1/16	5.067	1/14	3.488	1/20
3	4.604	1/35	5.067	1/31	3.488	1/43
2	4.604	1/37	5.067	1/33	3.488	1/46
1	4.604	1/44	5.067	1/41	3.488	1/51

2) 柱脚限界塑性率の算定

第1層の保有エネルギーについては、2階床梁の破断限界塑性率 μ_{bi} と1階柱脚（鋼管柱の脚部）の限界塑性率 μ_{ci} のうちの小さいほうで限界層間変形が決定される。1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} は、(7.10)式、(7.11)式による。

亀裂進展に関する疲労性能評価式

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad \text{ただし、} C = 13, \beta = \frac{1}{3} \quad (7.10((7.2)\text{と同じ}))$$

局部座屈に関する疲労性能評価式

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad \text{または} \quad \mu_{ci} = 1 \quad \text{の大きいほう。} \quad (7.11((7.3)\text{と同じ}))$$

ただし、 C と β は表 7.27 による

表 7.27 係数 C と β

一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

ただし、 ${}_cN_e = n_c \times {}_sN_e$

${}_cN_e$: 柱脚の等価な繰返し回数

n_c : 柱脚の等価な繰返し回数比（表 7.28）

※安全側の検討として、柱梁耐力比は 1.0 未満として柱脚限界塑性率を検討

表 7.28 柱脚の等価な繰返し回数比

外柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 2.0 未満	2.0 以上
	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 1.6 未満	1.6 以上
	1.5	1.0	0.3

告示極稀地震（標準波）、直下型地震（断層近傍の地震動）、長継続時間地震（長継続時間地震動）のいずれにおいても、2階床梁が破断限界塑性率 μ_{bi} となる時点で、1階柱脚が限界塑性率 μ_{ci} に達しておらず、2階床梁の梁端部にて保有エネルギーが決定することを確認した。

(2) 復元力特性の設定

図 7.14 に各層、各地震波の復元力特性を示す。

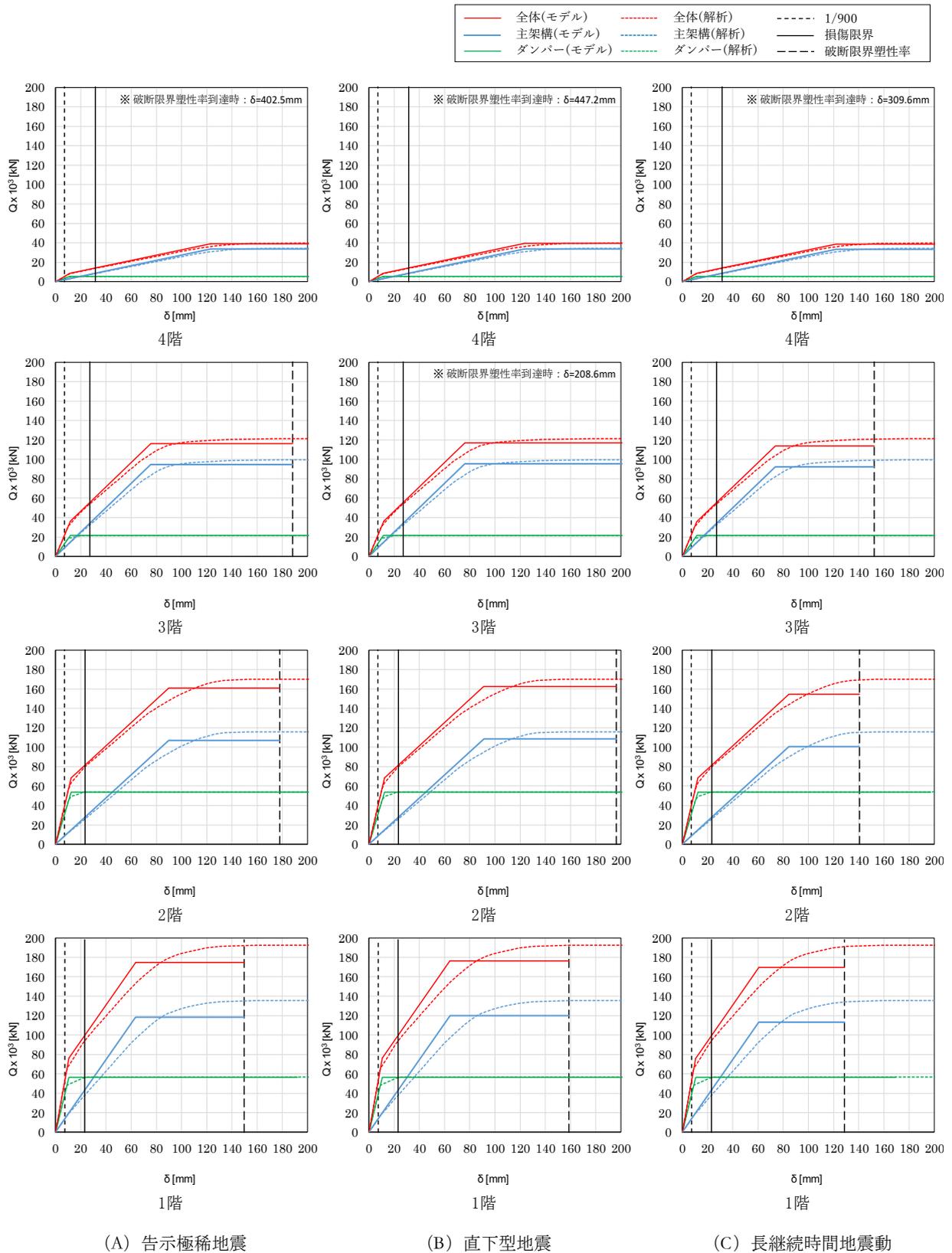


図 7.14 復元力特性の設定

(3) 主架構の必要エネルギー吸収量の算定

建物に入力される塑性エネルギー E_s は、(7.12)式、(7.13)式を用いて算出される。

$$E_s = \frac{1}{2}qMV_s^2 - W_e \quad (7.12((7.4)と同じ))$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2}Q_{fi}\delta_i + \frac{1}{2}Q_{dai}\delta_{dai} + 2(\delta_i - \delta_{dai})Q_{dai}n_i \right\} N_e \quad (7.13((7.5)と同じ))$$

ただし、 E_s : 建物に入力される塑性エネルギー

W_e : 架構が弾性範囲内で吸収できるエネルギー

また、各層に分配された必要エネルギー量 E_{si} に対して、主架構およびダンパー部分に必要なエネルギー量は、(7.14)式、(7.15)式によって算出される。

$$\text{主架構 : } E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (7.14((7.6)と同じ))$$

$$\text{ダンパー部分 : } E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dai}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dai})Q_{dai}n_i \quad (7.15((7.7)と同じ))$$

主架構の必要エネルギー量を表 7.29～表 7.31 に示す。

表 7.29 主架構の必要エネルギー量（告示極稀地震）

1.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.838	1.442	1.000	0.135	0.007	0	0
3	0.659	1.080	1.000	0.615	0.332	0	0
2	0.484	1.050	1.000	1.095	0.742	0	0
1	0.358	1.000	1.000	1.000	1.000	0	0

1.5Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.838	1.442	1.000	0.135	0.007	195	169
3	0.659	1.080	1.000	0.615	0.332	8958	7292
2	0.484	1.050	1.000	1.095	0.742	20047	13337
1	0.358	1.000	1.000	1.000	1.000	27014	18304

2.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.838	1.442	1.000	0.135	0.007	609	525
3	0.659	1.080	1.000	0.615	0.332	27898	22710
2	0.484	1.050	1.000	1.095	0.742	62432	41535
1	0.358	1.000	1.000	1.000	1.000	84128	57003

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

表 7.30 主架構の必要エネルギー量（直下型地震）

1.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.843	1.432	1.000	0.136	0.008	0	0
3	0.664	1.078	1.000	0.615	0.337	0	0
2	0.489	1.051	1.000	1.095	0.735	0	0
1	0.361	1.000	1.000	1.000	1.000	0	0

1.5Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.843	1.432	1.000	0.136	0.008	139	120
3	0.664	1.078	1.000	0.615	0.337	6114	4985
2	0.489	1.051	1.000	1.095	0.735	13343	8920
1	0.361	1.000	1.000	1.000	1.000	18148	12346

2.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.843	1.432	1.000	0.136	0.008	467	403
3	0.664	1.078	1.000	0.615	0.337	20554	16757
2	0.489	1.051	1.000	1.095	0.735	44855	29985
1	0.361	1.000	1.000	1.000	1.000	61008	41504

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

表 7.31 主架構の必要エネルギー量（長継続時間地震）

1.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4\xi}$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.822	1.473	1.000	0.133	0.006	0	0
3	0.646	1.092	1.000	0.613	0.304	0	0
2	0.465	1.040	1.000	1.103	0.807	0	0
1	0.347	1.000	1.000	1.000	1.000	0	0

1.5Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4\xi}$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.822	1.473	1.000	0.133	0.006	444	383
3	0.646	1.092	1.000	0.613	0.304	22449	18196
2	0.465	1.040	1.000	1.103	0.807	59707	38933
1	0.347	1.000	1.000	1.000	1.000	73946	49403

2.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4\xi}$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.822	1.473	1.000	0.133	0.006	1221	1052
3	0.646	1.092	1.000	0.613	0.304	61650	49969
2	0.465	1.040	1.000	1.103	0.807	163968	106917
1	0.347	1.000	1.000	1.000	1.000	203070	135671

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

(4) 主架構の保有エネルギー吸収量の算定

保有エネルギー量 W_i は(7.16)式によって算出できる。

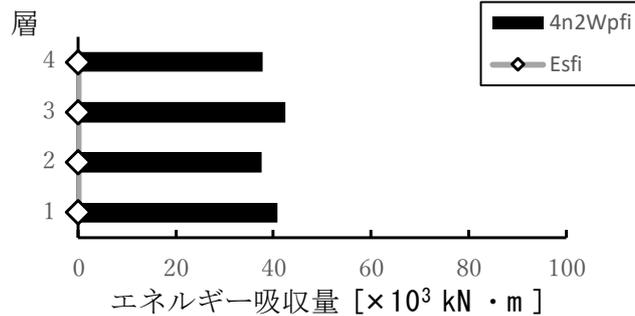
$$W_i = 4 {}_sN_e W_{pfi} \quad (7.16((7.8)と同じ))$$

ただし、 $4 {}_sN_e W_{pfi}$: 損傷限界までの保有エネルギー吸収量

図 7.15～図 7.17 に必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較を示す。

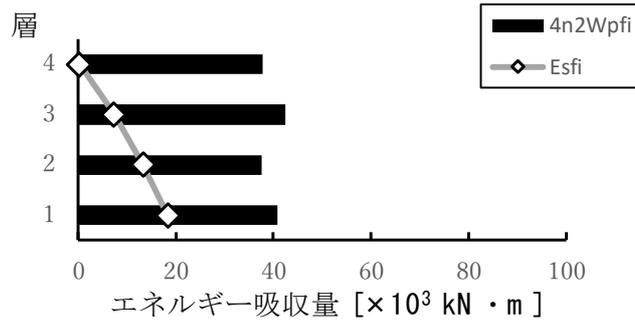
1.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2 W_{pfi}$ kNm
4	0	37804
3	0	42527
2	0	37648
1	0	40835



1.5Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2 W_{pfi}$ kNm
4	169	37804
3	7292	42527
2	13337	37648
1	18304	40835



2.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2 W_{pfi}$ kNm
4	525	37804
3	22710	42527
2	41535	37648
1	57003	40835

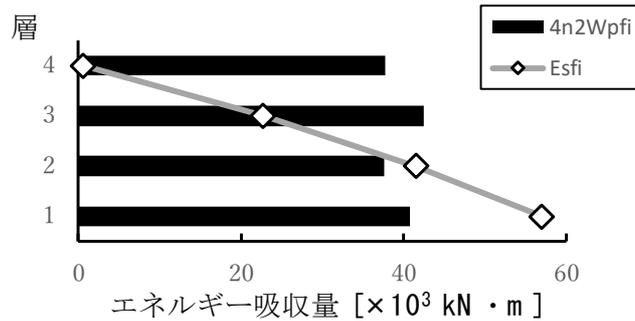
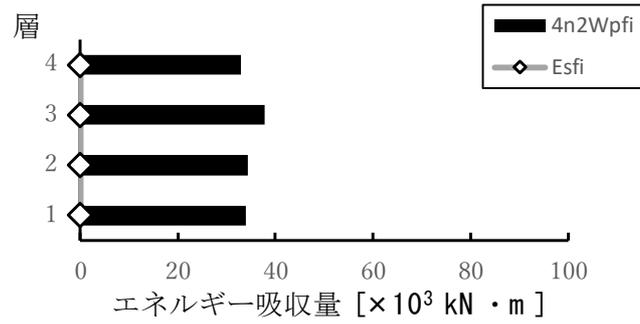


図 7.15 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (告示極稀地震)

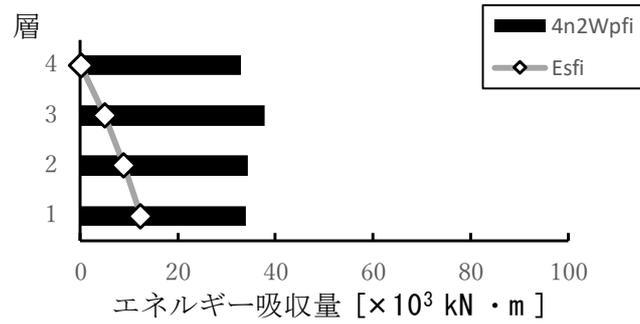
1.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	0	32946
3	0	37843
2	0	34252
1	0	33927



1.5Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	120	32946
3	4985	37843
2	8920	34252
1	12346	33927



2.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	403	32946
3	16757	37843
2	29985	34252
1	41504	33927

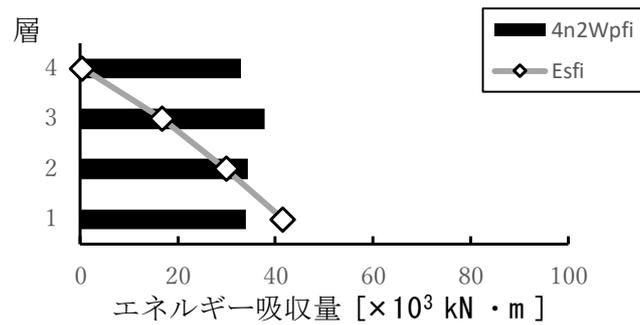
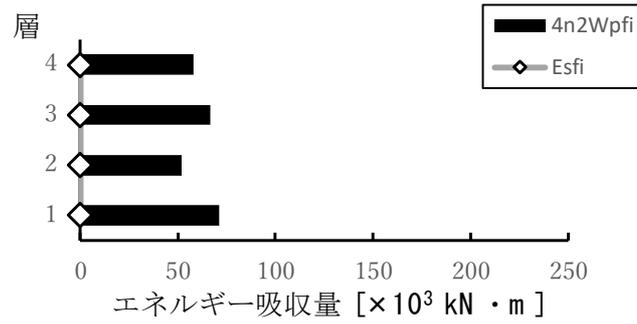


図 7.16 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (直下型地震)

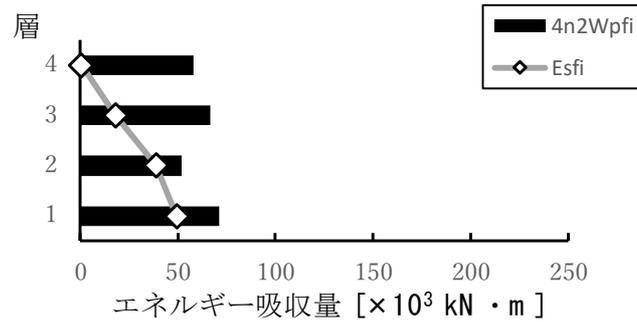
1.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	0	57826
3	0	66594
2	0	51881
1	0	70934



1.5Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	383	57826
3	18196	66594
2	38933	51881
1	49403	70934



2.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	1052	57826
3	49969	66594
2	106917	51881
1	135671	70934

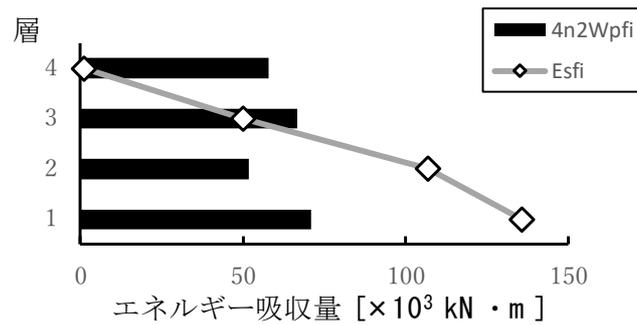


図 7.17 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (長継続時間地震)

(5) 主架構の応答変形の算定

(4) で算出した各層の主架構の必要エネルギー E_{sfi} ($1.5 \times V_s$) から、各層の応答変形を算出し、表 7.32 に示す。

表 7.32 主架構の応答変形

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33841	123.21	0.040	1.010	124.45	1/50
3	94496	75.58	1.021	1.255	94.87	1/69
2	106927	89.84	1.388	1.347	121.03	1/54
1	118479	63.53	2.432	1.608	102.16	1/64

(A) 告示極稀地震 1.0Vs (高性能モデル)

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33937	123.55	0.029	1.010	124.73	1/50
3	95298	76.22	0.686	1.229	93.65	1/69
2	108527	91.19	0.901	1.300	118.59	1/55
1	120026	64.36	1.598	1.533	98.65	1/67

(B) 直下型地震 1.0Vs (高性能モデル)

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33497	121.95	0.094	1.010	123.19	1/51
3	92258	73.79	2.673	1.291	95.22	1/68
2	100715	84.62	4.568	1.497	126.64	1/51
1	113347	60.78	7.171	1.779	108.16	1/61

(C) 長継続時間地震 1.0Vs (高性能モデル)

ただし、 η_{fi} 累積塑性変形倍率

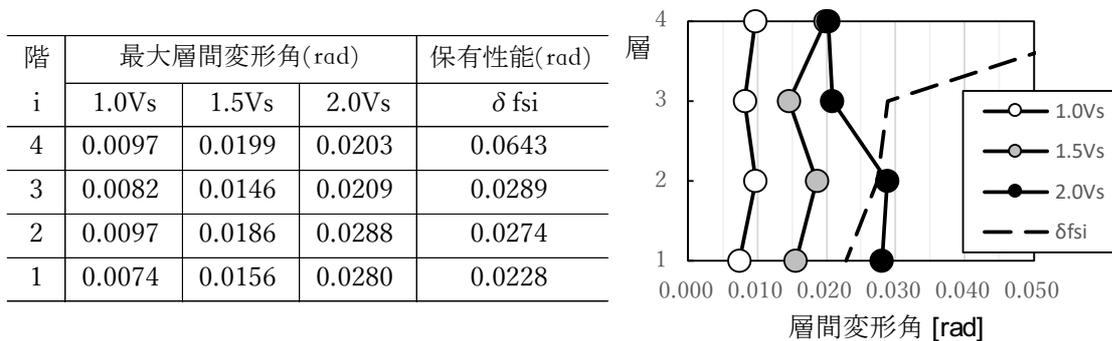
μ_{fi} 最大塑性率

δ_{max} 最大層間変形

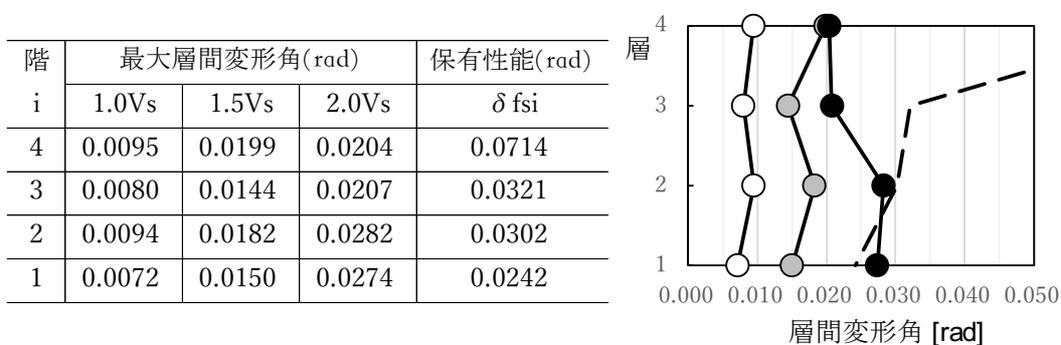
R_{max} 最大層間変形角

(6) 層間変形角の比較

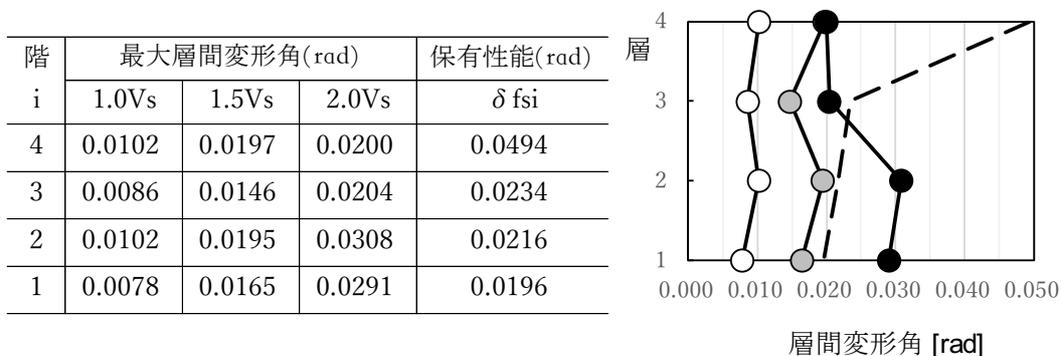
図 7.18 に各地震波の応答最大層間変形角と保有性能で計算される最大層間変形角を示す。



(A) 告示極稀地震



(B) 直下型地震



(C) 長継続時間地震

図 7.18 応答最大層間変形角と保有性能で計算される最大層間変形角

(7) 最弱層における各地震に対する応答評価

これまでの検討結果から、本建物は1階が最弱層となる。1階部分に着目して各地震動に対する応答評価を表7.33に示す。ダンパーによる補強、一部大梁断面の仕様変更および高強度鋼柱を採用した「高性能モデル」により各地震波とも1.50倍程度まで対応できることが確認できた。

表 7.33 1階部分に着目した場合の各地震動に対する応答評価

地震波	倍率	標準ダンパーモデル		高性能モデル	
告示極稀	1.0	○	0.476	◎	0.000
	1.5	×	3.163	○	0.448
	2.0	×	6.925	×	1.396
直下型	1.0	○	0.249	◎	0.000
	1.5	×	2.560	○	0.364
	2.0	×	5.794	×	1.223
長継続時間	1.0	×	1.322	◎	0.000
	1.5	×	5.426	○	0.696
	2.0	×	11.171	×	1.913

◎：弾性範囲 (W_f にて必要エネルギーが確保できている状態)

○：梁破断限界以下 ($4_s N_e W_{pi}$ にて必要エネルギーが確保できている状態)

×

7.3.3 ダンパーの保有耐力とエネルギー吸収量

これまでの検討結果から、ダンパーによるエネルギー吸収量を比較する。表 7.34、図 7.19 に各モデルにおける各階のダンパーとエネルギー吸収量を示す。

「高性能モデル」では「標準ダンパーモデル」に対して 1~2 階のダンパー量が 1.1~1.3 倍増加し、ダンパーのエネルギー吸収量は 2.0~2.5 倍増加している。但し、エネルギー吸収量の増加は梁端部仕様による限界変形の違いによる影響も含んでいる。

表 7.34 ダンパーのエネルギー吸収量

標準ダンパーモデル (スカラップ)

階	ブレース	構面数	ΣQ_{du} (kN)	Wdi (kNm)		
				告示極稀	直下型	長継続
4	UBB50	8	5378	3281	2574	6531
3	UBB200	8	21535	8707	6863	17076
2	UBB300	10	40073	17778	14064	34392
1	UBB350	10	48684	15544	12358	29579

高性能モデル (ノンスカラップ)

階	ブレース	構面数	ΣQ_{du} (kN)	Wdi (kNm)		
				告示極稀	直下型	長継続
4	UBB50	8	5382	3704	2822	8115
3	UBB200	8	21586	12441	9489	27168
2	UBB400	10	53800	38579	29487	83552
1	UBB400	10	56379	30149	23045	65322

ΣQ_{du} : ブレースの保有耐力

Wdi : ブレースのエネルギー吸収量 (=Wdeci + sNe・Wdpi)

sNe= 1.0 (告示極稀)

0.75 (直下型)

2.3 (長継続時間)

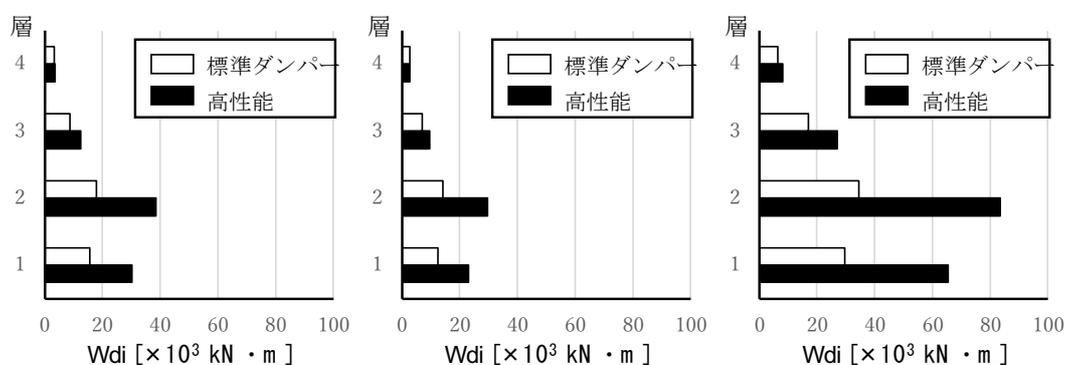


図 7.19 ダンパーによるエネルギー吸収量の比

7.3.4 高強度鋼柱の採用による主架構剛性と W_{ei} への影響

これまでの検討結果から、ダンパーによる補強、梁端部の仕様変更および高強度鋼柱の採用により建物の保有するエネルギー吸収量の改善が確認できた。ここでは、改善要因のうち高強度鋼柱の採用による影響を確認するため「高性能モデル」と、高性能モデルの柱を通常の柱に置き替えた「比較モデル」の検証結果を比較する。

主要な柱断面を表 7.35、主架構の剛性を表 7.36 に示す。「高性能モデル」では 1~2 階で高強度鋼柱(BCP385)を採用している。主架構の剛性は高強度鋼柱を採用した場合 0.6 倍程度となる。

表 7.35 主要な柱断面

符号	階	比較モデル	高性能モデル
C1	4	□-400x400x16 (BCR295)	□-400x400x16 (BCR295)
	3	□-500x500x19 (BCR295)	□-500x500x19 (BCR295)
	2	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x19 (BCP385)
	1	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)
C1A	4	-	-
	3	□-500x500x19 (BCR295)	□-500x500x19 (BCR295)
	2	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)
	1	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)
C2	4	□-350x350x12 (BCR295)	□-350x350x12 (BCR295)
	3	□-500x500x19 (BCR295)	□-500x500x19 (BCR295)
	2	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x19 (BCP385)
	1	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)

表 7.36 主架構の剛性

階	主架構剛性(kN/mm)		
	比較モデル (BCP325)	高性能モデル (BCP385)	高性能モデル /比較モデル
4	273	275	1.01
3	1210	1250	1.03
2	1908	1190	0.62
1	2782	1865	0.67

表 7.37 に高強度鋼柱を採用した 1~2 階の保有水平耐力に対するブレース耐力の比率を示す。採用しない場合に対して層の保有水平耐力(ΣQ_{ui})は 13%程度減少するが、ブレース耐力の比率は 4%程度増加している。

表 7.37 各階の保有耐力に対するブレース耐力の比率

階	比較モデル				高性能モデル			
	Qfui (kN)	Qdui (kN)	Σ Qui (kN)	Qdui / Σ Qui	Qfui (kN)	Qdui (kN)	Σ Qui (kN)	Qdui / Σ Qui
2	121632	53693	175325	0.31	100715	53741	154455	0.35
1	131443	56158	187602	0.30	113347	56309	169656	0.33

表 7.38、図 7.20 に高強度鋼柱を採用した 1~2 階の Wei の値を示す。主架構の剛性が低下したことにより層間変形が大きくなり、各地震波ともダンパーの塑性変形によるエネルギー吸収量が大きくなり Wei の値は 1.5 倍程度増加している。

このことから高強度鋼柱を採用し主架構の剛性を低下させることでダンパーのエネルギー吸収を効率化できることを確認した。

表 7.38 地震波ごとの Wei の値

告示極稀

階	比較モデル				高性能モデル			
	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)
2	3147	323	24406	27877	4142	332	38248	42722
1	3083	298	20533	23914	3764	298	29851	33913

直下型

階	比較モデル				高性能モデル			
	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)
2	3194	323	18477	21994	4256	332	29155	33743
1	3125	298	15544	18967	3863	299	22747	26908

長継続時間

階	比較モデル				高性能モデル			
	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)
2	2969	322	54053	57345	3776	331	83221	87328
1	2918	297	45505	48720	3445	298	65025	68767

$$Wei = Wfi + Wdei + sNe \cdot Wdpi$$

Wfi : 主架構が弾性範囲で吸収するエネルギー量

Wdei : ダンパーが弾性範囲で吸収するエネルギー量

Wdpi : ダンパーが塑性変形により吸収するエネルギー量

sNe= 1.0 (告示極稀)

0.75 (直下型)

2.3 (長継続時間)

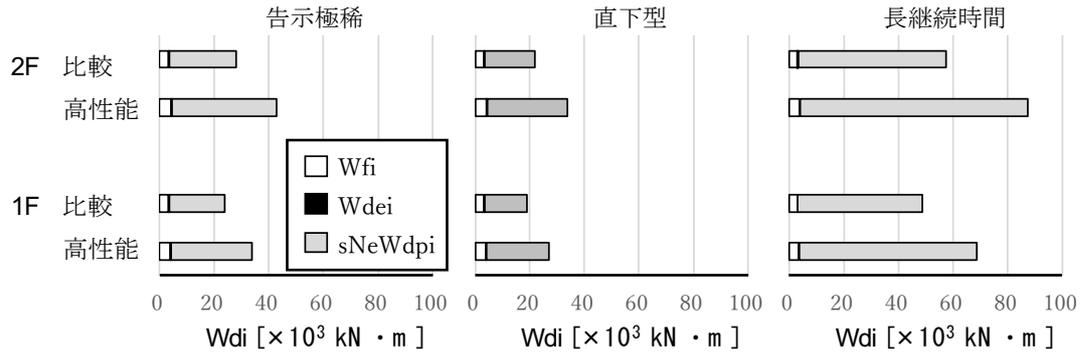


図 7.20 We の比較

7.3.5 累積塑性変形倍率と塑性率について

これまでの検討結果から、高性能モデルの 1.5Vs におけるダンパーの必要累積塑性変形倍率を表 7.39 に示す。ダンパーの必要累積塑性変形倍率は長継続地震で $\eta_{di}=213$ が最大となる。最大層間変形から算出したダンパーの最大塑性率を表 7.40 に示す。塑性率は 15~25 程度となる。

ダンパーの保有累積塑性変形性能を図 7.21 に示す。いずれの地震においてもアンボンドブレースの保有累積塑性変形性能の範囲に納まっていることを確認した。

表 7.39 ダンパーの必要累積塑性変形倍率

告示極稀

階	δ_i (mm)	Qdu (kN)	δ_{du} (mm)	Esi·Qdu/Qu (kNm)	$2(\delta_i - \delta_{du}) \cdot Q_{dui} \cdot n_i \cdot s_{Ne}$ (kNm)	Edi (kNm)	$\gamma \eta_{di}$
4	124.45	5382	11.19	27	6096	6123	85
3	94.87	21586	11.63	1666	17969	19634	64
2	121.03	53800	12.34	6710	58473	65184	85
1	102.16	56379	10.59	8710	51626	60336	71

直下型

階	δ_i (mm)	Qdu (kN)	δ_{du} (mm)	Esi·Qdu/Qu (kNm)	$2(\delta_i - \delta_{du}) \cdot Q_{dui} \cdot n_i \cdot s_{Ne}$ (kNm)	Edi (kNm)	$\gamma \eta_{di}$
4	124.73	5383	11.19	19	4584	4603	64
3	93.65	21596	11.63	1130	13285	14414	47
2	118.59	53822	12.35	4423	42885	47309	62
1	98.65	56403	10.59	5802	37251	43053	50

長継続時間

階	δ_i (mm)	Qdu (kN)	δ_{du} (mm)	Esi·Qdu/Qu (kNm)	$2(\delta_i - \delta_{du}) \cdot Q_{dui} \cdot n_i \cdot s_{Ne}$ (kNm)	Edi (kNm)	$\gamma \eta_{di}$
4	123.19	5380	11.19	62	13861	13922	194
3	95.22	21565	11.62	4253	41469	45722	149
2	126.64	53741	12.33	20774	141299	162073	213
1	108.16	56309	10.57	24543	126381	150924	178

δ_i : 主架構保有水平耐力時の層間変形

Qdu : ダンパーの保有水平耐力

δ_{du} : ダンパーの降伏変位

Edi : ダンパーの必要エネルギー吸収量

$$Edi = Esi \cdot Qdu / Qu + 2(\delta_i - \delta_{du}) \cdot Q_{dui} \cdot n_i \cdot s_{Ne}$$

$\gamma \eta_{di}$: ダンパーの必要累積塑性変形倍率

(弾性変形寄与率 γ_{di} を考慮、 $\alpha = 0.25$)

表 7.40 ダンパーの最大塑性率

告示極稀

階	$\delta \max$ (mm)	δdu (mm)	αk	α	ΔL (mm)	μ	$\mu - 1$
4	124.45	11.19	1.74	0.25	118.13	24.27	23.27
3	94.87	11.63	1.74	0.25	88.30	17.46	16.46
2	121.03	12.34	1.40	0.25	113.01	26.16	25.16
1	102.16	10.59	1.40	0.25	95.27	25.71	24.71

直下型

階	$\delta \max$ (mm)	δdu (mm)	αk	α	ΔL (mm)	μ	$\mu - 1$
4	124.73	11.19	1.74	0.25	118.41	24.33	23.33
3	93.65	11.63	1.74	0.25	87.08	17.21	16.21
2	118.59	12.35	1.40	0.25	110.56	25.59	24.59
1	98.65	10.59	1.40	0.25	91.77	24.75	23.75

長継続時間

階	$\delta \max$ (mm)	δdu (mm)	αk	α	ΔL (mm)	μ	$\mu - 1$
4	123.19	11.19	1.74	0.25	116.88	24.02	23.02
3	95.22	11.62	1.74	0.25	88.66	17.55	16.55
2	126.64	12.33	1.40	0.25	118.63	27.50	26.50
1	108.16	10.57	1.40	0.25	101.28	27.37	26.37

$\delta \max$: 最大層間変位

δdu : ダンパーの降伏変位

αk : ダンパーの塑性化部長さに対する等価剛性係数

α : ダンパーの塑性化部の長さの柱・梁芯間長さに対する比

μ : ダンパー部材の塑性率

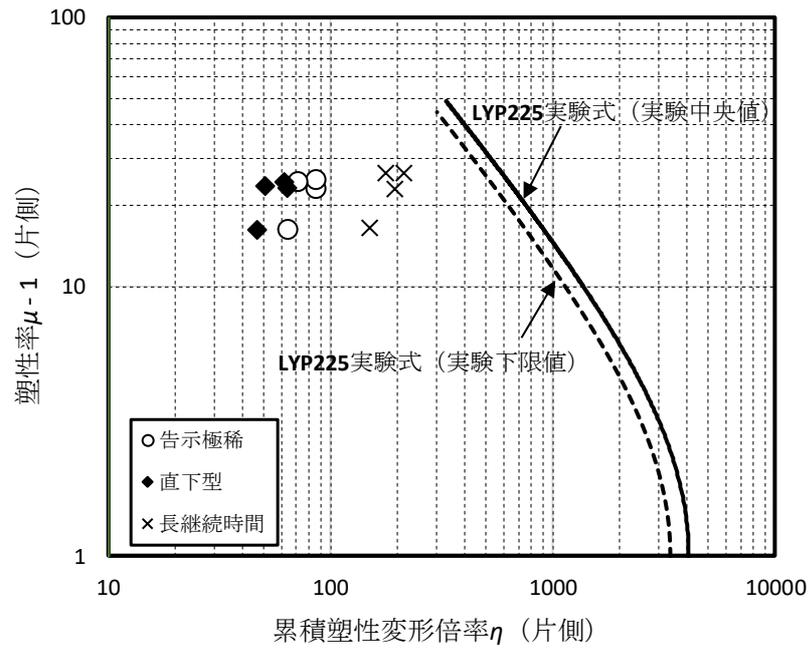


図 7.21 座屈拘束ブレースの保有累積塑性変形性能

7.4 まとめ

4階建て鉄骨造の物流倉庫を用いて、極大地震に対する鋼構造建築物のエネルギー法による設計例を示した。保有耐力計算（ルート3）および従来のエネルギー法告示による耐震安全性を確認した建築物（「標準ダンパーモデル」）について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震などの地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。

更にその架構に対して主架構剛性の低減や、ブレース耐力の増大、ノンスカラップ形式の梁端仕様への変更などを行った架構（「高性能モデル」）について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示の計算方法に基づき、極稀地震などの地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。以下に、まとめを記す。

- ・「標準ダンパーモデル」について、1.0Vs の告示極稀地震および直下型地震では梁破断限界層間変形以内となり必要エネルギーを上回ることを確認したが、1.0Vs の長継続時間地震や1.5Vs 以上の地震では、1階部分および2階部分にて梁破断限界層間変形を超え、必要エネルギーを満足しない結果となった。
- ・「高性能モデル」について、1.0Vs の地震では主架構が弾性限（必要エネルギーゼロ）であることを、1.5Vs の地震では梁破断限界層間変形以内となり必要エネルギーを上回ることを確認した。2.0Vs の地震では、1階部分および2階部分にて梁破断限界層間変形を超え、必要エネルギーを満足しない結果となった。
- ・従来エネルギー法設計の建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示の計算方法で1.5Vs の地震に対して必要エネルギーを満足させるためには、高強度鋼柱の採用、1.3倍程度のダンパー量の増加、ノンスカラップ形状への梁端部仕様の変更が必要である。
- ・「高性能モデル」のBCP385の柱をBCP325に変更した「比較モデル」を用いて、高強度鋼柱の採用による影響を検討した。柱をBCP325からBCP385に変更することで、主架構剛性が小さくなり、保有耐力時におけるブレース分担率が4%程度向上した。主架構の弾性限変位が大きくなったことと、ブレース分担率が大きくなったことにより、主架構弾性範囲内の吸収エネルギー W_{ei} は、1.5倍程度増加した。
- ・「高性能モデル」の1.5Vsの地震に対する検討について、いずれの地震の応答もアンボンドブレースの保有累積塑性変形性能の範囲の納まっており、ダンパーが十分なエネルギー吸収性能を保有していることを確認した。

第8章 おわりに

本報告は、今後の発生が懸念されている首都直下地震や巨大海溝型地震など現在の耐震基準上の想定よりも大きな地震動（極大地震動）に対する鉄骨造建築物の耐震対策として、エネルギー法に基づく新たな計算方法を提案し、それを用いた試設計建物の計算事例を取りまとめたものである。特に鉄骨造建築物では、継続時間の長い地震動で鉄骨部材が繰り返し変形することによって疲労的に破断する可能性があり、そのような繰り返し変形による部材の損傷を適切に評価できる方法が検討され、提案された。近年では、1995年の兵庫県南部地震や2004年新潟県中越地震、2016年熊本地震等の断層近傍の地震も多く発生しており、それらの地震で観測された地震動は、建築基準法の極稀地震よりもかなり大きな速度応答スペクトルとなっている。これらの地震動に対して、建物は一方向（片側）に大きく変形し、倒壊する危険性も高くなると考えられ、海溝型地震で発生する継続時間の長い地震動とともに、このような断層近傍の地震に対する対策は重要である。本報告で提案された計算方法では、このような特性の異なる地震動の影響を考慮することが可能であり、この方法を使った試設計建物の耐震安全性評価の計算結果が示された。以下に、提案された計算方法の概要を示すとともに、5つの試設計建物の検討結果をまとめて示す。

1) 繰り返し変形を考慮したエネルギー法による耐震安全性検証方法の提案（第2章）

本報告では、首都直下地震や巨大海溝型地震など現在の耐震基準上の想定よりも大きな地震動（極大地震動）に対する鉄骨造建築物の耐震対策として、鉄骨部材の繰り返し変形の影響を適切に評価できると考えられるエネルギー法の計算方法を提案された。提案された計算方法は、梁端部の疲労性能評価式と V_E/S_v の比に基づいて、各層において、最初に梁端が破断するまでに当該層が吸収できるエネルギーを層の保有エネルギーとし、層の必要エネルギーと比較することで、地震動特性に対応した建物の耐震安全性の検証を行うことができる方法である。また、地震動特性に応じてエネルギーの増加倍率を考慮した必要エネルギーの計算方法を提案された。

一方、建物の第1層では、1層の柱脚部が2階梁端部に先行して疲労限界に達する場合があるため、第1層の保有エネルギーの計算については、梁端部に加えて柱脚部の疲労限界を考慮して算定する方法が提案された。固定柱脚では、柱部材にヒンジが形成されることから、角形鋼管柱の振動台実験の結果に基づく設計用疲労性能評価式が新たに提案され、柱脚の等価繰り返し回数比を用いた計算方法が提案された。露出柱脚にヒンジが形成される場合についても、既往の実験結果に基づく評価の考え方が示された。

エネルギー法告示と本報告で提案する方法の相違点や整合する点などを整理し、それらに基づいて、提案する計算方法の活用方法を示した。また、実務設計に適用する場合の考え方として、エネルギー法告示における「主架構の保有エネルギー吸収量」の計算方法部分について、本提案の計算方法を用いて、標準波による計算を行うことで適用可能と考えられることを示した。

2) 極大地震動に対する5つの試設計建物の耐震安全性の計算事例（第3章～第7章）

本報告で提案された疲労性能評価式を用いたエネルギー法による耐震安全性評価方法を用いて、5つの試設計した鉄骨造建物（4層事務所ビル、8層事務所ビル、9層事務所ビル、12層事務所ビル、4層物流倉庫）、を対象に、極大地震動に対する耐震安全性の評価計算を行った。この検討では、入力地震動として、標準的な地震動だけでなく、長継続時間地震動や断層近傍地震動なども

検討し、それらのレベルも通常の極稀地震のレベルの 1.0 倍から 2.0 倍の範囲で変化させて、その影響を検討した。また、建物側の設計対応として、梁端部の仕様を、スカラップ梁、ノンスカラップ梁、高性能仕様の 3 種類の梁端部を設定した。また、ダンパーを挿入した場合や高強度鋼を使用した場合の影響についても検討した。本報告で提案した計算方法を用いることで、入力地震動の特性やレベル、建物の梁端部仕様、ダンパーの挿入、高強度鋼の使用によって、各層の損傷度（保有エネルギーに対する必要エネルギーの比）がどのように変化するか明確に示すことができ、その有効性を示すことができた。

本報告で提示したエネルギー法の計算方法を用いることによって、構造設計者は、入力地震動の特性やレベル、梁端部の仕様やダンパーの挿入による梁端部の損傷の変化について、地震応答解析を行わなくても、容易に把握することが可能になる。本報告で提示したエネルギー法の計算方法は、今後、発生が懸念される極大地震動に対する鉄骨造建築物の耐震安全性をより合理的に評価できるものとして期待される。

【参考文献】

8-1) 財団法人日本建築センター：エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説、2005.10

〈謝辞〉

本報告の検討は、建築研究所の指定課題「過大入力地震に対する鋼構造建築物の終局状態の評価手法と損傷検知に関する研究（2016～2018 年度）」及び「極大地震に対する鋼構造建築物の倒壊防止に関する設計・評価技術の開発（2019～2021 年度）」における研究の一環として実施したものです。試設計建物による検討は、（一社）日本鋼構造協会に設置した委員会で実施し、（一社）日本建築構造技術者協会（JSCA）や、鉄鋼メーカー等の方々のご参加、ご協力により、このように取りまとめることができました。また、これらの検討を行う上で、（一社）日本鉄鋼連盟による「鋼構造研究・教育助成事業」の研究助成金を受けています。ご支援、ご協力いただきました関係者の方々に、深甚なる謝意を申し上げます。

© 建築研究報告 第 155 号

令和 6 年 3 月 印刷・発行
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地
電話 (029) 864-2151(代)