

JSSC 鋼構造シンポジウム2024
委員会活動報告

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2~4年度)

本日の発表プログラムの概要

1. 研究の背景と委員会活動の概要：

研究の背景と本委員会の目的、検討体制 長谷川 隆(建築研究所)

2. 繰り返し変形を考慮したエネルギー法に基づく耐震安全性評価：

提案されたエネルギー法の計算特徴、疲労性能評価式に基づく層の保有エネルギーの計算方法、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方法等の解説及び地震応答解析による検証 金城 陽介(JFEスチール)、植木 卓也(JFEスチール)

3. 提案する評価方法の活用方法と実務への適用：

本提案のエネルギー法の計算の活用方法と実務設計への適用 長谷川 隆(建築研究所)

4. 設計、評価事例の紹介（計算例1）～5））：

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、計算例5)は、4階建て物流倉庫の計算事例。これらの計算例では、極大地震動を想定し、入力地震動の特性やレベルを変化させ、建物側の設計対応として、梁端部仕様の相違、ダンパーの付加、高強度鋼使用、等により梁端部の損傷の変化を示し、本提案のエネルギー法による評価の有用性を提示。

荻野 雅士(日本設計)、富澤 徹弥(明治大学)、金城 陽介(JFEスチール)、
加藤 敬史(鹿島建設)、大内 京太郎(日鉄エンジニアリング)

5. まとめ

長谷川 隆(建築研究所)

6. 質疑、討論

1. 研究の背景と委員会活動の概要

1

研究の背景

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2011年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、現在検討中の相模トラフ沿いの巨大地震でも、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。このような大きなレベルの地震動や継続時間の長い地震動に対して、建築物は大きな被害が生じる可能性があり、そのため、評価方法や設計法を確立しておく必要がある。

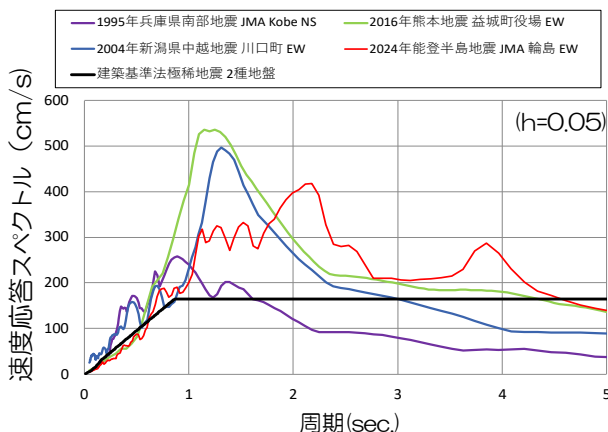


図1-1 過去の地震の観測波の速度応答スペクトル

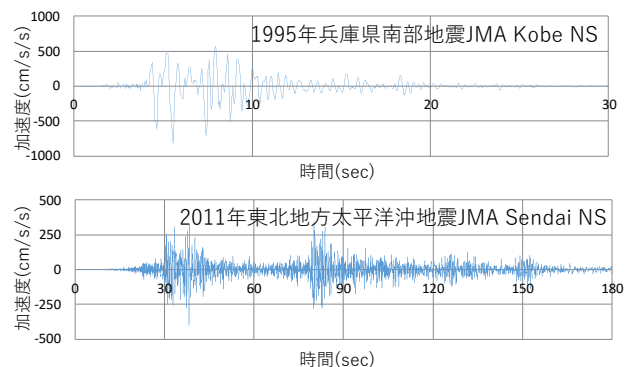


図1-2 観測された地震波の時刻歴

(参考文献)
気象庁 令和6年(2024年)1月1日16時10分 石川県能登地方の地震
(https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/kyoshin/jishin/2401011610_no_to/index.html)

2

研究の背景

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震対策

南海トラフを震源とする長周期地震動に対する耐震対策として、国土交通省の建築基準整備促進事業なども行われ、超高層鉄骨造建築物の耐震対策として、継続時間が長い地震による繰返し変形で鉄骨梁端部が破断するのを防止するための安全性確認方法が検討され、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。

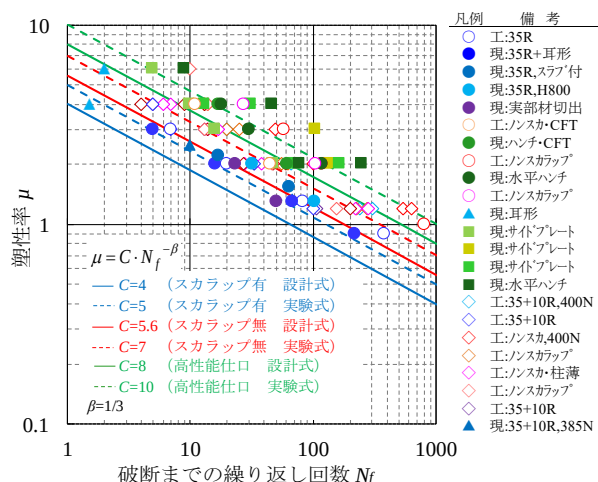


図1-3 様々な仕様の梁端部の破断までの繰返し回数と設計用疲労性能評価式

3

研究の背景

中低層鉄骨造建築物に対する耐震対策

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。

(1) 通しダイアフラム形式梁端部への疲労性能評価式の適用性の検討：

- ・ 超高層建築物の梁端部（内ダイアフラム形式）の疲労性能評価式として提示された評価式が通しダイアフラム形式の梁端部にも適用可能か？
 - ・ 断層近傍の地震動に対しても疲労性能評価式による評価は可能か？
- 振動台実験による検討を実施。

(2) 耐震安全性の確認方法：

- ・ 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、繰返し変形による梁部材の損傷が直接は得られない

→ 疲労性能評価式を用いて、繰返し変形による損傷を評価可能な方法として、エネルギー法告示の計算方法への適用を検討し、新たな評価法を提案

→ 提案した評価方法を用いて、計算事例を作成

4

本研究委員会の設置目的

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では、現在の耐震基準で定められたものより大きな地震動が発生する可能性があり、建築物に大きな被害が生じる可能性があります。そのため、その評価法や設計法を確立しておく必要があると考えられます。

本委員会では、構造設計者が、このような極大地震動に対する鋼構造建築物の耐震安全性を容易に検討できるようにするため、梁端部等の疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく耐震安全性評価方法により、5つの設計、計算事例を作成しました。

これらの検討は、建築研究所のホームページで建築研究報告No.155として公表されており、本日の報告会では、その内容を紹介します。

建築研究所のホームページ：

<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/report/155/index.html>

5

検討体制

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2～4年度）

委員名簿

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）
〃	大内 京太郎	日鉄エンジニアリング（株）
〃	松陰 知明	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

6

2. 繰り返し変形を考慮した エネルギー法に基づく耐震安全性評価

2. 繰り返し変形を考慮したエネルギー法に基づく 耐震安全性評価

JFEスチール株式会社
金城 陽介 植木 卓也

JSSC「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」活動報告

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

P.2-2

エネルギー法告示（平17国交省告示631号）

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

⇒累積塑性変形倍率の大小関係で安全性を検証

本提案※

梁端の疲労曲線式により、**梁端破断が生じるまでに層が吸収できるエネルギー**を計算
（＝保有エネルギー）

※梁降伏型の全体崩壊形が検討対象

⇒エネルギーの大小関係で安全性を検証

繰り返し回数は、対象とする地震動の **エネルギースペクトル**
速度応答スペクトル から予測して設定

⇒ **長継続時間地震動**
断層近傍の地震動 にも適用可能

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

P.2-2

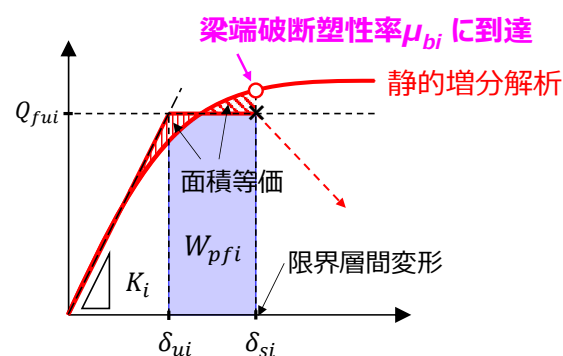
■ 梁の等価繰返し回数に対する梁端破断塑性率 μ_{bi}

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

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

梁 層

- ・梁の降伏強度による補正係数 k_2
 $k_2 = 325/\sigma_y$
- ・梁端部の仕様で決まる係数 C (勾配 β は一律1/3)
 スカップ: 4.0、ノンスカップ: 5.6、水平ハンチ: 8.0
- ・層と梁部材の等価繰返し回数比 n
 長スパン(15m程度): 1.0、標準スパン(6m程度): 1.8
 短スパン(3m程度): 2.5
- ・層の等価繰返し回数 sN_e
 標準波: 1.0、断層近傍の地震動: 0.75
 長継続時間地震動: 2.3 ⇒次節で説明

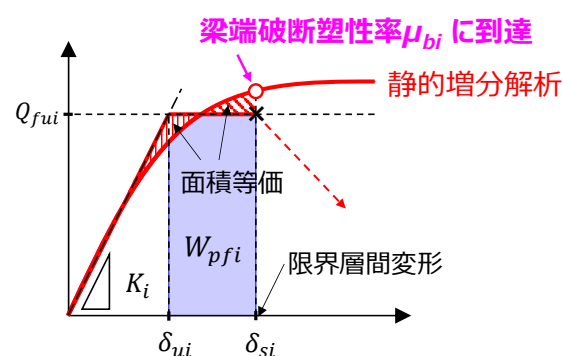
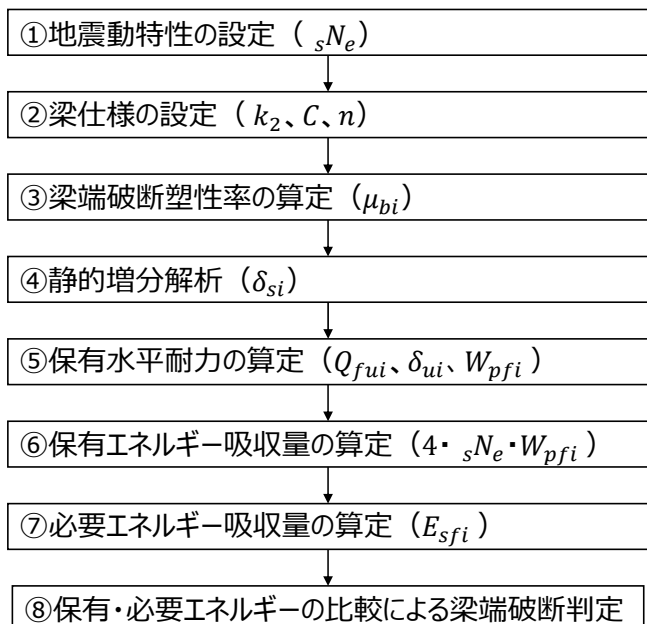


■ 層の保有エネルギー吸収量: $4 \cdot sN_e \cdot W_{pfi}$

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

P.2-2

<計算フロー>



2.3 長継続時間地震動の等価繰り返し回数

P.2-3

単位地震動の反復数 f の概念を適用することで、長継続時間地震動と標準波との違い（最大値や累積値）を表せることが知られている¹⁾。

$$f = \left(\frac{V_E}{S_v} \right)^2 \frac{1}{1 + 12\pi h} \quad h: \text{減衰定数} (=0.1)$$

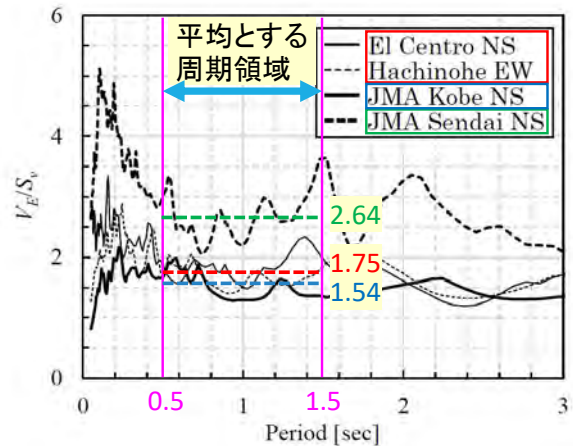
1) 秋山宏、北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応、日本建築学会構造系論文集 第608号、pp.37-43、2006.10

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 の考え方を新たに導入

$$r = \left(\frac{\text{長継続時間地震動の } V_E/S_v}{\text{標準波の } V_E/S_v} \right)^2$$

$$\text{長継続時間地震動} : r = \left(\frac{2.64}{1.75} \right)^2 = 2.28 \Rightarrow 2.3$$

$$\text{※断層近傍の地震動} : r = \left(\frac{1.54}{1.75} \right)^2 = 0.77 \Rightarrow 0.75$$



2.4 各層の必要エネルギー吸収量の計算

P.2-4

$$E_s = \frac{1}{2} q M V_s^2 - W_e \quad \text{エネルギーの増加倍率} (q = r) \quad (2.3)$$

$$W_e = \sum_i \left\{ \underbrace{\frac{1}{2} Q_{fi} \delta_i}_{\text{主架構弾性E}} + \underbrace{\frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui}}_{\text{ダンパー部弾性E}} + \underbrace{2n_i Q_{dui} (\delta_i - \delta_{dui}) \cdot s N_e}_{\text{ダンパー部塑性E (} n_i = 5 \text{)}} \right\} \quad \delta_i > \delta_{dui} \quad (2.4)$$

地震動特性による等価繰り返し回数の違いを考慮

$$E_{si} = \frac{s_i (p_i \cdot p_{ti})^{-n}}{\sum_j s_j (p_j \cdot p_{tj})^{-n}} E_s \quad \text{各層への分配} \quad (2.5)$$

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

$$\text{ダンパー} : E_{sdi} = \frac{Q_{dui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} E_{si} + 2n_{si} Q_{dui} (\delta_i - \delta_{ui}) \cdot s N_e \quad \text{+ } \beta E_{dpi} \quad (2.7)$$

ダンパーの繰り返し回数のばらつきに基づく安全率 $n_{si} = 5$

以前に経験した稀に発生する地震によるエネルギー量（ここでは考慮しない）

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

P.2-5

建築物の耐震安全性の判定

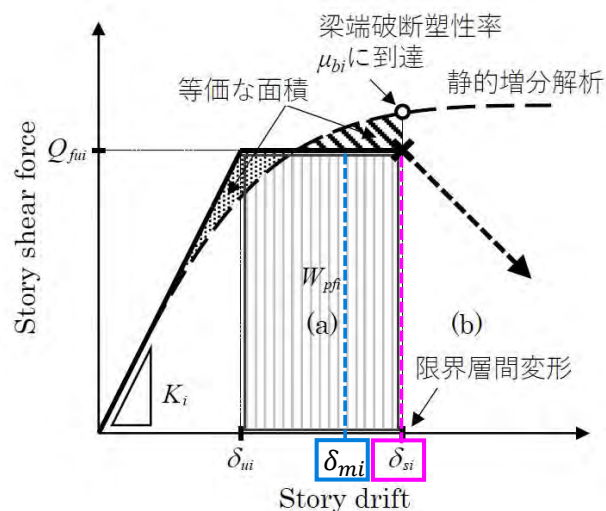
主架構の必要エネルギー吸収量： E_{sfi}

主架構の保有エネルギー吸収量： $4 \cdot {}_sN_e \cdot W_{pfi}$ (2.8)

(1) $E_{sfi} \leq 4 \cdot {}_sN_e \cdot W_{pfi}$: 梁端破断は生じない

最大層間変形： $\delta_{mi} = \delta_{ui} + \frac{E_{sfi}}{4 \cdot {}_sN_e \cdot Q_{fui}}$ (2.9)

(2) $E_{sfi} > 4 \cdot {}_sN_e \cdot W_{pfi}$: 梁端破断が生じて、限界層間変形 δ_{si} に到達する



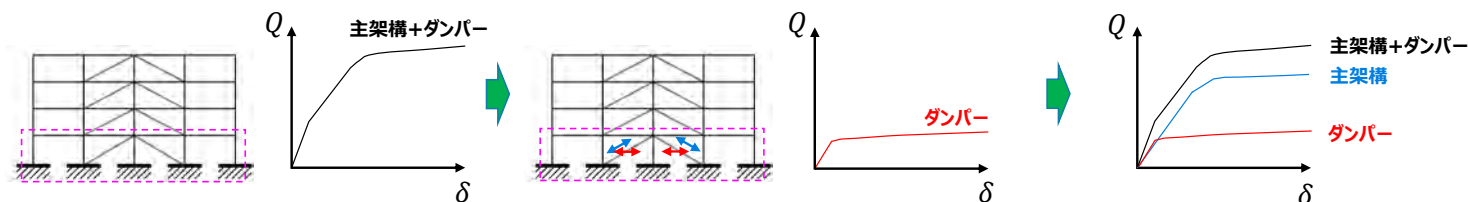
2.7 ダンパー付建物の静的増分解析からのトリリニアモデルへの置換

P.2-9

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 ($Q-\delta$ 曲線) を得る。

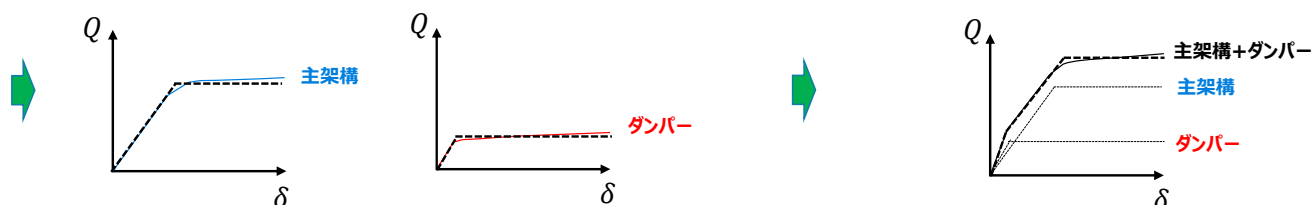
2) 静的増分解析で各層に生じるダンパー部分の軸力をせん断力に変換し、各層におけるダンパー系の $Q-\delta$ 曲線を得る。

3) 各層について、層全体の $Q-\delta$ 曲線からダンパー系の $Q-\delta$ 曲線を引いて、主架構のみの $Q-\delta$ 曲線を得る。



4) 主架構のみの $Q-\delta$ 曲線、ダンパー系の $Q-\delta$ 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。



繰返し変形を考慮したエネルギー法の妥当性評価※

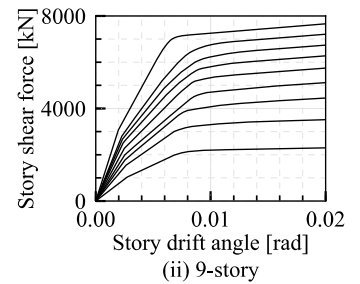
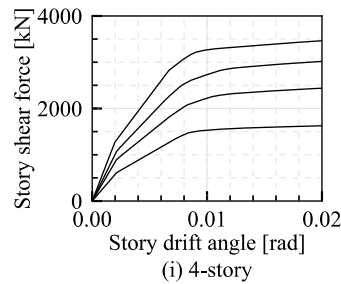
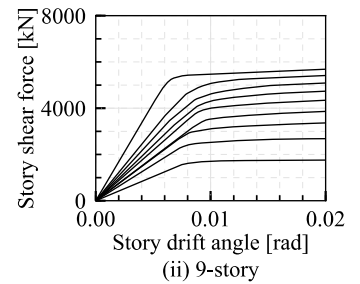
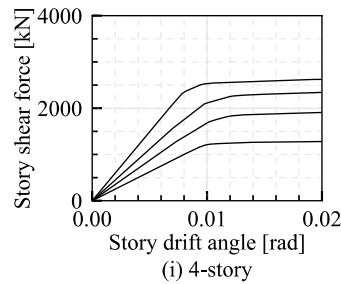
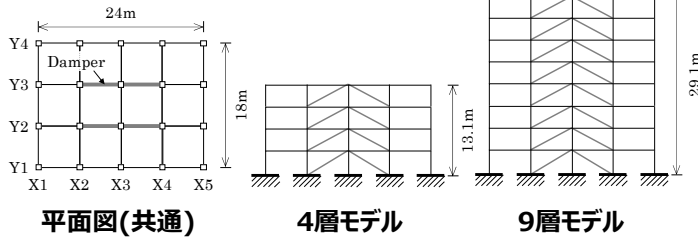
■ 建物概要と検討パラメータ

建物層数 4層／9層
建物モデル 純ラーメン／ダンパー付
設計条件 層間変形角：1/200 Q_u/Q_{un} ：1.5程度
対象地震動 告示波（1倍※）※ $V_s=165\text{cm/s}$
 断層近傍の地震動（2倍）
 長継続時間地震動（1倍）
梁端部仕様 スカップ／ノンスカップ／高性能仕口

※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

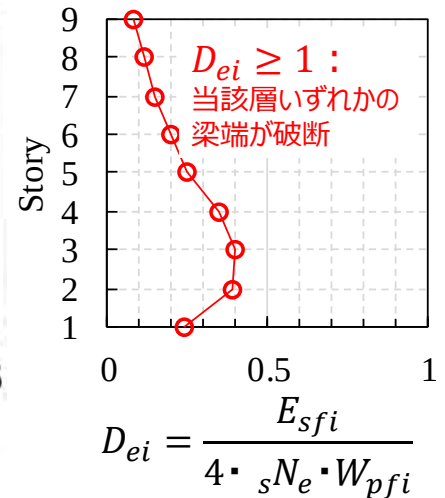
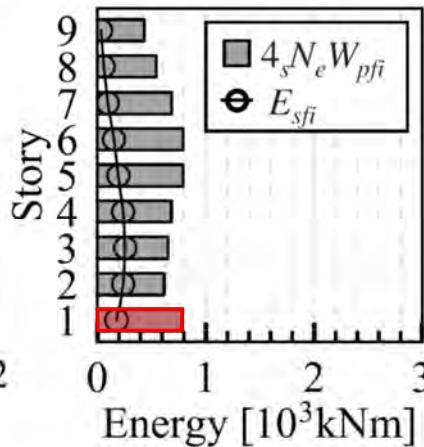
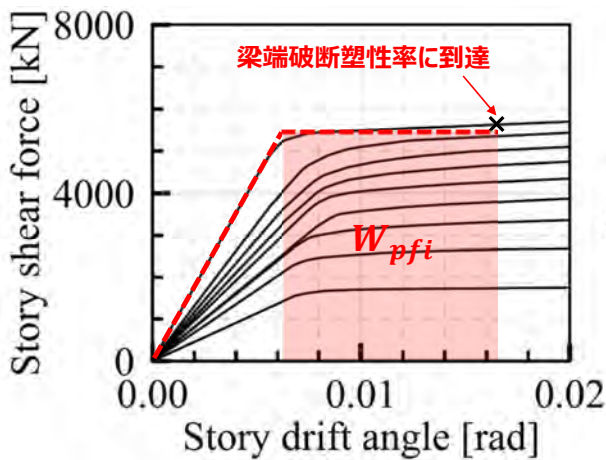
固有周期(s)

建物モデル	4層	9層
純ラーメン	0.82	1.13
ダンパー付	0.57	0.82



繰返し変形を考慮したエネルギー法の妥当性評価※

■ 9層純ラーメン・スカップ°・告示波（1倍）での例



時刻歴応答解析から求められる梁端の疲労損傷度との対応を確認

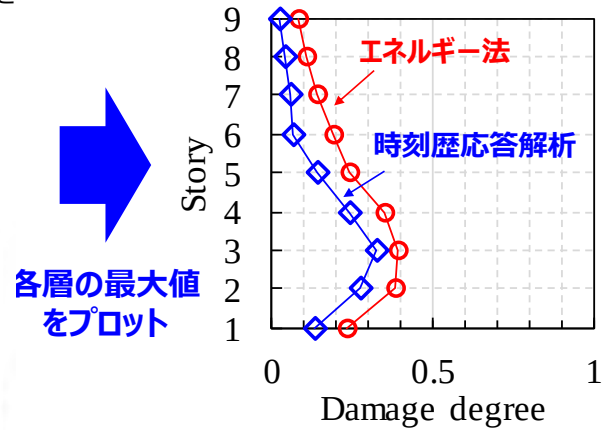
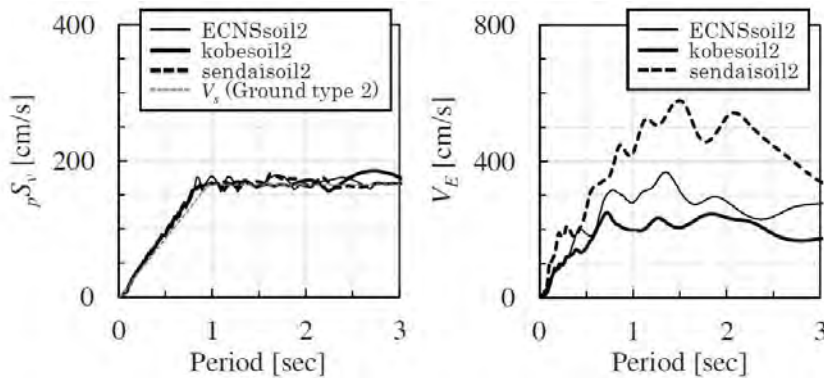
繰り返し変形を考慮したエネルギー法の妥当性評価※

＜時刻歴応答解析における梁端の疲労損傷度（マイナー則）＞

- ①各梁端塑性率の時刻歴応答をレインフロー法によって波形分解
- ②得られた塑性率 μ_{ki} の破断寿命 N_{ki} に対する頻度 n_{ki} の比を足し合わせ

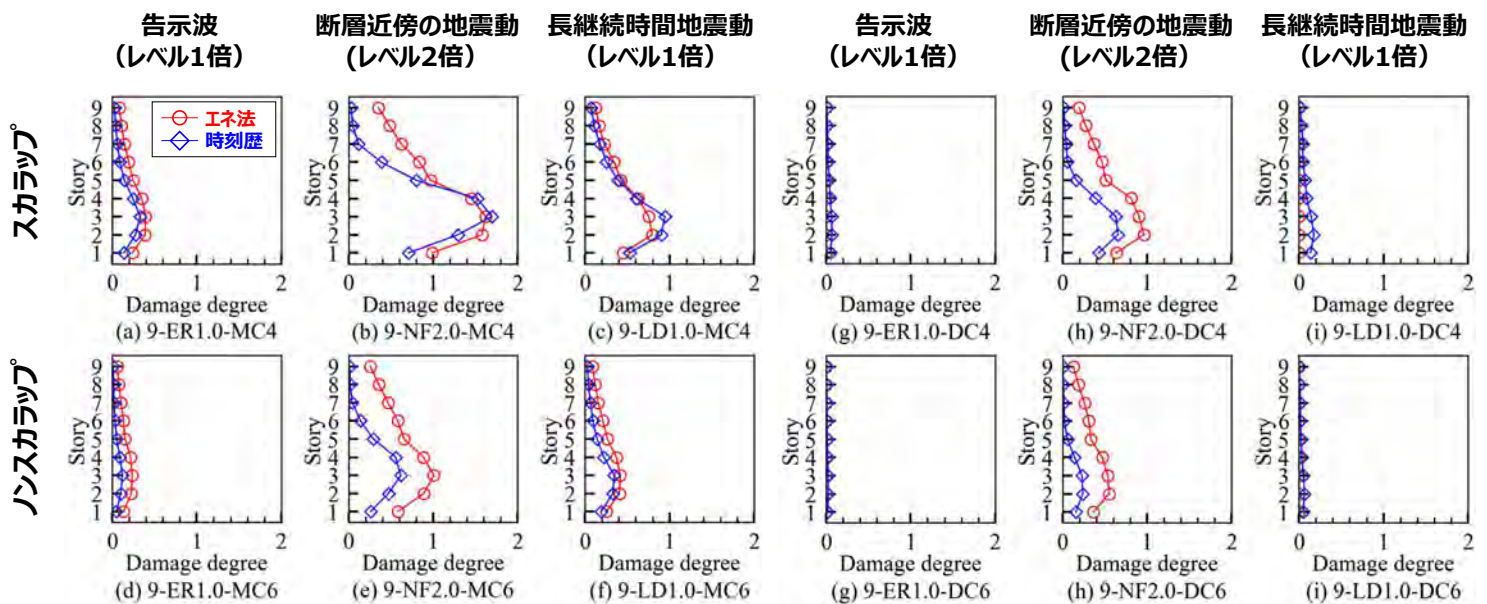
$$D_{mi} = \sum_k \frac{n_{ki}}{N_{ki}} \quad D_{mi} = 1 \text{ となる } \text{とき梁端破断}$$

入力地震動：



時刻歴応答解析の結果を
エネルギー法で概ね予測可

繰り返し変形を考慮したエネルギー法の妥当性評価※



9層モデル・純ラーメン

9層モデル・ダンパー付き

2.6 柱脚の限界変形を考慮した保有エネルギーの計算

P.2-5

- 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。

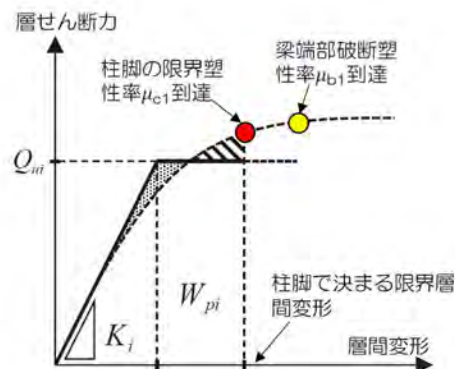
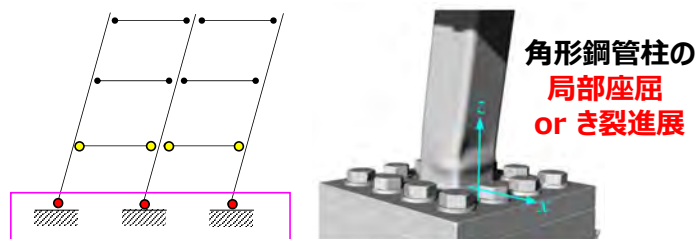


- 第1層の保有エネルギーの計算については、梁端部に加えて柱脚部の疲労限界を考慮して算定する。

※アンカーボルト降伏型の露出柱脚では、一定振幅の繰返し载荷実験で、安定した履歴性状で大きな繰返し性能を有していることが確認されていることから、検討は不要とする。



- 柱脚部の限界塑性率 μ_c と等価繰返し回数比 n_c の設定が必要



柱脚の限界変形を考慮した第1層の復元力特性

2.6 柱脚の限界変形を考慮した保有エネルギーの計算

P.2-6

- 第1層角形鋼管柱の柱脚部の限界塑性率 μ_c ※

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

ここに、

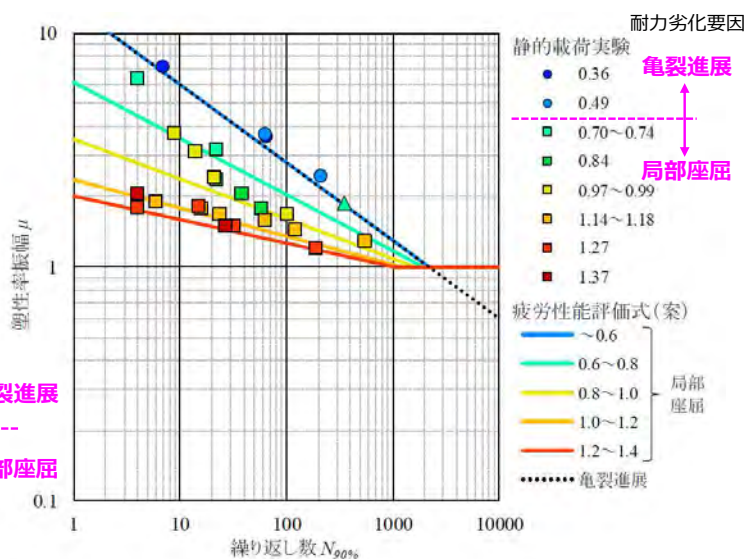
σ_y : 梁の降伏強度

$N_{90\%}$: 最大耐力の90%耐力に低下した時点までの繰返し回数

局部座屈により性能が決まる場合の係数 C 、 β は、一般化幅厚比に応じた下表の値を新たに設定

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

亀裂進展
↓
局部座屈



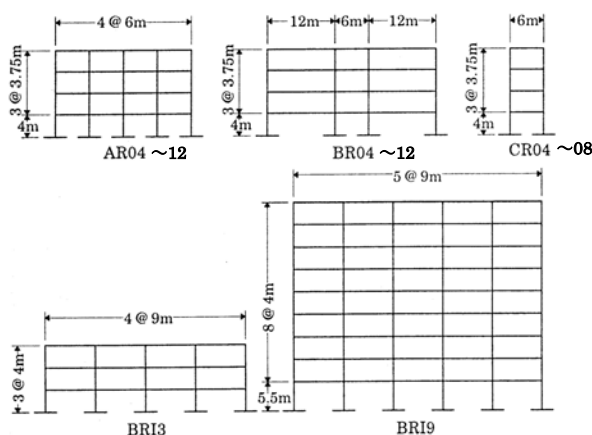
※廣嶋哲、長谷川隆、森田高市：強震時における角形鋼管柱の終局限界性能に関する振動台実験 その2 荷重変形関係と疲労性能評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1115-1116、2022.9

2.6 柱脚の限界変形を考慮した保有エネルギーの計算

P.2-7

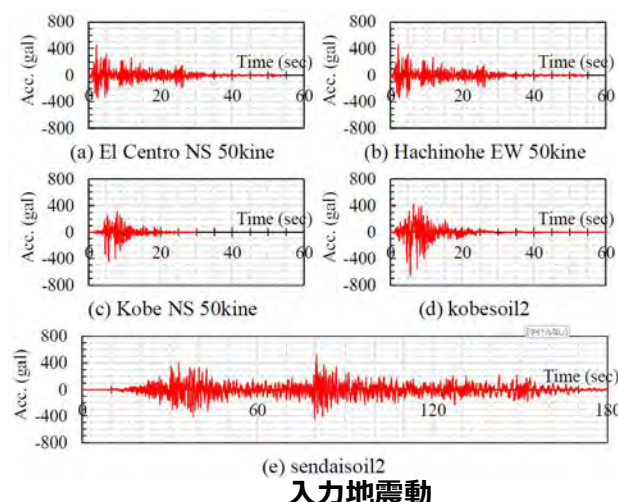
■ 柱脚の等価繰返し回数比 n_c

$$\frac{{}_cN_e}{\text{柱脚}} = n_c \cdot \frac{{}_sN_e}{\text{層}}$$



試設計骨組モデル

13種類の試設計骨組モデルに対し、5種類の地震動を用いた地震応答解析を実施
⇒柱脚部と層の等価繰返し回数の関係を整理



入力地震動

2.6 柱脚の限界変形を考慮した保有エネルギーの計算

P.2-7

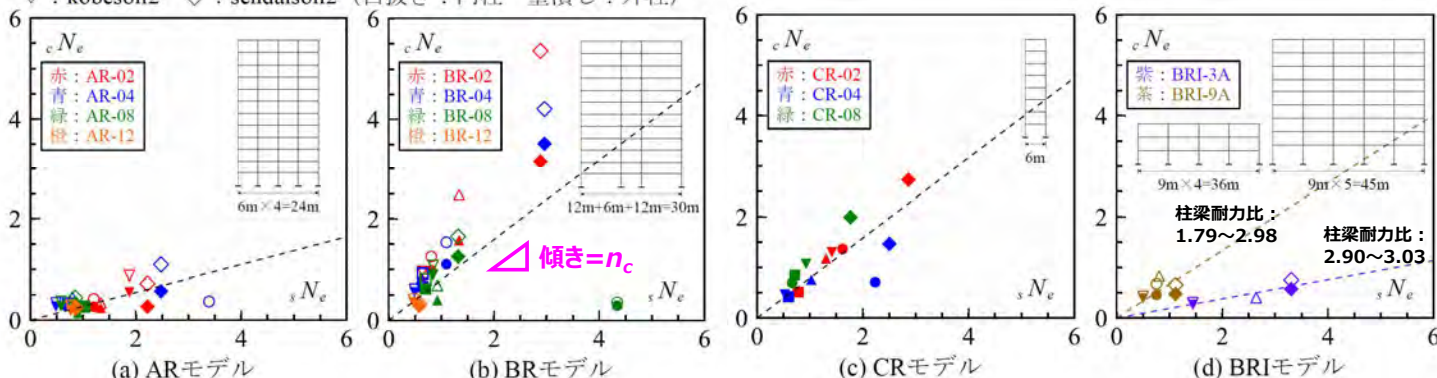
■ 柱脚の等価繰返し回数比 n_c

$$\frac{{}_cN_e}{\text{柱脚}} = n_c \cdot \frac{{}_sN_e}{\text{層}}$$

13種類の試設計骨組モデルに対し、5種類の地震動を用いた地震応答解析を実施
⇒柱脚部と層の等価繰返し回数の関係を整理

- ・同じモデルであれば、概ね比例関係あり
- ・層数や地震動の影響は比較的小さい
- ⇒モデルによる違いは柱梁耐力比の違いと推定

○ : El Centro NS □ : Hachinohe EW △ : Kobe NS
▽ : kobesoil2 ◇ : sendaisoil2 (白抜き: 内柱 塗潰し: 外柱)



■ 柱脚の等価繰返し回数比 n_c

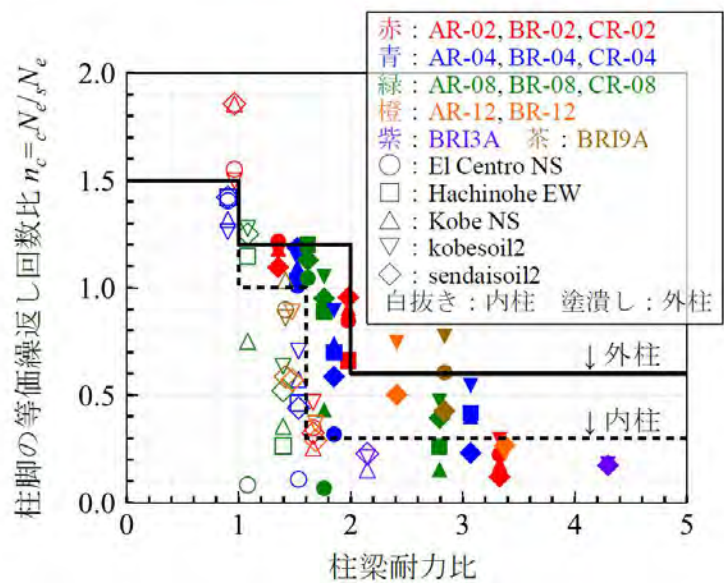
$$\frac{{}_cN_e}{{}_{\text{柱脚}}} = n_c \cdot \frac{{}_sN_e}{{}_{\text{層}}}$$

柱脚の等価繰返し回数比

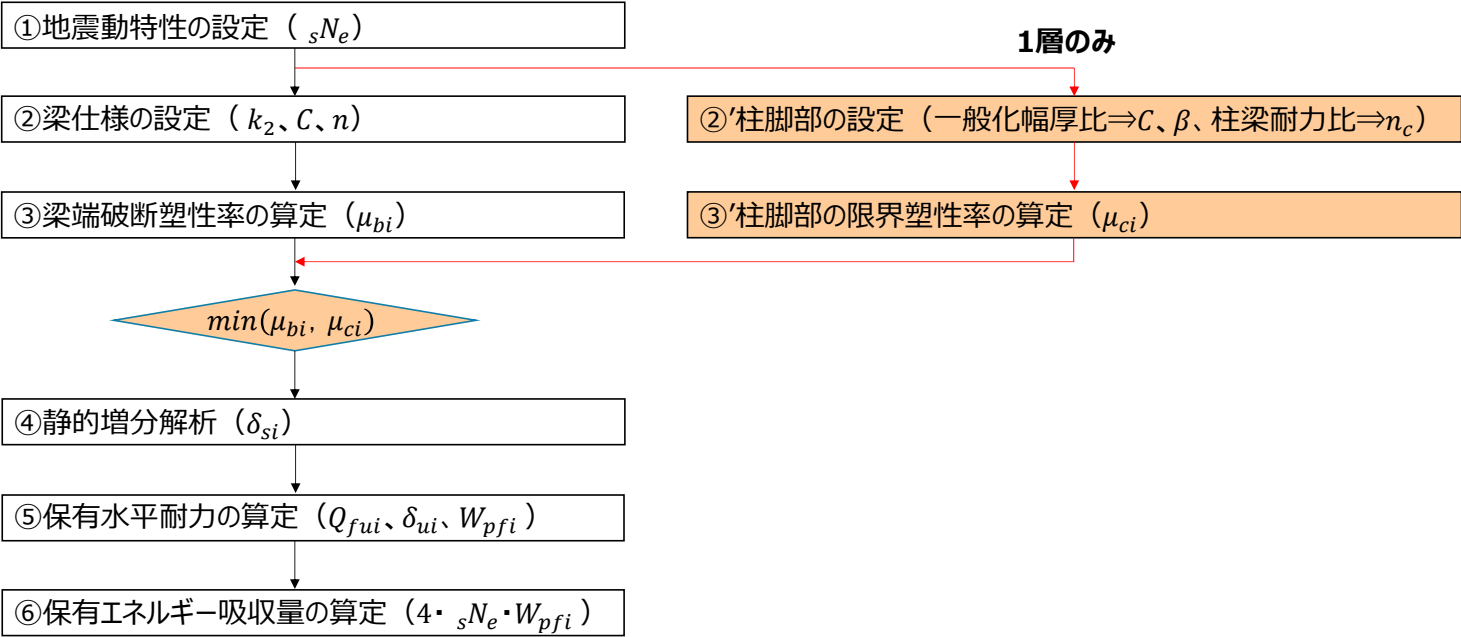
外柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上2.0未満	2.0以上
	1.5	1.2	0.6

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

- ・等価繰返し回数比と柱梁耐力比に一定の相関関係あり
⇒柱梁耐力比が大きいほど梁のエネルギー吸収率が増加
- ・外柱より内柱の方が等価繰返し回数比が小さい傾向



<計算フロー>



ご清聴ありがとうございました

3. 提案する評価方法の活用方法と実務への適用

- (1) エネルギー法告示と本提案の方法の関係
(整合点や改良点)
- (2) 本提案の計算方法の活用方法
- (3) 実務設計に適用する場合の考え方

1

(1) エネルギー法告示と本提案の方法の関係（整合点や改良点）

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

平成17年国土交通省告示第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）」

2.6 極めて稀に発生する地震に対するエネルギーの釣合いに関する検討

(1) 主架構の検討

第6 建築物の地上部分について、次に定めるところにより構造計算を行うこと。

- 一 イの規定によって計算した各階の主架構の吸収できるエネルギー量（以下「保有エネルギー吸収量」という。）が、ロの規定によって計算した各階の主架構の必要エネルギー吸収量以上であることを確かめること。ただし、ロの規定によって計算した各階の主架構の必要エネルギー吸収量を当該階の主架構が吸収できることを別に確認した場合又はロ(1)に規定する E_s の数値が負となる場合においては、この限りでない。

[解説]

第6は極めて稀に発生する地震（最大級の地震）に対する検証である。

第一号では、地震に関する安全性の検討として、各階の主架構について、

$$(\text{必要エネルギー吸収量}) \leq (\text{保有エネルギー吸収量})$$

であることを確認することとされている。ただし書で主架構の必要エネルギー吸収量を吸収するこ

2

(1) エネルギー法告示と本提案の方法の関係（整合点や改良点）

エネルギー法告示

1) 主架構の保有エネルギー吸収量

イ 建築物の各階の主架構の保有エネルギー吸収量を、当該階の主架構のいずれかの部分又は部材（以下「部材等」という。）が当該部材等の保有塑性ひずみエネルギー量（部材等に繰り返し変形を加える場合において、当該部材等が破断その他の耐力の急激な低下を生ずるまでに吸収することができる塑性ひずみエネルギー量をいう。以下同じ。）に達する時の当該階の主架構のエネルギー吸収量（保有塑性ひずみエネルギー量に達した部材等を取り除いたと仮定した架構がなお倒壊、崩壊等に至っていないことが確認された場合においては、当該架構に基づき求められた当該階の主架構の保有エネルギー吸収量の増加分を含む。）以下の数値として求めること。

【解説】

イでは建築物の主架構の吸収できるエネルギー量を規定している。具体的には、建築物が地震による繰り返し変形を生ずることを考慮し、主架構を構成する部材又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すべてのエネルギー吸収量の総和が、「主架構の保有エネルギー吸収量」となる。

部材が吸収できるエネルギー量（保有塑性ひずみエネルギー量）は、実験を行うことによってその値を求めることができる。一般的な部材に対する実験の繰り返し載荷ルールは、事前にその復元力特性をもとに時刻歴応答解析等を行って見かけの応答変形と吸収エネルギー量の関係を求めておいて、実験においてもほぼその関係が保たれるような載荷ルールとすることが原則である。ただし、特に鉄骨造に用いられる一般的な部材については、これまでの実験結果などをもとに保有エネルギー吸収量を代表する指標として累積塑性変形倍率（ η ）が幅厚比等をパラメータとして実験式として示されており、これらの数値を用いて検討して差し支えない。その算定の1つの例を【補足】1)

本提案のエネルギー法

局部座屈が生じる場合も含めて、疲労性能評価式によって梁端部の限界性能の評価が概ね可能であり、この疲労性能評価式に基づいて、各層で最初に梁端が終局限界に達するまでに吸収できるエネルギーを層の保有エネルギーとし、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する。

本提案の計算方法は、告示の第6第一号イの規定に関して、妥当なものと考えられる。

3

(1) エネルギー法告示と本提案の方法の関係（整合点や改良点）

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

エネルギー法告示

2) 主架構の必要エネルギー吸収量

ロ 建築物の各階の主架構の必要エネルギー吸収量を次に定めるところによって計算すること。

【解説】

ロでは、以下の(1)～(3)に示す手順に従って、極めて稀に発生する地震による入力として、各階の主架構の必要エネルギー吸収量を計算する。

ア) 建築物に作用する塑性ひずみエネルギー量（建築物の必要エネルギー吸収量）

(1) 地震によって建築物に作用するエネルギー量のうち建築物の必要エネルギー吸収量を、次の式によって計算すること。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e$$

本提案のエネルギー法

・エネルギーの増加倍率 q （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）を新たに導入して、地震動特性を考慮した必要エネルギー吸収量を算出

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

・ W_e の計算式において、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

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

エネルギー法告示では、 V_s と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」があり、本提案の方法は妥当と考えられる。

4

(2) 本提案の計算方法の活用方法

・入力地震動や設計条件に応じた建物損傷度の表示

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、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、入力地震動のレベルや特性、建物の設計条件に応じた損傷度（保有エネルギーに対する必要エネルギーの比）を示すことで建物の耐震性能が明確に示され、**ノンスラップ梁、ハンチ等の高性能梁やダンパー等を用いることの有効性（継続使用性や修復性）を説明しやすくなる。また、継続使用性や修復性についての説明が可能となる^{1),2)}。**

・告示レベルの計算方法による提案

60m以下の建築物は、保有水平耐力等計算で安全を確認しているため、一般の構造設計者が、極大地震動に対する検討のために、時刻歴解析を別に実施するのはかなりの負担



施主などの要望で、極大地震動に対する検討を行う場合に、告示に規定された方法で検討することにより、**直接、実務への適用も可能となる。**

1) 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、日本建築学会、pp.221～224、2023.2
2) 長谷川 隆、坂下 雅信：エネルギー法を用いた鉄骨造事務所ビルの地震後の修復性の評価、2024年度日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ、日本建築学会、pp.831～832、2024.8

(3) 実務設計に適用する場合の考え方

・疲労性能評価式を用いた保有エネルギー吸収の計算

本提案の疲労性能評価式を用いた「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、「主架構の保有エネルギー吸収量」の計算については、本提案の計算方法が実務でそのまま適用できると考えられる。

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、主架構の保有エネルギー吸収量を計算する場合に、層の等価繰返し回数 sNe については、標準波の値として、 $sNe=1.0$ で計算すればよいと考えられる。

・主架構の必要エネルギーの計算

エネルギー増加率 q は1.0として、エネルギー法告示で規定された必要エネルギーの計算方法をそのまま適用する。また、稀地震に対する計算も、告示に規定された方法のままで計算する。



このような考え方により、実務において、建物の安全の確認の方法として、本提案のエネルギー法は適用できると考えられる。

4. 設計、評価事例の紹介 (計算例1)～5))

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

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

2024年11月17日
株式会社日本設計 構造設計群
荻野雅士

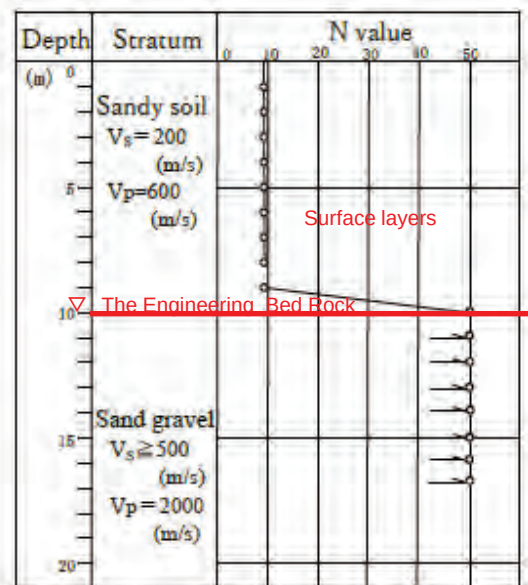
建築物概要

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

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
	種別	鉄骨造
主体構造	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：はり通し方式 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：P C a 版、A L C 版
		内壁：A L C 版、軽鉄下地ボード張り



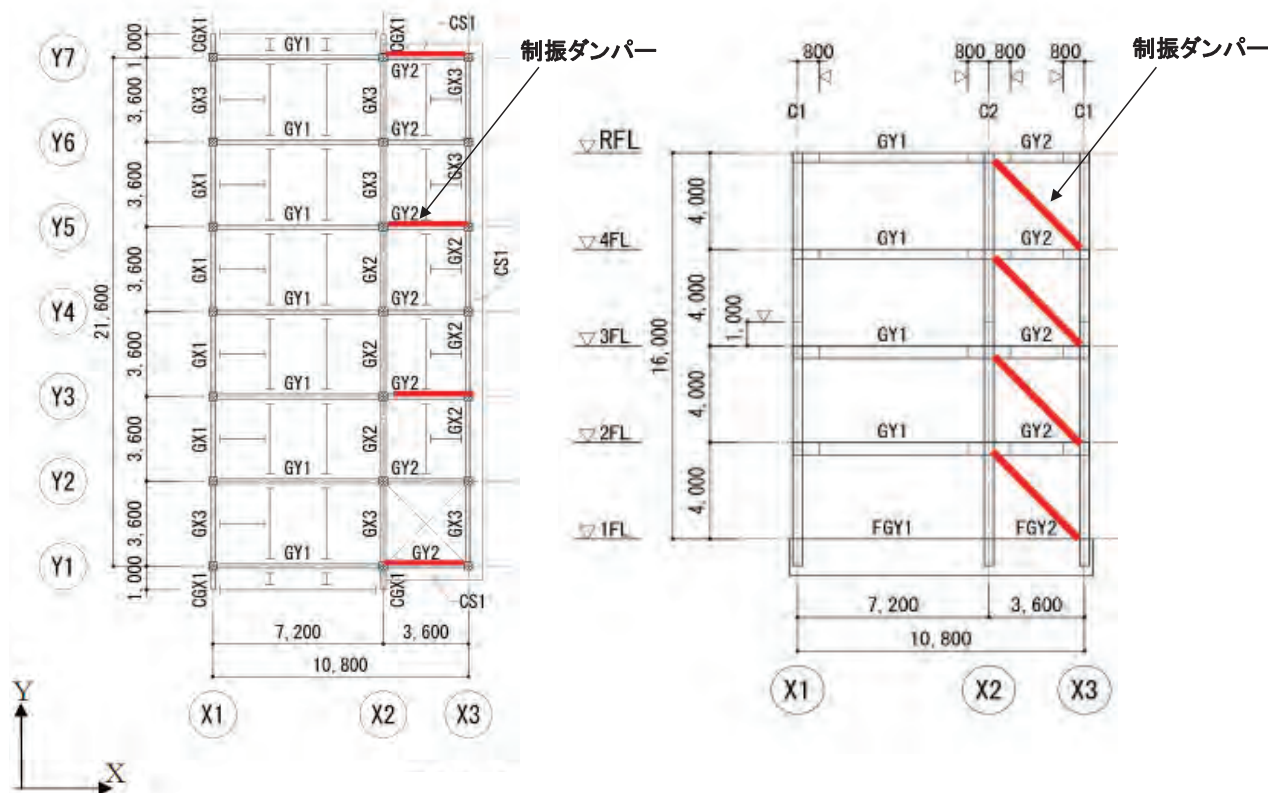


表 3.8 断面リスト

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

階	GY1	GY2
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

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 ($\gamma=23\text{ kN/m}^3$) Fc21 (N/mm^2)



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	変位位置
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	変位位置
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/mm)	階高 (m)	層間変形 (mm)	階高/層間変形 rs	Rs の相対平均	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/mm)	階高 (m)	層間変形 (mm)	階高/層間変形 rs	Rs の相対平均	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



表 3.13 保有水平耐力結果

階	総重量 (kN)	Alt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 Qun	保有耐力 Qu	Qu/Qun	判定
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

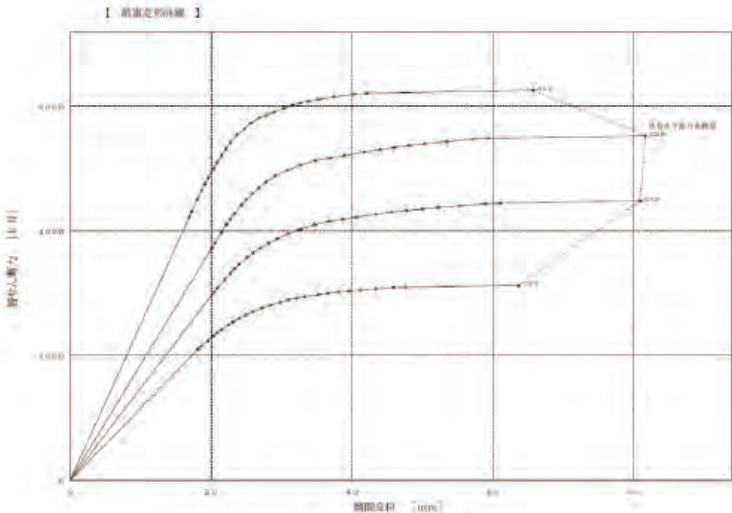


図 3.4 荷重—変位曲線



大梁破断限界塑性率の算定

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

ここで

$k_2 = 325/b\sigma_y = 325/235 = 1.385$ (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

$bNe = n \times sNe$ $sNe = r \times n_1 / 2$

$n = 2.5$ (部材の塑性率が決定するスパンが3.6m)

sNe: 層の等価な繰返し回数

n_1 : エネルギー法告示で示されている等価な繰返し回数

r: 極希地震に対する長継続時間地震のエネルギーの増加係数 (倍率)

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

	r	n1	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	1.00	1.00	2.50	4.08	5.71	8.15
断層近傍波	0.75	1.00	0.75	1.88	4.49	6.28	8.97
長継続時間波	2.30	1.00	2.30	5.75	3.09	4.32	6.18



柱脚部破断限界塑性率の算定

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

ここで

$cNe = nc \times sNe$ (=N90%)

nc: 柱脚の等価な繰返し回数で柱梁耐力比により決まる

sNe: 層の等価な繰返し回数

内柱

表 3-16 柱端部破断限界塑性率一覧

	B	D	t _f	t _w	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	t _f	t _w	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



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。

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。

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



保有水平耐力計算に基づく設計

ダンパーなし(DN)

告示波(1.0Vs,1.5Vs,2.0Vs)、

(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。

断層近傍波(1.0Vs,1.5Vs,2.0Vs)、

(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。

長継続地震波(1.0Vs,1.25Vs,1.5Vs)、

(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(DP1)

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。

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。

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(DP2)

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。

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。



告示波ダンパー無し 骨格曲線

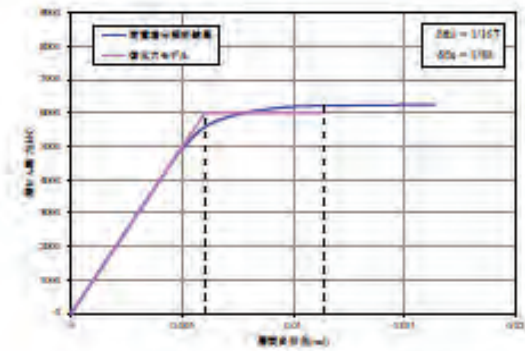
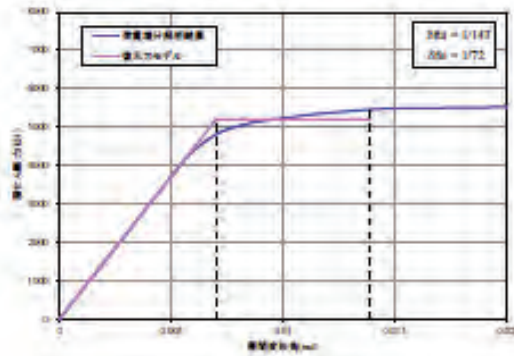


図 3-8(a) スカップ形式(4.08)

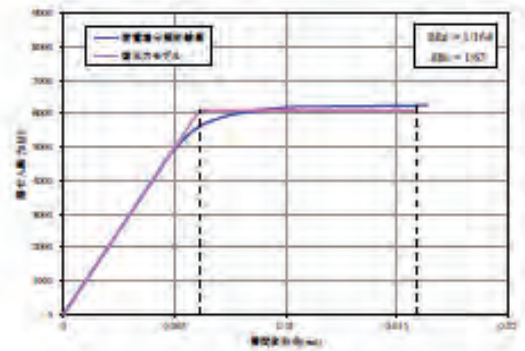
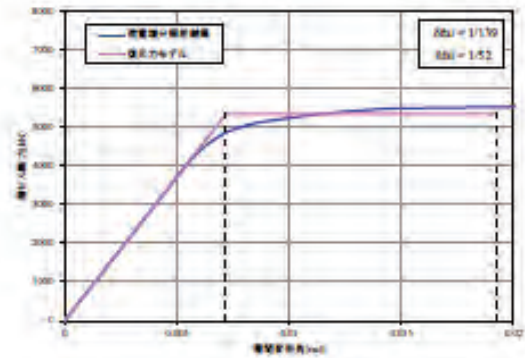


図 3-8(b) ノンスカップ形式(5.71)



NIHON SEKKEI

鋼構造シンポジウム2024

4階建て事務所ビル

11

断層近傍波ダンパー有り(DP1) 骨格曲線

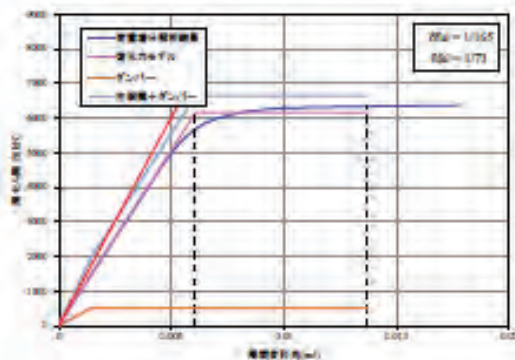
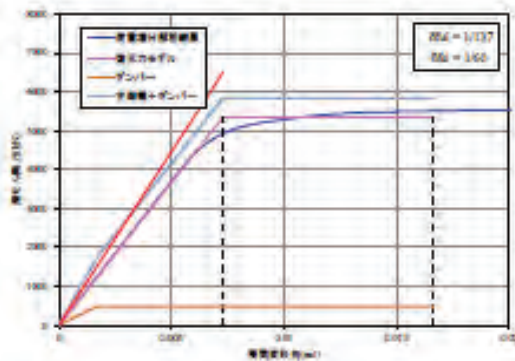


図 3-12(a) スカップ形式(4.49)

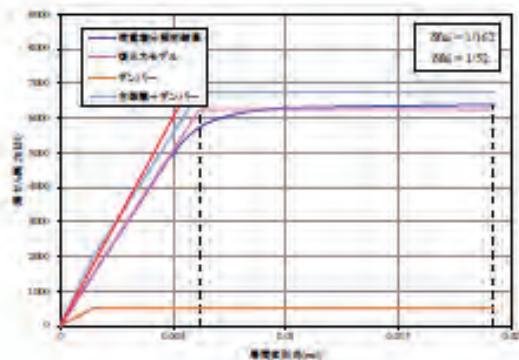
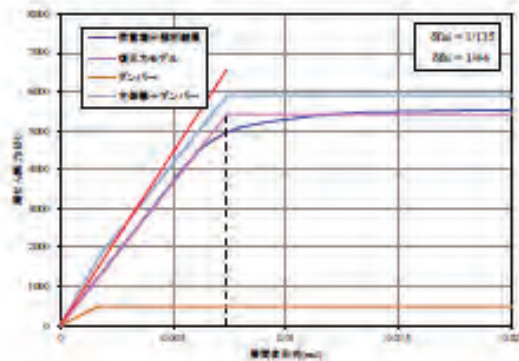


図 3-12(b) ノンスカップ形式(6.28)

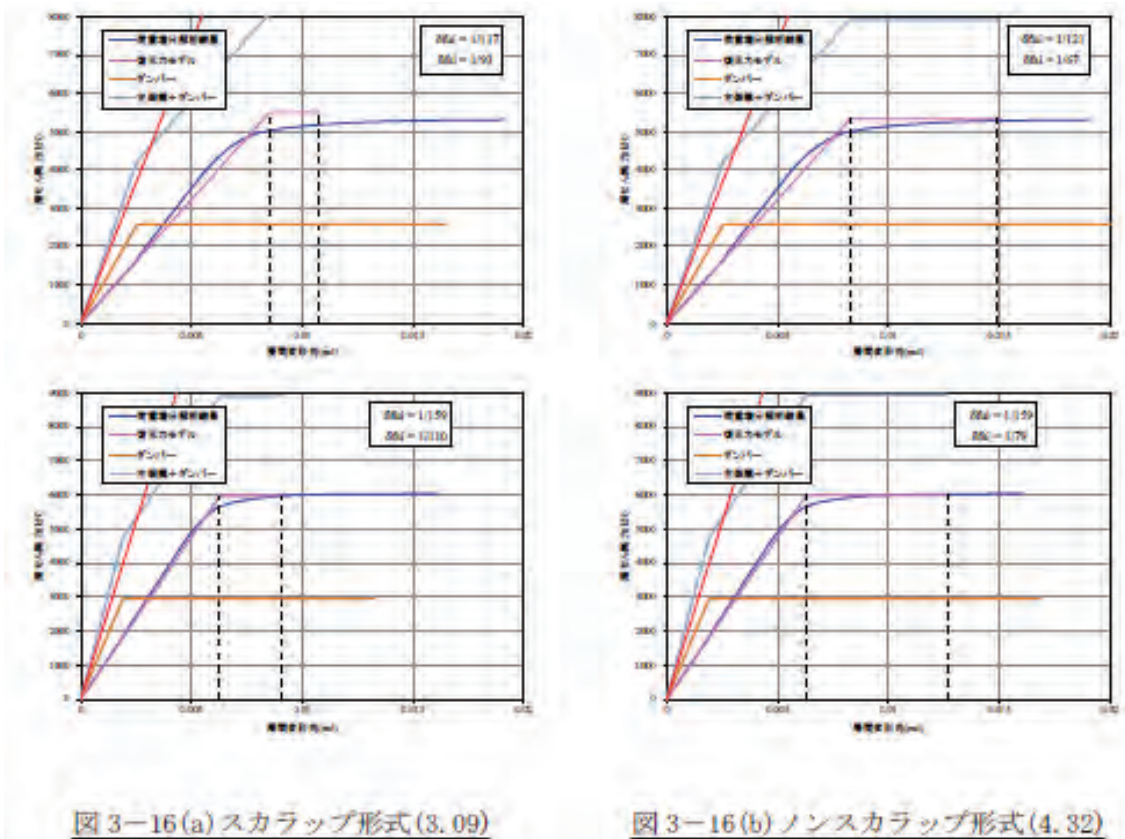


NIHON SEKKEI

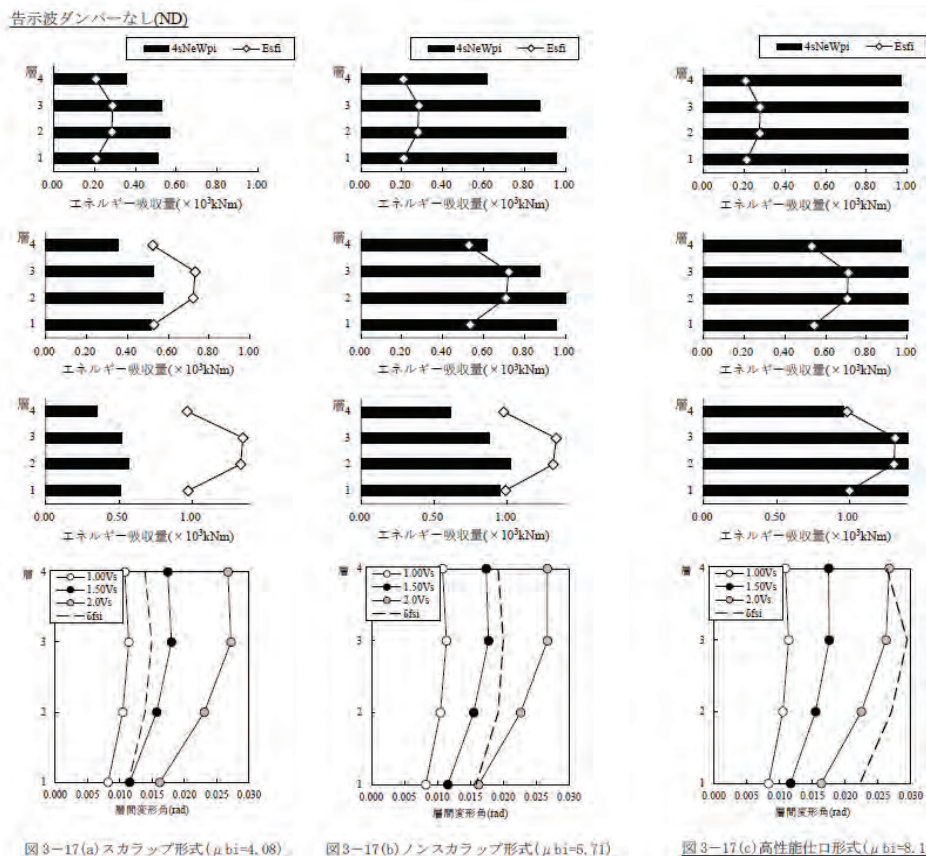
鋼構造シンポジウム2024

4階建て事務所ビル

12



告示波ダンパーなし(ND)



告示波ダンパー有り(DP1)

告示波ダンパーあり(DP1)

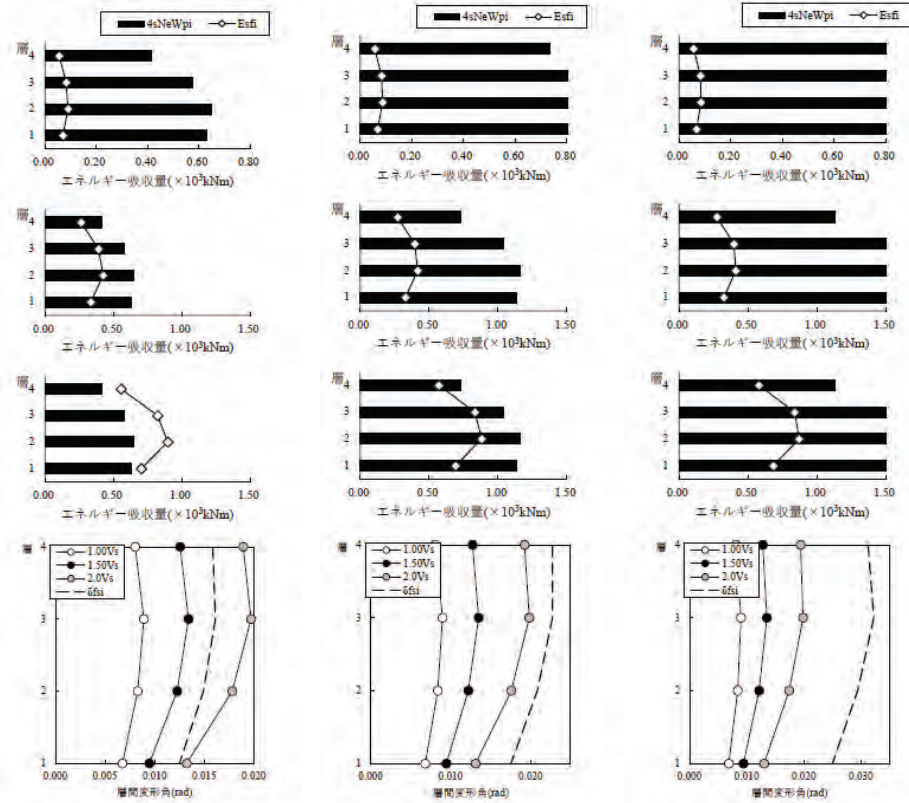


図3-20(a) スカラップ形式 ($\mu bi=4.08$)

図3-20(b) ノンスカラップ形式 ($\mu bi=5.71$)

図3-20(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=8.15$)



NIHON SEKKEI

鋼構造シンポジウム2024

4階建て事務所ビル

15

断層近傍波ダンパー無し(ND)

断層近傍波ダンパーなし(ND)

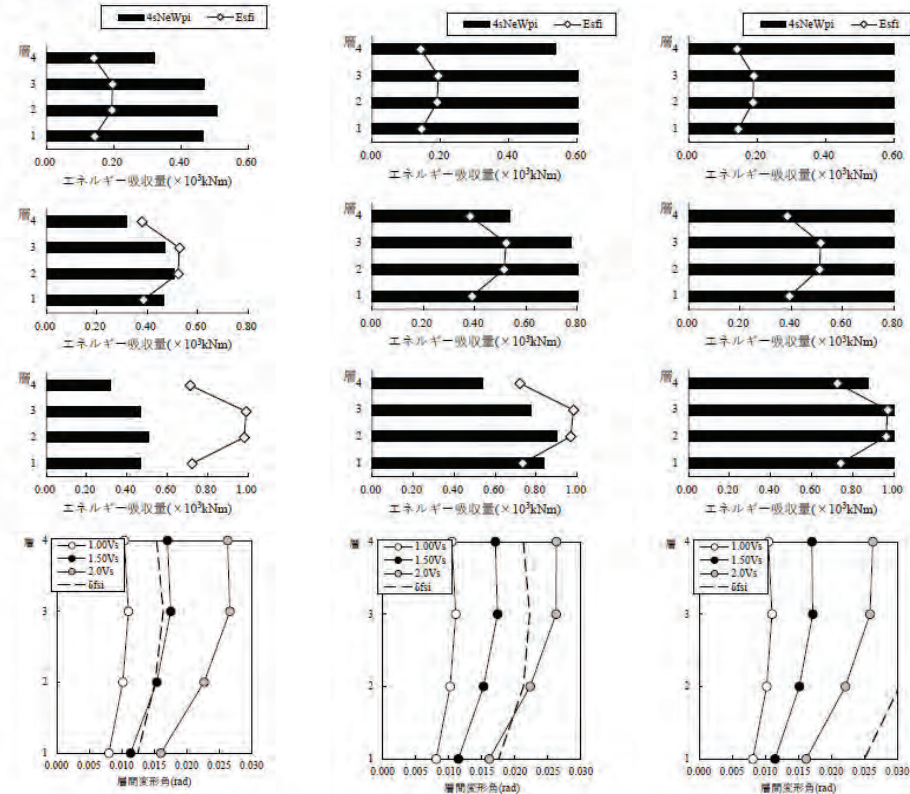


図3-18(a) スカラップ形式 ($\mu bi=4.49$)

図3-18(b) ノンスカラップ形式 ($\mu bi=6.28$)

図3-18(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=8.97$)



NIHON SEKKEI

鋼構造シンポジウム2024

4階建て事務所ビル

16

断層近傍波ダンパー有り(DP1)

断層近傍波ダンパー有り(DP1)

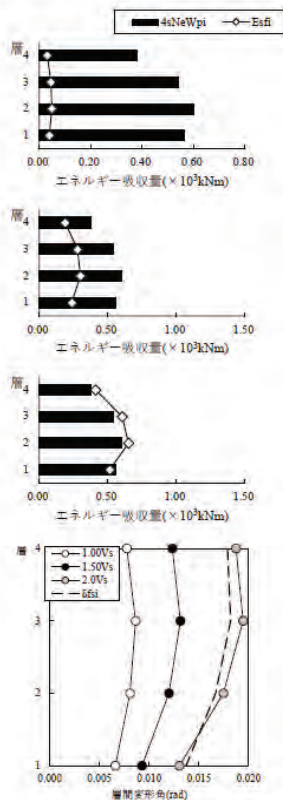


図3-21(a) スカップ形式 ($\mu_{bi}=4.49$)

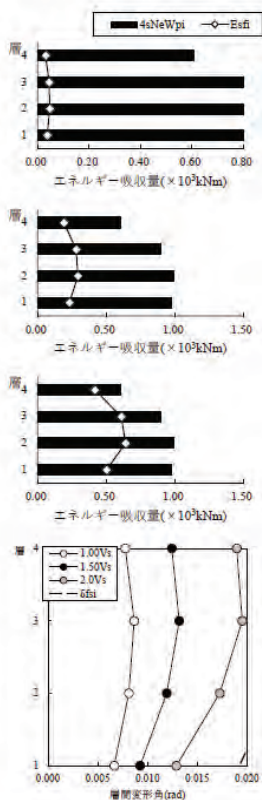


図3-21(b) ノンスカップ形式 ($\mu_{bi}=6.28$)

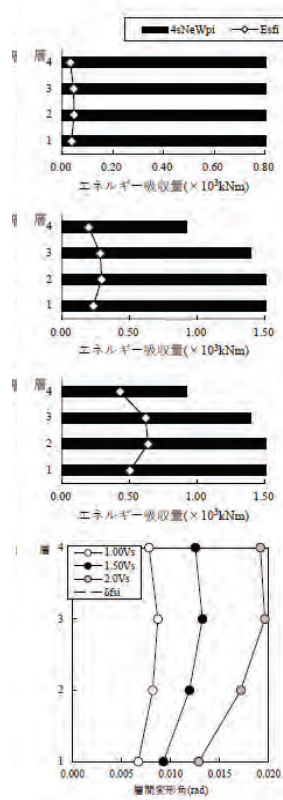


図3-21(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.97$)



NIHON SEKKEI

鋼構造シンポジウム2024

4階建て事務所ビル

17

長継続時間波ダンパー無し(ND)

長継続時間波ダンパー無し(ND)

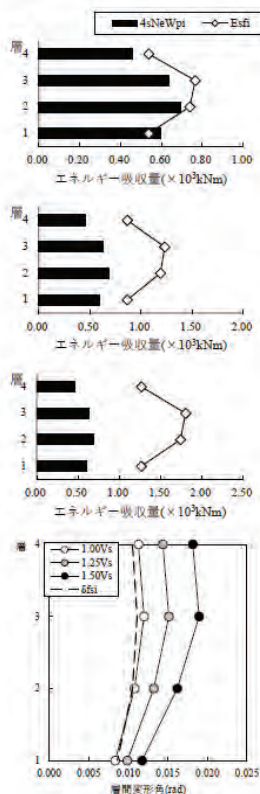


図3-19(a) スカップ形式 ($\mu_{bi}=3.09$)

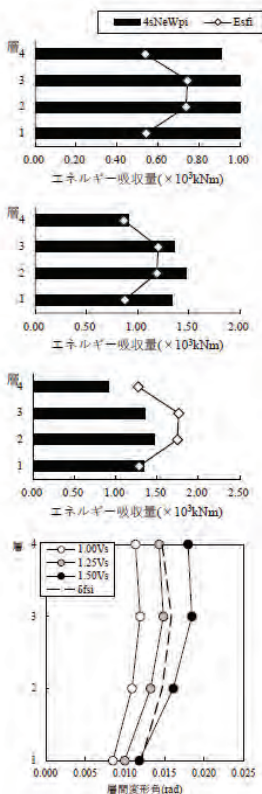


図3-19(b) ノンスカップ形式 ($\mu_{bi}=4.32$)

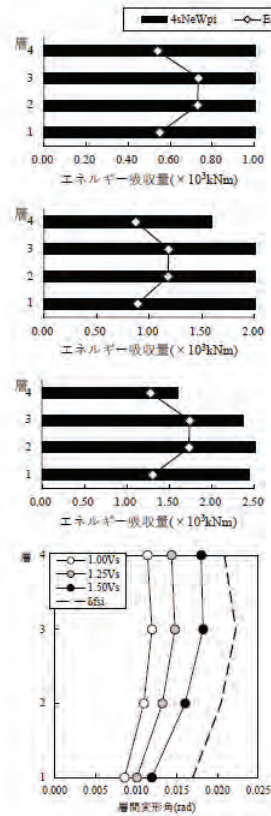


図3-19(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=6.18$)



NIHON SEKKEI

鋼構造シンポジウム2024

4階建て事務所ビル

18

長継続時間波ダンパー有り(DP1)

長継続時間波ダンパー有り(DP1)

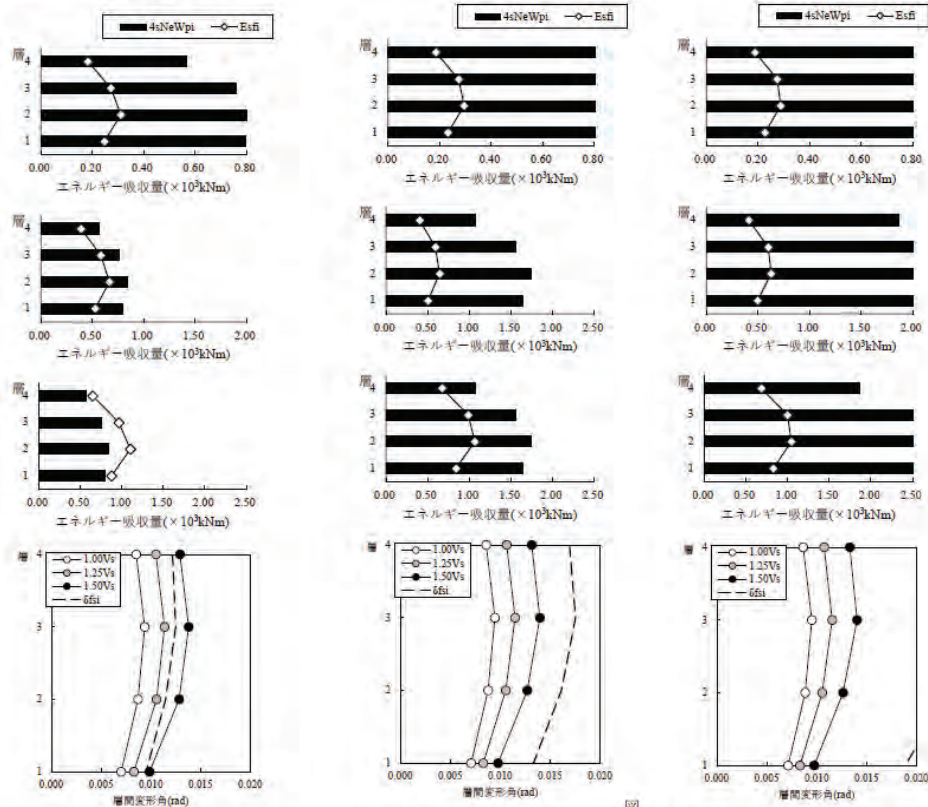


図 3-22 (a) スカラップ形式 ($\mu bi=3.09$)

3-22 (b) ノンスカラップ形式 ($\mu bi=4.32$)

図 3-22 (c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=6.18$)



NIHON SEKKEI

鋼構造シンポジウム2024

4階建て事務所ビル

19

ダンパー 累積塑性変形倍率(DP1)

表 3.19 告示波 sNe=1 (スカラップ形式) 2.0Vs

階 i	$E_s(Q_{d,i}/Q_{d,i})$ (kNm)	δ_i (cm)	$E_{s,d,i}$ (kNm)	$E_{d,i}$ (kNm)	$\beta \cdot E_{d,i}$ (kNm)	$E_{s,d,i}$ (kNm)	$\eta_{d,i}$
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	$E_s(Q_{d,i}/Q_{d,i})$ (kNm)	δ_i (cm)	$E_{s,d,i}$ (kNm)	$E_{d,i}$ (kNm)	$\beta \cdot E_{d,i}$ (kNm)	$E_{s,d,i}$ (kNm)	$\eta_{d,i}$
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	$E_s(Q_{d,i}/Q_{d,i})$ (kNm)	δ_i (cm)	$E_{s,d,i}$ (kNm)	$E_{d,i}$ (kNm)	$\beta \cdot E_{d,i}$ (kNm)	$E_{s,d,i}$ (kNm)	$\eta_{d,i}$
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



NIHON SEKKEI

鋼構造シンポジウム2024

4階建て事務所ビル

20

結果一覧

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)

スカラップ形状の架構では、告示波、断層近傍地震では1.0Vsの大きさでも必要エネルギーを上回るが、1.50Vs以上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1.0Vs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1.5Vs、長継続時間波において1.25Vs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、告示波の2.0Vs、について必要エネルギーを満足しない結果となった。



結果一覧

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)

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。



表 3.24 各階で $Q_{dui}/Q_{ui}=0.5$ 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

各階の Q_{dui}/Q_{ui} 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。

鋼構造シンポジウム2024 委員会活動報告 「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」

2024/11/15 明治大学 理工学部建築学科 富澤徹弥

プログラム

- ▶ 1. 研究の背景と委員会活動の概要
- ▶ 2. 繰り返し変形を考慮したエネルギー法に基づく
耐震安全性評価
- ▶ 3. 提案する評価方法の活用方法と実務への適用
- ▶ 4. 設計、評価事例の紹介
 - ▶ 計算例1) 4階建て事務所ビル
 - ▶ 計算例2) 8階建て事務所ビル
 - ▶ 計算例3) 9階建て事務所ビル
 - ▶ 計算例4) 12階建て事務所ビル
 - ▶ 計算例5) 4階建て物流倉庫
- ▶ 5. まとめ
- ▶ 6. 質疑、討論

8階建て事務所ビル の設計と耐震安全性評価の計算

- ▶ 1. 一般事項
- ▶ 2. 保有水平耐力計算
- ▶ 3. 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計
 - ▶ 告示極稀地震動, 直下地震動, 長継続時間地震動
- ▶ 4. 原設計まとめ ※原設計では, 告示極稀および直下地震では梁破断限界層間変形以内, 長継続時間地震では梁破断限界層間変形を超える程度の構造性能として設計
- ▶ 5. 補強方針
- ▶ 6. 梁端接合部の使用変更による補強
- ▶ 7. ダンパーによる補強
- ▶ 8. 梁端接合部の使用変更およびダンパーによる補強の併用
- ▶ 9. 全体設計まとめ

▶ 3

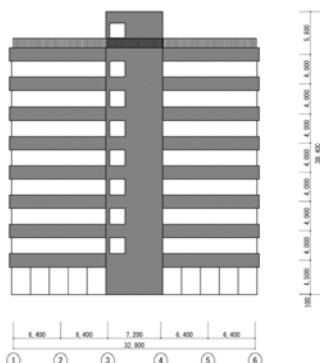
2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

一般事項 (8階建て事務所ビル)

- ▶ 建築物概要
 - ▶ 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
 - ▶ 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で、基準スパンは6.4mおよび7.2mとし、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。



平面図



立面図

建物諸元

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

▶ 4

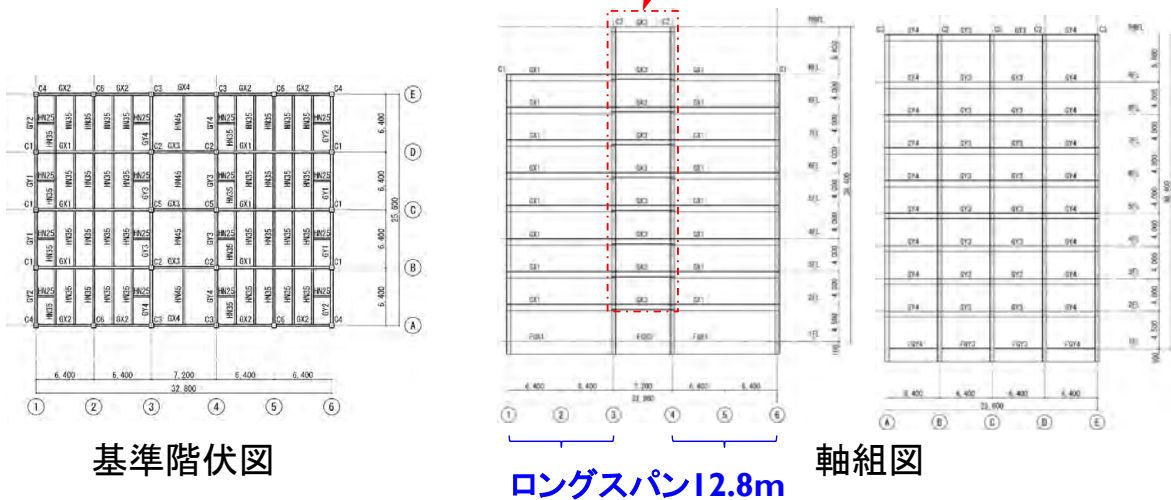
2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

一般事項（8階建て事務所ビル）

▶ 構造概要

- ▶ 架構は、X方向、Y方向ともに純ラーメン構造

部材塑性率が大きくなる梁



▶ 5

2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

一般事項（8階建て事務所ビル）

▶ 断面リスト

柱は500～550角, ロングスパン梁はH800
その他の梁はH600～650

柱リスト

	C1	C2	C3	C4	C5	C6
PH～7	□-500 x 500 x 22.0	□-500 x 500 x 28.0	□-500 x 500 x 22.0	□-500 x 500 x 22.0	□-500 x 500 x 28.0	□-500 x 500 x 22.0
6～4	□-550 x 550 x 28.0	□-550 x 550 x 32.0	□-550 x 550 x 25.0	□-550 x 550 x 25.0	□-550 x 550 x 32.0	□-500 x 500 x 25.0
3～1	□-550 x 550 x 32.0	□-550 x 550 x 36.0	□-550 x 550 x 28.0	□-550 x 550 x 28.0	□-550 x 550 x 36.0	□-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	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-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	H-650 x 300 x 16 x 25	H-650 x 300 x 16 x 25	H-650 x 300 x 16 x 25

▶ 6

2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

一般事項（8階建て事務所ビル）

▶ 地震荷重

▶ 各階重量分布

基準階の単位面積当たりの重量は
7~8kN/m²

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

▶ 地震荷重

Ai分布は
1.0~2.1

階	建物高さH (m)	階高 (m)	層重量Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Ci	層せん断力Qi (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

▶ 7

2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

保有水平耐力計算（8階建て事務所ビル）

▶ 1次設計時における最大層間変形角の算定

▶ すべての階で1/200以下を確認

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

2~3階の層間変形角が厳しい
最弱層は2階

▶ 8

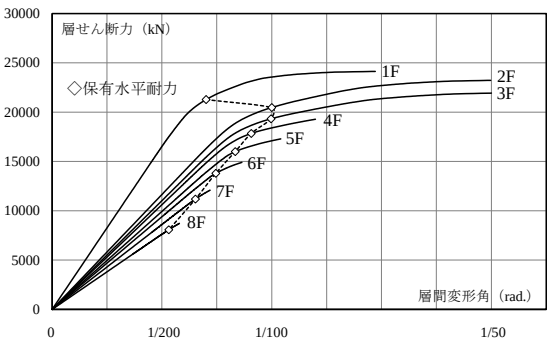
2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

保有水平耐力計算（8階建て事務所ビル）

▶ 保有水平耐力計算

保有水平耐力は1/100変形時
(2,3層で決定)

$D_s=0.25$
 $Q_u/Q_{un} = 1.72$



階	柱・梁群の種別					Ds	Fs	Fe	Qud (kN)	必要保有水平耐力 Qun (kN)	Qu (kN)	Qu / Qun	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

▶ 9

2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

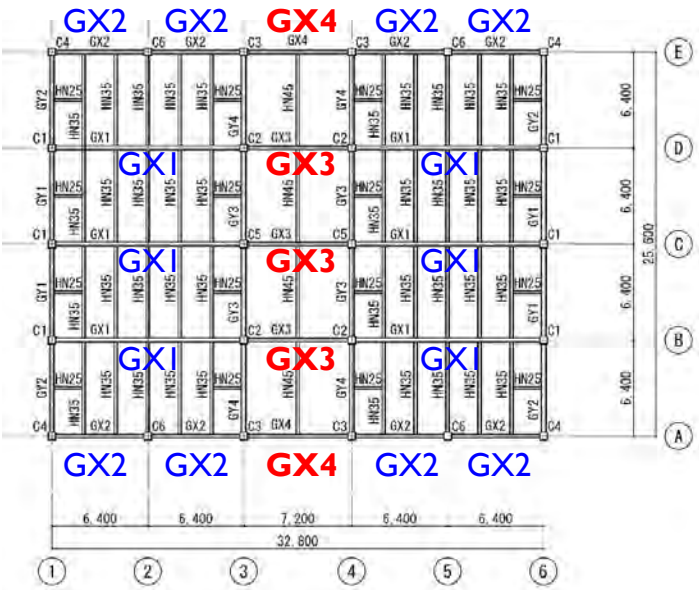
▶ 梁端部破断限界塑性率の算定

- ▶ 使用鋼材: SN490
- ▶ 梁端接合部: スカラップ
- ▶ ダンパー: なし

梁端部の破断限界塑性率

	告示	直下	長継続
GX1:	4.00	4.40	3.03
GX2:	3.29	3.62	2.49
GX3:	3.29	3.62	2.49
GX4:	3.29	3.62	2.49

※本建物は第1層においても2階床梁で層の破断限界塑性率が決まっている(柱脚では決まらない)



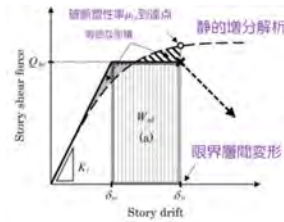
▶ 10

2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

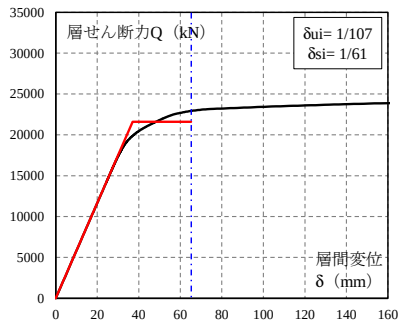
▶ 復元力特性の設定

- ▶ 降伏変形: δ_{ui}
- ▶ 限界層間変形: δ_{si}

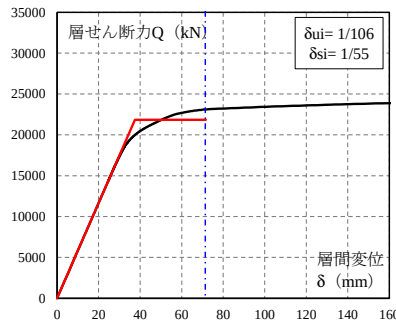


梁端部の破断限界塑性率

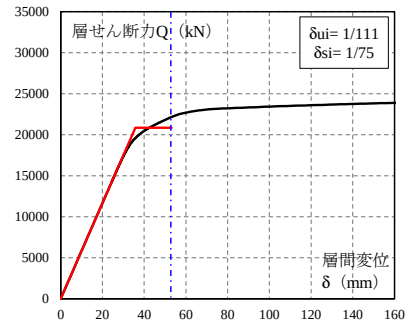
	告示	直下	長継続
GX3:	3.29	3.62	2.49
GX4:	3.29	3.62	2.49



告示極稀
 $\delta_{ui} : 1/107$ $\delta_{si} : 1/61$



直下
 $\delta_{ui} : 1/106$ $\delta_{si} : 1/55$

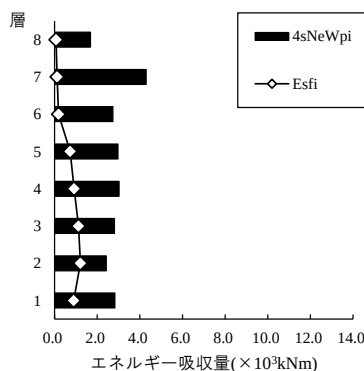


長継続時間
 $\delta_{ui} : 1/111$ $\delta_{si} : 1/75$

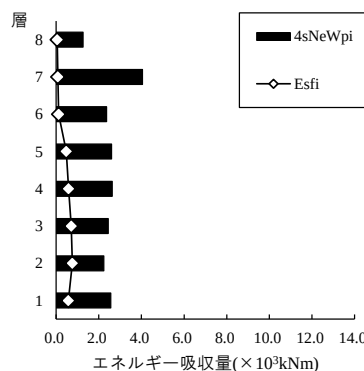
疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

▶ 主架構の保有エネルギーおよび必要エネルギー

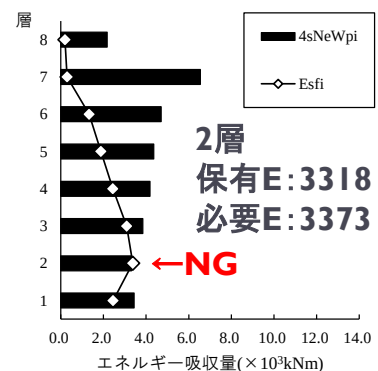
- ▶ 保有エネルギー: $4sNeW_{pi}$
- ▶ 必要エネルギー: Es_{fi}



告示極稀
1.0倍



直下
1.0倍



長継続時間
1.0倍

原設計まとめ

- ▶ 鉄骨造梁端部の設計用疲労曲線式を用いたエネルギー法告示による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:SN490

	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

補強方針

- ▶ 鉄骨造梁端部の設計用疲労曲線式を用いたエネルギー法告示による各地震動に対する応答結果
 - ▶ 原設計はダンパー:なし, 梁端接合部:スカラップ, 使用鋼材:SN490
 - ▶ 長継続時間1.0倍のほか, 告示1.5倍, 直下1.5倍で2階がNG
 - ▶ 以下のような補強を考えられる。
 - ▶ 建築物の用途や規模を考え, ②と③を採用する
- ▶ 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】変形能力を確保する補強
- ▶ 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】剛性と耐力を確保する補強

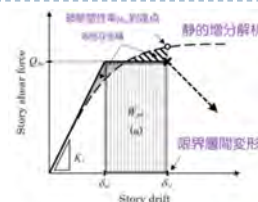
梁端接合部の仕様変更による補強 (②) 変形能力確保

▶ 梁端部破断限界塑性率の算定

▶ 使用鋼材: SN490

梁端接合部の仕様により
決まる定数Cが1.4倍に

▶ 梁端接合部: スカラップ: 4.0 → **ノンスカラップ: 5.6**



梁端部の破断限界塑性率
スカラップの場合(原設計)



梁端部の破断限界塑性率
ノンスカラップの場合(補強後)

	告示	直下	長継続
GX1:	4.00	4.40	3.03
GX2:	3.29	3.62	2.49
GX3:	3.29	3.62	2.49
GX4:	3.29	3.62	2.49

	告示	直下	長継続
GX1:	5.60	6.16	4.24
GX2:	4.60	5.07	3.49
GX3:	4.60	5.07	3.49
GX4:	4.60	5.07	3.49

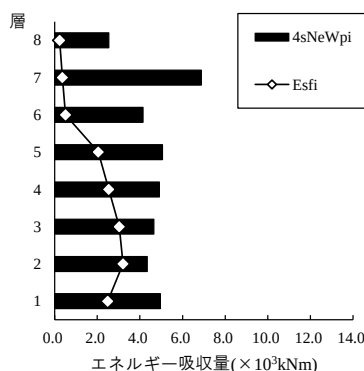
梁端接合部の仕様変更による補強 (②) 変形能力確保

▶ 主架構の保有エネルギーおよび必要エネルギー

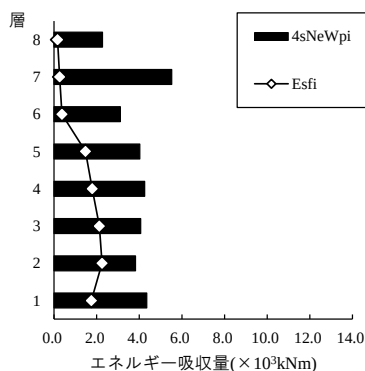
▶ 保有エネルギー: $4sNeWpi$

▶ 必要エネルギー: $Esfi$

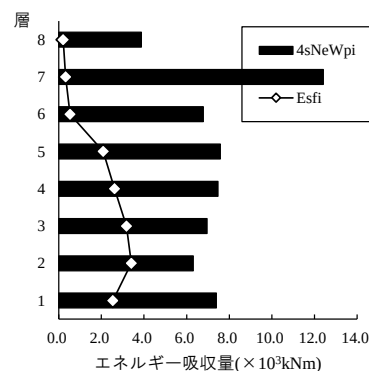
梁端接合部の仕様変更により
変形能力確保 → 保有Eが増加



告示極稀
1.5倍 → OK



直下
1.5倍 → OK

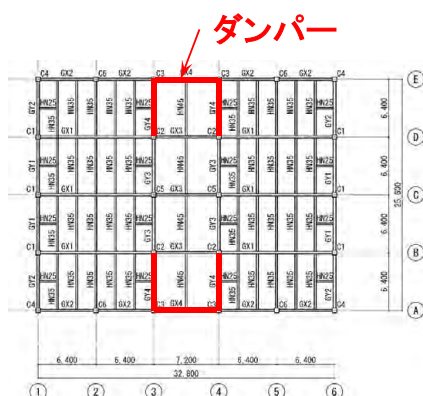


長継続時間
1.0倍 → OK

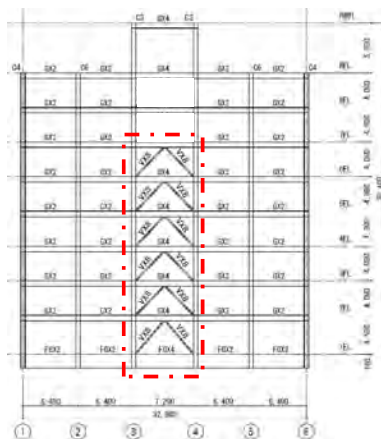
ダンパーによる補強 (③) 剛性・耐力確保

▶ ダンパー設置位置

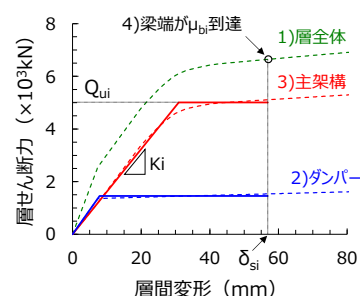
- ▶ 梁端接合部: スカラップ(原設計のまま)
- ▶ 座屈拘束ブレースを1～6層に配置
- ▶ X方向2構面, 計4本/階 Y方向4構面, 計8本/階



基準階伏図



軸組図



主架構とダンパー部分の復元力特性の決定方法

ダンパーによる補強 (③) 剛性・耐力確保

▶ ダンパー投入量

- ▶ パターン1(D1)を基準として最弱層の2層部分で, D2はD1の1.5倍, D3はD1の2.0倍のダンパー量とした($Q_u/Q_{un}=1.72 \rightarrow 1.85$)
- ▶ 結果として, エネルギーの観点からは, 梁端接合部の仕様変更による補強(②)とD2が概ね同様の性能となった

▶ パターン1:D1

- ▶ 5,6階: 降伏軸力500kN × 4本 (せん断力負担率7～8%)
- ▶ 3,4階: 降伏軸力750kN × 4本 (せん断力負担率9～10%)
- ▶ 1,2階: 降伏軸力1000kN × 4本 (せん断力負担率10～12%)

▶ パターン2:D2

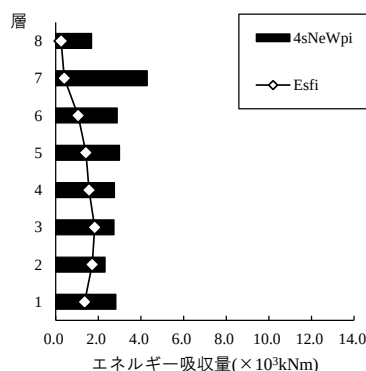
- ▶ 5,6階: 降伏軸力500kN × 4本 (せん断力負担率7～8%)
- ▶ 3,4階: 降伏軸力1000kN × 4本 (せん断力負担率12～13%)
- ▶ 1,2階: 降伏軸力1500kN × 4本 (せん断力負担率14～16%)

ダンパーによる補強 (③) パターン2 (D2)

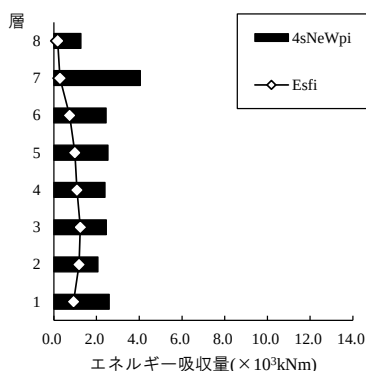
主架構の保有エネルギーおよび必要エネルギー

- 保有エネルギー: $4sNeWpi$
- 必要エネルギー: $Esfi$

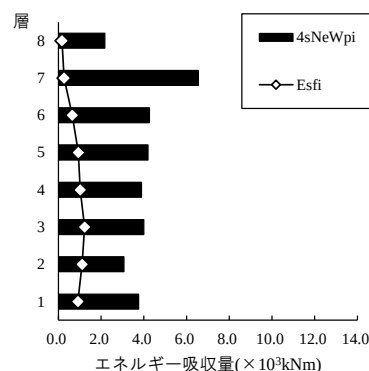
ダンパー補強により
剛性・耐力確保 → 必要Eが減少



告示極稀
1.5倍 → OK



直下
1.5倍 → OK



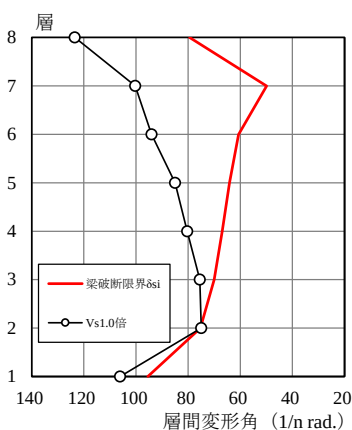
長継続時間
1.0倍 → OK

原設計と補強②および補強③の応答変形の比較

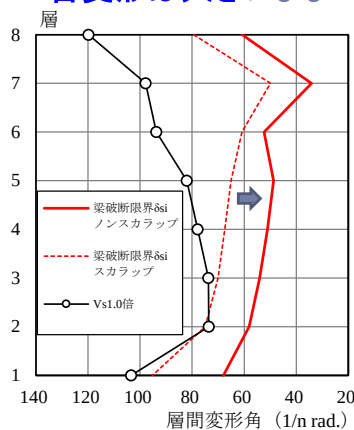
主架構の応答変形 (長継続時間地震動1.0倍)

梁破断限界 (赤線)
が大きくなるが、応
答変形は大きいまま

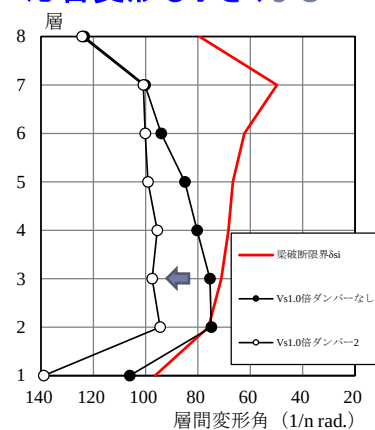
ダンパーにより、必要E
が小さくなり (●→○),
応答変形も小さくなる



原設計
NG



②梁端接合部仕様変更
OK



③ダンパー 補強 D2
OK D3で1/100以下

全体まとめ

▶ 最弱層である2階に着目した各地震動に対する応答評価

2F の判定	倍率	ND スカラップ [*]	ND ノンスカラップ [*]	D1 スカラップ [*]	D2 スカラップ [*]	D3 スカラップ [*]	D2 ノンスカラップ [*]	D3 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~D3:ダンパー補強
ダンパー量: $D1 < D2 < D3$
 $D2 = D1 \times 1.5$
 $D3 = D1 \times 2.0$

○: 梁破断限界未満
×: 梁破断限界以上

数値は「必要E / 保有E」

損傷限界以下は
「○:弾性」

原設計 ③ダンパー補強 ②+③

▶ 21 ②梁端仕様変更 2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

全体まとめ

- ▶ 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だったが、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。
- ▶ 梁端接合部をスカラップからノンスカラップへと変更することで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、速度応答スペクトル(Vs)が1.5~2.0倍では、梁破断限界層間変形を超える応答結果となった。
- ▶ 梁端接合部はスカラップのままとし、コア部分にダンパー補強を行った。ダンパーは早期に降伏させ、積極的にエネルギー吸収を図るものとして、最弱層の2階部分でダンパーのせん断力負担率を概ね10%としたD1、15%としたD2、20%としたD3を設定した。
- ▶ D1からD3へとダンパー量が増えるに従い、より大きな地震動に対しても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た。

▶ 22 2024.11.15 鋼構造シンポジウム2024 計算例2:8階建て事務所ビル

全体まとめ

- ▶ より大きな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。梁端接合部をノンスカラップ、D3のダンパー配置を行うことで、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**となった。
- ▶ また、**通常の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、**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。
- ▶ 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を確認した。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。

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

JFEスチール株式会社
金城 陽介

JSSC「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」活動報告

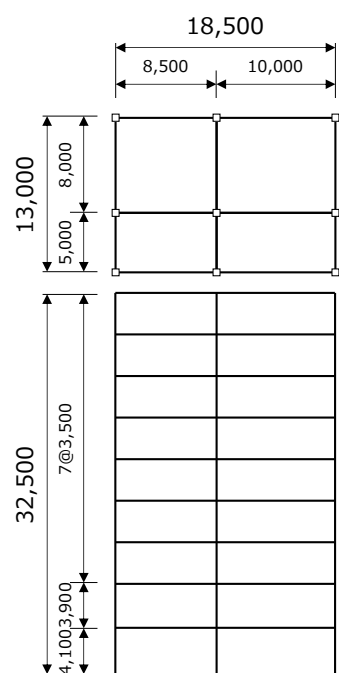
5.1 9階建て事務所ビルの設計例と計算

■ 建物概要

- 検討建物 9階建て事務所ビル
- 構造計算 ルート3 層間変形角 X方向：1/200 Y方向：1/210
Qu/Qu_n X方向：1.65 Y方向：1.72
- 使用材料 柱：BCR295 (～□550x28)
梁：SN490B (～H-850x300x16x25)
- 床荷重※ RF : 13,000N/mm²
9F～2F : 8,500N/mm² ※固定+積載(地震用)
- 固有周期 X方向：1.34秒 Y方向：1.30秒
- 梁端仕様 スカップ／ハンスカップ／高性能仕口
- その他 床スラブによる梁の剛性増加率 両側：1.20 片側：1.15
パネルゾーン・剛域は考慮しない

■ 検討地震動

- 地震動特性 告示極稀地震／直下地震／長継続時間地震
- 地震動レベル 1倍($V_s=165\text{cm/s}$)／2.0倍($V_s=330\text{cm/s}$)



5.2 梁端部破断塑性率の算定

梁端破断塑性率：

μ_{bi} = k₂ · C · (_bN_e)^{-β} _bN_e = n · _sN_e

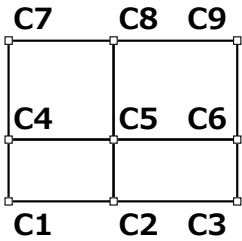
検討ケース名	梁端仕様	層の等価繰返し回数	材料強度 による補正係数	梁端の等価 繰返し回数比	梁端破断塑性率
AC4-ER1.0, ER2.0	スカラップ： C=4.0	告示極稀地震(ER)： _s N _e =1.0	k ₂ =1.0 (325/σ _y)	n=1.8 (標準スパン)	3.29
AC4-NF1.0, NF2.0		直下地震(NF)： _s N _e =0.75			3.62
AC4-LD1.0, LD2.0		長継続時間地震(LD)： _s N _e =2.3			2.49
AC6-ER1.0, ER2.0	ノンスカラップ： C=5.6	告示極稀地震(ER)： _s N _e =1.0			4.60
AC6-NF1.0, NF2.0		直下地震(NF)： _s N _e =0.75			5.07
AC6-LD1.0, LD2.0		長継続時間地震(LD)： _s N _e =2.3			3.49
AC8-ER1.0, ER2.0	高性能仕口： C=8.0	告示極稀地震(ER)： _s N _e =1.0			6.58
AC8-NF1.0, NF2.0		直下地震(NF)： _s N _e =0.75			7.24
AC8-LD1.0, LD2.0		長継続時間地震(LD)： _s N _e =2.3			4.98

5.3 1層柱脚部限界塑性率とそのときの層間変形角の算定

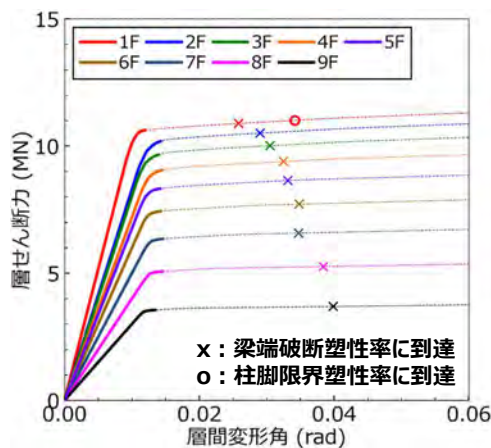
柱脚部限界塑性率：

μ_c = $\frac{325}{\sigma_y}$ · C · (N_{90%})^{-β} N_{90%} = n_c · _sN_e

符号	鋼管サイズ		柱梁 耐力比	n _c	告示極稀地震(ER) ： _s N _e =1.0		直下地震(NF) ： _s N _e =0.75		長継続時間地震(LD) ： _s N _e =2.3	
	外径	板厚			μ _c	R _c	μ _c	R _c	μ _c	R _c
C1	550	25	2.07	0.6	4.22	0.034	4.43	0.036	3.66	0.030
C2	550	28	1.20	1.0	6.79	0.052	7.27	0.056	5.56	0.044
C3	550	25	2.07	0.6	4.22	0.037	4.43	0.039	3.66	0.032
C4	550	28	2.21	0.6	7.67	0.063	8.22	0.067	6.28	0.052
C5	550	28	1.10	1.0	6.79	0.049	7.27	0.053	5.56	0.041
C6	550	28	2.21	0.6	7.67	0.065	8.22	0.069	6.28	0.054
C7	550	25	2.07	0.6	4.22	0.034	4.43	0.036	3.66	0.030
C8	550	28	1.20	1.0	6.79	0.052	7.27	0.056	5.56	0.044
C9	550	25	2.07	0.6	4.22	0.037	4.43	0.039	3.66	0.032

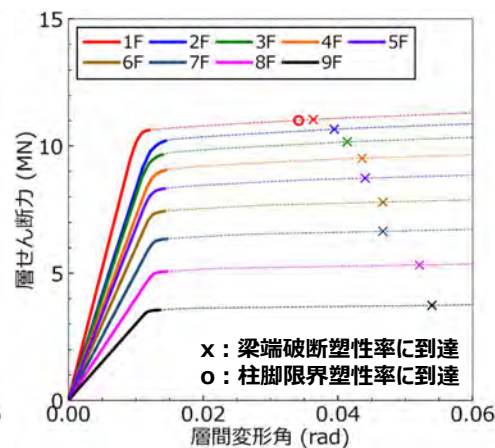


5.4 検討結果：梁端仕様の影響（層間変形角）



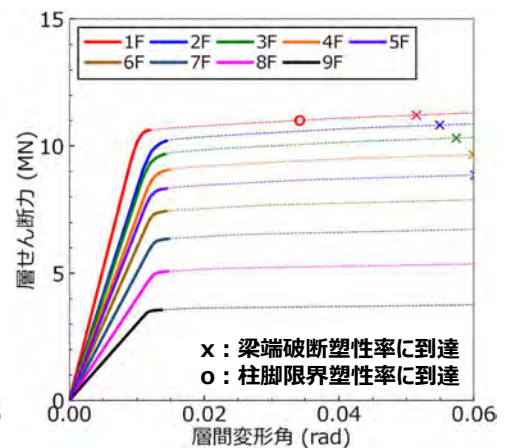
スカラップ
(AC4-ER1.0)

⇒1層：梁端破断が先行



ノンスカラップ
(AC6-ER1.0)

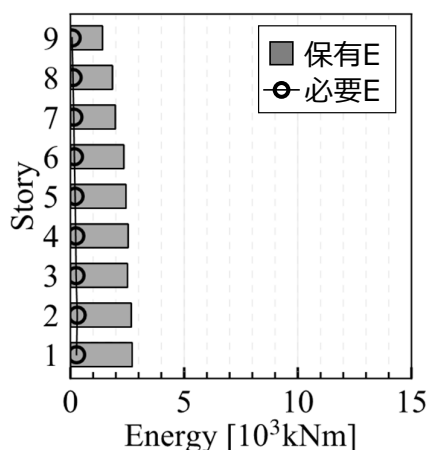
⇒1層：柱脚限界が先行



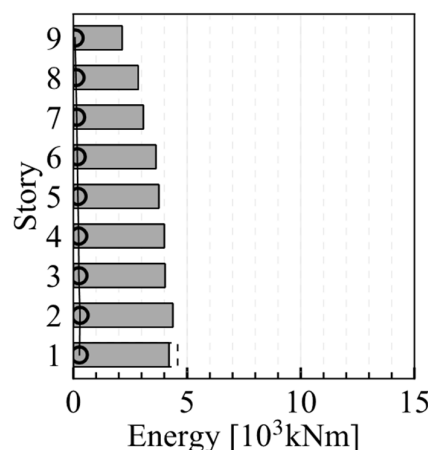
高性能仕口
(AC8-ER1.0)

⇒1層：柱脚限界が先行

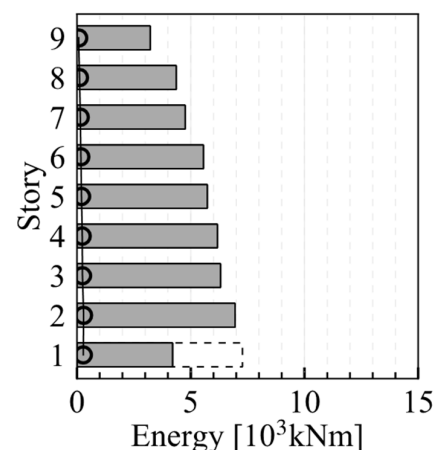
5.4 検討結果：梁端仕様の影響（エネルギーの比較）



スカラップ
(AC4-ER1.0)



ノンスカラップ
(AC6-ER1.0)

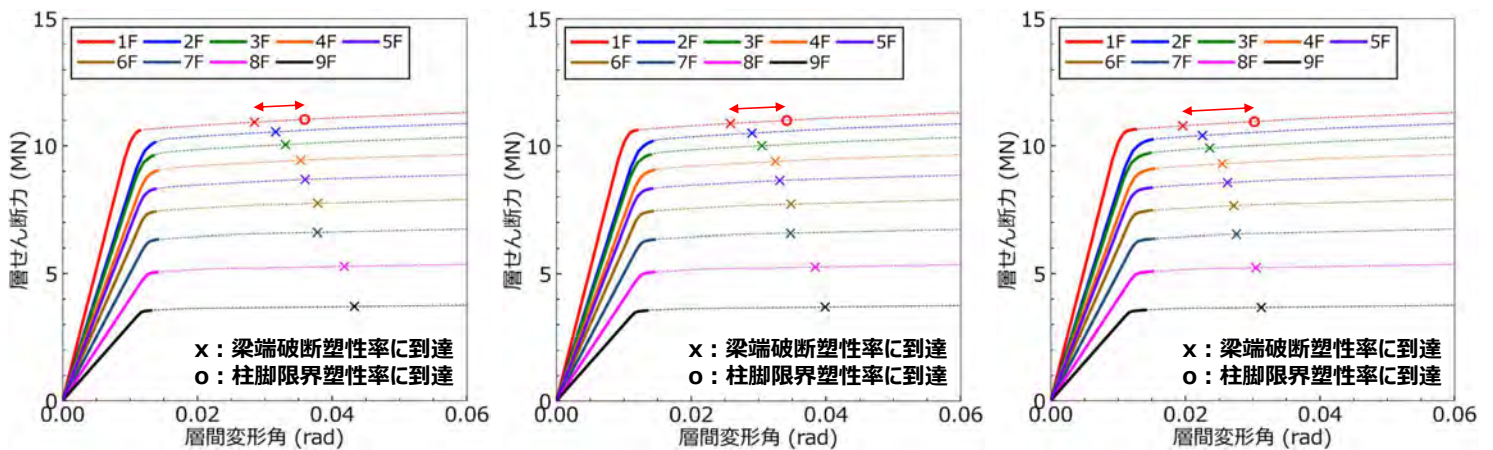


高性能仕口
(AC8-ER1.0)



ノンスカラップ、高性能仕口とするにつれて保有Eは増加するが、1層柱脚限界先行により、保有Eの増加は頭打ちとなる。

5.4 検討結果：地震動特性の影響（層間変形角）



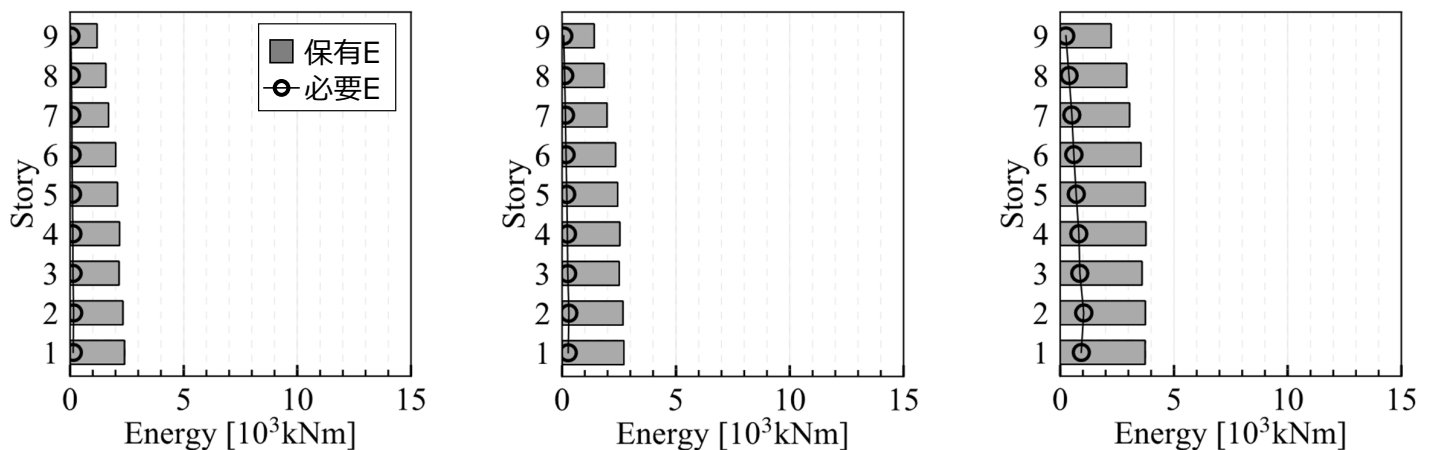
直下地震($sN_e=0.75$)
(AC4-**NF**1.0)

告示極稀地震($sN_e=1.0$)
(AC4-**ER**1.0)

長継続時間地震($sN_e=2.3$)
(AC4-**LD**1.0)

等価繰り返し回数が増大すると、梁端破断先行が起こりやすくなる。
(図中の "↔" が長くなる)

5.4 検討結果：地震動特性の影響（エネルギーの比較）



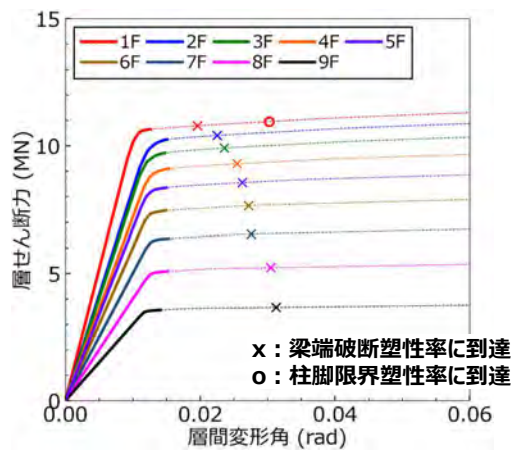
直下地震($sN_e=0.75$)
(AC4-**NF**1.0)

告示極稀地震($sN_e=1.0$)
(AC4-**ER**1.0)

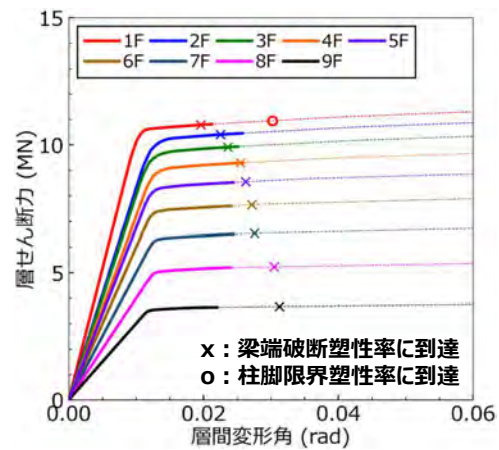
長継続時間地震($sN_e=2.3$)
(AC4-**LD**1.0)

等価繰り返し回数が増大すると、保有エネルギーと必要エネルギーの両方が増大するが、余裕度（保有E/必要E）は小さくなる。

5.4 検討結果：地震動レベルの影響（層間変形角）



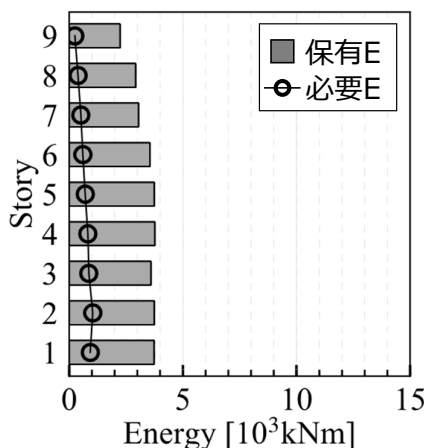
レベル1倍
(AC4-LD1.0)



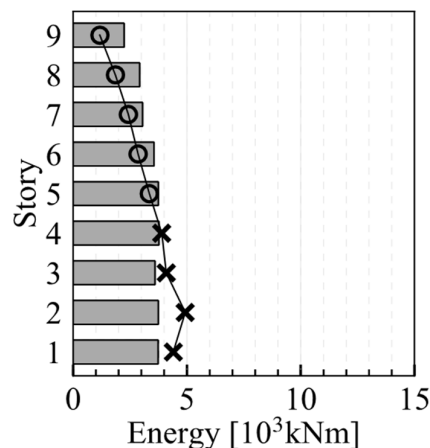
レベル2倍
(AC4-LD2.0)

➡ 入力エネルギー増大により、梁端破断が生じて限界層間変形角に到達

5.4 検討結果：地震動レベルの影響（エネルギーの比較）



レベル1倍
(AC4-LD1.0)



レベル2倍
(AC4-LD2.0)

➡ 入力エネルギー増大により、梁端破断が生じて限界層間変形角に到達

5.5 まとめ

表 必要E/保有Eの一覧（各層の最大値）※ は柱脚限界

地震動レベル	地震動特性	梁端仕様					
		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)	
1倍 ($V_s=165\text{cm/s}$)	告示極稀地震	○ : 0.112	(2F)	○ : 0.067	(2F)	○ : 0.065	(1F)
	直下地震	○ : 0.067	(2F)	○ : 0.041	(1F)	○ : 0.042	(1F)
	長継続時間地震	○ : 0.277	(2F)	○ : 0.151	(2F)	○ : 0.117	(1F)
2倍 ($V_s=330\text{cm/s}$)	告示極稀地震	○ : 0.743	(2F)	○ : 0.451	(2F)	○ : 0.440	(1F)
	直下地震	○ : 0.611	(2F)	○ : 0.380	(1F)	○ : 0.394	(1F)
	長継続時間地震	× : 1.317	(2F)	○ : 0.721	(2F)	○ : 0.560	(1F)

- スカラップ仕様は2倍の長継続時間地震のみ梁端が破断⇒ノンスカラップ採用により改善。
- ノンスカラップ仕様になると、直下地震の場合に1層柱脚限界が先行。
- 高性能仕口はすべての場合で1層柱脚限界が先行。保有Eの余裕度は向上しない。

ご清聴ありがとうございました

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

【計算例4】 12階建て事務所ビル

2024.11.15

鹿島建設 加藤敬史

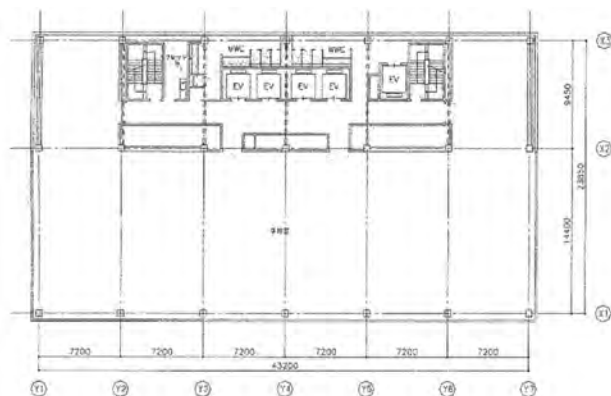
【計算例4】 12階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算

2

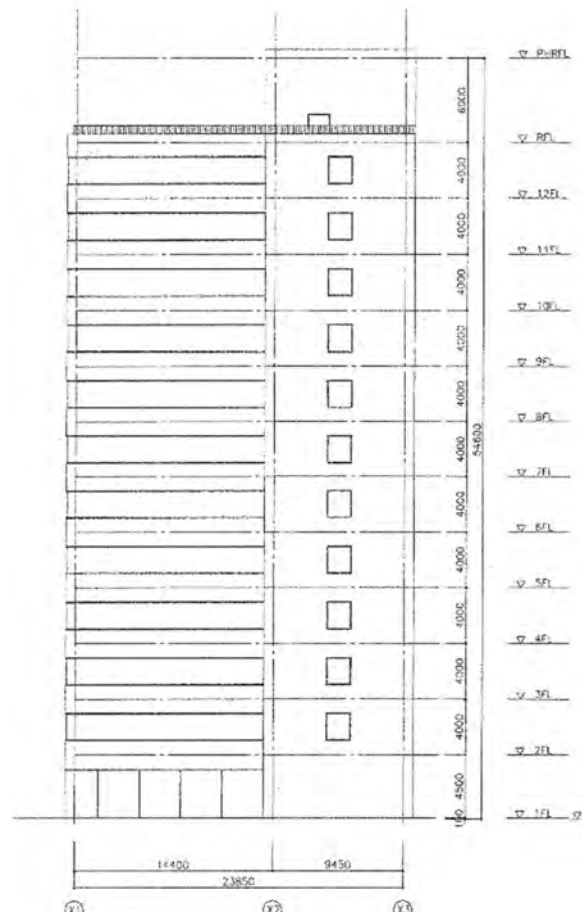
6.1 一般事項

6.1.1 建築物概要

- 地上12階建て鉄骨造による片コア形式の事務所ビル
- 基準階の平面形状は整形。
 - ⇒基準スパン X方向7.2m、Y方向14.4m+9.45m。
 - ⇒基準階高 4.0m(1階のみ4.5m)で、軒高48.6m。



平面図



立面図

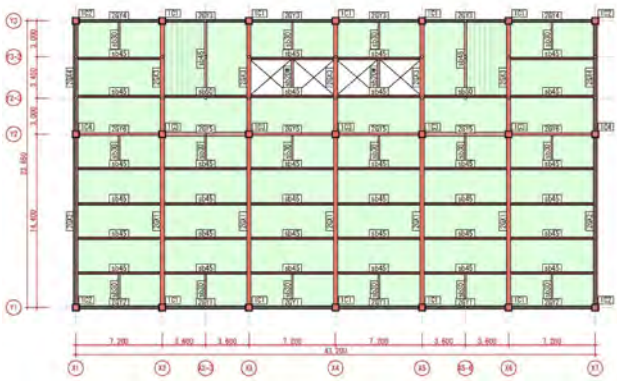
6.1 一般事項

6.1.7 構造概要

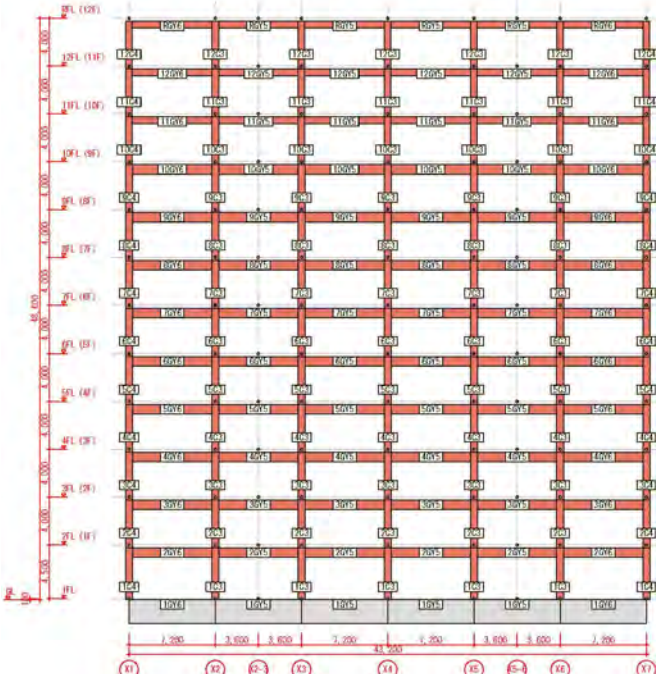
・架構は、X方向・Y方向ともに**純ラーメン構造**
⇒検討は**X方向を対象**とする。

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



梁伏図



X方向軸組図

6.1 一般事項

6.1.7 構造概要 (3) 仮定断面

・柱は**600角(BCP325)**上3層のみ**550角**、大梁は**H-800(SN490B)**上3層のみ**H-550**
⇒1次設計時に、**短期許容応力度以下**、**層間変形角1/200以下**となる断面とした。

柱断面表

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

大梁断面表 (X方向)

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

6.1 一般事項

6.1.7 構造概要 (4)各階の質量 (5)地震力

- 各階の地震時質量は、0.8ton/m程度(屋上1.1ton/m)
- Ai分布は、1.00~2.58
- ベースシア係数は、0.131

地震力

階	Hi (mm)	hi (mm)	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	Ai	Ci	Qi (kN)	Σ Wi/Ai (ton/m ²)
12	48,500	4,000	10,686	10,686	0.111	2.575	0.339	3,623	1.058
11	44,500	4,000	7,570	18,256	0.189	2.149	0.282	5,165	0.749
10	40,500	4,000	7,575	25,831	0.267	1.907	0.251	6,486	0.750
9	36,500	4,000	7,778	33,609	0.347	1.734	0.228	7,673	0.770
8	32,500	4,000	7,820	41,429	0.428	1.599	0.210	8,720	0.774
7	28,500	4,000	7,859	49,288	0.509	1.486	0.195	9,641	0.778
6	24,500	4,000	7,883	57,171	0.590	1.387	0.182	10,441	0.780
5	20,500	4,000	7,901	65,072	0.672	1.299	0.170	11,125	0.782
4	16,500	4,000	7,931	73,003	0.753	1.217	0.160	11,699	0.785
3	12,500	4,000	7,947	80,950	0.835	1.141	0.150	12,163	0.787
2	8,500	4,000	7,969	88,919	0.917	1.070	0.140	12,519	0.789
1	4,500	4,500	8,055	96,974	1.000	1.000	0.131	12,770	0.797
備考	・固有周期 (sec) T1 1.458 (T1=0.03H、H=48.6m、1FL=GL+0.1m) ・地盤種別による係数 Tc 0.600 (第2種地盤) ・振動特性係数 Rt 0.658 (Rt=1.6Tc/T1) ・地域係数 Z 1.000 (東京都23区) ・標準せん断力係数 Co 0.200								

6.2 保有水平耐力計算等に基づく設計

6.2.2 短期許容応力度計算結果

- 偏心率0.08程度以下、剛性率0.85以上 ⇒ Fes=1.0
- 層間変形角の最大値: 1/223 (3・10・11階)

偏心率

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 Fe
	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

剛性率

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

層間変形角

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

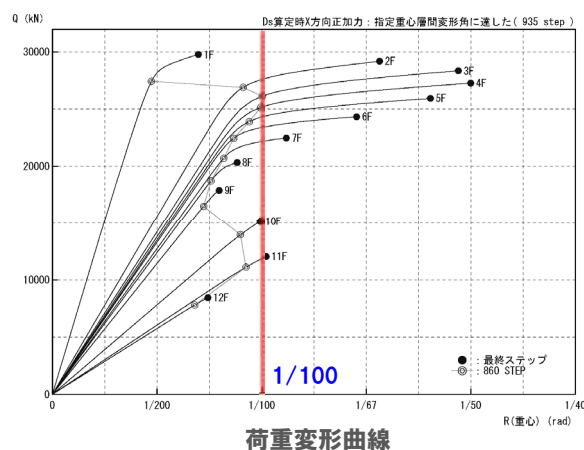
6.2 保有水平耐力計算等に基づく設計

6.2.3 保有水平耐力計算結果

・保有水平耐力は、**1/100変形時(3層で決定)**

・Ds=0.25に対し、**Qu/Qu_n=1.71**

保有水平耐力時のベースシア係数は0.28



保有水平耐力比較表

階	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud (kN)	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qu _n	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

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

6.3.1(1) 梁端部破断限界塑性率の算定

・**梁端部破断限界塑性率** $\mu_{bi} = k_2 \cdot C \left({}_bN_e / k_1 \right)^{-\beta}$
ここで ${}_bN_e = n \cdot {}_sN_e$

・ $n = 1.8 = bN_e / sN_e$ (梁スパン4~10mの場合)

(bN_e : 梁端部の等価な繰返し回数)

(sN_e : 層の等価な繰返し回数)

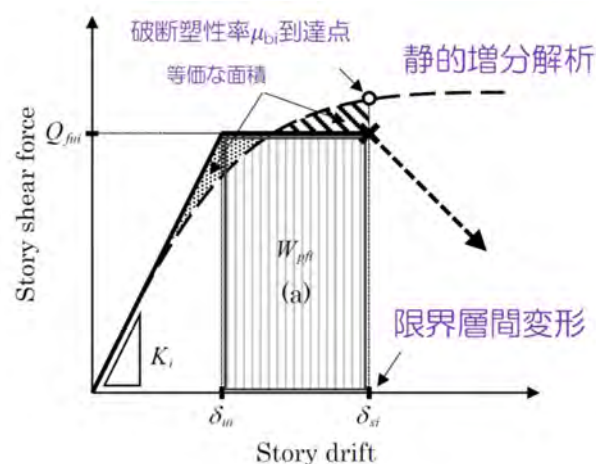
・ sN_e = 告示極稀1.00、直下0.75、長継続時間2.30

・ $k_1 = 1.0$ (歪集中を表す補正係数)

・ $k_2 = 1.0 = 325 / (\text{使用鋼材のF値})$

・ C = スカラップ4.0、ノンスカラップ5.6、高性能仕口8.0

(梁端接合部の仕様により決まる定数)



梁端部破断限界塑性率

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

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

6.3.1(2) 1階柱脚の限界塑性率の算定

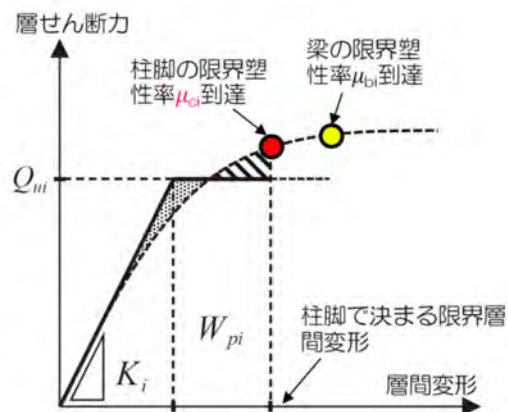
・1階柱脚の限界塑性率 = $\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta}$
 ここで ${}_cN_e = n_c \cdot s \cdot N_e$

・ n_c : 層の等価な繰返し回数 sN_e に対する
 柱脚の繰返し回数 cN_e の比で下表による。

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

・ C 、 β : 一般化幅厚比により決まる
 係数で下表による。

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



1階柱脚の限界塑性率

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	0.30	0.60	0.30	0.60
	直下地震	0.23	0.45	0.23	0.45
	長継続時間地震	0.69	1.38	0.69	1.38
μci	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

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

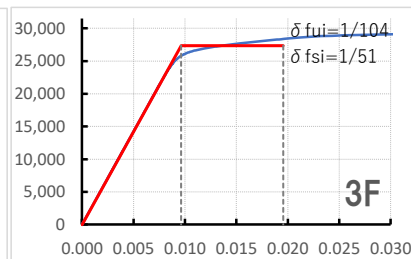
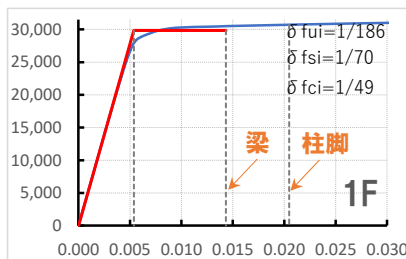
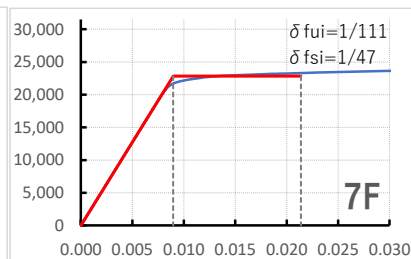
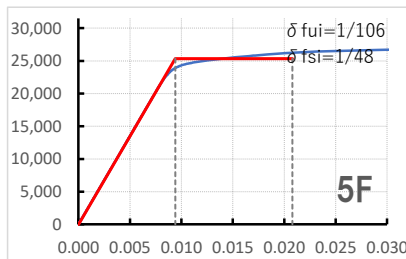
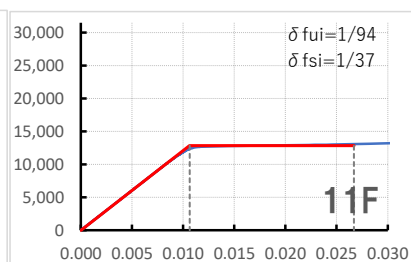
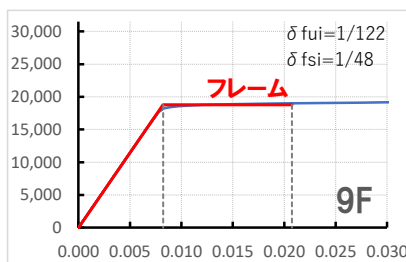
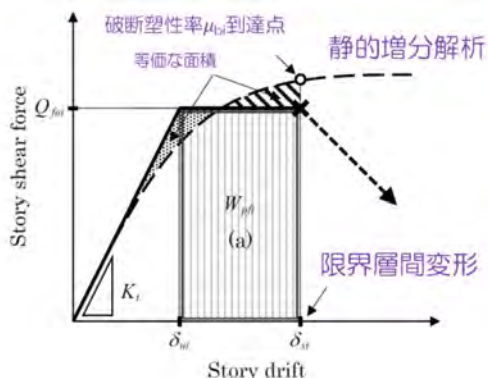
6.3.1(3) 復元力特性の算定

・復元力特性の一例を右図に示す。

入力 : 告示極稀地震($sN_e=1.0$)

梁端部: スカラップ($C=4.0$)

⇒1層は梁端部破断限界塑性率で決定



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

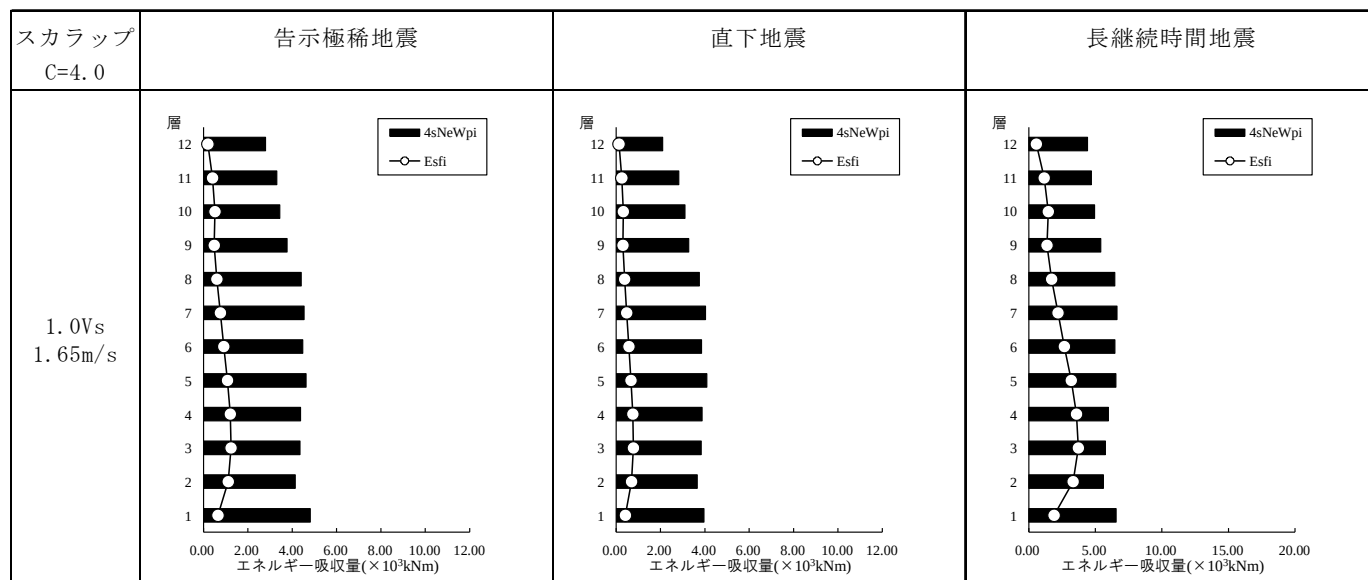
6.3.1(4) 主架構の保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較

・地震動のタイプによる比較

梁端接合部:スカラップ(C=4.0)、各地震動における1.0Vs時の結果を下記に示す。

⇒何れも保有エネルギー吸収量が必要エネルギー吸収量を上回っている。

長継続時間地震に対する余裕度が小さい。



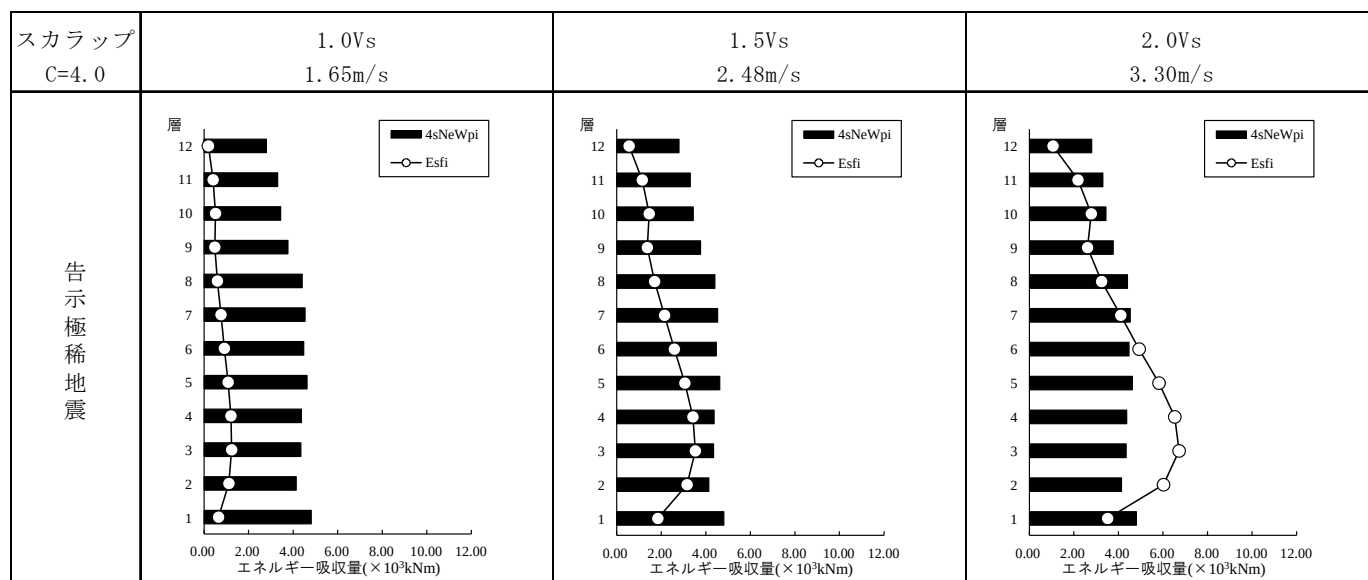
6.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

6.3.1(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

・地震動の大きさの違いによる比較

梁端接合部:スカラップ(C=4.0)、告示極稀地震の1.0~2.0Vs時の結果を下記に示す。

⇒2.0Vs時に必要エネルギー吸収量が保有エネルギー吸収量を上回っている。(2~6層)



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

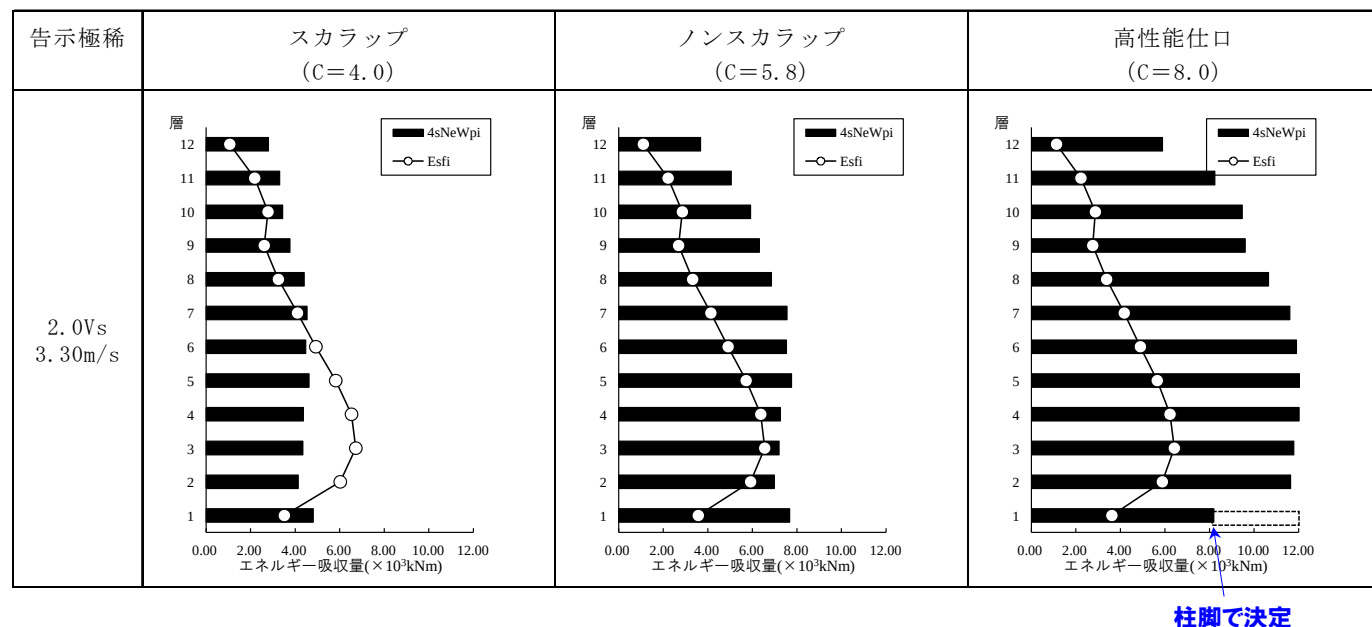
6.3.1(4) 主架構の保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較

・梁端接合部の違いによる比較

告示極稀地震の極大地震(2.0Vs時)の梁端接合部をグレードアップした場合の結果を下記に示す。

⇒ノンスラップ(C=5.8)、高性能継手(C=8.0)とすることで、

2.0倍入力 of 極大地震に対しても保有エネルギー吸収量が必要エネルギー吸収量を上回っている。



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

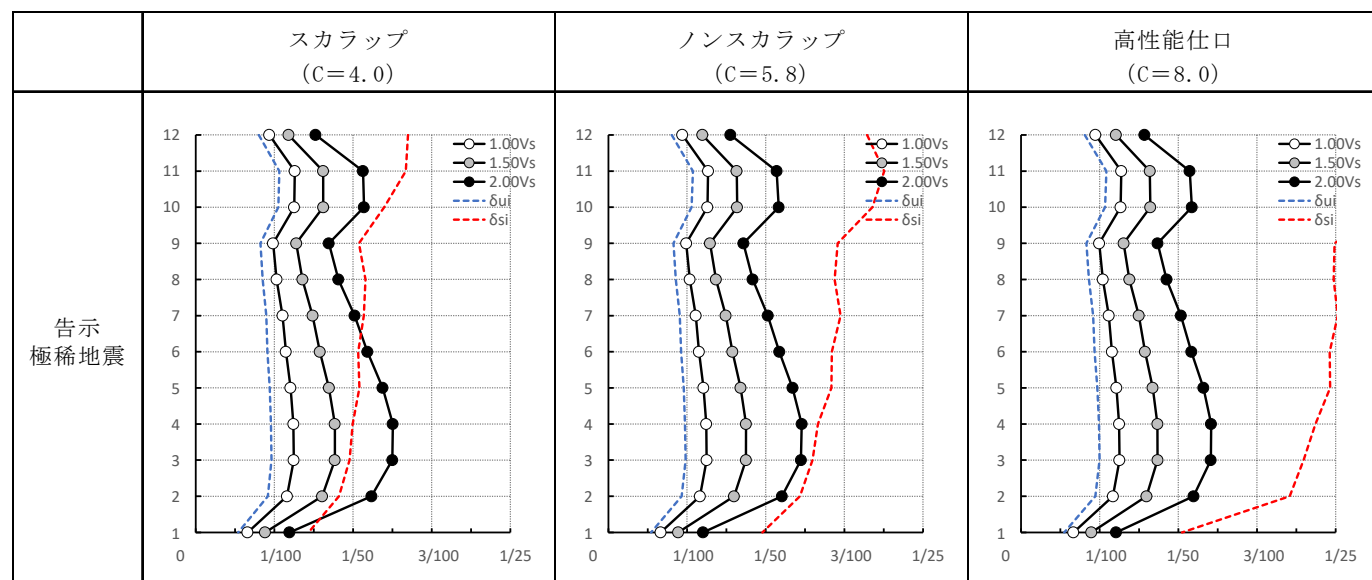
6.3.1(5) 主架構の応答変形角の比較

・梁端接合部の違いによる比較

告示極稀地震(1.0~2.0Vs)において、応答変形角と降伏変形角・限界変形角の関係を下記に示す。

⇒1.0Vs時には降伏変形角(δ_{ui})を超えている。

⇒ノンスラップ、高性能仕口とすることで、2.0Vs時でも限界層間変形角(δ_{si})以内に納まっている。



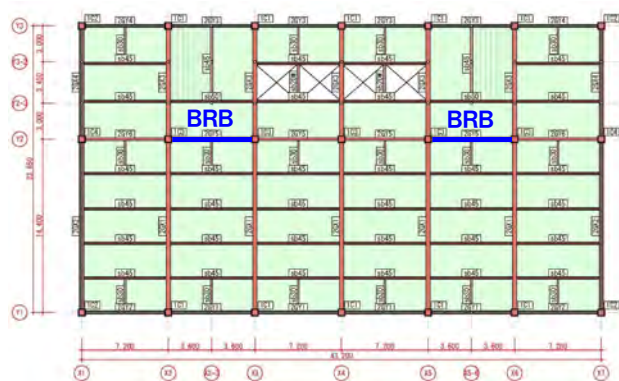
6.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

6.3.2 鋼製ダンパーで補強した架構の比較検討 (1) 架構の概要

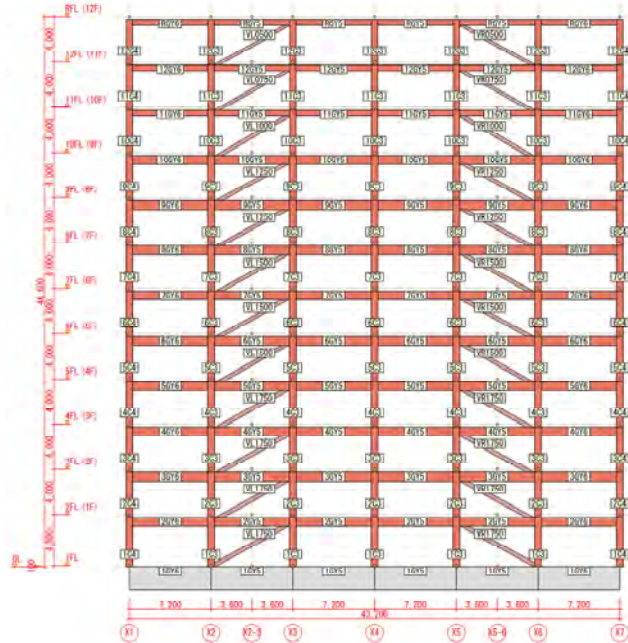
- ・6.2で検討した架構の断面は変更せずに、Y2通りに座屈拘束ブレース(BRB)を追加する。
⇒BRBの層せん断力の負担割合が10%(ケース1)、25%(ケース2)について検討を実施。

座屈拘束ブレース耐力比率

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)	ΣQ_{ui} (kN)	耐力 (kN)	Qdui (kN)	ΣQ_{ui} (kN)	
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



梁伏図



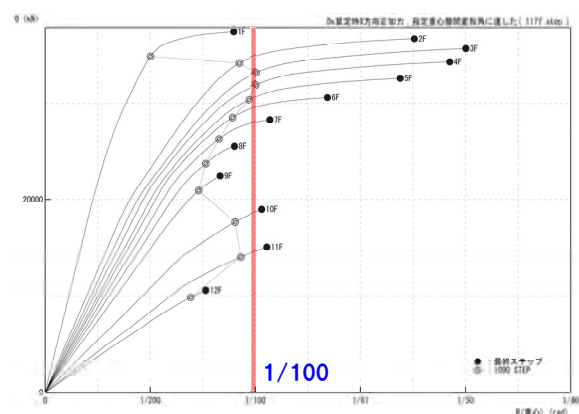
X方向(Y2通り)軸組図

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

6.3.2 鋼製ダンパーで補強した架構の比較検討 (1) 架構の概要

ダンパー量:25%の結果を示す。

- ・保有水平耐力は、1/100変形時(3,4層で決定)
 - ・Ds=0.25に対し、 $Q_u/Q_{un}=2.16$ (1.26倍)
- 保有水平耐力時のベースシア係数は0.36



荷重変形曲線

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

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

6.3.2 鋼製ダンパーで補強した架構の比較検討 (2) 復元力の設定

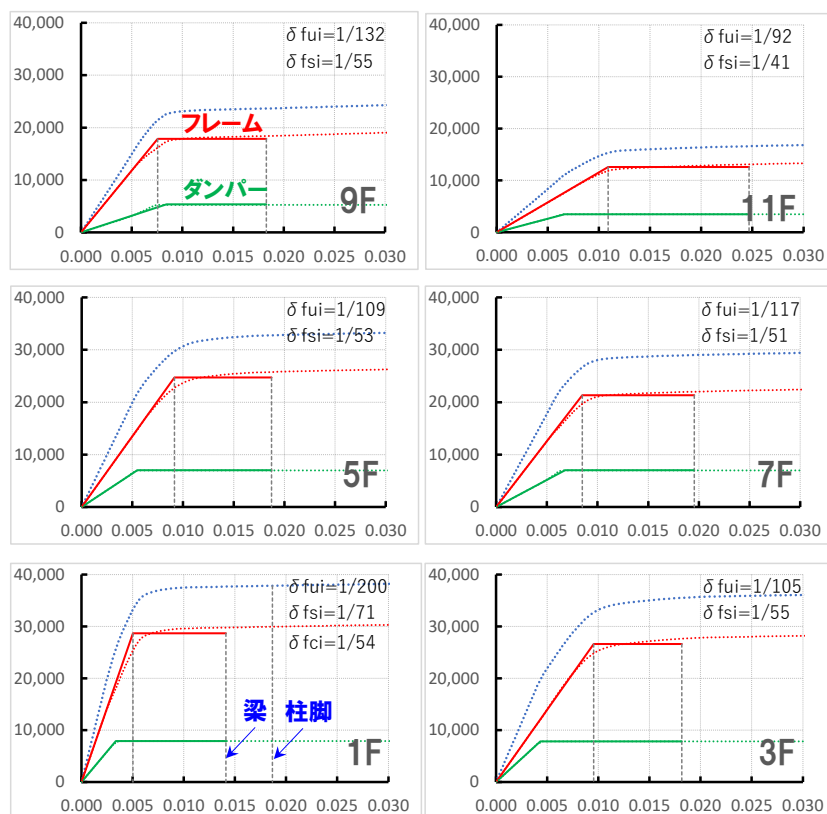
・復元力特性の一例を右図に示す。

入力 : 告示極稀地震($sNe=1.0$)

梁端部: スカラップ($C=4.0$)

BRB : ダンパー量25%

⇒1階は梁端部破断限界塑性率で決定



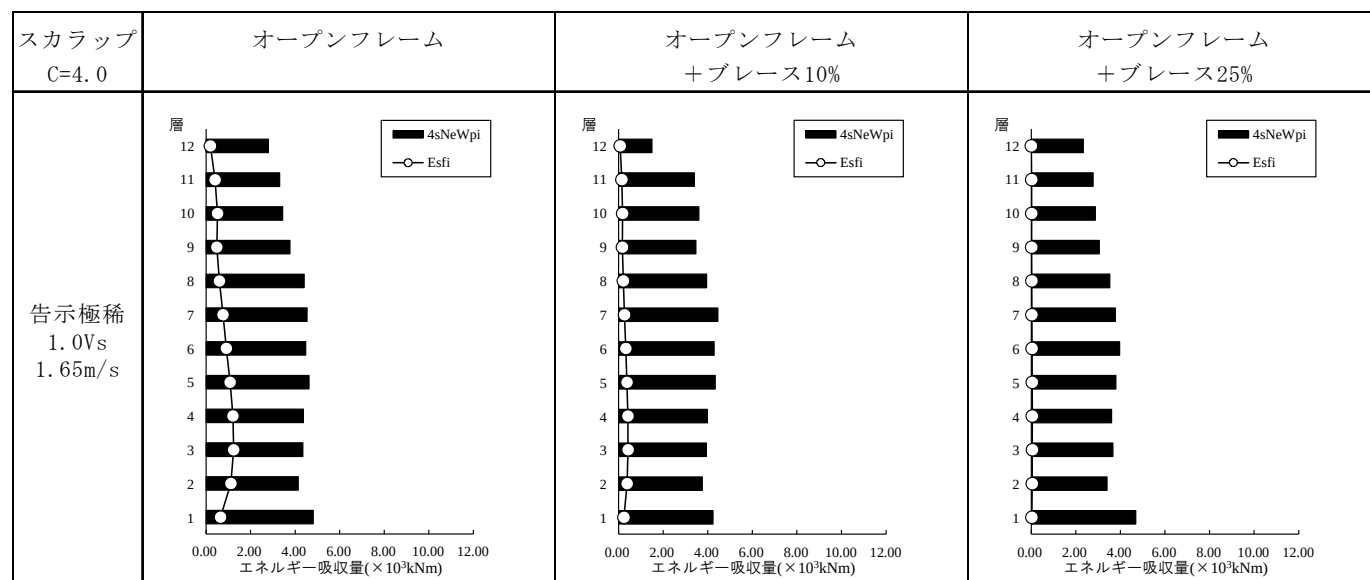
6.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

6.3.2 鋼製ダンパーで補強した架構の比較検討 (3) 主架構のエネルギー吸収量の比較

・ダンパー量の違いによる比較

梁端接合部: スカラップ($C=4.0$)、告示極稀地震の1.0Vs時の結果を下記に示す。

⇒ダンパー量が25%ではエネルギーを全てBRBで吸収しているため架構の必要エネルギーはゼロ。



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

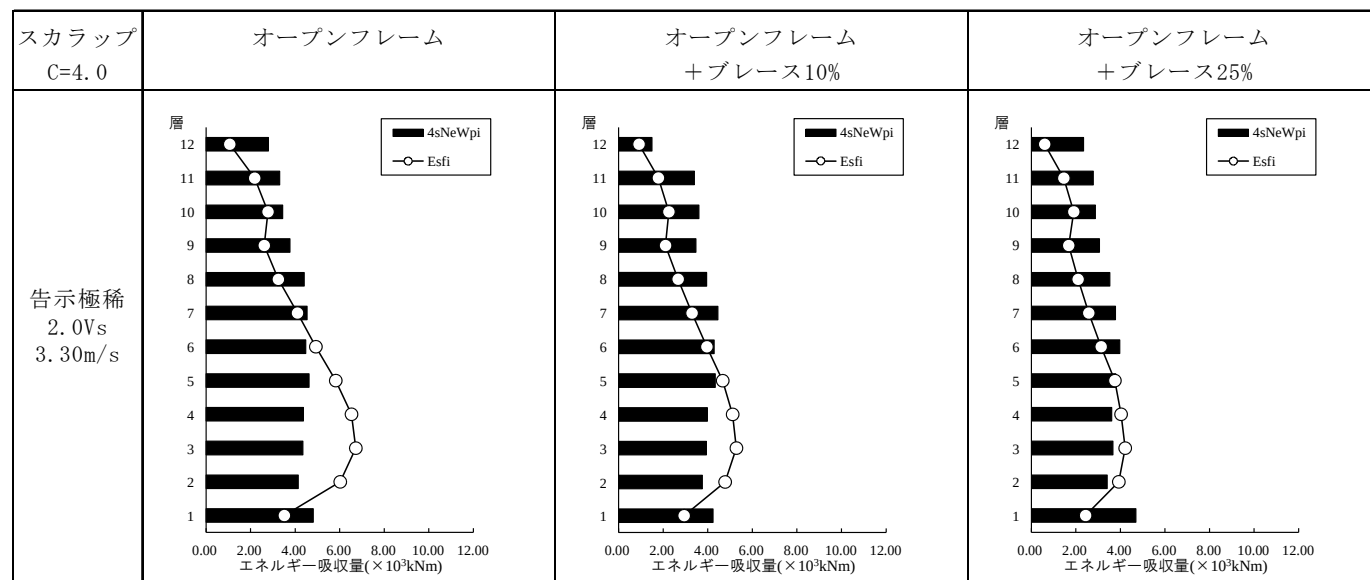
6.3.2 鋼製ダンパーで補強した架構の比較検討 (3)主架構のエネルギー吸収量の比較

・ダンパー量の違いによる比較

梁端接合部:スカラップ($C=4.0$)、告示極稀地震の $2.0Vs$ 時(極大地震)の結果を下記に示す。

⇒何れも必要エネルギー吸収量が保有エネルギー吸収量を上回っているが、

BRBを入れることで改善が見られる。



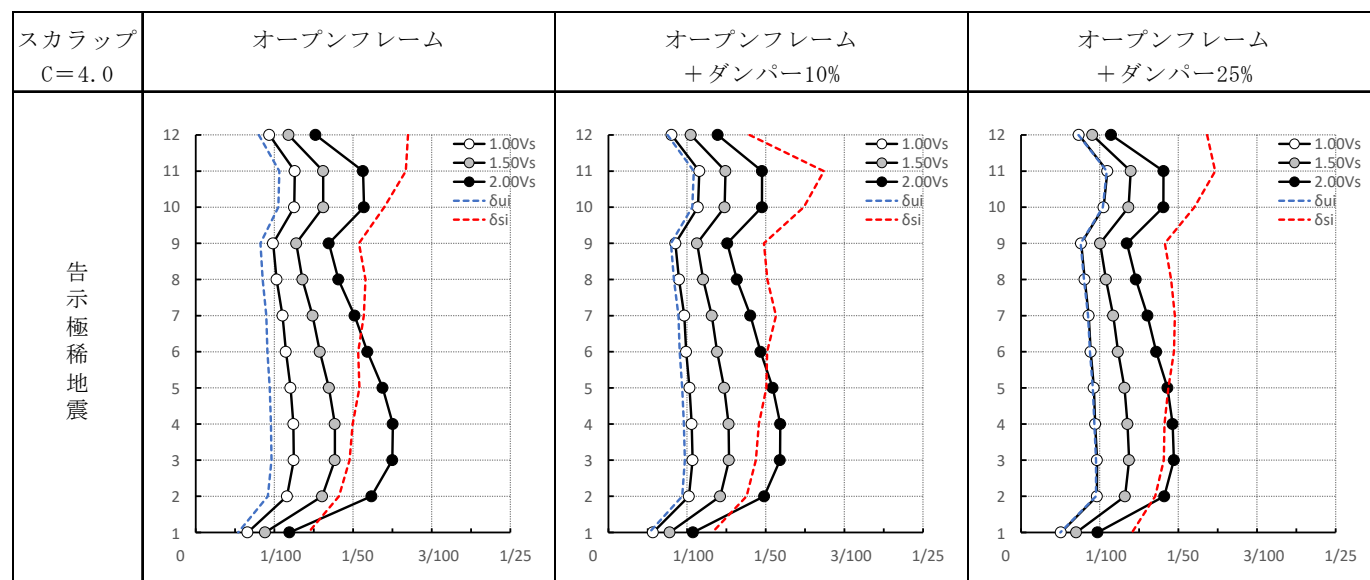
6.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

6.3.1(5) 主架構の応答変形角の比較

・ダンパー量の違いによる比較

告示極稀地震($1.0\sim 2.0Vs$)において、応答変形角と降伏変形角・限界変形角の関係を下記に示す。

⇒BRBを追加することで、フレームの変形角が低減され限界層間変形角(δ_{si})に近づいている。



6.4 まとめ

・最弱層に着目した各地震動に対する応答の評価を下記に示す。

●オープンフレームの結果

梁端部スカラップの場合、告示極稀1.5倍、直下1.75倍、長継続1.0倍に対して倒壊に至らない。

⇒ノンスカラップ、高性能仕口とすると大きく改善

●鋼製ダンパー補強(ダンパー量25%)の結果

梁端部スカラップの場合、告示極稀1.75倍、直下2.0倍、長継続1.25倍に対して倒壊に至らない。

⇒長継続地震に対して改善効果が大きい

各地震動に対する応答評価一覧

地震動 タイプ	入力 倍率	オープンフレーム			ダンパー 10%	ダンパー 25%
		スカラップ ^o	ノンスカラップ ^o	高性能仕口	スカラップ ^o	スカラップ ^o
告示 極稀	1.00	○ 0.29	○ 0.17	○ 0.10	○ 0.11	○ 0.01
	1.50	○ 0.81	○ 0.48	○ 0.28	○ 0.62	○ 0.49
	1.75	× 1.15	○ 0.68	○ 0.41	○ 0.96	○ 0.80
	2.00		○ 0.91	○ 0.55	× 1.34	× 1.15
直下	1.00	○ 0.20	○ 0.12	○ 0.07	○ 0.05	◎ 弾性
	1.50	○ 0.65	○ 0.38	○ 0.23	○ 0.47	○ 0.37
	1.75	○ 0.93	○ 0.55	○ 0.34	○ 0.75	○ 0.63
	2.00	× 1.27	○ 0.75	○ 0.46	× 1.07	○ 0.93
長継続	1.00	○ 0.65	○ 0.33	○ 0.19	○ 0.35	○ 0.21
	1.25	× 1.07	○ 0.54	○ 0.32	○ 0.77	○ 0.61
	1.50		○ 0.80	○ 0.47	× 1.28	× 1.10

【記号凡例】

◎:弾性、○: μ bi以下、×: μ bi以上

【数値凡例】

必要E吸収量/保有E吸収量の最小値

$$0.80/1.15=0.70$$

$$0.93/1.27=0.73$$

$$0.61/1.07=0.57$$



NIPPON STEEL
ENGINEERING

その情熱で、先端へ

鋼構造シンポジウム2024
第32回鋼構造年次論文(報告)発表会

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

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

2024年11月15日

日鉄エンジニアリング株式会社 脇田 直弥
大内 京太郎

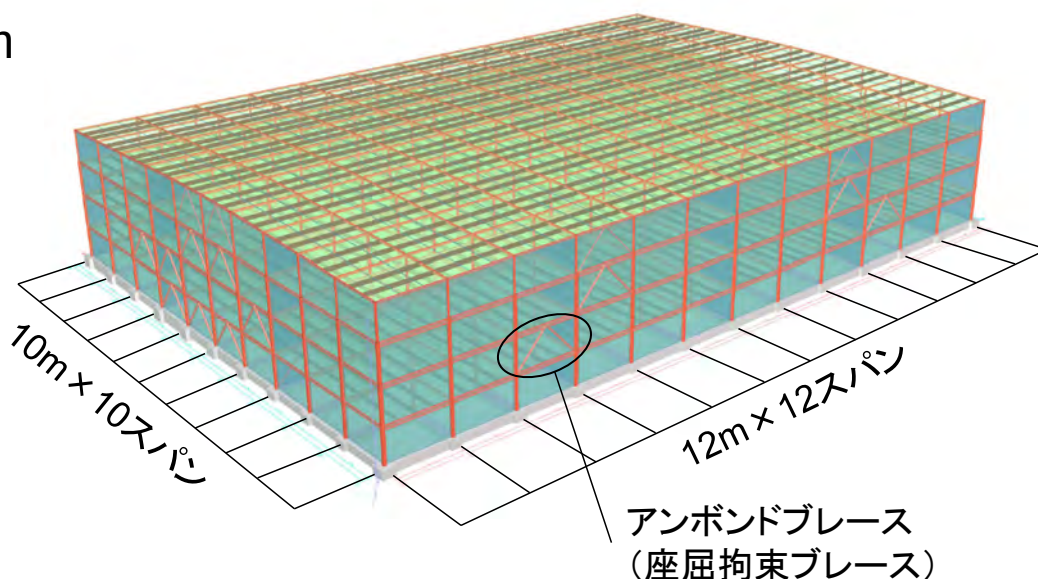
日鉄エンジニアリング株式会社

©2023 NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD.

1. 建築物概要

1

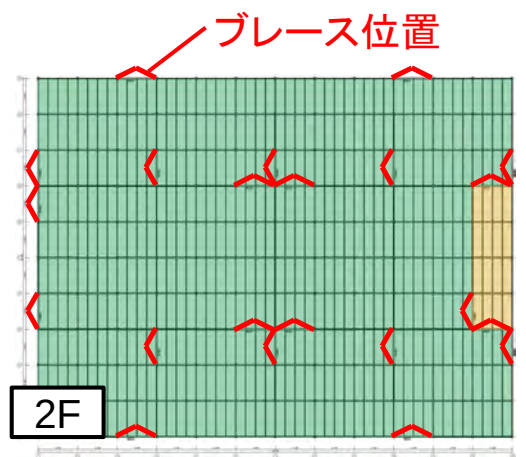
用途: 物流倉庫 架構形式: 両方向ブレース付きラーメン構造
構造種別: 鉄骨造
階数: 地上4階
高さ: 26.43 m
階高: 6.5 m



荷重表

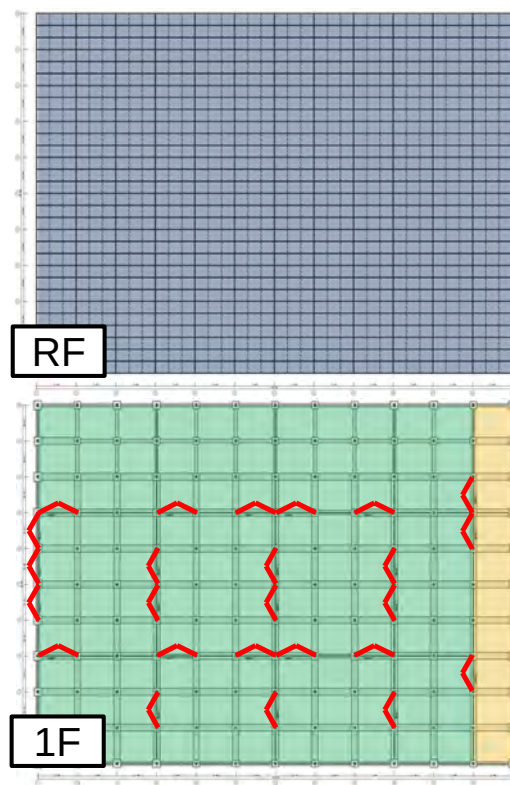
(N/m²)

名称	DL	LL(床/小梁/架構/地震)
倉庫	6,240	15,000/12,000/9,000/6,000
事務所	6,000	2,900 / 2,900 / 1,800 / 800
屋根	700	0 / 0 / 0 / 0



X方向:10構面 Y方向:11構面

日鉄エンジニアリング株式会社



X方向:10構面 Y方向:15構面

©2023 NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD.

3. 1検討モデル

S造物流倉庫では、ブレース付きラーメン架構での設計が一般的であるため、ルート3設計を満足させる耐震モデルとほぼ同等の制振モデルを、ベースモデルとする

	①耐震モデル	ベースモデル ①' 標準ダンパーモデル	比較モデル ②高性能ダンパーモデル
構造形式	耐震構造	制振構造	制振構造
主架構性能	①と①' は、ほぼ同じ 仕口:スカラップ		高強度鋼柱 仕口:ノンスカラップ
ブレース・ダンパー量 (2F)	5000 kN / 本	3000 kN / 本	4000 kN / 本
		× 0.6	× 1.3
クライテリア	ルート3設計を満足させる	告示エネルギー法を満足させる	本提案の設計法 (Vs=1.5) を満足させる

日鉄エンジニアリング株式会社

©2023 NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD.

保有水平耐力による耐震設計

エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法
(エネルギー法)による設計

- ・稀に発生する地震に対する検討
- ・極めて稀に発生する地震に対する検討
(=告示極稀地震(標準波)に対する検討)

①耐震モデル

ブレース付きラーメンの
耐震設計モデルとしたため、
ダンパーを置き換え

①' 標準ダンパーモデル

$V_s = 1.0$ のみ

鉄骨造梁端部の設計疲労性能評価式を
用いたエネルギー法の計算方法による検討

①' 標準ダンパーモデル

②高性能ダンパーモデル

- ・告示極稀地震(標準波)に対する検討
- ・直下地震に対する検討
※標準波の0.75倍の入力エネルギー
- ・長継続時間地震に対する検討
※標準波の2.3倍の入力エネルギー

$V_s = 1.0, 1.5, 2.0$

$V_s = 1.0, 1.5, 2.0$

$V_s = 1.0, 1.5, 2.0$

4. 1保有水平耐力計算に基づく設計(耐震モデル)

柱

4F	□-400x400x16(BCR295)
3F	□-550x550x19(BCR295)
2F	□-600x600x22(BCP325)
1F	□-600x600x25(BCP325)

①耐震モデル

大梁

	X方向	Y方向
RF	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
4F	HY-800x350x16x32	HY-600x200x12x19
3F	HY-800x350x16x32	HY-600x200x12x22
2F	HY-800x350x18x32	HY-600x200x12x22

耐震ブレース

	X方向
4F	1500 kN × 16本
3F	4000 kN × 16本
2F	5000 kN × 20本
1F	5500 kN × 20本

柱・大梁・耐震ブレース
いずれも一般部代表断面を示す

耐震モデルの保有耐力(X方向)

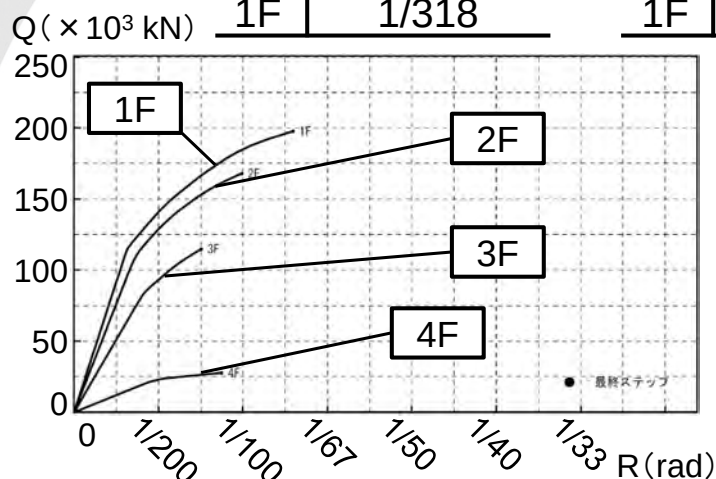
①耐震モデル

1次設計

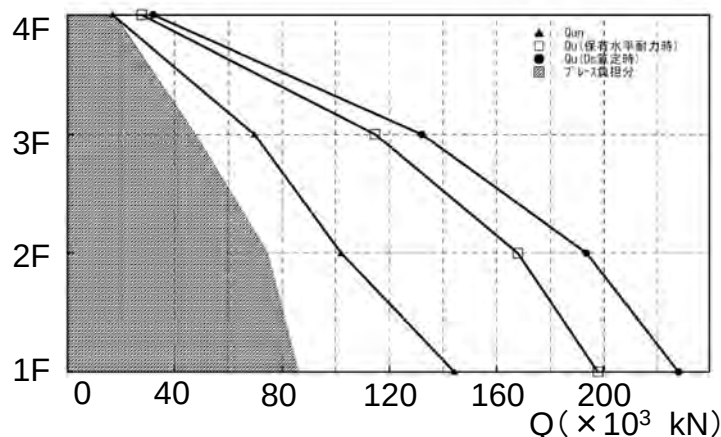
	層間変形角
4F	1/316
3F	1/347
2F	1/344
1F	1/318

保有水平耐力計算

	Ds	Fes	Qu/QuN	層間変形角
4F	0.25	1.00	1.64	1/114
3F	0.25	1.00	1.64	1/133
2F	0.25	1.00	1.64	1/101
1F	0.30	1.00	1.37	1/77



日鉄エンジニアリング株式会社



©2023 NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD.

4. 2エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法による設計

耐震モデルから、耐震ブレースを制振ダンパーに変更
(柱・梁断面の変更はなし)

ダンパー

①耐震モデル

①' 標準ダンパーモデル

4F	1500 kN × 16本	→ 500 kN × 16本
3F	4000 kN × 16本	→ 2000 kN × 16本
2F	5000 kN × 20本	→ 3000 kN × 20本
1F	5500 kN × 20本	→ 3500 kN × 20本

(SN490B材)

(LYP225材)

柱脚

露出柱脚(柱脚ヒンジ許容)



露出柱脚

(柱脚ヒンジを許容しない)

稀に発生する地震に対する検討

①' 標準ダンパーモデル

建築物に作用するエネルギー
 $E_d = 2595 \text{ kN}\cdot\text{m}$

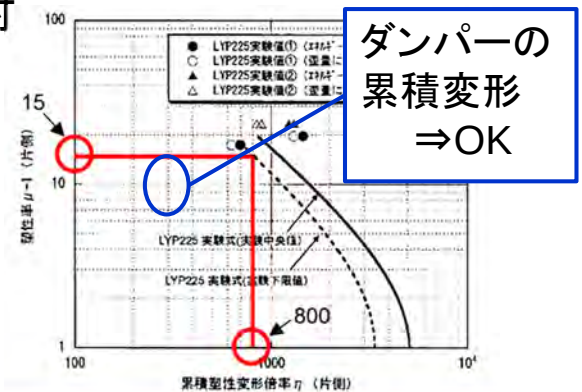
建築物が吸収するエネルギー
 $\Sigma W_e = 4479 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $> E_d = 2595 \text{ kN}\cdot\text{m} \Rightarrow \text{OK}$
 $\Sigma W_e / E_d = 1.73$

	層間変形角	残留変形
4F	$1/274 < 1/200 \text{ OK}$	$1/1206 < 1/1000 \text{ OK}$
3F	$1/399 < 1/200 \text{ OK}$	$1/2033 < 1/1000 \text{ OK}$
2F	$1/438 < 1/200 \text{ OK}$	$1/2939 < 1/1000 \text{ OK}$
1F	$1/601 < 1/200 \text{ OK}$	$1/31552 < 1/1000 \text{ OK}$

極めて稀に発生する地震に対する検討

	η_{fi}
4F	1.41
3F	0.30
2F	0.64
1F	0.23

主架構の累積変形
 $< \bar{\eta}_{cfi} = 7.0 (\text{FA}) \Rightarrow \text{OK}$



5. 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

限界層間変形の算定

①' 標準ダンパーモデル

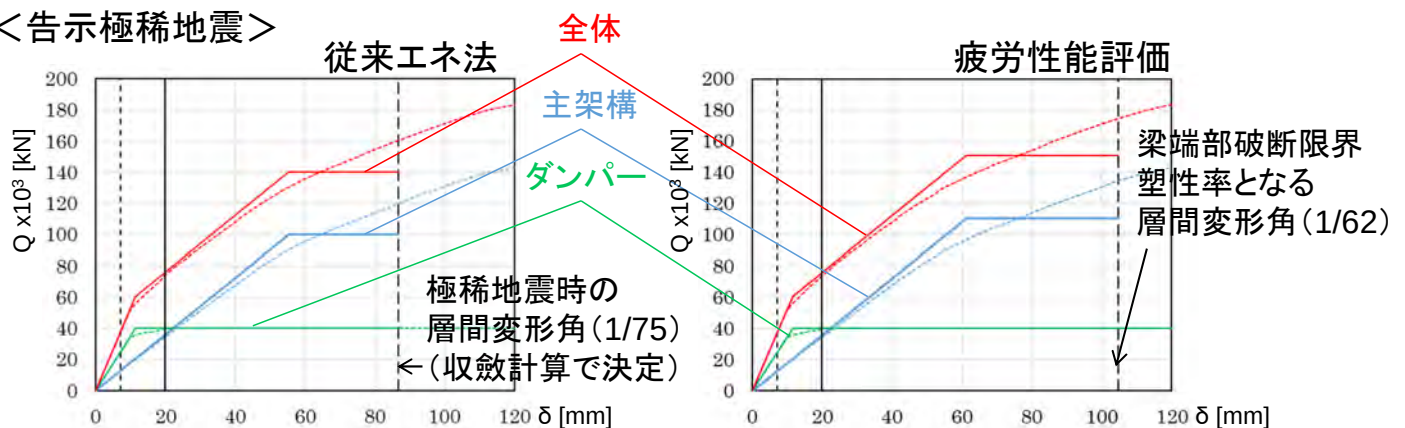
1) 梁端部破断限界塑性率 μ_{bi} の算定

C: 梁端接合部の仕様の違いによる係数 スカラップ: 4.0

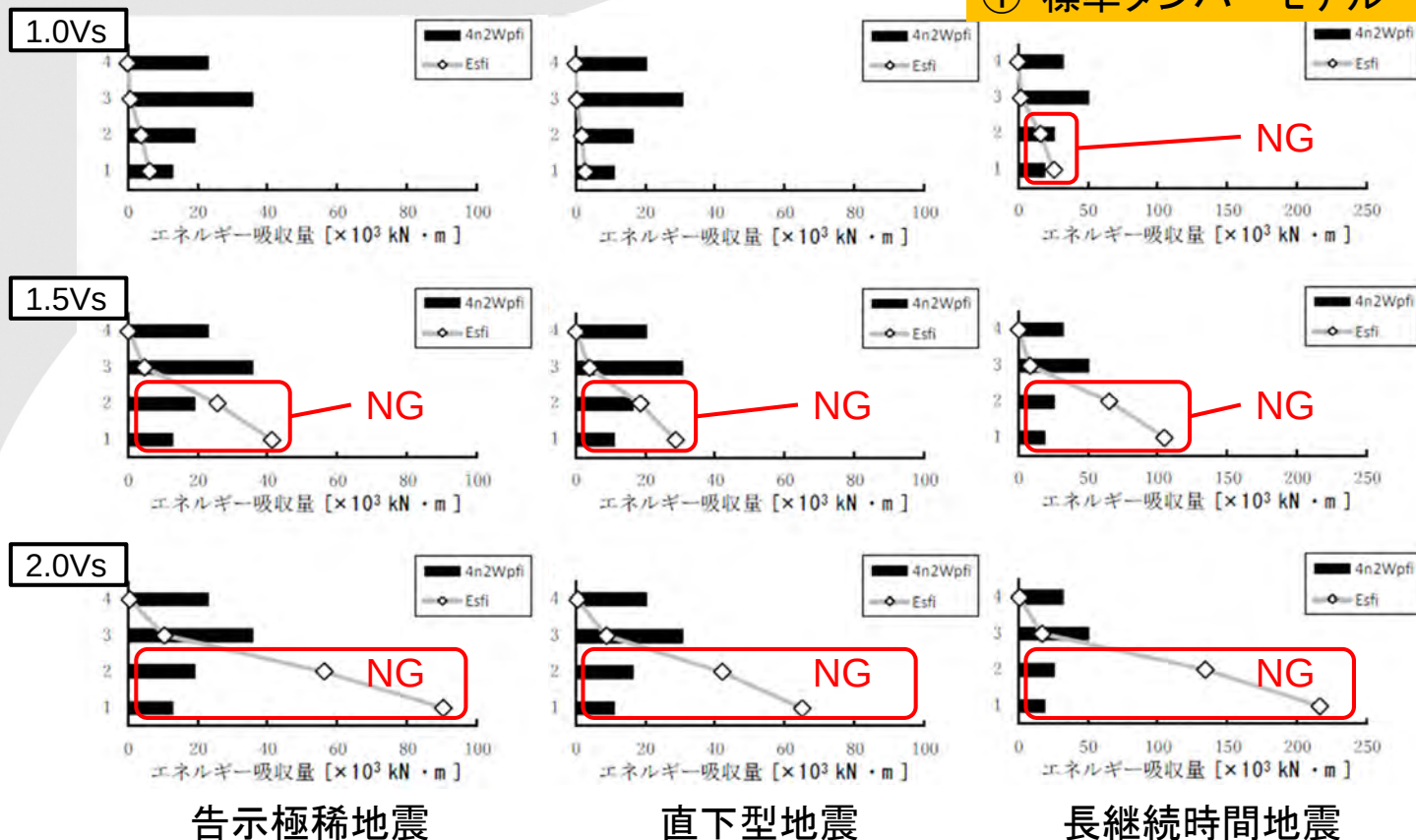
2) 柱脚限界塑性率 μ_{ci} の算定

⇒ 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した

<告示極稀地震>



①' 標準ダンパーモデル



日鉄エンジニアリング株式会社

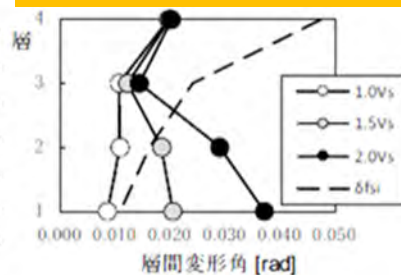
©2023 NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD.

①' 標準ダンパーモデル

層間変形角の比較

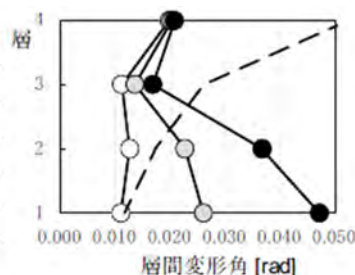
告示極稀地震

階 i	最大層間変形角(rad)			保有性能(rad)
	1.0Vs	1.5Vs	2.0Vs	δf_{si}
4	0.0196	0.0198	0.0202	0.0474
3	0.0106	0.0121	0.0143	0.0240
2	0.0108	0.0184	0.0290	0.0161
1	0.0085	0.0204	0.0371	0.0108



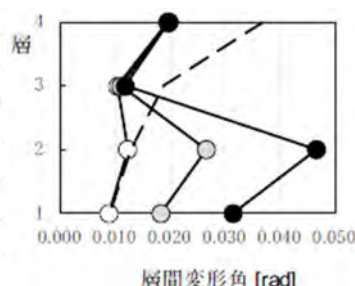
直下型地震

階 i	最大層間変形角(rad)			保有性能(rad)
	1.0Vs	1.5Vs	2.0Vs	δf_{si}
4	0.0198	0.0202	0.0207	0.0524
3	0.0111	0.0135	0.0168	0.0260
2	0.0125	0.0226	0.0366	0.0172
1	0.0109	0.0259	0.0470	0.0115



長継続時間地震

階 i	最大層間変形角(rad)			保有性能(rad)
	1.0Vs	1.5Vs	2.0Vs	δf_{si}
4	0.0195	0.0196	0.0197	0.0367
3	0.0104	0.0109	0.0117	0.0187
2	0.0121	0.0265	0.0466	0.0128
1	0.0088	0.0182	0.0313	0.0089



日鉄エンジニアリング株式会社

©2023 NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD.

標準ダンパーモデル⇒高性能ダンパーモデル の変更点

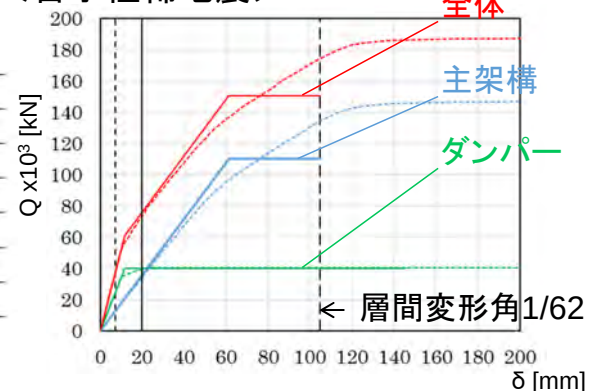
	①' 標準ダンパーモデル	②高性能ダンパーモデル
柱	4F □-400x400x16(BCR295)	➡ 変更なし
	3F □-550x550x19(BCR295)	➡ 変更なし
	2F □-600x600x22(BCP325)	➡ □-500x500x19(BCHT385)
	1F □-600x600x25(BCP325)	➡ □-500x500x22(BCHT385)
大梁	標準ダンパーモデルにて梁端部が早期に破断限界塑性率に達した一部の大梁の断面をUP	
ダンパー	4F 500 kN × 16本	➡ 変更なし
	3F 2000 kN × 16本	➡ 変更なし
	2F 3000 kN × 20本	➡ 4000 kN × 20本
	1F 3500 kN × 20本	➡ 4000 kN × 20本
梁端接合部の仕様	スカラップ:C = 4.0	➡ ノンスカラップ:C = 5.6

5. 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

①' 標準ダンパーモデル

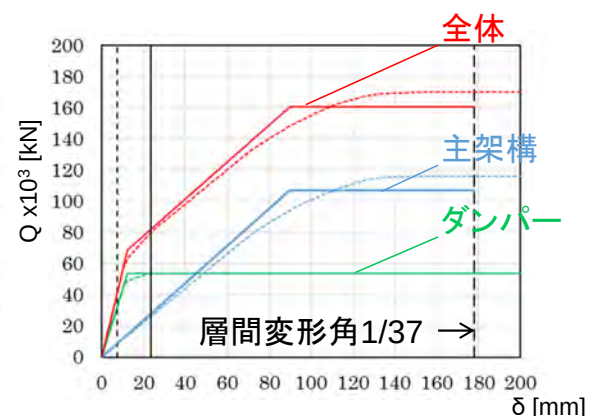
階	告示極稀地震		直下型地震		長継続時間地震	
	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構
4	3.288	1/21	3.619	1/19	2.491	1/27
3	3.288	1/42	3.619	1/38	2.491	1/54
2	3.288	1/62	3.619	1/58	2.491	1/78
1	3.288	1/92	3.619	1/87	2.491	1/113

<告示極稀地震>

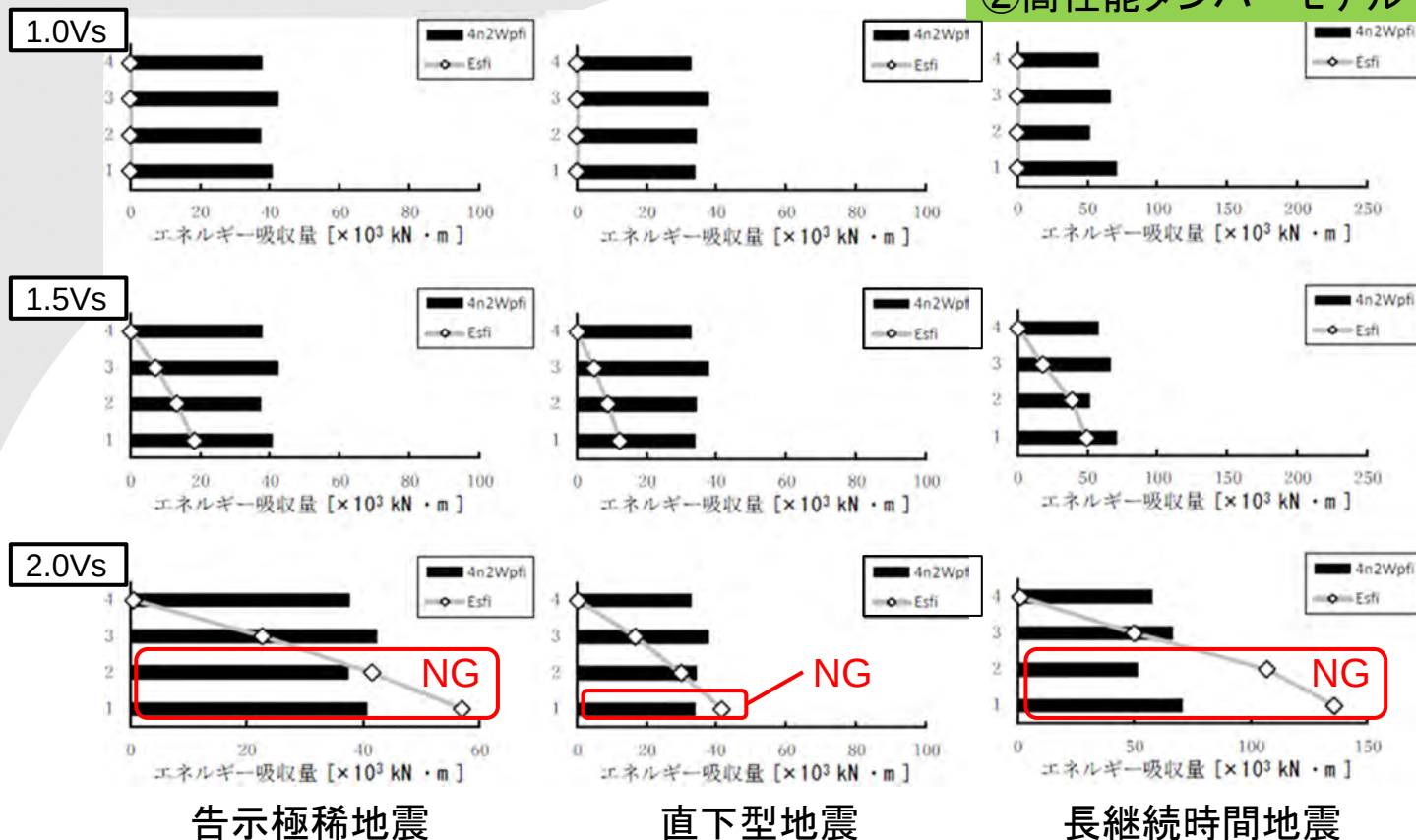


②高性能ダンパーモデル

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高性能ダンパーモデル



日鉄エンジニアリング株式会社

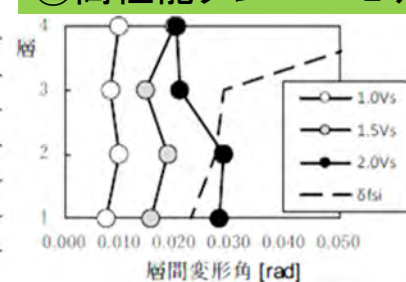
©2023 NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD.

②高性能ダンパーモデル

層間変形角の比較

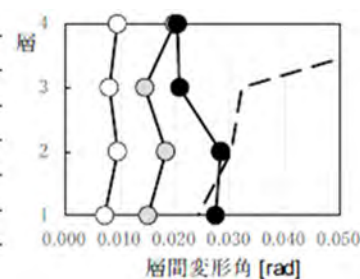
告示極稀地震

階 i	最大層間変形角(rad)			保有性能(rad)
	1.0Vs	1.5Vs	2.0Vs	δfsi
4	0.0097	0.0199	0.0203	0.0643
3	0.0082	0.0146	0.0209	0.0289
2	0.0097	0.0186	0.0288	0.0274
1	0.0074	0.0156	0.0280	0.0228



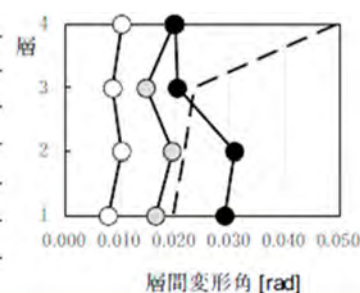
直下型地震

階 i	最大層間変形角(rad)			保有性能(rad)
	1.0Vs	1.5Vs	2.0Vs	δfsi
4	0.0095	0.0199	0.0204	0.0714
3	0.0080	0.0144	0.0207	0.0321
2	0.0094	0.0182	0.0282	0.0302
1	0.0072	0.0150	0.0274	0.0242



長継続時間地震

階 i	最大層間変形角(rad)			保有性能(rad)
	1.0Vs	1.5Vs	2.0Vs	δfsi
4	0.0102	0.0197	0.0200	0.0494
3	0.0086	0.0146	0.0204	0.0234
2	0.0102	0.0195	0.0308	0.0216
1	0.0078	0.0165	0.0291	0.0196



日鉄エンジニアリング株式会社

©2023 NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD.

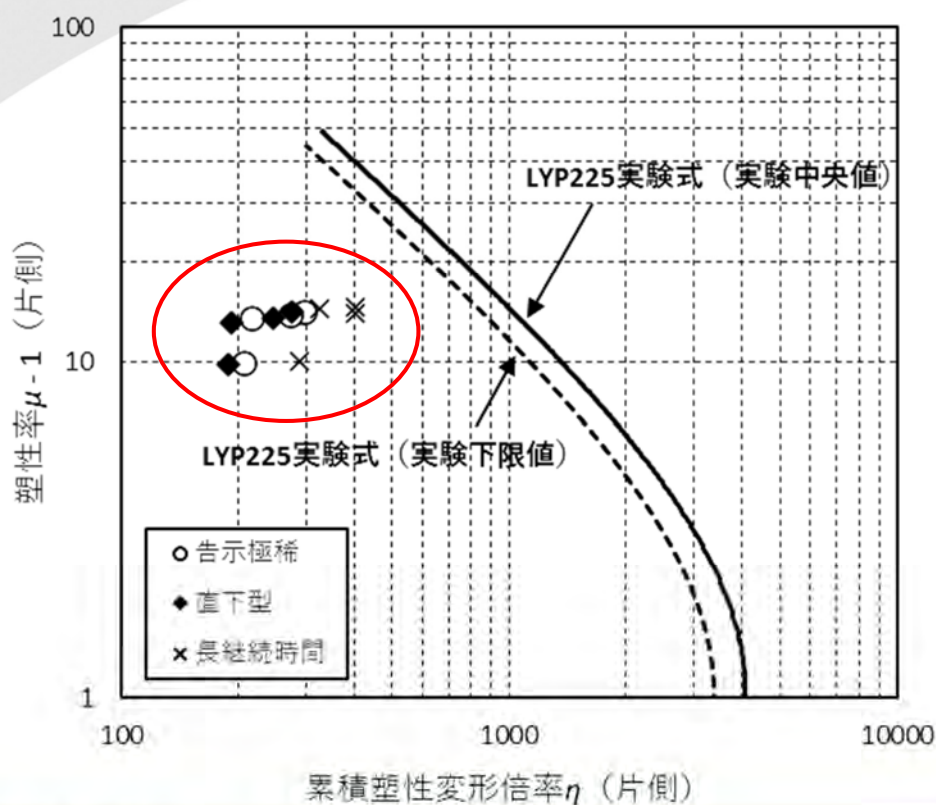
地震波	倍率	①' 標準ダンパーモデル		② 高性能ダンパーモデル	
告示極稀	1.0	○	0.476	◎	0.000
	1.5	×	3.163	○	0.448
	2.0	×	6.925	×	1.396
直下型	1.0	○	0.249	◎	0.000
	1.5	×	2.560	○	0.364
	2.0	×	5.794	×	1.223
長継続時間	1.0	×	1.322	◎	0.000
	1.5	×	5.426	○	0.696
	2.0	×	11.171	×	1.913

◎：弾性範囲 (W_R 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)

×

ダンパーの保有累積塑性変形性能(高性能モデル、1.5Vs)



4階建て鉄骨造の物流倉庫を用いて、鉄骨造梁端部の設計疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法による極大地震に対するエネルギー法設計例を示した。

・「標準ダンパーモデル」について、

1.0Vs告示極稀地震／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った。

1.0Vs長継続時間地震や、1.5Vs以上の地震では、1階・2階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かった。

・「高性能モデル」について、

1.0Vs地震では主架構が弾性限(必要エネルギーゼロ)となった。

1.5Vs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った。

2.0Vs地震では1・2階で梁破断限界層間変形を超え、必要エネルギーを満足しなかった。

・従来エネルギー法で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方法で1.5Vs地震に対して必要エネルギーを満足させるためには、高強度鋼の採用、約1.3倍のダンパー量の増加、ノンスラップへの変更が必要である。

・「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に収まっており、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。

5. まとめ

「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 委員会報告

1. 研究の背景と委員会活動の概要：
2. 繰り返し変形を考慮したエネルギー法に基づく耐震安全性評価：
3. 提案する評価方法の活用方法と実務への適用：
4. 設計、評価事例の紹介（計算例1）～5）：

1

1. 研究の背景と委員会活動の概要：

- ・本委員会では、構造設計者が、今後の発生が懸念される極大地震動に対する鋼構造建築物の耐震安全性を容易に検討できるようにするために、梁端部等の疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく耐震安全性評価方法を用いた5つの設計、計算事例を作成した。

2. 繰り返し変形を考慮したエネルギー法に基づく耐震 安全性評価：

- ・梁端部の疲労性能評価式、地震動特性等に基づいて、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て計算
- ・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提案
- ・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
- ・これらの保有エネルギーと必要エネルギーを比較することで、地震動特性とレベルに応じた建物の耐震安全性の検証が可能

2

3. 提案する評価方法の活用方法と実務への適用：

- ・エネルギー法告示と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。
- ・実務設計に適用する場合の考え方として、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。

4. 設計、評価事例の紹介（計算例1）～5））：

- ・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。
- ・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も検討し、それらのレベルも通常の極稀地震の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。
- ・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。
- ・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示し、本提案の評価法の有効性を示した。

3