

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

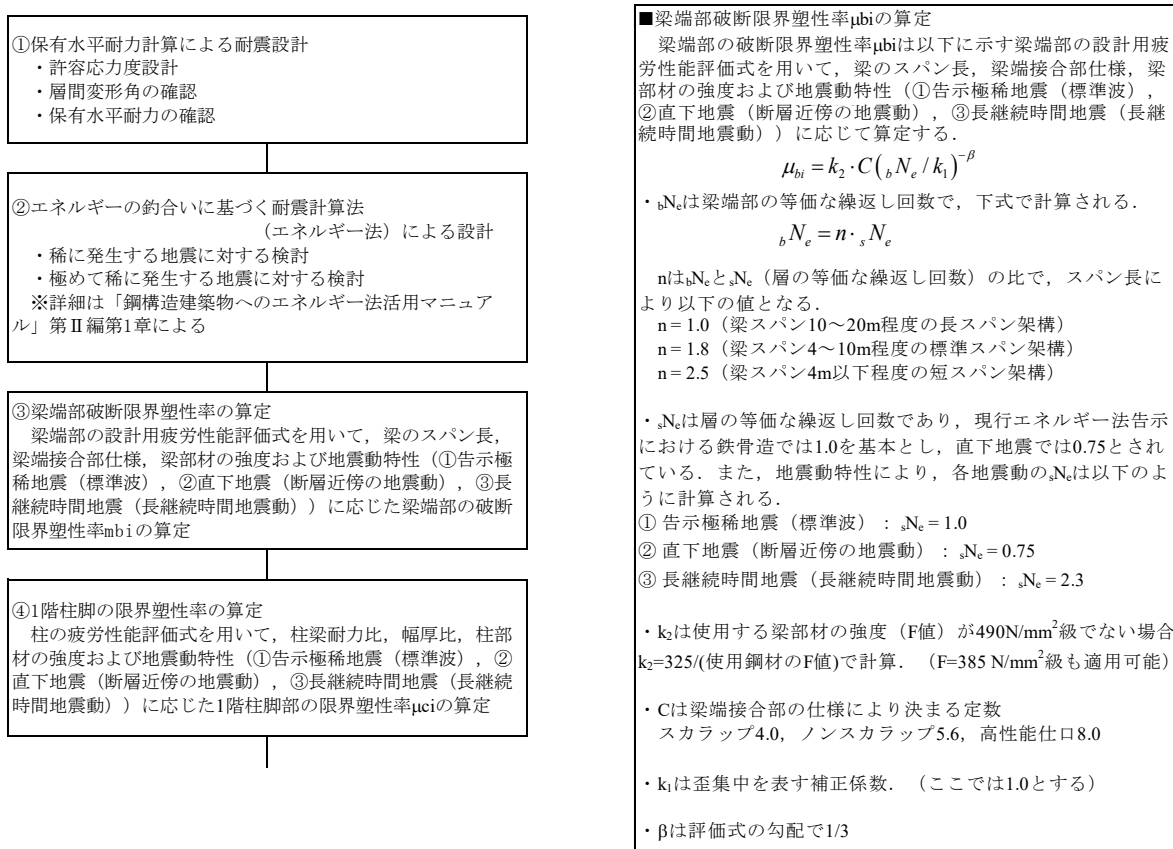
本建築物は鉄骨造としている。架構形式はX方向、Y方向とも純ラーメン構造とし、X方向にはY1,Y3,Y5,Y7通りの4構面に座屈拘束ブレースダンパー(LY225)を配置した。平面形状は、片コアではあるが、振れの生じない整形なものとしている。1階の柱脚は埋め込み形式とし、基礎は杭基礎としている。X方向は水平荷重時において、やや大きな引き抜き力を発生するが、1階床下の重量およびくい引き抜き抵抗力によって基礎に浮き上がりが生じない計画としている。表3.2に構造概要を示す。

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：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）： $sN_e = 2.3$

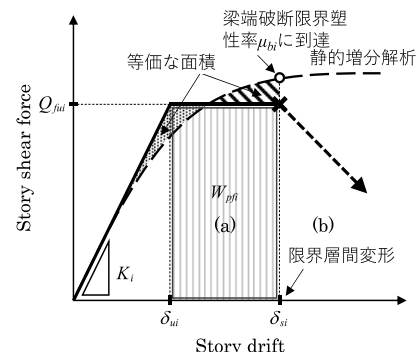
・ C, β は一般化幅厚比により以下の値となる。

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/mm^2)

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/mm^2)

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/mm^2)

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

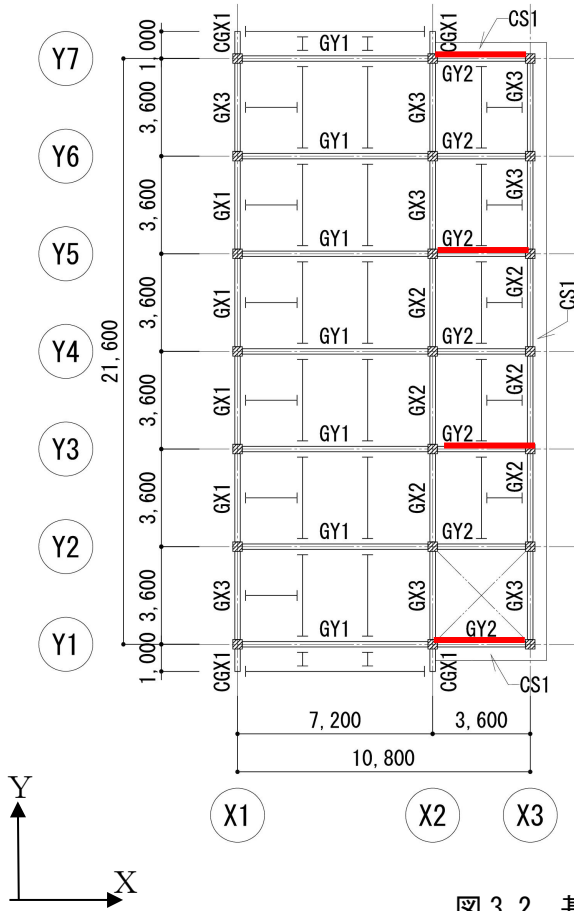


図 3.2 基準階伏図

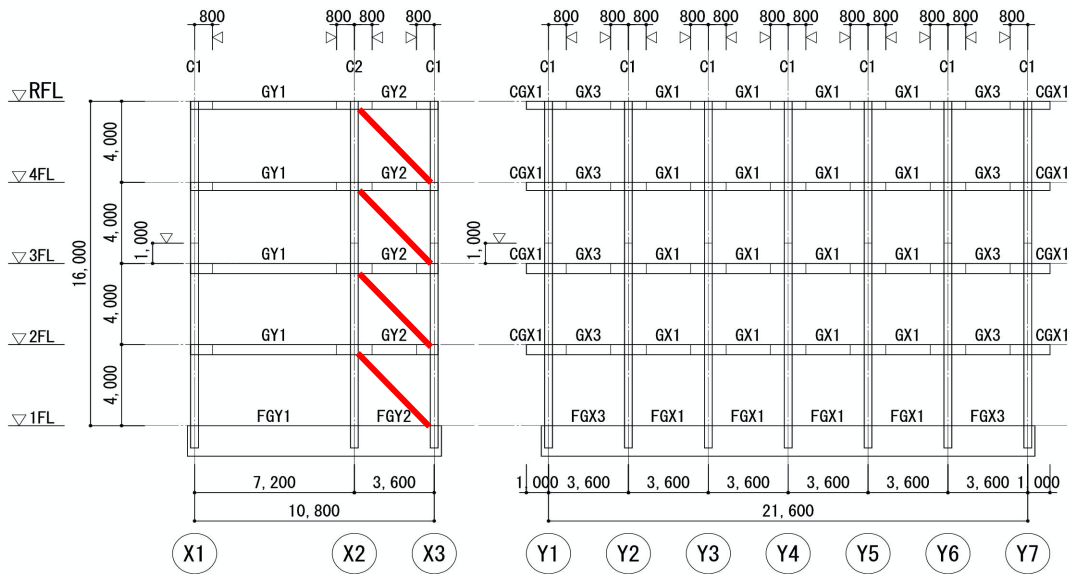


図 3.3 軸組図

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

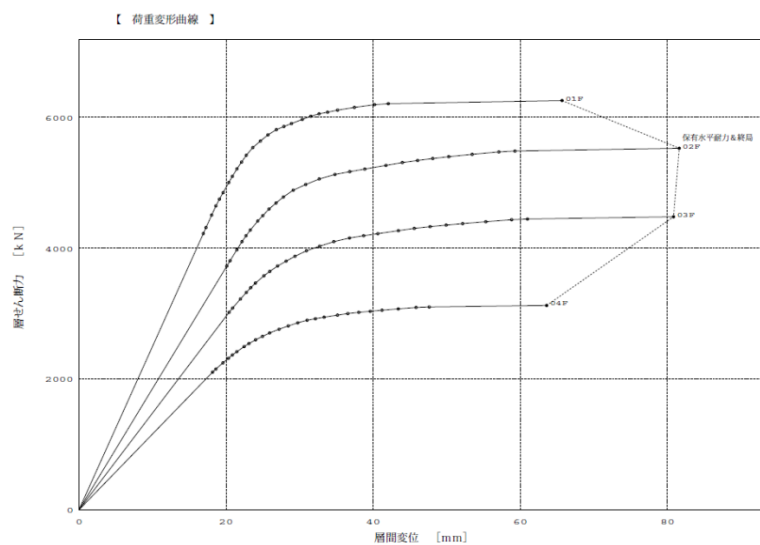


図 3.4 荷重—変位曲線

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

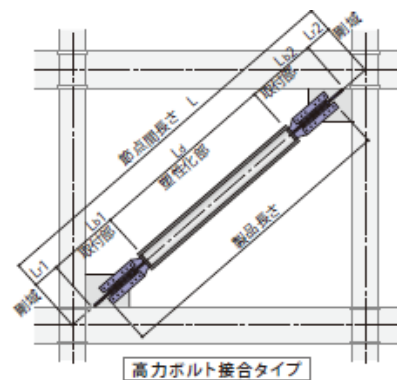


図 3.5 ダンパーの各部設定

(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。

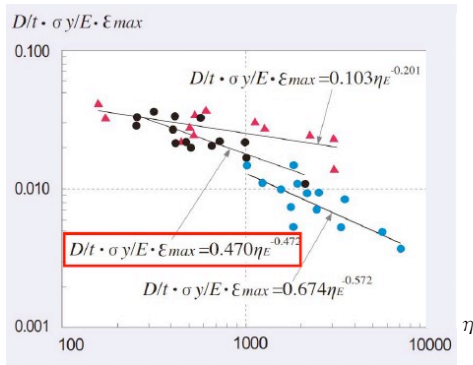


図 3.6 許容累積塑性変形倍率の設定³⁻¹⁾

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

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)

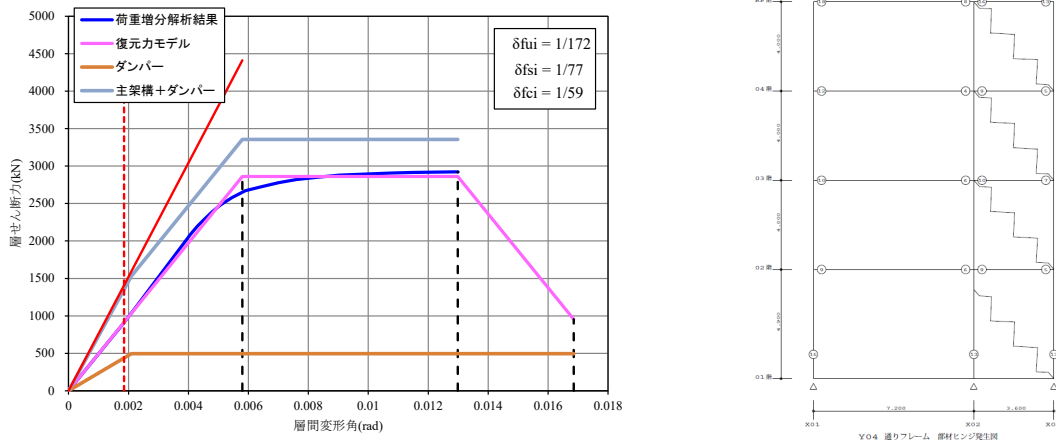


図 3.7 復元力特性作成一例

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)

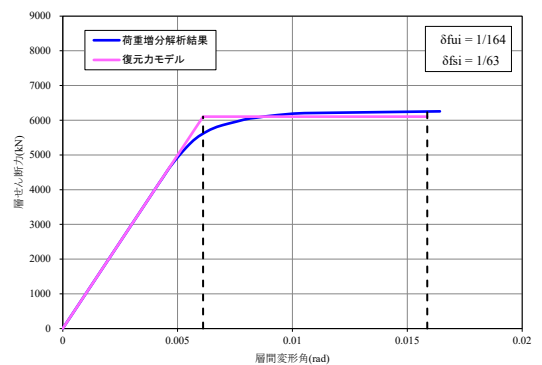
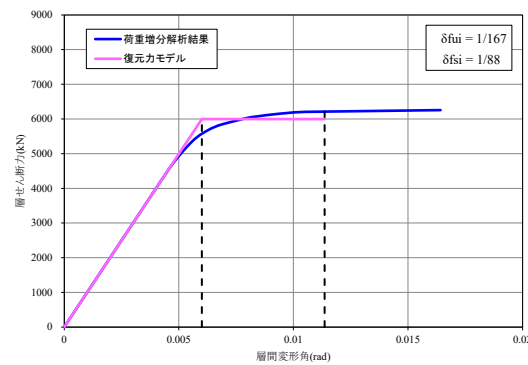
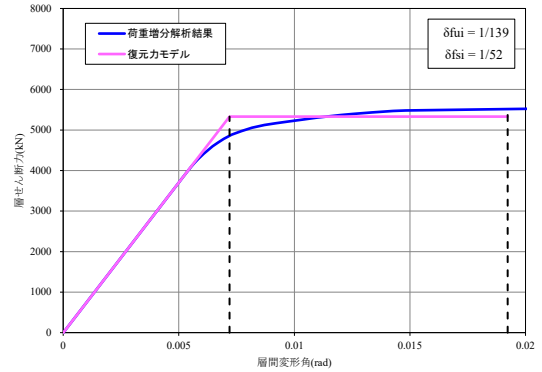
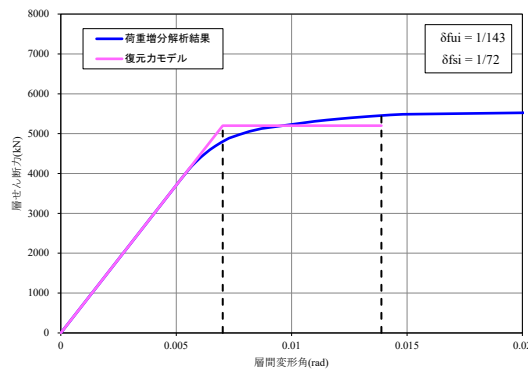
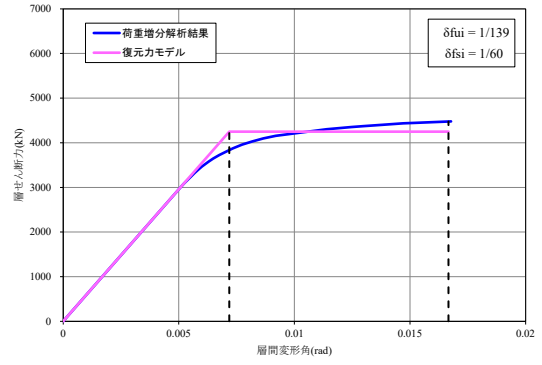
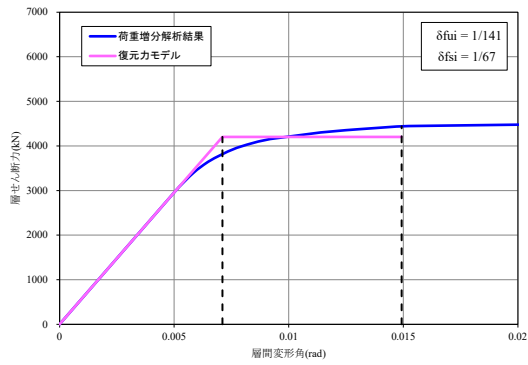
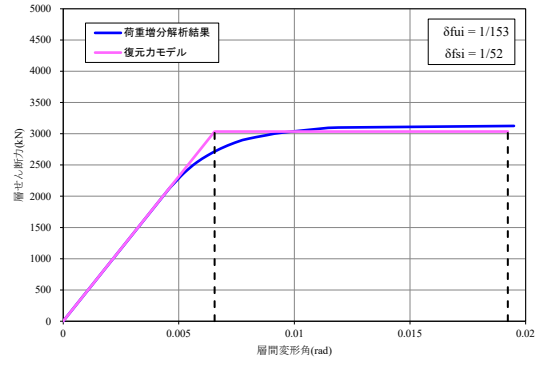
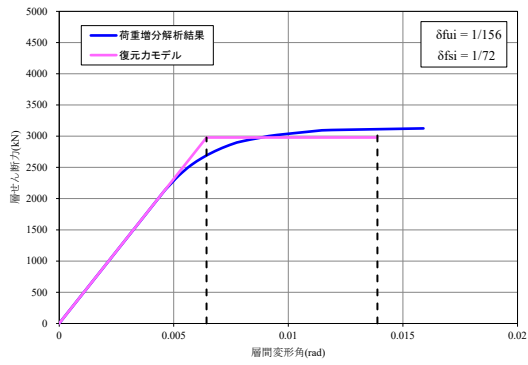


図 3.8(a) スクラップ形式 ($\mu_{bi}=4.08$)

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)

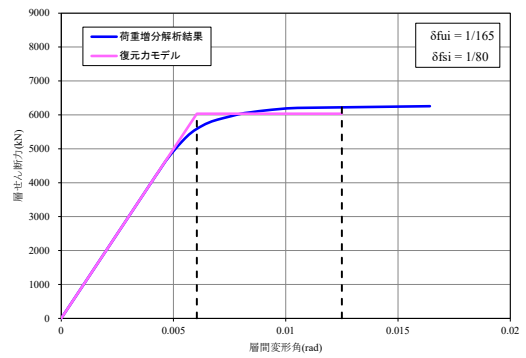
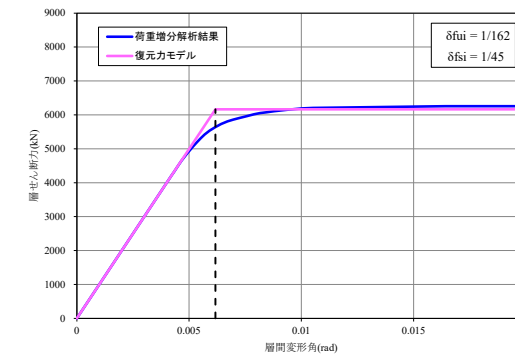
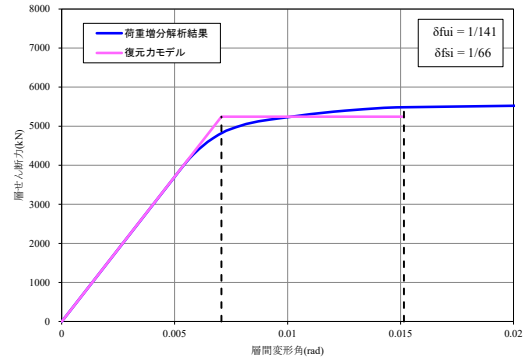
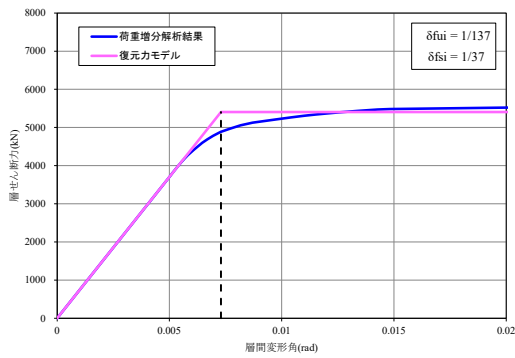
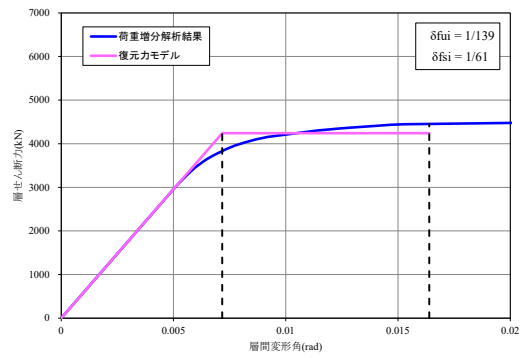
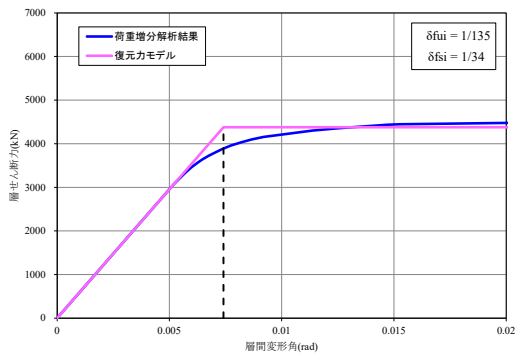
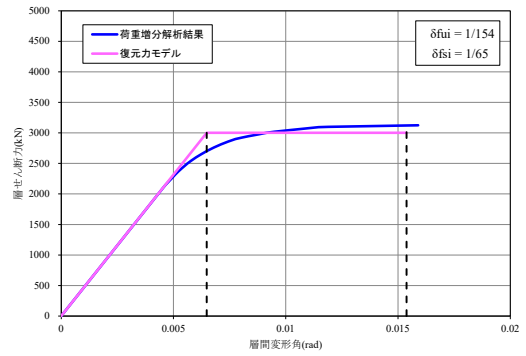
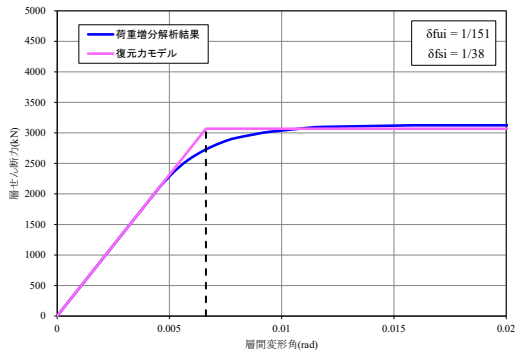


図 3. 8(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.15$)

図 3. 9(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.49$)

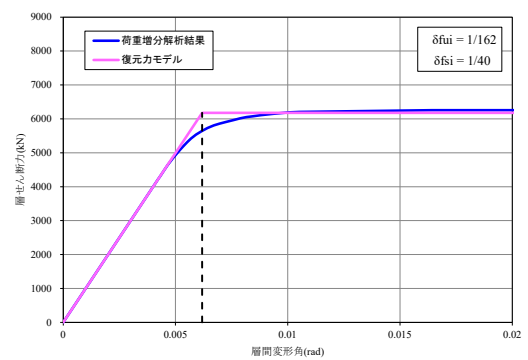
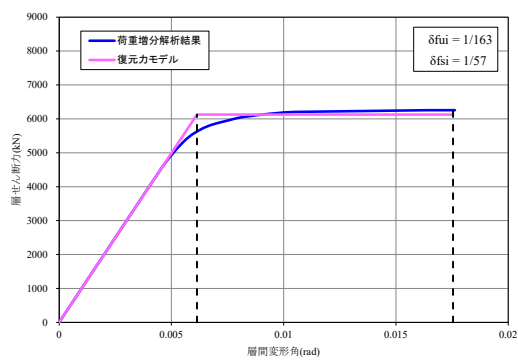
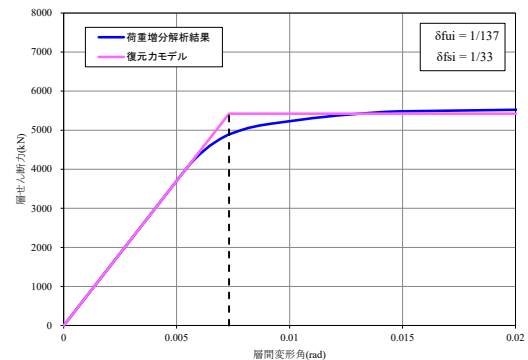
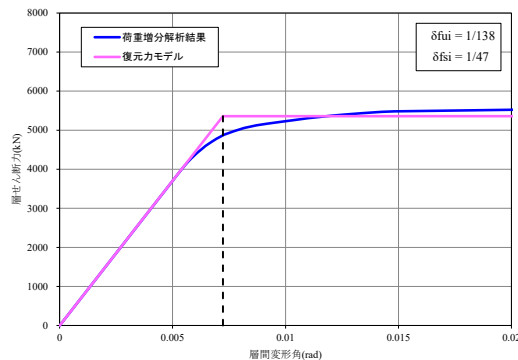
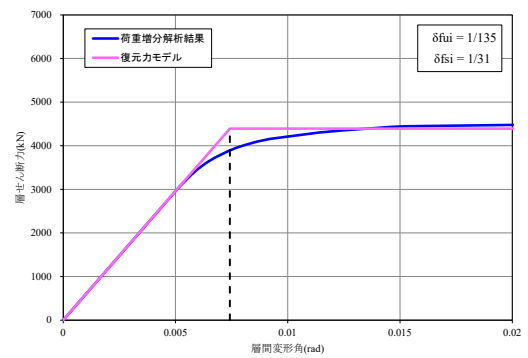
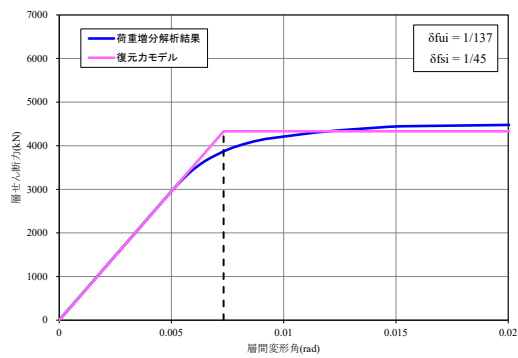
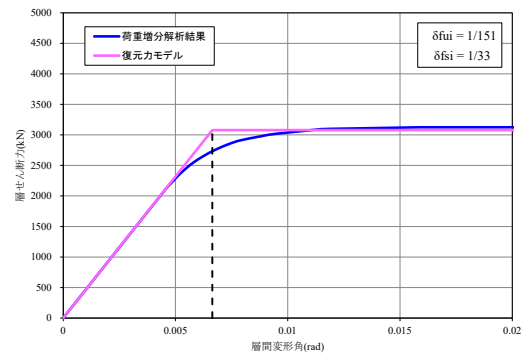
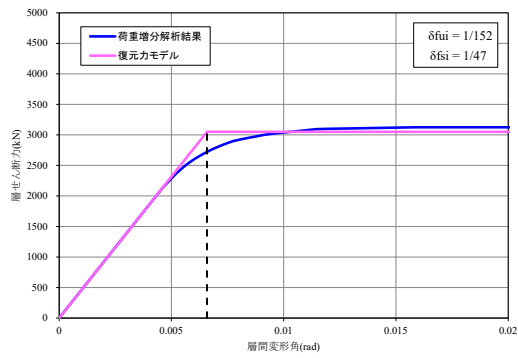


図 3.9(b) ノンスラップ形式 ($\mu_{bi}=6.28$)

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)

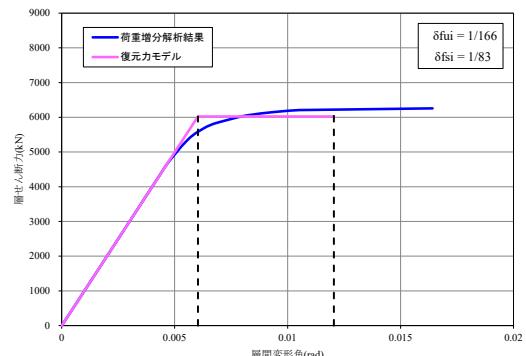
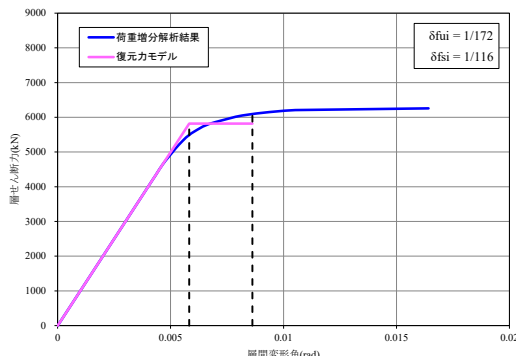
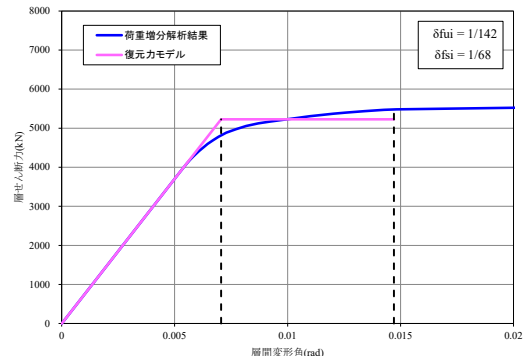
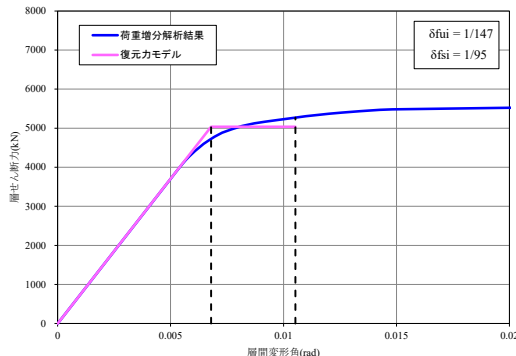
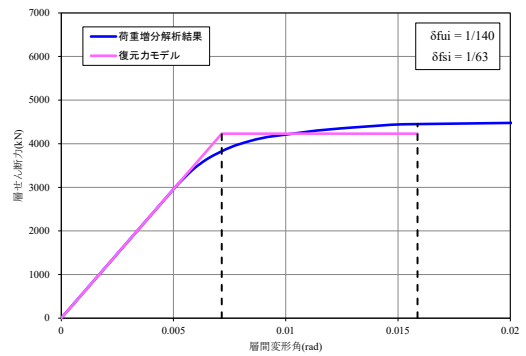
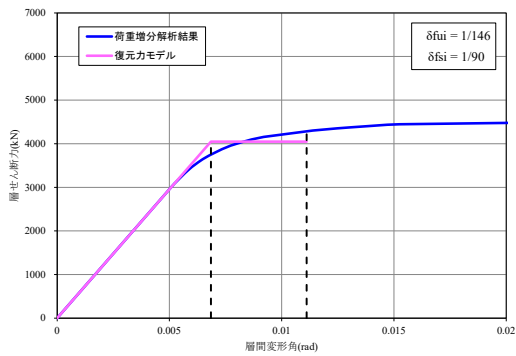
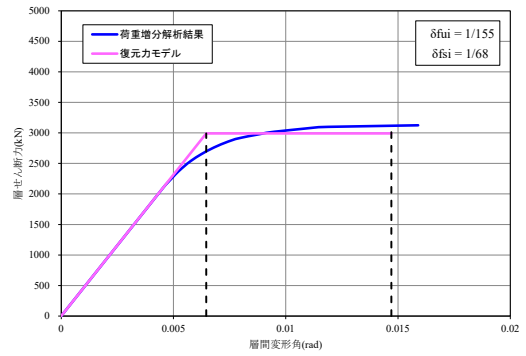
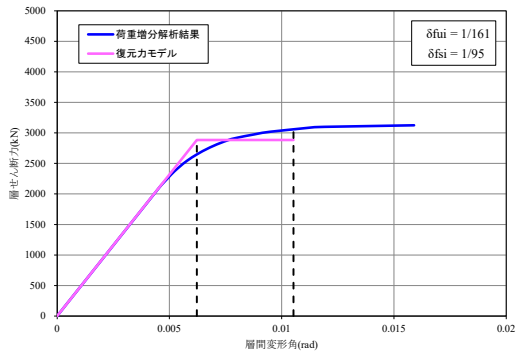


図 3.10(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=3.09$)

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)

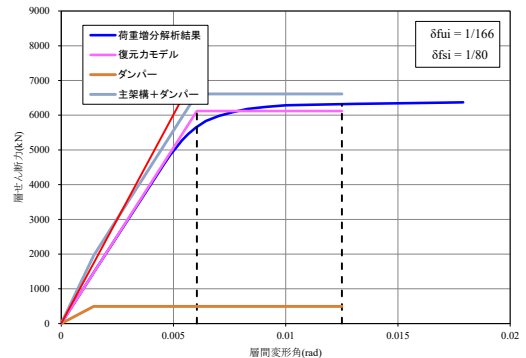
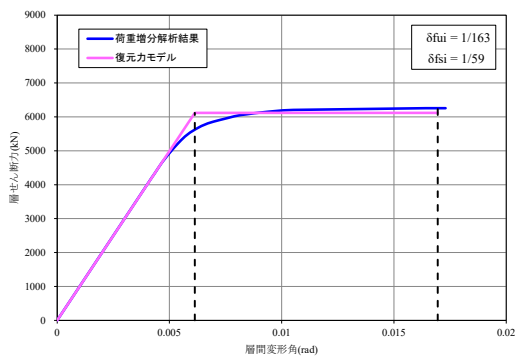
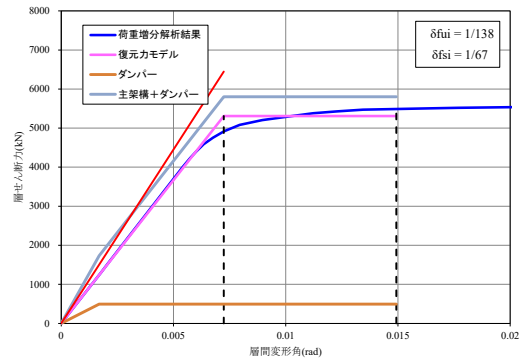
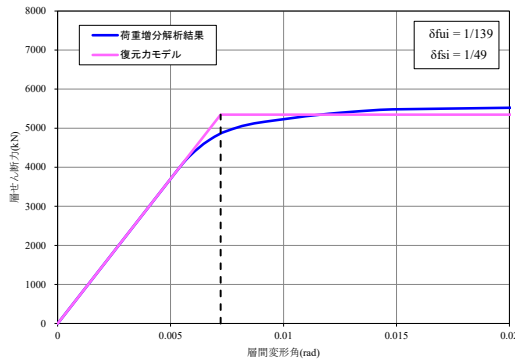
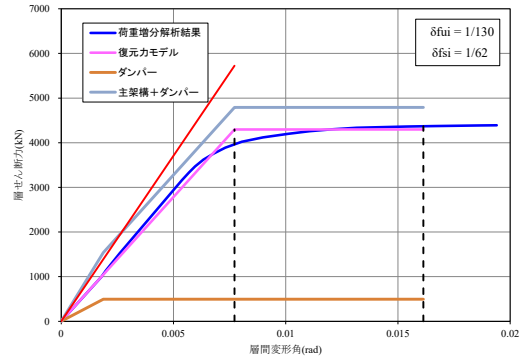
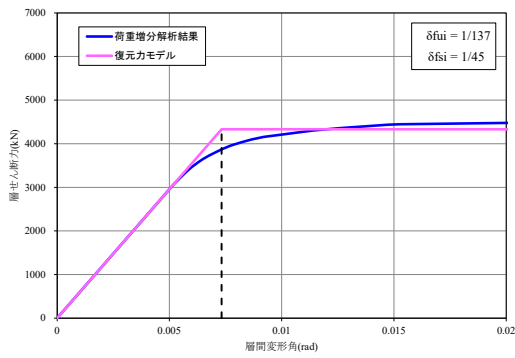
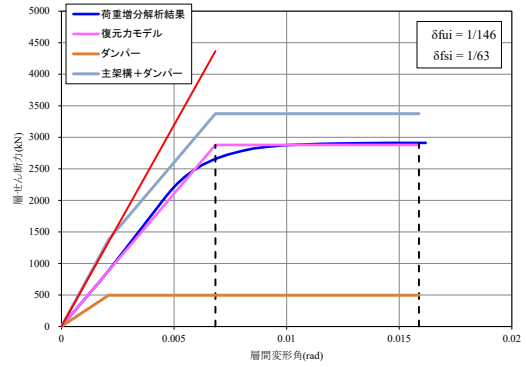
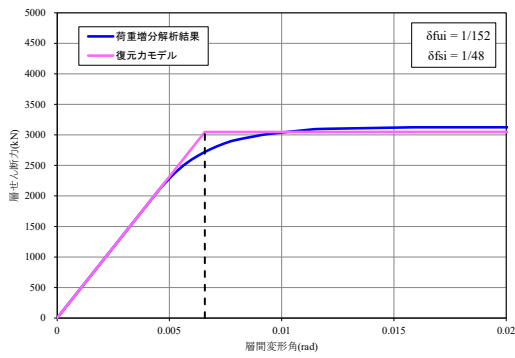


図 3. 10(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=6.18$)

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)

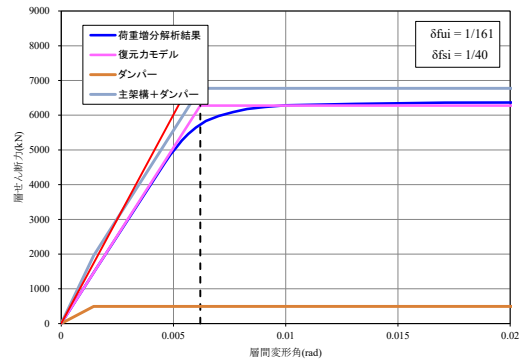
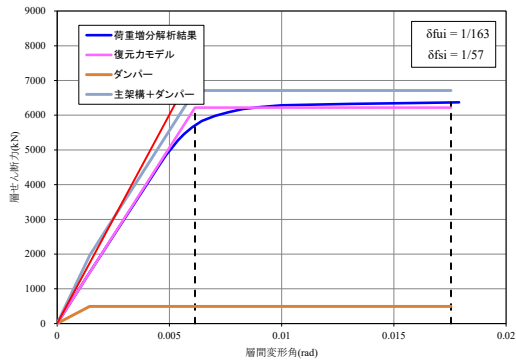
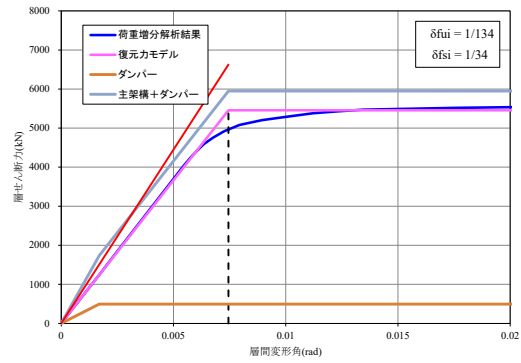
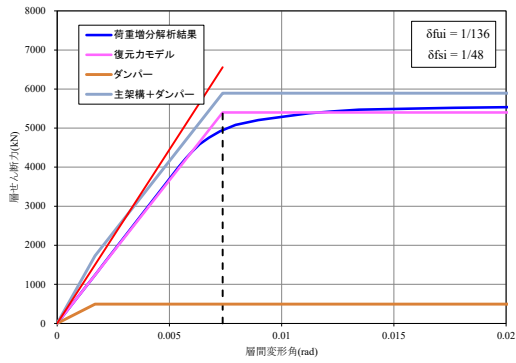
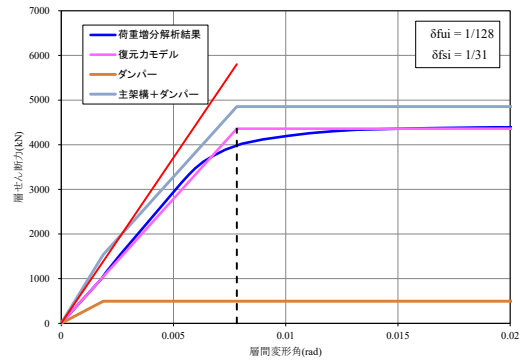
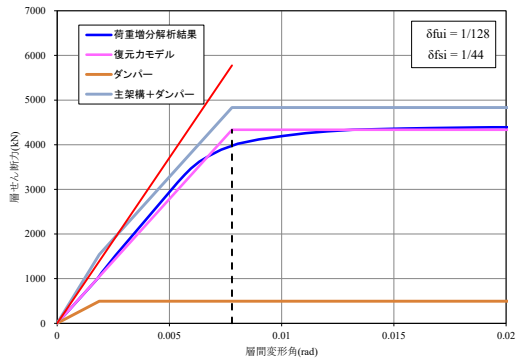
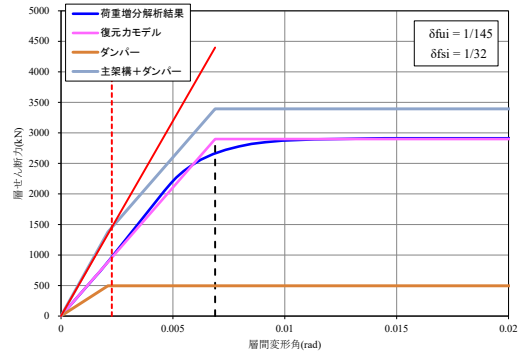
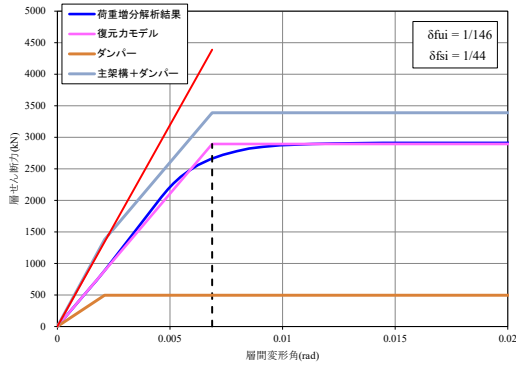


図 3.11 (b) ノンスラップ形式 ($\mu_{bi}=5.71$)

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)

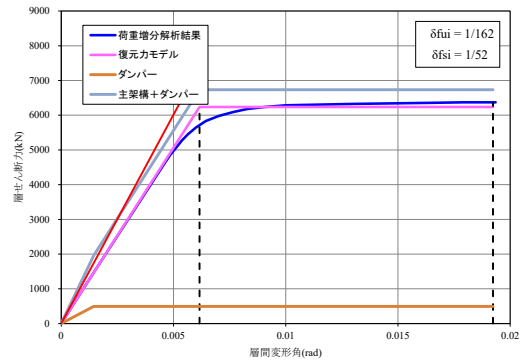
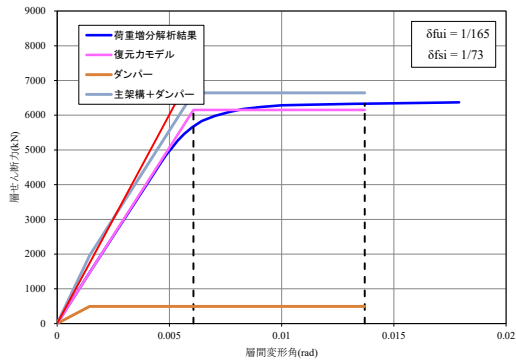
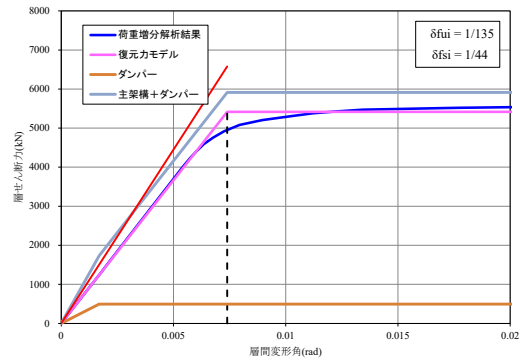
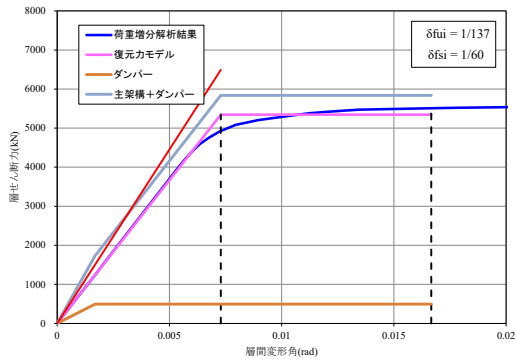
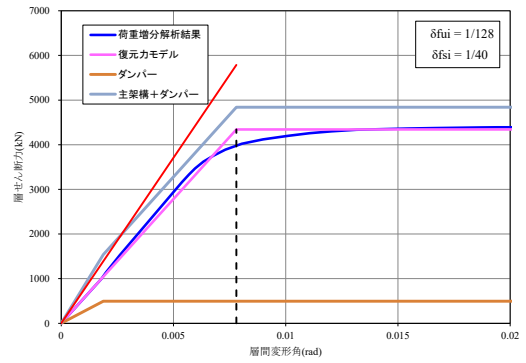
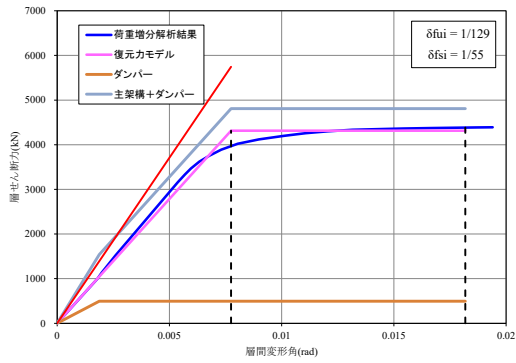
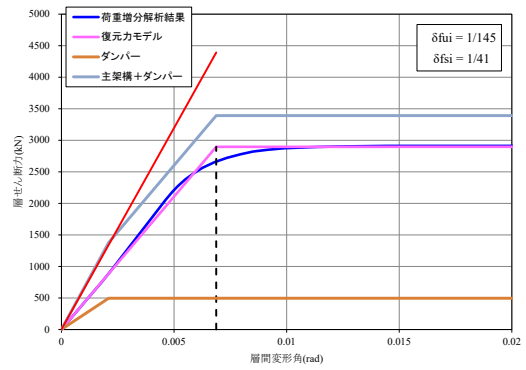
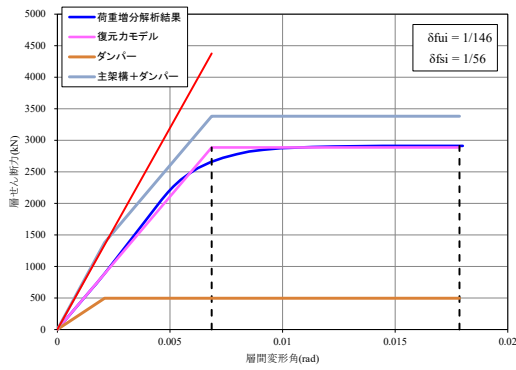


図 3. 12(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.49$)

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)

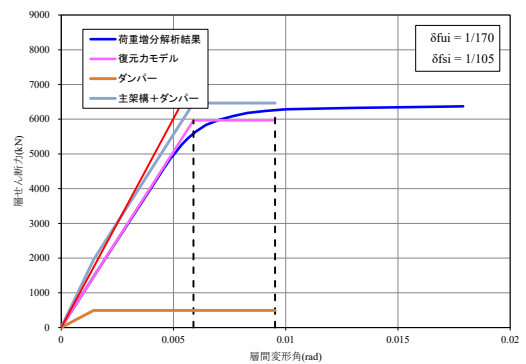
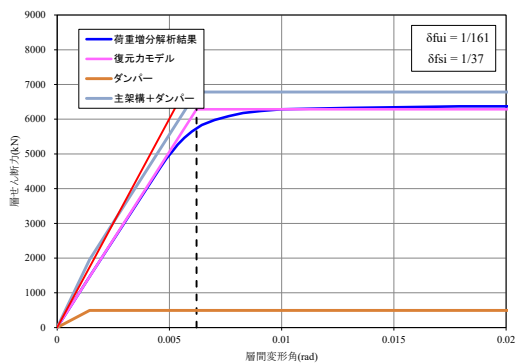
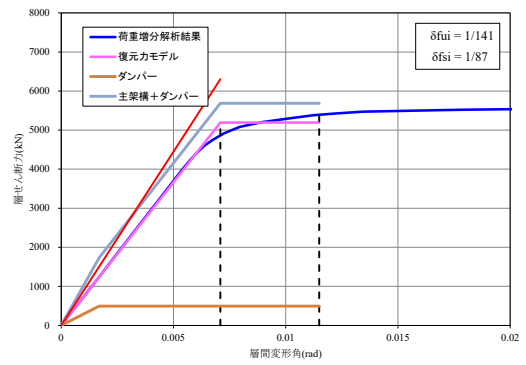
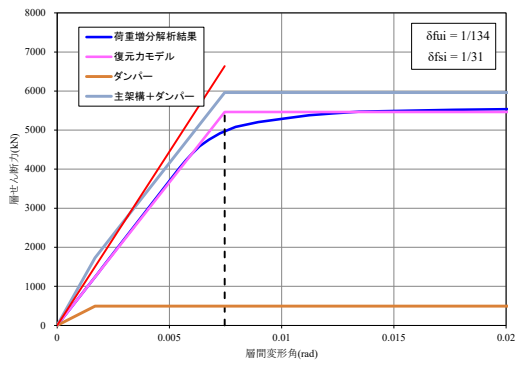
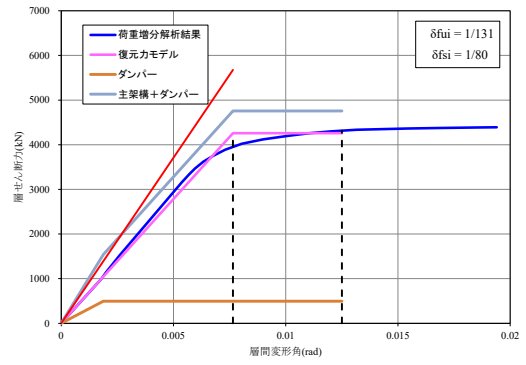
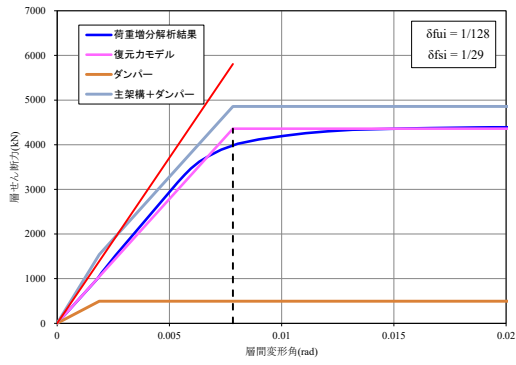
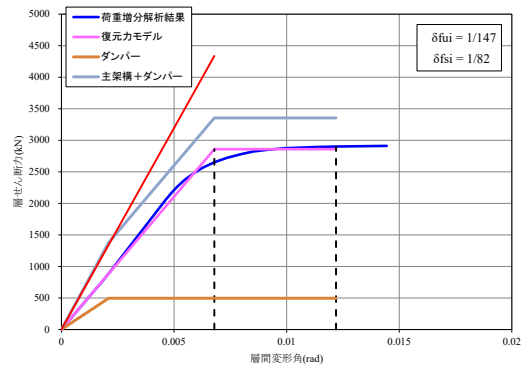
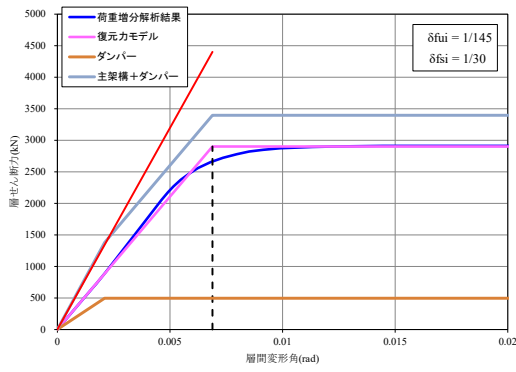


図 3. 12(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.97$)

図 3. 13(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=3.09$)

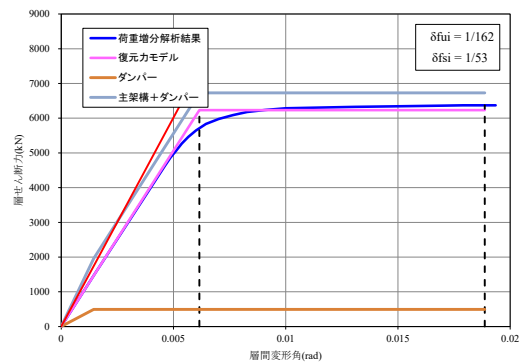
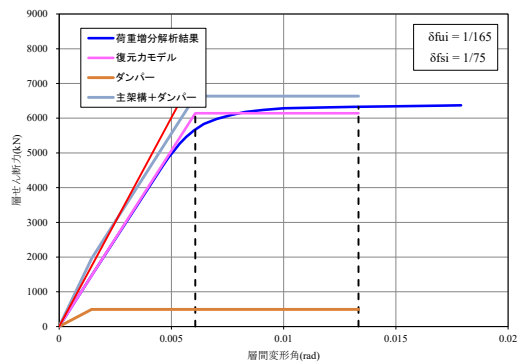
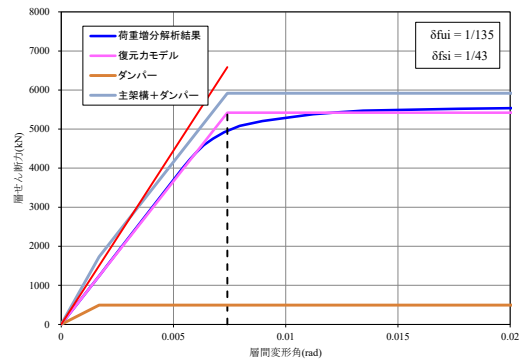
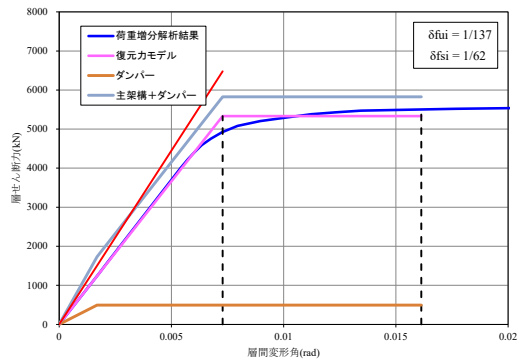
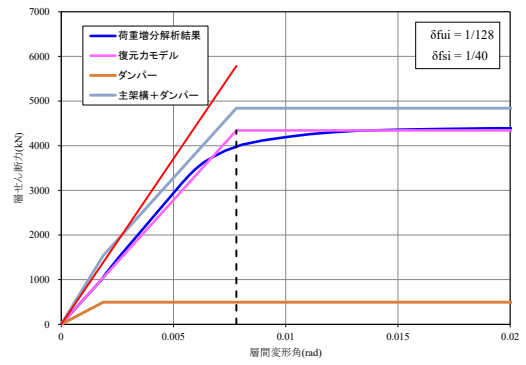
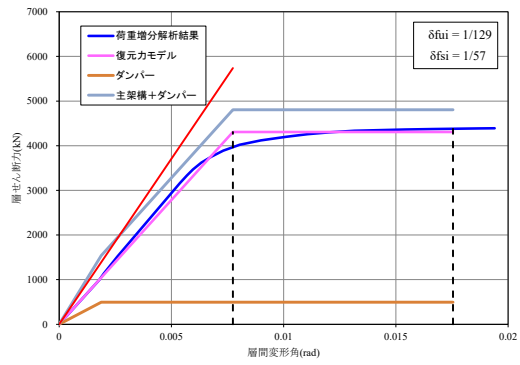
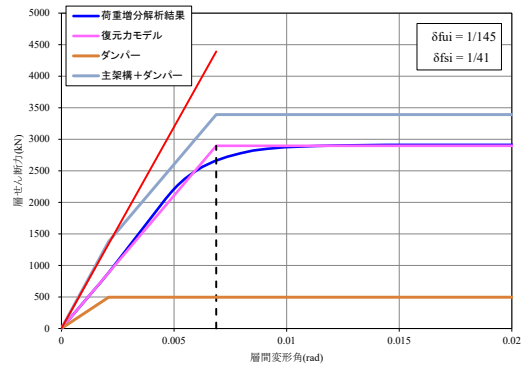
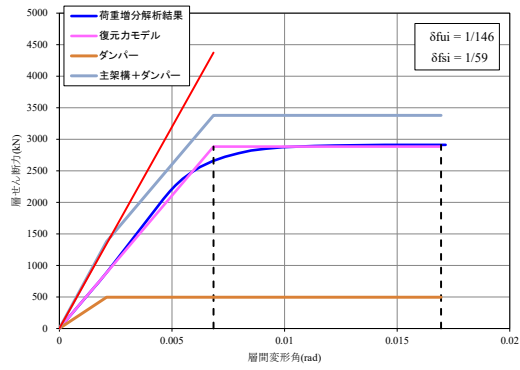


図 3.13 (b) ノンスラック形式 ($\mu_{bi}=4.32$)

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)

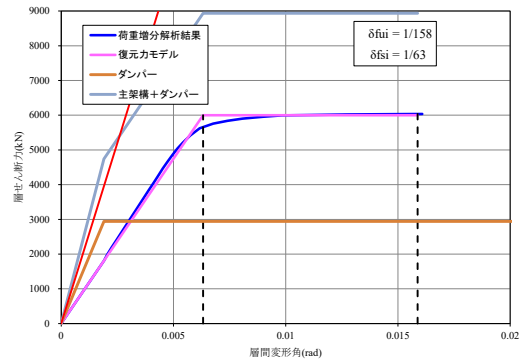
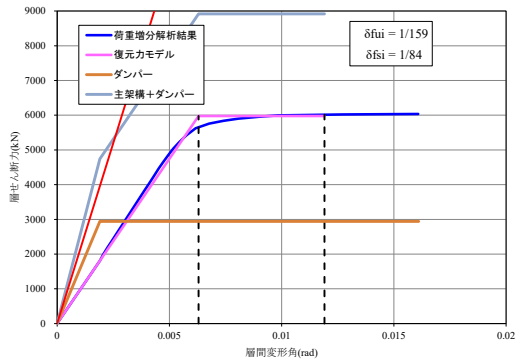
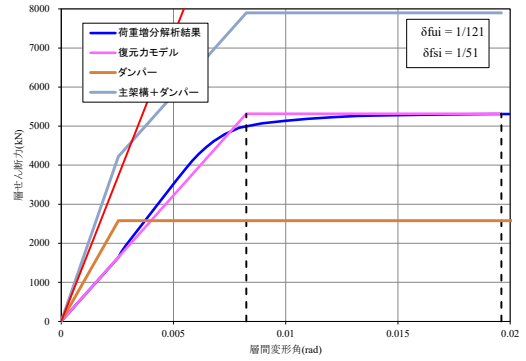
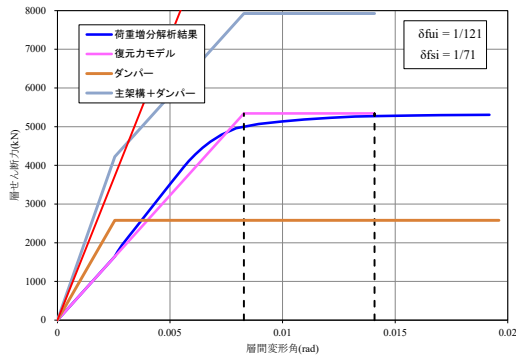
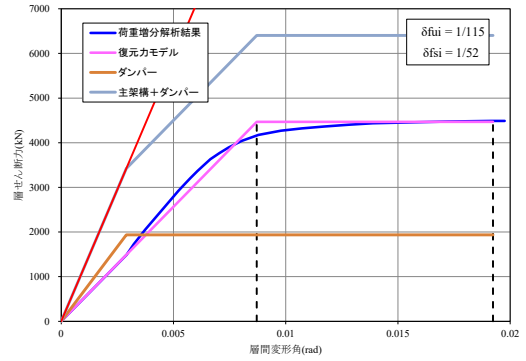
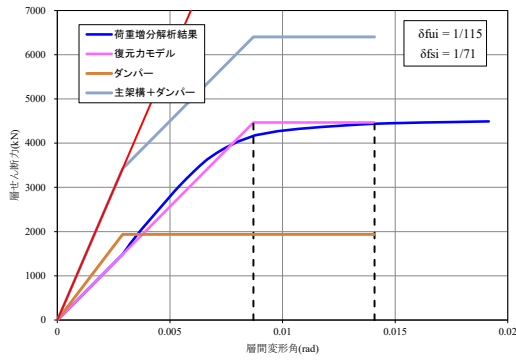
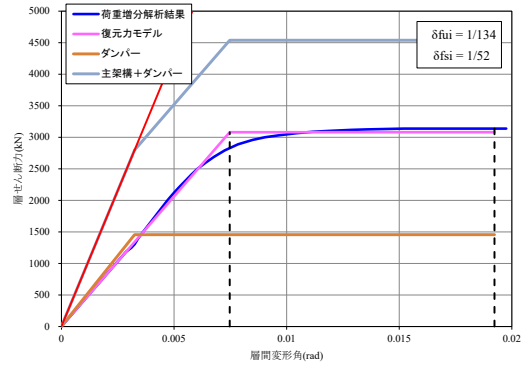
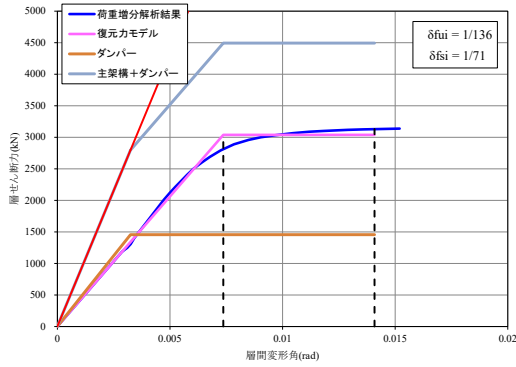


図 3. 14(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.08$)

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)

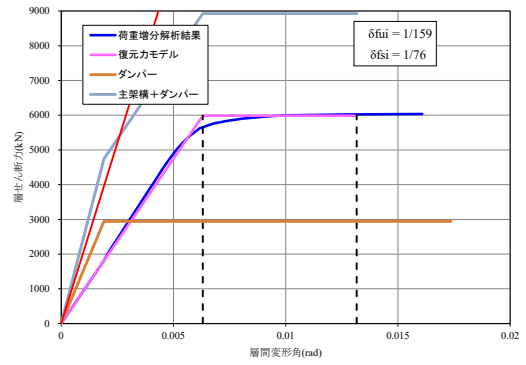
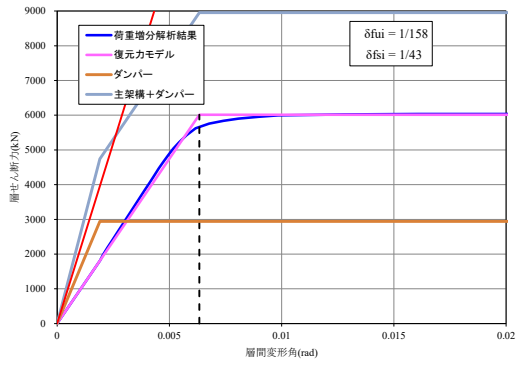
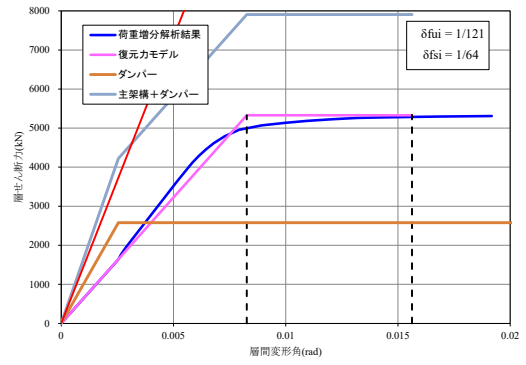
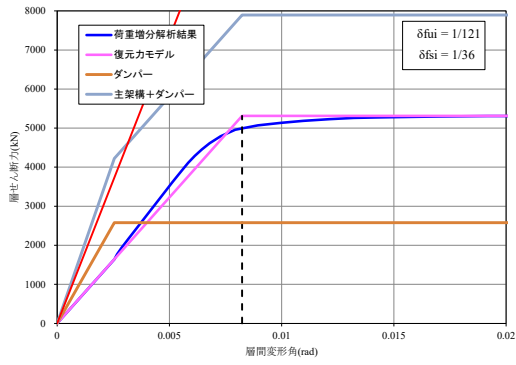
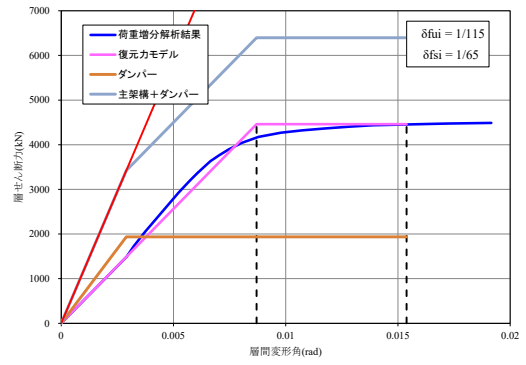
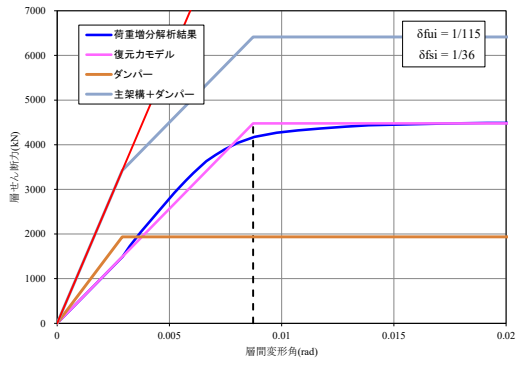
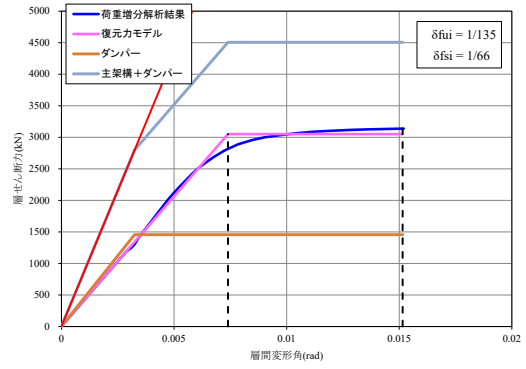
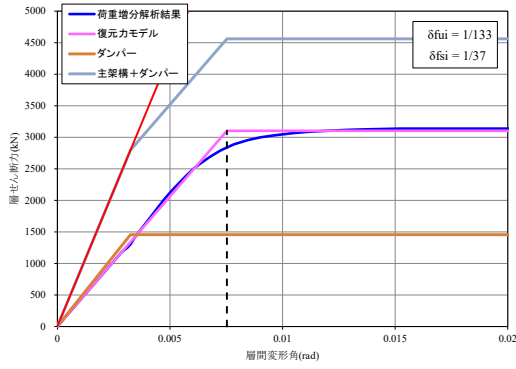


図 3. 14(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=8.15$)

図 3. 15(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=4.49$)

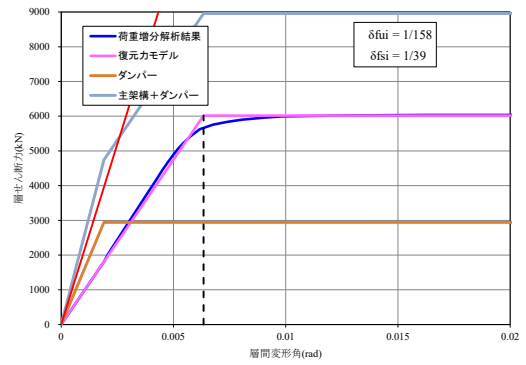
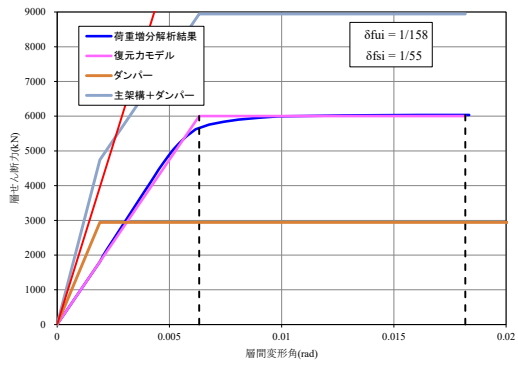
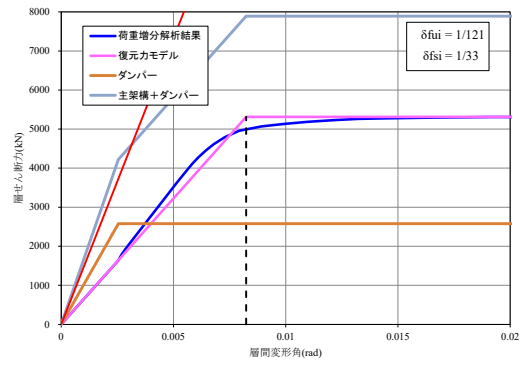
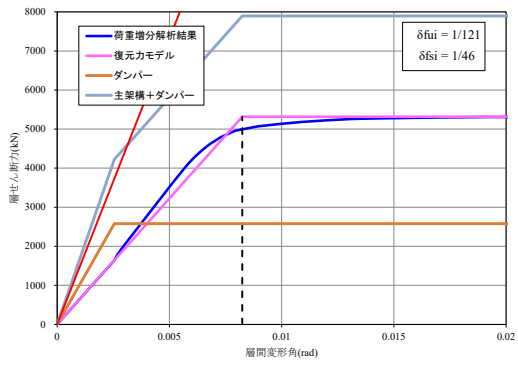
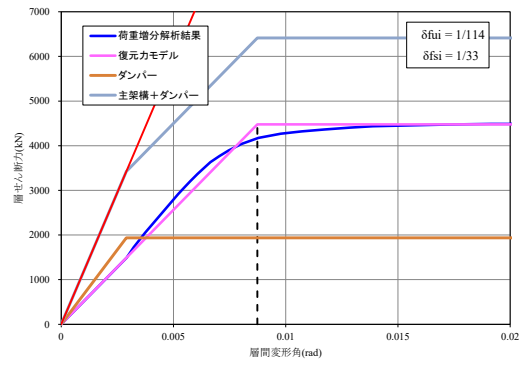
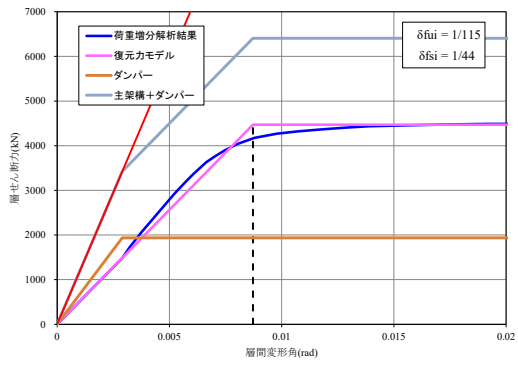
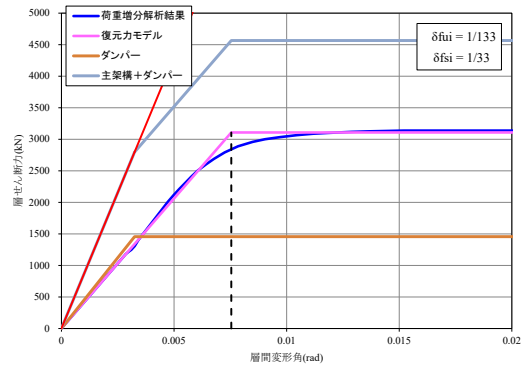
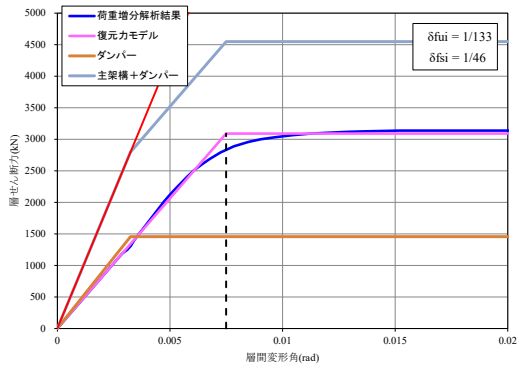


図 3.15 (b) ノンスラップ形式 ($\mu_{bi}=6.28$)

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)

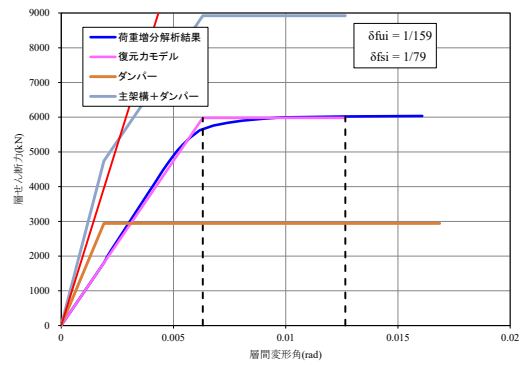
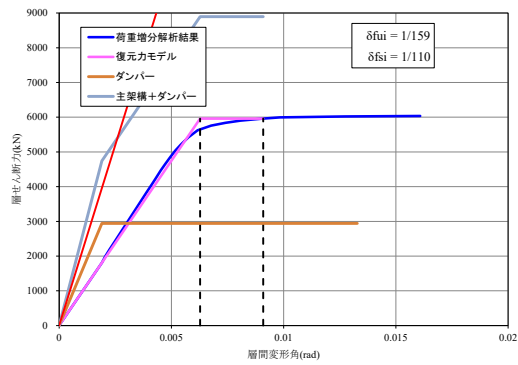
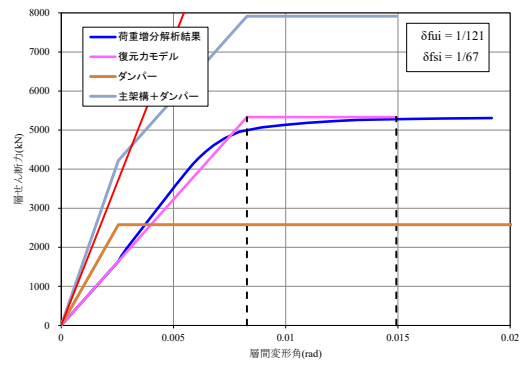
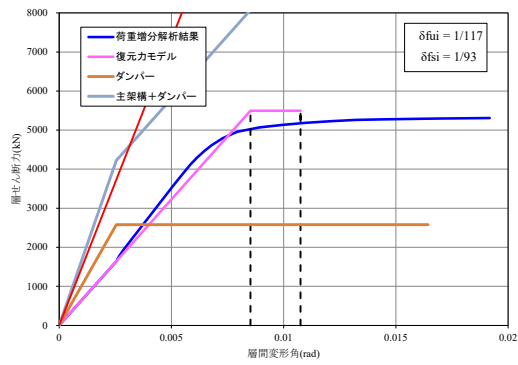
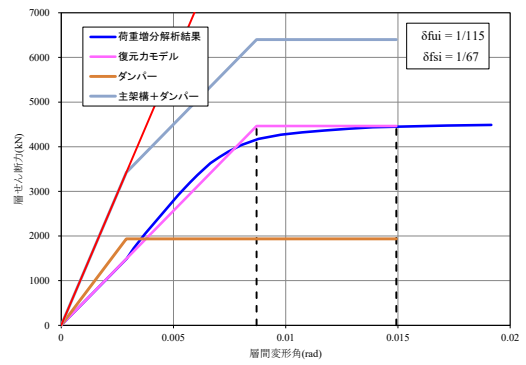
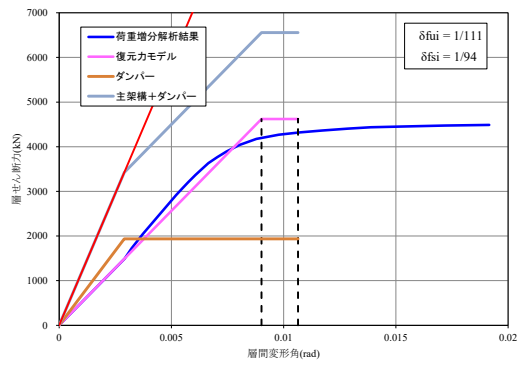
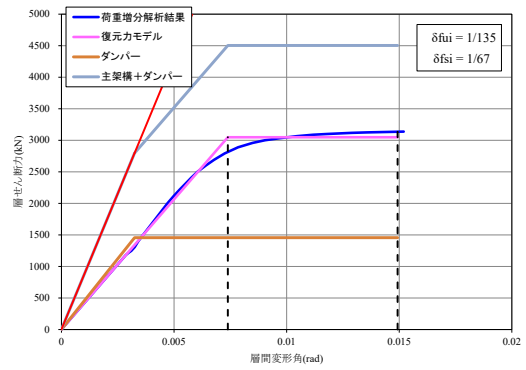
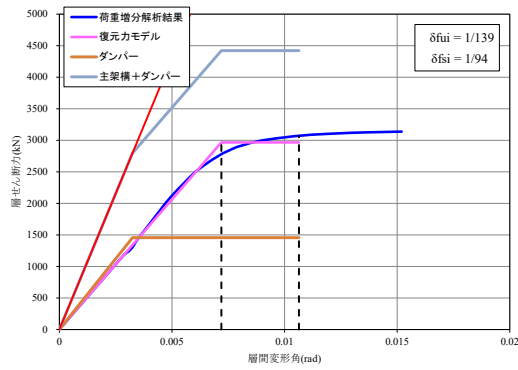


図 3. 16(a) スカラップ形式 ($\mu_{bi}=3.09$)

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

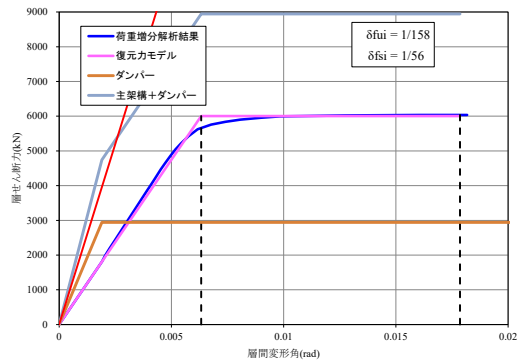
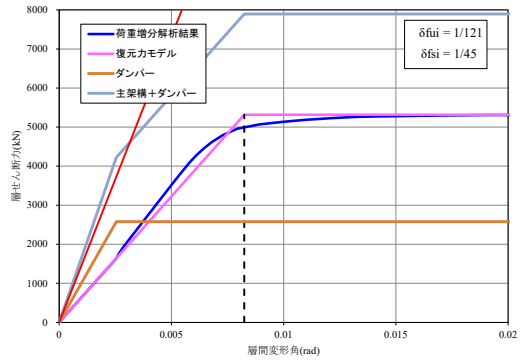
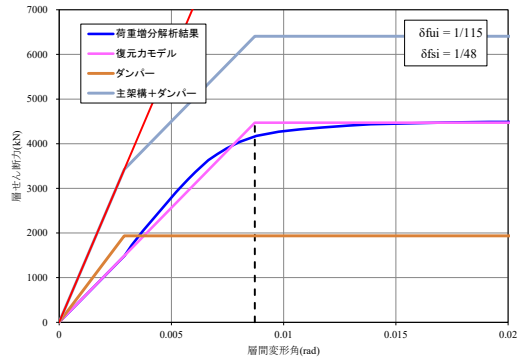
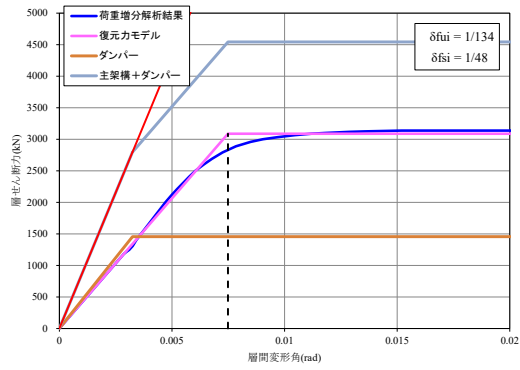


図 3.16(c) 高性能仕口形式 ($\mu_{bi}=6.18$)

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)

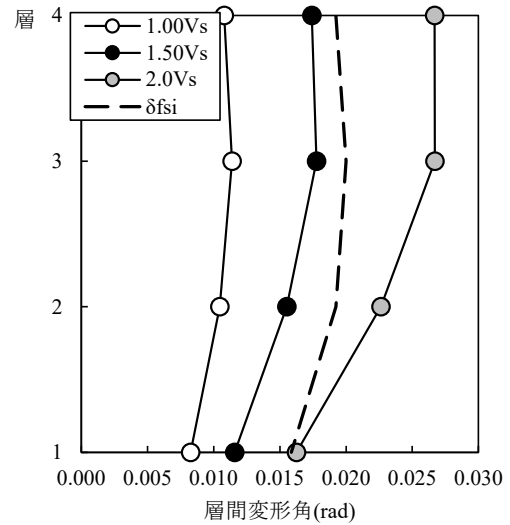
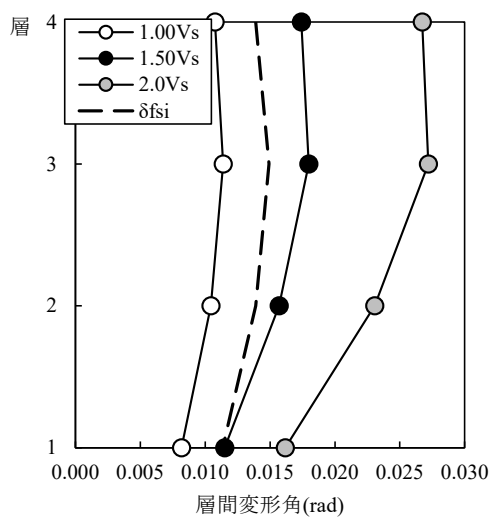
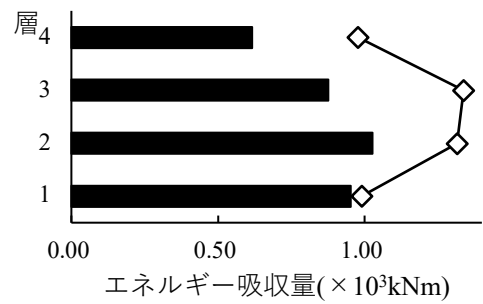
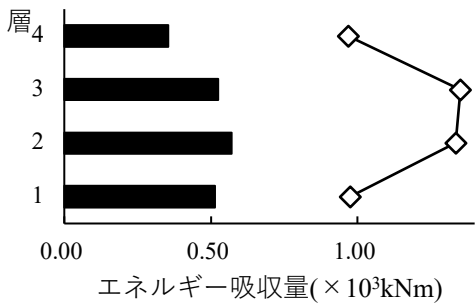
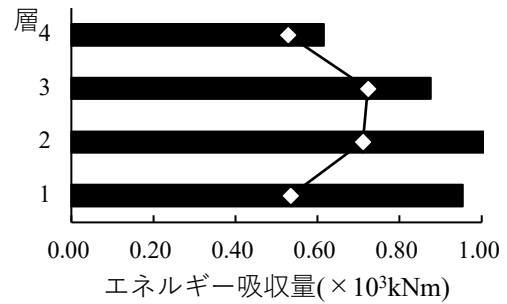
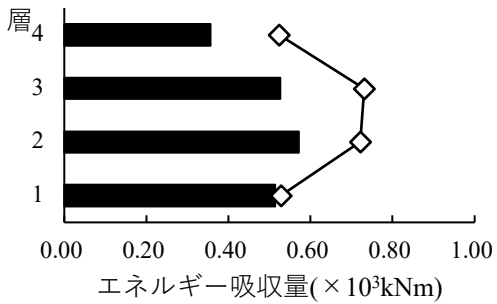
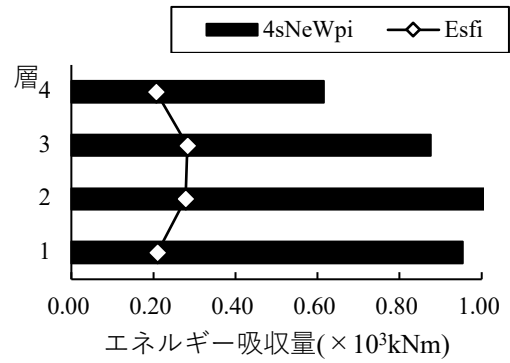
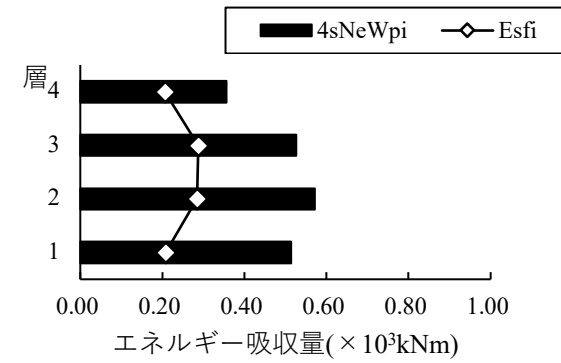


図 3-17(a) スカラップ形式 ($\mu bi=4.08$)

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)

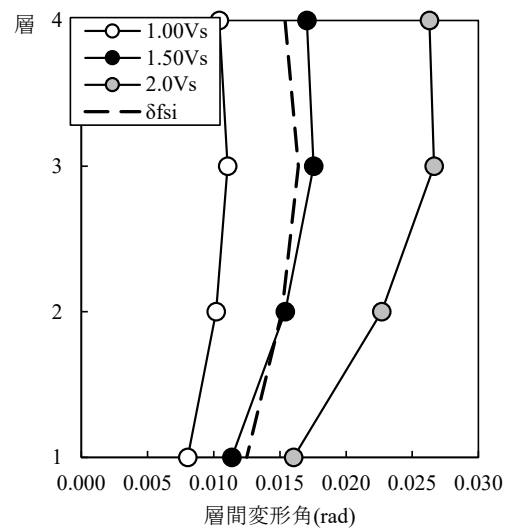
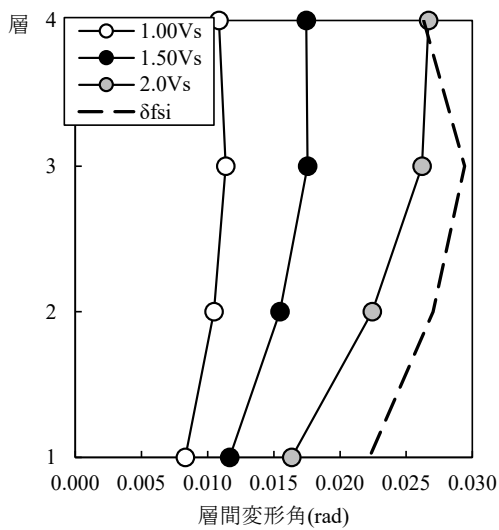
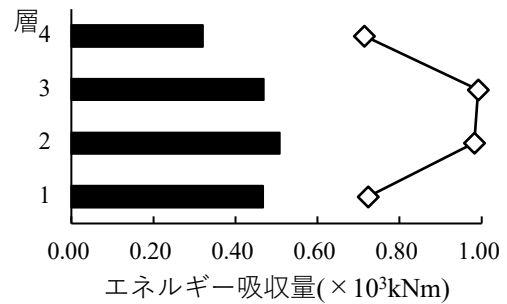
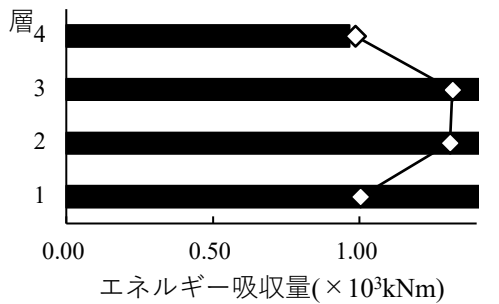
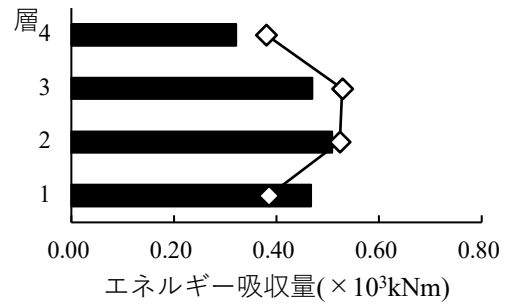
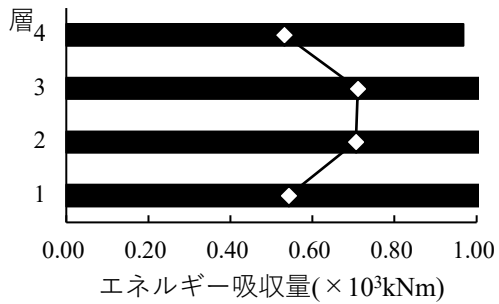
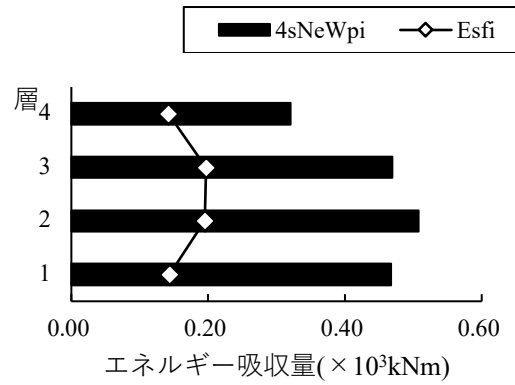
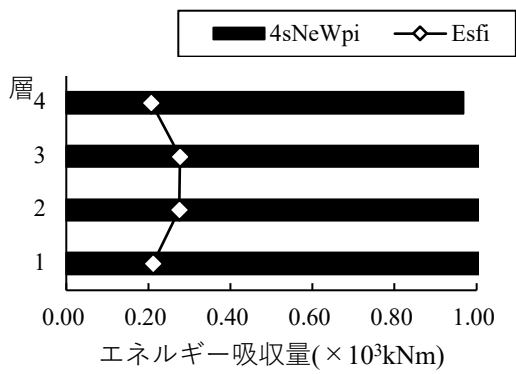


図 3-17(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=8.15$)

図 3-18(a) スカラップ形式 ($\mu bi=4.49$)

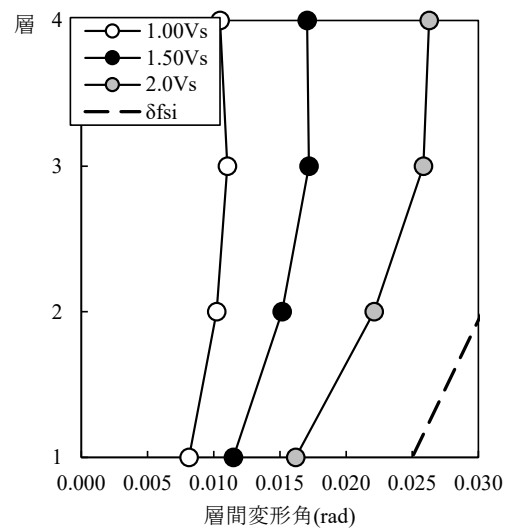
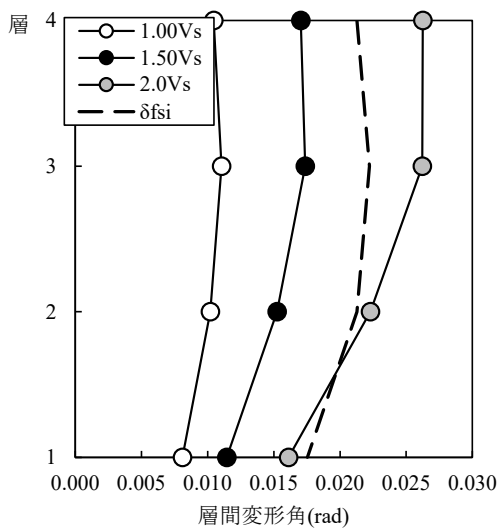
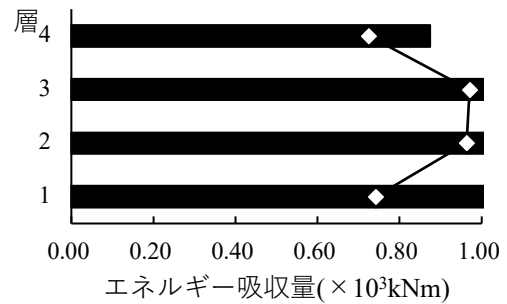
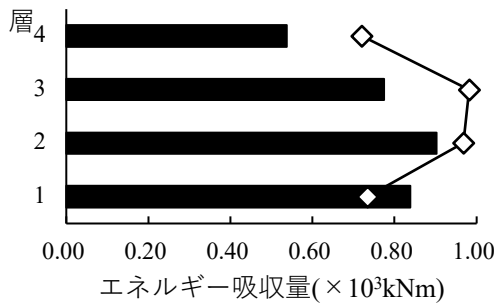
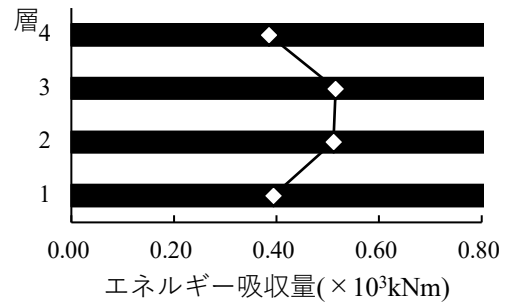
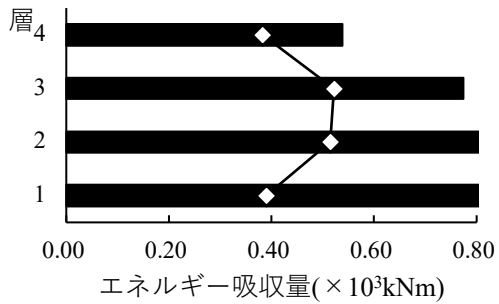
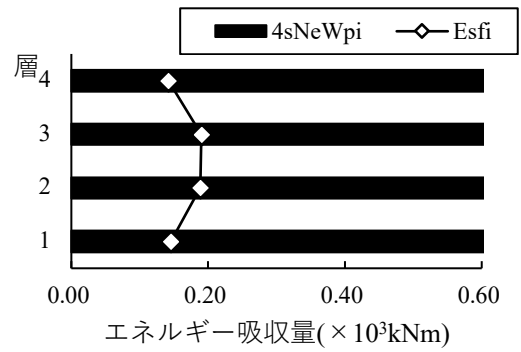
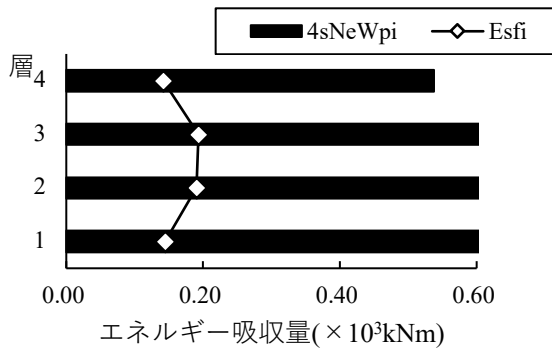


図 3-18(b) ノンスラップ形式 ($\mu bi=6.28$)

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)

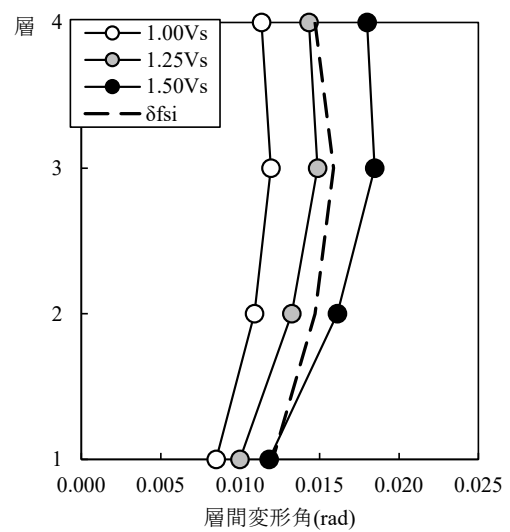
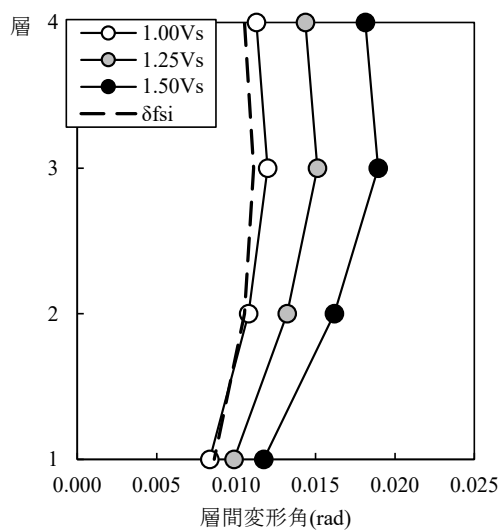
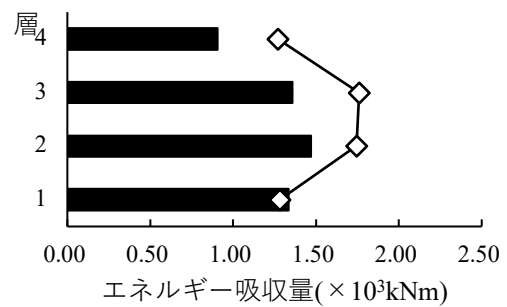
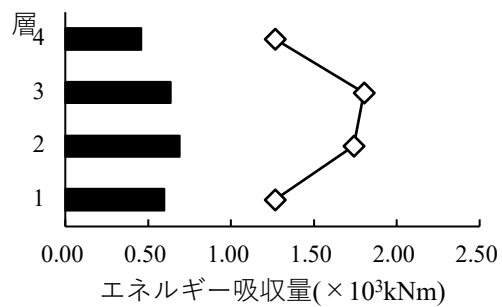
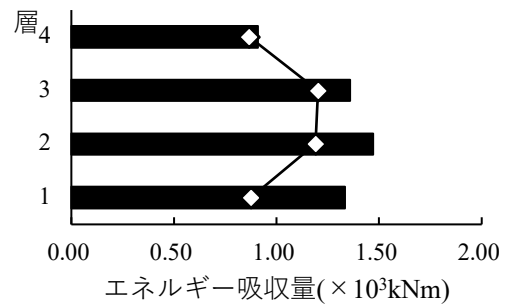
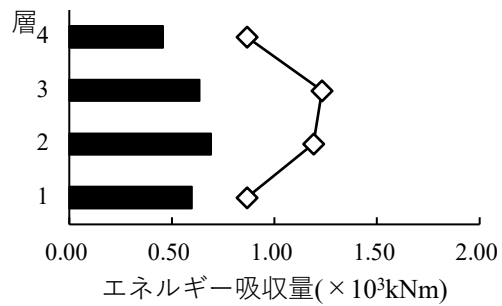
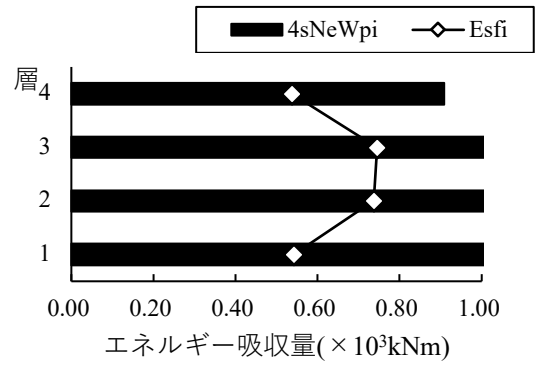
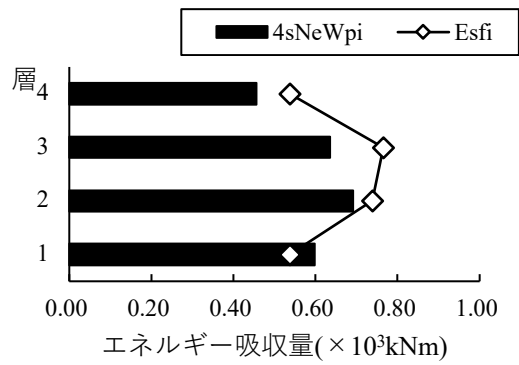


図 3-19(a) スカラップ形式 ($\mu bi=3.09$)

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)

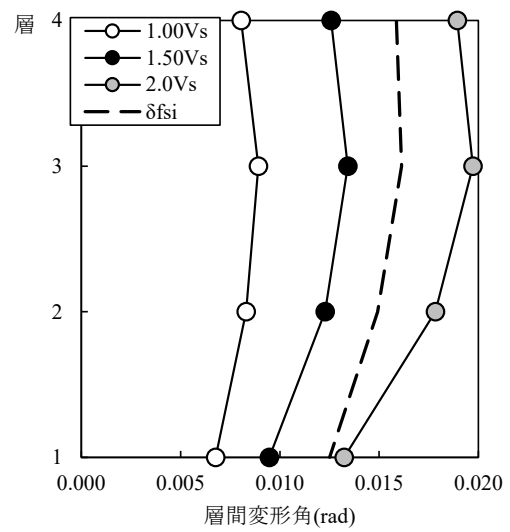
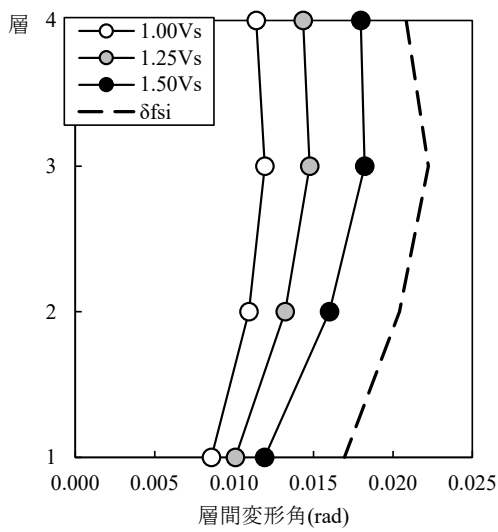
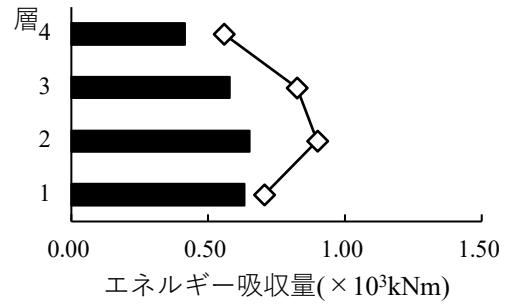
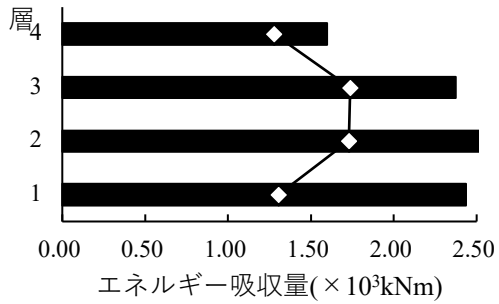
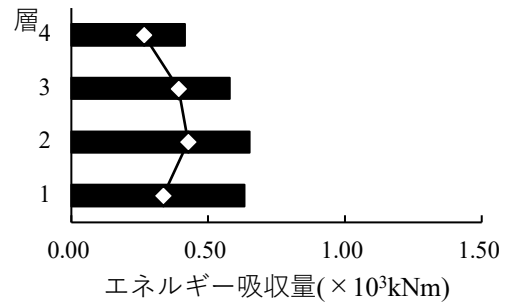
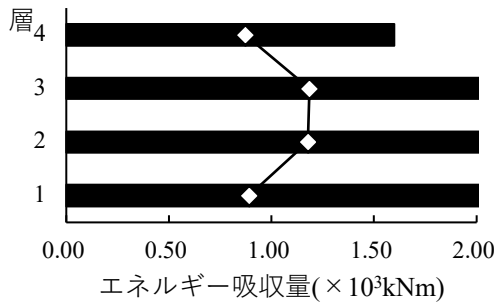
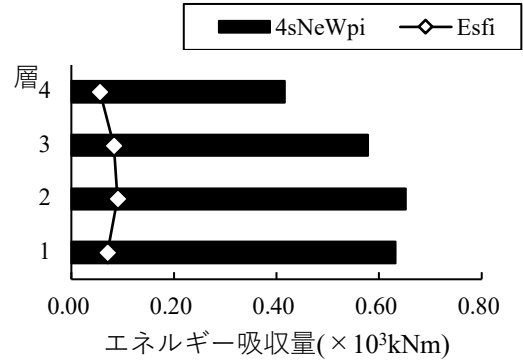
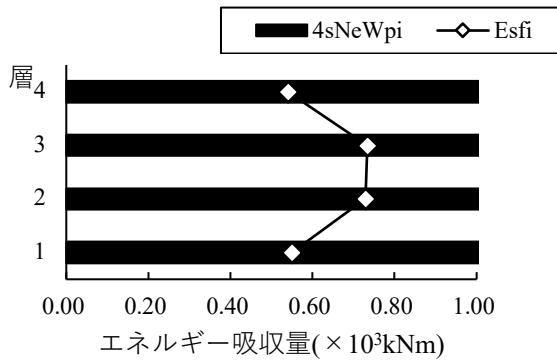


図 3-19(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=6.18$)

図 3-20(a) スクラップ形式 ($\mu bi=4.08$)

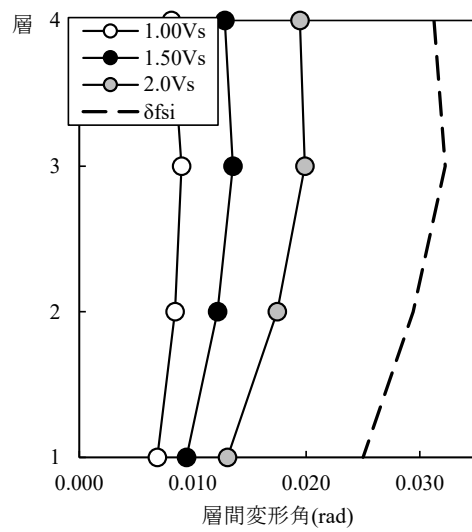
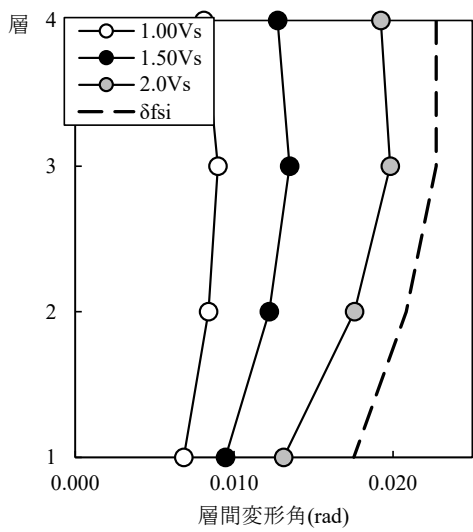
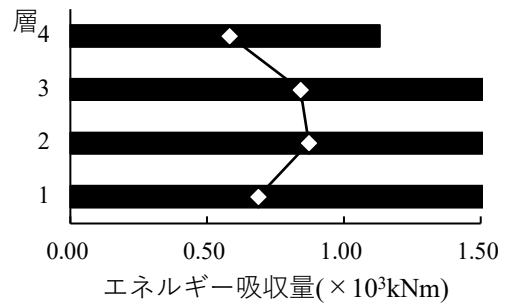
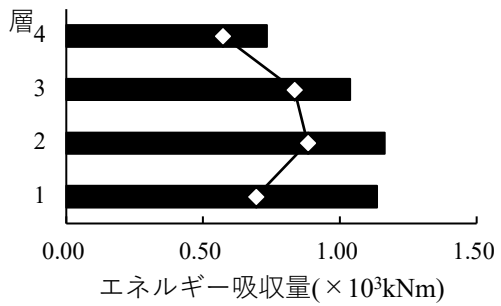
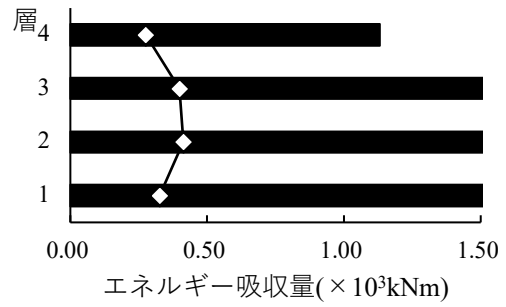
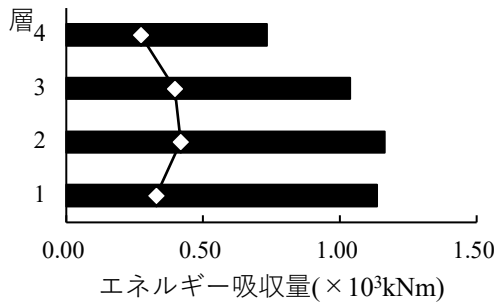
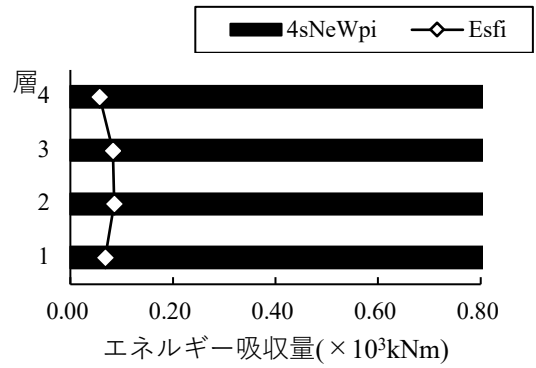
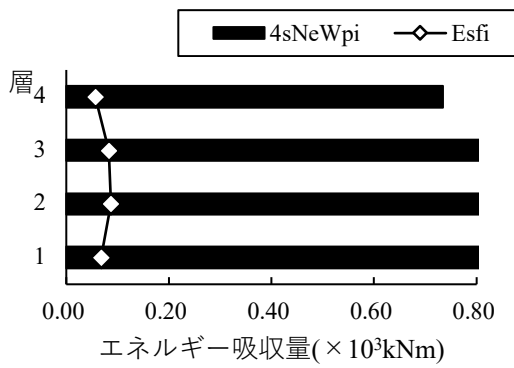


図3-20(b) ノンスラップ形式 ($\mu bi=5.71$)

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)

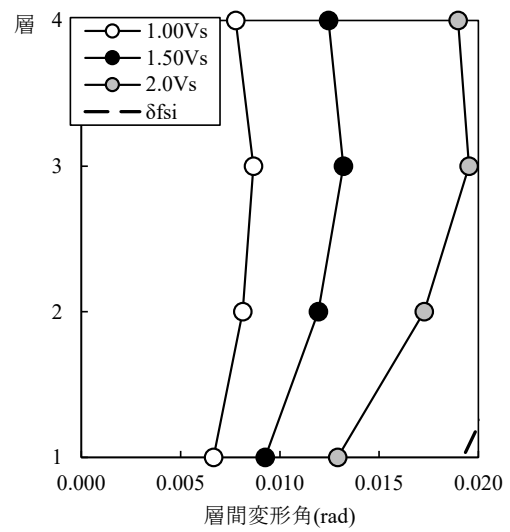
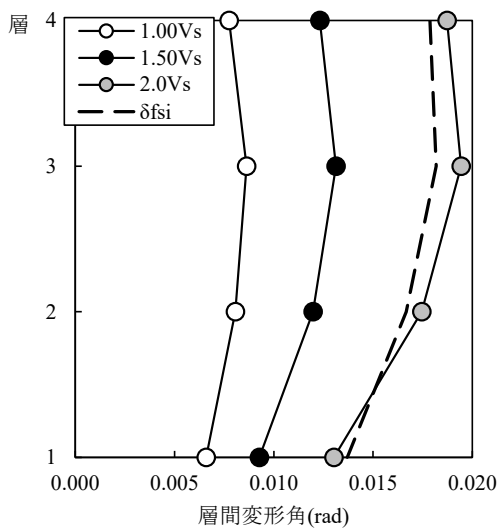
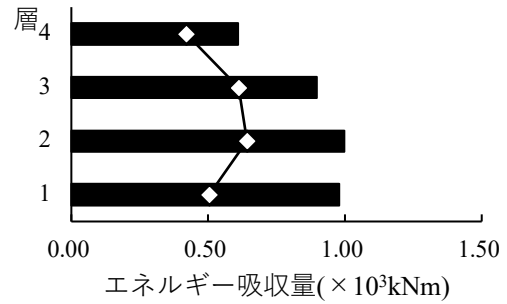
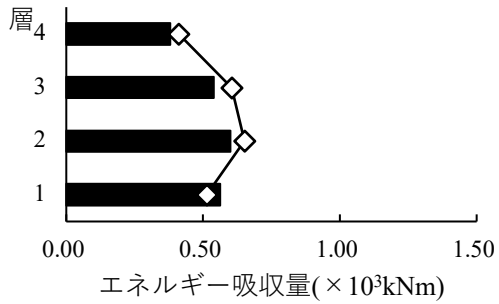
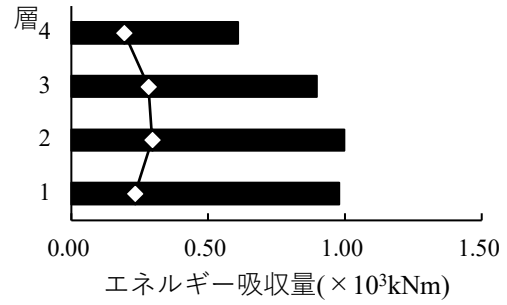
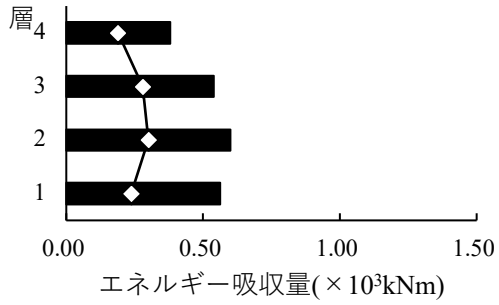
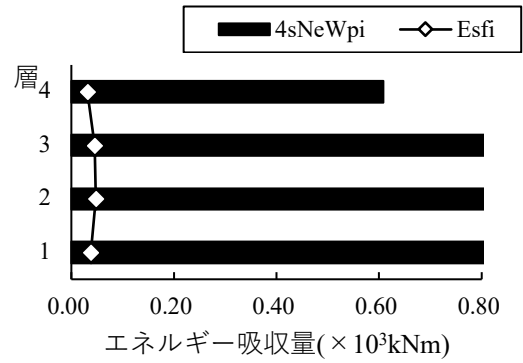
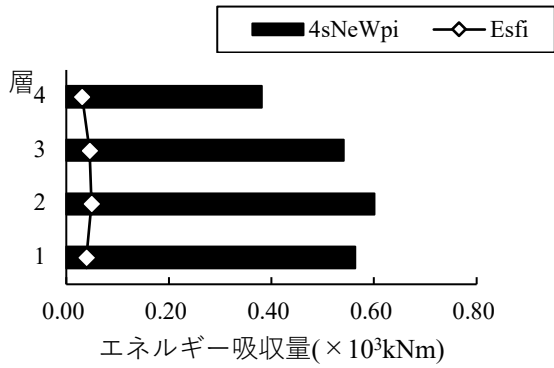


図 3-21(a) スカルップ形式 ($\mu bi=4.49$)

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)

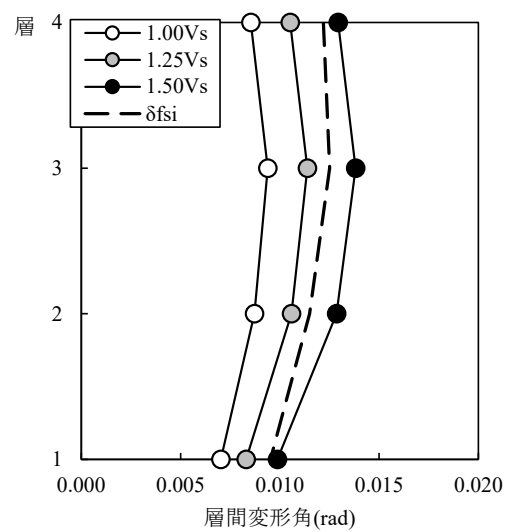
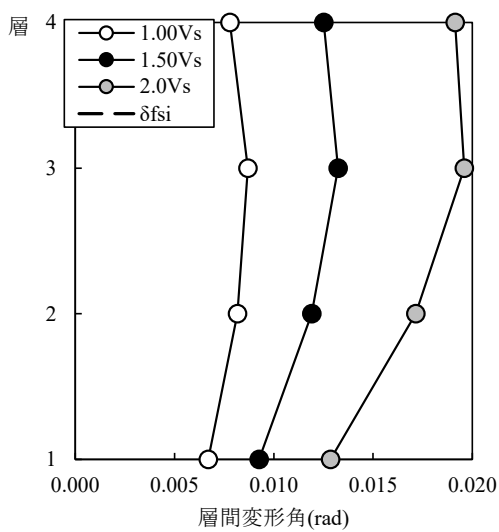
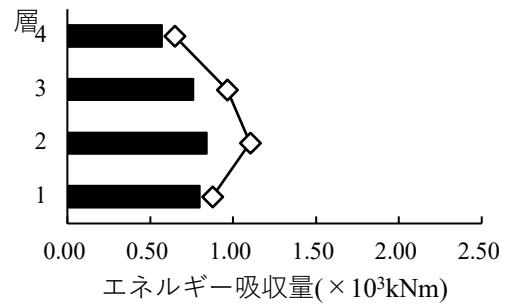
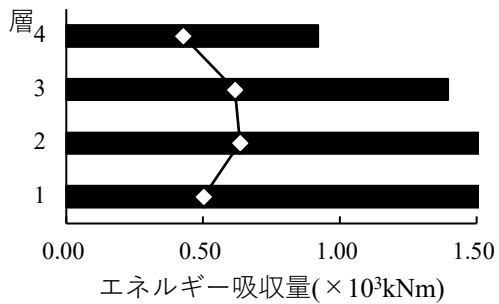
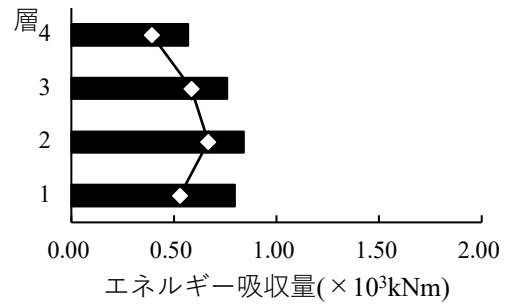
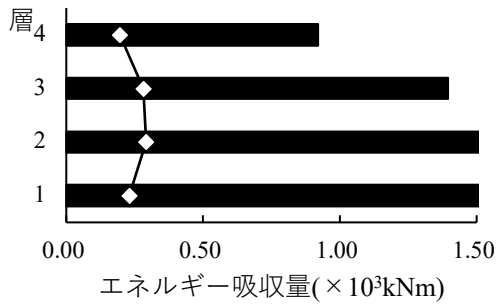
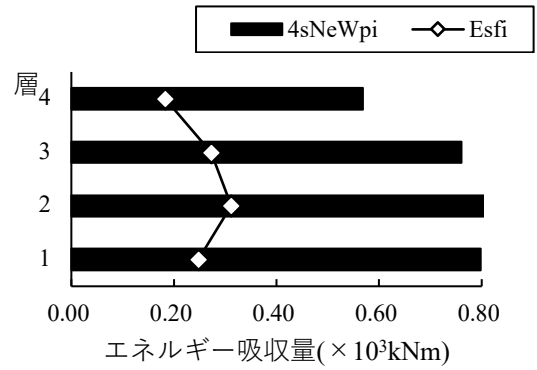
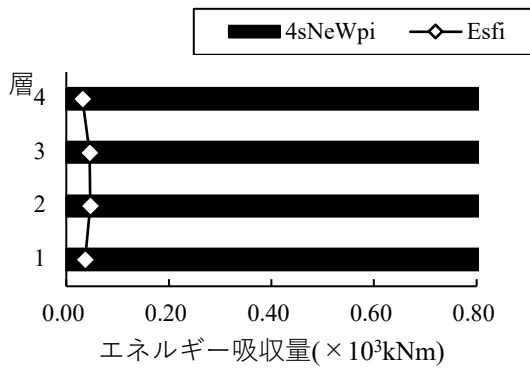


図 3-21(c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=8.97$)

図 3-22(a) スカラップ形式 ($\mu bi=3.09$)

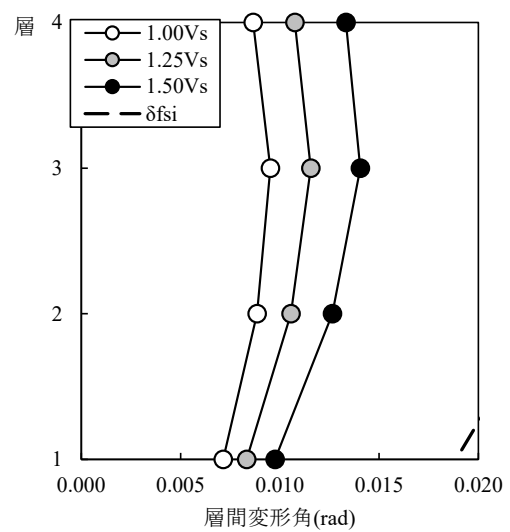
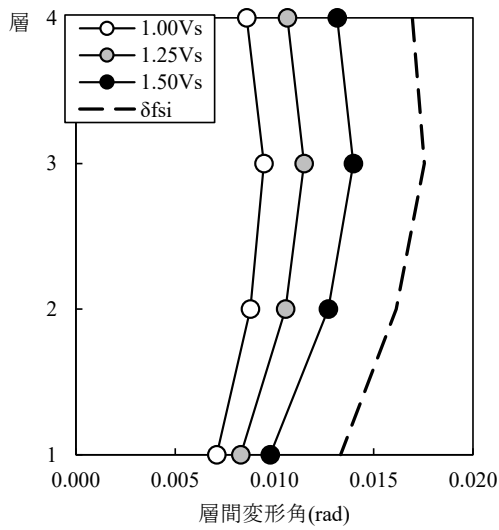
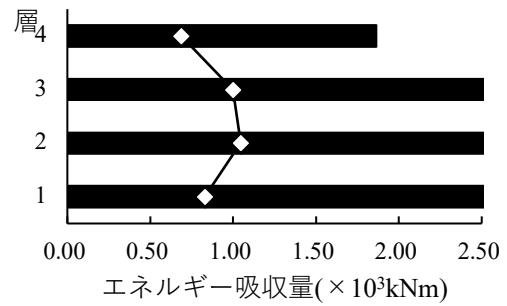
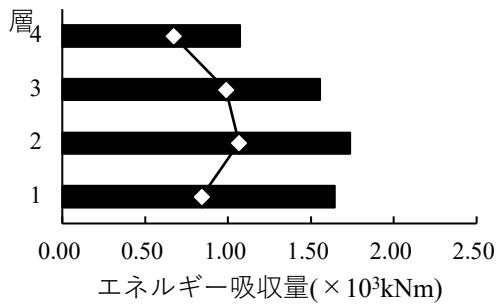
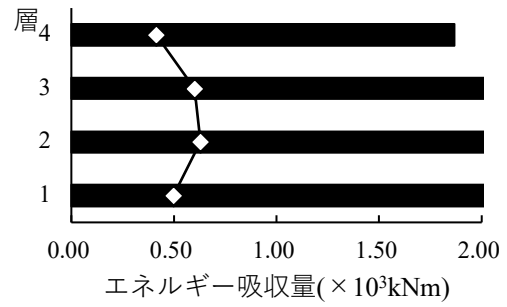
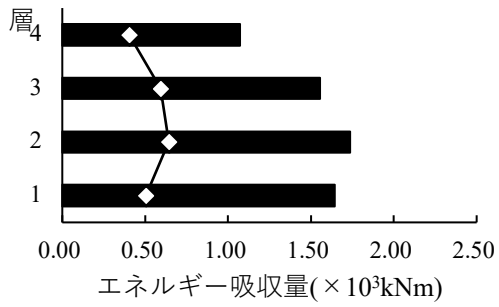
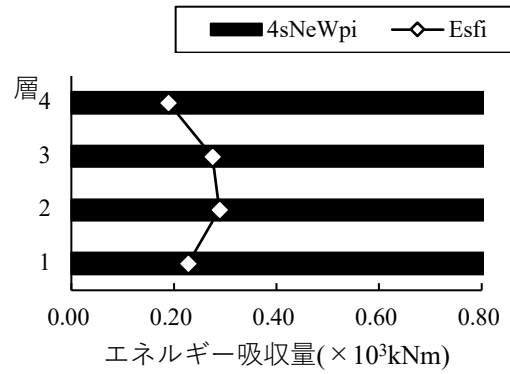
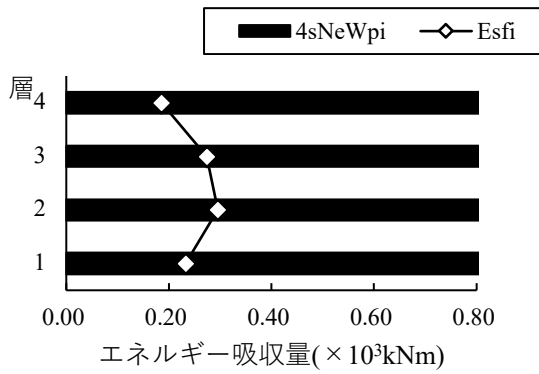
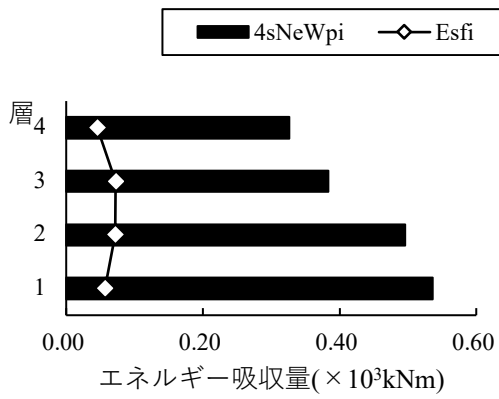


図 3-22 (b) ノンスクラップ形式 ($\mu bi=4.32$)

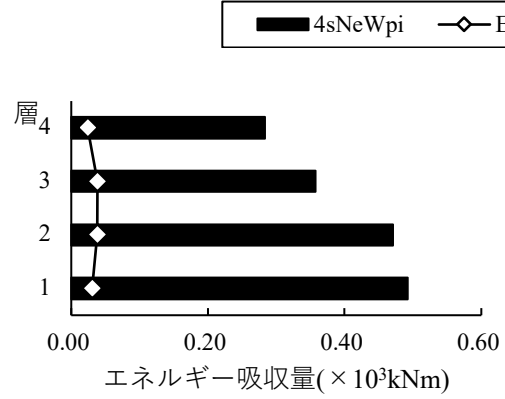
図 3-22 (c) 高性能仕口形式 ($\mu bi=6.18$)

告示波ダンパーあり(DP2)

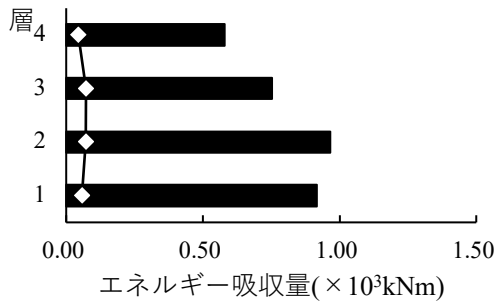


(a) スカラップ形式($\mu bi=4.08$)

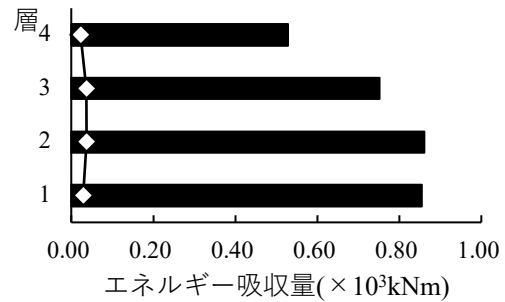
断層近傍波ダンパーあり(DP2)



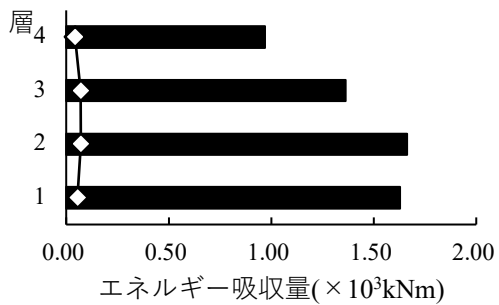
(a) スカラップ形式($\mu bi=4.49$)



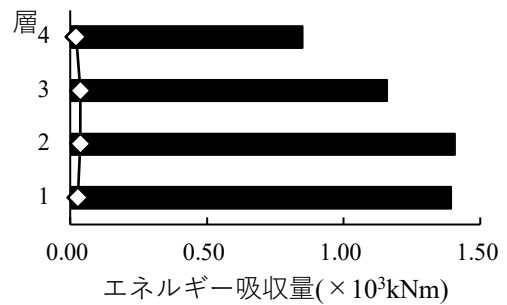
(b) ノンスカラップ形式($\mu bi=5.71$)



(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 $Q_{d_{ui}}$ 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	$E_{s_i}(Q_{d_{ui}}/Q_{ui})$ (kNm)	δ_i (cm)	$E_{s_{dpi}}$ (kNm)	$E_{d_{dpi}}$ (kNm)	$\beta \cdot E_{d_{dpi}}$ (kNm)	$E_{s_{di}}$ (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	$E_{s_i}(Q_{d_{ui}}/Q_{ui})$ (kNm)	δ_i (cm)	$E_{s_{dpi}}$ (kNm)	$E_{d_{dpi}}$ (kNm)	$\beta \cdot E_{d_{dpi}}$ (kNm)	$E_{s_{di}}$ (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	$E_{s_i}(Q_{d_{ui}}/Q_{ui})$ (kNm)	δ_i (cm)	$E_{s_{dpi}}$ (kNm)	$E_{d_{dpi}}$ (kNm)	$\beta \cdot E_{d_{dpi}}$ (kNm)	$E_{s_{di}}$ (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