

第6章 計算例4) 12階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算

6.1 一般事項

6.1.1 建築物概要

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

表 6.1 建築物概要

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

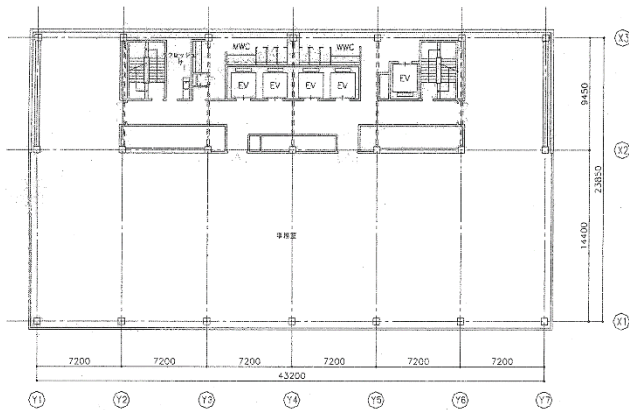


図 6.1 基準階平面図

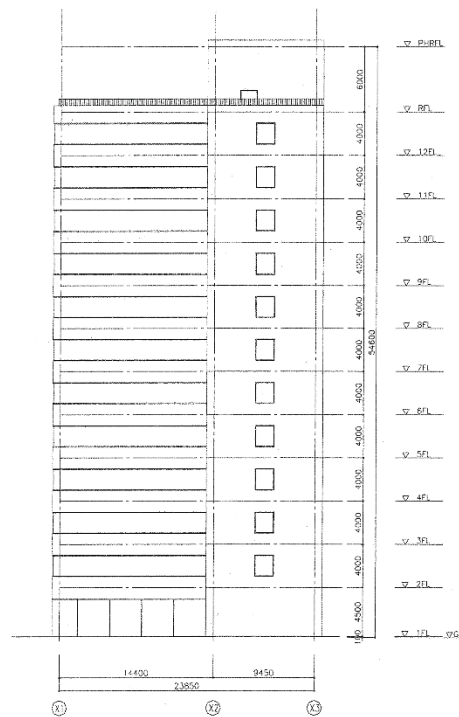


図 6.2 立面図

6.1.2 地盤概要

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

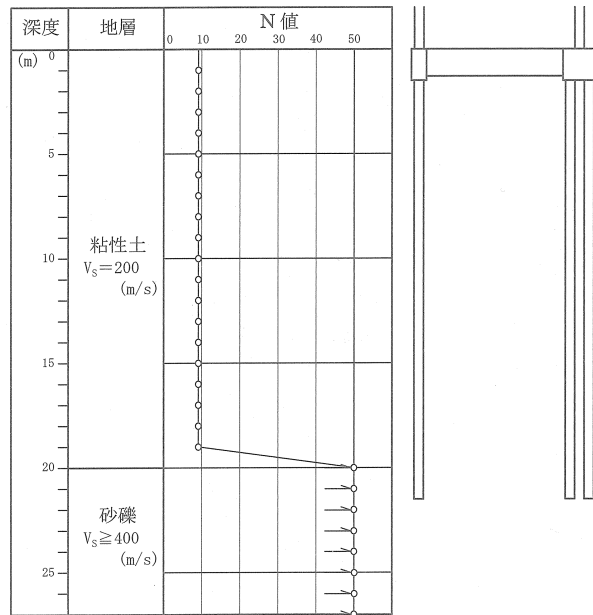


図 6.3 土質柱状図

6.1.3 構造計画

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

表 6.2 構造概要

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

6.1.4 計算フロー

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

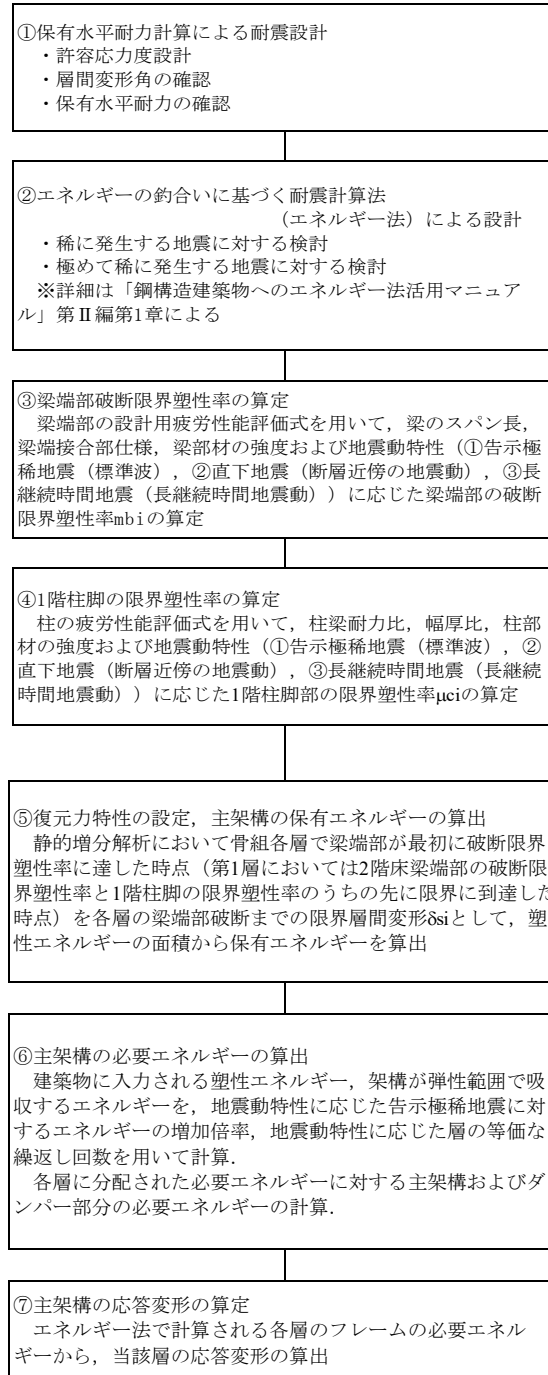


図 6.4 計算フロー

6.1.5 準拠する法令等

本設計例では、以下の法令等に準拠し検証を実施する。

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

6.1.6 使用材料、許容応力度および材料強度

表 6.3～表 6.7 に使用材料、許容応力度、材料強度を示す。

表 6.3 使用材料

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

表 6.4 許容応力度 (鋼材)

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

表 6.5 許容応力度 (鉄筋)

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

表 6.6 許容応力度 (コンクリート)

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

表 6.7 材料強度 (鋼材)

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

6.1.7 構造概要

(1) 梁伏図および軸組図

図 6.5 に 2～12 階梁伏図を、図 6.6 に軸組図を示す。

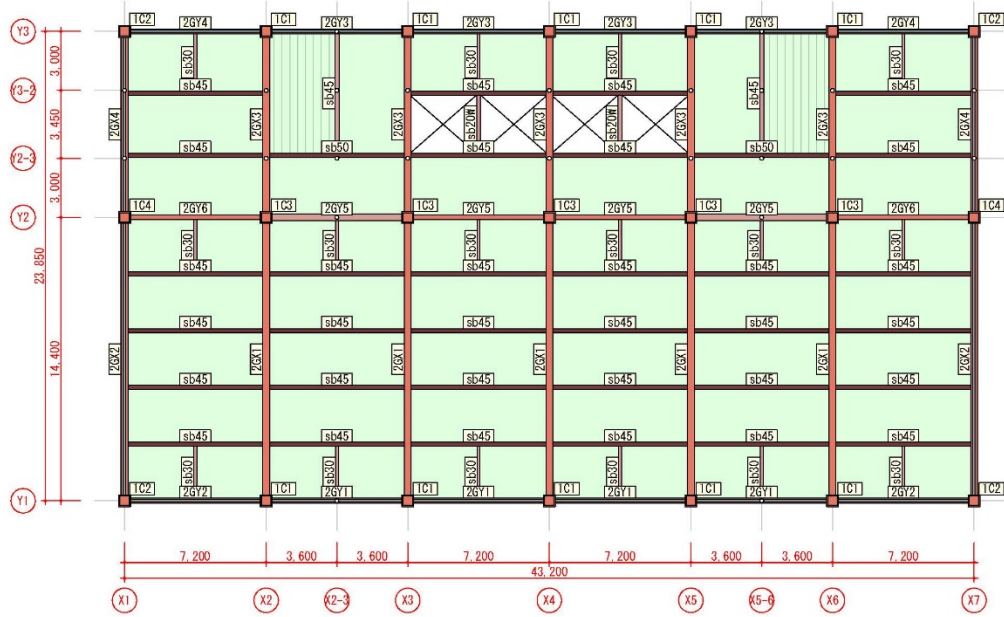
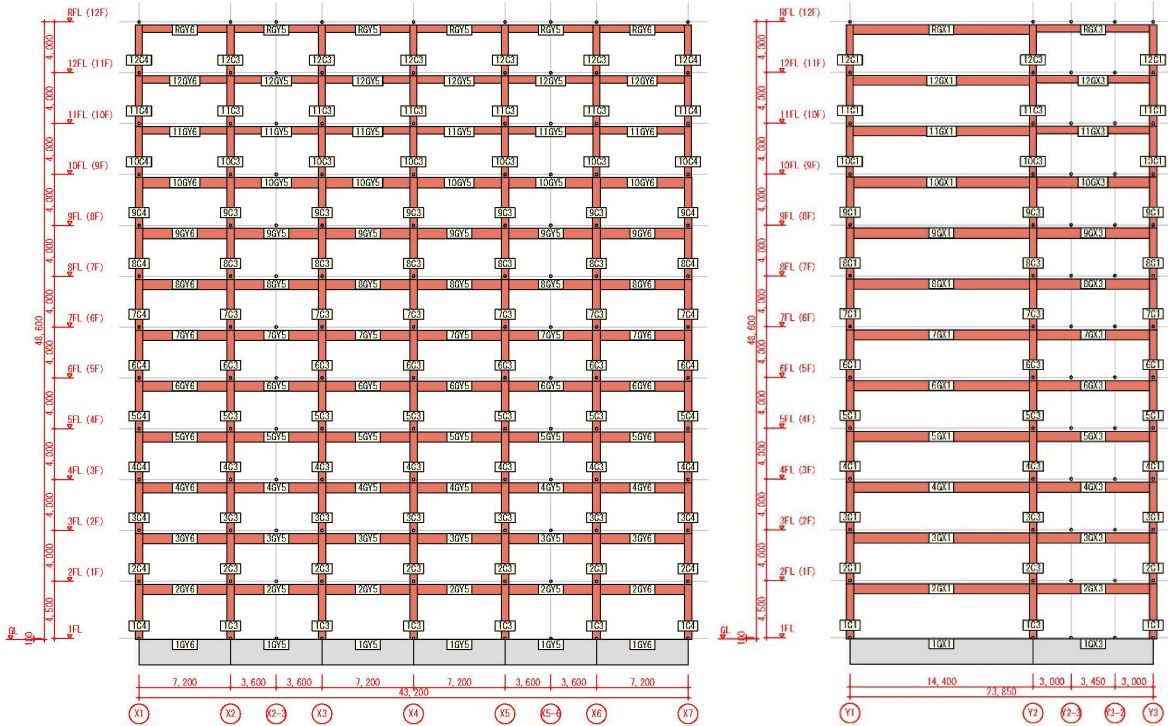


図 6.5 2～12 階梁伏図



(a) X方向

(b) Y方向

図 6.6 軸組図

(2) 仮定荷重

本建物の設計用床荷重を表 6.8 に示す。

表 6.8 設計用床荷重

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

(3) 仮定断面

本建物の柱断面を表 6.9 に、大梁断面を表 6.10 に示す。

表 6.9 柱断面表 (材質 BCP325)

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

表 6.10 大梁断面表 (材質 SN490B)

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

(4) 各階の質量

各階の質量を表 6.11 に示す。

表 6.11 各階の質量

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

(5) 地震力

一次設計時の地震力を表 6.12 に示す。

表 6.12 地震力

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

(6) 応力解析方針

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

① 応力解析方針

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

② 断面算定方針

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

③ 保有水平耐力計算方針

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

6.2 保有水平耐力計算等に基づく設計

6.2.1 長期許容応力度計算結果

Y2 通りの応力図を図 6.7 に、検定比図を図 6.8 に示す。

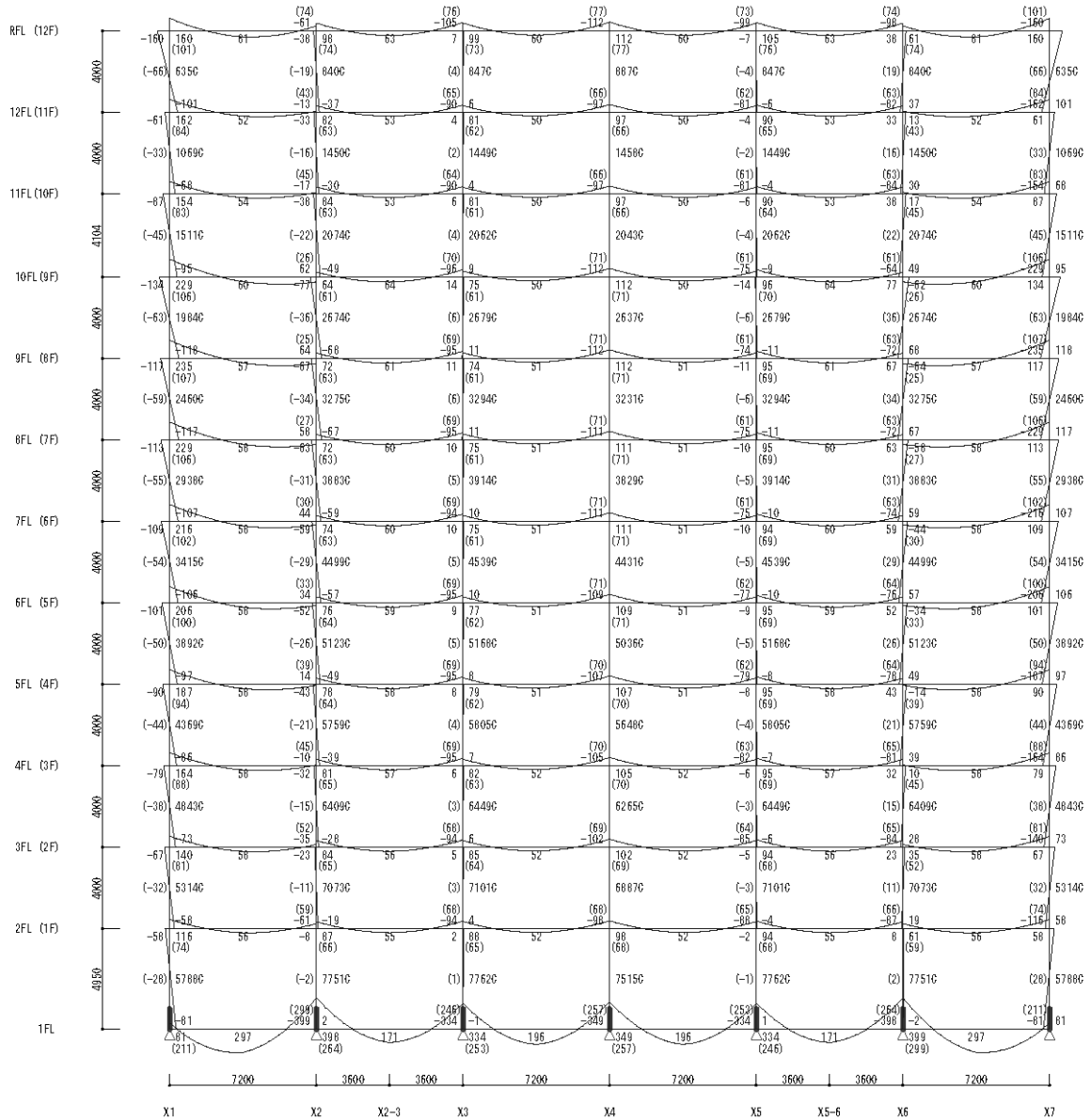


図 6.7 長期応力図 (Y2 通り)

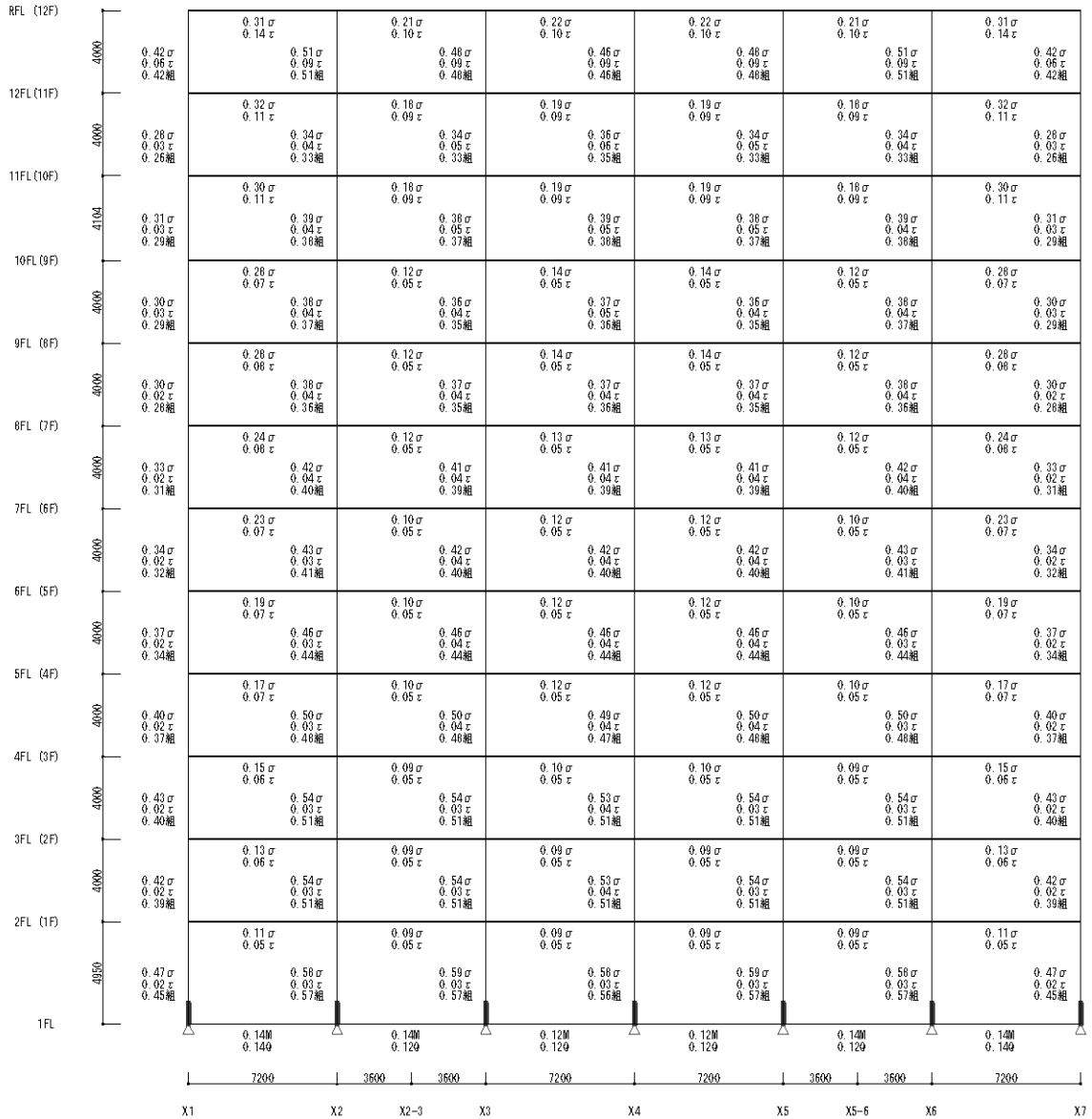


図 6.8 長期検定比図 (Y2 通り)

6.2.2 短期許容応力度計算結果

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

表 6.13 偏心率 (X 方向加力時)

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

表 6.14 剛性率 (X 方向加力時)

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

表 6.15 層間変形角 (X 方向加力時)

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

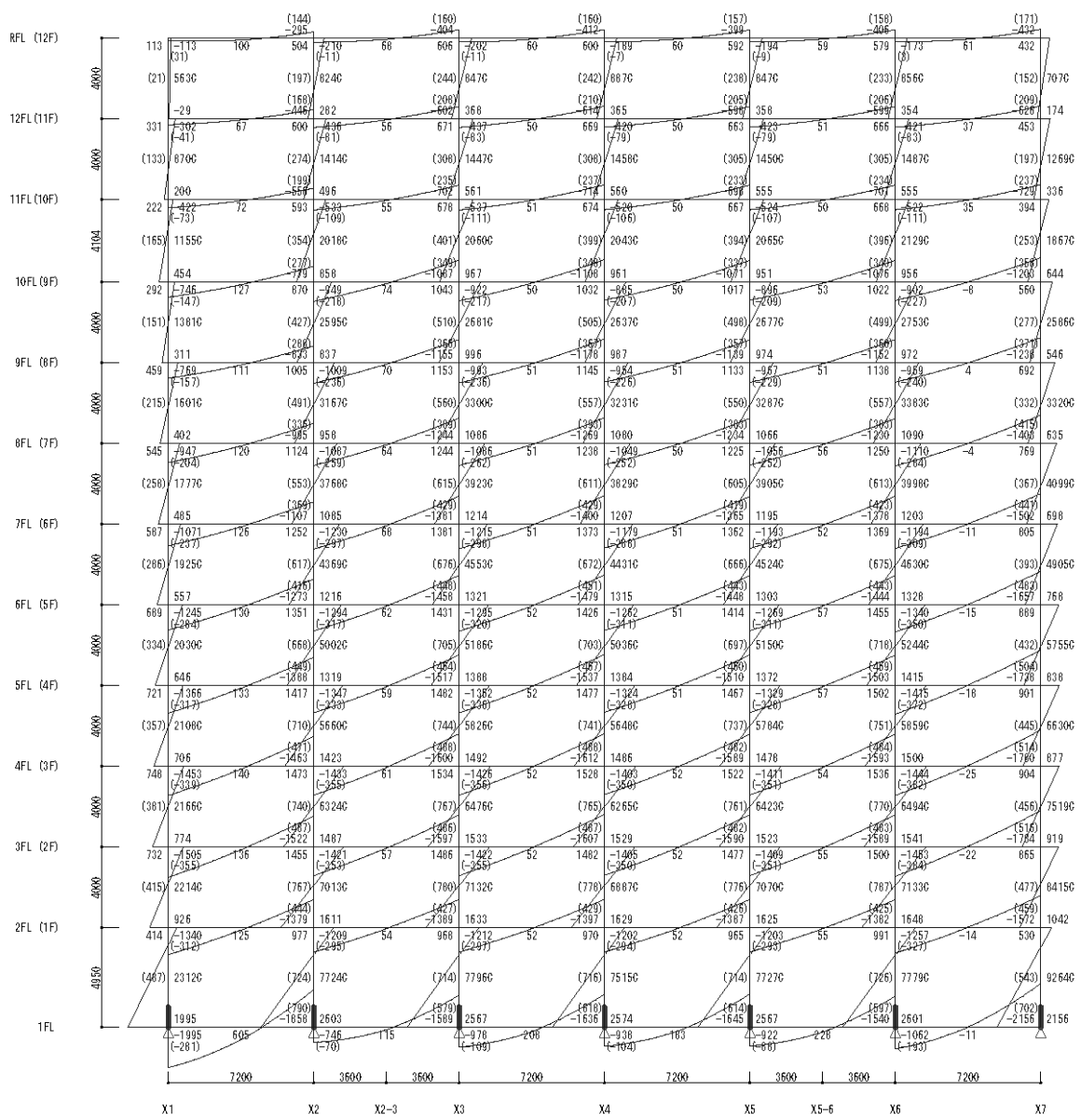


图 6.9 短期応力図 (Y2 通り)

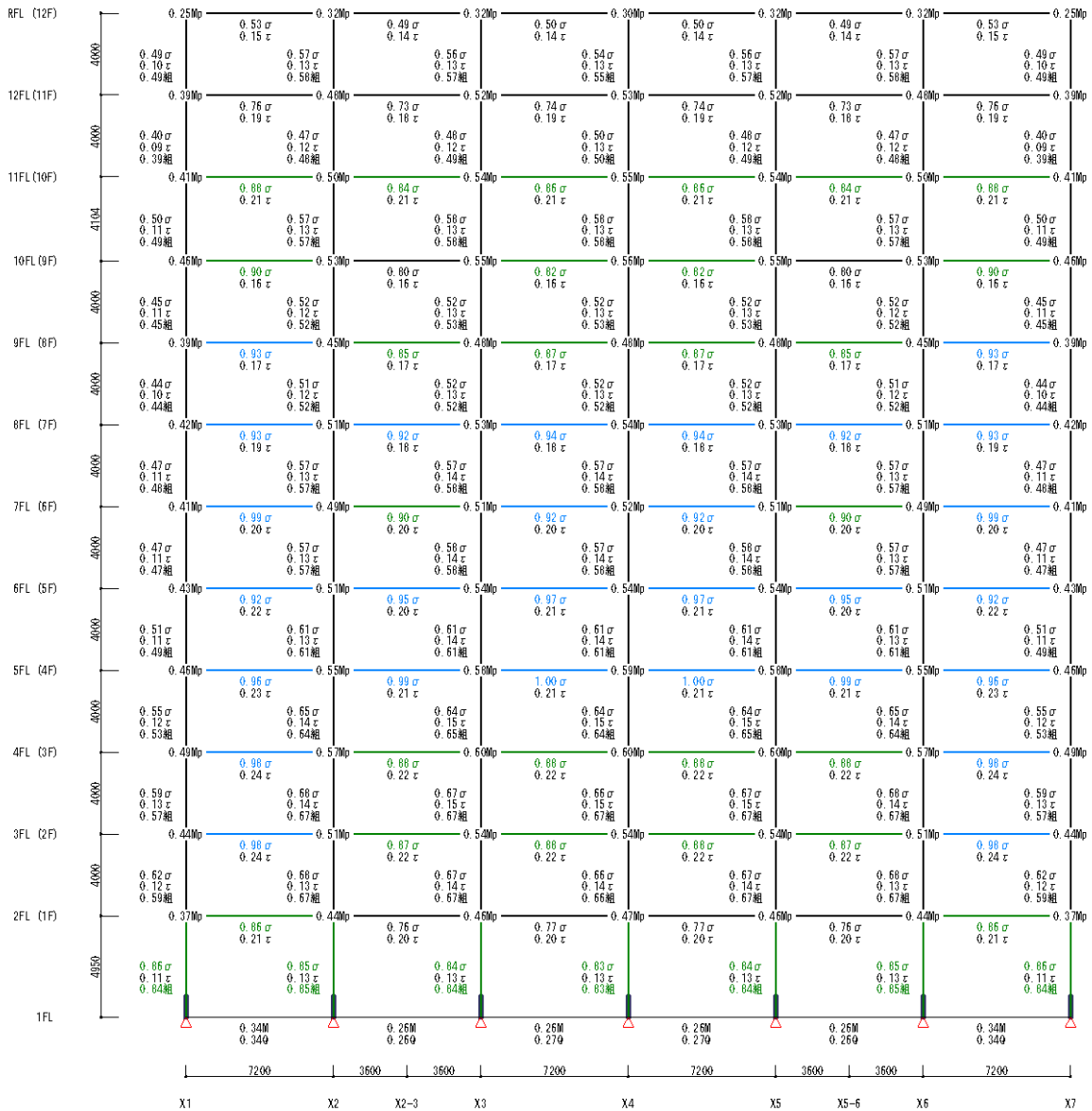


図 6.10 短期検定比図 (Y2 通り)

6.2.3 保有水平耐力計算結果

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

以上より、保有水平耐力計算により耐震安全性を確認した。

表 6.16 保有水平耐力比較表

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

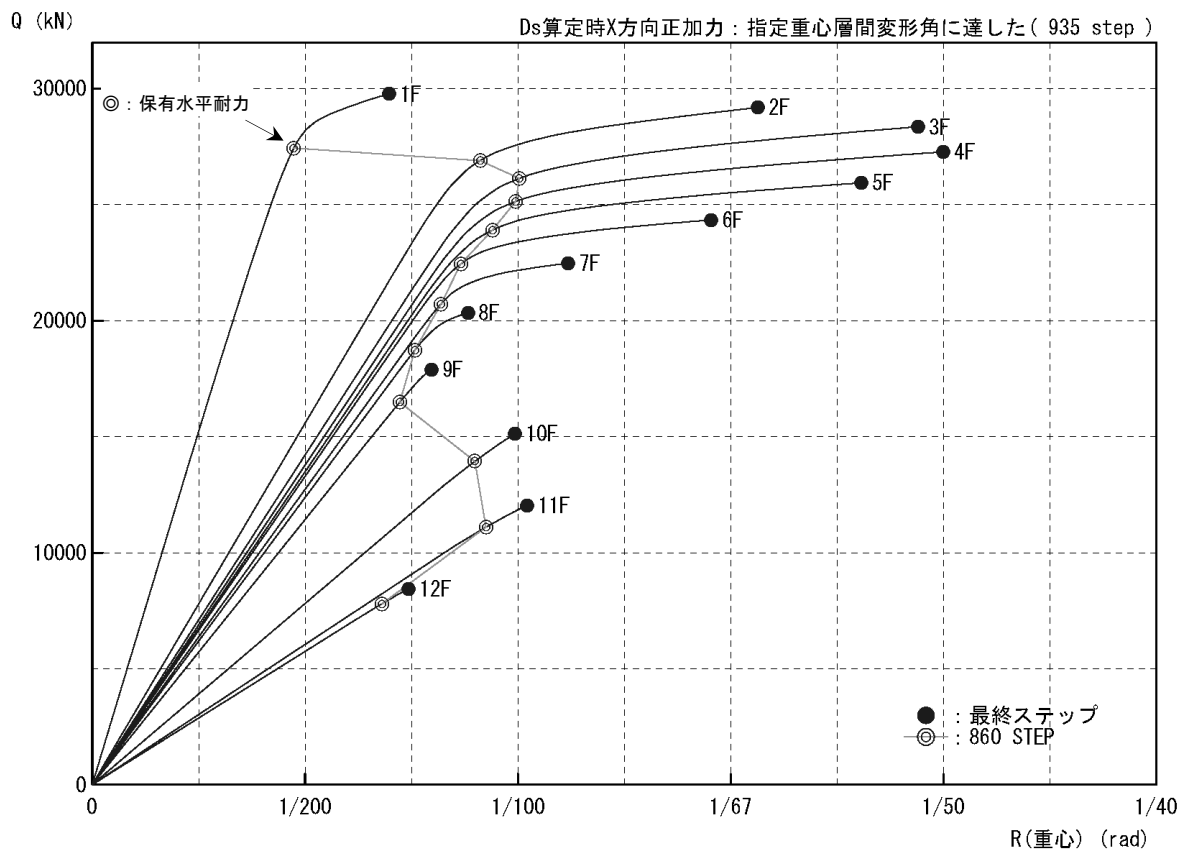


図 6.11 層せん断力-層間変形角曲線 (X 方向)

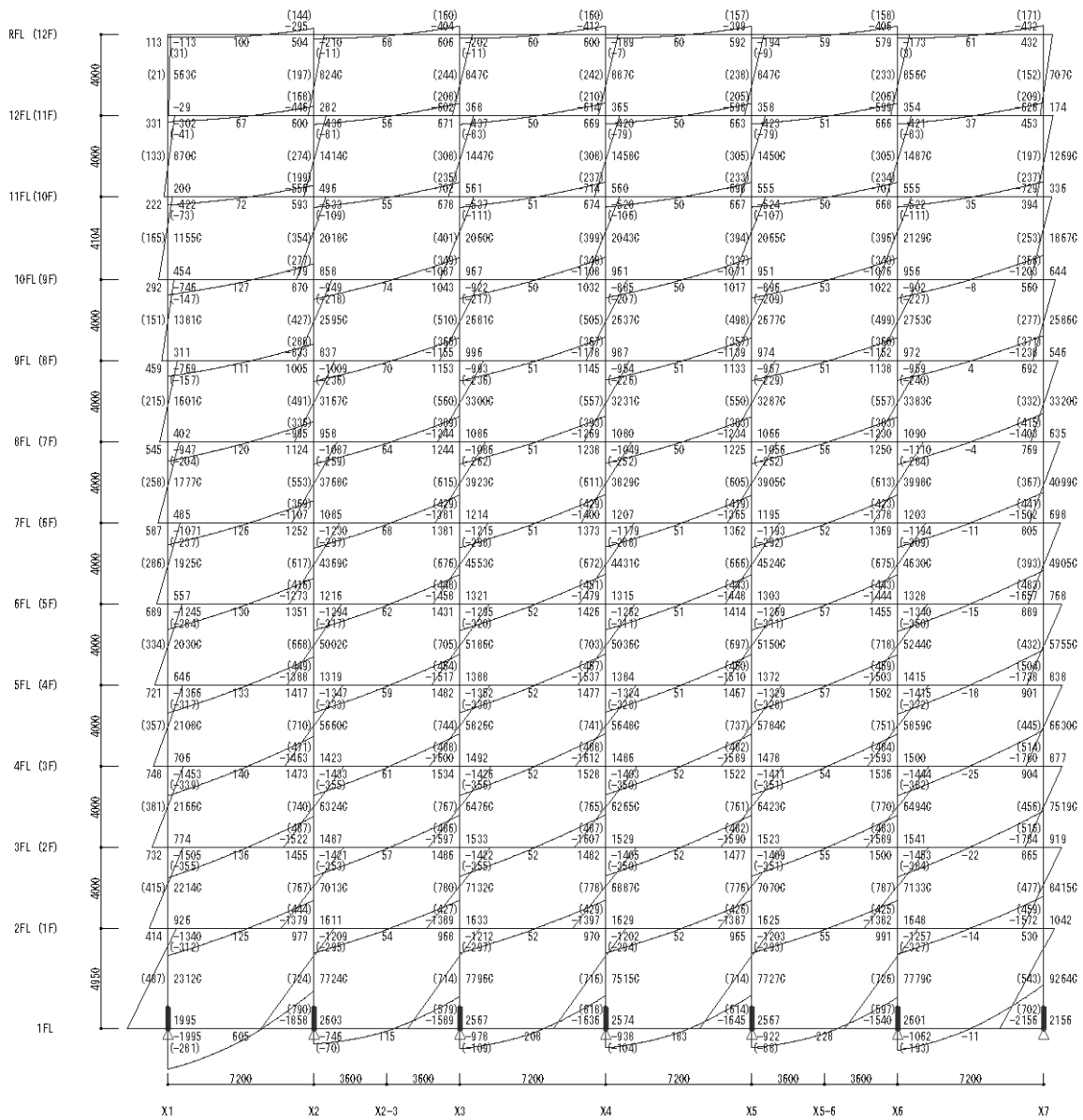


图 6.12 保有水平耐力時応力図 (Y2 通り)

6.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

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

6.3.1 梁端接合部の仕口の違いによる比較検討

(1) 梁端部破断限界塑性率の算定

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

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

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

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

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

$n = 1.0$ （梁スパン 10～20m 程度の長スパン架構）

$n = 1.8$ （梁スパン 4～10m 程度の標準スパン架構）

$n = 2.5$ （梁スパン 4m 以下程度の短スパン架構）

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

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

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

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

(F=385 N/mm² 級も適用可能)

・ C は梁端接合部の仕様により決まる定数

スカラップ 4.0、ノンスカラップ 5.6、高性能仕口 8.0

・ k_1 は歪集中を表す補正係数（ここでは 1.0 とする）

・ β は評価式の勾配で 1/3

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

表 6.17 梁の破断限界塑性率

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

(2) 1階柱脚の限界塑性率の算定

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

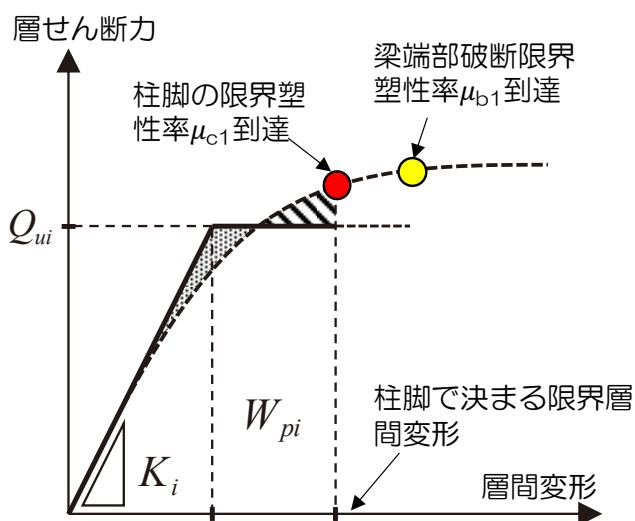


図 6.14 柱脚で決まる第1層の保有エネルギー W_{pi}

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

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

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

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

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

表 6.18 柱脚の等価な繰返し回数比

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

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

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

C 、 β は一般化幅厚比により決まる係数（表 6.19 による）

表 6.19 疲労性能評価式の係数

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

上記、計算方法により算定した柱脚の限界塑性率を表 6.20 に示す。

表 6.20 柱脚の限界塑性率 μ_{ci}

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

(3) 復元力特性の設定

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

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

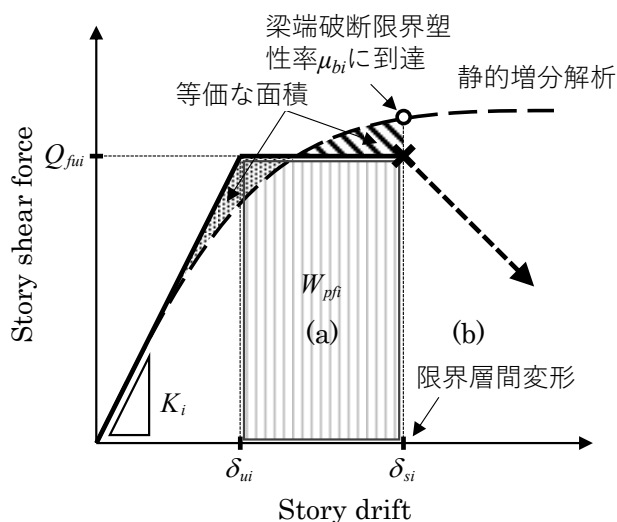


図 6.15 層の限界変形と保有水平耐力

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

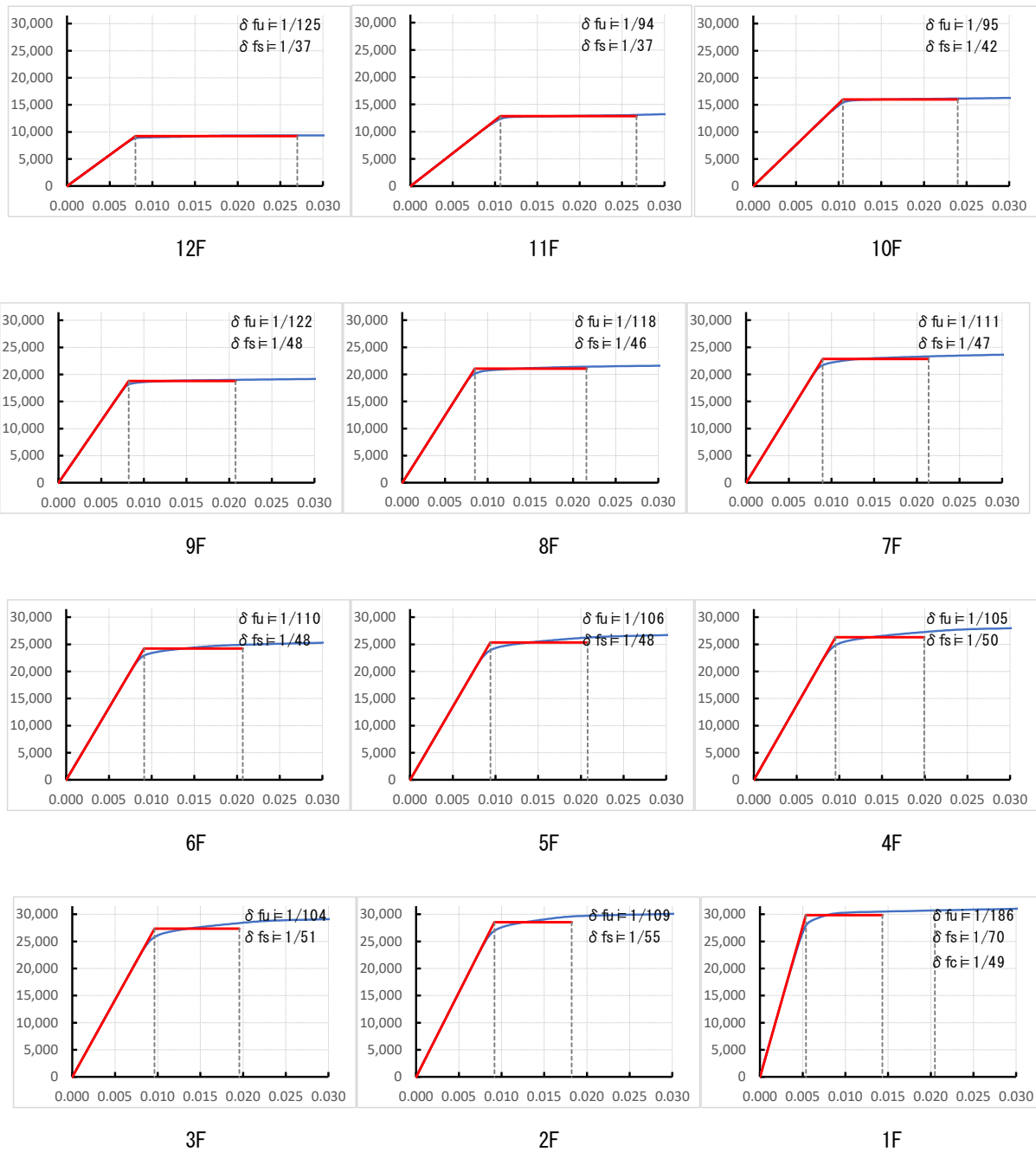


図 6.16 告示極稀地震（スカルップ、C=4.0）

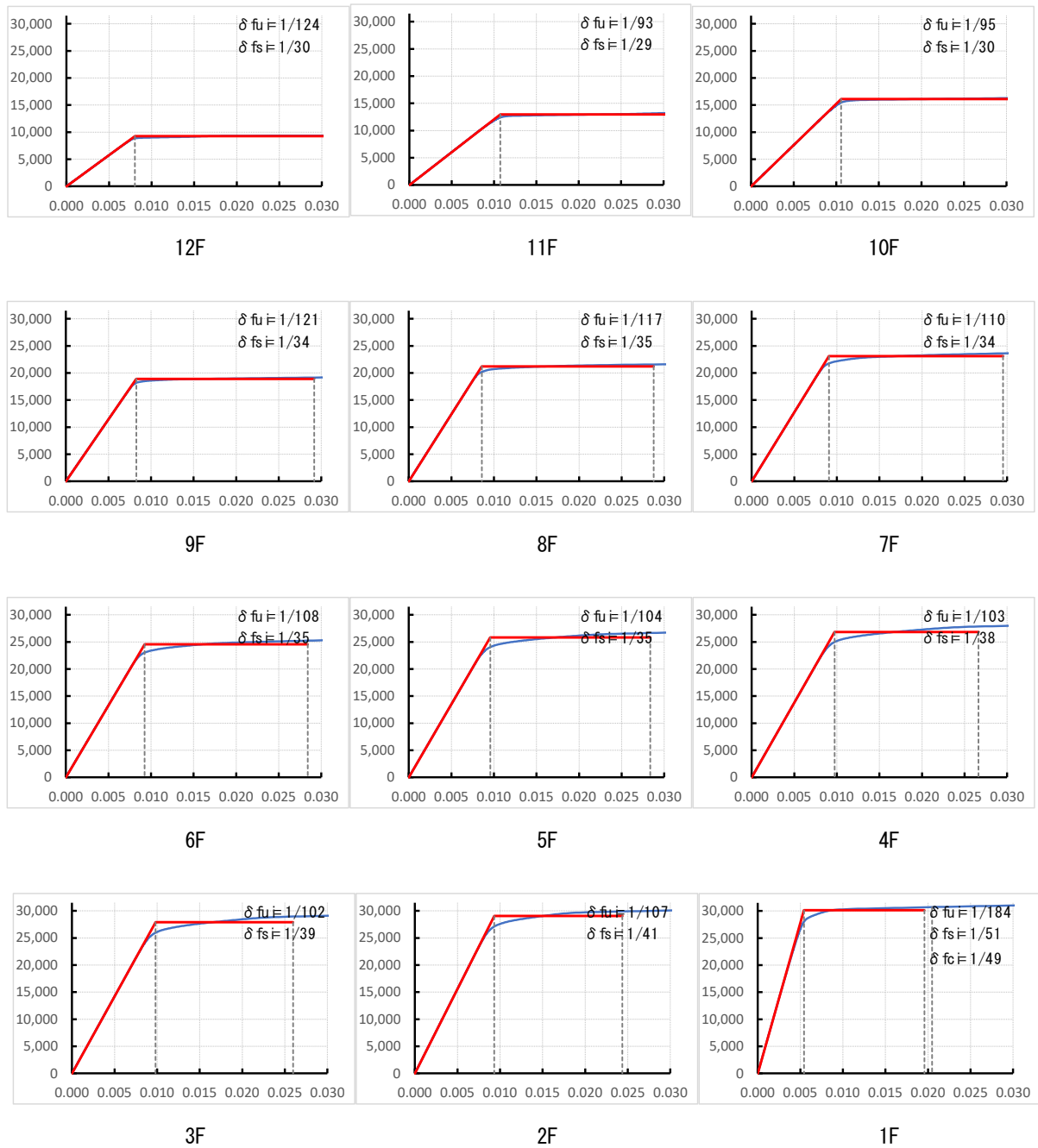


図 6.17 告示極稀地震（ノンスカラップ、C=5.6）

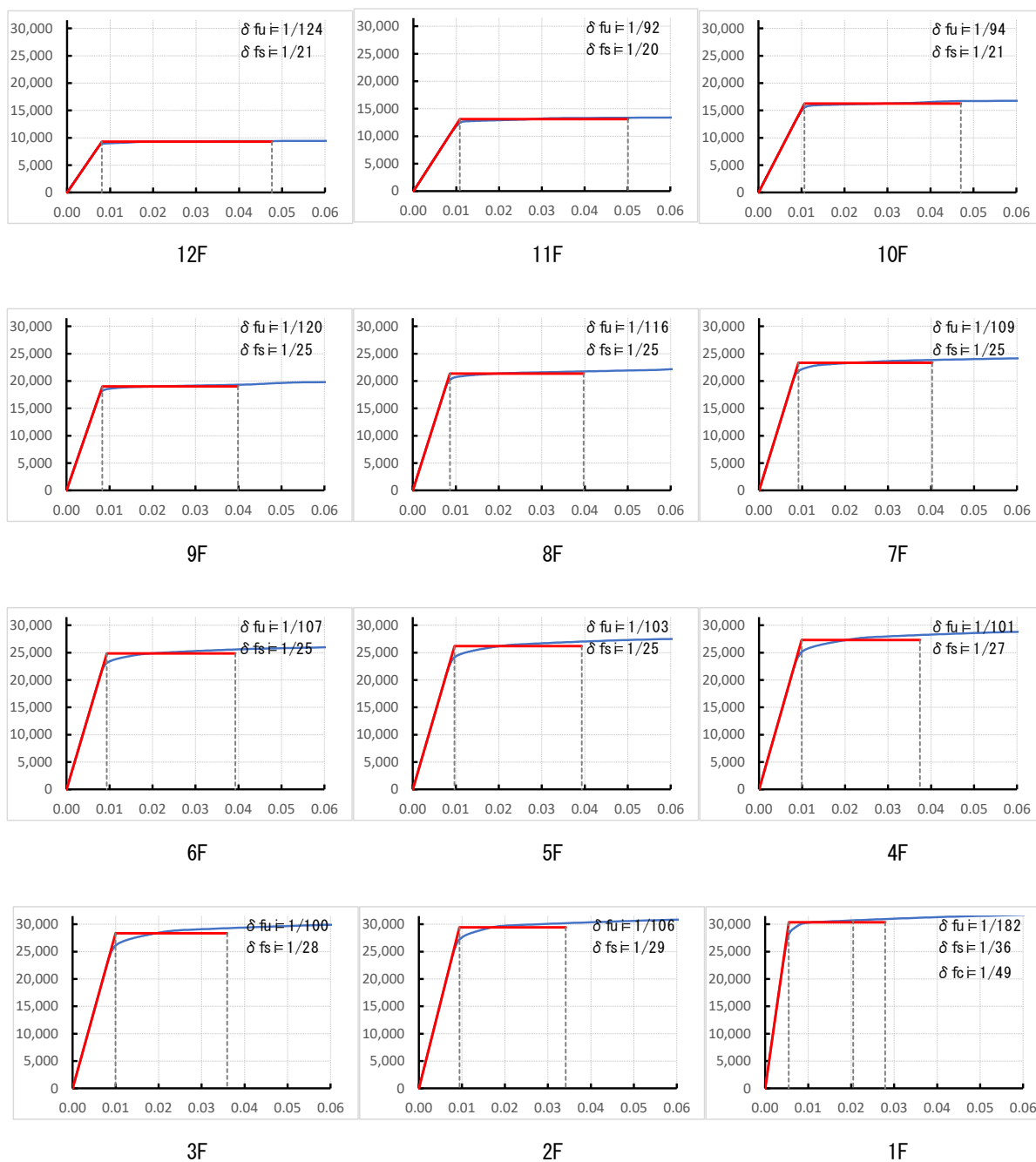


图 6.18 告示極稀地震 (高性能仕口、C=8.0)

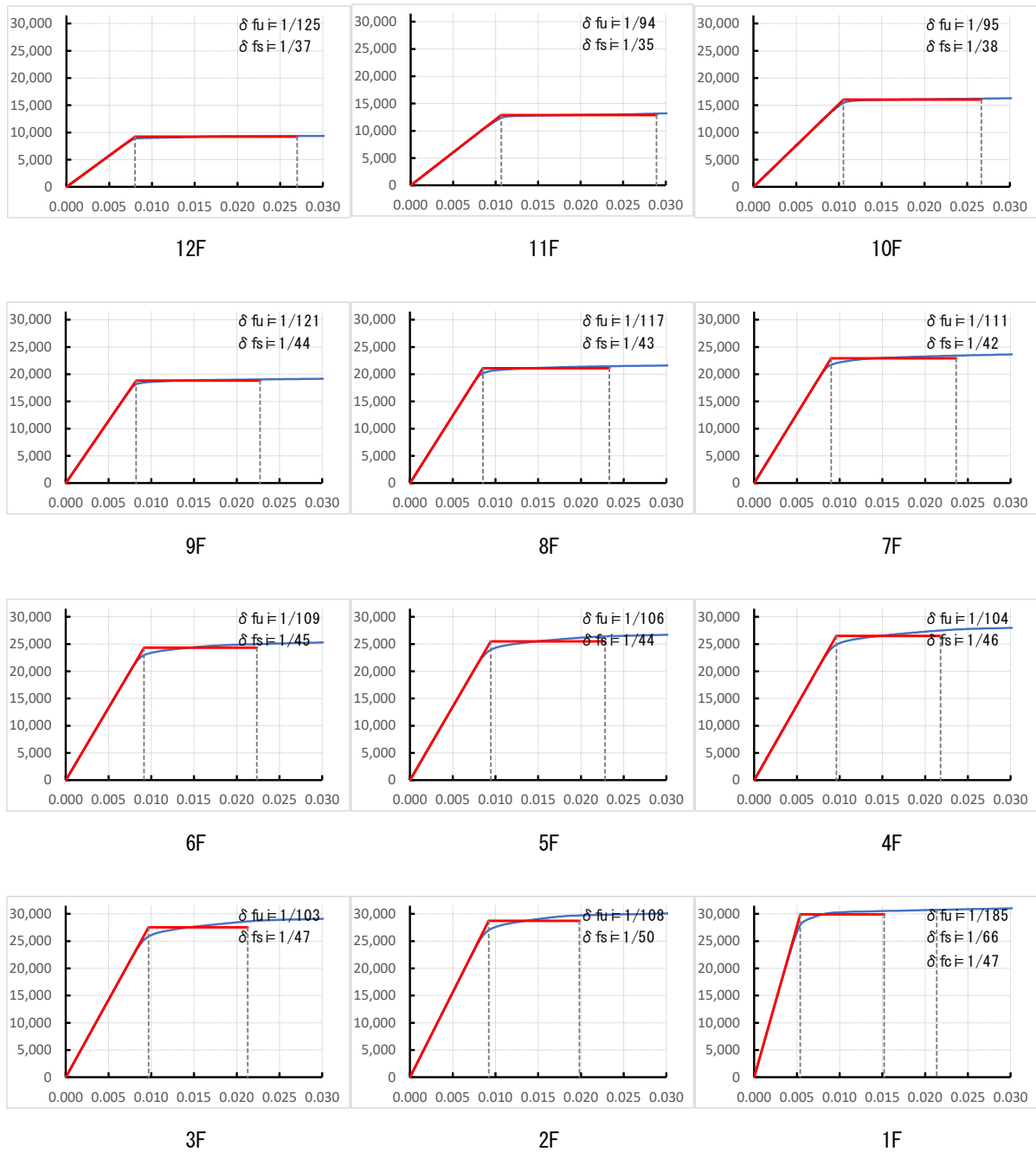


図 6.19 直下地震 (スカルップ、 $C=4.0$)

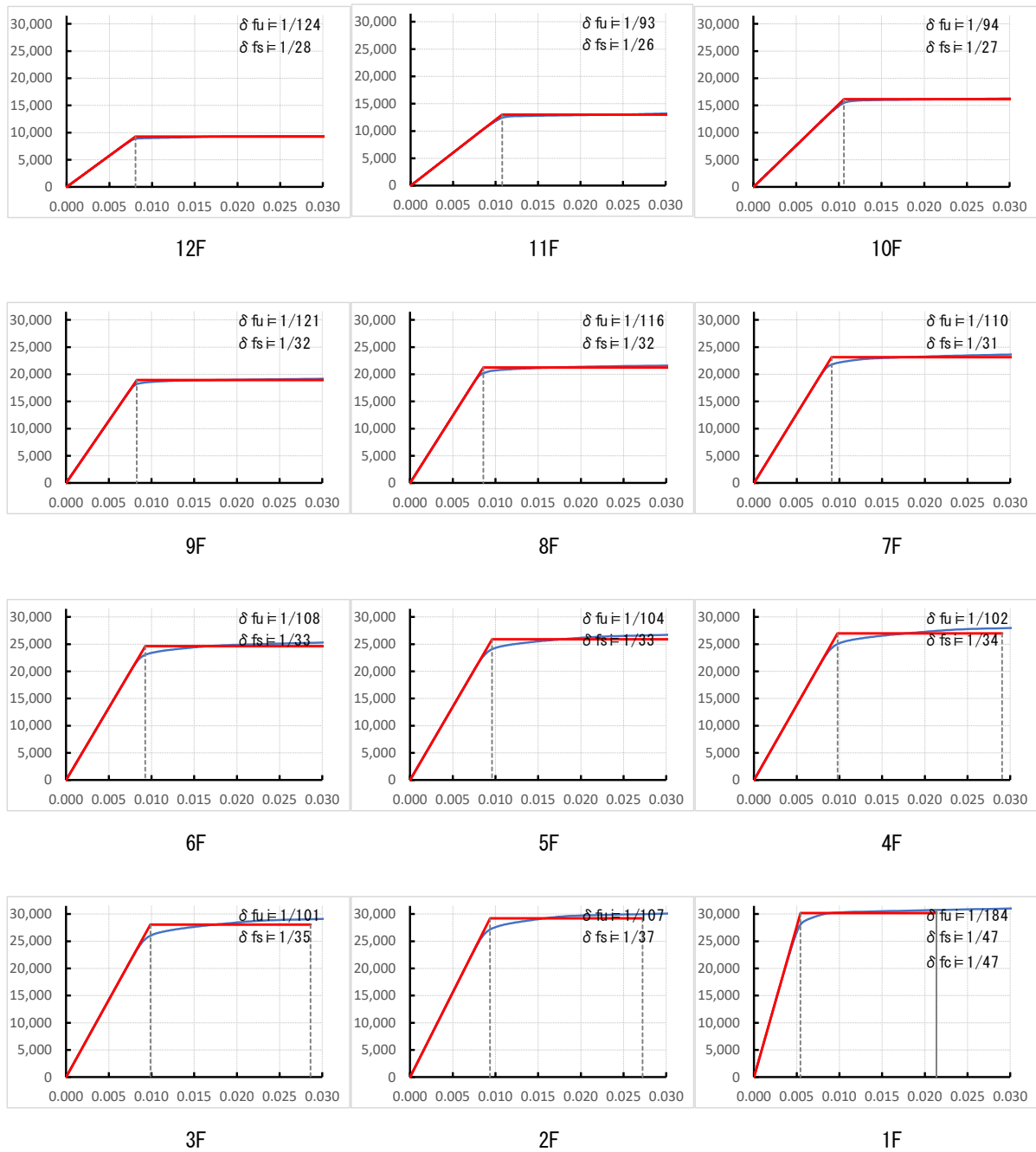


図 6.20 直下地震（ノンスカリップ、 $C=5.6$ ）

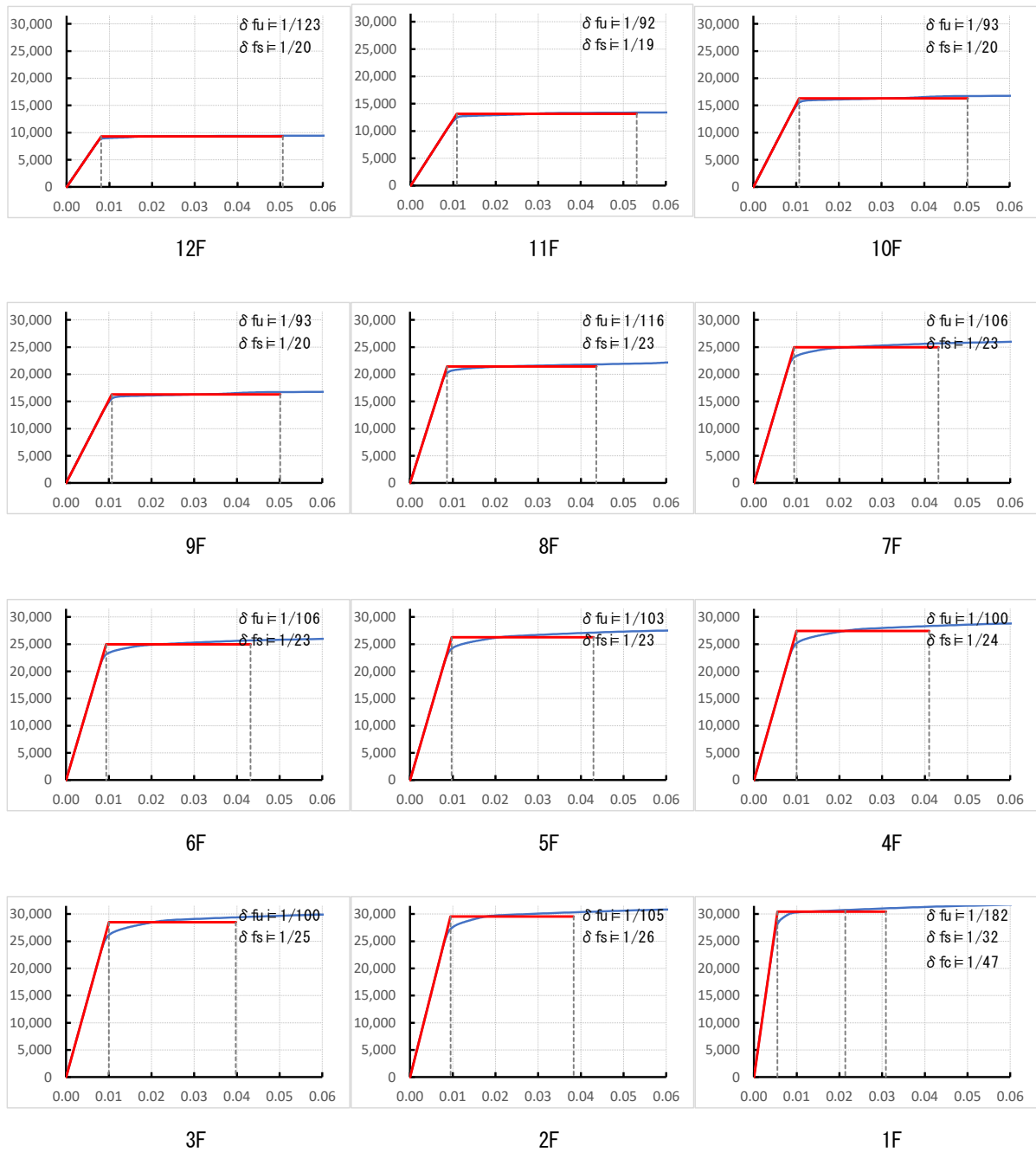


图 6.21 直下地震 (高性能仕口、C=8.0)

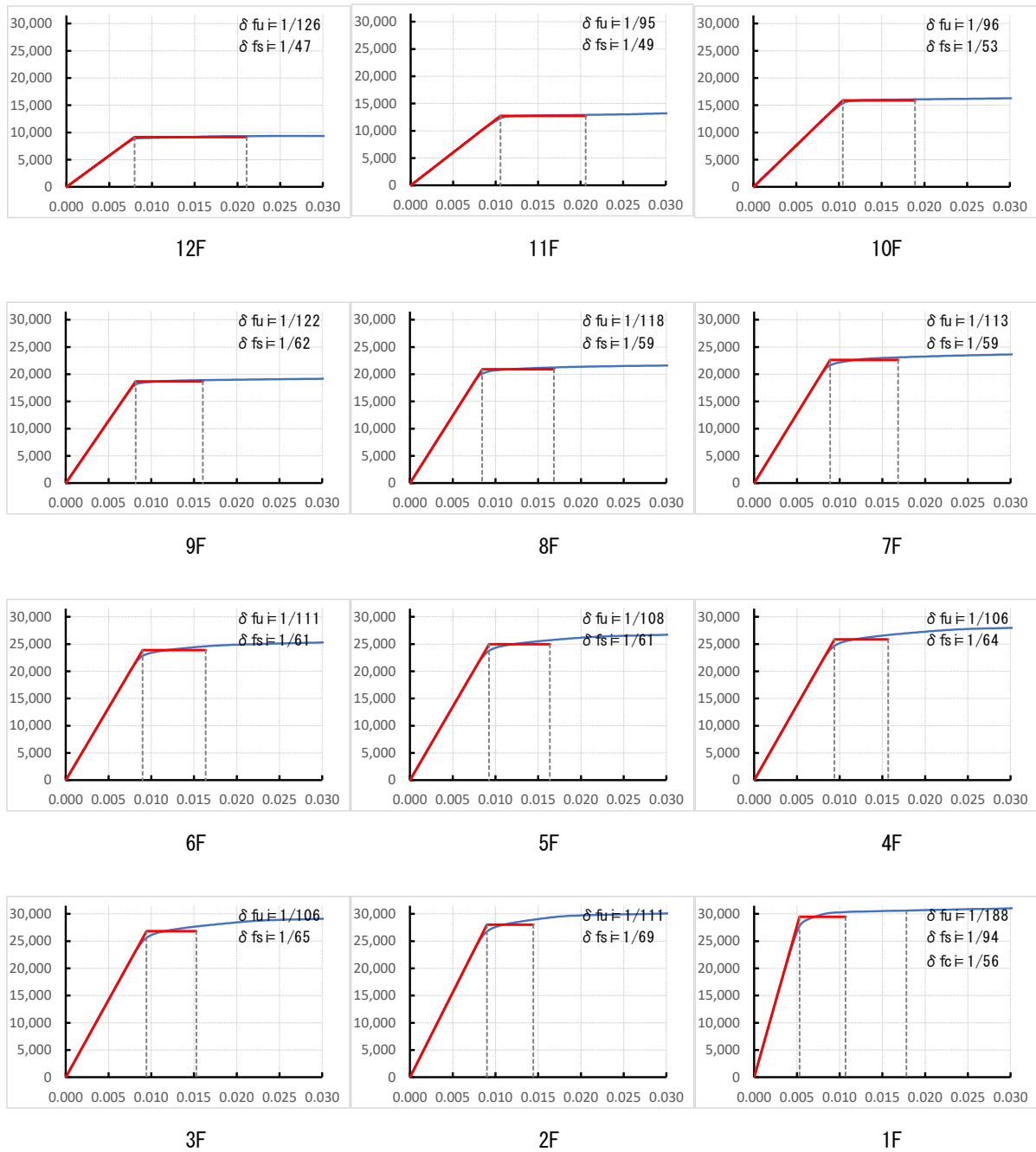


図 6.22 長継続時間地震動 (スカルップ、C=4.0)

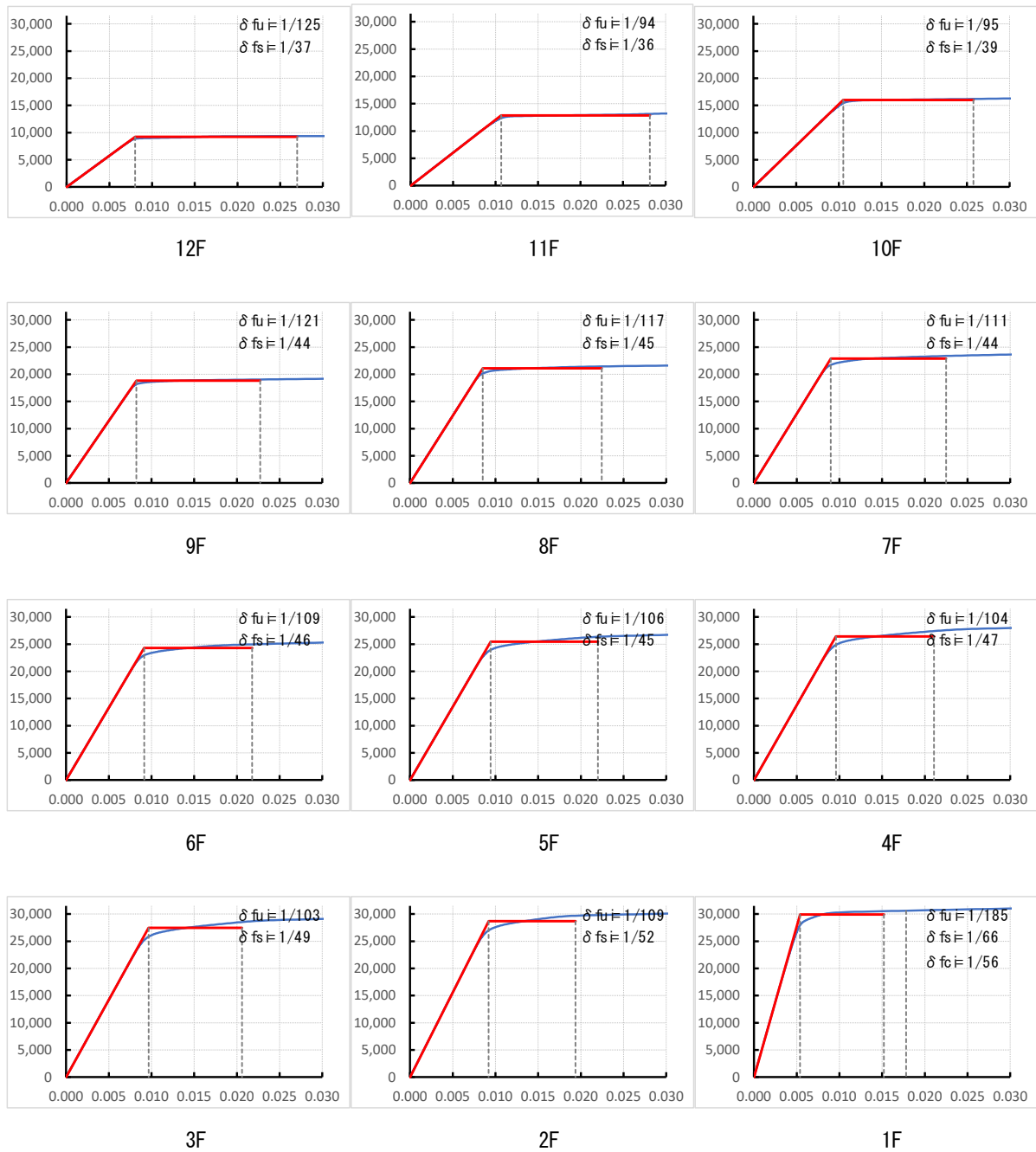


図 6.23 長継続時間地震動（ノンスカップ、 $C=5.6$ ）

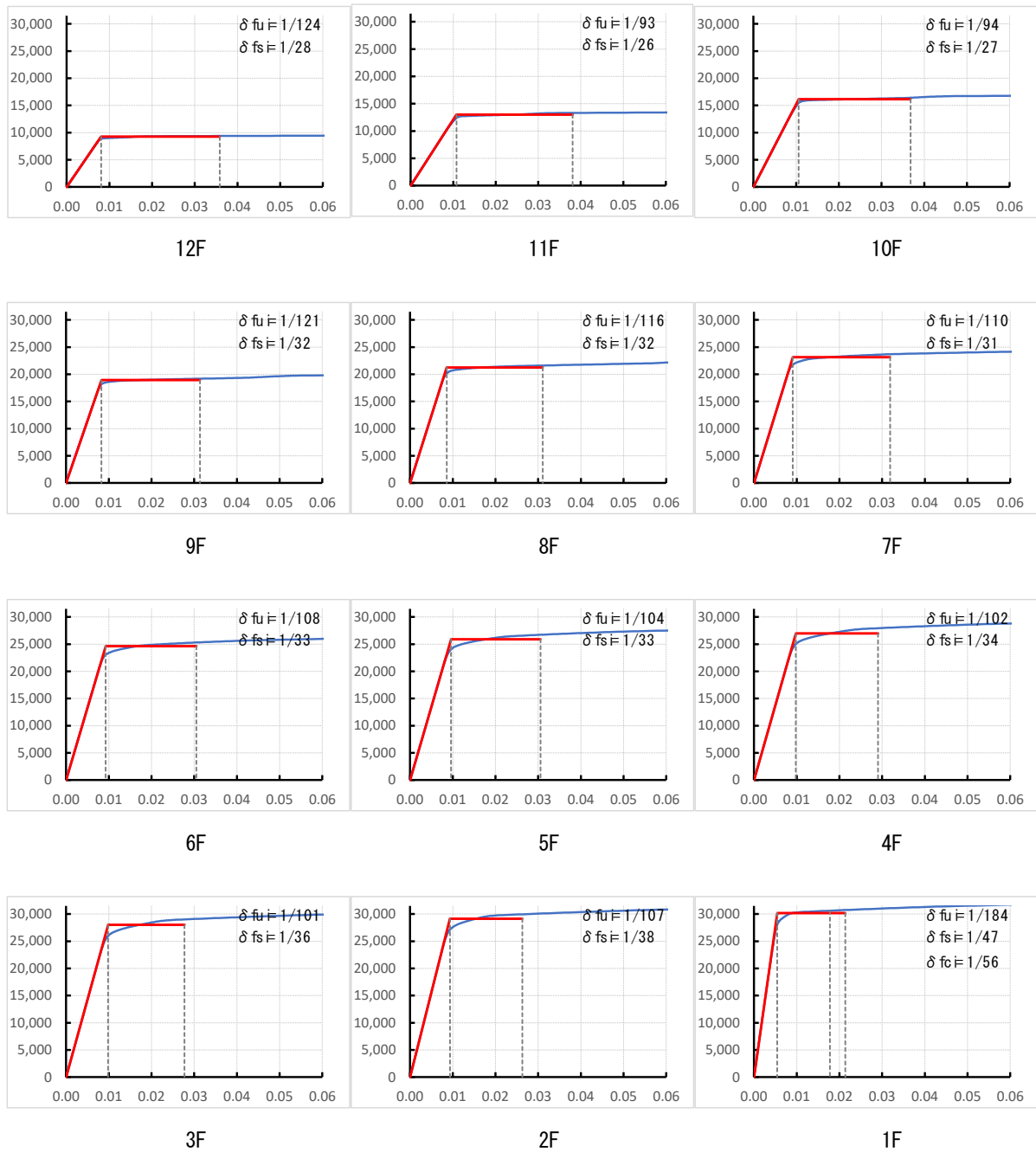


図 6.24 長継続時間地震動（高性能仕口、 $C=8.0$ ）

(4) 主架構の保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較

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

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

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

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

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

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

表 6.21 復元力特性

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

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

表 6.22 建築物が吸収できるエネルギー量

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

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

表 6.23 建築物の各階に作用する塑性歪みエネルギー量

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

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

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

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

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

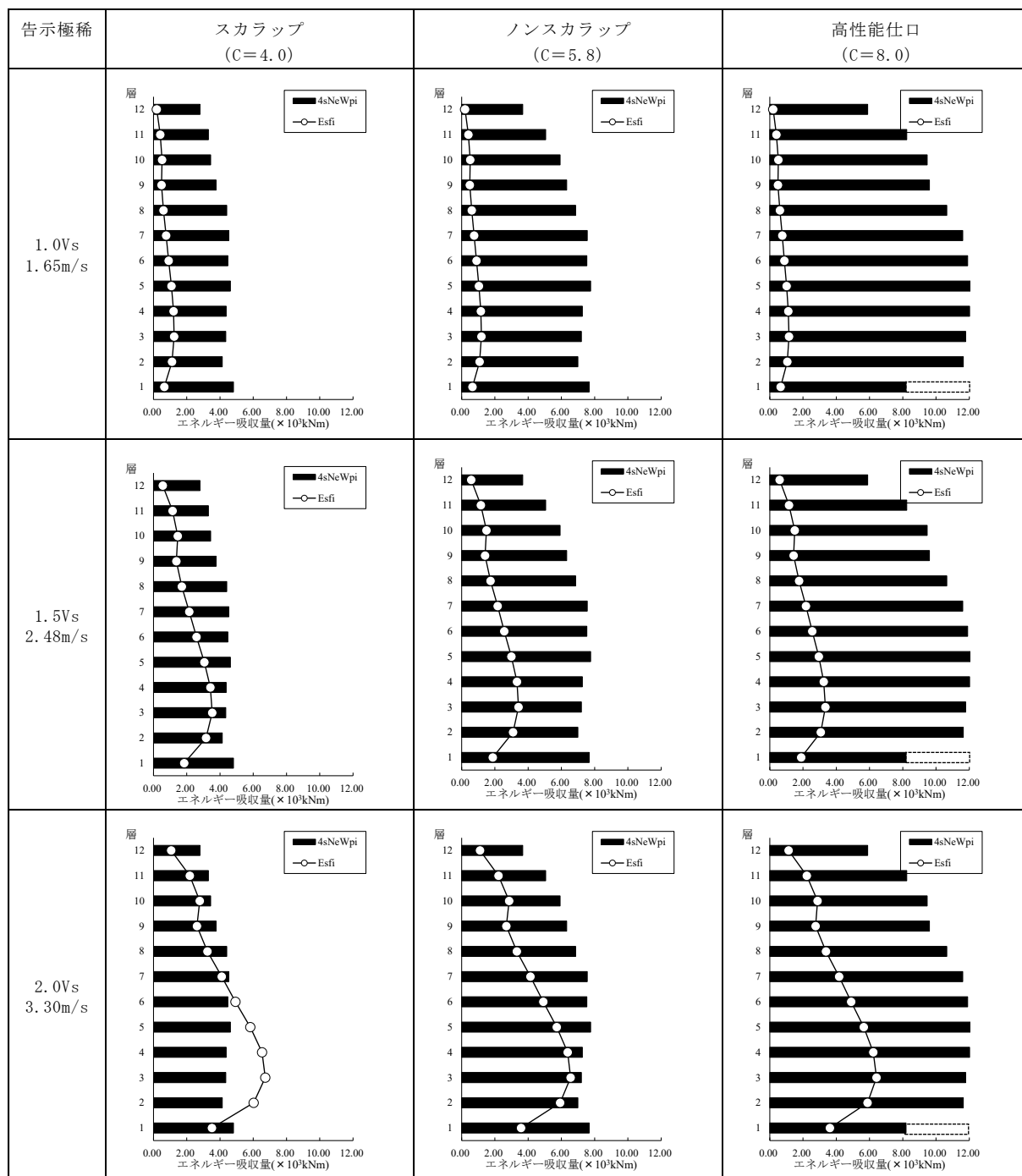


図 6.25 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (告示極稀地震)

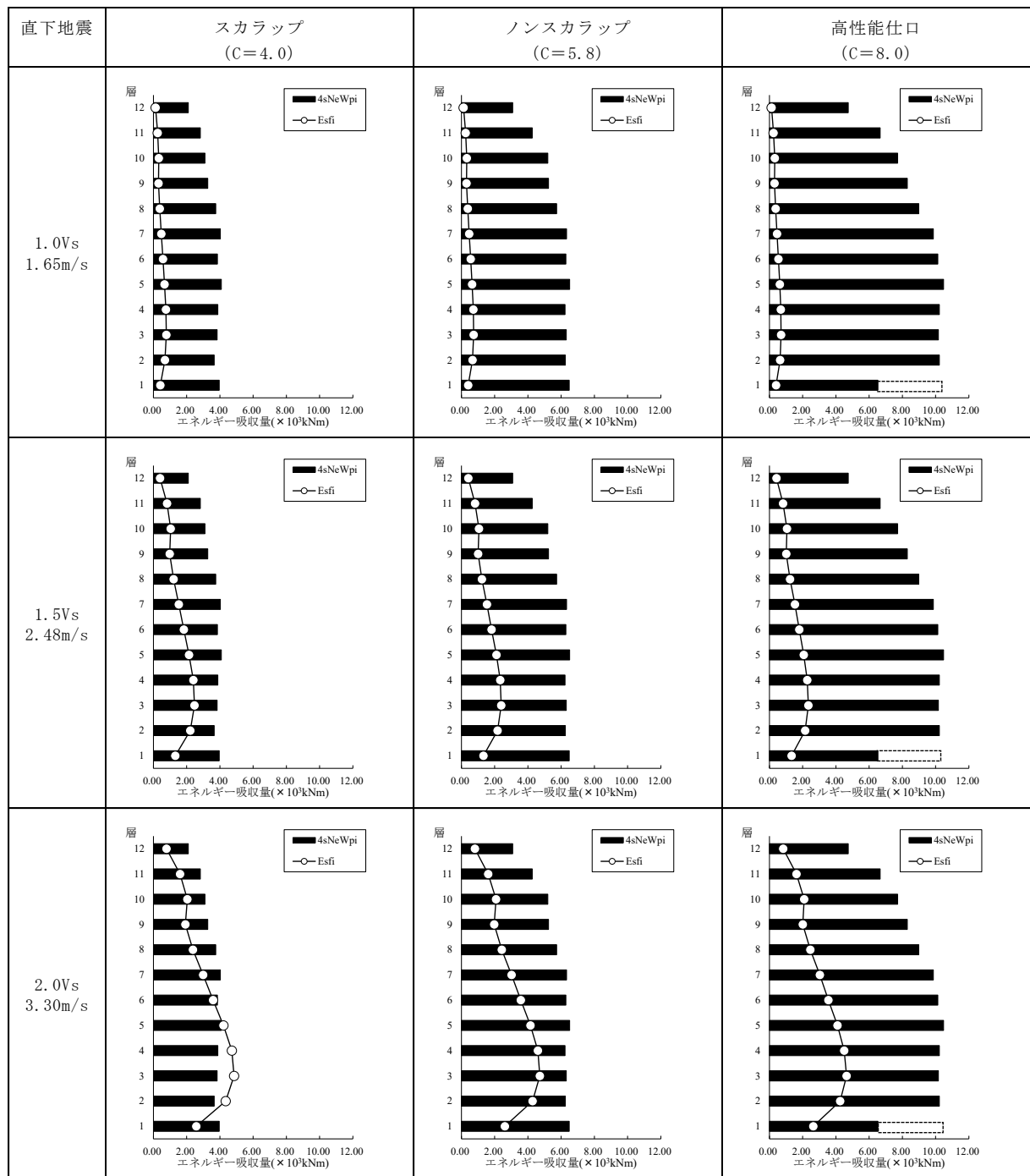


図 6.26 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (直下地震)

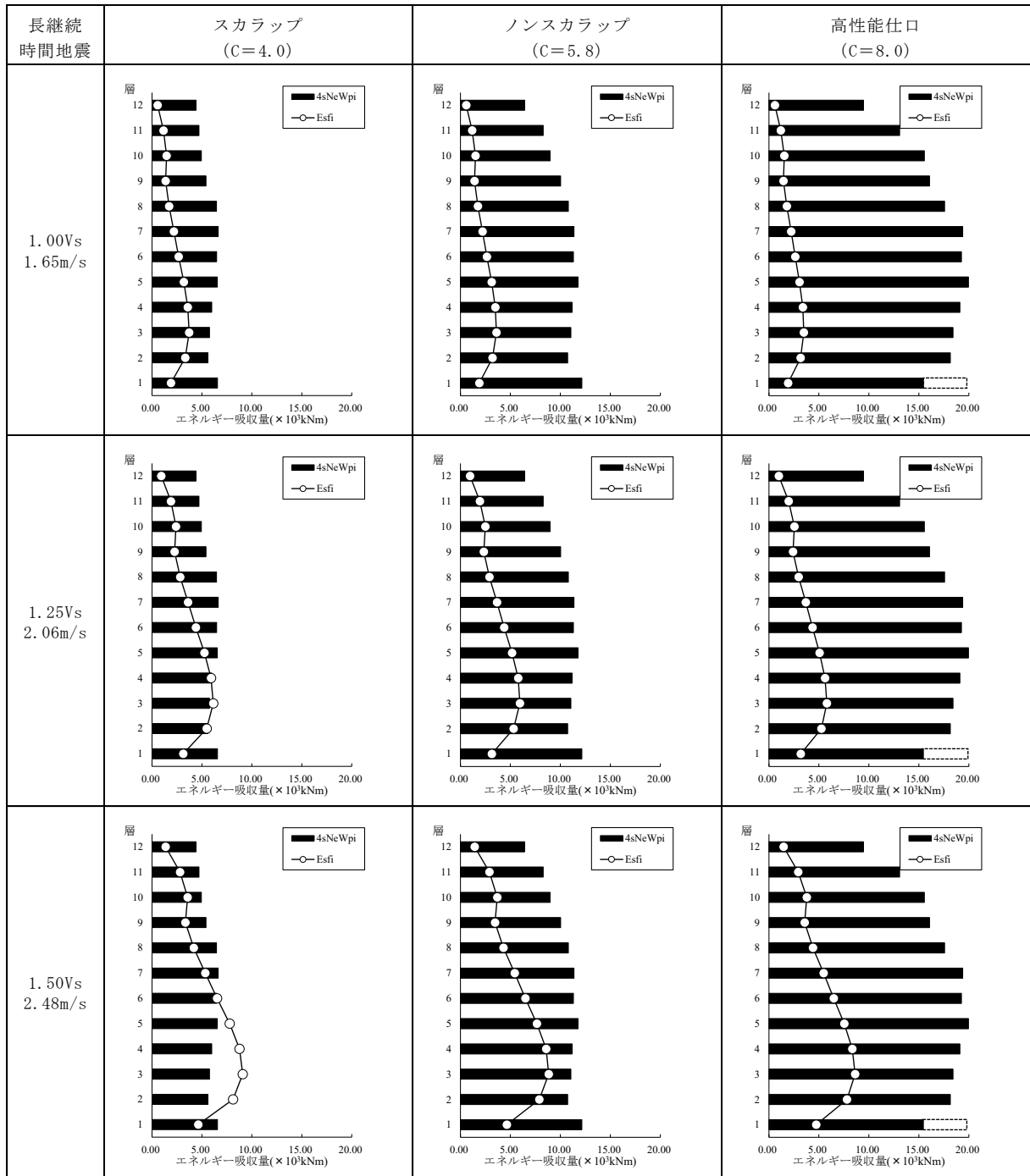


図 6.27 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較（長継続時間地震）

(5) 主架構の応答変形角の比較

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

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

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

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

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

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

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

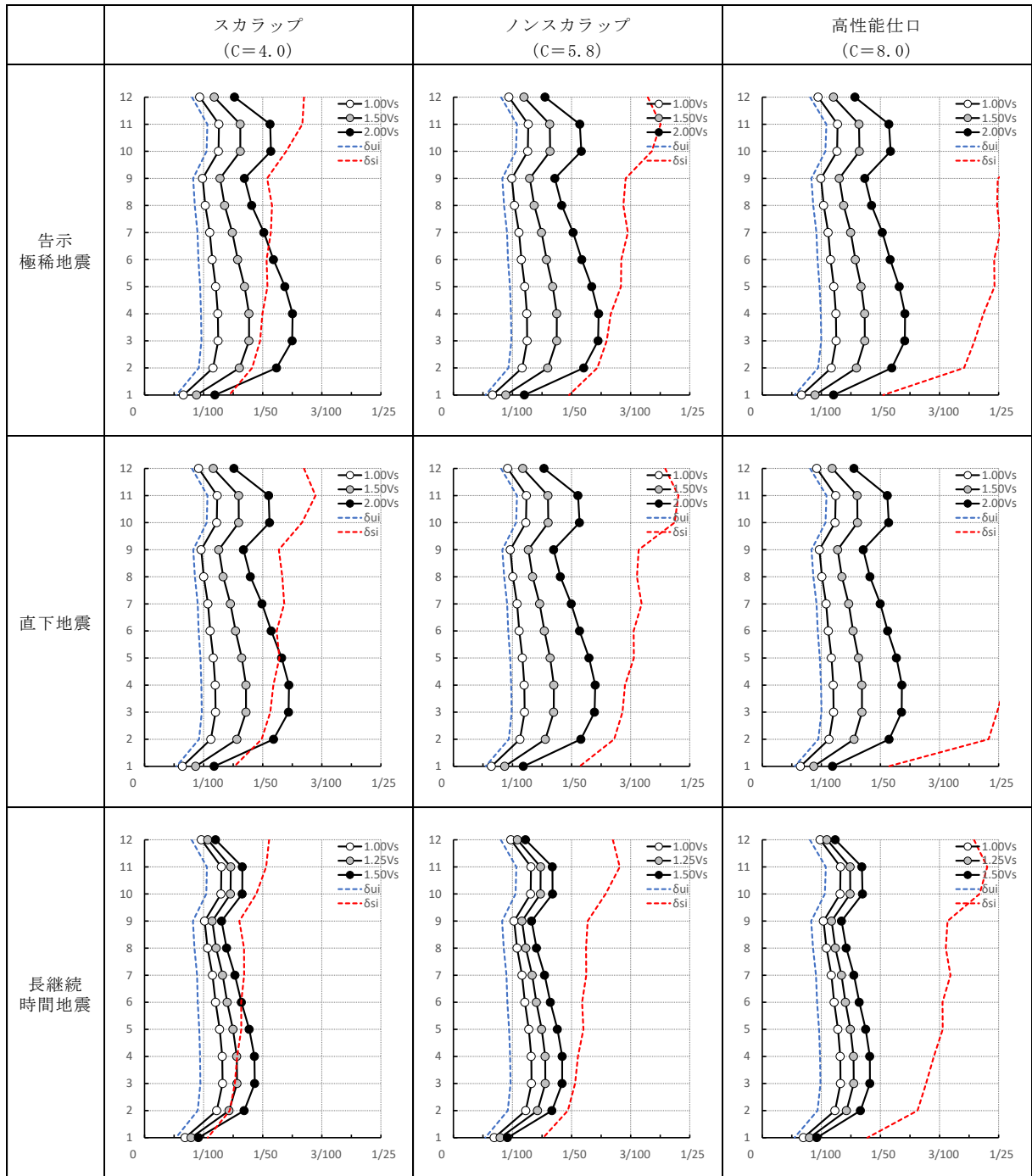


図 6.28 主架構の応答変形角

6.3.2 鋼製ダンパーで補強した架構の比較検討

(1) 鋼製ダンパーで補強した架構の概要

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

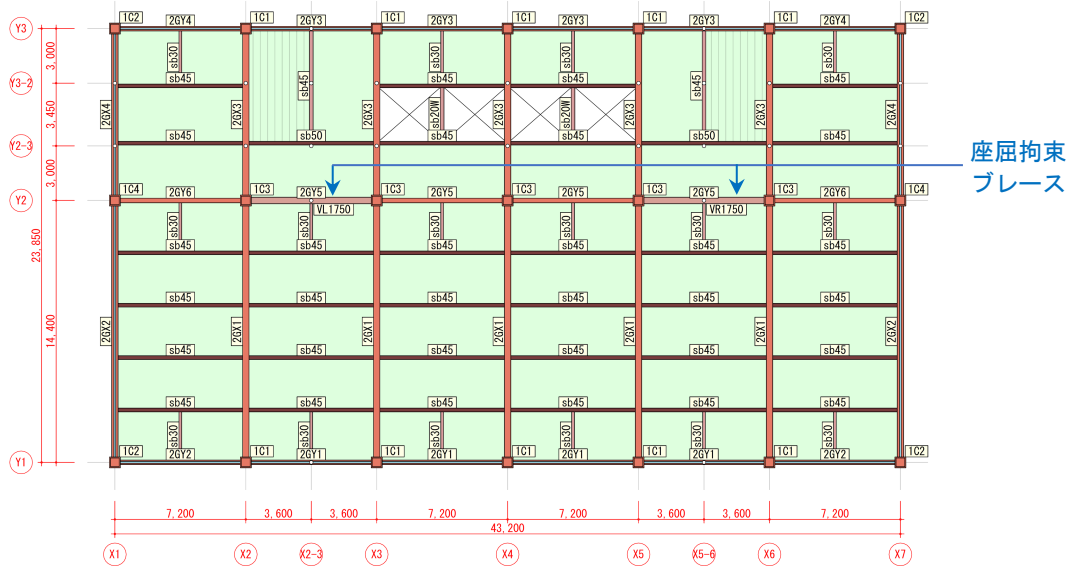
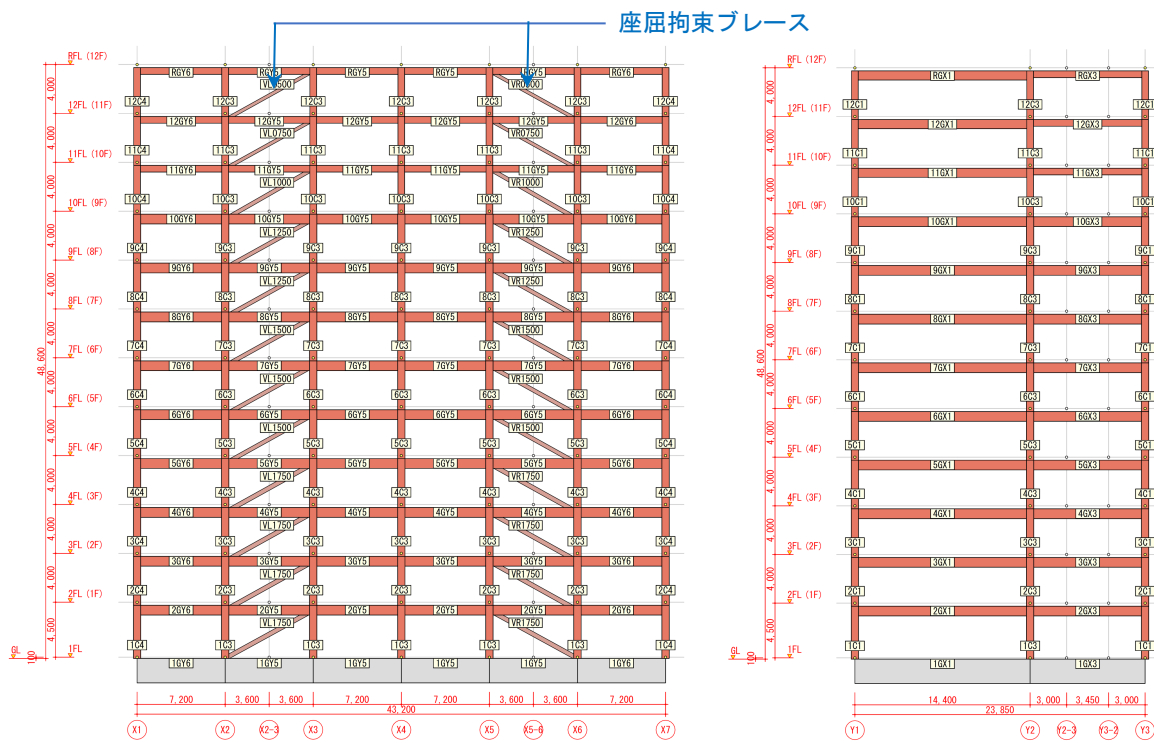


図 6.29 2~12 階梁伏図



(1) X 方向

(2) Y 方向

図 6.30 X 方向軸組図

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

表 6.24 座屈拘束ブレース負担割合

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

1) ケース 1 (座屈拘束ブレース耐力付加率 10%) の保有水平耐力

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

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

表 6.25 保有水平耐力比較表

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

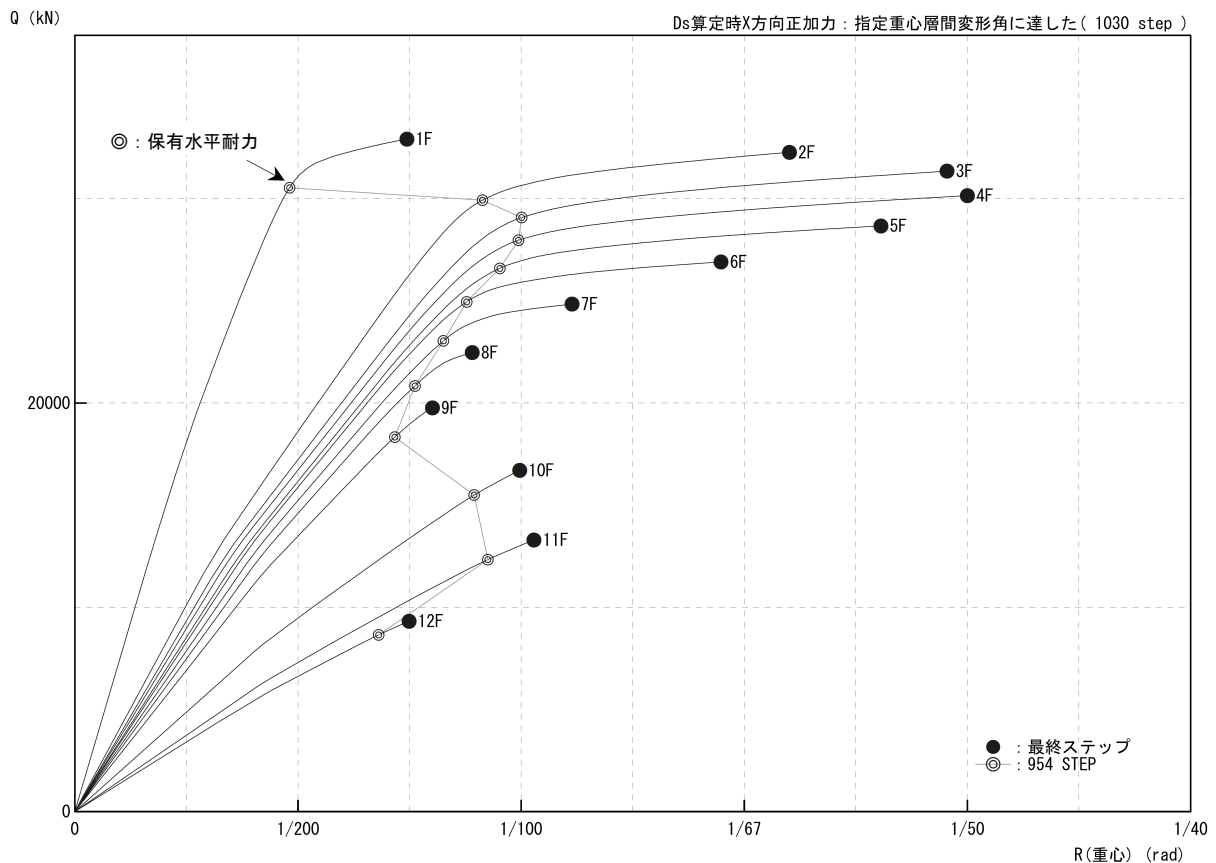


図 6.31 層せん断力-層間変形角曲線 (X 方向)

2) ケース 2 (座屈拘束ブレース耐力付加率 25%) の結果

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

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

表 6.26 保有水平耐力比較表

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

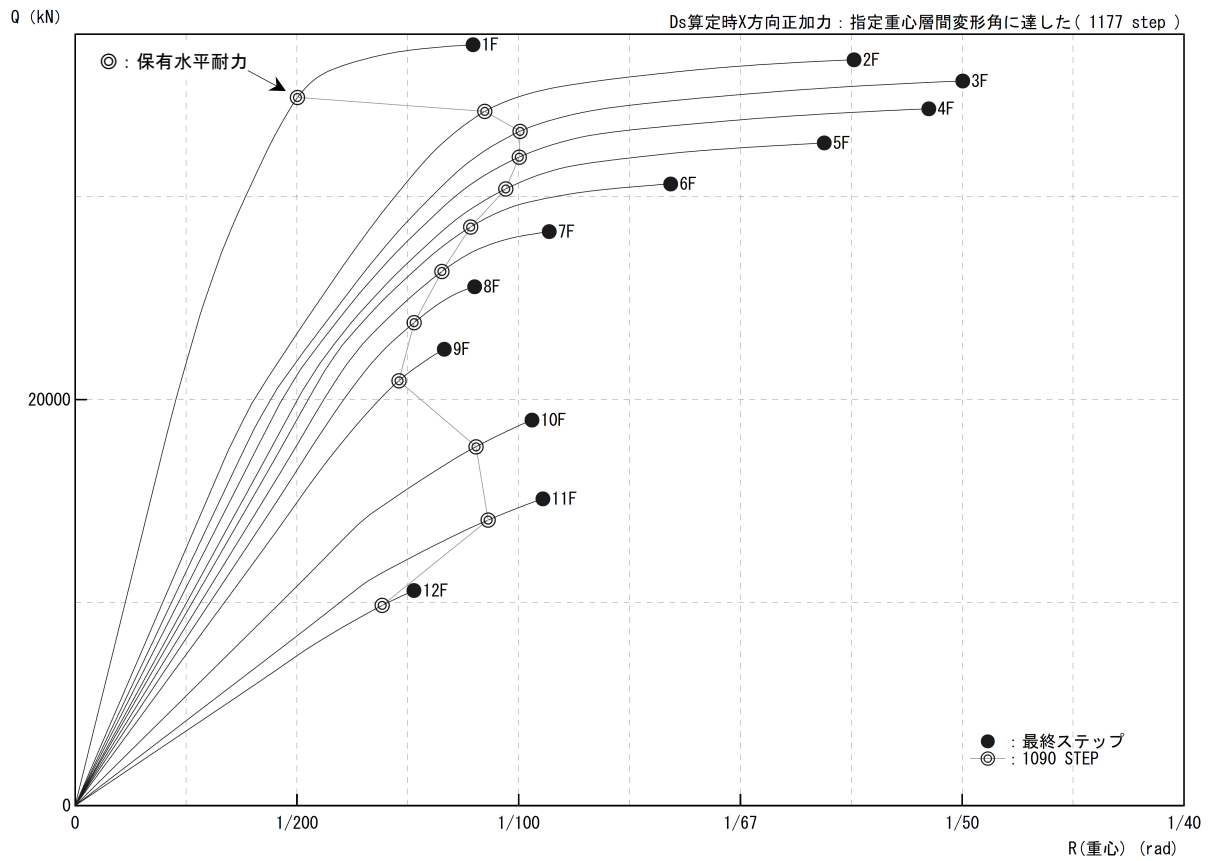


図 6.32 層せん断力-層間変形角曲線 (X 方向)

(2) 復元力特性の設定

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

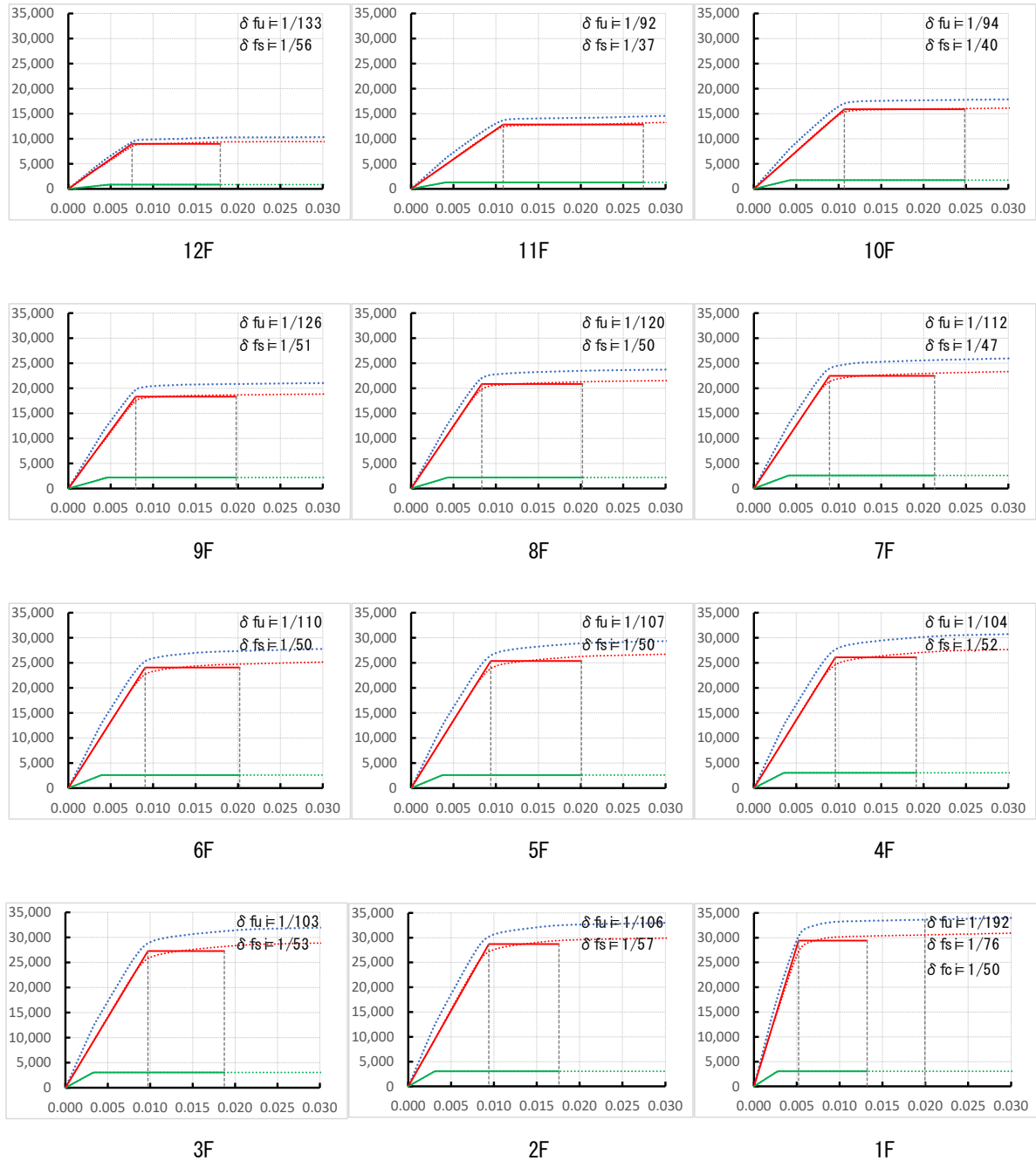


図 6.33 告示極稀地震（スカラップ、ダンパー量 10%）

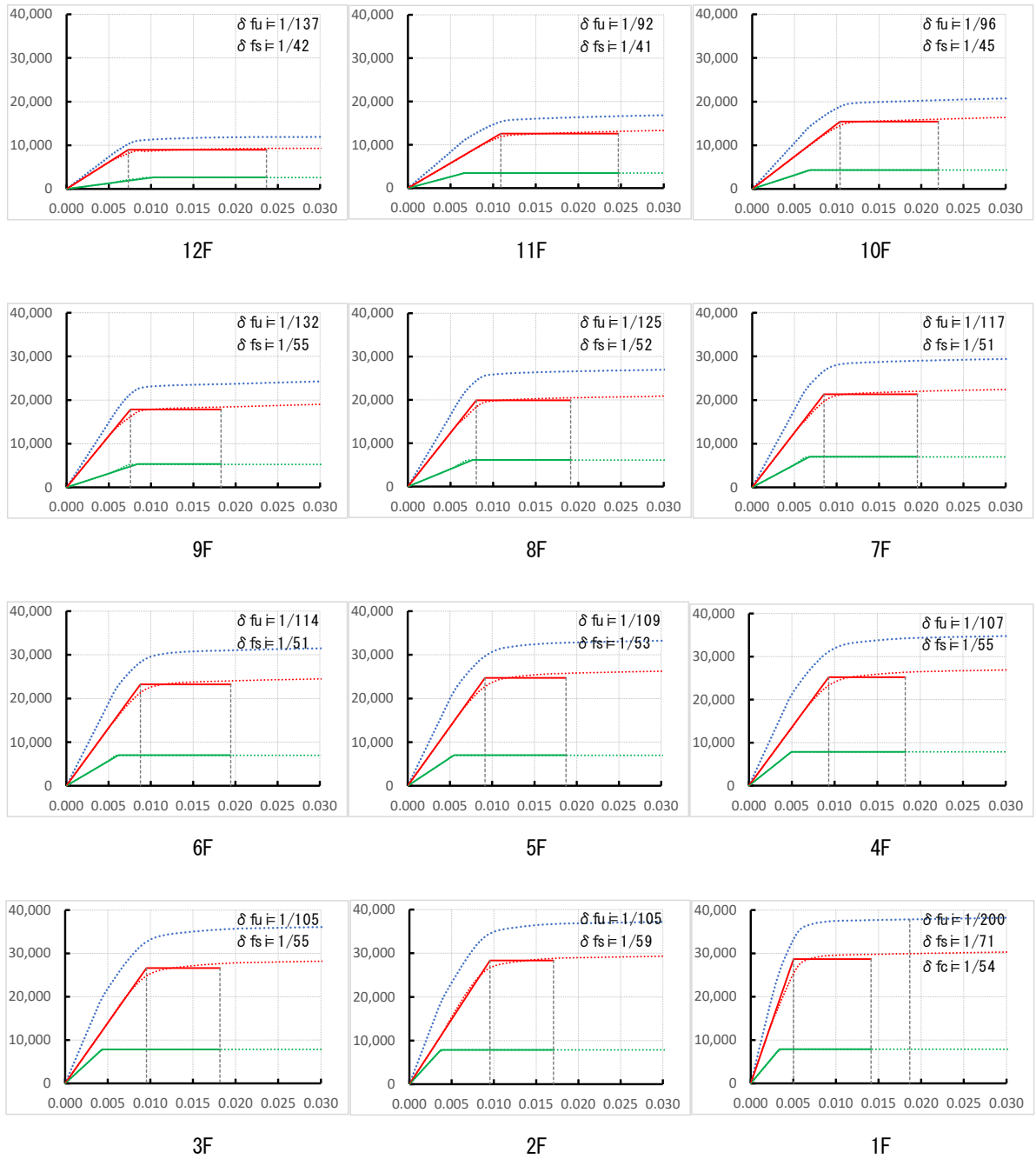


図 6.34 告示極稀地震（スカルップ、ダンパー量 25%）

(3) 主架構の保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較

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

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

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

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

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

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

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

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

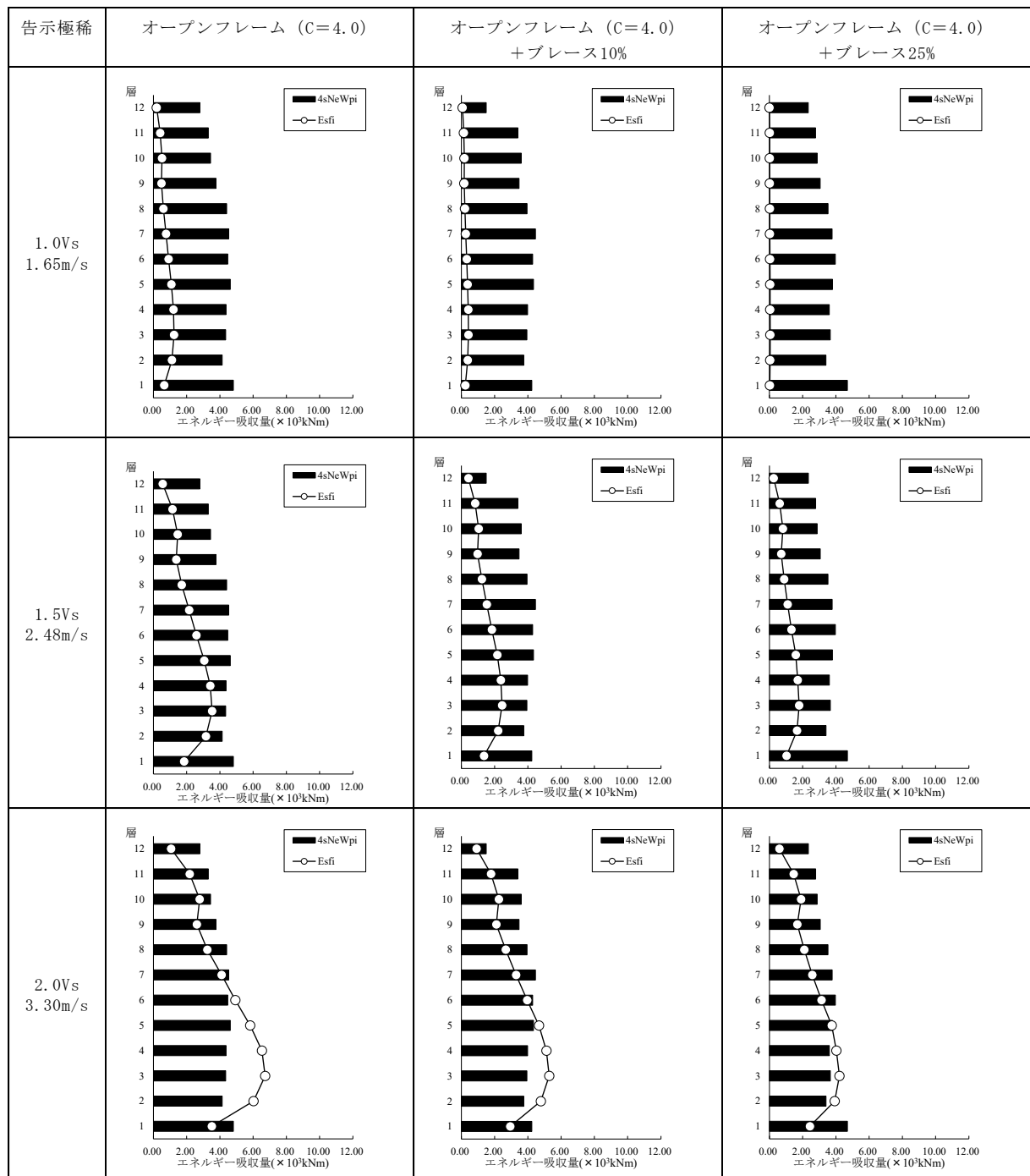


図 6.35 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (告示極稀地震)

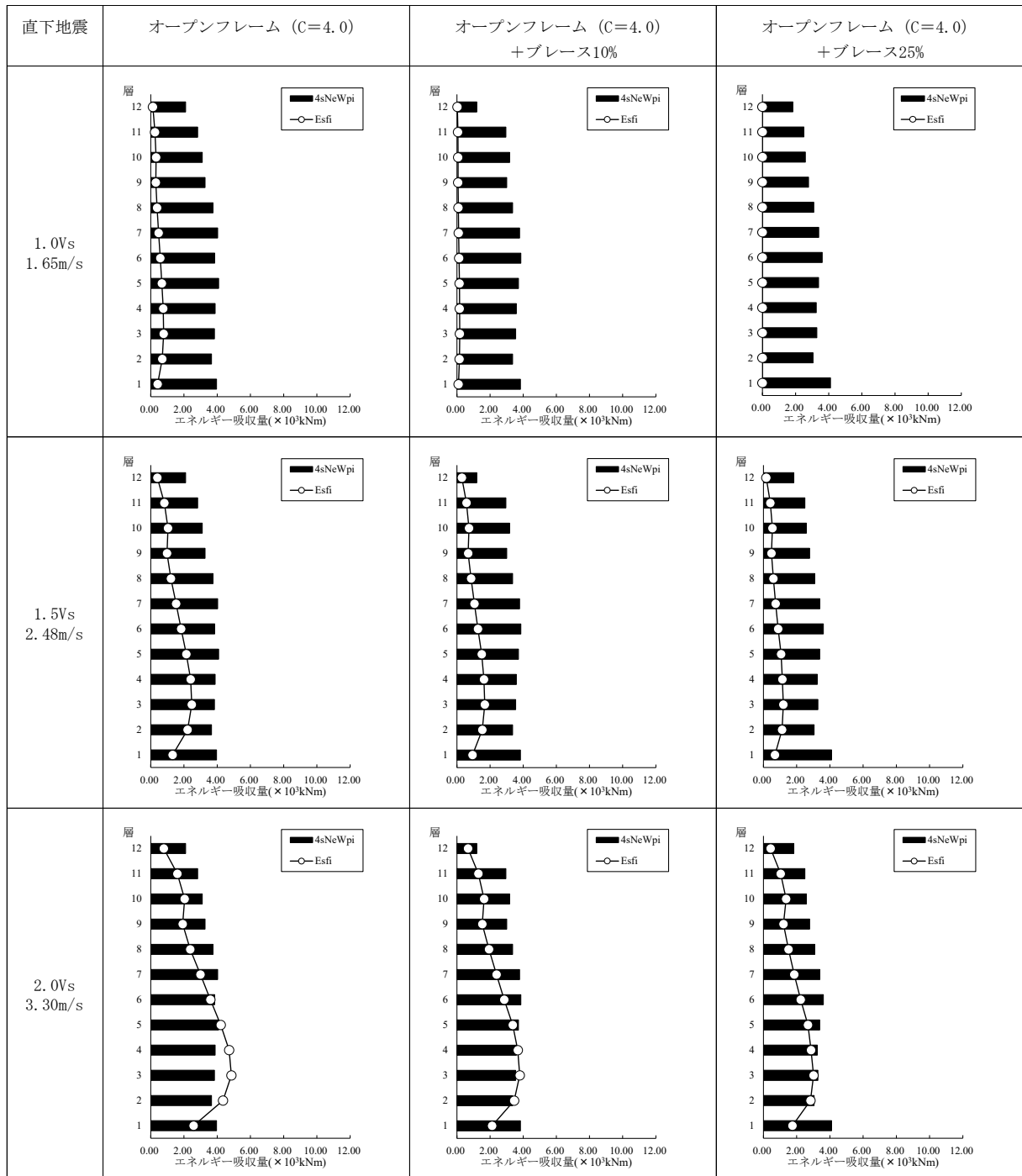


図 6.36 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (直下地震)

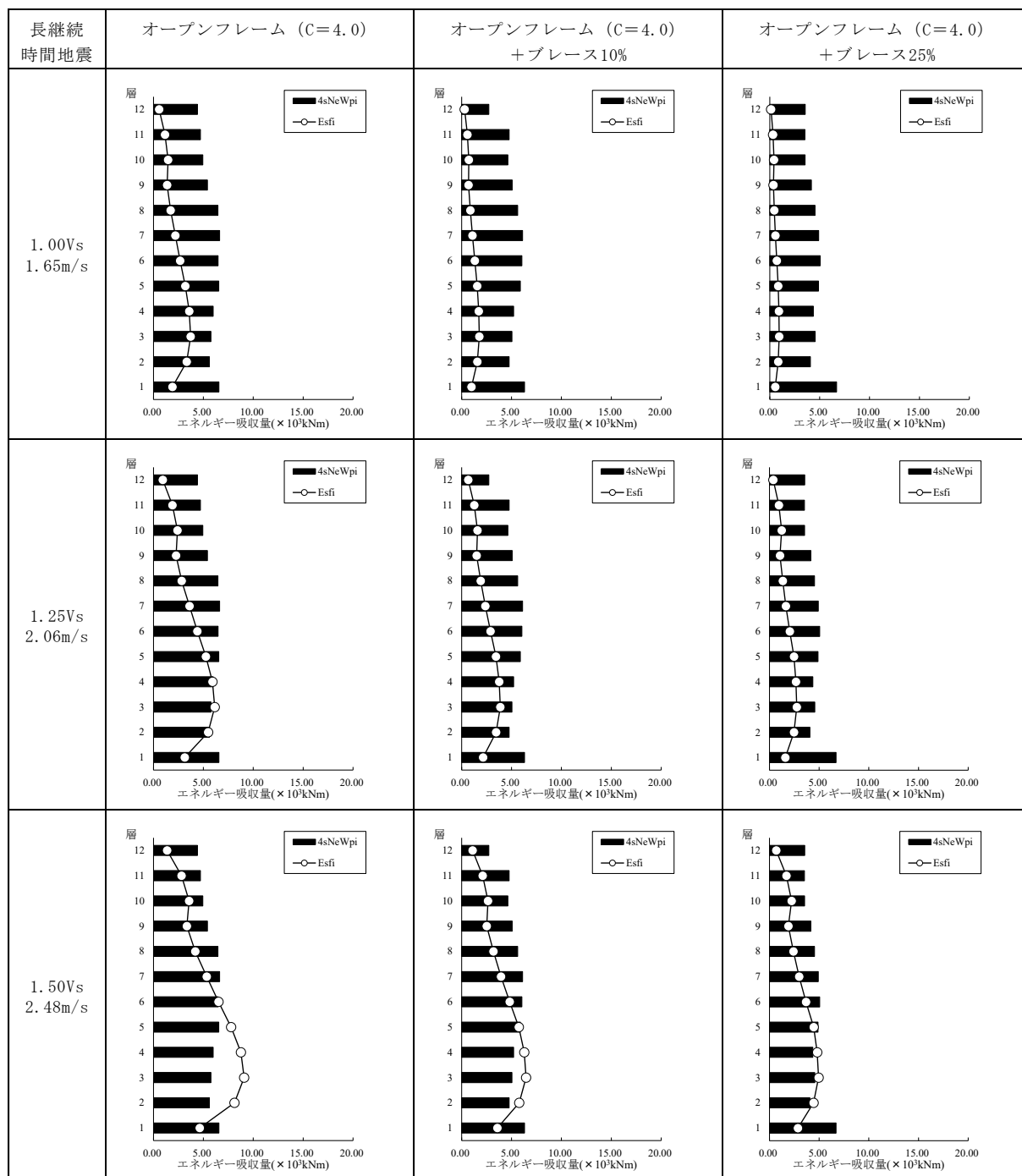


図 6.37 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (長継続時間地震)

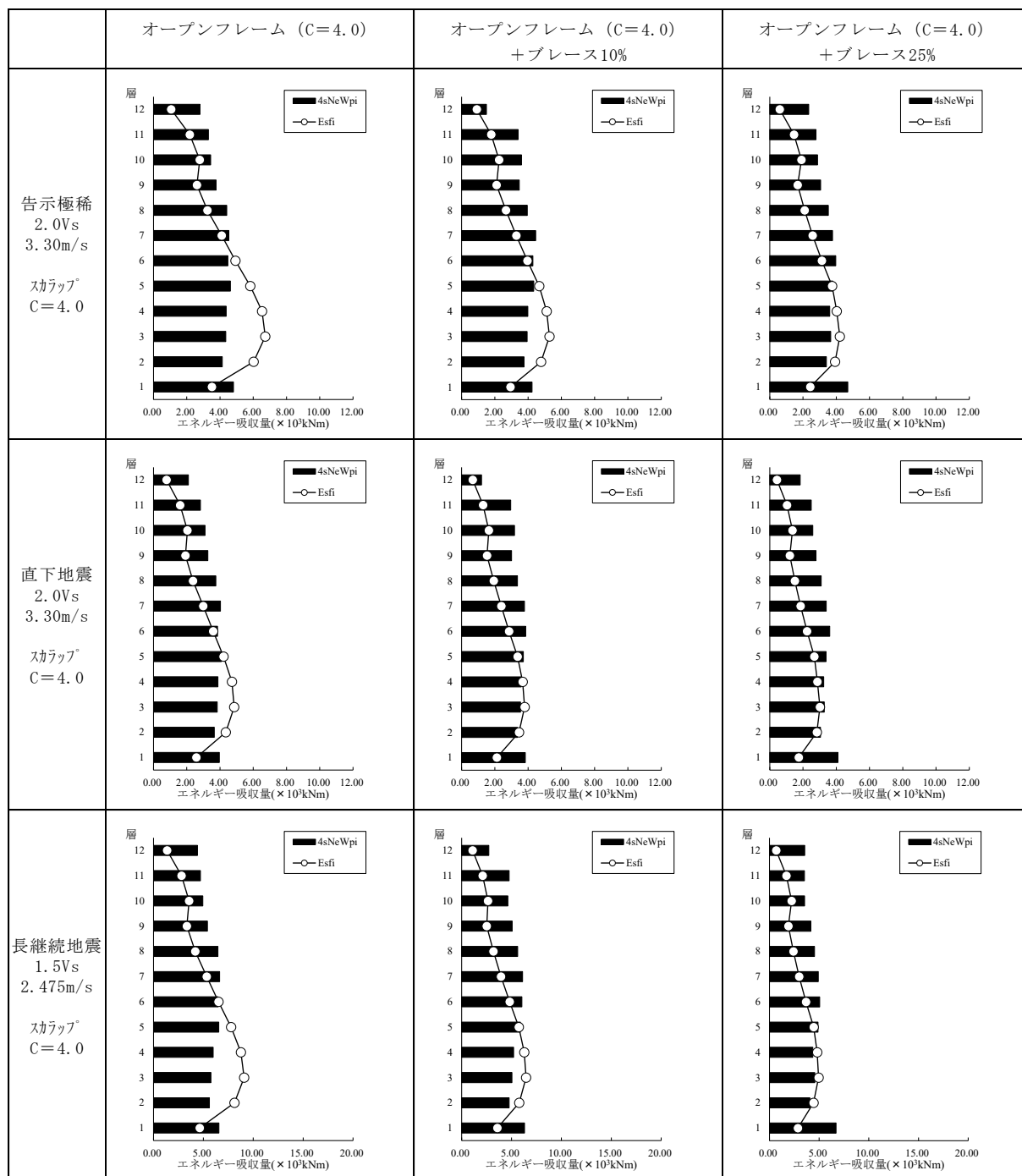


図 6.38 保有エネルギー吸収量と必要エネルギー吸収量の比較 (極大地震)

(4) 主架構の応答変形角の比較

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

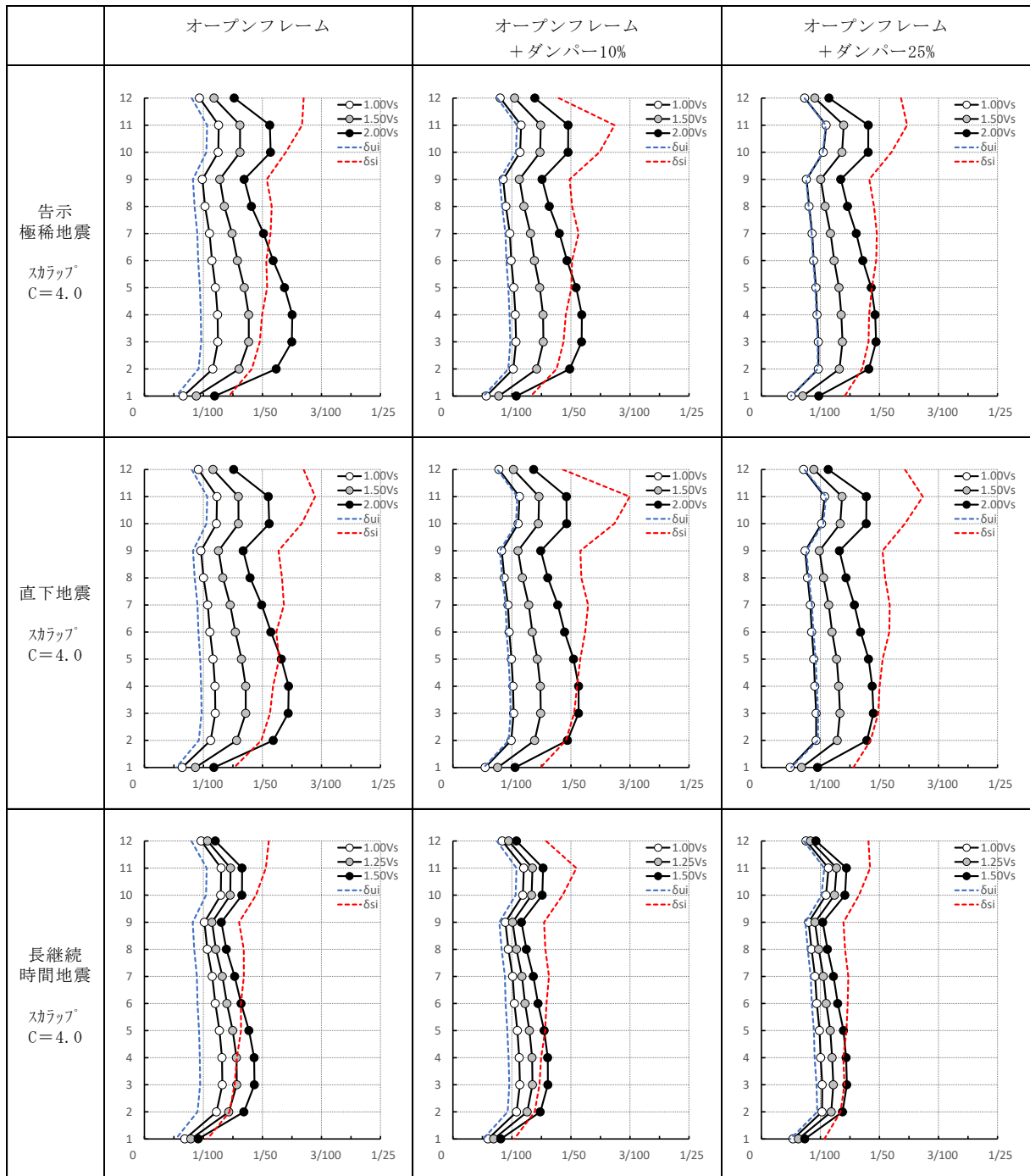


図 6.39 主架構の応答変形角

6.4 まとめ

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

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

表内の記号および数値は以下の通り。

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

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

数値は、保有エネルギー吸収量/必要エネルギー吸収量の最大値を示す。

表 6.27 各地震動に対する応答評価一覧

地震動タイプ	ケース倍率	ND		ND		D10		D25	
		スカラップ	ノンスカラップ	高性能	スカラップ	スカラップ			
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	◎ 0.00			
	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			

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

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

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