

第4章 S造事務所建物の補強設計例と計算（計算例1）

本設計事例では、1981年以前の旧基準で設計されているS造事務所建物を対象にして、耐震補強の方法とその効果や検証方法の検討を行う。旧基準の建物では、高さ方向の耐力分布や接合部の変形能に問題があると考えられるため、ここでは、履歴型ダンパーを付加した補強を行い、補強後の性能として、接合部パネルや梁部材等、元のフレームの各部位が、ほとんど塑性化しない性能を目指す。ここで検討対象としたS造事務所建物は、1995年の兵庫県南部地震で接合部破断等の大きな被害を受けた旧基準の建物である。この鉄骨造ラーメン構造の事務所建物を対象にして、現行基準法に相当する大きさの地震波に於ける応答解析を行い、主架構がほぼ弾性となるようにブレース型のダンパーを配置する補強設計を行う。また、補強設計された建物についてエネルギー法による検討を行い、地震応答解析結果と比較する^{4.1) 4.2)}。

4.1 建物概要

4.1.1 平面図及び軸組図

検討対象として選定した建物は、昭和48年に建設された建物で、旧基準の設計である。この建物は神戸市に建設され、兵庫県南部地震で震度7の地域にあったため、柱梁接合部に破断等の被害が生じた。地震後に、被害部位を補修して使用していたが、現在は解体されている。

図4.1.1、図4.1.2に対象とする建物の平面図、軸組図を示す。実物件は地下1階、塔屋1階を有し、また一部にSRCコアがあるが、本検討ではそれらは無視し、1階柱脚固定の建物として取り扱う。本検討では、地震被害が大きかった上記建物のY構面のみを対象とする。

X1, X6通りの「V」の部材は、本検討で補強のために設置した筋かい形のダンパーである。

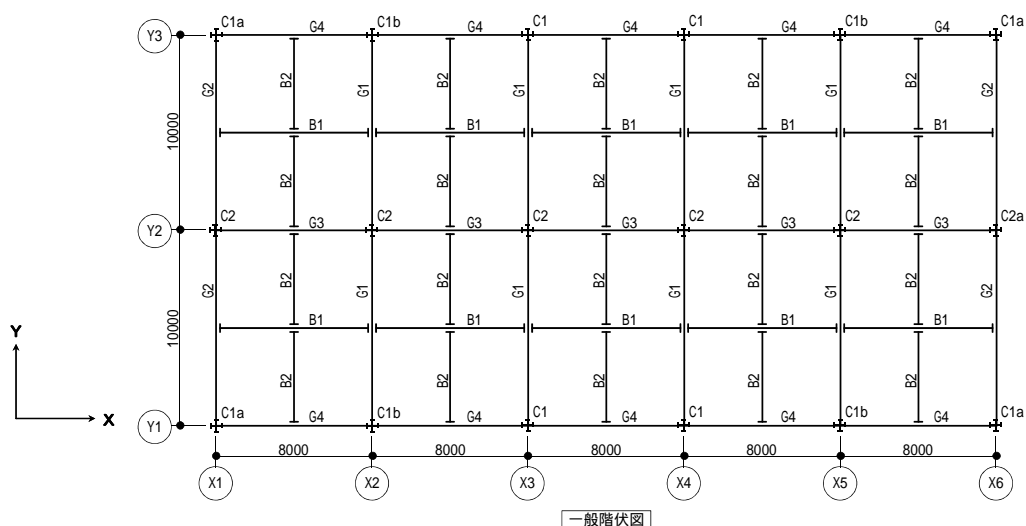


図 4.1.1 一般階伏図

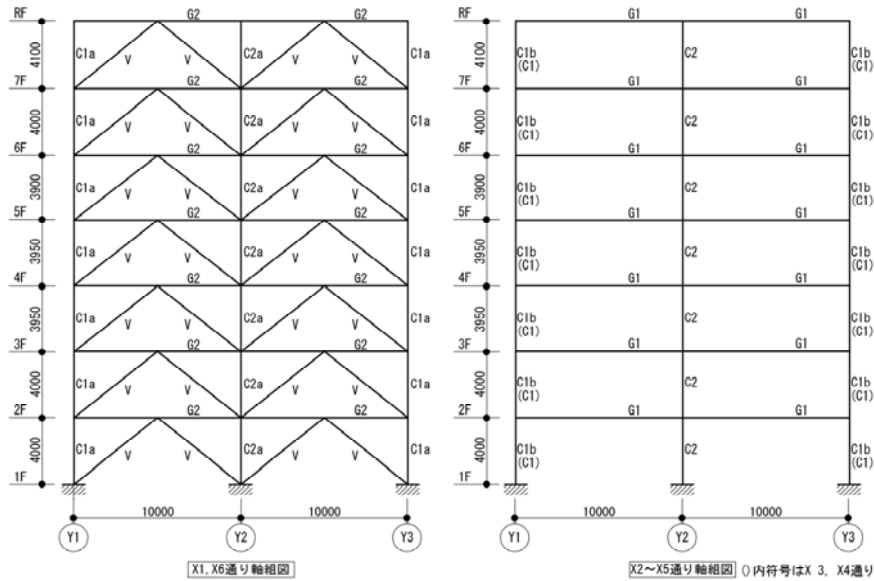


図 4.1.2 Y 構面軸組図

4.1.2 部材断面

表 4.1.1～表 4.1.3 に、この建物の柱、梁、補強として設置したダンパーの断面リストを示す。柱は、H 形断面を十字に組み合わせた形状のものであり、図 4.1.1 に示す X 軸方向及び Y 軸方向それぞれの柱の断面形状を表 4.1.1 に示す。

表 4.1.1 柱断面リスト

階	方向	C1, C1a, C1b	C2, C2a
7	X 軸	H-482 × 300 × 11 × 15	H-482 × 300 × 11 × 15
	Y 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-482 × 300 × 11 × 15
6	X 軸	H-482 × 300 × 11 × 15	H-482 × 300 × 11 × 15
	Y 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-482 × 300 × 11 × 15
5	X 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-582 × 300 × 12 × 17
	Y 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-582 × 300 × 12 × 17
4	X 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-594 × 302 × 14 × 23
	Y 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-582 × 300 × 12 × 17
3	X 軸	H-588 × 300 × 12 × 20	BH-600 × 300 × 16 × 28
	Y 軸	H-588 × 300 × 12 × 20	H-588 × 300 × 12 × 20
2	X 軸	H-594 × 302 × 14 × 23	BH-600 × 300 × 16 × 32
	Y 軸	H-594 × 302 × 14 × 23	H-594 × 302 × 14 × 23
1	X 軸	BH-600 × 300 × 16 × 28	BH-600 × 300 × 16 × 40
	Y 軸	BH-600 × 300 × 16 × 28	BH-600 × 300 × 16 × 32

鋼種は全て SM50。

表 4.1.2 はり断面リスト

階	G1	G2
RF	H-582 × 300 × 12 × 17	H-582 × 300 × 12 × 17
7	H-588 × 300 × 12 × 20	H-582 × 300 × 12 × 17
6	BH-600 × 300 × 16 × 28	H-588 × 300 × 12 × 20
5	H-692 × 300 × 13 × 20	H-692 × 300 × 13 × 20
4	H-700 × 300 × 13 × 24	H-692 × 300 × 13 × 20
3	H-792 × 300 × 14 × 22	H-792 × 300 × 14 × 22
2	H-800 × 300 × 14 × 26	H-792 × 300 × 14 × 22

鋼種は全て SM50。

表 4.1.3 ダンパー断面リスト

階	塑性化部		
	W (mm)	t (mm)	l (mm)
7	140	16	1200
6	140	16	2300
5	152	22	2300
4	152	22	2500
3	152	22	3000
2	152	22	3300
1	140	16	2500

鋼種は全て LY225。

4.1.3 材料

柱、梁、接合部パネルについて、解析プログラムに入力した材料の特性等を表 4.1.4 に示す。また、補強として設置した座屈拘束ブレース型のダンパーの特性も示す。ダンパーは鋼管コンクリートで芯材を補剛するタイプとし、芯材の鋼種は LY225 である。

表 4.1.4 各部材の材料特性

部材	鋼種	材料特性	降伏応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	歪硬化係数	せん断弾性係数 (kN/mm ²)
柱	SM50	パイリニア	356	205.8	0.02	79.4
梁	SM50	パイリニア	356	205.8	0.02	79.4
パネル	SM50	パイリニア	356	205.8	0.02	79.4
ダンパー	LY225	パイリニア	224	205.8	0.02	79.4

4.2 補強方針、設計目標

検討対象建物の地震被害の形態は、接合部パネルへの損傷集中によるパネルの過度な塑性化と破断である。パネルのダブルプレートによる補強は施工が煩雑であり、現実的ではないと考えられるため、ここでは、履歴型ダンパーによる補強を行い、ダンパーで地震エネルギーを吸収することでパネルへの応力を抑え、パネルの塑性化をできるだけ小さくすることを補強の目標とする。H形鋼柱の接合部パネルの塑性変形能力は、一般的にはかなり大きいため、少々塑性化は問題にならないと考えられる。そこでここでは、補強後の建物での大地震時のパネルの部材としての損傷が平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)で、5以下になること、柱、梁部材は弾性であること、及び補強後の骨組の各層の最大層間変形角が1/100以下になることを設計目標として、各層の履歴型ダンパーの断面設計を行う。ダンパーは座屈拘束ブレース型とし、建物のX1、X6構面に、図4.3.1に示すように各階に逆V字状に配置する。

4.3 建物のモデル化

4.3.1 解析モデル

使用プログラム「club.f」^{4.3)}は2次元のため、建物は左右対象で偏心が無く、また、剛床仮定が成り立つものとして、節点変位を他の節点変位の従属関数にする機能を利用して、同一層の節点の水平変位を同一にする。また、建物を左右対象と仮定しているため、建物の1/2モデルとする(図4.3.1参照)。

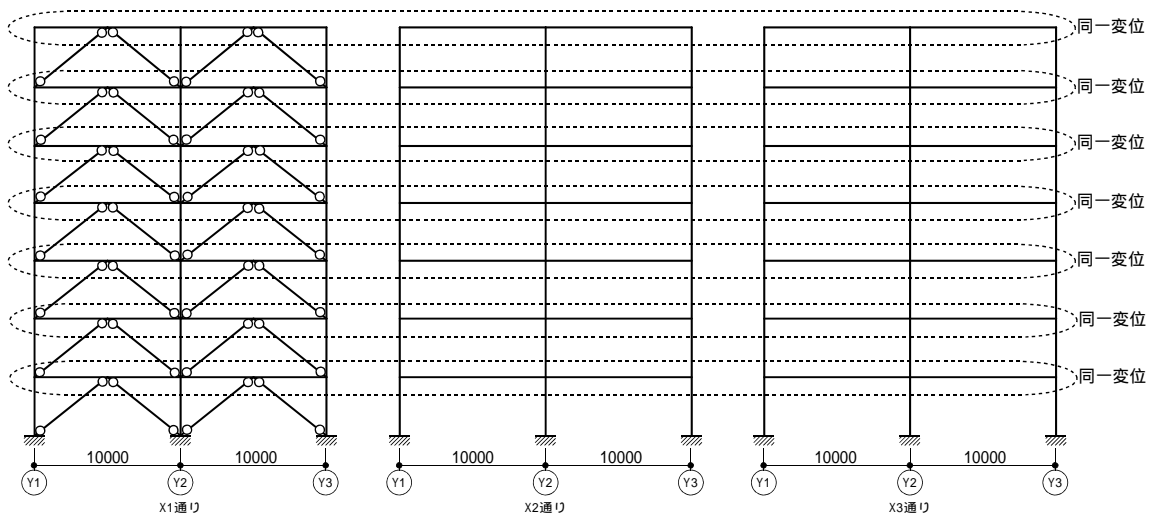


図 4.3.1 解析モデル

4.3.2 ダンパー部分のモデル化

ダンパーは、図 4.3.2 に示す鋼管コンクリートで芯材を補剛するタイプとし、芯材の鋼種を LY225 として、塑性化部分の長さにより剛性を調整する。以下に、解析モデルへの入力データとして必要となる設計後の各層のダンパーの降伏軸力及び等価断面積の計算過程を示し、表 4.3.1 に結果を示す。

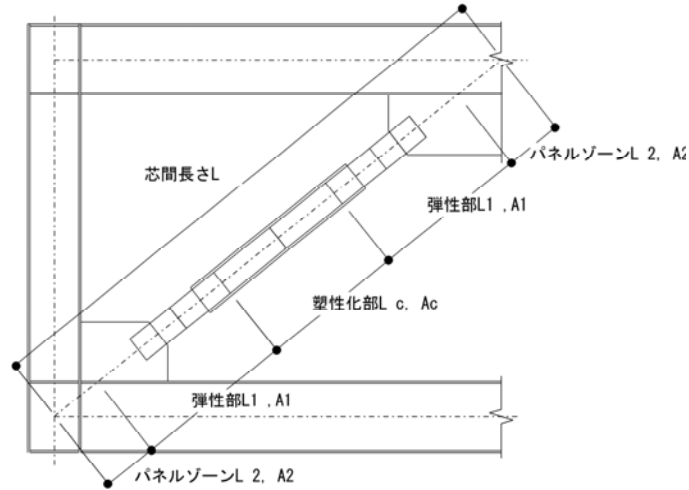


図 4.3.2 ダンパー部分の構成

・等価剛性とするための等価断面積

$$K = \frac{EA_c}{L} \times \frac{1}{\alpha + 2\beta \frac{A_c}{A_1} + (1 - \alpha - 2\beta) \frac{A_c}{A_2}}$$

ここで、 α : 塑性化部長さ \$L_c\$ の芯間長さ \$L\$ に対する比
 β : 弾性部長さ \$L_1\$ の芯間長さ \$L\$ に対する比 (片側)

$$\frac{1}{\alpha + 2\beta \frac{A_c}{A_1} + (1 - \alpha - 2\beta) \frac{A_c}{A_2}} \text{ を } f \text{ と置き、 } K = \frac{EA_c}{L} \times f \text{ とする。ここで、等価剛性とする}$$

ために等価断面を $A'_c = A_c \cdot f$ とする。

・等価応力度

$$\sigma_y' = \frac{\sigma_y}{f} \text{ ここで、 } L_c = \frac{L}{4}、A_1 = 2A_c、A_2 = \infty \text{ とした結果を下表に示す。}$$

なお、解析プログラムへの入力は、幅 (\$W\$) × 厚 (\$t\$) で行うため、\$A_c\$ の代わりに \$W\$ を示す。

表 4.3.1 等価断面積 \$A'_c\$ (\$W\$)、等価降伏応力度 \$\sigma_y'\$

階	H (mm)	L (mm)	塑性部			\$A_c\$ (cm ²)	弾性部		パネル		f	\$W'\$ (mm)	(N/mm ²)	(\$N/mm^2\$)
			\$L_c\$ (mm)	\$W\$ (mm)	\$t\$ (mm)		\$L_1\$ (mm)	\$L_2\$ (mm)						
7F	4100	6466	1200	140	16	22	2174	459	0.186	0.336	1.916	268	225	117
6F	4000	6403	2300	140	16	22	1581	471	0.359	0.247	1.650	231	225	136
5F	3900	6341	2300	152	22	33	1458	563	0.363	0.230	1.688	257	225	133
4F	3950	6372	2500	152	22	33	1378	558	0.392	0.216	1.643	250	225	137
3F	3950	6372	3000	152	22	33	1047	639	0.471	0.164	1.575	239	225	143
2F	4000	6403	3300	152	22	33	918	634	0.515	0.143	1.518	231	225	148
1F	4000	6403	2500	140	16	22	1318	634	0.390	0.206	1.677	235	225	134

4.4 補強後の建物のエネルギー法による計算

4.4.1 固有周期の計算

補強前の骨組（元モデル）と補強後のダンパーモデルの固有値解析の結果得られた固有周期を表 4.4.1 に示す。ダンパーモデルは初期剛性による周期である。

表 4.4.1 固有周期

	元モデル	ダンパーモデル
T(sec)	1.468	0.770

4.4.2 ダンパーモデルの損傷限界時周期 T_d の決定

初期剛性での固有値解析で算出した固有周期（0.77 秒）によって計算される A_i 分布で増分解析を行ない、損傷限界時に達した時（最弱層のいずれかの部材が許容応力度に達した時）の各階の層せん断力と層間変形を用いた割線剛性による固有値解析の結果、周期は 1.055 秒となった（表 4.4.2 参照）。この周期を用いて再度 A_i 分布を計算し、その分布形で損傷限界時に達した時の各階の層せん断力と層間変形から求まる割線剛性を求めて計算した固有周期は、1.048 秒であった。これで固有周期が収斂されたとし、 $T=1.055$ の増分解析結果（図 4.4.1）に基づいて、各層のモデル化を行い、損傷限界時の周期 T_d は 1.048 秒として以後の検討を進める。

表 4.4.2 損傷限界時の割線剛性（ $T=1.055$ ）

階	Q_i (kN)	δ_i (mm)	K_i (kN/m)
7	1952.4	10.8	180100
6	3104.3	18.6	166700
5	4020.3	18.5	216900
4	4754.2	21.1	225200
3	5326.7	21.8	244000
2	5748.5	21.1	272400
1	6025.8	15.0	400500

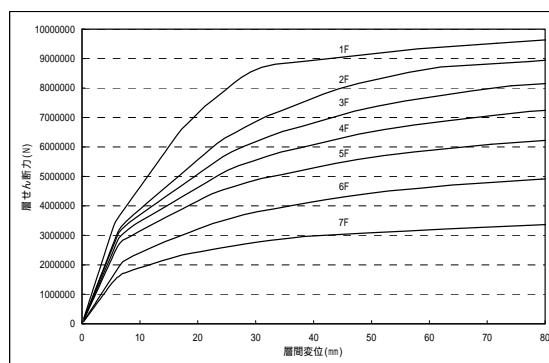


図 4.4.1 各層の Q - 関係

4.4.3 主架構およびダンパーの復元力特性のモデル化

第 2 章で示した方法で、静的増分解析によって主架構、ダンパー部分の Q - 関係を求め、それらを完全弾塑性型に置換する。上記の方法でモデル化された各層の主架構およびダンパー部分の結果を表 4.4.3 と図 4.4.2 に示す。

表 4.4.3 主架構とダンパー部分の復元力特性

階	K_{fi} [kN/m]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	K_{di} [kN/m]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]
7	40000	1050	26.3	230000	1531	6.7
6	77500	2191	28.3	230000	1558	6.8
5	80000	2424	30.3	345000	2399	7.0
4	107500	3095	28.8	360000	2343	6.5
3	132500	3711	28.0	360000	2373	6.6
2	157500	4410	28.0	360000	2403	6.7
1	302500	6646	22.0	280000	1573	5.6

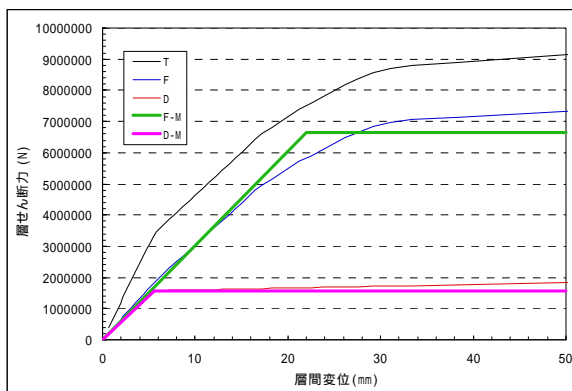


図 4.4.2(a) 第1層のモデル化

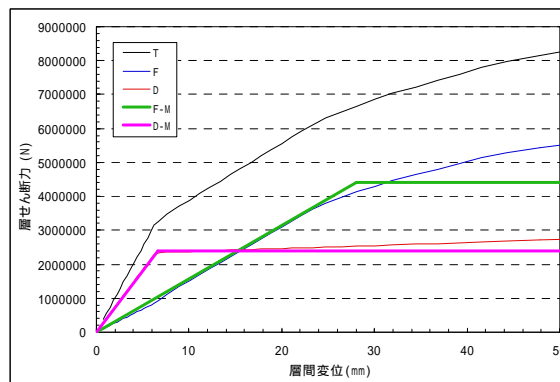


図 4.4.2(b) 第2層のモデル化

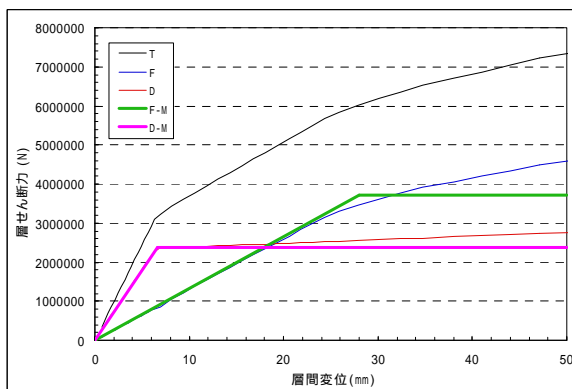


図 4.4.2(c) 第3層のモデル化

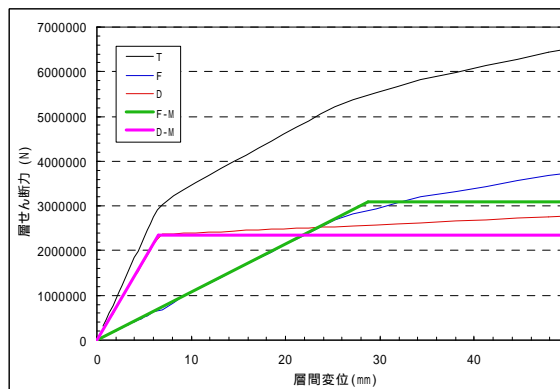


図 4.4.2(d) 第4層のモデル化

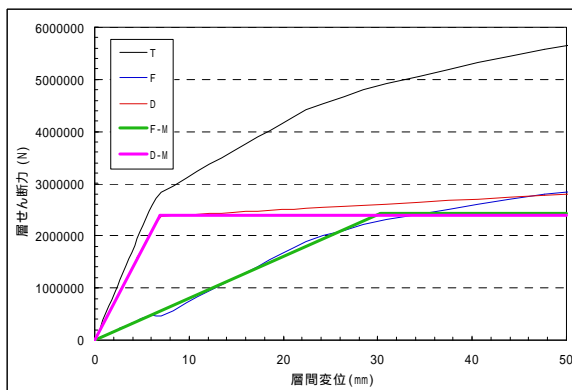


図 4.4.2(e) 第5層のモデル化

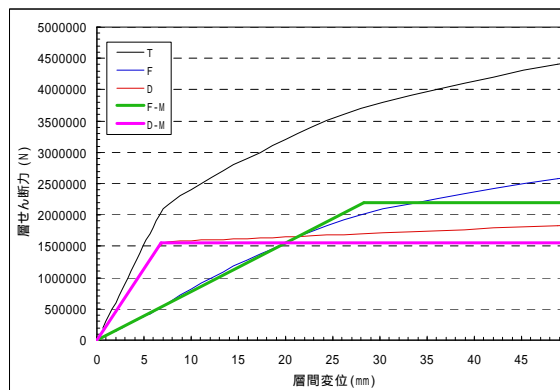


図 4.4.2(f) 第6層のモデル化

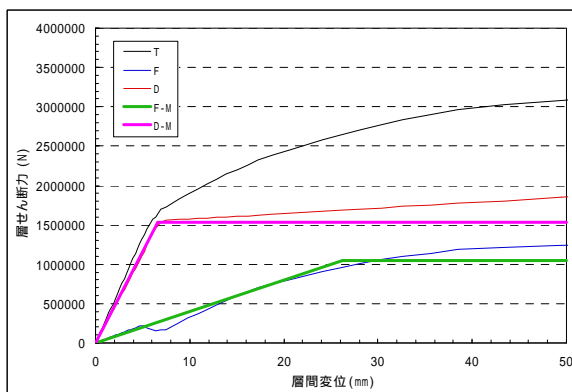


図 4.4.2(g) 第7層のモデル化

※「T」: 全体架構(増分解析)、「F」: 主架構(全体架構QからダンパーQを引いたもの)、「D」: ダンパー部分(増分解析でのダンパー成分)、「F-M」: 主架構バイリニアモデル、「D-M」: ダンパー部分バイリニアモデル

4.4.4 極めて稀に発生する地震に対する検証

(1) 建築物に作用する塑性歪エネルギー量 E_s の計算：

本検討では、損傷限界時の弾塑性エネルギーではなく、エネルギー法告示第6の第1口(1)の W_e の計算におけるただし書きを適用し、最弱層が δ_{fui} に達した時の弾塑性歪みエネルギーによって W_e を計算する。計算結果を表4.4.4に示す。ここで δ_i は、最弱層(3階)が δ_{fui} に達した時の各階の層間変位である。建築物に作用する塑性歪エネルギー量 E_s は、表4.4.5に基づいて、下式で計算される値である。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (4.4.1)$$

表 4.4.4 W_e の計算

階	Q_{fui} [kN]	f_{ui} [mm]	Q_{dui} [kN]	d_{ui} [mm]	i [mm]	W_{fi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	W_e [kN・m]
7	1050	26.3	1531	6.7	15.0	4.5	5.1	128.1	137.7
6	2191	28.3	1558	6.8	24.4	23.1	5.3	274.6	302.9
5	2424	30.3	2399	7.0	24.2	23.5	8.3	414.5	446.3
4	3095	28.8	2343	6.5	27.1	39.5	7.6	482.9	530.1
3	3711	28.0	2373	6.6	27.9	51.6	7.8	506.0	565.4
2	4410	28.0	2403	6.7	26.5	55.2	8.0	475.7	538.9
1	6646	22.0	1573	5.6	18.3	50.4	4.4	198.9	253.7
						247.8	46.6	2480.5	2774.9

表 4.4.5 建築物に作用するエネルギー量 E_s

T_s	[sec]	1.047
G_s	—	2.025
γ	—	1.00
V_s	[m/sec]	1.65
M	[t]	2240
$1/2MV_s^2$	[kN・m]	3049.6
W_f	[kN・m]	247.8
W_d	[kN・m]	2527.1
W_e	[kN・m]	2774.9
E_s	[kN・m]	274.7

(2) 各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量の計算：

上記の E_s を各階に分配し、各階の塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_{Si} を求める。表4.4.6にそれらの計算結果一覧を示す。ここで、表4.4.5の E_s と表4.4.6の $\sum E_{Si}$ は一致する。

表 4.4.6 各階の塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_{Si}

階	S_i	p_i	p_{ti}	$E_{Si}/\sum E_{Si}$	E_{Si}
7	0.399	0.970	1.000	0.037	10.2
6	0.747	0.886	1.000	0.100	27.6
5	1.045	0.880	1.000	0.144	39.6
4	1.232	0.839	1.000	0.206	56.6
3	1.345	0.838	1.000	0.226	62.2
2	1.399	0.869	1.000	0.203	55.8
1	1.000	1.000	1.000	0.083	22.8
				Σ	274.7

(3) 主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_f$ の計算：

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_f$ を下式により計算する。計算結果を表4.4.7に示す。この損傷

はパネルの損傷であり、各層の $\bar{\eta}_{fi}$ は0.2以下となっている。

$$\bar{\eta}_{fi} = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} \quad (4.4.2)$$

$$\text{ここで、} E_{Sfi} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{fui} + Q_{dui}}$$

表 4.4.7 主架構の必要累積塑性変形倍率

階	E_{Si} [kN・m]	Q_{fui}/Q_{ui}	E_{Sfi} [kN・m]	$\bar{\eta}_{fi}$
7	10.2	0.407	4.2	0.1
6	27.6	0.584	16.1	0.1
5	39.6	0.503	19.9	0.1
4	56.6	0.569	32.2	0.2
3	62.2	0.610	37.9	0.2
2	55.8	0.647	36.1	0.1
1	22.8	0.809	18.4	0.1

(4) ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ の計算：

ダンパー部分の必要エネルギー吸収量 E_{Sdi} を下式により計算する。計算結果を表 4.4.8 に示す。表中の δ_i は最弱層 δ_{fui} に達した時の各階の層間変位である。

$$E_{Sdi} = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{Sdpi} \quad (4.4.3)$$

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{E_{Sdi}}{2Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (4.4.4)$$

表 4.4.8 ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

階	E_{Si} [kN・m]	Q_{dui}/Q_{ui}	E_{Sdi}^* [kN・m]	δ_i [mm]	E_{Sdpi} [kN・m]	E_{Sdi} [kN・m]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]	$\bar{\eta}_{di}$
7	10.2	0.593	6.1	15.0	512.2	518.3	1531	6.7	25.4
6	27.6	0.416	11.5	24.4	1098.3	1109.8	1558	6.8	52.6
5	39.6	0.497	19.7	24.2	1657.9	1677.6	2399	7.0	50.3
4	56.6	0.431	24.4	27.1	1931.7	1956.0	2343	6.5	64.1
3	62.2	0.390	24.2	27.9	2023.8	2048.1	2373	6.6	65.5
2	55.8	0.353	19.7	26.5	1902.7	1922.3	2403	6.7	59.9
1	22.8	0.191	4.4	18.3	795.5	799.8	1573	5.6	45.3

ここで、 $E_{Sdi}^* = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}}$ である。

(5) 各層の最大層間変形角の計算：

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_i$ より、下式によって最大層間変形角を算定する(表 4.4.9、図 4.4.3 参照)。最大層間変形角は、5階で1/121となる。なお、表 4.4.4 の W_e の計算では、3階が最初に δ_{fui} に達しているが、各層の δ_{fui} の相違等によって、増分解析で最初に δ_{fui} に達する階と最大層間変形角が生じる階は異なる場合がある。

$$\bar{\eta}_i = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} = \bar{\eta}_{fi} \quad (4.4.5)$$

$$(\mu_i - 1) = \bar{\eta}_i / n \quad (4.4.6)$$

$$\delta_{max i} = \mu_i \times \delta_{ui} \quad (4.4.7)$$

表 4.4.9 各層の最大層間変形角の計算

階	$\bar{\eta}_i$	μ_i	$\delta_{max i}$ [mm]	$\delta_{max i}/H_i$
7	0.1	1.038	27.2	1/151
6	0.1	1.065	30.1	1/133
5	0.1	1.068	32.4	1/121
4	0.2	1.090	31.4	1/126
3	0.2	1.091	30.6	1/129
2	0.1	1.073	30.0	1/133
1	0.1	1.032	22.7	1/177

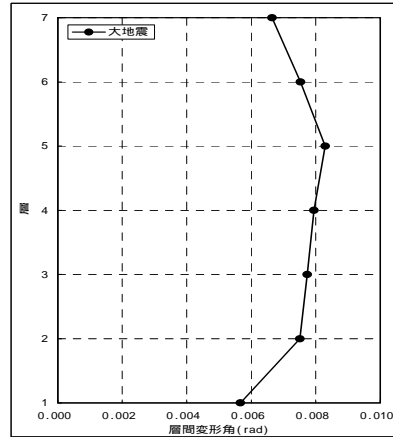


図 4.4.3 各層の最大層間変形角

(6) 各階が塑性ひずみとして吸収できるエネルギー量（保有値）の計算：

1) 主架構

増分解析結果から、表 4.4.9 で示された各層の最大変形においては、この骨組では接合部パネルのみが降伏する状態であることが確認されている。H 形鋼柱の接合部パネルは、一般的に、塑性化によってせん断変形し、大きな塑性変形能力を有することが報告されており^{4.4)}、表 4.4.7 で示された各層の接合部パネルの損傷 $\bar{\eta}_f$ の値は、十分小さな値である。

2) ダンパー部分

ダンパー部材の保有累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}$ は、以下の手順で計算する。

a) エネルギー法の計算から得られる各層の最大層間変形量から層のダンパー塑性率を求める。

$$\mu_d = \frac{\delta_{max}}{\delta_{dui}} \quad (4.4.8)$$

ここで、 δ_{max} ：応答最大層間変形量、 δ_{dui} ：ダンパー部分の降伏層間変形量

b) 片側全振幅での塑性率を求める。

$${}_t\mu_d = 2\mu_d - 1 \quad (4.4.9)$$

c) 弾性変形寄与率を求める。

$$\gamma_d = \frac{\lambda L_{br}}{E \cdot \sum A_{br}} \left(\frac{L_{br}}{L_d} \right)^2 \cdot {}_sK_d \quad (4.4.10)$$

ここで、 L_{br} ：ダンパー部材の芯間長さ、 L_d ： L_{br} の水平成分

λL_{br} ：ダンパー部材塑性化部の長さ

$\sum A_{br}$ ：全ダンパー部材の塑性化部の全断面積

${}_sK_d$ ：ダンパー部分の層の剛性（ $= Q_{dui} / \delta_{dui}$ ）

d) 片側全振幅の塑性率と弾性変形寄与率から、塑性化領域を考慮した部材の塑性率を求める。

$${}_m\mu_d = {}_t\mu_d / \gamma_d \quad (4.4.11)$$

ここで、 ${}_m\mu_d$ ：部材の塑性率

e) 部材の塑性率から塑性歪を求める。

$$\Delta\varepsilon_p = \mu_d \cdot \varepsilon_y \quad (4.4.12)$$

ここで、 $\Delta\varepsilon_p$: 塑性歪

f) 塑性歪から全振幅歪(%)を求める。

$$\Delta\varepsilon_t = (\Delta\varepsilon_p + 2\varepsilon_y) \times 100 \quad (4.4.13)$$

ここで、 $\Delta\varepsilon_t$: 歪(%) (両振幅)

g) 全振幅歪(%)から、実験等から得られている各ダンパー部材の保有繰返し回数を求める。

$$N_f = \left(\frac{\Delta\varepsilon_t}{20.48} \right)^{\frac{1}{0.49}} \quad (4.4.14)$$

ここで、 N_f : 破断繰返し回数 (サイクル)

h) 部材の保有繰返し回数から、部材の保有累積塑性変形倍率を求める。

$${}_m\bar{\eta}_d = \mu_d \cdot N_f \quad (4.4.15)$$

ここで、 ${}_m\bar{\eta}_d$: 部材の保有累積塑性変形倍率

i) 部材の保有累積塑性変形倍率を層の累積塑性変形倍率にする。

$$\bar{\eta}_d = {}_m\bar{\eta}_d \cdot \gamma_d \quad (4.4.16)$$

ここで、 $\bar{\eta}_d$: 層の累積塑性変形倍率

表 4.4.10 に、これらの手順によって、エネルギー法で計算された各層の最大層間変形角から、ダンパー部分の層の保有累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}$ を計算した結果の一覧を示す。

表 4.4.10 ダンパー部材の保有累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}$

層	d_{ui} (mm)	δ_{max} (mm)	ダンパー 塑性率 μ_d	片側全振幅 での塑性率 μ_d	弾性変形 寄与率 μ_d	部材の塑性 率 μ_d	降伏歪 ε_y	塑性歪 ε_p	$\varepsilon = (\mu_d \cdot \varepsilon_y) \times 100$	保有くり 返し回数 N_f	部材の保有累積 塑性変形倍率 ($N_f \cdot \mu_d$)	層の保有累積 塑性変形 倍率
7	6.7	27.2	4.1	7.2	0.251	28.6	0.00109	0.0311	3.3309	41	1163	292
6	6.8	30.1	4.4	7.9	0.472	16.7	0.00109	0.0182	2.0406	111	1851	873
5	7.0	32.4	4.7	8.3	0.465	17.9	0.00109	0.0195	2.1692	98	1749	813
4	6.5	31.4	4.8	8.6	0.533	16.2	0.00109	0.0177	1.9863	117	1897	1011
3	6.6	30.6	4.6	8.3	0.640	12.9	0.00109	0.0141	1.6293	175	2268	1452
2	6.7	30.0	4.5	8.0	0.711	11.2	0.00109	0.0122	1.4417	225	2525	1795
1	5.6	22.7	4.0	7.1	0.625	11.3	0.00109	0.0123	1.4525	221	2508	1568

$\delta_{d_{ui}}$: ダンパー部分の降伏層間変形量

δ_{max} : 応答最大層間変形量

(7) 極めて稀に発生する地震に対する安全性の確認：

1) 主架構

パネルは一般的に非常に大きな塑性変形性能を有しており、エネルギー法から得られる表 4.4.7 のパネルの損傷の値は、1 以下の十分に小さな値であり、安全と言える。

2) ダンパー部分

応答最大層間変形角から計算したダンパー部分の保有累積塑性変形倍率を必要値と比較して表 4.4.11 に示す。これらの比が 1 未満であり安全であることが確認できる。

表 4.4.11 ダンパー部分の保有値と必要値の比較

階	累積塑性変形倍率 η_{di}		
	保有	必要	比
7	291.8	25.4	0.087
6	873.5	52.6	0.060
5	813.2	50.3	0.062
4	1011.1	64.1	0.063
3	1451.7	65.5	0.045
2	1795.0	59.9	0.033
1	1567.8	45.3	0.029
		Max	0.087

4.5 地震応答解析による検討

地震応答解析は、補強前のモデル（元モデル）とダンパー補強後のモデル（ダンパーモデル）の両方について行なう。

4.5.1 解析方法と入力地震動の設定

解析時間は、地震波の継続時間とする。減衰定数は 0.02 で剛性比例型とする。数値積分の時間刻みは 0.002sec とする。長期荷重は考慮する。ダンパーには、通常長期荷重を負担させないようにするため、はり中央の荷重を柱に振り分ける。スラブによる剛性の割り増しは考慮しない。

入力地震動は、EL Centro NS、Hachinohe EW、JMA Kobe NS の 3 波である。EL Centro、Hachinohe、JMA Kobe の 3 波のそれぞれによる建物への損傷に寄与するエネルギーの速度換算値 V_d が、エネルギー法告示の 2 種地盤での極稀地震の速度一定領域のレベルである 165cm/s になるように最大加速度を調整して解析する。ダンパーが無い元モデルと、ダンパーで補強したダンパーモデルの固有周期は、表 4.4.1 で示すようにならかなり異なるため、同一の地震動で解析した場合でも、それぞれへの入力エネルギーは大きく異なる可能性がある。ダンパー有無による応答の相違を、エネルギー的な観点から比較するためには、両者への地震入力エネルギーを概ね等しくする必要があり、元モデルとダンパーモデルともに、 $V_d=165\text{cm/s}$ となるように、各地震波の最大加速度を調整して解析している。なお、目標となるエネルギー量は下式で計算される値である。

$$E_D = \frac{1}{2} M \cdot V_d^2 = \frac{1}{2} \left(0.80 \times \frac{40}{2} \times 20 \times 7 \right) \times 1.65^2 = 3049.2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 31093 \text{ ton} \cdot \text{cm} \quad (4.5.1)$$

4.5.2 地震応答解析の結果

(1) 作用エネルギー量

地震応答解析の結果得られた各地震波による損傷に寄与するエネルギー量とその時の最大加速度を表 4.5.1 に示す。目標値は $E_D = 31093 \text{ ton} \cdot \text{cm}$ であり、概ね近い値になっている。

表 4.5.1 作用エネルギー量

	元モデル		ダンパーモデル	
	最大加速度 (Gal)	E_D (ton·cm)	最大加速度 (Gal)	E_D (ton·cm)
El Centro NS	640	31609 (1.02)	500	31568 (1.02)
八戸 EW	347	31630 (1.02)	253	31528 (1.01)
神戸 NS	640	31630 (1.02)	490	31967 (1.03)

(2) 最大層間変形角

図 4.5.1 と 4.5.2 に元モデルとダンパーモデルの応答解析から得られた各層の最大層間変形角を示す。元モデルが 1/50 以上の変形であったのに比べ、ダンパーで補強したダンパーモデルは全ての階で 1/100 以下の変形になっているのがわかる。

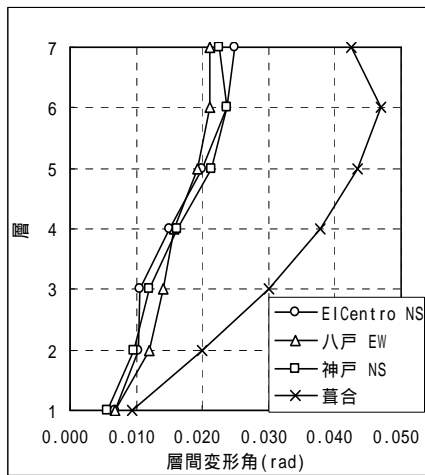


図 4.5.1 層間変形角 (元モデル)

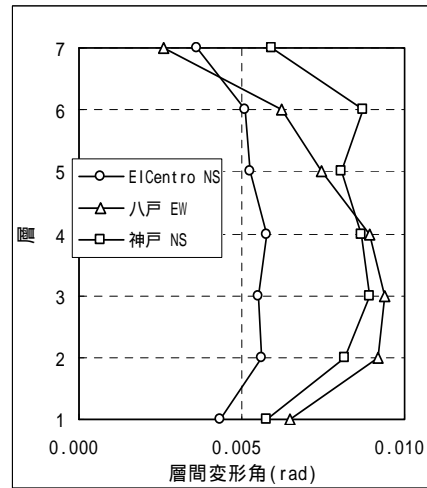


図 4.5.2 層間変形角 (ダンパーモデル)

「真合」は参考値。(原波：継続時間 81.68sec / 最大加速度 802Gal にて計算)

(3) 主架構の損傷と安全性

ダンパーモデルに対して、柱・はり部材の損傷については、柱・はり弾性範囲内であることを確認した。また、応答解析から得られた接合部パネルの損傷は、表 4.5.2 に示すように各層の接合部パネルの損傷 ($\bar{\eta}$) の最大値が、3 つの地震波全てについて、設計クライテリア $\bar{\eta} = 5$ を満足する結果となった。

表 4.5.2 接合部パネルの損傷 ($\bar{\eta}$)

層	El Centro NS	Hachinohe EW	JMA Kobe NS
7	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	2.1
5	0.0	0.3	3.3
4	0.0	0.6	2.1
3	0.0	0.9	3.2
2	0.0	2.0	3.0
1	0.0	2.0	1.5

(4) ダンパー部分の損傷と安全性

各層のダンパーの損傷 (応答累積塑性変形倍率) は、応答解析から得られる各層の全ダンパー

部材の塑性エネルギーから、下式により計算する。また、各層のダンパーの保有累積塑性変形倍率は、応答解析から得られる各ダンパーの応答値から、(4.5.3) (4.5.4) 式によって計算する。

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{\sum E_{piN}}{2Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (4.5.2)$$

ここで、 $\bar{\eta}_{di}$: 層の累積塑性変形倍率
 $\sum E_{piN}$: 層の全ダンパー部材の塑性エネルギー
 Q_{dui} : ダンパー部分の層せん断力
 δ_{dui} : ダンパー部分の Q_{dui} での層間変位

$$\bar{\eta} = \frac{\Delta \epsilon_p}{\epsilon_y} \cdot N_f \quad (4.5.3)$$

ここで、 N_f : 破断繰返し回数 (サイクル) ϵ_y : 降伏歪 (%) $\sigma_y / E \times 100$
 $\Delta \epsilon_p$: 塑性歪 $\Delta \epsilon_t - 2\epsilon_y$ 、 $\Delta \epsilon_t$: 歪 (%) (両振幅)

これを、以下の様にダンパー部分の層の累積塑性変形倍率にする。

$$\bar{\eta}_{di} = \bar{\eta}_{di} \cdot \gamma_{di} \quad (4.5.4)$$

ここで、 $\bar{\eta}_{di}$: 層の累積塑性変形倍率
 $\bar{\eta}_{di}$: ダンパー部材の保有累積塑性変形倍率 (前記の $\bar{\eta}$)
 γ_{di} : 式 (4.4.10) に示す弾性変形寄与率

表 4.5.3 に例として神戸 NS の応答解析から得られた計算結果を示す。許容値 (保有累積塑性変形倍率) に対する応答累積塑性変形倍率の比は、かなり小さいことが確認される。

表 4.5.3 各層のダンパー部分の累積塑性変形倍率

層	応答値				ダンパー許容値							比 (層応答/層 最小許容)
	$\sum E_{piN}$ (kN·m)	Q_{dui} (kN)	δ_{dui} (mm)	層応答 $\bar{\eta}_{di}$	番号	l (mm)	各ダンパー 許容値 Q_{dci}	最小許容値 Q_{dci}	K_{dui} (N/mm)	γ_{di}	層最小許容値 Q_{dci}	
1	230.0	1968	5.8	10.1	148	2500	2985.5	2807.5	280000	0.625	1755	0.006
					149	2500	2832.5					
					150	2500	2807.5					
					151	2500	3006.6					
					152	3300	2790.9					
2	537.5	2282	6.7	17.6	153	3300	2558.5	2558.5	360000	0.711	1818	0.01
					154	3300	2566.4					
					155	3300	2792.6					
					156	3000	2338.9					
3	593.7	2368	6.6	19.1	157	3000	2204	2195	360000	0.64	1404	0.014
					158	3000	2195					
					159	3000	2346					
					160	2500	1997					
4	547.5	2343	6.7	17.5	161	2500	1895.9	1895.9	360000	0.533	1011	0.017
					162	2500	1898.1					
					163	2500	1993.9					
					164	2300	2001.7					
5	455.5	2156	6.3	16.7	165	2300	1822.2	1821.9	345000	0.465	848	0.02
					166	2300	1821.9					
					167	2300	2004.8					
					168	2300	1874.3					
					169	2300	1758.4					
6	377.0	1688	7.2	15.4	170	2300	1758.6	1758.4	230000	0.472	831	0.019
					171	2300	1877.8					
					172	1200	1528.7					
					173	1200	1363.6					
7	141.1	1301	6.1	8.9	174	1200	1366.7	1363.6	230000	0.251	343	0.026
					175	1200	1528.1					

4.5.3 地震応答解析とエネルギー法と比較

地震応答解析結果とエネルギー法による計算結果を比較する。図 4.5.3 はダンパー部分の応答（必要）累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ の比較である。また、図 4.5.4 は層間変形角の比較である。累積塑性変形倍率に関しては、エネルギー法は応答結果の 2~3 倍程度安全に評価し、層間変形角については、応答解析結果の平均的な値を予測していることがわかる。

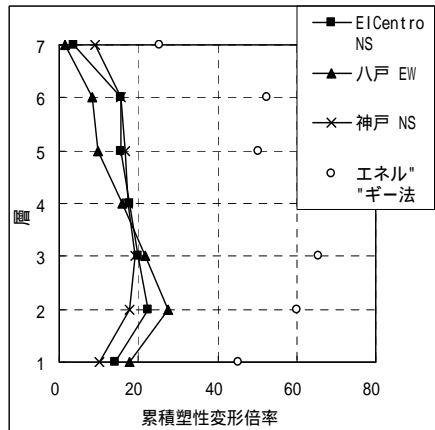


図 4.5.3 ダンパーの累積塑性変形倍率の比較

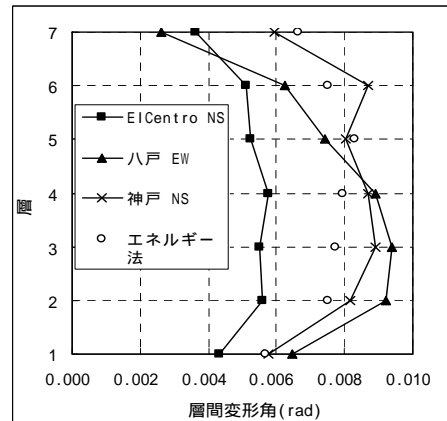


図 4.5.4 最大層間変形角の比較

4.6 換算 I_s 値の計算

3章で示された履歴型ダンパーで補強された建物の換算 I_s 値の計算方法に従って、本建物の補強後の換算 I_s 値を計算する。この計算方法はエネルギー法の計算で用いた値等を使って計算することが可能であり、各層毎に想定される限界変形までの吸収エネルギーを等価な弾性エネルギーに置換して I_s 値を評価する。この等価な弾性エネルギーを、その層に入力されるエネルギーに対して相対的に評価することによって I_s 値が計算される。詳細は3章に記載されており、本節では当該建物に対して適用し計算した結果を示す。

4.6.1 換算 I_s 値算定式

換算 I_s 値の算定を以下に示す。

$${}_s I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{\frac{E_{D,i}}{\sum_{j=1}^N S_j} \frac{S_i}{S_j}} \quad (4.6.1)$$

$${}_c I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{\frac{E_{D,i}}{\sum_{j=1}^N S_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}} \frac{S_i (p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{S_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (4.6.2)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min({}_s I_{s,i}^{CON}, {}_c I_{s,i}^{CON}) \quad (4.6.3)$$

ここで、 M は総質量、 γ_i は多質点系の補正係数、 T_d は損傷限界時割線剛性による固有周期、 $E_{D,i}$ は層の保有吸収エネルギー（詳細は3章）、 S_i は各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、

P_i は各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれを表す数値、 P_{ei} は各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 n は損傷集中指数

損傷集中を考慮した(4.6.2)式で換算 I_s 値を算定する場合、損傷が集中する層の I_s 値は適切に評価されるが、損傷が集中しない層の I_s 値は大きく算定されてしまう。そこで、損傷集中を考慮しない(4.6.1)式と損傷集中を考慮する(4.6.2)式でそれぞれ算定された各層の I_s 値の最小値を、その層の換算 I_s 値として定義する。

4.6.2 架構の復元力特性

換算 I_s 値の計算に必要な本補強建物の主架構とダンパー部分の復元力特性及び想定した各層の許容限界変形を表 4.6.1 に示す。本建物では、補強後の建物各層の許容限界変形を 1/100 にしている。

表 4.6.1 主架構とダンパー部分の復元力特性と許容限界変形

階	層	フレーム			ダンパー		
	$R_{\max,i}$ [rad.]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	$\delta_{d\max,i}$ [mm]	Q_{dvi} [kN]	δ_{dvi} [mm]
7	1/100	41.0	1050	26.3	41.0	1531	6.7
6	1/100	40.0	2191	28.3	40.0	1558	6.8
5	1/100	39.0	2424	30.3	39.0	2399	7.0
4	1/100	39.5	3095	28.8	39.5	2343	6.5
3	1/100	39.5	3711	28.0	39.5	2373	6.6
2	1/100	40.0	4410	28.0	40.0	2403	6.7
1	1/100	40.0	6646	22.0	40.0	1573	5.6

4.6.3 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$

下式で計算される主架構とダンパーの I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$ の算定結果を表 4.6.2 に示す。 μ_i は塑性率（許容変位/降伏変位）である。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \varphi^2 \quad (4.6.4)$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & \left({}_f a_{Ei} \leq 0.5 \right) \\ 0.5 & \left({}_f a_{Ei} > 0.5 \right) \end{cases} \quad (4.6.5)$$

表 4.6.2 I_s 値換算のための調整係数

階	δ_{fui} [mm]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	μ_i	Φ	${}_f a_{E,i}$	${}_d a_{E,i}$
7	26.3	41.0	1.56	1.00	0.39	0.39
6	28.3	40.0	1.41	1.00	0.42	0.42
5	30.3	39.0	1.29	1.00	0.48	0.48
4	28.8	39.5	1.37	1.00	0.44	0.44
3	28.0	39.5	1.41	1.00	0.43	0.43
2	28.0	40.0	1.43	1.00	0.42	0.42
1	22.0	40.0	1.82	1.00	0.35	0.35

4.6.4 各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の算定

主架構とダンパー部分が許容限界変形までに吸収できるエネルギーを各層毎に計算した結果を表 4.6.3 に示す。

表 4.6.3 各層の許容限界変形までに吸収できるエネルギー

階	W_{fi} [kN・m]	E_{sfi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	E_{sdi} [kN・m]	${}_fE_{D,i}$ [kN・m]	${}_dE_{D,i}$ [kN・m]	$E_{D,i}$ [kN・m]
7	13.8	62.0	5.1	300.0	90.3	75.7	395.4	182.1
6	31.0	102.8	5.3	334.9	73.1	133.8	413.3	231.8
5	36.7	84.4	8.3	560.1	83.5	121.1	651.9	369.1
4	44.6	132.6	7.6	522.1	100.4	177.1	630.1	354.1
3	52.0	170.6	7.8	508.2	109.1	222.6	625.1	360.4
2	61.7	211.7	8.0	512.4	115.3	273.4	635.8	381.3
1	73.0	479.3	4.4	257.2	113.4	552.3	375.1	323.8

4.6.5 多質点系の補正係数 γ_i の算定

多質点系の補正係数 γ_i の算定結果を表 4.6.4 に示す。

表 4.6.4 多質点系の補正係数 γ_i

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
7	0.970	1.081	1.10
6	0.886	0.987	1.10
5	0.880	0.981	1.10
4	0.839	0.935	1.10
3	0.838	0.933	1.10
2	0.869	0.968	1.10
1	1.000	1.114	1.10
ave	0.897		

4.6.6 換算 I_s 値の算定

エネルギー法から計算される基準状態の損傷分布則 $\frac{S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}$ の値等を用いて式(4.6.1)

～(4.6.3)によって、各層の換算 I_s 値を計算し、その算定結果を表 4.6.5 に示す。最小の値は第3層の0.66である。

表 4.6.5 補強建物の各層の換算 I_s 値

階	γ_i	$E_{D,i}$ [kN・m]	$s_i/\sum s_i$	損傷分布則	$I_{s,i}^{\text{CON}}$	$I_{c,i}^{\text{CON}}$	$I_{s,i}^{\text{CON}}$
7	1.10	182.1	0.056	0.037	0.95	1.16	0.95
6	1.10	231.8	0.104	0.100	0.78	0.80	0.78
5	1.10	369.1	0.146	0.144	0.84	0.84	0.84
4	1.10	354.1	0.172	0.206	0.75	0.69	0.69
3	1.10	360.4	0.188	0.226	0.73	0.66	0.66
2	1.10	381.3	0.195	0.203	0.73	0.72	0.72
1	1.10	323.8	0.140	0.083	0.80	1.04	0.80

参考文献

- 4.1) 長谷川隆、西本晃治、竹内一郎：旧基準で設計されている鉄骨造建物の履歴型ダンパーによる耐震補強（その1 建物概要と兵庫県南部地震での被害状況）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.945-946、2007.8
- 4.2) 西本晃治、長谷川隆、竹内一郎：旧基準で設計されている鉄骨造建物の履歴型ダンパーによる耐震補強（その2 補強の効果とエネルギー法による検証）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.947-948、2007.8
- 4.3) 小川厚治、多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発、第17回情報システム利用技術シンポジウム、pp.79-84、1994.12
- 4.4) 鋼構造接合部設計指針、日本建築学会、pp.207、2006.3