

第8章 耐震基準案の効果と妥当性の確認

8.1 耐震基準案の効果

8.1.1 検討プランの概要

ここでは、CLT マニュアル⁷⁻⁴⁾の付録 第I部「設計にあたっての参考資料」の構造計算例Vのプラン(以下、マニュアル設計例)を用いて、第7章「耐震基準案の検討」で示した耐震基準案の効果を確認する。以下にマニュアル設計例の建物概要を示す。

用途	: 共同住宅
建築面積	: 280m ²
延べ面積	: 800m ²
階数	: 地上3階 地下なし 塔屋なし
軒の高さ	: 9.40m (GL から基礎天端までを 0.4m と仮定)
建築物の高さ	: 10.20m (CLT 屋根パネル天端から最高高さまでを 0.8m と仮定)
基準階階高	: 3.00m
構造種別	: 上部構造 CLT パネル工法 下部構造 鉄筋コンクリート造直接基礎を想定
耐火要件	: 準耐火建築物 (1 時間準耐火構造)

マニュアル設計例の構造概要を以下に示す。

- (1) 本建物は、3 階建ての共同住宅であり、構造形式は、クロス・ラミネイティド・ティンバー (CLT) を用いた壁式構造である。1 階床・小屋組を除く上部架構を CLT で構成し、1 階床は構造用製材と構造用合板で構成する。また、CLT 屋根パネルの上に小屋組みを設け、勾配屋根としている。
- (2) 本建物は小幅パネル架構で構成し、上下階の耐力壁配置は共通である。耐力壁の外層ラミナの方は袖壁パネルが鉛直方向、垂れ壁パネル及び腰壁パネルが水平方向である。床パネルは外層ラミナ方向を長辺方向としている。耐力壁パネル及び床パネルには設備用の小開口を設けない。垂れ壁パネルの脱落防止措置として袖壁パネルに 50mm 欠き込みを設ける。
- (3) 耐力壁に用いる袖壁パネル及び垂れ壁パネルの強度等級・ラミナ構成は S60-3-3 (厚さ 90mm) とする。また床版については、平 28 国交省告示 611 号第四に適合する床版を用いる。床パネルの強度等級・ラミナ構成は Mx60-5-7 (厚さ 210mm) とする。
- (4) CLT と基礎、並びに CLT 相互の接合には、χマーク規格の鋼板ビス止め金物を用いる。
- (5) CLT 床パネルは平行する耐力壁で支持するものとする。

以下に、マニュアル設計例の伏図及び軸組図を示す。なお、本事業での検討解析モデルは平面モデルとし、下図に示す X2 通りと Y2 通りを対象とする。

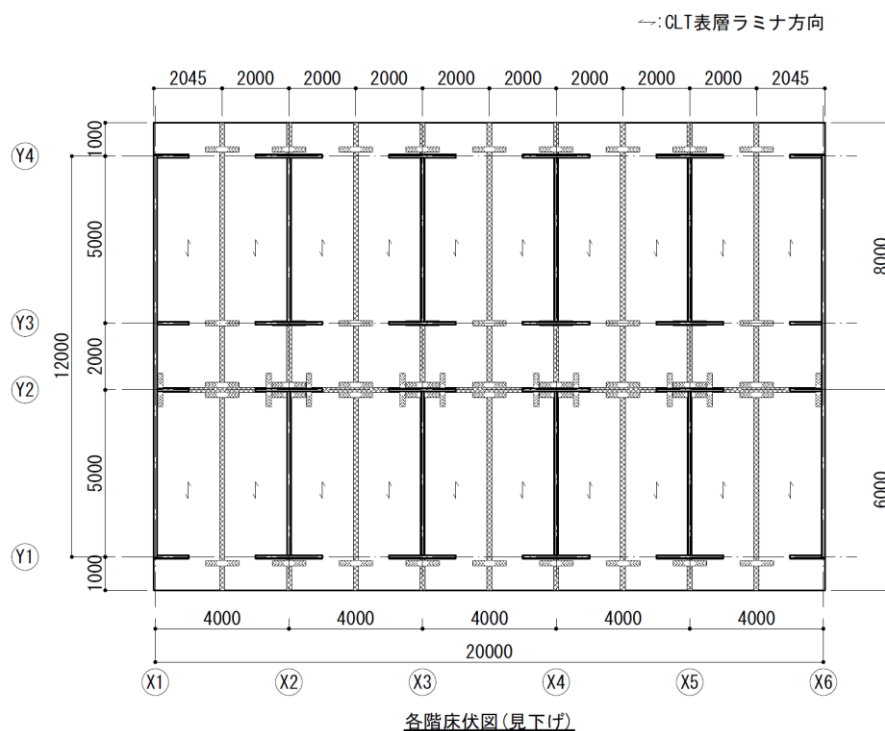
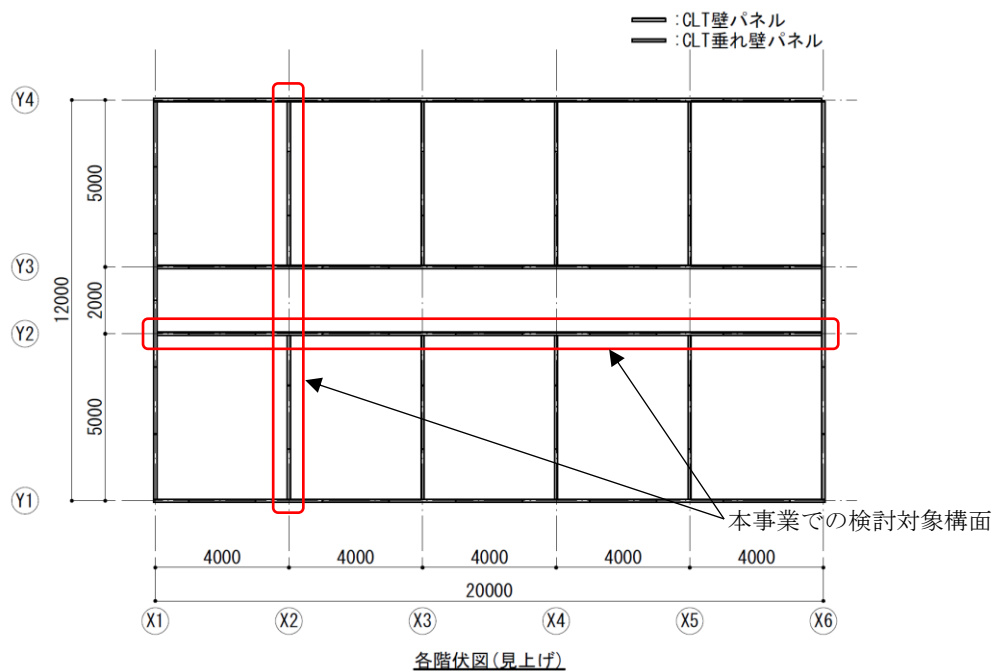


図 8.1.1 伏図

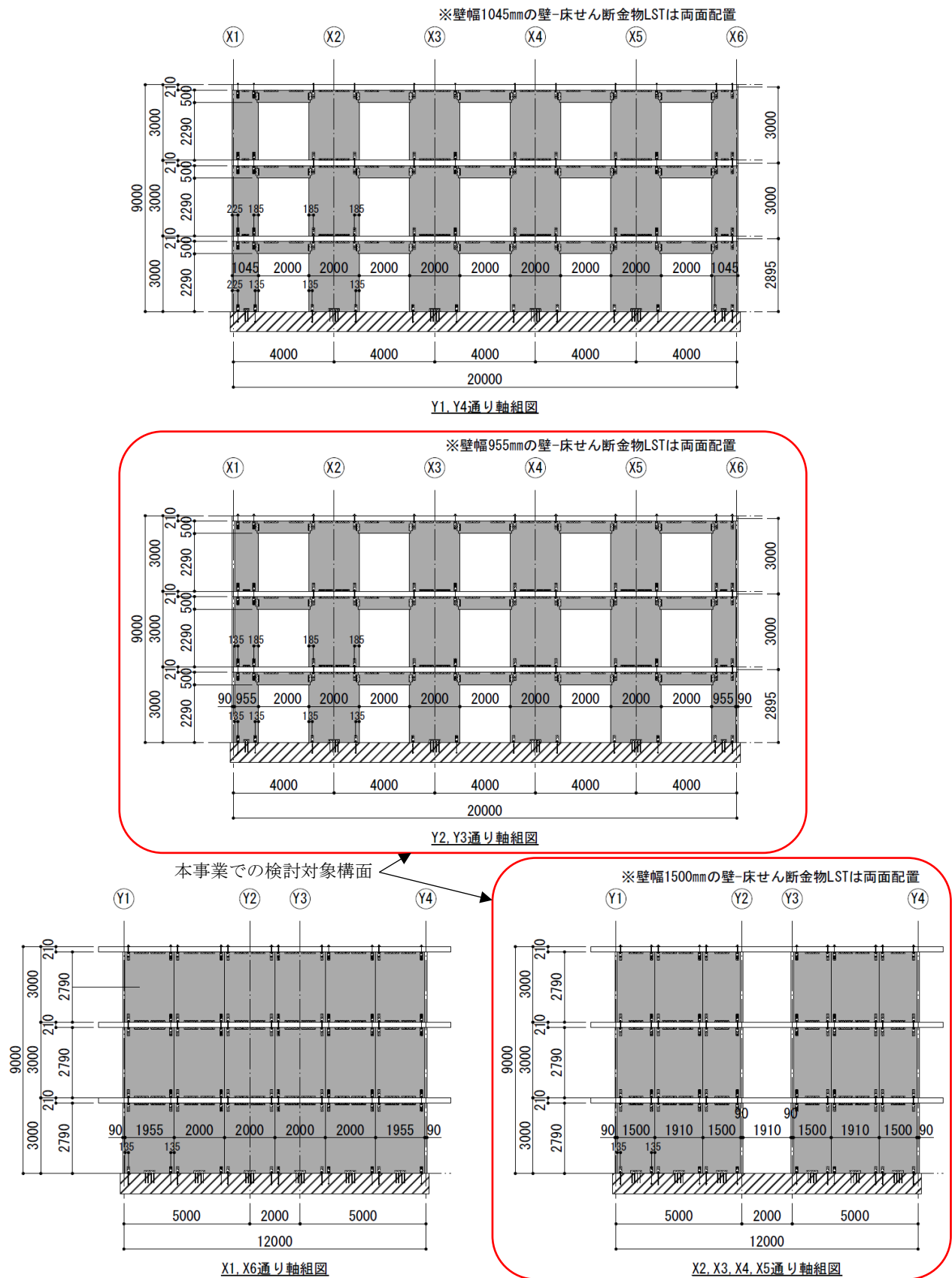


図 8.1.2 軸組図

以下にマニュアル設計例の地震力を示す。

表 8.1.1 地震力

階	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	A [m ²]	W_i/A [kN/m ²]	α_i [—]	A_i [—]	C_i [—]	$Q_{e,i}$ [kN]	$P_{e,i}$ [kN]	$Q_{e,i}/Q_{e,1}$ [—]	$P_{e,i}/P_{e,1}$ [—]
3	787.77	787.77	280.00	2.81	0.255	1.54	0.31	242.47	242.47	0.39	1.58
2	1150.53	1938.30	280.00	4.11	0.628	1.20	0.24	464.55	222.08	0.75	1.45
1	1150.53	3088.83	280.00	4.11	1.000	1.00	0.20	617.77	153.21	1.00	1.00

以下にマニュアル設計例(ルート 1~3)の検定比一覧を示す。

- ・ ルート 1 の水平耐力検定比 長辺 0.85、短辺 0.98
したがって、重量倍率 A_w (基準重量 ΣW に対する倍率)は、長辺 $A_w=0.85$ 、短辺 $A_w=0.98$ である。基準重量 ΣW は、ルート 1 の水平耐力検定比が 1.0 となるときの建物総重量である。
- ・ ルート 2 及びルート 3 の各部の最大検定比一覧を表 8.1.2 に示す。最大検定比の数値を網掛けする。

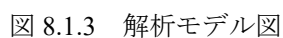
表 8.1.2 ルート 2 及びルート 3 の各部の最大検定比一覧

設計ルート		ルート 2		ルート 3	
応力状態		短期地震時 (R_f 考慮)		終局時 (Q_u 時)	
加力方向		長辺	短辺	長辺	短辺
壁パネル (垂れ壁含む)	曲げ+圧縮	0.73	0.37	0.93	0.56
	せん断	0.36	0.17	0.38	0.50
	座屈	0.13	0.13	0.23	0.23
壁－基礎	引張接合部	0.98	0.54	1.00 ^{※2}	1.00 ^{※2}
壁－壁	引張接合部	0.73	0.32	0.15	0.37
壁－屋根	引張接合部	0.35	0.56	0.06	0.25
壁－基礎	圧縮接合部	0.85 ^{※1}	0.49	0.74	0.35
壁－床	圧縮接合部	0.37	0.39	0.23	0.47
壁－垂れ壁	圧縮接合部	0.61 ^{※1}	—	0.68	—
壁－基礎	せん断接合部	0.83	0.58	0.52	0.98
壁－床	せん断接合部	0.65	0.48	0.87	0.85
床－垂れ壁	せん断接合部	0.55	—	0.89	—
壁－垂れ壁	せん断接合部	0.64	—	0.48	—
床－床	せん断接合部	0.37	0.16	0.60	0.39
床－床	引張接合部	0.84	0.25	0.25	0.04
層間変形角		0.68	0.20	—	—
保有水平耐力		—	—	0.74	0.39

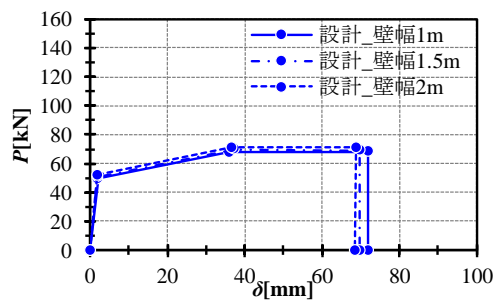
※1：平均圧縮応力度とした場合の検定比(他は縁圧縮応力の検定比)

※2：壁－基礎の引張接合部が終局変形に達したときを Q_u としているため検定比は 1.0

以下に、解析モデル図を示す。解析は下図に示す1構面を取り出した平面フレームモデルとする。なお、直交壁を考慮する。解析プログラムはSNAPver.8(株式会社構造システム)を用いる。

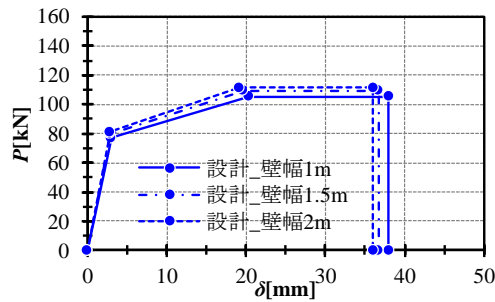


8-5



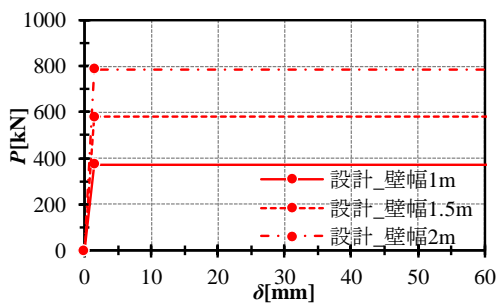
設計用					
壁幅1m		壁幅1.5m		壁幅2m	
δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.03	49.45	2.00	51.00	1.90	51.90
36.00	67.78	37.30	69.90	36.60	71.10
72.00	68.00	69.80	69.00	68.80	71.10
72.00	0.00	69.80	0.00	68.60	0.00

(a) 壁－基礎 引張ばね



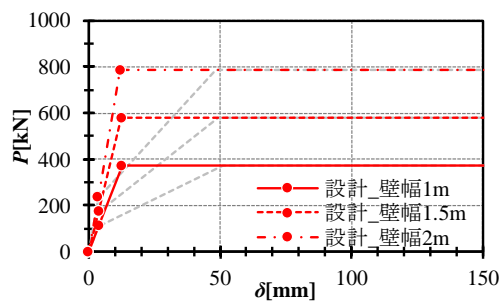
設計用					
壁幅1m		壁幅1.5m		壁幅2m	
δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	77.00	2.80	79.80	2.80	81.20
20.30	105.50	19.60	109.40	19.20	111.30
38.00	105.50	36.70	109.40	36.00	111.30
38.00	0.00	36.70	0.00	36.00	0.00

(b) 壁－壁 引張ばね



壁－基礎圧縮ばね 設計用					
壁幅1m		壁幅1.5m		壁幅2m	
δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	372.60	1.50	579.80	1.50	786.60
144.90	372.60	139.70	579.80	137.30	786.60

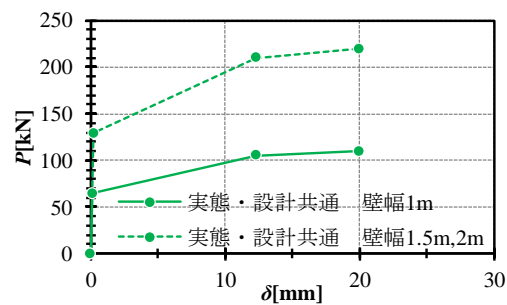
(c) 壁－基礎 圧縮ばね



壁－床圧縮ばね 設計用					
壁幅1m		壁幅1.5m		壁幅2m	
δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.80	111.80	3.70	173.90	3.60	236.00
12.66	372.60	12.34	579.80	12.00	786.60
241.50	372.60	232.80	579.80	228.80	786.60

第7.4.3項では、左図の灰色破線の特性としているが、SNAPの機能上、当該ばねは P_u で折れ曲がるバイリニア型のばねとする。

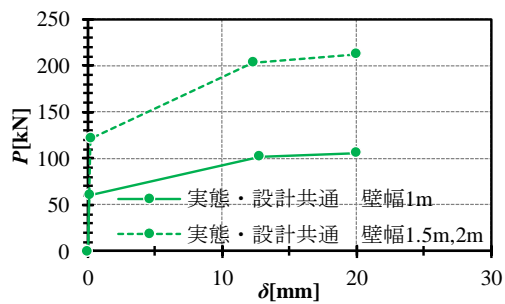
(d) 壁－床 圧縮ばね



壁－基礎せん断ばね 実態・設計共通			
壁幅1m		壁幅1.5m, 2m	
δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	64.72	0.20	129.44
12.30	104.97	12.30	209.94
20.00	258.97	20.00	219.91

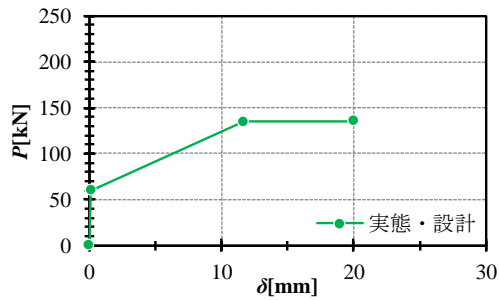
(e) 壁－基礎 せん断ばね

図 8.1.4 接合部ばね



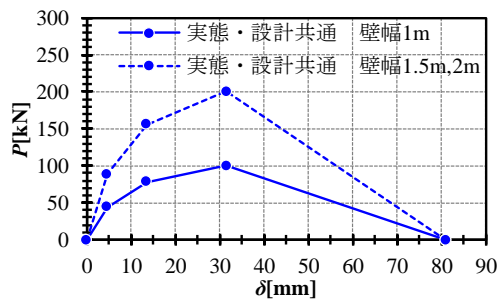
壁一床せん断ばね 実態・設計共通			
壁幅1m		壁幅1.5m,2m	
δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	60.82	0.20	121.64
12.80	101.78	12.30	203.56
20.00	106.16	20.00	212.32

(f) 壁一床 せん断ばね



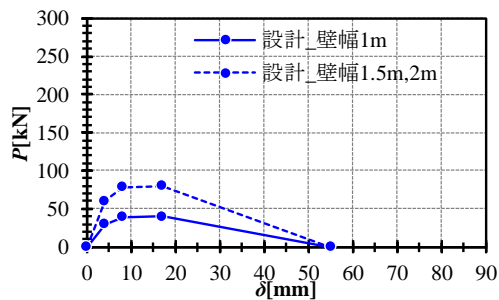
壁一垂れ壁せん断ばね 実態・設計共通	
δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00
0.10	60.00
11.70	135.00
20.00	135.22

(g) 壁一壁 引張ばね



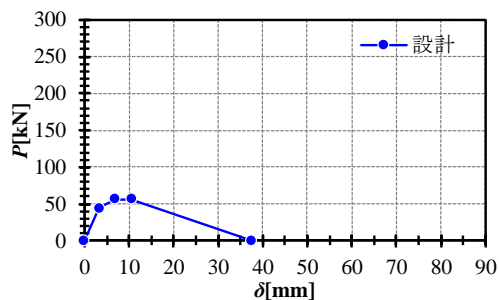
壁一基礎せん断金物引張ばね 実態・設計共通			
壁幅1m		壁幅1.5m,2m	
δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	44.40	4.50	88.80
13.50	77.80	13.50	155.60
31.50	100.00	31.50	200.00
81.00	0.00	81.00	0.00

(h) 壁一基礎せん断金物 引張ばね



壁一床せん断金物引張ばね 設計			
壁幅1m		壁幅1.5m,2m	
δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	30.00	4.00	60.00
8.00	39.00	8.00	78.00
17.00	40.00	17.00	80.00
55.00	0.00	55.00	0.00

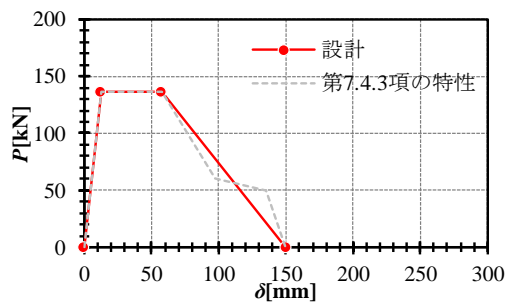
(i) 壁一床せん断金物 引張ばね



壁一垂れ壁せん断金物 引張ばね 設計	
δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00
3.25	44.00
6.75	56.00
10.50	56.50
37.50	0.00

(j) 壁一基礎 せん断ばね

図 8.1.4 接合部ばね(続き)



壁－垂れ壁 圧縮ばね 設計	
δ [mm]	P [kN]
0.00	0.00
12.50	136.00
57.50	136.00
150.00	0.00

第 7.4.3 項「部材・接合部の応力変形関係」では左図の破線の特徴となっているが、SNAP では負勾配領域は左図の赤線のように設定する。

(k) 壁－垂れ壁 圧縮ばね

図 8.1.4 接合部ばね(続き)

床パネルは協力幅 1000mm とした断面性能を設定する。また、長辺方向では壁パネルと垂れ壁パネルの境界部位置、短辺方向では Y2－Y3 通りの床パネル端部位置には、床パネルの終局曲げ耐力 M_u で耐力を喪失する曲げばねを設ける。 M_u は、以下の値とする。

$$\text{CLT 床パネル強軸 } M_u = Z \cdot F_b = 1000 \cdot 210^2 / 6 \cdot 12.14 / 10^6 = 89.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{CLT 床パネル強軸 } M_u = Z \cdot F_b = 1000 \cdot 210^2 / 6 \cdot 0.72 / 10^6 = 5.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

外力としての地動加速度時刻歴は下図のように設定する。入力倍率を各解析モデル毎に適宜調整する。

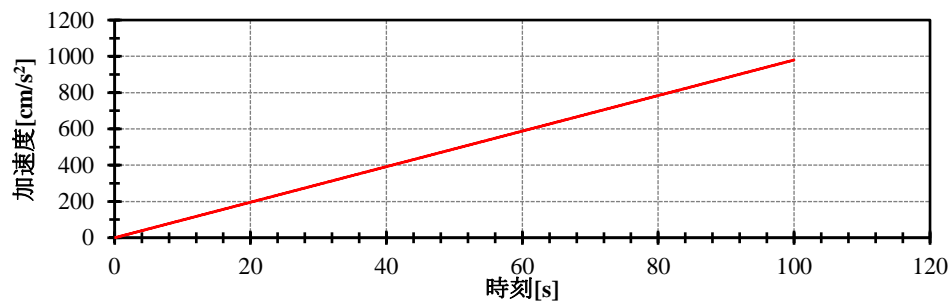


図 8.1.5 地動加速度時刻歴

節点質量は、各階床レベルの節点に与える。また、1 階脚部の節点には、解の発散防止用の質量として 100t を与える。鉛直荷重は各階床レベルに等分布荷重として与え、本荷重を与えたのちに、pushover 解析を行う。節点質量及び鉛直荷重は重量倍率 A_w に応じて増大させる。解析では幾何学的非線形を考慮する。なお、本検討における動的 pushover 解析では、第 7.6 節で示した、層せん断力分布を A_i 分布にするための質量調整は行わない。以降に示す結果より、 $A - \Delta$ 関係は、動的 pushover 解析と静的 pushover 解析で大きな差が無いことを確認している。

8.1.3 解析結果と許容水平耐力 Q_a の検討

次頁以降に、各解析モデルの層せん断力 Q －層間変形角 R 関係、加速度 A －代表変位 Δ 関係及び許容水平耐力 Q_a を示す。なお、解析モデルは平面モデルであるが、次頁以降に示す層せん断力 Q は建物全体の値となるように、長辺構面は平面モデルの層せん断力を 4 倍、短辺構面は平面モデルの層せん断力を 6 倍する。なお、短辺構面において、X1 及び X6 通りは検討対象構面と形状が異なるが、ここでは、安全側として耐力が低い検討対象構面が 6 構面あるものとみなす。

本検討では以下に示す 4 種のケースで検討を行う。

長辺構面ケース①：壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮

長辺構面ケース②：壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視

短辺構面ケース①：壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮

短辺構面ケース②：壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視

許容水平耐力 Q_a は、第 7.5 節「許容水平耐力 Q_a の検討」と同様、以下のすべての条件を満足する時の 1 層壁パネルの単位長さ(1m)値の負担水平力とする。1 層の壁パネルの総長さ ΣL は、長辺構面で 40.0m、短辺構面で 63.1m である。

- ・ 等価 1 自由度系の加速度 $A \leq A_y$
- ・ CLT 壁パネルの応力度 \leq 短期許容応力度
- ・ 層間変形角 $\leq 1/150$ (耐火要件が無ければ 1/120)

A_y については、等価 1 自由度系の加速度 A －代表変位 Δ 関係に木造耐力壁の許容水平耐力評価を適用して降伏耐力 P_y に相当する A を A_y とする。

次頁以降の結果より、重量倍率 A_w をマニュアル設計例の 2 倍(長辺 $A_w = 1.70$ 、短辺 $A_w = 1.96$)とした場合の動的プッシュオーバー解析における許容水平耐力 Q_a は以下となる。

長辺構面ケース①： $Q_a = 48.6\text{kN/m}$ 、長辺構面ケース②： $Q_a = 45.4\text{kN/m}$ 、

短辺構面ケース①： $Q_a = 46.4\text{kN/m}$ 、短辺構面ケース②： $Q_a = 45.4\text{kN/m}$

また、マニュアル設計例(現行ルート 1 設計)における許容水平耐力 Q_a は以下となる。

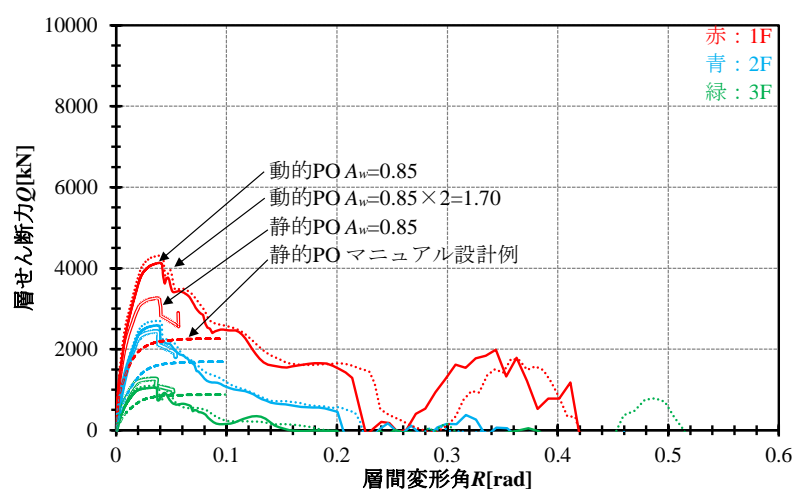
長辺 $Q_a = \Sigma W \cdot C_0 / A_w / \Sigma L = 3088.8 \times 0.2 / 0.85 / 40.0 = 18.2\text{kN/m}$

短辺 $Q_a = \Sigma W \cdot C_0 / A_w / \Sigma L = 3088.8 \times 0.2 / 0.98 / 63.1 = 10.0\text{kN/m}$

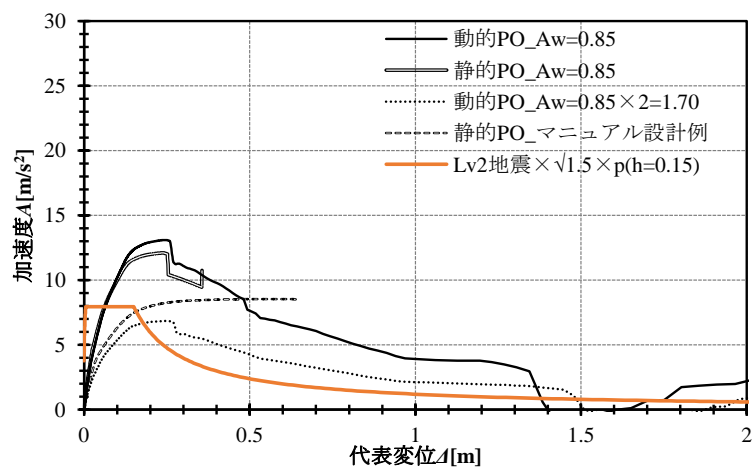
したがって、上限重量倍率 $A_{w,ul}$ は以下となる。

長辺構面ケース①： $A_{w,ul} = 48.6/18.2 = 2.67$ 、長辺構面ケース②： $A_{w,ul} = 45.4/18.2 = 2.49$

短辺構面ケース①： $A_{w,ul} = 46.4/10.0 = 4.64$ 、短辺構面ケース②： $A_{w,ul} = 45.4/10.0 = 4.54$



(a) 層せん断力 Q －層間変形角 R 関係



(b) 加速度 A －代表変位 Δ 関係

図 8.1.6 長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」の $Q-R$ 関係及び $A-\Delta$ 関係

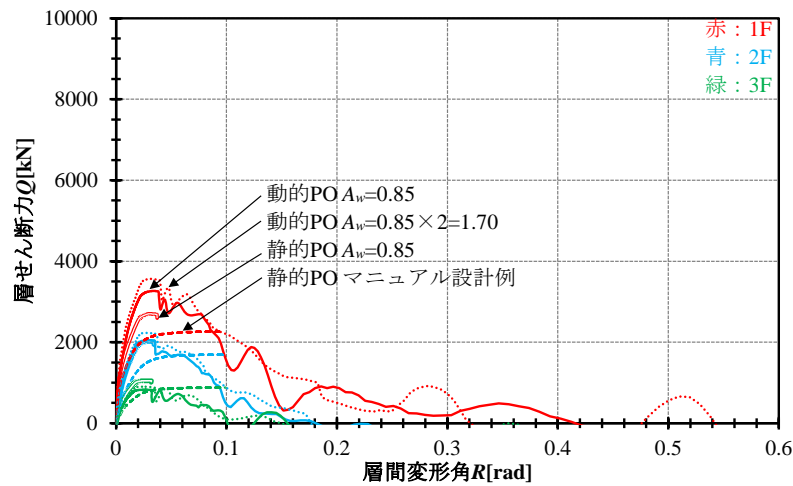
表 8.1.3 長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」の Q_a

単位: kN

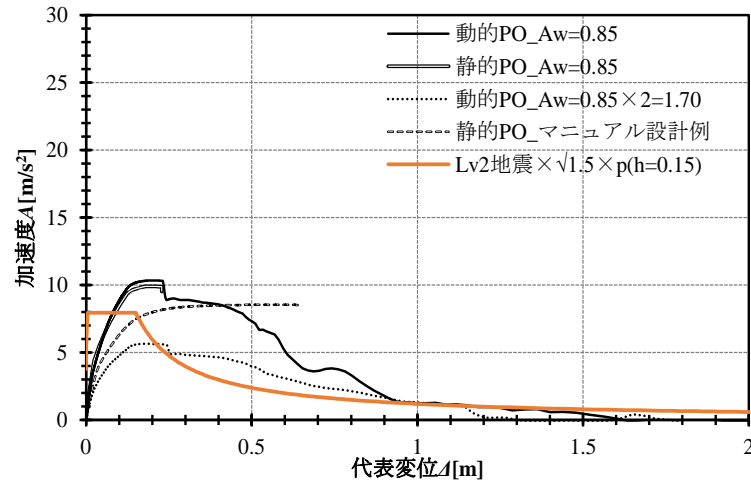
検定条件	動的 pushover		静的 pushover	
	$A_w=0.85$	$A_w=1.70$	$A_w=0.85$	マニュアル設計例
1/120rad 時	2132.6	2293.9	1807.0	1034.6
1/150rad 時	1790.9	1944.7	1529.5	887.4
A_y 時	2113.7	2187.7	1586.5	1054.9
CLT 短期許容応力度時	2438.5	2062.0	2372.8	1235.9
合計壁長さ	40 m			

単位: kN/m

検定条件	動的 pushover		静的 pushover	
	$A_w=0.85$	$A_w=1.70$	$A_w=0.85$	マニュアル設計例
1/120rad 時	53.3	57.3	45.2	25.9
1/150rad 時	44.8	48.6	38.2	22.2
A_y 時	52.8	54.7	39.7	26.4
CLT 短期許容応力度時	61.0	51.6	59.3	30.9
許容水平耐力 Q_a	44.8	48.6	38.2	22.2



(a) 層せん断力 Q －層間変形角 R 関係



(b) 加速度 A －代表変位 Δ 関係

図 8.1.7 長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」の $Q-R$ 関係及び $A-\Delta$ 関係

表 8.1.4 長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」の Q_a

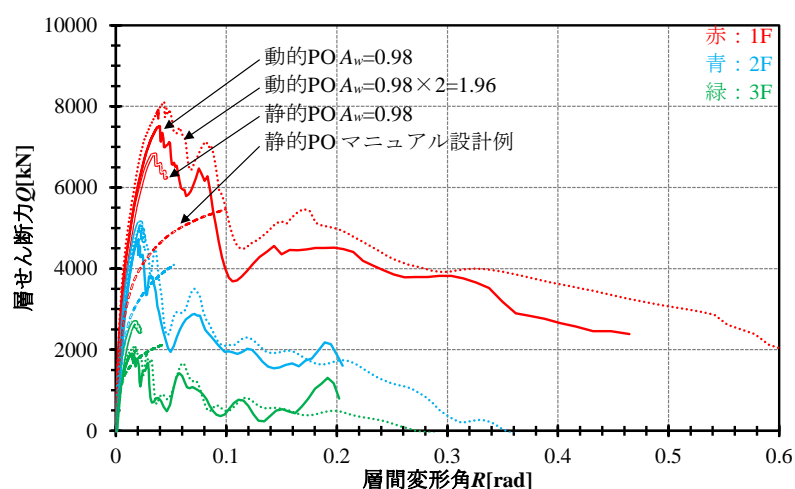
単位: kN

検定条件	動的 pushover		静的 pushover	
	$A_w=0.85$	$A_w=1.70$	$A_w=0.85$	マニュアル設計例
1/120rad 時	1930.7	2140.8	1628.5	1034.6
1/150rad 時	1652.4	1853.8	1422.6	887.4
A_y 時	1667.1	1817.2	1212.5	1054.9
CLT 短期許容応力度時	2758.2	2021.3	—※	1235.9
合計壁長さ	40 m			

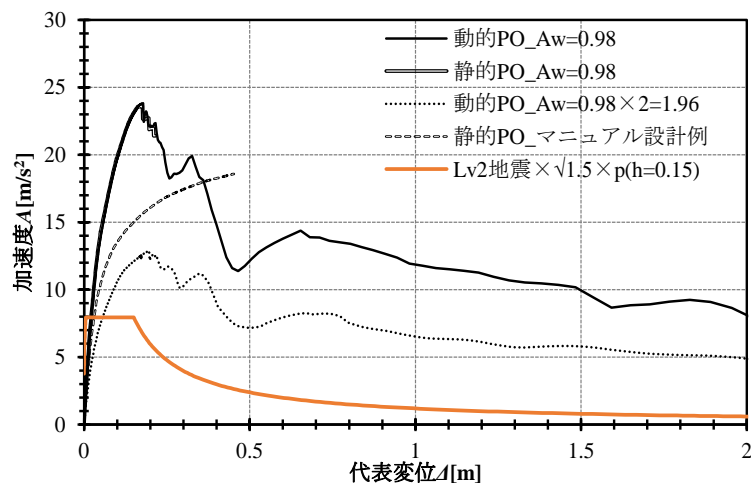
単位: kN/m

検定条件	動的 pushover		静的 pushover	
	$A_w=0.85$	$A_w=1.70$	$A_w=0.85$	マニュアル設計例
1/120rad 時	48.3	53.5	40.7	25.9
1/150rad 時	41.3	46.3	35.6	22.2
A_y 時	41.7	45.4	30.3	26.4
CLT 短期許容応力度時	69.0	50.5	—	30.9
許容水平耐力 Q_a	41.3	45.4	30.3	22.2

※: 最大変形時まで CLT 壁パネルは短期許容応力度に達しない。



(a) 層せん断力 Q －層間変形角 R 関係



(b) 加速度 A －代表変位 Δ 関係

図 8.1.8 短辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」の $Q-R$ 関係及び $A-\Delta$ 関係

表 8.1.5 短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」の Q_a

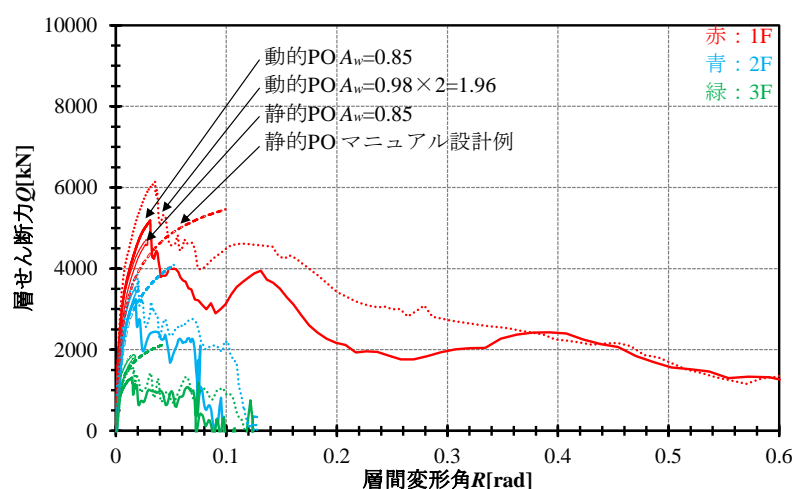
単位: kN

検定条件	動的 pushover		静的 pushover	
	$A_w=0.98$	$A_w=1.96$	$A_w=0.98$	マニュアル設計例
1/120rad 時	4058.9	4395.5	3898.7	2863.9
1/150rad 時	3609.2	3934.7	3434.9	2623.5
A_y 時	3871.1	4203.1	3434.9	3069.1
CLT 短期許容応力度時	3055.0	2924.9	2755.3	—※
合計壁長さ	63.1 m			

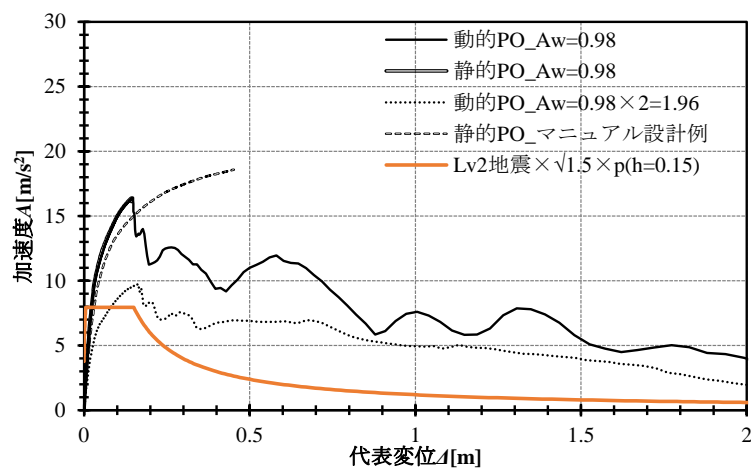
単位: kN/m

検定条件	動的 pushover		静的 pushover	
	$A_w=0.98$	$A_w=1.96$	$A_w=0.98$	マニュアル設計例
1/120rad 時	64.3	69.7	61.8	45.4
1/150rad 時	57.2	62.4	54.4	41.6
A_y 時	61.3	66.6	54.4	48.6
CLT 短期許容応力度時	48.4	46.4	43.7	—
許容水平耐力 Q_a	48.4	46.4	43.7	41.6

※: 最大変形時まで CLT 壁パネルは短期許容応力度に達しない。



(a) 層せん断力 Q －層間変形角 R 関係



(b) 加速度 A －代表変位 Δ 関係

図 8.1.9 短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」の $Q-R$ 関係及び $A-\Delta$ 関係

表 8.1.6 短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」の Q_a

単位: kN

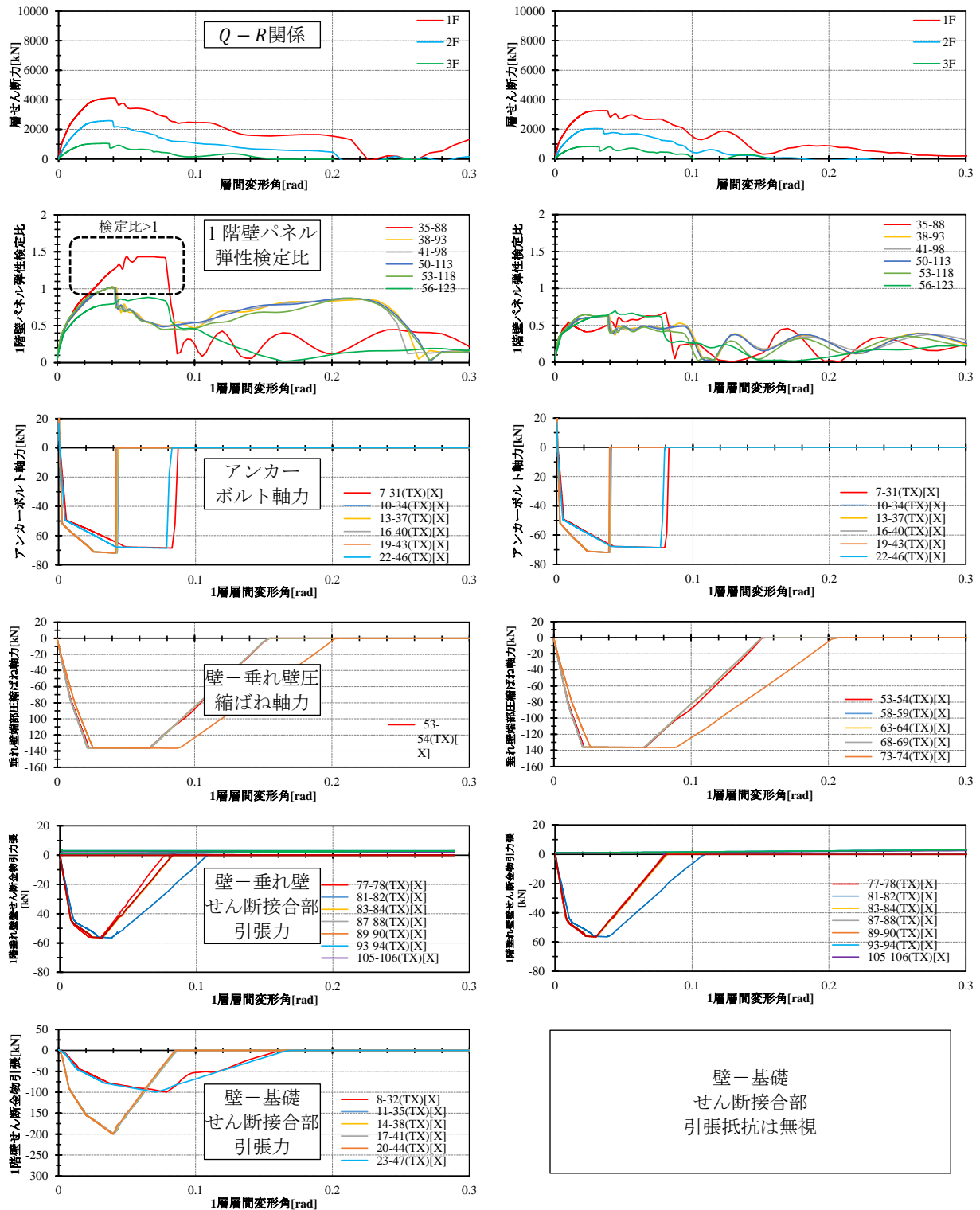
検定条件	動的 pushover		静的 pushover	
	$A_w=0.98$	$A_w=1.96$	$A_w=0.98$	マニュアル設計例
1/120rad 時	3491.4	4055.9	3265.3	2863.9
1/150rad 時	3229.5	3736.9	2997.6	2623.5
A_y 時	2907.7	3459.4	2539.7	3069.1
CLT 短期許容応力度時	4034.6	2865.3	2679.9	—※
合計壁長さ	63.1 m			

単位: kN/m

検定条件	動的 pushover		静的 pushover	
	$A_w=0.98$	$A_w=1.96$	$A_w=0.98$	マニュアル設計例
1/120rad 時	55.3	64.3	51.7	45.4
1/150rad 時	51.2	59.2	47.5	41.6
A_y 時	46.1	54.8	40.2	48.6
CLT 短期許容応力度時	63.9	45.4	42.5	—
許容水平耐力 Q_a	46.1	45.4	40.2	41.6

※：最大変形時まで CLT 壁パネルは短期許容応力度に達しない。

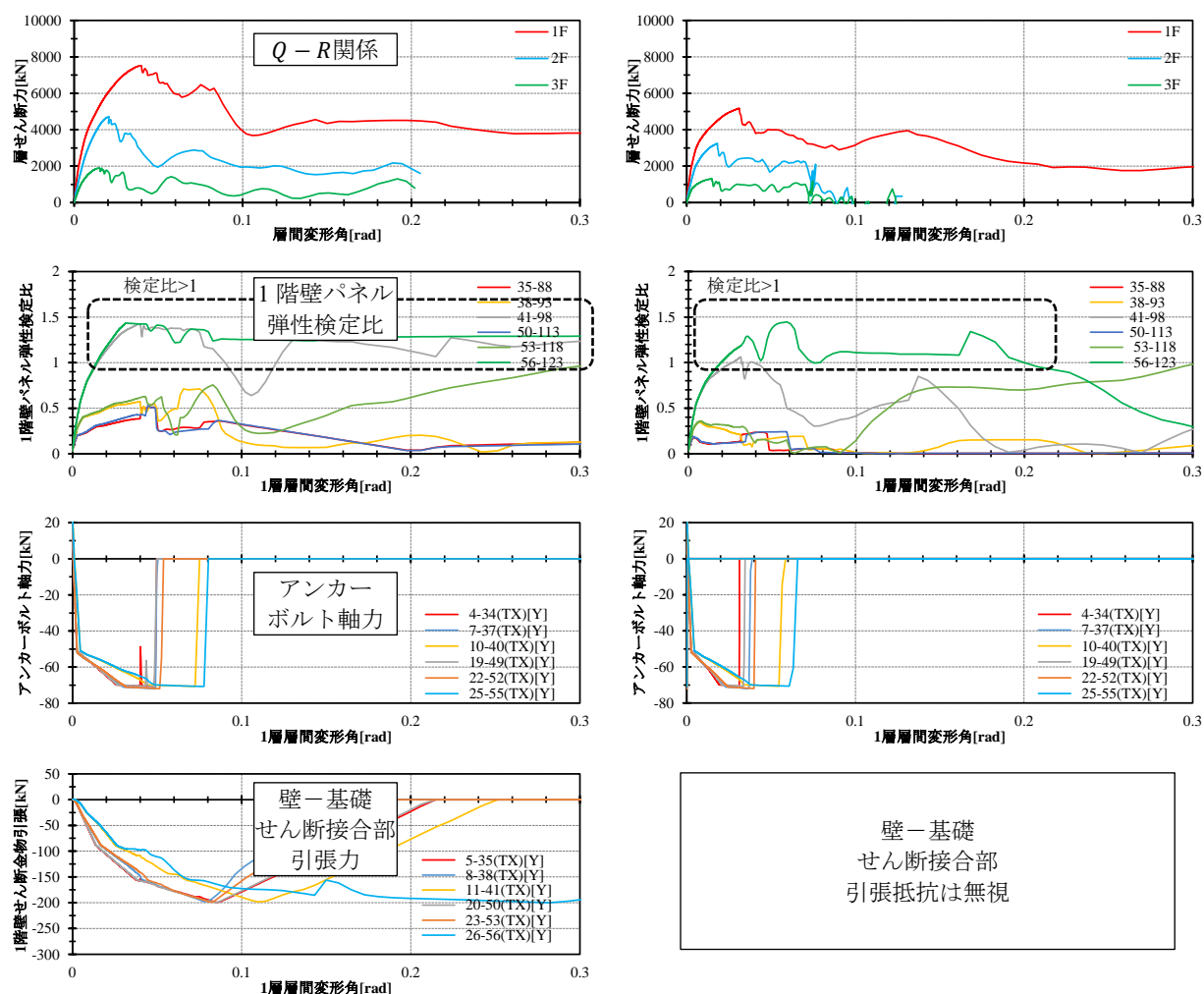
以下に、長辺構面の 1 階壁パネルの弾性検定比と各部ばね軸力を示す。重量倍率 A_w は 0.85 である。長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」では、1 階壁パネルの弾性検定比が 1 を超える。これは、壁－基礎せん断接合部の引張抵抗を考慮することで、1 階壁パネル脚部のモーメントが大きくなったためであると考えられる。



(a) 長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」 $A_w = 0.85$ (b) 長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」 $A_w = 0.85$

図 8.1.10 長辺構面の 1 階壁パネルの弾性検定比と各部ばね軸力

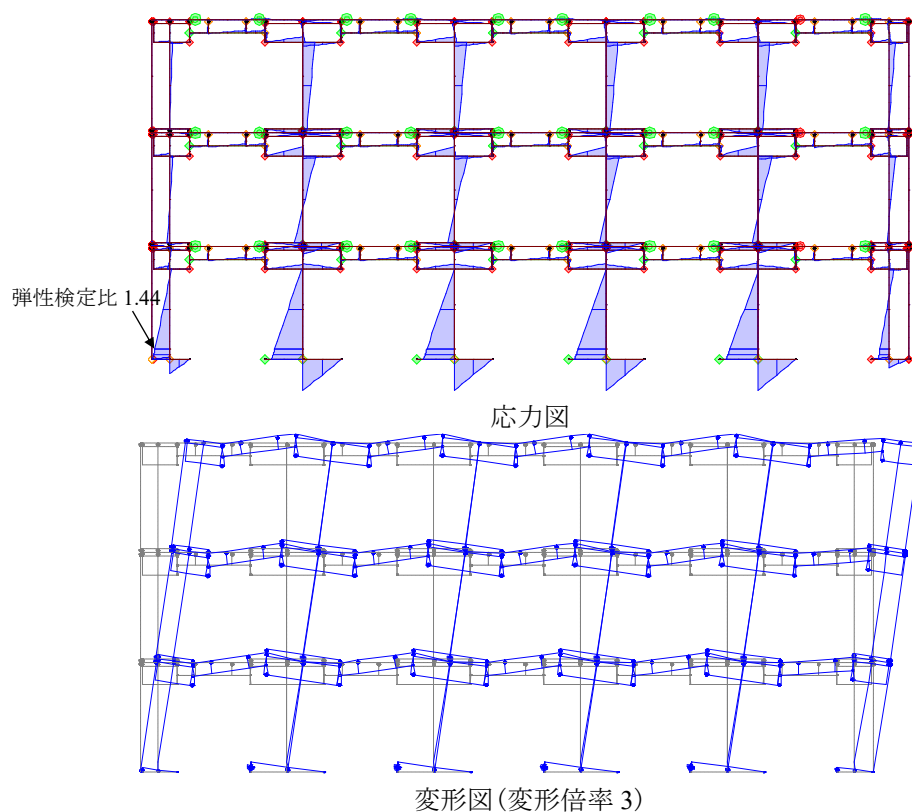
以下に、短辺構面の 1 階壁パネルの弾性検定比と各部ばね軸力を示す。重量倍率 A_w は 0.98 である。短辺構面では、ケース①、ケース②ともに 1 階壁パネルの弾性検定比が 1 を超える。これは、壁パネルの圧縮強度 F_c を 20N/mm^2 (平 13 国交告第 1024 号の基準強度 10.8N/mm^2 の 2 倍程度) として、圧縮ばねを設定しているのに対し、弾性検定を行う際の基準強度は、告示の値 ($F_c = F_b = 10.8\text{N/mm}^2$, $F_t = 8.0\text{N/mm}^2$) を用いているためであると考えられる。実際は、CLT 壁パネル脚部は χ マーク金物による補強効果があり、告示の基準強度の 2 倍程度の強度を有することを考えると、ケース①、ケース②ともに 1 階壁パネルの弾性検定比の最大値は 1.4 程度であるため、壁の破壊により耐力が喪失するということは考えにくい。圧縮耐力については、今後実験等により更なる検証が必要であると考えられる。



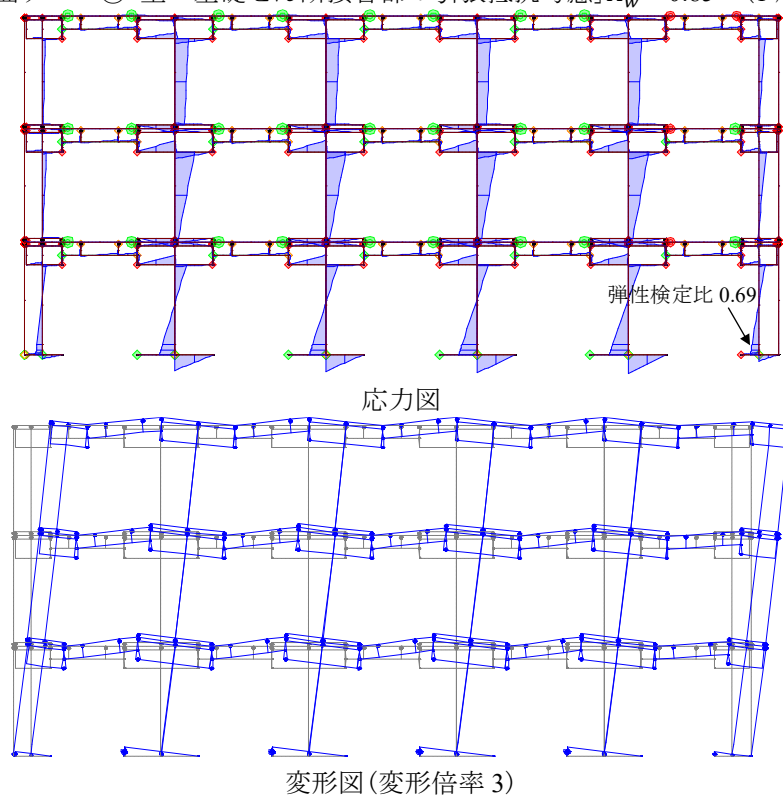
(a) 短辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」 $A_w = 0.98$ (b) 短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」 $A_w = 0.98$

図 8.1.11 短辺構面の 1 階壁パネルの弾性検定比と各部ばね軸力

以降に、1階壁パネルの弾性検定比最大時の応力図及び変形図を示す。図中に最大検定比となる箇所を示す。

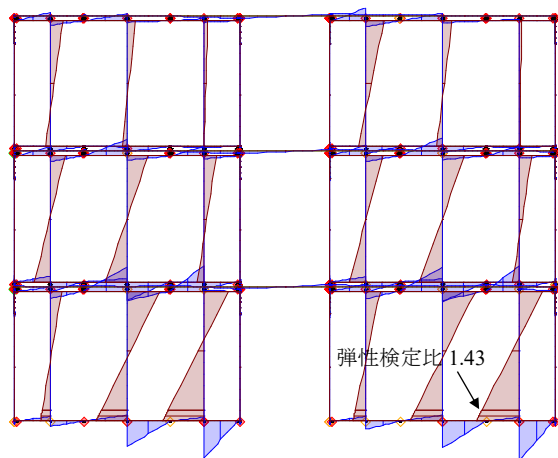


(a) 長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」 $A_w=0.85$ (1層 $R=0.051\text{rad}$)

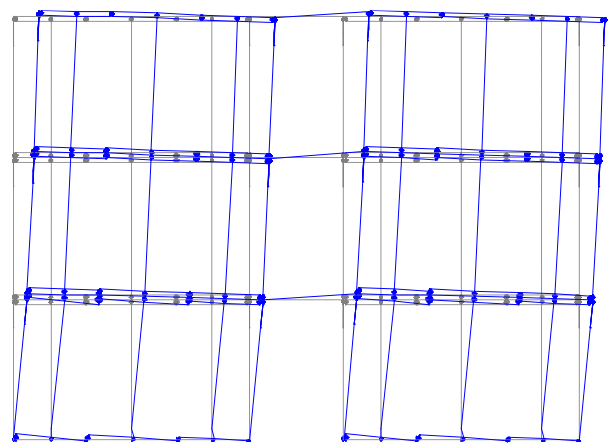


(b) 長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」 $A_w=0.85$ (1層 $R=0.044\text{rad}$)

図 8.1.12 長辺構面 1階壁パネル最大検定比時の応力図及び変形図

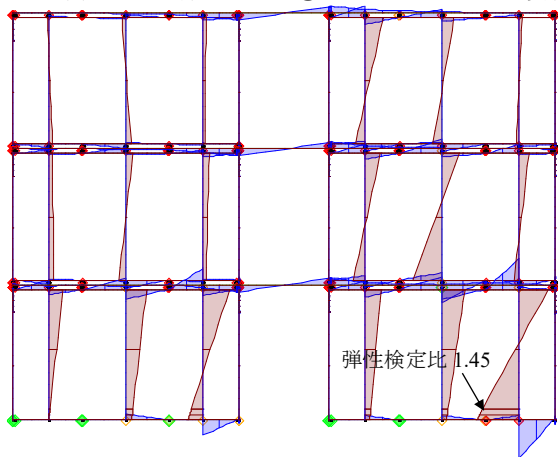


応力図

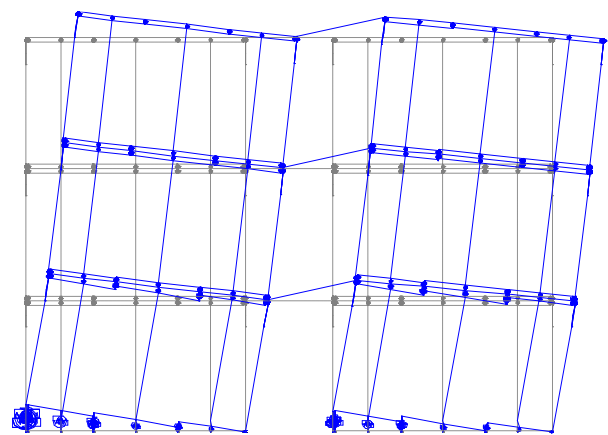


変形図 (変形倍率 3)

(a) 短辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」 $A_w = 0.98$ (1層 $R=0.032\text{rad}$)



応力図



変形図 (変形倍率 3)

(b) 短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」 $A_w = 0.98$ (1層 $R=0.059\text{rad}$)

図 8.1.13 短辺構面 1 階壁パネル最大検定比時の応力図及び変形図

8.2 耐震基準案の妥当性

8.2.1 極稀地震 $\times\sqrt{1.5}$ の倒壊応答解析

第 8.1 節の解析モデルを用いて、基準法極稀地震 $\times\sqrt{1.5}$ による倒壊応答解析を行い、倒壊の有無を確認し、耐震基準案の妥当性を検証する。なお、平 12 建告第 1457 号に示される建物の階数及び損傷限界固有周期に応じた数値 $p=0.9$ を考慮する。したがって、基準法極稀地震に対する入力倍率は $\sqrt{1.5} \times 0.9 = 1.102$ である。ここでは、以下のケースの解析モデルを用いて検討を行う。

長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」

短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」

入力波は、第 7.3 節「倒壊限界に対して必要な安全率の検討(入力地震動の設定)」で設定した模擬地震動 3 波とする。

以降に、基準法極稀地震 $\times\sqrt{1.5}$ による倒壊応答解析の結果を示す。

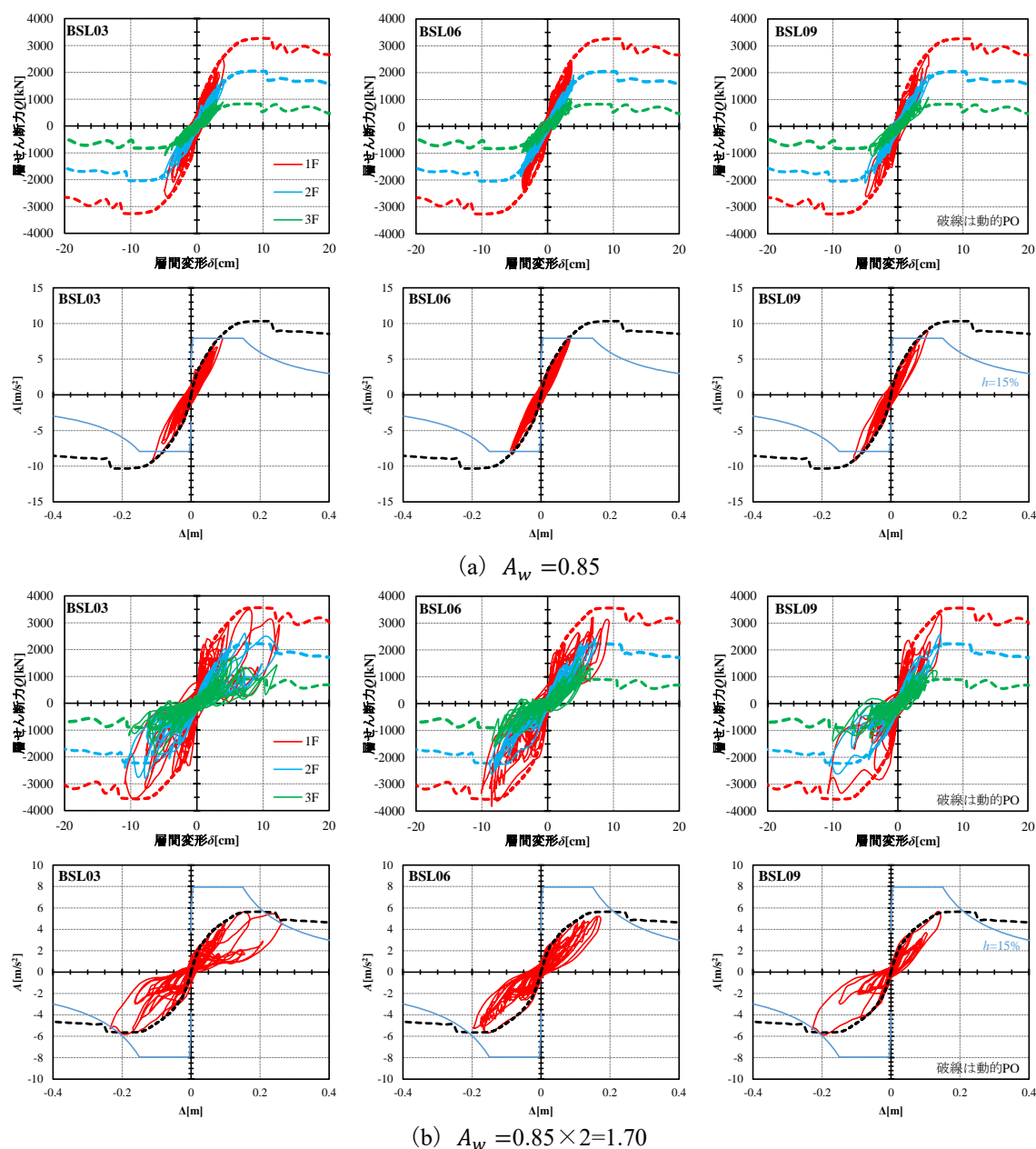
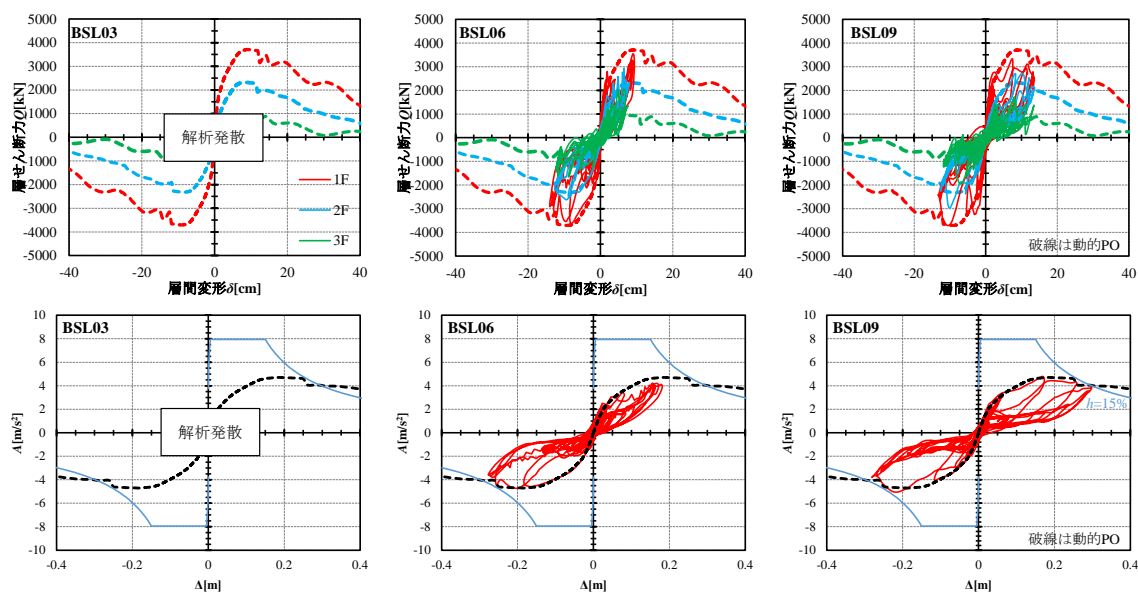
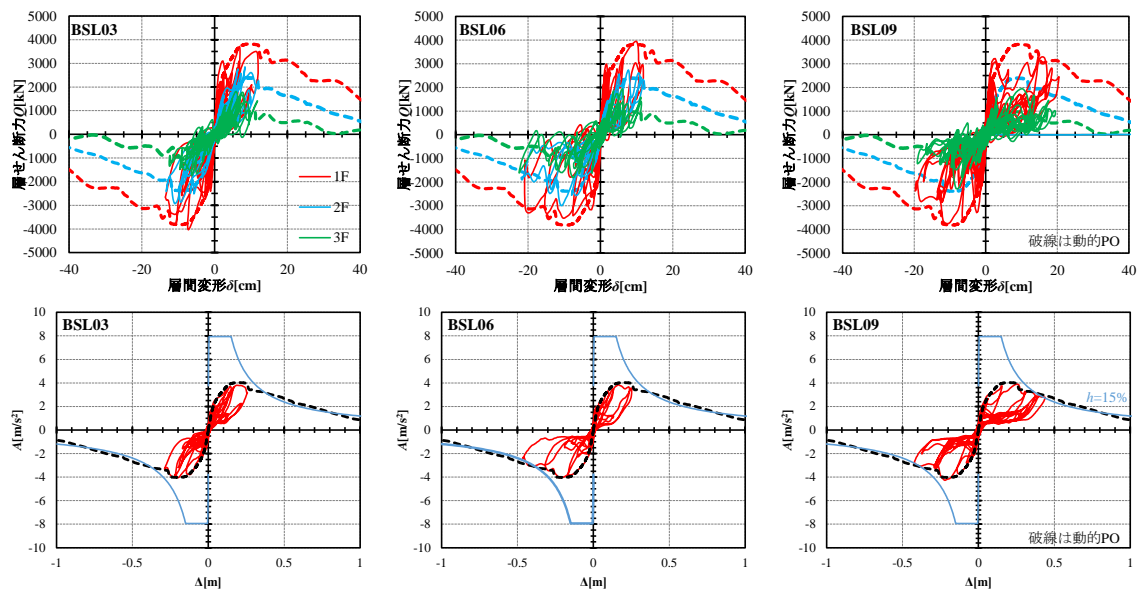


図 8.2.1 長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」極稀地震 $\times\sqrt{1.5}$ 解析結果



(c) $A_w = 0.85 \times 2.5 = 2.125$



(d) $A_w = 0.85 \times 3 = 2.55$

図 8.2.1 長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」極稀地震 $\times \sqrt{1.5}$ 解析結果 (続き)

表 8.2.1 長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」極稀地震 $\times \sqrt{1.5}$
最大応答層間変形角 R_{\max} (rad)、最大応答代表変位 Δ_{\max} (m)

A_w	BSL03				BSL06				BSL09			
	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}
0.85	1/61	1/57	1/62	0.111	1/78	1/71	1/77	0.088	1/60	1/59	1/64	0.108
1.70	1/24	1/24	1/25	0.265	1/30	1/34	1/36	0.197	1/28	1/28	1/30	0.230
2.215	解析発散				1/21	1/24	1/24	0.277	1/22	1/22	1/22	0.298
2.55	1/22	1/23	1/24	0.288	1/14	1/14	1/13	0.465	1/15	1/15	1/15	0.439

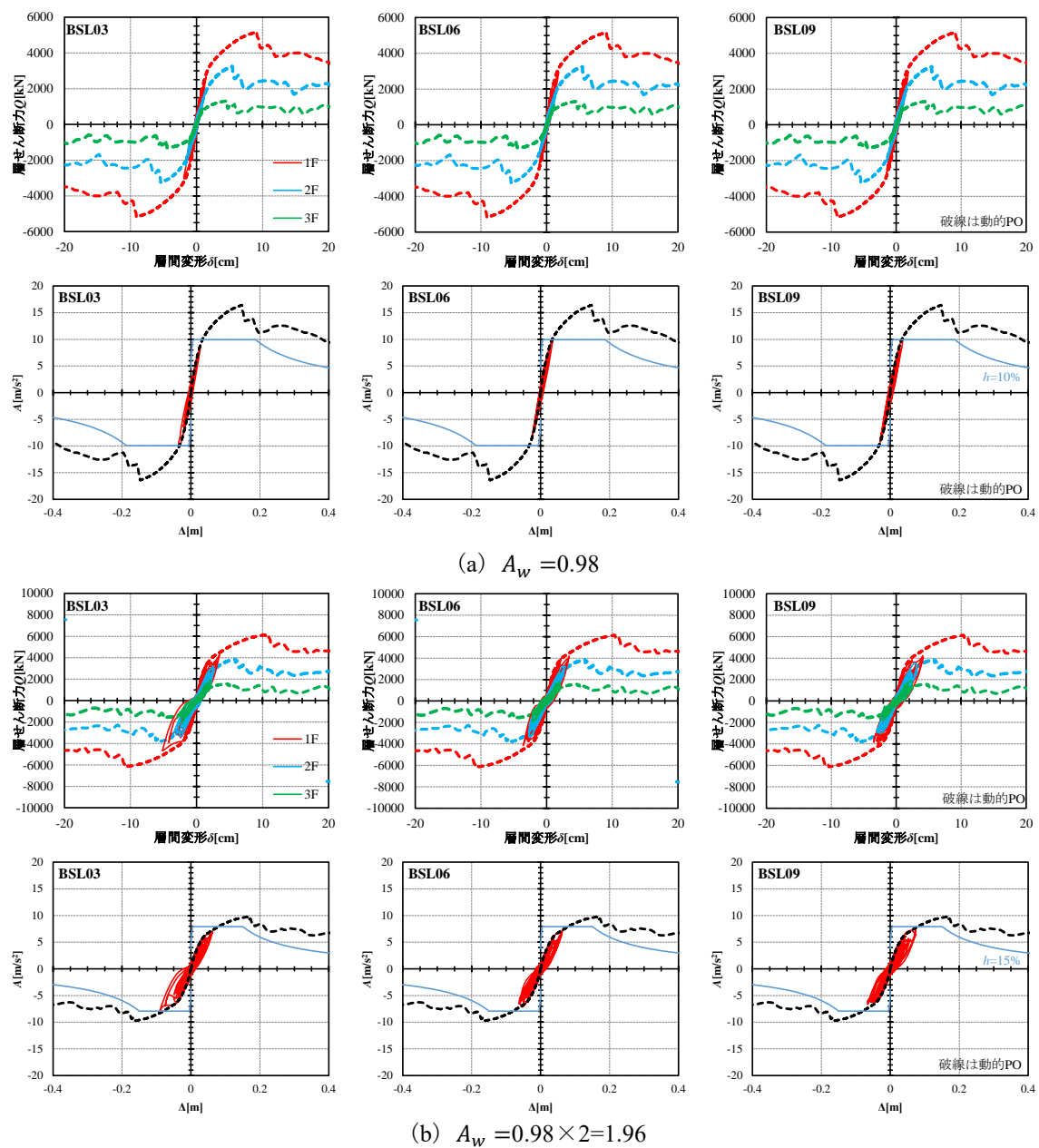
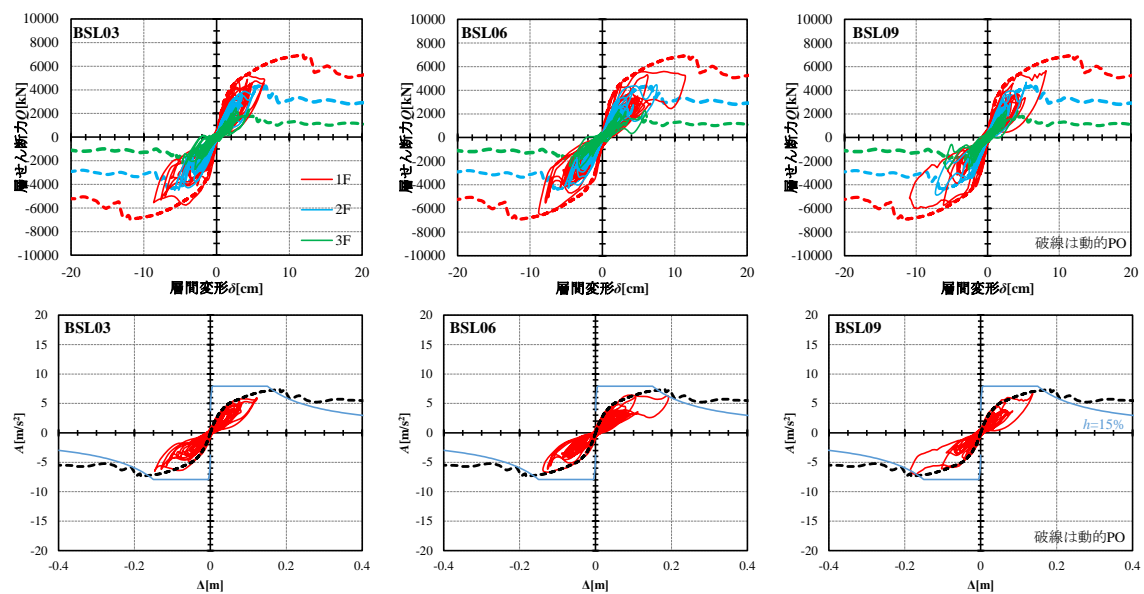
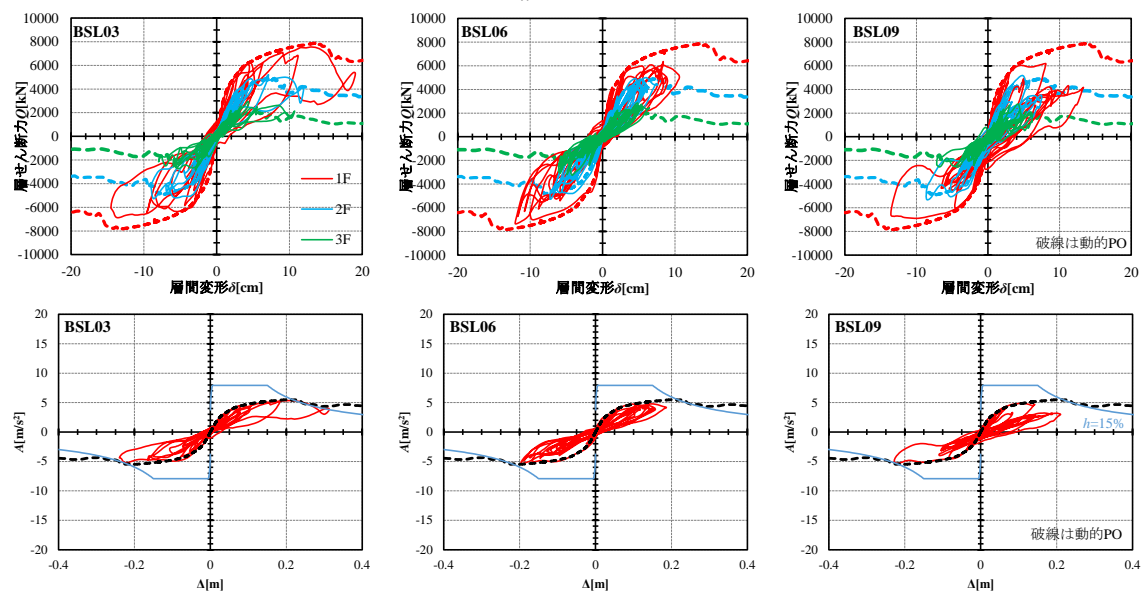


図 8.2.2 短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」極稀地震 $\times\sqrt{1.5}$ 解析結果



(c) $A_w = 0.98 \times 3 = 2.94$



(d) $A_w = 0.98 \times 4.5 = 4.41$

図 8.2.2 短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」極稀地震 $\times \sqrt{1.5}$ 解析結果(続き)

表 8.2.2 短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」極稀地震 $\times \sqrt{1.5}$

最大応答層間変形角 R_{\max} (rad)、最大応答代表変位 Δ_{\max} (m)

A_w	BSL03				BSL06				BSL09			
	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}
0.98	1/155	1/180	1/256	0.036	1/164	1/181	1/253	0.035	1/161	1/183	1/270	0.036
1.96	1/58	1/80	1/102	0.091	1/83	1/107	1/135	0.063	1/72	1/93	1/117	0.075
2.94	1/35	1/52	1/63	0.147	1/26	1/40	1/49	0.192	1/28	1/41	1/49	0.185
4.41	1/16	1/25	1/28	0.313	1/25	1/40	1/47	0.197	1/22	1/35	1/42	0.228

8.2.2 震度 7 級地震動による倒壊応答解析

第 8.1 節の解析モデルを用いて、震度 7 級地震動による倒壊応答解析を行い、倒壊の有無を確認する。
ここでは、以下のケースの解析モデルを用いて検討を行う。

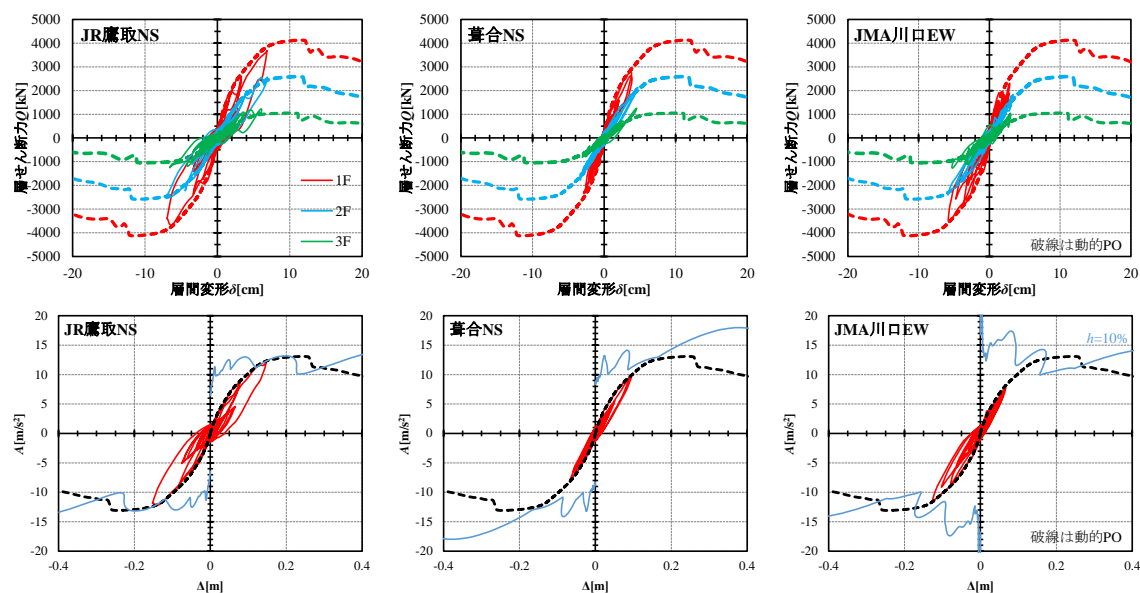
長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」

短辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」

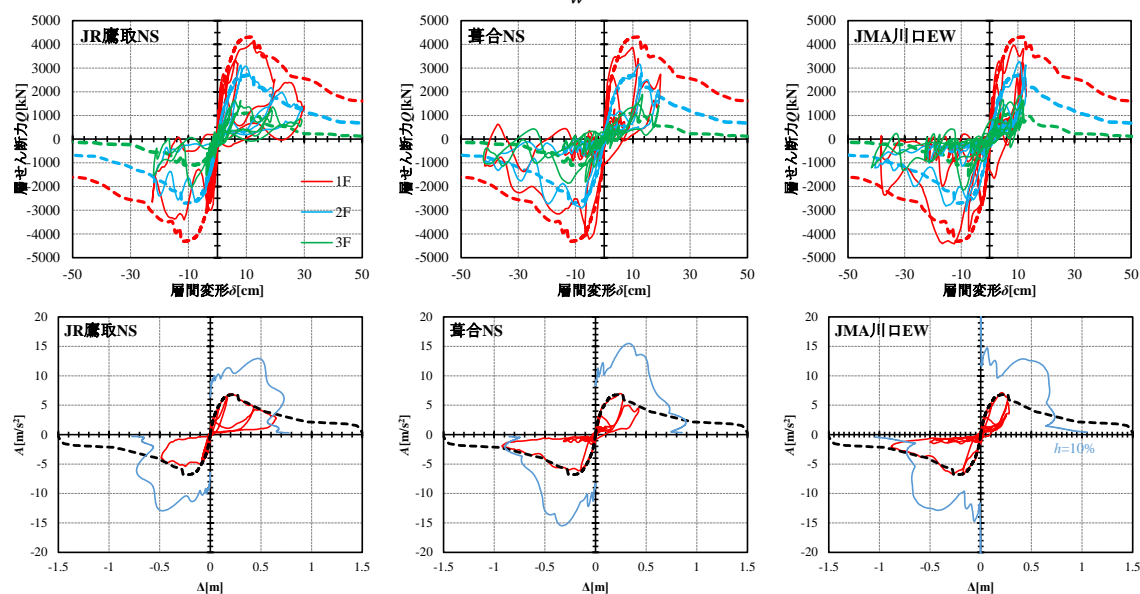
以下の震度 7 級地震動を入力する。

JR 鷹取 NS(1995)、大阪ガス 葺合 NS(1995)、JMA 川口 EW(2004)

以降に、震度 7 級地震動による倒壊応答解析の結果を示す。



(a) $A_w = 0.85$



(b) $A_w = 0.85 \times 2 = 1.70$

図 8.2.3 長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」震度 7 級地震動 解析結果

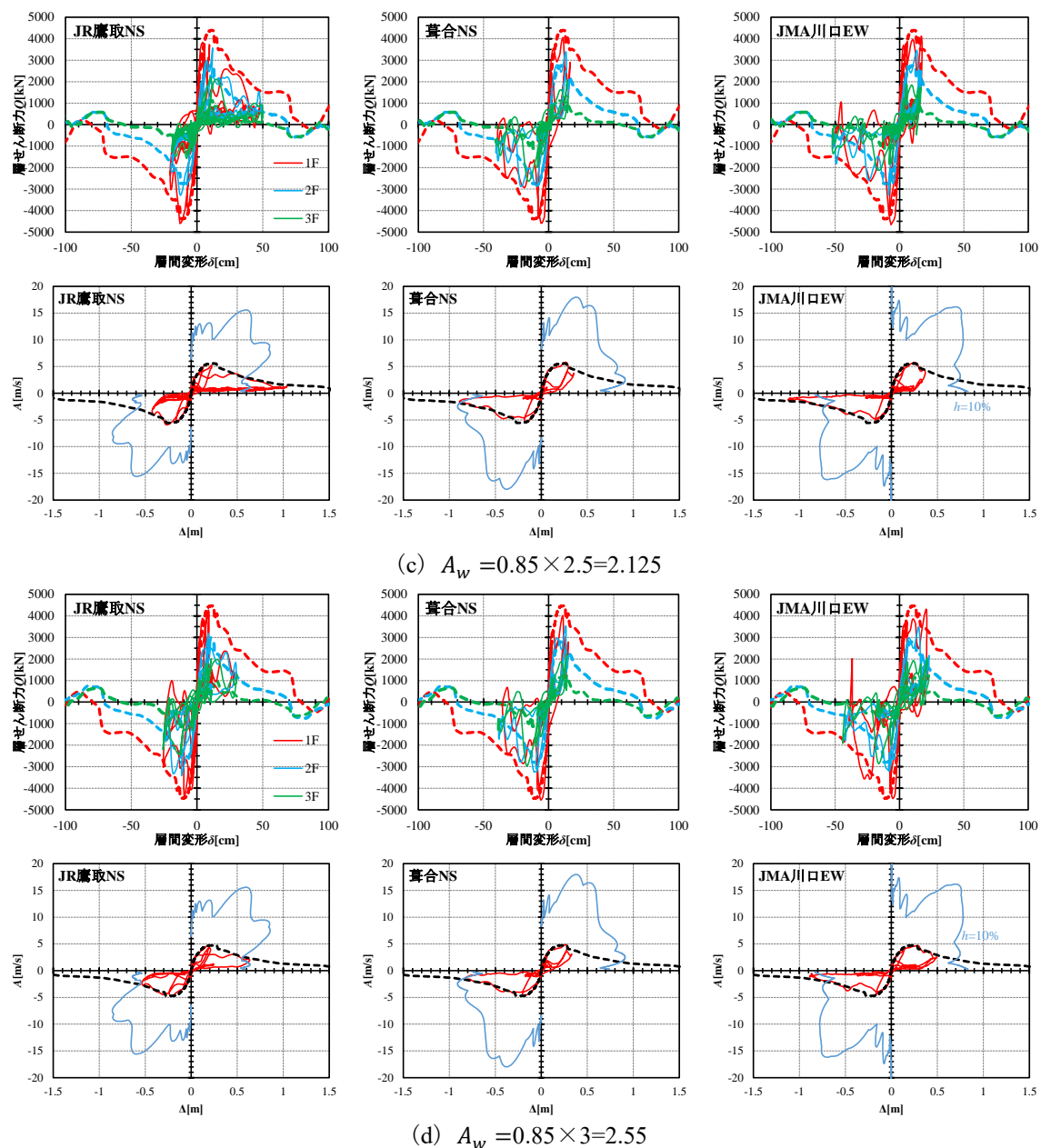


図 8.2.3 長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」震度 7 級地震動 解析結果(続き)

表 8.2.3 長辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」震度 7 級地震動

最大応答層間変形角 R_{\max} (rad)、最大応答代表変位 Δ_{\max} (m)

A_w	JR 鷹取 NS				葦合 NS				JMA 川口 EW			
	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}
0.85	1/43	1/42	1/46	0.153	1/77	1/64	1/66	0.095	1/52	1/51	1/57	0.153
1.70	1/10	1/10	1/10	0.651	1/7	1/7	1/7	0.923	1/8	1/7	1/7	0.651
2.215	1/6	1/6	1/6	1.039	1/8	1/7	1/7	0.889	1/6	1/6	1/6	1.039
2.55	1/11	1/10	1/10	0.635	1/8	1/8	1/8	0.828	1/8	1/7	1/7	0.635

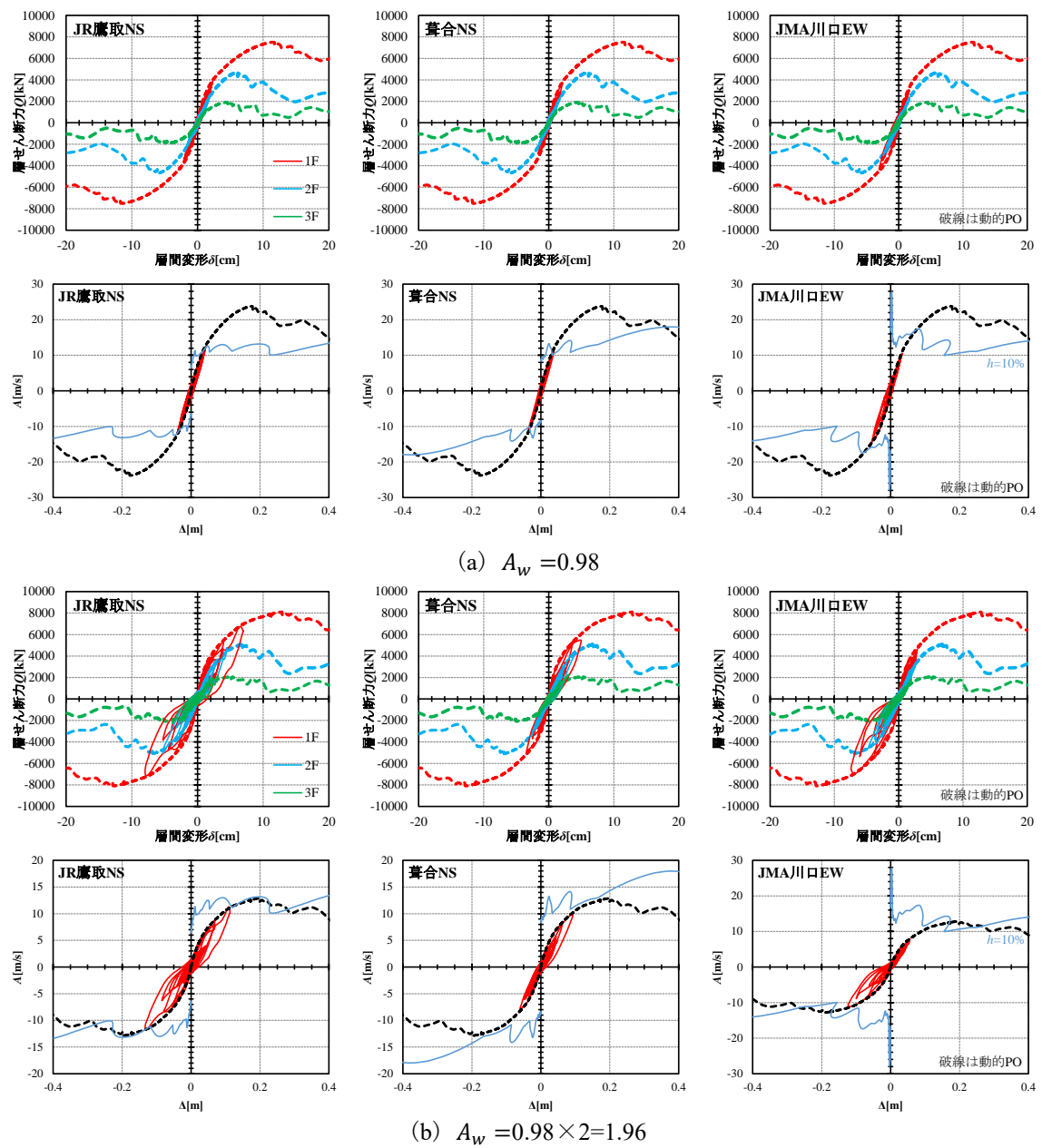
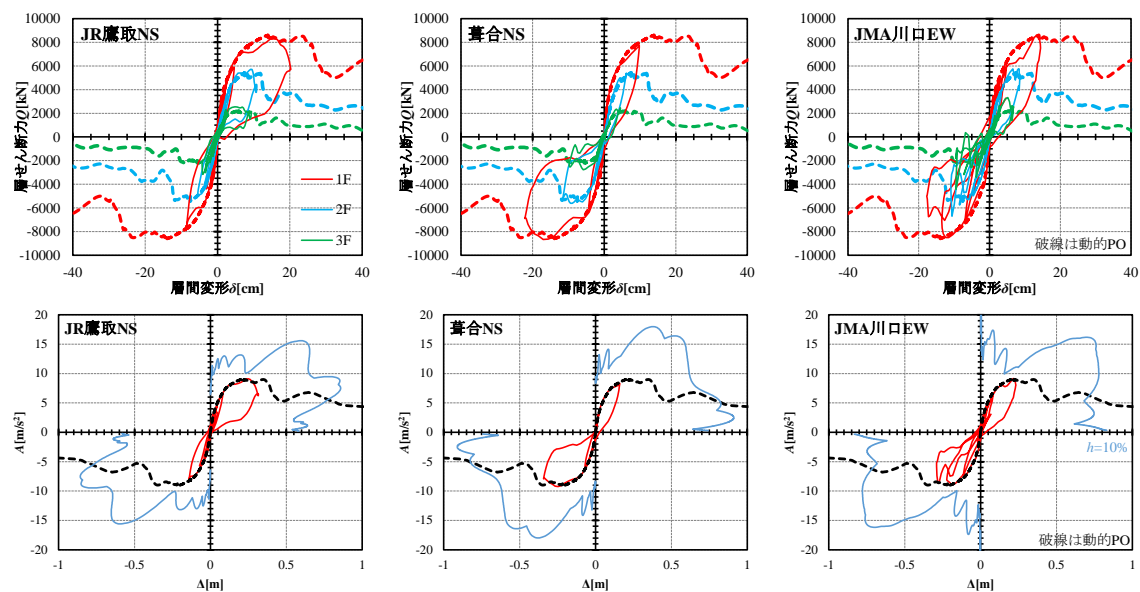
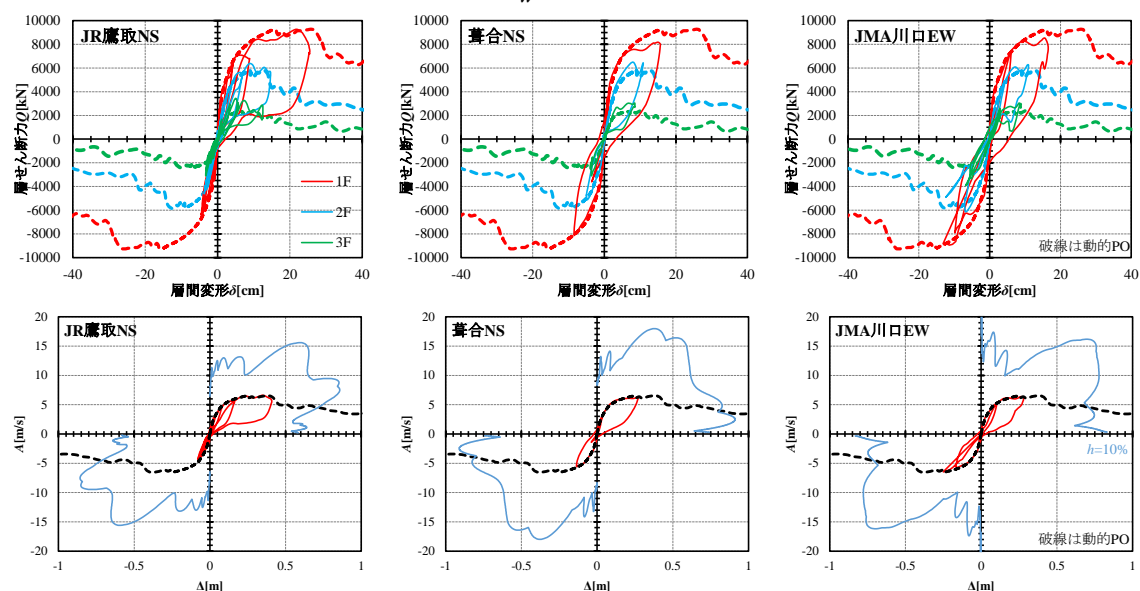


図 8.2.4 短辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」震度 7 級地震動 解析結果



(c) $A_w = 0.98 \times 3 = 2.94$



(d) $A_w = 0.98 \times 4.5 = 4.41$

図 8.2.4 短辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」震度 7 級地震動 解析結果(続き)

表 8.2.4 短辺構面ケース①「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗考慮」震度 7 級地震動

最大応答層間変形角 R_{\max} (rad)、最大応答代表変位 Δ_{\max} (m)

A_w	JR 鷹取 NS				葦合 NS				JMA 川口 EW			
	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}	1F R_{\max}	2F R_{\max}	3F R_{\max}	Δ_{\max}
0.98	1/131	1/152	1/219	0.043	1/145	1/160	1/223	0.040	1/99	1/125	1/176	0.043
1.96	1/38	1/57	1/78	0.133	1/60	1/73	1/97	0.093	1/41	1/64	1/86	0.133
2.94	1/15	1/28	1/32	0.316	1/14	1/26	1/31	0.342	1/17	1/27	1/32	0.316
4.41	1/12	1/20	1/24	0.409	1/19	1/28	1/35	0.271	1/18	1/24	1/34	0.409

8.2.3 不倒壊判定方法の妥当性

第 7.7 節「不倒壊判定方法の検討」で示した不倒壊判定方法の妥当性を検証する。第 7.7 節では、限界耐力計算の背景理論に基づき、地震動の応答スペクトルと建物減衰性能等によって定まる必要耐力曲線 (Demand Curve) が、耐力限界に及ぶ $A - \Delta$ 関係 (保有性能曲線) と交点を持つことを基準として、不倒壊判定方法を構築した。ここでは、以下のケースの解析モデルを用いて検討を行う。

長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」

短辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」

以下に、必要耐力曲線 (Demand Curve) の作成方法を示す。

減衰による加速度の低減率 F_h は pushover 解析の各ステップにおいて、次式により算出する。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (8.1)$$

$$h = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{D_f}} \right) \quad (8.2)$$

$$D_f = \frac{\Delta_i}{\Delta_u} \quad (8.3)$$

ここで、 γ : 構造要素の減衰特性を表す係数で、第 7.7 節より $\gamma = 0.15$ とする。

Δ_i : 各ステップの代表変位

Δ_u : $A - \Delta$ 関係を等価な完全弾塑性に置換した際の A_u 時の代表変位

本検討で対象とする地震動の加速度応答スペクトル S_a 及び変位応答スペクトル S_d は、pushover 解析の各ステップにおいて、平 12 建告第 1457 号及び平 12 建告第 1461 号より、下式を用いて算出する。

$$\begin{aligned} T < 0.16 & \quad S_a = \sqrt{1.5} \cdot p \cdot 5 \cdot (0.64 + 6T) \cdot Z \cdot G_s \cdot F_h \\ 0.16 \leq T < 0.64 & \quad S_a = \sqrt{1.5} \cdot p \cdot 5 \cdot 1.6 \cdot Z \cdot G_s \cdot F_h \\ 0.64 \leq T & \quad S_a = \sqrt{1.5} \cdot p \cdot 5 \cdot (1.024/T) \cdot Z \cdot G_s \cdot F_h \end{aligned} \quad (8.4)$$

$$S_d = S_a / \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (8.5)$$

ここで、 T : 建築物の固有周期。 $A - \Delta$ 関係より、 $T = 2\pi\sqrt{\Delta/A}$ で求める。

p : 建物の階数及び損傷限界固有周期に応じた数値。 $p = 0.9$

Z : 地震地域係数。 $Z = 1.0$

G_s : 加速度の増幅率

$$T < 0.64 \quad G_s = 1.5$$

$$0.64 \leq T < T_u \quad G_s = 1.5(T/0.64)$$

$$T_u < T \quad G_s = g_v$$

$$T_u : T_u = 0.64(g_v/1.5)$$

g_v : 地盤種別に応じた数値。第二種地盤とし、 $g_v = 2.025$ 。

以下に、長辺構面ケース②の各重量倍率 A_w における $A - \Delta$ 関係と Demand Curve を示す。第 8.1.3 項「解析結果と許容水平耐力 Q_a の検討」より、長辺構面ケース②における上限重量倍率 $A_{w,ul} = 2.49$ である。図 8.2.5 より、マニュアル設計例の建物重量の 3 倍とした $A_w = 2.55$ の場合においても、 $A - \Delta$ 関係は Demand Curve と交点を持つ。また、第 8.2.1 項「極稀地震 $\times \sqrt{1.5}$ の倒壊応答解析」では $A_w = 2.55$ の最大応答代表変位 Δ_{max} は 0.29~0.47m であり、図 8.2.5 の $A - \Delta$ 関係と Demand Curve の交点の代表変位とも概ね整合する。

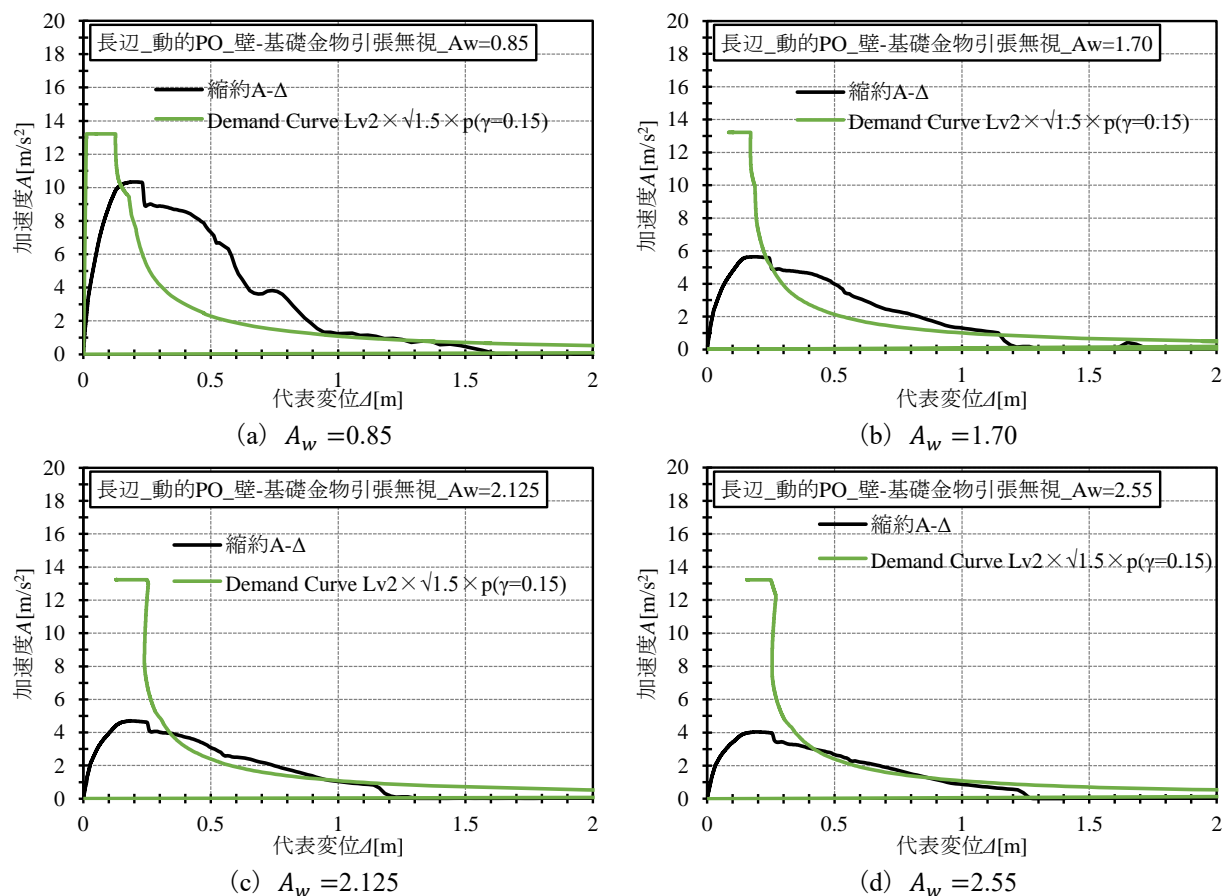


図 8.2.5 長辺構面ケース②「壁－基礎せん断接合部の引張抵抗無視」 $A - \Delta$ 関係と Demand Curve

以下に、短辺構面ケース②の各重量倍率 A_w における $A-\Delta$ 関係と Demand Curve を示す。第 8.1.3 項「解析結果と許容水平耐力 Q_a の検討」より、短辺構面ケース②における上限重量倍率 $A_{w,ul}=4.54$ である。図 8.2.6 より、マニュアル設計例の建物重量の 4.5 倍とした $A_w=4.41$ の場合においても、 $A-\Delta$ 関係は Demand Curve と交点を持つ。また、第 8.2.1 項「極稀地震 $\times\sqrt{1.5}$ の倒壊応答解析」では $A_w=4.41$ の最大応答代表変位 Δ_{max} は 0.20~0.31m であり、図 8.2.6 の $A-\Delta$ 関係と Demand Curve の交点の代表変位とも概ね整合する。

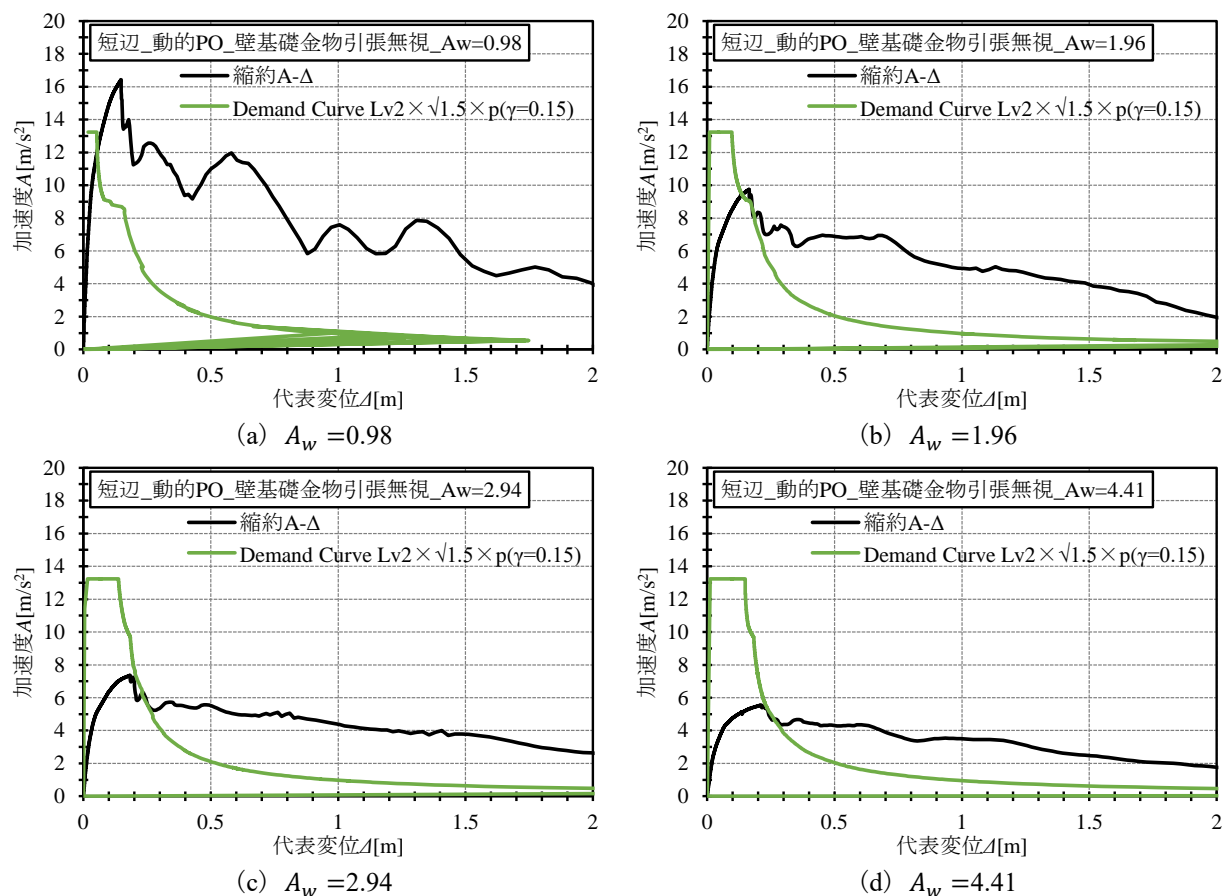


図 8.2.6 ケース②「短辺構面 壁—基礎せん断接合部の引張抵抗無視」 $A-\Delta$ 関係と Demand Curve