

第一層剛性率に着目した 梁降伏型実現のための必要柱梁耐力比について

中村 亮太*・山西 央朗**

(令和 6 年11月 1 日受付)

The required column-to-beam strength ratio for achieving beam-yielding behavior
focused on the first-layer stiffness ratio

Ryota NAKAMURA, Teruaki YAMANISHI

(Received November 1, 2024)

Abstract

In this paper, we discuss the required column-to-beam strength ratio, taking into account the distribution of layer stiffness. Generally, the required column-to-beam strength ratio is determined considering factors such as bidirectional loading on the structural framework and assuming a horizontal input at a 45-degree angle. However, when the stiffness ratio is 0.6 or higher, the influence of layer stiffness is not taken into account. On the other hand, in this paper, through time history response analysis results of a planar framework, we confirm that even when the stiffness ratio satisfies 0.6 or higher, the required column-to-beam strength ratio varies depending on the stiffness distribution. Additionally, we propose an approximate formula for the required column-to-beam strength ratio that takes this effect into consideration.

Key Words: Column-to-beam strength ratio, Plane frame structure, stiffness ratio,
Time history response analysis

1. はじめに

極稀に発生する地震に対して変形集中に伴う早期倒壊を回避することを目的に、構造物全体に損傷を分散する全層崩壊機構形成を実現させることが一般的である。これを実現するには梁降伏型の崩壊形を得るべきであり、柱梁耐力比1.5を満足すれば良いとされている^[1]。

当該数値は、i) 斜め入力の影響、ii) 斜め方向の断面性能、iii) 床スラブとの合成効果による梁の耐力上昇、iv) 高次モード等の影響、v) 鋼材の降伏点のばらつき等に基づいて定められている。ルート 3 による保有水平耐力の確

認^[2]、または応答解析を介さず設計可能なルート 2 の耐震計算^[2]において塑性域での変形能力、すなわち崩壊機構を保証する一つの指標値となっている。

しかしながら本論の 5 章で議論する様に、ルート 2 の条件を満足 ($0.6 \leq$ 剛性率) しても、第一層 (低層部) にて剛性率が0.6に近いと該当層柱上端の塑性化が現われる様になり、場合によっては部分層崩壊機構を形成して損傷集中を招く可能性が示唆されている。この結果は平面架構の時刻歴応答解析に基づいたものであり、上記 i), ii), iii), v) が因子から除かれている。また、動的効果を考慮した柱梁耐力比1.3倍^[3]を超過しても柱の損傷割合は 1 割

* 広島工業大学大学院 知的機能科学専攻

** 広島工業大学 建築工学科 准教授

を下回らないケースも見られる。すなわち、ルート2の範疇にあっても、剛性率に影響因子から除外し切れていないことが読み取れる。

本研究では、改めて剛性率と全層崩壊機構形成との因果関係を紐解くことを目的に、水平剛性を考慮した必要柱梁耐力比 α_n の略算値を導出し、全層崩壊機構形成を可能とする柱梁耐力比について検討を行う。また、下層部においては露出柱脚を有することによる層剛性の低下によって変形集中（すなわち、第一層柱上端部の塑性ヒンジ形成）が現われる傾向にある〔例えば、4〕ことが知られている。このような現象を追跡することを目的に、下層部での損傷集中が現われやすい現象について併せて考察を行う。

2. 単一柱モデル

地震外力作用時のラーメン架構における曲げ応力の記号の定義を図1に示す。i層Xj通り上節点の材端モーメントにおいて、上側、下側、右側、左側のモーメントを順に $x_j M_{(i+1)-B}$ 、 $x_j M_{i-T}$ 、 $x_j M_{i-R}$ 、 $x_j M_{i-L}$ と表している。

続いて、図1にて抽出した柱上下端に回転バネを有する単一柱モデルの詳細を図2に示す。回転バネの回転剛性は柱に取り付く梁の拘束を表現しており、図2(b)に示すように着目柱が取り付け位置での曲げ応力 M 及び回転角 θ により、回転剛性 $k (=M/\theta)$ は以下の式で表される。

$$k = 3E \cdot \left(\frac{x_j I_{i-L}}{x_j L_{i-L}} + \frac{x_j I_{i-R}}{x_j L_{i-R}} \right) \quad (1)$$

ここに、 E : 梁部材ヤング係数、 $x_j I_{i-L}$ 、 $x_j I_{i-R}$: 着目柱に取り付く梁の断面二次モーメント、 $x_j L_{i-L}$ 、 $x_j L_{i-R}$: 着目柱に取り付く梁部材長である。

なお、第一層柱下端においては露出柱脚の回転剛性 k_{BS} を回転バネの回転剛性として与えている。以上の回転バネ回転剛性 k_T 、 k_B の与え方を図2(c)及び図2(d)にまとめる。

次に、図2(a)に示す単一柱の水平剛性 K_{j-sys} 及び剛床仮定が成立するとしたときの第i層層剛性 $K_{i-Layer} (=Q_i/$

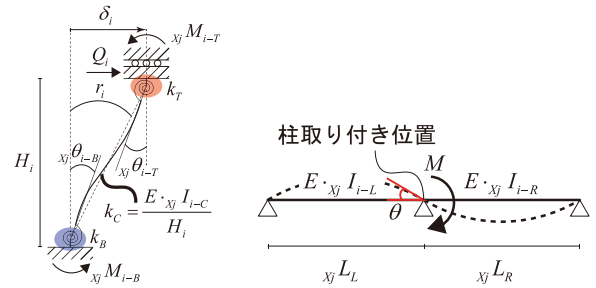
r_i) はそれぞれ以下の式で表される。

$$K_{j-sys} = \frac{12}{H_i^2} \cdot \frac{\frac{1}{k_C} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}}{\frac{1}{k_C^2} + \frac{4}{k_C \cdot k_B} + \frac{4}{k_C \cdot k_T} + \frac{12}{k_B \cdot k_T}} \quad (2)$$

$$K_{i-Layer} = \sum_{j=1}^m K_{j-sys} \quad (3)$$

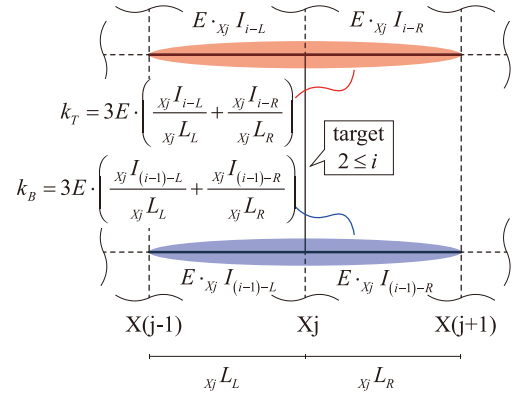
ここに、 H_i : 柱部材長、 k_C : 柱の曲げ剛性 ($=E \cdot x_j I_{i-C}/H_i$)、 k_T : 柱上端回転バネの回転剛性、 k_B : 柱下端回転バネの回転剛性である。

また、図2(a)における単一柱上下端の曲げ応力は以下の式で表される。

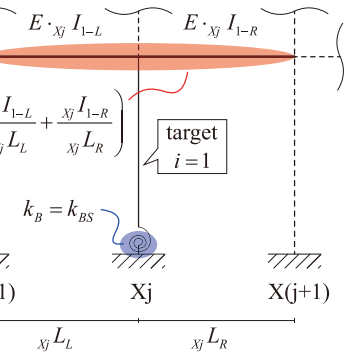


(a) 単一柱変形図
(i層Xj通り)

(b) 着目柱に取り付く
梁モデル



(c) 回転バネ回転剛性
(第二層以上柱着目)



(d) 回転バネ回転剛性
(第一層柱着目)

図2 単一柱モデル

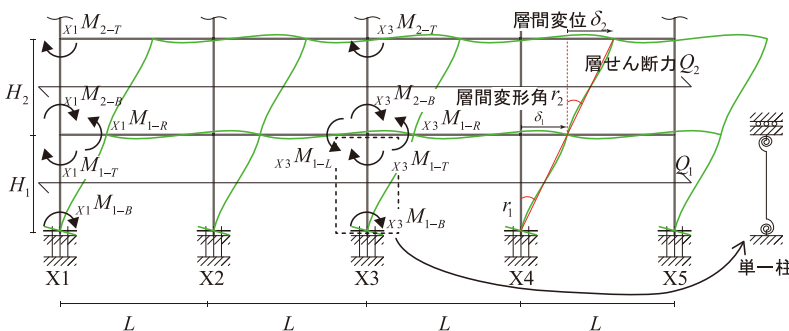


図1 部材端曲げ応力の記号と単一柱の抽出

$$x_j M_{i-a} = 12r_i \cdot \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_b}}{\frac{1}{k_c^2} + \frac{4}{k_c \cdot k_b} + \frac{4}{k_c \cdot k_a} + \frac{12}{k_a \cdot k_b}} \quad (4)$$

ここに、 r_i : 第 i 層層間変形角である。なお、 $x_j M_{i-a} = x_j M_{i-T}$ のとき $k_a = k_T$, $k_b = k_B$, $x_j M_{i-a} = x_j M_{i-B}$ のとき $k_a = k_B$, $k_b = k_T$ である。

3. 剛性率を考慮した梁降伏条件

まず、第一層上梁は全スパンにて同一断面とし、また、第一層と第二層の柱も同一断面と仮定する。すなわち、第

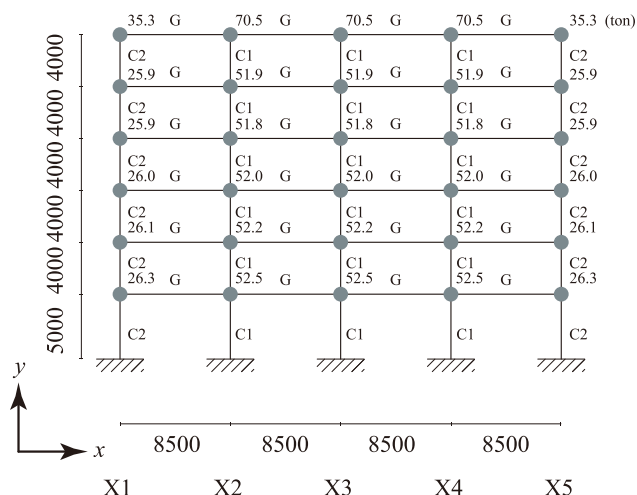


図3 対象構造物

表1 断面リスト

層	断面形状	部材長	断面二次モーメント
	mm	mm	mm ⁴
C1	□-550×550×16	4000	1.63E+09
	□-550×550×22	4000	2.16E+09
	□-600×600×16	4000	2.13E+09
	□-600×600×19	4000	2.49E+09
	□-600×600×22	4000	2.84E+09
	□-600×600×22	6000	2.84E+09
C2	□-400×400×12	4000	4.68E+08
	□-450×450×16	4000	8.73E+08
	□-450×450×16	4000	8.73E+08
	□-450×450×19	4000	1.02E+09
	□-450×450×22	4000	1.15E+09
	□-450×450×22	6000	1.15E+09
G1	H-588×300×12×20	8500	1.13E+09
	H-488×300×11×18	8500	6.81E+08
	H-594×302×14×23	8500	1.32E+09
	H-692×300×13×20	8500	1.66E+09
	H-700×300×13×24	8500	1.95E+09
	H-792×300×14×22	8500	2.45E+09
	H-792×300×14×22	8500	2.45E+09

ヤング係数 $E=205000 \text{ N/mm}^2$, 降伏応力度 $\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$

表2 剛性率及び固有周期
(標準層せん断力係数 $C_0=0.2$)

第一層柱下端 境界条件	層	第 i 層層間変形角 r_i (rad)	剛性率 R_i (-)	一次固有周期 T_1 (s)
ピン	6	0.0056	1.08	1.617
	5	0.0052	1.16	
	4	0.0055	1.09	
	3	0.0052	1.15	
	2	0.0050	1.20	
	1	0.0189	0.32	
半剛接*	6	0.0054	1.03	1.370
	5	0.0051	1.11	
	4	0.0054	1.03	
	3	0.0052	1.09	
	2	0.0050	1.13	
	1	0.0092	0.61	
固定端	6	0.0054	0.93	1.209
	5	0.0050	0.99	
	4	0.0054	0.92	
	3	0.0052	0.97	
	2	0.0050	1.00	
	1	0.0042	1.19	

*: 第1層 $k_B = 1.64 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm/rad}$ (中柱)= $1.41 k_C$

表3 柱梁耐力比リスト (X3 通り)

柱降伏応力度 σ_{yc}	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	柱梁耐力比 $x_3 M_{i-PC} / x_3 M_{i-R-P}$	平均柱梁耐力比 $x_3 \alpha_{AR}$
N/mm ²	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
141.000	0.94	0.94	0.94	0.82	0.92	0.79	0.91	1.02	1.10	0.82	0.92
156.667	1.04	1.04	1.04	0.91	1.03	0.87	1.01	1.13	1.22	0.91	1.02
172.333	1.15	1.15	1.15	1.00	1.13	0.96	1.11	1.25	1.35	1.00	1.12
188.000	1.25	1.25	1.25	1.09	1.23	1.05	1.21	1.36	1.47	1.09	1.23
203.667	1.36	1.36	1.36	1.18	1.33	1.14	1.31	1.47	1.59	1.18	1.33
219.333	1.46	1.46	1.46	1.28	1.44	1.22	1.41	1.59	1.71	1.27	1.43
235.000	1.57	1.57	1.57	1.37	1.54	1.31	1.51	1.70	1.83	1.36	1.53
250.667	1.67	1.67	1.67	1.46	1.64	1.40	1.61	1.81	1.96	1.46	1.64
266.333	1.78	1.78	1.78	1.55	1.75	1.48	1.71	1.93	2.08	1.55	1.74
282.000	1.88	1.88	1.88	1.64	1.85	1.57	1.81	2.04	2.20	1.64	1.84
297.667	1.98	1.98	1.98	1.73	1.95	1.66	1.92	2.15	2.32	1.73	1.94
313.333	2.09	2.09	2.09	1.82	2.05	1.75	2.02	2.27	2.45	1.82	2.04

梁降伏応力度 $\sigma_{yB}=235 \text{ N/mm}^2$

i 層 X_j 通り柱の全塑性モーメントを $x_j M_{i-PC}$ 、第 i 層 X_j 通り上節点柱に取り付く左右の梁の全塑性モーメントをそれぞれ $x_j M_{i-L-P}$ 、 $x_j M_{i-R-P}$ とすれば $x_j M_{i-PC} = x_j M_{2-PC}$ 、 $x_j M_{i-L-P} = x_j M_{i-R-P}$ が成り立つとする。

3.1 柱下端に先行して梁に塑性ヒンジが形成される場合

第 i 層上節点における梁降伏条件及びこれを満たすために必要な柱梁耐力比 α_n (以下、必要柱梁耐力比と記す) は以下となる。なお、代表として節点右梁を示す。

$$\alpha_n = \frac{x_3 M_{i-PC}}{x_3 M_{i-R-nP}} \quad (5)$$

$$\frac{x_3 M_{i-T}}{x_3 M_{i-R}} < \alpha_n \quad (6)$$

ここに、 $x_3 M_{i-R-nP}$: 第 i 層 X_3 通り右梁の必要全塑性モーメントである。

また、第 i 層上の節点におけるモーメントの釣合いを考えることで、(6) 式は次のように表すことができる。

$$\frac{E \cdot x_j I_{i-L}}{x_j L_L} + \frac{E \cdot x_j I_{i-R}}{x_j L_R} \cdot \frac{1}{1 + \frac{x_3 M_{(i+1)-B}}{x_3 M_{i-T}}} < \alpha_n \quad (7)$$

3.2 梁に先行して柱下端に塑性ヒンジが形成される場合

第 i 層上梁に先行して第 i 層柱下端に塑性ヒンジが形成される場合の梁降伏条件は以下となる。

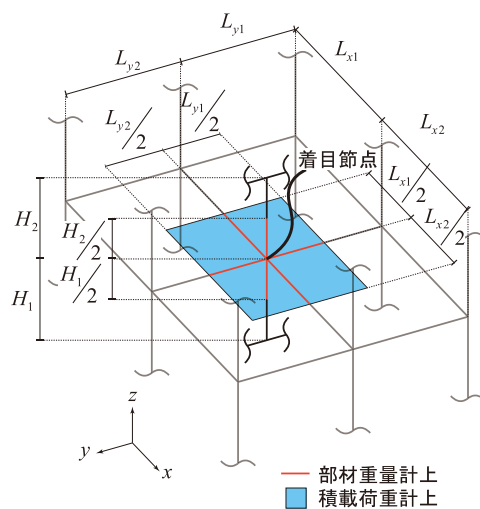


図4 質量計上方法

$${}_{X3}M_{i-R-P} < \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{{}_{X3}M_{(i+1)-B}}{{}_{X3}M_{i-T}} \right) \cdot ({}_{X3}M_{i-PC} - {}_{X3}M'_{i-T}) + {}_{X3}M'_{i-R} \quad (8)$$

各値は以下の式で表される。

$${}_{X3}M'_{i-T} = \frac{\frac{1}{2k_C} + \frac{1}{k_B}}{\frac{1}{2k_C} + \frac{1}{k_T}} \cdot {}_{X3}M_{i-PC} \quad (9)$$

$${}_{X3}M'_{i-R} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{{}_{X3}M_{(i+1)-B}}{{}_{X3}M_{i-T}} \right) \cdot \frac{\frac{1}{2k_C} + \frac{1}{k_B}}{\frac{1}{2k_C} + \frac{1}{k_T}} \cdot {}_{X3}M_{i-PC} \quad (10)$$

$$\overline{{}_{X3}M_{i-T}} = 12 \cdot \frac{W}{K_{i-Layer}} \cdot \frac{1}{H_i} \cdot \frac{1}{\frac{4}{k_C} + \frac{12}{k_T}} \quad (11)$$

$$\overline{K_{i-Layer}} = \sum_{j=1}^m \overline{K_{j-sys}} \quad (12)$$

$$\overline{K_{j-sys}} = \frac{1}{H_i^2} \cdot \frac{3}{\frac{1}{k_C} + \frac{3}{k_T}} \quad (13)$$

ここに、 $\overline{K_{i-Layer}}$: 第*i*層全柱下端で塑性ヒンジが形成された際の第一層層剛性、 $\overline{K_{j-sys}}$: 柱下端に塑性ヒンジが形成された場合の単一柱水平剛性、*W*: 構造物総重量（固定荷重と積載荷重の和）である。

前述の必要柱梁耐力比 α_n を略算解として第2節に示した単一柱モデルを利用して算出する。層せん断力分布は A_i 分布に基づき算出する。剛床仮定が成立するものとし、

(3) 式より得られる層剛性 $K_{i-Layer}$ から第*i*層層間変形角 $r_i (=Q_i / K_{i-Layer})$ を算出する。続いて、(4) 式より算出した ${}_{X3}M_{i-T}$ 及び ${}_{X3}M_{2-B}$ を用いて (7)、(8) 式から必要柱梁耐力比を算出することができる。

4. 対象構造物と時刻歴応答解析概要

図3に対象構造物を、表1に断面リストを、表2に剛性率を示す。図3に質量分布を併記する。質量は図4に示すように、着目する節点で階高及びスパンの半分の領域（図中水色の部分）における部材重量と、同領域における床重量等（一般的な事務所ビルを想定した床重量と積載荷重）を計上して求めている。なお、各階の剛性率 R_{Si} は、各階の層間変形角の逆数 r_S を当該建築物についての相加平均で除した値である^[2]。また、本論文では具体的な柱脚のディテール（柱脚の降伏曲げ耐力、全塑性曲げ耐力）を想定しておらず、第一層剛性率0.6を満足する回転剛性を与えることに主眼をおいている。さらに、一般的な構造設計を意識して各部材の応力度-ひずみ度関係は完全弾塑性とした。また、梁は層毎に同一断面とし、3章で記した仮定と対応させるために中柱および側柱共に第一層と第二層の柱は同一断面としている。また、各節点で柱の全塑性耐力の和と梁の全塑性耐力の和の比 $\Sigma M_{C-PC} / \Sigma M_{B-P}$ が1.5を概ね満足するように断面を算定している。さらに、柱梁耐力

比 ${}_{Xj}M_{i-PC} / {}_{Xj}M_{i-R-P}$ 、 ${}_{Xj}M_{(i+1)-PC} / {}_{Xj}M_{i-R-P}$ を簡便に調整するために中柱、側柱の降伏応力度 σ_{Y-C} を一律で定数倍している。表3に、定数倍した柱降伏応力度 σ_{Y-C} に対応した $X3$ 通り柱梁耐力比 ${}_{X3}M_{i-PC} / {}_{X3}M_{i-R-P}$ 、 ${}_{X3}M_{(i+1)-PC} / {}_{X3}M_{i-R-P}$ 及びこれらの平均値である平均柱梁耐力比 ${}_{X3}a_{Ave}$ を示す。表3より、第一層の柱梁耐力比 ${}_{X3}M_{1-PC} / {}_{X3}M_{1-R-P}$ が概ね0.9~2.1となるように変数調整を行っている。

また、解析には「CLAP.f」を用い、時間刻み0.005秒、減衰定数はレーリー型で $h=0.02$ とする。入力地震波は、標準的な3波として El-centro NS 波、Hachinohe、Taft とし、地震用水平加速度は最大速度が0.75m/s となる様に基準化した。尚、レベル2地震動入力時に本対象構造物では崩壊機構を形成するまでの損傷に至らなかったため、構造物の損傷分布の追跡を目的として上記の地震用水平加速度とした。また、鉛直方向の加速度を設定していないため、P- Δ 効果は実質考慮されていない。

5. 解析結果と考察

図5に第一層上節点の柱エネルギー吸収量比-柱梁耐力比関係を示す。グラフ上側に平均柱梁耐力比 ${}_{X3}a_{Ave}$ の軸を併記する。尚、柱エネルギー吸収量比は、第一層 $X3$ 通り柱上節点における全部材エネルギー吸収量に対する第一層柱上端のエネルギー吸収量の比である。エネルギー吸収量は部材材端復元力特性から算出している。また、図中の解析結果のシンボルはそれぞれ、赤抜口が下柱（第一層柱上端）に先行して塑性ヒンジ形成、水色抜口が下柱と左右梁（左右梁はほぼ同一挙動）に同時に塑性ヒンジ形成、緑抜口が左右梁に先行して塑性ヒンジ形成された結果である。そして、黒一点鎖線は Pinned end および Semi-rigid においては式(7)、Fixed end においては式(8)より算出した必要柱梁耐力比 α_n の値を、青二点鎖線は ${}_{X3}M_{1-PC} / {}_{X3}M_{1-R-P}=2.09$ の条件下で第一層上梁に塑性ヒンジが形成される直前の時刻における式(6)より、存在応力比 ${}_{X3}M_{1-T} / {}_{X3}M_{1-R}$ から算出した必要柱梁耐力比である。但し、Pinned end の Hachinohe においては第一層の最大層間変形角が $1/10\text{rad}$ 近い値を示しており倒壊レベルの変形角を超過し、それぞれ除外している。

次に、図6に代表変数における構造物全体の地震後のエネルギー吸収量の分布、図7に代表変数における最大層間変形角分布、図8に最大層間変形角変動係数-平均柱梁耐力比関係を示す。最大層間変形角変動係数 CV_r は、第一層から第六層における最大層間変形角の値に対して正側 ($0 < r_{i-Max}$) 及び負側 ($r_{i-Min} < 0$) それぞれについて算出している。尚、図6には節点周りにエネルギー吸収量、節点中の割合を併記する。図8には柱梁耐力比 ${}_{X3}M_{1-PC} / {}_{X3}M_{1-R-P}$ の軸及び必要柱梁耐力比 α_n を併記する。代表値の選定

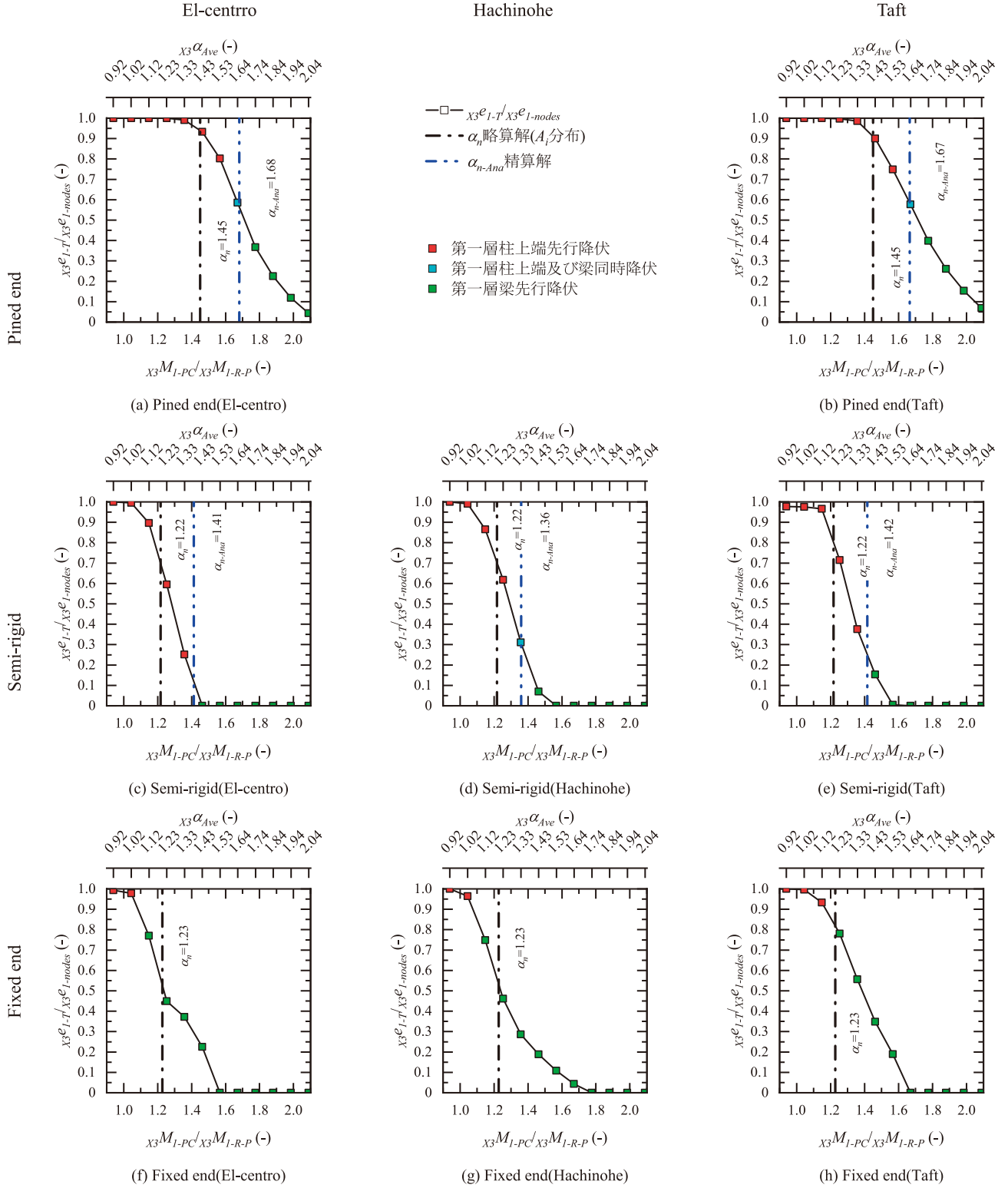


図5 第一層上節点の柱エネルギー吸収量比 - 柱梁耐力比関係

は、第一層柱下端部の支持条件毎に、(a), (d), (f) においては第一層柱上端が先行して塑性ヒンジ形成し第一層部分層崩壊形を示したものの、(b) においては第一層上梁が先行して塑性ヒンジ形成するが第一層柱上端のエネルギー吸収量が比較的大きいものの、(c), (e), (g) においては第一層上梁が先行して塑性ヒンジを形成し梁降伏型となったものを抜粋している。

なお、解析変数の表記を「入力地震波 (E:El-centro, H:Hachinohe, T:Taft) - 第一層柱下端境界条件 (F:Fixed end, S:Semi-rigid, P:Pined end) - 第一層の柱梁耐力比

$x3M1-PC / x3M1-R-P$ 」としている。

5. 1 剛性率と必要柱梁耐力比の変遷について

図5～7より、先行して塑性ヒンジが形成される箇所、エネルギー吸収量の分布、最大層間変形角の分布から推定される崩壊機構と柱梁耐力比の関係から、第一層水平剛性の変化に伴い梁降伏型を実現するための柱梁耐力比が変動していることが読み取れる。更に、ルート2を満足する剛性率^[2]を有する Semi-rigid と Fixed end においても、必要柱梁耐力比は略算式の結果で1.22～1.23、平面架構応答解析結果から1.1～1.4を必要としている。

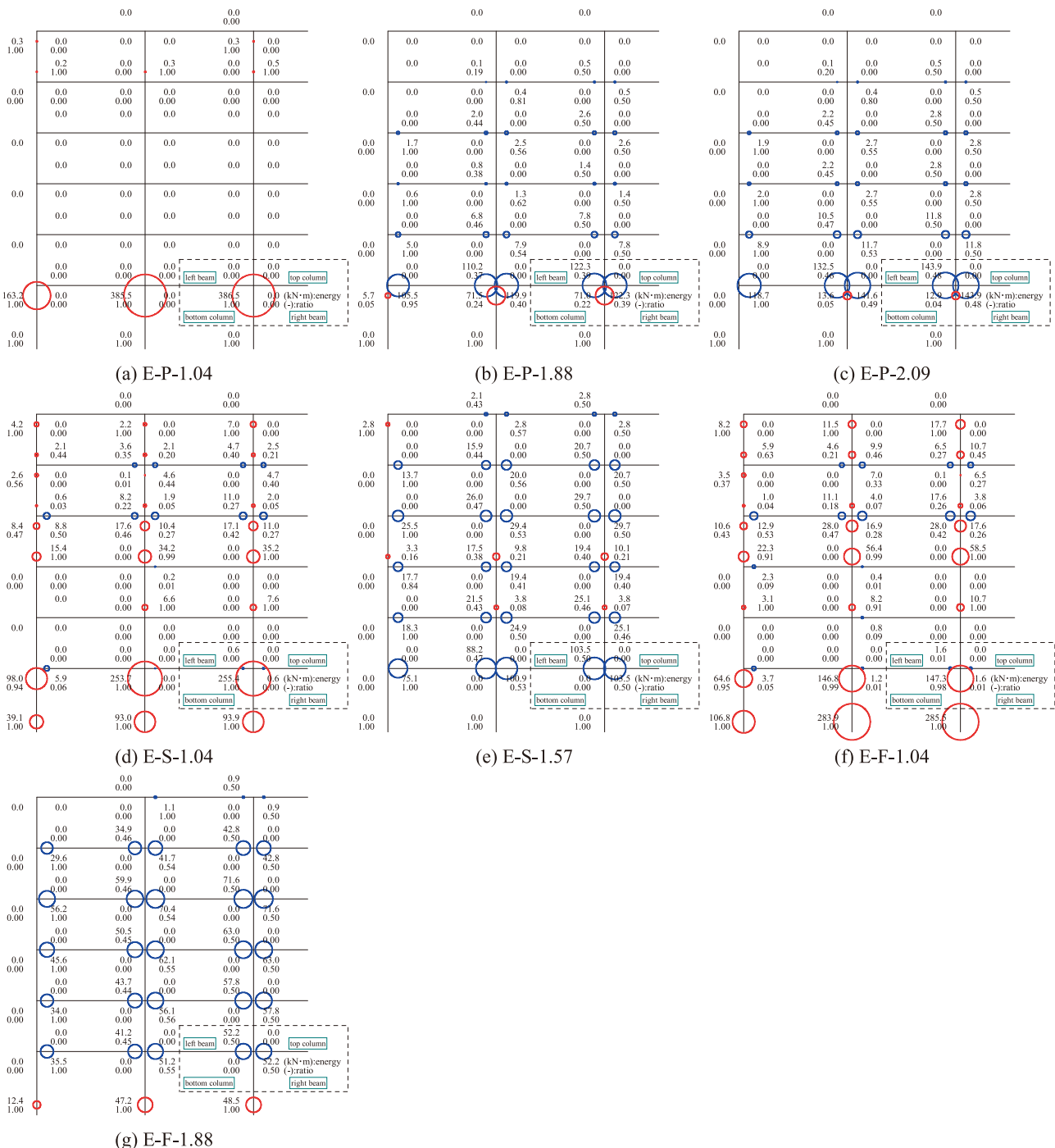


図6 エネルギー吸収量分布

この結果より、層剛性、または層剛性を読み替えた値とも言える剛性率は、梁降伏型を実現するための柱梁耐力比を検討する場合の指標値の一つとするべき値と言える。但し、これについては文献^[3]にて議論されており、その結果は序論で記した iv) に含まれている^[1]。しかしながら、層剛性に着目しながら更に定量的な追跡をするには至っていないため、本研究では、これを追求することを目指して議論を続ける。

5.2 第一層上節点の塑性ヒンジ形成箇所について

先ず図5より、梁に先行して塑性ヒンジが形成される柱

梁耐力比は、応答解析結果（緑抜口が最初に現れる耐力比）に対して提案している略算式の値（黒一点鎖線）は0.81~1.07の比率となり、精度は高いものの層剛性の変化に伴う必要柱梁耐力比の変動を追跡できている。

次に図6 (b) に着目する。これは、梁に先行して塑性ヒンジが形成されるものの第一層柱上端の損傷も小さくなく、第一層部分崩壊の危険性も危惧されるものである。図6 (c) との比較、図7 (b), (c) との比較から本解析結果では部分層崩壊とはなっていないものの、柱損傷を想定しない場合に伴う極低サイクル疲労（クラック、局部座屈

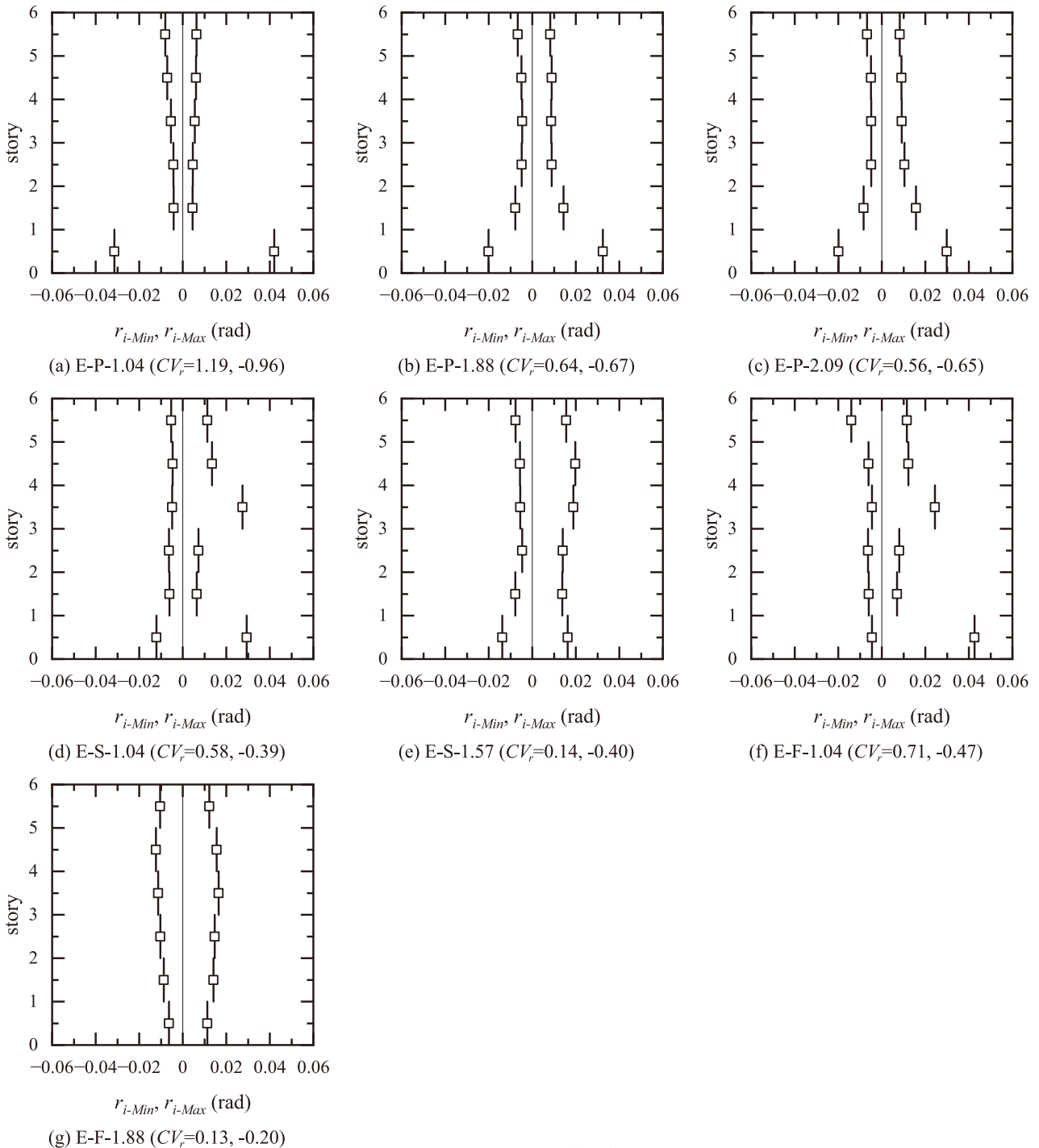


図7 最大層間変形角分布

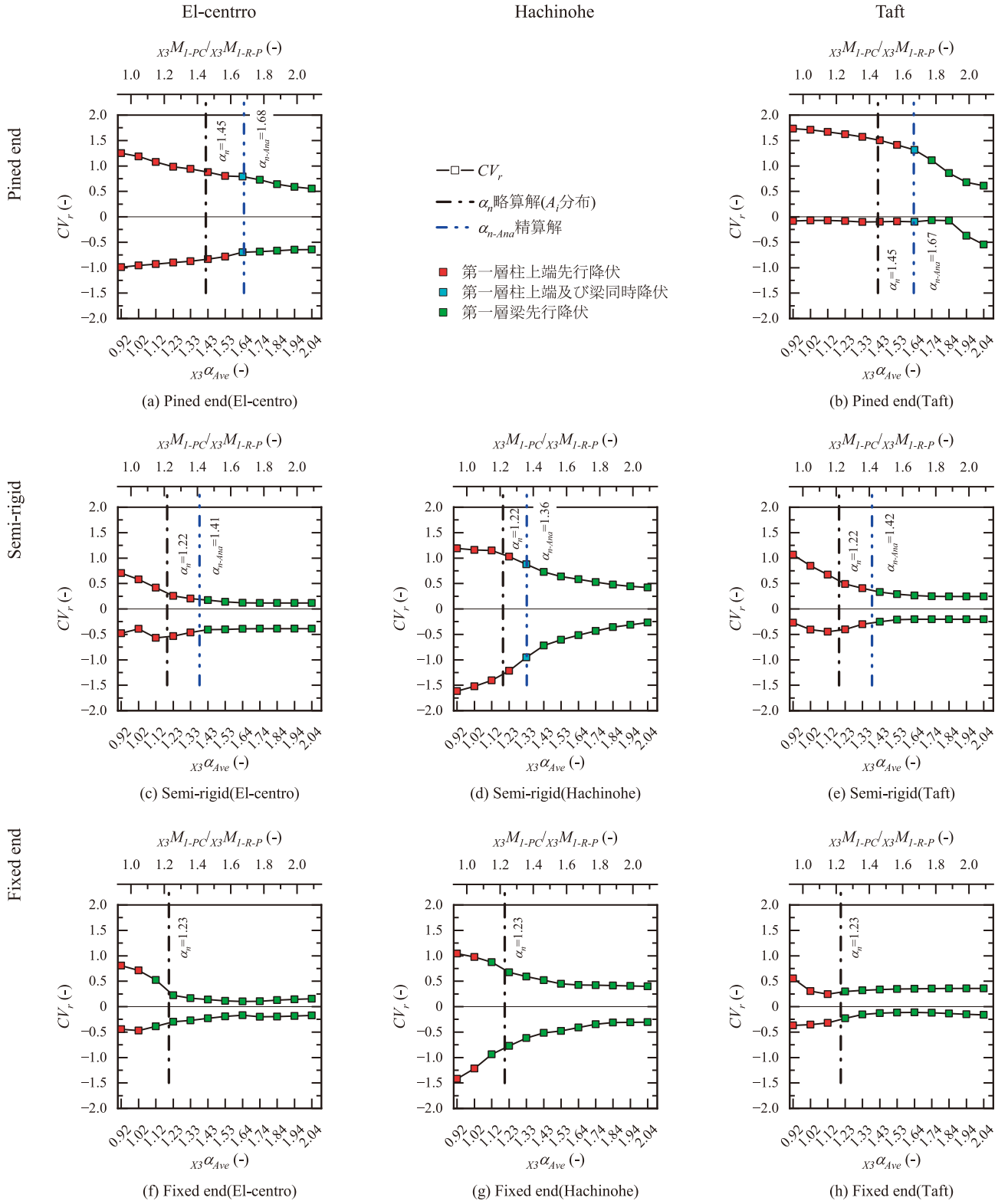


図8 最大層間変形角変動係数 - 平均柱梁耐力比関係

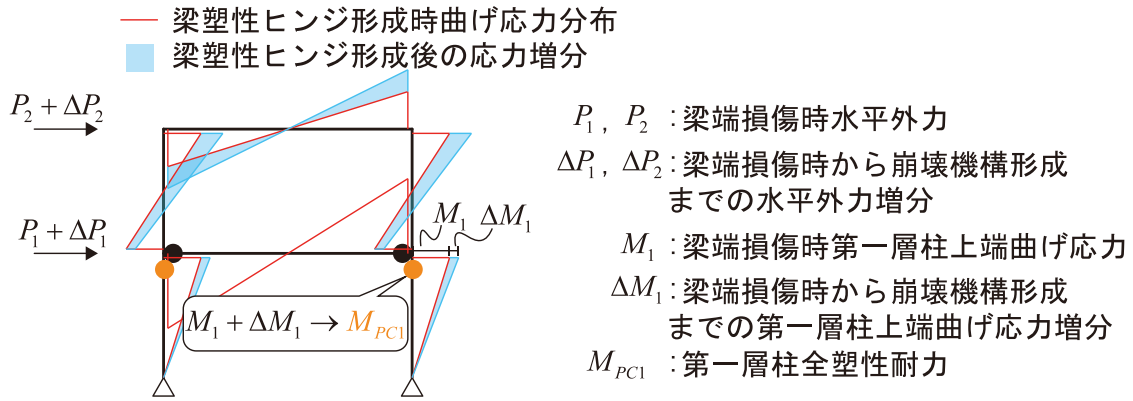


図9 梁端塑性ヒンジ形成後からの応力増分による柱への塑性ヒンジ形成の可能性

など)の影響により、部分層崩壊の形成や倒壊も示唆される結果である。

次に、梁が先行して損傷しているにも関わらず柱に損傷が現れる理由について考察する。図9に示すように、水平外力 P_1 及び P_2 作用時に下層部梁は損傷し、かつ崩壊機構は形成されていない(上方の層に余力がある)とする。その後崩壊機構形成までの水平外力増分 ΔP_1 及び ΔP_2 によって生じる応力増分 ΔM_1 を柱が負担することになり、この結果として柱にも塑性ヒンジが形成される可能性がある。層剛性が低い層では変形集中に伴い、他の層に比較して梁の塑性ヒンジ形成が早期に発生し、前述の現象が起きやすい傾向にあることが推測される。

5.3 最大層間変形角変動係数

図8より、柱梁耐力比が大きくなるに従って最大層間変形角変動係数の絶対値は小さくなっており、特定層の変形集中が緩和される傾向が読み取れる。Pined end の Taft においては、負側 ($r_i < 0$) で $x_3 M_{I-PC} / x_3 M_{I-R-P} = 1.98$ から CV_r の絶対値が大きな値をとっている。これは、 $x_3 M_{I-PC} / x_3 M_{I-R-P} < 1.88$ では正側に第一層層間変形角が $1/20 \text{ rad}$ を超える大きな変形集中が生じた後、負側に大きな層間変形角が生じなかったが、 $1.98 < x_3 M_{I-PC} / x_3 M_{I-R-P}$ から正側の第一層変形集中が緩和され、負側の第一層層間変形角が大きくなったことが影響している。また、Semi-rigid 及び Fixed end においては、必要柱梁耐力比略算解 a_n に近い柱梁耐力比から、最大層間変形角変動係数はある値に収束している。前述したように、略算解 a_n は第一層上節点で梁に先行して塑性ヒンジが形成される柱梁耐力比の評価精度としては高くないが、構造物の変形集中を抑えるための柱梁耐力比下限値としては概ね対応していると考えられる。

6. まとめ

本研究は、第一層柱下端の固定度を変数とすることで第一層剛性率を1.19、0.61、0.32とした6層平面鋼構造物を

対象とし、標準3波とされる El centro NS 波、Hachinohe EW 波、taft EW 波を入力した時刻歴応答解析を行い、以下の知見を得た。

- 1) 層剛性、水平荷重分布を考慮しながらも、単一柱の水平剛性略算式を用いることで梁への塑性ヒンジ形成を実現するための柱梁耐力比を簡便に得られる式を導出した。
- 2) 1) の式で得た値は、精度は0.81~1.07と高くはないものの、概ねの挙動をつかめるものである。
- 3) 1) の式は、対象節点において梁への塑性ヒンジ形成が先行する条件を定めたものである。一方、崩壊機構が形成されていない場合、対象節点より上層の崩壊機構形成までの応力余裕を支持しなければならないため、柱の応力は増分する。これに伴い、梁への塑性ヒンジ形成が先行しても、柱に塑性ヒンジが形成されることがあり、これを確認した。
- 4) 第一層柱下端を固定端、半剛接として剛性率を1.19、0.61とした場合、必要柱梁耐力比は略算式による計算結果で1.22~1.23、時刻歴応答解析結果から離散的ではあるが1.1~1.4を必要としていた。
- 5) 最大層間変形角変動係数が低減・収束する柱梁耐力比は1) の式で得た値と概ね対応した。

以上、剛性率を目安としながら、層剛性と水平荷重分布を考慮した必要柱梁耐力比の導出、並びに時刻歴応答解析を行ったが、第一層にのみ着目した議論に留まっており、かつ剛性率との明瞭な関係性を導くまでに至っていない。

今後、まずは、上方の層(今回の架構で言えば、4層等)での剛性率の低下と損傷集中の傾向を分析すると共に、まとめの3)で記述した影響(崩壊機構が形成されるまでに、柱にも塑性ヒンジが形成される)を加味した耐力比の導出等を追跡する予定である。また、ある程度網羅的にまとめた段階で、剛性率との関係性をまとめた議論を

行っていく予定である。

文献

- [1] 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，第1版，2018
- [2] 一般財団法人 建築行政情報センター：2015版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015.10
- [3] 秋山宏，地震時における鋼構造ラーメン骨組の損傷

分布側，日本建築学会，日本建築学会構造系論文報告集，第309号，pp.53-59，1981.11

- [4] 山西央朗，露出柱脚付鋼構造物の地震応答時における柱脚部存在応力と変形挙動 -4層平面ラーメン架構の時刻歴応答解析結果に基づいて-，日本建築学会，日本建築学会構造系論文集，第86巻，第784号，pp.967-978，2021.6