

# 単一柱モデルによる多層架構の 水平剛性・応力分布評価精度に関する研究

山西 央朗\*・西村 拓真\*\*

(令和7年10月31日受付)

## Evaluation of the accuracy of unit-column-model for story stiffness and member stress distribution in multi-story frames

Teruaki YAMANISHI and Takuma NISHIMURA

(Received October 31, 2025)

### Abstract

Building structures are generally composed of multiple stories and spans, and this study proposes an approximate method for evaluating their lateral stiffness. Focusing on a column, the beams directly connected to it are replaced with rotational springs, and the bending moments transmitted from adjacent stories are applied. This approach enables an accurate estimation of the lateral stiffness. Furthermore, by reducing the restraining effect of the substituted rotational springs to half, it was shown that the lateral stiffness can be evaluated with an error of less than 10% even without considering the bending moments from adjacent stories, provided that the bending stress distribution is within general conditions.

**Key Words:** *multi-layer frame, story stiffness, elastic-region, evaluation, unit-column-model*

### 1 序論

多層架構の構造的特徴は、例えば地震時挙動であれば時刻歴応答解析結果を積み重ねることで帰納的に分析することが可能であり、昨今広く利用されている手法である。または、剛性マトリクスを読み解いて演繹的に議論することも可能ではあるが、多層架構のそれは非常に煩雑であり一般解まで落とし込んで説明することは容易ではない。

一方、せん断系に近似可能な均等ラーメン架構であれば、武藤先生の3項方程式<sup>1)</sup>により魚骨型の構造モデルの応力、変形の厳密解を比較的簡便に求められる。更に、3項方程式を簡略化したD値法<sup>2)</sup>では、多層多スパン架構中の単位層一本の柱を抽出して水平剛性の近似解が得られる。

近年、建築規模拡大により複雑な形状を含む多層架構が増えており、これらを如何にして効率よく設計するかが課題となっている。しかし、時刻歴応答解析の結果を積み重ねても弾塑性領域の本質を読み解くことは容易ではなく、その結果から合理的に構造性能を制御するには至っていない。また

D値法等の近似解であれば簡便に利用できるが、その適用範囲や拡張方法等を、改めて定めなければならないだろう。

本研究では、多層架構の応答値や地震時構造物の一般的な特性を議論することを主眼とし、構造解析法を改めて検討する。まず、本論文は前述の研究主眼を見据えた基礎として位置づけ、D値法と同様に単位層一本の柱を抽出して柱の上下端に梁の曲げ剛性に基因した回転ばねを設置した“単一柱モデル(図1参照)”を用いて、同モデルの精度を確保する方法、適用範囲や当該検討から読み取れる構造的特徴を検討する。

### 2 単一柱モデルによる水平剛性評価式

図1に示す単一柱モデル用いれば、構造物中の柱を一要素として抽出し、主に水平剛性、曲げ応力の近似値を得ることができる<sup>3),4)</sup>。また、この時に回転ばねをどのように設定するかが評価精度を支配するが、ここでは図2の水平加力時曲げ応力に従い、節点の回転を拘束することに着目した有効長さをスパンの半分とする。従って具体的な回転ばねの値は、例えば柱上端に着目すれば図3となる。この

\* 広島工業大学 工学部建築工学科 准教授・博士(工学)

\*\* 北九州市立大学大学院 日本学術振興会特別研究員 DC1・博士(工学)

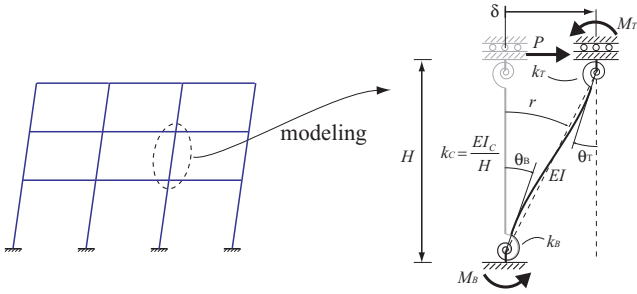


Fig. 1 Unit column model

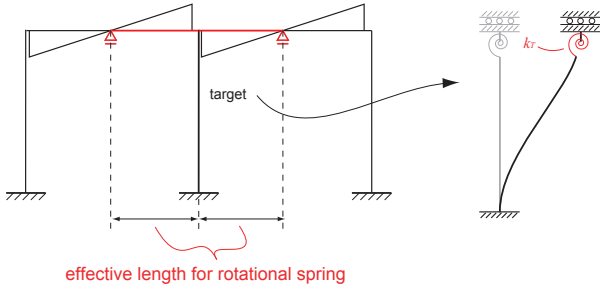


Fig. 2 Beam working stress &amp; effective length for rotational spring

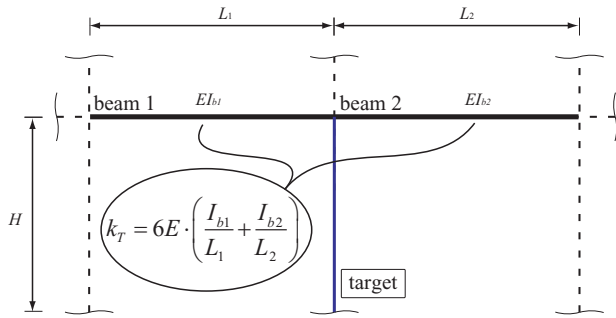


Fig. 3 Define of rotational spring stiffness on top side

様に上下回転ばねの回転剛性  $k_B$ ,  $k_T$  を定めて得られる水平剛性の一般式, および上端・下端の材端モーメント  $M_B$ ,  $M_T$  は以下となる.

$$K_{ss} = \frac{1}{H^2} \cdot \frac{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}}{\frac{1}{k_c^2} + \frac{1}{k_c \cdot k_B} + \frac{1}{k_c \cdot k_T} + \frac{1}{k_B \cdot k_T}} \quad (1)$$

$$M_T = P \cdot H \cdot \frac{\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_B}}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}}, \quad M_B = P \cdot H \cdot \frac{\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_T}}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}} \quad (2.a), (2.b)$$

ここに,  $P$ : 水平荷重 (=  $Q$ : 柱せん断力),  $H$ : 階高である.

### 2.1 隣接する層の柱から作用する曲げの影響

ここからは, 対象層周辺の状況を含めて検討する. 先ず, 図4に示すように隣接する層の柱からは曲げ  $M_{i+1-B}$ ,  $M_{i-1-T}$  が作用し, これによって節点角が生じて水平たわみが増大する.

すなわち水平剛性が低下するのだが, これを以下の式により表現する. なお, 層数の添え字が無いものは対象層の値とする.

$$M_{i+1-T} = Q_{i+1} \cdot H_{i+1} \cdot \frac{\frac{1/2 + 1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-B}}}{\frac{1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-B}} + \frac{1}{k_{i+1-T}}}, \quad M_{i+1-B} = Q_{i+1} \cdot H_{i+1} \cdot \frac{\frac{1/2 + 1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-T}}}{\frac{1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-B}} + \frac{1}{k_{i+1-T}}} \quad (3.a), (3.b)$$

$$K_{Adj} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ss}} + \frac{M_{i+1-B}}{Q} \cdot H \cdot \frac{\frac{1}{k_T} \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_B}\right)}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}} + \frac{M_{i+1-T}}{Q} \cdot H \cdot \frac{\frac{1}{k_B} \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_T}\right)}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}}} \quad (4)$$

尚, 以後  $M_{i+1-B}$ ,  $M_{i-1-T}$  またはこれに対応する応力 (後述する式 (9.a), (9.b)) を総称して「隣接する層の柱の曲げ」と記す.

### 2.2 隣接する層の部材の影響

上下に隣接する層の構成部材による節点回転拘束の影響を考慮する. これは,  $k_T$ ,  $k_B$  に並列配置されていると考えられるので, 以下で定義した回転剛性  $k_{T-Adv}$ ,  $k_{B-Adv}$  を  $k_T$ ,  $k_B$  と足し合せて完了する.

$$k_{T-Adv} = \frac{1}{E} \cdot \frac{1}{\frac{H_{i+1}}{I_{i+1-c}} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{I_{i+1-BL}/I_L}{I_{i+1-BL}/I_L + I_{i+1-BR}/I_R}\right)^2 \cdot \frac{L_i/2 + 1}{I_{i+1-BL}} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{I_{i+1-BR}/I_R}{I_{i+1-BL}/I_L + I_{i+1-BR}/I_R}\right)^2 \cdot \frac{L_R/2}{I_{i+1-BR}}} \quad (5.a)$$

$$k_{B-Adv} = \frac{1}{E} \cdot \frac{1}{\frac{H_{i-1}}{I_{i-1-c}} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{I_{i-2-BL}/I_L}{I_{i-2-BL}/I_L + I_{i-2-BR}/I_R}\right)^2 \cdot \frac{L_i/2 + 1}{I_{i-2-BL}} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{I_{i-2-BR}/I_R}{I_{i-2-BL}/I_L + I_{i-2-BR}/I_R}\right)^2 \cdot \frac{L_R/2}{I_{i-2-BR}}} \quad (5.b)$$

$$k_{T-Ex} = k_T + k_{T-Adv} \quad (6.a)$$

$$k_{B-Ex} = k_B + k_{B-Adv} \quad (6.b)$$

$$K_{ss-E} = \frac{1}{H^2} \cdot \frac{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_{B-Ex}} + \frac{1}{k_{T-Ex}}}{\frac{1}{k_c^2} + \frac{1}{k_c \cdot k_{B-Ex}} + \frac{1}{k_c \cdot k_{T-Ex}} + \frac{1}{k_{B-Ex} \cdot k_{T-Ex}}} \quad (7)$$

### 2.3 隣接する層の柱の曲げと隣接する層の部材の影響の累加

式 (4), 式 (7) を統合し, 隣接する層の柱の曲げと, 隣接する層の部材の影響を考慮する.

$$K_{Adj} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ss-E}} + \frac{M_{i+1-B}}{Q} \cdot H \cdot \frac{\frac{1}{k_{T-Ex}} \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_{B-Ex}}\right)}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_{B-Ex}} + \frac{1}{k_{T-Ex}}} + \frac{M_{i-1-T}}{Q} \cdot H \cdot \frac{\frac{1}{k_{B-Ex}} \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_{T-Ex}}\right)}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_{B-Ex}} + \frac{1}{k_{T-Ex}}}} \quad (8)$$

### 2.4 隣接する層の柱の曲げを単曲率を含むものとして評価

単一柱モデルは, その構成から本質的に単曲率の曲げ応力分布を表現できない. そこで, 2層分の曲げ応力分布をたわみ角法で導出し, これから隣接する層の柱の曲げ  $\bar{M}_{i+1-B}$ ,  $\bar{M}_{i-1-T}$  として導出する (式 (3.a), (3.b) の代替として利用).

$$\bar{M}_{i+1-B} = \frac{\left(\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}\right) \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-T}}\right) \cdot \frac{Q_{i+1}}{Q} \cdot H_{i+1} - \frac{1}{k_T} \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_B}\right) \cdot \left(\frac{P}{Q} \cdot H + \frac{Q_{i+1}}{Q} \cdot H_{i+1}\right)}{Q} \cdot \frac{1}{\frac{1}{k_T} \cdot \left(\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B}\right) + \left(\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}\right) \cdot \left(\frac{1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-T}}\right)} \quad (9.a)$$

$$\bar{M}_{i-1-T} = \frac{\left(\frac{1/2 + 1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-B}}\right) \cdot \left(\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}\right) \cdot \left(\frac{P_{i+1}}{Q} \cdot H_{i+1} + H\right) - \frac{1}{k_B} \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_T}\right) \cdot H}{Q} \cdot \frac{1}{\frac{1}{k_{i-1-T}} \cdot \left(\frac{1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-B}}\right) + \left(\frac{1}{k_{i+1-c}} + \frac{1}{k_{i+1-B}} + \frac{1}{k_{i-1-T}}\right) \cdot \left(\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_T}\right)} \quad (9.b)$$

$$K_{Adj-E} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ss-E}} + \frac{\bar{M}_{i+1-B}}{Q} \cdot H \cdot \frac{\frac{1}{k_T} \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_B}\right)}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}} + \frac{\bar{M}_{i-1-T}}{Q} \cdot H \cdot \frac{\frac{1}{k_B} \cdot \left(\frac{1/2 + 1}{k_c} + \frac{1}{k_T}\right)}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}}} \quad (10)$$

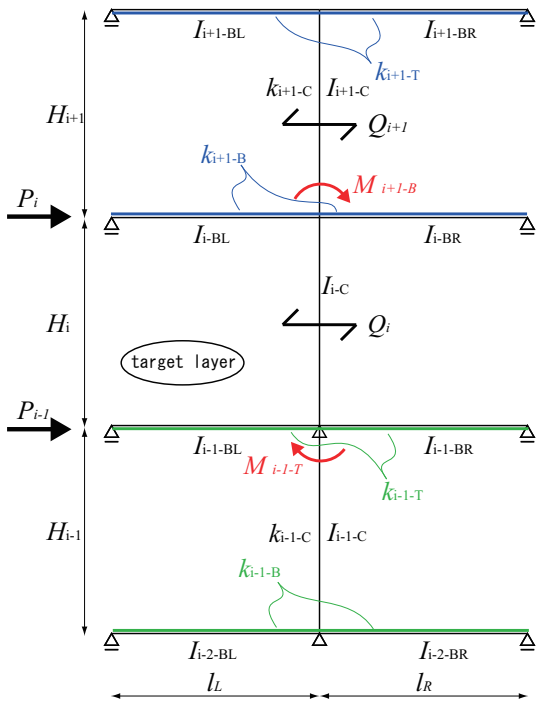


Fig. 4 Other layer element

Table 1 Target structure each values for ana-I (basic)

member	section (mm)	Length (mm)
AB	Box - 600 x 12	4000
CD	Box - 250 x 16	4000
EF	Box - 250 x 19	4000
GH	Box - 1000 x 12	4000
BD	H - 400 x 200 x 7 x 18	8000
DF	H - 400 x 300 x 7 x 18	8500
FH	H - 5000 x 200 x 9 x 13	9000

Table 2 Target structure each values for ana-II  
(a) member list (unit:mm)

	column	beam
3rd layer	Box-400x12 $I_{3-C}$ 4.68E+08	H-500x200x9x13 $I_{3-B}$ 3.88E+08
2nd layer	Box-400x16 $I_{2-C}$ 6.05E+08	H-550x200x9x16 $I_{2-B}$ 5.61E+08
1st layer	Box-400x25 $I_{1-C}$ 8.83E+08	H-600x250x11x19 $I_{1-B}$ 8.20E+08
foundation	-	H-700x350x13x22 $I_{0-B}$ 2.08E+09

(b) material & length (unit:N, mm)

$E$	205000	$l$	5000
$P_3$	3	$H_3$	4000
$P_2$	2	$H_2$	4500
$P_1$	1	$H_1$	5000

### 3 対象構造物

図5に解析対象の構造物を、表1, 2に解析対象の諸量を示す。解析I (ana-I) では、1層3スパン構造物を対象とする。解析II (ana-II) では3層1スパンの左右対称な構造物とするので、半領域の解析を行う。

解析Iでは、各柱および梁の断面形状を不均一として、スパン方向の評価精度を検討する。また、梁FHをH-400x200x9x13とした場合、H-1000x200x9x13とした場合の検討も行う。

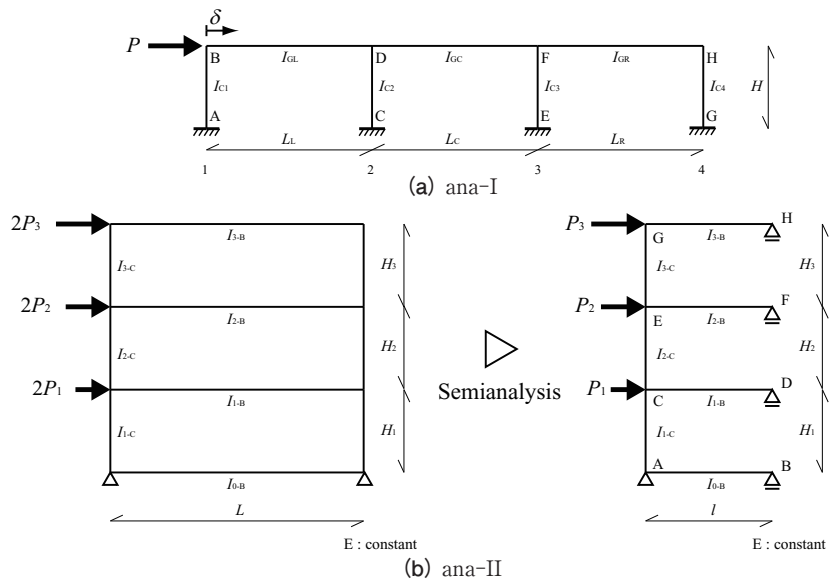


Fig. 5 Target structure

解析IIでは層方向の評価精度を検討するために、荷重分布や剛性バランスの影響を検討するため、図5, 表1に示した基本条件から、以下の調整因子に1/1,000 ~ 100の倍率を乗じた結果を追跡する。該当する因子は第三層の水平荷重  $P_3$ , 第一層上梁の成, 第一層柱の成, 第二層上梁の成, 第二層柱の成, 第二層柱と第二層上梁の成を共に、梁の部材長  $l$  とする。

以上の対象構造物に対して、式(1)の  $K_{sys}$ , (4)の  $K_{Add}$ , (7)の  $K_{Adv}$ , (8)の  $K_{sys-E}$ , (10)の  $K_{Add+}$  を用いて水平剛性を算出し、これをたわみ角法により算出した精算解で除して整合性を検討する。また、隣接する層の柱の曲げにたわみ角法の精算値を用いて式(4)により算出した剛性を  $K_{Add+E}$  として、併せて検討する。

### 4 結果と考察

解析Iの結果を表3に示す。(a), (c), (d)に  $K_{sys}$  と、たわみ角法により求めた水平剛性と其の比を、(b)に材端モーメントを示す。

解析IIの結果として、図6に精算解の水平剛性で基準化した水平剛性値 - 因子の調整倍率関係を、図7にせん断力および隣接する層の柱の曲げによって生じる水平たわみの支配率 - 因子の調整倍率関係を示す。図6中には、3章末に記述した各種水平剛性を併記している。また、図7の値は  $K_{Add+E}$  算出時に得た値を用いて描画している。

#### 4.1 単一柱モデルの仮定について

表3(b)より、柱および梁の剛比を極端に変化させた構成であるため、梁の曲げ応力分布が図2で仮定したものと異なる。このため(a)の誤差の傾向としては、梁の曲げ応力反曲点位置をスパンの半分に固定している単一柱モデルと比較して、実際の反曲点位置が長くなる柱AB, GHは単一柱モデルがたわみ角法の値より大きく、

Table 3 Results of ana-I  
(a) stiffness (basic)

column	Hori. Stiffness (kN/mm)		unit column model / closed solution
	unit column model	closed solution	
AB	21.12	19.80	1.067
CD	4.43	4.63	0.957
EF	6.02	6.38	0.943
GH	276.89	262.14	1.056
Layer	308.46	292.95	1.053

(b) flexure of member end (basic)

$M_{AB} =$	-91 kNm	$M_{BD} =$	15 kNm
$M_{BA} =$	-15 kNm	$M_{DB} =$	9 kNm
$M_{CD} =$	-13 kNm	$M_{DF} =$	3 kNm
$M_{DC} =$	-12 kNm	$M_{FD} =$	0 kNm
$M_{EF} =$	-17 kNm	$M_{FH} =$	17 kNm
$M_{FE} =$	-17 kNm	$M_{HF} =$	671 kNm
$M_{GH} =$	-733 kNm		
$M_{HG} =$	-671 kNm		

(c) stiffness (FH : H-400x200x9x13)

column	Hori. Stiffness (kN/mm)		unit column model / closed solution
	unit column model	closed solution	
AB	21.12	19.69	1.073
CD	4.43	4.87	0.911
EF	4.86	5.10	0.954
GH	78.33	77.42	1.012
Layer	108.75	107.07	1.016

(d) stiffness (FH : H-1000x1000x9x13)

column	Hori. Stiffness (kN/mm)		unit column model / closed solution
	unit column model	closed solution	
AB	21.12	19.89	1.062
CD	4.43	4.45	0.997
EF	5.89	7.40	0.795
GH	157.75	128.63	1.226
Layer	189.20	160.37	1.180

反曲点位置が短くなる柱 CD, EF は単一柱モデルがたわみ角法の値より小さくなり, 推定できる傾向を示している。

一方, (a) の各柱の水平剛性, 並びに層の剛性は誤差にして5%前後であり精度良く評価できていると判断できる。これは, 先ず当該構造物において柱 GH が支配的な値を有しており, 柱 GH の精度が高ければ層剛性の精度も確保できるという特徴がある。そして, (a) においては柱 GH に比較して梁 FH 曲げ剛性が極高く剛体 ( $k_t = \infty$ ) と見なせる状況であるため, (b) に示されているように反曲点位置の精度が低くとも水平剛性の評価精度に影響を与え難い。

(c) においては柱 GH に比較して梁 FH 曲げ剛性が極低く, 柱 GH が片持ち柱 ( $k_t = 0$ ) とみなせる状況であるため, 同じく梁の反曲点位置の精度が低くとも水平剛性の評価精度に影響を与え難い。

(d) においては, 層剛性の誤差が18%, 柱 GH の誤差が23%と非常に高い。この条件では, 柱 GH と梁 FH の曲げ剛性が近く, 梁の反曲点位置の精度, すなわち梁による拘束効果が鋭敏に水平剛性に影響を与えることが読み取れる。

以上, 単一柱モデルのモデル化で仮定する図2の条件を逸脱する場合, 水平剛性の評価精度は低下する。ただし, 柱に比較して梁が極端に高い or 低い剛性を有する場合は, 図2の仮定との齟齬は水平剛性の評価精度に与える影響が小さい。

## 4.2 水平剛性

図6より, いずれの結果においても  $K_{Add+E}$  は常に1.0となり精算解と一致している。すなわち多層架構水平剛性の本質は, 図2, 3に基づき梁による節点回転拘束効果を評価し, 更に, 隣接する層の柱の曲げの精度を確保することで水平剛性の評価精度を高められること示している。そして,  $K_{Add+E}$  の性質は式(10)並びに式(9.a), (9.b)により説明できるのでこれを読み取ると, 剛性評価の中に荷重分布を影響因子として内包(式中の赤字)している。また図6(a)の挙動から, 荷重分布は無視できない因子であると読み取れ, 精度を追求するには荷重分布を因子として含める必要があることを示唆している。

尚, 評価方法によらず精度が高くなっている領域, 例えば(g)の倍率が0.01未満等は, 相対的に梁の剛性が高くなることで柱の境界条件が固定端と見なせることに基因している。これは, 単一柱モデルの特性に依存したものである。

次に, 式(10)の  $K_{Add+}$  は概ね誤差が1割以下に留る精度が得られる。特に, 曲げ応力分布が単曲率となり(例えば, 図6(f)で倍率が1.0を超過する2層柱), 他の式の精度が軒並み低下する条件であっても  $K_{Add+}$  は誤差は1割を超えない。

また,  $K_{Add}$  は曲げ応力, 剛性分布が均質であれば(例えば, 図6(b)で倍率2近傍)精度が確保できるが, その適用範囲は狭いと読み取れる。最後に,  $K_{sys}$ ,  $K_{Adv}$ ,  $K_{sys-E}$  は1.0を大きく超過する条件が多い。理由は,  $K_{Add+E}$  を精算に据えて比較すると,  $K_{sys}$ ,  $K_{Adv}$  は隣接する層の柱の曲げを考慮していないこと,  $K_{Adv}$ ,  $K_{sys-E}$  は隣接する層の部材も節点回転の拘束効果に含めているためである。

## 4.3 柱せん断力および隣接する層の柱の曲げにより生じる水平たわみ

図7より, 水平たわみは基本的に柱せん断力を主要因として生じるが, 一般的な条件下でも隣接する層の柱の曲げによる支配率は2割前後を有するので考慮すべき因子である。

## 5 回転ばねに置換する際の梁有効長さについて

3, 4章にて, 多層架構では隣接する層の柱の曲げにより水平剛性が軟化することに基因して  $K_{sys}$  が精算値を大きく超過する剛性を示すことが必然であることを説明した。

他方, 回転ばね換算時の梁の長さを調整することでも多層架構の水平剛性の評価精度向上を図れることが想像でき, 実際にこれで検討した事例もある<sup>3)</sup>。

そこで, 図8に対象層の柱の上下曲げ応力に対する比  $\beta_T$ ,  $\beta_B$  で隣接する層の柱の曲げを表現し, 回転ばね換算時の梁の有効長さ  $\bar{L}$  とすれば以下の様に定義できる。

$$\bar{L} = \frac{\gamma_1}{2} \cdot (\beta_B \cdot \gamma_2 + \beta_T \cdot \gamma_3 + \gamma_4) + \sqrt{\xi_1 \cdot \beta_B^2 + \xi_2 \cdot \beta_B + \xi_3} \quad (11)$$

$$\gamma_1 = \frac{L \cdot (k_B + k_T)}{\left( \frac{1}{k_C} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T} \right)^2} \quad (12.a)$$

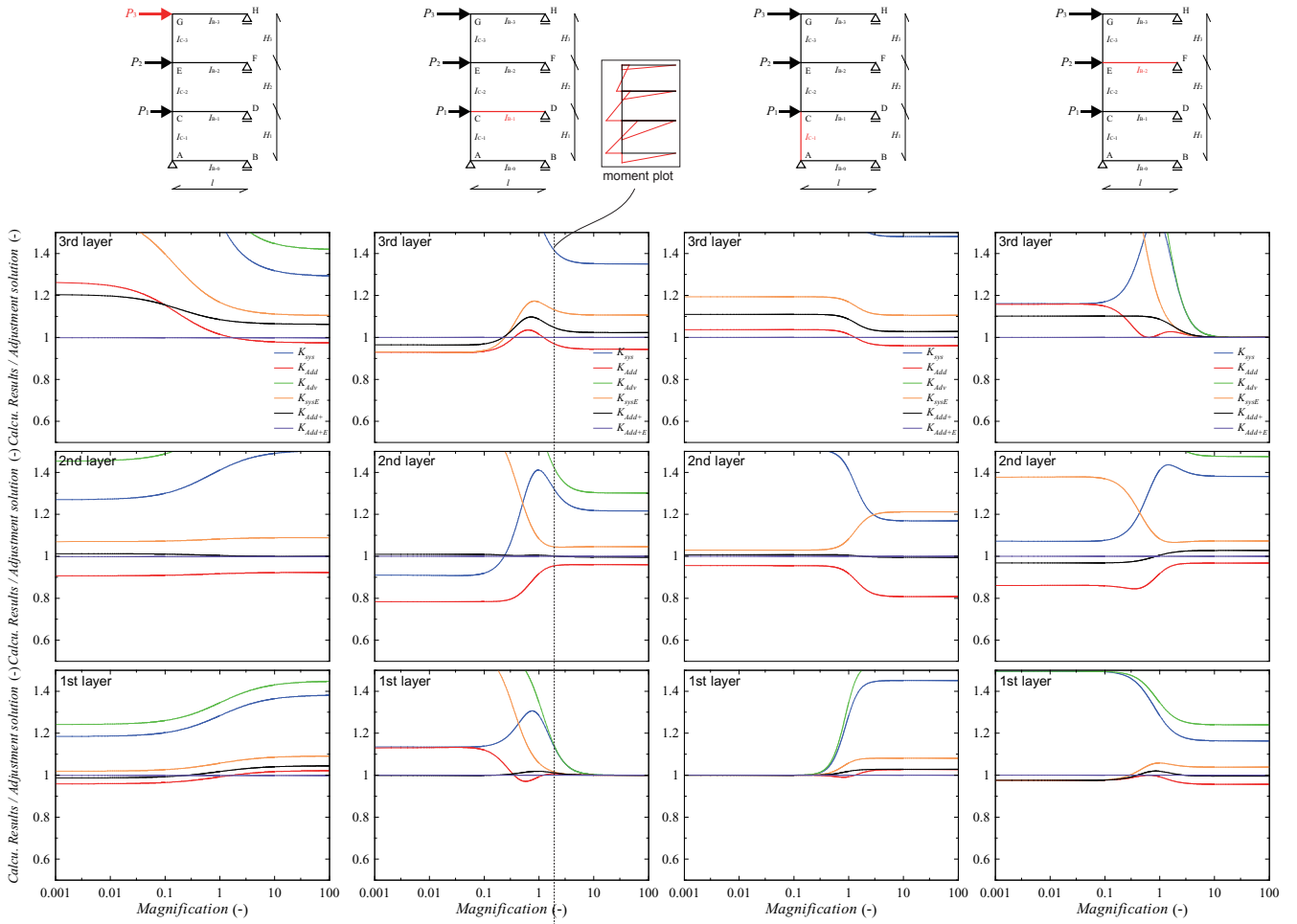


Fig. 6 (a) ~ (d) Horizontal stiffness

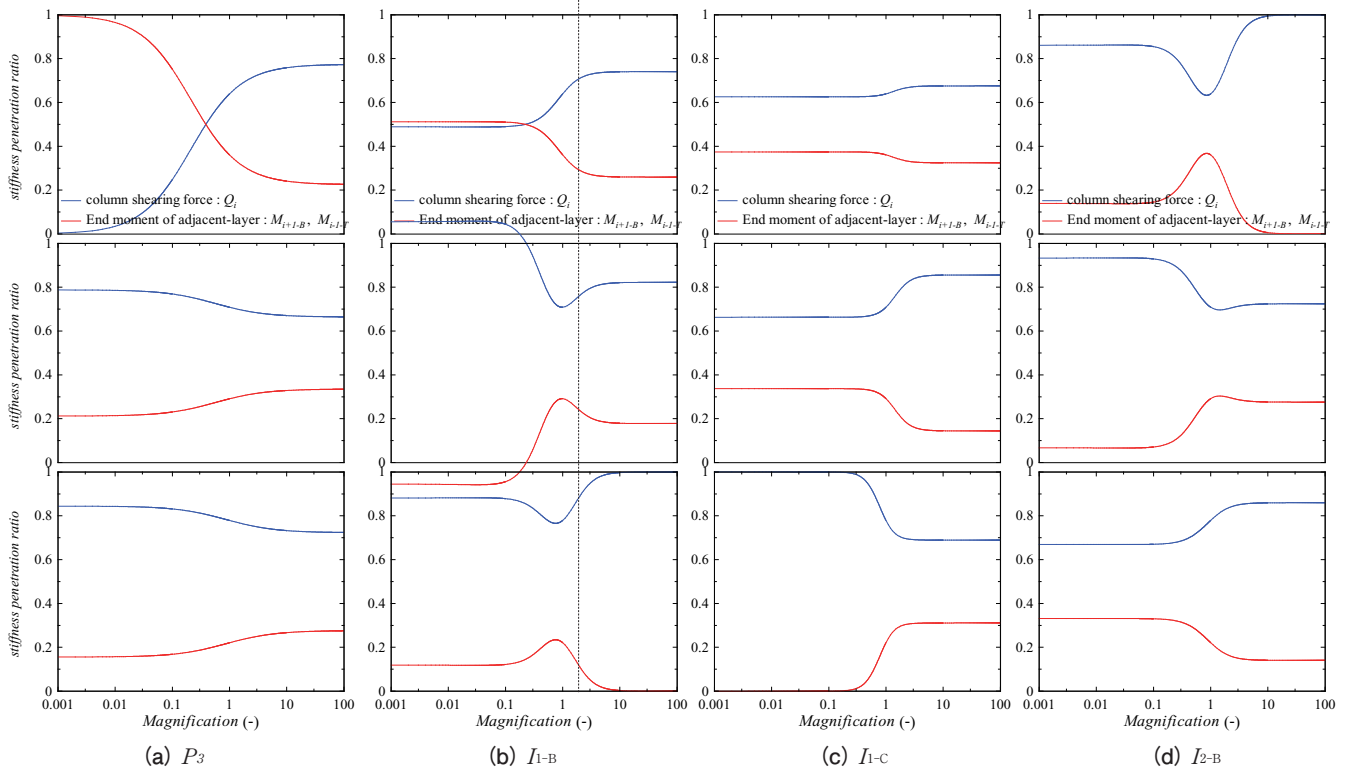


Fig. 7 (a) ~ (d) Penetration factor of horizontal displacement

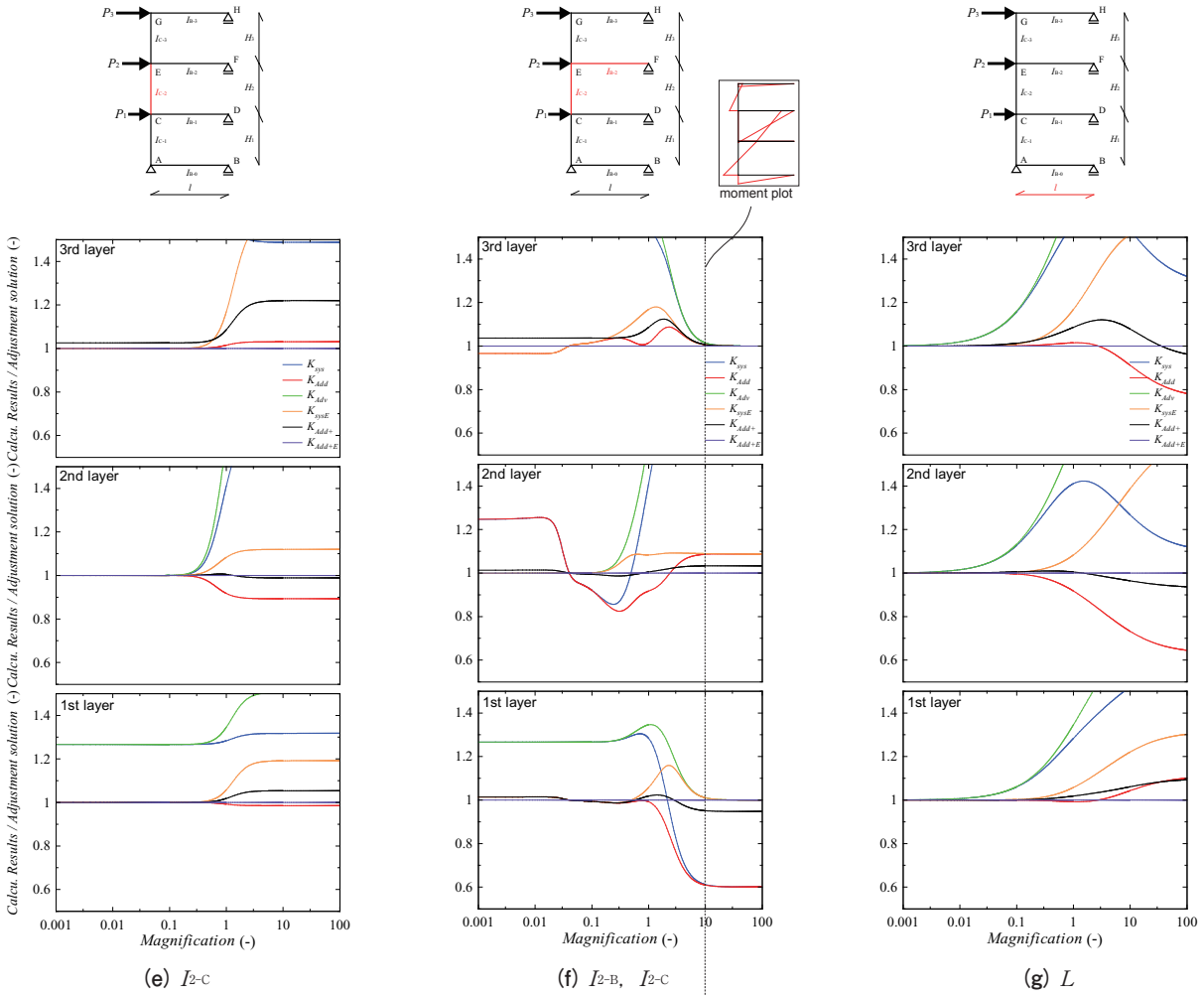


Fig. 6 (e) ~ (g) Horizontal stiffness

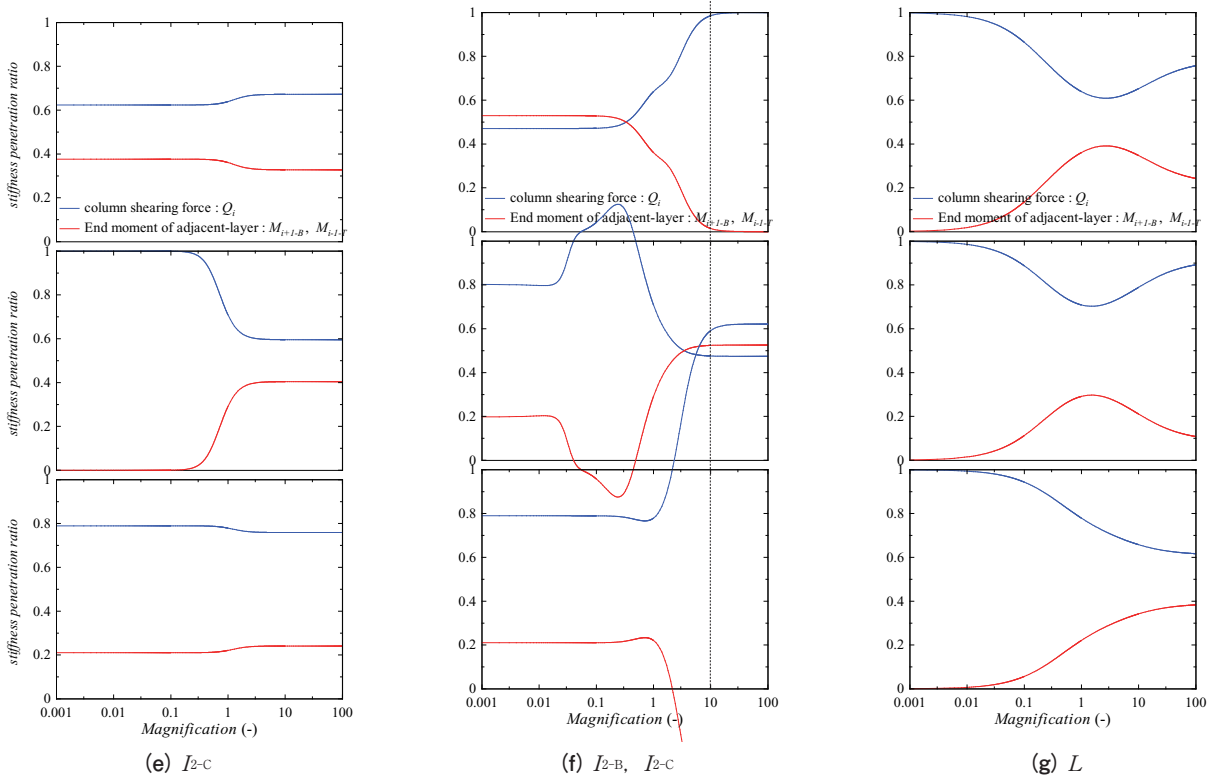


Fig. 7 (e) ~ (g) Penetration factor of horizontal displacement

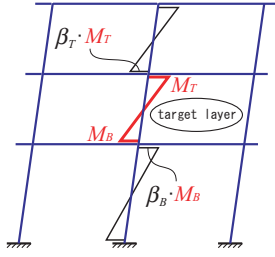
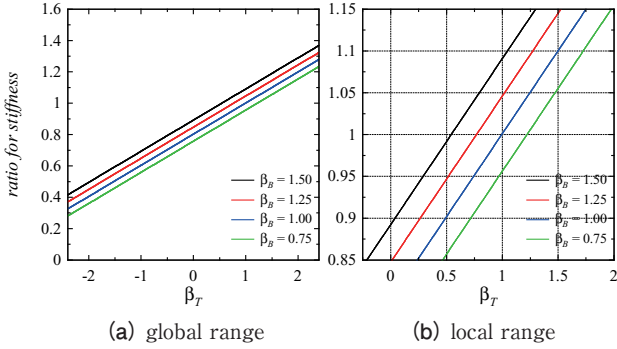


Fig. 8 Moment plot &amp; magnification coefficient


 Fig. 9 Evaluation accuracy with moment plot  
(beam effective length = span)

$$\gamma_2 = \frac{1/4}{k_C^2 \cdot k_B} + \frac{1}{k_B \cdot k_T^2} + \frac{1}{k_C \cdot k_B \cdot k_T} \quad (12.b)$$

$$\gamma_3 = \frac{1/4}{k_C^2 \cdot k_T} + \frac{1}{k_B^2 \cdot k_T} + \frac{1}{k_C \cdot k_B \cdot k_T} \quad (12.c)$$

$$\gamma_4 = -\frac{1/4}{k_C^3} - \frac{1/4}{k_C^2 \cdot k_B} - \frac{1/4}{k_C^2 \cdot k_T} + \frac{1}{k_B^2 \cdot k_T} + \frac{1}{k_B \cdot k_T^2} + \frac{1}{k_C \cdot k_B \cdot k_T} \quad (12.d)$$

$$\gamma_5 = \frac{k_B \cdot k_T \cdot L^2 \cdot \frac{1}{k_C}}{\left(\frac{1}{k_C} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}\right)^2} \quad (12.e)$$

$$\gamma_6 = \frac{1/12}{k_{C/i}^2 \cdot k_{B/i}} + \frac{1}{k_{B/i} \cdot k_{T/i}^2} + \frac{1}{k_{C/i} \cdot k_{B/i} \cdot k_{T/i}} \quad (12.f)$$

$$\gamma_7 = \frac{1/12}{k_C^2 \cdot k_T} + \frac{1}{k_B^2 \cdot k_T} + \frac{1}{k_C \cdot k_B \cdot k_T} \quad (12.g)$$

$$\gamma_8 = +\frac{1/12}{k_C^2 \cdot k_B} + \frac{1/12}{k_C^2 \cdot k_T} + \frac{1/4}{k_C \cdot k_B^2} + \frac{1/4}{k_C \cdot k_T^2} \quad (12.h)$$

$$v + \frac{1}{k_B^2 \cdot k_T} + \frac{1}{k_B \cdot k_T^2} + \frac{3/2}{k_C \cdot k_B \cdot k_T}$$

$$\xi_1 = \frac{\gamma_1^2 \cdot \gamma_2^2}{4} \quad (12.i)$$

$$\xi_2 = \frac{\gamma_1^2 \cdot \gamma_2^2}{2} \cdot (\gamma_3 \cdot \beta_T + \gamma_4) + \gamma_5 \cdot \gamma_6 \quad (12.j)$$

$$\xi_3 = \frac{\gamma_1^2}{4} \cdot (\gamma_3 \cdot \beta_T + \gamma_4)^2 + \gamma_5 \cdot \gamma_7 \cdot \beta_T + \gamma_5 \cdot \gamma_8 \quad (12.k)$$

この梁の有効長さ $\bar{L}$ を用いて算出した水平剛性を精算解とする。次に、スパン長を用いて算出した水平剛性を算出し、これらの比を図9に示す。

図9より、一般的な架構における層せん断力分布、並びに部材の剛比のを考慮すれば概ね $\beta_B = 1.0 \sim 1.5$ 、 $\beta_T = 0.50 \sim 1.0$ 程度と想定でき、誤差は $\pm 0.1$ の範囲に収まることが分かる。

## 6 結論

多層架構の地震時構造特性を議論することを主眼に置き、単一柱モデルの弾性範囲で、水平荷重分布や剛性バランス等を変数とし、その評価精度、適用範囲およびこれに基づく多層架構の特性について検討を行い、以下の知見を得た。

1. 多層架構水平剛性の影響因子に、水平荷重分布を含める必要があることを示した。また、その支配率は水平たわみに換算して2割程度を有する。
2. 柱の曲げ応力分布の評価法として単曲率を表現できる手法を用いれば、水平荷重分布や剛性バランスが偏っていても、単一柱モデルによる誤差は $\pm 1$ 割の範囲に収まる。
3. 一般的なラーメン架構を考えた場合、回転ばね換算時の梁の有効長さをスパンとすることで水平荷重分布の影響を考慮しなくても、誤差は $\pm 1$ 割の範囲に収まる。

## 参考文献

- 1) 北村弘, 大沢胖, 建築構造大系 13. トラス・ラーメン, 第1版, 彰国社, pp.219-244, 1966.11
- 2) 武藤清, 耐震設計法, 丸善
- 3) 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地震応答解析結果に基づいて -, 日本建築学会構造系論文集, 第86巻, 第784号, pp.967-978, 2021.6
- 4) 西村拓真, 城戸将江, 1層多スパン不均等立体骨組が指定した座屈荷重となるための必要補剛性の評価方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.851-852, 2024.8