

梁継手塑性ヒンジ導入による 全梁同時降伏を実現した架構の損傷集中緩和について

その1 全梁同時降伏を実現した架構の設計法

中村 亮太*・山西 央朗**・小松 真吾***・松田 頼征****

(令和7年10月31日受付)

MITIGATION OF DAMAGE CONCENTRATION IN A FRAME REALIZING SIMULTANEOUS PLASTIC BEHAVIOR OF ALL BEAMS BY INTRODUCING BEAM-JOINT-PLASTIC-HINGE

Part 1: Design Method for frame realizing simultaneous plastic behavior of all beams

Ryota NAKAMURA, Teruaki YAMANISHI, Shingo KOMATSU and Yoriyuki MATSUDA

(Received October 31, 2025)

Abstract

It is necessary to mitigate damage concentration in specific stories against a large earthquake, and it is desirable to realize a global collapse mechanism. The author pursues a simple method to realize a global collapse mechanism. Specifically, a study is conducted on achieving a frame in which a global collapse mechanism is formed simultaneously with the elastic limit by introducing Beam-Joint-Plastic-Hinges. A design method for frames realizing simultaneous Plastic Hinges of all beams is presented.

Key Words: Beam-Joint-Plastic-Hinge, Beam yield mechanism, Damage distribution, 2D frame

1. はじめに

大地震に対して、特定層の変形集中や部材端吸収エネルギーの偏りを回避することは、倒壊や部材の極低サイクル疲労の抑制に繋がり、耐震安全性を確保する上で重要である。

柱弾性・梁降伏型を実現すれば全層崩壊機構が形成されて変形集中は抑制されるので、梁降伏型に必要な柱梁耐力比が追求されてきた。平面骨組の時刻歴応答解析によって、梁降伏型を実現する柱梁耐力比は地震入力のレベルが高くなるほどほぼ線形的に増加し、最大地動速度 0.5 m/s, 1.0 m/s に対してそれぞれ 1.5, 2.0 の柱梁耐力比が必要であることが報告されている^[1]。これは、任意層の梁が降伏した後崩壊機構が形成されるまでの間、骨組の固有値の変化等により水平外力分布が乱れて、高次モードの応答が顕在化して、柱の負担応力が増大するためであり、柱弾性・梁

降伏型を目指すことが容易ではないことを示唆している。

一方、弾塑性応答を指標値として損傷集中の緩和に向けた追跡もされている^{[2]~[6]}。秋山らは、構造物に入力される総エネルギーは構造物総質量と1次固有周期に依存し、損傷分布は主として降伏せん断力分布に支配されることを示し^[2]、せん断型多質点系モデルを対象に損傷分布則を提案した^{[2]~[4]}。これは、全層の累積塑性変形倍率が等しくなる“最適降伏せん断力係数”と、実際の強度分布との隔たり度合いを指標値として評価するものである。更に小川らは、「弱い層に損傷が集中すると、弱い層の極周辺層の損傷は急激に減少する」という定性的特徴を追跡できる損傷分布則を導いた^[5]。また、石鍋、半貫は、最適降伏せん断力係数は骨組の固有周期や個々の地震動のスペクトル特性等によって変動するため、一般的な地震外乱に対して損傷集中を回避することは不可能であることを時刻歴応答解析結果により示

* 広島工業大学大学院 知的機能科学専攻,
日本学術振興会特別研究員 DC1
** 広島工業大学 建築工学科 准教授

*** 島根大学 建築デザイン学科 助教
**** 工学院大学 建築学科 准教授

し、この不可避的な損傷集中は秋山による既往の方法で評価されるものと同程度であることを示した^[6]。以上のような背景の下、本研究では著者らが提案している“梁継手塑性ヒンジ”^{[7], [8]}を配置して損傷集中を緩和する構造物の実現に向けた検討を行う。梁継手塑性ヒンジは、高力ボルト摩擦接合梁継手の滑り挙動を利用した回転機構で塑性ヒンジを実現したものである。この概念を図1に示す。図1(a)より、梁の中で最初に降伏する梁が降伏した時、その他の梁に梁継手塑性ヒンジを配置して耐力を応力分布に揃えた M_{i-SGP} とする。これにより、全梁が同時に降伏し、図1(b)に示すよう、弾性限界と同時に全層崩壊機構が形成されることが特徴となる。当該設計思想を“全梁同時降伏”と呼称する。なお、梁継手塑性ヒンジにより梁の耐力調整を行えば骨組全体の剛性分布が固定できるので、荷重分布に対して応力分布が一義的に確定し、簡便に全梁同時降伏を設計できる。

本論文の目的は、全梁同時降伏を実現する骨組の設計法を提案することである。また、提案する設計法を平面骨組に適用することで部材端吸収エネルギー分布の均一化、すなわち損傷集中の緩和が期待できるかを検討する。具体的には、一般的な骨組では図1(b)の赤実線で示すように弾性限界から崩壊機構形成までの間(以後、未崩壊域と記す)に部材が降伏するタイミングに差が生じる(この骨組を以後、基本骨組と記す)が、これに比較して全梁同時降伏骨組は吸収エネルギー分布の均一化が図れることを平面骨組の時刻歴応答解析結果より検討する。本報その1では、全梁同時降伏を実現する架構の設計法を示す。

2. 梁継手塑性ヒンジの設計法

梁継手塑性ヒンジは、高力ボルトによる滑り耐力で梁曲げ耐力を調整したものである。地震外力により任意梁端が降伏した時の応力分布に、梁継手塑性ヒンジの曲げ耐力を揃えることで全梁同時降伏を実現する。

ここでは、 A_i 分布により層せん断力分布を、単一柱モデル

により層剛性の略算値^[9]を定めることで曲げ応力分布を算出する。単一柱モデルを用いることで、着目する単一柱とそれに取り付く梁の諸量(断面二次モーメント、部材長等)を考慮するのみで単一柱水平剛性及び層剛性を略算的に算出することができる。尚、第1層柱下端が梁に先行して降伏すると層剛性分布が変化するので、これを考慮して梁の曲げ耐力を設定する。

2.1 単一柱モデルを用いた地震時曲げ応力分布の算出

曲げ応力分布の決定は、層せん断力分布を定めた後に単一柱モデルで柱上下端の曲げ応力を算定し、ここから節点方程式で梁の存在応力を定めるという手順で行う。図2に当該過程で用いる記号を定義し、図3に単一柱モデルの

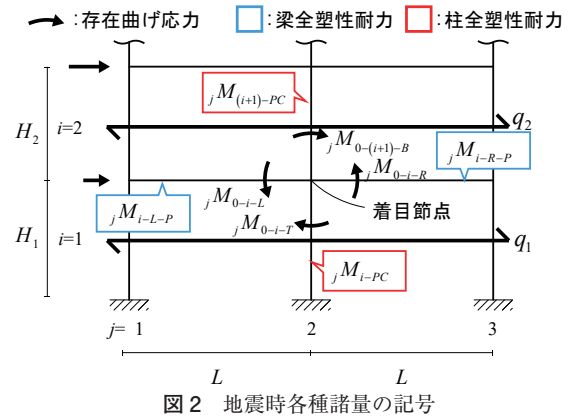
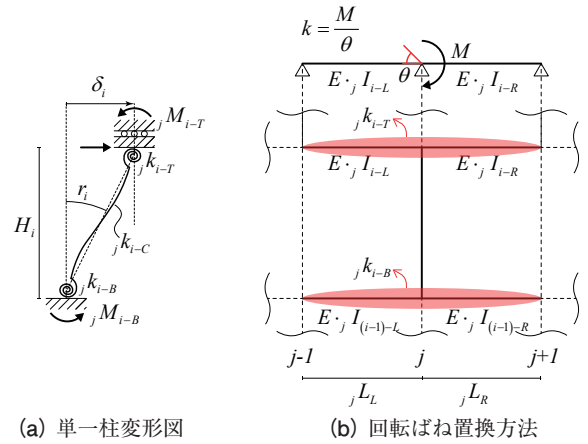


図2 地震時各種諸量の記号



(a) 単一柱変形図 (b) 回転ばね置換方法

図3 単一柱モデル

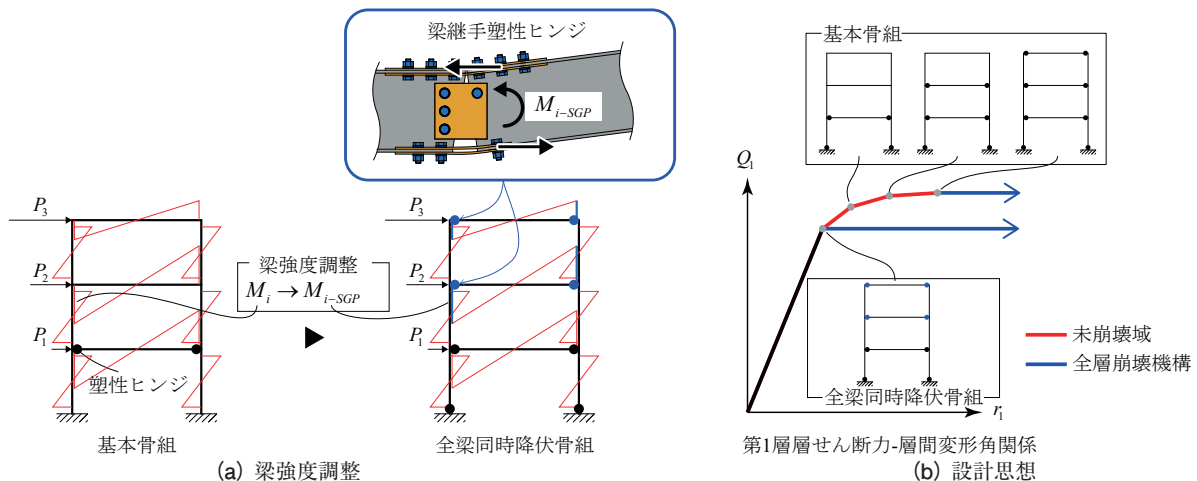


図1 全梁同時降伏を実現する梁強度調整

概念を示す。

層せん断力分布は A_i 分布に従い定め、これに基づいて基準化した層せん断力分布比（第1層を単位層せん断力とする） q_i を用いる。

$$q_i = A_i \cdot \frac{W_i}{W} = \frac{W_i}{W} + \frac{W_i^2}{W^2} \cdot \left(W^{\frac{3}{2}} - W_i^{\frac{3}{2}} \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \quad (1)$$

ここに、 A_i : 地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す係数、 W_i : 当該階および当該階より上層の重量の和、 W : 建築物総重量（固定荷重と積載荷重の和）、 T : 1次固有周期である。

図3より、回転ばねの回転剛性は柱に取り付く梁の拘束を表現しており、図3(b)に示すように着目柱が取り付く位置での曲げ応力 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。

$$k = 3E \cdot \left(\frac{jI_{i-L}}{jL_L} + \frac{jI_{i-R}}{jL_R} \right) \quad (2)$$

ここに、 E : 梁部材ヤング係数、 jI_{i-L} , jI_{i-R} : 着目柱に取り付く梁の断面二次モーメント、 jL_L , jL_R : 着目柱に取り付く梁部材長である。尚、本論文では略算的に曲げ応力分布を算出することに主眼を置き、回転ばね置換時の梁有効長さは、梁部材長の半分ではなく、梁部材長とした^[10]。また、接合部パネルの影響は無視する。

図3(a)に示す単一柱の水平剛性 jK_{i-sys} 、剛床仮定が成立するとしたときの第 i 層層剛性 $K_{i-Layer}$ はそれぞれ以下の式で表される。尚、式(3)及び後述の式(5)において、簡単のため、 jK_{i-B} は k_B 、 jK_{i-T} は k_T 、 jK_{i-C} は k_C と表記している。

$$jK_{i-sys} = \frac{12}{H_i^2} \cdot \frac{\frac{1}{k_C} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T}}{\frac{1}{k_C^2} + \frac{4}{k_C \cdot k_B} + \frac{4}{k_C \cdot k_T} + \frac{12}{k_B \cdot k_T}} \quad (3)$$

$$K_{i-Layer} = \sum_{j=1}^m jK_{i-sys} \quad (4)$$

ここに、 H_i : 柱部材長、 jK_{i-C} : 柱の曲げ剛性 ($=E \cdot jI_{i-C}/H_i$)、 jK_{i-T} : 柱上端回転ばねの回転剛性、 jK_{i-B} : 柱下端回転ばねの回転剛性である。

式(1)、(4)を用いれば層間変位を定めることができるので、単一柱モデルの材端モーメント jM_{i-a} を以下の様に

定義できる。

$$jM_{i-a} = 12 \cdot \frac{q_i}{H_i \cdot K_{i-Layer}} \cdot \frac{\frac{1}{2k_C} + \frac{1}{k_B}}{\frac{1}{k_C^2} + \frac{4}{k_C \cdot k_B} + \frac{4}{k_C \cdot k_a} + \frac{12}{k_a \cdot k_b}} \quad (5)$$

ここに、 a , b は柱上端 T または下端 B を指定するための添字であり、 $jM_{i-a}=jM_{i-T}$ のとき $jK_{i-a}=jK_{i-T}$ 、 $jK_{i-b}=jK_{i-B}$ であり、 $jM_{i-a}=jM_{i-B}$ のとき $jK_{i-a}=jK_{i-B}$ 、 $jK_{i-b}=jK_{i-T}$ である。

以上より、梁の曲げ応力は柱の曲げ応力を取りつく梁の剛比で分配することで以下の式で表される。以降、表記が複雑になるのを回避するため、梁の応力及び全梁同時降伏を実現する梁強度（以下、全梁同時降伏梁強度と記す）は代表値として i 層 j 通り上節点右側の値を示す。

$$jM_{i-R} = \frac{\frac{E \cdot jI_{i-R}}{jL_{i-R}}}{\frac{E \cdot jI_{i-L}}{jL_{i-L}} + \frac{E \cdot jI_{i-R}}{jL_{i-R}}} \cdot \left(jM_{i-T} + jM_{(i+1)-B} \right) \quad (6)$$

2.2 全梁同時降伏を実現する梁強度設定法

全塑性耐力に対する存在応力の比を存在曲げ応力比とする。存在曲げ応力比から最初に降伏する梁を探索し、全梁同時降伏梁強度を定める。梁が第1層柱下端に先行して降伏する場合 (Case1)、第1層柱下端が梁に先行して降伏する場合 (Case2) において、それぞれ以下に記す方法で全梁同時降伏梁強度を算出する。尚、実際の梁継手塑性ヒンジ形成位置は継手位置であるため、本来は継手位置の曲げ応力に対して全梁同時降伏梁強度を算出すべきである。しかし、本論文では簡単のため、梁継手塑性ヒンジは梁端部に形成されるものとし、梁端部の曲げ応力に対して全梁同時降伏梁強度を算出する。

2.2.1 Case1: 梁が第1層柱下端に先行して降伏する場合

図1(a)に示すように、最初に梁が降伏したときの梁存在応力を全梁同時降伏梁強度とする。梁全塑性耐力 jM_{i-P} に対する q_i 作用下の梁存在曲げ応力 jM_i の比 jM_i/jM_{i-P} が最大となる梁が最初に降伏する。したがって、梁の存在曲げ応力比 jM_i/jM_{i-P} の最大値の逆数を梁強度調整係数 C_{SGP} とし、各梁存在応力に C_{SGP} を乗じれば全梁同時降伏梁強度 $jM_{i-R-SGP}$ が得られる。尚、最上層層番号を $i=n$ としている。

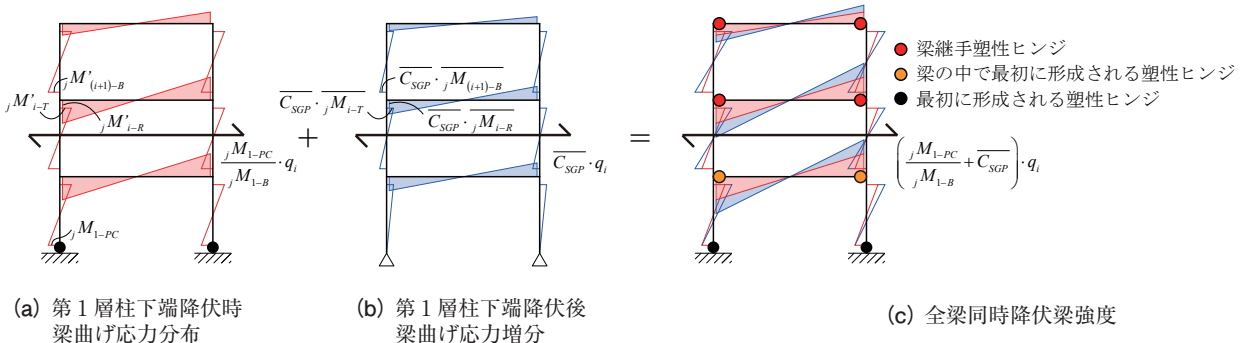


図4 梁強度調整方法 (Case2: 第1層柱下端が梁に先行して降伏する場合)

$$C_{SGP} = \frac{1}{\max \left\{ \frac{jM_1}{jM_{1-P}}, \frac{jM_2}{jM_{2-P}}, \dots, \frac{jM_n}{jM_{n-P}} \right\}} \quad (7)$$

$$jM_{i-R-SGP} = C_{SGP} \cdot jM_{i-R} \quad (8)$$

2.2.2 Case2: 第1層柱下端が梁に先行して降伏する場合

図4に第1層柱下端が梁に先行して降伏する場合の全梁同時降伏梁強度の算出方法を示す。図4(a)に示す第1層柱下端降伏時の梁曲げ応力と、図4(b)に示す第1層柱下端降伏後の梁曲げ応力増分を足し合わせることで、全梁同時降伏梁強度を算出する。まず、図4(a)に示す、第1層柱下端降伏時の曲げ応力を算出する。このときの層せん断力 Q'_i は以下の式で表される。

$$Q'_i = \frac{jM_{1-PC}}{jM_{1-B}} \cdot q_i \quad (9)$$

式(5)において $q_i = Q'_i$ を代入することで、第1層柱下端降伏時の柱曲げ応力 jM'_{i-B} , jM'_{i-T} が得られる。また、式(6)より、 $jM_{i-T} = jM'_{i-T}$, $jM_{(i+1)-B} = jM'_{(i+1)-B}$ として第1層柱下端降伏時の梁曲げ応力 jM'_{i-R} が算出できる。

次に、図4(b)に示す第1層柱下端降伏後の柱曲げ応力増分 $\overline{jM_{i-B}}$, $\overline{jM_{i-T}}$ 及び梁曲げ応力増分 $\overline{jM_{i-R}}$, $\overline{jM_{i-L}}$ を算出する。第1層柱下端降伏後に発現する第1層層剛性 $\overline{K_{1-Layer}}$ は式(3)において第1層柱下端の回転ばね回転剛性 $jK_{i-B} = 0$ として得られる単一柱水平剛性 jK_{1-sys} の和をとることで以下の式で表される。

$$\overline{jK_{1-sys}} = \frac{3}{H_1^2} \cdot \frac{1}{\frac{1}{jK_{1-C}} + \frac{3}{jK_{1-T}}} \quad (10)$$

$$\overline{K_{1-Layer}} = \sum_{j=1}^m \overline{jK_{1-sys}} \quad (11)$$

ここで、第1層柱下端降伏後も層せん断力分布は A_i 分布に従うと仮定する。このとき、第1層柱上端曲げ応力増分 $\overline{jM_{1-T}}$ は式(5)において $K_{i-Layer} = \overline{K_{1-Layer}}$, $jK_{i-B} = 0$ として以下の式で表される。

$$\overline{jM_{1-T}} = 12 \cdot \frac{q_i}{H_1 \cdot \overline{K_{1-Layer}}} \cdot \frac{1}{\frac{1}{jK_{1-C}} + \frac{3}{jK_{1-T}}} \quad (12)$$

尚、第2層より上層の曲げ応力、即ち $2 \leq i$ は $\overline{jM_{i-T}} = jM_{i-T}$, $\overline{jM_{i-B}} = jM_{i-B}$, $\overline{jM_{i-R}} = jM_{i-R}$, $\overline{jM_{i-L}} = jM_{i-L}$ である。

続いて、梁全塑性耐力 jM_{i-P} から第1層柱下端降伏時の梁存在応力 jM'_i を差し引いて得られる梁残存耐力に対する曲げ応力増分 $\overline{jM_i}$ の比を存在曲げ応力増分比とする。梁の存在曲げ応力増分比の最大値の逆数を梁強度調整係数 $\overline{C_{SGP}}$ とする。このとき、全梁同時降伏梁強度 $jM_{i-R-SGP}$ 及び $\overline{C_{SGP}}$ は以下の式で表される。

$$\overline{C_{SGP}} = \frac{1}{\max \left\{ \frac{\overline{jM_1}}{jM_{1-P} - jM'_1}, \frac{\overline{jM_2}}{jM_{2-P} - jM'_2}, \dots, \frac{\overline{jM_n}}{jM_{n-P} - jM'_n} \right\}} \quad (13)$$

$$jM_{i-R-SGP} = jM'_{i-R} + \overline{C_{SGP}} \cdot \overline{jM_{i-R}} \quad (14)$$

3. まとめ

本報その1では、層せん断力分布を A_i 分布で仮定し、単一柱モデルを用いて略算的に算出した地震時曲げ応力分布から、全梁同時降伏を実現できる梁強度の設計方法を提案した。

文献

- [1] 中島 正愛, 澤泉 紳一: 鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響 (その1: 梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比), 日本建築学会鋼構造論文集, 第6巻第23号, pp.117-132, 1999.9
- [2] 加藤 勉, 秋山 宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第235号, pp.9-18, 1975.9
- [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則, 日本建築学会論文報告集, 第309号, pp.53-59, 1981.11
- [4] 加藤 勉, 秋山 宏: 地震時における鋼構造せん断型多層骨組の損傷分布則, 日本建築学会論文報告集, 第270号, pp.61-68, 1978.8
- [5] 小川 厚治, 黒羽 啓明, 上遠野 明夫: 強震をうける重層骨組の損傷分布に関する基礎的考察, 日本建築学会構造系論文集, 第479号, pp.83-92, 1996.1
- [6] 石鍋 雄一郎, 半貫 敏夫: 骨組の損傷集中評価における不可避要因についての検討, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻第659号, pp.63-69, 2011.1
- [7] 中村 亮太, 山西 央朗, 小松 真吾, 松田 頼征: 梁継手塑性ヒンジの導入による幅厚制限緩和の可能性について, 鋼構造年次論文報告集, 第30巻, pp.67-75, 2022.11
- [8] 中村 亮太, 山西 央朗, 小松 真吾, 松田 頼征: 高力ボルト摩擦接合の滑りを利用した梁継手塑性回転について, 鋼構造年次論文報告集, 第29巻, pp.710-724, 2021.11
- [9] 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 -, 日本建築学会構造系論文集, pp.967-978, 2021.6
- [10] 山西 央朗, 西村 拓真: 単一柱モデルによる多層架構の水平剛性評価精度に関する一考察 - 構造要素・抵抗機構提案型研究 その6 -, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第48巻, pp.255-258, 2025.3