弾塑性骨組の指定設計用変形指標に対する
2段階地震応答制約設計法DUAL CRITERIA DESIGN OF INELASTIC FRAMES
FOR SPECIFIED SEISMIC DESIGN DEFORMATION INDICES

中村 恒善*, 小坂 郁夫**

Tsuneyoshi NAKAMURA and Ikuo KOSAKA

An efficient method of dual criteria design of inelastic frames for specified seismic design strain and ductility is presented on the basis of the authors' method of seismic strain-constrained design of elastic frames. The latter enables one to find the set of bending stiffnesses of a frame such that the SRSS strain of every member with a specified depth due to a set of design spectrum-compatible earthquakes would be equal to a specified value.

Each frame designed for a set of specified smooth distribution of column-end strains and a set of specified uniform distribution of beam-end strains is shown to exhibit a fairly uniform distribution of storey ductility indices under Level 2 design earthquakes. These characteristics are utilized conveniently in the method of dual criteria design of an inelastic frame for specified design strain and ductility.

Keywords : *inelastic frame, strain constrained design, ductility constrained design, dual criteria design, earthquake-response constrained design*

非弾性骨組, ひずみ制約設計, ダクティリティー制約設計, 2段階制約設計, 地震応答制約設計

1. 序

本論文では, 著者らの「平面骨組の地震応答ひずみ制約設計法¹⁾」の手法を拡張して, まず, 「設計用応答スペクトルに適合する激震動群に対する梁降伏型骨組の弾塑性応答(層塑性率)制約設計法」を構成する。そのために, これまでの研究結果から塑性変形が指定層にほぼ均等に分散する骨組群の設計手順と層塑性率予測法を示す。この骨組群の地震応答解析結果からの設計手順の検証とより詳細な応答予測式の提示も行う。つぎに, この層塑性率予測法を利用した「2段階の制約条件下の代表建築骨組の設計方法」を提示する。ここで採用する2段階制約条件下での設計問題は通常の建築骨組解析法の「逆問題」である。設計解の誘導には, その基礎的逆問題である「建築ラーメンの1次固有周期と1次ひずみモード制御設計問題」の閉形解²⁾を利用する。

著者の提示した文献1)では, 建築骨組の通常の設計時において行われる2段階の耐震安全性の判定のうち,

耐用年数中に経験する可能性が高い地震動(レベル1地震動)に対する有用な設計法を提示した。この手法を用いれば, レベル1用応答スペクトル適合地震外乱に対して, 全部材の代表要素応答ひずみの平均最大値が設計者の指定した応答量となるように, 骨組の全部材の曲げ剛性を容易に選定することができる。設計された骨組は最強地震動(レベル2地震動)に対しても安全であるかどうかのチェックを後に行う必要があるが, 各層ともほぼ同一のひずみの指定を行った場合には, この骨組はレベル2地震動に対して塑性変形が分散する挙動を呈することも例示している。

これまでのレベル2地震動に対する塑性応答制約設計法のうち, せん断型構造物モデルについては各種の手法³⁾が提示されており, 著者らも設計法^{4), 5)}の提示を行っている。本論文で対象とするような梁と柱で構成された骨組を対象とした塑性応答制約設計法としては, 例えば, 以下のような研究がある。

* 京都大学工学部建築学科 教授・工博, Ph.D

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng., Ph.D

** 京都工芸繊維大学工学部造形工学科 助手・工修

Research Assoc., Dept. of Architecture and Design, Faculty of Engineering and Design, Kyoto Institute of Technology, M. Eng.

等価線形化手法を用いた方法としては、石丸⁶⁾、藤原と秋元⁷⁾の研究がある。石丸は、非弾性応答スペクトル法と確定論的等価線形化手法を組み合わせ、指定した部材塑性率が各梁に生じるような梁降伏型骨組の梁の降伏モーメントを求める方法を提示している。この場合には部材剛性を降伏モーメントとは別個に取り扱っており、部材断面の決定のための操作を必要とする。藤原と秋元は、定常ランダム過程に従う外乱に対して、梁降伏型骨組に確立論的等価線形化法を適用し、信頼性制約条件下で部材の剛性を最小化する問題に対する解を数値的に見いだす方法を提案している。この場合には、崩壊確率を大きくすると解が収束しない場合がある。

また、秋山ら⁸⁾は、実地震波の下で塑性率がほぼ均等に分散するせん断型構造物モデルの降伏せん断力係数分布(強度分布)を多数の解析結果から選定し、この降伏せん断力係数分布からはずれた場合の塑性変形の集中度合いとその大きさを予測する式を提示した。これらの結果を骨組などに適用する方法を提示している。この場合には、種々な形式の構造物や地震外乱に適用範囲を広げているため、その時々を対象骨組形状や地震外乱などの設計条件により応答制御の精度が異なる可能性がある。

骨組の部材剛性を直接与える閉形解を提示した研究も行われている。本論文著者の中村と竹脇⁹⁾は、設計用静的荷重に対する非線形弾性骨組のシステム性能制約下の最適解の閉形表現を導き、レベル2地震時の層せん断力をレベル1地震時の層せん断力から近似評価することにより梁の塑性率および柱の応答制約条件を満たす骨組の各部材の剛性およびそれに対応する強度を求める方法を提案している。また、時刻歴応答解析によりその精度を検証している。この場合は設計用静的荷重の設定方法によって精度が異なる可能性がある。

これまでの手法に対して、本論文の設計手法は以下のような特徴を有している。

(1) 「文献1)で提案済みである弾性ひずみ制約設計法」に基づく弾塑性応答制約設計法の提示である。そこでは設計用応答スペクトルに適合するレベル2設計用地震動群下での指定層の層塑性率の平均最大値を同一の指定値とする設計理論を展開する。弾性応答時のひずみまでも制約する理論に基づいているので、本論文の対象とする範囲(層塑性率が2.0程度以下の範囲)ではきわめて精度が良い。

(2) 「1次固有周期および1次ひずみモード制御設計骨組の閉形解」を利用しているので、数回の収束計算で設計解が容易に求まる。

(3) 代表骨組モデルとして均等スパン骨組から取り出した梁降伏魚骨型モデルを採用するが、理論展開の基礎となっている弾性設計理論は任意の層数、部材長、質量分布の骨組にも適用可能であるので、本論の理論展開お

よび応答量関係式などの誘導手順の考え方は、これらの骨組にも適用可能であると期待される。

(4) 骨組の個々の部材の剛性と強度を同時に取り扱い、部材断面まで直接的に求めることができる理論を展開している。ここで得られる骨組の部材剛性や強度は、非線形性のレベルが層塑性率で2程度である骨組の整合剛性、強度の標準値としての意義を有している。設計解は多スパン骨組の内側梁、柱の初期設計として直接使用することもできる。

(5) これまでの設計法がレベル1またはレベル2地震動のいずれか一方に対する設計法を提示しているのに対して、本論文では両方の地震動を対象とした2段階制約条件下での設計解の誘導手法を提示している。

2. 2段階制約設計問題

2.1 設計用地震動と設計対象骨組形状

〔設計用地震動〕

現実の高層骨組の設計には設計用地震動として記録地震波や人工地震波などが安全性の検定のために用いられる。その際、過去の代表的な記録地震波、地域特性を考慮に入れた地震波、長周期成分を多く含んだ地震波などが採用される。他方では、設計用地震動の特性や大きさを表すのに応答スペクトルが採用されることが多い。

本論文では、基本的な論理を構成する第一ステップとして、また、設計資料としての標準剛性や強度を得ることを目的として、2個のレベルの設計用速度応答スペクトル S_v^1 , S_v^2 に適合する地震動群を採用する。

〔設計用地震動〕

以下に示す応答スペクトルに適合する地震動群を設計用地震動とする。

(レベル1地震動の速度、変位応答スペクトル)

$$S_v^1 = \hat{S}_v^1(T; h) \dots\dots\dots (1)$$

$$S_d^1 = (T/2\pi) \hat{S}_v^1(T; h) \dots\dots\dots (2)$$

(レベル2地震動の速度、変位応答スペクトル)

$$S_v^2 = \hat{S}_v^2(T; h) \dots\dots\dots (3)$$

$$S_d^2 = (T/2\pi) \hat{S}_v^2(T; h) \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $\hat{S}_v^1(T; h)$, $\hat{S}_v^2(T; h)$ は指定値である。 T は固有周期、 h は減衰定数である。なお、変位応答スペクトルは(2), (4)式のように速度応答スペクトルから求まるとする。

なお、レベル1とレベル2の応答スペクトルはそれぞれ独立に設定される場合とレベル2の応答スペクトルがレベル1の定数倍として設定される場合がある。5章ではそれぞれの場合についての設計法を提示する。

〔設計対象骨組形状〕

設計法誘導の考え方が最も分かりやすいように、設計対象骨組形状として以下の代表骨組モデルを採用する。

図一 部材断面形状

図二 代表骨組モデル

〔代表骨組モデル〕

H形断面梁と箱型断面柱（図一）で構成された魚骨型モデル（図二）を代表骨組モデルとする。なお、スパン長 l_k 、階高 h_j 、節点集中質量 m_j 、部材せい $d_{cj,k}$ 、 $d_{bj,k}$ 、材料の弾性係数 E 、降伏ひずみ ε_y はあらかじめ設定されるものとする。 j, k は第 j 層、第 k スパンを表す。

このモデルは、多層多スパン骨組の内側梁、柱に対応するモデルである。4章においては、スパン長、階高が同じで、5、10、15層の3種類の層数の代表骨組モデルを採用するが、本論の設計法の考え方は層数にかかわらず適用可能である。また、断面形状がほぼ相似形に近い部材では弾性時および弾塑性時の復元力特性も曲げモーメント-曲率平面上では相似形に近い形状となることを考慮すると、4章で得られる応答予測式はさまざまな部材中心線形状や質量分布の骨組にもほぼそのまま適用できると思われる。

なお、本論文では、文献1)と同様に、伸びなし変形の仮定に基づいた理論を構成する。部材せいや材料の弾性係数、降伏ひずみをあらかじめ設定するので、部材剛性が求まれば部材の断面寸法や強度も求まる。

2.2 2段階制約のための設計クライテリア

〔設計クライテリア〕

多くの場合、設計用外乱下での各種の応答量のうち、設計者が指定した応答量が指定値以内となることが設計のクライテリアとされる。レベル1設計用地震動に対する安全性の検定においては、許容応力度型検定式が用いられるが、ここでは各部材の代表要素の平均最大応答ひ

ずみを骨組の安全性の主要な指標とする。レベル2設計用地震動に対する骨組の安全性の指標には層塑性率が採用されることが多い。本論文も層塑性率を採用する。

〔定義1〕（設計クライテリア1）

レベル1設計用地震動群下での各部材の最大材端縁ひずみの期待値が指定値となる。

（梁ひずみの期待値）

$$\bar{\varepsilon}_{bi(max)}^{(1)} = \hat{\varepsilon}_{bi}^{(1)} \quad (i=1 \sim g) \quad (5-a)$$

（柱ひずみの期待値）

$$\bar{\varepsilon}_{ci(max)}^{(1)} = \hat{\varepsilon}_{ci}^{(1)} \quad (i=1 \sim n) \quad (5-b)$$

ここで、 g, n はそれぞれ梁、柱の部材数。下添字の i は i 番目の部材を、上添字の (1) はレベル1地震を、 $\bar{}$ は期待値、 $\hat{}$ は指定値を表す。

レベル2地震外乱に対する一般の骨組の挙動としては、塑性変形が特定の層に集中せず、指定層群に均等に分散する挙動が望ましい場合が多い。

〔定義2〕（設計クライテリア2）

レベル2設計用地震動群下で、梁降伏型骨組（指定された中層部の梁にのみ塑性変形が生じ、柱は弾性域に留まる骨組）となり、かつ、塑性変形を含む層の層間塑性率の期待値が同一の指定値となる。

（柱ひずみの期待値）

$$\bar{\varepsilon}_{ci(max)}^{(2)} < \varepsilon_y \quad (i=1 \sim n) \quad (6-a)$$

（指定層以外の梁ひずみの期待値）

$$\bar{\varepsilon}_{bi(max)}^{(2)} < \varepsilon_y \quad (\text{指定層以外}) \quad (6-b)$$

（層塑性率の期待値）

$$\bar{\mu}_j = \hat{\mu} \quad (\text{指定層}) \quad (6-c)$$

ここで、 n は柱の部材数、下添字の i は i 番目の部材層を、 j は j 番目の層を、上添字の (2) はレベル2地震動を、 $\bar{}$ は期待値、 $\hat{}$ は指定値を表す。

ε_y は降伏ひずみ値である。

〔クライテリア適合と許容〕

設計用地震動としてスペクトル適合地震動群を採用した場合には、地震動群の中の個々の地震動に対して応答量は分散する。地震動群に対する平均最大応答値を設計クライテリアに採用する場合、応答量の分散が大きい場合にはその設計クライテリアは必ずしも設計者にとって有用とはならない。また、多数の地震動群の中から限定された個数の地震動を対象とするため、期待値（平均最大応答値）がちょうど指定値になるよう設計条件を設定するよりも指定された範囲内に収まるという条件を設定する方が現実的である。これらの理由により、以下のようなクライテリアに関する定義を設定する。

〔定義3〕（クライテリア適合）

上記の設計クライテリアの中で、符号で指定された条件に対して、最大応答値の期待値が以下の条件を満

足する場合、設計骨組はクライテリアに適合するという。

地震動群に対する平均最大応答値 M (最大応答値の期待値) が指定値 $\hat{M}$ の近傍 $[\hat{M}(1 \pm \Delta)]$ に入り、最大応答値の標準偏差 σ が設計者の設定値 $\hat{\sigma}$ 以下となる。

$$\hat{M}(1 + \Delta) \geq \hat{M} \geq M(1 - \Delta) \cdots \cdots (7-a)$$

$$\sigma \leq \hat{\sigma} \cdots \cdots (7-b)$$

「定義 4」(クライテリア許容)

上記の設計クライテリアの中で、符号で指定された条件に対して、最大応答値の期待値が以下の条件を満足する場合、設計骨組はクライテリアに許容であるという。

地震動群に対する平均最大応答値 M (最大応答値の期待値) が指定値 $\hat{M}(1 + \Delta)$ 以下となり、最大応答値の標準偏差 σ が設計者の設定値 $\hat{\sigma}$ 以下となる。

$$M \leq \hat{M}(1 + \Delta) \cdots \cdots (8-a)$$

$$\sigma \leq \hat{\sigma} \cdots \cdots (8-b)$$

地震動群に対する全部材の材端縁ひずみの平均最大応答値 $\bar{\epsilon}_{d(\max)}^u$ が (5-a, b) 式の指定値に対して (7-a, b) 式の条件を満足する骨組をクライテリア 1 適合骨組といい、(8-a, b) 式の条件を満足する骨組をクライテリア 1 許容骨組という。

文献 1) の「平面建築骨組の指定設計ひずみに対する地震応答制約設計法」を用い設計した骨組の人工地震動群下での最大ひずみ応答量の期待値は指定値の近傍にあり、標準偏差も小さいことが例証されている¹⁾。このことから、クライテリア 1 適合骨組を文献 1) の手法で設計できることがわかる。設計法の概要は 3 章で述べる。

層塑性率については地震動群に対する全層の平均 μ_{av} が (6-c) 式の指定値に対して (7-a, b) 式の条件を満足する骨組をクライテリア 2 適合骨組といい、(8-a, b) 式の条件を満足する骨組をクライテリア 2 許容骨組という。クライテリア 2 適合骨組の設計法は 3 章、5 章において述べる。

2.3 均等塑性率骨組と設計問題

〔均等塑性率骨組〕

2 段階の制約条件下での設計においては、レベル 1 地震動群とレベル 2 地震動群の応答スペクトルの性質やレベルの設定の差異により、どのクライテリアに許容または適合となる骨組が設計可能であるかが異なる。一方のクライテリアに適合し、他方のクライテリアに許容となる骨組が必ずしも存在するとは限らない。

本論では、以下のような均等塑性率骨組群を設定することにより 2 段階制約設計問題を述べる。

〔均等塑性率骨組〕

代表骨組モデルで、レベル 2 地震動群に対して、梁降伏型挙動をし、かつ、指定層の最大層塑性率の期待値が一定値の Δ 近傍に入る骨組を均等塑性率骨組と呼ぶ。均等塑性率骨組の集合を均等塑性率骨組群と呼ぶ。

この均等塑性率骨組は、レベル 2 地震動群に対する骨組の挙動として塑性変形が多数の層に少ない偏りで分散する挙動が望ましい場合が多いことを考慮して設定したものである。

〔2 段階制約設計問題〕

層塑性率が指定された場合のクライテリア 2 適合骨組は均等塑性率骨組群の 1 要素であるが、レベル 1 地震動群の設定が特別である場合を除いて一般にはクライテリア 1 適合骨組は均等塑性率骨組群には含まれない。このことを考慮すると設計問題は以下のように述べられる。

〔2 段階制約設計問題〕

指定されたレベル 1, 2 の設計用地震動群の下で、クライテリア 1, 2 に対して以下のいずれかの設計条件を満足する均等塑性率骨組の部材曲げ剛性とそれに対応する断面サイズを求めよ。

(設計条件)

(1) クライテリア 2 に適合し、クライテリア 1 に許容となる (クライテリア 2 が活動的)。

(2) 両方のクライテリアに許容であり、かつ、レベル 1 地震外乱下で 1 個以上の部材の最大ひずみの期待値がクライテリア 1 の指定値の Δ 近傍に入る (クライテリア 1 が活動的)。

3. 均等塑性率骨組の設計法とその応答予測式

3.1 骨組の弾性応答量と弾塑性応答量の関係

これまでの研究により以下の事実が明らかにされている。

〔多質点並進せん断型モデル〕

各層の塑性率が 2.0 程度以下で全層がほぼ同じ塑性率を呈する多質点並進せん断型弾塑性モデルの最大変位および層間相対変位は、弾性時剛性が同じ多質点せん断型弾性モデルの応答量とほぼ同じか若干小さな値となることを著者は文献 4), 5) において提示している。

〔骨組モデル〕

レベル 2 用応答スペクトルと相似なレベル 1 設計用応答スペクトルに適合する外乱群の下で中層部の梁に生じるひずみの値が一定となり、他の部材はそれより十分小さなひずみとなるよう弾性設計された代表骨組モデルは、レベル 2 外乱下で中層部の平均最大塑性率が一様となる梁降伏型挙動を呈す。その骨組のレベル 1, 2 外乱下での平均最大層間相対変位の大きさは弾性挙動と弾塑性挙動にかかわらず、応答スペクトルの大きさにほぼ比

例することが例証されている¹⁾。

上記の、「せん断型モデルの層間相対変位は弾性時剛性が同じモデルの応答量とほぼ同じか若干小さな値となること」、および、「骨組モデルの平均最大層間相対変位の大きさは弾性挙動と弾塑性挙動にかかわらず応答スペクトルの大きさにほぼ比例する」という事柄は、以下のことを示している。レベル1地震動がレベル2地震動の1/2の大きさの場合には、レベル1地震動下での最大応答値がちょうど弾性限の値となるような余裕率の小さな骨組でも、塑性変形を中層部に一様に分布させることによってレベル2地震動下での塑性率を2.0程度以下にすることができる。

3.2 弾性骨組のひずみ制約設計法¹⁾

以上の成果に基づいて、「弾性骨組のひずみ制約設計法に基づく均等塑性率骨組」の作成手順を示すが、ここでは、まず、弾性骨組のひずみ制御設計法¹⁾の概要を要約する。

〔1次固有周期および1次ひずみモード制約設計解²⁾〕

1次固有値の指定値を

$$\Omega_1 = \Omega_a \quad (\Omega_a: \text{指定値}) \quad \cdots \cdots (9)$$

とし、1次のひずみモードを

$$\varepsilon_{Bj,k}^L / (\alpha_j / \hat{\lambda}_{Bj,k}) = \varepsilon_{Bj,k}^R / (\alpha_j / \hat{\lambda}_{Bj,k}) = \varepsilon_{Cj,k}^L / (\beta_j / \hat{\lambda}_{Cj,k}) \quad \cdots \cdots (10)$$

ここで、 α_j 、 β_j はひずみモードを指定するために設計者が与える係数であり、 $\hat{\lambda}$ は(部材長/せい)比である。

と指定した時の代表骨組モデルの部材曲げ剛性は次式のように求まる。

(柱曲げ剛性)

$$J_{j,k} = \frac{-6 h_j^2}{4 (\alpha_j - \alpha_{j-1} - 6 \beta_j)} \Omega_a \sum_{n=j}^{\ell} \left(m_n \sum_{i=1}^n R_i h_i \right) \quad \cdots \cdots (11)$$

(梁曲げ剛性)

$$K_{j,k} = \frac{(\alpha_j - \alpha_{j-1} - 3 \beta_j) l_k h_j}{4 \alpha_j (\alpha_j - \alpha_{j-1} - 6 \beta_j)} \Omega_a \sum_{n=j}^{\ell} \left(m_n \sum_{i=1}^n R_i h_i \right) - \frac{3 \beta_{j+1} l_k h_{j+1}}{4 \alpha_j (\alpha_{j+1} - \alpha_j - 6 \beta_{j+1})} \Omega_a \sum_{n=j+1}^{\ell} \left(m_n \sum_{i=1}^n R_i h_i \right) \quad \cdots \cdots (12)$$

ここで、 $R_i = (2 \alpha_{i-1} / 9 + \alpha_i / 9 + \beta_i / 3)$ である。

〔材端縁ひずみのSRSS応答評価式〕

設計用応答スペクトル適合地震動下での全部材の弾性応答最大ひずみの期待値を2乗和平方根法(SRSS法)を用いて評価する。

$$(\varepsilon_{Bj,k(\max)}^L)^2 = \sum_{i=1}^{\ell} (\nu^{(i)} S_D^{(i)} \varepsilon_{Bj,k}^{L(i)})^2 \quad \cdots \cdots (13)$$

$$(\varepsilon_{Bj,k(\max)}^R)^2 = \sum_{i=1}^{\ell} (\nu^{(i)} S_D^{(i)} \varepsilon_{Bj,k}^{R(i)})^2 \quad \cdots \cdots (14)$$

$$(\varepsilon_{Bj,k(\max)}^U)^2 = \sum_{i=1}^{\ell} (\nu^{(i)} S_D^{(i)} \varepsilon_{Cj,k}^{U(i)})^2 \quad \cdots \cdots (15)$$

図-3 弾性骨組のひずみ制御設計手順

$$(\varepsilon_{Cj,k(\max)}^L)^2 = \sum_{i=1}^{\ell} (\nu^{(i)} S_D^{(i)} \varepsilon_{Cj,k}^{L(i)})^2 \quad \cdots \cdots (16)$$

ここで、 $\nu^{(i)}$ は i 次の刺激係数を、 $S_D^{(i)}$ は i 次の固有周期と i 次の減衰定数に対応する変位応答スペクトル値を表し、 $\varepsilon_{Bj,k}^{L(i)}$ などは固有ベクトルに対応するひずみ成分を表す。

〔設計用地震動下でのひずみ制約設計手順〕

「設計用応答スペクトル適合地震動に対する全部材の弾性応答最大ひずみ期待値がそれぞれ各部材ごとの指定値と一致するように各部材サイズを設計する手順」は、文献1)により、図-3のように要約できる。この方法を簡単のため、以下では「弾性骨組のひずみ制約設計法」と称する。

3.3 均等塑性率骨組の設定法

以上の研究結果に基づいて、2章で述べた「均等塑性率骨組」の設定を行う。

〔レベル2地震動に対する弾性限レベル地震動と骨組余裕率〕

弾性骨組のひずみ制約設計法¹⁾を利用して弾塑性骨組の部材剛性の選定を行うために、以下のような強震外乱を設定し、レベル2地震動に対する骨組の強度を規定するパラメータとして「レベル2骨組余裕率」を定義する。

〔弾性限レベル地震動〕

レベル2用応答スペクトルの τ_r 倍 ($\tau_r \leq 1.0$) のレベルで、形状が相似な応答スペクトル(低減スペクトル)に適合する地震動の下で、一つの骨組の各部の最大ひずみ期待値の内の最大値が弾性限ひずみ ε_y に一致するとき、この低減スペクトルに適合する地震動を「弾性限レベル地震動」という。

〔レベル2 骨組余裕率〕

骨組の強度パラメータを「レベル2 骨組余裕率」と呼び、1 個の骨組について1 個定まる係数 τ_r の値を「レベル2 骨組余裕率」の大きさとする。

この弾性限レベル地震動に対して以下に示す指定ひずみ分布の下で弾性設計を行うことにより均等塑性率骨組群の近似解を求める。

〔均等塑性率骨組の弾性限レベル地震動下でのひずみ分布〕

レベル2 骨組余裕率が同じ値となる骨組は多数存在するが、弾性限レベル地震動下での骨組各部の最大ひずみの期待値の分布形状が指定されると1 個の「レベル2 骨組余裕率」に対して1 個の「骨組」が対応することになる。

弾性限レベル地震動群に対する骨組各部の最大ひずみ期待値分布の形状を以下のように指定した骨組群を採用する。これは、均等塑性率骨組を設計するための指定法である。

〔弾性限レベル地震動下でのひずみ分布〕

(1) 指定層（中層部）の梁の最大ひずみの期待値を以下とする。

$$\bar{\epsilon}_{bu(max)}^{(L)} = \epsilon_y \cdots \cdots \cdots (17-a)$$

(2) その他の梁および全柱の最大ひずみの期待値を以下とする。

$$\bar{\epsilon}_{bu(max)}^{(L)} = \hat{\epsilon}_{bi}^{(L)} \cdots \cdots \cdots (17-b)$$

$$\bar{\epsilon}_{cu(max)}^{(L)} = \hat{\epsilon}_{ci}^{(L)} \cdots \cdots \cdots (17-c)$$

ここで、下添字の i は i 番目の部材を、上添字の (L) は弾性限レベル地震動を、 $-$ は期待値、 $\wedge$ は指定値を表す。(17-b)、(17-c) 式の右辺の指定値は弾性限ひずみ ϵ_y より十分小さな値とする。

上記の指定法により作成される骨組は、レベル2 地震動の下で以下のような挙動を呈すると期待される。

(1) レベル2 骨組余裕率が1.0 以下の骨組では、弾性限レベル地震動下でのひずみ指定値が大きい部材ほどレベル2 地震動に対しては塑性化しやすいと考えられる。この骨組はレベル2 地震動に対して梁降伏型の挙動を示し、塑性変形が指定層の梁にほぼ均等に分散すると期待される。

(2) 塑性変形を分散させることができれば、塑性変形が特定の少数の部材に集中しないため、個々の部材の塑性変形量に大きな偏りは生じない。また、レベル2 地震動下の塑性変形量の大きさを評価する指標として層塑性率を採用すると、塑性率も指定層にほぼ均等に分散する可能性が高い。

3.4 均等塑性率骨組の応答予測式

均等塑性率骨組のレベル2 骨組余裕率が0.5 の場合には、レベル2 地震動のちょうど1/2 の地震動に対して弾

性限の最大応力を示すことになる。レベル2 地震動の1/2 倍程度の大きさのレベル1 地震動に対して弾性設計をする場合が多いことを考慮して、レベル2 骨組余裕率が0.5 以上の範囲の骨組を採用する。また、レベル2 骨組余裕率が1.0 以上の骨組はレベル2 地震動に対しても弾性応答するので、以下ではレベル2 骨組余裕率が0.5 から1.0 の実用的な範囲の骨組を対象とする。

均等塑性率骨組のレベル2 骨組余裕率が0.5 から1.0 の骨組では、層塑性率は2.0 以下程度となり、骨組の挙動は弾性挙動に近いと考えられる。そのため、レベル2 設計用地震動群下での層間相対変位は弾性限レベル地震動下での弾性層間相対変位の $1/\tau_r$ 倍に近いが、または、それ以下で τ_r の関数値となると思われる。層塑性率の経験式は後に示すが、ここでは予測式としては以下の(18)、(19) 式を採用する。

〔層塑性率予測式1〕

$$\bar{\mu} = 1/\tau_r \cdots \cdots \cdots (18)$$

〔層塑性率予測式2〕

$$\bar{\mu} = f(\tau_r) \cdots \cdots \cdots (19)$$

ここで、 $f(\tau_r)$ は τ_r の関数で、通常は(18) 式の右辺より小さな値となる。

骨組形状が同じで部材断面形状がほぼ相似形の骨組群を対象とする場合には、レベル2 骨組余裕率と弾塑性応答量との経験的な関係式((19) 式の右辺)を導くことが可能である。4 章では、代表骨組モデルについての弾塑性応答解析結果を示し、レベル2 骨組余裕率と層塑性率の関係式(層塑性率予測式2)の例を示す。

上記の(18) 式または(19) 式から逆に層塑性率を指定し、レベル2 骨組余裕率を求めると設計者の指定する層塑性率を呈する骨組を容易に設計できることがわかる。

4. 均等塑性率骨組群の挙動検証

4.1 均等塑性率骨組群

〔レベル2 設計用地震動〕

ここでは、Newmark-Hall¹⁰⁾ の提示したデザインスペクトルを採用する。レベル2 地震動の地動加速度、速度、変位の最大値を以下とする。

$$(\text{最大地動加速度}) \quad 402.0 \text{ cm/sec}^2 \cdots \cdots \cdots (20)$$

$$(\text{最大地動速度}) \quad 50.0 \text{ cm/sec} \cdots \cdots \cdots (21)$$

$$(\text{最大地動変位}) \quad 37.5 \text{ cm} \cdots \cdots \cdots (22)$$

平均応答スペクトルの加速度、速度、変位の最大値は上記の値に以下の倍率を乗じた値となる(文献10))。

$$(\text{加速度倍率}) \quad 3.21 - 0.68 \cdot \ln(100 \times h) \cdots \cdots (23)$$

$$(\text{速度倍率}) \quad 2.31 - 0.41 \cdot \ln(100 \times h) \cdots \cdots (24)$$

$$(\text{変位倍率}) \quad 1.82 - 0.27 \cdot \ln(100 \times h) \cdots \cdots (25)$$

h は減衰定数である。

図—4 Newmark-Hall のデザインスペクトル

表—1 部材せい (cm)

設計1-A ($\tau_v=0.96$)		設計1-B ($\tau_v=0.86$)		設計1-C ($\tau_v=0.75$)		設計1-D ($\tau_v=0.67$)	
層	梁 柱	層	梁 柱	層	梁 柱	層	梁 柱
5	55 55	5	53 53	5	50 50	5	45 45
4	65 55	4	63 53	4	60 50	4	55 45
3	65 60	3	63 58	3	60 55	3	55 50
2	70 60	2	68 58	2	65 60	2	60 55
1	70 60	1	68 58	1	65 60	1	60 55
0	95	0	93	0	90	0	85

設計2-A ($\tau_v=0.96$)		設計2-B ($\tau_v=0.86$)		設計2-C ($\tau_v=0.75$)		設計2-D ($\tau_v=0.67$)	
層	梁 柱	層	梁 柱	層	梁 柱	層	梁 柱
10	63 68	10	60 65	10	45 50	10	43 50
9	73 68	9	70 65	9	55 50	9	53 50
8	78 68	8	75 65	8	60 50	8	58 50
7	78 73	7	75 70	7	60 55	7	58 55
6	83 73	6	80 70	6	65 55	6	62 55
5	83 73	5	80 70	5	65 55	5	62 55
4	88 78	4	85 75	4	70 60	4	65 60
3	88 78	3	85 75	3	70 60	3	65 60
2	88 78	2	85 75	2	70 60	2	65 60
1	88 80	1	85 75	1	70 60	1	65 60
0	110	0	110	0	100	0	95

設計3-A ($\tau_v=0.96$)		設計3-B ($\tau_v=0.86$)		設計3-C ($\tau_v=0.75$)		設計3-D ($\tau_v=0.67$)	
層	梁 柱	層	梁 柱	層	梁 柱	層	梁 柱
15	63 58	15	60 55	15	55 50	15	53 48
14	68 63	14	65 60	14	60 55	14	58 53
13	73 63	13	70 60	13	65 55	13	63 53
12	73 63	12	70 60	12	65 55	12	63 53
11	78 63	11	75 60	11	70 55	11	68 53
10	78 68	10	75 65	10	70 60	10	68 58
9	83 68	9	80 65	9	75 60	9	73 58
8	83 68	8	80 65	8	75 60	8	73 58
7	83 68	7	80 65	7	75 60	7	73 58
6	83 73	6	80 70	6	75 65	6	73 63
5	88 73	5	85 70	5	75 65	5	78 63
4	88 73	4	85 70	4	80 65	4	78 63
3	88 73	3	85 70	3	80 65	3	78 63
2	88 73	2	85 70	2	80 65	2	78 63
1	88 78	1	85 75	1	80 70	1	78 68
0	110	0	105	0	95	0	90

この値を用いてデザインスペクトルが定まる。減衰定数を2%とすると主要な部分の変位応答スペクトルは以下となる(図—4)。

(変位応答スペクトル)

$$S_{D1}^{(2)}(T:0.02)=27.88 T^2 \quad (T \leq 0.579) \cdots (26)$$

$$S_{D2}^{(2)}(T:0.02)=16.12 T \quad (T \geq 0.579) \cdots (27)$$

表—2 低減地震動下の部材端縁ひずみ指定値 ($\times 10^{-4}$)

層	梁	柱	層	梁	柱	層	梁	柱
5	7.1	7.1	10	7.1	7.1	15	7.1	7.1
4	11.4	7.1	9	9.3	7.1	14	9.3	7.1
3	11.4	7.1	8	11.4	7.1	13	11.4	7.1
2	11.4	7.1	7	11.4	7.1	12	11.4	7.1
1	11.4	7.1	6	11.4	7.1	11	11.4	7.1
0	5.7		5	11.4	7.1	10	11.4	7.1
			4	11.4	7.1	9	11.4	7.1
			3	11.4	7.1	8	11.4	7.1
			2	11.4	7.1	7	11.4	7.1
			1	11.4	7.1	6	11.4	7.1
			0	5.7		5	11.4	7.1
						4	11.4	7.1
						3	11.4	7.1
						2	11.4	7.1
						1	11.4	7.1
						0	5.7	

[設計骨組]

骨組の層数は5, 10, 15層の3種類とし、階高は3.5 m, スパン長は6.0 mとする。骨組の重量は1節点あたり35 tonfとする。ヤング係数は2100 t/cm², 降伏応力は2.4 t/cm²とする。設計骨組の減衰定数は固有振動数比例型とし、1次モードの減衰定数を2%とする。

レベル2骨組余裕率はそれぞれの層数について0.67, 0.75, 0.86, 0.96の4種類とし、合計12個の骨組を採用した。

表—1に部材のせい、表—2に弾性限レベル地震動下のひずみ指定値を示す。設計された骨組の断面2次モーメント、肉厚の3例を表—3に、1次固有周期を表—4に示す。

[時刻歴応答解析プログラムと解析モデル]

時刻歴解析プログラムには著者の提示した非定常履歴単軸構成法則を用いた骨組の弾塑性応答解析プログラム¹¹⁾を用いた。これを用いることにより、部材各部のひずみの応答量まで予測することができる。

解析骨組の要素分割は塑性域に入る可能性のある場所では部材の長さ方向には10 cm きざみ(要素長)とし、断面は14分割した(図—5)。

[レベル2人工地震動]

レベル2地震動群にはSIMQKEプログラム¹²⁾を用いて作成した人工地震動の10波を採用した。設計用応答スペクトルに適合する地震動に対する弾塑性応答の概略が3章においてすでに明らかとなっている骨組群の、その設計用応答スペクトルに適合する地震動群に対する応答量を得るという理想的な骨組、地震動を対象とする場合には外乱数は10波でも十分と考えられる。しかし、このことの検証のために、1例(設計3-C)については、さらに20波の地震動に対する応答解析を追加し、本論文で必要な応答量の分散が10波の地震動でも30波の地震動でも大差ないことも確かめる。

減衰定数2%時のターゲットとなる速度応答スペクトルと地震波の加速度—時刻平面上での包絡曲線を以下

表—3

設計1-C						設計3-C					
断面2次モーメント ($\times 10^5 \cdot \text{cm}^4$)			部材肉厚 (cm)			断面2次モーメント ($\times 10^5 \cdot \text{cm}^4$)			部材肉厚 (cm)		
層	梁	柱	層	梁	柱	層	梁	柱	層	梁	柱
5	0.67	1.34	5	1.95	1.79	15	0.45	0.82	15	0.92	1.04
4	1.20	2.12	4	1.98	3.07	14	1.00	1.59	14	1.63	1.56
3	1.79	3.15	3	3.14	3.43	13	1.29	2.07	13	1.65	2.09
2	2.45	3.83	2	3.37	3.12	12	1.66	2.60	12	2.17	2.72
1	2.16	5.55	1	2.91	4.95	11	2.19	2.93	11	2.28	3.14
0	5.20		0	2.52		10	2.43	3.69	10	2.56	2.97
						9	2.97	3.95	9	2.53	3.23
						8	3.21	4.28	8	2.75	3.56
						7	3.46	4.59	7	2.99	3.88
						6	3.64	5.41	6	3.17	3.47
						5	4.20	5.54	5	2.98	3.57
						4	4.34	5.77	4	3.09	3.75
						3	4.50	5.95	3	3.21	3.90
						2	4.62	6.07	2	3.31	4.00
						1	3.98	8.59	1	2.80	4.58
						0	7.28		0	3.04	

設計2-C					
断面2次モーメント ($\times 10^5 \cdot \text{cm}^4$)			部材肉厚 (cm)		
層	梁	柱	層	梁	柱
10	0.41	0.90	10	1.61	1.16
9	1.05	1.64	9	2.32	2.25
8	1.35	2.13	8	2.27	3.09
7	1.73	2.96	7	3.02	3.18
6	2.31	3.31	6	3.14	3.65
5	2.54	3.80	5	3.51	4.36
4	3.10	4.38	4	3.38	3.66
3	3.29	4.65	3	3.61	3.94
2	3.46	4.84	2	3.83	4.14
1	2.94	6.60	1	3.18	6.31
0	6.88		0	2.40	

表—4 一次固有周期 (sec)

設計1-A	設計1-B	設計1-C	設計1-D
0.46	0.49	0.54	0.62
設計2-A	設計2-B	設計2-C	設計2-D
0.58	0.67	0.94	1.09
設計3-A	設計3-B	設計3-C	設計3-D
0.88	1.02	1.24	1.42

図—5 梁、柱の要素分割

図—6 人工地震外乱の速度応答スペクトル

図—7 最大水平変位

のように与えた。位相特性は一様乱数を用いた。

(ターゲットスペクトル: 減衰定数 2%)

速度応答スペクトルは固有周期-最大速度平面上で以下の6点を直線で結んだ形状となる。

$$(T(\text{sec}), S_v(\text{cm/s})) = (0.02, 1.28),$$

$$(0.03, 1.92), (0.125, 21.92), (0.579, 101.5),$$

$$(3.78, 101.5), (5.0, 76.82)$$

(包絡関数)

包絡関数としては Jennings 型を採用した。

$$\zeta(t) = 0.41 g \cdot (t/3)^3 \quad (0.0 \leq t < 3.0)$$

$$\zeta(t) = 0.41 g \quad (3.0 \leq t < 12.5)$$

$$\zeta(t) = 0.41 g \cdot \exp[-0.24(t-12.5)]$$

$$(12.5 \leq t < 25.0)$$

ターゲットスペクトルと人工地震動 10 波の速度応答スペクトルの平均値と標準偏差を図—6 に示す。人工地震動の速度応答スペクトルの分散は 10% 程度あり、4 章ではこのことにより生じる応答量の分散をも含んだ結果となっている。

4.2 均等塑性率骨組群の挙動検証

上記のように設計された均等塑性率骨組群の人工地震動群下での弾塑性応答量の分布の特性を要約すると次のとおりである。特に、最大応答量の 10 波の平均値 (期待値) とその $\pm\sigma$ (標準偏差) に着目してその結果を述べる。

[弾性領域の進展]

梁の塑性領域は今回の解析骨組のいずれの場合にも梁の材端から 40 cm 以内に収まっている。また、レベル

2 骨組余裕率が 0.75, 0.67 の設計 3, 4 の 5, 10, 15 層の骨組では、10 個の地震動すべてに対して中間層の梁の材端縁ひずみの最大値は降伏点を越えている。レベル 2 骨組余裕率が 0.86 の設計 2 の骨組でも 10 層の骨組の 1 個の地震動に対する例を除いて他の 29 例は中間層の全梁の材端最大ひずみが降伏点を越えている。また、柱は全骨組とも弾性範囲内に収まっている。このように、梁降伏先行型骨組となることが検証された。

図—8 層間相対変位

〔最大変位〕

15層骨組の最大変位の期待値の高さ方向の分布を図—7に実線で示す。また、図上に期待値±標準偏差を点線で、「同じ部材剛性を持ち、 ε_y を超えるひずみが生じても弾性であるとした骨組のレベル2設計用地震動群下でのSRSS法予測値」（弾性骨組としてのSRSS法予測値）を一点鎖線で示す。

(1) 変動係数はレベル2骨組余裕率が小さい骨組ほど大きい。最上層に着目すると変動係数は9%程度以下である。

(2) 平均最大水平変位は弾性骨組としてのSRSS法予測値より一般に小さい。最上層ではSRSS法予測値の86%–102%の範囲の応答を示した。

〔最大層間相対変位〕

15層骨組の最大層間相対変位の期待値の高さ方向の分布を図—8に実線で示す。また、図上に平均値±標準偏差を点線で、弾性骨組としてのSRSS法予測値を一点鎖線で示す。他の層数の骨組も同様の応答をする。

(1) 各層ごとの最大層間相対変位の平均値は弾性骨組としてのSRSS法予測値±15%の範囲内の応答を示した。変動係数は20%以内である。

(2) レベル2骨組余裕率が小さいほど、平均最大層間相対変位は弾性骨組としてのSRSS法予測値より小さくなる傾向がある。

なお、図—9には、30波の地震動に対する設計3-Cの最大層間相対変位の期待値の高さ方向の分布を実線で、平均値+標準偏差を点線で示す。変動係数には大差

図—9 30個の地震動に対する層間相対変位

図—10 梁端縁ひずみ

図—11 層せん断力

なく、10波の地震動に対する応答量でも応答量関係式の誘導は可能であることがわかる。

〔最大ひずみ〕

10層骨組の梁端縁ひずみの最大値の期待値を図—10に実線で、期待値±標準偏差を点線で示す。

(1) 図から明らかなとおり、ひずみの期待値の標準偏差は大きく、塑性域でのひずみの値をクライテリア2に

図-13 中層部層間相対変位比率

図-14 中層部平均塑性率

図-12 層間相対変位比率

採用することはできないことがわかる。

(2) 一方、全地震動に対する全骨組の中間部の全梁の最大ひずみ値の大部分は降伏棚領域を越えていない（ひずみ硬化域に達していない）。

〔層せん断力〕

レベル 2 骨組余裕率 0.75 の設計 3 の骨組の層せん断力（柱の最大水平方向復元力）を図-11 に実線で示す。また、図上に点線で弾性骨組としての SRSS 法予測値を示す。

(1) 弾塑性骨組の層せん断力と弾性骨組としての層せん断力の比率はどの層もほぼ一定であることがわかる。

4.3 弾塑性応答量関係式

前節で述べたように層方向分布が均質である応答量が多いので、レベル 2 骨組余裕率をパラメータとして以下の応答量の間の関係式が誘導できる。

〔層間相対変位比率〕

図-12 に、レベル 2 地震外乱に対する層ごとの層間相対変位の応答量を弾性骨組としての SRSS 法予測値で除した量をプロットした。この量を「層間相対変位比率」と呼ぶ。なお、変動係数は前記の層間相対変位と同じである。

層間相対変位比率は層方向にほぼ均一であることがわ

かる。そこで、中層部の層間相対変位比率の層方向の平均値（中層部層間相対変位比率 γ ）を各骨組の層間相対変位比率の代表値として採用し、レベル 2 骨組余裕率に関してプロットしたのが図-13 である。層数にかわりなく、レベル 2 骨組余裕率が小さいほど、中層部層間相対変位比率は小さくなることがわかる。

そのため、層間相対変位を SRSS 法予測値と同じであるとして設計すれば安全側の設計が可能である。第 1 近似としては、中層部層間相対変位比率 γ は次式と見なせばよい。

（中層部層間相対変位比率 1）

$$\gamma = 1.0 \dots \dots \dots (28)$$

また、第 2 近似としては、レベル 2 骨組余裕率 τ_r に関して中層部層間相対変位比率 γ は以下のような関数で表現できる。

（中層部層間相対変位比率 2）

$$\gamma = 1.0 - 0.71 (\tau_r - 1)^2 \dots \dots \dots (29)$$

(29) 式を採用した場合の変動係数は 15 % 以下となる。

〔層塑性率〕

梁と柱で構成された骨組では、各層の弾性限層間相対変位は骨組全体の変形モードによって異なる。ここでは、弾性限レベル地震動下での降伏ひずみ指定層の各層の層間相対変位を「弾性限層間相対変位 δ_{yj} 」と定義する。これを基準にして層の「層塑性率 ($\mu_j = \delta_{\max} / \delta_{yj}$)」を計算することができる。

層間相対変位比率と同様に層塑性率は層方向にほぼ均一であり、標準偏差も層間相対変位と同様である。中層部の塑性率の層方向の平均値（中層部平均塑性率 μ_{av} ）を各骨組の中層部の塑性率の代表値として採用し、レベル 2 骨組余裕率に関してプロットしたのが図-14 である。中層部平均塑性率もレベル 2 骨組余裕率 τ_r に関して、以下のような (30) 式または (31) 式で表される関係にあると見なすこともできる。

（中層部平均塑性率 1）

$$\mu_{av} = 1 / \tau_r \dots \dots \dots (30)$$

（中層部平均塑性率 2）

$$\mu_{av} = [1.0 - 0.71 (\tau_r - 1)^2] / \tau_r \dots \dots \dots (31)$$

図—15 層せん断力比率

〔層せん断力比率〕

弾塑性骨組の層せん断力と弾性骨組としての層せん断力の比率（層せん断力比率）はどの層もほぼ一定であるので、全層の平均値でそれらを代表させることができる。層せん断力比率をレベル2骨組余裕率に関してプロットしたのが図—15である。これより、次式の関係式を誘導することができる。

$$C = 1.0 - 1.9(\tau_y - 1)^2 \quad (32)$$

この関係式を設計時に利用することもできる。

5. クライテリア2適合骨組と2段階応答制約骨組の設計手順

5.1 クライテリア2適合骨組の設計法

以下では、代表骨組モデルを対象とした詳細な応答量関係式((31)式)を用いるが、(30)式を採用すれば、種々の部材中心線形状の骨組を対象とした場合にも、ほぼ条件を満たし、若干安全側となる設計ができる。以下では(7)、(8)式で $\Delta = 0.15$ 、 $\sigma = 0.2$ を採用しそのクライテリアに適合する骨組の設計法を示す。

(31)式は代表骨組モデルの層塑性率の予測式であるが、この式を逆に使用することにより層塑性率を指定した設計を以下のように行うことができる。

〔設計手順1〕

(ステップ1) (31)式において層塑性率を指定し、レベル2骨組余裕率を変数と見なして、採用すべきレベル2骨組余裕率を求める。

(ステップ2) 3章で述べた均等塑性率骨組の作成法を用いて、上記で求めたレベル2骨組余裕率を満たす均等塑性率骨組の部材剛性、断面形状を求める。

上記の設計手順には図—14より得られた関係曲線((31)式)を利用しているので、(7-a)式を十分満たす設計解が得られることがわかる。

5.2 2段階制約設計解誘導手順

〔レベル1と2の地震動の応答スペクトルが相似形の場合〕

レベル1とレベル2の設計用地震動の応答スペクトルが相似形で、かつ、クライテリア1のひずみ指定値が均

等塑性率骨組の弾性限レベル地震動下でのひずみ分布と同じ分布形状の場合には、いずれか一方の応答量に対する制約条件が適合となり他方が許容となる骨組が設計解となる。ここではレベル2設計用地震動はレベル1設計用地震動の Γ 倍とする。

クライテリア2適合骨組のレベル2骨組余裕率を(31)式を使用して求める。弾性限レベル地震動に対してクライテリア2適合骨組は弾性限の応答を呈することになる。

クライテリア1適合骨組はレベル1地震動に（降伏点ひずみ÷最大ひずみの指定値）を乗じた地震動に対して弾性限の応答を呈することになる。

ゆえに、上記より両クライテリアに対する適合の判定式が得られる。

〔判定式1〕

$$\Gamma \tau_y < \varepsilon_y / [\text{Max} \{ \varepsilon_{BII(\text{max})}^{(I)} \}] \quad (33)$$

上式が成立する場合にはクライテリア2よりクライテリア1が活動的、不成立の時はクライテリア1よりクライテリア2が活動的である。設計手順は以下となる。

〔設計手順2〕

(ステップ1) (31)式において層塑性率を指定し、採用すべきレベル2骨組余裕率 τ_y を求める。

(ステップ2) (33)式が成立する場合には、クライテリア1適合骨組の設計解を求める。この場合、レベル2地震外乱に対しては、

$$\tau_y = (\varepsilon_y / \Gamma) / [\text{Max} \{ \varepsilon_{BII(\text{max})}^{(I)} \}] \quad (34)$$

倍の余裕率を指定した均等塑性率骨組を設計したことに相当する。

(ステップ3) (33)式が不成立の場合は、クライテリア2適合骨組設計すればよい。この場合にはレベル1地震外乱下での最大ひずみ値は指定値の

$$\varepsilon_y / \Gamma \tau_y \quad (35)$$

倍の大きさとなる。

〔レベル1と2の地震動の応答スペクトルが相似形でない場合〕

レベル1設計用地震動とレベル2設計用地震動の応答スペクトルが相似形でないか、または、地震動が相似形であってもクライテリア1のひずみ指定値が均等塑性率骨組の弾性限レベル地震動下でのひずみ分布と同じ分布形状でない場合には、いずれかのクライテリアに適合する骨組が設計解になるとは限らない。この場合には均等塑性率骨組群の中から両方のクライテリアに許容である骨組を選定する必要がある。設計手順は以下となる。

〔設計手順3〕

(ステップ1) (31)式において層塑性率を指定し、採用すべきレベル2骨組余裕率 τ_y を求める。

図-16 応答スペクトルの包絡関係

(ステップ2) レベル1地震外乱に(降伏点ひずみ÷最大ひずみの指定値)を乗じた地震動と τ_y を用いて決められる弾性限レベル地震動の両方の応答スペクトルを作成する。

(ステップ3) 弾性限レベル地震動の応答スペクトルがレベル1応答スペクトルに(降伏点ひずみ÷最大ひずみの指定値)を乗じた応答スペクトルを包絡する場合(図-16-a)にはクライテリア2適合骨組が設計解となる。

(ステップ4) ステップ3が満たされない場合(図-16-b)には、まず、クライテリア2適合骨組のレベル1地震外乱に対する弾性応答量を求める。これらの骨組のレベル1地震外乱に対する弾性応答量はSRSS法により容易に計算できる。弾性応答量が指定値以下となる場合にはクライテリア2適合骨組を採用すればよい。

(ステップ4) 連続するレベル2骨組余裕率に対応する均等塑性率骨組の集合の個々の要素は3章の手法で容易に得られる。ステップ3が満たされない場合には、この骨組群から1個以上の部材のひずみが指定値と一致する骨組を採用すればよい。

なお、クライテリア1適合骨組のレベル2地震外乱下での挙動は必ずしも層塑性率が均一となるとは限らないが、2個のレベルの地震動が相似形に近い場合には上記

の相似形の場合と同様の取り扱いをすることもできる。

6. 記録地震動に対する骨組の挙動例

5章までの理論展開は設計用応答スペクトルに適合する地震動に対する層塑性率制約設計法である。設計用地震動として実地震動を採用する場合には、本設計法をそのまま適用して層塑性率を指定値とする設計(クライテリア2適合骨組の設計)を行うことはできないが、文献4)と同様に実地震動の応答スペクトルに外接する設計用応答スペクトルに対して設計を行い、層塑性率を指定値以下とする設計(クライテリア2許容骨組の設計)を行う方法も考えられる。

本章では、実地震動に対しても本設計骨組の最上層と最下層を除く各層の層塑性率がほぼ均等となることおよびクライテリア2許容骨組の設計法の可能性を例証するために、エルセントロ地震動(NS成分)および1.58倍に増幅したタフト地震動(EW成分)に対する応答解析を3個の骨組(レベル2骨組余裕率0.75の現実的な部材剛性で構成された骨組)について行った。

エルセントロ地震動に対する3個の骨組の層塑性率の高さ方向の分布を図-17に示す。10層骨組の1次固有周期に対応するエルセントロ地震動の速度応答スペクトル値は5章で採用している設計用速度応答スペクトルの最大値の約1.2倍となっている。そのため、10層骨組では他の骨組より大きな層塑性率を示すが、どの骨組についても中層部の層塑性率はほぼ均一の値となり、すべて2.0以下の応答を示している。

タフト地震の1.58倍の地震動は、主要な固有周期の範囲(0.5秒-4.0秒の範囲)で、5章で採用している設計用速度応答スペクトルに対して内接する応答スペクトルを示す地震動となっている。この地震動に対する層塑性率の高さ方向の分布を図-18に示す。層塑性率は中層部でほぼ均一となり、かつ、1.0以下の弾性範囲内に収まることがわかる。

これにより、実地震動に対しても設計骨組の最上層と

図-17 エルセントロ地震動に対する層塑性率

図-18 タフト地震動(倍率1.58)に対する層塑性率

最下層を除く各層の層塑性率がほぼ均等となることおよびクライテリア2許容骨組の設計に適用できる可能性があることを例証した。

7. 結 論

本論文では代表骨組モデルを対象として設計用応答スペクトル適合地震動下での2段階応答制約設計法の理論展開を行い、以下の成果を提示した。

(1) 強震外乱(レベル1地震動)と激震外乱(レベル2地震動)の2個のレベルの地震動に対するそれぞれの設計クライテリアを設定し、個々の制約条件下および2段階制約条件下での設計問題を述べた。これは通常の応答解析法の逆問題である。

(2) 上記の逆問題に対する新しい解法手順を提示した。この解法には、その基礎的逆問題の解、すなわち、「1次固有周期と1次ひずみモード制御設計骨組の閉形解」を利用しているので、効率良く精度良い設計解が求まる。

(3) 梁降伏型均等スパン骨組などの特別な塑性率制約骨組の場合には、実質的に弾性設計を行うことにより制約条件を満足する骨組の設計ができることを示した。

ここでは代表骨組モデルを対象に設計解の誘導のストーリーを展開したが、ここで得られる部材剛性や骨組の強度は、非線形性のレベルが層塑性率で2程度以内の骨組の整合剛性や強度の標準値としての意義を有している。また、各部材の強度、剛性から断面形状まで同時に求める理論であるので、設計解は内側梁、柱の初期設計として直接使用することもできる。さらに、本論文は梁降伏型骨組の設計法誘導の基本手順を提示したものであって、より複雑な骨組(例えば立体骨組)の応答制御理論や入力側の変動係数を考慮した理論へと展開するための基礎理論の提示と見なすこともできる。すでに立体トラスのレベル1地震時の弾性応答ひずみ制約設計法も提示している¹³⁾。そこでは線形理論により予測される応答平均最大ひずみを制御しておけば、幾何学的非線形性を考慮した応答ひずみもかなり良好な精度で制御できていることを例証している。

なお、低層骨組の軸力を考慮した設計などに対しては、あらかじめ軸力によるひずみを考慮して曲げひずみの指定値を操作することなどによりそのまま本設計法を準用することも可能である。

謝 辞

本論文のまとめに際して京都大学工学部助手 竹脇

出博士より有益な助言を得た。感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 中村恒善, 小坂郁夫: 平面建築骨組の指定設計ひずみに対する地震応答制約設計法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第430号, pp.79~89, 1991.12
- 2) 中村恒善, 小坂郁夫: 平面建築骨組の1次固有周期および1次ひずみモード制御設計, 構造工学論文集, 第35号B, pp.9~17, 1989.3
- 3) 例えば, T. Hisatoku and T. Kobori: "On the Optimum Aseismic Design Data for Multi-story Structures based on Elasto-plastic Earthquake Responses", Proc. 3rd Eur. Symp. Earthquake Eng. Sofia, pp.435~445, 1970
- 4) Tsuneyoshi Nakamura and T. Yamane: "Optimum Design and Earthquake-response Constrained Design of Elastic Shear Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, pp.797~815, 1986
- 5) I. Kosaka and Tsuneyoshi Nakamura: "Inelastic Response Constrained Design of Shear Buildings via Elastic Response Constrained Design", Proc. of 9WCCE, 5, pp.965~970, 1989
- 6) 石丸辰治: 塑性率制御法(その1, その2), 日本建築学会論文報告集, 第232号, pp.17~25, 1975.6, 第233号, pp.61~68, 1975.7
- 7) 藤原悌三, 秋元理仁: 地盤特性を考慮した梁降伏型架構の適正設計, 京都大学防災研究所年報, 第34号B-1, pp.87~99, 1991.4
- 8) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計(第2版), 東京大学出版会, 1987
- 9) Tsuneyoshi Nakamura and I. Takewaki: "Ductility Design via Optimum Design of Nonlinear Elastic Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.3, pp.608~625, 1989
- 10) Newmark, N.M. and W.J. Hall: "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1982
- 11) 中村恒善, 鎌形修一, 小坂郁夫: 非定常履歴単軸構成法則とその部材解析への適用, 日本建築学会論文報告集, 第300号, pp.11~18, 1981.2, 第301号, pp.9~15, 1981.3
- 12) D.A. Gasparini and E.H. Vanmarcke: "A Computer Program Distributed by NISEE/Computer Applications, Massachusetts Inst. of Tech., Cambridge, MA, 1976
- 13) Tsuneyoshi Nakamura and Makoto Ohsaki: "Sequential Generator of Earthquake-response Constrained Trusses for Design Strain Ranges", Computer & Structures Vol.33, No.6, pp.1403~1416, 1989

(1992年2月10日原稿受理, 1992年6月12日採用決定)