

非単調変位応答スペクトル適合設計用入力地震動に対する 建築構造物の性能指定設計

永 野 康 行*

Performance-Based Design for a building subject to design earthquakes with Non-Monotonic displacement spectrum

Yasuyuki Nagano

The purpose of this paper is to propose a new stiffness design method for shear buildings subject to design earthquakes with non-monotonic displacement spectrum. An objective function is introduced by a combination of the fundamental natural period representing 'cost index' and the level of maximum displacements representing 'performance index'. This objective function is used for finding an optimum set of story stiffness under response constraints. Introduced is an enveloping design spectrum that envelops the specified design spectra. An inverse problem formulation is utilized for finding the stiffness such that the shear building would exhibit maximum interstory drifts proportional to specified ones under design earthquakes compatible with the enveloping design spectrum. Several design examples and time-history analyses are performed to demonstrate the validity and the accuracy of the proposed design method.

1. 序

固有周期の増加に関して単調に増加する変位応答スペクトルを有する地震動に対する、せん断型構造物の変位応答指定型の剛性設計法は既に確立されており^[1], それらの手法により得られた層剛性からの骨組構造物への逆置換の手法についても提案されている^[2]。さらに、いっそう一般性のある、固有周期に関して非単調に増加する変位応答スペクトルを有する地震動に対するせん断型構造物の剛性設計法についても、筆者らによりすでに提案されている^[3]。上記の方法では、入力地震動に対する応答評価法として、応答スペクトル法を採用しているため、設計上考慮する応答の範囲を弾塑性領域まで広げる場合には、等価線形化法の導入が必要となる。

等価線形化法は、弾塑性構造物を等価な弾性構造物に置き換えることにより、弾塑性時刻歴応答解析によらずに最大応答を評価する方法であり、限界耐力計算においてもその考え方が部分的に取り入れられている。しかしながら、高い精度での応答評価を行うためには、適用に際して復元力特性のモデル化や等価性条件の設定に十分注意を払うことが必要であり、また、精度についての検証を行うためには結局のところ弾塑性時刻歴応答解析と比較することが必要となる。

そこで本研究では、筆者がすでに提案しているせん断型構造物の性能指定型剛性設計法^[3]と、時刻歴応答解析による最大応答評価法を組み合わせ、一次固有周期で代表した「コスト」と、時刻歴応答解析により評価された層間変位で代表した「性能」の重みつき関数の値を最小とするような剛性分布を見出す方法を提案する。

* 建設工学科建築学専攻

2. 非単調変位応答スペクトル適合設計用入力地震動に対する設計問題

2.1 構造物モデル

性能指定型剛性設計法を構築するための最も単純な構造物モデルとして、地表面に剛接された N 層並進せん断型構造物を採用する。この構造物モデルを以下では SB (Shear Building) モデルと呼ぶことにする。SB モデルの第 j 層床面集中質量および層剛性をそれぞれ、 m_j および k_j で表す。構造減衰特性は、別途、応答スペクトルの値を評価する際に減衰定数として与えるものとする。

2.2 非単調スペクトルを有する設計用入力地震動に対する剛性設計問題

実務における動的解析を用いた構造設計の目的は、いくつかの設計用入力地震動に対して、骨組モデルあるいはそれと等価なせん断型モデルの層間変形角や層塑性率があらかじめ決められた許容値を下回るように、骨組モデルの各部材サイズを決定することであり、決められた許容値とちょうど一致することを要求はしていない。したがって、性能指定型設計法において、もしも許容値とちょうど一致するような応答を呈する解が存在せず、それを下回る解しか存在し得ないのであれば、その中で最も望ましい解を探索する手法を構成することは実務上意義のあることである。

本論文ではまず、応答評価法として時刻歴応答解析法を採用した性能指定型剛性設計法の基本的解法手順を構成するために、設計用入力地震動が模擬地震波 1 波あるいは記録地震波 1 波のみで構成される場合を対象として、問題 PBDNM を記述することとする。

問題 PBDNM : SB モデルに対して、設計用入力地震動と各階質量分布および構造減衰特性が予め与えられたとき、以下の制約条件

$$T_L \leq T^{(1)} \leq T_U \quad (1)$$

$$\delta_{j,\max} = \alpha \bar{\delta}_j \quad (j=1, \dots, N) \quad (2)$$

$$\alpha \leq 1 \quad (3)$$

$$\beta = 1 - T^{(1)} / T_U \quad (4)$$

を全て満たし、かつ、目的関数

$$f = \gamma_1 \alpha + \gamma_2 \beta \quad (\gamma_1 + \gamma_2 = 1) \quad (5)$$

を最小とするように層剛性分布 $\{k_j\}$ を求めよ。ただし、 γ_1 と γ_2 は正とする

問題 PBDNM において、 T_L および T_U はそれぞれ建物の 1 次固有周期 $T^{(1)}$ の下限値および上限値、 γ_1 は層間変位に関する重み係数、 γ_2 は一次固有周期に関する重み係数、 $\delta_{j,\max}$ は非単調な変位応答スペクトルに適合する設計用地震動に対する第 j 層の最大層間変位であり、時刻歴応答解析により最大応答評価されるものとする。 $\bar{\delta}_j$ は第 j 層に対する指定層間変位である。問題 PBDNM において、 α の値が小さいほど SB モデルの層間変位は小さくなるので、 α は構造物の「性能指標」を代表するパラメタであるといえる。一方、 β の値が小さいほど SB モデルの一次固有周期は長くなるので、 β は構造物の「コスト指標」を表すパラメタであるといえる。したがって、 γ_1 は性能指標に関する重み係数、 γ_2 はコスト指標に関する重み係数となり、設計者は、性能とコストのどちらを重視するかにより、 γ_1 と γ_2 の値を決めることになる。

2.3 問題 PBDNM の解法

高層建物の地震時弾性応答における 1 次固有振動の卓越性と、塑性化の程度が各層でほぼ一樣な場合には弾性応答と弾塑性応答の間に良好な比例関係が成り立つという経験的事実を利用した、問題 PBDNM に対する繰り返し計算による解法を提示する。

[Step0]地震時最大応答の全てを 1 次固有振動成分 $\delta_j^{(1)}$ が占めていると仮定して $\bar{\delta}_j^{(0)} = \bar{\delta}_j$ とする。

[Step1] $\bar{\delta}_j = \bar{\delta}_j^{(0)}$ として、指定した 1 次固有振動成分を呈するような SB モデルの層剛性分布を、逆問題型式化^[1]に基づき求める。

[Step2]時刻歴応答解析を実行し、SB モデルの最大層間変位分布を計算する。

[Step3](5)式が所定の精度で満足されているかどうかを検定する。満足されていれば SB モデルにおいて(5)式が満足されているとみなし終了する。(5)式が所定の精度で満足されていなければ、次式

$$\bar{\delta}_{j_{updated}}^{(1)} = (\bar{\delta}_j^{(1)} / \delta_{j_{max}}) \bar{\delta}_j \quad (6)$$

に従って 1 次固有振動成分を改修し $\bar{\delta}_j^{(1)} = \bar{\delta}_{j_{updated}}^{(1)}$ として Step1 にもどる。

3. 例題

設計用入力地震動として、Taft 1952 EW の地動最大速度を 50cm/s となるように基準化したものを例として採用する。図 1 に最大速度を 25cm/s になるように基準化した変位応答スペクトル ($h=2\%$) を示す。また、図 2 に設計用入力地震動の加速度時刻歴波形を示す。本数値例では、SB モデルの層復元力特性はノルマルバイリニア型とし、第 j 層の降伏変位を δ_y 、第 j 層の第二分枝剛性比を α_j で表す。

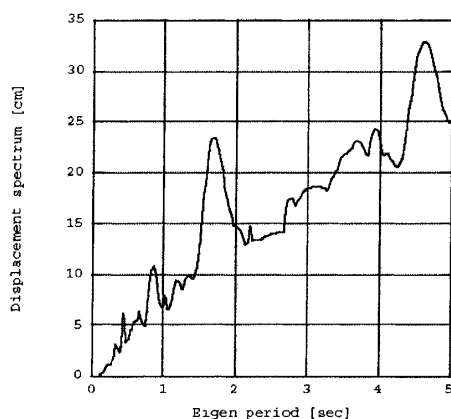


図 1 変位応答スペクトル ($h=2\%$)

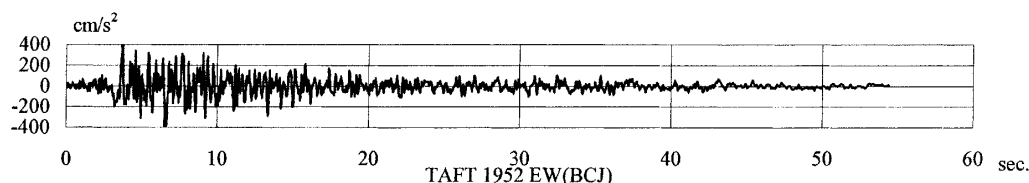


図 2 加速度時刻歴波形

例題 1：10 層モデル 共通するパラメータは以下の通り： $m_j=980\text{ton}$, $\bar{\delta}_j=4.0\text{cm}$ (Case D のみ上下層で台形状に絞る), $T_L=0.8\text{s}$, $T_U=1.8\text{s}$ 。目的関数の重みパラメータ γ_1 の値は, 0.0 (コストを最重要視), 0.25, 0.5, 1.0 (性能を最重要視) の 4 ケースを実行した。

(1) Case A：弾性設計の場合

仮想的に $\delta_y=1.0$ として, 応答が弾性範囲以内にあるものとする。図 3 に得られた層剛性分布を, 図 4 に最大層間変位分布を示す。

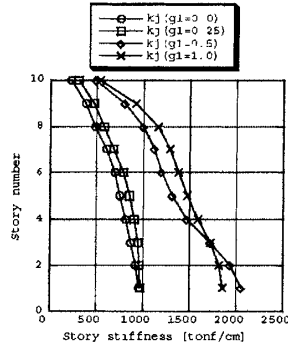


図 3 層剛性分布

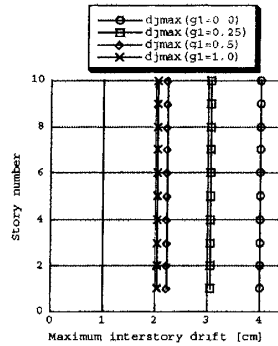


図 4 最大層間変位分布

γ_1 の値により, 層間変位分布の形状が同じであってもその大きさが異なれば, それに対応する層剛性分布の形状も異なることがわかる。これは, 固有周期に関して非単調な応答スペクトル特性を有する地震動を設計用入力地震動としたときにみられる特徴の一つである。

(2) Case B： $\delta_y=2.2\text{cm}$, $\alpha_j=0.6$ とした場合

図 5 に得られた層剛性分布を, 図 6 に最大層間変位分布を示す。

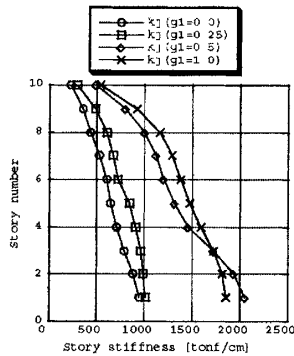


図 5 層剛性分布

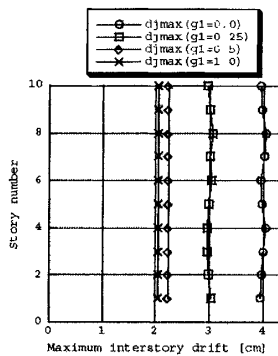


図 6 最大層間変位分布

$\gamma_1=0.0$ と $\gamma_1=0.25$ のケースでは, 両者とも弾性設計時と最大層間変位分布はほぼ同じであるが, 層剛性分布には若干の差が見られ, 塑性化を許容した設計の方がやや小さくなっている。 $\gamma_1=0.5$ は弾性限 (2.2cm) をわずかに越えた応答しか呈していないのでほぼ弾性範囲内であり, 層剛性分布は弾性設計時のそれとほぼ一致している。図 7 に $\gamma_1=0.0$ の設計における層せん断力-層間変位履歴関係を第 1 層と第 10 層について示す。

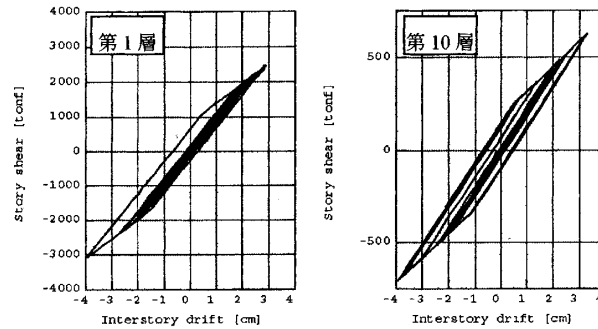


図7 $\gamma_1=0.0$ の設計における層せん断力-層間変位履歴

(3) Case C : $\delta_{yj}=2.2\text{cm}$, $\alpha_j=0.4$ とした場合

$\gamma_1=0.5$, $\gamma_1=1.0$ の場合には解が得られたものの, $\gamma_1=0.0$, $\gamma_1=0.25$ には 2.3 節で示した解法では設計変更過程において解が振動し, 解が得られなかった。このことは, もし本例のような, 層復元力特性において降伏後の剛性比が小さな領域にあるような応答が所定の値になるような設計がもし得られたとしても, 層剛性や降伏層間変位などのわずかな変化により応答が大きく変化することを意味している。

(4) Case D : 台形状の $\bar{\delta}_j$, $\bar{\delta}_j=2.2\text{cm}$, $\alpha_j=0.6$ (δ_{yj} と α_j は Case B と同じ)

図 8 に得られた層剛性分布を, 図 9 に最大層間変位分布を示す。

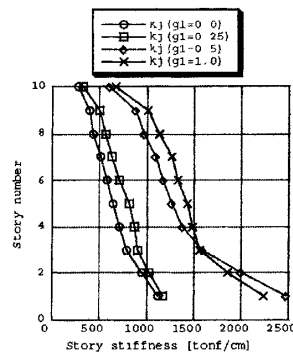


図8 層剛性分布

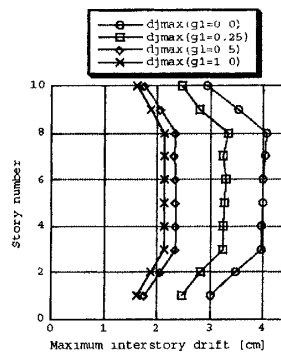
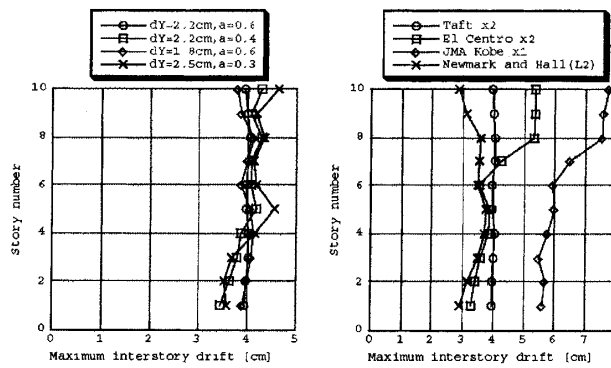


図9 最大層間変位分布

(5) パラメタの変化に対する最大応答の変化

復元力特性の変化 : Case B の $\gamma_1=0.0$ の設計に対して, δ_{yj} と α_j を変化させたときの最大層間変位の変化を調べた。図 10(a)に結果を示す。降伏変位 δ_{yj} のみを変化させたときは, 最大応答の変化はあまり大きくないが, 2 次剛性比 α_j を小さめに变化させたときは, 最大応答の分布形状が大きく変化することが観察される。

設計用入力地震動の変化 : Case B の $\gamma_1=0.0$ の設計に対して, El Centro 1940 NS (最大速度振幅 50cm/s), JMA Kobe 1995 NS の原波, Newmark and Hall の Design Spectrum (最大速度振幅 50cm/s) に適合する模擬地震動 (10 波) を作用させ, 最大層間変位を計算した。図 10(b)に結果を示す。ただし, Newmark and Hall の Design Spectrum^[4]に適合する模擬地震動に対する結果は, 平均最大値 (最大値の平均値) で図示している。入力地震動が異なると, 最大応答のレベルが異なるのは当然として, 最大層間変位分布も相当異なることがわかる。



(a) 復元力特性を変化させた場合 (b) 入力地震動を変化させた場合

図 10 最大層間変位分布

(6) 応答スペクトル法を応答評価法としたときとの比較

文献[3]に示した例題（応答スペクトル法として SRSS 方を用いたもの）と今回の例題（Case A）を比較する。文献[3]の例題は各層の質量が 1000ton であるので、今回の例題と適合するように層剛性を 980/1000 倍して比較した。図 11 に応答スペクトル法を用いた設計（破線）と時刻歴応答解析を用いた設計（実線）における層剛性の比較を示す。 $\gamma_1=0.0$ のケースでは両者の差は僅か（最大で 5%）であるが、 $\gamma_1=0.5$ と $\gamma_1=1.0$ では両者の間に顕著な差が見られる層（ $\gamma_1=0.5$ で最大 13%、 $\gamma_1=1.0$ で最大 8%）もある。

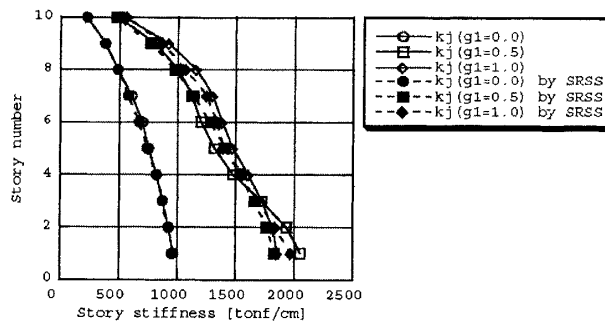


図 11 応答スペクトル法を用いた設計（破線）と時刻歴応答解析を用いた設計（実線）の比較

例題 2: 20 層モデル 共通するパラメタは以下の通り： $m_j=980\text{ton}$, $\bar{\delta}_j=4.0\text{cm}$ (Case C は上半分の層で $\bar{\delta}_j=3.0\text{cm}$), $T_L=1.8\text{s}$, $T_U=3.8\text{s}$ 。目的関数の重みパラメタ γ_1 の値は、0.0（コストを最重要視）、0.25, 0.5, 1.0（性能を最重要視）の 4 ケースを実行した。

(1) Case A：弾性設計の場合

図 12 に得られた層剛性分布を、図 13 に最大層間変位分布を示す。

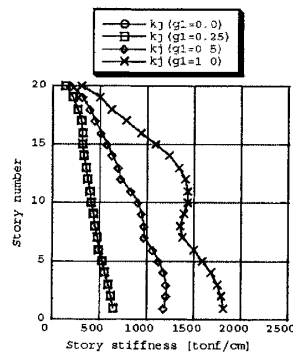


図 12 層剛性分布

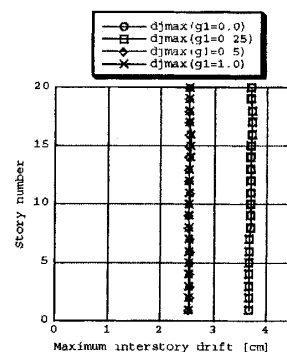


図 13 最大層間変位分布

$\gamma_1=0.0$ と $\gamma_1=0.25$ の両ケースの設計は全く一致している。また、 $\gamma_1=0.5$ と $\gamma_1=1.0$ の両ケースの層剛性分布にはかなり大きな差があるが、最大層間変位分布はほぼ一致している。このように、性能指標とコスト指標に関する重みを変化させても全く同じ剛性設計が得られたり、コスト指標には大きな差があるのに性能指標にはほとんど差がない剛性設計が得られることも、固有周期に関して 非単調な応答スペクトル特性を有する地震動を設計用入力地震動としたときにみられる特徴である。なお、 $\gamma_1=0.5$ の設計の一次固有周期は 2.660s、 $\gamma_1=1.0$ の設計の一次固有周期は 2.135s であった。

(2) Case B : $\delta_y=2.2\text{cm}$, $\alpha_j=0.6$ とした場合

図 14 に得られた層剛性分布を、図 15 に最大層間変位分布を示す。

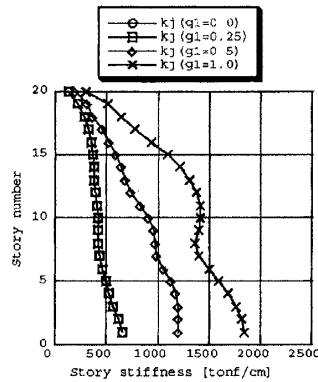


図 14 層剛性分布

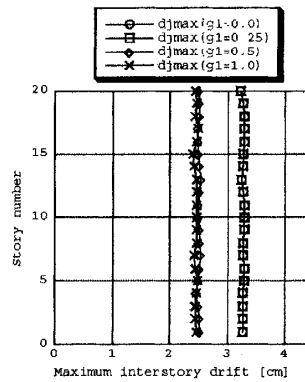


図 15 最大層間変位分布

$\gamma_1=0.0$ と $\gamma_1=0.25$ の両ケースを弾性設計と比較すると、層剛性はほぼ同じであるが、層間変位は 10 層モデルの例題 1 と同様に、塑性化を許容した方が小さくなっている。

図 16 に $\gamma_1=0.0$ の設計における層せん断力-層間変位履歴関係を第 1 層と第 20 層について示す。第 1 層と第 20 層では、最大層間変位が生じる向きが逆になっている。

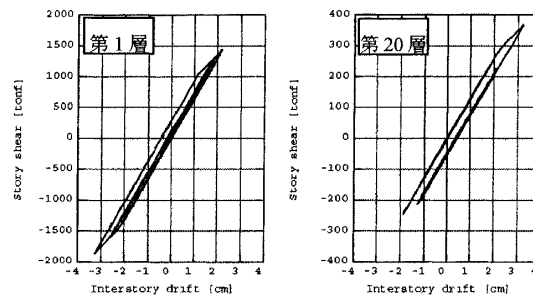


図 16 $\gamma_1=0.0$ の設計における層せん断力-層間変位履歴

(3) Case C : 上半分の層で $\bar{\delta}_j=3.0\text{cm}$, $\delta_y=2.2\text{cm}$, $\alpha_j=0.6$ とした場合

図 17 に得られた層剛性分布を、図 18 に最大層間変位分布を示す。本数値例のように、指定する層間変位分布がある層を境に急変していても、本研究で提案する剛性設計法により、指定した分布と比例する層間変位分布を示す層剛性分布を得ることが可能となる。

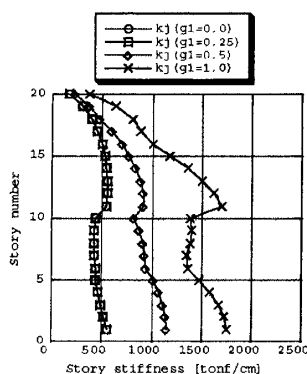


図 17 層剛性分布

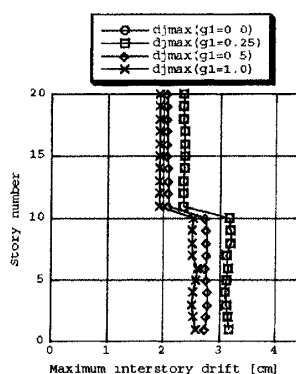


図 18 最大層間変位分布

4. 結論

本研究では、設計用入力地震動を受けるせん断型構造物モデルに対して、一次固有周期で代表した「コスト」と、時刻歴応答解析により評価された層間変位で代表した「性能」の重みつき関数の値を最小とするような剛性分布を、逆問題型定式化と地震時弾性応答における 1 次固有振動の卓越性を利用して効率的に見出す方法を提案した。提案した方法は、応答が弾性範囲以内の場合では、ほぼどのようなケースでも、制約条件を十分な精度で満足する解が得られる。一方、弾性範囲を超える応答を指定値とした場合には、二次剛性比が 0.5 を下回ると解が収束しないケースが極端に多くなった。

本論文では、設計用入力地震動が単独の地震波から構成される場合について報告した。設計用入力地震動が複数の地震波から構成される場合は、今後の課題としたい。

謝辞

本研究は一部、平成 17 年度 福井工業大学 学内特別研究費（個人研究）研究費 B により実施した。また、上谷宏二 博士（京都大学大学院 教授）ならびに辻聖晃 博士（京都大学大学院 助教授）にご指導いただいたことをここに記し、感謝の意を表す。

参考文献

- [1] T.Nakamura and T.Yamane, : Optimum Design and Earthquake-Response Constrained Design of Elastic Shear Buildings, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.14, pp.797-815 (1986)
- [2] 辻聖晃, 竹脇出, 上谷宏二: せん断型モデルの応答制約設計解を用いた建築骨組の最適設計法, 平成 11 年度日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.117-120 (1999)
- [3] 永野康行, 岡本達雄, 辻聖晃, 上谷宏二: 非単調変位応答スペクトル適合設計用地震動に対するせん断型構造物の性能指定設計法, 平成 13 年度日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.301-304 (2001)
- [4] Newmark, N. M., and Hall, W. J. : Earthquake Spectra and Design. *Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley, CA. (1982)

(平成17年12月2日受理)