



高層建築物の棒材理論による簡易解析法の構造物 : 地盤相互作用モデルへの拡張

岸田, 明子

(Citation)

構造工学論文集. B, 64B:19-26

(Issue Date)

2018-03

(Resource Type)

journal article

(Version)

Version of Record

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90005246>



高層建築物の棒材理論による簡易解析法の構造物・地盤相互作用モデルへの拡張

EXTENSION OF ROD-THEORY-BASED SIMPLIFIED ANALYSIS METHOD FOR HIGH-RISE BUILDINGS TO SOIL-STRUCTURE INTERACTION MODEL

岸田 明子*
Akiko KISHIDA

Takabatake (2012)¹⁾ proposed the one-dimensional extended rod theory as a simple but accurate method of dynamic analysis of super-high-rise buildings. In that method, the building is replaced by a one-dimensional rod with an equivalent stiffness and a fixed base. However, super-high-rise buildings, especially those constructed on soft soil, should be designed considering soil-structure interaction (SSI). This paper proposes a new one-dimensional rod model that is supported by a sway-rocking system to account for SSI effects. Results from this model agree well with those from frame analysis and suggest that the new model could be useful for the primitive design of super-high-rise buildings.

Keywords : One-Dimensional Rod Theory, Super-High-Rise Buildings, Soil-Structure Interaction

一次元棒材理論, 超高層建築物, 建物と地盤の相互作用

1. はじめに

近年、都市直下地震動や長周期地震動に対して、超高層建築物の安全性が大きく問われている。また、超高層建築物が軟弱地盤に建設されることも多く、さらに構造物が大型であるため、建物と地盤の相互作用の影響を強く受ける可能性がある。従って、相互作用を把握して設計することが必要不可欠である。特に、超高層建築物の設計では、動的応答解析による安全確認が必要なため、応答性状に大きな影響を及ぼし得る相互作用を設計の初期段階でマクロに把握することは極めて重要である。

超高層建築物の簡易解析手法として高島により 1 次元棒材理論が提案されている¹⁻⁴⁾。1 次元棒材理論では、超高層建物を等価な剛性を持つ棒材に置換し、計算で用いる未知数を少なくした上で全ての変数を建物の高さ方向（1 次元）と時間の関数で表すことにより計算負荷を抑える。この理論の大きな利点の一つに、簡易モデルの等価剛性などの各諸元を設定する際、数値解析を行う必要がなく、フルフレームモデルの各断面性能から自動的に決定できることが挙げられる。また、超高層建物では利用されることの多いチューブ構造における shear-lag の影響も考慮できる。しかしながら、既往の 1 次元棒材理論は基礎固定モデルを用いている。断面の高次変形を考慮しないモデルに対する簡易棒材理論⁵⁾も一部で提案されているが、チューブ構造などを高精度に解析することが困難である。さらに、一様断面のせん断棒や曲げせん断棒を用いた波動論に基づく建物と地盤の相互作用解析（干渉法など）^{6,7)}も提案されているが、実

際の建物は高さ方向に変断面であるため、直接用いることが困難である。

著者は建物と地盤の相互作用を考慮するために、上部構造 1 次元棒材モデルの基礎にスウェイ・ロッキングばねを取り付けた新しいモデル（1 次元棒材-SR モデル）を提案している^{8,9)}。本研究では、超高層建築物に対して、耐震設計上重要な事項である建物と地盤の相互作用を考慮し、且つ、設計初期段階に用いることが可能な、新しい観点に立脚した簡易な解析法を提案することを目的とする。本研究の特徴として以下の 2 点が挙げられる。

- ・ 1 次元棒材-SR モデルにおける剛性関係式をモデル全体の釣り合いから定式化する。
- ・ 第 1 層の等価せん断剛性 κGA の評価について基礎固定理論からの改修を行う。

提案した 1 次元棒材-SR モデルに対して、静的解析および固有値解析を行い、提案手法の妥当性を明らかにする。尚、本論文の概要は文献 8,9) で既に発表済みである。

2. 1 次元棒材-SR モデル

本研究では、高島が提案する 1 次元棒材理論¹⁻⁴⁾を応用する。具体的には、上部超高層構造を棒材とし、棒材下端部をスウェイ・ロッキングばねで支持した新しいモデル（1 次元棒材-SR モデル）を提案する（図 1）。文献 3) における建物と地盤の相互作用を考慮した解析では、相互作用を組み込む方法として上部構造と杭・地盤をそ

本論文の概要は文献 8, 9) で発表済みである。

*神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 特命助教・博士(工学)

Designated Assistant Professor, Graduate School of Eng., Kobe Univ., Dr. Eng.

れぞれ構造特性の異なる棒材にモデル化し、全体として棒材理論を用いて解析している。すなわち、上部構造の棒材の下部を延長するような形で定式化している。これに対して、本論文で提案する手法では、上部構造は棒材とした上で杭・地盤部分をスウェイ・ロッキングばねに置換するため、文献 3) の手法とは本質的に異なる。本論文で提案する方法は、棒材理論の境界条件のみを変更することで容易に対応可能である点が大きな特徴である。文献 4) では、境界条件を変更する考え方が新たに示されているが、実際の解析方法については示されていない。

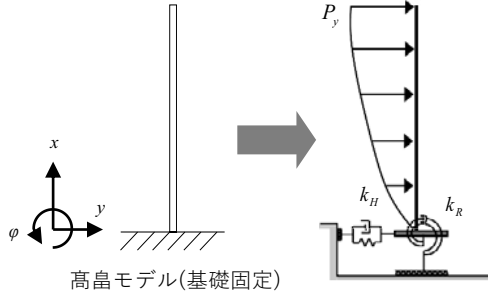


Fig.1 Proposed one dimensional rod-SR model.

2.1 剛性方程式

文献 1~3) の 1 次元棒材理論は基礎固定モデルを用いている。文献 2) では各層で断面形状や剛性が変化するモデルを解くために、高さ方向に差分法を用いた解析を行っている。本研究では、上部構造 1

次元棒材モデルの基礎に SR ばねを取り付けたモデルを採用するため、基礎部分の境界条件を拡張する。差分法を用いた静的解析における SR 基礎の境界条件と剛性関係式を以下に示す。

- ① base ($x=0$, 差分点(0)) において SR ばねで支持されていることによる条件

$$v = \frac{\int_0^l P_y dx}{k_H} \quad (x=0) \quad (1)$$

$$\phi = \frac{\int_0^l P_y \cdot x dx}{-k_R} \quad (x=0) \quad (2)$$

ここに、 v : 材軸の y 方向変位

ϕ : 断面の回転角 (shear-lag による断面の歪みを付加する前のもの)

P_y : 棒材に作用する y 方向外力 (材軸線の単位長さ当たりに作用する線荷重)

k_H : スウェイばねの剛性

k_R : ロッキングばねの剛性。

本研究では SR ばねの剛性を文献 10) に則り算定する。

- ② 基礎版は十分剛であるものとし、base において shear-lag は拘束されているとする。

$$u^* = 0 \quad (x=0) \quad (3)$$

ここに、 u^* : shear-lag の未知変位係数。

$$\begin{Bmatrix} P_{y1} \\ \tilde{m}_1 \\ 0 \\ P_{y2} \\ \tilde{m}_2 \\ 0 \\ P_{y3} \\ \tilde{m}_3 \\ 0 \\ P_{y4} \\ \vdots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{141} & c_{151} & c_{161} & c_{171} & c_{181} & c_{191} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ c_{241} & c_{251} & c_{261} & c_{271} & c_{281} & c_{291} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ c_{341} & c_{351} & c_{361} & c_{371} & c_{381} & c_{391} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ c_{112} & c_{122} & c_{132} & c_{142} & c_{152} & c_{162} & c_{172} & c_{182} & c_{192} & 0 & \cdots \\ c_{212} & c_{222} & c_{232} & c_{242} & c_{252} & c_{262} & c_{272} & c_{282} & c_{292} & 0 & \cdots \\ c_{312} & c_{322} & c_{332} & c_{342} & c_{352} & c_{362} & c_{372} & c_{382} & c_{392} & 0 & \cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \phi_1 \\ u_1^* \\ v_2 \\ \phi_2 \\ u_2^* \\ v_3 \\ \phi_3 \\ u_3^* \\ v_4 \\ \vdots \end{Bmatrix} = [A] \{v\} \quad (4)$$

$$\begin{Bmatrix} \int P_y dx \\ \int P_y x dx \\ P_{y1} \\ \tilde{m}_1 \\ 0 \\ P_{y2} \\ \tilde{m}_2 \\ 0 \\ P_{y3} \\ \tilde{m}_3 \\ 0 \\ P_{y4} \\ \vdots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_H & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & -k_R & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ c_{111} & c_{121} & c_{141} & c_{151} & c_{161} & c_{171} & c_{181} & c_{191} & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ c_{211} & c_{221} & c_{241} & c_{251} & c_{261} & c_{271} & c_{281} & c_{291} & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ c_{311} & c_{321} & c_{341} & c_{351} & c_{361} & c_{371} & c_{381} & c_{391} & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & c_{112} & c_{122} & c_{132} & c_{142} & c_{152} & c_{162} & c_{172} & c_{182} & c_{192} & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & c_{212} & c_{222} & c_{232} & c_{242} & c_{252} & c_{262} & c_{272} & c_{282} & c_{292} & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & c_{312} & c_{322} & c_{332} & c_{342} & c_{352} & c_{362} & c_{372} & c_{382} & c_{392} & 0 & \cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_0 \\ \phi_0 \\ v_1 \\ \phi_1 \\ u_1^* \\ v_2 \\ \phi_2 \\ u_2^* \\ v_3 \\ \phi_3 \\ u_3^* \\ v_4 \\ \vdots \end{Bmatrix} = [A_{SR}] \{v_{SR}\} \quad (6)$$

文献4)の第4章「4.10 S-Rモデルへの境界条件の拡張」では、baseにおける力学的釣り合いから境界条件を導いている。本提案手法では建物モデル(1次元棒材・SRモデル)全体の釣り合いからSRばねの作用を組み込んでいる。基礎固定時における剛性関係式は文献1,3)より式(4)ようになる。式(4)中の c_{ijk} は差分方程式の差分変数にかかる断面定数(差分点 k)に対する文献1)、図7のステンシルにおける ij 成分を表し、 v_i, ϕ_i, u_i^* はそれぞれ i 番目差分点における水平変位、回転角、shear-lagの未知変位係数を表す。 $\tilde{m}$ は以下のように定義される。

$$\tilde{m} = \iint p_x \cdot y dy dz \quad (5)$$

ここに、 p_x ：棒材の一般点(側面)に作用する x 方向の面荷重。

式(4)に式(1)、(2)、(3)を組み入れると、1次元棒材・SRモデルにおける剛性関係式(6)が得られる。

3. 静的解析

3.1 基礎固定の1次元棒材モデルに対する静的解析

図2のような上部構造鉄骨骨組(T1modelおよびT1-3Dmodel)に対する静的解析の例を示す。表1,2にT1modelおよびT1-3Dmodelの部材断面リストを示す。図3,4にT1modelおよびT1-3Dmodelの平面図を示す。T1modelは平面モデルであり、水平荷重は各層同一方向に2kN作用させる。(最上層は1kN、最下層は3kNとする。)T1-3Dmodelは立体モデルであり、水平荷重は各層同一方向に24kN作用させる。(最上層は12kN、最下層は36kNとする。)フレームモデルは、汎用ソフトSNAPを用いて解析を行う。

Table1 List of column sections.

STORY	断面(mm)	柱
21 ~ 30	□-800×800×16	BCP
11 ~ 20	□-800×800×19	BCP
1 ~ 10	□-800×800×25	BCP

Table2 List of beam sections.

STORY	断面(mm)	梁
21 ~ 30	H-340×250×9×14	SN400B
11 ~ 20	H-340×250×9×14	SN400B
1 ~ 10	H-440×250×11×18	SN400B

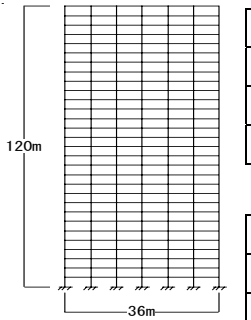


Fig.2 Elevation.

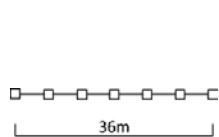


Fig.3 Plan of T1model.

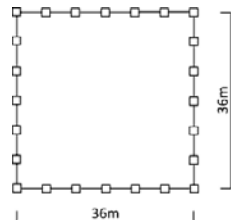


Fig.4 Plan of T1-3Dmodel.

図5にT1modelに対する1次元棒材モデルとフレームモデルの静的解析結果を示す。図6にT1-3Dmodelに対する1次元棒材モデルとフレームモデルの静的解析結果を示す。

ルとフレームモデルの静的解析結果(左図：水平変位、右図：層間変位)を示す。両者とも1次元棒材モデルの方が、第1層付近から変位がやや大きくなっている。この変位差を解消するため、次節において第1層の等価せん断剛性の評価方法を見直す。

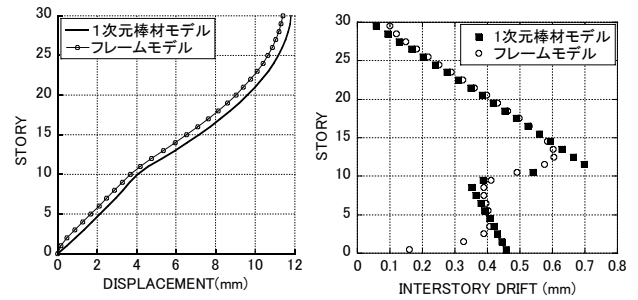


Fig.5 Static analysis result for T1model. (Fixed base, before modifying κGA .)

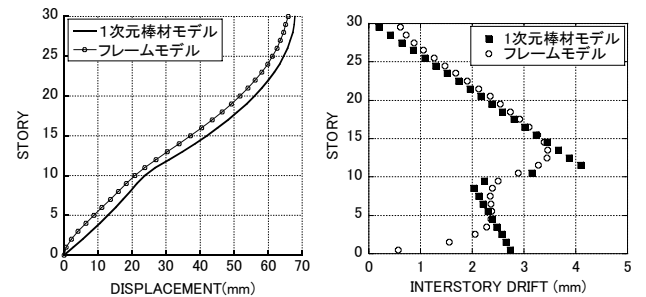


Fig.6 Static analysis result for T1-3Dmodel. (Fixed base, before modifying κGA .)

3.2 第1層の等価せん断剛性 κGA の変更

既往の1次元棒材理論における等価せん断剛性 κGA の評価式は式(7)のように表される(文献1)、式(48),(49)においてブレースがない場合)。

$$\kappa GA = \frac{1}{\frac{h \left(\frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_b} \right)}{12E} + \frac{1}{\sum \kappa GA_{cw}} + \frac{h}{\sum \ell \kappa GA_{bw}}} \quad (7)$$

ここに、 κ ：形状係数¹¹⁾、 $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$

E ：ヤング係数、 ν ：ポアソン比、 K_c ：柱の剛度、 K_b ：梁の剛度、 h ：階高、 ℓ ：梁スパン、 A_{cw} ：柱部材のウェブ断面積、 A_{bw} ：梁部材のウェブ断面積。なお、等価せん断剛性 κGA は1つのまとまった表記であり、 κ, G, A を別々に求めた積ではない。式(7)中の $\kappa GA_{cw}, \kappa GA_{bw}$ は形状係数 κ 、鋼材のせん断弾性係数 G 、 A_{cw}, A_{bw} を乗じたものである。

式(7)の分母第1項は、個材の曲げ変形による架構のせん断変形を表しており、図7左のように、反曲点が柱の中央にあると仮定されたフレームにより評価されている。しかしながら最下層においては、基礎固定の場合、柱の反曲点は中央より上にあると考えられる(図7右)。このことを考慮して固定支持されたフレームを用いて分母第1項を再計算すると、T1modelおよびT1-3Dmodelの場合、 κGA は式(8)のようになる。(Appendix 1)

$$\kappa GA = \frac{1}{\frac{h}{E} \left(\frac{13}{75 \sum K_c} + \frac{1}{60 \sum K_b} \right) + \frac{1}{\sum \kappa GA_{cw}} + \frac{h}{\sum I \kappa GA_{bw}}} \quad (8)$$

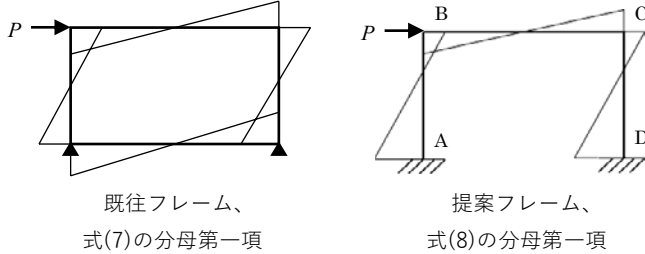


Fig.7 Frame model for calculating denominator first term of κGA .

3.3 変更した第1層 κGA を用いた静的解析

第1層の κGA を式(8)により評価した1次元棒材モデルを用いて、基礎固定時における静的解析を行った。図8にT1modelに対する1次元棒材モデルとフレームモデルの静的解析結果を示す。図9にT1-3Dmodelに対する1次元棒材モデルとフレームモデルの静的解析結果を示す。両者とも1層付近の変位差が解消され、フレームモデルと1次元棒材モデルの解析結果がほぼ一致している。このことから1次元棒材モデルにおける κGA の評価に関して、特に第1層においては、反曲点の位置を考慮して評価する方が、より精度のよい簡易モデルを作成できると考えられる。

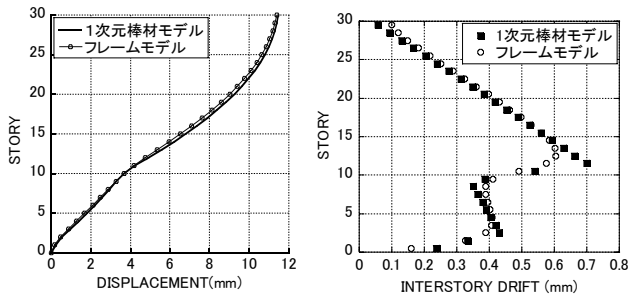


Fig.8 Static analysis result for T1model. (Fixed base, after modifying κGA .)

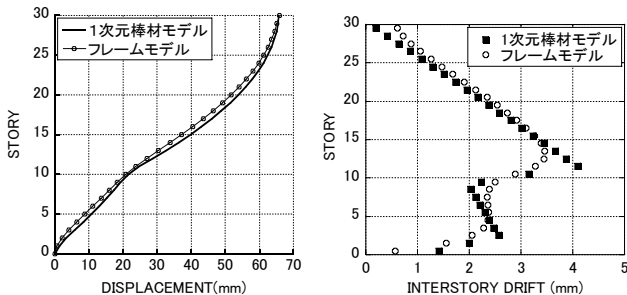


Fig.9 Static analysis result for T1-3Dmodel. (Fixed base, after modifying κGA .)

3.4 相互作用モデルに対する静的解析

相互作用モデルについても同様に静的解析を行った。基礎版は

1000×2000(mm)のRC梁を想定するが、解析上剛体としている。杭はヤング係数 $2.1 \times 10^{10} (\text{N/m}^2)$ 、杭径2m、杭長40mとし、各柱の下に1本ずつ配置する。なお、フレームモデルでは各柱の直下に杭ばね(単杭の杭頭水平地盤ばねと杭頭上下地盤ばね)を設定している。表層地盤の地盤密度は $\rho = 1.8 \times 10^3 (\text{kg/m}^3)$ 、ポアソン比 $\nu = 0.35$ 、せん断波速度 $V_s = 100 (\text{m/s})$ とし、支持地盤の地盤密度は $\rho_b = 2.0 \times 10^3 (\text{kg/m}^3)$ 、ポアソン比 $\nu_b = 0.45$ 、せん断波速度 $V_{sb} = 400 (\text{m/s})$ とする。図10に杭と地盤の条件を示す。文献10)の第6章「6.3 杭基礎の地盤ばねの評価法」に従い、水平地盤ばねはFrancisの式を用いる簡便法(式(6.3.5)~(6.3.14))により算定し、回転地盤ばねは限耐法の算定法(式(6.3.34)~(6.3.41))により算定する(Appendix 2)。表層と支持地盤のコントラストの強い2層地盤における杭基礎の動的地盤剛性は遮断振動数を有する周波数依存性の地盤ばねとなるが、振動数依存性の地盤ばねを考える場合においても、ある振動数における地盤ばね剛性を最初に仮定し、1回目の解析から得られた1次固有振動数を用いて地盤ばね剛性を更新して行くという繰り返しの方法を用いることが可能である。

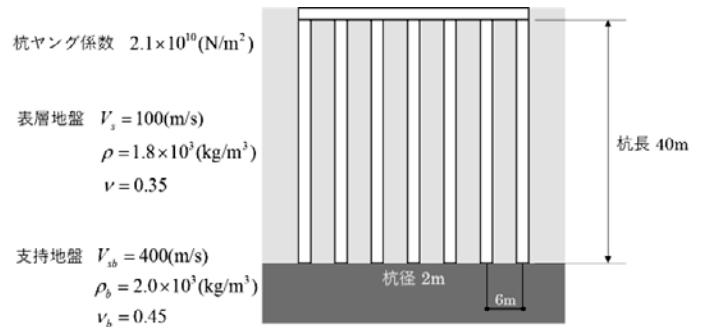


Fig.10 Condition of piles and soil.

上述の杭・地盤条件における平面モデル(T1model)のスウェイばねの剛性は $k_H = 2.29 \times 10^9 (\text{N/m})$ ロッキングばねの剛性は $k_R = 1.46 \times 10^{12} (\text{N} \cdot \text{m/rad})$ となる。また、立体モデル(T1-3Dmodel)のスウェイばねの剛性は $k_H = 7.85 \times 10^9 (\text{N/m})$ ロッキングばねの剛性は $k_R = 7.62 \times 10^{12} (\text{N} \cdot \text{m/rad})$ となる。群杭効果は考慮しておらず、スウェイばね剛性の算定においては単杭の杭頭水平地盤ばね剛性の杭本数倍とし、ロッキングばね剛性も群杭係数を1として求めている。ここでは1次元棒材-SRモデルとフレームモデルの比較を行うことが目的であるため、群杭効果を考慮していない。群杭効果を考慮する場合はSRばねに群杭係数を乗じることで対応可能である。基礎版は剛体としているため、変更後の第1層 κGA の算定式は式(8)と同じものとした。図11,12に剛性評価変更前のT1modelおよびT1-3Dmodelに対する1次元棒材-SRモデルとフレームモデルの静的解析結果を示す。図13,14に剛性評価変更後のT1modelおよびT1-3Dmodelに対する1次元棒材-SRモデルとフレームモデルの静的解析結果を示す。相互作用モデルについても、第1層の κGA を変更することにより、1次元棒材-SRモデルとフレームモデルとの整合性が向上した。

図 15,16 に 1 次元棒材-SR モデルについて、本研究で提案する方法（図中の Kishida）による静的解析結果と文献 4) で提案されている方法（図中の Takabatake）による静的解析結果との比較を示す。剛性評価変更後の T1model および T1-3Dmodel について示してある。文献 4) では base（差分点(0)）の前に仮想の差分点（差分点(-1)）を設け、差分点(-1)と差分点(1)の間の中央差分により境界条件式を誘導している。本研究では $u^* = 0$ としているため、Takabatake の境界条件式を導く際に u^* の差分に関しては差分点(-1)の仮想点を設けず、差分点(0)における前方差分を用いて境界条件を拡張した。T1model, T1-3Dmodel 両者とも本研究で提案する方法と文献 4) で提案されている方法の結果はよく一致する。尚、基礎版の水平変位は上部構造の水平変位と比較すると微小である。

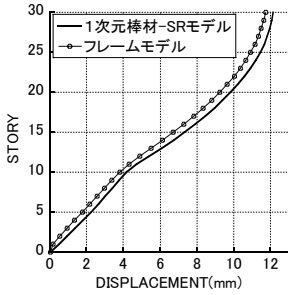


Fig.11 Static analysis result for T1model. (Including SSI, before modifying κGA .)

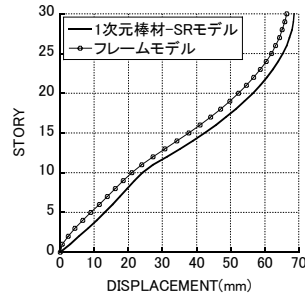


Fig.12 Static analysis result for T1-3Dmodel. (Including SSI, before modifying κGA .)

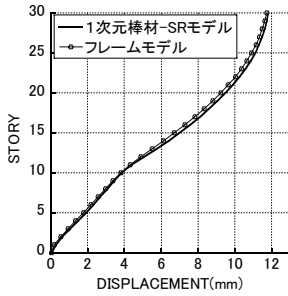


Fig.13 Static analysis result for T1model. (Including SSI, after modifying κGA .)

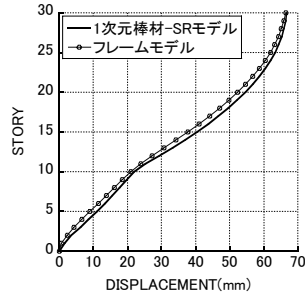


Fig.14 Static analysis result for T1-3Dmodel. (Including SSI, after modifying κGA .)

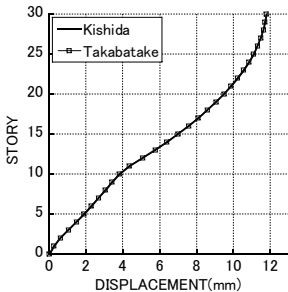


Fig.15 Static analysis result for T1model. (Including SSI, Comparison between two analytical methods.)

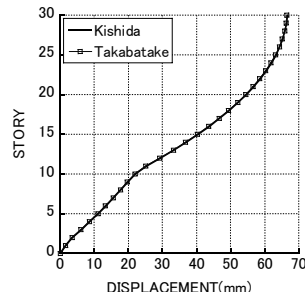


Fig.16 Static analysis result for T1-3Dmodel. (Including SSI, Comparison between two analytical methods.)

1 次元棒材-SR モデルに対する実固有値解析を新たに行った。フレームモデルによる解析と比較することにより、1 次元棒材-SR モデルの固有値解析の整合性を検討する。相互作用モデルにおける基礎版は 1000×2000(mm) の RC 梁として質量および回転慣性を算定し、フレームモデルの解析では剛体としている。尚、ここでも相互作用を考慮したフレームモデルは杭ばねで支持されている。

4.1 境界条件の拡張

SR 基礎の境界条件は以下になる。

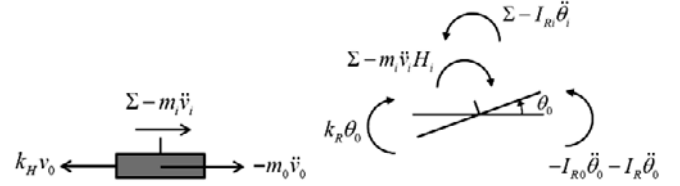


Fig.17 Lateral equilibrium. Fig.18 Rotational equilibrium.

- (1) 上部構造と基礎版の境界における水平方向の釣合い条件
水平方向の釣合いは図 17 のようになり、式(9)で表される。

$$k_H v_0 + m_0 \ddot{v}_0 + \sum_{i=1}^N m_i \ddot{v}_i = 0 \quad (9)$$

ここに、 k_H : スウェイばね剛性、 v_0 : 基礎版の水平変位、 m_0 : 基礎版質量、 m_i 、 v_i : i 番目差分点が支配する構造物質量および水平変位。

- (2) 上部構造と基礎版の境界における回転方向の釣合い条件
回転方向の釣合いは図 18 のようになり、式(10)で表される。

$$-k_R \theta_0 - I_{R0} \ddot{\theta}_0 - I_R \ddot{\theta}_0 + \sum_{i=1}^N m_i \ddot{v}_i H_i - \sum_{i=1}^N I_{Ri} \ddot{\theta}_i = 0 \quad (10)$$

ここに、 k_R : ロッキングばね剛性、 θ_0 : 基礎版の回転角、 I_{R0} : 基礎版質量の回転慣性、 I_R : 上部構造質量の回転慣性、 H_i : i 番目差分点の高さ、 I_{Ri} : i 番目差分点が支配する上部構造質量の回転慣性、 θ_i : i 番目差分点の回転角。

$$I_R = \sum_{i=1}^N I_{Ri} = \sum (\rho I)_i h_i \quad (11)$$

ここに、 h_i : i 番目差分点が支配する高さ、 ρ : 質量密度、 I : 断面 2 次モーメント。

式(9), (10)を既往の 1 次元棒材理論固有方程式に組み込むことにより、1 次元棒材-SR モデルに対する固有方程式が得られる。

基礎固定時における固有方程式は文献 1)、式(88)より、

$$[\mathbf{A}]\{\mathbf{v}\} + \omega^2 [\mathbf{B}]\{\mathbf{v}\} = \mathbf{0} \quad (12)$$

と表される。ここに、 $[\mathbf{A}]$: 式(4)における係数マトリクス、 $\{\mathbf{v}\}$: 式(4)における相対変位ベクトル、 ω : 固有円振動数、 $[\mathbf{B}]$: 質量に関する係数マトリクス。

今、1 次元棒材-SR モデルにおける固有方程式を、式(6)における

$[A_{SR}], \{v_{SR}\}$ を用いて、

$$[A_{SR}]\{v_{SR}\} + \omega^2 [B_{SR}]\{v_{SR}\} = 0 \quad (13)$$

と表すと、式(9),(10)を組み込むことによって $[B_{SR}]$ として式(14)が得られる。ここに、 A : 断面積、 I^*, S^* : shear-lag に関する断面定数。

4.2 解析結果

相互作用モデルの固有値解析は、地盤条件であるせん断波速度 V_s (地盤ばね剛性に影響) を変更して比較する。 $V_s=100\text{m/s}$ の地盤ばね剛性と $V_s=50\text{m/s}$ の地盤ばね剛性を持つ 2 種類のモデルで解析を行う。尚、第 1 層の等価せん断剛性は式(8)により評価した。

$$[B_{SR}] = \begin{bmatrix} -m_0 & 0 & -m_1 & 0 & 0 & -m_2 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & (I_{R0} + I_R) & -m_1 H_1 & I_{R1} & 0 & -m_2 H_2 & I_{R2} & 0 & \dots \\ 0 & 0 & -(\rho A)_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & -(\rho I)_1 & -(\rho S^*)_1 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & -(\rho S^*)_1 & -(\rho I^*)_1 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -(\rho A)_2 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -(\rho I)_2 & -(\rho S^*)_2 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -(\rho S^*)_2 & -(\rho I^*)_2 & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \end{bmatrix} \quad (14)$$

Table3 Natural circle frequency. (T1model, 1D rod.)

次数	円振動数 (rad/s)		
	基礎固定	$V_s=100$	$V_s=50$
1	4.073	4.022	3.997
2	11.047	11.023	10.971
3	17.306	17.245	17.163
4	25.088	25.052	24.979
5	32.521	32.441	32.242

Table6 Natural circle frequency. (T1-3Dmodel, 1D rod.)

次数	円振動数 (rad/s)		
	基礎固定	$V_s=100$	$V_s=50$
1	3.102	3.086	3.076
2	8.284	8.274	8.251
3	12.936	12.915	12.883
4	18.850	18.836	18.807
5	24.330	24.295	24.214

Table4 Natural circle frequency. (T1model, Frame.)

次数	円振動数 (rad/s)		
	基礎固定	$V_s=100$	$V_s=50$
1	4.019	3.970	3.945
2	11.232	11.203	11.145
3	18.433	18.369	18.274
4	28.262	28.207	28.071
5	38.862	38.725	38.319

Table7 Natural circle frequency. (T1-3Dmodel, Frame.)

次数	円振動数 (rad/s)		
	基礎固定	$V_s=100$	$V_s=50$
1	3.086	3.070	3.061
2	8.737	8.724	8.697
3	14.640	14.609	14.560
4	22.891	22.859	22.783
5	32.287	32.204	31.977

Table5 Ratio of natural circle frequency. (T1model.)

次数	1次元棒材／フレーム		
	基礎固定	$V_s=100$	$V_s=50$
1	1.013	1.013	1.013
2	0.984	0.984	0.984
3	0.939	0.939	0.939
4	0.888	0.888	0.890
5	0.837	0.838	0.841

Table8 Ratio of natural circle frequency. (T1-3Dmodel.)

次数	1次元棒材／フレーム		
	基礎固定	$V_s=100$	$V_s=50$
1	1.005	1.005	1.005
2	0.948	0.948	0.949
3	0.884	0.884	0.885
4	0.823	0.824	0.825
5	0.754	0.754	0.757

(2) T1-3Dmodel

T1-3Dmodel に対する固有値解析結果を示す。表 6 に 1 次元棒材(-SR)モデルによる解析結果を示し、表 7 にフレームモデルによる解析結果を示す。また、表 8 にフレームモデルの固有円振動数に対する 1 次元棒材(-SR)モデルの固有円振動数の比を示す。1 次元棒材-SR モデルの固有円振動数とフレームモデル解析の固有円振動数は 1 次および 2 次で 10%以内の差に収まっており、3 次で約 12%の差がある。

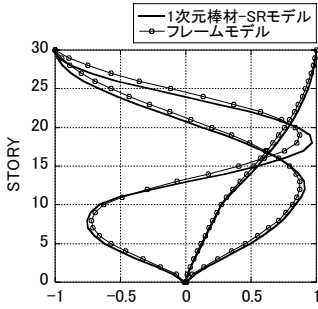


Fig.19 Natural vibration modes for T1model. ($V_s = 100\text{m/s}$)

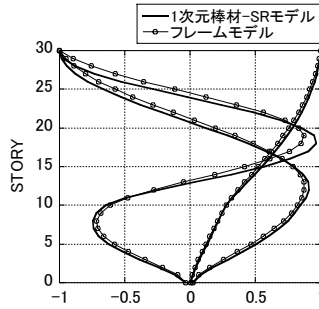


Fig.20 Natural vibration modes for T1model. ($V_s = 50\text{m/s}$)

5. 結論

- (1) 上部超高層構造を 1 次元棒材とし、棒材下端部に SR ばねを取り付けた新しいモデル（1 次元棒材-SR モデル）を、基礎部分の境界条件を拡張することにより提案した。本手法の特徴は、構造物全体の釣り合いを考えることである。
- (2) 1 次元棒材モデルにおいて第 1 層の等価せん断剛性について新しい評価方法を提案した。今回検討したモデル(T1model, T1-3Dmodel)に関しては、フレームモデルの静的解析結果との整合性が基礎固定および相互作用考慮の両方の場合で改善することを明らかにした。
- (3) 建物と地盤の相互作用を考慮した 1 次元棒材-SR モデルに対する固有値解析を新たに行った。1 次元棒材-SR モデルとフレームモデルの固有値解析の結果は 3 次付近までよく一致することを明らかにした。

謝辞

本研究は文部科学省科学技術人材育成費補助事業（京阪神次世代グローバル研究リーダー育成コンソーシアム）の助成のもと実施されました。

参考文献

- 1) Hideo Takabatake : A Simplified Analytical Method for High-Rise Buildings, Advances in Vibration Engineering and Structural Dynamics, Chapter 11, DOI:10.5772/51158, 2012.10.
- 2) H.Takabatake : A simplified analysis of doubly symmetric tube structures by the finite difference method, The Structural Design of Tall Buildings, 5, pp.111-128, 1996.
- 3) H.Takabatake, T.Satoh : A Simplified Analysis and Vibration Control to Super-High-Rise Building, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 15, pp.363-390, 2006.

- 4) 高島秀雄, 北田幸彦, 竹脇 出 : 超高層ビルの簡易動的設計法, 鹿島出版会, 2016.
- 5) Mohamed Sobaih and Ashraf Khallaf : Simplified Seismic Analysis of Frame-Wall structures, The First Egyptian Conference on Earthquake Engineering, pp.243-252, 1993.
- 6) Ebrahimian,M. and Maria Todorovska : Wave Propagation in a Timoshenko Beam building model, Journal of Engineering Mechanics, 140 (5), 04014018(11), 2014.
- 7) Maria Todorovska : Seismic Interferometry of a Soil-Structure Interaction Model with Coupled Horizontal and Rocking Response, Bulletin of the Seismological Society of America, 99 (2A), pp.611-625, 2009.
- 8) 岸田明子, 多賀謙蔵 : 建物と地盤の相互作用を考慮した超高層建築物の簡易解析モデルの検討, 日本建築学会学術講演梗概集(北海道), pp67-68,(構造Ⅱ)2013.
- 9) 岸田明子, 山下怜士, 多賀謙蔵 : 建物と地盤の相互作用を考慮した超高層建築物の簡易解析モデルの検討 等価せん断剛性の評価と固有値解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.61-64, 2014.6.
- 10) 日本建築学会 : 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 6 章, 2006.
- 11) Cowper, G. R. : The shear coefficient in Timoshenko's beam theory, Journal of Applied Mechanics, Trans. ASME, 33(2), 335-340, 1966.

Appendix 1 提案する等価せん断剛性の算定

図 7 右の提案フレームにおいて、たわみ角法を適用する。たわみ角法の基本公式は以下になる。

$$M_{AB} = 2EK_C(\theta - 3R) = M_{DC} \quad (\text{A.1.1})$$

$$M_{BA} = 2EK_C(2\theta - 3R) = M_{CD} \quad (\text{A.1.2})$$

$$M_{BC} = 2EK_B(3\theta) \quad (\text{A.1.3})$$

$$Q_{BA} = Q_{CD} = -\frac{2EK_C}{h}(3\theta - 6R) \quad (\text{A.1.4})$$

ここに K_C, K_B : 柱および梁の剛度、 θ : B 端, C 端におけるたわみ角、 R : 柱の部材角、 h : 柱の長さ。

節点方程式は以下になる。点 B において

$$M_{BA} + M_{BC} = 0 \Rightarrow K_C(2\theta - 3R) + K_B3\theta = 0 \quad (\text{A.1.5})$$

一方、層方程式は以下になる。

$$Q_{BA} + Q_{CD} = P \Rightarrow K_C(3\theta - 6R) = -\frac{Ph}{4E} \quad (\text{A.1.6})$$

今、T1model および T1-3Dmodel の場合、 $K_C = 1.94 \times 10^{-3}(\text{m}^3)$, $K_B = 1.82 \times 10^{-4}(\text{m}^3)$ であるので、 $K_C = 10K_B$ と近似すると、式(A.1.5),(A.1.6)は以下になる。尚、 K_C と K_B の関係式は対象とする建物モデルに依る。

$$10K_B(2\theta - 3R) + K_B3\theta = 0 \Rightarrow \theta = \frac{30}{23}R \quad (\text{A.1.7})$$

$$10K_B(3\theta - 6R) = -\frac{Ph}{4E} \Rightarrow \theta - 2R = -\frac{Ph}{120EK_B} \quad (\text{A.1.8})$$

$$\text{よって } \theta = \frac{30Ph}{1920EK_B}, R = \frac{23Ph}{1920EK_B} \quad (\text{A.1.9,10})$$

これらを式(A.1.1),(A.1.2)に代入することによって

$$M_{AB} = -0.41Ph, M_{BA} = -0.093Ph \quad (\text{A.1.11,12})$$

が得られる。フレームの曲げモーメント図はおおよそ図 A.1.1 のようになり、水平変位は式(A.1.13)ようになる。

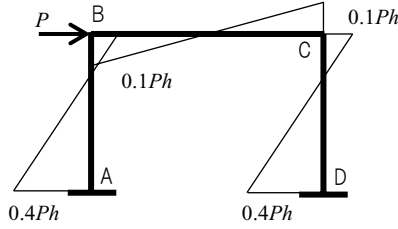


Fig.A.1.1 Bending moment diagram of frame.

$$\delta = \frac{13Ph^3}{150EI_C} + \frac{Ph^2l}{60EI_B} \quad (\text{A.1.13})$$

個材の曲げ変形による架構のせん断変形は式(A.1.14)のようになり、等価せん断剛性は式(A.1.15)となる。なお、式(A.1.15)の分母第2項は柱のせん断変形、第3項は梁のせん断変形を表す。

$$\frac{1}{(\kappa GA)} = \frac{\delta}{Ph} = \frac{h}{E} \left(\frac{13}{75 \sum K_C} + \frac{1}{60 \sum K_B} \right) \quad (\text{A.1.14})$$

$$\kappa GA = \frac{1}{\frac{h}{E} \left(\frac{13}{75 \sum K_C} + \frac{1}{60 \sum K_B} \right) + \frac{1}{\sum \kappa GA_{CW}} + \frac{h}{\sum l \kappa GA_{BW}}} \quad (\text{A.1.15})$$

Appendix 2 スウェイ・ロッキングばね剛性の算定

1) スウェイばね剛性の算定

Francis の式(A.2.1)より単杭の杭周地盤ばね剛性を算定する。

$$k_{fS_i} = (k_h B)_i = \frac{1.3E_{S_i}}{1 - \nu_{S_i}^2} \left(\frac{E_{S_i} B^4}{E_p I_p} \right)^{1/12} \quad (\text{A.2.1})$$

単杭の杭頭水平地盤ばね剛性は式(A.2.2)となる。

$$K_{HS} = (4E_p I_p)^{1/4} \cdot \bar{k}_S^{3/4} \quad (\text{A.2.2})$$

群杭を考慮しないため、スウェイばね剛性は K_{HS} を杭本数倍する。

2) ロッキングばね剛性の評価

Randolf による杭周上下地盤ばねは式(A.2.3)で表現される。

$$S_V = 2\pi G_e / \log_e (2r_m / B) \quad (\text{A.2.3})$$

$$r_m = 2.5L(1 - \nu_e) \quad (\text{A.2.4})$$

ここに、 G_e : 表層地盤の平均せん断剛性。

杭先端の上下地盤ばね剛性は平均変位を仮定して得られる式(A.2.5)を用いる。

$$k_b = \frac{3\pi}{8} \cdot \frac{\pi G_b B}{2(1 - \nu_b)} \quad (\text{A.2.5})$$

ここに、 G_b : 支持地盤の平均せん断剛性。

単杭の上下地盤ばね剛性は式(A.2.6)となる。

$$K_{VS} = EA\alpha \frac{EA\alpha(1 - e^{-2\alpha L}) + k_b(1 + e^{-2\alpha L})}{EA\alpha(1 + e^{-2\alpha L}) + k_b(1 - e^{-2\alpha L})} \quad (\text{A.2.6})$$

ここに、

$$\alpha^2 = S_V / EA \quad (\text{A.2.7})$$

ロッキングばね剛性は、杭配置から各杭の座標を用いて式(A.2.8)で算定する。

$$K_{Ry} = \beta_R \sum K_{VS} \cdot x_i^2 \quad (\text{A.2.8})$$

群杭係数 $\beta_R = 1$ として、群杭によるばね値の低減は行わない。