

箱型状基礎の動的耐震設計法

藤 森 健 史 若 松 邦 夫

Dynamic Aseismic Design Method for Box Foundation

Takeshi Fujimori Kunio Wakamatsu

Abstract

A box foundation composed of an outer continuous underground wall (WF), an internal pile or lattice WF has excellent earthquake resistance from the viewpoint of stability. There is a static aseismic design method that enhances the response displacement method. A Penzien's type model for pile foundations is used, but it is not a suitable dynamic aseismic design method for box foundations. It doesn't evaluate the effect of wall frictional force well. This paper proposes a dynamic aseismic design method that adjusts to past static aseismic design methods for box foundations and dynamic aseismic design methods for pile foundations. It models a friction spring and passive resistance spring reasonably, and evaluates stress during an earthquake reasonably. The characteristics of this foundation during an earthquake were clarified by a verification experiment. Moreover, it was confirmed that the proposal method improves the overvalued tendency of WF shear force during an earthquake, and provides a more efficient aseismic design.

概 要

外周の連続地中壁(以下、WFという)と内部杭あるいは格子状のWF等で構成される箱型状基礎は、安定性に優れた耐震性の高い基礎構造である。この耐震設計法について、静的設計法としては応答変位法を拡張した方法が適用されている一方、動的設計法としては、実用的かつ合理的な方法が少ない中で、箱型状基礎を杭基礎の一形態と考え、杭基礎に用いられるPENZIEN型モデルを適用する例があるが、壁面摩擦力の影響等により合理的な結果を得にくいという状況にある。このような背景より、本研究では、従来の箱型状基礎静的耐震設計法や杭基礎動的耐震設計法との整合性も鑑みうえて、壁面の摩擦ばねや受働抵抗ばねを合理的にモデル化し、この基礎の地震時挙動、特に、地震時応力を合理的に評価できる動的耐震設計法を提案した。また、検証実験を行い、この基礎の地震時挙動特性を明らかにするとともに、提案法によれば、地盤変位によるWF地震時せん断力を従来法より適切に評価でき、より合理的で効率的な耐震設計を行えることを確認した。

1. はじめに

箱型状基礎(Fig. 1)は、外周のWF(連続地中壁)および内部杭または格子状に組まれたWF等で構成される基礎構造である。この基礎構造は、特に、安定性に優れており、超高層RC建物等の高軸力構造物対応基礎や軟弱地盤対応基礎として有用な基礎構造である。この耐震設計法について、例えば、Fig. 2に示したような応答変位法を拡張した形の静的設計法とその水平地盤反力係数評価法^{1),2)}がおおむね確立しているが、動的設計法については、箱型状基礎を杭基礎の一形態と考えれば杭基礎の動的耐震設計で用いられるPENZIEN型のモデルの適用が妥当と考えられるものの、杭基礎と異なり壁面の摩擦抵抗力の影響が大きいことが起因して地盤変位による外力を過大に評価してしまう等、そのままPENZIEN型のモデルを適用しても合理的な結果を得られないという状況にある。このような背景より、本研究では、従来の箱型状基礎静的耐震設計法や杭基礎動的耐震設計法との整合性も鑑みうえて、箱型上基礎の地震時挙動、特に、WF地震時応力

を合理的に評価できる箱型状基礎動的耐震設計法を提案した。

提案耐震設計法は、杭基礎の動的耐震設計モデルとし

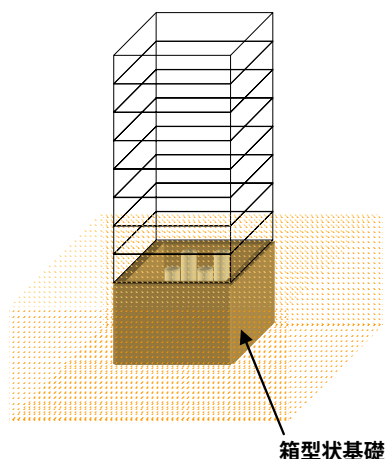


Fig. 1 箱型状基礎
Box Foundation

て用いられるPENZIEN型のモデルを拡張したものであり、従来からの杭基礎の動的耐震設計との連続性を考慮するとともに、壁面の摩擦ばねや受働抵抗ばねを合理的にモデル化することにより、WFで特に顕著となる壁面摩擦抵抗の影響等を簡易かつ適切に評価できる。本報では、この動的耐震設計法について、モデル化の方法、地盤ばねや内部土柱の設定方法、地盤ばねの非線形性の設定方法等について述べるとともに、提案方法の妥当性を確認するために行った検証実験の方法と結果についても記述した。また、検証実験においては、実験結果の分析により、提案設計法に関連する部分の箱型基礎の諸特性についても、若干の知見を示した。

2. 動的耐震設計法

2.1 動的耐震設計モデル

2.1.1 従来モデル 箱型基礎の動的耐震設計モデルは、一般化した手法が確立されていない状況にあるといえるが、箱型基礎を杭基礎の一形態とみなすことでFig. 3に示したようなPENZIEN型のモデルに基づいた杭基礎の耐震設計モデル³⁾をそのまま適用する方法が、従来法としては最も一般的と考えられる。PENZIEN型のモデルは、動的解析において、地盤との連成効果を簡易に合理的に考慮することができるため、実務設計に適した有用な耐震設計モデルといえるが、箱型基礎のように面内剛性が大きく、基礎への地盤震動による変位の入力機構が複雑な構造にそのままこのモデルを用いると、滑り等の発生により全てが基礎に作用しない場合も考えられる地盤変形による外力を全て負担する形になるため、WFせん断力を過大評価してしまう可能性があるという問題点を有する。

2.1.2 提案モデル 前述のような問題点は、箱型基礎の水平方向の地盤ばねを杭基礎と同じように一種類の水平ばねでモデル化することにより生じていると考えられる。箱型基礎と地盤間のばねは、杭基礎に比べて、壁面外方向の受働抵抗ばねと壁面内方向の摩擦ばねが明確に区別できること(Fig. 4)、また、内部土は連続した外部のWFにより、外部土と分離されていること、の2点において杭基礎と明確に異なり、これらを適切にモデル化することで、前述のような問題点を合理的に解決できると考えられる。そこで、本法では、まず、本来性質の異なる壁面外方向の受働抵抗ばねと面内方向の摩擦ばねを分けてモデル化した。また、WF内部地盤とWFの連結ばねとしても受働抵抗ばねと摩擦ばねをモデル化した。以上による提案動的耐震設計モデルをFig. 5に示す。ここで、内部地盤部分は、WF内部地盤重量とWF内部地盤断面積に対応したせん断剛性を有する土柱である。また、外部地盤部分は、構造物部分や内部地盤部分に比べて十分に大きな重量と断面積を有する土柱である。内部地盤、外部地盤とも地盤調査結果に基づく成層地盤を仮定する。従って、内部地盤のせん断ばねは式(1)で、外部地盤のせ

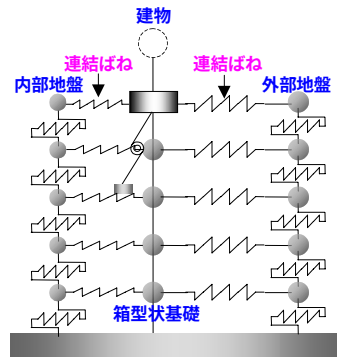


Fig. 2 従来静的耐震設計モデル
Usual Static Aseismic Design Model

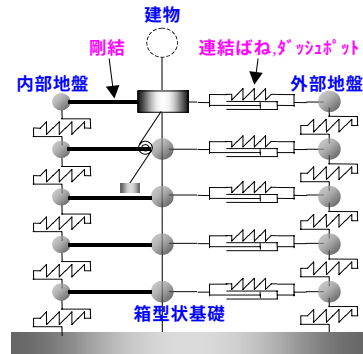


Fig. 3 従来動的耐震設計モデル
Usual Dynamic Aseismic Design Model

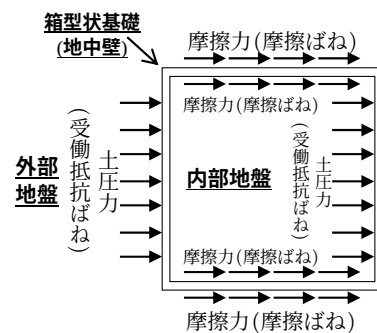


Fig. 4 箱型基礎-地盤間の力 (基礎伏図)
Force between Box Foundation and Soil

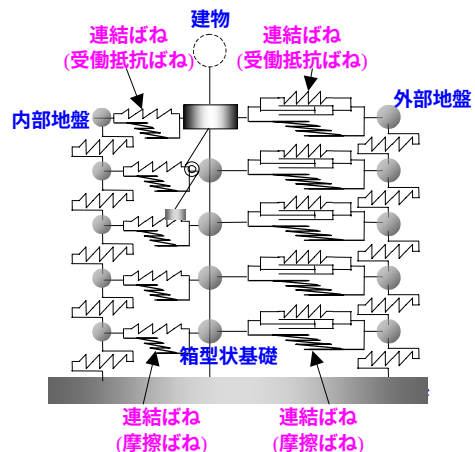


Fig. 5 提案動的耐震設計モデル
Proposal Dynamic Aseismic Design Model

せん断ばねは式(2)で評価する。

$$K_g = G_g \cdot A_g / l_g \quad (1)$$

$$K_f = G_f \cdot A_f / l_f \quad (2)$$

ここに、 K_g ：内部地盤のせん断ばね、 G_g ：内部地盤のせん断弾性係数、 A_g ：WF内部地盤の断面積、 l_g ：内部地盤分割層厚、 K_f ：外部地盤(自由地盤)のせん断ばね、 G_f ：外部地盤(自由地盤)のせん断弾性係数、 A_f ：外部地盤(自由地盤)の断面積、 l_f ：外部地盤(自由地盤)分割層厚

また、内部地盤質点の質量は、式(3)で、外部地盤質点の質量は、式(4)でそれぞれ評価する。

$$m_g = \rho_g \cdot A_g \cdot l_g \quad (3)$$

$$m_f = \rho_f \cdot A_f \cdot l_f \quad (4)$$

ここに、 m_g ：内部地盤質点の質量、 ρ_g ：内部地盤の密度、 m_f ：外部地盤(自由地盤)質点の質量、 ρ_f ：外部地盤(自由地盤)の密度

外部地盤の断面積は、建物-基礎-内部地盤系の影響を受けないように、全体の質量が建物-基礎-内部地盤系の質量に比べて充分に大きくなるように設定する(100~1000倍程度)。また、内部地盤、外部地盤とも地盤調査結果に基づいた基準ひずみと最大減衰を有するR-0モデルで非線形性を与える。さらに、箱型状基礎部分は、WFのせん断剛性を等価にして一本に集約した曲げせん断棒とする。連結ばね部分には、地下逸散減衰に係わるダッシュポットを設定する。また、基礎の回転抵抗に対しては、基礎底面中心位置に対する基礎全体の回転変形に対応した基礎全体の回転抵抗力から求めた回転地盤ばね³⁾を設置する。このとき、この回転地盤ばねの減衰は、等価な材料減衰定数として与える。回転地盤ばねは、精算解法により評価した振動数に依存した複素数のばねであり、0 Hz付近の実部(静的ばね)の値を回転ばね値とし、建物の1次固有振動数付近における地盤ばね実部と虚部の関係から式(5)で求めた値を等価な減衰定数値とする。

$$h_r = \sin(0.5 \cdot \arctan(\text{imag}(K_r) / \text{real}(K_r))) \quad (5)$$

ここに、 h_r ：回転地盤ばねの等価減衰定数値、 K_r ：建物の1次固有振動数付近における回転地盤ばね値(複素数) 外部地盤とWF、内部地盤とWFを連結する地盤ばねおよびダッシュポットの評価方法については、次節で述べる。

2.2 連結ばね評価

連結ばねは、WFの3次元的な配置や地盤状況等を適切に考慮するために、はじめに、これらを考慮できる3次元薄層要素法や3次元FEM等による精細なモデルにより、箱型状基礎全体のフルマトリクス在地盤ばねマトリクスを算定し、この地盤ばねマトリクスをせん断変形に対応するせん断地盤ばねバンドマトリクスと水平変形に対応する水平地盤ばね対角マトリクスに縮約する。次に、これらのばねは前述の回転ばね同様周波数に依存した複素数のばねなので、0Hz付近の実部(静的ばね)の値をせん断地盤ばね値と水平地盤ばね値とする。また、0Hzから建物の1次固有振動数付近までの虚部の傾きからダッシュポットを定める³⁾。さらに、この水平地盤ばね値(全体水平ば

ね)を外部地盤の面外と面内壁および内部地盤の面外と面内壁の接地面積に応じて、外部地盤の受働抵抗ばねと摩擦ばねおよび内部地盤の受働抵抗ばねと摩擦ばねとして分配し、設定する。このとき、受働抵抗ばねと摩擦ばねは性質が異なるので、分配の際に重み付けをし、総和が全体水平ばねと等しくなるように設定する(式(6)~(9))。

$$K_{p1} = K_a \cdot S_{p1} / S_a \quad (6)$$

$$K_{p2} = K_a \cdot S_{p2} / S_a \quad (7)$$

$$K_{f1} = K_a \cdot \gamma \cdot S_{f1} / S_a \quad (8)$$

$$K_{f2} = K_a \cdot \gamma \cdot S_{f2} / S_a \quad (9)$$

ここに、 K_{p1} 、 K_{p2} 、 K_{f1} 、 K_{f2} 、 K_a ：外部、内部地盤受働抵抗ばね、外部、内部地盤摩擦ばね、全体水平ばね、 S_{p1} 、 S_{p2} 、 S_{f1} 、 S_{f2} ：外部、内部地盤面外、外部、内部地盤面内の接地面積、 $S_a = S_{p1} + S_{p2} + \gamma \cdot S_{f1} + \gamma \cdot S_{f2}$ 、 γ ：単位面積あたりの面内摩擦力と面外水平地盤反力の比

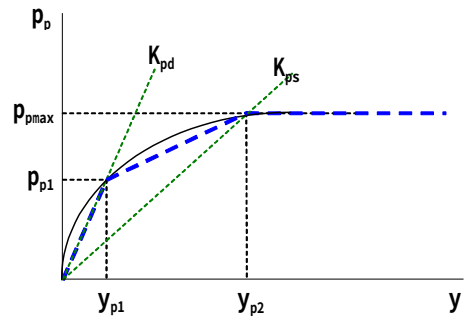
なお、せん断地盤ばね値からは、式(10)を用いて基礎に影響を与える範囲の実体的な基礎周辺地盤土柱断面積(杭基礎のときの杭周辺地盤土柱断面積)を評価できる。

$$A_g' = \Sigma (K_s \cdot l_g^2 / G_g) / \Sigma (l_g) \quad (10)$$

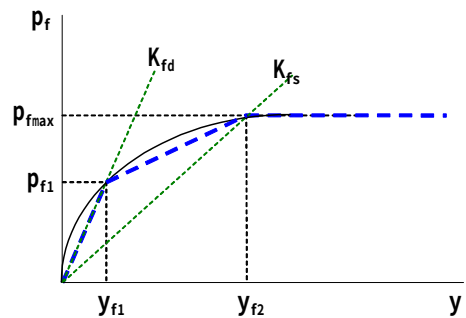
ここに、 A_g' ：周辺地盤土柱断面積、 K_s ：各層厚のせん断地盤ばね値

杭基礎の場合は、この断面積 A_g' の土柱が、杭に付帯して動くとし、対応する各層の地盤せん断弾性係数 G_g と層厚 l_g および密度 ρ_g から式(1)および式(3)と同様にして、周辺地盤の質点モデルを定めるが、箱型状基礎では、この断面積と外周WF内部土柱の断面積が等価とし、式(1)および式(3)により、周辺地盤土柱を内部地盤土柱として定める。

これらの連結ばね値は微小変形時のばね値であり、これらの非線形性は、静的設計において1.0cm程度の変形を



(a) Passive Resisting Force - Deformation



(b) Frictional Force - Deformation

Fig. 6 連結ばねの非線形性
Nonlinearity of Joint Spring

想定したばね値（基準水平地盤反力係数によるばね値）²⁾を用いる場合と同様に従来静的設計における極限值を用いて、Fig.6のようなトリリニア型モデルとして定めるか、もしくは、それと等価なバイリニア型モデルとして設定する。Fig.5における受働抵抗ばねと摩擦ばねの初期剛性 K_{pd} と K_{fd} は、式(6)～(9)から評価される連結ばね値であり、第2勾配の第1勾配に対する剛性低下率 α_{p1} および α_{f1} は、初期剛性 K_{pd} もしくは K_{fd} と静的設計で用いられる基準水平地盤反力係数によるばね値 K_{ps} もしくは K_{fs} を用いて式(11)、(12)で表す。

$$\alpha_{p1} = K_{ps} / (K_{pd} + K_{ps}) \quad (11)$$

$$\alpha_{f1} = K_{fs} / (K_{fd} + K_{fs}) \quad (12)$$

ここに、 α_{p1} 、 α_{f1} ：受働抵抗ばねと摩擦ばねの第1勾配に対する第2勾配剛性低下率、 K_{ps} 、 K_{pd} ：受働抵抗ばねの基準水平地盤反力係数による剛性と初期剛性、 K_{fs} 、 K_{fd} ：摩擦ばねの基準水平地盤反力係数による剛性と初期剛性
また、第2折点応力は、極限水平抵抗力 p_{pmax} と極限周面摩擦力 p_{fmax} であり、第1折点応力 p_{p1} および p_{f1} は、極限水平抵抗力 p_{pmax} もしくは極限周面摩擦力 p_{fmax} と初期剛性 K_{pd} もしくは K_{fd} および基準水平地盤反力係数による剛性 K_{ps} もしくは K_{fs} を用いて式(13)、(14)で表す。

$$p_{p1} = p_{pmax} \cdot (K_{fs} / K_{fd}) \quad (13)$$

$$p_{f1} = p_{fmax} \cdot (K_{ps} / K_{pd}) \quad (14)$$

ここに、 p_{p1} 、 p_{f1} ：受働抵抗ばねと摩擦ばねの第1折点応力

検証実験の結果において後述するが、大地震時に大きな地盤変形が生じた場合、WFはその地盤変形を外力として全て負担するのではなく、WF近傍地盤の非線形性、特に、WF壁面における滑りにより、その外力のかなりの部分がWFに作用しなくなると考えられる。従来動的解析法では、このような現象が十分に反映されないため、外力を過大評価すると考えられるが、提案法では、性質の異なるばねを分離し、各連結ばねの初期値と非線形性をそれぞれ適切に設定することにより、前述のような外力低減効果に対応できる。

2.3 入力地震動と入力位置および条件

告示波⁴⁾等を設定する工学的基盤位置と一般的にそれよりやや浅層の杭先端位置を考える場合、工学的基盤位置から上をモデル化することもできるが、通常は、杭先端位置より上をモデル化する。このとき、この位置にそれ以深への逸散減衰効果を考慮したダッシュポットを設定して2E波(剥ぎ取り波)入力とすることもできるが、通常は、この位置において、杭先端をピン支持、地盤下端を固定として、E+F波(地中波)を入力する。このとき、告示波等の工学的基盤位置における2E波を用いる場合は、別途地表から工学的基盤深さまでの地盤モデルを作成し、さらに、工学的基盤位置に前述のダッシュポットを設定し、その外から告示波等の2E波を入力し、杭先端位置におけるE+F波を入力地震動として算定する。

3. 検証実験の方法

3.1 検証実験の概要

提案法の妥当性を検証するため、検証実験を実施した。実験方法の選定にあたっては以下の点に留意した。それらは、1) 基礎構造と地盤の全体的な挙動が重要なので、それらの全体をモデル化できること、2) WFと地盤間の抵抗、特に摩擦抵抗が適切に評価される必要があるため、摩擦力に密接な関係のある上載圧を適切に評価できること、3) 地盤大変形時の効果を適切に評価できること、である。これらの条件より、遠心せん断土槽実験を検証実験方法として選定した。遠心実験によれば、遠心重力場に応じて、構造物全体や広範囲の地盤領域のモデル化が可能である上に、実地盤に対応した上載圧を再現できる。また、特に、前述のごとく、箱型状基礎は大型構造物に対応した基礎構造なので、今回の検証実験も超高層RC建物を念頭においたスケールとし、そのような大型模型に対応でき、なおかつ、大地震を再現できる大型の遠心装置を用いた。

3.2 実験方法

遠心重力場は50Gとした。主に地盤変形による外力の影響を確認することを目的とした上部建物のない箱型状基礎の振動台による正弦波加振実験と、実地震による挙動を再現することを目的とした上部建物を有する箱型状基礎の地震波加振実験を行った。また、その際のWFせん断力、WF壁面外水平地盤反力、WF壁面摩擦力、構造物と地盤の加速度等を測定した。

3.3 模型概要

模型の概要はFig.7に示したとおりである。前述のとお

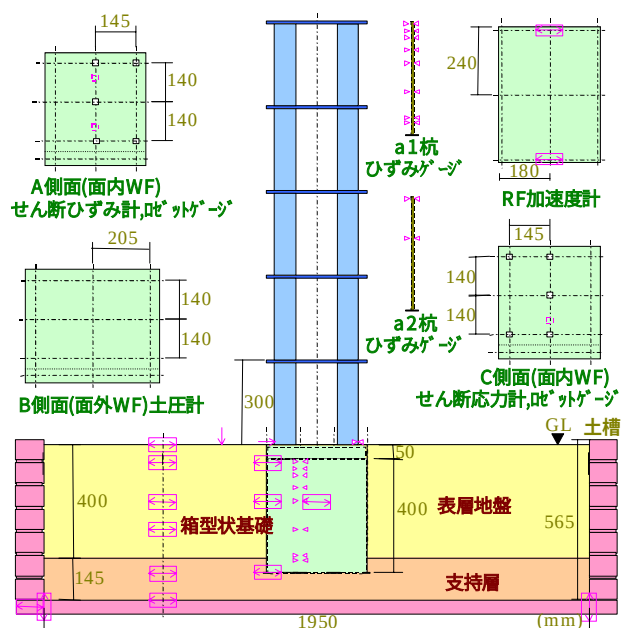


Fig. 7 検証実験概要
Outline of Verification Experiment

り模型は、25階建相当の超高層RC建物とその基礎構造である箱型基礎と支持地盤および表層地盤をモデル化したものである。基礎平面は3×4スパン、36×48cm(18×24m)、WF深さは40cm(20m)、上部建物高さは150cm(75m)である。また、地盤平面は80×195cm(40×100m)、深さは55cm(27.5m)、表層地盤厚は40cm(20m)である。括弧内の数字は、相似則を考慮して実構造物相当に換算した場合の値である。WFは1G場換算でRC造1.6m厚さ相当の剛性を有する鋼板である。WFの表面には、実構造物と同等の摩擦係数となるように砂を吹き付けている。外周WFの内部には、16φ0.4t(800φ20t)の鋼管杭を2×3本設置している。また、表層地盤はN値5程度の比較的軟らかい砂質土で、支持層はN値50以上の硬質地盤である。地盤の諸元をTable 1に示す⁵⁾。ここで、表中の深さは、相似則を考慮して実地盤相当に換算した場合の値である。また、上部建物の柱脚固定時の固有振動数は、実測により、28.3Hz(0.57Hz, 1.77s)であることを確認した。

なお、以下、結果の記述においては、実現象との対応を考慮して、相似則を考慮した1G場相当スケール(長さ:変位:50倍,速度1倍,加速度:1/50,時間,周期:50倍,振動数:1/50)にて記述した。

Table 1 地盤の諸元
Soil Properties

深さ (m)	密度 (ton/m ³)	S,P波速度 (m/s)	
		Vs	Vp
0.00~1.25	1.30	64	127
1.25~2.50	1.30	84	167
2.50~3.00	1.30	92	184
3.00~4.25	1.30	99	197
4.25~5.50	1.30	106	212
5.50~6.50	1.30	112	224
6.50~7.75	1.30	117	233
7.75~8.75	1.30	121	242
8.75~10.00	1.30	125	250
10.00~12.50	1.30	131	262
12.50~15.00	1.30	138	275
15.00~17.25	1.30	143	286
17.25~19.50	1.30	148	296
19.50~20.00	1.30	151	301
20.00~27.25	1.67	533	843

Table 2 入力地震動
Input Motion

	地震動レベル
小地震	安全限界地震×(1/20)
中地震	安全限界地震×(1/10)
損傷限界地震	告示における「稀に発生する地震動」 : 安全限界地震×(1/5)
安全限界地震	告示における 「極めて稀に発生する地震動」
極大地震	安全限界地震×1.5

3.4 入力動

正弦波加振実験では、微小振動レベルから安全限界レベルまでの12加振レベルの加振を2つの振動数に対してそれぞれ行った。振動数は、建物1次固有振動数付近(0.5Hz)と地盤1次固有振動数付近(1.2Hz)に設定した。地震波加振実験では、建築基準法告示波(極めて稀に発生する地震動:h=5%速度応答スペクトル最大値80cm/s)⁴⁾を基準として、Table 2のとおり、入力地震動を設定した。地震波加振については、今回は、Table 2の地震動レベルの中から、損傷限界地震と安全限界地震および極大地震の結果について示した。

4. 実験結果

提案動的耐震設計法の検証に先立って、箱型基礎の地震応答特性を明らかにしておくことは、設計法の妥当性を検証する上でも重要である。そこで、ここでは、実験結果の分析により得られた箱型基礎の地震応答特性に関する知見について記述する。

4.1 正弦波加振実験結果

ここでは、上部建物がない状態での正弦波加振実験の結果得られた知見について記述する。これらは、地盤の1次固有振動数付近の振動数における正弦波加振の結果得られた知見である。この実験は、地盤震動による外力がどのように箱型基礎に作用するのかを明確にするために、上部建物の慣性力の影響が生じないよう上部建物がない状態で箱型基礎を工学的基礎相当の深さから振動台加振したものである。前述のとおり、加振レベルは、微小振動レベルから安全限界レベルとした。

はじめに、実験結果から得られた加振レベルの増加に対する同一地盤変形時における外周WF面内摩擦力と外周WF面外水平地盤反力の関係をFig. 8に示す。Fig. 8より、加振レベルによる若干のばらつきがあるものの、面内摩擦力と面外水平地盤反力の比率は、0.7程度であり、単位

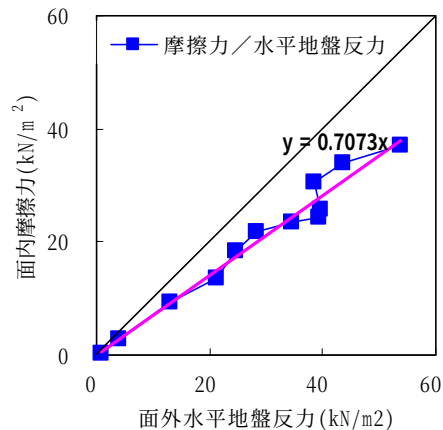


Fig. 8 面内摩擦力と面外水平地盤反力の関係
Relation between In-plane Frictional Force and Out-of-plane Horizontal Subgrade Reaction Force

面積あたりの力は面内摩擦力のほうがやや小さいことがわかる。提案動的耐震設計法の式(8),(9)の係数 γ としては、この値を採用した。次に、面外水平地盤反力と相対変位(地盤-WF)の関係をFig. 9に示す。水平地盤反力は、

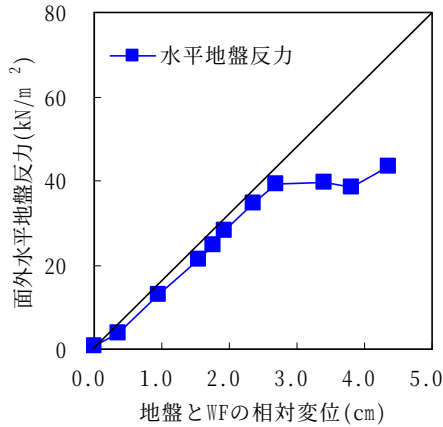


Fig. 9 壁面外水平地盤反力と相対変位(地盤-WF)の関係
Relation of Out-of-plane Horizontal Subgrade Reaction Force and Relative Displacement of the Soil and Wall

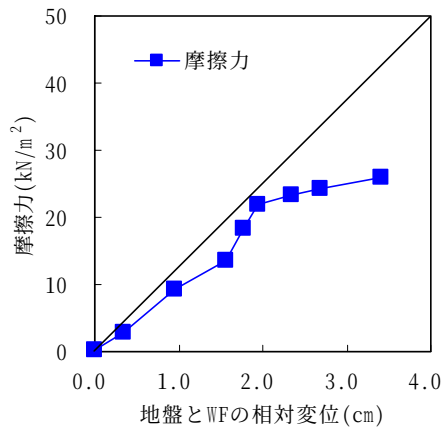


Fig. 10 側壁面摩擦力と相対変位(地盤-WF)の関係
Relation of In-plane Frictional Force and Relative Displacement of the Soil and Wall

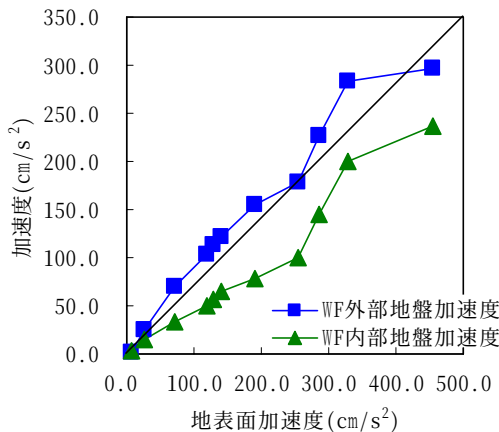


Fig. 11 WF内部地盤と外部地盤の応答加速度の比較
Response Acceleration of Soil in Inside and Outside of Continuous Underground Wall

相対変位に対して、はじめ線形関係で増加するが、徐々に頭打ちになる様子がうかがわれる。また、面内摩擦力と相対変位(地盤-WF)の関係をFig. 10に示す。面外水平地盤反力とほぼ同様な傾向を示すことを確認できる。極限值がどの程度なのかについては、必ずしも明確ではないものの、これらの傾向により、提案法における連結ばねの非線形性のモデル化方法(Fig. 6)が概ね妥当であることを確認できる。さらに、WF内部地盤とWF外部地盤の加振レベル毎の最大応答加速度の計測値を比較してFig. 11に示す。ここで、横軸の地表面加速度は、各加振レベルにおける地表面最大応答加速度である。Fig. 11より、いずれの加振レベルにおいてもほぼ同じ割合で、WF内部地盤の応答加速度のほうが小さくなっていることを確認できる。これは、従来の静的耐震設計法等において、WF内部地盤土柱の設計震度を設定する際に、構造物の設計震度と同レベルに内部地盤土柱の設計震度を設定する必要がないことを示唆する結果といえる。

4.2 地震波加振実験結果

ここでは、実地震のときに箱型基礎とその上部建物がどのような地震応答特性を示すかということについて検討するために、上部建物がある状態での箱型基礎構造物を工学的基盤相当の深さから振動台により地震波加振したものである。前述のとおり、小、中、損傷限界、安全限界、極大の各レベルの入力地震動について検討したが、今回はそれらの中から、損傷限界、安全限界、極大の各地震波による結果について記述した。

はじめに、各地震波入力による地震応答の大きさを最大加速度で比較して、Table 3に示す。Table 3より、入力動の大きさに関係なく、基礎上の最大加速度は、自由地盤地表面に比べて半分から1/3程度に減少している。この結果より、箱型基礎は、地盤震動を押さえ込む効果が強く、地震入力を大地震時においても、大幅に低減できる安定性に優れた基礎構造であることを確認できる。次に、同様にして、各入力地震時の各部の応答加速度の速度応答スペクトル($h=5\%$)を比較して、Fig. 12に示す。Fig. 12より、上部建物は、損傷限界地震時に1.8秒、安

Table 3 応答加速度の最大値
Maximum Value of Response Acceleration

	応答加速度最大値 (cm/s^2)		
	損傷限界 地震時	安全限界 地震時	極大 地震時
建物頂部	187	742	961
基礎上	69	412	589
地表面	166	914	1618

Table 4 面内WF地震時せん断力の最大値
Maximum Value of WF Shear Force

WF せん断力 (kN)		
損傷限界地震	安全限界地震	極大地震
9538	41784	55599

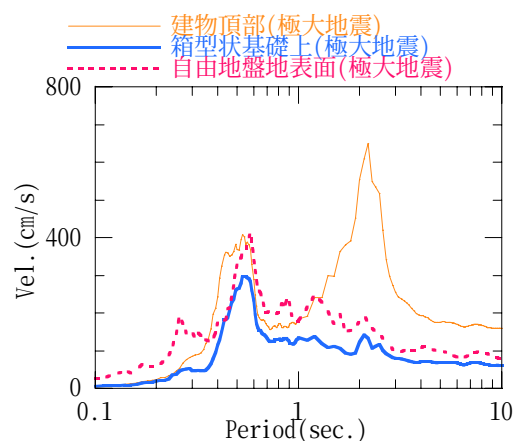
全限界地震時に2.1秒、極大地震時に2.2秒付近に1次周期を、同様にして、それぞれ、0.38秒、0.52秒、0.58秒付近に2次周期を有していることを確認できる。自由地盤の応答は、建物の2次周期の影響を受けており、それによるピークを除くと、損傷限界地震時に0.58秒、安全限界地震時に0.83秒、極大地震時に1.2秒付近に1次周期を有している。これらについては、同様の地盤条件で建物の慣性力の影響が小さい条件下で行った実験の結果⁵⁾からも確認した。前述と同様に、いずれの入力地震動においても、箱型基礎上の応答は、自由地盤地表面に比べて、ほぼ全ての周期において小さく、箱型基礎の入力低減効果が大きいことを確認できる。さらに、各地震波入力による面内壁の地震時せん断力の大きさを最大値と比較して、Table 4に示す。せん断力は、中間深さ付近の値である。Table 4より、極大地震時の地表面最大加速度が安全限界地震時の1.8倍程度であるのに対して、面内WFの最大せん断力は、1.3倍程度の増加にとどまっており、地盤震動レベルの増加分のうちの何割かが実際には構造物に入力されない可能性を示唆する結果となっている。

5. 提案設計法と実験結果の比較

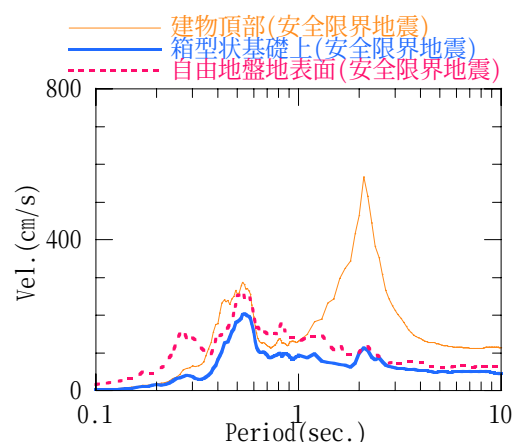
5.1 比較検討の概要

ここでは、提案動的耐震設計法の妥当性を検証するために提案設計法によるシミュレーション解析結果と実験結果を比較検討した。第2章において、従来動的耐震設計法によると地盤変位による影響が大きい場合WFせん断力を過大評価する可能性があることと、提案法では、性質の異なる受働抵抗ばねと摩擦ばねをそれぞれモデル化し、各連結ばねの初期値と非線形性をそれぞれ適切に設定することで、WFせん断力を合理的に評価できることについて述べた。ここでは、はじめに、この効果の確認と、WF内部地盤と各連結ばねおよび基礎構造部分のモデル化の妥当性の検討を行うために、上部建物のない箱型基礎の正弦波加振実験結果について、実験結果と提案法によるシミュレーション解析結果および従来法によるシミュレーション解析結果を比較検討した。次に、上部建物を有する箱型基礎の地震波加振実験結果のシミュレーション解析により、提案法の総合的な妥当性について検証した。

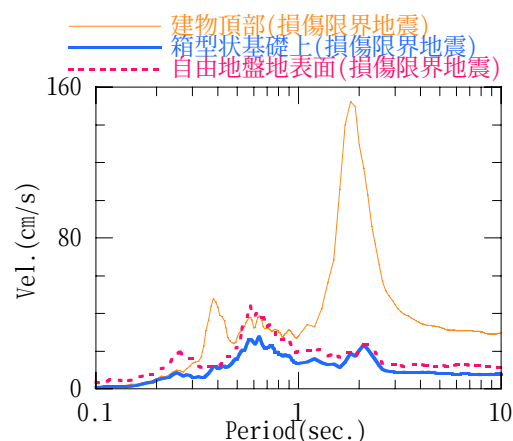
提案動的耐震設計法による解析モデルは、第2章に記したとおりに設定したが、若干補足すると、上部建物は等価なせん断質点系であり、そのせん断剛性は、第3章に示した実測による柱脚固定時の固有振動数となるように調整した。また、基礎構造部分は線形とした。さらに、外部地盤および内部地盤の物性値は、実測に基づくTable 1のとおり設定した。また、それらの非線形性はR-0モデルであり、基準ひずみと最大減衰定数は、三軸動的変形試験結果を参考に上載圧を考慮して設定した⁶⁾。さらに、連結ばねは等価なバイリニア型にモデル化した。



(a) Great Earthquake



(b) Safety Limit Earthquake



(c) Damage Limit Earthquake

Fig. 12 箱型基礎の速度応答スペクトル(h=5%)
Response Spectrum of Box Foundation

5.2 比較検討の結果

はじめに、加振レベル毎の正弦波加振実験結果について、実験結果と提案法および従来法によるWFせん断力のシミュレーション解析結果を比較してFig. 13に示す。ここで、横軸は各加振レベルにおける地表面最大応答加速度である。従来法によるWFせん断力は、実験結果よりかなり大きい、提案法によるWFせん断力は、いずれの加

振レベルにおいても、実験結果よりやや大きいものの、従来法によるそれに比べてかなり低減しており、合理的な評価に向けて改善されていることを確認できる。また、実験結果と提案法による結果は、加振レベルの増加に伴いWFせん断力がやや頭打ちになる傾向がうかがわれるが、従来法ではその傾向が明確でない。この点からも提案法では、合理的な評価に向けての改善がなされていることがうかがわれる。なお、従来法に対する提案法の傾向は、WFモーメントに関してもほぼ同様である。次に、地震波加振実験の提案法によるシミュレーション解析結果を示す。ここでは、代表例として、安全限界地震波加振の結果を示した。Fig. 14は解析で用いた入力地震波である。安全限界地震波加振では、提案法における入力ポイントであるWF先端部深さの自由地盤において、速度応答スペクトル($h=5\%$)の最大値は120cm/s程度となった。解析では、この地震波を安全限界時の入力地震波として用いている。また、Fig. 15は建物頂部応答波形の実験結果と提案法による解析結果の比較であり、Fig. 16はそれらの速度応答スペクトル($h=5\%$)の比較である。いずれも実験結果と提案法による解析結果の整合性は良く、提案設計法の妥当性を確認できる。なお、このときのWFせん断力は中間深さ付近で、実験結果が42140kN(4300tonf)程度、提案法による解析結果が55860kN(5700tonf)程度であった。

6. まとめ

箱型基礎の動的耐震設計法を提案した。この方法によれば、従来動的耐震設計法に見られた地盤変位によるWFせん断力の過大評価の傾向を改善できる等、より合理的な耐震設計を効率よく行えたとともに、従来からの静的耐震設計法との整合性も確保できる。また、実験により明らかになった箱型基礎の動特性に関する知見を示すとともに、実験結果と提案法による結果の比較により、従来法より合理的な耐震設計を行えること等、提案法の合理性・妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 茶谷文雄：水平力を受ける壁杭の挙動について、日本建築学会構造系論文報告集，第406号，pp. 81～91，(1989.12)
- 2) 茶谷文雄，他：壁杭の水平抵抗力の評価法について，日本建築学会構造系論文報告集，第411号，pp. 131～142，(1990.5)
- 3) 藤森健史，他：動的地盤ばねの周波数依存性を考慮した群杭基礎構造物の非線型地震応答解析法，大林組技術研究所報，No.56，pp. 9～14，(1998.1)
- 4) 建設省：建設省告示第1461号，(2000.5)
- 5) Fujimori T, et al : Stress Characteristics of Pile Group during Earthquake based on Centrifuge Large Shear Box Shaking Table Tests, 13th World C

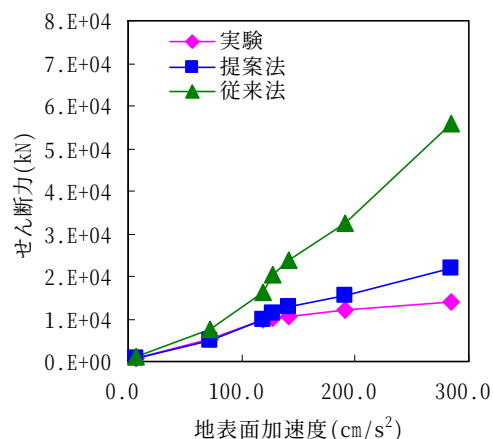


Fig. 13 提案法と従来法および検証実験結果の比較 (WFせん断力)

Comparison between Proposal Method, Usual Method and Verification Experiment Result Concerning Shear Force of Continuous Underground Wall

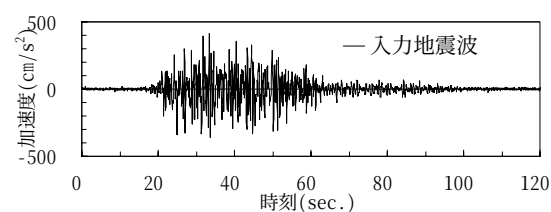


Fig. 14 入力地震波
Input Motion

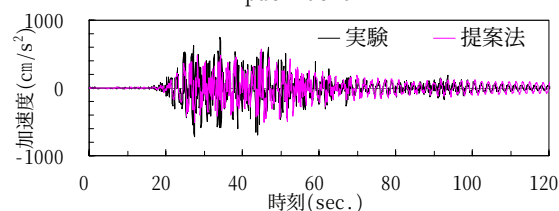


Fig. 15 提案法と実験結果の比較 (建物頂部応答波形)
Acceleration Time History of Superstructure

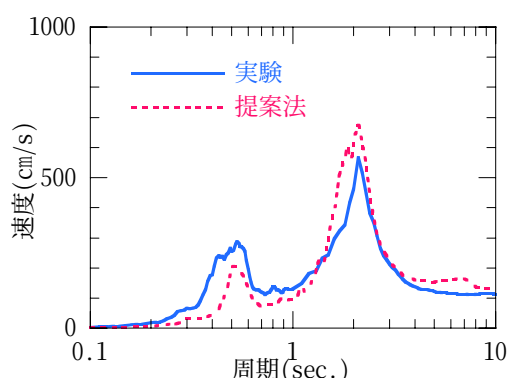


Fig. 16 提案法と実験結果の比較
(建物頂部速度応答スペクトル, $h=5\%$)
Response Spectrum of Superstructure

onference on Earthquake Engineering, Paper No.4 13, (2004.8)

- 6) 藤森健史，他：大型遠心せん断土槽実験に基づく群杭基礎の強震時応力特性評価，大林組技術研究所報，No. 66，pp. 31～36，(2003.1)