せん断波速度に基づく地盤の変形係数を用いた Chang 式による杭の水平抵抗評価
HORIZONTAL RESISTANCE OF PILE EVALUATED BY CHANG'S FORMULA USING COEFFICIENT
OF SUBGRADE REACTION CALCULATED FROM SHEAR WAVE VELOCITY

下村 修一*, 鈴木 康嗣**

Shuichi SHIMOMURA and Yasutsugu SUZUKI

In seismic design of pile foundation by static stress analysis, a model in which a pile is a beam and the beam and the ground are connected by multiple springs (coefficient of subgrade reaction k_h) is used as a practical design. In this study, we propose a method to evaluate coefficient of subgrade reaction k_h based on shear wave velocity. We also propose a method to evaluate k_h from inverse analyses based on the Chang's formula using past several horizontal loading test data including large diameter piles performed at in situ. Using the proposed k_h , simulation analyses by Chang's formula are carried out and the validity of the coefficient is verified.

Keywords : Single pile, Coefficient of subgrade reaction, Horizontal load test, Shear wave velocity, Pressuremeter test, Chang's formula

単杭, 水平地盤反力係数, 水平載荷試験, せん断波速度, 孔内水平載荷試験, Chang 式

1. はじめに

静的応力解析による地震時の杭の設計では, 杭を曲げ剛性を有する梁とし, この梁と地盤を複数の独立したばね(水平地盤反力係数 k_h (kN/m³))で結んだ弾性支承上の梁のモデルが実務的な検討手法として用いられている。この手法から得られる杭の応力と水平変位は, 杭体の断面性能だけでなく, 水平地盤反力係数の評価精度に強く依存する。水平地盤反力係数の評価方法は, Vesic¹⁾, Francis²⁾が弾性論から, 地盤の変形係数と杭幅及び杭の曲げ剛性に依存する関数として提案している。また, 吉中³⁾は水平方向の平板載荷試験と弾性論に基づき, 杭の水平載荷試験結果との比較から, 地盤の変形係数と杭幅に依存する関数として提案している。杭幅の依存性は, 久保ら⁴⁾, 岡原ら⁵⁾, 中谷ら⁶⁾が水平載荷試験結果の逆解析から, 古関ら⁷⁾が三次元 FEM による解析結果から検討している。杭の水平変位に対する水平地盤反力係数の非線形性は, 岸田ら⁸⁾がバイリニアモデル, 神田ら⁹⁾, 関ら¹⁰⁾が双曲線モデル, 間瀬ら¹¹⁾が下負荷面モデルに基づき提案している。また, 一様地盤及び長い杭を仮定した弾性支承上の梁の理論から導かれる解析解(以下, Chang 式^{12), 13)}と呼ぶ)に基づき, 水平載荷試験結果の逆解析から評価した水平地盤反力係数 k_h の非線形性は, 杭体が弾性範囲内では地表面変位の 1/2 乗に反比例することが示されている¹⁴⁾。

一方, 各種設計指針類を見ると, 道路橋示方書¹⁵⁾及び鉄道構造物等設計標準¹⁶⁾には, 水平地盤反力係数を杭幅及び地盤の変形係数等から設定し, 線形またはバイリニア型のばねを用いる方法が示されている。建築基礎構造設計指針¹²⁾(以下, 指針)には, 地盤の変形係数と杭幅から算定される基準となる水平地盤反力係数(以下, 基準水

平地盤反力係数 k_{h0})と, 杭の無次元化水平変位に応じた非線形性を用いる方法が示されている。指針の基準水平地盤反力係数は, 地表面位置における杭の水平変位(以下, 基準変位)が 1cm 時の値であり, 非線形性は Fig.1 に示すように水平地盤反力が塑性水平地盤反力に達するまで, 変位が 0.1cm までは線形, 0.1cm 以降は変位の 1/2 乗に反比例する非線形で評価することが推奨されている。

地盤は微小ひずみから非線形化が進み破壊に至るため, 地盤反力-変位関係は PS 検層に基づく微小ひずみ時の初期剛性と, 強度定数(C , ϕ)に基づく極限地盤反力, 並びに両者を結ぶ非線形性を深さ毎に評価することが理想的である。しかし, 指針における水平地盤反力係数の非線形性は, Chang 式^{12), 13)}を用いた水平載荷試験の杭頭荷重-杭頭変位関係の逆解析から求められているため¹⁴⁾, 杭全長にわたり平均化された地盤の塑性状態を反映していることになる。

Fig.1 Evaluation of subgrade reaction coefficient based on recommendations for design of building foundations

* 日本大学生産工学部建築工学科 専任講師・博士(工学)

** 鹿島建設技術研究所都市防災環境グループ
グループ長・博士(工学)

Assist. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, College of Industrial Technology, Nihon University, Dr.Eng.
General Manager, Disaster Prevention and Wind Engineering Group, Kajima Technical Research Institute, Dr.Eng.

一方、基準水平地盤反力係数の算定式は、地盤の変形係数評価に孔内水平載荷試験結果を用いて誘導されている³⁾が、この変形係数 E_b を評価している地盤の圧縮ひずみ ε は数%のオーダーで試験毎に異なる。また、杭の水平載荷試験では、地盤内の応力や変位は杭径が大きいほど深度方向と杭前面方向に遠くまで伝わるため、杭径によって杭頭変位 1cm 時の杭前面地盤の平均的な水平方向圧縮ひずみは異なり、孔内水平載荷試験との対応は明確ではない。さらに、指針の水平地盤反力係数は、著者らの検討^{17),18)}により、小さめの値となることを確認している。この小さめの値は杭頭慣性力を対象とした場合には設計上安全側となるが、地盤変形を考えると地中部において危険側となるため、両者に適用するにはばらつきを狭めた上で平均的な値を設定する必要があると著者らは判断している。

古閑ら⁷⁾は、杭の一部を水平方向に押込んだ場合を対象に三次元 FEM 解析を行い、杭の水平地盤反力係数が杭水平変位よりも杭水平変位/杭径と高い相関があることを示している。また、著者らは砂質土に関しては N 値、粘性土に関しては一軸圧縮強さ q_u に基づき、杭の水平載荷試験における水平地盤反力係数と杭頭変位/杭径との相関を提示している^{17),18)}。

そこで本研究では、第 2 章で既往の孔内水平載荷試験結果から地盤のひずみレベルの影響を検討し、地盤の変形係数評価にせん断波速度を用いる方法を提案した。次に、第 3 章で既往の水平載荷試験結果を用いた Chang 式^{12),13)}に基づく逆解析結果から、大口径杭を含む水平地盤反力係数 k_h の基準変位、杭径及び地表面変位に対する依存性を検討した。さらに第 4 章、第 5 章で Chang 式を用いたシミュレーション解析と第 3 章までの結果を踏まえて大口径杭を含む水平地盤反力係数 k_h の設定方法を提案した。なお、本研究の内容は Chang 式に基づき逆算水平地盤反力係数 k_h を評価しているため、一様地盤中の杭頭自由条件の単杭において地盤変位の影響が小さい条件下で杭頭慣性力が作用した場合に適用できるものである。

2. 地盤のひずみレベルを考慮した地盤の変形係数評価

指針の水平地盤反力係数評価式に用いられる地盤の変形係数は、孔内水平載荷試験結果が基となっている。本章では、既往の孔内水平載荷試験結果から地盤のひずみレベルの影響を検討し、せん断波速度を用いて基準水平地盤反力係数を求める方法を提案する。

指針の水平抵抗算定式による評価では、単杭の基準水平地盤反力係数を(1)式で算定する。

$$k_{h0} = \alpha E_S \bar{B}^n \quad (1)$$

ここに、 k_{h0} ：基準水平地盤反力係数(kN/m³)、 α ：係数(80、粘性土の変形係数を N 値から算出する場合は 60)、 E_S ：地盤の変形係数(kN/m²)、 $\bar{B}$ ：無次元化杭径(杭径を cm で示した無次元数値)、 n ：杭径依存に関する指数で指針では $-3/4$ である。指針には、地盤の変形係数 E_S を N 値から評価する場合、(2)式が示されている。

$$E_S = 700N \quad (2)$$

ここに、 N ：N 値である。また、著者らはよりばらつきの小さな水平地盤反力係数を与える地盤の変形係数評価式として、砂質土では(3)式¹⁷⁾を、粘性土では N 値ではなく一軸圧縮強さ q_u (kN/m²)を用いた(4)式¹⁸⁾を提案している。

$$E_S = 700(N+3) \quad (3)$$

$$E_S = 50q_u \quad (4)$$

なお、(3)式は N 値 ≥ 3 の砂質土に用いることとしている。

Fig.2 に孔内水平載荷試験(LLT 試験)から求めた変形係数 E_b と N 値(半自動落下装置)及び一軸圧縮強さ q_u の関係を示す。同図には(2)~(4)式と最小二乗法によるデータ群毎の累乗近似式とその相関係数 R を併記した。Fig.2 より、一軸圧縮強さ q_u のデータは少なく判断し難いものの、 E_b と N 値の関係は大きくばらつくこと、このばらつきは粘性土でより顕著なこと、及び指針に用いられている(2)式は N 値が低い砂質土と粘性土で低めの値を与えるとともに傾きが異なることが分かる。

Fig.2 で使用した孔内水平載荷試験結果において、 E_b の評価に用いている孔壁位置の半径方向ひずみ ε_r ^{19),20)}と N 値及び一軸圧縮強さ q_u の関係を Fig.3 に示す。同図にはデータ群毎の平均値を破線で併記している。Fig.3 より、孔内水平載荷試験結果における地盤のひずみは N 値が小さい場合には 1 オーダーものばらつきがあり、これが Fig.2 で確認されたばらつきの一因と考えられる。

地盤のひずみを揃えた検討を行うには、孔内水平載荷試験と同じ条件下における地盤の変形係数のひずみ依存関係を用いる必要があるが、このような関係を検討した研究は見当たらない。そこで、孔内水平載荷試験から求まる半径方向ひずみと変形係数 E_b の関係と、既往の地盤の動的変形特性に用いられているひずみ依存曲線^{21)~23)}を比較して Fig.4 に示す。なお、文献²²⁾には平均と $\pm\sigma$ (σ ：標準偏差)の幅が示されているため、 $\pm\sigma$ の範囲を示した。縦軸は孔内水平載荷試験から求めた変形係数 E_b を、(5)式でせん断波速度から算出した初期変形係数 E_0 で除した剛性低下率 E_b/E_0 と、既往の動的変形

Fig.2 Relationships among N-value, q_u and E_b

Fig.3 Relationships among N-value, q_u and ε_r

Fig.4 Tendency of strain-dependent stiffness variations

試験から求めた剛性低下率 E_d/E_0 、横軸は孔内水平載荷試験から求めた半径方向ひずみ ε_r と動的変形試験の軸ひずみ ε_a とした。なお、PS 検層と孔内水平載荷試験を同一地点で実施しているデータが少ないため、せん断波速度は(6)、(7)式²⁴⁾及び(8)式²⁵⁾を用いて N 値、 q_u から推定した。(6)、(7)式の適用範囲を超える N 値 1 未満も外挿して用いた。なお、せん断波速度の推定式は種々提案されており、ばらつきも大きいので今後の検討結果は推定式に依存するが、パラメータが比較的少ない文献^{24)、25)}を採用した。

$$E_0 = 2G_0(1+\nu) = 2(1+\nu)\rho V_s^2 \quad (5)$$

$$(\text{砂質土}) \quad V_s = 80N^{1/3} \quad (6)$$

$$(\text{粘性土}) \quad V_s = 100N^{1/3} \quad (7)$$

$$(\text{粘性土}) \quad V_s = 134(q_u/98)^{0.443} \quad (8)$$

ここに、 G_0 ：初期せん断弾性係数(kN/m²)、 ν ：ポアソン比(0.5を仮定)、 V_s ：せん断波速度(m/s)、 ρ ：単位体積質量(砂質土：1.8t/m³、粘性土：1.5t/m³を仮定)、 q_u ：一軸圧縮強さ(kN/m²)である。また、既往の剛性低下曲線は、せん断弾性係数の低下率とせん断ひずみ γ の関係であるが、動的変形試験は基本的に飽和土の非排水試験であるため、Fig.4 には砂質土と粘性土のポアソン比を 0.5 と仮定してせん断ひずみ γ を軸ひずみ ε_a に変換して示している。なお、いずれの既往の関係も各文献で示されている試験データの範囲を超えた領域まで外挿している。Fig.4 より、孔内水平載荷試験から求めた剛性低下率 E_b/E_0 と半径方向ひずみ ε_r の関係には、ひずみが大きいほど剛性が低下する傾向が認められるが動的変形試験とは必ずしも一致していない。これは、孔内水平載荷試験の半径方向ひずみは載荷面近傍の局所的な地盤変形の影響を強く受け、動的変形試験のひずみとは定義が異なるためと判断される。

そこで、Fig.4 の最小二乗法によるデータ群毎の累乗近似式を用い、変形係数 E_b を Fig.3 に示した半径方向ひずみの平均値 3%相当の変形係数 E_b' に変換して Fig.5 に示す。Fig.5 には(5)～(8)式で算定した結果、最小二乗法でデータ群毎に N 値及び q_u を累乗近似した(9)～(11)式、 $-\sigma$ 、 $-\sigma/\sigma$ (標準偏差)の関係並びに(2)～(4)式の関係併記している。

$$(\text{砂質土}) \quad E_b' = 2160N^{0.63} \quad (9)$$

$$(\text{粘性土}) \quad E_b' = 2810N^{0.61} \quad (10)$$

$$(\text{粘性土}) \quad E_b' = 4400(q_u/98)^{0.94} \quad (11)$$

Fig.5 の関係は Fig.2 と比べて累乗近似式の相関係数 R が大きくなり、累乗近似式の傾きはせん断波速度から(6)～(8)式で求めた関係とほぼ一致している。また、データの中央付近で(9)～(11)式の傾きを(6)～(8)式に合わせたラインで比較した場合、(9)～(11)式の累乗近似式から求めた E_b' は、(6)～(8)式から得られる E_0 と比べて、砂質土で $E_0/17$ (N 値)、粘性土で $E_0/18$ (N 値)、 $E_0/18(q_u)$ に相当する。累乗近似式の $-\sigma$ 、 $-\sigma/\sigma$ の E_b' は、N 値を用いた場合は砂質土で $E_0/28$ 、 $E_0/46$ 、粘性土で $E_0/32$ 、 $E_0/59$ 、 q_u を用いた場合は $E_0/26$ 、 $E_0/37$ に相当する。動的変形試験から得られる地盤の剛性低下率は、同じひずみでは砂質土よりも粘性土の方が大きい^{21)～23)}が、この傾向は Fig.5 からは認められない。また、著者らが提案している(3)式¹⁷⁾、(4)式¹⁸⁾は、(9)、(11)式と比較して砂質土では N 値が 3～30 の範囲で、粘性土では幅広い q_u 値の範囲でほぼ同程度の変形係数を与える。

以上より、データ量やラインの引き方で変わる可能性があるものの、孔内水平載荷試験から推定される変形係数 E_b' はせん断波速度から求めた変形係数 E_0 を砂質土、粘性土ともに 1/18 程度に低下させることで平均的な評価が可能である。また、ばらつきを考慮して安

Fig.5 Relationships among N-value, q_u and E_b'

全側に評価(一)すると N 値を用いた場合は砂質土, 粘性土ともに $E_0/30$ 程度, q_u を用いた場合は $E_0/25$ 程度と判断される。

3. 水平載荷試験及び逆算 k_h の杭径依存性

水平載荷試験結果に対して Chang 式^{12),13)}に基づく杭頭荷重一杭頭変位関係の逆解析から逆算水平地盤反力係数 k_h を評価し, 基準水平地盤反力係数の設定方法とその評価に用いる基準変位, 杭径及び地表面変位に対する依存性について検討した。Table1 に対象とした水平載荷試験結果の一覧^{17),18)}を示す。なお, 文献 17), 18) からデータを見直しており, 両土質ともに 1 試験ずつ除外している。全て国内における杭頭拘束条件が自由な単杭である。H250 と $\phi 400 \sim 1100$ の 28 データ(以下, 小口径杭と定義)と $\phi 1200 \sim 3000 \text{ mm}$ と壁厚 600mm で壁幅 B2200 $\sim$ 6600mm の 11 データ(以下, 大口径杭と定義)を対象とした。なお, 杭の載荷試験結果及び地盤調査結果の数値が示されていない場合は, グラフから数値を読み取っている。

粘性土における試験には, 地盤の一軸圧縮強さが得られている試験結果を選定したが, 一部を除き N 値も得られている。Table1 の N 値, 一軸圧縮強さ q_u 及びせん断波速度 V_s は, 地表面から杭の特性値 β の逆数($1/\beta$)の範囲の平均値とした。杭の特性値 β は, Chang 式^{12),13)}を用いた収束計算により水平載荷試験の地表面変位 1cm 時の逆算水平地盤反力係数 k_h を求めて(12)式から算出した。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad (12)$$

ここに, k_h : 水平地盤反力係数(kN/m³), B : 杭径(m), E : 杭のヤング率(kN/m²), I : 杭の断面 2 次モーメント(m⁴)である。杭のヤング率や断面 2 次モーメントは各文献に記載されている値を用いた。ヤング率が文献に記載されていない場合, コンクリートは $2.05 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, 鋼材は $2.05 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ を仮定した。

なお, 地表面付近が比較的一様な地盤でせん断波速度を計測している水平載荷試験結果を確認できなかったため, 対象試験にはせん断波速度のデータがない。そこで, せん断波速度 V_s は各深度の N 値及び一軸圧縮強さ q_u から(6)～(8)式で算出した後, 平均している。

表層部の土質構成は比較的単純で, 平均 N 値が 3 $\sim$ 16 の比較的緩い砂質土, 平均一軸圧縮強さ q_u が 18 $\sim$ 234kN/m² 及び平均 N 値が 0

~ 5 の軟弱な粘性土で実施された試験結果が多い。ただし, 一部では地表から $1/\beta$ の範囲に砂質土では粘性土, 粘性土では砂質土を挟んでいる。そこで, 地盤の変形係数の評価では砂質土と粘性土の層厚毎にパターン分けをした。まず砂質土では, Fig.6 に示すように多くの地盤は深度 $1/\beta$ までの範囲に粘性土層を含まないパターン S I である。粘性土層厚の合計が $0.1/\beta$ 以下であるパターン S II では, 粘性土層の影響は小さいと判断して無視した。粘性土層厚の合計が $0.1/\beta \sim 0.33/\beta$ 程度あるパターン S III では, 粘性土も含めて変形係数を N 値から算出した。なお, 粘性土層厚の合計が $0.33/\beta$ 以上の場合には検討対象としていない。粘性土ではほとんどがパターン C I で, 一部で砂質土層厚が $0.1/\beta$ 以下のパターン C II があるが, 影響は小さいと判断して砂質土と同様に無視した。なおパターン C III はない。

Fig.7 に杭頭水平荷重と載荷点位置における杭水平変位の関係を砂質土と粘性土, 小口径杭(S1 $\sim$ 15, C1 $\sim$ 13)と大口径杭(S16 $\sim$ 22, C14 $\sim$ 17)に分けて示す。なお, 論文に杭頭水平荷重と載荷点位置における杭水平変位の関係が示されていない場合は後述する Chang 式で逆算した。以後の検討では, 文献内の記述を参考に杭体が弾性範囲内のデータを対象とするが, 水平載荷試験から杭体降伏の有無が明確でない場合, 後述の 4 章のシミュレーション解析結果を参考に弾性範囲内のデータのみを対象とした。

Chang 式^{12),13)}では, 杭の載荷点位置における変位 y_{top} (m)は(13)式で表される。なお, 全ての実験データは βL (β : 杭の特性値, L : 杭長)が 2.25 を上回るため, 十分に長い杭と判断され, 曲げ変形のみを考慮している Chang 式が適用可能であると判断した。

$$y_{top} = \frac{(1+\beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} H + \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} M_{top} \quad (13)$$

ここに, h : 地表面から載荷点までの距離(m), H : 載荷水平力(kN), M_{top} : 載荷点位置の曲げモーメント(kN $\cdot$ m)である。本研究で対象とした試験は杭頭自由条件であるため, M_{top} はゼロとし, (13)式で得られる杭の特性値 β を用いて(12)式から逆算 k_h を算出した。また, 地表面位置における杭変位 y (m)は(14)式で求める。

$$y = \frac{1+\beta(h+h_0)}{2EI\beta^3} H \quad (14)$$

ここに, $h_0=M_{top}/H=0$ である。指針の水平抵抗算定式では, 単杭の

基準水平地盤反力係数を(1)式で評価する。本章では、(1)式に用いる変形係数を 2 章の検討結果に基づき(15)式で算出した。また、表記を揃えるため、(1)式を(1')式に変えた。

E_S = E_0 / 18 (15)

k_{h0} = \alpha E_S (B / B_0)^n (1')

ここに、B_0 は 1.0cm である。E_0 は、(6)、(8)式で求めた Table1 に示すせん断波速度を用いて(5)式で算出した。

逆算 k_h を、指針の方法に従い(1') 式(地盤の変形係数 E_S は(2)式を使用、参考として(3)、(4)式も使用)から算定した推定 k_{h0} で除した逆

算 k_h / 推定 k_{h0} と、地表面位置の杭変位(以後、杭頭変位)の関係を砂質土と粘性土に分けて Fig.8 に示す。なお、N 値が 0.5 以下のデータは検討対象から除外した。同図には指針の水平地盤反力係数 k_h が杭頭変位の 1/2 乗に反比例する(16)、(17) 式の関係破線で、(18)式の最小二乗法による累乗近似線を実線で併記した。なお、(16)、(18)式は表記を揃えるため、指針の \bar{y} を y_0 = 1cm として y / y_0 に変えた。

(y > 0.1y_0) \quad k_h / k_{h0} = (y / y_0)^{-1/2} (16)

(y \leq 0.1y_0) \quad k_h / k_{h0} = 3.16 (17)

k_h / k_{h0} = a(y / y_0)^x (18)

Table 1 Outline of past horizontal load tests of single pile (a) Sandy soil deposit¹⁷⁾

No.	Pile			Ground properties			Pattern (Fig.6)	Bending moment data
	Diameter (mm)	Type	Length (m)	Soil type	N value ^(*)	Vs (m/s)		
S1	400	Concrete filling steel pipe	15.0	Fine sand	12	183	S I	
S2	508	Steel pipe	8.0	Sand with gravel	3	115	S III	
S3	508	Steel pipe	8.0	Sand with gravel	3	113	S III	
S4	600	Hybrid steel pipe with soil cement	24.1	Sand with gravel	5	137	S I	
S5	609.6	Steel pipe	14.7	Fine sand	5	137	S II	
S6	609.6	Steel pipe	12.6	Fine sand	5	137	S II	
S7	609.6	Steel pipe	24.0	Fine sand	12	178	S I	✓
S8	800	Hybrid steel pipe with soil cement	25.8	Sand	3	113	S I	
S9	800	Steel pipe	26.4	Fine sand	7	153	S III	
S10	914.4	Steel pipe	26.0	Sand	3	111	S I	✓
S11	914.4	Steel pipe	26.0	Sand	3	111	S I	✓
S12	914.4	Steel pipe	26.0	Sand	3	113	S I	
S13	1000	Steel pipe	46.0	Fine sand	10	158	S I	✓
S14	1072.2	Steel pipe	19.5	Sand	5	135	S I	
S15	1072.2	Steel pipe	19.5	Sand	5	135	S I	
S16	1200	Cast-in-place concrete pile	21.6	Fine sand	16	203	S I	✓
S17	2200	Cast-in-place concrete pile	40.0	Sand	5	133	S III	
S18	2200	Cast-in-place concrete pile	70.0	Sand	5	134	S III	
S19	3000	Cast-in-place concrete pile	70.0	Sand	6	144	S III	
S20	2200	Cast-in-place concrete pile with rectangular section (Short side width: 600mm)	19.7	Sand	9	167	S I	✓
S21	4400	Cast-in-place concrete pile with rectangular section (Short side width: 600mm)	19.7	Sand	9	166	S I	✓
S22	6600	Cast-in-place concrete pile with rectangular section (Short side width: 600mm)	19.7	Sand	9	166	S I	✓

(b) Cohesive soil deposit¹⁸⁾

No.	Pile			Ground properties			Pattern (Fig.6)	Bending moment data
	Diameter (mm)	Type	Length (m)	Soil type	q _u ^(*) (kN/m ²)	N value ^(*)		
C1	250	H-shaped steel pile	5.5	Loam	88	3	C I	✓
C2	400	PC	25	Clay	30	0	C I	
C3	400	Concrete filling steel pipe	18	Sandy silt	60	2	C I	
C4	400	Prestressed concrete pile	22	Loam	234	3	C I	
C5	600	PRC	18	Loam	24	0	C I	
C6	600	PC	10	Clayey silt	27	2	C I	
C7	600	SC	36	Silty clay	40	0	C I	
C8	609.6	Steel pipe	28.7	Peat	18	—	C I	✓
C9	609.6	Steel pipe	28.7	Peat	18	—	C I	
C10	609.6	Steel pipe	18	Loam	24	0	C I	✓
C11	1000	Steel pipe	17.5	Tuffaceous clay	57	5	C I	✓
C12	1000	Concrete filling steel pipe	23.5	Sandy silt	60	2	C I	✓
C13	1000	Concrete filling steel pipe	21	Sandy silt	60	2	C I	
C14	1524	Steel pipe	43	Clay	20	—	C II	
C15	1548	Cast-in-place concrete pile	30	Clay	65	1	C I	✓
C16	2000	Cast-in-place concrete pile	30	Clay	65	1	C I	
C17	2200	Cast-in-place concrete pile with rectangular section (Short side width: 600mm)	16.5	Loam	160	4	C I	

※) Average from 0m to 1/β m depth

Fig.6 Ground layer pattern

(a-1) Small diameter piles in sandy soil deposit

(a-2) Large diameter piles in sandy soil deposit

(b-1) Small diameter piles in cohesive soil deposit

(b-2) Large diameter piles in cohesive soil deposit
Fig.7 Relationships between horizontal load and horizontal displacement at pile head

ここに、 y ：杭頭変位、 y_0 ：基準変位(1cm)、 a ：係数、 x ：水平地盤反力係数の非線形性に関する指数である。Fig.8 に示すように、地盤の変形係数を(2)式の指針の方法で評価した場合、特に粘性土においてばらつきが非常に大きく、破線の評価線(指針)はデータの下限に近い。水平載荷試験データから(18)式で累乗近似すると a は 2.0, 3.8, x は -0.65 , -0.86 いずれも指針($a=1.0$, $x=-0.5$)より大きくなっている。一方、変形係数を(3), (4)式で評価すると、相関係数

が大きくなりばらつきが小さくなっていることが分かる。

逆算 k_h を、(1)' 式(地盤の変形係数 E_s は(15)式を使用)から算出した推定 k_{h0} で除した逆算 k_h /推定 k_{h0} と、杭頭変位の関係及び杭頭変位/杭径の関係を砂質土と粘性土に分けて Fig.9, 10 に示す。なお、(1)式では、指針の基準水平地盤反力係数は杭径の 3/4 乗に反比例する。これは吉中が行った水平方向の平板載荷試験結果³⁾に基づいている。指針の基になっている文献³⁾では直径 30cm の平板載荷試験を基準

として(1)式を導いているので、 $B=30\text{cm}$ では $\bar{B}^{-1/2}$, $\bar{B}^{-3/4}$, $\bar{B}^{-1}$ で水平地盤反力係数が同一となるようにすると、(19)～(24)式^{17),18)}となる。なお、(19)～(24)式は表記を揃えるため指針の $\bar{B}$ を $B_0=1\text{cm}$ として B/B_0 に変えている。Fig.9, 10 では杭径の依存性についても検討するため、推定 k_{h0} の評価にはこれらの式を用いた。

①砂質土の場合と粘性土で $E_s=700\text{N}$ 以外の場合

$$k_{h0}=34E_s(B/B_0)^{-1/2} \tag{19}$$

$$k_{h0}=80E_s(B/B_0)^{-3/4} \tag{20}$$

$$k_{h0}=187E_s(B/B_0)^{-1} \tag{21}$$

②粘性土で $E_s=700\text{N}$ の場合

$$k_{h0}=26E_s(B/B_0)^{-1/2} \tag{22}$$

$$k_{h0}=60E_s(B/B_0)^{-3/4} \tag{23}$$

$$k_{h0}=140E_s(B/B_0)^{-1} \tag{24}$$

ここに、 B_0 ：基準となる杭幅(1cm)で、 $\bar{B}=B/B_0$ である。

また、Fig.9 には(18)式、Fig.10 には下記の(25)式の最小二乗法による累乗近似式とその相関係数 R を併記した。

$$k_h/k_{h0}=a\{(y/B)/(y/B_0)\}^x \tag{25}$$

ここに、 a ：係数、 $(y/B)_0$ ：基準となる $y/B(=0.01)$ 、 x ：水平地盤反力係数の非線形性に関する係数である。指針では(18)式において $a=1.0$ 、 $x=-0.5$ であるが、水平載荷試験データから回帰すると(18)式では $a=0.94\sim1.75$ 、 $x=-0.55\sim-0.72$ 、(25)式では $a=0.91\sim1.97$ 、 $x=-0.44\sim-0.58$ である。

せん断波速度の実測値を用いていない影響も考えられるが、Fig.9, 10 より、地盤の変形係数を $E_s=E_0/18$ として推定 k_{h0} を算定した方が、Fig.8(a), (b)に示した指針の方法に比べて全体的にばらつきが小さい。基準変位を指針では $1\text{cm}^{12)}$ 、道路橋示方書では杭径の $1\%^{15)}$ としている。累乗近似式の杭径依存に関わる指数 n が大きくなるにつれて、杭頭変位 1cm または杭頭変位/杭径 1% 時の逆算 k_h /推定 k_{h0} の値は大きくなっている。累乗近似式の相関係数 R は、横軸を杭頭変位とした場合 $n=-1/2$ で、杭頭変位/杭径とした場合 $n=-1$ で最も高くなっている。また、横軸を杭頭変位とするよりも杭頭変位/杭径とする方が相関係数はやや高く、杭頭変位/杭径で評価する場合、杭径の 1 乗に反比例させた基準水平地盤反力係数を用いた評価が最もばらつきが小さくなる。指針の水平地盤反力係数は、杭頭水平変位の $1/2$ 乗に反比例する非線形で評価することが推奨されている。Fig.9, 10 に示した累乗近似式において水平地盤反力係数は杭頭変位または杭頭変位/杭径の $-0.44\sim-0.72$ 乗に依存し、砂質土と粘性土で大きな違いは認められない。

以上の結果より、最もばらつきの小さい条件は横軸が杭頭変位では杭径の $-1/2$ 乗、杭頭変位/杭径では杭径の -1 乗であり、いずれも傾きは -0.6 乗程度と指針よりも大きい。また、横軸を杭頭変位とした場合、概ね 1cm で、杭頭変位/杭径とした場合、概ね $0.03(3\%)$ で縦軸は 1.0 となる。

4. シミュレーション解析

Table1 に示す全ての試験を対象に、Chang 式によるシミュレーション解析を行った。解析条件は Table2 に示すように、Fig.8(a), (b)の条件(Case1)、Fig.8(c), (d)の条件(Case2)と、Fig.9, 10 で砂質土、粘性土ともにばらつきが小さかった杭頭変位で $(B/B_0)^{-1/2}$ (Case3)、杭頭変位/杭径で $(B/B_0)^{-1}$ (Case4)の 4 条件とした。水平地

盤反力係数 k_h の杭頭変位または杭頭変位/杭径の依存性は、Case1, 2 では(16), (17)式、Case3 では(18)式、Case4 では(25)式を用いた。Case3, 4 については、逆算 k_h /推定 k_{h0} がほぼ 1.0 を通るように、(18)式では $y_0=1\text{cm}$ 、(25)式では $(y/B)_0=0.03$ とし、係数 $a=1.0$ とした。また、指数 x は Fig.9, 10 より Case3, 4 とともに -0.6 とした。

解析結果の一例として、砂質土 2 試験(S11, S16)、粘性土 2 試験(C11, C15) の杭頭荷重と地表面変位及び地中部最大曲げモーメン

Table 2 Simulation condition

Case	E_s		$(B/B_0)^n$	K_{h0}	Ref. disp. at k_{h0}	k_h/k_{h0}	Legend of Fig.11
	Sandy soil	Cohesive soil					
1	700N		$n=-3/4$	Eq.(20)(23)	$y_0=1\text{cm}$	Eq.(16)(17)	---+---
2	700(N+3)	$50q_u$	$n=-3/4$	Eq.(20)	$y_0=1\text{cm}$	Eq.(16)(17)	---○---
3	$E_0/18$		$n=-1/2$	Eq.(19)	$y_0=1\text{cm}$	Eq.(18)	---△---
4	$E_0/18$		$n=-1$	Eq.(21)	$(y/B)_0=3\%$	Eq.(25)	---□---

Fig.11 Examples of simulation results

トの関係を Fig.11 に示す。同図には、杭が降伏した後の実測値も示しており、杭体が弾性範囲内を黒塗り(●), 降伏後を灰塗り(●)で表示した。杭の塑性化前は指針の方法(Case1) に比べて、せん断波速度を用いた方法(Case3, 4)は実測値と比較的良好な対応を示し、Case3, 4 に有意な差は認められない。

全ケースの解析結果の内、杭が弾性範囲内における杭頭変位と地中部最大曲げモーメント及びその発生深度の実測値と解析値の比較を Fig.12, 13 に示す。なお、地中部最大曲げモーメントは Table1 に示す砂質土 8 試験及び粘性土 6 試験で得られている。また、地中部最大曲げモーメント及びその発生深度の実測値は、全杭頭荷重で示されている訳ではないため、部分的にデータが抜けている。 $E_s=700N$ とした Case1 では杭頭変位のばらつきが非常に大きく、著者の既往の研究による提案^{17),18)}である Case2, せん断波速度を用い

た Case3, 4 ではばらつきは大きいものの、近似線の傾きは 1.0~1.1 と平均的に見れば解析値と実測値はほぼ対応している。また、Case1~4 の地中部最大曲げモーメントは、杭頭変位ほどのばらつきは認められず、回帰線の傾きはいずれも 0.9~1.1 である。一方、地中部最大曲げモーメント発生深度の解析値は、実測値に比べて Case1 ではばらつきが大きく平均的にはやや深め、Case2~4 では浅めになる傾向を示した。これは、Case1 では水平地盤反力係数を小さめに評価しているためと判断できる。また、Case2~4 で杭頭変位や地中部最大曲げモーメントが一致しているにもかかわらず地中部最大曲げモーメント発生深度が浅めになるのは、Chang 式では一様地盤が一様に剛性低下するからで、深部地盤の変形係数を過小評価しているためと判断される。

曲げモーメント分布の一例として、Fig.14 に S10 及び C11 の結

Fig.14 Examples of distribution of bending moment

果を示す。Case1 は Case2~4 と比べて地中部最大曲げモーメント発生深度が深くなり、それに伴って最大曲げモーメントも大きくなる傾向が認められる。一方、Case2~4 の最大曲げモーメントはほぼ同じであり、実測値に比べてやや過小評価となっている。

5. 評価法の提案

前章までの検討結果から、Chang 式に用いる地盤の変形係数と水平地盤反力係数の評価方法として、以下の 2 種類を提案する。

- ・地盤の変形係数 E_s (kN/m²) の評価方法

$$E_s = E_0 / 18 \quad (26)$$

ここに、 E_0 ：せん断波速度から求めた地盤の初期変形係数(kN/m²)である。

- ・水平地盤反力係数の評価方法

①方法 A

$$k_{h0} = 34E_s (B/B_0)^{-1/2} \quad (27)$$

$$k_h = k_{h0} (y/y_0)^{-0.6} \quad (28)$$

$$k_{h,max} = 18k_{h0} \quad (29)$$

②方法 B

$$k_{h0} = 187E_s (B/B_0)^{-1} \quad (30)$$

$$k_h = k_{h0} \{(y/B)/(y/B)_0\}^{-0.6} \quad (31)$$

$$k_{h,max} = 18k_{h0} \quad (32)$$

ここに、 k_{h0} ：基準水平地盤反力係数(基準変位(y_0 , $(y/B)_0$)時の水平地盤反力係数)、 y ：杭頭変位(cm)、 y_0 ：1cm、 B ：杭径(cm)、 B_0 ：1cm、 $(y/B)_0$ ：0.03、 $k_{h,max}$ ：最大水平地盤反力係数である。最大水平地盤反力係数は、地盤の初期変形係数 E_0 を用いた値とした。

逆算 k_h を、(28)、(29)式と(31)、(32)式(地盤の変形係数 E_s は(26)式を使用)から算出した推定 k_{h0} で除した逆算 k_h /推定 k_{h0} と杭頭変位の関係及び杭頭変位/杭径の関係を砂質土と粘性土を合わせて Fig.15 に示す。Fig.15 には、(28)、(29)式と(31)、(32)式に示した提案線を併記している。方法 A では基準変位 $y_0=1$ cm で、方法 B では基準変位 $(y/B)_0=0.03(3\%)$ で $k_h/k_{h0}=1.0$ となる関係になっており、実測値と広範囲にわたってよい対応を示している。また、本評価法は

Fig.15 Proposed lines of relation between k_h/k_{h0} and y/y_0 or $(y/B)/(y/B)_0$

砂質土と粘性土を区別する必要はない。

6. まとめ

本研究では、既往の孔内水平載荷試験から得られる変形係数とせん断波速度から得られる変形係数の比較から、地盤の変形係数算定にせん断波速度を用いる方法を提案した。さらに、杭頭自由条件の単杭の水平載荷試験結果に基づき、Chang 式^{12),13)}を用いた逆解析から逆算水平地盤反力係数を求め、大口径杭まで含めた水平地盤反力係数の設定方法を提案した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 孔内水平載荷試験から得られる変形係数 E_s は、地盤のひずみ依存性を考慮することで精度向上が図れ、せん断波速度から求める E_0 に対して 1/18 程度となる。
- 2) 基準変位が杭頭変位 1cm の場合、杭径依存性を $(B/B_0)^{-1/2}$ 、杭頭変位による非線形性を $(y/y_0)^{-0.6}$ としたケースでばらつきが小さな水平地盤反力係数～杭頭変位関係が得られた。一方、基準変位を杭頭変位/杭径の 3%とした場合、杭径依存性を $(B/B_0)^{-1}$ 、杭頭変位による非線形性を $\{(y/B)/(y/B)_0\}^{-0.6}$ としたケースでばらつきが小さな水平地盤反力係数～杭頭変位/杭径関係が得られた。しかし、両者の優劣は水平載荷試験データの分析からでは判断できない。
- 3) Chang 式による杭の水平抵抗評価に用いる水平地盤反力係数の算定にせん断波速度を用いる方法を提案した。この提案式を用いた杭頭自由条件の Chang 式によるシミュレーション解析

では、杭頭変位を平均的な値よりやや大きめに、地中部最大曲げモーメントをやや小さめに、さらに地中部最大曲げモーメント発生深度を浅めに評価する傾向がある。

- 4) 検討対象は杭頭自由条件に限られ、さらに上記傾向が有るが、地表付近の地盤がほぼ一様と見なせ、地盤変形の影響が小さく、杭が弾性範囲内の場合には、Chang 式は地盤の非線形挙動を考慮した杭の水平抵抗評価にも有用であることが示唆される。

なお、今後は杭頭固定条件や地盤変位の影響があるケースの適用性に加えて、一様でない地盤にも適用可能な梁ばねモデルとの対応を検討する予定である。また、杭の大口径化に伴い、曲げ変形のみでなくせん断変形を考慮した検討が必要であるが、これは今後の課題としたい。

謝辞

本研究を行うにあたり、実測データの提供にご協力頂いた東京ソイルリサーチの田部井哲夫氏、吉田正氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) A. B. Vesic: Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.87, No.EM2, pp.35-53, 1961.4
- 2) A. J. Francis: Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.1-32, 1964.5
- 3) Yoshinaka, R.: Coefficient of Subgrade Reaction Considering Scale effect, Technical Note of Public Works Research Institute, No.299 (in Japanese)
吉中竜之進：地盤反力係数と、その載荷幅による補正, 土木研究所資料, 第 299 号, 1967.7
- 4) Kubo, K.: A New Method for the Estimation of Lateral Resistance of Piles, Report of port and harbor technical research institute ministry of transportation, Vol.2, No.3, 1964.3 (in Japanese)
久保浩一：くいの横抵抗の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, Vol.2, No.3, 1964.3
- 5) Okahara, M., Takagi, S., Nakatani, S., Taguchi, K. and Sakamoto, A.: Investigation for Horizontal Resistance of Pile based on Horizontal Load Test Data, Technical Note of Public Works Research Institute, No.2721, 1989.1 (in Japanese)
岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 田口敬二, 坂本昭夫：載荷試験データによる杭の水平抵抗特性に関する調査, 土木研究所資料, 第 2721 号, 1989.1
- 6) Nakatani, S., Shirado, M., Kono, T., Nakamura, T., Nomura, T., Yokomaku, K. and Iochi, H.: Survey on horizontal resistance characteristics of piles based on loading test data, Technical Note of Public Works Research Institute, No.4136, 2009.3 (in Japanese)
中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 中村祐二, 野村朋之, 横幕清, 井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4136 号, 2009.3
- 7) Koseki, J., Kurachi, S. and Ogata, T.: Influence of Stress and Strain Level Dependency of Deformation Characteristics of Subsoil on Scale Effect of Subgrade Reaction Coefficient, The Foundation Engineering & Equipment, Vol.33, No.12, pp.26-29, 2005.12 (in Japanese)
古関潤一, 倉知慎直, 緒方辰男：地盤反力係数の寸法効果に及ぼす地盤変形特性の応力レベル依存性と非線形性の影響, 基礎工, Vol.33, No.12, pp.26-29, 2005.12
- 8) Kishida, H. and Nakai, S.: Analysis of a Laterally Loaded Pipe with Non-linear Subgrade Reaction, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.281, pp.41-55, 1979.7 (in Japanese)
岸田英明, 中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, No.281, pp.41-55, 1979.7
- 9) Koda, M., Takemura, J. and Kusakabe, O.: Modeling and Evaluation of p-y Curves of Single Pile in Sand, Journal of Japan Society of Civil Engineers, No.645/III-50, pp.191-207, 2000.3 (in Japanese)
神田政幸, 竹村次郎, 日下部治：砂地盤中の単杭の p-y 関係のモデル化, 土木学会論文集, No.645/III-50, pp.191-207, 2000.3
- 10) Seki, T., Motoi, Y., and Suzuki, N.: Modeling of Relationship between

Displacement and Subgrade Reaction for Analysis of Laterally Loaded Single Piles, Journal of Structural Engineering B, Architectural Institute of Japan, Vol.58B, pp.133-138, 2012.3 (in Japanese)

関崇夫, 元井康雄, 鈴木直子：単杭の水平抵抗解析に用いる地盤反力変位関係のモデル化, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.133-138, 2012.3

- 11) Mase, T. and Nakai, S.: Examination of Soil Spring Setting Method of Single Pile, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.77, No.680, pp.1527-1535, 2012.10 (in Japanese)
間瀬辰也, 中井正一：単杭の杭周地盤ばねの評価法に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 680 号, pp.1527-1535, 2012.10
- 12) Architectural Institute of Japan: Recommendations for Design of Building Foundations, pp.267-280, 2001.10 (in Japanese)
日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp.267-280, 2001.10
- 13) Y. L. Chang: Discussion on “Lateral Pile Loading Tests” by L. B. Feagin, A.S.C.E Transaction Vol.102, pp.272-278, 1937
- 14) Architectural Institute of Japan: Ultimate Strength and Deformation Capacity of Building in Seismic Design (1990), 164p, 1990.10 (in Japanese)
日本建築学会：建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能 (1990) , 164p, 1990.10
- 15) Japan Road Association: Specifications for Highway Bridges, Part IV Substructures, pp.284-287, 2012.3 (in Japanese)
日本道路協会：道路橋示方書, IV 下部構造編, pp.284-287, 2012.3
- 16) Railway technical research institute: Design Standards for Railway Structures and Commentary (Foundation Structure), pp.247-330, 2012.4 (in Japanese)
鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説, 基礎構造物, pp.247-330, 2012.4
- 17) Shimomura, S. and Suzuki, Y.: Coefficient of Subgrade Reaction Estimated from Horizontal Load Test Data of Single Piles with Wide range Diameter in Sand Deposit, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.22, No.52, pp.919-924, 2016.10 (in Japanese)
下村修一, 鈴木康嗣：広範囲な杭径の水平載荷試験結果に基づく砂質土地盤における単杭の水平地盤反力係数, 日本建築学会技術報告集, 第 22 巻, 第 52 号, pp.919-924, 2016.10
- 18) Shimomura, S. and Suzuki, Y.: Coefficient of Subgrade Reaction Estimated from Horizontal Load Test Data of Single Piles with Wide range Diameter in Cohesive Soil Deposit, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.23, No.53, pp.93-98, 2017.2 (in Japanese)
下村修一, 鈴木康嗣：広範囲な杭径の水平載荷試験結果に基づく粘性土地盤における単杭の水平地盤反力係数, 日本建築学会技術報告集, 第 23 巻, 第 53 号, pp.93-98, 2017.2
- 19) JGS 1531-2012: Pressuremeter test to evaluate index of the ground, Japanese Geotechnical Society, 2012
- 20) Tabei, T., Uchida, A., Kobayashi, H. and Hatanaka, M.: Strain Level of Deformation Modulus for Cohesive Soils Obtained by Soil Investigation, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure- I, pp.413-414, 2011.8 (in Japanese)
田部井哲夫, 内田明彦, 小林治男, 畑中宗憲：地盤調査から求めた粘性土地盤の変形係数とひずみレベル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.413-414, 2011.8
- 21) Koyamada, K., Miyamoto, Y. and Miura, K.: Nonlinear Property for Surface Strata from Natural Soil Samples, 38th Japan National Conference on Geotechnical Engineering, pp.2077-2078, 2003.7 (in Japanese)
古山田耕司, 宮本裕司, 三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp.2077-2078, 2003.7
- 22) Imazu, M. and Fukutake, K.: Dynamic Shear Modulus and Damping of Gravel Materials, 21th Japan National Conference on Geotechnical Engineering, pp.509-512, 1986.6 (in Japanese)
今津雅紀, 福武毅芳：砂礫材料の動的変形特性, 第 21 回土質工学研究発表会, pp.509-512, 1986.6
- 23) Hara, A.: Dynamic Characteristics of Soils and Response Analysis of Soil Deposits, Doctoral Thesis, University of Tokyo, 1980.12 (in Japanese)
原昭夫：土の動的変形特性と地盤の応答解析に関する研究, 東京大学学位論文, 1980.12
- 24) Japan Road Association: Specifications for Highway Bridges, Part V Seismic Design, pp.32-33, 2012.3 (in Japanese)
日本道路協会：道路橋示方書, V 耐震設計編, pp.32-33, 2012.3
- 25) Imai, T.: P- and S-Wave Velocities of the Ground in Japan, Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.257-260, 1977

HORIZONTAL RESISTANCE OF PILE EVALUATED BY CHANG'S FORMULA USING COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION CALCULATED FROM SHEAR WAVE VELOCITY

Shuichi SHIMOMURA and Yasutsugu SUZUKI***

* Assist. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, College of Industrial Technology, Nihon University, Dr.Eng.

** General Manager, Disaster Prevention and Wind Engineering Group, Kajima Technical Research Institute, Dr.Eng.

In seismic design of pile foundation by static stress analysis, a model in which a pile is a beam and the beam and the ground are connected by multiple springs (coefficient of subgrade reaction k_h) is used as a practical design. The stress and horizontal displacement of the piles obtained from this method strongly depends on the evaluation accuracy of the coefficient of subgrade reaction k_h as well as the specification section of the pile body. In this study, we propose a method to evaluate coefficient of subgrade reaction k_h based on shear wave velocity. We also propose a method to evaluate k_h from the inverse analyses based on the Chang's formula using the results of past horizontal loading test data of single piles with rotatable pile head condition including large diameter piles performed at in situ. The following conclusions are obtained.

(1) The deformation modulus E_b obtained from the pressuremeter test can be suppressed its variation by considering the strain dependency of the ground rigidity. E_b' is about 1/18 in sandy and cohesive soils, compared with E_0 obtained from shear wave velocity.

(2) In the case where the reference displacement is set to 1 cm for the displacement at pile head, the relationship between the coefficient of subgrade reaction and the pile head displacement with small variation can be obtained in the case where the pile diameter dependence is set to $(B/B_0)^{-1/2}$ and the nonlinearity due to the displacement at pile head is set to $(y/y_0)^{-0.6}$. On the other hand, when the reference displacement is set to 3% of the displacement at pile head / pile diameter, in the case where the pile diameter dependence is set to $(B/B_0)^{-1}$ and the nonlinearity due to the displacement at pile head is set to $\{(y/B)/(y/B_0)\}^{-0.6}$, small variation of relationship between coefficient of subgrade reaction and displacement at pile head / pile diameter is obtained. However, superiority and inferiority of both can not be judged only from analysis of horizontal load test data.

(3) A calculation method of the coefficient of subgrade reaction using shear wave velocity for evaluate horizontal resistance of piles by the Chang's formula is proposed. Comparing with the actual measured values under rotatable pile head condition, the simulation analysis values by the proposed method and the Chang's method show that the pile head displacement is slightly larger, the maximum bending moment is slightly smaller and the maximum bending moment generation depth is shallower.

(4) Although the subjects are for only the rotatable pile head condition and the above tendency is observed. But the Chang's formula is useful for evaluate the horizontal resistance of the elastic pile considering the nonlinear behavior of the ground if the ground near the ground surface can be regarded as almost uniform and the influence of the ground deformation is small.

(2017 年 3 月 10 日原稿受理, 2017 年 7 月 31 日採用決定)