

III-B8

杭の水平挙動と拡張変位法による解析

九州共立大学 正員 前田良刀

建設省 土木研究所 正員 木村嘉富

(株)建設技術研究所 松井謙二 坂田隆博 横田康行

1.はじめに

阪神大震災の経験により、道路橋においては「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料¹⁾（以後、復旧仕様）に準じて設計が行われている。この復旧仕様において、杭基礎の設計はフレームモデルで行うことになっている。一方、現行の道路橋示方書では杭基礎の設計は変位法で行うことになっているが、弾性解析法であるため、大変形領域に適用することには無理がある。そのため、大変形領域にも適用できる合理的な設計法が求められている。著者等は簡便なモデルとして、現行の変位法に杭頭に塑性ヒンジを考慮し、弾塑性挙動を表現する方法（拡張変位法）を提案してきている^{2),3)}。本文では水平方向地盤反力係数(k_H)の変位依存性について検討を行い、さらに、それを拡張変位法に取り入れ、復旧仕様のフレーム解と比較し、ほぼ満足する結果が得られたことを報告するものである。

2.水平方向地盤反力定数(k_H 値)の評価

一般に、水平方向地盤反力係数（以後、 k_H 値）は変位に伴い非線形的挙動を示す⁴⁾。そこで、ここでは場所打ち杭（単杭、杭径 $D=1.2\text{m}$ 、杭長 $L=30\text{m}$ ）をモデルに復旧仕様準じたフレームモデルを計算し、得られた荷重—変位関係から k_H 値を逆算することでその非線形性の評価を行った。また、 k_H 値は地盤の種類によってもその非線形特性が異なると考えられるため、砂($c=0\text{tf/m}^2, \phi=20^\circ$)、粘土($c=2.5\text{tf/m}^2, \phi=0^\circ$)、および中間土($c=2.5\text{tf/m}^2, \phi=20^\circ$)の3ケースについて考えている。

フレーム解による水平荷重 H —杭頭変位 δ_H の関係を図-1の細線に示す。また、図-2には、縦軸に逆算して得られた k_H 値を初期の k_H 値($=k_{Hd}$)除したものを、横軸に水平変位 δ_H を杭頭での受動土圧強度(p_0)で除したものの関係を示している。ここで、横軸の値についてであるが、復旧仕様によると水平地盤反力度の上限値は受動土圧強度となっている。すると、杭頭での水平地盤反力度が受動土圧強度に達したときには

$$k_{Hd} \cdot \delta_H = p_0 \quad \text{------(1)}$$

が成り立つ。これを少し変形すると、

$$\delta_H / p_0 = 1 / k_{Hd} \quad \text{------(2)}$$

が得られる。これは地盤の種類に係わらないため、結局、 k_H 値が低減しないための最大の変位 δ_e は

$$\delta_e = p_0 / k_{Hd} \quad \text{------(3)}$$

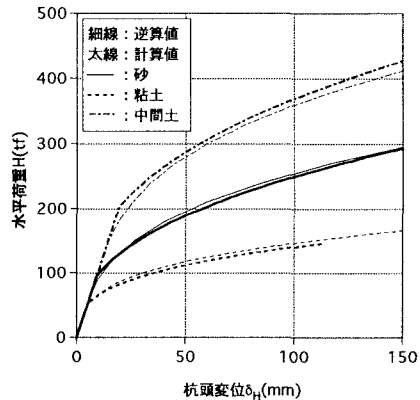
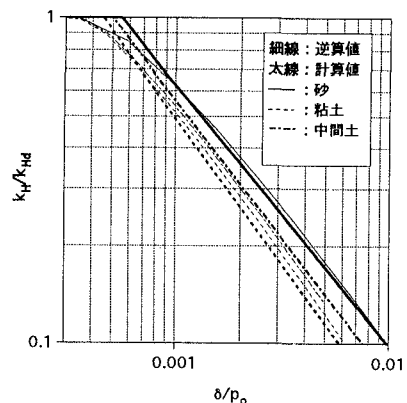
となる。

図-2から k_H 値の非線形性について次の関係式を考えて計算すると、図中の太線のような結果が得られた。

$$k_H = k_{Hd} (\delta_H / \delta_e)^n \quad \text{------(4)}$$

ただし、 $n=0.8$ (砂) , 0.9 (粘土) , 0.85 (中間土)

さらに、これから水平荷重 H —杭頭変位 δ_H の関係を求めると、図-1の太線に示すような結果が得られる。これを見るとフレーム解を式(4)からの計算値の結果は概ね一致しており、式(4)の仮定は妥当であると判断できる。

図-1 水平荷重 H —杭頭変位 δ_H の関係図-2 $\delta/p_0 - k_H/k_{Hd}$ の関係

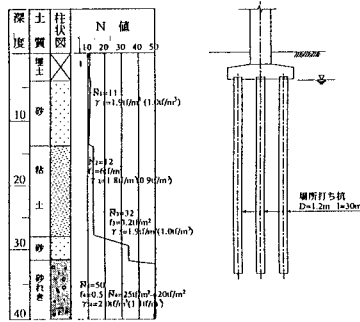


図-3 試算モデル（砂地盤）

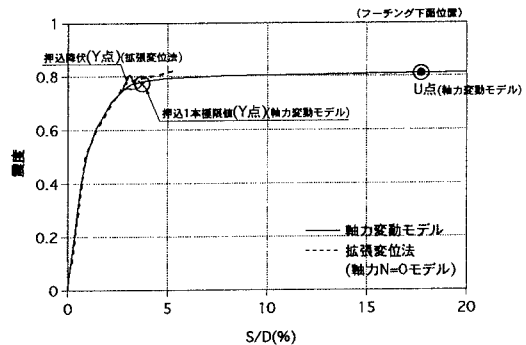


図-5 試算結果（砂地盤）

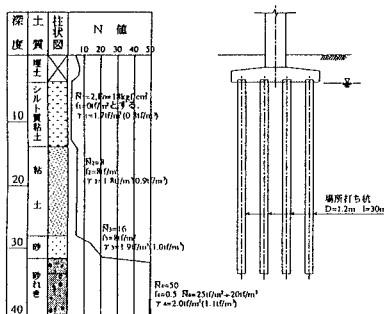


図-4 試算モデル（粘土地盤）

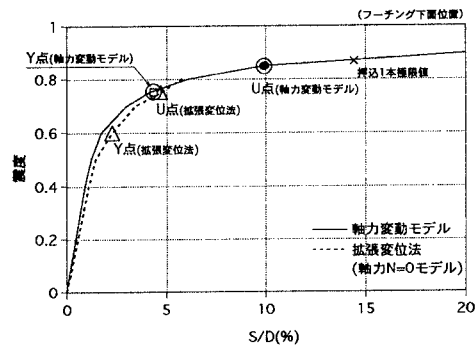


図-6 試算結果（粘土地盤）

3. 試算例

拡張変位法に上記の k_H 値の変位依存性を取り入れた杭基礎の安定計算の試算を行った。モデルは図-3,4に示すような場所打ち杭で、それぞれ砂地盤、粘土地盤に根入れされている。 k_H 値の取り扱いについてであるが、まず、式(3)より δe を求める($\delta e=10.49\text{mm}$)。その後、安定計算を行い、 $\delta_H > \delta e$ となった時点から式(4)により k_H 値を低減させ、再度安定計算を行い、得られた変位の誤差が5%以下になるまで繰り返し計算を行う。

試算結果を図-5,6に示す。図中、細い実線がフレーム解を、太い点線が拡張変位法の結果である。これを見ると両者はよく一致していることが分かる。また、○が降伏点を、●が終局点を示している。降伏の判定は、全杭が降伏モーメントに達するか、あるいは支持力が極限に達するかいずれかはやり方で決まるが、図-5の場合、拡張変位法、フレーム解ともに支持力で、図-6では杭体で降伏が決まっている。図-5で両者を比較すると、引張り支持力の極限值、押込み支持力の極限值ともにほぼ同じ位置で生じていることが分かる。また、図-6では拡張変位法の降伏震度はフレーム解の降伏震度よりすこし小さい結果となっている。これは拡張変位法における降伏モーメント M_y を軸力 $N=0$ のものを用いているためであると考えられる。

4. おわりに

今回、 k_H 値の変位依存性を拡張変位法に取り入れ、フレーム解との比較を行ったが、その結果、両者は良い一致を示すことが明らかになった。これにより、本方法は簡便モデルとして有効であると考えられる。今後は他の杭種（鋼管杭、PHC杭）などについても試算を行い、その妥当性を確認する予定である。

参考文献

1. 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料、(社)日本道路協会、1995.6.
2. 前田他：杭頭に塑性ヒンジを考慮した杭基礎の安定計算法、土木学会西部支部研究発表会講演概要集、1996.3.
3. 前田他：拡張した変位法による杭基礎の安定計算、第31回地盤工学研究発表会発表講演集、1996.7.
4. 例えば、杭基礎設計便覧、(社)日本道路協会、1992.