

（財）鉄道総合技術研究所 正会員 近藤政弘

同上 正会員 小阪拓哉

同上 正会員 棚村史郎

同上 正会員 西村昭彦

1. はじめに

鉄道構造物の基礎設計においては、基礎の変形性能を考慮する限界状態設計法が導入された¹⁾。杭基礎の変形性能は地盤反力と杭体の非線形特性に依存する。杭体の変形性能に期待する設計は被災後の補修等を考えると好ましいものではないが、設計条件によっては杭体の損傷を許容する場合も考えられる。この場合は杭体変形性能の算定が必要となり、これに関しては実験的な検討²⁾³⁾が特に近年多く行われているが、評価法の観点から論じたものは少ない。そこで、筆者らは算定に用いるせん断スパン比の評価を考察することとした。これまでは定量的に杭体変形性能を算定する必要はないため、その評価は簡易的に $1/2\beta$ （ β は杭の特性値）が用いられてきたが、この $1/2\beta$ が妥当かどうか杭体断面力分布から求まるせん断スパン比との比較を試みた。

2. 検討ケース

杭の断面力分布については、地盤条件のほかフーチング剛性、杭配置等が影響する。ここでは、骨組解析の結果得られるモーメント分布が反曲する（Aグループ）、反曲しない（Bグループ）2分類にわけて検討ケースを選定した。各ケースのフーチング剛性、杭の配列等を表1に示す。この表からあきらかなように、フーチング剛性が小さいもの、あるいは杭列が2列でフーチングの回転が大きいものは、モーメントが反曲しない分布となる。また杭の第1不動点距離 $1/\beta$ の値は、ほとんどのケースで4～6mであることがわかる。

3. せん断スパン比の考察

① 曲げモーメント分布から求まるせん断スパン比

せん断スパン比に用いるスパン長は、一般的に曲げモーメント分布の反曲点距離とすることが考えられる。これを求めるにあたり、まず曲げモーメント分布について考察する。A・Bグループの代表例として、A-1およびB-2の曲げモーメント分布（杭体降伏時）を図1および図2に示す。なお、限界状態設計法での解析手法（骨組解析）と

表1. 検討ケース

ケース	モーメント分布	フーチング剛性	杭配置	$1/\beta$ (m)	土質	構造型式
A-1	反曲する	大	2列	5.50	C	壁式橋脚
A-2			2列	5.80	C	壁式橋脚
A-3			3列	5.40	C	壁式橋脚
A-4			3列	4.75	S	壁式橋脚
A-5			3列	4.05	C	壁式橋脚
A-6			3列	2.50	C	壁式橋脚
A-7		小	4列	5.20	S	ハイルハント橋脚
B-1	反曲しない	大	2列	4.10	S	ハイルハント橋脚
B-2		小	2列	4.10	C	壁式橋脚
B-3			1列	4.20	C	ラーメン高架橋

土質区分：S 砂質土系地盤，C 粘性土系地盤

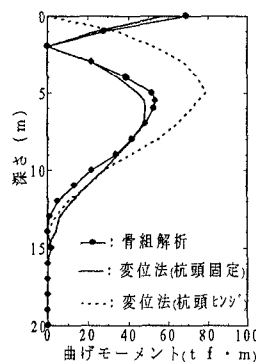


図1. A-1 曲げM分布

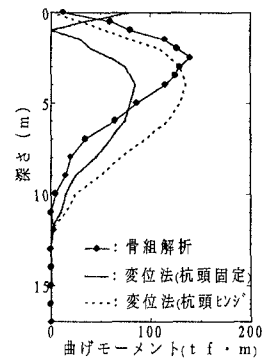


図2. B-2 曲げM分布

と従来の変位法による分布についても併せて示した。

キーワード：場所打ち杭、変形性能、じん性能、耐震設計、曲げモーメント

連絡先：（〒185東京都国分寺市光町2-8-38・TEL 0425-73-7262・FAX 0425-73-7248）

両者で曲げモーメント分布を比較すると、分布が反曲するA-1では変位法の杭頭固定の場合に近い形状、分布が反曲しないB-2では変位法の杭頭ヒンジの場合と近い形状を呈しており、杭頭拘束の影響が骨組解析において忠実に表わされていることがわかる。

② $1/2\beta$ との関係

第1不動点までの距離の半分 ($1/2\beta$) は、これまで簡易的にせん断スパン長として用いられている。この長さとは先ほどのモーメント分布から求まるせん断スパン長とを比較した。その結果を表2および図3、4に示す。なお、ここで第1不動点までの距離半分 $1/2\beta$ を l_{a1} 、曲げモーメント分布から算定した（杭頭～モーメント反曲点あるいは杭頭～モーメント最大点）せん断スパン長を l_{a2} としている。両者の比較について、Aグループ、Bグループとも l_{a1} ($1/2\beta$) が l_{a2} (M分布からの算定値) を若干上回る結果となるものの両者には大きな相違はないことがわかる。

③ 杭体変形性能の算定

杭体の変形性能を、空中にある

部材と同様の変形性能算定式⁴⁾を用いて算定することとし、せん断スパン比が先ほどの l_{a1} および l_{a2} それぞれの場合について算定した。Aグループ、Bグループより代表的なケースの結果を表3に示す。モーメント分布が反曲するA-1では、若干 l_{a1} 、 l_{a2} の差があるため変形性能の算定値が異なるものの、概ね変形性能（部材じん性能）の値は5程度となった。

3. おわりに

今回は、杭体変形性能の評価に用いるせん断スパン比について、①第1不動点 $1/\beta$ の半分の距離を用いた場合 ②曲げモーメント分布から算定した距離を用いた場合について算定を行った。両ケースについては大きな差はないが、簡易的な①の算定方法によるせん断スパン比を用いた場合は杭体変形性能をやや過大評価する傾向にあることがわかった。したがって、定量的に杭体変形性能を評価する場合は断面力分布を十分検討する必要があると考えられる。今後、杭体の変位分布からの検討も行っていく予定である。

<参考文献>1) 鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物），（財）鉄道総合技術研究所，H9. 3

2) 組杭の部材変形性能に関する実験的研究，石田・中野・木村・大越，土木学会第51回年次学術講演会，H8. 9

3) 高強度プレストレスコンクリート杭の変形性能，星限・大塚・津田・長屋 //

4) 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），（財）鉄道総合技術研究所，H4. 10

表2. せん断スパン長・比の算出

ケース	$1/\beta$ (m)	杭径 (m)	部材有効高さ (m)	せん断スパン長・比			
				① $1/2\beta$ より		② 曲げM分布より	
				l_{a1}	l_{a1}/d	l_{a2}	l_{a2}/d
A-1	5.50	1.00	0.80	2.75	3.44	2.00	2.50
A-2	5.80	1.20	0.96	2.90	3.02	2.20	2.29
A-3	5.40	1.20	0.96	2.70	2.81	2.10	2.19
A-4	4.75	1.20	0.96	2.38	2.47	1.80	1.88
A-5	4.05	1.00	0.80	2.03	2.53	2.00	2.50
A-6	2.50	1.00	0.80	1.25	1.56	1.50	1.88
A-7	5.20	1.20	0.96	2.60	2.71	3.10	3.23
B-1	4.10	1.50	1.20	2.05	1.71	1.00	0.83
B-2	4.65	1.20	0.96	2.33	2.42	2.30	2.40
B-3	4.20	1.00	0.80	2.10	2.63	2.00	2.50

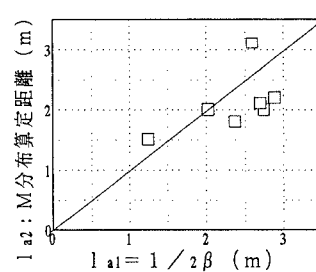


図3. l_{a1} と l_{a2} (Aグループ)

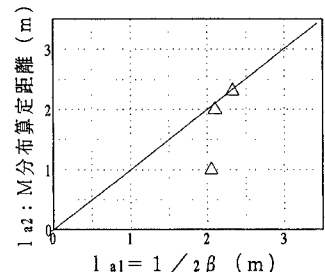


図4. l_{a1} と l_{a2} (Bグループ)

表3. 杭体変形性能の算定

ケース	杭径 (m)	主鉄筋	帯鉄筋 (2D区間)	Mud (tf・m)	Vyd (tf)	l_{a1} (cm)	l_{a1}/d	変形性能 μ
A-1	1.0	D25-24	D13-100	111.06	74.21	① 275	3.64	7.4
						② 200	2.65	4.9
B-2	1.2	D32-26	D16-125	234.70	125.65	① 232	2.57	5.0
						② 230	2.40	4.9