

パネル式杭基礎擁壁とその防潮堤への適用可能性

豊橋技術科学大学 学生会員 ○小野正 鈴木恒太
正会員 三浦均也 松田達也

1. はじめに

近年、さまざまな種類の擁壁が普及しており、コンクリート製の重力式擁壁や補強材を用いた補強土壁が多く用いられている。しかし、これらの擁壁には共通する課題があり、擁壁を設置する際に、既設の盛土や地山を一時的に切り崩す必要に迫られるということである。このことにより地山が有している、あるいは既設の盛土が年数を経て獲得した土体の一体性が切り崩しによって失われてしまう。このような擁壁背後地盤の切り崩しとそれに伴うせん断強度の低下は擁壁に作用する土圧を増大させるので擁壁を不安定にし、同時に工事の専有面積を広くして土工量を増大させることになっている。

一方で杭基礎を用いる擁壁は、既設の盛土内や切土内に擁壁を、背後地盤の乱れを最小限に抑えながら建設することを可能にするため背後地盤の安定化、擁壁に作用する土圧の低減、土工量の縮減が期待できる。また、杭基礎擁壁は、省スペースで自由な線形で建設が可能なことや、維持管理も容易であることから、防潮壁として採用することも出来る。既存の防潮堤の高さでは想定する津波高には対応できないような場所において、杭基礎擁壁を設置することでこれらの防潮堤が抱える問題の一部を解消することができると考えられる¹⁾。

本研究では、通常の杭基礎パネル擁壁の場合と防潮壁の場合の2ケースについてのたわみ解析を実施し、杭長の決定を含む構造設計手法を検討するとともに、杭基礎パネル擁壁の適用範囲について検討する。

2. 擁壁の構成

図1は擁壁を構成する杭-支柱一体構造と壁面パネルを示している。支柱にはH型鋼を採用しており、杭-支柱一体構造には、図2のように種々の組み合わせが可能である。壁高が低く地盤が比較的良い(N値が高い)場合には杭と支柱を

一本のH型鋼とすることができる; H, HM。一方、壁高が高く地盤が比較的良くない(N値が低い)場合には、打設した鋼管杭にH型鋼支柱を差し込む形式とすることが可能である。擁壁の設計では、杭に支柱を差し込む形式、防潮堤の設計では、N値の高い地盤を想定し、H型鋼一本での形式での計算をした。

3. 擁壁・防潮堤の試設計

著者らはこれまでに、応答関数法を用いた横荷重を受けるたわみ解析手法を提案し、看板、擁壁などの設計に適用してきた²⁾。本研究ではこの解析手法によって有限長杭のたわみ解析を実施する。擁壁のケースについては、壁高を $H=1\sim7\text{m}$ まで1mごとにパラメトリックに変化させた。裏込め土は砂質土($\gamma=19\text{kN/m}^3$, $c=0$, $\phi=30^\circ$)を想定し、上載荷重を $q=10\text{kN/m}^2$ とした。壁面に作用する土圧はCoulombの土圧論により主働土圧として算定し、壁面摩擦角は $\delta=2\phi/3$ とした。支柱間隔は $B=1.5, 2.25, 3.0\text{m}$ の3通り、地盤の特性はN値が3, 5, 10の3通りを条件とした。また、防潮壁のケースについては、朝倉らの研究成果³⁾に基づき、波圧算定に $P=3\rho g\eta$ を用いて水圧を算定し、進行波の高さを壁面の高さと同様と考え、支柱間隔は $B=1.5, 2.25, 3.0\text{m}$ の3通り、N値30で計算を行った。

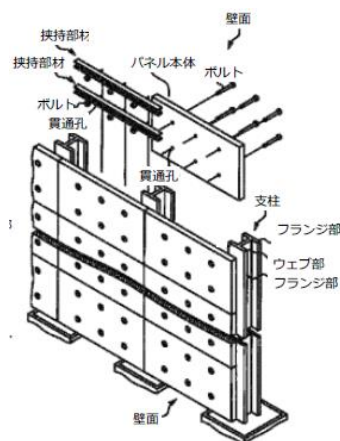


図1 擁壁の構成

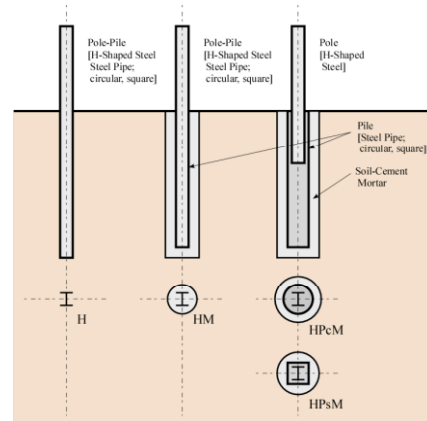


図2 支柱-杭一体構造の種類

表 1 杭頭荷重, 支柱杭断面および決定した杭長

壁高, H (m)		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
杭間隔, B(m)		3.00				
杭頭荷重	M (kNm)	6.845	37.996	109.377	236.914	436.531
	Q (kN)	16.344	48.612	96.805	160.923	240.965
	F (kN)	12.949	24.693	42.234	65.571	94.704
支柱	H形鋼	H 100	H 200	H 300	H 350	H 414
	MaL(kNm)	8.06	55.26	163.31	284.93	583
杭	角形鋼管	Ps 250	Ps 350	Ps 450	Ps 500	Ps 600
	MaL(kNm)	160.73	386.84	750.30	948.86	1415.97
	δ t(cm)	29.09	43.58	56.09	67.76	83.35
	δ o(cm)	11.47	17.34	22.38	24.99	29.82
	L	1.20	2.55	4.10	6.30	8.45
	zmax	0.27	0.61	1.01	1.58	2.11
	Mmax	8.98	52.14	155.97	357.39	675.41

表 2 防潮堤における杭頭荷重, 支柱断面および決定した杭長

壁高, H (m)		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
杭間隔, B(m)		3.00				
杭頭荷重	M (kNm)	34.323	274.586	926.728	2196.690	4290.409
	Q (kN)	73.550	294.200	661.949	1176.798	1838.747
	F (kN)	4.000	8.000	12.000	16.000	20.000
支柱	H形鋼	H 150	H 350	H 498	H 498	
	MaS(kNm)	36.48	427.40	2440.18	2440.18	
杭	H形鋼	H 150	H 350	H 498	H 498	
	MaS(kNm)	45.43	478.15	2512.49	2512.49	
	δ t(cm)	2.43	4.81	5.42		
	δ o(cm)	0.73	1.73	2.14		
	L	1.50	2.85	5.30		
	zmax	0.31	0.63	1.23		
	Mmax	44.93	362.44	1310.55		

4. 結果と考察

表 3 に, 算出された杭頭荷重, 支柱・杭断面およびたわみ解析によって算出された杭長を示す。壁高 6, 7m においては, 杭長を長くしても杭頭変位を設計条件とした杭径の 5%以下に出来ないケースが生じた。壁高が高くなると杭長が決定できないケースが増えるが, これは杭断面をさらに一回り大きくすることによって対応することが可能であるが, 本研究ではそのような計算は割愛した。図 3 に杭間隔 $B=3.0m$ における異なる N 値の計算結果をすべてグラフに示している。この図より, N 値が大きくなると地盤の反力係数が上がるので必要杭長は短くなり, N 値が 3 から 10 に増大すると必要杭長は半分以下に抑えられることが確認できた。このことより, 杭式擁壁の設計では, 地盤条件を適切に評価することが重要であることがわかった。

続いて, 表 2 に防潮堤についての支柱間隔が 3.0m の計算結果を代表例として示す。杭頭に作用する軸力 F は壁高 H にほぼ比例して増加し, せん断力 Q は壁高 H のほぼ累乗に, 曲げモーメント M は壁高 H の 4 乗に比例して増大することが分かる。表より, 壁高 4m においては杭長を長くしても杭頭変位を杭径の 5%以下に出来ない結果となった。また壁高を 5m にすると既製品の H 型鋼では曲げモーメントに

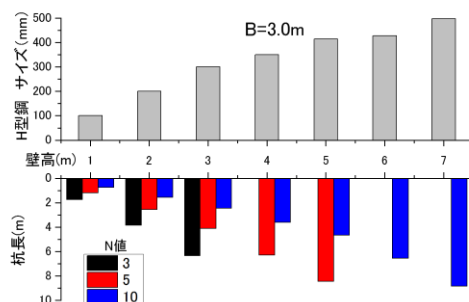


図 3 擁壁における計算結果

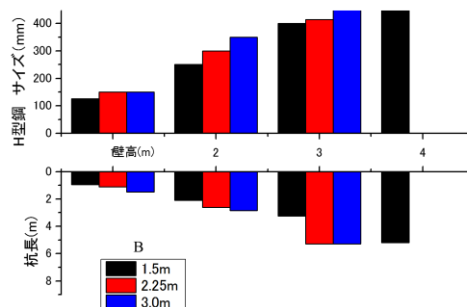


図 4 防潮壁における計算結果

耐えられないことが確認できた。図 4 に支柱間隔 1.5m, 2.25m, 3.0m の計算結果のグラフを示す。

このグラフより, 支柱間隔が広くなると支柱一本あたりに作用するモーメントは大きくなり, 杭長が長くなることが確認できた。支柱間隔が 1.5m の場合においては壁高 4m まで構築可能であるが, 支柱間隔が広くなると 4m 以上の壁面の構築は難しい結果となった。これらの結果より, 構築可能な高さに限界があるが, 現在, 既存の防潮堤において, 想定される津波高に, 堤防高が 1~3m ほど不足しているような場所における適用が効果的であると考えられる。

5. おわりに

パネル杭基礎擁壁の適用限界を明らかにするとともに, その防潮堤への適用可能性について試算して検討した。今後は設計法, 施工法についても検討を進める予定である。

【参考文献】

- 1) 三浦ら：切削式杭基礎パネル擁壁の構造と施工法および設計試算による適用性の検討, 地盤工学会中部支部, 地盤工学シンポジウム, 2018
- 2) 高木ら：地盤反力の非線形性を考慮した横荷重を受ける杭のたわみ解析, 地盤工学会中部支部, 地盤工学シンポジウム, 2015
- 3) 朝倉ら：護岸の津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 47 巻(2000), pp991-995