

レベル1地震動に対する斜め控え支持杭式矢板岸壁 の耐震性能照査用震度の設定手法

中央復建コンサルタンツ(株) ○ 小 田 隼 也
神戸大学 長 尾 毅

論 文 要 旨

矢板式岸壁は、前面の矢板壁と背面の控え工をタイ材で結合した構造が一般的である。控え工には直杭や組杭が用いられることが多いが、いずれも設計計算上は、控え杭を十分強固な工学的基盤に根入れする必要がない。巨大地震作用時には工学的基盤より上の地盤は軟弱化するため、控え杭自体が海側に変形し、十分な耐震性が発揮できない。このような従来構造の問題点を解決するものとして、控え杭を組杭における押込杭のみとし、工学的基盤に根入れした斜め控え支持杭式がある。本研究では、控え直杭式および斜め控え支持杭式を対象に二次元地震応答解析を行い、両者の耐震性能の違いを検討した。さらに、L1地震動に対する斜め控え支持杭式の耐震性能照査用震度の設定手法を提案した。

キーワード：控え杭，変位，耐震設計，照査用震度，斜め控え支持杭式矢板岸壁

ま え が き

港湾構造物の主要な施設である岸壁には様々な種類があり、代表的なものに重力式岸壁、矢板式岸壁がある。矢板式岸壁は、前面の矢板壁と背面の控え工をタイ材で結合した構造が一般的であり、重力式岸壁のように壁体重量を大きくすることはないため、主に軟弱地盤に適した構造である。控え工には直杭や組杭が用いられることが多いが、組杭は構造が複雑であり、工費も直杭と比較すると高いため採用例は少ない。

矢板式岸壁の水平荷重への抵抗メカニズムは、控え工の種類により異なる。直杭は、杭の曲げ剛性と地盤反力で抵抗する¹⁾。巨大地震作用時には杭前面の地盤は軟弱化するため、地盤反力は地震前と比べて大幅に低下する。さらに、港湾基準²⁾に準拠すると、設計計算上は、控え杭を十分強固な工学的基盤に根入れする必要はなく、巨大地震作用時には軟弱化した地盤のみに支えられることになる。このため、控え工自体が海側へ変形し、十分な耐震性が発揮できない。一方で、組杭は、杭頭に作用した水平荷重を杭軸方向の荷重に変換し、基本的には杭の軸力によって抵抗する¹⁾。ただし、組杭についても、設計計算上は、控え杭を工学的基盤に根入れする必要はないため、地盤が軟弱化すると杭の先端支持力や周面摩擦力が低下し、十分な耐震性が発揮できない。ここで、矢板式岸壁の海側への変位により押し込まれる側を押込杭、引き抜かれる側を引抜杭と呼ぶ。

従来構造の問題点を解決する新たな構造形式として、控え工を組杭における押込杭のみとし、工学的基盤に根入れ

した斜め控え支持杭式矢板岸壁がある。押込杭が工学的基盤に根入れされていない場合は、直杭と比べて水平荷重に対する抵抗性能が劣ることが指摘されている³⁾。引抜杭は、それが工学的基盤に根入れされていたとしても、地盤が軟弱化した場合には工学的基盤における引抜抵抗しか期待できず、工費の増加に見合った耐震性の向上が見込めない。

長尾ら⁴⁾は、従来の控え直杭式や控え組杭式について、L1地震動に対する照査用震度の算定手法を示し、港湾基準²⁾でも採用されている。これ以降、長尾ら⁴⁾の研究を既往研究と呼ぶ。同手法では、まず工学的基盤におけるレベル1地震動を設定し、これを入力地震動とした一次元地震応答解析により、背後地盤における地表面の加速度時刻歴を算定する。次に、得られた加速度時刻歴をフーリエ変換し、地表面における加速度スペクトルを求め、これに対して周波数特性を勘案したフィルター処理を行う。ここで用いるフィルターは、周波数の異なる複数の正弦波に対して実施した2次元地震応答解析の結果より、岸壁天端の水平残留変位が目標値となるような自由地盤地表面における加速度最大値を求めたものである。つまり、地震動を構成する各周波数成分の波の岸壁の変形への寄与を評価したものである。よって、フィルター処理後のスペクトルは、一様変形スペクトルとなるため、フーリエ逆変換後に得られる加速度最大値が周波数に関係なく一定の変形量と対応付けられる。ここで、岸壁は大きい周波数帯では変形しにくく、小さい周波数帯では変形しやすい。このため、フィルターは1 Hz以下の領域でフラット、1 Hz以上で急激に減

衰する値を持つように、式(1)~(3)により設定できる。式(3)により得られる b 値は、1 Hz 以下の領域におけるフラットな部分の値を示す。

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq 1.0 \text{ Hz}) \\ \frac{b}{1 - \{g(f)\}^2 + c_1 g(f)i} & (f > 1.0 \text{ Hz}) \end{cases} \quad (1)$$

$$g(f) = 0.34(f - 1.0) \quad (2)$$

$$b = c_2 \frac{H}{H_R} + c_3 \frac{T_b}{T_{bR}} + c_4 \frac{T_u}{T_{uR}} + c_5 \quad (3)$$

ここに、

- f : 周波数(Hz)
- i : 虚数単位
- H : 壁高(m)
- H_R : 基準壁高(=15.00 m)
- T_b : 背後地盤の初期固有周期(s)
- T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期(=0.80 s)
- T_u : 海底面下の地盤の初期固有周期(s)
- T_{uR} : 海底面下の地盤の基準初期固有周期(=0.40 s)
- $c_1 \sim c_5$: 定数で、以下のとおり
 $c_1=11.0, c_2=2.25, c_3=-0.88, c_4=0.96$
 $c_5=-0.96$ (控え直杭式), -0.76 (控え組杭式)

本研究では、斜め控え支持杭式を対象として、既往研究と同じ複数の正弦波を用いた 2 次元地震応答解析を行い、矢板壁天端の残留変形量が 20 cm となるときの変幅レベルを探索した。本構造は、控え杭の傾斜角が岸壁の変形量に影響を及ぼすため、傾斜角を 0 度から 30 度まで 10 度刻みで変化させた。また、既往研究との比較を行うために、控え直杭式も対象とした。そして、同解析で得られた両構造形式の b 値に基づいて、L1 地震動に対する斜め控え支持杭式の耐震性能照査用震度の設定手法を提案した。

1. 方法

(1) 解析概要

解析には、非線形地震応答解析コード FLIP^{5),6)} を使用した。矢板式岸壁に関して被災事例の再現性の実績があり^{7),8)}、実務においても広く用いられている。

地震動が作用する前の段階で、矢板や控え杭、タイ材に生じる初期応力状態を再現するために、標準的な 4 段階解析法(初期自重解析 3 段階+動的解析)とした⁹⁾。

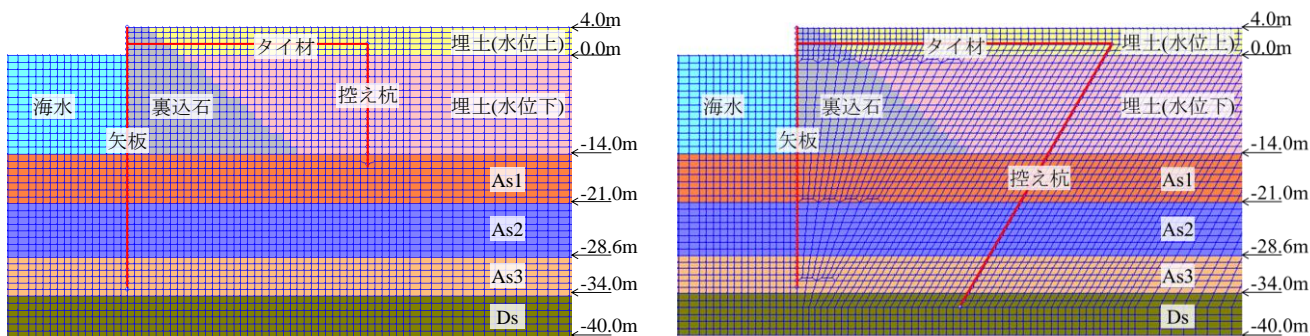
矢板壁と控え杭は、バイリニアモデルによる非線形はり要素とした。タイ材は、非線形ばね要素とし、引張には抵抗、圧縮には無抵抗となるように設定した。

(2) 解析条件

岸壁水深 h は 10, 12, 14 m, 照査用震度 k_h は 0.15, 0.20, 0.25 を対象とした。構造形式は、控え直杭式と斜め控え支持杭式であり、後者は控え杭の傾斜角 θ を 0 度から 30 度まで 10 度刻みに変化させた 4 種類を対象とした。 $\theta=0^\circ$ の控え杭は直杭であるが、工学的基盤に根入れする点が従来の控え直杭式とは異なる。このため、控え杭を工学的基盤に根入れしない構造を控え直杭式、工学的基盤に根入れする構造を斜め控え支持杭式 $\theta=0^\circ$ として区別する。両構造形式の解析モデルの例を図-1に示す。

地盤条件を表-1に示す。地盤の固有周期 T は、緩い地盤(第III種地盤相当)で 1.2 秒、締まった地盤(第I種地盤相当)で 0.6 秒、その中間の地盤(第II種地盤相当)で 0.8 秒の 3 種類を設定した。地盤の物性値は、FLIP における標準的な方法¹⁰⁾に従って設定した。L1 地震動に対する検討であることを踏まえ、液状化パラメータは考慮していない。

構造諸元を表-2に示す。控え直杭式は、港湾基準²⁾に準拠して、設定した照査用震度に対して構造諸元を決定した。斜め控え支持杭式についても同じ手法で構造諸元を決定したが、控え杭の根入れ長は設計上必要とされる長さではなく、工学的基盤に根入れできる長さとした。



(a) 控え直杭式 ($h=14 \text{ m}, k_h=0.25, T=0.8 \text{ s}$)

(b) 斜め控え支持杭式 ($h=14 \text{ m}, k_h=0.25, T=0.8 \text{ s}, \theta=30^\circ$)

図-1 解析モデル

表-1 地盤条件

地盤固有周期(s)	土層区分	湿潤密度(t/m ³)	基準有効拘束圧(kN/m ²)	基準初期せん断剛性(kN/m ²)	基準初期体積剛性(kN/m ²)	粘着力(kN/m ²)	内部摩擦角(°)	最大減衰
0.6	埋土(水位上)	1.83	98.0	52,220	136,200	0	38.8	0.24
	埋土(水位下)	2.04	98.0	52,220	136,200	0	38.8	0.24
	As1	2.04	98.0	66,100	172,400	0	39.3	0.24
	As2	2.04	98.0	98,740	257,500	0	40.5	0.24
	As3	2.04	98.0	148,720	387,800	0	42.4	0.24
	Ds	2.04	98.0	183,600	478,800	0	43.7	0.24
0.8	埋土(水位上)	1.83	98.0	45,900	119,700	0	38.6	0.24
	埋土(水位下)	2.04	98.0	45,900	119,700	0	38.6	0.24
	As1	2.04	98.0	29,380	76,600	0	37.9	0.24
	As2	2.04	98.0	45,900	119,700	0	38.6	0.24
	As3	2.04	98.0	98,740	257,500	0	40.5	0.24
	Ds	2.04	98.0	183,600	478,800	0	43.7	0.24
1.2	埋土(水位上)	1.83	98.0	25,590	66,700	0	37.8	0.24
	埋土(水位下)	2.04	98.0	25,590	66,700	0	37.8	0.24
	As1	2.04	98.0	25,130	65,500	0	37.8	0.24
	As2	2.04	98.0	29,380	76,600	0	37.9	0.24
	As3	2.04	98.0	38,850	101,300	0	38.3	0.24
	Ds	2.04	98.0	183,600	478,800	0	43.7	0.24
共通材料	裏込石	2.04	98.0	180,000	469,400	20	35	0.24

表-2 構造諸元

水深(m)	照査用震度	地盤固有周期(s)	矢板			タイ材			控え杭			
			曲げ剛性(kNm ² /m)	全塑性モーメント(kNm/m)	根入長(m)	材質	断面積(m ² /m)	長さ(m) ^{※1}	曲げ剛性(kNm ² /m) ^{※1}	全塑性モーメント(kNm/m) ^{※1}	直杭の下端標高(m) ^{※2}	
10.0	0.15	0.6	440,222	1,573	12.1	HT690	1,140	16~21	62,110~95,264	354~573	-8.9	
		0.8			12.1			17~23	70,554~103,296	408~629	-9.9	
		1.2			12.1			19~27	108,305~166,797	506~815	-12.9	
	0.20	0.6	509,736	1,852	12.6	HT690	1,260	18~24	78,894~152,400	462~737	-9.4	
		0.8			12.6			19~26	87,131~166,797	517~815	-10.9	
		1.2			13.1			22~31	137,854~244,110	659~995	-14.4	
	0.25	0.6	711,655	2,285	13.6	HT690	1,511	22~29	125,846~222,846	602~908	-10.4	
		0.8			19.1			24~32	139,125~244,074	673~1,004	-11.9	
		1.2			21.6			29~40	222,846~366,902	908~1,303	-15.9	
	12.0	0.15	0.6	711,655	2,285	13.6	HT690	1,265	18~24	98,871~179,822	462~719	-9.9
			0.8			13.6			19~26	122,428~201,429	531~813	-10.9
			1.2			13.6			22~30	152,268~265,115	744~1,102	-15.4
0.20		0.6	959,765	2,762	14.6	HT690	1,702	22~29	165,413~278,231	661~972	-10.9	
		0.8			14.6			22~30	185,289~307,981	748~1,085	-12.4	
		1.2			14.6			27~36	278,231~440,727	972~1,366	-16.4	
0.25		0.6	1,527,123	3,617	16.6	HT690	2,085	28~37	265,442~452,776	935~1,425	-12.9	
		0.8			19.1			30~40	290,886~560,299	1,033~1,804	-14.4	
		1.2			22.6			37~51	452,776~772,991	1,425~2,214	-19.4	
14.0	0.15	0.6	711,655	3,063	13.6	HT690	1,511	21~27	125,846~244,074	602~1,004	-10.4	
		0.8			13.6			22~29	152,268~265,115	744~1,102	-11.9	
		1.2			13.6			25~33	222,846~366,902	908~1,303	-15.9	
	0.20	0.6	959,765	3,702	14.6	HT690	2,045	25~33	204,990~366,797	836~1,314	-11.9	
		0.8			15.1			26~34	224,517~395,865	924~1,430	-13.4	
		1.2			16.1			30~41	337,503~567,208	1,199~1,799	-17.9	
	0.25	0.6	1,527,123	4,848	16.6	HT690	2,435	32~42	379,853~673,983	1,178~1,905	-13.9	
		0.8			19.1			34~45	416,439~723,640	1,301~2,059	-15.4	
		1.2			21.6			42~57	624,019~1,033,668	1,751~2,666	-20.9	

※1 控え直杭式と斜め控え支持杭式の傾斜角0°の控え杭は、杭長を除いて同じパラメータである。

※2 斜め控え支持杭式における杭下端標高は-36.0mとした。

周波数特性と岸壁変形量の相関を検討するため、正弦波を用いた検討を行った。正弦波は継続時間の影響の条件を揃えるために、継続時間を40秒、主要動継続時間を5秒に調整して、主要動の前後はコサイン状のテーパをかけた波形を用いた。周波数 f は、0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0 Hzの10種類とした。入力地震動の加速度最大値 α_{max} を調整して、岸壁の天端残留変形量が20cmとなる条件を探索した。この20cmは、レベル1地震動作用後の変形量として供用制限を行うことなく岸壁が引き続き供用できる値の上限に近い値として設定している。例として、 $f=1.0$ Hz, $\alpha_{max}=0.5$ m/s²の地震動を図-2に示す。

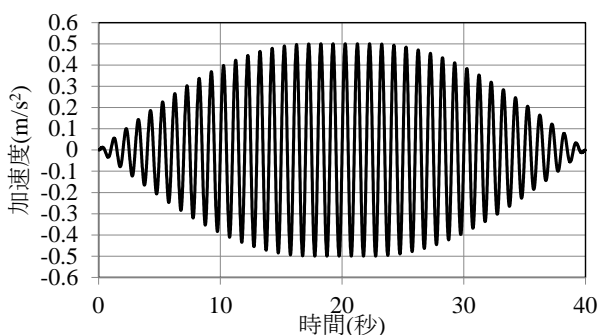


図-2 入力地震動($f=1.0$ Hz, $\alpha_{max}=0.5$ m/s²)

地盤が控え杭の間をすり抜ける影響を考慮するために、杭軸直角方向に杭-地盤相互作用ばねを設定した。斜め控え支持杭式における控え杭には押込力が作用するため、控え杭と地盤の間に杭軸方向のジョイント要素を設定した。4段階目の動的解析では、解析のステップを0.001 s間隔とした。モデル側面および底面には、粘性境界を与えた。

2. 結果

(1) 加速度最大値

現行設計法では、照査用震度は1次元の地震応答解析における地表面加速度をもとに設定される。このため、FLIPの自由地盤部における1次元の応答結果をもとに、岸壁の変形量が20cmとなる条件について、周波数ごとの地表面加速度最大値(PGA)を求めた。 $h=10$ m, $k_h=0.15$ の条件における斜め控え支持杭式 $\theta=20^\circ$ を例に、周波数と地表面におけるPGAの関係を図-3に示す。同図より、控え工の種類によらず、2つの特徴が指摘できる。まず、1 Hz以上になると、岸壁に変形を起こさせるためには非常に大きな入力地震動が必要になる。次に、1 Hz以下の領域では基本的にはほぼ同程度の地表面加速度で等量の変形が発生する。これは、既往研究と同じ傾向である。

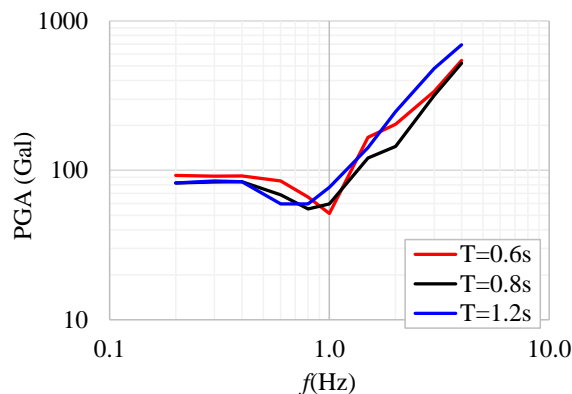


図-3 20 cm変形時の周波数と地表面PGAの関係

(2) 控え直杭式における本研究と既往研究のb値

控え直杭式を対象に、本研究で実施した解析により得られたb値と、現行設計法で定められた算定式により得られたb値を比較した(表-3)。前者を本研究のb値(b_1)、後者を既往研究のb値(b_2)とする。なお、0.8 Hz入力に対する値を代表値とし、 $kh=0.15$ の条件における結果の場合には、フィルター処理後の加速度最大値が150 Galとなるようなb値を検討した。同表より、既往研究と比べて本研究のb値が小さい結果となった。本研究と既往研究では、いずれも地盤の固有周期を0.6, 0.8, 1.2 sの3ケースで同じであるが、工学的基盤から地表面までの土層構成や土質定数は異なっており、これがb値に差が生じた要因である。

表-3 本研究と既往研究のb値比較(控え直杭式)

水深(m)	照査用震度	地盤固有周期(s)	本研究のb値(b_1)	既往研究のb値(b_2)	b値比率(b_2/b_1)
10.0	0.15	0.6	2.819	1.229	0.436
		0.8	5.017	1.426	0.284
		1.2	4.680	1.422	0.304
	0.20	0.6	3.150	1.229	0.390
		0.8	4.773	1.426	0.299
		1.2	3.810	1.422	0.373
	0.25	0.6	3.644	1.229	0.337
		0.8	4.281	1.426	0.333
		1.2	3.429	1.422	0.415
12.0	0.15	0.6	3.472	1.430	0.412
		0.8	4.121	1.595	0.387
		1.2	3.704	1.568	0.423
	0.20	0.6	3.650	1.430	0.392
		0.8	4.808	1.595	0.332
		1.2	3.636	1.568	0.431
	0.25	0.6	3.623	1.430	0.395
		0.8	4.252	1.595	0.375
		1.2	2.952	1.568	0.531
14.0	0.15	0.6	3.853	1.631	0.423
		0.8	5.162	1.770	0.343
		1.2	3.864	1.719	0.445
	0.20	0.6	3.979	1.631	0.410
		0.8	5.307	1.770	0.334
		1.2	3.804	1.719	0.452
	0.25	0.6	4.044	1.631	0.403
		0.8	4.702	1.770	0.376
		1.2	2.928	1.719	0.587

(3) 控え直杭式と斜め控え支持杭式 $\theta=0^\circ$ の比較

控え杭の根入れ長がフィルターに与える影響を検証するために、控え直杭式と斜め控え支持杭式 $\theta=0^\circ$ の b 値を比較した(表-4)。いずれのケースも両者の b 値の差は非常に小さい。よって、L1地震動を対象とした本研究の範囲内では、現行設計法で必要とされる控え杭の根入れ長を確保すれば、それ以上根入れ長を大きくしても耐震性は変化しない。

表-4 控え直杭式と斜め控え支持杭式 $\theta=0^\circ$ の b 値比較

水深 (m)	照査用震度	地盤固有周期(s)	控え直杭式の b 値	斜め控え支持杭式 $\theta=0^\circ$ の b 値	b 値比率
10.0	0.15	0.6	2.819	2.988	1.060
		0.8	5.017	4.717	0.940
		1.2	4.680	4.671	0.998
	0.20	0.6	3.150	3.130	0.994
		0.8	4.773	4.773	1.000
		1.2	3.810	3.490	0.916
	0.25	0.6	3.644	3.644	1.000
		0.8	4.281	4.281	1.000
		1.2	3.429	3.429	1.000
12.0	0.15	0.6	3.472	3.440	0.991
		0.8	4.121	4.121	1.000
		1.2	3.704	3.704	1.000
	0.20	0.6	3.650	3.650	1.000
		0.8	4.808	4.808	1.000
		1.2	3.636	3.630	0.998
	0.25	0.6	3.623	3.623	1.000
		0.8	4.252	4.244	0.998
		1.2	2.952	2.952	1.000
14.0	0.15	0.6	3.853	3.818	0.991
		0.8	5.162	5.030	0.974
		1.2	3.864	3.860	0.999
	0.20	0.6	3.979	4.042	1.016
		0.8	5.307	5.198	0.980
		1.2	3.804	3.802	0.999
	0.25	0.6	4.044	4.595	1.136
		0.8	4.702	4.812	1.023
		1.2	2.928	2.920	0.997

3. 考察

(1) 斜め控え支持杭式の b 値の算定手法

既往検討と本検討で b 値が大きく異なることが確認された。このため、本研究で得られた b 値を用いて、斜め控え支持杭式のフィルターを設定すると、現行設計法による照査用震度の算定手法との整合が取れない。そこで、現行設計法との整合を図るため、斜め控え支持杭式の b 値は、現行設計法で得られた控え直杭式の b 値に、控え杭の傾斜角 θ に対応した低減係数 α を乗じて求める手法を提案する。

(2) b 値の低減係数 α の設定

控え直杭式と斜め控え支持杭式 $\theta=0^\circ$ の b 値に差はないことが確認された。よって、ここでは傾斜角 $\theta=0^\circ$ の b 値に対する各傾斜角の b 値の比率を低減係数 α とした。傾斜角 θ と低減係数 α の関係を図-4に示す。同図より、傾斜

角 θ が大きくなるにつれて、 b 値の低減係数 α が小さくなり、耐震性が高くなることを示している。また、その関係は概ね線形関係であることが確認された。そこで、これらの関係を線形で近似することにより、傾斜角 θ と低減係数 α の関係式(4)を得た。

$$\alpha = -0.0098\theta + 1.0000 \quad (4)$$

よって、現行設計法に基づいて得られた控え直杭式の b 値に、式(4)で求めた低減係数 α を乗じることで、斜め控え支持杭式の b 値を得ることができる。

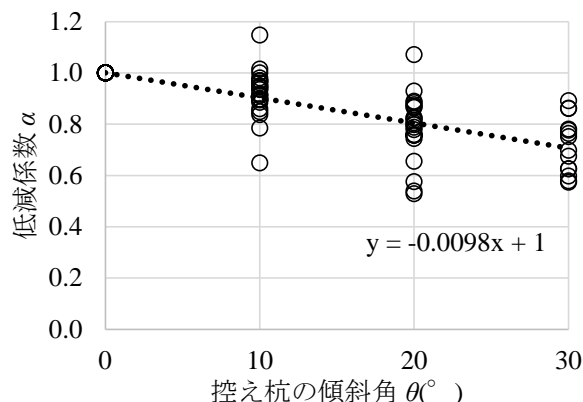


図-4 控え杭の傾斜角と低減係数の関係

4. 結論

本論文では、斜め控え支持杭式矢板岸壁を対象に、入力地震動の加速度最大値 α_{max} を調整して、岸壁の天端残留変形量が 20 cm となる条件を探索した。その結果をもとに、L1地震動に対する斜め控え支持杭式の耐震性能照査用震度の設定手法を提案した。本研究から導き出された結論は以下のとおりである。

- (1) 斜め控え支持杭式についても、1 Hz 以上になると、岸壁に変形を起こさせるためには非常に大きな入力地震動が必要になる。また、1 Hz 以下の領域では基本的にほぼ同程度の入力地震動により等量の変形が発生する。これは、従来の構造形式と同じ傾向である。
- (2) 控え直杭式と斜め控え支持杭式斜杭 $\theta=0^\circ$ の b 値の差は小さい。つまり、L1地震動を対象とした本研究の範囲内では、現行設計法で必要とされる控え杭の根入れ長を確保すれば、それ以上根入れ長を大きくしても耐震性は変化しない。
- (3) 斜め控え支持杭式は、控え杭の傾斜角が大きくなるにつれて b 値が小さくなり、耐震性が高くなることが示された。また、傾斜角 0° の b 値に対する各傾斜角の b 値の比率を低減係数と定義し、低減係数と傾斜角の関係

式を示した。よって、現行設計法に基づいて得られた控え直杭式の b 値に、同関係式で求めた低減係数を乗じることで、斜め控え支持杭式の b 値を得ることができる。

あ と が き

本研究の実施にあたり多大な助言・指導をいただいた神戸大学の長尾毅教授、解析に協力いただいた中央復建コンサルタンツ(株)の社員、元神戸大学のウペイジャ氏に感謝し、ここに謝意を表す。

本研究は、新たな構造形式である斜め控え支持杭式矢板岸壁を対象に、L1 地震動に対する耐震性能照査用震度の設定手法を提案した。しかし、本構造は、L2 地震動のような巨大地震時に、地盤が軟弱化した場合でも十分な耐震性を発揮することが期待される。よって、今後の研究では、L2 地震動を対象に地盤の液状化も考慮した解析を行い、従来構造との耐震性の違いを明確にする方針である。

参 考 文 献

- 1) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，第2巻，3号，1964年3月，pp.1-37
- 2) 国土交通省港湾局監修，(社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成30年5月
- 3) Oda T. and Nagao T., Distribution of the Subgrade Reaction Modulus for Anchor Piles with Various In-clination Angles, International Journal of GEOMATE, Vol. 24, No. 105, 2023, pp. 1-10
- 4) 長尾毅，岩田直樹，藤村公宜，森下倫明，佐藤秀政，尾崎竜三：レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法，国土技術政策総合研究所資料，第310号，2006年6月
- 5) Iai S., Matsunaga Y. and Kameoka T., Analysis of Undrained Cyclic Behavior of Sand under Aniso-tropic Consolidation, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, 1992, pp. 16-20
- 6) Iai S., Matsunaga Y. and Kameoka T., Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol. 29, No. 4, 1990, pp. 27-56
- 7) Nakagaki N., Kohama E., Kusunoki K. and Mura-kami K., Numerical Simulations on Cause of Dam-age to a Sheet Pile Type Quay Wall in Soma Port During the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, 16 th World Conference on Earth-quake, No. 852, 2017, pp. 1-11
- 8) 村上巧一，杉原弘一，村上裕宣，田代聡一，小濱英司，飛田哲男：グラベルドレーンを考慮した鋼管矢板式岸壁の再現解析(小名浜港3号ふ頭岸壁)，土木学会，第33回地震工学研究発表会講演論文集，2013, pp. 1-7
- 9) 三輪滋，小堤治，池田隆明，岡由剛，井合進：初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価，土木学会，構造工学論文集，Vol. 49A, 2003, pp. 369-380
- 10) 森田年一，井合進，H. Liu，一井康二，佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾技研資料，No.869，1997