

対象施設			岸壁	構造形式	重力式（直立消波ブロック）
目的			岸壁の機能強化（耐震・耐津波）改良設計		
新設・改良			改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. H. W. L. +0. 87, H. W. L. +0. 35, L. W. L. ±0. 00		
	設計震度	レベル 1 地域別	0. 14 ※係留施設 A		
		レベル 1 その他	発生頻度の高い津波を生じさせる地震の設計水平震度よりもレベル 1 地震の設計水平震度の方が大きい		
		レベル 2	－		
	津波条件	レベル 1	H. W. L 時：前面水位 DL-0. 31, 残留水位 DL+1. 01 L. W. L 時：前面水位 DL-0. 66, 残留水位 DL+0. 66		
		レベル 2	－		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：液状化対策，構造物補強対策 対 策 工 法：薬液注入工法/深層混合処理工法，薬液注入工法		
	粘り強い対策		－		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			<構造物補強対策> ・堤体重量の増加方法として堤体背後の土砂を固結させて岸壁と一体的に抵抗する固結工法とし、経済性に優れる薬液注入工法を採用（改良幅 2. 0m で安定する） <液状化対策> ・FLIP 解析の結果、水平変形量が許容変形量 10cm を満足しないため、別途液状化対策工法を検討し、薬液注入工法単独（必要改良幅 3. 5m）よりも経済的となる薬液注入工法＋深層混合処理工法の併用（必要改良幅 3. 0m）を採用		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			<制約条件> ・対象施設は上屋が近接していることと防砂板の損傷防止として、極力変位を最小限とし、上屋及び漁業活動への影響を考慮して小型機械での施工		
キーワード			地盤改良工法の併用，液状化対策，FLIP		

機能強化工法説明図

平面図

断面図

その他

レベル 1 地震動（地域別）による設計水平震度が大きいため、液状化判定及び、動的解析（FLIP）における対象地震動は、「八戸波」及び「大船渡波」を用いる

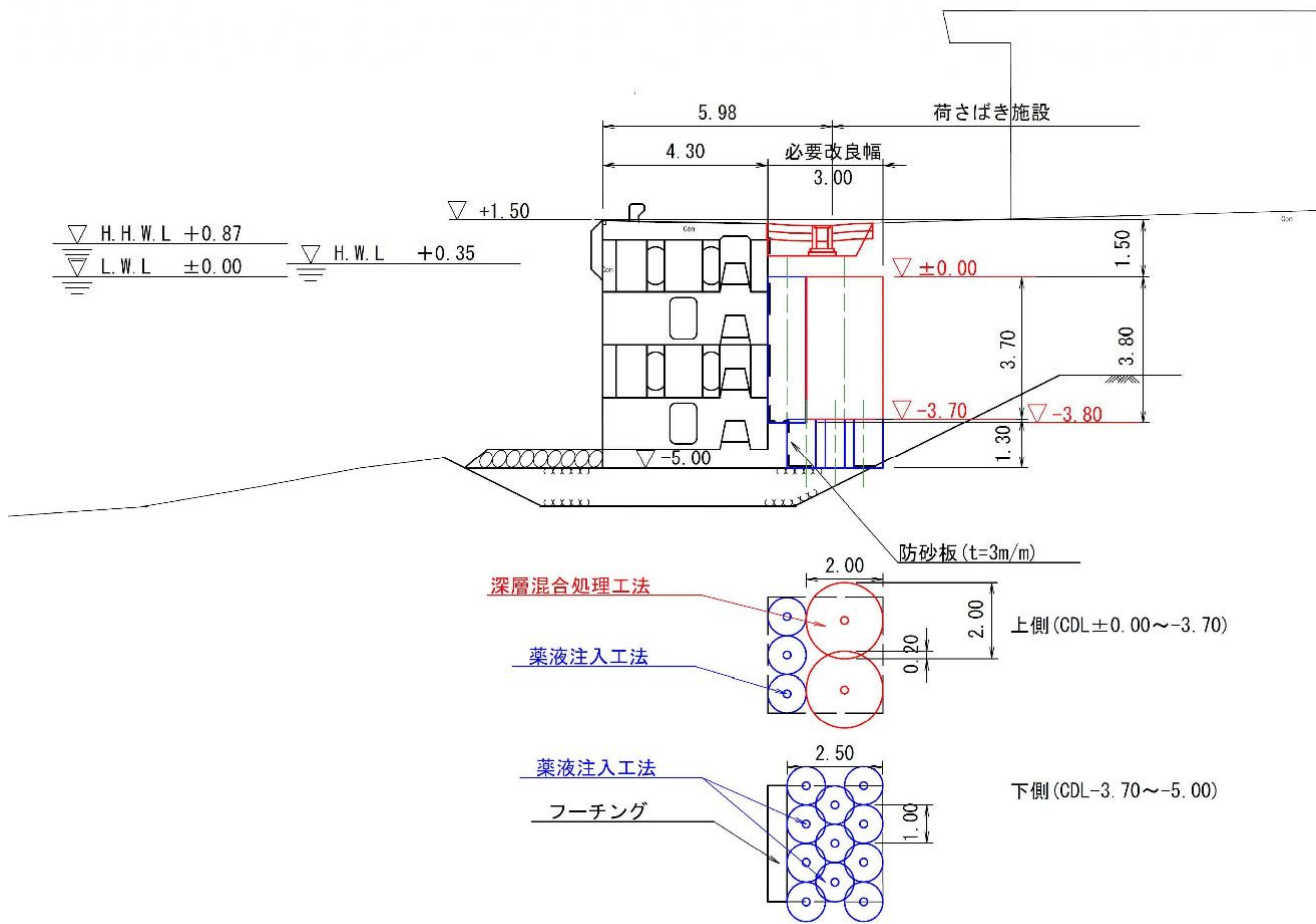
凡例

：液状化する

本設計に関する基本情報

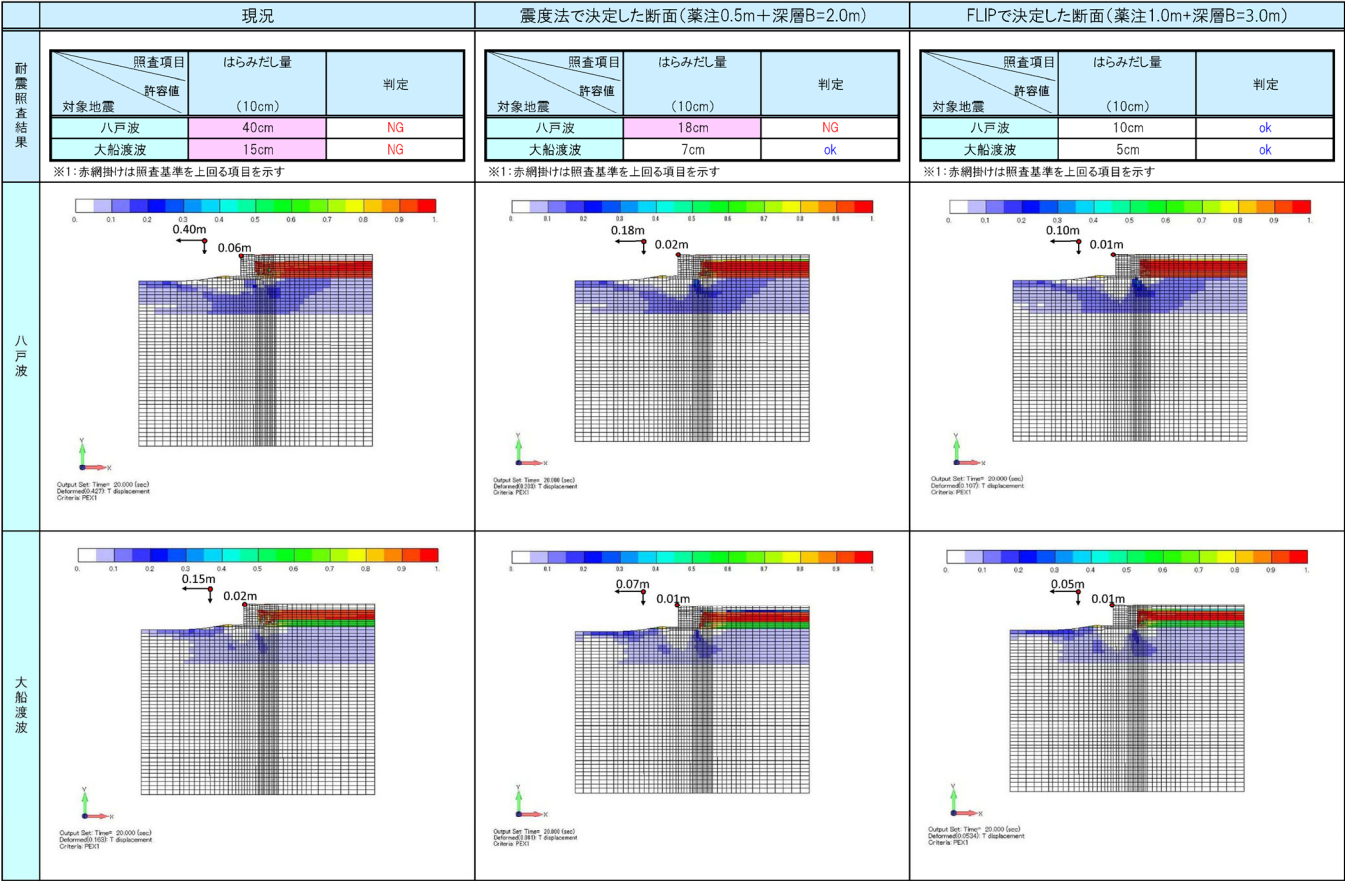
管理者：鳥取県，設計位置：鳥取県岩美郡岩美町網代～大谷，設計年次：－

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）

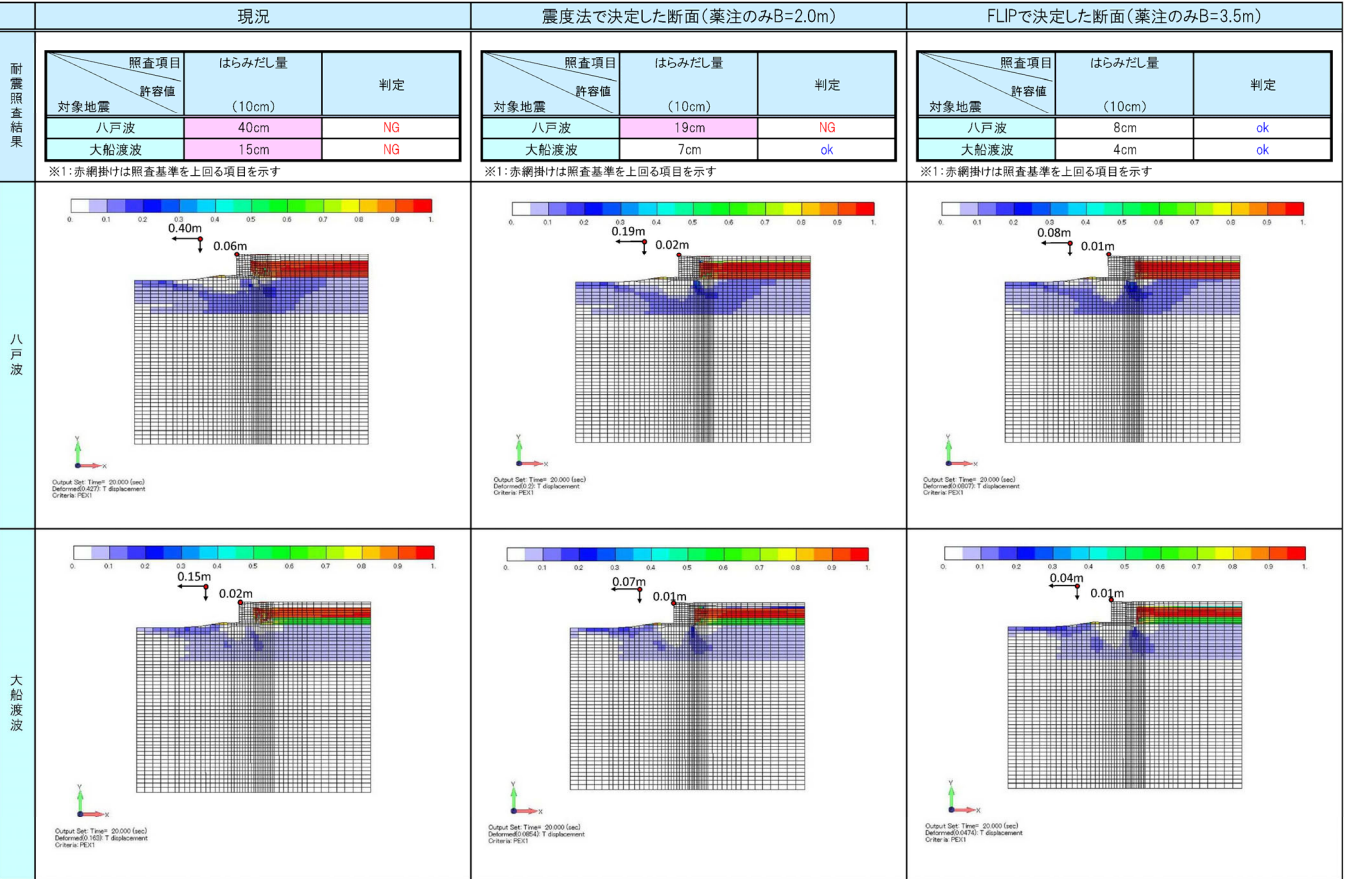


設 計 計 算					常 時		地震時	
安全率	項 目	常 時	地震時	端趾圧	P1	84.50 KN/m ²	122.80 KN/m ²	
	滑動	2.66 ≥ 1.20	1.17 ≥ 1.00		P2	57.50 KN/m ²	18.90 KN/m ²	
	転倒	6.17 ≥ 1.20	3.00 ≥ 1.10	捨石底面 地盤反力	P1'	— KN/m ²	— KN/m ²	
	偏心傾斜	2.94 ≥ 1.20	1.59 ≥ 1.00		P2'	— KN/m ²	— KN/m ²	
	直線すべり	—	—	基礎地盤 支持力の算定	(常時)	—		
	円弧すべり	—	—		(地震時)	—		
備考	・津波時の計算結果（H. W. L時） ※対策断面は動的変形解析検討（FLIP）で決定している。							
	滑動… 1.89 ≥ 1.20							
	転倒… 5.10 ≥ 1.20							
	端趾圧… P1= 85.1							
	P2= 43.4							
	偏心傾斜… 2.53 ≥ 1.20							

第1案 深層混合処理工法+薬液注入工法



第2案 薬液注入工法



機能強化（構造物補強対策）の比較

	深層混合処理 + 薬液注入工法	薬液注入工法	置換工法																												
	第1案 FTJ工法(N型エア併用)+2重管スレーナ単層式	第2案 2重管スレーナ複層式	第3案 置換工法(カルストーン)																												
完成時断面図																															
工法諸元	☐ 深層混合処理工法:FTJ工法(N型は機械攪拌併用)、壁式タイプ ☐ 深層混合処理諸元:改良径φ2.00m、ピッチ1.80m、ラップ0.20m ☐ 薬液注入工法:2重管スレーナ単層式(瞬結系薬液) ☐ 薬液注入諸元:改良範囲1.00m²/本、ピッチ 縦断方向:1.00m、横断方向:0.50m ☐ その他工種:土工+舗装工+構造物撤去工+排水工	☐ 薬液注入工法:2重管スレーナ複層式(瞬結系薬液+緩結系薬液) ☐ 同左 ☐ 同左	☐ 置換工法:土工+裏込・裏埋工(カルストーン) ☐ カルストーン諸元:単位体積重量 11kN/m³、水中重量 4kN/m³、φ=40° ☐ 仮設工(岸壁背後):自立式土留め 鋼矢板Ⅳ型(リース) ☐ 仮設工(端部):2重矢板式土留め 鋼矢板Ⅲ型(リース) ☐ その他工種:舗装工+構造物撤去工+排水工																												
工法概要	☐ 直立消波ブロック4段積み、基面CDL-5.00m、天端CDL+1.50m ☐ 岸壁背後及び捨石上面は、防砂板、防砂シートで吸出しを防止している。 ☐ 排泥ピット及び必要土被り圧確保のため、改良は地盤面下1.50m以深とする。 ☐ 防砂板の破損防止のため、深層混合端部は、岸壁背後から0.50m以上離す。 ☐ 岸壁背後の未改良部は、薬液注入工法により間詰を行う。 ☐ 深層混合処理直下は、薬液注入工法により、捨石上面と防砂板を保護する。	☐ 同左 ☐ 同左 ☐ 必要土被り圧確保のため、改良は地盤面下1.50m以深とする。 ☐ 岸壁直背後及び捨石上面は、瞬結系薬液による改良を実施する(青)。 ☐ その他は、瞬結系薬液と緩結系薬液を1:1の割合で注入する(赤)。	☐ 同左 ☐ 同左 ☐ 岸壁背後に自立式土留め、端部に2重矢板式土留めを設置する。 ☐ CDL-4.50mより1:1.5の床掘勾配の範囲を床掘する。 ☐ 裏込材(カルストーン)を投入する。 ☐ 仮設材はリース材とする。																												
工法特徴	【工法の特徴】 ○ エアリフト効果により、スライムが地表に排出されるため、変位が小さい。 △ 改良径が2.00mであるため、必要改良幅より0.50m大きくなる。 【施工性】 △ 目地から改良液が流出する可能性があり、汚濁防止膜が必要となる。 △ スライムが地表に排出されるため、排泥ピットが必要になる。 △ 深層混合処理と薬液注入を併用するため、施工機械が2種類必要になる。 【経済性】 △ 薬液注入工法よりも高価となる。	【工法の特徴】 ○ 土粒子の間に薬液が浸透するため、変位が小さい。 ○ 改良体の幅が、必要改良幅と同じである。 【施工性】 △ 同左 ○ 少量の排泥が発生するものの、排泥ピットは不要である。 ○ 薬液注入のみで改良を実施するため、施工機械は1種類で良い。 【経済性】 ○ 他工法よりも安価となる。	【工法の特徴】 ○ 一般的な置換工法である。 △ 改良幅が広いため上屋区間は別工法を用いる必要がある。 【施工性】 ○ 汚濁防止膜は不要である。 △ 仮設端部について、フーチング部は別途間詰処理が必要となる。 △ 仮設端部について、捨石部は矢板打設のために別途特殊工法が必要となる。 【経済性】 × 最も高価になる。																												
施工費	<table><tr><td>深層混合処理工法</td><td>298,910</td></tr><tr><td>薬液注入工法</td><td>243,242</td></tr><tr><td>その他工種</td><td>59,998</td></tr><tr><td>諸経費(50%)</td><td>301,075</td></tr><tr><td>合計</td><td>903,000 (円/m) (1.30)</td></tr></table>	深層混合処理工法	298,910	薬液注入工法	243,242	その他工種	59,998	諸経費(50%)	301,075	合計	903,000 (円/m) (1.30)	<table><tr><td>薬液注入工法</td><td>402,191</td></tr><tr><td>その他工種</td><td>59,998</td></tr><tr><td>諸経費(50%)</td><td>231,095</td></tr><tr><td>合計</td><td>693,000 (円/m) (1.00)</td></tr></table>	薬液注入工法	402,191	その他工種	59,998	諸経費(50%)	231,095	合計	693,000 (円/m) (1.00)	<table><tr><td>置換工法</td><td>599,873</td></tr><tr><td>仮設工法</td><td>85,104</td></tr><tr><td>その他工種</td><td>53,688</td></tr><tr><td>諸経費(50%)</td><td>369,333</td></tr><tr><td>合計</td><td>1,108,000 (円/m) (1.60)</td></tr></table>	置換工法	599,873	仮設工法	85,104	その他工種	53,688	諸経費(50%)	369,333	合計	1,108,000 (円/m) (1.60)
深層混合処理工法	298,910																														
薬液注入工法	243,242																														
その他工種	59,998																														
諸経費(50%)	301,075																														
合計	903,000 (円/m) (1.30)																														
薬液注入工法	402,191																														
その他工種	59,998																														
諸経費(50%)	231,095																														
合計	693,000 (円/m) (1.00)																														
置換工法	599,873																														
仮設工法	85,104																														
その他工種	53,688																														
諸経費(50%)	369,333																														
合計	1,108,000 (円/m) (1.60)																														
評価	②	①	③																												

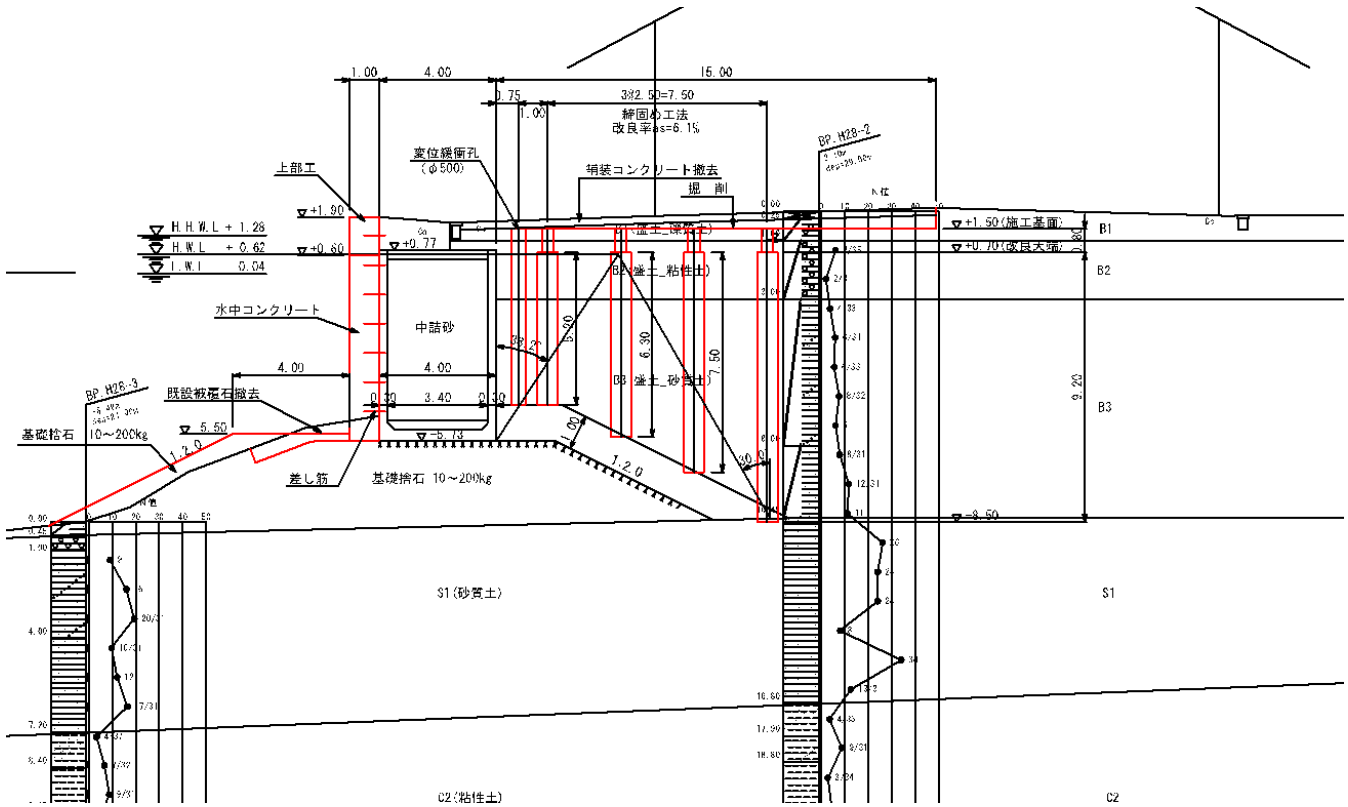
液状化対策（地盤改良）の比較

		深層混合処理 + 薬液注入工法		薬液注入工法	
		第1案 FTJ工法(N型エア併用)+2重管ストレーナ単層式		第2案 2重管ストレーナ複層式	
完成時断面図					
	☐ 深層混合処理工法:FTJ工法(N型は機械攪拌併用)、壁式タイプ ☐ 深層混合処理諸元:改良径φ2.00m、ピッチ1.80m、ラップ0.20m ☐ 薬液注入工法:2重管ストレーナ単層式(瞬結系薬液) ☐ 薬液注入諸元:改良範囲1.00m²/本、ピッチ 縦断方向:1.00m、横断方向:0.75m ☐ その他工種:土工+舗装工+構造物撤去工+排水工		☐ 薬液注入工法:2重管ストレーナ複層式(瞬結系薬液+緩結系薬液) ☐ 薬液注入諸元:改良範囲1.00m²/本、ピッチ 縦断方向:1.00m、横断方向:1.00m ☐ 同左		
	☐ 直立消波ブロック4段積み、基面CDL-5.00m、天端CDL+1.50m ☐ 岸壁背後及び捨石上面は、防砂板等で吸出しを防止している。 ☐ 排泥ピット及び必要土被り圧確保のため、改良は地盤面下1.50m以深とする。 ☐ 必要改良幅の確保及び防砂板の破損防止のため、深層混合端部は1.0m離す。 ☐ 岸壁背後の未改良部は、薬液注入工法により間詰を行う。 ☐ 深層混合処理直下は、薬液注入工法により、捨石上面と防砂板を保護する。		☐ 同左 ☐ 同左 ☐ 必要土被り圧確保のため、改良は地盤面下1.50m以深とする。 ☐ 岸壁直背後及び捨石上面は、瞬結系薬液による改良を実施する(青)。 ☐ その他は、瞬結系薬液と緩結系薬液を1:1の割合で注入する(赤)。		
	【工法の特徴】 ○ エアリフト効果により、スライムが地表に排出されるため、変位が小さい。 ○ 深層混合処理による改良体の強度が大きいため、必要改良幅が小さい。 【施工性】 △ 目地から改良液が流出する可能性があり、汚濁防止膜が必要となる。 △ スライムが地表に排出されるため、排泥ピットが必要になる。 △ 深層混合処理と薬液注入を併用するため、施工機械が2種類必要になる。 【経済性】 ○ 他工法よりも安価となる。		【工法の特徴】 ○ 土粒子の間に薬液が浸透するため、変位が小さい。 △ 深層混合処理と比較すると、強度が小さいため改良幅が大きくなる。 【施工性】 △ 同左 ○ 少量の排泥が発生するものの、排泥ピットは不要である。 ○ 薬液注入のみで改良を実施するため、施工機械は1種類で良い。 【経済性】 △ 深層混合処理+薬液注入工法よりも高価となる。		
施工費	深層混合処理工法 298,910 薬液注入工法 302,775 その他工種 59,998 諸経費(50%) 330,842 合計 993,000 (円/m) (1.00)		薬液注入工法 694,416 その他工種 59,998 諸経費(50%) 377,207 合計 1,132,000 (円/m) (1.14)		
	①		②		

対象施設			岸壁	構造形式	重力式（ケーソン式）
目的			岸壁の機能強化（耐震・耐津波）構造検討		
新設・改良			改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. H. W. L +1. 28, H. W. L +0. 62, L. W. L -0. 04		
	設計震度	レベル 1 地域別	Kh=0. 13 ※係留施設 A		
		レベル 1 その他	1983 年日本海中部地震及び 1993 年北海道南西沖地震を対象とするが、距離が遠く断層面の距離減衰により基盤最大加速度が 1. 7gal となるため、対象外		
		レベル 2	－		
	津波条件	レベル 1	L. W. L 時：前面 -0. 48, 背面 +0. 44（1993 年北海道南西沖地震） H. W. L 時：前面 +0. 17, 背面 +1. 06（1983 年日本海中部地震）		
		レベル 2	－		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：構造物補強，地盤改良（液状化対策併用） 対 策 工 法：本体・上部コンクリート拡幅/捨石の拡幅， 締固め（静的）		
	粘り強い対策		－		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			< 構造物補強 > ・滑動、転倒、端趾圧の安全性向上として腹付けコンクリートと 合わせて背後地盤を締固め工法にて改良し、内部摩擦角の改良 を図る < 直線すべり・偏心傾斜荷重(ビショップ)対策 > ・初期断面に基礎捨石の腹付を行い所要の安全率を確保		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			< 液状化対策 > ・締固め工法(□2. 5m×2. 5m、置換率 6. 1%)を行い、液状化強度を 上げるとともに内部摩擦角を φ=34 まで改良（φ=40 まで改良 しても本体工の拡幅が必要なため、液状化対策の改良率） ・締固工法として一般的な SCP 工法は、周辺施設（観光施設，水 産物仲買売り場，民間企業）に対する振動の影響が懸念される ため、静的工法を採用		
キーワード			液状化対策，土圧低減併用，締固め（静的）工法，		

機能強化工法説明図	
平面図	
断面図	耐震・耐津波による決定断面
その他	・ SCP 工法の振動による影響確認 ・ 静的工法の振動レベル
本設計に関する基本情報	
管理者：島根県，設計位置：島根県浜田市原井町，設計年次：平成 28 年度	

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）



設 計 計 算									
安全率		地震時		津波時				地震時 (LWL時)	津波時 (LWL時)
		(LWL時)	(HWL時)	(LWL時)	(HWL時)				
	滑 動	1.10>1.0	1.10>1.0	2.02>1.2	1.98>1.2	端 趾 圧	P 1	428.35 kN/m2	209.09 kN/m2
	転 倒	1.46>1.1	1.45>1.1	2.79>1.2	2.64>1.2		P 2	0.00 kN/m2	0.00 kN/m2
	偏心傾斜	1.02>1.0	1.04>1.0	1.52>1.2	1.54>1.2	捨石底面 地盤反力	q _g	80.39 kN/m2	85.27 kN/m2
	直線すべり	1.07>1.0	1.08>1.0	1.81>1.2	1.81>1.2	基礎地盤 許容支持力		718.70 kN/m2	663.46 kN/m2
備考									

【改良率の決定】

最小改良率 6.1%（杭間隔 2.5m ピッチ）とすることで、液状化判定は「Ⅲ 液状化しない可能性が大きい」まで改良される。

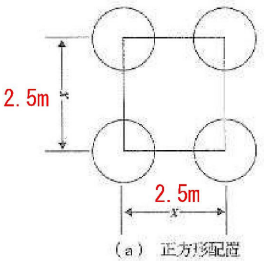
$$as = As / A = As / x^2 = 0.385 / 2.5^2 = 6.1\%$$

ここに、

As ; 杭断面積【 $A=\pi \times 0.35^2 (\phi 0.7m) =0.385m^2$ 】

A ; 杭 1 本が分担する面積（分担面積）

x ; 杭間隔



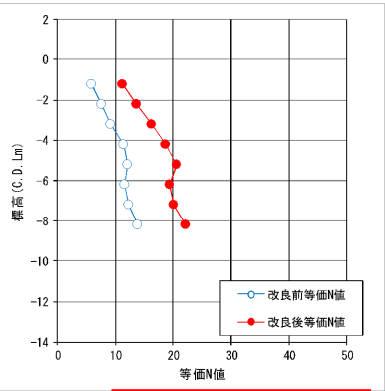
『設計参考図書 p320』

表 7-2-3. 照査結果 (BP. H28-2、□2.5m×2.5m、as=6.1%)

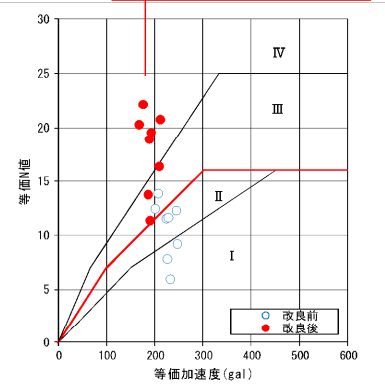
検討No.	土層名	地盤条件						改良後V値の算定									
		標高	深度	N ₀	F _c (%)	I _p	σ _v ' (kN/m ²)	a _S (%)	e _{max}	e _{min}	ΔNf	D ₅₀ (%)	e ₀	R _c	e ₁	D ₁₀ (%)	改良後V値 N ₁
		C. D. L (m)	(m)														
1	B2	0.77	1.33	6	61.7	20.2	20.103	6.1	2.231	1.094	12.170	77.977	1.315	0.226	1.313	80.789	6.9
2	B2	0.21	2.31	2	75.1	20.2	27.061	6.1	2.508	1.203	13.540	66.453	1.611	0.186	1.611	68.736	2.7
3	B3	-1.22	3.32	4	7.2		34.232	6.1	1.144	0.658	2.640	48.641	0.908	0.656	0.832	64.198	8.2
4	B3	-2.21	4.31	6	6.5		41.261	6.1	1.130	0.652	1.800	53.172	0.876	0.676	0.799	69.247	11.0
5	B3	-3.22	5.32	5	12.6		48.432	6.1	1.252	0.701	6.520	59.479	0.924	0.544	0.860	71.143	9.1
6	B3	-4.21	6.31	8	10.2		55.461	6.1	1.204	0.682	6.040	65.983	0.860	0.586	0.791	78.541	13.2
7	B3	-5.20	7.30	6	15.0		62.490	6.1	1.300	0.720	7.000	61.595	0.913	0.509	0.883	71.897	10.2
8	B3	-6.21	8.31	8	11.6		69.661	6.1	1.232	0.693	6.320	64.344	0.885	0.560	0.821	76.252	13.4
9	B3	-7.21	9.31	12	6.9		76.761	6.1	1.138	0.655	2.280	64.492	0.827	0.664	0.753	79.710	19.4
10	B3	-8.20	10.30	11	10.7		83.790	6.1	1.214	0.686	6.140	68.647	0.852	0.576	0.787	80.871	17.4

検討No.	土層名	標高 C. D. L.(m)	深度 (m)	改良前					
				等価N値	補正係数	補正後の 等価N値	補正方法	等価加速度 (gal)	補正後等 価加速度 (gal)
1	B2	0.77	1.33						
2	B2	-0.21	2.31						
3	B3	1.22	3.32	5.246		5.895	細粒分補正	267.578	233.082
4	B3	2.21	4.31	7.147		7.726	細粒分補正	283.014	226.230
5	B3	-3.22	5.32	5.702		9.197	細粒分補正	290.962	247.627
6	B3	-4.21	6.31	8.514		11.506	細粒分補正	294.000	223.915
7	B3	-5.20	7.30	6.111		12.221	細粒分補正	293.985	245.807
8	B3	-6.21	8.31	7.763		11.587	細粒分補正	291.816	229.596
9	B3	-7.21	9.31	11.235		12.414	細粒分補正	288.104	202.890
10	B3	-8.20	10.30	9.882		13.821	細粒分補正	283.306	205.313

検討No.	土層名	標高 C. D. L (m)	深度 (m)	改良後					
				等価N値	補正係数	補正後の 等価N値	補正方法	等価加 速度 (gal)	補正後等 価加速度 (gal)
1	B2	0.77	1.33						
2	B2	-0.21	2.31						
3	B3	-1.22	3.32	10.053	0.890	11.295	細粒分補正	267.578	190.851
4	B3	-2.21	4.31	12.686	0.925	13.714	細粒分補正	283.014	186.562
5	B3	-3.22	5.32	10.101	0.620	16.292	細粒分補正	290.962	209.175
6	B3	-4.21	6.31	13.926	0.740	18.819	細粒分補正	294.000	189.189
7	B3	-5.20	7.30	10.354	0.500	20.708	細粒分補正	293.985	211.348
8	B3	-6.21	8.31	13.062	0.670	19.495	細粒分補正	291.816	194.544
9	B3	-7.21	9.31	18.294	0.905	20.215	細粒分補正	288.104	169.075
10	B3	-8.20	10.30	15.824	0.715	22.131	細粒分補正	283.306	177.399



最小置換率 6.1%で
ランクⅢ以上を満足する



機能強化（構造物補強）の比較

	第1案：水中コンクリート腹付＋捨石腹付＋締固め工法	第2案：固結工法（機械攪拌工法）	第3案：掘削・置換工法（事前混合処理工法併用）																																																																																																									
標準断面図																																																																																																												
対策概要	○液状化対策 ・締固め工法（□2.5m×2.5m、置換率6.1%〔最小置換率〕）を行い、液状化が懸念される盛土層の密度を強制的に大きくし、液状化強度を上げる（Ⅲランク以上）。 ○滑動、転倒、端趾圧の対策 ・締固め工法により、B3層の内部摩擦角は34°に改良されるものの、滑動等の照査項目は所要の安全率を満足できない。（φ40°に改良した場合においても0UTとなる）このため、既設ケーソン前面に水中コンクリート腹付（B=1.0m）を行い、堤体拡幅により所要の安全率を確保する。 ○直線すべり・偏心傾斜荷重（ビショップ）対策 ・基礎捨石の腹付を行い、所要の安全率を確保する。	○液状化対策 ・セメント系改良による強度増加（セメンテーション効果〔粘着力の付加〕）によって、液状化しない地盤に改良する。 ・接円ラップ式、目標強度$qu_{ck}=100\text{kN/m}^2$以上、変位低減型（既設岸壁の変位対策） ○滑動、転倒、端趾圧の対策 ・固結工法（機械攪拌工法）の対策により、ケーソン背後の盛土が改良され、岸壁本体に作用する土圧が軽減される。これにより、滑動等の照査項目はすべて所要の安全率を満足する。 ○直線すべり・偏心傾斜荷重（ビショップ）対策 ・同上	○液状化対策 ・液状化対象層を掘削し、少量の安定材（セメント等）と分離防止剤を混合・添加、埋戻し液状化しない地盤に置換える。 ・目標強度$qu_{ck}=100\text{kN/m}^2$以上 ○滑動、転倒、端趾圧の対策 ・掘削・置換工法（事前混合処理工法併用）の対策により、ケーソン背後の盛土が改良され、岸壁本体に作用する土圧が軽減される。これにより、滑動等の照査項目はすべて所要の安全率を満足する。 ○直線すべり・偏心傾斜荷重（ビショップ）対策 ・同上																																																																																																									
施工概要	- 改良範囲の既存施設を撤去し施工ヤードを築造する。 - 既設岸壁の変位対策として、変位緩衝孔（アースオーガーφ500、1.0㎡づつ）を設置する。 - 大型陸上機械による回転圧入施工により、液状化対象層に砂杭φ700を造成する。 - 既設岸壁側壁のかき落とし、削孔、カプセル樹脂アンカーを設置したうえで差し筋を行う。 - 型枠を設置して、水中コンクリートおよび上部工を打設する。 - 基礎捨石を投入し、均しを行う。	- 改良範囲の既存施設を撤去し施工ヤードを築造する。 - セメントサイロを含むプラント（10m×20m）を設置する。 - 自走式の三点杭打機により、改良杭を造成する。 - 改良による盛り上がり土を撤去し、処分する。 - 既設被覆石の撤去、および、均しを行う。	- 改良範囲の既存施設を撤去し施工ヤードを築造する。 - 土留め鋼管矢板を設置する。 - 回転式破砕混合方式（100m³/hr級）のプラント（55m×22m程度）を設置する。 - 海上からクラムシェル等を配備した起重機船、陸上から大型重機で対象土の掘削を行う。 - 掘削土を混合機に投入し、セメント系固化材と分離防止剤を混合攪拌し、安定処理土を製造する。 - 安定処理土を、海上からはクライムシェル方式、陸上からは大型重機により投入する。 - その後に、背後地盤の埋戻しを行う。 - 既設被覆石の撤去、および、均しを行う。																																																																																																									
施工性	・既設ケーソン側壁に多数のアンカーを設置するため、削孔・設置の時間がかなり長くなる。 ・他案と比較して施工工種が多くなる。	・施工工種が少なく、最も施工性が良い。	・土留めを設置しない場合は、掘削が臨港道路に影響するため、大規模な仮設工が必要となる。 ・液状化対象土の掘削・処理土の投入は、陸上及び海上からの工事が必要となる。																																																																																																									
利用面	・現況と同様な利用が可能であるため、漁業活動への影響はない。	・現況と同様な利用が可能であるため、漁業活動への影響はない。	・現況と同様な利用が可能であるため、漁業活動への影響はない。																																																																																																									
懸念事項	・特になし。	・セメント系固化材を用いた地盤改良を施工するには、事前に配合試験を実施し適切な固化材と添加量を決定する必要がある。砂質地盤の配合試験事例より、機械攪拌工法の最低添加量70kg/m³の低配合でも、一軸圧縮強度さ1,000kN/m³程度の高強度が出現する可能性がある。この一軸圧縮強度は、岩盤（軟岩、土丹）に相当する。 ・今後、岸壁背後に建設が予定されている上屋計画（荷捌き施設）への影響が懸念され、漁港施設整備全体（岸壁耐震化＋上屋）として、工事費が増大する可能性がある。上屋の基礎形式を杭基礎とする場合には、岸壁の改良杭が支障となり、上屋杭設置費が高額となる可能性がある。また、上屋基礎形式を直接基礎とする場合には、岸壁改良杭に連続して、上屋新設範囲全域において、地盤改良が必要となる可能性がある。	・第2案と同様に事前に配合試験を実施する必要がある。本工法も事前混合処理工法の最低添加量50kg/m³の低配合でも高強度が出現する可能性がある。このため、岸壁背後に建設が予定されている上屋計画（荷捌き施設）への影響が懸念される。																																																																																																									
安全率	<table><tr><th>項目</th><th>地震時(L.W.L)</th><th>地震時(H.W.L)</th><th>津波時(L.W.L)</th><th>津波時(H.W.L)</th></tr><tr><td>滑動</td><td>1.100 ≥ 1.00</td><td>1.105 ≥ 1.00</td><td>2.029 ≥ 1.20</td><td>1.984 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>転倒</td><td>1.465 ≥ 1.10</td><td>1.457 ≥ 1.10</td><td>2.795 ≥ 1.20</td><td>2.644 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>端趾圧(kN/m²)</td><td>428.350 ≤ 500</td><td>414.278 ≤ 500</td><td>209.093 ≤ 500</td><td>202.104 ≤ 500</td></tr><tr><td>支持力(kN/m²)</td><td>80.392 ≤ 718</td><td>78.654 ≤ 720</td><td>85.269 ≤ 663</td><td>82.198 ≤ 670</td></tr><tr><td>偏心傾斜荷重</td><td>1.023 ≥ 1.00</td><td>1.048 ≥ 1.00</td><td>1.524 ≥ 1.20</td><td>1.549 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>直線すべり</td><td>1.078 ≥ 1.00</td><td>1.086 ≥ 1.00</td><td>1.816 ≥ 1.20</td><td>1.813 ≥ 1.20</td></tr></table>	項目	地震時(L.W.L)	地震時(H.W.L)	津波時(L.W.L)	津波時(H.W.L)	滑動	1.100 ≥ 1.00	1.105 ≥ 1.00	2.029 ≥ 1.20	1.984 ≥ 1.20	転倒	1.465 ≥ 1.10	1.457 ≥ 1.10	2.795 ≥ 1.20	2.644 ≥ 1.20	端趾圧(kN/m ²)	428.350 ≤ 500	414.278 ≤ 500	209.093 ≤ 500	202.104 ≤ 500	支持力(kN/m ²)	80.392 ≤ 718	78.654 ≤ 720	85.269 ≤ 663	82.198 ≤ 670	偏心傾斜荷重	1.023 ≥ 1.00	1.048 ≥ 1.00	1.524 ≥ 1.20	1.549 ≥ 1.20	直線すべり	1.078 ≥ 1.00	1.086 ≥ 1.00	1.816 ≥ 1.20	1.813 ≥ 1.20	<table><tr><th>項目</th><th>地震時(L.W.L)</th><th>地震時(H.W.L)</th><th>津波時(L.W.L)</th><th>津波時(H.W.L)</th></tr><tr><td>滑動</td><td>1.403 ≥ 1.00</td><td>1.408 ≥ 1.00</td><td>2.640 ≥ 1.20</td><td>2.417 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>転倒</td><td>1.660 ≥ 1.10</td><td>1.638 ≥ 1.10</td><td>3.586 ≥ 1.20</td><td>2.968 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>端趾圧(kN/m²)</td><td>328.993 ≤ 500</td><td>320.072 ≤ 500</td><td>173.219 ≤ 500</td><td>177.050 ≤ 500</td></tr><tr><td>支持力(kN/m²)</td><td>74.417 ≤ 666</td><td>72.827 ≤ 670</td><td>76.040 ≤ 643</td><td>73.630 ≤ 649</td></tr><tr><td>偏心傾斜荷重</td><td>1.202 ≥ 1.00</td><td>1.228 ≥ 1.00</td><td>1.650 ≥ 1.20</td><td>1.635 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>直線すべり</td><td>1.188 ≥ 1.00</td><td>1.194 ≥ 1.00</td><td>1.925 ≥ 1.20</td><td>1.869 ≥ 1.20</td></tr></table>	項目	地震時(L.W.L)	地震時(H.W.L)	津波時(L.W.L)	津波時(H.W.L)	滑動	1.403 ≥ 1.00	1.408 ≥ 1.00	2.640 ≥ 1.20	2.417 ≥ 1.20	転倒	1.660 ≥ 1.10	1.638 ≥ 1.10	3.586 ≥ 1.20	2.968 ≥ 1.20	端趾圧(kN/m ²)	328.993 ≤ 500	320.072 ≤ 500	173.219 ≤ 500	177.050 ≤ 500	支持力(kN/m ²)	74.417 ≤ 666	72.827 ≤ 670	76.040 ≤ 643	73.630 ≤ 649	偏心傾斜荷重	1.202 ≥ 1.00	1.228 ≥ 1.00	1.650 ≥ 1.20	1.635 ≥ 1.20	直線すべり	1.188 ≥ 1.00	1.194 ≥ 1.00	1.925 ≥ 1.20	1.869 ≥ 1.20	<table><tr><th>項目</th><th>地震時(L.W.L)</th><th>地震時(H.W.L)</th><th>津波時(L.W.L)</th><th>津波時(H.W.L)</th></tr><tr><td>滑動</td><td>1.412 ≥ 1.00</td><td>1.417 ≥ 1.00</td><td>2.650 ≥ 1.20</td><td>2.419 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>転倒</td><td>1.673 ≥ 1.10</td><td>1.651 ≥ 1.10</td><td>3.642 ≥ 1.20</td><td>3.002 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>端趾圧(kN/m²)</td><td>325.168 ≤ 500</td><td>316.281 ≤ 500</td><td>172.007 ≤ 500</td><td>176.083 ≤ 500</td></tr><tr><td>支持力(kN/m²)</td><td>74.442 ≤ 666</td><td>72.853 ≤ 669</td><td>76.034 ≤ 643</td><td>73.612 ≤ 650</td></tr><tr><td>偏心傾斜荷重</td><td>1.207 ≥ 1.00</td><td>1.234 ≥ 1.00</td><td>1.654 ≥ 1.20</td><td>1.637 ≥ 1.20</td></tr><tr><td>直線すべり</td><td>1.192 ≥ 1.00</td><td>1.198 ≥ 1.00</td><td>1.928 ≥ 1.20</td><td>1.870 ≥ 1.20</td></tr></table>	項目	地震時(L.W.L)	地震時(H.W.L)	津波時(L.W.L)	津波時(H.W.L)	滑動	1.412 ≥ 1.00	1.417 ≥ 1.00	2.650 ≥ 1.20	2.419 ≥ 1.20	転倒	1.673 ≥ 1.10	1.651 ≥ 1.10	3.642 ≥ 1.20	3.002 ≥ 1.20	端趾圧(kN/m ²)	325.168 ≤ 500	316.281 ≤ 500	172.007 ≤ 500	176.083 ≤ 500	支持力(kN/m ²)	74.442 ≤ 666	72.853 ≤ 669	76.034 ≤ 643	73.612 ≤ 650	偏心傾斜荷重	1.207 ≥ 1.00	1.234 ≥ 1.00	1.654 ≥ 1.20	1.637 ≥ 1.20	直線すべり	1.192 ≥ 1.00	1.198 ≥ 1.00	1.928 ≥ 1.20	1.870 ≥ 1.20
項目	地震時(L.W.L)	地震時(H.W.L)	津波時(L.W.L)	津波時(H.W.L)																																																																																																								
滑動	1.100 ≥ 1.00	1.105 ≥ 1.00	2.029 ≥ 1.20	1.984 ≥ 1.20																																																																																																								
転倒	1.465 ≥ 1.10	1.457 ≥ 1.10	2.795 ≥ 1.20	2.644 ≥ 1.20																																																																																																								
端趾圧(kN/m ²)	428.350 ≤ 500	414.278 ≤ 500	209.093 ≤ 500	202.104 ≤ 500																																																																																																								
支持力(kN/m ²)	80.392 ≤ 718	78.654 ≤ 720	85.269 ≤ 663	82.198 ≤ 670																																																																																																								
偏心傾斜荷重	1.023 ≥ 1.00	1.048 ≥ 1.00	1.524 ≥ 1.20	1.549 ≥ 1.20																																																																																																								
直線すべり	1.078 ≥ 1.00	1.086 ≥ 1.00	1.816 ≥ 1.20	1.813 ≥ 1.20																																																																																																								
項目	地震時(L.W.L)	地震時(H.W.L)	津波時(L.W.L)	津波時(H.W.L)																																																																																																								
滑動	1.403 ≥ 1.00	1.408 ≥ 1.00	2.640 ≥ 1.20	2.417 ≥ 1.20																																																																																																								
転倒	1.660 ≥ 1.10	1.638 ≥ 1.10	3.586 ≥ 1.20	2.968 ≥ 1.20																																																																																																								
端趾圧(kN/m ²)	328.993 ≤ 500	320.072 ≤ 500	173.219 ≤ 500	177.050 ≤ 500																																																																																																								
支持力(kN/m ²)	74.417 ≤ 666	72.827 ≤ 670	76.040 ≤ 643	73.630 ≤ 649																																																																																																								
偏心傾斜荷重	1.202 ≥ 1.00	1.228 ≥ 1.00	1.650 ≥ 1.20	1.635 ≥ 1.20																																																																																																								
直線すべり	1.188 ≥ 1.00	1.194 ≥ 1.00	1.925 ≥ 1.20	1.869 ≥ 1.20																																																																																																								
項目	地震時(L.W.L)	地震時(H.W.L)	津波時(L.W.L)	津波時(H.W.L)																																																																																																								
滑動	1.412 ≥ 1.00	1.417 ≥ 1.00	2.650 ≥ 1.20	2.419 ≥ 1.20																																																																																																								
転倒	1.673 ≥ 1.10	1.651 ≥ 1.10	3.642 ≥ 1.20	3.002 ≥ 1.20																																																																																																								
端趾圧(kN/m ²)	325.168 ≤ 500	316.281 ≤ 500	172.007 ≤ 500	176.083 ≤ 500																																																																																																								
支持力(kN/m ²)	74.442 ≤ 666	72.853 ≤ 669	76.034 ≤ 643	73.612 ≤ 650																																																																																																								
偏心傾斜荷重	1.207 ≥ 1.00	1.234 ≥ 1.00	1.654 ≥ 1.20	1.637 ≥ 1.20																																																																																																								
直線すべり	1.192 ≥ 1.00	1.198 ≥ 1.00	1.928 ≥ 1.20	1.870 ≥ 1.20																																																																																																								
概算工事費（諸経費50%）	1,012 千円/m (1.00)	1,374 千円/m (1.36)	2,706 千円/m (2.67)																																																																																																									
順位	1	2	3																																																																																																									
評価	比較検討の結果、経済性で優位な第1案を採用する。																																																																																																											

対象施設			岸壁	構造形式	重力式（ケーソン）
目的			岸壁の機能強化（耐震）構造検討		
新設・改良			新設	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. W. L : D. L+1. 70, L. W. L : D. L+0. 23		
	設計震度	レベル 1 地域別	—		
		レベル 1 その他	—		
		レベル 2	Kh=0. 30 ※小倉東断層を震源とする地震 ※ポートアイランド波，地表面最大加速度 704. 1gal		
	津波条件	レベル 1	—		
		レベル 2	—		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：液状化対策，新設 対 策 工 法：深層混合処理工法，ケーソン式		
	粘り強い対策		—		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			<新設> ・コンクリート単塊式（水中コンクリートのみ，水中コンクリート＋方塊式）及び前面鋼矢板控えアンカー式との経済比較により決定 ・控え矢板式は背後の上屋内部に控え工を設置する必要があるため、不適		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			・地盤改良は深層混合処理工法を採用し、接円ラップ式（改良率 91. 5%），設計基準強度 600kN/m ² で外部安定及び内部安定の安定性を確保（決定根拠は地震時における内部安定の端趾圧）		
キーワード			新設，ケーソン，地盤改良		

機能強化工法説明図

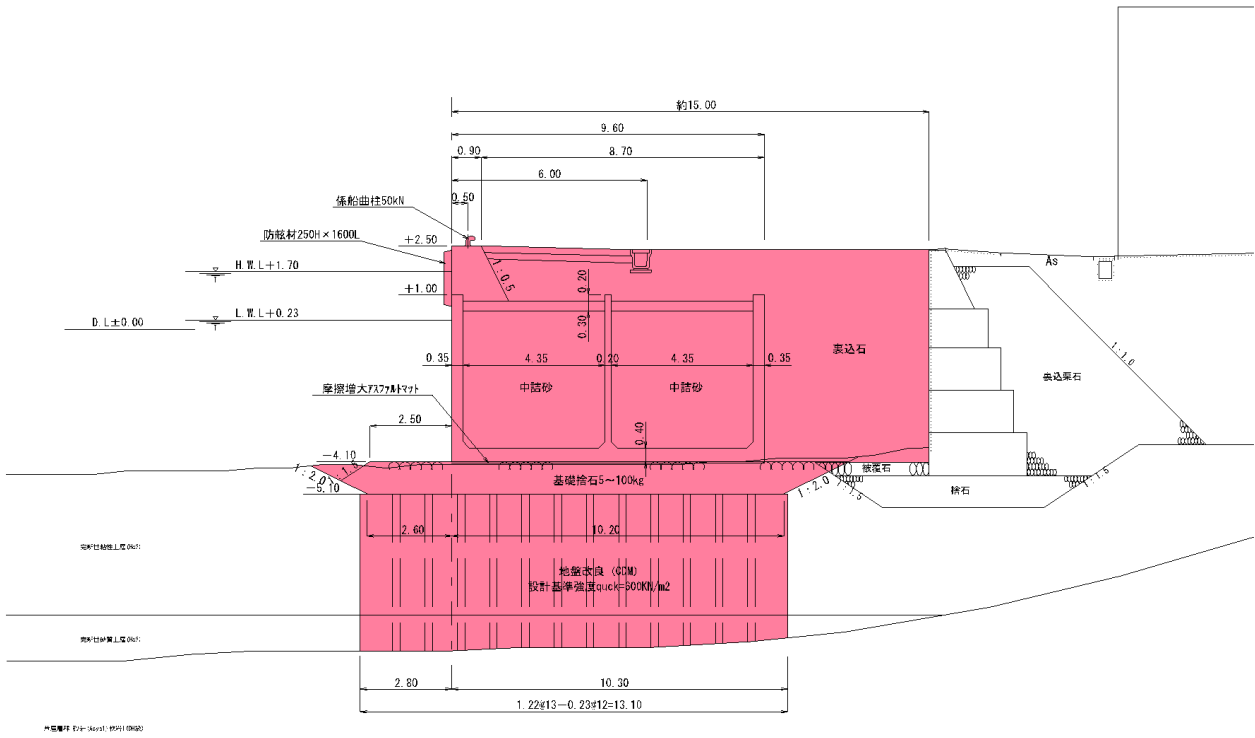
平面図

断面図

本設計に関する基本情報

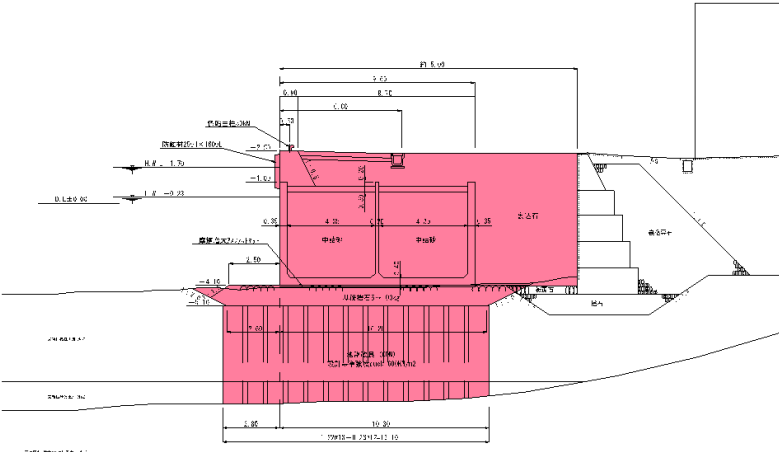
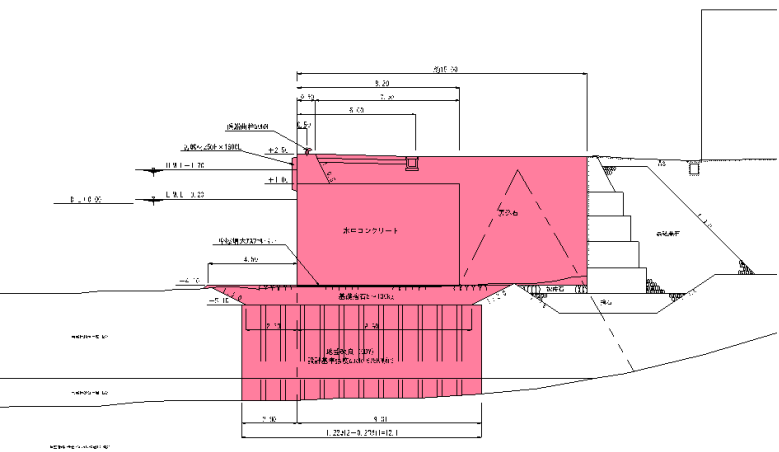
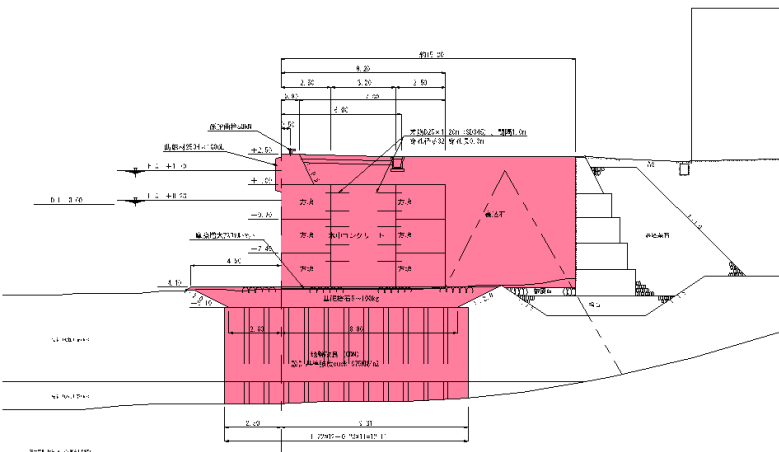
管理者：山口県，設計位置：山口県下関市彦島西山町地内，設計年次：平成 27 年度

安定計算結果（耐震設計による決定断面）

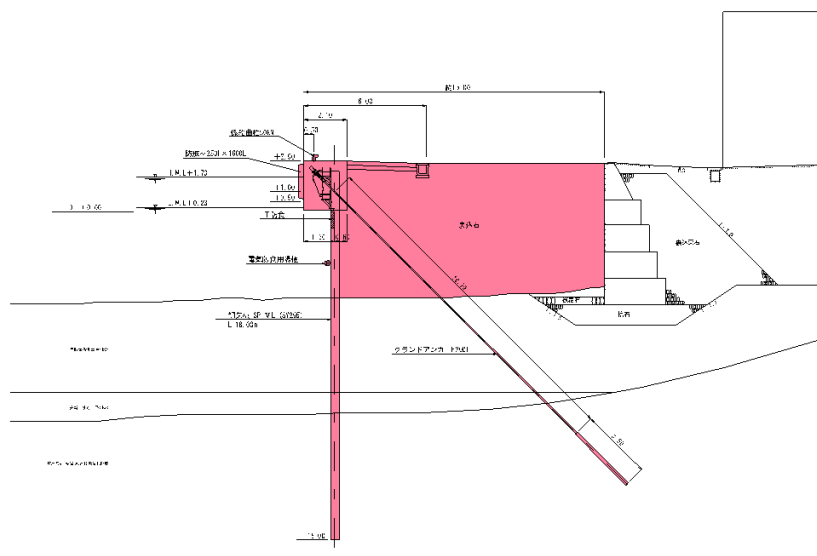
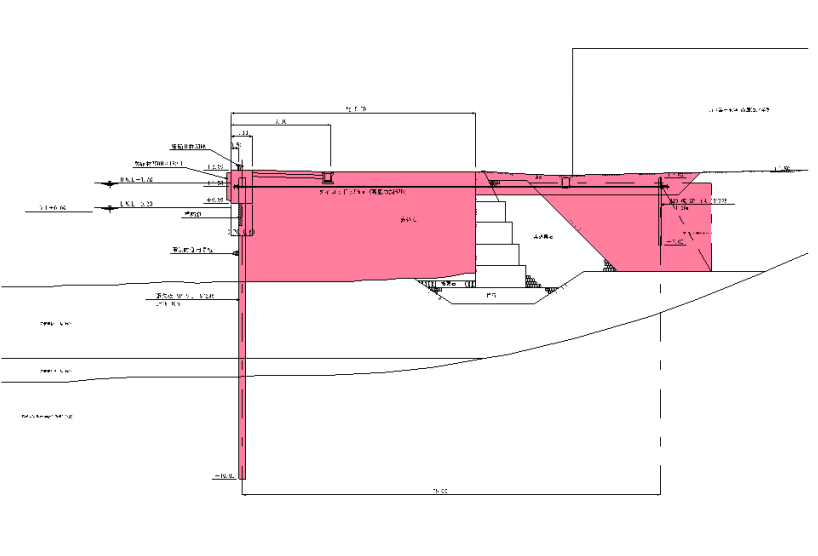


設 計 計 算							(上段：H.W.L.時、下段L.W.L.時)			
土 圧 作 用 時		常 時		地震時			常 時		地震時	
	滑 動	9.33>1.2		1.00>1.0	端支圧	P ₁	93.24kN/m ²		199.20kN/m ²	
		6.53>1.2		1.13>1.0			109.73kN/m ²		201.36kN/m ²	
	転 倒	22.42>1.2		2.15>1.1	P ₂ b	79.43kN/m ²		8.12m		
		14.32>1.2		2.44>1.1		80.69kN/m ²		8.85m		
	偏 心 傾 斜	3.10>1.2		1.04>1.0	捨石底面地盤反力	93.16kN/m ²		165.31kN/m ²		
2.71>1.2			1.12>1.0	107.78kN/m ²			173.95kN/m ²			
直線すべり	---->1.2		---->1.0	基礎地盤支持力	160kN/m ²		240kN/m ²			
	円形すべり	---- >1.3								
備 考	・地盤改良 深層混合処理工法（接円ラップ式：改良率91.5%）設計基準強度 600kN/m ²									
	外部安定	滑 動	Fs= 3.37 ≧ 1.2			Fs= 1.12 ≧ 1.0				
		転 倒	Fot= 8.05 ≧ 1.2			Fot= 1.70 ≧ 1.1				
	内部安定	地盤支持力	t1= 116.58 kN/m ² ≦ qa= 1,317.69 kN/m ²			t1= 255.65 kN/m ² ≦ qa= 2,169.53 kN/m ²				
		端支圧	t1-l'= 96.61 kN/m ² ≦ σ ca= 160.0 kN/m ²			t1-l'= 235.69 kN/m ² ≦ σ ca= 240.0 kN/m ²				
		鉛直せん断	τ = 60.44 kN/m ² ≦ τ a= 80.0 kN/m ²			τ = 55.49 kN/m ² ≦ τ a= 120.0 kN/m ²				

構造形式の比較（1/2）

	①案：ケーソン式		②案：コンクリート単塊式 （水中コンクリート式）		③案コンクリート単塊式 （水中コンクリート＋方塊式）																																																																																																																																																																																																																																																										
断面図																																																																																																																																																																																																																																																															
安全率	<table><tr><th rowspan="3">項目</th><th rowspan="3">検討面</th><th colspan="4">安全率</th></tr><tr><th colspan="2">常時</th><th colspan="2">地震時</th></tr><tr><th>1.00m</th><th>1.00m</th><th>1.00m</th><th>1.00m</th></tr><tr><td rowspan="2">沈下</td><td>1.00m</td><td>Ps= 2.04 ≧ 1.2</td><td>Ps= 2.70 ≧ 1.2</td><td>Ps= 1.41 ≧ 1.0</td><td>Ps= 1.01 ≧ 1.0</td></tr><tr><td>4.10m</td><td>Ps= 6.53 ≧ 1.2</td><td>Ps= 9.33 ≧ 1.2</td><td>Ps= 1.13 ≧ 1.0</td><td>Ps= 1.00 ≧ 1.0</td></tr><tr><td rowspan="2">傾斜</td><td>1.00m</td><td>Fot= 2.32 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.86 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.69 ≧ 1.1</td><td>Fot= 2.24 ≧ 1.1</td></tr><tr><td>4.10m</td><td>Fot= 14.33 ≧ 1.2</td><td>Fot= 22.42 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.44 ≧ 1.1</td><td>Fot= 2.16 ≧ 1.1</td></tr><tr><td>偏心率</td><td></td><td>P1= 109.73 KN/m²</td><td>P1= 93.74 KN/m²</td><td>P1= 201.36 KN/m²</td><td>P1= 199.70 KN/m²</td></tr><tr><td>地盤支持力</td><td>5.10m</td><td>P1= 107.78 KN/m²</td><td>P1= 93.16 KN/m²</td><td>P1= 173.93 KN/m²</td><td>P1= 166.31 KN/m²</td></tr><tr><td colspan="2">地盤改良</td><td colspan="4">常時</td></tr><tr><td rowspan="2">外部安定</td><td>傾斜</td><td>Fot= 3.47 ≧ 1.2</td><td>Fot= 1.12 ≧ 1.0</td><td></td><td></td></tr><tr><td>転倒</td><td>Fot= 8.95 ≧ 1.2</td><td>Fot= 1.70 ≧ 1.1</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>地盤支持力</td><td>P1= 116.58 KN/m² ≧ qa= 1,315.69 KN/m²</td><td>P1= 255.65 KN/m² ≧ qa= 2,169.53 KN/m²</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>地盤支持力</td><td>P1= 96.61 KN/m² ≧ qa= 160.0 KN/m²</td><td>P1= 255.65 KN/m² ≧ qa= 310.0 KN/m²</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>鉛直せん断</td><td>τ= 60.44 KN/m² ≧ τa= 90.0 KN/m²</td><td>τ= 66.49 KN/m² ≧ τa= 120.0 KN/m²</td><td></td><td></td></tr></table> 決定根拠： 地震時滑動		項目	検討面	安全率				常時		地震時		1.00m	1.00m	1.00m	1.00m	沈下	1.00m	Ps= 2.04 ≧ 1.2	Ps= 2.70 ≧ 1.2	Ps= 1.41 ≧ 1.0	Ps= 1.01 ≧ 1.0	4.10m	Ps= 6.53 ≧ 1.2	Ps= 9.33 ≧ 1.2	Ps= 1.13 ≧ 1.0	Ps= 1.00 ≧ 1.0	傾斜	1.00m	Fot= 2.32 ≧ 1.2	Fot= 2.86 ≧ 1.2	Fot= 2.69 ≧ 1.1	Fot= 2.24 ≧ 1.1	4.10m	Fot= 14.33 ≧ 1.2	Fot= 22.42 ≧ 1.2	Fot= 2.44 ≧ 1.1	Fot= 2.16 ≧ 1.1	偏心率		P1= 109.73 KN/m ²	P1= 93.74 KN/m ²	P1= 201.36 KN/m ²	P1= 199.70 KN/m ²	地盤支持力	5.10m	P1= 107.78 KN/m ²	P1= 93.16 KN/m ²	P1= 173.93 KN/m ²	P1= 166.31 KN/m ²	地盤改良		常時				外部安定	傾斜	Fot= 3.47 ≧ 1.2	Fot= 1.12 ≧ 1.0			転倒	Fot= 8.95 ≧ 1.2	Fot= 1.70 ≧ 1.1			内部安定	地盤支持力	P1= 116.58 KN/m ² ≧ qa= 1,315.69 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 2,169.53 KN/m ²			内部安定	地盤支持力	P1= 96.61 KN/m ² ≧ qa= 160.0 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 310.0 KN/m ²			内部安定	鉛直せん断	τ= 60.44 KN/m ² ≧ τa= 90.0 KN/m ²	τ= 66.49 KN/m ² ≧ τa= 120.0 KN/m ²			<table><tr><th rowspan="3">項目</th><th rowspan="3">検討面</th><th colspan="4">安全率</th></tr><tr><th colspan="2">常時</th><th colspan="2">地震時</th></tr><tr><th>1.00m</th><th>1.00m</th><th>1.00m</th><th>1.00m</th></tr><tr><td rowspan="2">沈下</td><td>1.00m</td><td>Ps= 2.04 ≧ 1.2</td><td>Ps= 2.70 ≧ 1.2</td><td>Ps= 1.41 ≧ 1.0</td><td>Ps= 1.01 ≧ 1.0</td></tr><tr><td>4.10m</td><td>Ps= 6.53 ≧ 1.2</td><td>Ps= 9.33 ≧ 1.2</td><td>Ps= 1.13 ≧ 1.0</td><td>Ps= 1.03 ≧ 1.0</td></tr><tr><td rowspan="2">傾斜</td><td>1.00m</td><td>Fot= 2.32 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.86 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.69 ≧ 1.1</td><td>Fot= 2.24 ≧ 1.1</td></tr><tr><td>4.10m</td><td>Fot= 14.33 ≧ 1.2</td><td>Fot= 22.42 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.44 ≧ 1.1</td><td>Fot= 2.16 ≧ 1.1</td></tr><tr><td>偏心率</td><td></td><td>P1= 127.55 KN/m²</td><td>P1= 106.12 KN/m²</td><td>P1= 250.32 KN/m²</td><td>P1= 253.99 KN/m²</td></tr><tr><td>地盤支持力</td><td>5.10m</td><td>P1= 121.27 KN/m²</td><td>P1= 104.68 KN/m²</td><td>P1= 204.29 KN/m²</td><td>P1= 197.19 KN/m²</td></tr><tr><td colspan="2">地盤改良</td><td colspan="4">常時</td></tr><tr><td rowspan="2">外部安定</td><td>傾斜</td><td>Fot= 3.61 ≧ 1.2</td><td>Fot= 1.13 ≧ 1.0</td><td></td><td></td></tr><tr><td>転倒</td><td>Fot= 7.41 ≧ 1.2</td><td>Fot= 1.64 ≧ 1.1</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>地盤支持力</td><td>P1= 121.06 KN/m² ≧ qa= 1,317.69 KN/m²</td><td>P1= 255.65 KN/m² ≧ qa= 2,169.53 KN/m²</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>地盤支持力</td><td>P1= 104.70 KN/m² ≧ qa= 150.0 KN/m²</td><td>P1= 255.65 KN/m² ≧ qa= 270.0 KN/m²</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>鉛直せん断</td><td>τ= 63.47 KN/m² ≧ τa= 90.0 KN/m²</td><td>τ= 61.23 KN/m² ≧ τa= 120.0 KN/m²</td><td></td><td></td></tr></table> 決定根拠： 地震時偏心傾斜		項目	検討面	安全率				常時		地震時		1.00m	1.00m	1.00m	1.00m	沈下	1.00m	Ps= 2.04 ≧ 1.2	Ps= 2.70 ≧ 1.2	Ps= 1.41 ≧ 1.0	Ps= 1.01 ≧ 1.0	4.10m	Ps= 6.53 ≧ 1.2	Ps= 9.33 ≧ 1.2	Ps= 1.13 ≧ 1.0	Ps= 1.03 ≧ 1.0	傾斜	1.00m	Fot= 2.32 ≧ 1.2	Fot= 2.86 ≧ 1.2	Fot= 2.69 ≧ 1.1	Fot= 2.24 ≧ 1.1	4.10m	Fot= 14.33 ≧ 1.2	Fot= 22.42 ≧ 1.2	Fot= 2.44 ≧ 1.1	Fot= 2.16 ≧ 1.1	偏心率		P1= 127.55 KN/m ²	P1= 106.12 KN/m ²	P1= 250.32 KN/m ²	P1= 253.99 KN/m ²	地盤支持力	5.10m	P1= 121.27 KN/m ²	P1= 104.68 KN/m ²	P1= 204.29 KN/m ²	P1= 197.19 KN/m ²	地盤改良		常時				外部安定	傾斜	Fot= 3.61 ≧ 1.2	Fot= 1.13 ≧ 1.0			転倒	Fot= 7.41 ≧ 1.2	Fot= 1.64 ≧ 1.1			内部安定	地盤支持力	P1= 121.06 KN/m ² ≧ qa= 1,317.69 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 2,169.53 KN/m ²			内部安定	地盤支持力	P1= 104.70 KN/m ² ≧ qa= 150.0 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 270.0 KN/m ²			内部安定	鉛直せん断	τ= 63.47 KN/m ² ≧ τa= 90.0 KN/m ²	τ= 61.23 KN/m ² ≧ τa= 120.0 KN/m ²			<table><tr><th rowspan="3">項目</th><th rowspan="3">検討面</th><th colspan="4">安全率</th></tr><tr><th colspan="2">常時</th><th colspan="2">地震時</th></tr><tr><th>1.00m</th><th>1.00m</th><th>1.00m</th><th>1.00m</th></tr><tr><td rowspan="2">沈下</td><td>1.00m</td><td>Ps= 2.04 ≧ 1.2</td><td>Ps= 2.70 ≧ 1.2</td><td>Ps= 1.41 ≧ 1.0</td><td>Ps= 1.01 ≧ 1.0</td></tr><tr><td>4.10m</td><td>Ps= 6.53 ≧ 1.2</td><td>Ps= 9.33 ≧ 1.2</td><td>Ps= 1.13 ≧ 1.0</td><td>Ps= 1.03 ≧ 1.0</td></tr><tr><td rowspan="2">傾斜</td><td>1.00m</td><td>Fot= 2.32 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.86 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.69 ≧ 1.1</td><td>Fot= 2.24 ≧ 1.1</td></tr><tr><td>4.10m</td><td>Fot= 14.33 ≧ 1.2</td><td>Fot= 22.42 ≧ 1.2</td><td>Fot= 2.44 ≧ 1.1</td><td>Fot= 1.83 ≧ 1.1</td></tr><tr><td>偏心率</td><td></td><td>P1= 127.55 KN/m²</td><td>P1= 106.12 KN/m²</td><td>P1= 250.32 KN/m²</td><td>P1= 253.99 KN/m²</td></tr><tr><td>地盤支持力</td><td>5.10m</td><td>P1= 121.27 KN/m²</td><td>P1= 104.68 KN/m²</td><td>P1= 204.29 KN/m²</td><td>P1= 197.19 KN/m²</td></tr><tr><td colspan="2">地盤改良</td><td colspan="4">常時</td></tr><tr><td rowspan="2">外部安定</td><td>傾斜</td><td>Fot= 3.61 ≧ 1.2</td><td>Fot= 1.13 ≧ 1.0</td><td></td><td></td></tr><tr><td>転倒</td><td>Fot= 7.41 ≧ 1.2</td><td>Fot= 1.64 ≧ 1.1</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>地盤支持力</td><td>P1= 121.06 KN/m² ≧ qa= 1,317.69 KN/m²</td><td>P1= 255.65 KN/m² ≧ qa= 2,169.53 KN/m²</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>地盤支持力</td><td>P1= 104.70 KN/m² ≧ qa= 150.0 KN/m²</td><td>P1= 255.65 KN/m² ≧ qa= 270.0 KN/m²</td><td></td><td></td></tr><tr><td>内部安定</td><td>鉛直せん断</td><td>τ= 63.47 KN/m² ≧ τa= 90.0 KN/m²</td><td>τ= 61.23 KN/m² ≧ τa= 120.0 KN/m²</td><td></td><td></td></tr></table> 決定根拠： 地震時偏心傾斜		項目	検討面	安全率				常時		地震時		1.00m	1.00m	1.00m	1.00m	沈下	1.00m	Ps= 2.04 ≧ 1.2	Ps= 2.70 ≧ 1.2	Ps= 1.41 ≧ 1.0	Ps= 1.01 ≧ 1.0	4.10m	Ps= 6.53 ≧ 1.2	Ps= 9.33 ≧ 1.2	Ps= 1.13 ≧ 1.0	Ps= 1.03 ≧ 1.0	傾斜	1.00m	Fot= 2.32 ≧ 1.2	Fot= 2.86 ≧ 1.2	Fot= 2.69 ≧ 1.1	Fot= 2.24 ≧ 1.1	4.10m	Fot= 14.33 ≧ 1.2	Fot= 22.42 ≧ 1.2	Fot= 2.44 ≧ 1.1	Fot= 1.83 ≧ 1.1	偏心率		P1= 127.55 KN/m ²	P1= 106.12 KN/m ²	P1= 250.32 KN/m ²	P1= 253.99 KN/m ²	地盤支持力	5.10m	P1= 121.27 KN/m ²	P1= 104.68 KN/m ²	P1= 204.29 KN/m ²	P1= 197.19 KN/m ²	地盤改良		常時				外部安定	傾斜	Fot= 3.61 ≧ 1.2	Fot= 1.13 ≧ 1.0			転倒	Fot= 7.41 ≧ 1.2	Fot= 1.64 ≧ 1.1			内部安定	地盤支持力	P1= 121.06 KN/m ² ≧ qa= 1,317.69 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 2,169.53 KN/m ²			内部安定	地盤支持力	P1= 104.70 KN/m ² ≧ qa= 150.0 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 270.0 KN/m ²			内部安定	鉛直せん断	τ= 63.47 KN/m ² ≧ τa= 90.0 KN/m ²	τ= 61.23 KN/m ² ≧ τa= 120.0 KN/m ²		
項目	検討面	安全率																																																																																																																																																																																																																																																													
		常時			地震時																																																																																																																																																																																																																																																										
		1.00m	1.00m	1.00m	1.00m																																																																																																																																																																																																																																																										
沈下	1.00m	Ps= 2.04 ≧ 1.2	Ps= 2.70 ≧ 1.2	Ps= 1.41 ≧ 1.0	Ps= 1.01 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																										
	4.10m	Ps= 6.53 ≧ 1.2	Ps= 9.33 ≧ 1.2	Ps= 1.13 ≧ 1.0	Ps= 1.00 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																										
傾斜	1.00m	Fot= 2.32 ≧ 1.2	Fot= 2.86 ≧ 1.2	Fot= 2.69 ≧ 1.1	Fot= 2.24 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																										
	4.10m	Fot= 14.33 ≧ 1.2	Fot= 22.42 ≧ 1.2	Fot= 2.44 ≧ 1.1	Fot= 2.16 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																										
偏心率		P1= 109.73 KN/m ²	P1= 93.74 KN/m ²	P1= 201.36 KN/m ²	P1= 199.70 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																										
地盤支持力	5.10m	P1= 107.78 KN/m ²	P1= 93.16 KN/m ²	P1= 173.93 KN/m ²	P1= 166.31 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																										
地盤改良		常時																																																																																																																																																																																																																																																													
外部安定	傾斜	Fot= 3.47 ≧ 1.2	Fot= 1.12 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																												
	転倒	Fot= 8.95 ≧ 1.2	Fot= 1.70 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	地盤支持力	P1= 116.58 KN/m ² ≧ qa= 1,315.69 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 2,169.53 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	地盤支持力	P1= 96.61 KN/m ² ≧ qa= 160.0 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 310.0 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	鉛直せん断	τ= 60.44 KN/m ² ≧ τa= 90.0 KN/m ²	τ= 66.49 KN/m ² ≧ τa= 120.0 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
項目	検討面	安全率																																																																																																																																																																																																																																																													
		常時		地震時																																																																																																																																																																																																																																																											
		1.00m	1.00m	1.00m	1.00m																																																																																																																																																																																																																																																										
沈下	1.00m	Ps= 2.04 ≧ 1.2	Ps= 2.70 ≧ 1.2	Ps= 1.41 ≧ 1.0	Ps= 1.01 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																										
	4.10m	Ps= 6.53 ≧ 1.2	Ps= 9.33 ≧ 1.2	Ps= 1.13 ≧ 1.0	Ps= 1.03 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																										
傾斜	1.00m	Fot= 2.32 ≧ 1.2	Fot= 2.86 ≧ 1.2	Fot= 2.69 ≧ 1.1	Fot= 2.24 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																										
	4.10m	Fot= 14.33 ≧ 1.2	Fot= 22.42 ≧ 1.2	Fot= 2.44 ≧ 1.1	Fot= 2.16 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																										
偏心率		P1= 127.55 KN/m ²	P1= 106.12 KN/m ²	P1= 250.32 KN/m ²	P1= 253.99 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																										
地盤支持力	5.10m	P1= 121.27 KN/m ²	P1= 104.68 KN/m ²	P1= 204.29 KN/m ²	P1= 197.19 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																										
地盤改良		常時																																																																																																																																																																																																																																																													
外部安定	傾斜	Fot= 3.61 ≧ 1.2	Fot= 1.13 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																												
	転倒	Fot= 7.41 ≧ 1.2	Fot= 1.64 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	地盤支持力	P1= 121.06 KN/m ² ≧ qa= 1,317.69 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 2,169.53 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	地盤支持力	P1= 104.70 KN/m ² ≧ qa= 150.0 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 270.0 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	鉛直せん断	τ= 63.47 KN/m ² ≧ τa= 90.0 KN/m ²	τ= 61.23 KN/m ² ≧ τa= 120.0 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
項目	検討面	安全率																																																																																																																																																																																																																																																													
		常時		地震時																																																																																																																																																																																																																																																											
		1.00m	1.00m	1.00m	1.00m																																																																																																																																																																																																																																																										
沈下	1.00m	Ps= 2.04 ≧ 1.2	Ps= 2.70 ≧ 1.2	Ps= 1.41 ≧ 1.0	Ps= 1.01 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																										
	4.10m	Ps= 6.53 ≧ 1.2	Ps= 9.33 ≧ 1.2	Ps= 1.13 ≧ 1.0	Ps= 1.03 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																										
傾斜	1.00m	Fot= 2.32 ≧ 1.2	Fot= 2.86 ≧ 1.2	Fot= 2.69 ≧ 1.1	Fot= 2.24 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																										
	4.10m	Fot= 14.33 ≧ 1.2	Fot= 22.42 ≧ 1.2	Fot= 2.44 ≧ 1.1	Fot= 1.83 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																										
偏心率		P1= 127.55 KN/m ²	P1= 106.12 KN/m ²	P1= 250.32 KN/m ²	P1= 253.99 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																										
地盤支持力	5.10m	P1= 121.27 KN/m ²	P1= 104.68 KN/m ²	P1= 204.29 KN/m ²	P1= 197.19 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																										
地盤改良		常時																																																																																																																																																																																																																																																													
外部安定	傾斜	Fot= 3.61 ≧ 1.2	Fot= 1.13 ≧ 1.0																																																																																																																																																																																																																																																												
	転倒	Fot= 7.41 ≧ 1.2	Fot= 1.64 ≧ 1.1																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	地盤支持力	P1= 121.06 KN/m ² ≧ qa= 1,317.69 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 2,169.53 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	地盤支持力	P1= 104.70 KN/m ² ≧ qa= 150.0 KN/m ²	P1= 255.65 KN/m ² ≧ qa= 270.0 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
内部安定	鉛直せん断	τ= 63.47 KN/m ² ≧ τa= 90.0 KN/m ²	τ= 61.23 KN/m ² ≧ τa= 120.0 KN/m ²																																																																																																																																																																																																																																																												
施工	・ケーソンは、FD製作より安価となる乾ドックで施工し、曳航して据え付ける。 ・工期は、他の工法と比べ、現地での工種が少なく、最も短くなる。		◎	・全工程が現地での作業となる。 ・工期は、①案に比べ短くなる。		○																																																																																																																																																																																																																																																									
環境	・地盤改良は、水質汚濁防止に配慮し、汚濁防止膜の設置、上被りを確保するよう覆砂を行い改良する。		○	・地盤改良は、水質汚濁防止に配慮し、汚濁防止膜の設置、上被りを確保するよう覆砂を行い改良する。 ・水質汚濁防止に配慮し、水中不分離性コンクリートを用いる。		△																																																																																																																																																																																																																																																									
工費 (諸経費込)	3,649,000円/m（乾ドック製作）		◎	4,348,000円/m		△																																																																																																																																																																																																																																																									
	本体工事費	2,592,000円/m		本体工事費	3,363,000円/m																																																																																																																																																																																																																																																										
	地盤改良工事費	1,057,000円/m		地盤改良工事費	985,000円/m																																																																																																																																																																																																																																																										
評価	1			2																																																																																																																																																																																																																																																											

構造形式の比較 (2/2)

	④案：前面鋼矢板控えアンカー式		⑤案：前面鋼矢板控え鋼矢板式																																	
断面図																																				
安全率	<table><tr><th colspan="4">基体</th></tr><tr><th colspan="4">前面鋼矢板 SP-VI型 (SY200)</th></tr><tr><th></th><th colspan="2">単位 (mm)</th><th>地震時</th></tr><tr><td>圧入力 (kN/m)</td><td>19.8</td><td>≦ 180.0</td><td>215.8 ≦ 270.0</td></tr><tr><td>埋入長 (D.L)</td><td>-11.4</td><td>≧ -16.0</td><td>-15.8 ≧ -16.0</td></tr><tr><th colspan="4">控えアンカー P200TA</th></tr><tr><th></th><th colspan="2">単位 (mm)</th><th>地震時</th></tr><tr><td>耐力 (kN)</td><td>207.8</td><td>≧ 510.0</td><td>226.7 ≧ 225.7</td></tr></table> 決定根拠： 地震時応力度及び地震時耐力		基体				前面鋼矢板 SP-VI型 (SY200)					単位 (mm)		地震時	圧入力 (kN/m)	19.8	≦ 180.0	215.8 ≦ 270.0	埋入長 (D.L)	-11.4	≧ -16.0	-15.8 ≧ -16.0	控えアンカー P200TA					単位 (mm)		地震時	耐力 (kN)	207.8	≧ 510.0	226.7 ≧ 225.7	既存の上屋内を床掘し、タイロッドを施工する必要がある、事実上施工困難である。	
基体																																				
前面鋼矢板 SP-VI型 (SY200)																																				
	単位 (mm)		地震時																																	
圧入力 (kN/m)	19.8	≦ 180.0	215.8 ≦ 270.0																																	
埋入長 (D.L)	-11.4	≧ -16.0	-15.8 ≧ -16.0																																	
控えアンカー P200TA																																				
	単位 (mm)		地震時																																	
耐力 (kN)	207.8	≧ 510.0	226.7 ≧ 225.7																																	
施工	・他の工法に比べ、現地での工種が多く、工期は最も長くなる。 ・埋立てによる圧密沈下が発生することが懸念される。	△																																		
環境	・矢板を岩盤に打ち込む必要があるため、騒音、振動に配慮し、先行掘削を行い、砂に置き換えて打設する。	○																																		
工費 (諸経費込)	5,764,000円/m		×																																	
	本体工事費	5,764,000円/m																																		
	地盤改良工事費																																			
評価	1																																			

対象施設			岸壁	構造形式	控え矢板式
目的			岸壁の機能強化（耐震・耐津波）構造検討		
新設・改良			改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. W. L +2.30, L. W. L ±0.00		
	設計震度	レベル1 地域別	Kh=0.14 ※親水施設		
		レベル1 その他	—		
		レベル2	Kh=0.15 ※「八戸波」、「大船渡波」、「新晩翠橋波」を日向灘南部地震（385gal）で振幅調整した波形より算出		
	津波条件	レベル1	最低津波高：D. L -1.43		
		レベル2	—		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：液状化対策，構造物補強対策 対 策 工 法：深層混合処理工法，グラウンドアンカー設置		
	粘り強い対策		—		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			＜地盤改良＞ - 既設矢板の応力及び根入れ確保を目的として「受動抵抗の増大」及び「主働土圧の軽減」を検討 - これより、海側、陸側（液状化対策を含む）の地盤改良として「軽量盛土工法」及び「固化処理工法」では安定性を確保できないことを確認し、「深層混合処理工法」を採用 ＜グラウンドアンカー設置＞ - 控え工の機能強化としてグラウンドアンカー設置を実施（存置する控え工の耐力は期待しない） - 控え工の新設より経済性・施工性に優れる		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			- 控え工の改良対策案として考えられる「控え工の二重化もしくは取替え」及び「控え工の新設」は、必要根入れ長の確保効果がない事や、経済性も著しく劣ると考えられ、比較案から除外 - 既設控え工（存置）を考慮して、グラウンドアンカーの配置は「タイ材の中央」、「タイ材より起点側」、「タイ材より終点側」を比較し、「タイ材より終点側」を採用		
キーワード			液状化対策，深層混合処理工法，グラウンドアンカー（控え工）		

機能強化工法説明図

平面図

断面図

その他

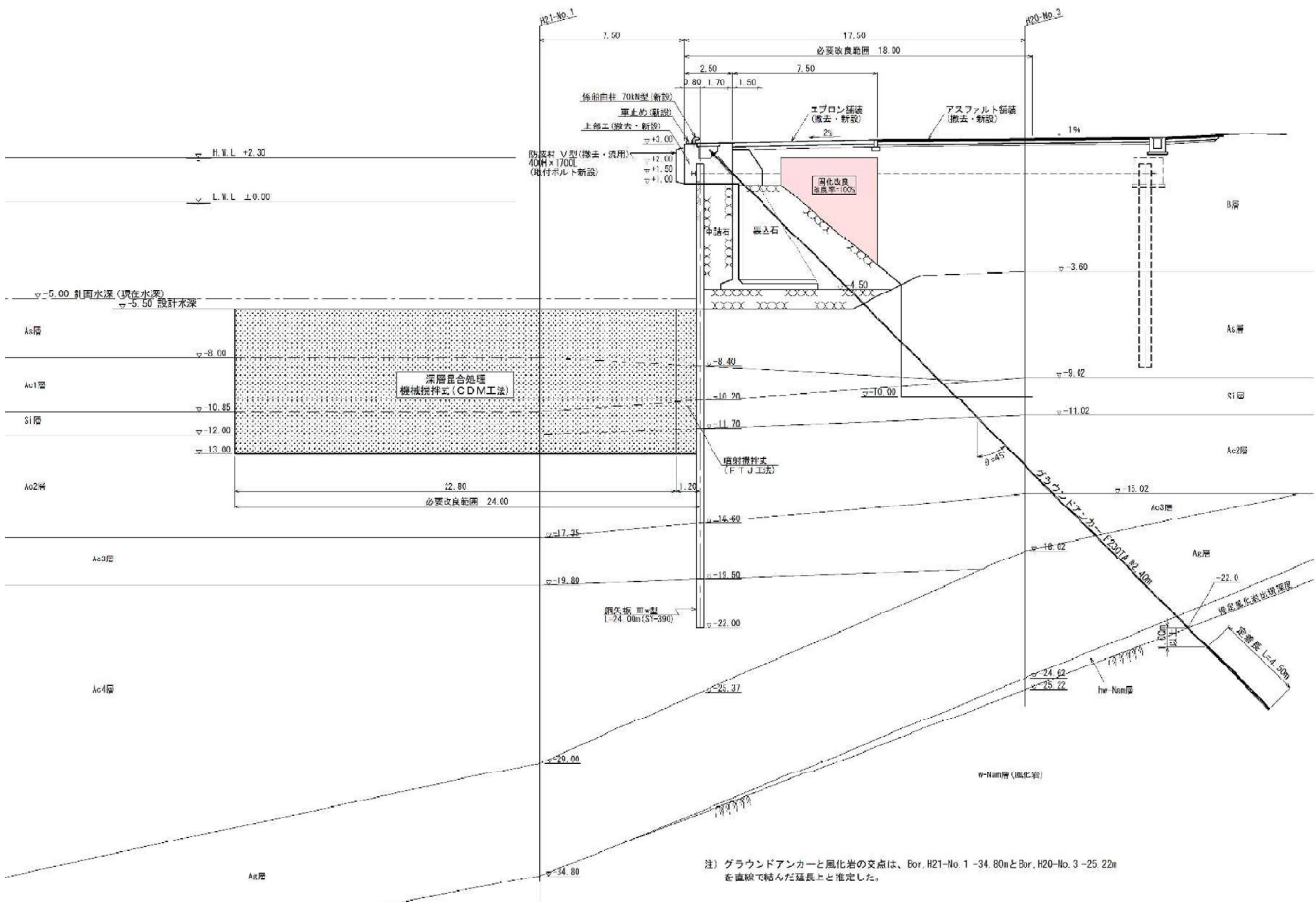
・バース長は44mであるが、岸壁法線平行方向にも外力が作用することを想定し、海側の液状化層下端より受働崩壊角を考慮して取付部も地盤改良を実施

・受働崩壊角の平均勾配より協議の結果、取付部は10mとし、計画延長は66m (=44+10×2)

本設計に関する基本情報

管理者：宮崎県，設計位置：宮崎県日南市大堂津地内，設計年次：令和6年度

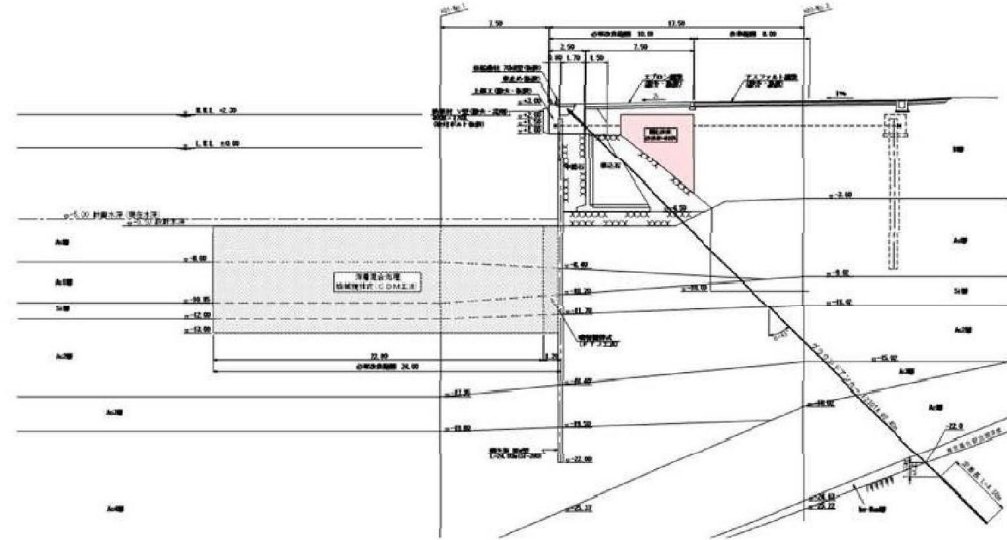
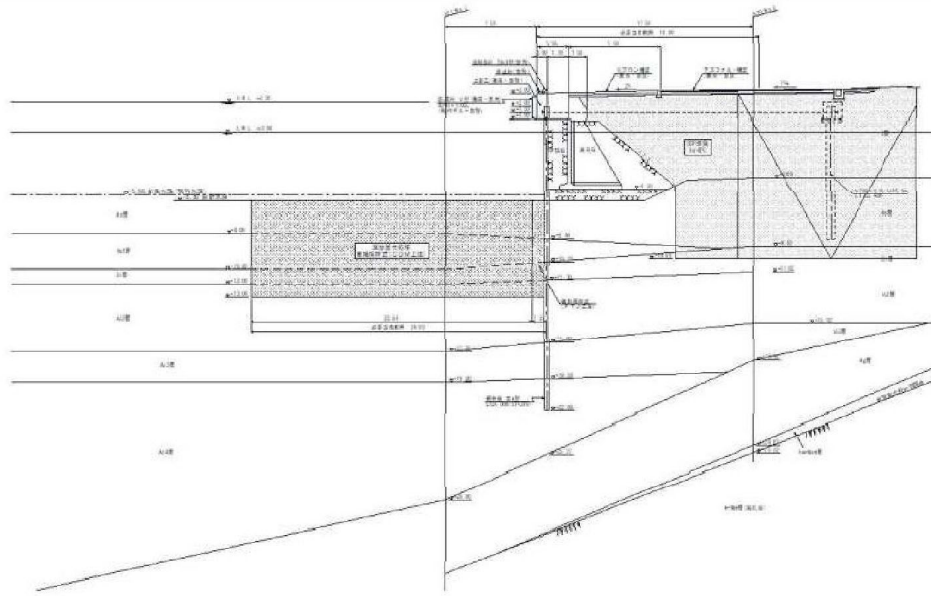
安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）



設 計 計 算												
安 全 率	矢板	形 式	Ⅲ 型	グラウ ンドア ンカー	形 式	F2301A						
		材 質	SYW390		材 質	-						
		許 容 応 力	235 N/mm ²		許 容 応 力	600.0 N/mm ²						
	矢板 発生応力	常 時	125.1 N/mm ²	タイロッ ド発生応 力	定 着 長	4.5 m				定着長	常 時	2.55 m
		地 震 時	174.7 N/mm ²		常 時	318.77 N/mm ²					地 震 時	2.69 m
		津 波 時	219.2 N/mm ²		地 震 時	417.95 N/mm ²					津 波 時	4.45 m
	矢板 所要 根入長	常 時	-17.60 m		津 波 時	553.38 N/mm ²	津 波 時	4.45 m				
		地 震 時	-20.63 m		牽 引 時	366.27 N/mm ²	牽 引 時	2.36 m				
		津 波 時	-19.60 m									
		矢板根入長	-22.00 m									
備 考												

配置図		案-1. 既設タイ材の中央に配置	案-2. 既設タイ材より起点側に配置	案-3. 既設タイ材より終点側に配置
配置関係	アンカー規格	既設タイ材の中央に矢板二枚分(1200mm)を確保した配置 F270TA : 1本(起点部・アンカー一分担幅2.9m) F230TA : 25本(標準部・アンカー一分担幅2.4m) F230TA : 1本(終点部・アンカー一分担幅1.8m) ※起点部(1本)のアンカーは、標準部のアンカーの分担幅(2.4m)を確保できないため、標準部より大きいドアンカーの規格を選定した。	既設タイ材から右側に矢板一枚分(600mm)を確保した配置 F360TA : 1本(起点部・アンカー一分担幅3.5m) F230TA : 24本(標準部・アンカー一分担幅2.4m) F270TA : 1本(終点部・アンカー一分担幅2.7m) ※起点部(1本)、終点部(1本)のアンカーは、標準部のアンカーの分担幅(2.4m)を確保できないため、標準部より大きいドアンカーの規格を選定した。	既設タイ材から左側に矢板一枚分(600mm)を確保した配置 F230TA : 1本(起点部・アンカー一分担幅2.3m) F230TA : 25本(標準部・アンカー一分担幅2.4m) F230TA : 1本(終点部・アンカー一分担幅2.1m) ※同一規格のアンカーで、均等な配置が可能である。
		・起点部(1本)のアンカーは、標準部のアンカー規格より大きい分、削孔深さが深くなる。	・起点部(1本)、終点部(1本)のアンカーは、標準部のアンカー規格より大きい分、削孔深さが深くなる。	・同一規格のアンカーが適用できるため、他2案と比べて施工管理が安易である。
		アンカー材料費(F230TA) : 990,067 円/本 × 0.40 本/m = 396,027 円/m " 打設費(F230TA) : 1,978,650 円/本 × 0.40 本/m = 791,460 円/m アンカー材料費(F270TA) : 1,106,103 円/本 × 0.02 本/m = 22,122 円/m " 打設費(F270TA) : 1,978,650 円/本 × 0.02 本/m = 39,573 円/m 合計 1,249,000 円/m	アンカー材料費(F230TA) : 990,067 円/本 × 0.38 本/m = 376,225 円/m " 打設費(F230TA) : 1,978,650 円/本 × 0.38 本/m = 751,887 円/m アンカー材料費(F270TA) : 1,106,103 円/本 × 0.02 本/m = 22,122 円/m " 打設費(F270TA) : 1,978,650 円/本 × 0.02 本/m = 39,573 円/m アンカー材料費(F360TA) : 1,415,088 円/本 × 0.02 本/m = 28,302 円/m " 打設費(F360TA) : 3,048,104 円/本 × 0.02 本/m = 60,962 円/m 合計 1,279,000 円/m	アンカー材料費(F230TA) : 990,067 円/本 × 0.42 本/m = 415,828 円/m " 打設費(F230TA) : 1,978,650 円/本 × 0.42 本/m = 831,033 円/m 合計 1,247,000 円/m
		経済性	経済性に劣る	経済性に劣る
評価		△	×	○

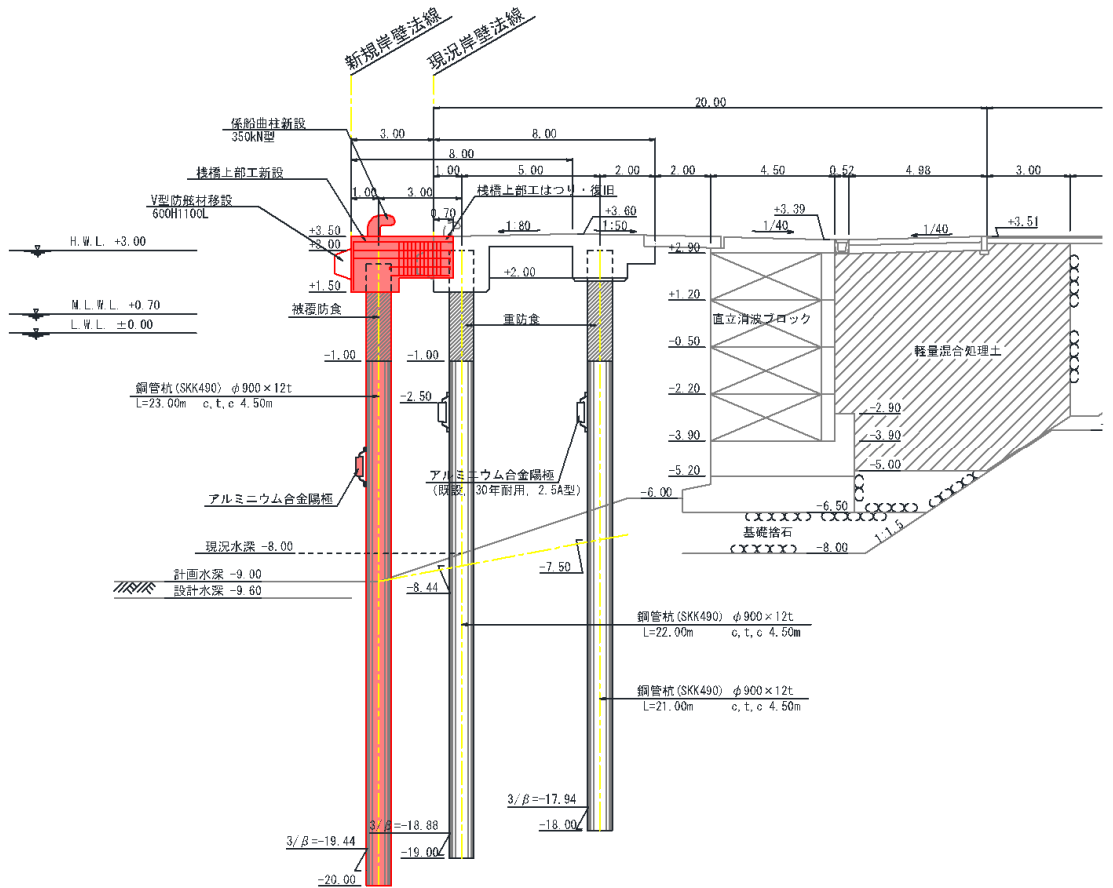
機能強化（構造物補強）の比較

	案-1：グラウンドアンカー式	案-2：控え矢板式																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
標準断面図																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
工法の概要	既設構造物(控え矢板)は残置し、グラウンドアンカーを新設する工法。既設構造物における控え工には期待しないものとし、発生張力は新設するグラウンドアンカーが担保する。	既設構造物(控え矢板)は残置し、控え工を新設する工法。既設構造物における控え工には期待しないものとし、発生張力は新設する控え工が担保する。																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
施工性	仮設足場を設置し、グラウンドアンカーを打設することから、背後に影響がなく、施工期間は案-2より短縮することができ、施工性に優れる。	新規に控え工を設置するため、鋼管杭の打設及びタイ材の設置を行うため、施工期間が長期に及ぶ。また、エプロンの撤去及び設置が必要となる。																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
経済性 (諸経費 60%含む)	<table><tr><th>名</th><th>称</th><th>寸</th><th>法</th><th>数</th><th>量</th><th>単</th><th>位</th><th>単</th><th>価(円)</th><th>金</th><th>額(円)</th><th>摘</th><th>要</th></tr><tr><td colspan="4">アンカー工</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>1,246,861</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>グラウンドアンカー製作</td><td>F230TA@2.40m</td><td></td><td>0.42</td><td>本</td><td></td><td></td><td>990,067</td><td></td><td>415,828</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>グラウンドアンカー打設</td><td>F230TA@2.40m</td><td></td><td>0.42</td><td>本</td><td></td><td></td><td>1,978,650</td><td></td><td>831,033</td><td></td><td></td></tr><tr><td colspan="4">地盤改良</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>171,000</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>中層混合処理工法</td><td></td><td></td><td>17.10</td><td>m3</td><td></td><td></td><td>10,000</td><td></td><td>171,000</td><td></td><td>陸側</td></tr><tr><td colspan="4">直接工事費</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>1,417,861</td><td></td><td></td></tr><tr><td colspan="4">諸経費</td><td></td><td></td><td></td><td>式</td><td></td><td></td><td>708,139</td><td></td><td></td></tr><tr><td colspan="4">概算工事費計</td><td></td><td></td><td></td><td>式</td><td></td><td></td><td>2,126,000</td><td></td><td></td></tr></table> 2,126,000 円/m	名	称	寸	法	数	量	単	位	単	価(円)	金	額(円)	摘	要	アンカー工										1,246,861				グラウンドアンカー製作	F230TA@2.40m		0.42	本			990,067		415,828				グラウンドアンカー打設	F230TA@2.40m		0.42	本			1,978,650		831,033			地盤改良										171,000				中層混合処理工法			17.10	m3			10,000		171,000		陸側	直接工事費										1,417,861			諸経費							式			708,139			概算工事費計							式			2,126,000			<table><tr><th>名</th><th>称</th><th>寸</th><th>法</th><th>数</th><th>量</th><th>単</th><th>位</th><th>単</th><th>価(円)</th><th>金</th><th>額(円)</th><th>摘</th><th>要</th></tr><tr><td colspan="4">支保工</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>15,000</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>コンクリート</td><td>F'ck=24N/mm²</td><td></td><td>1.95</td><td>m3</td><td></td><td></td><td>20,000</td><td></td><td>39,000</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>型枠</td><td></td><td></td><td>2.60</td><td>m2</td><td></td><td></td><td>8,000</td><td></td><td>20,800</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>鉄筋</td><td>SD345</td><td></td><td>166.00</td><td>kg</td><td></td><td></td><td>200</td><td></td><td>31,200</td><td></td><td></td></tr><tr><td colspan="4">控え工</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>1,378,893</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>鋼管杭製作</td><td>φ700×9.0t</td><td></td><td>1.42</td><td>本</td><td></td><td></td><td>350,629</td><td></td><td>497,893</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>〃 打設</td><td>φ700×9.0t</td><td></td><td>1.42</td><td>本</td><td></td><td></td><td>500,000</td><td></td><td>710,000</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>タイ材製作</td><td>TR-83</td><td></td><td>0.42</td><td>本</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>0</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>〃 打設</td><td>TR-83</td><td></td><td>0.42</td><td>本</td><td></td><td></td><td>300,000</td><td></td><td>126,000</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>腹起し</td><td>200×90×9</td><td></td><td>1.00</td><td>m</td><td></td><td></td><td>45,000</td><td></td><td>45,000</td><td></td><td></td></tr><tr><td colspan="4">地盤改良</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>431,607</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td>SCP改良</td><td>λ=9.0%</td><td></td><td>287.67</td><td>m3</td><td></td><td></td><td>1,500</td><td></td><td>431,607</td><td></td><td>陸側</td></tr><tr><td colspan="4">直接工事費</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>1,916,400</td><td></td><td></td></tr><tr><td colspan="4">諸経費</td><td></td><td></td><td></td><td>式</td><td></td><td></td><td>957,600</td><td></td><td></td></tr><tr><td colspan="4">概算工事費計</td><td></td><td></td><td></td><td>式</td><td></td><td></td><td>2,874,000</td><td></td><td></td></tr></table> 2,874,000 円/m	名	称	寸	法	数	量	単	位	単	価(円)	金	額(円)	摘	要	支保工										15,000				コンクリート	F'ck=24N/mm ²		1.95	m3			20,000		39,000				型枠			2.60	m2			8,000		20,800				鉄筋	SD345		166.00	kg			200		31,200			控え工										1,378,893				鋼管杭製作	φ700×9.0t		1.42	本			350,629		497,893				〃 打設	φ700×9.0t		1.42	本			500,000		710,000				タイ材製作	TR-83		0.42	本					0				〃 打設	TR-83		0.42	本			300,000		126,000				腹起し	200×90×9		1.00	m			45,000		45,000			地盤改良										431,607				SCP改良	λ=9.0%		287.67	m3			1,500		431,607		陸側	直接工事費										1,916,400			諸経費							式			957,600			概算工事費計							式			2,874,000		
名	称	寸	法	数	量	単	位	単	価(円)	金	額(円)	摘	要																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
アンカー工										1,246,861																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	グラウンドアンカー製作	F230TA@2.40m		0.42	本			990,067		415,828																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	グラウンドアンカー打設	F230TA@2.40m		0.42	本			1,978,650		831,033																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
地盤改良										171,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	中層混合処理工法			17.10	m3			10,000		171,000		陸側																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
直接工事費										1,417,861																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
諸経費							式			708,139																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
概算工事費計							式			2,126,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
名	称	寸	法	数	量	単	位	単	価(円)	金	額(円)	摘	要																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
支保工										15,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	コンクリート	F'ck=24N/mm ²		1.95	m3			20,000		39,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	型枠			2.60	m2			8,000		20,800																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	鉄筋	SD345		166.00	kg			200		31,200																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
控え工										1,378,893																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	鋼管杭製作	φ700×9.0t		1.42	本			350,629		497,893																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	〃 打設	φ700×9.0t		1.42	本			500,000		710,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	タイ材製作	TR-83		0.42	本					0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	〃 打設	TR-83		0.42	本			300,000		126,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	腹起し	200×90×9		1.00	m			45,000		45,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
地盤改良										431,607																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	SCP改良	λ=9.0%		287.67	m3			1,500		431,607		陸側																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
直接工事費										1,916,400																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
諸経費							式			957,600																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
概算工事費計							式			2,874,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
判定	○：施工性、経済性に優れる	×：施工性、経済性に劣る																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							

対象施設			岸壁	構造形式	直杭式横棧橋
目的			岸壁の機能強化（耐震・耐津波）構造検討 ※増深含む		
新設・改良			改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. H. W. L : +4. 00, H. W. L : +3. 00, L. W. L : ±0. 00		
	設計震度	レベル 1 地域別	Kh=0. 16 ※係留施設 A		
		レベル 1 その他	Kh=0. 23 ※平成 19 年度の耐震改良の既設計より設定		
		レベル 2	・ 鬼門平断層_M6. 5_最大基盤加速度 389gal ・ どこにでも起こりうる地震動 (賀祥ダム基礎部上下有方向成分_M7. 3_最大基盤加速度 394gal)		
	津波条件	レベル 1	津波水位 : D. L +4. 0m 津波流速 : 0. 20m/sec		
		レベル 2	—		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性 : 構造物補強対策 対 策 工 法 : 増し杭補強（前出し）		
	粘り強い対策		—		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			＜棧橋前出し（増杭）＞ ・ 岸壁法線が変更となり、バースの連続が損なわれるが、既設上部工の撤去が最小限となり、施工期間が短いため採用		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			＜前出し幅＞ ・ 棧橋の前出し幅は標準的な杭間隔から最小間隔である 3m ＜杭の規格＞ ・ 杭 1 列目はスパイラル鋼管杭の最小規格φ 400-t9 でも応力照査を満足するが、構造上弱点となる可能性があるため、既設杭と同規格のφ 900-t12 とした ・ 既設土留部は土圧低減として背後地盤を軽量混合処理改良済		
キーワード			直杭棧橋，増深，レベル 2 地震動		

機能強化工法説明図	
平面図	
断面図	
その他	桟橋に作用する津波外力は越流時として「漁港・漁場の施設の設計参考図書（2015 年版）P107, 112」に基づき算定 【出展：H27d 漁港基準 p112】
本設計に関する基本情報	
管理者：鹿児島県，設計位置：鹿児島県指宿市山川町福元，設計年次：平成 29 年度	

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）



(新規断面・継続断面)

設 計 計 算				
設計状態		1 列杭 φ 900×t12(SK490)	2 列杭 φ 900×t12(SK490)	3 列杭 φ 900×t12(SK490)
応 力 度	常時 圧縮	0.079≤1.0	0.105≤1.0	0.148≤1.0
	地震時 圧縮	(海→陸)0.324・(陸→海)0.397≤1.0	(海→陸)0.393・(陸→海)0.410≤1.0	(海→陸)0.502・(陸→海)0.430≤1.0
	牽引時 圧縮	0.179≤1.0	0.194≤1.0	0.215≤1.0
	接岸時 圧縮	0.273≤1.0	0.340≤1.0	0.443≤1.0
	L1 津波 圧縮	(引張)31.758≤185.000(N/mm ²)	0.214≤1.0	0.266≤1.0
変 位 量 mm 参考	常時 —	0.946	0.956	0.972
	地震時 —	(海→陸)41.745・(陸→海)-40.111	(海→陸)41.773・(陸→海)-40.121	(海→陸)41.813・(陸→海)-40.134
	牽引時 —	-14.908	-14.904	-14.898
	接岸時 —	20.555	20.572	20.598
	L1 津波 —	13.368	13.379	13.397
支 持 力 kN	常時 押込	412.878≤1150.351	553.139≤1135.430	768.579≤1133.395
	地震時 押込	(海→陸)110.472・(陸→海)597.575≤1437.939	(海→陸)434.014・(陸→海)512.988≤1419.287	(海→陸)942.521・(陸→海)376.460≤1416.744
	牽引時 押込	445.743≤1437.939	488.508≤1419.287	552.768≤1416.744
	接岸時 押込	298.497≤1150.351	534.424≤1135.430	901.671≤1133.395
	L1 津波 押込	54.924≤1150.351	235.596≤1135.430	495.556≤1133.395
根入れ長 3/ β m		10.440≤11.000(設計値)	10.440≤10.560(設計値)	10.440≤10.500(設計値)
鋼管杭の 許容応力度		SKK490: 常時・接岸時・L1 津波時 185.0N/mm ² , 地震時・牽引時 277.5N/mm ²		
備考	・上部の安定 L1 津波により上部工に生じる浮力・揚圧力に対して各杭の軸力は押込の作用 ⇒L1 津波に対して上部工は安定(浮き上がらない)			

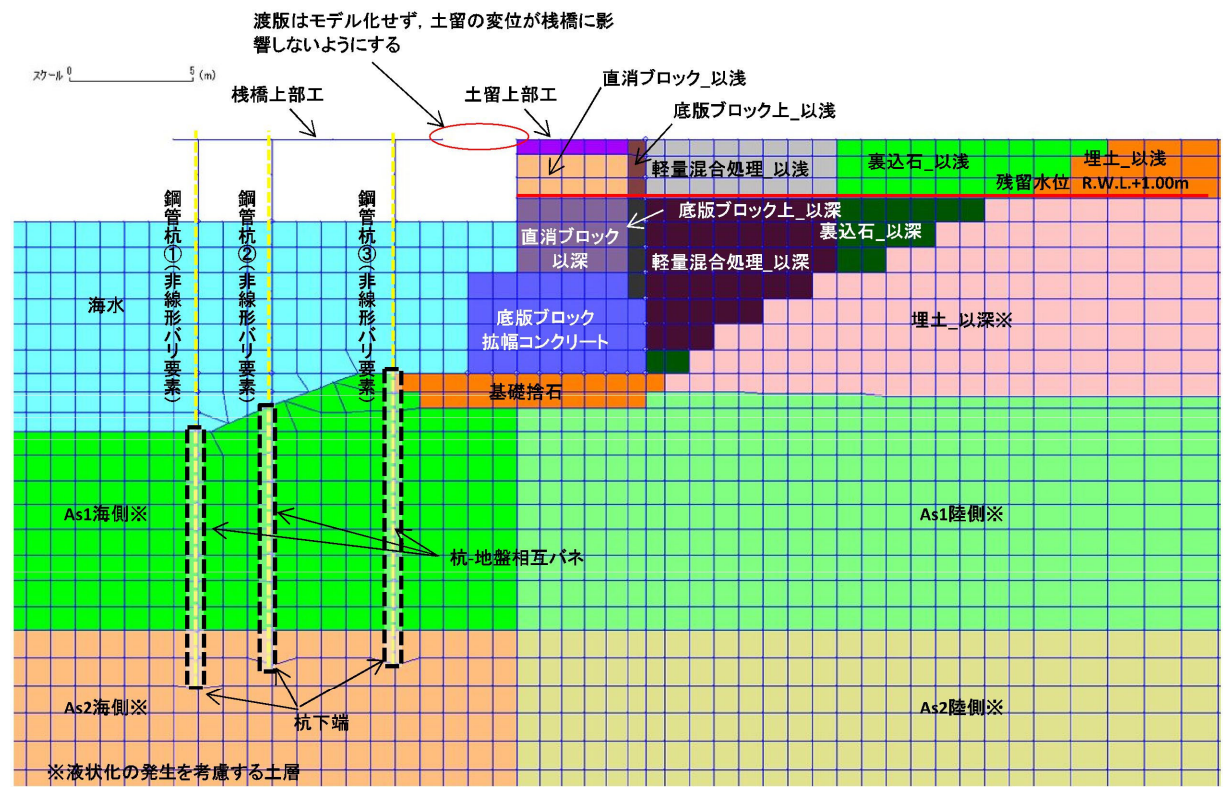


図-4.2.5 構造物周辺のモデル図 (L=150m 区間)

表-4.3.1 対象区間の耐震性能照査結果

対象 区間	照査項目		入力地震動		許容値
			PI 波	賀祥ダム波	
L=150m 区間	岸壁法線 天端の残 留変形量	水平方向	-0.17 m	-0.12 m	1.0m 以内 OK
		鉛直方向	-0.02 m	-0.01 m	---
		傾き	-0.1°	-0.0°	3°以内 OK
	土留法線 天端の残 留変形量	水平方向	-0.78 m	-0.35 m	【参考値】 土留に関する許容値 なし
		鉛直方向	-0.08 m	-0.04 m	
		傾き	-0.8°	-0.2°	
	栈橋杭の 応力度	鋼管杭①	健全	健全	海側杭 OK
		鋼管杭②	健全	健全	中間杭 OK
		鋼管杭③	健全	健全	陸側杭 OK

表-4.3.2 レベル 2 地震動に対する二次元地震応答解析結果 (L=150m、PI 波)

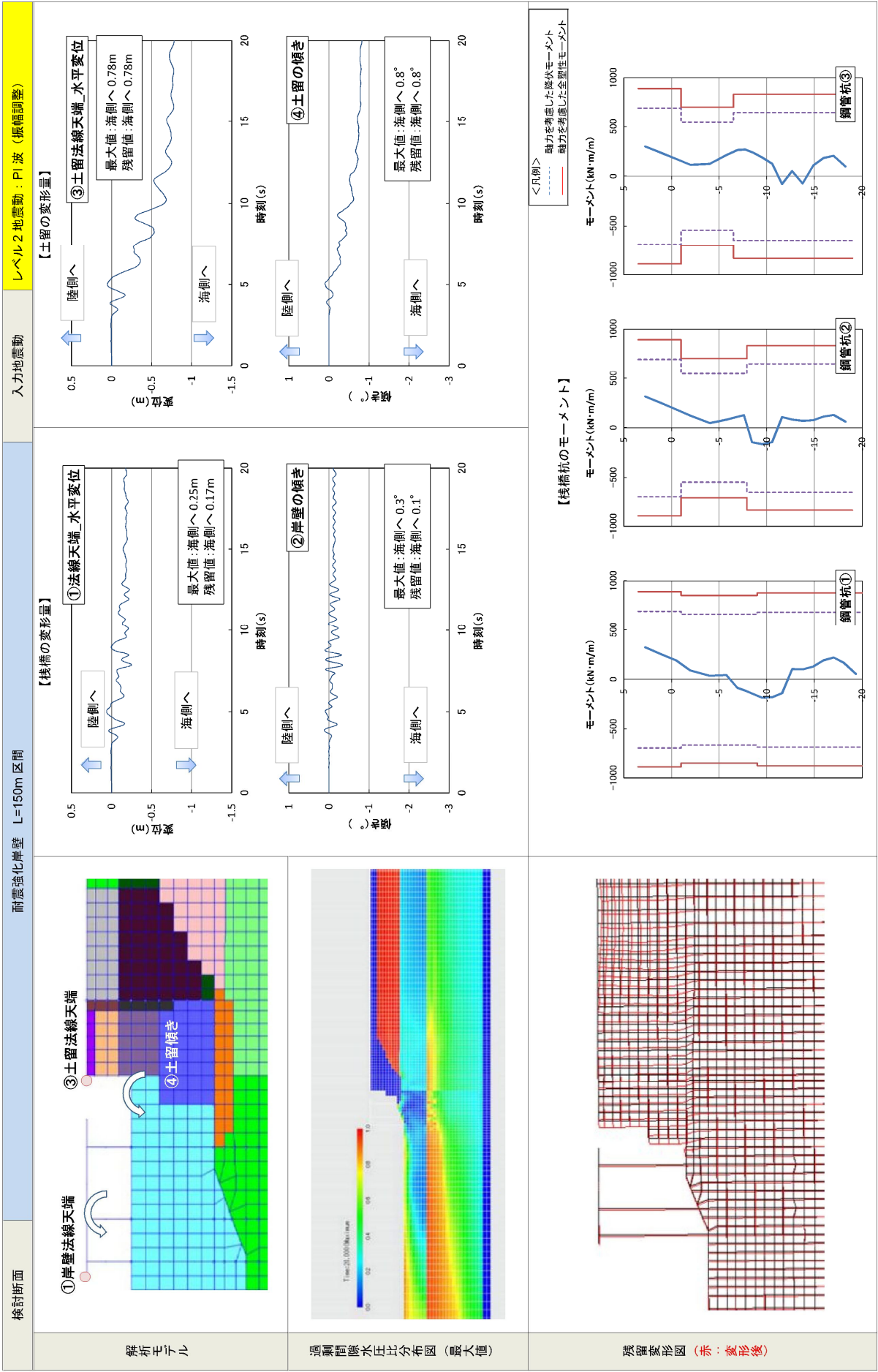
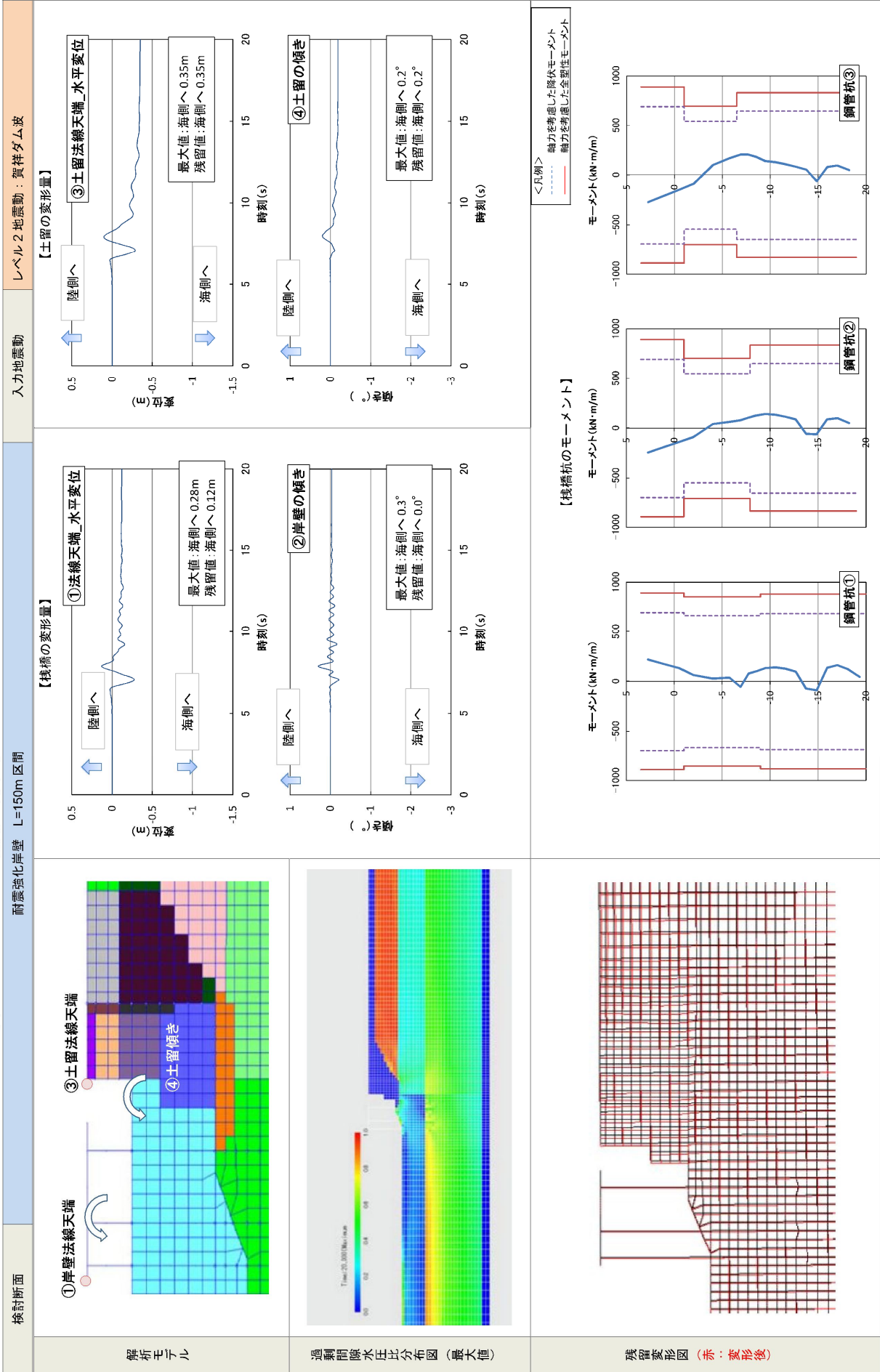


表-4.3.3 レベル 2 地震動に対する二次元地震応答解析結果 (L=150m、賀様ダム波)



機能強化（耐震・増深対策）工法の比較

改良断面案	①案 床掘＋捨石投入	②案 床掘＋矢板打設	③案 棧橋前出し（増杭）
標準断面図			
構造的 （安定性）	△ ・杭頭変位が5.2cmとなり、許容変位量の5cmを満足しない。 また、海側杭の根入長が3/βに対して1m不足する →杭頭変位量：渡版と既設堤体の間の緩衝帯の幅 10cm 以下に収まっていることから、棧橋と土留部との連結には支障が無いものと考えられる。 →根入長：支持力は満足しており、2/βの根入長も確保されているから、構造上支障が無いと考えられる。	○ ・仮想地表面は-8mで変わらないため、既設棧橋の安定性は確保される。	○ ・既設棧橋前面に増杭し、既設棧橋と一体化することにより、増深に対する安定性を確保する。 （増杭はφ400 t9で安定計算上満足するが、既設杭と杭径が大きく異なり、構造上弱点となるおそれがあることから、既設杭と同規格のφ1100 t12とした。） （※φ400の場合：1,490,000円/m）
施工性 （煩雑さ）	△ ・床掘の際、棧橋上部工を撤去する必要があり、施工性に劣る。	× ・床掘の際、棧橋上部工を撤去する必要があり、施工性に劣る ・矢板を鋼管杭に近接して打設する必要がある	○ ・既設棧橋上部工を一部撤去し、鉄筋を溶接することにより一体化させる。他案と比較して施工性に優れる。
工期	× ・棧橋上部工撤去・復旧（18.75m×8スパン、25m×2スパン）に要する期間が長い	× ・棧橋上部工撤去・復旧（18.75m×8スパン、25m×2スパン）に要する期間が長い	○ ・杭の打設が必要となるものの、上部工の打設量が他案と比較して少なく、施工期間は短い
利用性 （岸壁供用性）	△ ・岸壁法線の変更がなく、他バースとの連続性が保たれる ・工期が長いため、シフトが必要となる期間も長くなる	△ ・岸壁法線の変更がなく、他バースとの連続性が保たれる ・工期が長いため、シフトが必要となる期間も長くなる	△ ・岸壁法線が変更となり、バースの連続性が損なわれる ・工期が短いため、シフトが必要となる期間も短い
経済性	△	×	○
工事費 （諸経費60%）	2,950,000円/m×200m=590,000,000円	3,130,000円/m×200m=626,000,000円	1,790,000円/m×200m=358,000,000円
総合評価	2	3	1

対象施設			物揚場	構造形式	重力式（直立消波ブロック）
目的			岸壁の機能強化（耐震・耐津波）構造検討		
新設・改良			新設	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. W. L +2. 90, L. W. L ±0. 00, M. S. L +1. 50		
	設計震度	レベル 1 地域別	Kh=0. 16 ※係留施設 A		
		レベル 1 その他	八戸波 : 0. 15 大船渡波 : 0. 11 新晩翠橋波 : 0. 20 ※採用		
		レベル 2	－		
	津波条件	レベル 1	最大水位 : D. L +3. 11 ※H. W. L 時 最大波高 : 0. 40m ※H. W. L 時 最大流速 : 0. 054m/s		
		レベル 2	－		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：液状化対策，新設 対 策 工 法：SCP 工法，直立消波ブロック		
	粘り強い対策		－		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			・経済性に優れ、前面の泊地における静穏度が向上するため、直立消波ブロックを採用 ・液状化対策は経済性・施工性に有利となる SCP 工法を採用 ※改良径（ケーシング径，改良砂杭径）の比較を行い、ケーシング径 φ 800，改良砂杭径 φ 1100 を採用		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			・ブレブナー・ドネリーの算定式より、捨石（500 kg内外）で被覆材重量を満足しないため、被覆ブロックを設置（堤前波高 2. 6m） ・津波流速による必要重量では捨石（10～100kd）で被覆材重量を満足する		
キーワード			新設，液状化対策		

機能強化工法説明図

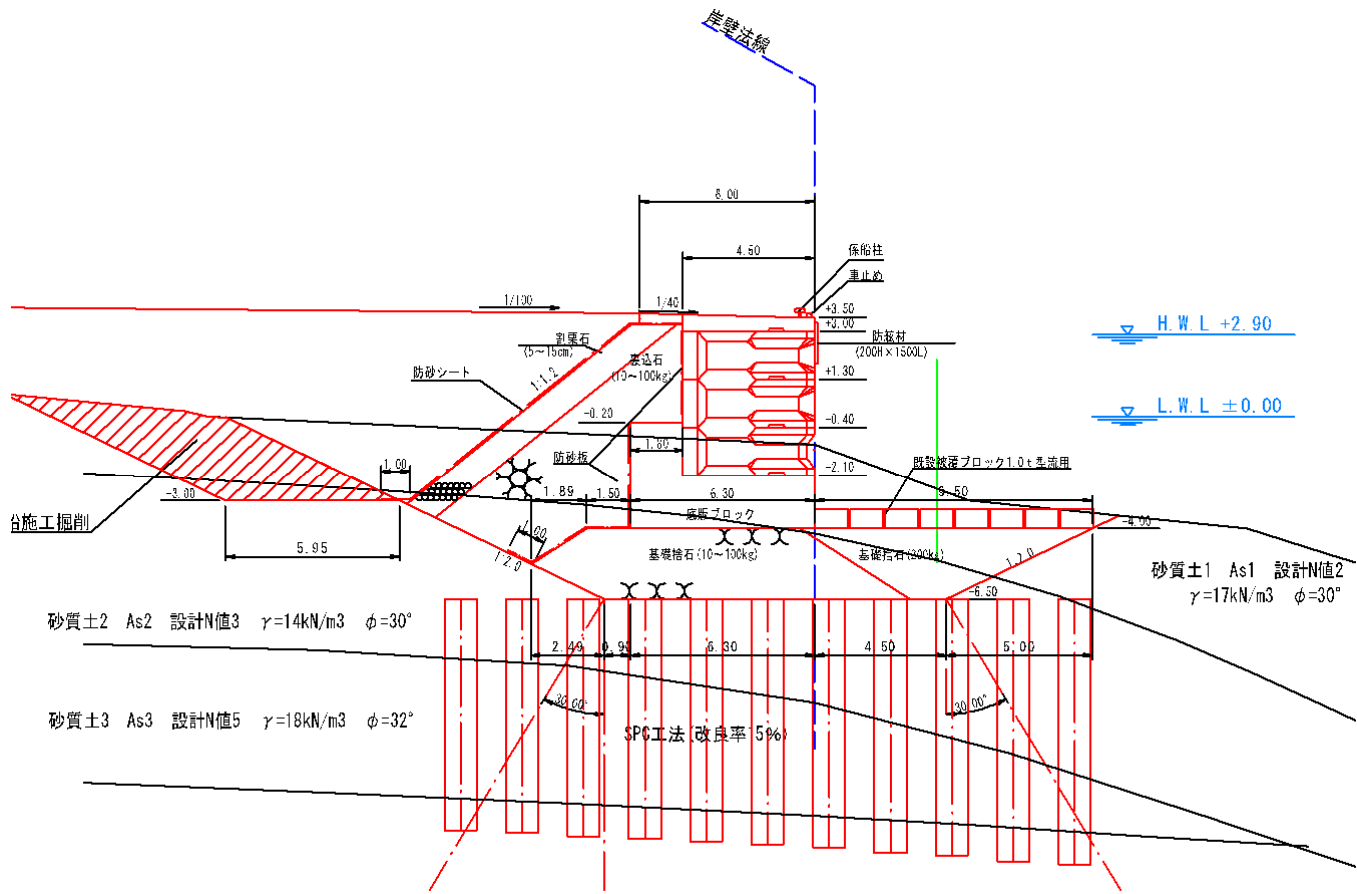
平面図

断面図

本設計に関する基本情報

管理者：鹿児島県，設計位置：鹿児島県垂水市牛根麓

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）



設 計 計 算											
項 目	常 時		地震時		引波時 LWL		引波時 HWL				
	常 時	地震時	引波時 LWL	引波時 HWL					P 1	137.346	250.088
滑 動	2.452	1.006	2.071	1.714					P 2	54.811	0.000
転 到	4.803	1.906	4.866	3.217					P1'	116.856	157.128
ビショッブ法	1.870	1.134	1.736	1.805					qa	195.432	195.326
直線すべり	1.887	1.019	1.849	1.820							
円弧すべり	—	—	—	—							
備 考											
	常時 (LWL時)		地震時 (LWL時)		常時 (HWL時)		地震時 (HWL時)		引波時LWL		引波時HWL
	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.00)	転倒 (1.10)	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.00)	転倒 (1.10)	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.20)
	4.365	30.438	2.578	36.648	2.891	19.129	2.578	36.648	27.283	420.044	27.283
	+3.00m面										
	4.120	14.087	1.639	6.785	2.739	7.939	1.185	4.996	7.025	37.795	3.195
	常時 (LWL時)		地震時 (LWL時)		常時 (HWL時)		地震時 (HWL時)		引波時LWL		引波時HWL
	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.00)	転倒 (1.10)	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.00)	転倒 (1.10)	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.20)
	4.120	14.087	1.639	6.785	2.739	7.939	1.185	4.996	7.025	37.795	3.195
	+1.30m面										
	2.499	6.629	1.093	2.933	2.780	4.972	1.095	2.365	3.192	11.133	6.156
	常時 (LWL時)		地震時 (LWL時)		常時 (HWL時)		地震時 (HWL時)		引波時LWL		引波時HWL
	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.00)	転倒 (1.10)	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.00)	転倒 (1.10)	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.20)
	2.261	3.779	1.004	1.674	3.637	3.897	1.073	1.566	2.163	5.058	1.281
	-2.10m面										
	2.452	4.803	1.006	1.906	3.521	5.941	1.017	1.858	2.071	4.866	1.714
	常時 (LWL時)		地震時 (LWL時)		常時 (HWL時)		地震時 (HWL時)		引波時LWL		引波時HWL
	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.00)	転倒 (1.10)	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.00)	転倒 (1.10)	滑動 (1.20)	転倒 (1.20)	滑動 (1.20)
	2.452	4.803	1.006	1.906	3.521	5.941	1.017	1.858	2.071	4.866	1.714
	-4.00m面										
	2.452	4.803	1.006	1.906	3.521	5.941	1.017	1.858	2.071	4.866	1.714

機能強化（新設）の比較（1/2）

検討形状		第2案 直立消波ブロック断面		第1案 方塊ブロック断面	
標準断面図	安定計算結果	・すべての段地震時の滑動で決定。マウソンド形状は、ビショッブ法で決定。 L.W.L地震時 滑動 1段目+1.30m(1.639≥1.00) 2段目-0.40m(1.093≥1.00) L.W.L地震時 3段目-2.10m(1.044≥1.00) 4段目-4.60m(1.006≥1.00) 直線すべり 常時(1.887≥1.00) 地震時(1.019≥1.00)		・すべての段地震時の滑動で決定。マウソンド形状は、直線すべりで決定。 L.W.L地震時 滑動 1段目+0.00m(1.002≥1.00) 2段目-2.00m(1.039≥1.00) L.W.L地震時 3段目-4.60m(1.031≥1.00) 直線すべり 常時(2.137≥1.20) 地震時(1.089≥1.00)	
	構造的安定性	◎		○	
	耐久性	◎		◎	
	施工性	○		◎	
	概算工事費	4491千円/㎡		4639千円/㎡	
評価		11点/12点		10点/12点	

※◎：3点、○：2点、△1点 ×：0点

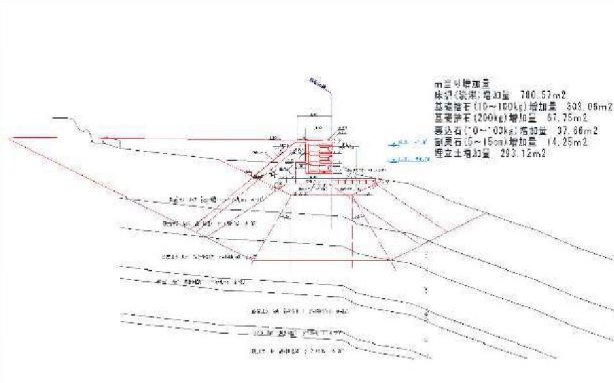
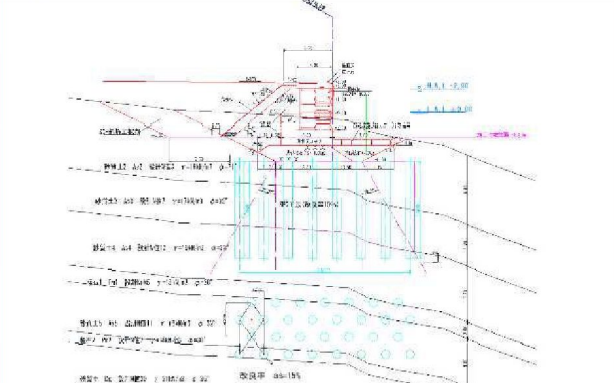
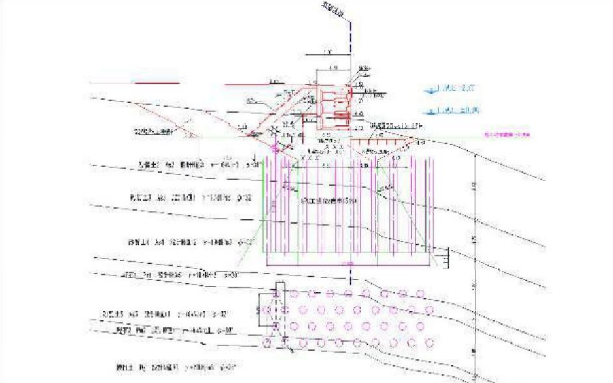
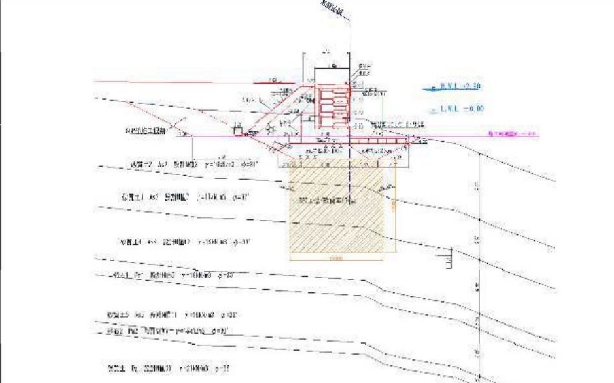
機能強化（新設）の比較（2/2）

検討形状	第3案 ケーソン式断面	第4案 控え鋼矢板式断面
標準断面図	断面図は、LWL地震時で決定している。マウンド形状は、ピシヨップ法で決定。 LWL地震時 滑動 1.007 ≧ 1.00 転倒 2.821 ≧ 1.10 端部圧 P1=199.298kN/m²≧600kN/m² 乾舷 2.446 ≧ 1.00 ピシヨップ法 1.062 ≧ 1.00 直線すべり 常時 1.892 ≧ 1.20 地震時 1.007 ≧ 1.00 砂質土 A2 容積率 α=14.0% φ=37° 砂質土 A3 設計摩擦角 γ=18.0kN/m² φ=32°	
安定計算結果	・断面図は、LWL地震時で決定している。マウンド形状は、ピシヨップ法で決定。 ・LWL地震時 滑動 1.007 ≧ 1.00 転倒 2.821 ≧ 1.10 端部圧 P1=199.298kN/m²≧600kN/m² ・乾舷 2.446 ≧ 1.00 ピシヨップ法 1.062 ≧ 1.00 ・直線すべり 常時 1.892 ≧ 1.20 地震時 1.007 ≧ 1.00	・すべての鋼材は、地震時で決定。 ・地震時 前面矢板 SY390 VIL 応力度(312.9 ≦ 352.5) ・タイロッド SS400 φ85mm 応力度(117.2 ≦ 129.0) ・隆起し 2[250 × 90 × 11.0 × 14.5 応力度(199.8 ≦ 210.0)] ・控え工 SP-IIw 応力度(192.4 ≦ 270.0) 変位量(2.752 ≦ 5.00)
構造的安定性	◎	◎
耐久性	◎	○
施工性	△	○
概算工事費	5972千円/m	10674千円/m
評価	8点/12点	6点/12点

※◎：3点、○：2点、△1点 ×：0点

検討形状		第5案 控え鋼管矢板式断面	
標準断面図			
安定計算結果	すべての鋼材は、地震時で決定 地震時 前面矢板 鋼管矢板φ1100×t16(L=7)型[L-65x65x8] 応力度(244.8≦277.5) タイロッド(鋼管ヒッチ) 高張力鋼490 φ100mm 応力度(165.7≦195.0) 掘起し 21380×100×13.0×16.5 応力度(205.6≦210.0) 控え工 SP-IIIW 応力度(218.7≦270.0) 変位量(3.641≦5.00)		
構造性	・油圧地盤が傾斜しているため、傾斜を考慮した構造計算を行った。 ・掘起しを確保するため、鋼矢板直近を応力範囲にわたりSOPによる取付を行う。 ・矢板構造は、海底地盤高さに大きく左右される為、再度地盤高の確認が必要である。	○	
安定性		○	
耐久性	・鋼材であるため、重防食や電気防食の定期的な点検・補修が必要である。 ・タイロッド、控え矢板の腐食状況は、試験調査を行わないと劣化状態の確認できない。	○	
施工性	・鋼矢板打設は、施工時間は短い。 ・施工時の前面鋼矢板、控え矢板の転倒については、十分な注意が必要である。 ・SOP施工のため、-3.0mまで掘削する。	○	
概算工事費	16058千円/m	×	
評価	6点/12点		

機能強化（液状化対策）対策の比較

改良工法	置換工法	サンドコンパクションパイル（SCP）工法	SAVE マリン工法	深層混合処理工法
改良原理	置換	圧密・締固め	圧密・締固め	固化（機械攪拌）
工法概要	軟弱層を床掘・浚渫し良質な砂などに置換し、すべり抵抗・支持力の増加・沈下量の低減および液状化に対する抵抗の増加を期待し、地盤の安定化を図る工法である。	地盤中に振動機（パイプロハンマー）を用いてケーシングを貫入させ、所定の深度よりこれを引き抜き、材料である砂などを排出し、更に打ち戻すことにより良く締め固めた砂杭を造成する。これにより緩い砂地盤に対して密度の増加により地盤全体を締固める工法である。	SCP 工法と同様の締固め砂杭工法であるが、強制昇降装置を用いた無振動・低騒音タイプの施工機械である。適用には作業船の艀装が必要となる。	安定材をミキシングプラントでスラリー状にし、スラリーポンプで攪拌翼先端まで圧送し、改良範囲の軟弱土を地盤中の現位置で攪拌混合し、所定の強度のパイルを造成する地盤改良工法である。
改良模式図				
振動	—	75dB	45dB	40dB
騒音	—	84dB	63dB	70dB
改良仕様	—	改良径φ1100mm，改良ピッチ◇4.2×1.5m 改良率 as=15.0% 改良幅 B=21.0m，平均改良長 L _{SCP} =12.0m	改良径φ1000mm，改良ピッチ◇4.2×1.2m 改良率 as=15.0% 改良幅 B=21.6m，平均改良長 L _{SCP} =12.0m	改良仕様φ1220mm（二軸），改良断面積 2.20m ² ，改良率 ap=100% 改良幅 B=12.0m，平均改良長 L _d =12.0m セメント添加量：高炉 B 種 100kg/m ³
概算数量 (延長 100m 当り)	床掘量：78100m ³ ，基礎捨石（10～100kg）：30300m ³ 基礎捨石（200kg）：6800m ³ ，裏込石（10～100kg）：3800m ³ 割栗石（5cm～15cm）：1400m ³ ，埋立土：29300m ³	本数：N=21.0×100/（4.2×1.5）≒334 本 施工延長：ΣL _{SCP} =334 本×12.0m=4,008m	本数：N=21.6×100/（4.2×1.2）≒429 本 施工延長：ΣL _{SCP} =429 本×12.0m=5,148m	改良土量： ΣV=12.0m×12.0m×100.0m×1.0= 14400.0m ³
概算直工費 (延長 100m 当り)	・床掘量：78100m ³ ：@775 円/m ³ ×78100m ³ =60,527,500 円 ・基礎捨石（10～100kg）：30300m ³ ：@3100 円/m ³ ×30300 m ³ =93,930,000 円 ・基礎捨石（200kg）：6800m ³ ：@3400 円/m ³ ×6800 m ³ =23,120,000 円 ・裏込石（10～100kg）：3800m ³ ：@4300 円/m ³ ×3800 m ³ =16,340,000 円 ・割栗石（5cm～15cm）：1400m ³ ：@4000 円/m ³ ×1400 m ³ =5,600,000 円 ・埋立土：29300m ³ ：@550 円/m ³ ×29300 m ³ =16,115,000 円 概算工事費 210,592,500 円 【2. 3】	単価：@22,000 円/m 概算直工費：4,008.0m×22,000 円/m = 88,176,000 円 SCP 船 拘束費：2,150,000 円 概算工事費 90,297,000 円 【1. 0】	単価：@59,000 円/m 概算直工費：5,148m×59,000 円/m = 303,732,000 円 SAVE 船 拘束費：1,300,000 円 概算工事費 305,032,000 円 【3. 4】	単価：@12,000 円/m ³ 概算直工費：14400.0m ³ ×12,000 円/m ³ = 172,800,000 円 深層混合処理船 拘束費：2,785,000 円 概算工事費 175,585,000 円 【2. 0】
施工性 (稼働日)	施工日数(稼働日)：151.1 日 【7. 3】	施工日数（稼働日）： （施工日数：(4,008m/320m/日)×供用日係数 1.65=20.7 日 【1. 0】	施工日数（稼働日）： （施工日数：(5,148m/50m/日)×供用日係数 1.65=170 日 【8. 2】	施工日数（稼働日）： （施工日数：(14400.0m ³ /240m ³ /日)×供用日係数 1.65=99.0 日 【4. 8】
当地区への適用性	・他工法に比べ、改良深度が深いため、改良土量が過大となるため、経済性において劣る。 ・供用中の道路が近接しているため、掘削作業および置換が不可能となる。	・経済性・施工性で最も有利となる。 ・近接構造物がある場合は、振動、騒音を考慮する必要がある。	・適用には別途作業船の艀装が必要となる。 ・単装船のため、工費・能率に劣る。 ・環境影響では最も有利となる。	・SCP 工法に比べ、経済性・施工性で大きく劣る。 ・近接に漁港施設や養殖場などが存在しているため、改良材にセメントを用いる本工法は環境面で適用困難である。
評価	×	○	△	×

※振動：振源からの隔離 60m の振動レベル（基準値 75dB）、騒音：振源からの隔離 30m の騒音レベル（基準値 85dB）

対象施設			岸壁	構造形式	重力式（ケーソン）
目的			岸壁の機能強化（耐震）構造検討		
新設・改良			改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. W. L +2.05, M. W. L +1.15, L. W. L +0.10		
	設計震度	レベル1 地域別	Kh=0.13 ※係留施設 A		
		レベル1 その他	—		
		レベル2	—		
	津波条件	レベル1	—		
		レベル2	—		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：構造物補強対策 対 策 工 法：控え工の設置		
	粘り強い対策		—		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			・最も安価となり、陸上機械による施工性に優れる他、簡易調査で確認されたエプロン部の沈下・ひび割れなどの老朽化部材の性能向上も期待される		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			＜控えコンクリート工＞ ・岸壁背後に設置する控えコンクリート単塊に対する安定性をタイ材の張力を用いて確認した結果、差し筋を設置 ※差し筋に作用するせん断力・引張力・複合荷重の照査も実施 ・控えコンクリート単塊はタイ材の張力により配筋検討を実施		
キーワード			控え杭式，耐震対策，老朽化対策		

機能強化工法説明図

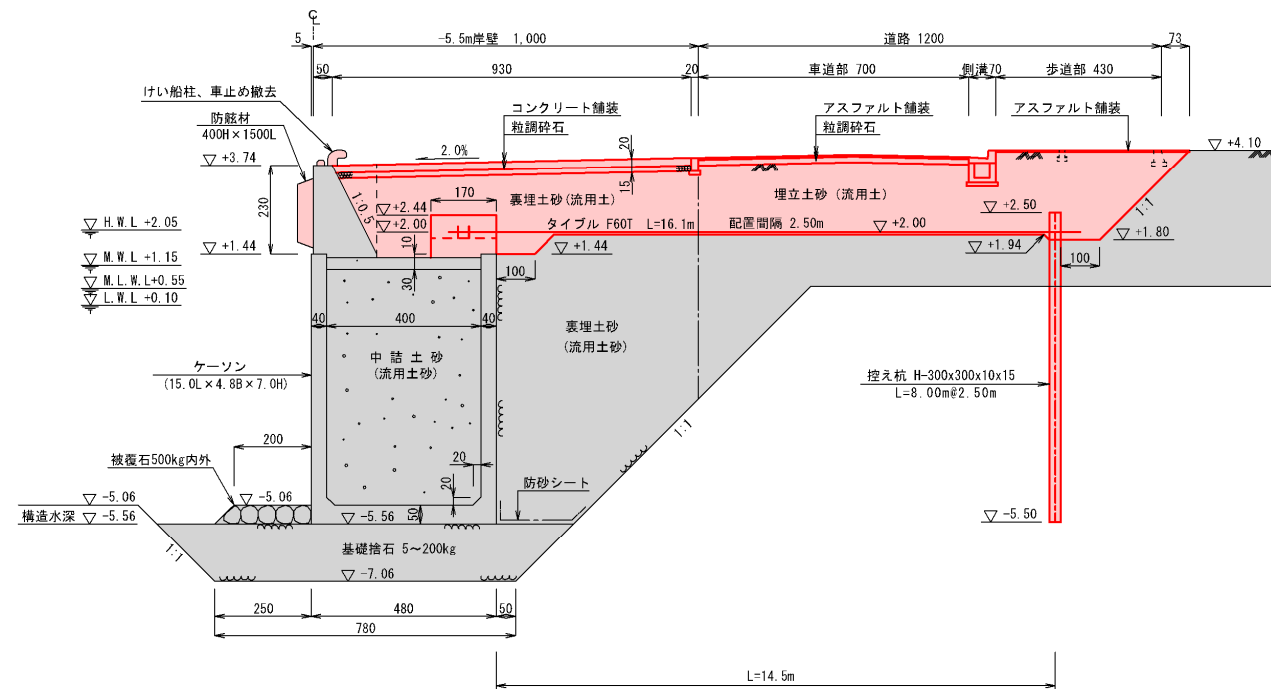
平面図

断面図

本設計に関する基本情報

管理者：沖縄県，設計位置：沖縄県久米島町，設計年次：令和5年度

安定計算結果（耐震設計による決定断面）



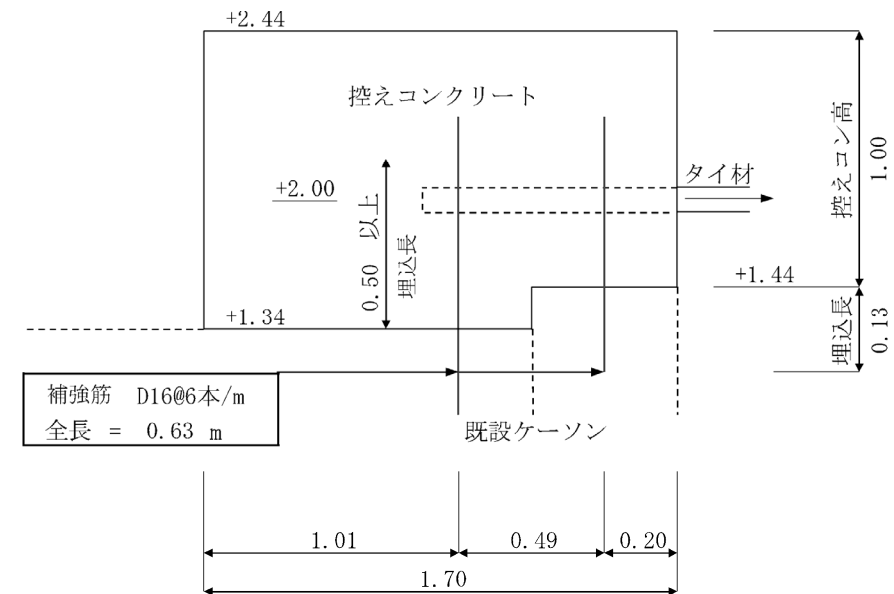
設 計 計 算							
		常 時	地震時			常 時 P61	地震時 P65
安 全 率	滑 動	P48 1. 748	P49 1. 203	端趾圧	P1	314. 217 kN/㎡	348. 575 kN/㎡
	転 倒	P48 2. 112	P49 1. 617		P2	— kN/㎡	— kN/㎡
	偏心傾斜	P50 1. 250	P54 1. 020	捨石底面 地盤反力	P1'	P62 235. 502 kN/㎡	P66 239. 913 kN/㎡
	直線すべり	—	—		P2'	P62 15. 000 kN/㎡	P66 15. 000 kN/㎡
	円弧すべり	P29 —	—	基礎地盤 支持力の算定	$q_a = 596. 650$		$q_a = 585. 366$
			P62 kN/㎡		P66 kN/㎡		
備 考	・ 安全率[常時] 滑動:1. 2以上、転倒:1. 2以上、偏心傾斜:1. 2以上 P19 [地震時] 滑動:1. 0以上、転倒:1. 1以上、偏心傾斜:1. 0以上 P19 ・ 控え工の検討						
	検 討	常 時			地震時		
	タイ材耐力	50. 00kN/本 ≤ 150. 70kN/本 P67			225. 00kN/本 ≤ 229. 20kN/本 P67		
	控え杭曲げ応力度	35. 80N/mm ² ≤ 140. 0N/mm ² P72			161. 0N/mm ² ≤ 210. 0N/mm ² P74		
	控え杭変位量	1. 025 cm ≤ 3. 0 cm P72			4. 611 cm ≤ 5. 0 cm P74		

【コンクリート単塊の安定照査】 ※差し筋無は OUT

差し筋による補強後の安全率（地震時）

検計項目	安定計算結果	補強筋の仕様
滑動	1.38 > 1.0 OK!	D16 @ N=6本/m
転倒	1.15 > 1.1 OK!	ARケミカルセッター HP-16

断面図



【コンクリート単塊の配筋検討】

