

## 添付資料 1 盛立地の周辺環境調査結果

### 1 高砂市による調査結果

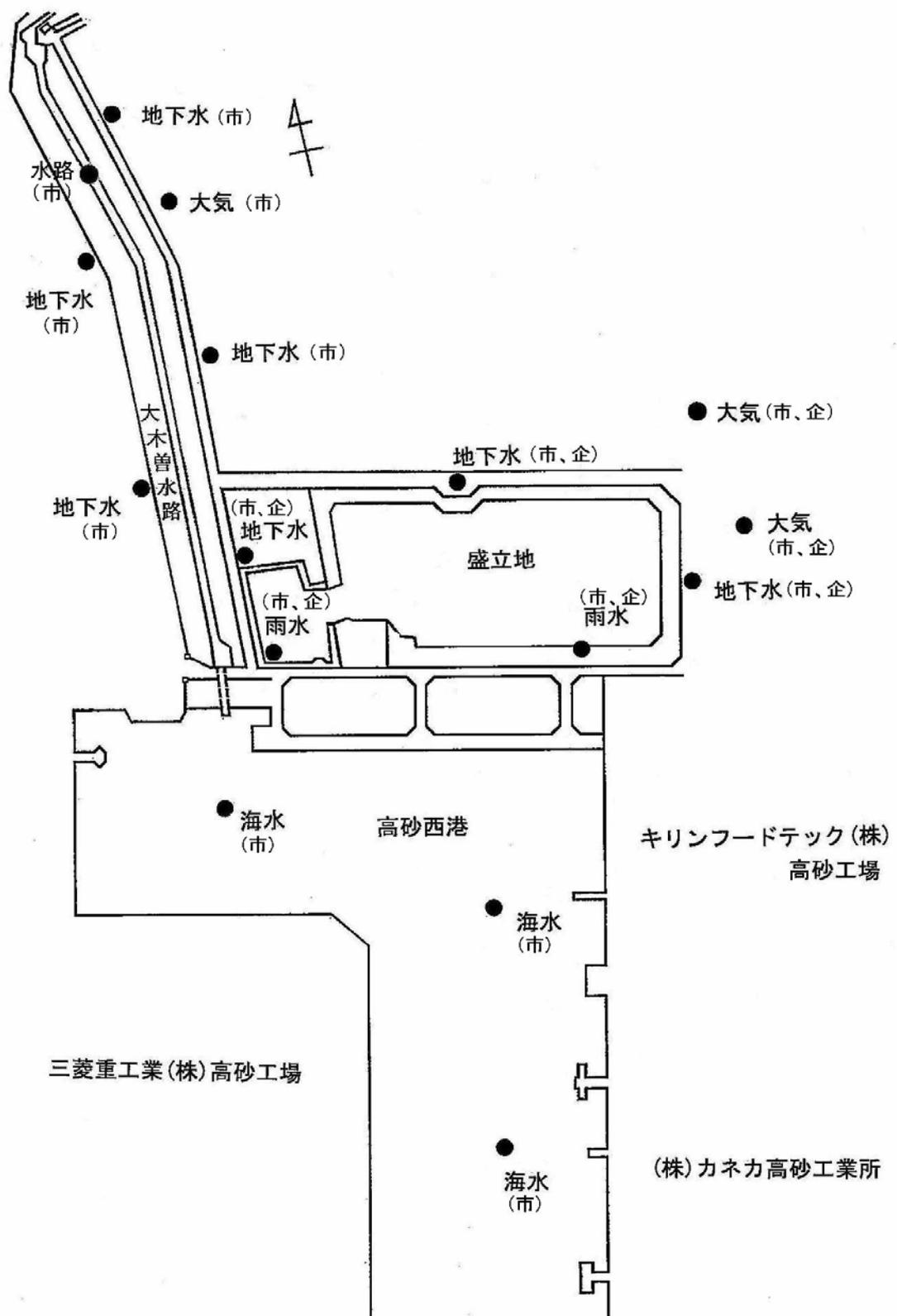
昭和 51 年 1 月～平成 18 年度まで盛立地周辺で年 2 回調査している結果は以下のとおり。

	定量下限値	調査結果
水路 (1 地点)	0.0005mg/L	全ての地点で定量下限値未満
海域 (3 地点)	0.0005mg/L	全ての地点で定量下限値未満
雨水 (2 地点)	0.0005mg/L	全ての地点で定量下限値未満
地下水(7 地点)	0.0005mg/L	全ての地点で定量下限値未満
大気 (3 地点)	0.05 $\mu\text{g}/\text{m}^3$	全ての地点で定量下限値未満

### 2 (株)カネカ及び三菱製紙(株)による調査結果

昭和 52 年～平成 18 年度まで盛立地周辺で年 2 回調査している結果は以下のとおり。

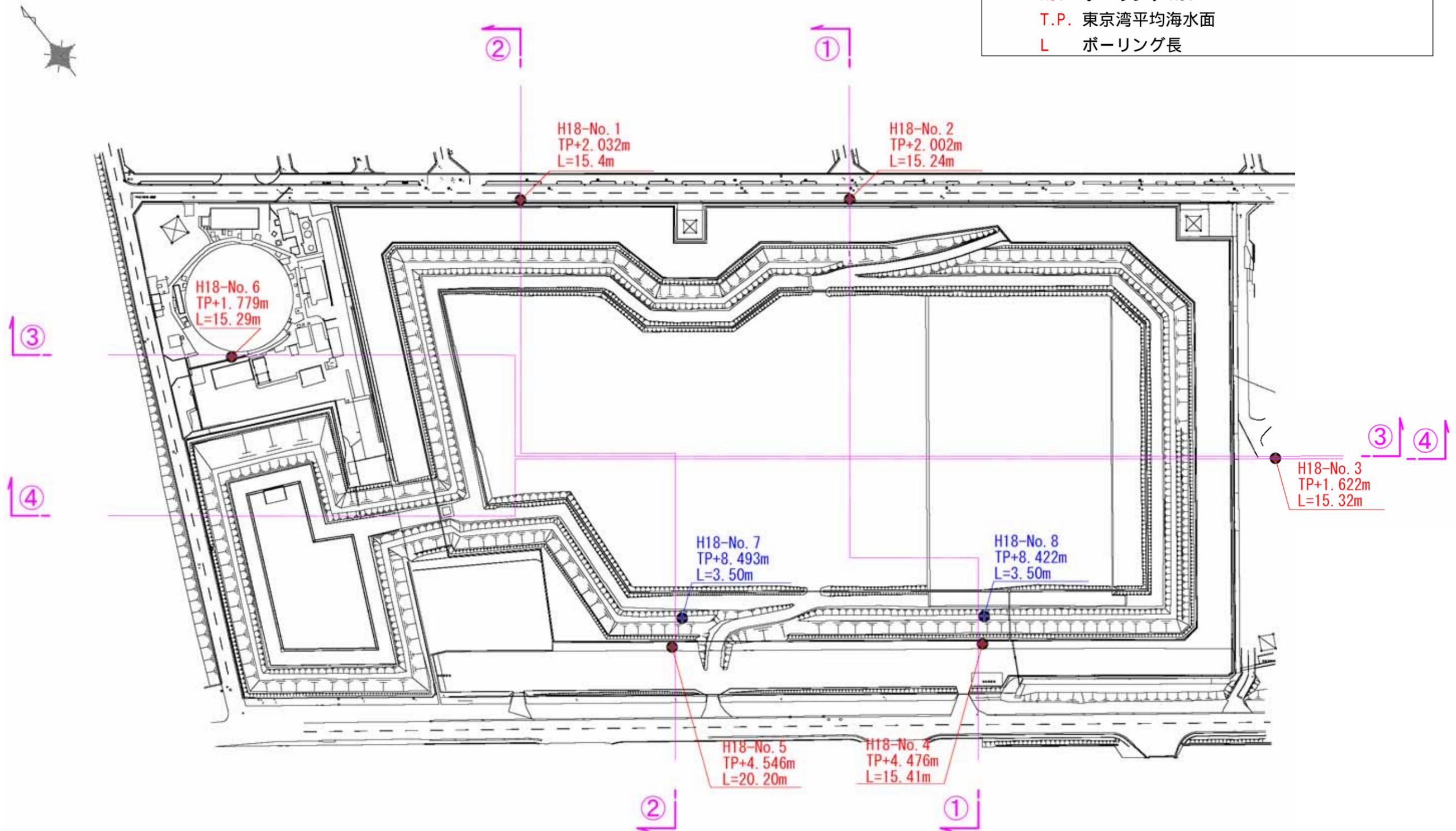
	定量下限値	調査結果
雨水 (2 地点)	0.0005mg/L	全ての地点で定量下限値未満
地下水(3 地点)	0.0005mg/L	全ての地点で定量下限値未満
大気 (2 地点)	0.05 $\mu\text{g}/\text{m}^3$	全ての地点で定量下限値未満



## 添付資料 2 土質調査資料

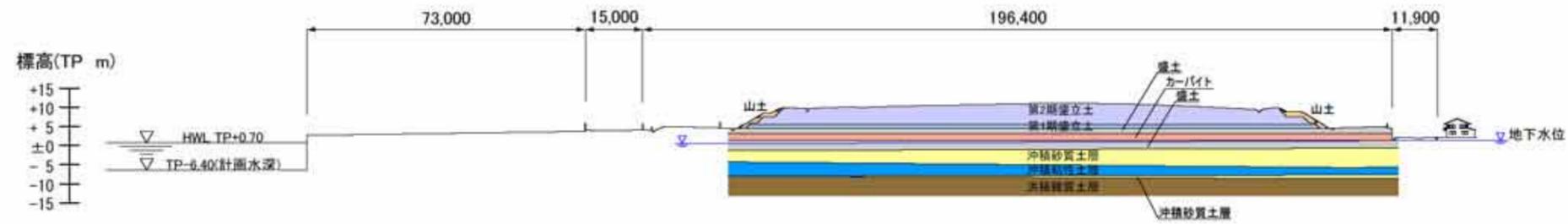
( 1 ) 盛立地平面図 ( 1/1,500 )

凡例	●	盛立土外周部のボーリング箇所 ( 計 6 箇所 )
	●	盛立土覆土のボーリング箇所 ( 計 2 箇所 )
	No.	ボーリング No.
	T.P.	東京湾平均海面
	L	ボーリング長

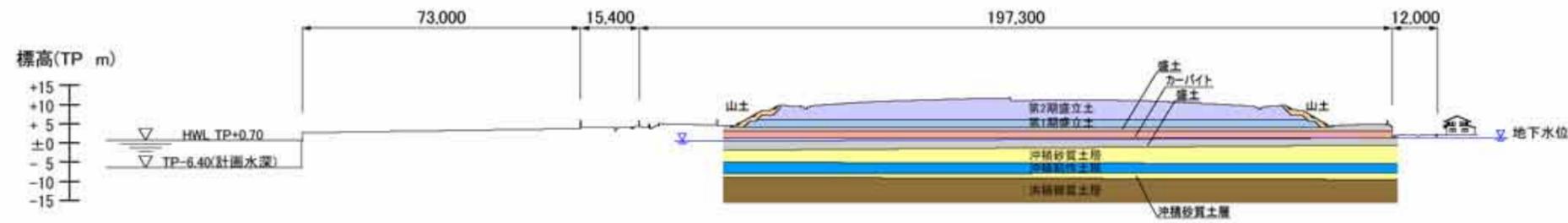


(2) 盛立地土層断面図 (1/1,500)

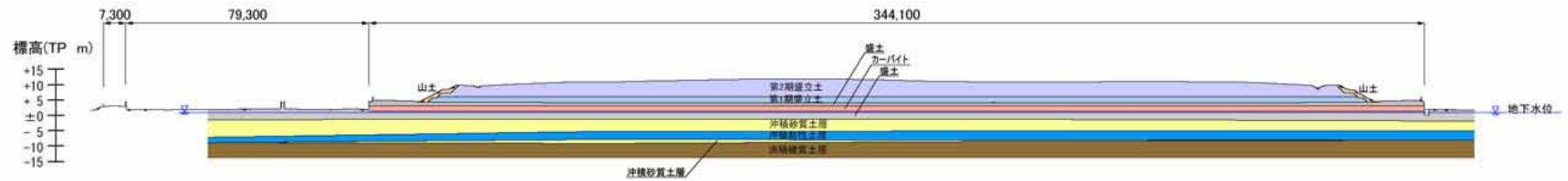
①—①



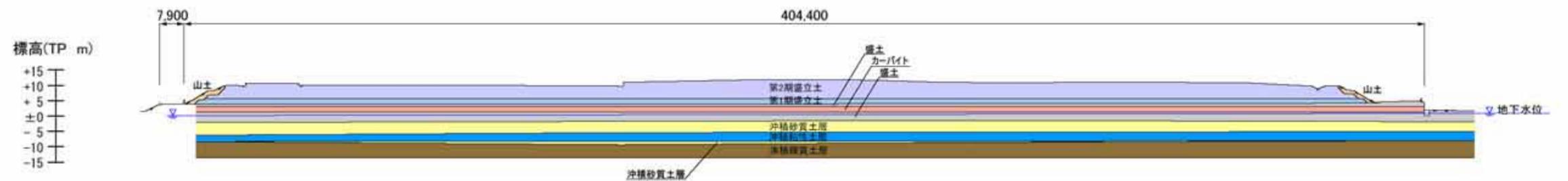
②—②



③—③



④—④



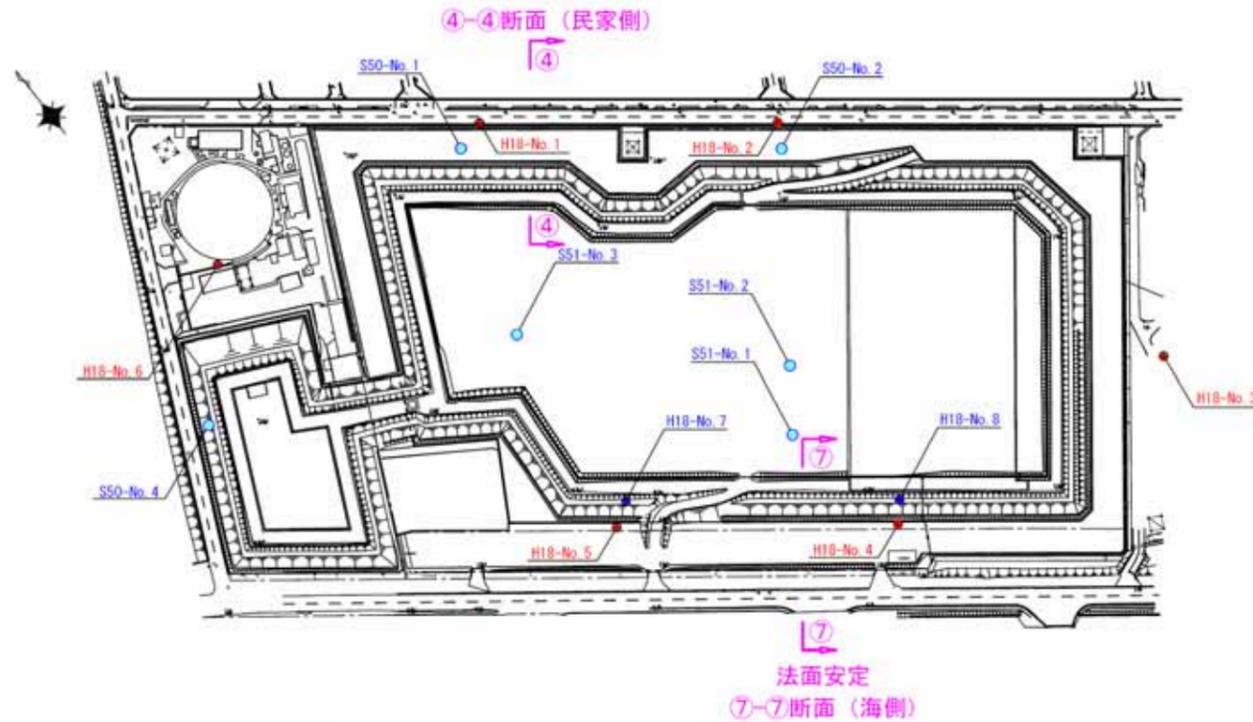
# 添付資料 3 安定性検討資料

## (1) 安定性検討の概要

検討対象について		準拠指針等	想定される状態	想定外力	土質条件	検討手法	検討結果
検討対象	目的						
1) 盛立土(固化処理された浚渫土)の滑り	盛立土のうち固化処理土の安定性を確認する。 (固化処理土が滑り等で崩壊した場合、固化処理土が敷地外へ流出する可能性があるため)	港湾の施設の技術上の基準・同解説(社)日本港湾協会 道路土工のり面工・斜面安定工指針(社)日本道路協会	常時 地震時	上載荷重(群衆荷重) $q = 5\text{kN/m}^2$ 設計水平震度 道路土工: $kh=0.15$ 港湾基準: $kh=0.18$ レベル2地震動: $kh=0.26$ (レベル2地震動として山崎断層地震を想定する。)	山土 $=18.6\text{kN/m}^3$ $C=8\text{kN/m}^2$ $=39^\circ$ 第二期盛立土 $=15.7\text{kN/m}^3$ $C=30\text{kN/m}^2$ $=0^\circ$ 第一期盛立土 $=13.0\text{kN/m}^3$ $C=135\text{kN/m}^2$ $=0^\circ$	斜面安定計算 (二次元円弧すべり計算)	全て所要の安全率を満足した。
2) 盛立土(覆土)の滑り	盛立土のうち覆土の安定性を確認する。 (覆土が表面滑り等で崩壊した場合、吹付けアスファルトが露出・破損し、風雨により浸食される可能性があるため)	港湾の施設の技術上の基準・同解説(社)日本港湾協会 道路土工のり面工・斜面安定工指針(社)日本道路協会	常時 地震時	上載荷重(群衆荷重) $q = 5\text{kN/m}^2$ 設計水平震度 道路土工: $kh=0.15$ 港湾基準: $kh=0.18$ レベル2地震動: $kh=0.26$ (レベル2地震動として山崎断層地震を想定する。)	カーバイト層 $=15.0\text{kN/m}^3$ $C=41\text{kN/m}^2$ $=0^\circ$ 記号の意味 (単位体積重量) C(粘着力) (内部摩擦角)		
3) 盛立地の沈下	盛立土直下のアスファルト層の安定性を確認する。 (不等沈下が発生すれば、盛立土を覆うアスファルトが破損する可能性があるため)	港湾の施設の技術上の基準・同解説(社)日本港湾協会	常時	盛立土の盛土荷重	圧密係数 $C_v=200\text{cm}^2/\text{day}$	過去の資料と測量結果からすでに沈下した量を推定 圧密試験結果から最終沈下量を算定	過去の盛立資料と測量結果から得られる推定沈下量: 33cm程度 圧密試験結果より得られる最終沈下量: 18cm程度 圧密沈下は完了していると考えられ、今後大きな不等沈下は発生しないと考えられる。
4) 盛立地の液状化	盛立地の液状化に対する安全性を確認する。 (盛立土下の砂質土層が液状化した場合に、盛立土の崩壊や盛立土を覆うアスファルトが破損する可能性があるため)	道路橋示方書・同解説 耐震設計編(社)日本道路協会 港湾の施設の技術上の基準・同解説(社)日本港湾協会	地震時	道路橋基準 液状化判定用 設計水平震度 ・タイプ(海洋型): $Khg=0.35$ ・タイプ(内陸直下型): $Khg=0.70$ 港湾基準 等価水平加速度 ・山崎断層地震: 420gal	上述の単位体積重量を使用	液状化判定	道路橋示方書タイプ 地震動: 液状化する 道路橋示方書タイプ 地震動: 液状化する 港湾基準(山崎断層地震) 地震動: 液状化する どの基準においても、内陸直下型やプレート型の大規模地震が襲来した場合は、当該地盤は液状化の可能性が高い地盤であることが判明し、その場合盛立土法面肩部から法先部にかけて滑りが生じる可能性があることが判明した。ただし、水際線から離れていること、厚い液状化層が連続しているわけではないため、盛立土に地盤流動の影響は小さいことが判明した。
5) 津波時の盛立土(覆土)の安定	地震時の津波に対する盛立土(覆土)の安定性を確認する。	兵庫県沿岸域における津波被害想定調査報告書	津波時	盛立地周辺での 予想最高津波高さ TP+1.8m (H/L0.7m+津波高1.1m)	-----	盛土高さと予想最大水位とを比較	盛立地の周辺地盤高は予想津波高さより高いため、浸水しない。 (盛立地の盛立土周辺地盤高は概ねTP+4.0~5.0m)
6) 高潮時の盛立土(覆土)の安定	台風時の高潮に対する盛立土(覆土)の安定性を確認する。	高潮ハザードマップ基礎資料	高潮時	盛立地周辺での 高潮の最大潮位 TP+4.2m	-----	盛土高さと予測浸水レベルとを比較	最大でも十数cmの浸水であり、流速も20cm~50cm/sと小さいので大きな問題はない。 (盛立地の周辺地盤高の最も低い場所がTP+4.03m)
7) 大雨時の盛立土全体の排水	盛立土の排水性能を確認する。 (アスファルトで覆われた盛立土の既設排水溝から雨水が溢れると、表面水が覆土を浸食する可能性があるため)	道路土工 排水工指針(社)日本道路協会	大雨時	盛立地周辺での60分雨量強度 ・7年確率: 43.0mm/h ・100年確率: 66.2mm/h	-----	合理式を用いて排水性を検証	66.2mm/h(100年確率雨量)を検討する場合、既設排水路のみの断面では排水能力を満足しないが、排水路および盛土形状を考慮して通水断面を考えると排水能力を満足した。さらに、高潮と大雨が同時に発生した場合については、高潮により流末部の排水が困難となり一部周辺法面を越流するが、固化処理土覆土を浸食する恐れは無い。
8) 擁壁の安定	盛立地外周部の擁壁の安定性を確認する。	道路土工 擁壁工指針(社)日本道路協会 港湾の施設の技術上の基準・同解説(社)日本港湾協会	常時 地震時	上載荷重 $q = 5\text{kN/m}^2$ 設計水平震度 道路土工: $kh=0.15$ 港湾基準: $kh=0.18$ レベル2地震動: $kh=0.26$ (レベル2地震動として山崎断層地震を想定する。)	擁壁背面の砂・砂礫層 $=19\text{kN/m}^3$ $C=0\text{kN/m}^2$ $=28^\circ$ カーバイト層 $=15.0\text{kN/m}^3$ $C=41\text{kN/m}^2$ $=0^\circ$	擁壁安定計算 (安定性: 転倒, 滑動, 支持力) (応力度: 引張, 圧縮, せん断)	西側擁壁: 安定性・応力度共に全て許容値以下 北側擁壁: 安定性・応力度共に全て許容値以下 東側擁壁: 安定性は満足するが応力度が許容値を超過 南側擁壁: 安定性・応力度共に全て許容値以下 西側擁壁: 安定性が許容値を超過(水平震度0.26の場合) 北側擁壁: 安定性が許容値を超過(水平震度0.18, 0.26の場合) 東側擁壁: 応力度(鉄筋)が許容値を超過(水平震度0.15, 0.18, 0.26の場合) 南側擁壁: 安定性・応力度共に全て許容値以下

## (2) 盛立土(固化処理土、覆土)のすべり検討

### 【検討位置図】



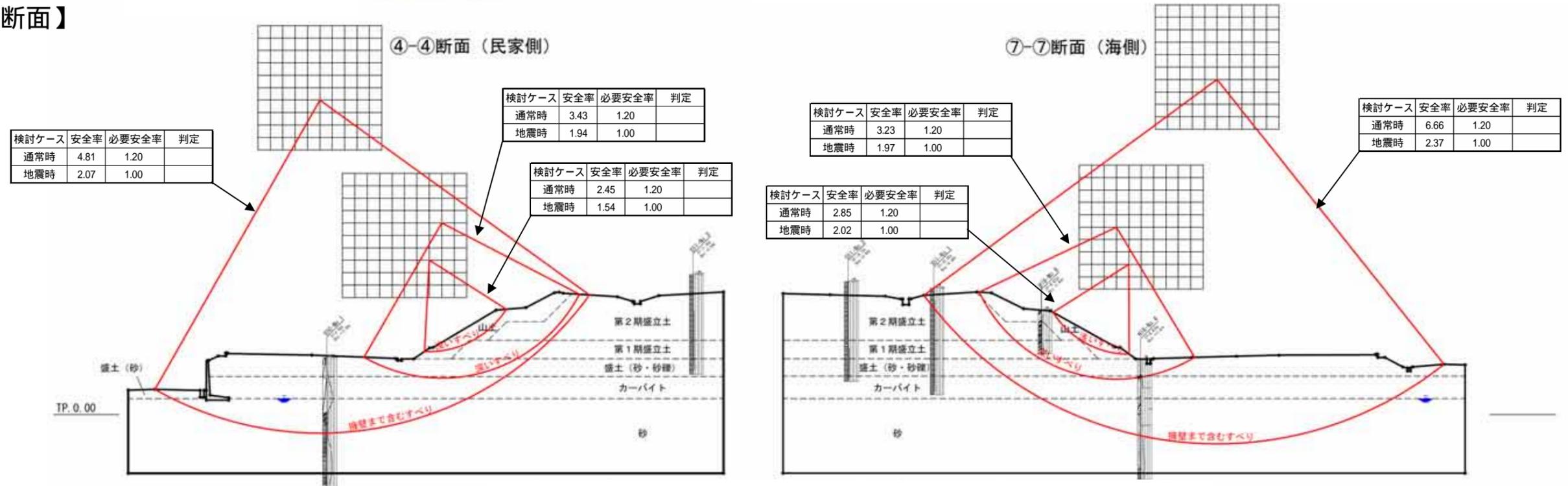
### 【検討条件】

項目	記事
項目	道路土工 - のり面工・斜面安定工指針 日本道路協会 H11.3 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会 H11.5
土質定数	右土質条件により算定
荷重条件	群集荷重として通常時のみ盛立土天端に5kN/m <sup>2</sup> を載荷
検討ケース	通常時
	地震時(道路土工 水平震度 kh=0.15)
	" (港湾基準 水平震度kh=0.18) " (山崎断層地震420Gal相当 kh=0.26)
検討断面	- 断面(民家側)
	- 断面(海側)
すべり種別	浅いすべり
	深いすべり
	擁壁までを含むすべり

### 【土質条件】

土層種別	値
山土	=18.6kN/m <sup>3</sup>
	C =8kN/m <sup>2</sup> =39°
第2期盛立土	=15.7kN/m <sup>3</sup>
	C =30kN/m <sup>2</sup> =0°
第1期盛立土	=15.7kN/m <sup>3</sup>
	C =30kN/m <sup>2</sup> =0°

### 【検討断面】

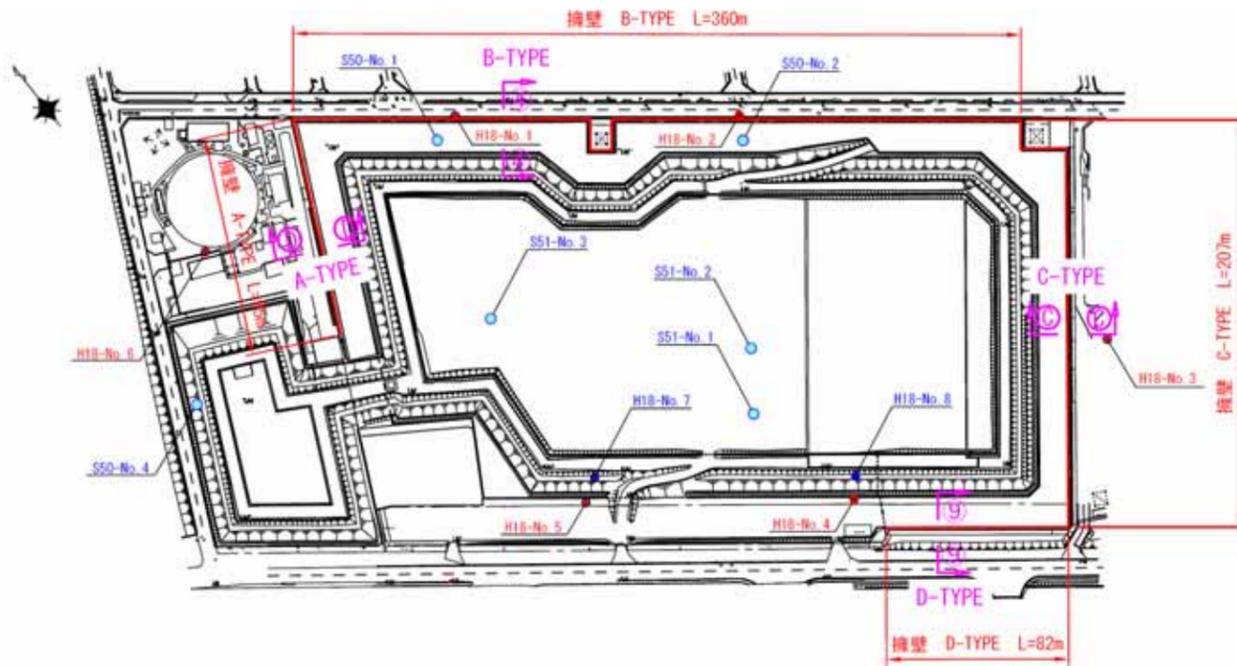


### 【検討結果】

円弧すべり計算では、通常時・地震時(液状化しない場合)ともに所定の安全率を満足する結果となった。

### (3) 擁壁の検討

【検討位置図】



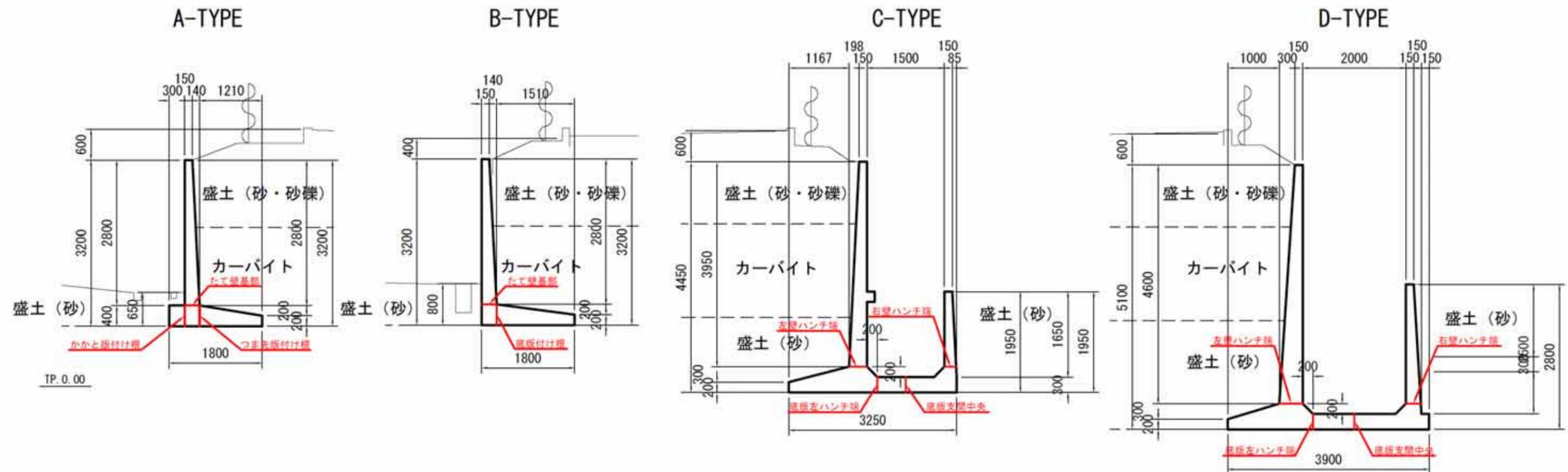
【検討条件】

項目	記事
項目	道路土工 - 擁壁工指針 日本道路協会 H11.3 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会 H11.5
土質定数	右土質条件により算定
荷重条件	群集荷重として通常時のみ擁壁背面に5kN/m <sup>2</sup> を載荷
検討ケース	通常時
	地震時(道路土工 水平震度 kh=0.15)
	" (港湾基準 水平震度kh=0.18) " (山崎断層地震420Gal相当 kh=0.26)
検討断面	A-TYPE 逆T擁壁 盛立地西側擁壁
	B-TYPE L型擁壁 盛立地北側擁壁
	C-TYPE U型擁壁 盛立地東側擁壁
	D-TYPE U型擁壁 盛立地南側擁壁

【土質条件】

土層種別	値
盛土 (砂・砂礫)	=19kN/m <sup>3</sup>
	C =0kN/m <sup>2</sup>
	=28°
カーバイト	=15kN/m <sup>3</sup>
	C =41kN/m <sup>2</sup>
	=0°
盛土 (砂)	=19kN/m <sup>3</sup>
	C =0kN/m <sup>2</sup>
	=29°
支持地盤	N=14

【擁壁断面図】



#### (4) 擁壁の検討結果

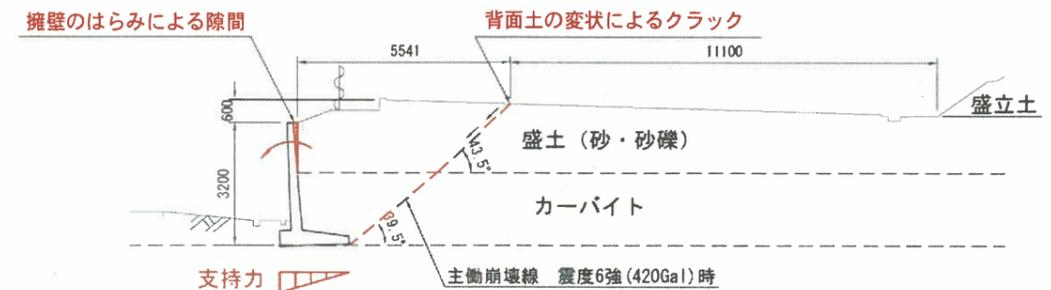
擁壁 A-TYPE		単位	常時 (上載あり)	地震時 (道路土工)	地震時 (港湾基準)	震度6強 (420Gal)	
安定照査	転倒 (偏心距離)	m	0.240 < 0.300	0.401 < 0.600	0.446 < 0.600	0.566 < 0.600	
	滑動 (安全率)	-	5.289 > 1.500	2.732 > 1.200	2.447 > 1.200	1.915 > 1.200	
	支持力 (端部支圧)	kN/m <sup>2</sup>	92.744 < 112	123.918 < 168	136.200 < 168	185.135 > 168	
応力度照査	圧縮	たて壁基部	N/mm <sup>2</sup>	3.068 < 7.000	2.828 < 10.500	2.902 < 10.500	3.099 < 10.500
		つま先版付け根	N/mm <sup>2</sup>	0.298 < 7.000	0.403 < 10.500	0.443 < 10.500	0.597 < 10.500
		かかと版付け根	N/mm <sup>2</sup>	1.428 < 7.000	1.534 < 10.500	1.574 < 10.500	1.681 < 10.500
	引張	たて壁基部	N/mm <sup>2</sup>	109.653 < 140.000	101.086 < 210.000	103.724 < 210.000	110.758 < 210.000
		つま先版付け根	N/mm <sup>2</sup>	17.086 < 140.000	23.076 < 210.000	25.379 < 210.000	34.200 < 210.000
		かかと版付け根	N/mm <sup>2</sup>	63.520 < 140.000	68.217 < 210.000	69.997 < 210.000	74.744 < 210.000
	せん断	たて壁基部	N/mm <sup>2</sup>	0.048 < 0.360	0.048 < 0.540	0.050 < 0.540	0.055 < 0.540
		つま先版付け根	N/mm <sup>2</sup>	0.023 < 0.360	0.031 < 0.540	0.035 < 0.540	0.047 < 0.540
		かかと版付け根	N/mm <sup>2</sup>	0.064 < 0.360	0.099 < 0.540	0.111 < 0.540	0.151 < 0.540
擁壁 B-TYPE		単位	常時 (上載あり)	地震時 (道路土工)	地震時 (港湾基準)	震度6強 (420Gal)	
安定照査	転倒 (偏心距離)	m	0.295 < 0.300	0.470 < 0.600	0.517 < 0.600	0.640 > 0.600	
	滑動 (安全率)	-	7.015 > 1.500	3.164 > 1.200	2.804 > 1.200	2.150 > 1.200	
	支持力 (端部支圧)	kN/m <sup>2</sup>	117.641 < 119	165.593 < 178	185.914 > 178	273.865 > 178	
応力度照査	圧縮	たて壁基部	N/mm <sup>2</sup>	2.775 < 7.000	2.533 < 10.500	2.607 < 10.500	2.804 < 10.500
		底版付け根	N/mm <sup>2</sup>	1.505 < 7.000	1.374 < 10.500	1.414 < 10.500	1.521 < 10.500
	引張	たて壁基部	N/mm <sup>2</sup>	99.193 < 140.000	90.553 < 210.000	93.191 < 210.000	100.224 < 210.000
		底版付け根	N/mm <sup>2</sup>	66.940 < 140.000	61.109 < 210.000	62.889 < 210.000	67.636 < 210.000
	せん断	たて壁基部	N/mm <sup>2</sup>	0.044 < 0.360	0.044 < 0.540	0.046 < 0.540	0.051 < 0.540
		底版付け根	N/mm <sup>2</sup>	0.029 < 0.360	0.061 < 0.540	0.074 < 0.540	0.124 < 0.540
		底版付け根	N/mm <sup>2</sup>	0.029 < 0.360	0.061 < 0.540	0.074 < 0.540	0.124 < 0.540
	擁壁 C-TYPE		単位	常時 (上載あり)	地震時 (道路土工)	地震時 (港湾基準)	震度6強 (420Gal)
	安定照査	転倒 (偏心距離)	m	0.032 < 0.542	0.193 < 1.083	0.253 < 1.083	0.412 < 1.083
滑動 (安全率)		-	2.984 > 1.500	2.319 > 1.200	2.194 > 1.200	1.917 > 1.200	
支持力 (端部支圧)		kN/m <sup>2</sup>	44.869 < 249	57.420 < 374	62.096 < 374	74.563 < 374	
応力度照査	圧縮	左壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	6.876 < 7.000	6.621 < 10.500	6.739 < 10.500	7.054 < 10.500
		右壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	0.442 < 7.000	0.533 < 10.500	0.552 < 10.500	0.601 < 10.500
		底版左ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	3.916 < 7.000	2.369 < 10.500	1.959 < 10.500	0.863 < 10.500
		底版支間中央	N/mm <sup>2</sup>	1.052 < 7.000	0.088 < 10.500	0.391 < 10.500	1.199 < 10.500
	引張	左壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	273.377 > 140.000	263.248 > 210.000	267.943 > 210.000	280.464 > 210.000
		右壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	20.438 < 140.000	24.676 < 210.000	25.524 < 210.000	27.784 < 210.000
		底版左ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	185.779 > 140.000	112.402 < 210.000	92.914 < 210.000	40.955 < 210.000
		底版支間中央	N/mm <sup>2</sup>	49.913 < 140.000	4.194 < 210.000	18.562 < 210.000	56.881 < 210.000
	せん断	左壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	0.170 < 0.360	0.167 < 0.540	0.169 < 0.540	0.176 < 0.540
		右壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	0.250 < 0.360	0.031 < 0.540	0.320 < 0.540	0.035 < 0.540
		底版左ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	0.190 < 0.360	0.170 < 0.540	0.170 < 0.540	0.150 < 0.540
		底版支間中央	N/mm <sup>2</sup>	0.100 < 0.360	0.070 < 0.540	0.070 < 0.540	0.050 < 0.540
擁壁 D-TYPE		単位	常時 (上載あり)	地震時 (道路土工)	地震時 (港湾基準)	震度6強 (420Gal)	
安定照査	転倒 (偏心距離)	m	0.040 < 0.650	0.304 < 1.300	0.376 < 1.300	0.566 < 1.300	
	滑動 (安全率)	-	3.051 > 1.500	2.529 > 1.200	2.419 > 1.200	2.170 > 1.200	
	支持力 (端部支圧)	kN/m <sup>2</sup>	40.017 < 298	55.382 < 448	59.522 < 448	70.567 < 448	
応力度照査	圧縮	左壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	4.046 < 7.000	4.101 < 10.500	4.189 < 10.500	4.424 < 10.500
		右壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	1.177 < 7.000	1.375 < 10.500	1.415 < 10.500	1.520 < 10.500
		底版左ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	2.924 < 7.000	1.472 < 10.500	1.080 < 10.500	0.037 < 10.500
		底版支間中央	N/mm <sup>2</sup>	0.541 < 7.000	1.601 < 10.500	1.887 < 10.500	2.649 < 10.500
	引張	左壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	127.530 < 140.000	129.241 < 210.000	132.022 < 210.000	139.438 < 210.000
		右壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	27.546 < 140.000	32.183 < 210.000	33.111 < 210.000	35.584 < 210.000
		底版左ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	138.694 < 140.000	69.814 < 210.000	51.252 < 210.000	1.737 < 210.000
		底版支間中央	N/mm <sup>2</sup>	25.660 < 140.000	75.951 < 210.000	89.502 < 210.000	125.658 < 210.000
	せん断	左壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	0.153 < 0.360	0.160 < 0.540	0.163 < 0.540	0.169 < 0.540
		右壁ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	0.078 < 0.360	0.085 < 0.540	0.087 < 0.540	0.091 < 0.540
		底版左ハンチ端	N/mm <sup>2</sup>	0.180 < 0.360	0.170 < 0.540	0.160 < 0.540	0.150 < 0.540
		底版支間中央	N/mm <sup>2</sup>	0.060 < 0.360	0.040 < 0.540	0.040 < 0.540	0.030 < 0.540

算定結果を以下に示す。

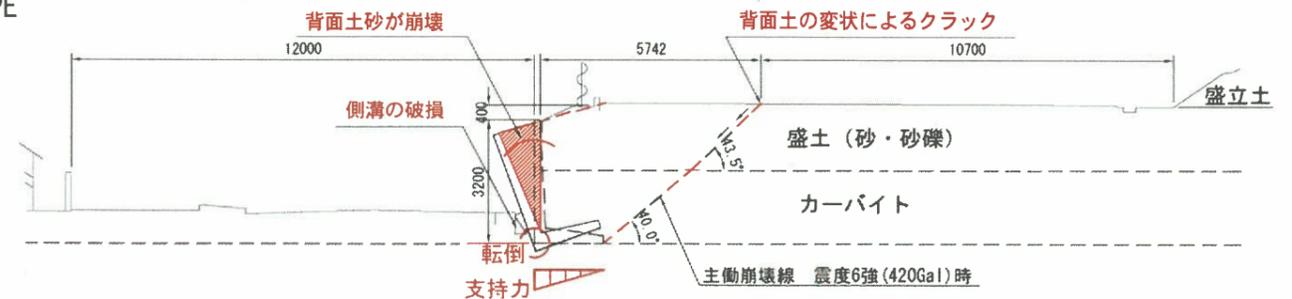
- ・ A-TYPE……常時は安定しているが、震度6強の地震時 (山崎断層地震) の支持力が許容値を満足していない。
- ・ B-TYPE……常時は安定しているが、地震時 (港湾基準) の支持力および震度6強の地震時 (山崎断層地震) の転倒・支持力が許容値を満足していない。
- ・ C-TYPE……水路を兼用しているため底版幅は比較的広く、常時・地震時ともに安定しているが、鉄筋は許容値を満足していない。
- ・ D-TYPE……常時・地震時ともに、現状で安定要件を満足している。

#### 【被害想定】

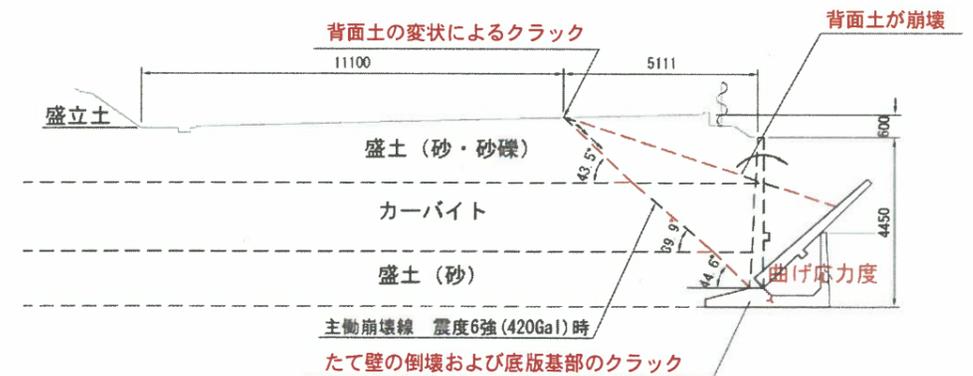
・ A-TYPE



・ B-TYPE



・ C-TYPE



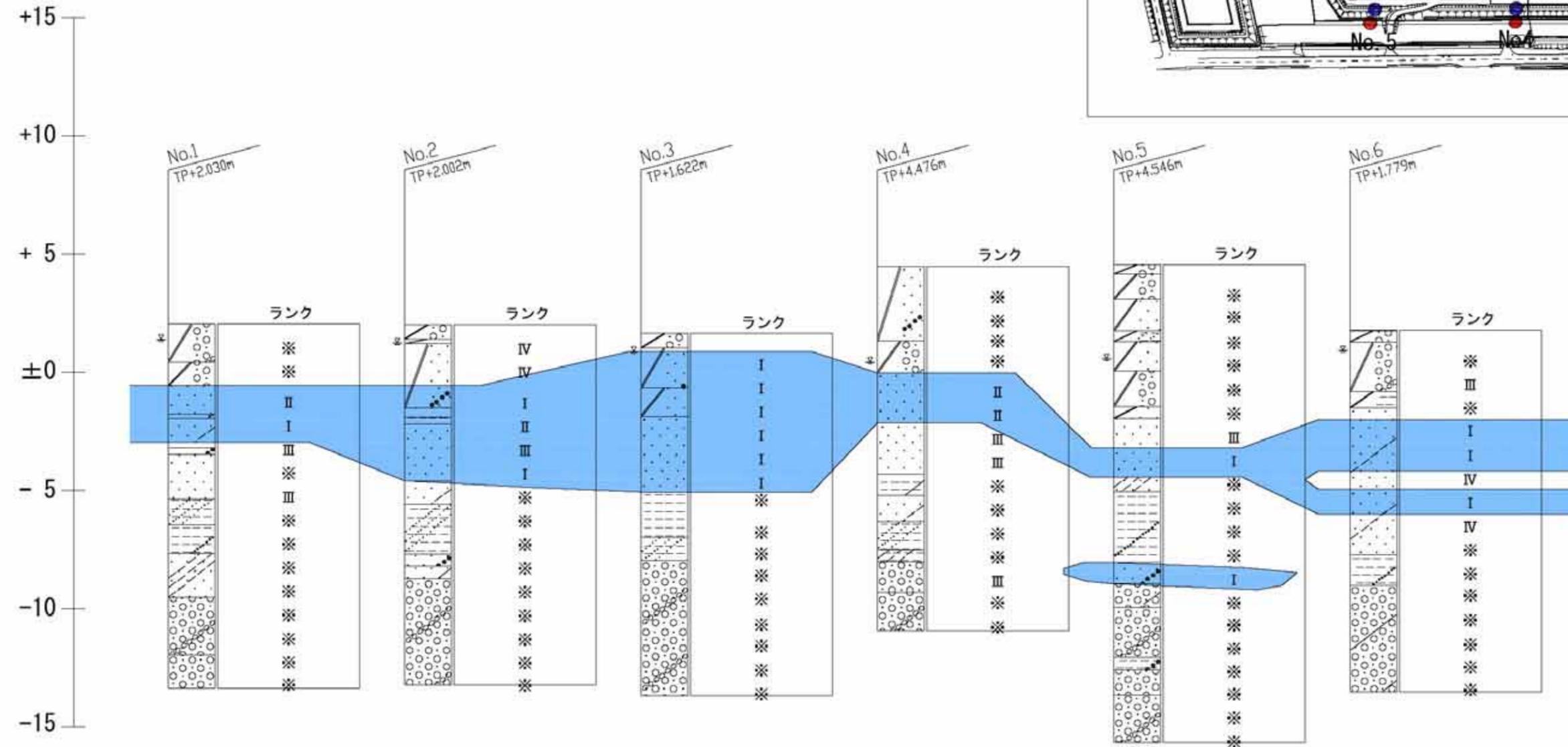
擁壁 A, B, C については、破損、転倒等の被害が想定されるが、擁壁背後土砂の崩壊範囲は 5~6 m にとどまり、擁壁は盛立土から 1.6 m 程度離れた場所に設置されているため、盛立土の安全性に影響は無いと思われる。ただし、斜面をビニールシートや土嚢で養生して、さらなる土砂崩壊を防ぐ応急対策を施すことが必要である。

## (5) 液状化の検討

盛立地下部地盤の土層は主に砂質土層で構成されているため、地震時に液状化する可能性がある。道路橋示方書および港湾の施設の技術上の基準に基づいて、3つの大規模地震（海洋型、内陸直下型、震度6強が想定されている山崎断層地震）について液状化判定を行った。さらに、液状化した場合の現象について考察を行った。

【盛立地周辺地下地盤の液状化の可能性】（想定地震：山崎断層地震、港湾の施設の技術上の基準に準拠）

標高 (TP m)



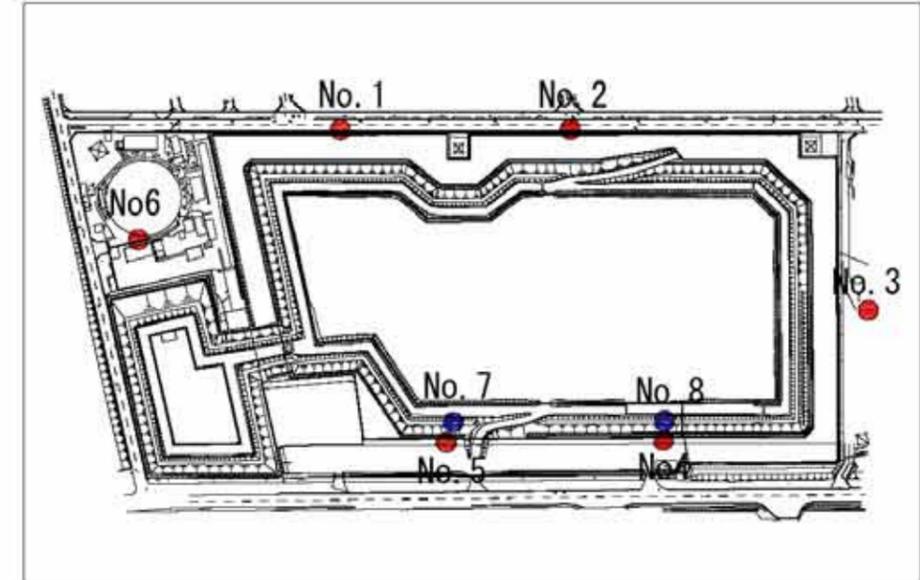
凡例： I：液状化する II：液状化する可能性が大きい III：液状化しない可能性が大きい IV：液状化しない ※：対象外

液状化範囲

### 【検討結果】

液状化判定では、大規模地震時（震度6強が想定されている山崎断層地震など）には盛立地下部地盤は液状化の可能性が高い地盤と想定された。

ボーリング位置図



## (6) 液状化時の現象

地盤が液状化した場合、地盤流動（下図参照）や盛土の崩壊等の現象が想定される。地盤流動は水際線付近で起こる可能性があり、構造物の転倒などの大きい被害をもたらすことがある。盛土の崩壊等の現象については、斜面すべりや盛土の沈下、変形などが考えられる。盛立土について、これらの現象の起こる可能性について以下に検討する。

### <地盤流動の可能性について>

#### 流動化の条件

道路橋示方書によると、「次の二つの条件のいずれにも該当する地盤は、流動化が生じる地盤とみなす。」とされている。

臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が 5m 以上ある護岸によって形成された水際線から 100m 以内の範囲にある地盤

液状化すると判定される層厚 5m 以上の砂質土層があり、かつ当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

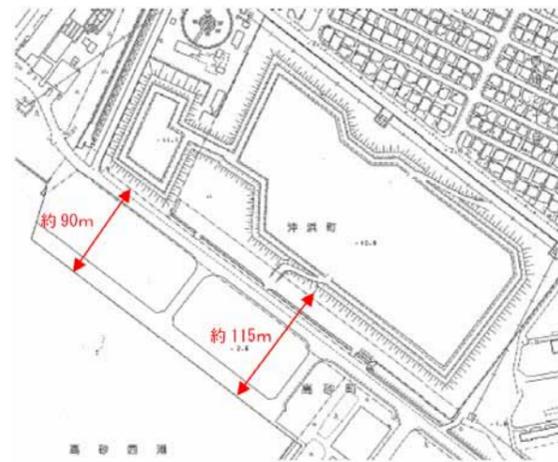
#### 当該盛立土について

##### について

高砂西岸壁（-5.5m）から盛立土法尻まで 90～115m 程度の位置にある。

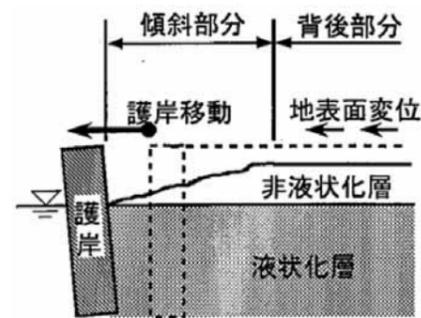
##### について

液状化が想定される砂質土層は岸壁まで存在しているものと思われるが、5m 以上の層厚が連続しているわけではない。（土層断面図参照）



#### 考察

当該地盤は流動化の条件である「かつ」を満たさないため、水際線付近で流動化が発生しても当該地盤への影響は小さいと判断される。



地盤流動のイメージ図

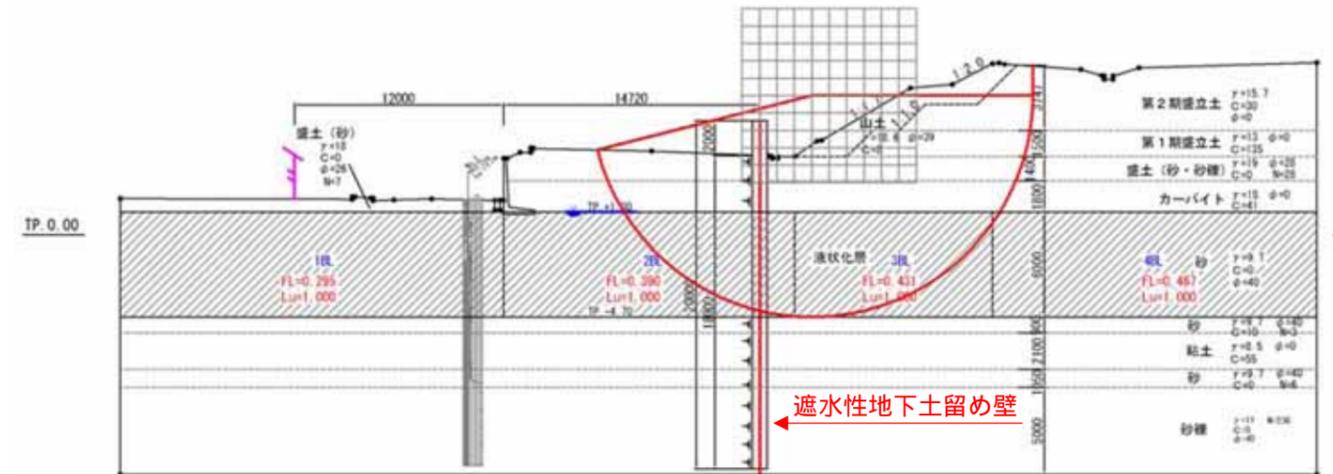
### <地盤流動化以外の現象と対策について>

液状化時の地盤流動以外の現象の検討として、盛立土の斜面すべりについて、盛立地の周辺（道路等）まで含めた範囲を対象に、最も厳しいケースとして液状化層のせん断力（抵抗力）をゼロとした地震時の円弧滑り解析を行った。

この場合の検討結果と、最小安全率となる円弧を以下に示す。

#### 検討結果

検討断面	検討ケース	安全率	所要安全率	判定
- 民家側	液状化時 (タイプ・686gal)	0.48	1.00	×



※液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）H11.3を参考

#### 考察

- ・円弧すべり解析における最小安全率は 0.48 となり、必要安全率 1.00 を下回る結果となった。すなわち、地盤が液状化すれば、上図の想定円弧付近に滑りが発生する可能性があると考えられる。
- ・対策工法としては、上図のように、盛立土法尻に地下土留め壁を設けるのが適当と考えられる。ただし、液状化時等の万が一の PCB 漏洩に対しても外部環境との遮断性が確保できるよう、遮水性地下土留め壁（鋼管矢板壁、ソイルセメント壁、場所打ち鉄筋コンクリート壁等の遮水性の高い土留工法）の構造形式をとることが望ましい。
- ・ただし、対策工法を検討する場合には、地震応答解析やすべり変形解析により液状化によるさらに詳細な地盤の挙動を把握するとともに、液状化層の強度を求めるための振動三軸試験などの高度な試験が必要となる。また、地下水の流れを遮断することになるため、解析にあたってはその影響を考慮しておく必要がある。

## (7) 沈下の検討

### 【沈下量の算出】

以下の2通りの方法で盛立部の沈下量を算出した。

- A. 過去の資料と測量結果から想定した沈下量 : 33 cm
- B. 圧密試験結果より求めた圧密沈下量 : 18 cm

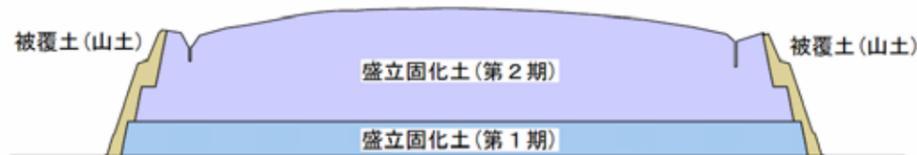
#### A. 過去の資料と測量結果から想定した沈下量

過去の資料と今回測量結果の盛立土量の差

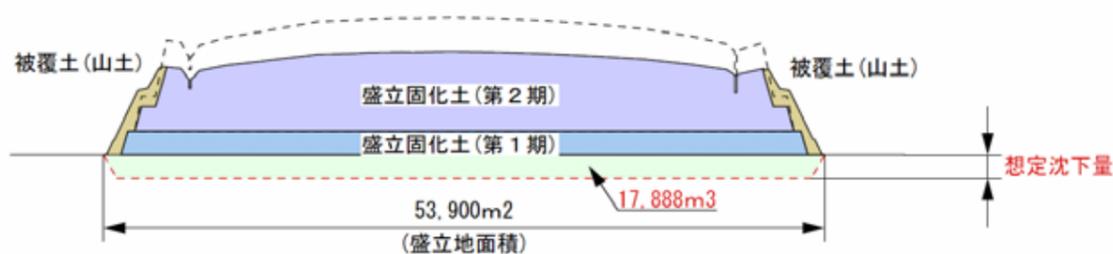
	盛立土量
過去の資料	283,000m <sup>3</sup>
今回測量結果	265,112m <sup>3</sup>
差	17,888m <sup>3</sup>

過去の資料：高砂西港汚泥処理工事 工事記録(昭和51年7月)

盛立時：盛立土量283,000m<sup>3</sup>



測量時：盛立土量265,112m<sup>3</sup>



盛立時と測量時の盛立土量

盛立量の差 = 盛立時283,000m<sup>3</sup> - 測量時265,112m<sup>3</sup> = 17,888m<sup>3</sup>

盛立地面積：53,900m<sup>2</sup>

想定沈下量 = 盛立量の差 / 盛立地面積 = 17,888m<sup>3</sup> / 53,900m<sup>2</sup> = 0.33m

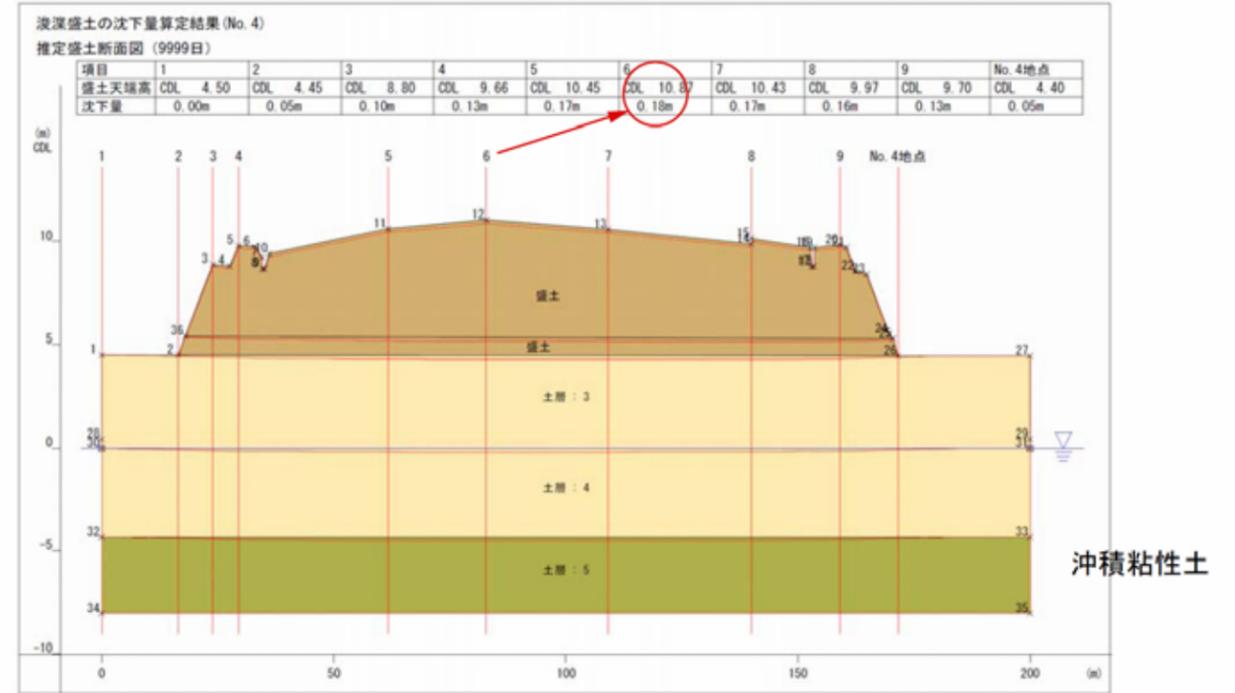
以上より、沈下量は33 cm程度と想定される。

#### B. 圧密試験結果より求めた圧密沈下量

圧密試験結果より、沖積粘性土層の圧密係数C<sub>v</sub>が200(cm<sup>2</sup>/day)と得られた。この値を用いた場合、計算地点6における圧密度100%での沈下量は18cm程度となる。

また、圧密計算によると、圧密度100%(沈下量18cm)の経過日数は約2.5年である。

したがって、盛土完了(第2期工事 1976年8月完了)から30年を経過している現在は、圧密が終了していると判断できる。



圧密沈下量算定結果

#### 【不等沈下量の算出】

盛土荷重形状を同一断面として、各ボーリング地点の土層を用いて圧密沈下計算を行った。

ボーリング地点、法尻、盛土中央部における圧密沈下量を下表にまとめた。

これによると、盛土中央部における沈下量は8~18 cmであるが、No. 6地点は盛土部から離れているため、盛土周辺の沈下量の差は7 cm (18 cm - 11 cm) である。これは、沖積粘性土層厚にあまり変化がないことからうかがえる。

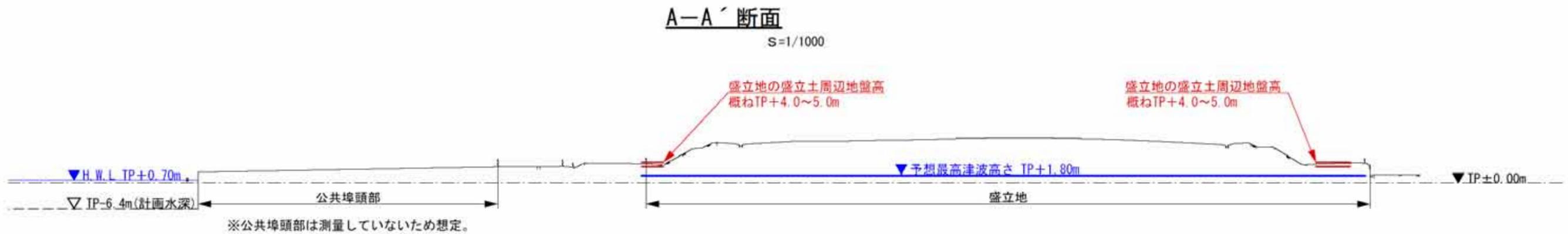
したがって、大きな不等沈下は発生していないと考えられる。

圧密沈下量一覧表

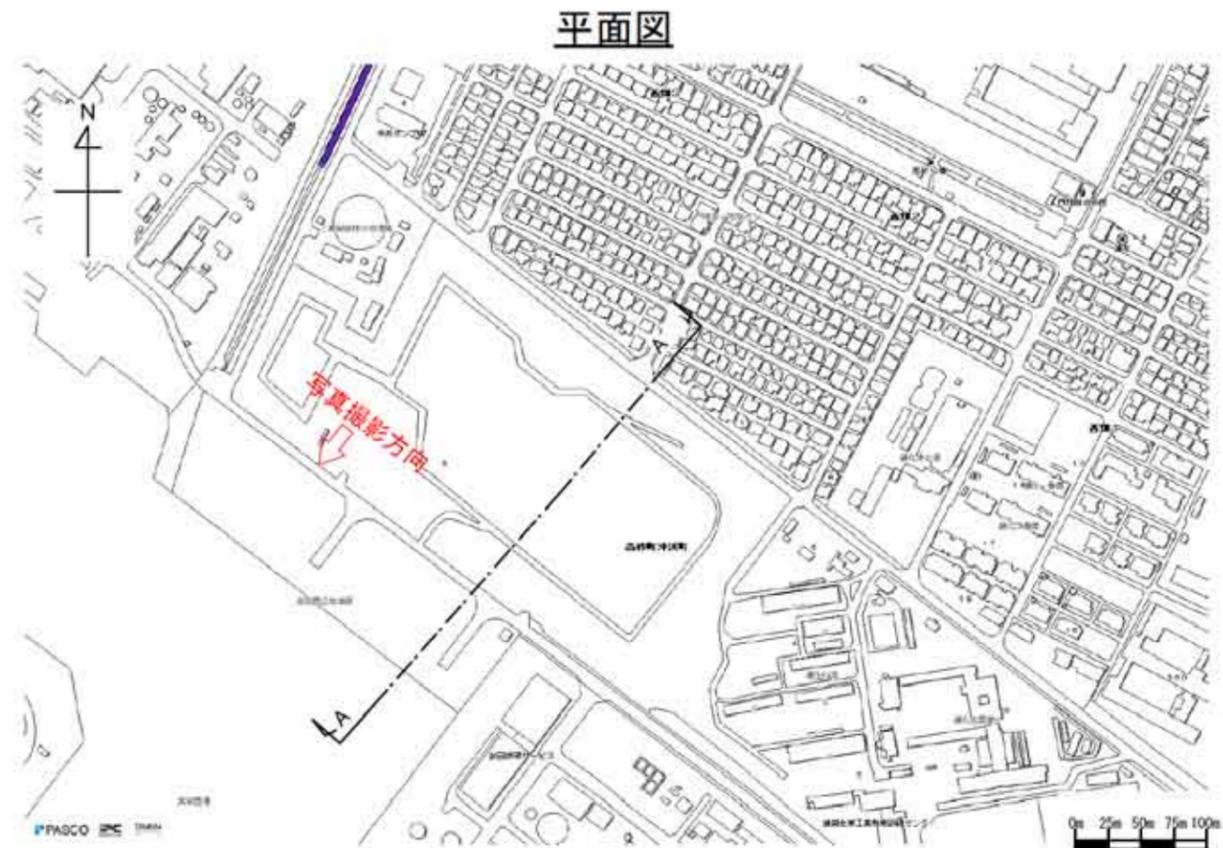
ボーリング番号	圧密沈下量 (cm)		
	ボーリング地点	法尻部	盛土中央部
No.1	0	3	11
No.2	0	3	11
No.3	0	4	14
No.4	5	5	18
No.5	4	4	14
No.6	0	2	8

## ( 8 ) 津波に関する検討

- 兵庫県沿岸域における津波被害想定調査報告書(平成12年度)によると、  
 予想最高津波高さ = H. W. L. TP+0.70m + 津波高1.1m  
 = TP+1.80m
  - 測量結果より、盛立地の盛立土周辺地盤高は概ねTP+4.0m~5.0m
- 以上より、盛立地の地盤高は予想最高津波高さより高いことが確認された。



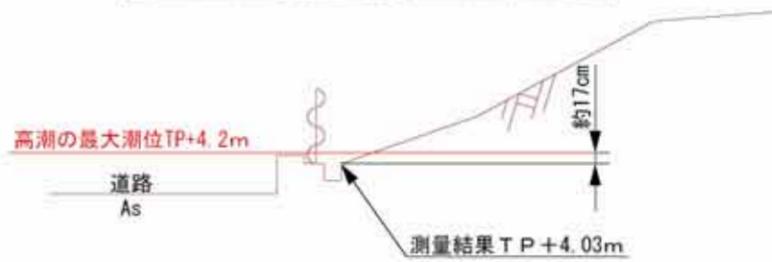
写真：海側を望む



(9) 高潮に関する検討

- 高潮ハザードマップ基礎資料によると、第二室戸台風の東播港にとっての最悪コースを想定した場合に、TP+4.2mまでの浸水が予想されている。その際、盛立地外の南東付近では最大2.0m/sの流速が発生する。
  - 測量結果より、盛立地の盛立土周辺地盤高がTP+4.2mより低いのは盛立土西側の道路沿いの法尻部のみ。
- 最も低い場所でTP+4.03mより、最大でも十数cm程度の浸水なので大きな問題がないことが確認された。

盛立土西側道路沿い法尻断面

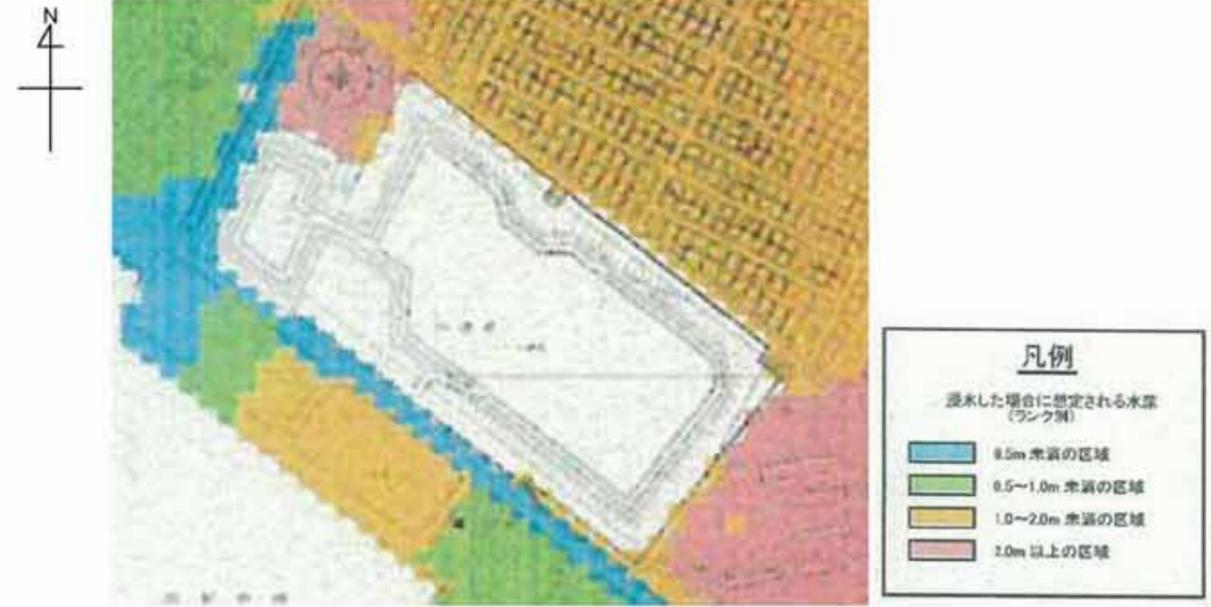


写真①：西側道路部

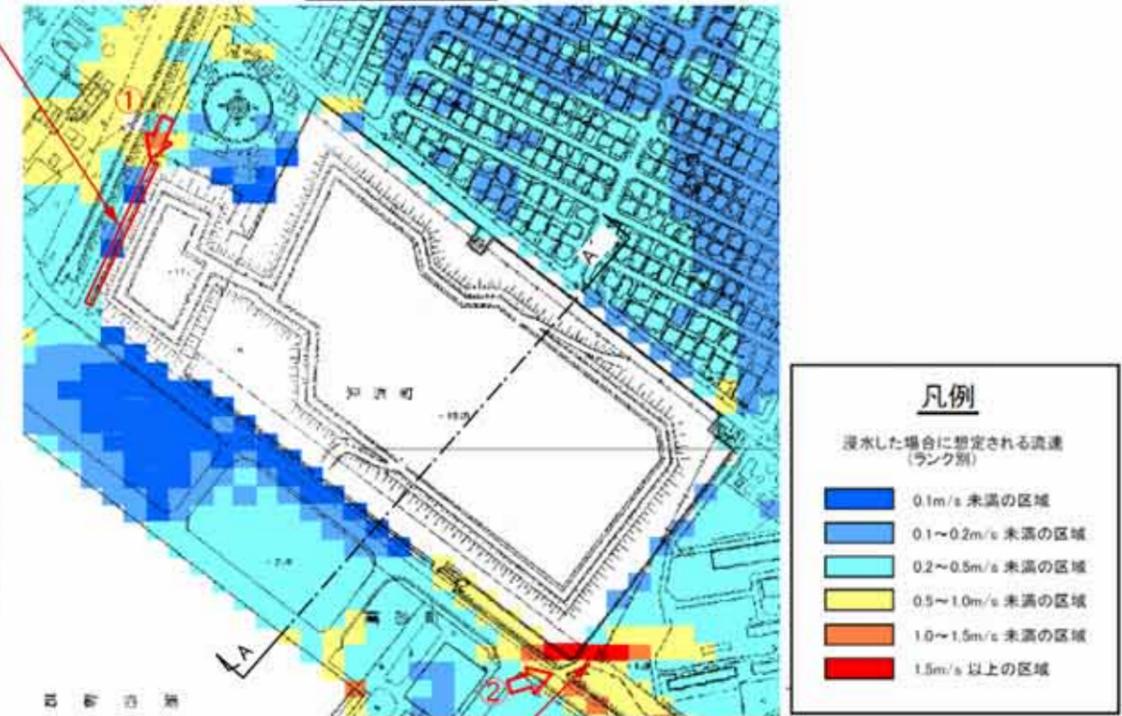


写真②：盛立地外の最大流速箇所

浸水深図



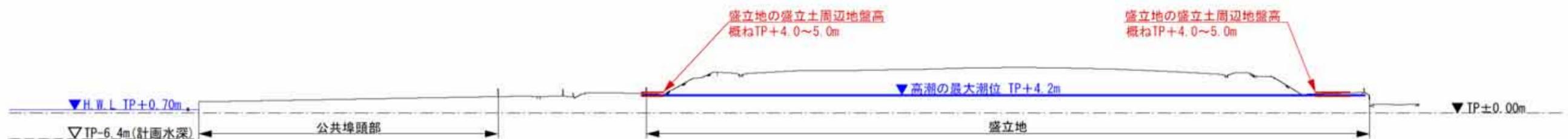
流速分布図



※高潮ハザードマップ基礎資料 平成18年3月より

A-A' 断面

S=1/1000



(10) 大雨に関する検討 (排水能力、流域図)

【検討方法】

モデル図の各断面において流出量と通水量をそれぞれ計算し、排水能力を満足するか検討した。

流出量

$$Q = \frac{1}{3.6 \times 10^6} C \cdot I \cdot A$$

ただし、Q: 雨水流出量(m<sup>3</sup>/sec)

C: 流出係数 (法華山谷川水系河川整備基本方針  
治水計画参考資料より0.72とする)

I: 流達時間内の降雨強度(mm/h) ・河川整備の考え方に基づく  
100年確率降雨 66.2mm/h  
・下水道整備の考え方に基づく  
7年確率降雨 43.0mm/h

通水量

$$Q = A \cdot V$$

ここに、Q: 通水量(m<sup>3</sup>/sec)  
A: 通水断面積(m<sup>2</sup>)  
V: 平均流速(m/sec)

【検討結果】

大雨時の既存排水路の流下能力を検討すると、部分的に排水能力を満足しない箇所がある。しかし、盛土形状を考慮して通水断面を考えると排水能力を満足する。

(高潮と大雨が重なった場合の検討)

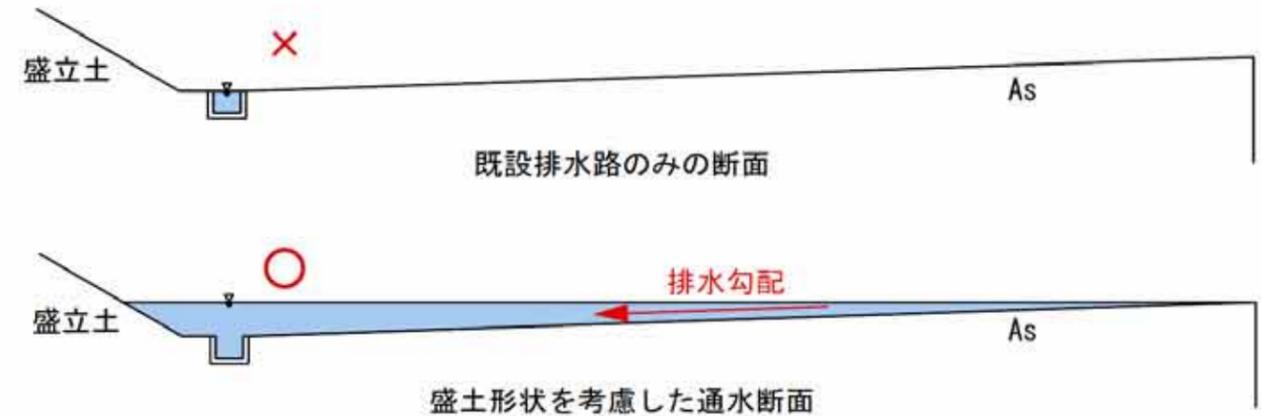
高潮と大雨が重なった場合でも、盛立土上の集水柵の高さ T.P.+8.2m に対し、高潮高さ T.P.+4.2m であるため、この 4m の水位差により、盛立土上 (A-1,A-2,B-1,B-2) からの雨水は管路 および により排水が可能で、盛立土から覆土へ溢れ出すことはない。

盛立土周辺の A-3、A-4 領域の雨水については、高潮により管路 からの排水ができなくなった場合、周辺に比べて標高の低い流域図"a"部から外部へ流出すると思われ、この部分が表層を浸食される可能性がある。ただし、盛立土本体への影響はない。

また、B-3,B-4 の領域の雨水については、"b"部および水路 4-1 から外部に流出するので、盛立地を浸食することはない。



盛立土上排水路



盛立土下アスファルト

