



土木研究所資料

第 613 号

大規模特殊事業計画調査
築堤盛土工法調査資料(1)

昭和45年7月

建設省土木研究所

目 次

1. ま え が き	1
2. 湾中央部横断道路計画の概要	1
3. 調 査 方 法	3
4. 調 査 結 果	3
4-1 気 象 条 件 調 査	3
4-1-1 風 向、風 速	3
4-1-2 波	1 1
4-1-3 天 文 潮 位	1 4
4-1-4 高 潮	1 4
4-1-5 津 波	1 8
4-1-6 潮 流	1 8
4-2 土 質 調 査	2 2
4-2-1 想 定 土 層 断 面	2 2
4-2-2 土 質 試 験 結 果	2 5
4-3 人 工 島 築 島 に 関 す る 調 査	3 7
4-3-1 位 置 と 構 造 形 式	3 7
4-3-2 土 質 常 数 値 の 推 定	3 7
4-3-3 天 端 高 の 決 定	4 2
4-3-4 断 面 形 式 の 決 定 (標準設計断面)	4 6
4-4 人 工 島 の 静 的 安 定 解 析	6 3
4-4-1 標 準 設 計 断 面 の 検 討	6 3
4-4-2 水 深 の 異 な る 人 工 島 断 面 の 検 討	6 3
5. 今 後 の 問 題 点	8 3
6. あ と が き	8 4

資 料

Chesapeake 湾横断道路、報告抜粋	8 7
-----------------------	-----

1 ま え が き

首都東京を中心とした東京湾周辺地域は、現在各所においてかなりの隘路があらわれており、その打開には東京湾の総合的開発が重要な施策とされ、現在種々の面から予備的な調査が行なわれている。

施工研究室では、東京湾環状道路調査の一環として、築堤盛土工法調査に関する事項について、昭和43年度以降人工島工法に関する文献調査を中心に、湾中央部の川崎～木更津横断道路（延長15 km）を対象にして、人工島の概略断面（捨石均一堤、ケーソン混成堤）を描がき安定性に関する試算を行なってきた。

以下は、昭和43年度、44年度に調査を行ったものを中心として、中間報告としてまとめたものである。

2 湾中央部横断道路計画

東京湾環状道路として調査の対象とされている路線は、図-1に示す延長約160 kmのいわゆる湾岸道路、湾口部において三浦半島と房総半島を連絡し、海上延長約10 kmの湾口部横断道路と、湾中央部において対岸を連絡する海上延長約15 kmの川崎～木更津横断道路である。

海峡横断道路を建設する場合、次のような条件を満たすべく構造形式を選定する必要がある。

- ① 現在および将来の交通量に対して十分な容量をもつこと。
- ② 海底の基礎地盤状態、自然の諸状況をもっとも有利に利用する。
- ③ 船舶航行のための条件を満たす。
- ④ 維持管理が容易であること。

以上の条件と工期、工費などを考慮して設計を行なうことが必要である。

一般に海峡横断道路の構造形式としては、架橋方式とトンネル方式が考えられる。しかし東京湾の複雑な海底地盤、航路の条件を考える時両者の併合方式がもっとも有力となろう。たとえば米国Chesapeake湾の横断道路は、主航路は沈埋トンネルで通し、その他の部分はトレスル（架橋形式）としている。1)

水底トンネルの施工法としては、素掘、締切、潜函、シールド、沈埋などの工法がある。これらを東京湾横断道路に利用しようとした場合、素掘、締切、潜函などは、地盤条件や船舶航行などの点で問題が多く、シールド工法についても沈埋工法と比べると、計画幅員6車線を考えた場合セグメントの費用が膨大になることや、トンネルの延長が長くなる点など考慮すると有利な工法とはいえない。沈埋トンネル方式は、水底地盤の支持力は問題とならず、むしろ浚渫の面から堅い地盤より軟弱層に適している、などの点からみて湾中央部横断道路トンネルとしては、沈埋トンネルに重点をおいて検

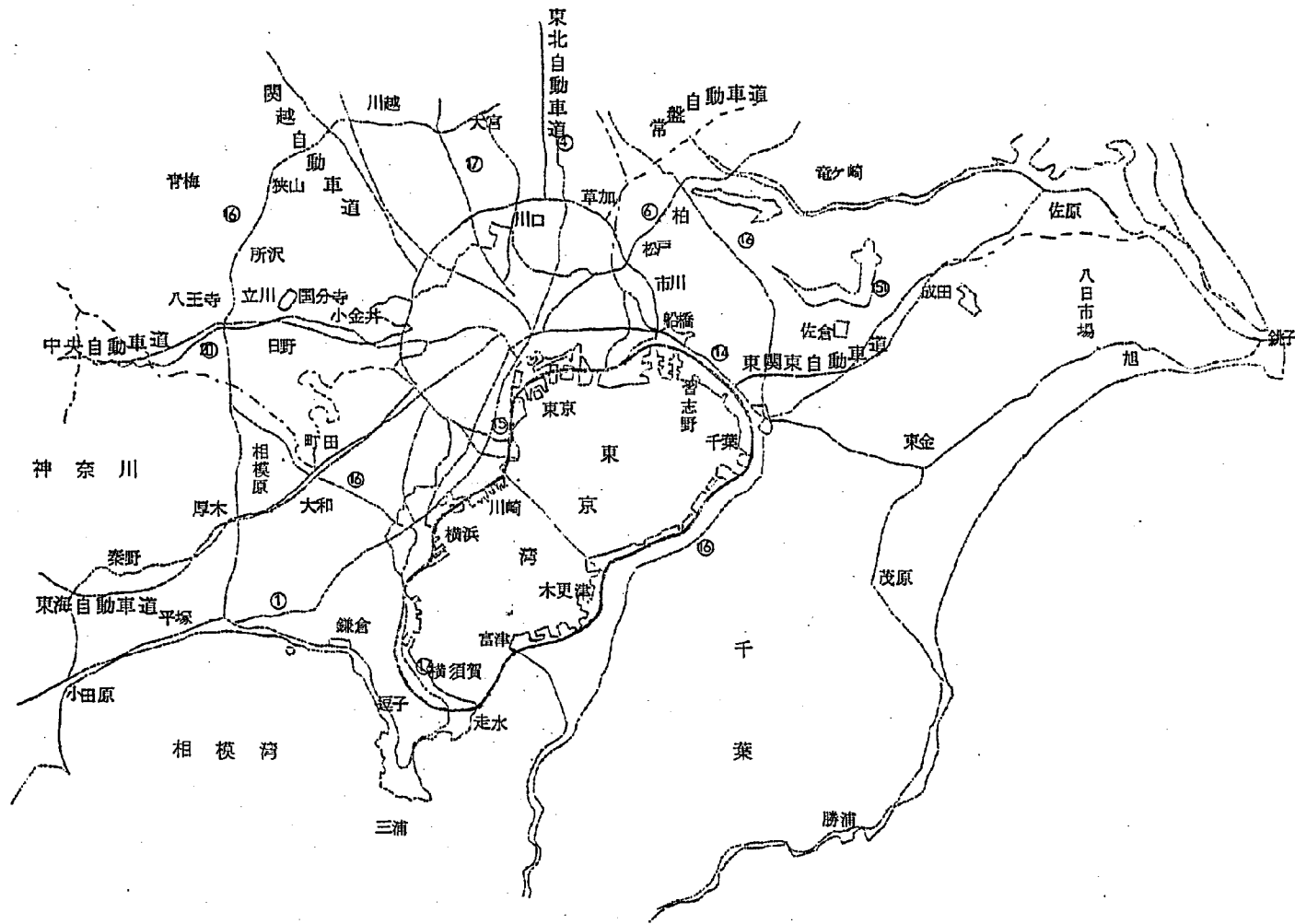


図-1 東京湾現状道路位置図

討が進められた。

一方架橋方式は支持地盤が浅い場合に有利で、木更津側では有効な手段であるといえる。このことから湾中央横断道路の構造形式は、沈埋トンネルと架橋の組合せとなるであろう。この場合これらの取付部として、またトンネル内の換気設備などのために人工島が必要となる。人工島の位置や形式は今後の検討事項であるが、横断道路は

沈埋トンネル(川崎側)～人工島～架橋形式(木更津)
のような組合せ方式が考えられる。

3 調査方法

海中盛土(人工島)を計画するにあたっては、当該地域の自然条件、特に構造物基礎に関する地質条件の把握がもっとも重要であるため、地質状況の調査に重点をおき、以下に示すものについて関係諸機関より既往の資料を収集、整理しそれらに基づいて人工島の安定解析(円弧スベリ)を行なった。

- ① 気象条件調査(風、波、天文潮、高潮、津波、潮流)
- ② 地質調査(ボーリング調査資料)
- ③ 人工島の安定解析(円弧スベリ)
- ④ その他(施工例、文献調査)

なお、安定解析において標準断面の設計並びに軟弱地盤上の限界的盛土高の試算に当っては、ボーリング調査資料No1～No8(図-13参照)を使用し、標準断面の水深、堤巾などを変えた場合における概略断面の試算には、昭和43年度に調査されたNo20とNo21の資料も設計時に考慮した。

4 調査結果

4-1 気象条件調査

海洋気象の調査は、風、波、天文潮、高潮、津波、潮流について行なった。海上に人工島を計画するうえで周囲の気象条件を知ることは不可欠なことである。

ここでは過去10年間程の東京湾のできるだけ多くの気象資料を集収し、整理した。

4-1-1 風向、風速

東京湾周辺地域の風勢を明らかにするために、図-2に示す湾周辺に位置する東京、横浜、千葉、木更津、富崎、久里浜、三崎、第二海堡の8地点において、昭和35年1月～昭和37年1月までの3年間に観測された資料から、風向と風速について整理し表-1～表-4に示した。

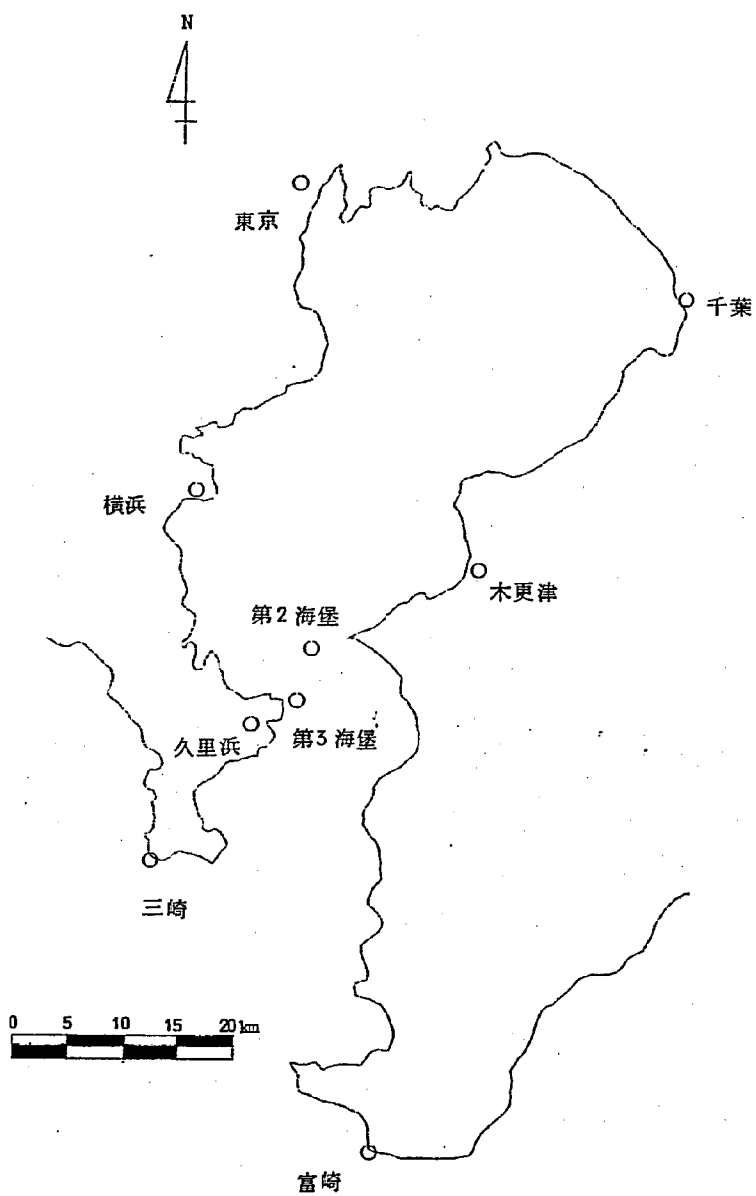


图-2 東京湾平面图

表-1 風速出現率

	0.1~4.9 m/sec	5~9.9 m/sec	10~14.9 m/sec	15~19.9 m/sec	20 m/sec 以上
東 京	81%	18%	1%		
横 浜	64%	32%	4%		
千 葉	75%	21%	3%	1%	
木 更 津	71%	25%	4%		
富 崎	66%	25%	5%	3%	1%
久 里 浜	71%	24%	4%	1%	
三 崎	65%	29%	5%	1%	
第2海堡	38%	44%	15%	1%	1%

表-2 月別風速状態

	0.1~4.9 m/sec 級		10 m/sec 以上		(A)と(C)が 共に多い月	(B)と(D)が 共に多い月
	(A)風の強い月	(B)静かな月	(C)強風の多い月	(D)強風の少ない月		
東 京	3, 4, 5, 6 8	1, 2, 7, 9 10, 11, 12	3, 4, 5, 8	7, 11, 12	3, 4, 5	11, 12
横 浜	3, 4, 8, 10,	1, 6, 7, 9 11	2, 3, 4	6, 7, 9, 11, 12	3, 4, 5	7, 9
千 葉	3, 4, 5 8	7, 9, 10 11, 12	1, 2, 3, 4 5, 8	7, 9, 10 11, 12	3, 4, 5	9, 10, 11 12
木 更 津	3, 4, 5 8	1, 6, 7, 9 11, 12	1, 2, 3 5, 6	9, 11	3, 4, 5	9, 10, 11
富 崎	2, 3	6, 7, 11 12	1, 2, 3, 4, 5, 6, 11, 12	8, 9, 10	2, 3, 4, 5	
久 里 浜	5, 6, 7 8	1, 2, 10 11, 12	1, 2, 3, 4 5, 6	7, 9, 10 11	5, 6	11
三 崎	3, 4, 10	6, 7, 9 12	1, 2, 3, 4	6, 7, 9 10	3, 4	6, 7, 9
第2海堡	5, 6, 7, 8	2, 4, 9 10	1, 2, 3, 4, 6, 9, 10, 12	5, 7, 8	4, 9, 10	5, 7

表-3 風向出現率

	第 1 位 %	第 2 位 %	主卓越風向 %
東 京	N 22	SSW 11	NNW~NNF 40
横 浜	NNW 24	N 13	NW~N 45
千 葉	NE 15	NNE 12	N~NE 36
木 更 津	NE 20	SW 16	N~NE 35
富 崎	NNE 16	NE 15	ENE~NNE 42
久 里 浜	NE 23	NNE 14	NNW~NNE 50
三 崎	NE 20	ENE 15	NNE~ENE 49
第 2 海 堡	S 16	NNE 15	N~NE 38

表-4 風速別風向

	5~9.9 m/sec 1位 2位 3位			10 m/sec以上 1位 2位 3位			全 風 級 1位 2位 3位		
東 京	N	S	SSW	SSW	SW	N	N	SSW	NNE
横 浜	NNW	N	SSW	NNW	SSW	N	NNW	N	SSW
千 葉	SW	NW	NE	SSW	SW	NW	NE	NNE	N
木 更 津	SE	NE	N	SW	SSW	N	NE	SW	SE
富 崎	SSW	NNE	S	WSW	SW	W	NNE	NE	ENE
久 里 浜	SSW	S	NE	SSW	SW	WSW	NNE	NNW	N
三 崎	NE	WSW	NNE	W	WSW	SW	NE	ENE	NNE
第 2 海 堡	NNE	S	SSW	N	NNE	NNW	S	NNE	N

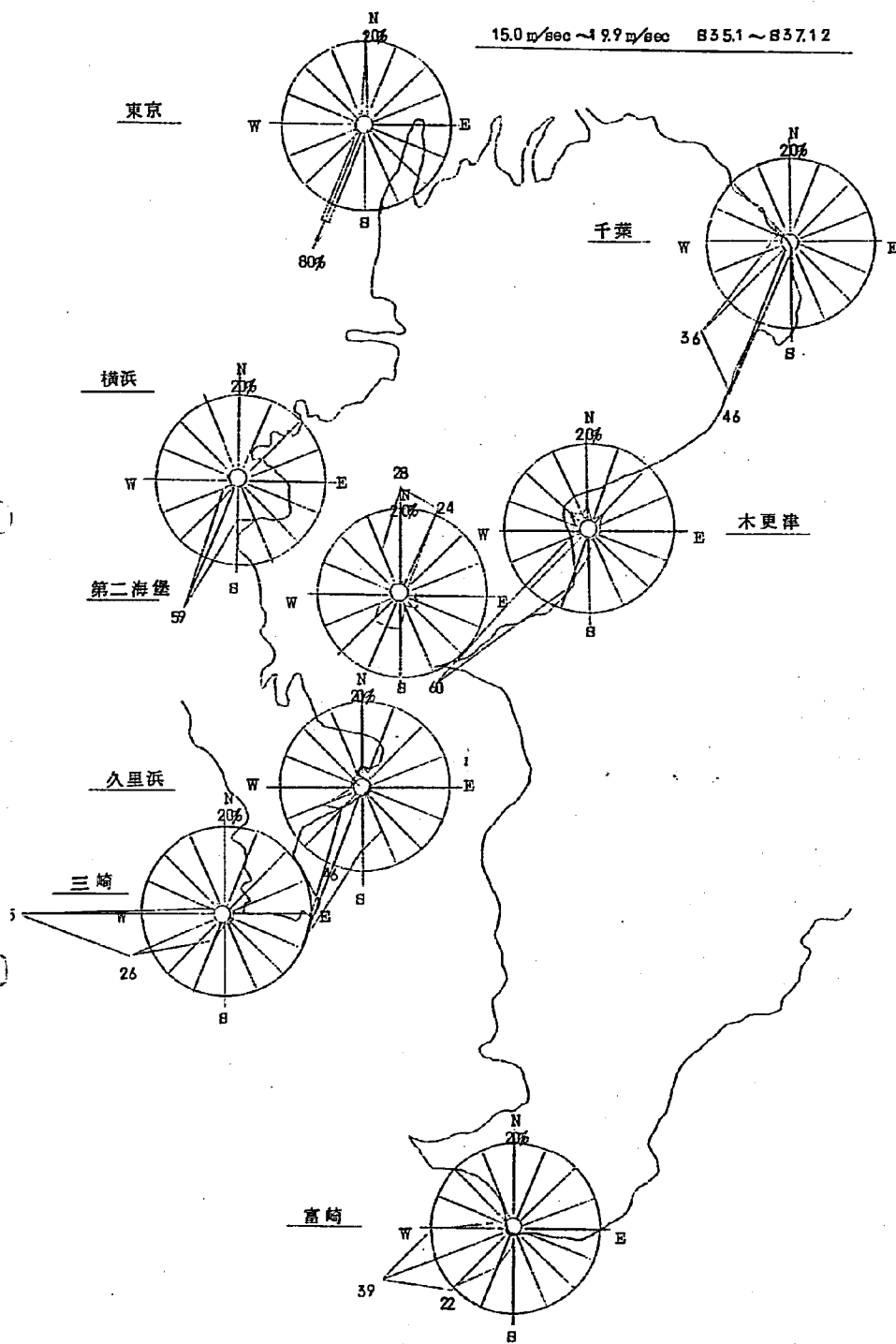


図-5 15.0~19.9 m/sec 風向出現図

表-1から0~4.9 m/sec の風速が全体の60%以上を占めており(第二海堡を除く)、5~9.9 m/sec のものを合すると90%以上になっている。第二海堡での観測結果は他の地点と傾向を異にしているが、15 m/sec 以上は何れの地点でも少なくなっており、これは異状天候時(台風時等)に出現したものと思われる。

月別の風速状況は、表-2に示したとおりで、各地点での大勢は6月頃を境におおむね年の前半は風の強い日が多く、後半は静かな日が多いようである。表-3に各地ごとの風向出現率を16方位で示した。また表-4に5~9.9 m/sec、10 m/sec、全風級の多い方向(1~3位)を示すとともに、各地点の風向別風速出現図を図-3~図-6に示した。

図より0.1~4.9 m/sec の風はNW~NEが多いが、SW方向付近を除いて全般的に(70~80%)吹いている。

4-1-2 波

ここに掲載した波の資料は、昭和39年~42年にわたって、図-2に示す湾口部付近の第2、第3海堡において観測されたものである。表-5(第2海堡)、表-6(第3海堡)、に月別有義波高の出現回数および出現率を示す。

表から0.0~0.49 m有義波高の波が各月とも非常に多い。9月~10月の台風時期においても1.5 m以上の波は5%以下で、2.0 m以上の波の発生はまれである。なお表には有義波高で示したが、最大波高はおおむね有義波高の1.2~1.4倍くらいである。

波の周期は、5 sec 以下が多く全体の70%以上になっている。9.1~10.0 sec 以上の長周期の波は、8、9月(台風時期)がもつとも多く10~17%であり、他の月では4%以下となっている。

周期別波高では、波高0.0~0.49 m、周期5.0 sec 以下の波の出現率が各月とも70~95%を占め圧倒的に多い。波高0.5 m以上の波は年の前半(3月~7月)においては短周期(7 sec 前後)で発生し、後半特に台風時期(8、9月)には長周期(10 sec)で発生している。

表-5 第2海堡 月別波高出現数(出現率%)

昭和40年

有義波高 / 月	3	4	5	6	7	8	9	計
0.0~0.49 ^m	311 (91.7)	353 (98.1)	361 (97.0)	359 (99.8)	372 (100)	363 (97.6)	342 (94.9)	2161 (97.9)
0.5~0.99	1 (.83)	5 (1.4)	6 (1.6)	1 (.02)		7 (1.9)	14 (4.0)	34 (1.6)
1.0~1.49		2 (.05)	5 (1.4)			2 (.05)	3 (.8)	12 (.05)
1.5~1.99							1 (.03)	1 (.0)
計	312 (100)	360 (100)	372 (100)	360 (100)	372 (100)	372 (100)	360 (100)	2208 (100)

昭和41年

有義波高 / 月	3	4	5	6	7	8	9	10	計
0.0~0.49 ^m	187 (91.6)	335 (93.1)	343 (92.2)	346 (96.1)	353 (94.9)	372 (100)	344 (95.5)	343 (97.7)	2623 (95.5)
0.5~0.99	14 (.69)	24 (.69)	25 (.66)	13 (.36)	17 (.46)		11 (.31)	8 (.23)	112 (.40)
1.0~1.49	3 (.15)	1 (.03)	4 (.11)	1 (.03)	2 (.05)		4 (.11)		15 (.05)
3.00以上							1 (.03)		1 (.0)
計	204 (100)	360 (100)	372 (100)	360 (100)	372 (100)	372 (100)	360 (100)	351 (100)	2751 (100)

昭和42年

有義波高 / 月	5	6	7	8	9	10	11	12	計
0.0~0.49 ^m	107 (99.1)	323 (97.9)	355 (99.2)	323 (100)	348 (96.7)	275 (93.2)	340 (97.4)	290 (98.6)	2361 (97.53)
0.5~0.99	1 (.09)	6 (.18)	3 (.08)		9 (.25)	19 (.64)	9 (.26)	3 (.10)	50 (.207)
1.0~1.49		1 (.03)			3 (.08)	1 (.04)			5 (.021)
1.5~1.99								1 (.04)	1 (.019)
計	108 (100)	330 (100)	358 (100)	323 (100)	360 (100)	295 (100)	349 (100)	294 (100)	2417 (100)

表-6 第3海堡 月別波高出現数(出現率)

昭和39~40年

有義波高 月	39/7	8	9	10	11	12	40/1	2	3	4	5	6	7	8	9	計
0.0~0.49m	135 (99.2)	50 (98.0)	50 (84.7)	285 (85.5)	145 (91.2)	226 (96.2)	195 (90.4)	222 (97.4)	366 (98.4)	360 (100)	360 (96.8)	324 (100)	275 (100)	335 (98.0)	156 (93.4)	3484 (96.0)
0.5~0.99	1 (0.8)	1 (2.0)	3 (5.1)	38 (11.5)	13 (8.2)	13 (8.2)	21 (9.6)	5 (2.2)	6 (1.6)		12 (3.2)			5 (1.5)	11 (6.6)	124 (3.4)
1.0~1.49			3 (5.1)	6 (1.8)	1 (0.6)	1 (0.4)		1 (0.4)						2 (0.6)		14 (0.4)
1.5~1.99			3 (5.1)	3 (0.9)												6 (0.2)
2.0~2.49				1 (0.3)												1 (0)
計	136 (100)	51 (100)	59 (100)	333 (100)	159 (100)	235 (100)	216 (100)	228 (100)	372 (100)	360 (100)	372 (100)	324 (100)	275 (100)	342 (100)	167 (100)	3629 (100)

昭和41年

有義波高 月	3	4	5	6	7	8	9	10	計
0.0~0.49m	182 (89.2)	288 (94.8)	363 (97.6)	260 (93.3)	317 (99.7)	271 (96.4)	276 (97.6)	302 (100)	2,257 (96.5)
0.5~0.99	21 (10.3)	16 (5.2)	9 (2.4)	11 (3.9)	1 (0.3)	6 (2.2)	4 (1.4)		68 (2.9)
1.0~1.49	1 (0.5)			4 (1.4)		4 (1.4)	2 (0.7)		11 (0.4)
1.5~1.99				4 (1.4)					4 (0.2)
3.00以上							1 (0.3)		1 (0)
計	204 (100)	304 (100)	372 (100)	279 (100)	318 (100)	281 (100)	283 (100)	302 (100)	2,343 (100)

昭和42年

有義波高 月	5	6	7	8	9	10	11	12	計
0.0~0.49m	107 (99.1)	244 (100)	130 (100)	353 (100)	336 (93.3)	368 (98.9)	156 (100)	303 (98.7)	1,997 (100)
0.5~0.99	1 (0.9)				23 (6.4)	4 (1.1)		4 (1.3)	32 (1.6)
1.0~1.49									
1.5~1.99					1 (0.3)				1 (0)
計	108 (100)	244 (100)	130 (100)	353 (100)	360 (100)	372 (100)	156 (100)	307 (100)	2,030 (100)

4-1-3 天文潮位

図-7 に示したように、東京湾周辺に位置する4地点(布良、東京、川崎、横浜)における各潮位をT.P. を基準に描くと図-8 のようになる。図中の各潮位の定義は次のとおりである。

高極潮位：過去において示した最高潮位(天文潮位のみでなく高潮、津波、洪水等を含む)

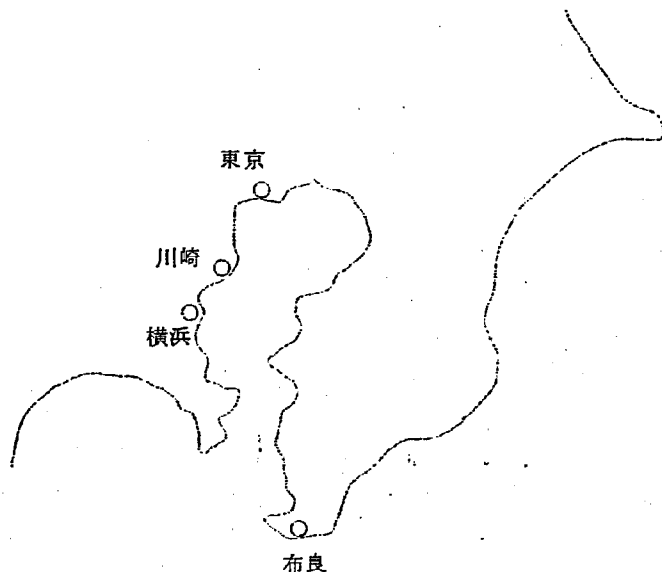
低極潮位：過去において示した最低潮位。

朔望平均満潮位

：朔日または望月から5日以内に起る、各月の最高、最低潮位の平均値。

(朔望平均干潮位)

図-7 観測位置



4-1-4 高潮

高潮は、風が海面に及ぼす切線応力と、気圧低下による吸上げ作用によって生ずる。

東京湾は、有明海、瀬戸内海、大阪湾、伊勢湾等と共に地形が細長く南西方向に開口し、台風の進行速度が湾の西側を湾の長波の進行速度とほぼ同程度の速度で進むことが多く、高潮が起りやすい地形となっている。

東京湾における高潮は、過去240年間の調査によればすべて台風に起因すると考えて差支えないようである。東京湾では12年間に1度は大きな高潮に襲われている。表-7 に過去数10年の間に潮位偏差が10mを超した例を示した。

		4.771	高極潮位 1893以来						
	3.620	高極潮位							
			3.420	高極潮位	2.870	高極潮位			
					2.389	朔望平均満潮位	2.940	高極潮位	
		2.731	朔望平均満潮位				2.492	朔望平均満潮位	
	1.865	朔望平均満潮位			1.522	最近5年平均潮位			
T. P.	1.266	東京湾中等潮位	1.838	最近5年平均潮位			1.770	平均潮位	
	1.212	最近5年平均潮位	1.800	東京湾中等潮位	1.371	東京湾中等潮位	1.747	東京湾中等潮位	T. P.
	0.310	潮位表D. L.	0.960	Y. P.	0.425	朔望平均干潮位			
	0.296	朔望平均干潮位	0.729	朔望平均干潮位	0.380	潮位表D. L.	0.673	潮位表D. L.	
	0.020	低極潮位	0.666	A. P.	0.000	D. L.	0.627	朔望平均干潮位	
	0.000	D. L.	0.620	潮位表D. L.	0.050	低極潮位	0.020	低極潮位	
			0.270	低極潮位			0.000	D. L.	
			0.000	D. L.					
	布良		東京		川崎		横浜		

図-8 東京湾周辺地点の潮位(気象庁編)

表-7 潮位偏差が10mを超えた東京湾の高潮

年	月 日	検潮所	最大偏差 (cm)	最低気圧 (mb)	最大風向速 (m/sec)	備 考
1911(明44)	7.26	壺岸島	130	970.2	SSE 31.4	台風
1917(大 6)	10.1	小松川	206	952.7	SSE 39.6	◇
1938(昭13)	9.1	築 地	194	978.6	S 31.0	◇
1949(昭24)	8.31	壺岸島	141	986.1	SE 24.9	Kitty台風
1958(昭33)	7.23	月 島	113	986.1	S 22.8	5811号台風
1959(昭34)	9.26	月 島	103	989.3	S 27.0	伊勢湾台風

ここで伊勢湾台風級の台風が図-9に示す経路で東京湾を襲った場合、各地点の最大偏差を計算しその推定結果を表-8に示す。

表-8 伊勢湾台風モデルが図-9の12コースを通る場合の最高偏差(cm)

台風経路	L	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
横 須 賀	60	70	65	62	53	73	80	68	46	55	72	77
横 浜	82	86	78	62	48	109	111	92	61	72	83	78
川 崎	111	113	94	68	50	135	130	102	70	100	101	91
築 地	191	178	131	89	59	208	166	131	88	161	147	125
浦 安	182	171	123	85	56	204	182	137	87	154	137	113
千 葉	230	267	244	179	99	199	217	197	146	247	179	82
姉ヶ崎	157	174	151	106	60	147	147	128	100	177	136	87
木更津	125	138	117	93	56	128	135	118	87	143	130	89
湊	52	65	77	77	61	55	71	74	62	73	80	72

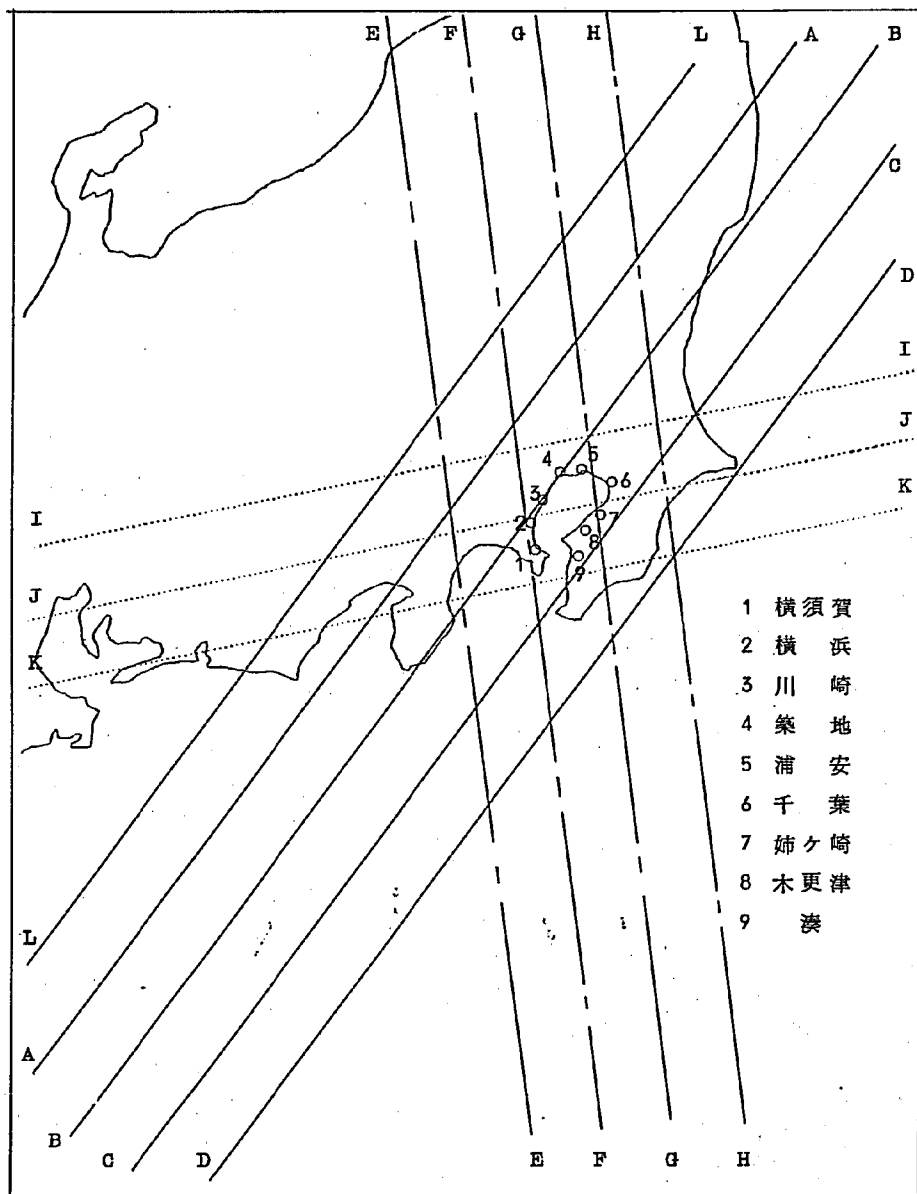


図-9 計算に用いた台風径路

4-1-5 津波

津波は海底下に震源を有する地震などによって発生する。通常の波浪にくらべれば周期が非常に長く、数分ないし数10分程度に達する。しかし津波そのものはまだ明らかにされていない点が多く、現状では来襲する津波の発生機構や規模を正確に予測することは不可能である。そのため設計に用いる津波の諸元は、その地点における既往の津波記録から定めている程度である。

現在日本の各海岸において、津波を考慮して施設の天端高が決定されるのはほぼ三陸海岸（塩釜、大船渡等）だけであり、東京湾においては津波を考慮する必要はなさそうである。すなわち高潮は同時に起りえないので、今回は高潮のみを設計に考慮した。

4-1-6 潮流

潮流は浅海部では地形的または時期的変化が多いので、多くの場合は必ず実測を行なうことが必要である。

東京湾において昭和40年～41年の2年間にわたって観測された流向および流速の一部を図-10～図-12に示す。図は海面下5.0 mにおける状態を示しており、実際には深さ方向に異った様相を示す。また人工島など海中構造物を築造した場合の潮流の変化は、模形実験により求めるのが原則である。

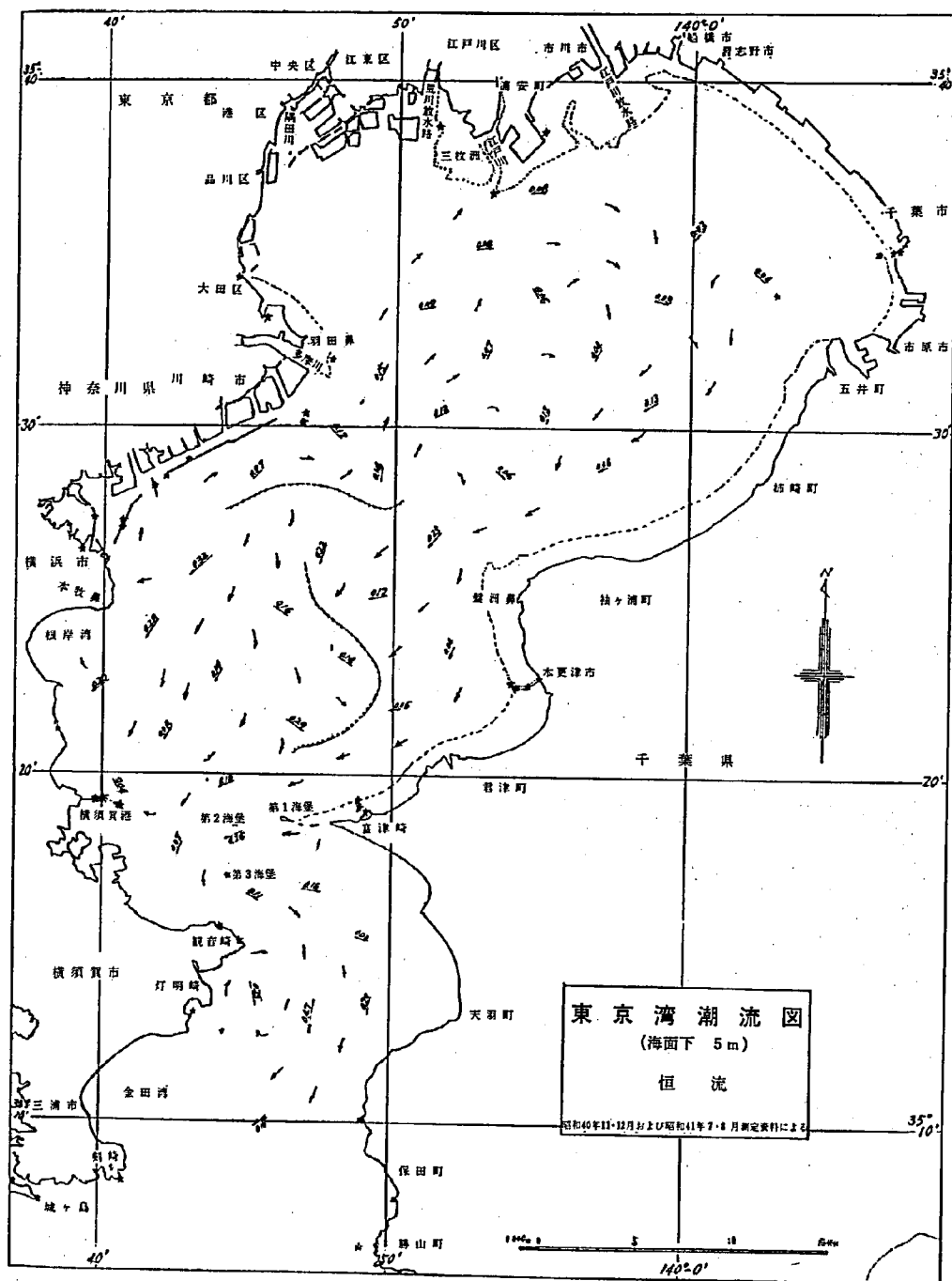


図-10 東京湾潮流図 (恒流)

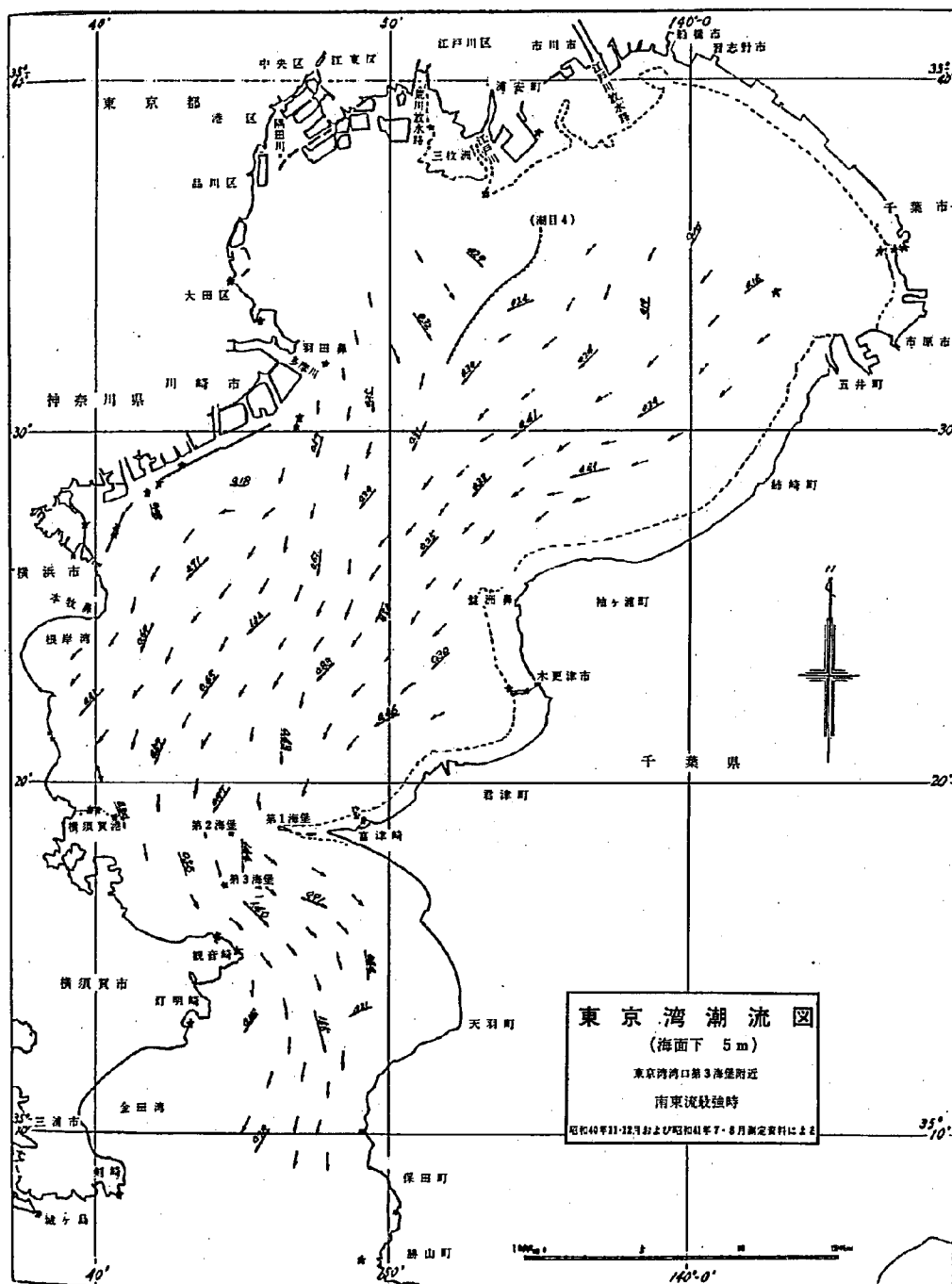
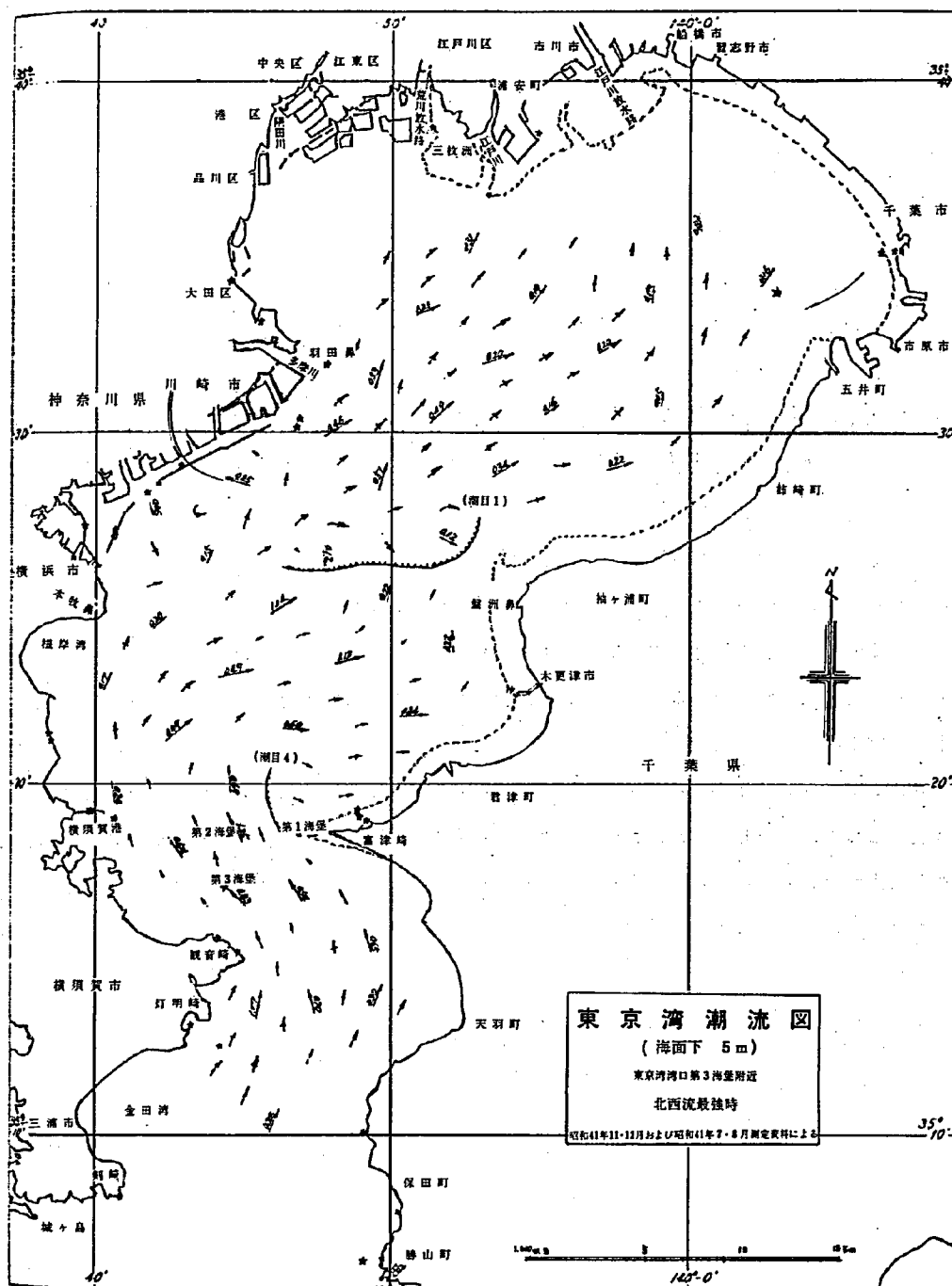


図-11 東京湾潮流図 (南東流最強時)



図一12 東京湾潮流図（北西流最強時）

4-2 土質調査

東京湾中央部、川崎～木更津間の土質調査は10数点で行なわれているが、この報告ではその中から、図-13のボーリング位置図に示したものについてその結果を述べる。なお、No20とNo21の2点の資料は、昭和43年度中に実施されたもので、図中のNo1～No8に対する参考資料の意味で利用した。

4-2-1 想定土層断面

図-13に示すNo1～No8の8点で行なったボーリング調査結果から、想定土層断面を描くと図-14のようになる。

川崎～木更津間の中央部の水深はおおむね-25.0mくらいで、最深部は-30.0m程度である。地盤の状態は、粘土、シルト、砂などであるが、貝ガラ、腐蝕物、軽石等が入り混り、粘土(シルト)砂の互層で複雑な様相を呈している。またNo5とNo6を境として川崎側と木更津側では土層分布に大きな相違がみられる。

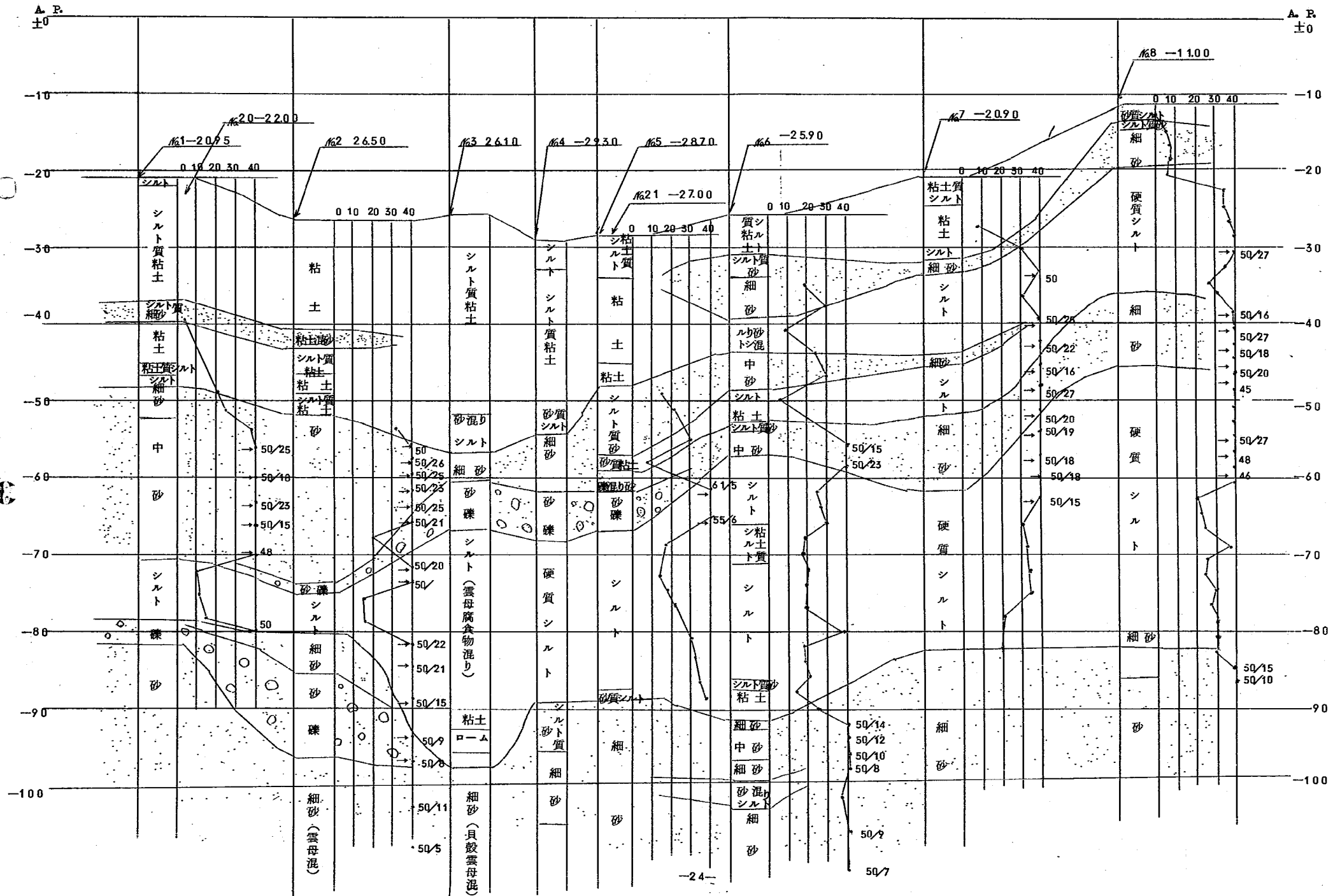
川崎側では、海水面から-5.0mに至る粘土、シルト層の支持力が小さく、特に上部(海底面から-5～1.0m)において軟弱(ヘドロ状)な状態になっている。

木更津側では、表層の軟弱粘土層の厚さが1.0m以下であり、以下砂層とシルト層の互層となっている。特に上部砂層の下のシルト層(海底面から-2.0～5.5m)はN値30以上の硬質状態を示している。

A・P. -5.0m以下にみられる砂層、シルト層は、湾中央部全域にわたって良好で主要構造物の基礎として可能と思われるが、これまでの調査結果(qu値の資料不足等)から適切な数値を与えることは困難であり、これらの詳細な検討を行なうためには今後の調査に待つところが多い。

なお基準面(± 0.0)にはA・P.を採つた。

図一 1 4 川崎～木更津想定土層断面図



4-2-2 土質試験結果

ボーリング調査で得られた試料の室内試験結果より、各ボーリング地点の含水比 (w)、液性限界 (w_l)、一軸圧縮強度 (q_u)、を深さ方向にプロットしたものが図-15~図-24である。また粘性土の性質を知るために塑性図上にプロットしたのが図-25であり、全調査地点から得られた q_u を海底面からの深さ (z) に対して描くと図-26 のようになる。

本地域の表層を形成する粘土、シルト層は w_l が非常に高く、多くの有機物を含んでいることをしめし、塑性図の右上に多く位置することから圧縮性の大きい土であることがうかがわれる。また一軸圧縮強度の場合、川崎側は木更津側に比較して小さく、それらの平均値を海底面からの深さ z の関数で表わすと図-26 に示すように

$$\text{川崎側 (No. 1 ~ No. 5, No. 20, No. 21)} \quad q_u = 0.05 + 0.03z \quad (\%)$$

$$\text{木更津側 (No. 6 ~ No. 8)} \quad q_u = 0.10 + 0.07z \quad (\%)$$

となる。

したがって川崎側では海底面から-20 m 付近まで、粘着力が 3 t/m^2 以下のいわゆる軟弱地盤となっている。この粘土層は川崎側で A. P. -50 ~ 58 m まで続くのに比べ、木更津側では A. P. -30 m 付近までである。このことは木更津側の地層分布が、粘土層の間に細砂層を挟む互層となっているため、上部砂層以下の A. P. -50 m までの粘土層は圧密を受け硬質の状態になっているのであらうと思われる。

軟弱部分 (上部ヘドロ層を除く、海底面下-30 ~ 50 m) での含水比は 100 ~ 150 % 程度であり、-50 m 以下では両地域共に 50 % 前後であった。

A. P. -50 m 以下は、全地点共に良質な砂層、硬質シルト層と続き、A. P. -80 ~ 90 m で強固な砂層が出現する。

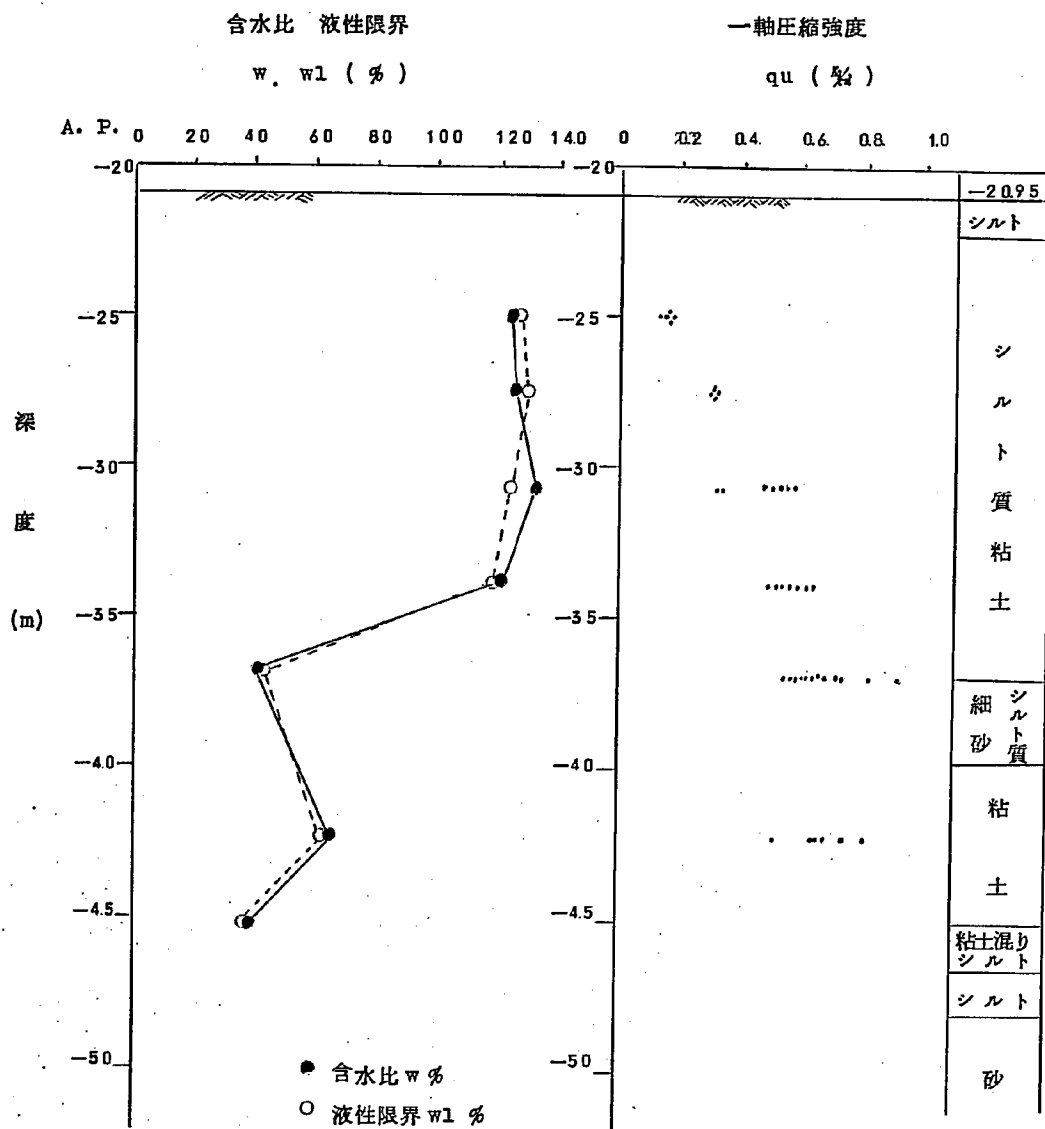


図-15 No. 1 土質試験結果

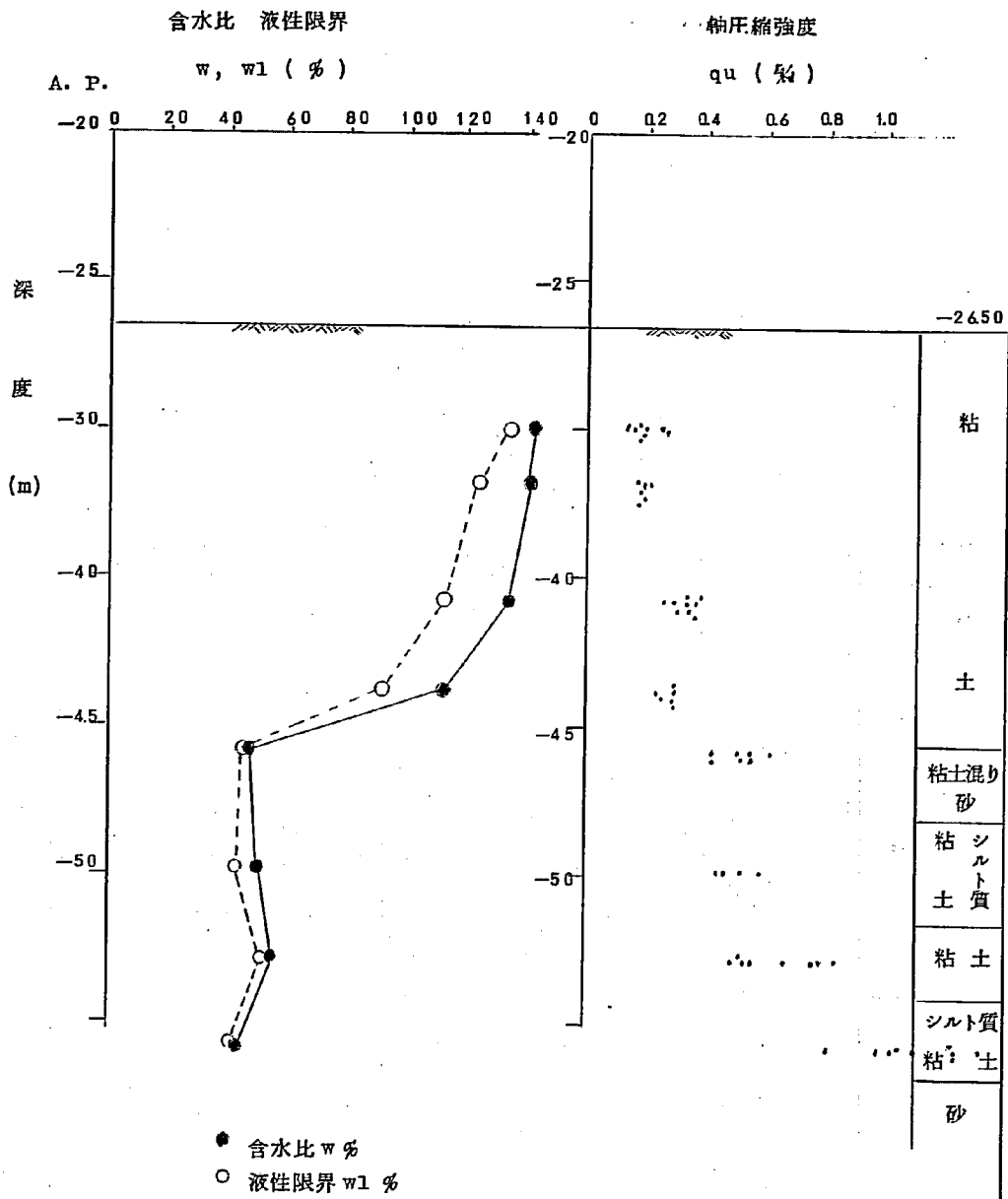


図-16 No.2 土質試験結果

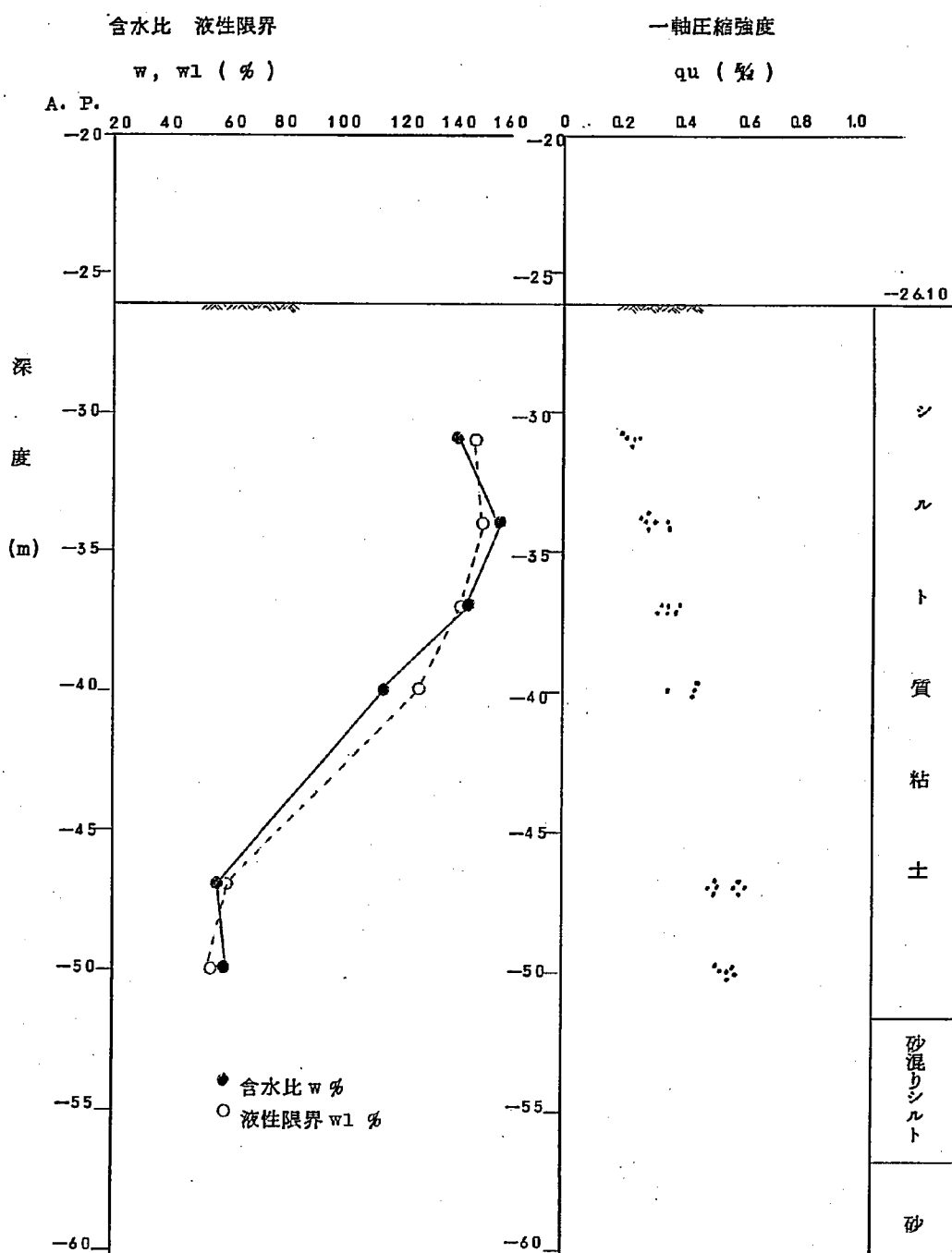


図-17 №3 土質試験結果

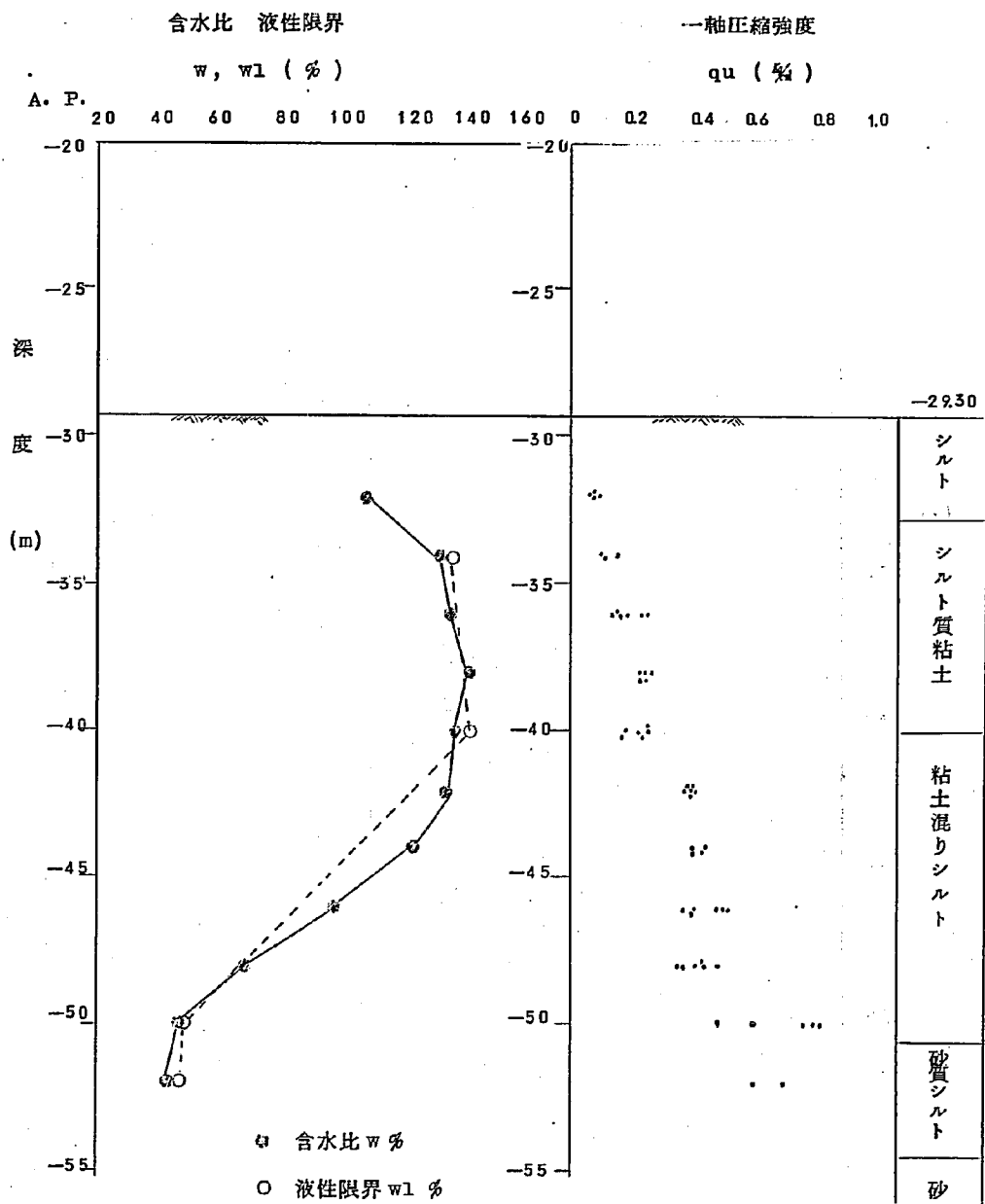


図-18 №4 土質試験結果

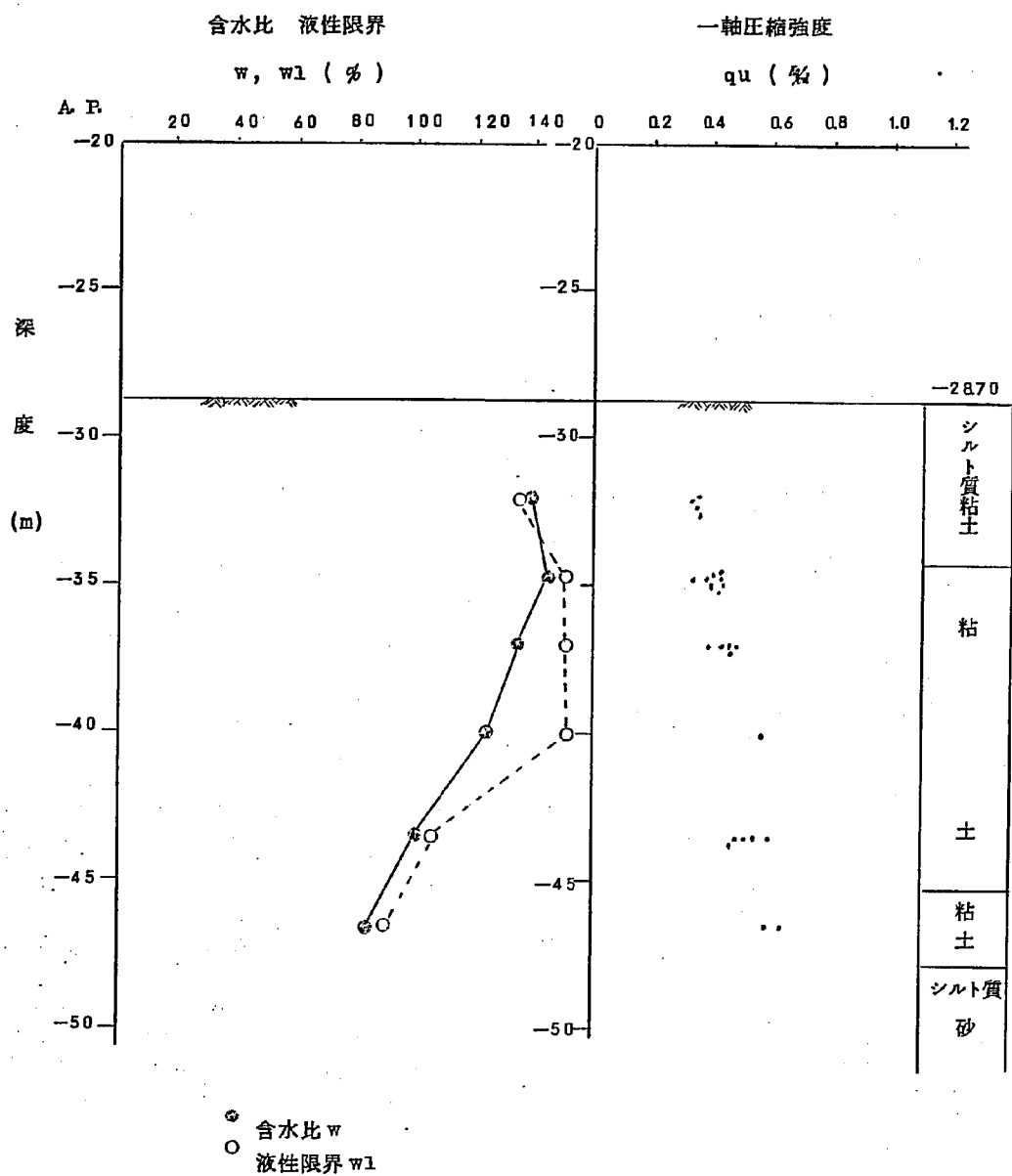


図-19 №5 土質試験結果

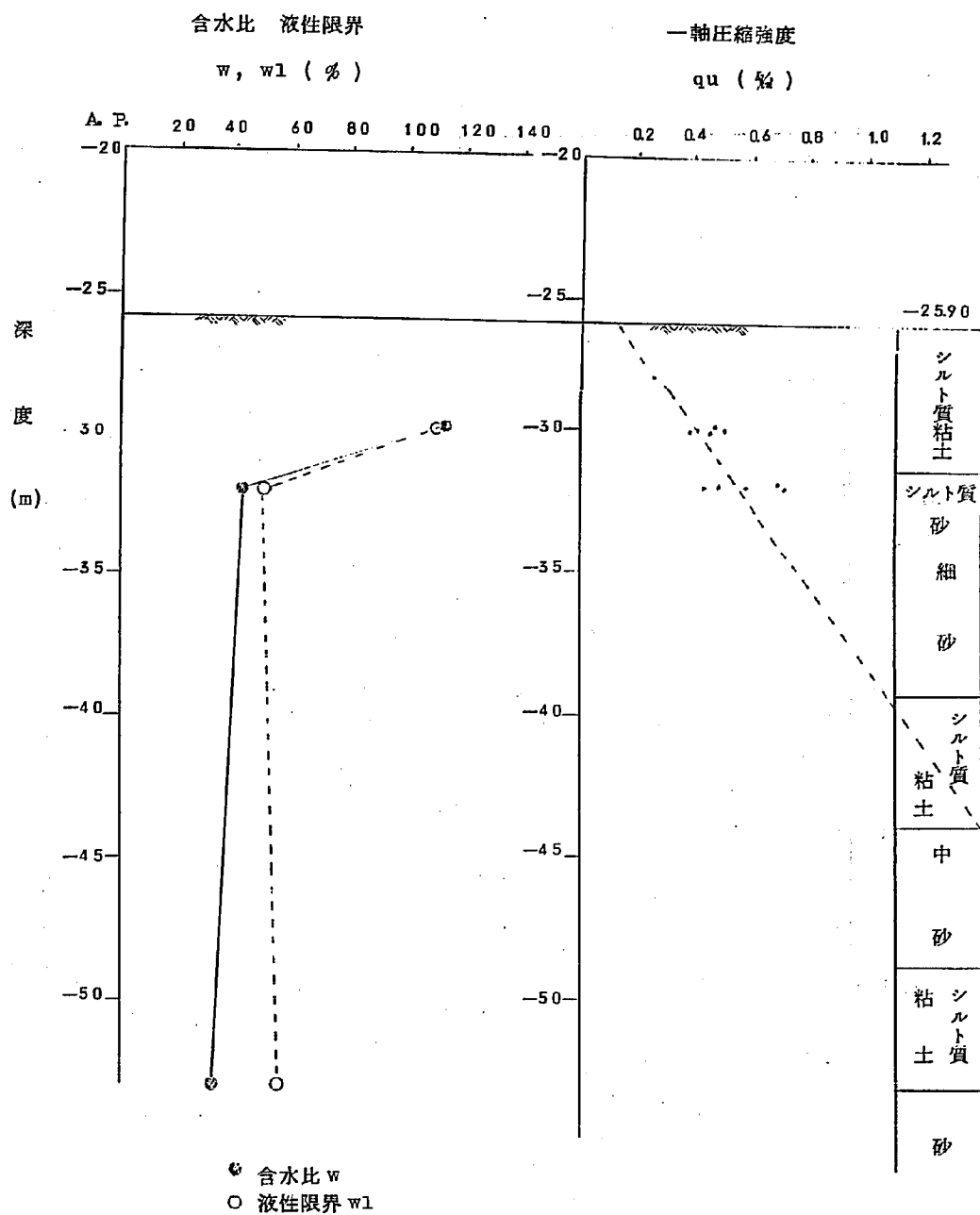


図-20 №6 土質試験結果

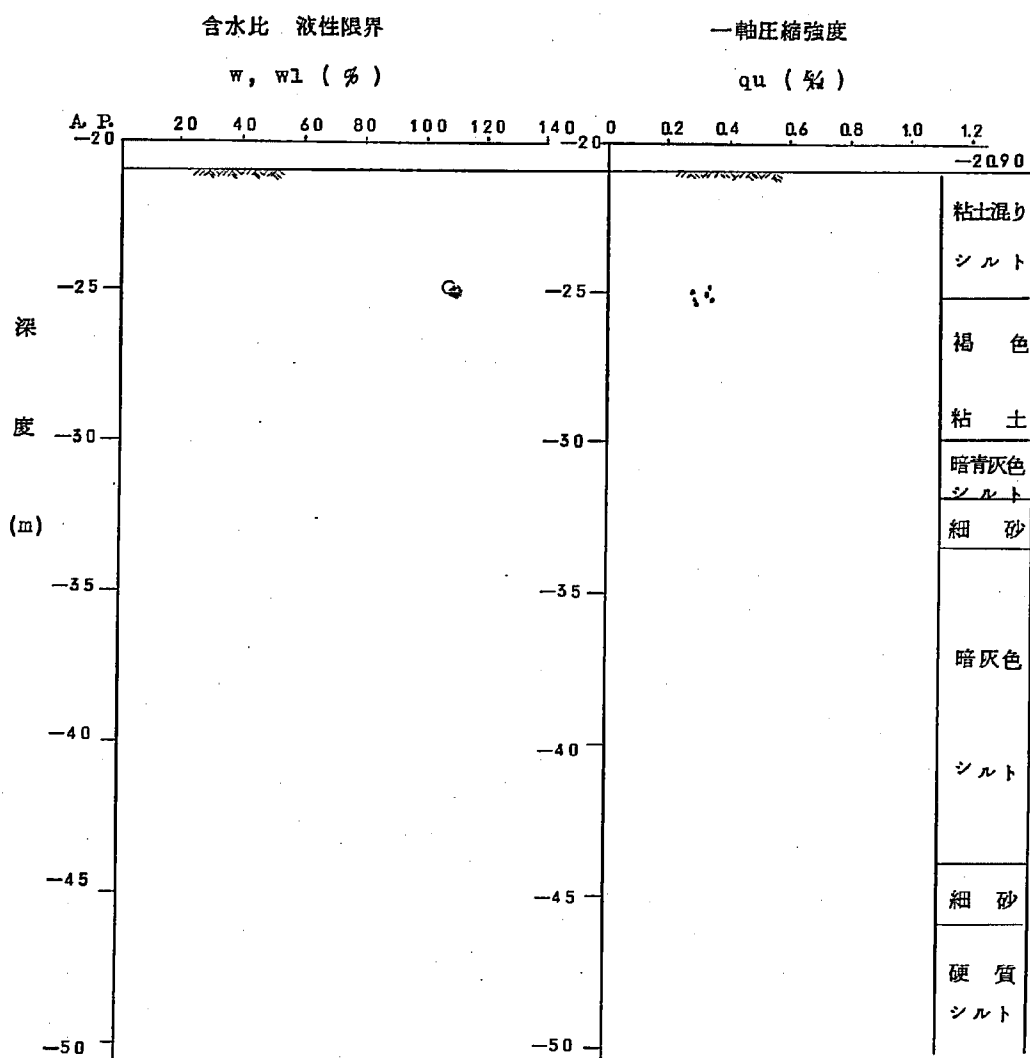
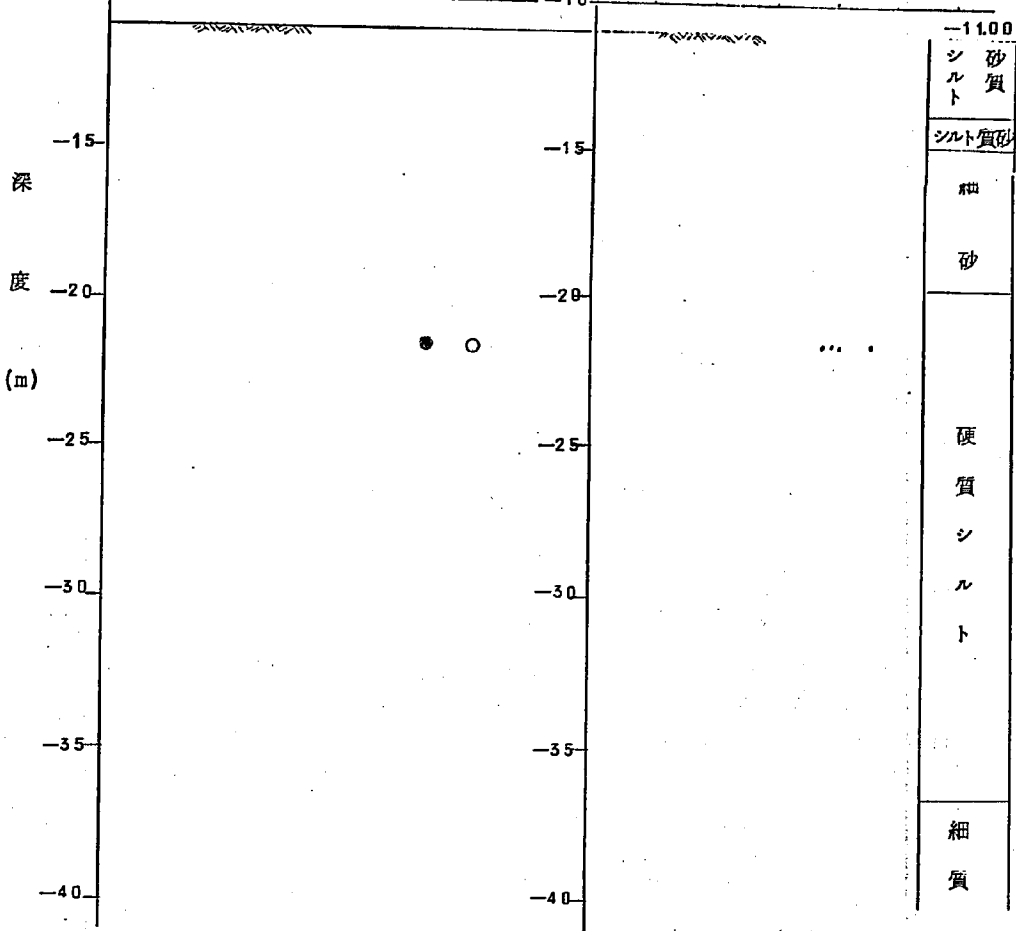


図-21 №7 土質試験結果

一軸壓縮強度

qu (2/4)



- 含水比 w
- 液性界限 w_l

圖-22 №8 土質試驗結果

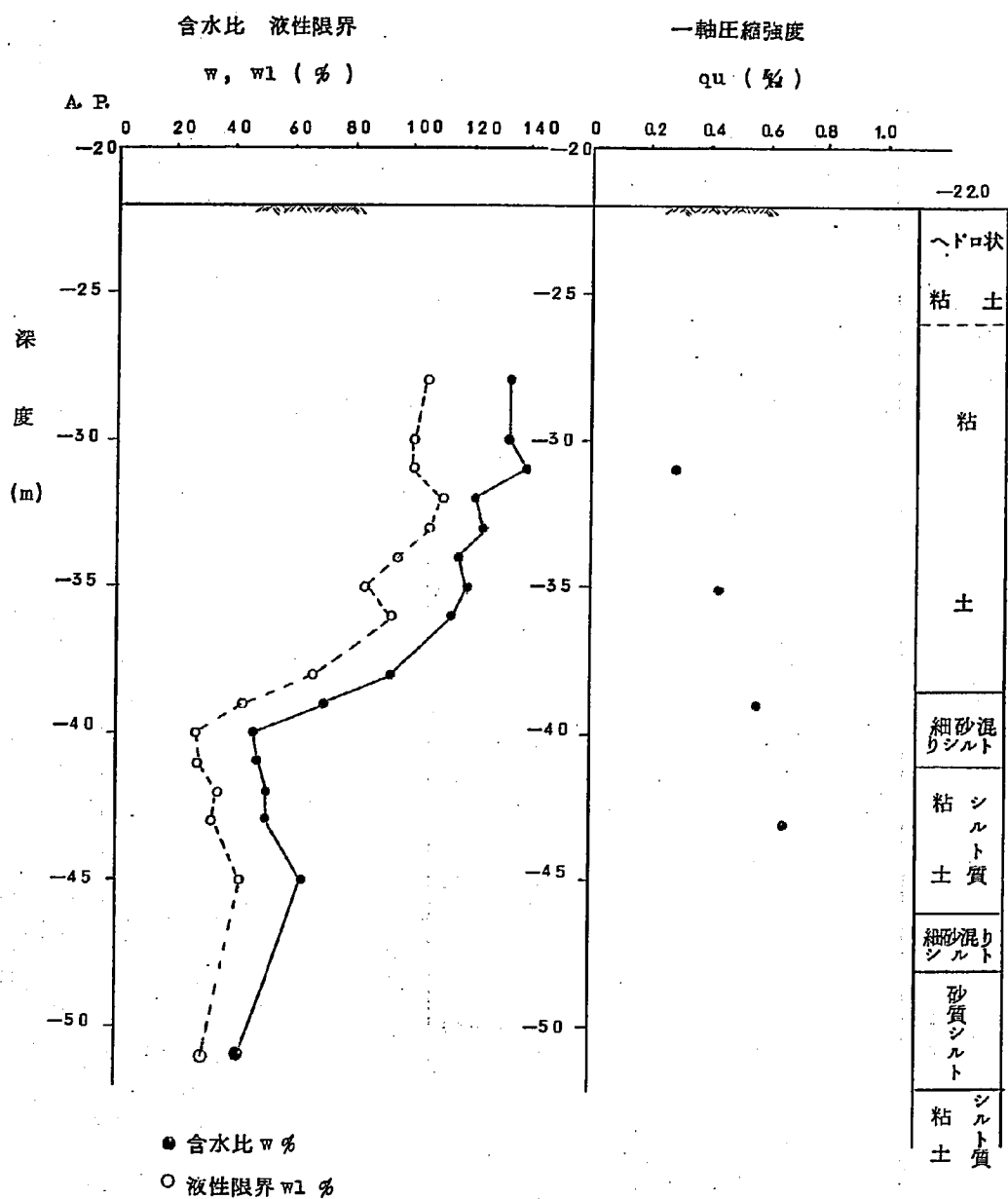


図-23 №20 土質試験結果

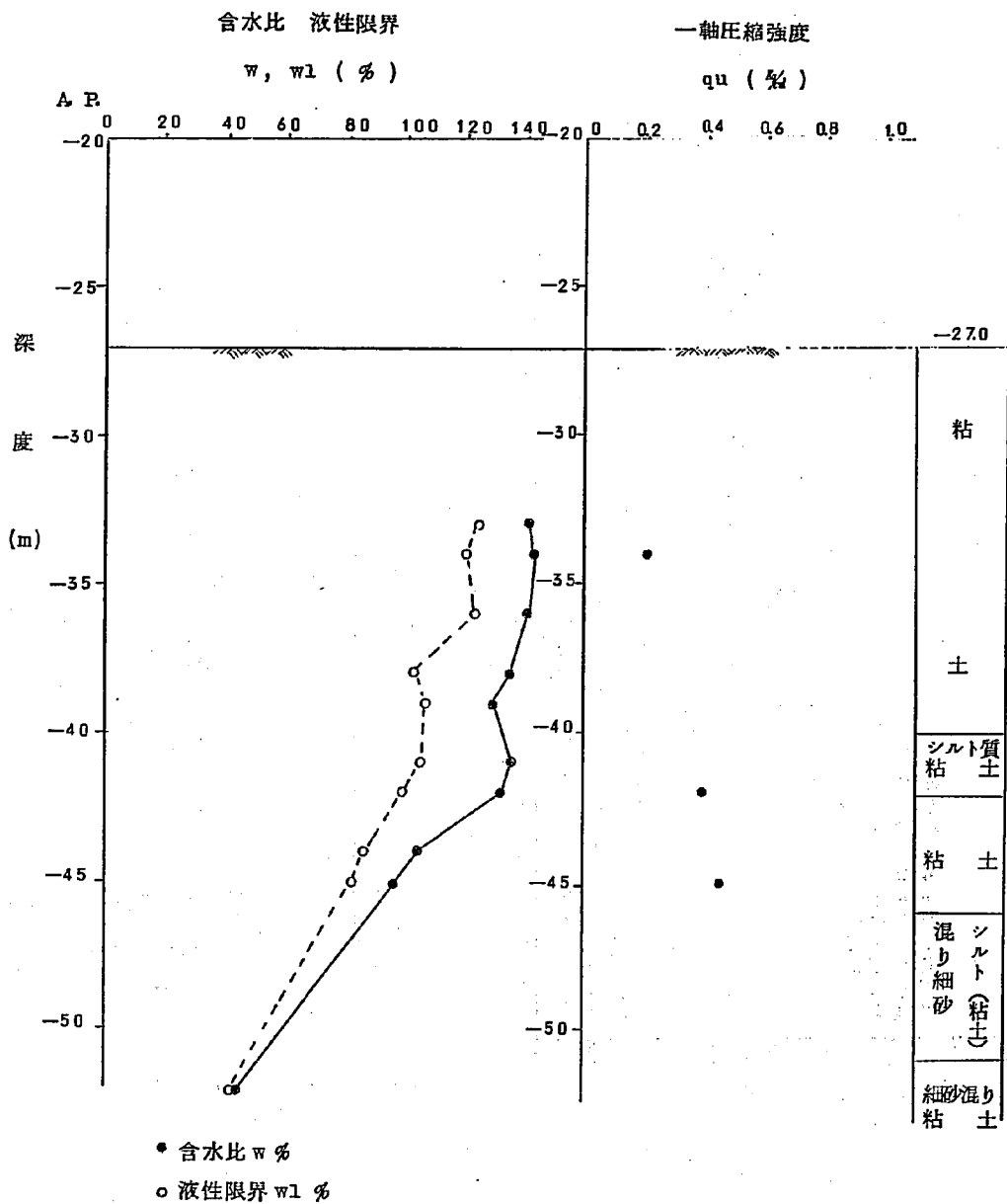
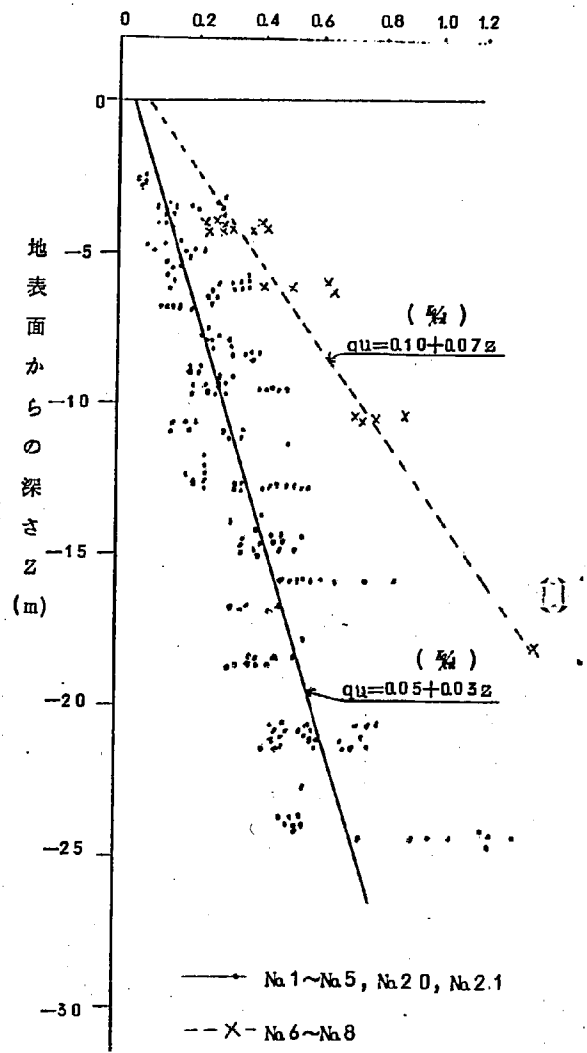
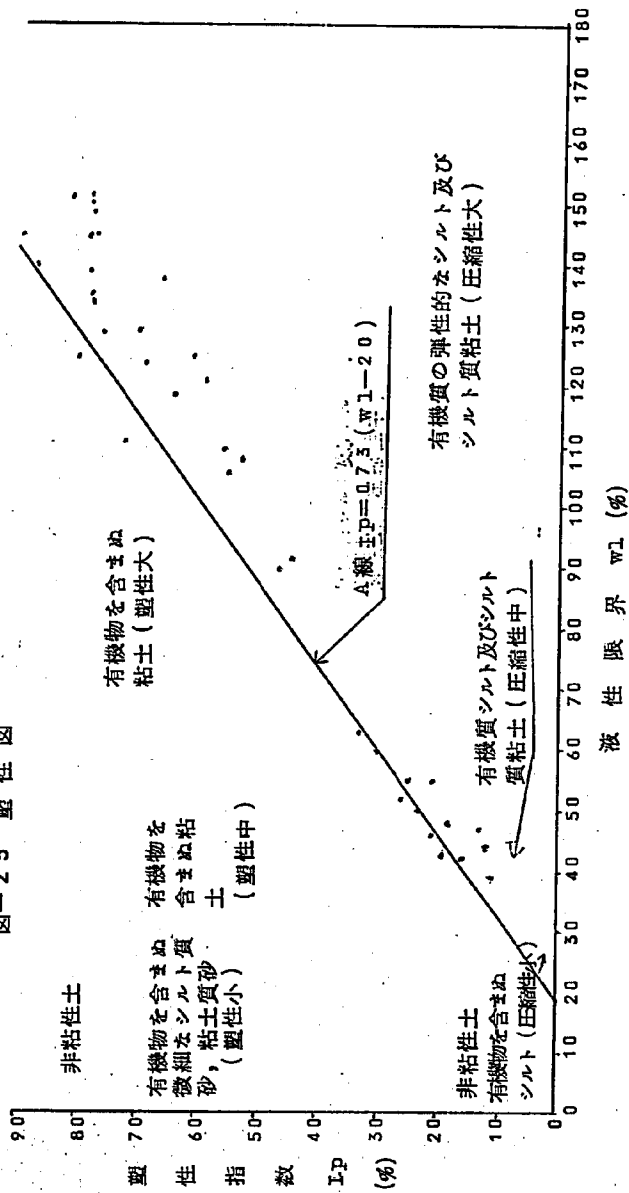


図-24 №21 土質試験結果

図-25 塑性図



4-3 人工島築島に関する調査

東京湾における海洋気象と湾中央部の土質に関する調査結果はこれまで述べてきたとおりである。ここではこれらの調査結果に基づいて、人工島の設計に必要な諸値の推定を行なう。

4-3-1 位置と構造形式

人工島の築島位置は、全体の横断道路計画や船舶航行の条件、自然条件等から総合的に決定されなくてはならないのであるが、現段階では正確な築島位置を決定することは困難である。したがって本文の目的である人工島の安定解析の面からは、横断計画路線の土質状態を表わすことが出来れば、種々の条件で位置が多少変わってもさしつかえないものとする。

横断道路計画路線の土質状態はすでに述べて来たように、No 5とNo 6（図-14参照）を境いに川崎側と木更津側で大きな相違があるので、2つの地域を対象に安定解析を行なう。代表地点としては、川崎側でNo 4を木更津側でNo 6を選定した。この2点は共に人工島安定解析上もっとも危険な点と思われるところである。

人工島の構造形式としてはいろいろと考えられるが、ここではもっとも一般的である次の二形式について検討する。

- (1) 拾石均一堤
- (2) ケーソン混成堤

4-3-2 土質常数値の推定

- (1) 基礎地盤の土質常数値

表層の軟弱部分（粘土、シルト層）は、図-26に示した一軸圧縮強度（ q_u ）と深さ（ z ）の関係から次の強度常数を用いる。

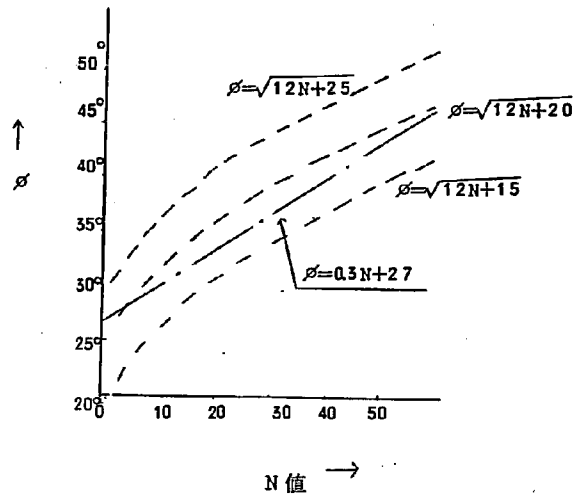
$$\text{No 4 (川崎側)} \quad c = \frac{q_u}{2} = 0.25 + 0.15z \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\text{No 6 (木更津側)} \quad c = \frac{q_u}{2} = 0.5 + 0.35z \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

No 6において粘土、シルト層の下部に見られる砂層はN値が10～30程度である。

N値と内部摩擦角 ϕ の関係式は種々と提案されているが、図-27に示すようなものが一般的に利用されているようである。

図-27 N値と内部摩擦角の関係



しかるに、ここでは図より $N = 10 \sim 30$ の時の内部摩擦角として $\phi = 35^\circ$ を採る。砂層の下シルト層は、 $N_4 \sim N_8$ では N 値が 30 以上で比較的堅固であるが、 N_6 ではそれほどでなく、図-20 によれば

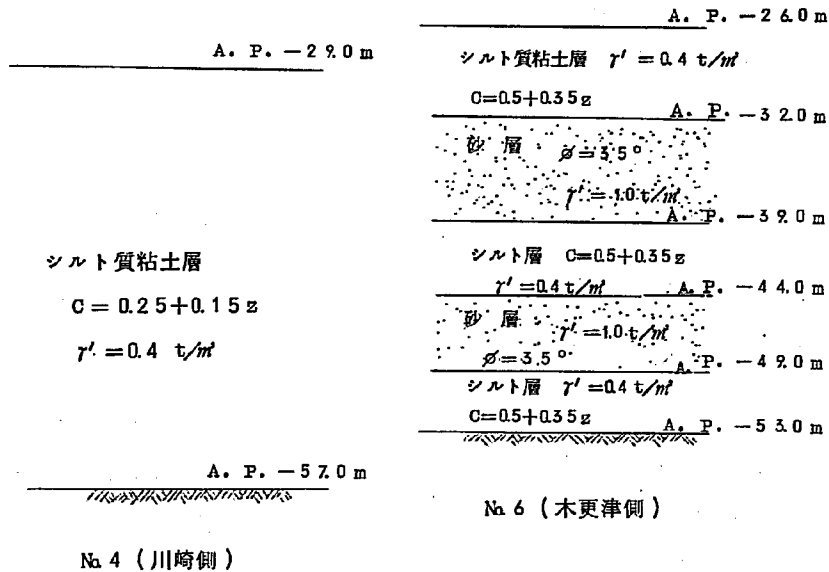
$$C = 0.5 + 0.35z \quad (\text{t/m}^2)$$

の関係を満足する。 N_6 では、更に砂層、シルト層と続くが、砂層は N 値 20 ~ 30 で $\phi = 35^\circ$ 粘土層については前式を適用する。

N_4 、 N_6 共に A. P. - 54 ~ 55 m 以下の状態は極めて良好で、砂層の N 値は 50 以上、シルト層も N 値 30 以上となっているので、スベリ円弧はこの層を切らないと考えられる。

以上のことより、 N_4 、 N_6 の基礎地盤の強度常数をまとめて示すと図-28 のようになる。

図-28 原地盤の強度常数



なお土質試験結果から、粘土および砂の単位体積重量をみると、粘土層で $1.4 \text{ (t/m}^3\text{)}$ 、砂層で $1.8 \text{ (t/m}^3\text{)}$ の値となっている。これらはいずれも水中に位置しているのであるから、浮力を減ずると粘土層が $0.4 \text{ (t/m}^3\text{)}$ 、砂層が $1.0 \text{ (t/m}^3\text{)}$ となり、この値を安定計算に使用した。

(2) 捨て込み砂の土質常数

海底に土砂を投棄する場合に、捨て込み砂がどの程度、密な状態に投棄されるかを正確に知することは困難である。しかし良質な砂を用いること、捨て込みで挟み込むような形式を採れば、 N 値の $10 \sim 20$ 程度は期待できるであろう。このような前提を設けて内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ をとる。また単位体積重量は浮力を減じて $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$ とした。

(3) 捨て石の土質常数

「港湾構造物設計基準」によれば、裏込め材の設計標準値として表-9のごとく与えられている。

表-9 裏込め材の設計標準値

	内部摩擦角	単位体積重量		ノリ勾配
		残留水位上	残留水位下	
割 石		t/m'	t/m'	
一般のもの	40°	1.8	1.0	1:1.2
もろい材質のもの	35°	1.6	0.9	1:1.2
割 ぐ り 石	40°	1.8	1.0	1:1.2
切 込 み 砂 利	30°	1.8	1.0	1:2~1:3
玉 石	35°	1.8	1.0	1:2~1:3
鉋 さ い				
高 炉 さ い	35°	1.4	0.8	1:1.5
転 炉 さ い	35°	2.0	1.5	1:1.5
平 炉 さ い	35°	2.0	1.5	1:1.5

一方、石についての内部摩擦角の研究は、現在までのところ余り多くなく、報告されているものの中から、内部摩擦角に影響を及ぼすと思われる約つかの要素を挙げると

- (1) 粒子間の摩擦
- (2) 間ゲキ比
- (3) 粒 径
- (4) 岩 質
- (5) 粒子形状
- (6) 粒度配合
- (7) 実測した場合の試験方法、(直接せん断試験、三軸試験等)

等の事柄がある。

ここでは、最上氏の「レキの内部摩擦角と常数 k について」の研究報告(「土と基礎」vol 16, No 12)から、⁴⁾レキの内部摩擦角について要約して示し、捨て石の内部摩擦角推定の一助とした。

同氏は、粒状体の力学について、理論的ならびに実験的に研究を進めているが、その間において

$$\text{平面応力の場合} : \sin \phi = \frac{k}{1+e}$$

$$\text{三軸試験の場合} : \sin \phi = \frac{3k}{2(1+e)+k}$$

$$\text{平面ヒズミの場合} : \sin \phi = \frac{3k}{2(1+e)}$$

などの関係を得た。

同氏の理論によれば、式中の k という常数は、セン断が生ずる時のセン断ヒズミの増し高 r 、粒状体内の間ゲキ比 e およびそのバラッキ δ とを関連づけているものであり、その関係は、

$$s - s_0 = 2 k r e (1 + e) \log \frac{1+e}{e}$$

である。つまりセン断時に等しいセン断ヒズミの増し高、間ゲキ比を持つ2つの粒状体を比較すると k の大きい方が、より大きい攪乱を生ずるということである。

前出の平面応力の場合の式を

$$k = (1 + e) \sin \phi$$

のように書き変えて、石灰岩、砂岩、ケイ化粘板岩、ケツ岩、千枚岩質粘板岩等の、ロックフイルダムの材料について直接セン断試験を行った結果（電源開発 K K 浅尾格氏資料）から、 k について次のことが言える。

k の値は主として岩質、粒度配合などによるもので粒子の大きさに無関係のようである。一応 k 値と岩質との関係は、 k が1付近より高いものは岩質が良く、1付近より低いものは岩質が悪いと言える。

一方材料の粒度分布曲線からの均等係数 U を求め、 k と $\log U$ の関係を見ると図-29のようになる。

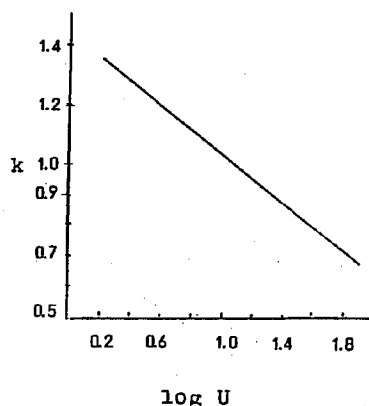


図-29 $k \sim \log U$ の関係

以上のことから、同氏は粒状体の内部摩擦角を推定する方法として次のことを提案している。

すなわち内部摩擦角を求めようとする粒状体の粒度分布曲線を求める。その曲線から均等係数 U を求めれば図-29から k が求められる、 k がきまれば

$$\sin \phi = \frac{k}{1+e}$$

の式によって、内部摩擦角 ϕ を間ゲキ比 e に対して求めることが出来る。

この理論から捨石の内部摩擦角を求めてみる。まず捨石の均等係数であるが、均一なものを、用いれば、 $U = 2 \sim 10$ 程度が考えられる。なお平均値として $U = 6$ を採れば、図-29より

り $k = 1.1$ ($\log U = 0.778$) となる。間ゲキ比は当研究室における過去の実験から、5) 水中投棄の場合 0.6 ~ 0.8 程度が得られたので、それを利用して捨石の間ゲキ比を 0.7 とすると

$$\sin \phi = \frac{1.1}{1+0.7} = 0.647$$

$$\therefore \phi = 40.3^\circ$$

となり、これと表-9 の値とを考慮した場合、捨石の内部摩擦角設計値は、 $\phi = 40^\circ$ を採るのが適当と思われる。

4-3-3 天端高の決定

人工島の天端高の決定は、自然条件の外に経済性をも考えて決定しなければならない。しかし今回の安定解析においては、自然条件のみから推定し特に経済性は考慮しなかった。

天端高の設計にあたって、人工島の天端面がいかなる場合にも波を受けない事を前提に天端高を推定すると、“満潮時に台風が通過して高潮が起り、更に強風により波が発生した場合”より所要天端高が決定できると考え、以下にそれらの資料を整理し、人工島の天端高を決定した。

(1) 満潮位

図-8 より、東京湾岸の各地点の満潮位は次のとおりである。

布良 T. P. +0.599 (m)

東京 T. P. +0.893

川崎 T. P. +1.018

横浜 T. P. +0.745

(2) 高潮

表-8 に示した伊勢湾台風モデルより、東京湾の最大潮位偏差を計算すると千葉市で 2.67 m であった。

(過去における高潮最大偏差の実例例は、2.06 m である。)

(3) 波高

前述した(表-5, 表-6), 第2海堡, 第3海堡, の観測では、有義波高で 2.0 m 以上の波はほとんど発生せず、1.5 m 以上の波も全体の 5 % 以下である。ただし例外的に 5.12 m を記録したこともあるので、合わせ考えると波高は、2.5 ~ 3.0 m 程度と推定され、最大波高として $H_{\max} = 2.8$ m を採った。

以上のことより、所要天端高は

$$H_1 = 1.018 + 2.67 + 2.8 = 6.49 \text{ m (T.P. (基準) 基準)}$$

A. P. を基準にすれば

$$H_2 = 6.49 + 1.134 = 7.62 \text{ m}$$

となる。これに 1.0 m 程度の余裕を考慮して

$$H = A. P. + 8.5 \text{ m}$$

とした。

また、運輸省は朔上高、越波量等に関する種々の実験を総合的に考察して、海岸施設の天端高の算定方法を次のように提案している。

- (1) 水位は計画潮位を採る。
- (2) 構造物前面の最大波高は碎波条件によって拘束され、波高は水深の約 0.8 ~ 1.0 倍程度である。これは海底勾配と沖波勾配によって変動するが、この場合海底勾配のみによって区分し海底勾配が急なほど大きいとする。
- (3) 沖波波形勾配は 0.01 ~ 0.03 程度である。
- (4) 碎波線以深の天端高は計画沖波（屈折、回折の影響を考慮）の 1.25 倍とする。
- (5) 海底の粗度は底質の粒径によって変わり、波の朔上高に影響するが、これは構造物前面の海底勾配に含まれる。
- (6) 碎波線付近より以浅では最高波高の約 1.25 倍とする。ただしこの天端高は水際線までの所要天端高よりも低くならないものとする。
- (7) 風の影響は波の不規則性のみに現われるものとし、その効果は考慮しない。
- (8) 波の入射方向が堤防のり線となす角度にしたがい、係数 α を乗じる。

$$\alpha = \frac{1 + \sin \beta}{2} \quad \beta : \text{波高と堤防のり線の角}$$

- (9) 陸上に構造物を設ける場合、その天端高は斜面への波の朔上高さを基準として考え、水際線での所要天端高より高くならないものとする。その上限は、 $1.5 Ho'$ （ Ho' ：施設前面海岸における波……… 計画波）
下限は $0.7 Hb'$ （ Hb' ：碎波高）とする。

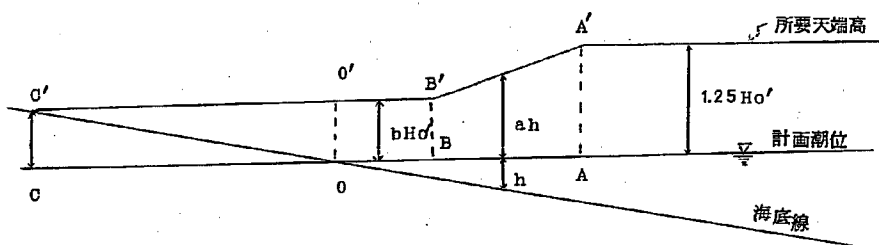


図-30 所要天端高の図示

以上を図示すると図-30 のようになる、また東京湾における天端高の算定資料として図-31 を示す。これらの資料をもとに人工島の天端高を計算すると

○上総湊では

$$Ho' = 4.0 \text{ m} \quad 1.25 Ho' = 5.0 \text{ m} \quad \text{ここに } Ho' = \text{計画沖波}$$

$$Hb = 2.1 \text{ m} \quad Hb = \text{計画潮位}$$

潮位表 D. L. を基準として所要天端高は

$$H = 5.0 + 2.1 = 7.1 \text{ m}$$

となるが、A. P. を基準とすれば

$$H = 7.1 - 0.1 = A. P. + 7.0 \text{ m}$$

○千葉、船橋では

$$Ho' = 3.2 \text{ m} \quad 1.25 Ho' = 4.0 \text{ m}$$

$$Hb = 4.5 \text{ m}$$

潮位表 D. L. を基準として所要天端高は

$$H = 4.0 + 4.5 = 8.5 \text{ m}$$

となるが、A. P. を基準にとれば

$$H = 8.5 - 0.1 = A. P. + 8.4 \text{ m} \quad \text{となる。}$$

以上の2種の検討より、人工島の天端高を A. P. + 8.5 m (T. P. + 7.4 m) として以下の安定解析を行なう。

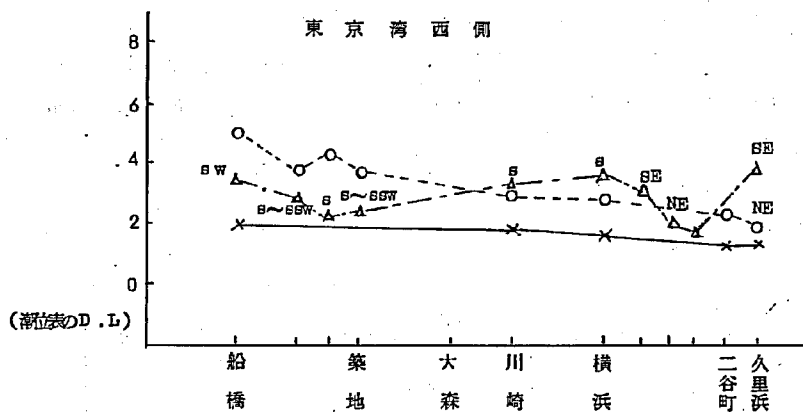
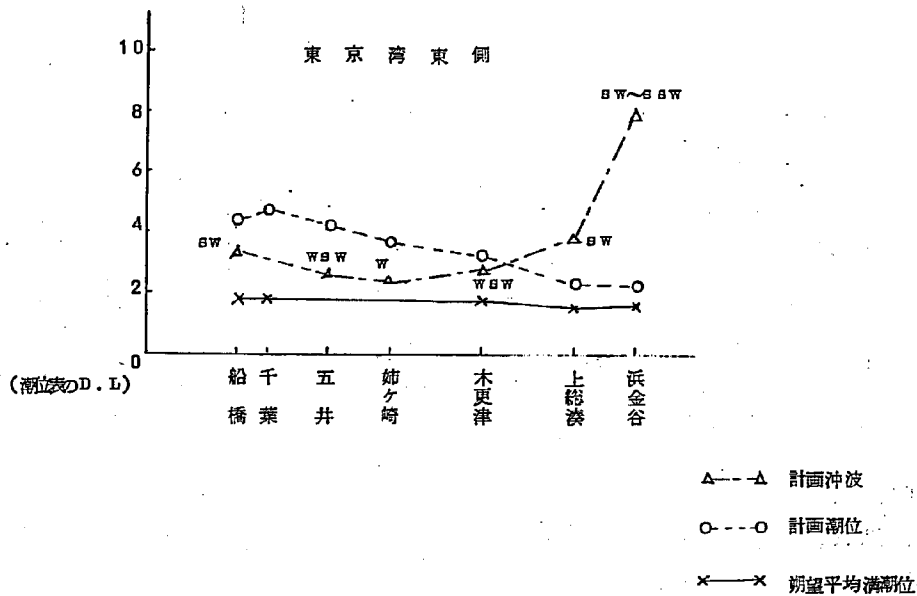


図-31 東京湾における天端高算定資料

4-3-4 断面形式の決定（標準設計断面）

① 人工島天端幅

天端幅は、人工島に設置される諸施設の規模等から決定されるべきものであるが、横断道路計画の現段階ではそれらの資料がまだ十分に整理されていない。

しかるに横断道路計画の中から、沈埋トンネルの断面に関する試案に基づいて人工島天端幅を決定する。沈埋チューブトンネルの断面試案のうち最大のものは、図-32に示すように、幅40.9m、高さ10.2mである。図の矩形6車線沈埋チューブ断面の両側に、諸施設のための余裕を3.0mづつ考え天端幅を100mとした。

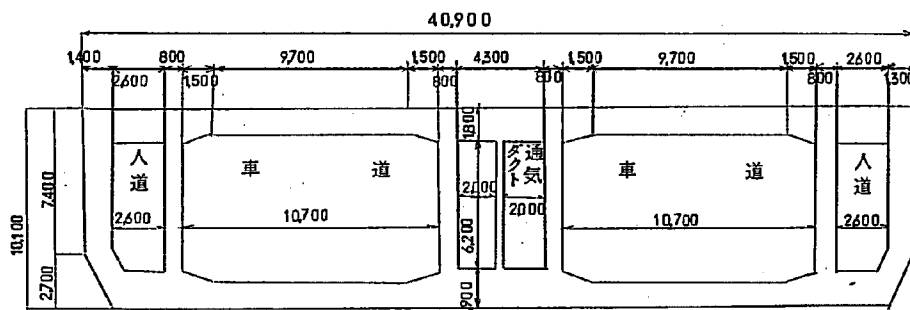


図-32 矩形6車線沈埋チューブ断面

② 人工島断面

人工島断面は、すでに述べたとおり川崎側と木更津側において、Ⅰ)、捨石均一堤、Ⅱ)、ケーソン混成堤、の二つの構造形式について検討する。

本来、人工島断面（構造形式）は、配置条件、材料条件、施工条件、工期、工費、重要性、維持補修等を比較検討して決定すべきであるが、現状ではその段階でなく、今回は手始めとして安定問題だけを取りあげた。したがって今後は種々の面から検討し、断面形式を改良していかなければならぬことは必定である。

ここで検討した断面を表-10に示す。

表10 検討した人工島断面

検討地域	断面形式	水深(m)	図 番 号	
			捨石均一堤	ケーソン混成堤
川崎側 (%4地点)	捨石均一堤	-10	図-37	図-38
		-20	図-39	図-40
	ケーソン混成堤	-25	図-41	図-42
		-29 (標準断面)	図-33	図-34
木更津側 (%6地点)	捨石均一堤	-10	図-43	図-44
		-15	図-45	図-46
	ケーソン混成堤	-20	図-47	図-48
		-26 (標準断面)	図-35	図-36

図-33 川崎側捨石均一堤（水深-29m）標準断面図 Scale 1:1000

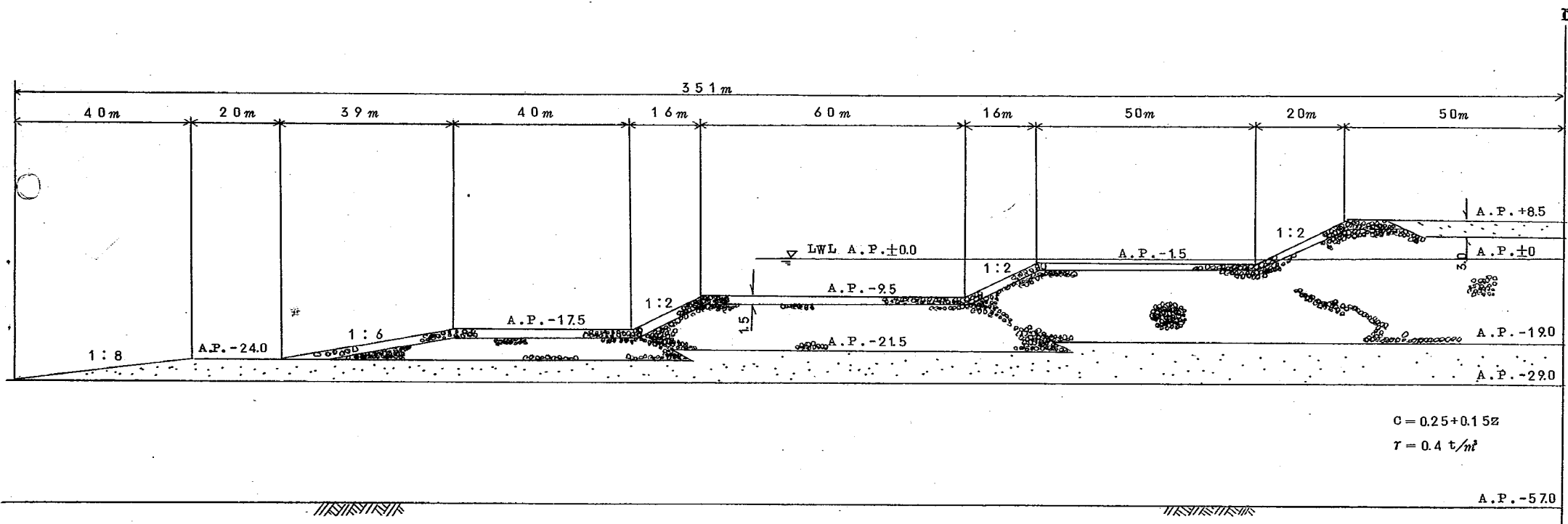
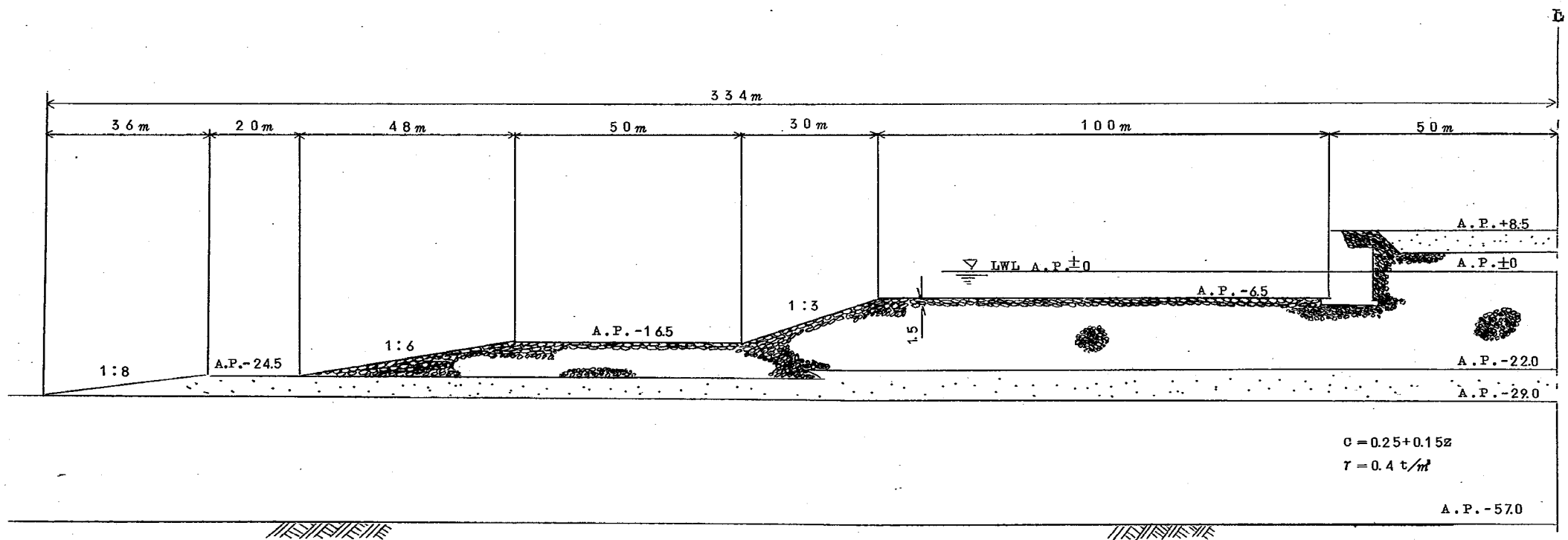


図-34 川崎側ケーソン混成堤（水深-29m）標準断面図 Scale 1:1000



C



図-36 木更津側ケーソン混成堤（水深-26m）標準断面図 Scale 1:1000

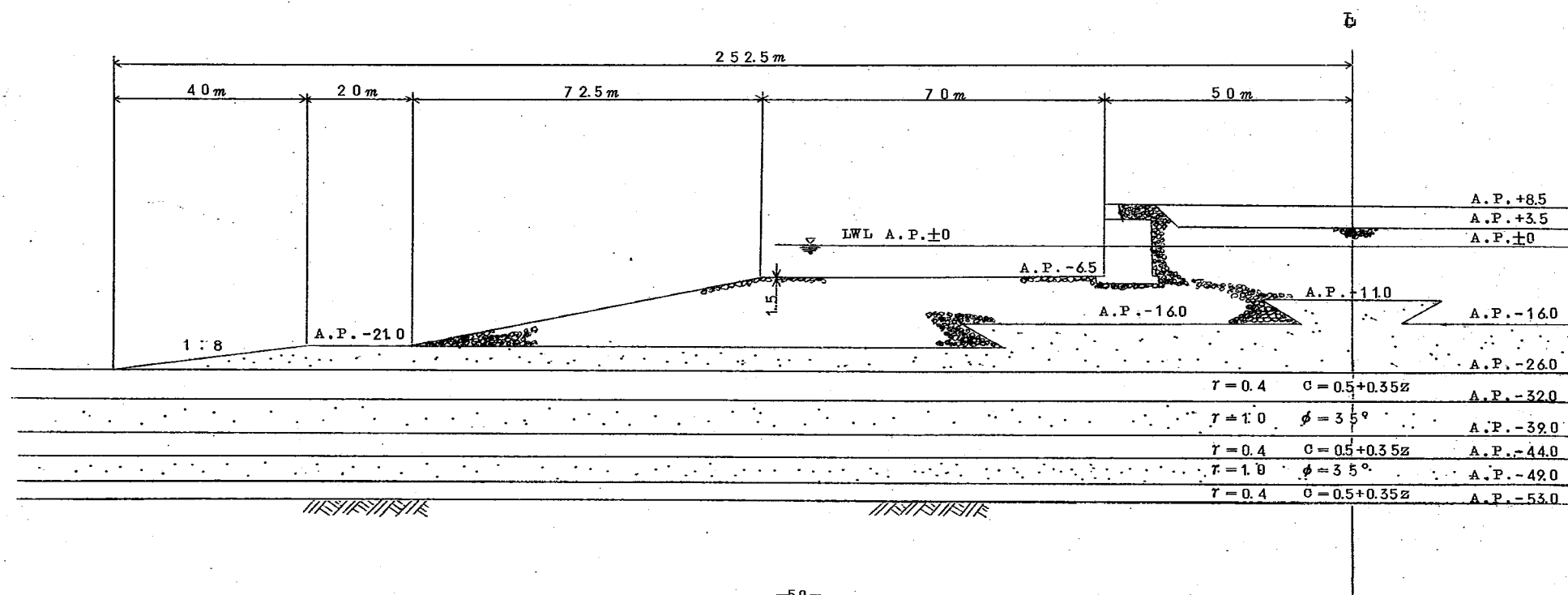


図-37 川崎側人工島捨石堤（水深-10m）断面図 Scale 1:1,000

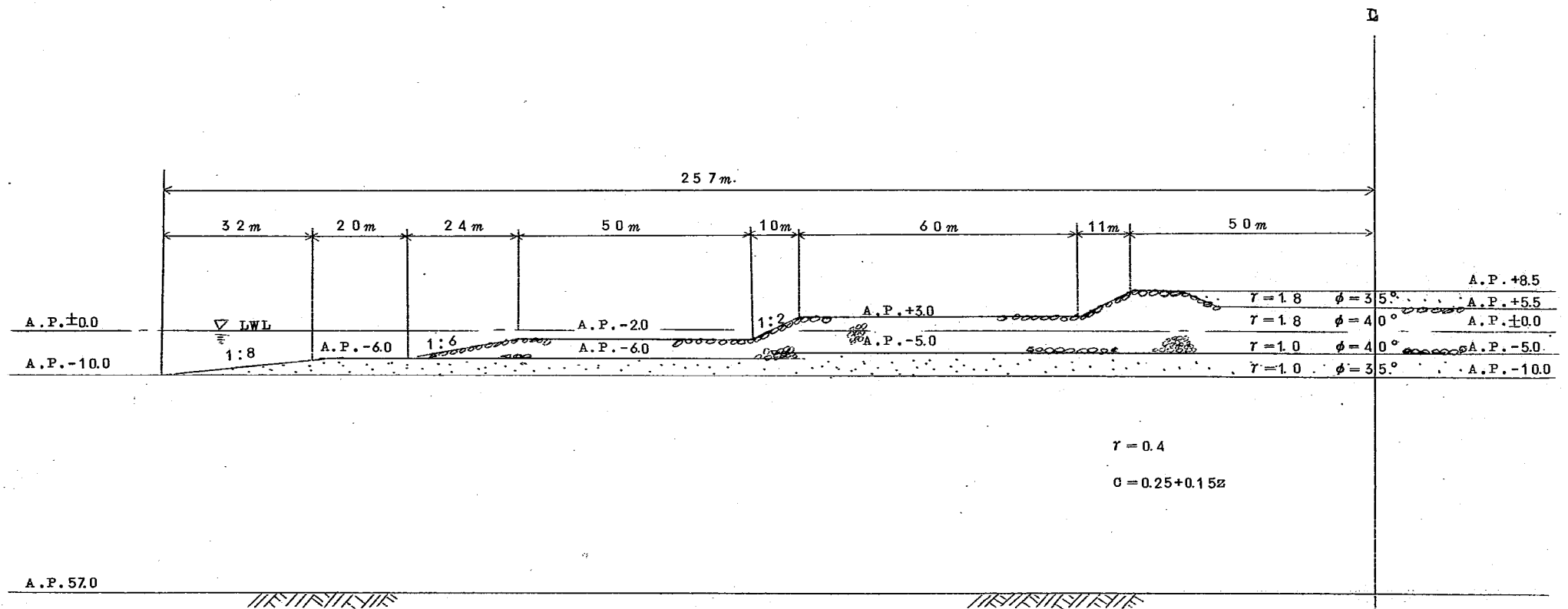


図-38 川崎側人工島ケーソン混成堤(水深-10m)断面図 Scale 1:1,000

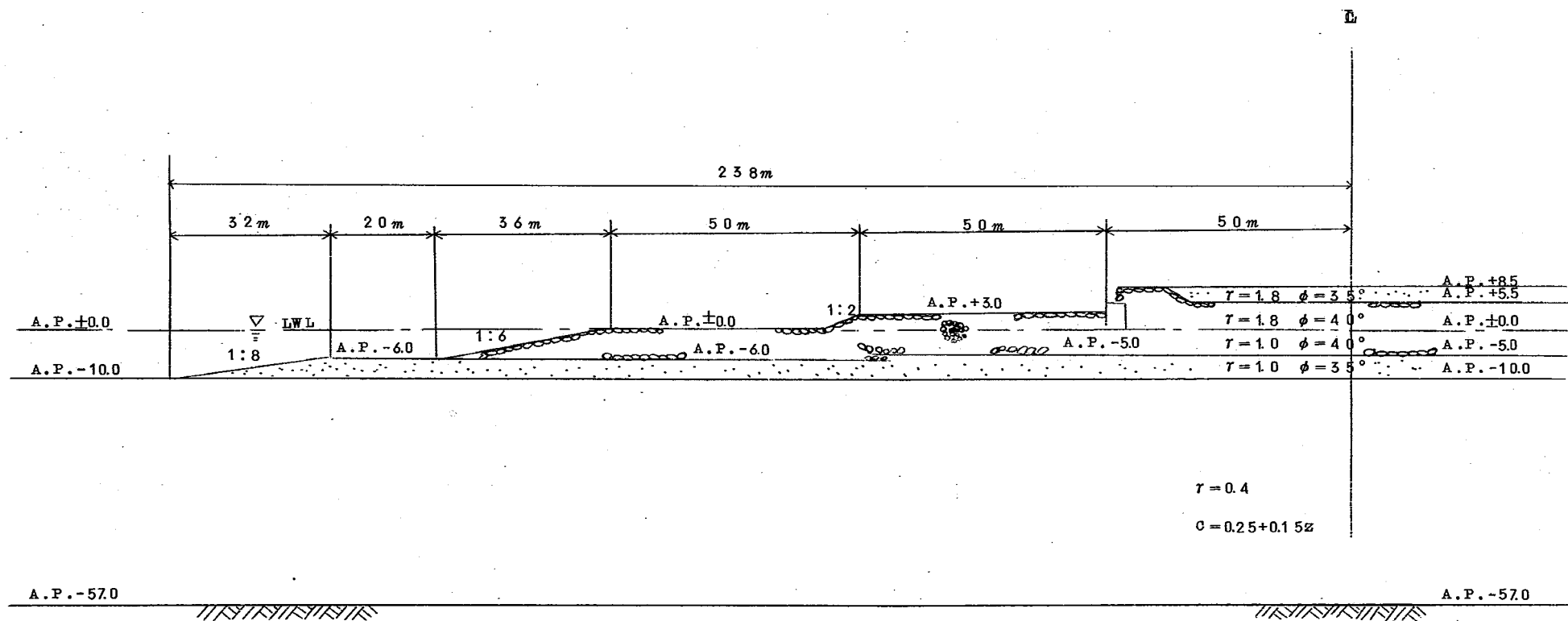


図-39 川崎側人工島捨石堤(水深-20m)断面図 Scale 1:1,200

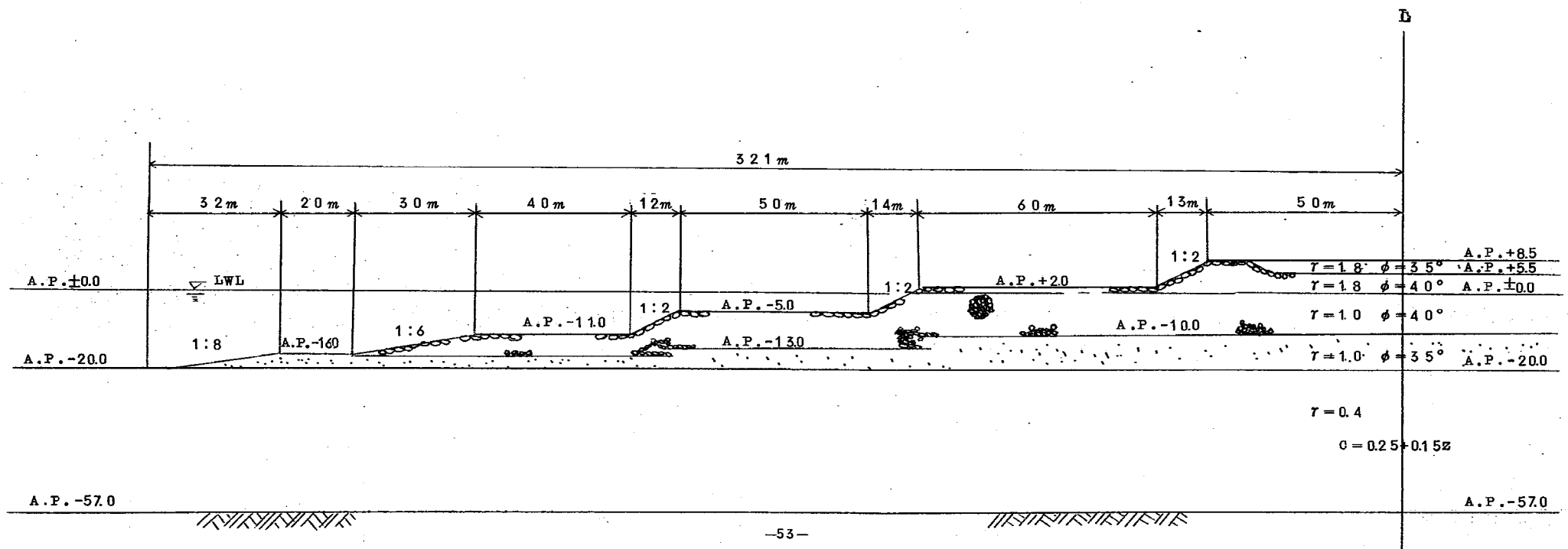


図-40 川崎側人工島ケーソン混成堤（水深-20m）断面図 Scale 1:1,200

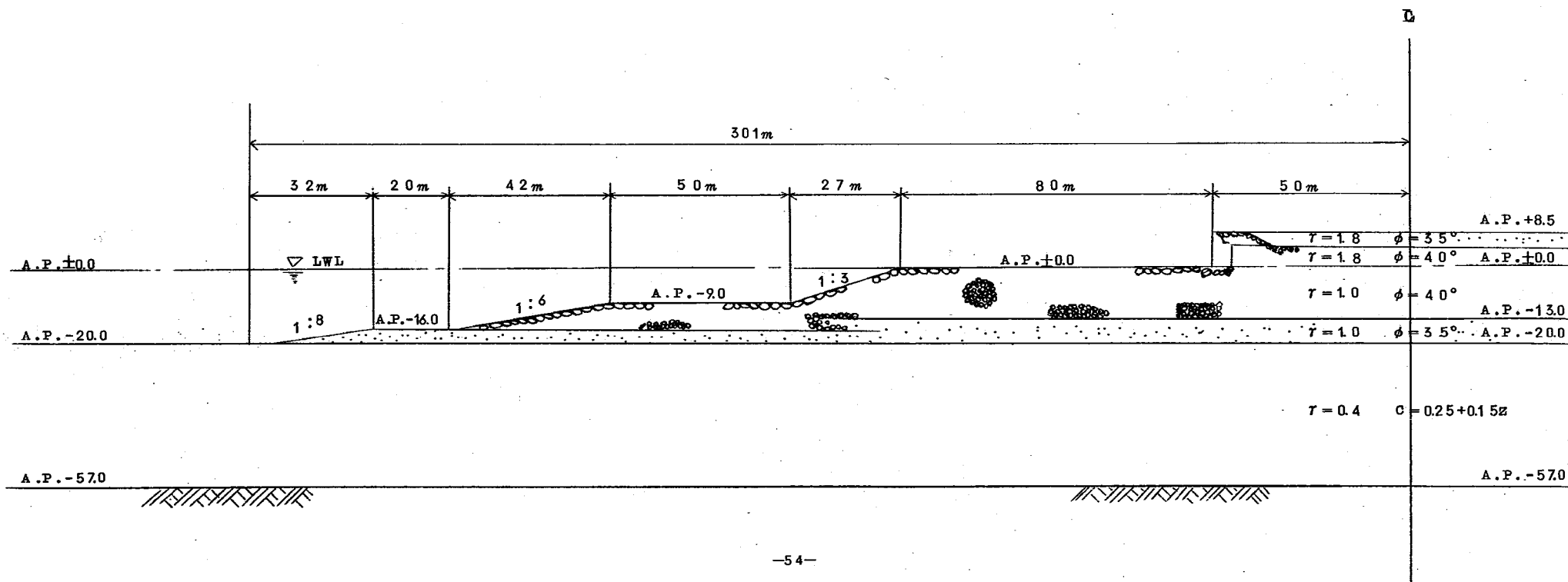


図 - 4 1 川崎側人工島捨石堤 (水深 - 25 m) 断面図 Scale 1 : 1,200

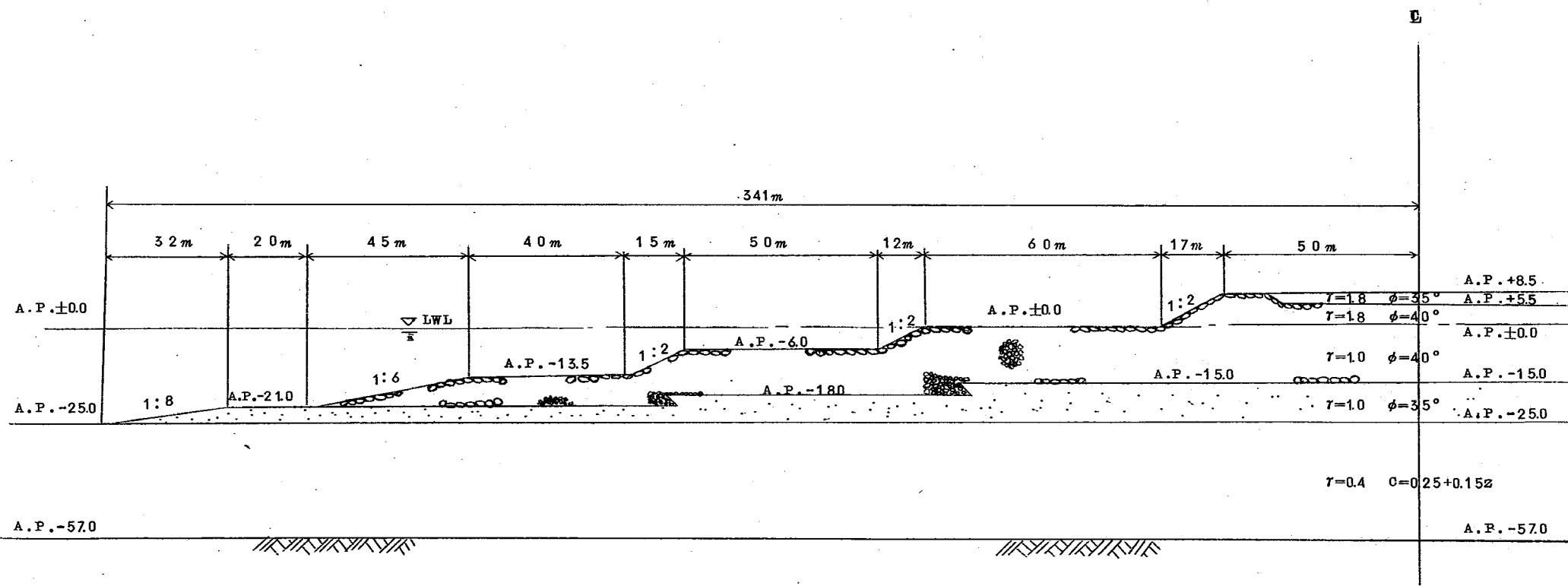


図-42 川崎側人工島ケーソン混成堤(水深-25m)断面図 Scale 1:1,200

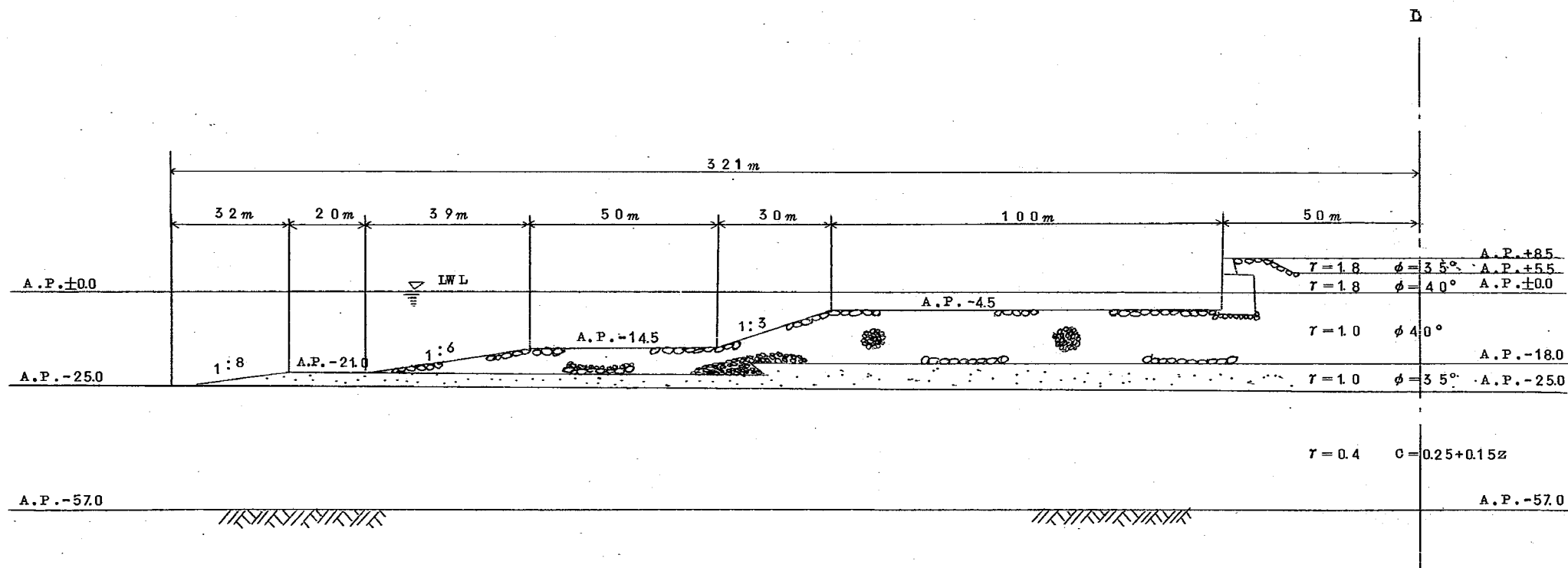


图-43 木更津侧人工岛捨石堤（水深-10m）断面图 Scale 1:1,000

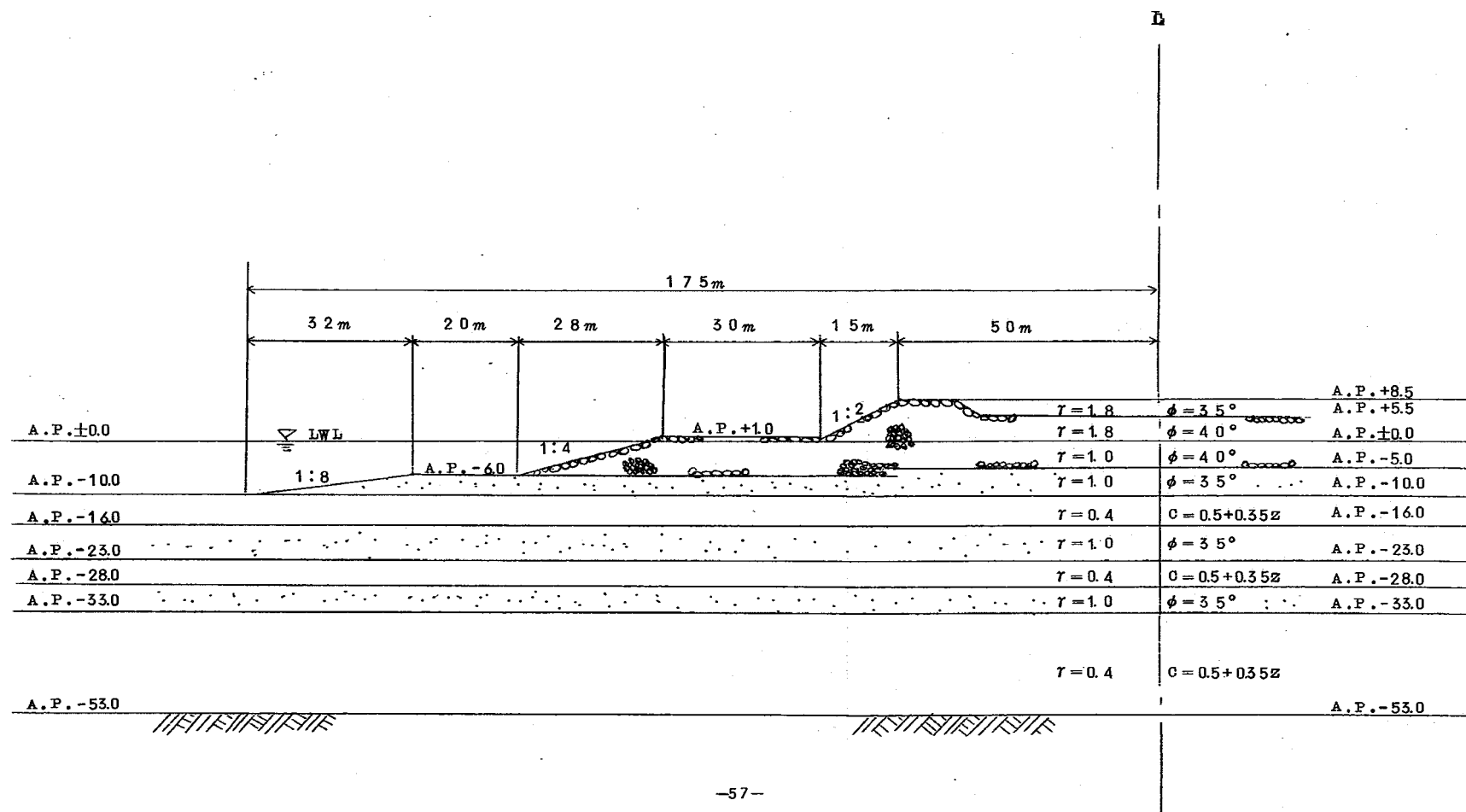


図 - 4 4 木更津側人工島ケーソン混成堤 (水深 - 10 m) 断面図 Scale 1 : 1,000

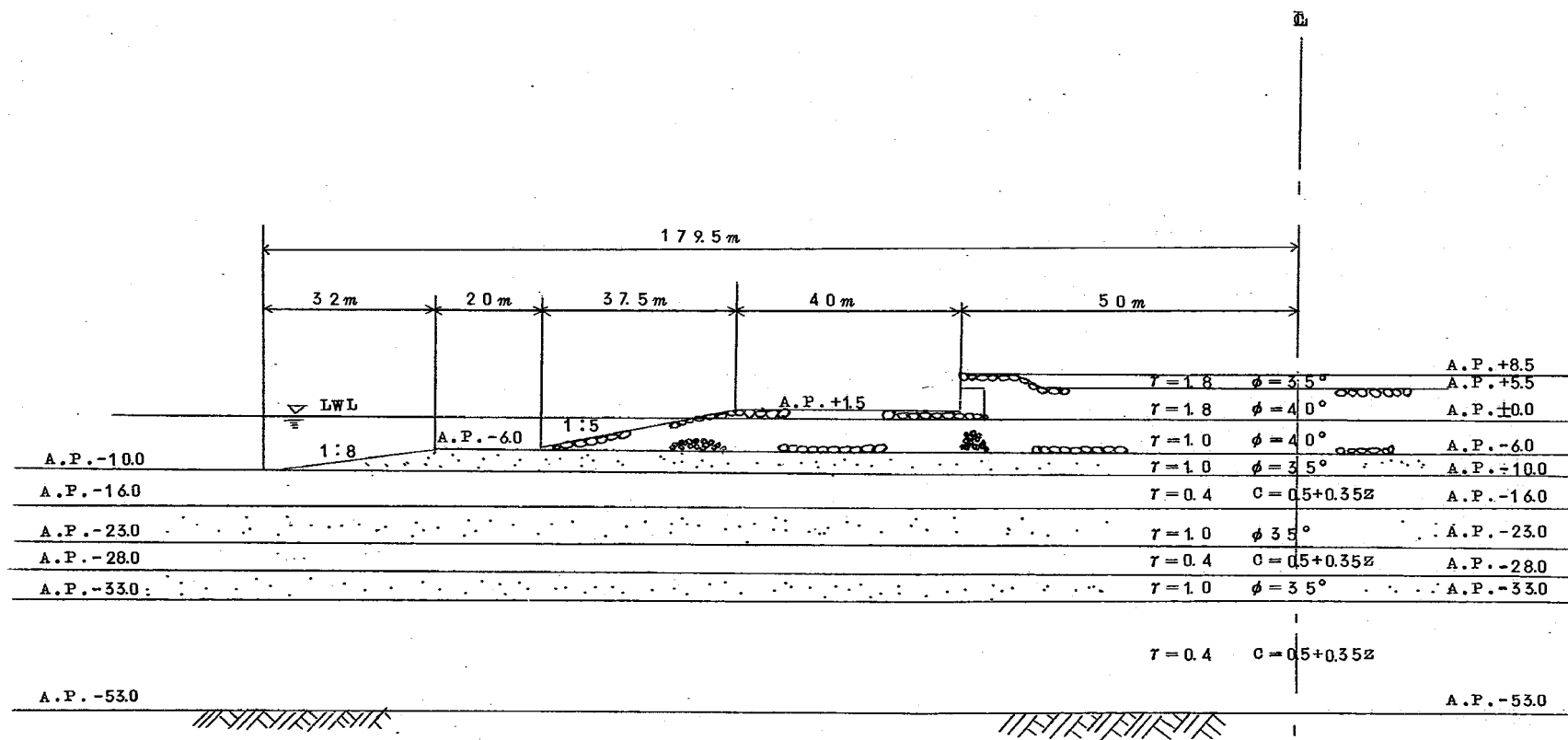


图-45 木更津侧人工岛拾石堤（水深-15m）断面图 Scale 1:1,000

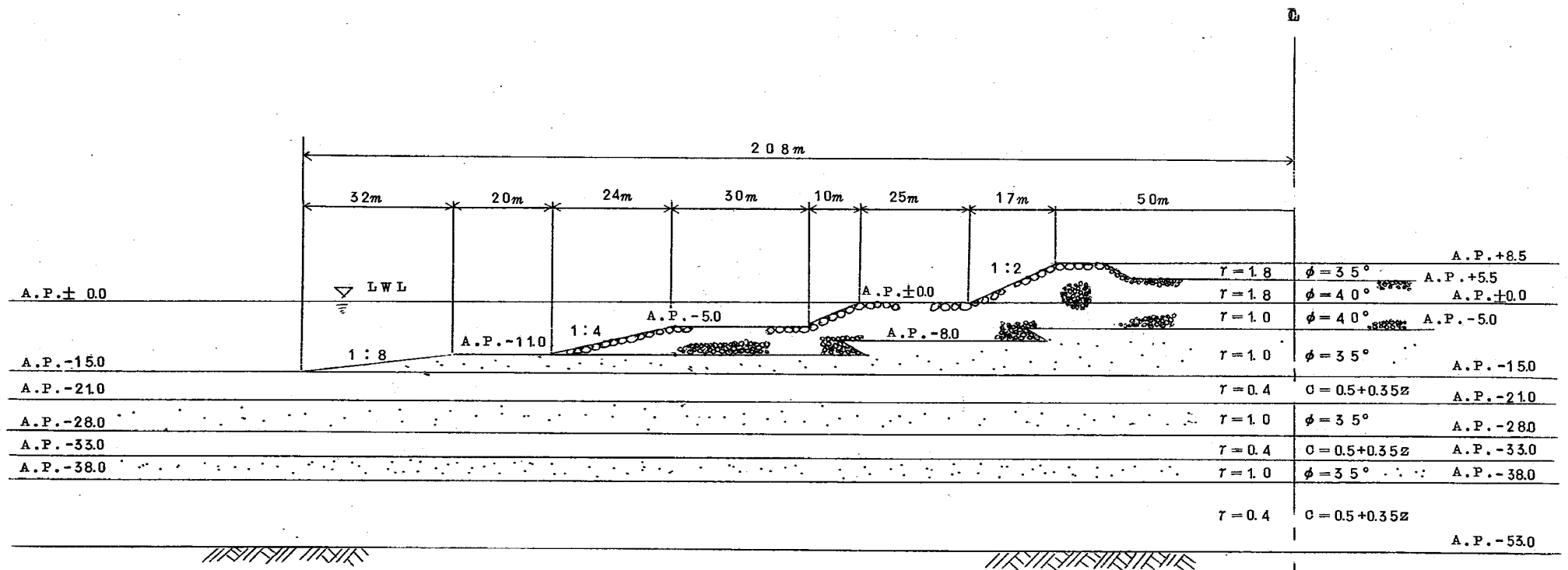




図-4.7 木更津側人工島拾石堤(水深-20m)断面図 Scale 1:1000

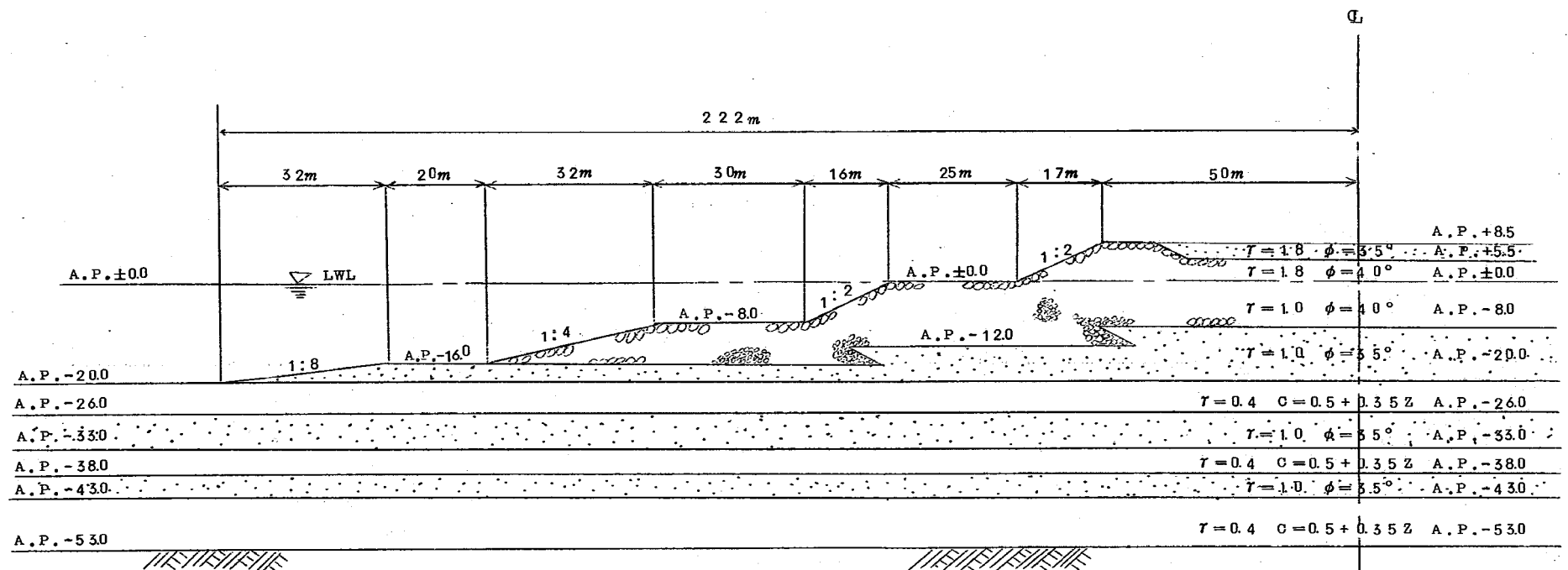
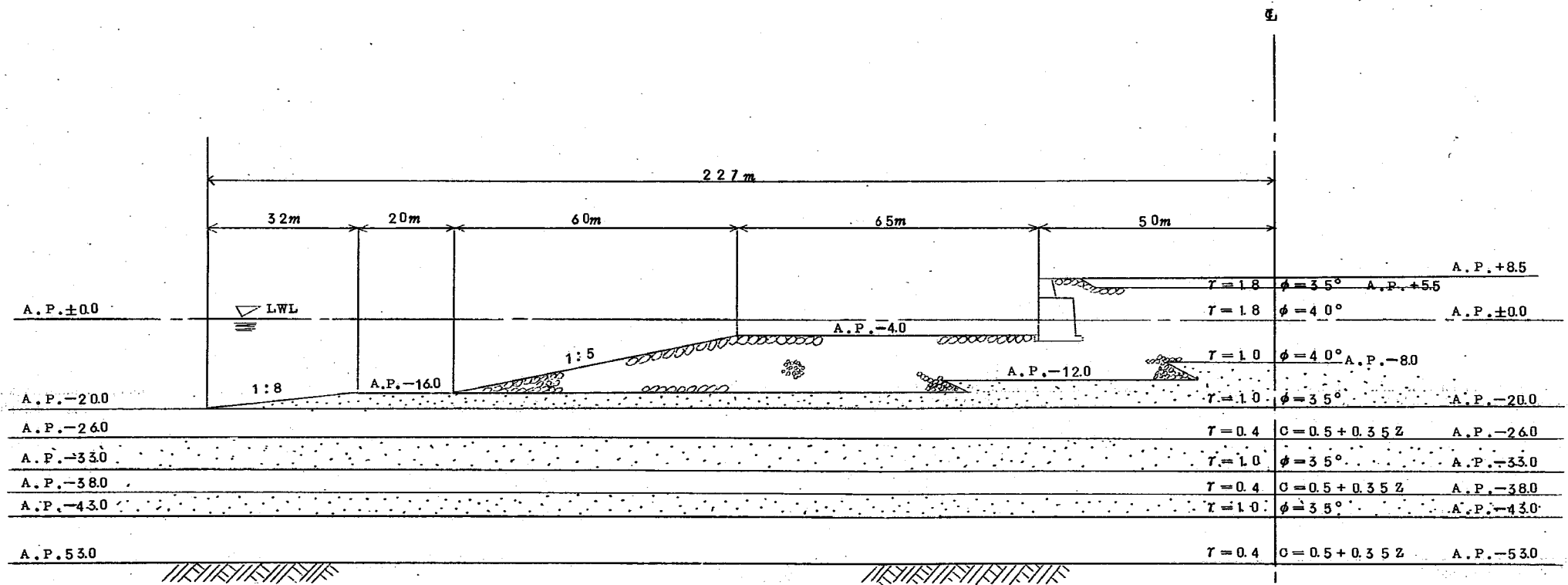


図-48 木更津側人工島ケーソン混成堤（水深-20m）断面図 Scale 1:1000



4-4 人工島の静的安定解析

図-33～図-48に示した人工島断面にしたがって、静的な安定解析（円弧スベリ）を行なった結果は、図-49～図-64に示すとおりである。

ここで円弧スベリ計算に用いた基礎地盤および築島材料の土質常数を再度まとめて示せば、表-11のとおりとなる。

表-11 基礎地盤および築島材料の土質常数

基礎地盤	土質常数	川崎側	木更津側
シルト層	粘着力	$c=0.25+0.15z \text{ (t/m}^2\text{)}$ (z : 地表面基準)	$c=0.5+0.35z \text{ (t/m}^2\text{)}$ (z : 地表面基準)
	単位重量	$\gamma' = 0.4 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma' = 0.4 \text{ (t/m}^3\text{)}$
砂層	内部摩擦角	—	$\phi = 35^\circ$
	単位重量	—	$\gamma' = 1.0 \text{ (t/m}^3\text{)}$
築島材料	内部摩擦角	単位重量	重量
		空中	水中
砂	$\phi = 35^\circ$	$\gamma = 1.8 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma' = 1.0 \text{ (t/m}^3\text{)}$
果石	$\phi = 40^\circ$	$\gamma = 1.8 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma' = 1.0 \text{ (t/m}^3\text{)}$

計算結果から、各概略断面の最小安全率を表-12に示す。

表-12 人工島の円形スベリ計算による最小安全率

検討地域	水深(m) 上段川崎側 型式 下段木更津側	-10	-20	-25	-29
		-10	-15	-20	-26
川崎側	捨石均一堤	1.167	1.177	1.160	1.151
	ケーソン混成堤	1.178	1.177	1.166	1.155
木更津側	捨石均一堤	1.203	1.242	1.261	1.254
	ケーソン混成堤	1.213	1.208	1.221	1.251

〔註 安全率は1.20を基準に1.15～1.25の範囲で計算した。〕

なお安全率の計算基準を、 $F_s = 1.20$ としその範囲は1.15～1.25程度におさまるよう計画した。この計算結果より各水深に対応する人工島の堤体形式別に水深と単位長さ当りの材料数の関係を、図-65と図-66に示した。

図-65 捨石均一堤の水深と材量数の関係

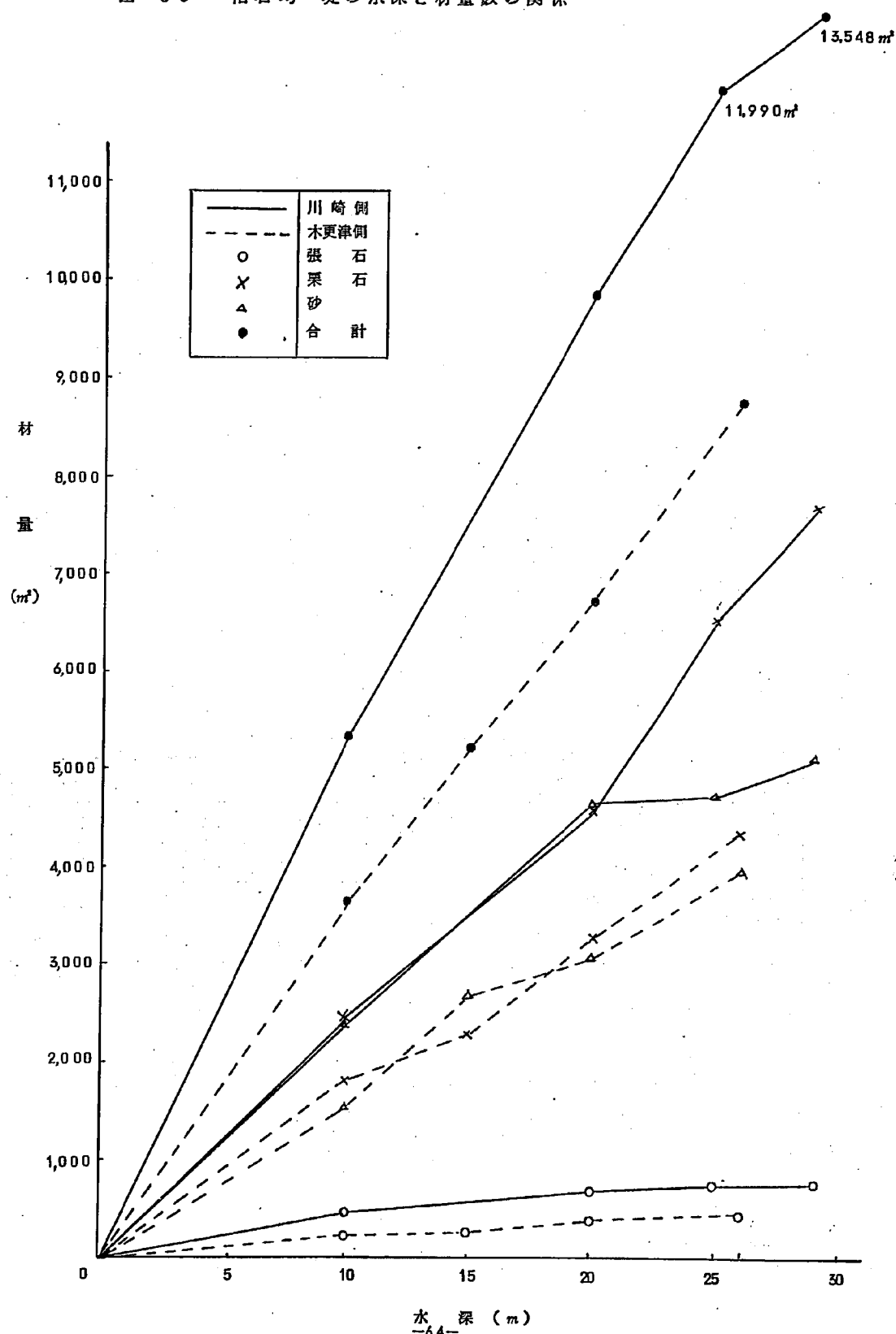


図-66 ケーソン混成堤の水深と材量数の関係

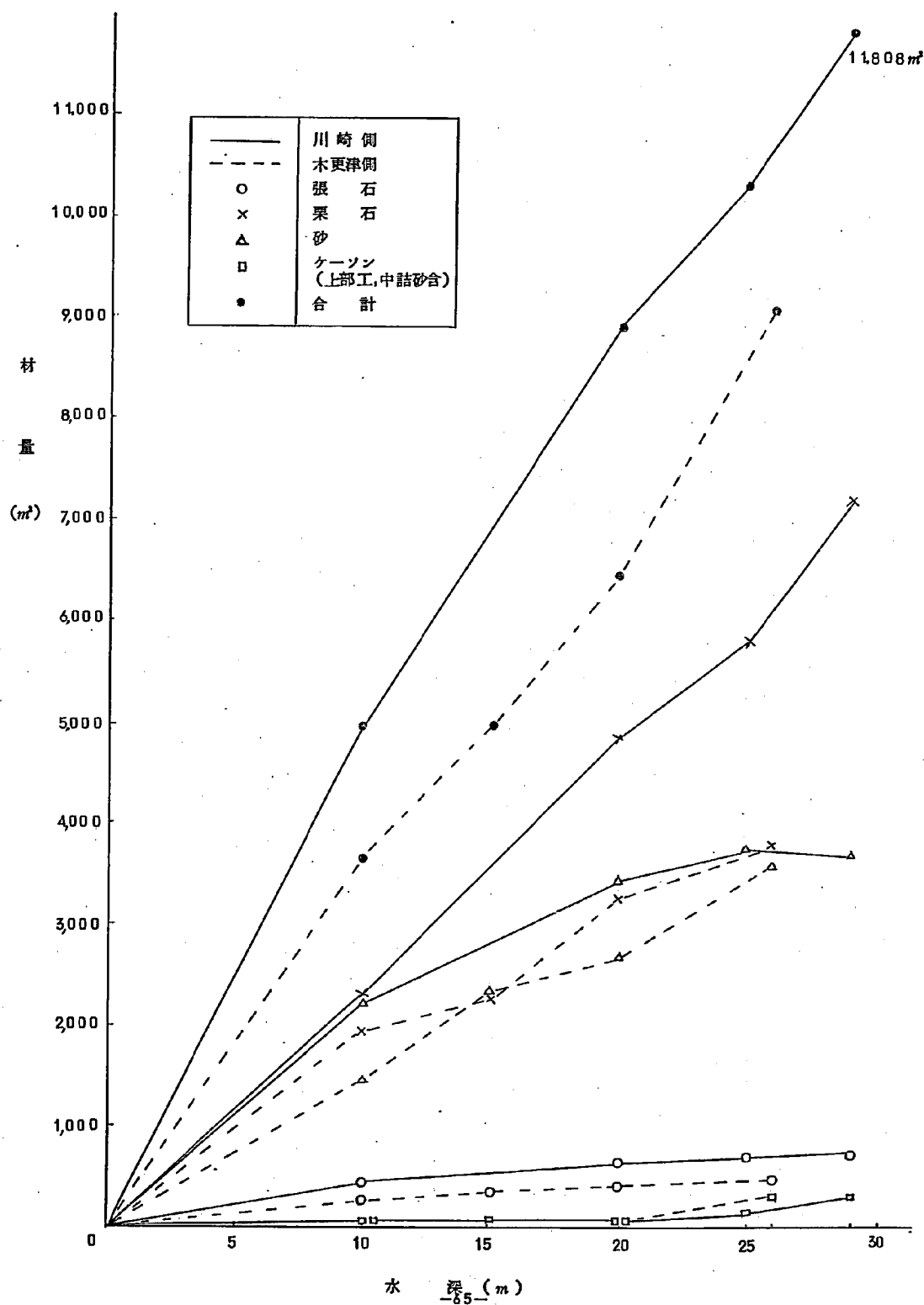


図-49 川崎側人工島捨石均一堤（水深-29m）安定計算結果 Scale 1:1,000

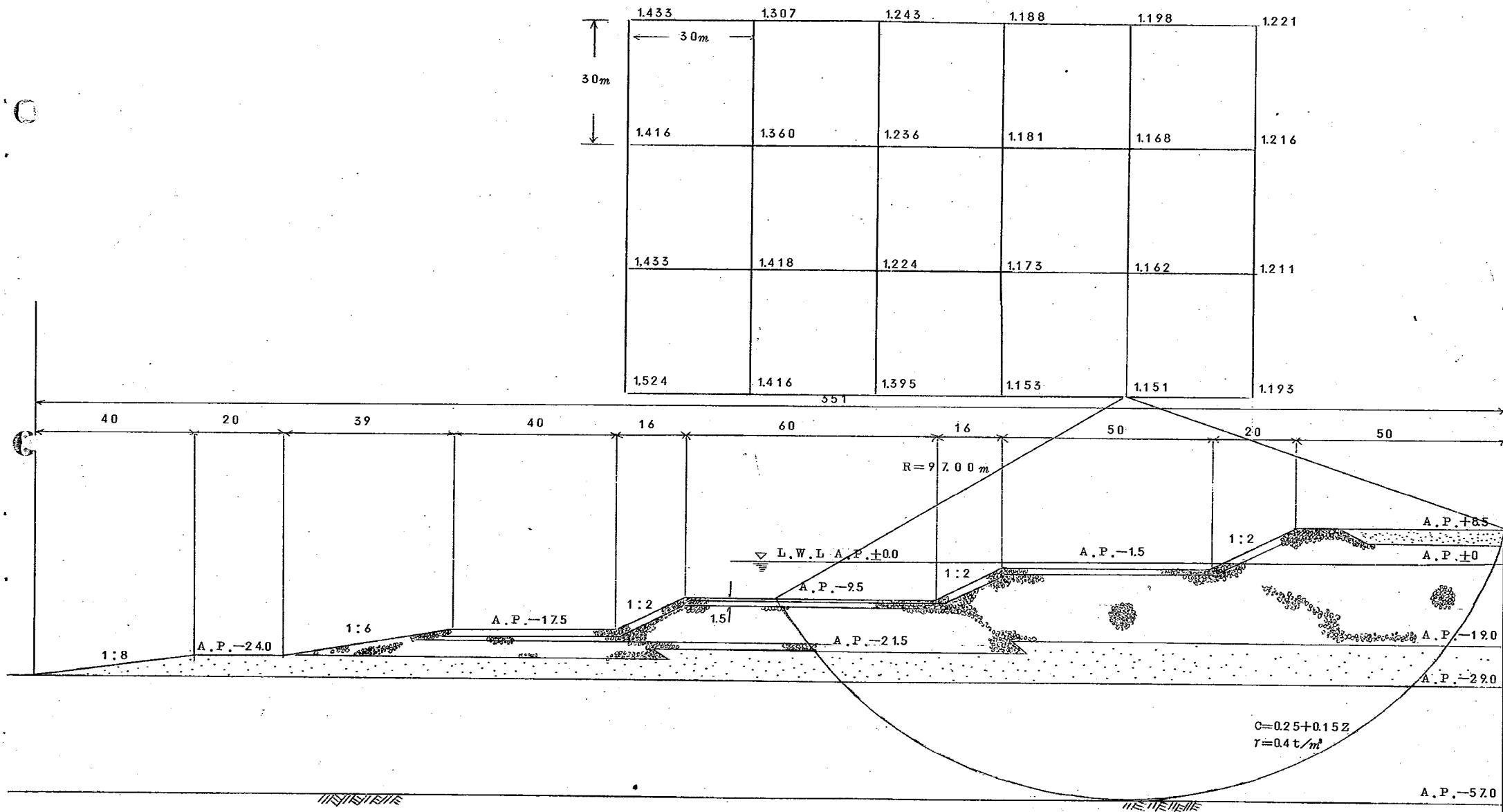


図-50. 川崎側人工島ケーソン混成堤(水深-29m)安定計算結果 Scale 1:1,000

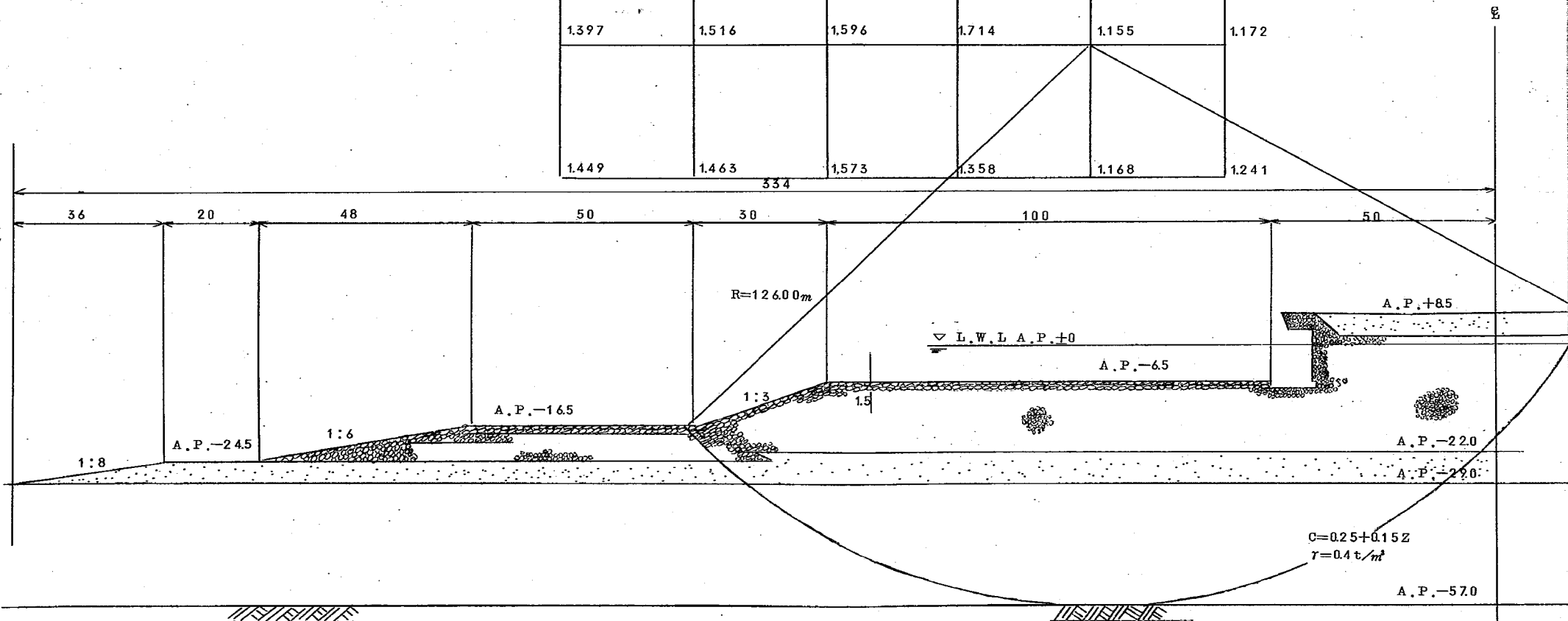
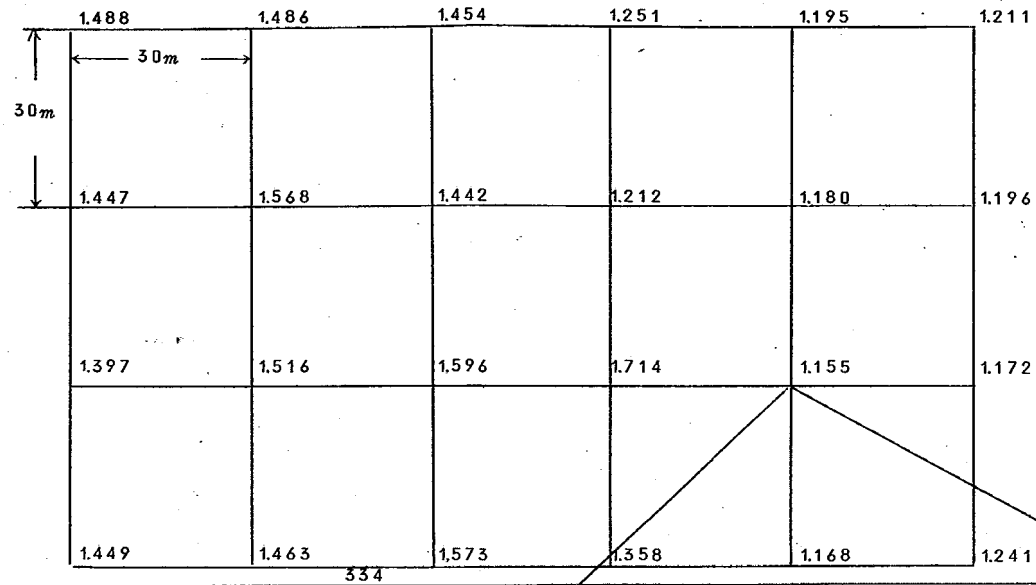


圖-51. 木更津側人工島捨石均一堤(水深-2.6m)安定計算結果 Scale 1:1,000

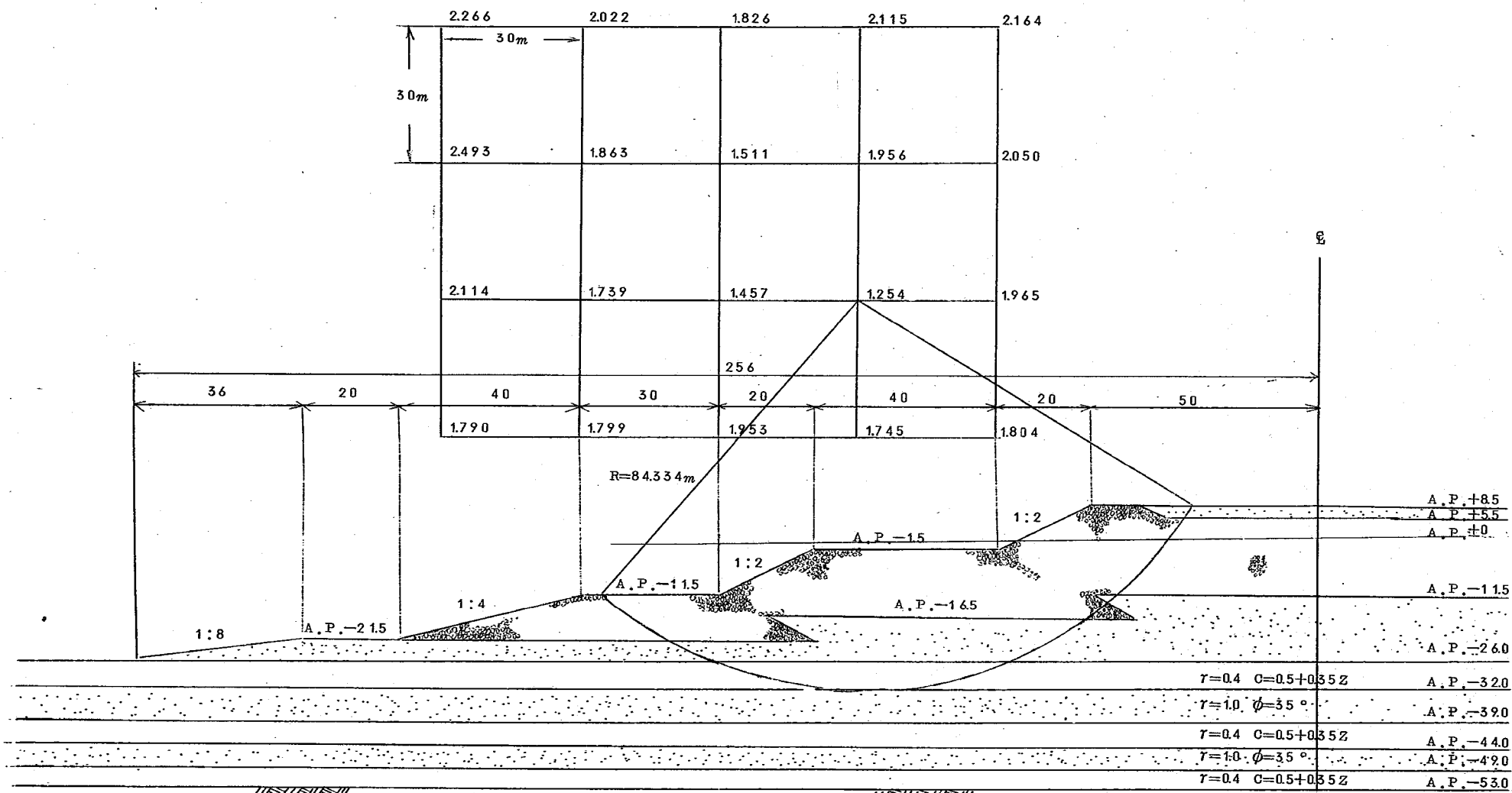


図-5.2. 木更津側人工島ケーソン混成堤(水深-26m)安定計算結果 Scale 1:1,000

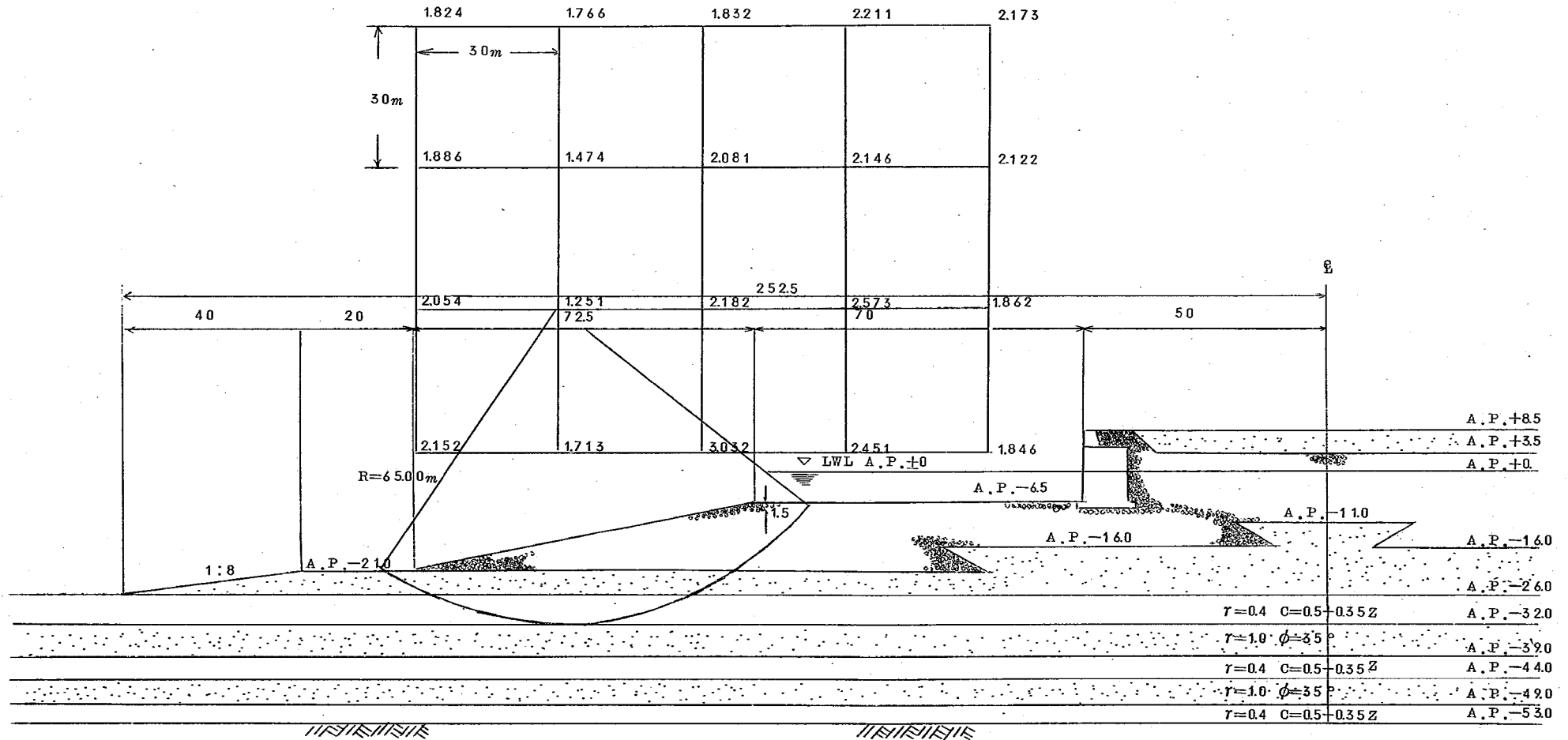


図-5.3 川崎側人工島捨石堤(水深-10m)安定計算結果 Scale 1:1,000

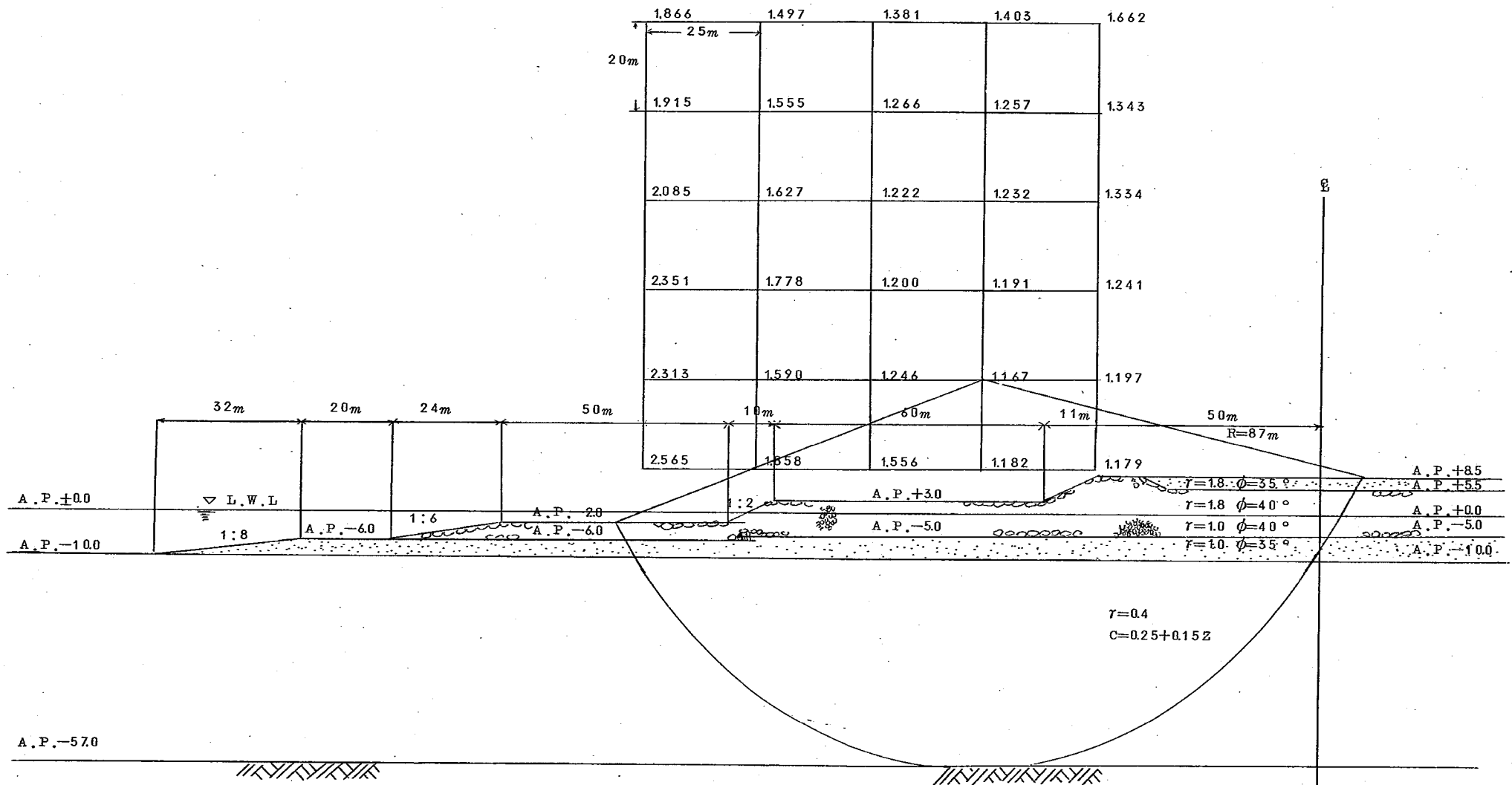


図-5 4. 川崎側人工島捨石堤 (水深-20m) 安定計算結果 Scale 1:1,200

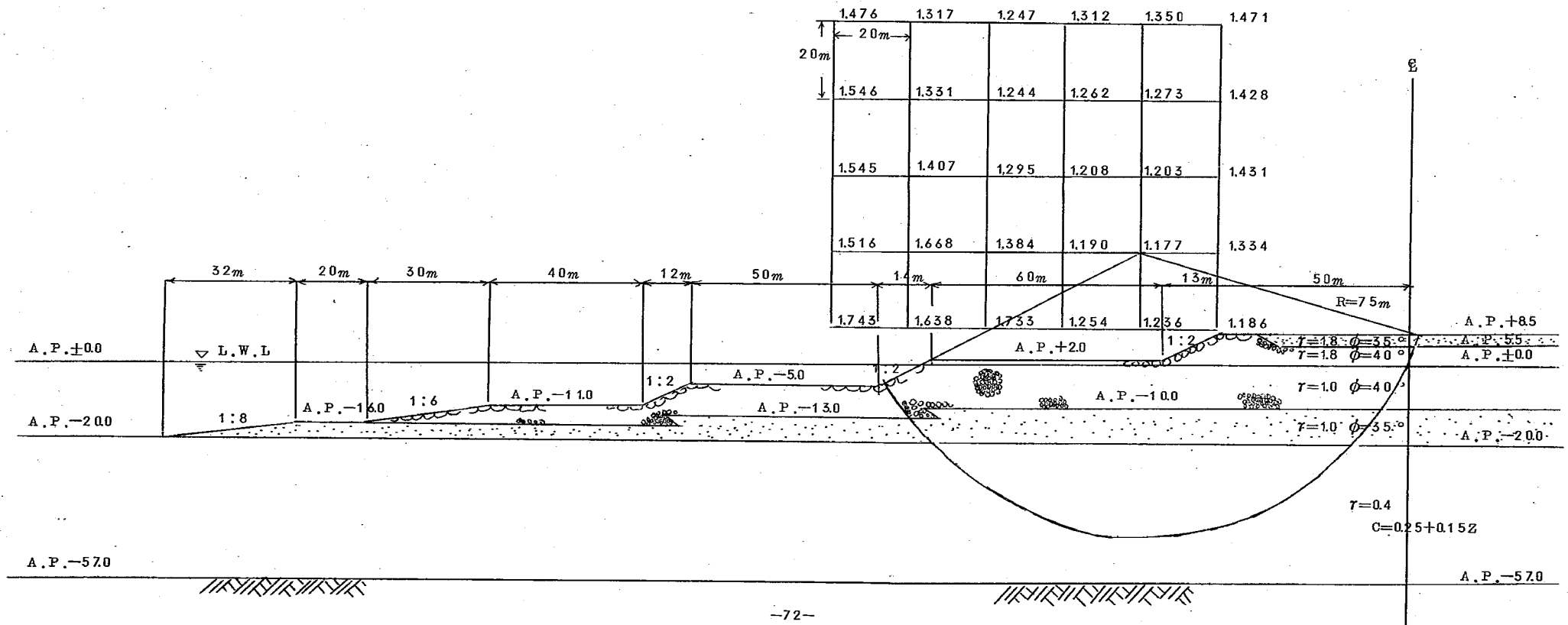


図-55. 川崎側人工島捨石堤 (水深-25m) 安定計算結果 Scale 1:1,200

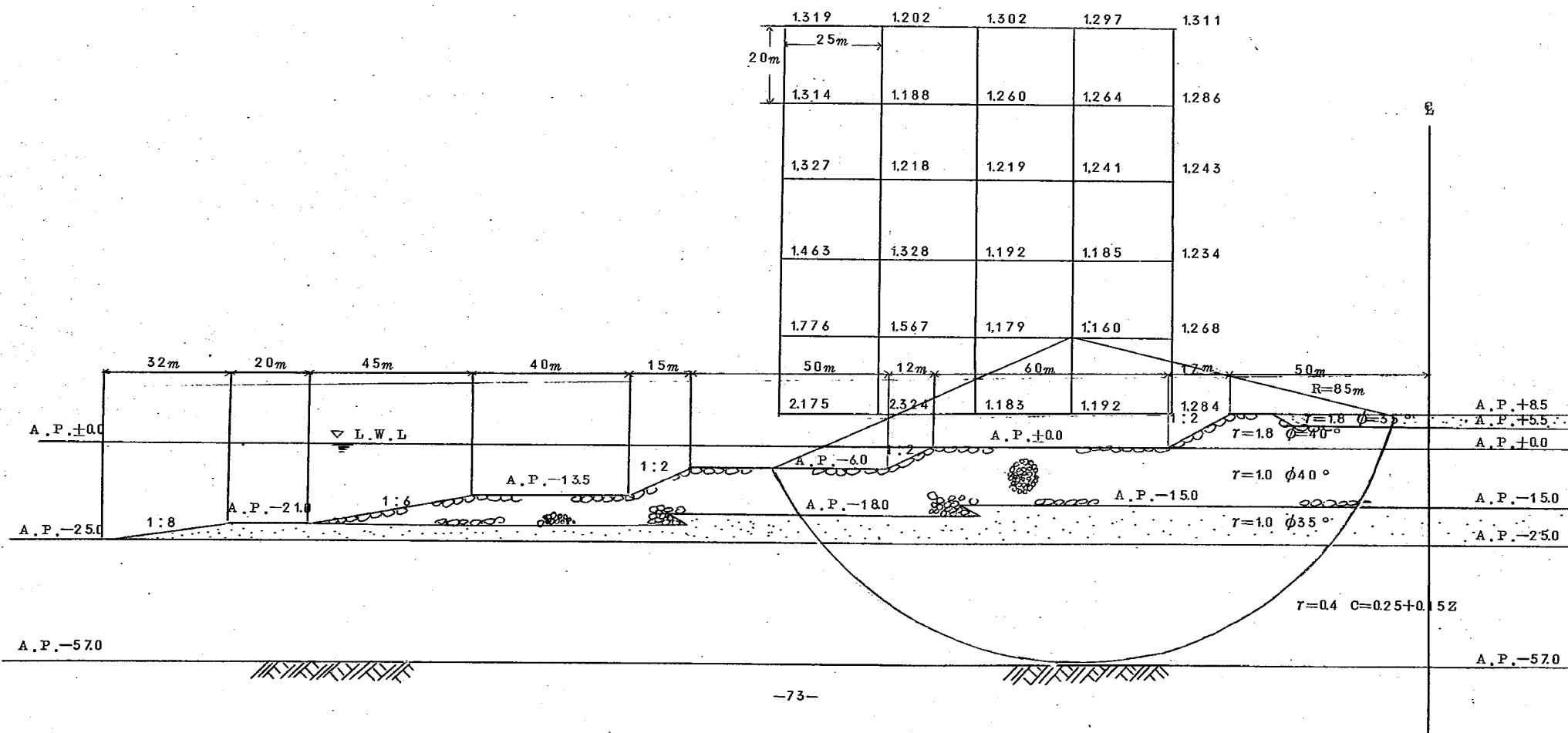


図-56. 川崎側人工島ケーソン混成堤(水深-10m)安定計算結果 Scale 1:1,000

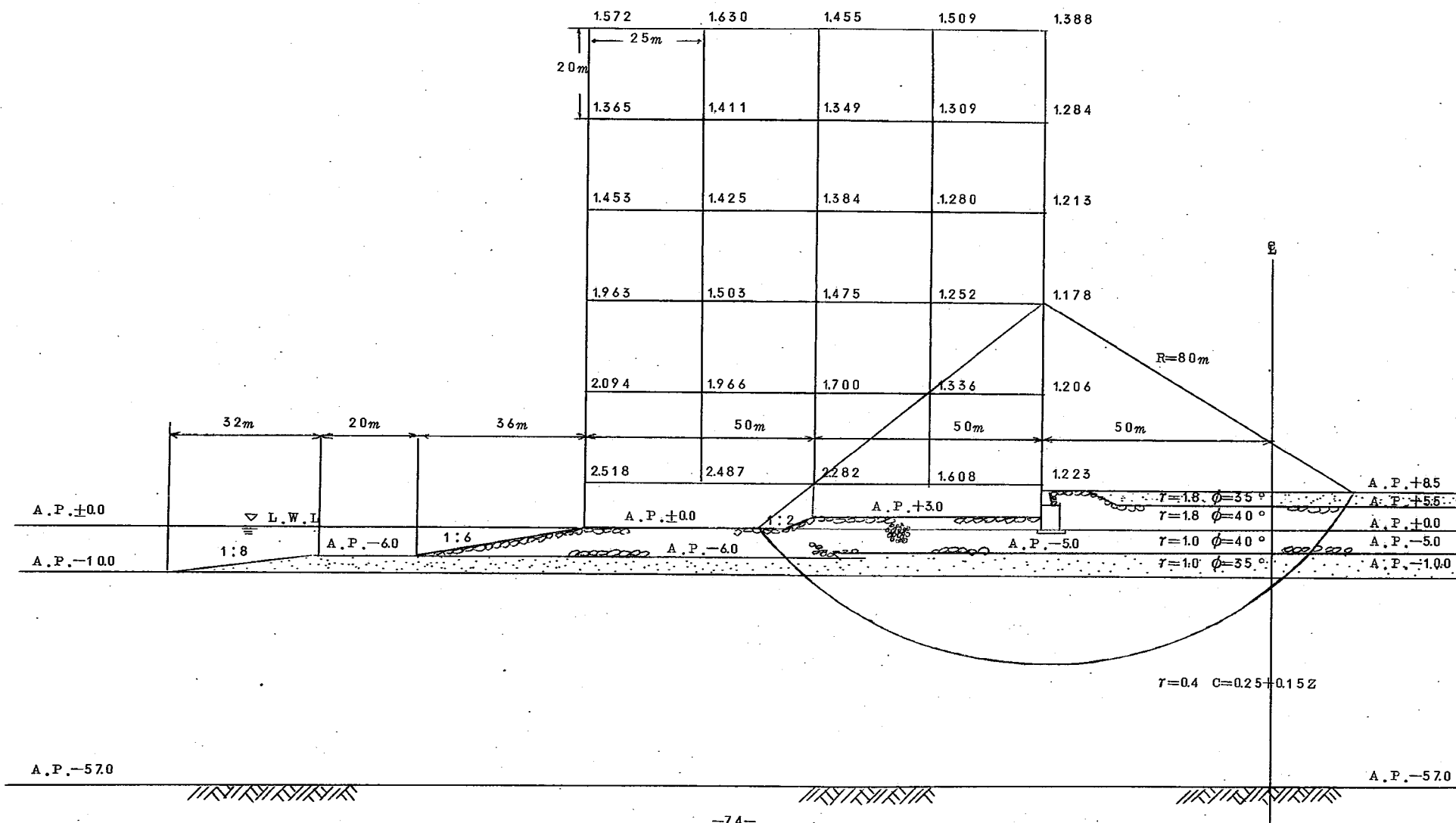


図-57 川崎側人工島ケーソン混成堤(水深-20m)安定計算結果 Scale 1:1,200

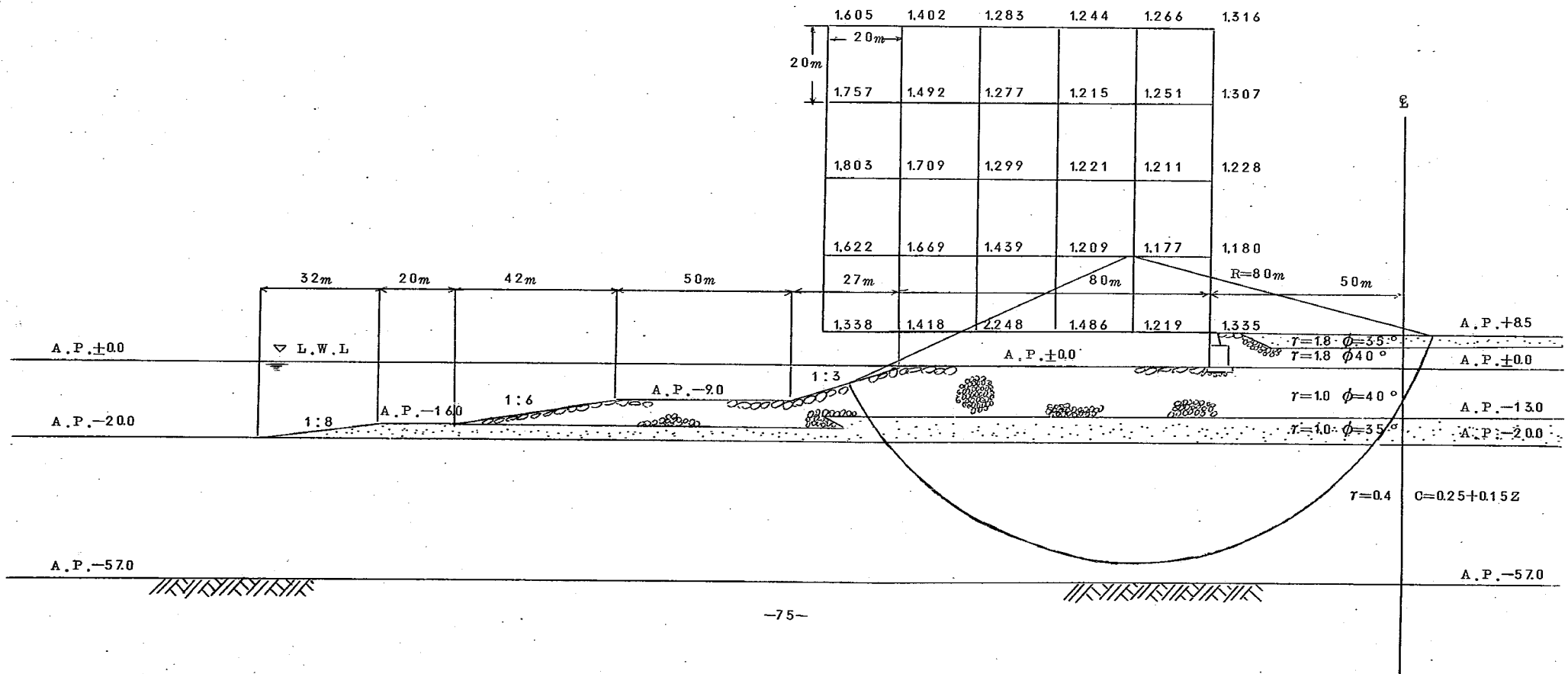


図-58 川崎側人工島ケーソン混成堤(水深-25m)安定計算結果

Scale 1:1,200

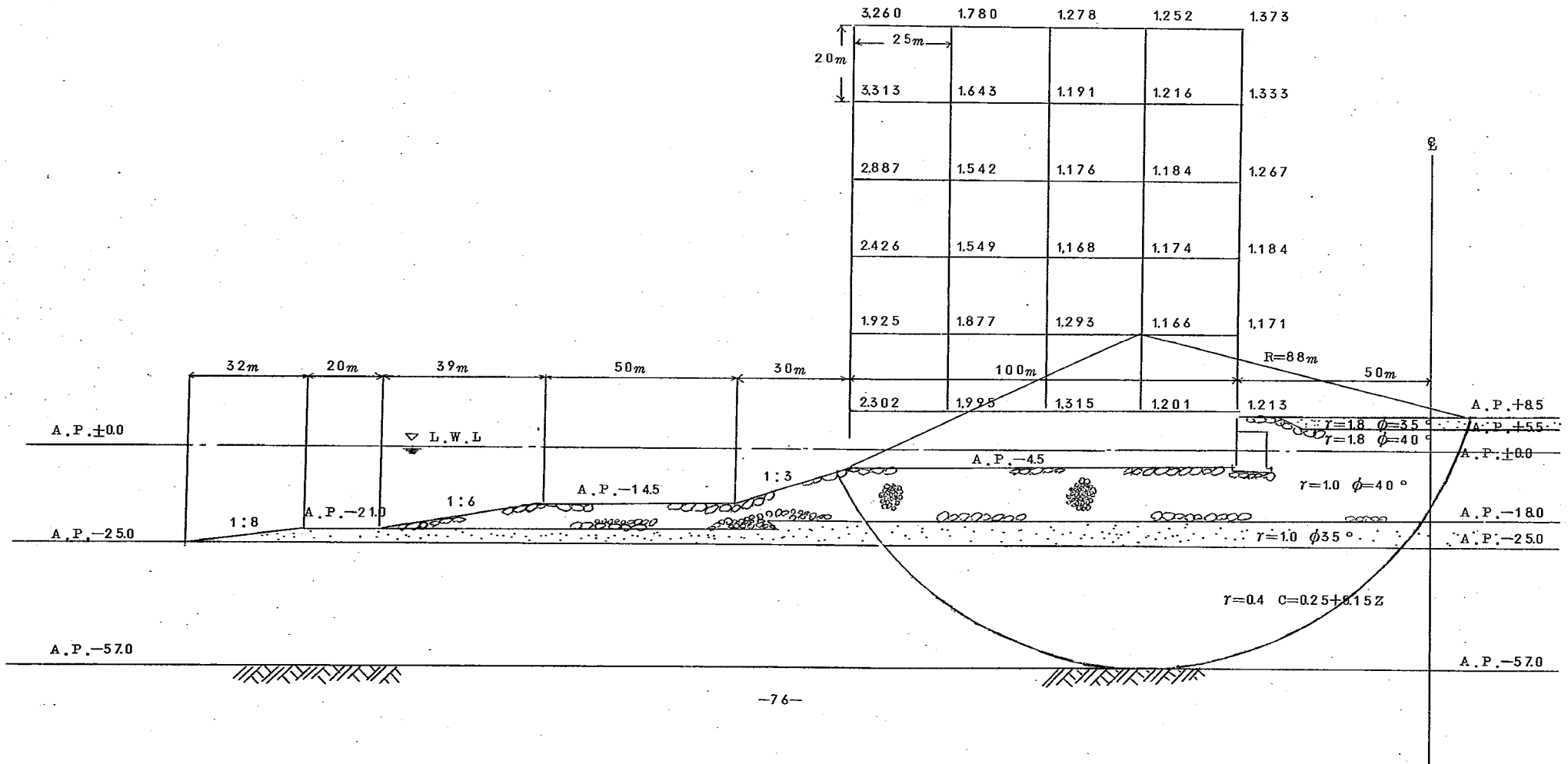
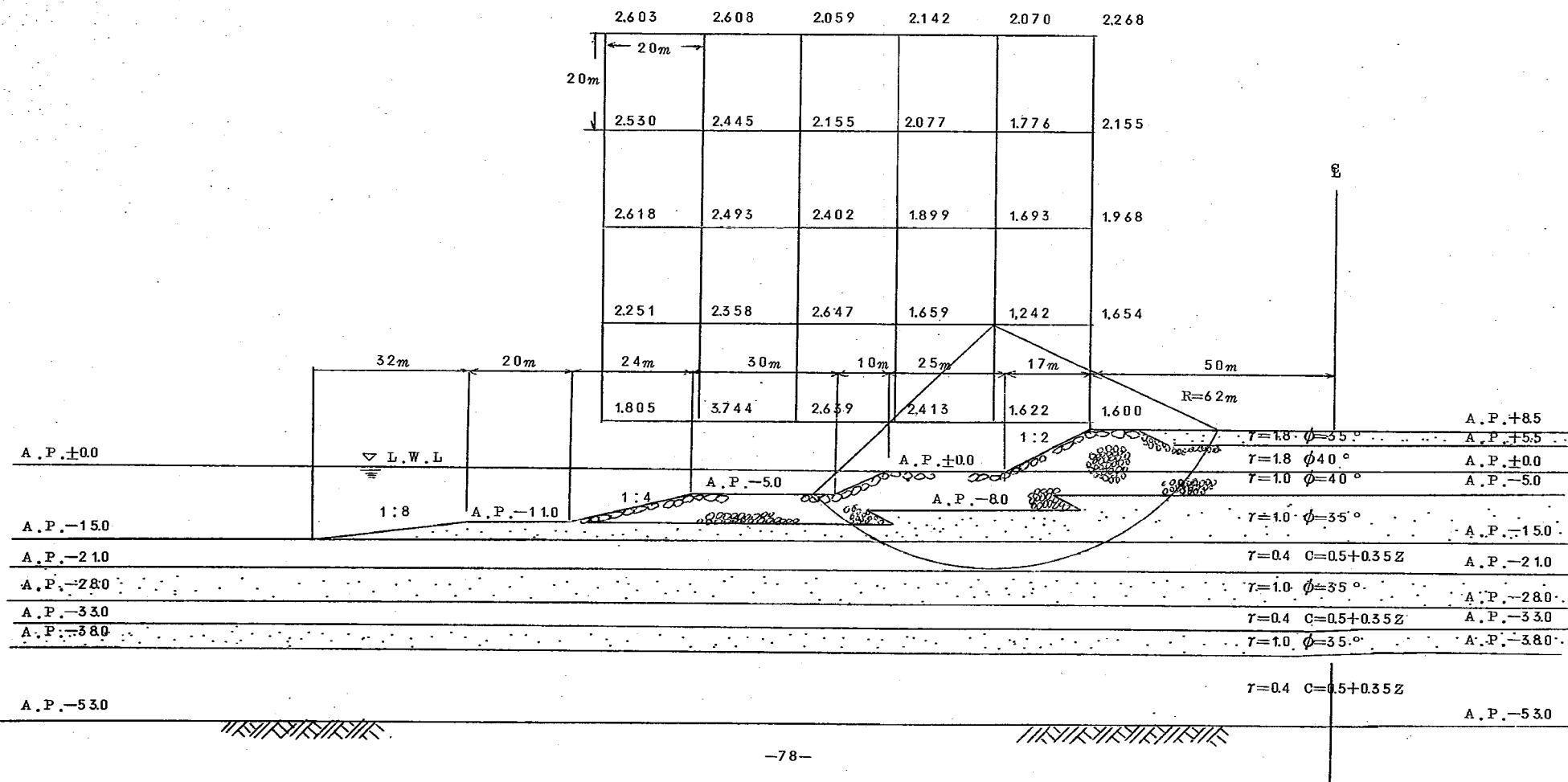


圖-60. 木更津側人工島捨石堤(水深-15m)安定計算結果 Scale 1:1,200



Scale 1 : 1,000



図-62. 木更津側人工島ケーソン混成堤(水深-10m)安定計算結果 Scale 1:1,000

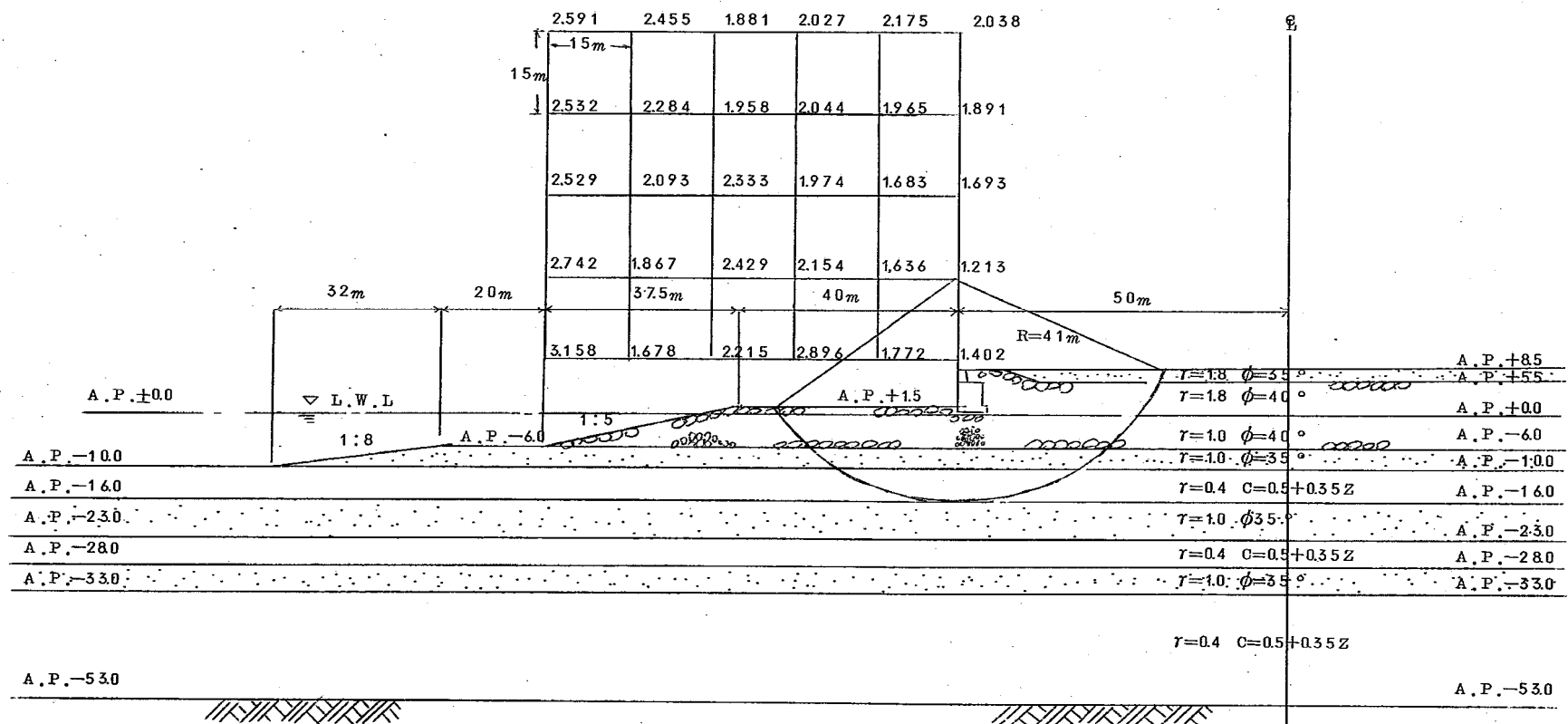


図-63 木更津側人工島ケーソン混成堤(水深-15m)安定計算結果 Scale 1:1,000

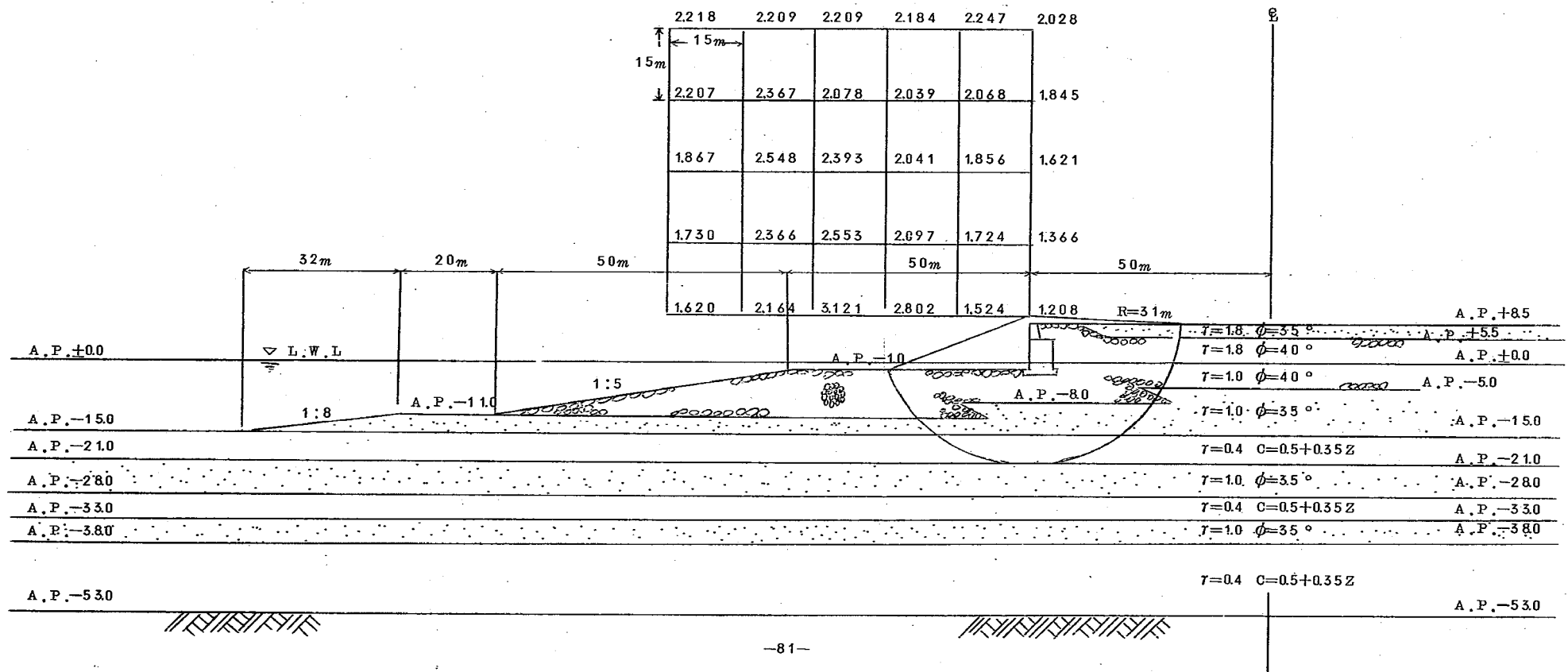
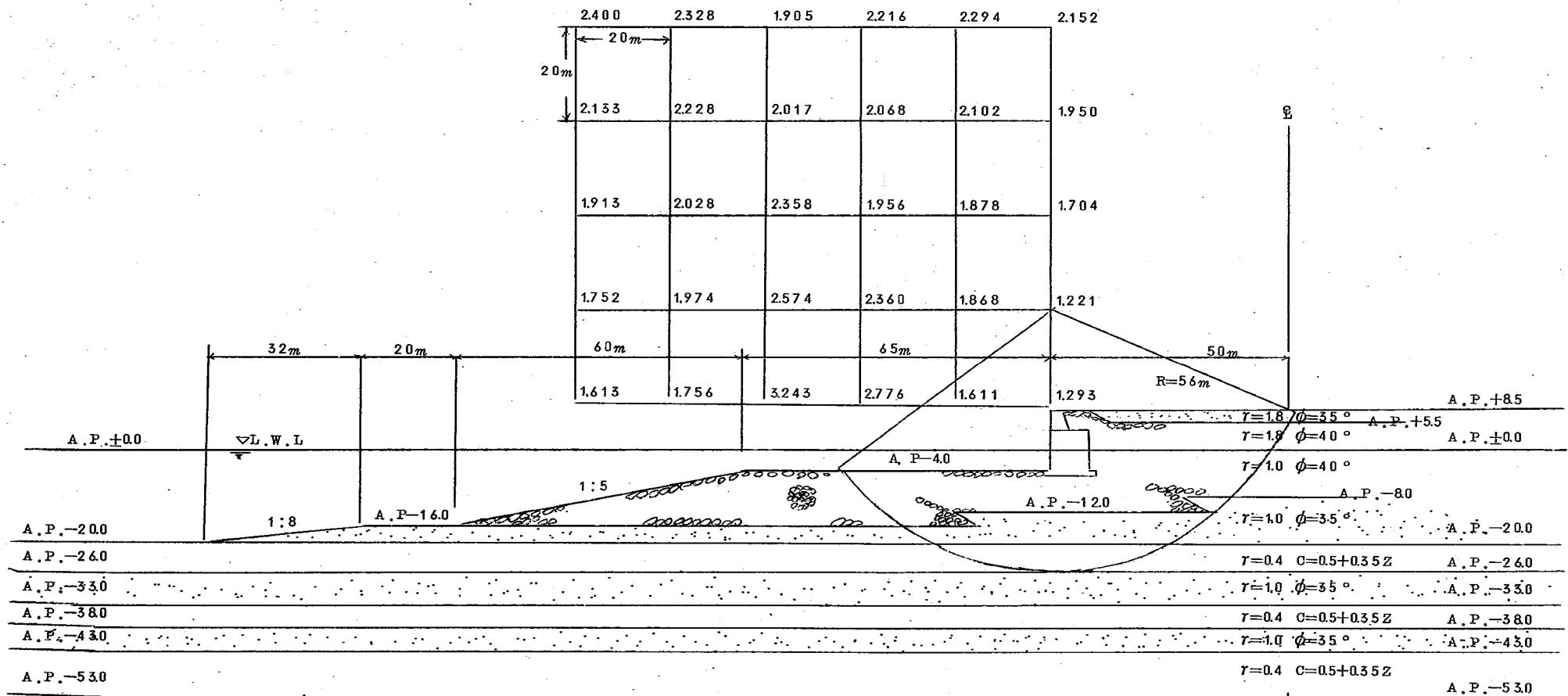


図-64. 木更津側人工島ケーソン混成堤(水深-20m)安定計算結果 Scale 1:1,000



5. 今 後 の 問 題 点

これまでの概略断面の試算から、現地盤をそのまま利用した場合の人工島の概略が想定できた。

木更津側は基礎地盤が比較的良好なため、築島断面も特異でなく安定性も良いようである。

一方川崎側の場合には、水深が深いばかりでなく軟弱層が厚く、極めて軟弱な地盤上に築島しなければならない関係上、膨大な規模の築島断面となった。

今後は、この断面を合理的に縮小することの検討を行う必要があるが、そのためには地震を考慮した地震応答解析や、圧密沈下、セン断破壊などに関する対策、施工法に関する問題等を解決しなければならない。

これら諸問題のうち、施工研究室では以下に述べる事項を中心に調査を進め、設計、施工法の検討を進めたい。

- ① 軟弱海底地盤の改良工法に関するパイロット試験調査。
- ② 構造形式の異なる人工島断面の比較設計。
- ③ 人工島各タイプに対する震度法による安定解析。
- ④ 有限要素法 (F E M) を利用して、人工島の応力、変形解析を行なう。
- ⑤ 概略標準断面の二次元模型を作成し、大型振動台による振動実験。
- ⑥ 海中築堤盛土 (人工島) 工法に関する文献調査。

6. あ と が き

水深が深く軟弱な海底基礎地盤上に、構築される人工島については、この調査結果だけから検討しても多くの問題点を含んでいることが判明した。さらに広く調査を行ない多くの資料を収集することにより、より確実な解析が可能となり合理的な設計施工法が解明出来るのではないかと考える。

今回の調査で一応人工島の規模を想定することが出来たので、これを基に今後の調査、研究を進める予定である。

昭和45年7月

施 工 研 究 室 (文責、金刺)

参 考 文 献

- 1) Sverdrup & Parcel Consulting Engineers : Engineering Report on Lower Chesapeake Bay Highway Crossing 1958年8月
- 2) 建設省土木研究所：東京湾沈埋トンネルに関する資料（1）、土木研究所資料第476号
- 3) 久宝雅史：「港湾工学」 42年4月
- 4) 最上武雄：レキの内部摩擦角と常数Kについて、「土と基礎」VOL16、No12
- 5) 建設省土木研究所：有明海締切堤防調査報告書、土木研究所資料第442号
- 6) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋技術調査第1次報告書
昭和40年5月

資 料

Chesapeake 灣 橫 斷 道 路

報 告 書 拔 粹

目 次

1. 概 要	89
2. 地質調査及び基礎地盤調査	91
3. 設計条件	92
4. 構造物の概要	94

1. 計 画 の 概 要

1957年5月1日に報告された路線の予備調査、ボーリングにより得られた地質調査報告、深淺測量結果等から路線位置の最終的決定がなされた。この位置は図-1に示すとおりである。

a 南側取付部

南側部分のターミナルはChesapeake Beachの管理下にあるPleasurehouse 道路に置かれた。Pleasurehouse 道路の約1マイルの区間を拡幅改良することにより4車線の国道60号線に続ける。国道60号線は湾を横断してきた交通量を容易に吸収し、Norfolk 地区の他の主要な道路に分散させることができる。

Pleasurehouse 道路のターミナルによりゆるやかな勾配をもって陸上の道路から、天端の低いトレスル部へと接続していく。この配賦は取付部の周囲の地形の景観を妨げないようになされた。また、ターミナル地域は南側の料金徴収所の建設にも適する。更にこの地域の住居的特性は一般的な住宅地を開発するのに役立つことである。

b 主要横断部

主要横断部の大部分はLow-level のトレスルより成っている。この部分は道路ガータの下側と平均高水位の間に23フィートのクリアランスがあり、常時小船の通行は可能である。トンネルはThimble ShoalとBaltimore 海峡に建設された。橋梁はNorth ChannelとFisherman Inlet Channelに建設された。Fisherman IslandとFisherman Inlet の部分は盛土道路で通過する。横断構造物の詳細はこの報告書の4節に述べている。

南側のターミナルから北へ北東方向に進んでThimble Shoal 海峡と直角に交わり直線で進むが、トンネル取付部で水深30フィート深さで砂の島に出会う。Thimble Shoalトンネルの両側の島の間の距離は約5,800フィートである。

Baltimore 海峡において航路を直角に横断すべく、この路線はBaltimore 海峡トンネルの西側をゆるやかな曲線を描いて北東の方向へ進む。Chesapeake 湾の入江とBaltimore, Marylandの間の主要な航路を計画した企画局は、現在航路は深さ39フィート、最小幅1,600フィートと規定したが深さを42フィートに増加した。Chesapeake 湾の入口より北東へ約5マイル行ったBaltimore 海峡トンネルの位置では、航路は巾数千フィートあり自然深さが50フィートある。このトンネルでは、深さ42フィートの部分で2,100フィート以上、深さ50フィートの部分で1,700フィートも余裕がある。トンネル島は50フィートの深さに基礎を置く。

Baltimore 航路から路線は北東の方向にInner Middle Ground まで直線的に進む、そしてここから徐々に東の方向にゆるやかに曲がり、Fisherman Islandの近くでNorth Channelと直角に交わる。North Channel の橋梁は75フィートの余裕高さで300フィートの水平方向の余裕がある。

North Channel からこの路線は東方ないし北東に進み、Fisherman Islandに達する。

Fisherman Island では盛土道路によりゆるやかな曲線を描いて、再び海上を北方に直線的に進むことになる。

Fisherman Inlet に計画された橋梁は40フィートの余裕高さとし110フィートの水平方向の余裕がある。この橋梁はWise Point において盛土道路に接続する。

c 北方取付部

Wise Point からこの路線は海岸にそって陸地を約4マイル北方に進み、Pennsylvania 鉄道支線に平行にあるいは交差しながら、現在のKiptopeke Ferry Landing への取付道路近くで国道13号線に接続する。この計画断面は人口の少ない森林地区、農地帯を通る標準的な高速道路建設である。この地区は人口が少なく、道路用地の価格は手ごろなものである。北側の料金徴収所及び管理のビルディングはWise Point からわずかに北方に離れた所にある。

d 横断構造形式の種類とその長さ

次に湾を横断する構造物の形式とその長さを総括する。

1. Low-level trestle	6,172.5 ft
2. Thimble Shoal tunnel & island	9,000
3. Baltimor channel tunnel & island	8,304
4. North channel tunnel & island	3,795
5. Fisherman Inlet bridge	1,356
6. Earth causeway	9,000
南側海岸線から北側海岸線までの総計	17.5マイル 93,180
7. Approach roads	5 miles

Pleasurehouse Roadの南側ターミナルの海岸線から、Wise Pointまでの路線延長93,180フィートは、この二点間を直線で結んだ距離よりもわずかに6,000フィート長いだけである。

2. 地質調査及び基礎地盤の評価

Chesapeake 湾の横断道路は、大西洋沿岸平原地形地帯 (the Atlantic Coastal Plain physiographic province) においては、岩が2,000フィート以深にあり、海岸平原の表面は海底が海面よりもわずかに上っているという特性をもつ地域に選定されている。この基礎岩盤の上には、白亜紀、第三紀、洪積世及び最新時代に属する未圧密の海洋堆積土層が覆っている。これらの海洋堆積層は継続的な海岸侵蝕及びそれに続く高原の侵蝕によるくぼみ、沖積層の堆積の結果生成された。最近行った路線に沿う最大300フィートのボーリングの結果、第三紀土 (Tertiary Soils) は中新世 (Miocene age) 時代のものであり、おそらくYorktown層に属するものである。

Chesapeake 湾における計画路線地帯の地質状態に関しては、何も資料がないので新しく調査を始める必要があった。その結果、計画路線に沿って直線的に28ヶ所のボーリングが行なわれ、36個の3インチの不攪乱試料、14個のShelbyチューブ試料、350個の攪乱試料が採取された。実験解析、試料の分類は基礎コンサルタントのMoran Proctor Mueser Rutledgeにより行なわれ、その所見は以下に総括する。Moran Proctor Mueser Rutledgeにより提出された完全なレポートは、より詳細な研究にも利用できる。ボーリングから得られる資料を補足する意味で電気探査も行なわれた。

図-2はボーリング及び電気探査から得た土想断面を示している。これによると第三紀の砂あるいは粘土の上に再び堆積して層ができあがった。実験解析によればこの古い第三紀層は先行圧縮をうけており、横断計画の際に考えられる構造物の適当な信頼できる支持層である。昔の埋もれた水路の上に新しい土層が堆積した。すなわち、クイ構造物の基礎となりうるかもしれない粒状土から、基礎地盤としては不適当な軟弱な有機シルト、ビートまでである。一般にはすべてのクイはこれらの軟かい層を打ち抜いて先行圧縮された第三紀層まで打ち込まれるべきである。トンネルの下に基礎には不適当な土が存在すれば、安定のためそれらは良質な土で置き換えるか、あるいは圧密させねばならぬ。

North Channel 橋及びトレスルの最終設計を行う前に更に追加のボーリングが行なわれ、クイの載荷試験が行なわれた。この追補の資料は土想断面を更にはっきりさせるものとなり、クイ長さ決定の基となる。

3. 設 計 条 件

計画路線の構造物の形式を適当に決定するため、また建設費は国家の公債で十分まかなえるように次のような条件に当てはまるべく、注意深く構造形式の選定が行なわれた。その満たすべき条件とは、

- ① 現在及び将来の交通量に対して適当な容量をもつこと。
- ② 船舶航行に危険がないように、車輛交通の便のため直線とする。
- ③ 海底の基礎地盤状態、海中の諸状況をもっとも有利に利用すること。
- ④ 慎重な設計
- ⑤ 公共的に、経済的にその維持が容易であること。

上記の条件を満たすべく、次のような設計条件が確立された。

設 計 仕 様 : 原則として、A. A. S. H. O の仕様による。ただしトンネル部分は修正する。

活 荷 重 : トレスル、North Channel橋

Fisherman Inlet : A. A. S. H. O で規定された H 20-S 16-44

風 荷 重 : 任意の方向から 125 mph の最大風速に対して転覆及び動的安定を行なう。

基 礎 荷 重 : 直径 54 in (135 cm) の P. C. クイ: 160 ton

直径 14 in (35 cm) の鋼クイ: 60 ton

縦断曲線に対する設計速度 : トンネル: 速度 65 mph に対する視距

2車線の橋梁: 速度 70 mph に対する視距が得られるよう設計する。

水 平 曲 率 : 構造物の最大曲率は $1^{\circ}00'$ (半径 5,730 ft)

盛土道路の曲率 $1^{\circ}30'$ (半径 3,820 ft)

Superelevation: 設計速度 70 mph に十分な Superelevation

車輛の上の高さの余裕 : トンネル: 最小 14 ft (4.2 m)

トンネル以外の構造物: 最小 15 ft (4.5 m)

道 路 幅 員 : 橋梁: 幅員 28 ft (8.4 m)、歩道 18 in (45 cm)

トンネル: 幅員 24 ft (7.2 m)、一方に側路

航行のためのクリアランス : アメリカ海軍、陸軍、技術者協会、船舶協会の要請により、種々の構造物に対して次のような規定を定めた。

o Thimble Shoal Channel

水平方向のクリアランス	1,900' ~ 2,500'
	(570 m) (750 m)
航路の水深	50' ~ 40'
	(15 m) (14 m)
土被り圧	10' ~ 10'
	(3 m)

o Baltimore Channel

水平方向のクリアランス	1,700' ~ 2,200'
	(510 m) (660 m)
航路の水深	50' ~ 40'
	(15 m) (14 m)
土被り圧	10' ~ 10'
	(3 m)

o North Channel

水平方向のクリアランス 300'
(90m)

鉛直方向のクリアランス 75'
(21.5m)

o Fisherman Inlet

水平方向のクリアランス 110'
(33m)

鉛直方向のクリアランス 40'
(12m)

o Low-Level Trestle

鉛直方向のクリアランス 23'
(6.9m)

4. 構造物の概要

a. Low-Level Trestle

横断構造物の大部分は航行のできない比較的水深の浅い場所から成っている。この横断部分の構造物を図-4に示す。この部分は長さ75 ft (22.5 m) のプレキャストのプレストレスコンクリートの主桁、プレキャストコンクリートの横台(主桁受け)、及びそれを支持する径54 in (1.35 m) の円管P. C. パイルから成っている。この構造物の道路表面は平均低水面上30 ft (9 m) にあり、小さいボートはその下を通り、又、いかなる波も受けない高さとなっている。

このパイルには砂を詰めボートの衝突、Chesapeake 湾で時々発生する大きな浮氷の衝突に対して抵抗する。遠心力は外的に普通よりも高強度をもっているので海水によるすりへりに対する防護は必要ない。これは主桁、横台についても言えることである。うまく計画したヤード及びハンドリング方式により、プレキャスト作業は連続的に行なわれ、架設は気象条件、他の部分の仕事と合わせて計画された。

b. Thimble Shoal Tunnel

図-5はThimble Shoal Tunnel 航路に建設されたトンネルの計画及び概要を示し、同時にトンネルの標準断面、取付部も示している。トンネル及び取付部の道路巾は24'-0" (7.2 m) であり、有効高は14'-0" (4.2 m) である。トンネル内部の側壁及び天井部の表面はセラミックタイルで覆い、照明反射を良くし清掃を容易にする。トンネルの片側には側道を設けて置き事故があった場合等処理が容易になるようにしておく。取付部及びトンネル道路スラブは表面を滑らかにするようにアスファルトコンクリート表層で保護する。トンネル終端は人工島上に設ける。この人工島は平均低水位上30 ft (9 m) の部分は長さが1,600 ft (480 m)、平均巾230 ft (69 m) である。この人工島はトンネルに到る取付部と換気のためのビルディングや避難車庫のための平坦部がある。人工島のコアは近接の海底から浚渫した砂を用いて建設する。砂のコアが流出してしまわないように周囲に鋼矢板を打ち込むよう設計された。この矢板の天端は20 ft (6 m) であり、それから人工島の天端30 ft (9 m) まで傾斜をつけて盛り込む。鋼矢板の外側には石切場で切った石を用い、さらにその外側を非常に大きな石や波よけのためのプレキャストコンクリートで保護した。

このトンネル建設は、巾1,900 ft (570 m) で深さ50 ft (15 m)、巾2,500 ft (750 m) で深さ40 ft (12 m) になるように設計されている。トンネルの上りあるいは下り勾配は3.5%である。トンネル土被りは最小1 mである。そしてトンネルの入口から入口までは6,200 ft (1,860 m) である。

Thimble Shoal航路におけるトンネル天端の最下端は平均低水位以下72 ft (21.6 m) である。

この地点では道路表面は平均低水位以下98 ft (29.4 m) である。トンネル入口からトレスルパットまでの取付道路の長さは1,400 ft (420 m) であり、したがって南側人工島のト

レスルアバットメンから北側人工島のトレスルバットメントまでの距離は総計 9,000 ft (2,700 m) となる。このトンネル構造物は 21 個の前もって作成されたコンクリートチューブから成っており、あらかじめ掘削したトレンチに沈めて、良質な材料で裏込めする。

トンネル換気は横断分布形式であるが、空気はトンネル周囲を流れる。換気はトンネル道路の下ダクトに新鮮な空気を入れ、トンネル天井部の上のダクトから汚れた空気を排出する。

c. Baltimore 航路トンネル

図-6 は Baltimore 航路に建設されたトンネルの計画、概要を示す。このトンネルの詳細は航路の必要巾が多少短かいという以外は、Thimble Shoal トンネルと全く同じである。

このトンネルは最小深さ 50 ft (15 m) で巾 1,700 ft (510 m) の航路の下を通るが、この位置では浚渫の必要はない。勾配は 3.75 % としトンネル入口から入口までの距離は 5,665 ft (1,700 m) で、Thimble Shoal トンネルよりも 535 ft (160 m) 短かい。このレイアウトでは、巾 2,230 ft (669 m) が深さ 40 ft (12 m) あり、最小限の航行が可能となっている。

d. North Channel Structure

North Channel を横断する構造物は航行のため 300 ft (90 m) の有効巾と高さ 75 ft (22.5 m) の最小空間が必要である。この構造物の配置及び概要は図-7 に示す。取付部の勾配は 3 % で道路巾員は 28 ft (8.4 m) である。

航路部の中央主径間は曲弦単純トラスである。主径間までの取付部は 4 径間連続の下部プレートガーダと鉄筋コンクリートスラブから成っている。

e. Fisherman 島の盛土道路

Fisherman 島には主要な港があるために、この島の道路は直線では通過できないし、地表面の高さも異なる。アメリカ海軍の要請により、この道路表面の位置は平均低水面上 15 ft (4.5 m) とした。

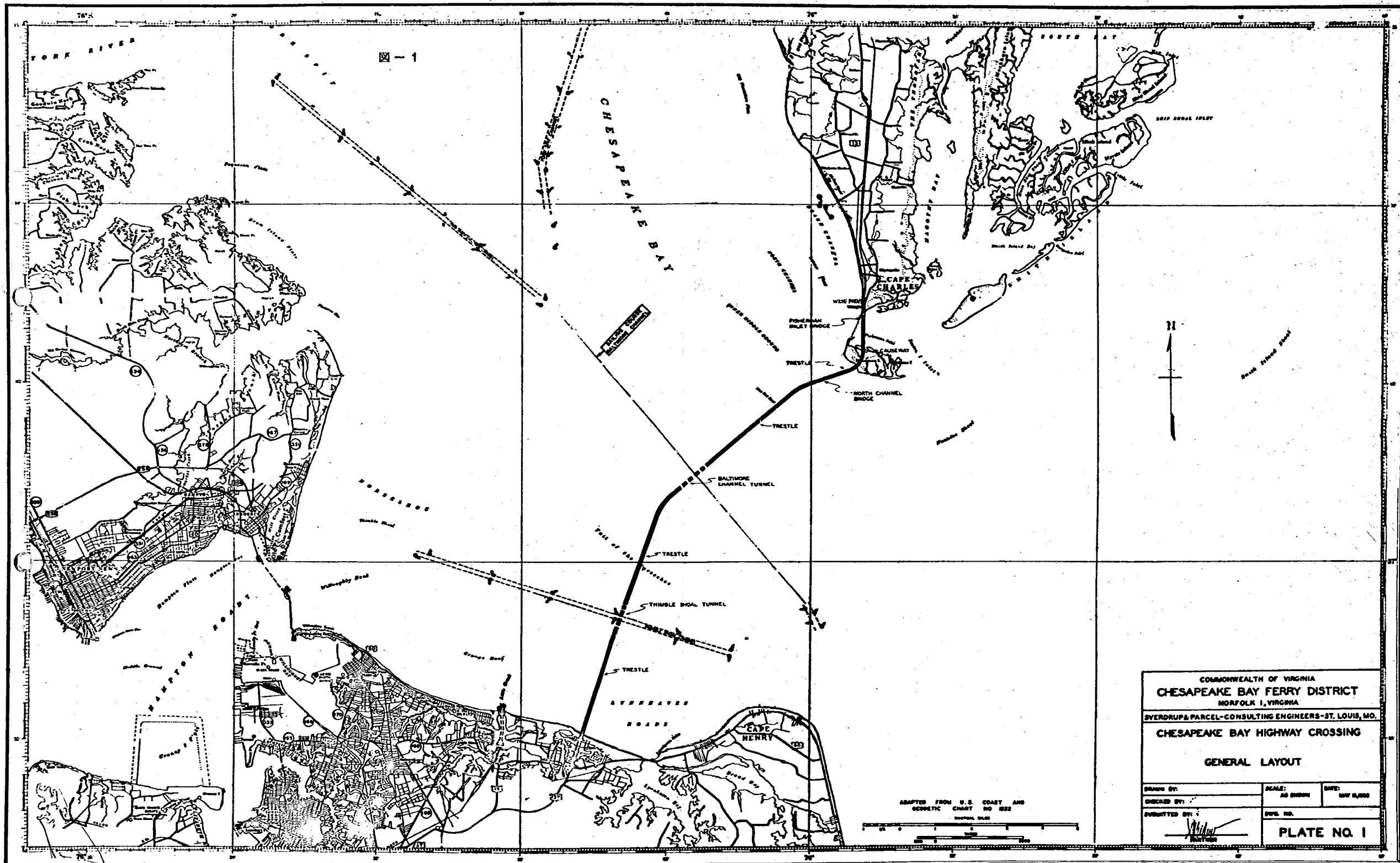
この島を通る道路は、約 15 ft (4.5 m) の高さ、巾 24 ft (7.2 m)、両側の路肩 10 ft (3.0 m) の盛土道路である。両側にはメタルのガードレールを設置した。

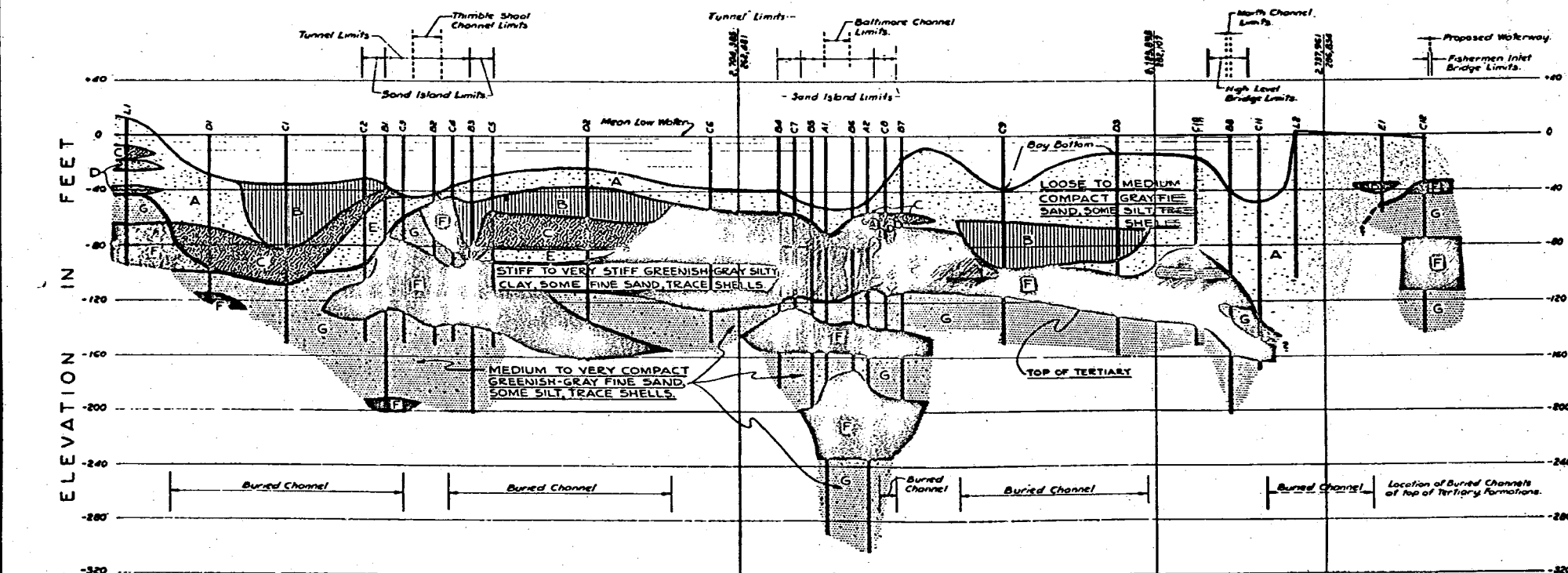
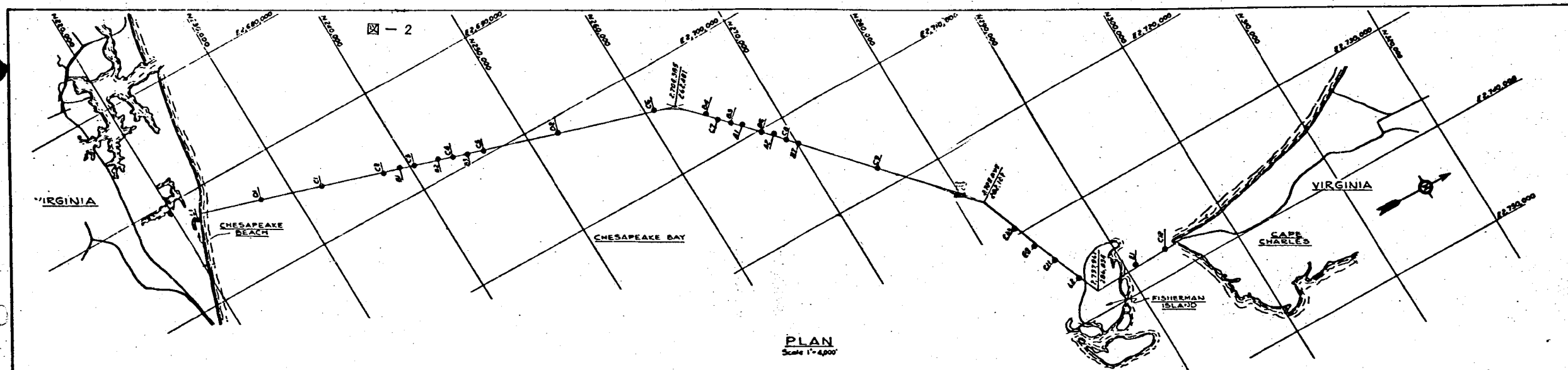
この盛土道路は Fisherman Inlet の橋梁構造の方がより経済的である地点まで延長される。何方斜面は張石によって波や浸食から保護されている。港の先端にも近づくように、道路本線から別に待避所が設けられた。また適当な排水装置も設置した。

f. Fisherman Inlet 橋

Fisherman Inlet 浚渫航路を通過する橋梁を図-7に説明する。構造は三径間の連続鋼上路橋で鉄筋コンクリートスラブから成る。175 f t (52.5 m) の中央スパンは水平方向に110 f t (33 m)、鉛直方向に平均高水位上40 f t (12 m) の開口部を備えている。

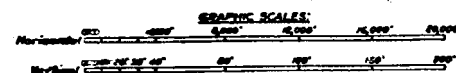
道路巾は28 f t (8.4 m) 側道が両側に1 f t 6 i n (45 cm) 設置してある。安全な視距と車輛運転の容易さのために取付部の勾配は3.15%とした。中央スパンへの取付部はLow-level のトレスルと同じ構造形式となっている。中央部スパンはH鋼を用いた鉄筋鉄骨コンクリートピアで支持されている。





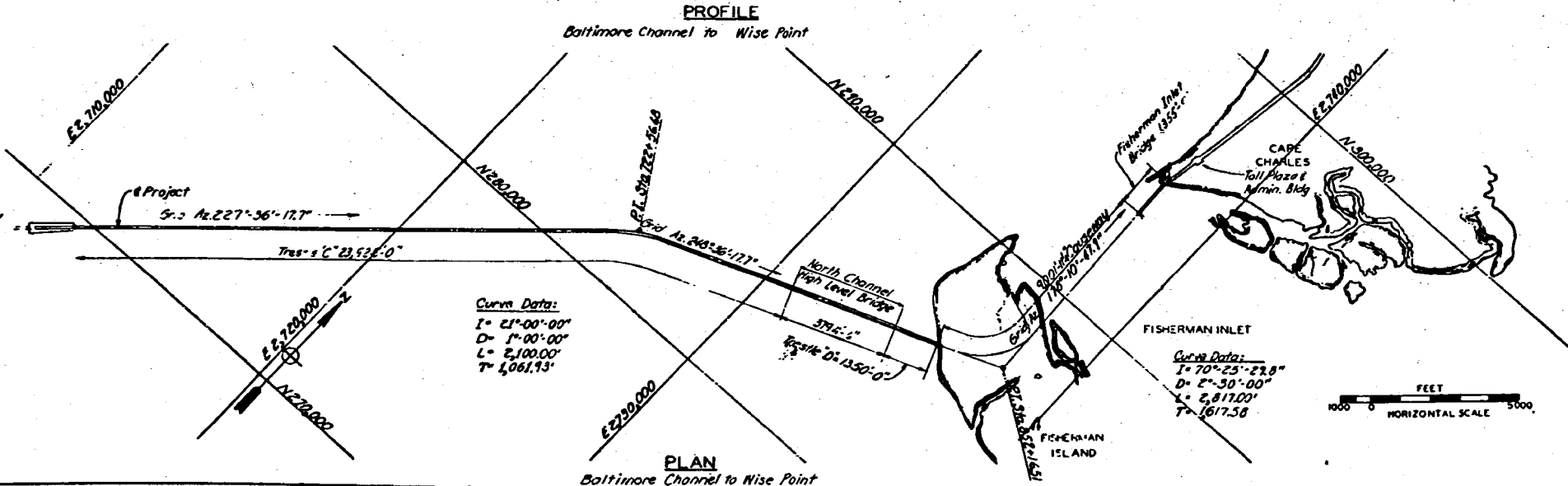
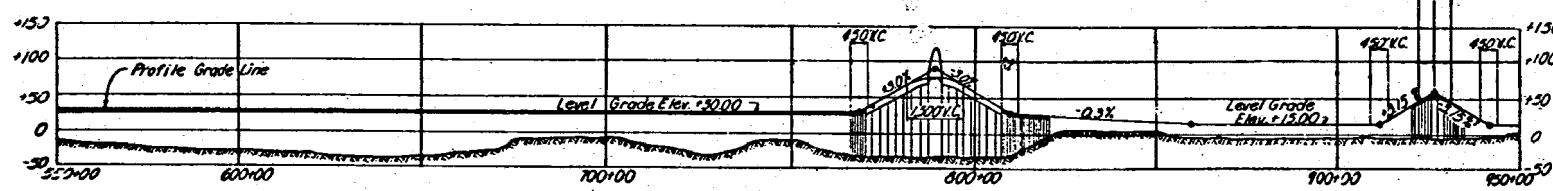
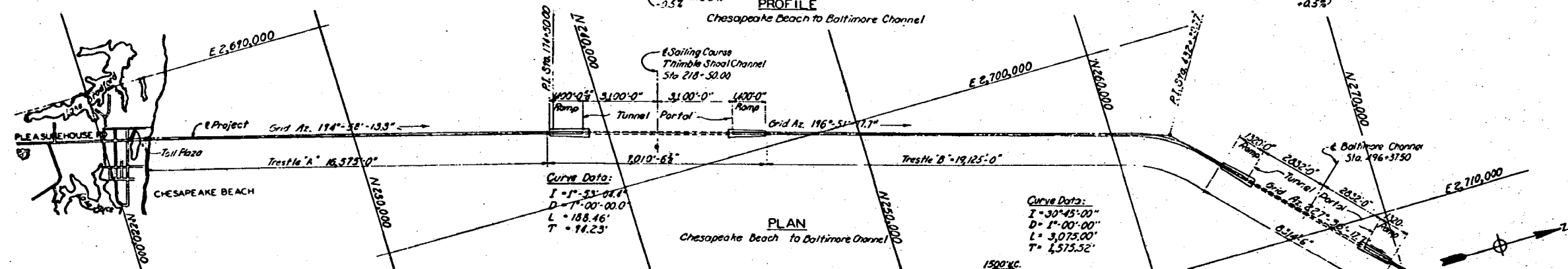
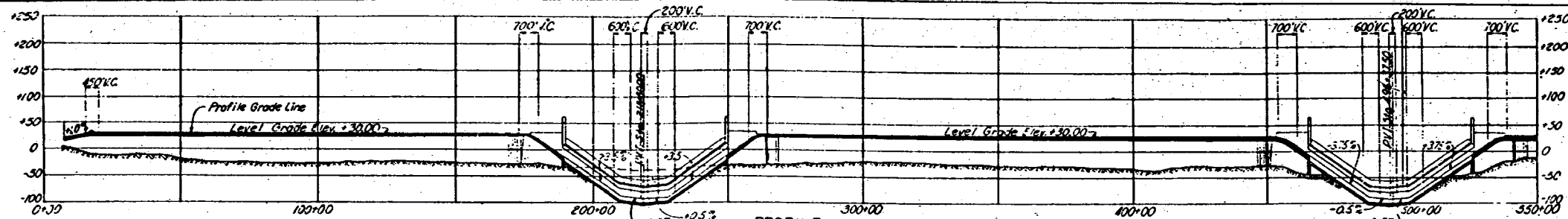
- GENERALIZED STRATA DESCRIPTIONS.**
- | GEOLGIC AGE | DESCRIPTION |
|------------------------|---|
| Recent and Pleistocene | A. Loose to medium compact gray fine sand, some silt, trace shells |
| | B. Soft gray silt, some clay and fine sand, trace shells |
| | C. Soft gray silty clay, trace fine sand & shells |
| | D. Soft brown and gray organic silty clay and peat |
| | E. Medium compact to compact brown fine to medium sand, some silt |
| Tertiary | F. Stiff to very stiff greenish-gray silty clay, some fine sand, trace shells |
| | G. Medium to very compact greenish-gray fine sand, some silt, trace shells |

PROFILE



COMMONWEALTH OF VIRGINIA		
CHESAPEAKE BAY FERRY DISTRICT		
NORFOLK 1, VIRGINIA		
SYVERDRUP & PARCEL-CONSULTING ENGINEERS, ST. LOUIS, MO.		
CHESAPEAKE BAY HIGHWAY CROSSING		
BORING PLAN AND GEOLOGIC PROFILE		
PREPARED BY: MORAN, PROCTOR, MUESE & RUTLEDGE	SCALE: AS SHOWN	DATE: JULY 1966
DRAWN BY: P.F.	CHECKED BY: E.S.	SUBMITTED BY: [Signature]
DES. NO.		PLATE NO. 2

3



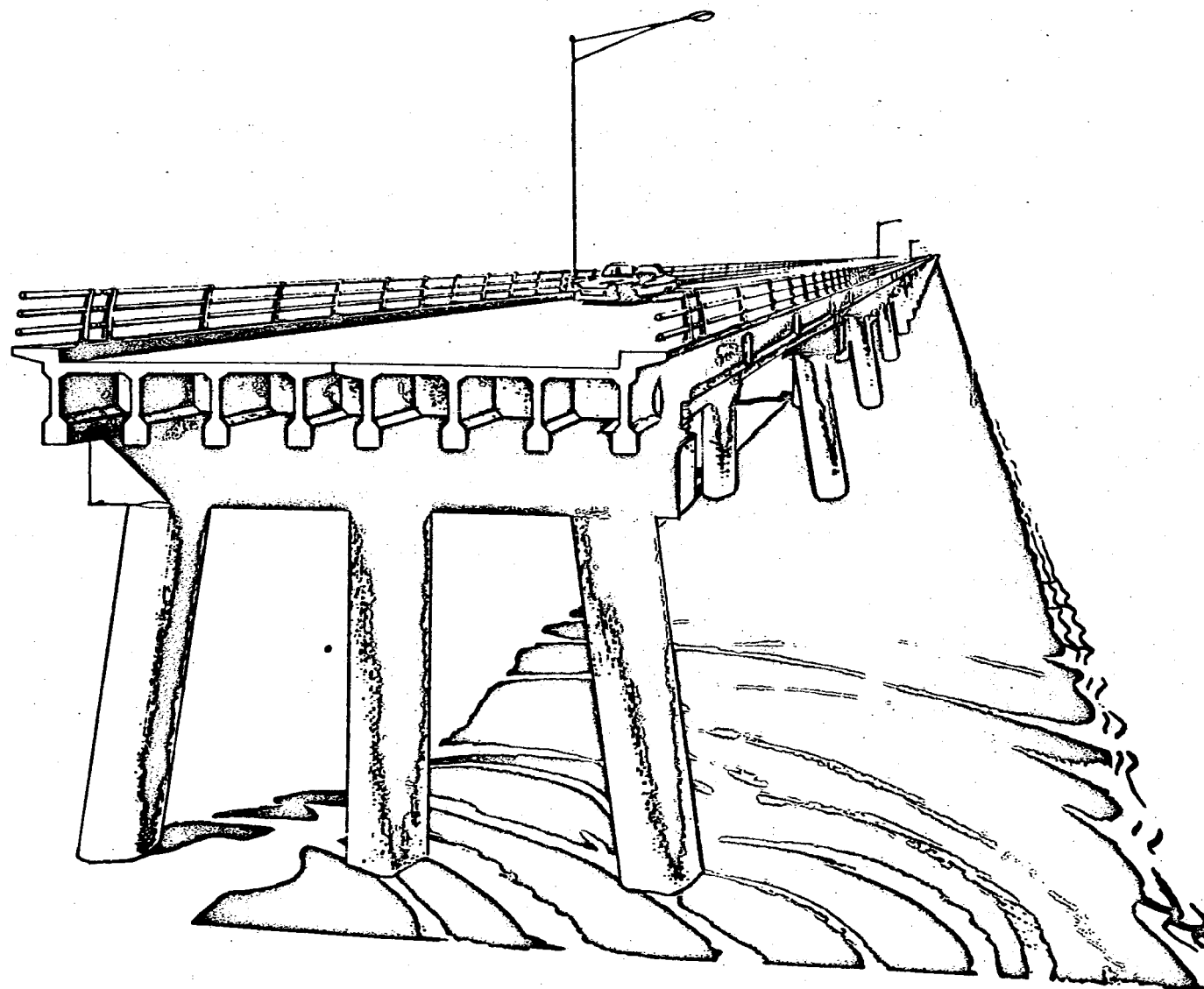
NOTES

Coordinates refer to Virginia State Coordinate System (South Zone). See U.S.C. & G.S., U.S. Department of Commerce Special Publications 325 and 328.
Topography of Chesapeake Beach and Cape Charles is taken from topographic maps printed by the U.S. Geological Survey.
Water depths are plotted from soundings shown on U.S.C. & G.S. Nautical Chart No. 1222.
Profile of approach road not shown.

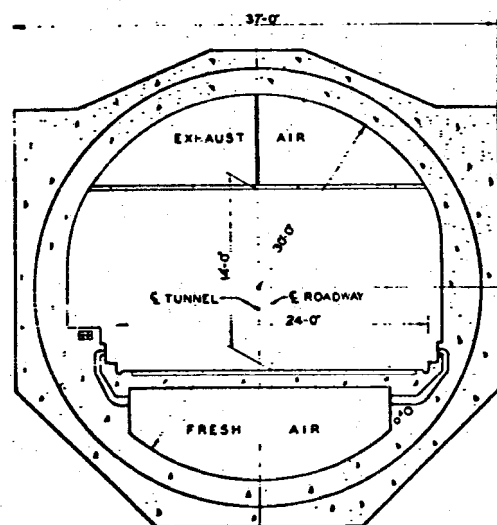
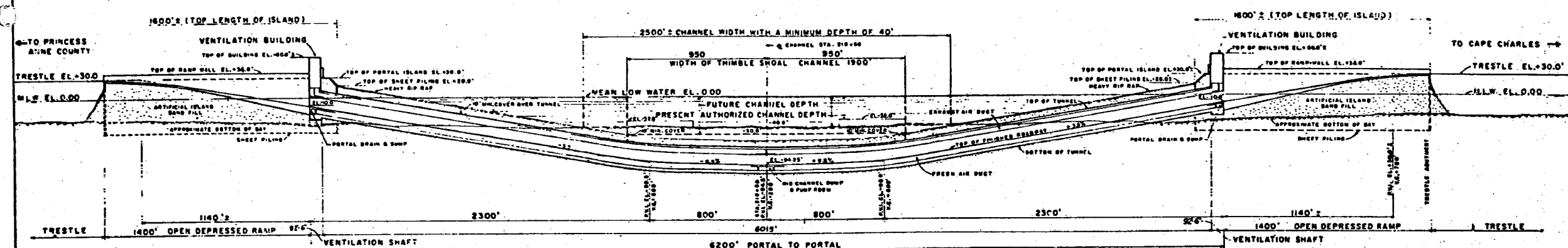
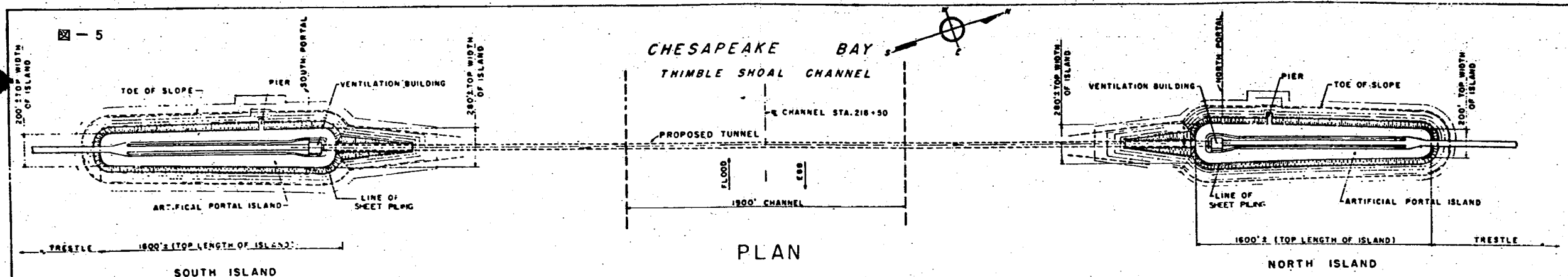
COMMONWEALTH OF VIRGINIA
CHESAPEAKE BAY FERRY DISTRICT
NORFOLK 1, VIRGINIA
SVERDRUP & PARCEL CONSULTING ENGINEERS, ST. LOUIS, MO.
CHESAPEAKE BAY HIGHWAY CROSSING

PLAN AND PROFILE

DRAWN BY: R.E.M.
CHECKED BY: C.M.E.
SUBMITTED BY: [Signature]
SCALE: AS SHOWN
DATE: JULY 1966
SHEET NO. 30008
PLATE NO. 3

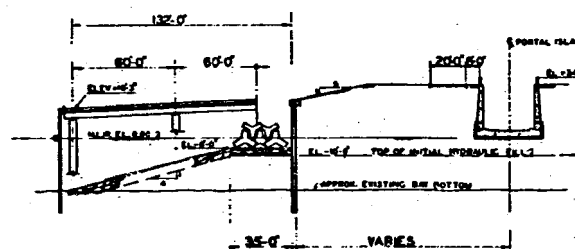


COMMONWEALTH OF VIRGINIA		
CHESAPEAKE BAY FERRY DISTRICT		
NORFOLK 1, VIRGINIA		
EVERDRUP & PARCEL-CONSULTING ENGINEERS, ST. LOUIS, MO.		
CHESAPEAKE BAY HIGHWAY CROSSING		
LOW-LEVEL TRESTLE		
DRAWN BY: C.E. SEIFELD	SCALE: NONE	DATE: JULY 1936
CHECKED BY:		
APPROVED BY:		
		PLATE NO. 4

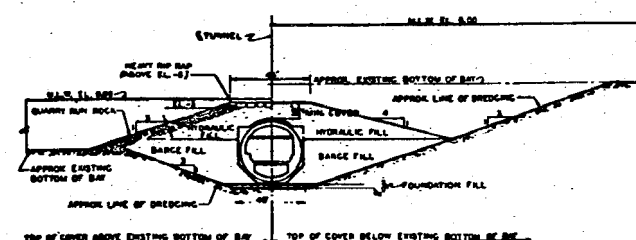


TYPICAL CROSS SECTION THROUGH TUNNEL

SCALE



TYPICAL CROSS SECTION AT PORTAL ISLAND

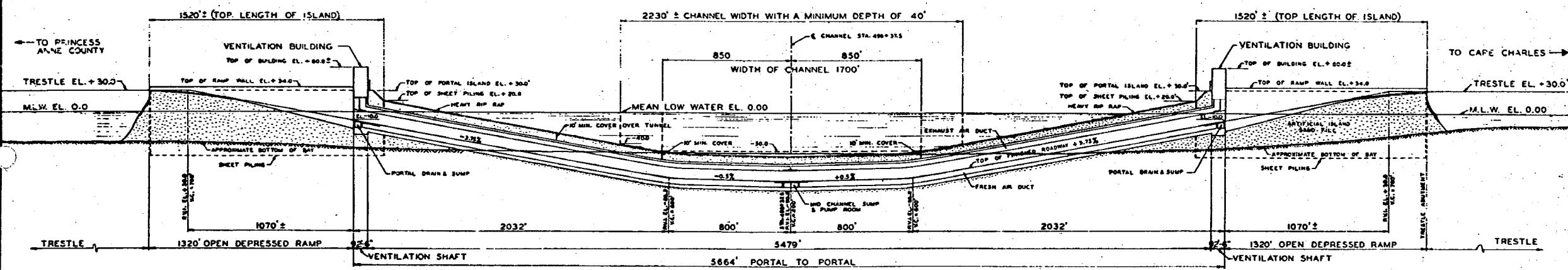
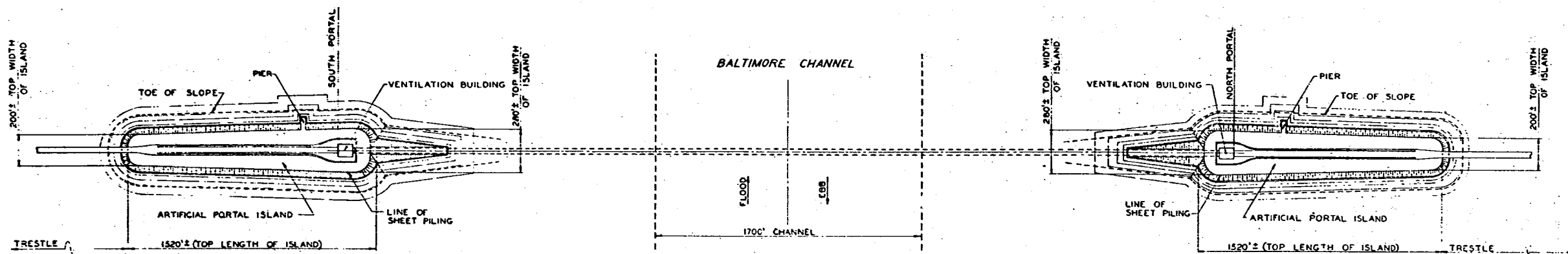


PRECAST TRENCH TUNNEL

SCALE

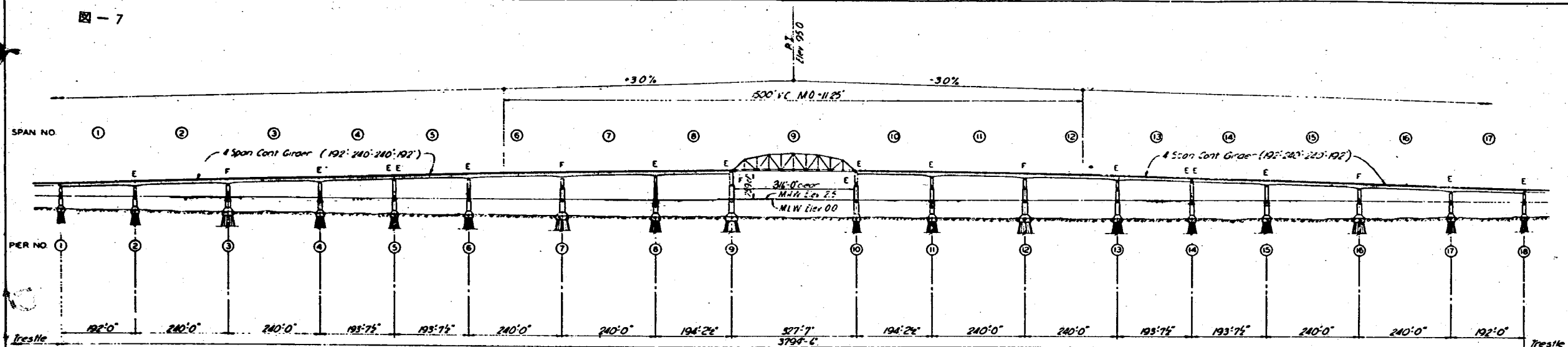
COMMONWEALTH OF VIRGINIA		
CHESAPEAKE BAY FERRY DISTRICT		
NORFOLK I., VIRGINIA		
SVERDRUP & PARCEL-CONSULTING ENGINEERS, ST. LOUIS, MO.		
CHESAPEAKE BAY HIGHWAY CROSSING		
THIMBLE SHOAL TUNNEL		
PLAN & PROFILE		
DESIGNED BY: R.E.H.	SCALE: AS SHOWN	DATE: JULY 1955
DRAWN BY: C.A.M.		
APPROVED BY: [Signature]	SHEET NO. 100-042	
PLATE NO. 5		

CHESAPEAKE BAY

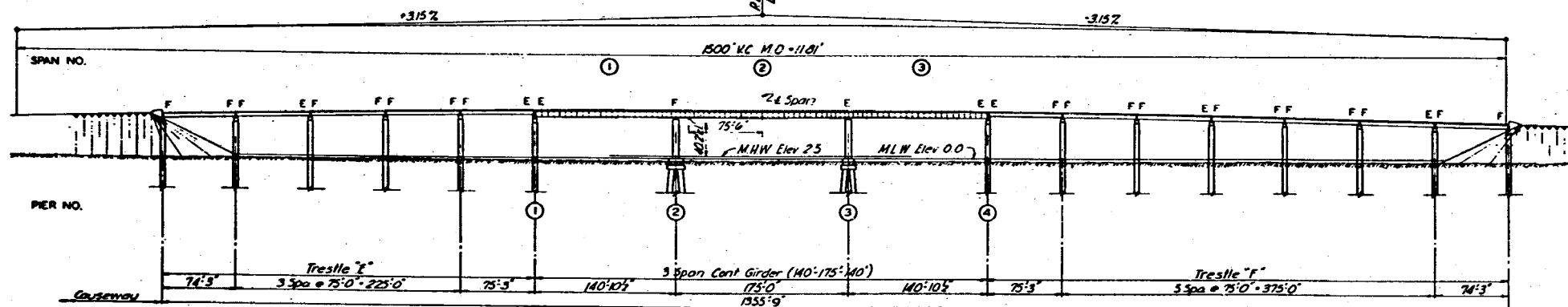


COMMONWEALTH OF VIRGINIA		
CHESAPEAKE BAY FERRY DISTRICT		
NORFOLK 1, VIRGINIA		
EVERDRUP & PARCEL CONSULTING ENGINEERS, ST. LOUIS, MO.		
CHESAPEAKE BAY HIGHWAY CROSSING		
BALTIMORE CHANNEL TUNNEL		
PLAN & PROFILE		
DRAWN BY: K.M.W.	SCALE:	DATE:
CHECKED BY: J.M.M.	AS SHOWN	JULY 1958
QUANTITY BY:	NO. 505645	
PLATE NO. 6		

7-7



ELEVATION
NORTH CHANNEL BRIDGE



ELEVATION
FISHERMAN INLET BRIDGE

COMMONWEALTH OF VIRGINIA		
CHESAPEAKE BAY FERRY DISTRICT		
NORFOLK 1, VIRGINIA		
SYVERDRUP & PARCEL-CONSULTING ENGINEERS, ST. LOUIS, MO.		
CHESAPEAKE BAY HIGHWAY CROSSING		
NORTH CHANNEL BRIDGE		
FISHERMAN INLET BRIDGE		
DRAWN BY: M.C.Z.	SCALE: AS SHOWN	DATE: JULY 1950
CHECKED BY: E.L.	DWS. NO. 553 540	
QUANTITY BY: [Signature]	PLATE NO. 7	

549508
2-553540