[redacted]

[redacted]

報告書

No. 2

4 535164 001618

466-962 A4S 50mm BL

ASKUL

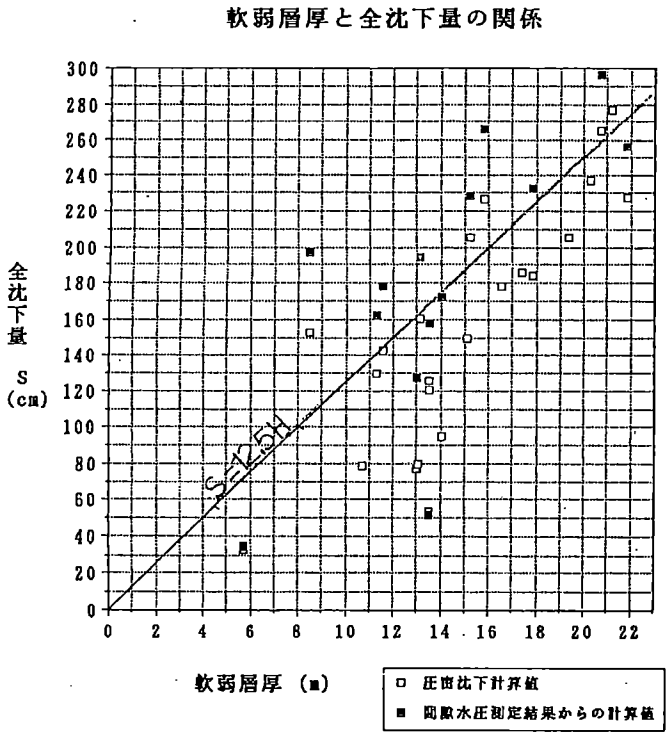
MADE IN VIETNAM

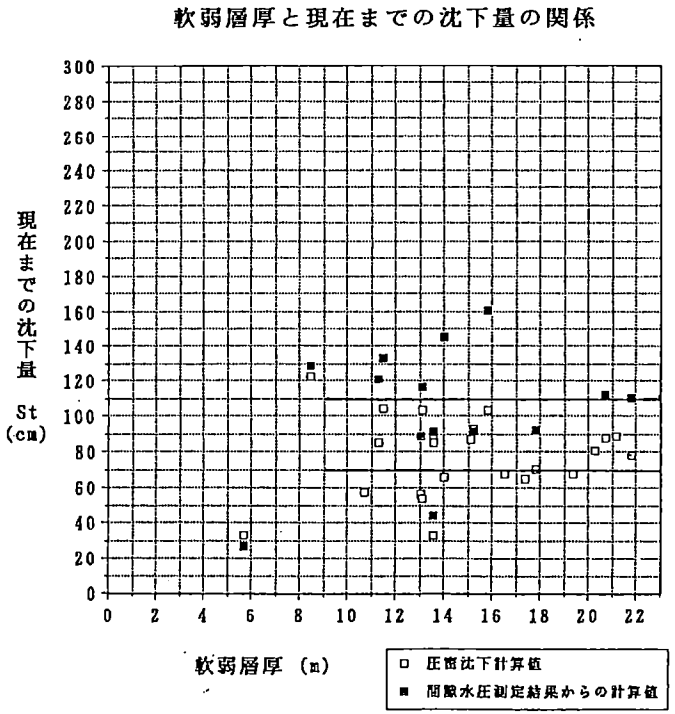
表－１０－６　圧密沈下計算結果総括表

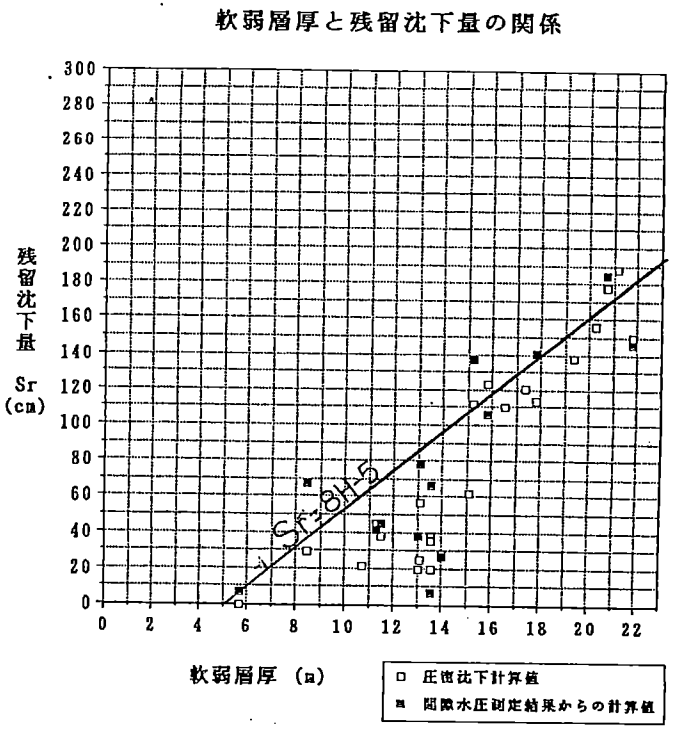
水位条件：中間水位
載荷重：1.0tf/m²
昭和46年盛土開始

通り	調査地点	全沈下量 (cm)	Cv (cm2/d)	排水距離 (m)	経過時間 (日)	計算結果 圧密度 U (%)	計算結果 現在までの沈下量(m)	計算結果 残留沈下量 Sr (cm)	間隙水圧測定結果 全沈下量 (m)	間隙水圧測定結果 圧密度 U (%)	間隙水圧測定結果 現在までの沈下量(m)	間隙水圧測定結果 残留沈下量 Sr (cm)	周辺建築物の実測沈下量 建築年	周辺建築物の実測沈下量 実測値(m)
ア	B-1	126.2	75.64	11.678	7300	70.1	88.5	37.7						
	CPT-12	265.5	30.00	15.776	7300	33.1	87.9	177.6	296.8	37.8	112.2	184.6		
	B-2	277.3	30.00	16.280	7300	32.2	89.2	188.1						
	CPT-1	227.0	31.59	12.080	7300	45.9	104.1	122.9	266.3	60.3	160.5	105.8		
ウ	CPT-2	94.9	49.72	9.526	7300	69.8	66.2	28.7	172.1	84.7	145.8	26.3		
エ	CPT-3	228.1	31.86	15.706	7300	34.2	78.1	150.0	256.4	43.3	110.9	145.5	S62,12～	0.40
	B-8	186.2	40.00	17.188	7300	35.1	65.3	120.9					S54～	1.14
	CPT-4	142.4	54.51	9.344	7300	73.7	104.9	37.5	178.2	74.6	133.0	45.2	S52～	0.40
F	CPT-14	160.3	50.66	10.472	7300	64.7	103.7	56.6	194.7	59.9	116.6	78.1		
オ	CPT-5	152.6	44.29	7.456	7300	80.7	123.1	29.5	196.9	65.7	129.3	67.6	S62,3～	0.23
	B-3	236.7	33.15	16.052	7300	34.2	80.9	155.8					不明	0.35
	B-7	205.6	30.52	16.036	7300	32.9	67.6	138.0					H2,9～	0.03
	CPT-6	205.8	35.11	12.846	7300	45.4	93.4	112.4	228.4	40.1	91.6	136.8	S51,3～	0.85
	CPT-7	130.3	43.32	9.532	7300	65.6	85.5	44.8	162.1	74.6	120.9	41.2		
キ	CPT-13	184.6	35.25	14.810	7300	38.4	70.9	113.7	233.1	39.7	92.6	140.5		
	B-4	178.3	33.01	14.352	7300	38.3	68.3	110.0						
I	B-6	149.6	57.16	12.972	7300	58.6	87.6	62.0					S46,7～	1.04
O	CPT-8	120.7	67.58	10.926	7300	70.7	85.4	35.3	158.0	57.9	91.4	66.6	不明	1.13
	CPT-9	77.1	71.29	10.612	7300	74.1	57.1	20.0	127.1	70.3	89.3	37.8		
ケ	B-5	79.3	51.46	9.212	7300	72.8	57.7	21.6						
A	CPT-10	53.2	54.27	11.318	7300	62.2	33.1	20.1	51.6	87.0	44.9	6.7		
	B-9	79.6	64.22	11.104	7300	68.3	54.3	25.3						
	CPT-11	33.3	98.82	5.080	7300	99.9	33.3	0.0	34.5	79.4	27.4	7.1		

（ＣＰＴ－2、7、10現状水位）

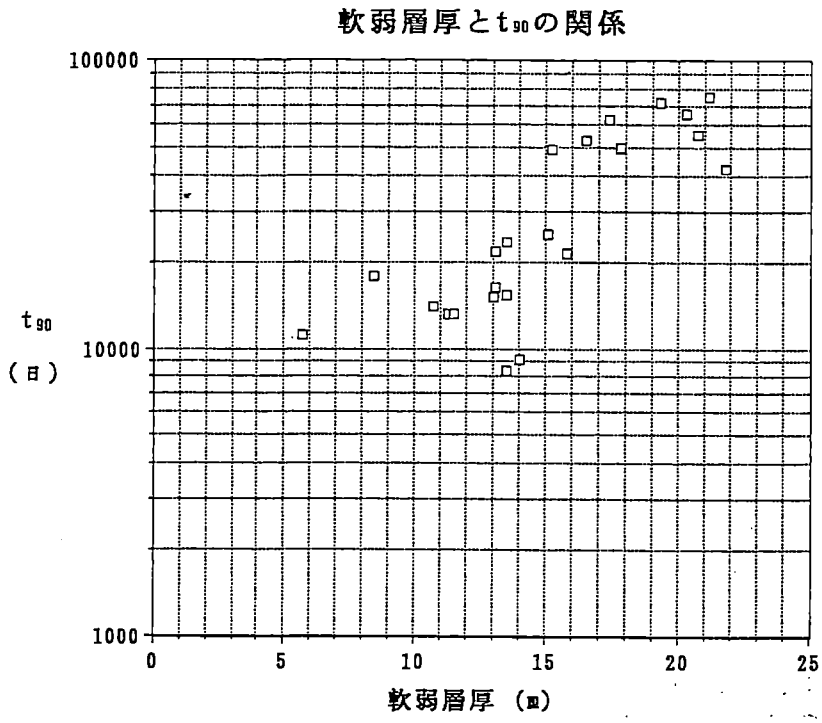


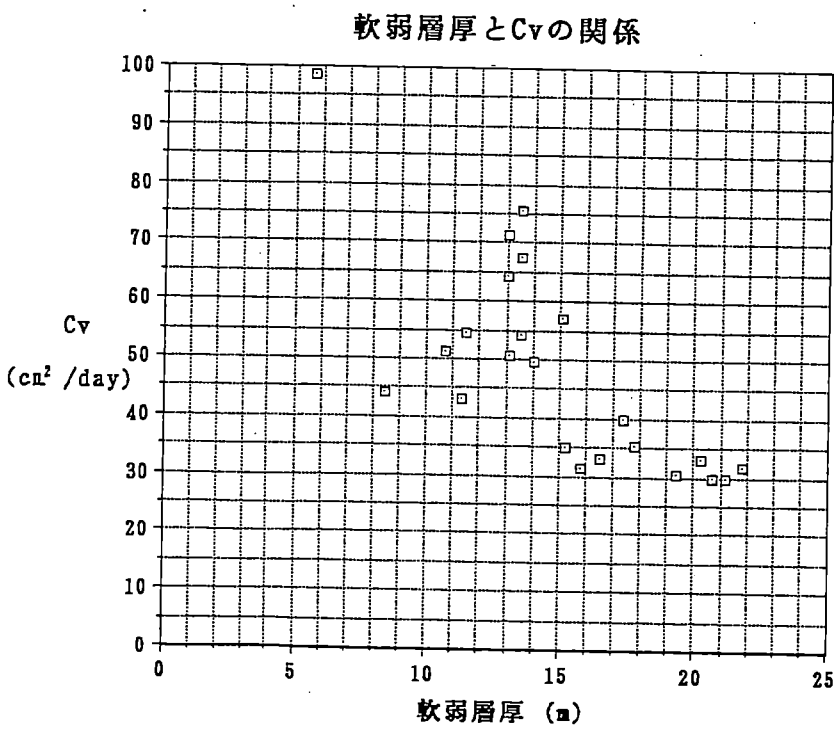




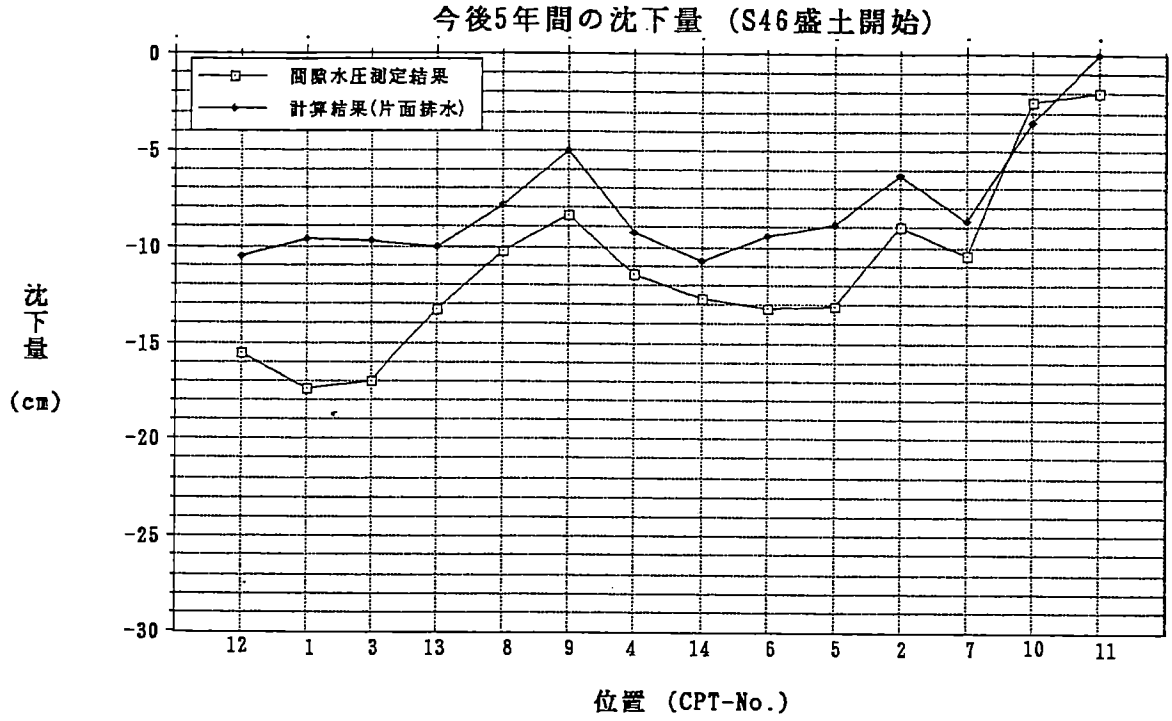
図－１０－７　　軟弱層厚と全沈下量、

現在までの沈下量、残留沈下量との関係





図－１０－１８　　軟弱層厚と t_{90}、c_v の関係



図－１０－１９　　今後5年間の沈下量

１０－７　沈下後に現地盤高を満足する盛土厚

現在の盛土荷重の未圧密分も含めて、沈下後に現地盤高を満足する盛土厚を求めてみると、表－１０－７となる。また各通りごとに盛土厚をまとめると、図－１０－２０となる。

この結果、現地盤標高を維持するのに今後必要な盛土厚は

最大3.5m

となる。

表－１０－７　現地盤高を維持するために必要な盛土厚

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	最終沈下量 (cm)	沈下量終了分 (cm)	圧密度 (%)	残留沈下量 (cm)	最終地盤高 GL± (m)	必要盛土厚 (m)	増加盛土荷重 (tf/m2)	全盛土荷重 (tf/m2)	全沈下量 (cm)	今後の沈下量 (cm)	最終地盤高 GL± (m)
B-1	7.29	126.2	88.47	70.1	37.7	-37.7	0.55	0.96	8.25	143.0	54.5	0.00
B-2	7.29	277.3	89.29	32.2	188.0	-188.0	3.52	6.16	13.45	440.9	351.6	0.00
B-3	5.15	236.7	80.95	34.2	155.7	-155.7	3.29	5.76	10.91	401.0	320.0	0.09
B-4	5.75	178.3	68.29	38.3	110.0	-110.0	2.10	3.68	9.43	277.8	209.5	0.00
B-5	5.01	79.3	57.73	72.8	21.6	-21.6	0.33	0.58	5.59	90.2	32.5	0.01
B-6	8.16	149.6	87.67	58.6	61.9	-61.9	0.99	1.73	9.89	186.5	98.8	0.00
B-7	5.50	205.6	67.64	32.9	138.0	-138.0	3.01	5.27	10.77	368.5	300.9	0.00
B-8	6.76	186.2	65.36	35.1	120.8	-120.8	2.19	3.83	10.59	284.4	219.0	-0.00
B-9	7.17	79.6	54.37	68.3	25.2	-25.2	0.36	0.63	7.80	89.8	35.4	0.01
CPT-1	8.38	227	104.19	45.9	122.8	-122.8	1.91	3.34	11.72	294.6	190.4	0.01
CPT-2	4.90	94.9	66.24	69.8	28.7	-28.7	0.48	0.84	5.74	113.8	47.6	0.00
CPT-3	5.37	228.1	78.01	34.2	150.1	-150.1	3.21	5.62	10.99	398.7	320.7	0.00
CPT-4	8.08	142.4	104.95	73.7	37.5	-37.5	0.53	0.93	9.01	157.8	52.9	0.00
CPT-5	7.65	152.6	123.15	80.7	29.5	-29.5	0.39	0.68	8.33	161.6	38.5	0.01
CPT-6	7.08	205.8	93.43	45.4	112.4	-112.4	2.00	3.50	10.58	293.2	199.8	0.00
CPT-7	6.00	130.3	85.48	65.6	44.8	-44.8	0.69	1.21	7.21	154.1	68.6	0.00
CPT-8	6.85	120.7	85.33	70.7	35.4	-35.4	0.63	1.10	7.95	148.3	63.0	0.00
CPT-9	6.39	77.1	57.13	74.1	20.0	-20.0	0.29	0.51	6.90	85.4	28.3	0.01
CPT-10	3.25	53.2	33.09	62.2	20.1	-20.1	0.35	0.61	3.86	68.0	34.9	0.00
CPT-11	6.65	33.3	33.27	99.9	0.0	-0.0	0.00	0.00	6.65	33.3	0.0	-0.00
CPT-12	7.22	265.5	87.88	33.1	177.6	-177.6	3.27	5.72	12.94	414.8	326.9	0.00
CPT-13	5.82	184.6	70.89	38.4	113.7	-113.7	2.19	3.83	9.65	289.8	218.9	0.00
CPT-14	7.89	160.3	103.71	64.7	56.6	-56.6	0.86	1.51	9.40	189.6	85.9	0.00

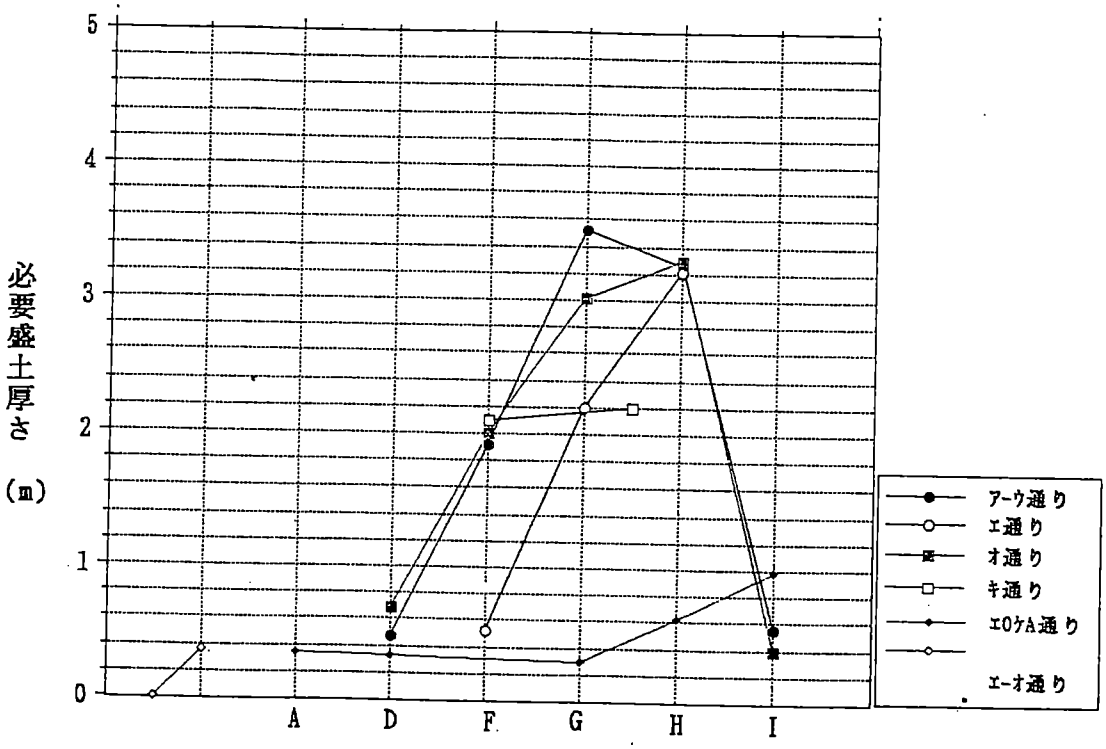
１０－８　標高KBM＋4.700mを維持するために必要な盛土厚

圧密後に昭和46年度造成完了時の高さ（標高KBM＋4.700m）を維持するために必要な盛土厚を求めてみると、表－１０－８、図－１０－２１となる。

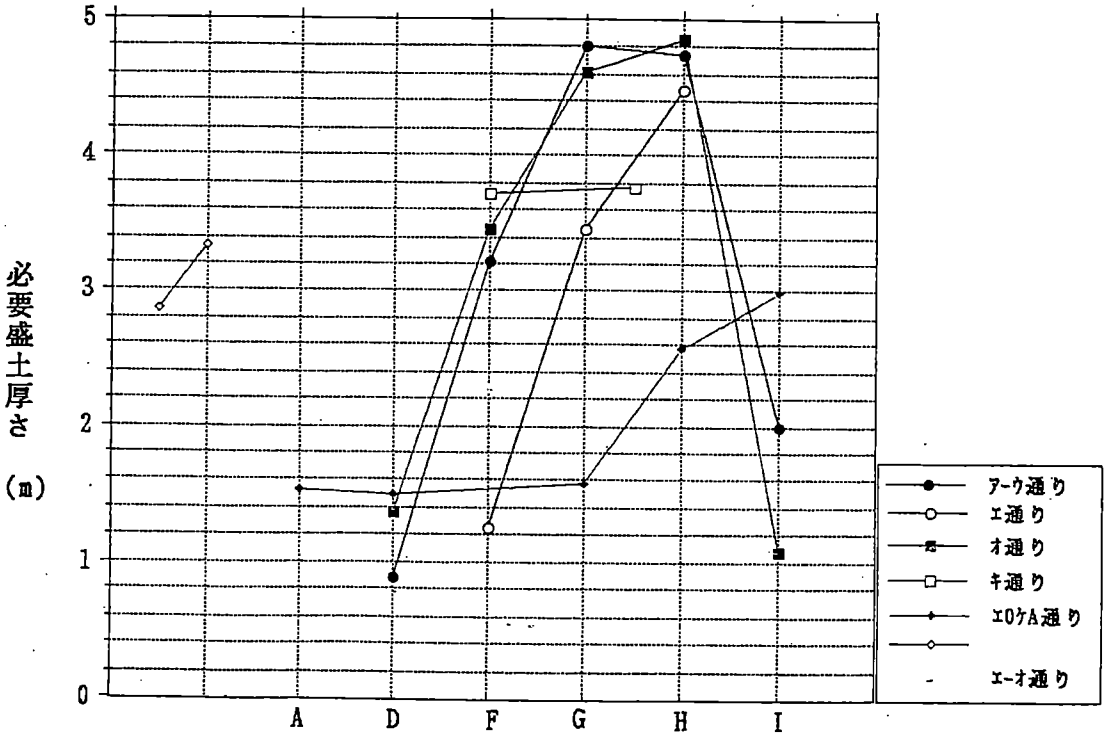
この結果、標高4.700mまで戻すために今後必要な盛土厚は

最大4.0m

程度に達することになる。



図－１０－２０　　現地盤高を維持するために必要な盛土厚



図－１０－２１　　標高KBM＋4.700mを維持するために必要な盛土厚

表－１０－８　　標高KBM＋4.700mを維持するために必要な盛土厚

計算位置	地盤標高 KBM+(m)	初期荷重 (tf/m2)	最終沈下量 (cm)	沈下量終了分 (cm)	圧密度 (%)	残留沈下量 (cm)	最終地盤高 KBM+(m)	必要盛土厚 (m)	増加盛土荷重 (tf/m2)	全盛土荷重 (tf/m2)	全沈下量 (cm)	今後の沈下量 (cm)	最終地盤高 KBM+(m)
B-1	3.63	7.29	126.2	88.47	70.1	37.7	3.25	1.99	5.69	12.98	180.3	91.8	4.702
B-2	3.83	7.29	277.3	89.29	32.2	188.0	1.95	4.80	3.41	10.70	482.0	392.7	4.703
B-3	3.67	5.15	236.7	80.95	34.2	155.7	2.11	4.86	3.70	8.85	463.7	382.7	4.703
B-4	3.66	5.75	178.3	68.29	38.3	110.0	2.56	3.71	4.48	10.23	335.1	266.8	4.702
B-5	3.92	5.01	79.3	57.73	72.8	21.6	3.70	1.49	6.48	11.49	128.5	70.8	4.702
B-6	3.33	8.16	149.6	87.67	58.6	61.9	2.71	2.99	4.74	12.90	249.1	161.4	4.706
B-7	3.70	5.50	205.6	67.64	32.9	138.0	2.32	4.62	4.06	9.56	429.4	361.8	4.702
B-8	3.90	6.76	186.2	65.36	35.1	120.8	2.69	3.45	4.71	11.47	330.0	264.6	4.704
B-9	2.40	7.17	79.6	54.37	68.3	25.2	2.15	3.33	3.76	10.93	157.1	102.7	4.703
CPT-1	3.73	8.38	227	104.19	45.9	122.8	2.50	3.22	4.38	12.76	329.2	225.0	4.700
CPT-2	4.45	4.90	94.9	66.24	69.8	28.7	4.16	0.88	7.29	12.19	129.2	63.0	4.700
CPT-3	3.90	5.37	228.1	78.01	34.2	150.1	2.40	4.48	4.20	9.57	445.7	367.7	4.703
CPT-4	4.17	8.08	142.4	104.95	73.7	37.5	3.80	1.25	6.64	14.72	176.9	72.0	4.700
CPT-5	4.15	7.65	152.6	123.15	80.7	29.5	3.86	1.08	6.75	14.40	176.0	52.9	4.701
CPT-6	3.73	7.08	205.8	93.43	45.4	112.4	2.61	3.45	4.56	11.64	340.9	247.5	4.705
CPT-7	4.25	6.00	130.3	85.48	65.6	44.8	3.80	1.37	6.65	12.65	177.3	91.8	4.702
CPT-8	3.45	6.85	120.7	85.33	70.7	35.4	3.10	2.58	5.42	12.27	217.7	132.4	4.706
CPT-9	3.82	6.39	77.1	57.13	74.1	20.0	3.62	1.58	6.34	12.73	126.8	69.7	4.703
CPT-10	4.03	3.25	53.2	33.09	62.2	20.1	3.83	1.53	6.70	9.95	118.9	85.8	4.702
CPT-11	2.20	6.65	33.3	33.27	99.9	0.0	2.20	2.86	3.85	10.50	68.4	35.1	4.709
CPT-12	3.69	7.22	265.5	87.88	33.1	177.6	1.91	4.74	3.35	10.57	460.7	372.8	4.702
CPT-13	3.69	5.82	184.6	70.89	38.4	113.7	2.55	3.77	4.47	10.29	346.9	276.0	4.700
CPT-14	3.69	7.89	160.3	103.71	64.7	56.6	3.12	2.28	5.47	13.36	230.5	126.8	4.702

１０－９　10年ごとにオーバーレイする場合の盛土厚と沈下量の関係

10年ごとに圧密沈下した分をかさ上げ盛土する場合について求めてみると、表－１０－９となる。

表－１０－９から、各地点ごとの沈下量について、それぞれ

現在～10年後の沈下量

10～20年後の沈下量

20～30年後の沈下量

30～40年後の沈下量

を求めてみると、図－１０－２２～２５となる。また各々の時間と沈下量の関係を図－１０－２６～２８に示す。

① 軟弱層の厚い谷地形部では

現在～10年後	20cm
10～20年後	40～30cm
20～30年後	35～25cm
30～40年後	30～20cm

となり、10年ごとにオーバーレイし、現標高を維持するためには20～40cm程度の盛土を必要とする。

② ここで、地盤が正規圧密地盤であり、盛土荷重の増加がさらに新たな沈下を生じさせることになるため、沈下量の減少による盛土厚の減少は、今後50年程度では見込めない。

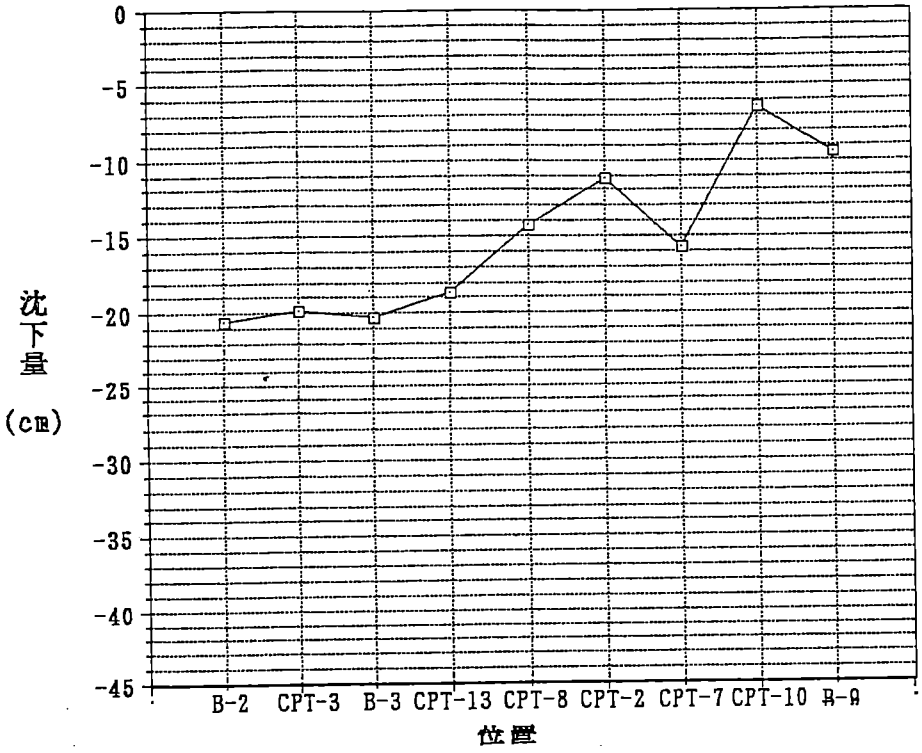
表－10－9　10年ごとにオーバーレイする場合の沈下量

初期荷重 (tf/m3)	最終沈下量 (cm)	排水距離 (m)	Cv (cm/d2)	現在の圧密度 U (%)	沈下終了分 (cm)	残留沈下量 (cm)	現在～10年間の沈下量	10年後の地盤高 (cm)	10年後の残留沈下量 (cm)	10年後の沈下終了分 (cm)	10年後の圧密度 U (%)
7.29	277.3	16.280	30.00	32.2	89.3	188.0	20.6	-20.6	167.4	109.9	39.6
5.15	236.7	16.052	33.15	34.2	81.0	155.7	20.3	-20.3	135.4	101.3	42.8
7.17	79.6	11.104	64.22	68.3	54.4	25.2	9.4	-9.4	15.8	63.8	80.2
4.90	94.9	9.526	49.72	69.8	66.2	28.7	11.2	-11.2	17.5	77.4	81.6
5.37	228.1	15.706	31.86	34.2	78.0	150.1	19.8	-19.8	130.3	97.8	42.9
6.00	130.3	9.532	43.32	65.6	85.5	44.8	15.7	-15.7	29.1	101.2	77.7
6.85	120.7	10.612	67.58	70.7	85.3	35.4	14.2	-14.2	21.2	99.5	82.4
3.25	53.2	11.318	54.27	62.2	33.1	20.1	6.4	-6.4	13.7	39.5	74.2
5.82	184.6	14.810	35.25	38.4	70.9	113.7	18.6	-18.6	95.1	89.5	48.5

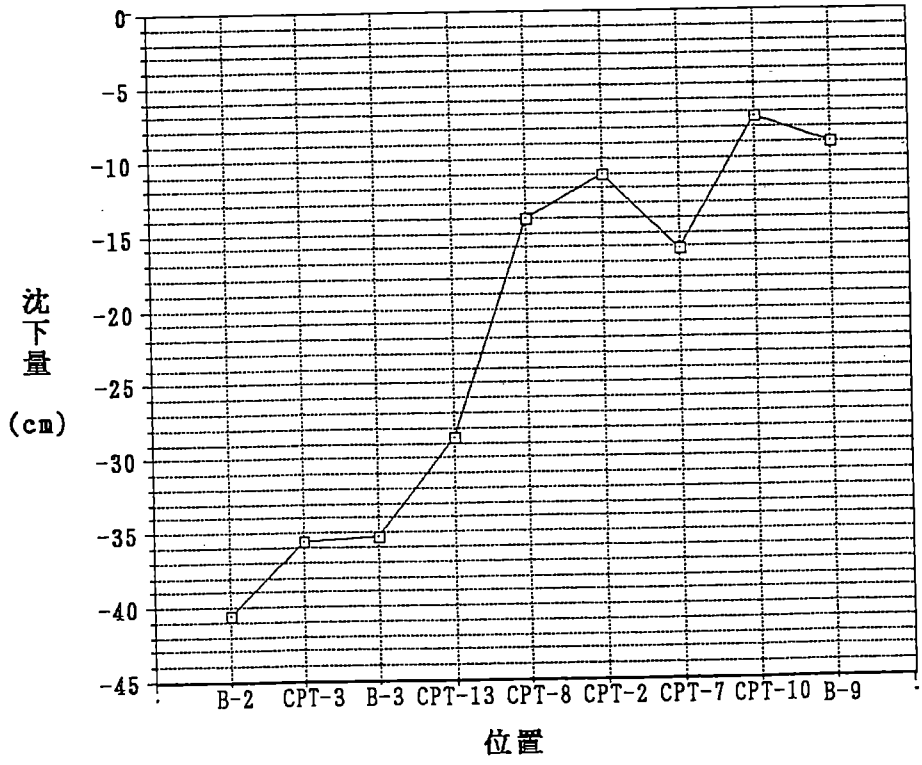
増加荷重 (tf/m3)	荷重 (tf/m3)	最終沈下量 (cm)	これからの沈下量 (cm)	排水距離 (m)	Cv (cm/d2)	10～20年後の沈下量	20年後の地盤高 (cm)	20年後の残留沈下量 (cm)	20年後の沈下終了分 (cm)	20年後の圧密度 U (%)
0.36	7.65	289.3	179.4	16.552	30.00	40.5	-40.5	138.9	150.4	52.0
0.36	5.51	251.2	149.9	16.502	32.50	35.3	-35.3	114.6	136.6	54.4
0.17	7.34	82.3	18.5	11.128	63.42	9.0	-9.0	9.5	72.8	88.5
0.20	5.10	99.6	22.2	9.564	48.64	11.0	-11.0	11.2	88.4	88.8
0.35	5.72	241.4	143.6	15.284	30.95	35.6	-35.6	108.0	133.4	55.3
0.28	6.28	136.0	34.8	9.572	42.46	16.1	-16.1	18.7	117.3	86.3
0.25	7.10	127.2	27.7	10.970	66.24	14.0	-14.0	13.7	113.5	89.2
0.11	3.36	56.0	16.5	11.342	53.74	7.3	-7.3	9.2	46.8	83.5
0.33	6.15	195.7	106.2	14.878	34.58	28.6	-28.6	77.6	118.1	60.4

増加荷重 (tf/m3)	荷重 (tf/m3)	最終沈下量 (cm)	これからの沈下量 (cm)	排水距離 (m)	Cv (cm/d2)	20～30年後の沈下量	30年後の地盤高 (cm)	30年後の残留沈下量 (cm)	30年後の沈下終了分 (cm)	30年後の圧密度 U (%)
0.71	8.36	312.1	161.7	17.082	30.00	35.4	-35.4	126.4	185.7	59.5
0.62	6.12	274.2	137.6	16.646	31.46	31.6	-31.6	106.0	168.2	61.3
0.16	7.49	84.8	12.0	11.148	62.73	5.8	-5.8	6.2	78.6	92.7
0.19	5.29	103.9	15.5	9.598	47.65	7.6	-7.6	7.9	96.0	92.4
0.62	6.34	263.7	130.3	15.600	30.00	31.2	-31.2	99.1	164.6	62.4
0.28	6.56	141.5	24.2	9.612	41.64	11.1	-11.1	13.1	128.4	90.7
0.25	7.34	133.3	19.8	11.010	65.00	9.9	-9.9	9.9	123.4	92.6
0.13	3.49	59.2	12.4	11.372	53.12	5.4	-5.4	7.0	52.2	88.2
0.50	6.65	211.7	93.6	14.974	33.61	24.7	-24.7	68.9	142.8	67.5

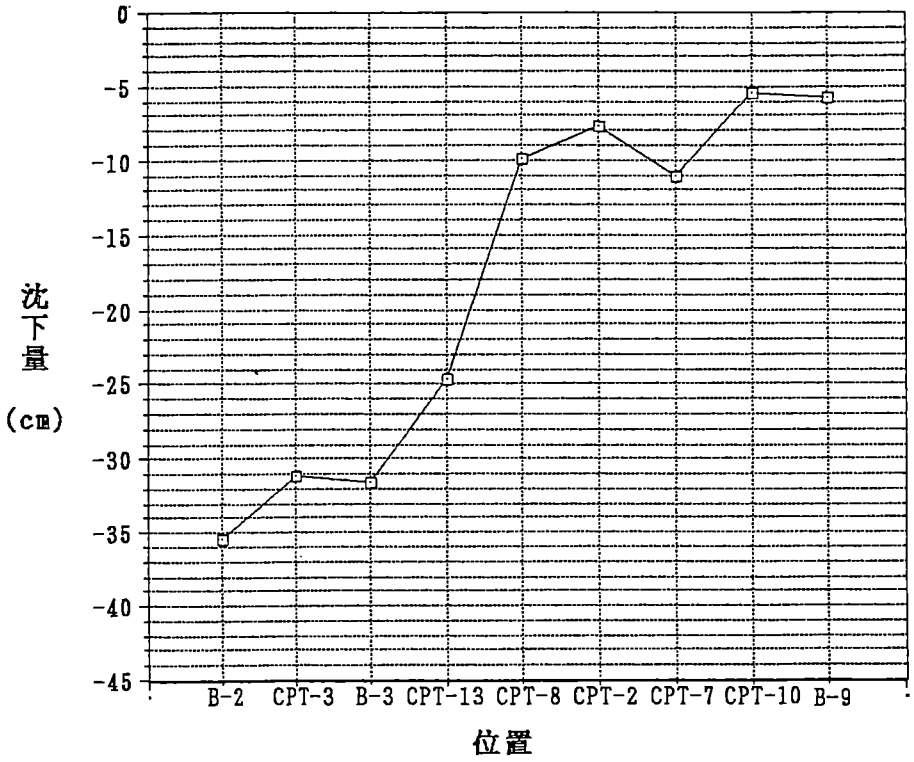
増加荷重 (tf/m3)	荷重 (tf/m3)	最終沈下量 (cm)	これからの沈下量 (cm)	排水距離 (m)	Cv (cm/d2)	30～40年後の沈下量	40年後の地盤高 (cm)	40年後の残留沈下量 (cm)	40年後の沈下終了分 (cm)	40年後の圧密度 U (%)
0.62	8.98	331.0	145.3	17.540	30.00	30.9	-30.9	114.4	216.6	65.5
0.55	6.68	293.7	125.5	16.770	30.57	28.2	-28.2	97.3	196.4	66.9
0.10	7.59	86.4	7.8	11.162	62.28	3.7	-3.7	4.0	82.4	95.3
0.13	5.42	106.8	10.8	9.620	47.00	5.2	-5.2	5.5	101.3	94.8
0.55	6.89	282.3	117.7	16.048	30.00	27.4	-27.4	90.3	192.0	68.0
0.19	6.75	145.1	16.7	9.636	41.10	7.6	-7.6	9.1	136.0	93.7
0.17	7.52	137.8	14.4	11.040	64.10	7.1	-7.1	7.3	130.5	94.7
0.10	3.58	61.4	9.2	11.392	52.70	4.0	-4.0	5.2	56.2	91.5
0.43	7.08	224.7	81.9	15.052	32.82	21.2	-21.2	60.6	164.1	73.0



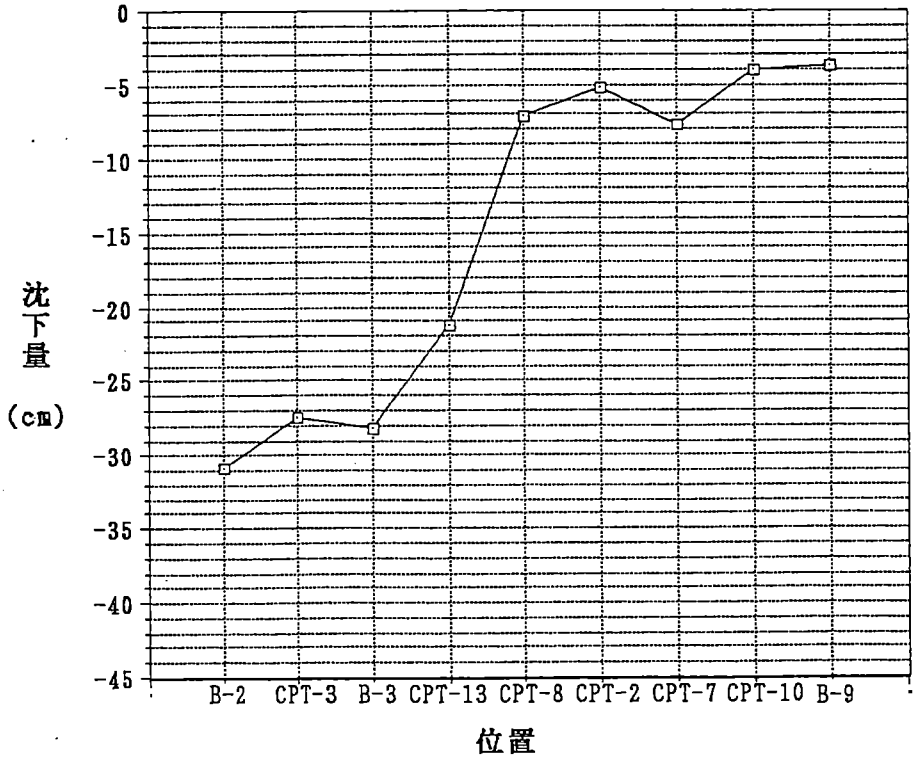
図－１０－２２　　現在～10年後の沈下量



図－１０－２３　　10～20年後の沈下量

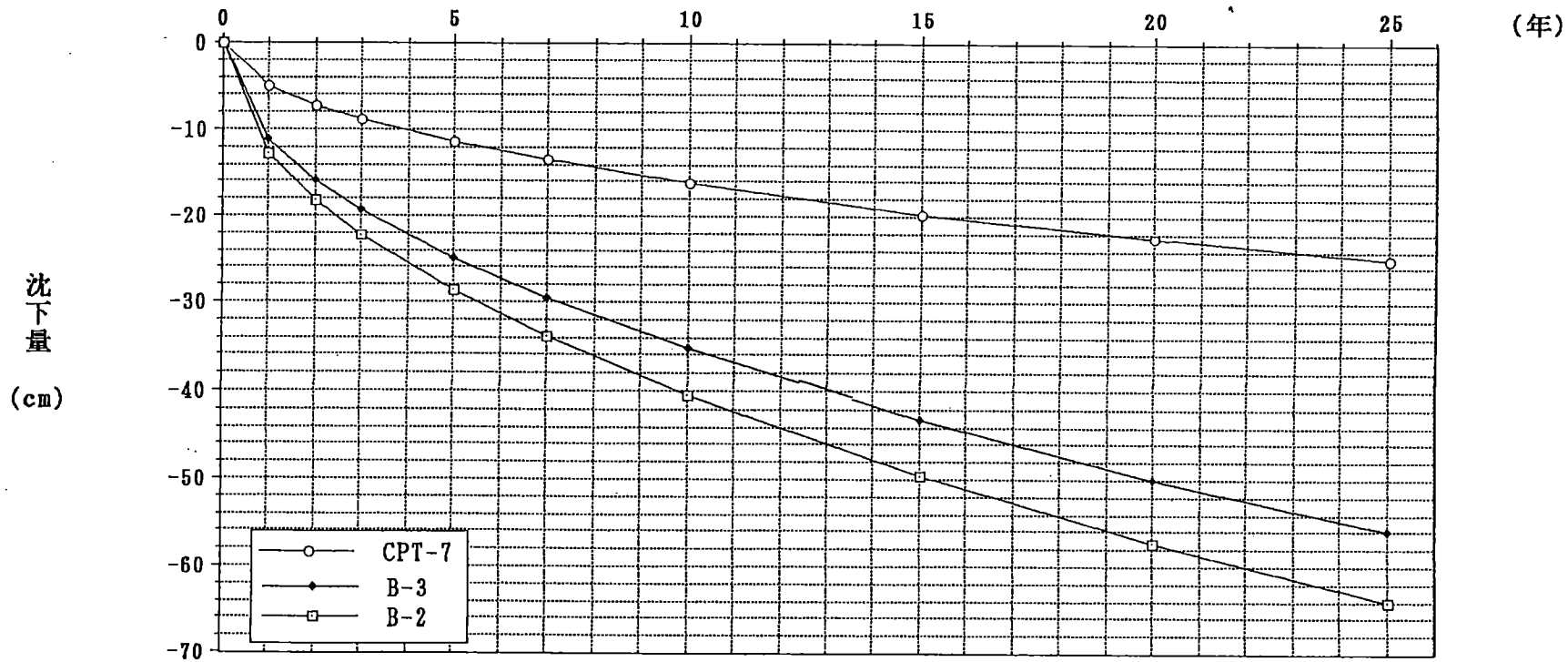


図－１０－２４　　20～30年後の沈下量

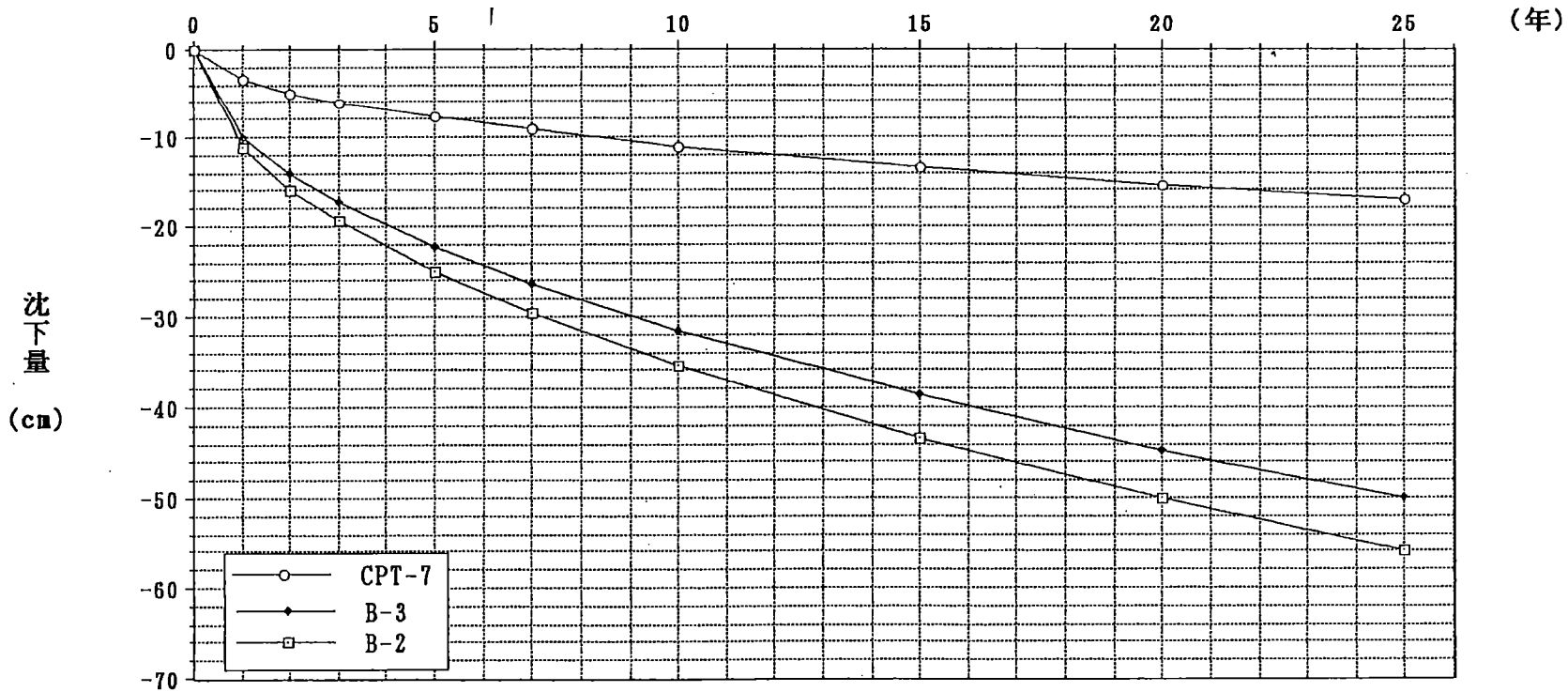


図－１０－２５　　30～40年後の沈下量

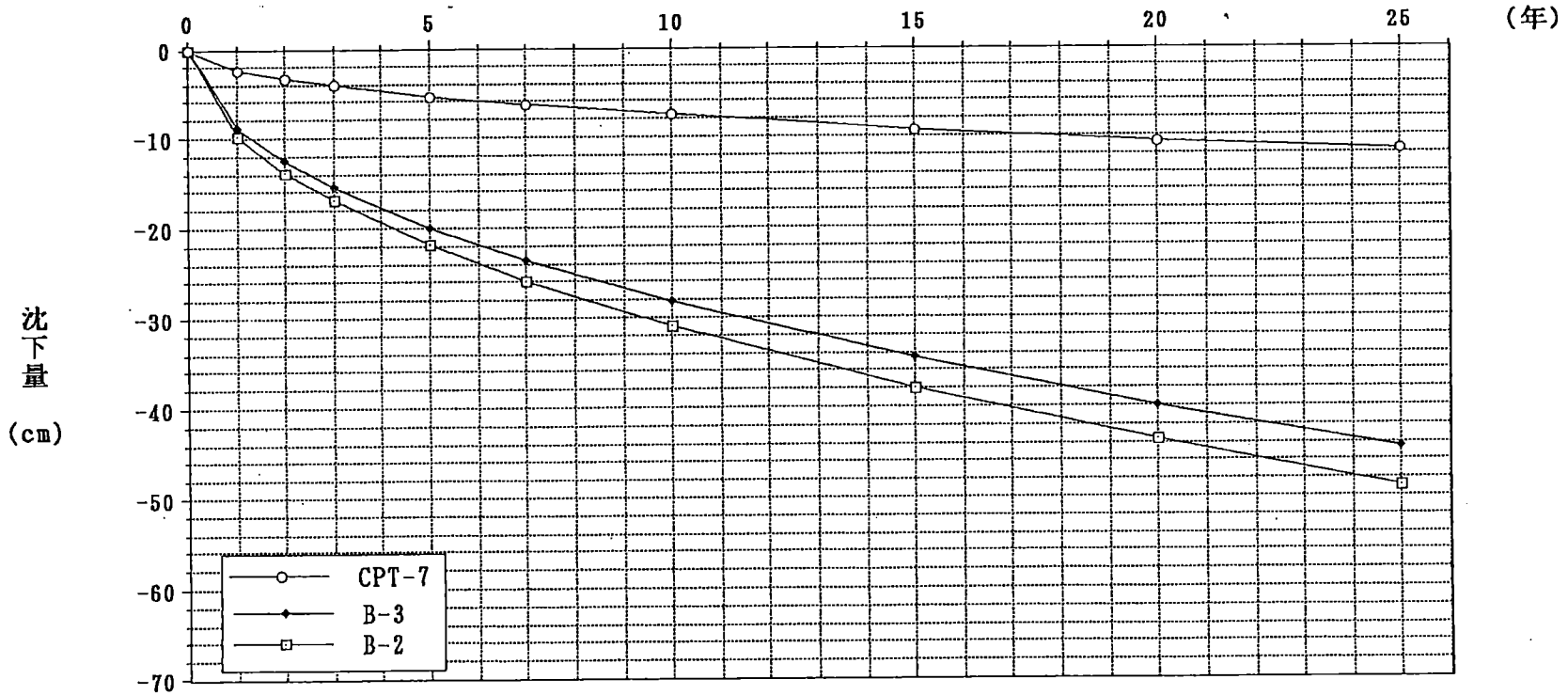
図－１０－２６　　オーバーレイ後の沈下量（10年後～）



図－１０－２７　　オーバーレイ後の沈下量（20年後～）



図－１０－２８　　オーバーレイ後の沈下量（30年後～）



１０－１０　まとめ

１０章で述べた点についてまとめると、以下のようになる。

① 埋土荷重は地下水位を埋土直後の水位と現状水位の平均値とし、交通荷重として1.0tf/m²を考慮した場合、計算値と実測値はよく一致した。

② 埋土荷重Δpと圧密降伏応力p_cの関係は、埋土前有効土被り圧をp_oとすると、総じて

$$p_o + \Delta p < p_c$$

の関係にあり、当地区の地盤は未圧密地盤に判別された。

③ 三成分コーン貫入試験により間隙水圧を測定し、現状の圧密度、沈下量、および残留沈下量を求めてみると

・現状の圧密度	A～F通り	75～90%
	F～I通り	40～60%
・現状の沈下量	A～F通り	160～ 20cm
	F～I通り	100～160cm
・残留沈下量	A～F通り	40cm以下
	F～I通り	70～190cm

となり

現状の沈下量≒実測値

にほぼ一致し、間隙水圧測定結果から求めた算定値の妥当性が裏付けられた。

④ 圧密排水条件は現在の沈下進行状況に対し、埋土層への

片面排水条件

とした場合によく一致した。

⑤ 盛土工程については昭和39年度～46年度に完成しており、昭和46年度最終造成時を圧密開始基準点として選定した。

⑥ 軟弱層厚と全沈下量、残留沈下量t_{90}はよい相関性を示していた。

⑦ 今後5年間放置した場合の沈下量は10～15cm程度である。

⑧ 沈下後に現地盤高を満足する盛土厚は最大3.5m程度に達した。

⑨ 昭和46年造成完了時の標高を維持する盛土厚は最大4.0mとなった。

⑩ 10年ごとにオーバーレイを繰り返して対処する場合の盛土厚は

現在～10年後	20cm
10～20年後	40～30cm
20～30年後	35～25cm
30～40年後	30～20cm

となり、10年ごとに40～20cm程度かさ上げする必要がある。

１１．対策工法の検討

１１－１　圧密沈下の現状

(1) 軟弱地盤の分布状況

加工団地内の軟弱地盤は

① Ｆ通り～Ｉ通り間

南北方向に軟弱層が厚く分布しており、ア、エ、オ通りに囲まれた地域内で20m以上の層厚に達している。キ通りから南側では基盤が南西方向から張り出し、結果として軟弱層の分布域が狭められ層厚も薄くなっている。

エ通りは丘陵地の縁部に当たり、Ｆ通りは東～南東方向に4条の軟弱層谷部がほぼ平行に発達する地区に当たっており、　通り縦断方向でみると、谷と切土が交互する複雑な区間である。

昭和39年までに埋土されている。　→Ｉ地区

② イ、ウ通り～Ｉ通り間

軟弱層が東西方向に沢状に分布する地域で、層厚は12m程度である。

昭和14年までに造成された地域である。　→Ⅱ－１地区

③ オ通り～キ通り

軟弱層が東西方向に沢状に分布し、層厚は14m程度に達する地域である。

昭和14年までに造成された。　→Ⅱ－２地区

④ コ、ケ、ク通り

軟弱層が南北方向に沢状に分布し、層厚は12m～16mに達する地域である。

昭和29年までに埋土された地域である。　→Ⅱ－３地区

⑤ 塩竈港－6m泊地付近

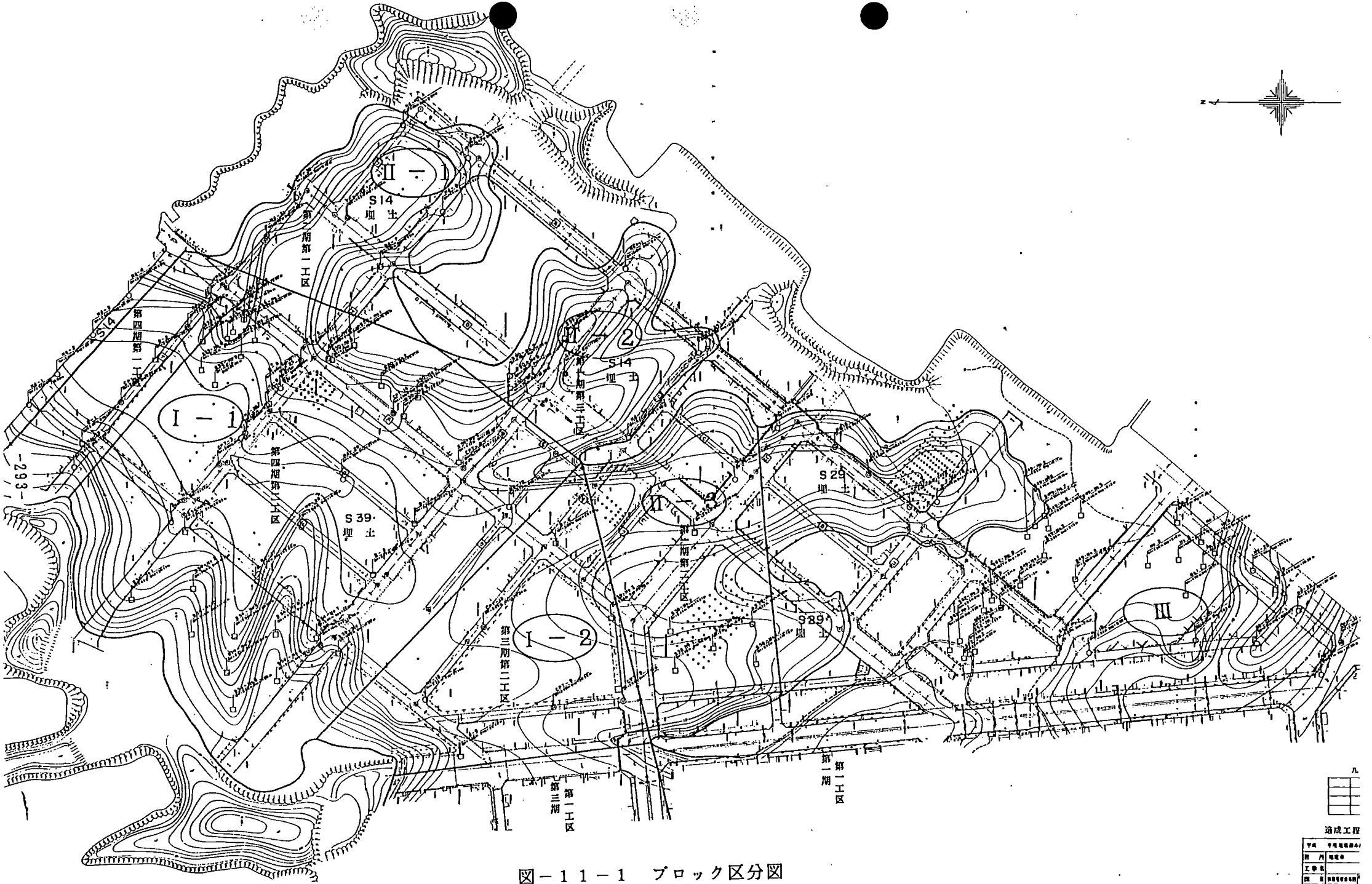
塩竈港浚渫地区で、軟弱層は最大18mに達している。

→Ⅲ地区

のように分布している。

(2) 圧密諸定数

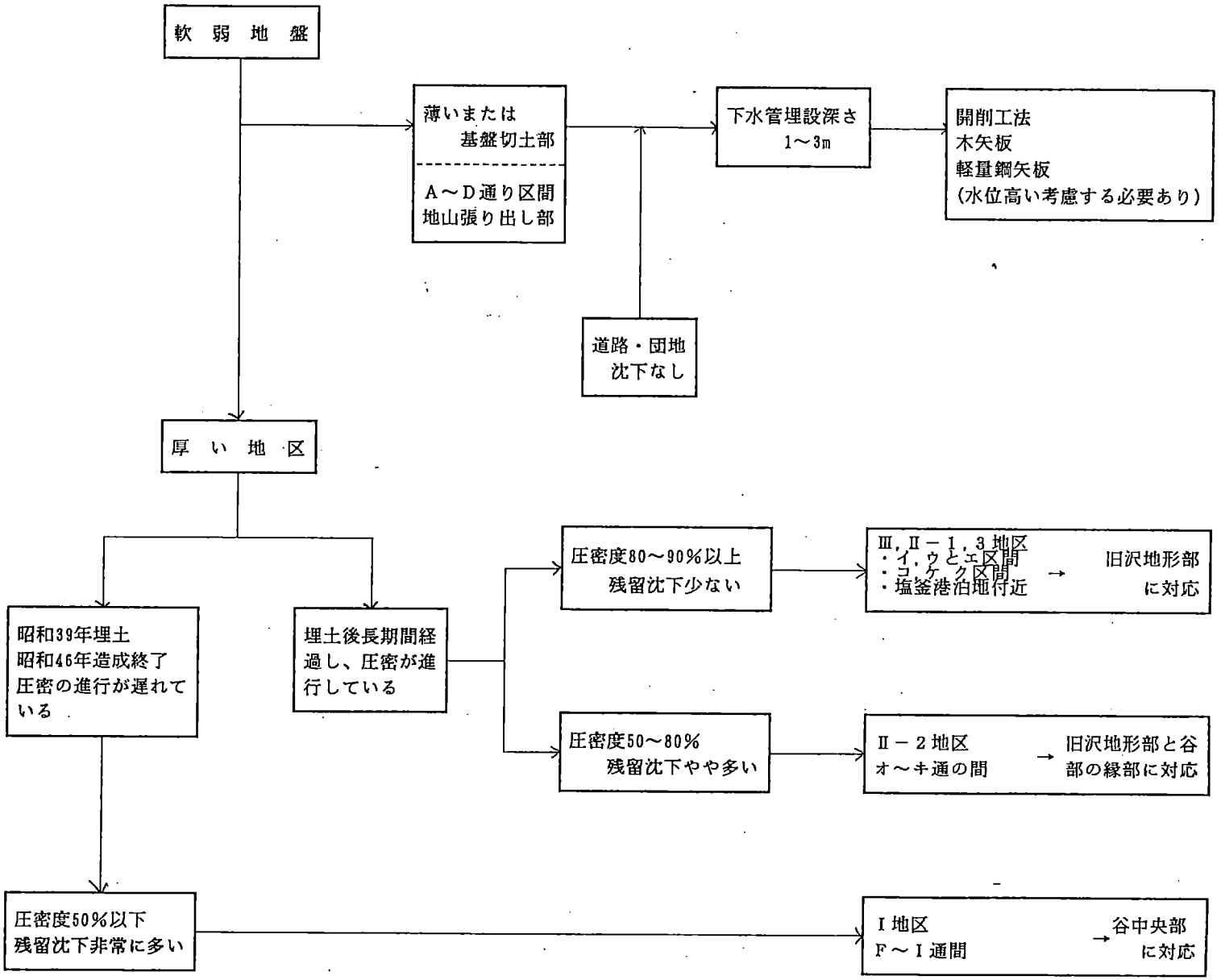
表－１１－１にまとめた。



図－１１－１　ブロック区分図

表－１１－１　圧密沈下計算結果総括表

地区		埋土年度	軟弱層規模				全沈下量	現沈下量	残留沈下量	圧密度	圧密度90%に達する時間	対応策ランク
			幅	長さ	深さ	記事	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	(年)	
Ⅰ－1	F通りとⅠ通り間の北部ブロック（ア通り～オ通り）	昭和39年	200m	400m	20m	最大規模の軟弱地盤分布域	300～180（一部130）	160～70	190～120（一部40）	30～70	210～60（一部40）	A 残留沈下大 圧密度小
Ⅰ－2	F通りとⅠ通り間の南部ブロック（キ通りから南）	昭和39年	200m	200m	20～14m	Ⅰ－1の上流域ブロック	230～130	90～70	140～40	40～70	140～40	A' 残留沈下大 圧密度小
Ⅱ－1	イ、ウ通りとエ通間のブロック	昭和14年	100m	200m	12m	東西方向沢状分布域	180	150	30	80	25	C 残留沈下30cm 圧密度大
Ⅱ－2	オ通りとキ通りの間のブロック	昭和14年	100m	200m	14m	同上	160	120	40	70	40	B 残留沈下30cm以上 圧密度70%以上
Ⅱ－3	コ、ケ、ク通りに挟まれたブロック	昭和29年	150m	400m	12～14m	南北方法沢状分布域	50～80	60～40	20～10	70～90	20～40	C 残留沈下30cm以下 圧密度70%以上
Ⅲ	塩竈港－6m泊地付近	昭和39年	200m	200m	18m	南側縁部浚渫地域	80	50	30～10	70～80	30～40	C 残留沈下30cm以下 圧密度70%以上



図－11－2　軟弱地盤ブロック区分

(3) 対策工のランク区分

① 軟弱層厚区分

軟弱層厚 (m)	ランク
0～10	D
10～15	C
15～20	B
20～	A

② 全沈下量S(cm)

全沈下量 S(cm)	ランク
0～50	D
50～100	C
100～200	B
200～	A

③ 現沈下量S_t(cm)

現沈下量 S_t (cm)	ランク
0～30	D
30～50	C
50～100	B
100～	A

④ 残留沈下量S_r(cm)

残留沈下量 S_r (cm) (現盛土層厚による沈下)	ランク
0～30	D
30～50	C
50～100	B
100～	A

⑤ 圧密度U(%)

圧密度 U (%)	ランク
0～50	A
50～80	B
80～90	C
90～	D

⑥ 圧密度90%に要する時間 t_{90}(年)

圧密度90%に要する時間 t_{90} (年)	ランク
～30	D
30～50	C
50～100	B
100～	A

⑦ 総合判定

表－１１－２　　総合判定表

ブロック	Ⅰ－1	Ⅰ－2	Ⅱ－1	Ⅱ－2	Ⅱ－3	Ⅲ
軟弱層厚	A	A～B	B	B	B	B
全沈下量	A	A	B	B	C	C
現沈下量	A	B	A	A	B～C	C
残留沈下量	A	B	C	C	D	D
圧密度	A	A	C	B	B～C	B～C
圧密度90%に要する時間	A	A～B	D	C	C～D	C
総合判定	A	A'	C	B	C	C
対策工	大規模対策工		小規模対策工	大規模対策工に一部準ずる	小規模対策工	

１１－２　対策工の基本方針

一般に、軟弱地盤の対策工法の原理と開発の経緯は表－１１－３に示すとおりである。また目的と効果をまとめると、表－１１－４、１１－５となる。

同表から、当該加工団地の沈下対策を主目的として選定すれば、表－１１－６、１１－７となる。

(1) 主目的

沈下対策 ─┬─ 圧密沈下の促進
　　└─ 全沈下量の減少

(2) 工法

① 置換工法

軟弱層の薄い地区に有効

② 荷重軽減工法

軽量盛土工法

③ 載荷重工法

盛土荷重載荷工法

④ バーチカルドレーン工法

サンドドレーン工法

⑤ サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクション工法

砕石コンパクション工法

⑥ 固結工法

深層混合処理工法（ＤＪＭ工法）

（ＪＳＧ工法）

⑦ 構造物による工法

杭工法

以上の工法とそれらの組合せによる工法を選択し、検討した。

工法は大きく

① 道路構造物も含めた工法

② 下水道のみに対する工法

の二つに分けて検討した。

なお加工団地地内の対策工立案時の留意点としては

近接構造物に影響の少ない対策工である

ことが上げられる。表－１１－８から影響の少ない工法を選定すると

深層混合処理工法

が第１となり、逆に影響の大きい工法は

振動締固め（サンドコンパクション工法等）

となる。

表－１１－３　各種工法の原理と開発の経緯

基本原理	方法／材料	工法例	1930	1940	1950	1960	1970	1980	備考
置換	掘削置換								
	押出し置換								最近の実施例は少ない
	爆破置換								日本での事例は少ない
	強制置換	ﾏﾝﾓｽｺﾝﾎﾟｰｻﾞｰ、ＳＳＰ、ＮＴＫｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ等							置換率70%強
排水（圧密）	自然圧密	プレロード工法、サーチャージ工法							
	バーチカルドレーンによる圧密促進	ｻﾝﾄﾞﾄﾞﾚｰﾝ、ﾊﾟｯｸﾄﾞﾚｰﾝ等袋詰めドレーン							
		ペーパードレーン、プラスチックドレーン							素材の進歩
	ポンプ排水	ディープウェル、ウェルポイント							補助的
		真空圧密							施工例は少ない
	電気浸透	電気浸透工法							実験段階
	化学的排水	生石灰杭工法							
		逆浸透工法（ＭＡＩＳ工法）							実験段階
	排水促進	グラベルドレーン工法、ドレーンパイプ工法							液状化対策工法
圧縮	締固め砂杭	サンドコンパクションパイル工法（バイブロコンポーザー、ＳＳＰ、ＮＴＫ、ＯＦＢ等）							
		砕石、砂利杭工法							
	棒状振動機	バイブロフローテーション、ＳＶＳ等							
	異形鋼杭	ＫＦｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ、ﾀﾞｲﾚｸﾄﾊﾟﾜｰｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ、バイブロロッド、十字バイブロ、串型バイブロ等							
	重錘落下	動圧密工法							"よいとまけ"現代版
化学的固化（熱処理）	薬液注入	水ガラス系の各種薬液注入工法							
	安定材の撹拌混合	各種の表層混合処理							
		深層混合処理（ＤＬＭ、ＣＭＣ、ＣＤＭ、ＤＪＭ等）							
		事前混合処理（プレミックス工法等）							埋立材の前処理、開発中
	安定材の噴射注入	ＣＣＰ、ジェットグラウト、ＪＳＰ、ＭＭ等							注入材料による置換に近い
	熱的処理	焼結工法							日本での施工例は少ない
		凍結工法							仮設的な改良
補強	曲げ・引張り材料	敷粗だ、沈床							
		シート、ネット、ロープネット、バンブーネット等							覆土の補助工法
		各種ジオテキスタイル、ジオグリッドの普及							新しい素材の普及
		補強土工法（テールアルメ等）							盛土などの補強
	圧縮材料	サンドコンパクションパイル、固化土							複合地盤の形成
荷重軽減	副産物等	フライアッシュ、水砕、大鋸屑、貝殻等							
	発泡ｽﾁﾛｰﾙ	発泡スチロール塊、発泡スチロールブロック							新しい素材の積極的利用

表－１１－４　軟弱地盤対策工の目的と効果

対策工の目的	対策工の効果	区分
沈下対策	圧密沈下の促進： 地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。	A
	全沈下量の減少： 地盤の沈下そのものを少なくする。	B
安定対策	せん断変形の抑制： 盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制し、安定を図る。	C
	強度低下の抑制： 地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し、安定を図る。	D
	強度増加の促進： 地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。	E
	すべり抵抗の増加： 盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによってすべり抵抗を増加し、安定を図る。	F
地震時対策	液状化の防止： 液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。	G

表－１１－５　軟弱地盤対策工の種類と効果

工法		工法の説明	工法の効果
表層処理工法	敷設材工法 表層混合処理工法 表層排水工法 サンドマット工法	基礎地盤の表面にジオテキスタイル(化学製品の布や網)あるいは鉄網、そだなどを敷広げたり、基礎地盤の表面を石灰やセメントで処理したり、排水溝を設けて改良したりして、軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。 サンドマットの場合、圧密排水の排水層を形成することが上記の工法と違っていて、バーチカルドレーン工法など圧密排水に関する工法が採用される場合はたいてい併用される。	Ⓒ D E F
置換工法	掘削置換工法 強制置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与され安全率が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。 掘削して置き換えるか、盛土の重さで押し出して置き換えるかで名称が分かれる。 地震による液状化防止のために、液状化のしにくい砕石で置き換えることがある。	B C Ⓕ G
押え盛土工法	押え盛土工法 緩斜面工法	盛土の側方に抑え盛土をしたり、のり面勾配を緩くしたりして、すべりに抵抗するモーメントを増加させて盛土のすべり破壊を防止する。 盛土の側面が急に高くはならないので、側方流動も小さくなる。 圧密によって強度が増加した後、押え盛土を除去することもある。	C Ⓕ
盛土補強工法	盛土補強工法	盛土中に鋼製ネット、帯鋼またはジオテキスタイルなどを設置し、地盤の側方流動及びすべり破壊を抑止する。	C Ⓕ
荷重軽減工法	軽量盛土工法	盛土本体の重量を軽減し、原地盤へ与える盛土の影響を低減する工法で、盛土材として発泡材（ポリスチレン）、軽石、スラグなどが使用される。	Ⓑ Ⓓ
緩速載荷工法	漸増載荷工法 段階載荷工法	盛土の施工に時間をかけてゆっくり立ち上げる。圧密による強度増加が期待できるので、短時間に盛土した場合に安定が保たれない場合でも、安全に盛土できることになる。盛土の立上りを漸増していくか、一時盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立ち上げるなどといった載荷のやりかたで、名称が分かれる。バーチカルドレーンなどの他の工法と併用されることが多い。	C Ⓓ
載荷重工法	盛土荷重載荷工法 大気圧載荷工法 地下水低下工法	盛土や構造物の計画されている地盤にあらかじめ荷重をかけて沈下を促進した後、あらためて計画された構造物を造り、構造物の沈下を軽減させる。載荷重としては盛土が一般的であるが、水や大気圧、あるいはウェルポイントで地下水を低下させることによって増加した有効応力を利用する工法などもある。	Ⓐ E
バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法 カードボードドレーン工法	地盤中に適当な間隔で鉛直方向に砂柱やカードボードなどを設置し、水平方向の圧密排水距離を短縮し、圧密沈下圧密沈下を促進し、併せて強度増加を図る。 工法としては、砂柱を袋やケーシングで包むもの、カードボードのかわりにロープを使うものなど各種あり、施工法も鋼管を打ち込んだり、振動で押し込んだ後砂柱をつくるものや、ウォータージェットで穿孔して砂柱を造るものなど各種のものがある。	Ⓐ C E
サンドコンパクションパイル工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤に締固めた砂杭を造り、軟弱層を締固めるとともに砂杭の支持力によって安定を増し、沈下量を減ずる。施工法として打込みによるもの、振動によるもの、また砂のかわりに砕石を利用するものなど各種のものがある。	AⒼ Ⓑ C Ⓕ
振動締固め工法	バイブロフローテーション工法	緩い砂地盤中に棒状の振動機をいれ、振動部付近に水を与えながら、振動と注入の効果で地盤を締固める。その際振動部の付近に砂または礫を投入して砂杭を形成し、緩い砂質土層を締まった砂質土層に改良する。	B F Ⓖ
	ロッドコンパクション工法	緩い砂質地盤の締め固めを目的として開発されたもので棒状の振動体に上下振動を与えながら地盤中に貫入し、締固めを行いながら引き抜くものである。地盤に上下振動を与えて締固めるため、土の重量が有効に利用できる。	B F Ⓖ
	重錘落下締固め工法	地盤上に重錘を落下させて地盤を締固めるとともに、発生する過剰水を排水させてせん断強さの増加を図る。振動、騒音が発生するため、環境条件・施工条件について事前の検討を要するが、改良効果が施工後直ちに確認できる。	B C Ⓖ
固結工法	深層混合処理工法	軟弱地盤の地表から、かなりの深さまでの区間を、セメントまたは石灰などの安定材と原地盤の土とを混合し、柱体状または全面的に地盤を改良して強度を増し、沈下及びすべり破壊を阻止する工法である。施工機械には、攪拌翼式と噴射式のものがある。	Ⓑ C Ⓕ
	石灰パイル工法	生石灰で地盤中に柱を造りその吸水による脱水や化学的結合によって地盤を固結させ、地盤の強度を上げることによって安定を増すと同時に、沈下を減少させる工法である。	Ⓑ
	薬液注入工法	地盤中に薬液を注入して透水性の減少、あるいは原地盤強度の増大を図る工法である。	Ⓕ
	凍結工法	土中に凍結管と呼ばれる鋼管を設置し、地盤中の間隙水圧を人工的に凍結させるものである。 仮設工法として用いられることが多い。	
構造物による工法	矢板工法	盛土側方の地盤に矢板を打設して地盤の側方変位を減じて安定を高める。それによって周辺地盤への膨れ上がりや沈下の影響も少なくする。	Ⓒ Ⓕ
	杭工法	既製杭を打設し矢板工法と同様な効果を狙う。この場合には盛土の下部にも杭を打設して、盛土本体の安定性を増し、沈下を減少させるという工法もとられる。 支持杭としての作用をさらに高めるため、支持杭の上にスラブを打設して盛土をその上に施工する工法がスラブ工法で、橋台の背面の盛土箇所などに使われることがある。また、杭頭部を鉄筋で縦横に連結し、盛土を行なう場合もある。	Ⓑ Ⓒ Ⓕ
	カルバート工法（高架工法）	盛土では荷重が大きく、不安定となり沈下量も大きいといった場合に盛土のかわりにカルバートを計画することもある。またカルバートのかわりに、コルゲートパイプをならべて盛土をするなどの工法もある。軟弱地盤に盛土をする対策工の工事費が高くなったり、将来の維持が問題となる場合には高架形式がとられることもある。	Ⓑ Ⓓ

＊A～G：表－１１－４参照　　○印：主効果

表－１１－６　加工団地軟弱地盤対策工一次選定表

対策工の目的	対策工の効果	区分
沈下対策	圧密沈下の促進： 地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。	A
	全沈下量の減少： 地盤の沈下そのものを少なくする。	B
安定対策	せん断変形の抑制： 盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制し、安定を図る。	C
	強度低下の抑制： 地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し、安定を図る。	D
	強度増加の促進： 地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。	E
	すべり抵抗の増加： 盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによってすべり抵抗を増加し、安定を図る。	F
地震時対策	液状化の防止： 液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。	G

表－１１－７　加工団地軟弱地盤対策工二次選定表

工法		工法の効果	道路土工－軟弱地盤対策工指針 昭和52年	道路土工－軟弱地盤対策工指針 昭和61年11月
表層処理工法	表層排水工法	Ⓒ D E F	○	○
	サンドマット工法		○	○
	敷設材工法		○	○
	添加材工法		○	○
置換工法	掘削置換工法	B C ⒻG	○	○
	強制置換工法		○	○
押え盛土工法	押え盛土工法	C Ⓕ	○	○
	緩斜面工法		○	○
盛土補強工法	盛土補強工法	C Ⓕ		
荷重軽減工法	軽量盛土工法	Ⓑ Ⓓ		
緩速載荷工法	漸増載荷工法	C Ⓓ	○	○
	段階載荷工法		○	○
載荷重工法	盛土荷重載荷工法	Ⓐ E	○	○
	大気圧載荷工法		○	○
	地下水低下工法		○	○
バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	Ⓐ C E	○	○
	ペーパードレーン工法・カードボードドレーン工法		○ (ﾍﾟｰﾊﾟｰﾄﾞﾚｰﾝ工法)	○ (ｶｰﾄﾞﾎﾞｰﾄﾞﾄﾞﾚｰﾝ工法)
サンドコンパクション工法	サンドコンパクションパイル工法	A Ⓕ Ⓑ Ⓖ C	○	○
振動締固め工法	バイブロフローテーション工法	B F Ⓖ	○	○
	ロッドコンパクション工法			○
	重錘落下締固め工法	B C Ⓖ		○
固結工法	深層混合処理工法	Ⓑ C Ⓕ		○
	石灰パイル工法	Ⓑ Ⓕ	○	○
	薬液注入工法		○	○
	凍結工法			○
	電気浸透工法	Ⓑ Ⓕ	○	
構造物による工法	矢板工法	Ⓒ Ⓕ	○	○
	杭工法	Ⓑ Ⓒ Ⓕ	○	○
	カルバート工法（高架工法）	Ⓑ Ⓓ	○	○

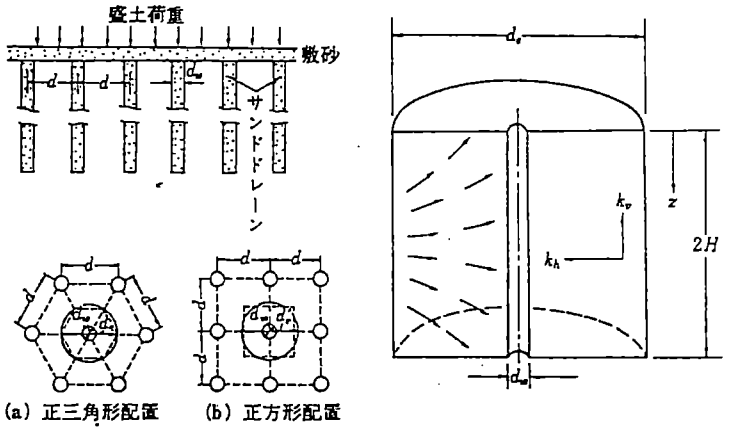
表－１１－８　代表的地盤改良工法の近接構造物（周辺地盤）に及ぼす影響

改良原理	工法名	近接構造物（周辺地盤）に及ぼす可能性のある現象								備考
		沈下	浮上がり	押出し	引込み	地下水変化	振動	騒音	水質変化	
置換	掘削置換工法	○			◎	△				
	強制押出し置換工法		◎	◎						
	爆破置換工法		◎	◎			○	◎		
圧密脱水	サンドドレーン工法	○	○	○	○		○	△		・盛土によるプレローディング併用を前提とする
	袋詰めサンドドレーン工法	○	○	△	○		△	△		・側方変位：打設時小
	ボード系ドレーン工法	○	○	△	○		△			・振動：圧入式はなし
負圧脱水	ﾃﾞｨｰﾌﾟｳｪﾙ、ｳｪﾙﾎﾟｲﾝﾄ工法	○			○	◎				
	大気圧工法	○			○	◎				
化学的脱水	生石灰パイル工法	△	○	○	△		△			振動：振動杭打ち機使用時
振動締固め（砂杭）	サンドコンパクションパイル工法		○	◎			◎	△		
振動締固め	バイブロロッド工法	○		○	○		◎	△		
	バイブロフローテーション工法	△			△		○			
衝撃振動締固め	重錘落下工法	○	○	○			◎	△		振動：衝撃
深層混合固結	機械式攪拌混合工法	△	△	○						粉体式は、浮上がり側方変位とも比較的小
	噴射式攪拌混合工法		△	△	△					
薬液注入固結	薬液注入工法		◎	○					○	注入圧力の影響大
凍結	凍結工法		○	○						

◎ 影響大、○ 影響あり、△ 施工条件によって影響することがある

１１－３　対策工検討式

１１－３－１　サンドドレーン工法（ＳＤ，ＧＤ）



図－１１－３　　サンドドレーンの配置と圧密

図－１１－３に示すように間隔ｄで直径d_wのサンドドレーンを配置した地盤において、径d_eの円柱状の地盤を考え、間隙水がサンドドレーン方向にのみ流れるとすると、圧密時間は次式で示される。

$$t = \frac{T_h}{c_h} d_e^2$$

ここに　　ｔ：圧密時間(day)

T_h：水平圧密の時間係数（無次元）

c_h：水平方向の圧密係数(m^2/day)

d_e：有効径(m)

サンドドレーンの間隔をｄ(m)としたとき

正三角形配置　　1.05ｄ

正方形配置　　1.13ｄ

で与えられる。

すなわち、d_eが小さくなるほど、言い換えればサンドドレーンの設置間隔ｄを小さくするほど圧密が促進される。

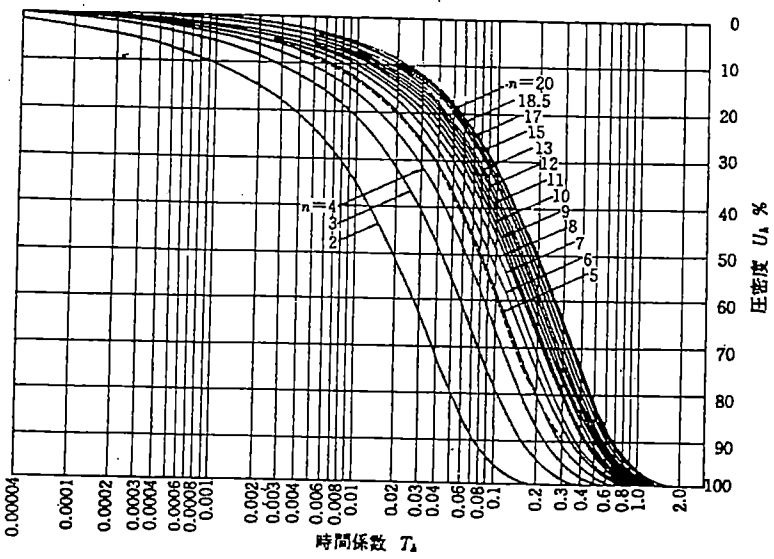
圧密度U_hと時間係数T_hは、有効径d_eとサンドドレーンの直径d_wの比$n = d_e / d_w$をパラメータとして、図－１１－４に示す関係にある。一般には、鉛直方向の圧密排水距離Ｈに比べてd_eが非常に小さいため、鉛直方向の排水を無

視することが多いが、粘土層厚が小さいなどの鉛直方向排水が無視できない場合、粘土層全体の圧密度Uは次式によって求められる。

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v)$$

ここに　U_h：水平方向の圧密度

U_v：鉛直方向の圧密度



図－１１－４　U_hとT_hの関係（高木）

すべりに対する安定計算では、次の点に留意する。

① サンドパイルの剪断強さは考慮しない。

② サンドパイルと周辺地盤との荷重分担比（σ_s / σ）は1とし、応力集中は考慮しない。

③ 圧密による強度増加を考慮する。

11－3－2　サンド（砕石）コンパクションパイル工法（SCP，GCP）

(1) 沈下に対する検討

図－11－7に示すように、面積Aの地盤中に断面積A_sの砂杭を打設する。面積Aにかかる平均載荷重をσ、砂杭及び粘性土部分に生ずる応力をそれぞれσ_s、σ_cとすると、次式が得られる。

$$\sigma \cdot A = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_c \cdot (A - A_s)$$

応力分担比$n = \sigma_s / \sigma_c$、砂杭による置換率$a_s = A_s / A$とおくと次の応力低減係数μ_cを得る。

$$\mu_c = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{1 + (n-1) \cdot a_s}$$

サンドコンパクションパイルを打設した場合、地盤に生ずる最終沈下量は次式により求めることができる。

$$S_c \fallingdotseq \mu_c \cdot S$$

ここに　　S：無処理地盤に生ずる最終沈下量

複合地盤の圧密にともなう盛土の沈下速度は、サンドドレーンの場合と同様の考え方により求めることができる。

(2) すべりに対する検討

図－11－7において、複合地盤に生じたすべり面に沿う平均剪断強さ$\overline{\tau}$は、次式により与えられる。

$$\overline{\tau} = a_s \cdot \left(\gamma'_s \cdot z + \frac{\sigma \cdot n}{1 + (n-1) \cdot a_s}\right) \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi$$

$$+ (1 - a_s) \cdot \left\{ c_u + m \cdot \left(p_o \frac{\sigma}{1 + (n-1) \cdot a_s} - p_c \right) U \right\}$$

ここに　　z：すべり面の深度(m)

a_s：砂杭による置換率

γ'_s：砂杭の水中単位体積重量(tf/m³)

ϕ：砂杭の剪断抵抗角(°)

c_u：粘性土の初期粘着力(tf/m²)

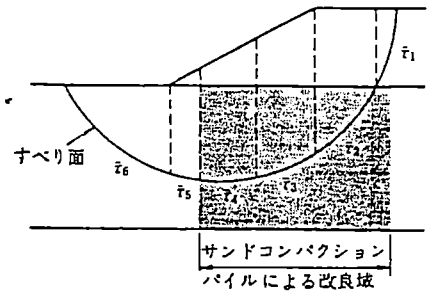
m：粘性土の強度増加率

p_o：土被り圧(tf/m²)

p_c：圧密降伏応力(tf/m²)

U：粘性土部分の圧密度

実際の設計に当たっては、地盤を図－１１－５のように分割し、各ブロックごとに平均増加応力を求め、これによって剪断抵抗を計算し、すべり破壊に対する所要の安全率が得られるように砂杭を配置する。



図－１１－５　すべりに対する検討

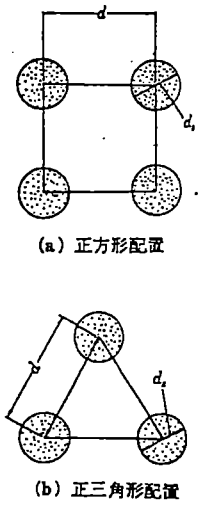
置換率 a_s は図－１１－６に示すような砂杭の配置によって異なり、砂杭の直径 d_s と間隔 d の間には、次の関係がある。

① 正方形配置の場合

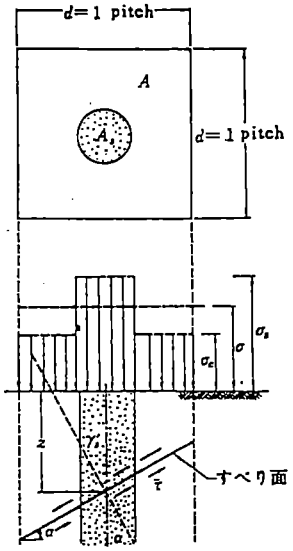
$$a_s = 0.785\left(\frac{d_s}{d}\right)^2$$

② 正三角形配置の場合

$$a_s = 0.907\left(\frac{d_s}{d}\right)^2$$



図－１１－６　サンドコンパクションパイルの配置



図－１１－７　応力集中説明図

設計に用いる定数

材　　料	砂	砕　石
内部摩擦角	30°	35°
荷重分担比	3	

日本道路公団設計要領第一集土工P225を参照し、砂のϕについては良質材の使用並びに施工管理の信頼性を勘案して、$\phi = 30°$を採用値とした。

11－3－3　粉体噴射攪拌工法（DJM）

改良地盤を図－11－8のような複合地盤と考えると、円形すべりや支持力検討などに用いる改良後の平均剪断強さは次式で表わされる。

$$\overline{c} = c_p \cdot a_p + \alpha \cdot c_o (1 - a_p)$$

$$c_p = q_{up} / 2 \qquad (1)$$

$$c_o = q_{uo} / 2$$

$$a_p = A_p / A$$

ここに　$\overline{c}$：改良後の平均剪断強さ(kgf/cm²)

c_p：改良柱体の剪断強さ(kgf/cm²)

c_o：原地盤の剪断強さ(kgf/cm²)

α：改良柱体のq_{up}におけるひずみに対応する原地盤の強度低減率

a_p：改良率

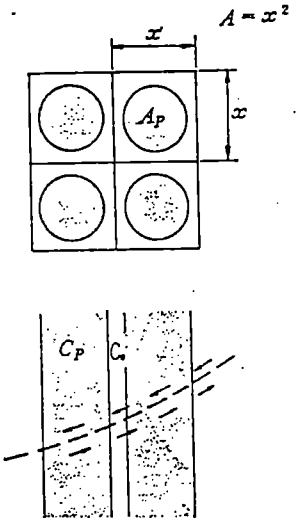
q_{up}：改良柱体の一軸圧縮強さ(kgf/cm²)

q_{uo}：原地盤の一軸圧縮強さ(kgf/cm²)

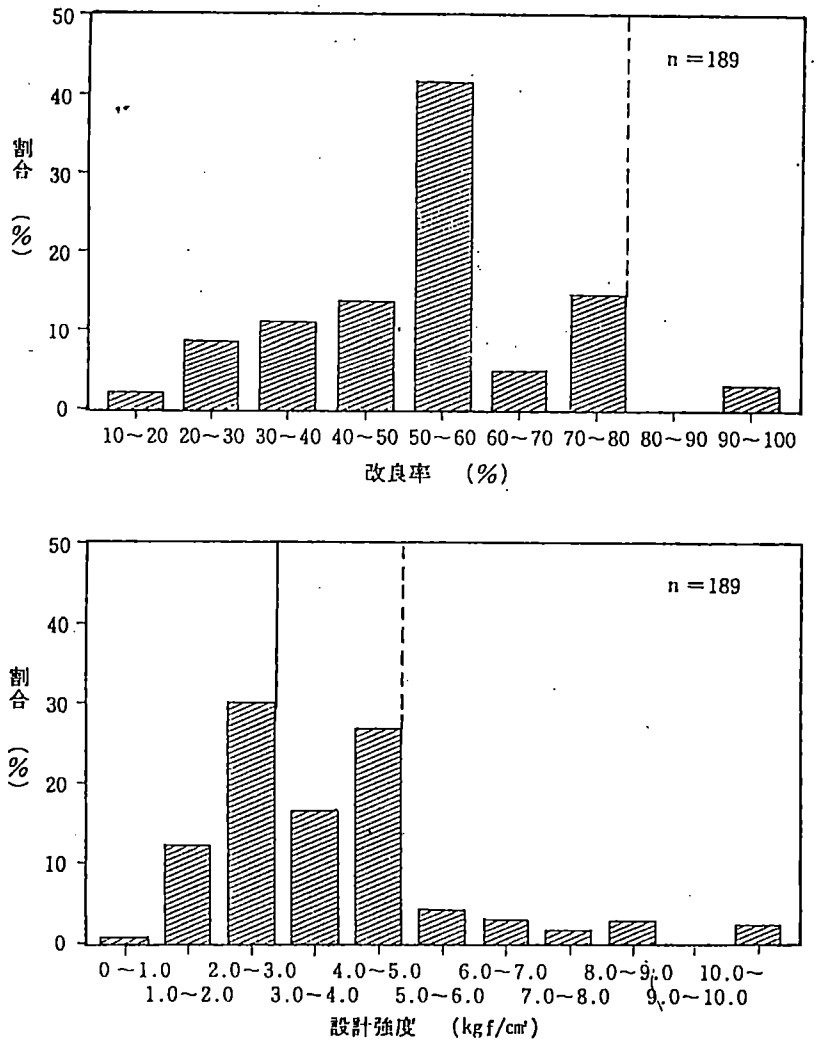
A_p：改良柱体の断面積(m²)

A：改良柱体1本当りの分担面積(m²)

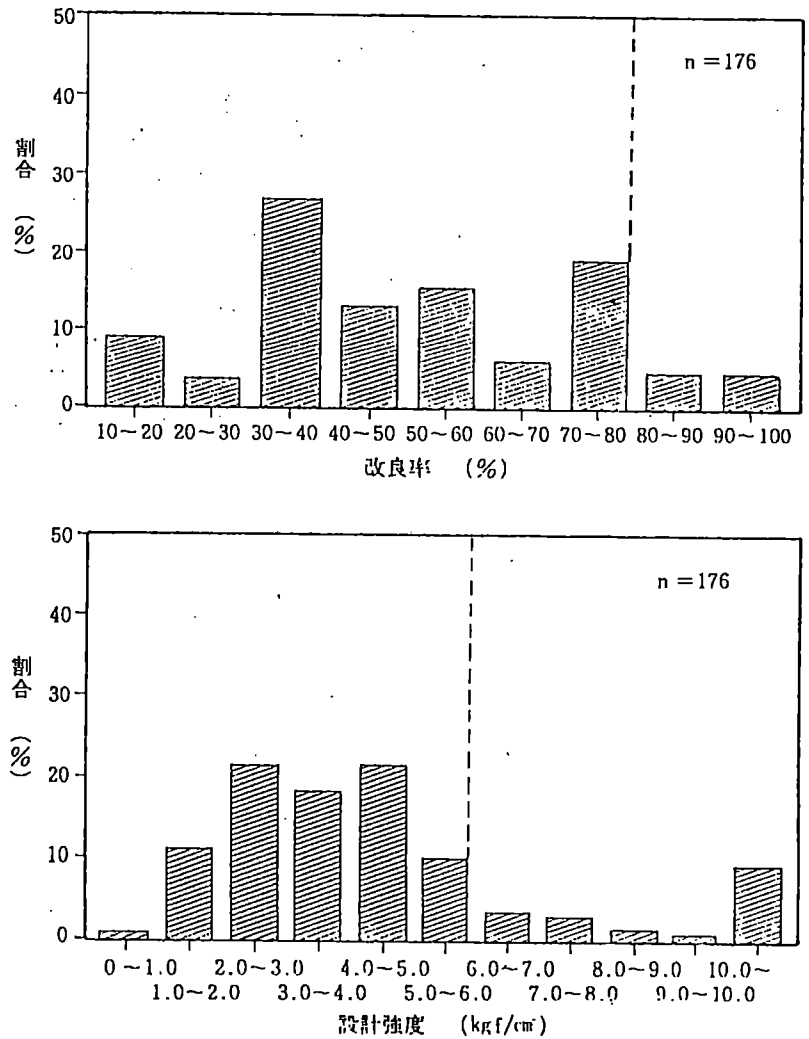
である。



図－11－8　複合地盤の説明図



図－１１－９　すべり破壊防止を主目的とした改良実績



図－１１－１０　支持力増強・沈下低減を主目的とした改良実績

$$\overline{c} = c_p \cdot a_p + \alpha \cdot c_o (1 - a_p)$$

$c_p \gg c_o$（$c \fallingdotseq 0$）から

$$\overline{c} = c_p \cdot a_p$$

$c_p = q_p / 2$から

$$\overline{c} = q_p / 2 \cdot a_p \quad \rightarrow \quad q_p = 2\overline{c} / a_p$$

現位置強度＝$\frac{1}{3}$（室内強度）の関係を用いると（$q_{up} = 3q_p$）

$$q_{up} = 6\overline{c} / a_p$$

の強度を有するセメント配合量となる。

＊qと配合量の関係から3qに対応する配合量を現位置で投入する。

① 改良率a_p＝20～80％

高有機質土を対象としており、パイル間の抜け出し、高改良率により杭本数を低減して工費を割安とする。

② 設計強度1.0～6.0kgf/cm²

高有機質土を対象とした場合、安全側に3kgf/cm²以下に抑える。

＊なおセメント配合量については別途配合試験により決定する。

よってa_p＝0.785（接円タイプ高改良）、最大設計パイル強度3kgf/cm²から

平均強度$\overline{c} = q_p \cdot a_p / 2$

＝11.8tf/m²

を最大とする。

＊現場強度と室内強度との関係でみると

q_{up}＝9kgf/cm²

以上の強度を室内で得られるセメント量とする必要がある。

改良地盤に対する沈下量の検討については、改良柱体への応力集中を考慮した計算法が提案されているが、一般的には比較的簡便な方式がよく用いられている。

$$S_1 = \beta \cdot S_o \qquad (2)$$

$$\beta = \frac{1}{1 + a_p (n - 1)}$$

ここに　S_o：無処理の場合の沈下量(cm)

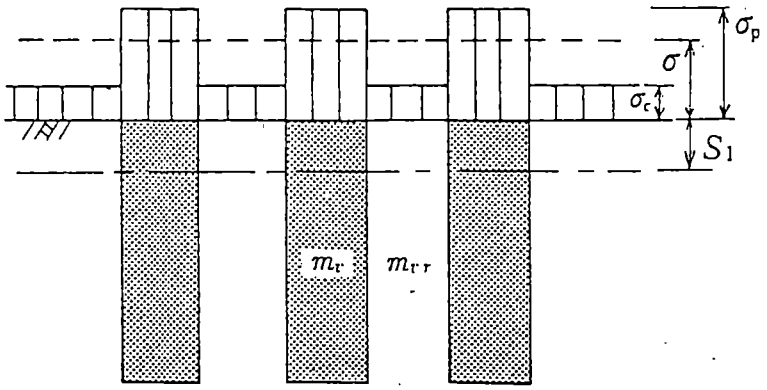
S_1：改良地盤の沈下量(cm)

β：沈下低減率

n：応力分担比（$=\sigma_p/\sigma_c$）

σ_p：改良部にかかる応力

σ_c：未改良部にかかる応力



図－１１－１１　　沈下の検討

なお、(2)式において応力分担比nは、杭状改良部と未改良部がほぼ一様に沈下すると仮定すると(3)式で与えられる。

$$n = m_{vr}/m_v \qquad (3)$$

ここに　　m_{vr}：未改良部（原地盤）の体積圧縮係数

m_v：改良部の体積圧縮係数

である。

このため実際には改良土の一軸圧縮強さからq_u～p_yの関係を用いてp_yを設定し、さらに平均圧密圧力$\overline{p}$との比からm_v/m_{vr}～p/p_yの関係を用いてm_v/m_{vr}を求め、その逆数から応力分担比nを仮定しており、通常10～20の範囲で設定することが多い。

このほか必要に応じて①ＤＪＭ改良柱体を杭とみなして上載荷重が杭に集中するとした場合の耐力検討、②改良範囲全体を一つのますとした場合のすべり出しの検討などを行なう。

① 円弧すべり計算 ----- 前出(1)による

なお中～高強度改良の場合、改良柱体の剪断強さc_pについては改良柱体強度q_{up}の増大にともなって低減率（圧縮強さの1/2～1/3程度）を考慮する必要がある。

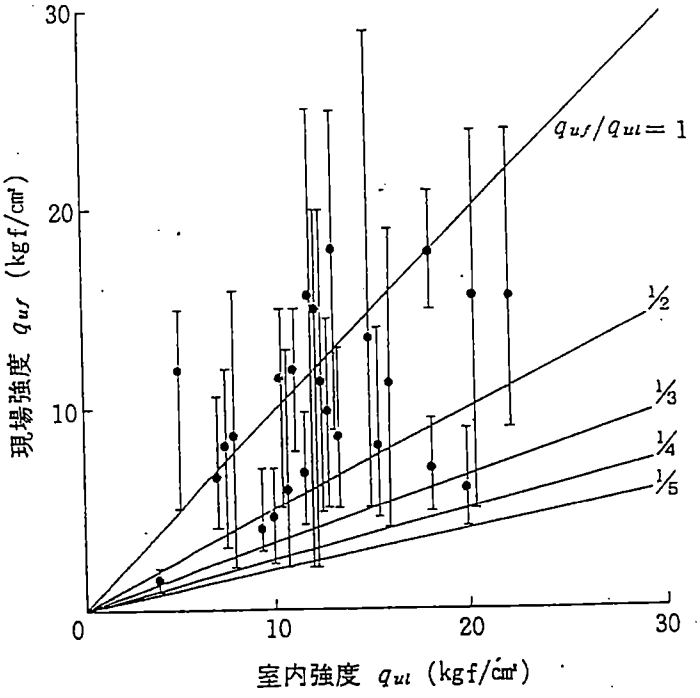
② 改良柱体の耐力検討

$$q_{up} \geqq \frac{p \cdot F_s}{a_p} \qquad (4)$$

ここに　q_{up}：改良柱体の設計強度(kgf/cm²)

p：上載荷重(kgf/cm²)

F_s：安全率



図－１１－１２　現場と室内の一軸圧縮強さの関係

１１－３－４　ＤＪＭ工法＋ジオテキスタイル

(1) 沈下計算方法

イ)沈下計算式は①式を用いる。

$$S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \qquad \text{-------- ①}$$

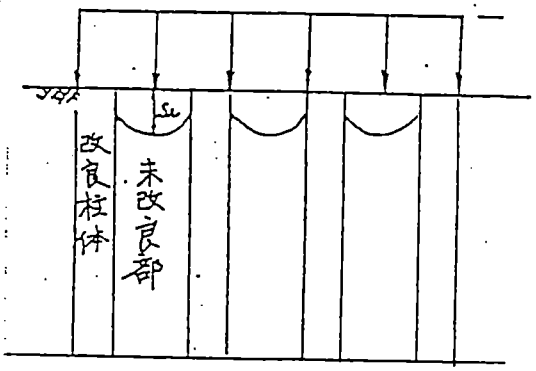
ここに　Ｓ：沈下量

e_0：土被り圧に対する間隙比

e_1：土被り圧と増加荷重に対する間隙比

Ｈ：層厚

ロ)深層混合処理工法による改良後の柱体間未改良部の沈下量は、②③式を用いて計算する。



$$S_N = S \cdot \beta \qquad \text{-------- ②}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + (n - 1) \cdot a_p} \qquad \text{-------- ③}$$

ここに　S_N：未改良部の沈下量

β：沈下低減係数

ｎ：分担比（一般にｎ＝10）

a_p：改良率

なお②③式は載荷重に対し、改良柱体と未改良部が均等に沈下した場合の沈下量を求める計算式であるが、低改良率の場合には均等に沈下することはなく、実際には未改良部の沈下量を求めることになる。ここで未改良部の沈下量とは改良柱体の沈下がない場合には不同沈下量となる。

ハ)ジオテキスタイルの柱体間未改良部に対する効果

改良部と未改良部の間に不同沈下が発生すると、ジオテキスタイルに張力が生じ、盛土は鉛直上向きの力をうける。この鉛直上向きの力すなわち荷重軽減力は、④式のように不同沈下量と比例すると考えられている。[*2]

$$p_u = \alpha \cdot S_G \quad \text{------} ④$$

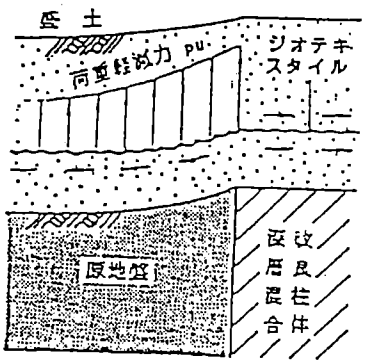
ここに　p_u：荷重軽減力

α：比例定数

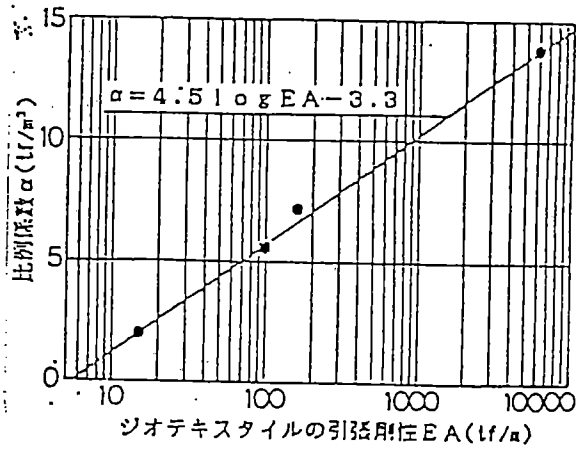
S_G：不同沈下量

一方既往の計測例[*3]によると、ジオテキスタイルの引張剛性ＥＡと比例定数αとの間に下図に示すような関係が得られている。ただし、既往例は現場の状況から、次図のように改良柱体に対して一方向のみの荷重軽減力を取り出していることになる。

これに対して当地区の場合、改良柱体のまわりは未改良部であり、四方に隣の改良柱体が設置されていることから、既往例の荷重軽減力の4倍と考えることができる。よって当地区の荷重軽減力は⑤式を用いるものとする。

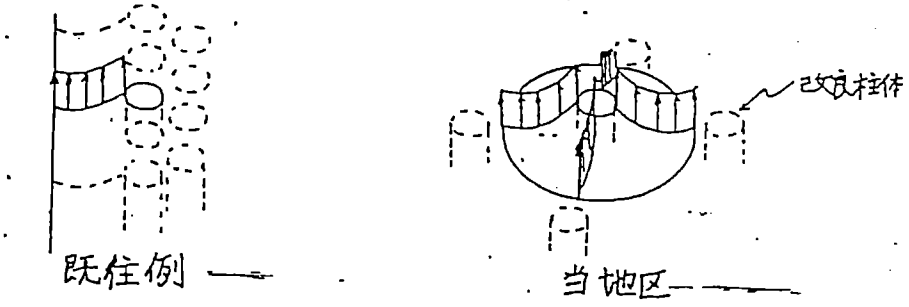


荷重軽減力概念図



ジオテキスタイルの引張剛性ＥＡと比例定数αの関係[*3]

$$p_u = 4 \cdot \alpha \cdot S_G \quad \text{------} ⑤$$

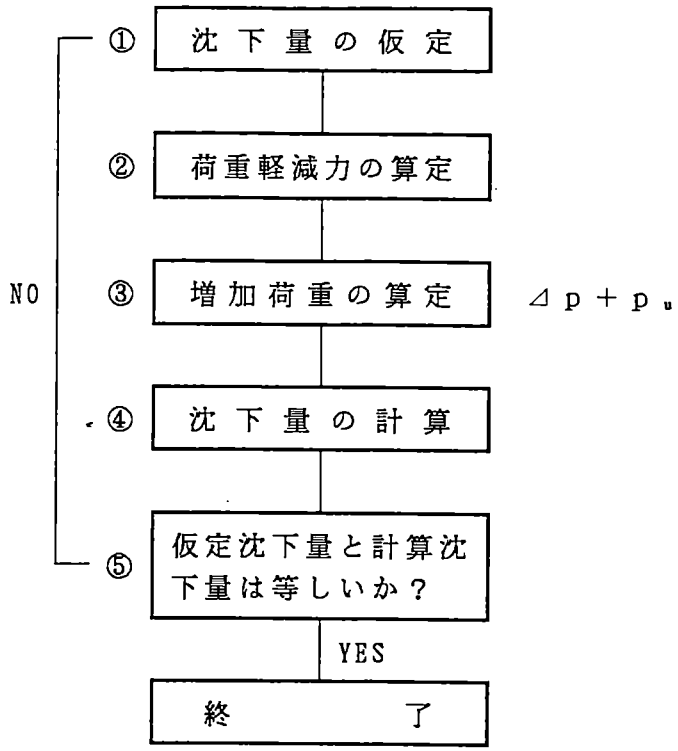


既往例と当地区の比較

この⑤式により柱体間未改良部の沈下量を求めるフローを次図に示す。

[*2]「ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書（その２）　昭和63年1月　建設省土木研究所」

[*3]土木学会第43回年次学術講演「ジオテキスタイルを併用した深層混合処理工法の現地挙動観測」より



ジオテキスタイル敷設後の未改良部の沈下計算フロー図

１１－３－５　軽量盛土工法

当地区のように、盛土自体の沈下のみでなく周辺地盤や近接構造物への影響を考慮した対策が必要な場合、盛土荷重を軽くして地盤の圧密沈下量そのものを少なくする軽量盛土工法が有効である。軽量盛土工法としては、近年発泡スチロールの大型ブロックを用い、これらを積み重ねることによって軽量盛土を築造する工法が開発されている。

(1)　ＥＰＳ工法の設計条件

①　材料特性

ｱ)ＥＰＳ工法の定義

ＥＰＳ工法とは大型の発泡スチロール（Expanded Poly-Styrol）ブロックを、盛土材料や裏込め材料として道路、鉄道あるいは土地造成などの土木工事に適用する工法で、材料の超軽量性、耐圧縮性、耐水性及びブロックを積み重ねた場合の自立性等の特長を有効に利用する工法の総称である。

ｲ)ＥＰＳ材料特性

・種類及び形状・寸法

ＥＰＳブロックは製造方法により型内発泡法と押出発泡法の2種類があり、標準的なブロック寸法は次の通りである。

型内発泡法　　(たて)2000×(よこ)1000×(厚)500

押出発泡法　　(たて)2000×(よこ)1000×(厚)100　　単位：mm

・力学特性

本工法におけるＥＰＳ材の標準的な力学特性は次表の通りであり、設計上の許容圧縮応力度は、5%圧縮強度の1／2とする。

表－１１－９　　ＥＰＳ材の材料特性（標準値）

性　質	試験方法	単　位	製造法					
			型内発泡法					押出法
種　別			D-30	D-25	D-20	D-16	D-12	DX－29
密　度	JIS-K-7222	kg/m³	30	25	20	16	12	29
圧縮強さ *	JIS-K-7220	kgf/cm²	1.8	1.4	1.0	0.7	0.4	2.8
難燃性	JIS-A-9511	――	有	有	有	有	無	有

*5%ひずみ時

なお設計に使用する摩擦係数μについては次の値とする。

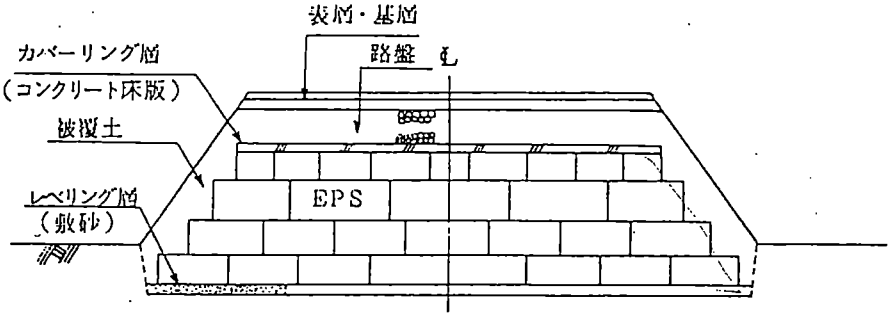
μ＝0.5（ＥＰＳ相互及び土との間の値）

ｳ)ＥＰＳ材取り扱い留意事項

特　　性	留　　意　　事　　項
熱 特 性	取扱中および施工後においても火気を近づけてはならない。
耐薬品性	ガソリン、重油などの溶剤との接触を避ける。
耐 候 性	長時間の紫外線照射を避ける。

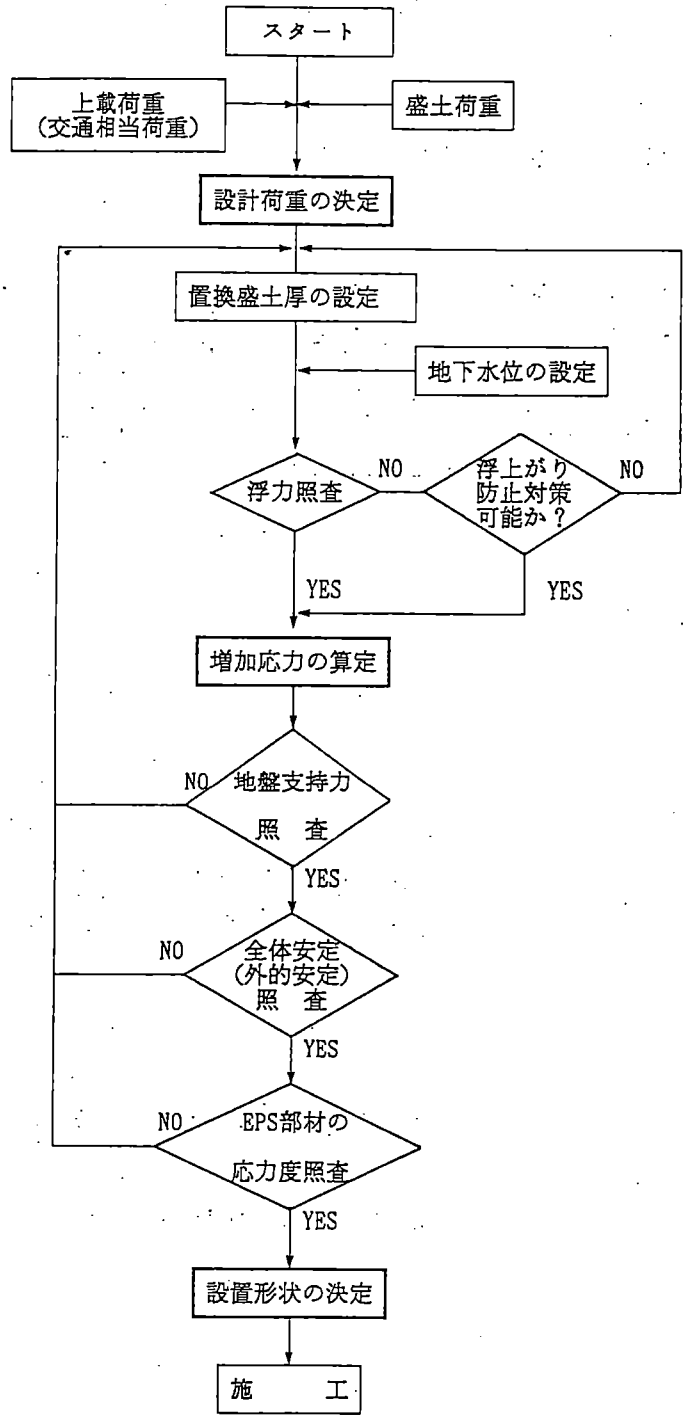
② 設計手順

ＥＰＳ工法による盛土体は、有害な沈下と浮力による浮き上がりがなく、かつ全体としての安定が確保できるよう設計する。ＥＰＳ工法による盛土体の設計は、表－１１－１０の手順で行なう。



ＥＰＳ盛土

表－１１－１０　　ＥＰＳ盛土体設計手順



③ 設計計算式

ｱ)安定検討

・置換盛土厚の算定

置換盛土厚（ＥＰＳ盛土厚）は、次式により算定する。

$$D=(W_L+\gamma_{t1}\cdot h_1+\gamma_{t2}\cdot h_2)/(\gamma_t-\gamma_{t2}) \qquad (1)式$$

ここに　γ_{t1}：舗装・路盤の単位体積重量

h_1：舗装・路盤厚

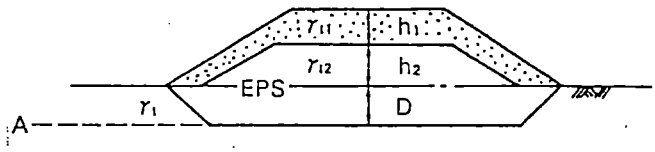
γ_{t2}：ＥＰＳ材の単位体積重量

h_2：ＥＰＳ材盛立て厚

γ_t：原地盤の単位体積重量

Ｄ：掘削深さ

（W_L：交通相当荷重）



図－１１－１３　ＥＰＳ置換厚

上式は掘削面Ａにおける発生応力が盛土の前後で等しくなるように掘削深さを求めるものである。掘削面Ａにおける土被り圧（荷重）は$p_0=\gamma_t\cdot D$、盛土完成後の掘削面Ａにおける荷重は

$$p_1=交通相当荷重+舗装荷重+ＥＰＳ自重$$

$$=W_L+\gamma_{t1}\cdot h_1+\gamma_{t2}(h_2+D)$$

$p_0=p_1$とし、(1)式を導いたものである。

・浮力の検討

浮力に対する検討の際の水位は想定される高水位にて行なう。浮き上がりに対する安全率は次式によって求める。ＥＰＳ材の自重は安全側の仮定として無視する。

$$F_s=P/U$$

ここに　$U=\gamma_w\cdot H'_{EPS}$

H'_{EPS}：地下水位以下のＥＰＳ層厚

γ_w：水の単位体積重量

$P=\Sigma\gamma_t\cdot H_i$

γ_t：地下水位より上の各層の単位体積重量

H_i：各層厚

設計安全率はF_s＝1.2以上を標準とする。

浮き上がりに対する安全率が設計安全率を満足しない場合には、次のような適切な対策を講じ、安全率が1.2以上になるようにする。

① 掘削深さの減少（置換ＥＰＳ厚さの減少）

② 盛土荷重の付加（上部ＥＰＳ厚さを減少させる）

③ 上記①、②の併用

④ アンカーなどによる浮き上がり防止対策

⑤ 排水工

・増加応力の算定

ＥＰＳ盛土による置換底部面での増加応力σは次式により求める。ＥＰＳ部の浸水部では原則として湿潤重量γ'を用いることとする。

$$\Delta\sigma = p_1 - p_0$$

$$p_1 = W_L + \gamma_{t1} \cdot h_1 + \gamma_{t2}(h_2 + D)$$

$$p_0 = \gamma_t \cdot D$$

圧密沈下や支持力の検討は、ＥＰＳ盛土の底部面に着目して行なう。

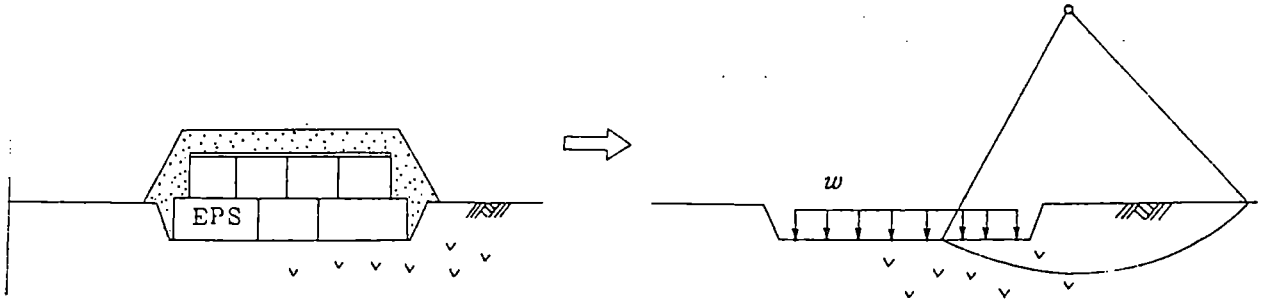
軟弱地盤上での盛土で、沈下抑制を主な目的としてＥＰＳ工法を計画する場合には、増加応力が0となるようにするのが望ましい。しかし浮力対策や地下水位付近での施工性などの理由から、必ずしも増加応力が0とはならず盛土荷重が大きくなり、地盤内に増加応力が発生するような設計となる場合もある。そのような場合には、増加応力による圧密沈下の検討を行なう必要がある。

・全体安定の検討

基礎地盤を含む盛土体全体の安定検討は、円弧すべり法により行なう。このとき、ＥＰＳ盛土体部は荷重として評価することを原則とする。円弧すべりの安全率はF_s＝1.2以上を標準とする。

現段階においては、ＥＰＳ盛土体内部（ブロック相互の組合せ体）に破壊時の包絡線がどのように発生するかは解明されていない。したがって、盛土体の全体安定を検討するときにはＥＰＳ盛土を荷重として評価することにした。計算はＥＰＳ材中にすべり面を設定するのではなく、ＥＰＳ盛土の外を

通るすべり面を想定して外的な安定を検討すればよい。



イ)ＥＰＳ部材の応力度

上載荷重によるＥＰＳ層への伝達応力は、簡易的に次式により求めることができる。

$$\sigma_z = \frac{q\,B\,L}{(B+2z\tan\theta)(L+2z\tan\theta)}$$

ここに　θ：分散角(コンクリート版を使用する場合は概略的に$\theta=45^\circ$としてよい。コンクリート版を使用しない場合は概略的に$\theta=30^\circ$としてよい)

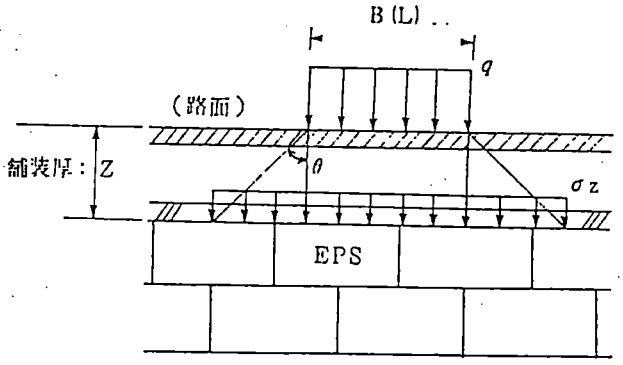
σ_z：ＥＰＳ上面での応力度(tf/m²)

q：路面に働く鉛直分布荷重(tf/m²)

z：舗装（路床、路盤）厚

B：荷重面の短辺長(m)

L：荷重面の長辺長(m)



図－１１－１４　伝達応力の近似計算

伝達応力を算定する方法には、ブーシネスクの方法やボストンコード法などがあるが、ここでは簡易に算定できる上式を採用しても良いこととした。カバーリング層としてＲＣ床版を使用した場合、当式による算定値は安全側

の値を示すことが実験的に確認されている。

ＥＰＳ層に伝わる応力は、舗装構造やカバーリング層などにより異なったものとなる。厳密に求めるには有限要素法や多層弾性論を適用することが有効とされている。ただし、舗装各層での強度定数や応力分散効果などの評価が課題として残されている。

ｳ)構造細目

ＥＰＳ工法による盛土体構造は、下図に示す構造を標準とする。

・厚さｔ＝10～15cmのレベリング層を設ける。

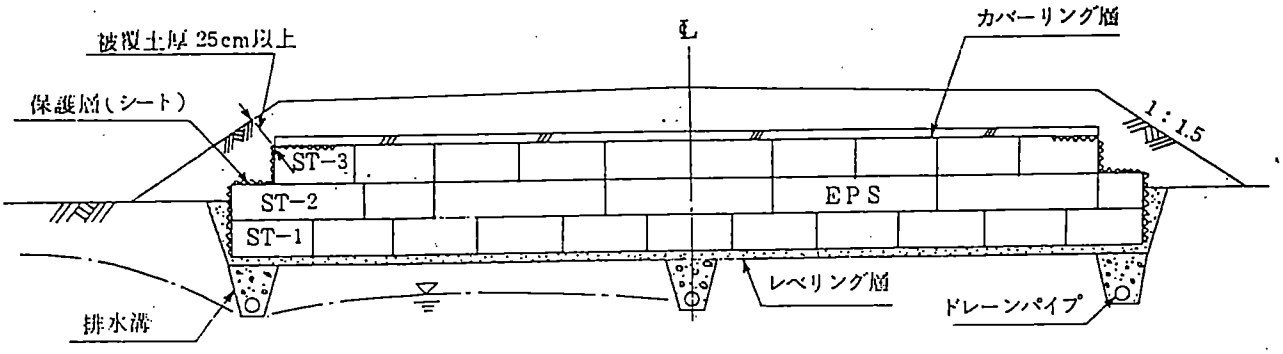
・ＥＰＳ材（ブロック）は交互配置とし、緊結材により一体化を図る。

・ＥＰＳ層の上面は、載荷重の分散及び防護などを目的としたカバーリング層を設ける。

・土羽勾配は1：1.5より急勾配としないことが望ましく、被覆土厚（かぶり）は25cm以上とする。

・ＥＰＳブロックが多層に積み上げられる場合には、ブロックの固定、不陸整正などを目的とした中間固定層を設ける。

・地下水位の高い場所や復水が予想される場合には、地下排水工やドレーンパイプなどを設け水位の低下を図ることが望ましい。



図－１１－１５　ＥＰＳ盛土標準断面

ここでカバーリング層は次の目的を有し、ＥＰＳ工法の効果を有効に発揮するための重要な役割を果たしている。

・交通荷重及び盛土荷重による応力の分散効果

・最上部ＥＰＳブロックの一体化効果

・浮力に対する押え荷重効果

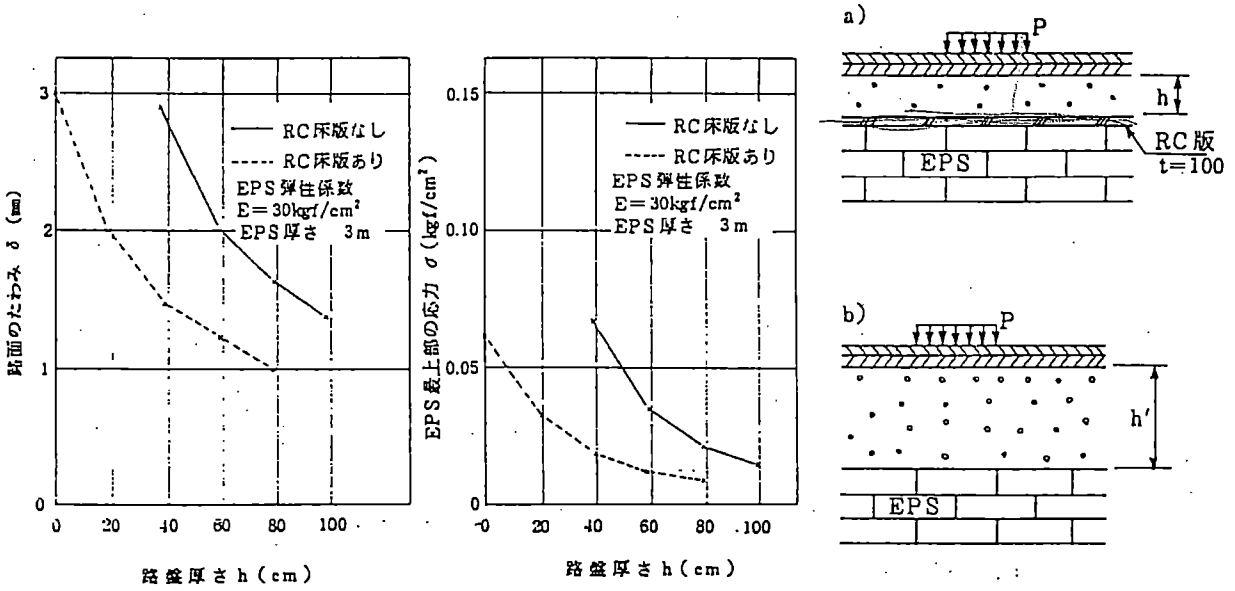
・油脂類などからの防護効果

・施工上の不陸整正

道路盛土にＥＰＳ工法を適用した場合には、カバーリング層としてＲＣ床版を採用する事例が実績的に多くみられる。その仕様例を下表に示す。ＲＣ床版は、特に応力の分散を効果的に行ない路面の変形を抑制する効果がある。またＲＣ床版と同等の応力分散効果を期待するためには、その版厚の約3倍の路盤層（砕石）を要することが数値解析により示されている。

表－１１－１１　ＲＣ床版構造仕様

コンクリート強度	配　　筋	厚　　さ
σ ＝160kgf/cm^2	ϕ 3～4mm@100×100	t ＝10～15cm
σ ＝210kgf/cm^2	ϕ 6mm　@150×150	t ＝10～15cm



図－１１－１６　数値計算例

11－3－6　杭工法

(1) 荷重

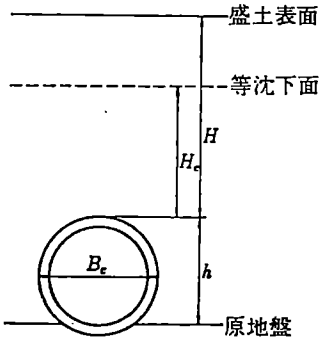
パイプカルバートの設計に用いる荷重としては、盛土または埋戻土による土圧及び活荷重を考える。

① 盛土または埋戻土による土圧

盛土または埋戻土によって生じる鉛直土圧Q_dは、次項によって計算する。

a) 突出型の場合

$$Q_d = C_e \cdot \gamma \cdot B_e^2 \ (\mathrm{kgf/m})$$



寸法表示（突出型）

・$H < H_e$のとき

$$C_e = \frac{\exp\left(K \cdot \frac{H}{B_e}\right) - 1}{K}$$

・$H \geqq H_e$のとき

$$C_e = \frac{\exp\left(K \cdot \frac{H_e}{B_e}\right) - 1}{K} + \left(\frac{H - H_e}{B_e}\right)\exp\left(K \cdot \frac{H_e}{B_e}\right)$$

ここに　γ：土の単位体積重量(kgf/m³)

B_e：管の外径(m)

C_e：土圧係数

K：定数（砂質土0.4、粘性土0.8）

H：土被り(m)

H_e：等沈下面の高さ(m)で、次式で計算する。

$$\exp\left(K \cdot \frac{H_e}{B_e}\right) - K \cdot \frac{H_e}{B_e} = K \cdot \gamma_{sd} \cdot \overline{P} + 1$$

なお$\overline{P} = 1$とすれば、上式は概算で

砂質土の場合　$H_e = 1.66 B_e$

粘性土の場合　$H_e = 1.12 B_e$

となる。

γ_{sd}：沈下比　普通地盤では0.7としてよい。

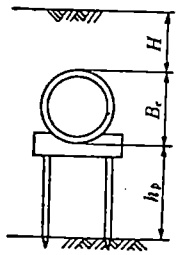
$\overline{P}$：突出比（$\overline{P} = \frac{h}{B_e}$）

沈　下　比

地　盤　条　件	沈下比(γ_{sd})
岩盤または硬質地盤	1.0
普　通　地　盤	0.5～0.8
軟　弱　な　地　盤	0　～0.5

軟弱地盤に杭で支持される管（下図）については

$$\overline{P}=\frac{h_p+B_c}{B_c}$$ とする。



寸法表示（杭基礎の場合）

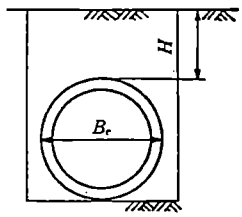
b）溝型の場合

$$Q_d=\gamma\cdot H\cdot B_c\,(kgf/m)$$

ここに　γ：土の単位体積重量(kgf/m^3)

H：土被り(m)

B_c：管の外径(m)



寸法表示（溝型）

② 活荷重

輪荷重は、地表面よりある角度をもって地中に分布するものと考える。分布角は、自動車の進行方向についてはθで分布するものとするが、それと直角方向は自動車が並列に並ぶ可能性があることを考慮して、自動車占有幅2.75mの範囲に分布するものとする。

活荷重Q は下式で計算する。

$$Q=\frac{2P\,(1+i)\cdot B_c}{2.75\,(0.20+2H\cdot\tan\theta)}\,(kgf/m)$$

ここに　P：自動車後輪荷重で、8,000kgfとする。

H：土被り(m)

θ：分布角で、舗装の有無、締固めの程度によって異なり、一

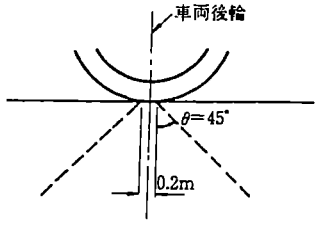
般に30～45°の値であるが、通常45°程度である。

i ：衝撃係数

B_c：管の外径(m)

衝　撃　係　数

土被り(m)	衝撃係数 i
H＜1.5	0.5
1.5≦H＜6.5	0.65～0.1H
6.5≦H	0



輪荷重の分布

(2) 設計

① 許容曲げモーメント

管頂および管底に集中線荷重を載荷し、管体に0.05mm幅のひび割れの生じるときの荷重をP_rとすると、最大曲げモーメントM_rは管底において生じ、その値は次式で計算する。

$$M_r = 0.318 P_r \cdot r + 0.239 W \cdot r \quad (kgf \cdot m)$$

または

$$M_r = 0.318 P_r \cdot r + 3.750 t \cdot r^2 \quad (kgf \cdot m)$$

ここに　P_r：ひび割れ荷重(kgf/m)

r ：管厚中心半径(m)

W：管の自重(kgf/m)

t ：管厚(m)

許容曲げモーメントは、ひび割れに対して1.25の安全率をとることとする。したがって、許容曲げモーメントM_{ra}は次式によるものとする。

$$M_{ra} = M_r / 1.25 (kgf/m)$$

② 管に生じる最大曲げモーメント

土圧及び活荷重によって管底に生じる曲げモーメントMは、次式で計算する。

$$M = k (Q_d + Q) r (kgf \cdot m)$$

ここに　k ：基礎形式及び基礎の支持角に対する係数

Q_d：管軸方向単位長さ当りの埋戻土による荷重(kgf/m)

Q ：管軸方向単位長さ当りの自動車荷重による荷重(kgf/m)

r ：管厚中心半径(m)

１１－３－７　薬液注入工法（参考）

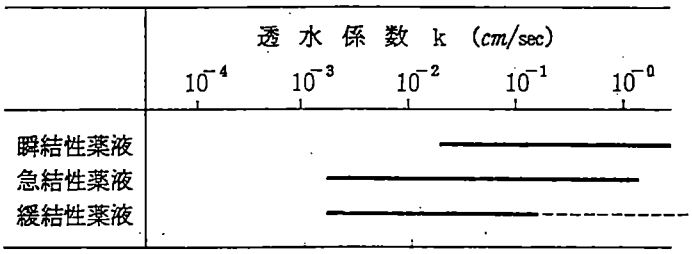
(1) 透水性

砂質系地盤（砂層および砂礫層）に薬液を注入し、透水性を低下させ遮水効果を期待する場合の数値は、通常

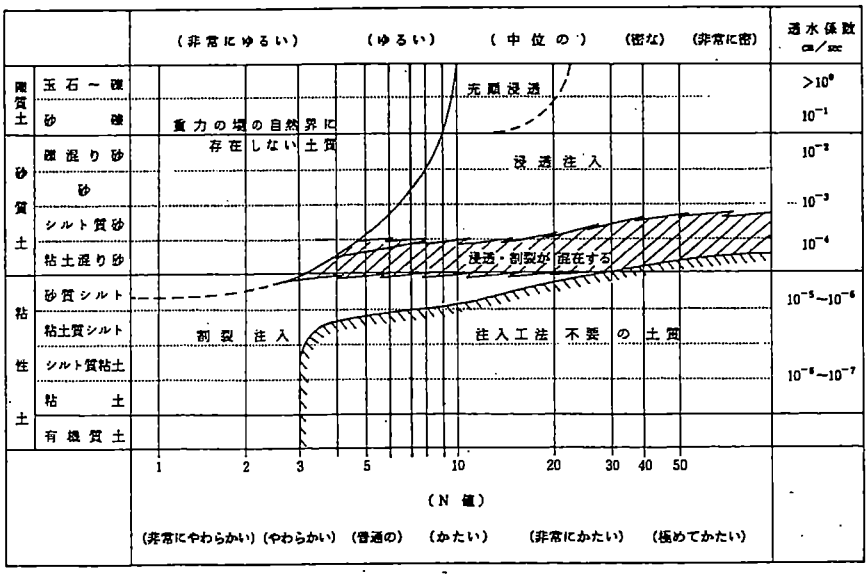
透水係数 $k = 1\times10^{-4} \sim 5\times10^{-5}$ (cm/sec)

の間にあることが多いので、設計上はこの値を採用する。すなわち原地盤の透水係数が10^{-4}cm/secのオーダーより小さい値を示す地盤では、薬液注入による改良効果があまり期待できず、また通常遮水を必要とする地盤の多くは透水係数が10^{-3}cm/secのオーダー以上の地盤であり、このような地盤では薬液注入による遮水効果が大きい。

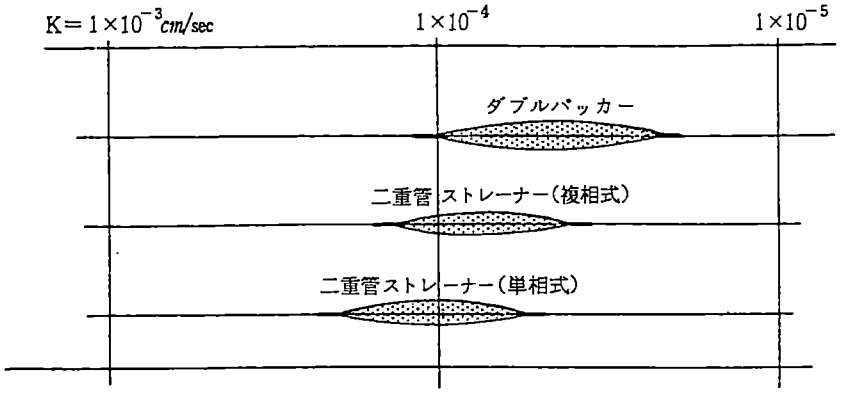
透水係数と実質浸透限界



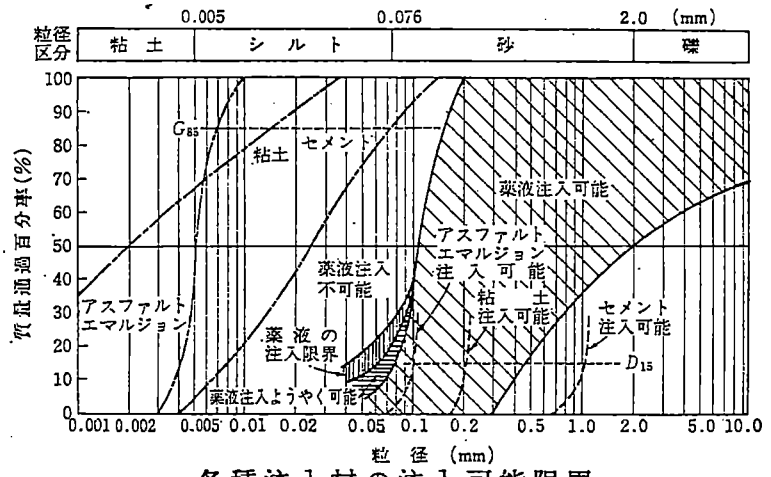
土質と注入形態の関係を下図のように考えてもよい。



土質と注入形態の関係図



注入方法と改良効果の関係

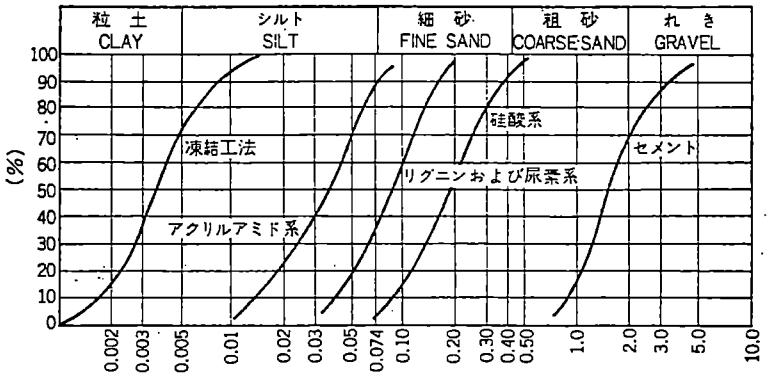


各種注入材の注入可能限界

注入形態の種類 ＼ 地盤土の種類	ひび割れ粘性土		緩い土	
	大ないし中位のひび割れ $k>5.1$(cm/s)	非常に細いひび割れ $k<5.1$(cm/s)	粗ないし中粒 $k>10^{-1}$(cm/s)	細粒 $k<10^{-1}$(cm/s)
割裂注入			▨	▨
浸透注入	▨	▩	▨	▩
割裂・浸透注入				▩

▨ セメント系注入材　▩ 薬液　□ 注入不可能

注入材の注入形態

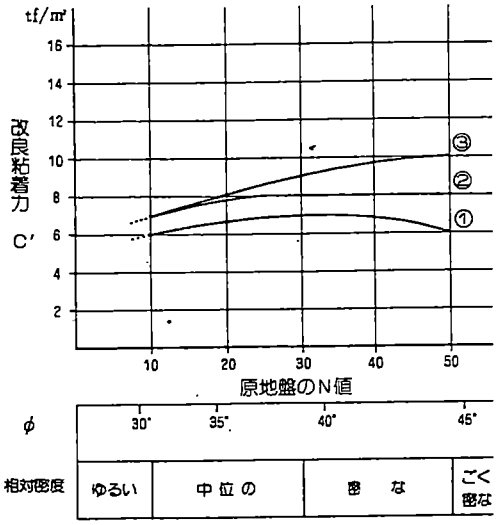


注) 上図は注入という現象を浸透作用のみで説明しているものであり，現実とは大きくかけはなれている．

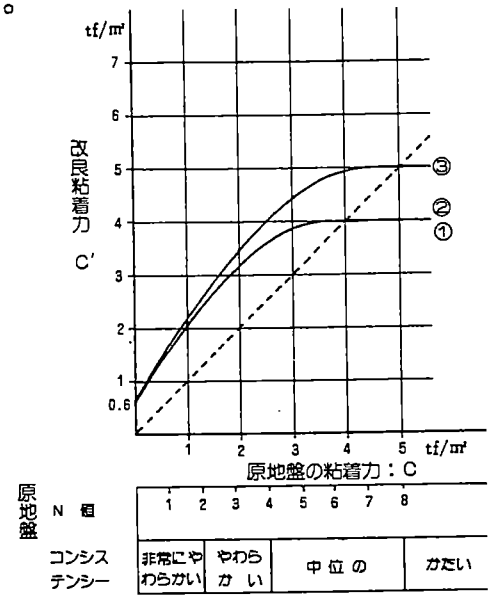
各種注入材の注入可能範囲粒度分布図（実験室的分類）

(2) 強度増加

薬液注入による地盤の強化は、地盤の粘着力を増加させるものであり、その値は一義的には定まらないが、通常地質や地盤強度と薬液注入による改良強度の関係は、下図に示すとおりである。



砂質土での設計強度
（注入率40％以上）



粘性土での設計強度
（注入率30％以上）

① 二重管ストレーナー（単相式）
② 二重管ストレーナー（複相式）
③ ダブルパッカー

薬液注入による地盤強化には次のようなものがある。

① 砂質土地盤

・相対密度のゆるい、または中位の比較的軟弱な地盤に対して粘着力を付加し、原地盤の強度を増加させる本来の地盤強化

・相対密度の密な固い地盤においては、土粒子間に浸透して固まり、土粒子の配列を変えないことにより、地盤のゆるみなどの影響を排除するゆるみ防止

② 粘性土地盤

粘性土では、N値5以下の軟弱な地盤中に薬液が割裂して、固化による強度増加が期待できる。しかしN値5を越えるような地盤では、改良効果が期待できない。

砂質土の設計粘着力(tf/m²)　注入率40%の場合

注入方法		原地盤のN値				
		10	20	30	40	50
二重管式ストレーナー(単相)	粘着力 tf/m²	6	7	7	7	6
二重管式ストレーナー(複相)		7	8	8	8	8
ダブルパッカー		7	8	9	10	10

二重管式ストレーナー（単相式）で、原地盤のN値が40を越えると改良粘着力が低下するのは、原地盤の透水性が低下しているので短いゲルタイムの薬液では十分な浸透注入になりにくいためである。

粘性土の設計粘着力(tf/m²)　注入率30%の場合

二重管ストレーナー(単相)	原地盤の粘着力＋1 ただし最大4tf/m²
二重管ストレーナー(複相)	原地盤の粘着力＋1 ただし最大4tf/m²

強度（改良粘着力）に差があるのは方式ごとに注入性が異なるためであり、得られる強度の大きな工法ほど、より均質な注入が可能であることを示している。粘性土の場合、二重管ストレーナー（単相式）と同（複相式）で得られる改良粘着力が同じであるのは、割裂によってできる薬液の脈の数に、方式の差があまり生じないためである。また原地盤の粘着力が4～5tf/m²（N値5以上）の地盤に薬液注入を実施しても強度の増加はみられない。

薬液選定の目安

分類	選定の目安	
第Ⅰ分類	溶液型	浸透注入を目的として砂質系地盤に適用する。注入方式の多くはこの材料を使用している。湧水の防止と地盤の粘着力の増加を図るもので、切羽面の自立を目的とした注入等に利用されている。
	懸濁型	粘性土地盤中に割裂注入し、粘着力の増加を図る目的で使用する。その他として空洞や礫層などの大空隙への充填注入に用いる。
第Ⅱ分類	無機系反応剤	多くの薬液がこの分類に属する。設計等で用いる改良効果はこの系統の薬液によって得られた値で示されるものである。 暫定指針による水質管理はｐＨのみでよい。
	有機系反応剤	無機系に比較して、ゲルの安定性が高く強度が得られることから、重要な目的に使用する場合には、無機系より優位にたつ。 暫定指針による水質管理はｐＨと過マンガン酸カリウム消費量テストを行なう必要がある。
第Ⅲ分類 (ゲルタイム)	瞬結	拡散防止を図り、かつ浸透注入を目指すために開発されたもので、締り具合いの緩い地盤への注入に適するが、よく締まった地盤では多少浸透性に問題が生ずる。
	中結	このゲルタイムを単独で使用した場合には、主として上部などの注入範囲外への散逸も多く、多くの改良効果が望めない。現在ではバイモードなどのように瞬結の薬液を注入し、拡散を防止した後浸透注入を図るために使用する。
	長結	ゆっくり時間をかけて浸透させる目的で使用するため、一般的にはダブルパッカー工法で使用するケースが多い。 バイモードなどで、瞬結との組合せで使用することも可能である。

注）現在商品名の異なる多数の薬液が使用されているが、この分類のいずれかに属する。

一般に使用されている注入工法の分類

注入工法		ゲルタイム	混合方法
二重管ストレーナー工法	単相式	瞬結	2ショット
	複相式	瞬結、中～長結	2、1.5ショット
ダブルパッカー工法		長結	1ショット

注入方式の選定の目安

工法の分類	適する地盤	理由
二重管ストレーナー（単相式）	地盤全域に適用できるが、特に緩い砂層及び粘性土に適する。	所定の注入範囲外への拡散を防止し、限定された部分に薬液をとどめることを目指した短いゲルタイムの注入方式である。軟弱で複雑な沖積地盤では、薬液の拡散を防止しつつ、密実にむらなく注入させることにより、より効果的な注入が可能となる。このため、締り具合いの弱い地盤や土被りの浅い箇所での注入に適するが、よく締まった砂地盤等では、浸透性に限界がある。 混合方式は2ショット。
二重管ストレーナー（複相式） バイモードなど	地盤全域に適用できる。特に中位～よく締まった砂層や比較的粘性土を含む砂層等によく適する。	この方式は短いゲルタイムで薬液の拡散を防止する一方、長いゲルタイムの薬液で地盤のより小さな間隙に浸透させるのを目的としたものである。 比較的よく締まった地盤や粘性土を多く含む砂質地盤では、短いゲルタイムを使用した注入では効果にむらが生ずるケースもあり、このような場合には中位～長いゲルタイムと短いゲルタイムとの組合せの注入がより効果的である。 混合方式は1.5、2ショットのいずれでもよいが、一般には短いゲルタイムを2ショット、長いゲルタイムを1ショットで行なっている。
ダブルパッカー	砂質系地盤全域に適用	この方式は長いゲルタイムの薬液を小さな注入速度でゆっくり注入することにより、より均質な改良を可能とする。 上の方式に比較して、注入工費が割高で工期が長くなる問題はあるが、低い圧力で注入可能であることから、重要構造物の直下や埋設物に非常に近接した位置での注入では、最もそれらに対する影響を少なく施工できる。 混合方式は1ショットが普通。

１１－４　Ｉ地区・道路を含めた対策工の検討

軟弱地盤が最も厚く、現在の沈下量も大きいＩ地区について、地盤改良を道路幅まで広げ、下水管プラス道路に対する対策工により、加工団地内の地盤沈下を低減または促進させて短期間に終了させる工法を採用した。

検討工法

① 載荷重工法

② サンドドレーン工法（ＳＤ工法）

③ サンドコンパクション工法（ＳＣＰ工法）

④ 固結工法（ＤＪＭ工法）

⑤ 固結工法（ＪＳＧ工法）

⑥ 固結工法（ＤＪＭ工法）＋ジオテキスタイル工法併用工法

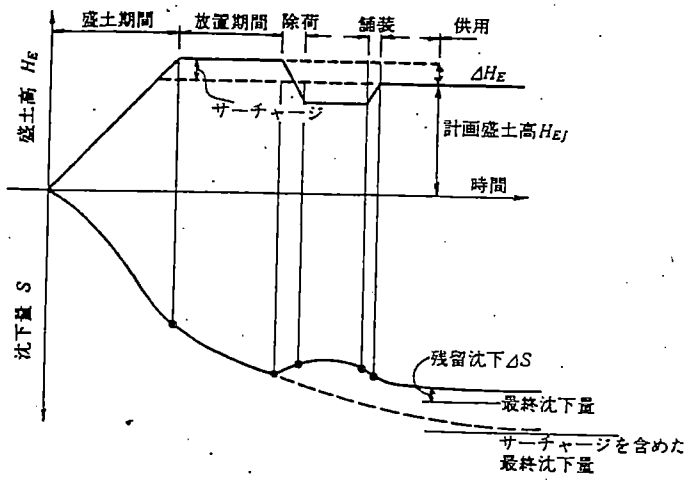
⑦ 軽量盛土工法（軽量安定処理土工法）

⑧ 軽量盛土工法（ＥＰＳ工法）

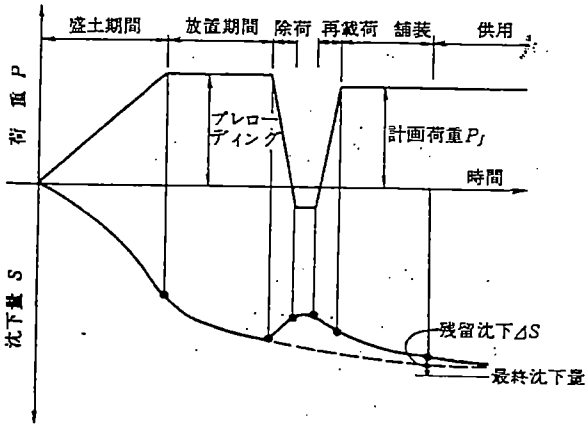
１１－４－１　載荷重工法

(1) 工法の特性並びに概要

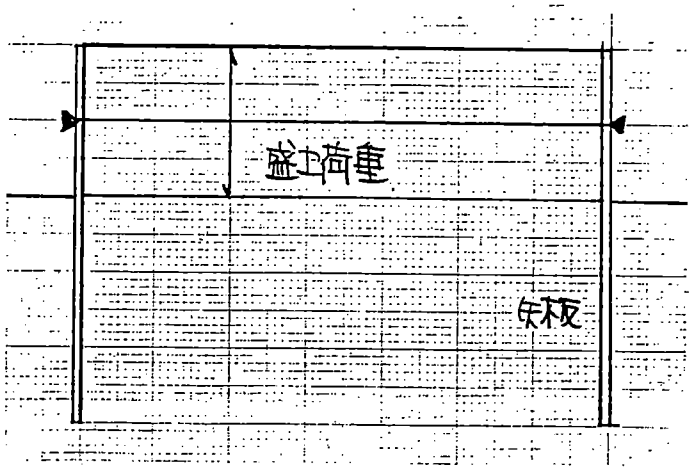
盛土や構造物の計画されている地盤に、あらかじめ設計荷重以上の荷重をかけ沈下を促進させる工法である。載荷重としては盛土がよく用いられ、サーチャージ工法、プレローディング工法などがある。サーチャージは盛土部に、プレロードは構造物部にそれぞれ用いられる。盛土のかわりに大気圧を用いる方法や、地下水位を低下させることにより有効応力を増加させる方法などもある。プレローディング工法は側方流動体策としても有効である。



サーチャージ工法



プレローディング工法



(2) 検討結果

無処理地盤の場合の圧密沈下検討結果によると、現在までの圧密の進行はU＝30％程度であり、残留沈下量S＝120～190cmと算出された。この地区で沈下終了後に現在の標高を保つ盛土高は、今後2.0～3.5mを必要としており、圧密終了までの時間は60～210年と算定された。

したがって現地盤高を保つための盛土高以上を載荷し、沈下を促進させることは、圧密に要する時間が長期になることから適用しがたい。

１１－４－２　バーチカルドレーン工法

(1) 検討条件

・サンドドレーン打設ピッチ

1.5m、2.0m、3.0mの３ケース

・サンドドレーン配置

正方形配置

・施工深度

・盛土層下面から基盤上面まで（軟弱層内）

(2) 検討結果

図－１１－１７　ＳＤ間隔と残留沈下量、沈下曲線

・Ｉ地区（Ｂ－2、ＣＰＴ－3、Ｂ－3、ＣＰＴ－13）については、サンドドレーン間隔を1.5mと最小間隔にしても、6ヶ月以内に残留沈下量を30cmとすることは困難であり、1年程度の放置期間が必要となる。

・Ⅱ－１地区（ＣＰＴ－2）については6ヶ月程度の放置期間をとれば、2.5m間隔によって残留沈下を30cm程度とすることが可能である。

・Ⅱ－２地区（ＣＰＴ－7）についてみると、ＳＤ間隔を2.0mとⅡ－１地区に比べ若干狭くする必要がある。

・Ⅱ－３地区（ＣＰＴ－10）、Ⅲ地区については、ＳＤ間隔を3.0mとし、6ヶ月以内に残留沈下30cm以内にすることができる。

以上より、サンドドレーン工法によれば、Ｉ地区については最小間隔1.5m×1.5mの配置によっても1年程度の放置期間を必要とし、その他の地区は2.0m×2.0m～3.0m×3.0m間隔でも6ヶ月程度の放置期間で残留沈下量を30cm程度に抑えることができる。

なお沈下量に見合った必要盛土量は、１０章で求めた

Ｉ－１地区	2.0～3.5m
Ｉ－２地区	0.6～2.2m
Ⅱ－１地区	0.5m
Ⅱ－２地区	0.7m

Ⅱ－３地区　　0.3m

Ⅲ地区　　0.4m

となる。

サンドドレーン工法の場合の留意点をまとめると以下のようになる。

① サンドドレーン工法の施工

盛土材は凝灰岩の岩礫を含んだ礫質土～砂質土であり、通常のサンドドレーン工では直接地上から打設する事は困難である。よって地上部からの施工ではオーガー等による先行掘削または盛土層の掘削除去、サンドマット材等による置換を行なう必要がある。

② 施工時の土留矢板工

盛土の土留矢板工を必要とする盛土高は最大3.5m程度である。

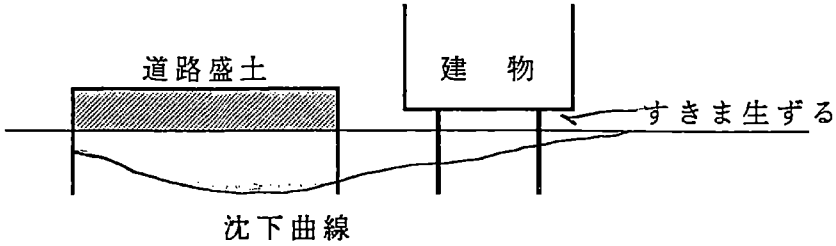
③ サンドドレーン工法の施工期間

サンドドレーン工法打設時の施工期間と沈下促進放置期間が必要である。このうち打設期間は施工量により異なるが、おおむね1～2ヶ月程度であるものの、沈下の放置期間は6ヶ月～1年間と長期間を必要とする。このあいだ道路部には盛土されていることになり、施工期間内は通行止めとする必要がある。

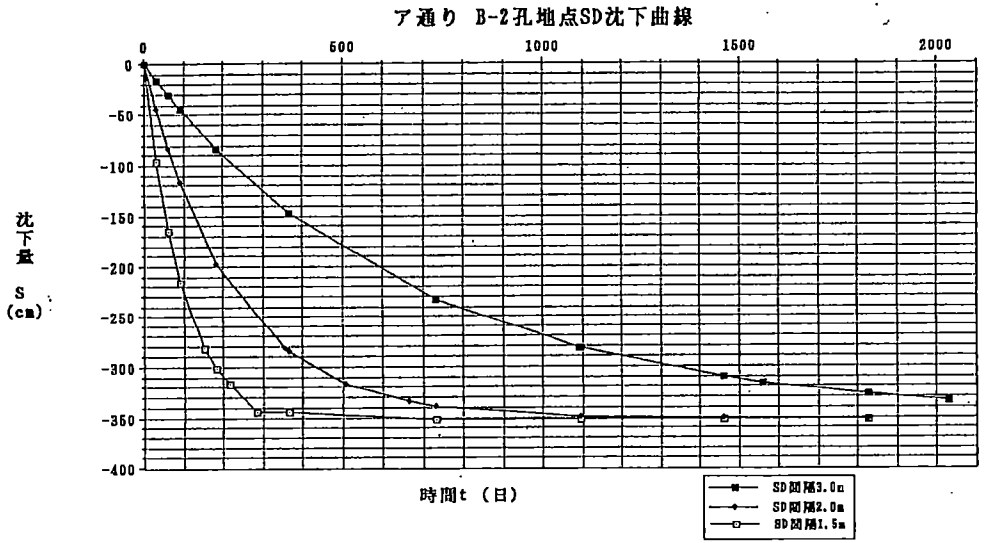
④ サンドドレーン工法による周辺団地への影響

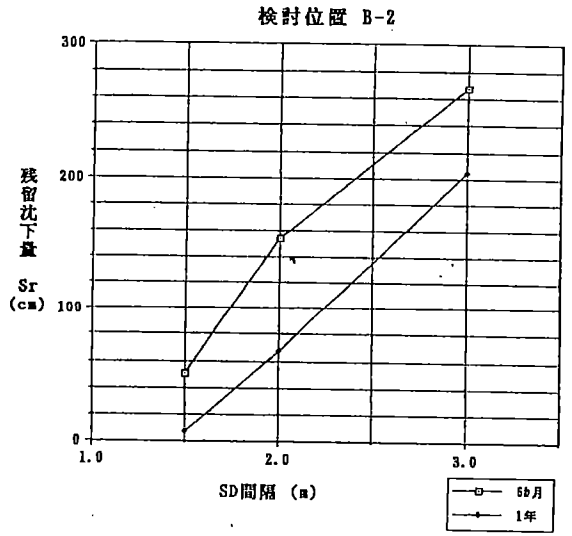
	施工区間	
圧密進行 （長期間）	圧密進行 ↓ 終了（短期間）	圧密進行 （長期間）

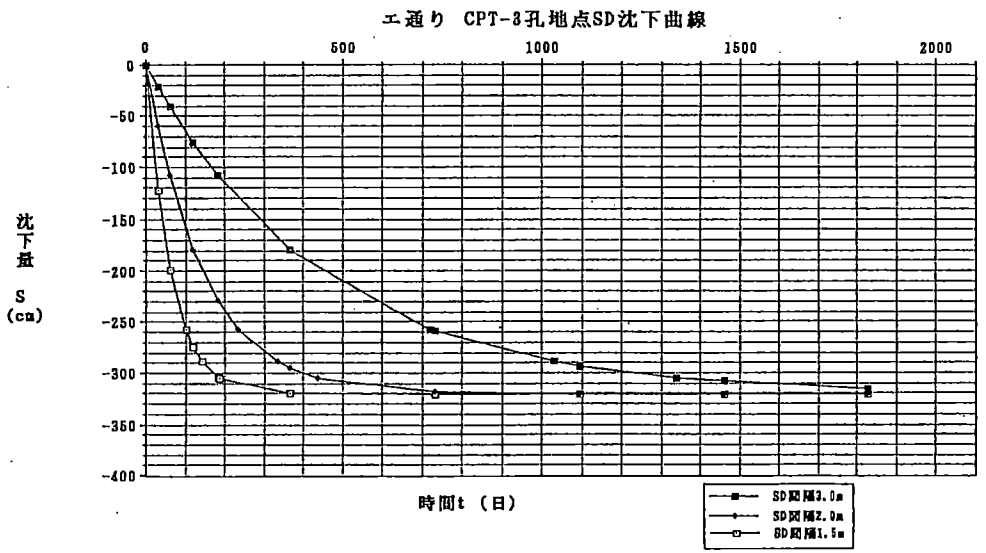
サンドドレーン工法により道路部の沈下は促進されることになり、上のような複合地盤をつくり出すことになる。したがって施工区間とその周辺には沈下量の差が生じ、かつ周辺地盤への盛土荷重の分散が起こり新たな沈下量が団地内においても発生することになり、建物支持杭への負の摩擦力をさらに生じさせることにもなる。

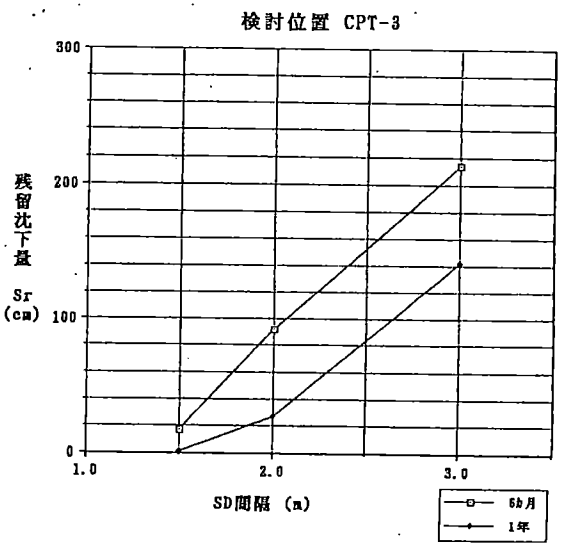


このため道路側面には沈下縁切の土留矢板工を施工する必要がある。この矢板工は、道路部の沈下が終了した場合に引き抜けば、新たに他の沈下を発生させることになるため埋殺すことになる。

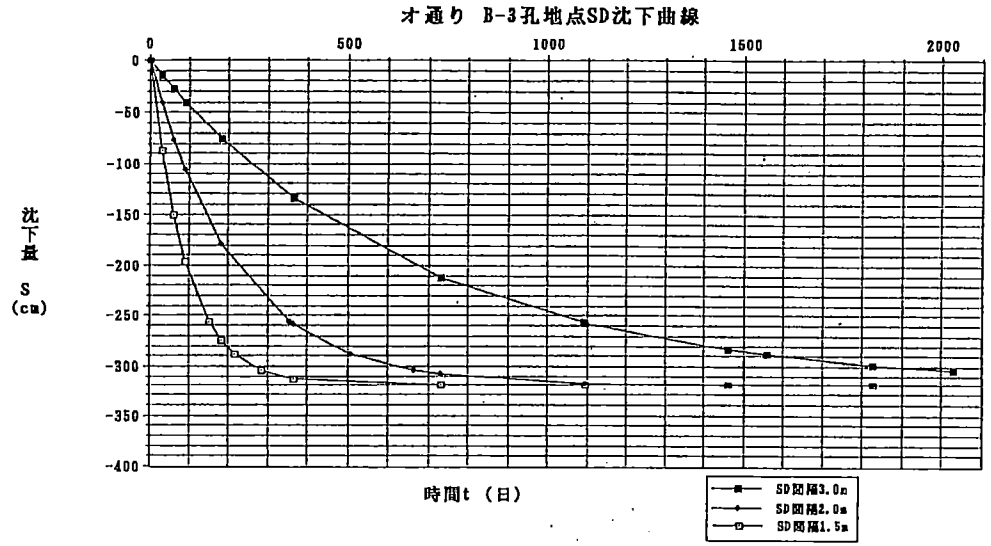


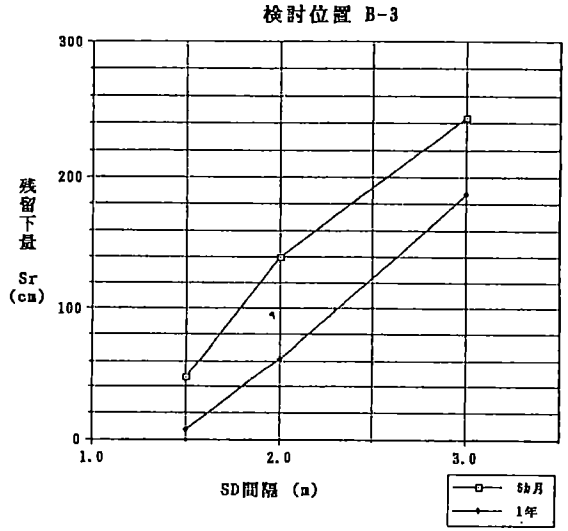


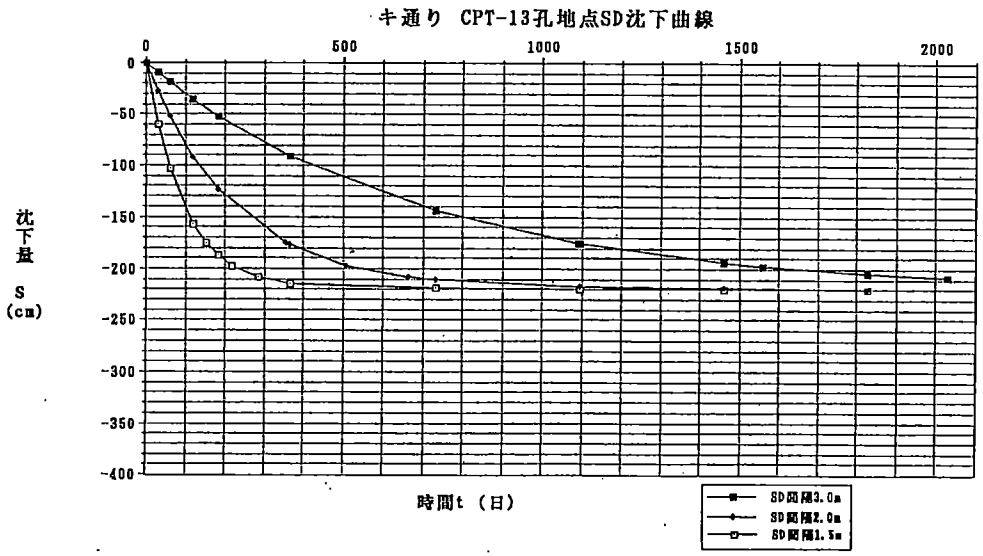


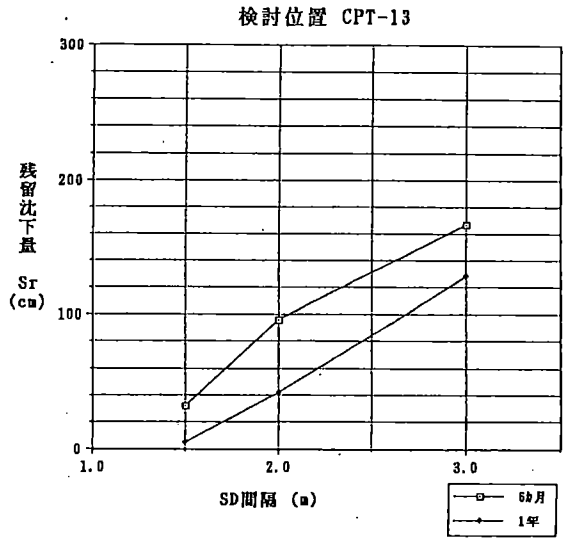


図－１１－１７（１）　ＳＤ間隔と残留沈下量 沈下曲線

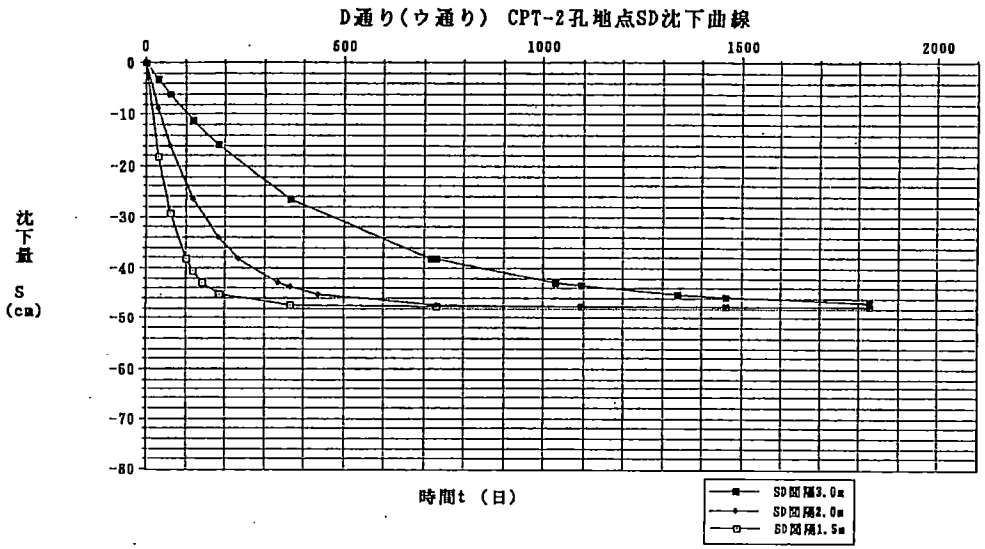


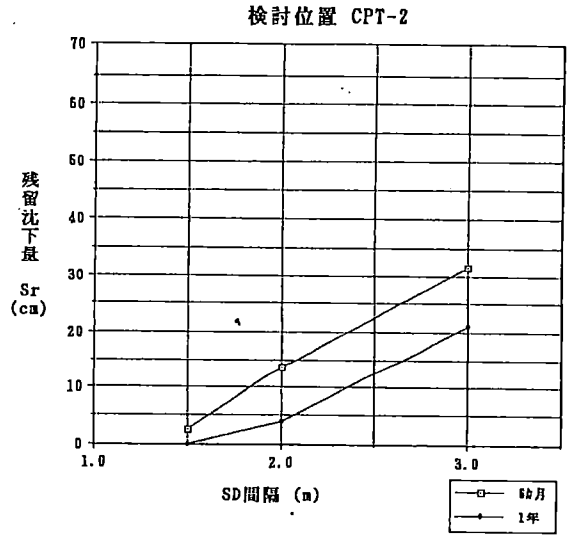


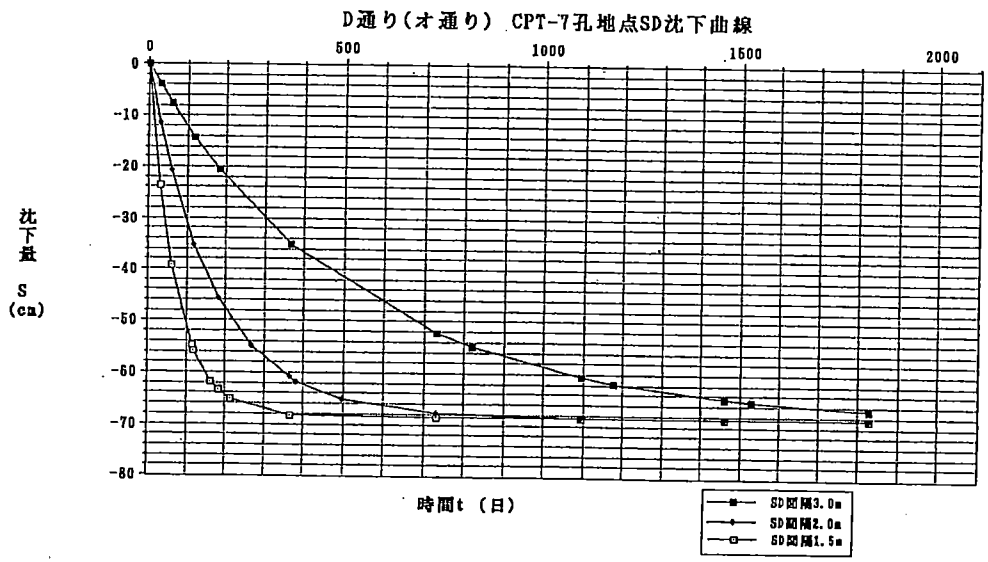


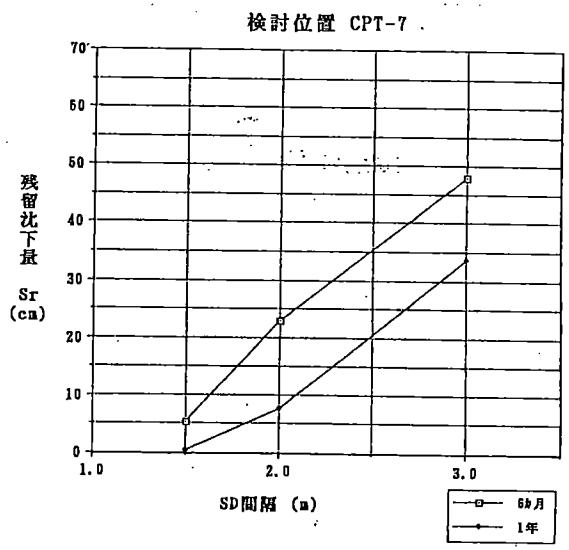


図－１１－１７（２）　ＳＤ間隔と残留沈下量 沈下曲線

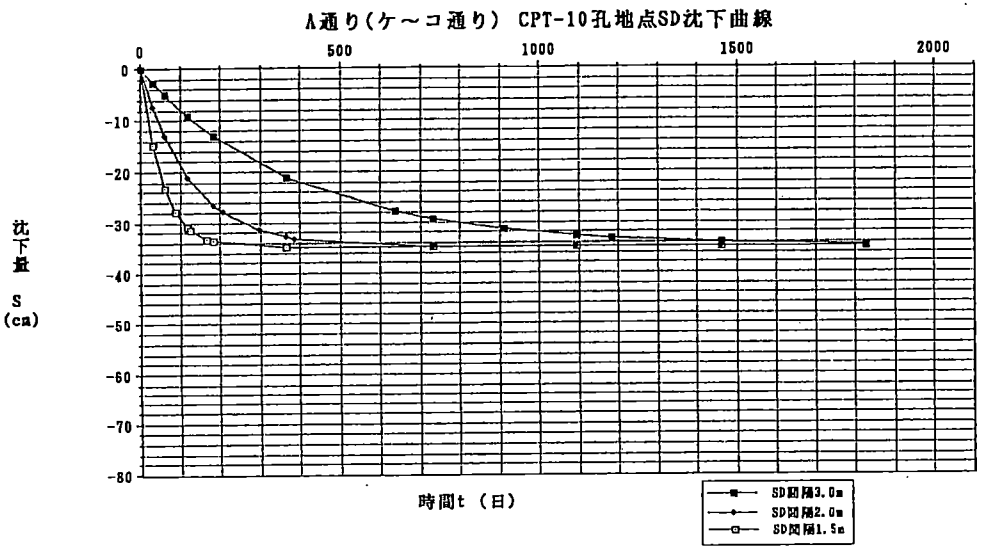


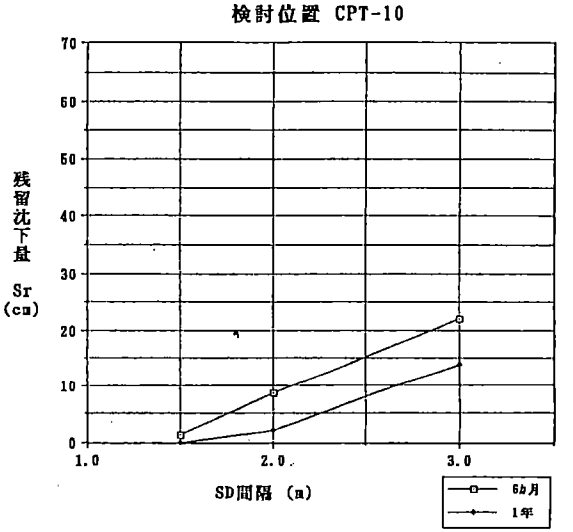


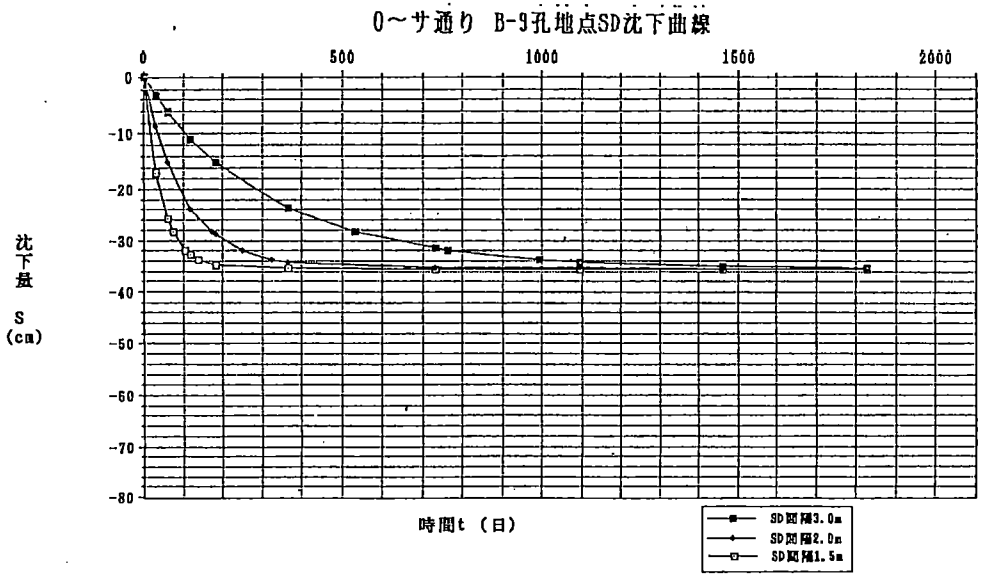


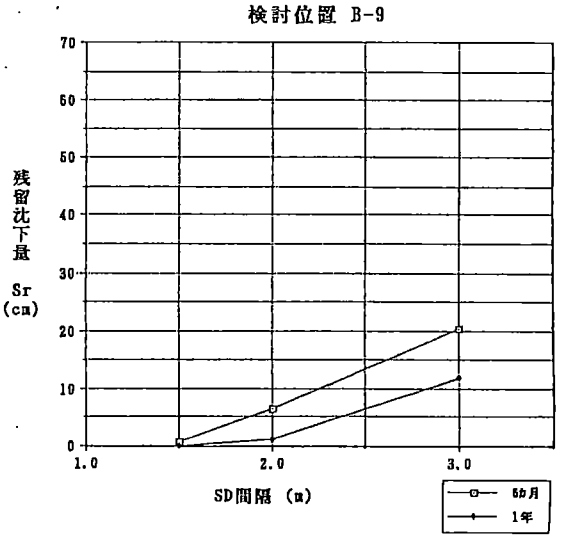


図－１１－１７（３）　ＳＤ間隔と残留沈下量 沈下曲線









図－１１－１７（４）　ＳＤ間隔と残留沈下量 沈下曲線

１１－４－３　サンドコンパクションパイル工法

(1) 検討条件

・サンドコンパクション打設ピッチ

1.5m、2.0m、3.0mの３ケース

・施工深度

盛土層下面から基盤上面まで（軟弱層内）

・砂杭径　　70cm

・材料　　砂　$\phi = 30^{\circ}$

・応力分担比

$n = 3$

・沈下低減率

$$S_c = \mu_c \cdot S$$

S：無処理地盤における最終沈下量(cm)

$$\mu_c = \frac{1}{1+(n-1)\ a_s}$$

$$= \frac{1}{1+(3-1)\ a_s}$$

打設ピッチ m	置換率 a_s	低減率 μ_c
1.5	0.171	0.745
2.0	0.096	0.839
3.0	0.043	0.921

(2) 検討結果

図－１１－１８　ＳＣＰピッチと必要盛土厚

図－１１－１９　ＳＣＰピッチと残留沈下量

① Ｉ地区ではサンドコンパクションパイルＳＣＰの間隔を1.5m×1.5mとすると、6ヶ月で残留沈下量を30cm以下とすることができる。

② Ⅱ－１地区では3.0m×3.0m間隔で6ヶ月以内に残留沈下量を30cm以下とすることができる。

③ Ⅱ－２地区では2.5m×2.5m配置と、Ⅱ－１地区に比べ若干間隔を狭くする必要がある。

④ Ⅱ－３地区、Ⅲ地区についてはⅡ－１地区と同様3.0m×3.0mピッチで6ヶ月以内に残留沈下量を30cm以下に抑えることが可能である。

⑤ 以上の結果をまとめると次表となる。

地　　区	ＳＣＰピッチ	放置期間
Ⅰ　地　区	1.5m×1.5m	1　年
Ⅱ－１、３、Ⅲ地区	3.0m×3.0m	6ヶ月
Ⅱ－２地区	2.5m×2.5m	6ヶ月

⑥ 盛土厚は

Ⅰ地区　　2.0～2.5m

Ⅱ－１地区　0.4m

Ⅱ－２地区　0.6m

Ⅱ－３地区　0.3m

Ⅲ地区　　0.3m

となる。

⑦ サンドコンパクション工法の場合の留意点をまとめると以下のようになる。

・基本的には先に示したサンドドレーン工法と同様である。すなわち、盛土層の打設は困難であり、オーガー等の別途掘削、施工時の土留矢板工が必要である。

・ＳＤ工法に比べ放置期間は短縮できる。また沈下量が低減でき結果として盛土厚をＩ地区で1m程度少なくすることができる。

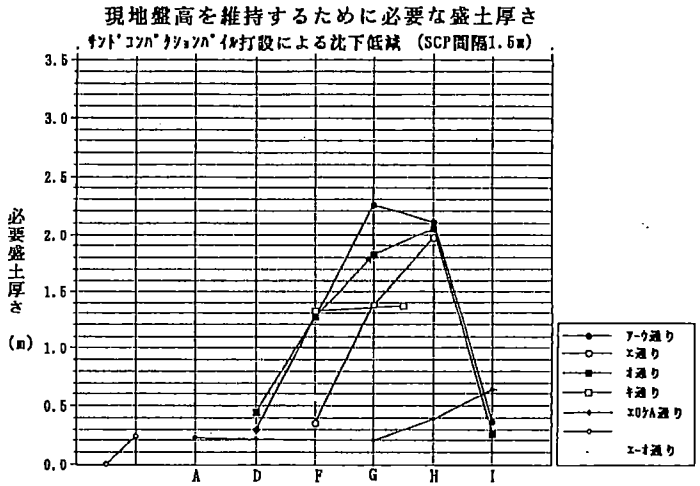
・ただしＳＣＰ工法はＳＤ工法に比べ周辺に及ぼす影響が大きい。すなわち表－１１－８によると、近接構造物（周辺地盤）に及ぼす可能性のある現象として

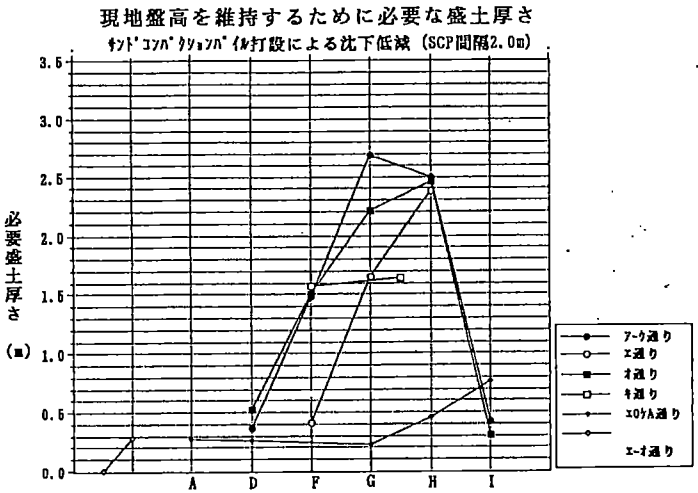
押し出し、振動

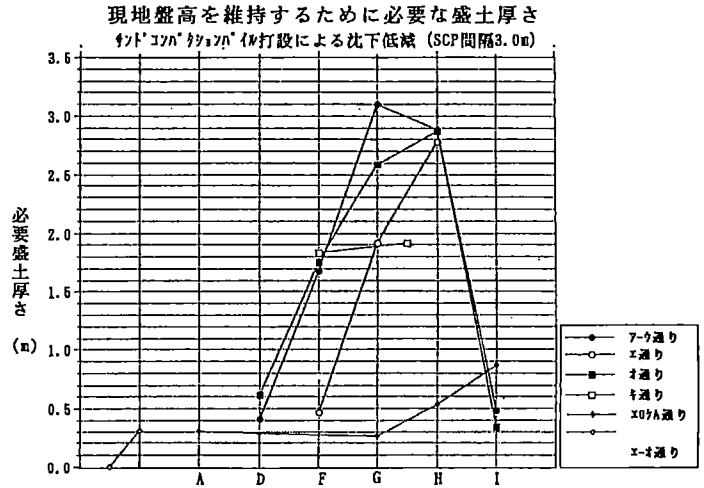
が特にあげられており、一般には構造物に近接する場合採用し難い工法である。

現地盤高を維持するために必要な盛土厚
サンドコンパクションパイル打設による沈下低減
応力分担比n=3　ＳＣＰ径=0.7m　正方形配置

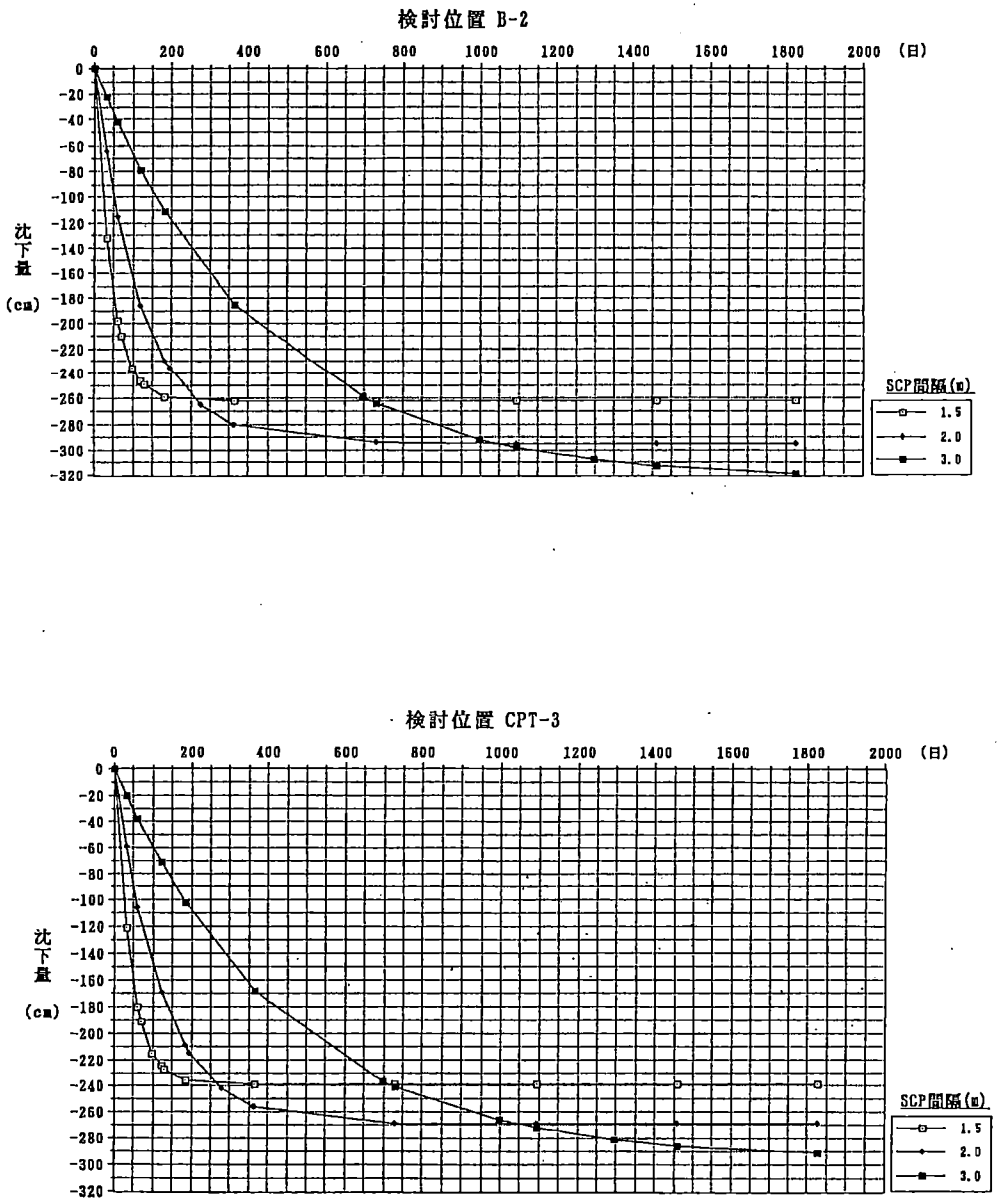
計算位置	1．5m間隔 置換率 as	1．5m間隔 必要盛土厚さ(m)	2．0m間隔 置換率 as	2．0m間隔 必要盛土厚さ(m)	3．0m間隔 置換率 as	3．0m間隔 必要盛土厚さ(m)
B-1	0.171	0.36	0.096	0.42	0.043	0.48
B-2	0.171	2.26	0.096	2.69	0.043	3.10
B-3	0.171	2.05	0.096	2.46	0.043	2.87
B-4	0.171	1.32	0.096	1.57	0.043	1.83
B-5	0.171	0.22	0.096	0.26	0.043	0.29
B-6	0.171	0.64	0.096	0.76	0.043	0.87
B-7	0.171	1.82	0.096	2.21	0.043	2.59
B-8	0.171	1.38	0.096	1.65	0.043	1.92
B-9	0.171	0.24	0.096	0.28	0.043	0.31
CPT-1	0.171	1.26	0.096	1.48	0.043	1.68
CPT-2	0.171	0.30	0.096	0.36	0.043	0.41
CPT-3	0.171	1.97	0.096	2.38	0.043	2.78
CPT-4	0.171	0.35	0.096	0.41	0.043	0.47
CPT-5	0.171	0.26	0.096	0.31	0.043	0.34
CPT-6	0.171	1.27	0.096	1.51	0.043	1.75
CPT-7	0.171	0.45	0.096	0.53	0.043	0.61
CPT-8	0.171	0.39	0.096	0.46	0.043	0.54
CPT-9	0.171	0.20	0.096	0.23	0.043	0.26
CPT-10	0.171	0.23	0.096	0.27	0.043	0.31
CPT-11	0.171	0.00	0.096	0.00	0.043	0.00
CPT-12	0.171	2.11	0.096	2.50	0.043	2.88
CPT-13	0.171	1.37	0.096	1.64	0.043	1.91
CPT-14	0.171	0.56	0.096	0.66	0.043	0.76

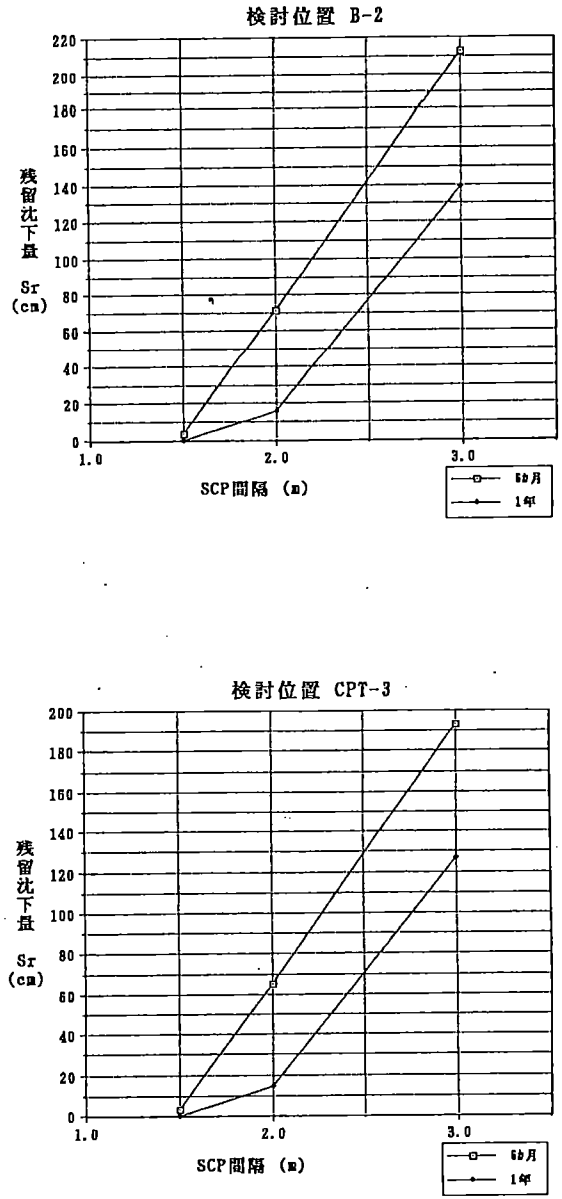




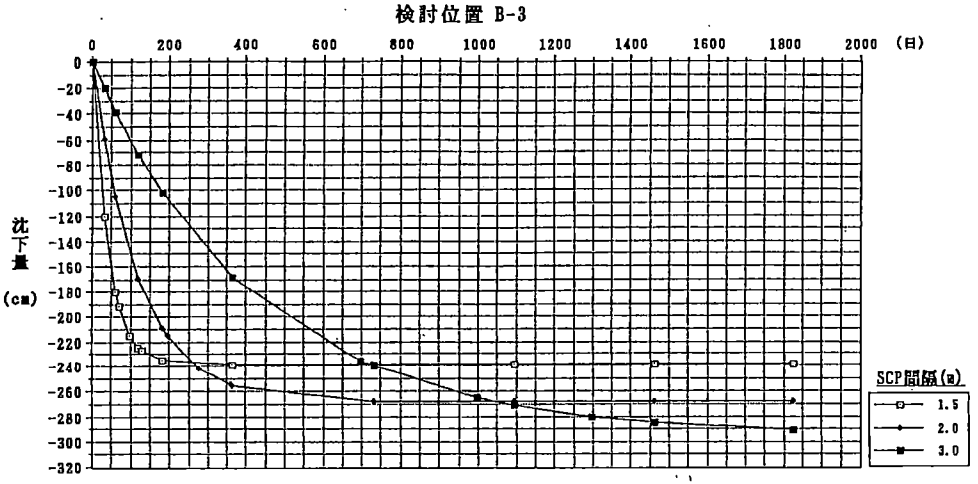


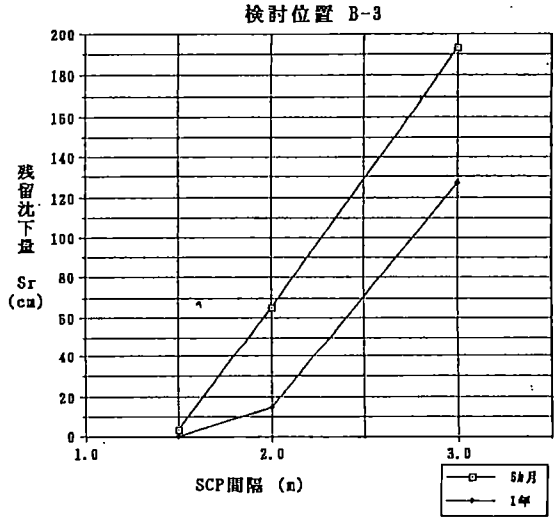
図－１１－１８　ＳＣＰピッチと必要盛土厚さ

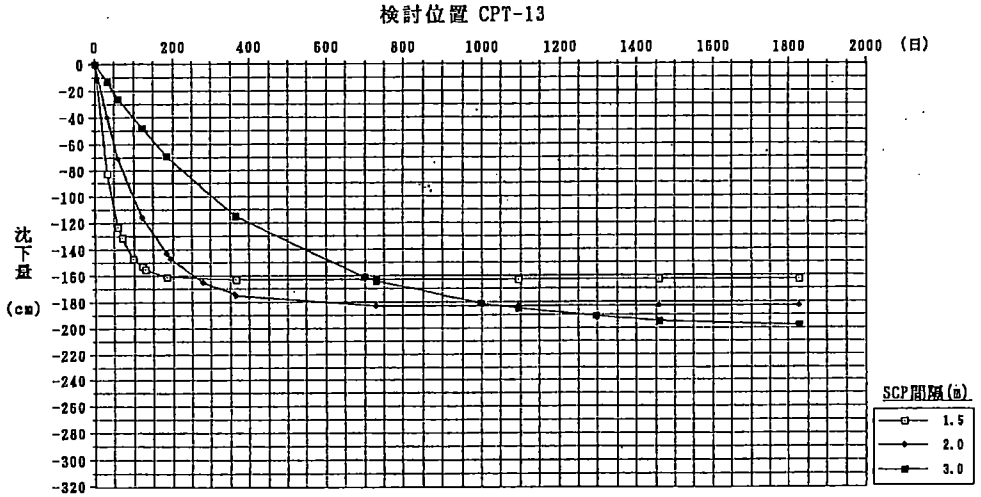


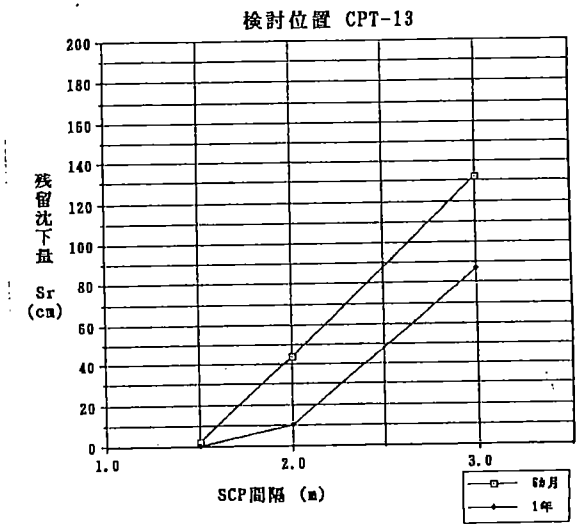


図－１１－１９（１） ＳＣＰ間隔と残留沈下量

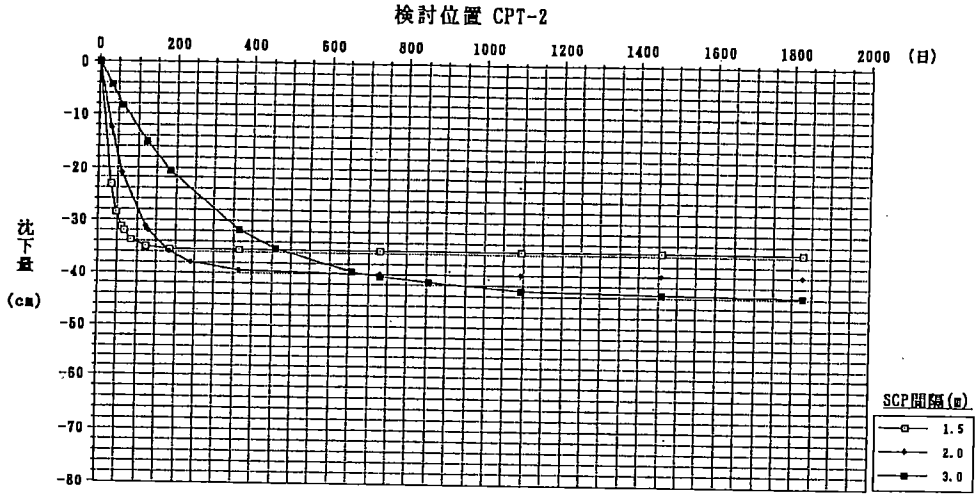


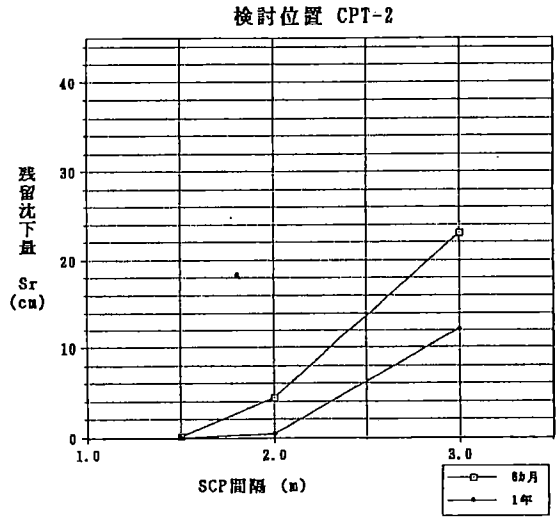


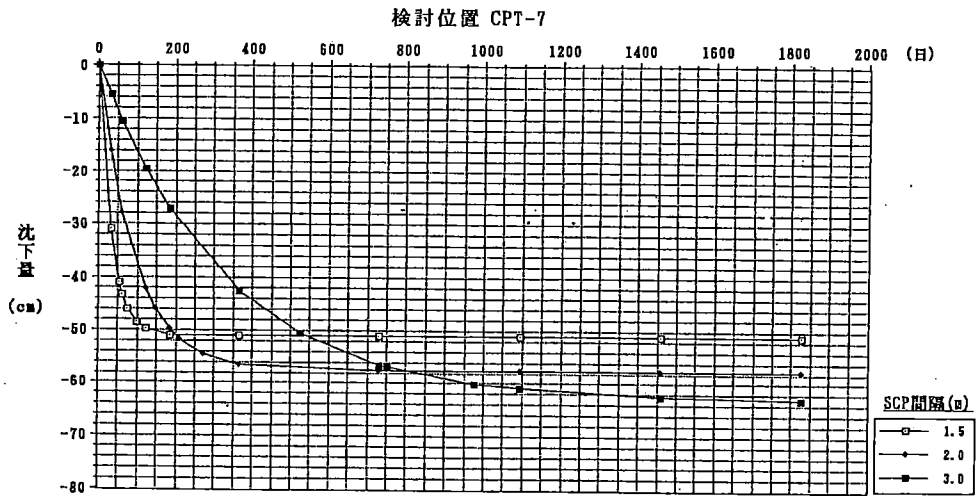


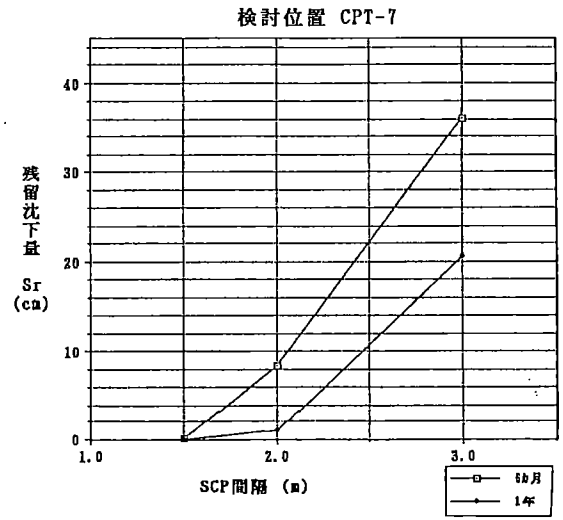


図－１１－１９（２） ＳＣＰ間隔と残留沈下量

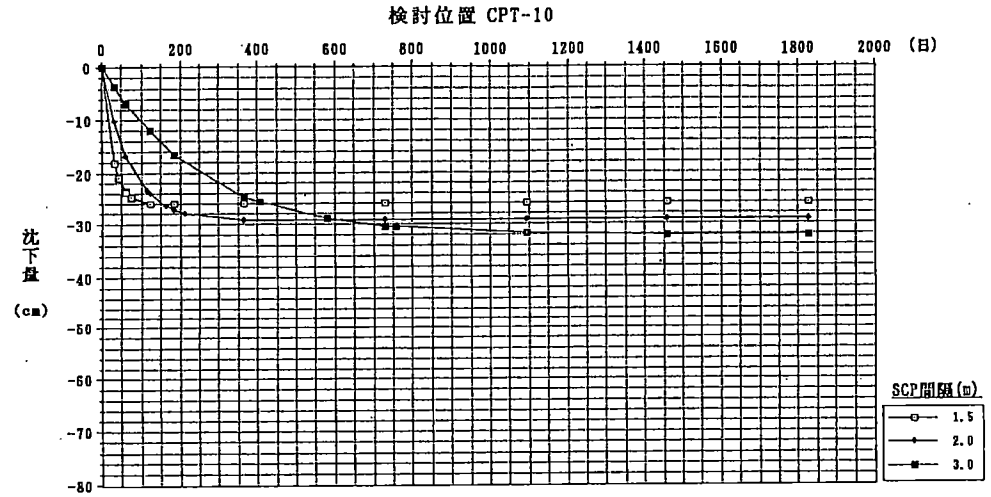


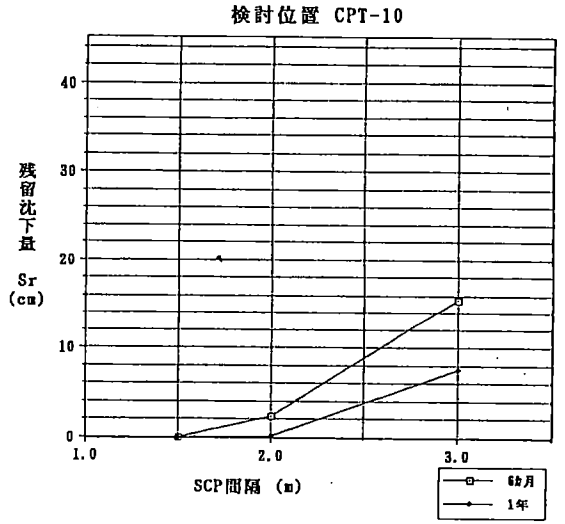


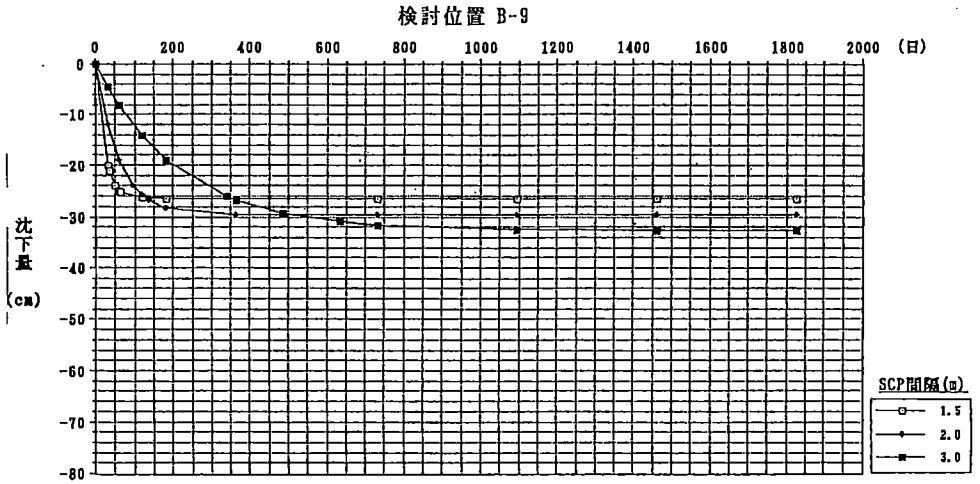


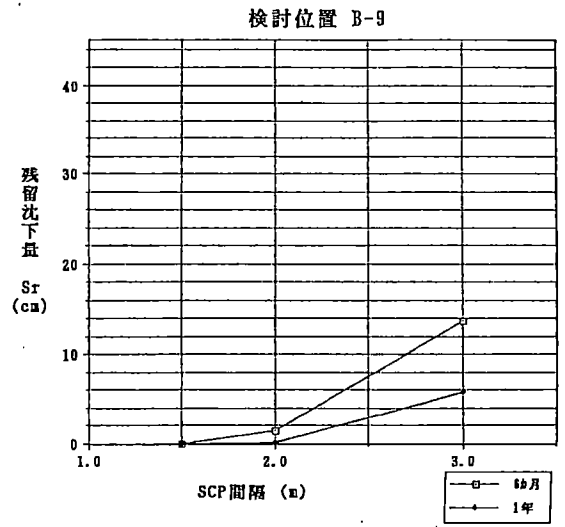


図－１１－１９（３） ＳＣＰ間隔と残留沈下量









図－１１－１９（４） ＳＣＰ間隔と残留沈下量

11－4－4　粉体噴射攪拌工法（ＤＪＭ工法）

固結工法は、セメントや石灰などの安定材による化学的固結作用、あるいは人工凍結などにより軟弱地盤を固結させ安定させる工法である。

化学的固結工法には、安定材と原位置の軟弱土を強制的に攪拌、混合する深層混合処理工法、地盤中に生石灰パイルを打設してその脱水、固結作用で地盤を改良する石灰パイル工法、さらには薬液を地盤中に注入する薬液注入工法などがある。

本節では、施工時の騒音振動など、周辺環境への影響が比較的小さい工法である深層混合処理工法の中でも、代表的なＤＪＭ工法を以下に検討する。

(1) 検討条件

改良地盤に対する沈下量の検討については、改良柱体への応力集中を考慮した計算法が提案されているが、一般的には比較的簡便な方式がよく用いられている。

$$S_1 = \beta \cdot S_0$$

$$\beta = \frac{1}{1 + a_p (n - 1)}$$

ここに　S_0：無処理の場合の沈下量(cm)

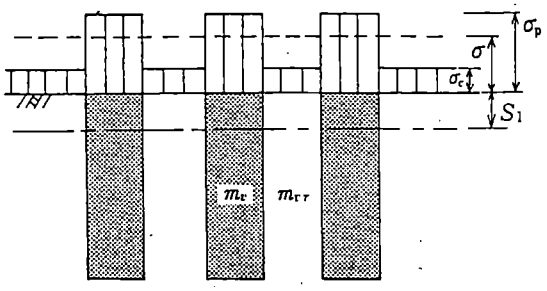
S_1：改良地盤の沈下量(cm)

β：沈下低減率

n：応力分担比（$= \sigma_p / \sigma_c$）

σ_p：改良部にかかる応力

σ_c：未改良部にかかる応力



沈下の検討

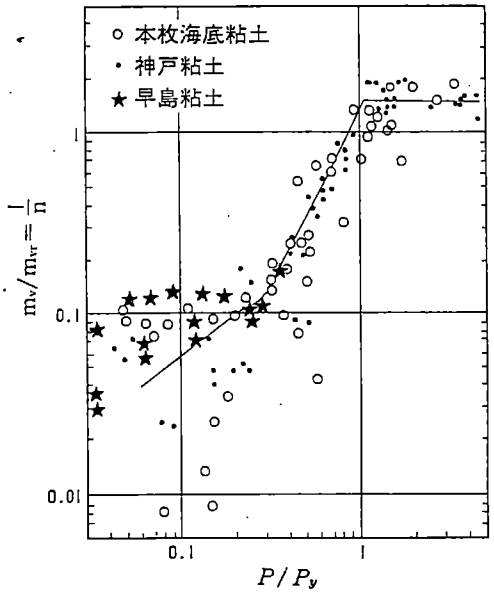
前式において応力分担比nは、杭状改良部と未改良部がほぼ一様に沈下すると仮定すれば、次式で与えられる。

$$n = m_{vr} / m_v$$

ここに　m_{vr}：未改良部（原地盤）の体積圧縮係数

m_v：改良部の体積圧縮係数

・n＝10



改良土の体積圧縮係数の変化
（寺師ほか：港湾技術研究所　一部加筆）

・
$$\beta = \frac{1}{1 + a_p (n - 1)}$$

$$= \frac{1}{1 + a_p \times 9.0}$$

(2) 検討結果

改良率a_pと残留沈下量の関係を図－１１－２０に示す。同図によると

① Ｉ地区（Ｂ－2、ＣＰＴ－3、Ｂ－3、ＣＰＴ－13地区中央）についてみると、改良率を95％まで高めても、計算上残留沈下量は10cm以下に抑えられない。したがってＩ地区についてはS_r＝30cm程度を一応の目安とする以外ない。

② その他の地区については、10～40％改良率により沈下量を10cm以下に抑えることができる。

③ 各地区のＤＪＭ配置は表－１１－１２となる。

全地区　　S_r＝10cm以下とするＤＪＭ杭配置

Ｉ地区　　接円形式1.0m×1.0m

　　改良率　0.785

＊計算上は未改良部の沈下量が見かけ上大きいことから、S_r＝10cm以下には抑えられない。しかしながら1.0m×1.0m正方形配置は接円タイプであり、実際は群杭形式で上載荷重を支えることになる。したがって未圧密領域の沈下は低減され、結果として沈下量はきわめて小さな値となる。

Ｉ地区　S_r＝30cm以下

通　り	改良率 a_p	正方形配置（m）
ア　通　り	0.590	1.2×1.2
エ　通　り	0.450	1.3×1.3
オ　通　り	0.475	1.3×1.3
キ　通　り	0.310	1.6×1.6

Ⅱ、Ⅲ地区　S_r＝10cm以下

地　区	改良率 a_p	正方形配置（m）
Ⅱ－１地区	0.215	1.9×1.9
Ⅱ－２地区	0.390	1.4×1.4
Ⅱ－３地区	0.125	2.5×2.5
Ⅲ　地　区	0.180	2.1×2.1

なお下水パイプ直下のみの改良の場合は次のようになる。

Ｉ地区　S_r＝30cm以下

通　り	改良率 a_p	１列配置（m）
ア　通　り	0.590	1.3
エ　通　り	0.450	1.7
オ　通　り	0.475	1.7
キ　通　り	0.310	2.5

Ⅱ、Ⅲ地区　S_r＝10cm以下

地　　区	改良率 a_p	1列配置（m）
Ⅱ－1地区	0.215	3.7
Ⅱ－2地区	0.390	2.0
Ⅱ－3地区	0.125	6.3
Ⅲ　地　区	0.180	4.4

ＤＪＭ工法を用いる場合の留意点は次のようにまとめられる。

① 最も近接構造物に対して影響の少ない工法である。

② ただし当地区の場合軟弱粘性土層が20m以上と厚いことから、施工機械は表－１１－３より最大貫入深度30m級の2軸用（盛土厚＋軟弱層厚）ＤＪＭ2090以上となる。

表－１１－１３　ＤＪＭ改良機本体標準仕様

区分	機種	DJM1037	DJM1070	DJM2050	DJM2070	DJM2070L	DJM2090	DJM2090L
改良機本体	撹拌軸数	1本	1本	2本	2本		2本	
	軸間距離mm	－	－	1,200～2,000（200間隔）	1,000　1,200　1,500		1,000　1,200　1,500	
	標準撹拌翼径mm	800	1,000	1,000	1,000		1,000	
	最大貫入深度m	15	20	20	23	26	30	33
	撹拌軸回転速度rpm	5～50	5～50	17.8～45	24, 48（50Hz）		32, 64（50Hz）	
	撹拌軸最大トルクkgf・m	1,000	2,000	1,520	2,000（連続定格）		2,520（連続定格）	
	貫入引抜き速度m/min	0～7.0	0～7.0	0～4.0	0.5～3.0		0.5～3.0	
	原動機一駆動方式	電動機－油圧	電動機－油圧	ディーゼル－油圧	走行，昇降：ディーゼル－油圧 撹拌：電動機		走行，昇降：ディーゼル－油圧 撹拌：電動機	
	原動機出力	37kW	75kW	155PS	ディーゼル：130PS 電動機：55kW×2台		ディーゼル：130PS 電動機：90kW×2台	
	走行形式	スキッド卸却式	スキッド卸却式	クローラ式	クローラ式		クローラ式	
	全装備重量kgf	11,000	24,000	41,500	67,000	69,200	85,500	87,600
	接地圧kgf/cm²	0.25	0.24	0.63	0.83	0.85	1.13	1.16
改良材プラント	改良材供給機	2.0m³×1台	2.0m³×1台	2.0m³×2台	2.0m³×2台		2.0m³×2台	
	施工管理計器	1式	1式	1式	1式		1式	
	改良材サイロ	30t 1基	30t 1基	30t 1基	30t 1基		30t 1基	
	空気除湿機	2.2kW×1台	2.2kW×1台	2.2kW×2台	2.2kW×2台		2.2kW×2台	
	レシーバタンク	4m³×1台	4m³×1台	4m³×2台	4m³×2台		4m³×2台	
付属機器	空気圧縮機	7kgf/cm², 10.5m³/min ×1台	7kgf/cm², 10.5m³/min ×1台	7kgf/cm², 10.5m³/min ×2台	7kgf/cm², 10.5m³/min ×2台	7kgf/cm², 10.5(17.0)m³/min×2台(注1)	7kgf/cm², (注2) 17.0m³/min ×2台	
	発動発電機	100kVA×1台	125kVA×1台 60kVA×1台	75kVA×1台	300kVA×1台 60kVA×1台		350kVA×1台 60kVA×1台	
	バックホウ	0.7m³×1台	0.7m³×1台	0.7m³×1台	0.7m³×1台		0.7m³×1台	
	クローラクレーン	16t吊×1台	16t吊×1台	16t吊×1台	16t吊×1台		16t吊×1台	
	鋼鉄板mm	1,500×6,000 ×22×15枚	1,500×6,000 ×22×15枚	1,500×6,000 ×22×50枚	1,500×6,000×22 ×50枚		1,500×6,000×22 ×50枚	

（注1）（　）内数値は最大深度23mを超える場合について適用（空気量）
（注2）土性等によっては高圧空気圧縮機（9.8kgf/cm²）を必要とする。

したがって施工機械はかなり大型となり、施工中の安定性、移動時の安定性を十分確保する必要がある。

③ さらに盛土層への貫入は困難であり、ＳＤ、ＳＣＰと同様オーガー等を併用する必要があろう。

深層混合処理による沈下量　n＝１０

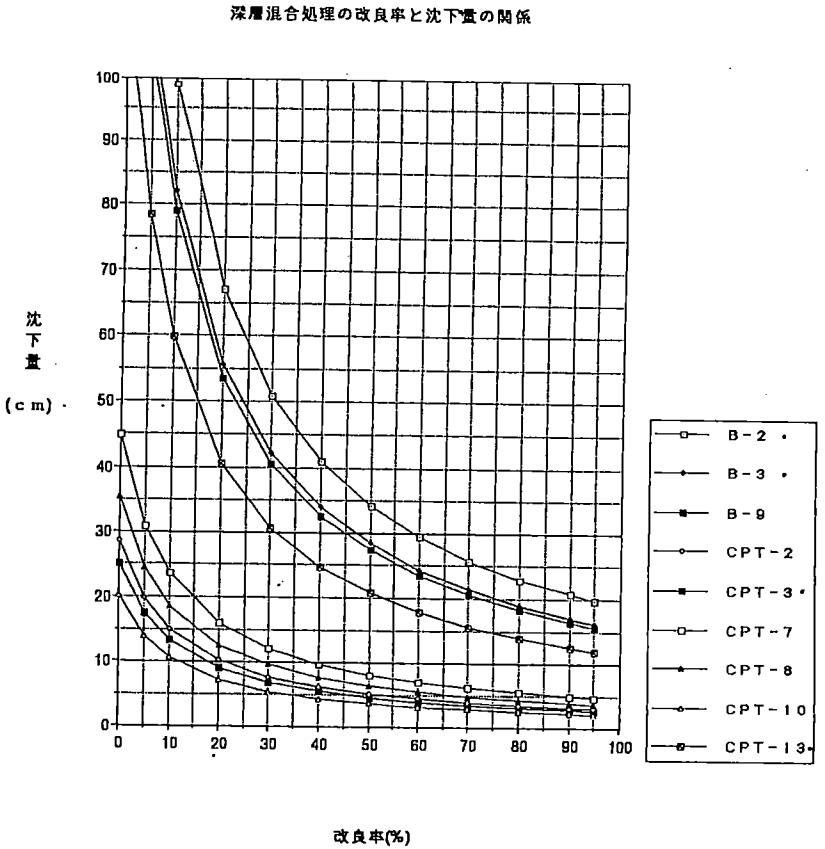
計算位置	残留沈下量 (cm)	改良率 (%) 5.0	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	95.0
B-2	188.0	129.7	99.0	67.1	50.8	40.9	34.2	29.4	25.8	22.9	20.7	19.7
B-3	155.7	107.4	82.0	55.6	42.1	33.9	28.3	24.3	21.3	19.0	17.1	16.3
B-9	25.2	17.4	13.3	9.0	6.8	5.5	4.6	3.9	3.5	3.1	2.8	2.6
CPT-2	28.7	19.8	15.1	10.2	7.7	6.2	5.2	4.5	3.9	3.5	3.1	3.0
CPT-3	150.1	103.5	79.0	53.6	40.6	32.6	27.3	23.5	20.6	18.3	16.5	15.7
CPT-7	44.8	30.9	23.6	16.0	12.1	9.7	8.1	7.0	6.1	5.5	4.9	4.7
CPT-8	35.4	24.4	18.6	12.6	9.6	7.7	6.4	5.5	4.8	4.3	3.9	3.7
CPT-10	20.1	13.9	10.6	7.2	5.4	4.4	3.7	3.1	2.8	2.5	2.2	2.1
CPT-13	113.7	78.4	59.8	40.6	30.7	24.7	20.7	17.8	15.6	13.9	12.5	11.9

改良率

間隔	正三角形	正方形
1.0	0.907	0.785
1.2	0.630	0.545
1.5	0.403	0.349

Fs=1.25　　ＤＪＭの設計強度（q_u=0 t/m²）

検討位置	上載荷重	改良率 0.907	0.785	0.630	0.545	0.403	0.349
B-2	7.29	10.05	11.61	14.47	16.72	22.61	26.12
B-3	5.15	7.10	8.20	10.22	11.81	15.97	18.45
B-9	7.17	9.88	11.42	14.23	16.44	22.23	25.69
CPT-2	4.90	6.75	7.80	9.72	11.24	15.19	17.56
CPT-3	5.37	7.40	8.55	10.66	12.31	16.65	19.24
CPT-7	6.00	8.27	9.55	11.91	13.76	18.61	21.50
CPT-8	6.85	9.44	10.91	13.59	15.71	21.24	24.54
CPT-10	3.25	4.48	5.18	6.45	7.45	10.08	11.64
CPT-13	5.82	8.02	9.27	11.55	13.35	18.05	20.85



図－１１－２０　改良率と残留沈下量の関係

表－１１－１２　ＤＪＭの配置

ＤＪＭ杭体の設計強度　　道路＋下水　（1案 長方形配置）

検討位置	上載荷重	Sr=10cmの改良率	ＤＪＭ配置	ＤＪＭ設計強度	Sr=30cmの改良率	ＤＪＭ配置	ＤＪＭ設計強度
B-2	7.29	×			0.590	1.0*1.3	15.4
B-3	5.15	×			0.475	1.2*1.3	13.6
B-9	7.17	0.180	1.5*2.9	49.8			
CPT-2	4.90	0.215	1.5*2.4	28.5			
CPT-3	5.37	×			0.45	1.2*1.4	14.9
CPT-7	6.00	0.390	1.2*1.6	19.2			
CPT-8	6.85	0.290	1.5*1.8	29.5			
CPT-10	3.25	0.125	1.5*4.2	32.5			
CPT-13	5.82	×			0.31	1.5*1.6	23.5

ＤＪＭ工法　　道路＋下水　（2案 正方形配置）

検討位置	上載荷重	Sr=10cmの改良率	ＤＪＭ配置	Sr=30cmの改良率	ＤＪＭ配置
B-2	7.29			0.590	1.2 × 1.2
B-3	5.15			0.475	1.3 × 1.3
B-9	7.17	0.180	2.1 × 2.1		
CPT-2	4.90	0.215	1.9 × 1.9		
CPT-3	5.37			0.450	1.3 × 1.3
CPT-7	6.00	0.390	1.4 × 1.4		
CPT-8	6.85	0.290	1.6 × 1.6		
CPT-10	3.25	0.125	2.5 × 2.5		
CPT-13	5.82			0.310	1.6 × 1.6

ＤＪＭ杭体の設計強度　　下水　（幅１．０ｍ）

検討位置	上載荷重	Sr=10cmの改良率	ＤＪＭ間隔	ＤＪＭ設計強度	Sr=30cmの改良率	ＤＪＭ間隔	ＤＪＭ設計強度
B-2	7.29	×			0.590	1.3	15.4
B-3	5.15	×			0.475	1.7	13.6
B-9	7.17	0.180	4.4	49.8			
CPT-2	4.90	0.215	3.7	28.5			
CPT-3	5.37	×			0.450	1.7	14.9
CPT-7	6.00	0.390	2.0	19.2			
CPT-8	6.85	0.290	2.7	29.5			
CPT-10	3.25	0.125	6.3	32.5			
CPT-13	5.82	×			0.310	2.5	23.5

１１－４－５　ジェットグラウト工法（ＪＳＧ工法）

(1) 検討方針

・施工深度最大2.5m程度

改良土質粘性土からＪＳＧ工法とする。

・ＪＳＧ標準設計値

標準有効径　2.0m

引き上げ速度　30分/m

硬化材吐出量　0.06m³/分

硬化材　ＪＧ－1号

表－１１－１４　改良体の設計基準強度

硬化材	土質	一軸圧縮強度 kgf/cm²	粘着力 c kgf/cm²	付着力 f kgf/cm²	曲げ引張強度 kgf/cm²	弾性係数 E_{50} kgf/cm²	水平方向地盤反力係数 kgf/cm²	透水係数 cm/sec
ＪＧ－1号	砂質土	30	5	$\frac{1}{3}c$	$\frac{2}{3}c$	3000	30	1×10^{-7}
	粘性土	10	3			1000	10	1×10^{-7}
ＪＧ－2号	砂質土	20	4			2000	20	1×10^{-7}
ＪＧ－3号	砂質土	10	2			1000	10	1×10^{-7}
ＪＧ－4号	腐植土	3	1			300	3	1×10^{-7}

(2) 検討結果

S_r＝10cm以下とする場合は、ＤＪＭ工法と同様接円タイプとする。

本工法の特徴としては、表－１１－１５のような点があげられる。中でも加工団地内の適用としては

埋設物への接近性

があげられる。これは、道路内には既設の上下水道が埋設され、これまでに数度埋設し直されており、詳細な位置の確認が難しいことによるものである。

また本工法はＤＪＭ工法に比べ施工機械が小型であり、しかも盛土層の貫入が比較的容易に達成できることがあげられる。

表－１１－１５　ジェットグラウト工法の特徴

ジェットグラウト工法は次のような特徴を有する。

(1) 信頼性の高い確実な造成

噴射された超高圧水または，超高圧硬化材液は，回転するノズルの軌跡に沿って，地山を確実に切削破壊させながら，改良目的と地盤の土質条件に合わせて，しかも均質にパイル状のソイルセメントを造成する機能を備えている。

(2) 幅広い改良性

一般に改良が難しいと言われている有機質土や礫混り土砂においても，このジェットグラウト工法では，切削された地盤が，それぞれの土性に左右されることなく，計画どおりの確実な固結物を造成していく。

(3) 相互の密着性

この工法は，近接物の形状に沿った付着改良ができるほか，造成パイル相互のブラスト効果によって，より密着性に富んだ特徴を備えている。

(4) 埋設物への接近性

小さな孔（10～15cm）で大きな径（100～200 cm）の地盤改良が可能であるため，施工範囲に埋設管等があっても，それを包含する形で地盤改良を行い，かつコンクリートや鉄等は，使用している超高圧の液体の圧力程度では損傷を受けることはない。

(5) 改良目的に合わせた適切な改良強度

目的に沿った硬化材の選定によって，均質な，しかも目的に適合した改良固結強度が得られる。改良目的によって，高強度のものから低強度のものまで幅広い強度調整ができる技術を備えている（砂質土地盤の改良強度，10～30 kgf／cm²，粘性土地盤，5～10 kgf／cm²）。

(6) 経済的かつ無公害

使用する硬化材は，高価な薬液ではなく，安価でかつ無公害なセメント系材料を主体に使用することから，従来の地盤改良に比べて長期的にも安定した改良固結体が得られる。

(7) 汎用性に富んだ機構及びコンパクトな設備

小さい孔（10～15cm）をさく孔すればよいことから，狭い場所でもコンパクトな機械で施工でき，高さや幅の制限を受ける所でも施工が可能である。また，いかなる深さでも，かつ任意の深さで必要なだけ施工することができる。

ＤＪＭ正三角形配置　　1.5m間隔　　ap=0.403　　β=0.216

計算位置	荷重 0.00 0.00	全沈下量 (cm)	これから最終の沈下量 Sr*β	地盤高 (cm)	荷重 1.00 1.75	全沈下量 (cm)	これから最終の沈下量 Sr*β	地盤高 (cm)
B-2	7.29	277.3	40.6	-40.6	9.04	332.7	52.6	47.4
B-3	5.15	236.7	33.7	-33.7	6.90	301.1	47.6	52.4
B-9	7.17	79.6	5.5	-5.5	8.92	106.6	11.3	88.7
CPT-2	4.90	94.9	6.2	-6.2	6.65	133.5	14.5	85.5
CPT-3	5.37	228.1	32.4	-32.4	7.12	290.0	45.8	54.2
CPT-7	6.00	130.3	9.7	-9.7	7.75	165.2	17.2	82.8
CPT-8	6.85	120.7	7.6	-7.6	8.60	163.1	16.8	83.2
CPT-10	3.25	53.2	4.3	-4.3	5.00	96.5	13.7	86.3
CPT-13	5.82	184.6	24.6	-24.6	7.57	238.6	36.2	63.8

ＤＪＭ正方形配置　　1.5m間隔　　ap=0.349　　β=0.241

計算位置	荷重 0.00 0.00	全沈下量 (cm)	これから最終の沈下量 Sr*β	地盤高 (cm)	荷重 1.00 1.75	全沈下量 (cm)	これから最終の沈下量 Sr*β	地盤高 (cm)
B-2	7.29	277.3	45.4	-45.4	9.04	332.7	58.8	41.2
B-3	5.15	236.7	37.6	-37.6	6.90	301.1	53.2	46.8
B-9	7.17	79.6	6.1	-6.1	8.92	106.6	12.6	87.4
CPT-2	4.90	94.9	6.9	-6.9	6.65	133.5	16.2	83.8
CPT-3	5.37	228.1	36.2	-36.2	7.12	290.0	51.2	48.8
CPT-7	6.00	130.3	10.8	-10.8	7.75	165.2	19.3	80.7
CPT-8	6.85	120.7	8.5	-8.5	8.60	163.1	18.8	81.2
CPT-10	3.25	53.2	4.9	-4.9	5.00	96.5	15.3	84.7
CPT-13	5.82	184.6	27.5	-27.5	7.57	238.6	40.5	59.5

現地盤高を維持するための盛土厚とＤＪＭの設計強度
正三角形配置　１．５ｍ間隔　　ap=0.403

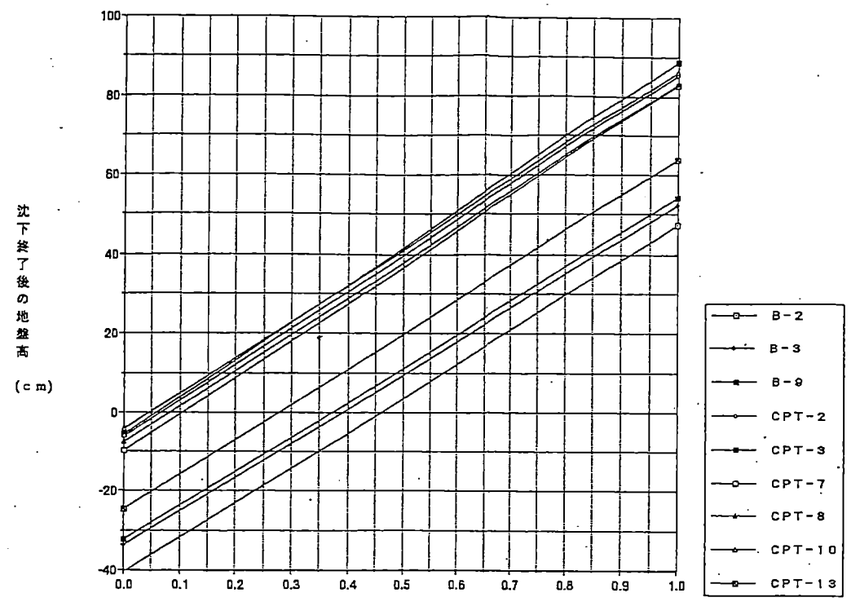
検討位置	初期荷重	必要＊盛土厚	盛土単体	上載荷重	ＤＪＭ設計強度
B-2	7.29	0.5	1.75	8.17	25.3
B-3	5.15	0.4	1.75	5.85	18.1
B-9	7.17	0.1	1.75	7.35	22.8
CPT-2	4.90	0.1	1.75	5.08	15.7
CPT-3	5.37	0.4	1.75	6.07	18.8
CPT-7	6.00	0.1	1.75	6.18	19.2
CPT-8	6.85	0.1	1.75	7.02	21.8
CPT-10	3.25	0.1	1.75	3.43	10.6
CPT-13	5.82	0.3	1.75	6.35	19.7

＊１０ｃｍ単位

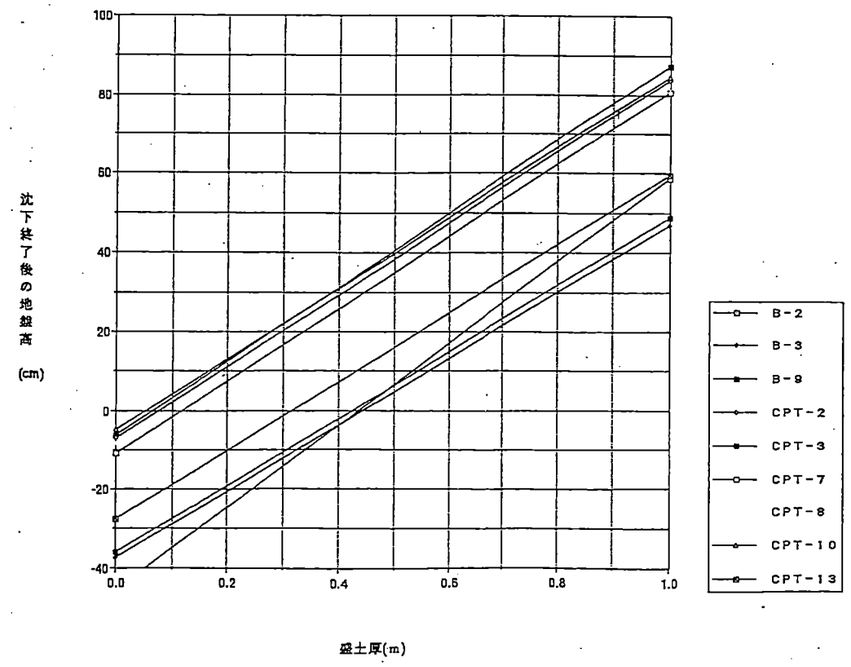
現地盤高を維持するための盛土厚とＤＪＭの設計強度
正方形配置　１．５ｍ間隔　　ap=0.349

検討位置	初期荷重	必要＊盛土厚	盛土単体	上載荷重	ＤＪＭ設計強度
B-2	7.29	0.5	1.75	8.17	25.3
B-3	5.15	0.5	1.75	6.03	18.7
B-9	7.17	0.1	1.75	7.35	22.8
CPT-2	4.90	0.1	1.75	5.08	15.7
CPT-3	5.37	0.5	1.75	6.25	19.4
CPT-7	6.00	0.2	1.75	6.35	19.7
CPT-8	6.85	0.1	1.75	7.02	21.8
CPT-10	3.25	0.1	1.75	3.43	10.6
CPT-13	5.82	0.4	1.75	6.52	20.2

現地盤高を維持するための盛土厚　ＤＪＭ
正三角形配置　1.5m間隔　ap=0.403



現地盤高を維持するための盛土厚　ＤＪＭ
正方形配置　1.5m間隔　ap=0.349



図－１１－２１

１１－４－６　ＤＪＭ工法＋ジオテキスタイル併用工法（道路＋下水両方改良）

ジオテキスタイルを併用した場合の荷重低減率を求め、各荷重条件に対する沈下量を求めてみると、表－１１－１６となる。

次にＤＪＭ工法の改良率と沈下量の関係を求め(表－１１－１７)、図－１１－２１に示す。同図から、仮定沈下量＝計算沈下量となる改良率と沈下量の関係を求めてみると、図－１１－２２となる。また図－１１－２２より、ＤＪＭ＋ジオテキスタイル併用工法の場合におけるＤＪＭの改良ピッチを求め、表－１１－１８に示す。

この結果、S_r＝10cm以下とするための各地区のＤＪＭ配置は、以下のようにまとめられる。

地　区	通り	改良率 a_p	ＤＪＭ配置（m）
Ⅰ	ア	0.860	1.0×1.0
	エ	0.260	1.7×1.7
	オ	0.220	1.9×1.9
	キ	0.100	2.8×2.8
Ⅱ－1		0.100	2.8×2.8
Ⅱ－2		0.100	2.8×2.8
Ⅱ－3		0.100	2.8×2.8
Ⅲ		0.100	2.8×2.8

表－１１－１６

ジオテキスタイルによる荷重軽減　　α*4= 26.474

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	仮定沈下量 1.0	荷重	仮定沈下量 2.0	荷重	仮定沈下量 3.0	荷重	仮定沈下量 4	荷重
B-2	7.29	0.26	7.03	0.53	6.76	0.79	6.50	1.06	6.23
B-3	5.15	0.26	4.89	0.53	4.62	0.79	4.36	1.06	4.09
B-9	7.17	0.26	6.91	0.53	6.64	0.79	6.38	1.06	6.11
CPT-2	4.90	0.26	4.64	0.53	4.37	0.79	4.11	1.06	3.84
CPT-3	5.37	0.26	5.11	0.53	4.84	0.79	4.58	1.06	4.31
CPT-7	6.00	0.26	5.74	0.53	5.47	0.79	5.21	1.06	4.94
CPT-8	6.85	0.26	6.59	0.53	6.32	0.79	6.06	1.06	5.79
CPT-10	3.25	0.26	2.99	0.53	2.72	0.79	2.46	1.06	2.19
CPT-13	5.82	0.26	5.56	0.53	5.29	0.79	5.03	1.06	4.76

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	仮定沈下量 5	荷重	仮定沈下量 7	荷重	仮定沈下量 10	荷重	仮定沈下量 11	荷重
B-2	7.29	1.32	5.97	1.85	5.44	2.65	4.64	2.91	4.38
B-3	5.15	1.32	3.83	1.85	3.30	2.65	2.50	2.91	2.24
B-9	7.17	1.32	5.85	1.85	5.32	2.65	4.52	2.91	4.26
CPT-2	4.90	1.32	3.58	1.85	3.05	2.65	2.25	2.91	1.99
CPT-3	5.37	1.32	4.05	1.85	3.52	2.65	2.72	2.91	2.46
CPT-7	6.00	1.32	4.68	1.85	4.15	2.65	3.35	2.91	3.09
CPT-8	6.85	1.32	5.53	1.85	5.00	2.65	4.20	2.91	3.94
CPT-10	3.25	1.32	1.93	1.85	1.40	2.65	0.60	2.91	0.34
CPT-13	5.82	1.32	4.50	1.85	3.97	2.65	3.17	2.91	2.91

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	仮定沈下量 12	荷重	仮定沈下量 15	荷重	仮定沈下量 16	荷重	仮定沈下量 17	荷重
B-2	7.29	3.18	4.11	3.97	3.32	4.24	3.05	4.50	2.79
B-3	5.15	3.18	1.97	3.97	1.18	4.24	0.91	4.50	0.65
B-9	7.17	3.18	3.99	3.97	3.20	4.24	2.93	4.50	2.67
CPT-2	4.90	3.18	1.72	3.97	0.93	4.24	0.66	4.50	0.40
CPT-3	5.37	3.18	2.19	3.97	1.40	4.24	1.13	4.50	0.87
CPT-7	6.00	3.18	2.82	3.97	2.03	4.24	1.76	4.50	1.50
CPT-8	6.85	3.18	3.67	3.97	2.88	4.24	2.61	4.50	2.35
CPT-10	3.25	3.18	0.07	3.97	-0.72	4.24	-0.99	4.50	-1.25
CPT-13	5.82	3.18	2.64	3.97	1.85	4.24	1.58	4.50	1.32

検討位置	残留沈下量 (cm)	沈下量終了分 ① (cm)	(仮沈) 1.0cm 合計沈下量② (cm)	沈下量②－① (cm)	(仮沈) 2cm 合計沈下量③ (cm)	沈下量③－① (cm)	(仮沈) 3cm 合計沈下量④ (cm)	沈下量④－① (cm)	(仮沈) 4cm 合計沈下量⑤ (cm)	沈下量⑤－① (cm)	(仮沈) 5cm 合計沈下量⑥ (cm)	沈下量⑥－① (cm)
B-2	188.0	89.3	268.4	179.1	259.1	169.8	249.9	160.6			230.3	141.0
B-3	155.7	81.0	225.7	144.7	213.9	132.9	201.9	120.9			176.2	95.2
B-9	25.2	54.4	76.4	22.0	72.9	18.5	69.5	15.1			62.3	7.9
CPT-2	28.7	66.2	88.6	22.4	82.5	16.3	76.5	10.3	70.0	3.8		
CPT-3	150.1	78.0	218.0	140.0	207.4	129.4	196.8	118.8			174.1	96.1
CPT-7	44.8	85.5	124.9	39.4	119.1	33.6	113.4	27.9			101.3	15.8
CPT-8	35.4	85.3	115.9	30.6	110.7	25.4	105.5	20.2			94.4	9.1
CPT-10	20.1	33.1	46.3	13.2	42.5	9.4	38.8	5.7	34.7	1.6		
CPT-13	113.7	70.9	175.8	104.9	166.3	95.4	156.8	85.9			136.5	65.6

検討位置	残留沈下量 (cm)	沈下量終了分 ① (cm)	(仮沈) 6cm 合計沈下量② (cm)	沈下量②－① (cm)	(仮沈) 7cm 合計沈下量③ (cm)	沈下量③－① (cm)	(仮沈) 10cm 合計沈下量④ (cm)	沈下量④－① (cm)	(仮沈) 11cm 合計沈下量⑤ (cm)	沈下量⑤－① (cm)	(仮沈) 15cm 合計沈下量⑥ (cm)	沈下量⑥－① (cm)	(仮沈) 17cm 合計沈下量⑦ (cm)	沈下量⑦－① (cm)
B-2	188.0	89.3			209.9	120.6	177.0	87.7			116.2	26.9	93.9	4.6
B-3	155.7	81.0			148.5	67.5	111.0	30.0	98.9	17.9				
B-9	25.2	54.4			56.3	1.9								
CPT-2	28.7	66.2												
CPT-3	150.1	78.0			149.9	71.9	111.5	33.5	100.0	22.0				
CPT-7	44.8	85.5			88.6	3.1								
CPT-8	35.4	85.3	88.5	3.2										
CPT-10	20.1	33.1												
CPT-13	113.7	70.9			115.2	44.3	82.2	11.3	74.5	3.6				

B－2

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	179.1	0.92	164.31	0.79	141.02	0.69	123.5	0.53	94.3	0.36	64.0	0.27	48.4	0.22	38.9	0.18	32.6
2	169.8	0.92	155.78	0.79	133.70	0.69	117.1	0.53	89.4	0.36	60.6	0.27	45.9	0.22	36.9	0.18	30.9
3	160.6	0.92	147.34	0.79	126.46	0.69	110.8	0.53	84.5	0.36	57.4	0.27	43.4	0.22	34.9	0.18	29.2
5	141.0	0.92	129.36	0.79	111.02	0.69	97.2	0.53	74.2	0.36	50.4	0.27	38.1	0.22	30.7	0.18	25.6
7	120.6	0.92	110.64	0.79	94.96	0.69	83.2	0.53	63.5	0.36	43.1	0.27	32.6	0.22	26.2	0.18	21.9
10	87.7	0.92	80.46	0.79	69.06	0.69	60.5	0.53	46.2	0.36	31.3	0.27	23.7	0.22	19.1	0.18	15.9
15	26.9	0.92	24.68	0.79	21.18	0.69	18.6	0.53	14.2	0.36	9.6	0.27	7.3	0.22	5.8	0.18	4.9
17	4.6	0.92	4.22	0.79	3.62	0.69	3.2	0.53	2.4	0.36	1.6	0.27	1.2	0.22	1.0	0.18	0.8

B－3

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	144.7	0.92	132.75	0.79	113.94	0.69	99.8	0.53	76.2	0.36	51.7	0.27	39.1	0.22	31.5	0.18	26.3
2	132.9	0.92	121.93	0.79	104.65	0.69	91.7	0.53	69.9	0.36	47.5	0.27	35.9	0.22	28.9	0.18	24.2
3	120.9	0.92	110.92	0.79	95.20	0.69	83.4	0.53	63.6	0.36	43.2	0.27	32.7	0.22	26.3	0.18	22.0
5	95.2	0.92	87.34	0.79	74.96	0.69	65.7	0.53	50.1	0.36	34.0	0.27	25.7	0.22	20.7	0.18	17.3
7	67.5	0.92	61.93	0.79	53.15	0.69	46.6	0.53	35.5	0.36	24.1	0.27	18.2	0.22	14.7	0.18	12.3
10	30.0	0.92	27.52	0.79	23.62	0.69	20.7	0.53	15.8	0.36	10.7	0.27	8.1	0.22	6.5	0.18	5.5
11	17.9	0.92	16.42	0.79	14.09	0.69	12.3	0.53	9.4	0.36	6.4	0.27	4.8	0.22	3.9	0.18	3.3

B－9

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	22.0	0.92	20.18	0.79	17.32	0.69	15.2	0.53	11.6	0.36	7.9	0.27	5.9	0.22	4.8	0.18	4.0
2	18.5	0.92	16.97	0.79	14.57	0.69	12.8	0.53	9.7	0.36	6.6	0.27	5.0	0.22	4.0	0.18	3.4
3	15.1	0.92	13.85	0.79	11.89	0.69	10.4	0.53	7.9	0.36	5.4	0.27	4.1	0.22	3.3	0.18	2.7
5	7.9	0.92	7.25	0.79	6.22	0.69	5.4	0.53	4.2	0.36	2.8	0.27	2.1	0.22	1.7	0.18	1.4
7	1.9	0.92	1.74	0.79	1.50	0.69	1.3	0.53	1.0	0.36	0.7	0.27	0.5	0.22	0.4	0.18	0.3

CPT－2

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	22.4	0.92	20.55	0.79	17.64	0.69	15.4	0.53	11.8	0.36	8.0	0.27	6.1	0.22	4.9	0.18	4.1
2	16.3	0.92	14.95	0.79	12.83	0.69	11.2	0.53	8.6	0.36	5.8	0.27	4.4	0.22	3.5	0.18	3.0
3	10.3	0.92	9.45	0.79	8.11	0.69	7.1	0.53	5.4	0.36	3.7	0.27	2.8	0.22	2.2	0.18	1.9
4	3.8	0.92	3.49	0.79	2.99	0.69	2.6	0.53	2.0	0.36	1.4	0.27	1.0	0.22	0.8	0.18	0.7

CPT－3

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	140.0	0.92	128.44	0.79	110.24	0.69	96.6	0.53	73.7	0.36	50.0	0.27	37.8	0.22	30.4	0.18	25.5
2	129.4	0.92	118.72	0.79	101.89	0.69	89.2	0.53	68.1	0.36	46.2	0.27	35.0	0.22	28.1	0.18	23.5
3	118.8	0.92	108.99	0.79	93.54	0.69	81.9	0.53	62.5	0.36	42.4	0.27	32.1	0.22	25.8	0.18	21.6
5	96.1	0.92	88.17	0.79	75.67	0.69	66.3	0.53	50.6	0.36	34.3	0.27	26.0	0.22	20.9	0.18	17.5
7	71.9	0.92	65.96	0.79	56.61	0.69	49.6	0.53	37.8	0.36	25.7	0.27	19.4	0.22	15.6	0.18	13.1
10	33.5	0.92	30.73	0.79	26.38	0.69	23.1	0.53	17.6	0.36	12.0	0.27	9.1	0.22	7.3	0.18	6.1
11	22.0	0.92	20.18	0.79	17.32	0.69	15.2	0.53	11.6	0.36	7.9	0.27	5.9	0.22	4.8	0.18	4.0

CPT－7

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	39.4	0.92	36.15	0.79	31.02	0.69	27.2	0.53	20.7	0.36	14.1	0.27	10.6	0.22	8.6	0.18	7.2
2	33.6	0.92	30.83	0.79	26.46	0.69	23.2	0.53	17.7	0.36	12.0	0.27	9.1	0.22	7.3	0.18	6.1
3	27.9	0.92	25.60	0.79	21.97	0.69	19.2	0.53	14.7	0.36	10.0	0.27	7.5	0.22	6.1	0.18	5.1
5	15.8	0.92	14.50	0.79	12.44	0.69	10.9	0.53	8.3	0.36	5.6	0.27	4.3	0.22	3.4	0.18	2.9
7	3.1	0.92	2.84	0.79	2.44	0.69	2.1	0.53	1.6	0.36	1.1	0.27	0.8	0.22	0.7	0.18	0.6

CPT－8

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	30.6	0.92	28.07	0.79	24.09	0.69	21.1	0.53	16.1	0.36	10.9	0.27	8.3	0.22	6.7	0.18	5.6
2	25.4	0.92	23.30	0.79	20.00	0.69	17.5	0.53	13.4	0.36	9.1	0.27	6.9	0.22	5.5	0.18	4.6
3	20.2	0.92	18.53	0.79	15.91	0.69	13.9	0.53	10.6	0.36	7.2	0.27	5.5	0.22	4.4	0.18	3.7
5	9.1	0.92	8.35	0.79	7.17	0.69	6.3	0.53	4.8	0.36	3.3	0.27	2.5	0.22	2.0	0.18	1.7
6	3.2	0.92	2.94	0.79	2.52	0.69	2.2	0.53	1.7	0.36	1.1	0.27	0.9	0.22	0.7	0.18	0.6

CPT－10

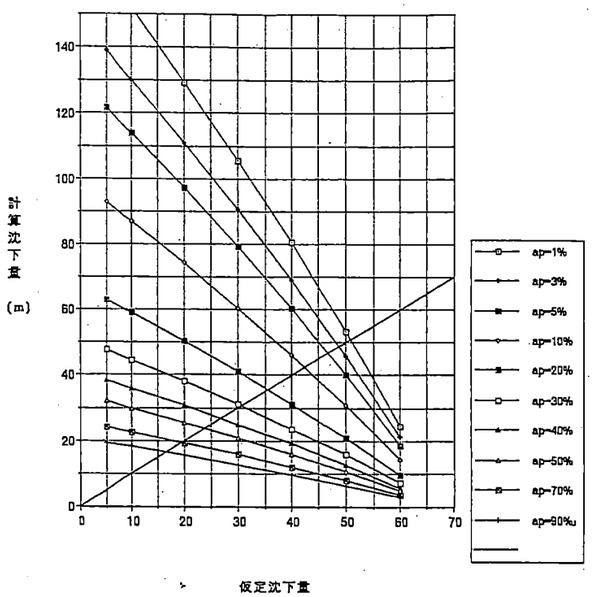
仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	13.2	0.92	12.11	0.79	10.39	0.69	9.1	0.53	6.9	0.36	4.7	0.27	3.6	0.22	2.9	0.18	2.4
2	9.4	0.92	8.62	0.79	7.40	0.69	6.5	0.53	4.9	0.36	3.4	0.27	2.5	0.22	2.0	0.18	1.7
3	5.7	0.92	5.23	0.79	4.49	0.69	3.9	0.53	3.0	0.36	2.0	0.27	1.5	0.22	1.2	0.18	1.0
4	1.6	0.92	1.47	0.79	1.26	0.69	1.1	0.53	0.8	0.36	0.6	0.27	0.4	0.22	0.3	0.18	0.3

CPT－13

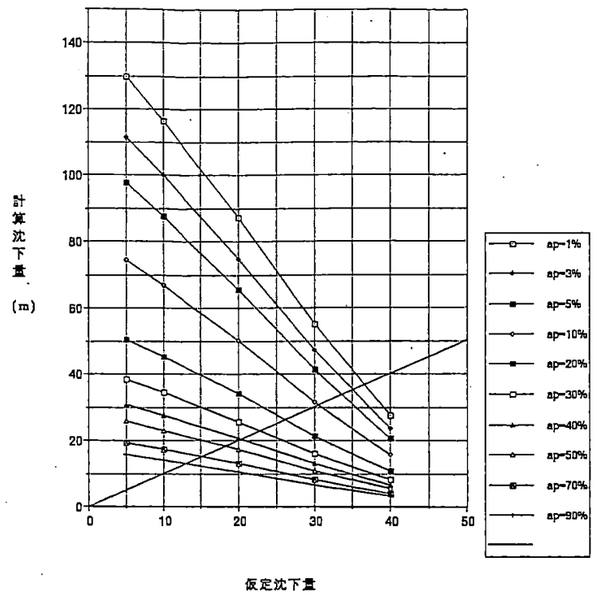
仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	ap＝1％ 沈下量 (cm)	ap＝3％ β	ap＝3％ 沈下量 (cm)	ap＝5％ β	ap＝5％ 沈下量 (cm)	ap＝10％ β	ap＝10％ 沈下量 (cm)	ap＝20％ β	ap＝20％ 沈下量 (cm)	ap＝30％ β	ap＝30％ 沈下量 (cm)	ap＝40％ β	ap＝40％ 沈下量 (cm)	ap＝50％ β	ap＝50％ 沈下量 (cm)
1	104.9	0.92	96.24	0.79	82.60	0.69	72.3	0.53	55.2	0.36	37.5	0.27	28.4	0.22	22.8	0.18	19.1
2	95.4	0.92	87.52	0.79	75.12	0.69	65.8	0.53	50.2	0.36	34.1	0.27	25.8	0.22	20.7	0.18	17.3
3	85.9	0.92	78.81	0.79	67.64	0.69	59.2	0.53	45.2	0.36	30.7	0.27	23.2	0.22	18.7	0.18	15.6
5	65.6	0.92	60.18	0.79	51.65	0.69	45.2	0.53	34.5	0.36	23.4	0.27	17.7	0.22	14.3	0.18	11.9
7	44.3	0.92	40.64	0.79	34.88	0.69	30.6	0.53	23.3	0.36	15.8	0.27	12.0	0.22	9.6	0.18	8.1
10	11.3	0.92	10.37	0.79	8.90	0.69	7.8	0.53	5.9	0.36	4.0	0.27	3.1	0.22	2.5	0.18	2.1
11	3.6	0.92	3.30	0.79	2.83	0.69	2.5	0.53	1.9	0.36	1.3	0.27	1.0	0.22	0.8	0.18	0.7

表－11－17

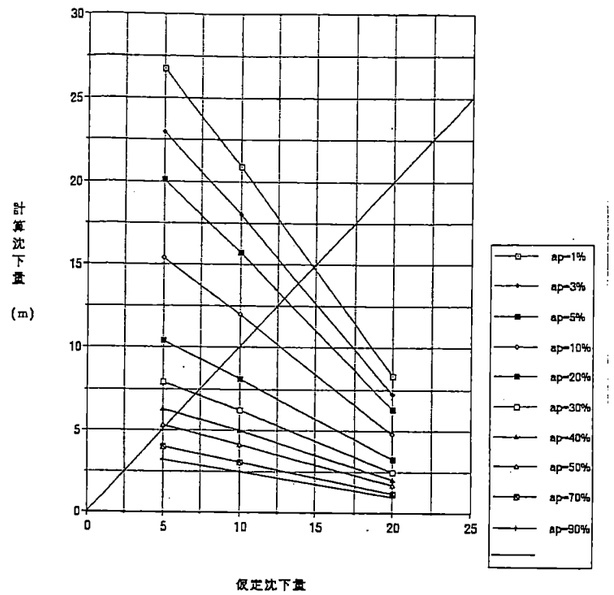
深層混合処理の改良率の算定　Ｂ－２



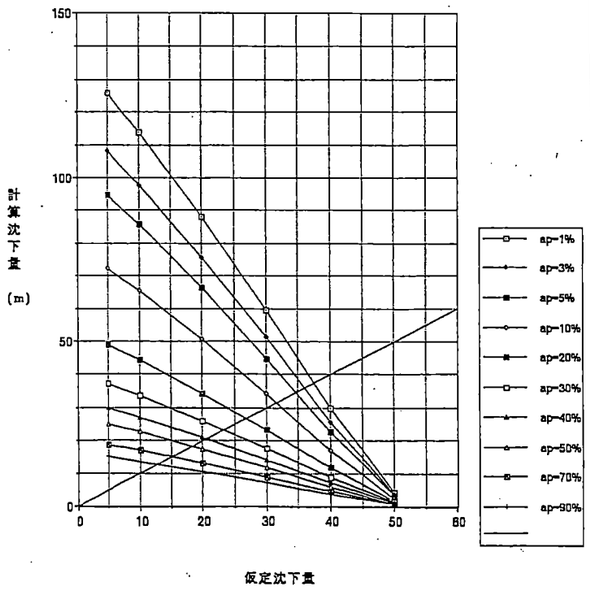
深層混合処理の改良率の算定　Ｂ－３



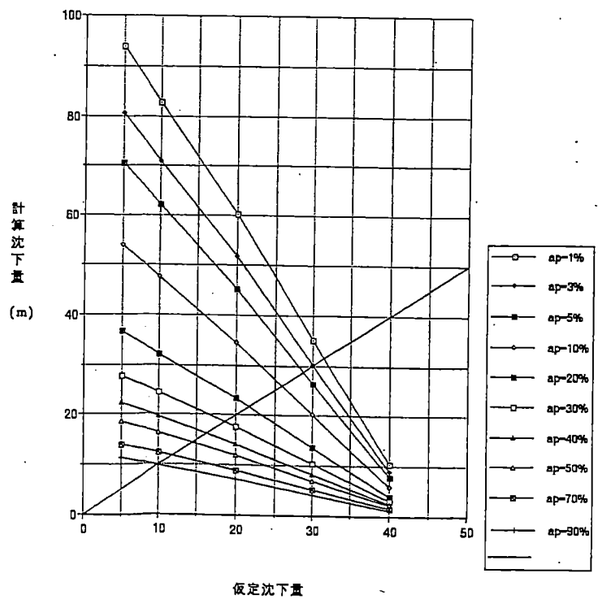
深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－８



深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－３

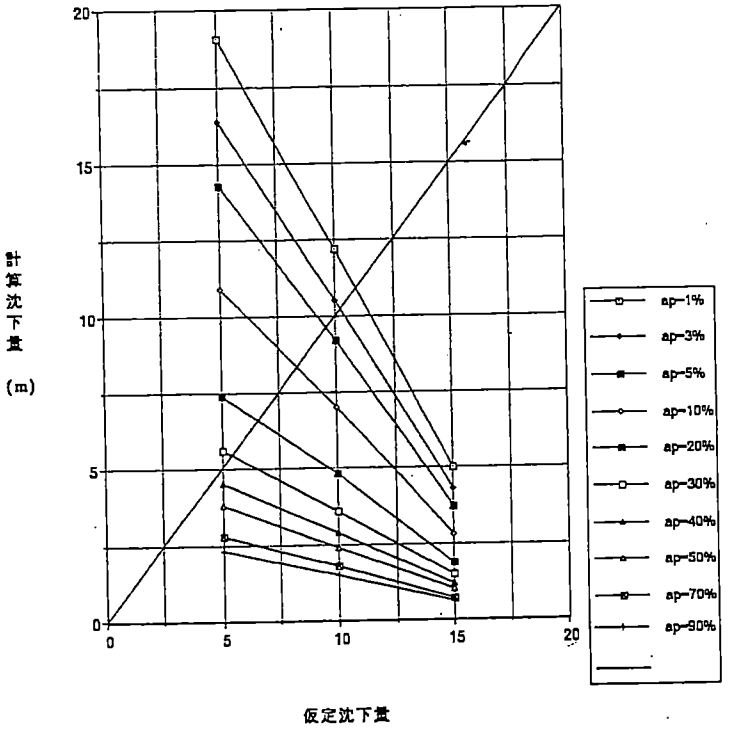


深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－１３

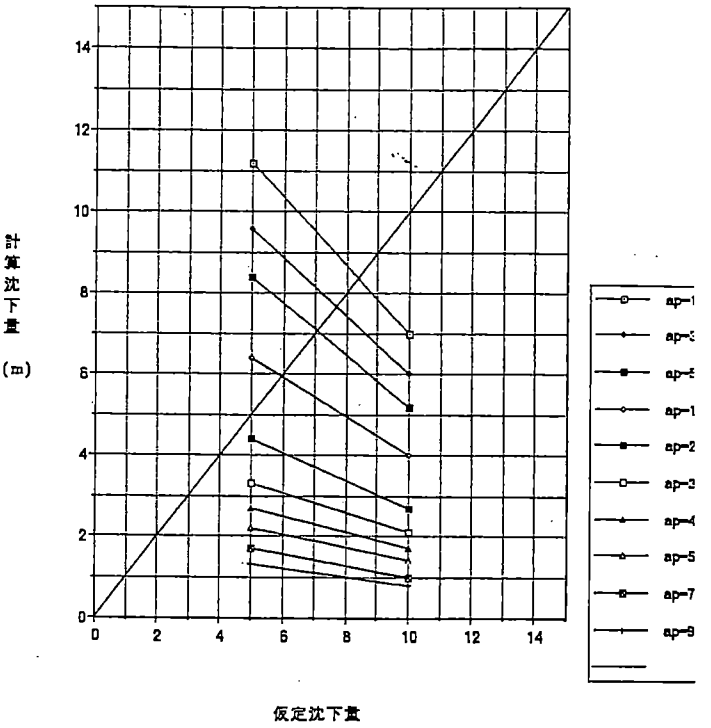


図－１１－２１（１）

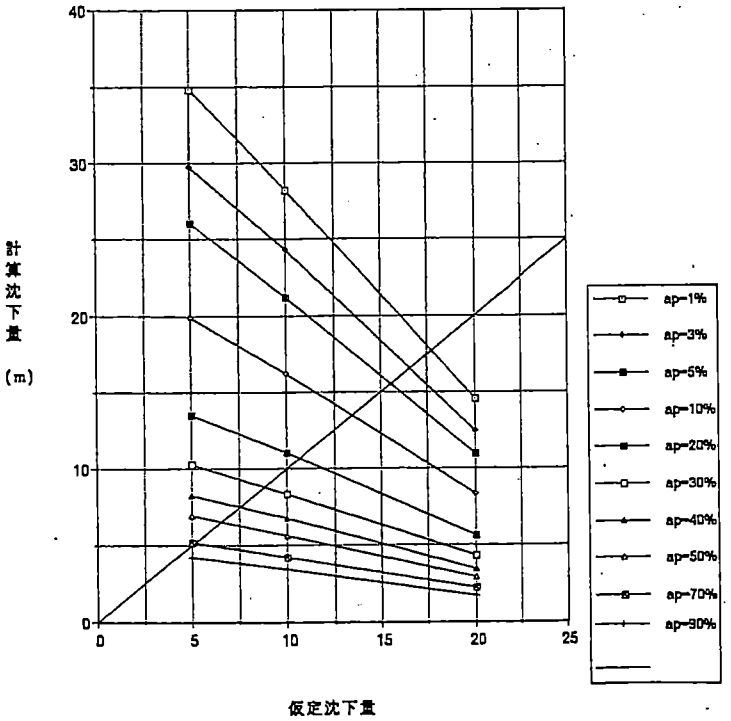
深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－２



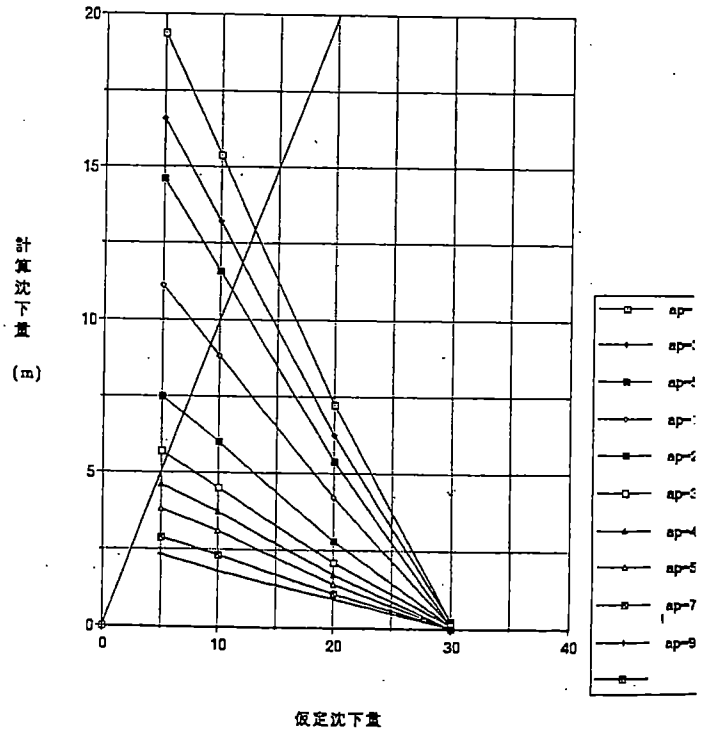
深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－１０



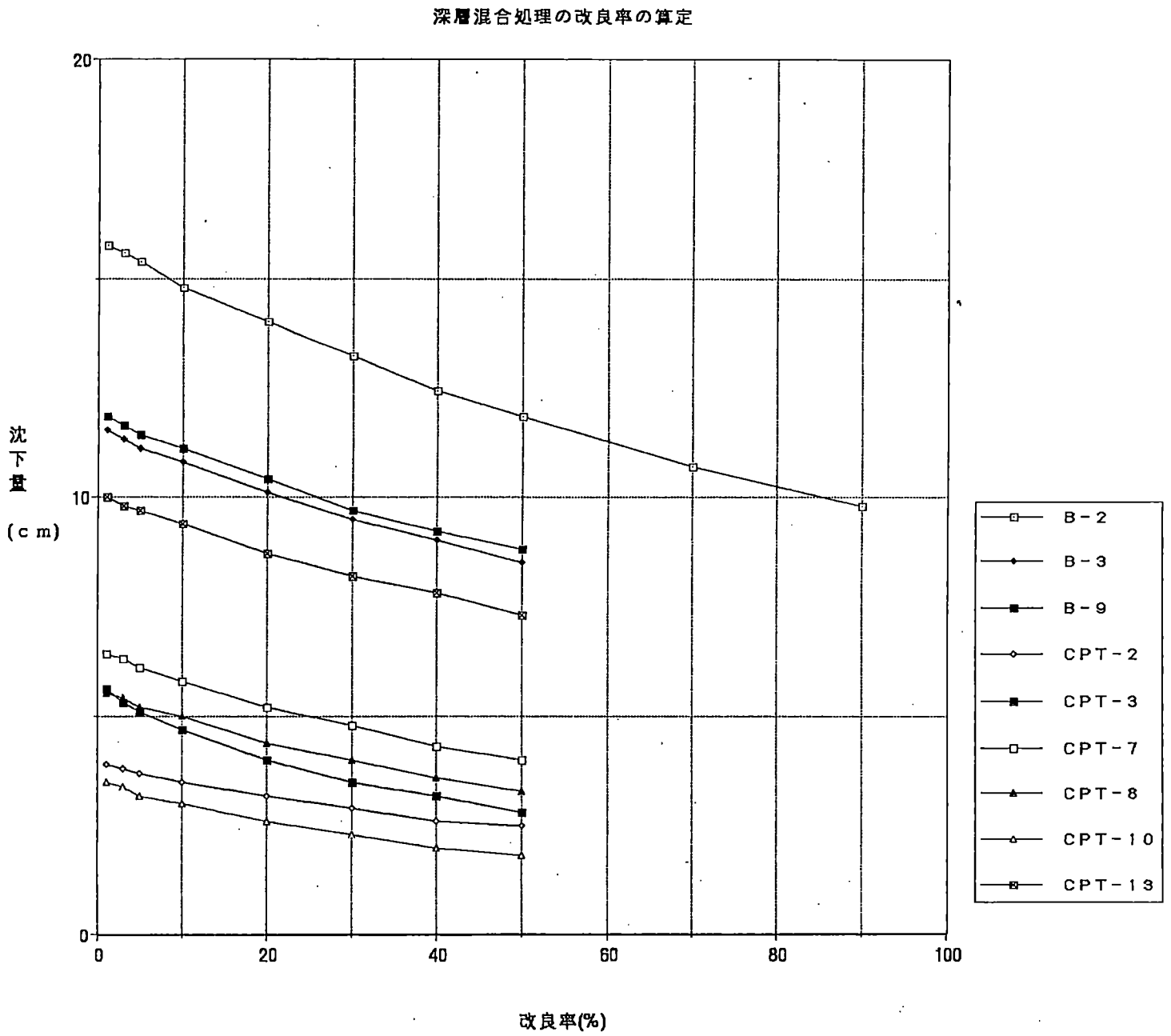
深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－７



深層混合処理の改良率の算定　Ｂ－９



図－１１－２１（２）



図－１１－２２　沈下量と改良率

表－１１－１８　ＤＪＭの改良率とピッチ

ＤＪＭ改良率　　下水＋道路

検討位置	上載荷重	Sr=10cmの改良率	ＤＪＭ配置	ＤＪＭ設計強度
B-2	7.29	0.860	△1.0*1.0	10.6
B-3	5.15	0.220	1.5*2.3	29.3
B-9	7.17	0.100	1.5*5.2	89.6
CPT-2	4.90	0.100	1.5*5.2	61.3
CPT-3	5.37	0.260	1.5*2.0	25.8
CPT-7	6.00	0.100	1.5*5.2	75.0
CPT-8	6.85	0.100	1.5*5.2	85.6
CPT-10	3.25	0.100	1.5*5.2	40.6
CPT-13	5.82	0.100	1.5*5.2	72.8

ＤＪＭ＋ジオテキスタイル

ＤＪＭ＋ジオテキスタイル　　道路＋下水

検討位置	上載荷重	Sr=10cmの改良率	ＤＪＭ配置
B-2	7.29	0.860	1.0 ×1.0
B-3	5.15	0.220	1.9 ×1.9
B-9	7.17	0.100	2.8 ×2.8
CPT-2	4.90	0.100	2.8 ×2.8
CPT-3	5.37	0.260	1.7 ×1.7
CPT-7	6.00	0.100	2.8 ×2.8
CPT-8	6.85	0.100	2.8 ×2.8
CPT-10	3.25	0.100	2.8 ×2.8
CPT-13	5.82	0.100	2.8 ×2.8

１１－４－７　ＤＪＭ工法＋ジオテキスタイル併用工法（下水パイプ改良）

１１－４－６で示したように、ジオテキスタイル工法を併用した場合のＤＪＭ工法の配置を求めてみると、表－１１－２１となる。

Ｉ地区についてみると残留沈下量を10cm以下とすることは困難であり、S_r＝30cm程度まで許容する必要がある。

地　区	通り	S_r=10cmの改良率 a_p	S_r=30cmの改良率 a_p	ＤＪＭ配置（m）
Ｉ	ア	――	0.650	1.2
	エ	――	0.130	6.0
	オ	――	0.120	6.5
	キ	0.100	――	0.9
Ⅱ－１		0.100	――	3.7
Ⅱ－２		0.100	――	2.0
Ⅱ－３		0.100	――	6.3
Ⅲ		0.100	――	4.4

表－１１－１９

ジオテキスタイルによる荷重軽減　　α＝ 6.6185

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	仮定沈下量 5.0	荷重	仮定沈下量 10.0	荷重	仮定沈下量 20.0	荷重
B-2	7.29	0.33	6.96	0.66	6.63	1.32	5.97
B-3	5.15	0.33	4.82	0.66	4.49	1.32	3.83
B-9	7.17	0.33	6.84	0.66	6.51	1.32	5.85
CPT-2	4.90	0.33	4.57	0.66	4.24	1.32	3.58
CPT-3	5.37	0.33	5.04	0.66	4.71	1.32	4.05
CPT-7	6.00	0.33	5.67	0.66	5.34	1.32	4.68
CPT-8	6.85	0.33	6.52	0.66	6.19	1.32	5.53
CPT-10	3.25	0.33	2.92	0.66	2.59	1.32	1.93
CPT-13	5.82	0.33	5.49	0.66	5.16	1.32	4.50

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	仮定沈下量 30.0	荷重	仮定沈下量 40.0	荷重	仮定沈下量 50.0	荷重	仮定沈下量 60.0	荷重
B-2	7.29	1.99	5.30	2.65	4.64	3.31	3.98	3.97	3.32
B-3	5.15	1.99	3.16	2.65	2.50	3.31	1.84	3.97	1.18
B-9	7.17	1.99	5.18	2.65	4.52	3.31	3.86	3.97	3.20
CPT-2	4.90	1.99	2.91	2.65	2.25	3.31	1.59	3.97	0.93
CPT-3	5.37	1.99	3.38	2.65	2.72	3.31	2.06	3.97	1.40
CPT-7	6.00	1.99	4.01	2.65	3.35	3.31	2.69	3.97	2.03
CPT-8	6.85	1.99	4.86	2.65	4.20	3.31	3.54	3.97	2.88
CPT-10	3.25	1.99	1.26	2.65	0.60	3.31	-0.06	3.97	-0.72
CPT-13	5.82	1.99	3.83	2.65	3.17	3.31	2.51	3.97	1.85

検討位置	残留沈下量 (cm)	沈下量終了分 ① (cm)	(仮沈) 5.0cm 合計沈下量② (cm)	沈下量 ②－① (cm)	(仮沈) 10cm 合計沈下量③ (cm)	沈下量 ③－① (cm)	(仮沈) 15cm 合計沈下量④ (cm)	沈下量 ④－① (cm)	(仮沈) 20cm 合計沈下量⑤ (cm)	沈下量 ⑤－① (cm)
B-2	188.0	89.3	266.0	176.7	254.5	165.2			230.3	141.0
B-3	155.7	81.0	222.7	141.7	208.0	127.0			176.2	95.2
B-9	25.2	54.4	75.5	21.1	71.2	16.8			62.3	7.9
CPT-2	28.7	66.2	87.0	20.8	79.5	13.3	71.6	5.4		
CPT-3	150.1	78.0	215.3	137.3	202.2	124.2			174.1	96.1
CPT-7	44.8	85.5	123.4	37.9	116.3	30.8			101.3	15.8
CPT-8	35.4	85.3	114.5	29.2	108.1	22.8			94.4	9.1
CPT-10	20.1	33.1	45.3	12.2	40.7	7.6				
CPT-13	113.7	70.9	173.3	102.4	161.1	90.2			136.5	65.6

検討位置	残留沈下量 (cm)	沈下量終了分 ① (cm)	(仮沈) 30cm 合計沈下量② (cm)	沈下量 ②－① (cm)	(仮沈) 40cm 合計沈下量③ (cm)	沈下量 ③－① (cm)	(仮沈) 50cm 合計沈下量④ (cm)	沈下量 ⑤－① (cm)	(仮沈) 60cm 合計沈下量④ (cm)	沈下量 ⑤－① (cm)
B-2	188.0	89.3	204.3	115.0	177.0	87.7	147.6	58.3	116.2	26.9
B-3	155.7	81.0	140.9	59.9	111.0	30.0				
B-9	25.2	54.4	54.6	0.2						
CPT-2	28.7	66.2								
CPT-3	150.1	78.0	143.1	65.1	110.7	32.7	82.6	4.6		
CPT-7	44.8	85.5								
CPT-8	35.4	85.3								
CPT-10	20.1	33.1								
CPT-13	113.7	70.9	109.3	38.4	82.2	11.3				

B－2

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	176.7	0.92	162.1	0.79	139.1	0.69	121.9	0.53	93.0	0.36	63.1	0.27	47.8	0.22	38.4	0.18	32.1	0.14	24.2	0.11	19.4
10	165.2	0.92	151.6	0.79	130.1	0.69	113.9	0.53	86.9	0.36	59.0	0.27	44.6	0.22	35.9	0.18	30.0	0.14	22.6	0.11	18.2
20	141.0	0.92	129.4	0.79	111.0	0.69	97.2	0.53	74.2	0.36	50.4	0.27	38.1	0.22	30.7	0.18	25.6	0.14	19.3	0.11	15.5
30	115.0	0.92	105.5	0.79	90.6	0.69	79.3	0.53	60.5	0.36	41.1	0.27	31.1	0.22	25.0	0.18	20.9	0.14	15.8	0.11	12.6
40	87.7	0.92	80.5	0.79	69.1	0.69	60.5	0.53	46.2	0.36	31.3	0.27	23.7	0.22	19.1	0.18	15.9	0.14	12.0	0.11	9.6
50	58.3	0.92	53.5	0.79	45.9	0.69	40.2	0.53	30.7	0.36	20.8	0.27	15.8	0.22	12.7	0.18	10.6	0.14	8.0	0.11	6.4
60	26.9	0.92	24.7	0.79	21.2	0.69	18.6	0.53	14.2	0.36	9.6	0.27	7.3	0.22	5.8	0.18	4.9	0.14	3.7	0.11	3.0

B－3

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	141.7	0.92	130.0	0.79	111.6	0.69	97.7	0.53	74.6	0.36	50.6	0.27	38.3	0.22	30.8	0.18	25.8	0.14	19.4	0.11	15.6
10	127.0	0.92	116.5	0.79	100.0	0.69	87.6	0.53	66.8	0.36	45.4	0.27	34.3	0.22	27.6	0.18	23.1	0.14	17.4	0.11	14.0
20	95.2	0.92	87.3	0.79	75.0	0.69	65.7	0.53	50.1	0.36	34.0	0.27	25.7	0.22	20.7	0.18	17.3	0.14	13.0	0.11	10.5
30	59.9	0.92	55.0	0.79	47.2	0.69	41.3	0.53	31.5	0.36	21.4	0.27	16.2	0.22	13.0	0.18	10.9	0.14	8.2	0.11	6.6
40	30.0	0.92	27.5	0.79	23.6	0.69	20.7	0.53	15.8	0.36	10.7	0.27	8.1	0.22	6.5	0.18	5.5	0.14	4.1	0.11	3.3

B－9

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	21.1	0.92	19.4	0.79	16.6	0.69	14.6	0.53	11.1	0.36	7.5	0.27	5.7	0.22	4.6	0.18	3.8	0.14	2.9	0.11	2.3
10	16.8	0.92	15.4	0.79	13.2	0.69	11.6	0.53	8.8	0.36	6.0	0.27	4.5	0.22	3.7	0.18	3.1	0.14	2.3	0.11	1.8
20	7.9	0.92	7.2	0.79	6.2	0.69	5.4	0.53	4.2	0.36	2.8	0.27	2.1	0.22	1.7	0.18	1.4	0.14	1.1	0.11	0.9
30	0.2	0.92	0.2	0.79	0.2	0.69	0.1	0.53	0.1	0.36	0.1	0.27	0.1	0.22	0.0	0.18	0.0	0.14	0.0	0.11	0.0

CPT－2

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	20.8	0.92	19.1	0.79	16.4	0.69	14.3	0.53	10.9	0.36	7.4	0.27	5.6	0.22	4.5	0.18	3.8	0.14	2.8	0.11	2.3
10	13.3	0.92	12.2	0.79	10.5	0.69	9.2	0.53	7.0	0.36	4.8	0.27	3.6	0.22	2.9	0.18	2.4	0.14	1.8	0.11	1.5
15	5.4	0.92	5.0	0.79	4.3	0.69	3.7	0.53	2.8	0.36	1.9	0.27	1.5	0.22	1.2	0.18	1.0	0.14	0.7	0.11	0.6

CPT－3

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	137.3	0.92	126.0	0.79	108.1	0.69	94.7	0.53	72.3	0.36	49.0	0.27	37.1	0.22	29.8	0.18	25.0	0.14	18.8	0.11	15.1
10	124.2	0.92	113.9	0.79	97.8	0.69	85.7	0.53	65.4	0.36	44.4	0.27	33.6	0.22	27.0	0.18	22.6	0.14	17.0	0.11	13.6
20	96.1	0.92	88.2	0.79	75.7	0.69	66.3	0.53	50.6	0.36	34.3	0.27	26.0	0.22	20.9	0.18	17.5	0.14	13.2	0.11	10.6
30	65.1	0.92	59.7	0.79	51.3	0.69	44.9	0.53	34.3	0.36	23.3	0.27	17.6	0.22	14.2	0.18	11.8	0.14	8.9	0.11	7.2
40	32.7	0.92	30.0	0.79	25.7	0.69	22.6	0.53	17.2	0.36	11.7	0.27	8.8	0.22	7.1	0.18	5.9	0.14	4.5	0.11	3.6
50	4.6	0.92	4.2	0.79	3.6	0.69	3.2	0.53	2.4	0.36	1.6	0.27	1.2	0.22	1.0	0.18	0.8	0.14	0.6	0.11	0.5

CPT－7

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	37.9	0.92	34.8	0.79	29.8	0.69	26.1	0.53	19.9	0.36	13.5	0.27	10.2	0.22	8.2	0.18	6.9	0.14	5.2	0.11	4.2
10	30.8	0.92	28.3	0.79	24.3	0.69	21.2	0.53	16.2	0.36	11.0	0.27	8.3	0.22	6.7	0.18	5.6	0.14	4.2	0.11	3.4
20	15.8	0.92	14.5	0.79	12.4	0.69	10.9	0.53	8.3	0.36	5.6	0.27	4.3	0.22	3.4	0.18	2.9	0.14	2.2	0.11	1.7

CPT－8

仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	29.2	0.92	26.8	0.79	23.0	0.69	20.1	0.53	15.4	0.36	10.4	0.27	7.9	0.22	6.3	0.18	5.3	0.14	4.0	0.11	3.2
10	22.8	0.92	20.9	0.79	18.0	0.69	15.7	0.53	12.0	0.36	8.1	0.27	6.2	0.22	5.0	0.18	4.1	0.14	3.1	0.11	2.5
20	9.1	0.92	8.3	0.79	7.2	0.69	6.3	0.53	4.8	0.36	3.3	0.27	2.5	0.22	2.0	0.18	1.7	0.14	1.2	0.11	1.0

CPT－10

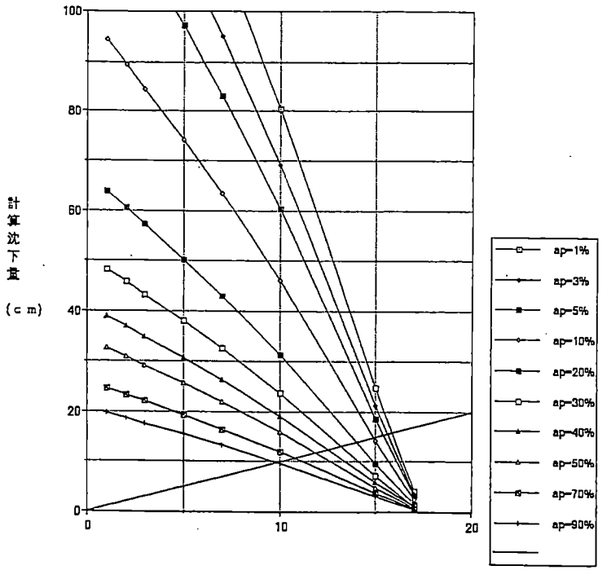
仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	12.2	0.92	11.2	0.79	9.6	0.69	8.4	0.53	6.4	0.36	4.4	0.27	3.3	0.22	2.7	0.18	2.2	0.14	1.7	0.11	1.3
10	7.6	0.92	7.0	0.79	6.0	0.69	5.2	0.53	4.0	0.36	2.7	0.27	2.1	0.22	1.7	0.18	1.4	0.14	1.0	0.11	0.8

CPT－13

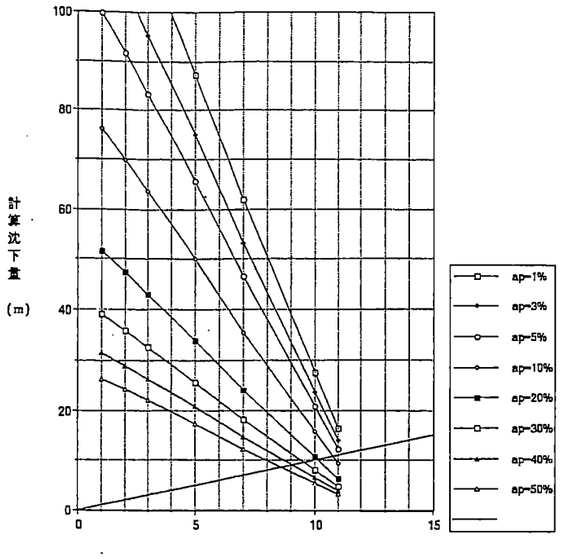
仮定沈下量 (cm)	沈下量 (cm)	ap＝1％ β	沈下量 (cm)	ap＝3％ β	沈下量 (cm)	ap＝5％ β	沈下量 (cm)	ap＝10 β	沈下量 (cm)	ap＝20 β	沈下量 (cm)	ap＝30 β	沈下量 (cm)	ap＝40 β	沈下量 (cm)	ap＝50 β	沈下量 (cm)	ap＝70 β	沈下量 (cm)	ap＝90 β	沈下量 (cm)
5	102.4	0.92	93.9	0.79	80.6	0.69	70.6	0.53	53.9	0.36	36.6	0.27	27.7	0.22	22.3	0.18	18.6	0.14	14.0	0.11	11.3
10	90.2	0.92	82.8	0.79	71.0	0.69	62.2	0.53	47.5	0.36	32.2	0.27	24.4	0.22	19.6	0.18	16.4	0.14	12.4	0.11	9.9
20	65.6	0.92	60.2	0.79	51.7	0.69	45.2	0.53	34.5	0.36	23.4	0.27	17.7	0.22	14.3	0.18	11.9	0.14	9.0	0.11	7.2
30	38.4	0.92	35.2	0.79	30.2	0.69	26.5	0.53	20.2	0.36	13.7	0.27	10.4	0.22	8.3	0.18	7.0	0.14	5.3	0.11	4.2
40	11.3	0.92	10.4	0.79	8.9	0.69	7.8	0.53	5.9	0.36	4.0	0.27	3.1	0.22	2.5	0.18	2.1	0.14	1.5	0.11	1.2

表－11－20

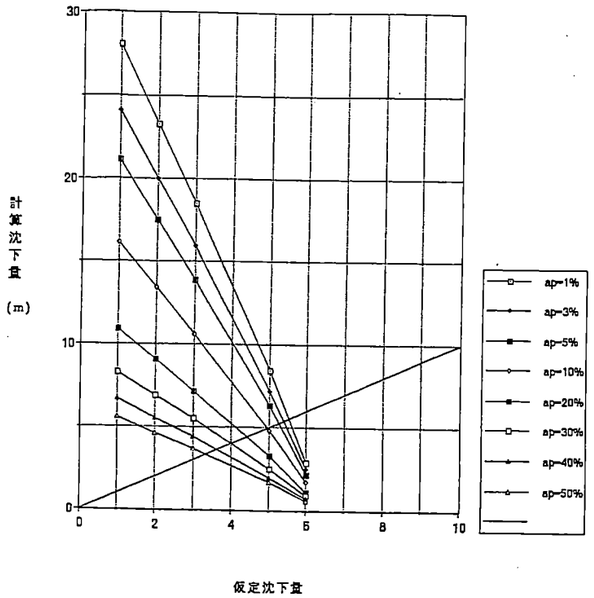
深層混合処理の改良率の算定　B－2



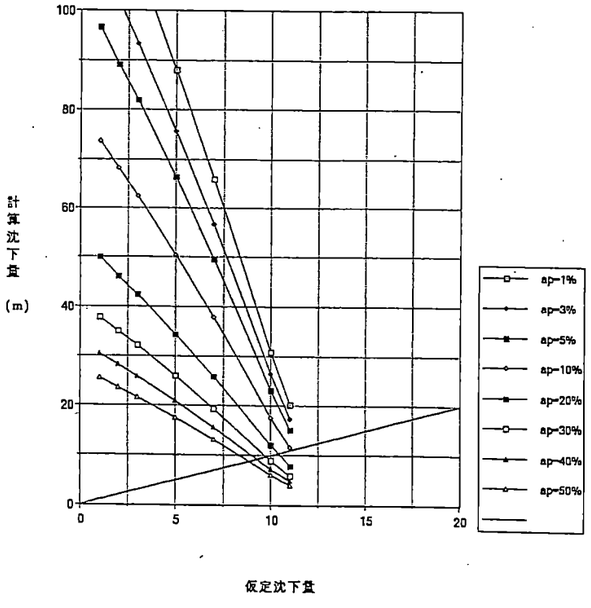
深層混合処理の改良率の算定　B－3



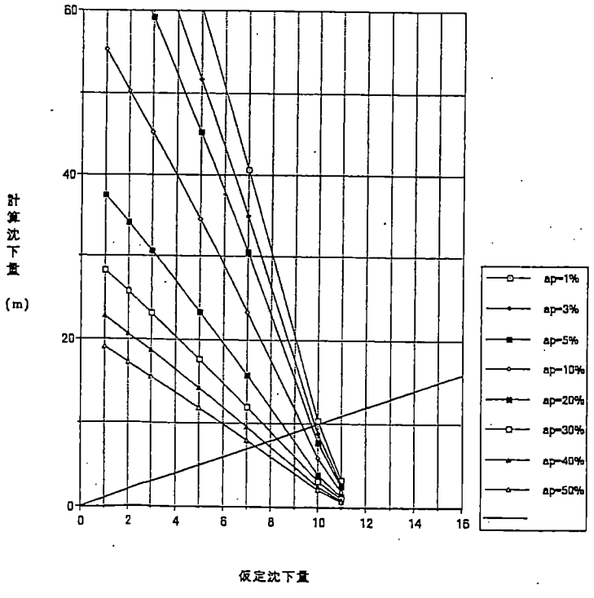
深層混合処理の改良率の算定　CPT－8



深層混合処理の改良率の算定　CPT－3

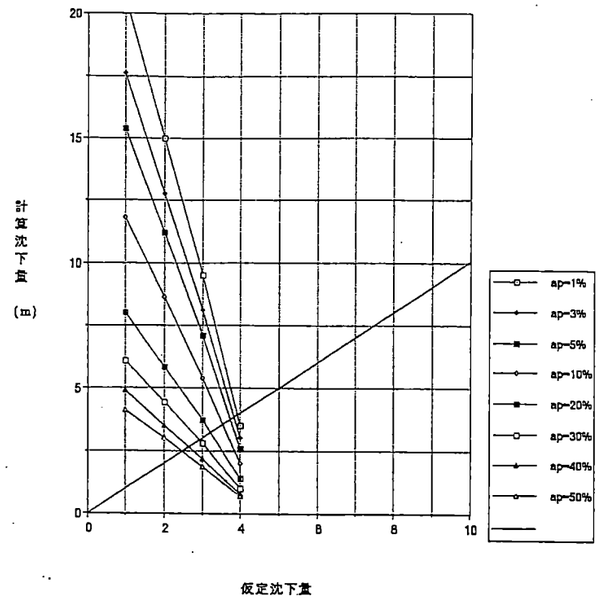


深層混合処理の改良率の算定　CPT－13

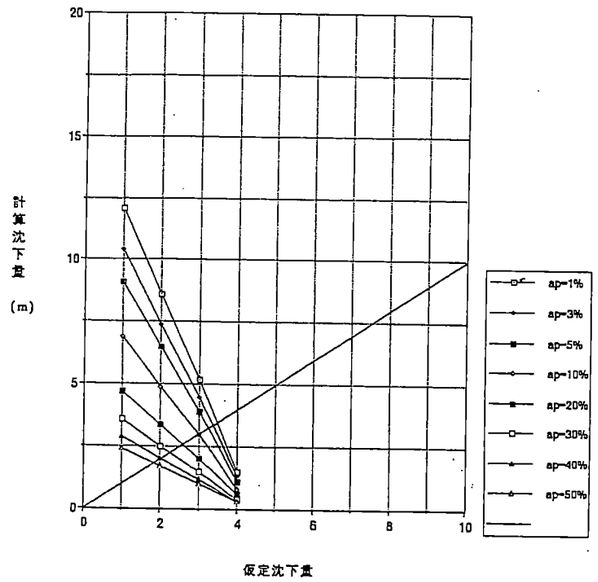


図－１１－２２（１）

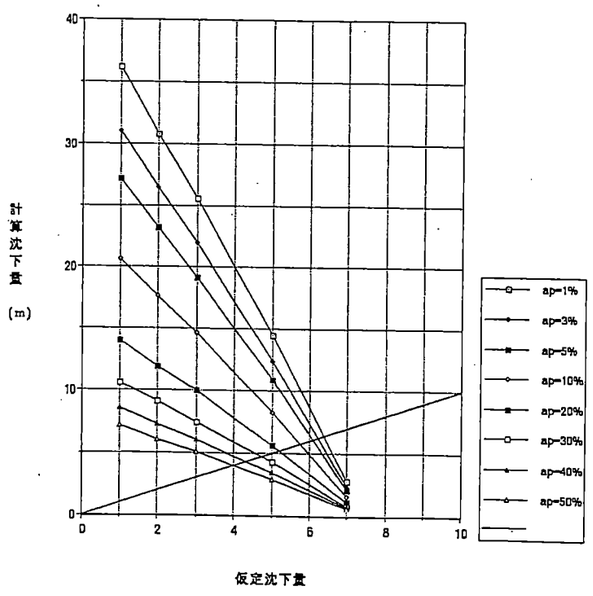
深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－２



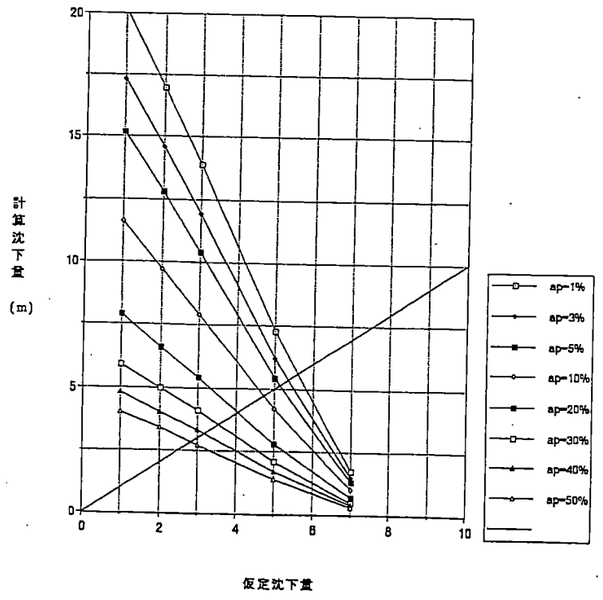
深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－１０



深層混合処理の改良率の算定　ＣＰＴ－７



深層混合処理の改良率の算定　Ｂ－９



図－１１－２２（２）

表－１１－２１　ＤＪＭの改良率とピッチ

ＤＪＭ改良率　　下水のみ

検討位置	上載荷重	Sr=10cmの改良率	ＤＪＭ配置	ＤＪＭ設計強度	Sr=30cmの改良率	ＤＪＭ配置	ＤＪＭ設計強度
B-2	7.29	×			0.650	1.0*1.2	14.0
B-3	5.15	×			0.120	1.5*4.3	53.6
B-9	7.17	0.180	1.5*2.9	49.8	同左		
CPT-2	4.90	0.215	1.5*2.4	28.5	〃		
CPT-3	5.37	×			0.130	1.5*4.0	51.6
CPT-7	6.00	0.390	△1.5*1.5	19.2	同左		
CPT-8	6.85	0.290	1.5*1.8	29.5	〃		
CPT-10	3.25	0.125	1.5*4.2	32.5	〃		
CPT-13	5.82	0.900	△1.0*1.0	8.1	0.100	1.5*5.2	72.8

ＤＪＭ＋ジオテキスタイル

ＤＪＭ改良率　　下水のみ（幅１ｍ）

検討位置	上載荷重	Sr=10cmの改良率	ＤＪＭ配置	ＤＪＭ設計強度	Sr=30cmの改良率	ＤＪＭ配置	ＤＪＭ設計強度
B-2	7.29	×			0.650	1.2	14.0
B-3	5.15	×			0.120	6.5	53.6
B-9	7.17	0.180	4.4	49.8			
CPT-2	4.90	0.215	3.7	28.5			
CPT-3	5.37	×			0.130	6.0	51.6
CPT-7	6.00	0.390	2.0	19.2			
CPT-8	6.85	0.290	2.7	29.5			
CPT-10	3.25	0.125	6.3	32.5			
CPT-13	5.82	0.900	0.9	8.1	0.100	7.9	72.8

ＤＪＭ＋ジオテキスタイル

１１－４－８　軽量盛土工法（γ_t＝1.2tf/m²の場合）

発泡スチロールを用いた軽量盛土工法により置換した場合について検討した。ここで軽量盛土材の湿潤重量γ_tは

$$\gamma_t = 1.2\mathrm{tf/m^3}$$

とした。これは、地下水位以下の場合に対しても無処理で使用可能であるように配慮したものである。

表－１１－２２に、軽量盛土材により増加応力＝0まで置換した場合について求めてみた。その結果を図－１１－２３に示す。

同図によると、沈下量を0とする必要盛土厚さは最大12m程度にも達しており施工上困難である（載荷重は、当初水位がSP水位であり現在より大であること、また交通荷重1.0tf/m²を考慮していることにより盛土層厚より増加している点があるため）。

次に盛土層を1m、2m、3m置換した場合について検討し、その結果を表－１１－２３、図－１１－２４に示す。同表、同図から、最大3m程度置換した場合は全沈下量として30～40cm程度の減少でしかない。また下水道部分のみを改良した場合についても検討したが（表－１１－２４）、同表によれば置換層厚が増加しても沈下量は一定であり、「工法を採用しても効果がない」ことを示している。

表－１１－２２

軽量盛土材（γt＝1.2tf/m³）による置換厚さ

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	最終沈下量 (cm)	沈下量終了分 (cm)	圧密度 (%)	残留沈下量 Sr (cm)	現在の有効応力 P 荷重換算 (tf/m2)	現在の有効応力 P (tf/m2)	P／2	必要荷重軽減量 (tf/m2)	盛土材単体 (tf/m2)	軽量盛土材単体 (tf/m2)	必要置換厚 (m)
B-1	7.29	126.2	88.47	70.1	37.7	2.18	5.11	2.56	4.73	1.75	1.20	8.6
B-2	7.29	277.3	89.29	32.2	188.0	4.94	2.35	1.17	6.12	1.75	1.20	11.1
B-3	5.15	236.7	80.95	34.2	155.7	3.39	1.76	0.88	4.27	1.75	1.20	7.8
B-4	5.75	178.3	68.29	38.3	110.0	3.55	2.20	1.10	4.65	1.75	1.20	8.5
B-5	5.01	79.3	57.73	72.8	21.6	1.36	3.65	1.82	3.19	1.75	1.20	5.8
B-6	8.16	149.6	87.67	58.6	61.9	3.38	4.78	2.39	5.77	1.75	1.20	10.5
B-7	5.50	205.6	67.64	32.9	138.0	3.69	1.81	0.90	4.60	1.75	1.20	8.4
B-8	6.76	186.2	65.36	35.1	120.8	4.39	2.37	1.19	5.57	1.75	1.20	10.1
B-9	7.17	79.6	54.37	68.3	25.2	2.27	4.90	2.45	4.72	1.75	1.20	8.6
CPT-1	8.38	227	104.19	45.9	122.8	4.53	3.85	1.92	6.46	1.75	1.20	11.7
CPT-2	4.90	94.9	66.24	69.8	28.7	1.48	3.42	1.71	3.19	1.75	1.20	5.8
CPT-3	5.37	228.1	78.01	34.2	150.1	3.53	1.84	0.92	4.45	1.75	1.20	8.1
CPT-4	8.08	142.4	104.95	73.7	37.5	2.13	5.95	2.98	5.10	1.75	1.20	9.3
CPT-5	7.65	152.6	123.15	80.7	29.5	1.48	6.17	3.09	4.56	1.75	1.20	8.3
CPT-6	7.08	205.8	93.43	45.4	112.4	3.87	3.21	1.61	5.47	1.75	1.20	10.0
CPT-7	6.00	130.3	85.48	65.6	44.8	2.06	3.94	1.97	4.03	1.75	1.20	7.3
CPT-8	6.85	120.7	85.33	70.7	35.4	2.01	4.84	2.42	4.43	1.75	1.20	8.1
CPT-9	6.39	77.1	57.13	74.1	20.0	1.66	4.73	2.37	4.02	1.75	1.20	7.3
CPT-10	3.25	53.2	33.09	62.2	20.1	1.23	2.02	1.01	2.24	1.75	1.20	4.1
CPT-11	6.65	33.3	33.27	99.9	0.0	0.01	6.64	3.32	3.33	1.75	1.20	6.1
CPT-12	7.22	265.5	87.88	33.1	177.6	4.83	2.39	1.19	6.03	1.75	1.20	11.0
CPT-13	5.82	184.6	70.89	38.4	113.7	3.59	2.23	1.12	4.70	1.75	1.20	8.6
CPT-14	7.89	160.3	103.71	64.7	56.6	2.79	5.10	2.55	5.34	1.75	1.20	9.7

置換による載荷重の検討

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	最終沈下量 (cm)	沈下量終了分 (cm)	圧密度 (%)	残留沈下量 (cm)	最終地盤高 GL±(m)	置換厚 1.00	置換厚 2.00	置換厚 3.00
B-2	7.29	277.3	89.29	32.2	188.0	-188.0	6.74	6.19	5.64
B-3	5.15	236.7	80.95	34.2	155.7	-155.7	4.60	4.05	3.50
B-9	7.17	79.6	54.37	68.3	25.2	-25.2	6.62	6.07	5.52
CPT-2	4.90	94.9	66.24	69.8	28.7	-28.7	4.35	3.80	3.25
CPT-3	5.37	228.1	78.01	34.2	150.1	-150.1	4.82	4.27	3.72
CPT-7	6.00	130.3	85.48	65.6	44.8	-44.8	5.45	4.90	4.35
CPT-8	6.85	120.7	85.33	70.7	35.4	-35.4	6.30	5.75	5.20
CPT-10	3.25	53.2	33.09	62.2	20.1	-20.1	2.70	2.15	1.60
CPT-13	5.82	184.6	70.89	38.4	113.7	-113.7	5.27	4.72	4.17

有効土被り圧まで置換した場合の必要盛土厚の算定

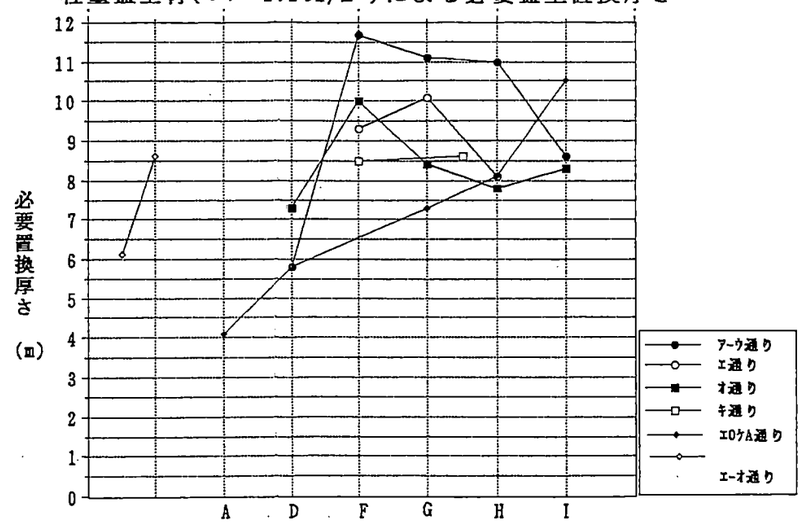
計算位置	初期荷重 (tf/m2)	最終沈下量 (cm)	沈下量終了分 (cm)	圧密度 (%)	残留沈下量 Sr (cm)	現在の有効応力 P 荷重換算 (tf/m2)	現在の有効応力 P (tf/m2)	必要荷重軽減量 (tf/m2)	置換後の荷重 (tf/m2)	盛土材単体 (tf/m2)	軽量盛土材単体 (tf/m2)	必要置換厚 (m)	盛土層厚 (m)
B-2	7.29	277.3	89.29	32.2	188.0	4.94	2.35	4.94	2.35	1.75	1.20	9.0	4.80
B-3	5.15	236.7	80.95	34.2	155.7	3.39	1.76	3.39	1.76	1.75	1.20	6.2	3.25
B-9	7.17	79.6	54.37	68.3	25.2	2.27	4.90	2.27	4.90	1.75	1.20	4.1	6.50
CPT-2	4.90	94.9	66.24	69.8	28.7	1.48	3.42	1.48	3.42	1.75	1.20	2.7	4.80
CPT-3	5.37	228.1	78.01	34.2	150.1	3.53	1.84	3.53	1.84	1.75	1.20	6.4	3.10
CPT-7	6.00	130.3	85.48	65.6	44.8	2.06	3.94	2.06	3.94	1.75	1.20	3.8	5.20
CPT-8	6.85	120.7	85.33	70.7	35.4	2.01	4.84	2.01	4.84	1.75	1.20	3.6	5.50
CPT-10	3.25	53.2	33.09	62.2	20.1	1.23	2.02	1.23	2.02	1.75	1.20	2.2	2.20
CPT-13	5.82	184.6	70.89	38.4	113.7	3.59	2.23	3.59	2.23	1.75	1.20	6.5	3.80

有効土被り圧／2まで置換した場合の必要厚さ（γt＝1.2tf/m³）

計算位置	初期荷重 (tf/m2)	最終沈下量 (cm)	沈下量終了分 (cm)	圧密度 (%)	残留沈下量 Sr (cm)	現在の有効応力 P 荷重換算 (tf/m2)	現在の有効応力 P (tf/m2)	P／2	必要荷重軽減量 (tf/m2)	置換後の荷重 (tf/m2)	盛土材単体 (tf/m2)	軽量盛土材単体 (tf/m2)	必要置換厚 (m)	盛土層厚 (m)
B-2	7.29	277.3	89.29	32.2	188.0	4.94	2.35	1.17	6.12	1.17	1.75	1.20	11.1	4.80
B-3	5.15	236.7	80.95	34.2	155.7	3.39	1.76	0.88	4.27	0.88	1.75	1.20	7.8	3.25
B-9	7.17	79.6	54.37	68.3	25.2	2.27	4.90	2.45	4.72	2.45	1.75	1.20	8.6	6.50
CPT-2	4.90	94.9	66.24	69.8	28.7	1.48	3.42	1.71	3.19	1.71	1.75	1.20	5.8	4.80
CPT-3	5.37	228.1	78.01	34.2	150.1	3.53	1.84	0.92	4.45	0.92	1.75	1.20	8.1	3.10
CPT-7	6.00	130.3	85.48	65.6	44.8	2.06	3.94	1.97	4.03	1.97	1.75	1.20	7.3	5.20
CPT-8	6.85	120.7	85.33	70.7	35.4	2.01	4.84	2.42	4.43	2.42	1.75	1.20	8.1	5.50
CPT-10	3.25	53.2	33.09	62.2	20.1	1.23	2.02	1.01	2.24	1.01	1.75	1.20	4.1	2.20
CPT-13	5.82	184.6	70.89	38.4	113.7	3.59	2.23	1.12	4.70	1.12	1.75	1.20	8.6	3.80

図－１１－２３

軽量盛土材（σt =1.2tf/m²）による必要盛土置換厚さ



表－１１－２３

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝１．０ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m
B-2	89.29	8.0	267.1	267.8	270.3	277.3	177.8	178.5	181.0	188.0
B-3	80.95	15.0	218.7	219.9	226.1	236.6	137.7	138.9	145.1	155.6
B-9	54.37	19.0	73.5	73.9	75.9	79.6	19.1	19.5	21.5	25.2
CPT-2	66.24	15.0	83.8	84.4	88.6	94.9	17.6	18.2	22.4	28.7
CPT-3	78.01	12.0	213.7	214.7	219.0	227.8	135.7	136.7	141.0	149.8
CPT-7	85.48	20.0	119.4	120.0	124.6	130.3	33.9	34.5	39.1	44.8
CPT-8	85.33	8.0	114.4	114.9	116.5	120.7	29.1	29.6	31.2	35.4
CPT-10	33.09	15.0	43.2	43.7	46.1	53.2	10.1	10.6	13.0	20.1
CPT-13	70.89	8.0	172.5	173.3	176.9	184.6	101.6	102.4	106.0	113.7

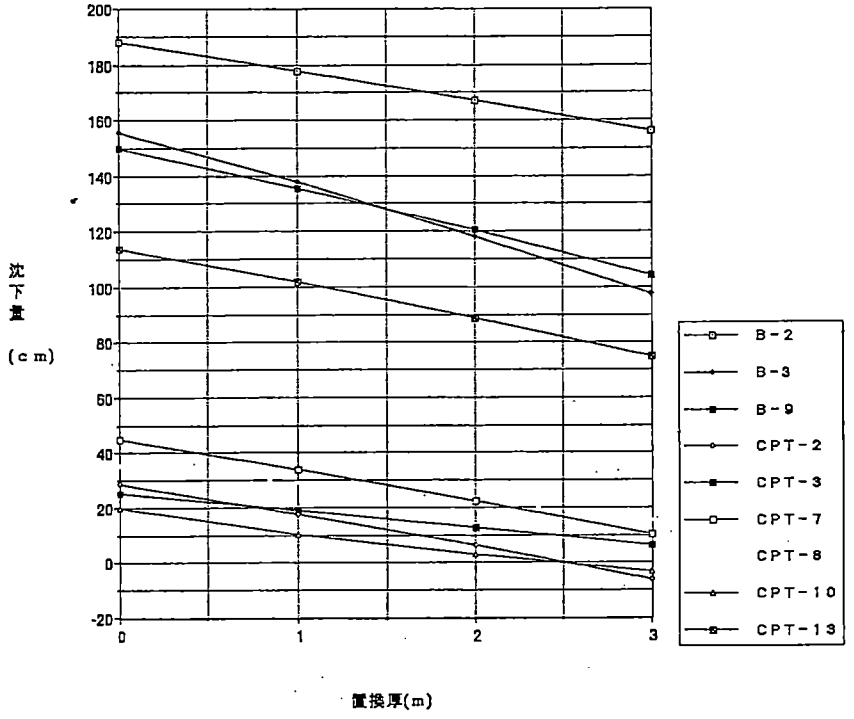
置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝２．０ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m
B-2	89.29	8.0	256.7	258.1	263.3	277.2	167.4	168.8	174.0	187.9
B-3	80.95	15.0	199.3	201.8	215.6	236.6	118.3	120.8	134.6	155.6
B-9	54.37	19.0	66.9	67.9	72.0	79.6	12.5	13.5	17.6	25.2
CPT-2	66.24	15.0	72.5	73.9	82.5	94.9	6.3	7.7	16.3	28.7
CPT-3	78.01	12.0	198.5	200.6	209.8	227.8	120.5	122.6	131.8	149.8
CPT-7	85.48	20.0	107.8	109.1	118.8	130.3	22.3	23.6	33.3	44.8
CPT-8	85.33	8.0	107.7	108.8	112.1	120.7	22.4	23.5	26.8	35.4
CPT-10	33.09	15.0	36.2	37.2	42.5	53.1	3.1	4.1	9.4	20.0
CPT-13	70.89	8.0	159.7	161.4	169.0	184.6	88.8	90.5	98.1	113.7

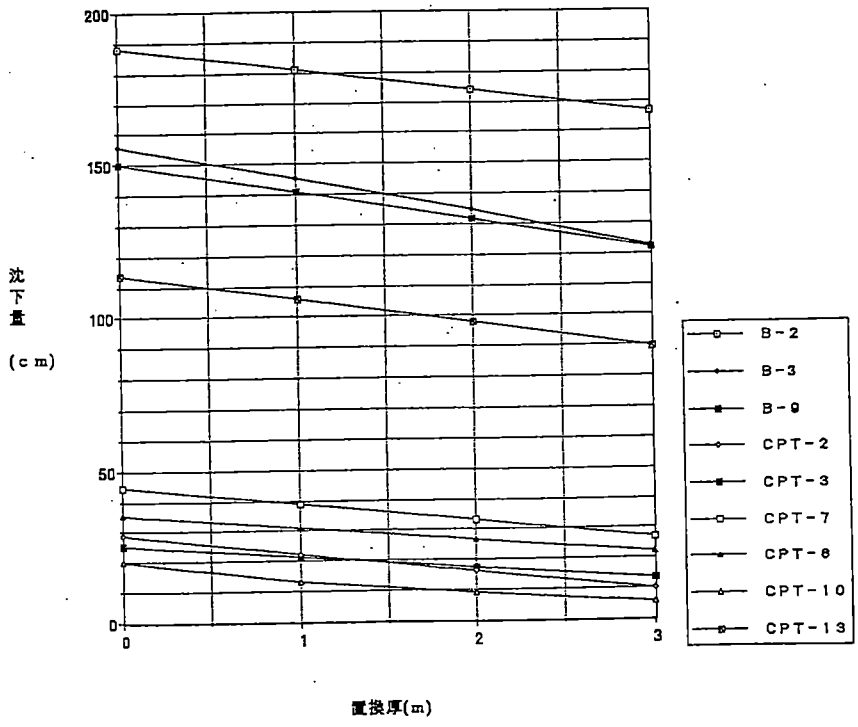
置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝３．０ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m
B-2	89.29	8.0	245.7	248.0	256.1	277.2	156.4	158.7	166.8	187.9
B-3	80.95	15.0	178.3	182.4	203.6	236.5	97.3	101.4	122.6	155.5
B-9	54.37	19.0	60.8	61.9	67.9	79.6	6.4	7.5	13.5	25.2
CPT-2	66.24	15.0	60.4	62.5	76.4	94.9	-5.8	-3.7	10.2	28.7
CPT-3	78.01	12.0	182.3	185.7	200.2	227.7	104.3	107.7	122.2	149.7
CPT-7	85.48	20.0	95.7	97.5	112.8	130.3	10.2	12.0	27.3	44.8
CPT-8	85.33	8.0	100.8	102.4	107.6	120.7	15.5	17.1	22.3	35.4
CPT-10	33.09	15.0	28.2	29.8	38.7	53.1	-4.9	-3.3	5.6	20.0
CPT-13	70.89	8.0	145.9	148.7	160.8	184.6	75.0	77.8	89.9	113.7

図－１１－２４（１）　軽量盛土材置換厚と沈下量の関係（℄）



図－１１－２４（２）　軽量盛土材置換厚と沈下量の関係（道路肩）



表－１１－２４

置き換え幅１ｍ（下水道管のみ）　　Ｈ＝１．０ｍ

計算位置	沈下量終了分(cm)	全沈下量(cm)				これからの沈下量(cm)			
		中央	+1.0m	+5.0m	+10.0m	中央	+1.0m	+5.0m	+10.0m
B-2	89.29	275.3	275.6	276.7	277.1	186.0	186.3	187.4	187.8
B-3	80.95	233.9	234.4	236.0	236.4	152.9	153.4	155.0	155.4
B-9	54.37	78.8	78.9	79.4	79.6	24.4	24.5	25.0	25.2
CPT-2	66.24	93.0	93.4	94.5	94.8	26.8	27.2	28.3	28.6
CPT-3	78.01	226.0	226.2	227.5	227.8	148.0	148.2	149.5	149.8
CPT-7	85.48	127.7	128.9	130.0	130.2	42.2	43.4	44.5	44.7
CPT-8	85.33	114.4	114.5	117.4	119.8	29.1	29.2	32.1	34.5
CPT-10	33.09	50.6	51.0	52.9	53.1	17.5	17.9	19.8	20.0
CPT-13	70.89	181.9	182.5	184.1	184.4	111.0	111.6	113.2	113.5

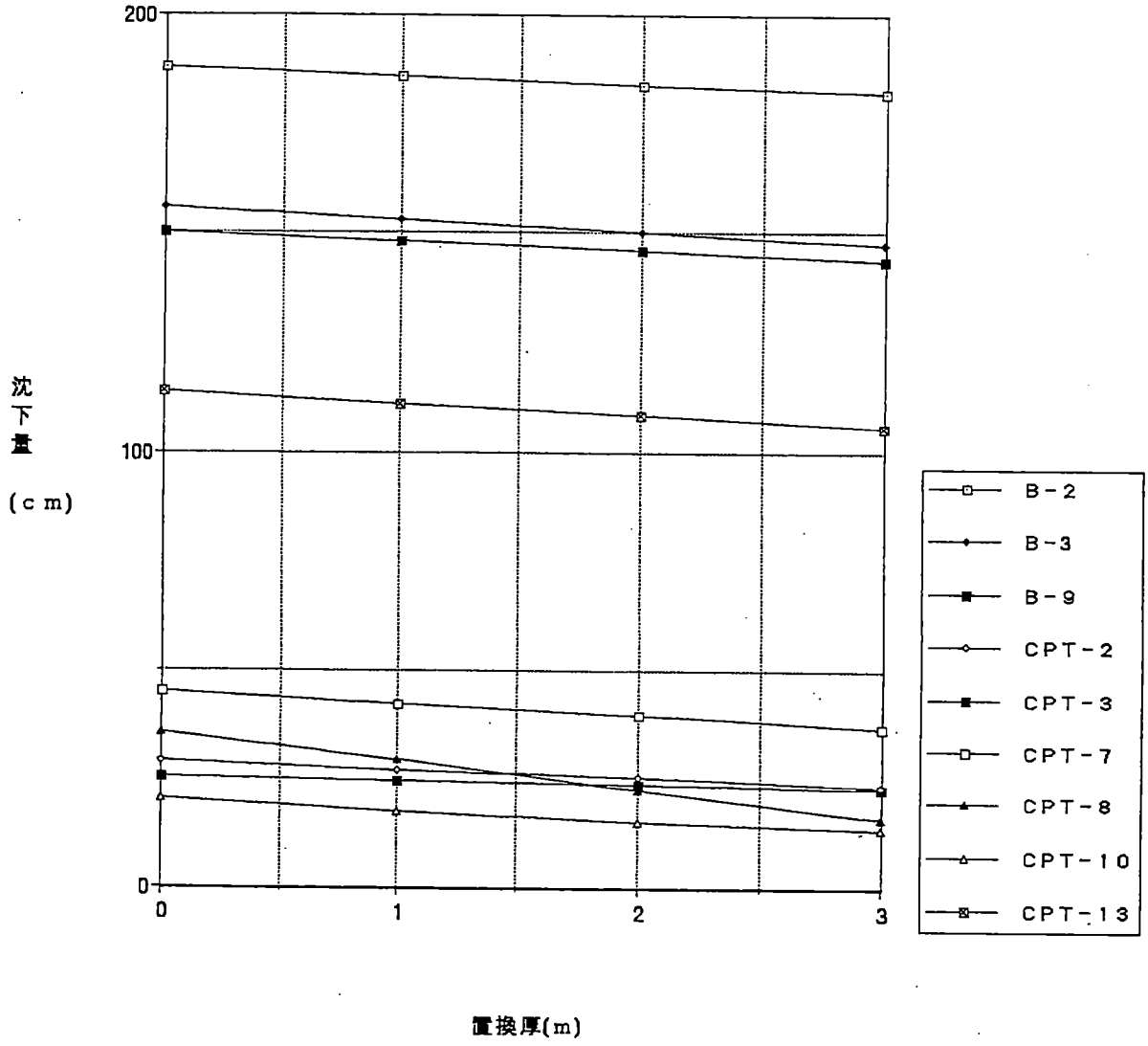
置き換え幅１ｍ（下水道管のみ）　　Ｈ＝２．０ｍ

計算位置	沈下量終了分(cm)	全沈下量(cm)				これからの沈下量(cm)			
		中央	+1.0m	+5.0m	+10.0m	中央	+1.0m	+5.0m	+10.0m
B-2	89.29	273.3	273.9	276.2	276.8	184.0	184.6	186.9	187.5
B-3	80.95	231.1	232.1	235.4	236.1	150.1	151.1	154.4	155.1
B-9	54.37	77.9	78.2	79.2	79.5	23.5	23.8	24.8	25.1
CPT-2	66.24	91.2	91.8	94.2	94.7	25.0	25.6	28.0	28.5
CPT-3	78.01	223.8	224.3	226.8	227.5	145.8	146.3	148.8	149.5
CPT-7	85.48	125.0	127.6	129.7	130.2	39.5	42.1	44.2	44.7
CPT-8	85.33	107.7	108.0	114.1	118.8	22.4	22.7	28.8	33.5
CPT-10	33.09	47.9	48.9	52.6	53.0	14.8	15.8	19.5	19.9
CPT-13	70.89	179.2	180.4	183.6	184.2	108.3	109.5	112.7	113.3

置き換え幅１ｍ（下水道管のみ）　　Ｈ＝３．０ｍ

計算位置	沈下量終了分(cm)	全沈下量(cm)				これからの沈下量(cm)			
		中央	+1.0m	+5.0m	+10.0m	中央	+1.0m	+5.0m	+10.0m
B-2	89.29	271.4	272.2	275.6	276.6	182.1	182.9	186.3	187.3
B-3	80.95	228.2	229.7	234.7	235.9	147.2	148.7	153.7	154.9
B-9	54.37	77.1	77.5	79.0	79.4	22.7	23.1	24.6	25.0
CPT-2	66.24	89.2	90.2	93.8	94.6	23.0	24.0	27.6	28.4
CPT-3	78.01	221.6	222.3	226.2	227.3	143.6	144.3	148.2	149.3
CPT-7	85.48	122.1	126.2	129.4	130.1	36.6	40.7	43.9	44.6
CPT-8	85.33	100.8	101.2	110.6	117.7	15.5	15.9	25.3	32.4
CPT-10	33.09	46.5	47.0	52.3	53.0	13.4	13.9	19.2	19.9
CPT-13	70.89	176.5	178.3	183.1	184.0	105.6	107.4	112.2	113.1

図－１１－２５　軽量盛土材置換厚と沈下量の関係



１１－４－９　軽量盛土工法（ＥＰＳ工法）

(1) 地下水位をＥＰＳ下面まで低下させるものとして置換した場合のＥＰＳ置換厚さと沈下量

置換厚1.0m、2.0m、3.0m、4.0mの場合の荷重により沈下量を求め、図－１１－２６に沈下量と置換厚の関係を示す。さらに道路横断方向の沈下形状を図－１１－２７に示す。この結果をまとめてＥＰＳの必要置換　を求めてみると、表－１１－２６となる。

同表によると

・Ｉ地区については、残留沈下量を0とする置換厚さが3m以上に達しており、掘削置換可能深度を3m程度とし、かつ10年間の沈下量を10cm以下とする置換量を求めると

2.5～2.0m程度

と算定された。

・Ⅱ地区、Ⅲ地区については、残留沈下量＝0となる置換厚さは、それぞれ

Ⅱ－１地区	1.1m
Ⅱ－２地区	1.3m
Ⅱ－３地区	0.8m
Ⅲ地区	1.5m

と算定された。

(2) 舗装厚を増し、ＥＰＳ浮き上がりを考慮した場合

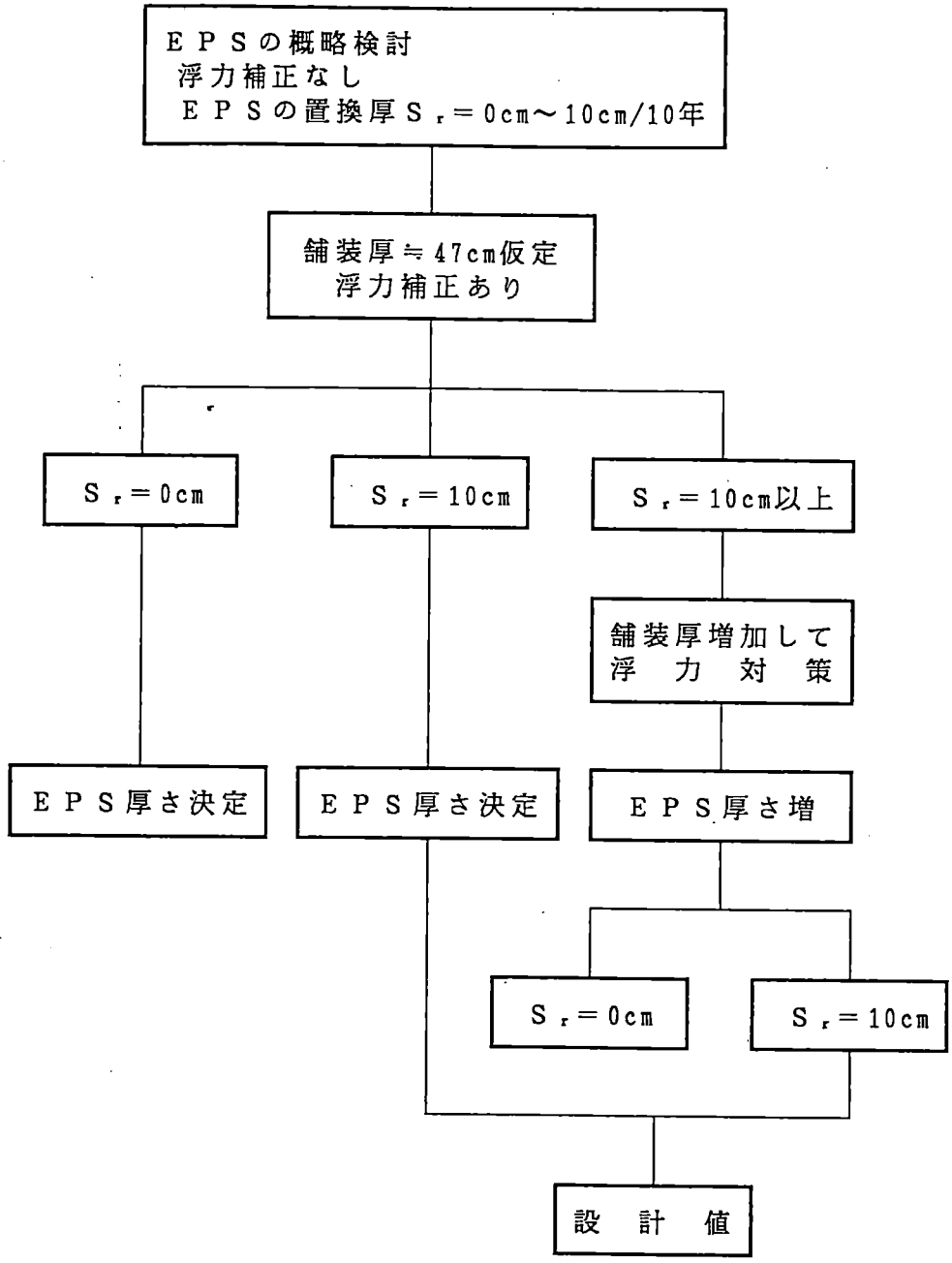
先の検討では地下水位下でＥＰＳが浮力を受け、残留沈下を0とするＥＰＳ厚さを置換することは不可能であった。そこで舗装厚（舗装＋路盤＋路床を総称して用いる）を増加し、ＥＰＳを最大置換した場合について求めてみた。

その結果を図－１１－２８、表－１１－２８に示す。同図から

ＥＰＳの厚さの増加（既存盛土厚の減少）は

舗装厚の増加（新規の荷重の増加）

につながり、結果として舗装厚を増しＥＰＳ置換を増やしても沈下量はほとんど変化しないことがわかった。



図－１１－２５　計算フローチャート

(3) 舗装構成を0.47mと固定し、ＥＰＳを最大厚とした場合

舗装構成を合計47cmとし、(2)と同様ＥＰＳの最大置換に達するまで路床厚を増加させた場合について

・残留沈下量＝0まで置換した場合

・現在の盛土厚を置換した場合

・さらに、残留沈下量＝0とする置換厚が求まらなかった場合、10年間の沈下量を10cm以内とする置換厚を求めた。

その結果を表－１１－３０に示す。同表によると、Ｉ地区中央部については残留沈下量が0となる置換厚さは求められず、10年間の沈下量を10cm以内とする置換厚を求めた。

その結果

Ｉ地区　　掘削深度　$D = 3.0 \sim 3.5$m

ＥＰＳ厚さ　$H = 1.0 \sim 2.5$m

舗装厚　$H_b = 1.0 \sim 1.5$m

Ⅱ、Ⅲ地区　$D = 1.5 \sim 2.0$m

$H = 1.0 \sim 1.5$m

$H_b = 0.47 \sim 0.8$m

となった。

(4) 舗装厚0.47mのみによるＥＰＳ置換の場合

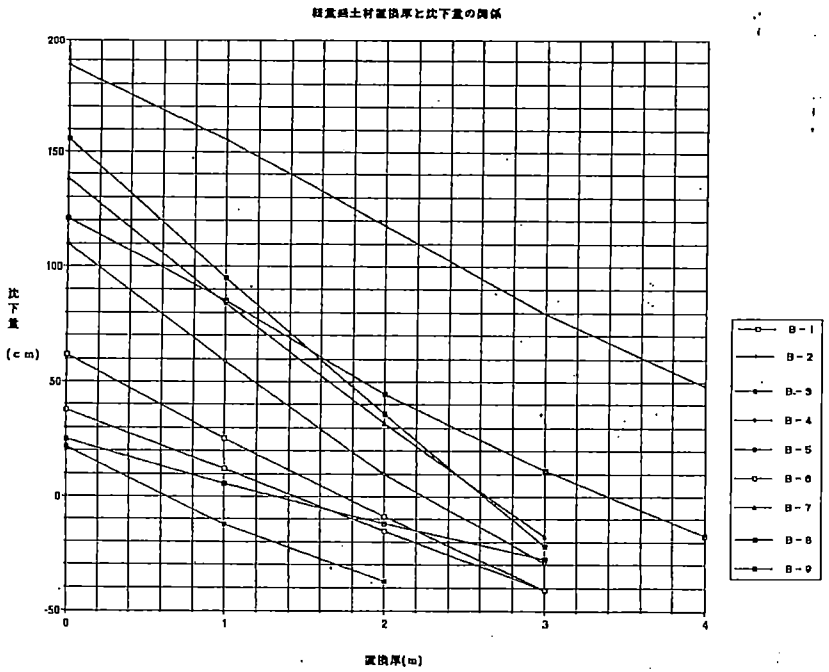
表－１１－３１に示すように、上載荷重を舗装厚のみとした場合のＥＰＳ置換による沈下量を求めてみた。同表によると、Ｉ地区ではＥＰＳで最大2.2m置換しても、10年間の残留沈下量を10cm以内とすることは難しい。

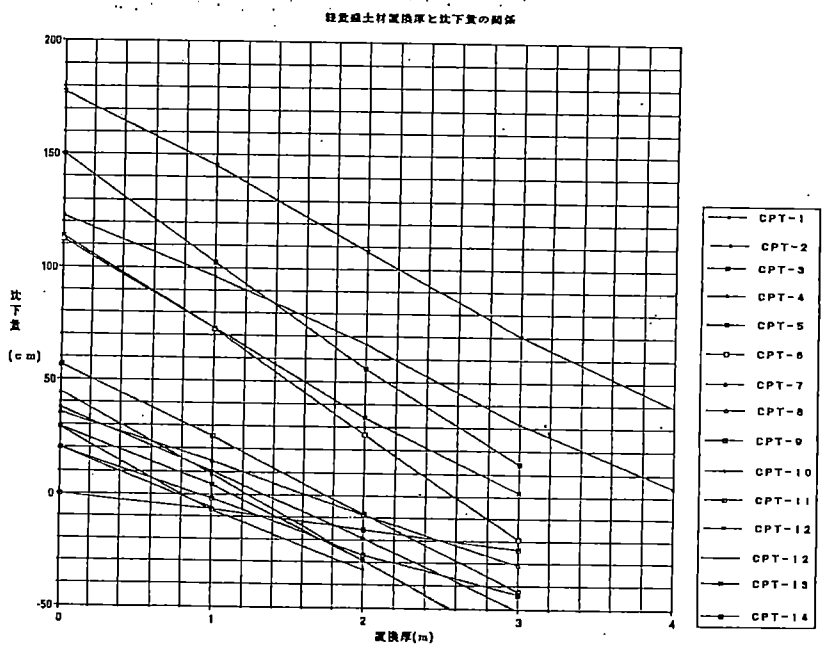
(5) 舗装厚0.47m＋盛土工によりＥＰＳ層厚を最大に増やし、10年間の残留沈下量を10cm程度とする場合、表－１１－３２に示すように、舗装厚を増し置換厚を増加していくと、Ｉ地区については舗装厚1.6m、置換厚3m程度によって残留沈下を10cm以内に抑えることが可能になった。

(6) 設計厚の沈下時間曲線

図－１１－３３，３４　　浮力なし

図－１１－３５，３６　　浮力あり


経費盛土材置換厚と沈下量の関係
沈下量 (cm)
置換厚(m)
200
150
100
50
0
-50
0
1
2
3
4
B-1
B-2
B-3
B-4
B-5
B-6
B-7
B-8
B-9


経費盛土材置換厚と沈下量の関係
沈下量 (cm)
置換厚(m)
200
150
100
50
0
-50
0
1
2
3
4
CPT-1
CPT-2
CPT-3
CPT-4
CPT-5
CPT-6
CPT-7
CPT-8
CPT-9
CPT-10
CPT-11
CPT-12
CPT-12
CPT-13
CPT-14

図－１１－２６

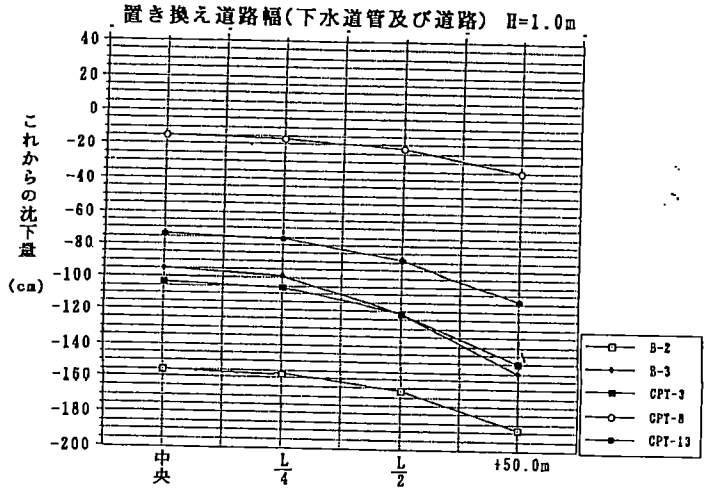
表－１１－２５　ＥＰＳ置換と沈下量の関係

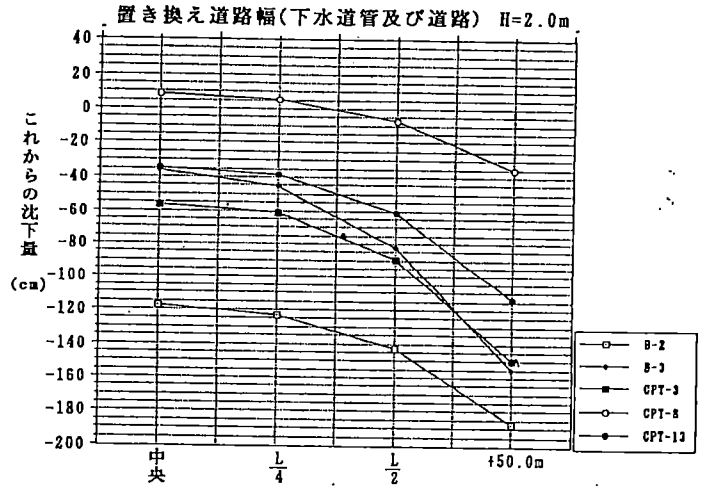
計算位置	道路幅 L (m)	置換 H=0.0m 残留沈下量 (cm)	置換 H=0.0m 10年間沈下量 (cm)	置換 H=0.0m 20年間沈下量 (cm)	置換 H=1.0m 残留沈下量 (cm)	置換 H=1.0m 10年間沈下量 (cm)	置換 H=1.0m 20年間沈下量 (cm)	置換 H=2.0m 残留沈下量 (cm)	置換 H=2.0m 10年間沈下量 (cm)	置換 H=2.0m 20年間沈下量 (cm)	置換 H=2.5m 残留沈下量 (cm)	置換 H=2.5m 10年間沈下量 (cm)	置換 H=2.5m 20年間沈下量 (cm)	置換 H=3.0m 残留沈下量 (cm)	置換 H=3.0m 10年間沈下量 (cm)	置換 H=3.0m 20年間沈下量 (cm)
B-1	12.0	37.7	14.8	26.9	12.5	4.9	7.9									
B-2	8.0	188.1	20.4	37.5	155.3	16.2	30.2	117.8	11.8	22.3	96.6	9.6	18.0	79.8	7.7	14.7
B-3	15.0	155.8	18.6	34.2	95.1	10.7	20.0	36.3	4.0	7.5	6.4	0.7	1.3			
B-4	15.0	110.0	15.6	28.5	59.1	7.9	14.8	9.7	1.3	2.4						
B-5	28.0	21.6	9.1	14.4												
B-6	28.0	62.0	16.3	28.4	25.5	6.7	11.7									
B-7	15.0	138.0	15.5	28.5	84.1	8.8	16.5	32.0	3.2	6.2	5.1	0.5	1.0			
B-8	12.0	120.9	15.0	27.6	85.2	10.1	18.8	44.7	5.1	9.7	27.8	3.2	6.0	11.4	1.3	2.5
B-9	19.0	25.3	9.5	15.4	5.9	2.2	3.6									
CPT-1	8.0	122.9	22.2	40.0	96.3	17.1	31.1	66.6	11.8	21.5	50.2	8.9	16.2	31.7	5.6	10.2
CPT-2	15.0	28.7	11.2	18.0												
CPT-3	12.0	150.0	17.9	33.0	102.4	11.7	21.7	56.0	6.2	11.6	36.3	4.0	7.5	14.4	1.6	3.0
CPT-4	15.0	37.5	16.1	25.3	10.3	4.4	7.0									
CPT-5	15.0	29.5	15.1	22.5	4.3	2.2	3.3									
CPT-6	15.0	122.4	20.0	36.1	72.9	12.7	23.2	26.7	4.7	8.5	4.2	0.7	1.3			
CPT-7	20.0	44.9	15.7	25.9	8.9	3.1	5.1									
CPT-8	8.0	35.3	14.1	22.6	14.6	5.8	9.3									
CPT-9	28.0	20.0	8.7	13.6												
CPT-10	15.0	20.1	6.4	10.7												
CPT-11	19.0															
CPT-12	8.0	177.6	20.2	37.1	145.0	15.9	29.6	107.7	11.4	21.4	86.4	9.0	16.9	70.5	7.3	13.8
CPT-13	8.0	113.7	16.1	29.5	73.5	10.0	18.6	34.3	4.6	8.6	18.9	2.5	4.8	2.1	0.3	0.5
CPT-14	15.0	56.6	19.3	32.0	25.4	8.6	14.3									

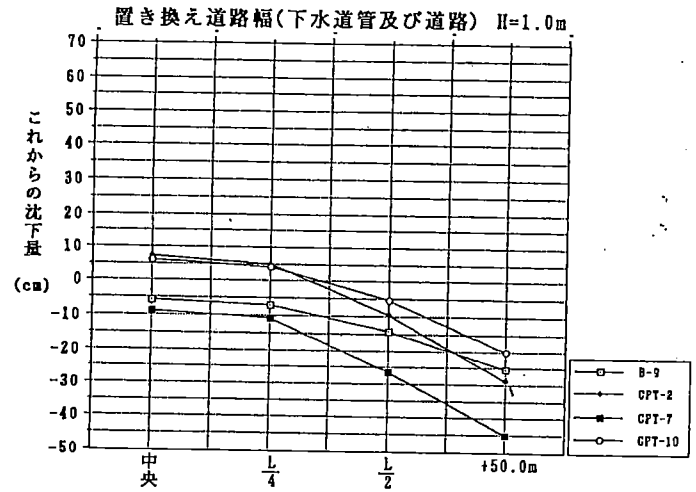
表－１１－２６　ＥＰＳ置換厚と沈下量の関係

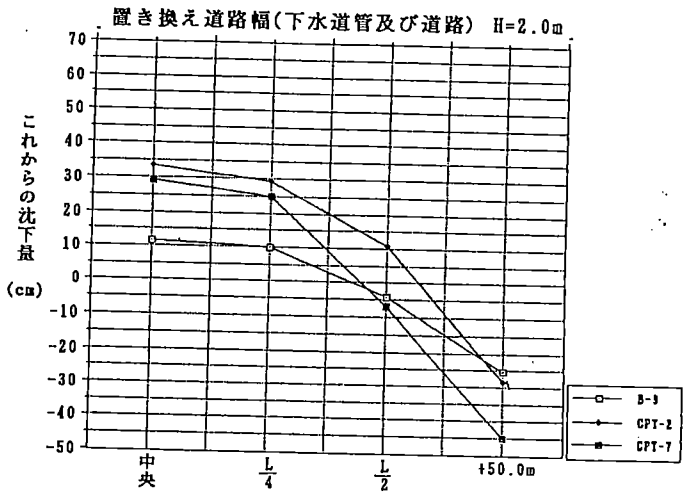
ＥＰＳ必要置換厚（道路＋下水）

計算位置	道路幅 L (m)	必要置換厚 (m)	置換厚 (m)	残留沈下量 (cm)	3年間の沈下量 (cm)	5年間の沈下量 (cm)	10年間の沈下量 (cm)	置換厚 (m)	残留沈下量 (cm)	3年間の沈下量 (cm)	5年間の沈下量 (cm)	10年間の沈下量 (cm)
B-1	12.0	1.5										
B-2	8.0		2.5	96.6	3.0	5.0	9.6	3.0	79.8	2.4	3.9	7.7
B-3	15.0	2.7	2.5	6.4	0.2	0.4	0.7					
B-4	15.0	2.3										
B-5	28.0	0.7										
B-6	28.0	1.7										
B-7	15.0	2.7	2.5	5.1	0.2	0.3	0.5					
B-8	12.0	3.4	2.5	27.8	1.0	1.6	3.2	3.0	11.4	0.4	0.7	1.3
B-9	19.0	1.5										
CPT-1	8.0		2.5	50.2	2.9	4.7	8.9	3.0	31.7	1.8	2.9	5.6
CPT-2	15.0	1.1										
CPT-3	12.0		2.5	36.3	1.2	2.1	4.0	3.0	14.4	0.5	0.8	1.6
CPT-4	15.0	1.4										
CPT-5	15.0	1.2										
CPT-6	15.0	2.6	2.5	4.2	0.2	0.4	0.7					
CPT-7	20.0	1.3										
CPT-8	8.0	1.7										
CPT-9	28.0	1.0										
CPT-10	15.0	0.8										
CPT-11	19.0	0.0										
CPT-12	8.0		2.5	86.4	2.9	4.6	9.0	3.0	70.5	2.3	3.7	7.3
CPT-13	8.0		2.5	18.9	0.8	1.3	2.5	3.0	2.1	0.1	0.1	0.3
CPT-14	15.0	1.8										

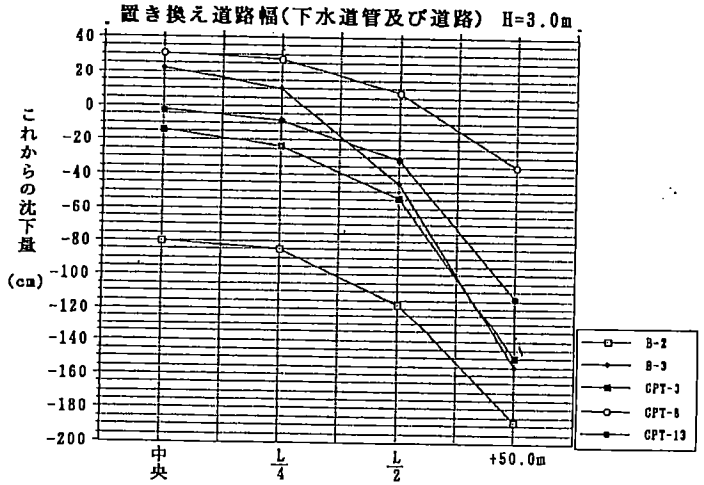

置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=1.0m
これからの沈下量
(cm)
40
20
0
-20
-40
-60
-80
-100
-120
-140
-160
-180
-200
中央
L/4
L/2
+50.0m
B-2
B-3
CPT-3
CPT-8
CPT-13

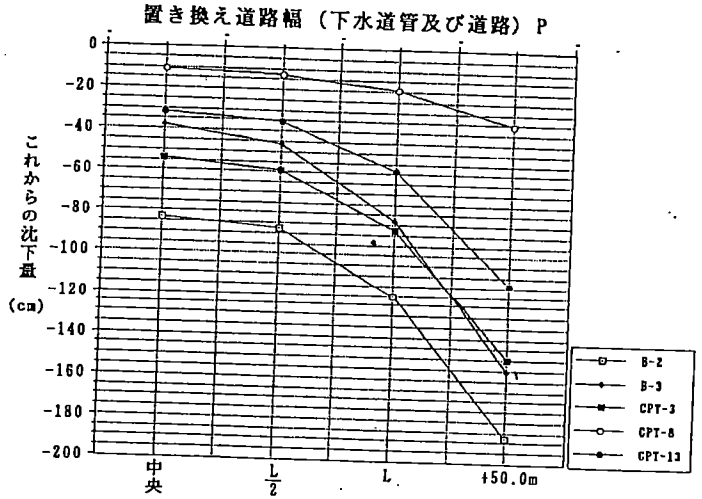

置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=2.0m
これからの沈下量
(cm)
40
20
0
-20
-40
-60
-80
-100
-120
-140
-160
-180
-200
中央
L/4
L/2
+50.0m
B-2
B-3
CPT-3
CPT-8
CPT-13

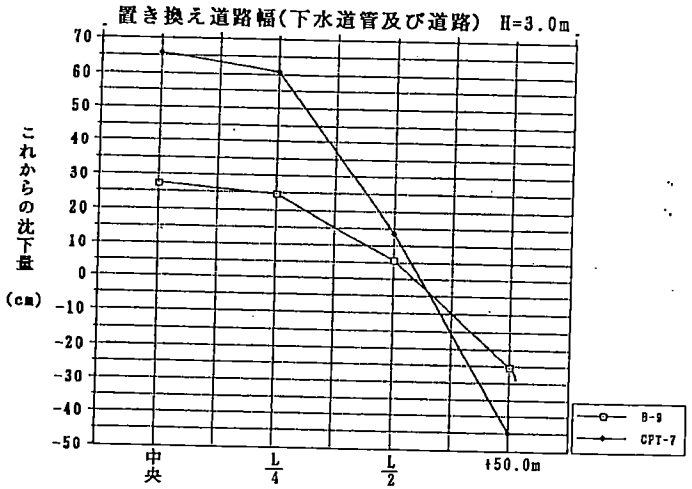

置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=1.0m
これからの沈下量
(cm)
70
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
中央
L/4
L/2
+50.0m
B-9
CPT-2
CPT-7
CPT-10

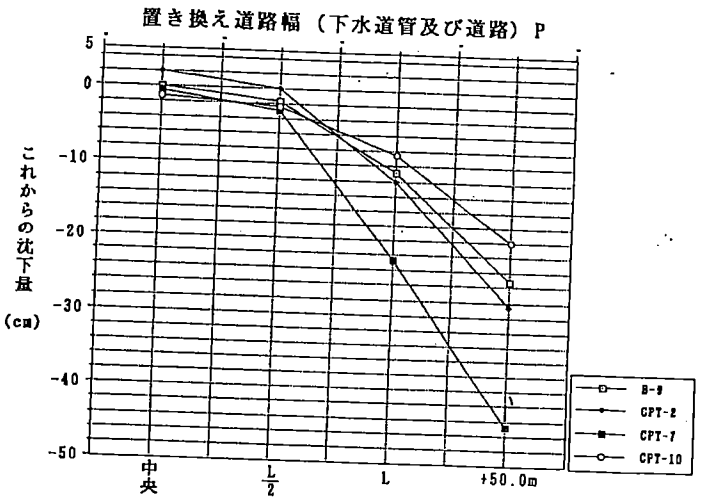

置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=2.0m
これからの沈下量
(cm)
70
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
中央
L/4
L/2
+50.0m
B-9
CPT-2
CPT-7

図－１１－２７（１）


置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=3.0m
これからの沈下量
(cm)
40
20
0
-20
-40
-60
-80
-100
-120
-140
-160
-180
-200
中央
L/4
L/2
+50.0m
B-2
B-3
CPT-3
CPT-8
CPT-13


置き換え道路幅 (下水道管及び道路) P
これからの沈下量
(cm)
0
-20
-40
-60
-80
-100
-120
-140
-160
-180
-200
中央
L/2
L
+50.0m
B-2
B-3
CPT-3
CPT-8
CPT-13


置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=3.0m
これからの沈下量
(cm)
70
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
中央
L/4
L/2
+50.0m
B-9
CPT-7


置き換え道路幅 (下水道管及び道路) P
これからの沈下量
(cm)
5
0
-10
-20
-30
-40
-50
中央
L/2
L
+50.0m
B-9
CPT-2
CPT-7
CPT-10

図－１１－２７（２）

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝1．0m

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m
B-1	88.47	12.0	101.0	101.8	104.7	126.2	12.5	13.3	16.2	37.7
B-2	89.29	8.0	244.5	246.8	255.3	277.2	155.2	157.5	166.0	187.9
B-3	80.95	15.0	176.0	180.1	202.3	236.5	95.0	99.1	121.3	155.5
B-4	68.29	15.0	127.4	130.6	150.3	178.2	59.1	62.3	82.0	109.9
B-5	57.73	28.0	45.4	46.2	63.0	79.3	-12.3	-11.5	5.3	21.6
B-6	87.67	28.0	113.1	115.0	129.2	149.5	25.4	27.3	41.5	61.8
B-7	67.64	15.0	151.7	155.1	174.8	205.5	84.1	87.5	107.2	137.9
B-8	65.36	12.0	150.5	152.8	164.0	186.1	85.1	87.4	98.6	120.7
B-9	54.37	19.0	60.2	61.4	68.9	79.6	5.8	7.0	14.5	25.2
CPT-1	104.19	8.0	200.4	202.2	209.9	226.9	96.2	98.0	105.7	122.7
CPT-2	66.24	15.0	59.0	61.2	75.7	94.9	-7.2	-5.0	9.5	28.7
CPT-3	78.01	12.0	180.5	184.0	199.2	227.7	102.5	106.0	121.2	149.7
CPT-4	104.95	15.0	115.2	117.1	127.3	142.3	10.3	12.2	22.4	37.4
CPT-5	123.15	15.0	127.4	128.9	140.2	152.6	4.3	5.8	17.1	29.5
CPT-6	93.43	15.0	166.3	169.1	183.5	205.8	72.9	75.7	90.1	112.4
CPT-7	85.48	20.0	94.3	96.2	112.1	130.3	8.8	10.7	26.6	44.8
CPT-8	85.33	8.0	100.0	101.7	107.1	120.7	14.7	16.4	21.8	35.4
CPT-9	57.13	28.0	55.4	56.2	66.3	77.1	-1.7	-0.9	9.2	20.0
CPT-10	33.09	15.0	27.2	28.9	38.3	53.1	-5.9	-4.2	5.2	20.0
CPT-11	33.27	19.0	26.5	26.6	30.0	33.3	-6.8	-6.7	-3.3	0.0
CPT-12	87.88	8.0	232.9	235.3	243.8	265.4	145.0	147.4	155.9	177.5
CPT-13	70.89	8.0	144.4	147.2	159.9	184.6	73.5	76.3	89.0	113.7
CPT-14	103.71	15.0	129.1	131.4	142.8	160.2	25.4	27.7	39.1	56.5

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝2．0m

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m
B-1	88.47	12.0	73.3	74.9	81.1	126.2	-15.2	-13.6	-7.4	37.7
B-2	89.29	8.0	207.0	212.4	231.7	277.1	117.7	123.1	142.4	187.8
B-3	80.95	15.0	117.2	126.2	163.4	236.4	36.2	45.2	82.4	155.4
B-4	68.29	15.0	78.0	84.8	119.5	178.1	9.7	16.5	51.2	109.8
B-5	57.73	28.0	20.5	22.2	44.9	79.3	-37.2	-35.5	-12.8	21.6
B-6	87.67	28.0	79.1	83.0	111.3	149.5	-8.6	-4.7	23.6	61.8
B-7	67.64	15.0	99.6	106.6	141.0	205.3	32.0	39.0	73.4	137.7
B-8	65.36	12.0	110.0	115.1	141.0	186.1	44.6	49.7	75.6	120.7
B-9	54.37	19.0	42.7	44.5	58.4	79.6	-11.7	-9.9	4.0	25.2
CPT-1	104.19	8.0	170.7	174.5	191.9	226.9	66.5	70.3	87.7	122.7
CPT-2	66.24	15.0	32.7	37.0	55.3	94.8	-33.5	-29.2	-10.9	28.6
CPT-3	78.01	12.0	134.1	139.2	167.3	227.6	56.1	61.2	89.3	149.6
CPT-4	104.95	15.0	85.6	89.5	112.0	142.3	-19.3	-15.4	7.1	37.4
CPT-5	123.15	15.0	94.0	98.0	125.8	152.6	-29.1	-25.1	2.7	29.5
CPT-6	93.43	15.0	120.1	126.4	159.3	205.7	26.7	33.0	65.9	112.3
CPT-7	85.48	20.0	56.1	60.5	92.5	130.3	-29.4	-25.0	7.0	44.8
CPT-8	85.33	8.0	76.3	80.1	92.3	120.7	-9.0	-5.2	7.0	35.4
CPT-9	57.13	28.0	30.3	32.1	54.9	77.1	-26.8	-25.0	-2.2	20.0
CPT-10	33.09	15.0								
CPT-11	33.27	19.0	17.6	18.0	26.4	33.3	-15.7	-15.3	-6.9	0.0
CPT-12	87.88	8.0	195.6	201.0	220.4	265.4	107.7	113.1	132.5	177.5
CPT-13	70.89	8.0	105.2	109.0	132.4	184.5	34.3	38.1	61.5	113.6
CPT-14	103.71	15.0	95.3	100.1	124.5	160.2	-8.4	-3.6	20.8	56.5

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝2．5m

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m
B-2	89.29	8.0	185.8	193.4	219.5	277.1	96.5	104.1	130.2	187.8
B-3	80.95	15.0	87.3	96.6	144.0	236.3	6.3	15.6	63.0	155.3
B-7	67.64	15.0	72.7	82.2	123.4	205.3	5.1	14.6	55.8	137.7
B-8	65.36	12.0	93.2	98.6	128.8	186.3	27.8	33.2	63.4	120.9
CPT-1	104.19	8.0	154.4	159.6	182.4	226.9	50.2	55.4	78.2	122.7
CPT-3	78.01	12.0	114.3	121.6	150.2	227.5	36.3	43.6	72.2	149.5
CPT-6	93.43	15.0	97.6	105.5	146.3	205.7	4.2	12.1	52.9	112.3
CPT-12	87.88	8.0	174.3	182.0	208.4	265.3	86.4	94.1	120.5	177.4
CPT-13	70.89	8.0	89.8	95.1	117.9	184.5	18.9	24.2	47.0	113.6

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝3．0m

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m
B-1	88.47	12.0	47.7	49.6	56.0	126.2	-40.8	-38.9	-32.5	37.7
B-2	89.29	8.0	169.0	174.1	206.8	277.0	79.7	84.8	117.5	187.7
B-3	80.95	15.0	59.1	71.1	126.6	236.2	-21.9	-9.9	45.6	155.2
B-4	68.29	15.0	39.3	45.8	86.0	178.0	-29.0	-22.5	17.7	109.7
B-5	57.73	28.0								
B-6	87.67	28.0	46.6	51.5	93.2	149.4	-41.1	-36.2	5.5	61.7
B-7	67.64	15.0	50.1	60.1	108.7	205.2	-17.5	-7.5	41.1	137.6
B-8	65.36	12.0	76.8	84.0	116.5	186.0	11.4	18.6	51.1	120.6
B-9	54.37	19.0	27.1	29.7	48.7	79.6	-27.3	-24.7	-5.7	25.2
CPT-1	104.19	8.0	135.9	143.0	172.7	226.9	31.7	38.8	68.5	122.7
CPT-2	66.24	15.0								
CPT-3	78.01	12.0	92.4	101.2	132.3	227.5	14.4	23.2	54.3	149.5
CPT-4	104.95	15.0	53.9	59.0	95.9	142.3	-51.0	-45.9	-9.0	37.4
CPT-5	123.15	15.0	56.1	63.6	109.0	152.6	-67.0	-59.5	-14.1	29.5
CPT-6	93.43	15.0	74.1	83.7	133.0	205.6	-19.3	-9.7	39.6	112.2
CPT-7	85.48	20.0	19.9	25.1	71.8	130.3	-65.6	-60.4	-13.7	44.8
CPT-8	85.33	8.0	54.6	57.7	77.5	120.7	-30.7	-27.6	-7.8	35.4
CPT-9	57.13	28.0	13.4	15.5	42.7	77.1	-43.7	-41.6	-14.4	20.0
CPT-10	33.09	15.0								
CPT-11	33.27	19.0	9.6	10.2	22.3	33.3	-23.7	-23.1	-11.0	0.0
CPT-12	87.88	8.0	158.4	163.5	195.7	265.3	70.5	75.6	107.8	177.4
CPT-13	70.89	8.0	73.0	79.3	102.1	184.5	2.1	8.4	31.2	113.6
CPT-14	103.71	15.0	61.0	67.8	105.7	160.2	-42.7	-35.9	2.0	56.5

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝4．0m

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	+50.0m
B-2	89.29	8.0	137.7	146.1	179.5	277.0	48.4	56.8	90.2	187.7
B-8	65.36	12.0	48.3	55.1	91.7	185.9	-17.1	-10.3	26.3	120.5
CPT-1	104.19	8.0	108.7	116.4	152.4	226.9	4.5	12.2	48.2	122.7
CPT-12	87.88	8.0	127.5	135.7	168.6	265.2	39.6	47.8	80.7	177.3

表－11－27（1）沈下形状

表－１１－２７（２）沈下形状

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　P

EPS厚さ＝道路部EPS$_{s=0}$

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 2L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m
B-2	89.29	8.0	172.1	177.0	209.7	277.1	82.8	87.7	120.4	187.8
B-3	80.95	15.0	118.3	127.2	164.1	236.4	37.3	46.2	83.1	155.4
B-9	54.37	19.0	54.4	56.0	65.2	79.6	0.0	1.6	10.8	25.2
CPT-2	66.24	15.0	64.2	66.2	78.3	94.9	-2.0	-0.0	12.1	28.7
CPT-3	78.01	12.0	131.7	137.0	165.2	227.6	53.7	59.0	87.2	149.6
CPT-7	85.48	20.0	86.1	88.4	108.2	130.3	0.6	2.9	22.7	44.8
CPT-8	85.33	8.0	96.0	98.1	104.6	120.7	10.7	12.8	19.3	35.4
CPT-10	33.09	15.0	34.4	35.5	41.6	53.1	1.3	2.4	8.5	20.0
CPT-13	70.89	8.0	102.3	106.4	129.6	184.5	31.4	35.5	58.7	113.6

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　P/2

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m
B-2	89.29	8.0	151.6	158.5	191.3	277.0	62.3	69.2	102.0	187.7
B-3	80.95	15.0	87.3	96.6	144.0	236.3	6.3	15.6	63.0	155.3
B-9	54.37	19.0	30.7	33.2	50.8	79.6	-23.7	-21.2	-3.6	25.2
CPT-2	66.24	15.0	36.5	40.4	58.2	94.8	-29.7	-25.8	-8.0	28.6
CPT-3	78.01	12.0	109.7	117.5	146.4	227.5	31.7	39.5	68.4	149.5
CPT-7	85.48	40.0	42.1	46.9	85.0	130.3	-43.4	-38.6	-0.5	44.8
CPT-8	85.33	8.0	61.5	67.1	83.4	120.7	-23.8	-18.2	-1.9	35.4
CPT-10	33.09	15.0	18.2	20.5	34.3	53.1	-14.9	-12.6	1.2	20.0
CPT-13	70.89	8.0	81.1	87.5	110.1	184.5	10.2	16.6	39.2	113.6

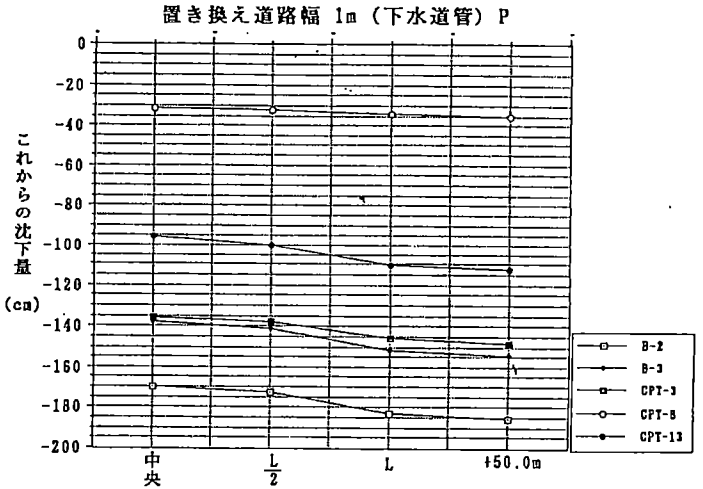
表－１１－２７（３）沈下形状

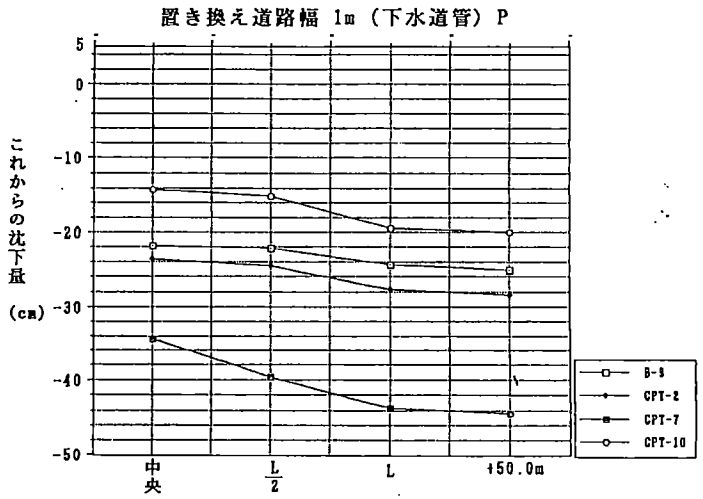
置き換え道路幅１ｍ（下水道管）　　P

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+10.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m
B-2	89.29	8.0	259.4	262.1	272.3	275.2	170.1	172.8	183.0	185.9
B-3	80.95	15.0	218.7	222.1	232.7	235.1	137.7	141.1	151.7	154.1
B-9	54.37	19.0	76.1	76.6	78.7	79.4	21.7	22.2	24.3	25.0
CPT-2	66.24	15.0	89.8	90.7	93.9	94.6	23.6	24.5	27.7	28.4
CPT-3	78.01	12.0	214.0	215.7	224.0	226.4	136.0	137.7	146.0	148.4
CPT-7	85.48	40.0	119.9	125.1	129.2	130.0	34.4	39.6	43.7	44.5
CPT-8	85.33	8.0	116.6	117.1	119.5	120.3	31.3	31.8	34.2	35.0
CPT-10	33.09	15.0	47.3	48.3	52.5	53.0	14.2	15.2	19.4	19.9
CPT-13	70.89	8.0	166.2	170.6	181.3	183.4	95.3	99.7	110.4	112.5

置き換え道路幅１ｍ（下水道管）　　P/2

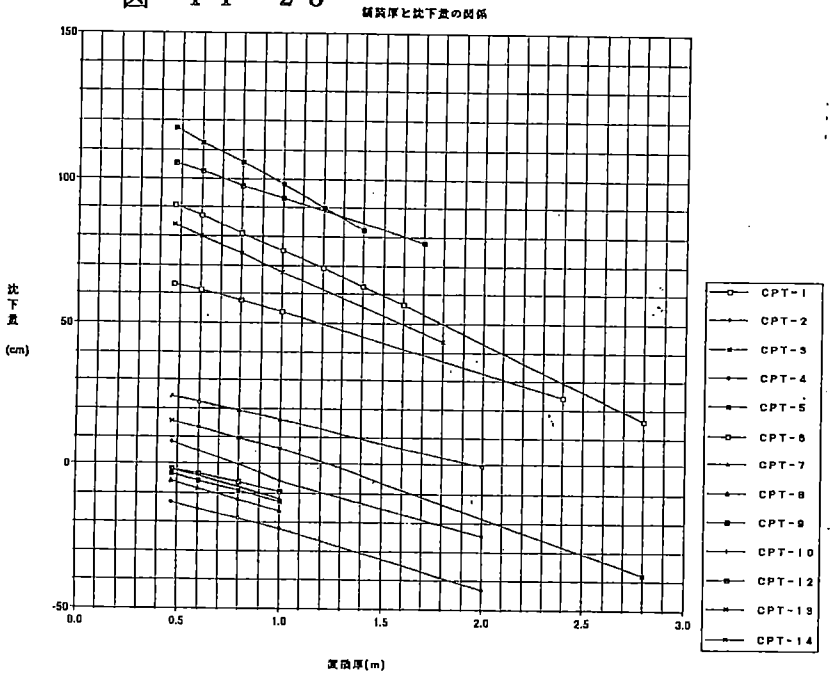
計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+10.0m	これからの沈下量 (cm) 中央	L／2	L	+50.0m
B-2	172.10	8.0	151.6	158.5	191.3	277.0	-20.5	-13.6	19.2	104.9
B-3	118.30	15.0	87.3	96.6	144.0	236.3	-31.0	-21.7	25.7	118.0
B-9	54.40	19.0	30.7	33.2	50.8	79.6	-23.7	-21.2	-3.6	25.2
CPT-2	64.20	15.0	36.5	.40.4	58.2	94.8	-27.7	-23.8	-6.0	30.6
CPT-3	131.70	12.0	109.7	117.5	146.4	227.5	-22.0	-14.2	14.7	95.8
CPT-7	86.10	40.0	42.1	46.9	85.0	130.3	-44.0	-39.2	-1.1	44.2
CPT-8	96.00	8.0	61.5	67.1	83.4	120.7	-34.5	-28.9	-12.6	24.7
CPT-10	34.40	15.0	18.2	20.5	34.3	53.1	-16.2	-13.9	-0.1	18.7
CPT-13	102.30	8.0	81.1	87.5	110.1	184.5	-21.2	-14.8	7.8	82.2

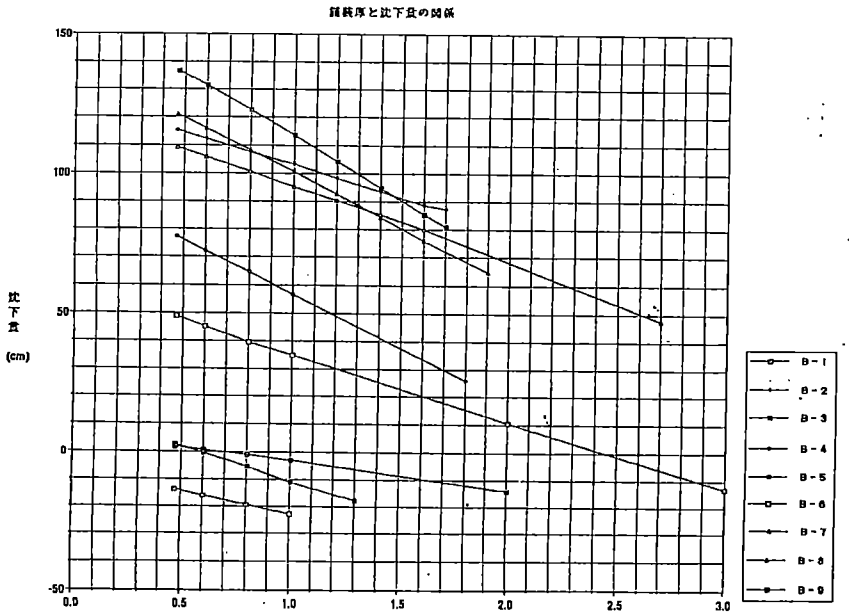




図－１１－２７（３）

図－１１－２８

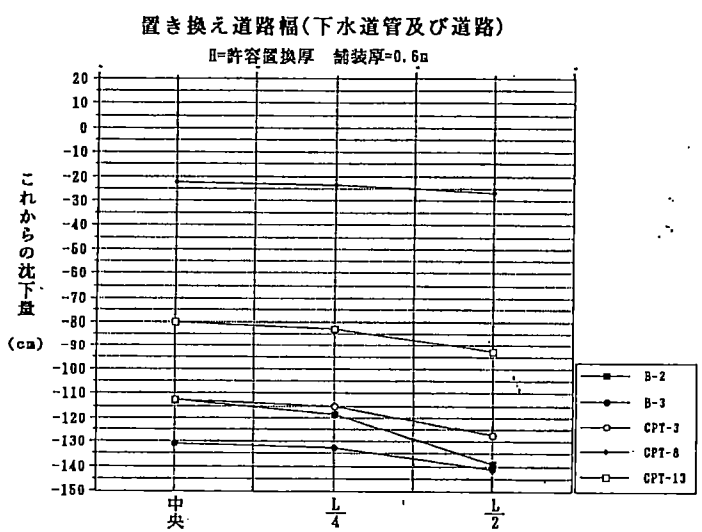


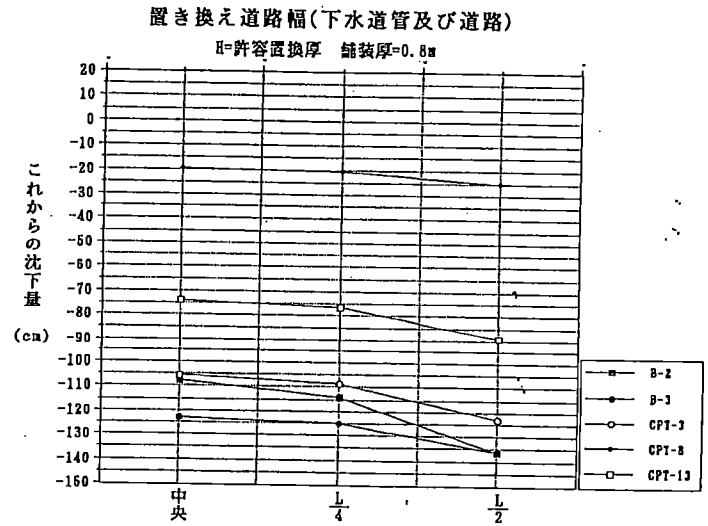


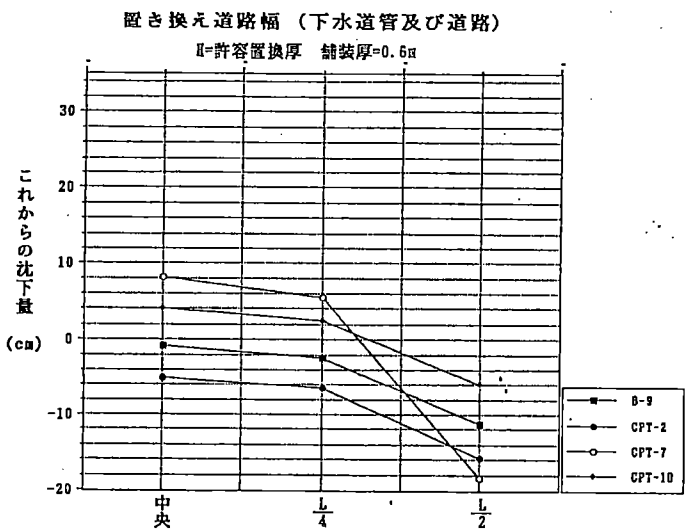
表－１１－２８　置換厚と沈下量

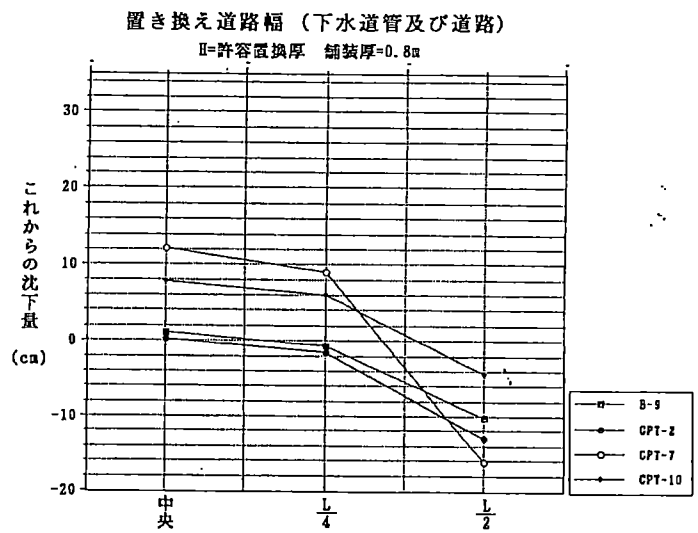
検討位置	舗装厚 (m)	置換厚 (m)	沈下量 (cm)	舗装厚 (m)	置換厚 (m)	沈下量 (cm)	舗装厚 (m)	置換厚 (m)	沈下量 (cm)	舗装厚 (m)	置換厚 (m)	沈下量 (cm)
B-1	0.47	2.1	-13.9	0.6	2.2	-16.1	0.8	2.3	-19.6	1.0	2.5	-22.9
B-2	0.47	2.2	115.4	0.6	2.3	112.5	0.8	2.4	107.8	1.0	2.6	103.3
B-3	0.47	0.4	136.7	0.6	0.6	131.2	0.8	0.7	122.7	1.0	0.9	113.9
B-4	0.47	0.8	77.2	0.6	0.9	72.3	0.8	1.1	64.6	1.0	1.3	56.8
B-5	0.47	0.7	2.7	0.6	0.8	-0.5	0.8	1.0	-5.5	1.0	1.2	-11.0
B-6	0.47	0.4	49.0	0.6	0.6	45.3	0.8	0.7	39.7	1.0	0.9	35.0
B-7	0.47	0.4	121.1	0.6	0.6	116.2	0.8	0.7	108.4	1.0	0.9	100.6
B-8	0.47	0.4	109.3	0.6	0.6	105.9	0.8	0.7	100.8	1.0	0.9	95.4
B-9	0.47	1.4	2.0	0.6	1.5	0.8	0.8	1.6	-1.0	1.0	1.8	-2.9
CPT-1	0.47	2.2	63.5	0.6	2.3	61.3	0.8	2.4	57.7	1.0	2.6	54.0
CPT-2	0.47	0.7	8.4	0.6	0.8	5.0	0.8	1.0	-0.2	1.0	1.2	-5.6
CPT-3	0.47	0.8	117.4	0.6	0.9	112.7	0.8	1.1	105.6	1.0	1.3	98.2
CPT-4	0.47	1.9	-13.3	0.6	2.0	-15.4	0.8	2.2	-18.7	1.0	2.3	-22.3
CPT-5	0.47	1.4	-3.4	0.6	1.5	-5.6	0.8	1.6	-9.1	1.0	1.8	-12.8
CPT-6	0.47	0.7	90.8	0.6	0.8	87.0	0.8	1.0	81.0	1.0	1.2	75.1
CPT-7	0.47	1.5	-5.8	0.6	1.6	-8.2	0.8	1.7	-12.1	1.0	1.9	-15.0
CPT-8	0.47	0.7	24.4	0.6	0.8	22.4	0.8	1.0	19.4	1.0	1.1	16.2
CPT-9	0.47	1.1	-1.9	0.6	1.2	-3.5	0.8	1.4	-6.1	1.0	1.5	-9.4
CPT-10	0.47	1.0	-2.0	0.6	1.1	-4.0	0.8	1.2	-7.8	1.0	1.4	-12.0
CPT-12	0.47	2.2	105.3	0.6	2.3	102.4	0.8	2.4	97.7	1.0	2.6	93.2
CPT-13	0.47	0.9	83.9	0.6	1.0	80.1	0.8	1.2	74.0	1.0	1.3	67.6
CPT-14	0.47	1.4	15.6	0.6	1.5	13.3	0.8	1.7	9.7	1.0	1.8	6.1

検討位置	舗装厚 (m)	置換厚 (m)	沈下量 (cm)	舗装厚 (m)	置換厚 (m)	沈下量 (cm)	舗装厚 (m)	置換厚 (m)	沈下量 (cm)	舗装厚 (m)	置換厚 (m)	沈下量 (cm)
B-1												
B-2	1.2	2.7	98.4	1.4	2.9	93.6	1.6	3.0	88.7	1.7	3.1	87.3
B-3	1.2	1.1	104.5	1.4	1.3	95.1	1.6	1.5	85.2	1.7	3.1	80.9
B-4										1.8	2.0	25.8
B-5										1.3	1.4	-17.8
B-6							2.0	1.8	10.7	3.0	2.8	-13.2
B-7	1.2	1.1	92.6	1.4	1.3	84.1	1.6	1.5	75.7	1.9	1.7	64.6
B-8	1.2	1.1	90.4	1.4	1.3	85.3	1.6	1.5	79.8	2.7	2.5	47.8
B-9										2.0	2.7	-14.1
CPT-1										2.4	3.8	24.3
CPT-2										2.0	2.1	-24.5
CPT-3	1.2	1.5	90.2	1.4	1.7	82.3						
CPT-4										2.0	3.1	-43.0
CPT-5										2.0		
CPT-6	1.2	1.3	59.2	1.4	1.5	52.7	1.6	1.7	56.4	2.8	2.8	16.2
CPT-7										2.0		
CPT-8										2.0	2.1	-0.4
CPT-9										2.0		
CPT-10										2.0		
CPT-12										1.7	3.1	78.1
CPT-13										1.8	2.0	43.7
CPT-14										2.8	3.4	-37.8

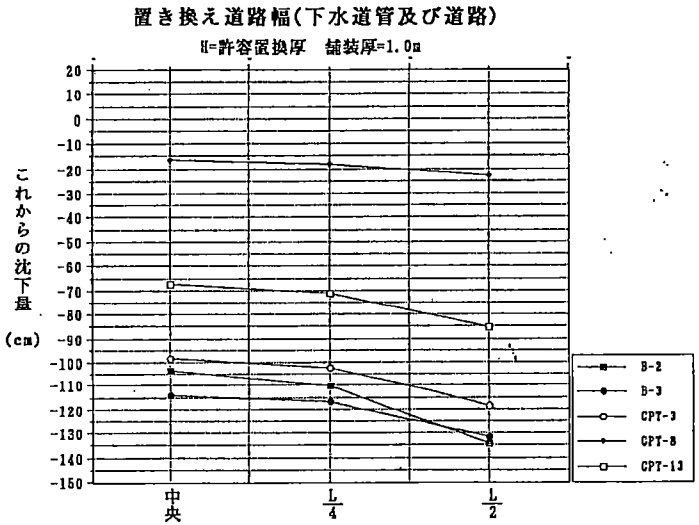

置き換え道路幅(下水道管及び道路)
H=許容置換厚　舗装厚=0.6m
これからの沈下量
(cm)
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
中央
L/4
L/2
B-2
B-3
CPT-3
CPT-8
CPT-13

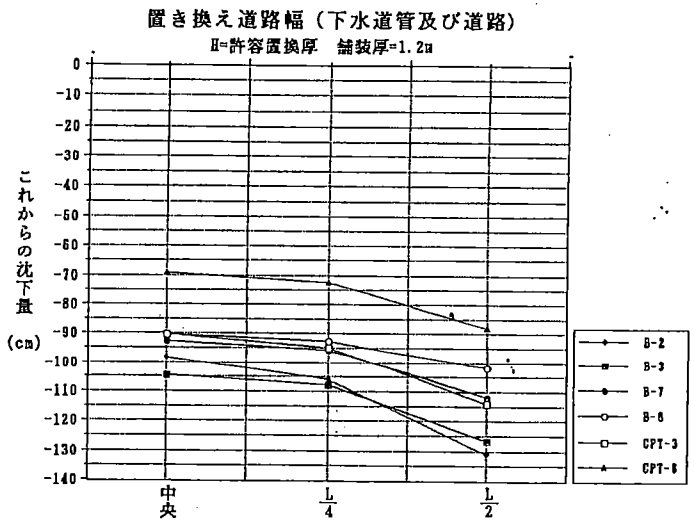

置き換え道路幅(下水道管及び道路)
H=許容置換厚　舗装厚=0.8m
これからの沈下量
(cm)
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
中央
L/4
L/2
B-2
B-3
CPT-3
CPT-8
CPT-13

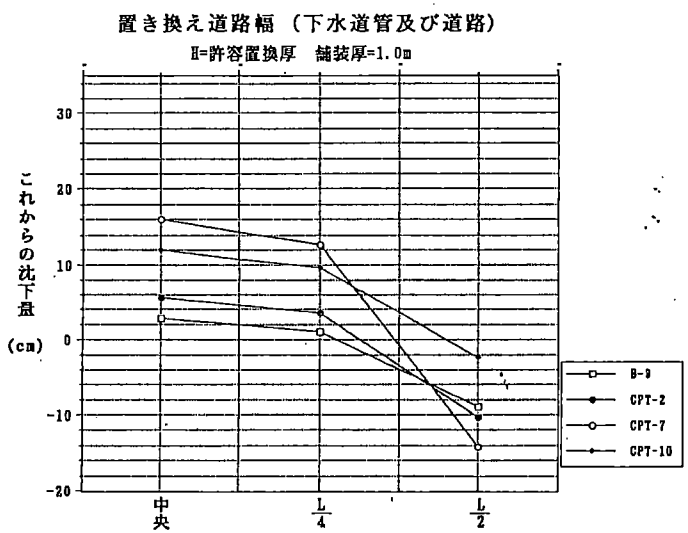

置き換え道路幅 (下水道管及び道路)
H=許容置換厚　舗装厚=0.6m
これからの沈下量
(cm)
30
20
10
0
-10
-20
中央
L/4
L/2
B-9
CPT-2
CPT-7
CPT-10

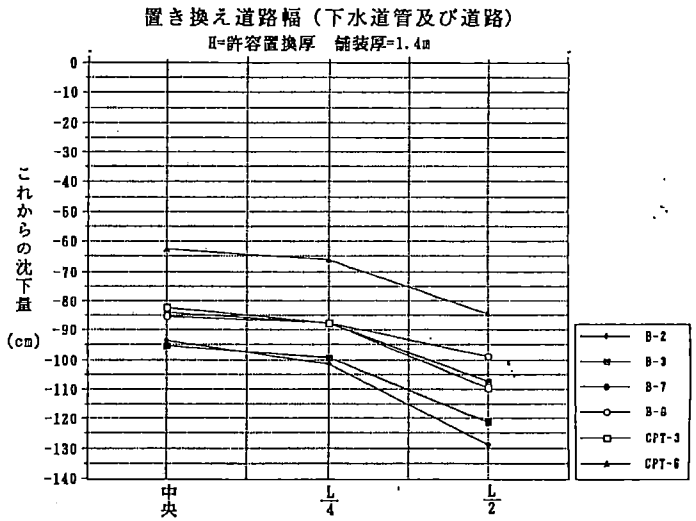

置き換え道路幅 (下水道管及び道路)
H=許容置換厚　舗装厚=0.8m
これからの沈下量
(cm)
30
20
10
0
-10
-20
中央
L/4
L/2
B-9
CPT-2
CPT-7
CPT-10

図－１１－２９（１）

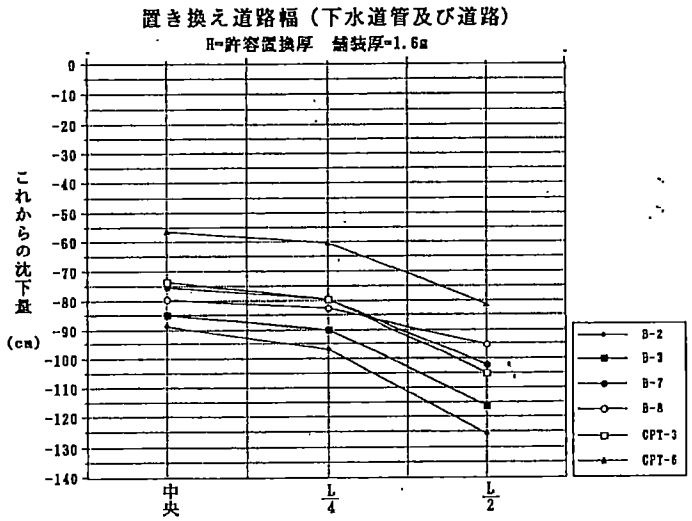

置き換え道路幅(下水道管及び道路)
H=許容置換厚　舗装厚=1.0m
これからの沈下量
(cm)
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
中央
L/4
L/2
B-2
B-3
CPT-3
CPT-8
CPT-13

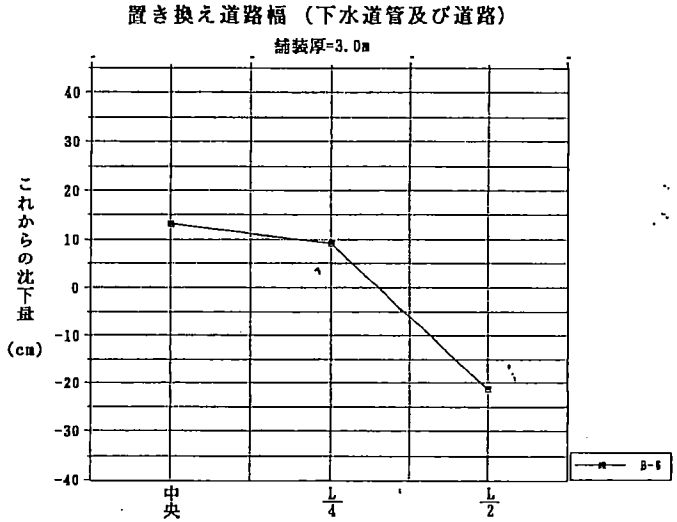

置き換え道路幅（下水道管及び道路）
H=許容置換厚　舗装厚=1.2m
これからの沈下量
(cm)
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
中央
L/4
L/2
B-2
B-3
B-7
B-8
CPT-3
CPT-8

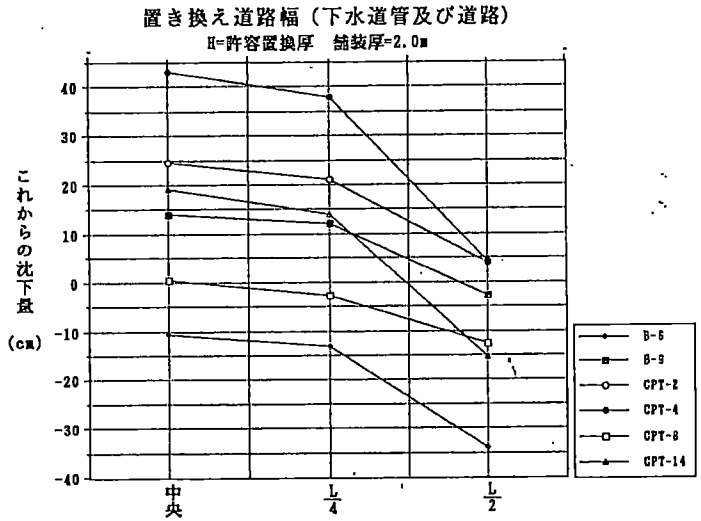

置き換え道路幅（下水道管及び道路）
H=許容置換厚　舗装厚=1.0m
これからの沈下量
(cm)
30
20
10
0
-10
-20
中央
L/4
L/2
B-9
CPT-2
CPT-7
CPT-10


置き換え道路幅（下水道管及び道路）
H=許容置換厚　舗装厚=1.4m
これからの沈下量
(cm)
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
中央
L/4
L/2
B-2
B-3
B-7
B-8
CPT-3
CPT-8

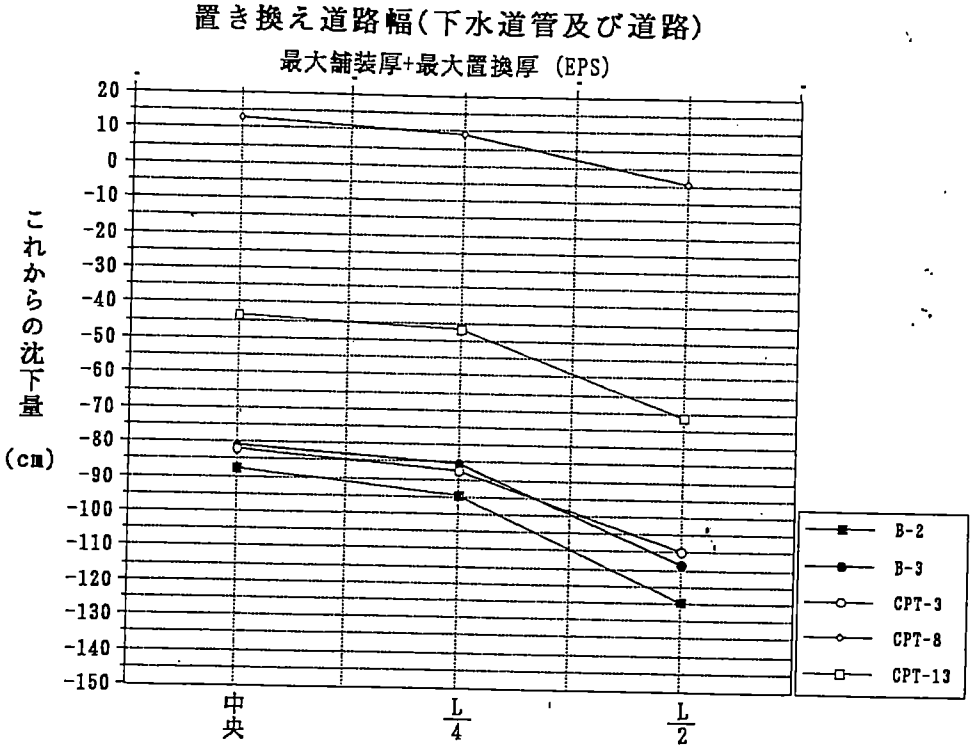
図－１１－２９（２）

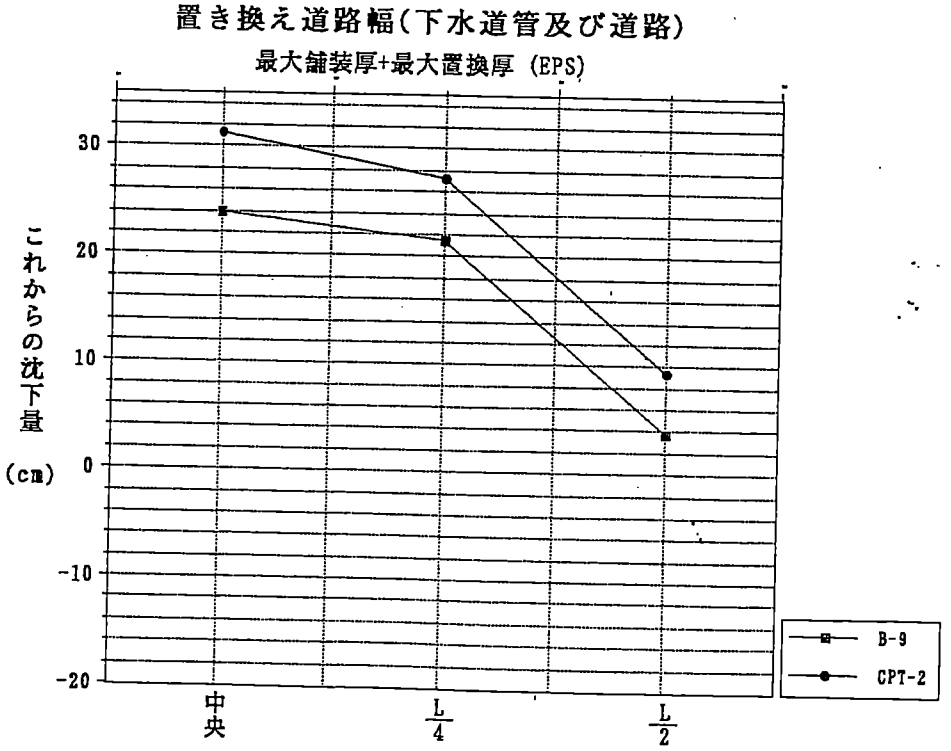

置き換え道路幅（下水道管及び道路）
H=許容置換厚　舗装厚=1.6m
これからの沈下量
(cm)
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
中央
L/4
L/2
B-2
B-3
B-7
B-8
CPT-3
CPT-6


置き換え道路幅（下水道管及び道路）
舗装厚=3.0m
これからの沈下量
(cm)
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
中央
L/4
L/2
B-6


置き換え道路幅（下水道管及び道路）
H=許容置換厚　舗装厚=2.0m
これからの沈下量
(cm)
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
中央
L/4
L/2
B-5
B-9
CPT-2
CPT-4
CPT-8
CPT-14

図－１１－２９（３）


置き換え道路幅(下水道管及び道路)
最大舗装厚+最大置換厚 (EPS)
これからの沈下量
(cm)
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
中央
L/4
L/2
B-2
B-3
CPT-3
CPT-8
CPT-13


置き換え道路幅(下水道管及び道路)
最大舗装厚+最大置換厚 (EPS)
これからの沈下量
(cm)
30
20
10
0
-10
-20
中央
L/4
L/2
B-9
CPT-2

図－１１－２９（４）

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　最大舗装厚＋最大置換厚（ＥＰＳ）

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-2	89.29	8.0	176.6	184.0	213.8	87.3	94.7	124.5
B-3	80.95	15.0	161.9	166.6	194.5	80.9	85.6	113.5
B-4	68.29	15.0	94.1	99.1	131.7	25.8	30.8	63.4
B-5	57.73	28.0	39.9	40.7	60.6	-17.8	-17.0	2.9
B-6	87.67	28.0	53.5	58.1	97.0	-34.2	-29.6	9.3
B-7	67.64	15.0	132.2	136.8	163.2	64.6	69.2	95.6
B-8	65.36	12.0	113.2	118.2	142.8	47.8	52.8	77.4
B-9	54.37	19.0	30.5	33.0	50.6	-23.9	-21.4	-3.8
CPT-1	104.19	8.0	128.5	134.0	167.3	24.3	29.8	63.1
CPT-2	66.24	15.0	34.9	38.9	56.9	-31.3	-27.3	-9.3
CPT-3	78.01	12.0	160.3	165.6	187.8	82.3	87.6	109.8
CPT-4	104.95	15.0	54.7	59.7	96.5	-50.2	-45.2	-8.4
CPT-6	93.43	15.0	109.6	117.0	153.4	16.2	23.6	60.0
CPT-8	85.33	8.0	72.1	76.4	89.5	-13.2	-8.9	4.2
CPT-12	87.88	8.0	166.0	172.6	202.7	78.1	84.7	114.8
CPT-13	70.89	8.0	114.6	117.7	141.9	43.7	46.8	71.0
CPT-14	103.71	15.0	65.9	72.0	109.0	-37.8	-31.7	5.3

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝許容置換厚　舗装厚＝０．６ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-1	88.47	12.0	72.4	76.4	95.8	-16.1	-12.1	7.3
B-2	89.29	8.0	201.8	207.7	228.6	112.5	118.4	139.3
B-3	80.95	15.0	212.2	213.8	222.4	131.2	132.8	141.4
B-4	68.29	15.0	140.6	143.0	157.3	72.3	74.7	89.0
B-5	57.73	28.0	57.2	57.6	68.2	-0.5	-0.1	10.5
B-6	87.67	28.0	133.0	133.8	141.1	45.3	46.1	53.4
B-7	67.64	15.0	183.8	185.2	192.8	116.2	117.6	125.2
B-8	65.36	12.0	171.3	172.4	177.0	105.9	107.0	111.6
B-9	54.37	19.0	55.2	56.8	65.7	0.8	2.4	11.3
CPT-1	104.19	8.0	165.5	169.8	188.8	61.3	65.6	84.6
CPT-2	66.24	15.0	71.2	72.7	81.9	5.0	6.5	15.7
CPT-3	78.01	12.0	190.7	193.4	205.1	112.7	115.4	127.1
CPT-4	104.95	15.0	89.5	93.0	114.0	-15.4	-11.9	9.1
CPT-5	123.15	15.0	117.5	119.7	135.8	-5.6	-3.4	12.7
CPT-6	93.43	15.0	180.4	182.2	191.3	87.0	88.8	97.9
CPT-7	85.48	20.0	77.3	80.1	103.9	-8.2	-5.4	18.4
CPT-8	85.33	8.0	107.7	108.8	112.1	22.4	23.5	26.8
CPT-9	57.13	28.0	53.6	54.5	65.4	-3.5	-2.6	8.3
CPT-10	33.09	15.0	29.1	30.6	39.1	-4.0	-2.5	6.0
CPT-11	33.27	19.0	23.0	23.3	28.5	-10.3	-10.0	-4.8
CPT-12	87.88	8.0	190.3	196.3	217.3	102.4	108.4	129.4
CPT-13	70.89	8.0	151.0	153.4	163.8	80.1	82.5	92.9
CPT-14	103.71	15.0	117.0	120.0	136.1	13.3	16.3	32.4

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝許容置換厚　舗装厚＝０．８ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-1	88.47	12.0	68.9	73.2	94.2	-19.6	-15.3	5.7
B-2	89.29	8.0	197.1	203.5	225.8	107.8	114.2	136.5
B-3	80.95	15.0	203.7	205.9	217.5	122.7	124.9	136.5
B-4	68.29	15.0	132.9	135.8	153.2	64.6	67.5	84.9
B-5	57.73	28.0	52.2	52.8	65.9	-5.5	-4.9	8.2
B-6	87.67	28.0	127.4	128.4	138.3	39.7	40.7	50.6
B-7	67.64	15.0	176.0	177.9	188.3	108.4	110.3	120.7
B-8	65.36	12.0	166.2	167.6	173.9	100.8	102.2	108.5
B-9	54.37	19.0	53.4	55.1	64.6	-1.0	0.7	10.2
CPT-1	104.19	8.0	161.9	166.5	186.7	57.7	62.3	82.5
CPT-2	66.24	15.0	66.0	67.8	79.2	-0.2	1.6	13.0
CPT-3	78.01	12.0	183.6	186.9	201.0	105.6	108.9	123.0
CPT-4	104.95	15.0	86.2	90.0	112.3	-18.7	-14.9	7.4
CPT-5	123.15	15.0	114.0	116.4	134.2	-9.1	-6.7	11.1
CPT-6	93.43	15.0	174.4	176.7	188.0	81.0	83.3	94.6
CPT-7	85.48	20.0	73.4	76.5	101.7	-12.1	-9.0	16.2
CPT-8	85.33	8.0	104.7	106.1	110.2	19.4	20.8	24.9
CPT-9	57.13	28.0	51.0	51.9	64.0	-6.1	-5.2	6.9
CPT-10	33.09	15.0	25.3	27.1	37.4	-7.8	-6.0	4.3
CPT-11	33.27	19.0	22.0	22.4	28.1	-11.3	-10.9	-5.2
CPT-12	87.88	8.0	185.6	192.1	214.6	97.7	104.2	126.7
CPT-13	70.89	8.0	144.9	147.7	160.2	74.0	76.8	89.3
CPT-14	103.71	15.0	113.4	116.6	134.1	9.7	12.9	30.4

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝許容置換厚　舗装厚＝１．０ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-1	88.47	12.0	65.6	70.2	92.6	-22.9	-18.3	4.1
B-2	89.29	8.0	192.6	199.4	223.3	103.3	110.1	134.0
B-3	80.95	15.0	194.9	197.7	212.6	113.9	116.7	131.6
B-4	68.29	15.0	125.1	128.5	149.1	56.8	60.2	80.8
B-5	57.73	28.0	46.7	47.5	63.5	-11.0	-10.2	5.8
B-6	87.67	28.0	122.7	124.0	135.2	35.0	36.3	47.5
B-7	67.64	15.0	168.2	170.6	183.9	100.6	103.0	116.3
B-8	65.36	12.0	160.8	162.6	170.6	95.4	97.2	105.2
B-9	54.37	19.0	51.5	53.4	63.4	-2.9	-1.0	9.0
CPT-1	104.19	8.0	158.2	163.1	184.6	54.0	58.9	80.4
CPT-2	66.24	15.0	60.6	62.7	76.5	-5.6	-3.5	10.3
CPT-3	78.01	12.0	176.2	180.1	196.7	98.2	102.1	118.7
CPT-4	104.95	15.0	82.6	86.8	110.5	-22.3	-18.1	5.6
CPT-5	123.15	15.0	110.3	113.0	132.6	-12.8	-10.1	9.5
CPT-6	93.43	15.0	168.5	171.2	184.7	75.1	77.8	91.3
CPT-7	85.48	20.0	69.5	72.9	99.7	-16.0	-12.6	14.2
CPT-8	85.33	8.0	101.5	103.1	108.1	16.2	17.8	22.8
CPT-9	57.13	28.0	47.7	48.8	62.4	-9.4	-8.3	5.3
CPT-10	33.09	15.0	21.1	23.4	35.6	-12.0	-9.7	2.5
CPT-11	33.27	19.0	21.1	21.4	27.7	-12.2	-11.9	-5.6
CPT-12	87.88	8.0	181.1	188.0	212.1	93.2	100.1	124.2
CPT-13	70.89	8.0	138.5	141.9	156.5	67.6	71.0	85.6
CPT-14	103.71	15.0	109.8	113.4	132.2	6.1	9.7	28.5

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝許容置換厚　舗装厚＝１．２ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-2	89.29	8.0	187.7	195.1	220.5	98.4	105.8	131.2
B-3	80.95	15.0	185.4	188.9	207.4	104.5	108.0	126.5
B-7	67.64	15.0	160.2	163.1	179.5	92.6	95.5	111.9
B-8	65.36	12.0	155.8	157.8	167.4	90.4	92.4	102.0
CPT-3	78.01	12.0	168.2	172.8	192.2	90.2	94.8	114.2
CPT-6	93.43	15.0	162.6	165.7	181.5	69.2	72.3	88.1

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝許容置換厚　舗装厚＝１．４ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-2	89.29	8.0	182.9	190.8	217.9	93.6	101.5	128.6
B-3	80.95	15.0	176.0	180.1	202.3	95.1	99.1	121.4
B-7	67.64	15.0	151.7	155.1	174.8	84.1	87.5	107.2
B-8	65.36	12.0	150.7	153.0	164.1	85.3	87.6	98.7
CPT-3	78.01	12.0	160.3	165.6	187.8	82.3	87.6	109.8
CPT-6	93.43	15.0	156.1	159.7	178.0	62.7	66.3	84.6

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　Ｈ＝許容置換厚　舗装厚＝１．６ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-2	89.29	8.0	178.0	186.2	215.2	88.7	96.9	125.9
B-3	80.95	15.0	166.2	171.1	197.1	85.2	90.1	116.1
B-7	67.64	15.0	143.3	147.2	170.2	75.7	79.6	102.6
B-8	65.36	12.0	145.2	148.0	160.7	79.8	82.6	95.3
CPT-3	78.01	12.0	151.8	157.8	183.2	73.8	79.8	105.2
CPT-6	93.43	15.0	149.8	153.9	174.7	56.4	60.5	81.3

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　舗装厚＝２．０ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-6	87.67	28.0	98.4	100.9	121.6	10.7	13.2	33.9
B-9	54.37	19.0	40.3	42.3	57.1	-14.1	-12.1	2.7
CPT-2	66.24	15.0	41.7	45.0	62.2	-24.5	-21.2	-4.0
CPT-4	104.95	15.0	61.9	67.0	100.5	-43.0	-37.9	-4.4
CPT-8	85.33	8.0	84.9	88.1	97.8	-0.4	2.8	12.5
CPT-14	103.71	15.0	84.6	89.6	119.0	-19.1	-14.1	15.3

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　舗装厚＝３．０ｍ

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-6	87.67	28.0	74.5	78.5	108.9	-13.2	-9.2	21.2

表－１１－２９

表－１１－３０

ＥＰＳ置換厚と舗装厚、沈下量の関係（浮力考慮）

現　状

検討位置	残留沈下量 (cm)	１０年後の沈下量 (cm)
B-1	37.7	14.8
B-2	188.0	20.4
B-3	155.7	18.6
B-4	110.0	15.6
B-5	21.6	9.1
B-6	61.9	16.3
B-7	138.0	15.5
B-8	120.8	15.0
B-9	25.2	9.5
CPT-1	122.8	22.2
CPT-2	28.7	11.2
CPT-3	150.1	17.9
CPT-4	37.5	16.1
CPT-5	29.5	15.1
CPT-6	112.4	20.0
CPT-7	44.8	15.7
CPT-8	35.4	14.1
CPT-9	20.0	8.7
CPT-10	20.1	6.4
CPT-11	0.0	0.0
CPT-12	177.6	20.2
CPT-13	113.7	16.1
CPT-14	56.6	19.3

Ｓｒ＝０(cm)

検討位置	舗装厚 (m)	ＥＰＳ置換厚 (m)	掘削深度 (m)
B-1	0.47	1.6	2.1
B-2			
B-3			
B-4			
B-5	0.60	0.8	1.4
B-6	2.50	2.3	4.8
B-7			
B-8			
B-9	0.70	1.5	2.2
CPT-1			
CPT-2	0.80	1.0	1.8
CPT-3			
CPT-4	0.47	1.5	2.0
CPT-5	0.47	1.3	1.8
CPT-6			
CPT-7	0.47	1.4	1.9
CPT-8	2.00	2.1	4.1
CPT-9	0.47	1.1	1.6
CPT-10	0.47	1.0	1.5
CPT-11	Sr=0cm		
CPT-12			
CPT-13			
CPT-14	1.30	2.1	3.4

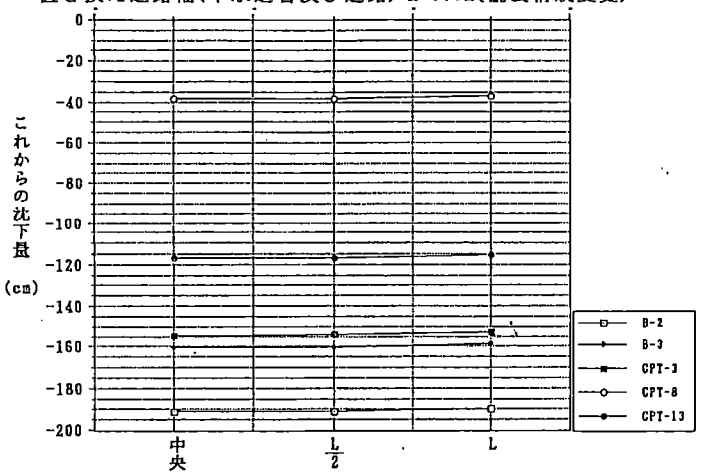
最大置換厚

検討位置	舗装厚 (m)	ＥＰＳ置換厚 (m)	掘削深度 (m)	残留沈下量 (cm)
B-1				
B-2	1.70	3.1	4.8	87.3
B-3	1.70	3.1	4.8	80.9
B-4	1.80	2.0	3.8	25.8
B-5				
B-6				
B-7	1.90	1.7	3.6	64.6
B-8	2.70	2.5	5.2	47.8
B-9				
CPT-1	2.40	3.8	6.2	24.3
CPT-2				
CPT-3	1.40	1.7	3.1	82.3
CPT-4				
CPT-5				
CPT-6	2.80	2.8	5.6	16.2
CPT-7				
CPT-8				
CPT-9				
CPT-10				
CPT-11				
CPT-12	1.70	3.1	4.8	78.1
CPT-13	1.80	2.0	3.8	43.7
CPT-14				

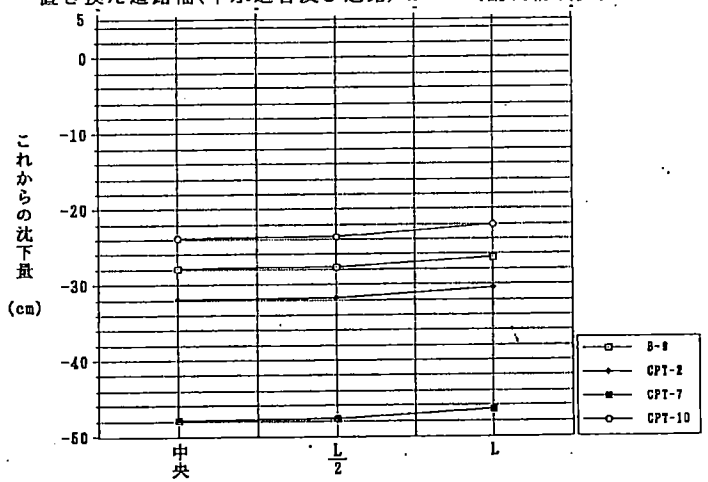
Ｓｒ＝１０(cm)10year 設計値

検討位置	舗装厚 (m)	ＥＰＳ置換厚 (m)	掘削深度 (m)
B-1	0.47	0.6	1.1
B-2	1.20	2.7	3.9
B-3	1.60	1.5	3.1
B-4	0.60	0.9	1.5
B-5	Sr(10year)<10cm		
B-6	0.90	0.8	1.7
B-7	1.20	1.1	2.3
B-8	1.50	1.4	2.9
B-9	Sr(10year)<10cm		
CPT-1	0.90	2.5	3.4
CPT-2	0.47	0.2	0.7
CPT-3	1.30	1.6	2.9
CPT-4	0.47	0.7	1.2
CPT-5	0.47	0.5	1.0
CPT-6	1.60	1.7	3.3
CPT-7	0.47	0.6	1.1
CPT-8	0.47	1.2	1.7
CPT-9	Sr(10year)<10cm		
CPT-10	Sr(10year)<10cm		
CPT-11	Sr=0cm		
CPT-12	1.00	2.6	3.6
CPT-13	0.90	1.2	2.1
CPT-14	0.47	1.0	1.5

置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=0.0m(舗装構成変更)



置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=0.0m(舗装構成変更)

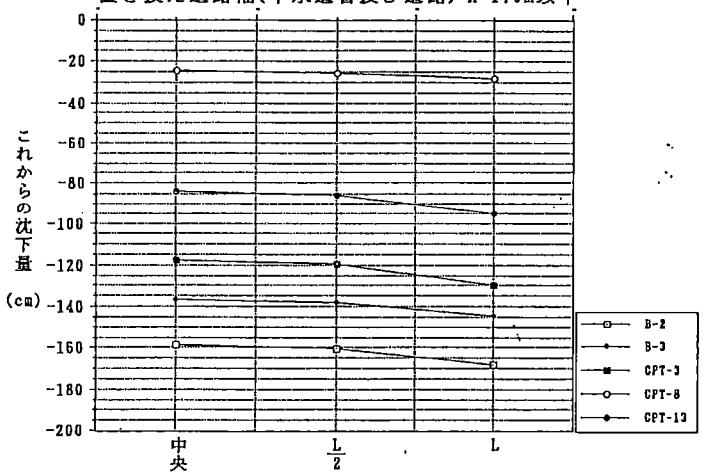


置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝０．０ｍ（舗装構成変更）

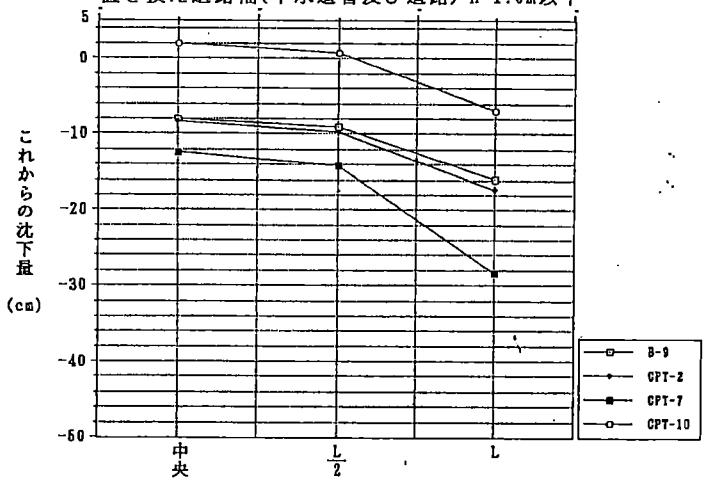
計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-1	88.47	12.0	128.6	128.4	127.6	40.1	39.9	39.1
B-2	89.29	8.0	280.3	280.1	279.3	191.0	190.8	190.0
B-3	80.95	15.0	241.7	241.4	239.7	160.7	160.4	158.7
B-4	68.29	15.0	182.8	182.5	180.9	114.5	114.2	112.6
B-5	57.73	28.0	82.3	82.3	80.9	24.6	24.6	23.2
B-6	87.67	28.0	153.3	153.1	151.5	65.6	65.4	63.8
B-7	67.64	15.0	210.2	209.9	208.3	142.6	142.3	140.7
B-8	65.36	12.0	189.5	189.3	188.3	124.1	123.9	122.9
B-9	54.37	19.0	82.2	82.1	80.9	27.8	27.7	26.5
CPT-1	104.19	8.0	229.4	229.3	228.6	125.2	125.1	124.4
CPT-2	66.24	15.0	98.1	97.9	96.7	31.9	31.7	30.5
CPT-3	78.01	12.0	232.5	232.2	230.9	154.5	154.2	152.9
CPT-4	104.95	15.0	144.9	144.8	143.8	40.0	39.9	38.9
CPT-5	123.15	15.0	154.6	154.5	153.7	31.5	31.4	30.6
CPT-6	93.43	15.0	209.5	209.2	207.8	116.1	115.8	114.4
CPT-7	85.48	20.0	133.4	133.2	131.9	47.9	47.7	46.4
CPT-8	85.33	8.0	123.7	123.5	122.6	38.4	38.2	37.3
CPT-9	57.13	28.0	79.0	78.9	78.1	21.9	21.8	21.0
CPT-10	33.09	15.0	56.9	56.7	55.2	23.8	23.6	22.1
CPT-11	33.27	19.0	33.8	33.8	33.6	0.5	0.5	0.3
CPT-12	87.88	8.0	268.5	268.3	267.5	180.6	180.4	179.6
CPT-13	70.89	8.0	188.1	187.8	186.8	117.2	116.9	115.9
CPT-14	103.71	15.0	163.2	163.0	162.0	59.5	59.3	58.3

図－１１－３０（１）

置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=1.0m以下



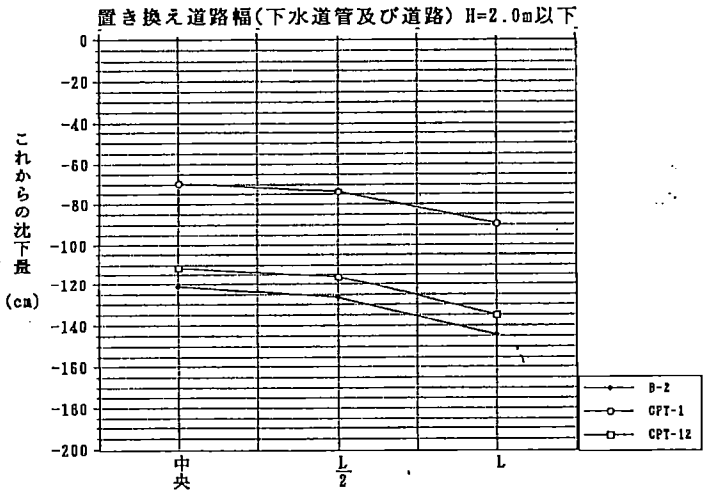
置き換え道路幅(下水道管及び道路) H=1.0m以下

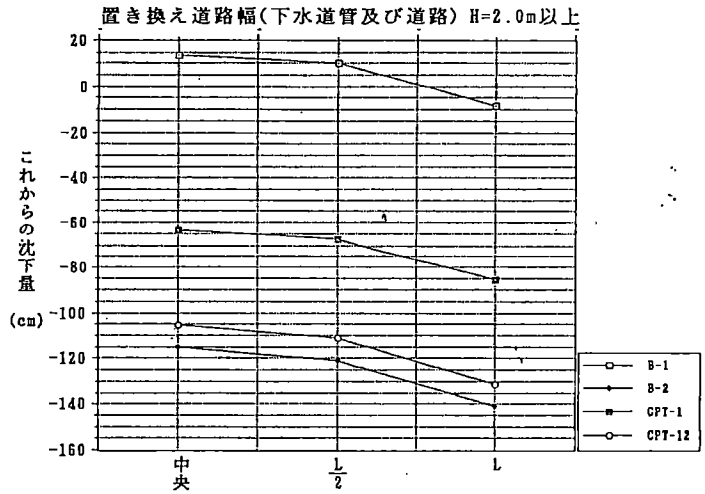


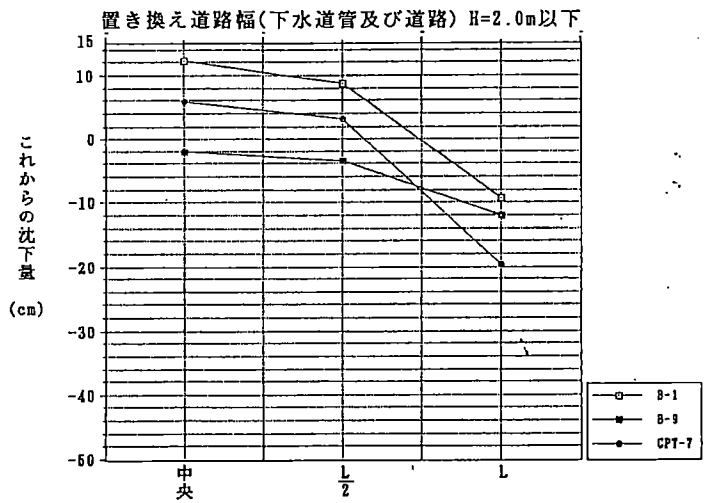
置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝1．0m以下

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L(m)	置換厚 (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-1	88.47	12.0	1.0	103.5	105.2	113.2	15.0	16.7	24.7
B-2	89.29	8.0	1.0	247.8	249.8	257.4	158.5	160.5	168.1
B-3	80.95	15.0	0.4	217.7	219.0	225.5	136.7	138.0	144.5
B-4	68.29	15.0	0.8	145.5	147.7	160.0	77.2	79.4	91.7
B-5	57.73	28.0	0.7	60.4	60.8	69.6	2.7	3.1	11.9
B-6	87.67	28.0	0.4	136.7	137.3	143.0	49.0	49.6	55.3
B-7	67.64	15.0	0.4	188.7	189.8	195.6	121.1	122.2	128.0
B-8	65.36	12.0	0.4	174.7	175.5	179.0	109.3	110.1	113.6
B-9	54.37	19.0	1.0	62.4	63.4	70.3	8.0	9.0	15.9
CPT-1	104.19	8.0	1.0	203.1	204.7	211.6	98.9	100.5	107.4
CPT-2	66.24	15.0	0.7	74.6	75.9	83.6	8.4	9.7	17.4
CPT-3	78.01	12.0	0.8	195.4	197.7	207.9	117.4	119.7	129.9
CPT-4	104.95	15.0	1.0	118.0	119.6	128.8	13.1	14.7	23.9
CPT-5	123.15	15.0	1.0	130.1	131.4	141.5	7.0	8.3	18.4
CPT-6	93.43	15.0	0.7	184.2	185.7	193.4	90.8	92.3	100.0
CPT-7	85.48	20.0	1.0	97.9	99.6	113.9	12.4	14.1	28.4
CPT-8	85.33	8.0	0.7	109.7	110.6	113.4	24.4	25.3	28.1
CPT-9	57.13	28.0	1.0	57.5	58.2	67.4	0.4	1.1	10.3
CPT-10	33.09	15.0	1.0	31.1	32.4	40.0	-2.0	-0.7	6.9
CPT-11	33.27	19.0	1.0	27.2	27.3	30.3	-6.1	-6.0	-3.0
CPT-12	87.88	8.0	1.0	236.2	238.2	245.9	148.3	150.3	158.0
CPT-13	70.89	8.0	0.9	154.8	156.8	166.0	83.9	85.9	95.1
CPT-14	103.71	15.0	1.0	132.4	134.4	144.5	28.7	30.7	40.8

図－１１－３０（２）







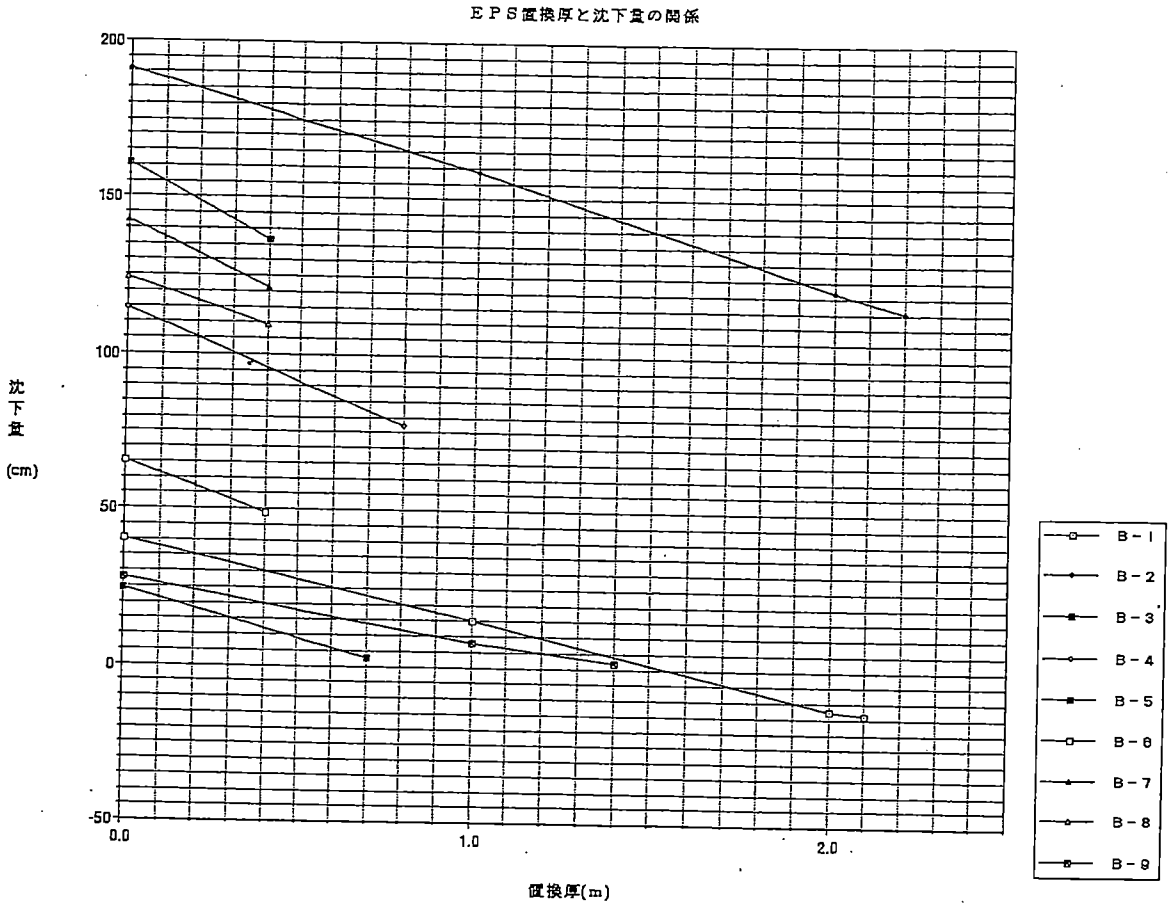
置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝２．０ｍ以下

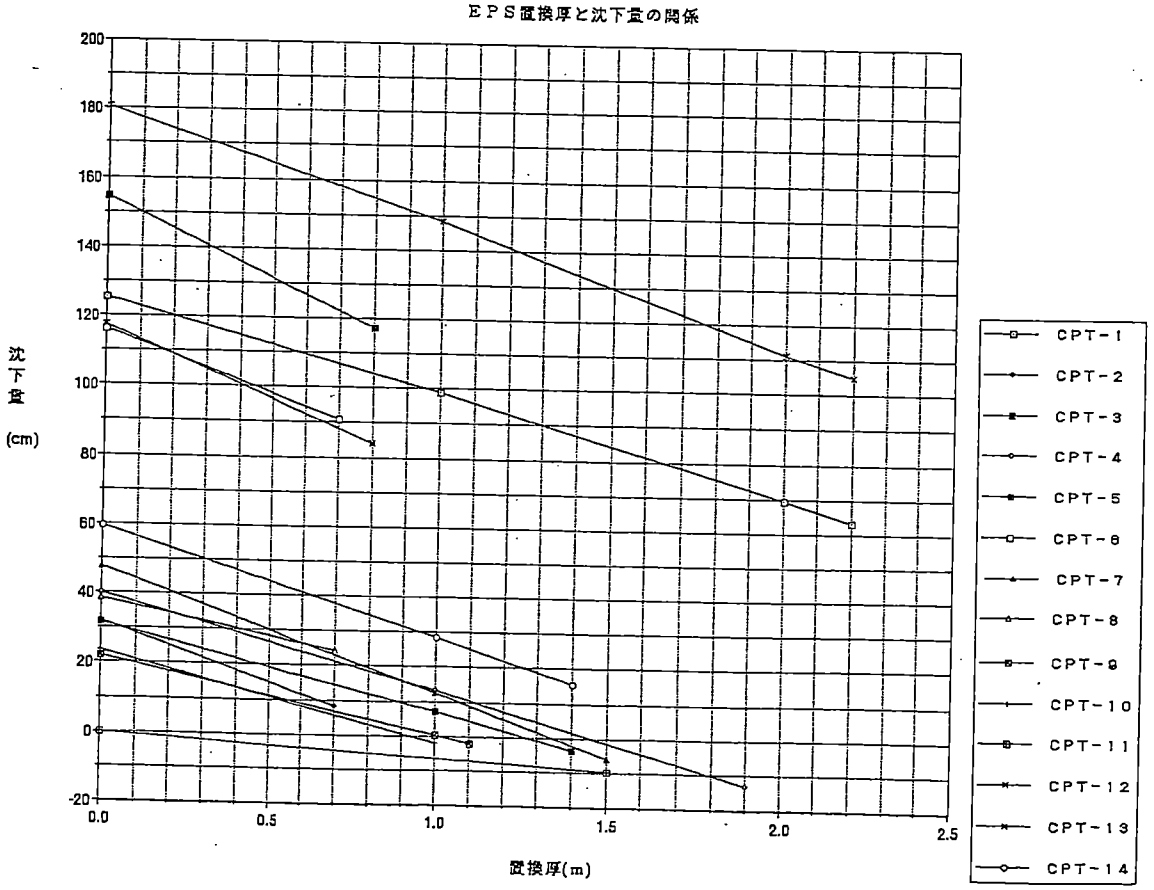
計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	置換厚 (m)	全沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2
B-1	88.47	12.0	2.0	76.1	79.8	97.7	-12.4	-8.7	9.2
B-2	89.29	8.0	2.0	210.8	215.8	234.0	121.5	126.5	144.7
B-9	54.37	19.0	1.4	56.4	57.9	66.5	2.0	3.5	12.1
CPT-1	104.19	8.0	2.0	173.7	177.4	193.7	69.5	73.2	89.5
CPT-4	104.95	15.0	1.9	91.6	95.0	115.1	-13.3	-9.9	10.2
CPT-5	123.15	15.0	1.4	119.7	121.7	136.8	-3.4	-1.4	13.7
CPT-7	85.48	20.0	1.5	79.7	82.4	105.2	-5.8	-3.1	19.7
CPT-9	57.13	28.0	1.1	55.2	56.0	56.2	-1.9	-1.1	9.1
CPT-11	33.27	19.0	1.5	23.6	23.9	28.8	-9.7	-9.4	-4.5
CPT-12	87.88	8.0	2.0	199.3	204.4	222.7	111.4	116.5	134.8
CPT-14	103.71	15.0	1.4	119.3	122.1	137.4	15.6	18.4	33.7

置き換え道路幅（下水道管及び道路）　H＝２．０ｍ以上

計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	置換厚 (m)	全沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	L／4	L／2
B-1	88.47	12.0	2.1	74.6	78.3	95.9	-13.9	-10.2	8.4
B-2	89.29	8.0	2.2	204.7	210.3	230.3	115.4	121.0	141.0
CPT-1	104.19	8.0	2.2	167.7	171.8	190.1	63.5	67.6	85.9
CPT-12	87.88	8.0	2.2	193.2	198.9	219.0	105.3	111.0	131.1

図－１１－３０（３）


ＥＰＳ置換厚と沈下量の関係
沈下量
(cm)
置換厚(m)
B-1
B-2
B-3
B-4
B-5
B-6
B-7
B-8
B-9

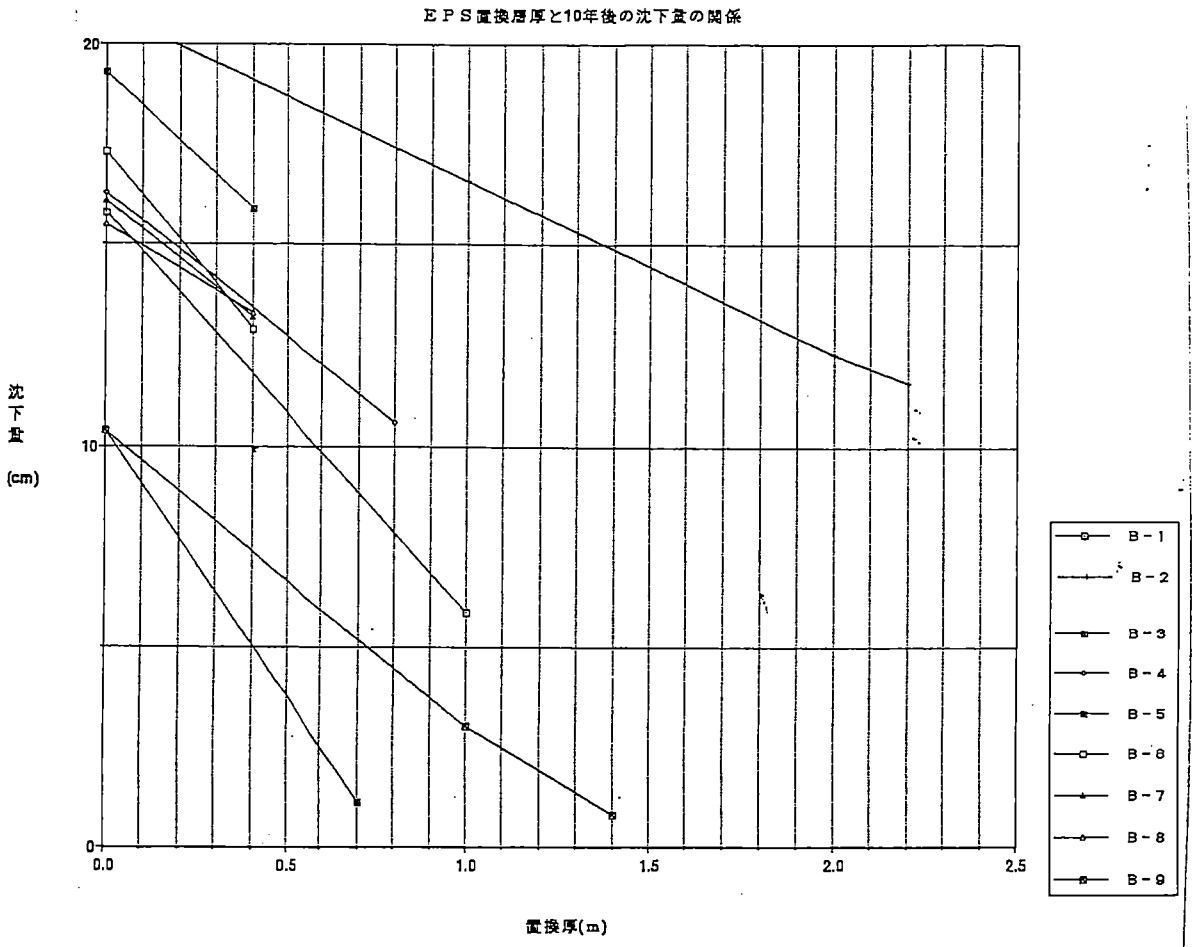

ＥＰＳ置換厚と沈下量の関係
沈下量
(cm)
置換厚(m)
CPT-1
CPT-2
CPT-3
CPT-4
CPT-5
CPT-6
CPT-7
CPT-8
CPT-9
CPT-10
CPT-11
CPT-12
CPT-13
CPT-14

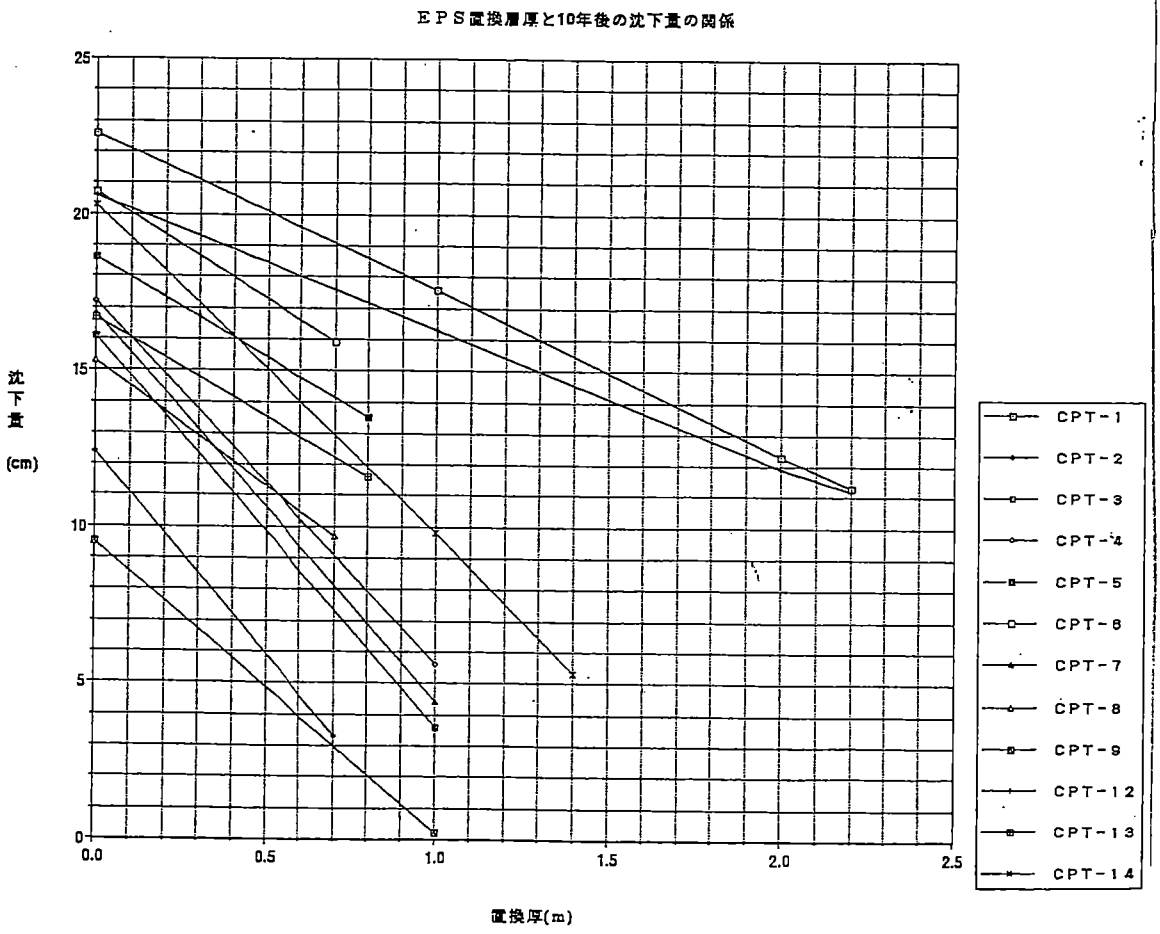
図－１１－３１

表－１１－３１

ＥＰＳ必要置換厚（道路＋下水）　　舗装厚0.47m固定盛土層一覧

計算位置	道路幅員（m）	置換厚（m）	残留沈下量（cm）	10年間沈下量（cm）	20年間沈下量（cm）	置換厚（m）	残留沈下量（cm）	10年間沈下量（cm）	20年間沈下量（cm）	置換厚（m）	残留沈下量（cm）	10年間沈下量（cm）	20年間沈下量（cm）	置換厚（m）	残留沈下量（cm）	10年間沈下量（cm）	20年間沈下量（cm）
B-1	12.0	0.0	40.1	15.8	25.3	1.0	15.0	5.9	9.5								
B-2	8.0	0.0	191.1	20.8	38.2	1.0	158.6	16.6	30.9	2.0	121.6	12.3	23.1	2.2	115.5	11.6	21.8
B-3	15.0	0.0	160.8	19.3	35.4	0.4	136.8	15.9	29.6								
B-4	15.0	0.0	114.5	16.3	29.8	0.8	77.2	10.6	19.5								
B-5	28.0	0.0	24.6	10.4	16.3	0.7	2.7	1.1	1.8								
B-6	28.0	0.0	65.7	17.3	30.1	0.4	49.1	12.9	22.5								
B-7	15.0	0.0	142.6	16.1	29.6	0.4	121.1	13.2	24.6								
B-8	12.0	0.0	124.2	15.5	28.4	0.4	109.4	13.3	24.7								
B-9	19.0	0.0	27.9	10.4	17.0	1.0	8.1	3.0	4.9	1.4	2.1	0.8	1.3				
CPT-1	8.0	0.0	125.3	22.6	40.8	1.0	99.0	17.6	32.0	2.0	69.6	12.3	22.5	2.2	63.6	11.3	20.5
CPT-2	15.0	0.0	31.9	12.4	20.0	0.7	8.4	3.3	5.3								
CPT-3	12.0	0.0	154.4	18.6	34.1	0.8	117.3	13.5	25.3								
CPT-4	15.0	0.0	40.0	17.2	27.0	1.0	13.1	5.6	8.8								
CPT-5	15.0	0.0	31.5	16.1	24.0	1.0	7.0	3.6	5.3								
CPT-6	15.0	0.0	116.1	20.7	37.3	0.7	90.8	15.9	29.0								
CPT-7	20.0	0.0	48.0	16.8	27.7	1.0	12.5	4.4	7.2								
CPT-8	8.0	0.0	38.3	15.3	24.5	0.7	24.3	9.7	15.5								
CPT-9	28.0	0.0	21.9	9.5	14.9	1.0	0.4	0.2	0.3								
CPT-10	15.0	0.0	23.8	7.6	12.7												
CPT-11	19.0																
CPT-12	8.0	0.0	180.6	20.6	37.8	1.0	148.3	16.3	30.3	2.0	111.4	11.9	22.2	2.2	105.3	11.2	20.9
CPT-13	8.0	0.0	117.2	16.7	30.5	0.9	83.9	11.6	21.3								
CPT-14	15.0	0.0	59.5	20.3	33.6	1.0	28.7	9.8	16.2	1.4	15.6	5.3	8.8				


ＥＰＳ置換層厚と10年後の沈下量の関係
沈下量
(cm)
置換厚(m)
0
10
20
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
B-1
B-2
B-3
B-4
B-5
B-6
B-7
B-8
B-9


ＥＰＳ置換層厚と10年後の沈下量の関係
沈下量
(cm)
置換厚(m)
0
5
10
15
20
25
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
CPT-1
CPT-2
CPT-3
CPT-4
CPT-5
CPT-6
CPT-7
CPT-8
CPT-9
CPT-12
CPT-13
CPT-14

図－１１－３２

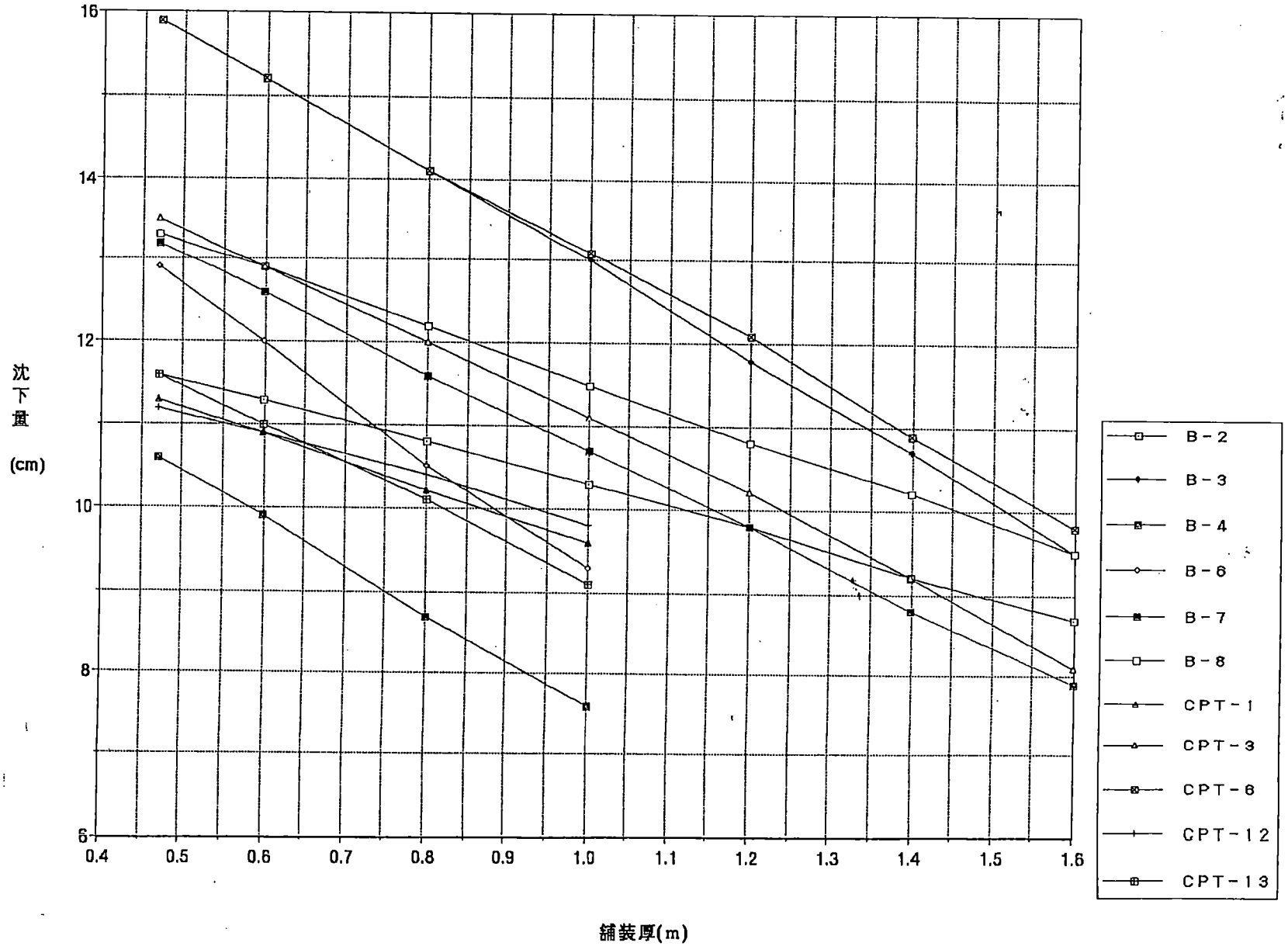
表－１１－３２

ＥＰＳ必要置換厚（道路＋下水）　Ｓｒ＝10cm／10年　舗装厚0.47m最大値

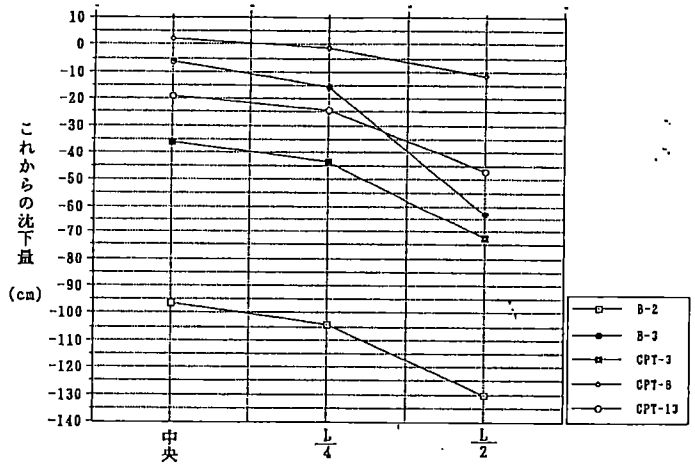
計算位置	道路幅L (m)	舗装厚 H＝0．6m 置換厚 (m)	残留沈下量 (cm)	10年間沈下量 (cm)	20年間沈下量 (cm)	舗装厚 H＝0．8m 置換厚 (m)	残留沈下量 (cm)	10年間沈下量 (cm)	20年間沈下量 (cm)	舗装厚 H＝1．0m 置換厚 (m)	残留沈下量 (cm)	10年間沈下量 (cm)	20年間沈下量 (cm)
B-2	8.0	2.3	112.6	11.3	21.2	2.4	107.9	10.8	20.3	2.6	103.4	10.3	19.4
B-3	15.0	0.6	131.3	15.2	28.3	0.7	122.8	14.1	26.4	0.9	114.0	13.0	24.3
B-4	15.0	0.9	72.3	9.9	18.2	1.1	64.6	8.7	16.2	1.3	56.8	7.6	14.2
B-6	28.0	0.6	45.4	12.0	20.8	0.7	39.8	10.5	18.2	0.9	35.1	9.3	16.1
B-7	15.0	0.6	116.2	12.6	23.5	0.7	108.4	11.6	21.8	0.9	100.6	10.7	20.1
B-8	12.0	0.6	106.0	12.9	23.9	0.7	100.9	12.2	22.7	0.9	95.5	11.5	21.3
CPT-1	8.0	2.3	61.4	10.9	19.8	2.4	57.8	10.2	18.7	2.6	54.1	9.6	17.5
CPT-3	12.0	0.9	112.6	12.9	24.1	1.1	105.5	12.0	22.4	1.3	98.1	11.1	20.7
CPT-6	15.0	0.8	87.0	15.2	27.7	1.0	81.0	14.1	25.8	1.2	75.1	13.1	23.9
CPT-12	8.0	2.3	102.4	10.9	20.3	2.4	97.7	10.4	19.3	2.6	93.2	9.8	18.4
CPT-13	8.0	1.0	80.1	11.0	20.3	1.2	74.0	10.1	18.7	1.3	67.6	9.1	17.0

計算位置	道路幅L (m)	舗装厚 H＝1．2m 置換厚 (m)	残留沈下量 (cm)	10年間沈下量 (cm)	20年間沈下量 (cm)	舗装厚 H＝1．4m 置換厚 (m)	残留沈下量 (cm)	10年間沈下量 (cm)	20年間沈下量 (cm)	舗装厚 H＝1．6m 置換厚 (m)	残留沈下量 (cm)	10年間沈下量 (cm)	20年間沈下量 (cm)
B-2	8.0	2.7	98.5	9.8	18.4	2.9	93.7	9.2	17.4	3.0	88.8	8.7	16.5
B-3	15.0	1.1	104.5	11.8	22.1	1.3	95.1	10.7	20.0	1.5	85.3	9.5	17.8
B-4	15.0												
B-6	28.0												
B-7	15.0	1.1	92.6	9.8	18.3	1.3	84.1	8.8	16.5	1.5	75.7	7.9	14.8
B-8	12.0	1.1	90.5	10.8	20.1	1.3	85.4	10.2	18.9	1.5	79.9	9.5	17.6
CPT-1	8.0												
CPT-3	12.0	1.5	90.1	10.2	18.9	1.7	82.2	9.2	17.2	1.8	73.7	8.1	15.3
CPT-6	15.0	1.3	69.2	12.1	22.0	1.5	62.7	10.9	20.0	1.7	56.4	9.8	18.0
CPT-12	8.0												
CPT-13	8.0												

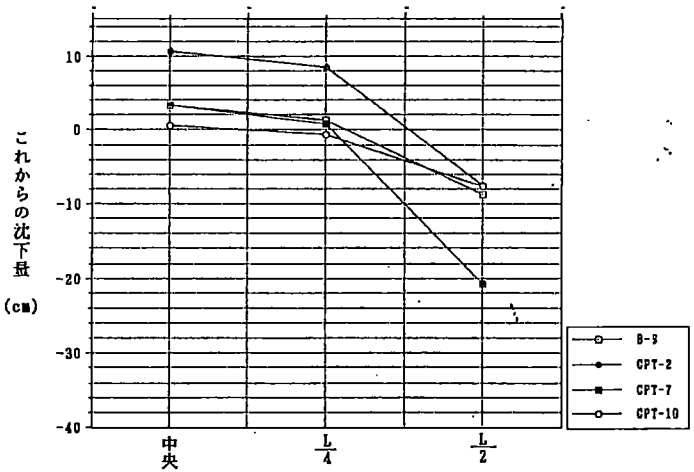
図－１１－３３　舗装厚と10年後の沈下量の関係



置き換え道路幅(下水道管及び道路)　(水位低下) 浮力なし



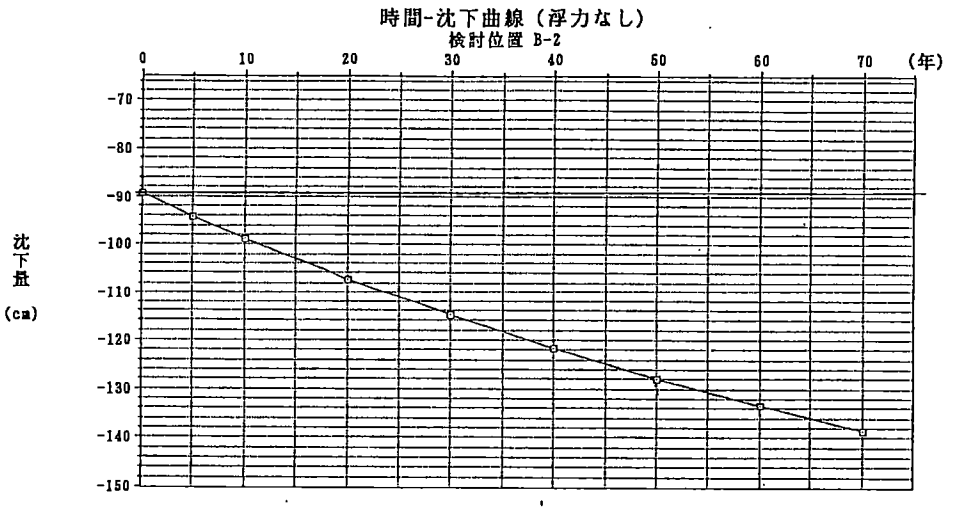
置き換え道路幅(下水道管及び道路)　(水位低下)



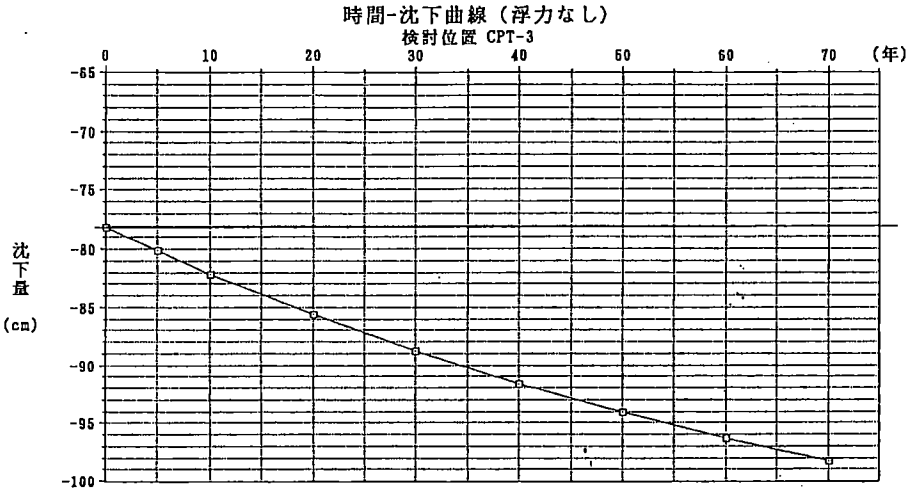
置き換え道路幅（下水道管及び道路）　　（水位低下）

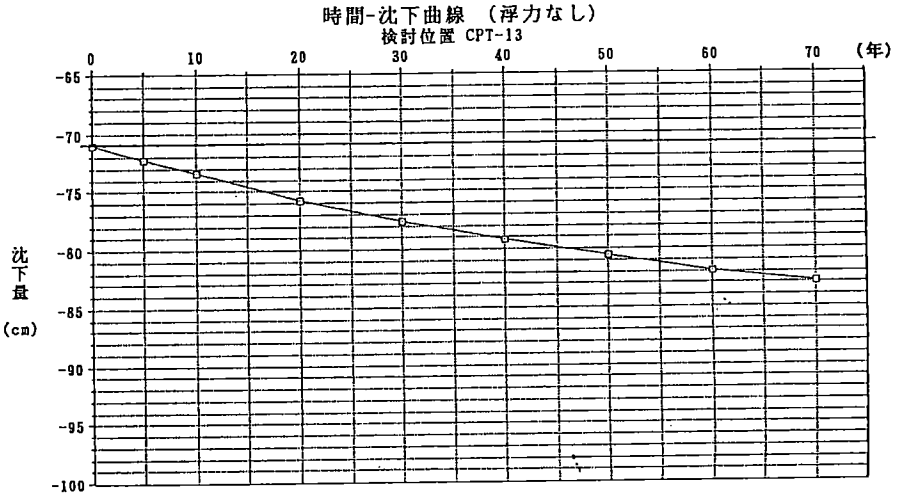
計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-1	88.47	12.0	87.8	90.4	104.2	-0.7	1.9	15.7
B-2	89.29	8.0	185.8	193.4	219.5	96.5	104.1	130.2
B-3	80.95	15.0	87.3	96.6	144.0	6.3	15.6	63.0
B-4	68.29	15.0	65.2	72.8	109.7	-3.1	4.5	41.4
B-5	57.73	28.0	56.4	56.8	67.8	-1.3	-0.9	10.1
B-6	87.67	28.0	89.3	92.5	116.7	1.6	4.8	29.0
B-7	67.64	15.0	72.7	82.2	123.4	5.1	14.6	55.8
B-8	65.36	12.0	93.2	98.6	128.8	27.8	33.2	63.4
B-9	54.37	19.0	51.1	53.0	63.1	-3.3	-1.4	8.7
CPT-1	104.19	8.0	154.4	159.6	182.4	50.2	55.4	78.2
CPT-2	66.24	15.0	55.5	57.6	73.7	-10.7	-8.6	7.5
CPT-3	78.01	12.0	114.3	121.6	150.2	36.3	43.6	72.2
CPT-4	104.95	15.0	103.6	106.3	121.4	-1.3	1.4	16.5
CPT-5	123.15	15.0	121.5	123.4	137.6	-1.6	0.3	14.5
CPT-6	93.43	15.0	97.6	105.5	146.3	4.2	12.1	52.9
CPT-7	85.48	20.0	82.2	84.7	106.3	-3.3	-0.8	20.8
CPT-8	85.33	8.0	83.3	86.7	96.8	-2.0	1.4	11.5
CPT-9	57.13	28.0	55.4	56.2	66.3	-1.7	-0.9	9.2
CPT-10	33.09	15.0	32.4	33.7	40.7	-0.7	0.6	7.6
CPT-11	33.27	19.0	33.3	33.3	33.3	0.0	0.0	0.0
CPT-12	87.88	8.0	174.3	182.0	208.4	86.4	94.1	120.5
CPT-13	70.89	8.0	89.8	95.1	117.9	18.9	24.2	47.0
CPT-14	103.71	15.0	102.5	106.7	128.3	-1.2	3.0	24.6

図－１１－３４


時間-沈下曲線（浮力なし）
検討位置 B-2
沈下量
(cm)
(年)
0
10
20
30
40
50
60
70
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150

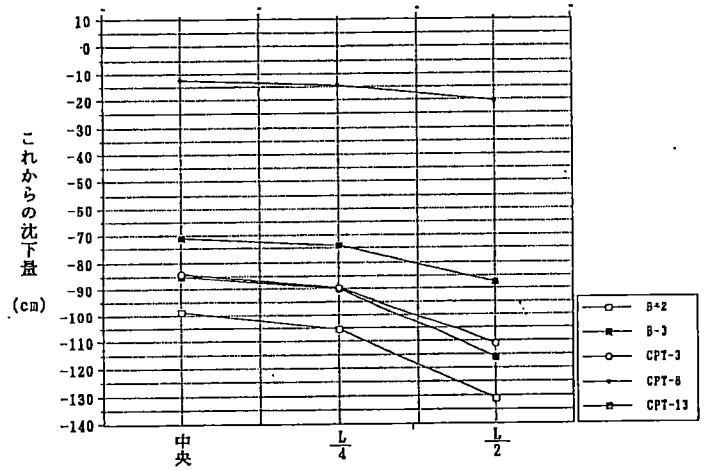

時間-沈下曲線 （浮力なし）
検討位置 B-3
沈下量
(cm)
(年)
0
10
20
30
40
50
60
70
-65
-70
-75
-80
-85
-90
-95
-100


時間-沈下曲線（浮力なし）
検討位置 CPT-3
沈下量
(cm)
(年)
0
10
20
30
40
50
60
70
-65
-70
-75
-80
-85
-90
-95
-100

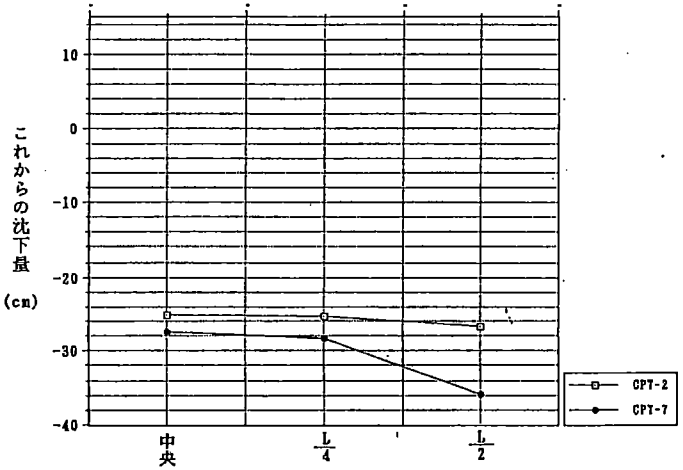

時間-沈下曲線 （浮力なし）
検討位置 CPT-13
沈下量
(cm)
(年)
0
10
20
30
40
50
60
70
-65
-70
-75
-80
-85
-90
-95
-100

図－１１－３５

置き換え道路幅(下水道管及び道路)　(浮力考慮)



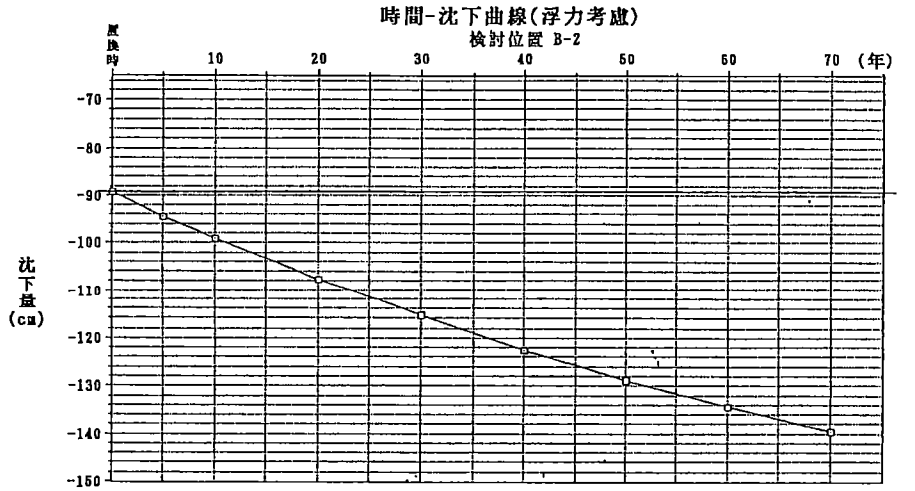
置き換え道路幅(下水道管及び道路)　(浮力考慮)

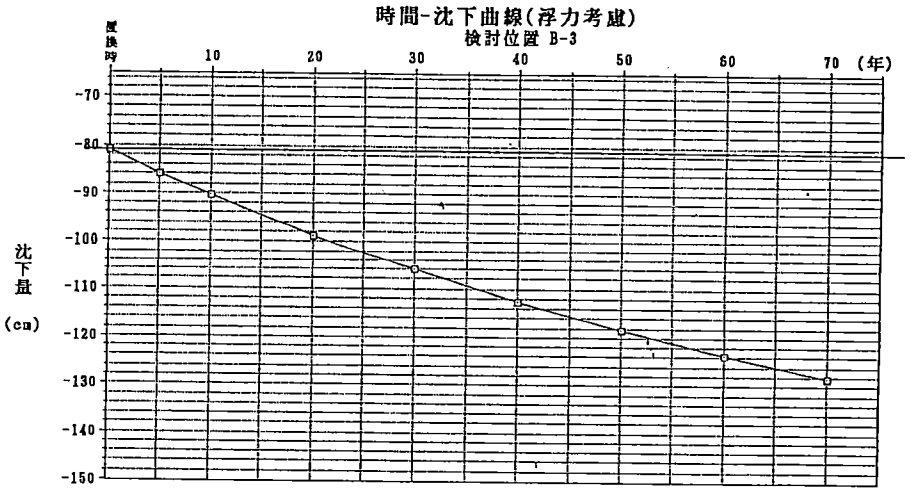


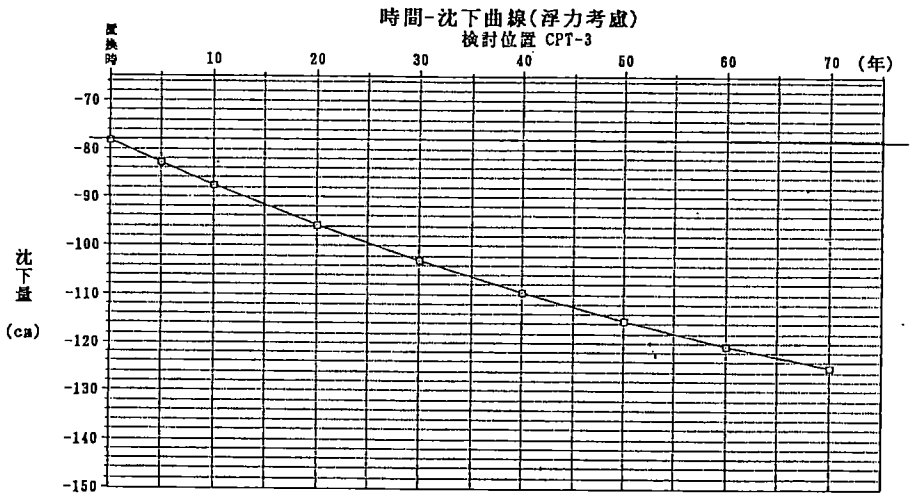
置き換え道路幅（下水道管及び道路）　　（浮力考慮）

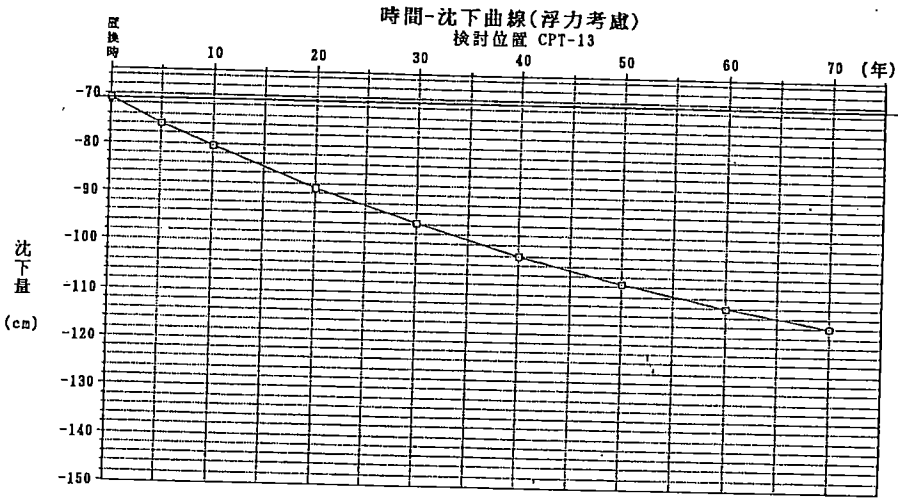
計算位置	沈下量終了分 (cm)	道路幅 L (m)	全沈下量 中央	全沈下量 L／4	全沈下量 L／2	これからの沈下量 (cm) 中央	これからの沈下量 (cm) L／4	これからの沈下量 (cm) L／2
B-1	88.47	12.0	114.0	114.9	119.0	25.5	26.4	30.5
B-2	89.29	8.0	187.7	195.1	220.5	98.4	105.8	131.2
B-3	80.95	15.0	166.2	171.1	197.1	85.2	90.1	116.1
B-4	68.29	15.0	140.6	143.0	157.3	72.3	74.7	89.0
B-6	87.67	28.0	125.1	126.3	136.8	37.4	38.6	49.1
B-7	67.64	15.0	160.2	163.1	179.5	92.6	95.5	111.9
B-8	65.36	12.0	147.0	149.6	161.8	81.6	84.2	96.4
CPT-1	104.19	8.0	160.5	165.2	185.9	56.3	61.0	81.7
CPT-2	66.24	15.0	91.3	91.5	92.9	25.1	25.3	26.7
CPT-3	78.01	12.0	162.3	167.4	188.9	84.3	89.4	110.9
CPT-4	104.95	15.0	126.1	127.1	133.4	21.2	22.2	28.5
CPT-5	123.15	15.0	142.7	143.4	147.6	19.6	20.3	24.5
CPT-6	93.43	15.0	149.8	153.9	174.7	56.4	60.5	81.3
CPT-7	85.48	20.0	113.0	113.9	121.4	27.5	28.4	35.9
CPT-8	85.33	8.0	97.7	99.7	105.7	12.4	14.4	20.4
CPT-12	87.88	8.0	181.1	188.0	212.1	93.2	100.1	124.2
CPT-13	70.89	8.0	141.7	144.8	158.4	70.8	73.9	87.6
CPT-14	103.71	15.0	132.4	134.4	144.5	28.7	30.7	40.8

図－１１－３６


時間-沈下曲線(浮力考慮)
検討位置 B-2
置換時
10
20
30
40
50
60
70 (年)
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
沈下量
(cm)


時間-沈下曲線(浮力考慮)
検討位置 B-3
置換時
10
20
30
40
50
60
70 (年)
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
沈下量
(cm)


時間-沈下曲線(浮力考慮)
検討位置 CPT-3
置換時
10
20
30
40
50
60
70 (年)
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
沈下量
(cm)


時間-沈下曲線(浮力考慮)
検討位置 CPT-13
置換時
10
20
30
40
50
60
70 (年)
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
沈下量
(cm)

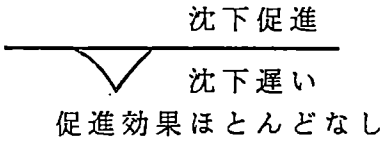
図－１１－３７

１１－５　Ｉ地区下水道のみを対象とした対策工の検討

下水道パイプの沈下対策工は

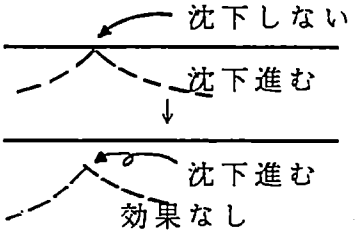
ＳＤ工法、ＳＣＰ工法

地盤処理工によりパイプ直下のみを線的に改良しても、未改良部分の影響によりほとんど沈下促進されず、結果としてほとんど効果がない



ＥＰＳ工法

軽量盛土工法により線的に改良しても、未改良部分の沈下に引きずられ、結果として効果がない



となり、下水道パイプ沈下対策工としては

① 固結工法による杭基礎形式

② 鋼管杭による杭基礎形式

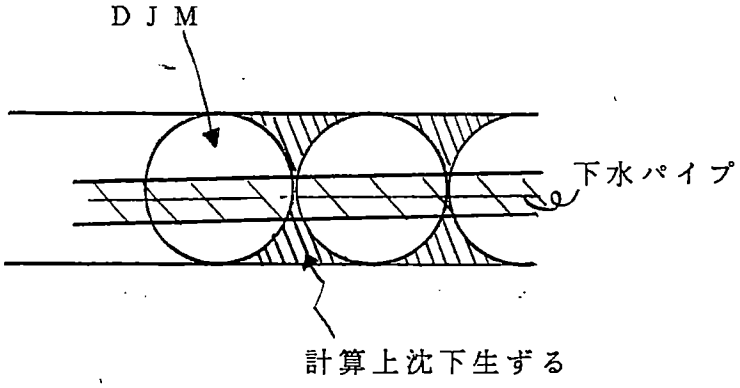
があげられる。以下に①、②の対策工について検討する。

１１－５－１　ＤＪＭ工法

(1) ＤＪＭ配置

杭基礎形式とし、残留沈下量をほとんど0に抑えるためには接円配置とする必要がある。この場合の改良率は $a_p = 0.785$ となる。

＊計算上接円タイプとしても未改良部の沈下量が大きく、結果として残留沈下を10cm以内とすることができない。しかしながらパイプは直接杭形式で支持することになり、未改良部の沈下は生じないことになる。



なお残留沈下量を30cmとする場合についても参考までに求めてみた。

表－１１－３３　ＤＪＭ杭体の設計強度

ＤＪＭ杭体の設計強度　　下水　（幅１．０ｍ）

検討位置	上載荷重	Sr=10cmの改良率	ＤＪＭ間隔	ＤＪＭ設計強度	Sr=30cmの改良率	ＤＪＭ間隔	ＤＪＭ設計強度
B-2	7.29	(0.785)	1.0	11.6	0.590	1.3	15.4
B-3	5.15	(0.785)	1.0	8.2	0.475	1.7	13.6
B-9	7.17	0.180	4.4	49.8			
CPT-2	4.90	0.215	3.7	28.5			
CPT-3	5.37	(0.785)	1.0	8.6	0.450	1.7	14.9
CPT-7	6.00	0.390	2.0	19.2			
CPT-8	6.85	0.290	2.7	29.5			
CPT-10	3.25	0.125	6.3	32.5			
CPT-13	5.82	(0.785)	1.0	9.3	0.310	2.5	23.5

改良柱体の耐力検討

$$q_{up} \geqq \frac{P \cdot F_s}{a_p}$$

ここに　q_{up}：改良柱体の設計強度(tf/m²)

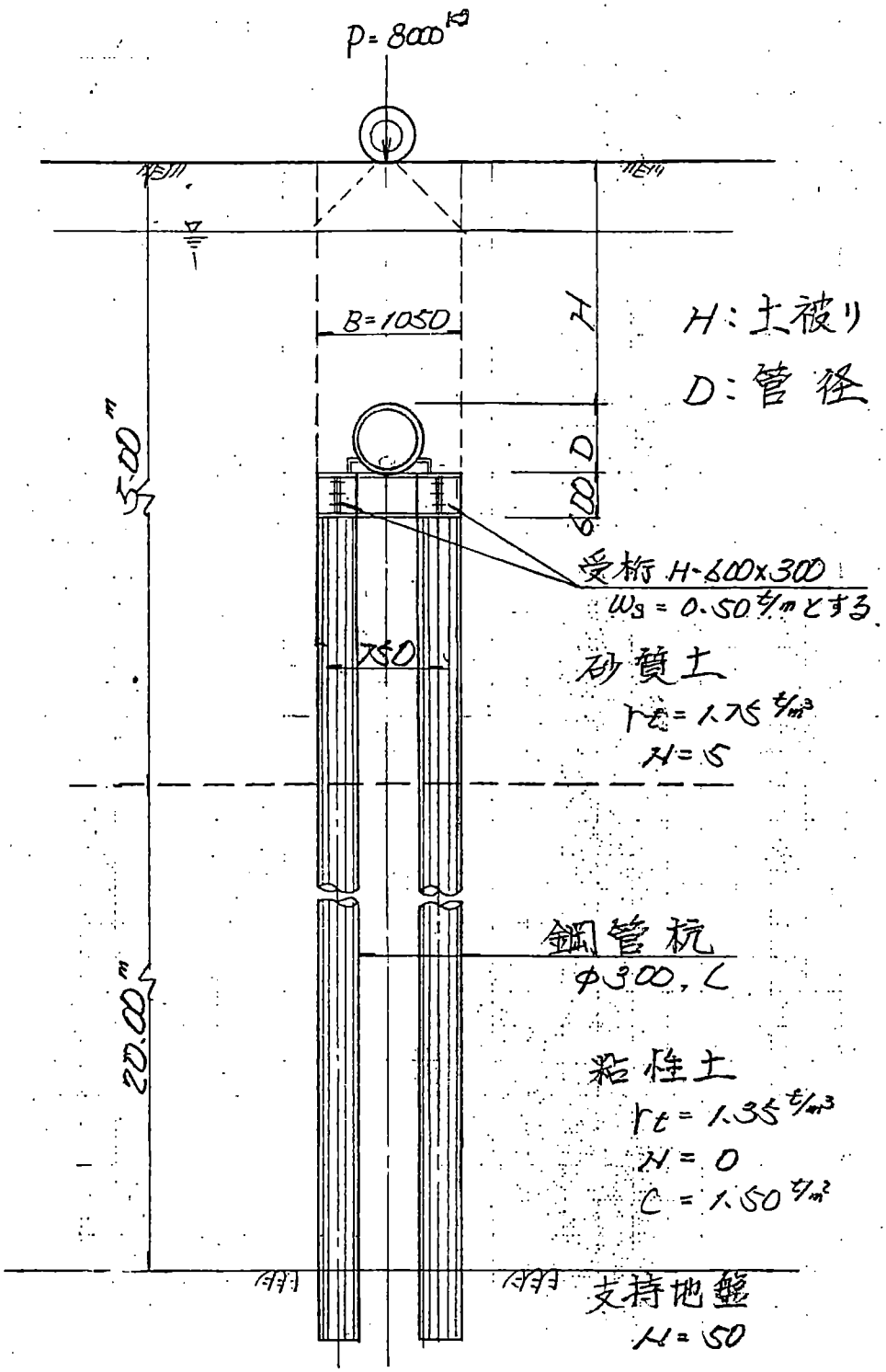
P：上載荷重(tf/m²)

F_s：安全率；1.25

１１－５－２　鋼管杭による杭基礎

(1) 検討条件

① 仮定断面



② 設計条件

杭頭に作用する鉛直土圧力は、管径に左右されず直接基礎桁（Ｈ－600×300）上に作用するものとする。

③ 計算条件

ケース	土被り(H)	管　　種	鋼管長　(φ300)
1	1.50m	VPφ200 (0.216m)	23.50m
2	2.00m		23.00m
3	2.50m		22.50m
4	1.50m	HPφ450 (0.526m)	23.50m

(2) ケース1

管　種：塩ビＶＰφ200

土被り：1.50m

杭　種：鋼管φ300、　＝23.50m

① 鉛直土圧の計算

$$Q_d = \gamma \times (H + D) \times B$$

$$= 1.75 \times (1.50 + 0.216) \times 1.05$$

$$= 3.15 (tf/m)$$

② 活荷重の計算

$$Q = \frac{2P(1+i) \times B}{2.75 \times (0.20 + 2H \cdot \tan\theta)}$$

$$= \frac{2 \times 8000 (1 + 0.50) \times 1.05}{2.75 \times (0.20 + 2 \times 1.50 \times \tan 45)}$$

$$= 2863 kgf/m = 2.86 tf/m$$

Ｐ：車両後輪　8000kgf

Ｈ：土被り　1.50m

θ：分布角度　45°

ｉ：衝撃係数　ｉ＝0.65－0.1Ｈ＝0.50

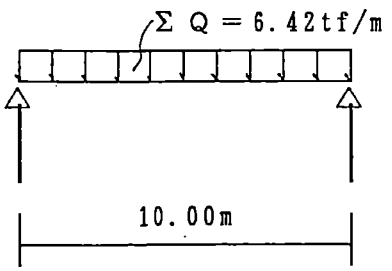
③ 受桁の計算

イ) 荷重

・死荷重	$Q_R = 0.50 tf/m$
・鉛直土圧	$Q_d = 3.15 tf/m$
・活荷重	$Q = 2.86 tf/m$
合　計	$\Sigma Q = 6.51 tf/m$

ロ) 断面力の検討（縦方向）

部材－Ｈ－600×300、Ａ＝174.5cm²、ｚ＝3530cm³



モーメント　$M = \dfrac{\Sigma Q \times \ell^2}{8} = \dfrac{6.51 \times 10.00^2}{8} = 81.38\text{tf}\cdot\text{m}$

剪　断　力　$R = \dfrac{\Sigma Q \times \ell}{2} = \dfrac{6.51 \times 10.00}{2} = 32.55\text{tf}$

応　力　度　$a_s = \dfrac{M}{z} = \dfrac{8138000}{3530 \times 2} = 1152.7\text{kgf/cm}^2 < a_{sa}$

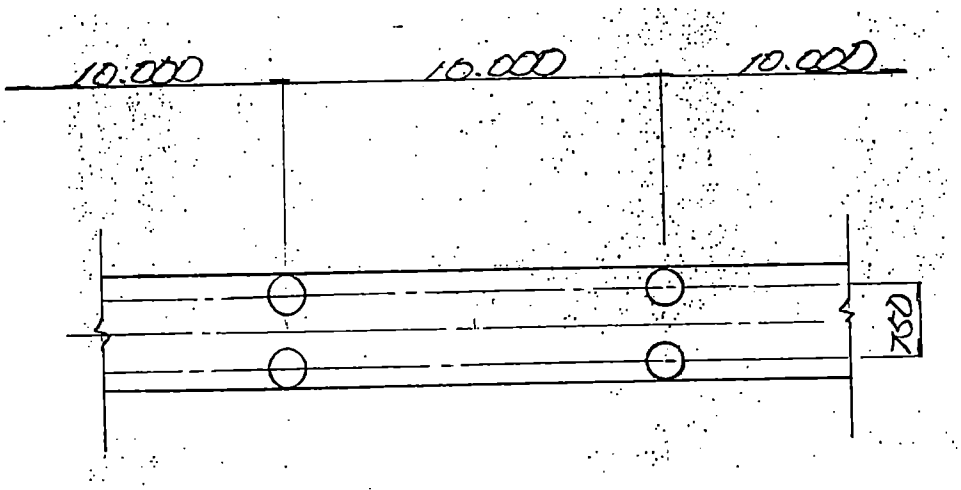
剪断力度　$\tau = \dfrac{R}{A} = \dfrac{32550}{174.5 \times 2} = 93.3\text{kgf/cm}^2 < \tau_a$

④ 杭本数の算出（延長20.00m当り）

$$n = \frac{\Sigma Q \times 20.00}{\text{1本当りの杭支持力}}$$

$$= \frac{6.51 \times 20.00}{34.4\text{tf/本}}$$

$$= 3.8 \quad \rightarrow 4\text{本}$$



杭の許容支持力・許容引抜き力の計算

1.杭の諸元

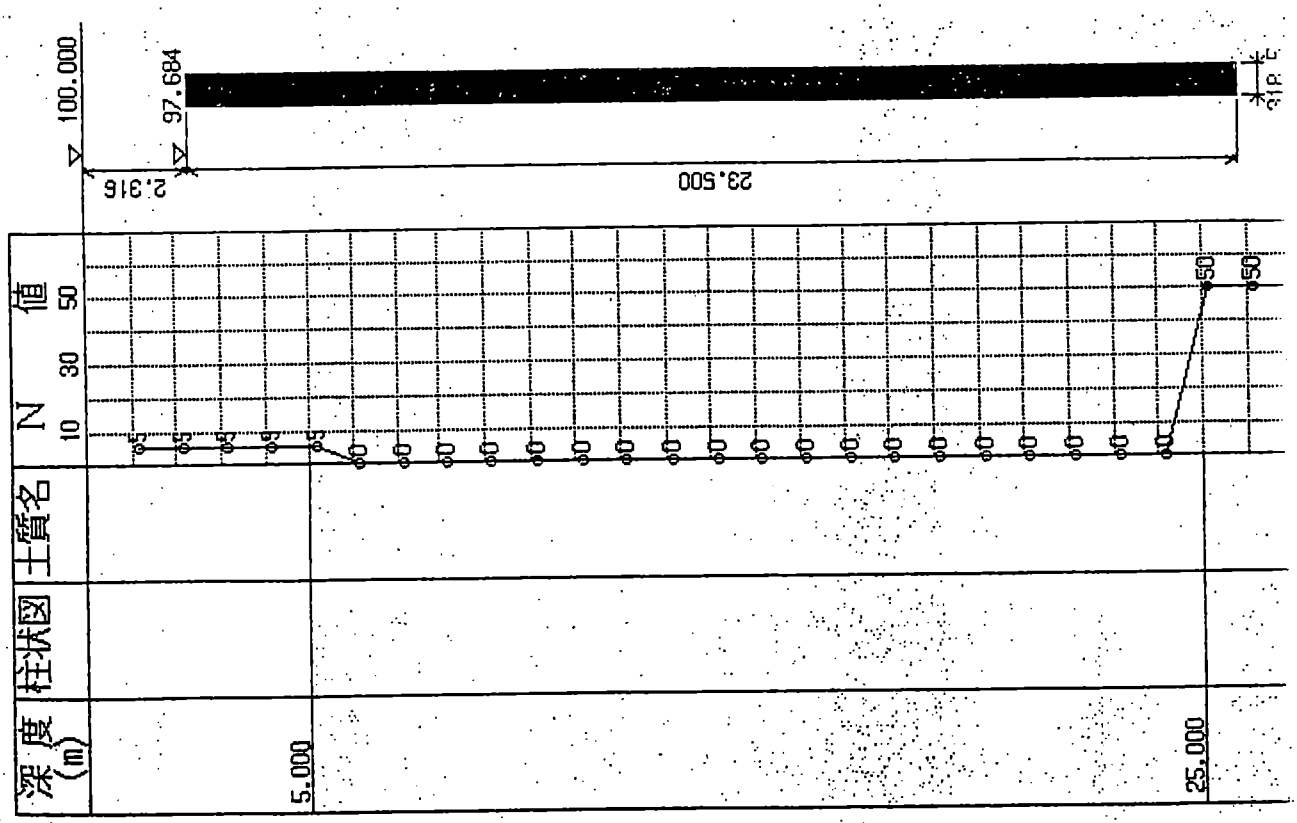
杭　　種：鋼 管 杭　　φ 318.5 (mm)

工　　法：打込み工法

杭　　長：L = 23.500 (m)

支持機構：支 持 杭

2.柱 状 図



3.許容支持力の計算

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot (Ru - Ws) + Ws - W$$

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

Ra：杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力（tf）

n：所定の安全率　常　時 n = 3

地震時 n = 2

Ru：地盤から決まる杭の極限支持力（tf）

Ws：杭で置き換えられる部分の土の有効重量（tf）

$Ws = Ap \cdot \Sigma(\gamma i \cdot Li)$

W：杭及び杭内部の土砂の有効重量（tf）

$W = W' \cdot L$

$= 0.053 * 23.500 = 1.25$ (tf)

W'：単位長当りの杭有効重量（tf/m）

L：杭地中部長（m）

qd：杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度（tf/m²）

打込み杭工法

支持層への有効根入れ長：UL = 23.500 (m)

杭　外　径　　：Do = 0.319 (m)

有効根入れ比　　：UL / Do = 73.783

極限支持力度係数　：qd / N = 30.00

極限支持力度　qd = 30.00 * 50.0 = 1500.0 (tf/m²)

Ap：杭先端面積（m²）

$Ap = \pi / 4 * 0.319^2 = 0.080$ (m²)

U：杭の周長（m）

$U = \pi * 0.319 = 1.001$ (m)

Li：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

fi：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（tf/m²）

層 No	土　質	平　均 N　値	層　厚 Li(m)	γi (tf/m³)	Ws (tf)	fi (tf/m²)	Li・fi (tf/m)
1	砂質土	5.0	2.68	0.85	0.18	1.00	2.68
2	粘性土	——	20.00	0.45	0.72	−1.50	−30.00
3	粘性土	50.0	0.82	1.10	0.07	15.00	12.24
計			23.50		0.97		−15.08

＊ 極限支持力の計算

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

$$= 1500.0 * 0.080 + 1.001 * -15.08 = 104.9 \text{ (tf)}$$

＊ 許容支持力の計算

常　時　$Ra = \frac{1}{3} \cdot (104.9 - 0.97) + 0.97 - 1.25 = 34.4$ (tf)

地震時　$Ra = \frac{1}{2} \cdot (104.9 - 0.97) + 0.97 - 1.25 = 51.7$ (tf)

4.許容引抜き力の計算

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$$Pu = U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

Pa：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (tf)

n：所定の安全率　常　時　n = 6

地震時　n = 3

Pu：地盤から決まる杭の極限引抜き力 (tf)

Pu = 1.001 ＊ 44.92 = 45.0 (tf)

W：杭の有効重量 (tf)

W = 1.25 (tf)

＊ 許容引抜き力の計算

常　時　$Pa = \frac{1}{6} * 45.0 + 1.25 = 8.7$ (tf)

地震時　$Pa = \frac{1}{3} * 45.0 + 1.25 = 16.2$ (tf)

5.許容支持力・引抜き力の集計

		計算値	使用値
許容支持力	常　時	54.2	34.4
	地震時	81.5	51.7
許容引抜き力	常　時	8.7	8.0
	地震時	16.2	16.0

(3) ケース2

管　種：塩ビＶＰφ200

土被り：2.00m

杭　種：鋼管φ300、　＝23.00m

① 鉛直土圧の計算

$$Q_d = \gamma \times (H + D) \times B$$

$$= 1.75 \times (2.00 + 0.216) \times 1.05$$

$$= 4.07 (tf/m)$$

② 活荷重の計算

$$Q = \frac{2P(1+i) \times B}{2.75 \times (0.20 + 2H \cdot \tan\theta)}$$

$$= \frac{2 \times 8000 (1 + 0.45) \times 1.05}{2.75 \times (0.20 + 2 \times 2.00 \times \tan 45)}$$

$$= 2109 kgf/m = 2.11 tf/m$$

P：車両後輪　8000kgf

H：土被り　2.00m

θ：分布角度　45°

i：衝撃係数　i＝0.65－0.1H＝0.45

③ 受桁の計算

イ) 荷重

・死荷重　$Q_R = 0.50 tf/m$

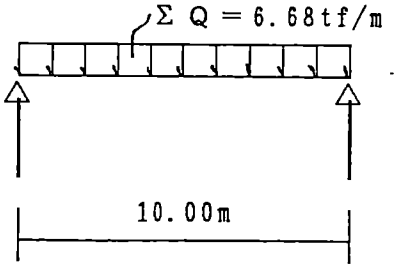
・鉛直土圧　$Q_d = 4.07 tf/m$

・活荷重　$Q = 2.11 tf/m$

合　計　$\Sigma Q = 6.68 tf/m$

ロ) 断面力の検討（縦方向）

部材－H－600×300、A＝174.5cm²、z＝3530cm³



モーメント　$M = \dfrac{\Sigma Q \times \ell^2}{8} = \dfrac{6.68 \times 10.00^2}{8} = 83.50\text{tf}\cdot\text{m}$

剪　断　力　$R = \dfrac{\Sigma Q \times \ell}{2} = \dfrac{6.68 \times 10.00}{2} = 33.40\text{tf}$

応　力　度　$a_s = \dfrac{M}{z} = \dfrac{8350000}{3530 \times 2} = 1182.1\text{kgf/cm}^2 < a_{sa}$

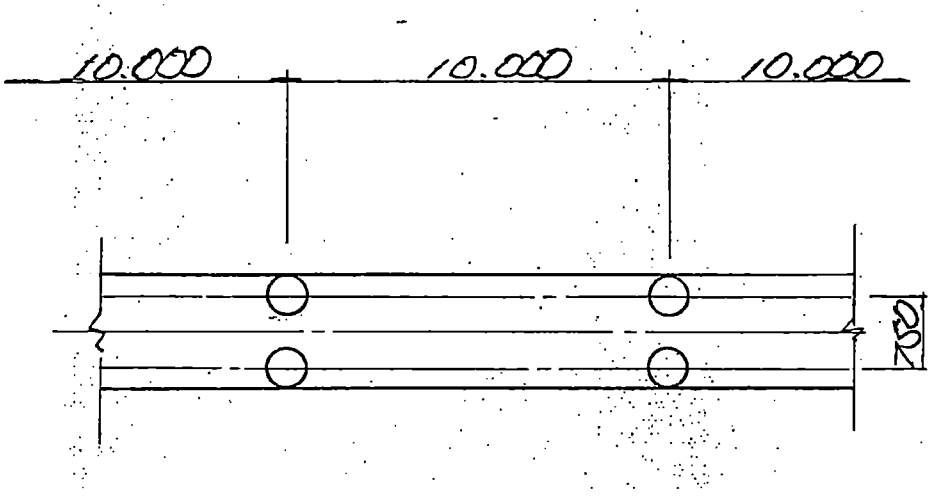
剪断力度　$\tau = \dfrac{R}{A} = \dfrac{33400}{174.5 \times 2} = 95.7\text{kgf/cm}^2 < \tau_a$

④ 杭本数の算出（延長20.00m当り）

$$n = \frac{\Sigma Q \times 20.00}{\text{1本当りの杭支持力}}$$

$$= \frac{6.68 \times 20.00}{34.2\text{tf/本}}$$

$$= 3.9 \quad \rightarrow 4\text{本}$$



杭の許容支持力・許容引抜き力の計算

1.杭の諸元

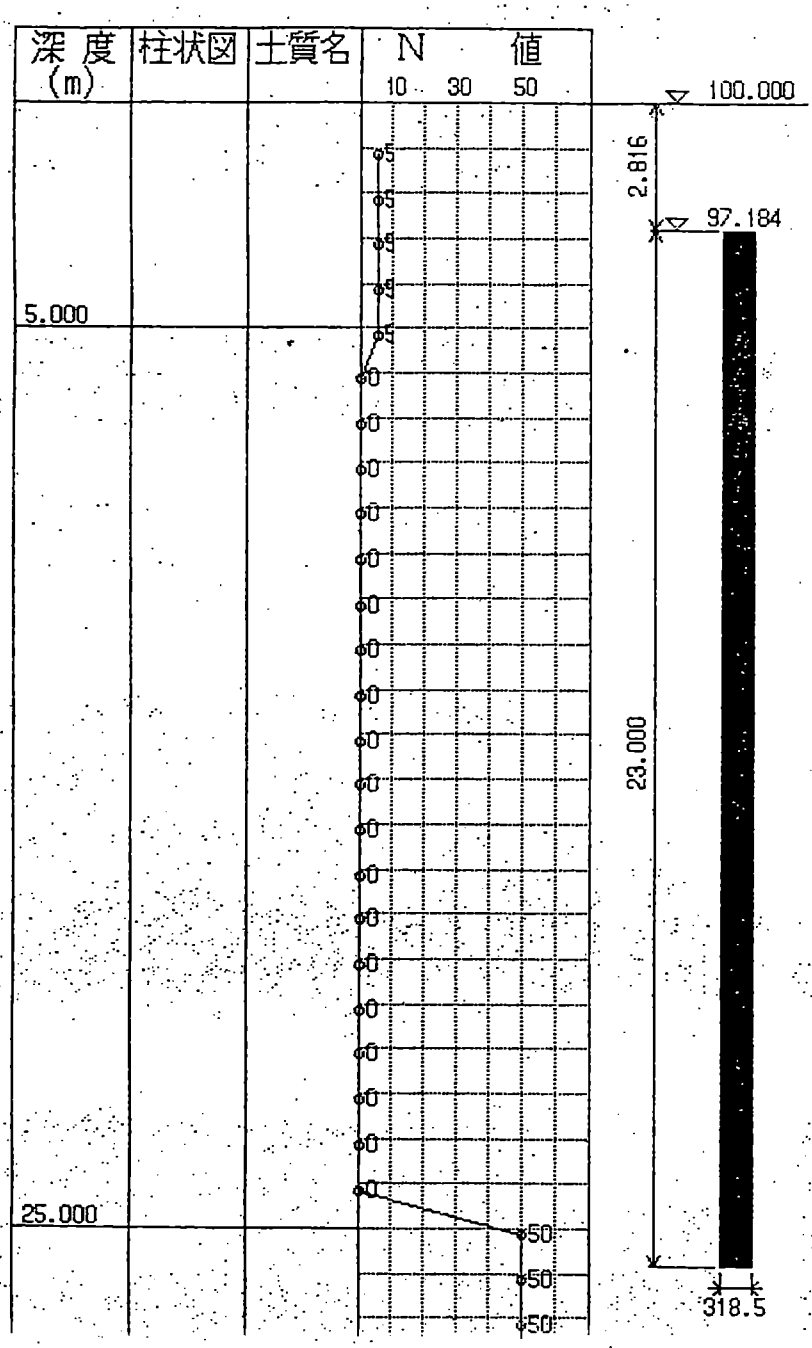
杭　種：鋼管杭　φ 318.5 (mm)

工　法：打込み工法

杭　長：L = 23.000 (m)

支持機構：支持杭

2.柱状図



3.許容支持力の計算

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot (Ru - Ws) + Ws - W$$

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

Ra：杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力（tf）

n：所定の安全率　常　時 n = 3

地震時 n = 2

Ru：地盤から決まる杭の極限支持力（tf）

Ws：杭で置き換えられる部分の土の有効重量（tf）

$Ws = Ap \cdot \Sigma(\gamma i \cdot Li)$

W：杭及び杭内部の土砂の有効重量（tf）

$W = W' \cdot L$

$= 0.053 * 23.000 = 1.22$ (tf)

W'：単位長当りの杭有効重量（tf/m）

L：杭地中部長（m）

qd：杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度（tf/m²）

打込み杭工法

支持層への有効根入れ長：UL = 23.000 (m)

杭　外　径　　：Do = 0.319 (m)

有効根入れ比　　：UL / Do = 72.214

極限支持力度係数　：qd / N = 30.00

極限支持力度　qd = 30.00 * 50.0 = 1500.0 (tf/m²)

Ap：杭先端面積（m²）

$Ap = \pi / 4 * 0.319^2 = 0.080$ (m²)

U：杭の周長（m）

$U = \pi * 0.319 = 1.001$ (m)

Li：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

fi：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（tf/m²）

層 No	土　質	平　均 N　値	層　厚 Li(m)	γi (tf/m³)	Ws (tf)	fi (tf/m²)	Li·fi (tf/m)
1	砂質土	5.0	2.18	0.85	0.15	1.00	2.18
2	粘性土	——	20.00	0.45	0.72	−1.50	−30.00
3	粘性土	50.0	0.82	1.10	0.07	15.00	12.24
計			23.00		0.94		−15.58

＊ 極限支持力の計算

$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot \Sigma Li \cdot fi$

$= 1500.0 * 0.080 + 1.001 * -15.58 = 104.4$ (tf)

＊ 許容支持力の計算

常　時　$Ra = \frac{1}{3} \cdot (104.4 - 0.94) + 0.94 - 1.22 = 34.2$ (tf)

地震時　$Ra = \frac{1}{2} \cdot (104.4 - 0.94) + 0.94 - 1.22 = 51.5$ (tf)

4.許容引抜き力の計算

$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$

$Pu = U \cdot \Sigma Li \cdot fi$

Pa：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (tf)

n：所定の安全率　常　時　n = 6

地震時　n = 3

Pu：地盤から決まる杭の極限引抜き力 (tf)

Pu = 1.001 ＊ 44.42 = 44.5 (tf)

W：杭の有効重量 (tf)

W = 1.22 (tf)

＊ 許容引抜き力の計算

常　時　$Pa = \frac{1}{6} * 44.5 + 1.22 = 8.6$ (tf)

地震時　$Pa = \frac{1}{3} * 44.5 + 1.22 = 16.0$ (tf)

5.許容支持力・引抜き力の集計

		計算値	使用値
許容支持力	常　時	54.1	34.2
	地震時	81.2	51.2
許容引抜き力	常　時	8.6	8.0
	地震時	16.0	16.0

(4) ケース3

管　種：塩ビＶＰ φ200

土被り：2.50m

杭　種：鋼管 φ300、　＝22.50m

① 鉛直土圧の計算

$$Q_d = \gamma \times (H + D) \times B$$

$$= 1.75 \times (2.50 + 0.216) \times 1.05$$

$$= 4.99 (tf/m)$$

② 活荷重の計算

$$Q = \frac{2P\ (1 + i) \times B}{2.75 \times (0.20 + 2H \cdot \tan\theta)}$$

$$= \frac{2 \times 8000\ (1 + 0.40) \times 1.05}{2.75 \times (0.20 + 2 \times 2.50 \times \tan 45)}$$

$$= 1645 kgf/m = 1.65 tf/m$$

Ｐ：車両後輪　8000kgf

Ｈ：土被り　2.50m

θ：分布角度　45°

ｉ：衝撃係数　$i = 0.65 - 0.1H = 0.40$

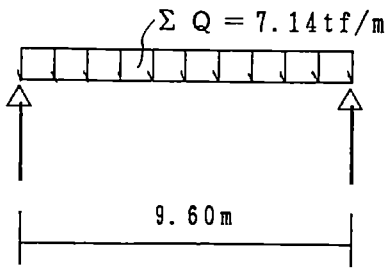
③ 受桁の計算

イ) 荷重

・死荷重	$Q_R = 0.50 tf/m$
・鉛直土圧	$Q_d = 4.99 tf/m$
・活荷重	$Q = 1.65 tf/m$
合　計	$\Sigma Q = 7.14 tf/m$

ロ) 断面力の検討（縦方向）

部材－Ｈ－600×300、$A = 174.5 cm^2$、$z = 3530 cm^3$



モーメント　$M = \dfrac{\Sigma Q \times \ell^2}{8} = \dfrac{7.14 \times 9.60^2}{8} = 82.25\text{tf}\cdot\text{m}$

剪　断　力　$R = \dfrac{\Sigma Q \times \ell}{2} = \dfrac{7.14 \times 9.60}{2} = 34.27\text{tf}$

応　力　度　$a_s = \dfrac{M}{z} = \dfrac{8225000}{3530 \times 2} = 1165.0\text{kgf/cm}^2 < a_{sa}$

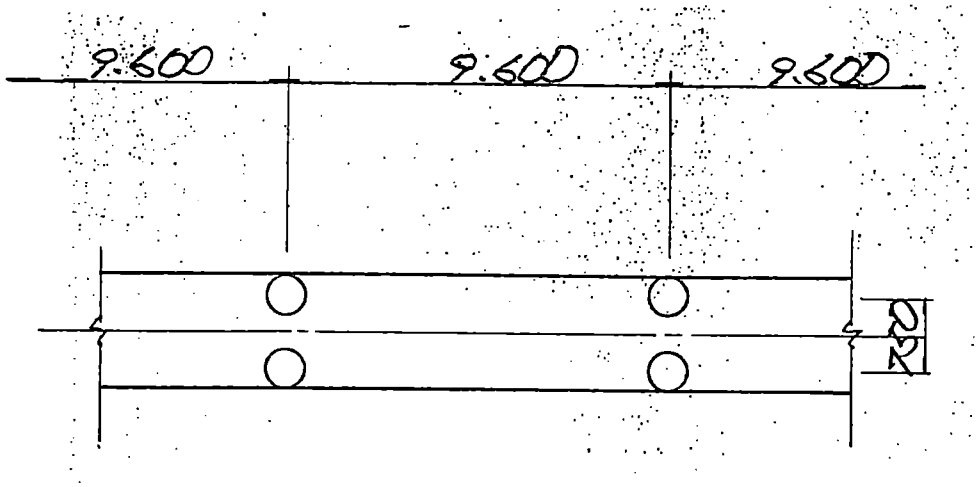
剪断力度　$\tau = \dfrac{R}{A} = \dfrac{34270}{174.5 \times 2} = 98.2\text{kgf/cm}^2 < \tau_a$

④ 杭本数の算出（延長19.20m当り）

$$n = \frac{\Sigma Q \times 19.20}{\text{1本当りの杭支持力}}$$

$$= \frac{7.14 \times 19.20}{34.0\text{tf/本}}$$

$$= 4.0 \quad \rightarrow 4\text{本}$$



杭の許容支持力・許容引抜き力の計算

1.杭の諸元

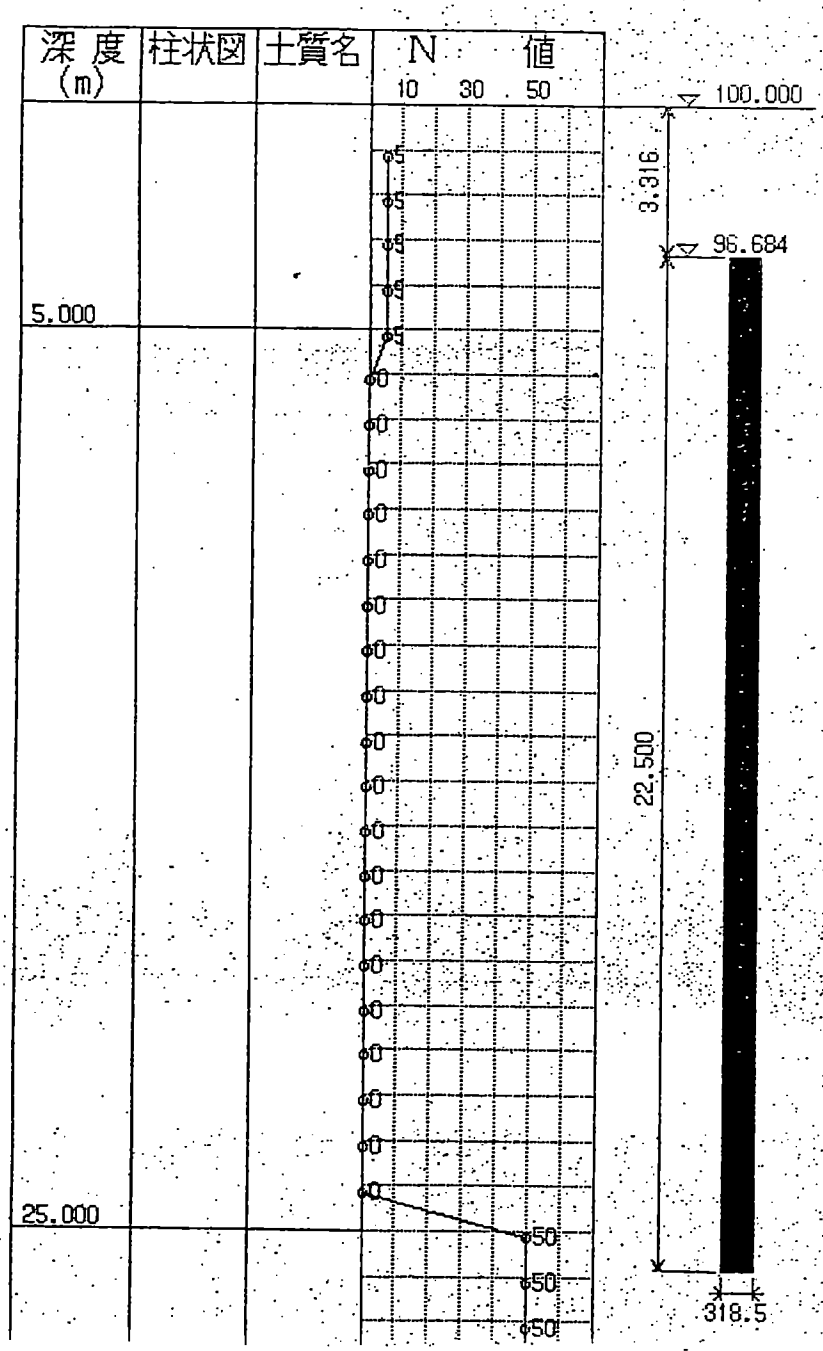
杭　種：鋼管杭　φ 318.5 (mm)

工　法：打込み工法

杭　長：L = 22.500 (m)

支持機構：支持杭

2.柱状図



3.許容支持力の計算

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot (Ru - Ws) + Ws - W$$

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

Ra：杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (tf)

n：所定の安全率　常　時 n = 3

地震時 n = 2

Ru：地盤から決まる杭の極限支持力 (tf)

Ws：杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (tf)

$Ws = Ap \cdot \Sigma(\gamma i \cdot Li)$

W：杭及び杭内部の土砂の有効重量 (tf)

$W = W' \cdot L$

$= 0.053 * 22.500 = 1.19$ (tf)

W'：単位長当りの杭有効重量 (tf/m)

L：杭地中部長 (m)

qd：杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (tf/m²)

打込み杭工法

支持層への有効根入れ長：UL = 22.500 (m)

杭　外　径　：Do = 0.319 (m)

有効根入れ比　：UL / Do = 70.644

極限支持力度係数　：qd / N = 30.00

極限支持力度　qd = 30.00 * 50.0 = 1500.0 (tf/m²)

Ap：杭先端面積 (m²)

$Ap = \pi / 4 * 0.319^2 = 0.080$ (m²)

U：杭の周長 (m)

$U = \pi * 0.319 = 1.001$ (m)

Li：周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

fi：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (tf/m²)

層 No	土　質	平　均 N　値	層　厚 Li(m)	γi (tf/m³)	Ws (tf)	fi (tf/m²)	Li·fi (tf/m)
1	砂質土	5.0	1.68	0.85	0.11	1.00	1.68
2	粘性土	——	20.00	0.45	0.72	−1.50	−30.00
3	粘性土	50.0	0.82	1.10	0.07	15.00	12.24
計			22.50		0.90		−16.08

＊ 極限支持力の計算

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

$$= 1500.0 * 0.080 + 1.001 * 16.08 = 103.9 \text{ (tf)}$$

＊ 許容支持力の計算

常　時　$Ra = \frac{1}{3} \cdot (103.9 - 0.90) + 0.90 - 1.19 = 34.0$ (tf)

地震時　$Ra = \frac{1}{2} \cdot (103.9 - 0.90) + 0.90 - 1.19 = 51.2$ (tf)

4.許容引抜き力の計算

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$$Pu = U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

Pa：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (tf)

n：所定の安全率　常　時　n = 6

地震時　n = 3

Pu：地盤から決まる杭の極限引抜き力 (tf)

Pu = 1.001 ＊ 43.92 = 44.0 (tf)

W：杭の有効重量 (tf)

W = 1.19 (tf)

＊ 許容引抜き力の計算

常　時　$Pa = \frac{1}{6} * 44.0 + 1.19 = 8.5$ (tf)

地震時　$Pa = \frac{1}{3} * 44.0 + 1.19 = 15.8$ (tf)

5.許容支持力・引抜き力の集計

		計算値	使用値
許容支持力	常　時	53.9	34.0
	地震時	81.0	51.2
許容引抜き力	常　時	8.5	8.0
	地震時	15.8	15.0

(5) ケース4

管　種：ＨＰφ450

土被り：1.50m

杭　種：鋼管φ300、　＝23.50m

① 鉛直土圧の計算

$$Q_d = \gamma \times (H + D) \times B$$

$$= 1.75 \times (1.50 + 0.216) \times 1.50$$

$$= 4.50 (tf/m)$$

② 活荷重の計算

$$Q = \frac{2P\ (1 + i) \times B}{2.75 \times (0.20 + 2H \cdot \tan\theta)}$$

$$= \frac{2 \times 8000\ (1 + 0.50) \times 1.05}{2.75 \times (0.20 + 2 \times 1.50 \times \tan 45)}$$

$$= 2864 kgf/m = 2.86 tf/m$$

P：車両後輪　8000kgf

H：土被り　1.50m

θ：分布角度　45°

i：衝撃係数　i＝0.65－0.1H＝0.50

③ 受桁の計算

イ) 荷重

・死荷重　$Q_R = 0.50 tf/m$

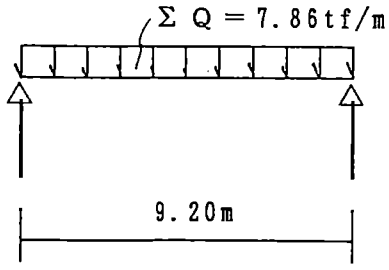
・鉛直土圧　$Q_d = 4.50 tf/m$

・活荷重　$Q = 2.86 tf/m$

合　計　$\Sigma Q = 7.86 tf/m$

ロ) 断面力の検討（縦方向）

部材－H－600×300、A＝174.5cm²、z＝3530cm³



モーメント　$M = \dfrac{\Sigma Q \times \ell^2}{8} = \dfrac{7.86 \times 9.20^2}{8} = 83.16\text{tf}\cdot\text{m}$

剪　断　力　$R = \dfrac{\Sigma Q \times \ell}{2} = \dfrac{7.86 \times 9.20}{2} = 39.30\text{tf}$

応　力　度　$a_s = \dfrac{M}{z} = \dfrac{8316000}{3530 \times 2} = 1177.9\text{kgf/cm}^2 < a_{sa}$

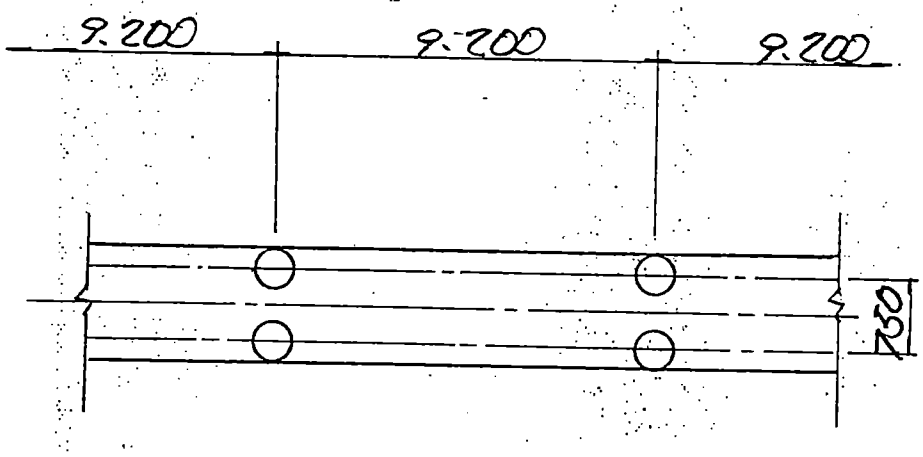
剪断力度　$\tau = \dfrac{R}{A} = \dfrac{39300}{174.5 \times 2} = 112.6\text{kgf/cm}^2 < \tau_a$

④ 杭本数の算出（延長18.40m当り）

$$n = \frac{\Sigma Q \times 18.40}{\text{1本当りの杭支持力}}$$

$$= \frac{7.86 \times 18.40}{35.8\text{tf/本}}$$

$$= 4.0 \quad \rightarrow 4\text{本}$$



杭の許容支持力・許容引抜き力の計算

1.杭の諸元

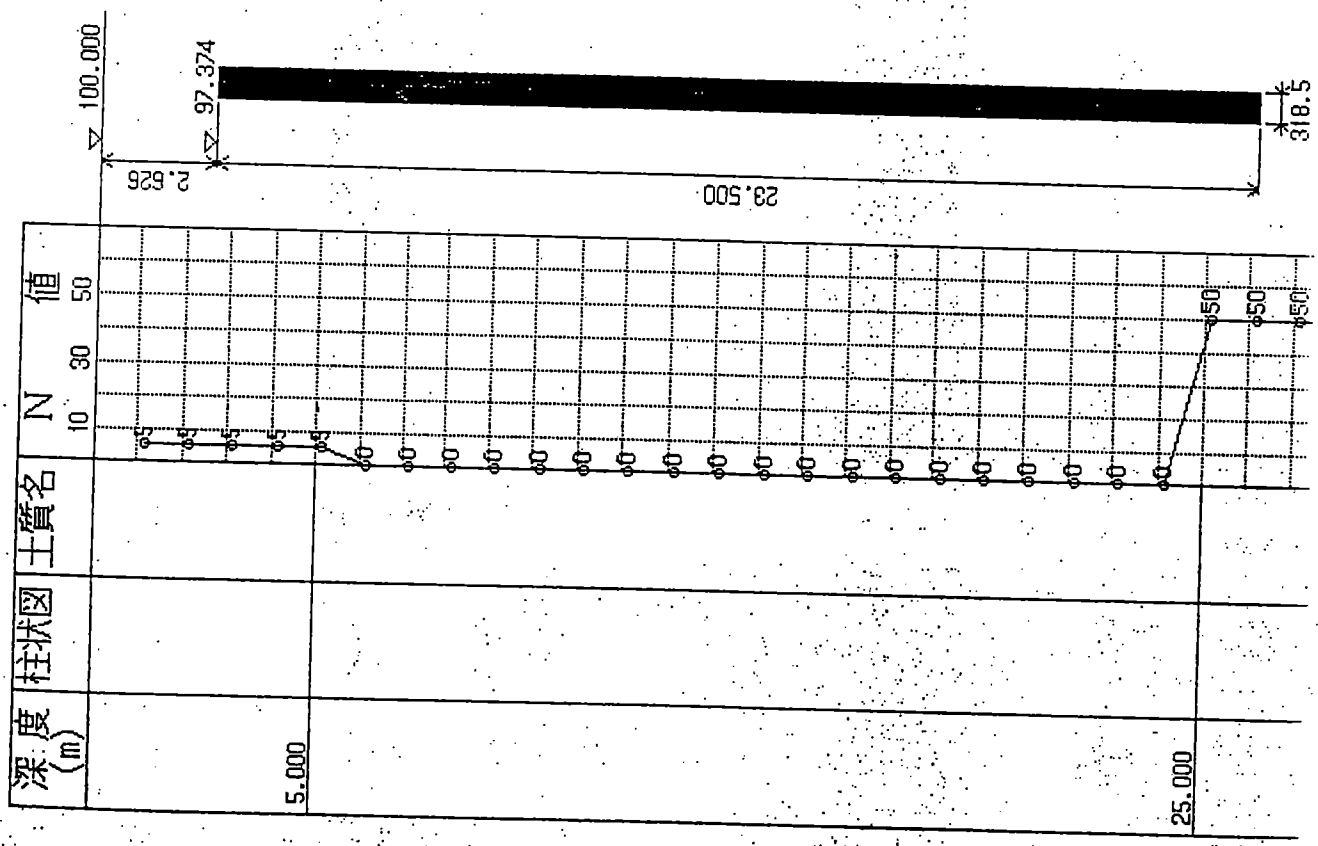
杭　　種：鋼管杭　　φ 318.5 (mm)

工　　法：打込み工法

杭　　長：L = 23.500 (m)

支持機構：支持杭

2.柱　状　図



3.許容支持力の計算

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot (Ru - Ws) + Ws - W$$

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

Ra：杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力（tf）

n：所定の安全率　常　時 n = 3

地震時 n = 2

Ru：地盤から決まる杭の極限支持力（tf）

Ws：杭で置き換えられる部分の土の有効重量（tf）

$Ws = Ap \cdot \Sigma(\gamma i \cdot Li)$

W：杭及び杭内部の土砂の有効重量（tf）

$W = W' \cdot L$

$= 0.053 * 23.500 = 1.25$ (tf)

W'：単位長当りの杭有効重量（tf/m）

L：杭地中部長（m）

qd：杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度（tf/m²）

打込み杭工法

支持層への有効根入れ長：UL = 23.500 (m)

杭　外　径　：Do = 0.319 (m)

有効根入れ比　：UL / Do = 73.783

極限支持力度係数　：qd / N = 30.00

極限支持力度　qd = 30.00 * 50.0 = 1500.0 (tf/m²)

Ap：杭先端面積（m²）

$Ap = \pi / 4 * 0.319^2 = 0.080$ (m²)

U：杭の周長（m）

$U = \pi * 0.319 = 1.001$ (m)

Li：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

fi：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（tf/m²）

層 No	土　質	平　均 N　値	層　厚 Li(m)	γi (tf/m³)	Ws (tf)	fi (tf/m²)	Li·fi (tf/m)
1	砂質土	5.0	2.37	0.85	0.16	1.00	2.37
2	粘性土	——	20.00	0.45	0.72	1.50	− 30.00
3	粘性土	50.0	1.13	1.10	0.10	15.00	16.89
計			23.50		0.98		−10.74

＊ 極限支持力の計算

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

$$= 1500.0 * 0.080 + 1.001 * -10.74 = 109.2 \text{ (tf)}$$

＊ 許容支持力の計算

常　時　$Ra = \frac{1}{3} \cdot (109.2 - 0.98) + 0.98 - 1.25 = 35.8$ (tf)

地震時　$Ra = \frac{1}{2} \cdot (109.2 - 0.98) + 0.98 - 1.25 = 53.8$ (tf)

4.許容引抜き力の計算

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$$Pu = U \cdot \Sigma Li \cdot fi$$

Pa：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (tf)

n：所定の安全率　常　時　n = 6

地震時　n = 3

Pu：地盤から決まる杭の極限引抜き力 (tf)

Pu = 1.001 ＊ 49.26 = 49.3 (tf)

W：杭の有効重量 (tf)

W = 1.25 (tf)

＊ 許容引抜き力の計算

常　時　$Pa = \frac{1}{6} * 49.3 + 1.25 = 9.5$ (tf)

地震時　$Pa = \frac{1}{3} * 49.3 + 1.25 = 17.7$ (tf)

5.許容支持力・引抜き力の集計

		計算値	使用値
許容支持力	常　時	55.7	35.8
	地震時	83.6	53.8
許容引抜き力	常　時	9.5	9.0
	地震時	17.7	17.0

(6) まとめ

管　　種	土被り H (m)	鋼管杭長 (m)	杭本数 (本)	杭間隔 (m)
VP φ200	1.5	23.5	2	10.0
	2.0	23.0	2	10.0
	2.5	22.5	2	9.6
HP φ450	1.5	23.5	2	9.2

１１－６　Ⅱ、Ⅲ地区の対策工の検討

Ⅱ、Ⅲ地区は、Ⅰ地区に比べると残留沈下量が比較的小さく算定されている地区である。

Ⅱ－１地区　　残留沈下量 $S_r = 26.3$cm

Ⅱ－２地区　　$S_r = 41.2$cm

Ⅱ－３地区　　$S_r = 6.7$cm

Ⅲ地区　　$S_r = 25.3$cm

したがって、上載荷重の増加量を極力少なくし、また道路部を含めた対策工は、次のようになる。

① ＥＰＳ工法

② ＤＪＭ工法（ジオテキスタイル工法を含む）

下水パイプのみを対象とした対策工としては

① ＥＰＳ工法

② 沈埋工法

があげられよう。

１１－６－１　ＥＰＳ工法

１１－４－９で求めたように、残留沈下量を0cm、または10cm/10年間とした場合のＥＰＳによる置換量をまとめると、表－１１－３４となる。

表－１１－３４　　ＥＰＳ工法と残留沈下量まとめ

地　区	残留沈下　0cm			残留沈下 10cm/10年間		
	舗装厚（m）	ＥＰＳ厚（m）	置換厚（m）	舗装厚（m）	ＥＰＳ厚（m）	置換厚（m）
Ⅱ－１	0.8	1.0	1.8	0.47	0.2	0.7
Ⅱ－２	0.47	1.4	1.9	0.47	0.6	1.1
Ⅱ－３	0.47	1.0	1.5	0.47	0	0.47
Ⅲ	0.7	1.5	2.2	0.47	0	0.47

この結果、残留沈下量を0とする場合、1.5～2.2m程度の置換量となる。

１１－６－２　ＤＪＭ工法

ＤＪＭ工法による打設ピッチは、１１－４－４から、表－１１－３５となる。

表－１１－３５　　ＤＪＭ打設ピッチ

地　区	ＤＪＭ工法単独	ＤＪＭ工法＋ジオテキスタイル工法
Ⅱ－１	1.9m	2.8m
Ⅱ－２	1.4m	2.8m
Ⅱ－３	2.5m	2.8m
Ⅲ	2.1m	2.8m

１１－６－３　沈埋工法

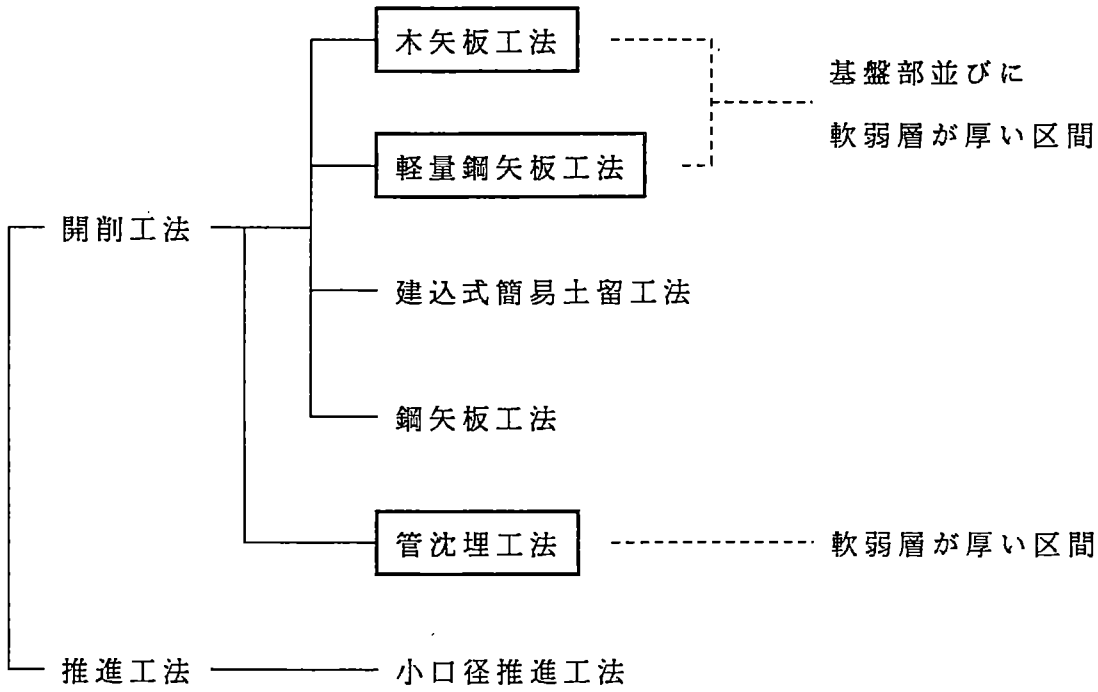
地中に管渠を築造する工法としては、以下の３工法があげられる。

(1) 開削工法

(2) 推進工法
- 刃口推進工法
- セミシールド工法
- 小口径推進工法

(3) シールド工法（ミニシールド工法含む）

上記工法のうち、本工区の条件に対応するのは次の工法である。



軟弱地盤上の管布設工法としては、一般に

開削工法

小口径推進工法

沈埋工法

があげられ、それぞれの特徴をまとめると表－１１－３６となる。

ここで軟弱地盤対策からみると、開削工法では水位変化による荷重増加、埋戻し材を良質材とすることによる荷重増加が考えられ、沈下がさらに進行することになる。したがってＩ地区に比べ残留沈下量が小さいとはいえ、正規圧密

表－１１－３６　工法比較検討と評価一覧表

工法 検討項目	開削工法		小口径推進工法		沈埋工法	
工法の特徴	・地上より土留杭を打設掘削・床付けし、管の布設を行なう。対応性に富む。	評価	・多種の工法があるが、削進及びホリゾンタルオーガー工法の一部で可能。	評価	・開削工法の一種であるが、土留を安定液で行い沈埋により管布設をする。	評価
切羽安定の方法	・H鋼横矢板、シートパイルトレンチシート等による土留を行ない、砂礫層地下水位支障物により選定する。	C	・鋼管等の水平ボーリングによる自由貫入で切羽崩壊を防止する。	B	・開削工法における土留を安定液で行う。 ・安定液の配合に注意。	A
事前の支障物の確認	・地中・地上とも影響が多く、事前に処理する。	B	・刃口推進に比較して断面が小さい分有利である。	A	・地中の処理が難しい。	C
施工延長の制約	・特になし。	A	・１スパン50m前後。	C	・安定液プラントの関係で100～200m程度	B
設備と保守管理	・杭打機、掘削機、排水ポンプ保安設備など	A	・掘進機、破砕ビット、立坑設備など。	B	・安定液プラント、掘削機保安設備など。	B
地盤条件、支障物の変化への対応性	・対応は容易、工法変更が容易。	A	・土質の変化、層境の施工の対応が困難。	C	・地盤条件の変化には対応できるが、支障物には問題。	B
補助工法の有無	・一般に地下水対策として薬注、地下水位低下工法。	C	・地下水量にもよるが、立坑部分のみの薬注、地下水位低下工法を併用。	B	・不要。	A
施工速度	・支保工により有効作業施工幅がせばめられ、砂礫層の掘削作業効率が悪い。	C	・立坑内作業が主体で作業性はよいが、玉石混りがあると施工性が特に悪くなる。	B	・土留、支保工がないため多少作業性はよい。1スパン7～10日程度。	B
作業上および周辺部に対する安全性	・止水、崩壊防止対策の安全性に注意が必要。 ・狭く深い地山内作業の連続で、危険度が大きい。 ・酸欠防止の換気必要。 ・杭抜き時の地盤変動。	C	・立坑築造時は開削工法と同様。 ・他の推進工法と比較すると立坑設置数が多くなる。 ・立坑内作業に換気対策。	B	・安定液硬化時間（3日程度）の現場の安全管理が重要。 ・地上作業のため作業の安全性は高い。	B
施工精度	・施工精度の対応容易。	A	・方向修正に難があり慎重な施工を要す。	C	・施工精度は外部要因がないためよい。	A
環境公害問題	・土留杭打、杭抜き作業における騒音、振動対策。 ・地下水低下にともなう地盤沈下、井戸枯渇対策。 ・薬注による地下水への影響。	C	・立坑築造においては開削工法と同様の問題がある。	A	・安定液プラントの騒音問題。 ・残土処理処分。	B
施工実績	・多い。	A	・最近施工例が増えている。	B	・少ない。	C
経済性	・補助工法の費用が大きくなる。	C	・立坑数が多くなりその築造費が大きい。	B	・小口径推進とほぼ同程度。	A

表－１１－３７（１）

工　　法	概　　要	長　　所	短　　所	判　定
木矢板工法	普通地盤に適用し、規模も比較的小規模工事で掘削深2.5m位までの工事に用いる。 松板(厚さ3～4.5cm、幅21cm)を使用し、掘削が進に従って矢板を打ち込み、原起し（生松太鼓落）切梁（生松丸太）を架設する方法である。	(1) 小規模掘削に簡単に使用できる。 (2) 鋼材に比べ軽重量で取扱いが容易。 (3) 加工が容易。 (4) 地域によっては材料の入手が容易。 (5) 購入単価がまだ比較的安い。	(1) 長さが限定される。 (2) 鋼材に比べ強度が不均質である。 (3) 水密性が得られない。 (4) 転用回数に限界がある。 (5) 硬地質の打込み、埋め戻し後の引き抜き等で損傷が生じやすい。	1
軽量鋼矢板工法	掘削深さが比較的深く、地盤が普通地盤より多少軟弱であるとき、又は地下水位が高く木矢板では水密性が得られないとき使用される。 掘削深さは普通地盤で5.0m、軟弱地盤で3.5m以下程度に適合し、木矢板と鋼矢板の中間的な工法として経済的であるため小規模工事の土止めとして盛んに採用されている。	(1) 軽量で取扱いが容易。 (2) 施工の際段取りが簡単。 (3) 小規模工事の軟弱地盤に適する。 (4) 木矢板に比べて多少の水密性もあり、強度が大であり矢板長もかなり長くなる。 (5) 小規模工事ではきわめて経済的である。	(1) 鋼矢板に比べて水密性がかなり低い。 (2) たわみ量が大きい。 (3) 打込み、除去時において材料が変形しやすく、次の使用時にはかなり施工しづらくなる。	2
建込式簡易土留工法	土留壁と切梁をセットした既製建込土留工法で、従来施工されていた「当て矢板土留」に変わる工法として管渠工事の土留に数多く採用されてきている。 本工法には二方式があるがいずれも予堀を行ない、掘削・押込みを繰返しながら設置する工法である。	(1) ユニット化された同一部材で全てのトレンチ土留が可能で、かつ熟練を必要としない少人数で仮設・回収が可能なため、施工期間の短縮を含む経済施工が可能。 (2) 掘削機（油圧ショベル）とクレーン車だけで仮設・回収が行え、低騒音・無振動で施工可能。 (3) 玉砂利層の施工も可能であり、既設の埋設物を避けて土留が可能。	(1) 掘削に併せて土留を施工する(押し込む)ため、背面地山のゆるみ沈下を防止できない。特に玉砂利層では土留先端に当たる玉砂利を除去するため土留背面に余堀が生じ、背面地山のゆるみ沈下量が大きくなる。 (2) 地下水処理には別途補助工事が必要。 (3) 土留パネル除去時に周辺地山にゆるみ・沈下を生じる。 (4) 土留壁根入れ長を確保できないため、ヒービング、ボイリングに対処できない。	

表－１１－３７（２）

工　法	概　要	長　所	短　所	判　定
鋼矢板工法	鋼矢板(シートパイル)は種類も最も多く開発されており、その材質施工性において極めて多くの利点をもち、中でも耐久性、強度水密性は格段優れている。そのため土木工事の仮設材として多方面にわたり使用され、大規模な工事、地下水位の高い軟弱な地盤の下水道工事に欠くことのできない重要な工法である。	(1) 水密性に優れ、大部分の漏水、土砂の流入を防ぐ。 (2) 強度、耐久性が大きく、転用回数も多く、修理も可能なため工費が格安となる。 (3) 断面の種類が多く、各種の工事に適用できる。 (4) 施工が簡単であり短期間に施工できる。	(1) 地下埋設物が輻輳している箇所では不適当である。 (2) 剛性が低くたわみが大きい。 (3) 矢板の打込み、引き抜き時に周辺地盤が沈下しやすい。 (4) 施工の際振動・騒音が発生する。	
管沈埋工法	埋設工法で近年急速に施工実績が増加している工法である。 施工方法は自硬性安定液（ベントナイト安定液）で壁面を安定させつつトレンチを掘削し、あらかじめ所定の長さに連結した管もしくは単体の管をトレンチ内に沈め、所定の深さに吊下げ固定し安定液の硬化を待ち（または安定液を固化させ）工事完了とする管路埋設工法である。	(1) 鋼矢板等の土留を必要としないため、それに伴う騒音振動等の環境公害が発生せず周辺地山に与える影響もない。 (2) 通常の開削工法における埋め戻し工がなく、安定液硬化後は直ちに路面復旧の本舗装に着手可能。 (3) 掘削中は土圧・水圧に対して安定液圧でバランスを保っているため、ヒービング、ボイリング等の心配がなく周辺地山や構造物に悪影響の発生することがない。	(1) 従来の工法に比べ高価である。ただし周囲への影響を抑制するため鋼矢板を埋め殺したり、地下水位が低下すると他に支障が生じるような地盤等では、それらへの対策が高価となるため工事全体で比較すると逆転する場合がある。 (2) 埋設物がある場合、一般の開削工法と異なり安定液中の掘削のため吊り防護ができず、事前に移設の必要がある。 (3) 施工箇所に近接してプラント用地を確保する必要がある。 (4) 舗装復旧の前段においてガイドウォール取り壊し作業を必要とする。	
小口径推進工法	小口径推進工法は推進工法の一つに位置づけられ、掘削断面の中で人間が作業することが禁止されている内径φ800mm未満の推進工法を総称するものである。先導管を小口径推進管又は誘導管と接続し、発進立坑あるいは到達立坑からの機械操作により圧密又は掘削、ズリ出しを行いながら推進して管本体を埋設する工法である。 比較的小規模な構造物を築造する場合に多く採用され、大規模な仮設を必要としない点が有利である。	(1) 路面の開削箇所は立坑部分だけでよい。 (2) 地中埋設物に比較的影響されず施工可能。 (3) 比較的小規模な設備で施工可能。 (4) 立坑構築費を除くと管埋設深度にかかわらず工事費はほぼ一定。	(1) 汚水枡及び取付費、支管施工の際路面開削が必要となり、推進施工時の路面開削が不要な利点が充分生かされない。 (2) 立坑は開削工法（一般的に鋼矢板土留）の施工となるため、前述開削工法（鋼矢板土留）の特質も併せもつ。 (3) 地下水位以下の推進施工には発進・到達部の鏡面防護のため、地盤改良が必要となる。 (4) 立坑部において立坑面積に作業スペースを加えた面積を、推進完了までの間道路占有する必要があり、地域住民への生活環境公害となる。 (5) 土質条件によりかなり制限され、また工法により施工不可能な土質がある。	

地盤の特性からわずかな荷重により沈下が進行することになり、開削工法は適切ではない。また小口径推進工法は有効土被りとの関係からやや難のある工法である。

沈埋工法は

① 周辺地盤の変状、その他の建設公害がきわめて少ない。

特殊なスラリーを安定液として掘削するので、土留工及びこれに付随する地盤改良などの補助工を必要とせず、周辺地盤の変状等の問題もなく、地下水位の変位、地下水の汚染等の建設公害の心配がない。

② 特別の基礎工を必要としない。

スラリーは掘削時は壁面安定液として働き、管沈埋後適当な強度で硬化する。硬化後のスラリーの比重は1.2～1.3で、管路は周辺地盤と重量的にバランスする。また車両等の上載荷重に対しては、硬化したスラリーの強度をδ_{28}＝2～5kgf/cm^{2}程度の範囲で調整でき、特別の基礎工を施さなくてもよい。

③ 水密性にすぐれた管路ができる。

管を包み込んだ状態で硬化しているスラリーの透水係数は10^{-7}cm/sec程度であり、管の接続部から漏水することがない。また酸性土壌で金属性管を使用しても、スラリーの水密性及びアルカリ性とで管の酸化腐食を防ぐことができる。

④ その他

作業員が掘削溝の中にはいる必要がなく、安全面で有利。埋め戻し工の必要がない。

などを特色としており、軟弱地盤上の対策工として適切な工法に選定される。

１１－７　掘削時の土留矢板工の検討

ＥＰＳまたはＤＪＭ、ＳＣＰ、ＳＤ工法等に付随する掘削土留矢板工の検討を以下に行なう。

(1) 検討位置

谷中央Ｂ－3孔

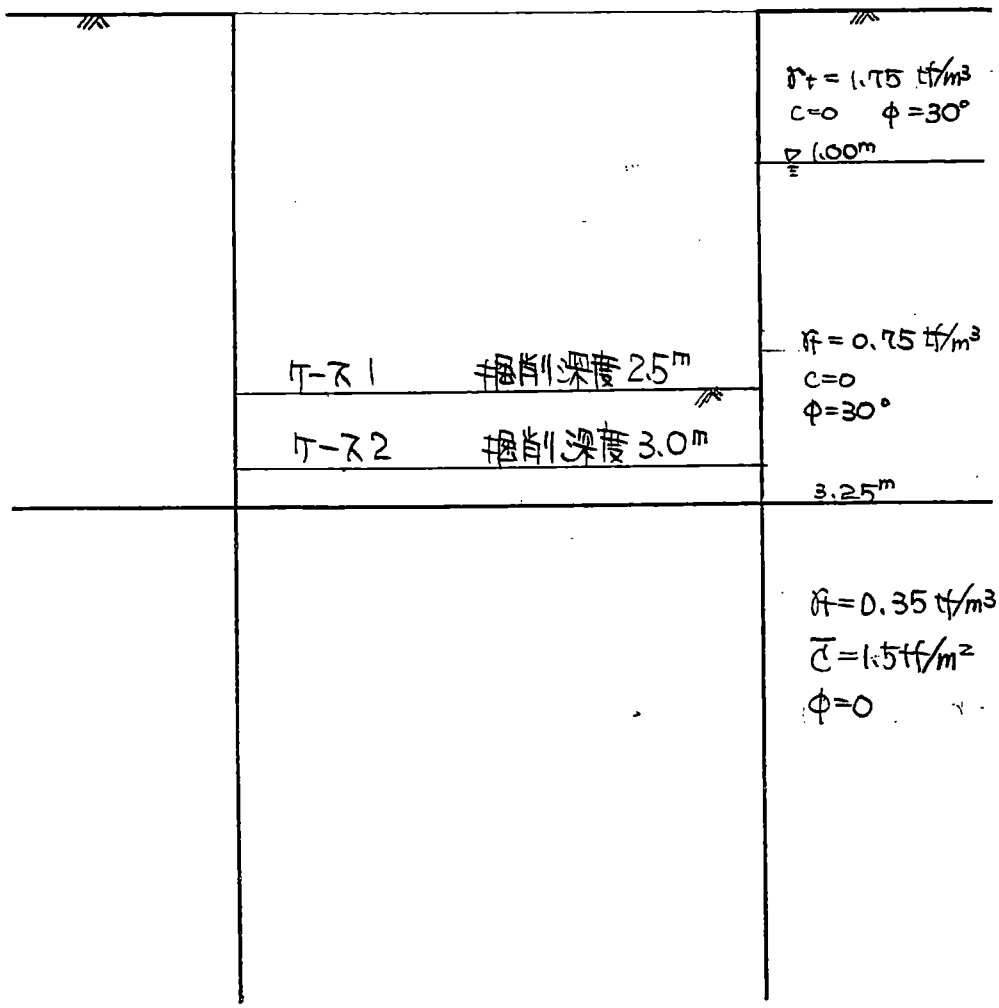
(2) 検討断面

図－１１－３７に示す。

(3) 検討結果

表－１１－３８に示す。

谷中央部Ｈ通りオ通り交点（Ｂ－3孔地点）



図－１１－３７　　検討断面

表－１１－３８　　鋼矢板工法の検討

工　法	掘削深さ（m）	根入れ長（m）	杭　長（m）	鋼矢板の種　類
自　立	2.5	13.059	15.559 ＝16.0	Ⅱ型以上
切　梁	2.5	3.000	5.50	同上
同上	3.0	3.323	6.323 ＝6.50	同上

保存ファイル名 ： SI025

名称 ： 土留めの設計計算

工法 ： 自立式・鋼矢板

1． 入力データ

1-1. 基本データ

1) 上載荷重　q = 1.000 t/m²

2) 地下水位深さ　Hw = 1.000 m

3) 鋼矢板の弾性係数　E = 2.10 ×10⁶ kg/cm²

4) 〃 の断面２次モーメント　I = 16400 cm⁴/m

5) 〃 の有効断面率　α = 0.600

6) 土の横方向地盤反力係数　kh = 2.000 kg/cm³

7) 鋼矢板の許容変位　δa = 10.0 cm

8) 鋼矢板の許容曲げ応力度　σa = 2700 kg/cm²

1-2. 土質定数データ

地層数 3

地層 No	層厚 h(m)	湿潤重量 γt(t/m³)	水中重量 γ'(t/m³)	摩擦角 φ(°)	粘着力 Co(t/m²)	粘着増分 C'(t/m³)	土層種類
1	1.000	1.750	0.750	30.000	0.000	0.000	砂質
2	2.250	1.750	0.750	30.000	0.000	0.000	砂質
3	20.000	1.350	0.350	0.000	1.500	0.000	粘性N≦5

Σh = 23.250 m

1-3. 検討ケースデータ （自立状態）

1) 掘削深さ　h = 2.500 m

2.　根入れ長の計算

2-1. 検討ケース　自立時

土留め杭下端におけるモーメントのつりあいから根入れ長を計算する。

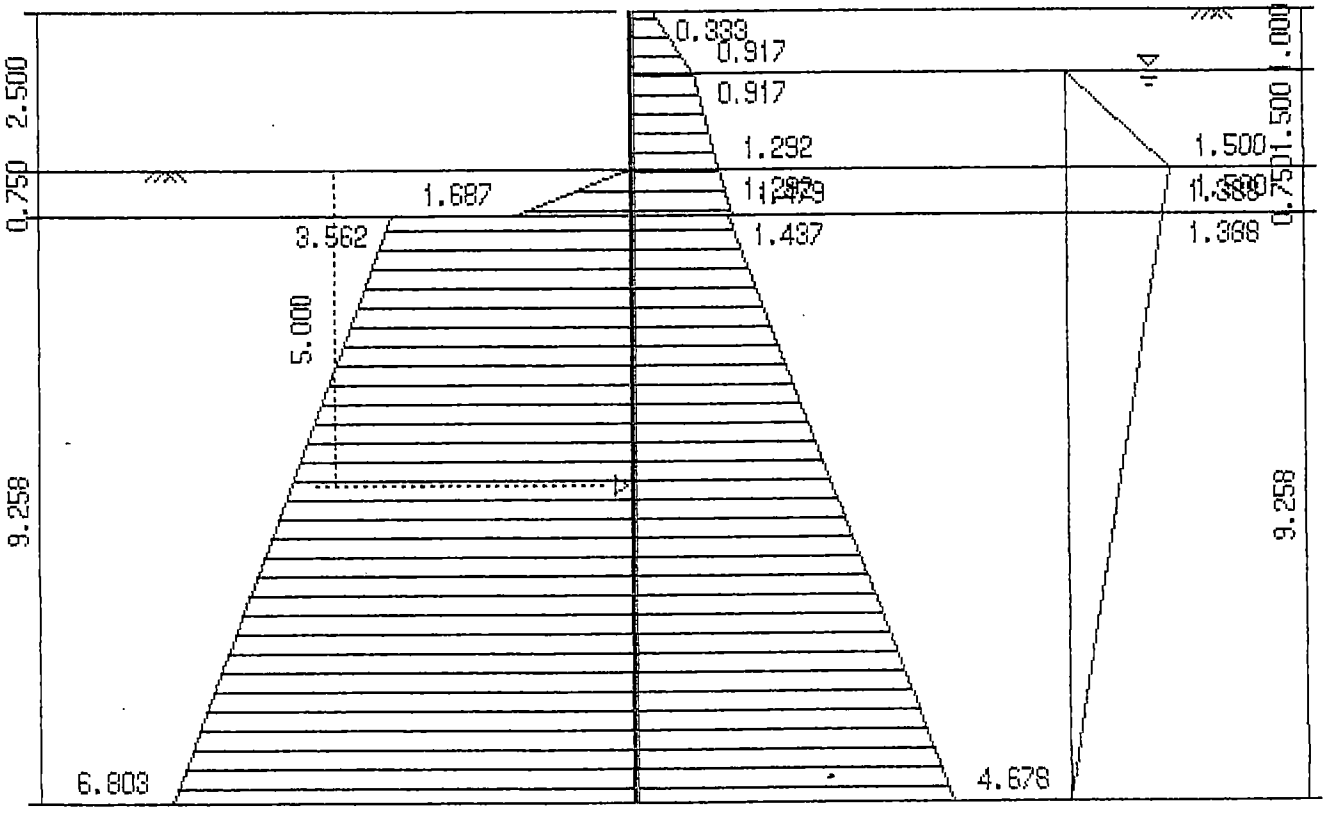
土圧はランキン・レザール式を用いる。

主働土圧：$Pa = (\gamma h + q)\tan^2(45-\phi/2) - 2c\tan(45-\phi/2)$　(t/m²)

受働土圧：$Pp = (\gamma h)\tan^2(45+\phi/2) + 2c\tan(45+\phi/2)$　(t/m²)

ただし、粘性土層ではランキン土圧と $0.3\gamma h$ のいずれか大きい方を用いる

《土圧図》 CASE - 1



受働土圧　Pp ＝ 48.612 t/m　　主働土圧　Pa ＝ 40.258 t/m

作用位置　yp ＝ 4.216 m　　作用位置　ya ＝ 5.092 m

受働ﾓｰﾒﾝﾄ Mp ＝204.967 t·m/m　　主働ﾓｰﾒﾝﾄ Ma ＝204.990 t·m/m　　Mp／Ma ＝ 1.00

掘削深さ　H ＝ 2.500 m

つりあい深さ　Z ＝ 10.883 m (GL－ 13.383 m)　　< モーメント 10.008m ＋ 付加根入 0.875m >

根入れ長　D ＝ 13.059 m (GL－ 15.559 m)

仮想支持深さ　Y ＝ 5.000 m (GL－ 7.500 m)

1-6. 設計条件データ

1) 水圧の分布形　　1:三角形分布　2:台形分布　　[1]

2) 親杭で、背面側に掘削底面以上の水位がある場合の扱い　　[1]
1:水位を掘削底面まで自動的に下げる（水圧を考慮しない）
2:水位はそのままとする（水圧を考慮する）

3) 親杭で、掘削底面以下の杭幅割増し係数（主働側）標準1.00　[1.00]

4) 〃　　（受働側）標準1.00　[1.00]

5) 親杭の側面抵抗の扱い　　[1]
1:考慮しない（P = p·B）　2:考慮する（P = p·B + 2·c·H）

6) 自立式土留めの計算法　　[1]
1:モーメントつりあい法（付加根入れ長を考慮する）
2:〃　　（付加根入れ長を考慮しない）

7) 自立式土留めにおける粘性土層の土圧算定の扱い　　[1]
1:ランキン式と 0.3γh のいずれか大きい方を用いる
2:ランキン式の値を用いる

8) 自立式土留めの根入れ長　　[1]
1:つりあい深さ×1.2 の値
2:つりあい深さ×1.2 ，つりあい深さ＋2.0 のいずれか大きい方

9) 根入れ長さ最小値（親杭）　　標準1.50　[1.50] m

10) 根入れ長さ最小値（鋼矢板）　　標準3.00　[3.00] m

11) 断面決定用土圧で、掘削深さによる係数の扱い　　[1]
1:考慮する（Hには上載荷重換算高さを含めない）
2:考慮する（　　〃　　を含める）
3:考慮しない

土 圧 表 CASE - 1

No	深さ (m)	層厚 (m)	受働土圧 pp(t/m)	主働土圧 pa(t/m)	水圧 pw(t/m)
1	0.000 1.000	1.000	--- ---	0.333 0.917	--- ---
2	1.000 2.500	1.500	--- ---	0.917 1.292	0.000 1.500
3	2.500 3.250	0.750	0.000 1.687	1.292 1.479	1.500 1.388
4	3.250 12.508	9.258	3.562 6.803	1.437 4.678	1.388 0.000

2-2. 根入れ長の計算結果　まとめ

検討ケース	掘削深さ (m)	根入れ長 (m)	杭長 (m)
自立時	2.500	13.059	15.559

これより、杭長は L ＝ 16.000 m とする。（自立時）

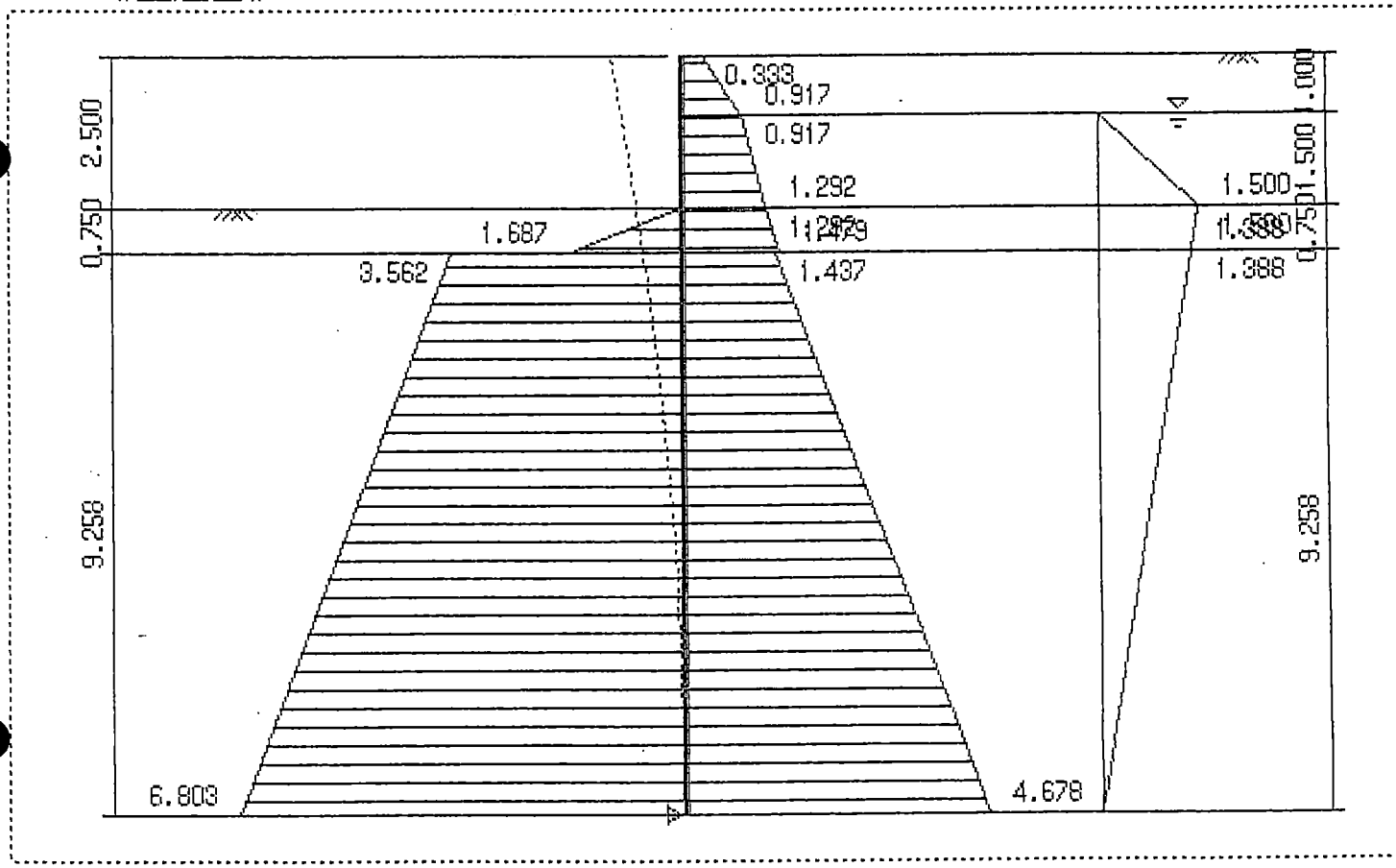
3.　断面の計算

3-1. 検討ケース　自立時

モーメントのつりあい点を固定端とする片持梁について考える。

土圧は「根入れ長の計算」と同じものを用いる。

《土圧図》 CASE - 1



片持梁スパン	L	=	12.508 m	
曲げモーメント	M	=	18.342 t·m/m	(地表面から x' = 7.784 m)
せん断力	S	=	8.355 t/m	(地表面から x =12.508 m)
たわみ	δ	=	46.164 cm	(地表面から x = 0.000 m) (モーメントつりあい点より上を片持梁とした変位)

3-2. 断面力の計算結果　まとめ

検討ケース	曲げモーメント (t·m/m)	せん断力 (t/m)
自立時	18.342	8.355

・曲げモーメント　M ＝ 18.342 t·m/m　(自立時)

・せん断力　S ＝ 8.355 t/m　(自立時)

3-3. 断面決定

・使用鋼材　＝ ＹＳＰ－３型　(Z ＝ 1310 cm^3)

・曲げモーメント　M ＝ 18.342 t·m/m　(自立時)

・曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z \times \alpha} = \frac{18.342 \times 10^5}{1310 \times 0.600} = 2334 \leqq 2700\ kg/cm^2$$

α：有効断面率

5-1. ｃｈａｎｇの杭理論による土留め壁の変位

仮想掘削面

仮想掘削面の位置は、［主働土圧］＋［水圧］と［受働土圧］の値が等しくなる深さとする

仮想掘削面の深さ　Ｙ ＝ 0.000 m　（ＧＬ－ 2.500 ）

※土圧の等しくなる深さがないので、掘削底面を仮想掘削面とする

仮想掘削面以上の土圧作用力

土圧水平力　Ｐ ＝ 3.406 t/m

モーメント　Ｍ ＝ 2.936 t･m/m

作用高さ（＝Ｍ／Ｐ）　ｈ ＝ 0.862 m

特性値 β

$$\beta = \sqrt[4]{\left\{\frac{Kh \cdot B}{4EI\alpha}\right\}} = \sqrt[4]{\left\{\frac{2.00 \times 100.0}{4\times2.10\times10^6 \times 16400\times0.60}\right\}} = 0.007014\ cm^{-1}$$

ここに、α：有効断面率

土留め壁の天端変位

土留め壁の天端変位は以下の $\delta1+\delta2+\delta3$ の和とする

$\delta1$：仮想掘削面での水平変位

$$\delta1 = \frac{(1+\beta h)\ P}{2EI\alpha\beta^3} = \frac{(1+0.007014\times 86.2) \times 3.406\times10^3}{2\times2.10\times10^6 \times 16400\times0.60\times0.007014^3} = 0.38\ cm$$

$\delta2$：仮想掘削面でのたわみ角による天端変位

$$\delta2 = \frac{(1+2\beta h)\ PL}{2EI\alpha\beta^2} = \frac{(1+2\times0.007014\times 86.2) \times 3.406\times10^3 \times250.0}{2\times2.10\times10^6 \times 16400\times0.60\times0.007014^2} = 0.93\ cm$$

$\delta3$：仮想掘削面より上を片持梁とした天端変位

$\delta3 = 0.19$ cm

土留め壁の天端変位

$\delta = \delta1+\delta2+\delta3 = 0.38 + 0.93 + 0.19 = 1.49\ cm < 10.00\ cm$

（参考出力）

5-2. ｃｈａｎｇの杭理論による土留め壁の曲げモーメント、根入れ長

最大曲げモーメント

$$Mmax = \frac{\sqrt{\{(1+2\beta h)^2+1\}}}{2\beta h} \cdot \exp\left\{-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h}\right\} \times Ph$$

$$= \frac{\sqrt{\{(1+2\times0.7014\times0.862)^2+1\}}}{2\times0.7014\times0.862} \cdot \exp\left\{-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\times0.7014\times0.862}\right\} \times 3.406\times0.$$

$$= 3.849 \text{ t·m/m}$$

最大曲げモーメントの生ずる位置

$$\ell m = \frac{1}{\beta}\left\{\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h}\right\}$$

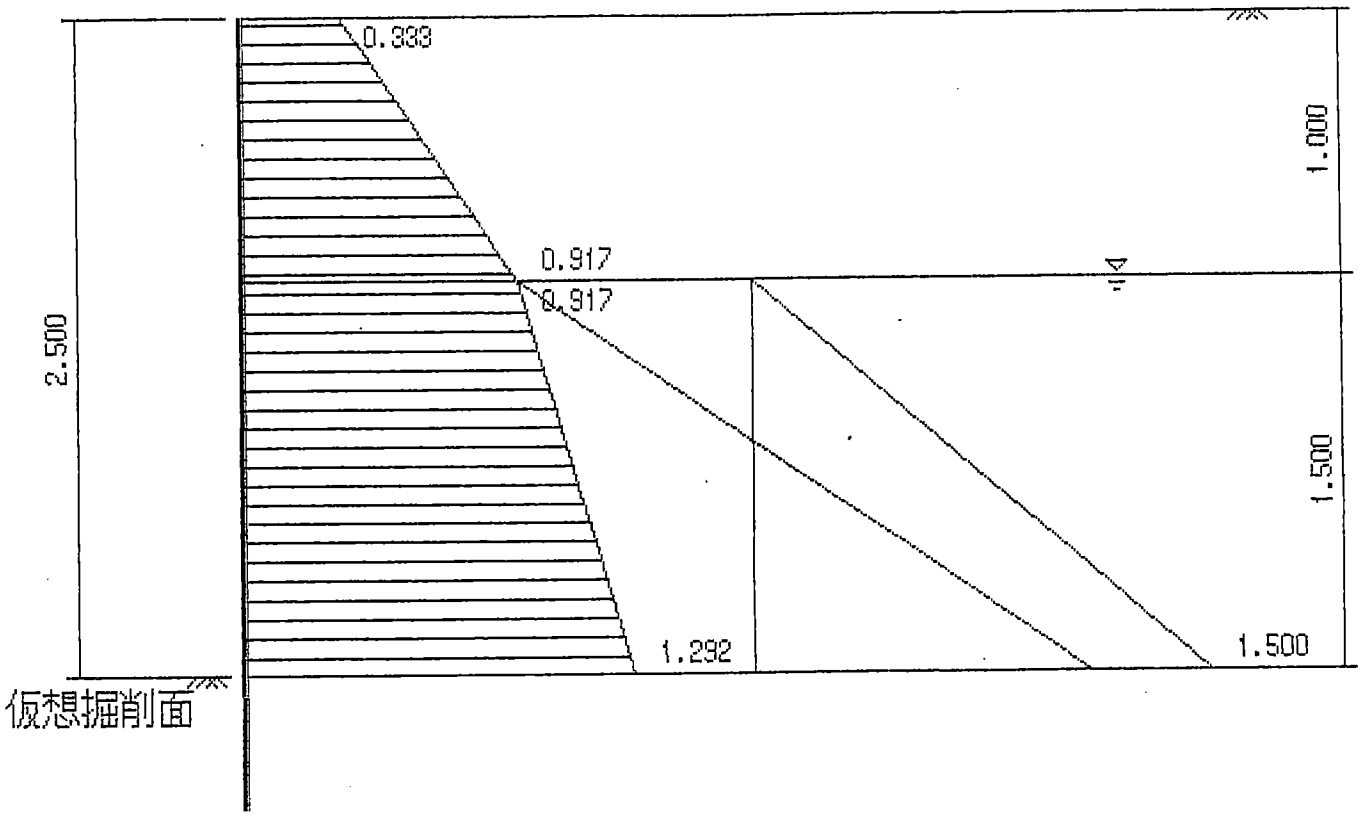
$$= \frac{1}{0.7014} \times \left\{\tan^{-1}\frac{1}{1+2\times0.7014\times0.862}\right\}$$

$$= 0.606 \text{ m} \quad (\text{GL}-3.106)$$

根入れ長

$$D = \frac{3}{\beta} = \frac{3}{0.7014} = 4.277 \text{ m} \quad (\text{GL}-6.777)$$

《土圧図》 ｃｈａｎｇの杭理論による土留め壁の計算



保存ファイル名 ： 新規

名称 ： 土留めの設計計算

工法 ： 切梁式・鋼矢板

1． 入力データ

1-1. 基本データ

1) 上載荷重　q = 1.000 t/m²

2) 地下水位深さ　Hw = 1.000 m

3) 鋼矢板の弾性係数　E = 2.10 ×10⁶ kg/cm²

4) 〃 の断面２次モーメント　I = 16400 cm⁴/m

5) 〃 の有効断面率　α = 0.600

6) 土の横方向地盤反力係数　kh = 2.000 kg/cm³

7) 鋼矢板の許容変位　δa = 10.0 cm

8) 鋼矢板の許容曲げ応力度　σa = 2700 kg/cm²

1-2. 土質定数データ

地層数　3

地層 No	層厚 h(m)	湿潤重量 γt(t/m³)	水中重量 γ'(t/m³)	摩擦角 φ(°)	粘着力 Co(t/m²)	粘着増分 C'(t/m³)	土層種類
1	1.000	1.750	0.750	30.000	0.000	0.000	砂質
2	2.250	1.750	0.750	30.000	0.000	0.000	砂質
3	20.000	1.350	0.350	0.000	1.500	0.000	粘性N≦5

Σh = 23.250 m

1-3. 検討ケースデータ

切梁段数　1

段	切梁深さ (m)
1	0.500

掘削時　検討ケース数　1

Case	タイトル	掘削深さ (m)	検討切梁番号
1		2.500	1

解体時　検討ケース数　1

Case	タイトル	埋め戻し深さ (m)	検討切梁番号
1		2.500	1

1-4. 断面決定用土圧に関するデータ

掘削時

Case	地盤種類	仮想支持深さ (m)	平均単位重量t/m³	土圧係数
1	<自動>	<自動>	<自動>	<自動>

※ <自動> は内部計算時に自動決定

1-5. 設計条件データ

1) 水圧の分布形　　1:三角形分布　2:台形分布　　[1]

2) 親杭で、背面側に掘削底面以上の水位がある場合の扱い　　[1]
1:水位を掘削底面まで自動的に下げる（水圧を考慮しない）
2:水位はそのままとする（水圧を考慮する）

3) 親杭で、掘削底面以下の杭幅割増し係数（主働側）標準1.00　[1.00]

4) 〃　　（受働側）標準1.00　[1.00]

5) 親杭の側面抵抗の扱い　　[1]
1:考慮しない（P = p·B）　2:考慮する（P = p·B + 2·c·H）

6) 自立式土留めの計算法　　[1]
1:モーメントつりあい法（付加根入れ長を考慮する）
2:〃　　（付加根入れ長を考慮しない）

7) 自立式土留めにおける粘性土層の土圧算定の扱い　　[1]
1:ランキン式と 0.3γh のいずれか大きい方を用いる
2:ランキン式の値を用いる

8) 自立式土留めの根入れ長　　[1]
1:つりあい深さ×1.2 の値
2:つりあい深さ×1.2，つりあい深さ＋2.0 のいずれか大きい方

9) 根入れ長さ最小値（親杭）　　標準1.50　[1.50] m

10) 根入れ長さ最小値（鋼矢板）　　標準3.00　[3.00] m

11) 断面決定用土圧で、掘削深さによる係数の扱い　　[1]
1:考慮する（Hには上載荷重換算高さを含めない）
2:考慮する（　　〃　　を含める）
3:考慮しない

2.　根入れ長の計算

2-1. 検討ケース

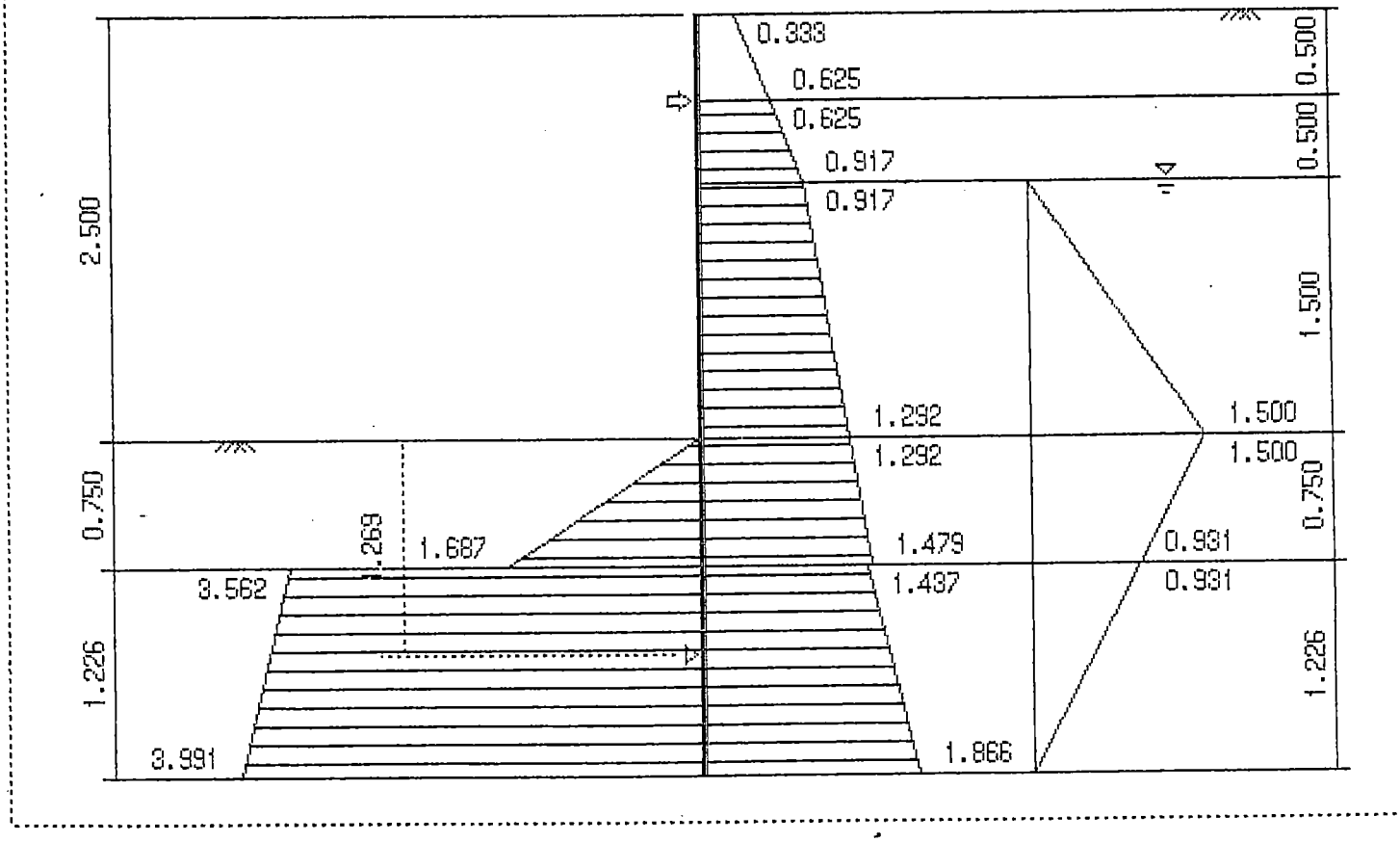
切梁に関するモーメントのつりあいから根入れ長を計算する。

土圧はランキン・レザール式を用いる。

主働土圧：$Pa = (\gamma h + q)\tan^2(45-\phi/2) - 2c\tan(45-\phi/2)$ (t/m²)

受働土圧：$Pp = (\gamma h \quad)\tan^2(45+\phi/2) + 2c\tan(45+\phi/2)$ (t/m²)

《土圧図》 CASE - 1



受働土圧　Pp ＝ 5.262 t/m　　主働土圧　Pa ＝ 7.712 t/m

作用位置　yp ＝ 3.269 m　　作用位置　ya ＝ 2.231 m

受働モーメント Mp ＝ 17.202 t·m/m　　主働モーメント Ma ＝ 17.208 t·m/m　　Mp／Ma ＝ 1.00

掘削深さ　H ＝ 2.500 m

つりあい深さ　Z ＝ 1.976 m (GL－ 4.476 m)

根入れ長　D ＝ 3.000 m (GL－ 5.500 m)

仮想支持深さ　Y ＝ 1.269 m (GL－ 3.769 m)

土 圧 表　CASE - 1

No	深さ (m)	層厚 (m)	受働土圧 pp(t/m)	主働土圧 pa(t/m)	水圧 pw(t/m)
1	0.000 0.500	0.500	--- ---	0.333 0.625	--- ---
2	0.500 1.000	0.500	--- ---	0.625 0.917	--- ---
3	1.000 2.500	1.500	--- ---	0.917 1.292	0.000 1.500
4	2.500 3.250	0.750	0.000 1.687	1.292 1.479	1.500 0.931
5	3.250 4.476	1.226	3.562 3.991	1.437 1.866	0.931 0.000

2-2. 根入れ長の計算結果　まとめ

検討ケース	掘削深さ (m)	根入れ長 (m)	杭長 (m)
	2.500	3.000	5.500

これより、杭長は L ＝ 5.500 m とする。 ()

3。 断面の計算

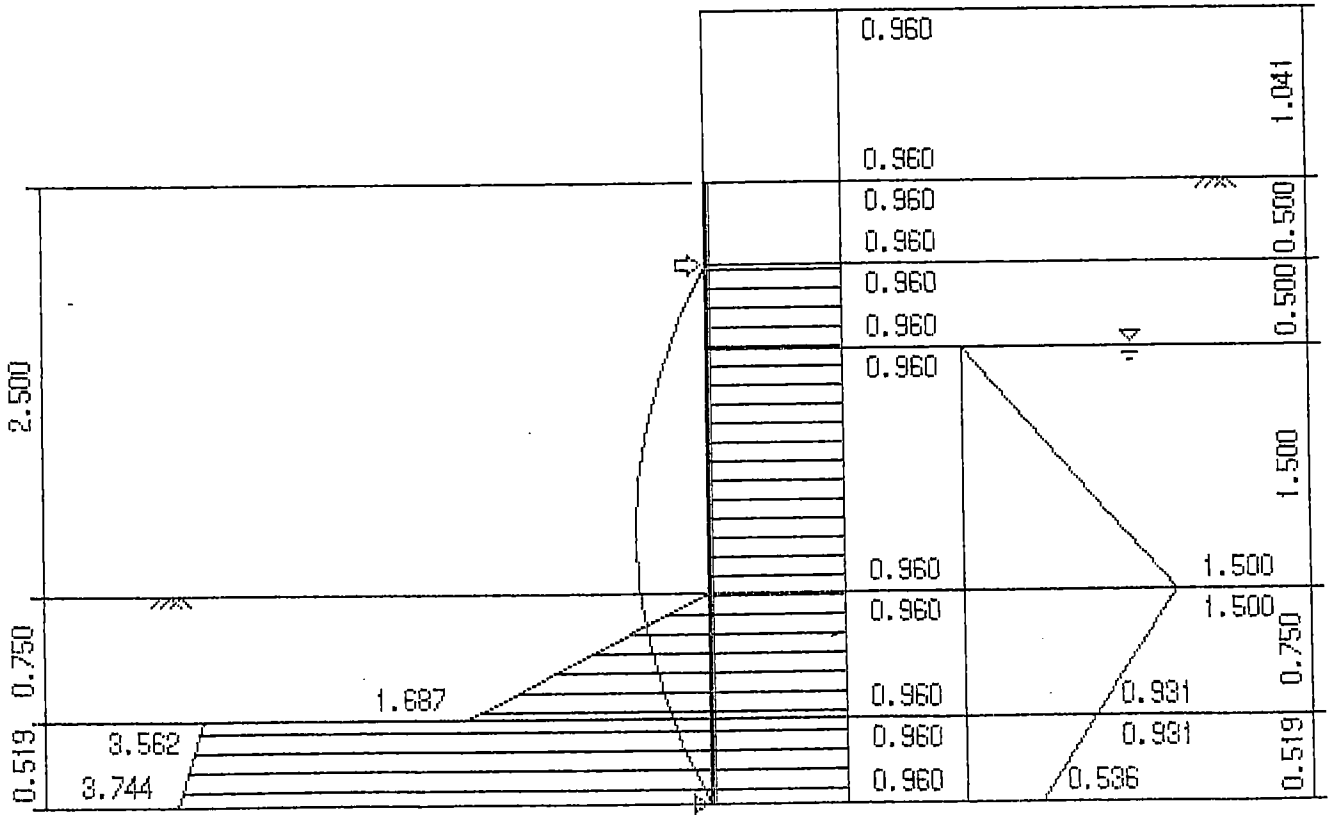
3-1. 検討ケース

切梁および仮想支持点間をスパンとする単純梁について考える。

土圧は断面決定用土圧を用いる。

地盤の種類		=	砂質地盤
仮想支持深さ	Y	=	1.269 m
地盤の平均単位重量	γ	=	0.960 t/m³ （地表面～仮想支持点間）
掘削深さによる係数	a	=	0.500 （H＜3m）
土圧係数	b	=	2.0
土圧強度	p = a・b・γ	=	0.960 t/m²

《土圧図》 CASE - 1



単純梁スパン	L	=	3.269 m	
支点反力	RA	=	2.247 t/m	（切梁点）
〃	RB	=	1.797 t/m	（仮想支持点）
曲げモーメント	M	=	2.147 t·m/m	（切梁から x = 1.651 m）
せん断力	S	=	2.247 t/m	（切梁から x = 0.000 m）

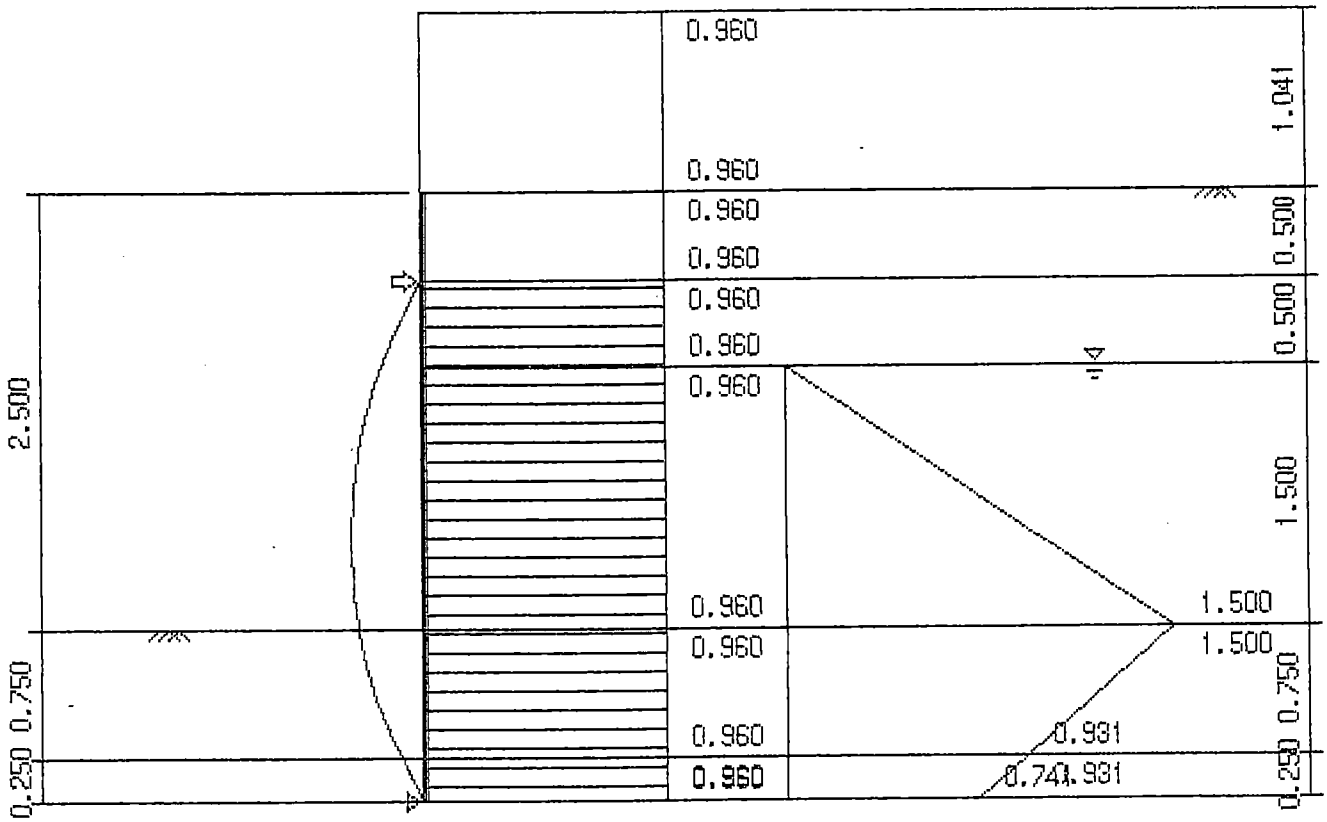
※ 単純梁に作用させる荷重は、主働側の［断面決定用土圧］＋［水圧］の和から

3-2. 検討ケース

切梁および仮想支持点間をスパンとする単純梁について考える。

土圧は「最終掘削時の断面決定用土圧」を用いる。

《土圧図》 CASE - 2



単純梁スパン	L	=	3.000 m	
支点反力	RA	=	2.210 t/m	(切梁点)
〃	RB	=	2.915 t/m	(仮想支持点)
曲げモーメント	M	=	2.087 t·m/m	(切梁から x = 1.633 m)
せん断力	S	=	2.915 t/m	(切梁から x = 3.000 m)

3-3. 断面力の計算結果　まとめ

検討ケース	曲げモーメント (t・m/m)	せん断力 (t/m)
	2.147	2.247
	2.087	2.915

・曲げモーメント　M ＝　2.147 t・m/m　()

・せん断力　S ＝　2.915 t/m　()

3-4. 断面決定

・使用鋼材　＝　ＹＳＰ－３型　（ Z ＝ 1310 cm³ ）

・曲げモーメント　M ＝　2.147 t・m/m　()

・曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z \times \alpha} = \frac{2.147 \times 10^5}{1310 \times 0.600} = 273 \leqq 2700\ \mathrm{kg/cm^2}$$

α：有効断面率

5.　変位の計算

土留め壁の変位は、最終掘削状態をモデル化し、簡易計算法により行う。
最上段切梁位置を剛な支点、仮想支持深さの１／２点を弾性支点とし、その間を単純梁として求める。
荷重は、断面決定用の土圧と水圧をスパン全長に載荷する。
荷重が台形状になる場合は、全荷重合力が等価な長方形分布荷重に換算して載荷する。

5-1. 単純梁と荷重

最上段切梁位置　　H1 = GL－ 0.500 m　(＝剛な支点)
仮想支持深さの１／２点　H2 = GL－ 3.135 m　(＝弾性支点)
単純梁スパン長　　L = H2 － H1 = 2.635 m
最上段切梁位置から仮想支持深さの１／２点までの荷重合力　F = 4.453 t
等価な長方形分布荷重　　p = F／L = 1.690 t/m

5-2. 弾性支点のバネ定数と変位

横方向地盤反力係数　　Kh = 2000.0 t/m³　(掘削底面から仮想支持深さまでの区間)
バネ区間の土留め壁の面積　　A = 1.269 m²　(= 1.000m × 1.269m)
バネ定数　　K = Kh×A = 2538.5 t/m
支点反力　　R = p・L／2 = 2.227 t
弾性支点の変位　δ2' = R／K = 0.09 cm

5-3. 単純梁のたわみ

スパン中央のたわみ　$\delta 1 = \dfrac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha} = 0.05$ cm

弾性支点の変位の影響　$\delta 2 = \dfrac{\delta 2'}{2} = 0.04$ cm

土留め壁の変位　　$\delta = \delta 1 + \delta 2 = 0.10$ cm ＜ 10.00 cm

6。　切梁反力の計算

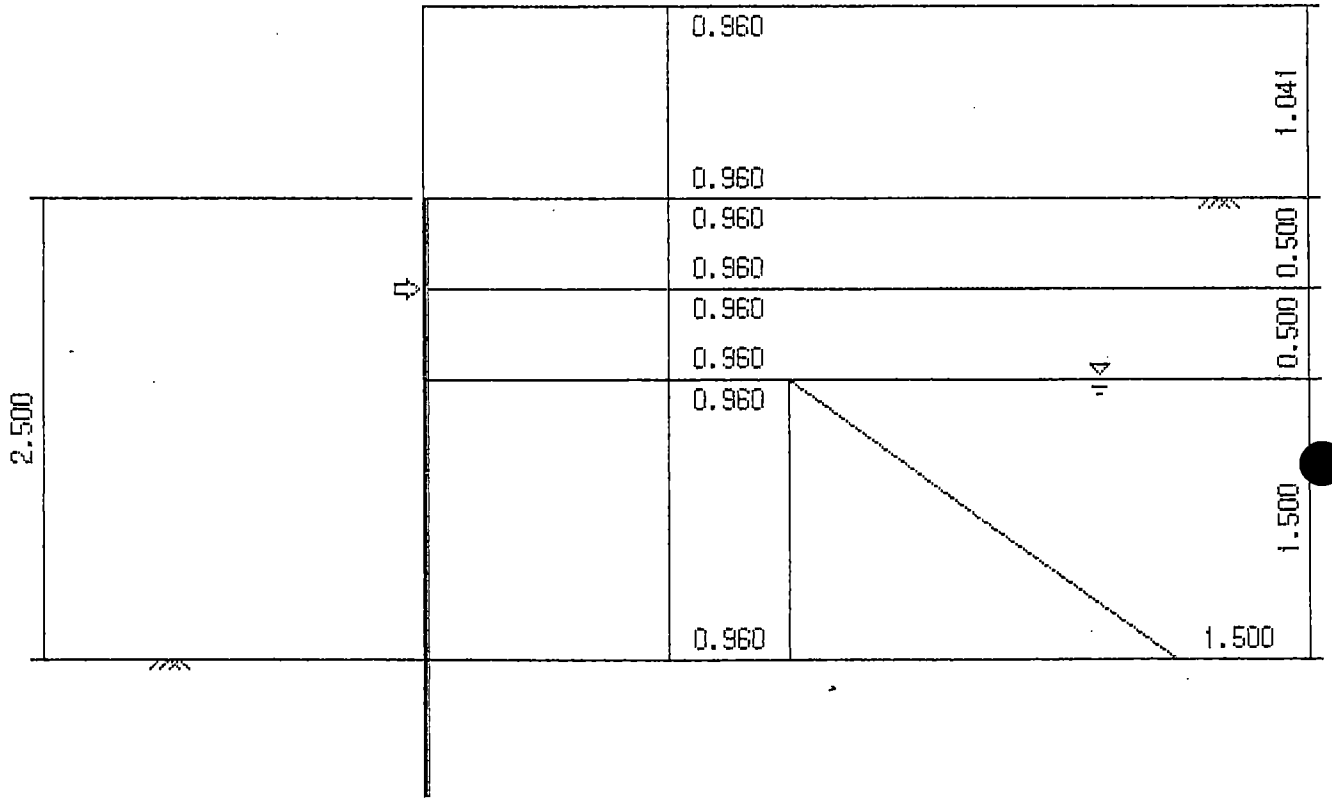
腹起し・切梁に作用する反力は、最終掘削状態について下方分担法により求める。

荷重は、断面決定用の土圧と水圧を考える。

腹起し・切梁に作用する反力

段	切梁深さ (m)	反力 (t/m)
1	0.500	4.524
	max	4.524

《土圧図》



保存ファイル名 ： 新規

名称 ： 土留めの設計計算

工法 ： 切梁式・鋼矢板

1． 入力データ

1-1. 基本データ

1) 上載荷重　q = 1.000 t/m²

2) 地下水位深さ　Hw = 1.000 m

3) 鋼矢板の弾性係数　E = 2.10 ×10⁶ kg/cm²

4) 〃 の断面２次モーメント　I = 16400 cm⁴/m

5) 〃 の有効断面率　α = 0.600

6) 土の横方向地盤反力係数　kh = 2.000 kg/cm³

7) 鋼矢板の許容変位　δa = 10.0 cm

8) 鋼矢板の許容曲げ応力度　σa = 2700 kg/cm²

1-2. 土質定数データ

地層数 3

地層 No	層厚 h(m)	湿潤重量 γt(t/m³)	水中重量 γ'(t/m³)	摩擦角 φ(°)	粘着力 Co(t/m²)	粘着増分 C'(t/m³)	土層種類
1	1.000	1.750	0.750	30.000	0.000	0.000	砂質
2	2.250	1.750	0.750	30.000	0.000	0.000	砂質
3	20.000	1.350	0.350	0.000	1.500	0.000	粘性N≦5

Σh = 23.250 m

1-3. 検討ケースデータ

切梁段数　1

段	切梁深さ (m)
1	0.500

掘削時　検討ケース数　1

Case	タイトル	掘削深さ (m)	検討切梁番号
1		3.000	1

解体時　検討ケース数　1

Case	タイトル	埋め戻し深さ (m)	検討切梁番号
1		3.000	1

1-4. 断面決定用土圧に関するデータ

掘削時

Case	地盤種類	仮想支持深さ (m)	平均単位重量t/m³	土圧係数
1	<自動>	<自動>	<自動>	<自動>

※ <自動> は内部計算時に自動決定

1-5. 設計条件データ

1) 水圧の分布形　　1:三角形分布　2:台形分布　　[1]

2) 親杭で、背面側に掘削底面以上の水位がある場合の扱い　　[1]
1:水位を掘削底面まで自動的に下げる（水圧を考慮しない）
2:水位はそのままとする（水圧を考慮する）

3) 親杭で、掘削底面以下の杭幅割増し係数（主働側）標準1.00　[1.00]

4) 〃　　（受働側）標準1.00　[1.00]

5) 親杭の側面抵抗の扱い　　[1]
1:考慮しない（P = p·B）　2:考慮する（P = p·B + 2·c·H）

6) 自立式土留めの計算法　　[1]
1:モーメントつりあい法（付加根入れ長を考慮する）
2:〃　　（付加根入れ長を考慮しない）

7) 自立式土留めにおける粘性土層の土圧算定の扱い　　[1]
1:ランキン式と 0.3γh のいずれか大きい方を用いる
2:ランキン式の値を用いる

8) 自立式土留めの根入れ長　　[1]
1:つりあい深さ×1.2 の値
2:つりあい深さ×1.2，つりあい深さ＋2.0 のいずれか大きい方

9) 根入れ長さ最小値（親杭）　　標準1.50　[1.50] m

10) 根入れ長さ最小値（鋼矢板）　　標準3.00　[3.00] m

11) 断面決定用土圧で、掘削深さによる係数の扱い　　[1]
1:考慮する（Hには上載荷重換算高さを含めない）
2:考慮する（　　〃　　を含める）
3:考慮しない

2． 根入れ長の計算

2-1. 検討ケース

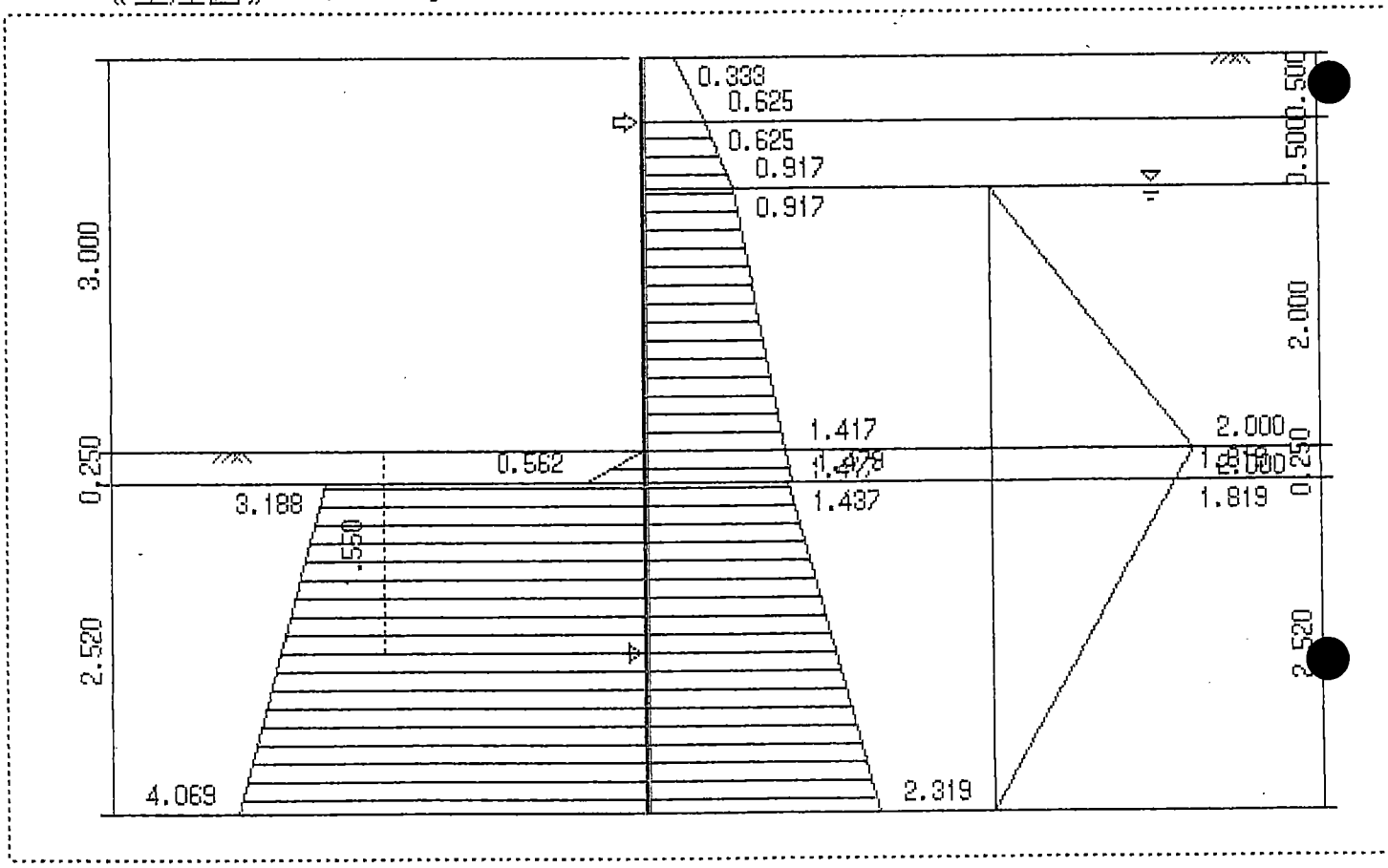
切梁に関するモーメントのつりあいから根入れ長を計算する。

土圧はランキン・レザール式を用いる。

主働土圧：$Pa = (\gamma h + q)\tan^2(45-\phi/2) - 2c\tan(45-\phi/2)$ (t/m²)

受働土圧：$Pp = (\gamma h \quad)\tan^2(45+\phi/2) + 2c\tan(45+\phi/2)$ (t/m²)

《土圧図》 CASE - 1



受働土圧 Pp = 9.212 t/m　　主働土圧 Pa = 12.583 t/m

作用位置 yp = 4.050 m　　作用位置 ya = 2.965 m

受働モーメント Mp = 37.311 t·m/m　　主働モーメント Ma = 37.310 t·m/m　　Mp／Ma = 1.00

掘削深さ　H = 3.000 m

つりあい深さ　Z = 2.770 m (GL− 5.770 m)

根入れ長　D = 3.323 m (GL− 6.323 m)

仮想支持深さ　Y = 1.550 m (GL− 4.550 m)

土 圧 表 CASE - 1

No	深さ (m)	層厚 (m)	受働土圧 pp(t/m)	主働土圧 pa(t/m)	水圧 pw(t/m)
1	0.000 0.500	0.500	--- ---	0.333 0.625	--- ---
2	0.500 1.000	0.500	--- ---	0.625 0.917	--- ---
3	1.000 3.000	2.000	--- ---	0.917 1.417	0.000 2.000
4	3.000 3.250	0.250	0.000 0.562	1.417 1.479	2.000 1.819
5	3.250 5.770	2.520	3.188 4.069	1.437 2.319	1.819 0.000

2-2. 根入れ長の計算結果　まとめ

検討ケース	掘削深さ (m)	根入れ長 (m)	杭長 (m)
	3.000	3.323	6.323

これより、杭長は L ＝ 6.500 m とする。 ()

3.　断面の計算

3-1. 検討ケース

切梁および仮想支持点間をスパンとする単純梁について考える。

土圧は断面決定用土圧を用いる。

地盤の種類　＝　砂質地盤

仮想支持深さ　Y ＝ 1.550 m

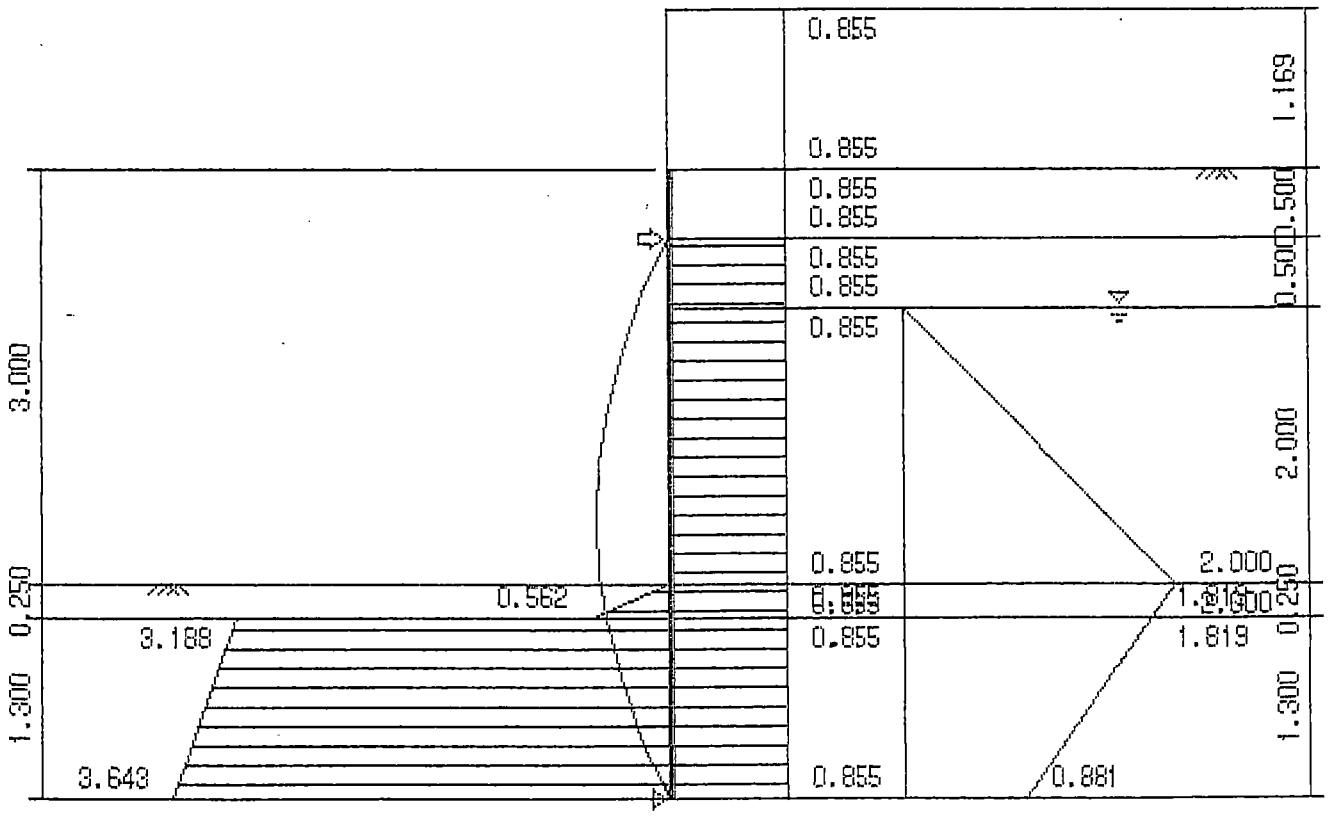
地盤の平均単位重量　γ ＝ 0.855 t/m³ （地表面～仮想支持点間）

掘削深さによる係数　a ＝ 0.500　（3m≦H＜5m）：（H－1）／4

土圧係数　b ＝ 2.0

土圧強度　p ＝ a・b・γ ＝ 0.855 t/m²

《土圧図》 CASE - 1



単純梁スパン　L ＝ 4.050 m

支点反力　RA ＝ 2.793 t/m　（ 切梁点 ）

〃　RB ＝ 1.967 t/m　（ 仮想支持点 ）

曲げモーメント　M ＝ 3.311 t·m/m　（ 切梁から x ＝ 1.981 m ）

せん断力　S ＝ 2.793 t/m　（ 切梁から x ＝ 0.000 m ）

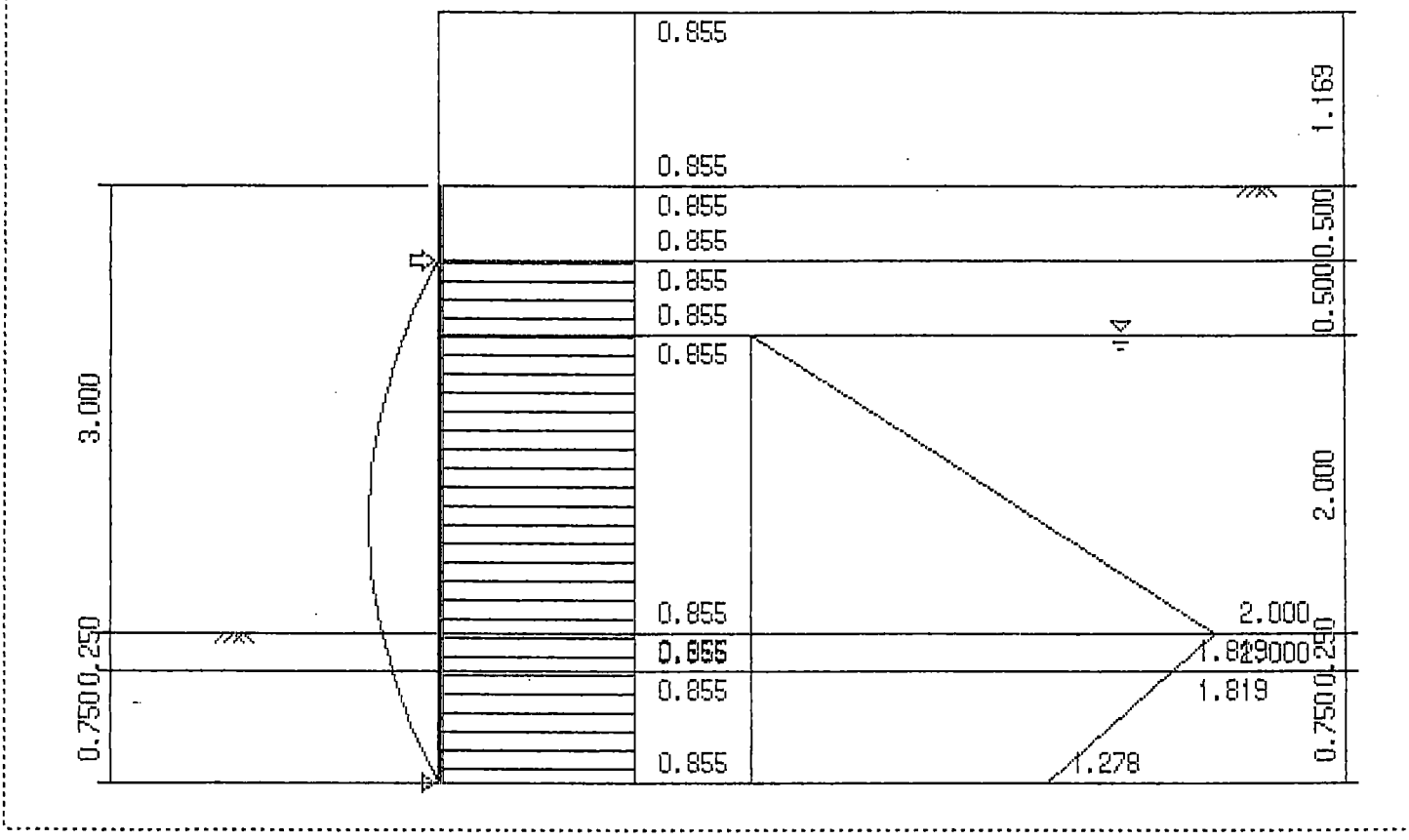
※ 単純梁に作用させる荷重は、主働側の［断面決定用土圧］＋［水圧］の和から受働側の［受働土圧］を差し引いたものとし、負の土圧が生ずる部分は考慮しない

3-2. 検討ケース

切梁および仮想支持点間をスパンとする単純梁について考える。

土圧は「最終掘削時の断面決定用土圧」を用いる。

《土圧図》 CASE - 2



単純梁スパン	L	=	3.500 m	
支点反力	RA	=	2.700 t/m	(切梁点)
〃	RB	=	3.931 t/m	(仮想支持点)
曲げモーメント	M	=	3.131 t·m/m	(切梁から x = 1.942 m)
せん断力	S	=	3.931 t/m	(切梁から x = 3.500 m)

3-3. 断面力の計算結果　まとめ

検討ケース	曲げモーメント (t・m/m)	せん断力 (t/m)
	3.311	2.793
	3.131	3.931

・曲げモーメント　M ＝　3.311 t・m/m　()

・せん断力　S ＝　3.931 t/m　()

3-4. 断面決定

・使用鋼材　＝　ＹＳＰ－３型　（ Z ＝ 1310 cm³ ）

・曲げモーメント　M ＝　3.311 t・m/m　()

・曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z \times \alpha} = \frac{3.311 \times 10^5}{1310 \times 0.600} = 421 \leqq 2700\ \mathrm{kg/cm^2}$$

α：有効断面率

5． 変位の計算

土留め壁の変位は、最終掘削状態をモデル化し、簡易計算法により行う。
最上段切梁位置を剛な支点、仮想支持深さの１／２点を弾性支点とし、その間を単純梁として求める。
荷重は、断面決定用の土圧と水圧をスパン全長に載荷する。
荷重が台形状になる場合は、全荷重合力が等価な長方形分布荷重に換算して載荷する。

5-1. 単純梁と荷重

最上段切梁位置　H1 = GL－ 0.500 m　(＝剛な支点)
仮想支持深さの１／２点　H2 = GL－ 3.775 m　(＝弾性支点)
単純梁スパン長　L = H2 － H1 = 3.275 m
最上段切梁位置から仮想支持深さの１／２点までの荷重合力　F = 6.133 t
等価な長方形分布荷重　p = F／L = 1.873 t/m

5-2. 弾性支点のバネ定数と変位

横方向地盤反力係数　Kh = 2000.0 t/m³　(掘削底面から仮想支持深さまでの区間)
バネ区間の土留め壁の面積　A = 1.550 m²　(= 1.000m × 1.550m)
バネ定数　K = Kh×A = 3100.3 t/m
支点反力　R = p・L／2 = 3.067 t
弾性支点の変位　δ2' = R／K = 0.10 cm

5-3. 単純梁のたわみ

スパン中央のたわみ　$\delta 1 = \dfrac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha} = 0.14$ cm

弾性支点の変位の影響　$\delta 2 = \dfrac{\delta 2'}{2} = 0.05$ cm

土留め壁の変位　$\delta = \delta 1 + \delta 2 = 0.19$ cm ＜ 10.00 cm

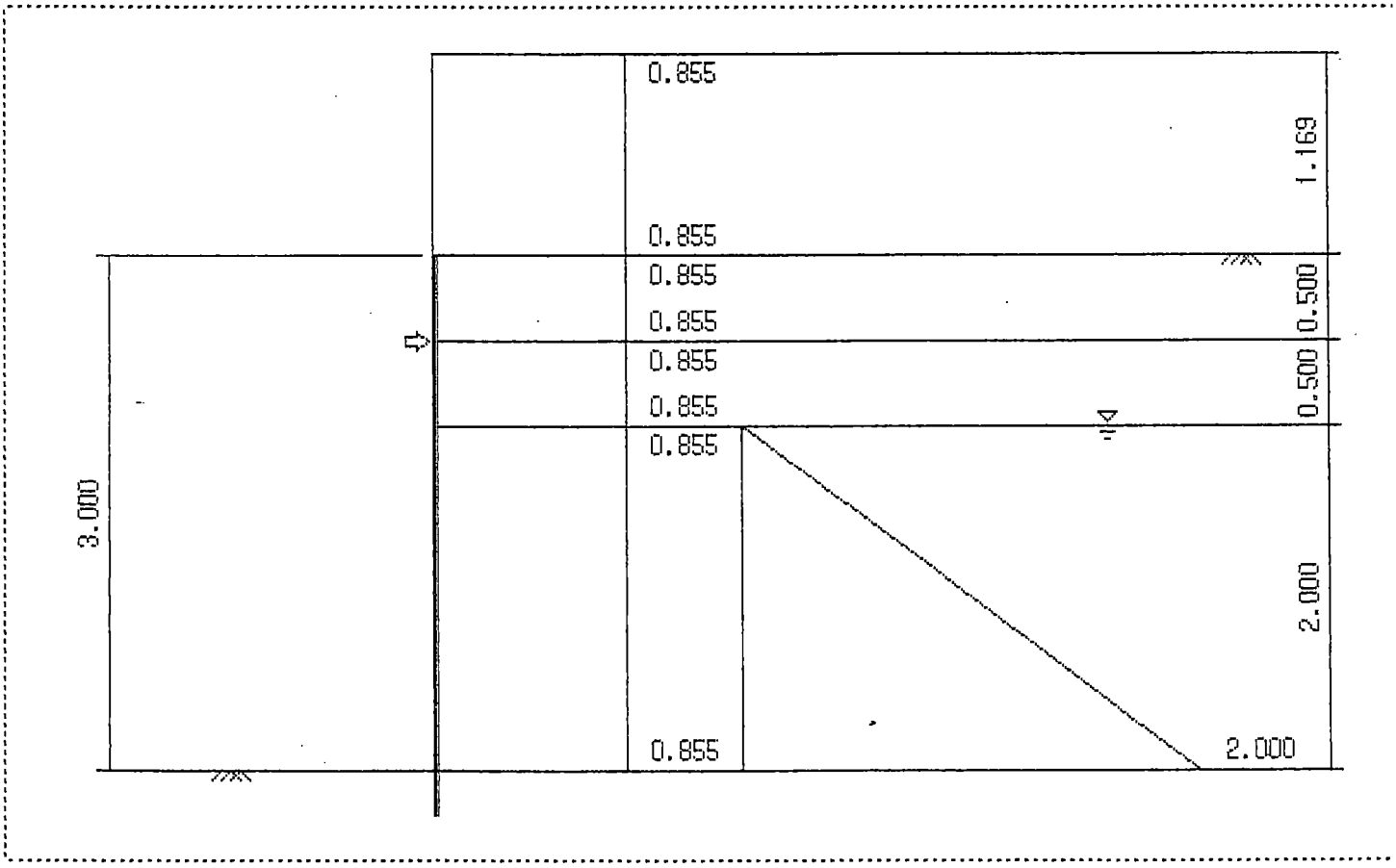
6.　切梁反力の計算

腹起し・切梁に作用する反力は、最終掘削状態について下方分担法により求める。
荷重は、断面決定用の土圧と水圧を考える。

腹起し・切梁に作用する反力

段	切梁深さ (m)	反力 (t/m)
1	0.500	5.565
		max　5.565

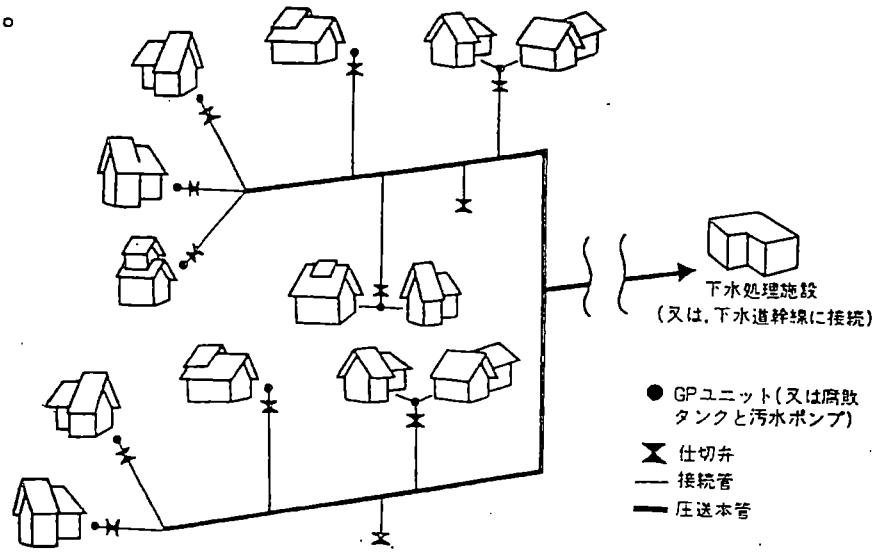
《土圧図》



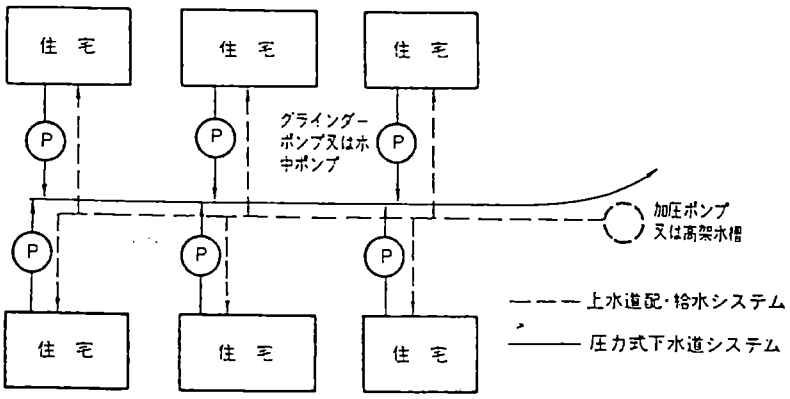
１１－８　圧力流下方式による検討

１１－８－１　圧力式下水道の概要

圧力式下水道システムは、1戸ないし数戸の単位で汚水を自然流下によって貯水タンクまたは腐敗タンクに集め、ポンプなどの加圧装置を用いて、地形に沿った浅い土被りで布設した小口径管路（接続管、圧送本管よりなる）により、汚水を下水処理場または下水道幹線管渠まで圧送する汚水の搬送システムである（下図）。



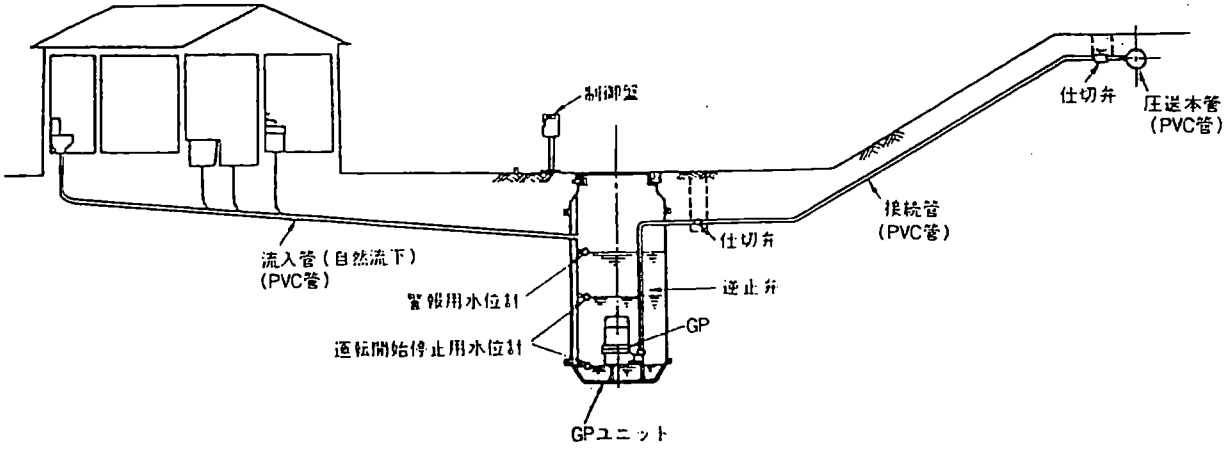
圧力式下水道システムの概念図



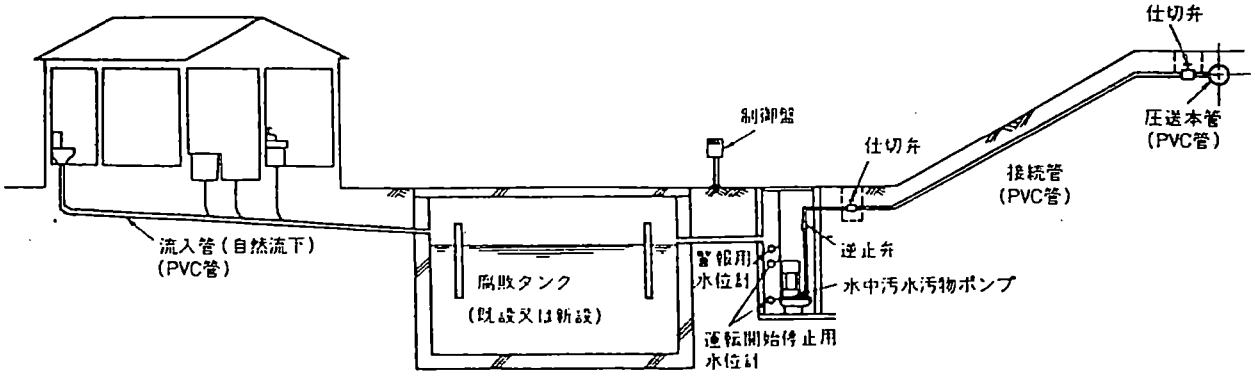
圧力式下水道システムと上水道配・給水システム

圧力式下水道システムは、上水道の配、給水システムと類似した、その逆を形作っている。すなわち、後者は加圧ポンプ、高架水槽による単一の圧力作用点を有しており、圧力作用点1ヶ所当りの受益戸数は非常に多いのに対して、前者は1戸ないし数戸に1ヶ所の圧力作用点を有し、排出先は1ヶ所である（上図）。

圧力式下水道システムには、グラインダーポンプ付き貯水タンクを用いるグラインダーポンプシステム（以下ＧＰシステムという）と、腐敗タンクの流出水を汚水ポンプにより圧送する腐敗タンク流出水ポンプシステム（以下STEPシステムという）とがある。これらをそれぞれ次図に示す。



グラインダーポンプ（ＧＰ）システムの模式図



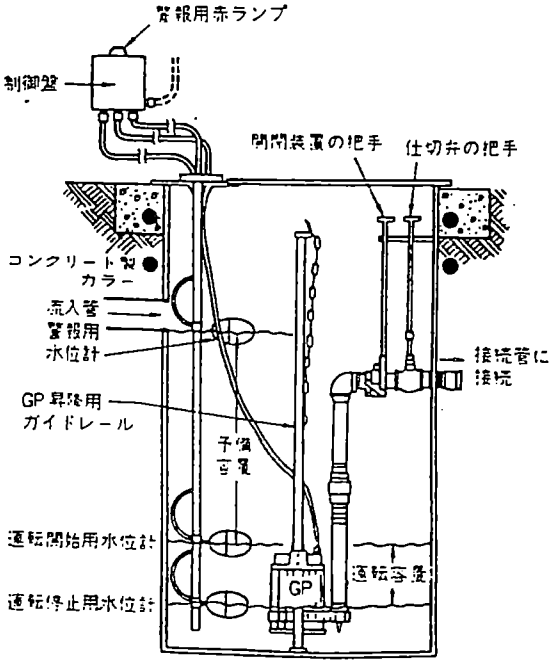
腐敗タンク流出水ポンプ（ＳＴＥＰ）システムの模式図

ＧＰシステムの主要機器であるグラインダーポンプ（以下ＧＰという）は、破砕機構を有する水没形ポンプであり、汚水に含まれる夾雑物を最小口径30～40mmの管路でも支障なく搬送できるように細かく破砕した上、汚水とともに圧送し得る能力を有する。ＳＴＥＰシステムでは汚水を腐敗タンクに受け入れて、含まれる夾雑物、油脂などを腐敗タンクで取り除いた上でその流出水を汚水ポンプによって圧送する。流出水は浮遊物などの含有量は少ないが、嫌気性となっている。

ＧＰシステム、ＳＴＥＰシステムの貯水タンクには、ポンプの始動と停止を時動的に繰り返し行なうために、転倒式またはエアパージ式の水位計が取り付

けられており、さらにポンプの故障などに起因する水位上昇を検知する水位計（転倒式が一般に用いられる）も装備されている。貯水タンク内のポンプは、着脱が容易なようにガイドレールで固定することも多く、昇降用金具も装備されている。

ＧＰシステムの貯水タンク、ＧＰ、水位計、附属配管弁類および制御盤（受電も併せて行なう）の組み合わせたものをグラインダーポンプユニット（以下ＧＰユニットという）と称している（下図）。ＧＰユニットは現場工事を最小程度にとどめられるように、工場にて組み立てられた製品も市販されている。アメリカやヨーロッパの自治体の中には、貯水タンク、ＧＰ、水位計、附属配管弁類、制御盤などを個別に一般入札により購入して、自治体職員か維持管理会社の担当者がＧＰユニットを各自組み立てて使用している例もある。



ＧＰユニットの構造

ＳＴＥＰシステムについてもＧＰシステムと同様であるが、最近では腐敗タンクの中に汚水ポンプを設置して、個別に貯水タンクを設置しなくてもよいＳＴＥＰシステム専用の腐敗タンクも市販されている。

ＧＰシステムとＳＴＥＰシステムの接続管には1個か2個の逆止弁が必ず取り付けられており、圧送本管より接続管を経由した貯水タンクへの汚水の逆流を防止している。また接続管の圧送本管取付部付近と貯水タンク回りには、仕切り弁がそれぞれ取り付けられており、接続管の修理や交換、ＧＰの交換などの

際には圧送本管と完全に絶縁できるようにしている。

ＧＰシステムとＳＴＥＰシステムの接続管及び圧送本管の主たる配管材料は、塩化ビニル管（以下ＰＶＣ管という）である。ＧＰシステムでは汚水に含まれるグリースが管路内に堆積して、その通水断面積を縮小しないように、1日に少なくとも1回、管路内流速が0.6m/秒（ヨーロッパでは0.7m/秒）以上になるように管径を定めている。両システムとも、汚水の管内滞留時間をできるだけ短縮できるように圧送本管のルートと設計流速を定めている。圧送本管をループ状配管とすることは修理の点から望ましいが、閉塞の心配がある。樹枝状配管を採用することで汚水の管内滞留時間の短縮、固形物沈澱と悪臭発生の防止、流れ方向の急激な変化の減少、接合部での損失水頭減少などの効果が得られるとしている。

圧送本管内に空気や腐敗性ガスが蓄積すると、流速による管内の抵抗値と損失水頭が増加する。アメリカでは空気弁を設置しているシステムもかなりあるが、ヨーロッパでは空気弁を設置しているシステムはほとんど見当らない。空気弁を設置しているシステムの多いアメリカでも、空気弁の必要性と設置箇所の正確な標準はいまだ解明されていないという。圧送本管の端末及び管路途中には洗浄口が設けられる。洗浄口からの清水注入による管内の洗浄は、管路の一部が閉塞しやすいループ状の管路の場合に特に重要である。西ドイツのハンブルグ市郊外の圧力式下水道システムでは毎週1回の割で管内洗浄が行なわれている。樹枝状の管路の場合をも含めて、洗浄口は管路の一部が破損したときに、ゴムホースなどにより洗浄口間を連結することにより緊急用バイパス回路として利用されている。

圧力式下水道システムでは、自然流下式下水道システムと異なり搬送中の汚水の水質に相違がある。その一つは汚水に含まれる溶存酸素濃度がほとんどゼロであり、嫌気性になりやすいことである。このような場合に汚水中の硫酸塩が還元されることにより硫化水素などの悪臭ガスが発生することもある。西ドイツでは硫化水素の発生を防ぐために、圧送本管の中央付近で管内に圧縮空気を供給して汚水の嫌気化を防止している例もある。アメリカでも硫化水素の発生しやすい季節などでは酸化剤、液体酸素などを注入している例がある。もう一つは管路内への雨水や地下水の侵入が全く生じないことから、自然流下式下

水道システムに比べて下水処理場に流入する汚水量は減少して有機物濃度が高まり、従来よりも有機物の濃度が高い汚水を処理することになる。この種の研究は今までのところ十分ではないが、最初沈澱池における沈澱効率が低下することになるため、生物処理施設の設計上で供給空気量を増やすなどの配慮が必要であろうといわれてきた。しかし、下水処理施設へ流入する汚水量は従来の自然流下式下水道システムの場合よりも大幅に減少することになるので、処理施設の規模が従来より増加することにはならないのは確実である。また汚水の有機物濃度が高く、嫌気性であることは生物処理施設での栄養塩類除去にはかえって好都合である可能性がある。

以上のように圧力式下水道システムでは、グラインダーポンプ方式と腐敗タンク流出水ポンプ方式の2種があるが、本計画ではグラインダーポンプ方式を採用する。

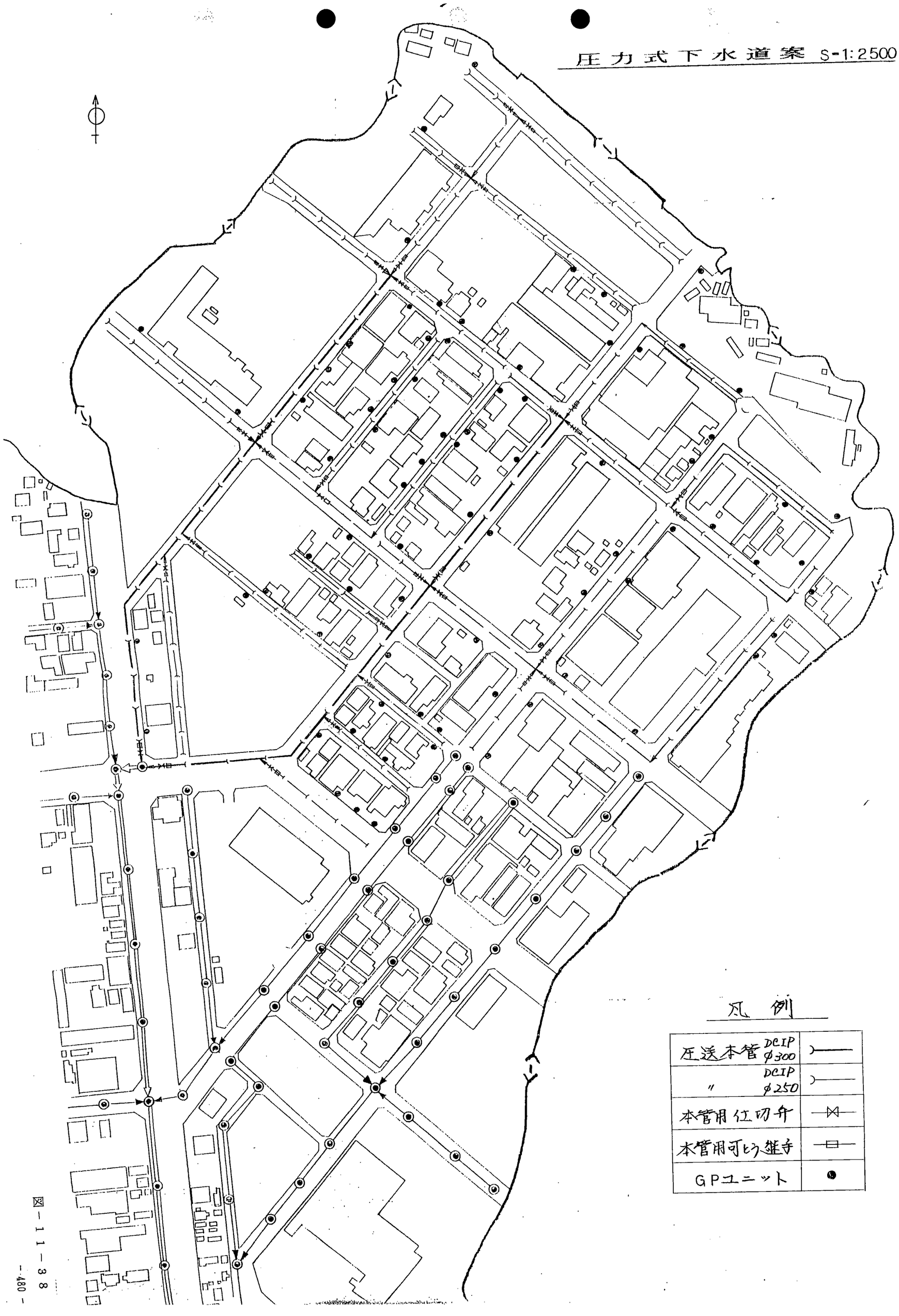
表－１１－３９　圧力式下水道案概算数量表

工　　種	種　　別	単位	数　量	適　　用
圧　送　本　管	DCIPφ300	m	900	
	DCIPφ250	m	2,950	
本管用仕切弁	φ300用	ヶ所	4	
	φ250用	ヶ所	26	
本管用可とう継手	φ300用	ヶ所	4	
	φ250用	ヶ所	26	
本管用空気弁	φ75用	ヶ所	9	400mに1ヶ所
ＧＰユニット		ヶ所	78	

圧力式下水道概算工事費

工　　種	種　　別	単位	数　量	単　　価	金　　額
圧　送　本　管	DCIPφ300	m	900	33,000	29,700,000
	DCIPφ250	m	2,950	23,000	67,850,000
本管用仕切弁	φ300用	ヶ所	4	500,000	2,000,000
	φ250用	ヶ所	26	400,000	10,400,000
本管用可とう継手	φ300用	ヶ所	4	1,250,000	5,000,000
	φ250用	ヶ所	26	1,100,000	28,600,000
本管用空気弁	φ75用	ヶ所	9	180,000	1,620,000
ＧＰユニット		ヶ所	78	3,000,000	234,000,000
合　　計					379,170,000

圧力式下水道案 S-1:2500

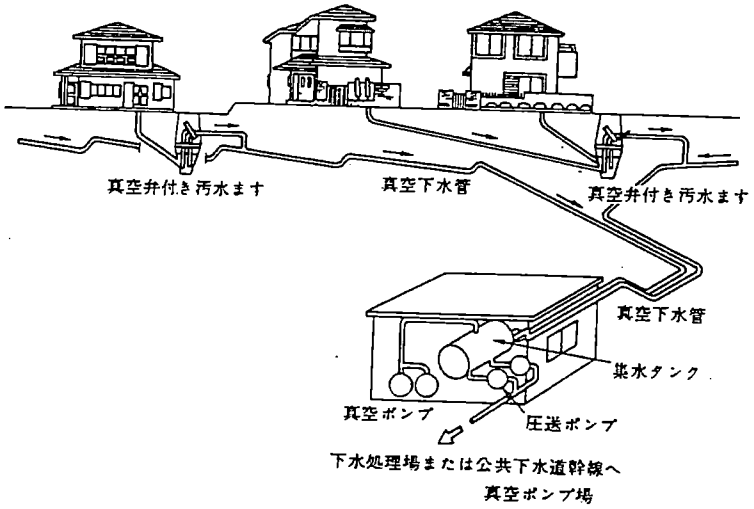


図－11－38

１１－８－２　真空式下水道の概要

(1) 基本原理

真空式下水道とは、下水の収集を重力によるのではなく、下水と空気を混合して吸引収集するシステムであり、真空ポンプ場（ステーション）、真空管路、真空ユニットで構成され、その概要を下図に示す。



真空式下水道概念図

システム内容は、次の通りである。

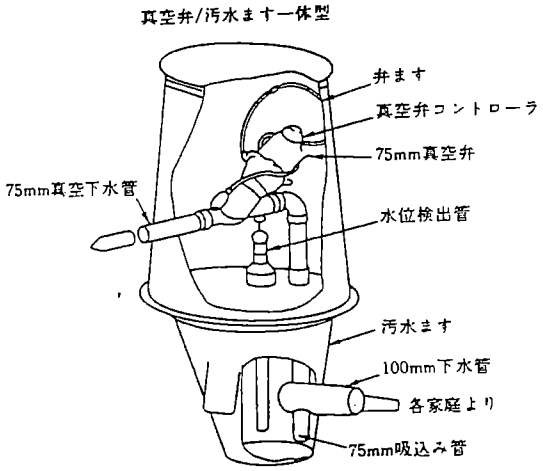
1戸～十数戸の家庭から集められた下 水は、真空弁ユニット（真空弁と汚水ますが一体となったもの）に流入し、ユニットでは水位を検知し、自動的に開閉する真空弁で吸い上げられ、下水と空気を強制的に真空管路に流入させ、真空ステーションへ下水を搬送し、集水タンクに集められた下水は圧送ポンプによって下水処理場または公共下水道幹線へと圧送される。

真空管路は一定の下り勾配と一定間隔ごとにリフトを設けることによって、吸い込まれた空気が真空下で急激に膨張する力を利用して下水中の固体を次第に破壊し、下水と空気をスラグフローにして搬送する。

真空ユニットは真空の発生機構にょり、真空ポンプ方式、エジェクター方式があり、また真空弁ユニットは、直接衛生機器に接続される方式と、汚泥ますに貯留し真空弁で吸引するシステムの２方式に分類される。

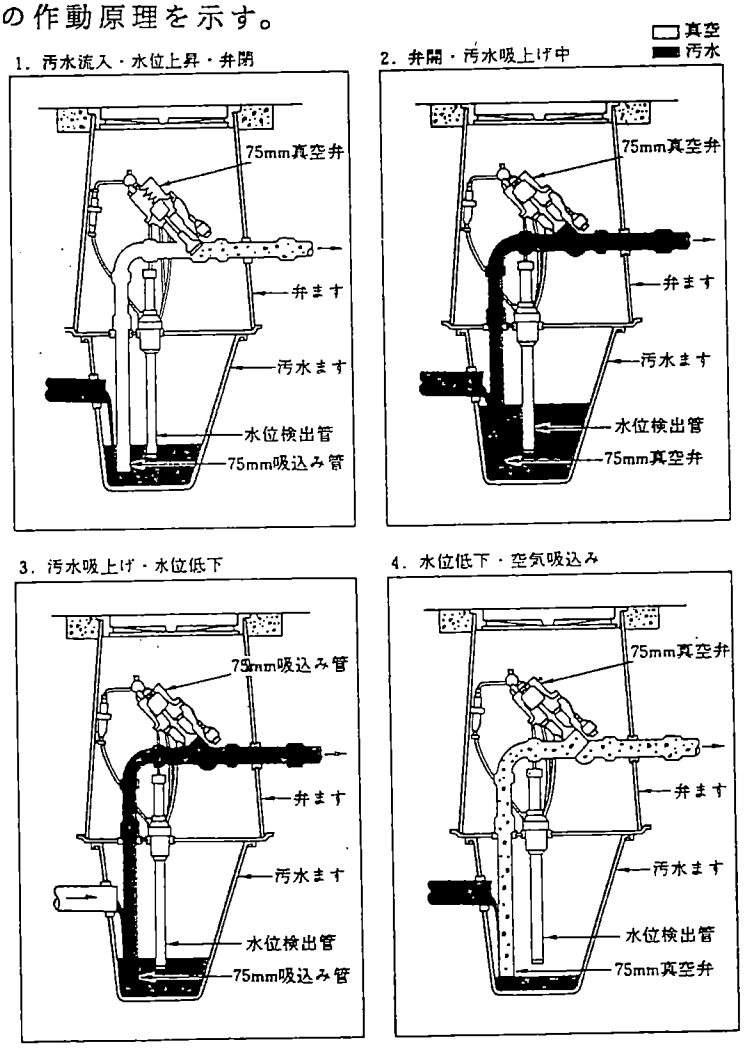
(2) 真空ユニット

真空弁ユニットの構造例を次図に示す。



真空弁ユニットの構造

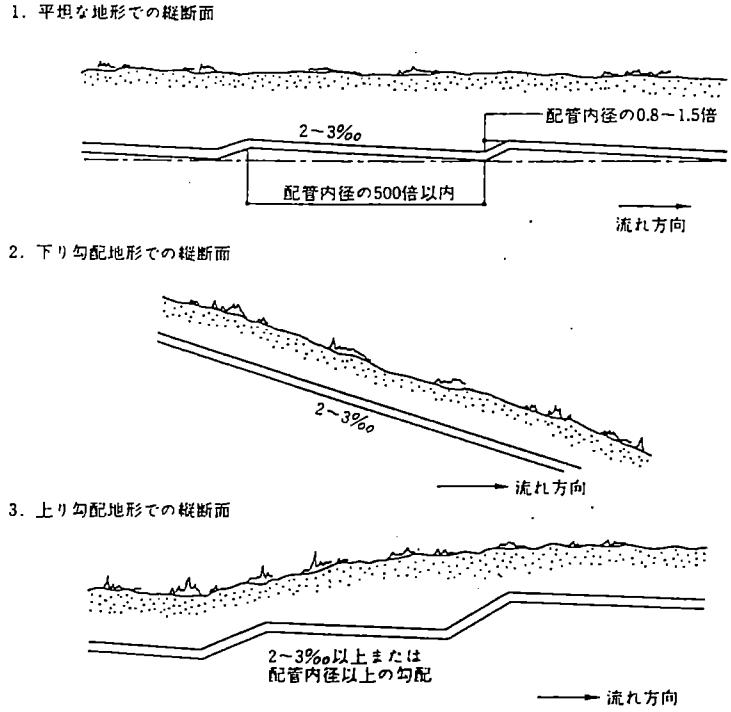
ユニットは汚水枡、水位検出器、真空弁より構成されており、真空弁はプラスチック製で、動力は真空管路の真空を利用するので電力の供給をあまり必要とせず、制御構造も真空を利用したニューマチックな者であり、地上から作動状況を確認するため、真空弁警報装置が取り付けられる構造となっている。下図にユニットの作動原理を示す。



ユニットの作動順序

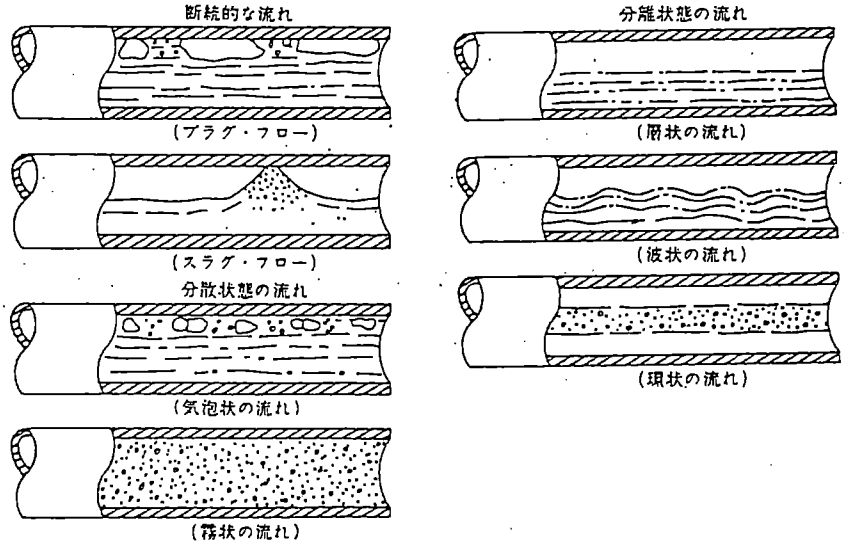
(3) 真空管路

真空管路は他の収集システムに比べて独特の縦断面構造を有しており、2～3‰の下り勾配と管径の0.8～1.5倍の上りをもつ小さなリフトで構成されている（下図）。



真空管路の縦断面

管材は硬質塩化ビニル管またはポリエチレン管等が用いられ、本管φ100～200mm、取付管はφ75mm程度のものが用いられる。次図は真空式下水道管路内における空気（気相）と下水（液相）の二相流の流動状態を示す。

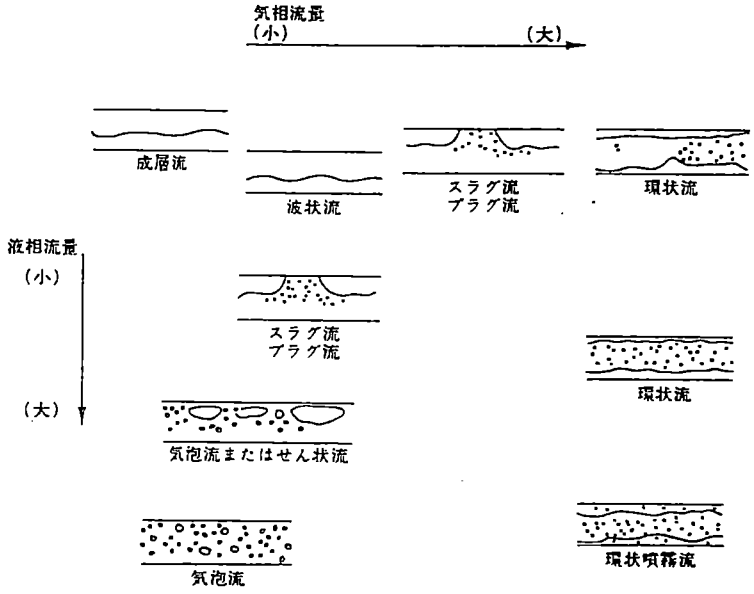


真空式下水管内の二相流の領域

図に示すように真空式下水管路内では、分離状態であったり、断続状態であったり、または分離状態の流水であったりする。

分離状態の流れは層状の流れ、波状の流れ、環状の流れであり、管内延長方向に生ずる液体と気体の連続した流れの状態で見分けることができる。断続状態の流れは、プラグ・フローまたはスラグ・フローのような液体と気体の断続的な流れを形成するところに特徴がある。分散状態の流れは他の領域よりも均質な流れにかなり近いものであり、この流れは真空式下水管路で、スラグが破壊されたとき瞬間的に存在する。この流れの領域には、霧状の流れと気泡状の流れとがある。

これら二相流の気相、液相の大小による流動様式を次図に示す。



二相流の流動様式

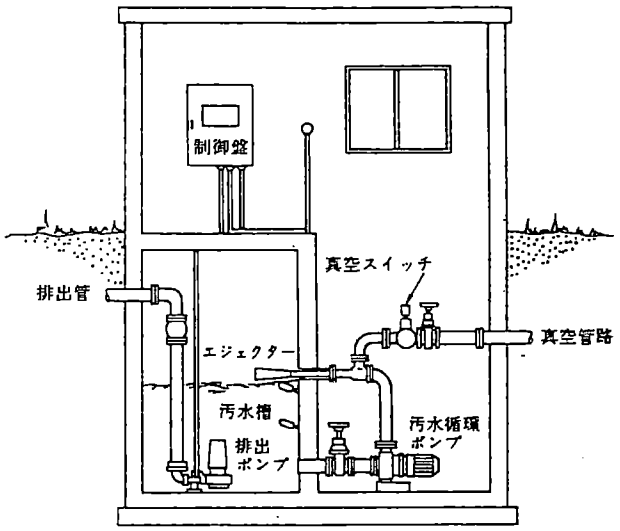
(4) 真空ユニット（ポンプ場）

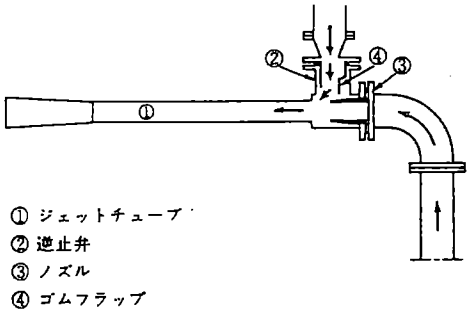
真空ユニットには、前述したように真空ポンプ方式とエジェクター方式がある。

真空ポンプ方式は、前出真空式下水道概念図に示すように、集水タンク、真空ポンプ、圧送ポンプ、計装機器及び制御盤から構成され、集水タンク内の圧力は－6～－7m程度に保たれ、この真空状態が真空管路および真空弁へ伝わり、真空弁の動作、下水の吸い込み、搬送に利用される。

エジェクター方式では、真空の発生は真空管路内の真空度を真空スイッチにて検知し、汚水槽に収集した下水を汚水循環ポンプでエジェクターに供給する

ことにより行なわれる（次図）。エジェクターはステンレス製のジェットチューブと逆止弁、ノズルで構成され、エジェクターへの下水の循環供給が停止すると逆止弁のゴムフラップが真空圧力により固定位置に吸着され、これにより真空圧力が保持される。





真空ステーション

(5) 真空式下水道の特徴

真空式下水道の最大の特性は、自然流下方式のような連続的な勾配を必要としない構造と、下水を強制的に吸引するシステムにある。真空式下水道の主な特徴は以下の通りである。

① 管路が小口径管となり、また埋設深、掘削幅が小さくなり、建設費が安価で建設期間が短い。

② 地下水の侵入が比較的少ない。

③ 真空式便器は水の使用量が少ないため、一人当りの平均使用量も少ない。

④ 真空式下水道は中央で管理する真空ポンプに依存しているので、集中管理ができる。

⑤ 空気と下水とを一緒に移送するので、圧力式下水道に比べ下水が好気性となり腐食性ガス等の発生もない。

⑥ 汚水ますがいつも清潔で管理しやすい。

(6) 真空式下水道の適用範囲

① 集水タンクの内部気圧は380～635mmＨｇ程度に保持され、全揚程は4mが限界であるので、地形の起伏の大きい場合は採用できず、半径約3.5km以内の比較的平坦な地域に限られる。

② 地理的には市街地から隔たった住居が比較的まとまって立地している集落、別荘地、観光地、漁村等で有利となる。

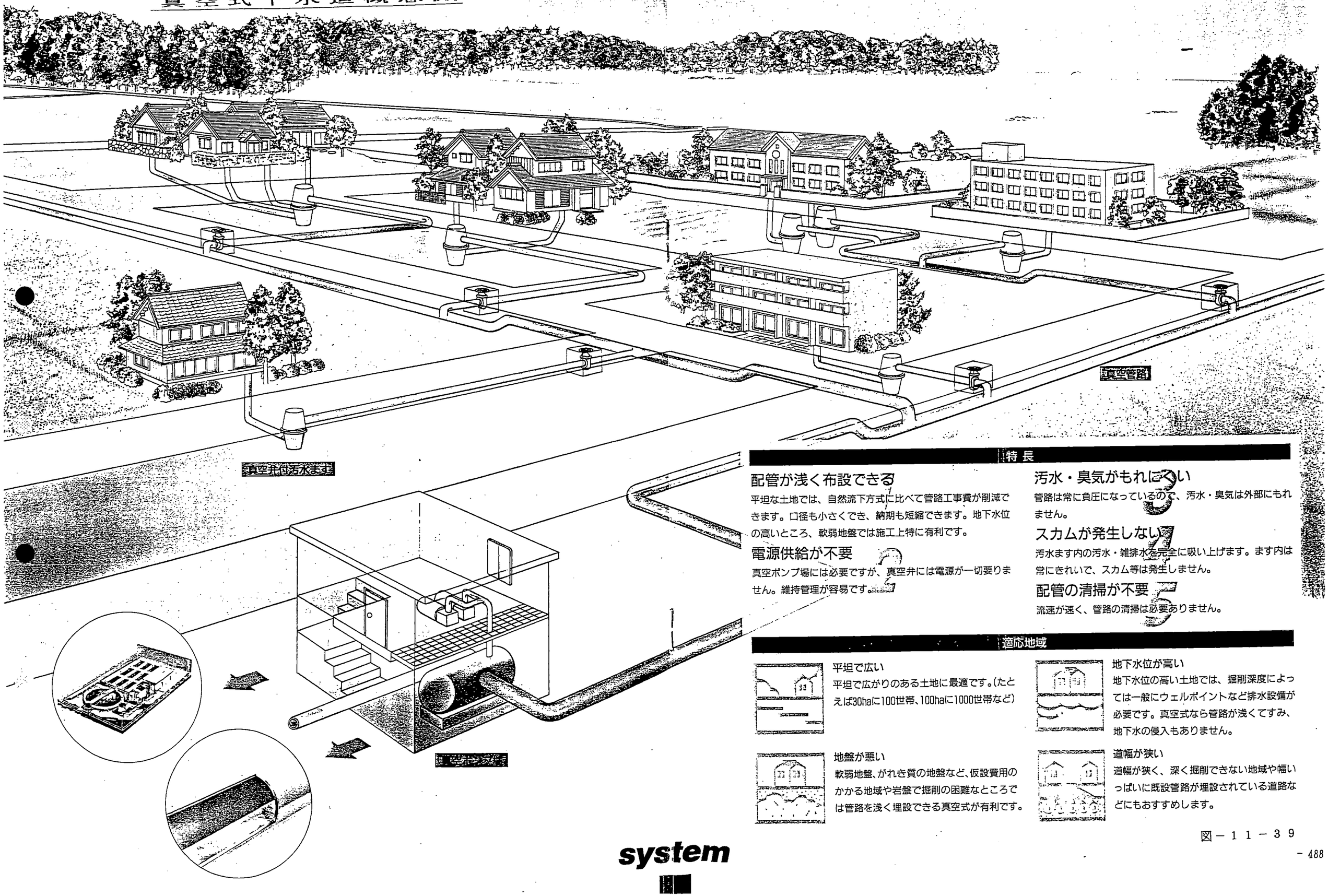
真空式下水道案概算数量表

工　　種	種　　別	単位	数　量	適　　用
真空ポンプ場		ヶ所	2	
送 水 本 管	ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ管 φ150	m	3,500	
真空弁付汚水桝		ヶ所	76	
本管用仕切弁	φ150	ヶ所	30	

真空式下水道概算工事費

工　　種	種　　別	単位	数　量	単　　価	金　　額
真空ポンプ場		ヶ所	2	100,000,000	200,000,000
送 水 本 管	ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ管 φ150	m	3,500	10,000	35,000,000
真空弁付汚水桝		個	76	1,500,000	114,000,000
本管用仕切弁	φ150	個	30	120,000	3,600,000
合　　計					352,600,000

真空式下水道概念図



特長

配管が浅く布設できる

平坦な土地では、自然流下方式に比べて管路工事費が削減できます。口径も小さくでき、納期も短縮できます。地下水位の高いところ、軟弱地盤では施工上特に有利です。

電源供給が不要

真空ポンプ場には必要ですが、真空弁には電源が一切要りません。維持管理が容易です。

汚水・臭気がもれにくい

管路は常に負圧になっているので、汚水・臭気は外部にもれません。

スカムが発生しない

汚水ます内の汚水・雑排水を完全に吸い上げます。ます内は常にきれいで、スカム等は発生しません。

配管の清掃が不要

流速が速く、管路の清掃は必要ありません。

適応地域

平坦で広い

平坦で広がりのある土地に最適です。(たとえば30haに100世帯、100haに1000世帯など)

地下水位が高い

地下水位の高い土地では、掘削深度によっては一般にウェルポイントなど排水設備が必要です。真空式なら管路が浅くてすみ、地下水の侵入もありません。

地盤が悪い

軟弱地盤、がれき質の地盤など、仮設費用のかかる地域や岩盤で掘削の困難なところでは管路を浅く埋設できる真空式が有利です。

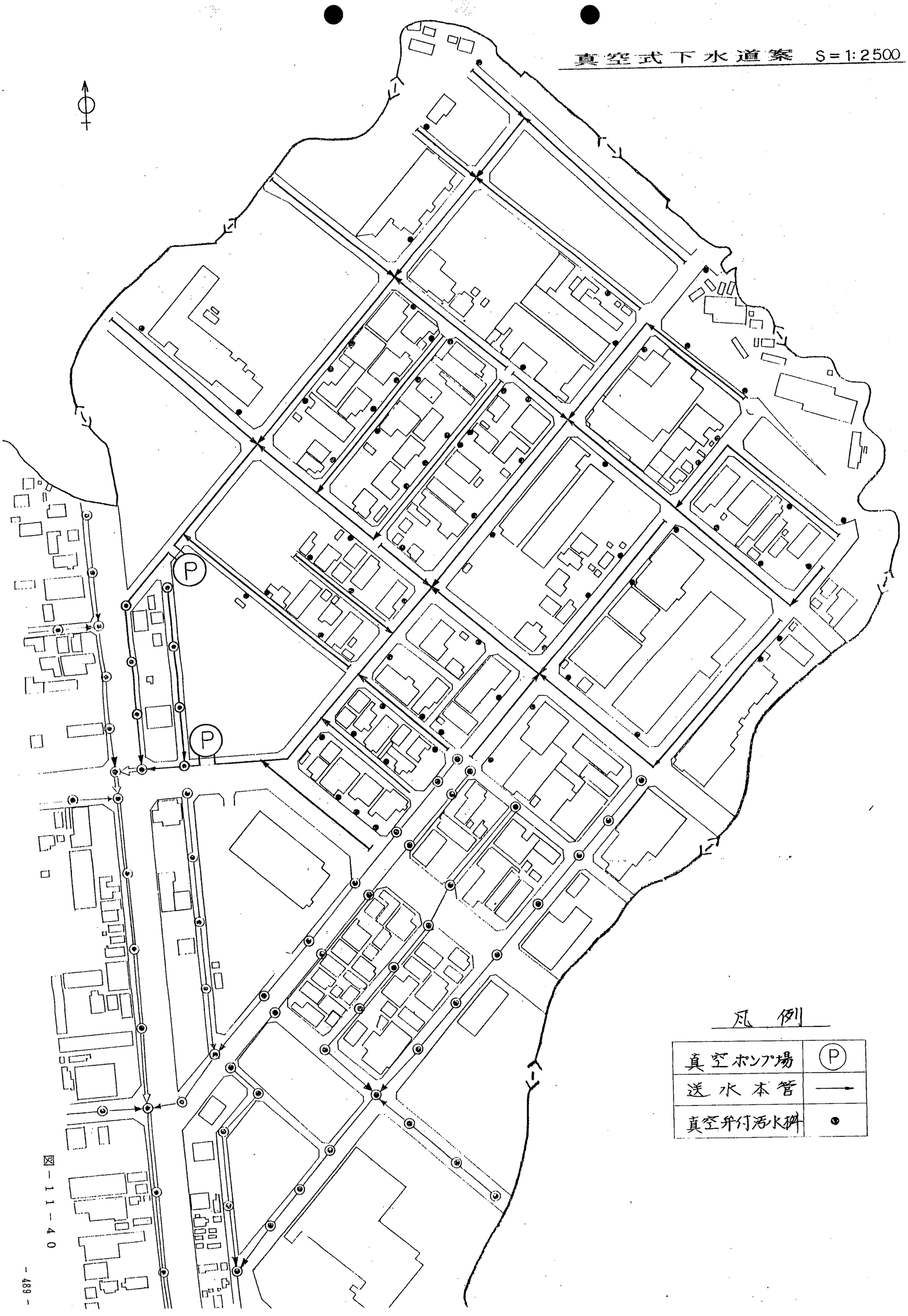
道幅が狭い

道幅が狭く、深く掘削できない地域や幅いっぱいに既設管路が埋設されている道路などにもおすすめします。

図－１１－３９

system

真空式下水道案　S＝1:2500



図－11－40

１１－８－３　概算工事費比較

圧力式下水道案　　379,170,000円

真空式下水道案　　352,600,000円

今後予想される地盤沈下に対して、真空式下水道では能力低下が心配されるため、本計画では圧力式下水道が望ましい。

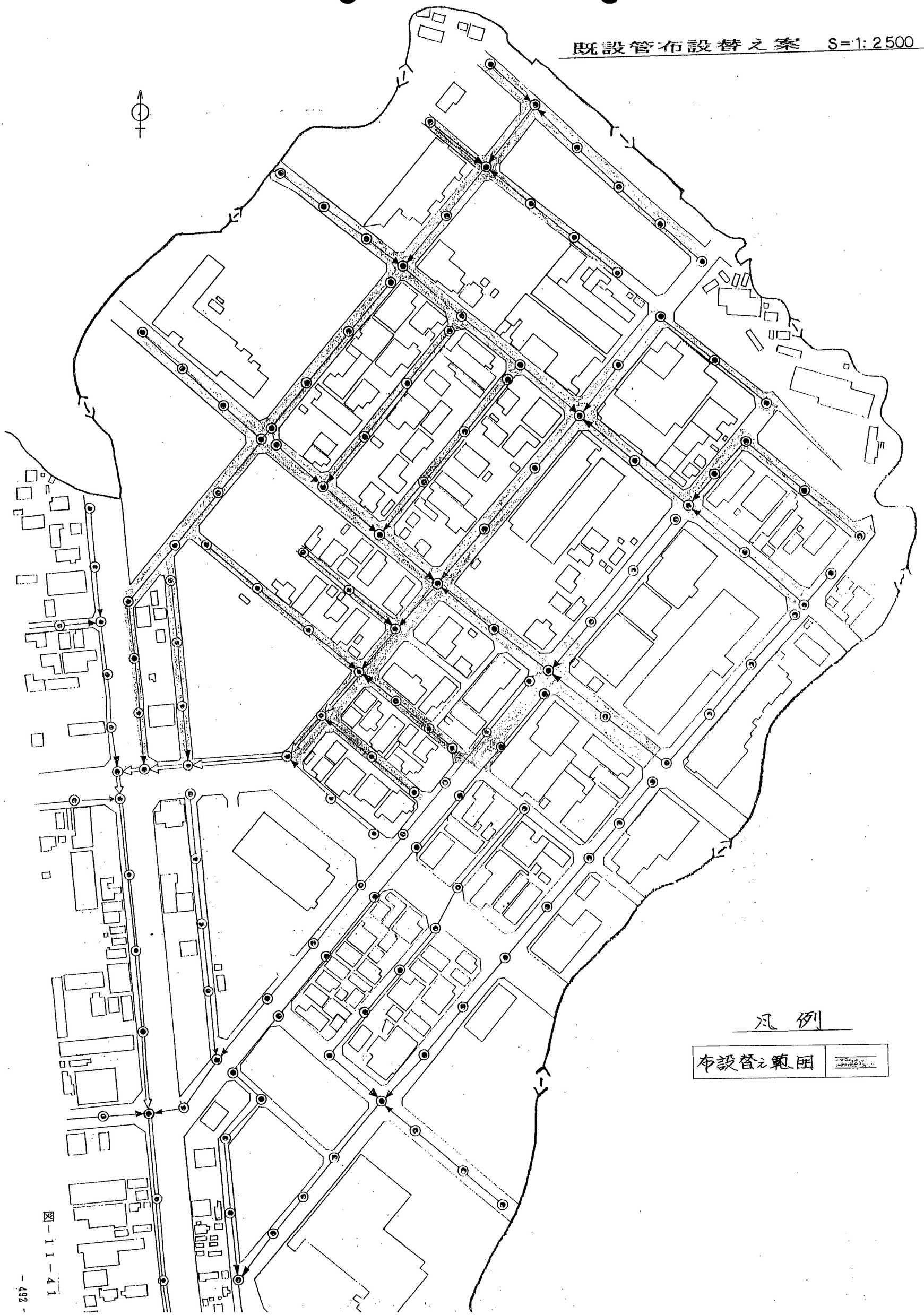
11－8－4　既設管布設替え概算数量集計表

工　種	単　位	数　量	摘　要
φ200	m	3,200	
φ250	m	280	
φ350	m	80	
φ450	m	180	
1号人孔	個	80	

既設管布設替え概算工事費

工　種	種　別	単位	数　量	単　価	金　額
管　布　設	塩ビ管　φ200	m	3,200	18,000	57,600,000
〃	塩ビ管　φ250	m	280	20,000	5,600,000
〃	塩ビ管　φ350	m	80	33,000	2,640,000
〃	塩ビ管　φ450	m	180	40,000	7,200,000
1号組立人孔		個	80	450,000	36,000,000
合　計					109,040,000

既設管布設替え案　S=1:2500



図－11－41

１１－９　現計画自然流下方式による下水管の沈下経時変化

図－１１－４２(1)～(6)に、各下水管の流速分布状況を示す。同図によると

＜10年後＞

北側漁港ア通り並びにオ通りから南の大部分で

流速6.0m/sec以下　　3.0m/sec以上

となる。流速ｖ＝3m/sec以下となる管はごく一部のみである。

＜15年後＞

オ通りの南部下水管のうち、Ｄ通り、Ｆ通りの大部分で流速が3m/sec以下となる。

＜20年後＞

Ｆ通りに逆流地区が生じる。

＜30年後＞

Ｆ通り逆流地区の延長が延びる。

＜40年後＞

30年後に生じた管流速がさらに低下する。

＜50年後＞

オ通りに逆流地区が生じる。また流速も3m/sec以下となる。

以上より、現状の下水流下計画であれば

・10年後にはｖ＝3m/sec以下の区間がはやくも生じ

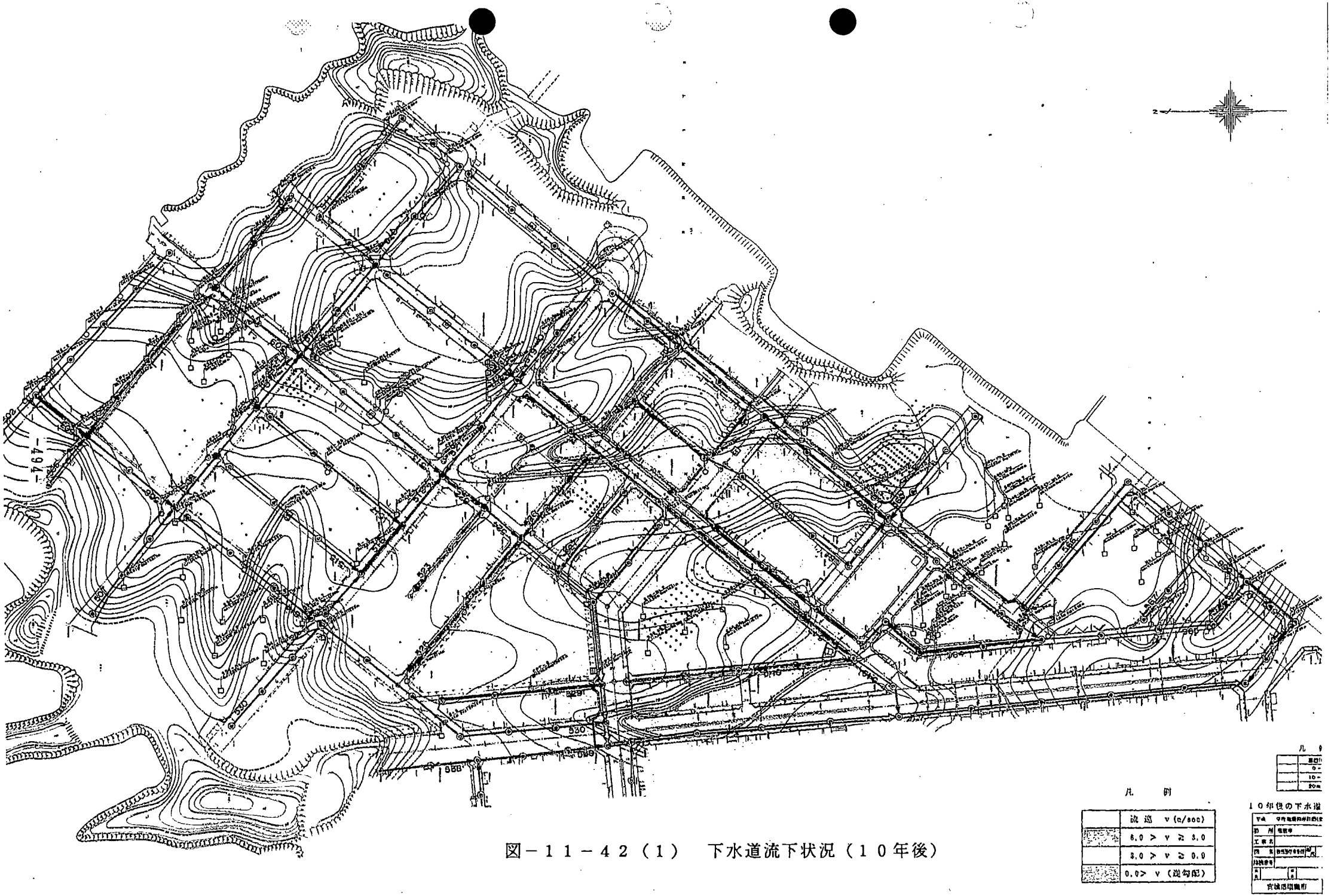
・15年後にはかなりの部分に拡大する

ことになった。したがって自然流下方式であれば

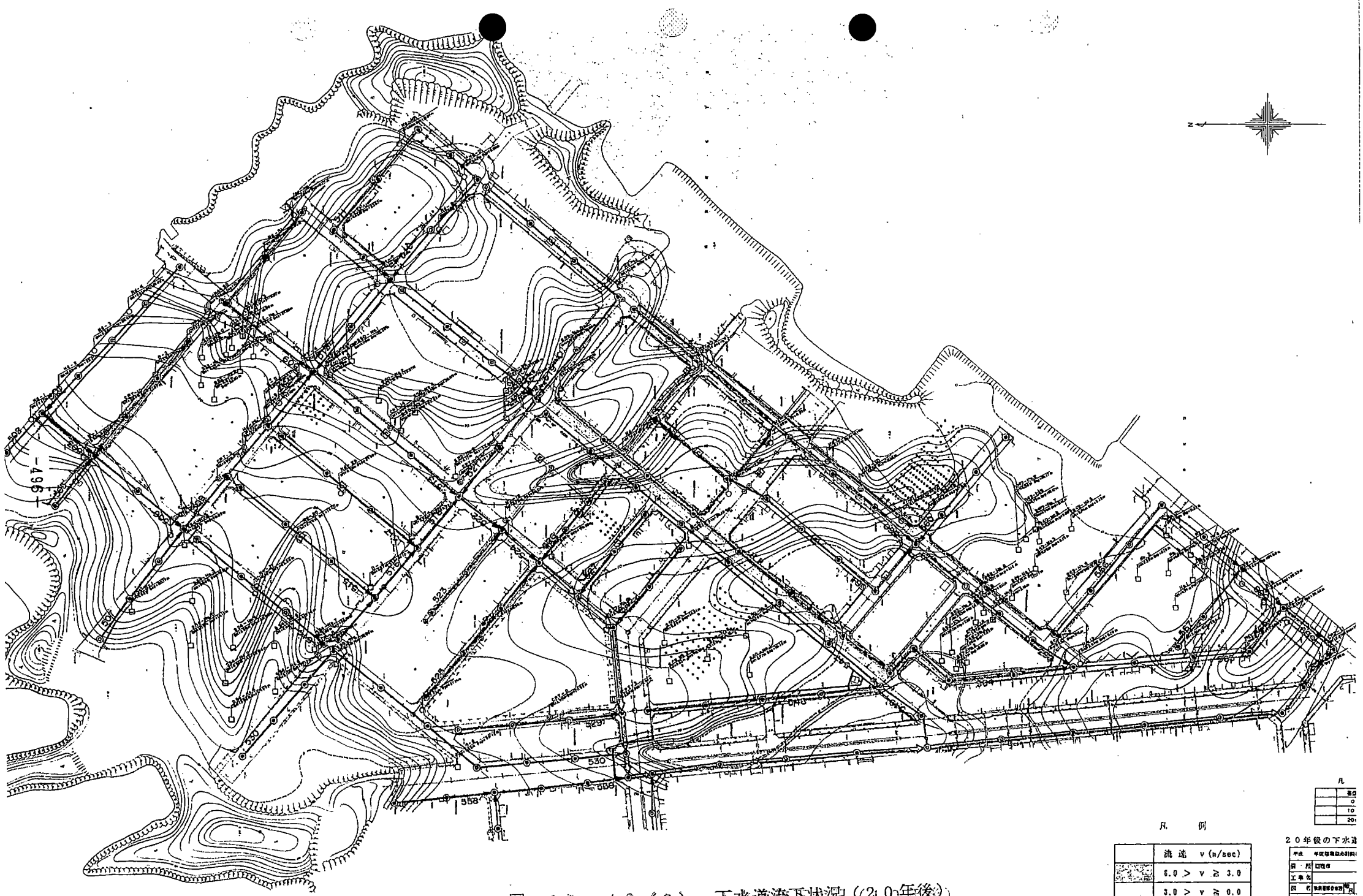
最長10～15年程度

の間しか下水機能を保持できない。また10年間のうち道路部分では沈下量が発生し、この沈下分をオーバーレイすることによりさらに沈下が促進されることになる（10年間の沈下量20～40cm）。

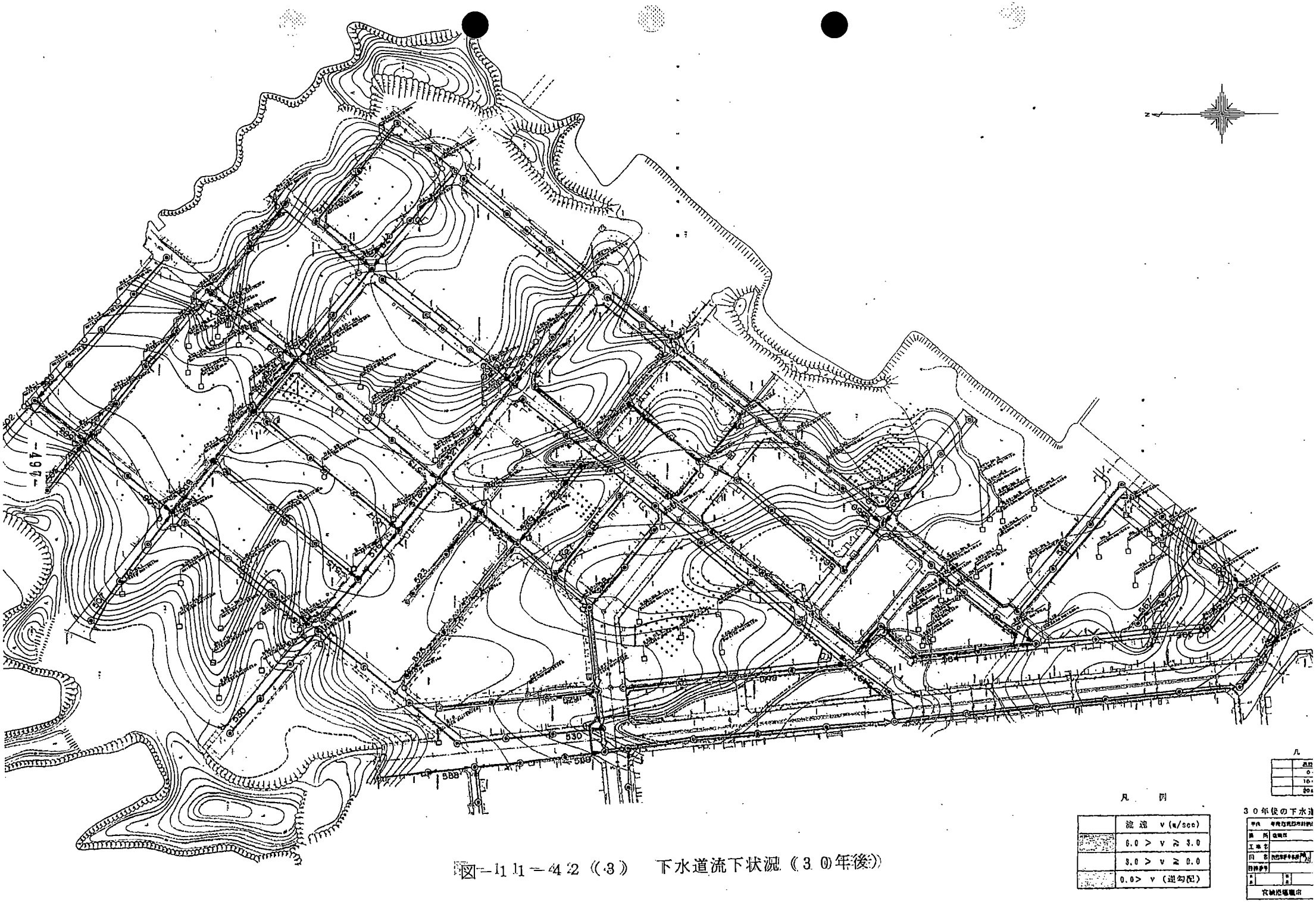
よって10年単位で布設替えを行なうか、または現管布設深度差を大きくし、沈下に対する耐用年数（例えば15年、20年）を確保する必要がある。ただしこのような計画にあたっては、道路補修にともなう沈下を十分考慮する必要がある。



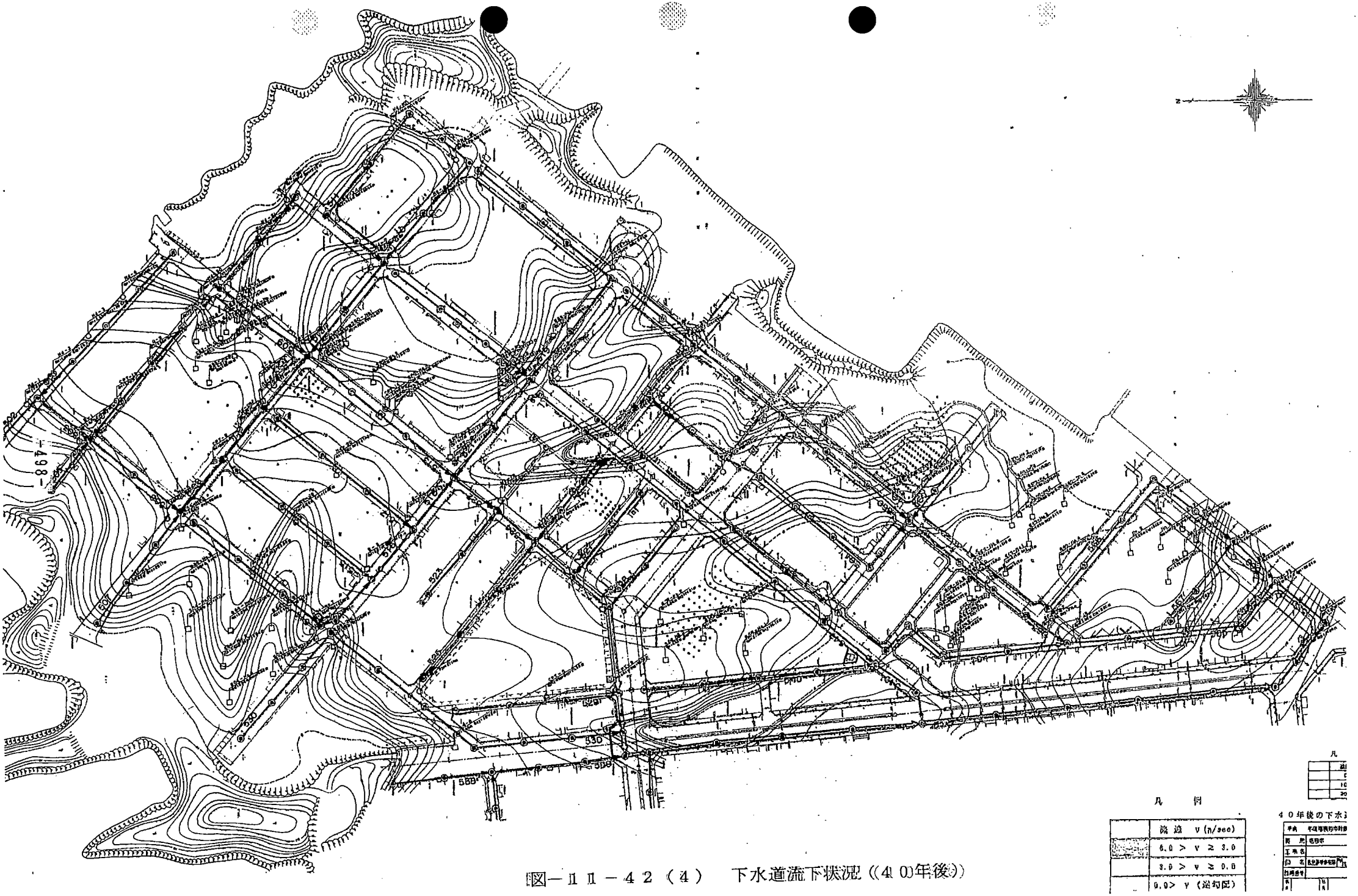
図－１１－４２（１）　下水道流下状況（１０年後）



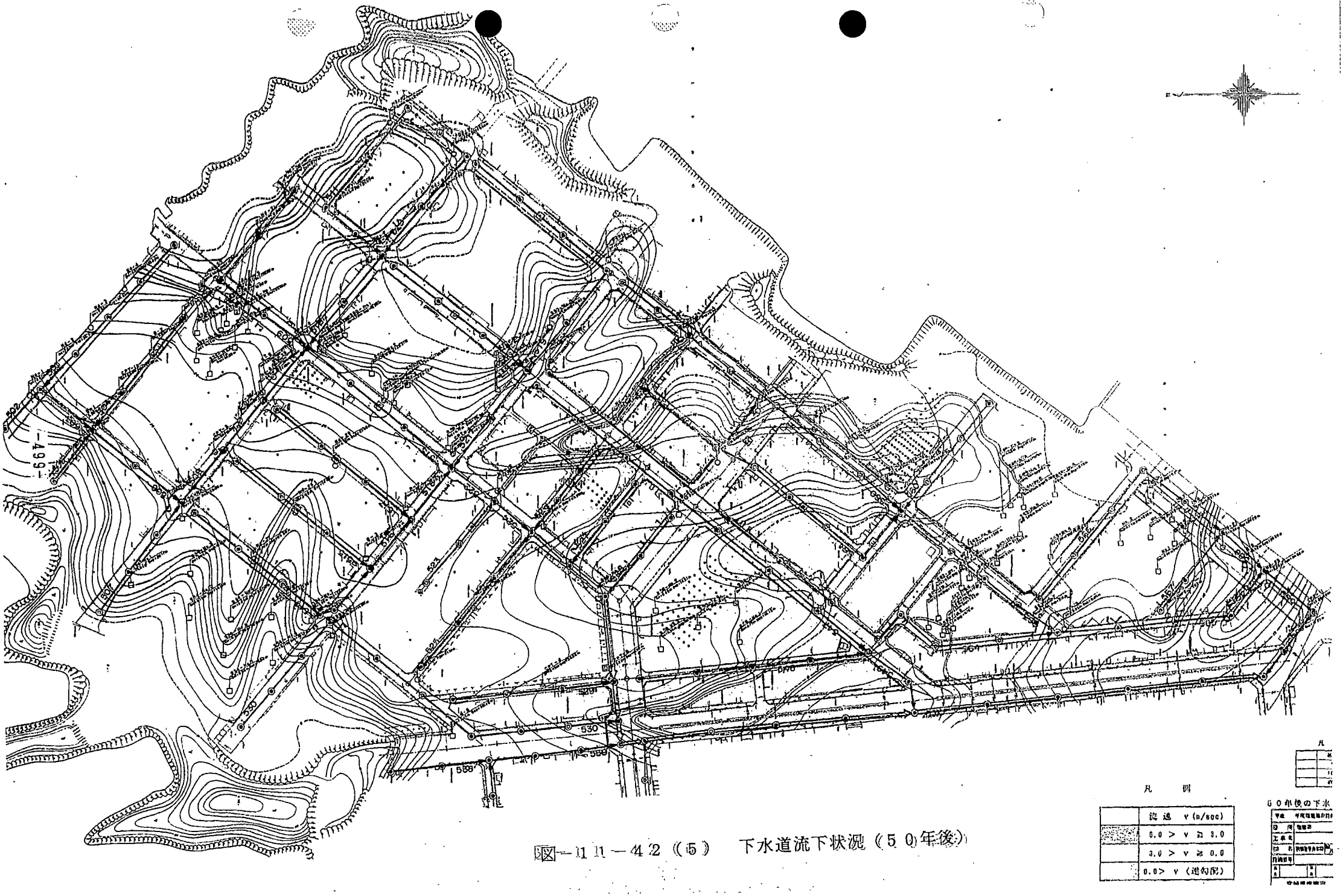
図－11－42（2）　下水道流下状況（20年後）



図－11 11－42（(3)）　下水道流下状況（30年後）



図－11－42（4）　下水道流下状況（40年後）



図－111－42（5）　下水道流下状況（50年後）

１２．総括

塩竈市新浜町三丁目の水産加工団地は、松島湾に面した入江を順次埋め立てて造成した敷地にあたり、毎年数cmずつ地盤沈下が観測されている地帯である。この地盤沈下の影響で降雨のたびに水がたまり、基礎土台が地面から剥離し、建物がゆがみ、工業用水、下水管の漏水が相次いでいる。

こうした現状に対し、地盤の地質土質的性質を把握し、地盤沈下の特性、今後の対応策を立案するため、土質調査を行ない地盤の解析を行なった。その結果を以下に述べる。

(1) 調査手法

① まず土質構成が不明であるため、この点についてi)、ii)のうち、より合理的なii)の手法によった。

i)機械ボーリングを密に行なう。

ii)機械ボーリングの間隔をある程度広げ、その間をサウンディングで補う。

ここでii)のサウンディングについては

・通常軟弱地盤で用いられているスウェーデン式、オランダ式では盛土層の貫入は不可である。

・したがって広域面積でしかもある程度の岩塊混り土層でも貫入可能で、近年よく利用されるようになってきた

動的貫入試験（ラムサウンド）

を利用した。

② 軟弱地盤の土質特性を現位置で把握するため、三成分コーン貫入試験を行なった。

i)三成分とは強度、間隙水圧、周辺摩擦力の3要素であり、三成分コーン貫入試験ではこれらを同時に測定可能である。

ii)これは軟弱地盤粘性土内の間隙水圧を同時に測定することにより、現在の圧密度*を推定する。このため三成分コーンの貫入速度は通常1cm/secであるが、所定深度で12～24時間放置し測定することで、さらに粘土層

の強度を正確に把握した。

③ 機械ボーリング実施孔についてストレーナー付き塩ビ管を挿入、保孔し、長期間にわたって水位変動を観測した。これは潮汐変動の影響を把握するために行なったものである。

④ 埋土層の地下水変動状況を把握するため、地下水の流向流速測定を行なった。

⑤ さらに地盤の土質工学的性質を把握するため、室内土質試験を行なった。

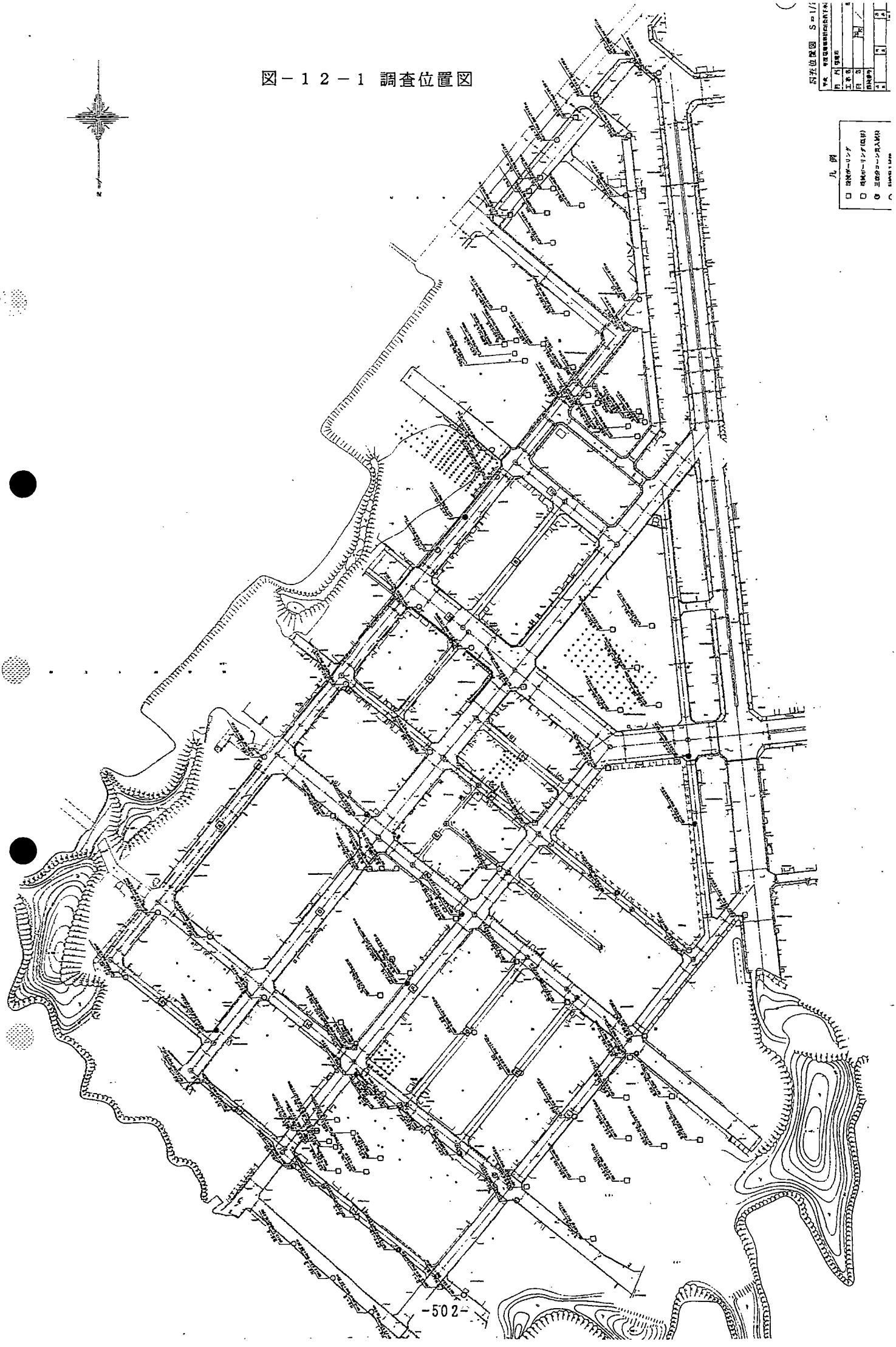
*圧　密：透水性の低い飽和粘土が荷重を受け、内部の間隙水を徐々に排出しながら、長時間をかけて体積を減少していく現象

*圧密度：現在の圧密の進行度合

表－１２－１　　調査対象と調査項目

調　査　対　象	調　査　項　目
埋土厚さ 軟弱層厚さ 圧密排水条件 基盤形状	ラムサウンディング、三成分コーン貫入試験、ボーリング、Ｎ値
地下水変動 　　鉛直 　　水平 　埋土透水係数	 水位測定 流向流速測定 現場透水試験
圧密層の土質特性	土質試験
圧密層の間隙水圧の分布	三成分コーン貫入試験
埋土荷重による最終沈下量 　　現在までの沈下量 　　圧密度 　　今後の残留沈下量 現在の沈下速度	 圧密沈下計算 沈下観測
構造物変状の現況	目視調査

図－１２－１ 調査位置図



(2) 地形地質概要

塩竈地区は、宮城県太平洋沿岸中南部に位置し、仙台平野の南東縁に当たっている。

地形は塩竈湾に望む標高100m未満の松島丘陵と呼ばれる丘陵地と、一部にこれらを開析した定高性を有する段丘面、及び丘陵地に挟まれた狭小な沖積低地と湾岸の埋立地、並びに湾に点在する島々が特徴である。

塩竈湾は仙台湾に連なる曲型的なリアス式海岸を呈する松島湾の一部であって、丘陵地が海岸に直接接しているために、主な中小河川の発達はほとんど見られず沖積低地の分布は小さい。

本地域は古くからの要衝の地を占め、現在は港湾・工業都市として発展の途上にあって、宅地造成による丘陵地の開発、湾奥の埋立、谷筋、水田を埋積した盛土地などの人工的な土地改変が著しく進展しており、自然地形は大きく変化している。

今回の調査地区は、かつて塩竈湾の一湾入であった杉ノ入湾を昭和37年までに埋め立て造成したところである。

今回調査地の基盤岩は、新第三系中新統松島層群の網尻層である。

網尻層は、下部は主として凝灰質砂岩・凝灰岩の互層からなり礫岩を挟み、上部はよく成層したシルト岩・砂岩互層に移化し、調査地では走向N 30°E、傾斜15～20°Eの同斜構造をなし、塩竈湾に面した地域に丘陵地や島を形成して分布する。

基盤岩を被覆する沖積層は、約18000年前の最終氷河期最盛期の海水準最大降下期に形成された埋没谷を埋積する堆積物であり、埋立造成前の旧杉ノ入り湾の沖積層からなる底質は、下部に砂礫を伴う有機質の粘土・シルトからなり、厚さ15～25mに達することが示されている。

(3) 土質構成

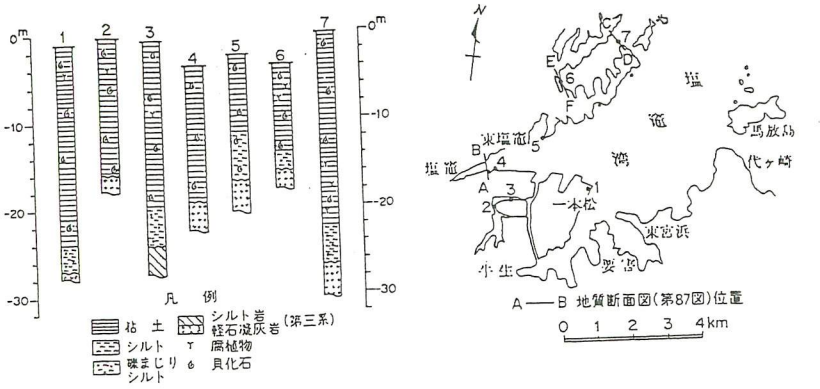
当調査地区の地盤は、下位より軟岩類からなる基盤岩、軟弱な沖積層、埋立盛土層で構成されている。

基盤岩は、黄褐～暗灰色の固結度の良い堆積軟岩の凝灰岩・砂岩・シルト岩であり、今回のボーリング結果ではN値50以上を示す。

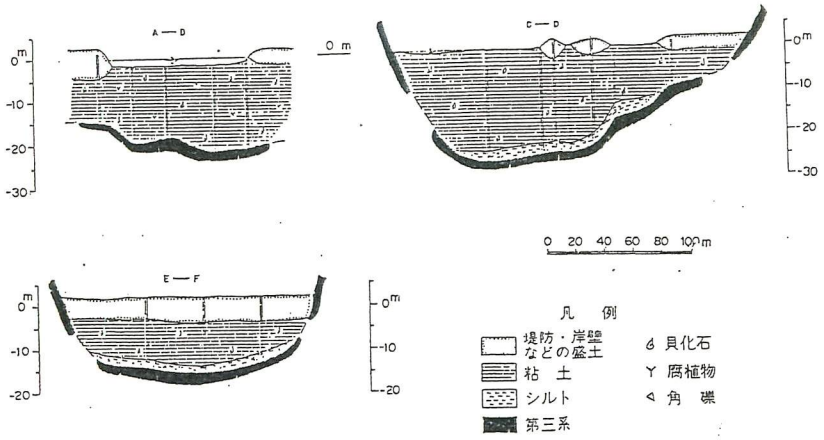
沖積層は、基盤岩からなる埋積谷の底面に薄く分布する貝殻片の密集部や径2～10mm程度の円礫を含む、N値2～16のシルト質～シルト混り砂からなる下部層と、貝殻の密集する薄層を挟み、有機物破片や腐植木片を含むN値0（自沈）の軟弱で緑灰色を呈する厚い粘土質シルト～シルト質粘土からなる上部層に区分できる。

この上部層の厚い粘性土は、浅海内湾性特有の貝殻片・腐植物片を含んでおり、含水比が高く非常に軟弱な堆積物である。これは、当地域が湾入の多い複雑多岐に入り組んだ海岸地形（埋積谷の形状）を呈し、外洋に向かって閉塞されていたことや、周辺地域から粗粒な堆積物をもたらす有力な河川がほとんどなく、海水に懸濁した細粒分が拡散、運搬、沈積したためと考えられる。ちなみに北方の石巻湾では、石巻平野南縁の海岸が直線的な砂浜海岸を形成し、比較的大きな河川の河口に位置しているため堆積物の供給も豊富で、粗粒な堆積物が厚く発達していることが知られている。

最上位の埋立盛土層は、当地を造成したときの埋立土がほとんどであり、網尻層からなる丘陵地を切り崩してあてられたもので、厚さ約3～7mの砂岩、シルト岩、凝灰岩の硬質な角礫を主体とするシルト混り砂礫からなっている。この盛土層には港の浚渫土砂も併せて使われたようである。

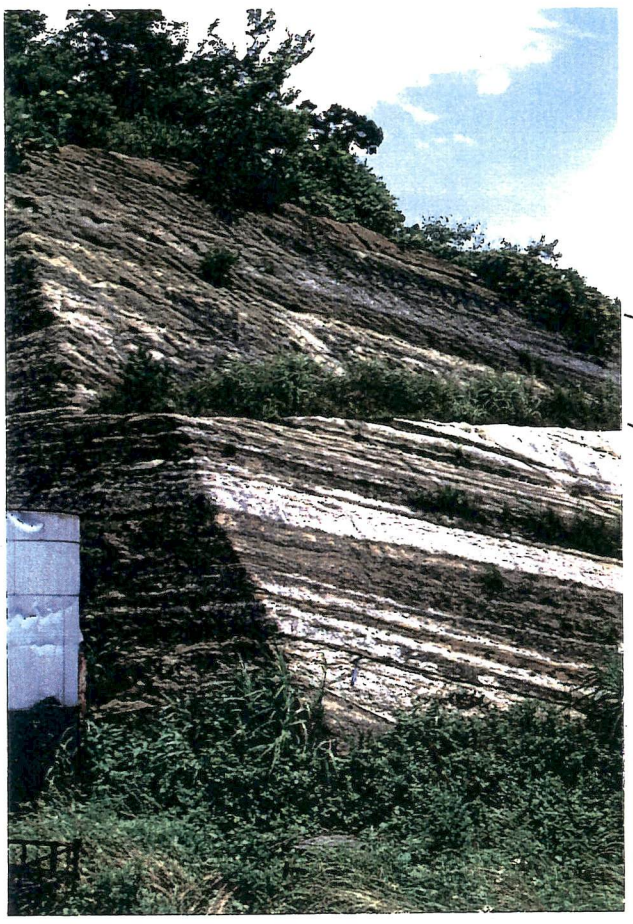


第86図　塩竈湾周辺のボーリング柱状図（武藤，1968，Fig. 18 より）



塩竈湾沖積層地質断面図（武藤，1968，Fig. 19 より）　切断線は第86図に示す．

図－１２－３　　塩竈湾の沖積層



P-1　網尻層上部層

走向N6°E、傾斜22°Eで分布する。下位から中層理を示す砂岩・シルト岩互層、含礫砂岩及び軽石凝灰岩と最上位の軟質な粗粒砂岩。のり面全体は安定しているが、岩質により小さな凹凸が認められる。すなわちシルト岩などより相対的に軟質な砂岩は浸食されやすく、小さな凹状を示す。

表－１２－２　　調査地の土質構成

土質名	記号	記事
盛土	Bn	シルト混じり砂礫～粘土質砂礫 礫は砂岩及び凝灰岩の角礫を主体とし 硬質のもの多い。
貝殻混り粘土質シルト～シルト質粘土	Ac	多量の貝殻を含む。 少量の未分解有機物を含む。 非常に含水量多くきわめて軟質。
礫混じり砂質シルト～シルト質粘土	Asc	凝灰岩、砂岩などの礫を含みやや固い粘性土を主体とする。 部分的に木片などを混入する。
礫混じりシルト質砂～シルト混り砂	As	細～粗粒砂を主体とし、 多量の貝殻を含む。 一部、径 2～10mm程度の円礫を含む。
砂岩～凝灰岩	T	新第三期中新世網灰層の堆積軟岩。 露頭では互層状に確認される。 全体に固結良好。

(4) 土層分布状況

図－１２－４　基盤等高線図

図－１２－５　軟弱層厚分布図

図－１２－６　盛土層厚分布図

に、各土層の分布状況を整理した。その結果をまとめると、以下のようである。

① 基盤の分布標高が最も低い地帯はＦ通りとＩ通りのほぼ中央部に位置しており、通りに平行して北東～南西方向に延びている。深度は最大－26mに達している。

またほぼ東西方向に延びる小沢状の谷部では、－16m～18m前後となっており、主沢に比べ10m程度浅くなっている。

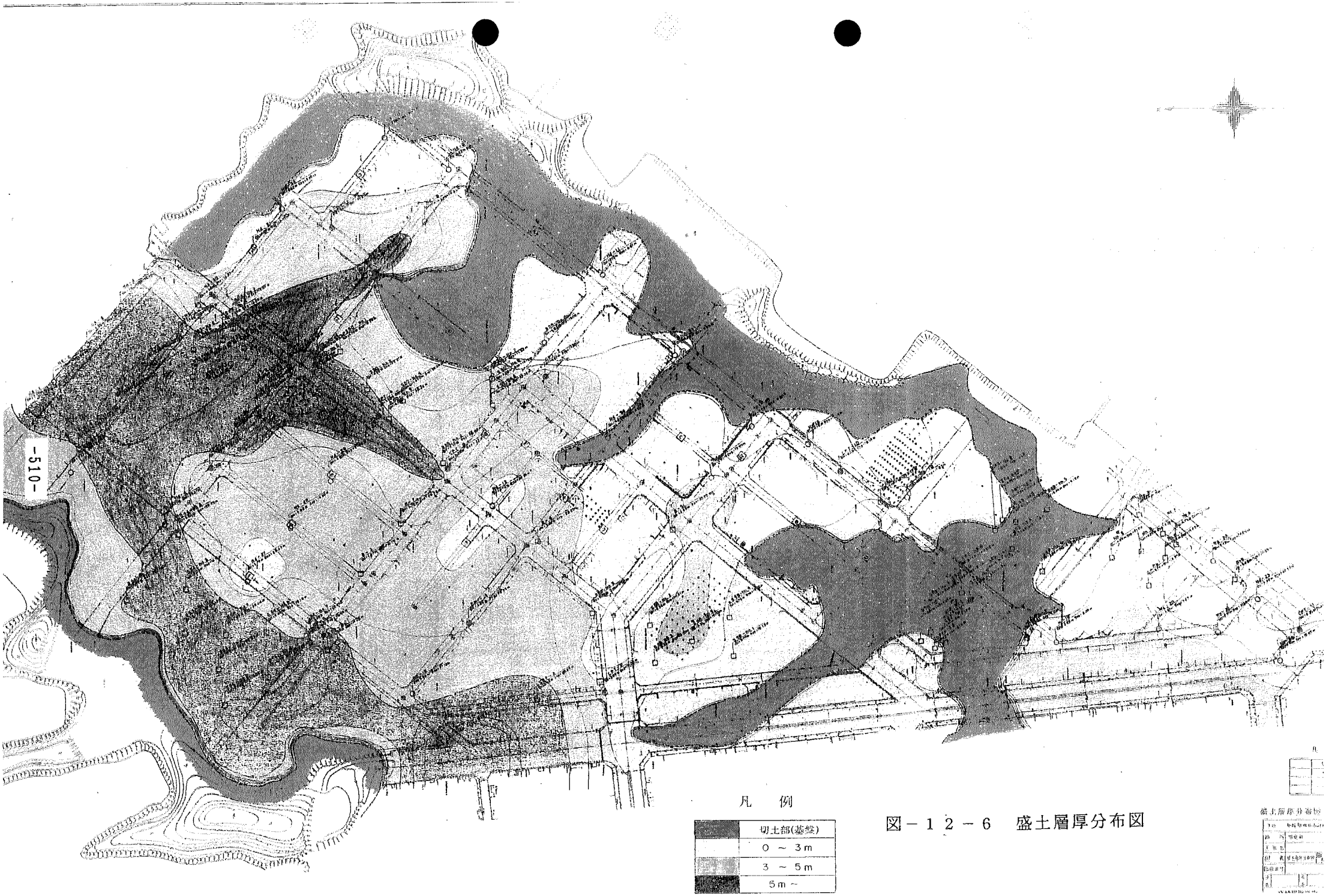
② 基盤までの層厚－盛土層厚を軟弱層厚として求めてみると、図－１２－５となる。同図によると、軟弱層厚も基盤等高線とほぼ傾向を同じくして分布している。

すなわち沢中央部での軟弱層厚は最大20m程度にも達しており、東西方向の小沢についても、12～14m程度の層厚を有している。

③ 盛土層は多少の凹凸があるものの、総じて3～4mの層厚を有し、北側入江入口付近では5m以上に達している。

図－１２－４　基盤等高線図

図－１２－５　軟弱層分布図



図－１２－６　盛土層厚分布図

(5) 地下水状況

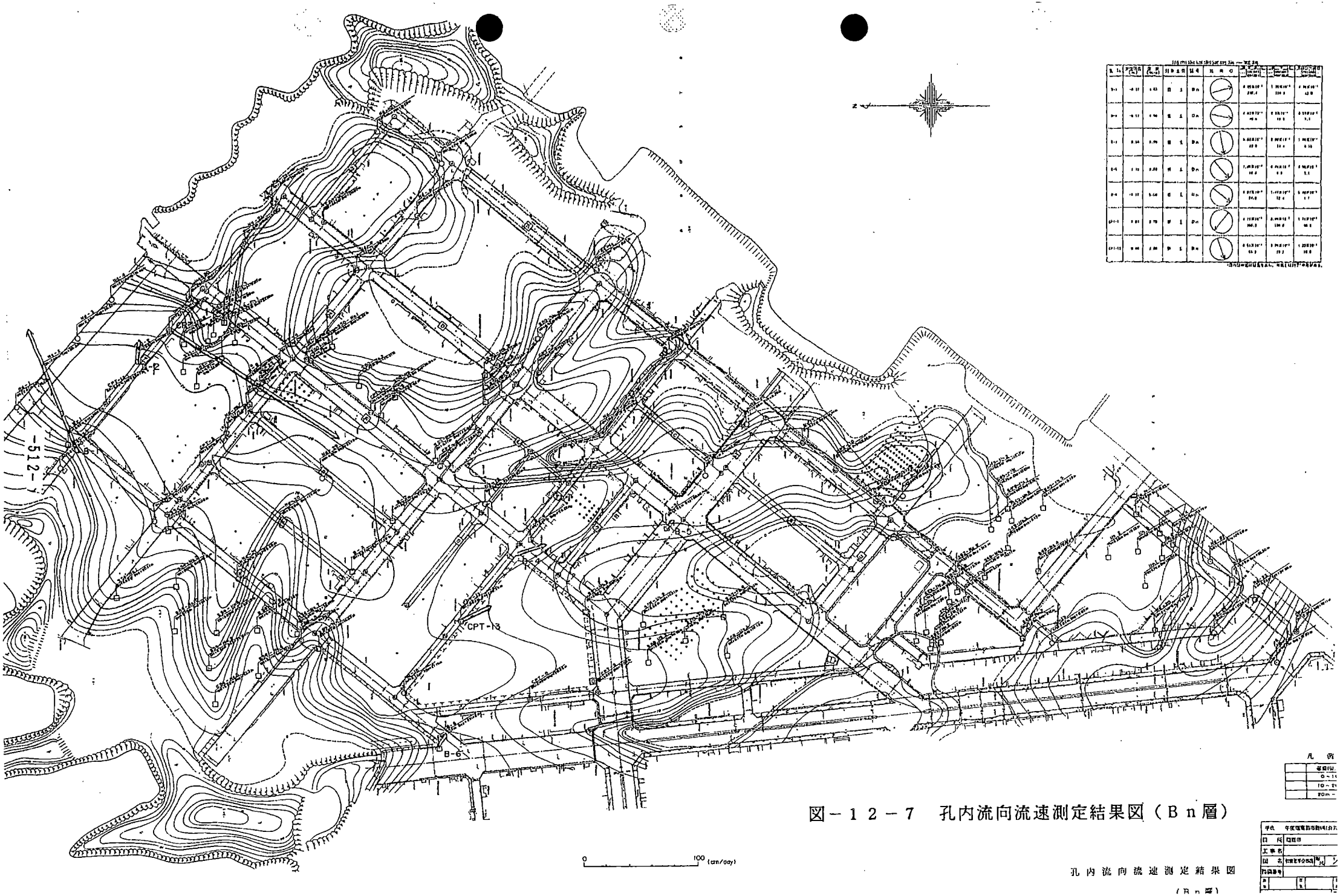
孔内水位の経時変化を見ると、潮汐による水位変動は水位高で10cm以内であり、地区内に影響していないことがわかった。

盛土層内の流向は各地区で一定せず、流速は10^{-3}～10^{-4}cm/sec程度であった。

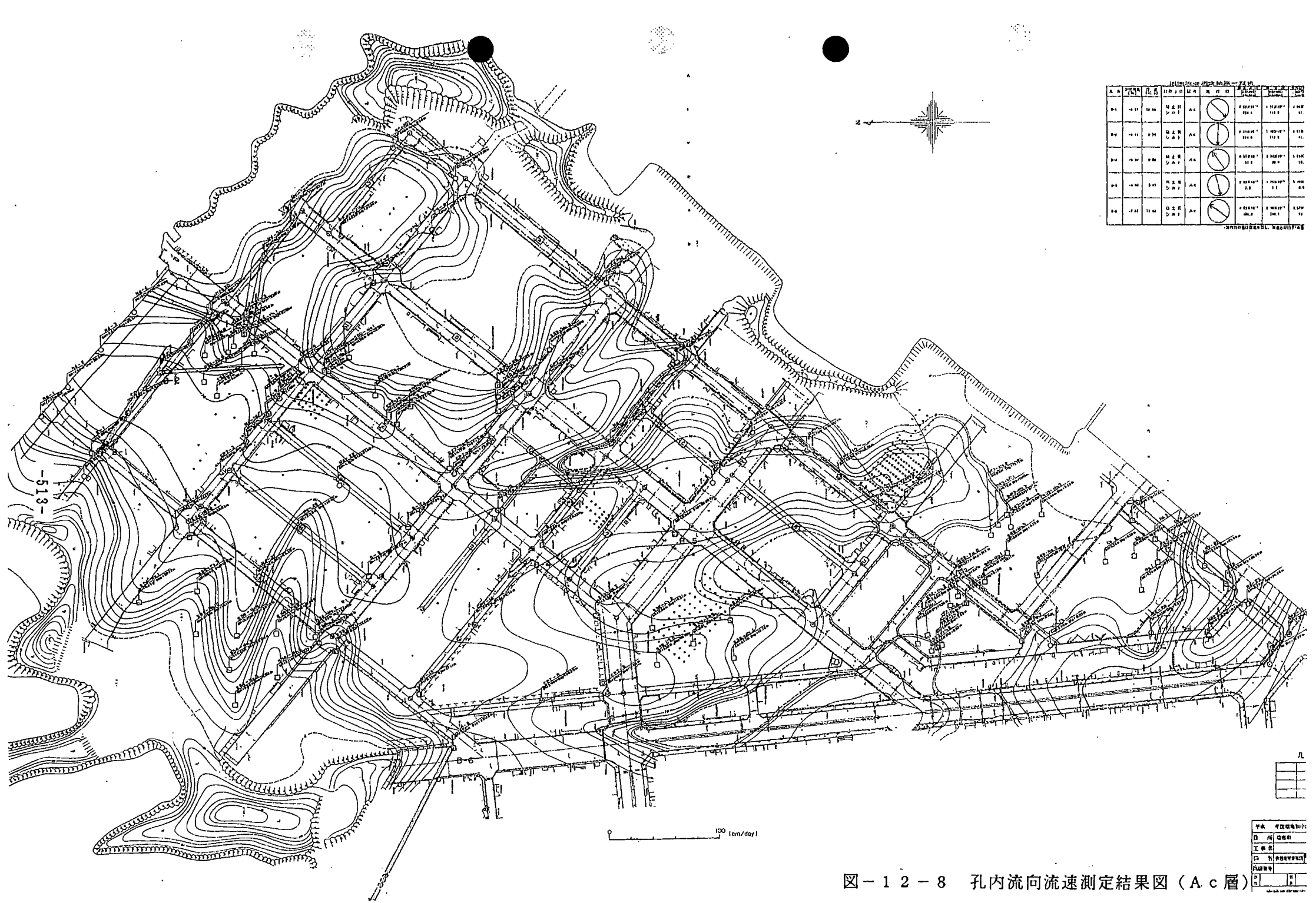
なお盛土層内の透水係数は

$$k = 3.0 \times 10^{-3} \mathrm{cm/sec}$$

と比較的大きな値が得られており、盛土層を掘削する場合は多量の地下水処理が必要となる。



図－１２－７　孔内流向流速測定結果図（Ｂｎ層）



図－１２－８　孔内流向流速測定結果図（Ａｃ層）

(6) 塩竈市水産加工団地の年代による地形の変化

松島側の徳兵衛島と内裡島との間から、西南～西方向に向かって入江が深くなっていた。数千年前は現在のＪＲ仙石線よりもっと先まで海であった。

① 明治32年頃は、Ａは湿地帯となり、Ｂは人工的に干拓化しつつある状況を示している。

② 昭和14年頃は、Ｂ、Ｃ、Ｄ、Ｅの入り込み部が埋め立てられ、入江入口のＦが閉ざされている。

③ 昭和29年、すなわち終戦後9年頃までは、わずかにＧ、Ｈ区域が埋め立てられた程度である。

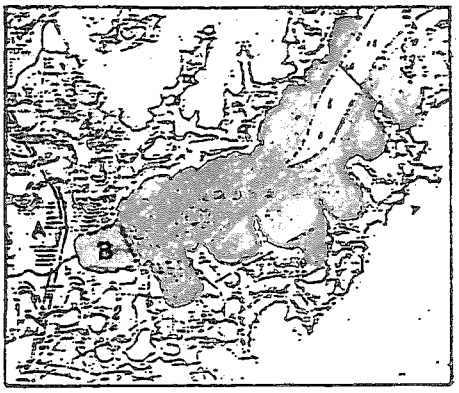
④ 昭和39年頃は高度成長時代にかかり、入江入口締切が改めて計画され、さらに入江全体埋立のためＩ、Ｊと進むようになった。

⑤ 昭和42年では入江全体が埋め立てられ、水産研究所が入江南台地に作られ、これに通ずる道路が作られた。

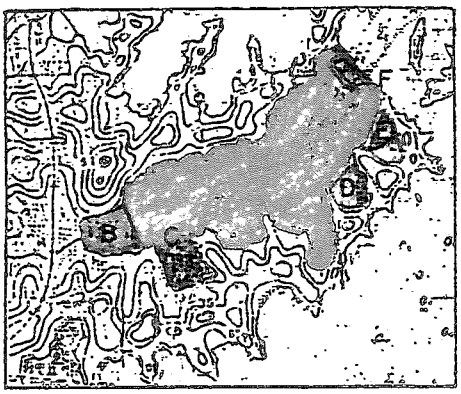
⑥ 昭和57年頃の現況地図である。地盤沈下は埋立の新しいところほど大きく、また水深の大きいところでも大きい。

以上の点から、図－１２－１０に示すような埋土工程図を作成した。

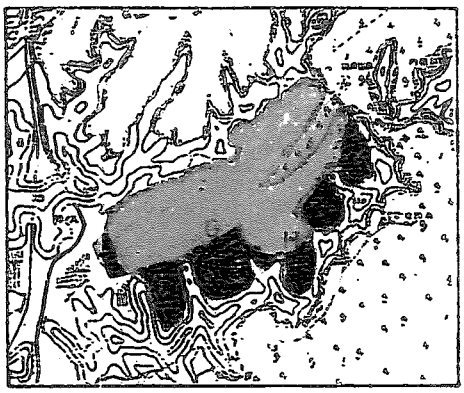
① 明治32年度版



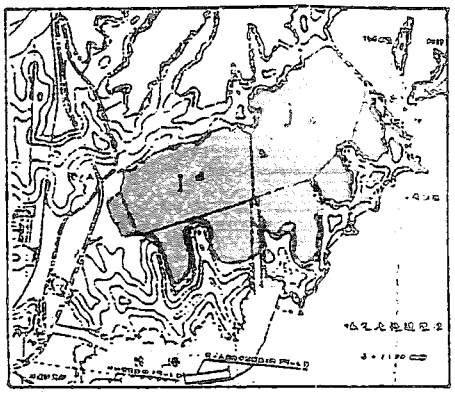
② 昭和14年度版



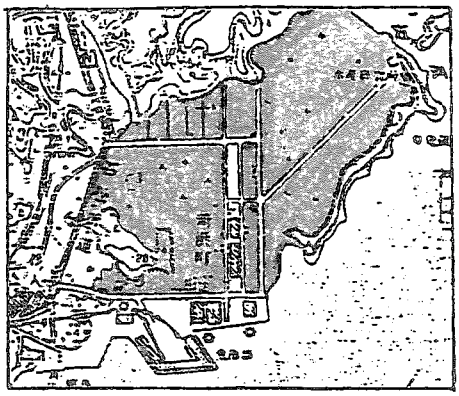
③ 昭和29年度版



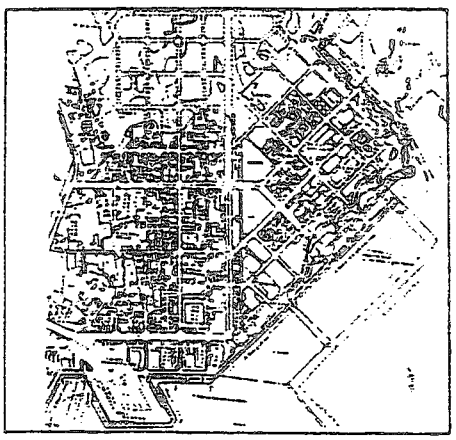
④ 昭和39年度版



⑤ 昭和42年度版



⑥ 昭和57年度版（現況に至る）



図－１２－９　　年代別地形変化説明図（年代地形一覧図）

(7) 加工団地の沈下の現状

塩竈加工団地の沈下測定は、昭和46年造成工事完成時、以後昭和60年、平成2年12月、平成3年4月に実施されており、その結果をまとめると以下のようになる。

① 昭和46年からの沈下量は最大110cm、昭和60年からの沈下量は最大30cm（年平均6cm）に達している。

② 沈下が著しく大きな地区は加工団地の西側であり、旧埋土前の入江中央部に当たっている。

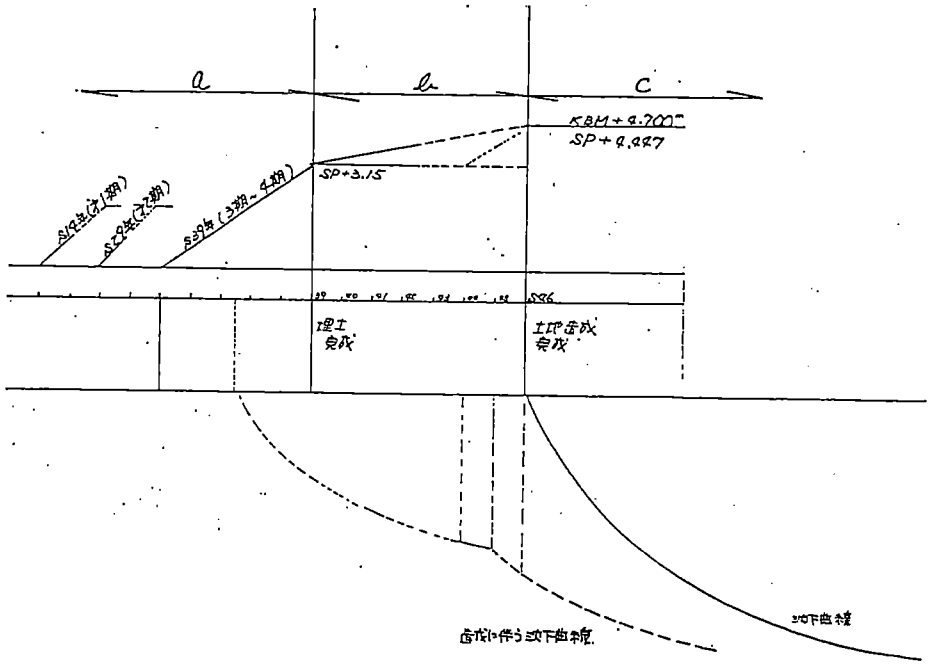
③ 造成は図－１２－１０のように進められ、沈下量の多い地区は昭和29年以降昭和39年までに造成され、加工団地内で最後に埋土された地区に対応している。

④ 以上の埋土工程、沈下状況から、加工団地を次に示すブロックに区分した。（図－１２－１２）

Ⅰ地区　加工団地のうち昭和39年度の最後に埋土された地区で、地盤沈下が最も著しい地区。

Ⅱ地区　昭和29年度までに埋土された地区であり、北側からⅡ－１、Ⅱ－２、Ⅱ－３地区に区分した。

Ⅲ地区　南東側の埋土地区で、現在漁港として利用されている。



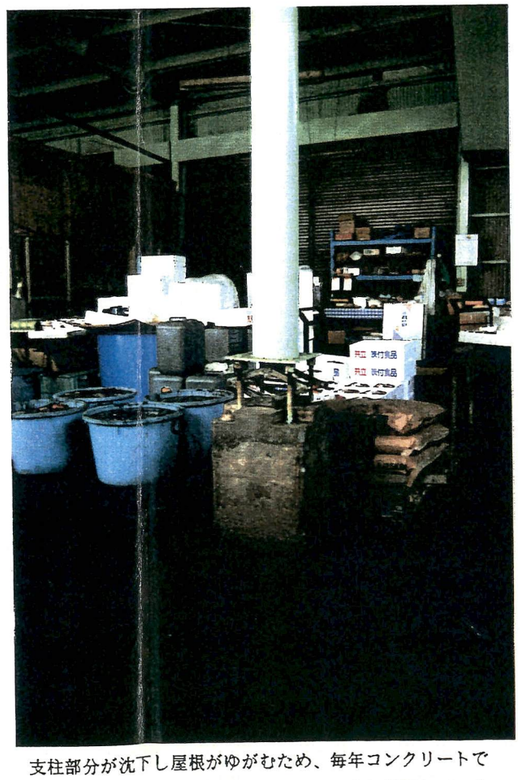
図－１２－１０　埋土工程

基礎形式は杭基礎（支持杭）を採用したが、写真
左側の杭が地盤沈下により座屈し、建物が傾いている。

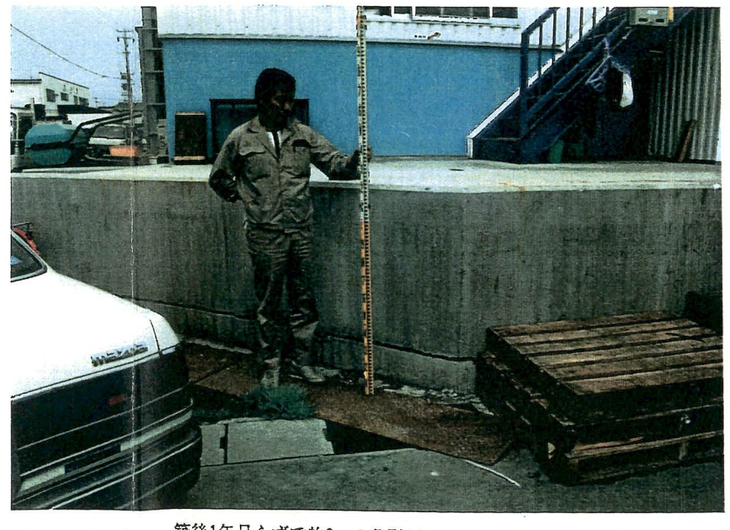
昭和47年頃の建物と考えられるが、支持杭で支持
されており、建物自体の変状はみられない（建物
は現在使用されていない）。

入江の中央部では、このように杭体が露出してい
る構造物が多い。

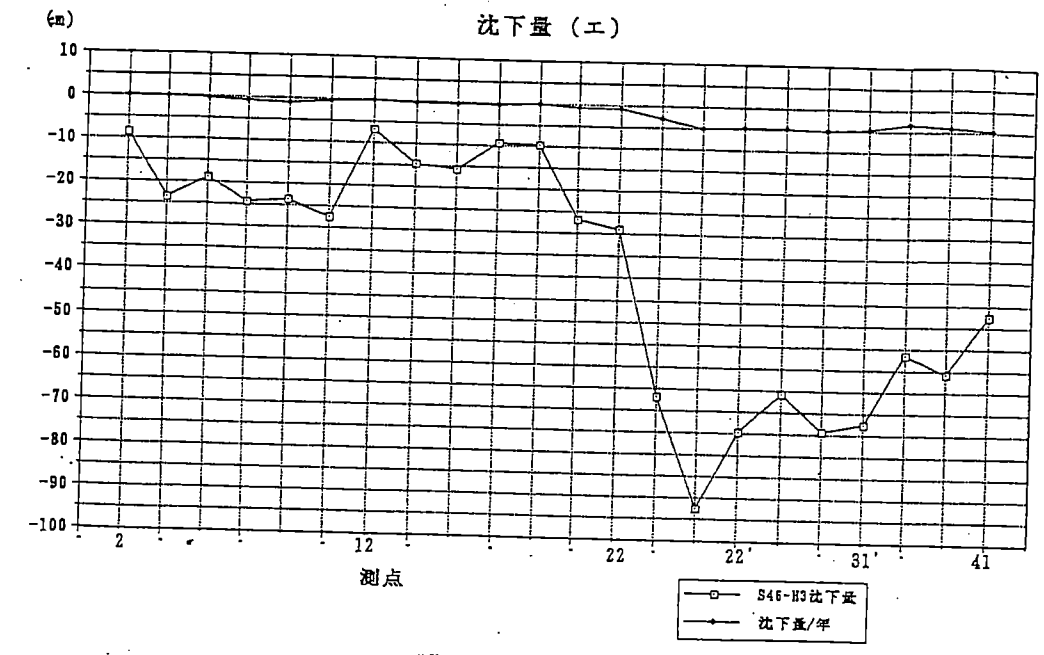
基礎杭打設位置は沈下せず（固定）、周辺が沈下
沈下したため杭頭が上屋を突き破っている。

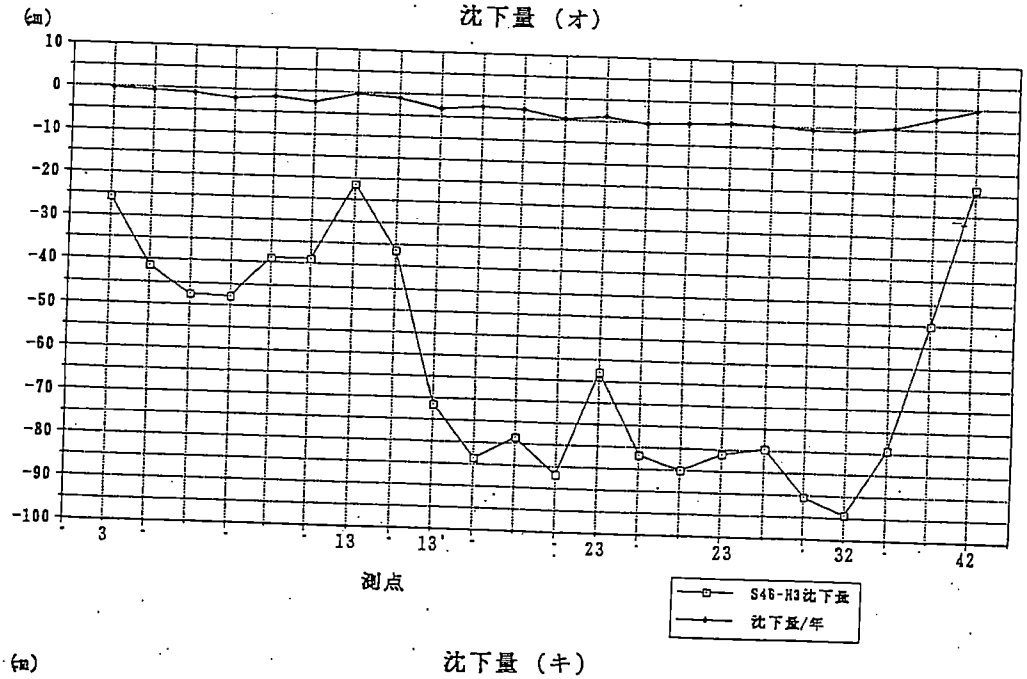


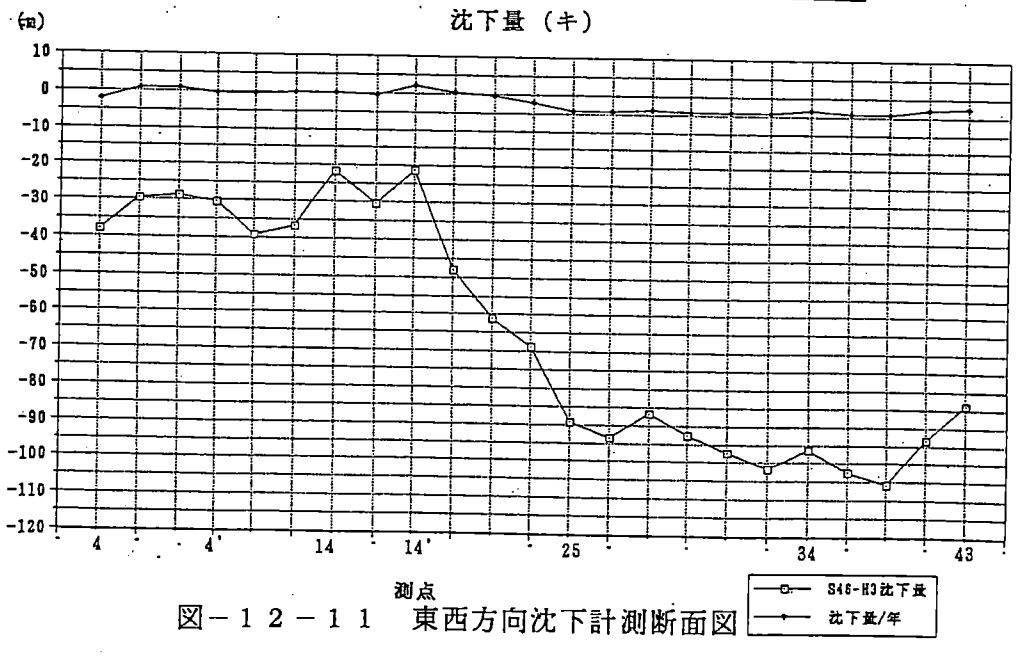
支柱部分が沈下し屋根がゆがむため、毎年コンクリートで
かさ上げしている。その間はジャッキにより対処している。



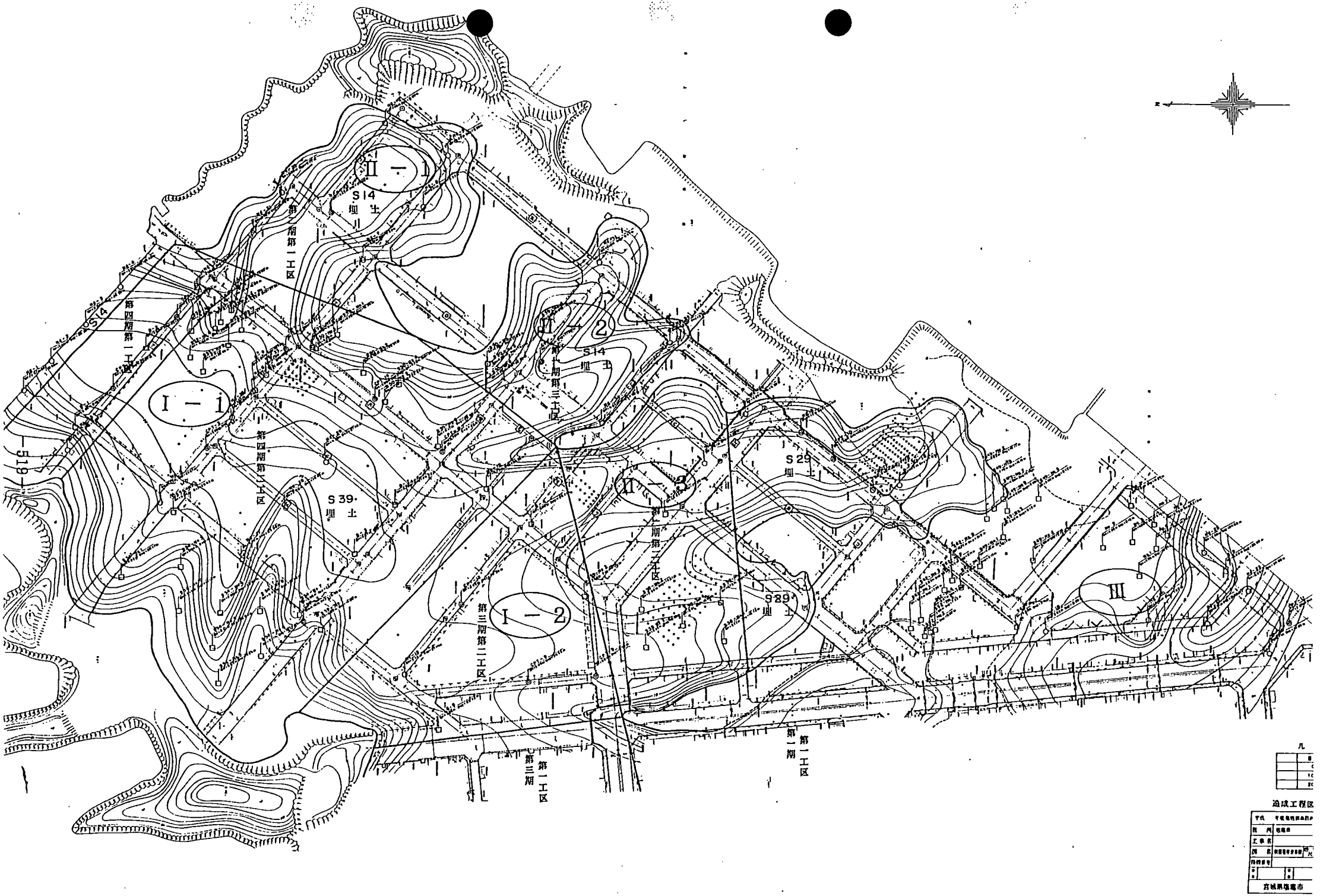
築後1年足らずで約3cmの亀裂が生じている。現在
も沈下が進行していることが容易に伺える。







図－１２－１１　東西方向沈下計測断面図


II－1
S14
埋土
第一期第一工区
S14
第四期第一工区
I－1
第四期第二工区
S39
埋土
II－2
S14
埋土
第一期第三工区
II－3
第一期第二工区
S29
埋土
S29
埋土
I－2
第三期第二工区
第三期第一工区
第一期第一工区
III
凡
造成工程区
宜城黑塔市

(8) 土質工学的性質

① 物理特性

塩竈地区の粘土Ａc層は、内湾性特有の軟弱粘土であり、物理特性でもその傾向が顕著に認められる。

土粒子の密度ρ_sは2.5前後にばらついており、一般の粘性土に比べて小さな値を有している。これはＡc層が全体に貝殻片を多く含んでいるためと考えられる。

自然含水比 $_n$はほとんどが100％以上の高含水比領域に分布している。深度方向についてみると、分布形状は弓形を呈している。すなわち埋土ならびに最下部に分布する砂質土層Ａsまたは粘性土層Ａscに近いところでは含水比が若干低く、層の中央部では高含水比領域に位置している。これは盛土（埋土）荷重による圧密が粘土層の上面及び下面で早く進行し、層中央では時間的な遅れが生じている結果と考えられ、塩竈加工団地粘性土の一つの特徴としてあげられよう。特に

Ｂ－1、2、8のア通り

Ｂ－3、7のオ通り

については、層中央部において160～180％ときわめて高い含水比を有しており、圧密進行の遅れを暗示している。

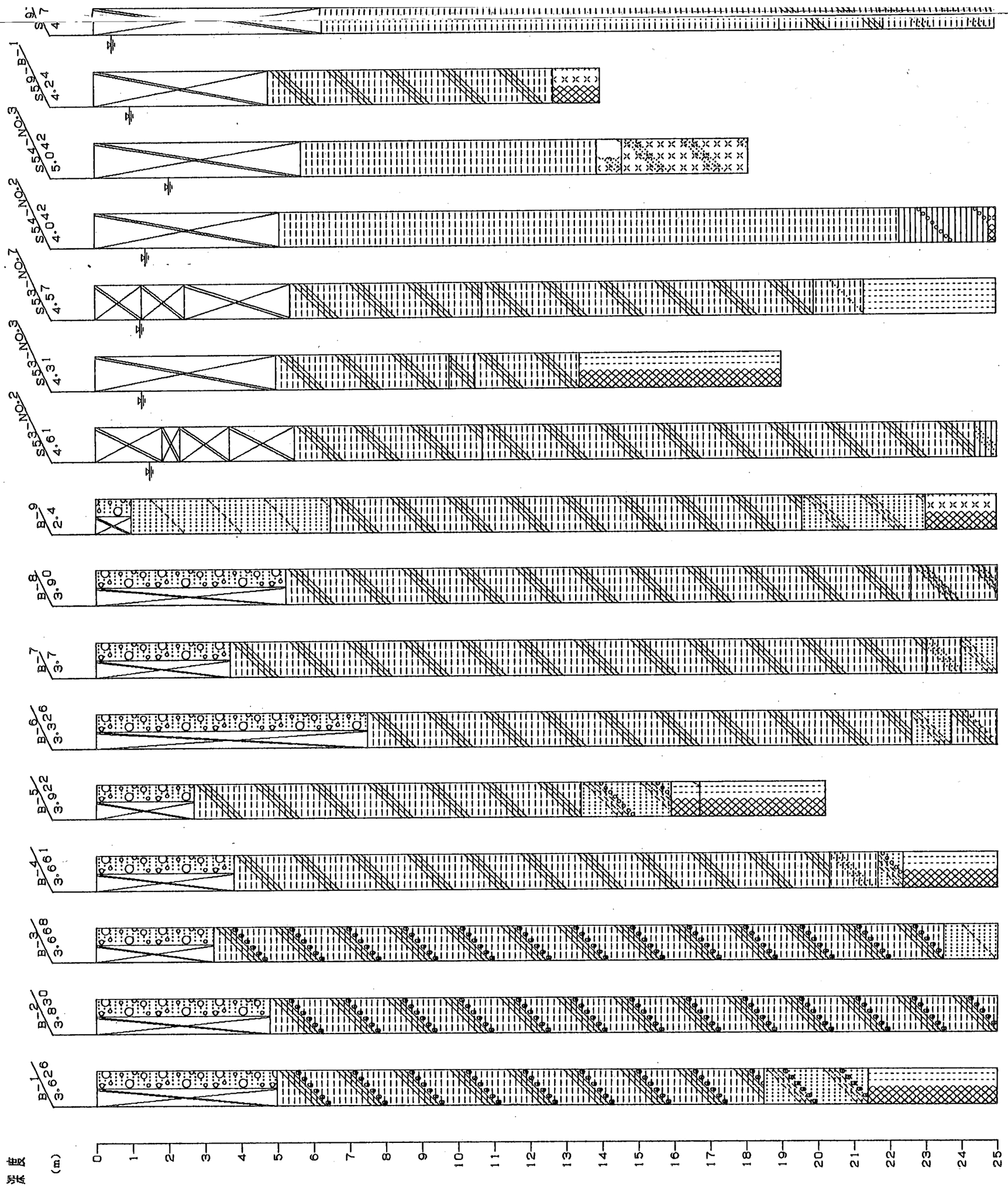
Ｂ－4、5、6地点では、前述のア、オ通りに比べると若干含水比が低下しており、圧密はア、オ通りに比べると進行しているといえよう。さらにＢ－9孔地点では120～130％台に低下しており、他の地点に比べ圧密層が薄い、早期に盛土を終了している等の要因を反映した結果となっている。

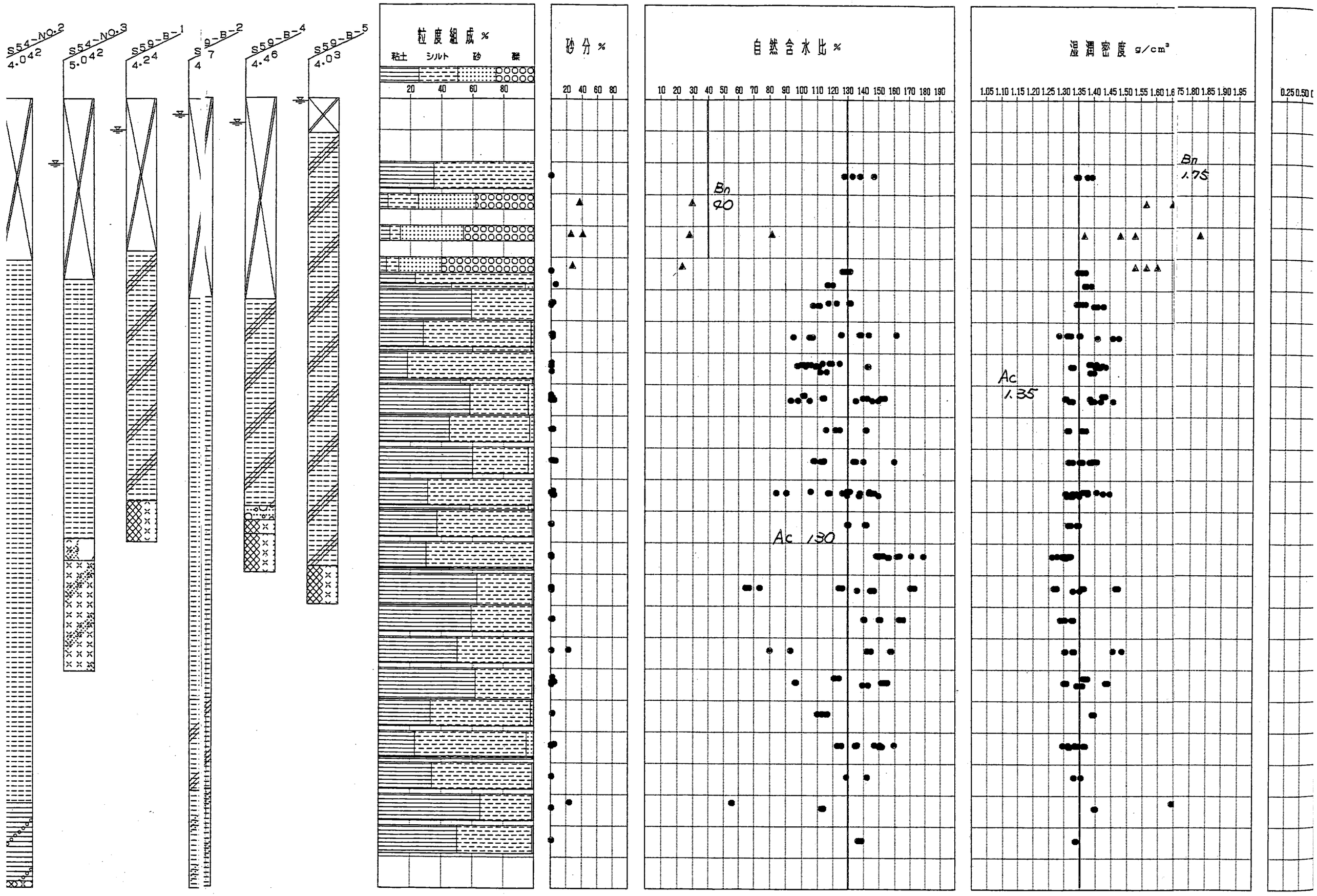
湿潤密度ρ_tは、1.3～1.5g/cm^{3}と、全体に小さな値である。深度方向の分布形状は、層中央部で値が若干小さい逆弓形を呈し、先に示した自然含水比の弓形形状と表裏をなすものとなっている。また間隙比の深度分布形状が自然含水比の弓形形状にほぼ一致することも、これより当然の結果といえる。

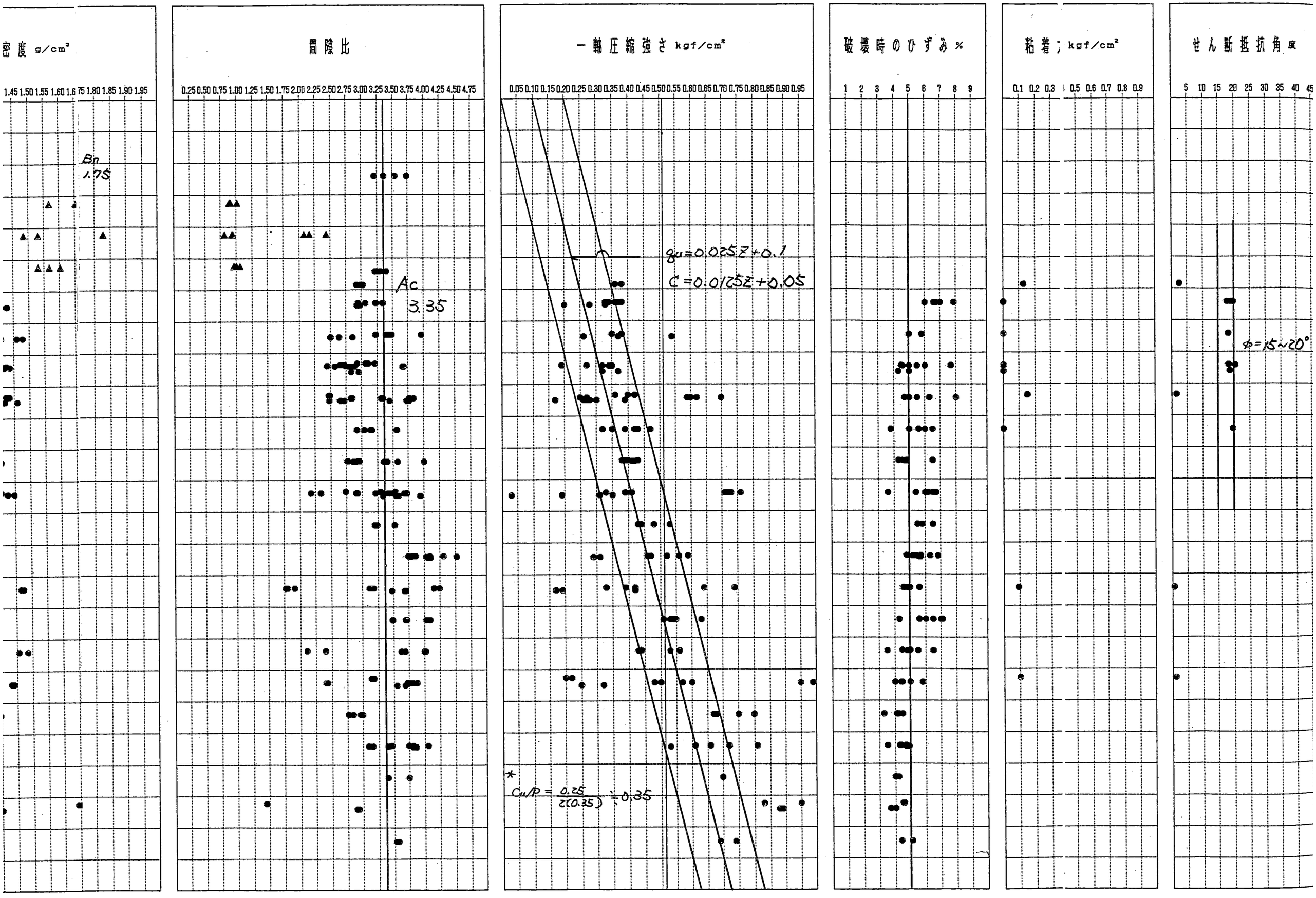
液性限界は100％以上のものがほとんどであり、日本統一土質分類では、ほとんどが圧縮性の大きな（ＣＨ）に分類される。

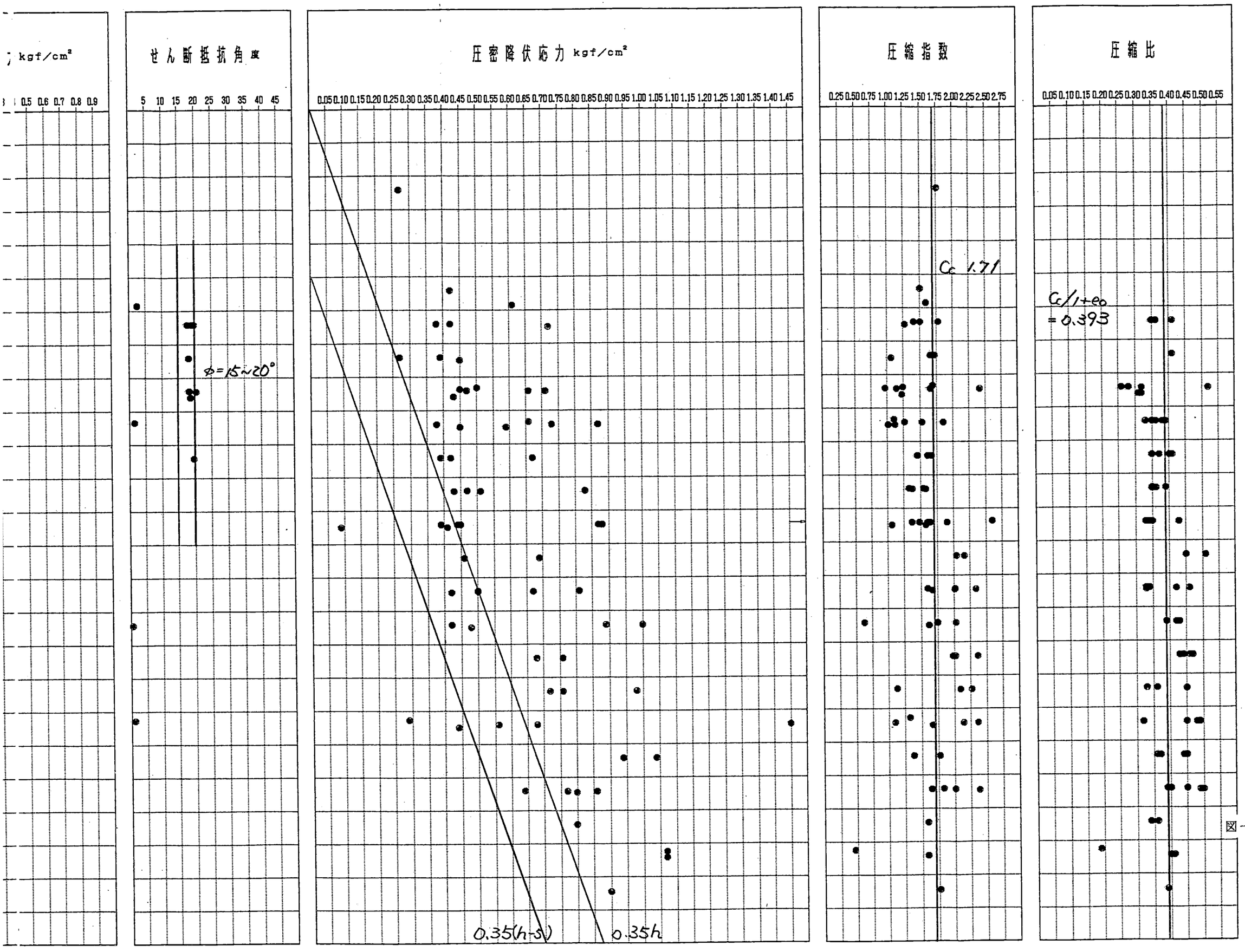
② 力学特性

Ａc層はＮ値0とほとんどが自沈する軟弱粘性土であり、一軸圧縮強さはq_u＝1.9～9.9tf/m²であり、深度10m付近までは一定の値を示し、以深は増加傾向が認められる。圧縮指数C_cは1.0～2.5にばらついているが、平均は1.7程度、粘性土としては圧縮性の大きな粘土に区分される。圧密降伏応力も深度10mまでは増加傾向が不明瞭であるが、以深は増加傾向を示して分布している。


S9-7
4
S59-B-1
4.24
S54-NO.3
5.042
S54-NO.2
4.042
S53-NO.7
4.57
S53-NO.3
4.31
S53-NO.2
4.61
B-9
2.4
B-8
3.90
B-7
3.7
B-6
3.326
B-5
3.922
B-4
3.961
B-3
3.968
B-2
3.830
B-1
3.926
深度
(m)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25


S54-NO.2
4.042
S54-NO.3
5.042
S59-B-1
4.24
S59-B-2
S59-B-4
4.46
S59-B-5
4.03
粒度組成 %
粘土 シルト 砂 礫
砂分 %
自然含水比 %
湿潤密度 g/cm³
Bn
90
Bn
1.75
Ac
1.35
Ac 130


密度 g/cm³
1.45 1.50 1.55 1.60 1.65 1.80 1.85 1.90 1.95
Bn
1.75
間隙比
0.25 0.50 0.75 1.00 1.25 1.50 1.75 2.00 2.25 2.50 2.75 3.00 3.25 3.50 3.75 4.00 4.25 4.50 4.75
Ac
3.35
一軸圧縮強さ kgf/cm²
0.05 0.10 0.15 0.20 0.25 0.30 0.35 0.40 0.45 0.50 0.55 0.60 0.65 0.70 0.75 0.80 0.85 0.90 0.95
qu=0.025z+0.1
C=0.0125z+0.05
*
Cu/P = 0.25 / z(0.35) ≒ 0.35
破壊時のひずみ %
1 2 3 4 5 6 7 8 9
粘着力 kgf/cm²
0.1 0.2 0.3 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9
せん断抵抗角 度
5 10 15 20 25 30 35 40 45
φ=15~20°


kgf/cm²
せん断抵抗角 度
圧密降伏応力 kgf/cm²
圧縮指数
圧縮比
φ=15~20°
Cc 1.71
Cc/1+e0
=0.393
0.35(h-s)
0.35h
凡例
Ac
Asc
Bn

図－１２－１３ 土性図

(9) 評価方法の概要

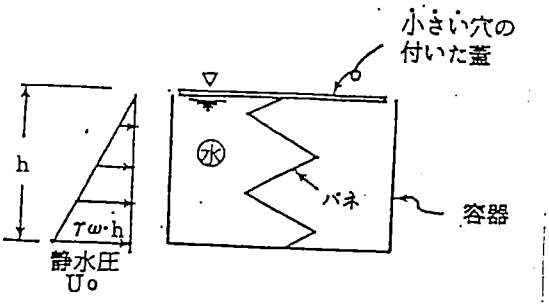
① 圧密現象

1)水槽に水を一杯に満たした容器を用意する。

2)水槽に穴の付いた蓋をかける。

3)蓋にはバネを付ける。

4)土に例えると、容器内の水が間隙水でバネが土粒子である。



図－① 荷重をかける前

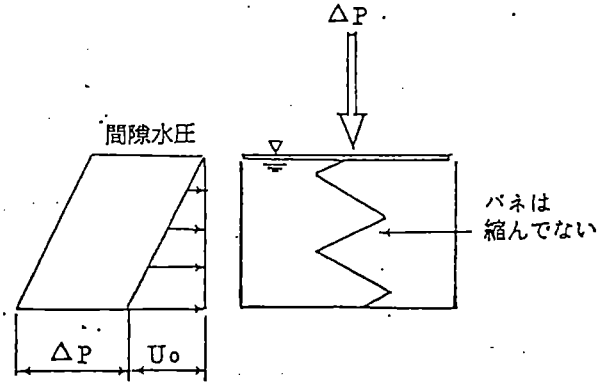
5)バネにはバネの自重と蓋の重さがかかっている。

6)バネの密度をγ_Bとし、蓋の重さをWとすると、バネには

$$p' = \gamma_B \cdot h + W = p_o'$$

がかかっていることになる。

7)このp'を「有効応力」と呼ぶ。



$U = U_o$	$p' = p_o'$
↓(⊿p増加)	↓(変化なし)
$U = U_o + \Delta p$	$p' = p_o'$

図－② 荷重をかけた直後（t＝0）

8)これに対し水圧の方は

$$U_o = \gamma_w \cdot h$$

であり、これを「間隙水圧」という。

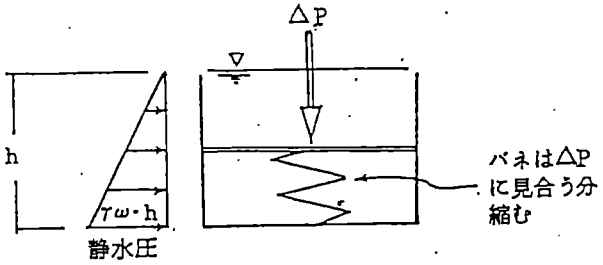
9)いま、蓋に“⊿p”という荷重をかける。

10)⊿pをかけた直後には、蓋を付けた穴が非常に小さい場合バネが縮まないので、かけた荷重pはすべて水にかかる。

11)仮に容器の下に「はかり」を置くと、図－②は図－①より⊿p分だけ増えている。つまり $p = p_o' + U_o + \Delta p$ である。

12)時間が経過してバネの縮みがほとんどなくなった場合を考える。

13)容器内の水はこぼれないので、間隙水圧は⊿ｐをかける前の静水圧Ｕ。である。



Ｕ＝Ｕ。＋⊿ｐ	ｐ'＝ｐ。'
↓（⊿ｐ減る）	↓（⊿ｐ増加）
Ｕ＝Ｕ。	ｐ'＝ｐ。'＋⊿ｐ

ｔ＝0からｔ＝∞の変化

図－③　バネの縮みの終了時（ｔ＝∞）

14)一方バネが縮みきった状態では、⊿ｐはすべてバネにかかることになり、バネにかかっている荷重は⊿ｐ分増えて

$$p' = p_0' + \Delta p$$

である。

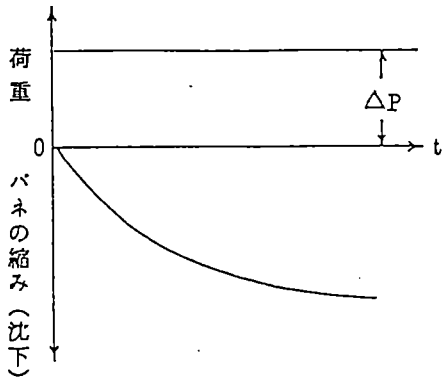
15)容器の下に「はかり」を置くと、ｔ＝0の時と変化なく、次の通りである。

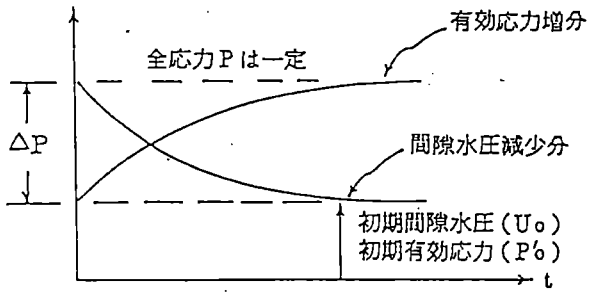
$$p' = p_0' + \Delta p + U_0$$

これを全応力という。

16)すなわち全応力は、ｔ＝0からｔ＝∞まで変化なく、変化するのは水圧（間隙水圧）とバネにかかっている荷重（有効応力）である。

17)減っていく間隙水圧減少分は⊿ｐであり、これを「過剰間隙水圧」という。





18)この過剰間隙水圧⊿ｐは、増えていく有効応力分に等しい。

以上の説明をまとめると以下のようになる。

荷重（⊿ｐ）を水槽の蓋にかけると、かけた直後は⊿ｐはすべて水圧が受け持つ。これは蓋に付けた穴が非常に小さい（土で例えると粘土のように透水性

が低い）ためである。この後時間の経過とともに蓋の穴から水が抜けていき、徐々にバネが縮んでいく。すると水圧はだんだん下がっていき、バネにかかる荷重は増えていく。ついに水がほとんど抜けなくなると（あるいはバネがこれ以上縮まなくなると）、水圧はもとの静水圧になり（ｔ＝0からいえば⊿ｐ減少したことになる）、バネの方は⊿ｐ増えたことになる。

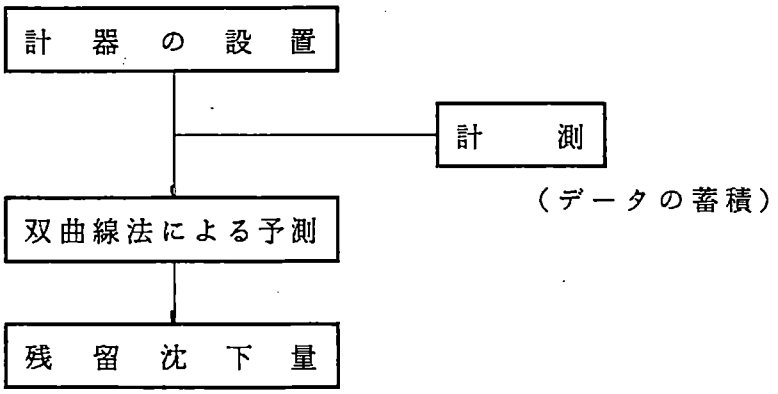
つまり水圧（間隙水圧）とバネにかかる荷重（有効応力）は⊿ｐのやりとりがあるのみで、間隙水圧と有効応力を加えた全応力はいつの時点でも一定である。この現象を「圧密」という。したがって最終的に行き着く先がわかっているので、ある時点で間隙水圧を測ってやれば、どの程度の圧密の進行かがわかる。同様に、有効応力を測ってやれば、圧密の進行具合いがわかる。

この間隙水圧を現場で測定するのが「三成分コーン貫入試験」であり、有効応力を現場で測定するかわりに「圧密試験（ボーリング）」から導き出される「圧密降伏応力（p_c）」で、この圧密の進行具合いを推定している。また、バネの縮み具合いを知る方法、すなわち沈下データを長期間測定し最終的にいくら縮むかを予測して、この最終沈下量と現在までの沈下量から圧密の進行具合いを調べる方法もある。（この圧密の進行具合いを「圧密度」という）

② 残留沈下量の評価方法

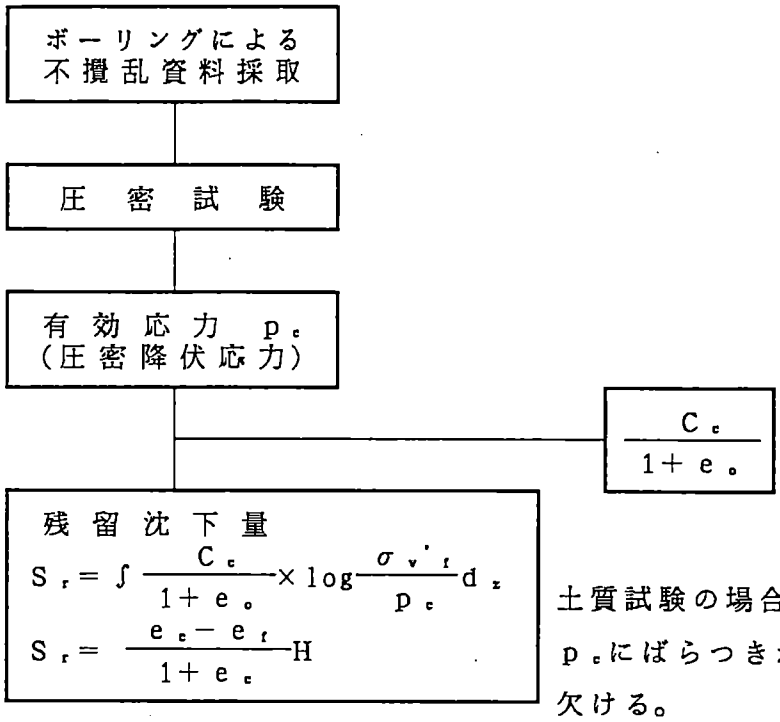
1)各種残留沈下量評価方法

・実測データによる残留沈下の予測



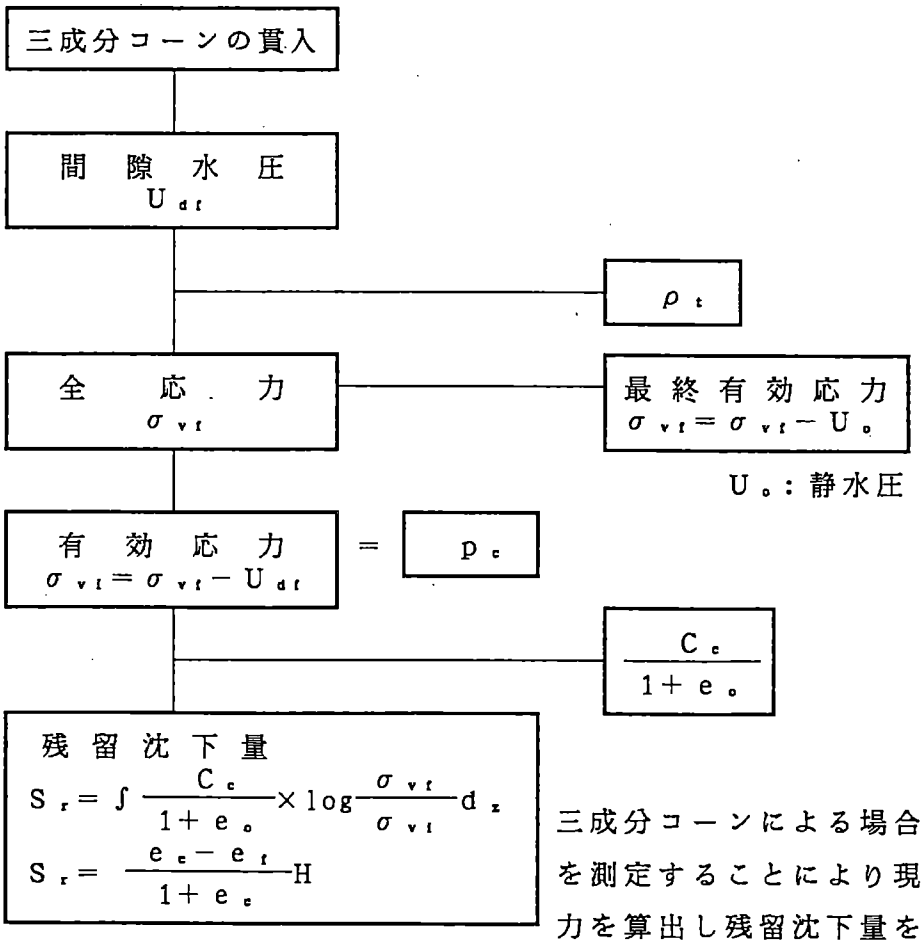
実測データによる場合、計測結果の長期にわたる蓄積が必要となり、残留沈下の予測に相当な時間が必要となる。

・土質試験による残留沈下の予測



土質試験の場合、有効応力である p_c にばらつきがみられ精度にやや欠ける。

・三成分コーンによる残留沈下の予測



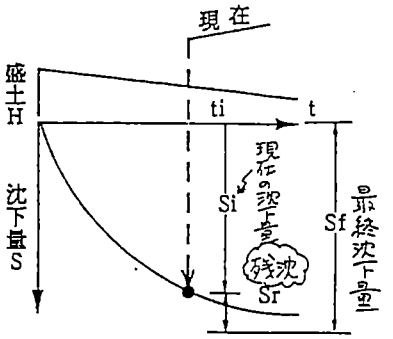
三成分コーンによる場合、間隙水圧を測定することにより現状の有効応力を算出し残留沈下量を予測する。

2)三成分コーンによる沈下特性の評価

三成分コーンは、支持力、強度の指標となる静的コーン指数q_cと、周面摩擦力f_sおよび間隙水圧U_dの三つのデータを連続的に採取できる試験であり、残留沈下特性の把握にはおもにU_d値を使用する。

残留沈下の把握には、埋立前（自然地盤）から埋立後沈下が収束する間に、現在どの程度の沈下（圧密）が進行しているかを把握することによって評価することができる。（図－④）

一般に沈下の把握には実測の沈下データを利用するのが直接的であるが、当地区のように沈下測定を行なっていない場合には、間隙水圧を利用することによって残留沈下を把握することができる。



圧密度 $U = \frac{Si}{Sf}$

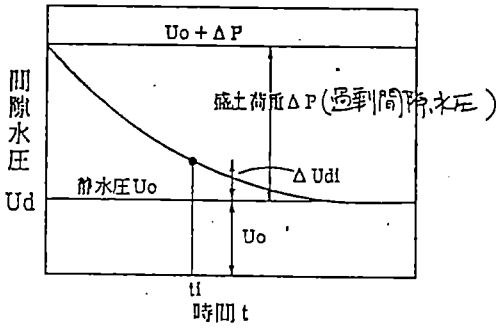
残留沈下量

$Sr = Sf - Si$

図－④　時間沈下曲線のモデル

圧密沈下は、盛土を行なうことによって粘土粒子間に存在する間隙水の圧力（間隙水圧）が、その透水性の低さのために、はじめ盛土の圧力（盛土荷重）と等しい大きさから盛土を行なう前の静水圧まで下がっていく過程をいう（図－⑤）。

したがって粘土中の間隙水圧を測定すれば現在の圧密の進行度を知ることができ、この間隙水圧の測定を三成分コーンで行なうものである(図－⑥)。

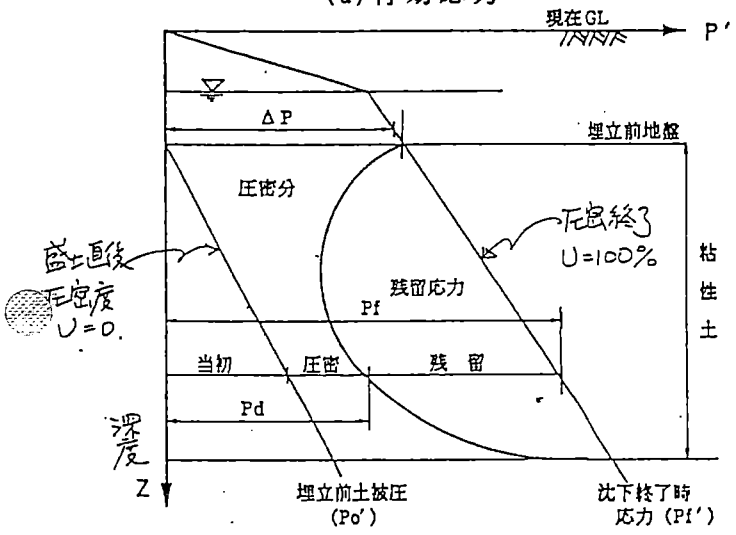


圧密度 $U = \frac{\Delta P - \Delta Udi}{\Delta P}$

図－⑤　間隙水圧の経時変化図

圧密の進行は盛土直後には盛土の荷重に等しい過剰間隙水圧が発生するが、時間の経過とともに（圧密の進行とともに）、この過剰間隙水圧が消散していく。この時間隙水圧は盛土前の静水圧にかえっていく。

(a)有効応力



1. 盛土施工前の有効応力

$\sigma_v' = p_o'$(埋立前の自然地盤の土被圧)

2. 盛土施工直後

$\sigma_v' = p_o'$（施工前と変化なし）

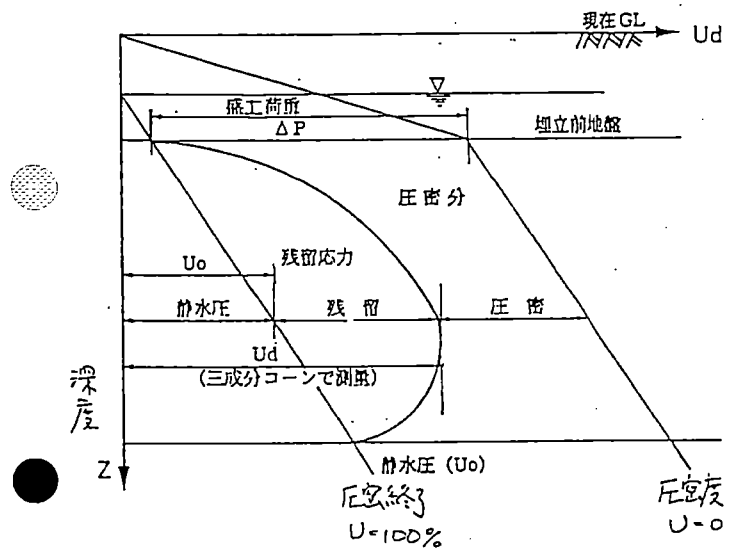
3. 圧密途中

$\sigma_v' = p_o + \Delta p \cdot U$（U：圧密度）

4. 圧密終了

$\sigma_v' = p_o + \Delta p$

(b)間隙水圧



1. 盛土施工前の間隙水圧

$U_d = U_o$（静水圧）

2. 盛土施工直後

$U_d = U_o + \Delta p$（盛土荷重）

3. 圧密途中

$U_d = U_o + \Delta p \cdot (1 - U)$（U：圧密度）

4. 圧密終了

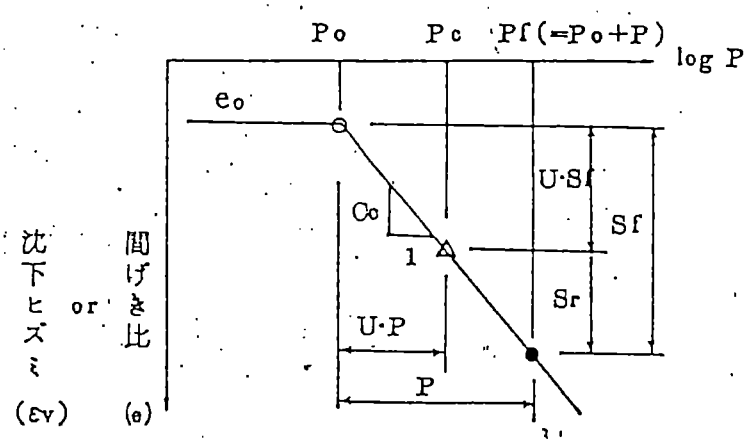
$U_d = U_o$

図－⑥　有効応力(a)、間隙水圧(b)の深度分布図

3)三成分コーンと圧密試験との比較

$p = p' + U_d$より、p'とU_dとは表裏の関係にある。（p：全応力、p'：有効応力、U：間隙水圧）

圧密試験結果と三成分コーンとの結果の比較は、上式より三成分コーンによるU_dから$p' = p - U_d$を算出し、そのp'と圧密試験による圧密降伏応力p_cとを比較することになる。



S_f：最終沈下量

S_r：残留沈下量

p：載荷応力

p_o：初期応力

p_f：最終応力

U：圧密度

e_c：p_cに対応する間隙比

e_f：p_fに対応する間隙比

図－⑦　荷重～沈下の関係

1.未圧密地盤の過剰間隙水圧（ΔU_d）

過剰間隙水圧は次式により得られる。

$$\Delta U_d = U_{df} - U_o$$

ΔU_d：過剰間隙水圧(kgf/cm²)

U_{df}：ＣＰＴから得られた間隙水圧(kgf/cm²)

U_o：静水圧(kgf/cm²)

2.間隙水圧（U_{df}）から、現在の有効応力を次式により求める。

$$\sigma_v'_f = \sigma_{vf} - U_{df}$$

$\sigma_v'_f$：現在の有効応力

σ_{vf}：全応力

U_{df}：間隙水圧

3.現在の圧密度は次式で求める。

$$U = \frac{U_{df} - U_{df}}{U_{do} - U_{df}}$$

U：圧密度

U_{do}：載荷直後の間隙水圧

U_{df}：消散後の間隙水圧

U_{df}：$t = t_1$時間経過後の間隙水圧

4.最終沈下歪：ε_{vf}

$$\varepsilon_{vf} = \frac{c_c}{1+e_o} \times \log\frac{p_f}{p_o}$$

5.最終沈下量

$$S_f = \varepsilon_{vf} \times H = \frac{c_c}{1+e_o} \times H \times \log\frac{p_f}{p_o}$$

$$= \frac{e_o - e_f}{1+e_o} H$$

6.残留沈下量

$$S_r = \frac{c_c}{1+e_o} \times H \times \log\frac{p_f}{p_o + U \cdot p}$$

$$= \frac{c_c}{1+e_o} \times H \times \log\frac{p_f}{p_c}$$

$$(p_c = p_o + U \cdot p)$$

$$= \frac{e_o - e_f}{1+e_o} H$$

7.

$$\overline{c_v} = \frac{\overline{H}^2}{t} \cdot T_v$$

$\overline{c_v}$：逆算 c_v(cm²/day)

t ：圧密時間(day)

$\overline{H}$：排水長(m)

T_v：時間係数

圧密度U(%)と時間係数T_v、時間tとの近似式は次式による。

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U[\%]}{100}\right)^2 \qquad (U[\%] < 53\%)$$

$$= 1.781 - 0.933\log(100 - U[\%]) \qquad (U[\%] > 53\%)$$

また時間とT_vの関係は

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

これらの式からUとtとの関係を求めると

$$\frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U}{100}\right)^2$$

$$\boxed{U = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{c_v}{H^2} \cdot t} \times 100 \qquad U < 53\%}$$

$$\frac{c_v \cdot t}{H^2} = 1.781 - 0.933\log(100 - U[\%])$$

$$U = 100 - 10^{A}$$

ここに　$A = \dfrac{1}{0.933}\left(1.781 - \dfrac{c_v}{H^2}t\right)$

(10) 土質構成と圧密排水条件

当地区の土質構成と圧密排水条件は以下のようにまとめられる。

① 上部一面に埋土（Bn）層が分布する。埋土層は砂質土層であり、圧密の排水層として期待できる。

② 沖積粘土（Ac）

主な圧密沈下対象土層。均質粘土であり、F通りとI通り交点付近にきわめて薄い砂質土（シーム状に分布）を挟在するほかは、排水層となる砂層を伴わない。

③ 沖積礫混り砂質シルト～シルト質粘土（Asc）～シルト質砂（Ac）

本層は基盤の谷部を埋積するように分布している。Asc層は細粒分を多く含み、排水層としては期待しにくい。As層は砂分を多く含み、排水層の条件は備えているものの、分布範囲が基盤の谷部の一部に限られ、全体としてみると圧密排水層として考えにくい土層である。

④ 基盤（T）

凝灰質砂岩からなり、固結度は良好である。不透水性岩盤であると考えられる。

となっており、この結果土質構成からみると、圧密排水条件は

埋土層への片面排水

と考えられる。したがって砂層が挟在するようないわゆる上下の両面排水と比べ、4倍の時間がかかることになる。

＊塩竈地区の排水条件を両面排水層と考えると

沈下時間　1／4

となる。

(11) 現状の圧密状態

各地点の有効応力と、土質試験結果から得られた圧密降伏応力 p_c (kgf/cm²) の関係から見ると

・Ⅰ地区（加工団地北側Ｂ－1、2、8孔地域、中央部Ｂ－3、7孔地域）では

$$p_o + \Delta p > p_c > p_o$$

の関係にあり、有効土被り圧に対してもかなり小さく”著しい未圧密状態にある”といえる。

・Ⅰ地区縁部～Ⅱ地区（Ｂ－4、5、6孔地点）は、中央の軟弱層の厚い地域の縁部に当たり、特にＢ－5、6孔地点では有効土被り圧に対して

$$p_o \fallingdotseq p_c$$

の関係にあり、”軽度の未圧密状態”にあるといえる。

・Ⅲ地区漁港近接地点のＢ－9孔では

$$p_o + \Delta p \leqq p_c$$

の関係にあり、”圧密はほぼ終了している”と考えられる。

また三成分コーンによる間隙水圧測定結果から、圧密沈下の進行状況を圧密度Ｕで求めてみると、図－１２－15となる。

圧密度は

Ⅰ地区 ----- Ｕ＝30～70％

Ⅱ－１地区 ----- 80％

Ⅱ－２地区 ----- 70％

Ⅱ－３地区 ----- 70～90％

Ⅲ地区 ---------- 70～80％

となり

Ⅰ地区　　未圧密状態

Ⅱ、Ⅲ地区　70～80％と、かなりの部分で圧密は進んでいる

にまとめられる。

(12) 圧密沈下計算結果総括

表－１２－３，４にまとめて示す。

図－１２－１４　計算から求めた現在までの沈下量算定結果

（現沈下量S_t cm）

図－１２－１５　現在までの圧密の進行状況（圧密度U　%）

図－１２－１６　今後沈下する量（残留沈下量S_r cm）

図－１２－１７　全沈下量（現在まで沈下した量プラス今後沈下する量）

図－１２－１８　圧密度90%に達するまでの年数（昭和39年度を0とする）

＊圧密度90%とは、圧密が9割終了することをいう

Ｉ地区は埋土された年度が新しく、計測された間隙水圧も他地区に比べ大きな値を有しており、今後発生する沈下量、経過時間はきわめて大きなオーダーであることが算定された。Ⅱ－１，２，３地区、Ⅲ地区は、Ｉ地区に比べ軟弱層が薄く、結果としてこれまでにかなりの割合で圧密が終了していた。

よって最も沈下量が大きくかつ長期間にわたる地区は

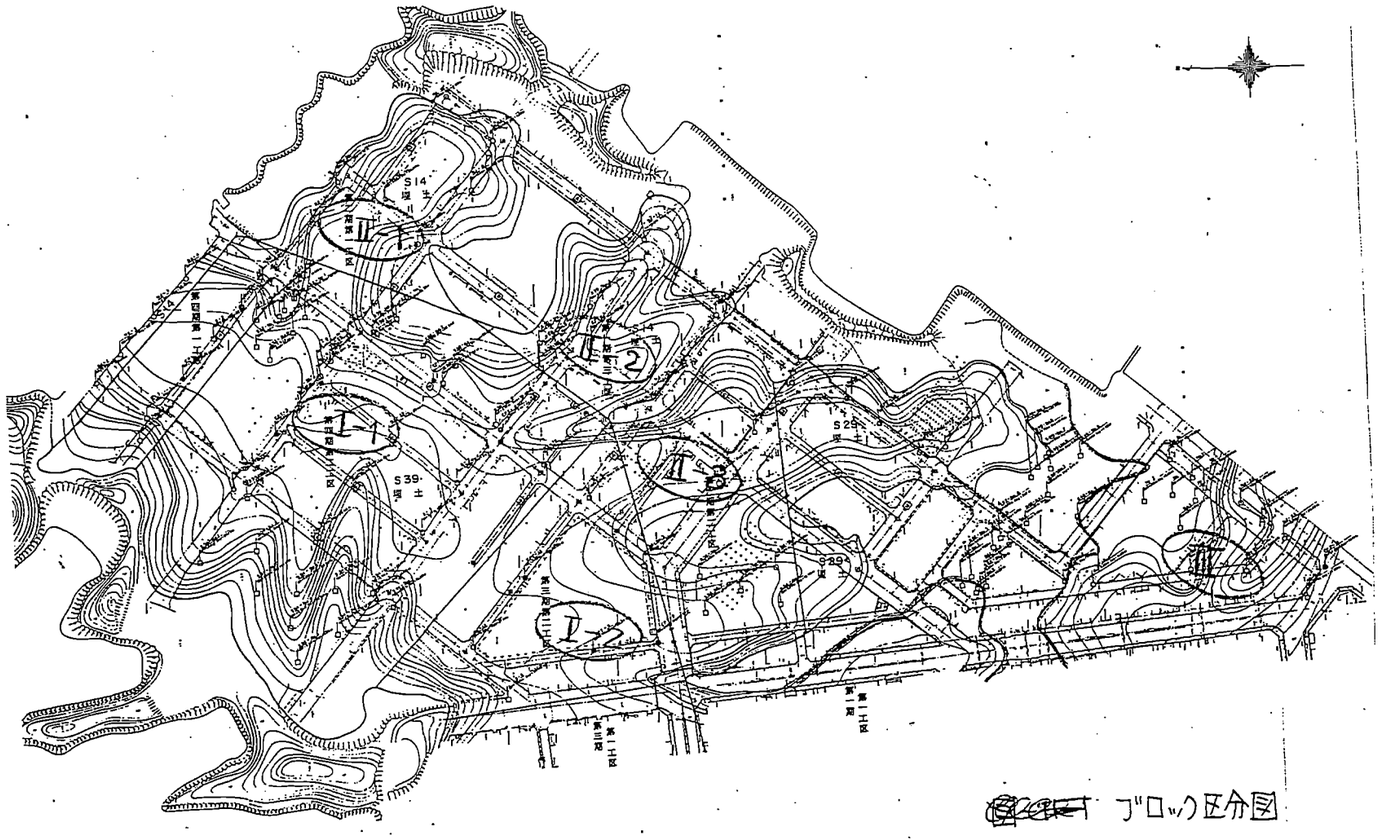
Ｉ地区（Ｆ通り～Ｉ通り間）

であり、大規模な対策工が必要となった。

なお今後10年間、10年後～20年後に発生する沈下量（推定値）を求め、図－１２－19,20に示す。

今後の沈下量予測値

地　区	10年間の沈下量 S_{10}(cm)	10～20年間の沈下量 S_{10-20}(cm)
Ｉ	20	35～40
Ⅱ－１	10	10
Ⅱ－２	15	15
Ⅱ－３	20	10
Ⅲ	10	10



図－１２－１２　　ブロック区分図

総合判定表

ブロック	Ⅰ－1	Ⅰ－2	Ⅱ－1	Ⅱ－2	Ⅱ－3	Ⅲ
軟弱層厚	A	A～B	B	B	B	B
全沈下量	A	A	B	B	C	C
現沈下量	A	B	A	A	B～C	C
残留沈下量	A	B	C	C	D	D
圧密度	A	A	C	B	B～C	B～C
圧密度90%に要する時間	A	A～B	D	C	C～D	C
総合判定	A	A	C	B	C	C
対策工	大規模対策工		小規模対策工	大規模対策工に一部準ずる	小規模対策工	

① 軟弱層厚区分

軟弱層厚 (m)	ランク
0～10	D
10～15	C
15～20	B
20～	A

② 全沈下量S (cm)

全沈下量 S (cm)	ランク
0～50	D
50～100	C
100～200	B
200～	A

③ 現沈下量 S_t (cm)

現沈下量 S_t (cm)	ランク
0～30	D
30～50	C
50～100	B
100～	A

④ 残留沈下量 S_r (cm)

残留沈下量 S_r (cm) (現盛土層厚による沈下)	ランク
0～30	D
30～50	C
50～100	B
100～	A

⑤ 圧密度U (%)

圧密度 U (%)	ランク
0～50	A
50～80	B
80～90	C
90～	D

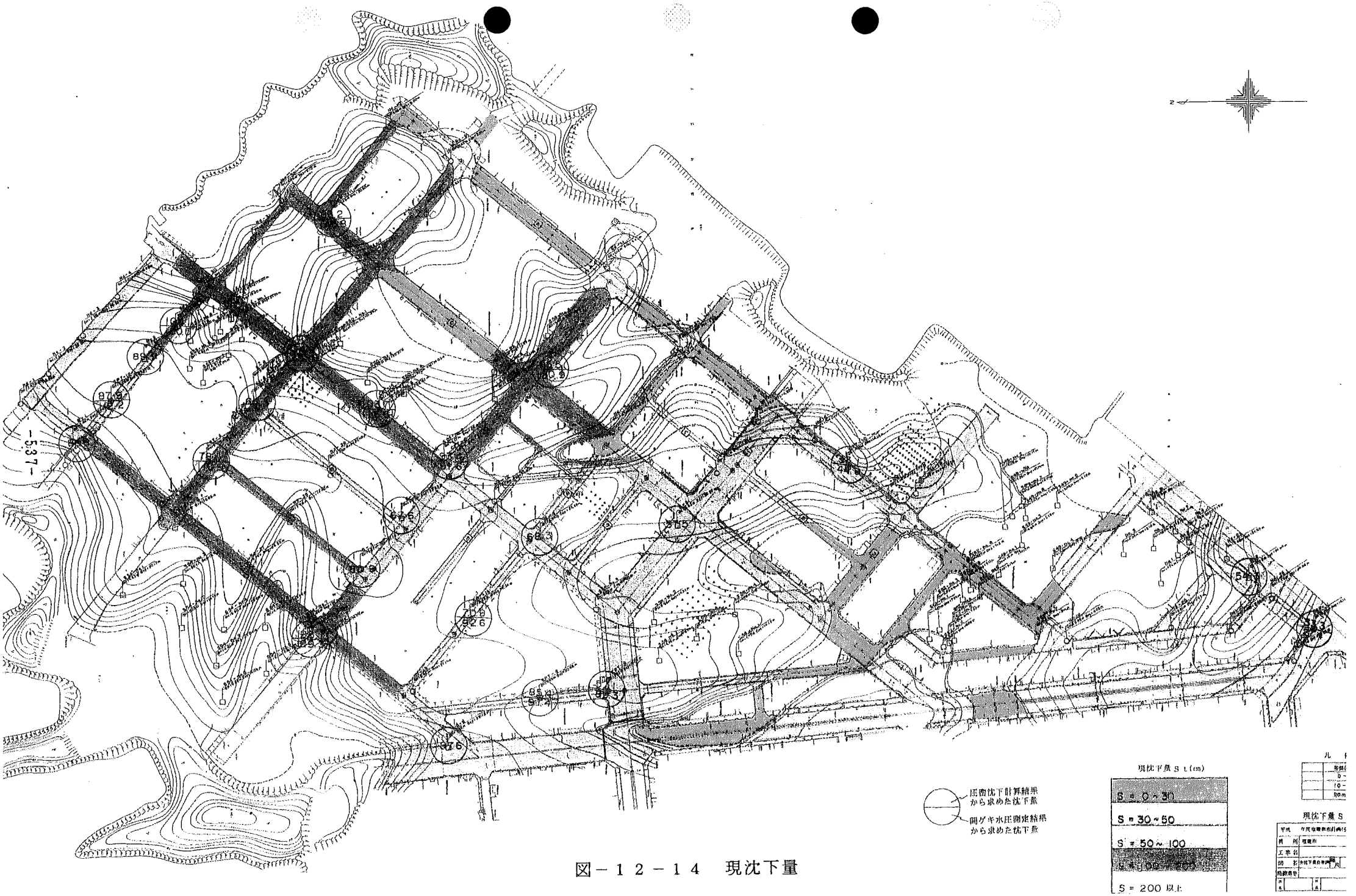
⑥ 圧密度90%に要する時間 t_{90} (年)

圧密度90%に要する時間 t_{90} (年)	ランク
～30	D
30～50	C
50～100	B
100～	A

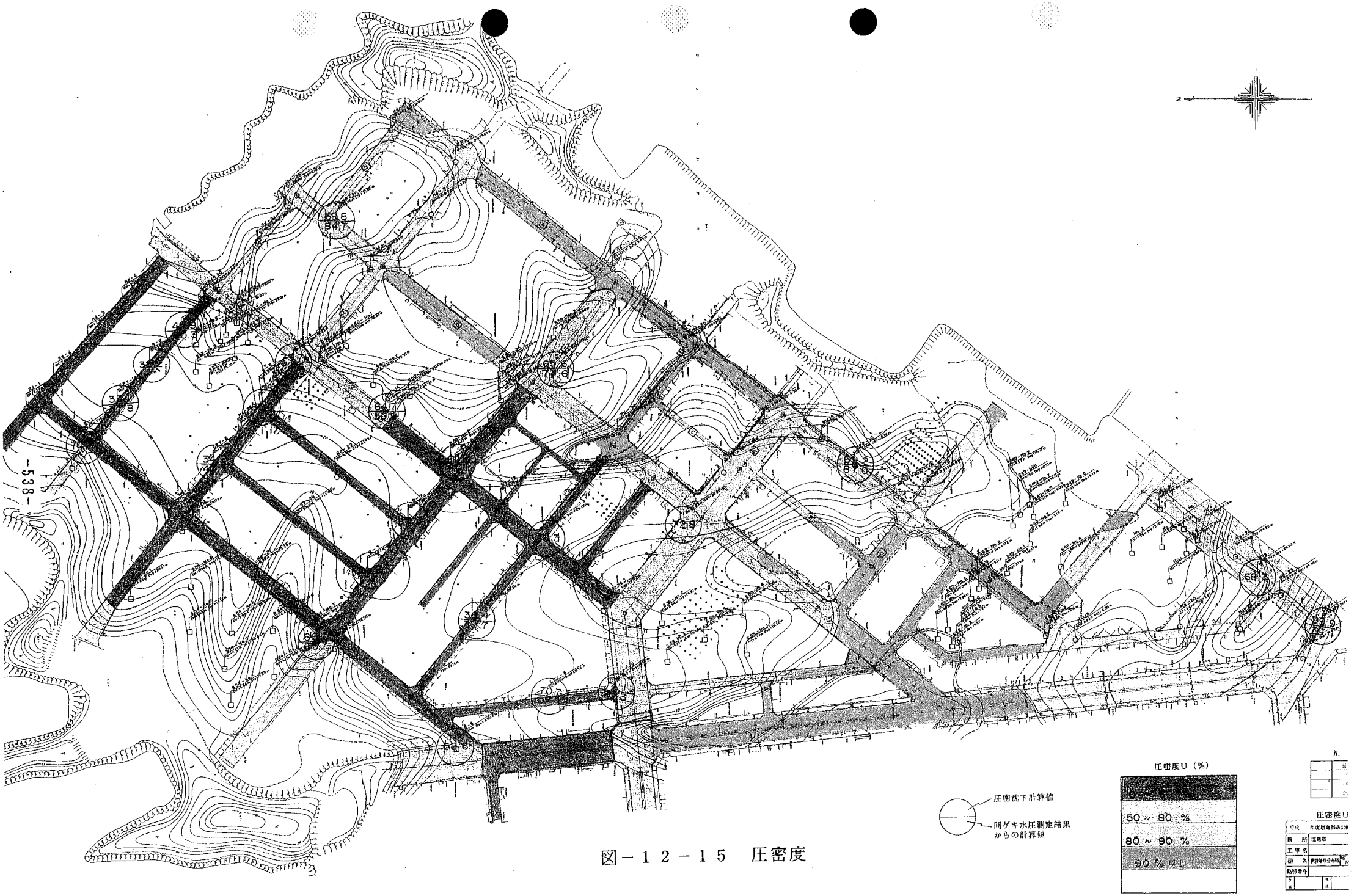
表－１２－３　　総合判定表

表－１２－４　圧密沈下計算結果総括表

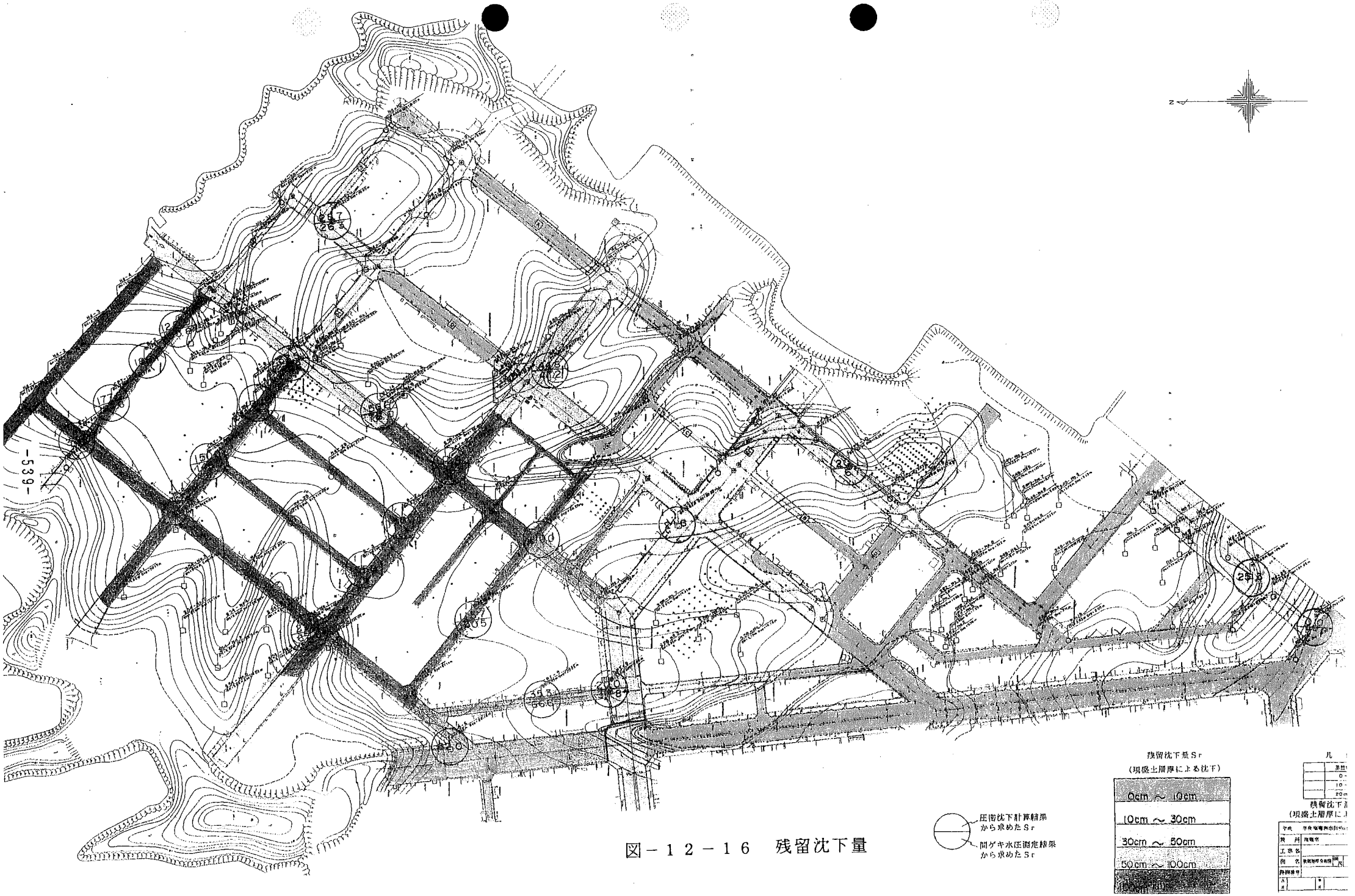
地区		埋土年度	軟弱層規模				全沈下量	現沈下量	残留沈下量	圧密度	圧密度90%に達する時間	対応策ランク
			幅	長さ	深さ	記事	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	(年)	
Ⅰ－1	F通りとⅠ通り間の北部ブロック(ア通り～オ通り)	昭和39年	200m	400m	20m	最大規模の軟弱地盤分布域	300～180(一部130)	160～70	190～120(一部40)	30～70	210～60(一部40)	A 残留沈下大 圧密度小
Ⅰ－2	F通りとⅠ通り間の南部ブロック(キ通りから南)	昭和39年	200m	200m	20～14m	Ⅰ－1の上流域ブロック	230～130	90～70	140～40	40～70	140～40	A' 残留沈下大 圧密度小
Ⅱ－1	イ、ウ通りとエ通間のブロック	昭和14年	100m	200m	12m	東西方向沢状分布域	180	150	30	80	25	C 残留沈下30cm 圧密度大
Ⅱ－2	オ通りとキ通りの間のブロック	昭和14年	100m	200m	14m	同上	160	120	40	70	40	B 残留沈下30cm以上 圧密度70%以上
Ⅱ－3	コ、ケ、ク通りに挟まれたブロック	昭和29年	150m	400m	12～14m	南北方法沢状分布域	50～80	60～40	20～10	70～90	20～40	C 残留沈下30cm以下 圧密度70%以上
Ⅲ	塩竈港－6m泊地付近	昭和39年	200m	200m	18m	南側縁部浚渫地域	80	50	30～10	70～80	30～40	C 残留沈下30cm以下 圧密度70%以上


現沈下量 S t (cm)
S = 0 ~ 30
S = 30 ~ 50
S = 50 ~ 100
S = 100 ~ 200
S = 200 以上
圧密沈下計算結果から求めた沈下量
間ゲキ水圧測定結果から求めた沈下量

図－１２－１４　現沈下量



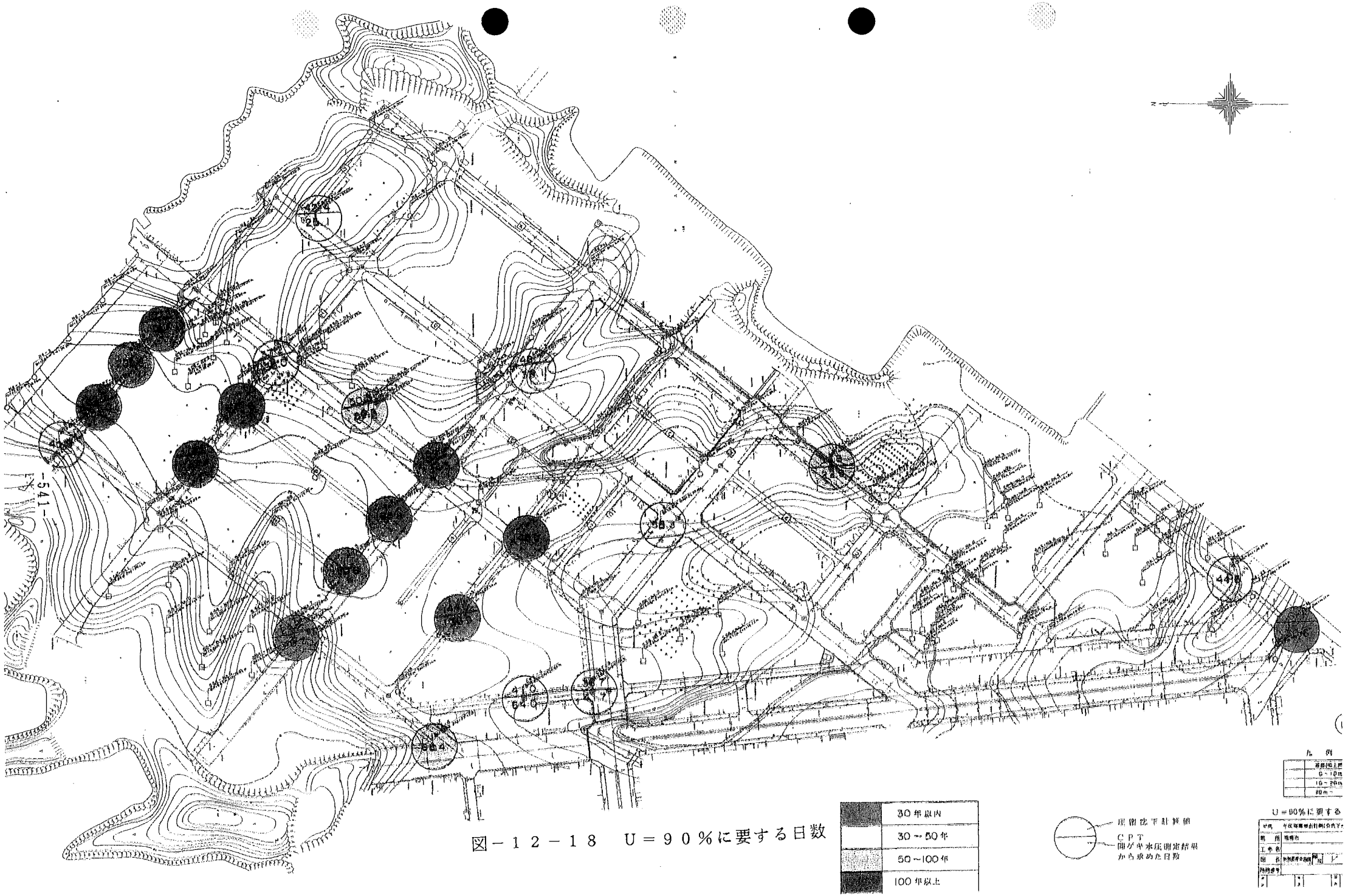
図－１２－１５　圧密度


残留沈下量Sr
(現廃土層厚による沈下)
0cm ～ 10cm
10cm ～ 30cm
30cm ～ 50cm
50cm ～ 100cm
圧密沈下計算結果
から求めたSr
間ゲキ水圧測定結果
から求めたSr

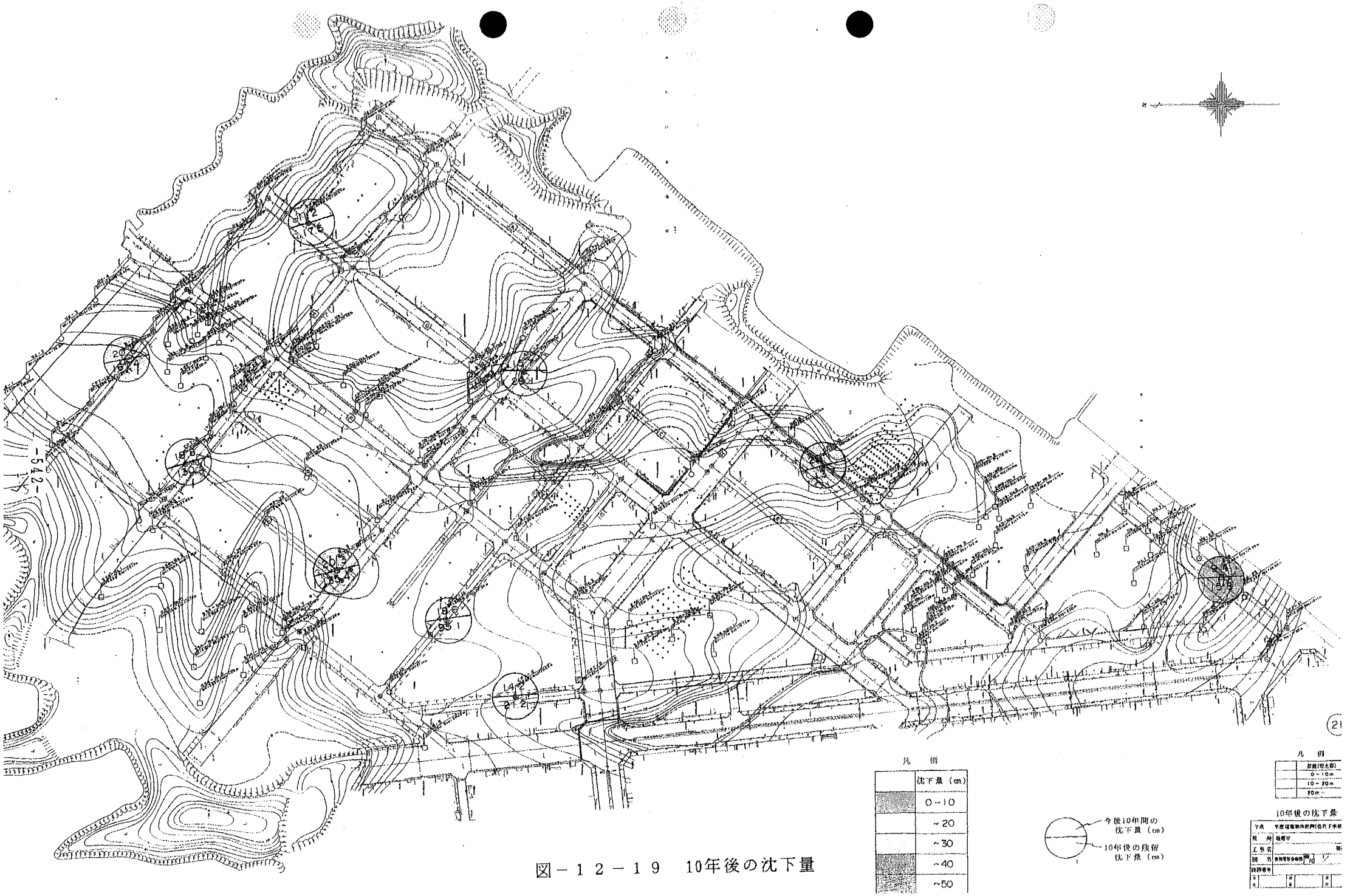
図－１２－１６　残留沈下量


圧密沈下計算結果
から求めた沈下量
間ゲキ水圧測定結果
から求めた沈下量
全沈下量（cm）
S = 0 ~ 30cm
S = 30 ~ 50cm
S = 50 ~ 100cm
S = 100 以上

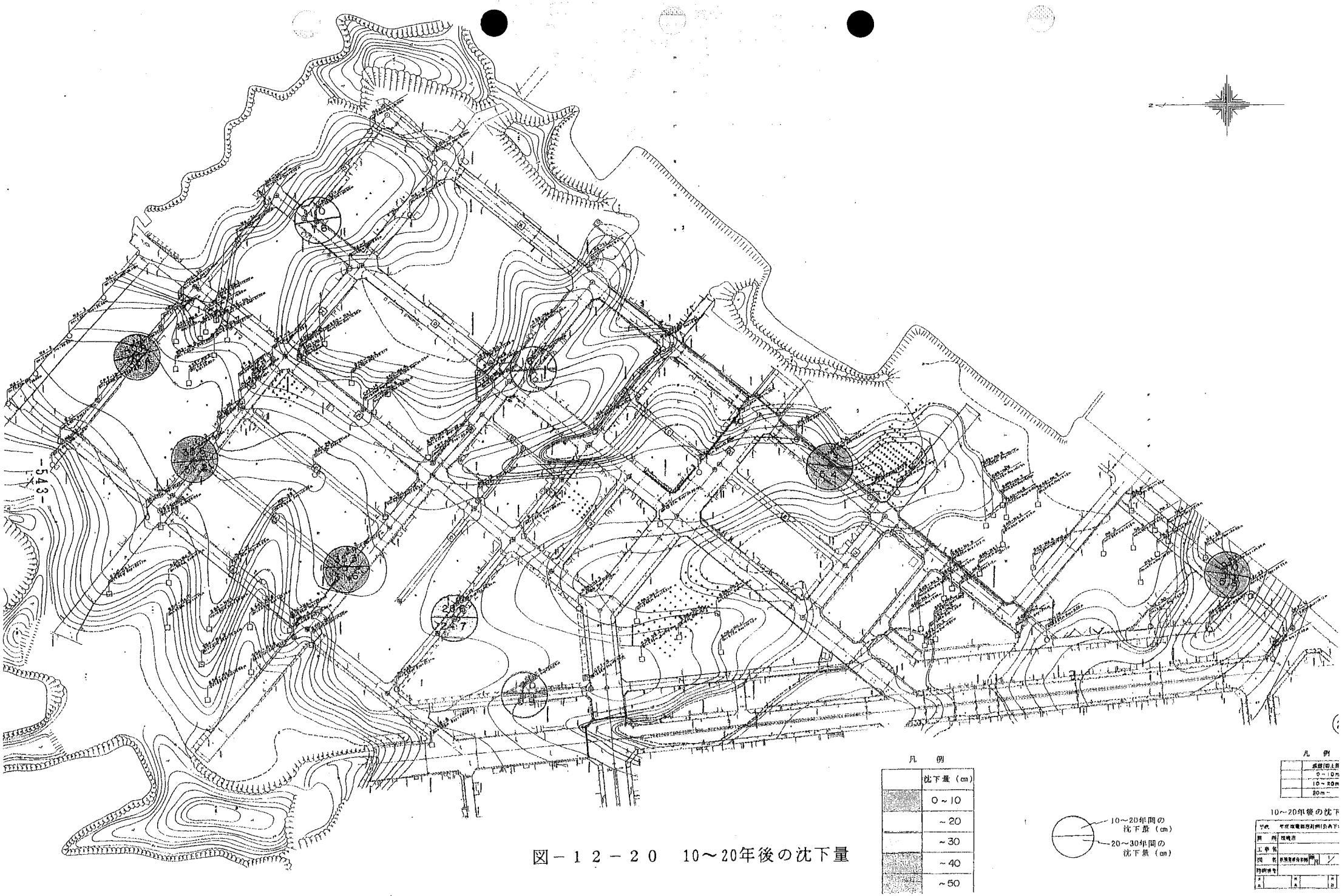
図－１２－１７　全沈下量



図－１２－１８　Ｕ＝９０％に要する日数



図－１２－１９　10年後の沈下量



図－１２－２０　10～20年後の沈下量

(13) 対策工の基本方針

一般に、軟弱地盤の対策工法の原理と開発の経緯は表－１２－５に示すとおりである。また目的と効果をまとめると、表－１２－６、１２－７となる。

同表から、当該加工団地の沈下対策を主目的として選定すれば、次のようになる。

① 主目的

沈下対策 ─┬─ 圧密沈下の促進
　　└─ 全沈下量の減少

② 施工性

近接構造物に及ぼす影響

①、②から、表－１２－６、７、８を参照して選定すると、表－１２－９となる。

表－１２－９　　対策工法選定

工　　法	沈下対策	近接構造物への影響
①載荷重工法	△	△
②サンドドレーン工法（ＳＤ）	○	×
③サンドコンパクションパイル工法（ＳＣＰ）	○	×
④固結工法（ＤＪＭ）	○	○
⑤固結工法（ＪＳＧ）	○	○
⑥固結工法（ＤＪＭ）＋ジオテキスタイル工法併用工法	○	○
⑦軽量盛土工法(軽量安定処理土工法)	△	○
⑧軽量盛土工法（ＥＰＳ）	○	○

表－１２－５　　各種工法の原理と開発の経緯

基本原理	方法／材料	工　法　例	1930	1940	1950	1960	1970	1980	備　考
置　換	掘削置換								
	押出し置換								最近の実施例は少ない
	爆破置換								日本での事例は少ない
	強制置換	ﾏﾝﾓｽｺﾝﾎﾟｰｻﾞｰ、ＳＳＰ、ＮＴＫｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ等							置換率70%強
排　水（圧　密）	自然圧密	プレロード工法、サーチャージ工法							
	バーチカルドレーンによる圧密促進	ｻﾝﾄﾞﾄﾞﾚｰﾝ、ﾊﾟｯｸﾄﾞﾚｰﾝ等袋詰めドレーン							
		ペーパードレーン、プラスチックドレーン							素材の進歩
	ポンプ排水	ディープウェル、ウェルポイント							補助的
		真空圧密							施工例は少ない
	電気浸透	電気浸透工法							実験段階
	化学的排水	生石灰杭工法							
		逆浸透工法（ＭＡＩＳ工法）							実験段階
	排水促進	グラベルドレーン工法、ドレーンパイプ工法							液状化対策工法
圧　縮	締固め砂杭	サンドコンパクションパイル工法（パイブロコンポーザー、ＳＳＰ、ＮＴＫ、ＯＦＢ等）							
		砕石、砂利杭工法							
	棒状振動機	パイブロフローテーション、ＳＶＳ等							
	異形鋼杭	ＫＦｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ、ﾀﾞｲﾚｸﾄﾊﾟﾜｰｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ、パイブロロッド、十字パイブロ、串型パイブロ等							
	重錘落下	動圧密工法							"よいとまけ"現代版
化学的固化（熱処理）	薬液注入	水ガラス系の各種薬液注入工法							
	安定材の撹拌混合	各種の表層混合処理							
		深層混合処理（ＤＬＭ、ＣＭＣ、ＣＤＭ、ＤＪＭ等）							
		事前混合処理（プレミックス工法等）							埋立材の前処理、開発中
	安定材の噴射注入	ＣＣＰ、ジェットグラウト、ＪＳＰ、ＭＭ等							注入材料による置換に近い
	熱的処理	焼結工法							日本での施工例は少ない
		凍結工法							仮設的な改良
補　強	曲げ・引張り材料	敷粗だ、沈床							
		シート、ネット、ロープネット、バンブーネット等							覆土の補助工法
		各種ジオテキスタイル、ジオグリッドの普及							新しい素材の普及
		補強土工法（テールアルメ等）							盛土などの補強
	圧縮材料	サンドコンパクションパイル、固化土							複合地盤の形成
荷重軽減	副産物等	フライアッシュ、水砕、大鋸屑、貝殻等							
	発泡ｽﾁﾛｰﾙ	発泡スチロール塊、発泡スチロールブロック							新しい素材の積極的利用

表－１２－６　加工団地軟弱地盤対策工一次選定表

対策工の目的	対策工の効果	区分
沈下対策	圧密沈下の促進： 地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。	A
	全沈下量の減少： 地盤の沈下そのものを少なくする。	B
安定対策	せん断変形の抑制： 盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制し、安定を図る。	C
	強度低下の抑制： 地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し、安定を図る。	D
	強度増加の促進： 地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。	E
	すべり抵抗の増加： 盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによってすべり抵抗を増加し、安定を図る。	F
地震時対策	液状化の防止： 液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。	G

表－１２－７　加工団地軟弱地盤対策工二次選定表

工法		工法の効果	道路土工－軟弱地盤対策工指針 昭和52年	道路土工－軟弱地盤対策工指針 昭和61年11月
表層処理工法	表層排水工法	Ⓒ D E F	○	○
	サンドマット工法		○	○
	敷設材工法		○	○
	添加材工法		○	○
置換工法	掘削置換工法	B C Ⓕ G	○	○
	強制置換工法		○	○
押え盛土工法	押え盛土工法	C Ⓕ	○	○
	緩斜面工法		○	○
盛土補強工法	盛土補強工法	C Ⓕ		
荷重軽減工法	軽量盛土工法	Ⓑ Ⓓ		
緩速載荷工法	漸増載荷工法	C Ⓓ	○	○
	段階載荷工法		○	○
載荷重工法	盛土荷重載荷工法	Ⓐ E	⊙	⊙
	大気圧載荷工法		○	○
	地下水低下工法		○	○
バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	Ⓐ C E	⊙	⊙
	ペーパードレーン工法・カードボードドレーン工法		○ (ペーパードレーン工法)	○ (カードボードドレーン工法)
サンドコンパクション工法	サンドコンパクションパイル工法	A Ⓕ Ⓑ Ⓒ C	⊙	⊙
振動締固め工法	バイブロフローテーション工法	B F Ⓖ	○	○
	ロッドコンパクション工法			○
	重錘落下締固め工法	B C Ⓖ		○
固結工法	深層混合処理工法	Ⓑ C Ⓕ		⊙
	石灰パイル工法	Ⓑ Ⓕ	○	○
	薬液注入工法		○	○
	凍結工法			○
	電気浸透工法	Ⓑ Ⓕ	○	
構造物による工法	矢板工法	Ⓒ Ⓕ	○	○
	杭工法	Ⓑ Ⓒ Ⓕ	⊙	⊙
	カルバート工法（高架工法）	Ⓑ Ⓓ	○	○

表－１２－８　代表的地盤改良工法の近接構造物（周辺地盤）に及ぼす影響

改良原理	工法名	近接構造物（周辺地盤）に及ぼす可能性のある現象								備考
		沈下	浮上がり	押出し	引込み	地下水変化	振動	騒音	水質変化	
置換	掘削置換工法	○			◎	△				
	強制押出し置換工法		◎	◎						
	爆破置換工法		◎	◎			○	◎		
圧密脱水	サンドドレーン工法	○	○	○	○		○	△		・盛土によるプレローディング併用を前提とする ・側方変位：打設時小 ・振動：圧入式はなし
	袋詰めサンドドレーン工法	○	○	△	○		△	△		
	ボード系ドレーン工法	○	○	△	○		△			
負圧脱水	ﾃﾞｨｰﾌﾟｳｪﾙ、ｳｪﾙﾎﾟｲﾝﾄ工法	○			○	◎				
	大気圧工法	○			○	◎				
化学的脱水	生石灰パイル工法	△	○	○	△		△			振動：振動杭打ち機使用時
振動締固め（砂杭）	サンドコンパクションパイル工法		○	◎			◎	△		
振動締固め	バイブロロッド工法	○		○	○		◎	△		
	バイブロフローテーション工法	△			△		○			
衝撃振動締固め	重錘落下工法	○	○	○			◎	△		振動：衝撃
深層混合固結	機械式攪拌混合工法	△	△	○						粉体式は、浮上がり側方変位とも比較的小
	噴射式攪拌混合工法		△	△	△					
薬液注入固結	薬液注入工法		◎	○					○	注入圧力の影響大
凍結	凍結工法		○	○						

◎ 影響大、○ 影響あり、△ 施工条件によって影響することがある

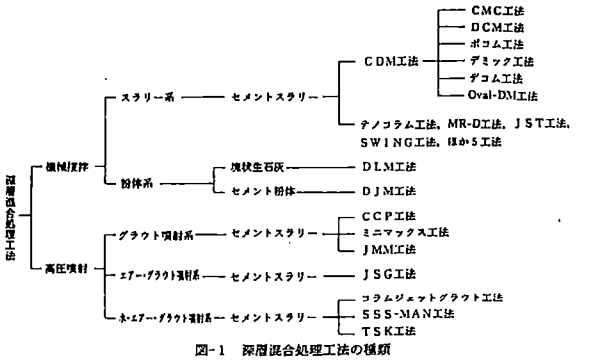
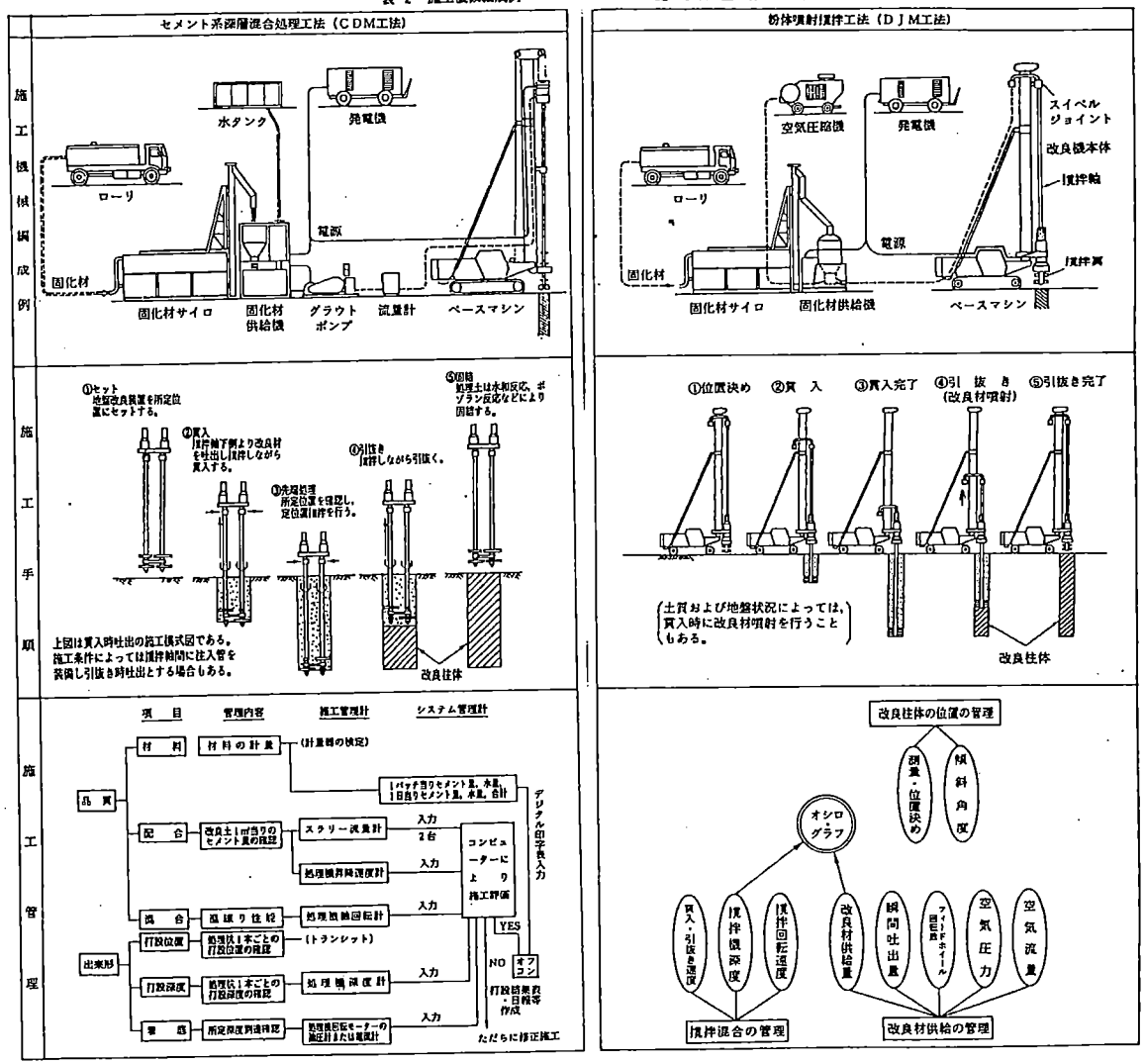


図-1　深層混合処理工法の種類

表-1　各改良構造形式の特徴[1][2]

改良形式		改良仕様形式の概念		安定性	経済性	施工性	設計上の特徴
混合方式	ブロック式	改良範囲全体を100%改良する。	ブロック式	改良体が一体として外力に抵抗するために全体的にも内部的にも安定性が高い。	他の改良形式に比べて改良容積が大である。	全部の抗体を相互にラップさせるため工期が長くかかる。	重力式構造物と同じ設計手法で改良範囲を計算する。
	壁式	長壁と短壁を法線方向に組合わせて改良する。	長抗 短抗 長抗 壁式	各改良壁の結合がよく一体として抵抗する場合安定性が高い。	ブロック式に比べて改良容積が少なく安価である。	長壁と短壁のラップの程度のよい管理が必要。	空間無改良土の考慮が必要，内部安定により改良範囲が左右される。
	格子式	ブロック式と壁式との中間的なものであり，長壁と短壁を格子状に形成する。	格子式	全体の安定はブロック式と同じ。	ブロック式と壁式の中間。	格子状の改良となり施工手順が煩雑。	3次元的な内部応力の検討が必要。
非混合方式	接円式	ブロック式・壁式および格子式に準じる。	接円ラップ 接円ブロック 接円壁 接円格子	水平力が大きくない場合は安定。主要な外力方向の柱列をラップさせ，安定性を高める方法もある（接円ラップ改良）。	ブロック式に比べ安価。	確実に接円させるための程度よい管理が必要。接円ラップの場合は接円式より工期が長くなる。	全体の安定検討と抗体の応力検討が必要。
	抗式	地盤に杭状の改良土を形成し，平面的に群杭状にする。	抗式	水平力が小さい場合は安定。	工期が短く改良容積も少ないため経済的。	ラップ部の管理が不必要。	抗体としての安定の検討が必要な場合もある。

表-2　施工機械編成例・施工手順・主な施工管理項目



図－１２－２１　深層混合処理工法（ＤＪＭ）の概要

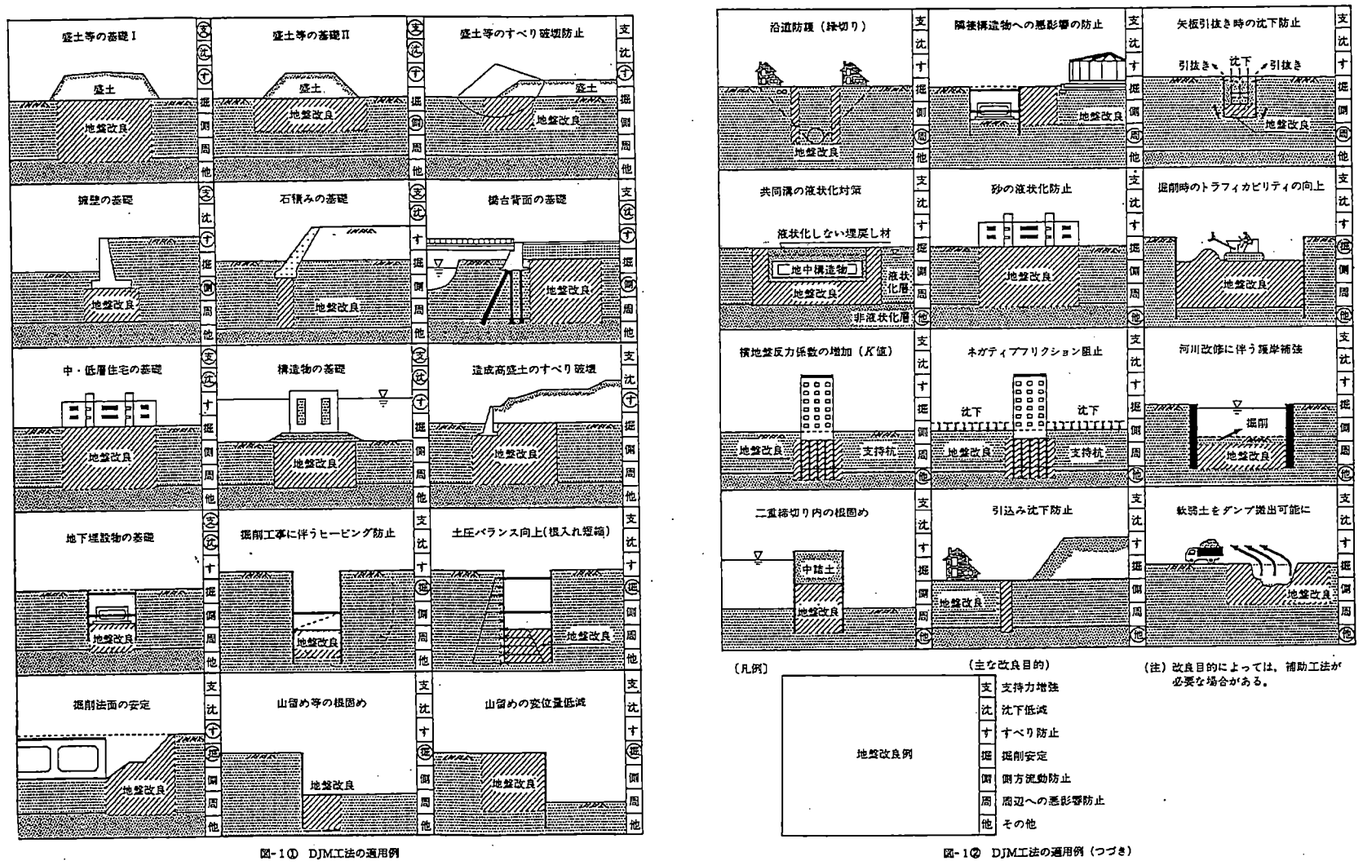


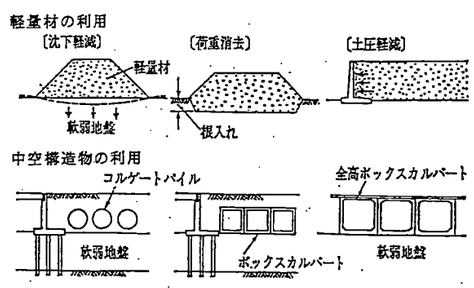
図-1① DJM工法の適用例　　図-1② DJM工法の適用例（つづき）

図－１２－２２　　深層混合処理工法（ＤＪＭ）の改良例

表－１２－１０　　軽量盛土工法（ＥＰＳ）の概要

軟弱地盤対策工法における軽量盛土工法の位置づけ

分類	原理	代表的な工法
地盤改良	置換 脱水 締固め 固結	掘削置換工法 サンドドレーン、プレローディング、緩速盛土 コンパクションパイル、バイブロフローテーション 深層混合処理工法、生石灰パイル、薬液注入
盛土体の補強	補強	帯鋼、ジオテキスタイル、プレート付きアンカー
構造物による方法	縁切り 荷重支持 高架構造物	矢板工法、連続壁工法 パイルキャップ、パイルスラブ、パイルネット 橋梁、カルバート
荷重コントロール	荷重バランス 荷重分散 荷重軽減	押え盛土工法 サンドマット工法、シート工法 軽量盛土工法（スラグ、ＥＰＳ、中空資材）



軽量盛土工法の概念図

(14) I地区道路を含めた対策工の検討

軟弱地盤が最も厚く、現在の沈下量も大きいI地区について、地盤改良を道路幅まで広げ、下水管プラス道路に対する対策工により、加工団地内の地盤沈下を低減または促進させて短期間に終了させる工法を採用した。

検討工法

① 載荷重工法

② サンドドレーン工法（ＳＤ工法）

③ サンドコンパクション工法（ＳＣＰ工法）

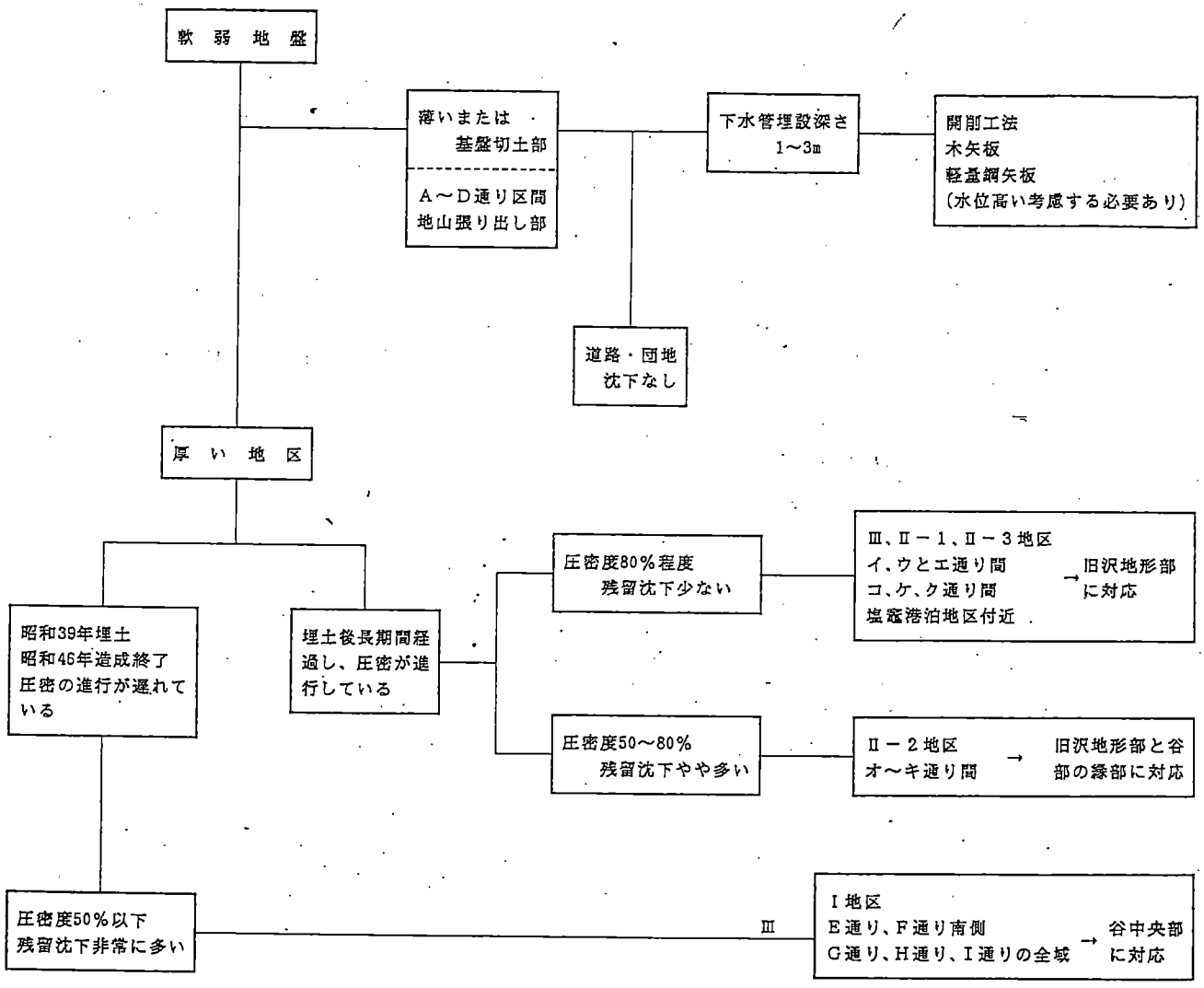
④ 固結工法（ＤＪＭ工法）

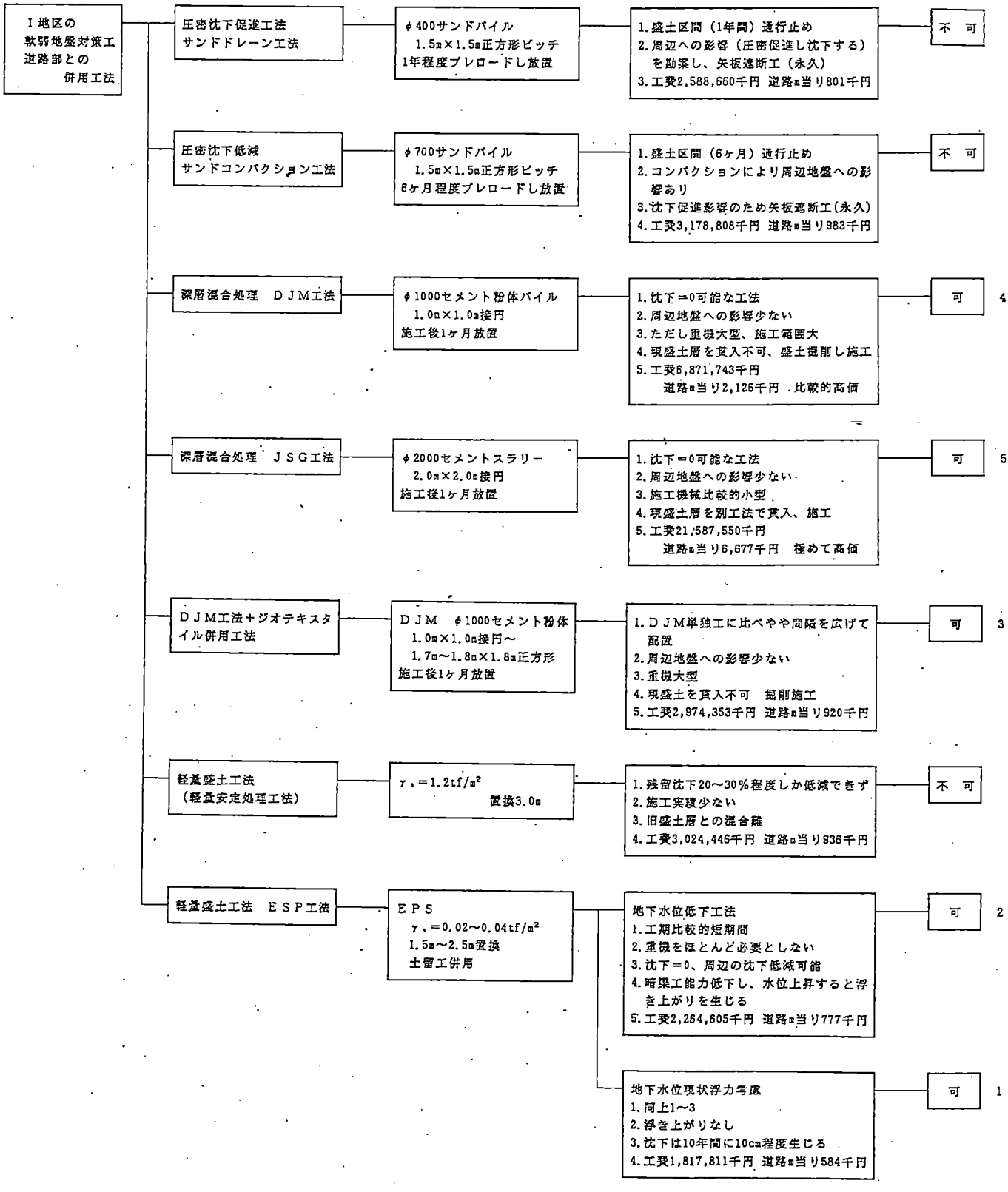
⑤ 固結工法（ＪＳＧ工法）

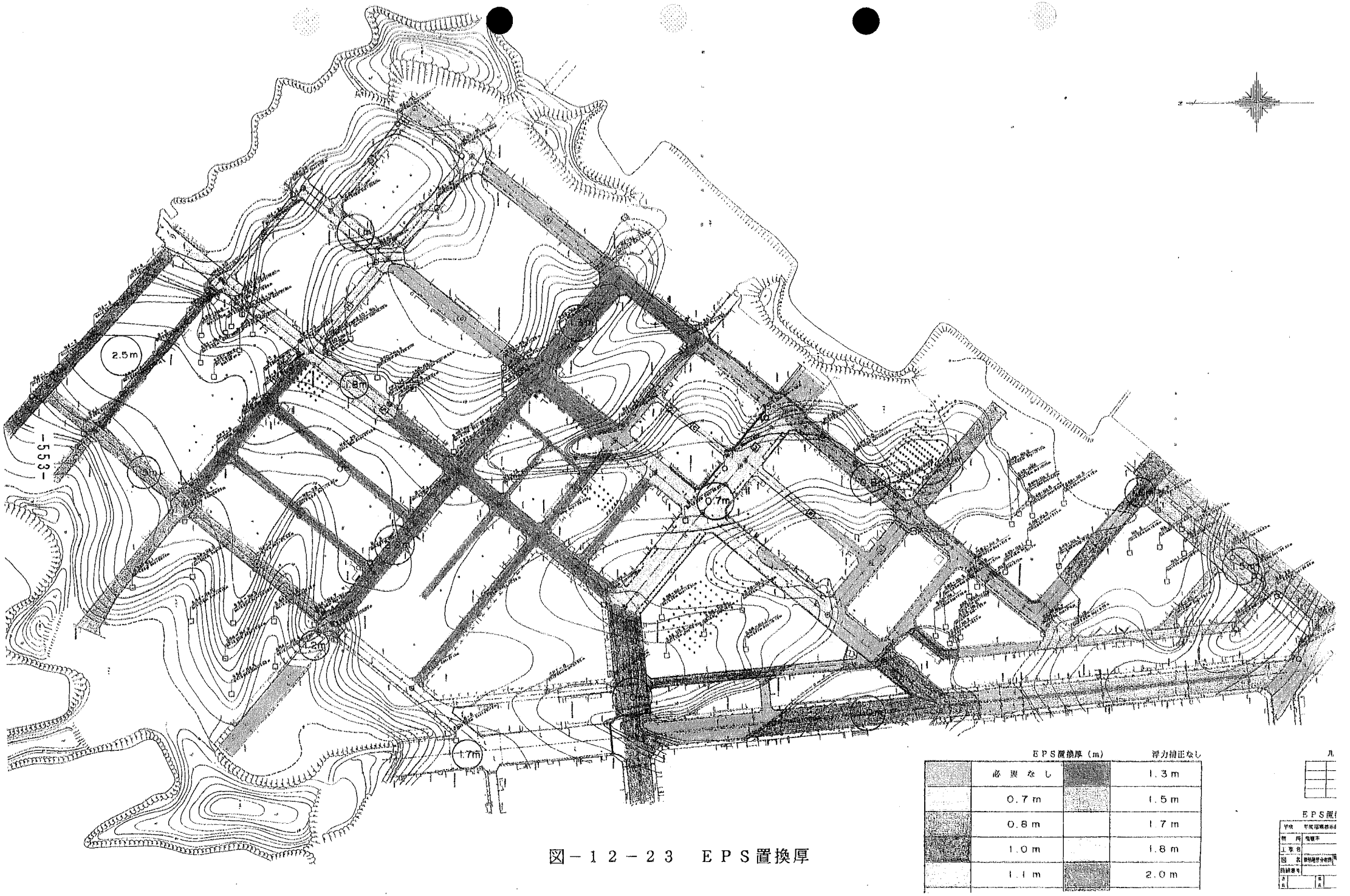
⑥ 固結工法（ＤＪＭ工法）＋ジオテキスタイル工法併用工法

⑦ 軽量盛土工法（軽量安定処理土工法）

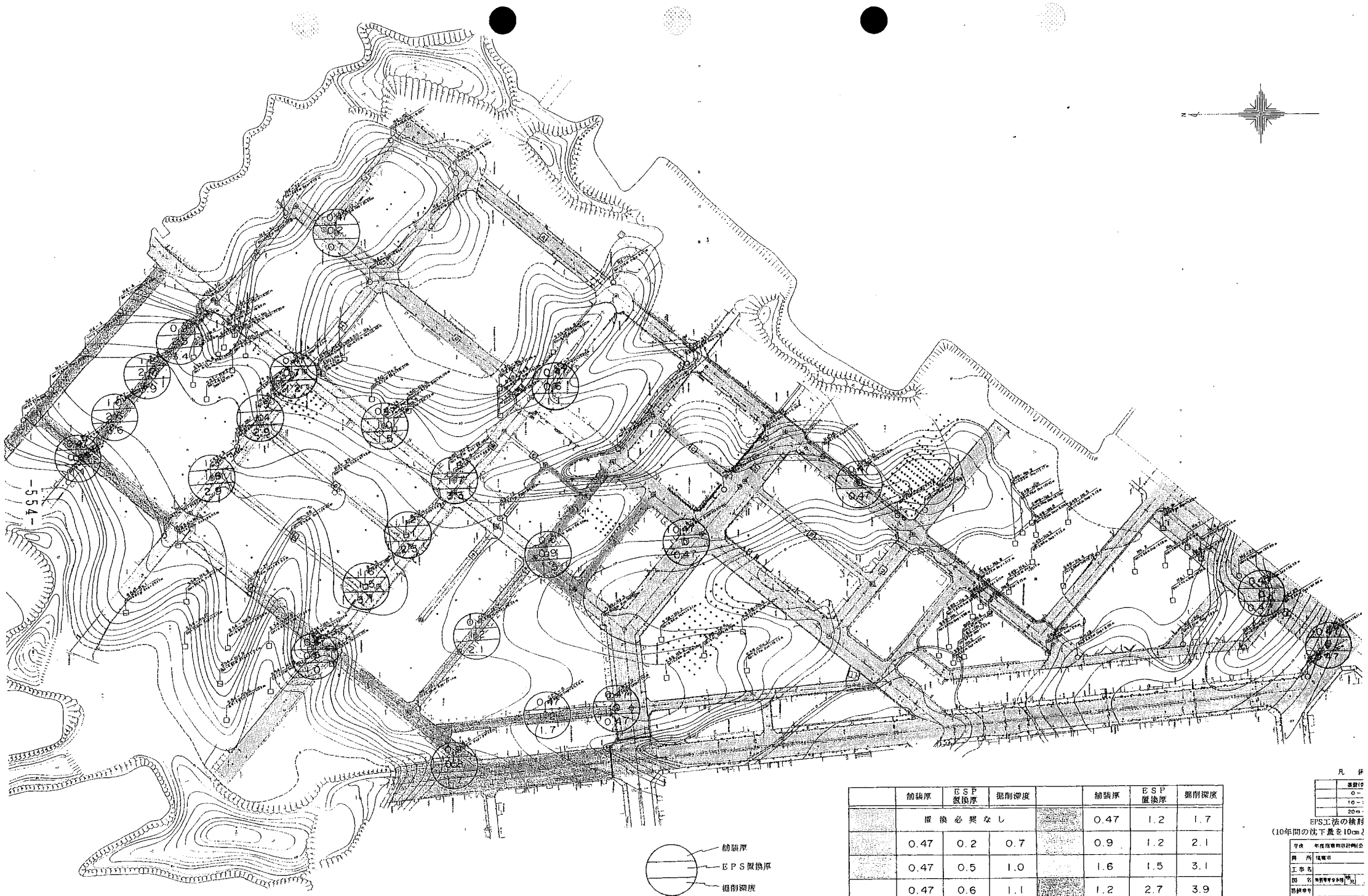
⑧ 軽量盛土工法（ＥＰＳ工法）


軟弱地盤
薄いまたは
基盤切土部
A～D通り区間
地山張り出し部
下水管埋設深さ
1～3m
開削工法
木矢板
軽量鋼矢板
(水位高い考慮する必要あり)
道路・団地
沈下なし
厚い地区
昭和39年埋土
昭和46年造成終了
圧密の進行が遅れている
埋土後長期間経過し、圧密が進行している
圧密度80%程度
残留沈下少ない
Ⅲ、Ⅱ－1、Ⅱ－3地区
イ、ウとエ通り間
コ、ケ、ク通り間
塩竈港泊地区付近
→ 旧沢地形部に対応
圧密度50～80%
残留沈下やや多い
Ⅱ－2地区
オ～キ通り間
→ 旧沢地形部と谷部の縁部に対応
圧密度50%以下
残留沈下非常に多い
Ⅲ
Ⅰ地区
E通り、F通り南側
G通り、H通り、Ⅰ通りの全域
→ 谷中央部に対応


I地区の
軟弱地盤対策工
道路部との
併用工法
圧密沈下促進工法
サンドドレーン工法
φ400サンドパイル
1.5m×1.5m正方形ピッチ
1年程度プレロードし放置
1.盛土区間（1年間）通行止め
2.周辺への影響（圧密促進し沈下する）を勘案し、矢板遮断工（永久）
3.工費2,588,660千円 道路m当り801千円
不 可
圧密沈下低減
サンドコンパクション工法
φ700サンドパイル
1.5m×1.5m正方形ピッチ
6ヶ月程度プレロードし放置
1.盛土区間（6ヶ月）通行止め
2.コンパクションにより周辺地盤への影響あり
3.沈下促進影響のため矢板遮断工(永久)
4.工費3,178,808千円 道路m当り983千円
不 可
深層混合処理 ＤＪＭ工法
φ1000セメント粉体パイル
1.0m×1.0m接円
施工後1ヶ月放置
1.沈下＝0可能な工法
2.周辺地盤への影響少ない
3.ただし重機大型、施工範囲大
4.現盛土層を貫入不可、盛土掘削し施工
5.工費6,871,743千円
道路m当り2,126千円 .比較的高価
可
4
深層混合処理 ＪＳＧ工法
φ2000セメントスラリー
2.0m×2.0m接円
施工後1ヶ月放置
1.沈下＝0可能な工法
2.周辺地盤への影響少ない
3.施工機械比較的小型
4.現盛土層を別工法で貫入、施工
5.工費21,587,550千円
道路m当り6,677千円 極めて高価
可
5
ＤＪＭ工法＋ジオテキスタイル併用工法
ＤＪＭ φ1000セメント粉体
1.0m×1.0m接円～
1.7m～1.8m×1.8m正方形
施工後1ヶ月放置
1.ＤＪＭ単独工に比べやや間隔を広げて配置
2.周辺地盤への影響少ない
3.重機大型
4.現盛土を貫入不可 掘削施工
5.工費2,974,353千円 道路m当り920千円
可
3
軽量盛土工法
（軽量安定処理工法）
γt＝1.2tf/m²
置換3.0m
1.残留沈下20～30％程度しか低減できず
2.施工実績少ない
3.旧盛土層との混合難
4.工費3,024,446千円 道路m当り936千円
不 可
軽量盛土工法 ＥＳＰ工法
ＥＰＳ
γt＝0.02～0.04tf/m²
1.5m～2.5m置換
土留工併用
地下水位低下工法
1.工期比較的短期間
2.重機をほとんど必要としない
3.沈下＝0、周辺の沈下低減可能
4.暗渠工能力低下し、水位上昇すると浮き上がりを生じる
5.工費2,264,605千円 道路m当り777千円
可
2
地下水位現状浮力考慮
1.同上1～3
2.浮き上がりなし
3.沈下は10年間に10cm程度生じる
4.工費1,817,811千円 道路m当り584千円
可
1



図－１２－２３　ＥＰＳ置換厚



	舗装厚	ESP置換厚	掘削深度		舗装厚	ESP置換厚	掘削深度
	置換必要なし				0.47	1.2	1.7
	0.47	0.2	0.7		0.9	1.2	2.1
	0.47	0.5	1.0		1.6	1.5	3.1
	0.47	0.6	1.1		1.2	2.7	3.9
	0.6	0.9	1.5				

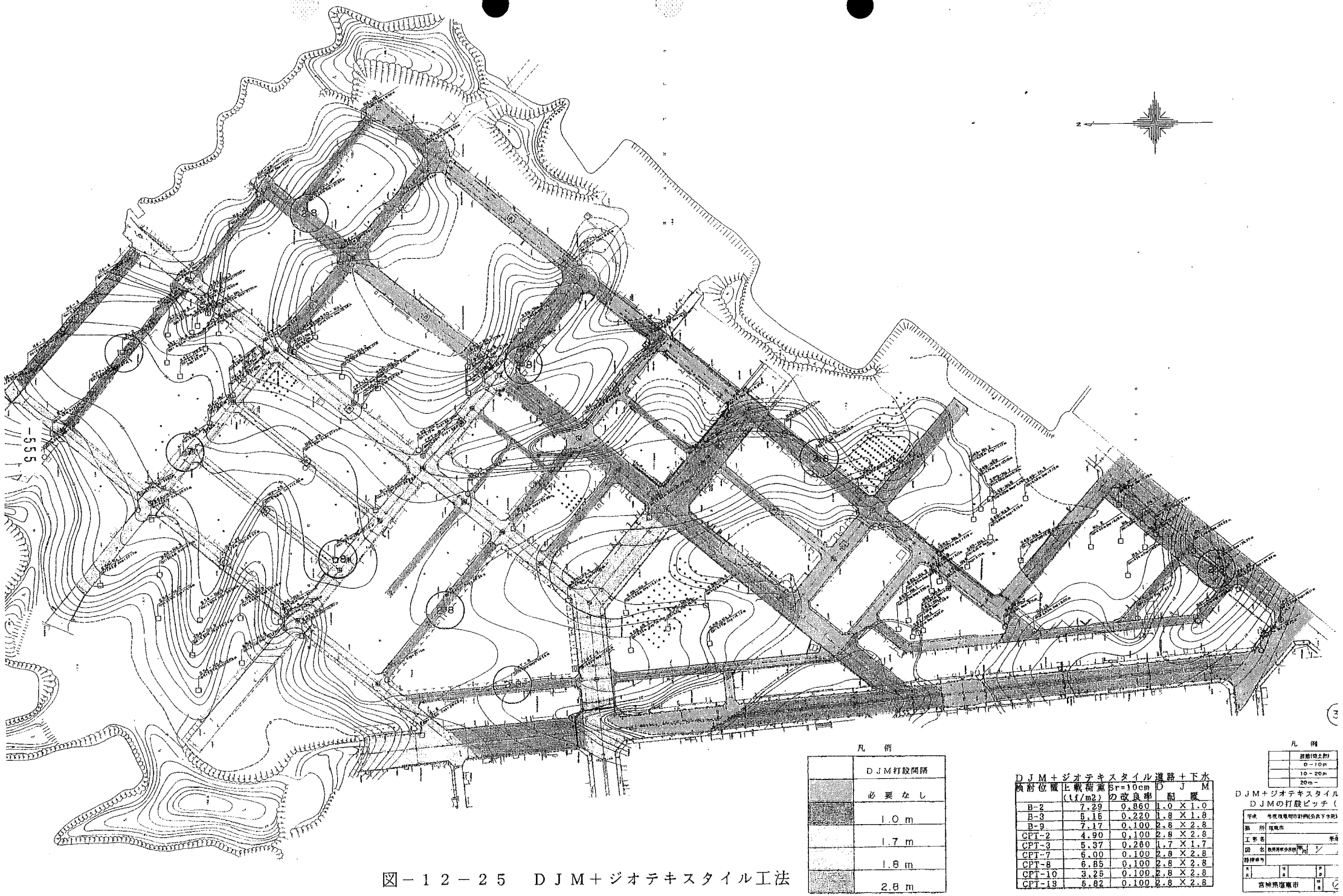
凡例

	基盤(の
	0～
	10～
	20m～

EPS工法の検討
(10年間の沈下量を10cmと

年度	年度環境問題計画(会
所 所	環境市
工事名	
図 名	特別管理産業廃棄物
路線番号	
縮尺	年月日
	宮城県塩竈市

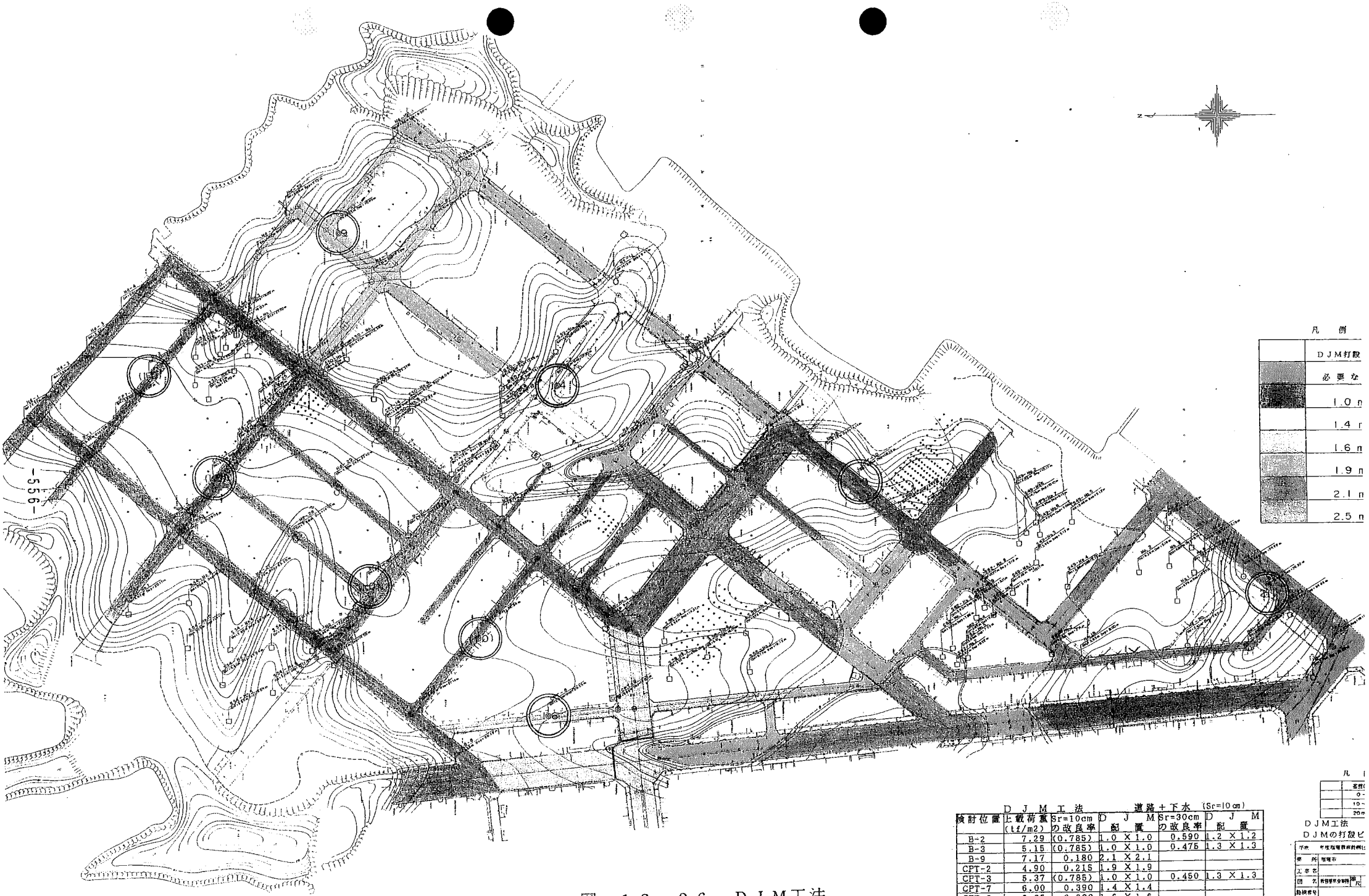
図－１２－２４　ＥＰＳ工法の検討（10年間の沈下量を10cmとした場合）



DJM＋ジオテキスタイル道路＋下水

検討位置	上載荷重 (tf/m2)	Sr=10cm の改良率	DJM 配置
B-2	7.29	0.860	1.0 × 1.0
B-3	5.15	0.220	1.8 × 1.8
B-9	7.17	0.100	2.8 × 2.8
CPT-2	4.90	0.100	2.8 × 2.8
CPT-3	5.37	0.260	1.7 × 1.7
CPT-7	6.00	0.100	2.8 × 2.8
CPT-8	6.85	0.100	2.8 × 2.8
CPT-10	3.25	0.100	2.8 × 2.8
CPT-13	5.82	0.100	2.8 × 2.8

図－１２－２５　ＤＪＭ＋ジオテキスタイル工法



検討位置	DJM工法 上載荷重 (tf/m2)	Sr=10cm の改良率	DJM配置	道路＋下水 (Sr=10cm) Sr=30cm の改良率	DJM配置
B-2	7.29	(0.785)	1.0 X 1.0	0.590	1.2 X 1.2
B-3	5.15	(0.785)	1.0 X 1.0	0.475	1.3 X 1.3
B-9	7.17	0.180	2.1 X 2.1		
CPT-2	4.90	0.215	1.9 X 1.9		
CPT-3	5.37	(0.785)	1.0 X 1.0	0.450	1.3 X 1.3
CPT-7	6.00	0.390	1.4 X 1.4		
CPT-8	6.85	0.290	1.6 X 1.6		
CPT-10	3.25	0.125	2.5 X 2.5		
CPT-13	5.82	(0.785)	1.0 X 1.0	0.310	1.6 X 1.6

図－１２－２６　ＤＪＭ工法

(15) I地区下水部分限定対策工法の検討

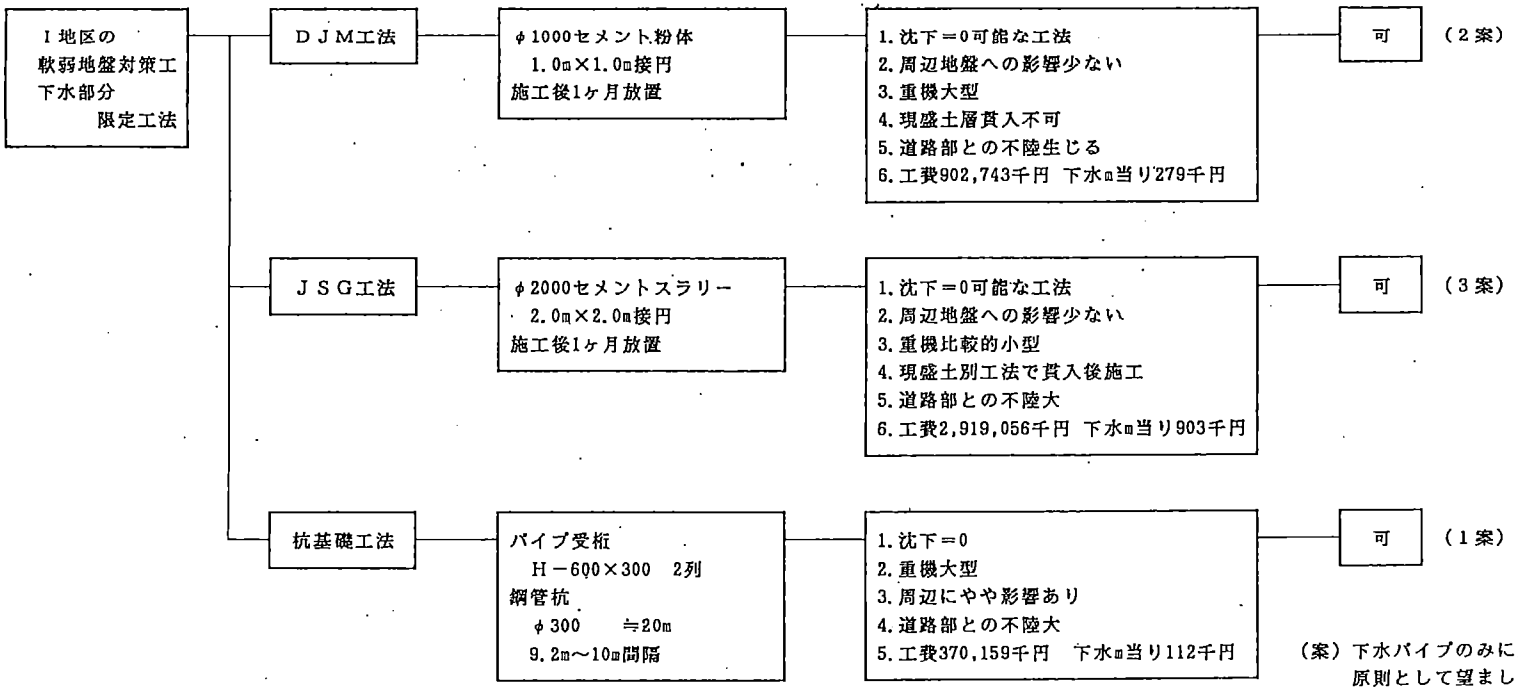
(14)の検討結果から、下水パイプの沈下対策工を選定すると、以下のようになる。

① ＤＪＭ工法

② ＪＳＧ工法

③ 杭基礎工法

以上の検討結果をまとめて流れ図に示す。



（案）下水パイプのみに対する工法は
原則として望ましくない

(16) Ⅱ、Ⅲ地区対策工の検討

道路部分まで含めた対策工並びに下水パイプのみの対策工についてまとめ、流れ図に示す。

表－１２－１１管渠布設工法の種類と特徴

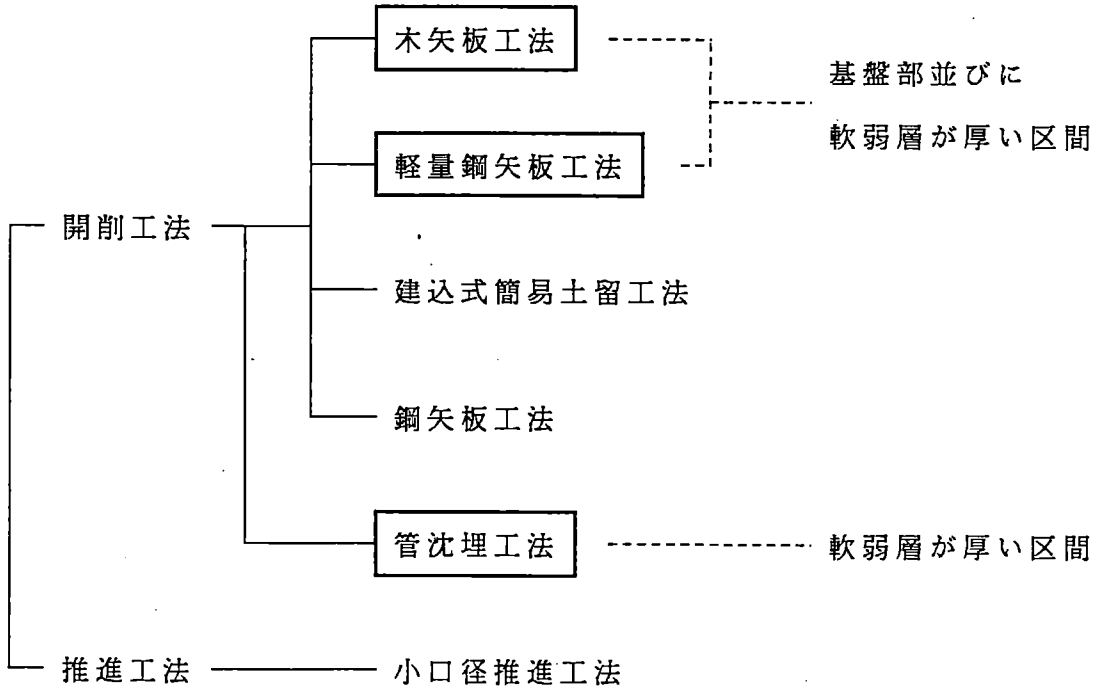
地中に管渠を築造する工法としては、以下の３工法があげられる。

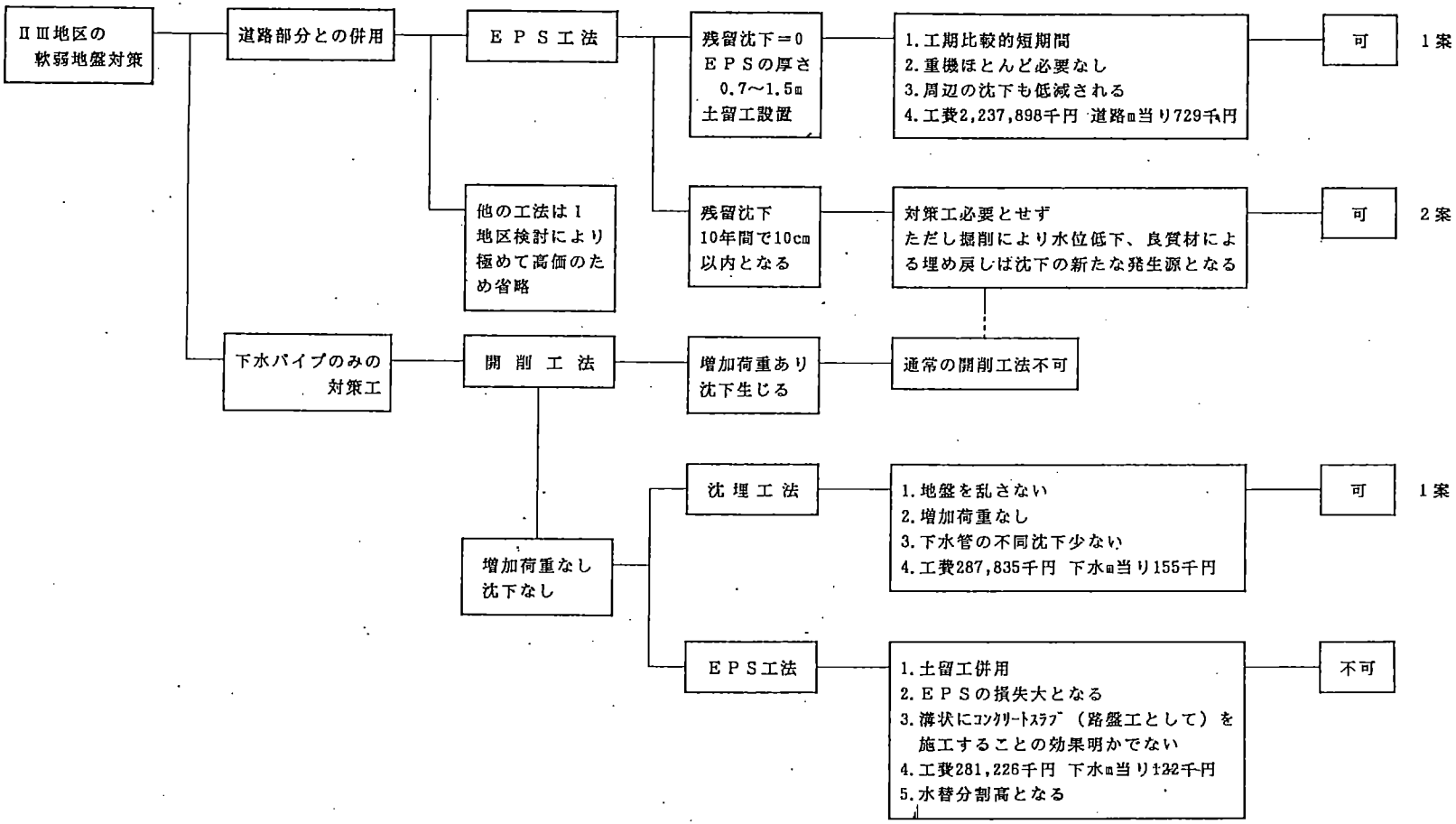
① 開削工法

② 推進工法
- 刃口推進工法
- セミシールド工法
- 小口径推進工法

③ シールド工法（ミニシールド工法含む）

上記工法のうち、本工区の条件に対応するのは次の工法である。




ⅡⅢ地区の
軟弱地盤対策
道路部分との併用
ＥＰＳ工法
残留沈下＝0
ＥＰＳの厚さ
0.7～1.5m
土留工設置
1.工期比較的短期間
2.重機ほとんど必要なし
3.周辺の沈下も低減される
4.工費2,237,898千円 道路m当り729千円
可
1案
他の工法は1
地区検討により
極めて高価のた
め省略
残留沈下
10年間で10cm
以内となる
対策工必要とせず
ただし掘削により水位低下、良質材による
埋め戻しは沈下の新たな発生源となる
可
2案
下水パイプのみの
対策工
開削工法
増加荷重あり
沈下生じる
通常の開削工法不可
沈埋工法
1.地盤を乱さない
2.増加荷重なし
3.下水管の不同沈下少ない
4.工費287,835千円 下水m当り155千円
可
1案
増加荷重なし
沈下なし
ＥＰＳ工法
1.土留工併用
2.ＥＰＳの損失大となる
3.溝状にｺﾝｸﾘｰﾄｽﾗﾌﾞ（路盤工として）を
施工することの効果明かでない
4.工費281,226千円 下水m当り132千円
5.水替分割高となる
不可

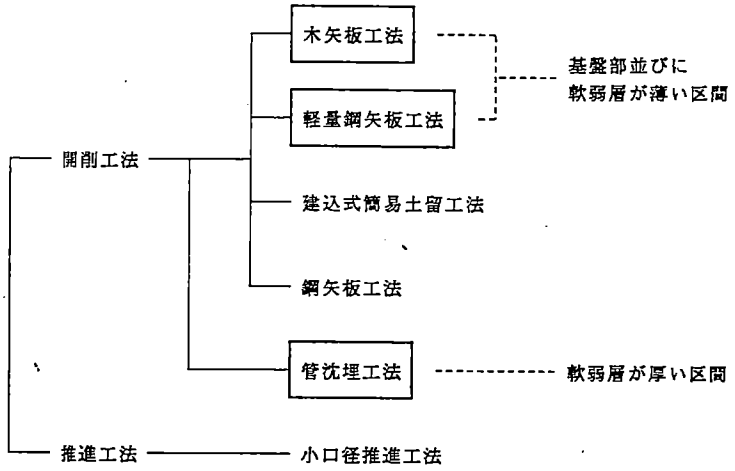
表－１２－１１ 管渠布設工法の種類と特徴

地中に管渠を築造する工法としては、以下の３工法があげられる。

(1) 開削工法
(2) 推進工法
- 刃口推進工法
- セミシールド工法
- 小口径推進工法

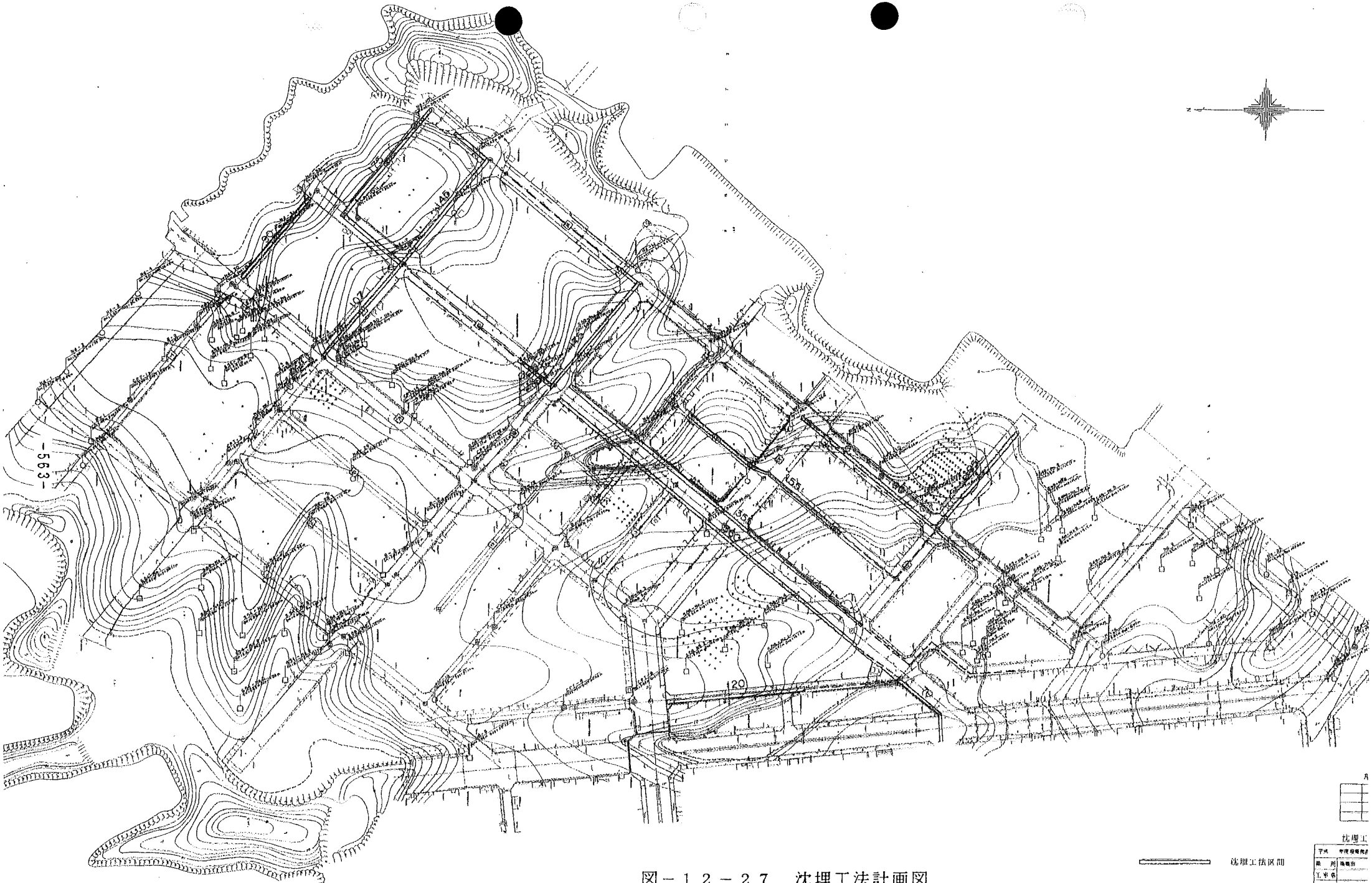
(3) シールド工法（ミニシールド工法含む）

上記工法のうち、本工区の条件に対応するのは次の工法である。



表－１２－１２　工法比較検討と評価一覧表

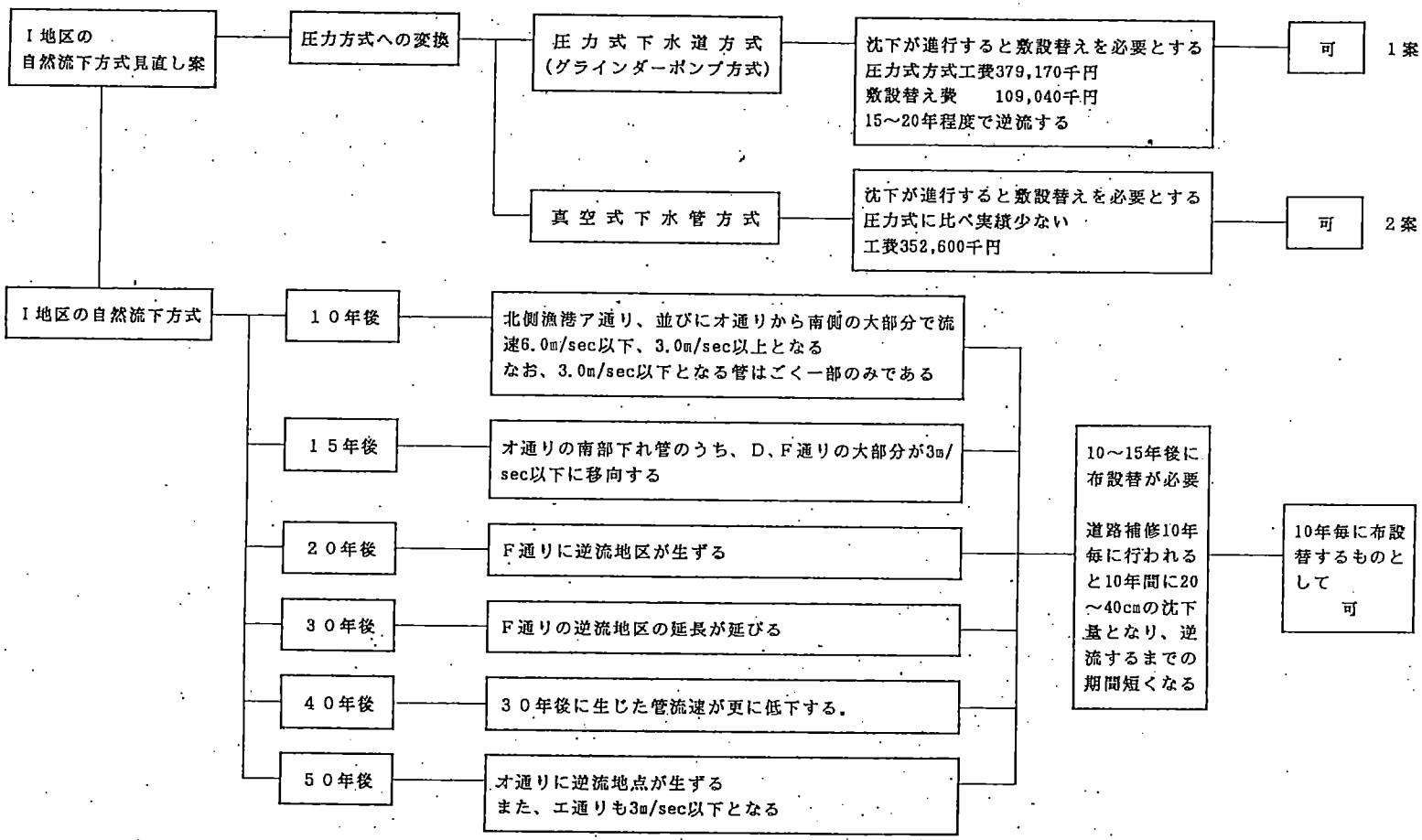
工法 検討項目	開削工法		小口径推進工法		沈埋工法	
工法の特徴	・地上より土留杭を打設掘削・床付けし、管の布設を行なう。対応性に富む。	評価	・多種の工法があるが、削進及びホリゾンタルオーガー工法の一部で可能。	評価	・開削工法の一種であるが、土留を安定液で行い沈埋により管布設をする。	評価
切羽安定の方法	・H鋼横矢板、シートパイルトレンチシート等による土留を行ない、砂礫層地下水位支障物により選定する。	C	・鋼管等の水平ボーリングによる自由貫入で切羽崩壊を防止する。	B	・開削工法における土留を安定液で行う。 ・安定液の配合に注意。	A
事前の支障物の確認	・地中・地上とも影響が多く、事前に処理する。	B	・刃口推進に比較して断面が小さい分有利である。	A	・地中の処理が難しい。	C
施工延長の制約	・特になし。	A	・１スパン50m前後。	C	・安定液プラントの関係で100～200m程度	B
設備と保守管理	・杭打機、掘削機、排水ポンプ保安設備など	A	・掘進機、破砕ビット、立坑設備など。	B	・安定液プラント、掘削機保安設備など。	B
地盤条件、支障物の変化への対応性	・対応は容易、工法変更が容易。	A	・土質の変化、層境の施工の対応が困難。	C	・地盤条件の変化には対応できるが、支障物には問題。	B
補助工法の有無	・一般に地下水対策として薬注、地下水位低下工法。	C	・地下水量にもよるが、立坑部分のみの薬注、地下水位低下工法を併用。	B	・不要。	A
施工速度	・支保工により有効作業施工幅がせばめられ、砂礫層の掘削作業効率が悪い。	C	・立坑内作業が主体で作業性はよいが、玉石混りがあると施工性が特に悪くなる。	B	・土留、支保工がないため多少作業性はよい。1スパン7～10日程度。	B
作業上および周辺部に対する安全性	・止水、崩壊防止対策の安全性に注意が必要。 ・狭く深い地山内作業の連続で、危険度が大きい。 ・酸欠防止の換気必要。 ・杭抜き時の地盤変動。	C	・立坑築造時は開削工法と同様。 ・他の推進工法と比較すると立坑設置数が多くなる。 ・立坑内作業に換気対策。	B	・安定液硬化時間（3日程度）の現場の安全管理が重要。 ・地上作業のため作業の安全性は高い。	B
施工精度	・施工精度の対応容易。	A	・方向修正に難があり慎重な施工を要す。	C	・施工精度は外部要因がないためよい。	A
環境公害問題	・土留杭打、杭抜き作業における騒音、振動対策。 ・地下水低下にともなう地盤沈下、井戸枯渇対策。 ・薬注による地下水への影響。	C	・立坑築造においては開削工法と同様の問題がある。	A	・安定液プラントの騒音問題。 ・残土処理処分。	B
施工実績	・多い。	A	・最近施工例が増えている。	B	・少ない。	C
経済性	・補助工法の費用が大きくなる。	C	・立坑数が多くなりその築造費が大きい。	B	・小口径推進とほぼ同程度。	A

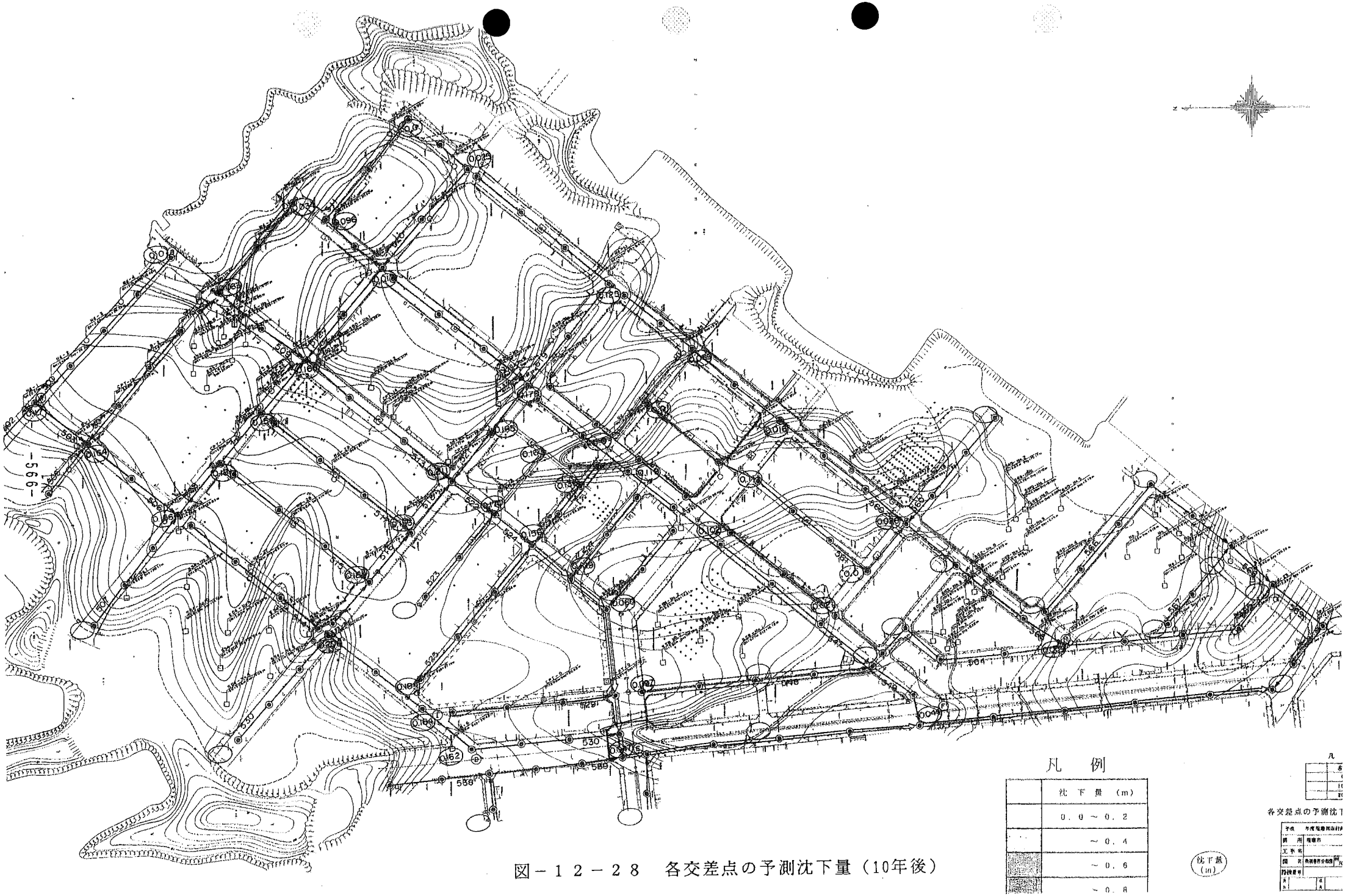


図－１２－２７　沈埋工法計画図

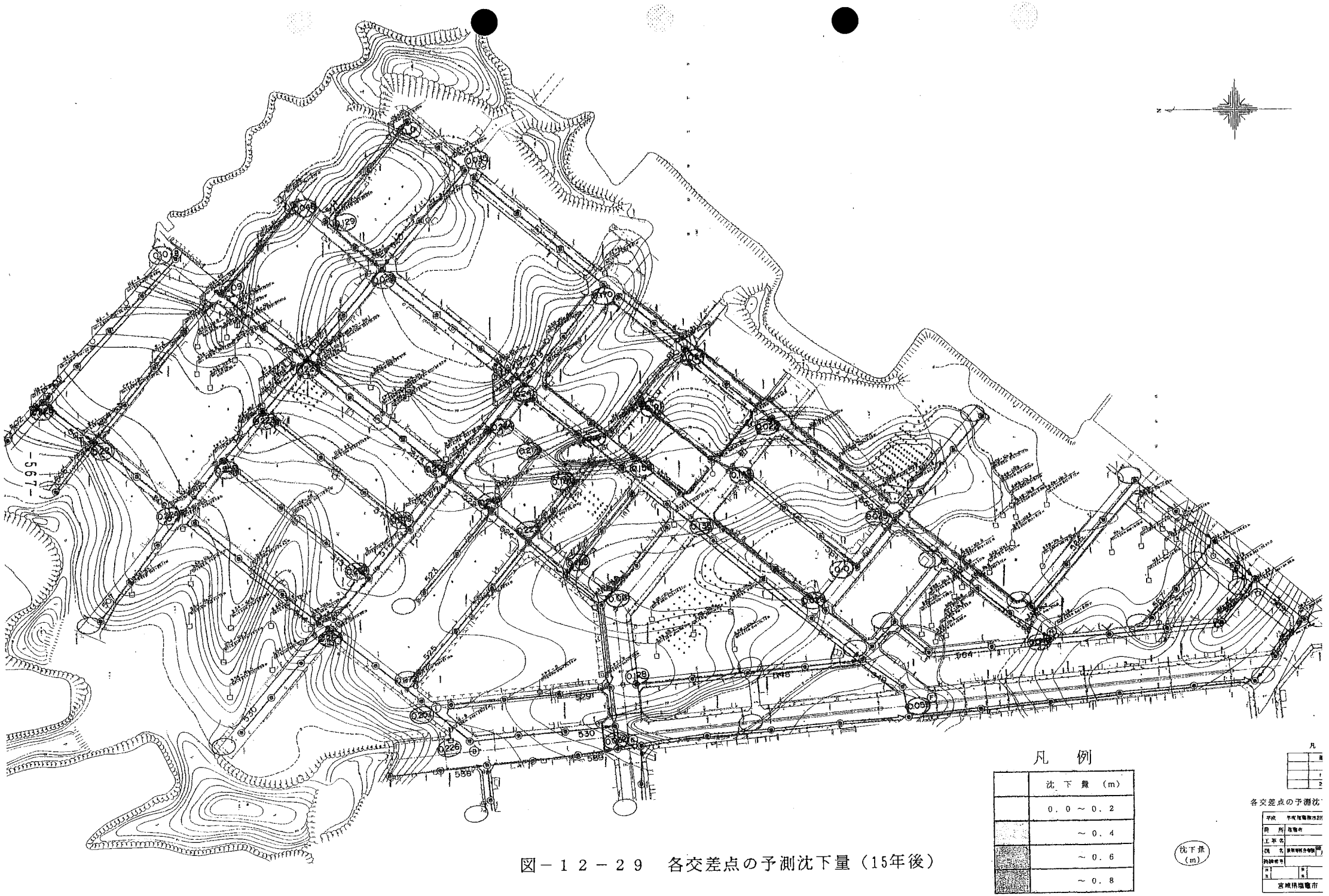
(17) 自然流下方式の見直し案

自然流下方式を圧力式下水道方式、真空式下水道方式に変更した場合、並びに自然流下方式を採用した場合のパイプの沈下、経時変化についてまとめてみた。

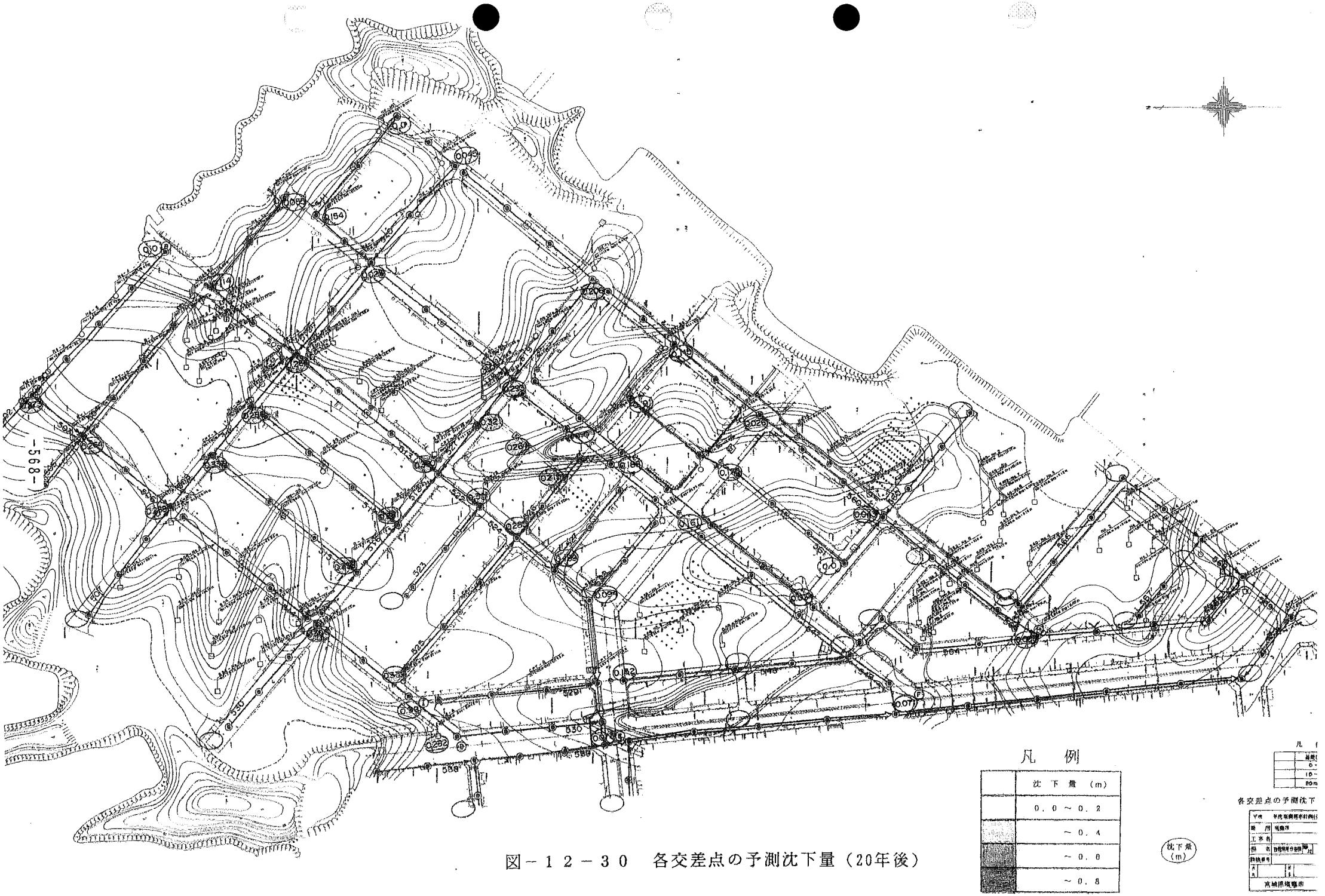

Ⅰ地区の
自然流下方式見直し案
圧力方式への変換
圧力式下水道方式
(グラインダーポンプ方式)
沈下が進行すると敷設替えを必要とする
圧力式方式工費379,170千円
敷設替え費　109,040千円
15～20年程度で逆流する
可
1案
真空式下水管方式
沈下が進行すると敷設替えを必要とする
圧力式に比べ実績少ない
工費352,600千円
可
2案
Ⅰ地区の自然流下方式
10年後
北側漁港ア通り、並びにオ通りから南側の大部分で流速6.0m/sec以下、3.0m/sec以上となる
なお、3.0m/sec以下となる管はごく一部のみである
15年後
オ通りの南部下れ管のうち、D、F通りの大部分が3m/sec以下に移向する
20年後
F通りに逆流地区が生ずる
30年後
F通りの逆流地区の延長が延びる
40年後
30年後に生じた管流速が更に低下する。
50年後
オ通りに逆流地点が生ずる
また、エ通りも3m/sec以下となる
10～15年後に布設替が必要
道路補修10年毎に行われると10年間に20～40cmの沈下量となり、逆流するまでの期間短くなる
10年毎に布設替するものとして
可



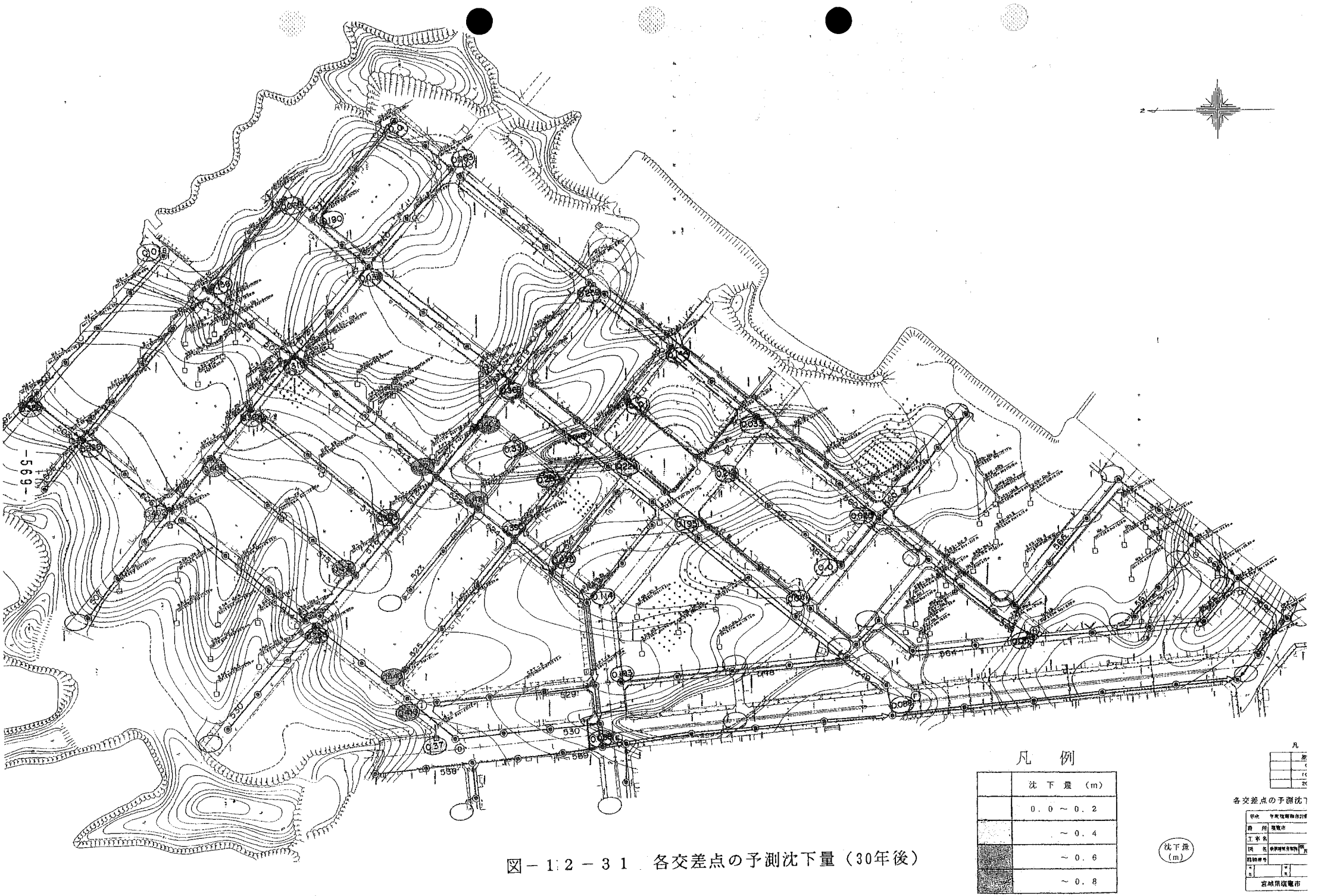
図－１２－２８　各交差点の予測沈下量（10年後）



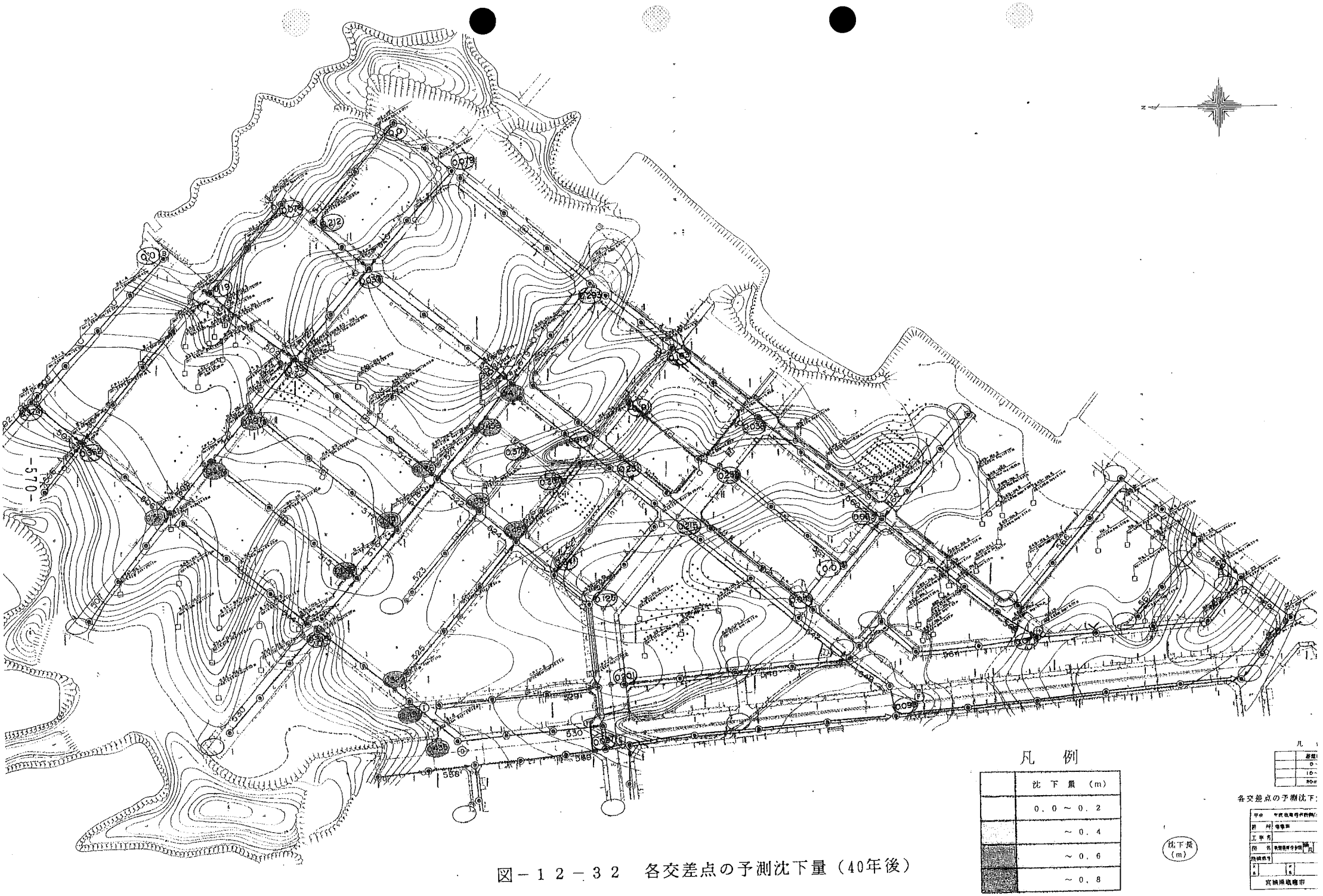
図－１２－２９　各交差点の予測沈下量（15年後）



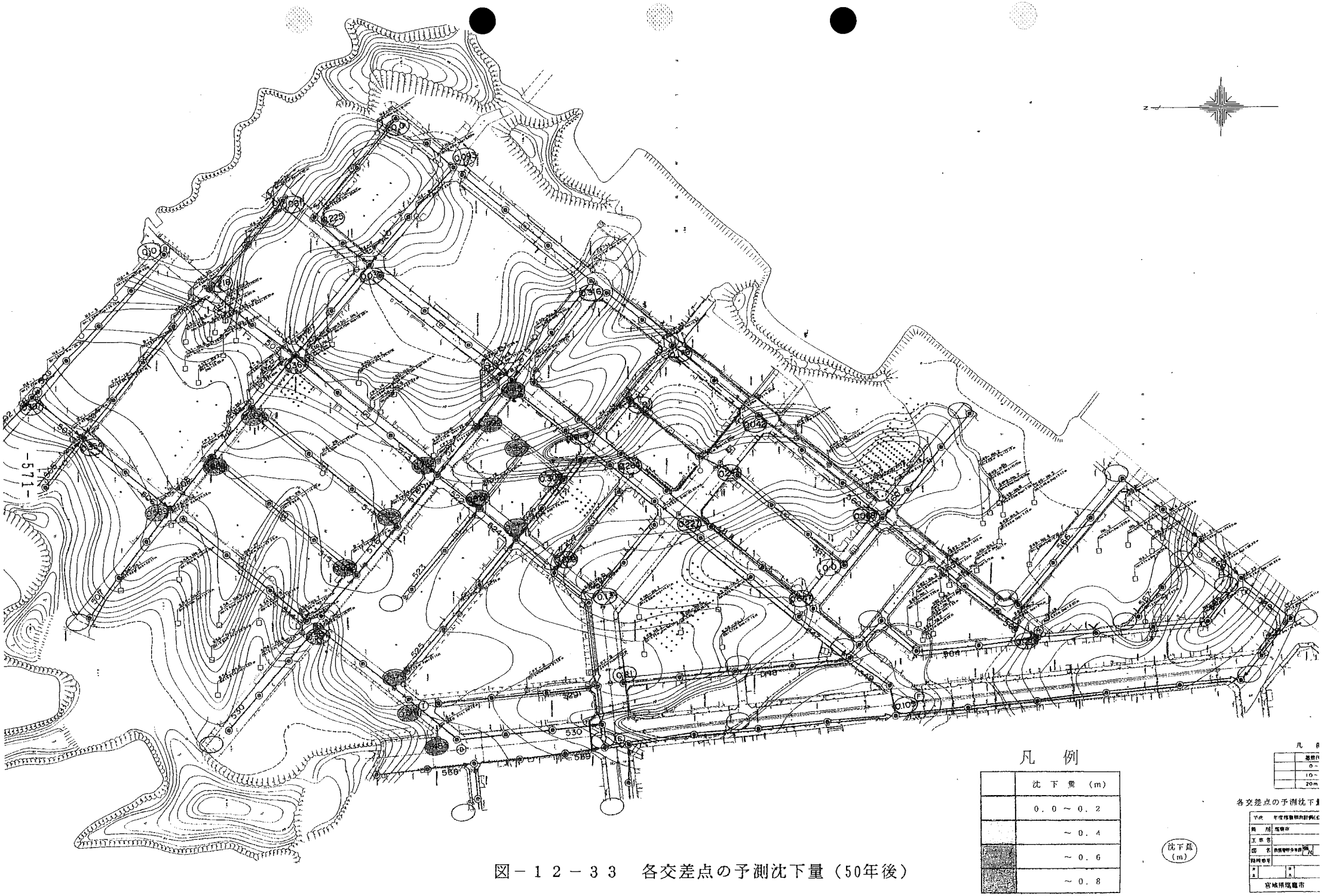
図－１２－３０　各交差点の予測沈下量（20年後）



図－1.2－31　各交差点の予測沈下量（30年後）



図－１２－３２　各交差点の予測沈下量（40年後）



図－１２－３３　各交差点の予測沈下量（50年後）

(18) まとめ

① Ⅰ地区自然流下方式；道路部まで改良する場合

案	工　　法	工 費（千円）	道路m当り工費（千円）
1	軽量盛土工法*（ＥＰＳ、地下水位浮力考慮）	1,817,811	584
2	軽量盛土工法（ＥＰＳ、地下水位低下工法併用）	2,264,605	777
3	ＤＪＭ＋ジオテキスタイル工法	2,974,353	920
4	ＤＪＭ工法	6,871,743	2,126
5	ＪＳＧ工法	21,587,550	6,677

*10年間で10cmの沈下を許容する場合

② Ⅰ地区自然流下方式；下水パイプのみを改良する場合

案	工　　法	工 費（千円）	道路m当り工費（千円）
1	杭基礎工法	370,159	112
2	ＤＪＭ工法	902,743	279
3	ＪＳＧ工法	2,919,056	903

③ Ⅱ、Ⅲ地区自然流下方式；道路部まで改良する場合

案	工　　法	工 費（千円）	道路m当り工費（千円）
1	軽量盛土工法（ＥＰＳ）	2,237,898	729
2	無処理*	－	－

*10年間で10cmの沈下を許容した場合

；下水パイプのみを改良する場合

案	工　　法	工 費（千円）	道路m当り工費（千円）
1	沈埋工法	287,835	155
2	軽量盛土工法（ＥＰＳ）*	281,226 （水替分なし）	122

*工法として施工実績等に問題あり

④ Ｉ地区圧力流下方式

案	工　　法	工 費（千円）	道路m当り工費（千円）
1	圧力式下水道方式	379,170	敷設替え費 15～20年 109,040
2	真空式下水道方式	352,600	

⑤ 自然流下方式敷設替案

10年間に敷設し直す敷設費　　109,040千円程度

塩釜市新浜３丁目の水産加工団地は、地盤沈下のため道路、上下水道、建物等に被害が生じ、その機能が殆どマヒ状態に至っている。

この地盤沈下の原因を把握し、適切な対策工を立案するため今回の調査を行った。

① 旧入り江中央Ｉ地区（仮称Ｆ～Ｉ通り区間）は軟弱層が20cmに達し、圧密の進行も30～40％程度であり、今後10年単位で20cm程度の沈下が進み、更に150～180年間に渡り150～200cm程度の沈下が進行すると算定された。

② 従って、ここで道路も含めた対策工を実施することは極めて有効であり、仮に道路部分をＥＰＳ等の軽量盛土材で置換することは、宅地部分への載荷軽減にもつながり、結果として沈下は抑制されるといった相乗効果も期待される。

③ ここで、下水道部分直下のみの改良は線的改良となり、また、剛的な対策工となると、道路部分の一部が凸形形状となり、不陸の原因となりかねない。

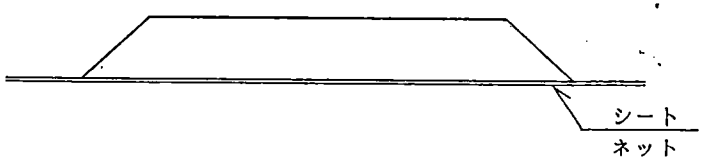
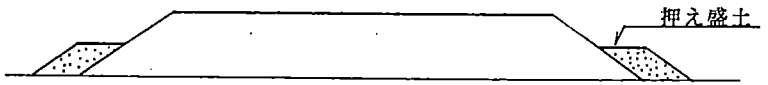
④ 自然流下方式で流れ管をこのまま埋設した場合は、10年後にはかなりの部分で流速の基準値を下回ることになり、敷設替を必要とする。

⑤ なお、下水道の流下方式をとりあえず圧力方式とした場合は15年程度で敷設替を必要とする。

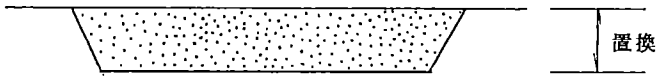
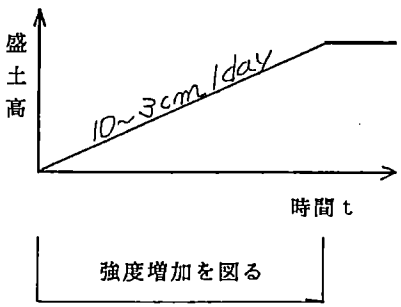
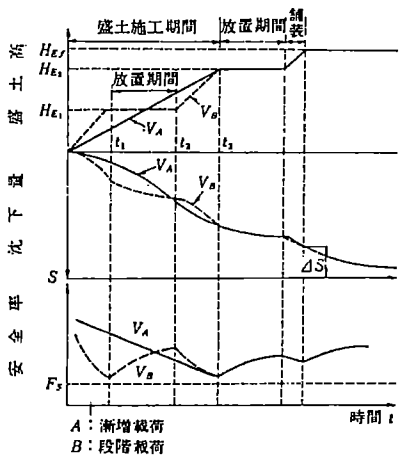
⑥ 従って、②の対策工は宅地内の沈下軽減を含めた広域的な工法であり、④、⑤は下水道のみに限った応急的な対策工となろう。

（19）対　策　工　検　討　表

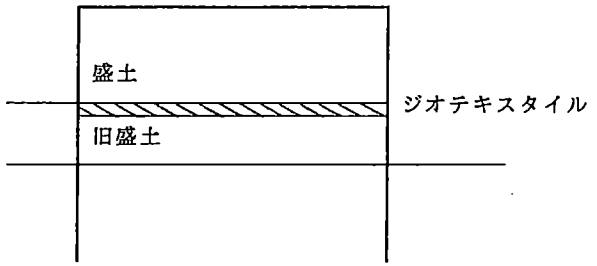
I 地区の対策工の検討

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
表層処理工法	基礎地盤の表面に砂、シート、ネットなどを敷広げたり、基礎地盤の表面を石灰やセメントで処理することによって、軟弱地盤処理工や盛土作業に必要な重機械のトラフィカビリティを良好にすることを目的とする。 敷砂工の場合は軟弱層の上部排水層および盛土の地下排水層の役割も果たす。 敷設材工法は荷重を均等に支持し、地盤の不同沈下及び側方変位を減じ、地盤の支持力を向上させることができる。（サンドマット工法、敷設材工法、表層混合処理工法）		――――
押え盛土工法	盛土の側方に抑え盛土をしたり、のり面を緩やかにしたりしてすべりに抵抗させるモーメントを増加させ、盛土のすべり破壊を防止する。周辺地盤に対する影響を小さくするとともに、用地を広く確保することにより工事用道路、側道、環境施設等に利用することができる。		――――

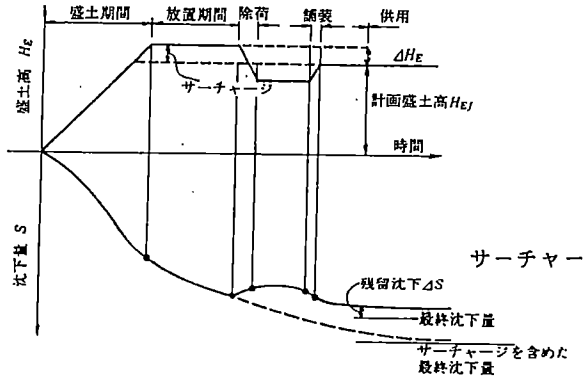
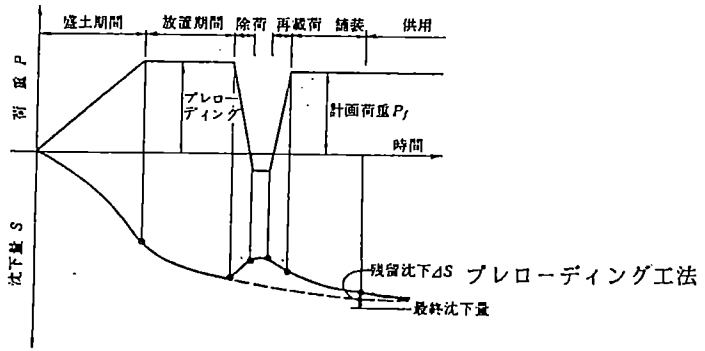
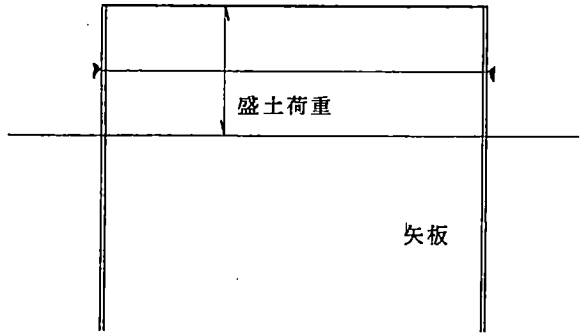
工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
表層処理工法	――――	――――	地表面付近の強度を増加させることを目標とし、当地区のように軟弱地盤の層厚が厚いと直接圧密量を減少させることができないため不適当。	×
押え盛土工法	――――	――――	主としてすべりの安定を保つための対策工であり、当地区では地盤沈下対策として効果なし。	×

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し良質材で置き換える工法である。置き換えによって剪断抵抗が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。 掘削して置き換えるか盛土の自重で押し出して置き換えるかによって名称が異なる。置換深度に限界がある。		――
緩速載荷工法	盛土の施工速度を制御して、圧密に伴う地盤の剪断強さの増加を図りながら盛土を施工する工法である。短時間に盛土した場合には安定が保たれない場合でも、この方法によれば安全に盛れることが多い。	  施工速度の比較	――

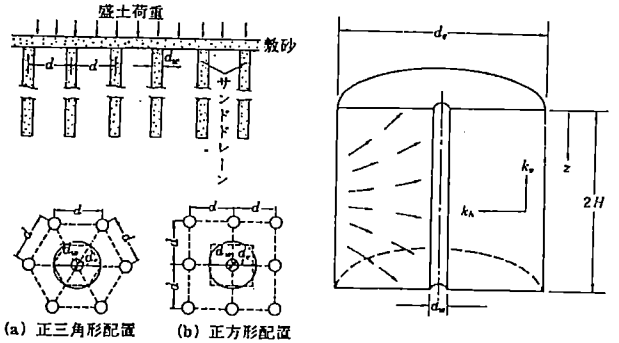
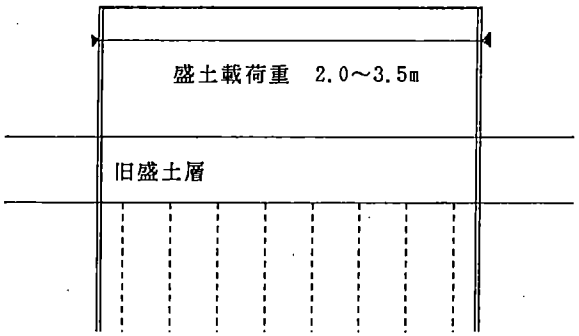
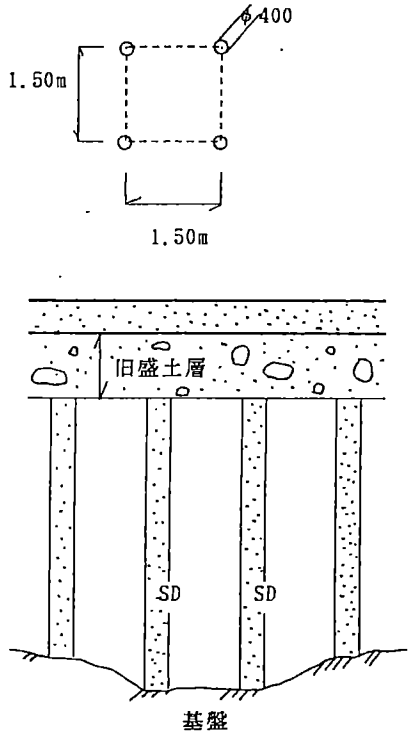
工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
置換工法	――	――	置換工法を沈下対策工として用いる場合、本来全層を置き換えないと効果が薄くなる。 当地区の場合、地盤沈下が著しい地点では軟弱層厚が20m以上にも達しており、置換は施工上不可能。	×
緩速載荷工法	――	――	盛土の安定対策工法であり、地盤沈下対策工としては不適。 圧密に要する時間は排水距離の二乗に比例することから、当地区のように軟弱層が厚い場合、圧密には長期間必要となる。	×

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
盛土補強工法	盛土補強工法は、盛土中に鋼製ネット、帯鋼またはジオテキスタイルなどを設置し、補強材が盛土と一体化することによって地盤の側方流動に伴う盛土底面の広がりを拘束し、さらには盛土のすべり破壊を抑制することを目的とした工法である。この工法は工費が安いため、単独または他の対策工法の補助的な目的で用いられることが多い。 ＊当地区においてもＤＪＭ工法との併用案を考えた。		――

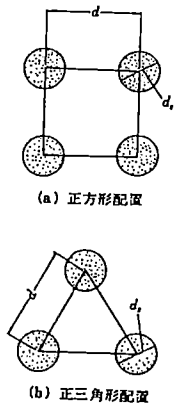
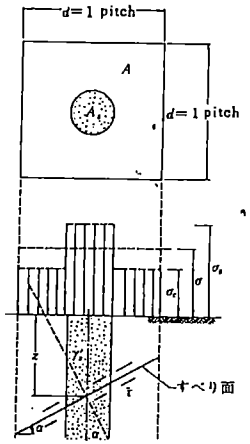
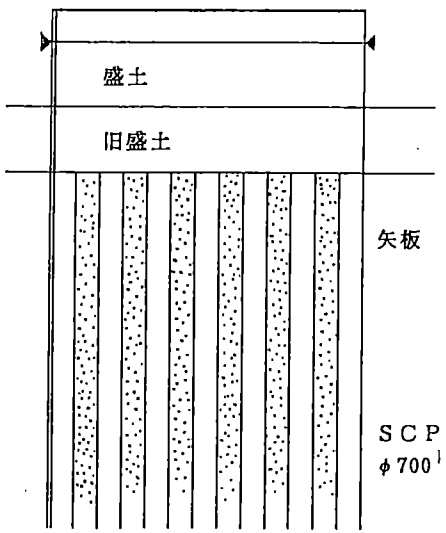
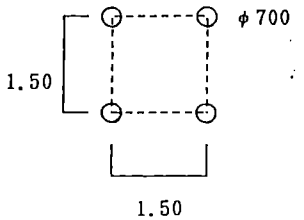
工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
盛土補強工法	――	――	ジオテキスタイルのみでは、沈下促進、沈下量の低減は不可。	×

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
載荷重工法	盛土や構造物の計画されている地盤に、あらかじめ設計荷重以上の荷重をかけ沈下を促進させる工法である。載荷重としては盛土がよく用いられ、サーチャージ工法、プレローディング工法などがある。サーチャージは盛土部に、プレロードは構造物部にそれぞれ用いられる。盛土のかわりに大気圧を用いる方法や、地下水位を低下させることにより有効応力を増加させる方法などもある。プレローディング工法は側方流動体策としても有効である。	 サーチャージ工法  プレローディング工法 	沈下後に現地盤高標高を満足する盛土厚は、2.0～3.5mと算定される。載荷重による沈下促進はこの高さ以上となり載荷不可。 また90%圧密度に達する所要日数は最大200年以上と算定され、サーチャージによる沈下促進は困難である。

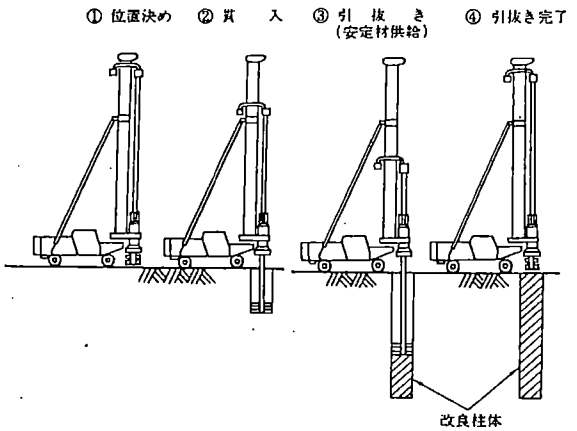
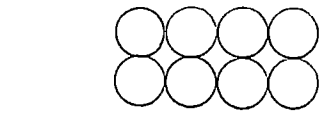
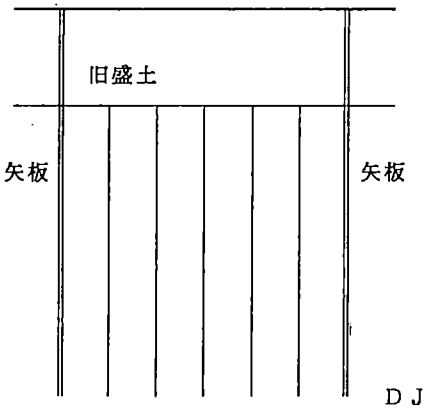
工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
載荷重工法	――――	――――	現地盤高を保つための盛土高以上を載荷し、沈下を促進させることは ① 軟弱層がきわめて厚い ② c_v値が小さい ことから、圧密に要する時間が長期間となり不適。	×

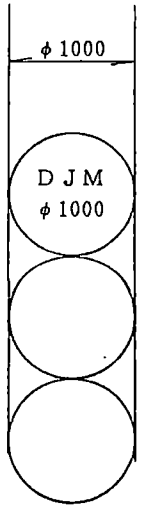
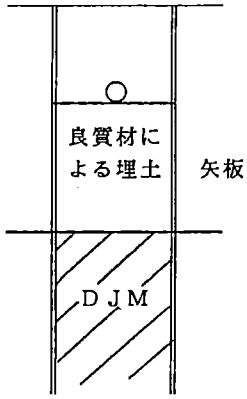
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
バーチカルドレーン工法 (ｻﾝﾄﾞﾄﾞﾚｰﾝ)	地盤中に、適当な間隔で鉛直方向に砂柱やカードボードなどを設置し、水平方向の圧密排水距離を短縮して圧密を促進させ、地盤の強度増加を図る工法である。 ＊パックドレーンＰＤは、軟弱層底面が著しく不規則であり不適（不経済となる）。 ＊ＰＤ改良深度は通常12～15m程度であり、当地区のように改良を要する深度が20mを越える場合は施工困難。	 サンドドレーンの配置と圧密  φ400mm　ＳＤ1.5mピッチ ① ＳＤは盛土層からの貫入不可のため旧盛土層を掘削除去 ② ＳＤの施工 ③ 盛土載荷（プレロード）6ヶ月～1年程度の放置 ④ 沈下終了後掘削パイプ埋設 ⑤ したがって工期長い	1．ＳＤ工法 φ400径　1.5m×1.5m正方形配置  施工順序　① 矢板遮断工 ② 盛土掘削 ③ ＳＤ施工 ④ 埋土 ⑤ プレロード施工 ⑥ 下水布設

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
バーチカルドレーン工法 (ｻﾝﾄﾞﾄﾞﾚｰﾝ)	① ＳＤ工法 本数19,069本 1本当り延長6.0～20.5m 総延長281,023m ② 掘削埋め戻し 184,781.5m³ ③ 盛土（プレロード分） 66,106m³ ④ 土留工（鋼矢板埋め殺し分） 98,031m³	① ＳＤ工処理 281,023×1,600円/m＝449,637千円 ② 掘削埋め戻し 184,781.5m³×0.8千円/m³＝147,825千円 ③ 盛土（プレロード分） 66,106m³×1,500円/m³＝99,200千円 ④ 土留工（鋼矢板） 圧入費4,000円/m² 矢板（Ⅲ）60kg/m　102,000円/t m²当り60／0.4＝150kg 15,300円/m² 98,031m²×(4,000＋15,300)円/m² ＝1,891,998千円 ⑤ 合計2,588,660千円 （道路m当り2,588,660千円／3,232.9m＝801千円）	沈下に見合った盛土分を載荷する必要があり、矢板遮断工法との併用となる。また周辺構造物への施工時の水平変位を完全に除去することが不可能である。 さらに道路部のみを改良することになり、この促進効果が周辺地盤に影響すると、杭基礎への負の摩擦力の急激な作用により破損する。団地内の杭基礎で支えられている部分と、地盤部分の不陸が加速されることになり、矢板工（遮断工法）を永久対策工として設計する必要がある。 盛土放置期間は最大1年程度となり、期間中は通行止めとなる。 下水パイプ直下のみの改良は効果がない。	

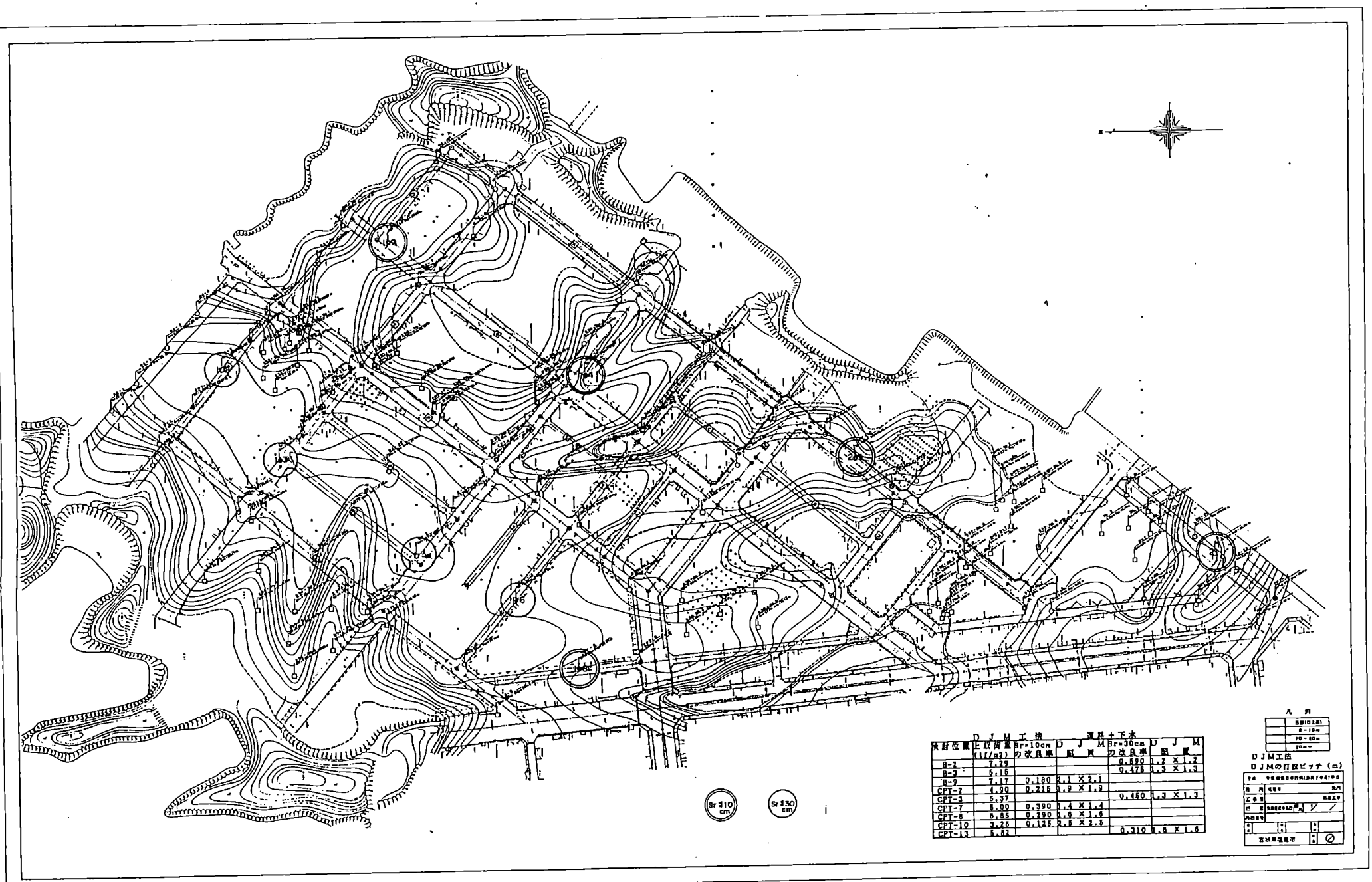
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
サンドまたは砕石コンパクションパイル工法	地盤中に締固めた砂又は砕石等の杭を作り、軟弱層を締固めるとともに砂杭等の支持力によって安定を増加させる工法である。特に地盤のすべり破壊に対するパイル材自体の剪断抵抗力により、安定を確保するのに効果がある。	① 正方形配置の場合 $a_s=0.785(\frac{d_s}{d})^2$ ② 正三角形配置の場合 $a_s=0.907(\frac{d_s}{d})^2$  (a) 正方形配置 (b) 正三角形配置 サンドコンパクションパイルの配置  応力集中説明図  盛土 旧盛土 矢板 ＳＣＰまたはＧＣＰ φ700　1.5mピッチ	 サンドドレーン工と同様 径700mmサンドコンパクションパイル杭 間隔1.5m×1.5m正方形配置

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
サンドまたは砕石コンパクションパイル工法	① ＳＣＰ工法 19,069本 Σ　＝281,023m ② 掘削埋め戻し 184,781.5m³ ③ 盛土（プレロード分） 66,106m³ ④ 土留工（鋼矢板埋め殺し分） 98,031m²	① ＳＣＰ工処理 281,023×3,700円/m＝1,039,785千円 ② 掘削埋め戻し 184,781.5m³×0.8千円/m³＝147,825千円 ③ 盛土（プレロード分） 66,106m³×1,500円/m³＝99,200千円 ④ 土留工（鋼矢板） 圧入費4,000円/m² 矢板（Ⅲ）60kg/m　102,000円/t m²当り60／0.4＝150kg 15,300円/m² 98,031m²×(4,000＋15,300)円/m² ＝1,891,998千円 ⑤ 合計3,178,808千円 （道路m当り3,178,808千円／3,232.9m＝983千円）	サンドドレーン工の特性を有し、かつ沈下が低減されることから工法的には有効である。ただし施工時砂杭にコンパクションを付加することから、周辺地盤を著しく乱す恐れがある（周辺の補償問題を生じる）。 したがってサンドドレーン工と同様、矢板工による遮断工法が必要となる。 なおＳＤ工法に比べると、圧密に要する時間が3ヶ月程度と短期間となり、残留沈下量も小さい。通行止め期間3ヶ月程度。 下水パイプ直下のみの改良は効果がない。	×

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
深層混合処理工法 （ＤＪＭ工法） １案 道路全体を改良	固結工法はセメントや石灰などの安定材による化学的固結作用、あるいは人工凍結などにより軟弱地盤を固結させ安定させる工法である。 固結工法のうち化学的固結工法に区分される深層混合処理工法は、塊状、粉末状あるいはスラリー状の主として石灰セメント系の安定材を地中に供給して原位置の軟弱土と強制混合することにより、深層に至る強固な柱体状ブロック状の安定処理土を形成する工法である。この工法は、盛土のすべり防止、沈下の低減、橋台背面の側方流動防止などを目的として使用される場合が多い。	 機械攪拌方式の施工手順例   ＤＪＭ　φ1000接円	道路部全体を改良する。 改良強度 土被り圧＋交通荷重分 ＝1.75tf/m²×6m＋1.0＝11.5tf/m² 接円配置 改良率＝0.785

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
深層混合処理工法（ＤＪＭ工法） ２案 下水パイプ直下のみ改良		 	接円配置 改良率＝0.785 改良強度 ＝1.15kgf/cm^2

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
D J M 道路全体改良	① D J M 42,906本　Σℓ＝632,302.5m ② 矢板工 ℓ＝8m　52,064m² ③ 掘削埋め戻し土量 184,781.5m³	① D J M処理工 632,302.5m×10,000円＝6,323,025千円 ② 矢板工 52,064m²×7,700円＝400,893千円 ③ 掘削埋め戻し土量 184,781.5m³×0.8千円＝147,825千円 ④ 合計 6,871,743千円 道路m当り2,126千円	1．盛土層を貫入させることは困難。盛土層を一旦掘削除去し施工する。 2．近接施工の対策工として最もよく用いられる工法 3．沈下を大幅に低減できる。 4．大型重機作業のため、重機の安定性に対しての配慮必要。 5．比較的高価な対策工である。 6．D J M単独工法のみでは接円タイプで前面改良。 7．施工時周辺に影響しないよう矢板工併用。 8．民地境界部に不陸生じる。 9．下水部のみの施工では長尺杭単列曲げにより切断されやすい。 10．下水部のみでは道路に突出部を生じ、不陸を生じる。 11．施工中は通行止め1ヶ月程度	○
D J M 下水パイプ直下改良	① D J M 3,254本　Σℓ＝49,015.5m ② 矢板工 ℓ＝8m　52,064m² ③ 掘削埋め戻し土量 14,618.6m³	① D J M処理工 49,015.5m×10,000円＝490,155千円 ② 矢板工 52,064m²×7,700円＝400,893千円 ③ 掘削埋め戻し土量 14,618.6m³×0.8千円＝11,695千円 ④ 合計 902,743千円 道路m当り279千円		△



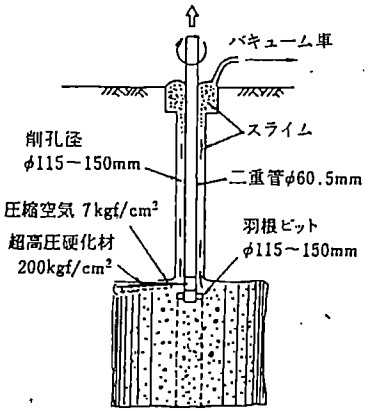
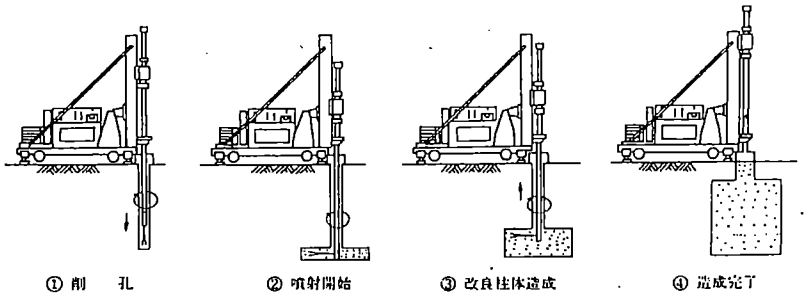
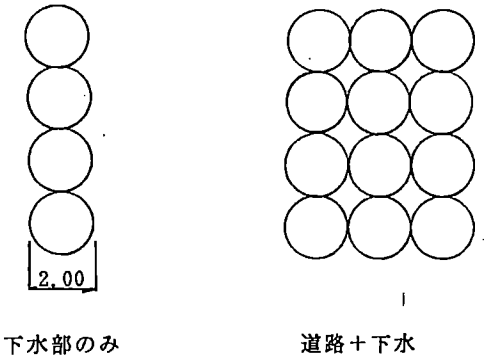
試料位置	DJM工法 土粒子密度 (t/m3)	DJM工法 Br=10cm の改良率	道路+下水 DJM Br=30cm 配置	道路+下水 DJM Br=30cm の改良率	道路+下水 DJM Br=30cm 配置
B-2	7.29			0.690	1.2 × 1.2
B-9	6.16			0.476	1.3 × 1.3
B-9	7.17	0.180	2.1 × 2.1		
CPT-2	4.90	0.215	1.9 × 1.9		
CPT-3	5.37			0.450	1.3 × 1.3
CPT-7	8.00	0.390	1.4 × 1.4		
CPT-8	6.85	0.390	1.6 × 1.6		
CPT-10	3.26	0.125	2.5 × 2.5		
CPT-13	5.82			0.310	1.5 × 1.5

凡例

	8m以上
	6～10m
	10～20m
	20m～

DJM工法
DJMの打設ピッチ (m)

平成	年度	地質調査業の内閣総理大臣登録第	号
名称	地質調査	場所	
工事名		年月日	
図名	地盤改良平面図	縮尺	1/ /
図の番号			
宮城県塩竈市			

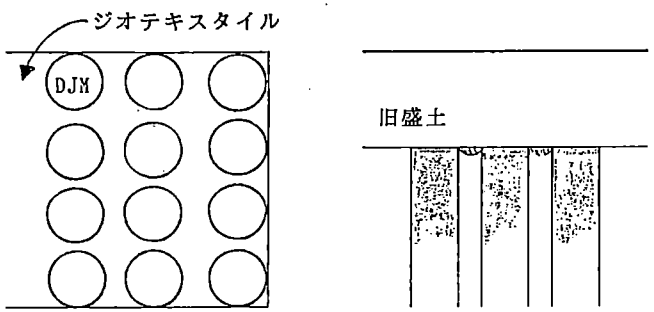
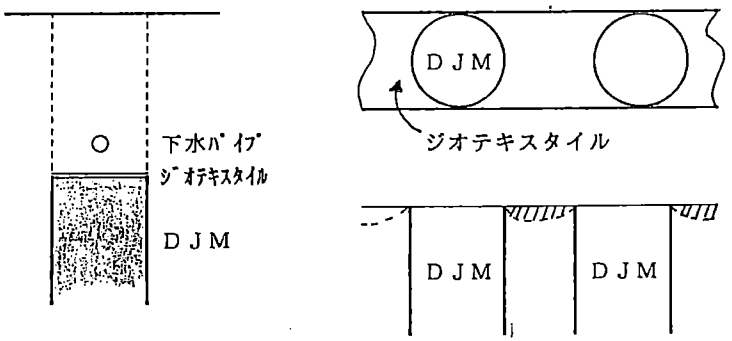
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
深層混合処理工法（ＪＳＧ工法）	空気をともなった超高圧硬化材液を地盤中に回転して噴射させ、地盤を切削すると同時に円柱状の固結体を造成する。二重管を用いる。 切削圧力　200kgf/cm² 硬化材噴射吐出量　60　/分  	 噴射攪拌方式の施工手順例（グラウト噴射方式） 主要地盤改良工法の適用限界 改良限界：0～1kgf/cm²／1～10kgf/cm²／10～100kgf/cm²／100kgf/cm²以上 工　法：薬液注入工法／深層混合工法／ｼﾞｪｯﾄｸﾞﾗｳﾄ工法 現場打杭工法／既成杭工法  下水部のみ　　道路＋下水	1．道路部全面改良 径φ2000　接円形式 2．下水パイプ直下のみ改良 径φ2000　接円単列形式

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
ＪＳＧ工法 道路全面改良	ＪＳＧ全体 造成径　φ2,000mm 施工本数　9,415.5本 削孔長（粘性土）　20.2m 総削孔長　190,193.1m ＪＳＧ造成長　15.2m 造成延長　143,115.6m 総噴射量 257,608,000 使用硬化材　Ｊ．Ｇ-1号	ＪＳＧ工法 257,608,000　×83.8円/ ＝21,587,550千円 道路m当り　6,677千円	1．ＤＪＭ工法に比べ施工機械が小型であり、道路片側通行で対応可能。 2．盛土層を掘削する必要なし。 3．地下埋設物に対しても有利に施工可能。 4．部分的改良であれば有効だが、全面改良となると極めて高価な工法である。	△
ＪＳＧ工法 下水部改良	ＪＳＧ１列 造成径　φ2,000mm 施工本数　1,215.5本 削孔長（粘性土）　20.9m 総削孔長　25,404.0m ＪＳＧ造成長　15.9m 造成延長　19,352.0m 総噴射量　34,833,600 使用硬化材　Ｊ．Ｇ-1号	ＪＳＧ工法 34,833,600　×83.8円/ ＝2,919,056千円 下水m当り　903千円		△

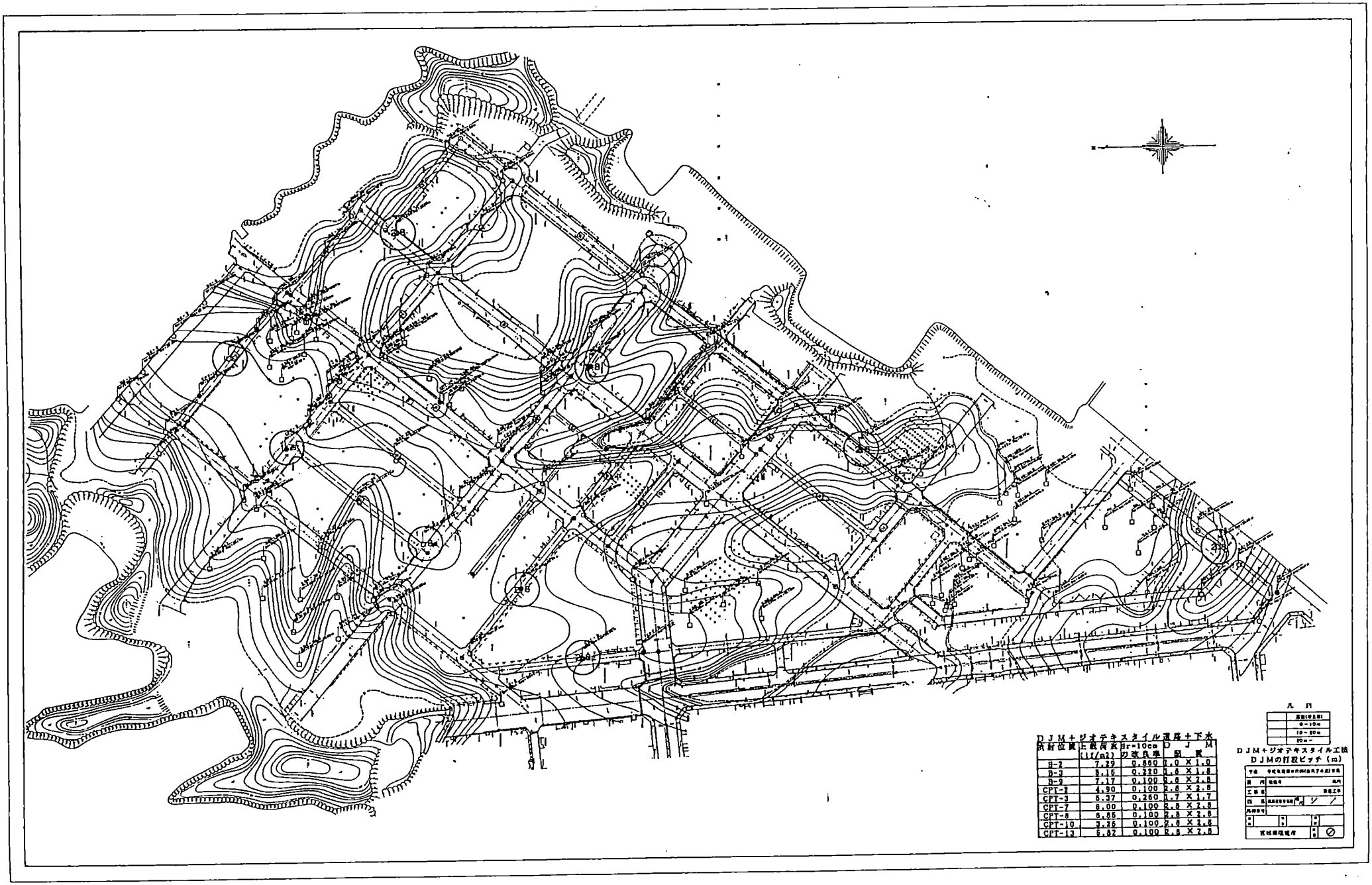
I, I 通り
@2,000
6@1,700=10,200
12,200
力 通り
@2,000
2@1,700
3,400
5,400

ケ, N 通り
@2,000
15@1,700 = 25,500
27,500

E, ス 通り
@2,000
8@1,700 = 13,600
15,600
G, H, P, キ, O 通り
@2,000
4@1,700=6,800
8,800

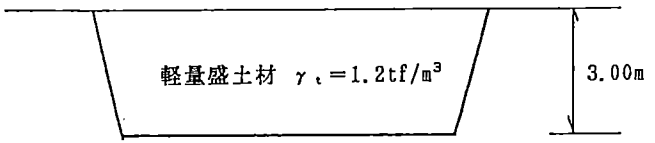
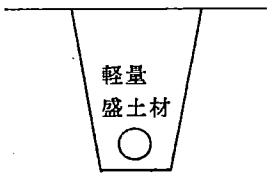
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
ＤＪＭ工法＋ジオテキスタイル工法併用	ＤＪＭ杭間にジオテキスタイルを用いることにより、改良部と未改良部間の不同沈下を低減する工法である。ジオテキスタイル効果によりＤＪＭ本数を減ずることが可能である。	道路＋下水  	ア通り　　1.0m正方形接円 Ｉ～オ通り　1.7m正方形ピッチ オ通り以降その他の区間 1.8m正方形ピッチ
		下水のみ  	残留沈下の大きい沢中央部Ｆ～Ｉ通りについては S_r＝10cm以下 に設計不可。接円形式となる。

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
ＤＪＭ工法＋ジオテキスタイル工法併用	① ＤＪＭ工法 杭本数　15,956本 $\Sigma\ell$ ＝226,355m ② ジオテキスタイル ＳＳ－２ 40,521.2m^2×2列 ③ 掘削埋め戻し 184,781.5m^3 ④ 土留矢板工 ℓ＝8m 52,064m^2	① ＤＪＭ工法 226,355m×10,000円＝2,263,550千円 ② ジオテキスタイル 40,521.2m^2×2×2,000円＝162,085千円 ③ 掘削埋め戻し 184,781.5m^3×0.8千円＝147,825千円 ④ 土留矢板工 52,064m^2×7,700円＝400,893千円 ⑤ 合計 2,974,353千円 道路m当り920千円	現在開発中の軟弱地盤処理工法で実績はやや少ない。 ＤＪＭ施工時、周辺への影響を考慮する必要あり。 盛土層を貫入させることは困難。盛土層を一旦掘削除去し施工する。 沈下を大幅に低減できる。 大型重機作業のため、重機の安定性に対しての配慮が必要である。 比較的高価な対策工である。（ＤＪＭ単独工に比べると安価） 施工時周辺に影響しないよう矢板工を併用する。 民地境界部に不陸を生じる。 下水部のみの施工では、長尺杭単列曲げにより切断されやすい。下水部のみの対策は困難である。	○



DJM+ジオテキスタイル道路+下水

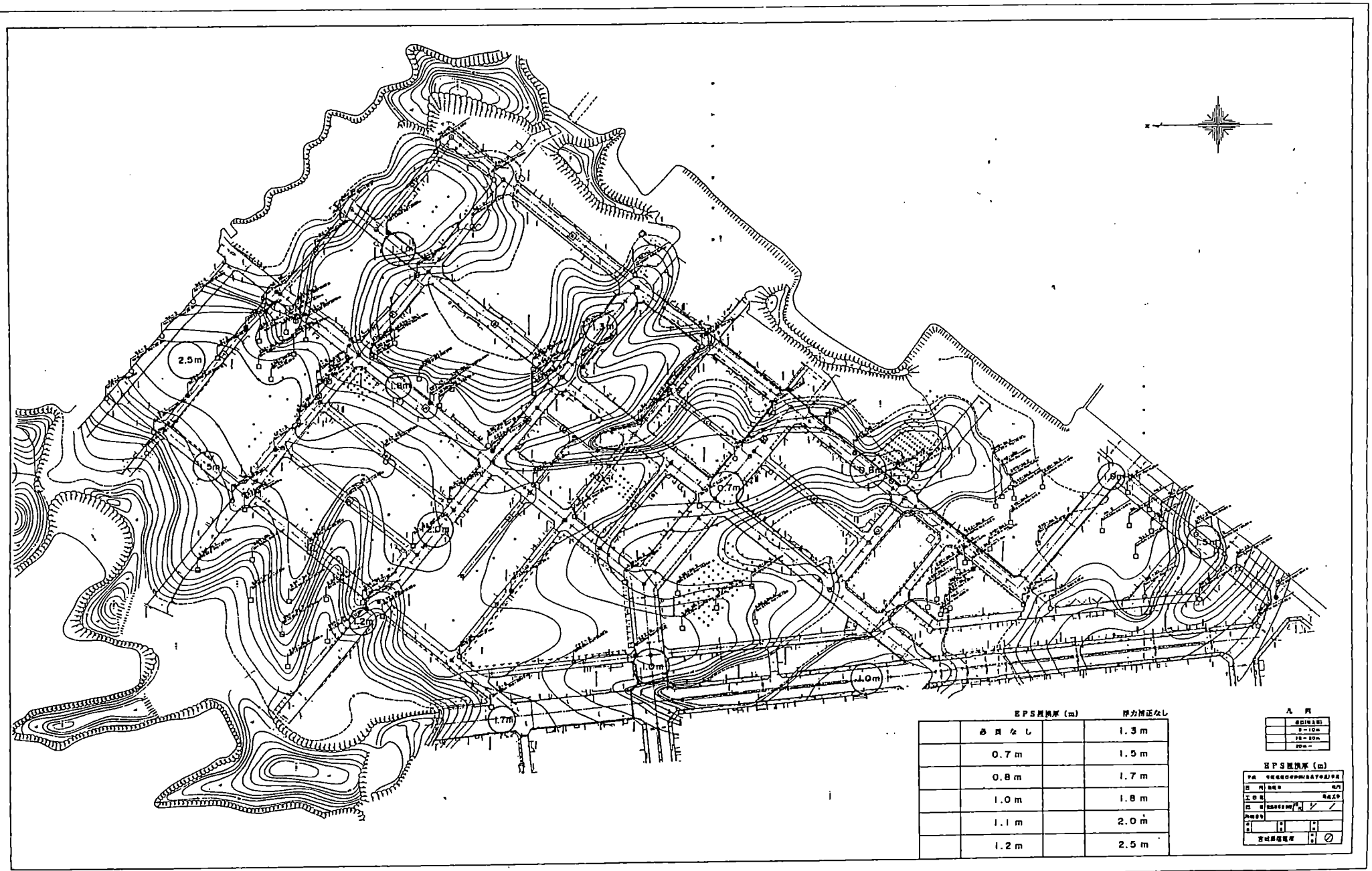
試験位置	圧縮強度 (kN/m2)	Sr=10cm 切改良率	DJM 配置
B-2	7.29	0.860	1.0 × 1.0
B-3	8.16	0.220	1.6 × 1.6
B-9	7.17	0.100	2.0 × 2.0
CPT-2	4.90	0.100	2.0 × 2.0
CPT-3	5.37	0.260	1.7 × 1.7
CPT-7	6.00	0.100	2.0 × 2.0
CPT-8	5.85	0.100	2.0 × 2.0
CPT-10	3.26	0.100	2.0 × 2.0
CPT-13	5.87	0.100	2.0 × 2.0

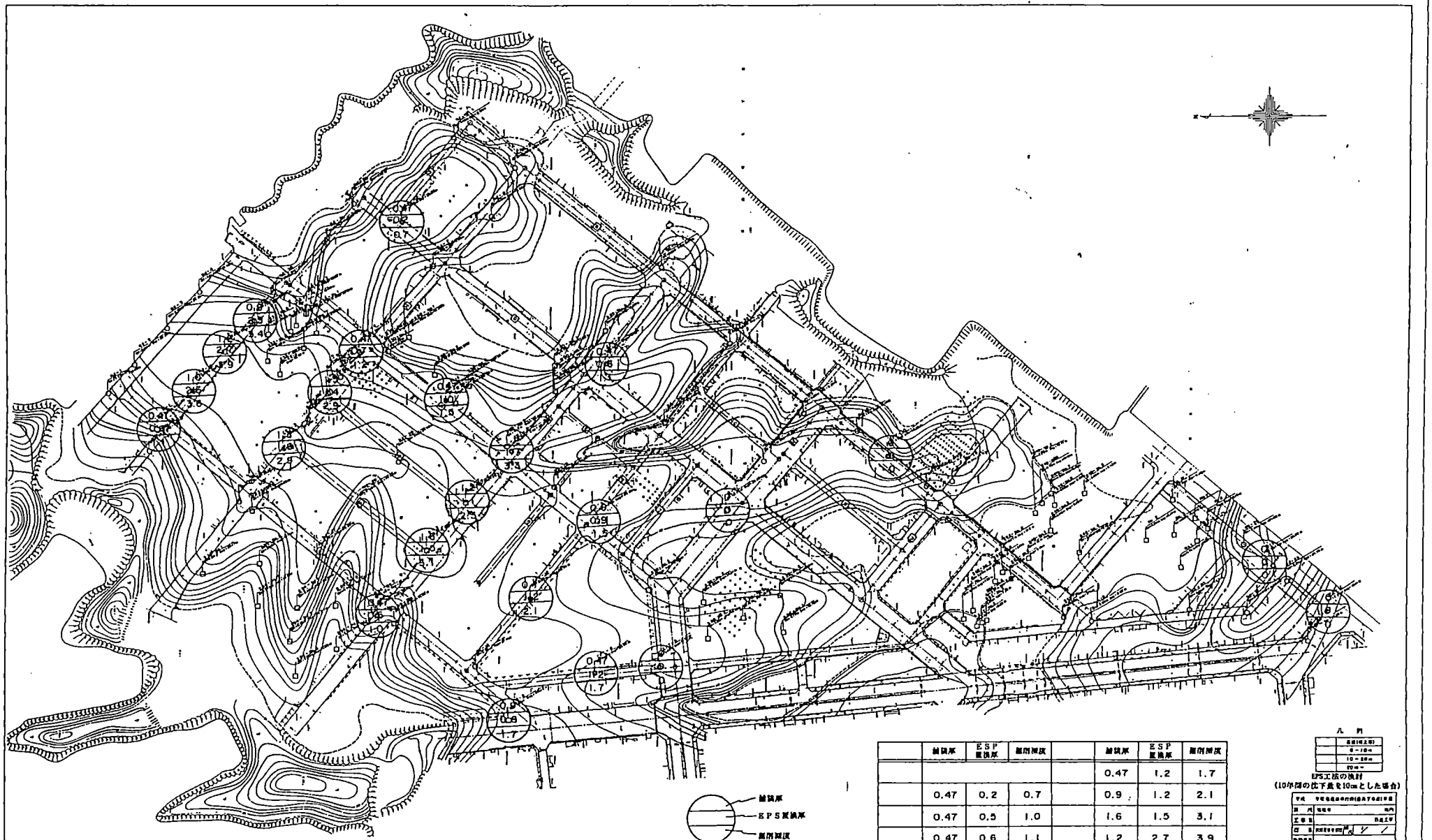
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
軽量盛土工法 （軽量安定処理土工法）	土（山砂等）と発泡スチロール（ＥＰＳ）を混合して軽量化をはかり、変形、剪断特性、耐久性を改善するためポルトランドセメントを添加した安定処理土（γ_t＝0.7～1.5tf/m^3）を用いて、盛土材を置き換えて沈下を抑制する工法である。	道路＋下水 残留沈下　① 80～160cm程度残存する。 ② 沈下低減率は20～35％程度である。  	改良深度　3.0m 改良体単体　1.2tf/m^3 ＊残留沈下量を0とすることは不可能であり掘削可能な深度とした。
		下水のみ 残留沈下ほとんど変わらず。 対策工として効果なし。  	改良深度　3.0m 改良体単体　1.2tf/m^3

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
軽量盛土工法 （軽量安定処理土工法）	① 掘削土量捨て土 121,564m³ ② 改良材 121,564m³ ③ 土留工 ＝6.5m 42,302m² ④ 買入れ土 121,564m³	① 掘削土量 121,564m³×1.2千円 ＝145,877千円 ② 改良材 121,564m³×19.5千円/m³ ＝2,370,498千円 ③ 土留工 42,302m²×7.7千円 ＝325,725千円 ④ 買入れ土（良質土） 121,564m³×1.5千円 ＝182,346千円 ⑤ 合計 3,024,446千円 道路m当り　936千円	1．施工実績少ない。（特に大量に用いた例なし） 2．盛土材は均質土（山砂、火山灰等）を主体としており、旧盛土材との混合試験結果によっては買入れ土を必要とする。 3．ＥＰＳに比べて地下水の影響は受けにくい。 4．道路部を改良しても、団地全体としては帯状改良であり効果が薄れる。特に下水部分のみの改良であれば線的改良となり、残留沈下はそれほど軽減されない。	△

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
軽量盛土工法 （ＥＰＳ工法）	ＥＰＳ工法は沈下の軽減、地盤対策の低減、維持管理の低減を目的として、超軽量発泡スチロールブロックを用いた軽量盛土工法である。対象地盤の性状を改良する従来の工法とは異なり、対象地盤の性状はそのままにしてこれに働く自重外力や水平力を軽減するものである。したがってＥＰＳ工法は、適用地盤の種別、強さに対しては制限を受けない点に特徴がある。 軟弱地盤上の盛土 構造物の埋戻し 橋台・擁壁の裏込め 仮設道路 埋設管基礎 落石対策	道路全面改良 横断図 S=1/50 14950 コンクリート床版 EPS 排水工 シートパイル	1案　地下水位を低下させＥＰＳで最大に改良する。道路部沈下量を0に抑える。 2案　現状水位に対して浮力補正し、ＥＰＳ厚決定。道路部の沈下をある程度抑える。
		下水のみ アスファルト コンクリートスラブ ＥＰＳ	下水パイプのみでは、周辺地盤の沈下にともなって沈下するため、効果がない。

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
ＥＰＳ工法 地下水位低下考慮 （Ｅ～Ｉ区間）	計画厚別図に示す通り ① ＥＰＳ数量 ア通り　2.5m厚 その他　2.0～1.5m厚 延長　2,915m ＥＰＳ　71,229m³ ② 土留工 ＝6.5m～4.5m 延長　5,068m＋762m＝5,830m （幅40cm当り）	① ＥＰＳ工費 1.5m部分　431,716,810 1.7m 〃　427,441,006 1.8m 〃　54,327,745 2.0m 〃　881,493,120 2.5m 〃　267,220,615 合計　2,062,199千円 道路m当り 707千円 ② 仮設工　202,406千円 ③ 合計　2,264,605千円 道路m当り 777千円	1．工期は比較的短期間 2．工法そのものに重機をほとんど必要としない。 3．周辺に及ぼす影響が少ない。 4．暗渠工により水位低下（GL－3m程度）を期待しており、上昇をきたすとＥＰＳ浮力により浮き上がりを生じる。 5．沈下量は道路部でほとんどなくなり、また民地部への荷重も軽減され、沈下が抑制される。	○
ＥＰＳ工法 地下水現状水位	計画厚別図に示す通り ① ＥＰＳ　地下水による浮き上がり考慮 ア通り　2.7m～0.2m 延長　3,860m ＥＰＳブロック　62,684m³ コンクリート床版　49,400m 掘削残土処理　112,174m³	① ＥＰＳ材料代（コンクリート版含） 1,744,643千円 ② 工事費 319,671千円 ③ 合計 2,064,314千円　道路m当り 535千円 ＊Ａ～Ｄ除く　＝3,111m 1,817,811千円　道路m当り 584千円	1．同上１～３ 2．現状水位に対し、ＥＰＳの浮き上がりに関して安定である。 3．沈下量はア通り周辺で生じる。ただし10年間に10cm、年間1cm程度に抑えられる。 4．地下水低下を考慮した工法の代案である。 5．残土処理必要。	○


2.5m
1.8m
1.3m
1.5m
2.0m
1.2m
0.7m
0.8m
1.0m
1.0m
1.7m
EPS層厚 (m)
浮力補正なし
	盛土なし		1.3m
	0.7m		1.5m
	0.8m		1.7m
	1.0m		1.8m
	1.1m		2.0m
	1.2m		2.5m
凡例
EPS層厚 (m)



	舗装厚	ESP置換厚	層間厚度		舗装厚	ESP置換厚	層間厚度
					0.47	1.2	1.7
	0.47	0.2	0.7		0.9	1.2	2.1
	0.47	0.5	1.0		1.6	1.5	3.1
	0.47	0.6	1.1		1.2	2.7	3.9
	0.6	0.9	1.5				

凡例

舗装厚(上段)	
0～10m	
10～20m	
20m～	

EPS工法の検討
(10m間の沈下量を10cmとした場合)

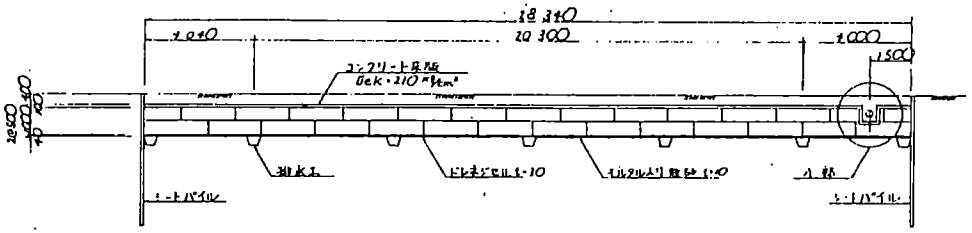
平成	平成[illegible]年度
事業	電電宮
工事名	[illegible]
図名	[illegible]
内容番号	
宮城県電電公社	

F P S 工法

（置き換え盛土厚 t=1.0m の場合）

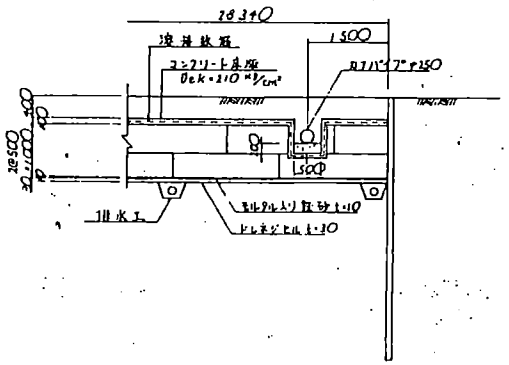
横断図

S=1/100



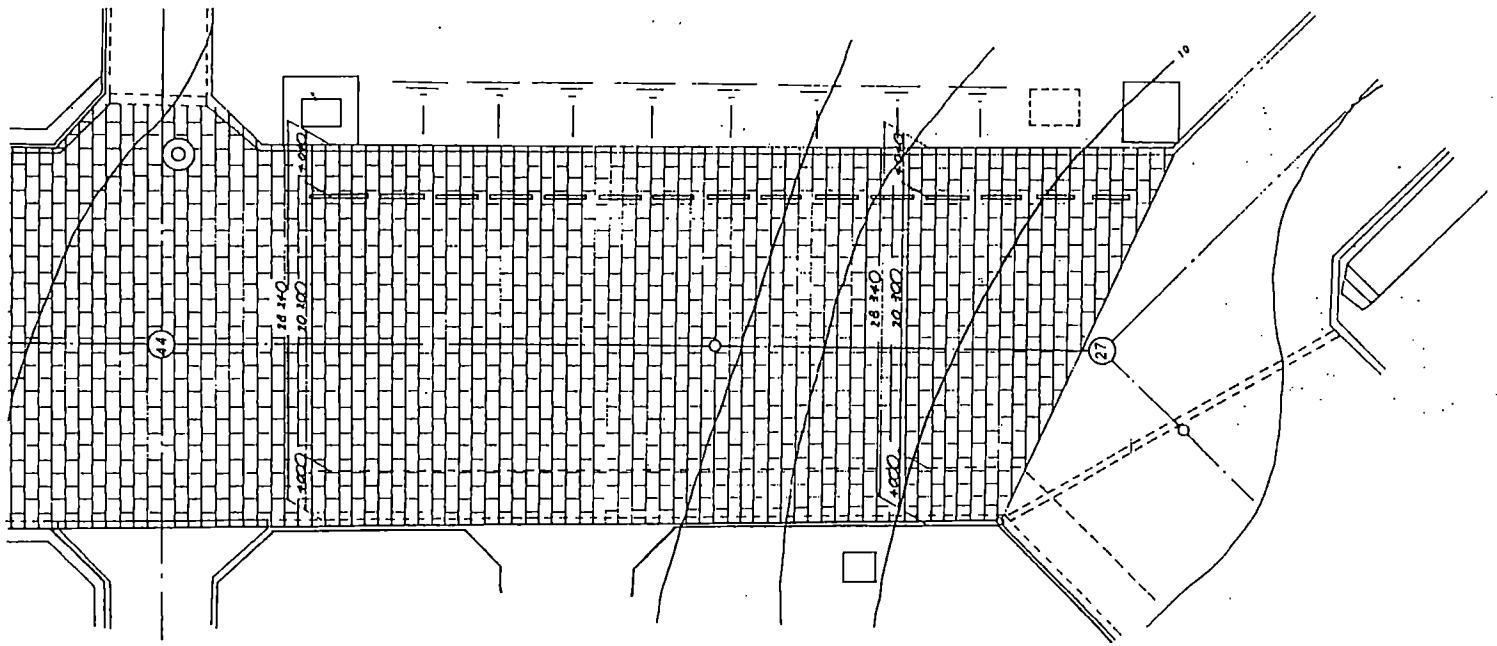
A部詳細図

S=1/50



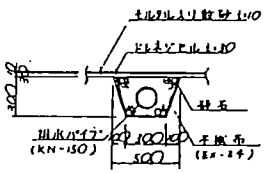
平面図

S=1/100



排水工詳細図

S=1/10

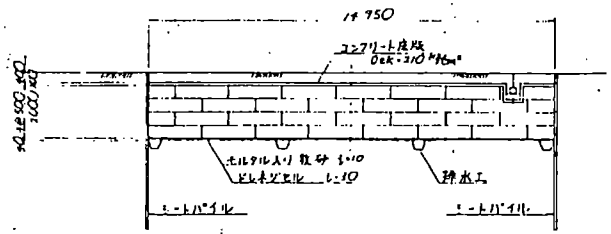


EPS工法

（置き換え盛土厚 t=2.0m の場合）

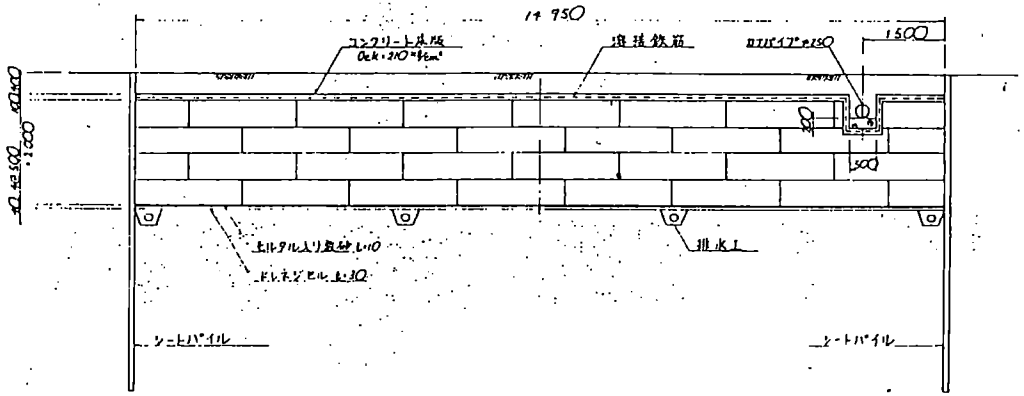
横断図

S=1/50



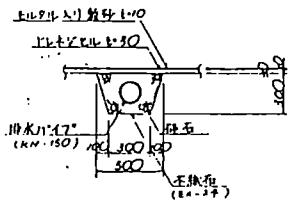
カナパイプ取付詳細図

S=1/50



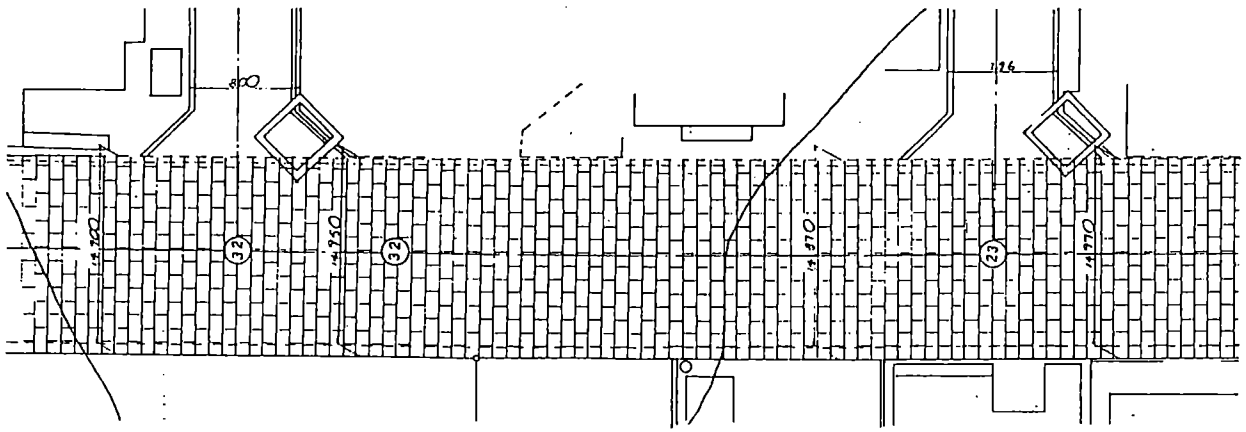
排水工詳細図

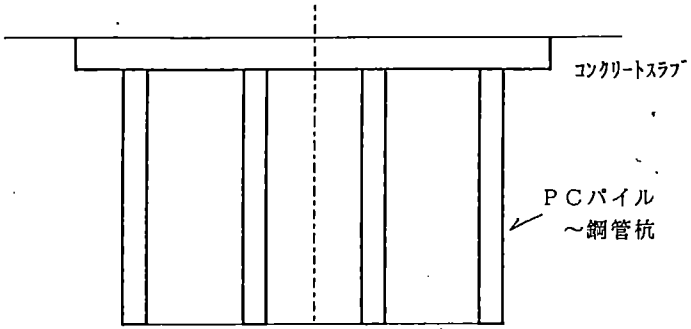
S=1/20



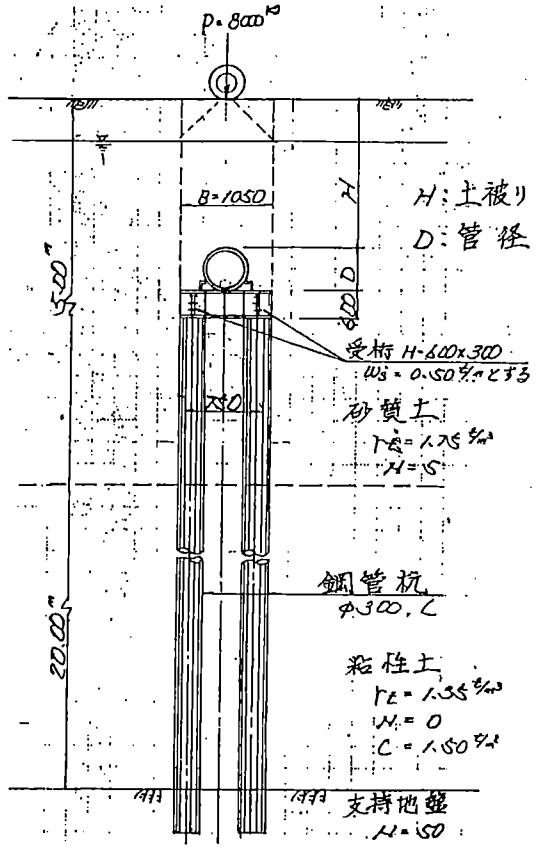
平面図

S=1/200



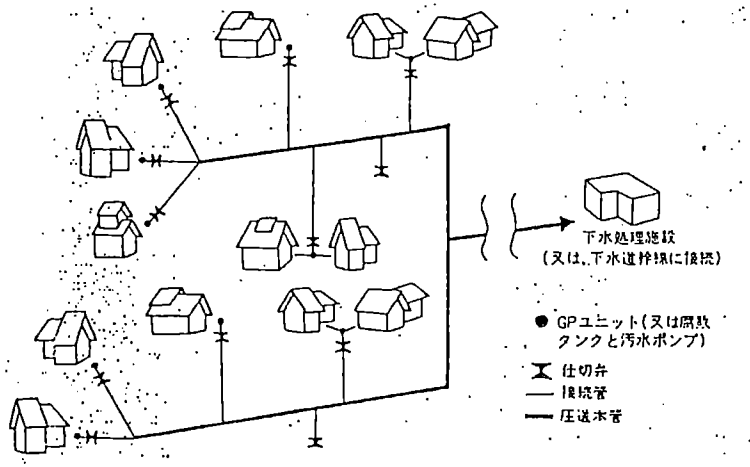
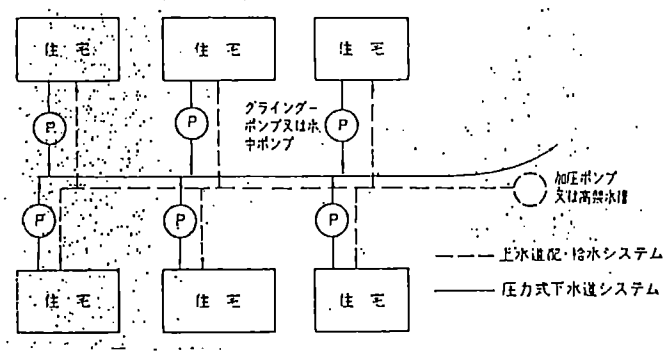
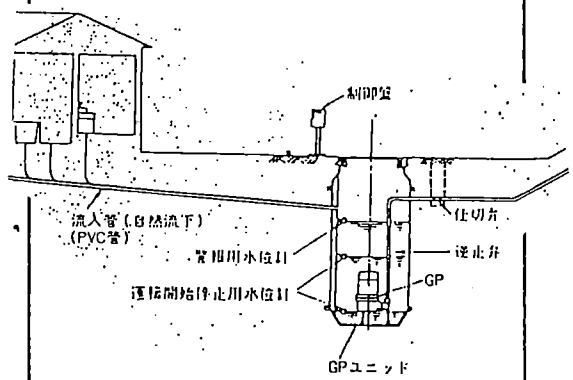
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
パイルスラブ工法	パイルスラブ工法は盛土などの上載荷重を杭を介して基礎地盤に伝えることにより支持力の増大と沈下の抑制を図る工法であり、一般的には、杭群の頭部にコンクリート製のスラブ、コンクリート製のキャップまたはジオテキスタイル鉄筋などを組み合わせて用いる。この工法は一般に工費が高くなるため軟弱層厚が数m以上の泥炭質地盤、または極めて軟弱な粘土質地盤において、早期に盛土を立ち上げる場合及び取付盛土部などに用いられることが多い。また盛土による不同沈下、周辺地盤の変位及び交通振動の抑制という目的で用いられることもある。		コンクリートスラブを杭基礎で支持する工法

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
パイルスラブ工法	① 道路面積 40,521.2m² ② 杭延長 25,300m	① 道路コンクリートスラブ 40,521.2m²×250千円 ＝10,130,300千円 ② 杭延長 25,300m×8千円 ＝202,400千円 ③ 合計 10,332,700千円 道路m当り　3,196千円	1．コンクリートスラブと杭を組み合わせた方式では杭先端の沈下とスラブ底面での地盤沈下とが一致しないことがあり、スラブ底面下に空洞を生じる場合があり、周辺の構造物で事実発生している。 2．極めて高価である。	×

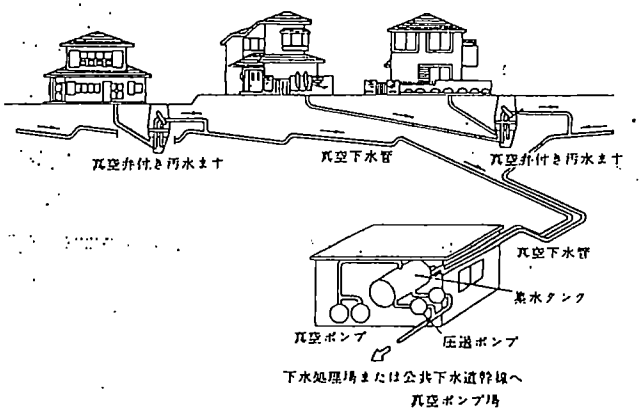
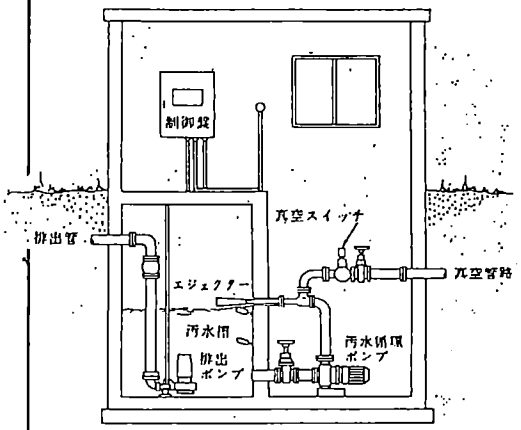
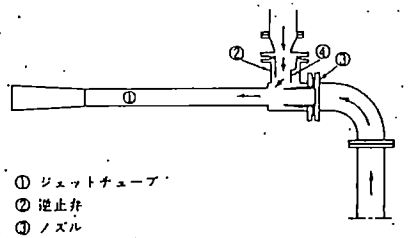
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
杭基礎工法	下水パイプをH鋼受桁を通じ、鋼管杭で支持させる工法である。パイプに対する不同沈下はない。		1．受桁H鋼 H－600×300 2連桁 2．鋼管杭 φ300　≒20m程度 鋼管2本×（9.2m～10.0m）間隔

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
杭基礎工法	20m当り ① 掘削　95m³ 埋め戻し　94.2m³ ② 縦桁　H600×300　5.5t 横桁　H200×150　0.3t ③ 鋼管杭 φ300　L23.5m　4本 ④ 下水管延長　3,310.9m ⑤ m当り単価　111.8千円	工事費 3,310.9m×111.8千円 ＝370,159千円 下水管m当り　111.8千円	1．下水管のみの対策工である。 2．下水管は沈下を生じないものの、道路、宅地部は沈下する。その結果、下水管埋設部分と未処理部分に不陸が生じる。その沈下量差は20～40cm/10年間程度である。（オーバーレイ） 3．宅地～下水基礎処理区間も、不陸により切断されやすい。 4．2により、毎年道路補修の必要が生じる。	△

I 地区の対策工の検討
（圧力式下水道方式による対策工検討）

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
圧力式下水道	圧力式下水道システムは、1戸ないし数戸の単位で汚水を自然流下によって貯水タンクまたは腐敗タンクに集め、ポンプなどの加圧装置を用いて、地形に沿った浅い土被りで布設した小口径管路（接続管、圧送本管よりなる）により、汚水を下水処理場または下水道幹線管渠まで圧送する汚水の搬送システムである。	 圧力式下水道システムの概念図  圧力式下水道システムと上水道配・給水システム 圧力式下水道システムには、グラインダーポンプ付き貯水タンクを用いるグラインダーポンプシステム（以下ＧＰシステムという）と、腐敗タンクの流出水を汚水ポンプにより圧送する腐敗タンク流出水ポンプシステム（以下STEPシステムという）とがある。	 グラインダーポンプ(GP)システムの模式図

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
圧力式下水道	圧送本管 ＤＣＩＰφ300　900m ＤＣＩＰφ250　2,950m 本管用仕切弁 φ300用　4ヶ所 φ250用　26ヶ所 本管用可とう継手 φ300用　4ヶ所 φ250用　26ヶ所 本管用空気弁 φ75用　9ヶ所（1ヶ所/400m） ＧＰユニット　78ヶ所	圧送本管 ＤＣＩＰφ300　900m×33千円＝29,700千円 ＤＣＩＰφ250　2,950m×23千円＝67,850千円 本管用仕切弁 φ300用　4個×500千円＝2,000千円 φ250用　26個×400千円＝10,400千円 本管用可とう継手 φ300用　4個×1,250千円＝5,000千円 φ250用　26個×1,100千円＝28,600千円 本管用空気弁 φ75用　9個×180千円＝1,620千円 ＧＰユニット　78個×3,000千円＝234,000千円 合計　379,170千円	利点 ① 土被りは、道路交通量、凍結深を考慮しながらできるだけ小さくするので簡易な開削工法でよく、設置費が極めて安い。また早期に建設できる。 ② 小口径プラスチック管を用いれば、管の接合が容易で水漏れが少なく地下水の侵入による下水量の増加がない。このため下水処理の負荷が小さくなる。 ③ 従来方式では、接合箇所、急角に折れる箇所でマンホールを設置し建設費が高くなるが、この場合はメーターボックスでよいので単純で安くなる。この中に弁類や管内清掃装置が設置される。 留意点 ① STEP方式では、宅地内の腐敗槽で下水を腐敗させるし、またグラインダ方式でも、圧力本管等で再エアレーションの可能性がないので下水が腐敗する。このため下水処理に及ぼす影響や臭気の発生の問題をも検討する必要がある。 ② 各戸の機械設備（ポンプ等）は、500人程度の規模の下水道であっても100～200箇所くらい設置することになり、維持管理がやや大変である。 沈下が進行すると、設置替えを必要とする。 （15年程度でパイプは逆勾配となる）	○

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
真空式下水道	真空式下水道とは、下水の収集を重力によるのではなく、下水と空気を混合して吸引収集するシステムであり、真空ポンプ場（ステーション）、真空管路、真空ユニットで構成される。1戸～十数戸の家庭から集められた下水は、真空弁ユニット（真空弁と汚水ますが一体となったもの）に流入し、ユニットでは水位を検知し、自動的に開閉する真空弁で吸い上げられ、下水と空気を強制的に真空管路に流入させ、真空ステーションへ下水を搬送し、集水タンクに集められた下水は圧送ポンプによって下水処理場または公共下水道幹線へと圧送される。真空管路は一定の下り勾配と一定間隔ごとにリフトを設けることによって、吸い込まれた空気が真空下で急激に膨張する力を利用して下水中の固体を次第に破壊し、下水と空気をスラグフローにして搬送する。真空ユニットは真空の発生機構により、真空ポンプ方式、エジェクター方式があり、また真空弁ユニットは、直接衛生機器に接続される方式と、汚泥ますに貯留し真空弁で吸引するシステムの２方式に分類される。	 真空式下水道の最大の特性は、自然流下方式のような連続的な勾配を必要としない構造と、下水を強制的に吸引するシステムにある。真空式下水道の主な特徴は以下の通りである。 ① 管路が小口径管となり、また埋設深、掘削幅が小さくなり、建設費が安価で建設期間が短い。 ② 地下水の侵入が比較的少ない。 ③ 真空式便器は水の使用量が少ないため、一人当りの平均使用量も少ない。 ④ 真空式下水道は中央で管理する真空ポンプに依存しているので、集中管理ができる。 ⑤ 空気と下水とを一緒に移送するので、圧力式下水道に比べ下水が好気性となり腐食性ガス等の発生もない。 ⑥ 汚水ますがいつも清潔で管理しやすい。 適用範囲 ① 集水タンクの内部気圧は380～635mmHg程度に保持され、全揚程は4mが限界であるので、地形の起伏の大きい場合は採用できず、半径約3.5km以内の比較的平坦な地域に限られる。 ② 地理的には、市街地から隔たった住居が比較的まとまって立地している集落、別荘地、観光地、漁村等などで有利となる。	  ① ジェットチューブ ② 逆止弁 ③ ノズル ④ ゴムフラップ 真空ステーション

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
真空式下水道	真空ポンプ場　2ヶ所 送水本管（ポリエチレン管φ150）　3,500m 真空弁付き汚水枡　76ヶ所 本管用仕切り弁（φ150）　30ヶ所	真空ポンプ場 100,000千円×2ヶ所＝200,000千円 送水本管 10千円×3,500m＝35,000千円 真空弁付き汚水枡 1,500千円×76個＝114,000千円 本管用仕切り弁 120千円×30個＝3,600千円 合計　352,600千円	1．地表面に近い位置に小口径下水本管を布設することにより建設費が低減できる。 2．地表面近くに管を布設することにより、浸透水、侵入水を減らすことができる。 3．真空式便器を使用すれば水洗用の水道水の消費量を減らすことができる。 4．設置が容易である。 特に浸透性土壌で地下水位の高い地区、岩盤のある地区で有効である。 圧力式下水道と比べての真空式下水道の利点は次の3点である。 1．真空式便器により水道量が減らせるので、水の保全が可能である。 2．真空式下水道の原動力は各戸ではなく、中央電源で運転される真空ポンプであるので、停電になっても非常用電源（自家発電等）を装備している真空式基地には影響はない。圧力式下水道では各戸に自家発電を設置することは無理である。 3．圧力式下水道は施工が良好でないと地下水汚染の恐れがあるが、真空式下水道の場合は心配ない。 設置され運転されている実績が少ない。 地盤沈下に対して能力低下が心配される。	△

Ⅱ，Ⅲ 地区の対策工の検討
（道路部全面改良の場合）

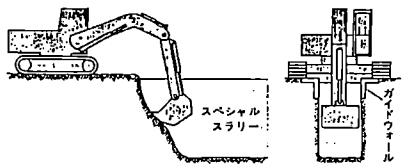
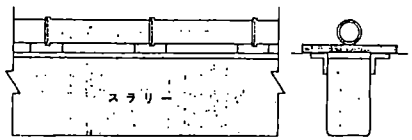
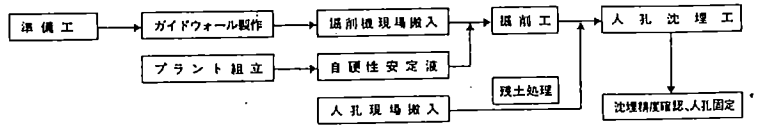
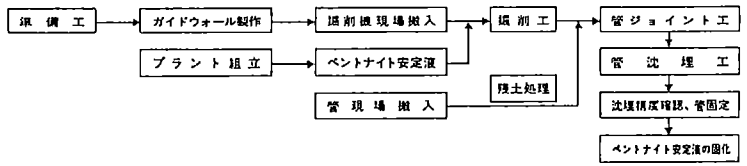
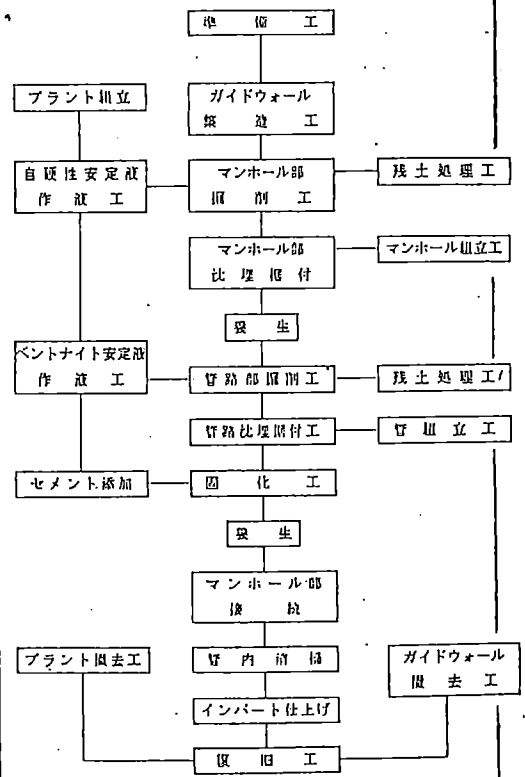
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
軽量盛土工法 （ＥＰＳ工法） 道路全面改良	ＥＰＳ工法は沈下の軽減、地盤対策の低減、維持管理の低減を目的として、超軽量発泡スチロールブロックを用いた軽量盛土工法である。対象地盤の性状を改良する従来の工法とは異なり、対象地盤の性状はそのままにしてこれに働く自重外力や水平力を軽減するものである。したがってＥＰＳ工法は、適用地盤の種別、強さに対しては制限を受けない点に特徴がある。 軟弱地盤上の盛土 構造物の埋戻し 橋台・擁壁の裏込め 仮設道路 埋設管基礎落石対策	横断図 S・1/50	暗渠工により水位低下。 または浮力分盛土厚補正する。

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
ＥＰＳ工法 道路全面改良	計画厚別図に示す通り ① ＥＰＳ数量 ＥＰＳ厚さ1.5～0.7m H＝0.7m　＝535m 0.8m　258m 1.0m　585m 1.1m　704m 1.2m　40m 1.3m　303m 1.5m　645m 合計　3,070m ＥＰＳ　61,435m³	① ＥＰＳ工費　2,070,732千円 ② 仮設工　167,166千円 ③ 合計　2,237,898千円 道路m当り 729千円	1．工期は比較的短期間 2．工法そのものに重機をほとんど必要としない。 3．周辺に及ぼす影響が少ない。 4．暗渠工により水位低下（GL－3m程度）を期待しており、上昇をきたすとＥＰＳ浮力により浮き上がりを生じる。 5．沈下量は道路部でほとんどなくなり、また民地部への荷重も軽減され、沈下が抑制される。 6．比較的高価である。	○

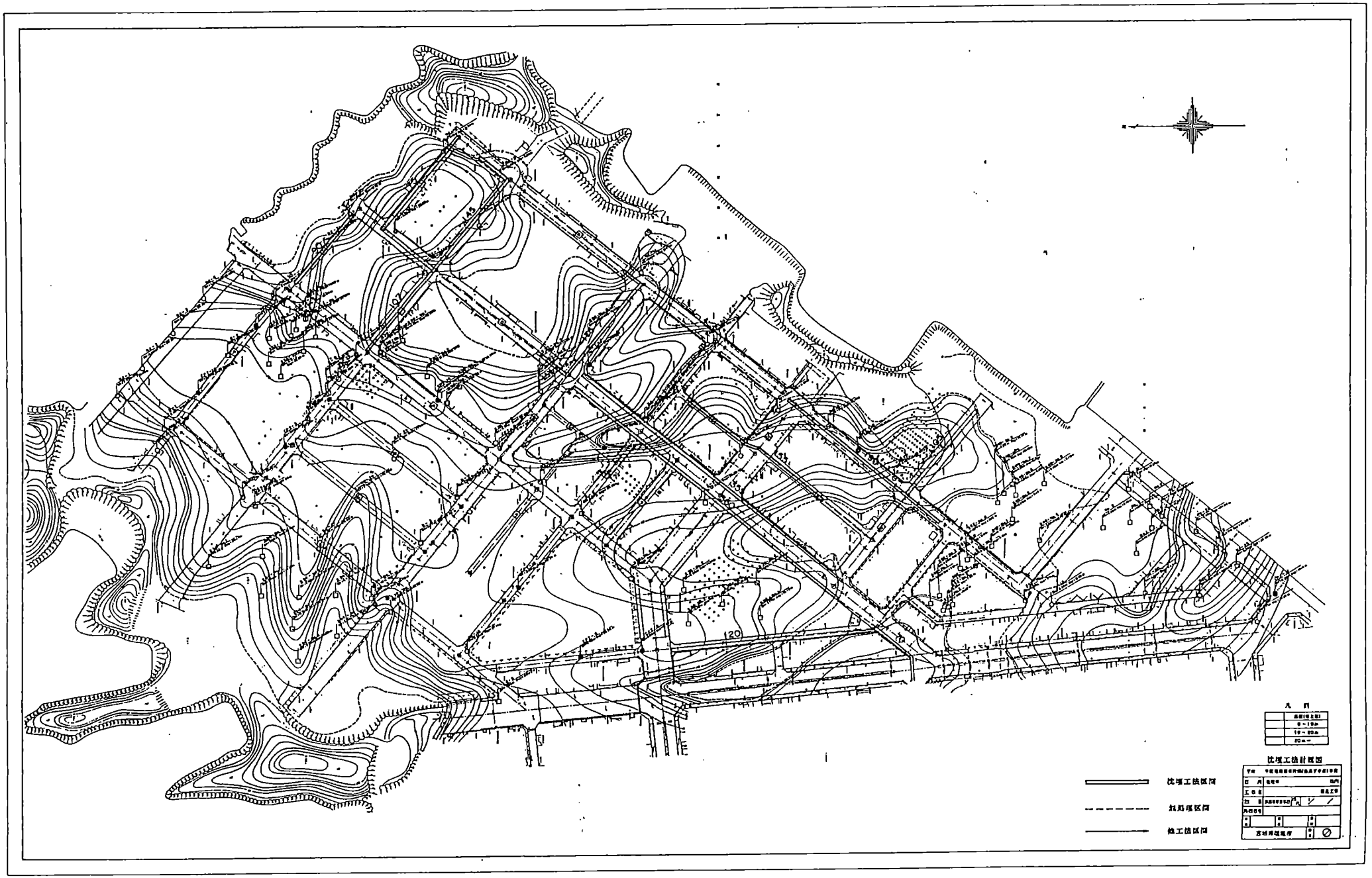
工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
ＤＪＭ工法 その他	前述	前述	接円またはジオテキスタイルとの併用工法

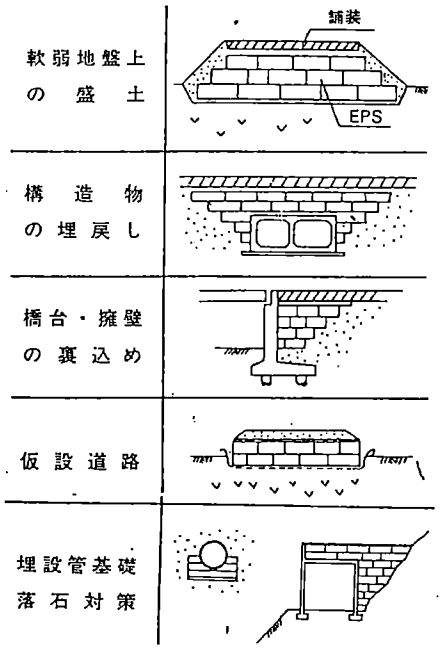
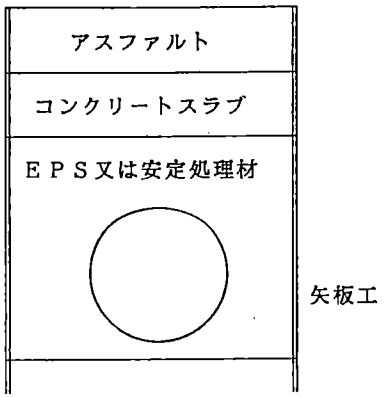
工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
ＤＪＭ工法 その他	――	――	Ｅ～Ｉ区間との比較の結果きわめて高価な工法となる	×

Ⅱ～Ⅲ地区の対策工検討
（下水管のみの場合）

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
沈埋工法 Ⅱ，Ⅲ地区 （A～D区間）	安定液により壁面の安定を図り、管を沈めて安定液を硬化させる工法である。 振動、騒音が少なく地盤の変位がないため、家屋被害が生じないことが特長である。 地下埋設物が集中している地点は難しい。 (1)スラリーを充填しながらトレンチ(溝)を掘削  (2)掘削完了、管吊え付け降取  (3)掘削が完了したトレンチ上で管をジョイント  	施工順序（人孔部）  施工順序（管路部）  ① 周辺地盤の変状、その他の建設公害がきわめて少ない。 特殊なスラリーを安定液として掘削するので、土留工及びこれに付随する地盤改良などの補助工を必要とせず、周辺地盤の変状等の問題もなく、地下水位の変位、地下水の汚染等の建設公害の心配がない。 ② 特別の基礎工を必要としない。 スラリーは掘削時は壁面安定液として働き、管沈埋後適当な強度で硬化する。硬化後のスラリーの比重は1.2～1.3で、管路は周辺地盤と重量的にバランスする。また車両等の上載荷重に対しては、硬化したスラリーの強度をδ_{28}＝2～5kgf/cm^{2}程度の範囲で調整でき、特別の基礎工を施さなくてもよい。 ③ 水密性にすぐれた管路ができる。 管を包み込んだ状態で硬化しているスラリーの透水係数は10^{-7}cm/sec程度であり、管の接続部から漏水することがない。また酸性土壌で金属性管を使用しても、スラリーの水密性及びアルカリ性とで管の酸化腐食を防ぐことができる。 ④ その他 作業員が掘削溝の中にはいる必要がなく、安全面で有利。埋め戻し工の必要がない。	1．掘削幅 φ200　550mm 2．余堀率 0.05 沈埋工フローシート 

工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
沈埋工法	No.560　ℓ＝190m No.561　ℓ＝155m No.562　ℓ＝105m No.564　ℓ＝355m No.547　ℓ＝360m No.519～520　ℓ＝175m No.510　ℓ＝145m No.511　ℓ＝175m No.512　ℓ＝107m No.509　ℓ＝90m 合計　ℓ＝1,857m	沈埋工法 ℓ＝1,857m m当り　155,000円 1,857×155,000円/m＝287,835千円	1．地下埋設物が集中している区間は施工難。 2．沈埋工法により載荷重増加抑制される。（安定液単体小さい） 3．パイプが安定液と一体化、不同沈下生じにくくなる。	○


凡 例
0～10m
10～20m
20m～
比埋工法範囲
抗路埋区間
他工法区間
比埋工法範囲図

工　法	工　法　の　特　性	概　　要	地　盤　改　良　仕　様
軽量盛土工法 （ＥＰＳ工法）	ＥＰＳ工法は沈下の軽減、地盤対策の低減、維持管理の低減を目的として、超軽量発泡スチロールブロックを用いた軽量盛土工法である。対象地盤の性状を改良する従来の工法とは異なり、対象地盤の性状はそのままにしてこれに働く自重外力や水平力を軽減するものである。したがってＥＰＳ工法は、適用地盤の種別、強さに対しては制限を受けない点に特徴がある。  	 	矢板工　ℓ＝5～6m ＥＰＳ　1.5～1.0m

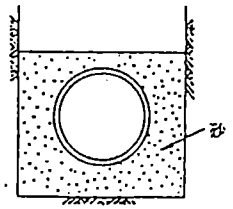
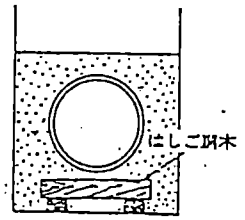
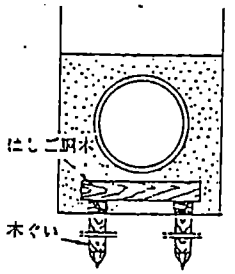
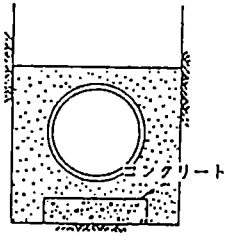
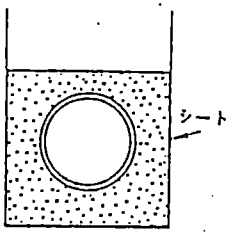
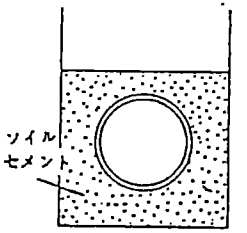
工　法	数　　量	地盤改良概略工費	問　題　点	判　定
ＥＰＳ工法	ＥＰＳ 1.0m厚(掘削1.8m)　ℓ＝90＋107＋175＋145＝517m 1.4m厚(掘削1.9m)　ℓ＝175m 1.0m厚(掘削11.5m)　ℓ＝190＋105＋155＋355＋360＋120＋70＝1,355m 1.5m厚(掘削2.2m)　ℓ＝250m 改良幅1.0m　Σℓ＝2,297m ① 掘削量 1.8×517＝931 1.9×175＝333 1.5×1,355＝2,033 2.2×250＝550 合計　3,847m³ ② コンクリート床板 1.0×3,847＝3,847m² ③ ＥＰＳ 517＋245＋1,355＋375＝2,492m³ シート他　3,847m²	① ＥＰＳ 2,492×19,300＝48,106千円 ② コンクリート版 3,847×2,284＝8787千円 ③ シート他 3,847×8,000＝30,776千円 ④ ＥＰＳ設置 2,492×1,000＝2,492千円 ⑤ コンクリート版工 3,847×2,500＝9,618千円 ⑥ 掘削残土処理 3,847×1190＝4,587千円 ⑦ 土留工 2,297×2×5×7,700＝176,869千円 ⑧ 合計　281,226千円　m当り122千円	1．溝状にＥＰＳを設置し、その中にパイプを埋設。ＥＰＳの加工その他に損失大となる。 2．一体構造物としにくい。 3．残土処理必要。	△

Ⅱ，Ⅲ地区の対策工の検討
（軟弱層が薄い区間）

工　　法	概　　要	長　　所	短　　所	判　定
木矢板工法	普通地盤に適用し、規模も比較的小規模工事で掘削深2.5m位までの工事に用いる。 松板(厚さ3～4.5cm、幅21cm)を使用し、掘削が進に従って矢板を打ち込み、原起し（生松太鼓落）切梁（生松丸太）を架設する方法である。	(1) 小規模掘削に簡単に使用できる。 (2) 鋼材に比べ軽重量で取扱いが容易。 (3) 加工が容易。 (4) 地域によっては材料の入手が容易。 (5) 購入単価がまだ比較的安い。	(1) 長さが限定される。 (2) 鋼材に比べ強度が不均質である。 (3) 水密性が得られない。 (4) 転用回数に限界がある。 (5) 硬地質の打込み、埋め戻し後の引き抜き等で損傷が生じやすい。	1
軽量鋼矢板工法	掘削深さが比較的深く、地盤が普通地盤より多少軟弱であるとき、又は地下水位が高く木矢板では水密性が得られないとき使用される。 掘削深さは普通地盤で5.0m、軟弱地盤で3.5m以下程度に適合し、木矢板と鋼矢板の中間的な工法として経済的であるため小規模工事の土止めとして盛んに採用されている。	(1) 軽量で取扱いが容易。 (2) 施工の際段取りが簡単。 (3) 小規模工事の軟弱地盤に適する。 (4) 木矢板に比べて多少の水密性もあり、強度が大であり矢板長もかなり長くなる。 (5) 小規模工事ではきわめて経済的である。	(1) 鋼矢板に比べて水密性がかなり低い。 (2) たわみ量が大きい。 (3) 打込み、除去時において材料が変形しやすく、次の使用時にはかなり施工しづらくなる。	2
建込式簡易土留工法	土留壁と切梁をセットした既製建込土留工法で、従来施工されていた「当て矢板土留」に変わる工法として管渠工事の土留に数多く採用されてきている。 本工法には二方式があるがいずれも予堀を行ない、掘削・押込みを繰返しながら設置する工法である。	(1) ユニット化された同一部材で全てのトレンチ土留が可能で、かつ熟練を必要としない少人数で仮設・回収が可能なため、施工期間の短縮を含む経済施工が可能。 (2) 掘削機（油圧ショベル）とクレーン車だけで仮設・回収が行え、低騒音・無振動で施工可能。 (3) 玉砂利層の施工も可能であり、既設の埋設物を避けて土留が可能。	(1) 掘削に併せて土留を施工する(押し込む)ため、背面地山のゆるみ沈下を防止できない。特に玉砂利層では土留先端に当たる玉砂利を除去するため土留背面に余堀が生じ、背面地山のゆるみ沈下量が大きくなる。 (2) 地下水処理には別途補助工事が必要。 (3) 土留パネル除去時に周辺地山にゆるみ・沈下を生じる。 (4) 土留壁根入れ長を確保できないため、ヒービング、ボイリングに対処できない。	

工　　法	概　　要	長　　所	短　　所	判　定
鋼矢板工法	鋼矢板(シートパイル)は種類も最も多く開発されており、その材質施工性において極めて多くの利点をもち、中でも耐久性、強度水密性は格段優れている。そのため土木工事の仮設材として多方面にわたり使用され、大規模な工事、地下水位の高い軟弱な地盤の下水道工事に欠くことのできない重要な工法である。	(1) 水密性に優れ、大部分の漏水、土砂の流入を防ぐ。 (2) 強度、耐久性が大きく、転用回数も多く、修理も可能なため工費が格安となる。 (3) 断面の種類が多く、各種の工事に適用できる。 (4) 施工が簡単であり短期間に施工できる。	(1) 地下埋設物が輻輳している箇所では不適当である。 (2) 剛性が低くたわみが大きい。 (3) 矢板の打込み、引き抜き時に周辺地盤が沈下しやすい。 (4) 施工の際振動・騒音が発生する。	
管沈埋工法	埋設工法で近年急速に施工実績が増加している工法である。 施工方法は自硬性安定液（ベントナイト安定液）で壁面を安定させつつトレンチを掘削し、あらかじめ所定の長さに連結した管もしくは単体の管をトレンチ内に沈め、所定の深さに吊下げ固定し安定液の硬化を待ち（または安定液を固化させ）工事完了とする管路埋設工法である。	(1) 鋼矢板等の土留を必要としないため、それに伴う騒音振動等の環境公害が発生せず周辺地山に与える影響もない。 (2) 通常の開削工法における埋め戻し工がなく、安定液硬化後は直ちに路面復旧の本舗装に着手可能。 (3) 掘削中は土圧・水圧に対して安定液圧でバランスを保っているため、ヒービング、ボイリング等の心配がなく周辺地山や構造物に悪影響の発生することがない。	(1) 従来の工法に比べ高価である。ただし周囲への影響を抑制するため鋼矢板を埋め殺したり、地下水位が低下すると他に支障が生じるような地盤等では、それらへの対策が高価となるため工事全体で比較すると逆転する場合がある。 (2) 埋設物がある場合、一般の開削工法と異なり安定液中の掘削のため吊り防護ができず、事前に移設の必要がある。 (3) 施工箇所に近接してプラント用地を確保する必要がある。 (4) 舗装復旧の前段においてガイドウォール取り壊し作業を必要とする。	
小口径推進工法	小口径推進工法は推進工法の一つに位置づけられ、掘削断面の中で人間が作業することが禁止されている内径φ800mm未満の推進工法を総称するものである。先導管を小口径推進管又は誘導管と接続し、発進立坑あるいは到達立坑からの機械操作により圧密又は掘削、ズリ出しを行いながら推進して管本体を埋設する工法である。 比較的小規模な構造物を築造する場合に多く採用され、大規模な仮設を必要としない点が有利である。	(1) 路面の開削箇所は立坑部分だけでよい。 (2) 地中埋設物に比較的影響されず施工可能。 (3) 比較的小規模な設備で施工可能。 (4) 立坑構築費を除くと管埋設深度にかかわらず工事費はほぼ一定。	(1) 汚水枡及び取付費、支管施工の際路面開削が必要となり、推進施工時の路面開削が不要な利点が充分生かされない。 (2) 立坑は開削工法（一般的に鋼矢板土留）の施工となるため、前述開削工法（鋼矢板土留）の特質も併せもつ。 (3) 地下水位以下の推進施工には発進・到達部の鏡面防護のため、地盤改良が必要となる。 (4) 立坑部において立坑面積に作業スペースを加えた面積を、推進完了までの間道路占有する必要があり、地域住民への生活環境公害となる。 (5) 土質条件によりかなり制限され、また工法により施工不可能な土質がある。	

可とう性管の基礎工比較表

工法 項目	砂基礎	はしご胴木基礎	鳥居基礎 (杭打基礎)	布基礎	ペットシート基礎 (シート巻基礎)	ソイルセメント基礎
概要	荒目砂を管底にまんべんなく密着するように締め固めて管を支持する。  	砂基礎の下にはしご胴機基礎を施工する。  	砂基礎の下に鳥居基礎を施工する。  	砂基礎の下に布基礎を施工する。  	砂基礎をシートで巻き立てる。  	砂にセメントを混ぜソイルセメントとし、砂基礎と同じように施工する。 
適応土質	普通地盤、軟弱地盤	極軟弱地盤	極軟弱地盤	極軟弱地盤	極軟弱地盤	極軟弱地盤
施工目的	・管防護	・不等沈下の防止 ・管防護	・地盤沈下の防止 ・管防護	・荷重の分散を図って地盤沈下の防止 ・管防護	・荷重の分散による不等沈下の防止 ・矢板引き抜き等による砂の流出防止 ・管防護	・不等沈下の防止 ・矢板引き抜き等による砂の流出防止 ・管防護
経済性 (安価の順)	1	5	6	3	4	2

管 種 の 選 定

管渠の種類

管渠の材料の選択は、機能性、耐久性、施工性及び経済性の観点から、流量・水質、管渠の耐荷力・形状・継手、布設場所の状況、建設コスト、維持管理等を充分に考慮し、おのおのの管材料の長所を生かして合理的に選択しなければならない。

開削工法用円形管渠の種類としては、一般に次のようなものがある。

(1) 陶管
(2) 既製鉄筋コンクリート管
(3) 硬質塩化ビニル管
(4) 強化プラスチック複合管
(5) ダクタイル鋳鉄管
(6) 鋼管

この中で使用実績の多い陶管、既製鉄筋コンクリート管、硬質塩化ビニル管について、概要を述べる。

(1) 陶管

陶管は、粘土を主原料とした焼成品で、耐酸および耐アルカリ性に優れ、土砂などによる摩擦に強い。異形管の製造がしやすいなどの長所がある。一方衝撃に対して弱いため取扱いに注意を要する。

下水道管渠には、外圧強さ及び施工性、止水性の観点から厚管で有効長1mの規格品が一般に用いられている。

(2) 既製鉄筋コンクリート管

一般に開削工法で用いる鉄筋コンクリート管の種類は、遠心力鉄筋コンクリート管及び転厚鉄筋コンクリート管である。

① 遠心力鉄筋コンクリート管

金属製型枠内に鉄筋かごをセットしたのちコンクリートを投入、型枠を回転させ遠心力によって締め固めて成形するもので、通称ヒューム管と呼ばれている。継手の形状には、A形（カラー継手）、B形（ソケット継手）、C形（いんろう継手）の3種がある。

② ロール転厚鉄筋コンクリート管

金属製型枠内に鉄筋かごをセットしたのちコンクリートを投入、型枠の内側にセットした回転棒を回転させながらコンクリート表面を転厚、締め固めて成形する。なお、形状、寸法、継手、外圧強さは遠心力鉄筋コンクリート管のそれと同じである。

(3) 硬質塩化ビニル管

硬質塩化ビニル管は、下水道用としての利用は最近であり、塩化ビニル重合体を主原料とし、射出成形機ないしは押し出し成形機により製造した管である。この管は耐酸及び耐アルカリ性に優れていることや、軽量で取り扱いやすい長所がある。一方可とう性管であるため重い荷重が加わると断面変化を生じる場合があり、許容たわみ率を規格で定めている。また継手の形状は、ゴム輪継手と接着継手がある。

数　量　表

SD，SCP，DJM工法　　杭数量表

路線名	道路幅員	道路延長	杭長	杭間隔＝1．0m				杭間隔＝1．5m				杭間隔＝2．0m			
	(m)	(m)	(m)	横数	縦数	本数	延長	横数	縦数	本数	延長	横数	縦数	本数	延長
幹線	27.85	172.00	15.50	28	173	4844	75082.0	19	115	2153	33370	14	87	1211	18771
幹線（ケ）	28.19	109.00	12.00	29	110	3190	38280.0	19	73	1418	17013	15	55	798	9570
F	15.01	517.00	13.00	16	518	8288	107744.0	11	345	3684	47886	8	259	2072	26936
G	7.96	153.00	20.50	8	154	1232	25256.0	5	103	548	11225	4	77	308	6314
H	8.01	153.00	20.00	9	154	1386	27720.0	6	103	616	12320	5	77	347	6930
I	12.00	487.00	15.00	13	488	6344	95160.0	9	325	2820	42293	7	244	1586	23790
ア'	11.98	162.00	8.00	12	163	1956	15648.0	8	109	869	6955	6	82	489	3912
ア	8.01	161.00	15.00	9	162	1458	21870.0	6	108	648	9720	5	81	365	5468
エ	11.85	161.00	18.00	12	162	1944	34992.0	8	108	864	15552	6	81	486	8748
オ	14.89	161.00	18.00	15	162	2430	43740.0	10	108	1080	19440	8	81	608	10935
カ	5.95	100.00	13.50	6	101	606	8181.0	4	67	269	3636	3	51	152	2045
キ	8.07	160.00	18.00	9	161	1449	26082.0	6	107	644	11592	5	81	362	6521
キ'	8.00	152.00	17.50	9	153	1377	24097.5	6	102	612	10710	5	77	344	6024
エ端	11.95	90.00	14.00	12	91	1092	15288.0	8	61	485	6795	6	46	273	3822
オ端	15.04	40.00	6.00	16	41	656	3936.0	11	27	292	1749	8	21	164	984
オ端'	15.14	90.00	16.00	16	91	1456	23296.0	11	61	647	10354	8	46	364	5824
E	4.00	78.00	14.00	5	79	395	5530.0	3	53	176	2458	3	40	99	1383
カ端	3.97	59.00	12.00	4	60	240	2880.0	3	40	107	1280	2	30	60	720
キ''	8.00	90.00	16.00	9	91	819	13104.0	6	61	364	5824	5	46	205	3276
ク	7.90	90.00	14.00	8	91	728	10192.0	5	61	324	4530	4	46	182	2548
D	20.00	35.00	14.00	21	36	756	10584.0	14	24	336	4704	11	18	189	2646
オ''	19.85	12.90	14.00	20	13	260	3640.0	13	9	116	1618	10	7	65	910
合計	273.62	3232.90	324.00	286	3254	42906	632302.5	191	2169	19069	281023	143	1627	10727	158076

ＤＪＭ工法　　杭数量表　　ジオテキスタイル工法（併用）

路線名	道路幅員	道路延長	杭長	杭間隔＝１．７ｍ（ア通り１．０ｍ）			
	（ｍ）	（ｍ）	（ｍ）	横数	縦数	本数	延長
幹線	27.85	172.00	15.50	16	101	1658	25691
幹線（ケ）	28.19	109.00	12.00	17	64	1063	12759
F	15.01	517.00	13.00	9	304	2685	34907
G	7.96	153.00	20.50	5	90	421	8639
H	8.01	153.00	20.00	5	90	424	8481
I	12.00	487.00	15.00	7	286	2022	30332
ア’	11.98	162.00	8.00	12	162	1941	15526
ア	8.01	161.00	15.00	8	161	1290	19344
エ	11.85	161.00	18.00	7	95	660	11883
オ	14.89	161.00	18.00	9	95	830	14931
カ	5.95	100.00	13.50	3	56	184	2479
キ	8.07	160.00	18.00	4	89	399	7173
キ’	8.00	152.00	17.50	4	84	375	6568
エ端	11.95	90.00	14.00	7	53	372	5210
オ端	15.04	40.00	6.00	9	24	208	1249
オ端’	15.14	90.00	16.00	9	53	471	7544
E	4.00	78.00	14.00	2	46	108	1511
カ端	3.97	59.00	12.00	2	33	72	868
キ’’	8.00	90.00	16.00	4	50	222	3556
ク	7.90	90.00	14.00	4	50	219	3072
D	20.00	35.00	14.00	12	21	242	3391
オ’’	19.85	12.90	14.00	12	8	89	1240
合計	273.62	3232.90	324.00	168	2013	15956	226355

ＤＪＭ工法１ｍ改良工法　　杭数量表　（下水パイプのみ）

路線名	道路幅員	道路延長	杭長	杭間隔＝１．０ｍ			
	（ｍ）	（ｍ）	（ｍ）	横数	縦数	本数	延長
幹線	27.85	172.00	15.50	1	173	173	2681.5
幹線（ケ）	28.19	109.00	12.00	1	110	110	1320.0
F	15.01	517.00	13.00	1	518	518	6734.0
G	7.96	153.00	20.50	1	154	154	3157.0
H	8.01	153.00	20.00	1	154	154	3080.0
I	12.00	487.00	15.00	1	488	488	7320.0
ア’	11.98	162.00	8.00	1	163	163	1304.0
ア	8.01	161.00	15.00	1	162	162	2430.0
エ	11.85	161.00	18.00	1	162	162	2916.0
オ	14.89	161.00	18.00	1	162	162	2916.0
カ	5.95	100.00	13.50	1	101	101	1363.5
キ	8.07	160.00	18.00	1	161	161	2898.0
キ’	8.00	152.00	17.50	1	153	153	2677.5
エ端	11.95	90.00	14.00	1	91	91	1274.0
オ端	15.04	40.00	6.00	1	41	41	246.0
オ端’	15.14	90.00	16.00	1	91	91	1456.0
E	4.00	78.00	14.00	1	79	79	1106.0
カ端	3.97	59.00	12.00	1	60	60	720.0
キ’’	8.00	90.00	16.00	1	91	91	1456.0
ク	7.90	90.00	14.00	1	91	91	1274.0
D	20.00	35.00	14.00	1	36	36	504.0
オ’’	19.85	12.90	14.00	1	13	13	182.0
合計	273.62	3232.90	324.00	22	3254	3254	49015.5

土量　　数量表（道路前面）

路線名	道路幅員	道路延長	面積	掘削土量（m3）				
	（m）	（m）	（m2）	1．0m	2．0m	3．0m	全深度	全盛土
幹線	27.85	172.00	4790.20	4790.2	9580.4	14370.6	5.25	25148.6
幹線（ケ）	28.19	109.00	3072.71	3072.7	6145.4	9218.1	2.40	7374.5
F	15.01	517.00	7760.17	7760.2	15520.3	23280.5	4.82	37404.0
G	7.96	153.00	1217.88	1217.9	2435.8	3653.6	4.10	4993.3
H	8.01	153.00	1225.53	1225.5	2451.1	3676.6	3.23	3958.5
I	12.00	487.00	5844.00	5844.0	11688.0	17532.0	5.01	29278.4
ア'	11.98	162.00	1940.76	1940.8	3881.5	5822.3	4.35	8442.3
ア	8.01	161.00	1289.61	1289.6	2579.2	3868.8	4.84	6241.7
エ	11.85	161.00	1907.85	1907.9	3815.7	5723.6	5.53	10550.4
オ	14.89	161.00	2397.29	2397.3	4794.6	7191.9	4.55	10907.7
カ	5.95	100.00	595.00	595.0	1190.0	1785.0	2.85	1695.8
キ	8.07	160.00	1291.20	1291.2	2582.4	3873.6	4.13	5332.7
キ'	8.00	152.00	1216.00	1216.0	2432.0	3648.0	4.48	5447.7
エ端	11.95	90.00	1075.50	1075.5	2151.0	3226.5	5.53	5947.5
オ端	15.04	40.00	601.60	601.6	1203.2	1804.8	4.55	2737.3
オ端'	15.14	90.00	1362.60	1362.6	2725.2	4087.8	4.55	6199.8
E	4.00	78.00	312.00	312.0	624.0	936.0	4.82	1503.8
カ端	3.97	59.00	234.23	234.2	468.5	702.7	2.85	667.6
キ''	8.00	90.00	720.00	720.0	1440.0	2160.0	4.48	3225.6
ク	7.90	90.00	711.00	711.0	1422.0	2133.0	4.48	3185.3
D	20.00	35.00	700.00	700.0	1400.0	2100.0	4.82	3374.0
オ''	19.85	12.90	256.07	256.1	512.1	768.2	4.55	1165.1
合計	273.62	3232.90	40521.20	40521.195	81042.39	121563.58		184781.5

土量　　数量表　（1m巾）

路線名	道路幅員	道路延長	面積	掘削土量（m3）				
	（m）	（m）	（m2）	1．0m	2．0m	3．0m	全深度	全盛土
幹線	1.00	172.00	172.00	172.0	344.0	516.0	5.25	903.0
幹線（ケ）	1.00	109.00	109.00	109.0	218.0	327.0	2.40	261.6
F	1.00	517.00	517.00	517.0	1034.0	1551.0	4.82	2491.9
G	1.00	153.00	153.00	153.0	306.0	459.0	4.10	627.3
H	1.00	153.00	153.00	153.0	306.0	459.0	3.23	494.2
I	1.00	487.00	487.00	487.0	974.0	1461.0	5.01	2439.9
ア'	1.00	162.00	162.00	162.0	324.0	486.0	4.35	704.7
ア	1.00	161.00	161.00	161.0	322.0	483.0	4.84	779.2
エ	1.00	161.00	161.00	161.0	322.0	483.0	5.53	890.3
オ	1.00	161.00	161.00	161.0	322.0	483.0	4.55	732.6
カ	1.00	100.00	100.00	100.0	200.0	300.0	2.85	285.0
キ	1.00	160.00	160.00	160.0	320.0	480.0	4.13	660.8
キ'	1.00	152.00	152.00	152.0	304.0	456.0	4.48	681.0
エ端	1.00	90.00	90.00	90.0	180.0	270.0	5.53	497.7
オ端	1.00	40.00	40.00	40.0	80.0	120.0	4.55	182.0
オ端'	1.00	90.00	90.00	90.0	180.0	270.0	4.55	409.5
E	1.00	78.00	78.00	78.0	156.0	234.0	4.82	376.0
カ端	1.00	59.00	59.00	59.0	118.0	177.0	2.85	168.2
キ''	1.00	90.00	90.00	90.0	180.0	270.0	4.48	403.2
ク	1.00	90.00	90.00	90.0	180.0	270.0	4.48	403.2
D	1.00	35.00	35.00	35.0	70.0	105.0	4.82	168.7
オ''	1.00	12.90	12.90	12.9	25.8	38.7	4.55	58.7
合計	22	3232.90	3232.90	3232.9	6465.8	9698.7		14618.6

沈下後に現地盤高を満足する盛土数量表

路線名	道路幅員	道路延長	面積		
	(m)	(m)	(m2)	盛土厚	全盛土量
幹線	27.85	172.00	4790.20	1.00	4790.2
幹線(ケ)	28.19	109.00	3072.71	0.30	921.8
F	15.01	180.00	2701.80	2.10	5673.8
〃	15.01	150.00	2251.50	2.00	4503.0
	15.01	187.00	2806.87	0.50	1403.4
G	7.96	153.00	1217.88	2.00	2435.8
H	8.01	153.00	1225.53	3.30	4044.2
I	12.00	150.00	1800.00	1.00	1800.0
	12.00	337.00	4044.00	1.50	6066.0
ア'	11.98	162.00	1940.76	2.90	5628.2
ア	8.01	161.00	1289.61	2.90	3739.9
エ	11.85	161.00	1907.85	2.70	5151.2
オ	14.89	161.00	2397.29	3.20	7671.3
カ	5.95	100.00	595.00	2.60	1547.0
キ	8.07	160.00	1291.20	2.10	2711.5
キ'	8.00	152.00	1216.00	0.60	729.6
エ端	11.95	90.00	1075.50	0.50	537.8
オ端	15.04	40.00	601.60	0.40	240.6
オ端'	15.14	90.00	1362.60	1.40	1907.6
E	4.00	78.00	312.00	1.40	436.8
カ端	3.97	59.00	234.23	2.10	491.9
キ''	8.00	90.00	720.00	2.10	1512.0
ク	7.90	90.00	711.00	2.10	1493.1
D	20.00	35.00	700.00	0.70	490.0
オ''	19.85	12.90	256.07	0.70	179.2
合計	315.64	3232.90	40521.20		66106.0

土量　　数量表　(下水gat)

路線名	管径	道路幅員	道路延長	面積	掘削土量(m3)				
		(m)	(m)	(m2)	1.0m	2.0m	3.0m	全深度	全盛土
幹線	200	0.90	280.00	252.00	252.0	504.0	756.0	5.25	1323.0
	500	1.30	40.00	52.00	52.0	104.0	156.0	5.25	273.0
幹線(ケ)	500	1.30	108.00	140.40	140.4	280.8	421.2	2.40	337.0
F	200	0.90	104.00	93.60	93.6	187.2	280.8	4.82	451.2
	350	1.10	168.00	184.80	184.8	369.6	554.4	4.82	890.7
	450	1.20	136.00	163.20	163.2	326.4	489.6	4.82	786.6
	500	1.30	40.00	52.00	52.0	104.0	156.0	4.82	250.6
G	200	0.90	153.00	137.70	137.7	275.4	413.1	4.10	564.6
H	200	0.90	153.00	137.70	137.7	275.4	413.1	3.23	444.8
I	200	0.90	487.00	438.30	438.3	876.6	1314.9	5.01	2195.9
ア'	200	0.90	162.00	145.80	145.8	291.6	437.4	4.35	634.2
ア	200	0.90	161.00	144.90	144.9	289.8	434.7	4.84	701.3
エ	250	1.00	161.00	161.00	161.0	322.0	483.0	5.53	890.3
オ	200	0.90	161.00	144.90	144.9	289.8	434.7	4.55	659.3
カ	200	0.90	100.00	90.00	90.0	180.0	270.0	2.85	256.5
キ	200	0.90	160.00	144.00	144.0	288.0	432.0	4.13	594.7
キ'	200	0.90	152.00	136.80	136.8	273.6	410.4	4.48	612.9
エ端	200	0.90	90.00	81.00	81.0	162.0	243.0	5.53	447.9
オ端	200	0.90	40.00	36.00	36.0	72.0	108.0	4.55	163.8
オ端'	200	0.90	90.00	81.00	81.0	162.0	243.0	4.55	368.6
E	200	0.90	78.00	70.20	70.2	140.4	210.6	4.82	338.4
カ端	200	0.90	59.00	53.10	53.1	106.2	159.3	2.85	151.3
キ''	200	0.90	90.00	81.00	81.0	162.0	243.0	4.48	362.9
ク	200	0.90	90.00	81.00	81.0	162.0	243.0	4.48	362.9
D	200	0.90	35.00	31.50	31.5	63.0	94.5	4.82	151.8
オ''	200	0.90	12.90	11.61	11.6	23.2	34.8	4.55	52.8
合計			3310.90	3145.51	3145.51	6291.02	9436.53		14267.0

土留矢板工法　　数量表（埋殺し分）　SCP SD

路線名	道路幅員	道路延長	矢板長さ	矢板数量			
	（m）	（m）	（m）	横数（m）	縦数（m）	本数	延長
幹線	27.85	172.00	15.50	1	173	173	2681.5
幹線（ケ）	28.19	109.00	12.00	1	110	110	1320.0
F	15.01	517.00	13.00	1	518	518	6734.0
G	7.96	153.00	20.50	1	154	154	3157.0
H	8.01	153.00	20.00	1	154	154	3080.0
I	12.00	487.00	15.00	1	488	488	7320.0
ア'	11.98	162.00	8.00	1	163	163	1304.0
ア	8.01	161.00	15.00	1	162	162	2430.0
エ	11.85	161.00	18.00	1	162	162	2916.0
オ	14.89	161.00	18.00	1	162	162	2916.0
カ	5.95	100.00	13.50	1	101	101	1363.5
キ	8.07	160.00	18.00	1	161	161	2898.0
キ'	8.00	152.00	17.50	1	153	153	2677.5
エ端	11.95	90.00	14.00	1	91	91	1274.0
オ端	15.04	40.00	6.00	1	41	41	246.0
オ端'	15.14	90.00	16.00	1	91	91	1456.0
E	4.00	78.00	14.00	1	79	79	1106.0
カ端	3.97	59.00	12.00	1	60	60	720.0
キ''	8.00	90.00	16.00	1	91	91	1456.0
ク	7.90	90.00	14.00	1	91	91	1274.0
D	20.00	35.00	14.00	1	36	36	504.0
オ''	19.85	12.90	14.00	1	13	13	182.0
合計	273.62	3232.90	324.00	22	3254	3254	49015.5

矢板面積＝49015.5*2　＝98031m*2

土留矢板工法　　数量表

路線名	道路幅員	道路延長	矢板長さ	矢板数量			
	(m)	(m)	(m)	横数(m)	縦数(m)	本数	延長
幹線	27.85	172.00	5.00	1	173	173	865.0
幹線(ケ)	28.19	109.00	5.00	1	110	110	550.0
F	15.01	517.00	5.00	1	518	518	2590.0
G	7.96	153.00	5.00	1	154	154	770.0
H	8.01	153.00	5.00	1	154	154	770.0
I	12.00	487.00	5.00	1	488	488	2440.0
ア'	11.98	162.00	5.00	1	163	163	815.0
ア	8.01	161.00	5.00	1	162	162	810.0
エ	11.85	161.00	5.00	1	162	162	810.0
オ	14.89	161.00	5.00	1	162	162	810.0
カ	5.95	100.00	5.00	1	101	101	505.0
キ	8.07	160.00	5.00	1	161	161	805.0
キ'	8.00	152.00	5.00	1	153	153	765.0
エ端	11.95	90.00	5.00	1	91	91	455.0
オ端	15.04	40.00	5.00	1	41	41	205.0
オ端'	15.14	90.00	5.00	1	91	91	455.0
E	4.00	78.00	5.00	1	79	79	395.0
カ端	3.97	59.00	5.00	1	60	60	300.0
キ''	8.00	90.00	5.00	1	91	91	455.0
ク	7.90	90.00	5.00	1	91	91	455.0
D	20.00	35.00	5.00	1	36	36	180.0
オ''	19.85	12.90	5.00	1	13	13	65.0
合計	273.62	3232.90	110.00	22	3254	3254	16270

矢板面積＝16270×2＝　32,540

土留矢板工法　　数量表

路線名	道路幅員	道路延長	矢板長さ	矢板数量			
	(m)	(m)	(m)	横数(m)	縦数(m)	本数	延長
幹線	27.85	172.00	8.00	1	173	173	1384.0
幹線(ケ)	28.19	109.00	8.00	1	110	110	880.0
F	15.01	517.00	8.00	1	518	518	4144.0
G	7.96	153.00	8.00	1	154	154	1232.0
H	8.01	153.00	8.00	1	154	154	1232.0
I	12.00	487.00	8.00	1	488	488	3904.0
ア'	11.98	162.00	8.00	1	163	163	1304.0
ア	8.01	161.00	8.00	1	162	162	1296.0
エ	11.85	161.00	8.00	1	162	162	1296.0
オ	14.89	161.00	8.00	1	162	162	1296.0
カ	5.95	100.00	8.00	1	101	101	808.0
キ	8.07	160.00	8.00	1	161	161	1288.0
キ'	8.00	152.00	8.00	1	153	153	1224.0
エ端	11.95	90.00	8.00	1	91	91	728.0
オ端	15.04	40.00	8.00	1	41	41	328.0
オ端'	15.14	90.00	8.00	1	91	91	728.0
E	4.00	78.00	8.00	1	79	79	632.0
カ端	3.97	59.00	8.00	1	60	60	480.0
キ''	8.00	90.00	8.00	1	91	91	728.0
ク	7.90	90.00	8.00	1	91	91	728.0
D	20.00	35.00	8.00	1	36	36	288.0
オ''	19.85	12.90	8.00	1	13	13	104.0
合計	273.62	3232.90	176.00	22	3254	3254	26032

矢板面積＝　52064

JSGT法 数量表

記号	延長	中員	平均深さ	m当り本数	本数	総延長			m当り本数	本数	総延長	
	道路全体								1列			
F ノ	498m	15m	12.1m	4.5本	2.241本	27.116m			0.5本	249本	3.013m	
G ノ	153	8	20.3	2.5	382.5	7.765			〃	76.5	1.553	
H ノ	153	8	19.5	2.5	382.5	7.459			〃	76.5	1.492	
I ノ	472	12	16.3	3.5	1.652	26.928			〃	236	3.847	
J ノ	160	8	17.3	2.5	400	6.920			〃	80	1.384	
K ノ	160	12	17.8	3.5	560	9.968			〃	80	1.424	
L	160	15	17.7	4.5	720	12.744			〃	80	1.416	
M	160	8	17.8	2.5	400	7.120			〃	80	1.424	
O	95	6	19.0	1.5	142.5	2.708			〃	47.5	903	
P	130	25	11.2	8.0	1.040	11.648			〃	65	728	
N	140	25	15.0	8.0	1.120	16.800			〃	70	1.050	
O	150	8	14.9	2.5	375	5.588			〃	75	1.118	
	2461				9.415.5	142.764				1.215.5	19.852	

深さ 15.2m　　深さ 15.9m

ＥＰＳ工法の概算数量，工費

ＥＰＳ必要置換厚

計算位置	道路幅 L（m）	必要置換厚（m）	置換厚（m）
B-1	12.0	1.5	
B-2	8.0		2.5
B-3	15.0	2.7	2.5
B-4	15.0	2.3	
B-5	28.0	0.7	
B-6	28.0	1.7	
B-7	15.0	2.7	2.5
B-8	12.0	3.4	2.5
B-9	19.0	1.5	
CPT-1	8.0		2.5
CPT-2	15.0	1.1	
CPT-3	12.0		2.5
CPT-4	15.0	1.4	
CPT-5	15.0	1.2	
CPT-6	15.0	2.6	2.5
CPT-7	20.0	1.3	
CPT-8	8.0	1.7	
CPT-9	28.0	1.0	
CPT-10	15.0	0.8	
CPT-11	19.0	0.0	
CPT-12	8.0		2.5
CPT-13	8.0		2.5
CPT-14	15.0	1.8	

S r ＝ １０（cm）10year 設計値

検討位置	舗装厚（m）	ＥＰＳ置換厚（m）	掘削深度（m）
B-1	0.47	0.6	1.1
B-2	1.20	2.7	3.9
B-3	1.60	1.5	3.1
B-4	0.60	0.9	1.5
B-5	Sr(10year)<10cm		
B-6	0.90	0.8	1.7
B-7	1.20	1.1	2.3
B-8	1.50	1.4	2.9
B-9	Sr(10year)<10cm		
CPT-1	0.90	2.5	3.4
CPT-2	0.47	0.2	0.7
CPT-3	1.30	1.6	2.9
CPT-4	0.47	0.7	1.2
CPT-5	0.47	0.5	1.0
CPT-6	1.60	1.7	3.3
CPT-7	0.47	0.6	1.1
CPT-8	0.47	1.2	1.7
CPT-9	Sr(10year)<10cm		
CPT-10	Sr(10year)<10cm		
CPT-11	Sr=0cm		
CPT-12	1.00	2.6	3.6
CPT-13	0.90	1.2	2.1
CPT-14	0.47	1.0	1.5

全体材料費　　ℓ＝5985m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	132,664	m³	19,300	2,560,415,200	
ジ　ベ　ル	265,328	個	390	103,477,920	
ドレネジセル	95,010	m²	7,000	665,070,000	
敷　　砂	95,010	m²	25	2,375,250	
コンクリート床版	95,010	m²	2,284	217,002,840	
				合計 3,548,341,210	

全体工事費

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	132,664	m³	1,000	132,664,000	
コンクリート床版工	95,010	個	2,500	237,525,000	
掘　　削	180,169	m²	690	124,316,610	
残土処理	180,169	m²	500	90,084,500	
				合計 584,590,110	

総工事費　¥４，１３２，９３１，３２０－

道路 m当り　691 千円　　m³当り 31,153円

㊟上記工事費にシートパイルは含まれません。

㊟上部舗装工については別途検討が必要です。

㊟排水工は参考設計のため、積算には含まれておりません。

材料費

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.7m　　ℓ＝535m

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	7,689	m³	19,300	148,397,700	
ジ　ベ　ル	15,378	個	390	5,997,420	
ドレネジセル	10,984	m²	7,000	76,888,000	
敷　砂	10,984	m²	25	274,600	
コンクリート床版	10,984	m²	2,284	25,087,456	
				合計 256,645,176	

工事費 50,834,390
合計 307,479,566
m当 575千円

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.8m　　ℓ＝258m

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	3,655	m³	19,300	70,541,500	
ジ　ベ　ル	7,310	個	390	2,850,900	
ドレネジセル	4,569	m²	7,000	31,983,000	
敷　砂	4,569	m²	25	114,225	
コンクリート床版	4,569	m²	2,284	10,435,596	
				合計 115,925,221	

工事費 22,146,100
合計 138,071,321
m当 535千円

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.0m　　ℓ＝585m

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	12,981	m³	19,300	250,533,300	
ジ　ベ　ル	25,962	個	390	10,125,180	
ドレネジセル	12,981	m²	7,000	90,867,000	
敷　砂	12,981	m²	25	324,525	
コンクリート床版	12,981	m²	2,284	29,648,604	
				合計 381,498,609	

工事費 68,605,180
合計 381,498,609
m当 652千円

・ＥＰＳブロック盛土厚H＝1.1m　　ℓ＝704ｍ

名　　称	数　　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	9,775	m³	19,300	188,657,500	
ジ　ベ　ル	19,550	個	390	7,624,500	
ドレネジセル	8,886	m²	7,000	62,202,000	
敷　　砂	8,886	m²	25	222,150	
コンクリート床版	8,886	m²	2,284	20,295,624	
				合計 279,001,774	

工事費　48,909,420
合計　327,911,194
m当　466千円

・ＥＰＳブロック盛土厚H＝1.2m　　ℓ＝40ｍ

名　　称	数　　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	748	m³	19,300	14,436,400	
ジ　ベ　ル	1,496	個	390	583,440	
ドレネジセル	623	m²	7,000	4,361,000	
敷　　砂	623	m²	25	15,575	
コンクリート床版	623	m²	2,284	1,422,932	
				合計 20,819,347	

工事費　3,565,710
合計　24,385,057
m当　610千円

・ＥＰＳブロック盛土厚H＝1.3m　　ℓ＝303ｍ

名　　称	数　　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	8,531	m³	19,300	164,648,300	
ジ　ベ　ル	17,062	個	390	6,654,180	
ドレネジセル	6,562	m²	7,000	45,934,000	
敷　　砂	6,562	m²	25	164,050	
コンクリート床版	6,562	m²	2,284	14,987,608	
				合計 232,388,138	

工事費　38,992,280
合計　271,380,418
m当　896千円

・ＥＰＳブロック盛土厚H＝1.5m　　ℓ＝1150ｍ

名　　称	数　　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	32,192	m³	19,300	621,305,600	14136円
ジ　ベ　ル	64,384	個	390	25,109,760	18056
ドレネジセル	21,461	m²	7,000	150,227,000	
敷　　砂	21,461	m²	25	536,525	
コンクリート床版	21,461	m²	2,284	49,016,924	
				合計 846,195,809	

工事費　136,921,680
合計　983,117,489
m当　855千円

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.7m　ℓ＝481ｍ

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	14,457	m³	19,300	279,020,100	
ジ　ベ　ル	28,914	個	390	11,276,460	
ドレネジセル	8,504	m²	7,000	59,528,000	
敷　砂	8,504	m²	25	212,600	
コンクリート床版	8,504	m²	2,284	19,423,136	
				合計 369,460,296	

工事費　57,980,710
合計　427,441,006
m当　889千円

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.8m　ℓ＝76ｍ

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	1,863	m³	19,300	35,955,900	
ジ　ベ　ル	3,726	個	390	1,453,140	
ドレネジセル	1,035	m²	7,000	7,245,000	
敷　砂	1,035	m²	25	25,875	
コンクリート床版	1,035	m²	2,284	2,363,940	
				合計 47,043,855	

工事費　7,283,890
合計　54,327,745
m当　715千円

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝2.0m　ℓ＝1472ｍ

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	30,960	m³	19,300	597,528,000	
ジ　ベ　ル	61,920	個	390	24,148,800	
ドレネジセル	15,480	m²	7,000	108,360,000	
敷　砂	15,480	m²	25	387,000	
コンクリート床版	15,480	m²	2,284	35,356,320	
				合計 765,780,120	

工事費　115,713,000
合計　881,493,120
m当　599千円

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝2.5m　ℓ＝381ｍ

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	9,813	m³	19,300	189,390,900	
ジ　ベ　ル	19,626	個	390	7,654,140	
ドレネジセル	3,925	m²	7,000	27,475,000	
敷　砂	3,925	m²	25	98,125	
コンクリート床版	3,925	m²	2,284	8,964,700	
				合計 233,582,865	

工事費　33,637,750
合計　267,220,615
m当　701千円

工事費

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.7m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	7,689	m³	1,000	7,689,000	
コンクリート床版工	10,984	個	2,500	27,460,000	
掘　　削	13,181	m²	690	9,094,890	
残土処理	13,181	m²	500	6,590,500	
				合計　50,834,390	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.8m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	3,655	m³	1,000	3,655,000	
コンクリート床版工	4,569	個	2,500	11,422,500	
掘　　削	5,940	m²	690	4,098,600	
残土処理	5,940	m²	500	2,970,000	
				合計　22,146,100	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.0m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	12,981	m³	1,000	12,981,000	
コンクリート床版工	12,981	個	2,500	32,452,500	
掘　　削	19,472	m²	690	13,435,680	
残土処理	19,472	m²	500	9,736,000	
				合計　68,605,180	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.1m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	9,775	m³	1,000	9,775,000	
コンクリート床版工	8,886	個	2,500	22,215,000	
掘　　削	14,218	m²	690	9,810,420	
残土処理	14,218	m²	500	7,109,000	
				合計　48,909,420	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	748	m³	1,000	748,000	
コンクリート床版工	623	個	2,500	1,557,500	
掘　　削	1,059	m²	690	730,710	
残土処理	1,059	m²	500	529,500	
				合計　3,565,710	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.3m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	8,531	m³	1,000	8,531,000	
コンクリート床版工	6,562	個	2,500	16,405,000	
掘　　削	11,812	m²	690	8,150,280	
残土処理	11,812	m²	500	5,906,000	
				合計　38,992,280	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.5m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	32,192	m³	1,000	32,192,000	
コンクリート床版工	21,461	個	2,500	53,652,500	
掘　　削	42,922	m²	690	29,616,180	
残土処理	42,922	m²	500	21,461,000	
				合計 136,921,680	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.7m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	14,457	m³	1,000	14,457,000	
コンクリート床版工	8,504	個	2,500	21,260,000	
掘　　削	18,709	m²	690	12,909,210	
残土処理	18,709	m²	500	9,354,500	
				合計　57,980,710	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.8m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	1,863	m³	1,000	1,863,000	
コンクリート床版工	1,035	個	2,500	2,587,500	
掘　　削	2,381	m²	690	1,642,890	
残土処理	2,381	m²	500	1,190,500	
				合計　7,283,890	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝2.0m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	30,960	m³	1,000	30,960,000	
コンクリート床版工	15,480	個	2,500	38,700,000	
掘　　削	38,700	m²	690	26,703,000	
残土処理	38,700	m²	500	19,350,000	
				合計 115,713,000	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝2.5m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	9,813	m³	1,000	9,813,000	
コンクリート床版工	3,925	個	2,500	9,812,500	
掘　　削	11,775	m²	690	8,124,750	
残土処理	11,775	m²	500	5,887,500	
				合計　33,637,750	

ＥＰＳ工法＋土留鋼矢板工数量

掘削深さ　2.5mまで　ℓ＝5.5m

2.5m以上　ℓ＝6.5m

全長5340m

2.5m以下　4959m×2列＝9918m

2.5m以上　381m×2列＝ 762m

鋼矢板工の圧入引抜工工費（全工費）

（1）ℓ＝5.5m～4.5m　平均5m

①圧入引抜＝23,600円

②工費　11,208m×23,600円＝264,509千円

③矢板リース料

$$11,208\text{m}／5\text{区間}\times\frac{1}{0.4}\times5\times60\text{kg/m}\times\frac{135\text{円}}{1000\text{kg}}\times10\text{カ月}\times30\text{日}$$

＝68,089千円

（2）ℓ＝6.5m

圧入引抜1m当たり

(10,000＋7,500)×6.5／7.0×1.0／0.4＝40625円

762m×40,625円＝30,956千円

矢板リース料

$$762\text{m}\times\frac{1}{0.4}\times6.5\times60\times\frac{135}{1,000}\times60\text{日}$$

＝6,018千円

（3）全工費　369,572千円（m当たり31千円）

1.5m以上の極めて沈下の著しい部分のみ置換した場合

1．ＥＰＳ工費

1.5m部分	431,716,810
1.7m部分	427,441,006
1.8m部分	54,327,745
2.0m部分	881,493,120
2.5m部分	267,220,615
合　計	2,062,199,000

延長＝381＋1472＋76＋481＋505
　　＝2915m

道路m当たり＝707,000円

2．鋼矢板仮設工

（1）ℓ≒5.5m

①圧入引抜＝25,960円（1m当たり）

②工費　5,068m×25,960円＝131,565千円

③矢板リース料

$$5{,}068\text{m}/3\text{区間}\times\frac{1}{0.4}\times5.5\times60\text{kg/m}\times\frac{135\text{円}}{1000\text{kg}}\times6\text{カ月}\times30\text{日}$$

＝33,867千円

（2）ℓ＝6.5m

前述　762m

30,956千円＋6,018千円＝36,974千円

（3）全工費　202,406千円（m当たり35千円）

3．工費

①ＥＰＳ工　2,062,199千円

②仮 設 工　202,406千円

③合　　計　2,264,605千円（道路m当たり777千円）

1.5m以下の部分のＥＰＳ工法による工費

①ＥＰＳ工　4,132,931千円－2,062,199千円＝2,070,732千円

②仮 設 工　369,572千円－　202,406千円＝　167,166千円

③合　　計　2,237,898千円

浮力考慮した場合のＥＰＳ工法数量表

全体材料費

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	62,684	m³	19,300	1,209,801,200	
ジ　ベ　ル	125,368	個	390	48,893,520	
ドレネジセル	49,400	m²	7,000	345,800,000	
土木シート	108,681	m²	240	26,083,440	
敷　　砂	49,400	m²	25	1,235,000	
コンクリート床版	49,400	m²	2,284	112,829,600	
				合計 1,744,642,760	

全体工事費

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック設置工	62,684	m³	1,000	62,684,000	
コンクリート床版工	49,400	個	2,500	123,500,000	
掘　　削	112,174	m²	690	77,400,060	
残土処理	112,174	m²	500	56,087,000	
				合計 319,671,060	

総工事費　￥２，０６４，３１３，８２０－　$l = 3860^m$

(535 千円/m)

㊟上記工事費にシートパイルは含まれません。

㊟上部舗装工については別途検討が必要です。

㊟排水工は参考設計のため、積算には含まれておりません。

材料費　・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.2m　（掘削深度 0.7m ）　ℓ＝496m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	933	m³	19,300	18,006,900	
ジ　ベ　ル	1,866	個	390	727,740	
ドレネジセル	4,663	m²	7,000	32,641,000	
土木シート	10,259	m²	240	2,462,160	
敷　　砂	4,663	m²	25	116,575	
コンクリート床版	4,663	m²	2,284	10,650,292	
				合計　64,604,667	

16,474,660＋64,604,667＝81,079,327　163千円/m

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.5m　（掘削深度 1.0m ）　ℓ＝98m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	1,114	m³	19,300	21,500,200	
ジ　ベ　ル	2,228	個	390	868,920	
ドレネジセル	2,227	m²	7,000	15,589,000	
土木シート	4,899	m²	240	1,175,760	
敷　　砂	2,227	m²	25	55,675	
コンクリート床版	2,227	m²	2,284	5,086,468	
				合計　44,276,023	

9,331,630＋44,276,023＝53,607,653　547千円/m

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.6m　（掘削深度 1.1m ）　ℓ＝253m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	3,775	m³	19,300	72,857,500	
ジ　ベ　ル	7,550	個	390	2,944,500	
ドレネジセル	6,291	m²	7,000	44,037,000	
土木シート	13,840	m²	240	3,321,600	
敷　　砂	6,291	m²	25	157,275	
コンクリート床版	6,291	m²	2,284	14,368,644	
				合計 137,686,519	

27,737,300＋137,686,519＝165,423,819　654千円/m

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.9m　（掘削深度 1.5m ）　ℓ＝337m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	1,708	m³	19,300	32,964,400	
ジ　ベ　ル	3,416	個	390	1,332,240	
ドレネジセル	1,898	m²	7,000	13,286,000	
土木シート	4,176	m²	240	1,002,240	
敷　　砂	1,898	m²	25	47,450	
コンクリート床版	1,898	m²	2,284	4,335,032	
				合計　52,967,362	

9,840,930＋52,967,362＝62,808,292　186千円/m

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m　（掘削深度 1.7m ）　ℓ＝465m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	10,913	m³	19,300	210,620,900	
ジ　ベ　ル	21,826	個	390	8,512,140	
ドレネジセル	9,094	m²	7,000	63,658,000	
土木シート	20,007	m²	240	4,801,680	
敷　　砂	9,094	m²	25	227,350	
コンクリート床版	9,094	m²	2,284	20,770,696	
				合計 308,590,766	

52,045,400＋308,590,766＝360,636,166　776千円/m

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m　（掘削深度 2.1m ）　ℓ＝155m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	1,522	m³	19,300	29,374,600	
ジ　ベ　ル	3,044	個	390	1,187,160	
ドレネジセル	1,268	m²	7,000	8,876,000	
土木シート	2,790	m²	240	669,600	
敷　　砂	1,268	m²	25	31,700	
コンクリート床版	1,268	m²	2,284	2,896,112	
				合計 43,035,172	

7,860,970＋43,035,172＝50,896,142　328千円/m

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.5m　（掘削深度 3.1m ）　ℓ＝1533m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	27,464	m³	19,300	530,055,200	
ジ　ベ　ル	54,928	個	390	21,421,920	
ドレネジセル	18,309	m²	7,000	128,163,000	
土木シート	40,280	m²	240	9,667,200	
敷　　砂	18,309	m²	25	457,725	
コンクリート床版	18,309	m²	2,284	41,817,756	
				合計 731,582,801	

140,778,520＋731,582,801＝872,361,321　569千円/m

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝2.7m　（掘削深度 3.9m ）　ℓ＝523m

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　　考
ＥＰＳブロック	15,255	m³	19,300	294,421,500	
ジ　ベ　ル	30,510	個	390	11,898,900	
ドレネジセル	5,650	m²	7,000	39,550,000	
土木シート	12,430	m²	240	2,983,200	
敷　　砂	5,650	m²	25	141,250	
コンクリート床版	5,650	m²	2,284	12,904,600	
				合計 361,899,450	

55,601,650＋361,899,450＝417,501,100

798千円/m

工事費　・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.2m　（掘削深度 0.7m ）

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	933	m³	1,000	933,000	
コンクリート床版工	4,663	個	2,500	11,657,500	
掘　　削	3,264	m²	690	2,252,160	
残土処理	3,264	m²	500	1,632,000	
				合計　16,474,660	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.5m　（掘削深度 1.0m ）

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	1,114	m³	1,000	1,114,000	
コンクリート床版工	2,227	個	2,500	5,567,500	
掘　　削	2,227	m²	690	1,536,630	
残土処理	2,227	m²	500	1,113,500	
				合計　9,331,630	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.6m　（掘削深度 1.1m ）

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	3,775	m³	1,000	3,775,000	
コンクリート床版工	6,291	個	2,500	15,727,500	
掘　　削	6,920	m²	690	4,774,800	
残土処理	6,920	m²	500	3,460,000	
				合計　27,737,300	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.9m　（掘削深度 1.5m ）

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	1,708	m³	1,000	1,708,000	
コンクリート床版工	1,898	個	2,500	4,745,000	
掘　　削	2,847	m²	690	1,964,430	
残土処理	2,847	m²	500	1,423,500	
				合計　9,840,930	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m　（掘削深度 1.7m ）

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	10,913	m³	1,000	10,913,000	
コンクリート床版工	9,094	個	2,500	22,735,000	
掘　　削	15,460	m²	690	10,667,400	
残土処理	15,460	m²	500	7,730,000	
				合計　52,045,400	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m　（掘削深度 2.1m ）

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	1,522	m³	1,000	1,522,000	
コンクリート床版工	1,268	個	2,500	3,170,000	
掘　　削	2,663	m²	690	1,837,470	
残土処理	2,663	m²	500	1,331,500	
				合計　7,860,970	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.5m　（掘削深度 3.1m ）

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	27,464	m³	1,000	27,464,000	
コンクリート床版工	18,309	個	2,500	45,772,500	
掘　　削	56,758	m²	690	39,163,020	
残土処理	56,758	m²	500	28,379,000	
				合計 140,778,520	

・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝2.7m　（掘削深度 3.9m ）

名　　称	数　量	単位	単　価	金　　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	15,255	m³	1,000	15,255,000	
コンクリート床版工	5,650	個	2,500	14,125,000	
掘　　削	22,035	m²	690	15,204,150	
残土処理	22,035	m²	500	11,017,500	
				合計　55,601,650	

EPS 10m当り単価

材料費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.2m　（掘削深度 0.7m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	16	m³	19,300	308,800	
ジ　ベ　ル	32	個	390	12,480	
ドレネジセル	80	m²	7,000	560,000	
土木シート	176	m²	240	42,240	
敷　砂	80	m²	25	2,000	
コンクリート床版	80	m²	2,284	182,720	
				合計　1,108,240	

工事費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.2m　（掘削深度 0.7m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	16	m²	1,000	16,000	
コンクリート床版工	80	個	2,500	200,000	
掘　削	56	m²	690	38,640	
残土処理	56	m²	500	28,000	
				合計　282,640	

合計金額　¥1，390，880－

（139千円/m）

材料費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.5m　（掘削深度 1.0m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	40	m³	19,300	772,000	
ジ　ベ　ル	80	個	390	31,200	
ドレネジセル	80	m²	7,000	560,000	
土木シート	176	m²	240	42,240	
敷　砂	80	m²	25	2,000	
コンクリート床版	80	m²	2,284	182,720	
				合計　1,590,160	

工事費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.5m　（掘削深度 1.0m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	40	m³	1,000	40,000	
コンクリート床版工	80	個	2,500	200,000	
掘　削	80	m²	690	55,200	
残土処理	80	m²	500	40,000	
				合計　335,200	

合計金額　¥1，925，360－

193千円/m

材料費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.6m　（掘削深度 1.1m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	48	m³	19,300	926,400	
ジ　ベ　ル	96	個	390	37,440	
ドレネジセル	80	m²	7,000	560,000	
土木シート	176	m²	240	42,240	
敷　砂	80	m²	25	2,000	
コンクリート床版	80	m²	2,284	182,720	
				合計　1,750,800	

工事費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.6m　（掘削深度 1.1m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	48	m²	1,000	48,000	
コンクリート床版工	80	個	2,500	200,000	
掘　削	88	m²	690	60,720	
残土処理	88	m²	500	44,000	
				合計　352,720	

合計金額　¥２，１０３，５２０－

210 千円/m

材料費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.9m　（掘削深度 1.5m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	72	m³	19,300	1,389,600	
ジ　ベ　ル	144	個	390	56,160	
ドレネジセル	80	m²	7,000	560,000	
土木シート	176	m²	240	42,240	
敷　砂	80	m²	25	2,000	
コンクリート床版	80	m²	2,284	182,720	
				合計　2,232,720	

223 千円/m

工事費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝0.5m　（掘削深度 1.5m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	72	m³	1,000	72,000	
コンクリート床版工	80	個	2,500	200,000	
掘　削	120	m²	690	82,800	
残土処理	120	m²	500	60,000	
				合計　414,800	

合計金額　¥２，６４７，５２０－

(265 千円/m)

材料費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m　（掘削深度 1.7m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	96	m³	19,300	1,852,800	
ジ　ベ　ル	192	個	390	74,880	
ドレネジセル	80	m²	7,000	560,000	
土木シート	176	m²	240	42,240	
敷　砂	80	m²	25	2,000	
コンクリート床版	80	m²	2,284	182,720	
				合計　2,714,640	

工事費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m　（掘削深度 1.7m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	96	m³	1,000	96,000	
コンクリート床版工	80	個	2,500	200,000	
掘　削	136	m²	690	93,840	
残土処理	136	m²	500	68,000	
				合計　457,840	

合計金額　¥３，１７２，４８０－
(317 千円/m)

材料費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m　（掘削深度 2.1m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	96	m³	19,300	1,852,800	
ジ　ベ　ル	192	個	390	74,880	
ドレネジセル	80	m²	7,000	560,000	
土木シート	176	m²	240	42,240	
敷　砂	80	m²	25	2,000	
コンクリート床版	80	m²	2,284	182,720	
				合計　2,714,640	

工事費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.2m　（掘削深度 2.1m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	96	m³	1,000	96,000	
コンクリート床版工	80	個	2,500	200,000	
掘　削	168	m²	690	115,920	
残土処理	168	m²	500	84,000	
				合計　495,920	

合計金額　¥３，２１０，５６０－
(321 千円/m)

材料費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.5m　（掘削深度 3.1m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	120	m³	19,300	2,316,000	
ジ　ベ　ル	240	個	390	93,600	
ドレネジセル	80	m²	7,000	560,000	
土木シート	176	m²	240	42,240	
敷　砂	80	m²	25	2,000	
コンクリート床版	80	m²	2,284	182,720	
				合計　3,196,560	

工事費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝1.5m　（掘削深度 3.1m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	120	m³	1,000	120,000	
コンクリート床版工	80	個	2,500	200,000	
掘　削	248	m²	690	171,120	
残土処理	248	m²	500	124,000	
				合計　615,120	

合計金額　¥３，８１１，６８０－
(381千円/m)

材料費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝2.7m　（掘削深度 3.9m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック	216	m³	19,300	4,168,800	
ジ　ベ　ル	432	個	390	168,480	
ドレネジセル	80	m²	7,000	560,000	
土木シート	176	m²	240	42,240	
敷　砂	80	m²	25	2,000	
コンクリート床版	80	m²	2,284	182,720	
				合計　5,124,240	

工事費　（ℓ＝10.0m 当り、幅員8.0mの場合）
・ＥＰＳブロック盛土厚Ｈ＝2.7m　（掘削深度 3.9m ）

名　称	数　量	単位	単　価	金　額	備　考
ＥＰＳブロック設置工	216	m³	1,000	216,000	
コンクリート床版工	80	個	2,500	200,000	
掘　削	312	m²	690	215,280	
残土処理	312	m²	500	156,000	
				合計　787,280	

合計金額　¥５，９１１，５２０－
(591千円/m)

杭基礎工法数量表

VPφ200　H=1.50m

20m当り数量

工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額
							(直工)
土工						千円	千円
	掘削			m³	85.0	0.5	47.5
	埋戻し			〃	94.2	0.3	28.3
管渠工							
	管渠		VPφ200	m	20.0	5.0	100.0
基礎工							
	縦桁		H-300×300	t	5.5	226.0	1243.0
	横桁		H-200×150	〃	0.3	220.0	66.0
杭打工							
	鋼管杭		φ300, L=23.50m	本	4	188.0	752.0
合計							2236.8
						m当り	111.8

VR φ200 H=2.00m

20m当り

工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額
							(直工)
土工						千円	千円
	掘削			m³	115.5	0.5	57.8
	埋戻し			〃	114.7	0.3	34.4
管渠工							
	管渠		VP φ200	m	20.0	5.0	100.0
基礎工							
	縦桁		H-300×300	t	5.5	226.0	1243.0
	横桁		H-200×150	〃	0.3	220.0	66.0
杭打工							
	鋼管杭		φ300, L=23.00m	本	4	184.0	736.0
合計							2237.2
						m当り	111.9

VP φ200 H=2.5m

20m当り

工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価 (直工)	金額 (直工)
土工						千円	千円
	掘削			m^3	136.0	0.5	68.0
	埋戻し			〃	135.2	0.3	40.6
管渠工							
	管渠		VP φ200	m	20.0	5.0	100.0
基礎工							
	縦桁		H-300×300	t	5.5	226.0	1243.0
	横桁		H-200×150	〃	0.3	220.0	66.0
杭打工							
	鋼管杭		φ300, L=22.5m	本	4	180.0	720.0
合計							2237.6
						m当り	111.9

HPφ400 H=1.50m

20m当り

工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額
							(直工)
土工						千円	千円
	掘削			m^3	107.7	0.5	53.9
	埋戻し			〃	103.4	0.3	31.0
管渠工							
	管渠		HPφ450	m	20.0	9.0	180.0
基礎工							
	縦桁		H-300×300	t	5.5	226.0	1243.0
	横桁		H-200×150	〃	0.3	220.0	66.0
杭打工							
	鋼管杭		φ300, L=23.50m	本	4	188.0	752.0
合計							2325.9
						m当り	116.3

圧力流下方式による数量表

圧力式下水道案概算数量表

工　　種、	種　　別	単位	数　量	適　　用
圧　送　本　管	DCIPφ300	m	900	
	DCIPφ250	m	2,950	
本管用仕切弁	φ300用	ヶ所	4	
	φ250用	ヶ所	26	
本管用可とう継手	φ300用	ヶ所	4	
	φ250用	ヶ所	26	
本管用空気弁	φ75用	ヶ所	9	400mに1ヶ所
ＧＰユニット		ヶ所	78	

圧力式下水道概算工事費

工　　種	種　　別	単位	数　量	単　　価	金　　額
圧　送　本　管	DCIPφ300	m	900	33,000	29,700,000
	DCIPφ250	m	2,950	23,000	67,850,000
本管用仕切弁	φ300用	ヶ所	4	500,000	2,000,000
	φ250用	ヶ所	26	400,000	10,400,000
本管用可とう継手	φ300用	ヶ所	4	1,250,000	5,000,000
	φ250用	ヶ所	26	1,100,000	28,600,000
本管用空気弁	φ75用	ヶ所	9	180,000	1,620,000
ＧＰユニット		ヶ所	78	3,000,000	234,000,000
合　　計					379,170,000

真空式下水道案概算数量表

工　　種	種　　別	単位	数　量	適　　用
真空ポンプ場		ヶ所	2	
送 水 本 管	ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ管 φ150	m	3,500	
真空弁付汚水桝		ヶ所	76	
本管用仕切弁	φ150	ヶ所	30	

真空式下水道概算工事費

工　　種	種　　別	単位	数　量	単　　価	金　　額
真空ポンプ場		ヶ所	2	100,000,000	200,000,000
送 水 本 管	ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ管 φ150	m	3,500	10,000	35,000,000
真空弁付汚水桝		個	76	1,500,000	114,000,000
本管用仕切弁	φ150	個	30	120,000	3,600,000
合　　計					352,600,000