

6. 今回の地震による地盤の液状化強度増加度合いの検討

6-1. 代表地点における地震前後のボーリング調査結果の比較

今回の地震による地盤の液状化強度増加度合いを調べるため、竹内団地では、地震前の調査位置とほぼ同じ箇所、新たにボーリング調査を実施した。図6-1.1に地震前後のボーリング調査位置を示した。

図6-1.1～図6-1.7に、各調査位置における柱状図およびN値の深度分布を示した。調査結果より、今回の地震によると考えられるN値の増加傾向は目立って確認できない。また、図6-1.8には、図2-1.7に示すボーリング調査結果をもとに実施した液状化判定結果を示した。液状化判定結果を比較しても、地震前後における地盤の液状化強度の変化がほとんど生じていないことがわかる。

竹内団地以外の団地についても、地震前後に実施したボーリング調査結果を比較して図6-1.9～図6-1.11に示した。昭和団地および安倍彦名団地の表層付近において、若干、N値の増加傾向がみられるが、これは調査位置の違い等によるばらつきとも考えられる。

6-2. 過去の地震で得られた再液状化に関する知見^{参1)}

一度液状化した地盤は間隙水の排水にとももに密になり、次の地震に対して強くなるものと考えられる。ところが、表6-1.1に示すように、実際には過去に液状化を生じた地点で再液状化した例がいくつか報告されている。

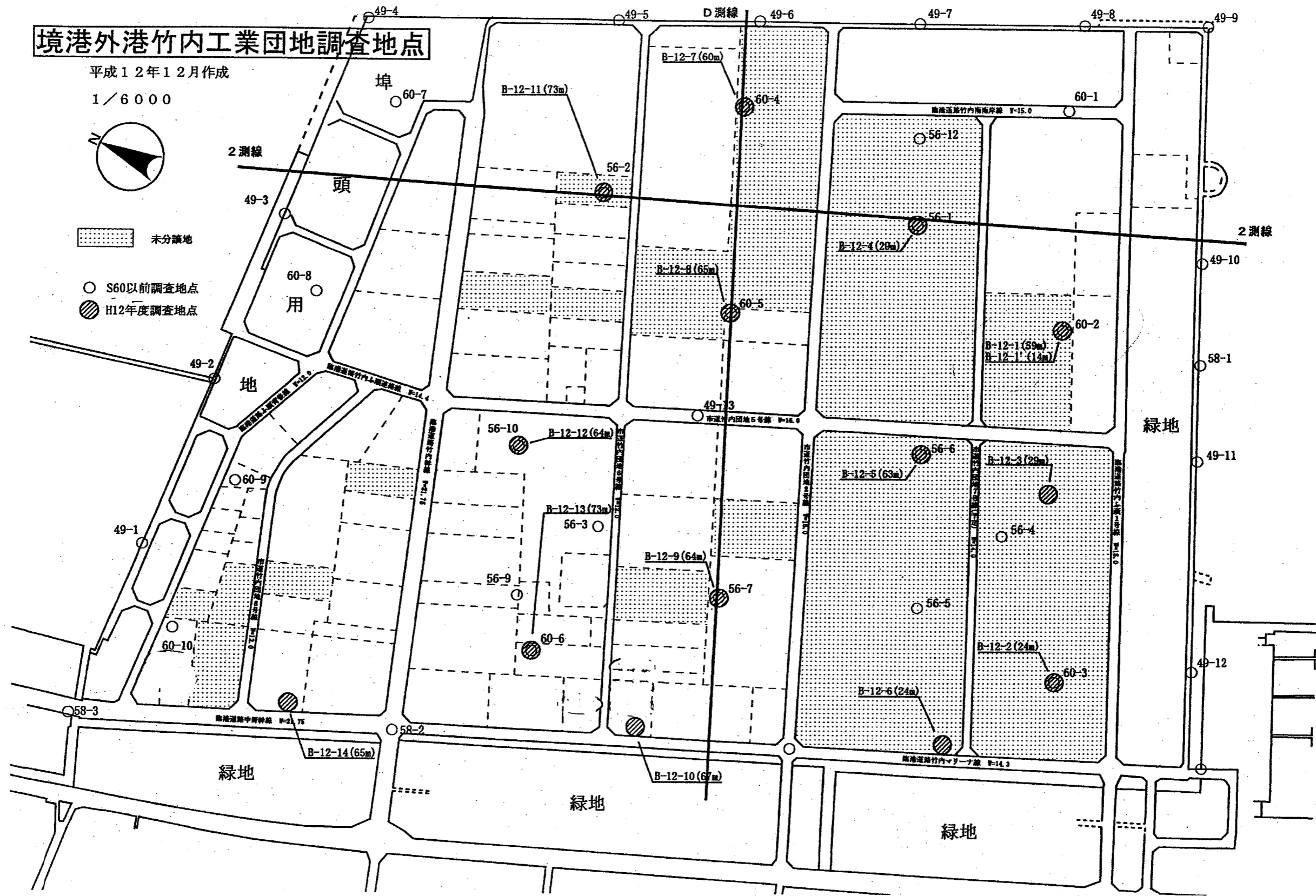
再液状化が生じる原因については十分に明らかにされていないが、過去の被害から、一度液状化した地盤は、再度液状化する可能性があるとの見解が一般である。ただし、すべての地点で液状化が生じるかどうかといったことに関しては現在のところ明らかではない。

表6-1.1 再液状化を生じた箇所と被災概況^{参1)}

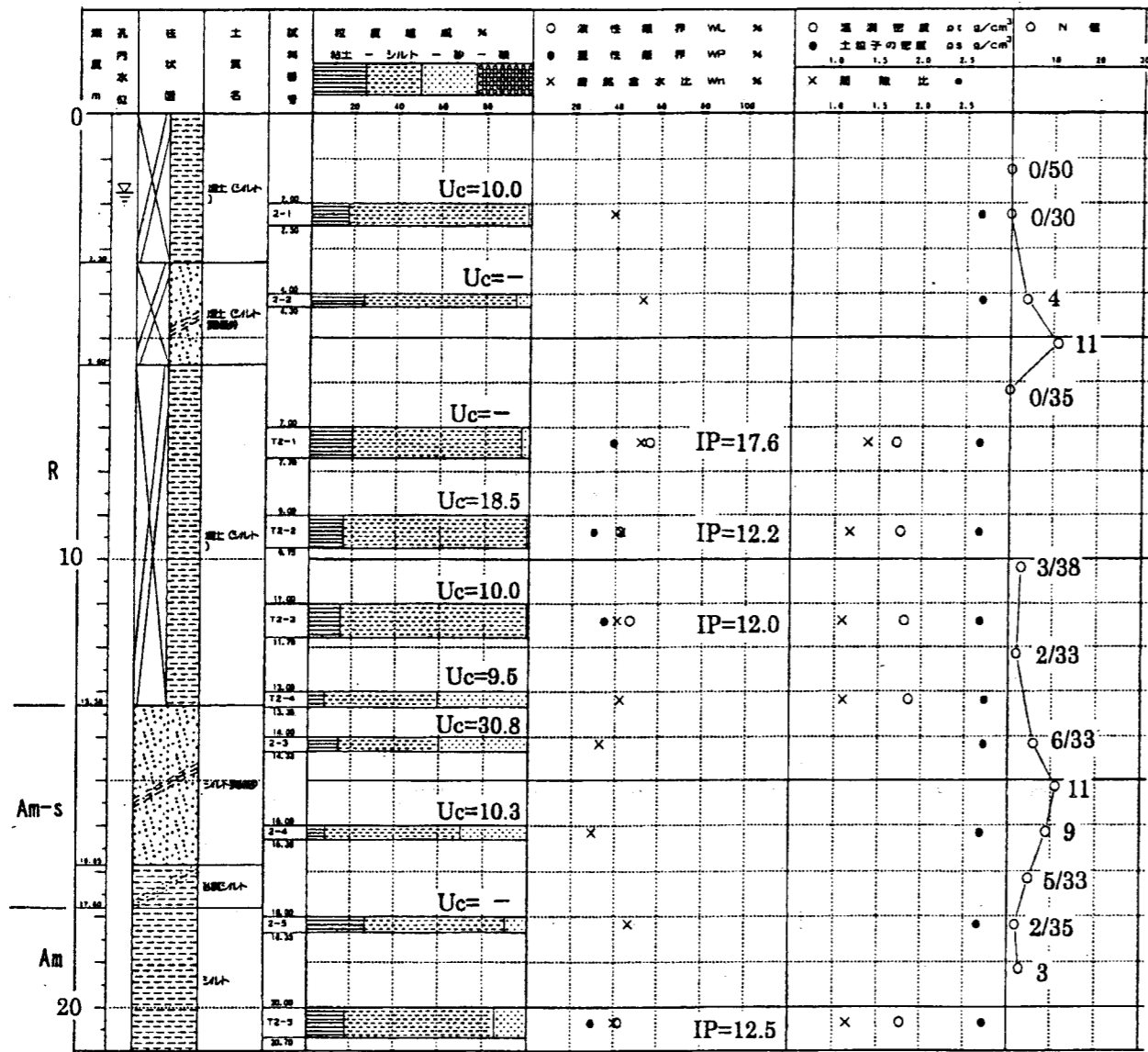
箇所	男鹿地震 (1939年5月1日)	青森県西方沖地震 (1964年5月7日)	新潟地震 (1964年6月16日)	男鹿沖地震 (1964年12月11日)	十勝沖地震 (1968年5月16日)	日本海中部地震本震 (1983年5月26日)	日本海中部地震余震 (1983年6月21日)
① 秋田市新屋元町			[N] 帯状の沈下			[V] 地割れ、沈下、家屋被害	
② 秋田県南秋田郡若美町玉の池	[V] 亀裂、水平移動、沈下	[V] 畑の地割れ、家屋被害				[V] 地割れ、移動、家屋被害	
③ 秋田県、八郎潟干拓堤防	— (施工前)	[V] 西部承水路堤防で約7.7km被災、最大1.7m沈下	[Ⅲ] 5月に被災した区間中約6.7kmでさらに沈下、新規被災区間もあり	[?] 西部承水路堤防の一部で被災	[V] 正面堤防の一部で被災、最大1.9m沈下	[V] 西部・東部の区間で被災	
④ 青森県西津軽郡車力村下牛潟						[V] 家屋被害、水田被害	[?] 家屋被害、水田被害
⑤ 青森県西津軽郡車力村富高						[V] 畑被害	[?] 畑被害
⑥ 青森県北津軽郡中里町富野(武田小学校)					[N~V] 校舍被害	[V] 校舍被害	[?] ?
⑦ 青森県北津軽郡金木町蒔田						[V] 水田被害、堤防被害	[?] 水田被害
⑧ 青森駅構内						[V] 地割れ、建築物被害、レール被害	[N] 地割れ、建築物被害、レール被害

[]: 気象庁震度階

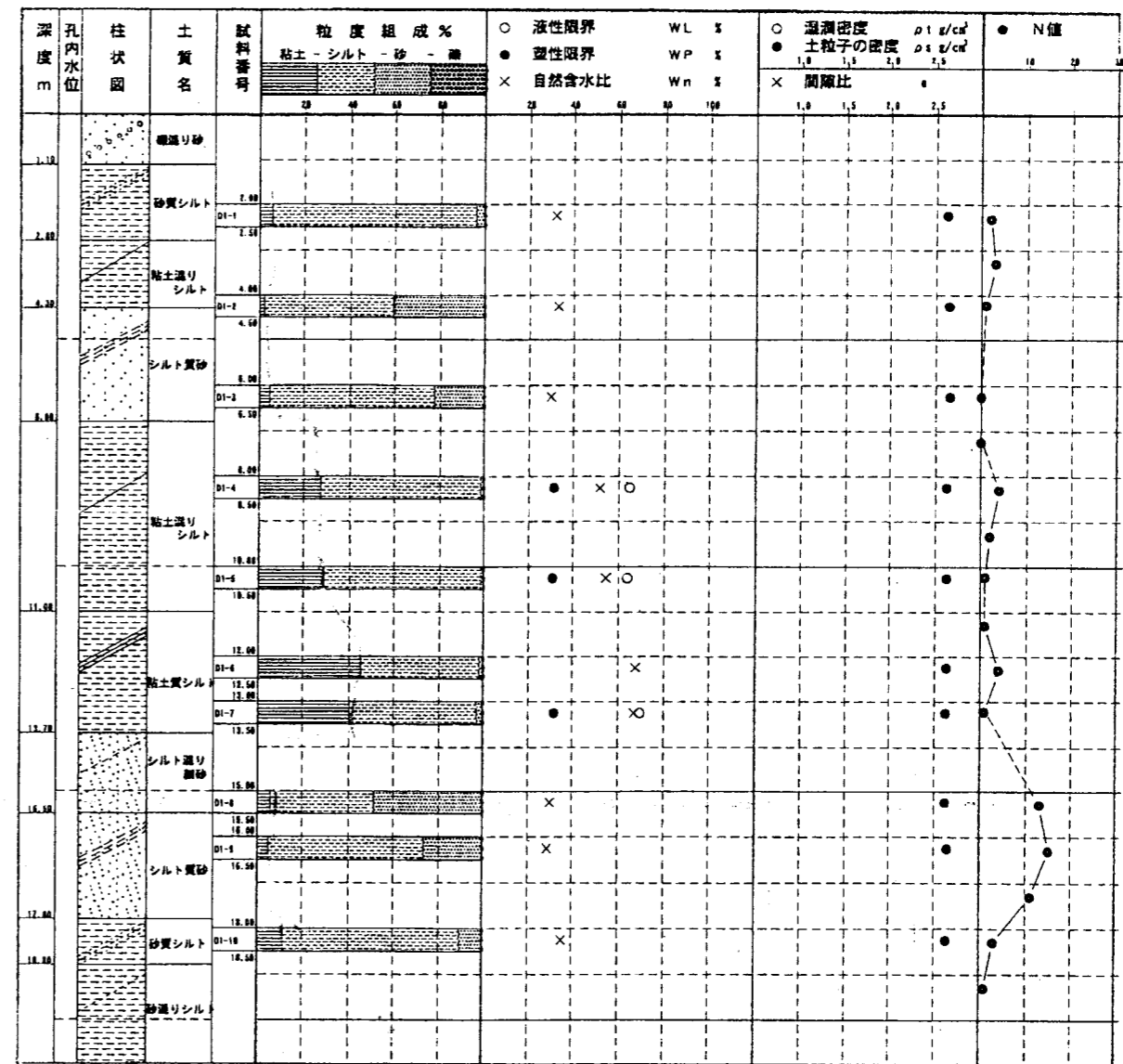
参1) 出典:「液状化の調査から対策工まで」安田進, 鹿島出版会



地震前 60-02



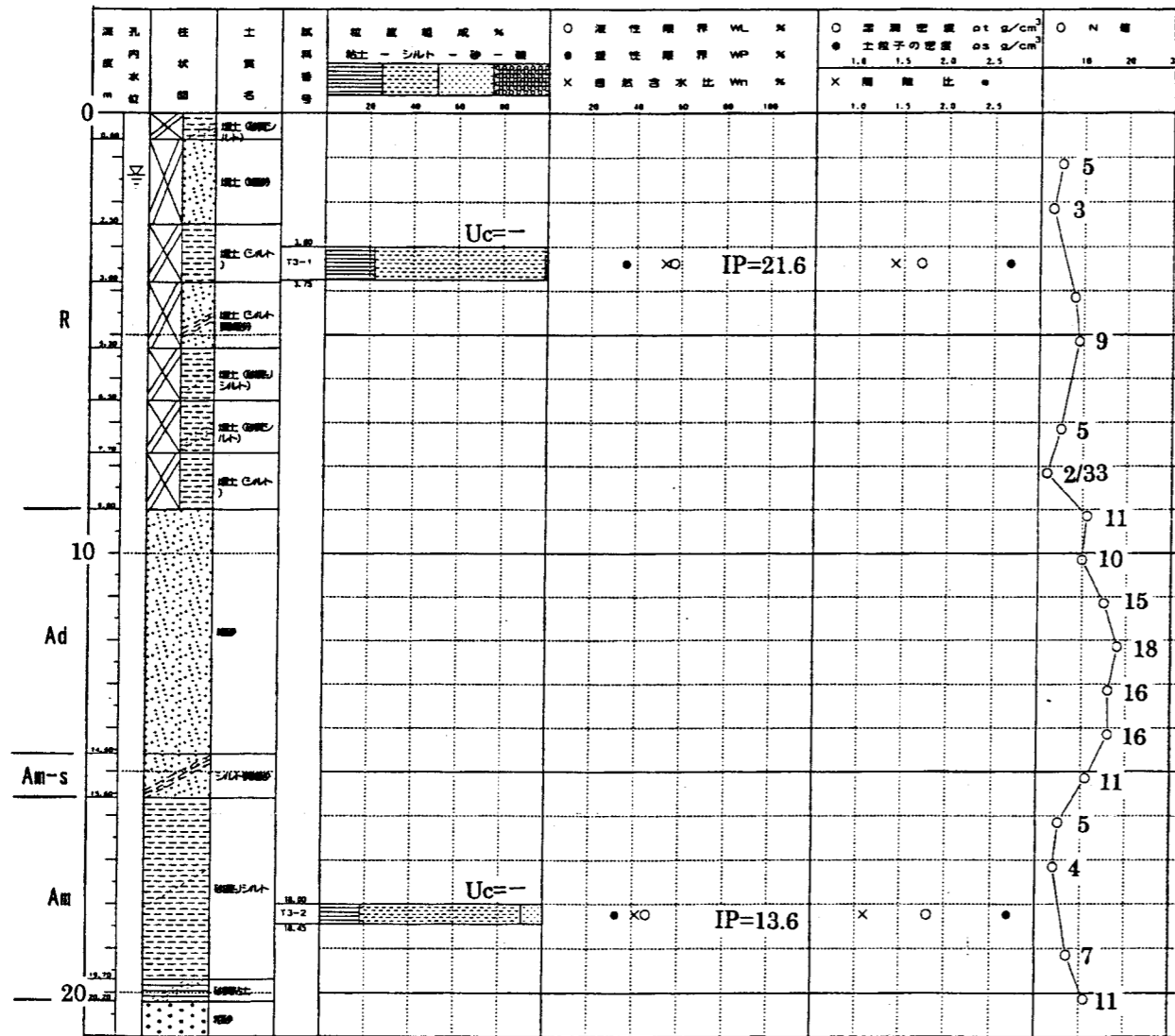
地震後 B-12-1



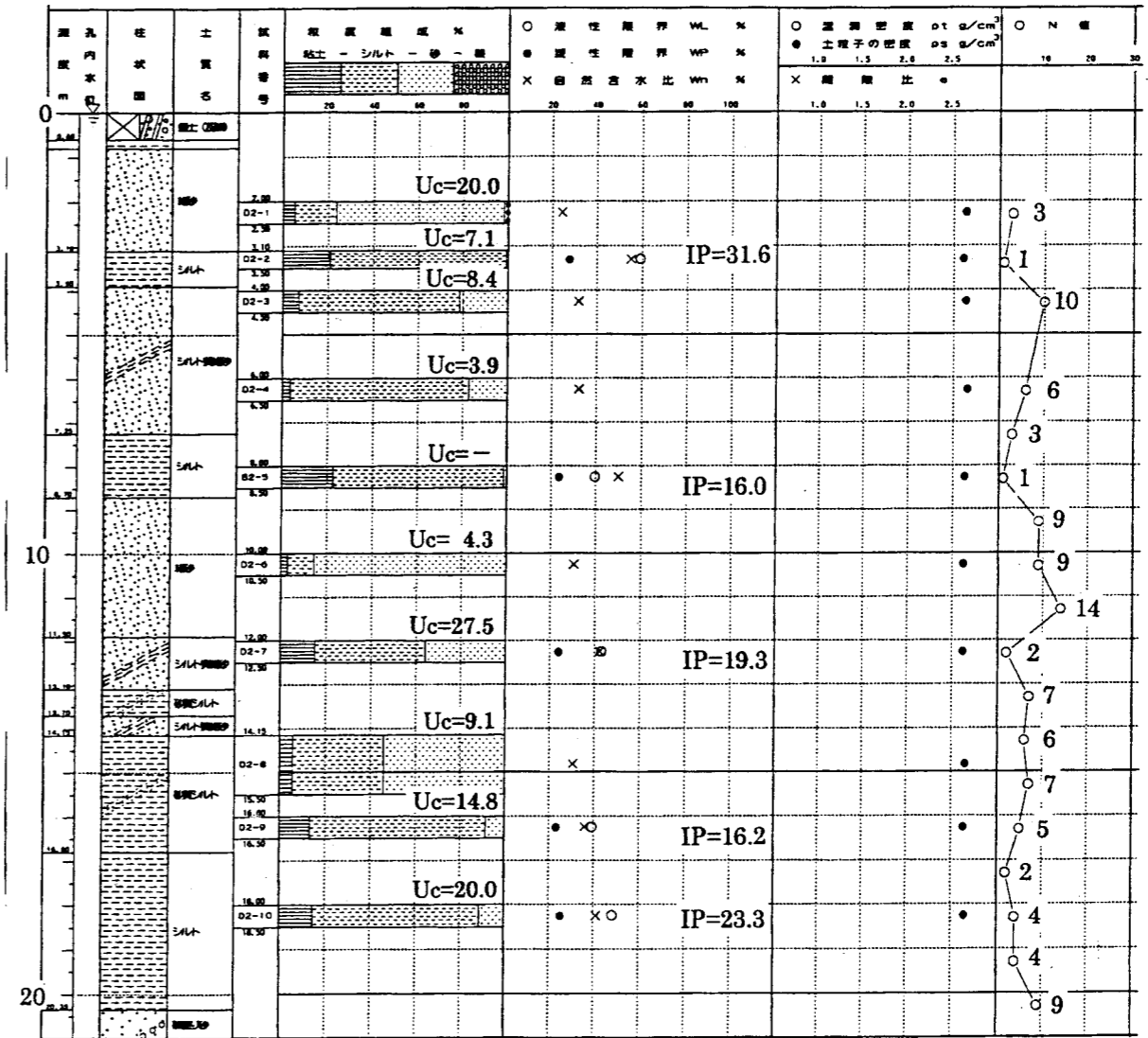
＜竹内団地：地震前後の柱状比較図＞
 左の 60-02 孔は、昭和 60 年に実施したもので、右の B-12-1 孔は、地震後に実施したものである。
 GL-13~14m 付近までに分布する埋土層について、地震前後での N 値の変化は認められない。以深の沖積層についても同様である。
 B-12-1 は土質試験中であるが、60-02 地点の埋立土の結果では、粒度組成は砂分 1~6%、粘土分 15~20%程度でシルト分が卓越している。塑性指数 IP=12~17、含水比 40~50%、湿潤密度 1.70~1.80g/cm³、間隙比 1.09~1.38 程度である。

図 6-1. 2 地震前後の地盤状況比較図 (竹内団地)

地震前 60-03



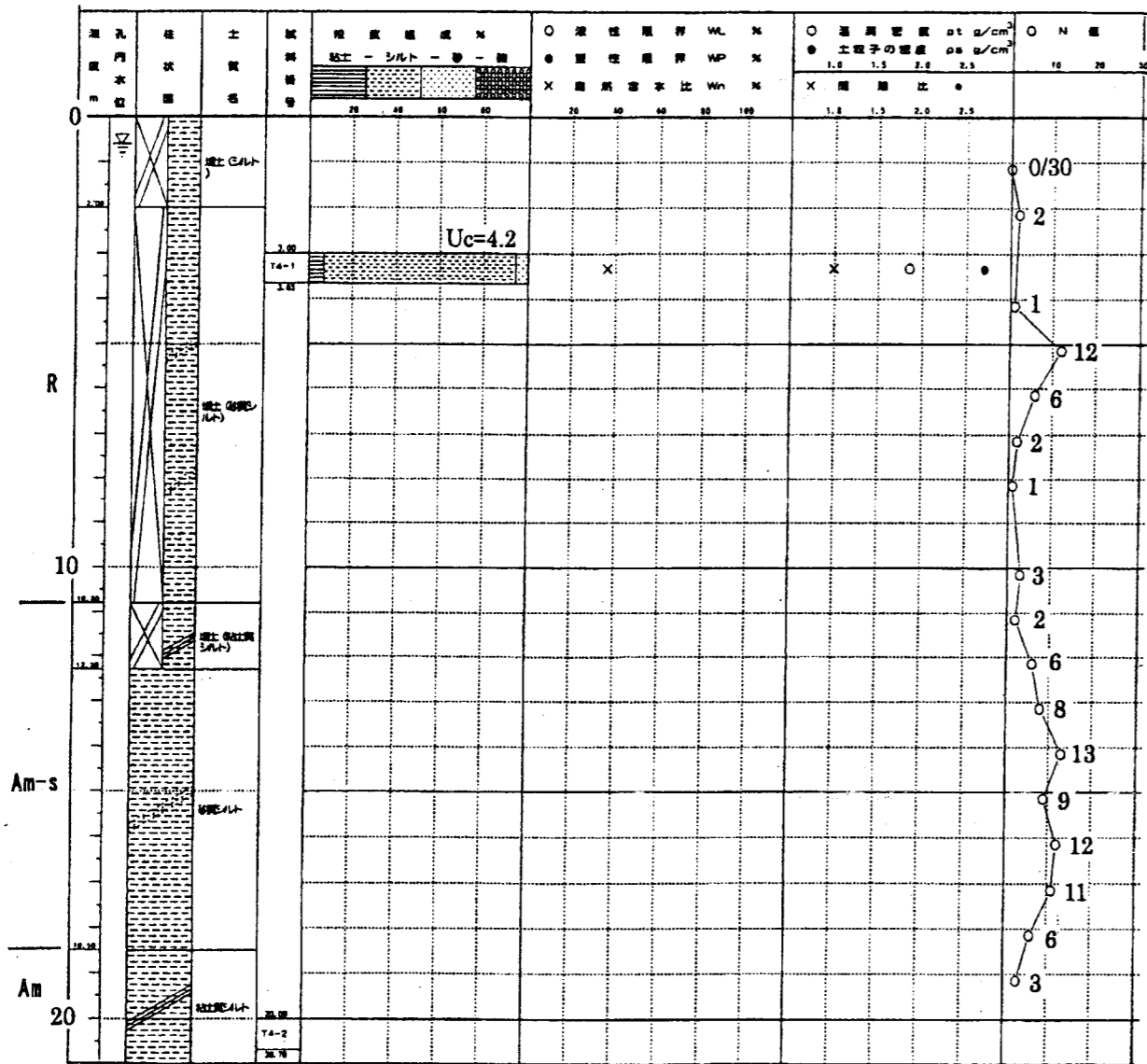
地震後 B-12-2



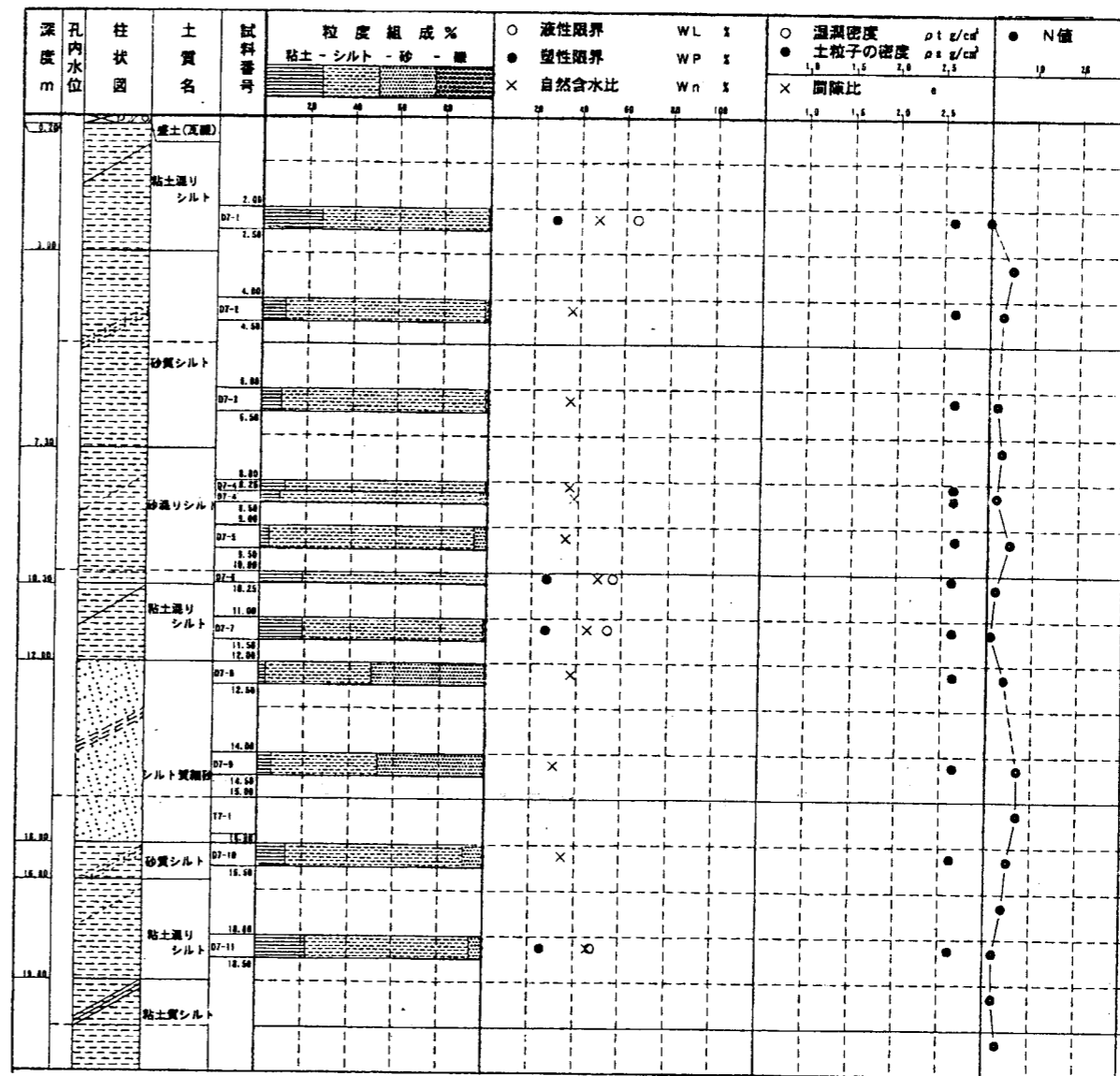
＜竹内団地：地震前後の柱状比較図＞
 左の 60-03 孔は、昭和 60 年に実施したもので、右の B-12-2 孔は、地震後に実施したものである。
 GL-9m 付近までに分布する埋土層について、地震前後での N 値の変化を比較すると、原位置試験、サンプリング個所での N 値の欠測があるが、N 値が確認されている深度での比較をして大差は認められない。
 以深の GL-14~15m 付近までは、砂丘砂であり、N 値が地震後データでやや小さめとなっているが、地点の違いによるものと思われる。
 埋立土 B-12-2 の土質試験データ：-2.0m のデータを除き、砂分は 1~21% でシルト分が 70% 以上を占めている。含水比は 32~50% である。(シルト部分で IP=16~31)

図 6-1. 3 地震前後の地盤状況比較図 (竹内団地)

地震前 60-04



地震後 B-12-7



＜竹内団地：地震前後の柱状比較図＞

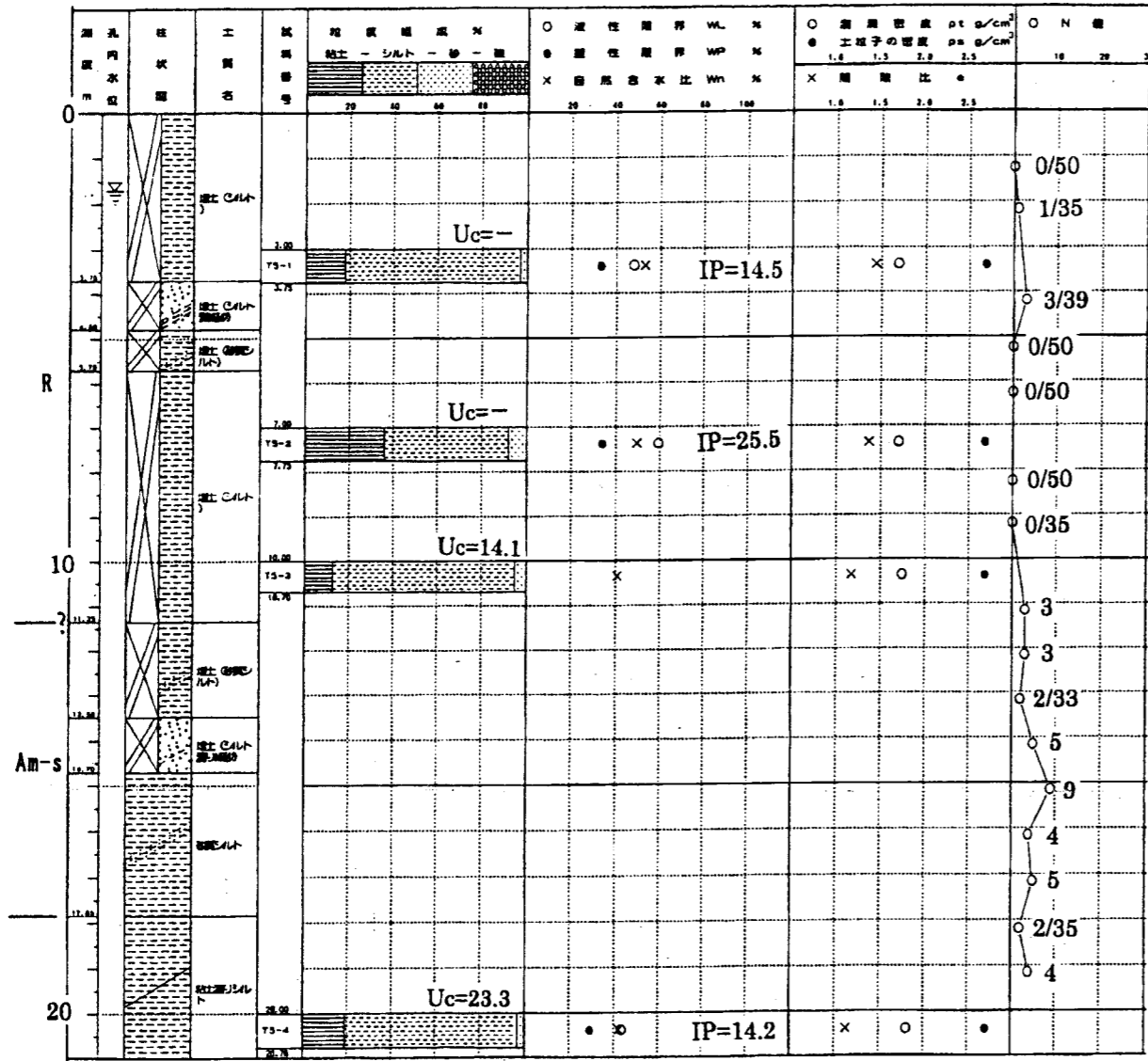
左の60-04孔は、昭和60年に実施したもので、右のB-12-7孔は、地震後に実施したものである。

GL-10m付近までに分布する埋土層について、地震前後でのN値の変化は認められない。

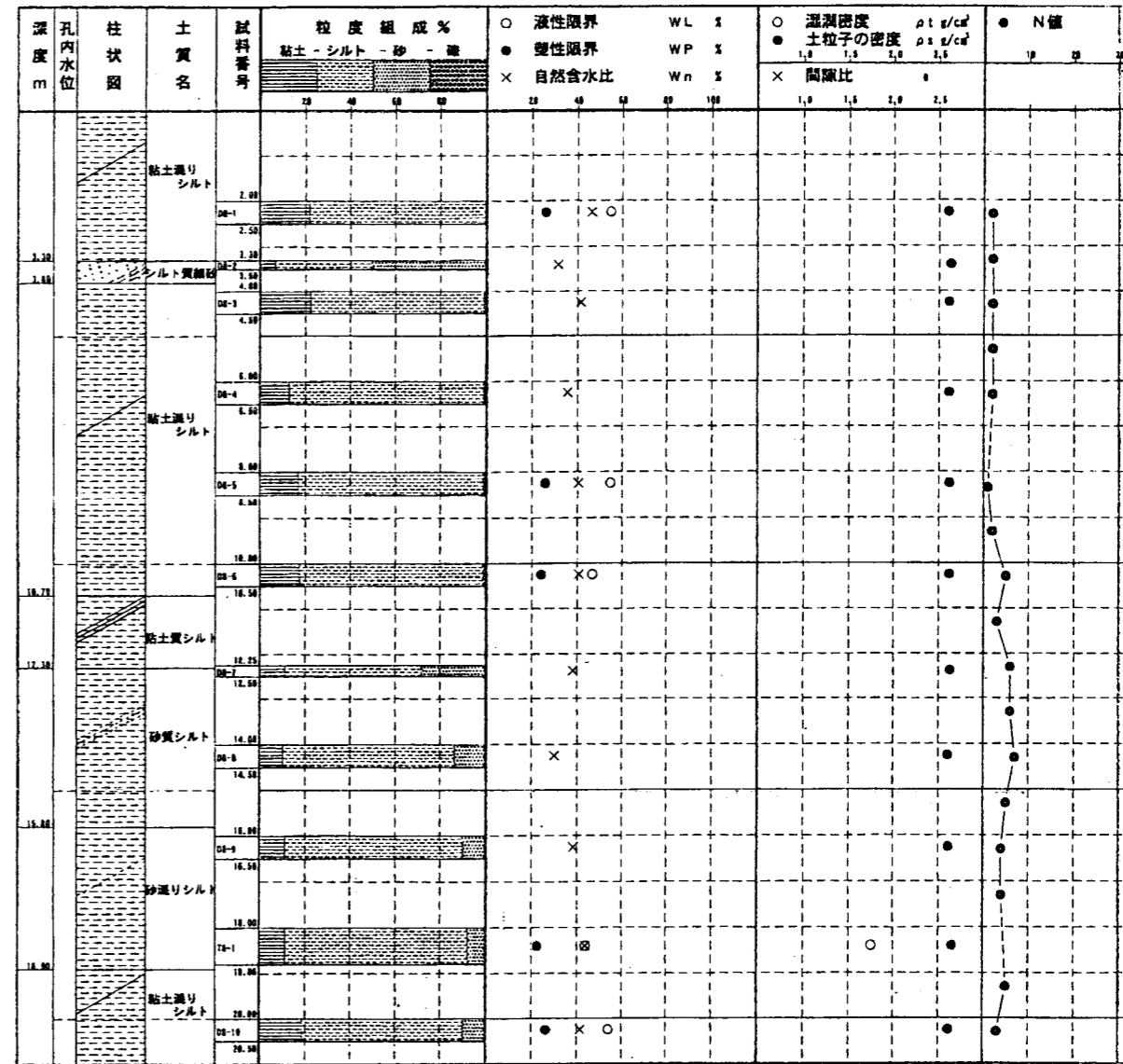
GL-10m～18m付近の沖積層については、地震後のN値が小さくなっているが、地点的なばらつきと思われる。

図6-1.4 地震前後の地盤状況比較図(竹内団地)

地震前 60-05



地震後 B-12-8



＜竹内団地：地震前後の柱状比較図＞

左の 60-05 孔は、昭和 60 年に実施したもので、右の B-12-8 孔は、地震後に実施したものである。

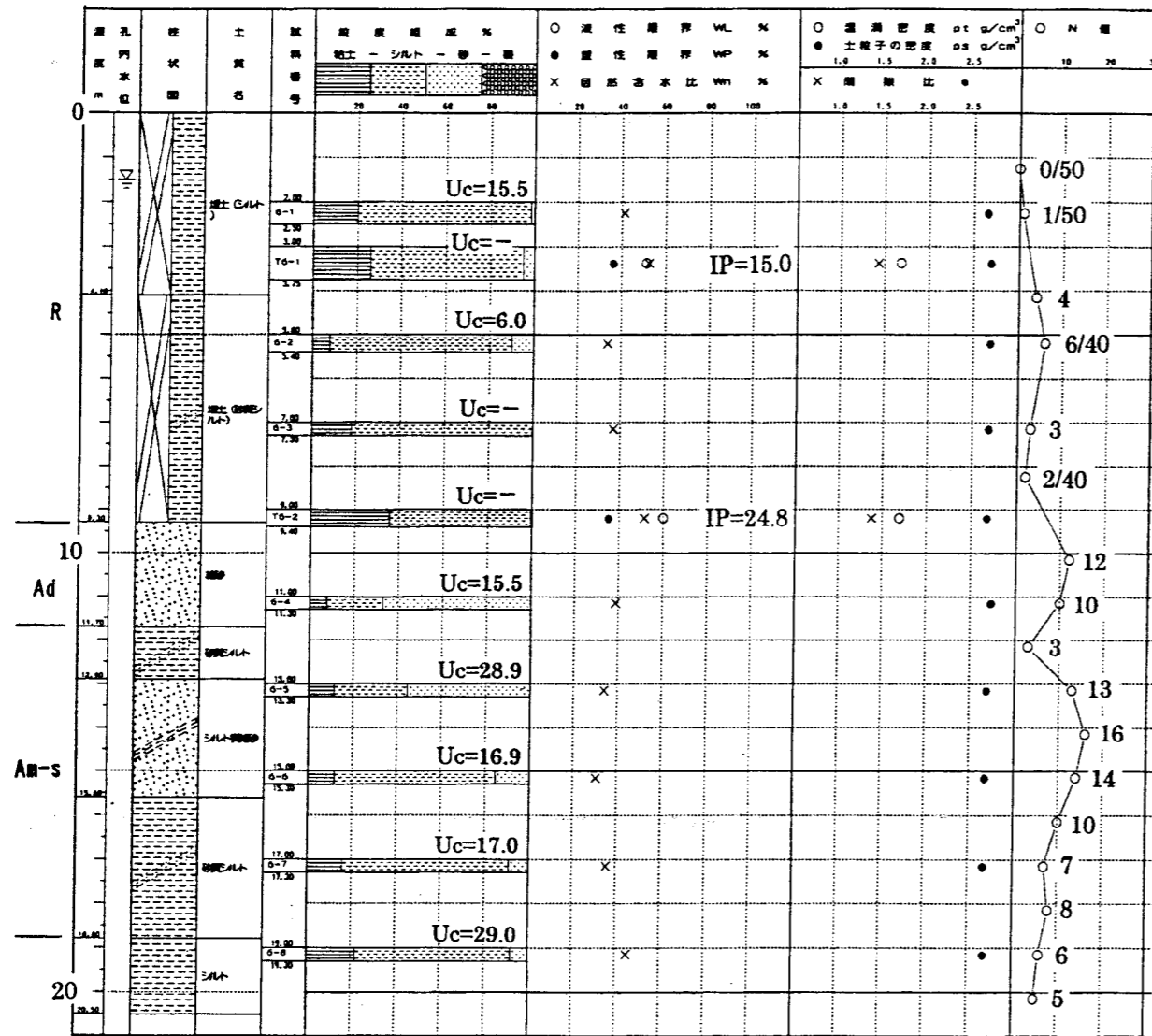
GL-11m 付近までが埋土層と推定され、60-2 では N=0 の箇所が多いのに対して、B-12-8 では N 値=1~2 程度とやや大きくなっているように見えるが、全体を見て 60-2 の N 値はやや小さすぎるように思われる。埋立等の経緯やその後の経年的な強度等による差異と考えられる。

両地点とも、埋立土を対象に 3~4 箇所て乱さない試料で試験を実施している。

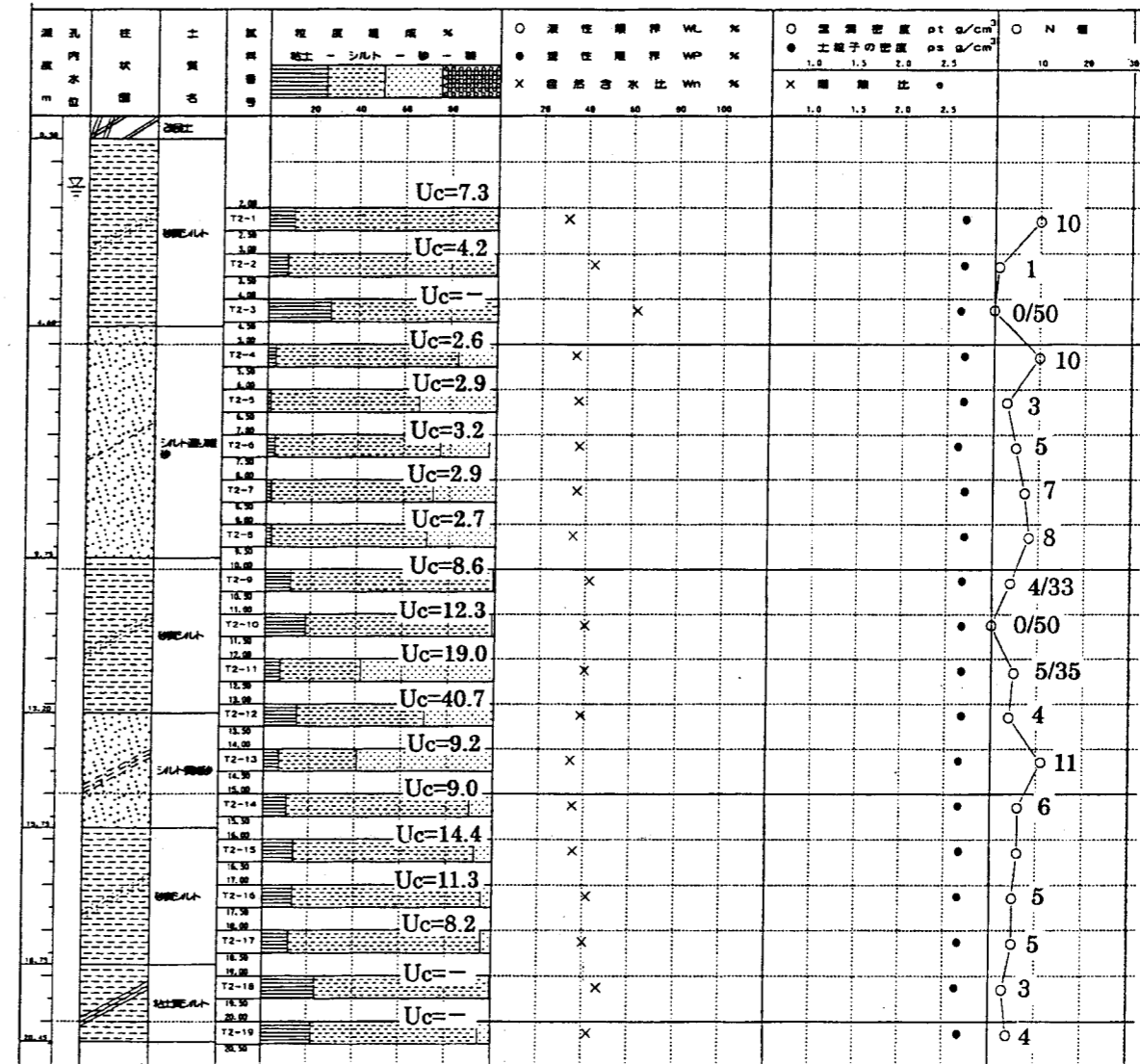
- ・ 60-5 : 含水比 40~53%、湿潤密度 1.69~1.74、間隙比 1.17~1.45
- ・ B-12-8 : 含水比 40~54%、湿潤密度 1.66~1.80、間隙比 1.04~1.43

図 6-1.5 地震前後の地盤状況比較図 (竹内団地)

地震前 60-06



地震後 竹内-2



<竹内団地：地震前後の柱状比較図>

左の 60-06 孔は、昭和 60 年に実施したもので、右の竹内-2 は、地震後に実施したものである。なお、この 2 地点は、現地の作業スペースの関係で過去の報告書の位置図と比較すると約 10m 程度離れた地点となっている。

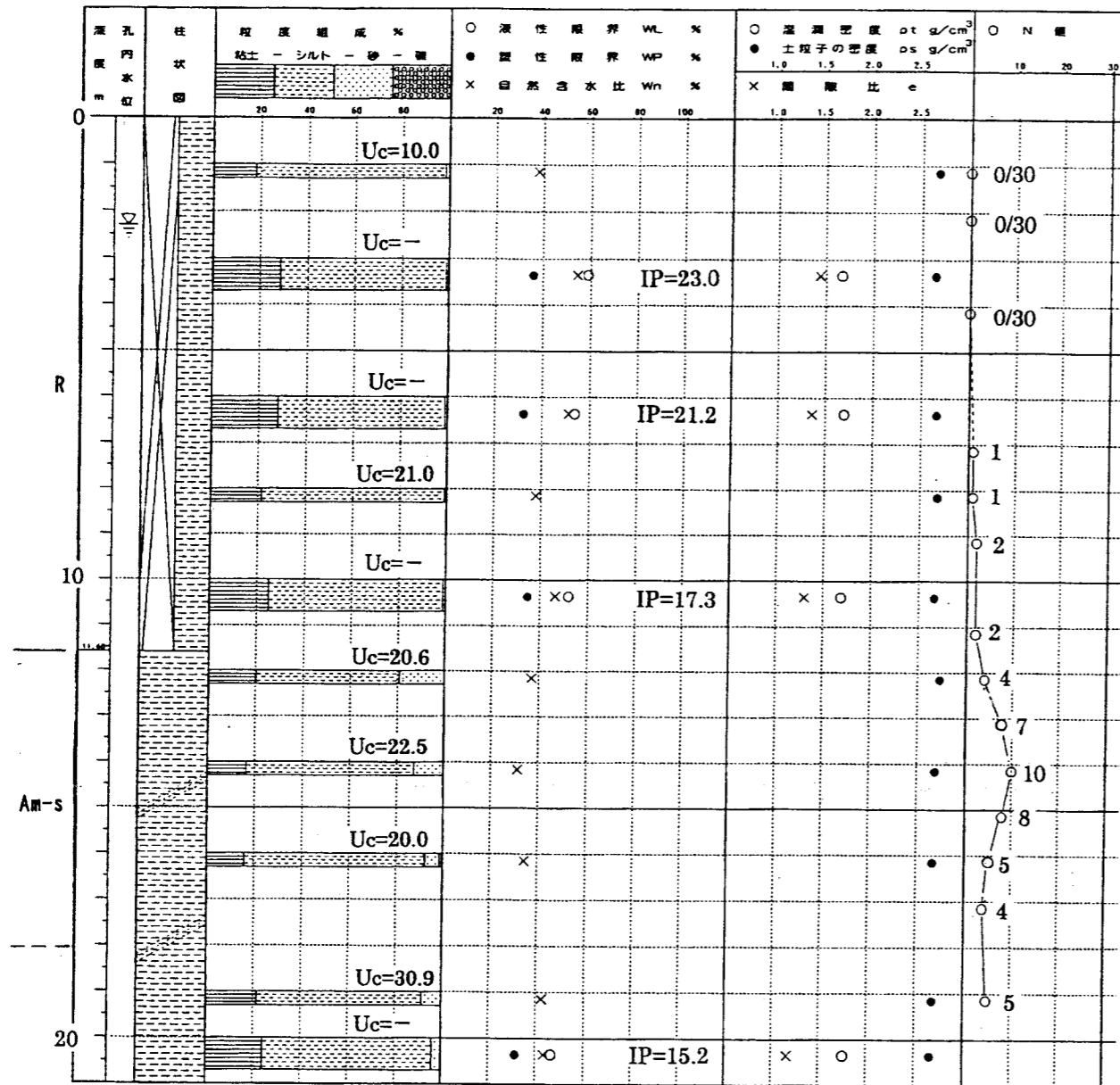
GL-11m 付近までに分布する埋土層について、地震前後での N 値の変化を比較すると、竹内-2 では、GL-2m で N=10 とやや大きな値となっていているが、その下では N=0~1 と小さく、前後で有意な差は見られない。以深の沖積層についても同様である。

60-6 のデータによると、砂分の混入は 1~10% 未満であり、シルト分が 80% 程度を占めている。含水比は 33~52% 程度、湿潤密度 1.69~1.70、間隙比 1.38~1.42 である。

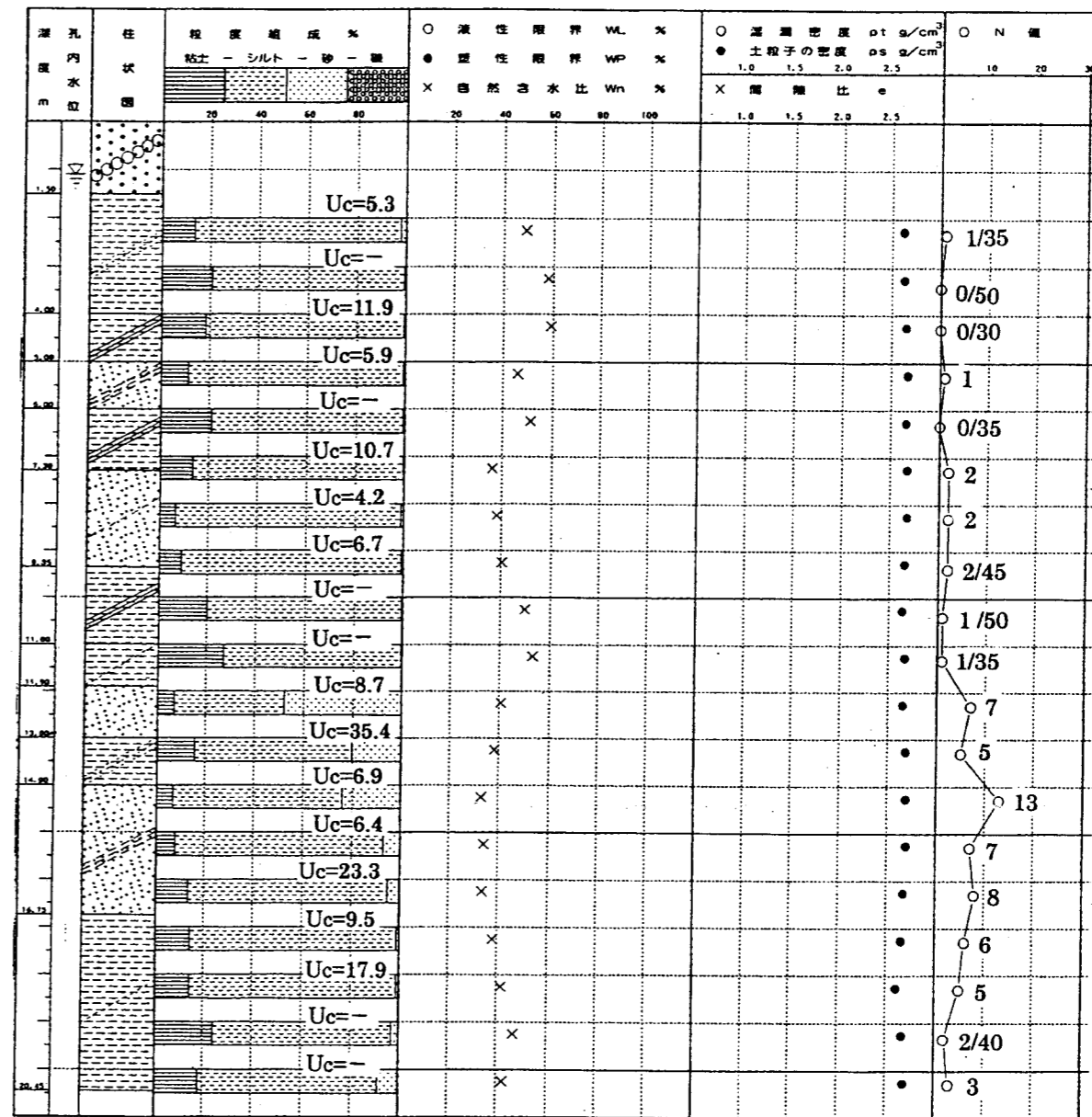
竹内-2 のデータでは、埋立土の上部と下部で粘土分、砂分の混入率がことなるが、均等係数は Uc=2~4 程度と粒径がよく揃っている。

図 6-1. 6 地震前後の地盤状況比較図 (竹内団地)

地震前 60-7



地震後 竹内-1



左の 60-07 孔は、昭和 60 年に実施したもので、右の竹内-1 は、地震後に実施したものである。

GL-11m 付近までに分布する埋土層について、地震前後での N 値の変化を比較すると有意な差は見られない。以深の沖積層についても同様である。

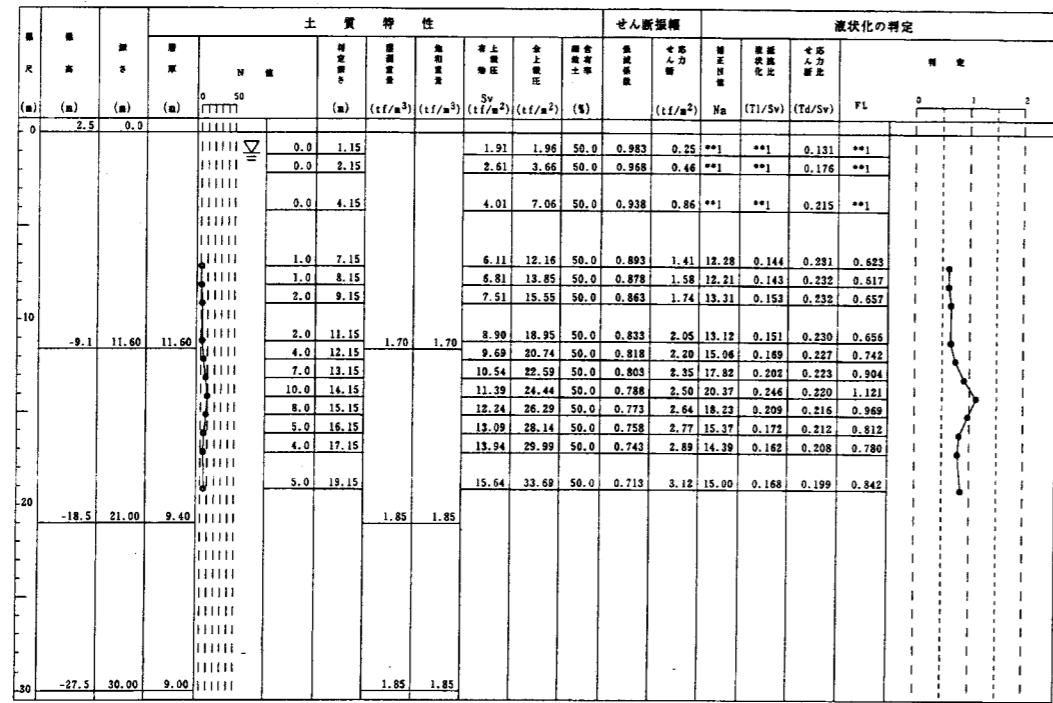
60-6 のデータによると、砂分の混入は 1~10% 未満であり、シルト分が 80% 程度を占めている。含水比は 33~52% 程度、湿潤密度 1.69~1.70、間隙比 1.38~1.42 である。

当地点の埋立土は砂分の混入は非常に少なく、粘土分が 10~30% 程度を占めている。均等係数は大きなものも認められるが、U_c=5~10 程度のものが多い。

図 6-1.7 地震前後の地盤状況比較図 (竹内団地)

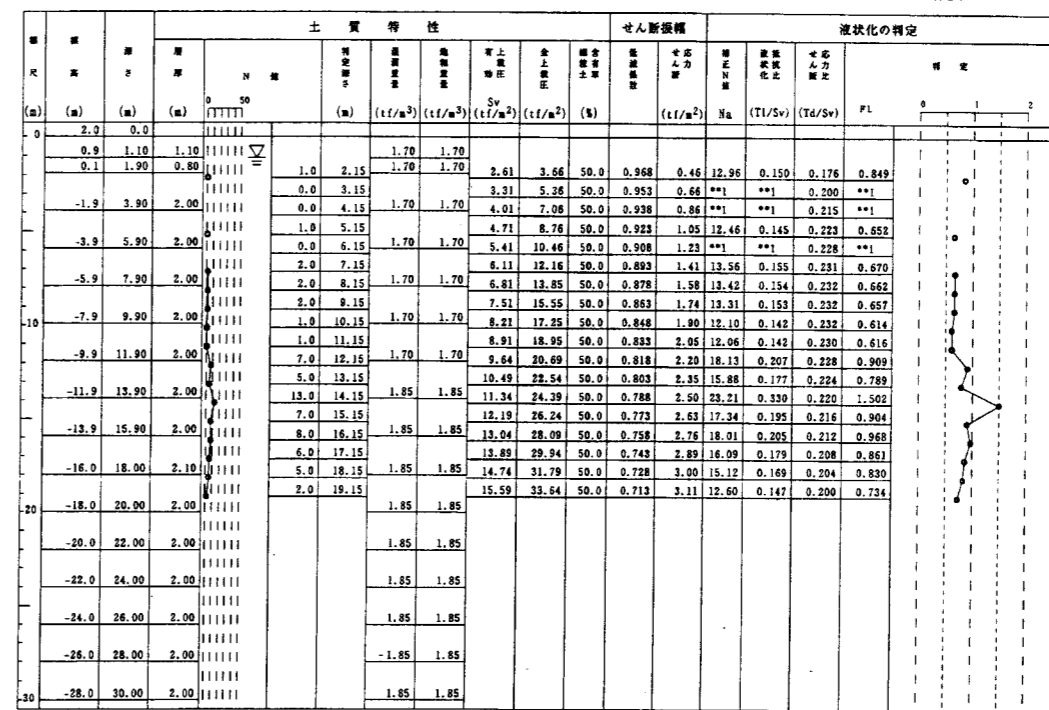
地震前 60-7

地点名 鳥取県 境港市 竹内工業団地内 (竹内60-7)
 PL値 14.54
 水の単位体積重量 1.00 (tf/m³)
 土質調査 0.00 (tf/m²)
 使用震度 $\gamma = 5$ (%)
 設計震度 202.00 (gal)
 マグニチュード 7.3
 (注) **1 判定外

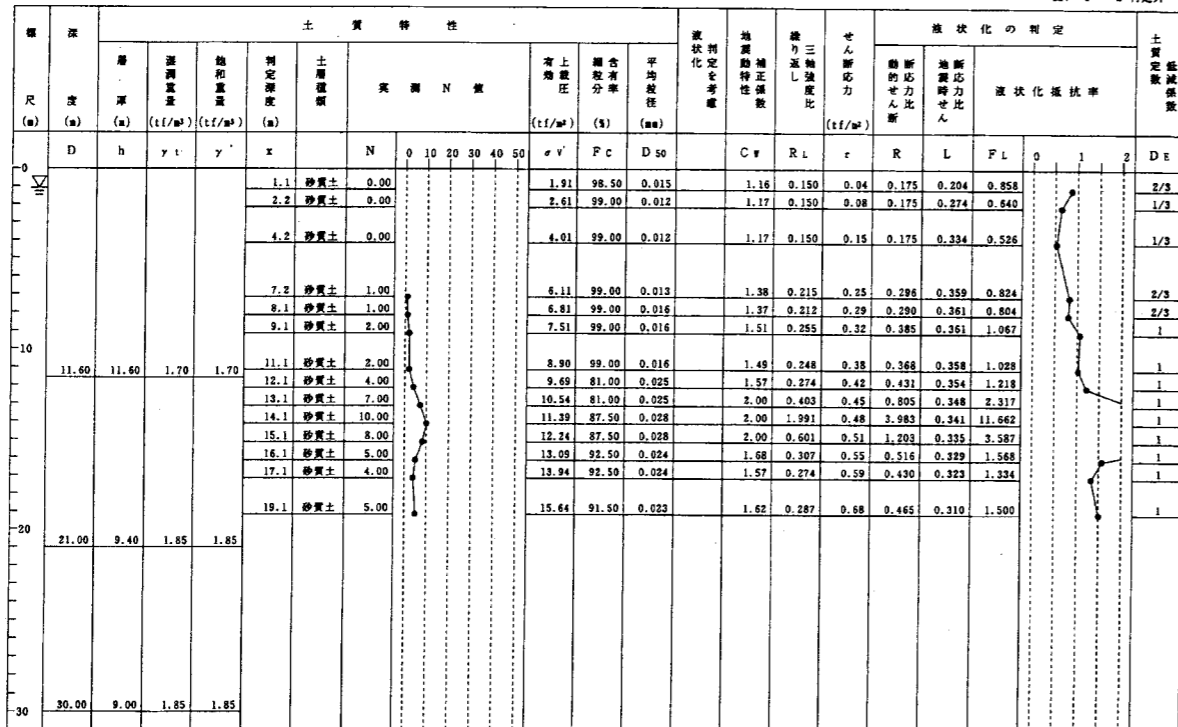


地震後 竹内-1

地点名 鳥取県 境港市 竹内工業団地内 (竹内1)
 PL値 16.30
 水の単位体積重量 1.00 (tf/m³)
 土質調査 0.00 (tf/m²)
 使用震度 $\gamma = 5$ (%)
 設計震度 202.00 (gal)
 マグニチュード 7.3
 (注) **1 判定外



地点名 鳥取県 境港市 竹内工業団地内 (竹内60-7)
 PL値 18.383
 水の単位体積重量 1.00 (tf/m³)
 土質調査 0.00 (tf/m²)
 設計水平震度 0.20
 地下水位面 1.10(m)
 注:**1~**2 判定外



地点名 鳥取県 境港市 竹内工業団地内 (竹内1)
 PL値 13.059
 水の単位体積重量 1.00 (tf/m³)
 土質調査 0.00 (tf/m²)
 設計水平震度 0.20
 地下水位面 1.10(m)
 注:**1~**2 判定外

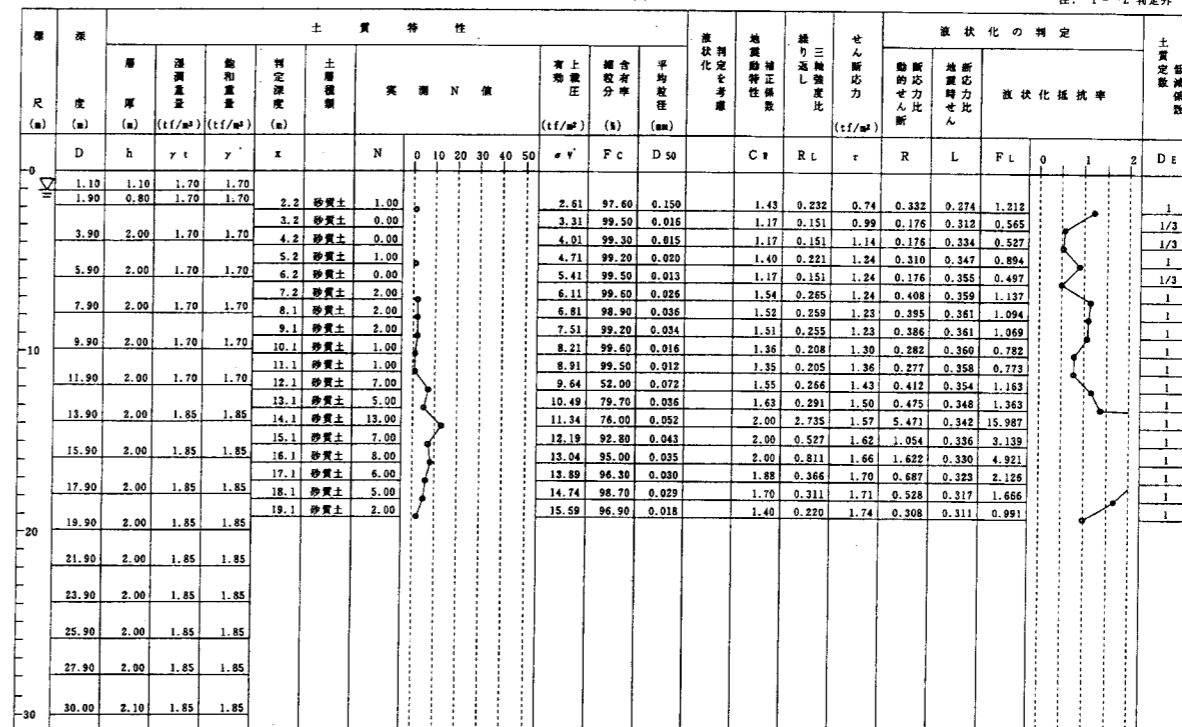


図6-1.8 地震前後の液化判定比較 (竹内団地)

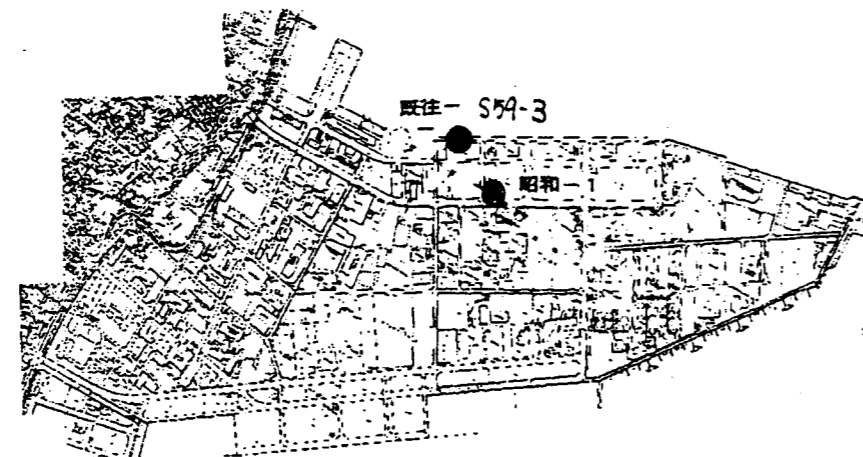
地震後 昭和-1

地震前 S59-3

標尺 m	標高 m	深さ m	層厚 m	土質記号	標準貫入試験																	
					深さ m	打撃 回数 10cm 毎	10cmごとの 打撃回数			N 値												
							貫入量 ml/cm	10 cm	20 cm	30 cm	0	10	20	30	40	50	60					
0	1.85	2.15	2.58	○	1.15 ~	12	5	3	5													
2	-1.18	3.30	3.75		2.15 ~	7/2	3	2	3/2													
4				○	3.15 ~	7/1	3/4	3/4														
6					4.15 ~	1/2	3	3	3/2													
8	-5.18	6.30	4.00	○	5.15 ~	1/4	3	4	4/2													
10	-6.78	8.50	1.60		6.15 ~	17	2	6	7													
12	-7.28	11.00	2.50	○	7.15 ~	12	3	4	5													
14					8.15 ~	13	3	5	5													
16				○	9.15 ~	8	7/1	3/1	4/2													
18					10.15 ~	6	1/2	3/2	3													
20				○	11.15 ~	7	2	2	3													
22					12.15 ~	8/2	2	3/4	3/2													
				○	13.15 ~	5	2	1	2													
					14.15 ~	1/2	2	3/2	3/2													
				○	15.15 ~	5	2	2	1													
					16.15 ~	3/2	2	3/2	3/2													
				○	17.15 ~	3/1	2	2	3/1													
					18.15 ~	2	1	1	2													
				○	19.15 ~	3/1	1	2	3/1													
					20.15 ~	3(3)	1	1	1													
				○	21.15 ~	5(4)	7/2	7/2	1/2													
					22.15 ~	3/2(4)	17	3/4	3/1													
				○	23.15 ~																	

調査位置：鳥取県 境港市 昭和町工業団地内
 調査年月日：平成12年10月19日～平成12年10月21日
 孔口標高：TP 1.737m
 孔内水位：■

深 尺 m	層 厚 m	土質 記号	地盤 名	標準貫入試験										試料 採取 番号	試 験 方 法	試 験 深 度 m	
				深 度 m	10cmの 打撃回数 10cm 毎	N 値											
						0	10	20	30	40	50						
1.15	2.15	○	軟弱り砂	1.15	12	5	3	5									
2.15	3.15	○	軟弱り砂	2.15	7/2	3	2	3/2									
3.15	4.15	○	軟弱り砂	3.15	7/1	3/4	3/4										
4.15	5.15	○	軟弱り砂	4.15	1/2	3	3	3/2									
5.15	6.15	○	軟弱り砂	5.15	1/4	3	4	4/2									
6.15	7.15	○	軟弱り砂	6.15	17	2	6	7									
7.15	8.15	○	軟弱り砂	7.15	12	3	4	5									
8.15	9.15	○	軟弱り砂	8.15	13	3	5	5									
9.15	10.15	○	軟弱り砂	9.15	8	7/1	3/1	4/2									
10.15	11.15	○	軟弱り砂	10.15	6	1/2	3/2	3									
11.15	12.15	○	軟弱り砂	11.15	7	2	2	3									
12.15	13.15	○	軟弱り砂	12.15	8/2	2	3/4	3/2									
13.15	14.15	○	軟弱り砂	13.15	5	2	1	2									
14.15	15.15	○	軟弱り砂	14.15	1/2	2	3/2	3/2									
15.15	16.15	○	軟弱り砂	15.15	5	2	2	1									
16.15	17.15	○	軟弱り砂	16.15	3/2	2	3/2	3/2									
17.15	18.15	○	軟弱り砂	17.15	3/1	2	2	3/1									
18.15	19.15	○	軟弱り砂	18.15	2	1	1	2									
19.15	20.15	○	軟弱り砂	19.15	3/1	1	2	3/1									
20.15	21.15	○	軟弱り砂	20.15	3(3)	1	1	1									
21.15	22.15	○	軟弱り砂	21.15	5(4)	7/2	7/2	1/2									
22.15	23.15	○	軟弱り砂	22.15	3/2(4)	17	3/4	3/1									

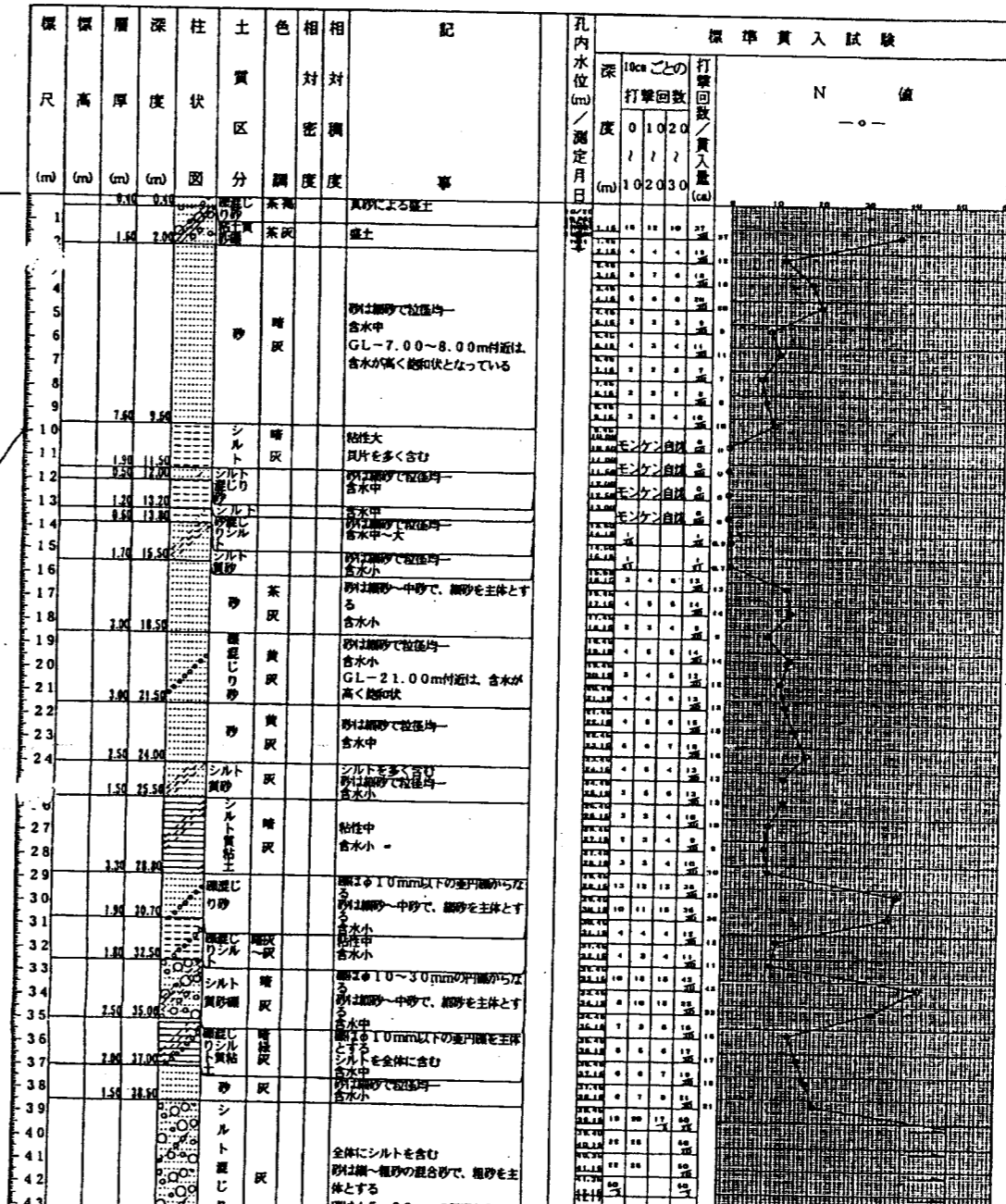
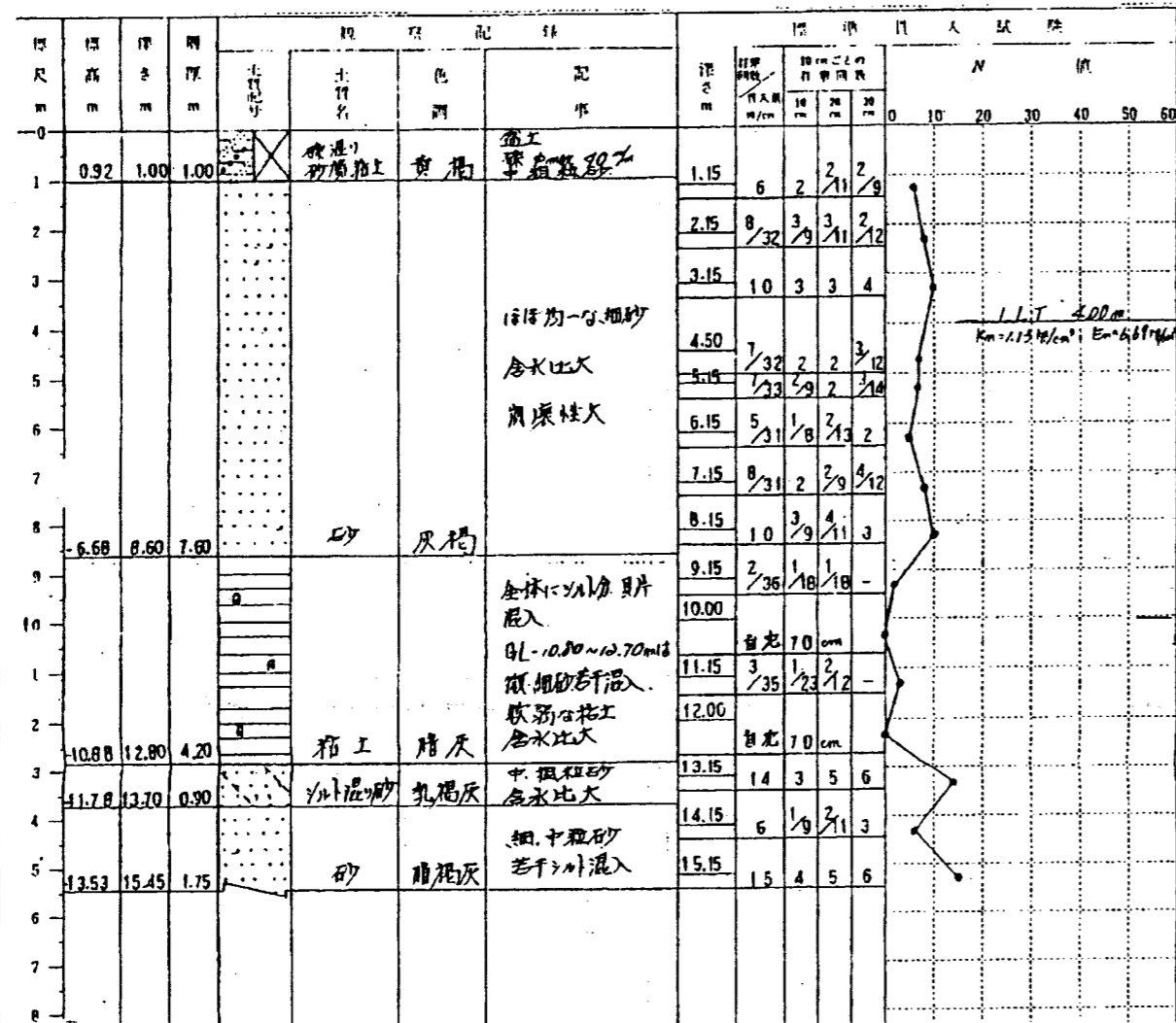


＜昭和団地：地震前後地盤状況の比較＞
 左のS59-3孔は昭和59年に実施したもので、右の昭和-1孔は、地震後に実施したものである。
 いずれもGL-11m付近以浅が埋立土と想定され、砂質土を主体としている。両者の地点間距離は200m程度と離れているため、地震前後の地盤強度の対比は難しいが、N値で比較する限り大差はないように思われる。(GL-3m付近で両地点でN値が大きく異なるが粒度組成の違いが主因と思われる。)

図6-1.9 地震前後の地盤状況比較図(昭和団地)

地震後 H12-NO.2

地震前 S62-NO.2



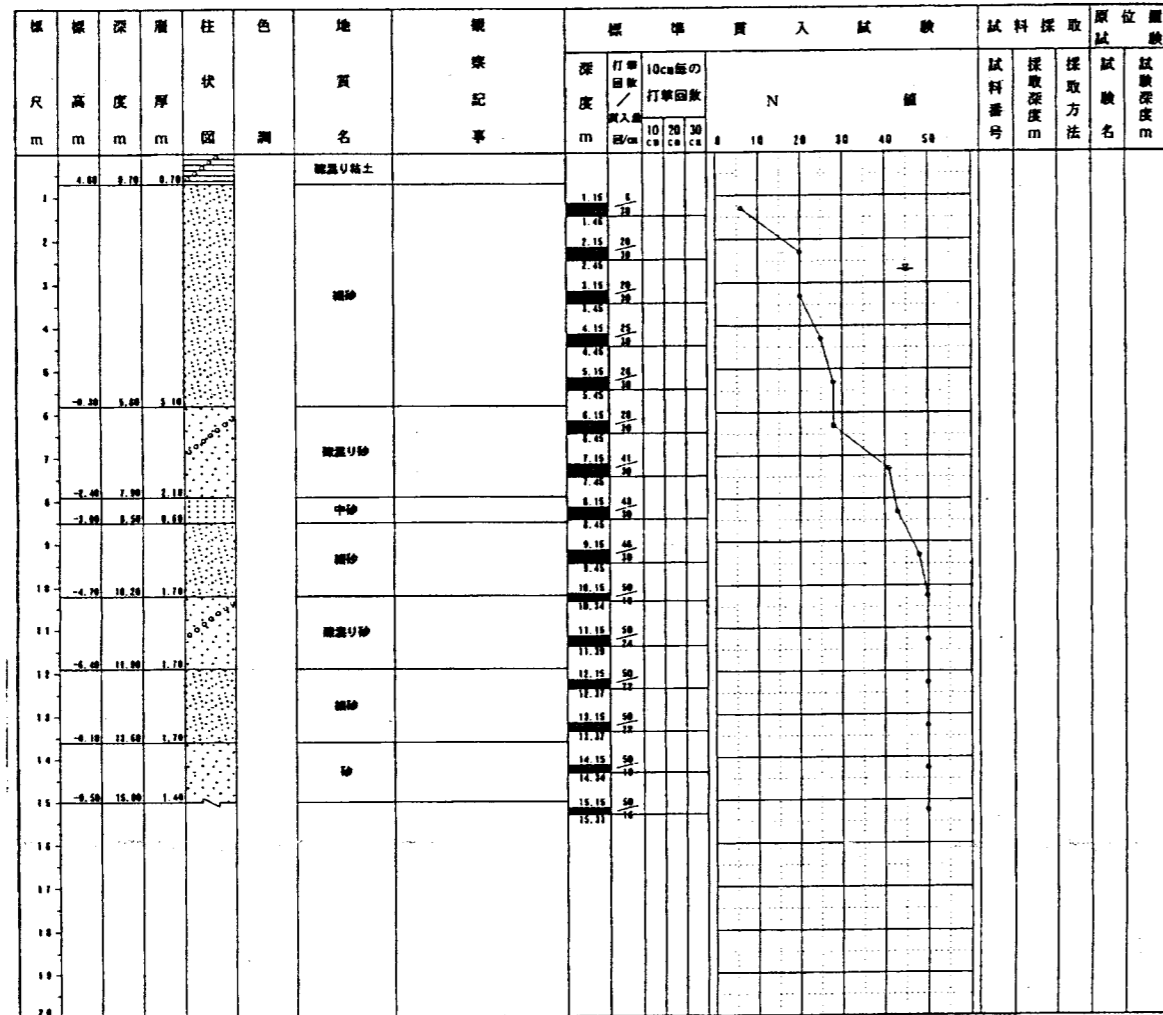
＜安倍彦名団地：地震前後地盤状況の比較＞

左の S62-NO.2 孔は昭和 62 年に実施したもので、右の H12-NO.2 孔（安倍彦名-2）は、地震後に実施したものである。

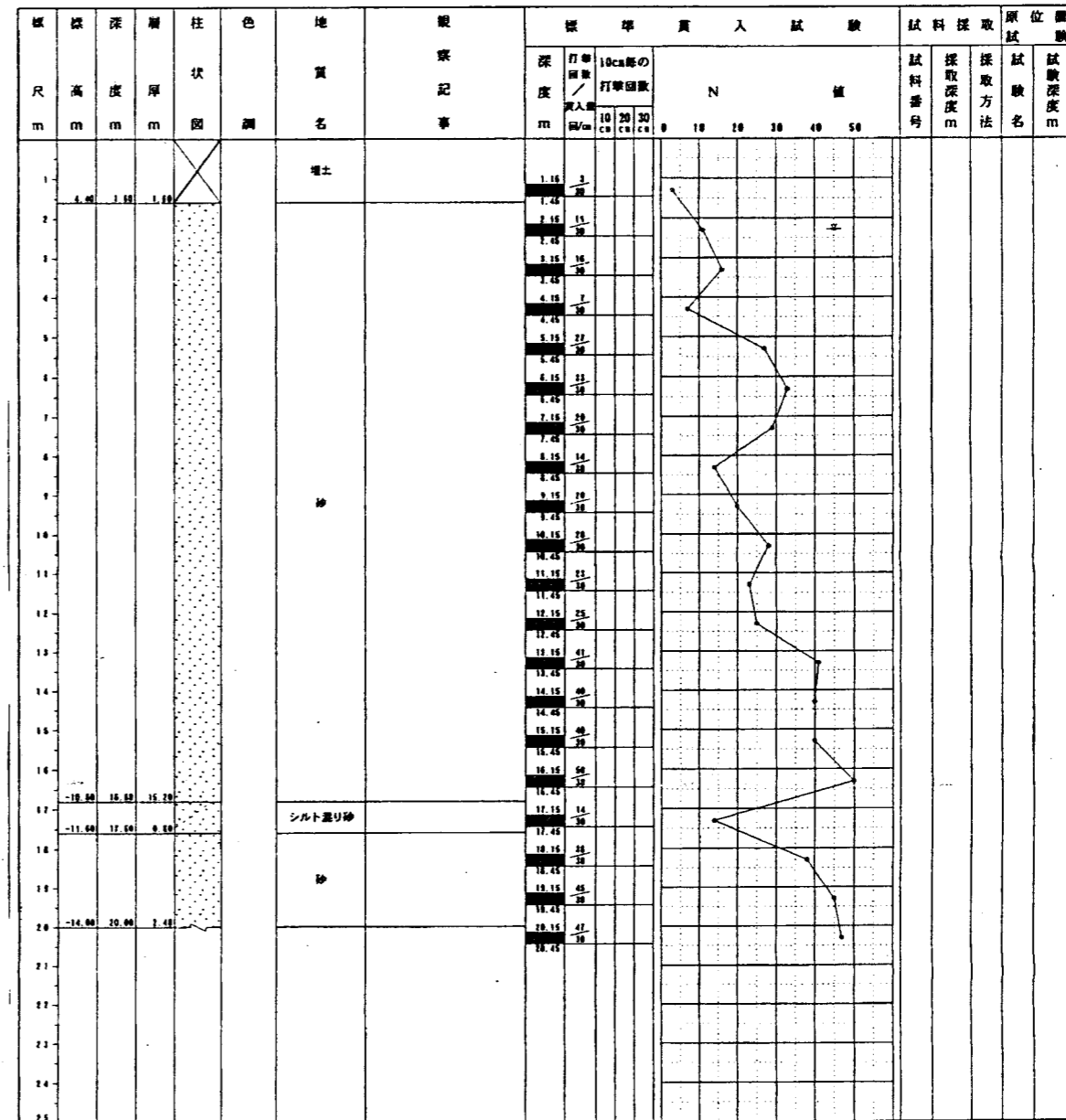
いずれも GL-9m 付近以浅が埋立土と想定され、砂質土を主体としている。両者の地点間距離は 50m 程度と離れている。このため、地震前後の地盤強度の対比は難しいが、N 値で比較する限り、地震後では GL-2~4m 付近で N 値 12~20 と大きな値になっている。地震前データは敷地造成直後のものであり、その後のアパート建設工事等の影響や両地点での埋立材料特性の違いなどの影響も考えられる。）

図 6-1.10 地震前後の地盤状況比較図（安倍彦名団地）

地震前 S56-1



地震後 富益-2



＜富益団地：地震前後地盤状況の比較＞
 左のS56-1孔は昭和56年に実施したもので、右の富益-2孔は、地震後に実施したものである。両地点とも今回の地震での被害は発生していない。
 両者とも砂丘地の造成地に位置しており、砂を主体とし、N値はいずれも深度方向に大きくなる傾向を示している。両地点間距離は、160m程度である。（なお、富益-2の粒度試験データによると大略、砂分が90%程度を占め、均等係数は2~3程度と粒径は良く揃っている。）

図6-1.11 地震前後の地盤状況比較図（富益団地）

7. 再度地震が起こった場合の液状化の想定

7-1. 代表地点での限界加速度の検討

「5-3. 今回の地震による液状化程度の検証」に用いた地盤モデルにおいて、地表面加速度を変化させてPL値との関係で整理したものが、図7-1. 1(a)~(c)である。

○ 竹内工業団地

埋土層は細粒分（シルト・粘土）の含有率が非常に高くなっており（90%以上）、埋土層のN値の小さな土層が厚く堆積している。このため、地表面加速度の増加に対するPL値の増加は著しく急激な勾配を示している。ここでの液状化の生じる限界加速度の算出基準をPL値=5の時に設定すると概ね150galとなる。

○ 昭和町工業団地

本地点の液状化判定に用いた地盤モデルは昭和町工業団地のほぼ中央に位置する調査ボーリングである。このため今回の地震においても噴砂等の液状化現象が認められない箇所にあたる。

ここでの地盤モデルにおける、地表面加速度とPL値の関係で限界加速度（PL値=5となる加速度値）を求めると200~270galとなる。本地点は埋立土層のN値も大きいことから限界加速度も大きくなった。

○ 富益団地

団地内の局部的に液状化現象が確認された掘削箇所を（富益団地1）、液状化現象が確認されなかった箇所を（富益団地2）として2箇所の液状化に対する限界加速度を求める判定を実施した。限界加速度値は、噴砂が観測された（富益団地1）では150~180galと小さいのに対し、噴砂の確認されない（富益団地2）では、400gal程度と大きな値を示し地盤の差異による特徴を表している。

○ 崎津団地

同様に算出された限界加速度は210~250galとなる。

○ 安倍・彦名団地

同様に算出された限界加速度は150~220galとなる。

○ 弓浜干拓地

同様に算出された限界加速度は190~220galとなる。

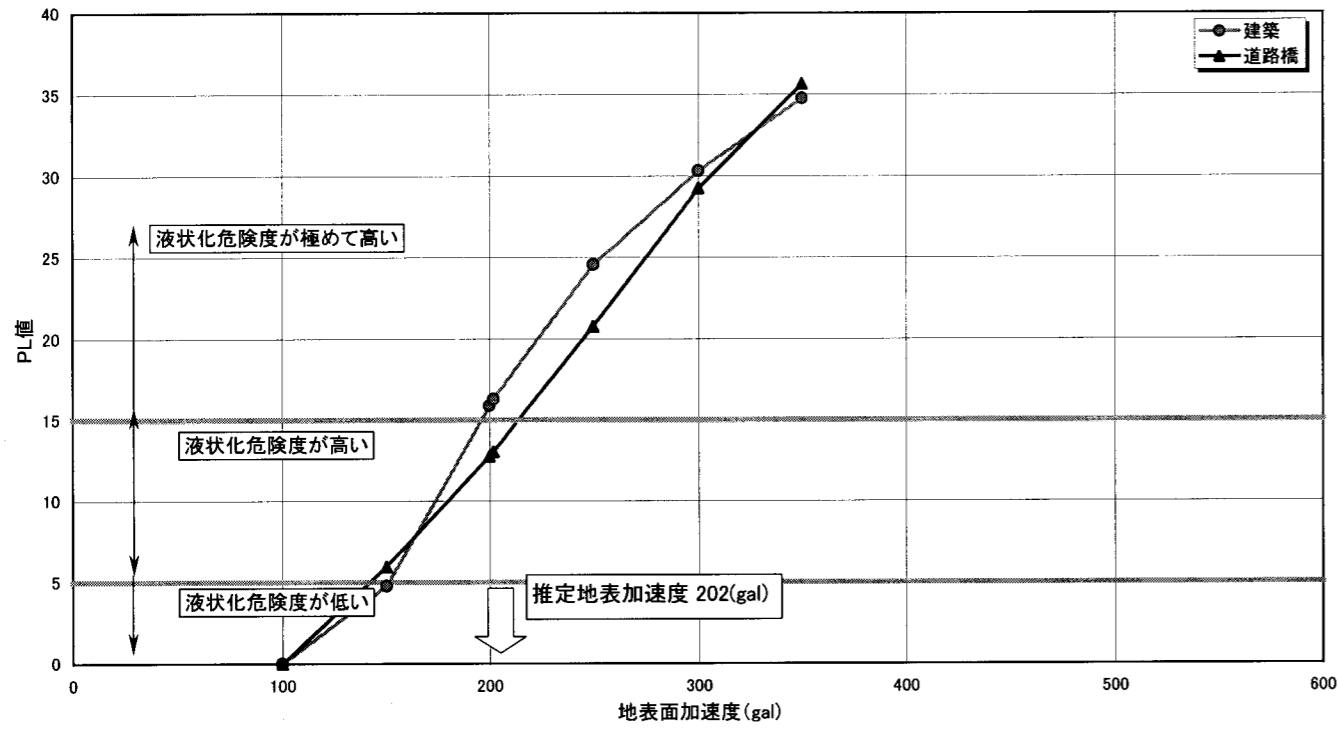
○ 彦名干拓地

同様に算出された限界加速度は140~180galとなる。

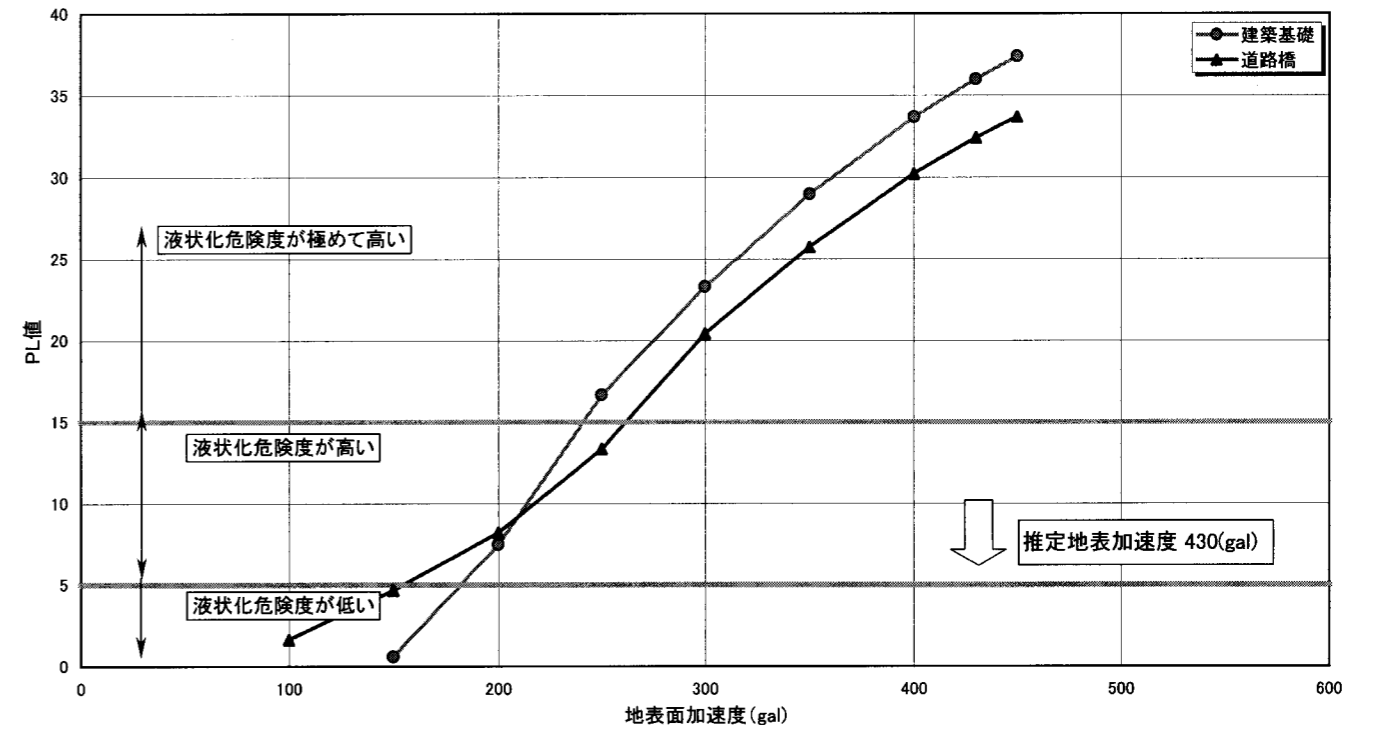
○ 米子港

同様に算出された限界加速度は170~190galとなる。

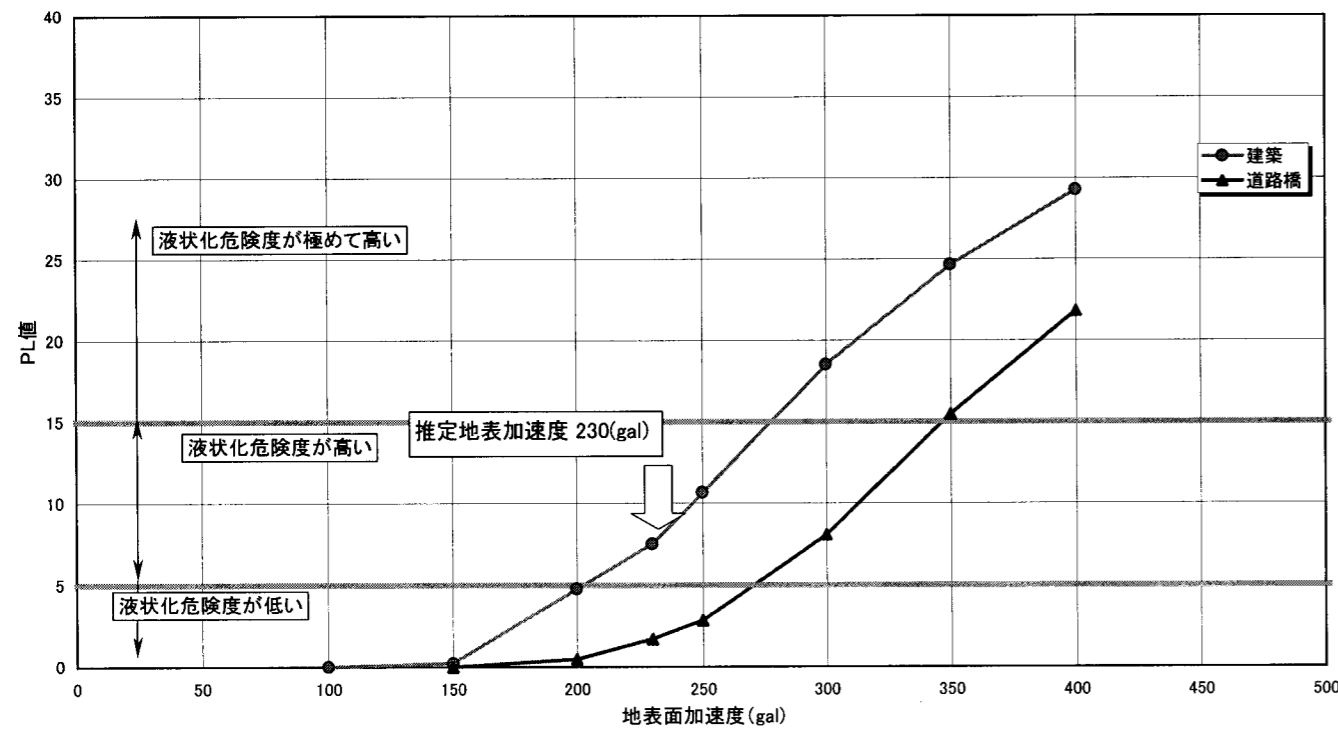
竹内工業団地の地表面加速度とPL値の関係



富益団地（1）の地表面加速度とPL値の関係



昭和町工業団地の地表面加速度とPL値の関係



富益団地（2）の地表面加速度とPL値の関係

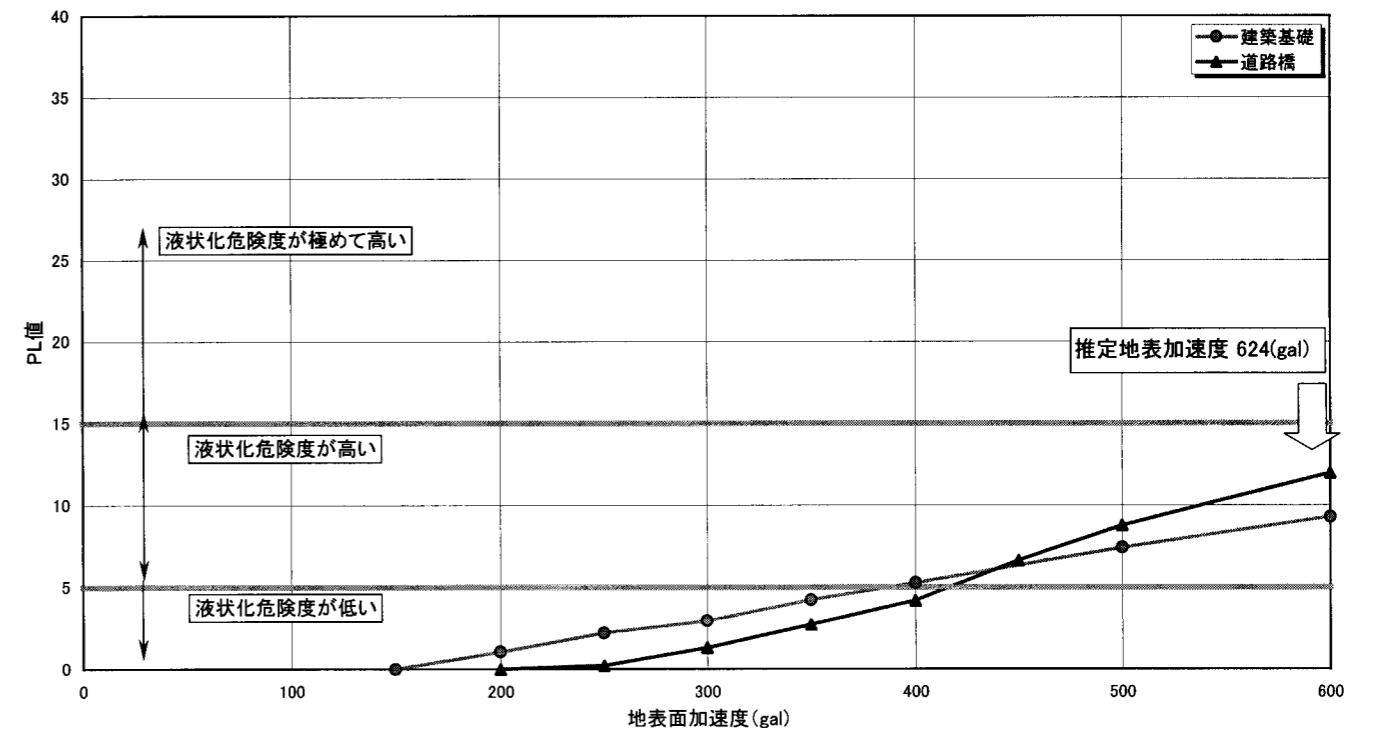
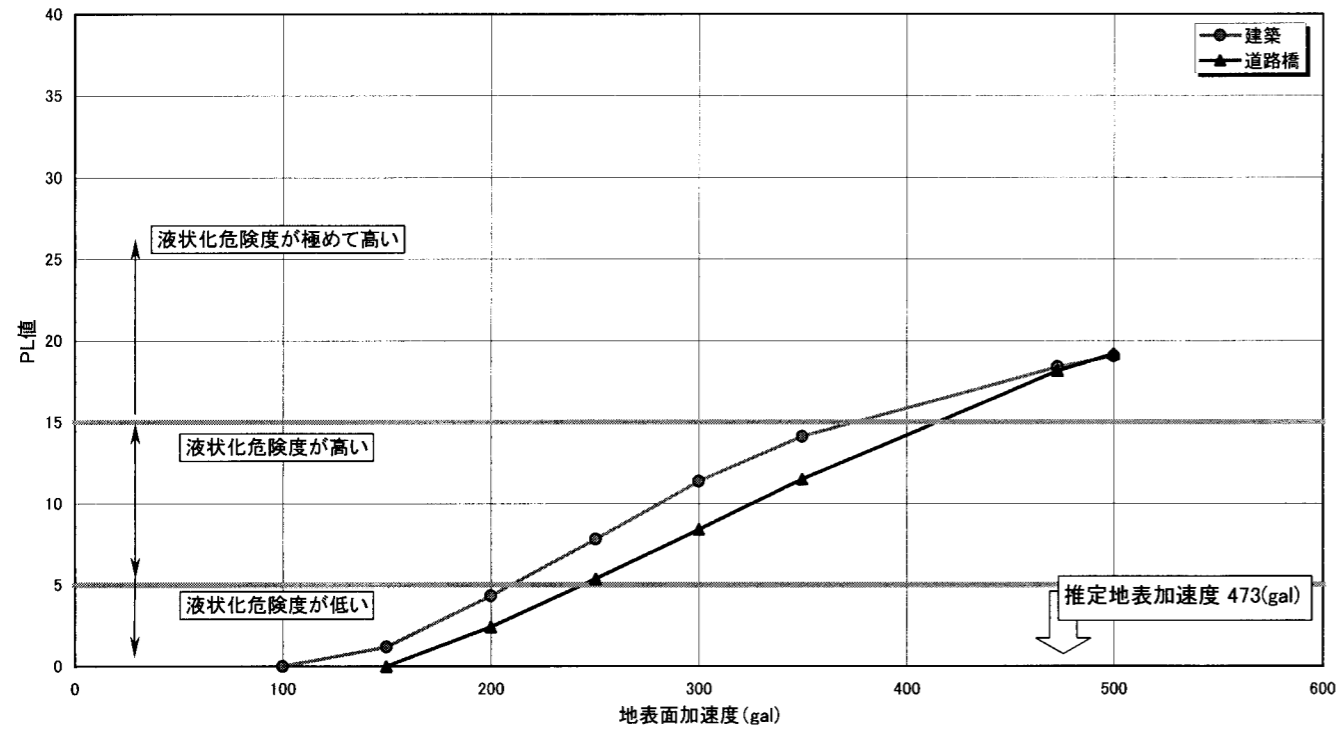
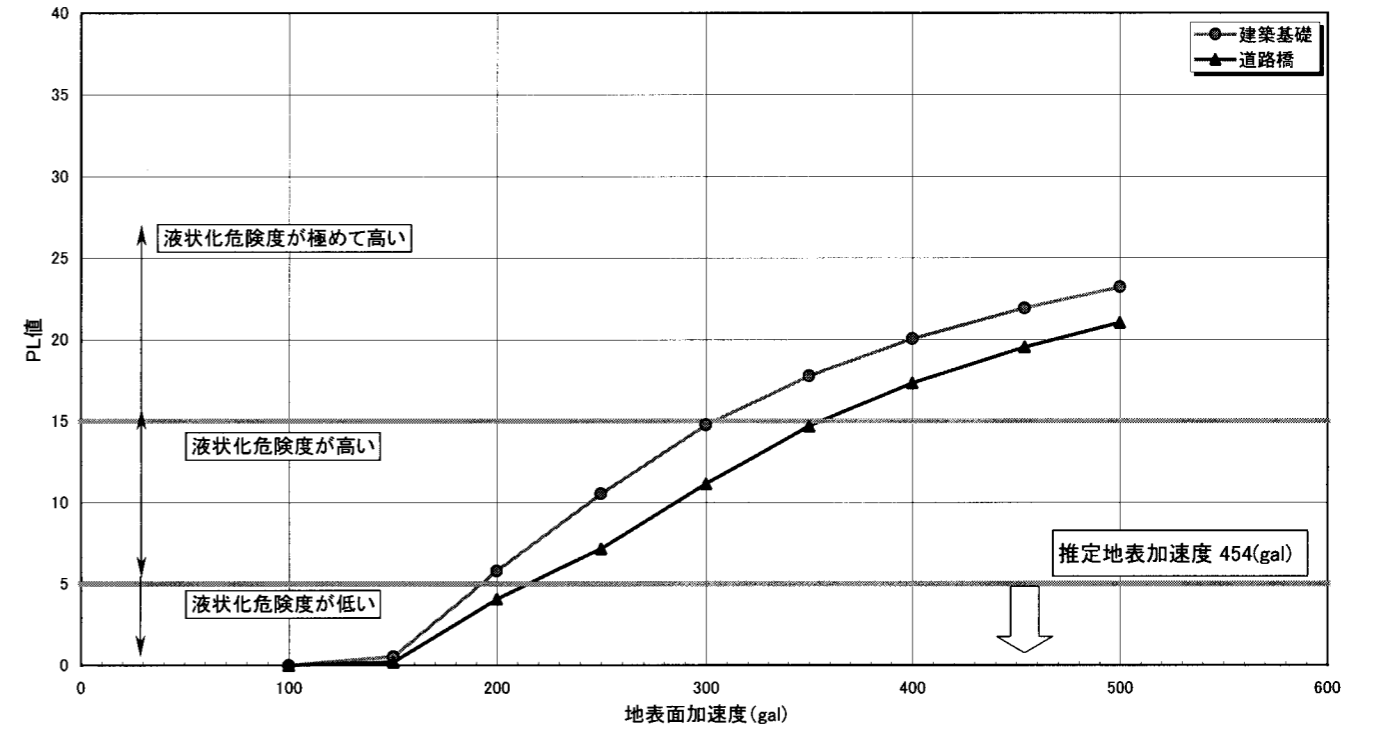


図7-1. 1(a) 液状化指数 P_L 計算結果その1

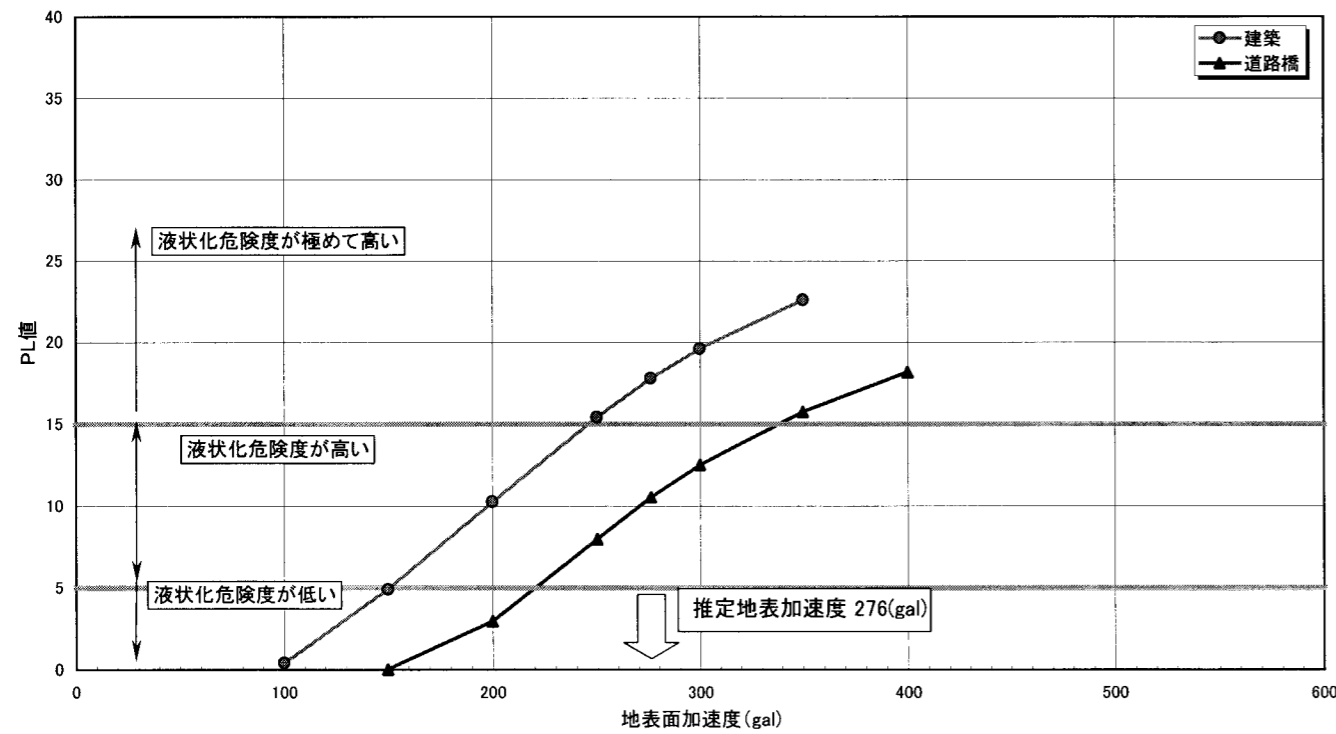
崎津団地の地表面加速度とPL値の関係



弓浜干拓地の地表面加速度とPL値の関係



安倍彦名団地の地表面加速度とPL値の関係



彦名干拓地の地表面加速度とPL値の関係

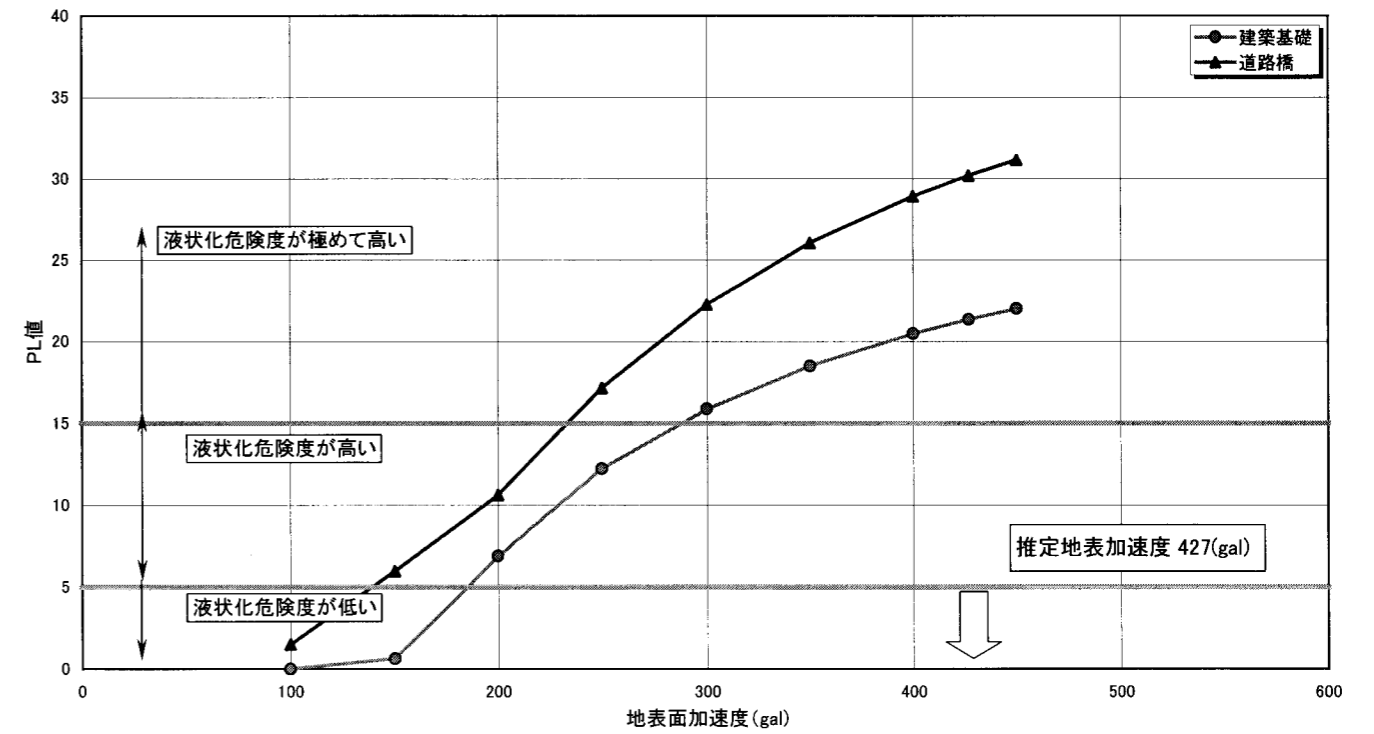


図7-1. 1(b) 液状化指数 P_L 計算結果その2

米子港の地表面加速度とPL値の関係

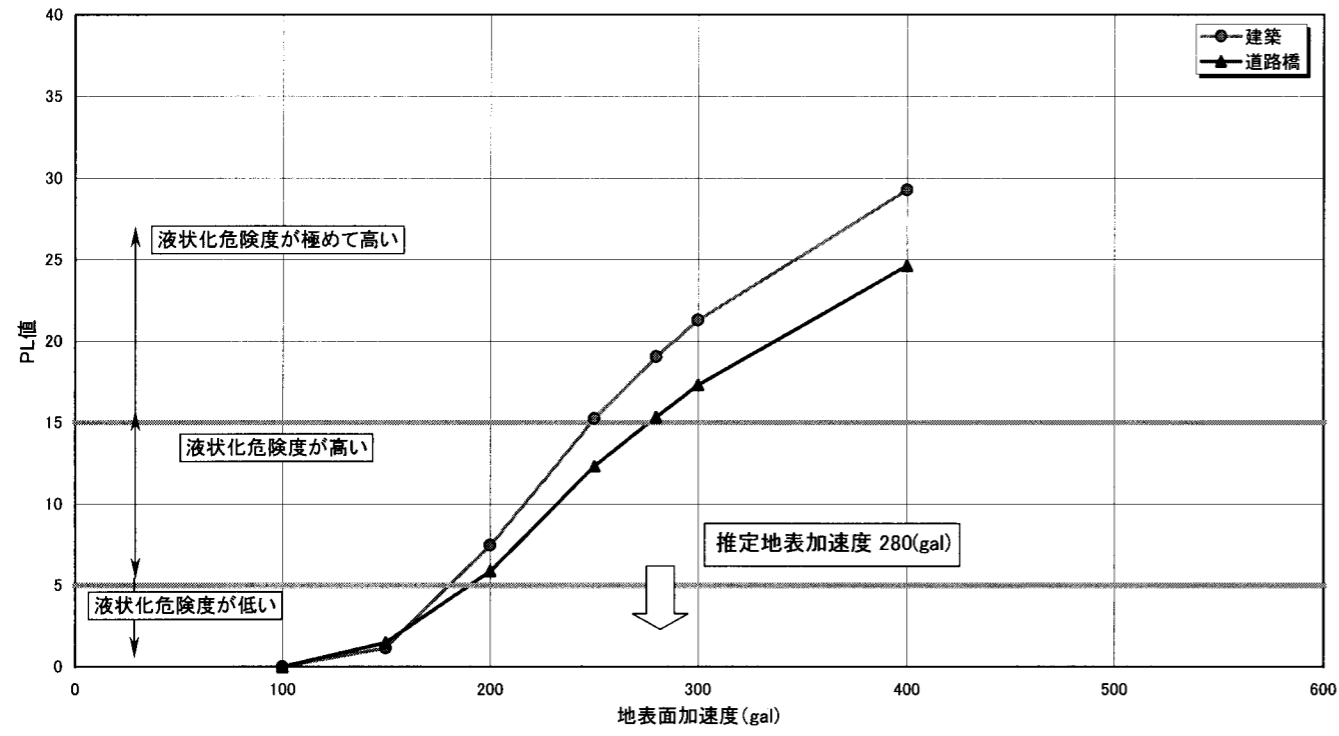


図7-1. 1(c) 液状化指数 P_L 計算結果その3

7-2 竹内工業団地の液状化判定

竹内工業団地では、今回の地震後14箇所でボーリング調査が実施されており、ここではこのデータをもとに地震時の液状化の発生の可能性について検討した。

検討の基本条件は、以下のとおりとした。

- ・ マグニチュード： M=7.3 (鳥取県西部地震)
- ・ 地表面加速度： $\alpha_{max}=200gal$ (設計水平震度=0.20)

なお、先にも述べたように、竹内工業団地ではシルトを主体とした埋立地盤で液状化が発生しており、今回の地震被害の特徴ともいえる。建築基礎構造設計指針による液状化判定法では、細粒分混入率 $FC > 50\%$ の場合には、補正N値増分が求められなく判定除外となってしまうため、これまでの検討と同様に $FC > 50\%$ 以上の場合には、 $FC = 50\%$ と仮定して検討を行った。

各地点毎の検討結果は、巻末資料に示すとおりであり、表7-2.1に結果をとりまとめて示した。FL値とPL値は、必ずしも整合していないが、表中に各地点毎に判定計算を実施した深度数と判定除外となった数を合わせ示したように、地点間で判定除外の数がかなり異なっている。判定除外となっているのは、塑性指数が $IP = 15$ 以上の土層（あるいは、粘土分混入率が 20% 以上の土層）である。

建築基礎構造設計指針に基づく方法と道路橋示方書に基づく判定結果を比較すると、全体に後者の方のPL値が小さめの値となっている。両手法の判定でともに $PL < 5$ (液状化の危険度は低い) と判定されるのは、B-12-2, 3, 4, 12の4地点であり、その他の地点はいずれか $PL > 5$ (液状化危険度が高い) と判定される。

なお、竹内団地におけるシルト主体の埋立土に対しては、今回の地震被害の実態や土質特性を踏まえると現行の判定基準の適用はやや問題が残されることは否めない。このような細粒土に対する液状化強度の評価はこれまでの液状化判定手法においても検証されたものではない。今後の解明が望まれる。

表7-2.1 竹内工業団地の液状化判定結果一覧表

地点番号	判定外の数 /計算深度 数	建築基礎構造設計基準			道路橋示方書		
		FL値		PL値	FL値		PL値
		R	Am·s		R	Am·s	
B-12-1	9/16	0.649~ 0.864	0.742~ 1.884	7.52	0.403~ 1.474	1.098~ 19.09	11.95
B-12-2	9/17	0.889~ 0.986	0.827~ 0.886	4.72	0.845~ 84.37	0.968~ 1.084	3.418
B-12-3	10/15	0.948	0.759~ 1.022	1.77	15.81	1.089~ 2.902	0.00
B-12-4	12/16	0.870	0.846~ 1.667	1.90	1.808	1.332~ 5.709	0.00
B-12-5	8/16	0.625~ 0.810	0.732~ 1.784	5.01	0.983~ 1.208	1.118~ 2.338	0.074
B-12-6	5/16	0.730~ 1.732	0.730~ 1.449	12.65	0.766~ 10.17	0.776~ 9.672	7.131
B-12-7	5/16	0.672~ 1.161	0.811~ 0.908	12.12	1.100~ 15.72	1.135~ 1.552	0.962
B-12-8	8/16	0.658~ 0.702	0.787~ 0.888	8.89	0.752~ 1.274	1.395~ 2.724	2.073
B-12-9	9/16	0.790~ 1.101	0.888~ 1.006	1.61	0.865~ 5.369	1.233~ 3.285	0.393
B-12-10	4/16	0.844~ 2.239	0.748~ 1.014	8.06	1.017~ 1.485	0.900~ 5.207	1.132
B-12-11	9/16	0.640~ 1.050	0.721~ 0.814	7.29	0.834~ 4.734	0.868~ 1.534	1.776
B-12-12	9/16	0.713~ 0.985	0.964~ 1.783	4.68	0.700~ 3.052	3.220~ 57.9	2.503
B-12-13	5/14	0.761~ 0.765	0.704~ 1.037	9.32	1.376~ 1.789	0.861~ 6.373	0.533
B-12-14	3/13	0.756~ 2.690	0.767~ 1.195	5.89	0.796~ 3.536	0.883~ 16.48	2.685

7-3. 面的な発生区域の推定

図7-3. 1に弓ヶ浜半島の微地形図（出典：「中海臨海地帯の地盤」建設省計画局他；昭和43.3、「砂地盤の性質と基礎の設計」日本建築学会；中国支部基礎地盤委員会；昭和54.7）を示す。同微地形区分からも、今回の地震で液状化が生じた場所は富益団地の埋立箇所以外は全て干拓地・埋立地に当たることが判る。これらの埋立地・干拓地においては今回算出した限界加速度以上の加速度が発生した場合には、再度液状化の発生の危険性があると言える。

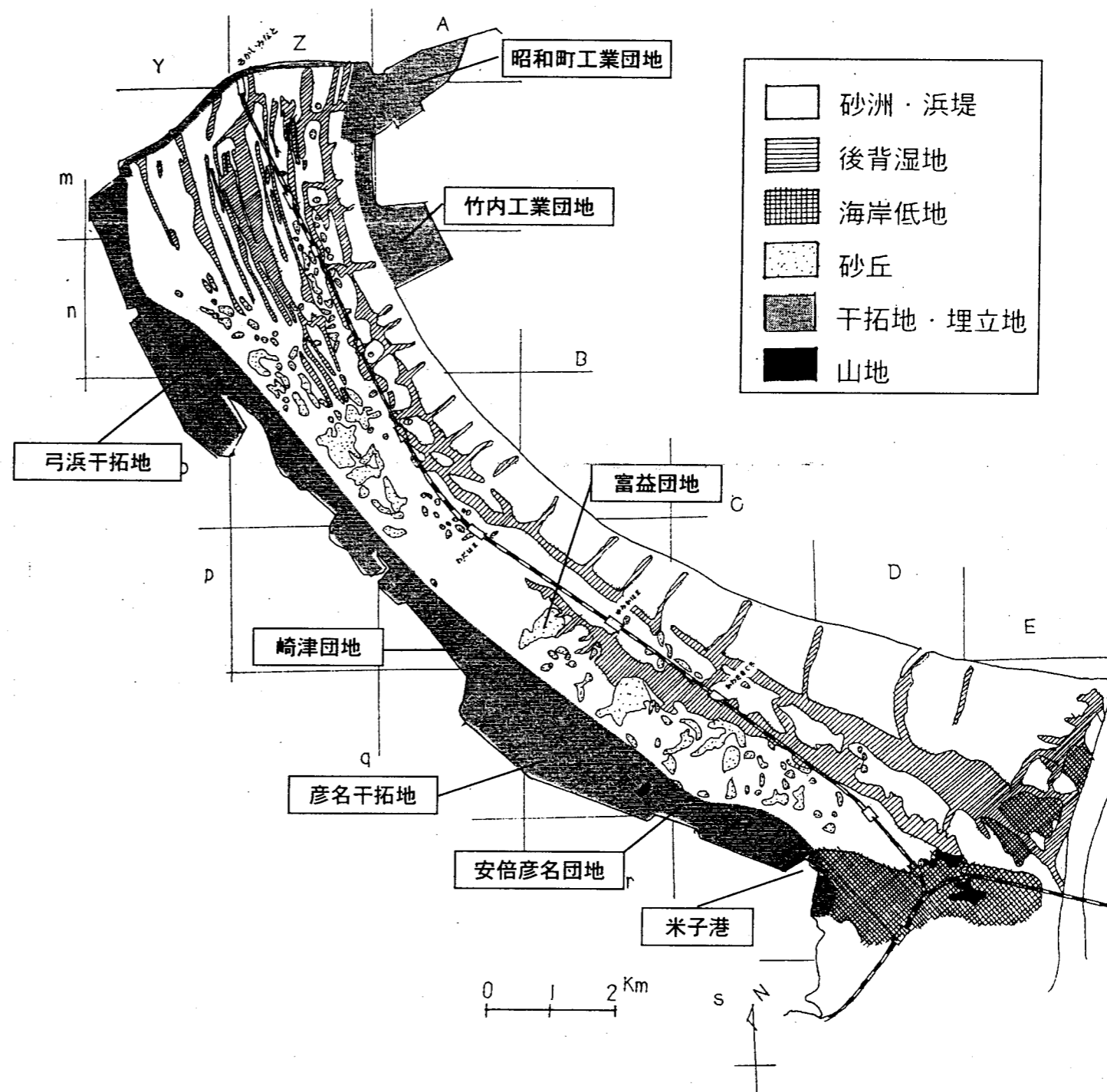
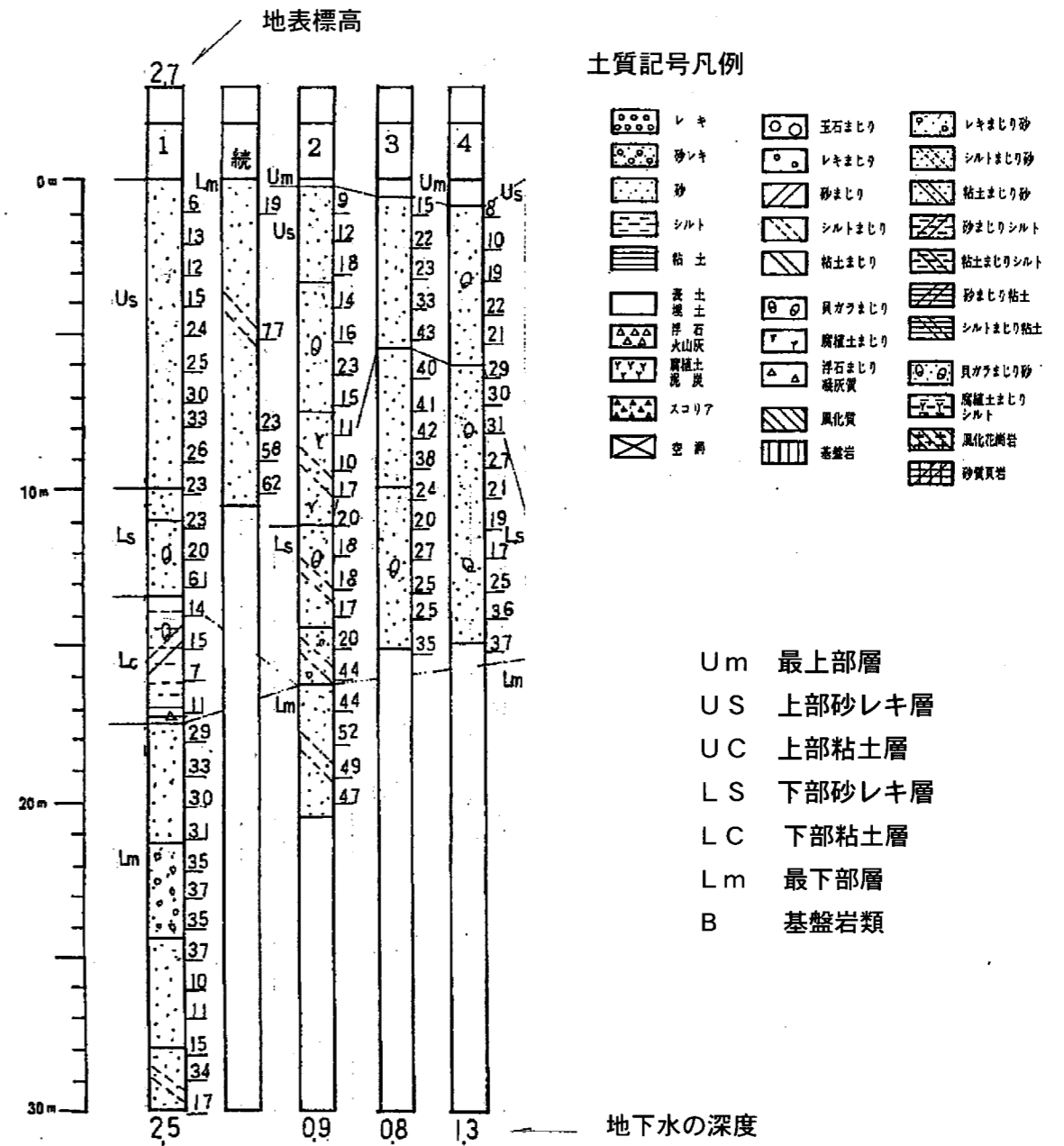
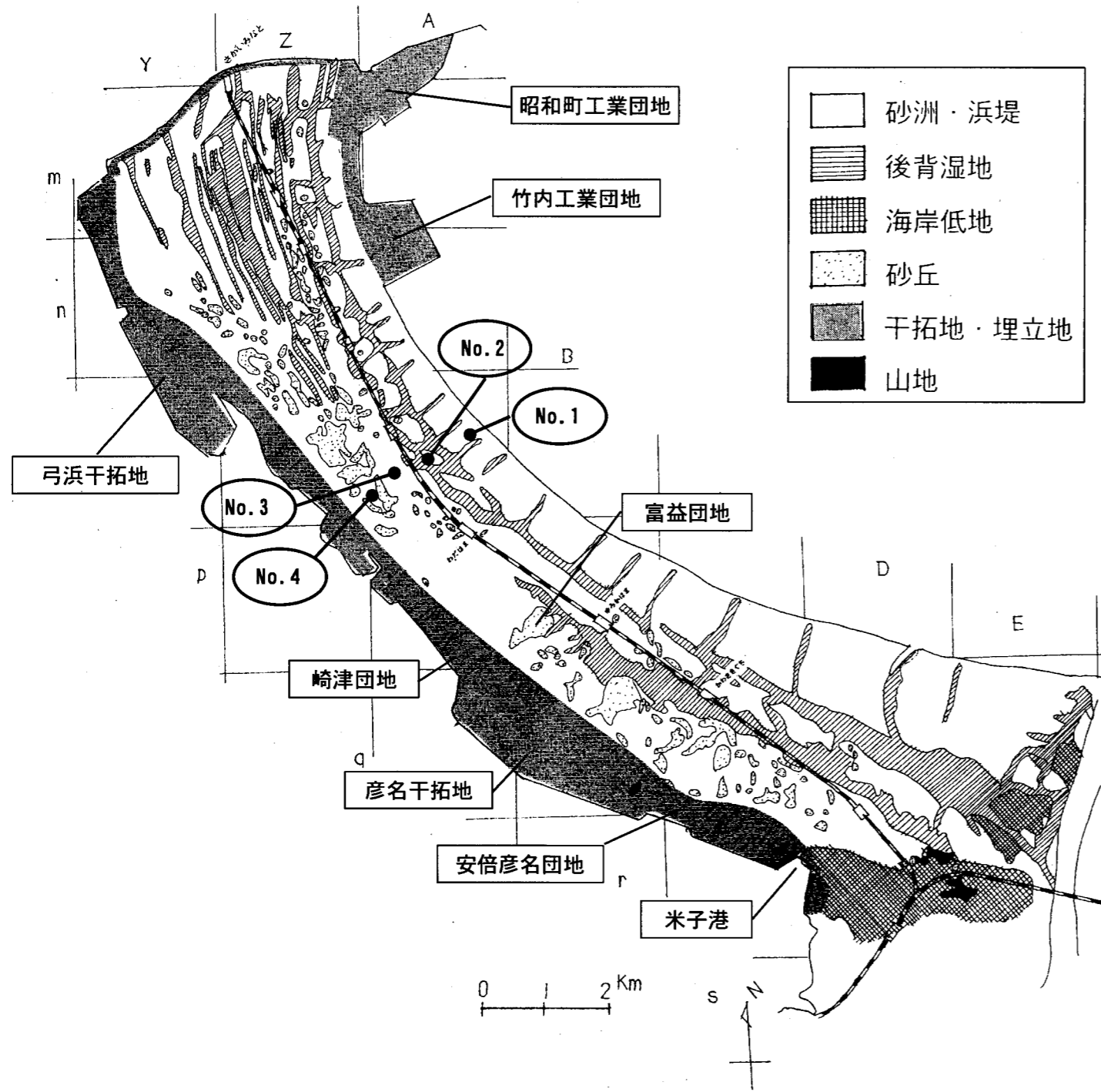


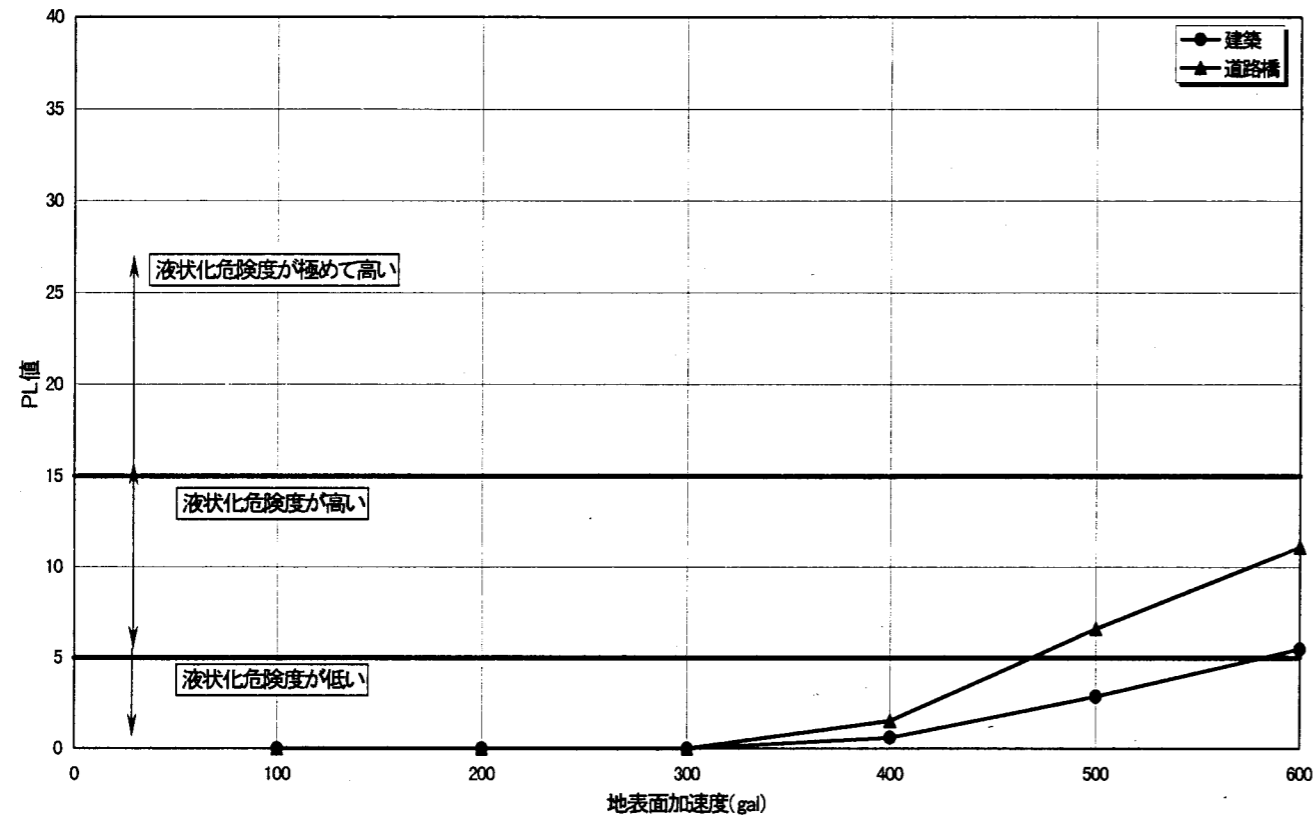
図7-3. 1 弓ヶ浜半島の微地形（「中海臨海地帯の地盤」建設省計画局他；昭和43.3に加筆）



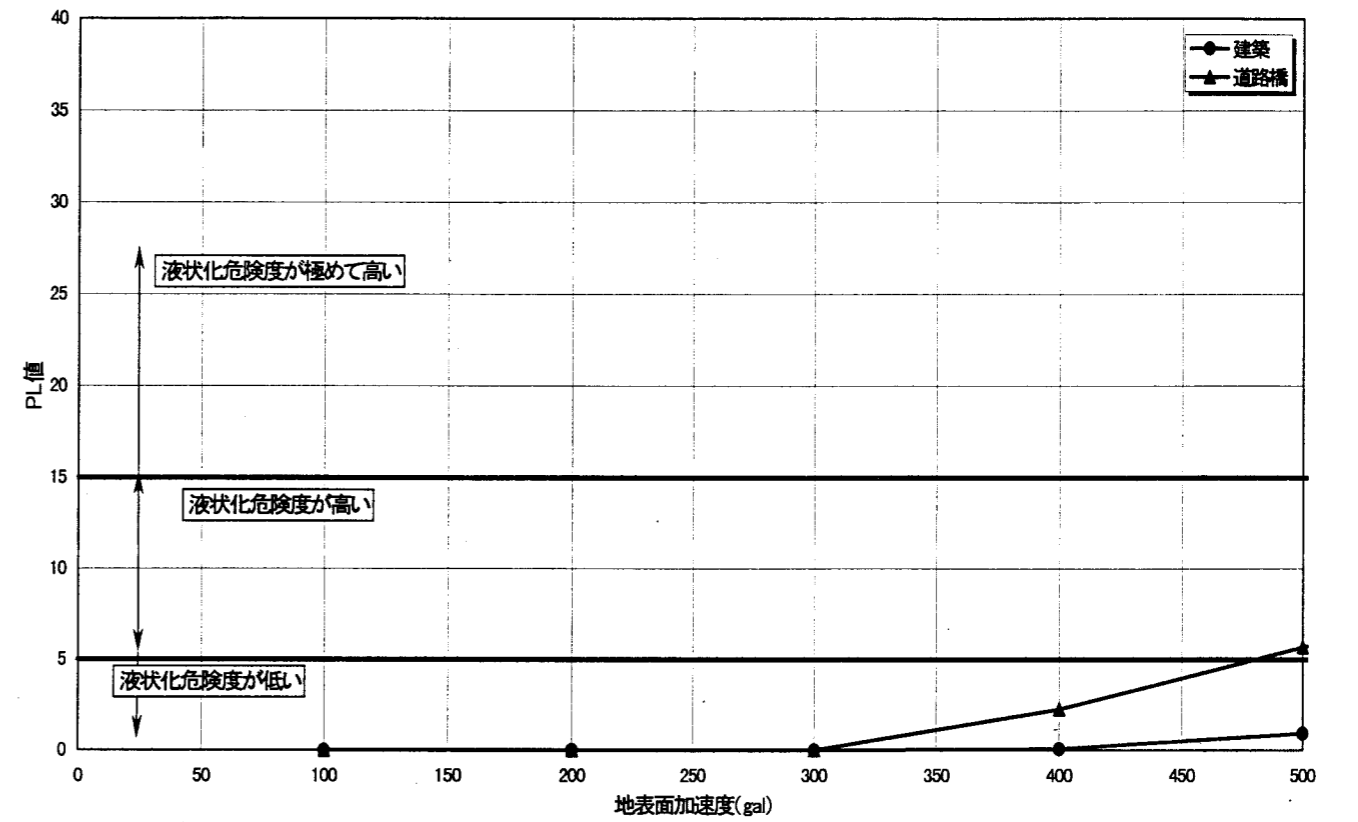
出典；「山陰臨海平野地盤図」中国地方基礎地盤研究会，1995

図7-3. 2 弓ヶ浜半島内陸部の液状化検討位置および地層構成（「中海臨海地帯の地盤」建設省計画局他；昭和43.3に加筆）

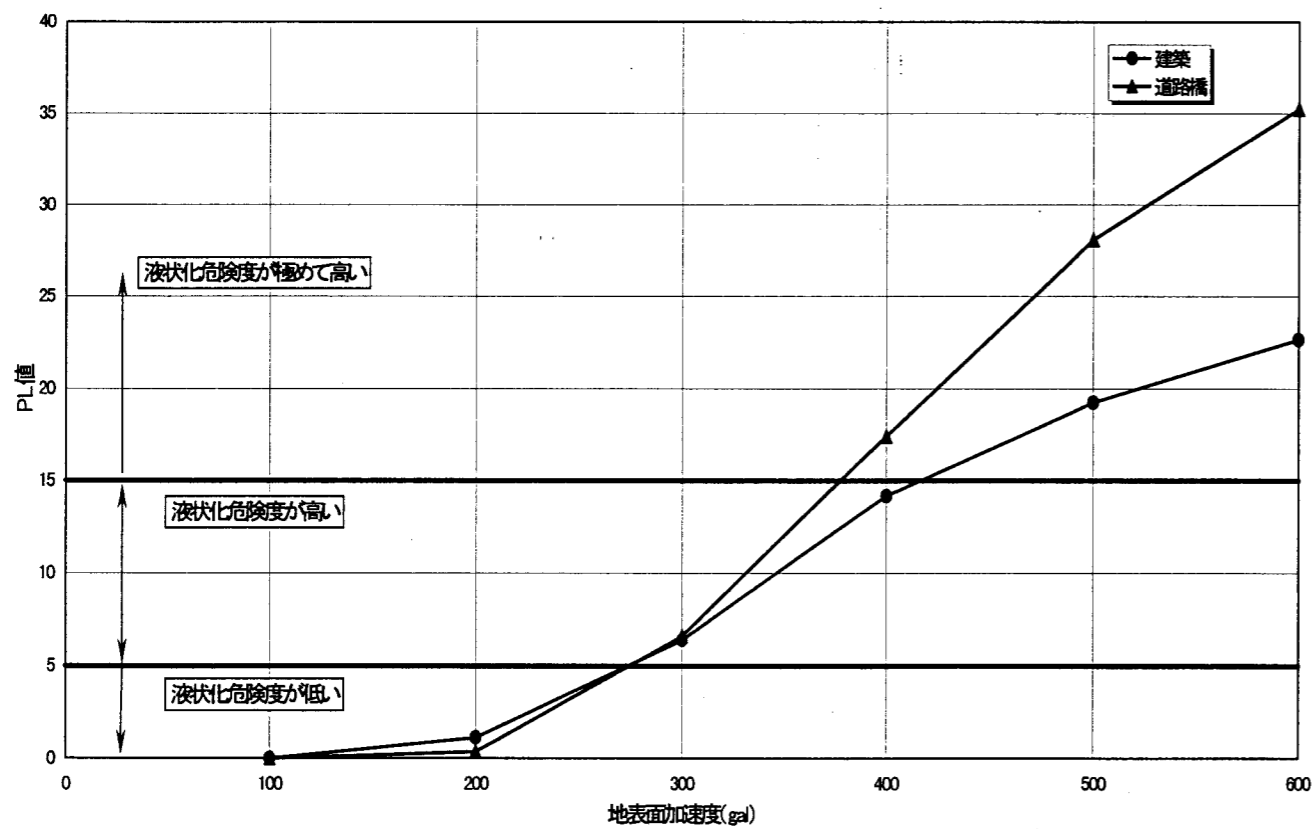
弓ヶ浜半島No. 1の地表面加速度とPL値の関係



弓ヶ浜半島No. 3の地表面加速度とPL値の関係



弓ヶ浜半島No. 2の地表面加速度とPL値の関係



弓ヶ浜半島No. 4の地表面加速度とPL値の関係

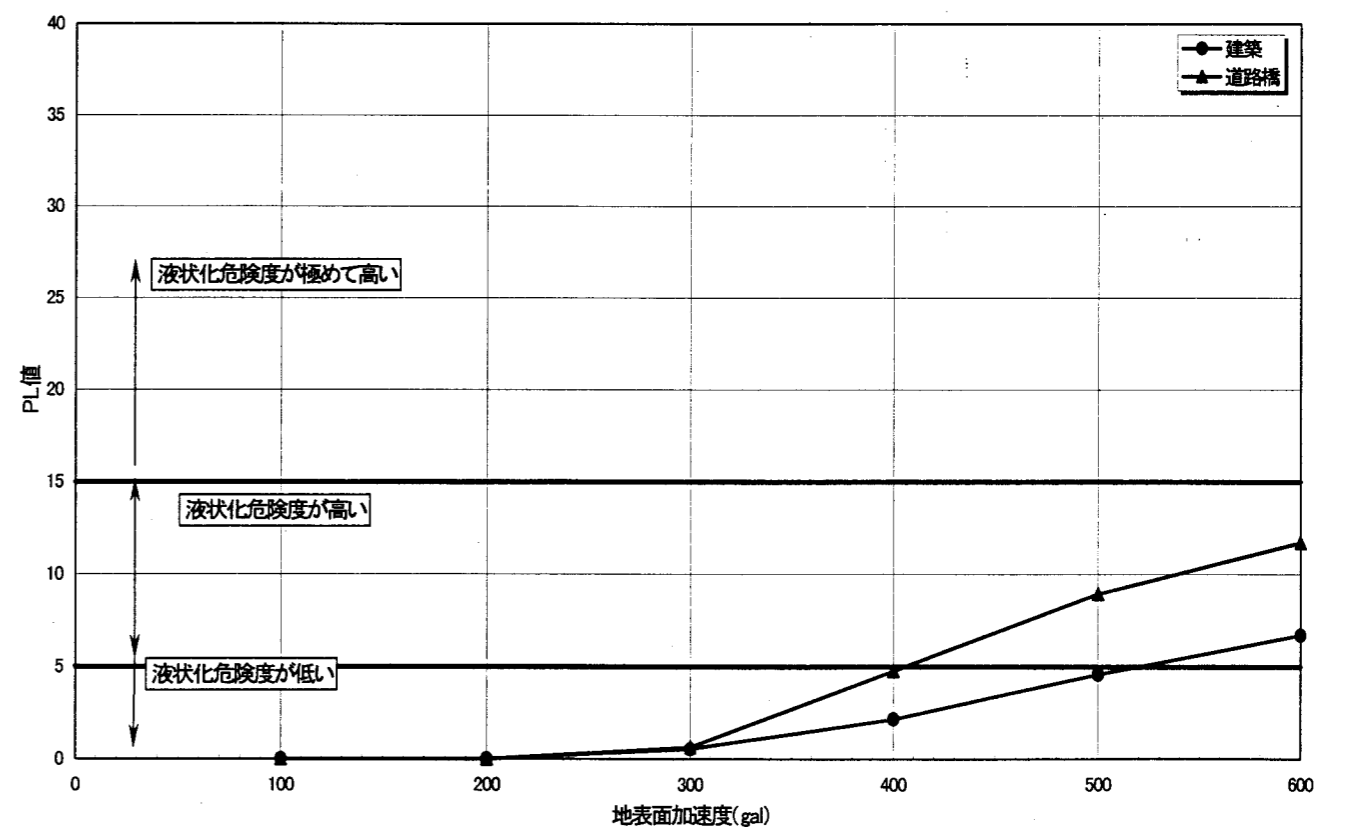


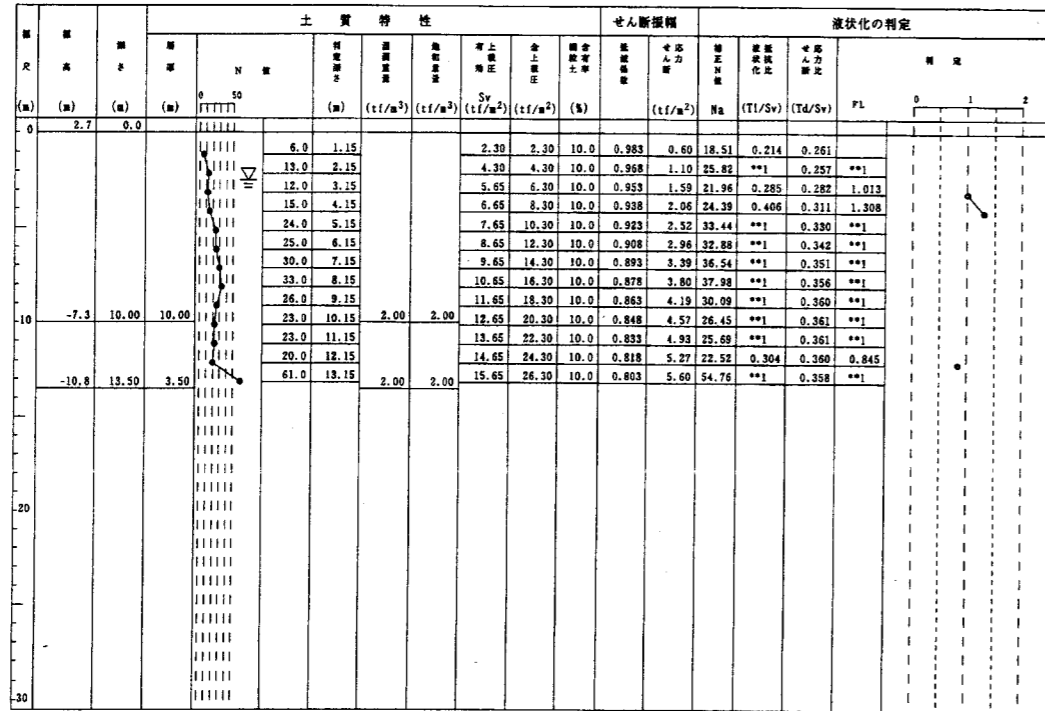
図7-3.3 液状化判定結果 (液状化指数PL)

No. 1

基準名 建築基礎構造設計指針
 判定方法 地表面設計用水平加速度と、実測N値

PL値 0.60
 水の単位体積重量 1.00 (tf/m³)
 土壌荷重 0.00 (tf/m²)
 使用曲線 $\gamma = 5$ (%)
 設計加速度 400.00 (gal)
 マグニチュード 7.5

(注) **1 判定外

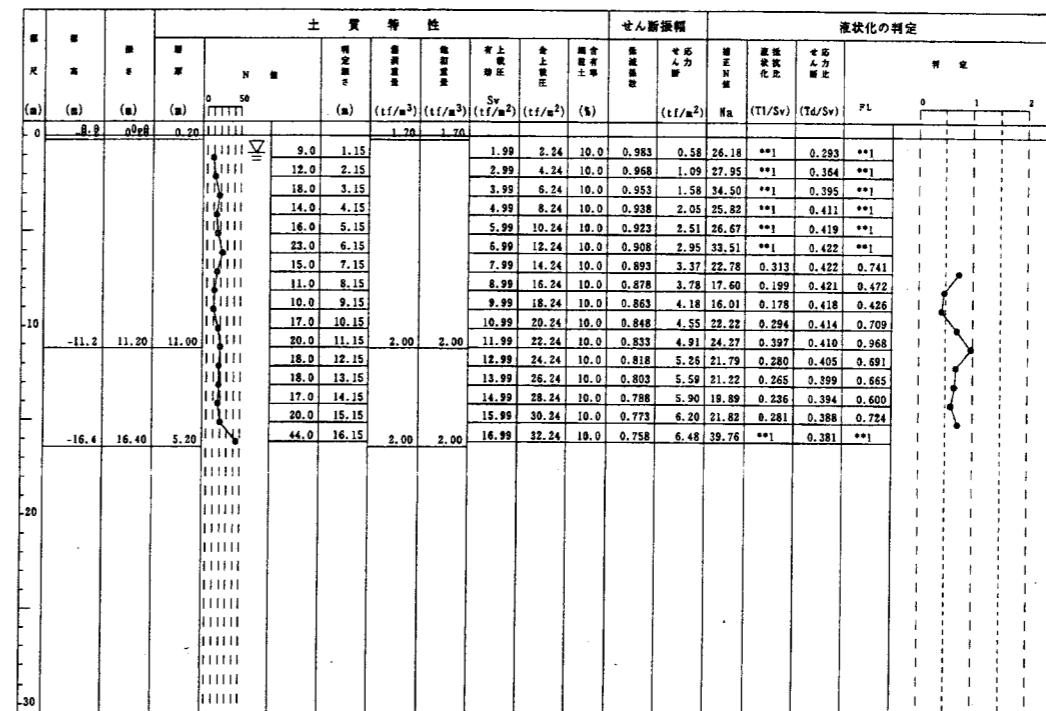


No. 2

基準名 建築基礎構造設計指針
 判定方法 地表面設計用水平加速度と、実測N値

PL値 14.16
 水の単位体積重量 1.00 (tf/m³)
 土壌荷重 0.00 (tf/m²)
 使用曲線 $\gamma = 5$ (%)
 設計加速度 400.00 (gal)
 マグニチュード 7.5

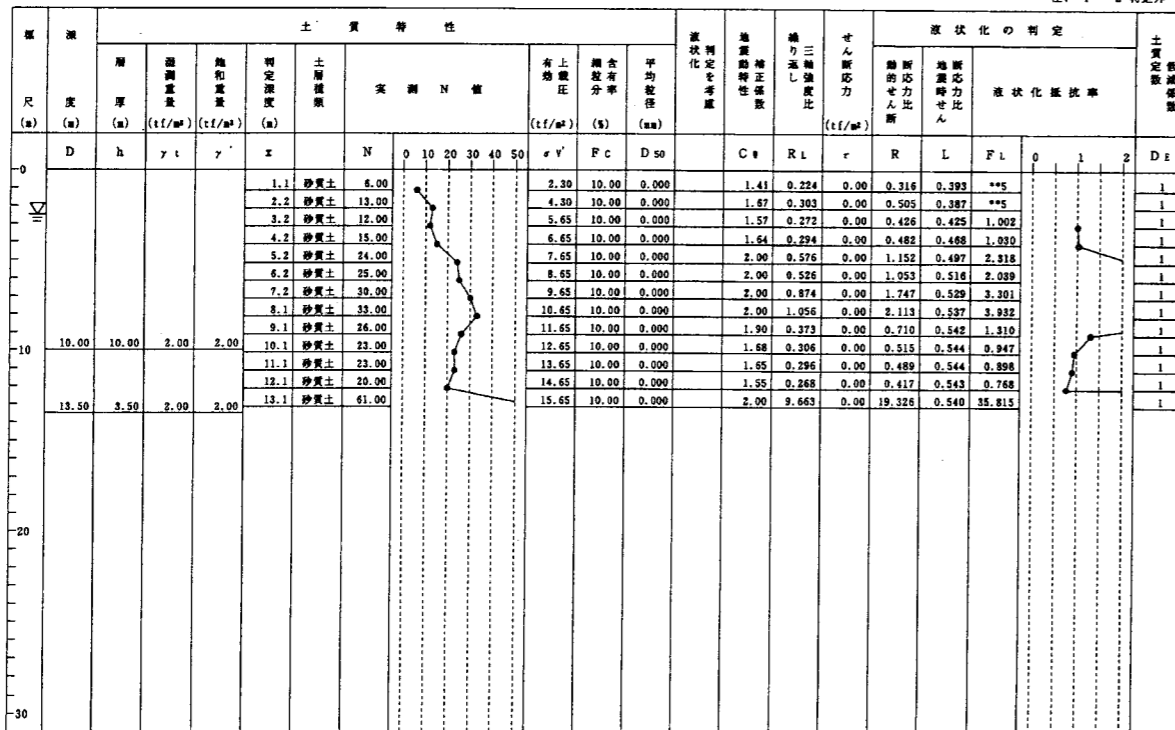
(注) **1 判定外



基準名 道路橋示方書・同解説(タイプII)
 判定方法 設計震度と、実測N値

PL値 1.631
 水の単位体積重量 1.00(tf/m³)
 土壌荷重 0.00(tf/m²)
 地下水位面 2.50(m)
 設計水平震度 0.40

注:**1~**2 判定外



基準名 道路橋示方書・同解説(タイプII)
 判定方法 設計震度と、実測N値

PL値 17.401
 水の単位体積重量 1.00(tf/m³)
 土壌荷重 0.00(tf/m²)
 地下水位面 0.90(m)
 設計水平震度 0.40

注:**1~**2 判定外

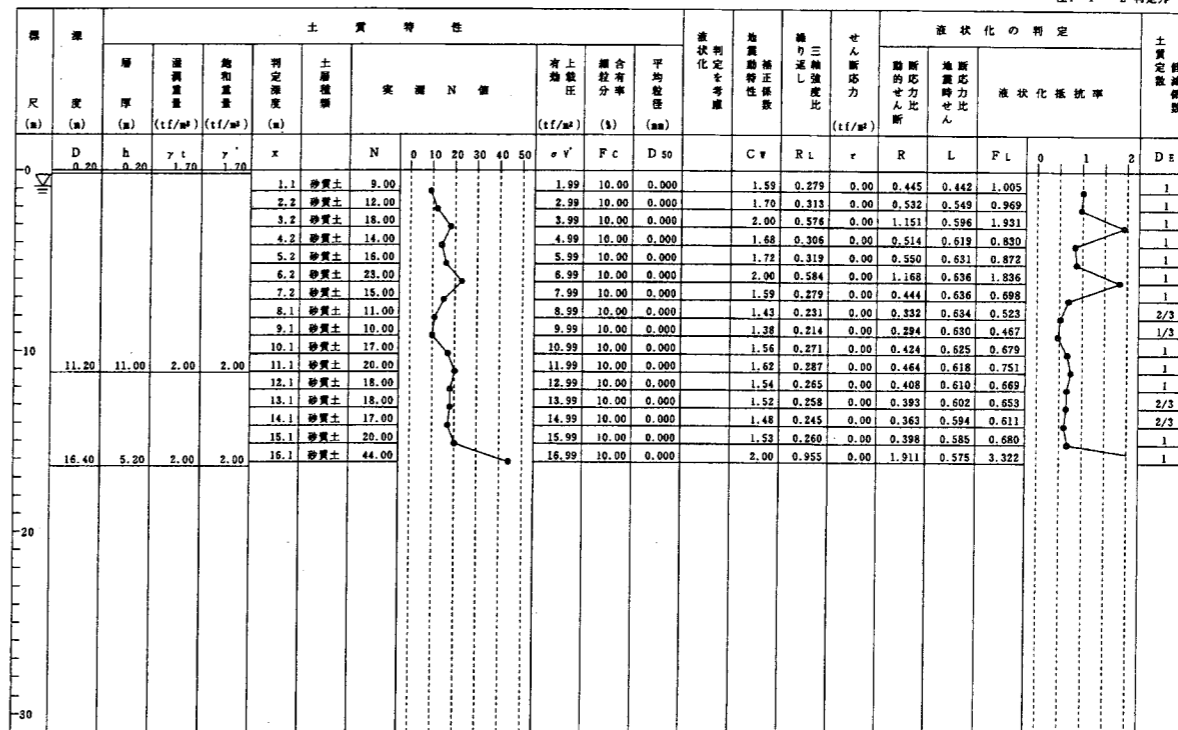


図7-3.4 (1) 弓ヶ浜半島内陸部の液状化判定結果

