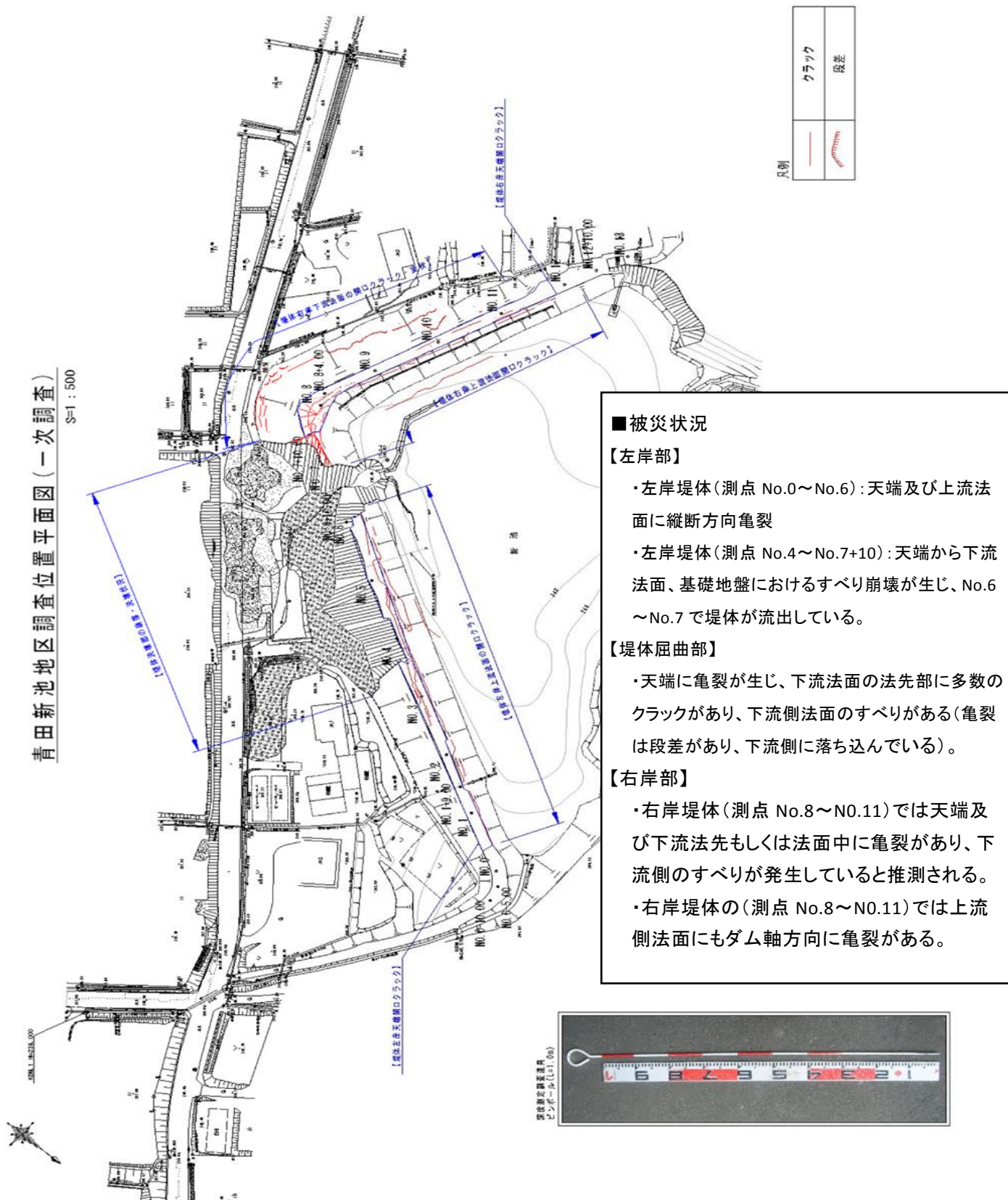




青田新池地区調査位置平面図(二次調査)

S=1 : 500

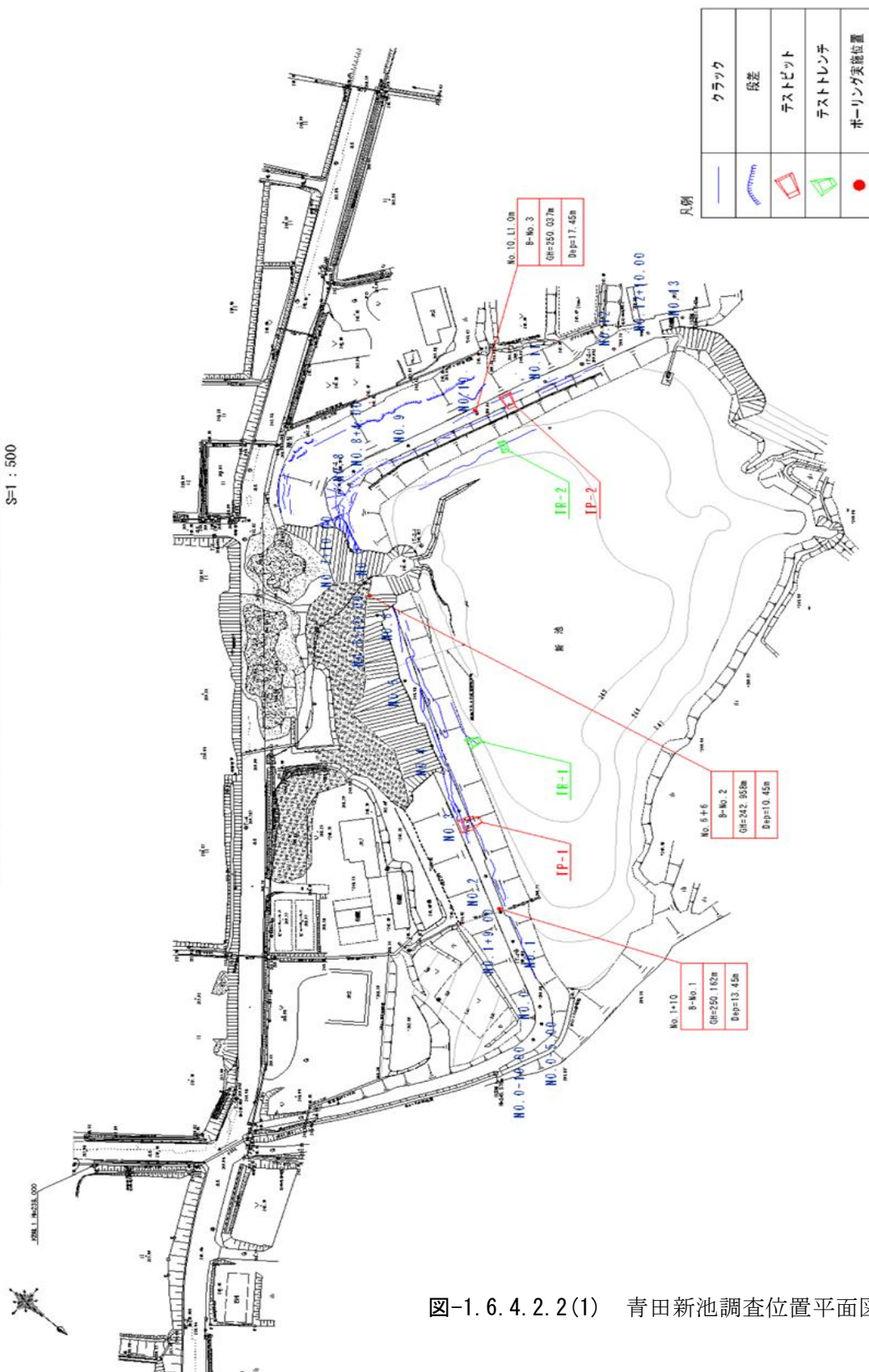


図-1.6.4.2.2(1) 青田新池調査位置平面図(二次調査)

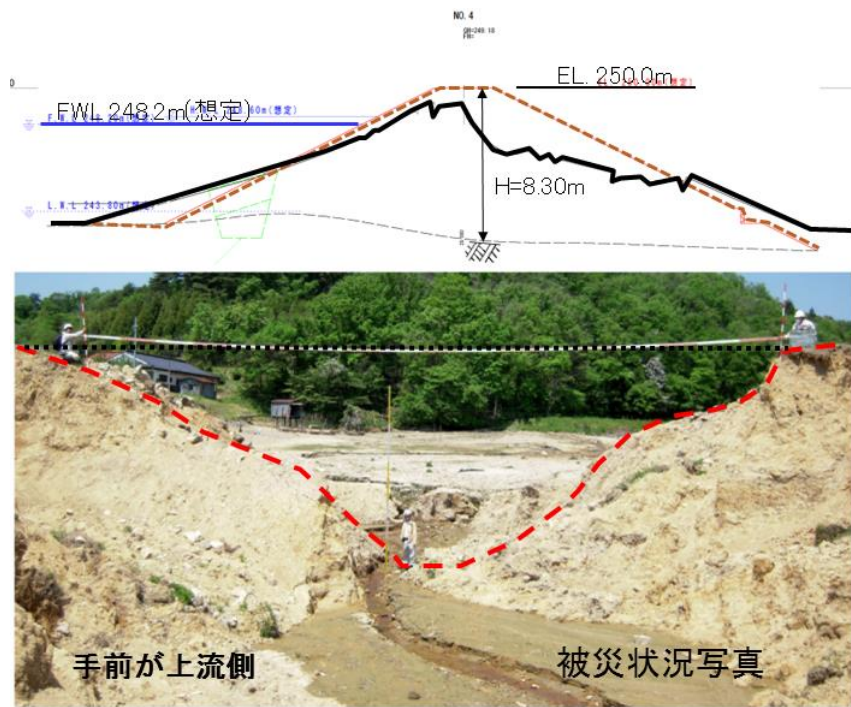


図-1. 6. 4. 2. 2(2) 被災状況写真

(3) テストピット掘削調査結果

天端に発生したクラックの深度を確認するために、堤体決壊部の左岸側・右岸側に発生した天端クラックの2か所(TP-1, 2)及び貯水池内でクラックが発生した2か所(TR-1, 2)における計4ヶ所でテストピット掘削調査が実施されている。TP-1, 2では、クラック深度は天端より-1.30mまで止まっており、深部まで達していない。また、貯水池内のTR-1, 2では、堆積土にのみクラックが発生し、池敷き内の基礎地盤には大きな損傷はないことが確認されている。

なお、下流法面については、テストピット掘削調査は実施されていないが、すべり崩壊した区間以外でも天端の亀裂は下流法面の法先亀裂につながり、すべり面を形成していると推測される。



写真-4.4.2.1 TP-1 テストピット



写真-4.4.2.2 TR-1 テストトレンチ

(4) ボーリング調査及びPS 検層

ボーリング調査から、堤体は3前後で、PS 検層によるせん断波速度 V_s は概ね 100m/sec である。一方、基礎地盤（礫混じり注・細砂）のN値は10前後で、PS 検層によるせん断波速度 V_s は 200m/sec 程度が得られている。

(5) 室内試験結果一覧表

室内試験は、次に示す試験が実施されており、堤体材料の試料は TP-1 及び TP-2 で採取されている。堤体材料の粒度曲線を下図に示す。

表-1.6.4.2.2 現場試験及び室内土質試験数量

試験項目	試験内容	単位	テストピット		合計
			TP-1	TP-2	
現場密度試験	φ200mm, 砂置換法, 突砂法	孔	3	3	6
現場透水試験	φ200mm, 定水位法	〃	3	3	6
土粒子の密度試験		試料	1	1	2
含水比試験		〃	1	1	2
粒度試験	沈降分析まで	〃	1	1	2
液性塑性限界試験		〃	1	1	2
締固め試験	φ100mm, $E_c=100\%$ (含水比変化)	カーブ	1	1	2
三軸圧縮試験	攪乱試料:φ100mm, CU-bar	点	1	1	2

表-1.6.4.2.3 試料採取テストピット

テストピット名	測 線	試験位置 (深度 GL. -m)
TP-1	No. 2+14~18m	GL-2.6m
TP-2	No. 10+7~11m	GL-2.6m

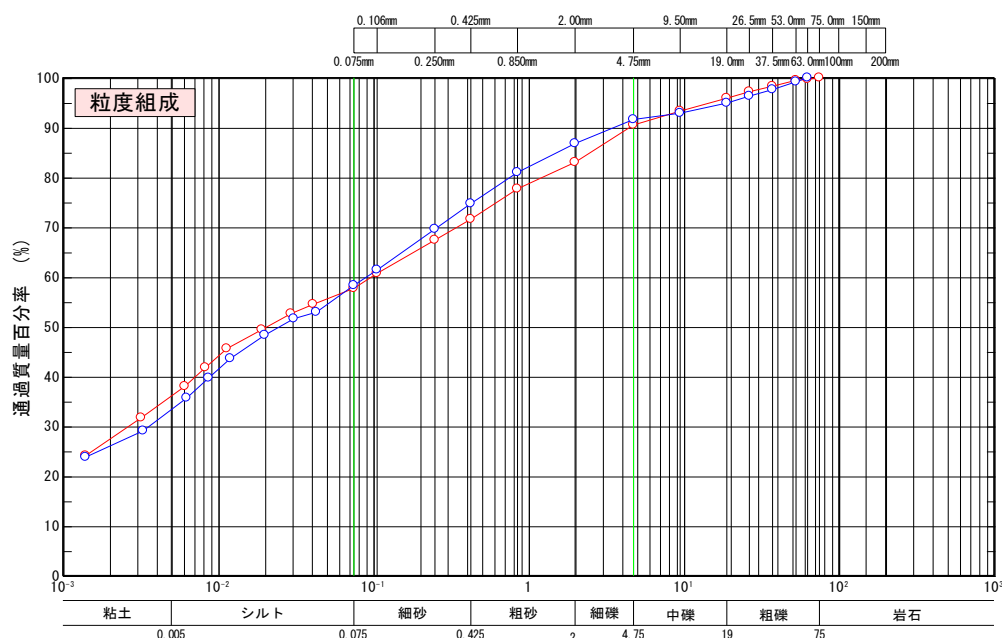


図-1.6.4.2.4 粒度曲線 (堤体材料)

現場のコーン指数より含水比を換算して決めた締固め曲線を以下に示す。締固め度は平均値で $D=90\%$ である。ため池の築堤材料としては平均的値と考えられるが、大規模地震を想定する場合、締固め度は不足しており、地震時には繰返しせん断応力を受けて、せん断強度の低下が生じると推測される。試験結果一覧を次頁に示す。

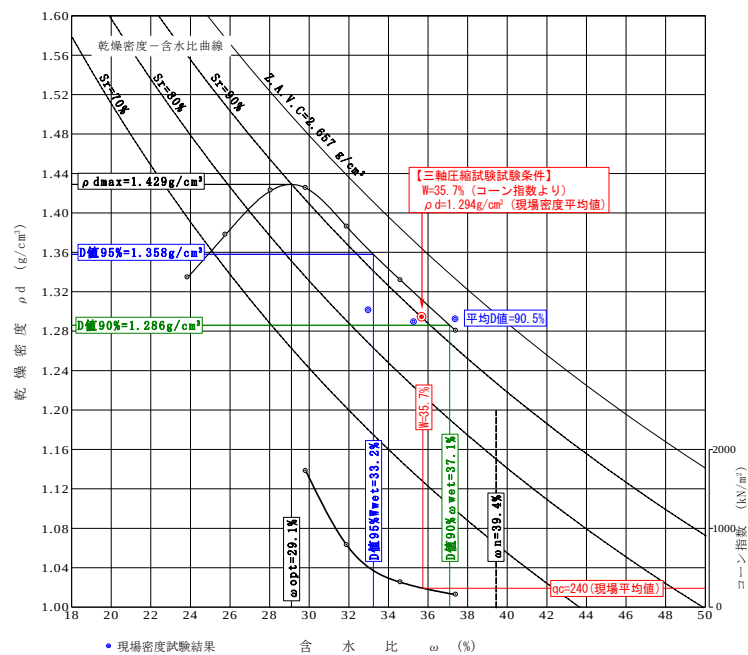


図-1.6.4.2.4 【TP-1】 締固め曲線

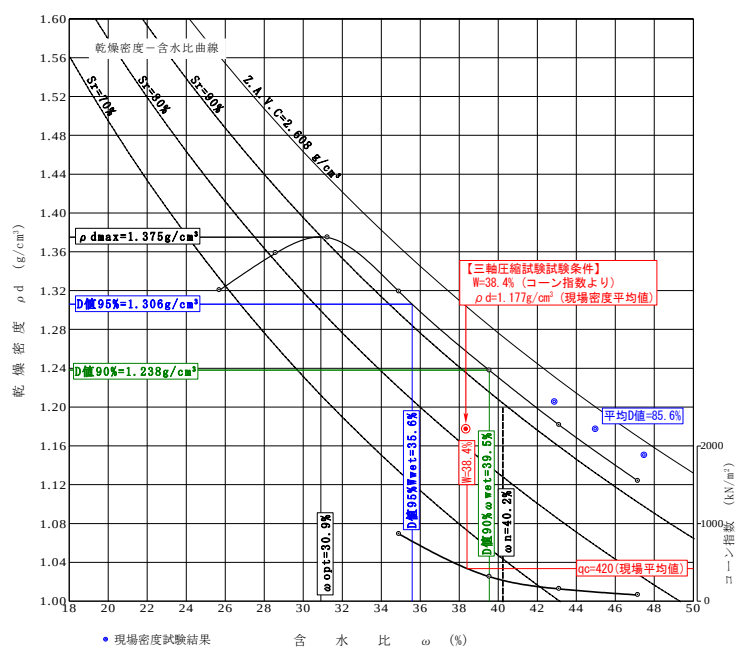


図-1.6.4.2.5 【TP-2】 締固め曲線

表-1.6.4.2.4 室内土質試験一覧表(TP-1,2)

調査位置	標高	室内土質試験(代表試料)																	
		物理試験										力学試験							
		土粒子 密度 ρ_s (g/cm^3)	自然 含水比 ω_{n-19mm} (%)	工学的分類	最大粒径 Dmax (mm)	礫率 P +4.75mm (%)	礫分 G 75~20mm (%)	砂分 S 20~0.075mm (%)	細粒分 含有率 Fc -75 μm (%)	(内訳)			コンシステンシー			縮固め試験($\phi 100mm$)		三軸試験($\phi 100mm$)	
										シルト M (%)	粘土 C (%)	液性限界 WL (%)	塑性限界 WP (%)	塑性指数 Ip (%)	最適 含水比 ω_{opt} (%)	最大 乾燥密度 ρ_{dmax} (%)	試験点 条件		粘着力 C (kN/m^2)
TP-1	GL-2.6m	2.657	39.4	細粒分質 礫質砂 (SFG)	75.0	9.5	17.0	25.3	57.7	21.5	36.1	62.0	24.4	37.6	29.1	1.429	$\rho_d = 1.294t/m^3$ $\omega = 35.7\%$	20	18.7

提体開削調査											
現場密度試験($\phi 200mm$, 突砂法)											
試験孔 No	フルサイズ			礫補正			現場				
	湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	含水比 ω_n (%)	乾燥密度 ρ_d (t/m^3)	補正 礫率 P _{+19mm} (%)	礫比重 Gb _{19mm} (%)	含水比 ω_{-19mm} (%)	乾燥密度 ρ_{d-19mm} (t/m^3)	間隙比 e	飽和度 Sr (%)	縮固め度 D値 (%)	透水性係数 k (cm/s)
No.1	1.736	32.7	1.308	3.6	1.537	33.0	1.301	1.042	84.1	91.0	7.70E-06
No.2	1.796	35.9	1.322	7.9	1.814	37.4	1.292	1.057	94.0	90.4	1.80E-06
No.3	1.755	34.7	1.303	4.4	1.710	35.3	1.289	1.061	88.4	90.2	6.20E-06
平均	1.762	34.4	1.311	5.3	1.687	35.2	1.294	1.053	88.8	90.5	9.50E-06

調査位置	標高	室内土質試験(代表試料)																	
		物理試験										力学試験							
		土粒子 密度 ρ_s (g/cm^3)	自然 含水比 ω_{n-19mm} (%)	工学的分類	最大粒径 Dmax (mm)	礫率 P +4.75mm (%)	礫分 G 75~20mm (%)	砂分 S 20~0.075mm (%)	細粒分 含有率 Fc -75 μm (%)	(内訳)			コンシステンシー			縮固め試験($\phi 100mm$)		三軸試験($\phi 100mm$)	
										シルト M (%)	粘土 C (%)	液性限界 WL (%)	塑性限界 WP (%)	塑性指数 Ip (%)	最適 含水比 ω_{opt} (%)	最大 乾燥密度 ρ_{dmax} (%)	試験点 条件	粘着力 C (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
TP-2	GL-2.6m	2.608	40.2	礫まじり 細粒分質砂 (SF-G)	63.0	8.4	13.2	28.5	58.3	25.0	33.3	72.2	24.0	48.2	30.9	1.375	$\rho_d = 1.177t/m^3$ $\omega = 38.4\%$	10	17.9

提体開削調査											
現場密度試験($\phi 200mm$, 突砂法)											
試験孔 No	フルサイズ			礫補正			現場				
	湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	含水比 ω_n (%)	乾燥密度 ρ_d (t/m^3)	補正 礫率 P _{+19mm} (%)	礫比重 Gb _{19mm} (%)	含水比 ω_{-19mm} (%)	乾燥密度 ρ_{d-19mm} (t/m^3)	間隙比 e	飽和度 Sr (%)	縮固め度 D値 (%)	透水性係数 k (cm/s)
No.1	1.700	47.3	1.154	1.1	1.590	47.5	1.150	1.268	97.7	83.6	9.50E-06
No.2	1.709	44.8	1.180	0.7	1.768	45.0	1.177	1.216	96.5	85.6	8.70E-06
No.3	1.728	42.4	1.213	3.2	1.536	42.9	1.205	1.164	96.1	87.6	8.30E-06
平均	1.712	44.8	1.182	1.7	1.631	45.1	1.177	1.216	96.8	85.6	8.80E-06

(6) 解析モデルと解析パラメータ

1) 解析モデル

ニューマーク D 法の簡易法における解析モデルは、設計標準断面図をもとに次のように設定する。均一型のため、堤体は浸潤線より上の不飽和ゾーン（湿潤重量）と浸潤線以下の飽和ゾーン（飽和重量）の 2 つのゾーンに区分する。基礎地盤は、 $N \leq 10$ 程度の礫混じり中・細砂であることから、東北地方・太平洋沖地震（平成 23 年 3 月 11 日）の地震で被災した際、下流側の基礎地盤の過剰間隙水圧が上昇し、強度低下を起こして基礎地盤を通るすべりが発生した可能性がある。そこで、ボーリング結果から基礎地盤（礫混じり中・細砂）の層厚が 9m 程度以上あると想定されることから、基礎地盤の層厚を 10 m に設定する。

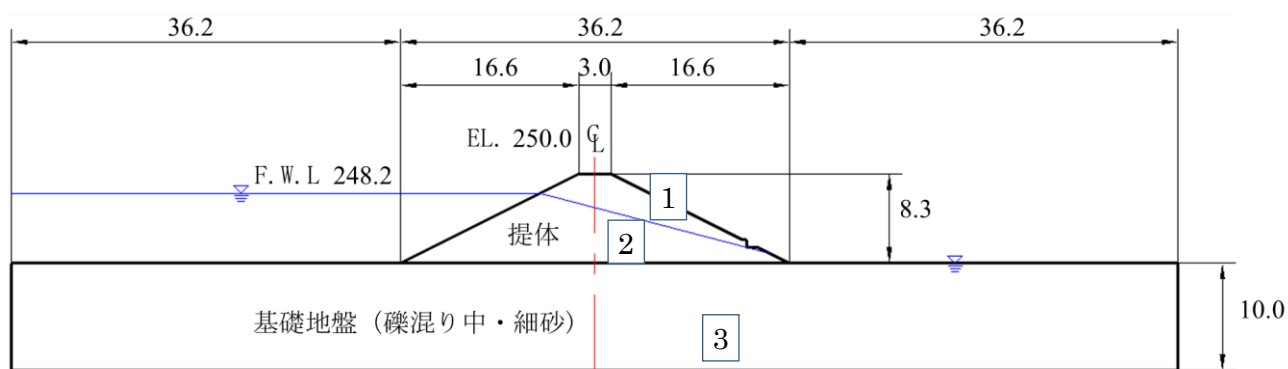


図-1.6.4.2.6 簡易法における解析モデル

単位: (m)

2) 解析パラメータ

試験結果をもとに簡易法の解析パラメータを次に示す。基礎地盤については、内部摩擦角 Φ は N 値から Φ -材料として、換算 N 値から道路橋示方書・同解説/ I 共通編、IV 下部構造編の換算式を用い、 27.4° と設定した。粘着力はゼロと仮定する。また単位体積重量は堤体飽和重量と同じと仮定する。

表-1.6.4.2.5 解析パラメータ

ゾーン	パラメータ						
	単位体積重量 γ (KN/m^3)	全応力内部摩擦角 Φ ($^\circ$)	全応力粘着力 C (KN/m^2)	礫率 +4.75mm P (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 (%)	締固め度 D 値 (%)
1 堤体不飽和	17.02	22.2	17.5	0.45	0.021	58.0	88.1
2 堤体飽和	17.32	22.2	17.5	0.45	0.021	58.0	88.1
3. 基礎	17.32	27.4	-	0.45	0.021	58.0	88.1

(7) 入力地震波

1) 観測地震波形の選定

解析には工学的基盤相当の地震波形を用いることから、地中に地震計が設置されている KiK-net 観測点（強震観測網；防災科学研究所）より観測波形を選定する。青田新池、KiK-net 観測点、東北地方太平洋沖地震の震央位置図を以下に示す。これより、青田新池に最も近く、

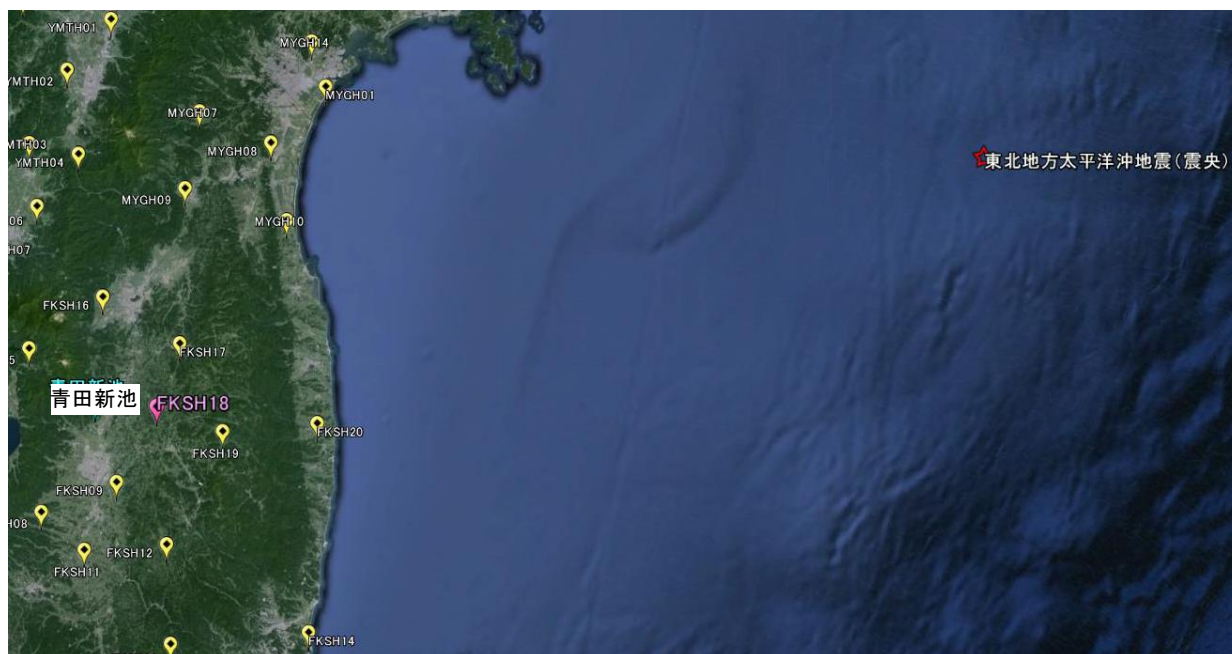


図-1.6.4.2.7 青田新池、KiK-net 観測点及び東北地方太平洋沖地震震央位置図

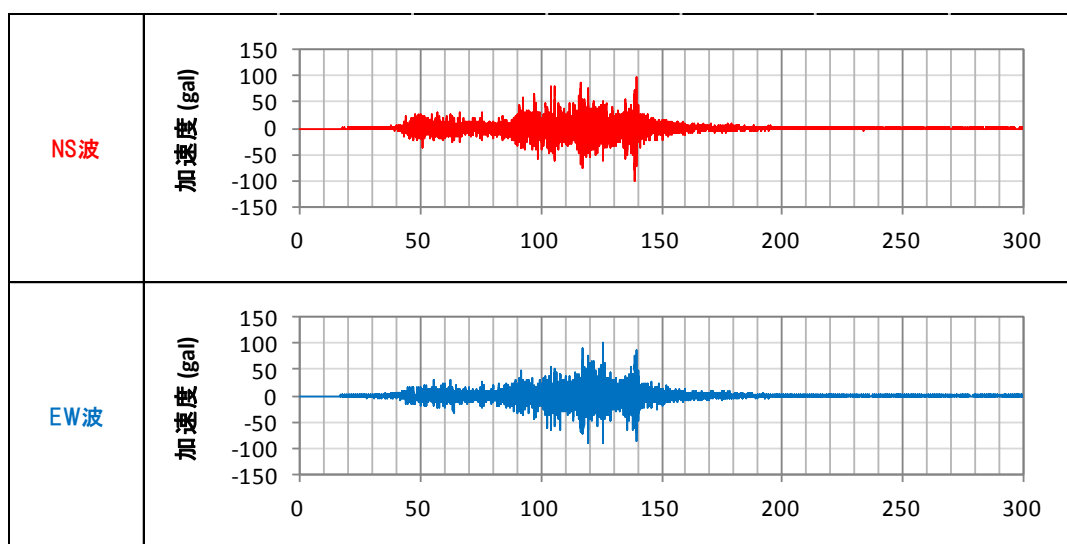


図-1.6.4.2.8 【KiK-net 三春（地中地震計）】 東北地方太平洋沖地震の観測波形

2) 距離減衰の検討

青田新池、KiK-net 三春の震央距離は、それぞれ 230km、215km となり、震央距離は青田新池の方が約 15km 大きくなる。そこで、青田新池地点の推定地震波形は、KiK-net 三春の観測波形に距離減衰を考慮して作成する。青田新池地点の地震波形作成フローを以下に示す。

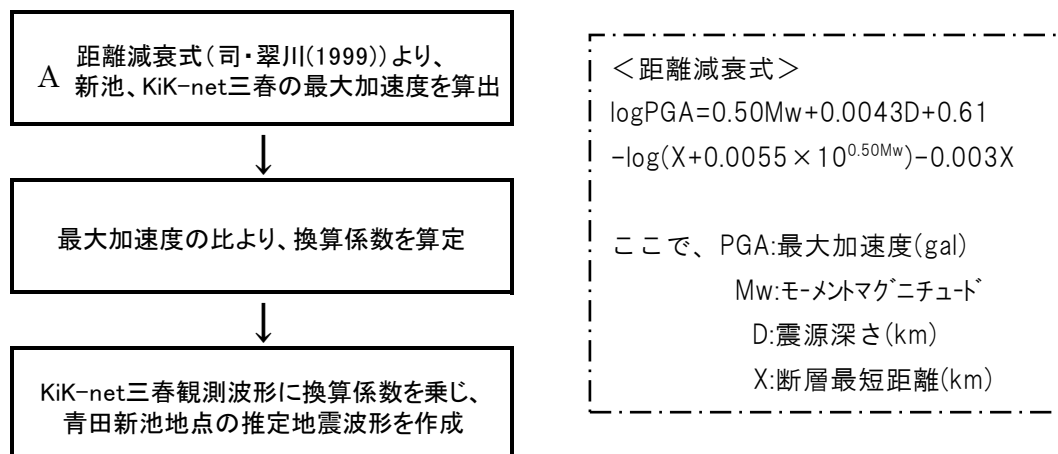


図-1.6.4.2.9 地震波形作成フロー及び距離減衰式

距離減衰式に使用するパラメータ及び算定結果は以下の通りである。断層最短距離の算出するためには断層面を設定する必要があるが、本地震の断層面は明確には示されていない。また、今回の距離減衰式算定は、2 地点における最大加速度の比を算出することを目的としていることから、断層最短距離は震央距離を用いることとする。

表-1.6.4.2.6 距離減衰式パラメータ

Mw	D(km)	X(km)		PGA(gal)	
		Aため池	KiK-net三春	Aため池	KiK-net三春
9	24	230	215	82.6	95.1

よって、換算係数は 0.87 (=82.6/95.1) となる。

3) 青田新池地点の推定地震波形

KiK-net 三春の観測波形に換算係数 0.87 を乗じ、青田新池地点の地震波形を作成する。

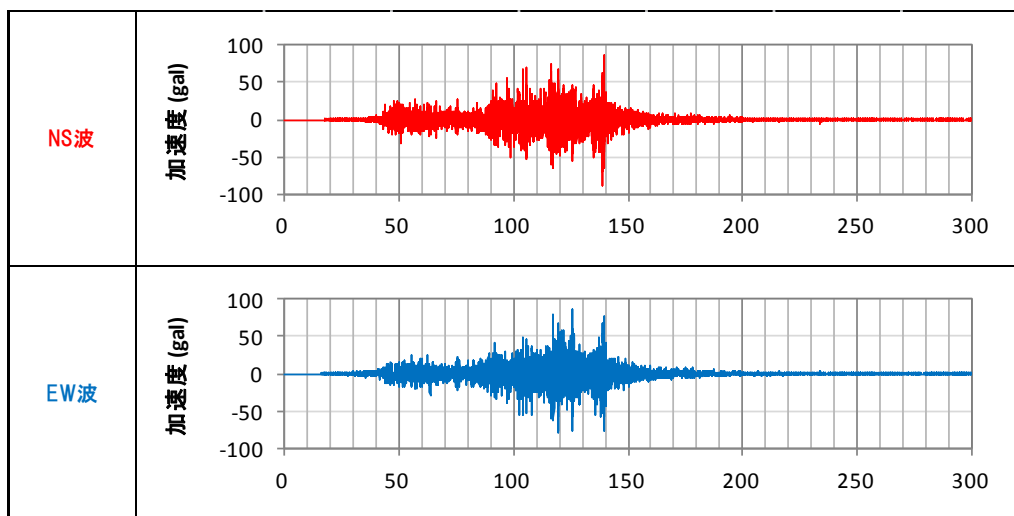


図-1.6.4.2.10 【青田新池地点】 東北地方太平洋沖地震の推定地震波形