

5. 今回の地震に伴う液状化現象のメカニズム

本章では、各地点（5団地、2干拓堤防、米子港）における今回の地震動（平成12年鳥取県西部地震）を再現（推定）して各地点毎の液状化現象のメカニズムおよび液状化の程度を評価する。

5-1. 工学的地震基盤面における地震動の推定

図5-1.4に示した荒島地区本震の水平動記録は、震動途中から波形が長周期化しており、明らかに表層地盤の液状化による影響が認められる。また、水平動の最大加速度が鉛直動の最大加速度より小さくなっており、この点からも地震動波形において表層地盤の液状化の影響が考えられるものとなっている。

このようなことから、地表の水平成分加速度波形から工学的基盤の加速度波形を求めるためには、液状化の影響を取り除く必要があり、通常の等価線形法による応答計算を適用しただけでは、この影響を取り除くことは難しいと考えられる。このため、今回は荒島地区で観測された液状化の影響が入っていないと考えられる地表の余震記録を用いて、経験的グリーン関数法により小地震を重ね合わせることで、液状化の影響の入っていない線形の工学的基盤での本震の加速度波形を算出した。

各地点の工学的地震基盤面における地震動の推定は、以下の①~③の手順で行った。

- ①荒島地区で観測された余震の加速度波形を、線形地震応答解析（参（1）参照）により工学的地震基盤面に戻す。
- ②工学的地震基盤面に戻した余震波形を用いて、経験的グリーン関数法（参（2）参照）により、本震の基盤加速度波形を合成する。経験的グリーン関数法とは、小地震（経験的グリーン関数）を時間領域で重ね合わせることで、大地震の波形を合成する手法である。
- ③各地点の基盤地震動を荒島地区の基盤地震動から与える。ただし、距離減衰を考慮して振幅を調整する。

このように、表層近傍の液状化による地盤の軟化の影響が少ない余震記録を用いることで、平成12年鳥取県西部地震の際に生じたと推定される工学的基盤面での加速度波形をより適切に評価できると考えられる。今回行った以上の作業の流れを図5-1.1に示す。

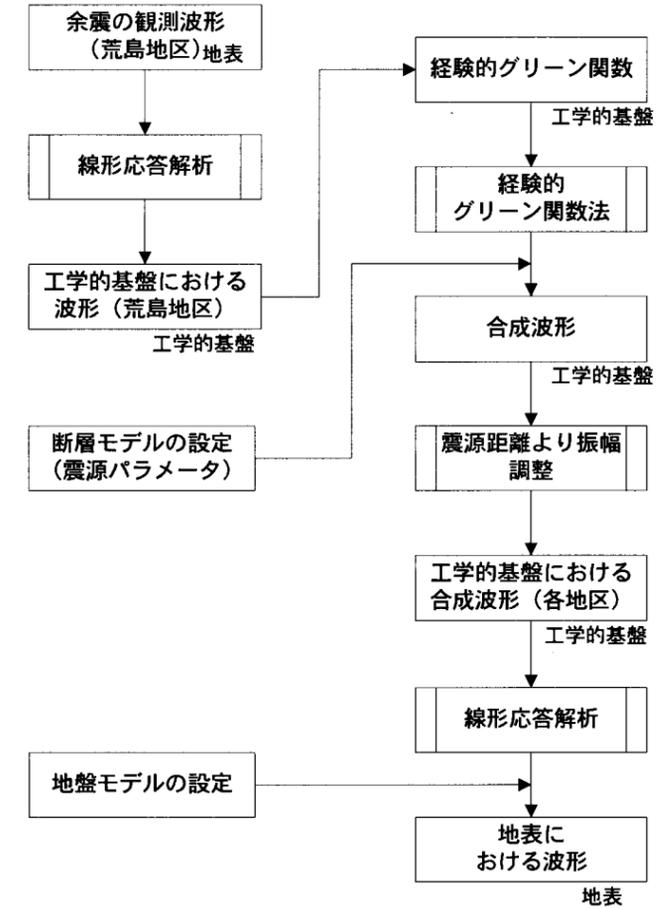


図5-1.1 経験的グリーン関数法を用いた地震波形作成の流れ

まず、経験的グリーン関数法により、荒島地区の基盤加速度を推定する。経験的グリーン関数となる波形には、国土交通省出雲工事事務所の飯梨川河口左岸（荒島地区）に設置された地表面地震計で観測された地震波形を用いた。

図5-1.2に国土交通省出雲工事事務所が管轄する「荒島観測点」の位置図を、図5-1.3に地震観測点の地質想定断面図を示す。



図5-1.2 荒島観測点の位置図

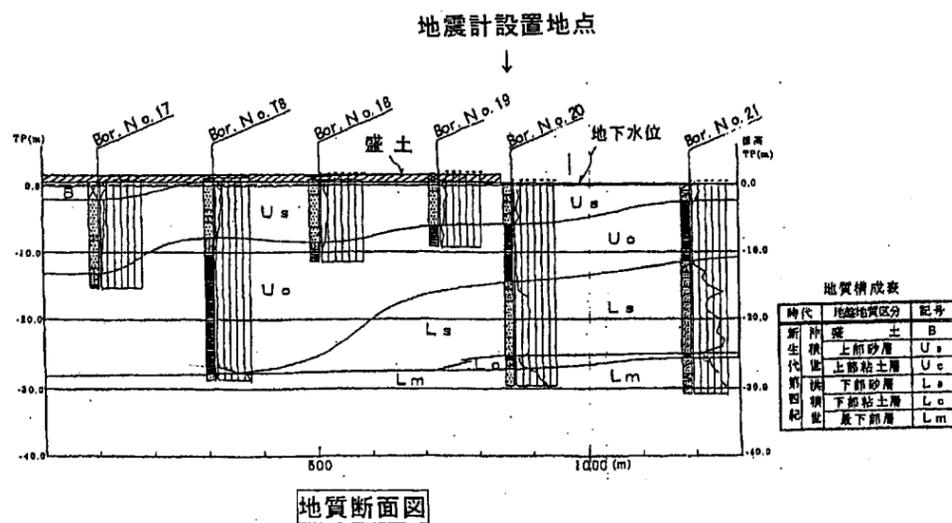


図5-1.3 荒島地区の地質想定断面図

経験的グリーン関数として用いた余震の諸元を表5-1.1に、観測波形を図5-1.4に示す。余震のマグニチュードは、M=4.4であり、今回の手法に用いる余震として妥当な大きさである。この波形を地震応答計算により基盤に戻した波形を、図5-1.5に示す。

経験的グリーン関数法により得られた、荒島地区における基盤加速度波形を図5-1.6に示す。他の地区における基盤加速度波形は、この荒島地区の波形を距離減衰を考慮して振幅調整したものである。

震源時	10月7日 04時59分	
マグニチュード	4.4	
震源	緯度	35° 17.1'
	経度	133° 21.7'
	深さ	7km

表5-1.1 用いた余震の諸元（気象庁による）

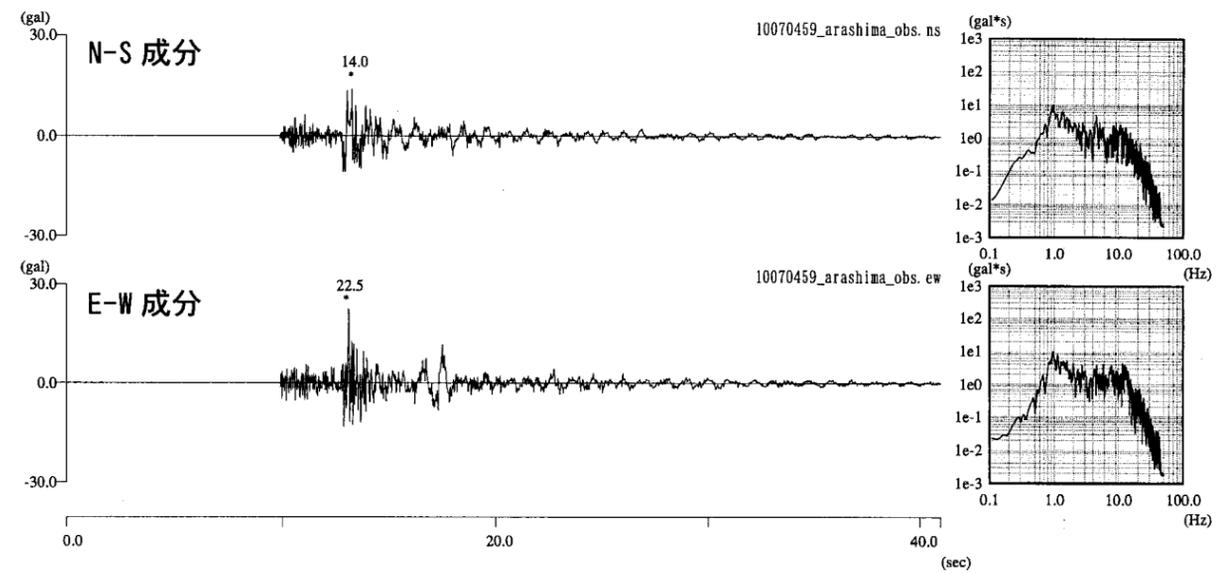


図5-1.4 解析に使用した余震の観測波形（荒島観測点）

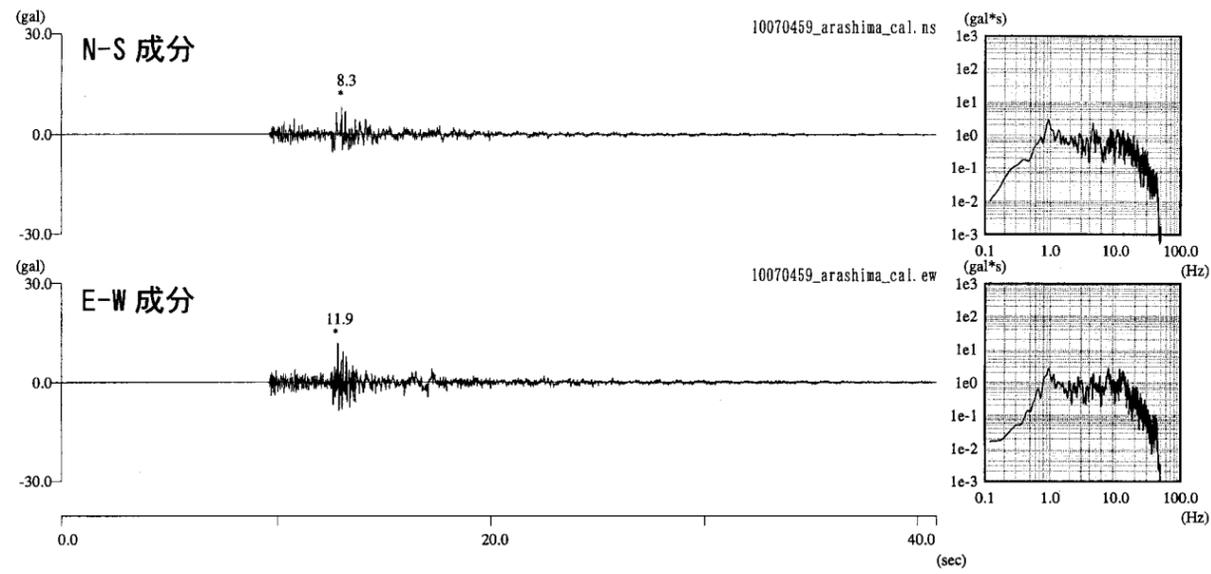


図 5 - 1 . 5 地震応答解析で基盤に戻した余震波形（経験的グリーン関数）

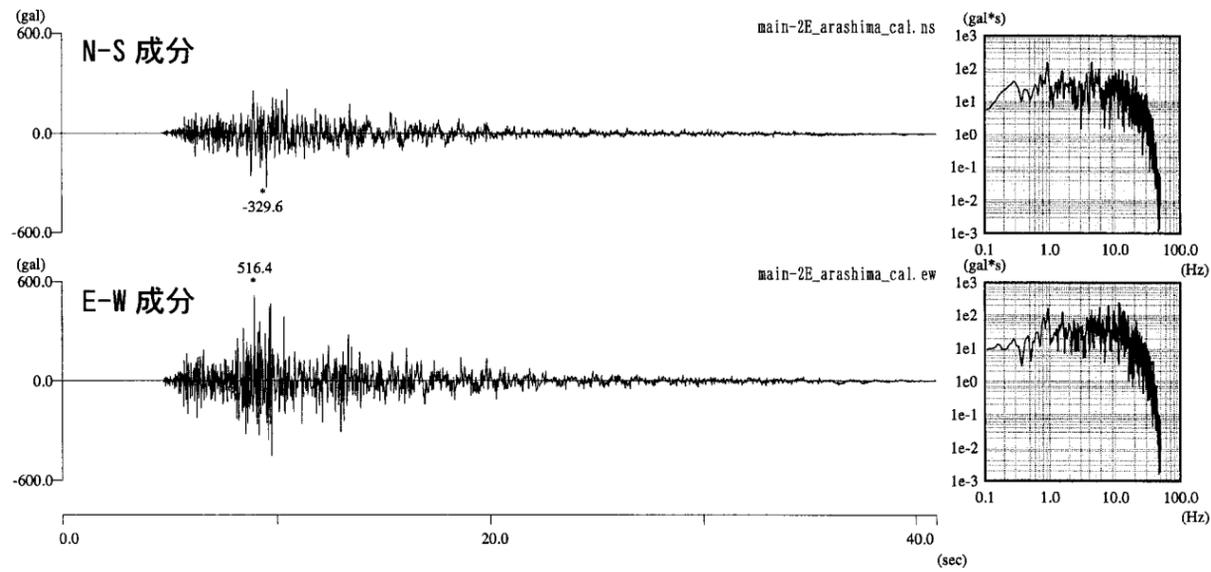


図 5 - 1 . 6 経験的グリーン関数法による合成波形（荒島観測点）

(参1)「地震応答解析」の概要

今回の解析では、計算の過程で以下の地震応答解析を行っている（図1-1.1参照）。

- 1) 小地震の地表観測波形を工学的基盤に戻す
- 2) 得られた各地点の工学的基盤における合成波形を地表に立ち上げる。

ここでは、重複反射理論に基づく次元地震応答解析手法を用いて線形で解析を行った。

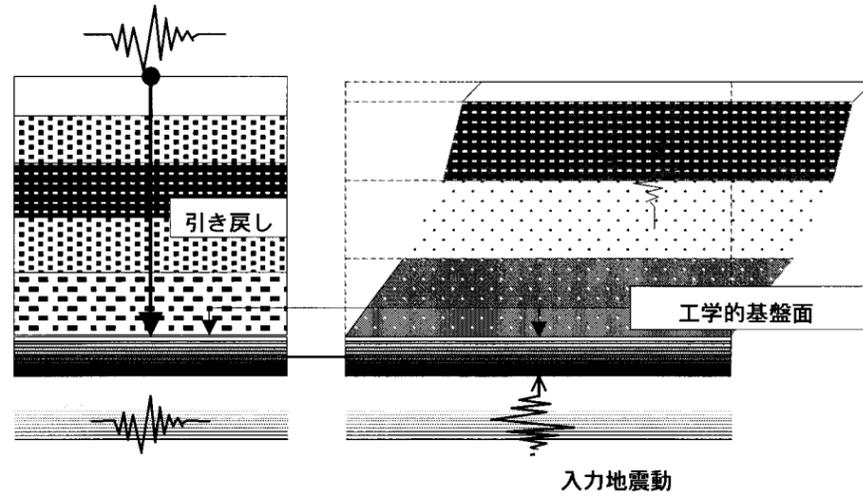


図5-1.7 地表観測波形の引き戻しと立ち上げ

引き戻し地震応答解析にあたっては、解析対象地点の地盤モデルが必要となる。本解析に用いた地盤モデルを図5-1.8に示す。

▽	深度 (m)	土質記号	層厚 (m)	湿潤密度 (tf/m ³)	S波速度 (m/s ²)	
						地表面
	5	Us	6.3	1.8	140	
	10	Uc	8.7	1.6	120	
	15	Ls	2	1.8	130	
	20	Ls	7.7	1.8	220	
	25	Lc	2	1.8	180	
	30	Lm	2.3	2	300	工学的基盤面

図5-1.8 荒島地区の地盤モデル

(参2)「経験的グリーン関数法」の概要

①手法の概要

対象とする地表面地点で地震観測を行っても、地盤の非線形性（特に液状化現象に伴う非線形性）の影響から工学的地震基盤で生じている大地震記録を再現することは困難である。したがって、地盤の非線形性の影響が少ない中小規模の余震記録を用いることが必要になる。

本方法は観測された中小の地震記録に含まれている、震源から対象地点までの地震波の伝播経路の情報を利用するために、中小の地震記録をグリーン関数として用いて、地震の相似則から合成のためのパラメータを推定し、時間軸上で重ね合わせて大地震の記録を得る方法である。合成に必要なパラメータは次のような考え方で定められる。

- ・重ね合わせる小地震の数は、大地震と小地震のモーメント比から決まる。
- ・大地震の断層面の分割個数は大地震と小地震の断層面積比で決められる。
- ・重ね合わせる小地震の数、大地震の断層の縦横の分割数は、震源パラメータの相似則が成り立っているとすると [大地震のモーメント / 小地震のモーメント]^{1/3} に等しい。

分割されたおのおのの小領域から、大地震と小地震の滑り量の比に相当する個数の小地震が大地震のライズタイム内に発生すると考えて、時間軸上で、破壊伝播に要する時間や伝播経路の違いによる伝播時間の差を考慮して、重ね合わせる。

これらの手法は、以下のように定式化される（Irikura(1986)および入倉他(1997)）。

$$U(t) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \frac{r}{r_{ij}} F(t) * (C \cdot u(t))$$

$$F(t) = \delta(t - t_{ij}) + \frac{1}{n'} \{1 - \exp(-1)\} \cdot \sum_{k=1}^{(N-1)n'} \left[\exp\left\{-\frac{(k-1)}{(N-1)n'}\right\} \cdot \delta\left(t - t_{ij} - \frac{(k-1)T}{(N-1)n'}\right) \right]$$

$$t_{ij} = \frac{(r_{ij} - r_0)}{V_s} + \frac{\xi_{ij}}{V_r}$$

図5-1.9に波形合成の概念を示した。

②得られる波形またはスペクトル

用いる余震（小地震）記録の種類にしたがって、加速度、速度、変位の波形が得られるが、今回は加速度記録を対象とした。

③対象周期範囲

特に制限はないが、用いる余震（小地震）記録によって限界がある。すなわち、用いる余震（小地震）記録の測定周波数帯域、あるいは、デジタイズに伴う長周期ノイズなどから、結果として有意な周波数帯域を決定する。

<波形合成の概念>

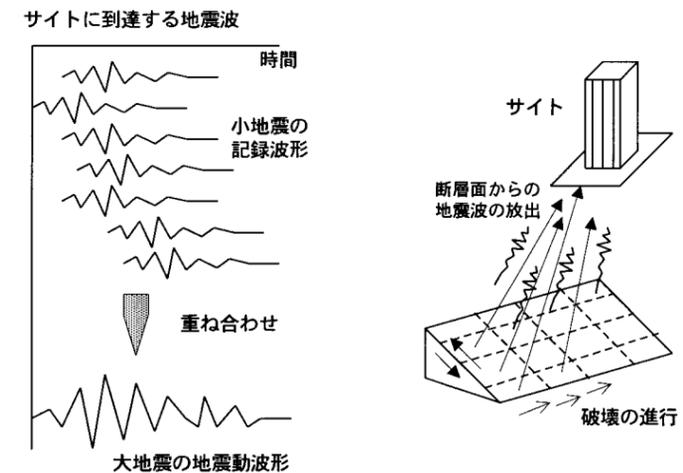


図5-1.9 波形合成の概念

④対応できる震源距離

手法による制限はない。しかし、観測点(対象地点)と断層が極端に近いような場合は、小地震の経路と各要素からの伝播経路が同等と見なせなくなることに注意する必要がある。

⑤入力データ

必要なデータは、要素地震波としての条件を満足している小地震波形とそのモーメント、断層モデル、破壊伝播速度、S波伝播速度である。

⑥特徴および注意点

- ・要素地震波としては、想定する大地震の震源域内で発生し、メカニズムも大地震のメカニズムと同等と見なせる地震で、対象とする帯域においてシグナルがノイズより十分大きい必要がある。
- ・小地震記録の S/N 比に注意し、有効な周波数範囲を調べる必要がある。
- ・重ね合わせる個数は大地震と小地震のモーメントから定めるため、小地震のモーメントを評価することが重要である。
- ・重ね合わせ回数は、多すぎると、中間周波数で ω^2 モデルからのずれが大きくなってしまう。重ね合わせ回数が多くなってしまふ場合（10程度以上）は、2回に分けて計算することによって、問題を解決できる。
- ・断層が大きい場合、一つの小地震記録を全要素での要素波として用いてよいか、吟味が必要である。

- ・結果が小地震の震源特性の影響を受ける。

⑦これまでの検証実績

- ・1983年日本海中部地震 秋田港
- ・1980年伊豆半島沖地震 川奈、中伊豆

⑧文献

- ・Irikura K.(1983);Semi-Empirical Estimation of Strong Ground Motions during Large Earthquakes, Bull. Disaster Prevention Res. Inst., Kyoto Univ., Vol.33.
- ・Irikura K.(1986);Prediction of Strong Acceleration Motions Using Empirical Green's Function, Proc.7th Japan Earthquake Engineering Symposium.
- ・Irikura K.(1988);Estimation of Near-Field Ground Motion Using Empirical Green's Function,Proc.9th World Conference on Earthquake Engineering,Japan.
- ・入倉ほか(1992);強震動予測の実用化における問題点,地震学会,1992,No.2.
- ・入倉ほか(1997);経験的グリーン関数を用いた強震動予測方法の改良,日本地震学会講演予稿集,NO.2,B25.
- ・三宅ほか(1999);経験的グリーン関数法を用いた1997年3月26日(MJMA6.5)及び5月13日(MJMA6.3)鹿児島県北西部地震の強震動シュミレーションと震源モデル,地震2,Vol.51,1999.

5-2. 地表面加速度の再現（推定）

前節で算出された工学的基盤面における入射加速度波形を用いて、各地点（5 団地、2 干拓地、米子港）での地表面加速度を算出する。

ここでは、S波の重複反射理論に基づいて工学的地震基盤面に入力された場合の地震応答解析「SHAKE」を実施する。

(1) 地震応答解析

図5-2.1にSHAKEの応答解析の概念図を示す。

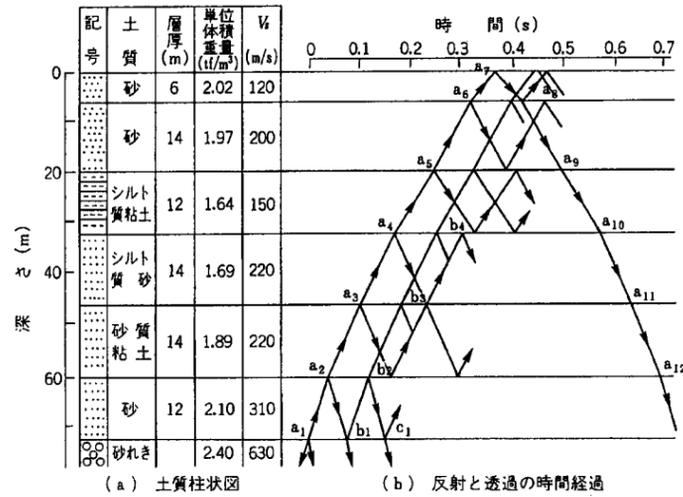


図5-2.1 地震応答解析「SHAKE」の概念図

また、図5-2.2にSHAKEにおける地震応答解析の流れを示す。

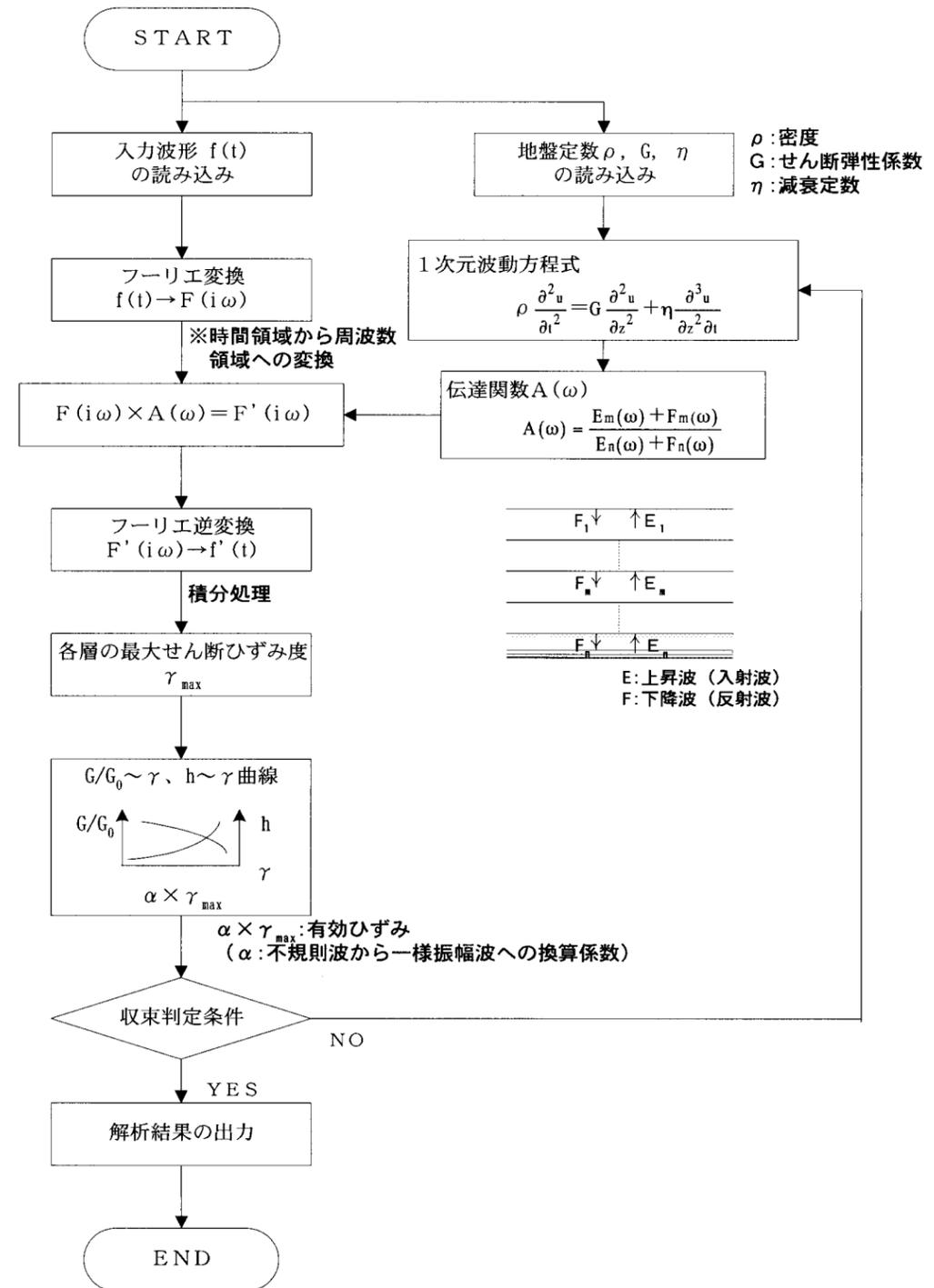


図5-2.2 SHAKEにおける地震応答解析の流れ

(2) 地盤モデルの設定

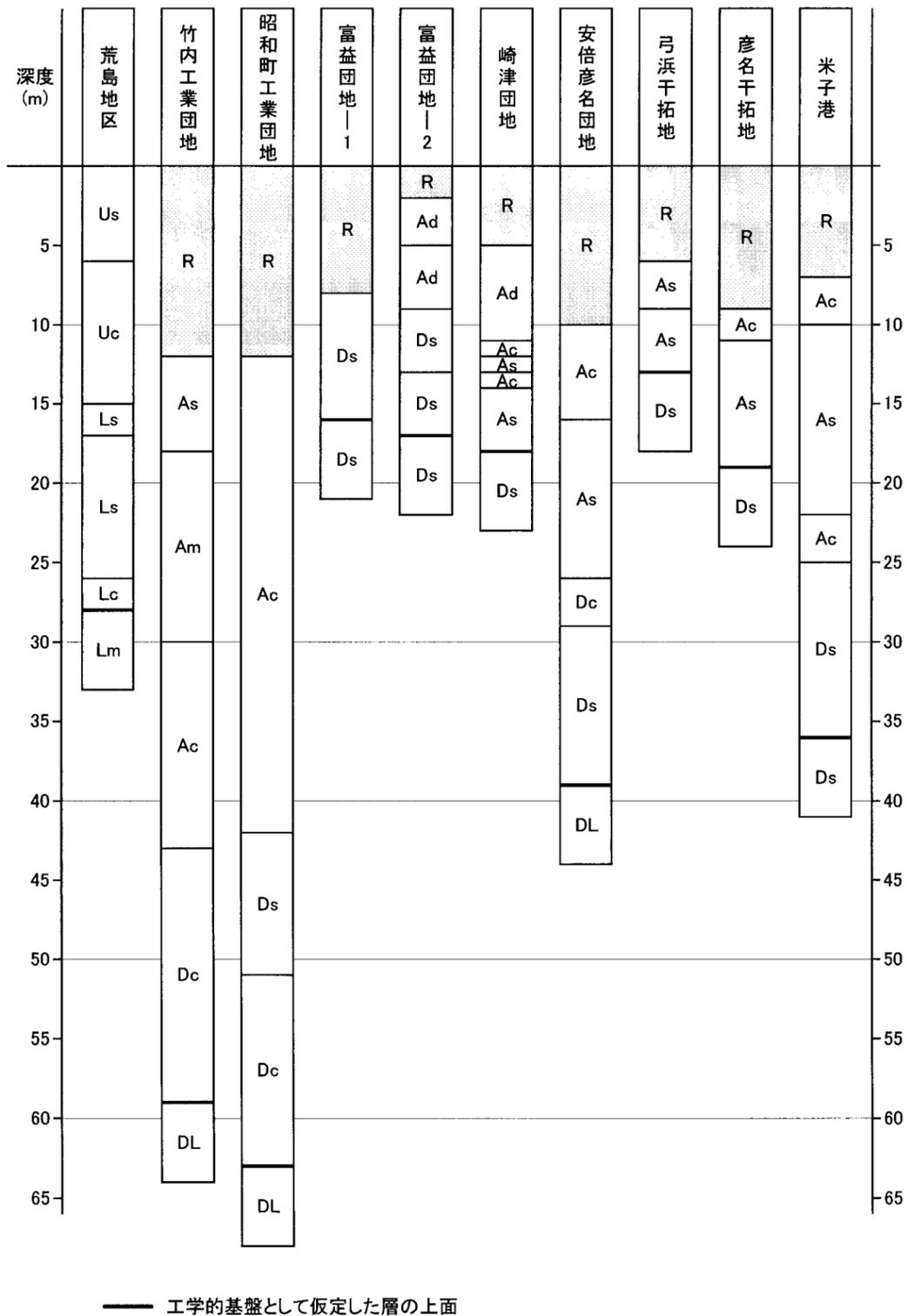


図5-2.3 設定した地盤モデルの概要

(3) 土質定数

表5-2.1 設定した土質定数の一覧表

地区名	地層名	記号	地盤モデル		入力データ			一次固有周期 (s)	
			上面深度 G.L.-(m)	層厚 (m)	減衰定数 (%)	Vs (m/s)	密度 (t/m ³)		層厚 (m)
竹内工業団地 (竹内-1)	埋土	R	0.00	11.90	5	160	1.70	1.385	
	沖積砂	As	11.90	6.10	5	160	1.85		
	沖積シルト	Am	18.00	12.00	5	160	1.80		
	沖積粘土	Ac	30.00	13.20	5	160	1.50		
	洪積粘土	Dc	43.20	16.00	5	210	1.70		
	洪積下部砂	DL	59.20	(基盤)	2	320	2.00	1.00	Ⅲ種地盤
昭和町工業団地 (昭和-1)	埋土	R	0.00	11.70	5	170	1.70	1.300	
	沖積粘土	Ac	11.70	30.10	5	170	1.50		
	洪積砂	Ds	41.80	9.50	5	290	1.90		
	洪積粘土	Dc	51.30	11.60	5	250	1.70		
	洪積下部砂	DL	62.90	(基盤)	2	340	2.00	1.00	Ⅲ種地盤
富益団地-1	埋土	R	0.00	6.90	5	150	1.70	0.376	
	洪積砂	Ds	6.90	9.10	5	190	1.90		
	洪積砂	Ds	16.00	(基盤)	2	300	1.90		1.00
富益団地-2	埋土	R	0.00	1.60	5	150	1.70	0.305	
	砂丘砂	Ad	1.60	2.90	5	180	1.85		
	砂丘砂	Ad	4.50	4.10	5	250	1.85		
	洪積砂	Ds	8.60	4.40	5	220	1.90		
	洪積砂	Ds	13.00	3.56	5	270	1.90		
	洪積砂	Ds	16.56	(基盤)	2	300	1.90	1.00	Ⅱ種地盤
崎津団地 (崎津-1)	埋土	R	0.00	4.75	5	150	1.70	0.376	
	砂丘砂	Ad	4.75	6.55	5	210	1.85		
	沖積粘土	Ac	11.30	0.70	5	160	1.50		
	沖積砂	As	12.00	0.90	5	230	1.85		
	沖積粘土	Ac	12.90	0.60	5	160	1.50		
	沖積砂	As	13.50	4.59	5	240	1.85		
	洪積砂	Ds	18.09	(基盤)	2	300	1.90	1.00	Ⅱ種地盤
安倍彦名 (安彦-2)	埋土	R	0.00	9.60	5	180	1.70	0.859	
	沖積粘土	Ac	9.60	5.90	5	130	1.50		
	沖積砂	As	15.50	10.00	5	190	1.85		
	洪積粘土	Dc	25.50	3.30	5	220	1.70		
	洪積砂	Ds	28.80	9.70	5	200	1.90		
	洪積下部砂	DL	38.50	(基盤)	2	300	2.00	1.00	Ⅲ種地盤
弓浜干拓地 (弓浜-2)	埋土	R	0.00	6.00	5	160	1.70	0.277	
	沖積砂	As	6.00	3.20	5	170	1.85		
	沖積砂	As	9.20	3.50	5	270	1.85		
	洪積砂	Ds	12.70	(基盤)	2	300	1.90	1.00	Ⅱ種地盤
彦名干拓地 (彦名-2)	埋土	R	0.00	9.35	5	150	1.70	0.425	
	沖積粘土	Ac	9.35	1.65	5	140	1.50		
	沖積砂	As	11.00	8.35	5	260	1.85		
	洪積砂	Ds	19.35	(基盤)	2	300	1.90	1.00	Ⅱ種地盤
米子港 (米子-1)	埋土	R	0.00	7.35	5	150	1.70	0.836	
	沖積粘土	Ac	7.35	2.65	5	130	1.50		
	沖積砂	As	10.00	12.23	5	170	1.85		
	沖積粘土	Ac	22.23	3.00	5	170	1.50		
	洪積砂	Ds	25.23	11.00	5	220	1.90		
	洪積砂	Ds	36.23	(基盤)	2	300	1.90	1.00	Ⅲ種地盤

※各層の動的変形特性は以下の基準をもとに設定した

(4) 地震応答解析結果

表5-2.2に、地震応答解析における基盤最大加速度および地表面最大加速度の一覧を示す。また、図5-2.4には、地震応答解析により得られた各解析地点の地表加速度波形を示す。

表5-2.2を見ると、地表面最大加速度値にかなり大きなばらつきが認められ、特に軟弱層が厚い地区で加速度値が大きくなっている。このような大きな加速度値は実現象と整合しないが、ここでやっている地震応答解析では液状化に伴うせん断波速度の低下を考慮していないため、パルス的な波形により大きな加速度値となっている。

表5-2.2 最大加速度値一覧

地区名	開放基盤加速度 (E) (gal)	基盤加速度 (E+F) (gal)	地表面最大加速度 (2E) (gal)
竹内工業団地	207	276	202
昭和町工業団地	192	266	230
富益団地-1	263	384	430
富益団地-2	263	343	624
崎津団地	265	306	473
安倍・彦名団地	311	431	276
弓浜干拓地	212	246	454
彦名干拓地	288	355	427
米子港	325	439	280

ここで「経験的グリーン関数」を用いて算出した地震動は、平成12年鳥取県西部地震の際に弓ヶ浜半島で観測された地表最大加速度250~300galと比べ、200~600galとなっている。しかしながら、観測地震動が全ての団地等で存在したわけではなく、荒島地区と境港で観測されているだけである。表層地盤の影響により、特に最大加速度は大きく変化するものであり、今回の解析された最大加速度200~600galが実現象に整合していないとは言い切れない。

しかしながら、今回の解析した工学的基盤波は、全て線形の計算であり、地震基盤(S波速度 $V_s=3000\text{m/s}$)から工学的基盤までの非線形性は一切考慮していない。また、実際ここでの工学的基盤のS波速度(V_s)は、N値から類推して $V_s=300\text{m/s}$ としており、このS波速度から非線形性が現れないとは考えられず、工学的基盤の地震動波形を見ても減衰定数が小さく鋭いピークが多くある波形となっている。つまり、実際の減衰定数を過小評価して、鋭いピークにより最大加速度が大きくなっていると考えられる。特に地表最大加速度624galと計算された富益団地-2では、表層地盤のS波速度が高く、工学的基盤の鋭いピークのある波形がそのまま増幅されているものと考えられる。

以上のことから、今回の「経験的グリーン関数」による方法は、理論的には正しいと考えられるが、実際には地震基盤から工学的基盤までの非線形性の影響を受けていると考えられ、減衰定数等のみつもの改善がさらに必要であると考えられる。

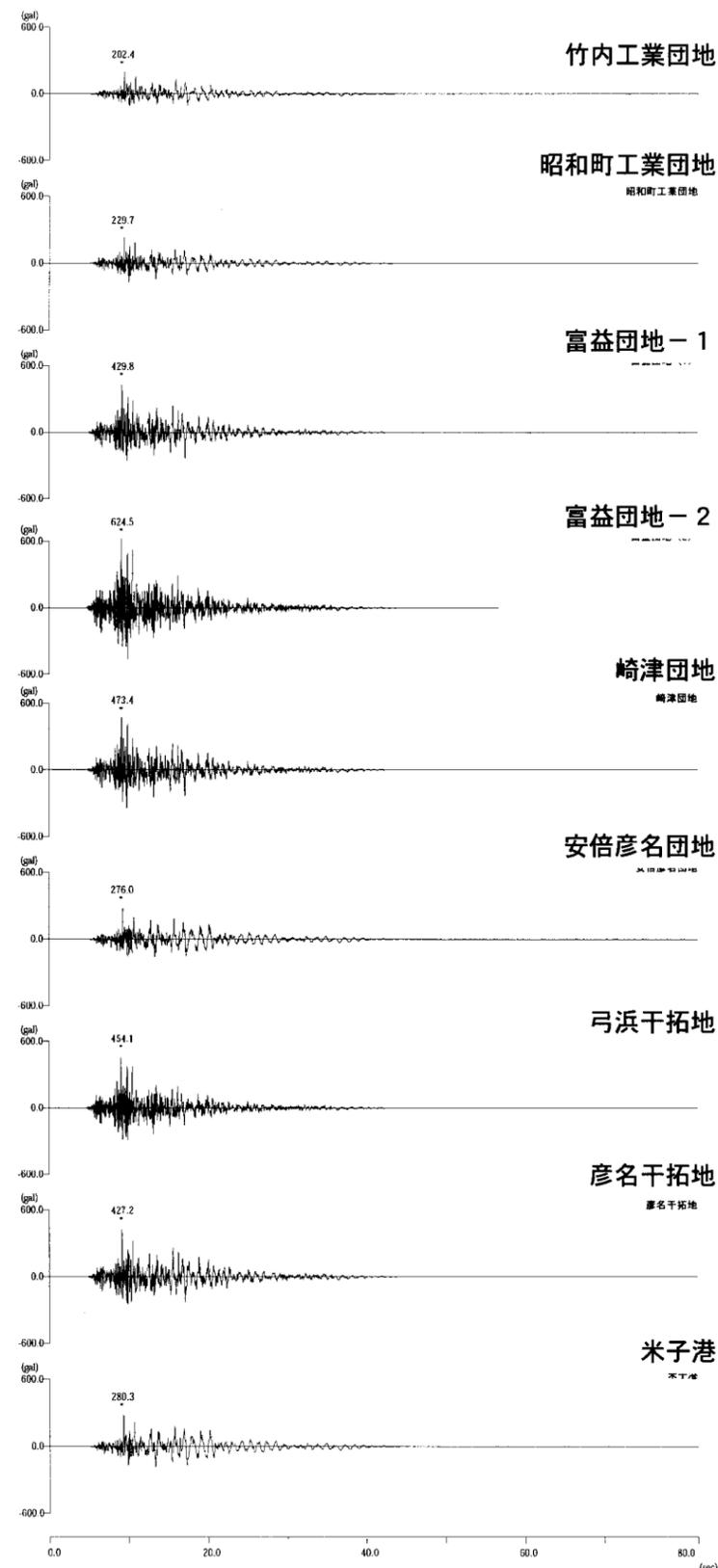


図5-2.4 地表面における各地点の加速度波形

5-3. 今回の地震による液状化程度の検証

ここでは、今回再現（推定）した地盤内発生せん断応力を用いて、液状化判定を実施し平成12年鳥取県西部地震でどの層がどの程度液状化したかを検証した。

(1) 液状化の判定方法

液状化の判定は次の2種類の方法で行った。

①「建築基礎構造設計指針」日本建築学会 1988

②「道路橋示方書・同解説V（耐震設計編）」（社）日本道路協会 1996.12

これらにより求められる判定値は次のものである。

・ F_L 液状化抵抗率

・ P_L 液状化指数

F_L および P_L の算定方法を図5-3.1、図5-3.2に示した。

ここで、 P_L 値を用いた地盤の液状化危険度は次のようにランク付けされる。

$P_L > 15$: 液状化危険度が極めて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避

$5 < P_L \leq 15$: 液状化危険度が高い。重要な構造物に対してより詳細調査が必要

$0 < P_L \leq 5$: 液状化危険度は低い。特に重要な構造物にたいしてより詳細な調査が必要。

$P_L = 0$: 液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は一般に不要。

なお、液状化判定の対象土層は、それぞれの基準で表5.3-1に示したように定めている。「建築基礎構造設計指針」の方法では、細粒分含有率（0%～50%）に応じて補正N値増分を求めているが、竹内工業団地の埋立土層（R層）では、大半の部分で細粒分含有率は50%以上であり補正N値増分が求められない、すなわち判定外（≒液状化判定対象外）となってしまう、今回の竹内工業団地の液状化の発生実態と合わない。ここでは、便法として竹内工業団地に限り、「建築基礎構造設計指針」の方法では細粒分含有率50%以上の土層については、細粒分含有率を $F_c = 50\%$ として補正N値増分を求めて液状化判定をした。（図-参考1参照）

(2) 液状化判定結果

各地区で設定した地盤モデルを基に、推定された地表最大加速度の時の各方法による F_L 計算結果を図5-3.3～5-3.11に、推定加速度発生時の各方法の P_L 値を一覧として表5-3.1に示した。以下、判定結果について述べる。

○ 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いる（90%以上）が、埋土層のN値は他の地区より小さい。しかし、本地点においての地表面加速度は202galと他の団地に比べ小さな地表面最大加速度となっている。この要因として、竹内工業団地では入射する工学的地震基盤が深く地盤の歪み依存における軟化の影響が大きいことが挙げられる。その結果、この時の P_L 値は建築基礎・道路橋とも概ね15を示し、「液状化危険度が極めて高い」との判定となり実際の被害と整合的である。ただし、ここでの建築基礎での液状化判定においては、上述したように細粒部含有率に対する補正N値増分は50%以上の設定が無く判定が不可能となるが、本判定においては、50%以上の場合には50%の値を用いて判定している。

○ 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。

ここで推定された地表面加速度は230galであり、昭和町工業団地内に設置されている国土交通省（旧運輸省）の地震観測結果（EW=302gal）とは異なっている。加速度が小さい分 P_L 値も5前後にあり液状化していない実際の被害と整合的である。調査ボーリング結果のN値を見ると他の団地異なり、埋立土層のN値が大きいこと（あたかも地盤改良したようなN値）も特徴として挙げられる。

○ 富益団地-1、富益団地-2

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箇所の地震応答解析・液状化判定を実施した。今回の8箇所のなかでは地表面最大加速度が最大の（EW=624gal）が推定された。ただし、解析では埋立土層内の過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力的な挙動を再現していないため大きくなったと考察出来る。液状化判定結果は、噴砂が観測された（富益団地1）では P_L 値は30を越える結果になったのに対し、噴砂の確認されない（富益団地2）では、推定最大加速度624galに対しても10程度となり実際の被害と整合的な結果となった。

○ 崎津団地

推定された地表面加速度は（EW=473gal）と比較的大きく、地表面加速度と P_L 値の関係からも P_L 値は15以上にあり、実際の被害とも整合的である。

○ 安倍・彦名団地

採用した地盤モデルの位置はパーパードレーンやサーチャージ盛土による軟弱地盤対策を施した位置からは離れ、今回の地震においても噴砂が確認された位置に近い箇所に当たる。推定さ

れた地表面加速度は EW=276gal となり、P_L値も 10～20 の範囲にあり被害状況とも整合的である。

○ 弓浜干拓地

再現（推定）された地表面加速度は EW=454gal であり、推定加速度によるP_L値の関係からはP_L値は 15 以上にあり、被害状況とも整合的である。

○ 彦名干拓地

推定された地表面加速度は EW=427gal であり、推定加速度によるP_L値の関係からはP_L値は 15 以上にあり、被害状況とも整合的である。

○ 米子港

今回の地震においても噴砂が確認された位置に近い箇所に当たるが、推定された地表面加速度は EW=280gal であり、P_L値も 15 以上にあり被害状況とも整合的である。

地区名	地表面最大加 速度(gal)	判定手法	
		道路橋示方書	建築基礎
竹内工業団地	202	16.30	13.59
昭和町工業団地	230	7.52	1.71
富益団地-1	430	36.00	32.41
富益団地-2	624	9.64	12.82
崎津団地	473	18.39	18.15
安倍彦名	276	17.79	10.55
弓浜干拓地	454	21.93	19.55
彦名干拓地	427	21.34	30.20
米子港	280	19.05	15.35

表 5 - 3 . 1 推定地表面加速度発生時の P L 値一覧

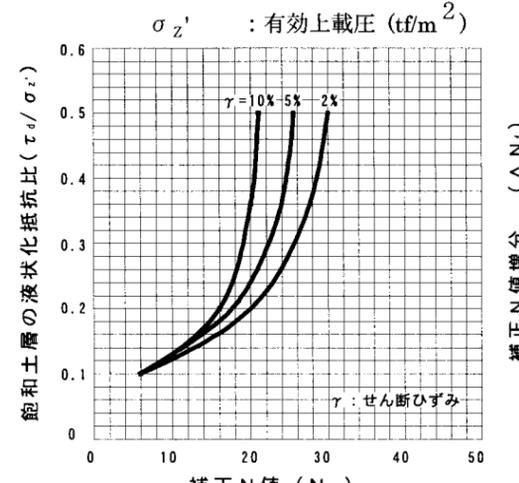
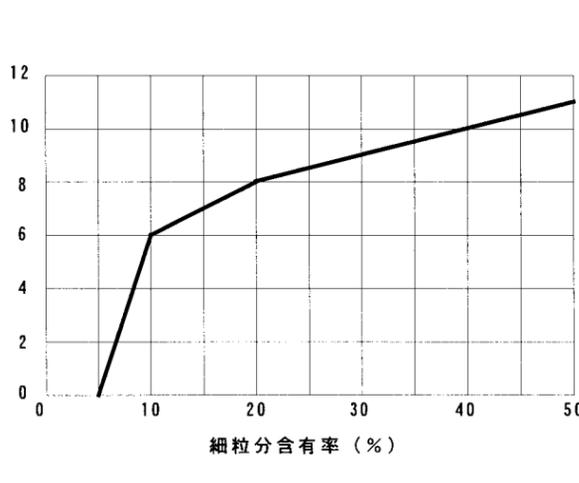
基準・指針名	建築基礎構造設計指針 日本建築学会 1988	基準・指針名	道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (社)日本道路協会 平成8年12月												
液状化判定の対象土層	<ul style="list-style-type: none"> 20m以浅の飽和土層 細粒分含有率FCが35%以下の土層 FCが35%であっても粘土含有率が10%以下、または塑性指数が15%以下の低塑性のシルト層 ※粘土含有率が20%を超える土層は判定対象から除外してよい。	液状化判定の対象土層	<ul style="list-style-type: none"> 地下水位が現地盤面から10m以内にあり、かつ現地盤面から20m以内の深さに存在する飽和土層。 細粒分含有率FCが35%以下の土層、またはFCが35%を越えても塑性指数Ipが15以下の土層。 平均粒径D50が10mm以下で、かつ10%粒径D10が1mm以下である土層。 												
液状化抵抗率	液状化に対する抵抗率FLを次式により算出し、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすものとする。 $F_L = \frac{R}{L} = \frac{\tau_d / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} = \frac{\tau_d}{\tau_d}$	液状化抵抗率	液状化に対する抵抗率FLを次式により算出し、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすものとする。 $F_L = R/L$												
繰返しせん断応力比Lの算出	繰返しせん断応力比Lは次式によって求める。 $L = \frac{\tau_d}{\sigma'_z} = r_n \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \cdot \gamma_d$ ここに、 τ_d : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (tf/m ²) σ'_z : 検討深さにおける有効土被り圧 (鉛直有効応力) (tf/m ²) γ_n : 等価な繰返し回数に関する補正係数で、 $\gamma_n = 0.1(M-1)$ ただし、Mは地震のマグニチュード α_{max} : 地表面における設計用水平加速度 (gal) g : 重力加速度(980gal) σ_z : 検討深さにおける全土被り圧 (tf/m ²) γ_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数で (1-0.015Z)、Zはメートル単位で表した地表面からの検討深度の深さ α_{max} は200gal程度を想定しておけばよい。しかし、地域係数を考えることや、構造物の重要度に応じて重要係数を考慮することが必要となる場合も生じる。	繰返しせん断応力比Lの算出	地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値K _{hco} $L = r_d \cdot k_{hc} \cdot \sigma_v / \sigma'_v$ $r_d = 1.0 - 0.015Z$ $\sigma_v = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (Z - h_w) \} / 10$ $\sigma'_v = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (Z - h_w) \} / 10$ <table border="1" data-bbox="2315 388 2819 598"> <thead> <tr> <th>地盤種別</th> <th>タイプI</th> <th>タイプII</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I種</td> <td>0.30</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>II種</td> <td>0.35</td> <td>0.70</td> </tr> <tr> <td>III種</td> <td>0.40</td> <td>0.60</td> </tr> </tbody> </table> (タイプIの地震動の場合) $c_w = 1.0$ (タイプIIの地震動の場合) $c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$ ここに、 L : 地震時せん断応力比 r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 k_{hc} : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度で次式による $k_{hc} = C_z \cdot K_{hco}$ C_z : 地域別補正係数 σ_v : 全上載圧(kgf/cm ²) σ'_v : 有効項載圧(kgf/cm ²) Z : 地表面からの深さ(m) γ_{t1} : 地下水水位より浅い位置での土の単位体積重量(tf/m ³) γ_{t2} : 地下水水位より深い位置での土の単位体積重量(tf/m ³) γ_{t2} : 地下水水位より深い位置での土の有効単位体積重量(tf/m ³) h_w : 地下水水位の深さ(m) c_w : 地震動特性による補正係数 R_L : 繰返し三軸強度比 ※1)タイプI : 大きな振幅が長時間繰返して作用する地震動(プレート境界型の大規模な地震)を表したものの。 ※2)タイプII : 継続時間は短い極めて強度を有する地震動(兵庫県南部地震のような内陸型地震)を表したものの。	地盤種別	タイプI	タイプII	I種	0.30	0.80	II種	0.35	0.70	III種	0.40	0.60
地盤種別	タイプI	タイプII													
I種	0.30	0.80													
II種	0.35	0.70													
III種	0.40	0.60													
液状化抵抗比Rの算出	液状化抵抗比Rは図-1に示す $\gamma = 5\%$ の曲線を用いて求める。 図-1に示す補正N値(N _a)は次式より算出する。 $N_a = N + \Delta N_f$ $N_f = C_N \cdot N$ $C_N = \sqrt{10 / \sigma'_z}$ (σ'zも単位はtf/m ²) ここに、 N_1 : 換算N値 ΔN_f : 細粒分によるN値補正項(図-2)。 C_N : 換算N値係数 N : とんび法または自動落下法による実測N値。ただし、コーンプーリ法を用いたときは、ロープをプーリから外してハンマーを自由落下させる努力をした場合 1割程度、自由落下の努力をしなかった場合 2割程度割引くこととする。 σ'_z : 有効上載圧 (tf/m ²)														
	 	液状化抵抗比Rの算出	$R = c_w R_L$ $R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$ ここで、 <砂質土の場合> $N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2$ $N_1 = 1.7 \cdot N / (\alpha_v + 0.7)$ $c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$ $c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$ <礫質土の場合> $N_a = \{ 1 - 0.36 \log_{10} (D_{50} / 2) \} N_1$ ここに、 R : 動的せん断強度比 c_w : 地震動特性による補正係数 R_L : 繰返し三軸強度比 N : 標準貫入試験から得られるN値 N_1 : 有効上載圧1kgf/cm ² 相当に換算したN値 N_a : 粒度の影響を考慮した補正N値 c_1, c_2 : 細粒分含有率によるN値の補正係数 FC : 細粒分含有率(%) (粒径75μm以下の土粒子の通過質量百分率) D_{50} : 平均粒径(mm)												

図5-3.1 FL (液状化抵抗率) の算定方法

〔岩崎他, 地震時液状化の程度の予測
について, 土と基礎 vol. 28, No. 4〕

項目	内容
定義式	$P_L = \int_0^{20} F \cdot W(Z) dz$ $F = \begin{cases} 1 - F_L & (F_L < 1.0) \\ 0 & (F_L \geq 1.0) \end{cases}$ $(P_L = \sum_{i=1}^n F \cdot W(Z) \Delta z)$ $W(Z) = 10 - 0.5Z$ <p>P_L : 流動化指数, $W(Z)$: 重み係数, Z : 深度 (m)</p>
判定基準	<p>$P_L = 0$: 液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は一般に不要。</p> <p>$0 < P_L \leq 5$: 液状化危険度は低い。特に重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。</p> <p>$5 < P_L \leq 15$: 液状化危険度が高い。重要な構造物に対してより詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。</p> <p>$15 < P_L$: 液状化危険度が極めて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避。</p>

P_L の算出例

右の例は F_L が連続的に求められないため、以下の式を

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot W(Z) dz$$

次のように変形して求めたものである。

$$P_L = \sum_{i=1}^n F \cdot W(Z) \Delta z$$

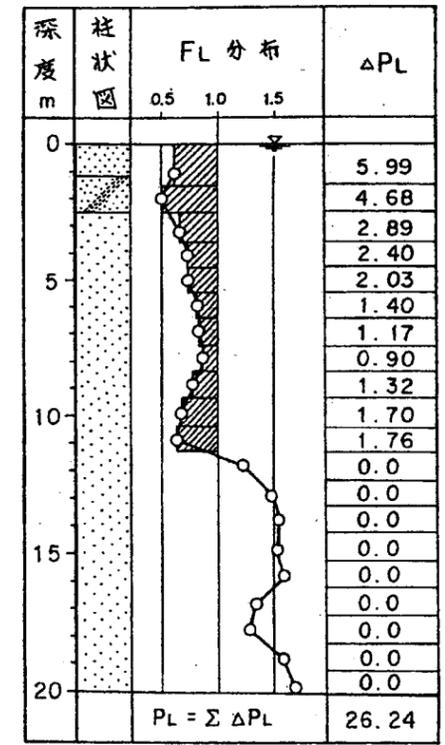
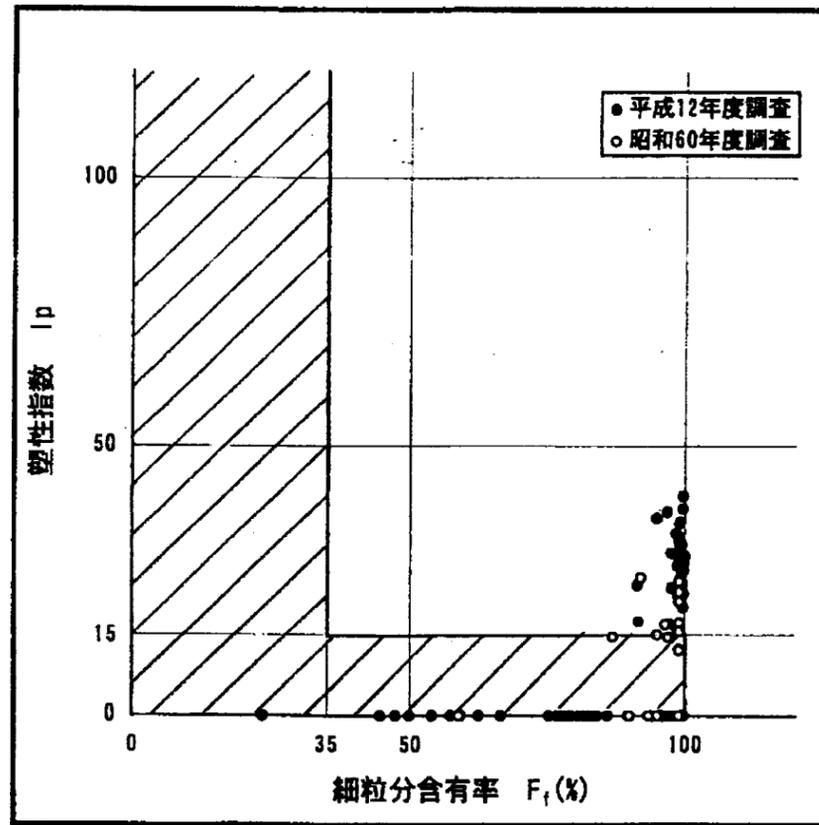


図 5-3. 2 P_L (液状化抵抗率) の算定方法

① 「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」 日本道路協会 平成8年12月

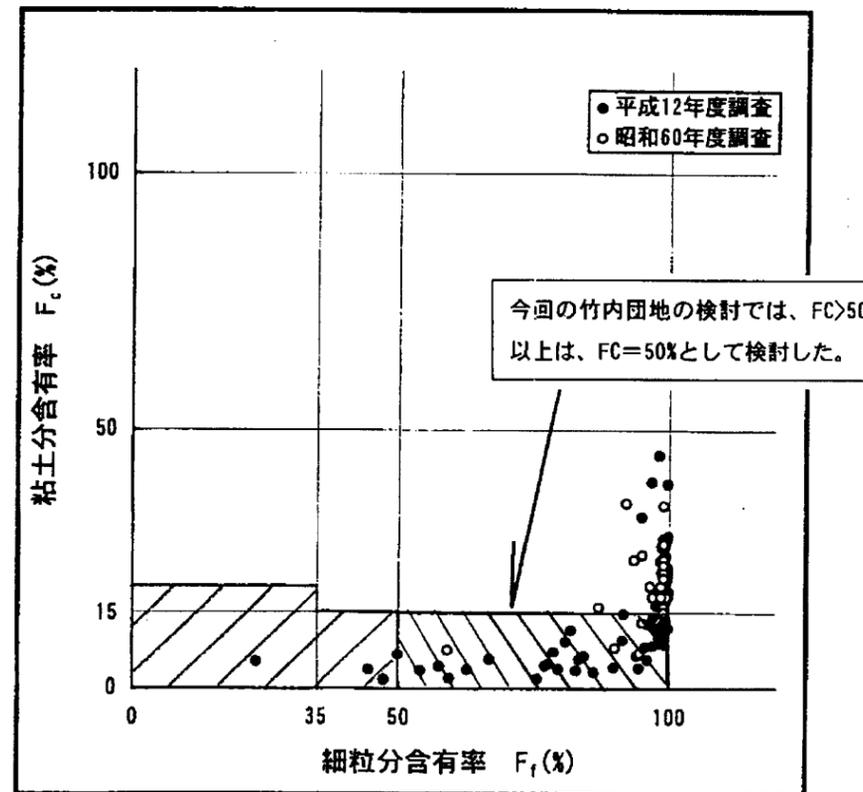
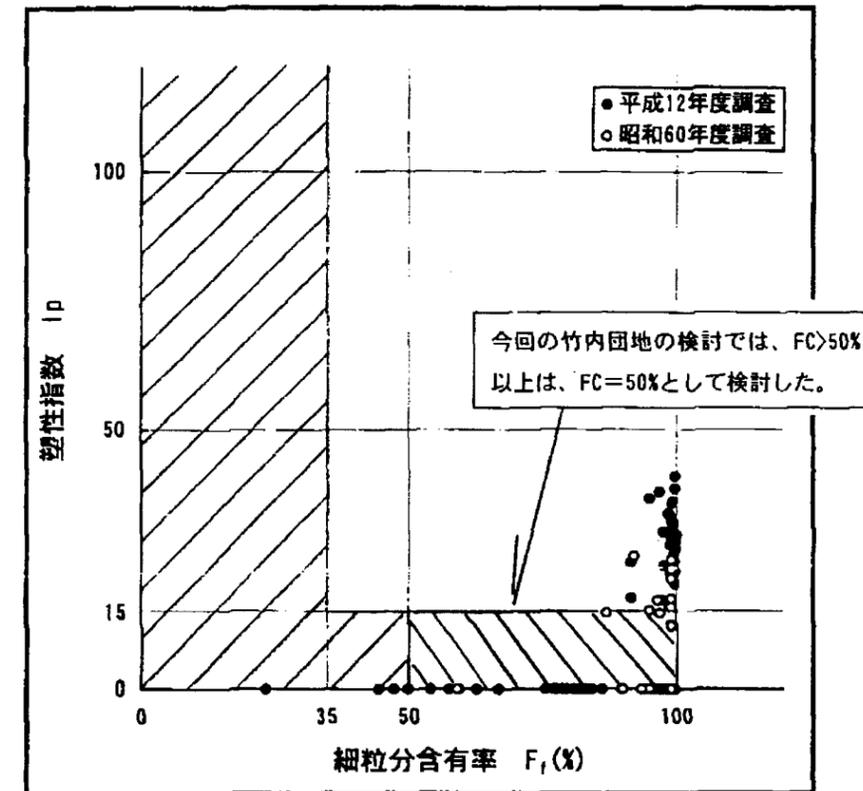
- ・ 地下水位が現地表面から10m以内にあり、かつ地表面から20m以内の深さに依存する飽和土層
- ・ 細粒分含有率 FC が35%以下の土層、または FC が35%を超えても塑性指数IPが15以下の土層
- ・ 平均粒径 D50 が10mm以下で、かつ10%粒径 D10 が1mm以下である土層



道路橋の対象土層範囲図

② 「建築基礎構造設計指針」 日本建築学会 1988

- ・ 20m以浅の飽和土層
- ・ 細粒分含有率 FC が35%以下の土層
- ・ FC が35%以上であっても粘土分含有率10%以下、または塑性指数IPが15以下の低塑性のシルト層
- ・ 粘土分含有率が20%を越える土層は判定から除外してよい



建築基礎の対象土層範囲図

<図-参考1> 現行の液状化判定基準における検討対象土層と竹内工業団地における検討条件