

## (92) 秋田港における一次元液状化解析について

岐阜大学工学部 岡 二三生

○ 岐阜大学大学院 佐橋 猛

### 1. はじめに

1983年5月の日本海中部地震において、秋田港は液状化によって多大の被害をうけた。本研究においては、有効応力法と呼ばれている土の構成式を用いた一次元液状化解析法を用いて、日本海中部地震時の秋田港の液状化解析を行うとともに、解析法の有効性について検討を行った。具体的には、液状化が発生したと判断された地点と液状化の発生が明らかに観測されなかった地点の二地点にたいして解析を行い、解析法の液状化予測法としての有効性を調べた。なを、解析法については既に報告者の一人が発表しているものを用いている<sup>1), 2)</sup>。

### 2. 一次元液状化解析法<sup>1), 2)</sup>

解析に用いた砂の構成式としては、Okada and Washizu (1981)<sup>3)</sup>およびAdachi and Okada (1984)<sup>4)</sup> によって発表されているものを用いた。要点を記すと、以下のとおりである。まず、正規圧密と過圧密領域を過圧密境界面 ( $f_b=0$ )によって定義されるとする。さらに、境界面の内外で塑性ポテンシャルを降伏曲面と異なった形で導入し、移動硬化を考慮して非関連流動則を用いて塑性ひずみ増分を求めた。詳しくは、文献4)を参照されたい。

一方、液状化解析法については、水平方向のひずみが拘束されていると仮定し、かつ、間隙水の移動を考慮した二相系の混合体理論より導いた二相系の一次元の運動方程式を用いている<sup>1), 2)</sup>。

### 3. 秋田港の一次元液状化解析

秋田港における液状化被害については、梅原によって報告されているが<sup>5)</sup>、そのなかから、解析の対象として、次の二地点を選んだ。液状化の見られなかった大浜地区の1号岸壁と液状化被害の見られた大浜地区の2号10m岸壁の二地点である。解析に用いた地盤定数の一部は土田らによる報告<sup>6)</sup>から決定した。対象とした地点の位置はFig. 1に示すとおりである。

Table 1, 2にそれぞれの地点の地盤構成を示す。1号、2号岸壁ともに20mあたりまでは、細砂で構成されている。N値分布より摩擦角  $\phi$ 、間隙比  $e$ 、せん断弾性係数  $G$  を決定した。

$$\phi = 0.3N + 27 \quad (\text{度}) \quad (1)$$

$$e = 0.55 / \tan \phi \quad (2) \quad G = \rho V_s^2, \quad V_s = 68.7N^{0.417}$$

$$(\text{ただし、} \rho = \gamma / 9.8, \quad \gamma = 1.7 \text{ gf/cm}^3)$$

また、 $K_0$  値は0.5とした。 $G'$  は塑性ひずみの発生量に関するパラメータであるが、決定するのが困難であるので、次のような関係式から求めた。

$$G' = 65.91\phi - 294.5 \quad (\phi \leq 42.4),$$

$$G' = 118.6\phi - 2527.0 \quad (\phi > 42.4). \text{ さらに、膨潤指数は} 0.006 \text{ とした。}$$

入力地震動としては、秋田港でとれた強震記録に補正を加えられたものを用いている。(京都大学交通土木工学科、SLGによって補正されたS-1567 NORTH AKITA-S 最大加速度213.8 GAL<sup>7)</sup>) 解析に用いる際には、入力加速度を0.1倍している。

用いたプログラムでは、液状化の発生を3段階にわけている。塑性せん断ひずみが5%を超える場合、平均有効応力が初期値の5%以下になった時、応力比が破壊応力比に一致したときの3段階である。Table 3に液状化発生の時刻を示すが、この場合、すべて応力比が破壊応力比に一致した場合である。Table 3表からわかるように、明らかに2号岸壁のほうがかなりの深さにおいて、液状化が発生していると判断されるのにたいし、1号岸壁においては、2, 3m及び7, 8mの深さで発生しているにすぎない。

次に、Figs. 2, 3において間隙水圧及び平均有効応力の分布をみると、-10m位の深さまでにおいて、2号岸壁では1号岸壁に較べて平均有効応力の減少量は多く、間隙水圧の発生量も多い。以上のように本解析法によって、液状化被害を定性的に予測することができることが、明らかとなった。Figs. 4, 5は、道路橋示方書、同解説（昭和55年）による繰返しせん断抵抗率 $F_1$ を図中のD<sub>r</sub>とN値の分布にたいして求めたものであるが、この方法によっても、1号岸壁のほうが $F_1$ 値が、-10m位までの深さで比較すると明らかに大きいことがわかる。今後、本報告で取り上げた例のような、比較的地盤構成の明らかな地点で、事例と解析結果を比較することにより、液状化解析法の実用性が明らかにされると考えられる。事例研究の蓄積がのぞまれる。又、液状化の二次元的広がりについては、二次元解析法が有効であるのは明らかであるが、有効応力解析にあつては、少なくとも非排水振動三軸試験結果の完全なデータが必要である

4. 謝辞 本研究を実行するにあたり、運輸省港湾技術研究所の野田節男氏、京都大学交土木工学科の杉戸真太氏にはデータに関して御教示頂いた、ここに記して謝意を表します

5. 参考文献

1) Oka, F., K. Sekiguchi and H. Goto, 1981: A Method of analysis of earthquake-induced liquefaction of horizontally layered sand deposits, Soils & Foundation, Vol. 21, No. 3, pp. 1-17. 2) Oka, F. and T. Murase, 1981: Liquefaction analysis of sand deposits based on cyclic elasto-plasticity, Proc. of Int. Conf. on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil dynamics, Vol. 1, pp. 151-154. 3) Oka, F. and H. Washizu, 1981: Constitutive equations for sands and overconsolidated clays based on elasto-plasticity, Proc. of Int. Conf. on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil dynamics, Vol. 1, 71-74. 4) Adacchi, T. and F. Oka, 1984: Constitutive equations for sands and overconsolidated clays and assigned works for sand, Results of the International Work Shop on Constitutive Relations for Soils, Balkema Pub., pp. 141-157. 5) 梅原靖文, 1983: 日本海中部地震における液状化現象、港湾 11月号、pp. 55-60. 6) 土田肇ら, 1985: 日本海中部地震による港湾施設被害報告、港湾技研資料, NO. 511. 7) DSG, Corrected and Integrated Earthquake Motion Accelerograms (revised edition), Reserch report No. 84-ST-03., School of Civil Engng., Kyoto University.

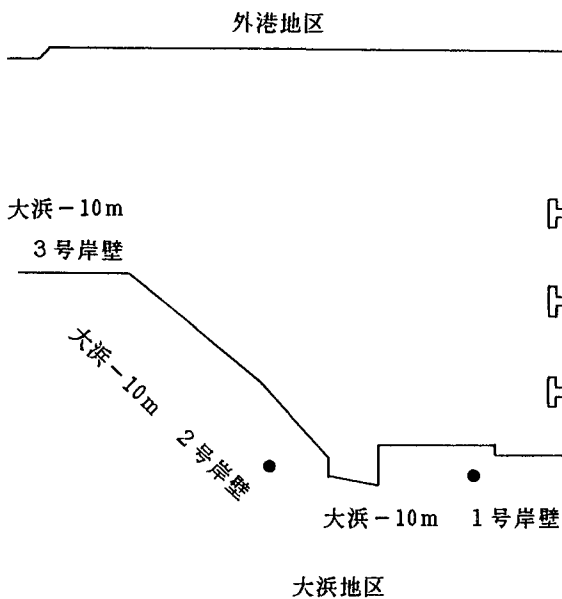


Fig.1 秋田港平面図(被災時)

Table. 3 液状化発生時間 (sec)

Depth(m)	大浜1号岸壁	大浜2号岸壁
0.0	—	—
1.0	—	—
2.0	19.3525	18.0300
3.0	18.0975	17.8950
4.0		17.6975
5.0		21.1200
6.0		22.2100
7.0	21.4750	27.3000
8.0	23.8700	29.0550
9.0		23.4925
10.0		
11.0		29.1250
12.0		26.0200
13.0		
14.0		
15.0		
16.0		
17.0		
18.0		
19.0		28.8850
20.0		25.7750

Table. 1 大浜-10m 1号岸壁 (44-2,5)

Depth	N	$\phi$	e	k	$\sigma_m'$	G'
0.0	18	32.4	0.866	$10^{-5}$	0.000	1840
1.0	19	32.7	0.856	$10^{-5}$	0.120	1860
2.0	17	32.1	0.876	$10^{-5}$	0.240	1820
3.0	17	32.1	0.876	$10^{-5}$	0.360	1820
4.0	32	36.6	0.740	$10^{-5}$	0.480	2120
5.0	35	37.5	0.716	$10^{-5}$	0.600	2180
6.0	34	37.2	0.724	$10^{-5}$	0.720	2160
7.0	20	33.0	0.846	$10^{-5}$	0.840	1880
8.0	20	33.0	0.846	$10^{-5}$	0.960	1880
9.0	30	36.0	0.757	$10^{-5}$	1.080	2080
10.0	31	36.3	0.748	$10^{-5}$	1.200	2100
11.0	27	35.1	0.782	$10^{-5}$	1.320	2020
12.0	32	36.6	0.740	$10^{-5}$	1.440	2120
13.0	38	38.4	0.693	$10^{-5}$	1.560	2240
14.0	42	39.6	0.664	$10^{-5}$	1.680	2320
15.0	39	38.7	0.686	$10^{-5}$	1.800	2260
16.0	41	39.3	0.671	$10^{-5}$	1.920	2300
17.0	42	39.6	0.644	$10^{-5}$	2.040	2320
18.0	43	39.9	0.657	$10^{-5}$	2.160	2340
19.0	44	40.2	0.650	$10^{-5}$	2.280	2360
20.0	40	39.0	0.679	$10^{-5}$	2.416	2280

(m) (°) (m/sec) (kg/m)

Table. 2 大浜-10m 2号岸壁 (48-10)

Depth	N	$\phi$	e	k	$\sigma_m'$	G'
0.0	1	27.3	1.065	$10^{-5}$	0.000	1500
1.0	2	27.6	1.052	$10^{-5}$	0.120	1520
2.0	3	27.9	1.038	$10^{-5}$	0.240	1540
3.0	5	28.5	1.012	$10^{-5}$	0.360	1580
4.0	6	28.8	1.000	$10^{-5}$	0.480	1600
5.0	6	28.8	1.000	$10^{-5}$	0.600	1600
6.0	6	28.8	1.000	$10^{-5}$	0.720	1600
7.0	9	29.7	0.964	$10^{-5}$	0.840	1660
8.0	11	30.3	0.941	$10^{-5}$	0.960	1700
9.0	7	29.1	0.988	$10^{-6}$	1.080	1620
10.0	18	32.4	0.866	$10^{-6}$	1.200	1840
11.0	14	31.2	0.908	$10^{-5}$	1.320	1760
12.0	12	30.6	0.929	$10^{-5}$	1.440	1720
13.0	19	32.7	0.856	$10^{-5}$	1.560	1860
14.0	23	33.9	0.818	$10^{-5}$	1.680	1940
15.0	35	37.5	0.716	$10^{-5}$	1.800	2180
16.0	34	37.2	0.724	$10^{-5}$	1.920	2160
17.0	50	42.0	0.610	$10^{-5}$	2.040	2470
18.0	40	39.0	0.679	$10^{-5}$	2.160	2280
19.0	13	30.9	0.918	$10^{-5}$	2.280	1740
20.0	9	29.7	0.964	$10^{-6}$	2.416	1660

(m) (°) (m/sec) (kg/m)

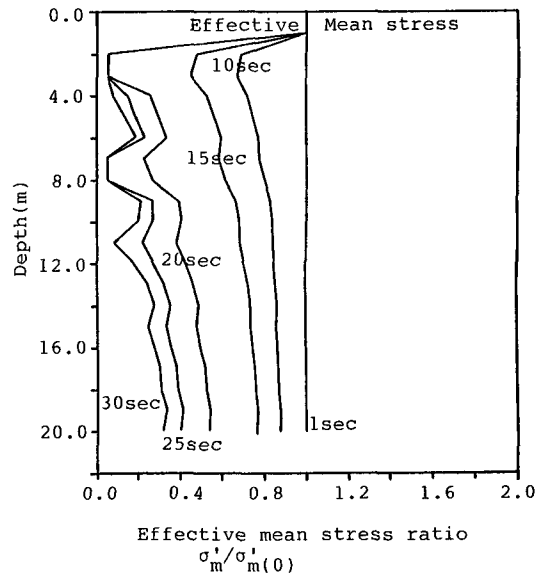
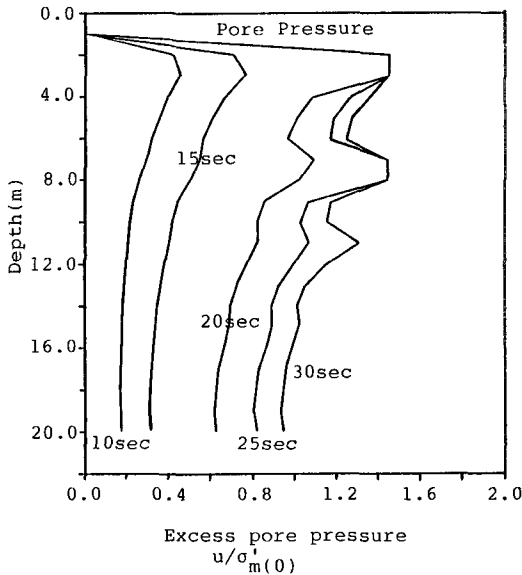


Fig.2 Distributions of excess pore water pressure and mean effective stress (Normalized by initial mean stress)

大浜1号岸壁

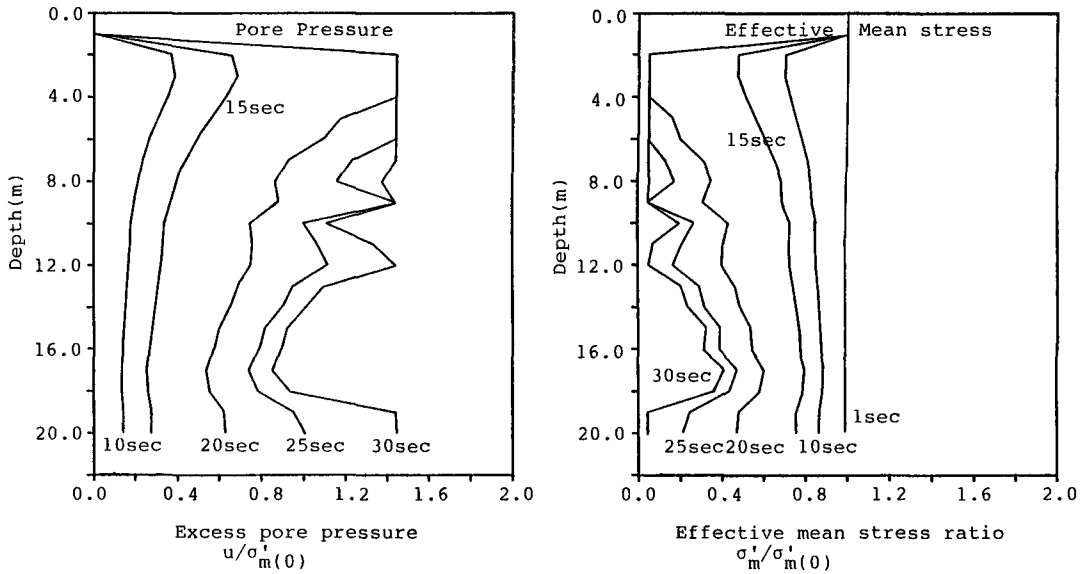
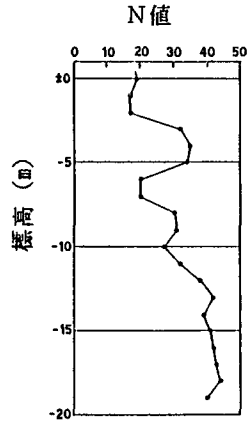
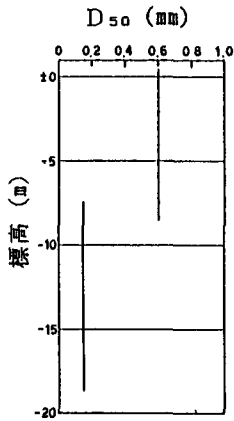


Fig.3 Distributions of excess pore water pressure and mean effective stress (Normalized by initial mean stress)

大浜 2号岸壁

Fig.4

大浜 1号岸壁



繰返しせん断抵抗率 (F1)

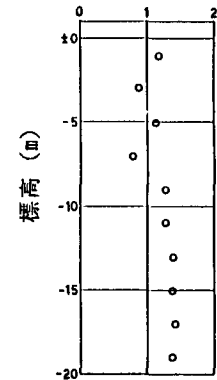


Fig.5

大浜 2号岸壁

