

秋田県能代市における地盤の振動特性 (3)

—地盤の地震応答解析と液状化—

微動研究グループ

阿部 司*・小林 直太**・斎藤 徳美^{3*}
中島 直吉^{4*}・中村 操^{5*}・野越 三雄^{6*}
毎熊 輝記^{7*}

Studies on the Ground Vibration Characteristics at Noshiro City, Akita Prefecture (3)—Earthquake Response Analysis and Liquefaction of Soil Layers—By Research Group for Short- and Long-period Microtremors (Mamoru ABE, Naota KOBAYASHI, Tokumi SAITO, Naoyoshi NAKAJIMA, Misao NAKAMURA, Mitsuo NOGOSHI and Teruki MAIGUMA)

During the Nihonkai-chubu Earthquake of 1983, liquefaction occurred extensively at Noshiro city, Akita prefecture, and at many areas back-filled sands oozed or ejected with water over the ground surface.

To estimate the depth where liquefaction phenomenon occurred, an analysis of earthquake response was carried out. In this approach, the specific input motion of the earthquake was the time history of acceleration recorded at Akita harbor and Hirosaki university yard. Soil layers for response analyses were evaluated on the basis of a detailed soil investigation performed after the earthquake. The equation of motion was solved by the use of the lumped mass method in which the time-dependent stiffness-degrading effect caused by the successive rise in pore-water pressures during seismic loading was taken into account. Such analytical procedures were applied to the sites of Shonan, Ohsuga, where the ground failure induced by liquefaction had occurred extensively, and also to site of Asanai where no liquefaction phenomenon was observed.

1. 緒 論

1983年5月26日に発生した日本海中部地震によって、秋田県能代市は道路及び建造物の損壊、並びに通信網、水道施設等ライフラインの機能停止など多大な被害を受けた。これらの被害は地盤の液状化による噴砂・噴水、あるいは陥没・隆起によるものが主である。

このような液状化現象は新潟地震以来、都市の発展と共に増々重大な社会問題となってきた。それは、都市化の進まない時代では、大部分の建設物が段丘・自然

堤防など地盤の良い場所に散在したのに対し、最近の急速な都市化により、地盤条件とは無関係に旧市街地を中心に周囲へ広がりつつあり、そのような地域は軟弱地盤に相当しがちだからである。従って、地震災害予防の観点から、事前に軟弱地盤の振動性状を調べておくことが望まれる。

一般に、地盤災害の多くは沖積層の厚い場所で発生しており、このような土地は地盤が悪いとみなされている。ところが、能代市の場合、沖積層の厚さがほぼ同じ場所でも被害の大小や震度分布に差があり、必ずしも沖積層の厚さが地震被害の大小を規制するとは言えない場合が多かった。その理由として考えられるのは、たとえ同じ沖積層でも、液状化災害に対しては沖積層上部を構成する物質、つまり表層地質が地盤の良し悪しに深くか

昭和62年3月24日原稿受付、昭和62年10月26日受理

*東北大学工学部 **中央大学理工学部 ^{3*}岩手大学工学部 ^{4*}(株)東京ソイルリサーチ ^{5*}日本物理探査(株) ^{6*}秋田大学教育学部 ^{7*}埼玉大学工学部 (阿部以外は五十音順)

かっていることである。このことから、能代市の場合を一つのフィールドとして、沖積層上部の性質と地盤の強弱との関係について詳しく検討する必要があると考えられる。

このような観点から、第2報(斎藤他, 1988)では微動のスペクトル解析によって地盤の振動特性を調べた。その主な結果は、液状化の発生は3m以浅と推測されることである。このことを定量的に調べるために、本報では地震動の地盤への入力による間隙水圧の変化を中心として、1983年日本海中部地震による能代市の地盤の液状化について検討し、更に、液状化現象のおこり易い要因をあげ、特に能代市の場合について、その要因を検討した。

2. 集中質点法による応答解析

地震による地盤の応答解析法としては、重複反射理論が頻繁に利用されている。しかし、軟弱地盤では、せん断定数が地震動の時間経過と共に、非線形応力-歪履歴特性に従って時々刻々変化し、同時に間隙水圧の上昇により低下する。従って、このような場合の応答解析の研究では非線形問題を扱うことになり、時間的に逐次解析を行う必要がある。このため、本研究では集中質点法を採用した。

2-1 非線形履歴曲線

一般に土は 10^{-4} 程度の歪を受けても応力-歪曲線は強い非線形性を呈するので、軟弱地盤の取り扱いにあたり、この影響を無視することはできない。従って、土の

非線形性を具体的に数式化して表示する試みは、今まで数多く行われている。その中で、Fig. 1に示すような、国生・桜井(1978)によって提案された、土の挙動への適用性の高い修正 Hardin-Drnevich モデルを採用した。それは、このモデルが応力または変位履歴を時間的に逐次追跡するために行う加速度及び歪の逐次解析法に適しているからである。

さて、この修正 Hardin-Drnevich モデル (MHD モデル) では、骨格曲線として次のような双曲線を用いる。

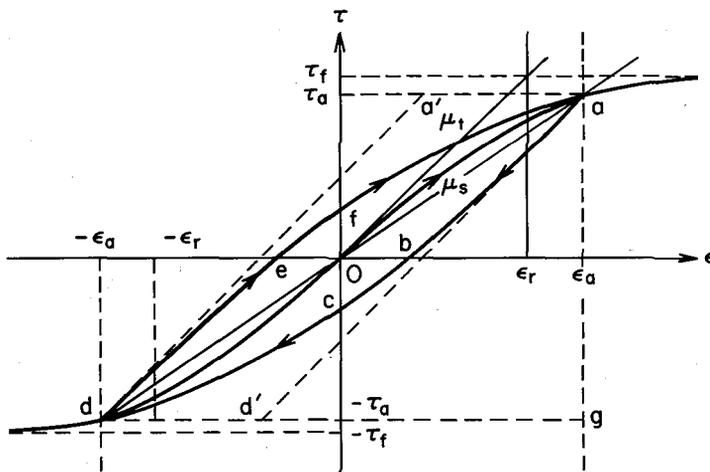
$$\tau = \frac{\mu_t \varepsilon}{1 + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_r}} \tag{1}$$

ここで、 τ, ε は応力及び歪であり、 μ_t は初期接線せん断定数と呼ばれ、歪が微小な時のせん断定数を与える。また、 ε_r は規準歪であり、土のせん断強度を τ_f とすると、 $\varepsilon_r = \tau_f / \mu_t$ で与えられる。従って、 μ_t と ε_r の2つの定数を用いて骨格曲線を表現している。

次に、除荷曲線及び再載荷曲線の表示は、骨格曲線の形を2倍に相似拡大した曲線を骨格曲線につける方法をとる。応力 τ_a 、歪 ε_a の状態からの除荷曲線は、次式で与えられる。

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = \frac{\mu_t \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_a}{2}}{1 + \left| \frac{\varepsilon - \varepsilon_a}{2\varepsilon_r} \right|} \tag{2}$$

一方、再載荷曲線は次式のようにになる。



Oa: Skeleton Curve abcd: Unloading Curve defa: Loading Curve

Fig. 1 Stress-strain model based on the modified Hardin-Drnevich model.

さらに, m_i, c_i, k_i に関するマトリックスを各々 $[M], [C], [K]$ と表示すれば, (5)式は, 次式のように簡単に表わされる。

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P(t)\} \quad (6)$$

ここで, $[M], [C], [K]$ は各々質量マトリックス, 減衰マトリックス, 剛性マトリックスと呼ばれ, $\{P(t)\}$ は外力ベクトルである。また, $\{\ddot{U}\}, \{\dot{U}\}, \{U\}$ は基盤に対する相対加速度ベクトル, 相対速度ベクトル, 相対変位ベクトルである。

さて, (6)式を解くにあたり, 本研究では直接積分法を用いた。この方法は応答の過程を微小時間間隔 Δt ごとに分割し, 運動方程式を数値積分して解を決定するものである。即ち, t_n 時までの応答状態 $\{U_n\}, \{\dot{U}_n\}, \{\ddot{U}_n\}$ がわかっている時, Δt 後の t_{n+1} 時における状態 $\{U_{n+1}\}, \{\dot{U}_{n+1}\}, \{\ddot{U}_{n+1}\}$ を近似的に推定し, この操作をくり返して解を求める方法である。これを遂行するのに, 本研究では平均加速度法を用いた。

この方法は, t_n 時及び t_{n+1} 時における速度を \dot{U}_n, \dot{U}_{n+1} 変位を U_n, U_{n+1} とすると, 次式で表わされるものである。

$$\left. \begin{aligned} \dot{U}_{n+1} &= \dot{U}_n + \frac{1}{2} (\ddot{U}_n + \ddot{U}_{n+1}) \Delta t \\ U_{n+1} &= U_n + \dot{U}_n \Delta t + \frac{1}{4} (\ddot{U}_n + \ddot{U}_{n+1}) (\Delta t)^2 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

この式を(6)式に代入すると, 次式となる。

$$\begin{aligned} & \{\ddot{U}_{n+1}\} \left[[M] + \frac{1}{2} \Delta t [C] + \frac{1}{4} (\Delta t)^2 [K] \right] \\ &= \{f(t)\} - [M]\{\ddot{U}_n\} - [C] \left[\{\dot{U}_n\} + \frac{1}{2} \Delta t \{\ddot{U}_{n+1}\} \right] \\ & \quad - [K] \left[\{U_n\} + \{\dot{U}_n\} \Delta t + \frac{1}{4} \{\ddot{U}_n\} (\Delta t)^2 \right] \end{aligned} \quad (8)$$

この式で, $\{\ddot{U}_{n+1}\}$ にかかるマトリックス, 及び右辺を簡単に表わすと, 次のようになる。

$$[\ddot{U}_{n+1}][\bar{M}] = \{\bar{F}\}$$

$$\therefore [\ddot{U}_{n+1}] = [\bar{M}]^{-1} \{\bar{F}\} \quad (9)$$

ここに, $\{\bar{F}\}$ は地震動及び t_n 時刻の応答によって定まるみかけの外力である。

(8)式で質量マトリックス $[M]$ は, 各層の単位体積重量から得られ, 初期状態での剛性マトリックス $[K]$ は, 各層の初期せん断定数より得られる。ところが, 減衰マトリックス $[C]$ は, 一般に減衰機構の不明確さから, 一義的に誘導できない。それ故, 減衰は剛性と同じ分布を持つことを考慮しつつ, $[M]$ と $[K]$ の線形結合により減衰行列を定義している。これは Rayleigh damping と呼ばれ, 次式で与えられる (Idriss et al., 1973)。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (10)$$

ここで, α, β は定数である。

α, β の値としては, 渡辺・山田 (1975) はアースダムの解析において, $\alpha=5.0, \beta=0.1$ として $[C]$ を定めている。本研究では渡辺らの $\alpha/\beta=50$ に基づき, α, β に各種の値を代入して, 20 gal パルスを使った自由振動解析により, 地盤モデルの中間層の減衰比をその地盤モデルの代表とし, 減衰比が0.1になるように α, β を設定した。

このようにして運動方程式を解けば, 応答履歴は微小な時間増分ごとに求められるが, 各増分時間中は地盤は線形粘弾性体であると仮定されている。

2-3 間隙水圧発生モデル

間隙水圧の上昇は, 2つの効果の結合により生じると考えられる。一つは累積効果で, 間隙水圧は繰返し載荷により単調に増加する。もう一つはせん断効果と呼ばれ, せん断歪が大きい場合, 間隙水圧の上昇も大きい。これらの効果を含んだ式については, Tobita and Yanagisawa (1982) は, Finn and Bhata (1982) の式を単純化し, せん断歪の蓄積という形で次式のように表現した (辻本, 1983)。

$$V^* = \left(\frac{V}{\sigma_v'} \right) = \frac{a\kappa}{\kappa + b} \quad (11)$$

ここで, V^* は間隙水圧比で, 間隙水圧 V と初期有効応力 σ_v' との比である。 κ は損傷パラメータと呼ばれ, 次式で与えられる。

$$\kappa = \exp(\lambda |\gamma_i|) \cdot \sum_{s=1}^i |\gamma_s| \quad (12)$$

これらの式で, λ, a, b は定数である。本研究では Tobita and Yanagisawa に従い, $\lambda=5.0, a=1.0, b=0.01$ と設定した。また, γ_i はある一層の時間-歪曲線の第 i 番目の半サイクル中の歪のピーク値である。具体的には絶対値が 10^{-4} 未満の歪は, 間隙水圧の上昇に影

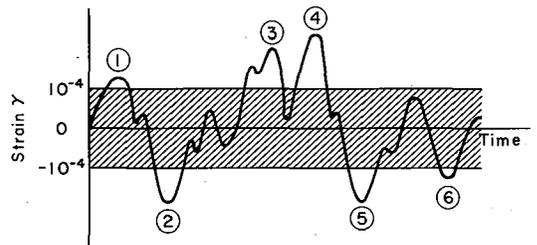


Fig. 3 Definition of strain amplitude. Amplitudes within shaded area are removed in computing accumulation pore-water pressure.

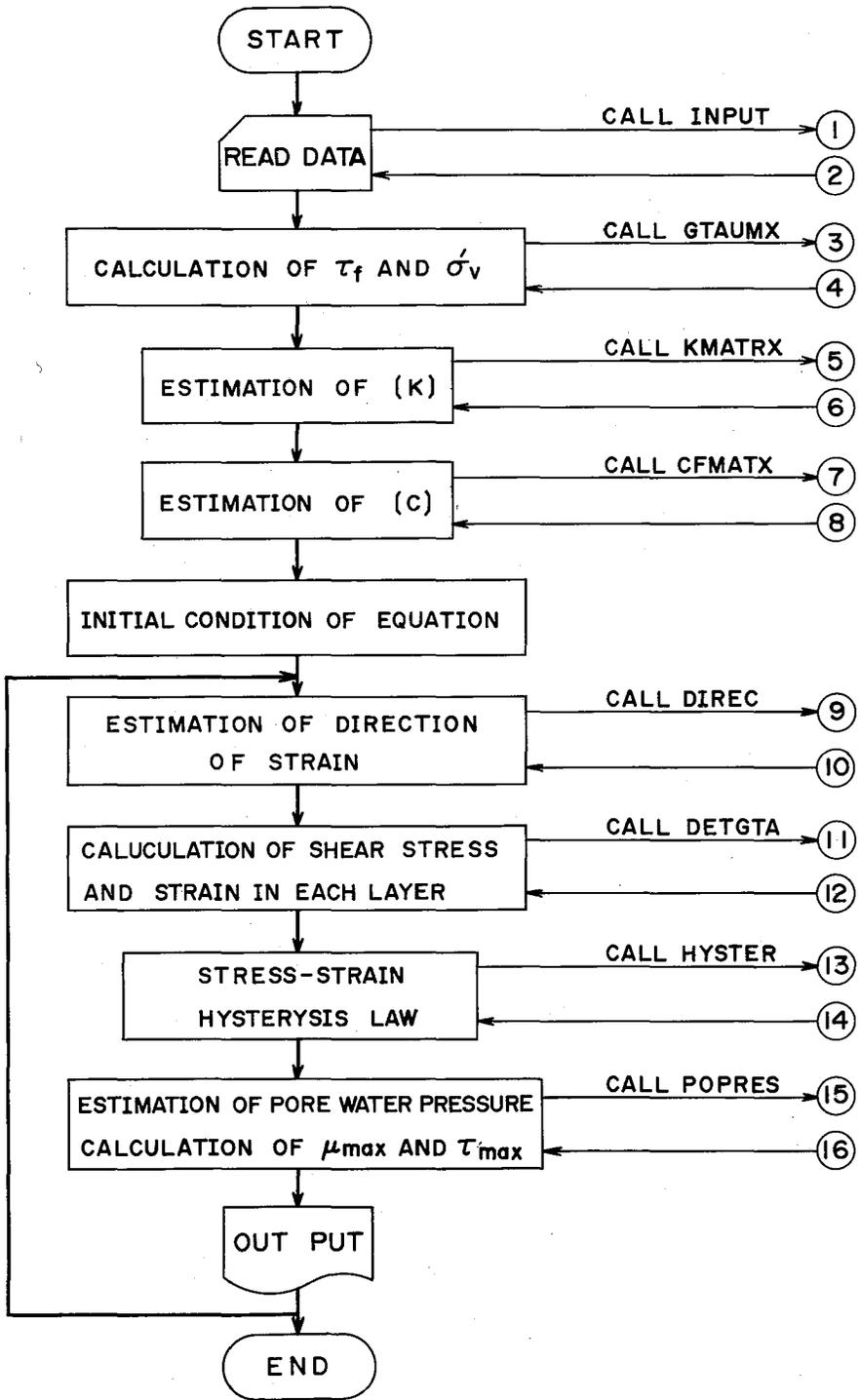


Fig. 4 Flow chart of analysis (main program).

響しないことを考慮し、以下に説明するような歪曲線の半サイクルを定義する。

Fig. 3に示すように、例えばこの場合、歪の絶対値が 10^{-4} 以上の部分は①～⑥の6個所であるが、③と④及び⑤と⑥のように隣り合い、かつ同符号である場合は1つの半サイクルであると見做し、4回の半サイクルとみなす。

応答歪の半サイクルが終了し、(11)式により間隙水圧が上昇した時に限り、初期最大せん断定数 μ_{\max} の低下を、次式により定義する。

$$\mu_{\max}^{(i)} = \mu_{\max}^{(i-1)} \frac{\sqrt{1-V^*}}{1+10^3|\tau_i|} \quad (13)$$

この式で分子は有効応力の変化に対する強度低下を意味し、分母はせん断歪振幅に対する強度低下を示している。

2-4 応答解析処理法

間隙水圧の上昇を考慮した非線形地震応答解析は、集点系質点系の応答解析に地盤材料の非線形な応力-歪関係と間隙水圧発生モデルとを組合せたものである。その計算のフローチャートをFig. 4に示す。まず対象とする地盤の静的状態における物性値を用いて、初期有効応力及びMohr-Coulombの破壊条件式(4)により、せん断強度 τ_f を求める。地盤材料の単位体積重量から質量マトリックス $[M]$ を、初期最大せん断定数から剛性マトリックス $[K]$ を求め、これらを用いて(10)式から減衰マトリックス $[C]$ を求める。

次に運動方程式の初期値を設定することにより、微小時間間隔 Δt ステップごとの計算が開始される。先にも述べたように、非線形応力-歪関係式としてはMHDモデルを用いる。初期応力状態から最初の歪の反転までは骨格曲線上を移動し、歪の反転後は除荷曲線及び再載荷曲線に乗り移り、以後はMasingの規則に従うものとする。まず処女載荷により歪方向を判定し、その歪量と骨格曲線とから応力を計算する。

さて、処女載荷以後、微小時間 Δt ごとに各層について応力及び歪等の計算が終了した段階で、間隙水圧の評価を行う。各層ごとに応答歪の半サイクルが終了していれば、その半サイクル中の最大歪値から、(12)式により κ を計算し、(11)式から間隙水圧比 V^* を求め、(13)式で最大せん断定数の低下を考慮する。同時に間隙水圧の上昇による有効応力の減少から、あらためて(4)式により、せん断強度を設定する。以上の処理を終えてから次のステップへ移行し、これを繰返す。

3. 地盤モデル及び入力地震動

3-1 地盤モデル

能代市の地震動災害調査は、各種機関及び研究者によって実施され、すでに報告されている(例えば、北浦・宮島, 1984; 垂富他, 1984; 野越, 1984; 能代市, 1984; 高安他, 1984; 浅田他, 1985)。

一方、筆者らの微動研究グループにおいては、液状化災害地域及び非液状化地域において、微動観測、表層S波探査、PS検層、及びボーリング調査などを実施し、これらの結果を参照して両地区を対比する地盤モデルを作成した(斎藤他, 1987)。解析対象地点は、ボーリング調査及びPS検層が実施された昭南児童公園(略称: 昭南)、大須賀公園(略称: 大須賀)、及び浅内小学校校庭(略称: 浅内)の3地点である(Fig. 13参照)。

各地点のボーリング柱状図をFig. 5に示す。また、この図及び地質断面図(斎藤他, 1987)を参照して作成した応答計算用地盤モデルをTable 1に示す。地盤モデルの層分割は、各層の境界及び N 値を基準とした。

3-2 入力地震動

港湾技術研究所によって秋田港で記録された1983年日本海中部地震の加速度波形、及び引前大学によって大学構内で得られた加速度波形をFig. 6に示す。ただし、この図は筆者らが強震計の設置されている地点での速度構造を基に、重複反射理論を用いて基盤まで波形をもどしたものである。

次に、各地震動が含む周波数成分の時間的变化をみるために、スペクトル解析を行った。Fig. 7は各地震動の初動付近から10, 15, 20, 25, 30及び40秒までの規準化したMEMスペクトルを表わしている。秋田港におけるNS成分では、S波到来の影響が小さい15秒までのスペクトルは、2～5 Hzの間に鋭いピークがあり、かつ1 Hz以上の周波数成分も多く含まれている。これに対し、15秒以後はS波の到来により、1 Hz前後のみピークが見られるようになる。EW成分は、15秒まではNS成分と同様、3 Hz前後の成分波を多く含んでいる。しかし、15秒以後NS成分とは異なり、3 Hzの鋭いピークが依然として存在し、かつ1 Hz前後にもピークが見られる。一方弘前大学でのNS成分のスペクトルは、10秒までのスペクトルと、15秒までのそれぞれとはパターンが異なる。それは、S波の到来による影響と考えられる。15秒以後はS波が顕著となり、1 Hz及び2.3 Hzにピークが認められ、秋田港でのEW成分に類似したスペクトルパターンを示す。

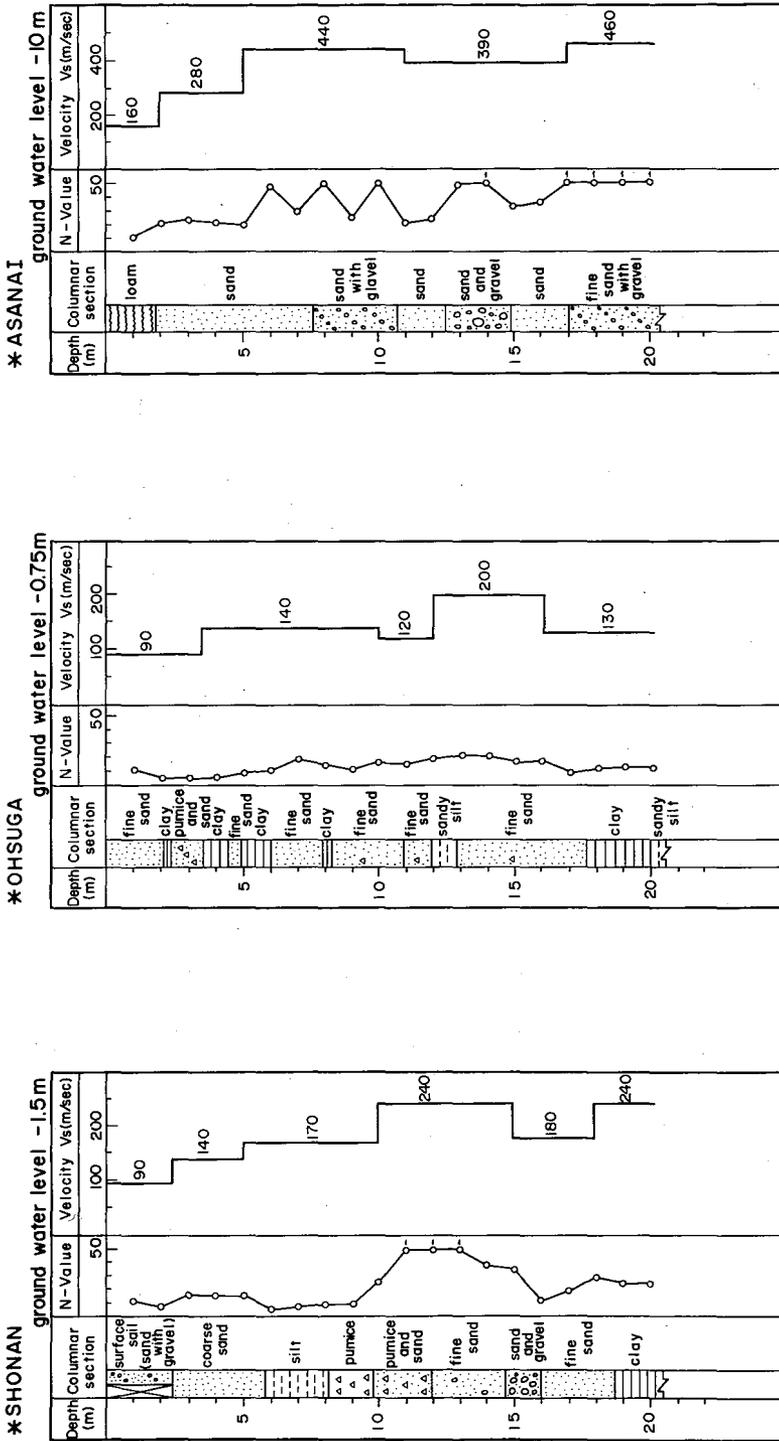


Fig. 5 Soil profiles of Shonan, Ohsuga, and Asanai sites.

Table 1. Data for soil layer characteristics employed for earthquake response analysis.

*SHONAN					ground water level -1.5m						
Layer div.	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m^3)	Stiffness (kN/m^2)	Internal friction (deg.)	Cohesion Value (kN/m^2)						
1	1.5	17	90×10^3	30	0	11					
2	1.0	17	80×10^3	29	0	7					
3	1.5	17	130×10^3	31	0	16					
4	2.0	17	130×10^3	31	0	16					
5	2.0	18	360×10^3	29	0	7					
6	1.5	18	570×10^3	30	0	10					
7	1.5	18	570×10^3	35	0	25					
8	1.0	19	1100×10^3	41	0	50					
9	1.5	19	1100×10^3	41	0	50					
10	1.5	19	1100×10^3	38	0	40					
11	1.0	19	630×10^3	37	0	35					
12	2.5	19	630×10^3	33	0	20					
13	1.5	18	1050×10^3	31	10	14					
14	5.0	18	2200×10^3	38	0	40					
15	5.0	20	2450×10^3	41	0	50					
16	6.0	20	2600×10^3	42	0	60					
17	6.0	20	2700×10^3	42	0	60					
18	6.0	20	2800×10^3	42	0	60					
19	6.0	20	2900×10^3	42	0	60					
20	6.0	20	3100×10^3	42	0	60					
21	6.0	21	3300×10^3	44	0	70					
22	7.0	21	3500×10^3	44	0	70					
23	7.0	21	3700×10^3	44	0	70					

*OHSUGA					ground water level -0.75m						
Layer div.	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m^3)	Stiffness (kN/m^2)	Internal friction (deg.)	Cohesion Value (kN/m^2)						
1	0.75	17	140×10^3	30	0	11					
2	1.25	17	138×10^3	29	0	8					
3	1.5	17	138×10^3	29	0	5					
4	1.5	19	370×10^3	29	0	6					
5	1.0	19	370×10^3	30	5	9					
6	2.0	19	370×10^3	32	0	15					
7	2.0	19	370×10^3	31	0	14					
8	2.0	19	270×10^3	32	0	17					
9	3.0	19	760×10^3	34	0	22					
10	2.5	17	680×10^3	33	0	18					
11	2.5	17	680×10^3	31	5	14					
12	5.0	17	680×10^3	36	0	30					
13	5.0	19	1710×10^3	38	0	40					
14	5.0	19	1710×10^3	41	0	50					
15	5.0	19	1710×10^3	41	0	50					
16	6.0	21	2500×10^3	42	0	60					
17	6.0	21	2700×10^3	42	0	60					
18	6.0	21	3000×10^3	42	0	60					
19	6.0	21	3300×10^3	44	0	70					
20	6.0	21	3700×10^3	44	0	70					

*ASANAI					ground water level -10m						
Layer div.	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m^3)	Stiffness (kN/m^2)	Internal friction (deg.)	Cohesion Value (kN/m^2)						
1	2.0	16	640×10^3	30	10	11					
2	3.0	17	1290×10^3	29	0	17					
3	1.5	21	4070×10^3	38	0	40					
4	1.5	21	4070×10^3	36	0	30					
5	1.0	21	4070×10^3	41	0	50					
6	1.0	21	4070×10^3	34	0	24					
7	1.0	21	3200×10^3	41	0	50					
8	1.5	21	3200×10^3	34	0	22					
9	2.5	21	3200×10^3	41	0	50					
10	2.0	21	3200×10^3	37	0	35					
11	3.0	21	4440×10^3	41	0	50					
12	5.0	21	5000×10^3	42	0	60					
13	5.0	21	5250×10^3	44	0	70					

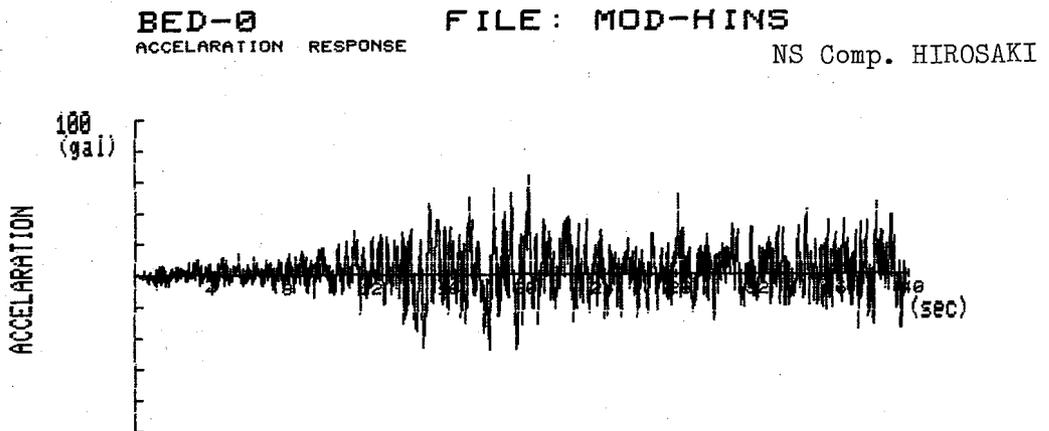
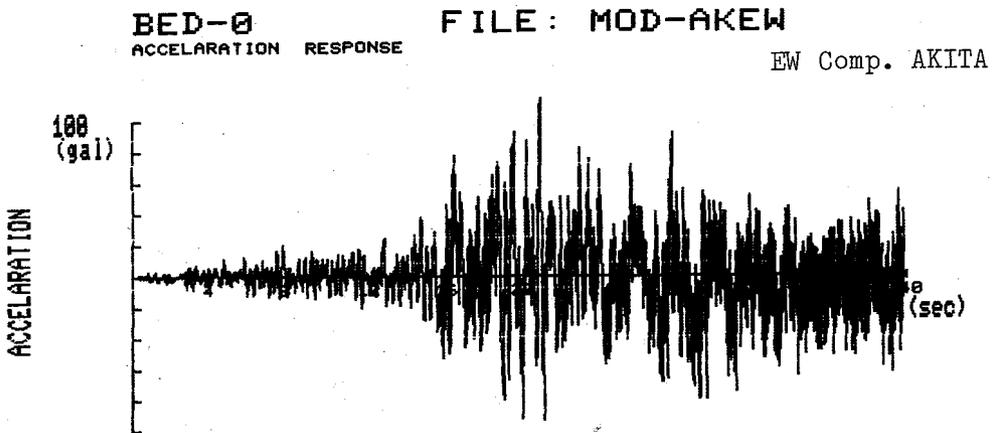
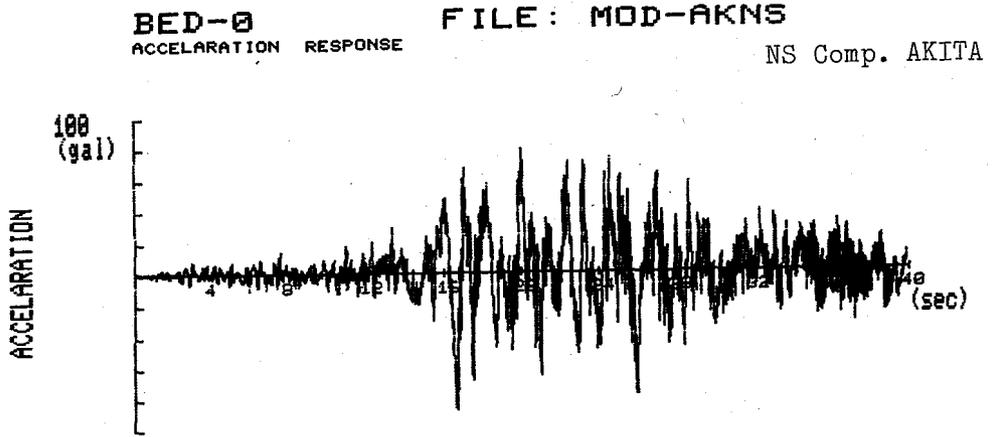
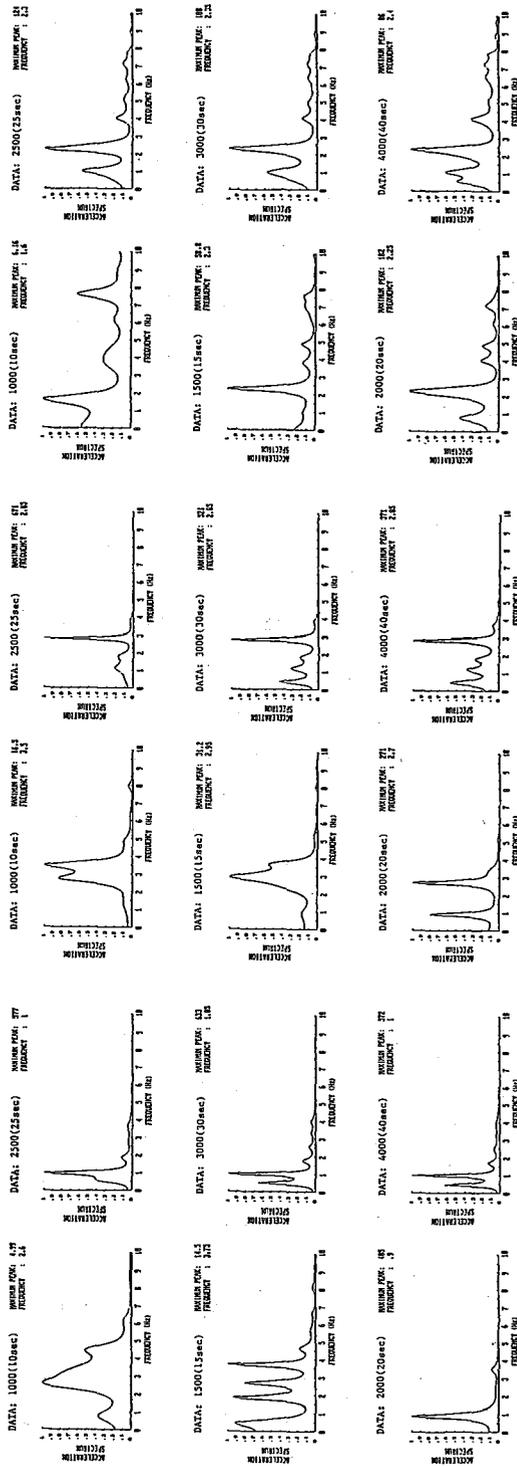


Fig. 6 Acceleration seismograms used for the earthquake response analysis. Seismograms recordedd at Akita harbor and Hirosaki university yard for the 1983 Nihonkai-chubu earthquake are reproduced to each bedrock on the basis of each velocity structure.



(a) NS Comp. AKITA (b) EW Comp. AKITA (c) NS Comp. HIROSAKI

Fig. 7 Power spectra in varying data lengths for each acceleration seismogram. The number over each figure represents the data length.

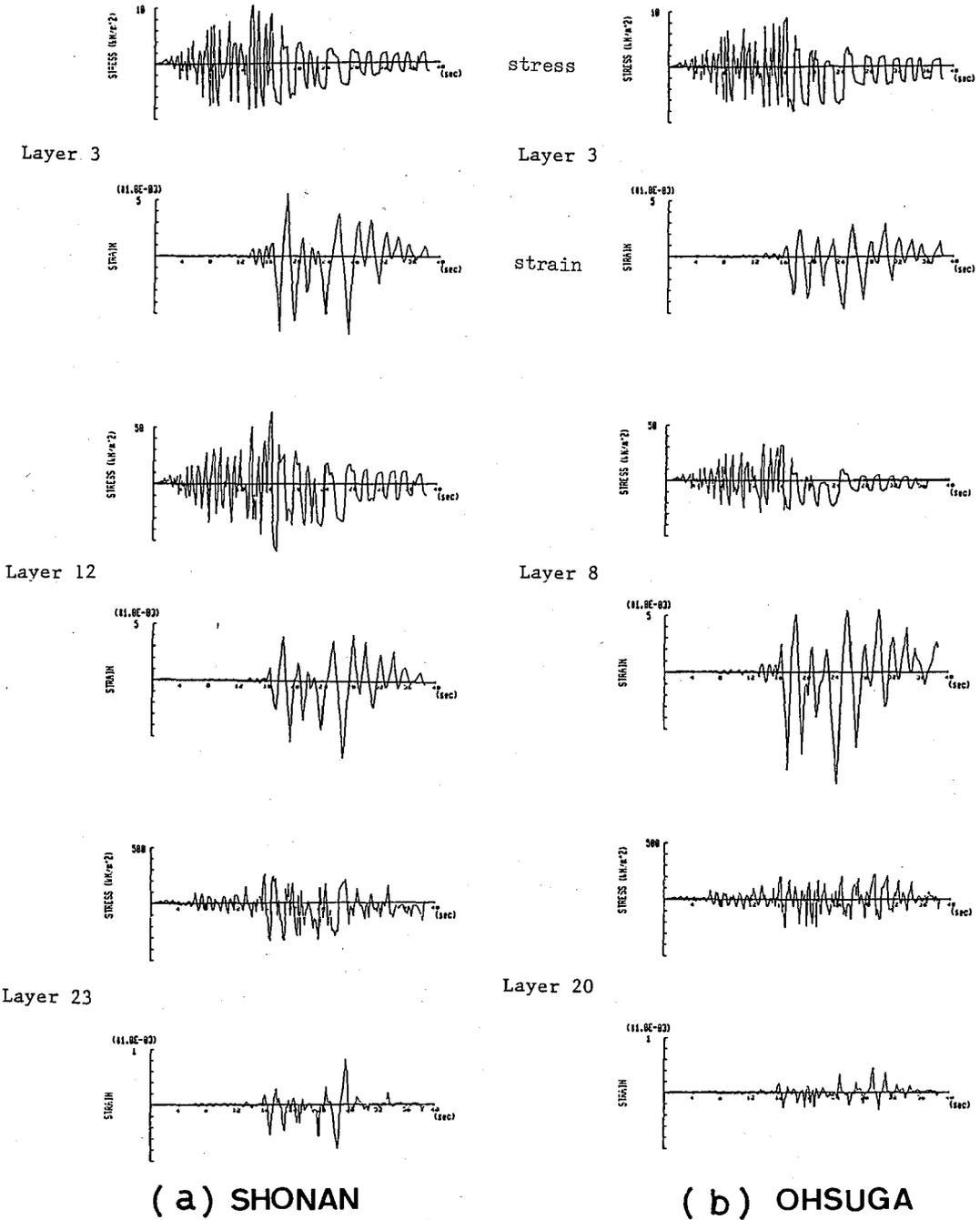


Fig. 8 Time histories of shear stress and strain at several depths in the deposits of Shonan and Ohsuga (EW Comp. Akita).

4. 解析結果

4-1 剪断応力と歪との関係

Fig. 8 は応力と歪の時間変化を示す。(a)は昭南の例で、第3, 12, 23層の結果である。また、(b)は大須賀の第3, 8, 20層の例である。昭南での第3層と第12層のせん断応力と歪の変化、及び大須賀の第3層と第8層でのそれらの変化は、せん断応力振幅が大きい初めの部分では、歪振幅は小さい。しかし、歪振幅はS波の到来後、大きくなる。そして、間隙水圧が上昇し始めると、せん断応力は急激に低下するようになる。このことは、その層の剛性が失われつつあること、即ち液状化現象が発生しつつあるとみなすことができる。一方、昭南の第23層及び大須賀の第20層の最下層では、せん断応力振幅は大きく、剛性は保持されている。

4-2 間隙水圧の変化

次に、昭南、大須賀及び浅内の3地点について、秋田港NS成分、EW成分、さらに弘前大NS成分を入力地震波として各層ごとの動的間隙水圧変化を計算する。

Fig. 9(a)は昭南の場合の結果である。入力地震波は秋田港NS、EW成分及び弘前大NS成分で、第3, 8, 12, 23層の結果である。縦軸は間隙水圧比、横軸は時間を表わしている。この図から、第3層と第12層については、S波到来以前の約10秒から間隙水圧の上昇があり、S波到来により約17~18秒の間に急激な水圧上昇がみられる。そして、24秒以後には間隙水圧比が0.8以上となり、地盤は液状化したものと推測される。このような状況は秋田港EW成分でも同様である。また、弘前大NS成分に対しては、第3層と第12層の間隙水圧の上昇応答は速く、約6秒から始まり、約12秒でS波到来による急上昇がみられ、24秒では間隙水圧比がほぼ0.8となり、地盤は液状化したと考えられる。

Fig. 9(b)は大須賀の秋田港NS成分に対する間隙水圧比の変化を示す。第3層と第8層は約8秒から上昇し始め、S波到来後約18秒で急上昇し、20秒以後上昇はゆるやかになる。このような間隙水圧比の変化から、これらの層は液状化したものと考えられる。なお、秋田港EW成分及び弘前大NS成分の結果も、昭南と同様な傾向を示した。

Fig. 9(c)は浅内の秋田港NS成分入力時の結果である。間隙水圧比は16秒以後ゆるやかに上昇しているが、どの層の間隙水圧比も液状化をもたらすまで至っていない。なお、他の地震波入力でも同様なパターンを示す。

次に、深さ方向の間隙水圧比の変化について調べた。昭南、大須賀及び浅内の結果をFig. 10(a), (b), (c)に示

す。昭南及び大須賀では、第1層は地下水位面上にあるため、この層での間隙水圧の上昇はない。また、浅内では、地下水位面が第6層と第7層との境界に一致しており、第6層で浅内での間隙水圧の上昇は考慮していない。Fig. 10(a)の昭南では第2~4層(深度1.5~6m)で、Fig. 10(b)の大須賀では第3層(深度2~3.5m)で間隙水圧が上昇しており、これらの層において液状化が発生したものと推測される。また、昭南の第11~12層及び大須賀の第8層においても、間隙水圧の上昇が見られる。しかし、これらの層では液状化の発生はなかったものと考えられる。例え液状化が発生したとしても、その現象は地表には表われなかったものと推察される。それは、地表近くに3m以上の厚さの非液状化層が存在すると、例えその下の砂層が液状化しても、その影響は地表に及びにくいと言われているからである(浅田他, 1985)。一方、浅内については、Fig. 10(c)からも明らかなように、どの層においても間隙水圧比は小さく、液状化の発生はなかったと言える。

さて、Fig. 10(a)及びFig. 10(b)において、秋田港地震入力の場合には、例えば38秒経過した場合、3地点とも深い所でも間隙水圧の上昇傾向が見られる。ところが、弘前大NS成分ではそのような現象は見られない。この相違は入力地震動の大きさ、及び含まれる周波数成分によるものと考えられる。Fig. 6に示されるように、秋田港NS成分は最大加速度は約160 gal、EW成分は約200 galであるのに対し、弘前大NS成分は約110 galと小さい。また、Fig. 7で解析長40秒のスペクトルパターンを比較すれば明らかなように、弘前大の記録では高周波数成分のパワーが比較的大きい。一般に、3 Hz以上の周波数では、液状化するまでかなりの時間を要するのに対し、2 Hz以下の低周波数の場合には、比較的早期に液状化されると言われている(国生他, 1982)。それは、間隙水圧の上昇に伴い地盤の剛性が低下し、その固有周波数が低くなることに起因している。即ち、低い周波数の波を入力すると、間隙水圧の上昇並びに変形の増大により、地盤の固有周波数が減少し、波の周波数と時々刻々変化する固有周波数とが一致し、共振的現象(擬共振)が起こるため、短時間のうちに極めて大きな応答変位、急激な間隙水圧の上昇をもたらす、少ない波数で液状化が生じると考えられる。逆に、入力波の周波数が高い場合は、地盤の固有周波数の低下により、入力波の周波数と地盤の固有周波数とは次第に遠ざかり、共振的現象が生じないために、液状化まではかなりの波数を要する。従って、このような事情から、弘前大NS成分の解析長を長くして、低周波数成分をより多く含むようにする

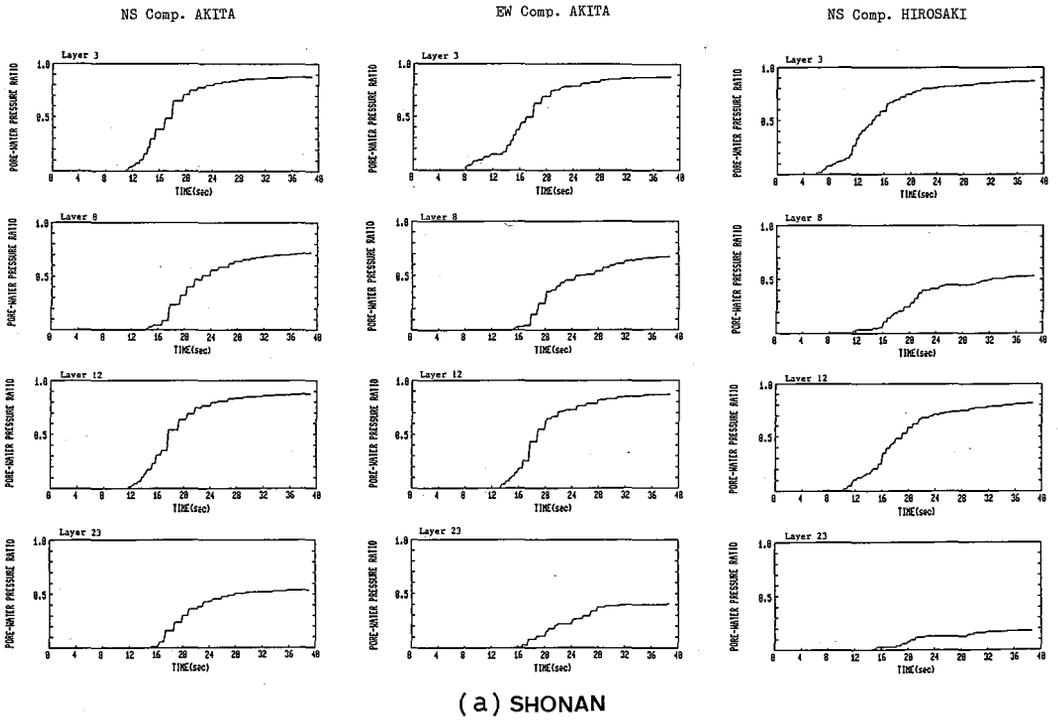


Fig. 9(a) Time history of pore-water pressure at Shonan site.

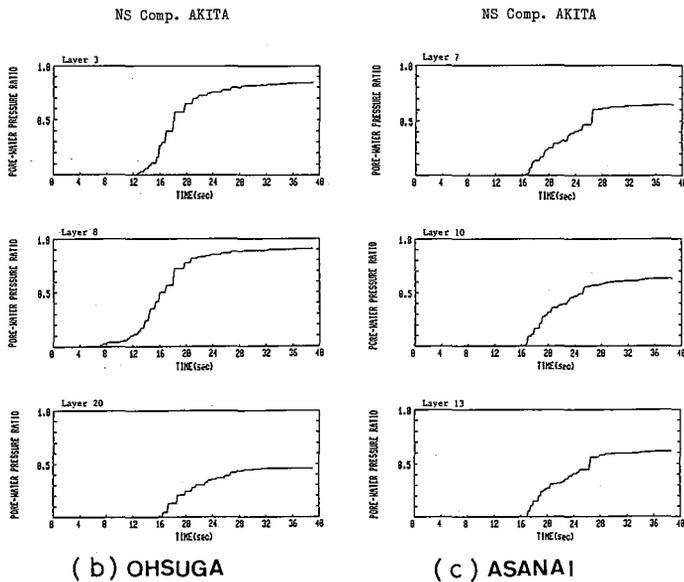
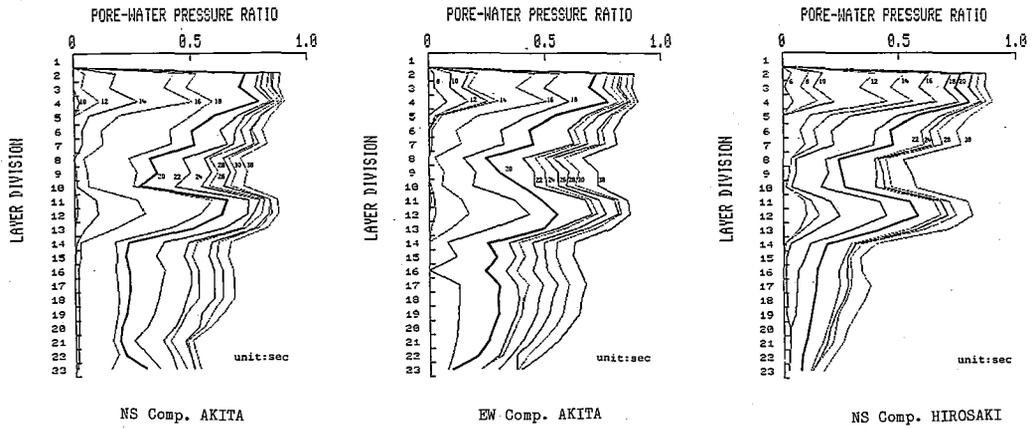
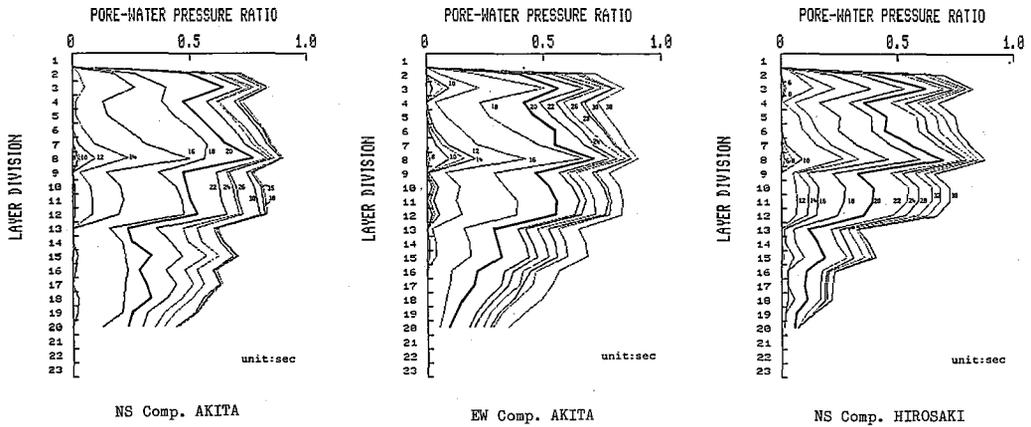


Fig. 9(b) Time histories of pore-water pressure at Ohsuga and Asanai sites.



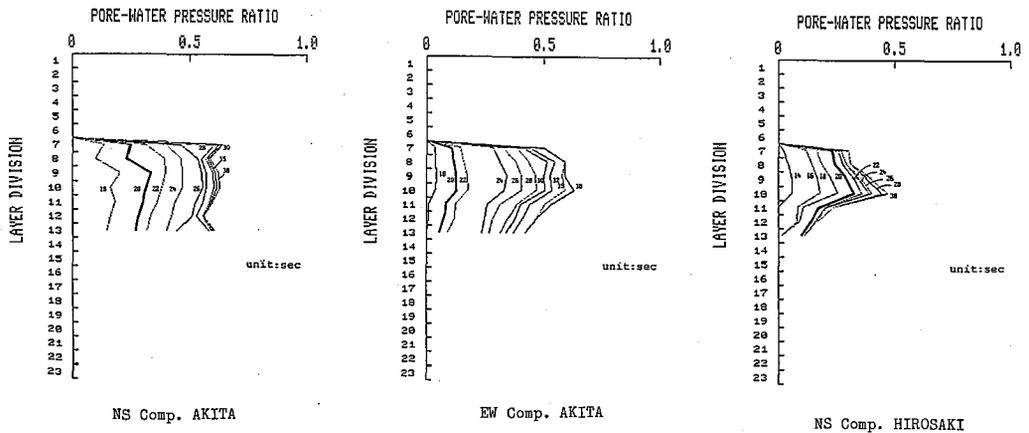
(a) SHONAN

Fig. 10(a) Distribution with depth of pore-water pressure at Shonan site.



(b) OHSUGA

Fig. 10(b) Distribution with depth of pore-water pressure at Ohsuga site.



(c) ASANAI

Fig. 10(c) Distribution with depth of pore-water pressure at Asanai site.

か、または入力を秋田港 *EW* 成分なみに大きくしてやれば、低周波数成分のパワーが大きくなり、弘前大 *NS* 成分の結果は秋田港 *EW* 成分の結果に近づくものと推測される。

Fig. 10(a), (b), (c)において、解析時間が長くなるにつれて、深部でも間隙水圧比の値が大きくなっている。その原因として、実際の地盤では間隙水圧の上昇と同時に、間隙水の逸散による間隙水圧の減少も生じているはずであるが、その点を考慮していないこと、更に動の間隙水圧モデルが、封圧一定の条件下での土質試験結果を基に得られたものであり、歪振幅のみに依存していること、などが考えられる。

5. 液状化要因の検討

全ての砂地盤が地震時に液状化するわけではなく、液状化するための条件が満たされなければならない。従来の研究によると、砂地盤の液状化の発生に影響を与える要因として、次に示すような事項が考えられる (河上, 1982)。

- 1) 外的要因：地震動の大きさとその継続時間並びに周波数特性
- 2) 内的要因：粒度分布、砂の密度(間隙比、相対密度、*N* 値など)、上載荷重、地下水水位面の深度、地盤構成。

5-1 外的要因

先ず外的要因としての地震は、液状化を発生させるのに必要な間隙水圧の上昇をもたらすせん断歪を土要素に生じさせるために、ある大きさと継続時間を有することが必要である。このような地震は、無限に大きなものや無限に継続するものではなく、一般に最大級の地震でもマグニチュード9以下で、液状化の発生に影響を与えるようなせん断応力の繰り返し回数は30回程度と言われている (Seed and Idriss, 1971)。従って、実際の地震で地盤が液状化するためには、内的要因が重要となる。

5-2 内的要因

能代市での液状化現象に対し、内的要因について検討した。Fig. 11は3地点の粒径加積曲線である。試料の採取深度は、図に示す通り5mあるいは7m以内と比較的浅い。しかし、Fig. 5のボーリング柱状図から判断して、深度17mまでの粒度は各地点とも Fig. 11に示す粒径加積曲線と類似しているとみなさせる。Fig. 11には、地震時に液状化する可能性のある粒度分布の範囲も示している (Kishida, 1969)。

先ず昭南では、深度5mまではほぼ同様な曲線となり、50%通過粒径 D_{50} は0.39mmである。従って、粒

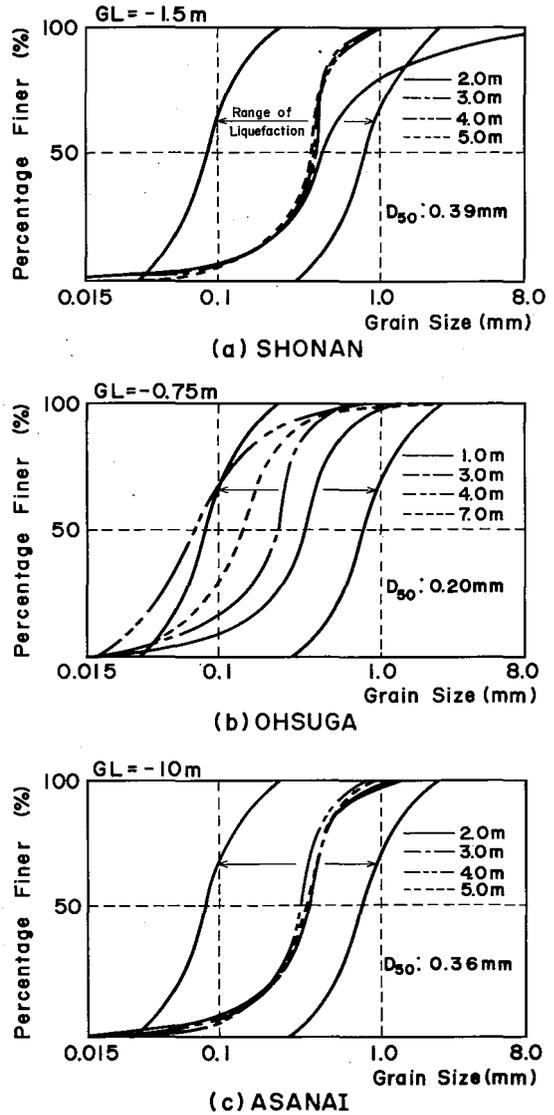


Fig. 11 Grain-size distribution curves at three test sites. Liquefaction susceptible range of grain-size distribution is also indicated.

度分布は極めて液状化しやすい範囲に入っている。大須賀の場合も液状化しやすい範囲の粒径である。そして、浅内も各深度とも均一粒径ではほぼ同じ曲線を示し、上述の2地点と同様、液状化しやすい粒径となっている。

次に、過去に液状化の発生した地盤の調査に基づき、*N* 値と有効上載圧との関係から、液状化の可能性を推定する方法について調べた (石原, 1978)。その結果を Fig. 12に示す。同図で、相対密度 D_r 75%の領域を境

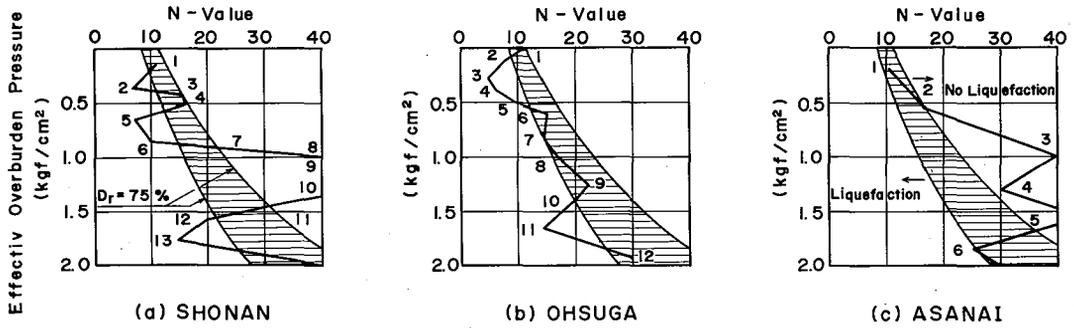


Fig. 12 Effective overburden pressure versus N-value for Shonan, Ohsuga, and Asanai sites.

にして、右側の N 値の大きい領域が液状化しにくく、 N 値の小さい左側が液状化しやすい領域である。このような観点から Fig. 12 を見ると、昭南では第6層までと、第12~13層で液状化しやすいことがわかる。また、大須賀では有効上載圧0.2以上、深度にして1 m 以深で液状化が発生してもおかしくない状態である。ところが、浅内については、この図から判断する限り、液状化発生の可能性はほとんどないと言える。

以上の有効上載圧と N 値との関係図から言えることは、地下水水位が浅い場合には、 2 kgf/cm^2 の有効上載圧は20 m 程度の深度に相当し、この深度以内で N 値が25以下の時に液状化の可能性があること、また、有効上載圧 1.0 kgf/cm^2 以下の範囲、深度にして10 m 以浅では、 N 値が15以下と小さくなければ液状化しないことである。従って、 N 値が25以上の地域では、一般に液状化の可能性が低いとみなせる。

次に、液状化の重要な因子である地下水水位の分布を Fig. 13 に示す。この図は地震直後に能代市がアンケート調査及びボーリング資料を基にして作成したものである(能代市, 1984)。地下水水位は昭南で -1.5 m 、大須賀で -0.75 m である。一方、浅内は更新世の段丘(瀧西層)上の位置するため、 -10 m と他の2地点よりも地下水水位は深くなっている。従って、地下水水位の観点から見れば、浅内では地表近くで液状化が発生する可能性はないと言える。例えば深部で液状化が発生したとしても、その現象は地表では見られないものと推測される(浅田他, 1985)。

最後に、道路橋示方書・同解説(1980)で述べている液状化抵抗率 F_L を求め、この値が1以下の土層は液状化するという判定法について検討した。その結果を Fig. 14 に示す。この図から明らかなように、昭南では第4~6層及び第12~13層で、大須賀では第3~5層で

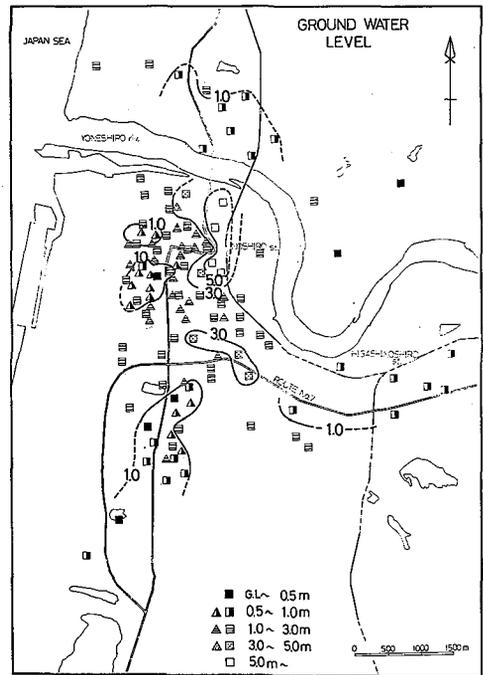


Fig. 13 Depth distribution of ground-water level in the Noshiro area.

F_L の値が1より小さくなっている。しかし、浅内では F_L の値は2前後と大きく、液状化の可能性は全くないと言える。このような結果は Fig. 12~13 と極めて調和的である。

以上、内的要因及び F_L の検討結果から、昭南では深度5~6 m の範囲で、大須賀では1 m 以深、特に2~5 m 深で液状化した可能性が高く、浅内では液状化した可能性は低いと考えられる。

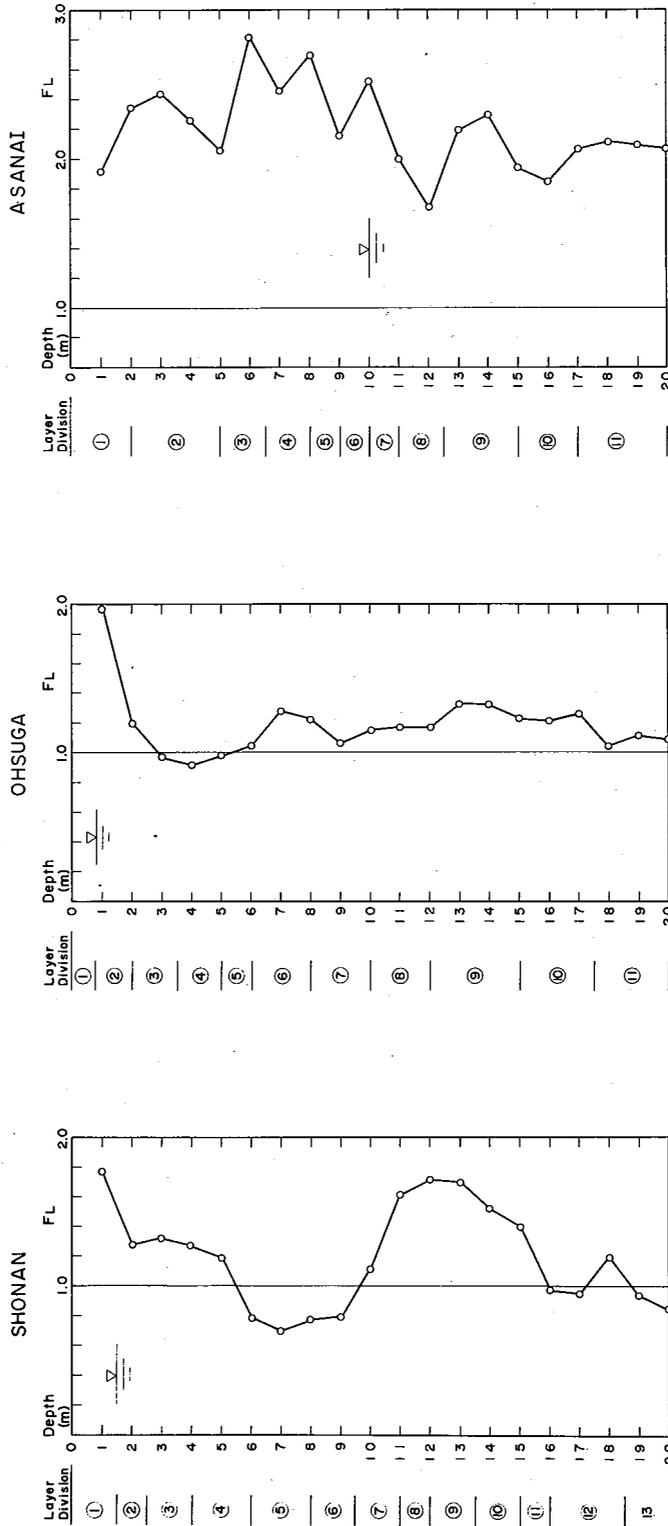


Fig. 14 Depth versus F_L factor of safety against liquefaction for Shonan, Ohsuga, and Asanai sites.

6. 結 論

能代市における昭南、大須賀及び浅内の3地点の地盤モデルを作成し、各々の地盤モデルに対し、土の非線形挙動並びに動的間隙水圧上昇を考慮した集中質点法を用いて、地震応答解析を行った。その結果、以下のようなことが明らかになった。

- 1) 間隙水圧比の時間変化から、液状化の発生時刻の推定は可能である。
- 2) 間隙水圧比の深度分布から、液状化層の深度がわかる。応答解析の結果によれば、昭南及び大須賀では深度2~4mで液状化が発生しており、浅内では液状化現象は見られなかった。

次に、液状化の発生に影響を与える要因をあげ、能代市の3地点についてその要因を検討した。その結果、次のような事が明らかとなった。

- 1) 昭南及び大須賀は粒度分布、有効上載圧と N 値との関係、地下水水位面深度、及び F_L 値などの検討から、充分液状化しやすい地域である。
- 2) 浅内は内的要因としての粒度分布からは液状化地域に入るが、 N 値が大きい、地下水水位面が深い、 F_L 値が1より大きい、ことなどから液状化しなかったと指摘される。
- 3) 液状化の発生したと推定される深度は、地震応答解析の結果と調和的である。

謝 辞

本研究を進めるにあたり、東北大学工学部資源工学科大学院生松島寿氏(現在大日本インキ㈱)に計算の上で多大の協力を得た。ここに記して謝意を表す。また、本論文の発表の機会を与えて下さいました東北大学工学部横山秀吉名誉教授に感謝致します。

なお、日本海中部地震の強震記録は、弘前大学理学部田中和夫助教授及び港湾技術研究所から提供していただいたものである。ここに記して厚くお礼申し上げます。

最後に、応答計算に必要な定数は、能代市役所、ビック㈱、日本地下探査㈱、(株)東京ソイルリサーチ、日本物理探査㈱からの提供によるものである。ここに記して感謝を表す次第である。

参 考 文 献

- 浅田秋江・盛合禧夫・千葉則行(1985): 1983年日本海中部地震による住家被害と地盤特性, 自然災害科学, 7, vol. 4, no. 2, pp. 27-33.
- Finn, W. D. and Bhatia, S. K. (1982): Prediction of seismic

porewater pressures, 10th ICSMFE, vol. 1, pp. 201-206.

Idriss, I. M., Lysmer, J., Hwang, R. and Seed, H. B. (1973): QUAD4-A Computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures, Report no. EERC 73-16, EERC, Univ. of California, Berkeley.

石原研而(1978): 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 254 p.

石原研而・木村 孟(1980): 土工学大系8土質力学, 彰国社, pp. 285-294.

河上房義(1982): 土質工学演習 応用編, 森北出版, pp. 142-150.

Kishida, H. (1969): Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui earthquakes, Soil and Foundation, vol. IX, no. 1, pp. 75-92.

北浦 勝・宮島昌克(1984): 1983年日本海中部地震による都市内供給管路網の被害と復旧, 自然災害科学4, vol. 3, no. 1, pp. 1-11.

国生剛治・岩楯敏広・当麻純一(1982): 密な飽和砂層の強震時応答特性についての振動台試験, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 449-455.

国生剛治・桜井彰雄(1978): Modified Hardin-Drnevich Modelについて, 土木学会第33回年次学術講演概要集第3部, pp. 116-117.

日本道路協会(1980): 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, pp. 16-20.

野越三雄(1984): 能代市における高密度震度分布と地下構造について, 物理探査学会昭和59年秋季講演会予稿集, p. 42.

乗富一雄(代表)(1984): 1983年日本海中部地震による災害の総合的調査研究, 自然災害科学総合研究班.

能代市(1984): 能代市の災害記録日本海中部地震, pp. 555-589.

斎藤徳美・阿部 司・小林直太・中島直吉・中村 操・野越三雄・毎熊輝記(1988): 秋田県能代市における地盤の振動特性(1)—微地形・地質および日本海中部地震(1983年)による地震災害と微動特性との関係—, 物理探査, vol. 41, no.1, pp. 47-63.

———(1988): 秋田県能代市における地盤の振動特性(2)—1983年日本海中部地震で液状化を生じた地盤の微動特性—, 物理探査, vol. 41, no. 1, pp. 64-75.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971): Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, vol. 97, no. SM9, pp. 1249-1273.

高安泰助(代表)(1984): 日本海中部地震 地盤と地盤災

害の概要, 1983年日本海中部地震災害秋田大学地質調査班.

Tobita, Y. and Yanagisawa, E. (1982): Prediction of pore pressure based on internal change of sand in shear deformation, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 601-608.

辻本隆哉 (1983): せん断ひずみに基づく地震時間隙水圧の予測, 東北大学工学部土木学科卒業論文.

渡辺 弘・上山拓男・小田英一 (1975): 非線形力学特性を有するアースダムの動的解析, 土と基礎, vol. 23, no. 1, pp. 11-18.