

泥炭性軟弱地盤の地震応答特性について (その1)

—— 泥炭性軟弱地盤と土構造物の地震被害 ——

Seismic Response Characteristics of Peaty Soft Ground (No. 1)

—— Peaty Soft Ground and Earthquake Embankment Damage ——

加 治 屋 安 彦*

Yasuhiko KAJIYA

本報告は、十勝川下流部の泥炭性軟弱地盤 20 地点を対象に行った SHAKE による 1968 年十勝沖地震の盛土被害の再現解析により、地盤の地震応答特性と土構造物の地震被害の関係について検討した結果をとりまとめたものである。

これらの検討により、泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震被害は、最大加速度よりも最大速度や最大変位の方が指標となり得ること、最大速度や最大変位（地表～ -4 m の平均値）の被害有無の境界値を TP（泥炭層部分の TG 相当値）に置き換えた場合、1968 年十勝沖地震の例では、おおむね 0.7 秒程度に相当することなどを明らかにした。

《泥炭性軟弱地盤；地震応答特性；盛土；地震被害》

This report presents an investigation of the relation between peaty soft ground seismic response characteristics and embankment damage at the Tokachi-oki Earthquake 1968, by seismic response analysis with SHAKE at 20 points in the area of the lower part of the Tokachi River.

The max. velocity and max. displacement are more important than the max. acceleration as an index of earthquake embankment damage on this kind of ground. The limit of max. velocity and max. displacement (averaged from GL to -4m) corresponds to about 0.7 sec. of TP (TG value of peat layer) in this earthquake.

Keywords ; peaty soft ground, seismic response characteristics, embankment, earthquake damage.

1. は じ め に

道路盛土や河川堤防などのフィルタイプの土構造物では、特別な場合を除き、これまであまり耐震設計について配慮されることは少なかったといえる。これは、一般に他の構造物に比べて土構造物の復旧が容易であり、特に盛土の場合には、地盤も含めて施工後の時間経過とともに強度が増加し、安定性が増すと考えられてきたためである。また、長年の経験から、現行の標準のり勾配を適用していれば、ある程度の外力に対しては安全である

とされてきたことも理由のひとつとしてあげられる。

しかしながら、1968 年十勝沖地震における十勝川下流部堤防の被災事例にも見られるように、泥炭性軟弱地盤上に築造された盛土などでは、地震の被害を受けやすいことも確認されており、その構造物に求められる機能によっては、ある程度耐震性のチェックを事前に行うことも今後必要になってくるものと思われる。特に、これから整備が進められようとしている高規格道路などの将来の道路では、電気、通信、ガス、水道などのライフライン系施設を安全に収容することも道路本来の機能とし

*防災雪氷研究室主任研究員

て認識されるにいたると思われ、こうした点をふまえると、北海道に特有な泥炭性軟弱地盤上に築造する土構造物の耐震性のチェック方法を確立することは、非常に重要な課題と思われる。

筆者らは、これまで室内試験や現地調査などにより、泥炭の動的変形特性のモデル化について検討を行ってきた。その結果、ある程度実務的にも利用可能な実験式を得るにいたっている¹⁾。また、この実験式を用いて地震応答計算を行うことにより、1968年十勝沖地震における堤防盛土の被災有無を分離できる可能性を示している²⁾。今年度はこうした点をさらに詳細に検討するため、新たに現地調査を行って、解析地点を適切に設定するとともに、その調査結果に基づいて地盤の動的モデル化を厳密に行い、地震応答解析を行った。また、計算結果と被災有無の対比から、地盤の地震応答特性と土構造物の地震被害の関係について検討した。本報告は、これらの検討結果について報告するものである。

2. 1968年十勝沖地震における泥炭性軟弱地盤上の土構造物の地震被害

1968年十勝沖地震被害調査報告³⁾によれば、泥炭性軟弱地盤上の土構造物としては、十勝川下流部の堤防が特に大きな被害を受けたとされている。同報告によれば、被害のほとんどは堤体のきれつおよび沈下で、特に被害の大きかった大津築堤の横断変状の様子を図-1に示すが、堤体のきれつは天端およびのり面上部に縦断方向に発生すると同時に、内のり・外のりとも肉眼でもはっきりわかる程度に膨れ上がっていたとのことである。ただし、のり尻付近の地盤には、肉眼で見る限り側方流動や浮上がり（すなわち、泥炭層のせん断破壊）のような徴候は認められなかったようである。

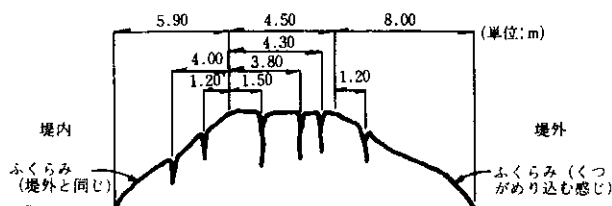


図-1 1968年十勝沖地震の際の大津築堤測点4,025mきれつ発生状況³⁾

被害箇所1カ所と無被害箇所2カ所の堤体材料と基礎地盤の土質調査試験結果を比較して考察したところによれば、被害を受けなかった2カ所のうち1カ所は、堤体材料の粒度分布が液状化しやすい範囲からはずれていたとのことである。また、もう一方の無被害箇所は、粒

度分布自体は被害箇所と同様であったが、基礎地盤の条件が異なり、泥炭層厚が1mと被害箇所の6mに比べて薄く、堤体のゆすられ方がゆるやかであったため被害が生じなかったと推察している。

また、昭和54年度から56年度にかけて行われた十勝川地震対策調査⁴⁾では、軟弱な表層が地震による加速度や変位を増幅させ、相対的に剛性の大きな堤体がこれに追従できずに被災したのではないかと推定している。

3. 解析の方法

以上の調査における各種試験結果やこれに基づく被災原因の考察などを参考にし、かつ筆者らのこれまでの研究で得られた知見を考慮に入れて、本報告ではこの泥炭性軟弱地盤上の堤防盛土の地震被害の原因が、第一義的には地盤自体の地震応答特性にあるものと考えた。そして、地盤の地震応答特性と地盤上の土構造物の地震被害の関係を検討することとした。

3-1 解析候補地の選定

具体的には、まずこの地域の河川堤防地盤に被害箇所を含む30地点の解析候補地を設定し、ピートサンプリングと含水量試験により、地表付近の地層構成と泥炭層の平均的な含水量などを明らかにした。そして、既存の地盤調査資料とあわせて、後述の方法により耐震基盤（せん断波速度(V_s)が300m/s程度以上の地層)までの各層の密度(ρ_t)とせん断波速度を求めた。これにより地盤の特性値 T_G （報文その2の(1)式)を算出し、この値が0.6を超える軟弱地盤を解析対象地盤とした。これ

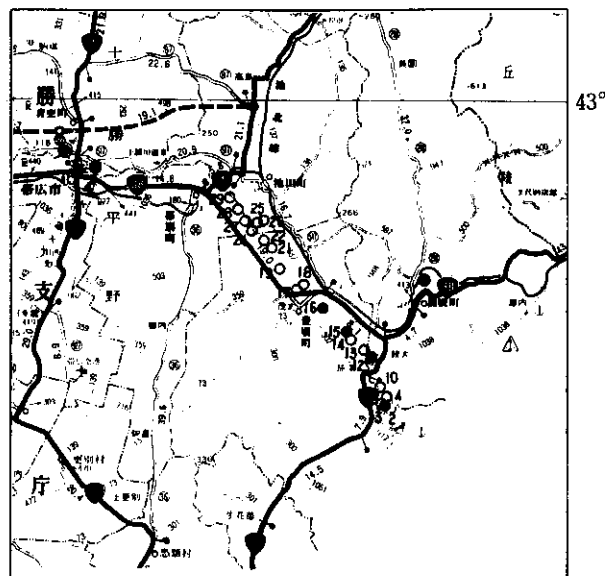


図-2 解析地点位置図
(○被害無 ●被害有)

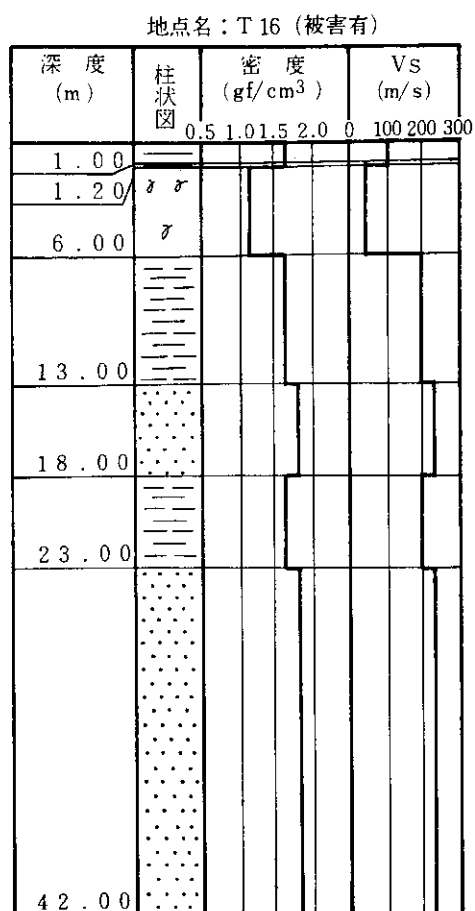
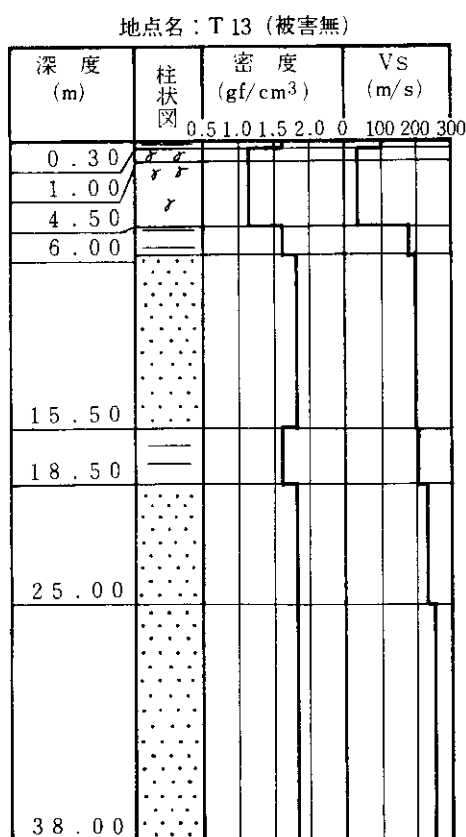


図-3 解析地点の地層概要例
(T 13:被害無 T 16:被害有)

らの予備検討の結果、解析地点は被害箇所4地点を含む20地点となった。これらの解析地点の位置図を図-2に示す。また、地層概要例を図-3に示す。

(各層の密度、せん断波速度の推定)

図-3を作成するにあたっては、各層の密度、せん断波速度の推定を以下のように行った。

まず、密度については、地域における実態をふまえ、一般的な土質については次のように決定した。

粘土、シルト $\rho_t = 1.6 \text{ g/cm}^3$

砂 $\rho_t = 1.8 \text{ g/cm}^3$

砂礫 $\rho_t = 2.0 \text{ g/cm}^3$

火山灰 $\rho_t = 1.5 \text{ g/cm}^3$

なお、泥炭層については、ビートサンプリングにより層厚に応じて採取した数個の試料から、層全体の平均的な含水比を求め、筆者らの作成した泥炭性軟弱地盤データベース⁵⁾から求めた以下の回帰式を用いて推定した。

$$\rho_t = 48.8 / (W + 48.1) + 0.94 \dots\dots\dots(1)$$

ここに、W：含水比(%)

せん断波速度については、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁶⁾に準じ、一般的な土質は(2),(3)式を用いてN値から推定した。泥炭については、熊谷ら⁷⁾が室内試験の結果から作成した泥炭の初期せん断剛性率(G_0)に関する実験式((4)式)と密度から(5)式を用いて求めた。なお、地下水位は全地点でGL-1.00mとした。

$$\text{粘土, シルト} \quad Vs = 100 N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 25) \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{砂, 砂礫, 火山灰} \quad Vs = 80 N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 50) \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{泥炭} \quad G_0 = 1740 W^{-0.87} (\sigma' c')^{0.55} \dots\dots\dots(4)$$

$$G_0 = \rho_t Vs^2 \dots\dots\dots(5)$$

ここに、W：含水比(%)

$\sigma' c'$ ：有効拘束圧(kgf/cm²)

3-2 被害の有無と地層構成、地盤の特性値などの関係

解析候補地を選定した後、まず被害の有無と地層構成、

地盤の特性値などの関係について単純な比較検討を行うこととした。図-4～9がこれらの関係を整理したものであるが、これらを見ると、この地震で被害が生じている

地点は総じて基盤深度が深く、泥炭層厚が厚めで、地盤の特性値 T_G や T_P が大きめであるといえそうである。

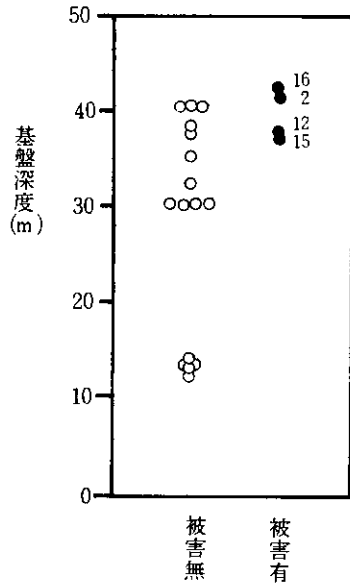


図-4 被害の有無と基盤深度の関係

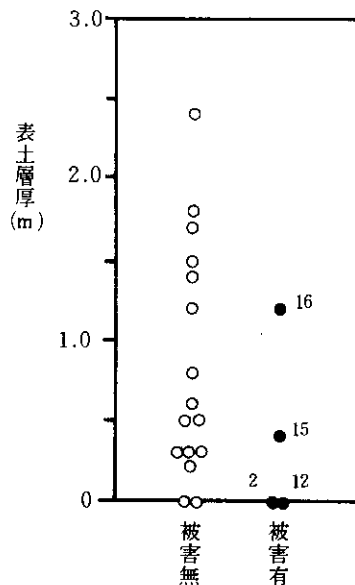


図-5 被害の有無と表土層厚の関係

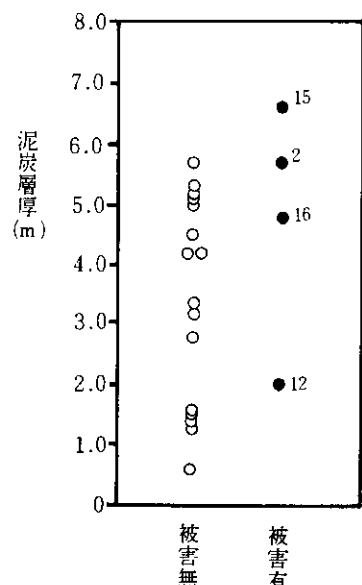


図-6 被害の有無と泥炭層厚の関係

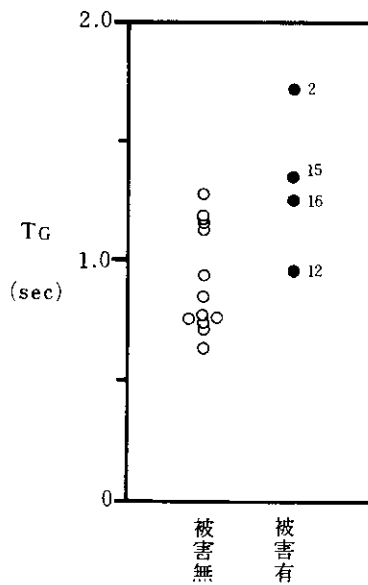


図-7 被害の有無と T_G の関係
(T_G : 地盤の特性値)

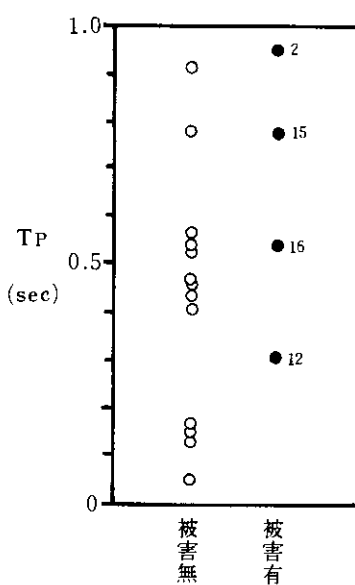


図-8 被害の有無と T_P の関係
(T_P : 泥炭層部分の T_G 相当値)

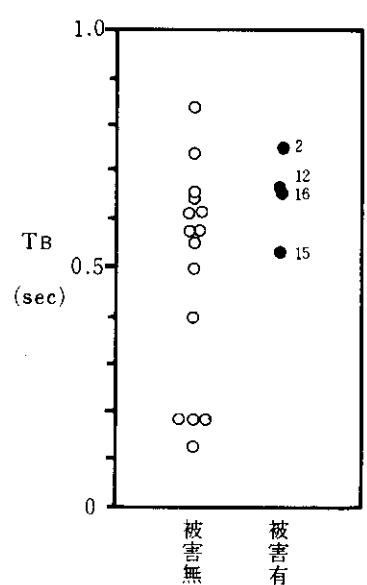


図-9 被害の有無と T_B の関係
(T_B : 泥炭層下位の T_G 相当値)

3-3 SHAKE⁸⁾ による地震応答解析

次に、地震被害の有無を地盤の地震応答特性との関係においてより詳細に検討するため、各解析地点について SHAKE (重複反射理論に基づく地震応答解析プログラム) による地震応答解析を行うこととした。具体的には、

以下に示す手順により行った。

まず、図-10に示すように、解析対象地域をひとつにまとめて震央距離を一定とした。次に、解析対象地域に近く地盤も良好 (I 種地盤) で水平な成層地盤である幌満橋の強震計で観測された地表波から、SHAKE による

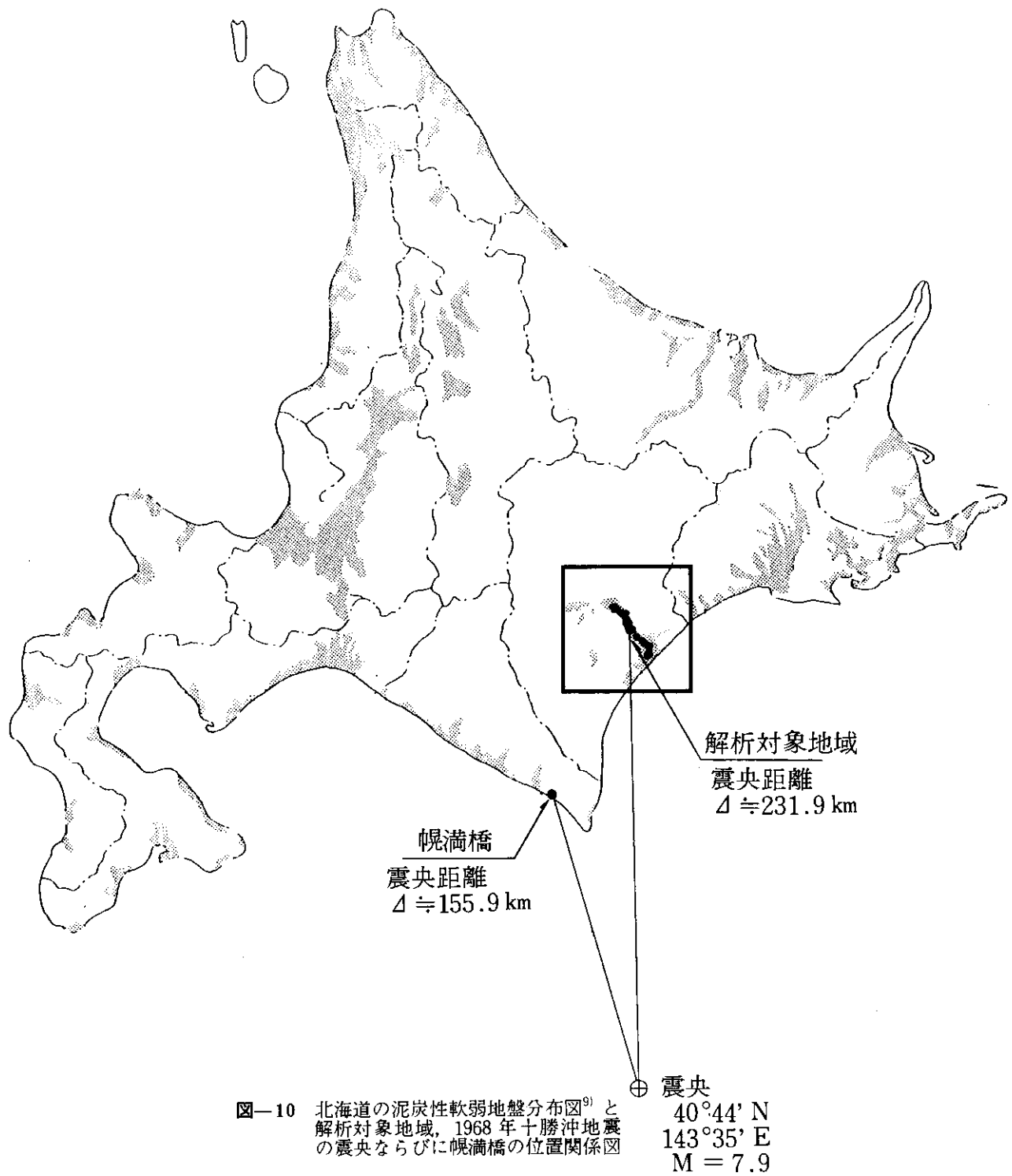
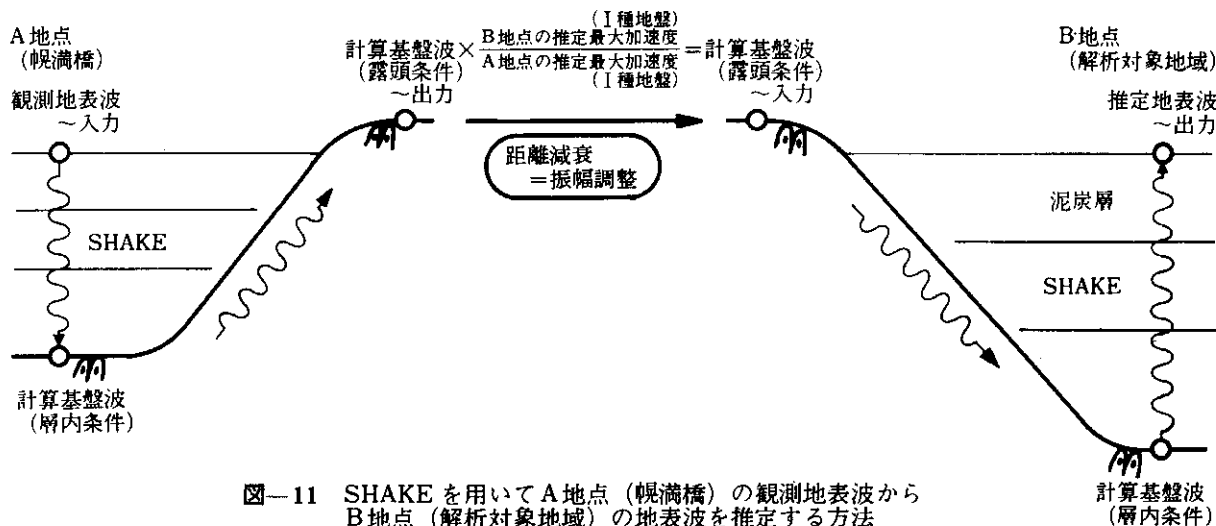


図-10 北海道の泥炭性軟弱地盤分布図⁹⁾と解析対象地域, 1968年十勝沖地震の震央ならびに幌満橋の位置関係図



図—11 SHAKEを用いてA地点(幌満橋)の観測地表波からB地点(解析対象地域)の地表波を推定する方法

地表→基盤の応答解析で、幌満橋位置での露頭条件の計算基盤波を出力した。さらに、川島らの距離減衰式¹⁰⁾

(I種地盤)により振幅の調整を行い、解析対象地域の計算基盤波(露頭条件)を求めた。そして、この波を解析地点の基盤に露頭条件で入力し、SHAKEによる基盤→地表の応答解析で各解析地点の地表波を推定(計算)した。図-11は、これらの過程を図化したものである。

なお、幌満橋の強震計で観測された地表波については川島らの方法に準じ、SMAC型強震計の計器補正や水平2成分の合成を行っている。また、この観測地表波は、最大加速度や加速度応答スペクトルに関する川島らの距離減衰式に照らしても、きわめて標準的なものであった。

さらに、こうした検討が可能であると考えた前提として、当時の堤防の形状がどの個所もあり変わらず、十勝川下流部全体が平坦であるため、高さ的にもあまり差がなかったことは付記しておかなければならない。

(地盤の動的モデル化)

SHAKEによる地震応答解析に必要な地盤の動的モデル化(せん断剛性率 G や減衰比 h のひずみ依存特性の推定)については、以下のように行った。

まず、一般的な粘性土・砂質土については、建設省土木研究所でとりまとめている方法¹¹⁾に従って行った。なお、火山灰と砂礫については砂質土と同様に扱った。泥炭については、筆者らの研究¹⁾で室内試験より求めた以下の実験式を用いて決定した。

$$G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r) \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$\gamma_r = 4.81 \times 10^{-5} W (\sigma'_c)^{0.42} \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$h_{\max} = 0.23 \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 γ : せん断ひずみ

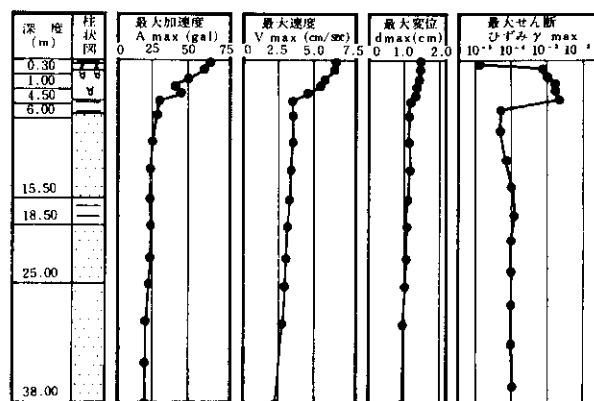
γ_r : 基準せん断ひずみ

($G/G_0 = 0.5$ に相当)

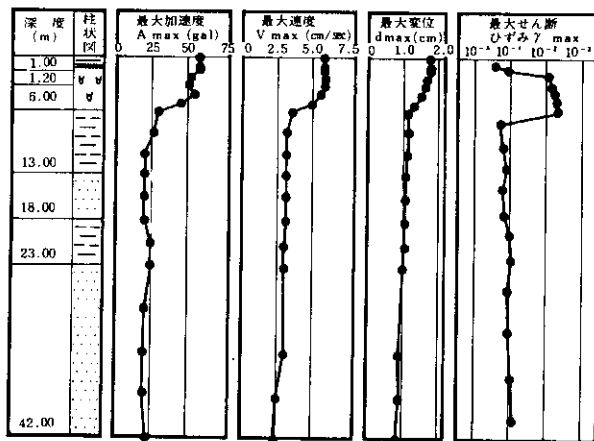
$h_{\max}$: ひずみ無限大のときの減衰比

4. 地震被害と計算結果の関係

SHAKEによる地震応答計算で得られるのは、地盤の加速度、速度、変位、せん断ひずみの最大値の深度分布や地表の加速度応答スペクトルなどである。解析例を図



図—12 (a) SHAKE解析例 (T13:被害無)



図—12 (b) SHAKE解析例 (T16:被害有)

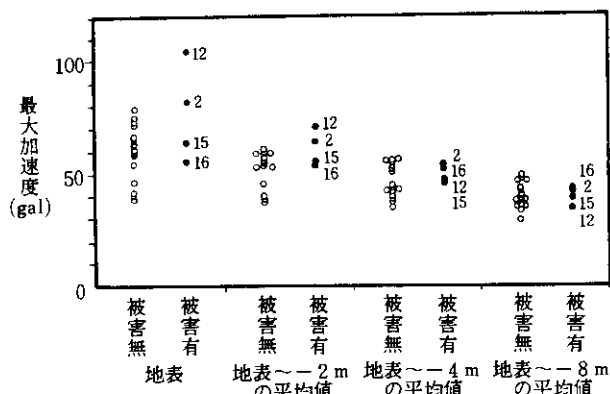


図-13 被害の有無と最大加速度の関係

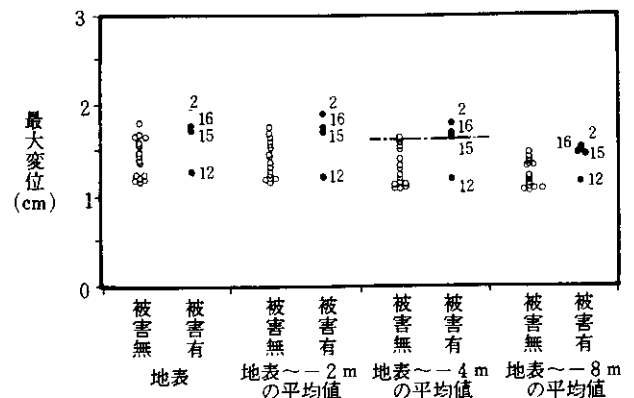


図-15 被害の有無と最大変位の関係

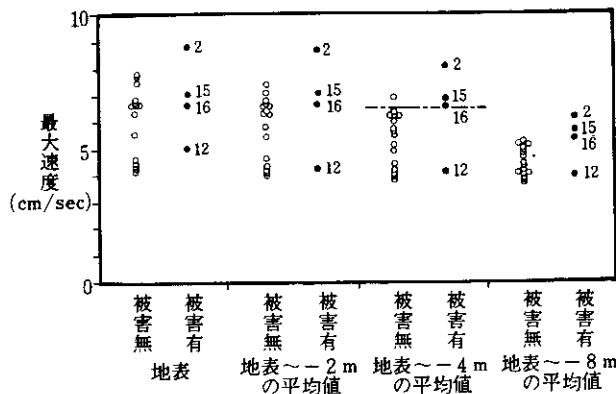


図-14 被害の有無と最大速度の関係

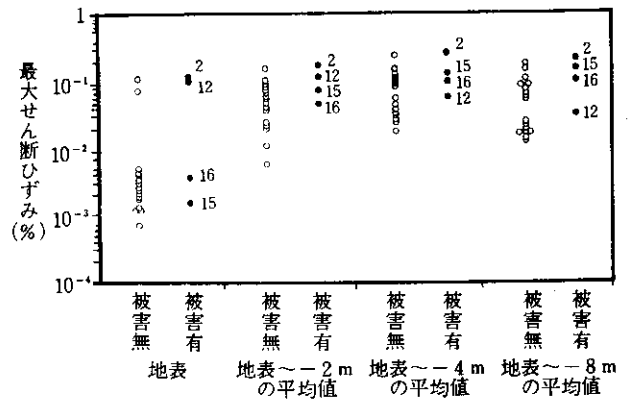


図-16 被害の有無と最大せん断ひずみの関係

-12 (a), (b) に示すが、これらの計算結果より、最大加速度、最大速度、最大変位については、地表の値、地表～2 mの平均値、地表～4 mの平均値、地表～8 mの平均値を求め、被害の有無との関係で整理した。また加速度応答スペクトルについては、0.3、0.5、0.7、1.0 秒の各値を抽出して同時に整理を行った。図-13～17 が整理の結果である。

これらを見ると、やはり T 12 地点が全体的にやや特異な位置にあることがわかる。そこで、これを除いて概観してみると、最大速度と最大変位で被害の有無をある程度分離できそうなことがわかる。特に、最大速度における地表～4 mの平均値、地表～8 mの平均値、あるいは最大変位における地表～2 mの平均値、地表～4 mの平均値、地表～8 mの平均値でそうした傾向が見受けられる。図から大きな差が認められないので、盛土高さにほぼ相当する地表～4 mの平均値を例にとって具体的に述べると、最大速度では 6.5 cm/sec 程度、最大変位では 1.6 cm 程度を境として、それ以上の領域で被害が多く発生していることがわかる。

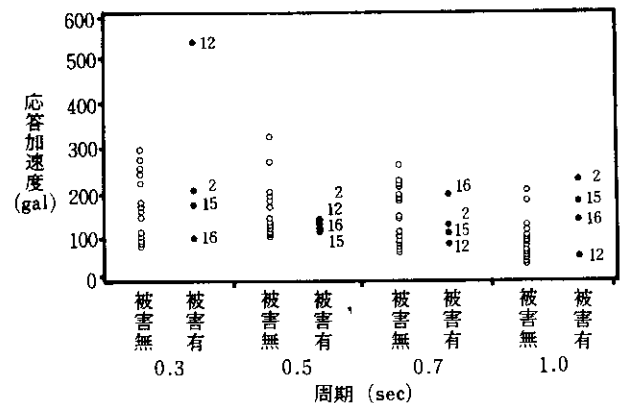


図-17 被害の有無と応答加速度 ($h=0.05$) の関係

さらに、こうした傾向を、地層構成や地盤の特性値とといった地盤に固有で、しかも容易に把握できる指標と関係づけられるかどうか検討するため、最大速度、最大変位ともに、基盤深度、泥炭層厚、地盤の特性値 T_g や T_p との関係で整理することとした。図-18 (a)～(d)、19 (a)～(d) に整理の結果を示すが、これらを見ると、

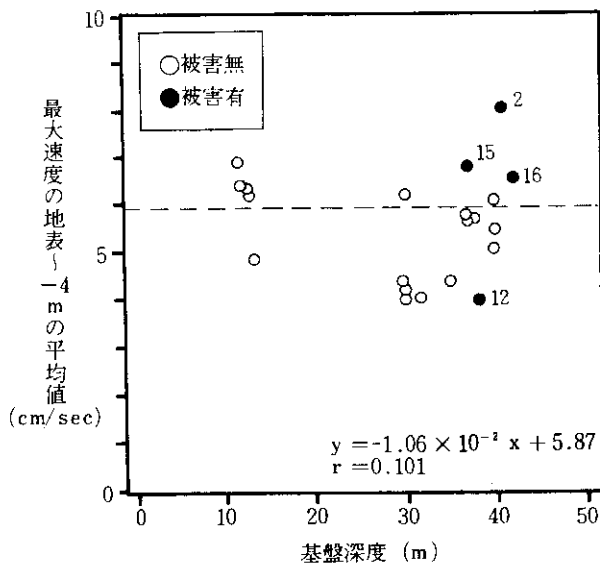


図-18 (a) 基盤深度と最大速度の地表～4mの平均値の関係

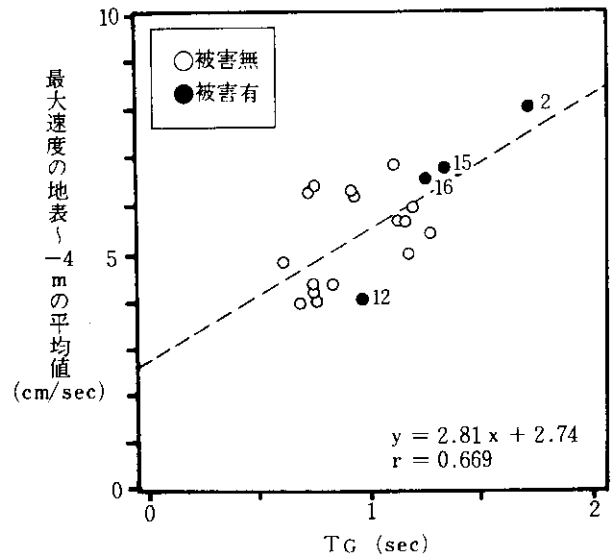


図-18 (c) TGと最大速度の地表～4mの平均値の関係 (TG: 地盤の特性値)

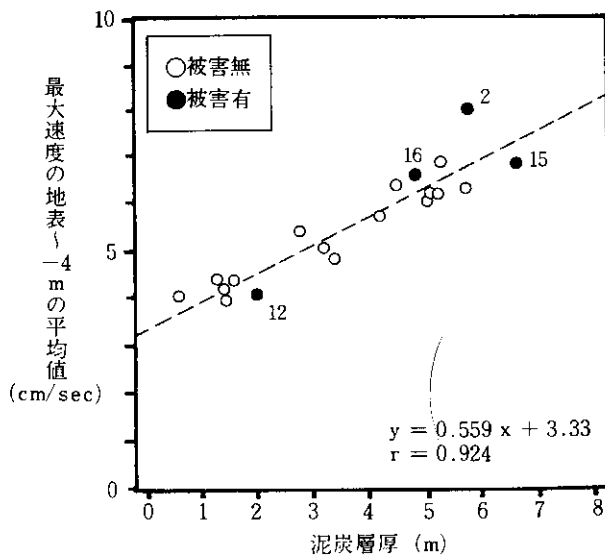


図-18 (b) 泥炭層厚と最大速度の地表～4mの平均値の関係

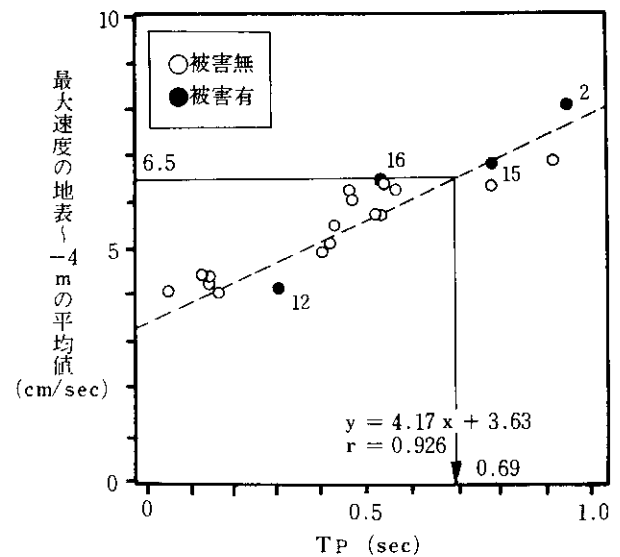


図-18 (d) TPと最大速度の地表～4mの平均値の関係 (TP: 泥炭層部分のTG相当値)

最大速度、最大変位ともに、泥炭層厚、TP と非常に相関の高いことがわかる。

泥炭層厚とTPについては、その定義からも比例的な関係にあるのは明らかであるが、ある程度の厚さになるとばらつきもでる(図-20)ので、重複反射理論に基づきより厳密な意味でTPを用いることとすれば、上記の被害有無の境界値は図より最大速度からTP = 0.69秒、

最大変位からTP = 0.76秒となり、おおむねTP = 0.7秒程度以上で被害が発生しているということになる。

なお、最大速度と最大変位については、図-21に示すように両者の相関が非常に高いので、どちらの指標がよりよいかという点については、今回の解析結果からは明確にはいえないものとする。

また、上記の被害有無の境界値の絶対値については、

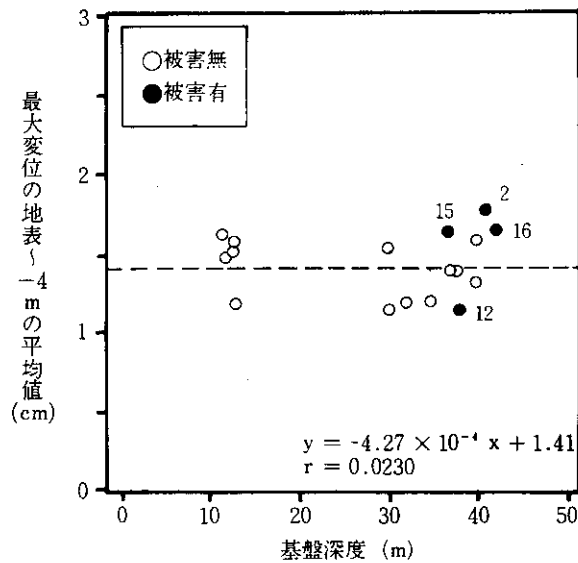


図-19 (a) 基礎深度と最大変位の地表
～-4mの平均値の関係

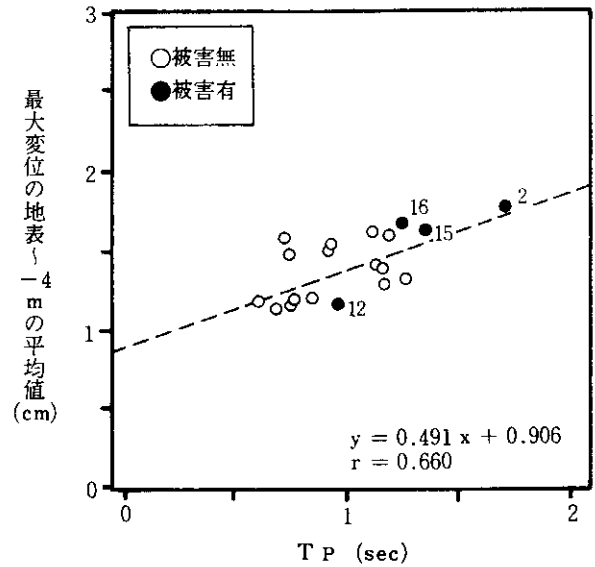


図-19 (c) T_gと最大変位の地表
～-4mの平均値の関係
(T_g:地盤の特性値)

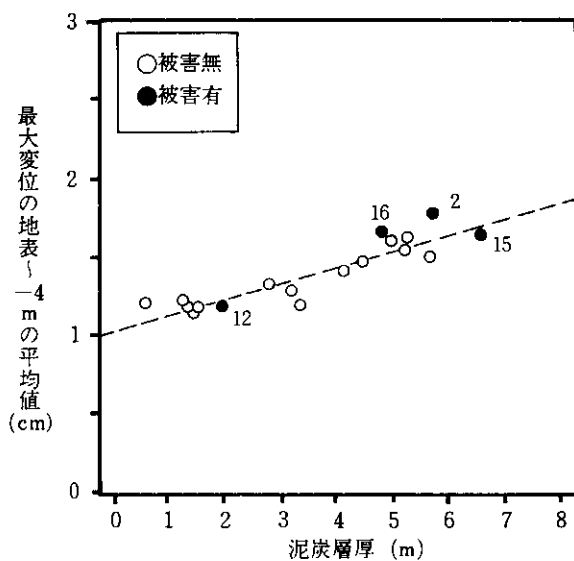


図-19 (b) 泥炭層厚と最大変位の地表
～-4mの平均値の関係

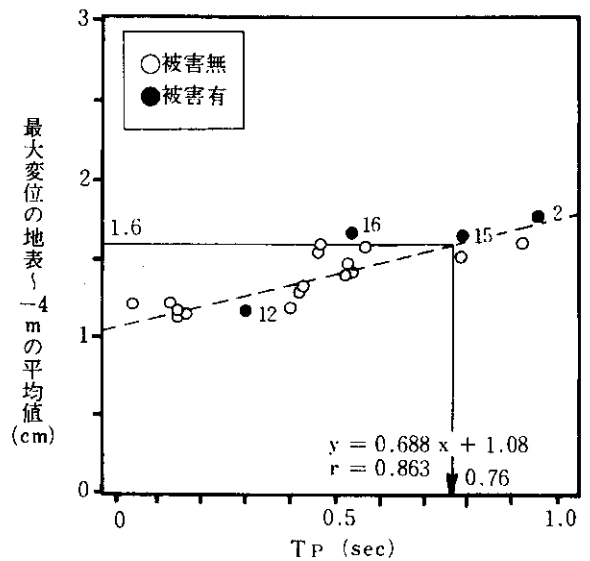
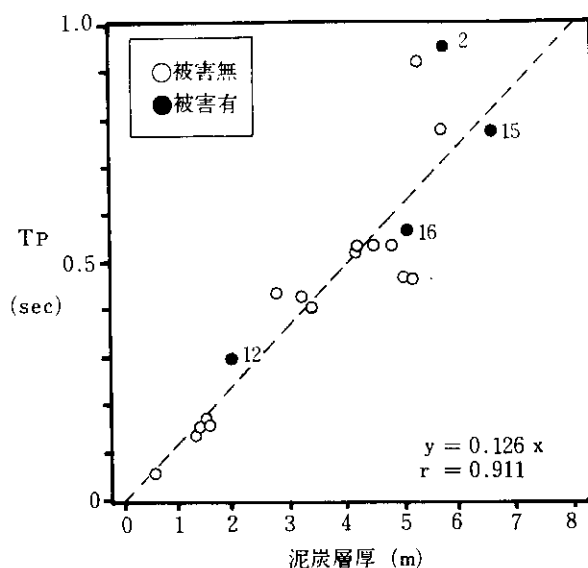


図-19 (d) TPと最大変位の地表
～-4mの平均値の関係
(TP:泥炭層部分のT_g相当値)

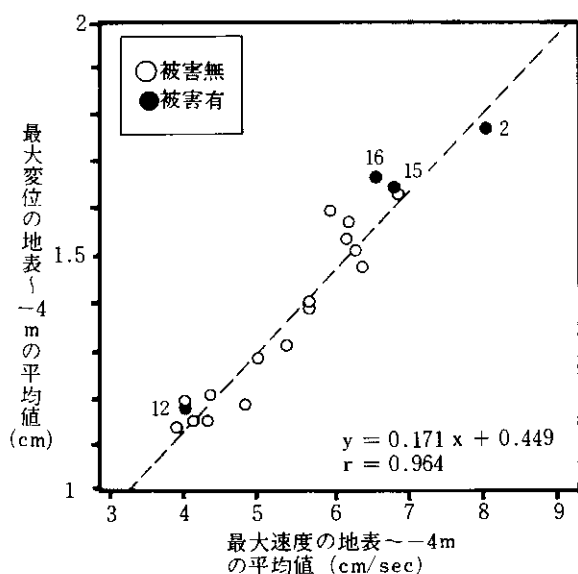
距離減衰式による振幅調整など、解析に含まれる不確実な要素の影響を考慮に入ると、この解析例のみから確定するのは適当でないと考える。したがって、これらの数値は被害の有無を分離するための相対的指標として見ていただきたい。

T12地点については、図-17に示されるように0.3秒の応答加速度がきわめて大きく（同時に、図-13に示さ

れるように地表の最大加速度も非常に大きい）、TPがまさにこの周期に相当する（図-8参照）ことが被害原因を示唆しているように思われる。すなわち、報文その2の「3.2結果の検討」の応答加速度のところでも述べているが、相対的に剛性の著しく低い泥炭層がTPに相当する周期（実際には、せん断剛性率のひずみ依存性によりTPより若干大きめとなる）の波を増幅させたために生



図—20 泥炭層厚とTPの関係
(TP: 泥炭層部分のTG相当値)



図—21 最大速度と最大変位(地表～4mの平均値)の関係

じたものと理解できるのである。しかしながら、こうした被害発生ケースは、地盤のみでなく地震波と地盤の相互作用に依存するものとなるので、地層構成や地盤の特性値など、地盤側の指標でのみ判別しようとしても困難であると思われる。

5. ま と め

十勝川下流部の泥炭性軟弱地盤20地点(すべて堤防盛土地盤で、1968年十勝沖地震の際に盛土被害が発生した箇所4地点を含む)を対象に、SHAKEによる十勝沖地震の盛土被害の再現解析を行って、地盤の地震応答特性と土構造物の地震被害の関係について検討し、以下に述べる知見を得た。

- ① 泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震被害については、最大加速度よりも最大速度や最大変位の方が指標となり得る。
- ② 最大速度や最大変位(地表～4mの平均値)において、被害有無を分離する境界値をTPに置き換えた場合、1968年十勝沖地震の例では、おおむね0.7秒程度に相当する。
- ③ 泥炭層厚が薄い場合でも、地震波との相互作用によりTPに相当する周期の波を著しく増幅させ、盛土に被害をもたらす場合がある。

これらのことから考えると、今後、地震の危険度合が十勝川下流部地域と同程度の根室、釧路、十勝、日高地方などのTPが0.7秒程度以上の泥炭層を有する軟弱地盤上で、重要な土構造物を築造しようとする場合には、ある程度耐震設計上の精査が必要になるものと思われる。また、泥炭層が薄くても地盤上の構造物に大きな影響を与える場合があるので、地盤上の構造物の固有周期がTPに近い場合などは留意しなければならないものと考ええる。

6. あとがき

今回の調査により、泥炭性軟弱地盤と土構造物の地震被害の関係については、ある程度把握できたものと考えている。しかしながら、土構造物の地震被害は、地盤のみならずその上の構造物が地震波との間に動的相互作用を生じて起こるものであり、そうした観点からすれば、今回の解析は盛土の影響を同一視し、特定の地震波についてのみ行った再現解析の一例に過ぎない。こうした点を少しでも改善するため、今後はさらに盛土の影響も考慮に入れて二次元応答解析などを行い、泥炭性軟弱地盤上の土構造物の耐震設計について、より具体的な検討を行っていきたいと考えている。

最後に、本調査の実施にあたっては、現地調査や資料調査、地震応答計算で帯広開発建設部、北海道開発コンサルタント(株)、基礎地盤コンサルタンツ(株)の関係各位に多大な御協力をいただいた。ここに、記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 能登繁幸, 加治屋安彦 ; 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究 (第2報), 土木試験所月報 No. 406, 1987年3月.
- 2) 加治屋安彦, 能登繁幸 ; 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究 (第3報), 土木試験所月報 No. 418, 1988年3月.
- 3) 土木試験所報告 第49号, 1968年十勝沖地震被害調査報告, 1968.12.
- 4) 帯広開発建設部 ; 十勝川水系下流部築堤耐震性解析業務報告書, 1980.2, 1981.1, 1982.1.
- 5) 加治屋安彦, 林 宏親 ; 泥炭性軟弱地盤データベースについて, 土木試験所月報 No. 418, 1988年3月.
- 6) (社)日本道路協会 ; 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 昭和55年5月.
- 7) 能登繁幸, 熊谷守晃 ; 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究, 土木試験所月報 No. 393, 1986年2月.
- 8) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. ; SHAKE — A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, Dec., 1972.
- 9) (社)北海道開発技術センター ; 泥炭性軟弱地盤対策工指針, 昭和63年10月.
- 10) 川島一彦, 相沢 興, 高橋和之 ; 最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式, 土木研究所報告第166号, 1985.9.
- 11) 土木研究所資料 第1778号, 地盤の地震時応答特性の数値解析法, 1982.2.

*

*

*