



河川堤防で観測された2003年宮城県北部地震の強震記録に基づく

堤防の震動性状と地盤特性および地震動の関係

中村 晋

正会員 日本大学工学部土木工学科、助教授、工博

s-nak@civil.ce.nihon-u.ac.jp

要約

本論は、宮城県北部地震による河川堤防の被害を踏まえ、1978年宮城県沖地震を含む過去の地震による河川堤防の被害程度の差異に及ぼす地盤条件及び地震動特性の影響を把握することを目的としている。そのため、河川堤防で観測された強震記録および著者が提案した盛土と支持地盤系の1次元地震応答解析法を用いた解析により、河川堤防の震動特性と地震動特性の関係を明らかにした。また、強震記録の得られていない堤防支持地盤系の震動特性を把握するため、常時微動測定を実施した。その結果、堤防支持地盤系の震動が卓越する周波数帯の地震動強さの差異が堤防の被害状況に差異をもたらした重要な要因の一つであることが明らかとなった。

キーワード: 2003年宮城県北部地震、河川堤防、地震被害、強震記録、非線形増幅

1. はじめに

2003年7月26日に発生した宮城県北部地震は地震規模(Mj)が6前後の3つの地震が24時間以内に連続して発生した珍しい地震である。いずれの地震も典型的な内陸直下型である。特に2番目に発生した最も大きな規模(Mj=6.2)の地震(本震)は、震源に近い宮城県鳴瀬町、矢本町、鹿島台町、南郷町、河南町の5町を中心として被害¹⁾²⁾をもたらした。被害のうち、河川堤防の被害は、図-1に示すように震源位置の西側、つまり断層上盤側に多く生じている¹⁾。その被害の多くは本震によって発生し、法面崩壊および盛土すべり破壊を形態とする被害が多くみられた⁴⁾。典型的な盛土すべり破壊の事例として、最も大きな2m程度の段差を伴う様な被害を受けた鳴瀬川の木間塚橋より下流の右岸に生じた被害を写真-1に示す。この地域の河川堤防は、5月26日に発生した宮城県沖の地震では無被災であった。しかし、1978年宮城県沖地震においては、鳴瀬川流域の河口部や支流の江合川、さらに旧北上川流域にも被害が多く発生し、宮城県北部地震による被害位置と異なっている⁴⁾⁵⁾。1978年宮城県沖地震による河川堤防の被害と地盤構造との関係の分析により、堤防支持地盤の特性が被害と密接な関係にあることが指摘⁶⁾されている。このことから、地震による被害の程度や空間分布の差異は、地震動の特性と堤防-支持地盤系の振動特性の相対関係に依存すると推定される。

本論では、宮城県北部地震および過去の地震による鳴瀬川および旧北上川流域の河川堤防の被害状況を踏まえ、地盤条件および地震動特性の差異が河川堤防の被害程度に及ぼす影響を把握する。まず、河川堤防で



図-1 河川堤防の被害分布
(参考文献 3 参照)



写真-1 鳴瀬川木間塚周辺における河川堤防の被害状況
(右岸側:国土交通省東北地方整備局北上川下流河川事務所提供)

観測された強震記録に基づき、河川堤防の震動特性と強震記録の特性との関係を明らかにする。さらに、著者の提案する盛土と支持地盤系に関する 1 次元地震応答解析法⁷⁾(以後提案手法と呼ぶ)を用い、河川堤防の震動特性と地盤特性および地震動特性の関係を明らかにする。その手法は、Kausel⁸⁾により提案された剛性マトリックス法を用いて水平成層構造と仮定した盛土とその直下の支持地盤モデル、さらに盛土側方の地盤モデルとの動的相互作用を考慮し、盛土と支持地盤の地震応答を求める手法である。ここで、盛土は水平に分割された薄い台形状の層要素で構成している。剛性マトリックス法における盛土の変位とせん断力



図-2 地震観測が実施されている河川堤防位置

の関係は、その層要素に作用する力の釣合いより得られる変位とせん断応力の定常解を用いて求めている。また、盛土と支持地盤における各層境界における変位とせん断力の連続条件、さらに盛土とその直下の支持地盤系とその側方の地盤モデルとの層境界位置における変位の適合条件に基づき、盛土と支持地盤および盛土の側方地盤との相互作用を考慮している。合わせて、1978 年宮城県沖地震の際に生じた被害との関係も考察するため、旧北上川の開北橋周辺地盤で観測された橋軸直交方向の記録(以後、開北橋波と呼ぶ)に基づく堤防-支持地盤系の震動特性も提案手法を用いた解析により明らかにする。最後に、河川堤防の被害が多く発生した鳴瀬川左岸の木間塚周辺に着目し、堤防-支持地盤の構造や地震動特性が堤防-支持地盤系の震動性状に及ぼす影響を明らかにする。その際、堤防-支持地盤系の震動特性は、堤防の頂部で測定した常時微動の特性と前述の提案手法に基づく周波数応答関数との比較により評価した。

2. 河川堤防で観測された強震記録の特性

図-2 に示す 3 箇所の河川堤防で観測された強震記録をここで用いる。中下(Nakashita;本震の震央距離 2.3km)は鳴瀬川河口に近く、本震震源の極近傍、小塚(Kozuka;本震の震央距離 13.3km)、河南(Kanan;本震の震央距離 13.9km)は旧北上川沿いに位置している。その 3 観測点では、いずれも基盤位置(中下;GL-13m,河南;GL-77m,小塚;GL-13m)および堤防頂部位置での鉛直アレー観測が実施され、宮城県北部地震による 3 つの地震、さらに 5 月 26 日に発生した宮城県沖の地震による加速度記録が観測された。それら 3 地点にお

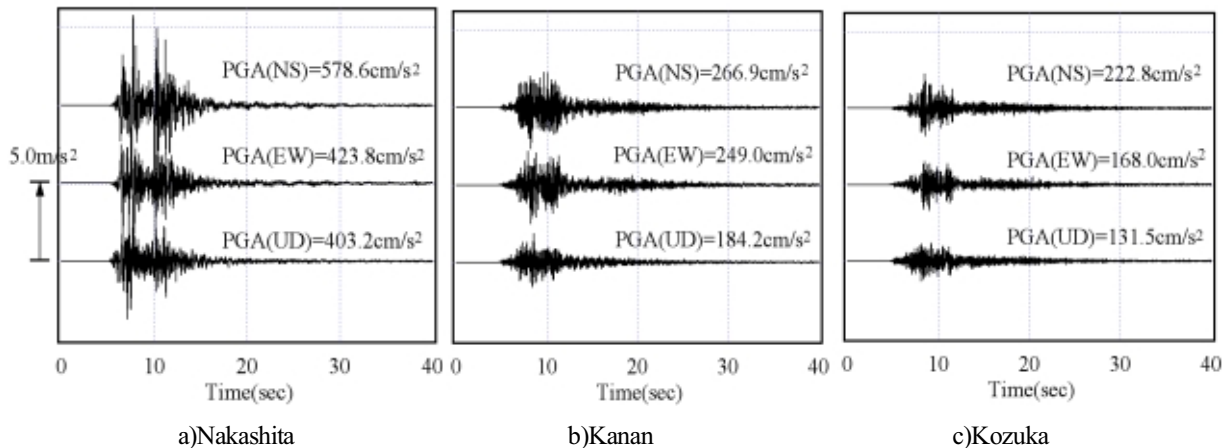


図-3 3地点で観測された本震の加速度時刻歴

ける堤防の形状や堤防と支持地盤の地盤構造は、次章の図-8、13および14に示している。

図-3に本震 (Mj=6.4; 2003年7月26日午前7時13分頃発生)の際に、前述の3地点の基盤位置で観測された記録の水平2成分および鉛直成分の加速度時刻歴を示す。また、図-4にそれら水平2成分に基づいて得られるベクトルフーリエスペクトル⁹⁾の比較を示す。図には、開北橋で得られた橋軸および橋軸直交方向の水平2成分より得られたベクトルフーリエスペクトルも合わせて示している。ここで、開北橋は図-2中の小塚観測点の近傍に位置している。中下における観測波形は、本震の断層破壊過程にみられる複数のアスペリティーの影響¹⁰⁾を反映し、振幅の大きい加速度が7秒前後および10秒前後の2箇所に認められる。一方、他の2地点は、その影響が若干認められるが、中下ほど顕著ではない。また、震央距離の近い中下における加速度振幅はいずれの成分も400cm/s²以上と大きく、他の2地点の加速度振幅はその50%程度の値となっている。この様に、震源からの距離に応じた地震動強さの減衰傾向が顕著にあらわれている。周波数特性についてみると、中下では1.5から3.0Hzにて振幅が卓越し、河南、小塚の4倍近い振幅となっている。河南、小塚では5Hz近傍および0.3から1.2Hzのやや長周期帯域に振幅の卓越が認められる。特に、河南、小塚における0.3から0.5Hz近傍の振幅レベルは中下と同程度となっている。開北橋波では、2から3Hzおよび4Hz近傍に振幅の卓越が認められ、中下における振幅の50%程度、河南、小塚の2倍程度の振幅となっている。また、0.6Hzより低周波数側では、3地点の振幅レベルと同程度となっている。

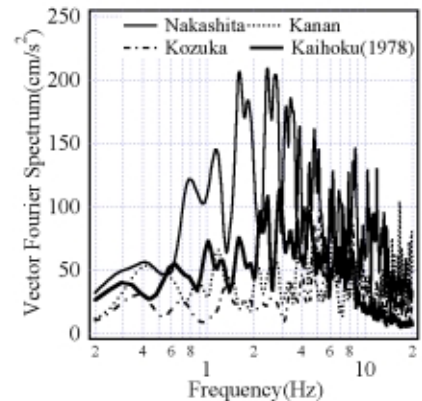


図-4 本震で観測された3地点の基盤位置の記録および1978年宮城県沖地震の際に開北橋で観測された記録のベクトルスペクトルの比較

3. 観測記録に基づく堤防の振動性状と地盤特性の関係

ここでは、図-2に示した3地点における堤防-支持地盤系の震動特性と地盤特性および地震動特性との関係を観測された地震記録、さらに著者の提案手法に基づき明らかにする。

3.1 中下

まず、堤防頂部、堤防小段および基盤位置 (GL-13m) で観測された本震の加速度時刻歴を図-5に示す。堤防頂部の水平成分の記録は地中に比べ、いずれも振幅が小さく、短周期成分の混入が少ないことや、震動周期の長周期化などの地盤材料の非線形化の影響が顕著に認められる。また、堤防頂部の鉛直成分は、地中に対

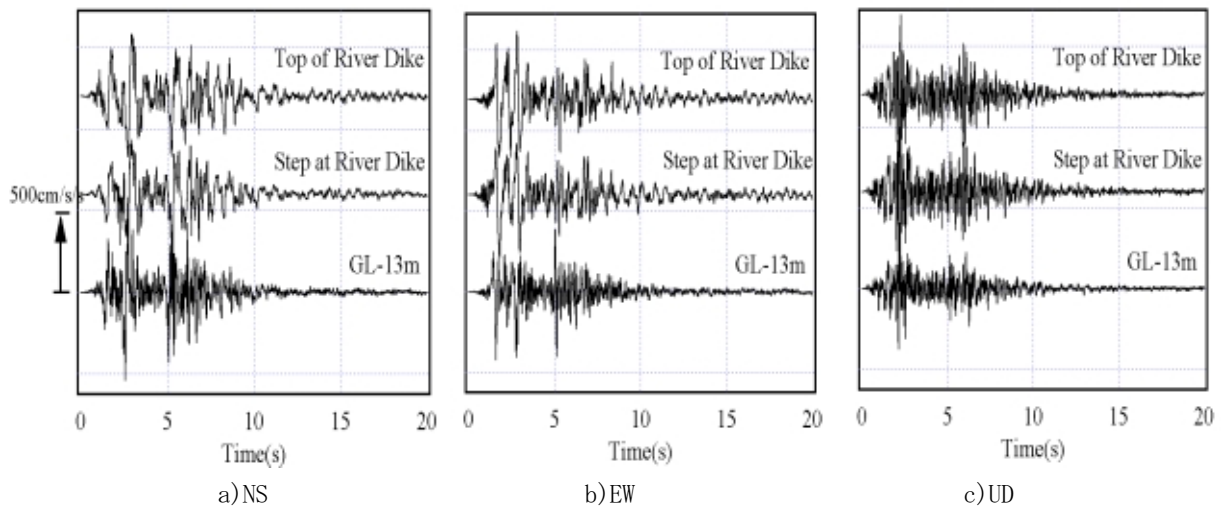


図-5 中下で観測された本震の加速度時刻歴

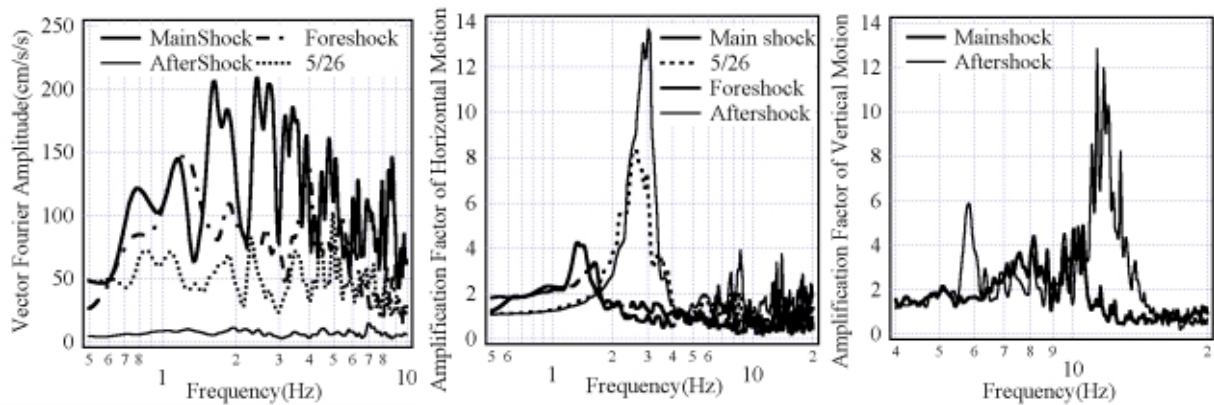


図-6 中下(GL-13m)における前震、本震、最大余震および5/26の地震によるベクトルフーリエスペクトルの比較

図-7 堤防頂部と基盤位置(GL-13m)で観測された記録のフーリエスペクトル比(水平成分はベクトルスペクトル比)

して増幅していることが分かる。次に、宮城県北部地震による前震、本震、最大余震および5月26日の宮城県沖の地震に対して基盤位置で観測された水平2成分の記録より求めたベクトルフーリエスペクトルの比較を図-6に示す。本震のスペクトル振幅は他の地震より大きく、1.5から3.0Hzにて卓越している。前震によるその周波数帯のスペクトル振幅は、震源位置に近いこともあり、本震の50%程度、その周波数帯の低・長周波数帯にて本震と同程度の値となっている。余震によるスペクトル振幅は、本震の10%以下と小さな値となっている。さらに、本震の卓越する周波数帯のスペクトル振幅は宮城県沖の地震に対して4倍程度の大きさとなっている。最後に、図-6に示した4つの地震について、基盤位置と堤防頂部位置における水平成分のベクトルスペクトル比、及び鉛直成分のスペクトル比を図-7に示す。このスペクトル比は、堤防-支持地盤内を伝播する地震動の増幅率を表している。水平成分のスペクトル比より、堤防-支持地盤系の1次固有周波数は、最大余震および5月26日の宮城県沖の地震で3Hz近傍となっている。一方、本震、また前震の1次固有周波数は1.3Hz近傍にあり、最大余震に比べ長周期化し、増幅率も低下している、図-5に示した基盤と堤防位置における加速度時刻歴の変化と合わせて、明らかに地盤の非線形化による影響であることを示している。さらに、鉛直成分のスペクトル比、つまり増幅率についてみると、最大余震で11Hz近傍にて顕著な増幅が認められ、本震ではそれより低周波数側の7.5Hz また10Hzにて卓越した増幅が認められる。このことは上下動にも地盤材料の非線形化の影響があることを示している。

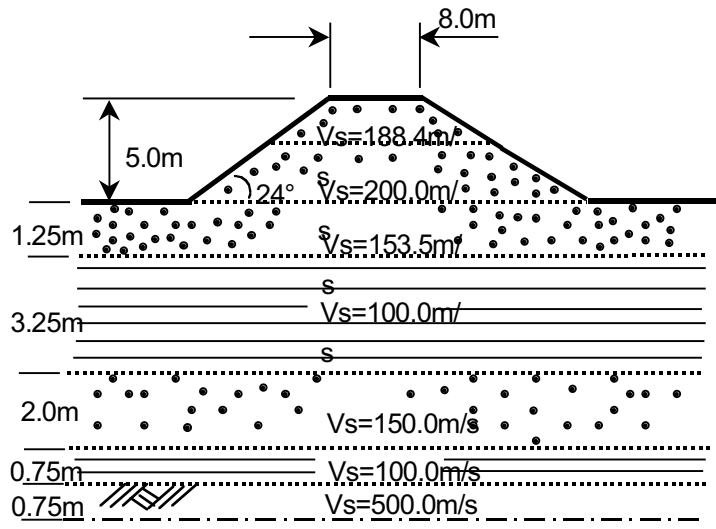


図-8 中下における堤防—支持地盤の地盤構造・定数モデル

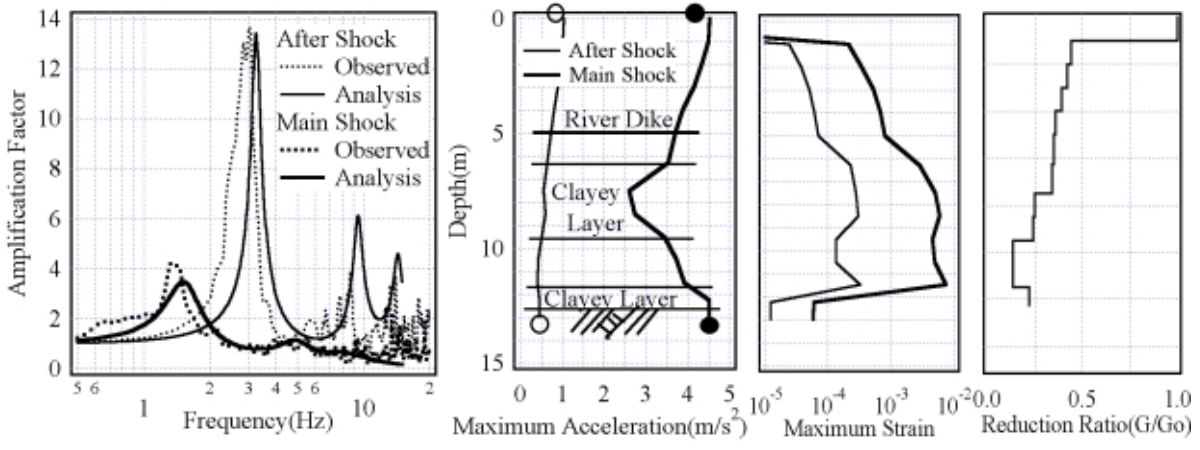
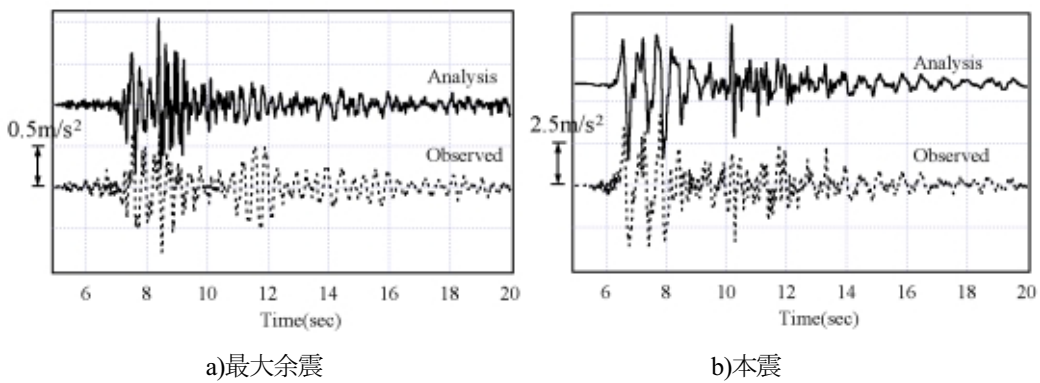


図-9 堤防頂部と基盤位置の水平成分に関するベクトルスペクトル比

a) 最大加速度 b) 最大せん断ひずみ c) せん断剛性低下率
図-10 中下における最大応答値の深度分布



a) 最大余震 b) 本震

図-11 1次元地震応答解析による堤防頂部の応答加速度時刻歴と観測記録(EW)との比較

次に、盛土-支持地盤系の地震動の増幅に及ぼす地盤特性の影響を把握する。まず、堤防-支持地盤の地盤構造や地盤定数モデルは図-8に示すとおりであり、支持地盤は軟弱な粘性土と砂層の互層構造となっている。ここで、地盤構造は地震計設置時の地盤調査資料に基づいて設定した。各層の地盤定数のうち、密度およびQ値はそれぞれ $1.8t/m^3$ 、10と仮定した。そのQ値は、福島ら¹¹⁾による弱震時における砂地盤と粘性土地盤に対する周波数とQ値の関係を用い、図-9に示した地震動の増幅率の大きな周波数帯(2-3Hz)にて得られる

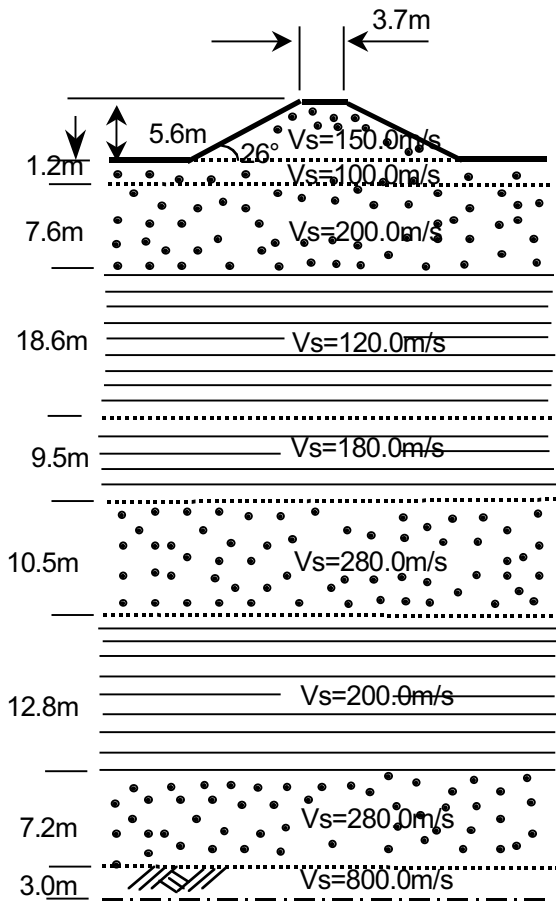


図-13 河南における堤防—支持地盤の地盤構造・定数モデル

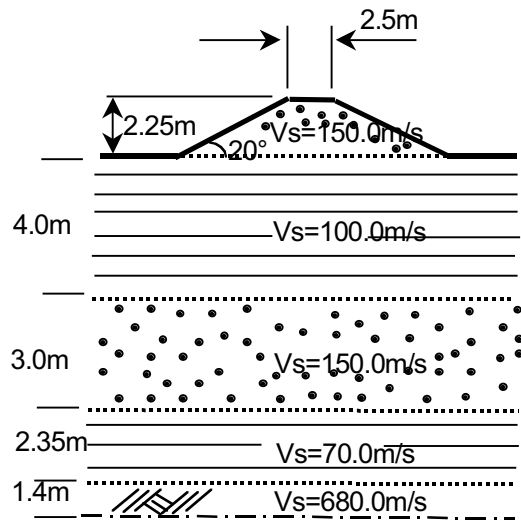


図-14 小塚における堤防—支持地盤の地盤構造・定数モデル

最大応答ひずみに応じてせん断剛性の低下や減衰定数の増加を考慮した解析により得られた最大応答せん断ひずみと1つ前の解析により得られた最大応答ひずみとの差異が5%以下になるまで繰り返し計算を行うことにより実施した。その際、減衰定数の最小値として、前述のQ値を用いた。図-9に余震および本震記録に対する水平成分のスペクトル比と提案手法による周波数応答関数との比較を示す。また、図-10に余震と本震による基盤位置での観測記録(EW成分)を用い、提案手法による地震応答解析より得られた最大加速度、最大せん断ひずみの深度分布、および本震に対する各地盤層のせん断剛性低下率の深度分布を示す。さらに、図-11には余震、本震に対する解析より得られた堤防頂部の応答加速度時刻歴と観測記録の比較を示す。余震のみならず本震に関するスペクトル比は提案手法による周波数応答関数と良く一致している。また、余震に対する最大応答ひずみは 3×10^{-4} 以下と小さく、非線形化の影響は小さいと考えられる。このことより、余震によるスペクトル比に基づき推定された地盤モデルは、初期の地盤モデルとして適当であることが分かる。さらに、最大加速度、時刻歴とも解析値と観測記録はよく一致している。これらのことは、対象としている堤防—支持地盤系の地震応答を評価する上で著者の提案手法が十分な精度を有していることを示している。

次に、本震に対する最大加速度は、支持地盤中の粘性土層にて入力位置の50%程度に低下し、その上層の堤体内で増幅しているものの、堤防頂部では入力位置の最大加速度以下の応答を示している。また、最大応答ひずみは、支持地盤内で 10^{-3} 以上と大きい。最大応答ひずみより動的変形特性に基づいて推定される剛性低下率は支持層内で40%以下と小さい。特に、粘性土に挟まれた砂層の剛性低下率は10%程度であり、液化化などが懸念される値を示している。これらは、堤防の応答に支持地盤の特性が強く影響を及ぼしている

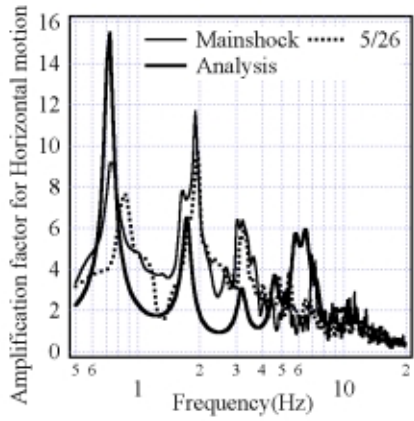


図-15 堤防頂部と基盤位置の水平成分に関するベクトルスペクトル比

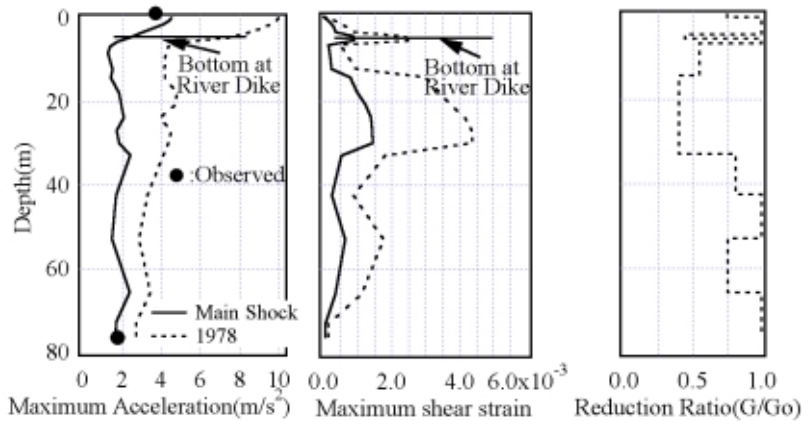


図-16 河南における最大応答値の深度分布
a) 最大加速度 b) 最大ひずみ c) せん断剛性低下率

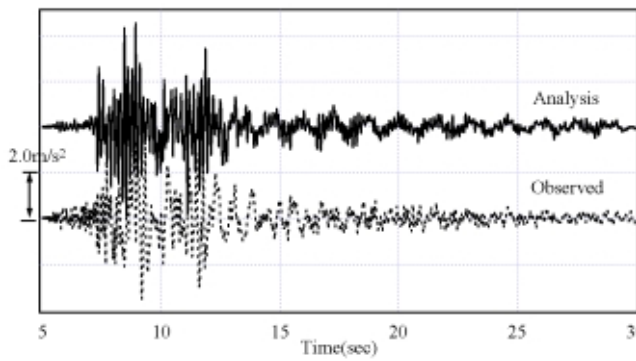


図-17 1次元地震応答解析による堤防頂部の応答加速度時刻歴と観測記録(NS)との比較

ことを示している。しかし、堤防の堤内地および堤外地側にて1978年宮城県沖地震後に地盤改良(サンドコンパクションパイル工法)が行われていたことから、その効果により顕著な損傷が生じなかったものと推測される。地盤改良の効果は、前述の解析では考慮していないが、今後、検証が必要であろう。このように本震に対して、顕著な地盤材料の非線形化をもたらした要因として、地震動が堤防-支持地盤系の固有周波数(3.0Hz)とその低周波数側において卓越し、その周波数帯におけるスペクトル振幅が大きいことが考えられる。

さらに、前震の水平成分に関するスペクトル比は本震とほぼ同じ1次固有周波数にて卓越していることから、本震と同様に地盤材料が非線形化したものと推定される。前震の周波数3Hz近傍のスペクトル振幅は、図-4に示した開北橋波と同程度の値となっている。また、最大応答ひずみやそれに応じた剛性低下率の傾向は、最大加速度が本震の50%程度の開北橋波にも本震と同様に認められた。このことは、1978年宮城県沖地震の際、鳴瀬川河口部の地震観測点近傍にて河川堤防に被害が生じたことと調和している。

3.2 河南および小塚

中下と同様に地震計設置時の地盤調査資料、および周辺地盤の調査資料¹³⁾に基づいて推定した河南および小塚における堤防頂部から地中地震計の設置深度(河南:GL-77m, 小塚:GL-13m)までの地盤モデルを図-13, 14に示す。単位体積重量やQ値は中下と同様に仮定した。せん断波速度は、本震および5月26日の地震による観測記録に基づき算出したベクトルスペクトル比と提案手法により得られる周波数応答関数とが整合するモデルとして、中下と同様に試行錯誤的に推定した。ただし、小塚における基盤上の粘土層のQ値(=5)は応答解析による最大応答ひずみ(約 2.0×10^{-3})に対して動的変形特性より得られる減衰定数の値に基づいて設定した。合わせて、その基盤上の粘土層で推定されたせん断波速度は地盤材料の非線形化の影響を含んだ値であると考えられる。

まず、河南に関する本震および5月26日の地震による観測記録より算出したベクトルスペクトル比と提案手法による周波数応答関数との比較を図-15、本震の基盤位置における観測記録(NS)に対する地震応答解析より得られた最大加速度、最大応答ひずみの深度分布を図-16a, b)に示す。さらに、堤防頂部における観測記録(NS)と提案手法により得られた応答加速度時刻歴の比較を図-17に示す。最大応答ひずみは、深度30m

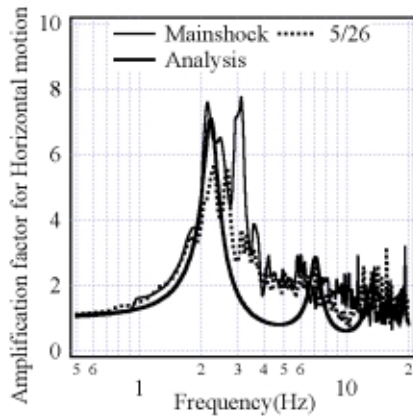
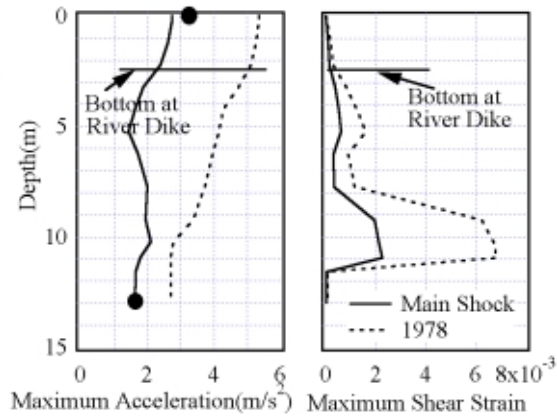


図-18 堤防頂部と基盤位置の水平成分
に関するベクトルスペクトル比



a) 最大加速度 b) 最大ひずみ
図-19 小塚における最大応答値の深度分布

近傍にて 1.5×10^{-3} のひずみが発生しているものの、他の深度では 10^{-3} 以下と小さい。深度 30m 近傍の最大応答ひずみに対する剛性低下率は、拘束圧を勘案すれば 80%程度であることから、本震に対する堤防-支持地盤系の応答に地盤の非線形化の影響が小さいと言える。また、図-15 に示した提案手法より得られた周波数応答関数の 1 から 3 次の固有周波数 0.7Hz, 2.0Hz および 3.0Hz は、概ね観測記録のスペクトル比に基づき得られる固有周波数と対応しているものの、その周波数毎の応答倍率、特に 1 次固有周波数における応答倍率が大きく評価されている。その影響は、図-17 に示す解析より得られた加速度波形、特に時刻 13 秒以降に低周波数成分が顕著に混入していることと調和している。結果として、図-16a) に示したように提案手法は堤防頂部の最大加速度を大きく評価していると考えられる。また、図-16a, b) には開北橋波を入力波とした際の最大応答加速度、最大せん断ひずみの深度分布も合わせて示し、図-16c) にはせん断剛性低下率の深度分布を示している。最大加速度は本震の基盤位置における観測波より若干小さいが、そのスペクトル振幅が図-4 より河南の 1 および 2 次固有周波数で本震より大きいことから、開北橋波に対する各最大応答値は本震による応答より大きな値となっている。特に最大応答ひずみは、堤防と支持地盤の境界で 1.0^{-3} を越えるが、その下の砂層で 1.0^{-3} 程度、深度 30m 近傍の粘性土層で約 5.0×10^{-3} と比較的大きなひずみが生じている。そのひずみに対する動的変形特性より推定される剛性低下率は 40%程度より大きく、液状化が生じる様な顕著な非線形化には至っていないことが分かる。このように、河南は堤防下に粘性土と砂層が交互に厚く堆積し、その粘性土層の非線形化がその上層の応答を抑える役割を果たしていたと考えられる。

次に、小塚に関する解析結果のうち本震および 5 月 26 日の地震による観測記録より算出したベクトルスペクトル比と図-14 に示す地盤モデルより算出した周波数応答関数との比較を図-18 に、さらに本震の基盤位置における観測記録(NS)に対する地震応答解析より得られた最大加速度、最大せん断ひずみの深度分布を図-19 に示す。堤防-支持地盤系は周波数 2 から 3Hz 近傍にて顕著に卓越し、提案手法による周波数応答関数とも良く対応している。また、最大せん断ひずみの深度分布より、基盤層上の粘土層にて 2.0×10^{-3} 程度のひずみが発生しているものの、他層では 10^{-3} 以下と小さい。図-19 には河南同様、開北橋波を入力波として得られた最大応答値も合わせて示している。これより、最大加速度、特に堤防部分の値はほぼ両地震の入力波の振幅の差異に応じて大きくなっている。最大応答ひずみについてみると、堤防における値は、両地震に対して 3.0×10^{-4} 以下と小さい。支持地盤では、基盤上の粘土層に 7.0×10^{-3} 程度の大きなひずみの発生が認められるが、その上の砂層では、発生ひずみが 10^{-3} 程度と小さく、顕著な非線形化には至っていないと推定される。小塚における堤防と支持地盤の地震時変形は、図-18 の周波数応答関数より 1 次固有周波数が顕著する卓越することから 1 次モードの変形が卓越し、基盤上の地盤内でひずみが大きくなると推定される。このことは、解析より得られた基盤上の粘性土層中で顕著な非線形化が認められることと調和している。

最後に、河南および小塚と中下における堤防-支持地盤系の震動性状の差異、さらにそれら 3 地点の震動性状と宮城県北部地震や 1978 年宮城県沖地震における被災程度との関係について示す。まず、河南、小塚

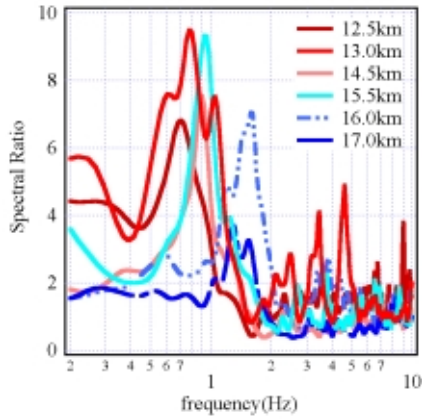


図-20 各位置における常時微動による H/V スペクトル比の比較

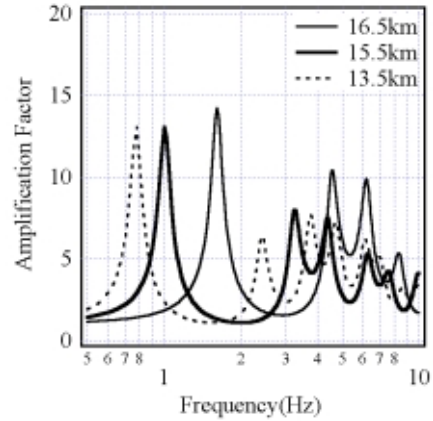
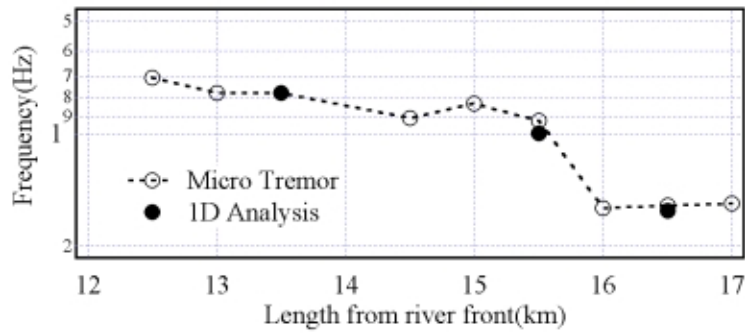
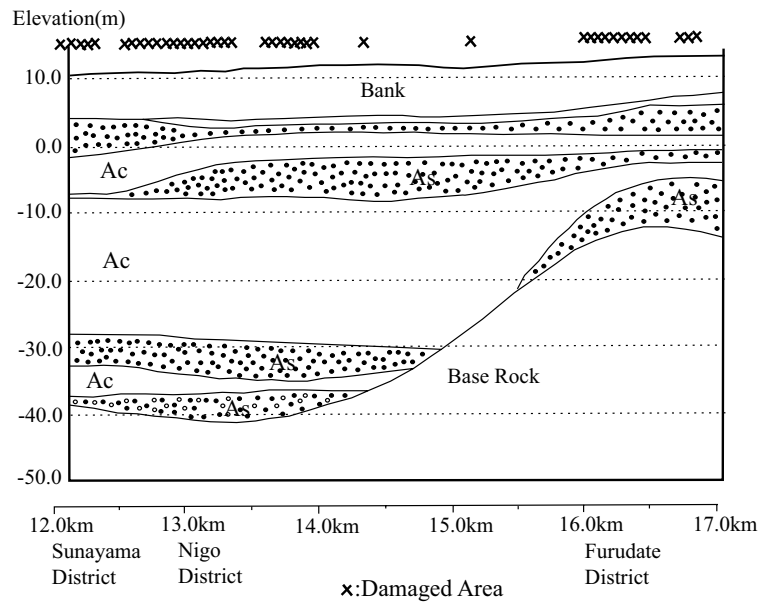


図-21 各位置における盛土-支持地盤系の周波数応答関数の比較



a) 盛土-支持地盤系の1次固有周波数の比較



b) 地盤構造と盛土の被害位置との関係¹⁾

図-22 鳴瀬川左岸(12-17km)の地盤構造および地震被害位置と盛土-支持地盤系の常時微動および1次元震動解析法により得られた1次固有周波数の比較

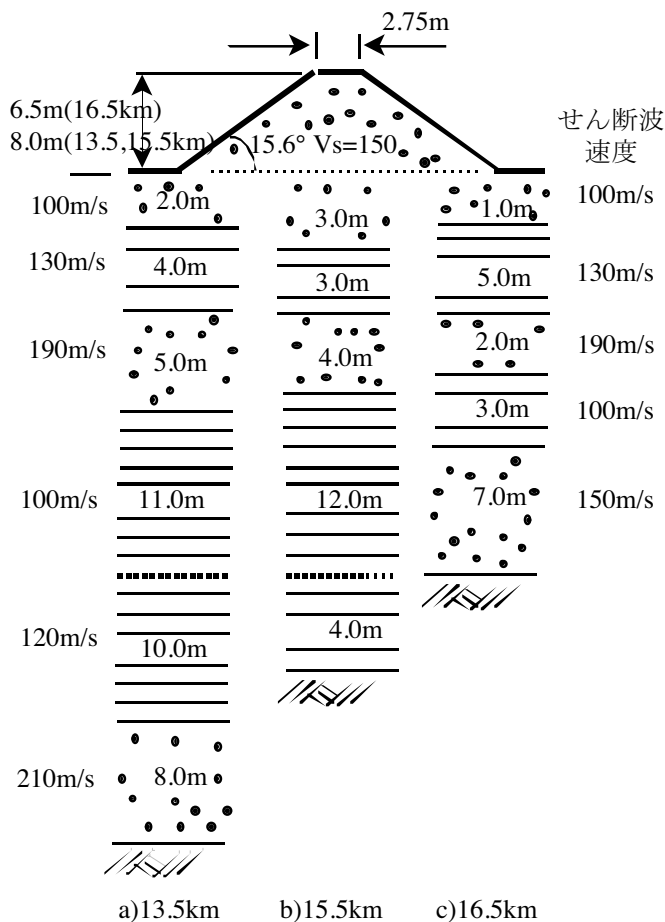


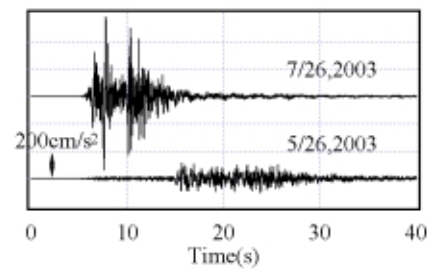
図-23 木間塚周辺における堤防-支持地盤系の地盤モデル

6 より 3.0Hz であり、本震における地震動が卓越する周波数と一致している。また、3 地点における堤防-支持地盤系の振動の卓越する周波数における地震動の振幅レベルは、図-4 より中下では被災した 1978 年宮城県沖地震より大きく、河南や小塚では被災のみられない 1978 年宮城県沖地震より小さい。このように、河南や小塚では堤防-支持地盤系の固有周波数が地震動の卓越周波数より低周波数側にあり、地震動の振幅レベルも小さいことから震動の増幅が小さく、盛土や支持地盤内で大きな変形や応力が生じにくいため、1978 年宮城県沖地震と同様に斜面崩壊や支持地盤の破壊などの被害が生じなかったものと推測される。

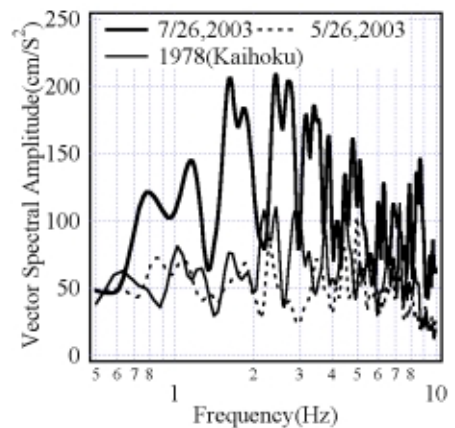
4. 木間塚周辺の河川堤防支持地盤の構造と堤防の震動特性

4.1 常時微動および解析による堤防-支持地盤系の震動性状

著しい被害を受けた鳴瀬川沿いの木間塚周辺における堤防-支持地盤系の振動性状を把握するため、左岸 5km(河口から 12.0km から 17.0km)を対象とし、ほぼ 0.5km 間隔で堤頂部の常時微動を測定した。測定は速度成分を対象とし、水平 2 成分(堤体横断方向と縦断方向)と鉛直成分の 3 成分を 0.01 秒間隔で 3 分間実施した。図 20 に堤体縦断方向と鉛直方向のフーリエスペクトル比(以後、H/V スペクトルと呼ぶ)を示す。次に、堤防-支持地盤の構造と定数に応じた S 波の増幅特性を把握するため、被害の大きな砂山地域(13.5km)と古館地域(16.5km)およびその中間位置(15.5km)の 3 地点における周波数応答関数を提案手法により算出し、図-21 に示す。3 地点の地盤定数のうち、支持地盤各層のせん断波速度は宮城県地盤図¹³⁾を参照し、堤体のせん断波速度は対象とする堤体の平均的な N 値(5 程度)に基づき 150m/s、基盤岩のせん断波速度は 500m/s、密



a) 加速度時刻歴の比較(NS 成分)



b) フーリエスペクトル(NS 成分)

図-24 中下で観測された強震記録の特性

について、堤防-支持地盤系の振動の卓越する周波数は、河南が図-15 より 0.7, 2.0Hz、小塚が図-18 より 2.0Hz であり、いずれも本震における地震動が卓越する 5.0Hz より低周波数側である。一方、中下では図-

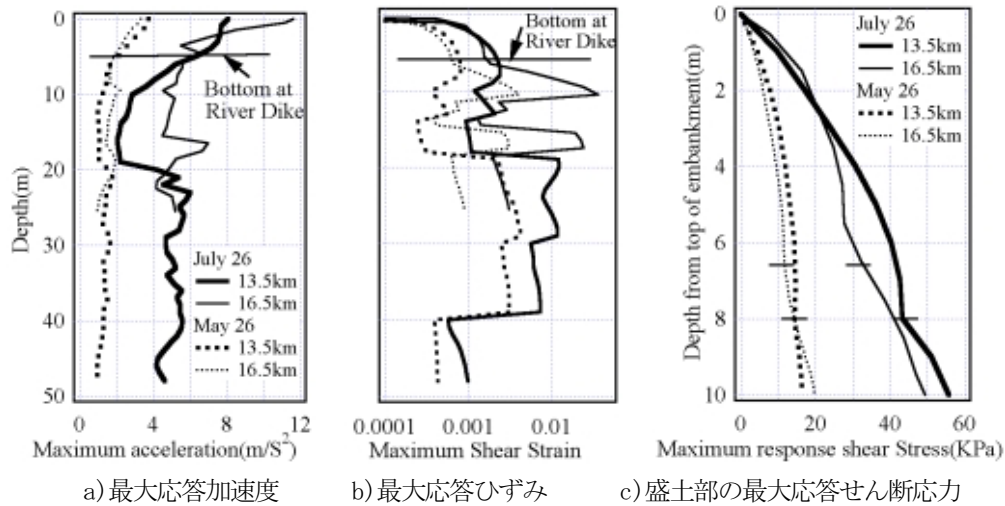


図-25 2地点における最大応答値の比較

度は全て $1.8t/m^3$ と仮定した。図-20 に示した H/V スペクトルの卓越周波数より得られる地盤の 1 次固有周波数と測定位置の関係を図-22 a) に○で示す。図には図-21 に示した提案手法を用いて算出した堤防-支持地盤系の周波数応答関数より得られる 1 次固有周波数もあわせて●で示している。また、図-21 b) には、測定対象区間における堤防から基盤層までの地盤構造を合わせて示す。さらに、図-21 に示した周波数応答関数を求めた 3 地点の地盤の構造と定数モデルを、図-23 に示す。図-22a) に示した常時微動による堤防-支持地盤系の卓越周波数は、河口側(12km)より上流側(17km)へ 0.77Hz から 1.54Hz 秒まで変化している。特に、15km から 16km における常時微動の卓越周波数の変化は基盤岩までの深度の変化とよく対応している。さらに、解析より得られた堤防-支持地盤系の 1 次固有周波数は常時微動による H/V スペクトルの卓越する周波数と良く一致している。これらのことより、常時微動により得られた卓越周波数は、基盤層より上の地盤の 1 次モードの固有周波数に対応しているといえる。

4.2 堤防支持地盤の非線形を考慮した応答解析

図-22b) に示した木間塚周辺にて堤防被害の著しい二郷，砂山地域と古館地域を対象として 2 地点(13.5km 位置, 16.5km 位置)における堤体-支持地盤系の応答解析を提案手法により実施する。二郷，砂山地域と古館地域における堤防の被害機構は異なり，砂山地域は支持地盤の液状化，古館地域は堤防内での地盤の強度と発生応力とのバランスの変化に起因した斜面崩壊である。ここで，支持地盤の地盤定数は地盤材料の非線形化の影響を考慮するため，吉田・末富による解析コード¹⁴⁾を用いた非線形地震応答解析より得られた収束せん断剛性と減衰定数を用いた。その際，地盤材料の動的変形特性には，前述の中下観測点における非線形地震応答解析の際に用いた特性¹²⁾を用いた。

入力地震動には，前述の中下観測点で得られた基盤位置における観測記録のうち，本震における最大加速度の大きな NS 成分を用いる。さらに，被害のみられなかった過去の地震として，2003 年 5 月 26 日に発生した宮城沖の地震に対する挙動も把握するため，同じ観測点で測定された記録の NS 成分も入力波として用いる。それら入力地震動の加速度時刻歴およびフーリエスペクトルを図-24 に示す。図-24b) には，開北橋波のフーリエスペクトルも合わせて示す。これより，2003 年 5 月 26 日に発生した宮城沖の地震のスペクトル特性は，図-22a) に示した堤防-支持地盤系の震動の卓越する周波数帯にて，開北橋波とほぼ同程度であることが分かる。また，本震のスペクトル振幅は，5 月 26 日の地震記録の値に対して古館地域における堤防の震動が卓越する周波数約 1.5Hz での 3 倍，二郷，砂山地域の堤防の震動が卓越する周波数 0.7~0.8Hz にて 2 倍程度大きな値となっている。

解析より得られた堤防-支持地盤系の最大応答加速度，最大応答ひずみおよび堤防内の最大応答せん断応力の深度分布を図-25 に示す。二郷，砂山地域(13.5km)では，地震によらず支持地盤中の粘性土層における最

大応答ひずみが大きく、加速度の増幅もみられない。よって、入力地震動の振幅レベルの差異に応じ、それより上の砂層や堤防の応答が異なっている。堤防下の砂層における応答ひずみは、本震で 3×10^{-3} 、5月26日の地震で 8×10^{-4} と4倍程度の差異となり、そのひずみに対し動的変形特性より推定される剛性低下率も本震で15%、5月26日の地震で40%程度と大きく異なっている。また、古館地域(16.5km)では、堤体の本震に対する加速度応答は二郷、砂山地域に比べて大きいものの、5月26日の地震では二郷、砂山地域と同程度となっている。最大応答ひずみは、堤防下および基盤上の砂層にて、本震が 3×10^{-2} 、5月26日の地震が 3×10^{-3} 程度といずれもかなり大きな値となっている。特に、本震に対する最大応答ひずみの値は液状化の発生する可能性が高いことを示しており、古館地域で液状化に起因する噴砂が生じていたことと良く対応している。さらに、最大応答せん断応力は、二郷、砂山地域(13.5km)における値が堤体頂部から3m以深にて古館地域(16.5km)より大きく、木間塚周辺の中で最も大きな法面崩壊が生じ、堤頂部の亀裂なども多いこととも調和している。また、5月26日の地震に対する両地点の応答は、堤体内の応答せん断ひずみ、応答せん断応力が 10^{-3} 、15kPa以下、最大加速度が 4.0m/s^2 以下と小さい。図-6に示した5月26日の地震と図-4に示した1978年宮城県沖地震による地震動のスペクトル振幅が図-22a)で示した木間塚周辺における盛土と支持地盤系の1次固有周波数帯で同程度であることから、この結果は1978年宮城県沖地震の際に木間塚周辺で顕著な被害がみられなかったことと調和していると考えられる。以上より、宮城県北部地震と過去の地震に対する被害状況に差異をもたらした要因として、堤防-支持地盤系の地震の卓越する周波数帯において作用する地震動の大きさの差異が重要であることが明らかとなった。ただし、その要因は堤防の構造や強度特性など他にも考えられ、ここで示した要因は地盤震動という視点での考察より得られたものであることに留意する必要がある。

5. 結論

本論は、宮城県北部地震による鳴瀬河流域の河川堤防の被害、さらにそれと過去の地震による被害の状況との関連を踏まえ、河川堤防の被害程度に及ぼす地盤条件及び地震動特性の影響を把握することを目的としたものである。まず、3箇所の河川堤防で観測された強震記録に基づいた堤防の震動特性。さらに、著者により提案されている盛土と支持地盤系に関する1次元地震応答解析法を用いた解析による河川堤防の震動特性に基づき地盤特性および地震動特性の関係を明らかにした。その際、1978年宮城県沖地震による被害との関係も合わせて考察した。最後に、堤防支持地盤の構造と堤防被害の関係を把握するため、被害が多く発生した鳴瀬川の木間塚周辺の左岸側河川堤防に着目し、前述の1次元解析および常時微動測定による原位置調査結果の分析を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 震央距離の近い中下における加速度振幅はいずれの成分も 400cm/s^2 以上と大きく、1.5から3.0Hzにて振幅が卓越している。河南、小塚では加速度振幅が中下の50%程度、中下における卓越周波数帯での振幅は中下の25%程度となっている。開北橋波は、卓越が認められる2~3Hzおよび4Hz近傍の振幅が、中下の50%程度、河南、小塚の2倍程度となっている。
- (2) 3地点で観測された記録のうち加速度振幅の小さな地震に対し、堤防頂部と基盤位置における水平2成分より得られたベクトルスペクトル比より、3地点の堤防-支持地盤系において増幅率の大きな固有周波数は、1次が卓越する中下と小塚でそれぞれ3.0Hz、2.0Hz、1次と2次が卓越する河南でそれぞれ0.7Hz、2.0Hzとなっている。それら堤防-支持地盤系の固有周波数(ただし、河南では2次固有周波数)は本震の振幅が卓越する周波数帯と対応している。
- (3) 中下で観測された宮城県北部地震の本震記録の水平成分、および鉛直成分には、最大余震のスペクトル比より得られる固有周波数に対して低周波数化し、増幅率も低下していることなどの堤防-支持地盤の顕著な非線形性の影響が認められた。さらに、1978年宮城県沖地震の加速度振幅は2003年宮城県北部地震の本震の50%程度であるものの、両地震に対する堤防-支持地盤系の1次元地震応答解析により得られた地盤内の剛性低下率は同程度となっている。特に、支持地盤における砂層中での剛性は低下率が10%と顕

著であり、地盤改良が実施される以前の 1978 年宮城県沖地震の際に液状化に起因して生じたと考えられる被害の状況と調和する結果となっている。

- (4) 河南は堤防下に粘性土と砂層が交互に厚く堆積するという地盤構造を有し、その粘性土層は入力波の大きさに応じて非線形化の程度が大きくなるものの、その上層の応答を抑さえる役割を果たしている。小塚も、入力波の大きさに応じて基盤上の粘性土層に非線形化が生じるものの、その結果としてその上層で大きなひずみの発生が抑さえられている。両地点のこのような地盤特性に基づく震動特性は、宮城県北部地震のみならず 1978 年宮城県沖地震の際にも両地点が無被害であったことと調和している。
- (5) 常時微動の H/V スペクトルが卓越する周波数は、堤防-支持地盤系の 1 次元地震応答解析により得られた 1 次固有周波数と良く一致していることより、基盤層上の堤防-支持地盤系における 1 次モードの固有周波数に対応している。その H/V スペクトルより求めた鳴瀬川の木間塚左岸側における河口側(12km)より上流側(17km)への堤防-支持地盤系の固有周波数は、0.77Hz から 1.54Hz 秒まで変化している。特に、15km から 16km における固有周波数の変化は基盤岩までの深度の変化とよく対応している。
- (6) 河川堤防-支持地盤系の震動という観点でみると、宮城県北部地震と過去の地震に対する鳴瀬川の木間塚周辺における被害程度の差異をもたらした要因として、震動が卓越する周波数とその低周波数側において、宮城県北部地震による本震の地震動強さが過去の地震より大きいことが重要である。

謝辞

ここでは国土技術政策総合研究所より提供を受けた国土交通省東北地方整備局北上川下流事務所の中下、河南および小塚観測所で観測された記録、さらにそれら地点の地盤調査資料を使用させていただきました。関係各位に感謝の意を表します。また、本研究は文部科学省学術フロンティア推進事業「中山間地および地方都市における環境共生とそれを支える通信技術に関する研究」の一環として実施したものである。

参考文献

- 1) 2003 年三陸南地震及び宮城県北部地震災害調査委員会編、2003 年三陸南地震・宮城県北部地震災害調査報告書、(社)地盤工学会, pp. 75-77, 2003
- 2) 土木学会および地盤工学会合同宮城県北部地震被害調査団, 2003. 7. 26 宮城県北部地震被害調査報告書, (社)土木学会 HP, <http://www.isce.or.jp/report/frameset.html>, 2004. 4
- 3) 国土交通省東北地方整備局北上川下流河川事務所 HP, <http://www.thr.mlit.go.jp/karyuu/index.html>
- 4) 地盤工学会災害連絡会議・土木学会合同緊急調査団, 平成 15 年 7 月 26 日に発生した宮城県北部連続地震災害緊急調査速報, 土と基礎, Vol. 51, No. 10, Ser.No. 549, pp. 35-39, 2003
- 5) 建設省土木研究所, 1978 年 6 月宮城県沖地震被害調査概報, 土研資料第 1422 号, pp. 43-76, 1978
- 6) 佐々木康, 河川堤防の地震被害, 土と基礎, 28-8(271), pp. 25-30, 1980
- 7) 中村晋, 風間基樹, 側方地盤との動的相互作用を考慮した盛土—支持地盤系の 1 次元震動解析法, 応用力学論文集, Vol. 6, pp. 723-730, 2003
- 8) Kausel, E. and Roesset, J. M., Stiffness Matrices for Layered Soils, B. S. S. A., Vol. 71, No. 6, pp. 1743-1761, 1981
- 9) 中村晋: ベクトルスペクトルによる地震動の増幅特性評価とその適用, 土木学会論文集, No. 519/I-32, pp. 161-173, 1995.
- 10) 福島美光, 緑川三郎, 周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な Q-1 値とそれに基づく地盤増幅率の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 460 号, pp. 37-46, 1994
- 11) 八木勇治, 2003 年宮城県北部地震で発生した地震(Mjma=6.1)の震源過程, (独)建築研究所 HP http://iisee.kenken.go.jp/staff/yagi/eq/east_honshu20030726/east_honshu20030726-j.html

- 12) 建設省土木研究所, 地盤地震応答解析法-SHAKE:DESRA-, 土研資料第 1778 号, 1982
- 13) 宮城県編, 宮城県地震地盤図, 1985
- 14) 吉田望, 末富岩雄: DYNEQ-等価線形化法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム, 佐藤工業(株) 技術研究所報, pp. 61-70, 1996.

(受理: 2004 年 6 月 12 日)

(登載決定: 2004 年 10 月 12 日)

Effects of the characteristics of earthquake ground motion and ground on the dynamic response of river dike based on the seismic records observed at the Northern Miyagi earthquake, 2003

Susumu Nakamura

Member, Associate Professor, College of Engineering, Nihon University, Dr.Eng.

ABSTRACT

The objective of this report is to evaluate the effect of the vibrating characteristics of the dike and the characteristics of earthquake ground motion on the difference of damage degree based on the seismic damage due to the Northern Miyagi earthquake, 2003 and the past earthquakes. The effect was made clear by use of the seismic records observed at the dike and 1 D seismic response analysis method proposed by the author. Micro-tremor was measured on the top of the dike to evaluate the vibration characteristics of the dike where the seismic observation has not been carried out. It is found that the intensity of earthquake ground motion at the natural frequency of a river dike – foundation soil system is one of the important factors to cause the difference of the damage degree from the earthquake.

Key word: The 2003 Northern Miyagi Earthquake, River Dike, Seismic Damage, Seismic Records, Non-Linear Response