

構造物の地震被害と地盤と常時微動の関係

那須 誠¹

¹フェロー会員 博士(工学) 前橋工科大学教授 工学部(〒371-0816 前橋市上佐島町460-1)

1. まえがき

現在、盛土や建物、橋梁等の地震被害を地盤条件に着目して調べている。それは各種の方法、即ち資料調査や地盤調査、地震応答解析、現地地盤振動調査等で行っている。地震被害は地盤条件の変化点(不連続点)で多いことを明らかにして本シンポジウムでも既に発表しているが¹⁾、その不連続点は盛土や建物、橋梁の被害箇所の微動測定結果にも認められる。そのため、今回はこれまでにを行った盛土や建物、橋梁等の常時微動測定結果をまとめるとともに、常時微動は地震被害予測等に役に立つことを報告する。

2. 盛土における測定例

ここでは2地点の地震被害盛土と隣の無被害盛土の常時微動測定結果を述べる^{2), 3)}。

(1) 盛土の被害状態と測定位置

a) 鯉川・鹿渡間 334K640M 付近の盛土

図 1(a)は 334K640M 付近の 1983 年の日本海中部地震のときの崩壊盛土と地盤の断面図である(A 測線)。この盛土は腐植土層を含む軟弱地盤と良好地盤に跨がってつくられ、腐植土層の存在範囲で基盤面の傾斜方向に崩壊している。また、ここから 110m 青森寄りの 334K750M 付近の同地震で無被害盛土(図 1(b))でも常時微動測定を行った(B 測線)。この盛土は同図に示すように極軟弱粘性土地盤上にあるが、それはほぼ一定厚さでかつ水平に堆積している。

b) 出戸・西目間 221K230M 付近の盛土

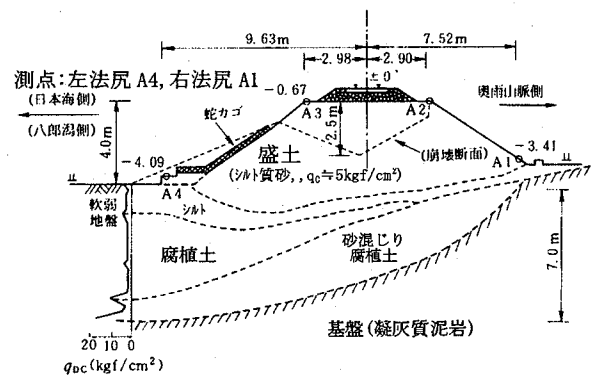
221K230M 付近の盛土は 1964 年の新潟地震で、図 2 に示すように腐植土からなる軟弱地盤と良好地盤に跨がった状態で存在して地層の傾斜方向に約 120m も流出した。常時微動測定は崩壊箇所の図 3(a) (A 測

線)と、80m 上野寄りの同地震で無被害の図 3(b) (B 測線)で行った。後者の地盤は表層が q_c (単管型コン支持力) $\approx 5\text{kgf/cm}^2$ の軟弱地盤(厚さ 1.7~2.0m)で、その下に q_c が 22kgf/cm^2 以上の比較的硬い土層が概ね水平に堆積している。

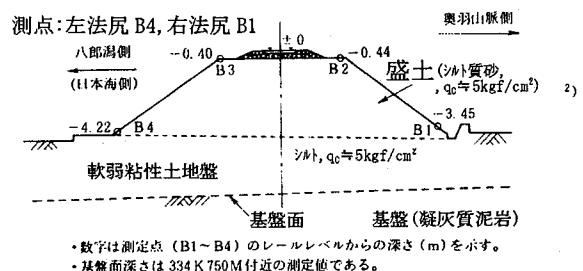
(2) 測定結果

a) 崩壊断面

i) 鯉川・鹿渡間の崩壊盛土(A 測線)では、左法尻 A4 のスペクトル曲線(図 4(a)の実線)は低振動数成分が卓越し、右法尻 A1 のスペクトル曲線(図 4(a)の破線)は高



(a) A 測線 (334K648.5M, 崩壊断面)



(b) B 測線 (334K706M, 無被害断面)

図 1 奥羽本線鯉川・鹿渡間 334K640M 付近における測線断面図

振動数成分が卓越している。それは軟弱層の厚い側では低振動数が卓越し、軟弱層の薄い側では高振動数が卓越することと対応している。このスペクトル比 A4/A1 曲線(図 4(b))は 6Hz 付近でピークを示し、それから次第に 15Hz 付近まで小さくなり、15Hz 付近を谷底とするようなカーブを描いている。つまり、軟弱層の厚さが一定でないときは、スペクトル比曲線は一定にならず、その曲線にピークあるいは谷が生じる。

ロ) これと類似の関係は出戸・

西目間の崩壊盛土(A 測線)の右法尻 A2 と左法尻 A5 のスペクトル比 A2/A5 曲線(図 6 の実線)にも現れている。ここでは 3Hz 付近でピークを示し、6Hz 付近以上では 1.0 以下の値を示している。

b) 無被害断面

イ) 鯉川・鹿渡間の無被害盛土(B 測線)では、左法尻 B4 と右法尻 B1 のスペクトル曲線(図 5(a))はほぼ似ており、その比 B4/B1 曲線(図 5(b))は、3Hz 付近の 1.0 以下の谷を除くと大きな変化を示さず 1.0 以上の値でほぼ平坦に分布している。なお、この 3Hz 付近の 1.0 以下の谷は前述の崩壊断面でも現れており、盛土の右側、左側といった共通した位置的要因によるものと考えられる。

ロ) 出戸・西目間の無被害盛土(B 測線)でも、右法尻 B2 と左法尻 B5 のスペクトル比 B2/B5 曲線(図 6 の破線)は

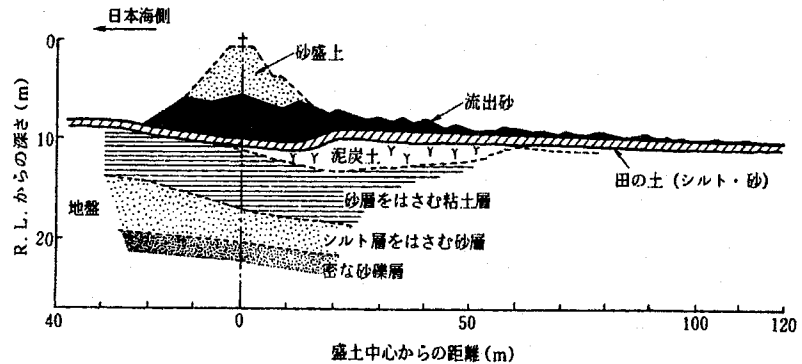
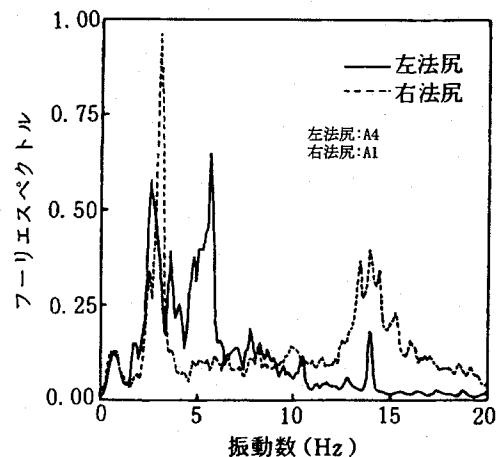
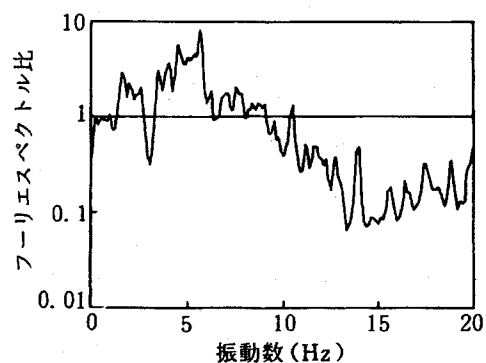


図 2 羽越線出戸・西目間 221K230M 付近の盛土変形図



(a) フーリエスペクトル



(b) フーリエスペクトル比
(左法尻 A4/右法尻 A1)

図 4 常時微動測定結果(鯉川・鹿渡間, A 測線, 速度鉛直成分)

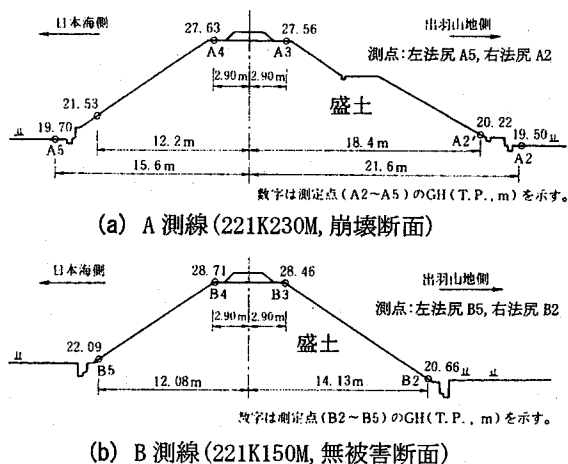


図 3 羽越線出戸・西目間 221K230M 付近における測線断面図

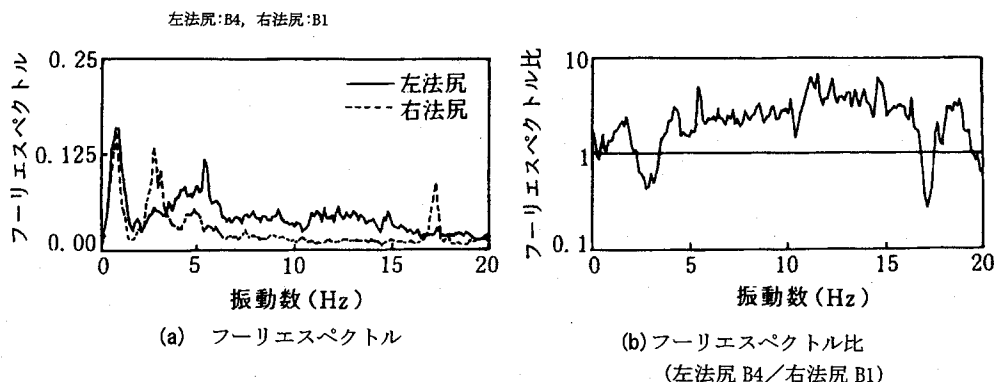


図5 常時微動測定結果(鯉川・鹿渡間, B測線, 速度鉛直成分)

1.0 前後の値で大きな変化もなく分布している。つまり, 左右法尻のスペクトル値の分布が比較的よく一致し, 基盤面がほぼ水平であることと対応している。

(3) まとめ

常時微動のフーリエスペクトル曲線に地盤構造特有の性質が現れ, 盛土下の軟弱層厚さが一定でないと, 左右両法尻で振動数成分が異なり, そのスペクトル比は一定値にならず, その曲線には大きな山や谷が現れる。また, 軟弱層が一定厚さで水平に堆積していると, 左右両法尻の振動応答が一致してそのスペクトル比曲線は水平一定値になる。前者は, 地震被害歴のある盛土で発生し, 后者は地震被害歴のない盛土で発生している。

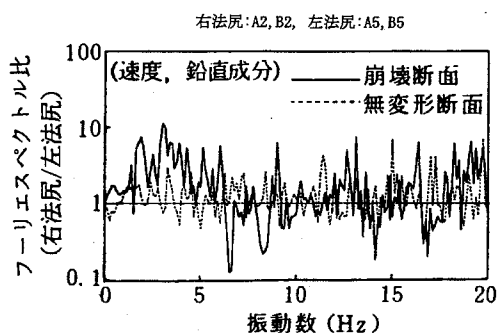


図6 常時微動測定結果(出戸・西目間 221K240M 付近)

3. 建物における測定例⁴⁾

(1) 建物の被害状態と測定位置

常時微動測定を行った建物は八戸市にあり, 1968年十勝沖地震(M=7.9)で地震被害を受けている。1960年に鉄筋コンクリート造に改築された本建物で, 2階層を支持層とした独立7チング基礎をもつ。図7のように教室棟であるA棟, B棟(ともに地上3階建)と, 体育館棟であるC棟が配置されているが, 南側に配置されているA棟建物が最も大きな被害を受けた。このA棟建物は図7の地表面の等高線を見ると分かるように, 台地と埋没谷に跨って造られており, 地盤境界部では約1.5mの高低差がある。さらに建物の長軸方向と地表面の等高線が斜めに交わっている。地震でこのA棟建物はこの埋没谷部分で大きな被害を受け, 建物の一部が北側にくの字形に変形し, その水平変位は埋没谷側で最大360mmに及んだほか, 1階部分の埋没谷側で最大353mmもの沈下が発生した。

図8に図7のボーリング位置No. 1~4の地盤の土質柱状図を示す。A棟建物北部および北東部の埋没谷上の

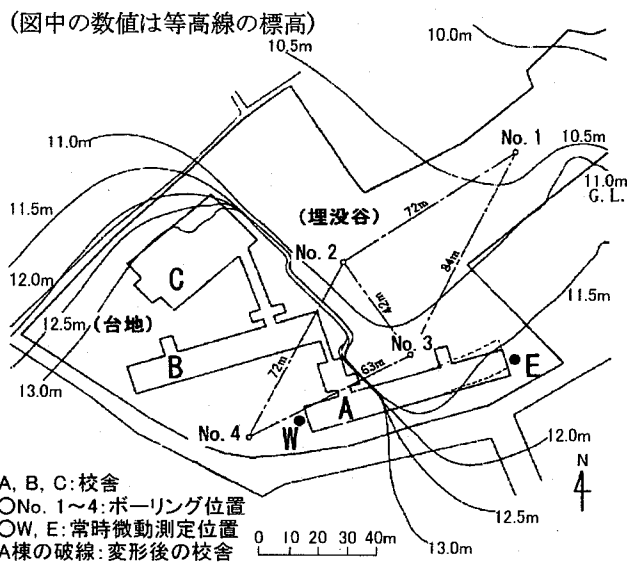


図7 高校建物配置図(1968年十勝沖地震発生前)

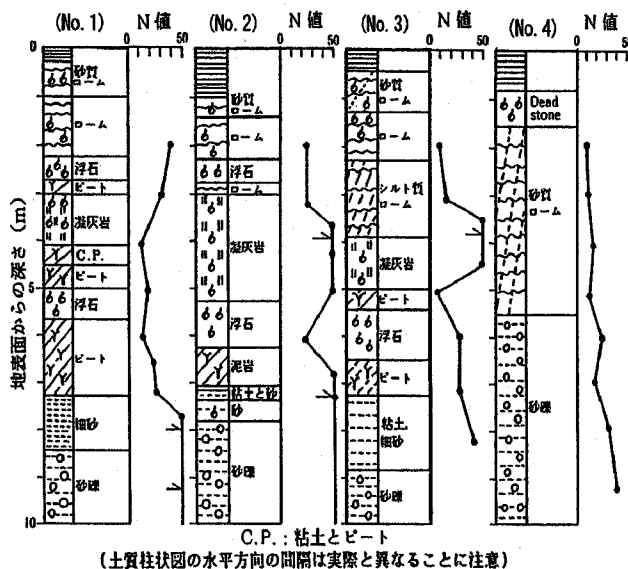
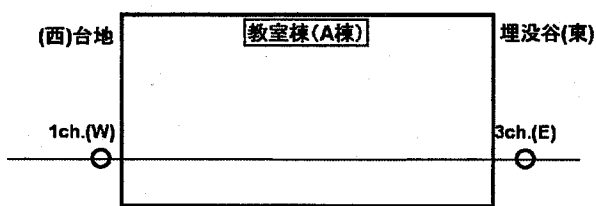
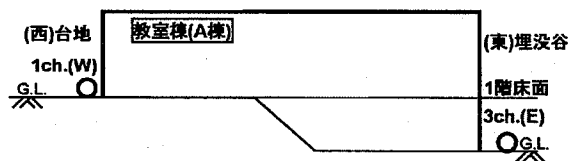


図8 土質柱状図(測定位置 No. 1, 2, 3, 4は図7参照)



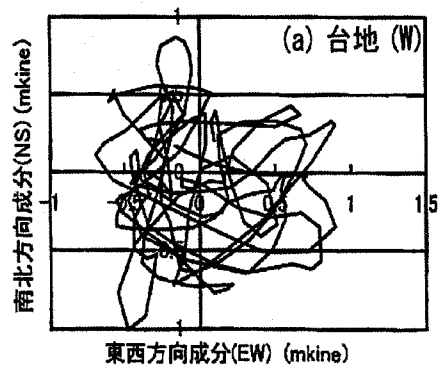
(a) 平面図



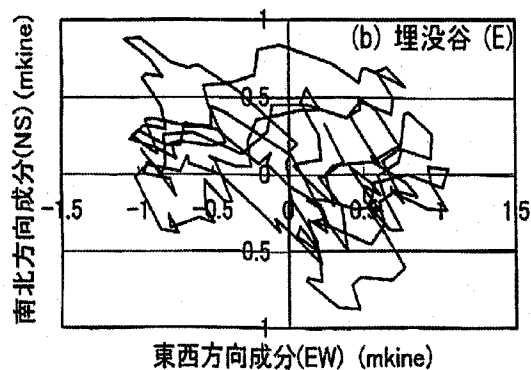
(b) 側面図

図9 常時微動測定位置図

No. 1~3地点をみると下方にある砂礫層の深度が、No. 4地点に比べると約4~6mほど深い位置にあり、さらにこのNo. 1~3地点にはN値の比較的大きいローム層や凝灰質土層の下に、沼沢性堆積物である腐植土層や粘土混じり土層などの軟弱土層が堆積している。このような軟弱土層は地震時にすべり面等となってその上の土層(以後軟弱土層を含む地盤を軟弱地盤と称する)は大きく動くことが考えられる。しかしA棟建物西部の台地上のNo. 4地点の土質柱状図をみると、N値に極小値や腐植土層などの軟弱土層も含まれていないことから他の3点と比べると比較的良好な



(a) 台地(W点)



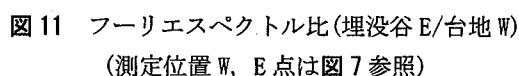
(b) 埋没谷(E点)

図10 土粒子の軌跡図(測定位置 W, E点は図7参照)

地盤である。これらのことから地震時に軟弱地盤(埋没谷)と良好な地盤(台地)との間に不同変位(横ズレ変位)が生じて建物変形したことが推定される。A棟建物の地盤がどのような動きをしているかを見るために、建物西端(W点)と東端(E点)付近の地盤面で常時微動の測定を行った。図7と図9に常時微動および土粒子軌跡図の測定位置を示す。

(2) 測定結果

図10に水平面内の土粒子軌跡図を、図11に常時微動の測定結果としてフーリエスペクトル比を示す。(ここで、UD, EW, NSはそれぞれ上下、東西、南北成分を示す。)はじめに図6(a)のW点(台地側)の軌跡をみると、ほぼ円を描くような丸みを帯びた軌跡を描いているが、同図(b)のE点(埋没谷側)の軌跡をみると、北西-南東方向に長円に近い軌跡を描いていることが分る。この方向は図7の谷軸方向ともほぼ一致している。次に図11をみるとUD, EW, NSの各成分ともそれぞれ1より大きいピークや1より小さい谷を示していて、台地と埋没谷の地盤は性質の異なる地盤で、埋没谷地盤の方の動きが大きいことが分る。その傾向はUD成分で



(3) まとめ

従って、高校建物は地盤条件の変化点（硬軟地盤境界部）につくられていたため、地震のとき埋没谷では台地との境界部に沿った方向の地盤の動きの方が大きく生じて不同変位（横ズレ変位）が起き、それに伴って建物基礎に偏土圧が作用したため、くの字形に曲がるような被害を受けたことが考えられる。

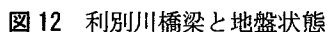
4. 橋梁における測定例

(1) 利別川橋梁⁵⁾

a) 被害状態と測定位置

図 12 の地盤断面図によると、最上層に礫(砂利)混じり砂層があり、その下に粘土や細砂混じり粘土、砂混じり粘土、礫混じり粘土等の軟弱粘性土層があり、その下に細砂、礫混じり細砂、砂礫層等が支持層として存在している。さらにその粘性土層は沓が転倒した 8P 付近を境にして起点側で厚く、終点側で薄く堆積している。沓破損が生じた 5P も 8P と同様に軟弱粘性土層厚さの変化点付近に位置する。

このように橋梁は橋軸方向に軟弱粘性土層の厚い部分と薄い部分に跨がって造られ、かつその厚さの変化点に 8P が位置する。そのため、地震のとき軟弱粘性土層の厚い部分が薄い部分より大きく変位して



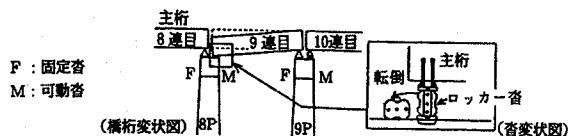


図 13 利別川橋梁の変形状態

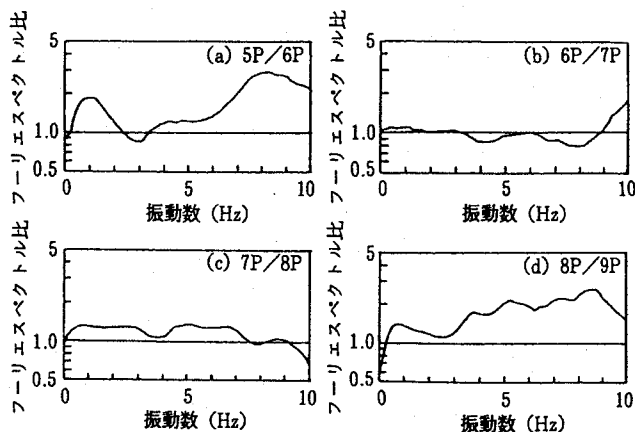


図 14 橋脚頭部の常時微動測定結果(橋軸方向成分のフーリエスペクトル比)

(大きい不同変位が生じて)橋脚間が開いたり閉じたりして、沓の破損や転倒が生じたことが考えられる。5P 上の沓破損の原因も同様と考えられる。

常時微動は図12の橋脚5P～9Pの頭部の計5点で測定した。各測点ともに速度型地震計を用いて上下成分、橋軸方向水平成分、橋軸直角方向水平成分の3成分の常時微動測定を行った。以下に、3成分のうち橋梁の被害に特に影響を及ぼしたと考えられる橋軸方向水平成分について述べる。

b) 測定結果

図 14 にそれぞれ隣り合う橋脚頭部の常時微動のフーリエスペクトル比曲線(5P/6P, 6P/7P, 7P/8P, 8P/9P)を示す。(ここで、例えば 5P/6P は橋脚 5P と橋脚 6P の常時微動の速度フーリエスペクトル比を示す。)この図をみると、被害が大きかった 5P と 8P(即ち 5P/6P, 8P/9P)の曲線には 1.0 以上の値で上に凸状のピークを示す傾向がある。それに対して、被害程度が極めて小さかった 6P と 7P(即ち 6P/7P, 7P/8P)においてはそのような傾向は見られず、両者はほぼ平坦な曲線で特に前者はほぼ 1.0 の値を示す。従って、5P と 8P 上における沓被害は軟弱粘性土層厚さの変化点で生じたが、それは主として橋軸方向の地盤の水平変位差(不同変位即ち伸縮、その中でも特に短縮)によって発生したことが常時微動からも推定される。

c) まとめ

常時微動測定結果から、1993 年釧路沖地震による利別川橋梁の沓破損は、砂・礫層の下に軟弱粘性土層



図 15 測線と測点の配置

がある上下逆転型地盤内の粘性土層厚さの急変化点で、主として水平方向の地盤の不同変位で(特に地盤が短縮して橋脚間が狭くなったため)生じ、しかも軟弱粘性土層厚さの差が大きい方で不同変位が大きく生じて沓が転倒したことが、常時微動測定によって確認された。

(2) 下食満高架橋⁶⁾

a) 被害状態と測定位置

1995 年兵庫県南部地震で新幹線高架橋の落橋位置と、隣接して無被害の位置の地表上で常時微動を測定した。

下食満高架橋では図 15(a)に示す 2 箇所(測線 1 付近と測線 3 付近)で橋軸直角方向に落橋が生じた。前者の橋脚に左上から右下に下がる斜め亀裂が生じて折損し、その上部が右(北東)側に落下し桁も右側へ傾斜、移動した。後者の橋脚に右上から左に下がる斜め亀裂が生じて折損し、その上部が左側に落下し桁も左(南西)側に傾斜、移動した。旧版地形図によると、測線 1 付近は北東側にある自然堤防と南東側で隣接する盛土地(砂・礫層の下に軟弱粘性土層がある上下逆転型地盤)にあり、測線 3 付近は 2 つの自然堤防間の埋没谷の田圃部(上下逆転型地盤)に位置し、2 箇所とも地盤境界部で落橋が発生していることが分かる。また、両者とも地盤面標高(0. P. +5m)の等高線に

直角方向で G.L. が高くなる方向に被害を受けている。従って、2 箇所とも地盤境界部で、地震時に地盤が標高の低くなる方向に急激に動いたため被害が生じたことが推定される。

測定位置を図 15(b) に示す。3 つの測線(測線 1, 3: 埋没谷上の落橋箇所, 測線 2: 自然堤防上で無被害)とも高架橋を挟んだ長さ約 100m 間に設定し、それぞれ高架橋に対してほぼ対称位置に 7 測点を配置した。

b) 測定結果

図 16 の高架橋直下の測点 4 での微動の水平成分の軌跡をみると、特に測線 3 で橋軸直角方向水平成分(T 成分)により卓越した振動(指向性)を示し、測線 1 でもその傾向がみられるが、測線 2 では振動の指向性が余りみられない。ここでは高架橋は微動に卓越方向がある測線 1 と 3 で、かつその卓越方向に崩壊している。

次に、高架橋に対してほぼ対称な位置にある測点間のスペクトル比を示す図 17(1)によると、各測線でスペクトル比がほぼ 1 を示す。高架橋直下の測点 4 と他測点とのスペクトル比を示す図 17(2) (橋軸直角方向水平成分 T) をみると、測線 1 と 3 の全成分で 4Hz 以上の帯域で 1 以上の比、測線 2 の全成分でほぼ 1 の比を示す。この図 17(1), (2) の比較から、元々平面的にほぼ様な地盤に高架橋をつくることによって、測線 1 と 3 では高架橋位置と両

側の地盤の動きに差が大きく生じたが、測線 2 ではその差が小さいことが推察される。この傾向は他の振動成分(上下方向 V, 橋軸方向 L)でもみられる。なお、図 17(1)をよくみると、測線 1 では測点 6 の方が

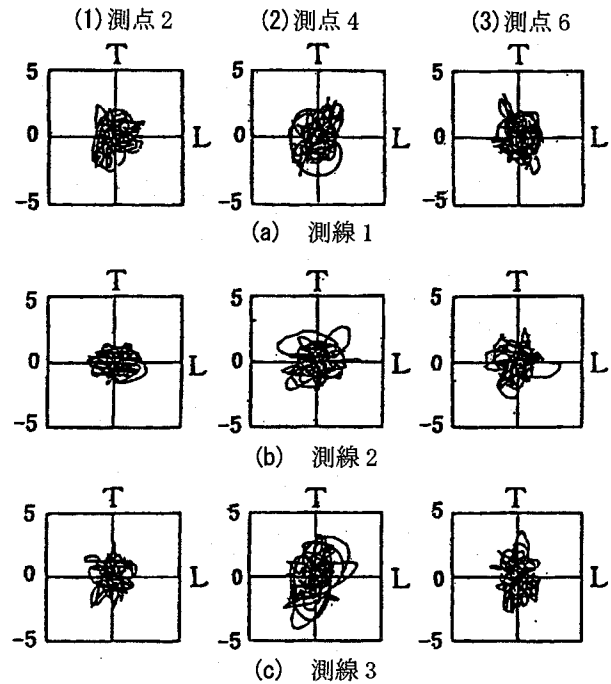


図 16 常時微動軌跡(速度の水平成分)

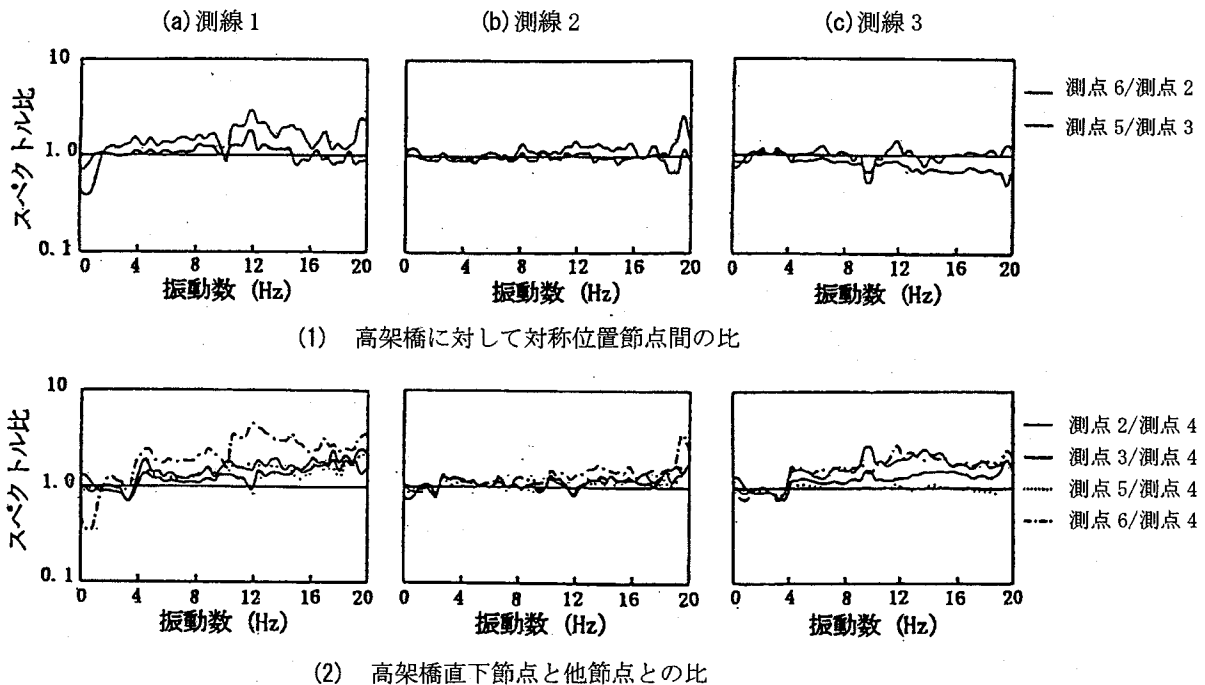


図 17 フーリエスペクトル比(橋軸直角方向水平 T 成分)

測点 2 より大きく、測線 3 では測点 3 の方が測点 5 より大きい値であるが、高架橋はそれぞれ測点 6 の方向と測点 3 の方向に倒壊しており、微動特性と高架橋被害の有無、及び高架橋の崩壊方向等に関係が認められるようであるし、同様の傾向は図 17(2)にも現れている。

c) まとめ

埋没谷や盛土地のような平面的にほぼ一様な比較的軟らかい土層を含む地盤では、高架橋が地盤に対して一種の不動点となり(地盤条件の不連続点として挙動することによって)、地盤変位に抵抗して大きい偏土圧を受けたため、橋脚折損等の被害が生じたことが推定される。また、自然堤防のような比較的良好な地盤では高架橋が地盤の動きに追従して動くため地盤から力(偏土圧)を受けないため被害が発生しなかったことが考えられる。このように微動特性が高架橋の地震被害、無被害と関係しており、それには盛土地や埋没谷、あるいは自然堤防などの地盤が大きく影響したことが考えられる。

5. おわりに

以上の常時微動測定結果は地震被害状態と地盤状態から予想された被害発生機構、即ち地震による盛土や建物、橋梁の被害は地盤構造の変化点において地盤変位(不同変位)によって発生するということが裏付ける結果となっているし、地震応答解析結果^{2), 5)}にも対応するものである。

構造物の地震被害の有無は周辺を含めた対象構造物全体の地盤構造条件に大きく影響されることが既に分っているので^{1)~6)}、今後は以上に示したような常時微動の複数点同時測定を行い、卓越振動数だけでなく測点間のスペクトル比や軌跡等も利用して、地盤状況を平面的に区分けすれば、地震被害の有無を検討する有用な資料になり得ることが考えられる^{7), 8)}。

なお、2007 年新潟県中越沖地震での柏崎刈羽発電所構造物も前述の高架橋と同様な地盤変位抵抗型被害を受けたと想定されるので、文献 7), 8) のような方法で予め常時微動を測定しておけば予測できたのではないかと推察される。

おわりに、以上の調査を行うに当たってお世話になった多くの関係者に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

1) 例えば、那須誠：橋梁の軸方向と軸直角方向の地震被害への地盤の影響の違い、第 9 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシボ

ジウム講演論文集, pp. 97-104, 2006. 2.

- 2) 那須誠, 羽矢洋：地震被害盛土の振動応答と地盤構造の関係-常時微動と列車振動の現場調査結果-, 鉄道総研報告, Vol. 6, No. -4, pp. 17-26, 1992. 4.
- 3) 那須誠, 関谷堅二：盛土の振動応答と地盤構造との関係(その 3)-常時微動と列車振動の測定結果-, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, III-195, pp. 444-445, 1993. 9.
- 4) 那須誠, 水出有紀, 大場恒彦：地盤条件変化点における建物の地震被害への地盤の影響の考察, 土木学会地震工学論文集 CD-ROM, 第 27 巻, No. 303, 2003. 12.
- 5) 那須誠：地震応答解析と常時微動測定を用いた利別川橋梁の鉋路沖地震による被害機構の考察, 鉄道総研報告, Vol. 10, No. 8, pp. 41-46, 1996. 8.
- 6) 那須誠：阪神・淡路大震災への地盤の影響と被害機構の推定(その 2), 第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 土木学会, C-7, pp. 185-192, 1997. 1.
- 7) 那須誠：構造物の健全度判定装置, 特許第 2549482 号, 登録平成 8 年 8 月 8 日.
- 8) 那須誠・大場恒彦：地震時における構造物の変形方向判定方法及び変形方向判定装置, 特許第 3131401, 登録平成 12 年 11 月 17 日.
- 9) 2007 年新潟県中越沖地震災害調査報告会資料集, 土木学会, 地盤工学会, 日本地震工学会他, 2007. 8.