

構造物の地震被害と地盤と地震応答解析結果の関係

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 前橋市上佐鳥町460-1)

1. まえがき

各種調査から盛土や建物、橋梁等の地震被害は地盤の不連続点で多いことを明らかにするとともに、その不連続点は盛土や建物、橋梁の被害箇所の常時微動測定結果に、共通に認められることを前回までの本シンポジウムで発表している¹⁾。今回は、これまでにを行った盛土と建物、橋梁の地震応答解析結果をまとめて報告するとともに、解析結果が地盤の不連続点における地震被害発生状態、並びに常時微動測定結果と調和的であることを報告する。

2. 盛土における地震応答解析例^{2),3)}

(1) 盛土の被害状態と解析条件

図1は1983年の日本海中部地震のときに崩壊した奥羽本線鯉川・鹿渡間334K640M付近の盛土と地盤の断面図である。この盛土は腐植土層を含む軟弱地盤(左側)と良好地盤(右側)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(軟弱地盤の厚くなる方向)に崩壊している。この盛土の崩壊は地盤の不連続点に位置していて、地震のとき軟弱地盤が良好地盤より大きい変位が発生(大きい不同変位が発生)したためと考えられた。

地震応答解析に使用したプログラムは2次元有限要素法解析プログラムMFLUSHである。図1にその土層区分図、図2に有限要素モデル、表1に土質定数を示す。剛性率と減衰定数にはせん断ひずみ依存性を考慮した(図3)。基盤入力波形は八郎潟中央干拓堤防の観測波形(基盤戻し波形、図4)である。モデルの境界条件は下方境界を固定、左側はエネルギー伝達境界、右側は水平自由、鉛直固定とした。

(2) 解析結果

加速度、変位等の各種項目について出力したが、

ここでは変位について述べる。図5に盛土天端の水位変位が左側に最大になったときの変形図を示す。この図によると、左側法尻部の変位が右側法尻部の変位より大きく発生し、盛土が左側の軟弱層へめり込むような動きをしており基盤表面の左側への傾斜により左側に軟弱層が厚く堆積していたことが、盛

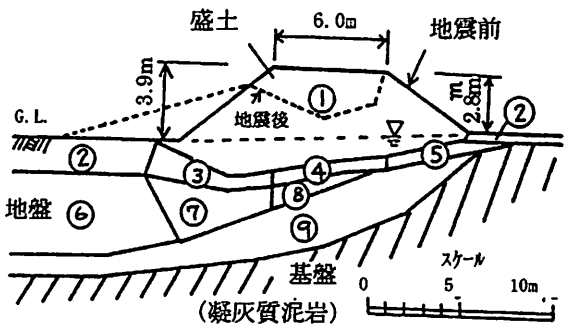


図1 解析モデルと変状図

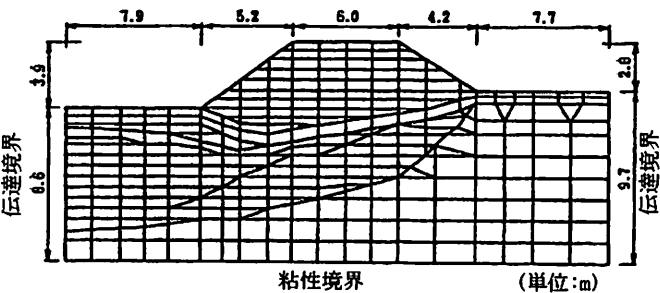


図2 有限要素分割図と境界条件

表1 土質定数(Naは図1参照)

No	土質	ρ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (度)
1	シルト質砂	1.5	0.15	33
2	シルト	1.5	2.0	0
3		1.5	3.4	0
4		1.5	3.8	0
5		1.5	2.9	0
6	腐植土	1.1	1.0	0
7		1.1	2.5	0
8		1.1	2.8	0
9	砂混り腐植土	1.2	-	-

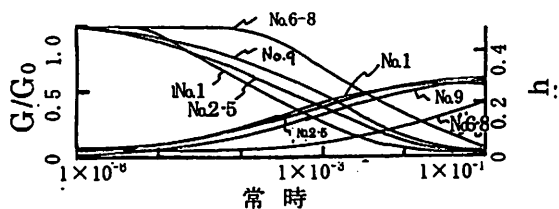


図3 G/G_0 , $h-\gamma$ の関係曲線 (No. は表 1 参照)

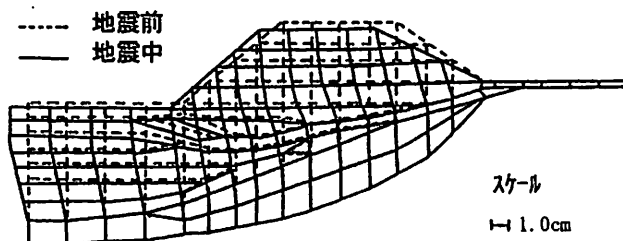


図5 変形図 ($t=12.3s$)

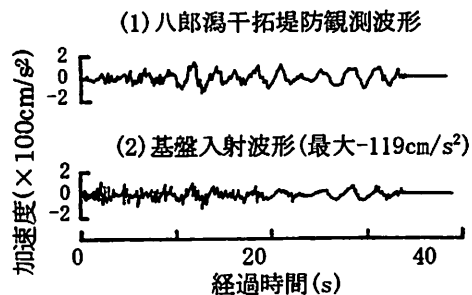


図4 入力波形

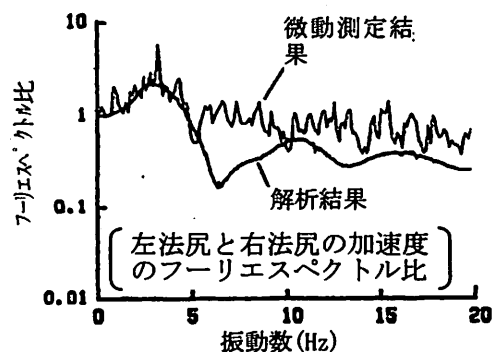


図6 地震応答解析結果

土変状を大きくしたことが考えられる。

なお、同盛土の別な地震応答解析結果(線形解析)によると、左法尻と右法尻と応答変位のフーリエスペクトル比(図 6)をみると、周波数 3Hz 付近においてピーク値をとり、5Hz 付近を境にしてスペクトル比の値が 1.0 以上から 1.0 以下に変化している。これは軟弱地盤の厚さが大きい左側では長周期成分が卓越し、逆に同厚さが小さい右側では短周期成分が卓越することに対応している。これと同様の現象が常時微動測定によるフーリエスペクトル比にも現われている。

(3) まとめ

盛土の地震応答解析結果と常時微動測定結果のフーリエスペクトル比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(地盤の不連続点)、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。なお、軟弱層が一定厚さで水平に堆積している解析結果から、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ことが調べられている。

3. 建物における地震応答解析例⁴⁾

(1) 建物の被害状態

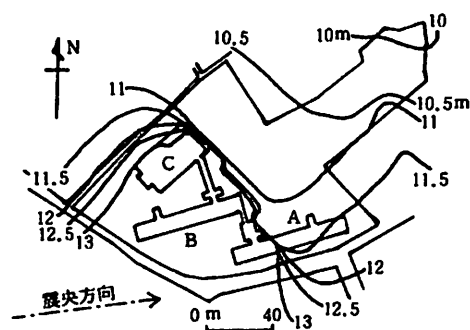


図7 A棟建物付近の平面図

地震応答解析を行った建物は八戸市にあり、図7に示すA棟建物であり、1968年十勝沖地震 ($M=7.9$) で地震被害を受けている。この建物の左右の地盤構造は大きく異なっており、左側は洪積台地で右側は(低地、埋没谷)でローム層の下に軟弱な腐植土等が堆積している。この建物はローム層を支持層とした独立フーチング基礎をもち、地震で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。

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(横ずれ変位等)が生じて建物が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みるために解析を行った。なお、建物の変形は水平面内と鉛直断面内で発生したが、ここでは鉛直断面内での変形

解析結果について述べる。

(2) 解析モデルと解析条件

解析モデルを図8に、地盤等の物性値を表2に示す。砂礫層以浅の地盤にはせん断剛性率と減衰定数のせん断ひずみ依存性を考慮した。建物の構造は左右対称とし、梁要素を用いてモデル化を行い、物性値は一般的な鉄筋コンクリートのものを用いた。地盤モデルの境界条件は図8に示した条件とした(下方境界を粘性境界、左右両側はエネルギー伝達境界)。地震波形は八戸波(N-S成分、後掲の図14参照)をモデル底面に最大加速度100m/secに調整して水平方向成分のみを入力した。地震応答解析に使用したプログラムは2次元有限要素法解析プログラムSuper FLUSH/2D である。

(3) 解析結果

図9に建物と地盤の変形モードを示す。この図によると建物は地盤の右側の台地で殆んど変形せず、地盤の右側の埋没谷部のみで大きく変形していることが分る。

図10に地表面レベルでの建物両端の下端部の水平方向加速度応答のフーリエスペクトル比曲線を示す。この図には1より大きいピークと1より小さい谷があり、台地と埋没谷の地盤は性質の異なる地盤で、埋没谷地盤(軟弱土層)の方の動きが大きいことを示している。即ち、地盤に応じた地震応答が生じていることと、地震時に洪積台地側では被害がほとんど生じなかったのに対して、軟弱土層側では建物に被害が発生するとともに、約30cm程度沈下するなどの大きな被害が発生していることと対応している。

(4) まとめ

以上の建物の地震応答解析結果から、ローム層からなる比較的良好な台地に比べて軟弱粘性土層や腐植土層を含む埋没谷地盤の方が地震時に動きやすい性質を持っていることが分かる。それは地盤状態から推定されることと対応

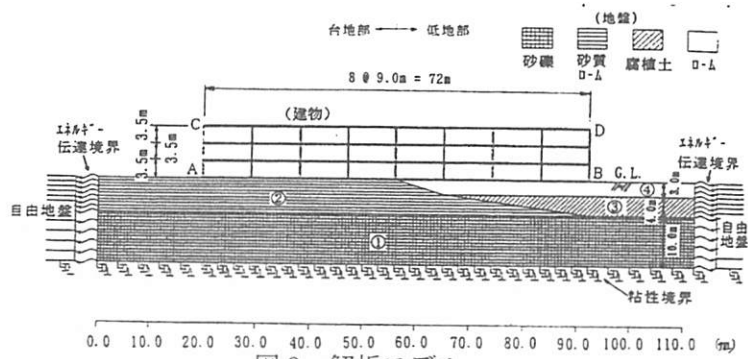


図8 解析モデル

表2 物性値一覧

材料番号	土質名	湿潤密度 γ_s (t/m ³)	初期せん断剛性率 G_0 (Mpa)	減衰定数 h_0	ポアソン比	剛性率・減衰定数のひずみ依存性	断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)
①	砂礫	2.10	519.8	0.02	0.20	線形	—	—
②	砂質ローム	1.60	98.1	0.02	0.49	考慮する	—	—
③	腐植土	1.20	7.9	0.02	0.49	考慮する	—	—
④	ローム	1.40	29.4	0.02	0.49	考慮する	—	—
柱	鉄筋コンクリート	2.50	8.21×10^2	0.02	0.20	線形	0.1029	0.00549
梁	鉄筋コンクリート	2.50	4.57×10^2	0.02	0.20	線形	0.0929	0.0131

※柱・梁のGo、断面係数は幅1m当りに換算した。

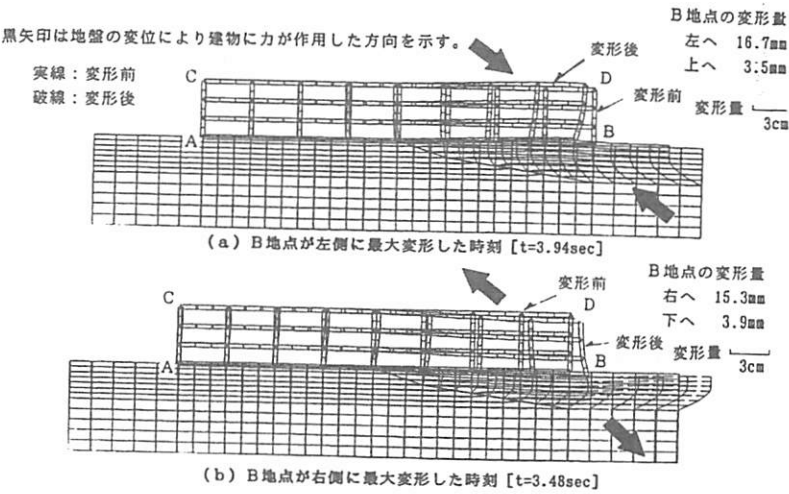


図9 建物と地盤の変形モード

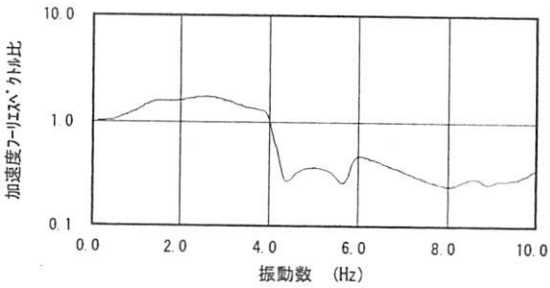
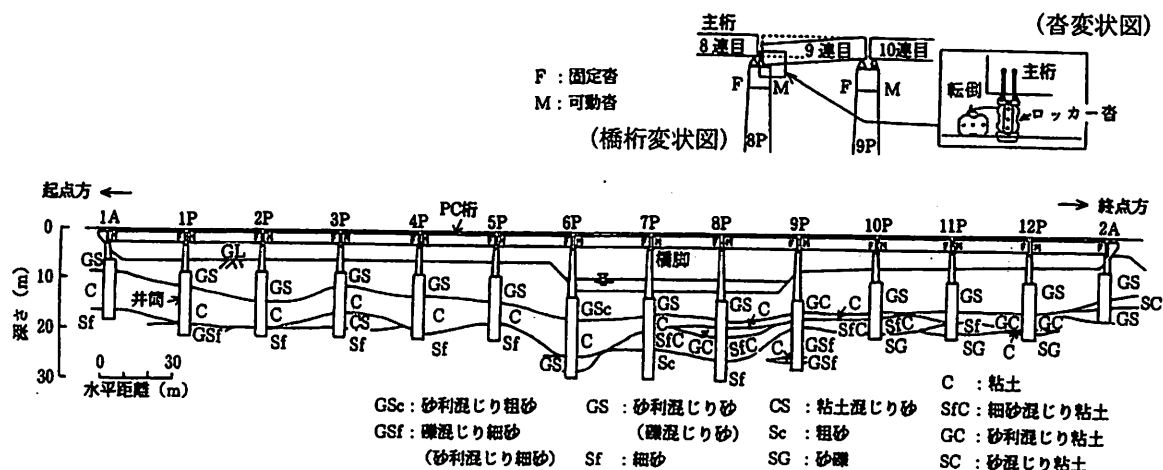


図10 水平加速度フーリエスペクトル比



している。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、地盤変位で被害を受けたことが確認される。

4. 橋梁における地震応答解析例

ここでは、(1)橋軸方向被害橋梁と(2)橋軸直角方向被害橋梁の2橋梁の地震応答解析結果を述べる。

4.1 利別川橋梁⁵⁾

(1) 利別川橋梁の被害状態

利別川橋梁は 1993 年釧路沖地震 ($M=7.8$) で橋軸方向に特に顕著な被害を受けた。この橋梁 (図 11) は PC 桁橋梁で鉄筋コンクリート橋脚と井筒基礎を有する。地震で主として橋脚 5P, 8P, 9P 等の可動端 M のロッカ晝に破損等が発生し、特に橋脚 8P 上の終点方のロッカ晝が破損して橋軸方向の起点方に転倒し、その上の桁が桁座まで約 200mm 落下した。

図 11 の地盤断面図によると、最上層に礫(砂利)混じり砂層、その下に粘土や細砂混じり粘土等の軟弱粘性土層があり、その下に細砂、砂礫層等が支持層として存在している。8P と 5P が軟弱粘性土層厚さの変化点付近に存在していたため、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(大きい不同変位が生じて)、橋脚間隔が変化してそれらの沓転倒や沓破損が発生したことが考えられる。

(2) 解析モデルと解析条件

図 12 に FEM 解析モデルを示す。橋梁部の井筒、橋脚、橋桁は梁要素でモデル化し、固定沓 F と可動沓 M はそれぞれヒンジとフリーでモデル化した。地

盤物性値のうち最下層の細砂・砂礫を基盤と考え、以浅の地盤の剛性率と減衰定数には図 13 に示す歪・拘束圧依存性を考慮した。解析モデルの地盤部と橋梁部の物性値を表 3 に示す。また、地盤モデルの境界条件として左右両側方にエネルギー伝達境界、底面に粘性境界を設定した。入力波形には長周期成分と短周期成分をそれぞれ含む八戸波(図 14)と新菊川波等を用い、最大値 100cm/s^2 の入射波形に調整し基盤底面を水平方向に加振する鉛直上昇波として入力した。地震応答解析プログラムは 2 次元有限要素法解析プログラム Super FLUSH/2D である。

(3) 解析結果

地盤変位，特に橋軸方向の水平変位が主として被害に関係したことが考えられたので，ここでは応答変位について述べる。

図 15 に八戸波入力時に橋脚 1P～12P の頭部に発生する水平変位波形と、時刻 $t=6.22$ 秒と 5.96 秒における各橋脚の変形図（同時刻分布）を示す。時刻 $t=6.22$ 秒は 8P と 9P の間が最も開くときであり、 $t=5.96$ 秒は 8P と 9P の間が最も閉じるときであるが、5P と 6P の間が最も開くときでもある。この図に示すように橋脚 6P、7P、8P の変位が大きい傾向は他の地震波形入力でも現れている。しかし、実際には 5P で可動沓Mが破損し、8P で可動沓Mが転倒して橋桁が落下する被害が起きた。そこで固定沓Fの変位は直下の橋脚頭部の変位、可動沓Mの変位は右隣の橋脚頭部の変位に等しいとして、各橋脚頭部の固定沓と可動沓に発生する最大水平変位差を求めると、図 16 のようになる。この図より、最大水平変位差は 5P（5P と 6P の差）と 8P（8P と 9P の差）において他橋脚より大きく、それは 5P と 8P の可動沓の被害にも対応していることが分かる。これらの

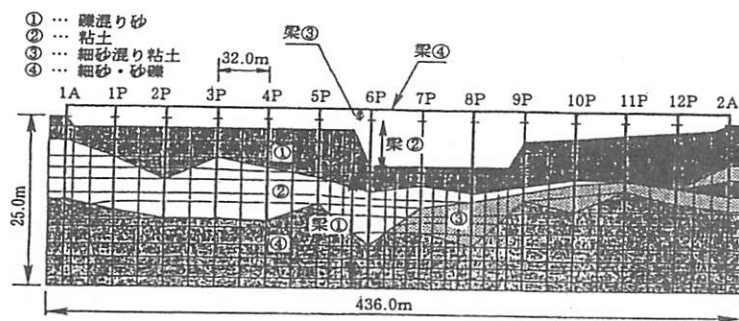


図 12 橋梁・地盤系の FEM 解析モデル

表 3 地盤と橋梁の物性値

材料 番号	土質名 部 材 名	密度 (t/m^3)	初期剛性率 G_0 (MPa)	断面積 ($A[m^2]$)	断面2次モーメント I (m^4)	ポアソン 比
①	礫混り砂	2.00	78.5	—	—	0.45
②	粘 土	1.50	33.4	—	—	0.49
③	細砂混り 粘 土	1.60	41.2	—	—	0.49
④	細 砂・ 砂 礫	1.95	170.0	—	—	0.40
梁①	井 筒	2.50	9.56×10^3	7.514	4.063	0.20
梁②	橋脚下部	2.50	9.56×10^3	2.751	0.181	0.20
梁③	橋脚上部	2.50	9.56×10^3	1.794	0.628	0.20
梁④	橋 桁	2.50	9.56×10^3	0.503	0.269	0.20

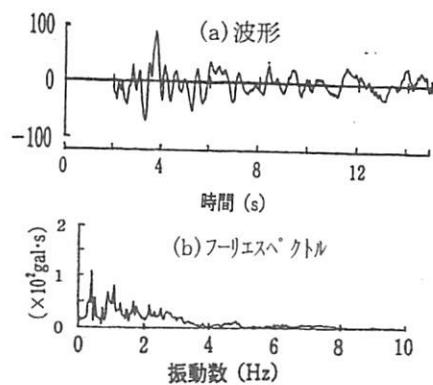


図 14 入力波(八戸波)

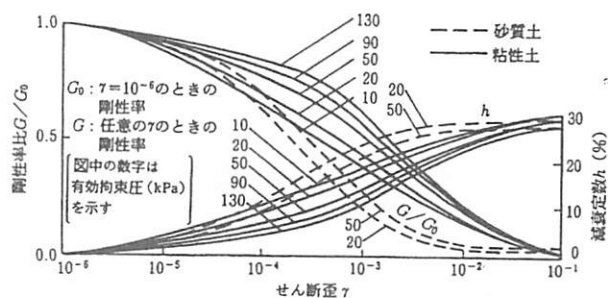


図 13 土の剛性率・減衰定数のせん断歪み依存性

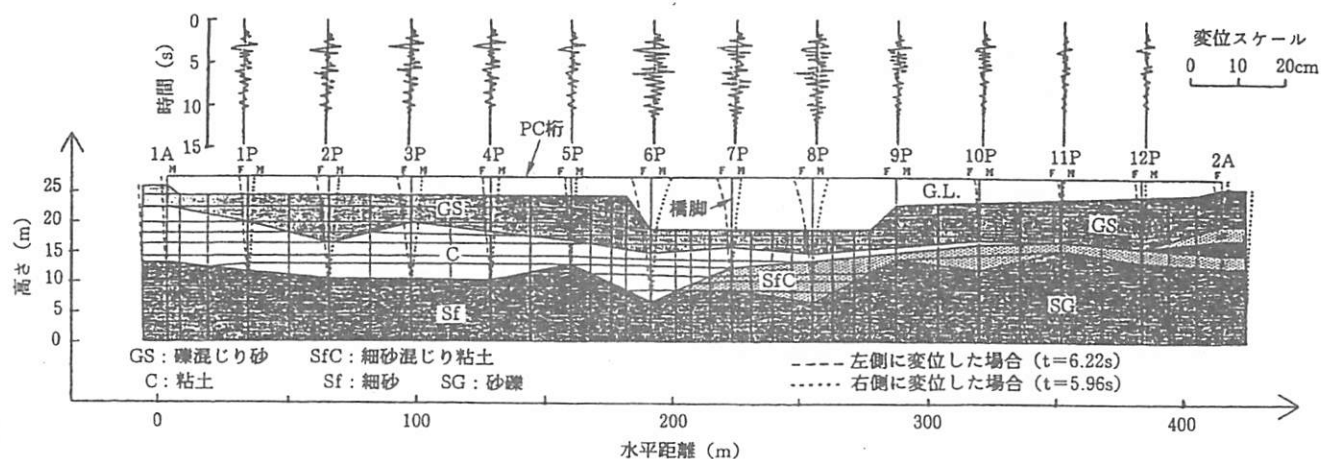


図 15 橋脚の変形図と同頭部の応答変位波形

傾向は他の地震入力波形でも現れていることから波形の特性によるものではないといえる。ところで実際には 8P 上の可動沓が起点側に転倒し、桁の固定端部に起点側に下がる斜め亀裂が発生しているが、それは 8P が終点側に変位して、8P と 9P の間隔が狭くなったためであることが推定される。なお、最大水平変位差(桁間が開く側の)は 8P の方が 5P より大きく、それは桁の前後の橋脚直下の軟弱粘性土層厚さの差の大きい方が大きく、しかも可動沓の被害程度(それぞれ転倒と破損)に対応していること

が分かる。

また、入力地震波形の違いによる影響をみると、各橋脚の水平変位量の差は八戸波入力時に最も大きく、釧路波、新菊川波入力時の順に小さくなっており、この傾向は水平変位量の最大値にもいえる。このことから地震波形に含まれる長周期成分によって発生する変位量と変位差が大きくなることも分かった(詳細は文献 5) 参照)。

以上の解析結果から、地盤特に軟弱粘性土層厚さの差に基づく地盤の不同変位によって生じた橋脚間

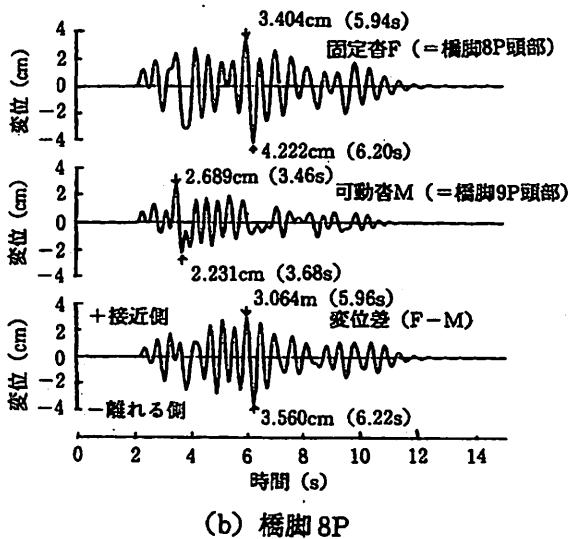
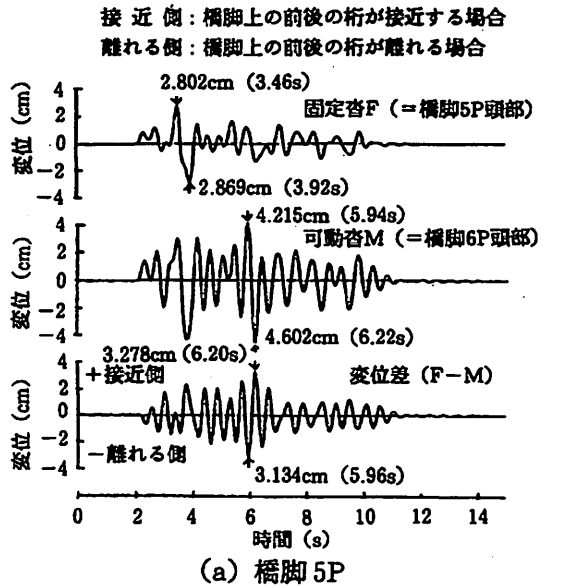


図 16 橋脚 5P と 8P 頭部の沓の水平変位波形

の水平変位差が、被害の発生に大きく影響したことが考えられる。

(5) まとめ

地震応答解析結果から、地震による利別川橋梁の沓転倒と破損は、砂・礫層の下にある軟弱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確認されたが、常時微動測定によってもこれと同じ結果が得られている。

4.2 下食満高架橋⁶⁾

(1) 下食満高架橋の被害状態

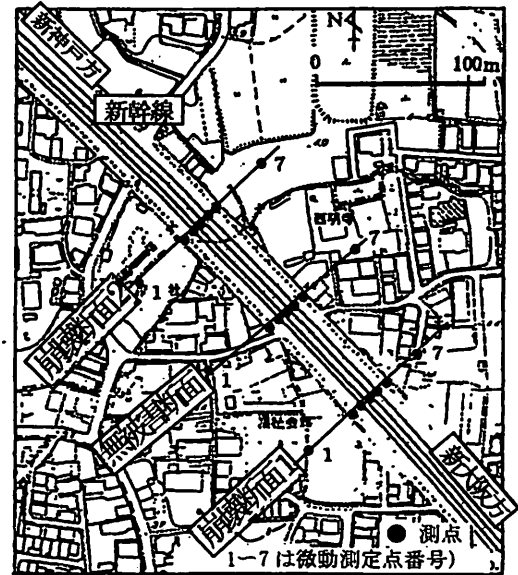


図 17 下食満高架橋位置地形図

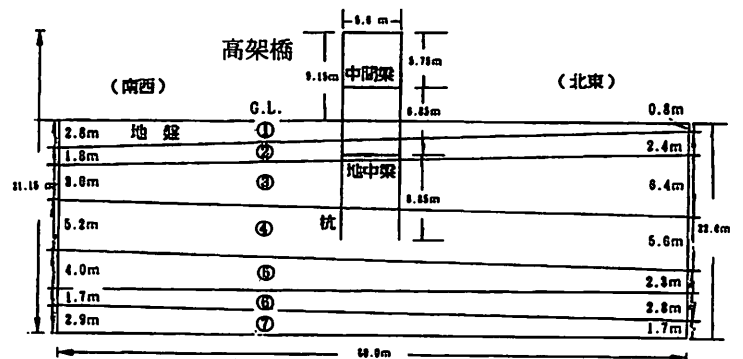


図 18 高架橋と地盤の解析モデル

下食満高架橋(ラーメン高架橋)が 1995 年兵庫県南部地震によって橋軸直角方向に橋脚が折損して桁が落下する被害を受けた。図 17 は高架橋の被害位置の地形図を示す。無被害断面は自然堤防上に、崩壊断面 1, 2 は盛土地部(砂・礫層の間に軟弱粘性土層を挟む互層地盤)に存在する。被害高架橋(図 17 の崩壊断面 1)と付近の地盤をモデル化し、2 次元有限要素法解析プログラム MFLUSH による地震応答解析を行うとともに、被害の有無と地盤構造の関係を調べるために、地盤構造を比較的均質な硬質層に替えたモデルについても解析を行った。

(2) 解析モデルと解析条件

地震応答解析は地盤・高架橋モデルが図 18 及び表 4.1, 4.2(材料番号は図 18 参照)に示されるモデル 1(盛土地部)と、高架橋等の構造物モデルはその

表 4.1 地盤の物性値(材料番号は図 18 参照)

材料番号	土質	単位体積重量 (tf/m^3)	初期剛性率 (tf/m^2)	ポアソン比	初期減衰 定数(%)	非依存特性 (向束圧)
①	沖積粘性土 H-5	1.9	4800	0.492	5	C-1 (15kPa)
②	沖積砂礫土 H-13	1.8	8500			S-1 (50kPa)
③	沖積粘性土 H-9	1.9	3400			C-2 (100kPa)
④	洪積砂礫土 H-41	1.9	14800			S-2 (200kPa)
⑤	大阪層粘性土 H-7	1.7	8300			C-3 (275kPa)
⑥	大阪層砂質土 H-28	1.87	11300	0.470	5	S-3 (320kPa)
⑦	大阪層砂礫土 H-70	1.95	21700			S-4 (870kPa)
⑧	弾性基礎	2.1	105000	0.400	1	入力面

表 4.2 高架橋と杭の物性値

材料番号	剛性率 (tf/m^2)	断面面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	有効せん断 面積比	備考
9	1167000	2.449	0.0802	0.833	床版部両端
		3.609			床版部中央
10		0.523	0.0776		中間梁両端
		0.770			中間梁中央
11		1.859	0.4478		地中梁両端
	1125000	1.380	0.3275	0.750	地中梁中央
12		0.818	0.0547		杭
13		1.131	0.1018		杭

材料は鉄筋コンクリート、単位体積重量 2.5tf/m^3 、ポアソン比 0.2、減衰定数 0.05 で此適
梁中荷重として 9 材料の床版部梁の 5 節点にそれぞれ 15.28tf (1 スパン分) を載せる

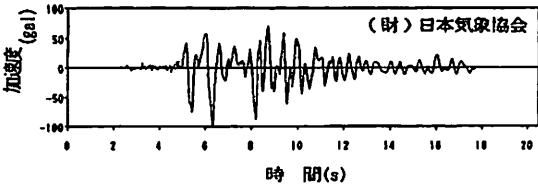


図 19 入力加速度波形(神戸海洋気象台 NS)

ままにして地盤部の①～⑥材料を全て④材料におき
替えたモデル 2(自然堤防部想定)について実施した。
モデル 1 の地盤は、実際に地震被害を受けた高架橋
両側の土質調査結果を参考にしてつくられた、表層
部の粘性土と砂質土層にわずかに傾斜のみられる互
層状地盤である。一方、モデル 2 は砂質土が表層地
盤全体を占める比較的硬質な地盤である。

地盤は剛性率や減衰定数の歪依存特性を考慮した
等価線形化法で扱い、高架橋や杭等は全て線形ビー
ム要素とし、ビーム内の各節点は剛結である。

弾性基礎に図 19 に示す兵庫県南部地震の神戸海
洋気象台における南北成分加速度波形を、最大振幅
を 100gal に調整して水平加振力として入力した。モ
デル境界条件は左右端をエネルギー伝達境界に、底
面を粘性境界とした。軌きょう重量や床版張出し部
重量等を集中荷重として、高架橋天端各節点に均等
に分割して加えた。

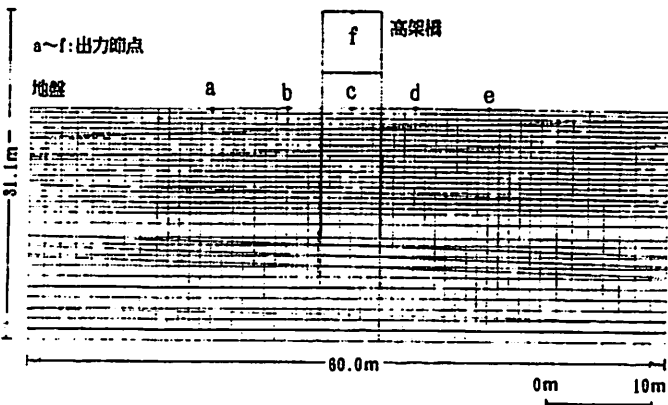
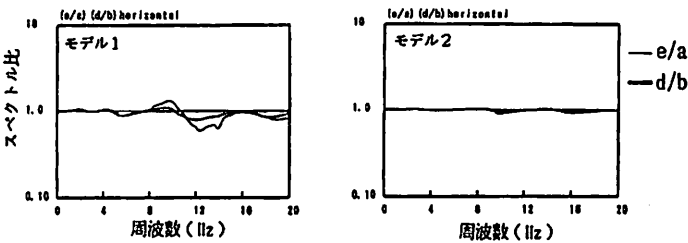
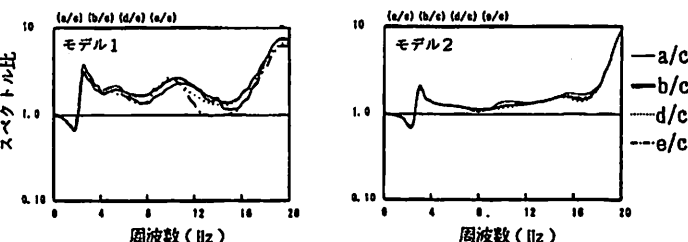


図 20 FEM 解析モデルと出力節点



(a) 高架橋に対して対称位置節点間の比



(b) 高架橋直下節点と他節点との比

図 21 フーリエスペクトル比(水平橋軸直交方向)

(3) 解析結果

両解析モデルの応答値を出力した地表や高架橋天
端の各節点位置を図 20 に示すが、応答値としてこ
れらの節点での応答波形、そのスペクトル、節点間
のスペクトル比、モデル全体の変形図や高架橋と杭
部のせん断力と曲げモーメント等を求めた。これら
の結果の中から、ここでは地表面における高架橋直
下節点と他節点間や高架橋を挟んで対称位置節点間
の、橋軸直交方向水平成分の水平応答加速度スペク
トル比(図 21)について述べる。

図 21(a)をみると、高架橋を挟んで対称位置にあ
る節点同志のスペクトル比は、地盤がほぼ水平構造
であるためと考えられるが、両モデルともおよそ
1.0 である。しかし、図 21(b)をみると、両モデル
において 2～3Hz を境にして振動数の小さい領域に
おける 1.0 以下の値から、大きい領域における 1.0
以上の値に変化している。しかも、後者の比の値は
モデル 1 の方がモデル 2 よりも大きいので、被害が

生じたモデル 1 では両測点の地盤の動きの差(不同変位)が大きく、無被害のモデル 2 ではその差が小さいことが分かる。

(4)まとめ

2 つのモデルの地震応答に明らかな違いが認められ、地震被害に対する地盤構造の影響が明らかになった。砂・礫層の下に軟弱粘性土層がある互層地盤では、地表上の応答がより大きくなり、その地盤に基礎のしっかりした構造物が存在することによる影響も大きく現れることが分かった。即ち、地震応答解析結果から、地震時に下食満高架橋は平面的にほぼ様な比較的軟らかい地盤で高架橋構造物が地盤に対して一種の不動点(地盤の不連続点)として挙動することによって、地盤から強い偏土圧を受けて橋脚に折損等の被害を受けたことが推定される。同様な結果は常時微動観測¹⁾でも得られており、こうした地盤では地震被害も多く解析結果と調和している。

5. あとがき

以上の地震応答解析結果は地震被害状態と地盤状態等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、橋梁の被害は地盤の不連続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を裏付ける結果となっているし、前報の常時微動観測結果²⁾にも対応するものである。このように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確認された。即ち、各種構造物の地震被害は地盤条件の変化点や砂・礫層の下に軟弱な粘性土層等がある地盤で多く、地盤条件の変化点には硬軟地盤境界部のように自然にできたもののほかに、しっかりした基礎を持つ構造物自体が不動点のようになって作ったと考えられる人工的なものがあり、被害発生に不同変位等の地盤変位が関係あること等が推定できる³⁾。

なお、以上に述べてきたような地震被害機構を考慮すると、地盤の動きに追従して動くような構造物の場合(地盤変位追従型構造物)は被害を受けにくく、地盤に拘束されて地盤の動きに抵抗する構造物(地盤変位抵抗型構造物)は被害を受けやすいということができるようである。

終わりに以上の調査に当たってお世話になった多くの方々に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 那須誠: 構造物の地震被害と地盤と常時微動の関係, 第 11 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ンポジウム講演論文集, pp. 89-96, 2008. 1.
- 2) 那須誠, 藤沢一, 匹本慶一, 有坂英夫: 日本海中部地震における被害盛土の安定性の検討, 土木学会第 40 回年次学術講演会講演概要集, III-23, pp. 45-46, 1985. 9.
- 3) 那須誠, 羽矢洋: 盛土の振動応答と地盤構造との関係-常時微動測定結果と線形応答解析結果の比較-, 第 24 回土質工学研究発表会発表講演集, No. 328, pp. 901-902, 1989. 6.
- 4) 那須誠, 久保嘉章: 加速度スペクトルの比較による建物の地震被害に地盤構造が与える影響の考察, 第 10 回日本地震工学シンポジウム(1998)論文集, E2-11, pp. 1753-1756, 1998. 11.
- 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釧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, 大場恒彦: 地震被害への地盤の影響と地震応答解析(その 3), 第 15 回日本自然災害学会学術講演会, pp. 15-16, 1996. 11.
- 7) 那須誠: 地震による被害構造物と無被害構造物の地盤の違い, 土木建設技術シンポジウム 2003 論文集, pp. 299-306, 2003. 7.