

(137) 北海道南西沖地震による鉄道高架橋の被害解析 (第三建有高架橋)

(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○蔭 建群
(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 西村 昭彦
(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 田中 俊作
日本鉄道建設公団 正会員 稲葉 紀昭

1. 地震と鉄道高架橋被害の概要

1993年7月12日午後10時17分頃発生した『北海道南西沖地震』が、地震規模はマグニチュード7.8、震源は北海道奥尻島北部(北緯42°47′, 東経139°12′)の海底32kmであった。奥尻島で震度6(烈震)、江差で震度5(強震)を記録したほか、北海西南部から東北地方北部にかけ、広い範囲で激しい揺れが観測された。

今回の地震における鉄道高架橋の被害をまとめておく。桁については、ブロック間の衝突により、一部の端部コンクリートの欠損、剥離が生じ、固定端側のゴム沓に大きなズレも生じた。これらの被害は表面にとどまり、耐力にはそれほど影響ないと考えられる。柱については、ラーメン高架橋では多数の曲げ亀裂、コンクリート欠損、剥離が発生し、特に橋脚の上下部に多く認められた。しかし、せん断ひび割れの発生による脆性破壊は認められず、柱の耐力を十分保有していると考えられる。一方、地中梁のひび割れは一部認められたが、耐力に影響はないと判断した。杭基礎については、掘削して観察したが、杭頭部に変状はなかった。また、今回の地震では、高架橋の被害に伴う電柱の折損倒壊が目立ち、鉄道の復旧に大きな影響を与えた。しかし、上述の被害は広い範囲で発生したわけではなく、同じ震度と推定される地域にある高架橋のわずか一部で発生したものである。とくに、津軽海峡線の第三建有高架橋では、被害がほかの箇所比べて顕著であり、R1からR4に向かって被害の増大する傾向があり、R3、R4では、電柱に著しい被害があった。このような現象は局所の地盤条件によるものと考えられる。

本報告では、被害のあった津軽海峡線第三建有高架橋を対象にし、地盤の動的解析および地盤-構造物の動的相互作用を考慮する高架橋の地震応答解析を行い、被害原因を説明し、今後の鉄道高架橋の耐震設計を述べる。図1に解析対象と地震の位置関係を示す。

2. 地震応答解析手法

図2では今回の解析に用いた当研究所開発したプログラムシステムQUAKES (EarthQUAKE Response Analysis of Soil-Structure System)のフローチャートを示す。このシステムは主に三つのサブシステムから構成する。まず、地盤解析は、複雑な地層分布を細かく評価できる有限要素法と無限領域の波動伝播を取り入れやすい境界要素法のカップリンク手法により行う。この手法では、地震入射の位相特性および基盤における波動の散乱現象などを考慮し、沖積層の非線形特性をひずみレベルに応じて等価線形法により評価し、近傍沖積層による地表面地震動の増幅および振動特性の変化を精度よく把握する。次に、基礎構造物の動的剛性を得るため、地盤-群杭の動的相互作用を考慮する解析方法を採用した。すなわち、地盤の加振解は三次元薄層要素モデルで解き、杭は伝達マトリックス法による離散化を行い、両者の相互作用にフレキシビリティ法を適用する。構造物に対しては、上述の解析で得られた各基礎の有効入力地震動と動的剛性を用いて、地盤-構造物動的相互作用を考慮できる多点入力系の解析を行うシステム全体は振動数領域で解析を行うが、時間領域での挙動はフーリエ変換により容易に評価できる。

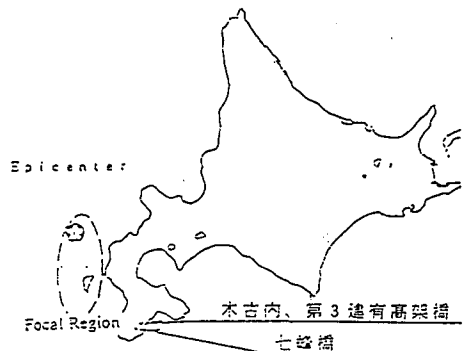


図1 第三建有高架橋位置

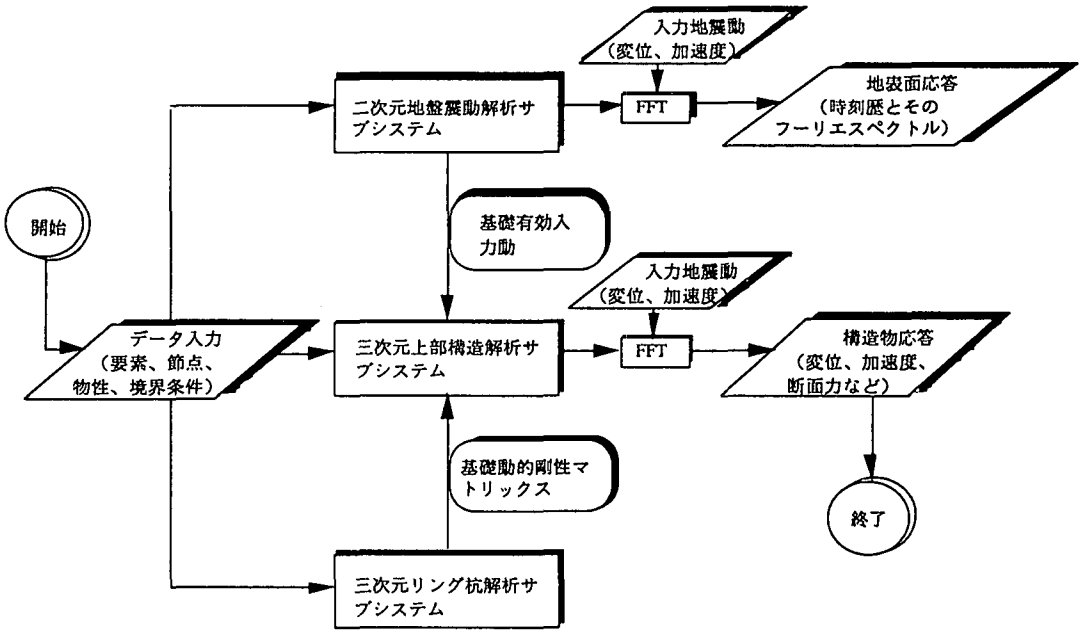


図2 プログラムシステムQUAKESのフローチャート

3. 解析結果

図3に示すとおり、この高架橋付近は沖積軟弱地盤層が溺れ谷の形状になっており、被害を生じたR3、R4では層厚が薄くなっていることが分かる。図4は七峰橋で記録された今回の地震波形であり、その36秒より20秒間の主要動を本解析の線路直角方向基盤入力地震動とした。表1に地盤の物性値をまとめた。図5に第三建有高架橋R1,R4付近の地表面の加速度時刻歴応答のフーリエスペクトルを示す。それによれば地盤は1.3Hz付近に明確な1次共振モードが現われるが、R1側の振動は、R4側と違って、二次共振モード(4Hz)が卓越する傾向がある。また、基盤の入力地震動と比べると、各基礎周辺地表面変位の増幅は明確であるが、加速度の増幅はあまり認められなかった。このことから表面地層の応答特徴には地盤の不整形性がかかなり影響していると考えられ、この地盤の上に建てられた高架橋は、不整形性のある各基礎の入力地震動に対して、構造物の各部材で異なる応答特性が現われると予想できる。

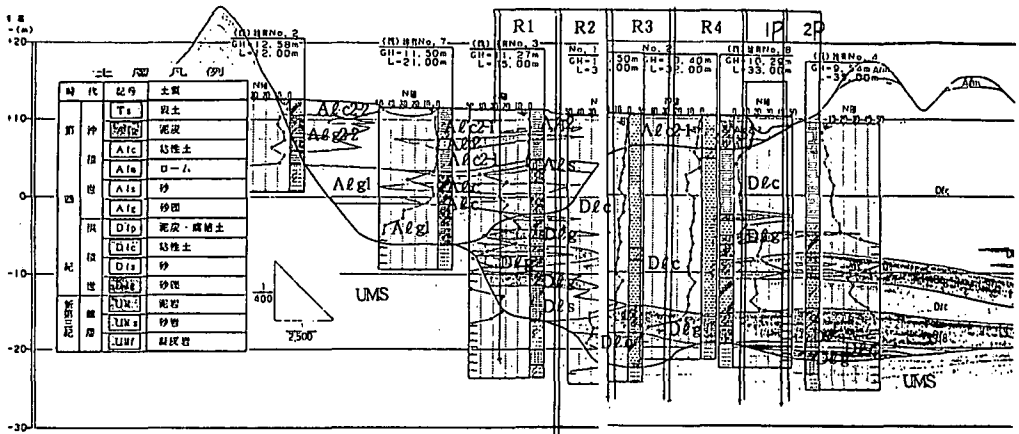


図3 第三建有高架橋の地盤、基礎、上部構造図

高架橋のRCラーメン構造一般図を図6に示す。今回の高架橋の地震応答解析は、線路方向2次元モデルを対象にし、地盤解析と同様、まず周波数領域の解析を行い、その結果を基盤の入力地震動に対してFFTにより時間領域に変換するという手法をとった。解析の結果については、橋脚上端付近の最大値を表2に掲載した。ただし、ラーメン構造のモデル化は橋軸直角方向に関して、等価な剛性を持つ一本のはりに置換したものの、ラーメン柱上端と下端の相対変位をまず解析により求め、地盤-杭基礎-ラーメン横断面一体系の静的非線形解析により求めた柱上端断面力～上下端相対変位の関係(図7)に適用して、曲げモーメントを定めた。せん断力は解析結果そのものである。

以上の解析結果より、構造物の変位と加速度ともに、R3、R4側がR1、R2より大きくなっている。同じラーメン構造であるため、このような応答特性の違いはほとんど地盤震動特性の違いにより支配されると考えられる。また、破壊に直接関わる各ラーメン柱上端の最大曲げモーメントもR3、R4の方が大きく、降伏状態の近くに至り、実際の被害現象と一致している。

4.まとめ

実測基盤地震動に対して、表面地層の震動はかなり地盤の不整形性の影響が現われた。地表面の最大変位加速度とともにR4付近の値は一般にR1付近より大きくなっている。また、R1付近地盤応答の振動数分布はR4付近のものとは違う特性があることもわかる。これは表面地層による増幅特性のほか、地層の不均質性さらに傾斜基盤による影響と思われる。これを受けて、高架橋のR4側では大きい挙動を示した。また、高

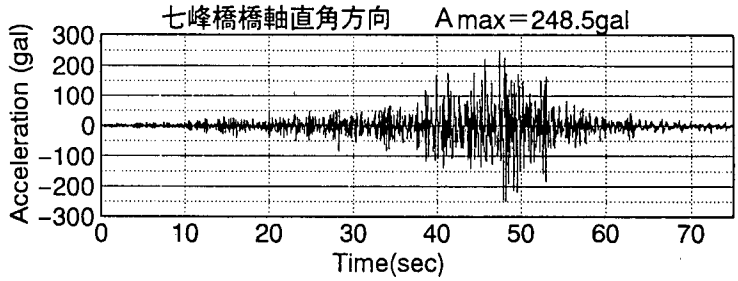


図4 解析に用いる地震波

表1 第三建高架橋の地盤物性値一覧

土質標記	N値	単位体積質量 ρ (t/m^3)	ポアソン比 ν	初期せん断波速度 V_{s0} (m/s)	有効ひずみ γ^*	等価せん断弾性係数 G (kn/m^2)	等価せん断波速度 V_s (m/s)	減衰数 β (%)
AlLm	2	1.4	0.48	126.0	2.38E-4	18890	116.2	4
Alp	1	1.4	0.48	100.0	6.31E-4	10360	86.0	5
Alc2	3	1.5	0.47	144.2	5.81E-4	23712	125.7	5
Alj2	10	1.8	0.33	172.4	6.81E-4	13902	87.9	23
Alc1	5	1.8	0.46	171.0	5.18E-4	41053	151.0	5
Alj1	15	1.8	0.32	197.3	1.64E-3	11911	81.3	25
Dlc	8	1.8	0.45	200.0	7.42E-4	51840	169.7	5.6
Dls	30	2.0	0.32	248.6	5.25E-4	65499	181.0	12
Dlg	30	2.0	0.30	248.6	8.34E-4	54376	164.9	15
Um	>50	2.0	0.30	>500		500000	500	2

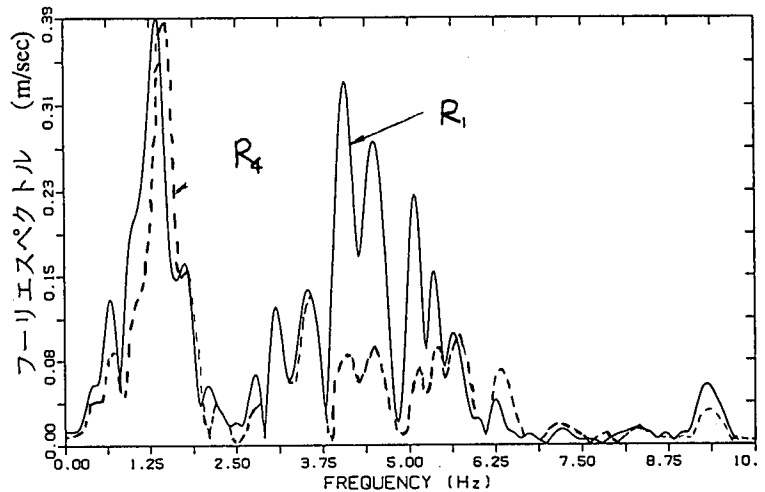


図5 地表面加速度フーリエスペクトル

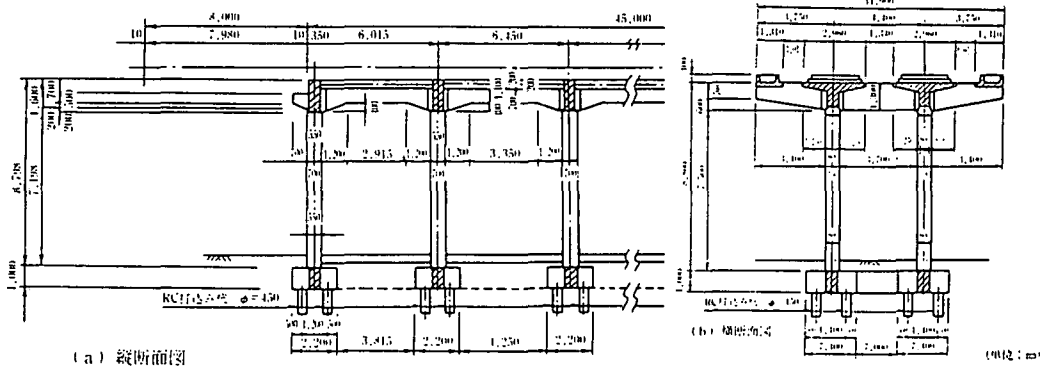


図 6 RCラーメン構造一般図

架橋の固有振動数は、地盤の強度が異なるためR4側がR1側のものより低くなり、基礎入力動の第一共振振動数の1.3 Hzとの共振現象が起りやすいこともR4側の地震被害原因の一つとして挙げられる。わずかに200m範囲内にある同じ構造形式を有する構造物で、被害程度の違いは局所的な地盤条件によるものしか考えられない。これを評価するため、不整形地盤の解析および地盤-構造物動的相互作用を考慮することが不可欠である。そのために開発した解析システムQUAKESは南西沖地震における鉄道高架橋の被害解析により、その妥当性を説明できたといえる。

表 2 第三建高架橋の橋梁最大応答値一覧

部位	項目	加速度 (gal)	変位 (cm)	相対変位 (cm)	曲げモーメント ($10^2 \text{kn} \cdot \text{m}$)	せん断力 (10^2kn)
中間部脚柱上端		370.8	4.9	2.9	8.880	1.825
中間部脚柱上端		413.2	5.7	3.2	9.462	1.946
中間部脚柱上端		764.3	9.4	6.258	14.24	2.937
中間部脚柱上端		582.6	8.5	5.707	13.83	2.850

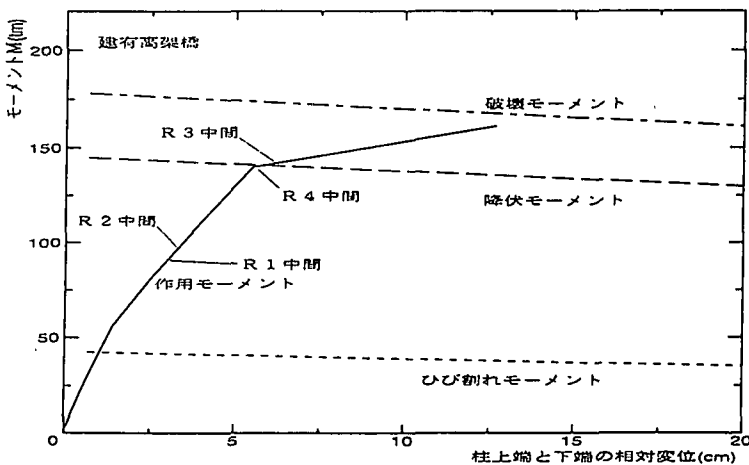


図 7 RCラーメン構造の荷重-変位関係

今後の耐震設計においては、より詳細な地盤調査をした上、より信頼性の高い地盤の動的解析（例えば、液化化による地震動特性の変化、地盤非線形による影響など）、地盤-構造物動的相互作用解析（例えば、有効入力動の評価、基礎構造物の非線形動的剛性の取り入れなど）および破壊モードに対応する構造物耐力の評価方法などが必要とされるが、設計に取り込むのはより簡単且つ明確な方法が望まれるところである。

5. おわりに 本報に関する解析に用いた地震記録は北海道開発庁開発土木研究所から提供されたものである。記して謝意を表する次第である。

参考文献：(1). (財) 鉄道総合技術研究所, 津軽海峡線南西沖地震による被害解析, 1994.3. (2). 蔣建群他, USER'S MANUAL FOR QUAKES, 1995.5. (3). JIANG, JIANQUN, STUDIES ON DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION OF EXTENDED HIGH-PIER BRIDGES, Ph.D. THESIS OF OKAYAMA UNIVERSITY, 1993.9. (4). 田中他, 北海道南西沖地震による鉄道高架橋の被害解析 (木古内高架橋), 第23回地震工学研究発表会, 1995.7. (5). 竹宮宏和他, フレキシビリティ法による群杭基礎の動的解析と設計への提案, 土木学会論文集No.489, 1994.4.