

高槻市における鉄道高架橋の被害解析

東海旅客鉄道株式会社 ○内田 吉彦^{*}
東海旅客鉄道株式会社 安藤 陽一^{**}
財団法人 鉄道総合技術研究所 西村 昭彦^{***}
財団法人 鉄道総合技術研究所 渡辺 忠朋^{****}

構造的、経済的に最適な鉄道高架橋の補強法を検討する際、重要な手法となる動的解析の信頼性を確認するために、高槻市の鉄道高架橋における被害解析を行った。解析では、兵庫県南部地震時に高槻市阿武山などで観測された地震動を用いて、構造物位置での基盤及び地表面地震動と高架橋の断面力を求め、被害状況との比較を行った。基盤地震動は距離減衰等を考慮し、地盤解析では土質調査をもとに重複反射法により地表面地震動を推定した。高架橋構造解析では、構造物位置での地震動を、基礎-構造物系の動的相互作用を考慮できるモデルに入力し、非線形解析により高架橋断面力を求めた。この結果、動的解析手法により被害状況を説明することができ、本解析法の信頼性を確認することができた。また、本解析により、入力動の方向性、被害状況の把握及び静的解析による破壊モード等について、動的解析上重要な知見を得ることができた。

1.はじめに

1995年1月17日午前5時46分に淡路島北端を震源とする、マグニチュード7.2の兵庫県南部地震が発生した。この地震は五千人以上の犠牲者をだすとともに、道路・鉄道・港湾・地下鉄等の土木施設に大きな被害をもたらした。鉄道では、神戸市の震度7の地域を中心に山陽新幹線、JR在来線、私鉄、地下鉄等の橋りょう・盛土・地下構造物に大きな被害が発生した。

東海道新幹線も京都～新大阪間の番田高架橋付近において、ラーメン高架橋の柱にクラック等の被害が発生した。本論文では、静的および動的な構造解析を行い、被害状況と比較し、その状況を説明することにより、解析法の信頼性を確認し、今後の解析手法および地震対策に対して有益な提言を行う。

2.解析対象構造物および被害概要

解析対象構造物の位置図を図-1に示す。解析対象
キーワード：阪神淡路大震災、高架橋、被害解析

^{*} 東海旅客鉄道株式会社技術本部 03-3274-9528

^{**} 東海旅客鉄道株式会社技術本部 03-3274-9528

^{***} 鉄道総合技術研究所技術開発事業本部 0425-73-7262

^{****} 鉄道総合技術研究所技術開発事業本部 0425-73-7281

構造物および被害状況を表-1に、写真を図-2に、一般図を図-3に示す。第1梶原高架橋R18および番田高架橋R5は全柱にわたり、比較的大きな損傷が認められた。第1梶原高架橋R18は橋軸直角方向に、柱の上下端部において、主に曲げによる損傷が生じ、番田高架橋R5は橋軸直角方向に、柱の上下端部において、主にせん断による損傷が生じた。そこで、被災原因を推定するために、近くに位置し、構造系は同様であるが、損傷が軽微であった「第1梶原高架橋R12および番田高架橋R23」と「第1梶原高架橋R18および番田高架橋R5」を比較解析する。

3.地形および地質

解析対象構造物地域を含む広義の大阪盆地は、北を北摂～六甲山地、東を生駒～金剛山地、西を淡路島、南を和泉山地に囲まれた範囲であり、その内部に第三紀鮮新世以降の丘陵地、洪積台地、沖積平野などが並ぶ。解析の対象となる地域は高槻市の淀川沿いに面しており、沖積平野に位置している。

対象地域の地質構成は、上位より表土・盛土層、上部沖積層（粘性土層、砂質土層、腐食土層、礫質土層）、中部沖積層（粘性土層、粘性土層・砂質土

層互層), 下部沖積層(粘性土層, 砂質土層), 天満層(粘性土層, 砂質土層, 礫質土層), 大阪層群(粘性土層, 砂質土層)から構成されている。図-4に各構造物位置の柱状図を示す。

4. 構造物の性能

構造物の破壊形態を検証するために静的非線形解析を行った。

(1) 検討方法

構造解析は、骨組みを構成する各部材ごとに材軸に沿って分割点を設け、それぞれの点での断面の復元力特性を与え、荷重増分により逐次解析を繰り返すことにより行った。

構造解析モデルの概念図を図-5に示す。なお、本解析では基礎構造物も含めて解析した。

解析に用いた材料強度は、実構造物の材料試験結果をもとに定めた。復元力特性の計算に用いたコンクリートおよび鉄筋の応力とひずみの関係は現行の設計基準によった。曲げモーメントと曲率の関係はトリリニア型とし、柱および杭部材には軸力変動を考慮した(図-6参照)。

荷重条件は、死荷重+乾燥収縮+温度変化+地震の影響により考慮し、土質条件は、前章の土質区分に基づいて定めた。

耐力および変形性能の算定にあたっては、鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)¹⁾に、地盤のばね定数については、国鉄建造物設計標準(基礎構造物・抗土圧構造物)²⁾によった。

(2) 検討結果

解析対象構造物の水平震度と天端変位の関係を図-7に示す。解析により求められた各構造物の破壊形態は以下のとおりである。

番田高架橋R5は、橋軸直角方向に柱の上端部の曲げ破壊と柱下端部のせん断破壊がほぼ同時に生じる破壊形態を有している。

番田高架橋R23は番田高架橋R5とほぼ同様な破壊形態を有しており、橋軸直角方向に柱の上端部の曲げ破壊と柱の下端部のせん断破壊がほぼ同時に生じる破壊形態を有している。

番田高架橋R5およびR23は、ある程度の地震の影響が当該構造物に作用した場合にせん断破壊する可能性を有しており、耐震性能に乏しい構造であ

った。

第1梶原高架橋R12およびR18は、いずれも曲げ破壊に至るまでせん断破壊が生じない破壊形態で、比較的良好な耐震性能を有していた。

5. 地震の影響

(1) 基盤入力地震動の推定

基盤入力動を推定する際の対象観測波としては、大阪府高槻市阿武山地震観測所(観測機関:京都大学)で観測された地震波形を用いた。この波形を地殻からN値50程度の地層までの増幅率をもって換算し、各構造物位置での基盤(N値50相当)入力動とした。

阿武山地震観測所は今回解析対象構造物とする第1梶原高架橋および番田高架橋からは約7km離れており(図-1)、京都大学防災研究所地震予知研究センターにより観測されている。地震計は地表下約60mの岩盤に地殻変動を観測することを目的に設置された速度計である³⁾。本解析では $V_p=4.6\text{km/sec}$ より地殻での観測波として取り扱い、N値50程度の地層までの増幅率を考慮した。地震動の方向は構造物と観測位置との関係および構造物の被害状況等より南北、東西方向の観測波を重ね合わせ最大加速度方向とした。最大加速度方向での最大値は98.7galであり、基盤面(N値50程度)での加速度を、増幅倍率を換算し172galとした。

観測波の波形・スペクトルを図-8に示す。フーリエスペクトルを見ると、1.2Hzと1.8Hzの2ヶ所にピークを持っており高架橋の固有振動数と近い値となっている。

(2) 地盤応答解析

前述の基盤入力動を用い、各構造物位置での地盤条件をもとに重複反射法による1次元地震応答解析を行った(解析プログラムはSHAKE)。土のせん断弾性係数および減衰定数等は、現地より採取したサンプルから得られた諸数値を用いた。波形・スペクトルを図-9に、また、地盤の固有周期を表-2に示す。

基盤入力動と基礎部入力動を比べると、基盤入力動(図-8)がフーリエスペクトルにおいて1Hz~2Hzの間に2ヶ所ピークがあり、各基礎部入力動においても同様なピーク値を持っている。これは基盤入力動において1Hz~2Hzの間の振動数が極めて卓越しており、そのピークが地盤の固有振動数とほぼ一致していたことに

よると考えられる。第1 梶原高架橋および番田高架橋付近では周りの民家等にはほとんど損傷がなく、コンクリート標準¹⁾により求めた高架橋の固有振動数(表-3)が1Hz~2Hzの間にある新幹線の高架橋に特に損傷が見受けられた現象から、阿武山の観測波が被災状況と一致していると考えられる。

各構造物位置での地盤の差異は、表-2の地盤固有周期より、第1 梶原R12が他の箇所 비해良質な地盤であるのに対し、第1 梶原R18がR12と番田の中間程度の地盤、番田は両構造物位置とも同程度の周期を示し、梶原に比べ柔らかい地盤を示している。また、それぞれの構造物位置での応答スペクトルを図-10に示す。高架橋の固有周期がある0.5秒程度より長い範囲では第1 梶原R12が他の構造物より小さい加速度を示しており、無被災であった状況を説明している。

(3)地震動の方向性

阿武山観測波と建設省によって観測された淀川堤防(枚方)の地震動(図-11)の両観測波を用いて第1 梶原・番田高架橋付近での地震動の方向性を考察する。方向性を考察するうえで、「①最大加速度方向」、「②最大累積加速度方向」の2つの指標について検討した。

「①最大加速度方向」は、各時間毎の水平2成分の観測波を、合成加速度と合成加速度方向に換算し合成加速度の最大値方向を求めたものである。

「②最大累積加速度方向」は、「①最大加速度方向」と同様に合成加速度及び合成加速度方向を求め、合成加速度方向(方位角)の360度を1度毎のグループに分け、グループ内の加速度を足し合わせ、累積加速度としその累積加速度の最大値方向を求めたものである。

図-12に両観測波の累積加速度と方位角の関係を示す。また、同図に最大累積加速度方向及び最大加速度方向を記入した。淀川堤防の最大加速度方向を除き最大累積加速度方向、最大加速度方向とも180度ずれてはいるがほぼ同方向を示している。

表-4には最大累積加速度方向、最大加速度方向、解析対象構造物位置での線路方向及び線路方向からそれぞれの最大値方向への角度を示した。両観測波と比較するために、構造物からさらに遠方に位置するJR新大阪変電所および大阪府四条畷市における

観測波も同じ処理を行ったうえでの数値を示した。

表-4より、第1 梶原高架橋、番田高架橋付近では、北西~南東方向に卓越した方向性の明確な地震動が生じたことが推定される。また、新幹線の線路方向との交角が90度に近い値となっており、高架橋が橋軸直角方向に激しい揺れを受けたことが推測される。

阿武山での観測波形の最大累積加速度方向とその方向より90度回転した方向での加速度フーリエスペクトルを図-13に示す。高架橋に対しては橋軸直角方向と橋軸方向の2方向となる。橋軸直角方向において卓越している振動数1Hz~2Hzの部分が、橋軸方向では、なめらかになり平坦な形状を示している。これより、地震動の方向性により、加速度の大きさが変わるだけでなく、振動数の特徴も異なった波形となることが分かる。また、阿武山の地震動は、橋軸直角方向に加速度が大きな値を示すだけでなく、振動数においても高架橋の固有振動数と同じ範囲にピークを持っており、橋軸直角方向に厳しい地震動であったことが分かる。

(4)構造物応答解析

a)解析手法

地盤-基礎-構造物系の動的相互作用を考慮し、高架橋の地震時挙動を解析する。高架橋のモデル化は、ばね-マスモデルによる3次元骨組みモデルとし、部材の非線形はM- ϕ 曲線を用い、等価設計法によって取り入れている。基礎のばね定数は地盤および基礎形式により基礎標準²⁾に基づき算出する。解析方向は、地震動の方向性が橋軸直角方向に厳しい地震動であったことおよび被害状況より橋軸直角方向について解析した。

モデル概略図(番田高架橋)を図-14に、また構造物モデル化の入力値を表-5に示す。各構造物の柱部のM- ϕ 関係はコンクリート標準¹⁾より求めたトリリニアにより近似した。基礎形式および基礎と地盤の相互作用のモデル化は、各構造物のフーチング下面に水平、鉛直、回転、連成ばねを付け(図-14)、線形として評価する。各構造物の支持ばね定数を表-6に示す。基礎の減衰は複素剛性により考慮する。

b)解析結果

解析結果を図-15および図-16に示す。図-15は工学的基礎、構造物フーチング下面、構造物天端の3点の最大加速度をプロットしたものである。また、

図-16 は縦軸に各構造物の柱部材耐力を地震応答断面力で除した値を示し、1 以下の場合に損傷の危険性が高くなることを表している。上下に幅があるのは耐力を求める際にモーメントについては軸力の変動、せん断力については算定式の差により生じたものである。

図-16 より第1 梶原高架橋ではR 1 2, R 1 8 ともにせん断力に比べ曲げモーメントにより損傷を受ける危険性が高い。またR 1 2 とR 1 8 の曲げモーメントを比較すると、R 1 2 よりR 1 8 が損傷の危険性が高く、R 1 8 が曲げモーメントによる損傷であった被災状況を説明している。番田高架橋においても、せん断力に比べ曲げモーメントにより損傷を受ける危険性が高いが、第1 梶原高架橋と比べると、せん断力により損傷を受ける危険性が高くなっている。せん断力では、R 2 3 に比べR 5 が損傷を受ける危険性が高い。損傷を受ける危険性の絶対値では、曲げモーメントのR 5 における危険性が最も高いが、R 5 とR 2 3 の相対的な差は、モーメントよりせん断力の方が大きいので、R 5 とR 2 3 の損傷の違いはせん断によるところが大きいと考えられる。実際の被災状況が、R 2 3 が無被災でR 5 がせん断力による損傷を受けていたので、被災状況を説明する解析結果を得ることができた。

被災原因としては、図-15 より第1 梶原高架橋R 1 8 はR 1 2 に比べ、地盤において大きな増幅を示している。地表面の最大加速度は、基盤で同じ173gal の地震動を入力したが、R 1 2 が209gal であるのに対し、R 1 8 は241gal と大きな加速度を示している。加速度応答スペクトルでは、図-10 より、構造物の周期にかかわらずR 1 8 がR 1 2 に比べ大きな加速度を示している。この様にR 1 8 の地盤が阿武山の地震動に共振した理由として、阿武山の地震動が1.2Hz と1.8Hz の付近にピークを持っており、地盤の固有振動数が表-2 より、R 1 2 が2.9Hz であるのに対し、R 1 8 が2.3Hz と低く、R 1 8 が阿武山の地震動のピークに、より近い振動数となっている。R 1 8 の地盤が地震動を受け非線形特性が強くなり振動数が低くなることにより、さらに地震動のピークに近づき、地震動と地盤がR 1 2 の位置の地盤より共振したものと考えられる。以上より、第1 梶原高架橋の構造物に損傷の差を生じさせた主因は地盤の

共振に差があったこと、つまり地盤の強さの違いにより、地盤の弱いR 1 8 が兵庫県南部地震の波と共振したことによるものと考えられる。

番田高架橋の被災原因については、R 5 はR 2 3 に比べ、上部構造物において大きな増幅を示している。地表面の最大加速度では、図-15 よりR 5 が250gal、R 2 3 が269gal とR 2 3 がわずかであるが大きな値を示している。これらの入力動による構造物の解析結果では、R 5 は420gal、R 2 3 は335gal となり、地表面ではR 5 がR 2 3 に比べ小さな加速度であったのが、構造物ではR 5 が大きな値を示している。R 2 3 の上部構造物に比べR 5 の上部構造物が共振した理由として、図-9-c および図-9-d よりR 5 とR 2 3 の基礎部入力動のフーリエスペクトルは、1.2Hz 付近と1.8Hz 付近が卓越しており、特に1.8Hz 付近が大きく卓越している。各高架橋の固有振動数を表-7 に示す。R 5 の振動数は1.81Hz、R 2 3 は1.50Hz であり、R 5 の固有振動数が入力動の卓越振動数に近い値となっていることからR 2 3 より共振したものと考えられる。また、静的解析よりせん断破壊と曲げ破壊が同時に起こる破壊形態を有していたことが損傷の差を大きくしたと考えられる。以上より、構造物に損傷の差を生じさせた主因は上部構造物の共振の違い、つまり構造物の振動数の高いR 5 が兵庫県南部地震の波と共振したことによるものと考えられる。

6.まとめ

本解析では、静的解析および動的解析を用いて、地震動、地盤、構造物の卓越振動数が類似した鉄道高架橋の被災状況の違いを説明でき、このことにより解析法の信頼性を確認することができた。また、前述の動的解析の結果では、柱の上下端部の相対変位差が、表-8 に示すとおり、番田高架橋R 5 で6.7cm、番田高架橋R 2 3 で5.9cm となった。この値を静的非線形解析結果の図-7-c および図-7-d を用いて危険度を評価すると、番田高架橋R 5 がせん断又は曲げにより損傷を受ける危険性が高くなり、被災状況を説明することができる。今後の設計等において、振動数を考慮できるシンプルなモデルを用いた動的解析により、加速度に重点を置くのではなく、変位を精度よく評価する手法が有効であると考えられる。

また、せん断力に対しては、動的解析による詳細な解析を用いず、簡易的な静的解析により精度よく評価できると考える。地震動については、活断層などの震源を考慮した設計を行う場合、加速度、振動特性等の方向性を考慮する必要があると考えられる。

【参考文献】

- 1)丸善：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），（財）鉄道総合技術研究所編，平成4年10月
- 2)土木学会：国鉄建造物設計標準解説（基礎構造物，抗土圧構造物），昭和61年3月
- 3)岡野健之助・梅田康弘：阿武山地震観測所における地核変動連続観測，地震，第27巻

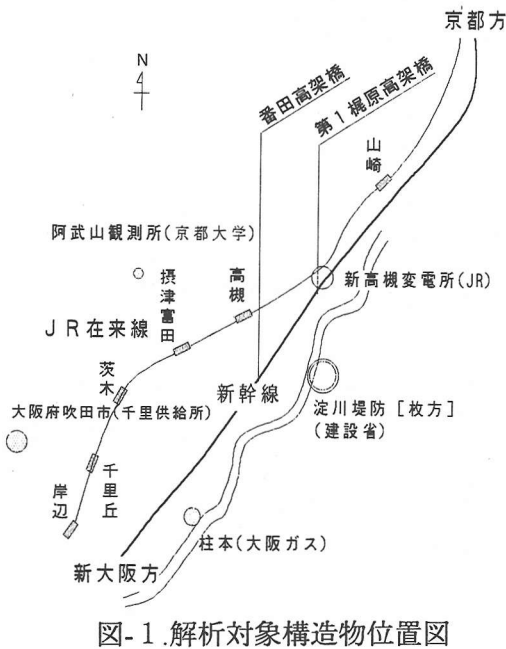


図-1.解析対象構造物位置図



図-2.被災写真例

表1.解析対象構造物および被災状況

名称	構造	柱高さ	地中梁	基礎	被害状況
第1梶原高架橋R12	2線2柱4径間1層 E-N06-24	5.8m	無	群杭φ35cm,L=10m	無し
第1梶原高架橋R18	2線2柱4径間1層 E-N06-24	5.8m	無	群杭φ35cm,L=10m 斜杭φ35cm,L=8m	柱部 線路直角方向 曲げ損傷
番田高架橋R5	2線2柱3径間1層 E-N06-1	4.2m	有	群杭φ35cm,L=17m	柱部 線路直角方向 せん断損傷
番田高架橋R23	2線2柱3径間1層 E-N06-1	4.7m	有	群杭φ35cm,L=17m	無し

注) 柱高さは7-7'7"上面または地中梁上面から上床3'7"下面/4'下までの高さ

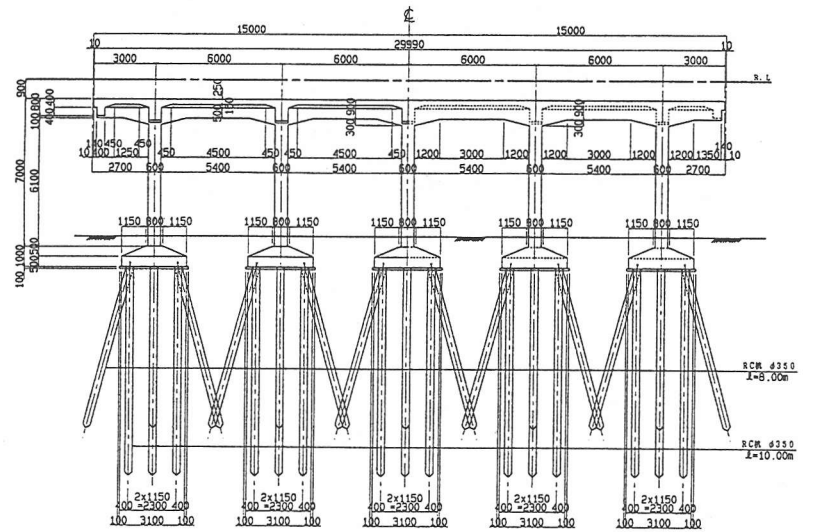


図-3-a.第1梶原高架橋一般図

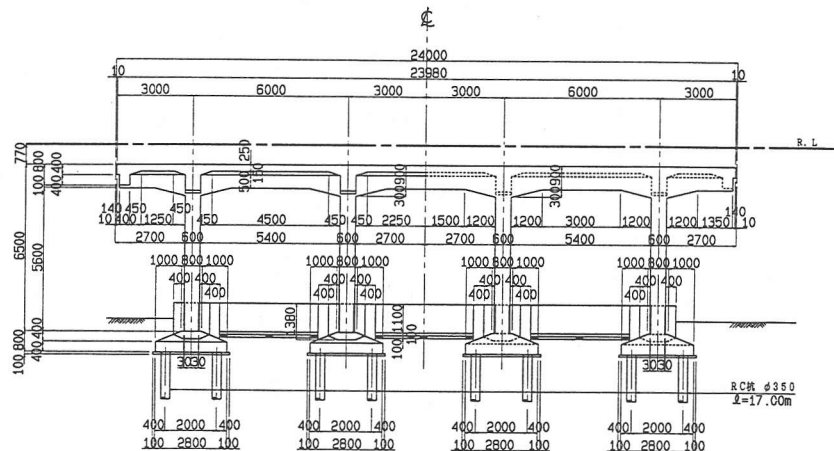


図-3-b.番田高架橋一般図

第1梶原R12 第1梶原R18 番田R5 番田R23

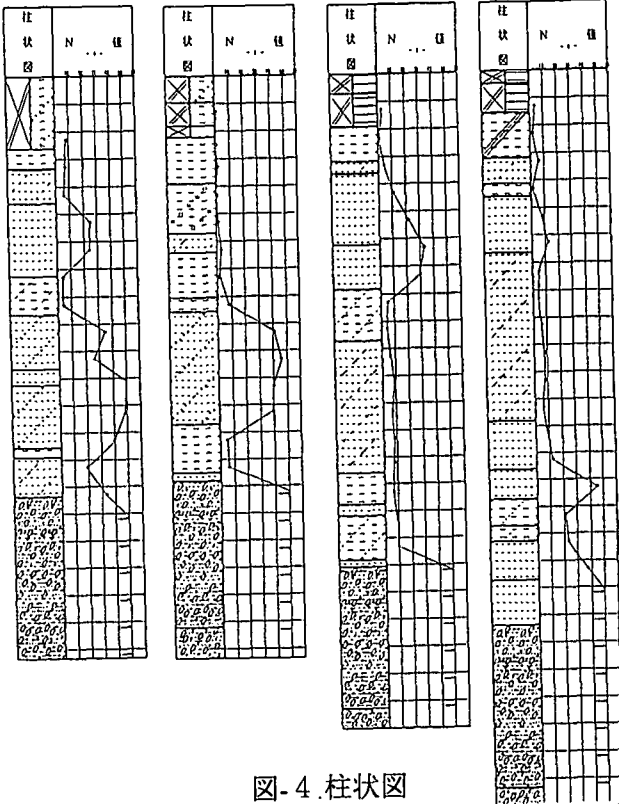


図-4.柱状図

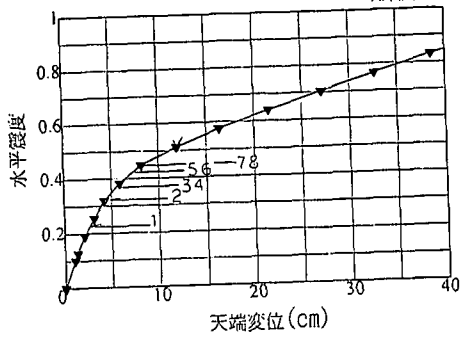


図7-a.水平変位と天端変位の関係 (第1梶原R12)

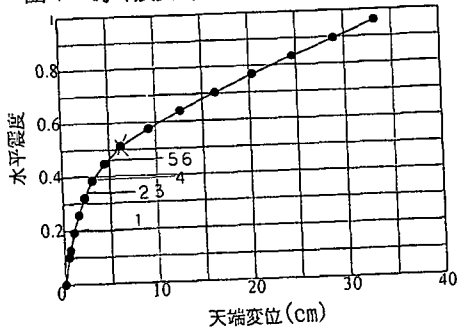


図7-c.水平変位と天端変位の関係 (番田R5)

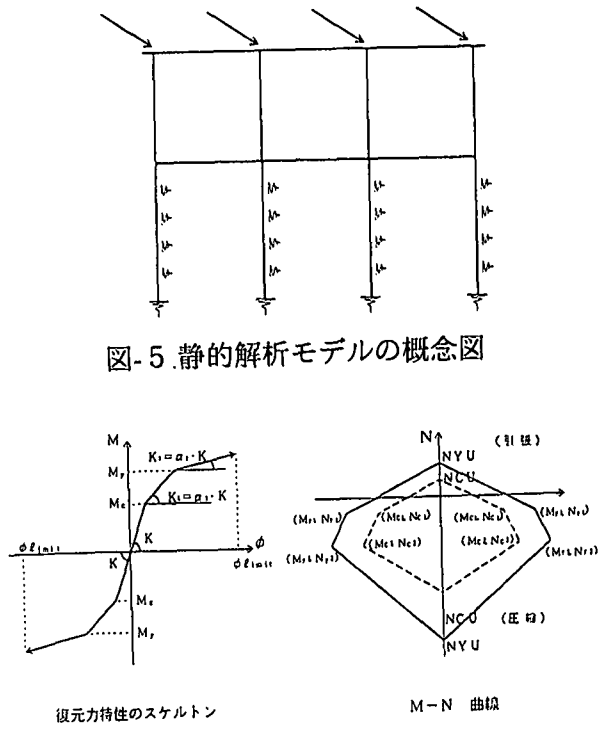


図-5.静的解析モデルの概念図

復元力特性のスケルトン

M-N 曲線

図-6.復元力特性

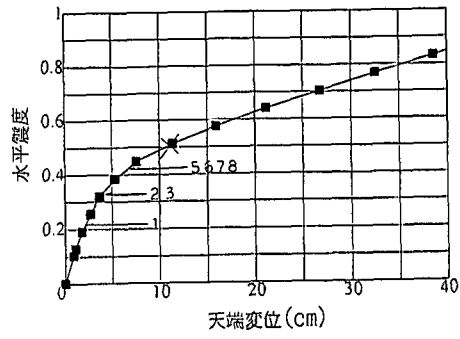


図7-b.水平変位と天端変位の関係 (第1梶原R18)

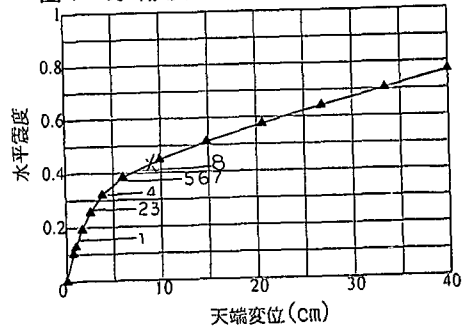
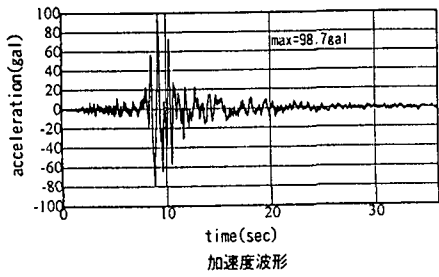
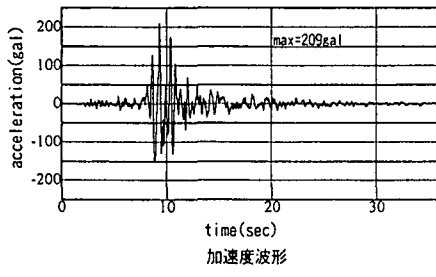


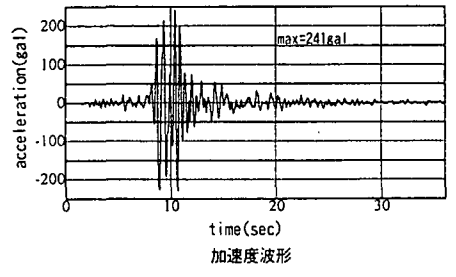
図7-d.水平変位と天端変位の関係 (番田R23)



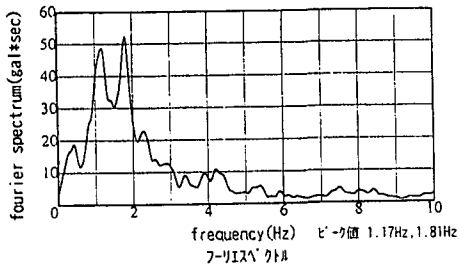
加速度波形



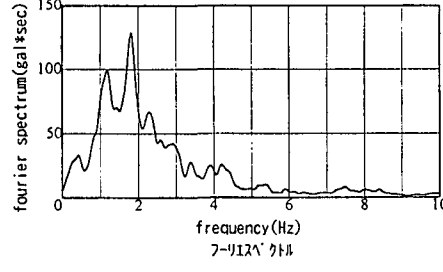
加速度波形



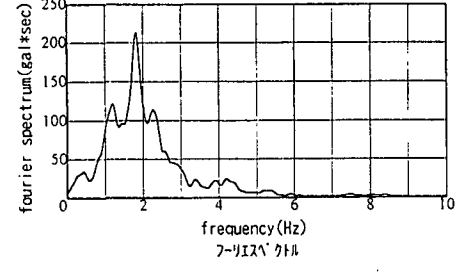
加速度波形



フーリエスペクトル



フーリエスペクトル

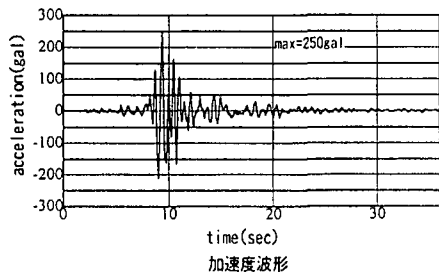


フーリエスペクトル

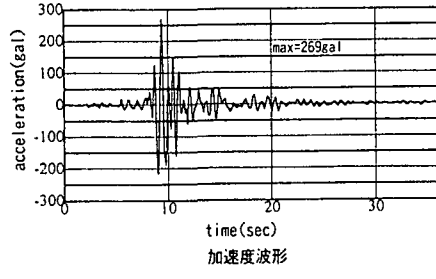
図-8.阿武山観測所 観測波形

図-9-a.第1梶原高架橋R12 基礎部入力動

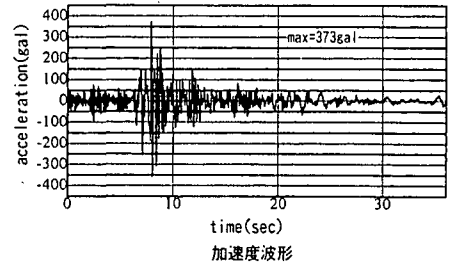
図-9-b.第1梶原高架橋R18 基礎部入力動



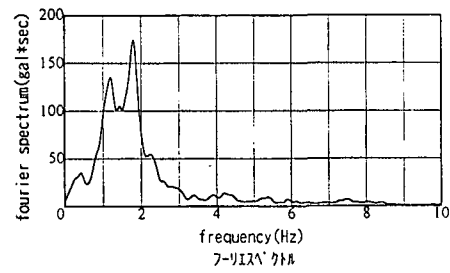
加速度波形



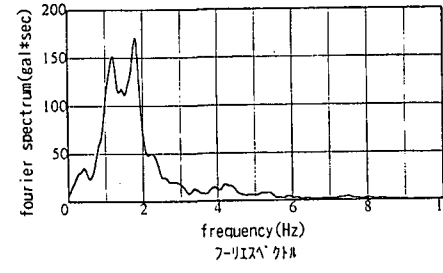
加速度波形



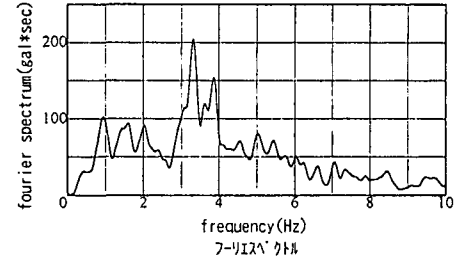
加速度波形



フーリエスペクトル



フーリエスペクトル



フーリエスペクトル

図-9-c.番田高架橋R5 基礎部入力動

図-9-d.番田高架橋R23 基礎部入力動

図11.淀川堤防(枚方)観測波

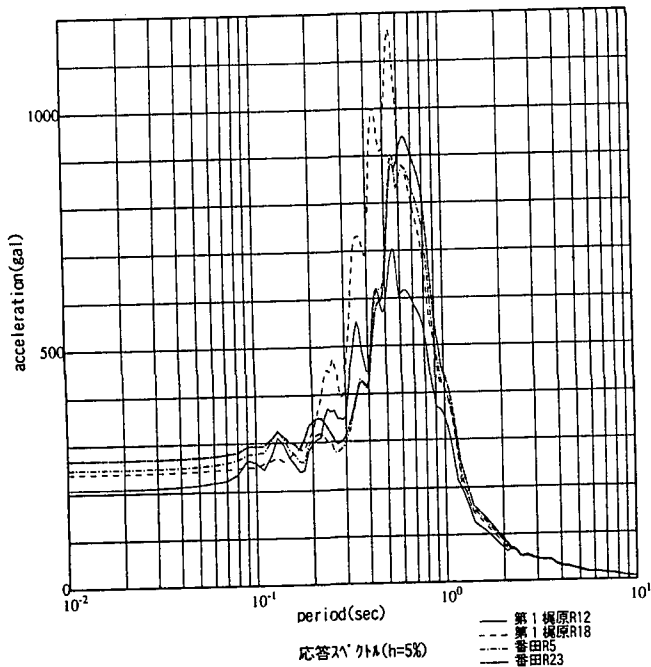


図-10.地表面地震動の応答スペクトル

表2.各構造物位置での地盤固有周期(sec)

注:括弧内は振動数(Hz)

第1梶原R12	第1梶原R18	番田R5	番田R23
0.34(2.9)	0.44(2.3)	0.52(1.9)	0.58(1.7)

表3.各構造物の等価固有周期(sec)

注:括弧内は振動数(Hz)

第1梶原R12	第1梶原R18	番田R5	番田R23
0.750(1.33)	0.741(1.35)	0.536(1.87)	0.673(1.49)

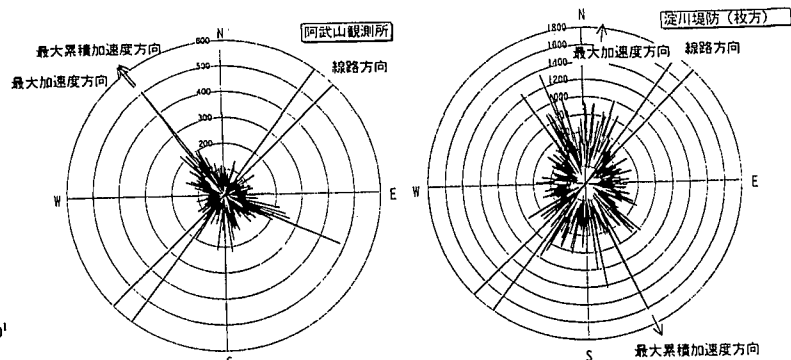


図12-a.阿武山観測波の方向性

図12-b.淀川堤防(枚方)観測波の方向性

表4.方向性 (度:北より右周り)

		番田R5, R23	梶原R12	梶原R18	
線路方向		37	46	42	
線路方向と最大値方向の差					
阿武山	最大累積加速度方向	323	106	97	101
	最大加速度方向	322	105	96	100
淀川堤防(枚方)	最大累積加速度方向	156	119	110	113
	最大加速度方向	9	28	37	33
新大阪変電所	最大累積加速度方向	27	170	161	165
	最大加速度方向	226	189	180	184
大阪府四条畷市	最大累積加速度方向	160	123	114	118
	最大加速度方向	254	36	208	211

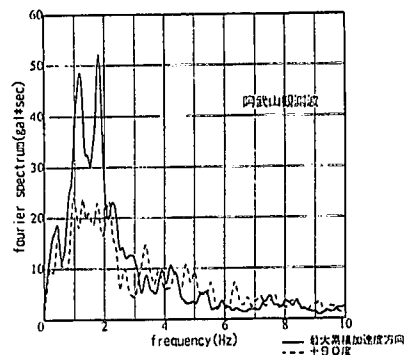


図13.異方向波形のフーリエスペクトル

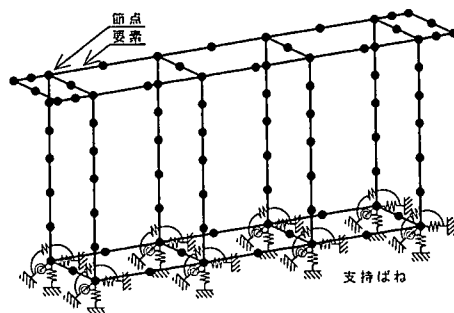


図14.モデル概略図

表5.構造物モデル化入力値

	第1梶原高架橋 R12, R18	番田高架橋 R5, R23
要素数	154	176
節点数	149	162
n*ラスト厚	R12...53cm R18...51cm	R5...38cm R23...51cm
柱高さ	R12...5.8m R18...5.8m	R5...4.2m R23...4.7m
地中梁	無	有

表6.支持ばね定数

名称	水平 tf/m	鉛直 tf/m	回転 tf·m/rad	連成 tf/rad
第1梶原R12	1.46×10^4	1.03×10^6	1.35×10^6	2.73×10^4
第1梶原R18	8.76×10^4	7.83×10^6	1.30×10^6	1.86×10^4
番田R5	1.56×10^4	9.89×10^6	1.12×10^6	2.28×10^4
番田R23	1.60×10^4	7.82×10^6	8.91×10^6	2.51×10^4

Mu: 曲げ終局耐力 Vy: せん断耐力 M: 応答曲げモーメント V: 応答せん断力

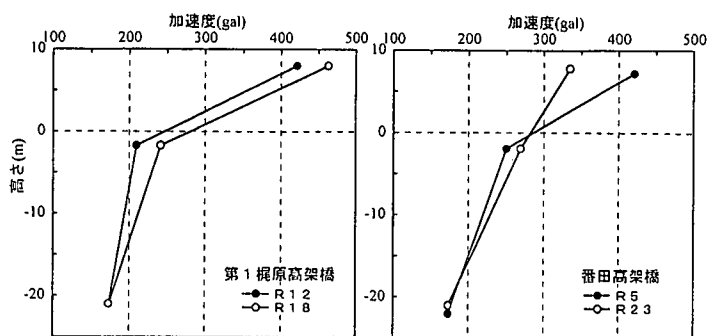


図15.各層の最大加速度

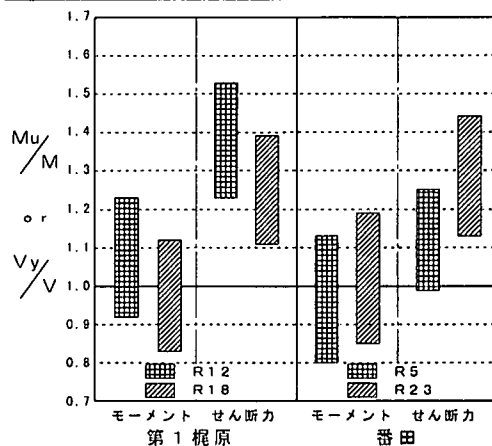


図16.断面力比率

表7.各構造物の固有振動数(sec)

第1梶原R12	第1梶原R18	番田R5	番田R23
0.625(1.60)	0.642(1.56)	0.554(1.81)	0.667(1.50)

注: 括弧内は振動数(Hz)

表8.柱上下端の相対変位 (cm)

第1梶原R12	第1梶原R18	番田R5	番田R23
6.4	6.6	6.7	5.9

ANALYSIS FOR THE DAMAGED RAILWAY RIGID FRAME STRUCTURES IN TAKATUKI

Yoshihiko Uchida, Yoichi Ando, Akihiko Nishimura, Tadatomo Watanabe

We implemented a dynamic response analysis for the damaged railway rigid frame structures by the Hyogo-ken Nambu Earthquake. By using the strong motion recorded at the bedrock beneath the Abuyama Observatory Station of Kyoto University, we obtained the ground motion at the site and the dynamic structural response. Since the result of the analysis is well related to the actual damage, we confirmed the reliability of the analysis. Large factors affected to the damaged structures are susceptibility of the structures to shear force, relationship of the frequency between the ground and the structures, and directional feature of the strong motion.