

3号神戸線月見山地区における入力地震動と構造物被災に関する検討

京都大学防災研究所 佐藤 忠信\*  
阪神高速道路公団 谷口 信彦\*\*  
阪神高速道路公団 足立 幸郎\*\*\*  
総合技術コンサルタント 太田 晴高\*\*\*\*

阪神高速道路3号神戸線においては、震災以前から順次橋脚段落し部の補強対策を進めていた。月見山地区では、工程の関係上補強済みと未補強橋脚が隣接していた。前者には今回の兵庫県南部地震でほとんど損傷が見られなかったのに対して、後者は段落し部で被災した。この被災状況を解明するため、当地点の地盤状況を反映した推定地震動(加速度応答スペクトル)を算定し、これに振幅調整した模擬地震波を入力とする非線形時刻歴応答解析を行った。その結果、推定地震動を入力することにより月見山地区の被災をほぼ再現できる結果が得られた。さらに補強鋼板の橋脚剛性への寄与についての考察、上部工重量による橋脚への回転慣性についての考察等から、両者の評価が被災再現において非常に重要であることが考察された。

1. 3号神戸線月見山地区における構造物被災

3号神戸線月見山地区は、図-1に示されるようにJR鷹取駅から約1km西に位置する。検討対象とする橋脚は、PC桁を上部工とする30m離れて隣接するRC橋脚である神P714と神P715である。両橋脚の概要は、図-2と表-1のとおりであり、2つの橋脚は縦断的にわずかな差があることと段落し補強用の鋼板の有無を除いて、上部工も含め構造的に全く同一条件のものである。前者は段落し補強を目的として表-2に示される諸元にて鋼板巻立+エポキシ樹脂充填補強が行われていたが、後者は工程上の都合で未補強のままであった。

表-1 橋梁概要

|       |                  |
|-------|------------------|
| 上部工形式 | 単純ポステンT桁 L=30m   |
| 橋脚形式  | T型単柱RC橋脚 H=11m   |
| 基礎形式  | 杭基礎 (L=10m、φ=1m) |

キーワード：段落し耐震補強、鋼板巻立て補強、入力地震動、補強効果

\* 京都大学防災研究所 TEL 0774-32-3111  
\*\* 阪神高速道路公団神戸線復旧建設部 TEL 078-331-9801  
\*\*\* 阪神高速道路公団保全施設部 TEL 06-252-8121  
\*\*\*\* 総合技術コンサルタント TEL 06-325-2923

表-2 段落し鋼板補強概要

| 補強項目             | 補強範囲      |
|------------------|-----------|
| 鋼板巻立補強 (t=12mm)  | 柱下端から8.5m |
| RC巻立補強 (t=250mm) | 柱下端から1.2m |

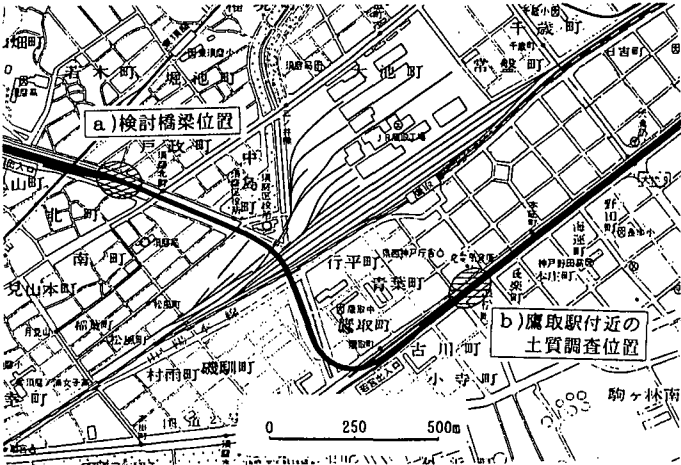


図-1 検討橋梁の位置図

損傷状況については、ここでの一連の上部工および支承には損傷はなく、また付近の地表面には噴砂などの痕跡も認められていない。

橋脚部における被災状況を以下に詳述する。未補強橋脚である神P715橋脚の被災状況を詳述すれば、図-3及び写真-1に示されるように、主に橋軸直角方向(ほぼNS方向)の主鉄筋段落し部付近においてかぶりコンクリートの剥離、主鉄筋の一部はらみ出しが見られた。震災直後の被災度判定では、Bランクと位置づけられ、段落し被災部において、鋼板

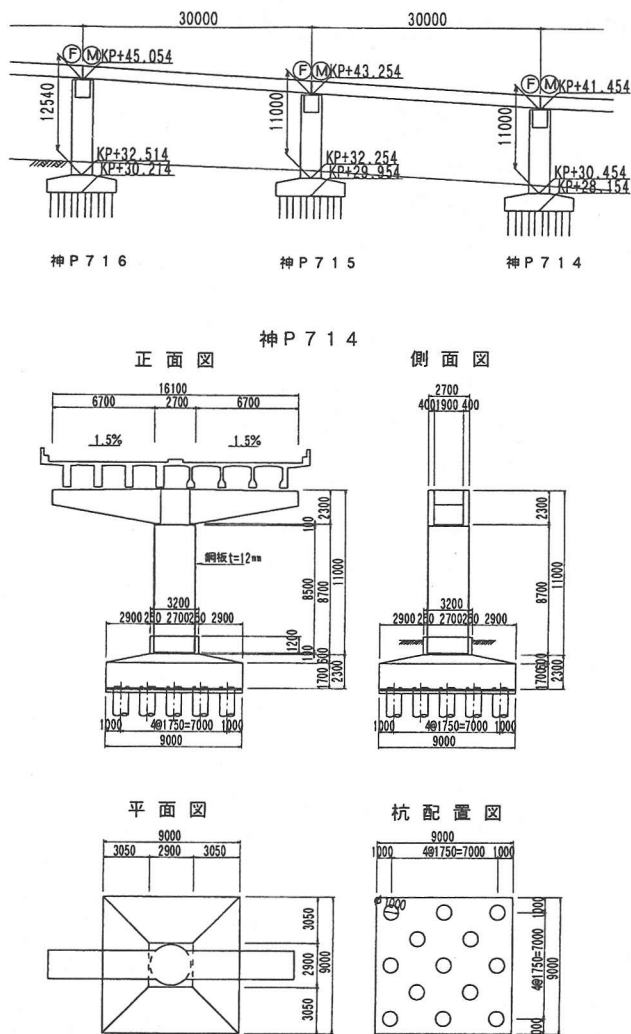


図-2 月見山地区橋梁概要

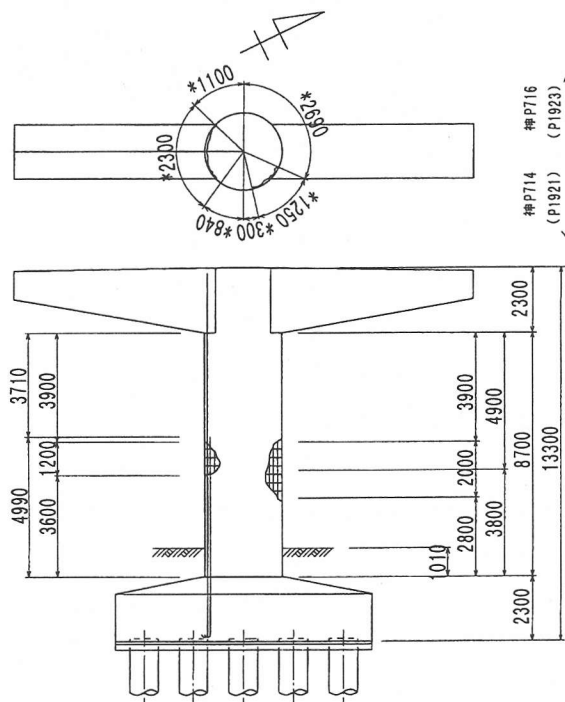


図-3 未補強橋脚(神P715)の損傷状況

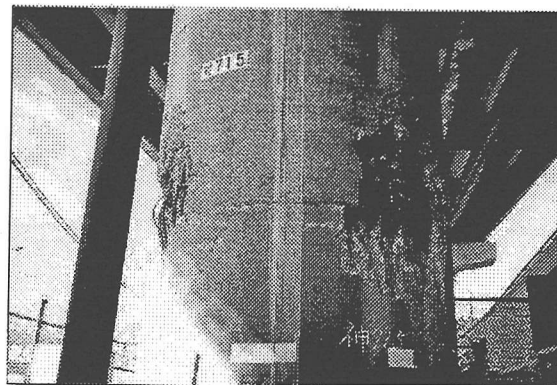


写真-1 未補強橋脚(神P715)の損傷状況

型枠コンクリート巻立てによって、2次災害防止対策が施された。また別途フーチングまでの掘削調査を行ったが、柱基部には損傷は認められていない。

一方補強済橋脚である神P714橋脚では、写真-2にも見られるように目視的には無被害で、鋼板塗装のはげ落ちも認められていない。震後のタタキ点検では図-4のように部分的に鋼板に浮きが認められたが、別途実施された詳細調査<sup>1)</sup>によればコンクリートコア部にはひび割れは確認されていない。根巻きRC部については、図-5のように縦方向のひび割れが数本、周方向ひび割れが1本あった。この

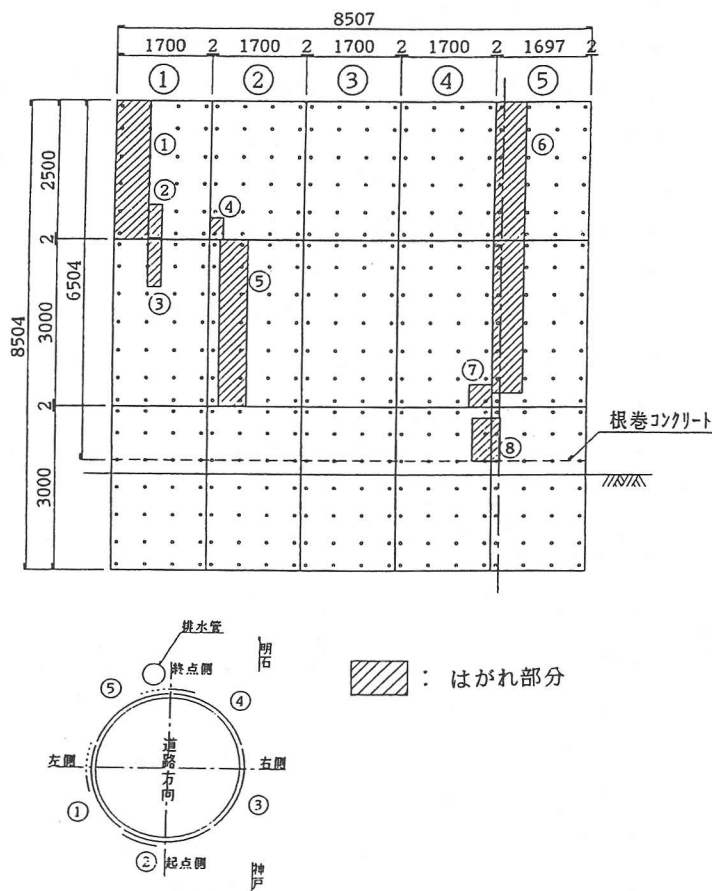


図-4 補強済橋脚(神P714)の鋼板の浮き

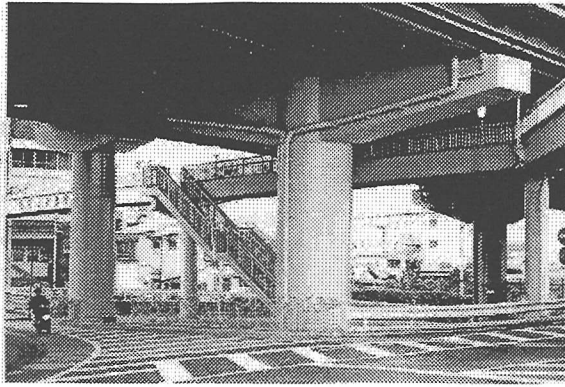


写真-2 補強済み橋脚(神P714)の状況

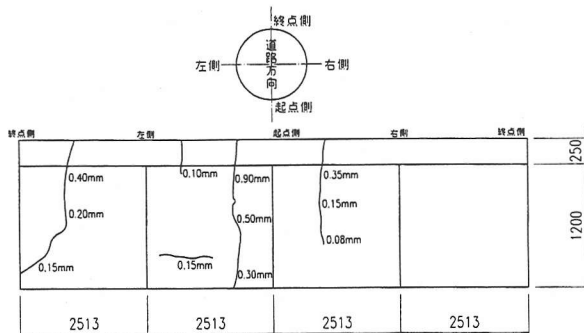


図-5 補強済み橋脚巻立てRC部のひび割れ

ことは、根巻きRC部を有効とした場合のひび割れ曲げモーメント以上を経験した可能性は高く、さらに縦方向のひび割れが卓越することから考察すれば、基部では曲げ降伏を経験した可能性も考えられる。しかしながら、詳細な鉄筋調査は行っていないので、確証は得られていない。

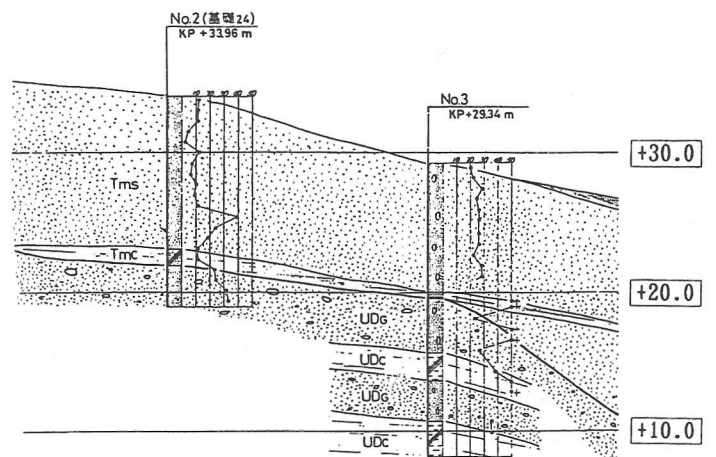
## 2. 動的解析のための入力地震動設定

月見山地区は、JR鷹取駅から西へわずか1km程度しか離れていない。しかしながら、同駅での記録地震波を入力とする検討を行ったが、結果は後述するが、補強済み橋脚でもその降伏耐力を大幅に越えて応答し、解析的には倒壊等の被災は免れるものの、大被害が生じ得る状況にあるが、現実ではほとんど被災を受けておらず、現実とは非常に異なる結果が得られることが判った。

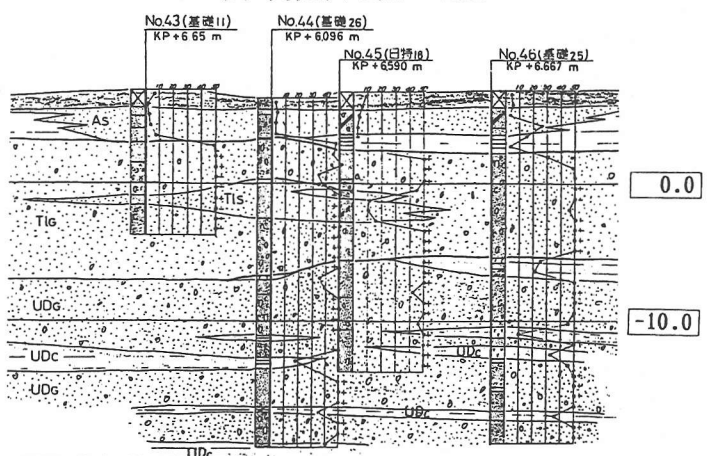
その原因の一つとして、地盤条件の差による入力地震動が考えられる。月見山地区の地盤は図-6(a)のとおりであり、JR鷹取駅の地盤資料は入手できていないが、図-6(b)に示す駅のすぐ海側に位置する阪神高速神戸線におけるの地盤資料と比較した場合、地盤条件に歴然とした差異があることがわかる。

- a) JR鷹取駅付近は標高6m程度の平地であるが、当地点は標高25~35mの丘陵部に位置する。
- b) 当地点の表層地盤は厚さ10m程度の比較的良く締まった中位段丘層( $T_{ms} \sim T_{mc}$ )があり、その下に良好な上部洪積層( $UD_G \sim UD_C$ )がある。一方、平地部の表層地盤は厚さ4m程度の沖積層( $As \sim Ac$ )、厚さ8~10mの低位段丘層( $Ti_G \sim Ti_S$ )、そして上部洪積層( $UD_G \sim UD_C$ )の順にあり、当地点と状況が異なる。

また一方では、今回の地震に関して、種々の断層モデル、表層地盤の応答効果及び距離減衰等を反映した数値解析により、神戸地区を中心とした理論地震動を加速度応答スペクトルとして算出した場合、場所ごとにかかなりの差があること<sup>2)</sup>も明らかにされている。このことから、月見山地区における地震動については、特有の地盤特性を反映したものでなくては正確に被災を表現できないと考えられた。これらの理由から、月見山地区における地盤状況等を反映した加速度応答スペクトルの算定を文献<sup>2)</sup>の手法に従って行った。



(a) 月見山地区の地盤



(b) JR鷹取駅近く(海側300m位置)の地盤

図-6 月見山地区とJR鷹取駅近くの地盤

加速度応答スペクトルの推定手法については詳述をさけるが、表層部地盤状況等を反映し、2種の断層モデルと2種の深部地盤モデルの組合わせ<sup>2)</sup>により、以下の4種類の推定地震動（以下理論スペクトル）を算出した。算出された理論スペクトルを図-7に示す。

No.1：菊池断層モデル<sup>3)</sup>－深部地盤モデル1<sup>4)</sup>

No.2：菊池断層モデル－深部地盤モデル2<sup>5)</sup>

No.3：入倉断層モデル<sup>6,7)</sup>－深部地盤モデル1

No.4：入倉断層モデル－深部地盤モデル2

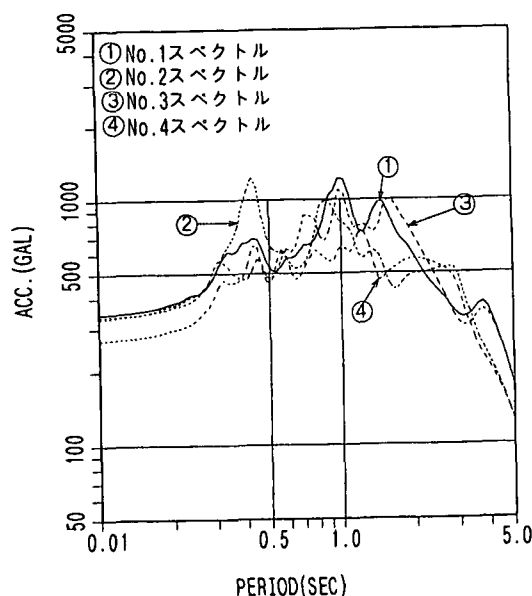


図-7 当地点の理論応答スペクトル

動的解析を行うにおいては、地震動の位相特性の差異も応答に影響すると考えられる。ここでは、今回の地震で得られた代表的な3波形（神戸海洋気象台記録(NS成分)、JR鷹取駅記録(NS成分)、東神戸大橋地表記録(Tr成分)）をもとに、振幅調整により前述の理論スペクトルと振幅特性が一致する模擬加速度波形の作成を行った。振幅調整を行う際には、以下のタイプを考慮することとした。

タイプ1：各スペクトルの最大包絡スペクトル

タイプ2：各スペクトルの平均スペクトル

タイプ3：No.4スペクトル（ほぼ最小値を包絡するスペクトル）

図-8に今回解析対象とした理論スペクトルを示す。さらに、代表的な3波を基にして振幅調整して得られた模擬地震波形を一例（タイプ3の例）を図-9に示す。なお、以下理論的に得られた模擬地震波形には「修正」を語頭に付けて原波形と区分する。

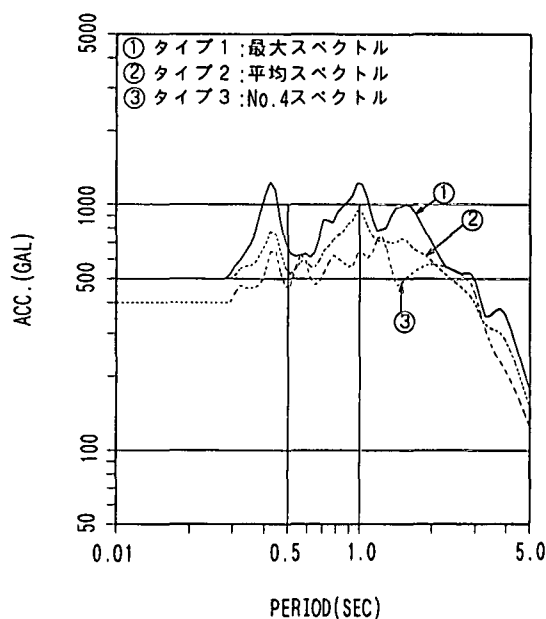


図-8 解析対象とした理論応答スペクトル

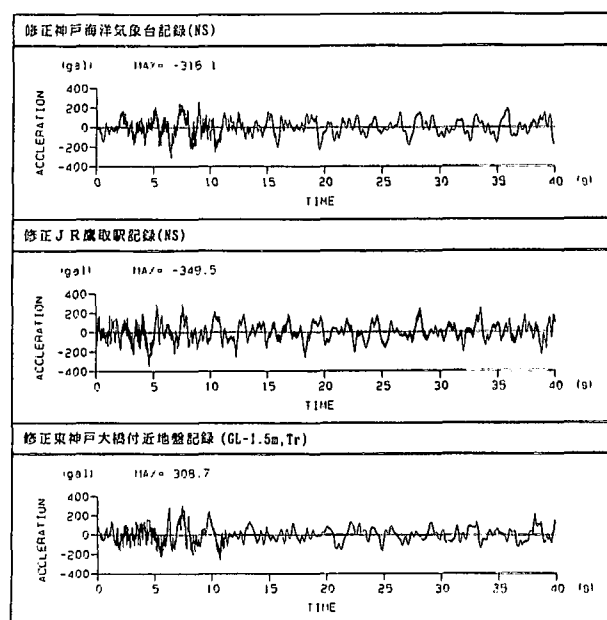


図-9 模擬加速度波形の例(タイプ3)

### 3. 非線形時刻歴応答解析

#### (1) 未補強橋脚(神P715)の検討

未補強橋脚を対象として、神戸海洋気象台(NS)とJR鷹取駅(NS)の原記録を入力する検討を行い、さらに当地点用に設定した地震動を入力し、その差及び被災状況との整合に関する検討を行った。なお解析に際しての、力学モデル条件を次のように設定した。

図-10にモデル詳細を示す。

- ①RC柱は剛性劣化型(武藤モデル)とする。
- ②RC柱の軸力は死荷重による値とし、一定とする。
- ③基礎地盤ばねを並進・回転系で表現し、修正HD(Hardin-Drnevich)型モデルでの非線形性を考慮する。
- ④初期剛性と質量に対してレーリー減衰として、 $h = 2\%$ 相当を全ての要素に与える。

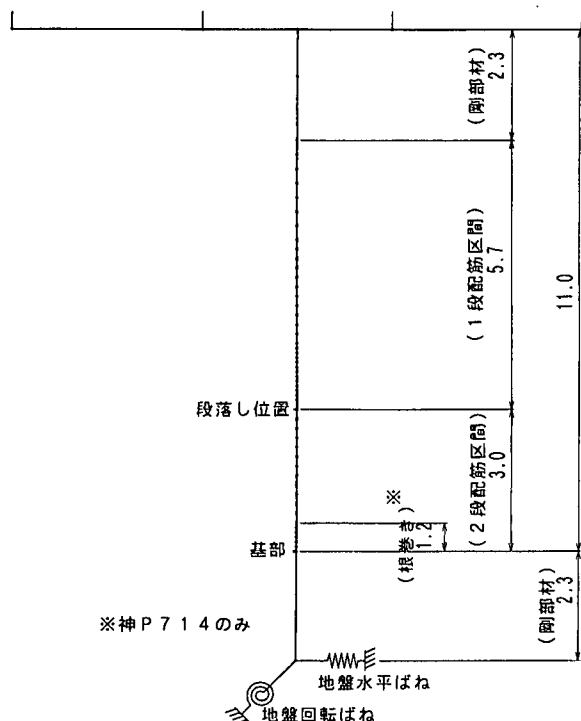


図-10 動的解析用の力学モデル

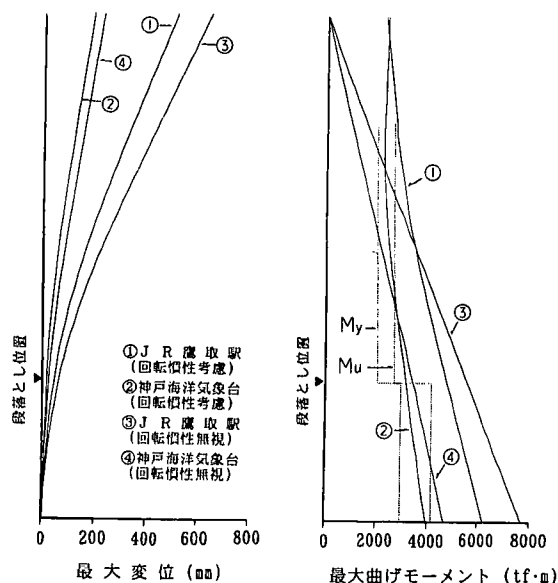


図-11 未補強橋脚(神戸P715)の最大応答(観測記録)

- ⑤主桁の回転慣性の影響を簡便に反映させるため、橋脚梁部に上部工反力相当の重量を分散させる。

なお、解析は時間刻み1/500秒で30秒間行った。また解析の都合上、RC要素が終局状態を越えたとしても、そのまま解析を続行した。

まず、神戸海洋気象台(NS)とJR鷹取駅(NS)の原記録を入力とした結果を、最大応答曲げモーメントの高さ方向分布と限界曲げモーメントの関係および最大応答変位形として図-11に示す。同図には合わせて上記⑤の影響も示している。同図より以下のことが考察される。

- a)原2波形による応答は程度の差はあるものの、基部と段落し部の双方で終局曲げモーメント以上であり、また、応答変位も終局変位( $\delta_U=150\text{mm}$ )を大幅に超えており、実際の被災程度とかけ離れている。

- b)上部工質量の与え方により、曲げモーメント分布が異なる。段落し部が先行して降伏するためには、上記⑤のモデル化が必要である。

次に、当地点の地盤状況を反映させた地震タイプごとの解析結果を同様に図-12(a~c)に示す。これらには参考のためJR鷹取駅(NS)の原記録による結果も合わせて示してあり、以下の事項が指摘できる。

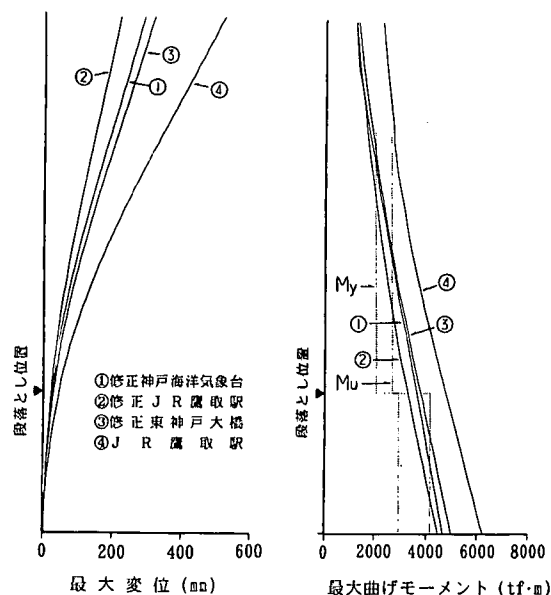
- c)地震タイプ1と2の結果は共に、応答が過大であるのに対して、タイプ3(No.4スペクトル)の結果は、波形による差異は若干あるものの、最大応答変位123~144mmは3.5~4.1 $\delta_y$ に相当し、実際の被災程度との対応が非常に良い。また、段落し部の曲げモーメントも終局をわずかに越える程度であり、損傷程度との関係も適切と思われる。すなわち、当地点の地震力水準はこのタイプ3相当と推定される。

- d)その他として、地震タイプに共通して波形の差による応答値の差は以外に小さい。

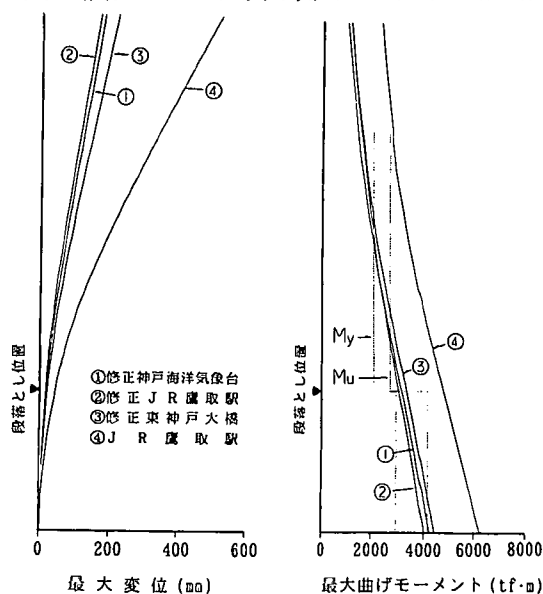
## (2) 補強済み橋脚(神戸P714)の検討

前述のとおり当地点の地震力としてタイプ3が適切と考えられたためこれを入力とした解析を、補強済み橋脚(神戸P714)に対しても行った。

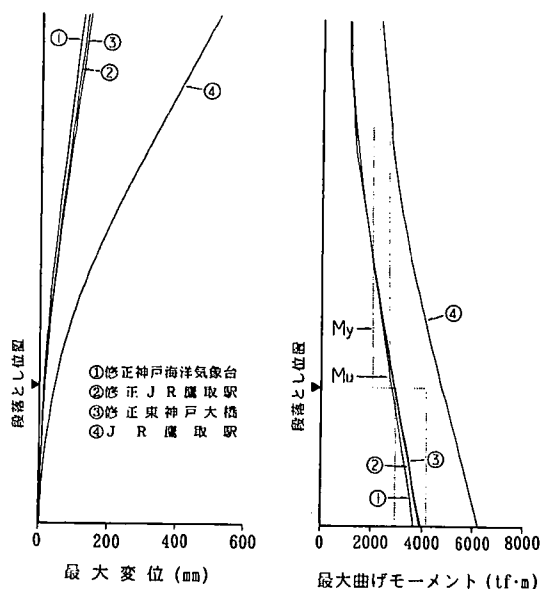
また巻立て鋼板については色々な評価手法が提案されているが、ここでは文献<sup>8)</sup>、文献<sup>9)</sup>および文献<sup>10)</sup>



(a)地震タイプ1入力(最大スペクトル相当)



(b)地震タイプ2入力(平均スペクトル相当)



(c)地震タイプ3入力(No. 4スペクトル相当)

図-12 未補強橋脚(神P715)橋脚の理論地震動

を参考に主鉄筋効果として3ケースを考慮した。

ケース1：巻立て鋼板を主鉄筋として全断面有効とする。

ケース2：巻立て鋼板の主鉄筋効果としてはケース1の70%を有効とする。

ケース3：巻立て鋼板を柱基部のアンカー筋相当のみ有効とする。

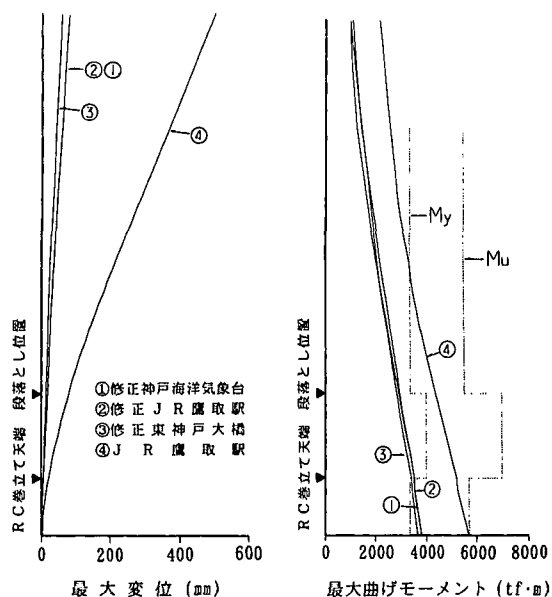
これらのケースを考えたのは以下の理由による。文献<sup>10)</sup>によると、巻立て鋼板端部からある程度離れると鋼板は全断面有効とされており、ケース1でこのことを考慮した。ケース2は部分的な鋼板の浮きの影響をケース1に加味して、簡便的に配慮した。また、ケース3は文献<sup>9)</sup>に準じたものである。

これらのケースをパラメータとして行った計算結果を図-13(a~c)に示す。同図から以下のことが判る。

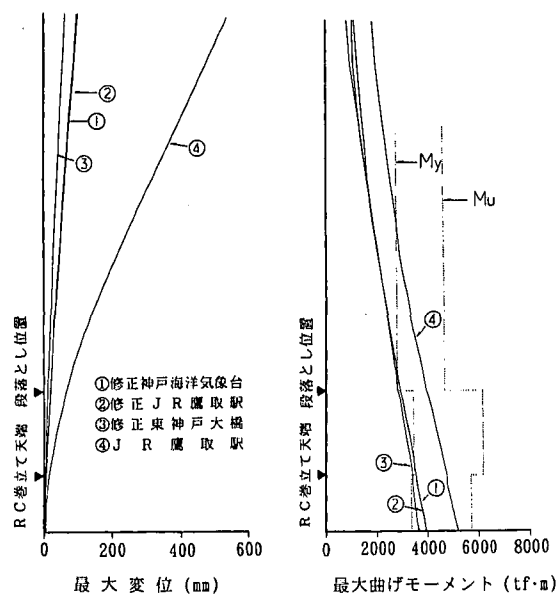
a) ケース1(鋼板全断面有効)では、基部の曲げモーメントがわずかに降伏を越えた程度に収まり、他の断面は降伏以下である。すなわち、被災結果とほぼ一致する。一方、ケース2(鋼板7割有効)とケース3(鋼板アンカー筋相当有効)では、基部も降伏するが、さらに段落し部もしくは根巻きRC頂部で降伏を越えており、鋼板の降伏経験を意味する塗装のはげ落ちが実際にはないことと矛盾する。このことは、巻立て鋼板には、基部を除いて(モデル化時に根巻きRC部の鋼板を無視)、巻立て鋼板はほぼ全断面的有効的に機能していることがわかる。

b) ケース1(鋼板全断面有効)とケース2(鋼板7割有効)では、基部曲げモーメントはほぼ同程度であるが、ケース3(鋼板アンカー筋相当有効)では前2ケースよりやや小さい。これは、前2ケースでは基部の降伏が先行するのに対して、ケース3では段落し部の降伏が先行し、基部への慣性力の伝達が弱まるためである。このことは、上記a)を踏まえると、ケース3では段落し部の補強効果を適切に評価できていないことを意味している。

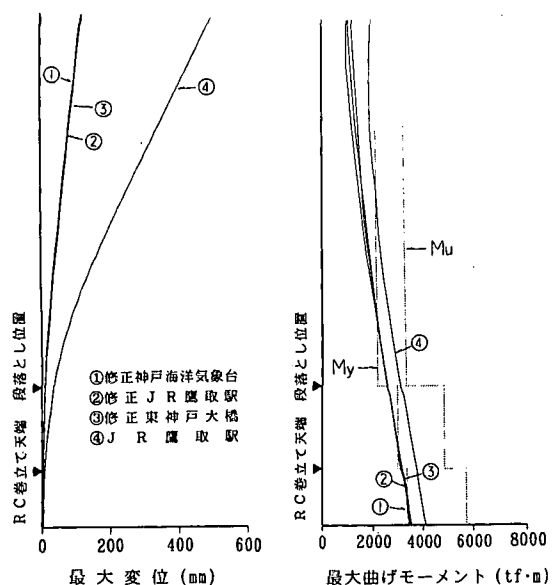
c) J R 鷹取駅記録の原波形を入力とする結果は、終局には達してはいないものの、柱の大部分で降伏を大幅に越えることとなり、観察結果とは合わない。



(a) ケース 1 (鋼板全断面有効)



(b) ケース 2 (鋼板断面70%有効)



(c) ケース 3 (鋼板アンカー筋相当有効)

図-13 補強済み橋脚(神P714)橋脚の理論地震動

d) ケース 2 (鋼板 7 割有効) を軽微な損傷状態と仮定すれば、再度今回程度の地震に遭遇したとしても、柱基部、根巻き R C 頂部および段落し部では降伏には達するけれども、終局に至るにはまだ余裕があり、全断面有効時の耐震性とそれほどの差は無い。

#### 4. まとめ

震災前に行った鋼板巻立てによる補強済みと工程の都合上未補強な橋脚が、月見山地区にはたまたま隣接しており、後者は今回の地震で被災した。これら両橋脚の耐力について非線型動的解析を用いて行った検討結果は以下のとおりまとめられる。

- 1) 当地点と約 1 km 離れた J R 鷹取駅記録を入力とする非線形解析結果は、実際にはほぼ無被害であった補強済み橋脚でも柱の降伏状態を大幅に越えた応答を示し、実現象を再現できなかったが、現地地盤状況等を反映させた理論地震動を入力とした場合には、両橋脚の観察状況とほぼ一致する結果が得られた。
- 2) 鋼板巻立て橋脚補強は十分補強効果として有効であった。具体的には、基部には若干の降伏の経験した様子があるが、段落し部や根巻き R C 頂部などの弱点部では降伏を経験しないこと等が、震後の被災状況と解析の両面から確認できた。また、橋脚頂部の最大変位も未補強の値に比べ 2/3 程度に低減する。さらに、巻立て鋼板はほぼ全断面が主鉄筋効果を発揮すると仮定した場合、現実の被災をよく表現出来ることが結果として得られた。
- 3) 補強鋼板の 7 割を主鉄筋として有効としたケースを軽微な損傷(鋼板の部分的浮き)と見なせるとするならば、再度今回程度の地震に遭遇したとしても、最大応答は終局強度以下であり、全断面有効として計算した結果との差はあまり見られず、極度に耐震安全性が劣る結果とはなっていない。このことは、鋼板の少しの浮きは、耐震性の確保の意味では、ある程度 ha
- 4) 許容出来るものであると考察される。しかしながら、維持管理の観点からは樹脂注入等の補修を行っておくことが望ましいと考えられる。
- 5) 補強鋼板をアンカー筋相当のみ主鉄筋効果として有効とした場合には、本例のように段落し部で

降伏が先行することがある。段落しを有する橋脚を解析する場合、段落し部での補強鋼板の取り扱いを誤れば、誤った（過大な）耐震性評価を与える可能性がある。十分な注意が必要である。

- 6) 解析的には、当橋脚のように柱高に比べ梁長がある場合の橋軸直角方向の検討では、上部工の回転慣性の影響を考慮して行うことが望ましい。

## 5. おわりに

3号神戸線の既設耐震補強橋脚の地震時のパフォーマンスについて解析的検討を行い、月見山地区の補強橋脚はその効果を発揮した事を確認できた。しかしながら、これらの検討結果は非常に入力地震動に左右される事が露呈されたことも事実であり、今後はこの分野に対する検討の重要性が認識された次第である。また、平成7年度「既設構造物の耐震対策強化対策委員会（土岐憲三委員長）」、平成8年度「阪神高速道路耐震問題検討委員会（佐藤忠信委員長）」では委員の方々から貴重なご討議とご意見を頂ました。ここに記して深謝いたします。

## 〔参考文献〕

- 1) 西岡, 斎藤ら: 震災を受けた鋼板補強橋脚の調査, J C I 年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, 1996
- 2) Sato, T, et al : Estimation of Response Spectra in the Severely Damaged Area during 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, 土木学会論文集(投稿中)
- 3) Kikuchi, M.: Report of the Coordinating Committee for Earthquake Prediction, the 112th meeting, 1995
- 4) 大阪市: 大阪市域震動予測 参考資料、大阪市地域防災計画、1995
- 5) 入倉孝次郎: 兵庫県南部地震の地震動特性、建設技術、1995. 08
- 6) Kamae, K. and Irikura, K. : A fault rupture model of the 1995 Hyogoken-nambu earthquake ( $M_JMA = 7.2$ ) estimated by the empirical Green's function method, Journal of Natural Disaster Science, Vol.16, No.2, pp.31-40, 1995
- 7) Pitarka, A., Irikura, K. and Kagawa, T. : Source complexity of the January 17, 1995 Hyogoken-nambu earthquake determined by near-field strong motion modeling, Journal of Natural Disaster Science, Vol.16, No.3, pp.31-37, 1995
- 8) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様および復旧仕様の解説(案)、平成7年2月
- 9) (社)日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成7年6月
- 10) Y.H.Chai, M.J.N.Priestley, F.Seible: Analytical Model for Steel-Jacketed RC Circular Bridge Columns, ASCE, ST, Vol.120, No.8, 1994, 8

## An analytical Study of Damaged Viaducts due to the Great Hanshin Earthquake using Estimated Input Ground Motion

Kyoto University

Tadanobu SATO

Hanshin Expressway Public Corporation

Nobuhiko TANIGUCHI

Hanshin Expressway Public Corporation

Yukio ADACHI

SOGO Engineering Incorporation

Harutaka OHTA

Some viaduct columns had already retrofitted to prevent flexural-shear damage at bar cut-off before the great Hanshin earthquake. These columns performed well against the quake; however, adjacent columns that had not yet retrofitted suffered at bar cut-off section. This fact may imply effectiveness of steel jacketing method so that time history analyses were performed using theoretical ground input motion that considered the ground condition around and underneath the two piers. The main results are followings. ① By using the theoretical ground input motion developed this time, the calculated results well describe the damage of the two piers. ② Reasonable consideration of jacketed plate is needed for this kind of analysis. ③ Rotational Inertia force due to Weight of girder and slab should be considered in seismic analysis.