

1995年兵庫県南部地震による 阪神高速高架橋の被害と2, 3の分析

阿部哲子¹・藤野陽三²・阿部雅人³

¹ 学生員 工修 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

² フェロー Ph.D. 東京大学教授 同上

³ 正会員 Ph.D. 東京大学助教授 同上

1995年兵庫県南部地震により被災した阪神高速神戸線(西宮一月見山間, 延長約25km, 神P1~P718)を対象とし, 収集したデータに基づいて被害状況を示すとともに, 多くの橋脚で大きな残留傾斜が発生したこと, 傾斜の主方向は地震動の卓越方向にほぼ一致していることを明らかにした。また, 西宮一摩耶間(神P1~P350)におけるRC単柱は, 外観から判断された損傷度は橋脚間で大きくばらついているものの, 残留傾斜をも考慮するとP35以西において一貫して被害が大きいことを示し, 例外的な箇所については定性的な解釈を加えた。さらに, 損傷度の高いRC単柱の損傷モードは, 橋脚質量を考慮して求めたせん断曲げ耐力比 ≥ 1.0 を境に, 曲げ損傷とせん断損傷に分かれることを被害の上から確認した。

Key Words: 1995 Kobe Earthquake, Hanshin Expressway, elevated bridges, RC single piers, residual inclination, failure mode

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震により, 阪神高速道路をはじめとする高架道路橋にも甚大な被害が発生した。しかしながら, その被害は広範囲にわたっており, 量が膨大であり, かつパターンが多岐にわたることなどから, 全体像を的確にとらえることが難しい。倒壊, 落橋など甚大な被害の橋が目立つ一方で, それらに近接しながら外観上はほとんど損傷を受けなかったものも多く存在する。

著者らは, これらの高架道路橋を対象に被害状況を構造システムの立場から調べ「被害全体を統一的に説明するモデルの構築」を目標として研究を進めてきている¹⁾²⁾。本論は, 阪神高速神戸線を主たる対象にその被害状況を示すとともに, 2, 3の分析結果を示すものである。

2. 本研究の目的

(1) 既往の研究

まず, 兵庫県南部地震による高架道路橋被害に関する既往の分析・研究を整理する。

震災直後, 建設省によりまとめられた道路橋の被災に関する報告書³⁾では, ピルツ橋や落橋箇所など特殊な事例

に関する被災メカニズムの推定が中心となっており, 被害の全体像については簡単な統計データが示されているのみである。

土木学会の震災報告書⁴⁾においては, 特殊な事例のみならず, 全体的な被害状況についても定性的な考察が示されているが, 力学的・耐震設計的観点からの定量的な分析はほとんど行われていない。

鉄道橋の被害に関しては, JR東海道本線の住吉一灘間のラーメン高架橋を対象とした分析より, 設計上の耐震性能(靱性)の大きなものほど損傷が小さいことが示されている⁵⁾。

阪神高速神戸線の道路橋に関しても, 文献⁸⁾の考え方に近い分析が行われているが⁶⁾, 道路橋の場合には, 鉄道のラーメン高架橋とは異なり, 桁と橋脚の間に支承が介在すること, 単柱式橋脚では外観から判断された損傷度とは無関係に大きな残留傾斜が発生したことなどから, 橋脚の耐震性能だけでその損傷を説明することは困難であると考えられる。また, RC単柱の損傷モードに関し, せん断損傷は, せん断耐力が曲げ耐力に比べて小さいものに多いという分析結果が示されているが, 個々の損傷モードを理論的に裏付けるまでには至っていない。材料強度の設定, 解析に用いられている耐力算定式の精度,

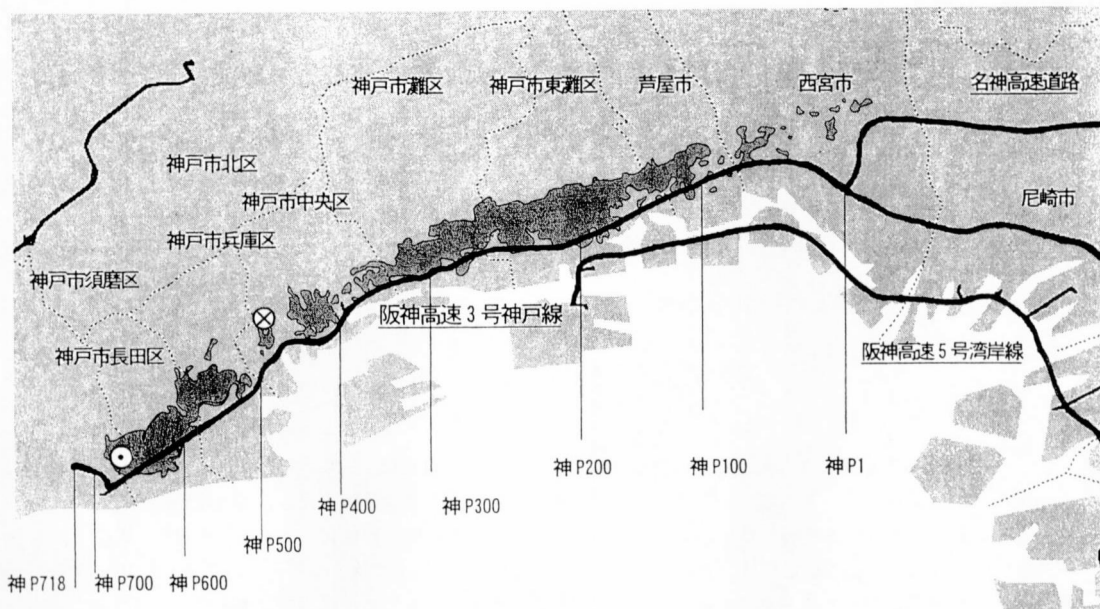


図-1 阪神高速3号神戸線

(黒塗りの部分は震度7以上の地域¹²⁾, ⊙: JR 鷹取駅, ⊗: 神戸海洋気象台)

段落とし橋脚と段落としないものを一まとめに扱っている点など、検討の余地があるものと考えられる。

以上、道路橋の被災に関する既往の研究は大別して2パターンに分けられる。一つは文献6)のように被災した限定区間を対象として、その被災メカニズムを詳細に推定しようとするものであり、ここでは、周辺における被災していない高架橋と比較して、なぜ対象区間のみが被災したのかという点については言及していない。もう一方は文献7), 9)のように、広範囲を対象として、被災状況の整理、力学的指標と実被害の対応関係の検討を行ったもので、対象範囲が広い反面、分析はマクロ的であり、一橋一橋の被災状況を逐一説明するという視点からの検討は行われていない。

被害全体を真に理解するためには、壊れたもの・壊れなかったもの双方を対象に、一橋一橋を逐一観察し、それらがなぜ壊れたのか、あるいはなぜ壊れずに済んだのかを、一つの統一的な力学論理で説明することが必要である。特に、桁・支承・橋脚・基礎で構成される道路橋の場合には、分析において高架橋をシステムとしてとらえる視点が重要である。このような観点からの高架道路橋被害に関する分析は、今までほとんど行われていない。

(2) 本研究の目的、研究方法

先述の背景、既往の研究を踏まえ、本研究では阪神高速神戸線の西宮一月見山間(延長約25km、橋脚番号神P1~P718、桁番号神S1~S717の717径間)を対象とし、被

害の特性を力学的な立場から説明することを目的とする。

はじめに、収集したデータに基づき、対象とする高架橋の構造特性・被害状況を整理するとともに、今回の被害で特徴的であった残留傾斜の問題についての考察を示す。

次に、対象を西宮-摩耶間(延長約14km、橋脚番号神P1~P350)におけるRC単柱にしほり、被害レベル、損傷モードについて詳細に検討する。ここでの分析は橋脚を中心に展開するが、残留傾斜の発生原因、支承損傷と橋脚損傷の関連、連続桁構造における被害パターン等についても考察するなど、高架橋の縦のシステム、横のシステムをにらんだ分析であることが特徴である。

3. 被害の概要

被害分析にあたり、阪神高速神戸線の西宮-一月見山間を対象として、高架橋構成要素(桁・支承・橋脚・基礎)の構造特性とその被害、周辺の地盤条件等についてデータの収集を行った。本章では、収集したデータを基に、対象とする高架橋の構造特性・被害状況を整理するとともに、今回の被害で特徴的であった残留傾斜の問題についての考察を示す。

この区間の神戸線は、いわゆる震災の帯の南端をかすめており(図-1)、かなり強い地震動が作用したものと考えられる。

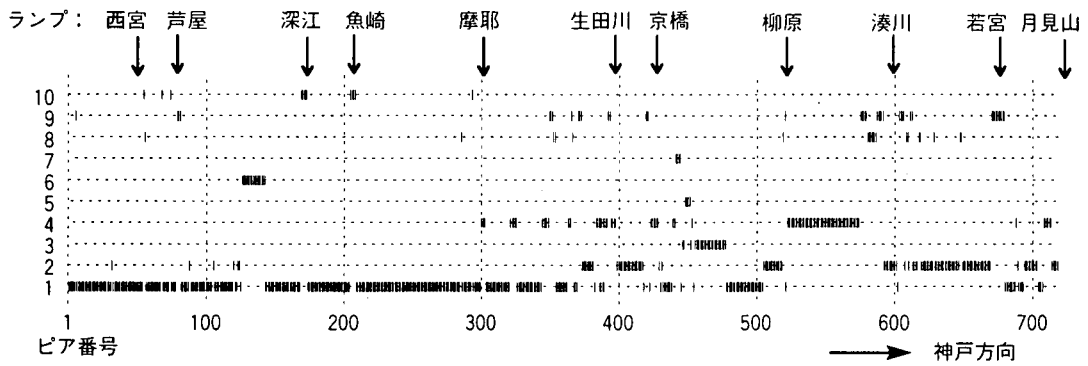


図-2 橋脚形式の分布

(1:単柱 (RC), 2: 単柱 (RC) 段落しあり, 3: 特殊単柱 (RC), 4: ラーメン (RC), 5: 立体ラーメン (RC),
6: ビルツ (RC), 7: デイビダグ (RC), 8: 単柱 (鋼), 9: ラーメン (鋼), 10: 特殊ラーメン (RC, 鋼))

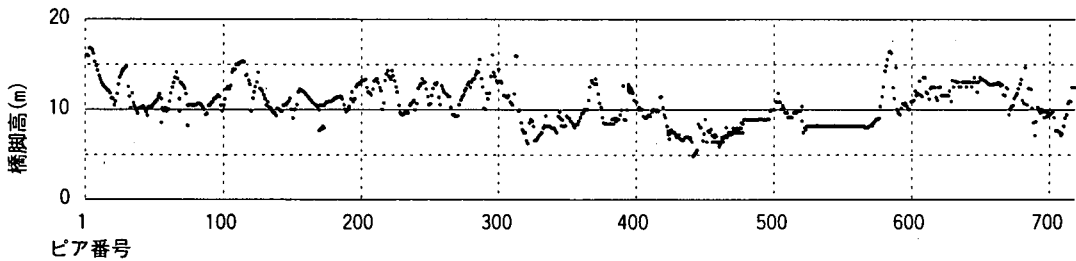


図-3 橋脚高の分布

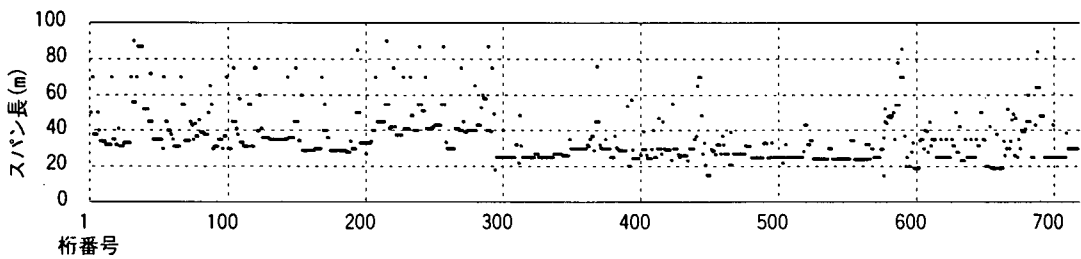


図-4 スパン長の分布

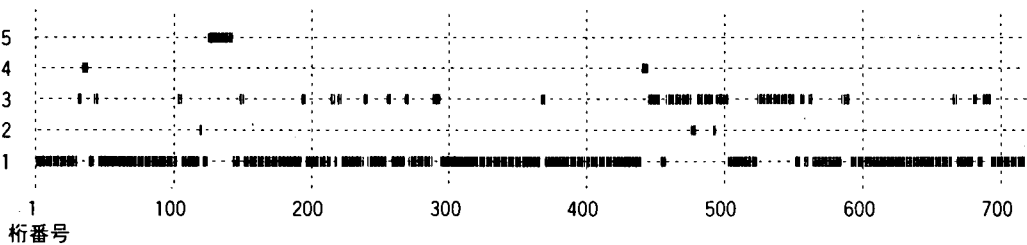


図-5 高架橋形式の分布

(1: 単純桁, 2: 2 径間連続, 3: 3 径間連続, 4: 5 径間ゲルバー, 5: 18 径間ゲルバー (ビルツ形式))

(1) 神戸線の構造特性

対象区間は、昭和 39 年から 45 年にかけて建設されており、大部分は昭和 39 年版鋼道路橋示方書に準拠している。なお、橋脚の水平方向設計震度は 0.2 が採用されていた⁹⁾。

図-2 に、橋脚形式の分布を示す。RC 単柱が多く、全体の約 7 割を占める。また、RC 単柱でも、P1 から P350 あたりまでは段落とし橋脚がほとんどないのに対し、P350 以降では段落とし橋脚が多い。当時の基準では段落としに関する規定が特にはなく、段落としをしているか否かは、設計者の判断の違いによるものと思われる。ここで、特殊ラーメン形式とは、通常のラーメンとは異なり、単柱あるいはラーメンの張り出し部を支承を介して単柱で支持するなどの構造の意味である。

図-3、4 にはそれぞれ、橋脚高、スパン長の分布を示す。橋脚高は P1～P300 までは、P300 以西に比べ若干高いものが多いが、場所により大きく異なるわけではない。スパンは、短いものは 20m から長いもので 90m と大きな巾がある。大スパンとなっているのは、河川を横断する箇所や、他道路との交差点部である。

また、図-5 に高架橋形式の分布を示す。単純桁が大部分を占めるが、ピルツ形式の 18 径間ゲルバーの他に、2 径間連続が 4 ユニット、3 径間連続が 46 ユニット、5 径間ゲルバーが 2 ユニット存在する。

(2) 損傷度

図-6、7、8 にそれぞれ橋脚、支承、桁の損傷度判定結果を示す。これらの損傷度判定は、震災直後、阪神高速道路公団によって行われたものであり、判定基準は道路橋震災対策便覧（震災復旧編）に基づいて設定されている⁹⁾。具体的な判定方法については文献⁷⁾に詳しい。

神戸線の対象区間では、平均的に 2～3m の土被りがあるが、この時点の橋脚部の損傷度判定は地上部調査によるものである。したがって、地中部橋脚（地盤面下、フーチングとの間）の損傷は反映されていない。

橋脚の損傷度は As が倒壊、A が甚大な損傷、以下、B、C の順に損傷レベルが低く、D は無損傷のものを表す。図-6 を見ると、判定された橋脚損傷度は場所的な特徴を読み取れるような統一的な傾向を示しておらず、橋脚間で大きくばらついていることがわかる。損傷度の甚大な橋脚の近傍において、軽微な損傷度、あるいは無損傷にとどまったものも多い。なお、倒壊したピルツ橋は P126～P142 に対応し、As（倒壊）の判定が連続している。

桁の損傷度は As が落橋、A が甚大な損傷、以下、B、C の順に損傷レベルが低く、D は無損傷又は小変形にとどまったものである。支承も同様に A が最も甚大な損傷、以下、B、C の順に損傷レベルが低く、D は無損傷のものを表す。ここで、支承の損傷度は一支承線上に存在する

数個の支承のうち、最もひどい損傷に対する判定となっている。なお、一部プロットの抜けているのはデータを入手できなかったところである。

支承・桁に関しても橋脚同様、損傷度がばらつく傾向が見られるが、P500 以降、比較的軽微な損傷にとどまっているものが多い。このような傾向は橋脚の損傷度分布には見られない。この原因については、地震動レベル、保有する耐震性能双方からの検討が必要であり、現在のところ明確ではない。

(3) RC 単柱の損傷モード

RC 単柱の損傷モードには、大きく分けると曲げタイプとせん断タイプの 2 種類がある。

図-9 に、阪神高速道路公団による RC 単柱の損傷モード判定結果を示す。ここに示したのは、復旧時における判定結果であり、補修・補強対象橋脚については地中部橋脚の損傷も考慮されている。判定の基準⁹⁾は以下の通りである。

曲げ： 損傷度が低い橋脚では主たるひびわれ角度が水平であり、損傷度が高い橋脚では軸鉄筋が全周外側に座屈している。

せん断： 主たるひびわれ角度あるいは損傷面の角度が水平に対して斜め方向であるもの。

曲げせん断： 複合的な破壊状況で判定が難しいが、せん断と曲げの中間的な損傷状況のものを曲げせん断と判定する。したがって、軸鉄筋が全面外周に座屈していても座屈範囲が水平に対して斜めであったり、対称でないものは曲げせん断に分類している。

図-9 より、曲げ、曲げせん断に分類されているものが多く、せん断は少ないことがわかる。せん断損傷に分類されているものの多くは矩形断面であるが、この理由については 5 章(1)において述べる。

(4) RC 単柱の残留傾斜

兵庫県南部地震では、多くの橋脚で大きな残留傾斜が発生した。

橋脚がある程度以上傾くと、橋軸方向では支承位置の変更や桁かかり長の補正、橋軸直角方向では縦断線形や支承高さの調整が必要となり、復旧が困難もしくは不可能となる。また、大きな傾きは視覚的な不安感をもたらす。このような理由から、橋脚天端水平変位が 15cm 以上、または残留傾斜が 1 度以上の橋脚は原則として撤去された¹⁰⁾。対象区間の 718 基のうち、156 基は損傷が大きいために撤去されたが、一方で、損傷度は B 以下でありながら残留傾斜が大きいという理由で撤去されたものも 88 基あった。

図-10 に、計測された RC 単柱の残留傾斜角を示す。残

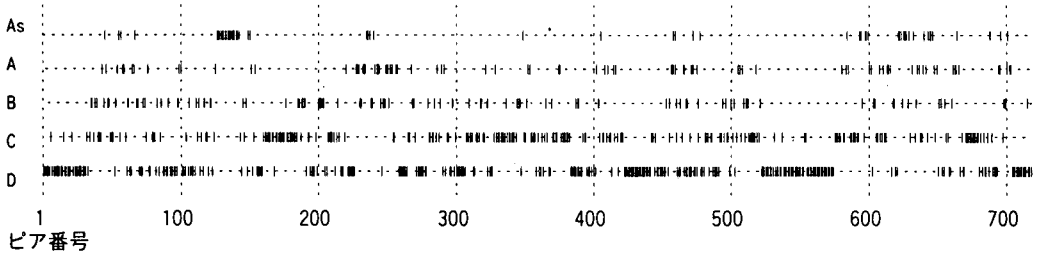
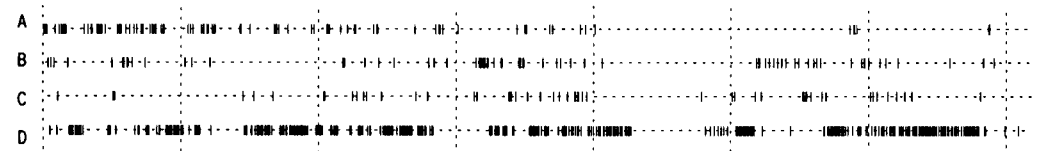
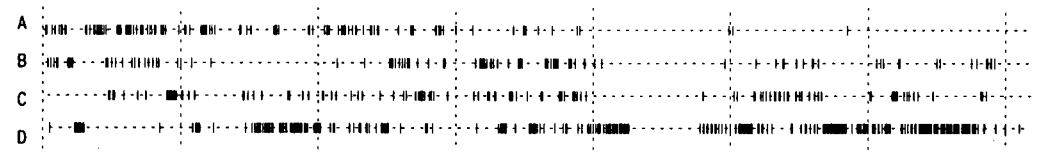


図-6 橋脚損傷度



(a) 固定支承



(b) 可動支承

図-7 支承損傷度

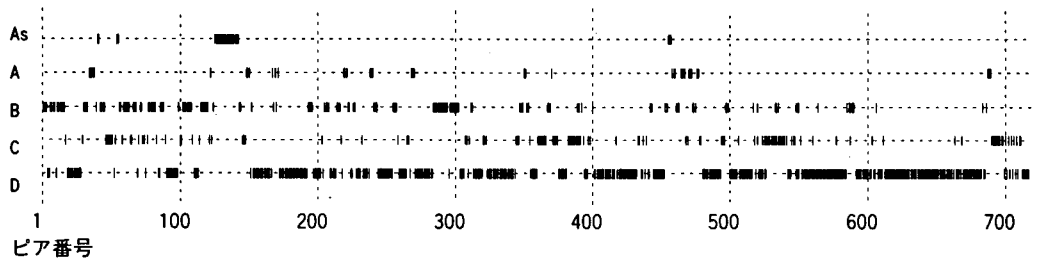


図-8 桁損傷度

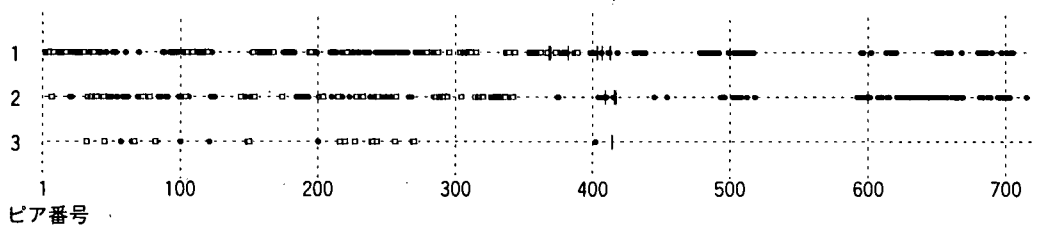
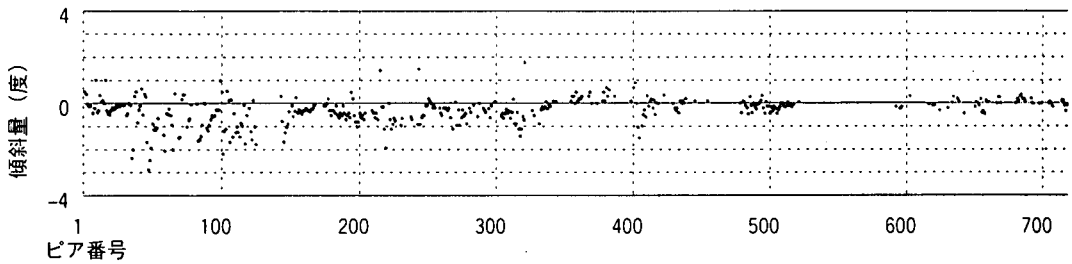
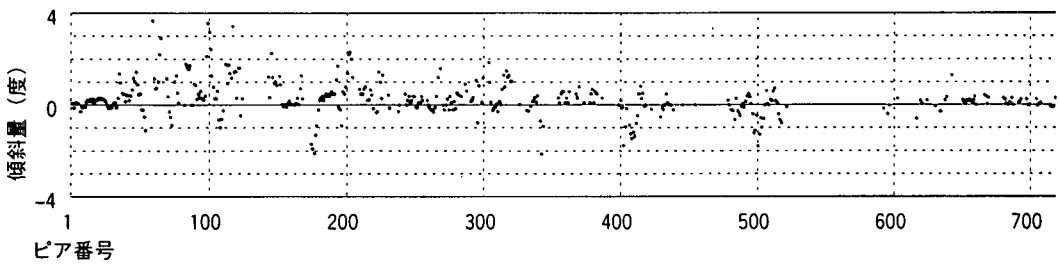


図-9 RC単柱の損傷モードの分布

(1: 曲げ, 2: 曲げせん断, 3: せん断) (●: 円形断面, □: 矩形断面, |: 小判型断面)



(a) 橋軸方向 (+:大阪側 (E), -:神戸側 (W))



(b) 橋軸直角方向 (+:山側 (N), -:海側 (S))

図-10 RC単柱の残留傾斜

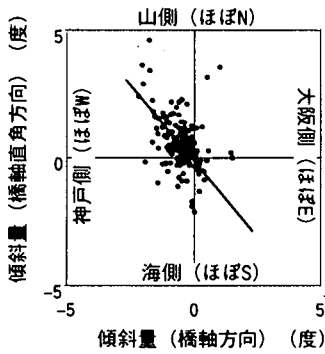
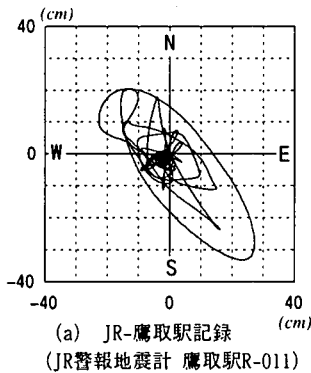


図-11 残留傾斜の方向 (P50~P300)



(a) JR-鷹取駅記録 (JR警報地震計 鷹取駅R-011)

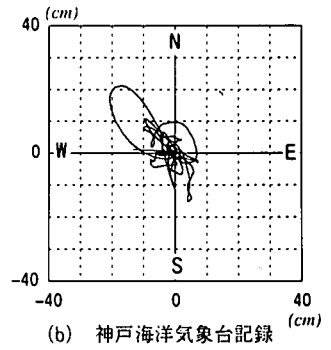


図-12 水平地震動軌跡

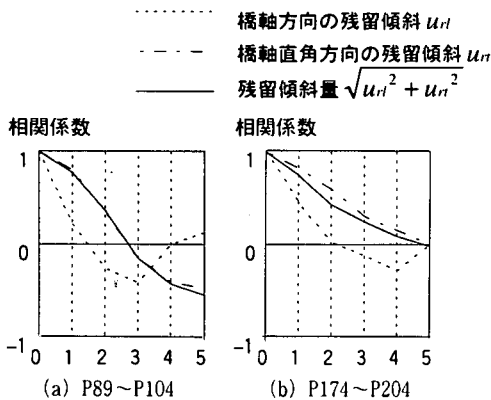


図-13 残留傾斜の相関係数関数

留傾斜の測定は地震直後から数回行われているが、図-10に示したのは復旧時における最終的な測定結果である。測定は基本的にはトランシットを用いて行われたが、ベントなどがあるためにトランシットによる測定が困難な場合には十分に長い下げ振りによって行われた。図-10はRC単柱のデータのみを取り出して示しており、データが抜けているところの大部分は、RC単柱以外の橋脚形式に対応する(図-2参照、傾斜データのまとまって抜けているP520~P600付近はラーメン、特殊ラーメンである)。また、RC単柱でも、損傷が大きく測定が危険などの理由により、計測されていないものに関してはプロットが抜けている。

図-10を見ると、傾斜量は西方で概して小さいのに対し、東方（P50～P300のあたり）で連続的に大きくなっていることが注目される。図-6に示した橋脚損傷度にはこのような空間的分布の特徴は見られない。傾斜量が東方において大きく、西方では小さいという特徴をもたらした原因を探るため、段落としのないRC単柱を対象として、傾斜量と地盤種別との関連を検討した。その結果、堅固な1種地盤では概して傾斜が小さく、2、3種地盤、4種地盤と地盤が軟らかくなるにつれて傾斜が大きくなる傾向が得られている³⁾（地盤種別の定義は昭和47年の道路橋・耐震設計指針による）。しかしながら、この分析においては地盤種別ごとのサンプル数が、1種地盤-97基、2、3種地盤-256基、4種地盤-8基と大幅に異なっており、地盤が原因であるとは断定し難い。

図-11は傾斜量の大きかったP50～P300について残留傾斜角を2次元平面上にプロットしたものである。この区間の神戸線は、ほぼ東西方向（正確には北東-南西方向に平均的に17度程度の傾き、図-1）に通っていることから、橋軸方向の傾斜はほぼ東西方向に、橋軸直角方向の傾斜はほぼ南北方向に一致する。図-11を見ると、橋軸方向に関しては神戸側（ほぼ西）、橋軸直角方向に関しては山側（ほぼ北）に傾斜しているものが多い。

一方、図-12に示したのは、地震動変位の軌跡である。地震動は断層直交方向にあたる北西-東南方向に卓越している。図-11、12を比較してみると、傾斜の主方向は概ね地震動の卓越方向に一致しており、傾斜の向きと地震動との関連性がうかがえる。

また、段落としのないRC単柱が連続している区間における残留傾斜の相関係数関数を2区間について求めたのが図-13である。横軸は橋脚番号の差であり、1は隣りの橋脚のことである。図より、隣接部の残留傾斜にはある程度の相関があり、全くランダムに分布しているわけではないことがわかる。

4. 西宮-摩耶間のRC単柱の被害レベル

著者らの研究の目標は「被害全体を統一的に説明するモデルの構築」にあるが、西宮-月見山間（神P1～P718）における神戸線は構造形式が多様であり（図-2）、全体を一つの母集団として扱うことが難しい。そこで、本章では、神戸線において最も多用されているRC単柱に支持された構造に着目することとし、西宮-摩耶間（約14km区間、橋脚番号神P1～P350）に焦点をあてた分析を行う。この区間では、他形式の構造も若干用いられているものの、段落としのないRC単柱が大部分を占めている（図-2）。

(1) RC単柱の損傷度について

橋脚の損傷度は、震災直後の地上部調査により、まず第一段階の判定（As, A, B, C, D）が行われた。前章、図-6に示したのはこの時点の判定である。この判定は地上部調査に基づいているため、地中部橋脚（地盤面下、フーチング天端までの間の橋脚）の損傷は反映されていない。この段階で、損傷度As, Aの橋脚および残留傾斜の大きかった橋脚は撤去された。

次に、復旧にあたり地盤面下をフーチング天端まで掘り返した段階で、地中部橋脚に甚大な損傷を受けているものが発見された。これらは、地上部調査による判定結果にsをつけ、それぞれBs, Csと再判定され、撤去された。

一方、再利用する橋脚に関しては、補修・補強に伴い地中部橋脚も含めて損傷状況の詳細な調査が行われた。そのうち、特にRC単柱に関しては、以下に示すような基準³⁾で再判定（B1, B2, B3, C1, C2, C3, D）がなされ、かなりの橋脚で判定が変化した。

- B1: ほぼ全周にわたり軸鉄筋はらみだし
- B2: 柱軸鉄筋の取り替え率1/2程度
- B3: 柱軸鉄筋の取り替え率1/4程度
- C1: 柱軸鉄筋露出。しかし、はらみだしはない
- C2: 柱軸鉄筋の露出はなし。ひび割れ大
- D: ひび割れ小、あるいは損傷無し

本論における以後の分析では、地中部調査の行われていない橋脚（損傷度As, Aの橋脚および残留傾斜が大きいために撤去された橋脚）に関しては旧判定を用い、その他に関しては地中部損傷も考慮された新判定（Bs, Cs, B1, B2, B3, C1, C2, D）を用いることとする。

(2) RC単柱の損傷度分布

図-14(a)にP1～P350における橋脚損傷度をRC単柱のみ抜き出して示す。ここでは、撤去された橋脚を×印で表している。

最上段（As, A, Bs, Cs）はすべて×印のプロットになっており、損傷度が甚大と判断されたために撤去された橋脚を表している。また、B, C, Dの行における×印のプロットは、地上部調査による損傷度判定結果はそれぞれB, C, Dでありながら、残留傾斜が大きいために撤去された橋脚を表す（ただし、P12, 18, 41は例外、これらは損傷・傾斜ともに軽微ながら撤去されている。復旧作業の都合によるものと考えられる。）

一方、図中、●印でプロットされたものは、補修・補強対象となった橋脚である。ここでは詳細調査に基づく再判定結果をB1, B2, B3をB, C1, C2をCとして示している。ただし、P296～P299は補修・補強対象でありながら、再判定が行われていないため、損傷度はプロットしていない。なお、この図においては、RC単柱のみを抜

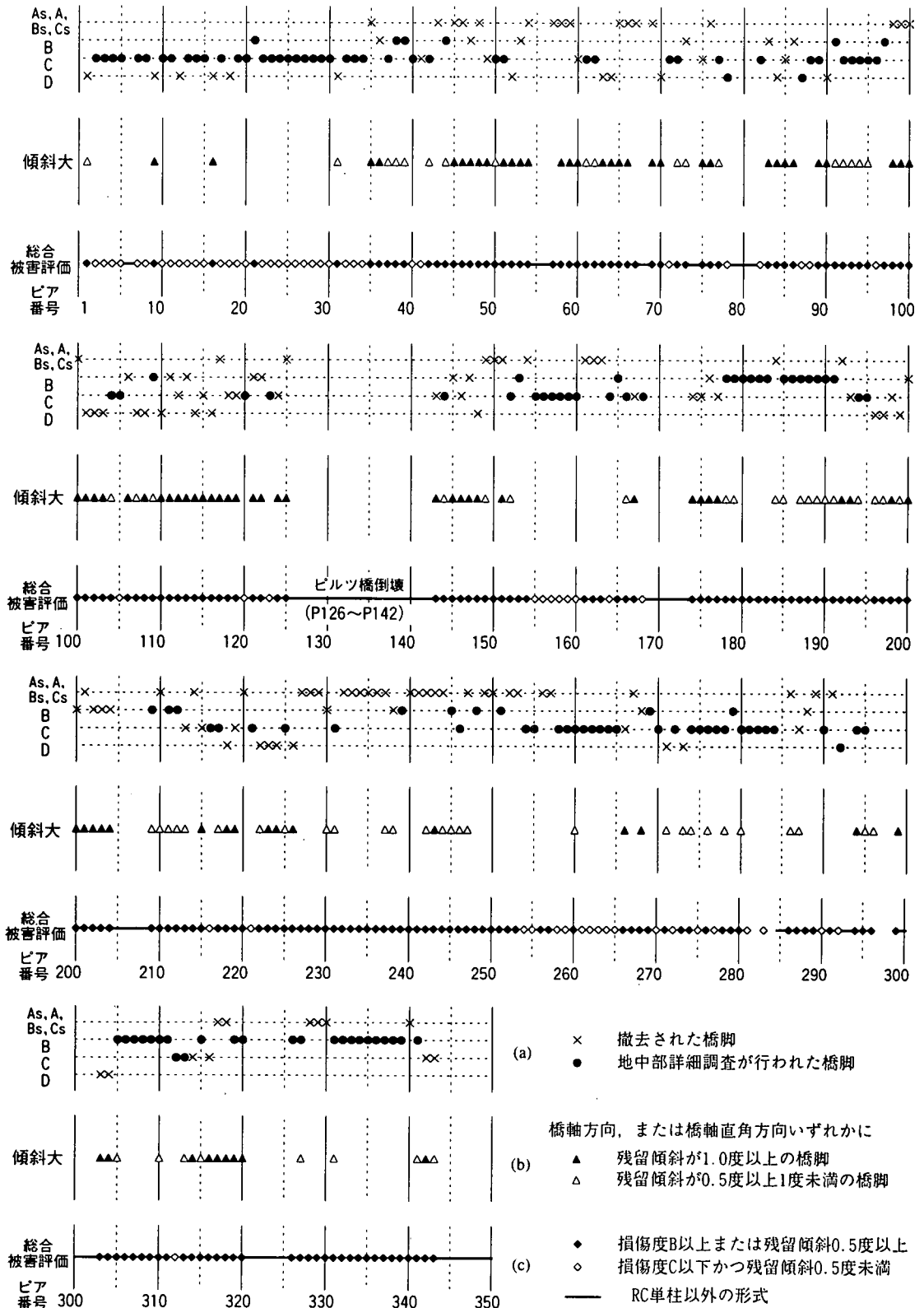


図-14 P1~P350におけるRC単柱の被害

き出して示しているため、他形式（ピルツ形式、ラーメン、鋼製橋脚等）に対応するところはプロットが抜けている。

図-14(a)より、RC 単柱という同一の構造をもつもののみで比較しても、損傷度は空間的に大きくばらついており、場所的な特徴は見られないことがわかる。各橋脚の耐震性能が大きく異なっていたのか、各地点における地震動が局所的に大きく異なっていたのか、支承など他要素の損傷が橋脚の損傷に影響を与えたのか等、種々の可能性が考えられる。

(3) 被害レベルの考察

図-10 に示したように、今回の地震では多くの橋脚で大きな残留傾斜が発生した。図-14(b) に、P1~P350 における残留傾斜の大きかった RC 単柱を示す。図中、▲印、△印は、それぞれ橋軸または橋軸直角方向いずれかに残留傾斜が1度以上、0.5度以上1度未満の RC 単柱を表している。この図より、外観上の損傷が大きくないにもかかわらず、残留傾斜が大きい橋脚が数多くあることがわかる。

なお、残留傾斜1度は、今回の地震において前述したような理由から撤去の判断基準となった値である。残留傾斜0.5度については、付録1に示したように橋脚の最大塑性変形が、フーチングの引き抜けを考慮しても降伏限界の4~5倍に達した、すなわち脚の損傷としてはB以上と思われるレベルに対応するものとして選んだものである。

この0.5度という基準は、仮に橋脚の損傷によるものとしたら、かなり大きな損傷に対応するという立場で選んだ値であり、客観性に欠けるところがあるのは認めるものであるが、ここでは、「B以上の損傷度」と「0.5度以上の残留傾斜」を同レベルの被害と捉え、橋脚の被害レベルを評価した。図-14(c)は、損傷度B以上または残留傾斜角0.5度以上のRC単柱を◆印で、損傷度C以下かつ残留傾斜角0.5度未満のRC単柱を◇印でプロットしたものである。ここで、ピルツ橋やラーメン等、RC単柱以外の形式のところは、一線で示している。また、損傷度が軽微かつ残留傾斜のデータがないRC単柱(P282, P284)、残留傾斜が小かつ損傷度のデータがないRC単柱(P297, P298)については被害レベルの判断ができないのでプロットが抜けている。

図-14(c)を見ると、P34 以東では◇印で示されるものが大部分であるのに対し、P35 以西では◆印で示されるものが多く、明らかに傾向が異なる。すなわち、P34 以東では全体的に被害が小さく、一方、P35 以西ではほとんどの橋脚が大きな被害を受けたと見ることができる。P34 以東と以西で、構造条件（橋脚高、スパン等）・地盤条件に大きな違いは見られず、また、桁・支承の被害特性に

も大きな違いがない。これらのことから、P34 付近を境に地震動レベルが変化していたことが、推測される。

P34 以東で◆印となっているもの、および P35 以西で◇印となっているものは、周辺橋脚に比べて被害が重いまたは軽いという意味で例外的な被害と見ることができ。これらにおいて被害が例外的となった原因については、保有する耐震性能、支承損傷との関連等の観点から検討を行った。結果を付録2に示す。

外観上の損傷が大きくないにもかかわらず、残留傾斜の大きい橋脚が数多く発生したことが何を意味するのか、すべてを橋脚の損傷と考えてよいのか、著者らも現時点では明確ではない。橋脚の損傷だとしたら、その一つの可能性としては、応答が一方に偏り大変形領域においても被りの剥離や座屈といった外観上の大きな損傷が発生しにくかった¹³⁾ことが考えられる。この可能性については一自由度の武田モデルを用いた応答解析により検討を行っているが¹⁴⁾、現時点でははっきりしていない。

5. 西宮一摩耶間の RC 単柱の損傷モードとせん断曲げ耐力比

RC 単柱の損傷モードには、大きく分けると曲げタイプとせん断タイプの2種類がある。曲げ、せん断、どちらの損傷が先行するかは、ある断面に発生する曲げモーメントが曲げ耐力に到達する時のせん断力 V_m とせん断耐力 V_c を比較し、せん断曲げ耐力比 $r \equiv V_c / V_m$ が1.0以上ならば曲げモード、1.0以下ならばせん断モードと予測することができる¹⁵⁾。本章では、西宮一摩耶間（神P1~P350）における段落としないRC単柱を対象とし、判定された損傷モード（図-9）と理論上の予測との対応を検討する。

なお、公団の基準によると、曲げせん断という損傷モードは『複合的な破壊状況で判定が難しいが、せん断と曲げの中間的な損傷状況のものを曲げせん断と判定する。したがって、軸鉄筋が全面外周に座屈していても座屈範囲が水平に対して斜めであったり、対称でないものは曲げせん断に分類している。』となっている¹⁶⁾。実際に曲げせん断と判定された橋脚に関し、被害写真と一つ一つ照らし合わせてみたところ、以下のパターンの橋脚がすべて曲げせん断と分類されていた。

- a) 損傷レベルが小さく、微細な曲げひび割れと斜めひび割れが混在している。最終的にどのような損傷モードで破壊するかは不明のもの。
- b) 激しい曲げ損傷と斜めひび割れが混在している。斜めひび割れは、ひび割れ角度が比較的、水平に近いため、最終段階までおそらくせん断破壊はおこらないと考えられるもの。
- c) 激しい曲げ損傷と斜めひび割れが混在している。斜め

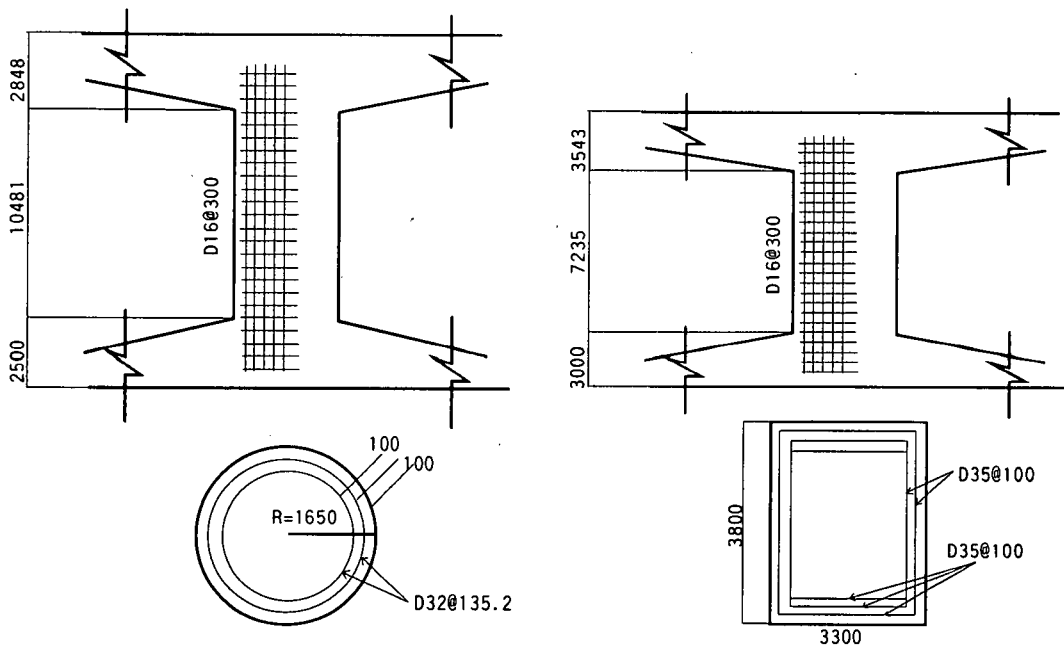


図-15 典型的な断面の配筋図

ひび割れは、ひび割れ角度が比較的垂直に近く、すでにせん断破壊がおこったもの、あるいはこれから起こると予測されるもの。

事後評価によって、損傷モード判定を行うことは難しく、その判定においてはある程度の割り切りが必要なことも事実であるが、この基準で判定された曲げせん断という損傷モードに関しては、上記のように様々なタイプの損傷を含んでしまっており、工学的には意味のある判定とは言いがたい。よって、本章における損傷モードと耐力比の対応に関する検討において、曲げせん断と判定された橋脚は対象外とする。

(1) 耐力の算定

図-15に、典型的な配筋図を円形断面、矩形断面、それぞれ一例ずつ示す。円形断面では主鉄筋としてD32が2段配筋されているケースが多い。一方、矩形断面は交差点部など長スパンの箇所によく用いられており、上部工重量が大きいと主鉄筋量が多くなっている。

しかし、帯鉄筋に関しては、円形、矩形に差がなく、D16が30cm間隔で配筋されている。これは当時の最小鉄筋量の規定によるもので、上部工重量の増加に伴って帯鉄筋を増やすということがなされていない。当時の設計基準ではコンクリートの許容せん断応力が大きかったため、最小鉄筋量で十分と判断されたものと考えられる。このことにより、長スパンを支持する上部工重量の大きい矩形断面の場合、せん断耐力が低くなり、図-9に示したようにせん断損傷の多くが矩形断面において発生する結果

になったものと考えられる。

ここでは配筋図をもとに、段落としのないRC単柱(P1~P350)の基部断面における曲げ耐力、せん断耐力を算出した。ただし、P44, P109, P149, P153, P154, P168に関しては入手した竣工図において断面に関する必要な情報が欠如していたため、算定が不可能であった。耐力算定方法について以下に示す。

材料強度は、対象区間の橋脚すべてにおいて、コンクリート設計基準強度が 270 kgf/cm^2 (26 MPa)、主鉄筋および帯鉄筋の公称降伏強度が 3000 kgf/cm^2 (294 MPa)であった。しかし、実強度はこれらの値を上回っていたと考えられる。そこで、ここではピルツ橋区間の17基(P126~P142)を対象とした強度試験結果⁶⁾を参考に、コンクリートの圧縮強度は 389.5 kgf/cm^2 (38 MPa) (17基の平均値、 $1.44 \times$ 設計基準強度)、主鉄筋(D25, D29, D32, D35)の降伏強度は 3590 kgf/cm^2 (352 MPa) (7試験体(D35)の平均値、 $1.20 \times$ 公称値)、帯鉄筋(D16)の降伏強度は 3620 kgf/cm^2 (355 MPa) (2試験体(D16)の平均値、 $1.21 \times$ 公称値)とした。文献15)によれば、鋼材の降伏点強度の平均値は公称値の1.17倍であるとされており、ここで用いた鉄筋降伏強度は妥当なものと言える。

基部断面に対する軸力としては、上部工重量+橋脚重量を考慮する必要がある。しかし、死荷重反力のデータを全ての支承について得ることはできなかった。そこで、支承の実死荷重反力のデータが入手可能であったものの値から、桁種-床版種別に単スパン、単幅員あたりの重量を下記のように推定し、上部工重量を求めた。

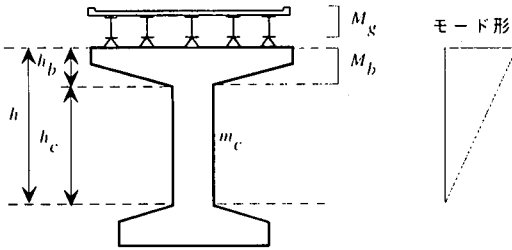


図-16 高架橋の質量分布と仮定したモード

RC 床版-鋼I 桁:

スパン 30m 未満	1.05 (10.29)
スパン 30m 以上	1.15 (11.27)

RC 床版-鋼箱桁:

軽量コンクリート非合成-鋼箱桁:	1.25 (12.25)
鋼床版-鋼箱桁ゲルバー:	0.58 (5.68)
ポストテンションコンクリート I 桁:	1.55 (15.19)

(単位: tonf/m/m (kN/m/m))

曲げ耐力 M_u の算定は 1990 年版の道路橋示方書耐震設計編¹⁶⁾の方法に従った。

せん断耐力 V_y はコンクリート負担分のせん断耐力 V_c と帯鉄筋負担分のせん断耐力 V_s との和として評価した。ここで V_c に関しては、軸力のないの状態における V_c を二羽式¹⁷⁾で評価し、軸力の影響を 1996 年版の土木学会編「コンクリート標準示方書」¹⁸⁾に従って考慮した。二羽式を用いたのは、コンクリート標準示方書の評価式¹⁹⁾では、 V_c に対し安全側の評価となりがちなことが指摘されている¹⁷⁾ためである。 V_y の算定は、コンクリート標準示方書¹⁸⁾の方法によった。ここでは、帯鉄筋の定着は十分にあったものとする。

すなわち、せん断耐力 V_y の算定は以下の式に従って行った。

$$V_y = V_c + V_s \quad (1)$$

ここで、

V_c : コンクリート負担せん断耐力

V_s : 帯鉄筋負担せん断耐力

であり、 V_c 、 V_s は、

$$V_c = f_v \cdot A_c \cdot \beta_n \quad (2)$$

f_v : 終局せん断強度 [MPa]

$$f_v = 0.20 \cdot (p_w \cdot f_c)^{1/3} \cdot d^{-1/4} \cdot (0.75 + 1.4(a/d))$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 [MPa]

$$p_w = 100 \cdot A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張鉄筋の断面積、 b_w : 腹部の幅

a : せん断スパン、 d : 有効高さ

A_c : 断面積

β_n : 軸力の影響

$$\beta_n = 1 + 2 M_u / M_u$$

M_u : 設計曲げモーメントに対する引張縁において軸力によって発生する応力を打ち消す

のに必要なモーメント

M_u : 曲げ耐力

$$V_y = A_w \cdot f_{wy} / s \cdot \gamma \quad (3)$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

γ : 応力中心間距離 = $d/1.15$

である。

(2) 耐力比の算定

高架橋の場合、一般には橋脚質量に比べて上部工質量が非常に大きいことから、文献 9) で行われているように、橋脚質量を無視して $V_{mu} = M_u / h$ (h : 橋脚高) とすることが多い。

しかし、ここでは、より厳密に橋脚質量の影響も考慮した耐力比を算定する。今、図-16 のように高架橋の質量分布 (M_g : 上部工質量、 M_b : 橋脚梁部質量、 m_c : 単位長さあたりの橋脚柱部質量) をおき、基部からの高さに比例した変位を有する線形一次モードを仮定すると、頂部の加速度 αg (g : 重力加速度) によって基部断面に発生するせん断力 V および曲げモーメント M はそれぞれ以下のようなになる。

$$V = M_g \alpha g + M_b \alpha g + \int_0^h m_c \alpha g z dz \quad (4)$$

$$= (M_g + M_b + m_c h) \alpha g$$

$$M = M_g \alpha g h + M_b \alpha g (h - \frac{1}{3} h_b) + \int_0^h m_c \alpha g z dz + M_e \quad (5)$$

$$= (M_g h + M_b (h - \frac{1}{3} h_b) + \frac{1}{2} m_c h^2) \alpha g + M_e$$

ここで、 M_e は偏心モーメントであり、橋軸直角方向に関する計算時のみ考慮するものとする。

$M = M_u$ の時、

$$\alpha g = \frac{M_u - M_e}{M_g h + M_b (h - \frac{1}{3} h_b) + \frac{1}{2} m_c h^2} \quad (6)$$

と表せることから、この時、基部断面において発生しているせん断力 V_{mu} は

$$V_{mu} = \frac{M_g + M_b + m_c h}{M_g h + M_b (h - \frac{1}{3} h_b) + \frac{1}{2} m_c h^2} (M_u - M_e) \quad (7)$$

となる。よって、耐力比 r は

$$r = \frac{V_y}{V_{mu}} = \frac{M_g h + M_b (h - \frac{1}{3} h_b) + \frac{1}{2} m_c h^2}{M_g + M_b + m_c h} \times \frac{V_y}{M_u - M_e} \quad (8)$$

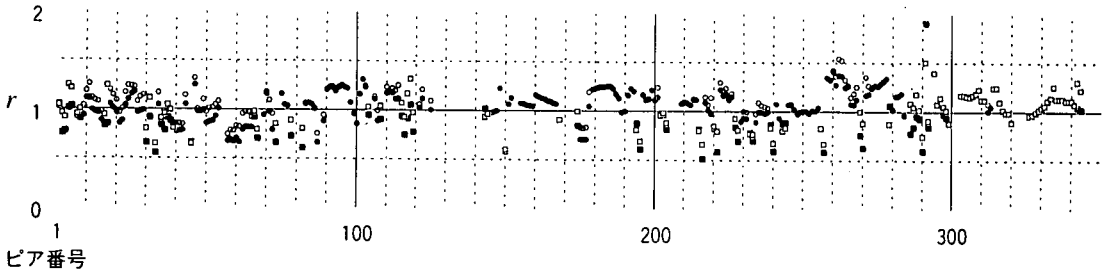


図-17 耐力比算定結果

(●：円形断面（橋軸方向），○：円形断面（橋軸直角方向），■：矩形断面（橋軸方向），□：矩形断面（橋軸直角方向）)

と表すことができる。

近似的に $V_{min} = M_b/h$ とした場合の耐力比を r' とすると

$$\frac{r}{r'} = \frac{M_c \cdot h + M_b \left(h - \frac{1}{3} h_b \right) + \frac{1}{2} m \cdot h_c^2}{(M_c + M_b + m \cdot h_c) \cdot h} \quad (9)$$

であり、標準的な円形断面 ($h=10\text{m}$, $h_c=7\text{m}$, $M_g=1000\text{t}$, 直径 3 m) において $M_b = m \cdot h$ とし r/r' を概算すると 0.92 となる。よって、橋脚質量の影響により、 r は 1 割程度変わり、橋脚の質量は決して無視できない。

以上の方法により、算出した r を図-17 に示す。 r は 0.5 から 1.5 の範囲に分布しており、現行の設計基準に基づいた橋脚と比べると、かなりせん断耐力の低いものも含まれていたことがわかる。

(3) せん断曲げ耐力比と損傷モード

図-18 に、阪神高速道路公団による損傷モード判定結果とせん断曲げ耐力比 r の関係を示す。対象は、損傷モードが曲げあるいはせん断と判定されたもののうち、耐力計算が可能であった、段落としない RC 単柱 169 基 (円形：121 基、矩形：48 基) である。図-18 では、せん断損傷の橋脚が曲げ損傷の橋脚に比べて相対的に r が小さい傾向が見られるものの、 r が 1.0 以下でも曲げモード、1.0 以上でもせん断モードのものも多く存在している。

(4) 損傷度が大きい橋脚のみを対象としたせん断曲げ耐力比と損傷モード

定義から考えると、せん断曲げ耐力比で予測されるのは、終局状態がどちらの損傷モードで決定されるかということである。

曲げ系の損傷では曲げひび割れ発生荷重に到達すると曲げひび割れが発生し、その後、主鉄筋が降伏、最後に圧縮側のコンクリートが限界ひずみに達するところが曲げ耐力に相当する。一方、せん断系の損傷は、荷重がコンクリートの負担可能なせん断力を越えたところでせん断ひび割れが発生し、帯鉄筋の降伏とともにせん断破壊となる。この時の荷重をせん断耐力としている。荷重作

用下において、曲げ系の損傷とせん断系の損傷は同時に進展していくわけであり、分離して考えることはできない。

終局状態がどちらの損傷モードで決定されるかは別にして、曲げひび割れとせん断ひび割れはともに発生するのが普通である。損傷が小さい段階での外観からの損傷モード判定では、曲げとせん断どちらのひびわれが目立つかという観点からの判定になっていると考えられ、この段階での損傷モード判定は必ずしも終局時の損傷モードに対応するとは限らない。よって、損傷度の小さな橋脚に関し、判定された損傷モードと耐力比の関係を論ずることは意味がないといえる。

また、残留傾斜が大きいために撤去された橋脚、および地中部損傷が大きいために撤去された橋脚 (Bs, Cs) は地上部調査における損傷度が B 以下であり、かつ地中部の詳細調査がなされていないので、損傷モードの判定は信頼性が低いと考えられる。

以上から、損傷モード判定結果と耐力比の関係を調べる意義があるのは、残留傾斜が大きいために撤去された橋脚、および地中部損傷が大きいために撤去された橋脚を除く損傷度 B 以上の橋脚のみと考えられる。そこで、この条件にあてはまるもののうち、耐力計算が可能であった 48 基 (円形：25 基、矩形：23 基) のみを抽出して、判定された損傷モードと耐力比の関係を示したのが図-19 である。ここでは、損傷方向をも考慮し、破壊方向がはっきりとしているものはその破壊方向のみに関してプロットしている (ただし、両方向に損傷しているものに関しては、橋軸方向、橋軸直角方向ともにプロットしている)。

図-18 に比べ、 $r=1.0$ 付近を境に損傷モードが曲げとせん断に分かれる傾向が図-19 ではかなり明確に見られる。 r が 1.0 より大きいもので、せん断損傷のものは 1 基もない。 r が 1.0 より小さいにもかかわらず曲げ損傷となっているものが 8 基 (円形 7 基、矩形 1 基) あるが、これらの中には r の値が極めて 1.0 に近いものが多い。表-1 に、これら 8 基について、損傷方向と耐力比をまとめて示

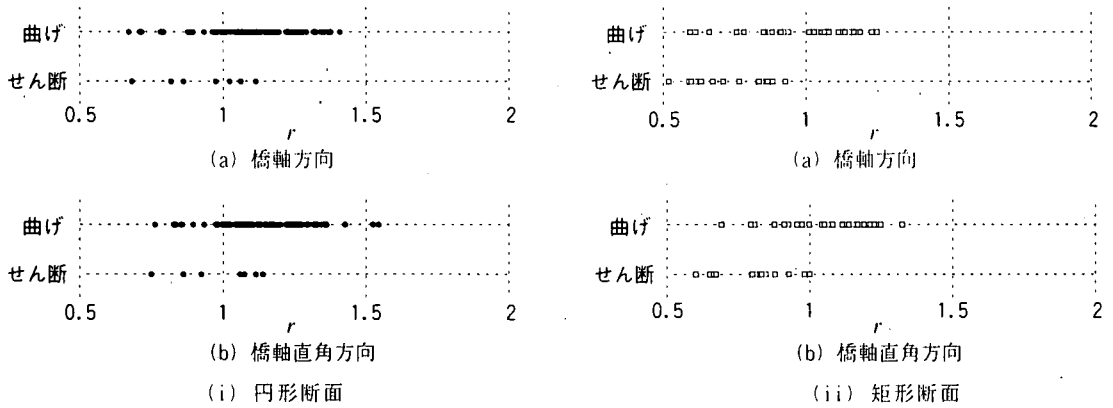


図-18 損傷モードと耐力比 r

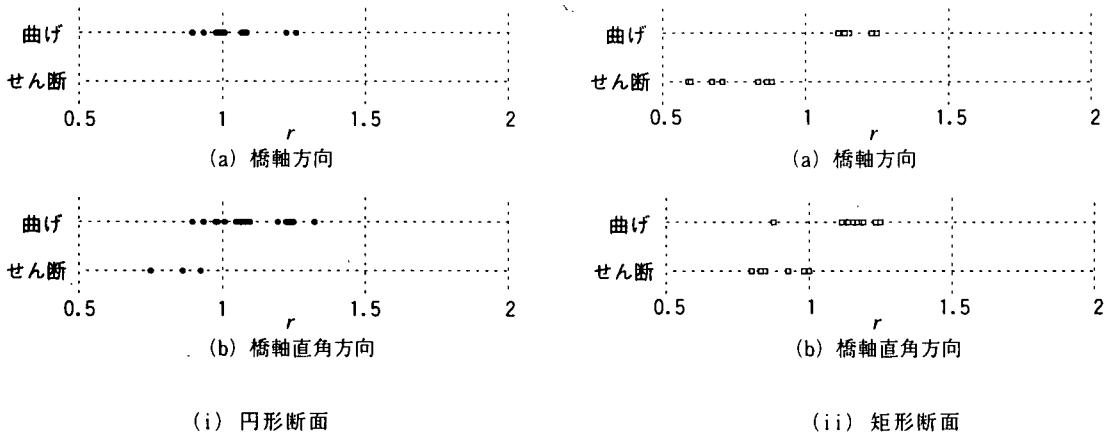


図-19 損傷度 B 以上の橋脚を対象とした損傷モードと耐力比 r

(傾斜大および地中部損傷大による撤去橋脚を除く)

表-1 耐力比 r が 1 以下でありながら曲げ損傷であった橋脚

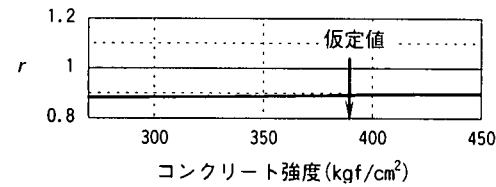
断面形状	橋脚番号	破壊方向	r (橋軸方向)	r (橋軸直角方向)	工区名
円形断面	P229	両方向	0.90	0.90	東灘第二
	P234	両方向	0.89	0.98	東灘第一
	P235	橋軸方向	0.99	-	〃
	P237	橋軸方向	0.98	-	〃
	P242	両方向	0.93	0.93	〃
	P248	両方向	0.98	0.98	〃
	P252	両方向	0.98	0.98	〃
矩形断面	P279	橋軸直角方向	-	0.88	灘第三

す。なお、8 基のうち、6 基は同一工区（東灘第一）の橋脚であった。

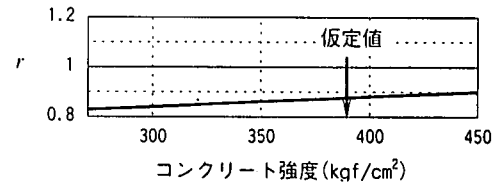
以上に示したように、今回の地震による RC 単柱の被害から損傷モード（曲げ、せん断）はせん断曲げ耐力比 $r=1.0$ を境にほぼ分かれることが確認された。

(5) 材料強度、死荷重反力のばらつきの影響

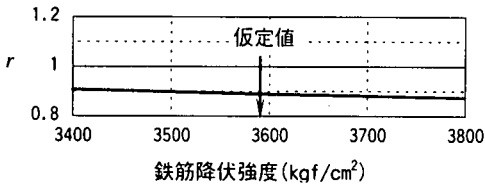
前出の解析において、曲げ耐力、せん断耐力を求めるために用いたコンクリート圧縮強度および鉄筋降伏強度、死荷重反力は推定値であり、当然真の値とは隔たりがありうる。ここでは、 r が 1.0 より小さいにもかかわらず曲げ損傷となった 8 基の中でも、特に r の値が小さかつ



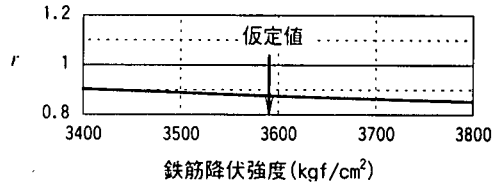
(a) コンクリート強度に対する敏感度



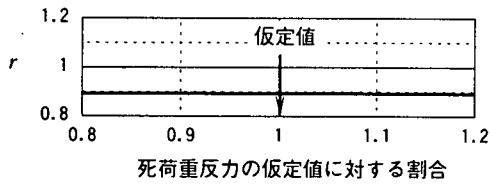
(a) コンクリート強度に対する敏感度



(b) 鉄筋降伏強度に対する敏感度

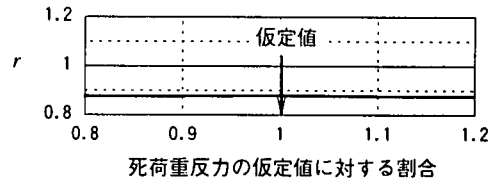


(b) 鉄筋降伏強度に対する敏感度



(c) 死荷重反力の仮定値に対する割合

(i) 円形断面P234の橋軸方向について



(c) 死荷重反力の仮定値に対する割合

(ii) 矩形断面P279の橋軸直角方向について

図-20 材料強度、死荷重反力のばらつきに対する耐力比 r の変化

た P234 の橋軸方向 (円形断面, $r=0.89$), P279 の橋軸直角方向 (矩形断面, $r=0.88$) を対象として、コンクリート圧縮強度、鉄筋降伏強度、死荷重反力の変化に対する r の値への影響について検討を加えておく。

強度試験結果⁹⁾における、コンクリート圧縮強度および鉄筋の降伏強度 (D35, D16) の < 最小値, 最大値 > はそれぞれ < 278 kgf/cm² (27 MPa), 451 kgf/cm² (44 MPa) >, < 3400kgf/cm² (333 MPa), 3810 kgf/cm² (373 MPa) > であったことから、この範囲内で各値を変化させた。また、死荷重反力については、既述の値の 0.8 倍～1.2 倍に変化させた。それぞれの計算において、変化させるパラメータ以外は、既述の値を用いている。なお、鉄筋降伏強度を変化させたケースにおいては、主鉄筋および帯鉄筋の降伏強度に同一の値を用い、両者を同時に変化させた。

図-20 に結果を示す。ここでは、既述の値 (コンクリート圧縮強度 389.5kgf/cm² (38 MPa), 鉄筋降伏強度 3590kgf/cm² (352 MPa)) を仮定値として図中に矢印で示している。 r の値は、コンクリート強度の変動により $-0.01 \sim +0.005$ (円形断面), $-0.05 \sim +0.025$ (矩形断面), 鉄筋降伏強度の変動により ± 0.01 (円形断面), ± 0.025 (矩形断面) 程度変化する。死荷重反力のばらつきによる影響はほとんどない。図-19 における r に関しては、ここに示した程度の変動幅を有していると理解する必要が

ある。

6. むすび

本論では、1995 年兵庫県南部地震により被災した阪神高速神戸線 (西宮一月見山間) を対象とし、データに基づいて被害状況を示すとともに、2, 3 の分析を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 収集したデータに基づく分析から、
 - a) 外観から判断された高架橋構成要素 (桁・支承・橋脚) の損傷度は、空間的に大きくばらついており、場所的な特徴を読みとることはできないことを示した。
 - b) 多くの RC 単柱において大きな残留傾斜が発生していたことを示した。これらの中には、外観から判断された橋脚損傷度は軽微なものも含まれていた。
 - c) 傾斜量が全般的に大きかった P50～P300 においては、傾斜の主方向が地震動の卓越方向にほぼ一致していることを明らかにした。
- 2) 西宮-摩耶間 (神 P1～P350) の RC 単柱に着目した分析から、
 - a) RC 単柱という同一構造の橋脚間でも、外観から判断された損傷度は空間的に大きくばらついており、場

表-2 残留傾斜角 0.5 度と塑性率の対応

1	2	3	4	5*	6*	7*	8*
P50	10.67	1.49	9.34	3.49	0.38	2.4	5.0
P51	10.88	1.49	9.51	3.63	0.39	2.4	4.9
P89	10.37	1.80	9.08	3.77	0.43	2.2	4.6
P92	10.90	1.33	9.51	4.40	0.44	2.0	4.3

- (1: 橋脚番号, 2: 橋脚高(m), 3: 鉄筋比(%), 4: 傾斜角 0.5 度に対応する橋脚天端変位(cm) (橋脚高(cm)×tan 0.5°),
 5: 躯体降伏変位(cm), 6: 躯体降伏時の引き抜けによる天端変位(cm),
 7: 傾斜角 0.5 度に対応する塑性率 (4÷(5+6)), 8: 推測される最大応答塑性率)

所的な特徴を読みとることはできない。しかし一方、損傷度の小さな橋脚においても、大きな残留傾斜が発生しているものが多い。

そこで、損傷度と残留傾斜の 2 つの指標により橋脚の被害レベルを評価したところ、P34 以東では被害が小さく、P35 以西ではほぼ一貫して被害が大ききという傾向が得られた。また、橋脚の被害レベルが例外的なものについてはその原因を考察した(付録 2)。

b) 損傷度の高い RC 単柱の損傷モードは、橋脚質量を考慮して求めたせん断曲げ耐力比 $r=1.0$ を境に、ほぼ曲げ損傷とせん断損傷に分かれることを被害の上から確認した。

被害全体を統一的に解釈することを旨とした研究であるが、RC 単柱という一部の形式のある側面にそった分析に留まった面も強い。残留傾斜の発生要因等、解明すべき点が逆に多々でてきたことも事実である。今後、これらの点を解明するとともに、他形式の被害についても分析を進めていかなければならない。

「被害全体を統一的に説明するモデルの構築」のためには、全体を見た上で細部を詳細に検討し、また全体に戻ってさらに細部を検討していくという繰り返しが必要であると考えている。

謝辞：本論をまとめるにあたり、阪神高速道路公団、保全施設部の林秀侃保全技術課長、工務部の北沢正彦元設計課長、同じく幸左賢二氏に阪神高速神戸線の被害ならびに構造についてご教示いただきました。

東京大学の岡村甫教授、前川宏一教授にはコンクリート工学の専門的見地から有益なアドバイス、ご意見を賜り、有限要素解析プログラム COM3 を提供いただきました。島弘先生(高知工科大学)に引き抜きの計算について、また、大内一氏(大林組)に降伏変位の計算についてアドバイスをいただきました。

上部工重量の算出に関して、井元泉氏(石川島播磨重工業)にご教示いただきました。せん断耐力の算定については、二羽淳一郎先生(東工大)にご教示いただき、

耐力計算結果を中尾典之氏(総合技術コンサルタント)に検証していただきました。

ここに記して謝意を表します。

なお、本研究は科学研究特定領域研究および鹿島財団の援助を受けたものであることを付記します。

付録 1 残留傾斜角 0.5 度から予測される最大応答塑性率

ここでは残留傾斜角 0.5 度と最大応答塑性率の対応を検討する。

まず、P50, P51, P89, P92 の 4 基(文献 10)における分析対象橋脚)について橋脚躯体の降伏変位を計算した。ここで対象とした 4 基は、橋脚高、鉄筋比ともに標準的な断面であり(表-2)、損傷度判定は C 以下でありながら、0.5 度をこえる残留傾斜が発生した橋脚である。

解析には、東京大学コンクリート研究室において開発された 3次元有限要素解析プログラム COM3¹⁸⁾を用いた。ひび割れ発生前のコンクリートは岡村・前川の弾塑性破壊モデルに従うものとし、ひび割れ発生後はコンクリートの負担応力をゼロと考えた。また、鉄筋は完全弾塑性体と仮定した。厳密には、コンクリートと鉄筋の付着による応力負担を考慮すべきであるが、ここでは、通常の耐力評価に用いられている降伏変位と整合させるため無視して計算している。

解析においては、コンクリートの圧縮強度を 389.5 kgf/cm² (38 MPa)、鉄筋降伏強度を 3590 kgf/cm² (352 MPa) (これらの根拠については 5 章(1))、鉄筋のヤング率を 2.1×10^4 kgf/cm² (21 GPa)とし、引張鉄筋の合力位置の鉄筋が降伏ひずみに達する時の変位を躯体降伏変位とした(表-2)。

また、躯体降伏時における主鉄筋の引き抜けを鳥のモデル^{18), 19)}によって評価し、基部における回転角から天端変位を求めた(表-2)。

降伏変位を躯体降伏変位と引き抜けによる変位の和として評価すると、残留傾斜角 0.5 度に相当する塑性率はそれぞれ、2.4, 2.4, 2.2, 2.0(表-2)となる。最大応答 (u_m)=

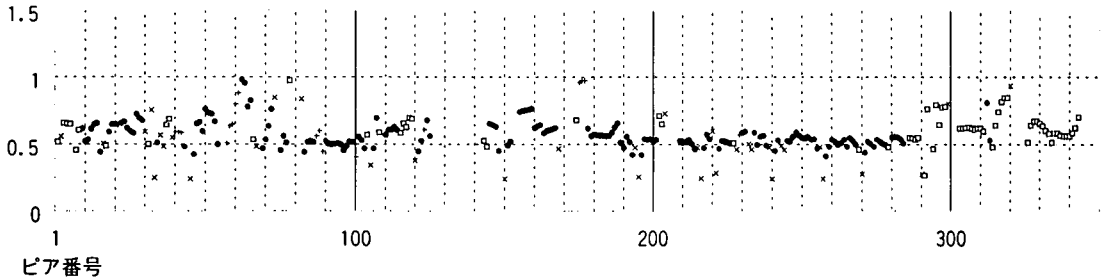


図-21 終局震度 a_g

(●:円形断面(曲り), +:円形断面(せん断), □:矩形断面(曲り), ×:矩形断面(せん断))

$\mu \delta_y$) と残留変形 (u_r) との関係については確立した予測式があるわけではないが、文献 20) で用いている $u_r = 0.6(\mu - 1) \delta_y$ により最大応答時の塑性率を推測すると、それぞれ 5.0, 4.9, 4.6, 4.3 となり、文献 11) によればこれらの値は損傷度 B 以上に対応する塑性率である。

付録 2 例外的被害レベルを示した橋脚に対する考察

図-14(c) において、P34 以東で◆印となっているもの、および P35 以西で◇印となっているものは、周辺に比べて被害が重いまたは軽いという意味で例外的な被害と見ることができる。ここでは、これらの橋脚において被害レベルが例外的となった原因を、橋脚の保有する耐震性能、支承損傷との関連等の観点から考察する。

(1) 耐震性能の評価

各橋脚の耐震性能を評価するにあたり、まず、本文 5 章(1)に示した方法で算出した橋軸方向、橋軸直角の曲げ耐力、せん断耐力(計 4 値)を、それぞれ設計振動単位に相当する重量で震度換算した。ここで、橋軸直角方向の M_u については偏心モーメントを考慮し、 $(M_u - M_e)Y/D/H$ (M_u : 曲げ耐力, M_e : 偏心モーメント, D : 上部工重量, H : 橋脚高) としている。

図-21 に各橋脚の震度換算された耐力、計 4 値の最小値を示す。ここでは、この値を終局震度 a_g と呼ぶ。なお、図-21 においては段落とし橋脚 (P32, P88, P105, P120, P123, P124) についても基部断面の終局震度をプロットしている。また、P44, P109, P149, P153, P154, P168 に関しては、耐力算定が不可能であったためプロットが抜けている。

図-21 を見ると、終局震度 a_g は平均的には 0.6 前後となっているが、耐力の著しく低いもの ($a_g < 0.4$) が 13 基見られる (P33, P45, P105, P120, P150, P195, P216, P221, P240, P257, P270, P290, P291)。これらのうち、P291 を除く 12 基は連続桁構造における固定支承下の橋脚 (矩

形断面) であり、橋軸方向のせん断耐力が低いために a_g が低くなっている。連続桁構造では、橋軸方向の質量をすべて固定支承下の橋脚で受け持つように設計されるため、非常に大きな質量を負担する。よって、耐震設計において考慮すべき曲げモーメントやせん断力も大きい。曲げに関しては、他橋脚に比べ軸方向鉄筋を増やすことで必要な曲げ耐力が確保されているが、せん断に関しては、当時の設計ではコンクリートの許容せん断応力が大きかったために、帯鉄筋が最小量に相当する 30 cm 間隔でしか配筋されていなかった。このため、実際のせん断耐力が著しく小さい断面になったものと考えられる。

また、逆に耐力の著しく高いもの ($a_g > 0.8$) も見られる。P60~P64 は、円形断面橋脚ではほとんどが D32 の 2 段配筋となっているのに対し、例外的に 3 段配筋となっているためである。P175~P177 は P178 以降と同一スパンであるにもかかわらず、若干幅員が広いために主鉄筋に D35 が用いられているのが影響している。P320 付近は P314~P320 に対して同一の断面であり、最も条件の厳しい橋脚に合わせた設計となっているため、一部、耐力の高い橋脚ができています。また、P78 と P82 は間 (P79~P81) に鋼ラーメンをはさむため、意図的に耐力が高く設計されたのではないかと考えられる。

(2) 考察

図-21 に示した終局震度 a_g の分布を踏まえ、被害レベルが例外的であった橋脚について定性的な考察を行った。

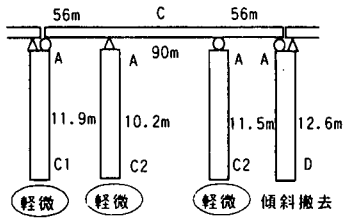
a) まわりに比べて被害が甚大なもの

P1, P9, P16, P31

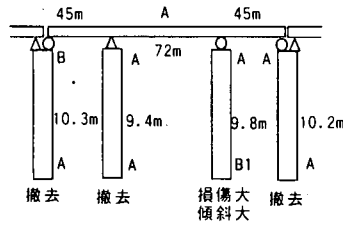
これらは単純桁を支持しており、橋軸方向の傾斜が大、かつ可動支承の損傷が大きい (損傷度 A)。可動支承が破壊して桁に食い込み、橋軸方向に可動支承側の慣性力をも負担したものと推定される。

P21

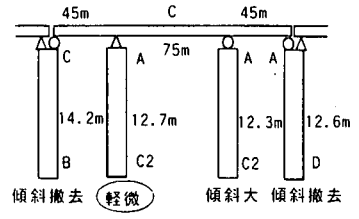
単純桁を支持しており、写真を見る限り可動支承が食い込んだ形跡はない (可動支承の損傷度: B)。終局震度も低くなく (0.64)、甚大な被害の原因は説明がつかない。



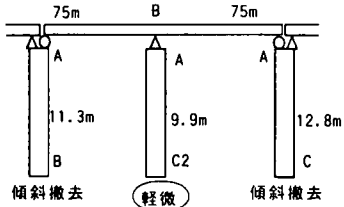
(a) P31~P34



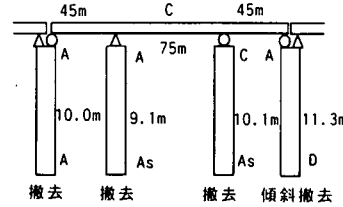
(b) P43~P46



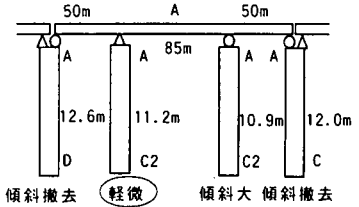
(c) P103~P106



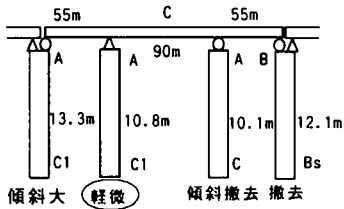
(d) P119~P121



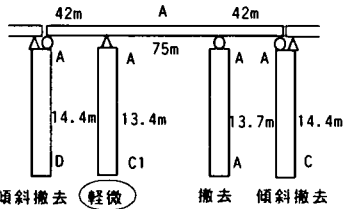
(e) P148~P151



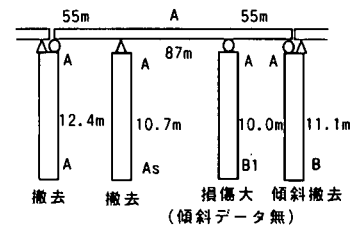
(f) P193~P196



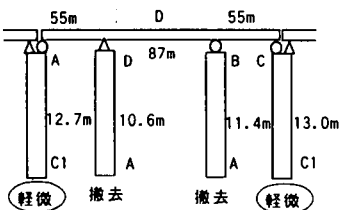
(g) P214~P217



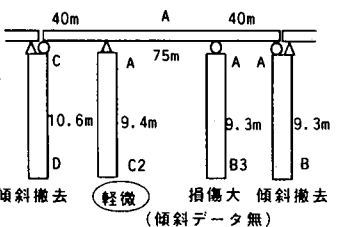
(h) P219~P222



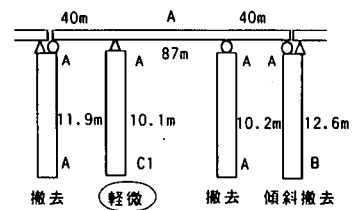
(i) P238~P241



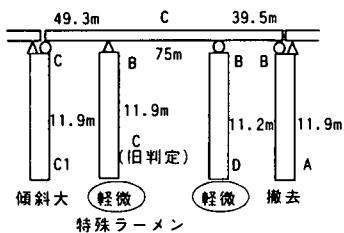
(j) P255~P258



(k) P268~P271



(l) P288~P291



(m) P291~P294

- 注) 1) 各ユニットにおいて右から橋脚番号の若い順の並んでいる
 2) 損傷度がB以上 (B1, B2, B3) の場合に損傷大, 残留傾斜の絶対値が 0.5 度以上の場合に傾斜大とコメント

図-22 P1~P350における連続桁構造の被害

b) まわりに比べて被害が軽微なもの

P40, P41, P71, P78, P82, P87, P88, P123, P168

これらは単純桁を支持しており、いずれも支承の損傷が大きい(可動支承, 固定支承ともに損傷度 A)。支承の損傷がヒューズの的に働いた例と言える。

特に, P40, P41 は S40, S41 が落橋しており(図-8 において桁の損傷度が As), 上部工の慣性力が橋脚に伝わらなかった可能性が高い。

また, P78, P82, P168 は他形式の橋脚と隣接している(P79~P81 は鋼製ラーメン, P169~P173 は特殊ラーメン)ため, RC 単柱が連続する箇所とは振動特性が異なっていた可能性も考えられる。さらに, P78, P82 は終局震度がそれぞれ 0.97, 0.84 と高く, このことも被害が小さかった一因であろう。

P155~P160

これらは単純桁を支持しており, 支承の損傷はいずれも小さい(C以下)が, 終局震度が連続して高い(P155: 0.74, P156: 0.76, P157: 0.76, P158: 0.76, P159: 0.77, P160: 0.62)。このため, 被害が軽微になったものと推測される。

P96, P164, P254, P259, P261~265, P272, P275, P277, P281, P283, P292, P312

これらは単純桁を支持しているが, 支承の損傷度は高くなく(ただし P312 は固定支承の損傷度不明), 終局震度の値も標準的である。橋脚高が高い(すなわち固有周期が長い)わけでもなく, 軽微な被害を説明できない。

P105, P120, P195, P216, P221, P255, P258, P270, P290, P292

これらはいずれも連続桁構造を支持する橋脚である。

このうち, P105, P120, P195, P216, P221, P270, P290 は固定支承下の橋脚であり, 固定支承が甚大な損傷を受けている(損傷度 A)。これらの橋脚は, 終局震度が著しく小さく(P105: 0.34, P120: 0.38, P195: 0.25, P216: 0.24, P221: 0.29, P270: 0.28, P290: 0.27), 本来ならば壊れやすい橋脚であるが, 被害は軽微であった。支承の損傷がヒューズの的に働いた顕著な例と言える⁹⁾。P1~P350 には連続桁部が 13 ユニット(3 径間連続が 12 ユニット, 2 径間連続が 1 ユニット)存在するが, 上記の 7 基を有する 7 ユニットにおいてこのタイプの被害が発生した。連続桁部における特徴的な被害と考えられる。図-22 に P1~P350 におけるすべての連続桁構造の被害を示す。

一方, P255, P258 は連続桁と単純桁の境界部, P292 は可動支承下の橋脚である(図-22)。P258 に関しては, 支承の損傷が大きい(可動支承, 固定支承ともに損傷度 A)ことから支承の損傷がヒューズの的に働いたと考えられる。P292 は特殊ラーメンと隣接しており, 振動特性が変化していた可能性が考えられる。また, 終局震度も高い(0.76)。しかし, P255 については支承の損傷度も高くなく(固定

支承: B, 可動支承: C), 終局震度も標準的であり(0.47)軽微な被害を説明できない。

以上のように被害が例外的なところに関し, その考えうる原因の考察を行った。ここでの考察はあくまでも定性的な推定にとどまっており, 今後解析的に説明することを検討したいと考えている。特に, 連続桁構造における被害メカニズムの解明は重要と考えられる。また, 上記の考察で説明がつかないまま残ったものに関しては, 構造的な観点からのみでなく, 局所的に入力地震動が異なった可能性があるのか地盤条件の違いからの検討も必要であろう。

参考文献

- 1) 藤野陽三, 阿部哲子, 大野和彦, 阿部雅人, 市岡隆興: 兵庫県南部地震による高架橋被害のデータベース化の試みとそれに基づく 2, 3 の分析, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集 I-B, pp.202-203, 1996.9.
- 2) 阿部哲子, 阿部雅人, 藤野陽三: 1995 年兵庫県南部地震による高架道路橋被害に関する総合的分析, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集 I-B, pp.496-497, 1997.9.
- 3) 阿部哲子, 阿部雅人, 藤野陽三: 1995 年兵庫県南部地震による高架道路橋被害に関する総合的分析, 土木学会・地震工学委員会, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1113-1116, 1997.7.
- 4) 阿部哲子, 阿部雅人, 藤野陽三: RC 単柱に着目した 1995 年兵庫県南部地震における阪神高速神戸線の被害分析, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集 I-B, pp.240-241, 1998.10.
- 5) 柳野 和也, 阿部 雅人, 藤野 陽三, 阿部 哲子: 1995 年兵庫県南部地震における 3 径間連続高架道路橋の被害分析, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2375-2378, 1998.11.
- 6) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995.12.
- 7) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告, 土木構造物の被害, 土木・地盤 1, 第 1 章橋梁, 土木学会/地盤工学会/日本機械学会/日本建築学会/日本地震学会, 1996.12.
- 8) 石橋忠良, 池田靖忠, 菅野貴浩, 岡村甫: 鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.95-103, 1997.4.
- 9) 幸左賢二, 藤井學, 林秀侃, 中田恒和: RC 単柱式橋脚のマクロ的損傷分析, 土木学会論文集, No.592/V-39, pp.73-82, 1998.5.
- 10) 林秀侃, 幸左賢二, 山村清, 中田恒和, 谷沢公樹: RC 橋脚の残留変形に関する検討, コンクリート系構造物の耐震技術に関するシンポジウム論文報告集, 日本コンクリート工学協会, pp.69-76, 1997.4.

- 11) 林秀侃, 丸居保, 幸左賢二, 安田扶律, 中田恒和: RC 橋脚損傷度の評価解析, 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, pp.265-272, 1997.1.
- 12) 中央開発株式会社: 1995年兵庫県南部地震 阪神淡路大震災災害調査報告書, 1995.3.
- 13) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響, 構造工学論文集 vol.43A, 土木学会, pp.849-858, 1997.3.
- 14) 土木学会: [平成8年度制定] コンクリート標準示方書, 設計編, 1996.
- 15) 伊藤義人, 岩本正和: 降伏点応力のばらつきを制御したときの鋼柱の耐力と変形性能の変動特性, 建造物の安全性および信頼性 Vol.2(JCOSSAR '91) 論文集, pp.309-316, 1991.11.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 耐震設計編, 1990.2.
- 17) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: セン断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.167-176, 1986.8.
- 18) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5.
- 19) 土木学会: コンクリート技術シリーズ No.12, 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式 [阪神大震災調査特別研究委員会 WG 報告], 1996.7.
- 20) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 耐震設計編, 1996.12.
- 21) 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1964.6.
- 22) 中村豊, 上半文昭, 井上英司: 1995年兵庫県南部地震の地震記録波形と分析(II), JR 地震情報 No.23d, 財団法人鉄道総合研究所ユレダス開発推進部, 1996.3.
- 23) 杉戸真太: 非定常シミュレーション手法 (EMP-IIB) による直下地震動の推定, 第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp.99-102, 1996.11.
- 24) 後藤充志, Paulus Irawan: コンクリートが受け持つせん断耐力の挙動, 土木学会第51回年次学術講演会概要集 V, pp.1014-1015, 1996.9.

(1998.2.3 受付)

AN ANALYSIS OF DAMAGE TO HANSHIN ELEVATED EXPRESSWAY DURING 1995 HYGOKEN NAMBU EARTHQUAKE

Satoko ABE, Yozo FUJINO and Masato ABE

Damage to Hanshin Expressway 'Kobe Route' (P1 to P718) is described in conjunction with the structural characteristics. Although the damage level of many piers was generally very high in the Kobe Route, it is also true that the visually-judged damage of many piers is moderate or mild. The visually-judged damage level is scattered along the route; no consistent trend can be found. On the other hand, there were many piers which have large residual inclination without severe damage in appearance. In the latter part of this paper, damage to the piers from P1 to P350 is investigated in detail. Considering that large residual inclination ($>0.5^\circ$) of piers is earthquake-induced severe damage, it is shown that almost all the RC single piers from P35 to P350 received severe damage consistently. The ratio, r of flexure to shear capacity of the RC single piers from P1 to P350 was calculated from the design drawings; it is found that, for severely damaged piers, the damage mode (flexure or shear) in the piers is fairly consistent with the value of r , either >1.0 or <1.0 .