

鋼橋技術研究会
阪神・淡路大震災被害調査研究部会
報告書

平成11年2月

目次 [総集編]

| | |
|---|----|
| まえがき | 1 |
| 第1章 被災状況 | 2 |
| 1. 1 地震の特性と規模 | 2 |
| 1. 2 鋼橋の被害 | 4 |
| 第2章 地理情報システムを利用した震災マップの作成および橋梁被災度の分析 | 6 |
| 2. 1 はじめに | 6 |
| 2. 2 地理情報システムと橋梁被災度のデータベースの作成 | 7 |
| 2. 3 高架橋の被災度と活断層からの距離との関係 | 8 |
| 2. 4 高架橋の被災度と架設地点の表層地質との関係 | 10 |
| 2. 5 まとめ | 14 |
| 第3章 各分科会の報告書の概要 | 15 |
| 3. 1 第1分科会（阪神高速道路3号神戸線） | 15 |
| 3. 2 第2分科会（阪神高速道路5号神戸線） | 19 |
| 3. 3 第3分科会（国道神戸2号浜手バイパス） | 23 |
| 3. 4 第4分科会（鉄道橋） | 27 |
| 第4章 今後の橋システムのあり方 | 31 |
| あとがき | 33 |

まえがき

阪神・淡路大震災から早くも3年余が過ぎたが、6000人を越える痛ましい犠牲者と多くの被害をもたらしたこの大災害はまだわれわれの記憶に焼き付いている。鋼構造の分野でも、これまでに例を見ない様々な様相の被害が発生した。鋼構造の技術にかけては世界最高水準にあり、耐震設計の面では最先進国と自負してきた我が国の構造工学関係者にとって、この災害はまことに衝撃的であった。設計で想定していたレベルを大きく越える地震動に遭遇したことは事実であったにせよ、われわれはこの状況を謙虚に受けとめ、今後に対処しなければならない。

この度の鋼橋における震害のみをとってみても、これまで世界にも例を見ない規模と多様さを呈したものであった。短太な鋼製橋脚の圧壊、補剛板の圧縮・せん断による局部座屈、円管脚柱の全周局部座屈とそれに伴う割れ、延性に富むはずの鋼板の脆性的破断、重い鋼橋桁の橋脚上での大幅な変位、メタル杢の各種の損壊等々、予想もされなかった現象、実験室でしか見られなかった現象が発生した一方で、多くの軽量の鋼製横断歩道橋がほぼ健全な姿を保ったなど、考えさせられる課題が残された。

我が国の鋼橋技術の発展に寄与することを目的とする我が鋼橋技術研究会としては、これらの震害の調査と考察、そして将来に向けての検討を行うべきことは自明であり、震災後直ちに ad hoc な特定研究部会である阪神・淡路大震災被害調査研究部会を設置した。一方、これも当然のことながら、関連の学協会、公的機関、民間企業等においても当初から精力的な調査活動が実施され、少なからぬ調査報告書が既に公にされ、提言等も出されている。そのような状況のもとで我が研究部会は何をなすべきかを先ず議論した結果、いたずらに手を広げることは避け、次の4件を対象とする分科会を設けることにした。

- 第1分科会：阪神高速道路3号神戸線
- 第2分科会：阪神高速道路5号神戸線
- 第3分科会：国道2号神戸浜手バイパス
- 第4分科会：鉄道橋

第4分科会においては当初、日本道路公団の高速自動車道も含んでいたが、鋼橋の被害には特に取り上げるべきものが少ないとして、鉄道橋を対象を限った。各分科会共通に目指した作業は、被害分布の考察、特徴的ないくつかの被害についての定量的解析、そして、これからの橋システムに関する考察と在り方の提言であった。ただし、対象の特殊性と当該分科会の方針によって多少扱い方の相違はある。第3および第4分科会で、被害に対するパラメーター解析を加えたのはその例である。

大学並びに会員各社から募られた部会委員は40名を超え、それらの方々には原則としていずれかの分科会に属して作業を行っていただくことにした。本務のかたわらこの作業に時間を割いていただいたそれらの方々、とくに労の多かった幹事の方々には厚く謝意を表したい。本報告書は阪神・淡路大震災に関連して公にされた他の多くの報告書・研究報文とはまた異なった特色を有すると自負し、これが今後の鋼橋耐震設計の進展に寄与することを願う次第である。

(部会長 伊藤 學)

第1章 被災状況

1.1 地震の規模と特性

地震の規模

平成7年1月17日未明、淡路島北部から兵庫県の神戸市、芦屋市、西宮市および宝塚市にかけて大被害を与えた地震（平成7年兵庫県南部地震）は、典型的な都市直下型の地震であった。「阪神・淡路大震災」と命名されたこの地震は、観測史上初めて震度7（激震）を記録しており（阪神地区では神戸市須磨区・JR須磨駅付近から兵庫県新開地まで、神戸市中央区JR三宮駅付近から西宮市阪急夙川駅付近まで、宝塚市の一部、淡路島北淡町と一宮町、津名町の一部）、地震による被害総額はこれまでの地震被害の最大であり、6千人を超える尊い人命が失われた。また、電気・ガス・水道・下水道などのライフラインの被害、高速道路・新幹線などの構造物の被害、各種建築物の倒壊と市街地の延焼などに及び、まれにみる都市型地震被害となった。

気象庁から発表された兵庫県南部地震の地震諸元は以下の通りである。

発生時刻：1995年1月17日午前5時46分50.0秒
震央位置：淡路島付近（北緯34°36′，東経135°03′）
震源深さ：約14km
規模：マグニチュード7.2

各地の震度分布と神戸市街地における震度7の領域を図1.1.1と図1.1.2に示す（出典「兵庫県南部地震鋼構造被害調査報告書，平成9年2月，（社）日本鋼構造協会」）。

1.1.2 地震の特性

今回の地震については、神戸市内各機関で多くの強震記録が得られている。これによると、神戸海洋気象台（気象庁）で818gal（I種地盤）、JR鷹取駅（JR西日本）で666gal（II種地盤）、東神戸大橋（阪神高速）で395gal（III種地盤）となっている。これら代表的な加速度記録は、はじめの10秒間で主要動がほぼ終わっていること、すなわち、近距离に震源をもつ内陸型地震の特徴を示している。図1.1.3に上記3地点の加速度波形ならびに加速度応答スペクトル（減衰定数5%）を示す（出典「大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—阪神高速道路公団」）。神戸海洋気象台、JR鷹取の水平動の加速度ス

ペクトルは重力加速度の2倍、2gをゆうに越えており、地震動の激しさを物語っている。

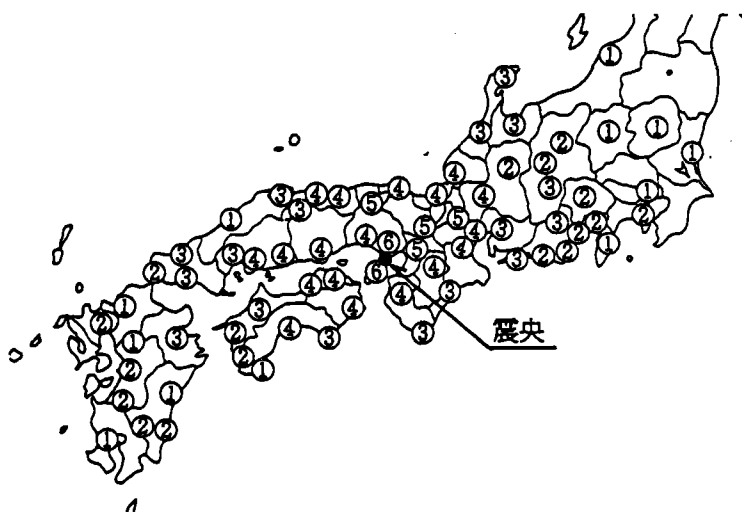


図1.1.1 各地の震度分布

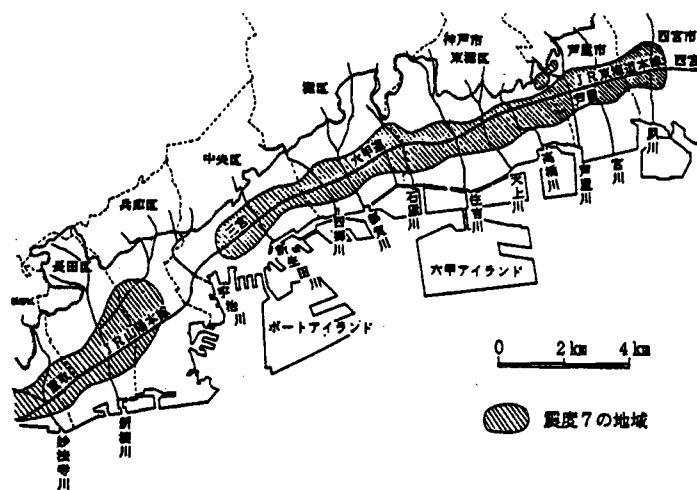
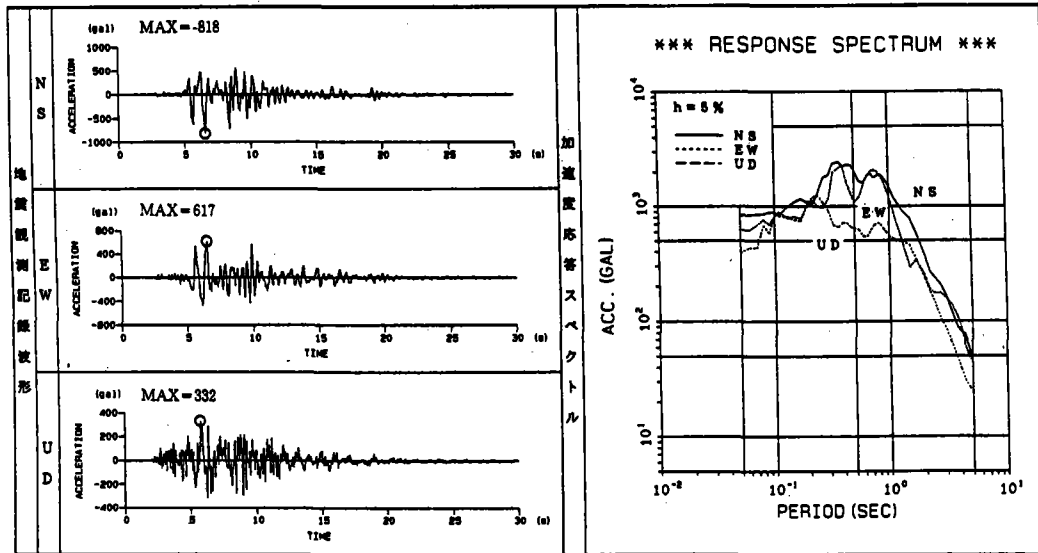
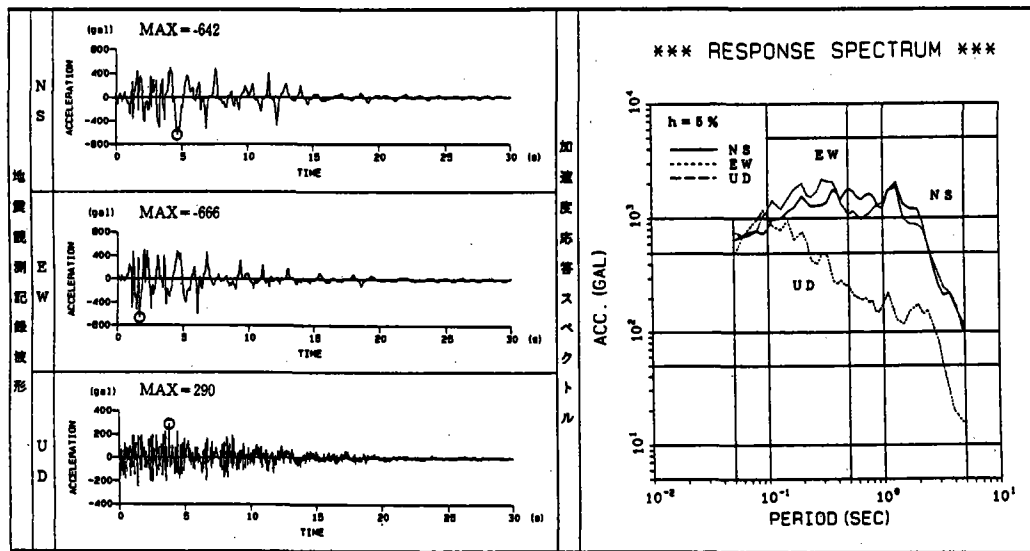


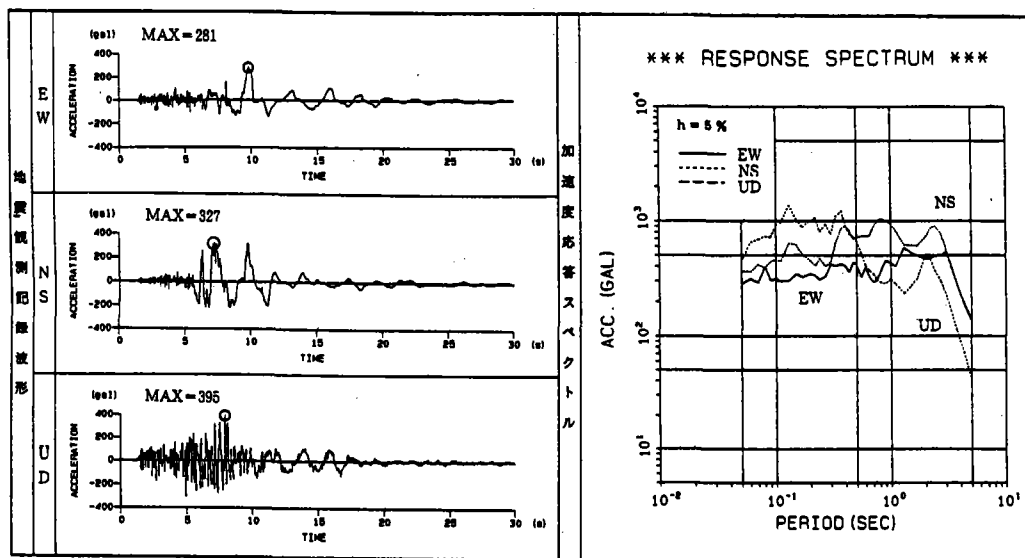
図1.1.2 神戸市街地における震度7の領域



(a) 神戸海洋気象台 (I種地盤)



(b) JR鷹取駅 (II種地盤)



(c) 東神戸大橋 (GL-1.5m) (III種地盤)

注) NS: 南北方向、EW: 東西方向、UN: 上下方向

図 1.1.3 各地盤種別の代表的な加速度波形

1.2 鋼橋の被害

1.2.1 被害とその対応

1995年兵庫県南部地震における構造物被害の中で目立ったものの一つに都市内高架橋が挙げられる。被害は、高架橋を構成する基礎、橋脚、支承、桁すべてに渡っているが、橋脚そのものか橋脚の損傷に起因したものがかなりを占めていると言える。個々の被害、被害の統計的データについては、土木学会からの報告書などたとえば^{1,2,3)}に詳しく述べられており、それらの文献に譲ることとして、ここでは特徴的なことを述べることにする。

震度7の震災ベルトの中あるいはその近くを通り、地震動が激しかったと思われる阪神高速神戸線についていえば、その85%がRC橋脚である。RC橋脚では倒壊したピルツ形式、せん断破壊したもの、残留傾斜の大きかったものなど被害は全般的に厳しいものであった。

一方、鋼製橋脚は地盤が悪い、橋脚が高い、強い偏心を受けるなど設計条件が厳しいところに用いられたケースが多く、その比率も15%程度と多くはない。鋼製橋脚の被害としては、コーナー部の溶接部の裂けに起因して圧壊した一本柱の被害例はあるものの、大半が局部屈曲に伴う板の凹凸変形にとどまり、致命的な損傷に至ったものの数は多くはなかった。ただ、点検用のマンホールがあるために補剛が弱く、そこに変形が集中した例もかなりあり、細部へのきめ細かい配慮が耐震性能には重要であることを改めて認識させられた。

鋼製橋脚の設計は現在においても基本的には許容応力度設計である。これに関して一つの誤解がある。すなわち、材料の弾性限をベースにした設計であり、塑性域での挙動を一部考慮していないというものである。鋼製橋脚の設計は基本的には当時においても耐荷力をベースにし、所要の安全率で除し、応力ベースにしたものを許容値としているのである。

当時の耐震設計は、設計震度が0.2、地震に対する実質的な安全率が1.0であったことを考えると、兵庫県南部地震における激震域での鋼製橋脚の挙動は、ある意味では耐震性の潜在的な高さを示したともいえる。

とはいうものの、自動車の衝突による変形防止のために鋼製橋脚内下から1~2mの厚さで充填されたコンクリートが損傷低減に寄与したという指摘もあり、本当のところは、今後の解明に待つところが多い。ただ、薄肉補剛構造である鋼製橋脚が本質的に有する繰り返し荷重に対するじん性の少なさは、今回の地震以後の実験でも明らかにされており、ダクティリティーの改善は材料、溶接を含めた施工の問題とあわせて急務の課題であること

は自他ともに認識された。

前述したように、鋼製橋脚はRC橋脚に比べその数は多くはない。首都高速道路の高架橋に関してもRC橋脚がおおよそ5000体あるのに対し、鋼製橋脚は、2000本あまりである。全国的に見れば鋼製橋脚の比率はさらに小さい。初期建設において有利なRC橋脚が施工機関、設計条件（地盤、脚高、脚寸法制限など）の関係で使用できないところに鋼製橋脚が用いられているのである。

鋼は材料的にも伸びに秀れており、その品質にもばらつきが少なく、構造物としての信頼度が高い。また多少の損傷を受けた場合にも部分的な補修で済み、それに要する期間も短い。

橋梁を中心とした鋼構造において、これまで耐荷力向上に主たる関心が向き、ダクティリティーに対する配慮が欠けていたことは明らかであり、今回の地震は大いに反省する契機となった。1995年兵庫県南部地震が起こる前から耐震性に関する研究は少しずつ始められていたが、体系的な基準を策定するには至っていなかった。地震後に改定された道路橋示方書・耐震設計編も残念ながら、研究蓄積・技術水準が十分ではないことを示している。しかし、それ以後、精力的な研究が大学を中心に行われており、技術水準もかなりのレベルに達してきたといえることができる。

今回の地震では建築鉄骨に脆性破壊が生じ、1994年ノースリッジ地震のとき同様に大きな問題として捉えられている。鋼製橋脚においてもラーメン隅角部に脆性破壊と見なされる亀裂が出ており、共通の問題として認識され、鋼材のじん性に関する本格的な検討が現在行われている。

また、橋梁では支承の被害も目立った。ニールセンアーチの西宮港大橋などでは支承の脆性的割れが生じ、今後の金属支承の材質、設計の改善の問題が提起された。もっと一般的な問題として、高架橋では支承の破損が目立ったことである。地震力は大きく、支承の被害は当然のこととも思われるが、支承の被害と橋脚の被害との関連、すなわち支承ヒューズ論が話題に挙がり、橋梁をシステムとして捉えることの重要性が改めて認識されることとなった。本部会でも、この立場での検討が行われている。システムとしての解析は、現在ある解析ソフトの限界の問題もあり、また一般性のある結論を得るのが難しく、研究としてはやりにくい分野である。しかし、実際の高架橋がシステムであることは明らかであり、今回の被害を説明するときには、欠かせない視点であり、いずれは、設計レベルにまで議論が進むことが期待される。

鋼系橋梁の耐震設計の体系化を考えると、激震動に対して十分な耐震性能を確保するための設計法の確立が課題であることは言うまでもない。鋼構造物が制約の強い中で建設されることの多いだけに、鋼構造が有する利点にも十分に配慮し、利点を失うことがないようにすることも重要であると考えている。このことは地震力そのものを低減する、デバイスや他の構造要素に地震力・損傷を分担させ、鋼構造本体の負担を減らすなど新しい耐震設計の考え方が鋼系橋梁においては特に要請されているということでもある。

1.2.2 地震に対する社会の反応

今回の地震では、神戸市内の一部は震度7の激震が発生した。この震度7の通称“激震ベルトの”端をかすめる形で阪神高速神戸線高架橋が通っており、ピルツ橋の倒壊に代表されるように甚大な被害が生じた。この地域の地震動は神戸海洋気象台やJR鷹取駅での地震動から推測して、水平弾性応答にして2gレベルのものであったと思われる。

一方、神戸線は、昭和40年前後の施工されたものであり、水平設計震度は0.2で設計されている。コンクリートのせん断許容応力も高く、水平地震力に対するフープ筋の必要性の認識もなかった。コンクリート橋脚の耐震研究が本格化したのはアメリカでは1971年のサンフェルナンド地震から日本では1978年の宮城県沖地震からであり、寸法効果などがその後明らかにされたのである。このような耐震基準で設計されたものが、今回のような地震動を受ければ倒壊したり、大きな損傷を受けるのが当然であるともいえるのである。

一方、地震後メディアからは、「関東大震災クラスの地震動でも大丈夫といわれた日本の高架橋が倒壊…」という類の報道が繰り返し行われた。施工不良ではないかとの報道もあり、日本の土木技術、橋梁技術あるいは耐震技術に対する信頼度がかかなり失われたものと想像する。また、地震直後、神戸線の高架橋に沿って歩いてみると、倒壊したり、大きな被害を受けているものが多い中で、外見上ほとんど被害を受けていないように見える高架橋も数多く存在していたことも事実である。隣の橋脚は一見、何事もないのというのにどうして、この橋脚が倒れているのかと思った一般社会の人も多かったのではないだろうか？

神戸線の被害により、走行中の車が落下して人命が失われた。地震後、被害者関係者が、阪神高速道路公団に対して訴訟を起し、現在裁判が進行中と聞いている。

地震による被害で訴訟に持ち込まれたのは我が国では今回が初めてなのである。訴訟に持ち込むようになった決定的な要因を私は知らないが、前述のメディアからの「土木技術不信論」や「すぐむこうの橋はなんともないのになぜこの橋だけが…」がすくなくならず影響したのではないかと想像する。

今日の訴訟に対してどのような見解から判決が下りるかは、大変気になるところである。設計で考えていた外力の2倍も3倍も大きい外力が来て壊れ、それに対しても我々は責任をとる必要があるのだろうかと思うのである。

地震のあと、世界的な趨勢になりつつある「性能照査型設計」が今後の設計の流れとして注目されている。この設計法の基本的な考え方の一つは、「所要の性能、たとえば所要の安全性レベルが満たされることを保証できるならば、材料、解析法、施工法などは設計施工者が自由に選ぶことができる」というものである。この考え方は大変魅力的であり、これまでの示方書にしばられた設計からの解放という意味では好ましく、構造工学に対するインパクトは大きいと思われる。

しかし、もし我々の社会が所要の性能の2倍、3倍の性能を陰に要求し、それを満たさないときには管理者や技術者に非があるということだとすると、性能照査型設計が育つ風土にあるのかという気がしてくる。

神戸線の高架橋の被害を見てみるとほぼ同じ時代に設計された同じような構造物ではあるが前述のように倒壊したものから、機能的にはほとんど被害を受けなかったものまで千差万別である。破壊という現象がもつばらつき、地盤や基礎の挙動の不確定性、地震動の微妙な違いなどによって「性能」に大きな違いがでることを示しており、性能あるいは安全の保証をすることが如何に難しいかを認識するのである。

これまで公共構造物は国、管理者が非があるときは保証するという体制をとってきた。性能照査型設計が導入されるということになれば、責任の一部は設計施工者に委ねられることになり、「保険」の考え方が出てくることになるだろう。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告書「土木構造物の被害－橋梁」, 1996年
- 2) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告書「土木構造物の被害－橋梁」, 1997年
- 3) 土木学会関西支部：大震災に学ぶ（創立70周年記念出版）, 1998年

（顧問 藤野陽三）

第2章 地理情報システムを利用した震災マップの作成および橋梁被災度の分析

阪神高速道路3号神戸線・5号湾岸線などの高架橋の被災度（破損の程度や橋脚の傾斜量）を地理情報システム(GIS)に入力して、阪神淡路大震災時の高架橋の被災度マップを作成した。また、存在するとして公表されている活断層をGIS内の地図上に書き込み、高架橋の被災度と活断層からの距離との関係を分析した。さらに、表層の地質データを入力し、高架橋が建設されていた地盤・地質条件と高架橋の被災度との関係を分析した。その結果、橋梁の破損の程度と活断層からの距離の関係については相関が認められないものの、橋脚の傾斜量は活断層からの距離が近いほど大きくなっていること、粘土多質層上にある橋梁に関しては被災度は相対的に小さいと言えるが、その他の地質と橋梁の被災度との相関関係については、特に顕著な傾向は見出せず、活断層からの距離とも関連させて多元的な視点から評価していかないと何らかの相関関係は得られそうにないことなど、GISを利用しシステムティックに分析することによって、幾つかの有用な知見が得られた

2.1 はじめに

兵庫県南部地震により未曾有の被害を受けた阪神高速道路を主とする高架橋は、震災後の急ピッチの復旧工事により全線が開通し、震災前の状態が取り戻されている。一方、震災後関連各学協会で精力的に収集された橋梁の被災データについては、今後の橋梁の耐震設計に活かしていくことを目指して、多くの研究者・技術者により、マクロ的およびミクロ的な視点から整理・分析がなされてきている。この内、前者に着目してみると、高架橋の被災度のマクロ分析は、兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会の報告書¹⁾等で、

- ①上部構造の種別と橋脚の被災度の関係、
- ②支間長と橋脚の被災度の関係、
- ③橋脚の高さと被災度の関係、
- ④橋脚の被災度と支承の被災度の関係、
- ⑤橋脚の被災度と橋脚基礎の被災度との関係

などについて実施されている。そして、これらの項目に関しては、いずれも有意な傾向や被災度の差異は認められないとの結論が得られている。そのため、高架橋被災度のマクロ分析を実施しておく方が望ましい項目のうち残されているものとしては、地理的な位置関係等を念頭においた、損傷の程度や橋脚の傾斜量等と

実際に動いたといわれている活断層からの距離との関係や、高架橋が建設されていた地盤・地質条件との関係などが考えられる。なお、このような分析を行う際には、地理情報システム(GIS)を利用するのが適切であることはよく知られている。

そこでここでは、京都大学防災研究所都市施設システム研究センターにおいて開発された阪神淡路大震災用GISソフトDiMSISを利用して、存在するとして公表されている活断層を地図上に書き込み、アンケート調査等に基づいて入力した阪神高速道路3号神戸線・5号湾岸線等の高架橋の被災度（損傷の程度や橋脚の傾斜量）と活断層からの距離との関係を分析することにする。また、表層の地質データを入力し、高架橋が建設されていた地盤・地質条件と高架橋の被災度との関係についても検討を試みることにする。

なお、分析に使用したデータは、本研究部会で実施された橋梁被災度調査アンケートにより得られた阪神高速3号神戸線490橋、阪神高速5号湾岸線108橋、その他164橋の被災度、および東京大学橋梁研究室にて調査された阪神高速3号神戸線の橋脚591本の傾斜量である。

2. 2 地理情報システムと橋梁被災度のデータベースの作成

地理情報システム (Geographic Information System) とは、様々なデータや情報を地図上に貼り付け、これらを編集・融合することによって、対象とする地域の現状を多角的に評価したり、現状を総合的に把握したりするためのベースとなるものである。ここで用いたGISソフトは、京都大学防災研究所都市施設耐震システム研究センターで、阪神淡路大震災の被災度の調査・分析用に開発されたDiMSIS (Disaster Management Spatial Information System) である。

本研究部会で実施された橋梁被災度調査アンケートに基づいて作成された被災度マップを参考にしながら、個々の橋脚・主桁のおおよその位置をGISの地図上にプロットして座標を確定した後、主桁・橋脚の形式

や被災度等をアンケート調査用紙から読みとり、データベースとして入力した。

図2.2.1は、JR神戸駅東側近傍の橋梁の被災状況を示したもので、橋桁を○、支承を△、橋脚を□で表示し、ディスプレイ上では、被災度A_s, A, B, C, D別に異なった色で表示できるようになっているが、図ではモノクロのため、識別はできない。

活断層の書き込みについては、文献2)を参照して、手作業でDiMSISに入力したが、その結果を示したのが図2.2.2である。この場合も、ディスプレイ上では、右ずれの活断および縦ずれの活断層を各々異なった色で表示してあるため識別できるが、図2.2.2では識別が不可能である。

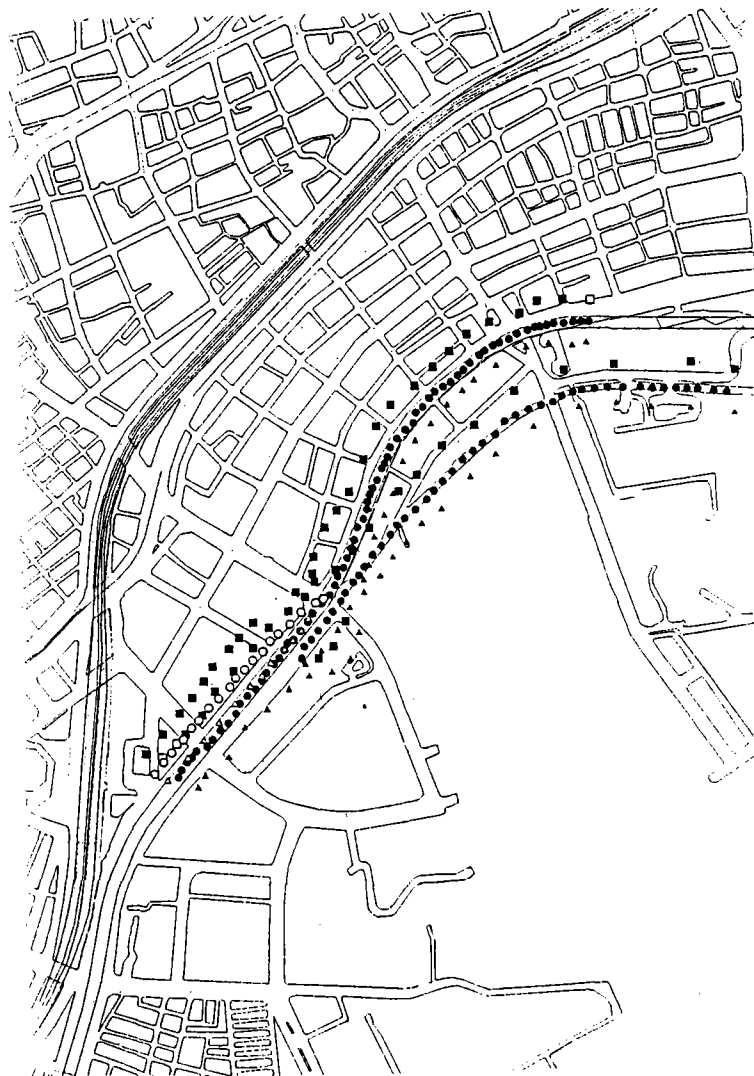


図2.2.1 GISソフトDiMSISを用いて描いた橋梁の被災度マップの一例 (橋桁: ○、支承: △、橋脚: □)

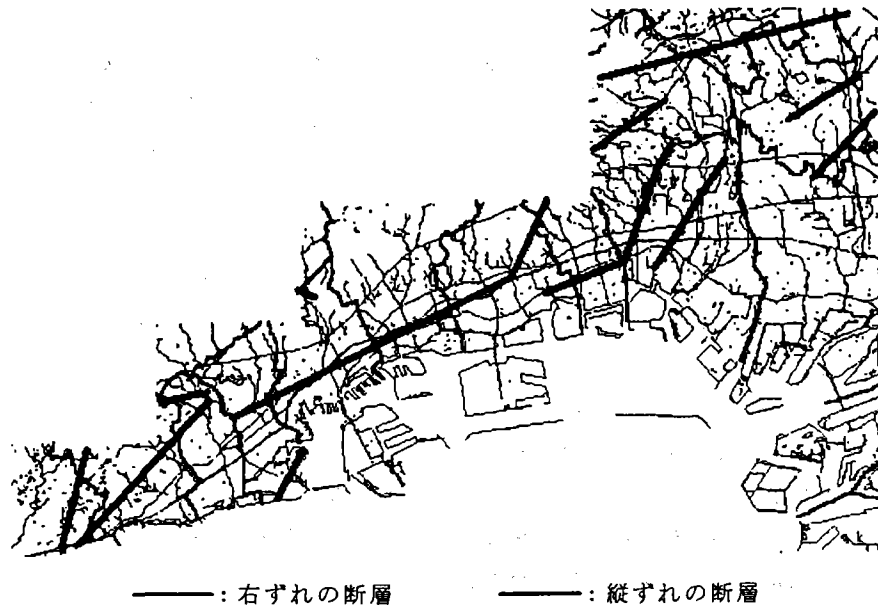


図2.2.2 GISソフトDiMSISを用いて描いた神戸市付近の活断層の分布

2.3 高架橋の被災度と活断層からの距離との関係

兵庫県南部地震で実際に動いたとみられる活断層の特定は未だになされていないが、ここでは、新聞等で動いたと報道されている活断層と着目する高架橋までの最短距離を「活断層からの距離」とし、DiMSISを用いて算出した。

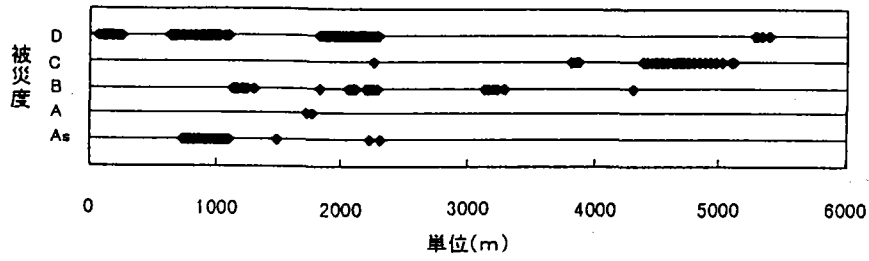
図2.3.1は、橋脚の被災度と活断層からの距離の関係を示したもので、阪神高速3号神戸線、阪神高速5号湾岸線、浜手バイパス別に示してある。これより、 A_s 、 A という高い被災度は、活断層からの距離が3000m以内で生じていること、3号神戸線では、活断層から遠ざかるほど橋脚の被災度が軽減している傾向が若干ではあるが認められることがわかる。

なお、図表の形では示さないが、橋桁の被災度および支承の被災度と活断層からの距離についても検討した。その結果、橋桁に関しては橋脚とほぼ同様の傾向があることを確認できたが、支承については、活断層からの距離が6000m程度ある場合でも高い被災度を示しているケースが幾つか見られ、橋脚や橋桁とは異なる

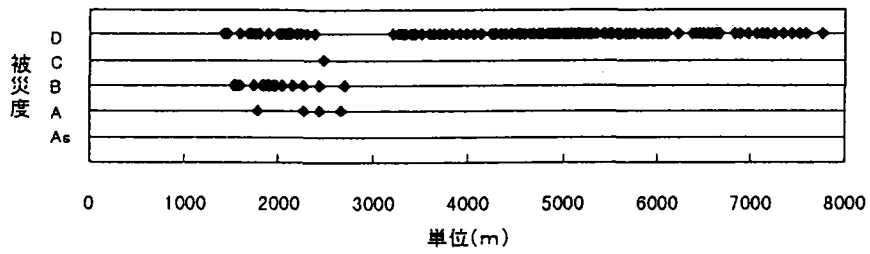
傾向を示していることが明らかとなっている。

図2.3.2は、阪神高速3号神戸線の橋脚の傾斜量と活断層からの距離を、橋軸方向・橋軸直角方向別に表したものである。図2.3.2より、橋軸方向の神戸側への橋脚の傾斜量は、活断層からの距離が小さくなるに従って線形的に大きくなってきていること、橋軸直角方向の橋脚の傾斜量についても、山側への傾斜量が活断層からの距離の増加に伴って急激に減少し、活断層からの距離が1000mを越える場合にはほとんど傾斜していないこと等がわかる。

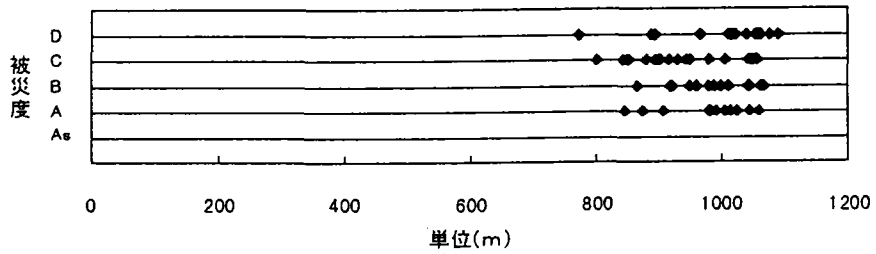
なお、上記2つの検討をしてみた結果から、地震被災度を表す指標として、 A_s 、 B 等のランクという離散的で、その判断にある程度主観の入るようなものを用いるよりも、橋脚の傾斜量のように、測定誤差は含まれるものの連続量として客観的に評価できる指標を使用する方が、当然のことながら適切と言え、今後どのような定量的指標を橋梁の震災調査に用いるのが良いのかについて議論を重ねていくことが重要であろう。



(a) 阪神高速3号神戸線

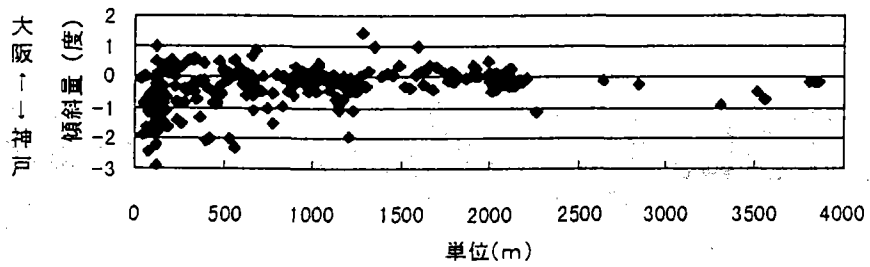


(b) 阪神高速5号湾岸線

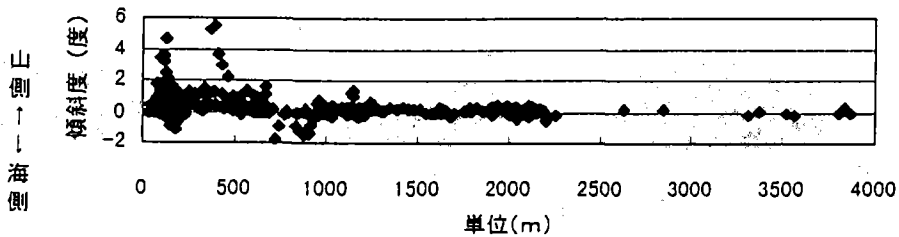


(c) 浜手バイパス

図2.3.1 橋脚の被災度と活断層からの距離



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図2.3.2 阪神高速3号神戸線における橋脚の傾斜量と活断層からの距離

2. 4 高架橋の被災度と架設地点の表層地質との関係

表層地質のデータを文献3), 4)より収集し、GISソフトDiMSISに入力した後、高架橋被災度と架設地点の表層地質との関係を調べた。

図2.4.1は、阪神高速3号神戸線における橋桁・支承・橋脚の被災度の割合を表層地質別に示したものである。これより、埋め立て地に架設された橋梁の被災度の割合がかなり高いことがわかる。なお、相対的には

良い地盤であると言われている粘土多質層上の橋脚の被災度の割合が高くなっているが、これは、データが2個しかなく、その内の1つの被災度が高かったためであり、考察の対象から除外している。

図2.4.2は、阪神高速3号神戸線の橋脚の被災度と地質、および、活断層からの距離の関係を示した図である。これより、3号神戸線においては、活断層からおおよそ

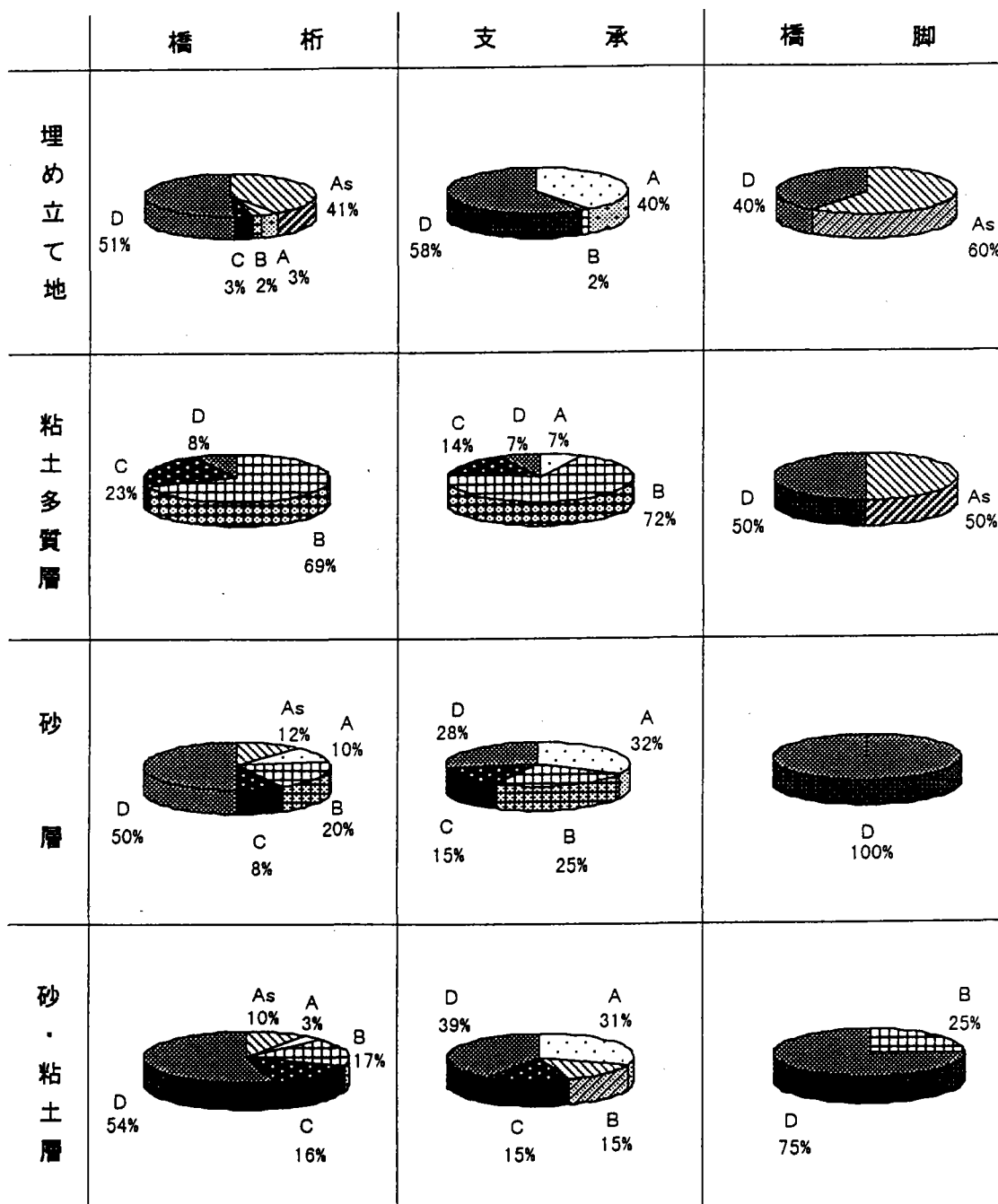
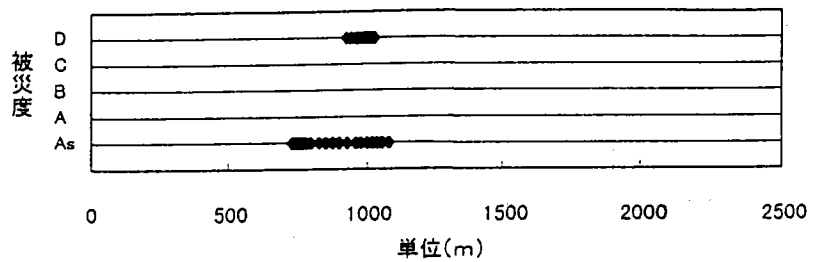
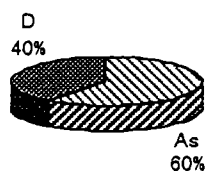


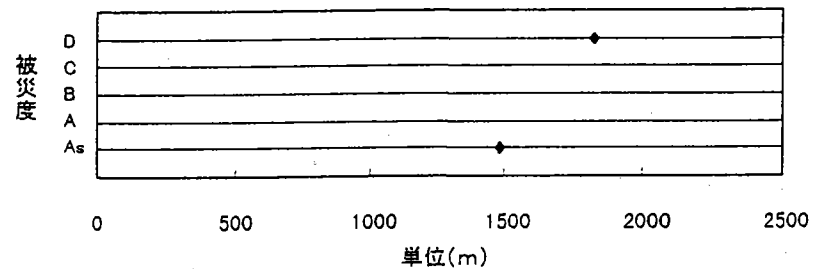
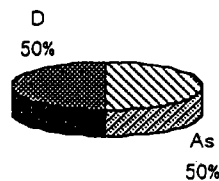
図2.4.1 阪神高速3号神戸線における橋梁の被災度と地質の関係

700~1100mの距離にある埋め立て地に被災度A_sが集中していることがわかる。ただし、ほぼ同じ距離の埋め立て地にありながら損傷を受けなかった橋脚が40%存在することを考慮すると、被災度A_sとDを分けた原因が何だったのか（構造材料の違い、構造形式の違い、橋脚高さの違い、支承タイプの違い、上部構造形式の違い、架設年次の違い等）について今後さらに注意深く検討を加えていく必要がある。

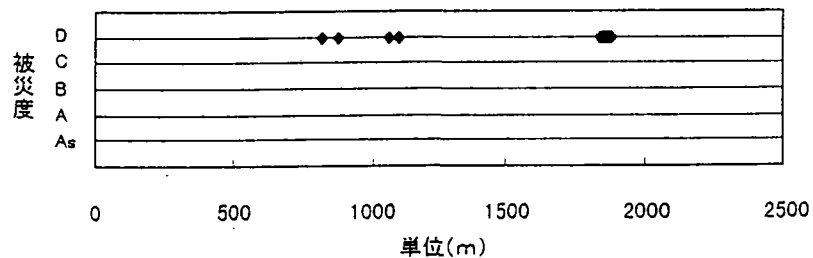
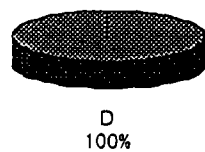
図2.4.3は、埋め立て地にある橋脚の被災度と活断層からの距離の関係を、阪神高速3号神戸線、5号湾岸線、浜手バイパス別に示したものである。これより、地盤が悪く相対的に被災度の高かった埋め立て地であっても、活断層からの距離が3000mを越えるとほとんど被害が生じていないことがわかる。5号湾岸線の被災度の割合が相対的に低くなっているのは、活断層から3000m以上離れた地点に架設されている橋梁がかなり



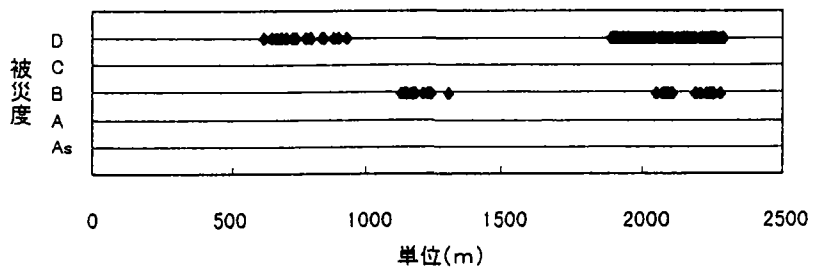
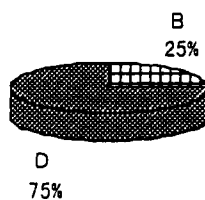
(a) 埋め立て地



(b) 粘土多質層



(c) 砂層



(d) 砂・粘土層

図2.4.2 阪神高速3号神戸線における橋梁の被災度と地質、および活断層からの距離の関係

の部分をお占めているため、活断層からの距離が3000 m以下のデータだけ集めた場合には、浜手バイパスのケースに近づくものと思われる。

図2.4.4は、埋め立て地にある支承の被災度と活断層からの距離の関係を、阪神高速3号神戸線、5号湾岸線、浜手バイパス別に示したものである。支承の被災度に関しては、橋脚と異なり、活断層からの距離が3000 mを越えても大きな損傷を被っているケースがあるこ

とが図2.4.4よりわかる。

図2.4.5は、橋脚の傾斜量と表層地質の関係を、橋軸方向・橋軸直角方向別に示したものである。橋軸方向、橋軸直角方向共に、粘土多質層以外の地盤では傾斜量が大きくばらついていること、特に、橋軸直角方向の砂層上での山側への傾斜が突出して大きくなっているケースが2つあること等がわかる。

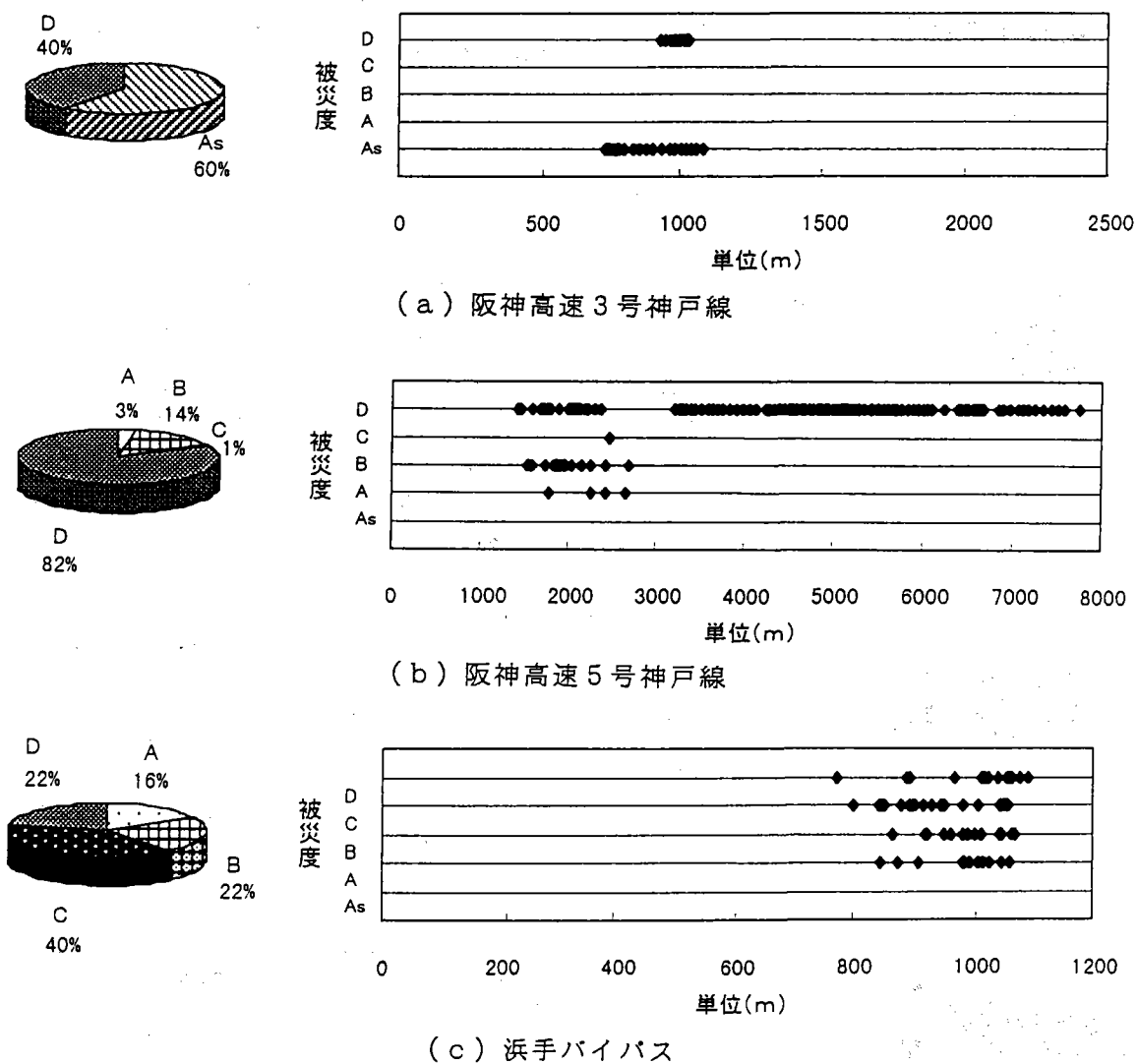
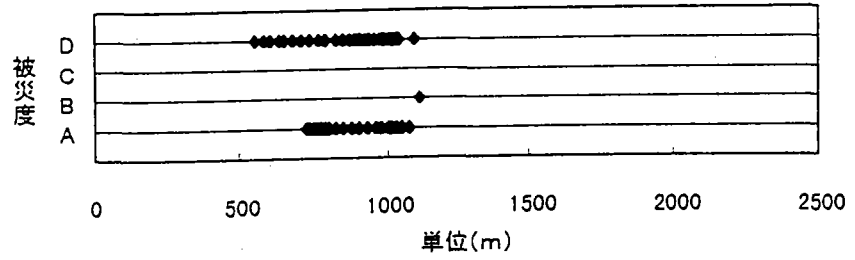
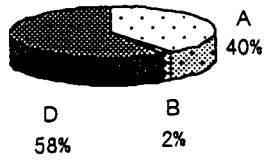
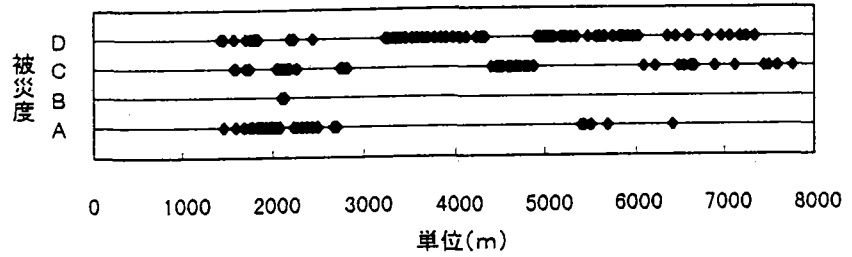
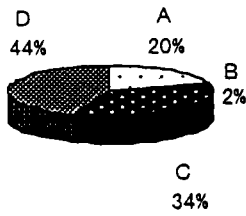


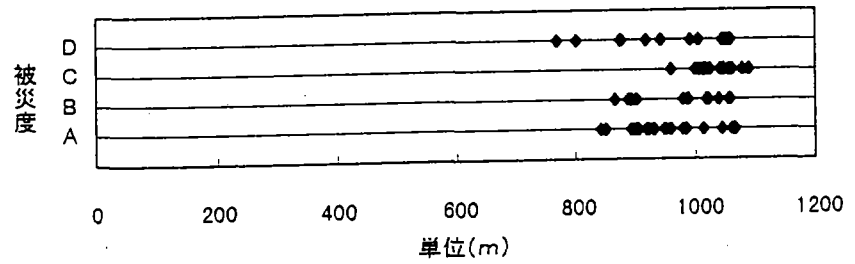
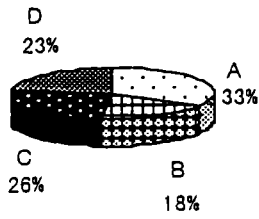
図2.4.3 埋め立て地における橋脚の被災度と地質、および活断層からの距離の関係



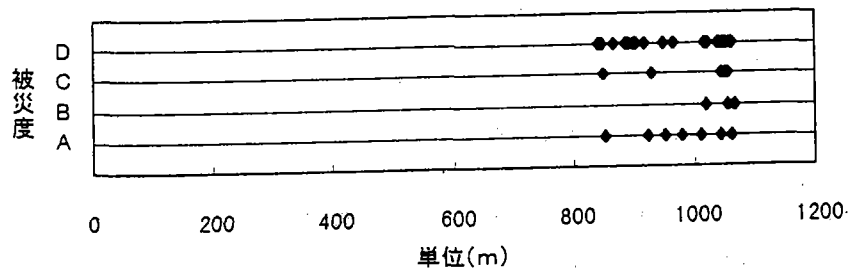
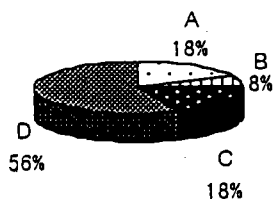
(a) 阪神高速3号神戸線



(b) 阪神高速5号湾岸線

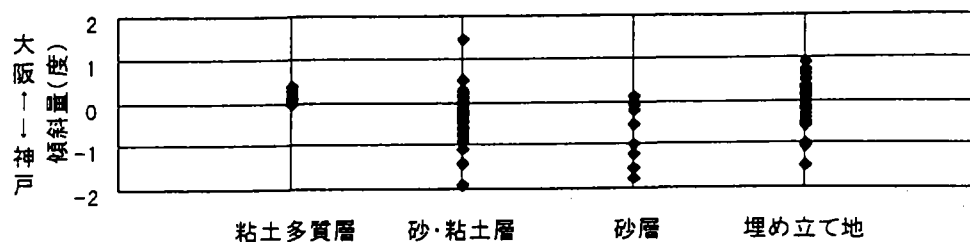


(c) 浜手バイパス (上層桁)



(d) 浜手バイパス (下層桁)

図2.4.4 埋め立て地における支承の被災度と地質、および活断層からの距離の関係



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図2.4.5 阪神高速3号神戸線における橋脚の傾斜量と地質の関係

2. 5 まとめ

京都大学防災研究所開発のGISソフトDiMSISを利用して、存在するとして公表されている活断層を地図上に書き込み、別途入力した阪神高速道路3号神戸線・5号湾岸線等の高架橋の被災度（破損の程度や橋脚の傾斜量）と活断層からの距離との関係を分析した。また、表層の地質データを入力し、高架橋が建設されていた地盤・地質条件と高架橋の被災度との関係を分析した。

その結果、橋梁の損傷の程度と活断層からの距離の関係については相関が認められないものの、橋脚の傾斜量は活断層からの距離が近いほど大きくなっていること、粘土多質層上にある橋梁に関しては被災度は相対的に小さいと言えるが、その他の地質と橋梁の被災度との相関関係については、特に顕著な傾向は見出せず、活断層からの距離とも関連させて多角的な視点から評価していかないと何らかの相関関係は得られそうにないこと等が明らかとなった。

参考文献

- 1) 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，平成7年12月。
- 2) 活断層研究会編：日本の活断層，東大出版会，1993年。
- 3) パシフィックコンサルタンツ(株)総合研究所：平成7年阪神大震災(兵庫県南部地震)被害調査報告書，1995年1月。
- 4) 大成建設(株)技術研究所：阪神大震災調査速報 平成7年(1995年)兵庫県南部地震，1995年2月8日。

(技術幹事 杉山俊幸)

第3章 各分科会報告の概要

3.1 第1分科会（阪神高速道路3号神戸線）

3.1.1 活動概要

第1分科会では、阪神・淡路大震災で被災した阪神高速道路公団3号神戸線（以下、3号神戸線とする）における橋梁構造物の内、主に、鋼材で構成された部位に着目しながら、被災状況の調査・整理、被災メカニズムの分析を行い、その結果を踏まえながら、橋システムのあり方について提案を行った。ただし、ここでの検討は、鋼橋の設計にかかわる技術者の観点からの検討であり、具体的な橋システムとしての提案は、基礎構造、コンクリート構造、耐震工学、社会学等の他分野や一般市民との議論が必要である。そして、そのような議論をとおしてのみ、橋システムとしてのアクセプタブルダメージ（許容できる被害）を明確にすることができるといことから、ここでの提案は、橋システムに対する要求事項を示すにとどめた。

被災状況の調査・整理は、まず、鋼橋技術研究会に参加している各社にアンケート調査を行い、鋼桁、鋼製支承、落橋防止構造、鋼製橋脚の被災状況を整理し、3号神戸線の震災マップを作成した。また、阪神高速道路公団が震災直後と復旧工事施工時に行った鋼製橋脚の調査結果に基づいて、鋼製橋脚被災データベースを作成した。

被災メカニズムの分析は、西宮市甲子園付近に位置する西P-139橋脚～西P-172橋脚の間に存在する高架橋と、JR鷹取駅付近に位置しJR山陽本線上に架かる3径間連続鋼箱桁橋（跨線橋）を対象とした。分析は、桁の移動量や座屈状況等の被災データと、線形の動的解析結果に基づいて行った。

以上の検討結果等を参考に、橋梁を構成する各部位の耐震性、損傷の伝播の防止と制御、ライフラインとしての耐震性という観点から橋システムに対する要求事項を整理した。

3.1.2 3号神戸線の被害状況と震災マップの作成

(1) 3号神戸線の被害状況

3号神戸線における高架橋は、何れも昭和46年以前の旧い設計基準によって設計されたものであり、現在の目からみれば耐震性への配慮が不十分な時代に設計された橋梁である。このため、3号神戸線では、全線に渡って多くの橋梁において様々な被害が生じている。第1分科会では、3号神戸線の高架橋の内、鋼桁、鋼

製支承、落橋防止構造、鋼製橋脚に着目して、その被害状況を調査・整理した。その結果、次のような被害が確認された。

- 1) 鋼桁では、桁端部の損傷、横桁の座屈、横構・耳桁・縦桁の損傷、高力ボルトの脱落等が見られた。
- 2) 鋼製橋脚では、円形鋼製橋脚の全周座屈、鋼製橋脚の補剛版全体の局部座屈・補剛材間の板の局部座屈、マンホール溶接部の亀裂、隅角部塗膜のはく離、アンカーボルトの破断等が見られた。
- 3) 鋼製支承では、サイドブロック部の破壊、BP支承におけるベアリングプレートの抜け出し、ローラー支承におけるローラーの抜け出し、ピン支承におけるピンの抜け出し・破断等が見られた。
- 4) 落橋防止構造では、耐震連結装置の破断等が見られた。

(2) 震災マップの作成

3号神戸線における鋼構造物の被害状況を把握するために、震災マップを作成した。震災マップの作成は、次のような手順で行った。

鋼橋技術研究会に参加している各社に橋梁調査シートを配布し、各社が被災調査や、復旧工事に携わった橋梁に対してその被害状況、型式、構造諸元を調査シートに記入してもらい、その結果を、国土地理院発行の地形図に記入することにより震災マップを作成した。震災マップには、道路橋震災対策便覧による被災度判定基準（As, A, B, C, Dの5ランク）に基づいた被災程度を、桁、橋脚、支承に分けて表示するとともに、できるだけ被災状況のコメントを記入した。

3.1.3 鋼製橋脚被災データベース

阪神・淡路大震災では、3号神戸線の鋼製橋脚にも様々な被害をもたらした。ここでは、今後の鋼製橋脚の設計施工や研究への利用を目的に、阪神高速道路公団が震災直後に行った被害状況調査や、復旧工事施工時に行った詳細調査の結果を用いて、「阪神高速3号線鋼製橋脚被災状況データベース」を作成した。データベースは、リレーショナル型データベースとした。

データベースは、管理情報や構造型式等を表す一般データ、構造諸元や荷重、強度等を表す構造データ、被害状況を表す被災データより構成されている。これらのデータが、橋脚の管理番号に

よって関連づけられている。データベースの利用方法としては、次のような活用が考えられる。

利用例1：ある鋼製橋脚について、どのような構造であり、その被害はどうであったかを調べる場合について示す。

検索条件として橋脚の管理番号を入力し、構造データ、被災データの順に出力する。

利用例2：ある構造形式に対して、被害はどうであったか、どのような被害を生じた鋼製橋脚はどの橋脚かを調べる場合について示す。

検索条件として単柱やラーメン等の形式、高さ、断面形状や諸元等の構造データを入力し、被災データ、一般データの順に出力する。

利用例3：ある被害がどのような構造形式を有する鋼製橋脚に生じているか、その鋼製橋脚はどれかを調べる場合について示す。

検索条件として被害状況を入力し、構造データ、一般データの順に出力する。

以上のように、データベースに登録されたデータを検索条件によって絞り込むことにより、対象とするデータを抽出することができる。データ項目の詳細は次のとおりである。

1) 一般データ

橋脚管理番号、建設時脚番号、住所、施工年月、適用示方書、施工者

2) 構造形式

橋脚形状、橋脚の層の数、橋脚高さ（一層目、二層目）、断面形状、地盤種別、地質条件、橋軸の方向角

3) 基礎データ

基礎形式、杭種、杭径、杭長、杭本数

4) 上部工データ

上部工形式（大阪方、神戸方）、設計震度、鉛直荷重、支承形式・支承の数・支承条件（大阪方、神戸方）、橋脚梁重量、橋脚柱重量

5) 構造詳細

橋脚管理番号、柱番号、層番号、断面番号、設計外力・載荷軸方向、荷重組合せケース、断面を決定した外力（曲げモーメント、せん断力、軸力）、断面2次モーメント、断面積、断面係数、断面2次半径、有効座屈長、箱形断面外縁鋼板の幅、R付き断面の曲げ半径、円形断面の外径、外縁鋼板の板厚、円形断面の径厚比、水平補剛材間隔、縦補剛材間隔、縦補剛材板厚、縦補剛材板幅、幅厚比パラメータ、縦補剛材の幅厚比パラメータ、補剛材の剛比、許容応力度（局部座屈考慮、全体座屈考慮）、細長比パラメータ、外縁鋼板の使用鋼材、外縁鋼板の鋼材の降伏応力、縦補剛材の使用鋼材、縦補剛材の降伏応力、軸圧縮応力、脚基部の保護（根巻きコンクリート、防食鋼板）、設計基準強度（中埋めコンクリート）、打設高さ（中埋めコンクリートの打設高）、開口部の有無と設置面、開口部の位置（距離、高さの比、中埋めコンクリートの高さ）、開口部の形状、開口部の寸法、開口部の補強方法

6) 全体被災状況データ

橋脚管理番号、被災状況の総合評価、周辺地表の沈下量、周辺地表の亀裂、周辺地表と脚との隙間、液状化の発生有無、被災状況全体写真番号

7) 部材被災状況データ

橋脚管理番号、柱番号、層番号、断面番号、損傷の種類、損傷発生の部位、損傷の位置、方向、損傷の規模、損傷判定、部材損傷写真番号

8) イメージデータ

一般図番号、全景写真番号

上記のデータ群の内 1), 2), 3), 4), 8)が一般データを、5)が構造詳細データを、6)と 7)がそれぞれ全体と部材の被災データを構成している。そして、各データは、橋脚の管理番号で関係付けられている。

3.1.4 甲子園付近の高架橋の被害について

西宮市甲子園付近に位置する高架橋西 P-139～西 P-172 を対象に、被災分析を行った。対象とする高架橋群は、昭和 54 年度に竣工され、昭和 47 年道路橋示方書によって設計されたものである。耐震設計上の地盤種別は、Ⅱ種地盤となり、設計水平震度は0.23、設計鉛直震度は0.11 である。

(1) 橋梁構造形式

対象とする橋梁構造は、西 P-139～西 P-145 までは上下線一体構造、西 P-145～西 P-165 までは上下線分離構造、西 P-165 から第1分科会が対象とした西 P-172 までは上下線一体構造となっている。桁構造は、次のように分類できる。

- 1) 単純合成鉄桁（西 P-139～西 P-142、西 P-145～西 P-146、西 P-165～西 P-172）
- 2) 3径間連続軽量コンクリート非合成箱桁（西 P-142～西 P-145）
- 3) 単純合成箱桁（西 P-146～西 P-152、西 P-159～西 P-162）
- 4) 3径間連続鋼床版箱桁（西 P-152～西 P-159、西 P-162～西 P-165）

橋脚は、鉄桁区間では単柱円形 RC 橋脚、箱桁区間では単柱矩形 RC 橋脚が採用されているが、二股付近では下を通る国道 43 号線との関係から鋼製門型橋脚や鋼製逆L型橋脚が採用されている。

(2) 被災状況

箱桁では支承付近における損傷が多くみられた。桁がセットボルトの破断により支承から逸脱し、全ての箱桁が神戸側に約 40～60cm 移動しており、その移動により、次のような損傷が生じたと考えられる。同一橋脚上に位置する神戸側の支承は、桁と桁の遊間部分に食い込むように挟まり、大阪側の支承は、下フランジに食い込み、下フランジには座屈や破断、支点上ダイヤフラムには座屈が生じている。鉄桁には大きな損傷がみられなかった。

箱桁区間ではピン支承やピンローラ支承が使用されており、全

ての支承でセットボルトの破断が確認されている。鉦桁区間ではBP 杓が使用されており、サイドブロックのズレや上杓のボルトのゆるみがみられる。

桁の移動量が大きい箱桁の区間では、RC 橋脚のかぶりコンクリートの剥離や鋼製橋脚の座屈等の目視によって確認できるような損傷はみられなかった。このことから、支承が破壊したことがヒューズとなり、橋脚に大きな損傷が生じなかったと考えることもできる。

落橋防止構造は、西 P-151 と西 P-158 の2箇所で主桁腹板が一部破断した点を除けば、連結板の遊間が無くなったり、ボルトのゆるみ、取り付け部の腹板のはらみ等の軽微な損傷に留まっている。

(3) 被災分析

前述した被災状況の分析を行うために、箱桁の西 P-153～西 P-154 間と、鉦桁の西 P-140～西 P-141 間を対象に、線形の動的解析を実施した。対象とした橋梁はともに単純桁であるが、支承が破壊し、桁と支承がかみ合った結果2点固定状態となった場合と、支承が破壊せず単純桁として機能した場合の2つの状態を想定して解析を行った。解析モデルは、桁と橋脚よりなる簡易なモデルであり、基礎の振動は無視した。阪神・淡路大震災で観測された JR 鷹取駅記録 NS 成分を、橋脚基部から入力した。線形の動的解析なので、当該橋梁の損傷状況を正しく説明することができなかったが、実際に損傷が大きかった箱桁の支承部が地震時に弱点となることが、解析結果からも確認することができた。

3.1.5 鷹取付近の3径間連続鋼箱桁橋の被害について

神戸市須磨区を通る阪神高速3号神戸線の一部で、JR 山陽本線上に架かる3径間連続非合成箱桁橋の被災分析を行った。この橋梁を被災分析の対象としたのは、被害状況からその損傷過程を概ね推定できることと、隣接する JR 鷹取駅で地震動が観測されているため、その地震動を被災分析の入力地震動として用いることができるというメリットがあったからである。特に後者は、被災分析においては重要であり、本橋は貴重な存在である。

(1) 橋梁構造形式

対象橋梁は、昭和43年5月に竣工された3径間連続非合成箱桁(2主桁)橋である。支間長 63.5+84+63.5m、全幅員約 18m、平面線形は R=291m の緩やかな曲線を有している。支承は BP・A 杓が用いられており、橋軸方向の支持条件は1点固定である。橋脚は、橋軸方向の支持条件が固定となる P688 橋脚が RC 門型ラーメン橋脚、橋軸方向の支持条件が可動となる P687、P689、P690 橋脚が RCT 型橋脚である。落橋防止構造は、連結板タイプの耐震連結装置が用いられている。

(2) 被災状況

本橋では、被害調査の結果、橋梁各部の損傷の多くが、主桁の

橋軸方向への移動に起因していることが分かっている。なお、橋軸直角方向にはほとんど移動していない。損傷は、桁、支承、橋脚、支承の各部に生じており、その被災程度も小さくはなく、次のような損傷が生じている。

橋軸方向の支持条件が固定となっている P688 橋脚は、橋脚基部でせん断破壊している。そのため、橋脚天端が約 1.2m 沈下している。

支承では、可動支承の移動制限装置が破損しており、移動可能量を上まわる水平変位が生じたために、支承の機能が失われたと考えられる。

桁 (G1 桁、G2 桁) では、下フランジパネル全体と一部腹板が座屈している。G1 桁の損傷部は、添接板に隣接した位置にあたり、断面構成上は交番部から正曲げ域に入った最初のパネルであるため、引張り部材として設計されており縦リブ本数が3本と少ない。また、下フランジ側に水平補剛材がない。G2 桁の損傷部は、G1 桁のような圧縮パネルから引張パネルへ変化するような断面の急変部ではないが、圧縮パネル中の断面変化位置で座屈が発生している。注目すべきは、これらの損傷がせん断破壊した P688 橋脚と P689 橋脚の間ではなく、P689 橋脚と P690 橋脚の間で生じているという点である。

この他に、耐震連結部の座屈、伸縮装置の破損、セットボルトの破損がみられた。

(3) 被災分析

橋軸方向の支持条件が固定となっている P688 橋脚のせん断破壊、桁の座屈、可動支承の破損の3つに焦点を当てて、線形の動的解析、RC 橋脚の地震時保有水平耐力計算、P688 橋脚上に存在する支承位置での支点沈下解析を行った。動的解析は、支承の機能が保持されたとした場合と、支承が破壊し桁と支承がかみ合った結果全ての橋脚で橋軸方向の支持条件が固定となった場合の2つを想定した。解析モデルでは、基礎の振動の影響を無視し、橋脚基部から JR 鷹取駅記録の NS 成分や UD 成分を入力した。支点沈下解析では、P688 橋脚がせん断破壊したことによって生じた沈下量 1.2m を作用させた。

解析結果より、次の点が明らかになった。

- 1) 地震動の鉛直成分 (UD) と水平成分 (NS) によって生じる最大応答値は、前者よりも後者的の方が圧倒的に大きく、その発生時刻は離れていることから、本橋の被災に地震動の鉛直成分が与えた影響は小さいと考えられる。
- 2) 支承が破壊し桁と支承がかみ合った結果全ての橋脚で橋軸方向の支持条件が固定となった場合を想定した解析結果では、P689 橋脚にも何らかの損傷が生じる結果となった。しかし、実際には P689 橋脚には損傷が生じていないことから、ここで想定したような橋軸方向の支持状態は生じなかったと考えられる。
- 3) 移動制限装置は、RC 橋脚がせん断破壊する前に破断したと考

えられる。

- 4) 地震時保有水平耐力法によると、橋軸方向の支承条件が固定の P688 橋脚、可動の P687 橋脚はともに、せん断破壊先行型と判定される。これは、P688 橋脚の損傷状況と整合している。
- 5) 支点沈下解析より、P688 橋脚位置が 1.2m 沈下すると、桁に生じる曲げモーメントが部分的に抵抗曲げモーメントを上まわることが確認された。これより、桁の座屈は、P688 橋脚のせん断破壊が起点となっていると言える。

3.1.6 橋システムのあり方

3号神戸線の橋梁には、ここに示した以外に様々な形の被害が生じている。そして、その被災原因の全てが解明された訳ではない。何故壊れたかは、どうしたら壊れないかという検討とともに今後も継続されなければならない。それが、我々橋梁技術者のアカウンタビリティ（社会に対する説明義務）だからである。

今回の地震によって橋梁各部には多くの損傷がみられたが、その損傷は今回の事例をみる限りにおいても、複雑に連成しながら生じていることが分かる。これは被害が広範囲に広がったことを意味しているが、一方、甚大な被害の集中を免れた（被害を分散した）と言うこともできる。

ここでは、橋システムの耐震性の向上策を、各部位の耐震性の向上、損傷伝播の防止と制御、ライフラインとしての耐震性の向上という3つの観点から、橋システムに対する要求事項を整理した。

(1) 各部位の耐震性について

鷹取付近の1点固定式の橋梁は、その振動特性が1自由度系に近似できることから、阪神・淡路大震災後に改訂された道路橋示方書では、震度法と地震時保有水平耐力法により耐震設計して良いとされている。なお、地震時保有水平耐力法の適用は、橋脚、基礎、支承、落橋防止構造という橋システムを構成する全ての要素が対象となる。今回の3号神戸線を対象とした被災分析では、動的解析と地震時保有水平耐力法の計算結果が共に地震時の状況を概ね再現できていることが分かった。これより、動的解析や地震時保有水平耐力法を用いて、橋梁各部の設計を行うことの重要性和妥当性を確認することができた。

地震時においてその被害ならびに橋梁各部に及ぼす影響を考えた場合、橋脚の耐震性の向上は特に重要である。また、既設の上部工を鋼床版に置換えることによる軽量化が耐震性に寄与していることも付け加えておく。

(2) 損傷の伝播の防止と制御について

我々は、今回の地震を教訓として様々な耐震設計手法を計画・設計に取り入れ、旧来の耐震設計基準に比べ飛躍的に個々の部位の耐震性の向上を図っている。ここではさらに損傷の伝播の防止ならびに制御の必要性について述べる。個々の部位が耐震性に優

れていても不測の事態を考えた場合に今回の損傷事例のように損傷が伝播する可能性がある。そこで力の伝達を断ち切ることでより橋脚のような重要部位を損傷から防ぐ対策を立てる必要がある。例えば鷹取付近の事例の場合は、P688 橋脚上の固定支承が健全であったことから、計算が示すとおり想定していた以上の地震力によって結果的には下部工を損傷に至らしめた。一方、この事例とは反対にも固定支承が損傷していれば下部工への水平力の伝達が阻止され、固定橋脚の損傷は回避することが可能であったかも知れない。ところがその場合は当然ながら可動支承部には過大な水平力が作用し、次々と可動支承の移動制限装置が破損し過度の移動量を生じることになり可動支承本来の機能が発揮できない状況に陥ることが類推される。このようにシステムを構成する各部位の地震に対する耐力の大小関係によって地震によってもたらされる被害の状況は大きく左右されると言える。このように、橋システムを構成する各要素の耐力や変形性能に明確な差を付け（階層化）、設計で想定したとおりの地震応答を引き出そうという設計法を、キャパシティデザインという。キャパシティデザインは、海外では、耐震設計法の主流になりつつあるが、我が国も、我が国の橋システムや地盤条件および地震環境にマッチしたキャパシティデザインの確立が必要である。

個々の部位が阪神・淡路大震災クラスの大地震に対して設計されているとしても、さらにそれを上回るような大規模地震が発生する可能性は否定できない。そのような場合においても、橋システムは、設計で想定したとおりの損傷過程を経ることが期待される。そのためには、橋システムに想定される被害の発生、伝播の挙動を明確にする必要がある。この一連の挙動を的確に把握し、そして対処することによって、損傷の無秩序な伝播を防止し致命的な被害を防止することのみならず、個々の部位に対して必要以上の耐力増強の必要性がなくなる。その結果、橋システム全体として捉えた場合のコストダウンにもつながると考える。

(3) ライフラインとしての耐震性について

3号線の場合は、支承部もしくは橋脚の倒壊によって他の部位の損傷が引き起こされたため、残念ながらライフラインとしての輸送機能を確保することはできなかった。ライフラインに要求される震災時の輸送機能とは、地震直後において緊急車両の通行可能な有効幅員を確保する機能、桁下空間に位置する鉄道ならびに街路といった公共性の極めて高い交通手段の機能を保持する機能、の2つに分けることができる。この2つの機能に対するライフラインに要求される性能は、当該橋梁に科せられた社会的使命の重要度、橋梁の架橋地点が臨海部なのか山間部なのかもしくは市街地なのかによって変化する。例えば、今回対象とした鷹取付近の鉄道上に架かる跨線橋では、被災後の復旧に要する費用面のみならず、公共交通機関の運行の確保も最重要課題として考慮されることになる。また、甲子園付近でも、街路には国道43号が通っていることから、その確実な往来を確保することが望まれる。

3.2 第2分科会（阪神高速道路5号湾岸線）

3.2.1 活動概要

阪神高速道路5号湾岸線は平成6年度に供用開始され、阪神間の埋め立て地を結ぶ高架橋から構成されている。兵庫県南部地震による被害は長大橋におけるものが知られているが、これ以外にも、一般橋における支承周りの損傷や門型鋼製橋脚の腹板に発生したせん断座屈などの被害がみられた。

本分科会では上部工と橋脚に分けて被害の調査を行い、被害分布図を作成した。また、魚崎浜の高架橋に発生した門型鋼製橋脚のせん断座屈に注目し、立体骨組モデルを用いて時刻歴応答解析を行い、地震時の挙動を推定した。

解析の結果、門型橋脚の腹板が座屈するような大きな応力が発生することが分かった。しかし、非線形動的解析の結果は、全体的には線形解析よりも多少減少したが、期待していたほどのエネルギー吸収効果はみられなかった。これは地震の大きさ、対象とした構造物の固有周期及び中間横梁の水平力分担率などの構造特性が影響しているものと推察されるが、検証するには至らなかった。

最後に、これらの研究成果をふまえて「橋システム」についての考察を加えた。以上の内容についての詳細は報告書にまとめている。ここでは、その概要について紹介する。

3.2.2 湾岸線の被害分析

(1) 概要

阪神高速道路湾岸線は、神戸市東灘区向洋町から泉佐野市りんくう往来北までの延長57.7kmである。兵庫県南部地震による被害の多くは阪神高速道路湾岸線のなかの尼崎市から神戸市六甲アイランドに至る阪神高速道路5号湾岸線部に集中した。

損傷の程度は、長大橋が支承部の破壊により上部工の変形、桁端部の損傷などの被害が目立った。また長大橋以外の上部工では西宮港大橋の大阪側に隣接する鋼単純箱桁1橋が落橋する被害が発生したが、その他の上部鋼構造物の損傷は全体的に阪神高速道路3号神戸線に比べて比較的軽微であった。これは、構造物が昭和55年または平成2年の道路橋示方書により設計されている為であると思われる。

(2) 被害状況

阪神高速道路湾岸線において兵庫県南部地震の被害が比較的被害の少なかった尼崎市地域以东を除き、被害の集中した阪神高速道路湾岸線（橋脚番号：海P36～海P220）の本線部およびランプ部に関して被害状況の判定を行い、損傷度を上部構造、支承、橋脚部に分け図3.2.2.1および表3.2.2.1に示した。

損傷度の定義は、道路震災対策便覧のAsからDランクを「AsおよびA：大規模」、「BおよびC：中・小規模」、および「D：軽微またはなし」の3段階に分類した。また、集計方法の単位は、「上部構造：各径間毎」、「橋脚：1基毎」、「支承：同一支承線毎」とした。

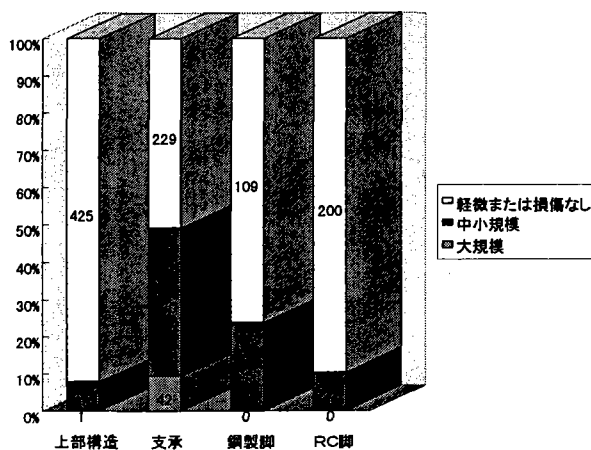


図 3.2.1 構造別損傷

表 3.2.1 構造区別損傷

| 損傷程度 | | 大規模 | 中または小規模 | 軽微またはなし | 総数 |
|------|------|-----|---------|---------|------|
| 構造部分 | | | | | |
| | 上部構造 | 1 | 36 | 425 | 462 |
| | 支 承 | 42 | 180 | 229 | 451 |
| 橋脚 | 鋼 製 | 0 | 34 | 109 | 143 |
| | RC 製 | 0 | 23 | 200 | 223 |
| | 計 | 0 | 57 | 309 | 366 |
| 合 計 | | 43 | 273 | 963 | 1279 |

(7) 上部構造

大規模の損傷としては、西宮港大橋に取付くアプローチ橋1径間の落橋があった。また、中規模の損傷として桁が支承から逸脱し生じた損傷が8連あったが、阪神高速道路3号神戸線に比較すると被害の程度は軽微であった。

(イ) 支承

支承線数は451のうち約65%が支承板支承またはピボット支承を採用しており、これらの支承形式別の被害に有為な違いは見られないが、上部構造に及ぼす影響は支承高さが高いほど大きい。残りの35%の支承はピボットローラー支承、ピン支承、ピンローラー支承、支承線支承、および反力分散ゴム支承などが採用されていた。

(ウ) 下部構造

阪神高速道路湾岸線の84% (308基) が昭和55年の道路橋示方書を適用しており、残りの16% (58基) が平成2年の道路橋示方書を適用していることから、阪神高速道路3号神戸線に比べ、橋脚における被害は極端に少なかった。

(a) 鋼製橋脚

鋼製橋脚では、ラーメン型式の横梁部に局部せん断座屈の被害を受けた橋脚が25橋脚あった。また、橋脚柱部への被害は東神戸大橋の橋脚のみであった。

(b) RC橋脚

RC橋脚は223基うち1基が中規模の被害を受けた。この橋脚は壁式RC単柱であり、上部工が支承から逸脱しコンクリートの天端に衝突したための損傷であった。その他の22基は1mm以下のひび割れが生じた小規模の損傷であった。

(3) 橋脚の被害

湾岸線の深江浜、魚崎浜地区の橋脚は、鋼製2層門型ラーメン構造であり、全体的に柱高が高く柱間隔が狭くなっている。基礎形式は魚崎浜の東半分が連続式中壁基礎で他は場所打ち杭基礎である。

この区間の鋼製橋脚の特徴的な損傷は、ラーメン橋脚下層梁の腹版に生じたX状のせん断座屈である(写真3.2.1)。

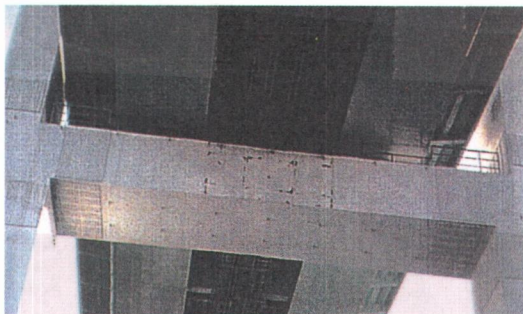


写真 3.2.1 鋼製橋脚横梁のせん断座屈

3.2.3 橋脚腹版座屈事例の解析検討

(1) 動的解析の概要

今回の地震による被害の例として2層門型ラーメン橋脚の下層横梁の腹版にせん断座屈が発生したものがある。本検討では時刻歴応答解析により橋脚に作用する力を求め、横梁の腹版が座屈するかどうかを推定することにより、この現象がどのような地震の作用により発生したものを明らかにすることを目的とした。

解析の対象としている橋脚は阪神高速道路5号湾岸線のうち魚崎浜に位置する橋脚であり、地震によって横梁の腹版にせん断座屈が生じている。上部工の被害としては支承に損傷があったほかは大きな損傷がみられない。これらの現象が地震の作用によるものであることを確認するとともに、地震の作用により橋脚がどのような被害を受けたか、さらに橋脚の横梁腹版の損傷が他の部分にどのような影響をもたらしたかを推定することとした。

検討に当たっては対象とする橋脚と上部構造を一体として時刻歴応答解析を実施して、せん断座屈が発生するかどうかを検討することとした。解析に使用したモデルは橋梁構造の地震応答解析を行う場合に一般に用いられる立体の骨組モデルを使用した。

対象とする高架橋が魚崎浜に位置することから、東神戸大橋にて記録された地震波を入力地震波として用いた。基礎構造をモデル化したことから、計測された地震波のうち地下-33mでの加速度波形を入力波として採用した。また、対象とする座屈現象が橋軸直角方向の地震力によって引き起こされると考えられたことと解析結果からの推定を簡潔にするために、入力地震波は橋軸直角方向のものだけ入力している。

(2) 動的解析モデル

全体の骨組モデルを図3.2.2に示す。上層桁、下層桁ともに2主桁の骨組モデルとした。主桁の解析上の格点は横桁位置とした。上層桁は中間支点の橋脚とは剛結構造となっている。橋脚については梁、柱ともに断面変化点などを解析上の格点とした。橋脚と桁との取合部については支承構造をモデル化して支承から橋脚へ反力が伝達できる構造とした。

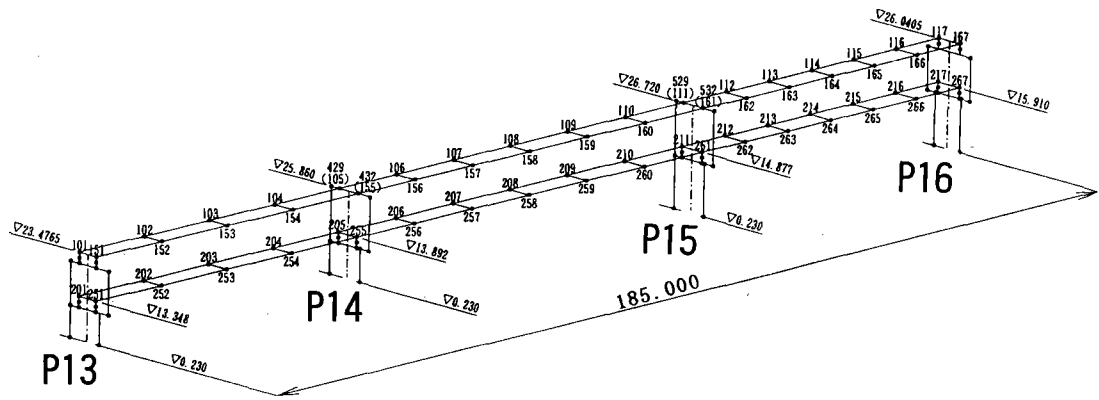


図 3.2.2 全体モデル図

(3) 解析結果

横梁腹板に損傷がないとして解析したものを Case-1、損傷を考慮したものを Case-2 とする。着目点は上・下層の中央径間中央部と P14 橋脚の柱上・下端、上下層横梁中央の 6 点とする。

(a) 最大加速度

時刻歴応答解析の結果を表-3.2.2 に示す。上層桁には 1000gal 程度、下層桁には 900gal 弱の加速度が発生している。橋脚には上層横梁で 650gal 程度、下層横梁で 500gal 以上の加速度が発生していたことがわかる。設計震度は上部工で kh=0.3、橋脚で kh=0.24 のため、これらの発生加速度が、想定された加速度の 2、3 倍の値であったことがわかる。

表-3.2.2 最大加速度

| | | 加速度 (gal) | |
|-----|------|-----------|--------|
| | | Case-1 | Case-2 |
| 上部工 | 上層桁 | 978 | 1009 |
| | 下層桁 | 882 | 856 |
| 橋脚 | 柱上端 | 606 | 645 |
| | 柱下端 | 427 | 426 |
| | 上層横梁 | 645 | 646 |
| | 下層横梁 | 526 | 530 |

(b) 最大変位

時刻歴応答解析の結果を次頁の表-3.2.3 に示す。表から上層桁で 10cm 下層桁でも 9cm の変位が見られ、橋脚の柱天端で 6cm の変位があったと読みとれる。

表-3.2.3 最大変位

| | | 変位 (mm) | |
|-----|------|---------|--------|
| | | Case-1 | Case-2 |
| 上部工 | 上層桁 | 115.6 | 113.6 |
| | 下層桁 | 88.6 | 87.5 |
| 橋脚 | 柱上端 | 57.6 | 57.4 |
| | 柱下端 | 3.7 | 3.6 |
| | 上層横梁 | 57.7 | 57.5 |
| | 下層横梁 | 40.9 | 40.7 |

(c) 最大断面力

橋脚の下層横梁と柱基部の最大応答値を最大応答値をまとめたものが表-3.2.4 である。

解析結果から横梁に働く断面力としては、面内せん断力が突出しており、この値は許容値を超えており、せん断座屈現象が検証できた。

表-3.2.4 最大断面力

| | 下層横梁断面力 | |
|----------|---------|--------|
| | Case-1 | Case-2 |
| N (t) | 144.4 | 142.6 |
| Sy (t) | 560.4 | 519.0 |
| Sz (t) | 160.0 | 154.1 |
| T (t*m) | 109.2 | 111.9 |
| My (t*m) | 435.2 | 381.9 |
| Mz (t*m) | 299.0 | 288.0 |

次に柱基部の断面力をみると、Case1,2 の結果にそれほど大きな差異はなく、横梁にせん断座屈が起っても影響が少なかったことが読みとれる。

表-3.2.5 最大断面力 (柱基部)

| | 柱基部断面力 | |
|----------|--------|--------|
| | Case-1 | Case-2 |
| N (t) | 749.4 | 740.4 |
| Sy (t) | 68.9 | 66.8 |
| Sz (t) | 483.7 | 481.6 |
| T (t*m) | 111.2 | 101.1 |
| My (t*m) | 3077.0 | 3056.0 |
| Mz (t*m) | 646.4 | 625.4 |

これまでの結果より橋脚の下層横梁座屈現象は検証できたが、Case1, case2 を比較した場合、大きな差異はなかった。これは橋脚の横梁がせん断座屈を起しても構造系に大きな影響を及ぼさなかったと考えらる。この結果は横梁座屈によるエネルギー吸収で、橋脚全体の健全性が保たれたという当初の予想と大きく異なった。

(4) 解析結果の評価

(a) 横梁腹板座屈

実際に座屈したP-14, P-15橋脚の下層横梁腹板のうち、ここではP-14橋脚について座屈耐荷力の計算を行う。

着目点は、図-3.2.3に示す箇所a, b (解析モデルの格点位置)におけるCase 1, 2の応力度は表-3.2.6となる。

応力度の結果をせん断応力と曲げ応力の相関図で表わすと図-3.2.4となり、Case 2の方がCase 1に比べて若干応力が小さくなっているものの、ともに、格点a, bの中央パネルの値は相関曲線を超えており、実際に座屈が生じている。

また、上・下パネルについては、道路橋示方書の座屈安全率 ν_B に対しては満足している。

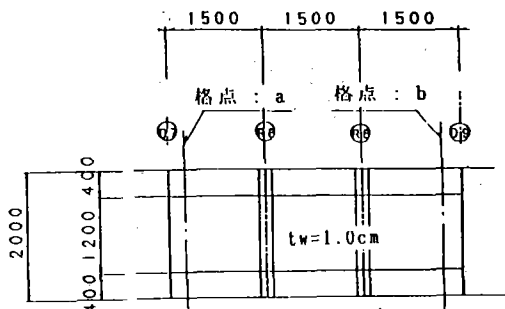


図-3.2.3 横梁腹板パネル

表-3.2.6 照査箇所の応力度

| | | σ (kg/cm ²) | τ (kg/cm ²) | ν_B | ν_B req |
|--------|---------|-----------------------------------|---------------------------------|---------|-------------|
| 格点 : a | Case. 1 | -470 | 1356 | 0.76 | 1.25 |
| 中央パネル | Case. 2 | -442 | 1256 | 0.82 | 1.25 |
| 格点 : b | Case. 1 | -1502 | 1364 | 0.66 | 1.25 |
| 中央パネル | Case. 2 | -1465 | 1174 | 0.75 | 1.26 |

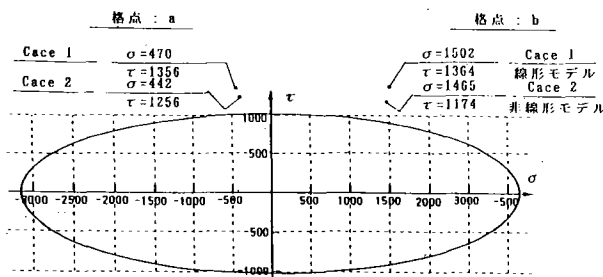


図-3.2.4 横梁腹板の応力相関図

(b) その他の部材

各部材の発生応力を比較するために、P-14橋脚を対象に計算を行った。応力比較は相当応力度を用いるこ

ととした。このとき、隅角部に関しては応力集中の影響は無視している。結果としては、実際に腹板の座屈が生じた下層横梁のみが降伏点応力度を越える結果となった。照査結果を表-3.2.7に示す。

なお、各橋脚の支承部の水平力においては、解析結果による水平力が死荷重反力以上の値となる箇所が、各橋脚に存在する。このことにより、端橋脚については、支承が損傷することにより、横梁腹板が座屈しなかった。また、中間橋脚については、横梁腹板が座屈したことにより、支承に損傷が発生しなかったと考えられる。

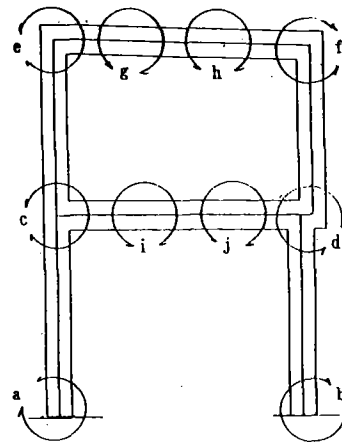


図-3.2.5 照査箇所

表-3.2.7 照査箇所の応力度(2) <Case. 1: kg/cm²>

| | σ_x | σ_z | τ_{xz} | σ_m | σ_y | σ_m/σ_y |
|---------|------------|------------|-------------|------------|------------|---------------------|
| 柱基部 : a | 2677 | 455 | 690 | 3165 | 3600 | 0.88 |
| 柱基部 : b | 2315 | 427 | 675 | 2810 | 3600 | 0.78 |
| 隅角部 : c | 2159 | - | 1268 | 3080 | 3600 | 0.86 |
| 隅角部 : d | 2358 | - | 1185 | 3126 | 3600 | 0.87 |
| 隅角部 : e | 1987 | - | 1499 | 3269 | 3600 | 0.91 |
| 隅角部 : f | 2026 | - | 1258 | 2975 | 3600 | 0.83 |
| 横梁 : g | 709 | 138 | 391 | 1038 | 2400 | 0.43 |
| 横梁 : h | 829 | 469 | 410 | 1342 | 2400 | 0.56 |
| 横梁 : i | 882 | 295 | 1356 | 2577 | 2400 | 1.07 |
| 横梁 : j | 2086 | 315 | 1364 | 3269 | 2400 | 1.36 |

以上、横梁のせん断座屈が橋梁構造物の地震時挙動にどのような影響を与えるかを検討する目的で実施した時刻歴応答解析結果についてその概要を示した。線形動的解析の結果は腹板が座屈するような大きな応力が発生することが分かった。しかし、非線形解析結果からは期待していたほどのエネルギー吸収効果は得られなかった。せん断座屈の橋梁システムへの影響を評価するためには今後さらに検討が必要であると考えられる。

3. 3 第3分科会（国道2号神戸浜手バイパス）

3.3.1 活動概要

本分科会では、建設省が管理する道路橋の被害の内、国道2号神戸浜手バイパス（以下「浜手バイパス」と称す）について被災状況の分析を行った。

上部構造の被災状況は、地震による直接的な損傷のほか支承部の破壊に伴う二次的な損傷が多く、支点上ダイヤフラムや補剛材の座屈および下フランジの変形などであった。また、橋脚の被災状況は、RC橋脚では軸方向鉄筋のはらみ出しによるコンクリートの圧壊、鋼製橋脚では柱基部の局部座屈などであった。これらの被災状況は桁および橋脚の構造形式によって異なり、ポストテンションPC桁区間、RC床版を有する合成桁区間、連続鋼床版箱桁区間および逆L型RC橋脚区間などで、その被災度合や被災位置に特徴があった。

この内、特に被害の大きかったP36～P39橋脚区間の3径間連続鋼床版箱桁について、動的応答解析を行い損傷に至った要因を推定した。

さらに、動的応答解析の結果を用いて橋脚基部の最大発生応力度を算出し、橋脚断面の座屈耐力評価および補剛板の基準耐荷力との比較を行った。

また、支承については動的応答解析結果から損傷原因の推定を行うと共に、支承部の耐震設計における留意事項を示した。

最後に、浜手バイパスの被害と現行の道路橋示方書・耐震設計編とを照らし合わせ、「橋システム」のあり方について考察した。

ここでは、損傷推定を行ったP36～P39橋脚区間の動的応答解析とその解析結果の概要を述べる。

3.3.2 動的解析の概要

(1) 橋脚および基礎形状

P36～P39橋脚は、図3.3.1に示すように上下2層の3径間連続鋼床版箱桁を支持する鋼製橋脚である。支承条件は、上層桁はP37、下層桁はP38が固定支承であり、残りは全て可動支承である。即ち、中間の2橋脚に水平力の荷重分散を図った構造となっている。

(2) 入力地震動

入力地震動は、当該橋梁と同一の地盤種別(Ⅲ種)である東神戸大橋位置の地表面観測加速度波を使用した。

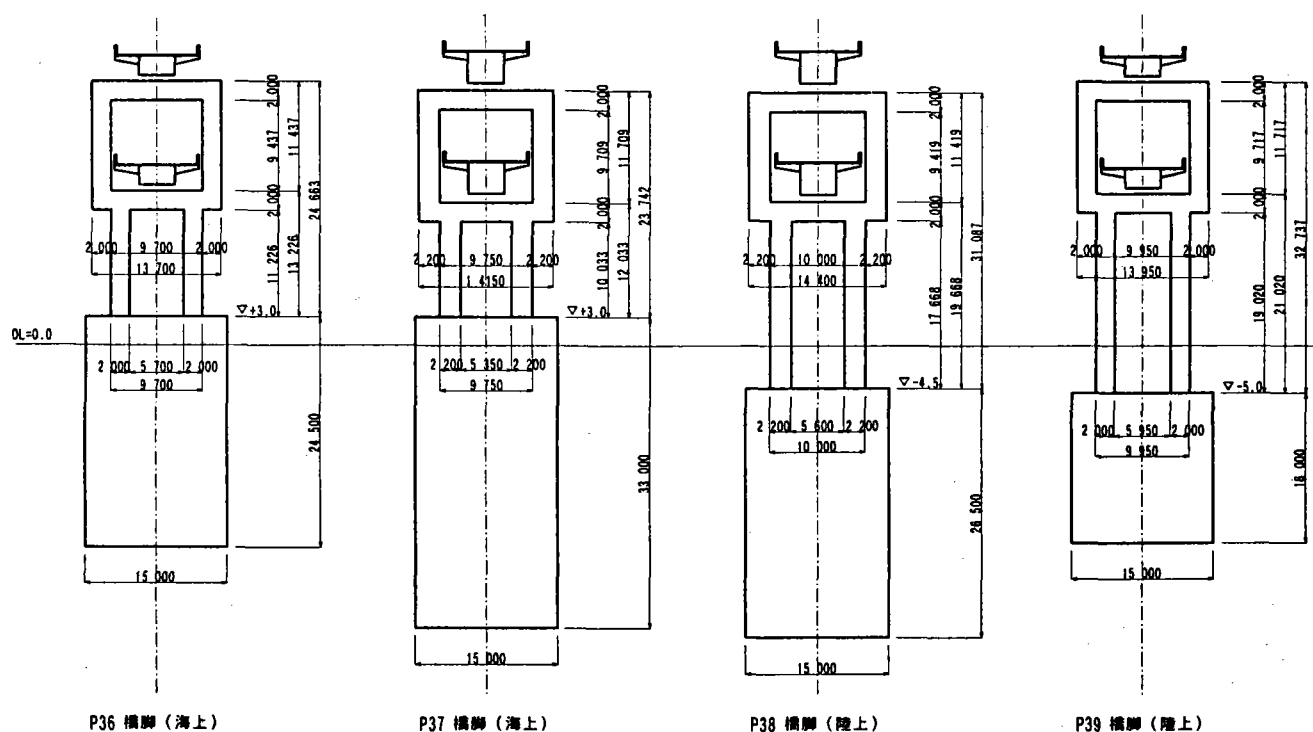


図 3.3.1 橋脚および基礎形状

(3) 解析方法

解析は、一次検討として上部工-橋脚-基礎からなる全体系骨組モデルによる固有値解析および応答スペクトル解析を行い、さらに、詳細検討として3次元時刻歴応答解析を行った。図 3.3.2 に解析モデルを示す。なお、地盤のパネ定数は、道路橋示方書に示された地盤パネ定数の算定法より求めた。

隣接径間の影響として、橋軸直角方向地震力については両隣接径間の死荷重反力相当の質量を P36, P39 架け違い橋脚上に付加した。橋軸方向地震力については、隣接径間の端支点が上下層桁とも可動支承であることからこれを無視した。

時刻歴応答解析時の粘性減衰は、ひずみエネルギー比例型で評価し、桁および橋脚に対して 0.02、基礎パネに対して 0.20 とした。

3.3.3 一次検討

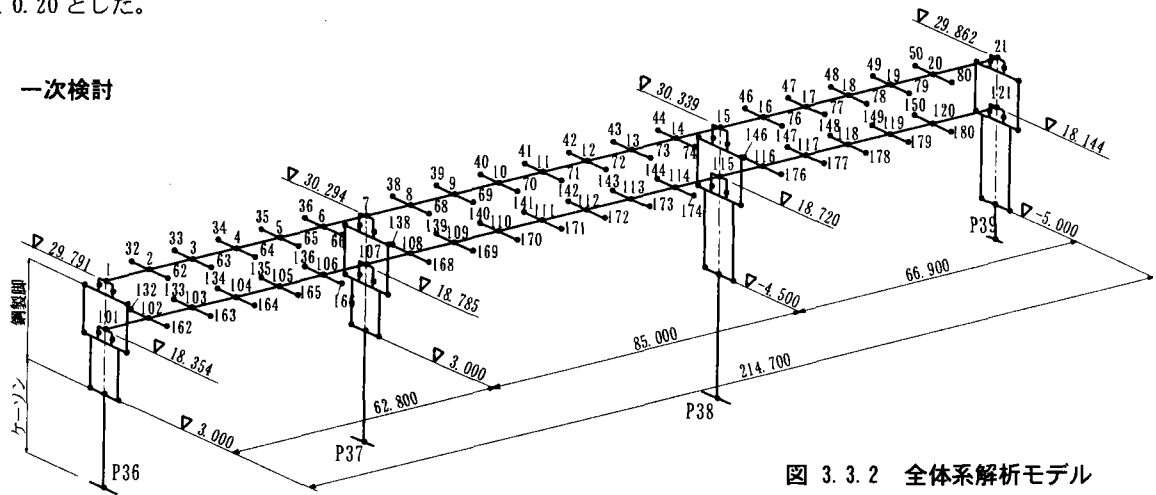


図 3.3.2 全体系解析モデル

表 3.3.1 橋軸直角方向の固有周期と振動モード (ケーソンの質量無視)

| 振動次数 | 固有周期 (sec) | 有効質量比 (%) | | 振動モード |
|------|------------|-----------|-------|---|
| | | mz | Σ mz | |
| 1次 | 0.859 | 47.69 | 47.69 | P39、P38脚のたわみ 上層・下層桁水平変位 (P36~P37径間不動) |
| 2次 | 0.763 | 7.57 | 55.27 | 主桁水平たわみとP37、P38、P39脚のたわみの連成 (上層・下層桁同相) |
| 3次 | 0.646 | 32.58 | 87.85 | P36、P37脚のたわみ 上層・下層桁水平変位 (P38~P39径間不動) |
| 4次 | 0.515 | 0.01 | 87.87 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 (上層・下層桁逆相) |
| 5次 | 0.487 | 0.61 | 88.48 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 上層桁脚のたわみ、下層桁水平たわみ卓越 |
| 6次 | 0.381 | 0.00 | 88.48 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 |
| 7次 | 0.351 | 0.46 | 88.94 | 主桁水平たわみ (P36~P39径間卓越) P39脚のたわみ |
| 8次 | 0.304 | 5.64 | 94.58 | 主桁水平たわみ (P36~P37径間卓越) |
| 9次 | 0.246 | 0.06 | 94.65 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 |
| 10次 | 0.234 | 0.04 | 94.69 | 上層桁中央径間ねじり |
| 11次 | 0.231 | 0.01 | 94.70 | 下層桁中央径間ねじり |
| 16次 | 0.189 | 0.23 | 94.99 | P38、P39脚のたわみ (P39卓越) |
| 17次 | 0.174 | 0.24 | 95.23 | P36~P39脚のたわみ (P38卓越) |
| 18次 | 0.164 | 0.62 | 95.85 | P36~P39脚のたわみ (P37卓越、P37ケ-ソンの回転) |
| 19次 | 0.156 | 0.22 | 96.07 | P36、P37脚のたわみ (P36卓越、P37ケ-ソンの回転) |
| 20次 | 0.123 | 1.10 | 97.18 | P36~P39脚のたわみ (P38卓越) |
| 27次 | 0.104 | 0.49 | 98.03 | |
| 50次 | 0.055 | 0.00 | 98.14 | |

(1) 検討方法

本橋の基本的な動的特性の把握と詳細検討におけるモード重ね合せ法による時刻歴応答解析の解析条件設定のため、①ケーソン慣性力(質量)の影響、②橋軸方向振動と橋軸直角方向振動の連成の影響、③振動次数の影響をパラメータとして解析を行った。

振動次数については、有効質量比が95%以上となることを目標としたが、上部工の振動が評価できる次数の把握を主眼とした。

(2) 固有値解析結果

表 3.3.1、表 3.3.2 にケーソン質量を無視した場合と考慮した場合の橋軸直角方向の振動次数、固有周期、有効質量比および振動モードを示す。

表 3.3.2 橋軸直角方向の固有周期と振動モード (ケーソンの質量考慮)

| 振動次数 | 固有周期 (sec) | 有効質量比 (%) | | 振動モード |
|------|------------|-----------|-------|---|
| | | mz | Σ mz | |
| 1次 | 0.862 | 10.61 | 10.61 | P39、P38脚のたわみ 上層・上層桁水平変位 (P36~P37径間不動) |
| 2次 | 0.768 | 2.13 | 12.75 | 主桁水平たわみとP37、P38、P39脚のたわみの連成 (上層・下層桁同相) |
| 3次 | 0.664 | 12.46 | 25.21 | P36、P37脚のたわみ 上層・下層桁水平変位 (P38~P39径間不動) |
| 4次 | 0.518 | 0.00 | 25.21 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 (上層・下層桁逆相) |
| 5次 | 0.496 | 0.28 | 25.49 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 上層脚のたわみ、下層脚=主桁水平たわみ卓越 |
| 6次 | 0.393 | 0.00 | 25.49 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 |
| 7次 | 0.353 | 0.01 | 25.50 | 主桁水平たわみ (P38~P39径間卓越) P38脚のたわみ |
| 8次 | 0.314 | 8.24 | 33.74 | 主桁水平たわみ (P36~P37径間卓越) P37脚・ケーソンの回転 |
| 9次 | 0.261 | 4.58 | 38.31 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 P36脚・ケーソンの回転 |
| 10次 | 0.245 | 0.35 | 38.67 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ連成 P36、P37ケーソンの回転 |
| 11次 | 0.234 | 0.02 | 38.69 | 上層桁中央径間のねじり |
| 12次 | 0.231 | 0.06 | 38.75 | 下層桁中央径間のねじり |
| 13次 | 0.220 | 10.73 | 49.48 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ P37ケーソンの回転 |
| 18次 | 0.194 | 2.90 | 52.75 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ P38ケーソンの回転 |
| 19次 | 0.186 | 8.69 | 61.43 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ P38ケーソンの回転 |
| 20次 | 0.165 | 4.57 | 66.01 | 主桁水平たわみとP36~P39脚のたわみ P38ケーソンの回転 |
| 22次 | 0.146 | 7.70 | 74.20 | P39脚のたわみ、ケーソンの並進・回転 |
| 33次 | 0.088 | 5.95 | 83.19 | P36脚のたわみ、ケーソンの並進・回転 |
| 41次 | 0.074 | 5.97 | 90.09 | P37脚のたわみ、ケーソンの並進・回転 |
| 43次 | 0.070 | 6.15 | 96.62 | P38脚のたわみ、ケーソンの並進・回転 |

・上部構造の振動が支配的な低次の振動領域においては、橋軸方向および橋軸直角方向ともケーソン質量を考慮するとその質量の影響によりごく僅か長周期側に变化するものの、ケーソン質量の有無による振動性状はほとんど変化がなかった。

・橋脚の橋軸直角方向振動モードが支配的な振動領域においては、ケーソン質量の影響がやや現れていた。即ち、橋軸方向に比して橋軸直角方向の剛性が大きい門型ラーメン橋脚で(上部工+橋脚)系の周期とケーソン単体系の固有周期が比較的近い場合には、橋軸直角方向についてケーソン質量の影響を無視できない。

・橋軸方向と橋軸直角方向の連成の影響はわずかであり、全有効質量比から見たときその影響はないといえる。

・有効質量比を95%以上とするためには、ケーソン質量を無視した場合は低次振動域のみを考えれば十分であるが、ケーソン質量を考慮した場合は、相当高次の振動次数まで考慮する必要がある。これは、ケーソンの固有周期が(上部工+橋脚)系に比して相当短周期側にあることと、ケーソン質量の全質量に占める割合が大きいことに起因する。このことは逆に、上部工に着目する限り、ケーソン質量を考慮した場合でも低次振動域のみを考えれば十分であることを示唆している。

(3) 応答スペクトル解析結果

主桁および固定橋脚(P37, P38)の橋軸方向変位は、ケーソン質量を考慮した場合約8%大きくなったが、質量影響は比較的小さかった。

しかし、橋脚が単独で振動する可動橋脚(P36, P39)の橋軸方向変位については、ケーソン質量の影響は大きく、P36橋脚で約2.7倍、P39橋脚で約1.3倍増大した。

橋軸直角方向の水平変位は、各橋脚ごとにケーソン質量の影響は異なり、P36で約50%、P37で約40%、P38で約15%、P39で約12%増大し、橋脚直角方向の剛性差(固有周期)の影響が顕著に現れた。

ただし、ケーソン天端の応答変位は数cmであり、生じた残留変位(30cm前後)から推定される実変位に比して非常に小さい。これは、道路橋ベースの地盤バネ定数を用いたことに起因しており、実現象をシミュレートするためには地盤のより正確な評価が必要であることを示している。

表3.3.3は、固定支承の橋軸方向水平反力の最大応答値を示す。橋軸直角方向地震による橋軸方向水平反力は、図3.3.3に示すように主桁の直角方向水平たわみに対して、支点上の主桁の回転変位を固定支承が拘束するため発生するものであり、支間の大きい、あるいは直角方

向の固定支承間隔の小さい橋梁において注意を要する。

表 3.3.3 橋軸方向水平反力の最大応答値

(ケーソン質量考慮の場合) 単位:tf

| | 上層桁(P37) | 下層桁(P38) |
|--------|----------|----------|
| 橋軸方向地震 | 373 | 244 |
| 直角方向地震 | 225 | 254 |
| 2方向地震 | 433 | 348 |

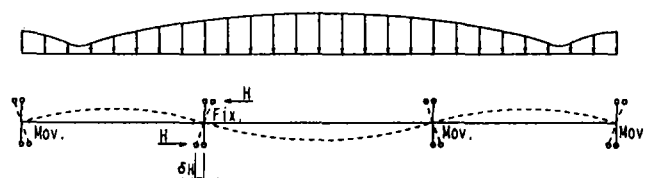


図 3.3.3 橋軸直角方向地震により生じる固定支承の橋軸方向水平力

3.3.4 詳細検討

(1) 検討内容

線形の時刻歴応答解析によりシミュレーションを行い、各橋脚部の上部構造支承部、橋脚基部などについて時間領域に着目した動的応答特性と位相差を把握し、損傷に至った要因を推定した。

また、鉛直地震動により上部構造の曲げ振動が励起されて生じる支承部や橋脚部の応答値と、鉛直地震動を考慮しない場合の応答値との比較を行い、鉛直振動が支承部などに与えた影響を推定した。

(2) 解析結果に基づく被災推定

当該橋梁の被災は、橋軸直角方向地震動による損傷が主体を占めている点に特徴があった。

ここでは、「なぜ、橋軸直角方向に対する被災が顕著であったか?」の推定を記述する。

シミュレーションにおいては、東神戸大橋位置の観測水平二方向加速度波(N78W方向, N168E方向)を入力した。ここで、図3.3.4に示す地震波の加速度応答スペクトル図より、0.5~1.0秒間の周期帯においてN168E方向(橋軸直角方向に入力)地震波の加速度応答スペクトルがN78W方向(橋軸方向に入力)地震波の値に対して2倍程度卓越していることが分かる。

この検討に採用した地震動と同様な特性を有する入力

波が当該橋に作用したとすれば、主要周期帯領域での応答加速度は橋軸方向に比べはるかに上回っていたものと考えられ、この結果が橋軸直角方向に対して特徴的被災をもたらしたと思われる。

図 3.3.5 は固定支承を有する P37 橋脚に着目したもので、橋軸直角方向水平地震動によるせん断力(Q_y)と鉛直反力(R_{T1})、橋軸方向水平地震動によるせん断力(Q_z)さらに鉛直地震動による鉛直反力(R_{L1})を時刻歴にて重ねて表示したものである。この図より、最大応答値は橋軸直角方向に作用した水平地震動により発生し、6 秒前後において特に励起されていることが確認できる。また水平二方向と鉛直方向の入力波による最大応答値の発生時刻の同時性も存在しない。以上から、支承の損傷は橋軸直角方向地震動により発生した可能性が高いと思われる。

図 3.3.6 は、橋軸直角方向に作用した水平地震動によるせん断力と鉛直反力を P36~P39 橋脚について比較したものである。

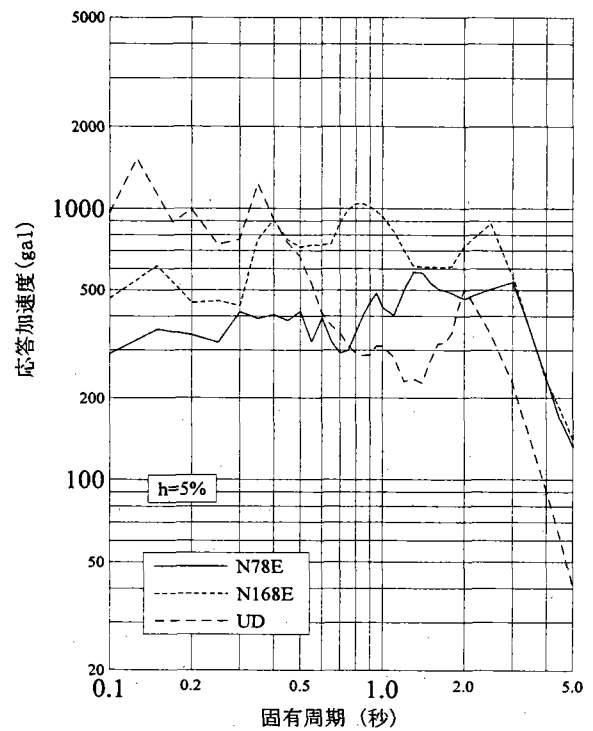


図 3.3.4 東神戸大橋観測地震波
加速度応答スペクトル図

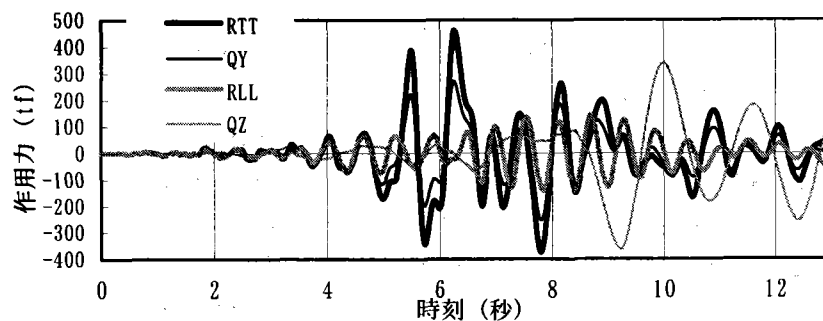
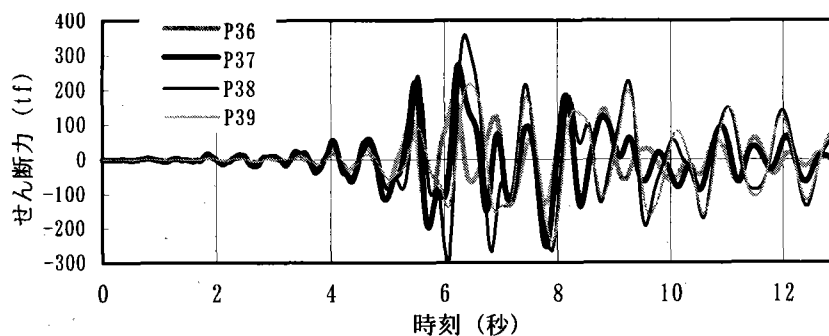
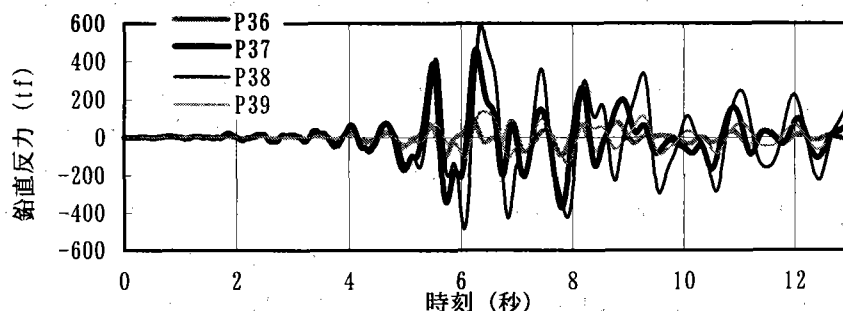


図 3.3.5 P37 橋脚上層桁部支承反力



(a) 橋軸直角方向のせん断力



(b) 橋軸直角方向の鉛直反力

図 3.3.6 P37 橋脚軸直角方向水平地震動による上層桁部支承反力

3. 4 第4分科会（鉄道橋）

3.4.1 活動概要

鉄道橋の被害についてはコンクリート橋に関するものが注目されがちであるが、鋼橋においても支承部を中心に大きな被害を受けている。

これらについて本分科会では被害分布図を作成するとともに、特殊な被害を受けた橋梁の現地調査を行い、被害状況の確認を行った。

調査研究の結果、鋼鉄道橋の被害の大半が支承部に集中していることが判明した。そこで、この被害傾向の要因分析を行うことを目的に、実在するJR新幹線の合成桁をモデル化し、支間長・橋脚高さ・斜角をパラメータとした動的解析を行った。そして、得られた支承部の応答を外的基準とした数量化理論Ⅰ類により分析し、3種類の要因のうちどのパラメータが支配的であるかを定量的に示した。

また、非常に特殊な被害を受けた橋梁として、

- ① JR貨物第2阪神国道架道橋
- ② 神戸高速鉄道生田架道橋

の2橋について実際の地震波を用いた時刻歴応答解析を行い（②については鉄道総研が実施）、その被害状況を検証した。そして、被害原因を推定し、現時点で考えられる構造上の問題点を提示した。

さらに、これらの調査研究の結果を踏まえ、今後の望ましい「橋システム」についてまとめた。

以上の調査研究結果は別冊の報告書に詳述しているが、ここでは、被害傾向の要因分析のために行った合成桁（JR新幹線）の動的解析および分析結果についてその概要を述べる。

3.4.2 JR新幹線の被害分析

(1) 概要

JR新幹線は新大阪～姫路間において、桁の支承部を中心として被害を受けた。ここでは、これらの被害を統計的にまとめた結果を示す。

(2) 被害分析における着目点

被害分析を行うに当たっては、次の3点に着目して実施した。

- ① 支間長
- ② 橋脚高さ
- ③ 斜角の有無

(3) 被害分析のまとめ

被害を受けた支承部を各部品（サイドブロック・アンカーボルト・ソールプレート・沓座）ごとに分類し、着目した項目について、それぞれ被害状況を整理した。

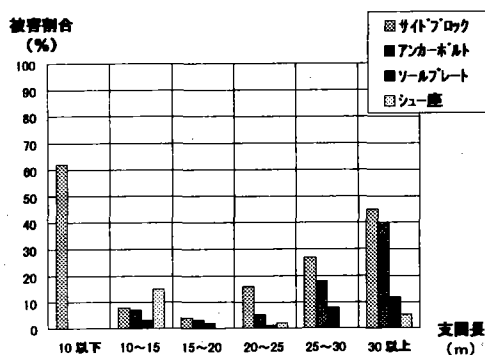


図 3.4.1 支間長と被害割合

図 3.4.1 に支間長と被害割合の関係を示す。図より、支間長 10m 未満のサイドブロックを除き、支間長が長くなるにつれて、被害の割合が大きくなるのがわかる。これは、支承が保有している余剰耐力に起因するものと考えられる。つまり支間長が短い場合、その死荷重が小さいため地震時応答も小さく、支承の最低寸法上保有している余剰耐力があるため被害は発生しないと考えられる。逆に、支間長が長くなると、死荷重は大きく地震時応答も大きくなり、相対的に支承の余剰耐力が小さくなると推測される。

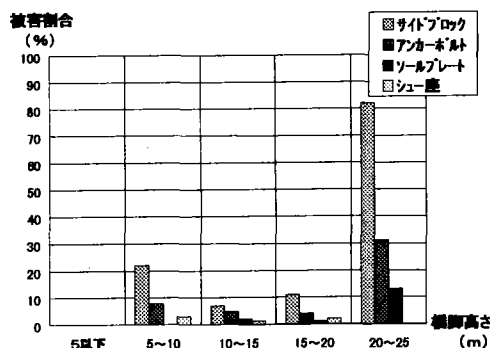


図 3.4.2 橋脚高さと被害割合

図 3.4.2 に橋脚高さと被害割合の関係を示す。図より、橋脚高さが 20m を越えたところで、被害の割合が大きくなるのがわかる。これは、橋脚高さがある時点を越えた高さになった場合、橋脚と桁との剛比により動的応答が大きくなり、支承部が被害したものと推測される。

図 3.4.3 に斜角と被害割合の関係を示す。図より、直橋（90度）に比べ、斜角が有する橋梁はどのような角度

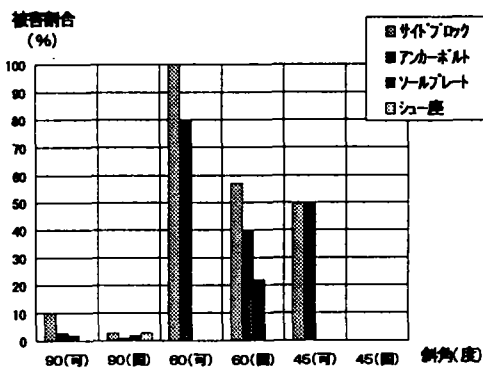


図 3.4.3 斜角と被害割合

を持っていても被害の割合が大きいことがわかる。また、可動側が固定側に比べて、被害割合が大きいこともわかる。これは、斜角がある橋では、各支承へ均等に水平力が働きにくいことを示していると推測される。

3.4.3 動的解析

(1) モデル化

解析は実際の挙動を可能な限り再現するため3次元立体モデルを採用し、上部工の断面諸量として実在する JR 新幹線の合成桁の値を用いた。また、被害の要因分析を行うため、支間長・橋脚高さ・斜角をパラメータとした解析を行った。これらパラメータを組合せ、検討したケースの一覧を表 3.4.1 に示す。また、解析で用いたモデルを図 3.4.4 に示す。

表 3.4.1 検討ケース一覧表

| 斜角 支間長 | 90° | 90° | 90° | 90° | 60° | 45° |
|-----------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 15m | — | H=10m C1-1 | — | — | — | — |
| 20m | H=5m C2-1 | H=10m C2-2 | H=15m C2-3 | H=20m C2-4 | H=10m C2-5 | H=10m C2-6 |
| 25m | — | H=10m C3-1 | — | — | — | — |
| 30m | H=5m C4-1 | H=10m C4-2 | H=15m C4-3 | H=20m C4-4 | H=10m C4-5 | H=10m C4-6 |
| 35m | — | H=10m C5-1 | — | — | — | — |

Hは橋脚高さ、Cn-mはケース番号を示す。

(2) 解析手法

解析は線形計算とし、入力地震動については各モデルに同一の外力が加わるように応答スペクトルとした。

解析手法は線形解析を前提とするため、モーダル応答解析とし、モードの重ねあわせはCQC法とした。

また、入力地震動は入力地震動による影響を少なくするために、加速度応答スペクトルを入力した。ここで、スペクトルの値は5%減衰時に全周期帯で2Gとなるように設定した。そして、減衰定数は上部工鋼桁部2%、下部工コンクリート部5%として、ひずみエネルギー比例型の減衰とした。

さらに、解析ケースは橋軸方向、橋軸直角方向の2ケースとした。

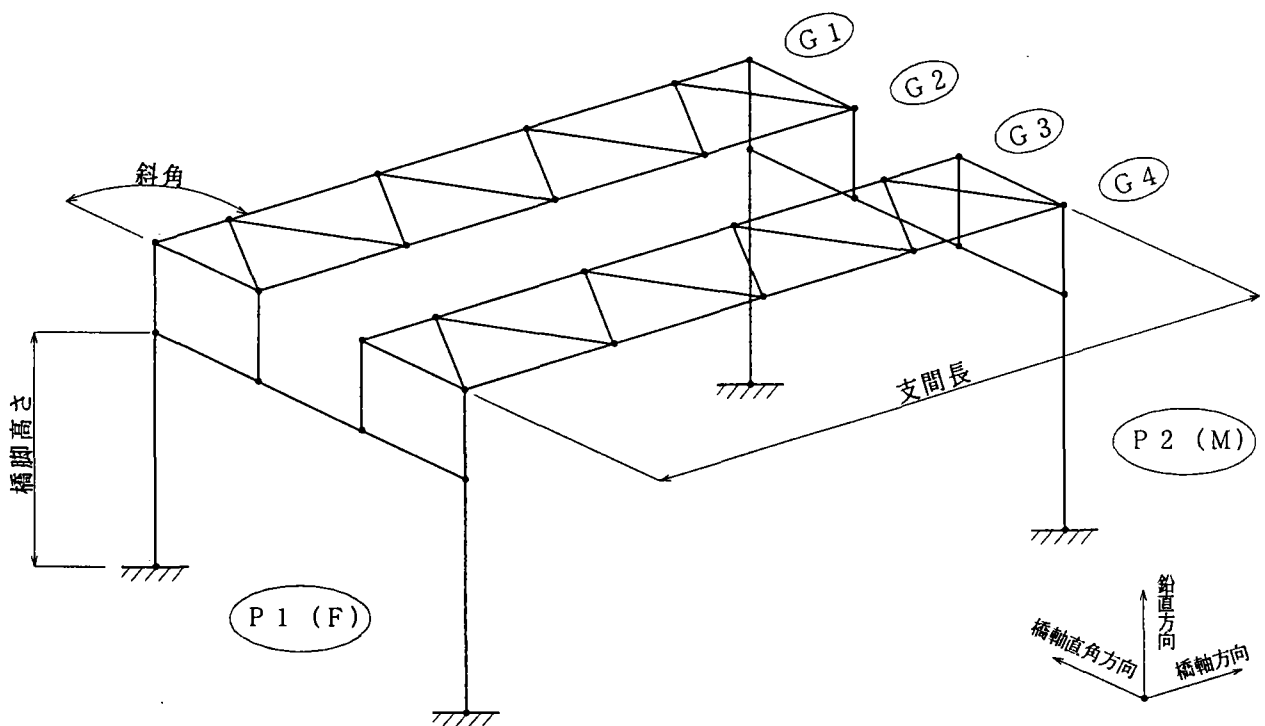


図 3.4.4 解析モデル

(3) 解析結果

支間長・斜角・橋脚高さをパラメータ変更したモデルについて、加速度応答スペクトルによる計算を行った結果の1例を表3.4.2に示す。

表 3.4.2 橋軸方向加振水平力 (tf)

| モデル | P1脚 G1桁 | | P1脚 G2桁 | |
|------|---------|-------|---------|------|
| | 橋軸方向 | 橋直方向 | 橋軸方向 | 橋直方向 |
| C1-1 | 134.9 | 7.8 | 85.9 | — |
| C2-1 | 202.0 | 15.5 | 98.3 | — |
| C2-2 | 189.6 | 7.6 | 106.9 | — |
| C2-3 | 199.4 | 8.5 | 106.9 | — |
| C2-4 | 205.9 | 10.4 | 108.0 | — |
| C2-5 | 178.7 | 58.1 | 126.8 | — |
| C2-6 | 168.5 | 106.5 | 138.2 | — |
| C3-1 | 237.0 | 5.9 | 127.7 | — |
| C4-1 | 347.9 | 69.1 | 177.8 | — |
| C4-2 | 276.2 | 10.9 | 202.8 | — |
| C4-3 | 297.3 | 7.0 | 187.3 | — |
| C4-4 | 306.3 | 5.9 | 186.4 | — |
| C4-5 | 238.3 | 104.8 | 218.9 | — |
| C4-6 | 281.0 | 156.4 | 255.9 | — |
| C5-1 | 447.0 | 11.5 | 299.5 | — |

3.4.4 動的解析結果の分析

(1) 数量化理論による分析

解析はパラメータを用いたものであるため、計算結果を直接評価することはできない。

そこで多変量解析の一つである数量化理論I類を用いて、この計算結果を整理し、支承部の地震時応答と橋梁構造物の諸元との因果関係を検証した。

立体解析結果より、各主桁の支承部材に作用する3方

表 3.4.3 計算震度

| モデル | 作用外力 | | | 計算震度 | | |
|------|-------|------|------|-------|-------|-------|
| | 橋軸方向 | 主桁番号 | G1 | 橋脚番号 | P1 | |
| モデル | パラメータ | | | 計算震度 | | |
| | 支間長 | 斜角 | 橋脚高さ | 橋軸 | 橋直 | 鉛直 |
| C1-1 | 15m | 90° | 10m | 4.052 | 0.235 | 0.220 |
| C2-1 | 20m | 90° | 5m | 4.440 | 0.340 | 1.059 |
| C2-2 | 20m | 90° | 10m | 4.167 | 0.167 | 0.152 |
| C2-3 | 20m | 90° | 15m | 4.383 | 0.187 | 0.180 |
| C2-4 | 20m | 90° | 20m | 4.526 | 0.229 | 0.168 |
| C2-5 | 20m | 60° | 10m | 3.927 | 1.277 | 2.203 |
| C2-6 | 20m | 45° | 10m | 3.702 | 2.341 | 0.898 |
| C3-1 | 25m | 90° | 10m | 4.188 | 0.104 | 0.162 |
| C4-1 | 30m | 90° | 5m | 4.799 | 0.953 | 0.438 |
| C4-2 | 30m | 90° | 10m | 3.810 | 0.150 | 0.452 |
| C4-3 | 30m | 90° | 15m | 4.101 | 0.097 | 0.124 |
| C4-4 | 30m | 90° | 20m | 4.225 | 0.081 | 0.143 |
| C4-5 | 30m | 60° | 10m | 3.286 | 1.446 | 1.402 |
| C4-6 | 30m | 45° | 10m | 3.876 | 2.157 | 0.791 |
| C5-1 | 35m | 90° | 10m | 3.765 | 0.097 | 0.405 |

向(橋軸、橋軸直角、鉛直)の断面力を抽出し、それぞれの位置での死荷重反力で除することにより、見かけ上の計算震度を求めた。

そして、これらの値を作用外力別(橋軸、橋軸直角)に表3.4.1の検討ケースについて整理した。

整理した結果の1例を表3.4.3に示す。

さらに、この結果をもとに、数量化理論I類を用いて、各アイテムごとのカテゴリ数量(評点)を計算した。

計算結果の1例を表3.4.4に示す。また、グラフ化したものを、図3.4.5に示す。

表 3.4.4 評点一覧表(作用外力:橋軸方向)

| カテゴリ | | P1(固定側) | | | | |
|--------|------|---------|--------|--------|--------|--------|
| | | G1 | G2 | G3 | G4 | |
| 橋軸方向震度 | 支間長 | 15m | 0.061 | 0.056 | -0.161 | 0.253 |
| | | 20m | 0.085 | -0.144 | -0.173 | -0.026 |
| | | 25m | 0.197 | -0.326 | -0.274 | 0.157 |
| | | 30m | -0.090 | 0.171 | 0.206 | 0.010 |
| | | 35m | -0.226 | 0.111 | 0.238 | -0.317 |
| | 斜角 | 90° | 0.078 | -0.159 | -0.267 | 0.171 |
| | | 60° | -0.304 | 0.219 | 0.568 | -0.306 |
| | | 45° | -0.122 | 0.653 | 0.902 | -0.634 |
| | 橋脚高さ | 5m | 0.461 | -0.232 | -0.227 | 0.331 |
| | | 10m | -0.170 | 0.072 | 0.043 | -0.125 |
| 15m | | 0.084 | -0.050 | -0.002 | 0.062 | |
| 20m | | 0.217 | -0.042 | 0.034 | 0.169 | |
| 基準値 | | 4.083 | 3.013 | 3.559 | 3.589 | |

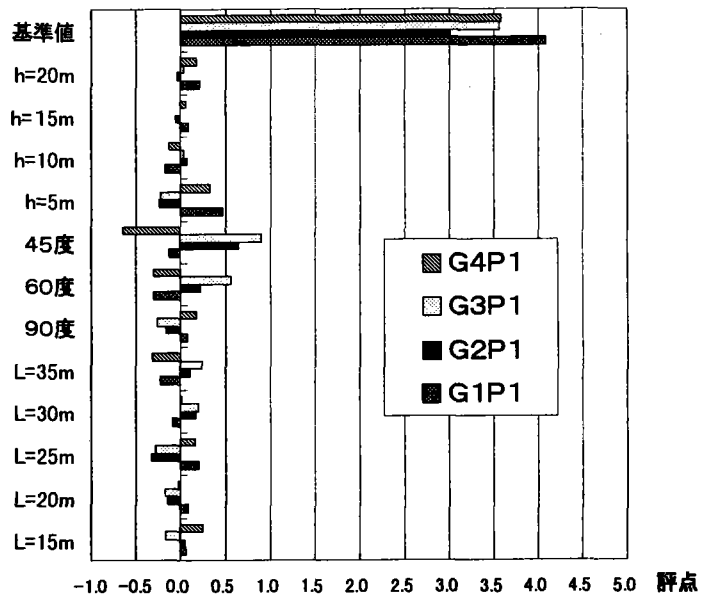


図 3.4.5 評点分布図

(2) 分析結果のまとめ

分析結果の基準値に各カテゴリ数量を加算していくことで、各パラメータについての設計震度が計算できる。

言い換えれば、設計震度は基準値と各カテゴリ数量とで構成されていることとなる。

つまり、ある構造条件の設計震度について、基準値が任意のカテゴリ数量に比べて十分に大きい場合、そのカテゴリの影響は小さいということである。逆に、特定のカテゴリ数量が基準値に比べて十分に大きい場合、そのカテゴリの影響は大きいということになる。

そこで、各カテゴリ数量とその基準値との比率を計算し、それぞれのカテゴリの影響度合いを見てみると以下のことが判明した。

- ① 外力（地震）の方向と同一方向の水平震度は、基準値が圧倒的な大きさであり、カテゴリの違いによる影響は少ない。
- ② 外力（地震）の方向と直交する方向の水平震度および鉛直震度は、斜角の影響が非常に大きく、そのカテゴリ数量が基準値に対して 2.7 倍の値を示すケースもある。また、橋脚高さが低い（ $h=5m$ ）場合も、水平震度および鉛直震度は大きくなる。
- ③ 支間長の影響は、そのカテゴリ数量が基準値に比べて 0.5 倍程度の値を示す場合もあるが、本解析の範囲内では顕著な傾向はみられない。

次に、斜角と橋脚高さについてのみ着目し、考察を行った。

- ① 橋軸方向の水平震度は、同一方向の外力（地震）に対して、斜角および橋脚高さの影響は小さく、全体的に $Kh=5.0$ 前後の値を示す。この値は外力（地震）が 2G フラットであることを考慮すると妥当なものである。しかし、直交する方向の外力（地震）に対しては、橋脚高さが低く、また斜角が大きいほど水平震度は大きくなる。そして、最大 $Kh=7.0$ 程度の値を示すケースもある。
- ② 橋軸直角方向の水平震度は、同一方向の外力（地震）に対して、斜角および橋脚高さの影響は小さく、全体的に $Kh=1.8$ 程度の値を示す。また、直交する方向の外力（地震）に対しては、橋脚高さが低く、斜角が大きいほど水平震度が大きくなるが、その値が最大 $Kh=1.4$ 程度のため問題とはならない。
- ③ 鉛直方向の震度は橋脚高さの影響をほとんど受けないが、斜角の影響は大きく、最大 $Kv=3.0$ 程度となるケースもある。

以上のことから、斜角を有する構造を設計する場合、直橋と同様な方法では問題があり、特別な配慮が必要であることがわかる。

3.4.5 被害傾向の設計への反映

従来の震度法による設計では、その対象とする橋梁が直橋であろうと斜橋であろうと、同一の設計震度を用いてきた。

ところが今回の解析において、斜橋では特異な応答が発生することが明らかになった。そこで、ここでは従来の震度法で計算される設計震度を修正する構造別係数が必要と考え、以下に示す値を提案する。

$$Kh^* = Kh \times \nu^*$$

ここで、 Kh^* : 修正された設計水平震度

Kh : 従来の震度法による設計水平震度

ν^* : 構造別係数

表 3.4.5 斜角による構造別係数 ν^*

| | 90° | 60° | 45° |
|--------|-----|-----|-----|
| 橋軸方向 | 1.0 | 2.0 | 2.5 |
| 橋軸直角方向 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

また、鉛直方向の震度は「上揚力：V」として従来、

$$V = 0.1 \times Rd \quad (Rd: \text{死荷重反力})$$

の値が用いられていた。さらに、改訂された道路橋示方書・同解説V（平成8年12月）では、

$$V = 0.3 \times Rd$$

の値が採用されている。

ところが、これらについても、その対象とする橋梁が直橋であろうと斜橋であろうと同一の値を用いている。前述のように、鉛直方向の震度は斜角の影響を非常に大きく受ける。そこで、上揚力について、表 3.4.6 の値を提案する。

表 3.4.6 斜角による上揚力

| | 90° | 60° | 45° |
|-----|-------|-------|-------|
| 上揚力 | 0.3Rd | 1.5Rd | 1.0Rd |

ただし、ここで提案した数値は今回検討を行った特定のケースに対するもので、一般的な解ではないことに注意を要する。また、提示している数値も従来のものに比べ、かなり大きな値となっている。このため、これらの値を用いて詳細設計を行う場合、設計が不可能となる部位が生じるものと予想される。

したがって、一般的な設計に用いられる数値を決定するためには、今後のさらなる研究が必要であると考えられる。

第4章 橋システムのあり方

地震直後の調査やその報告、現地でみたいいくつかの事例から、橋システムを構成する個々の要素（上部工、支承、橋脚、基礎）単独の強度を論じるのみではなく、観点や発想を変えて橋システムとしての耐震性能の向上が可能とならないものかとの考えをもった。各要素の損傷を制御することで最も経済的で最小被害が達成できる橋システムの開発が可能とならないか、そのような橋システムはどのようなものか、という考えである。例えば、支承の損傷により他の要素の損傷が防げないか？橋脚の一部のダメージでもってそれ以外の要素の損傷は防げないか？といった見方である。

本研究部会では、実施部隊が実務に携わる方々が主体であることから、研究機関のように一つの現象を集中的に解明し設計手法を提案するのは、時間的にも費用面でも困難と考えられた。そこで、これまでの橋の設計の経験を踏まえ、上記の“橋システムのありかた”を念頭に、注目すべき現象をピックアップし可能な範囲で解析的検討を行うこととした。そして、今後の橋システムに迫ろうと考えた。

第1分科会では阪神高速道路3号神戸線を対象とした被害の状況を整理し、今後の資料とするとともに、使いやすい形で残すこととした。すなわちデータベース化である。あわせ、支承にのみ被害が集中した工区、箱桁に座屈の生じた事例に着目した検討を試みた。第2分科会では、阪神高速道路5号神戸線内のラーメン橋脚水平梁に生じたせん断座屈が果たして橋脚の損傷の低減に寄与したかを中心に調べた。この橋脚では支承の損傷は極めて軽微で、また橋脚自体の損傷も脚基部の座屈と特徴的な水平梁のせん断座屈である。第3分科会では国道2号神戸浜手バイパスを対象にした。支承の大きな損傷に比べてその他の要素の損傷は相対的に小さかったためである。果たして他の部位の損傷を最小化できたのかに着目した。つまり、第2、3分科会で着目した橋は、支承の損傷の程度に大きな差異があるものの、構造物の被害はともに比較的小さい。なぜこのような現象が得られたのかに着目して検討を行った。第4分科会はJR総研のご協力を頂き、鉄道橋の被害を中心に検討した。この内、構造形態と被災の関係を中心に検討が行われた。

第1分科会では被害状況のとりまとめ行っており、今後の参考となる。損傷の解析的検討からは、支承が上部工と橋脚を結合しているという仮定のもとでは、支承部の発生断面力は耐力の5～10倍に達し、損傷を同定で

きたと考える。しかし、果たしてそれが橋脚の損傷を阻止できたについては同定できず推測の域を出ない。また、上部工の座屈は橋脚の損傷に伴う支点沈下に起因することは明らかである。この場合、多くの断面で抵抗モーメントを超えるものの一カ所のみ座屈となっている。これは、非合成桁とはいえ、コンクリート合成効果が鋼の耐力向上に寄与しているためと考えられる。

第2分科会では、ラーメン橋脚のせん断座屈でエネルギー吸収が行われ、その結果、大きな損傷を免れたのか？に着目した。この場合、補修も比較的簡単で、望ましい橋システムの一つの方向性を得ることができる。しかし、今回の応答計算からは、せん断座屈が生じることは明らかであるが、その後の応答低減は極めて小さい。しかも、せん断座屈が生じる前に、先に橋脚に降伏点を上回る大きな断面力が生じる結果が得られた。したがって水平梁のせん断座屈を先行させるシステムでもって、つまり橋システムの一部の弱点あるいはエネルギー吸収機構として、水平梁のせん断座屈に頼ることはできないという結果となった。この橋脚は昭和55年の基準で設計されたものであるが、今回の地震での応答そのものである。

第3分科会では、支承の損傷と、その後生じたであろう上部工の脚からの分離が脚の損傷を最少化できたのかに着目した。この場合も、解析結果からは支承の損傷は予想できるが、その後の挙動が追跡できない。確かに、支承が最後まで健全であれば生じたであろう損傷が実際に見られなかったことから、ヒューズ論が考えられるもの、推測の域を出ない。

第4分科会では、斜角桁の損傷が大きいことが明らかとなった。これより、できるだけ特異な構造形態、構造系を避けることの重要性が指摘できる。

さて、以上の検討結果やこれまでの種々の機関で行われた損傷の原因に関する報告から類推すると、上部構造の自身の損傷はほとんど報告されていない。支承の損傷に伴う桁端部の変形、また橋脚の損傷に伴う座屈等がほとんどである。つまり自損ではなく、支承や橋脚の損傷に起因した損傷である。上部工については、中間支点や端支点の桁端部の横方向部材を補強しておけばよいと考えられる。一方、橋軸方向については、出来る限り連続化しておくことが、種々の観点から好ましいと言える。

今回の地震では、設計上の強度が最も小さい支承に多くの損傷が見られた。支承の損傷により、その後の挙動

は複雑となって解析的にフォローするのは困難となる。そのため、支承のヒューズ論を理論的に裏付けることは困難となり推測の域を出ない。第1分科会の応答解析でも、支承の耐力に対する発生断面力は1.0倍に達し、支承の損傷は予想できるが、その後の挙動の解析的検討は扱えなかった。確かに、ヒューズ論は想定できるが、制御は困難が予想される。では、支承は他の部位に比べて十分強くすべきかについても明確な見解は得られなかった。現在、ほとんどの支承がゴム支承、高減衰ゴム支承に置き換えられ免震化が推進されている。これは一つの方向である。一般論として免震化は好ましいと言えるが、本研究会からの提言は得られなかった。

橋脚はそれ自体の損傷と、それに伴う上部構造の損傷を招いた。上部構造の損傷は橋脚の被災が原因と考えてよい。これより、橋脚の適正な補剛の重要性が言える。

残念ながら、橋システムがどうあるべきかの提言は極めて難しいことが今回の調査、検討から実感できた。今回の検討では、幾つかの知見が得られたものの、やはり個々の現象に対する見解であって、具体的な橋システムの形に結びつける研究会独自の提案はできなかった。しかし、本検討を通して言えることは、

(1) 斜橋を含む特殊な構造形態を選定しないこと。線形の関係で特殊な支承条件を余儀なくされる場合は地震応答解析を義務づけること。

(2) 橋脚については、現在提案されている補強方法を採用しじん性を向上させること。

以上の2点を達成することで、今回のような大地震に対しても十分な抵抗力を示すことが期待できると考える。

最後になるが、今回の検討から得られた知見に基づく対応策ではないにしろ、実務に携わる橋屋としての耐震性の向上に関わる提言、思いを書き留めておく。

【第1分科会】

- ・鋼床版の採用による上部構造の軽量化
- ・動的解析の導入による挙動の把握と対応策の検討
動的挙動に対する理解を深め、大きな地震時の挙動を想定した設計の導入
- ・各部位の耐震性の強化
- ・ライフラインとしての耐震性の向上

【第2分科会】

- ・鋼製橋脚に低材質の材料を採用し断面のコンパクト化を計る
- ・合成柱の採用
- ・ゴムと鋼の複合支承
- ・桁端部や中間支点部の最適構造の適用
- ・減衰機能の付加

【第3分科会】

- ・橋脚のじん性向上
- ・シューレス化構造
- ・ゴム支承
- ・多点固定、連続化、剛結化

【第4分科会】

- ・支承の性能が橋全体の挙動に与える影響度の把握
- ・斜角構造を避けること。採用する場合は耐震性を設計の第1検討課題とすること
- ・支承機能の分散化
- ・許容損傷設計の導入

(副部会長 長井正嗣)

あとがき

長年に渡り、忙しい業務の時間をさいてご検討頂いたメンバーの方々には厚く御礼申し上げます。損傷の原因究明にはまだまだ時間や費用を要することは明らかで、また時間や費用のみでは解決できそうにない自然の奥深さも見え隠れする。長々と部会を続けることが目的ではないため、これまでの検討結果を整理し、一区切りとしたい。この間、資料、情報提供等のご協力頂いた多くの関係各機関に対して厚く御礼申し上げます。

残念ながら、耐震上最適な橋システムの具体的な提案は行えなかったが、損傷状況のデータベース化、GISを利用したシステムマチックな被害分析、応答解析に立脚した各種損傷の原因同定に関する検討は今後の“橋システムのありかた”を考えていくためのとっかかりや資料になるものとする。最後に改めて今回得られた知見やそれに基づく見解を整理する。

- (1) 上部工自身の損傷、自損はなく、支承や橋脚の損傷に起因する。上部構造については、端および中間支点位置での横方向補剛システムの補強が肝要となる。
- (2) 上、下部工が支承を介して結合した解析結果からは、支承に耐力を大きく上回る断面力が作用して損傷が同定できる。しかし、その後の挙動が確認できなかった。確かに、支承が健全（絶対に破壊させない）とした場合に生じるべき橋脚の損傷が見られず、別の橋脚に生じていたことから、ヒューズ論の妥当性が言える。しかし、一般論とするには至らなかった。また、その制御の困難が予想される。
- (3) 湾岸線に見られたラーメン橋脚水平梁のせん断座屈では応答の低減は期待できない結果が得られた。
- (4) 特殊な構造系は避ける必要がある。また、上部工もできる限り連続化する必要がある。
- (5) 橋脚と基礎のじん性向上が耐震性向上の鍵となる。

(副部会長 長井正嗣)