

試設計に基づく耐震技術基準の変遷に伴う
RC橋脚の耐震性向上度の検討INCREASE OF SEISMIC SAFETY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS
ASSOCIATED WITH IMPROVEMENT OF SEISMIC DESIGN CODES堺 淳一¹、川島一彦²、武村浩志³

SAKAI Jun-ichi, KAWASHIMA Kazuhiko and TAKEMURA Hiroshi

- 1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻修士課程 (〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)
- 2 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (同上)
- 3 工修 東京工業大学研究生 工学部土木工学科 (同上)

This paper presents an analysis on how seismic safety of reinforced concrete bridge piers have increased in accordance with upgrade of the seismic design codes in recent years. This became important since bridge designed in accordance with seismic design codes issued in early ages suffered extensive damage during the Kobe earthquake of January 17, 1995. Assuming the same superstructure and soil condition, four bridge piers and foundations were designed according to the Seismic Design Specifications of Highway Bridges issued in 1964, 1980, 1990 and 1995. Their seismic performance was clarified with nonlinear dynamic response analysis. It was found that the bridge pier designed by the 1964 Design Specifications has extensively lower seismic performance than the bridge piers designed by other Design Specifications.

Difference of intensity of earthquake ground motions which were measured during the 1993 Kushiro-oki earthquake, 1994 Northridge earthquake and 1995 Kobe earthquake was also investigated through a nonlinear dynamic response analysis of a bridge pier. It was found that the ground motion measured at Kobe Observatory of Japan Meteorological Agency was more extensive to cause structural damage in the bridge pier than the ground motions measured at Sylmar Parking Lots during the Northridge earthquake and Kushiro Observatory during the Kushiro-oki earthquake.

Key Words: Seismic design, Bridge, Ground motion, Kobe earthquake, Northridge earthquake, Kushiro-oki earthquake, Dynamic response analysis

1. まえがき

平成7年1月17日の兵庫県南部地震では、耐震性に優れているといわれてきたわが国の橋梁に多数の致命的な被害を生じた。被害原因の究明は各所で行われているが、圧倒的に強烈であった地震動、軸方向鉄筋段落し部の定着長不足に基づくせん断破壊、じん性の乏しいRC橋脚の曲げ及びせん断破壊、せん断許容応力度の余裕の少なさ等が主要な被災原因として指摘されている¹⁾²⁾。被害橋の多くは、じん性確保の重要性が知られるようになった昭和50年代以前の技術基準によって設計されたものであり、最近の技術基準によって設計された橋には相対的に被害は少なかった。これは、地震経験や橋梁耐震工学の進歩を採り入れながら順次改訂されてきた技術基準のグレードアップに伴い、近年の技術基準に準拠して設計された橋ほど、耐震性が向上しているためと考えられる。しかし、比較的最近の技術基準で設計された橋の中にも大きな被害を受けた橋があること、また、震度

7を記録した激震域には比較的最近の技術基準で設計された橋があまり存在しなかったこと等から、技術基準のグレードアップがどの程度であり、これが今回の震災から見てどのような位置づけであったかを解析しておく必要がある。

また、今回の地震では神戸海洋気象台を始めとする多数の地点ですさまじい地震記録が観測された。わが国では、本格的に強震計が設置され、強震記録の蓄積を始めたのは、昭和39年の新潟地震以後であるが、平成5年1月の釧路沖地震により釧路気象台で0.9gもの大きな最大加速度³⁾が観測されるまでは、減衰定数0.05の加速度応答スペクトルはおおむね1g程度と見られてきた。続いて、1994年1月17日の米国ノースリッジ地震でもシルマーをはじめ何カ所かで0.8gを越える強震動が観測された⁴⁾が、被害を受けたのは1971年サンフェルナンド地震以前に設計された橋で、これ以後に設計されたり耐震補強された橋には被害がほとんど生じなかった

5)。こうしたことから、兵庫県南部地震が起こる前には、たとえ地震応答スペクトルで表した地震動強度が大きくても、構造物の被害と直接結びつかないのではないかとさえ言われてきた。

本論文は、このような背景のもとに、今回の地震で被害の著しかった RC 橋脚に注目し、その耐震性を評価するために行った一連の解析結果を報告するものである。解析のポイントは、1) 今回の地震で被災した橋の多くが準拠していた昭和 39 年の技術基準、及びそれ以後、現在に至るまでの技術基準で設計された RC 橋脚の耐震性を試設計により解析し、2) RC 橋脚の非線形応答解析に基づいて、1993 年釧路沖地震、1994 年ノースリッジ地震、1995 年兵庫県南部地震が橋脚に与えた影響を比較・評価することである。

2. 解析対象橋脚及び設計条件

解析対象としたのは、図-1 に示すように橋長 4×35 m の 4 径間連続 PC 橋の中間橋脚にあたる P3 である。P3 橋脚の構造は図-2 に示すとおりであり、高さは 9.7 m、断面は 4.0 m (橋軸方向) × 3.5 m (橋軸直角方向) の矩形形で、径 1.5 m の場所打ち杭 16 本で支持されている。周辺の地盤は、地表から 25 m 程度まで沖積の砂、粘土の互層で、昭和 55 年の道路橋示方書では 4 種地盤、したがって平成 2 年の道路橋示方書ではⅢ種地盤と判定される。この橋では P2、P3、P4 橋脚が固定、P1、P5 橋脚が可動となっている。桁の全死荷重は 7,228 tf (70,882 kN) であり、P3 橋脚が支持する上部構造部分の重量は、橋軸方向には 2,409.3 tf (23,627 kN)、橋軸直角方向には 1,749.0 tf (17,152 kN) である。上部構造の慣性力の作用位置は、道路橋示方書にしたがい、橋軸方向には橋脚天端、橋軸直角方向には上部構造の重心位置 (橋脚天端から 2.1 m 上方) とする。

この橋はもともと昭和 55 年の道路橋示方書によって設計されているが、これを以下に示す 4 つの技術基準に従って試設計した。

- (1) 昭和 39 年鋼道路橋設計示方書⁶⁾
- (2) 昭和 55 年道路橋示方書⁷⁾
- (3) 平成 2 年道路橋示方書⁸⁾
- (4) 平成 7 年兵庫県南部地震で被災した道路橋復旧に係わる仕様^{9) 10)} (以下、復旧仕様と呼ぶ)

試設計に際して、地盤条件及び上部構造の形状、寸法、重量は変化させないこととし、それぞれの技術基準で規定されている設計地震力に基づき、橋脚及び基礎だけを断面決定した。また、昭和 55 年の道路橋示方書で設計する場合には、震度法の設計のみを行い、地震時変形性能の照査は行わなかった。平成 2 年道路橋示方書及び平成 7 年の復旧仕様で設計する場合には、震度法で初期断面を決めた後、それぞれの基準に規定されている地震時保有水平耐力の照査を行った。図-3 は、平成 2 年道路橋示方書及び平成 7 年復旧仕様に示されている地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度 k_{hc} である。上述したように、ここでは、地盤種別がⅢ種であることから、Ⅲ種に相当する設計震度を用いた。等価水平震度 k_{hc} は、設計水平震度 k_{hc} から、次のように求められる⁹⁾。

$$k_{hc} = \frac{k_{bc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (1)$$

ここで、 μ_a は橋脚の許容じん性率であり、後述する式 (3) により求める。地震時保有水平耐力の照査では、次式を満足するように橋脚を設計する。

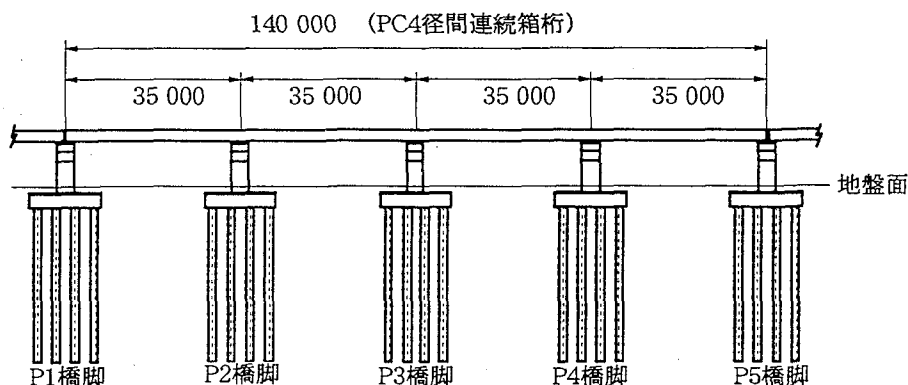


図1 解析の対象とするPC4径間連続橋

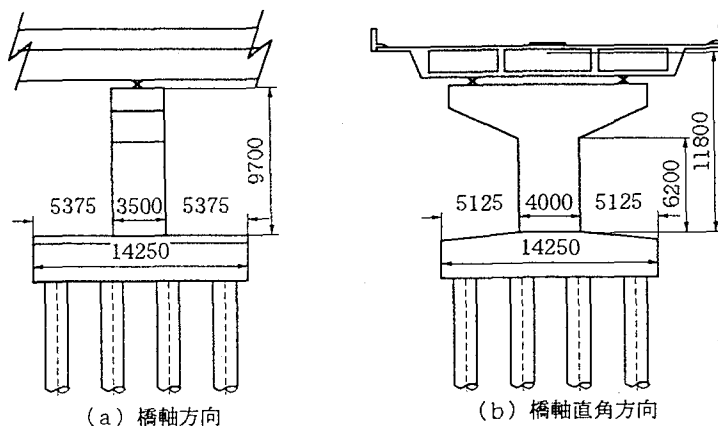


図2 解析対象とするP3橋脚

$$P_a \geq k_{be} \cdot W \quad (2)$$

ここで、 W は等価重量で、橋脚躯体の重量およびその橋脚が支持している上部構造部分の重量を加えたものである。また、 P_a は橋脚の地震時保有水平耐力で後述する式(4)によって求める。

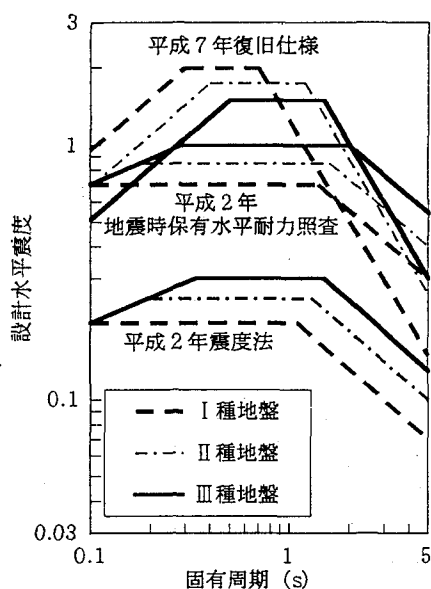
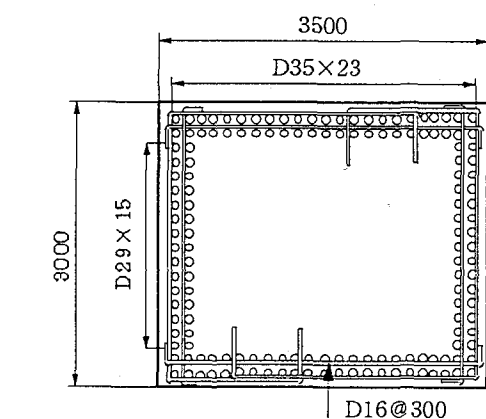
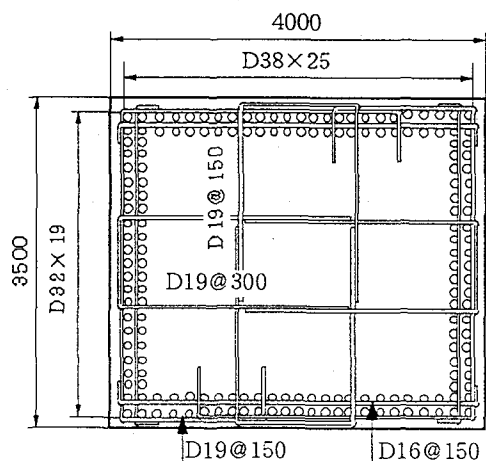


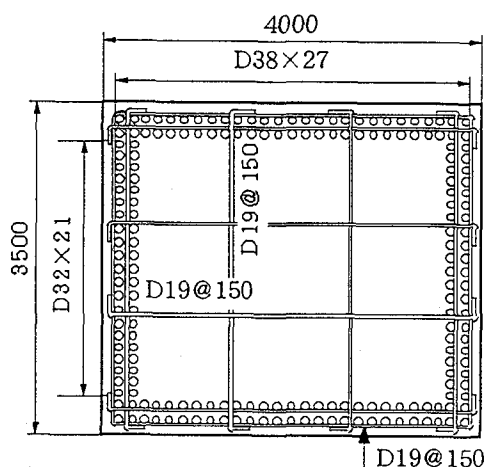
図3 基準設計水平震度の比較



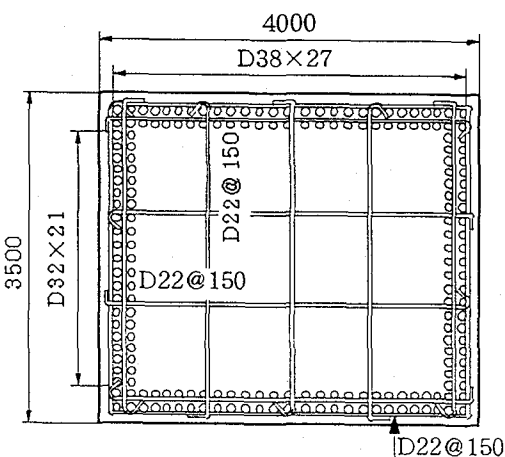
(a) S39橋脚 配筋図



(b) S55橋脚 配筋図



(c) H2橋脚 配筋図



(d) H7橋脚 配筋図

図4 試設計によって求めたP3橋脚の断面（上下方向が橋軸方向に対応）

なお、動的解析による照査は、いずれの場合も行っていない。

このようにして、4つの技術基準で設計したP3橋脚を、ここではそれぞれS39橋脚、S55橋脚、H2橋脚、H7橋脚と呼ぶ。各橋脚の断面を示すと、図-4のようになる。断面の大きさは、S39橋脚では他の橋脚よりも1段小さく3.5m×3mであるが、S55、H2、H7の各橋脚は4m×3.5mである。軸方向鉄筋は、鉄筋間隔は多少異なるがおおむねS39橋脚では橋軸方向でD 35@150mm、橋軸直角方向でD 29@150 mmの各2段配筋であるが、S55、H2、H7橋脚では橋軸方向でD 38@150mm、橋軸直角方向でD 32@150 mmの各2段配筋となっている。軸方向鉄筋比は、S39橋脚では1.21%であるのに対して、S55橋脚で1.25%、H2、H7橋脚では1.36%である。

一方、帯鉄筋を比較すると、S39橋脚ではD 16 が内側、外側にともに300mm間隔で配置されているが、S55橋脚では内側にはD 16 を、外側にはD 19 を各150mm間隔で配置している。また、H2及びH7橋脚は、それぞれD 19 とD 22 を内側と外側にそれぞれ150mm間隔で配置している。

ただし、H7橋脚では、有効長が1mで中間帯鉄筋D

22が150 mm間隔で配置されている。平成7年復旧仕様の前にも組立筋として橋脚内部にも配筋することがあった。ここで対象とする断面でも、図-4に示すようにS55橋脚では橋軸方向には150 mm間隔で、また、橋軸直角方向には300 mm間隔で組立筋が配置されている。これらは両側から“コ”字に鉄筋を差し込み、断面の中央で重ねるという配筋法をとっている。重ね合わせ長さは、道路橋示方書に規定される重ね継ぎ手長を確保している。また、H2橋脚では、H7橋脚のように有効長は1 mよりも大きい(1.2 m)が、橋軸、橋軸直角方向ともにD 19が150 mm間隔で配置されている。このためここでは、S55橋脚及びH2橋脚においても、組立筋を中間帯鉄筋とみなし、H7橋脚と同じようにコンクリートの横拘束に有効に機能すると仮定した。

このようにすると、帯鉄筋及び中間帯鉄筋を合わせた横拘束筋の体積比 ρ_s は、S39橋脚では0.09%であるのに対して、S55、H2、H7橋脚では、それぞれ、0.32%、0.64%、1.03%となる。帯鉄筋の重要性が知られるようになったのは、1971年サンフェルナンド地震以後であり、このような知見がわが国の技術基準に反映されるようになったのは、1978年宮城県沖地震で橋脚に多数の被害が生じた後の昭和55年道路橋示方書からである。さらに、設計計算の一環として帯鉄筋を考慮するようになったのは、平成7年復旧仕様からである。こうした点を反映して、近年の基準になるほど、帯鉄筋量が増加してきていることが読みとれる。

このように、設計基準の違いによって断面寸法や配筋に大きな違いが見られるが、この理由としては、(1)震度法に用いる設計水平震度が順次引き上げられてきたこと(表-1参照)、(2)昭和55年以後、コンクリートの許容せん断応力度が引き下げられたこと(表-1参照)、(3)平成2年以後、鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査法が導入されたこと、が主要なものである。

3. 震度法及び地震時保有水平耐力法による耐震性評価
このようにして試設計した橋脚を震度法及び地震時保

有水平耐力法によって評価してみた。まず、4つの橋脚を震度法に基づいて評価した結果が表-1である。橋軸方向と橋軸直角方向に分けて示しているが、橋軸方向に着目すると、橋脚天端位置で想定する設計水平地震力は、S39橋脚では482tf(4,727kN)であるのに対して、S55橋脚では651tf(6,384kN)、H2及びH7橋脚ではともに723tf(7,090kN)となっている。これは、設計水平震度が、S39橋脚では0.2であるのに対して、修正震度法が導入されたS55橋脚では0.27、H2及びH7橋脚では0.3となっているためである。

コンクリート及び鉄筋の応力度をみると、いずれの橋脚も橋軸方向、橋軸直角方向ともにほぼ許容応力度に近く、無駄の少ない設計となっている。

一方、地震時保有水平耐力法の照査に用いる橋脚基部の曲げモーメント～曲率の関係と、上部構造の慣性力の作用位置における水平力～水平変位の関係を、橋軸方向を例にとって比較した結果が図-5である。ここで、断面の曲げモーメント～曲率の関係を算出する際には、復旧仕様に規定されている横拘束筋による拘束効果を考慮できるコンクリートの応力度～ひずみ関係式¹⁾を用いた。これを図-6に示す。コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} はコンクリートに生じる応力度がコンクリートの強度 σ_{cu} の80%にまで低下した時とし、橋脚の圧縮側の最外縁においてコンクリートに生じる圧縮ひずみが終局ひずみ ϵ_{cu} に達した時を橋脚の終局変位 δ_u と定義した。また、橋脚の最外縁鉄筋に生じる応力度が降伏応力度に達する時を橋脚の降伏変位 δ_y と定義した。許容じん性率および地震時保有水平耐力 P_a は、復旧仕様に従い

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} \tag{3}$$

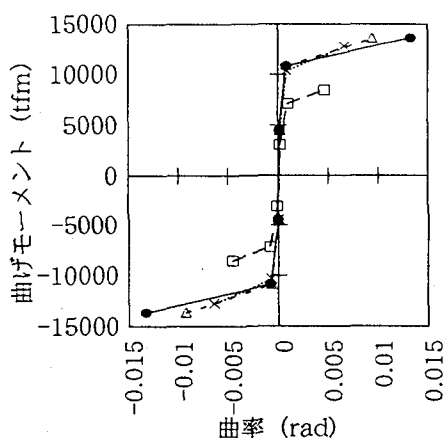
$$P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} \tag{4}$$

とした⁹⁾。ここで、 P_y 、 P_u は、 δ_y 、 δ_u に対応する降伏耐力および終局耐力で、係数 α は1.5としている。

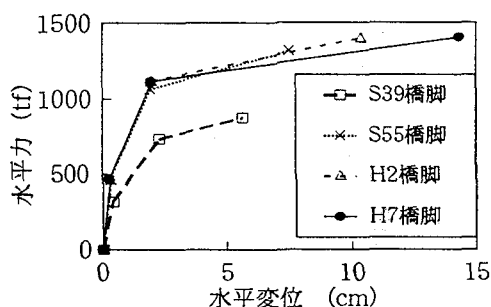
図-5によれば、S39橋脚はその他の橋脚に比較して、曲げ耐力が低い。また、許容じん性率を比較すると、S55橋脚では2.97であるのに対して、H2橋脚では3.86、H7

表1 設計当時の震度法に基づく解析対象橋脚の評価

	S39 橋脚		S55 橋脚		H2 橋脚		H7 橋脚	
	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角
設計水平震度(震度法)	0.20		0.27		0.30		0.30	
設計水平地震力(tf)	482	350	651	473	723	525	723	525
断面寸法	3.5m×3.0m		4.0m×3.5m		4.0m×3.5m		4.0m×3.5m	
配筋	軸方向鉄筋比(%)		1.21		1.25		1.36	
	帯鉄筋比 ρ_s (%)		0.09		0.32		0.64	
圧縮応力度(kgf/cm ²)	127	123	115	112	119	109	119	109
許容圧縮応力度(kgf/cm ²)	150							
せん断応力度(kgf/cm ²)	5.9	4.4	6.2	4.8	6.7	5.2	6.7	5.2
許容せん断応力度(kgf/cm ²)	10.5	10.5	7.4	7.5	7.3	7.5	7.3	7.5
引張応力度(kgf/cm ²)	2685	2806	2868	2958	2839	2643	2839	2643
許容引張応力度(kgf/cm ²)	3000							



(a) 橋脚基部の曲げモーメント～曲率関係



(b) 橋脚天端における水平力～水平変位の関係
図5 橋脚の変形性能の比較（橋軸方向）

橋脚では5.17と、じん性の重要性が認識されだした近年の技術基準になるほど、帯鉄筋比の増加に伴ってじん性率は大きくなっている。ここには示さないが、橋軸直角方向に対してもほぼ同様な特性がある。

図-5に基づいて、平成7年の復旧仕様に従って地震時保有水平耐力を照査した結果を表-2に示す。これによれば、S39橋脚では、橋軸方向のせん断耐力が661tf (6,482kN)と曲げ耐力877tf (8,600kN)より小さく、せん断破壊が先行すると判断される。これは、断面自体も小さく、せん断補強筋が不十分なためである。したがって、明らかにS39橋脚は、平成7年復旧仕様を満足しない。

その他の橋脚ではせん断耐力が曲げ耐力よりも大きく、曲げ破壊先行型と判定されるため、曲げ保有水平耐力を

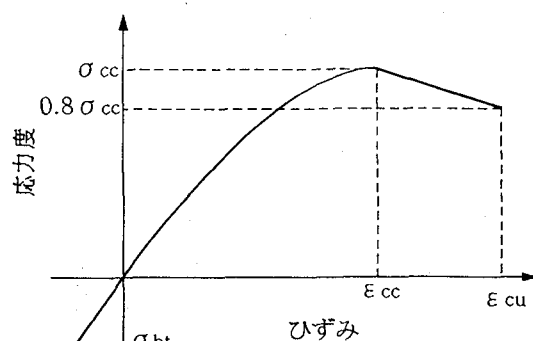


図6 コンクリートの応力度～ひずみ関係

慣性力と比較すると、S55橋脚では橋軸、橋軸直角方向とも慣性力の方が大きく、この断面では平成7年復旧仕様を満足することはできない。また、H2橋脚では、橋軸直角方向には曲げ保有水平耐力が大きいが、橋軸方向には慣性力の方が大きく、この方向には平成7年復旧仕様を満足しない。ただし、これは復旧仕様に規定される許容じん性率を用いた場合の結果であり、終局じん性率まで許せば、曲げ保有水平耐力は慣性力を上回る。したがって、H2橋脚は、許容じん性率を上回るが、終局じん性率までには達しない。なお、当然ではあるがH7橋脚は、橋軸、橋軸直角方向ともに、平成7年復旧仕様を満足している。

4. 動的解析による耐震性評価

(1) 解析モデル

解析モデルを図-7に示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともに1次元の質量～ばね型モデルに置換した。橋脚基部に塑性ヒンジが生じるため、橋脚基部から6.2mの範囲には非線形はり要素を用いることとし、Takedaモデル^{1,2)}によって非線形履歴特性を与えた。解析では、Takedaモデルによる履歴減衰以外に、橋脚には0.02を、また、フーチングには逸散減衰として0.2の減衰定数を仮定した。

杭基礎は、フーチングの並進および回転に抵抗するばねによってモデル化し、ばね定数は道路橋示方書に従って算出した³⁾。

表2 平成7年復旧仕様に規定された地震時保有水平耐力法による解析対象橋脚の評価

	S39 橋脚		S55 橋脚		H2 橋脚		H7 橋脚	
	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角
曲げ耐力 (tf)	877	816	1316	1231	1401	1311	1405	1316
せん断耐力 (tf)	661	706	1615	1557	1732	1911	2390	2373
先行する破壊形態	せん断	せん断	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
地震時保有水平耐力 P_h (tf)	661	706	1233	1133	1308	1202	1309	1203
許容じん性率 μ_s	1.00	1.00	2.97	3.15	3.86	4.01	5.17	5.33
終局じん性率	-----	-----	3.95	4.22	5.29	5.51	7.26	7.49
等価水平震度 k_h	1.50	1.50	0.61	0.64	0.52	0.56	0.44	0.48
慣性力 $k_h W$ (tf)	4263	3273	1633	1291	1392	1130	1178	968
安全性の照査結果	×	×	×	×	×	○	○	○

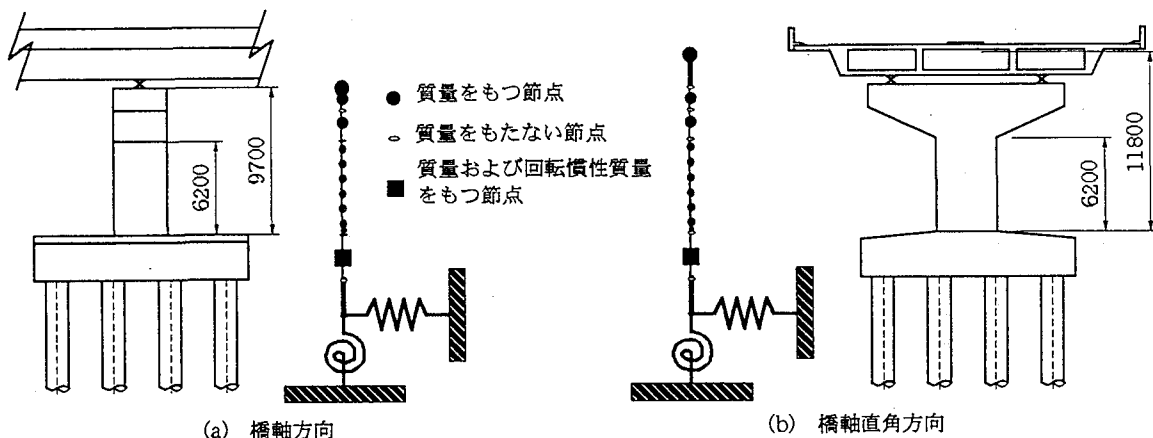


図7 動的解析に用いたモデル

(2) 入力地震動

解析には、表－3に示す平成7年兵庫県南部地震による東神戸大橋近傍地盤上のTR成分記録（以下、東神戸大橋記録と呼ぶ）の振幅を1.5倍に拡大した波形を用いた。東神戸大橋記録を図－8(a)に示す。東神戸大橋記録を用いたのは、復旧仕様において、Ⅲ種地盤の地震動として東神戸大橋記録が推奨されているためである。また、振幅を1.5倍したのは、図－3に示したⅢ種地盤の設計震度を加速度応答スペクトルに変換した値¹³⁾と東神戸大橋記録の加速度応答スペクトルがほぼ一致するようにするためである。

(3) 橋脚の耐震性

上述したように、S39橋脚では橋軸方向のせん断耐力が661tf（6,482kN）と小さく、せん断破壊が先行すると判定される。P3橋脚が橋軸方向に分担する上部構造重量は2,409.3tf（23,627kN）であるため、S39橋脚は $661/2,409.3=0.27$ 相当の震度を受ければせん断破壊を起こすと考えられる。したがって、東神戸大橋記録の1.5倍の地震力が作用すれば、動的解析す

るまでもなく、大きな被害を受けることが予想される。

もし、S39橋脚のせん断耐力が大きく、せん断破壊が先行せず、曲げ破壊が先行した場合にはどのような応答となるかを解析した結果が、図－9である。橋脚天端に生じる最大加速度は577gal、最大変位は20.82cmとなる。橋脚天端には、地震後に3.7cmの残留変位が生じる。橋脚高さは9.7mであるから、この残留変位は平均勾配としては約1/250に相当する。図－9には橋脚天端の水平力と水平変位の履歴曲線も示している。降伏変位は2.27cmであり、橋脚基部に対する橋脚天端の最大

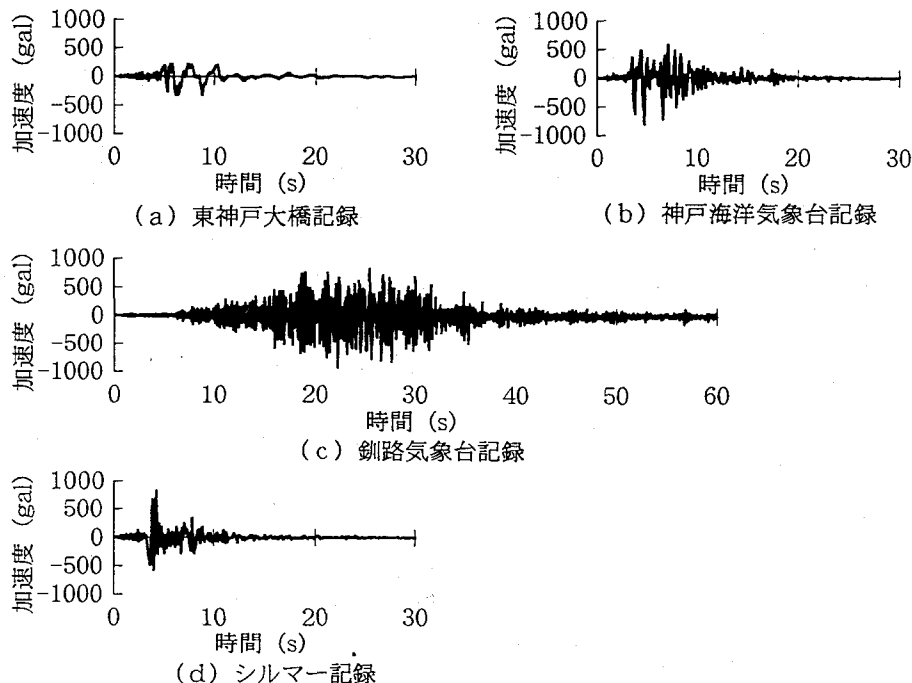


図8 解析に用いた地震記録

表3 解析に用いた地震動記録

地震動記録	地震名	発生年月日	マグニチュード	観測地点（方向）	最大加速度（gal）
東神戸大橋記録	兵庫県南部地震	1995.1.17	7.2	東神戸大橋（TR）	327.3
神戸海洋気象台記録				神戸海洋気象台（NS）	817.8
釧路気象台記録	釧路沖地震	1993.1.15	7.8	釧路気象台（EW）	922.2
シルマー記録	ノースリッジ地震	1994.1.17	6.7	シルマー郡病院駐車場（NS）	826.8

応答変位は20.06cmであるから、これは8.81の応答塑性率に相当する。図-5に示した上部構造慣性力の作用位置における水平力～水平変位の関係から、S39橋脚の終局じん性率は2.46であるから、仮に上述したように曲げ破壊が先行すると仮定しても、S39橋脚は大被害を免れない。

一方、H7橋脚の応答を図-10に示す。橋脚天端に生じる最大加速度は659gal、最大変位は10.40cmで、S39橋脚よりも曲げ耐力が大きいことを反映して最大加速度は大きい、最大変位は小さくなっている。この場合にも残留変位が生じるが、2.55cmと小さく、平均勾配も約1/380にとどまっている。降伏変位は1.97cmであるから、応答塑性率は4.86である。図-5から、許容じん性率は5.17であるから、H7橋脚は東神戸大橋の1.5倍の地震動に対して崩壊を免れることができる。

以上の解析をまとめた結果が表-4である。表中、(5)は橋脚基部に生じる曲げモーメントを高さで除して求めた上部構造の慣性力の作用位置(桁の重心位置)における水平力である。(6)の地震

時保有水平耐力 P_s も上部構造の慣性力の作用位置における水平力として表している。S55橋脚およびH2橋脚、H7橋脚の橋軸直角方向を除けば、水平力は地震時保有水平耐力を上回っている。応答塑性率と終局じん性率に基づいて、各橋脚の耐震性を評価すると、S39橋脚では、せん断破壊すると考えられる。S55橋脚では、橋軸方向

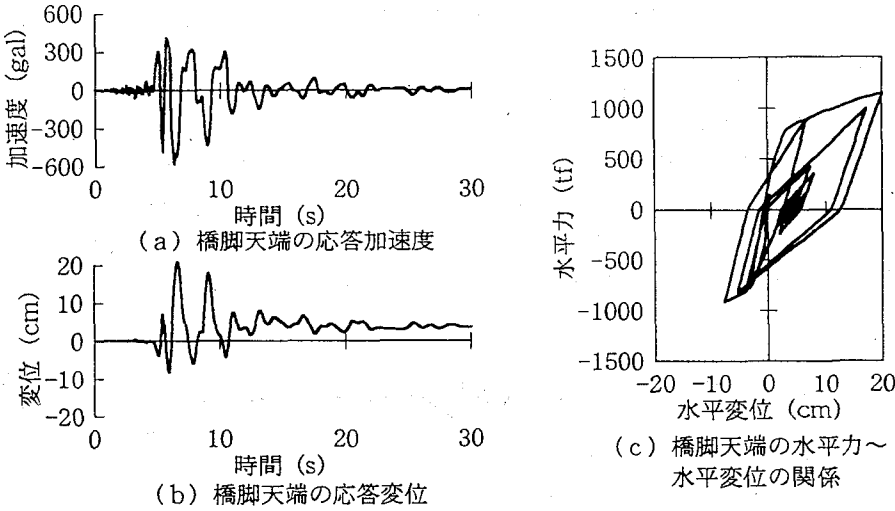


図9 東神戸大橋記録を1.5倍した記録を入力した場合のS39橋脚の応答(橋軸方向)

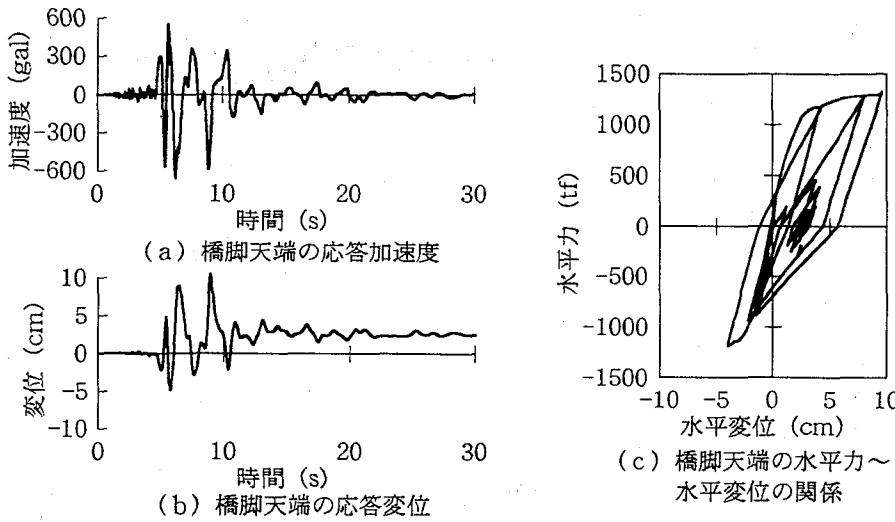


図10 東神戸大橋記録を1.5倍した記録を入力した場合のH7橋脚の応答(橋軸方向)

表4 動的解析に基づく橋脚の耐震性

	S39 橋脚		S55 橋脚		H2 橋脚		H7 橋脚	
	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角
(1) 応答塑性率	8.81	4.67	5.04	2.38	4.70	2.14	4.86	2.21
(2) 許容じん性率	1.98	2.24	2.97	3.15	3.86	4.01	5.17	5.33
(1)/(2)	4.46	2.08	1.70	0.76	1.22	0.53	0.94	0.42
(3) 終局じん性率	2.46	2.86	3.95	4.22	5.29	5.51	7.26	7.49
(1)/(3)	3.58	1.63	1.28	0.56	0.89	0.39	0.67	0.30
(4) 残留変位(cm)	3.73	2.67	2.37	1.15	2.30	0.98	2.55	1.12
(5) 桁重心位置の水平力(tf)	1148	980	1355	1124	1360	1131	1321	1107
(6) 地震時保有水平耐力 P_s (tf)	830	755	1233	1133	1308	1202	1309	1203
(5)/(6)	1.38	1.30	1.10	0.99	1.04	0.94	1.01	0.92

には応答塑性率が 5.04 であるのに対して終局じん性率が 3.95 と、応答塑性率が終局じん性率を上回り、曲げ破壊により大きな被害を生じると判定される。これに対して、H2 橋脚では、いずれの方向にも応答塑性率は終局じん性率を下回り、曲げ破壊は生じるが大きな被害は生じないと考えられる。また、H7 橋脚はいずれの方向にも応答塑性率は許容じん性率に収まっているため曲げ破壊は生じるが、限定された被害にとどまると考えられる。

5. H7 橋脚の解析から見た 釧路沖、ノースリッジ、神戸の各地震による地震動強度の比較

最大加速度や加速度応答スペクトルで評価した地震動強度が大きいという点では、1993 年 釧路沖地震、1994 年 ノースリッジ地震、1995 年 兵庫県南部地震は特徴的な地震であった。ここでは、各地震による代表的な地震記録を用いた H7 橋脚の動的解析によって、各地震の地震動強度の特徴を比較検討することとする。解析に用いる地震記録は、それぞれの地震による特徴的な記録という観点から表-3 に示したように、釧路沖地震により 釧路気象台で得られた EW 成分記録³⁾ (以下、釧路気象台記録と呼ぶ)、ノースリッジ地震により シルマー郡病院駐車場 で得られた NS 成分記録⁴⁾ (以下、シルマー記録と呼ぶ)、兵庫県南部地震により 神戸海洋気象台で得られた NS 成分記録 (以下、神戸海洋気象台記録とよぶ) の 3 記録とした。H7 橋脚の設計で想定した地盤条件との関係ではなく、各地震による特徴的な記録という点を重視したため、入力地震動と基礎形式、橋の設計に想定した設計震度等の関係が整合しないが、こうした点を承知したうえで、H7 橋脚を 1 つの振動子とみなして、3 つの地震

による地震動を評価することとしたものである。解析方向は、H7 橋脚の橋軸直角方向とした。

図-11 は、それぞれ 3 つの地震動に対する H7 橋脚の上部構造慣性力の作用位置における応答加速度、応答変位である。神戸海洋気象台記録及びシルマー記録は、ともに継続時間が実質的に 10 秒以下と短いに対して、釧路気象台記録は継続時間が 30 秒以上と長い。神戸気象台記録が作用した場合には、残留変位が 4.1cm 生じるのに対して、釧路気象台記録が作用した場合には、ほとんど残留変位は生じておらず、神戸海洋気象台記録の方が釧路気象台記録よりもパンチのある地震動であることを示している。最大応答をまとめると、表-5 のようになる。応答塑性率は、神戸海洋気象台記録を作用させた場合に 4.60 と最も大きく、以下、シルマー記録の 3.23、釧路気象台記録の 2.77 の順となっている。H7 橋脚の橋

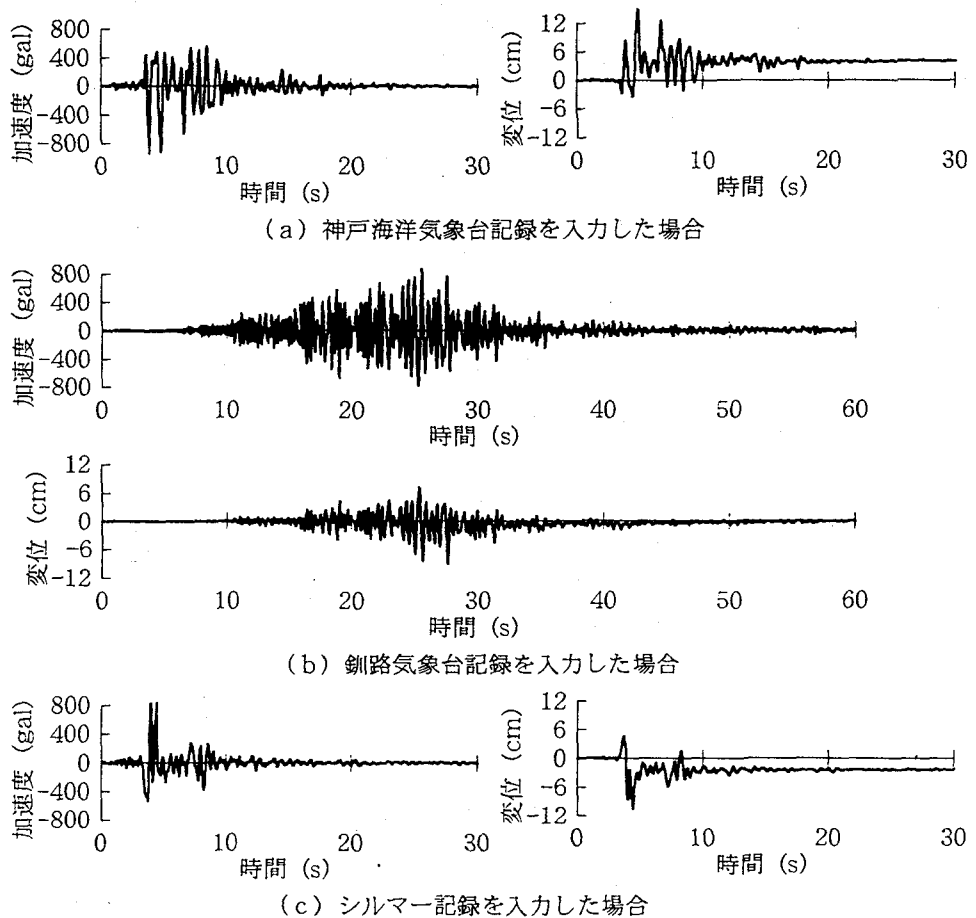


図11 上部構造の慣性力作用位置における応答値の比較

表 5 H7 橋脚の最大応答で比較した 3 地震による地震動強度の比較

	地震動記録に対する応答		
	神戸海洋気象台記録	釧路気象台記録	シルマー記録
応答加速度 (gal)	940.8	868.7	932.8
応答変位 (cm)	14.9	9.0	10.6
応答塑性率	4.60	2.77	3.23
残留変位 (cm)	4.1	0.1	2.4
桁重心位置の水平力 (tf)	1230	1135	1172

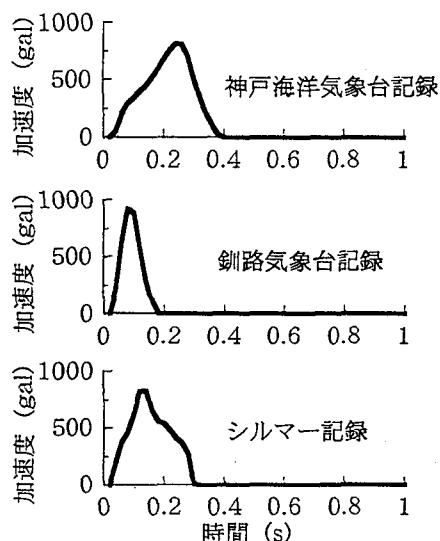
軸直角方向の許容じん性率は5.33であるから、この3つの地震動が作用した場合には応答塑性率は許容じん性率以内に収まることになる。

次に、入力地震動加速度が最大値を取る前後の波形がどのような形状をしているかを知るために、最大加速度が生じる時のパルスをつだけを取り出して、これを示した結果が図-12である。最大加

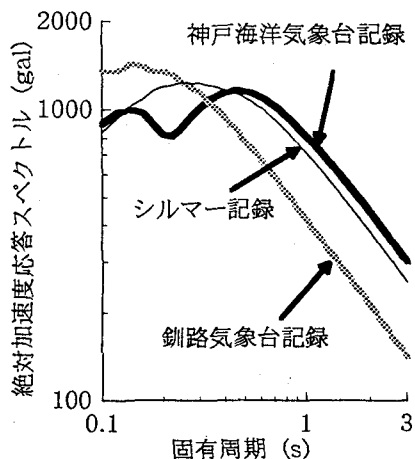
速度はいずれの記録も同程度であるが、このパルスが作用する時間には大きな違いがある。いま、このパルスが中立軸を横切った瞬間から、最大加速度を取った後に再び中立軸を横切るまでの時間をパルス継続時間と定義すると、パルス継続時間は、神戸海洋気象台記録では0.36秒、シルマー記録では0.28秒、釧路気象台記録では0.14秒となる。明らかに、神戸海洋気象台記録はパルス継続時間が長く、釧路気象台記録の

パルスを「剃刀」と形容すれば、神戸海洋気象台記録のパルスはあたかも「斧」¹⁴⁾のような形をしている。図-12にはパルスから計算した加速度応答スペクトルを示している。応答スペクトルのピークは、神戸海洋気象台記録では0.46秒付近に生じており、降伏剛性を仮定した場合のH7橋脚及び基礎系の基本固有周期に相当している。

図-13は、上記の1つだけのパルスによるH7橋脚の応答を示したものである。1つのパルスによっても橋脚には大きな応答が生じており、この値は、応答変位に注目すれば、図-11に示した最大応答変位と比較すると神戸海洋気象台記録では約60%、釧路気象台記録では約



(a) パルスの波形



(b) パルスの加速度応答スペクトル

図12 入力地震動加速度が最大となるパルスとその応答スペクトル

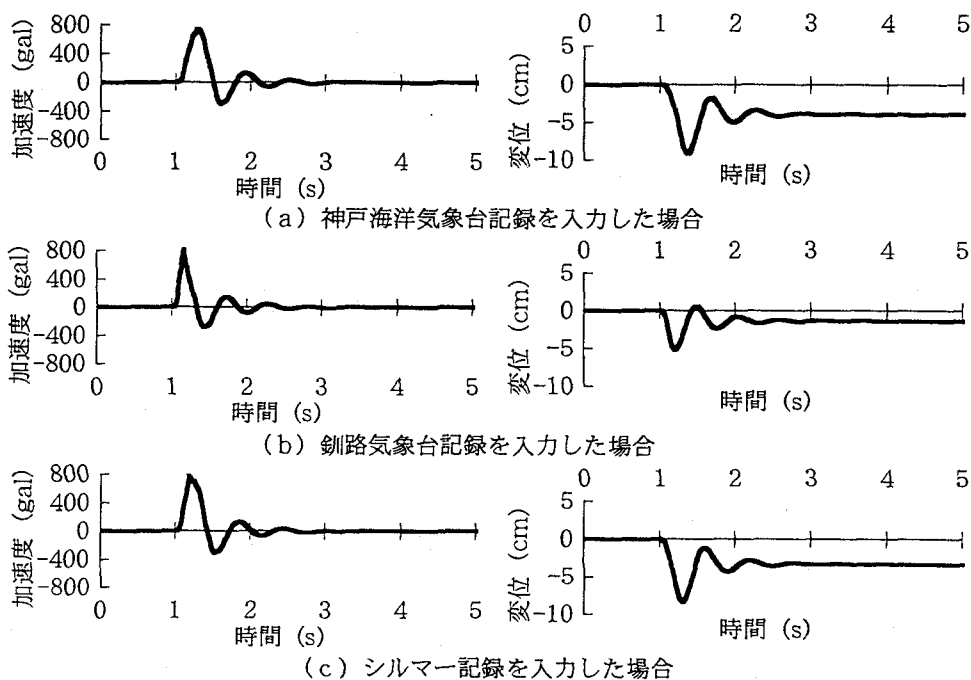


図13 入力地震動加速度が最大となるパルスによるH7橋脚の応答（橋軸直角方向）

55%、シルマー記録では約75%に相当する。

以上のような点から見ると、H7橋脚に対する破壊力を応答塑性率によって評価すると、神戸海洋気象台記録が一番強く、シルマー記録及び釧路気象台記録はこれよりもそれぞれ10%、45%小さいとみることができる。

6. 結論

RC橋脚の耐震性が、技術基準の進歩とともにどのように向上しているかを検討すると同時に、兵庫県南部地震による地震動が1993年釧路沖地震や1994年ノースリッジ地震と比較してどのような位置づけとなるかを検討するために、昭和39年鋼道路橋方書、昭和55年及び

平成2年道路橋示方書、平成7年復旧仕様の4つの技術基準に基づいてRC橋脚を試設計し、この耐震性を検討した。解析ケースが限られているため、本論文の解析はあくまでもここで対象としたS39、S55、H2、H7橋脚に限られたものであり、また、現段階で最新の平成7年復旧仕様を基本としたもので、あくまでも耐震性の相対評価であるが、本解析の範囲で明らかとなった事項をまとめると、以下ようになる。

(1) S39橋脚は、その後の技術基準に比較すると震度法の設計水平震度が相対的に低いこと、許容せん断応力度が高かったことから、橋脚断面が一回り小さく、また、帯鉄筋比が0.09%と低いため、平成7年の復旧仕様によって耐震性を検討すると、せん断破壊先行型と評価される。また、仮にせん断耐力が大きく、曲げ破壊が先行すると仮定しても、東神戸大橋記録の1.5倍の地震力に対しては応答塑性率が8.81に達し、終局じん性率2.46を大幅に上回る。

(2) S55、H2、H7橋脚は、いずれも曲げ破壊先行型となる。東神戸大橋記録の1.5倍の地震入力に対して非線形動的解析を行うと、S55橋脚は応答塑性率が5.04と終局じん性率3.95を上回る。また、H2橋脚では、応答塑性率が4.70と許容塑性率3.86を上回るが、終局じん性率5.29には収まっている。H7橋脚ではいずれの方向にも、許容じん性率を超しておらず、地震時保有水平耐力法で想定される被災程度に収まると考えられる。

(3) 東神戸大橋記録の1.5倍の地震動のように、強い入力が作用した場合には、各橋脚には地震後に残留変位が生じる。H7橋脚では、橋軸方向の残留変位は2.55cmとなり、これは橋脚高さの約1/380に相当する。

(4) H7橋脚に生じる応答塑性率によって、神戸海洋気象台記録、シルマー記録、釧路気象台記録を評価すると、神戸海洋気象台記録が最も応答塑性率が大きく、シルマー記録、釧路気象台記録はそれぞれ神戸海洋気象台記録の70%、60%となる。

(5) 最大加速度を生じるパルスの一つだけ取り出し、これよりパルス継続時間を定義すると、神戸海洋気象台記録、シルマー記録、釧路気象台記録に対して、それぞれ0.36、0.28、0.14秒となる。これらの3つの地震記録の最大加速度はほぼ同程度であるのに対して、上記(4)のようにH7橋脚の応答塑性率に大きな違いを生じた理由の一つに、こうしたパルス継続時間があると考えられる。なお、一つのパルスによってH7橋脚に生じる応答塑性率は、(4)に示した記録全体が作用した場合に生じる応答塑性率の約65%にも達する。

謝辞

本解析に係わる橋脚の試設計に際しては、(株)ピー・エスの野村貞広氏、佐藤幸一氏、(株)長大の矢部正明氏、東京工業大学研究生の細谷学氏に大変お世話になりました。また、非線形動的解析には(株)日本電子計算の松田宏氏のご支援を得ました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

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、建設省、平成7年
- 2) 鉄道施設耐震構造検討委員会：兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査（中間整理）、平成7年
- 3) 日本気象協会：気象庁87型電磁式強震計、1993.1.15平成5年釧路沖地震 釧路気象台記録、平成5年
- 4) Shakal, A. et al : CSMIP Strong Motion Records from the Northridge, California Earthquake of 17 January 1994, CDMG, 1994
- 5) 国土庁防災局：1994 ロサンゼルス近郊地震（ノースリッジ地震）の記録、ぎょうせい、平成6年
- 6) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書、昭和39年
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、昭和55年
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成2年
- 9) 建設省：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、平成7年
- 10) 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、平成7年
- 11) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力～ひずみ関係、土木学会論文集 No. 520/V-28、平成7年
- 12) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium, pp. 357-364, 1970
- 13) 川島一彦：橋梁基礎の耐震設計のための地震工学研究の現状、土木研究所資料、第2385号、昭和61年
- 14) 童華南、山崎文雄：震央近傍で観測された過去の強震動との比較による神戸気象台の地震動特性、土木学会第50回年次学術講演会、平成7年9月

(1996年9月6日受付)