

アンカー部の挙動を考慮した鋼製橋脚の地震時終局挙動の特性

岐阜工業高等専門学校 宮下 敏 *
名古屋工業大学 後藤 芳顯 **
トピー工業 藤原 英之 ***
住友金属工業 上條 崇 ****

鋼製橋脚柱の地震時終局挙動は鋼製橋脚躯体のみならずアンカー部の終局挙動にも大きく支配される。兵庫県南部地震においても、アンカー部の塑性変形により橋脚が終局状態に至った例も認められた。従って、橋脚躯体とアンカー部のバランスのとれたより合理的な耐震設計法を確立するためには、橋脚躯体のみならずアンカー部の挙動を考慮した解析を行い、橋脚全体の地震時終局挙動の特性を明らかにする必要がある。こうした観点から、本論文では鋼製橋脚の非線形動的応答解析法にアンカー部の挙動を考慮し、その挙動が橋脚全体の終局挙動に与える影響について考察する。

1. はじめに

鋼製橋脚は、その設計でのモデル化において、一般に橋脚躯体の下端部が基礎に剛結されたものと仮定される。しかしながら、鋼製橋脚の地震時終局挙動は橋脚躯体のみならずアンカー部の終局挙動にも大きく支配される。事実、兵庫県南部地震でも橋脚躯体とアンカー部の損傷関係にはある一定の傾向があることが観察されている。したがって、橋脚のより合理的な耐震設計法を行うためには橋脚躯体のみならず、アンカー部の挙動特性を考慮する必要がある。

アンカー部を考慮して橋脚の耐震設計を行うためには、アンカー部の挙動特性を反映した力学モデルが必要となる。著者らは、杭方式、鉄筋コンクリート方式による縮尺率約 1/5 のアンカー部の供試体の繰返し載荷実験^{1),2)}にもとづき、単調載荷時の component method による力学モデル、さらに、繰返し荷重下のモデルとして、解析的に求めたスケルトンカーブと繰返し載荷実験による履歴ループとを組み合わせたマクロ的な復元力モデル(半実験モデル)を提示した³⁾。

キーワード：鋼製橋脚、アンカー部、動的応答解析

* 岐阜工業高等専門学校環境都市工学科 058-320-1402

** 名古屋工業大学社会開発工学科 052-735-5486

*** トピー工業 03-3265-0111

**** 住友金属工業 0299-84-1299

本論文ではこれらの成果をもとに、まづ、兵庫県南部地震で観察された鋼製橋脚躯体とアンカー部の損傷傾向を理論的に説明し得るのか考察する。つぎに、アンカー部が橋脚全体の終局挙動に与える影響をより一般的に検討する。具体的には橋脚躯体の地震時保有水平耐力に対して設計されたアンカー部をもつ橋脚ならびに、アンカーボルト断面積を変化させた場合の橋脚の地震時終局挙動を幾何学非線形性を考慮した弾塑性動的応答解析により求め、最大応答変位、最大応答ひずみ、残留変位の観点からアンカー部が橋脚の終局挙動に与える影響を考察する。

2. アンカー部の挙動を考慮した非線形動的応答解析

アンカー部の挙動を考慮した鋼製橋脚の地震時動的応答解析法について説明する。地震荷重などの繰返し載荷を受けるアンカー部の解析を行う場合、単調載荷時の component method にもとづく力学モデルでは、荷重の反転点でアンカーボルト要素がベースプレート要素から離間することによる不安定機構の形成のため、繰返し挙動の追跡が困難になるといった問題点にしばしば遭遇する。本解析ではこうした問題点を考慮して、アンカー部の挙動をアンカーボルト、フーチングコンクリートなど個々の要素に着目するのではなく、アンカー部全体のマクロ挙動に着目してモデル化

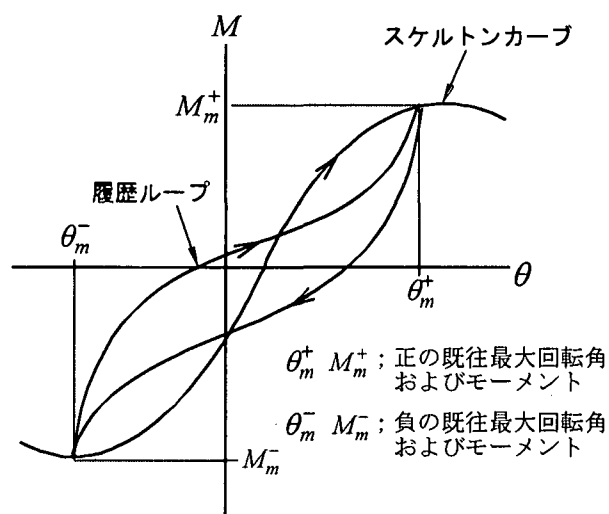


図-1 半実験モデル

された復元力モデル「半実験モデル³⁾」を使用する。半実験モデルは図-1に示されるように component method を用いて主として解析的に求められるスケルトンカーブと、実験により得られた履歴ループからなるモデルである。繰り返し載荷実験から、繰り返し荷重を受けるアンカー部の特性として以下の2点が明らかにされている^{1), 2)}。すなわち、

- 1) 繰り返し荷重をうけるアンカー部の M-θ 関係の包絡線は、ベース下のモルタル並びにフーチングコンクリートの支圧破壊による剛性の低下のため単調載荷時に得られる M-θ 曲線を下回る。
- 2) アンカー部の相対回転角が増大するとアンカーボルトの塑性変形で生ずる残留変形により、スリップ型の履歴特性を示す。また、逆載荷を行う場合には逆載荷の領域で最大点指向型の傾向を示す。

半実験モデルでは、1)の特性はスケルトンカーブで、また2)の特性は履歴ループにおいてそれぞれ考慮されている。

橋脚躯体の動的応答解析では幾何学ならびに材料非線形性を考慮した平面骨組の厳密な接線剛性方程式⁴⁾にコンシステントな慣性項と減衰項を考慮した増分型の運動方程式を用いる。また、構造物の減衰定数として弾性の各固有モードに対して、 $\eta = 2.0\%$ を設定し、これをそのまま非弾性領域においても用いる。鋼製橋脚躯体の材料構成則としては移動硬化則に基づいて bi-linear モデル(2次勾配として初期剛性の10分の1を採用)を用い、残留応力、初期たわみ、局部座屈の影響は無視する。

3. 兵庫県南部地震でのアンカー部の被害⁵⁾とその解析

ここでは兵庫県南部地震でアンカー部が被害を受けた鋼製橋脚を対象として、アンカー部と橋脚躯体の連成挙動を考慮した動的応答解析を行い、実際の損傷傾向が説明しうるかを検討する。

対象とするのは阪神高速神戸線の鋼製橋脚 P-352 である。これは、写真-1 および図-2(a)に示すように片側の梁が長い、非対称な T 型の矩形鋼製橋脚でアンカー部は鉄筋コンクリート方式となっている。アンカー部の被害としては、写真-2 に示すように、南側ならびに北側の列のアンカーボルトの塑性変形による伸びである。これにより、橋脚は南側(海側)に傾斜している。橋脚の南北両縁のアンカーボルト列の伸びは設計荷重を大きく上回る南北方向の両振りの地震荷重が作用したことによると考えられる。このような大きな地震力が作用したことにより、ベースプレート下のフーチングコンクリートも図-3のように支圧力で損傷を受けている可能性があるが、外部からは見えないため確認できない。橋脚躯体については、アンカーボルトが伸びたことにより地震入力が増加したためか、被害は受けていない。この橋脚と対照的なのは P-352 の隣りにあり、図-2(b)に示される形状をもつ橋脚 P-353 である。この橋脚は P-352 とほぼ同じプロポーションを持っているが、張り出し部の長さが若干短く、脚のフランジ・ウェブ板厚もやや薄くなっている。アンカー部の形状・寸法は P-352 と同一である。P-353 では P-352 に比べウェブ厚が薄いためか、南側のウェブパネル全体が中詰めコンクリートの上で局部座屈している(写真-3)。この局部座屈により地震入力エネルギーが吸収され、P-353 のアンカー部は明瞭な被害は受けていない。また、橋脚の傾きも小さい。現行のアンカー部の設計で考慮されている安全率、設計荷重は橋脚躯体と同じものであり、設計思想的にはいずれの耐力にも優劣がつけられていない。したがって、上述した被害例からも分かるように、現行の基準で設計された橋脚は橋脚躯体、アンカー部どちらが先に終局状態に到達するのか明らかでない。

つぎに、対照的な損傷形態を示す上述の2つの鋼製橋脚に対し、アンカー部の挙動を考慮した弾塑性動的応答解析を行い、解析結果を実際の損傷傾向と比較する。入力地震波としてはこれらの橋脚がある地点の観測データが無いため、ここでは

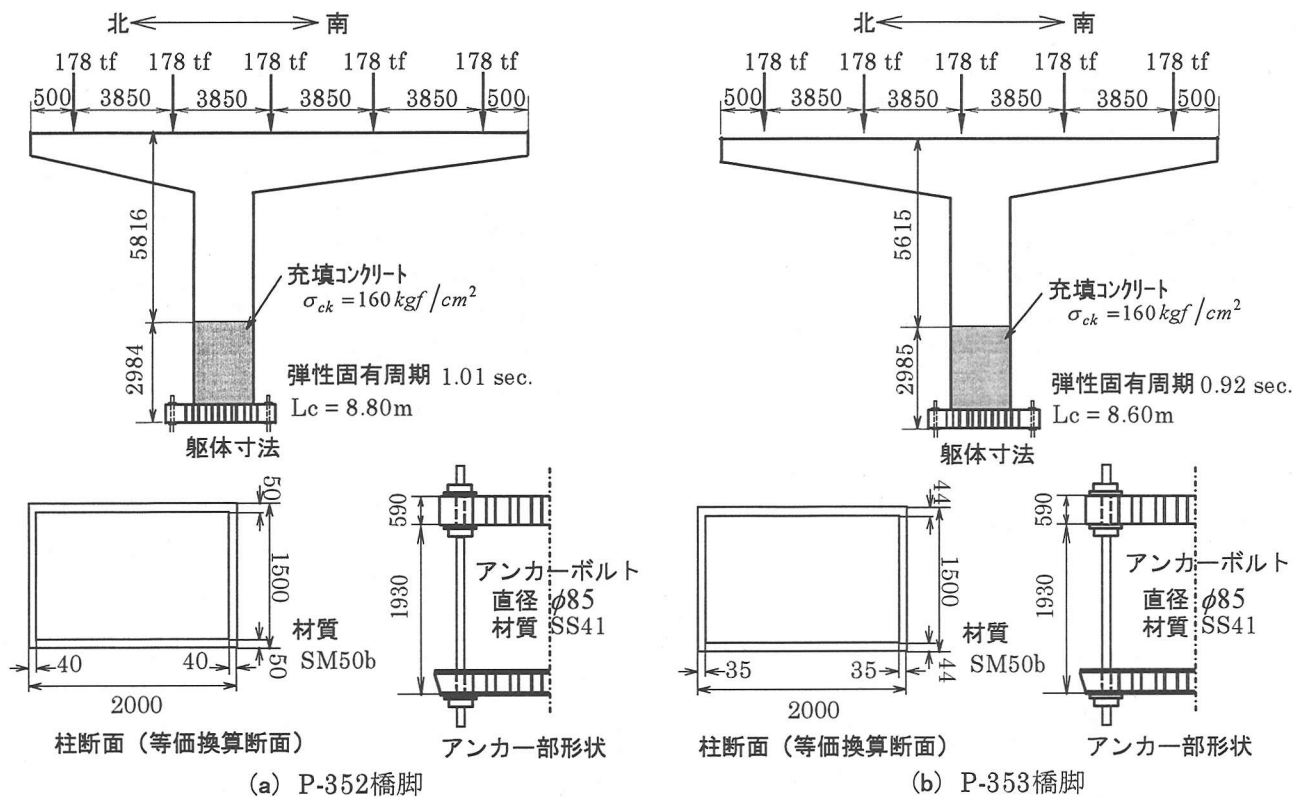
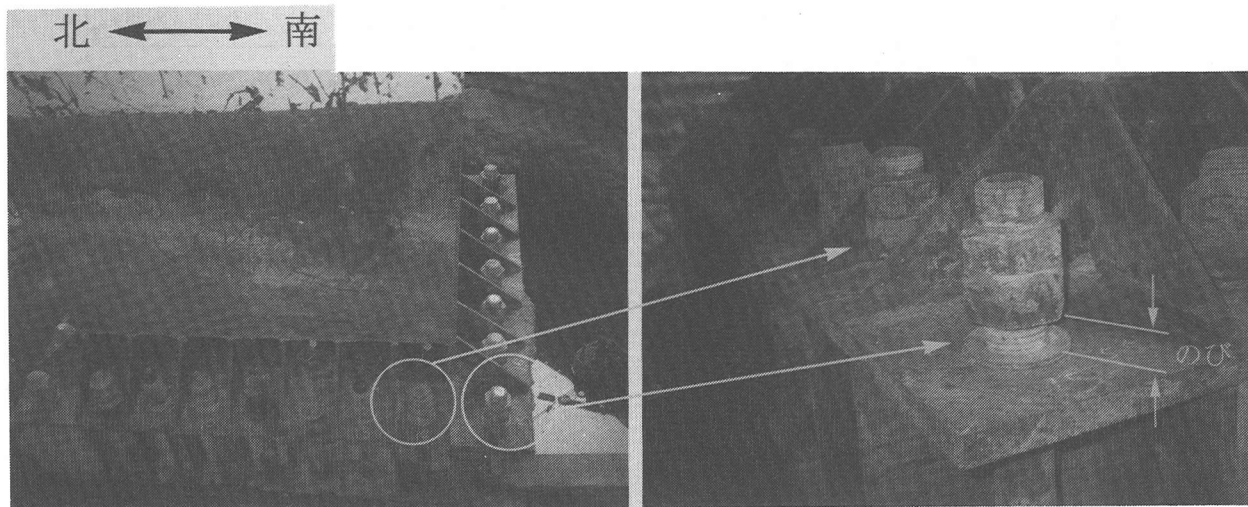


図-2 被害を受けた橋脚躯体およびアンカー部の構造諸元



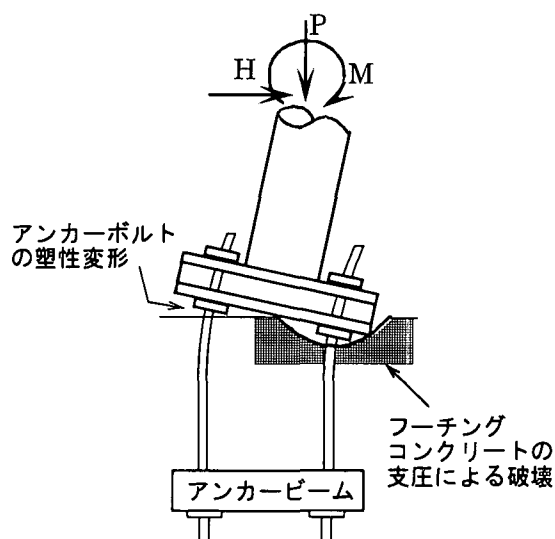


図-3 フーチングコンクリートの支圧破壊

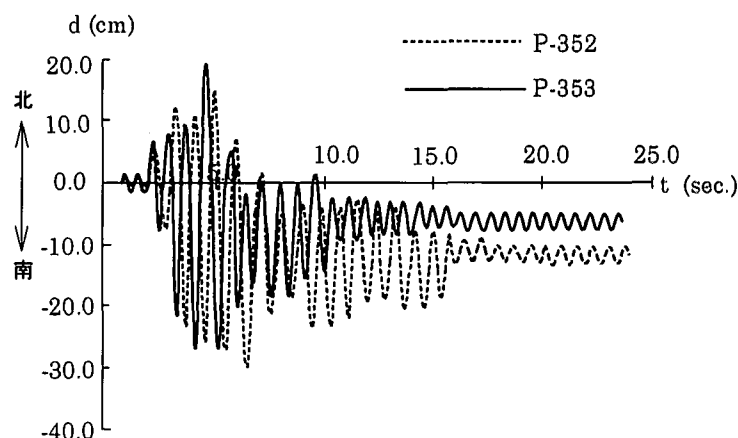


図-4 橋脚天端水平変位時刻歴応答

表-1 動的応答解析結果

		P-352	P-353
橋脚躯体	最大応答変位*	30.1cm (0.035Lc) 橋脚天端	27.4cm (0.032Lc) 橋脚天端
	残留変位*	12.4cm (0.014Lc) 橋脚天端	6.67cm (0.008Lc) 橋脚天端
	最大応答ひずみ (鋼材)	0.0032 (2.2 ε_y) (圧縮) 柱基部	0.0059 (4.1 ε_y) (圧縮) 柱基部
	最大応答ひずみ (コンクリート)	0.0022 柱基部	0.0048 柱基部
	塑性化状況	$\square 1.0 \leq \frac{\varepsilon_{mp}}{\varepsilon_y} < 1.2$ $\square 1.2 \leq \frac{\varepsilon_{mp}}{\varepsilon_y} < 2.0$ $\blacksquare 2.0 \leq \frac{\varepsilon_{mp}}{\varepsilon_y}$ ε_{mp}: 橋脚躯体の応答ひずみ ε_y: 降伏ひずみ	
アンカー部	最大発生ひずみ (アンカーボルト)	0.0079 (7.9 ε_y) (引張)	0.0011 (1.1 ε_y) (引張)
	最大発生ひずみ (フーチングコンクリート)	0.0050	0.0008

* 橋脚天端の水平成分

神戸海洋気象台で観測されたN-SおよびU-D成分を用いる。

解析結果として橋脚天端の水平変位の時刻歴応答を図-4に示す。さらに、橋脚の終局挙動を評価するための物理量として橋脚天端の水平変位の最大応答値、残留変位、また橋脚およびアンカー部に生じた最大応答ひずみについて表-1にまとめる。表-1には橋脚躯体の塑性化状況も図示している。

橋脚躯体の損傷度として、まづ、最大応答ひずみに着目する。P-353の躯体に生じた最大ひずみはP-352の1.8倍の大きさになっている。また、塑性化状態の図からP-353では柱基部から中央部にかけて広範囲に塑性化しているのに対し、P-352では躯体下部が塑性化しているにとどまっている。このように橋脚躯体に関してはP-353に大きな損傷が発生している。一方、アンカー部の損傷としてアンカーボルトに生じた最大ひずみに着目する

と、P-352 に生じた最大ひずみは P-353 に対し 7.2 倍と非常に大きくなっている。また、フーチングコンクリートに生じた最大ひずみも P-353 に対して約 6 倍の大きさになっており、アンカー部に関しては P-352 が大きな損傷を受けている。また、橋脚天端の残留変位の水平成分はアンカー部の損傷が大きい P-352 が P-353 に比べ 2 倍程度大きい。解析により得られた上述の橋脚躯体、アンカー部の損傷、残留変形は実際の損傷特性と良く一致しており、本解析により実際の被害傾向がほぼ定性的に説明できることを示唆している。なお、P-353 の橋脚躯体の実際の被害はコンクリート充填部直上におけるウェブパネルの局部座屈であるのに対し、本解析では柱躯体の下端部での塑性化が大きい。この差違は本解析で局部座屈を考慮していないために生じたものと考えられる。また、P-352 のアンカーボルトの伸びは、本解析では 2.1cm と算出されたが実際には 4~5cm 程度の伸びが観測されている。このような差異が生じた理由として、まず、解析に用いた入力地震動が実地震動と異なることが考えられる。いまひとつの理由として、本解析に用いたアンカー部の復元力モデルの履歴ループや低減係数決定のもとになった実験モデルのベース部の構造が損傷を受けたアンカー部と若干異なっていることが考えられる。すなわち、実験モデルでは、上下ベースプレート間でアンカーボルトは 4 方向をリブで囲まれ、その中にモルタルが充填されている。このため、モルタルは三軸圧縮応力状態となり、アンカーボルトとベース部との付着が強固である。一方、実際のアンカー部では写真-2 からわかるように上下ベースプレート間で一方向が解放された状態でモルタルが充填されているため、三軸応力状態とはならず、アンカーボルトの橋脚ベース部への固定度は弱くなる。以上から、解析において用いたモデルではアンカー部の剛性を高めに評価し、結果として塑性変形がやや小さくなったと考えられる。

4. アンカー部の挙動が橋脚の終局挙動に与える影響

2. のアンカー部と橋脚躯体の連成を考慮した非線形動的応答解析法により兵庫県南部地震でのアンカー部と鋼製橋脚躯体の損傷傾向がほぼ説明しうることを 3. で示した。ここでは、さらに、細長比の異なる 2 種類の一柱式の橋脚を対象にアンカー部が鋼製橋脚全体の挙動に与える影響につい

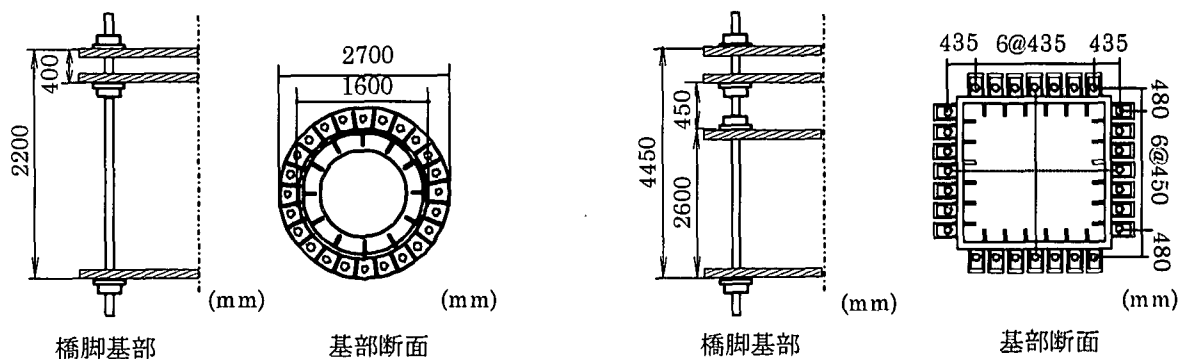
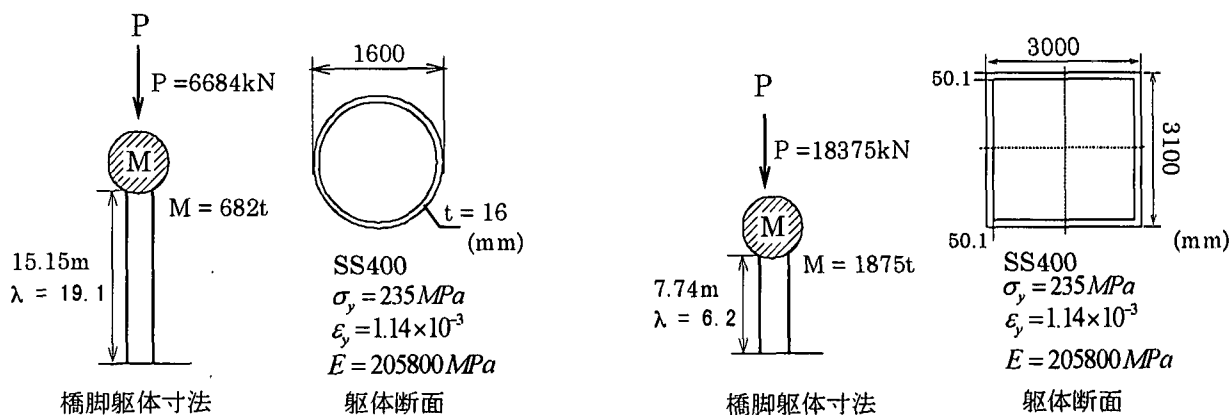
て考察する。解析に用いる 2 種類の一柱式鋼製橋脚(pier A, pier B)の躯体およびアンカー部の構造諸元、材料定数を図-5 に示す。pier A は細長比が大きいもの($\lambda = 19.1$)を、pier B は細長比が小さいもの($\lambda = 6.2$)を選んでいる。アンカー部は pier A が鉄筋コンクリート方式、pier B が杭方式である。アンカー部の設計では、基部を固定とした橋脚の地震時保有水平耐力 $H_u^{(6)}$ を求め、 H_u と P を設計荷重とする。許容応力度として、アンカーボルトの圧縮・引張りは σ_y (降伏応力) を、またコンクリートフーチングの支圧は σ_{ck} (圧縮強度) を用いる。また、このように設計されたアンカー部に加えて、アンカー部の耐力の差が橋脚全体の挙動に及ぼす影響を検討することを目的として、アンカーボルトの断面積を減らし、脚定着部の耐力・固定度を低減させた場合も設定する。すなわち、設計水平荷重として地震時保有水平耐力 H_u に対しそれぞれの 80%, 60%, 40% の大きさを持つ水平力 ($0.8H_u, 0.6H_u, 0.4H_u$) を設計荷重としてアンカー部の設計を行う。以後、 $H_u, 0.8H_u, 0.6H_u, 0.4H_u$ に対して設計されたアンカーボルトの断面積をそれぞれ $A_{100}, A_{80}, A_{60}, A_{40}$ と表記する。

これらの鋼製橋脚への入力地震波は神戸海洋気象台で観測された N-S, U-D 成分を用いる。

応答解析結果として、pier A, pier B について橋脚天端の水平変位の最大応答値と残留変位および橋脚躯体、アンカーボルトに生じた最大応答ひずみを表-2 に示す。このうち天端の残留変位は橋脚全体の損傷度をあらわす指標であり、躯体およびアンカーボルトの最大応答ひずみはそれぞれの損傷度をあらわす指標となる。なお、表には比較のため橋脚基部を剛結とした場合の結果もあわせて示してある。さらに、アンカーボルト断面積の変化が橋脚の終局挙動に与える影響をより明確に示すため、アンカーボルト断面積と最大応答ひずみの関係を図-6 に、残留変位との関係を図-7 にそれぞれ示す。

まず、橋脚躯体とアンカー部の損傷度について考察する。図-6 から、pier A, B ともアンカーボルト断面積の減少によりアンカー部の剛性が低下すると、程度の差はあるが、アンカーボルトの最大応答ひずみが増加する一方、橋脚躯体の最大応答ひずみは減少する傾向を示す。こうした損傷傾向は先に 3. で示した兵庫県南部地震での損傷傾向と一致している。

橋脚天端の残留変位の水平成分に着目すると、



アンカーボルト	フーチング コンクリート
SS400 $\sigma_y = 235 \text{ MPa}$ $E = 205800 \text{ MPa}$ $E_s/E_{st} = 40$ $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 10$ $\xi = 0.06$ 断面積（一本当り） $A_{100} = 339.8 \text{ cm}^2$ （ H_u 載荷時）	$\sigma_{ck} = 18.78 \text{ MPa}$ $E_c = 24500 \text{ MPa}$

pier A（鉄筋コンクリート方式）

アンカーボルト	フーチング コンクリート
S35CN $\sigma_y = 323 \text{ MPa}$ $E = 205800 \text{ MPa}$ $E_s/E_{st} = 30$ $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 9.5$ $\xi = 0.06$ 断面積（一本当り） $A_{100} = 203.9 \text{ cm}^2$ （ H_u 載荷時）	$\sigma_{ck} = 18.78 \text{ MPa}$ $E_c = 24500 \text{ MPa}$

pier B（杭方式）

H_u ：地震時保有水平耐力

E_{st} , ε_{st} , ξ ：アンカーボルトの構成則に用いる定数（文献6）参照

σ_{ck} ：コンクリートの圧縮強度

E_c ：コンクリートのヤング係数

図－5 解析対象構造

アンカー部の剛性の低下にともない、残留変位はわずかではあるが一旦減少したのち、増加傾向を示す。特に pier A では $A = A_{80}$ において残留変位が最も小さくなっており、残留変位を橋脚全体の損傷度とする観点からすれば、最適なアンカーボルト断面積は先に述べた保有水平耐力を用いた設計法で得られる断面積よりも2割程度小さいことになる。このような解析事実は、適切なアンカーボルト径を選択すると、橋脚の損傷（塑性域）を分散することができ、全体の残留変位を減少させることができることを意味している。本解析では、

橋脚の局部座屈を考慮していないが、局部座屈が生ずると損傷の集中化が生じやすいので、損傷を分散させるためにはアンカー部と橋脚躯体の構造上のバランスはより重要になるものと考えられる。なお、アンカー部の影響は pier A に比べ、pier B においてより顕著に現れる。これは細長比の小さな pier B の方が橋脚躯体の曲げ剛性が大きく、橋脚全体の挙動に及ぼすアンカー部の影響が大きく現れるためと考えられる。

最後に、アンカーボルト断面積の変化が鋼製橋脚の終局挙動を評価する上で重要な各物理量に及

表-2 応答解析結果

(a) pier A

	基部固定	A_{100}	A_{80}	A_{60}	A_{40}
最大応答変位 [*] (cm)	37.7 (2.49)	36.2 (2.38)	36.1(2.38)	39.8(2.63)	41.2 (2.72)
残留変位 [*] (cm)	8.6 (0.57)	8.2(0.54)	8.2(0.54)	8.6(0.57)	9.2 (0.61)
$\varepsilon_{mp}/\varepsilon_y$	2.02(圧縮)	2.01(圧縮)	1.96(圧縮)	1.95(圧縮)	1.90(圧縮)
$\varepsilon_{ma}/\varepsilon_y$	—	1.10(引張)	1.38(引張)	2.02(引張)	2.30(引張)

(b) pier B

	基部固定	A_{100}	A_{80}	A_{60}	A_{40}
最大応答変位 [*] (cm)	12.9 (1.67)	12.9(1.67)	12.8(1.65)	13.0(1.68)	13.4(1.73)
残留変位 [*] (cm)	1.3 (0.16)	1.2(0.16)	1.6(0.21)	2.1(0.27)	2.6 (0.33)
$\varepsilon_{mp}/\varepsilon_y$	2.30(圧縮)	2.25(圧縮)	2.00(圧縮)	2.01(圧縮)	1.90(圧縮)
$\varepsilon_{ma}/\varepsilon_y$	—	2.01(圧縮)	2.86(圧縮)	3.42(圧縮)	5.26(圧縮)

* 最大応答変位、残留変位は橋脚天端水平成分。また()内は柱長で無次元化した値(%)

ε_y ; 降伏ひずみ

ε_{mp} ; 最大ひずみ(躯体)

ε_{ma} ; 最大ひずみ(アンカールト)

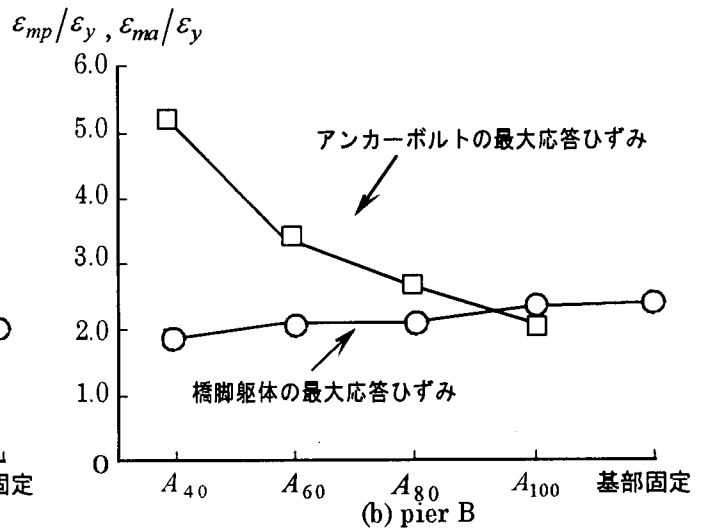
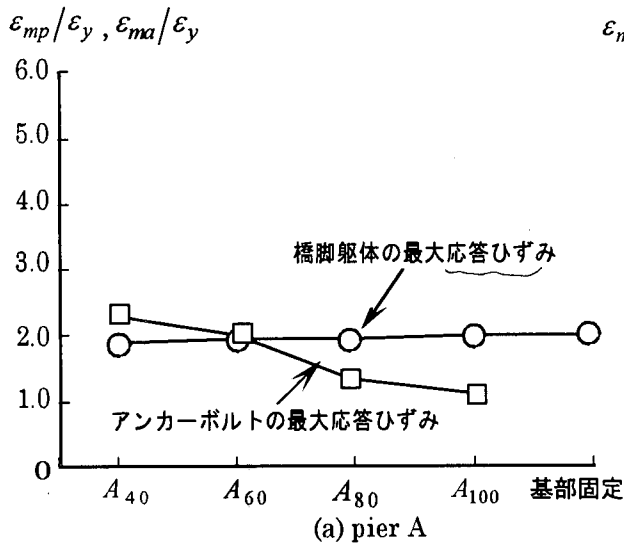


図-6 アンカールト断面積と最大応答ひずみ関係

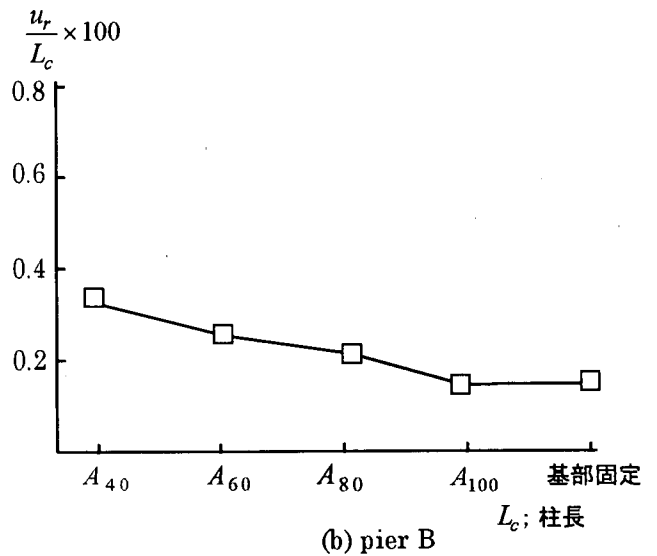
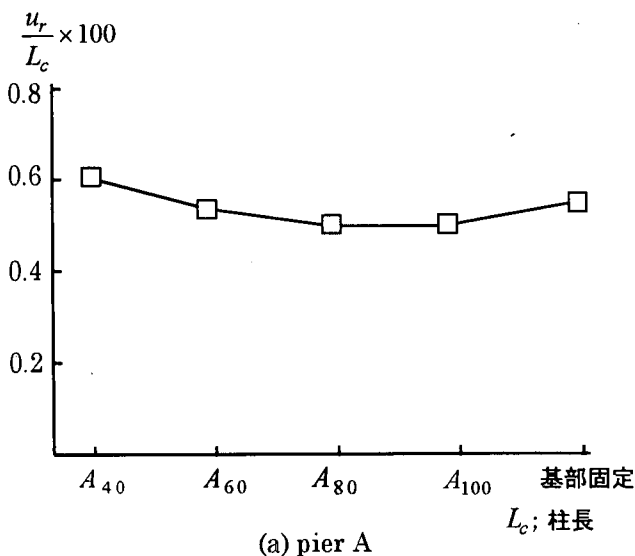


図-7 アンカールト断面積と残留変位(橋脚天端水平成分)関係

ばす影響の程度について若干述べる。表—2からわかるように、この影響は最大応答ひずみに顕著に現れ、特にアンカー部に生じる最大応答ひずみに対して最も大きい。残留変位にもアンカーボルトの影響はでているが、最大応答ひずみほど顕著ではない。

5. まとめ

鋼製橋脚アンカー部の挙動を考慮した動的応答解析をおこない、その挙動が橋脚全体の終局状態に与える影響を考察した。その結果以下の点が明らかとなった。

- 1) 兵庫県南部地震でアンカー部、あるいは橋脚躯体が損傷を受けた鋼製橋脚を対象に、アンカー部と橋脚躯体との連成を考慮した非線形動的応答解析を行った。その結果、橋脚躯体とアンカー部の損傷傾向がアンカー部を考慮した動的応答解析によりほぼ定性的に説明可能であることが明らかになった。
- 2) アンカー部の剛性が低下し、橋脚基部の固定度が減少するとするとアンカー部の損傷は増加するが、橋脚躯体の損傷は逆に減少する。この傾向は兵庫県南部地震でも観察された。
- 3) アンカー部の剛性を上げ、橋脚基部の固定度を剛結に近づけると、橋脚躯体に損傷（塑性化）が集中し、橋脚天端の最大応答変位や残留変位が増加する。アンカー部にはある程度の柔軟性を持たせたほうが橋脚全体の損傷（塑性化）を分散でき、最大応答変位や残留変位も減少する。

謝辞：鋼製橋脚 P-352,353 の解析は土木学会構造工学委員会震災調査特別小委員会（渡邊英一委員長、藤野陽三幹事長、依田照彦 WG2 主査）の活動の一環として第 2 著者が行ったもので、材料・寸法諸元については、阪神高速道路公団に提供いただいた。また、本研究の一部は、社団法人鋼材倶楽部の土木鋼構造研究助成制度により援助を受けたことを記して謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 後藤芳顯、日比幸一、上條崇、藤原英之、小畑誠：アンカーフレーム杭方式による鋼脚柱定着部の繰り返し載荷実験、構造工学論文集 Vol.41A, pp1137-1143, 1995.
- 2) 後藤芳顯、上條崇、藤原英之、小畑誠：鋼製脚柱定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察、構造工学論文集 Vol.42A, pp987-998, 1996
- 3) 後藤芳顯、宮下敏、藤原英之、上條崇：繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化、土木学会論文集投稿中.
- 4) Goto, Y. and Miyashita, S. :Validity of classification systems of semi-rigid connections, Engineering Structures, Vol. 17 No.8, pp544-553, 1995
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会耐震設計研究 WG；鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術,平成 8 年 7 月
- 6) 宇佐美勉、鈴木森晶、Mamaghani, H. P. 葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案、土木学会論文集 No.525 / I-33, pp69-82, 1995

Effect of Column Base Restraint on Seismic Behavior of Bridge Piers

Satoshi MIYASHITA, Yoshiaki GOTO, Hideyuki FUJIWARA and Takashi KAMIJO

The recent Kobe Earthquake caused a serious damage to some steel piers. It was found out that some anchor bolts of pier base to footing connections suffered a plastic elongation. In the present design, the bridge pier base is assumed to be rigidly connected to the footing and no special consideration is made on the interaction between piers and column bases. However, the damage in the column base reduces the column base restraint and may have an effect on the overall behavior of bridge piers. Therefore, it will be more rational to consider the effect of pier base restraint in the seismic design of steel piers. In this research, we examined the effect of column base restraint on the overall behavior of bridge piers subject to severe earthquake motions.