

アンカー部を考慮した一柱式鋼製橋脚 の地震時終局挙動特性

後藤 芳顯¹ ・ 宮下 敏²

1 正会員 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466-8555名古屋市中昭和区御器所町)

2 正会員 工修 岐阜工業高等専門学校助手 環境都市工学科 (〒501-0495岐阜県本巣郡真正町)

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。したがって、橋脚躯体とアンカー部の強度バランスを考慮したより合理的な耐震設計法を確立するためには、橋脚躯体と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明らかにする。さらに、その結果をもとにアンカー部と橋脚躯体の耐力バランスと橋脚の損傷傾向の関係を検討する。また、アンカー部を考慮した鋼製橋脚の耐震設計への簡易手法として、地震時保有水平耐力法の適用性についても検討する。

Key Words : steel pier , pier base , connection model , seismic design

1. はじめに

一般に、耐震設計でのモデル化において、鋼製橋脚は橋脚躯体の基部がフーチングに剛結されたものと仮定されている。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挙動にも支配される。事実、兵庫県南部地震において損傷を受けた鋼製橋脚の損傷傾向を調査した結果、橋脚躯体の損傷とアンカー部の損傷関係については、ある一定の傾向があることが観察される¹⁾。すなわち、アンカー部が損傷を受けた場合には橋脚躯体の損傷は少なく、逆に、アンカー部の損傷が少ない場合には橋脚躯体の損傷は大きいというものである。このようにアンカー部は橋脚の地震時終局挙動を支配する一つの重要な要素と考えられるにもかかわらず、従来アンカー部自体の挙動に対する少数の研究例^{2), 3)}があるだけで、アンカー部の挙動が橋脚全体の地震時挙動に及ぼす影響についてはほとんど検討されていないのが現状である。道路橋示方書V耐震設計編⁴⁾(以下「道示V」)においても「アンカー部は橋脚の終局水平耐力と同等以上の耐力を有するように設計することを基本とする」と記述されているにとどまり、橋脚躯体とアンカー部の耐力のバランスに関して具体的な記述はなされていない^{5), 6)}。とくに、既設橋脚躯体に対し、耐震補強がなされる場合、アンカー部の耐力は橋脚躯体に比べ相対的に低下し、アンカー部が橋脚全体の挙動に及ぼす影響はより大きくなる。このような場合、アンカー部の挙動を耐

震設計において考慮することは一層重要となる。

アンカー部の挙動が鋼製橋脚全体の終局挙動に与える影響を明らかにし、橋脚躯体とアンカー部の強度バランスのとれた耐震設計を行うには、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⁷⁾による縮尺率約 1/5 のアンカー部の供試体の単調載荷ならびに繰返し載荷実験^{8), 9)}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、簡易複合モデル)を提示した¹⁰⁾。本論文ではこれらの成果をもとに、橋脚躯体の非線形動的応答解析にアンカー部の復元力モデルを導入し、まず、兵庫県南部地震で被害を受けた橋脚について、橋脚躯体とアンカー部の損傷傾向が本解析法により解析できるかどうかを検討する。つぎに、アンカー部が一柱式鋼製橋脚全体の地震時終局挙動に与える影響をより一般的に明らかにする。具体的には、アンカー部の強度・剛性を変化させ、橋脚の最大応答変位、最大応答ひずみ、残留変位がどのような影響を受けるかを明らかにする。この結果を基に、アンカー部と橋脚躯体の耐力バランスと橋脚全体の損傷傾向の関係について考察する。さらに、アンカー部を考慮した簡便な鋼製橋脚の耐震設計法ということで、Newmark のエネルギー定則に基づく地震時保有水平耐力法^{11), 12)}の適用性についても検討する。

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は文献 9) で詳細に述べられているので、ここではその概略を説明する。地震荷重などの繰返し载荷を受けるアンカー部の解析を行う場合、単調载荷時の 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⁹⁾、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された復元力モデル「半実験モデル⁹⁾」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。繰返し载荷実験から、繰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^{9), 10)}。すなわち、

1) 繰返し荷重をうけるアンカー部の $M-\theta$ 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载荷時に得られる $M-\theta$ 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、逆载荷を行う場合には逆载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。なお、文献 8) では component method によりスケルトンカーブを求める際、アンカーボルトのネジ部における断面積の変化を考慮する手法として、等価断面積を用いている。この手法によるとアンカーボルトの径は全長にわたり一定と仮定される。しかしながら、実際にアンカーボルトに生じる塑性変形はネジ部に集中しており、等価断面積の考え方ではこうした実現象を必ずしも正確に表すことはできない。そこで本論文では、ネジ部および平行部をそれぞれ一軸のバネ要素として考慮することで、アンカーボルトのネジ部における断面積の変化を考慮する。

橋脚躯体の動的応答解析では幾何学非線形性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¹⁰⁾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

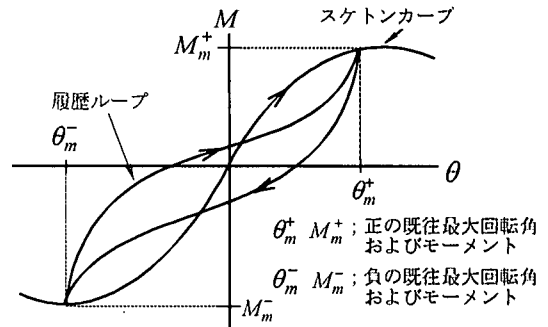


図-1 半実験モデル

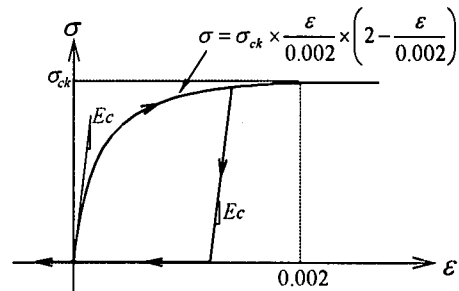


図-2 充填コンクリートの材料構成則

定数として弾性の各固有モードに対して、 $h=2.0\%$ 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100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。充填コンクリートの材料構成則については、図-2 に示されるようなコンクリート標準示方書¹¹⁾で規定されたものを準用する。コンクリート標準示方書では除荷挙動については述べられていないため、本解析では図-2 に示すように初期剛性を除荷時の剛性とする。

3. 兵庫県南部地震でのアンカー部の被害とその解析

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¹⁾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-3 (a) に示すように南側の梁が長い、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

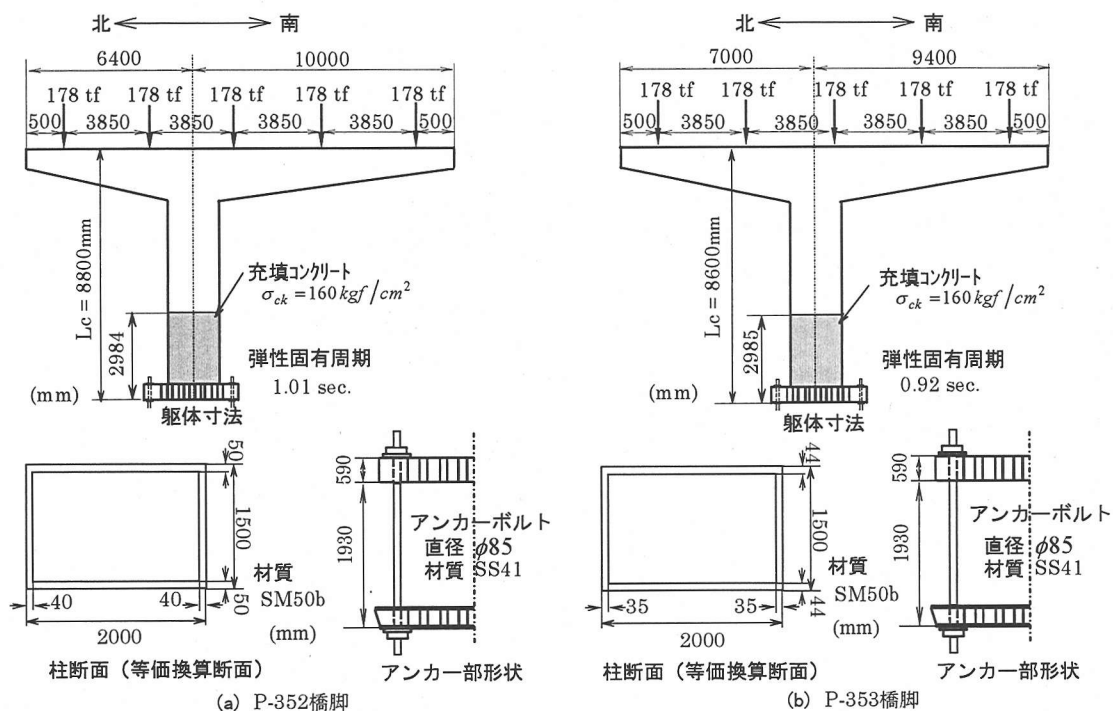


図-3 被害を受けた橋脚躯体およびアンカー部の構造諸元



写真-1 P-352の損傷状況

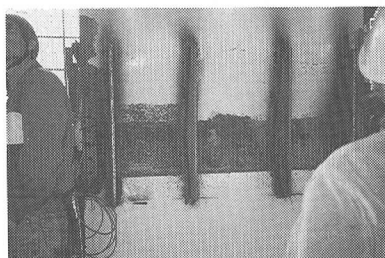


写真-3 P-353のウェブパネルの局部座屈

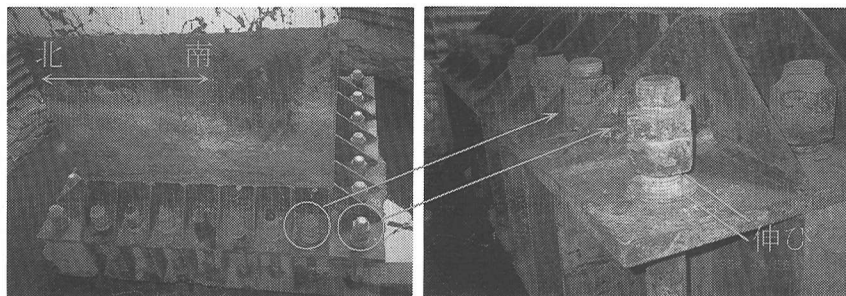


写真-2 P-352アンカー部の塑性変形

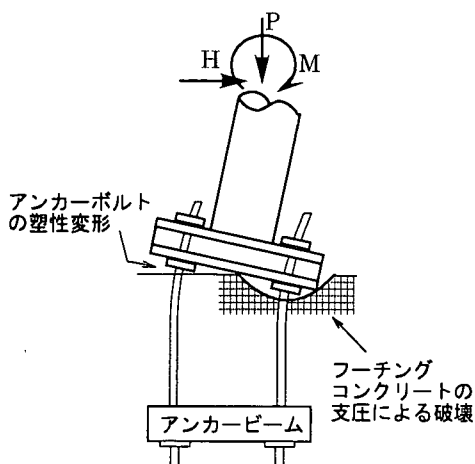


図-4 フーチングコンクリートの支圧破壊

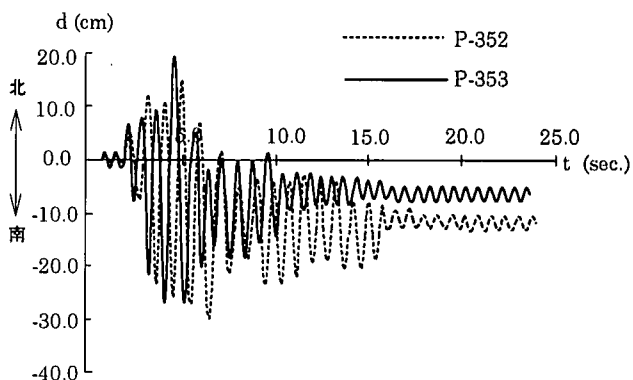


図-5 橋脚天端水平変位時刻歴応答

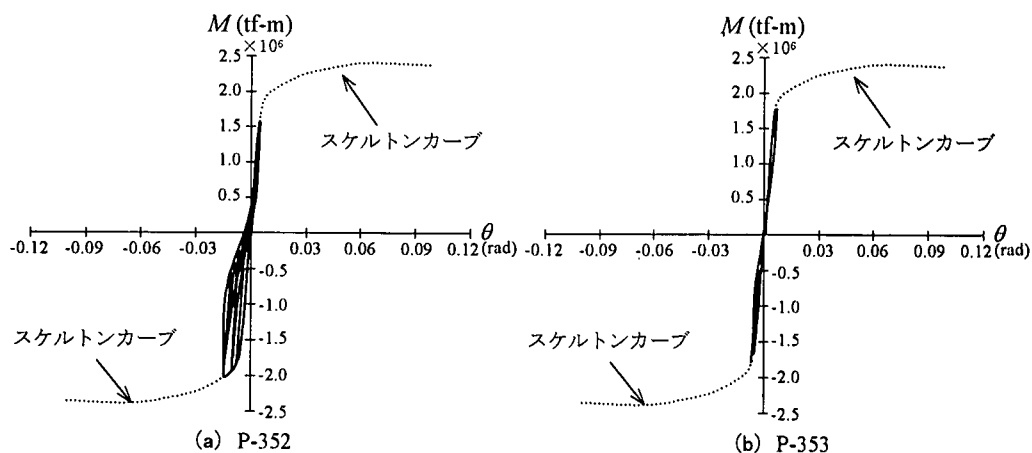


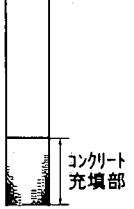
図-6 柱基部における応答回転角-応答モーメント

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-4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-3 (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いため、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を受けていない。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非線形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、ここでは神戸海洋気象台で観測された N-S 成分(橋軸直角方向)および U-D 成分を用いる。

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 (0.034Lc) 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 (22 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	 $\text{---} 1.0 \leq \frac{\epsilon_{mp}}{\epsilon_y} < 1.2 \quad \text{---} 1.2 \leq \frac{\epsilon_{mp}}{\epsilon_y} < 2.0 \quad \blacksquare 2.0 \leq \frac{\epsilon_{mp}}{\epsilon_y}$ 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 (7.8 ϵ_y) (引張)	0.0011 (1.0 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

解析結果として、橋脚天端の水平変位の時刻歴応答を図-5に、また柱基部における応答回転角-応答モーメントの関係を図-6に示す。図-6にはスケルトンカーブも併せて図示している。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、まず、表-1の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。これは図-6に示す応答回転角-応答モーメント関係からも確認できる。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 η 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ことも考えられる。

4. アンカー部耐力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と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橋脚躯体の損傷傾向がほぼ説明できることを3. で示した。ここでは、さらに、細長比パラメータの異なる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。とくに、道示Vで明確に示されていない橋脚躯体の終局水平耐力に対しアンカー部が保持すべき耐力について検討する。

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-7に示す。pier Aは次式(1)で表される有効細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きいもの($\bar{\lambda}=0.42$)を、pier Bは小さいもの($\bar{\lambda}=0.14$)を選んでいる。

$$\bar{\lambda} = \left(2/\pi \sqrt{\sigma_y/E} \right) \cdot (L_c/\sqrt{I/A}) \quad (1)$$

ここで、pier Aは変断面柱であるので、この柱に対する $\bar{\lambda}$ は次のように求める。まず、pier Aの座屈波形 $v(z)$ を式(2)のように仮定する。

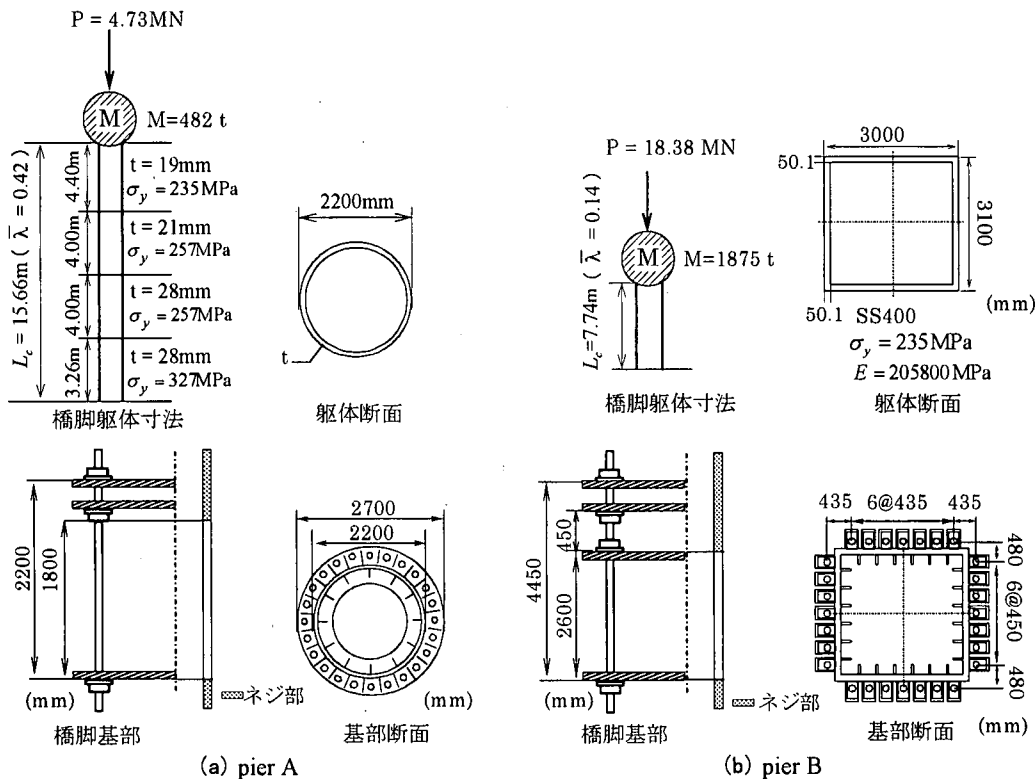
$$v(z) = v_0 \left(1 - \cos \frac{z}{L_c} \frac{\pi}{2} \right) \quad (2)$$

ここで、 v_0 は柱頭部のたわみ量である。式(2)の座屈波形をもとに、変断面柱の弾性座屈荷重をエネルギー法により求め、これから、等しい座屈荷重を持つ一様断面柱の断面2次モーメント $\bar{I}$ を計算する。 $\bar{I}$ と変断面柱の中で断面積最小の部分の断面積 A と初期降伏応力 σ_y を用いて有効細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を求める。

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、基部を剛結とした橋脚の終局水平耐力 H_u を新技術小委員会の手法^{1), 12)}により求め、 H_u と鉛直荷重 P を設計荷重とし、pier Aは単鉄筋モデル¹³⁾で、またpier Bは杭モデル¹⁴⁾で設計する。その際、材料構成則は線形弾性とし、pier Aで用いるコンクリートの初期剛性はコンクリー

ト標準示方書の手法により決定する。なお、文献1)では、 H_u を算定する際の鋼製橋脚躯体の限界ひずみが矩形断面橋脚についてのみ設定されている。そこで、円形断面橋脚であるpier Aについては、円形断面と等価な断面積および断面2次モーメントをもつ箱形断面(正方形、等板厚)に換算して近似的に限界ひずみを求める。アンカー部の許容応力度として、アンカーボルトの圧縮・引張りは σ_y (降伏応力)を、またフーチングコンクリートの支圧は 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変化させ、脚定着部の耐力・固定度を変化させた場合も設定する。すなわち、設計水平荷重として H_u の場合に加え、 $1.2H_u$, $0.8H_u$, $0.7H_u$, $0.6H_u$, $0.4H_u$ についてもアンカー部の設計を行う。以後 $1.2H_u$, H_u , $0.8H_u$, $0.7H_u$, $0.6H_u$, $0.4H_u$ に対して設計されたアンカーボルトのネジ部の断面積をそれぞれ A_{120} , A_{100} , A_{80} , A_{70} , A_{60} , A_{40} と表記する。

アンカー部の耐力の評価にはアンカー部の終局モーメント M_u を用いる。ここで終局モーメント M_u は、各橋脚に対し設計軸力 P を作用させた後、アンカー部のモーメントを漸増させ、最外縁におけるアンカーボルトのひずみが終局ひずみ(5%)あるいは下ベースプレートより支圧を受けるフーチングコンクリートの最大圧縮ひずみが終局ひずみ(0.35%)に達したときのアンカー部のモーメントとする。これらの終局ひずみの値は、アンカーボルトに関しては道示V¹⁴⁾の鋼材の終局ひずみを、またフーチングコンクリートに関してはコンクリート標準示方書¹¹⁾におけるコンクリートの終局ひずみを参考としている。図-8にはpier A, pier Bに対して鉛直荷重作用下でアンカー部モーメントを単調に増加させたとき、component methodで算定されるアンカー部のモーメント-回転角関係が示されている。図中には終局モーメントも印されているが、pier Aではフーチングコンクリートの終局ひずみから、pier Bではアンカーボルトの終局ひずみからそれぞれ終局モーメントが決定されていることがわかる。さらに表-2には、各アンカー部に対し終局モーメント M_u を基部剛結の橋脚躯体の終局水平耐力が作用した際に柱基部に生ずるモーメント $M_0 (= H_u \times L_c)$ で無次元化した値が示されている。本論文ではこの M_u/M_0 をアンカー部の耐力と橋脚躯体の耐力の比をあらわすパラメータとする。以上のように決められたアンカー部をもつ鋼製橋脚への入力地震波としては、神戸海洋気象台で観測されたN-S, U-D成分を用いる。なお、比較のため、pier A, pier Bの橋脚基部を剛結と



	アンカーボルト		フーチングコンクリート
pier A (RC方式)	SS400	アンカーボルト断面積 (一本当たり)	$\sigma_{ck} = 18.78 \text{ MPa}$
	$\sigma_y = 235 \text{ MPa}$ $E = 205800 \text{ MPa}$	ネジ部 $A_{100} = 315.1 \text{ cm}^2$	$E_c = 24500 \text{ MPa}$
	$E/E_{st} = 40$ $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 10$ $\xi = 0.06$	平行部 $A'_{100} = 341.0 \text{ cm}^2$	
pier B (杭方式)	S35CN	アンカーボルト断面積 (一本当たり)	$\sigma_{ck} = 18.78 \text{ MPa}$
	$\sigma_y = 323 \text{ MPa}$ $E = 205800 \text{ MPa}$	ネジ部 $A_{100} = 190.3 \text{ cm}^2$	$E_c = 24500 \text{ MPa}$
	$E/E_{st} = 30$ $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 9.5$ $\xi = 0.06$	平行部 $A'_{100} = 210.9 \text{ cm}^2$	

σ_y : アンカーボルトの降伏応力 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
 ε_y : アンカーボルトの降伏ひずみ E : アンカーボルトのヤング係数 $E_{st}, \varepsilon_{st}, \xi$: アンカーボルトの構成則に用いる定数
 $\lambda = (2/\pi) \sqrt{(\sigma_y/E) \cdot (L_c/\sqrt{I/A})}$: 有効細長比パラメータ

図-7 解析対象構造物

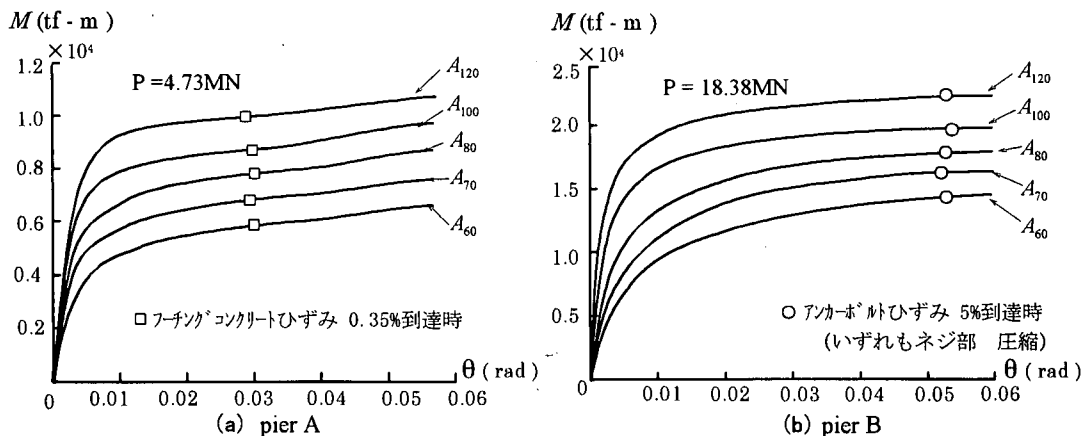


図-8 アンカー部モーメント回転角関係

表-2 アンカー部終局モーメントと最大応答変位、残留変位および最大応答ひずみ関係

(a) pier A							(b) pier B						
アンカーボルト	A ₆₀	A ₇₀	A ₈₀	A ₁₀₀	A ₁₂₀	剛結	アンカーボルト	A ₆₀	A ₇₀	A ₈₀	A ₁₀₀	A ₁₂₀	剛結
A (cm ²)	133.1	210.0	260.9	315.1	438.7	—	A (cm ²)	84.4	133.2	165.5	190.3	278.3	—
A' (cm ²)	144.1	227.2	282.4	341.0	474.8	—	A' (cm ²)	93.6	147.6	183.4	210.9	308.3	—
M _u /M ₀	1.23(c)	1.45(c)	1.67(c)	1.85(c)	2.12(c)	—	M _u /M ₀	1.62(a)	1.85(a)	1.99(a)	2.17(a)	2.53(a)	—
u _{max} /L _c (%)	2.42	2.27	1.92	1.98	2.01	2.02	u _{max} /L _c (%)	3.18	2.79	2.03	2.12	2.15	2.16
u _r /L _c (%)	0.88	0.86	0.82	0.79	0.82	0.84	u _r /L _c (%)	0.89	0.51	0.42	0.22	0.24	0.27
ε _{pm} /ε _{pu}	0.39 圧縮	0.45 圧縮	0.50 圧縮	0.69 圧縮	0.73 圧縮	0.74 圧縮	ε _{pm} /ε _{pu}	0.30 圧縮	0.34 圧縮	0.41 圧縮	0.44 圧縮	0.51 圧縮	0.52 圧縮
ε _{am} /ε _{au}	0.79 引張 ネジ部	0.62 引張 ネジ部	0.45 引張 ネジ部	0.31 引張 ネジ部	0.17 引張 ネジ部	—	ε _{am} /ε _{au}	1.25 圧縮 ネジ部	0.99 圧縮 ネジ部	0.68 圧縮 ネジ部	0.25 圧縮 ネジ部	0.19 圧縮 ネジ部	—
ε _{cm} /ε _{cu}	1.15	0.93	0.66	0.41	0.25	—	ε _{cm} /ε _{cu}	1.03	0.83	0.43	0.23	0.17	—
橋脚躯体終局ひずみ 終局水平耐力（基部剛結時）H _u = 281.5(yf) H _u 作用時の基部モーメント M ₀ = H _u × L _c = 4.41 × 10 ³ (yf - m)							橋脚躯体終局ひずみ 終局水平耐力（基部剛結時）H _u = 1130.0(yf) H _u 作用時の基部モーメント M ₀ = H _u × L _c = 8.75 × 10 ³ (yf - m)						

A : アンカーボルトネジ部断面積（一本あたり） A' : アンカーボルト平行部断面積（一本あたり）
M_u : 終局モーメント、アンカーボルトひずみが5%到達時あるいはフーチングコンクリートひずみが0.35%到達時のモーメント
(a)アンカーボルトから決定 (c)フーチングコンクリートから決定

L_c : 柱長 u_{max} : 柱頭部最大応答変位 u_r : 柱頭部残留変位

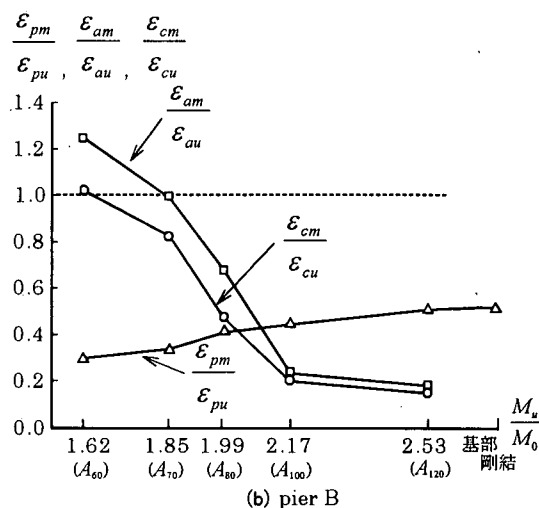
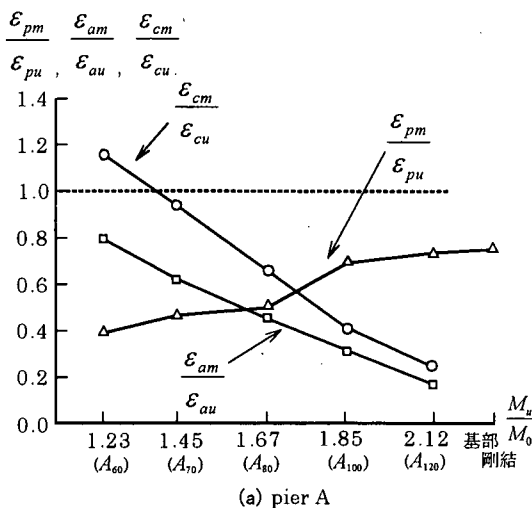
ε_{pm} : 橋脚躯体最大応答ひずみ ε_{am} : アンカーボルト最大応答ひずみ ε_{cm} : フーチングコンクリート最大応答ひずみ
ε_{au} : アンカーボルト終局ひずみ(5.00%) ε_{cu} : フーチングコンクリート終局ひずみ(0.35%)

した場合についても解析する。

応答解析の結果として、pier A, pier Bについて橋脚天端の最大水平応答変位と残留変位ならびに橋脚躯体、アンカーボルト、フーチングコンクリートに生じた最大応答ひずみを表-2にまとめて示す。このうち残留変位は橋脚全体の損傷度を表す指標と考える。また、終局ひずみで無次元化された最大応答ひずみは各部の損傷度を表す指標と考えられる。さらにアンカー部の耐力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、アンカー部の終局モーメントと最大応答ひずみの関係を図-9に、最大応答変位、残留変位との関係を図-10にそれぞれ示す。これらの図には比較のため、橋脚基部を剛結とした場合についても示している。なお、通常の復元力モデルではアンカー部に生ずるひずみを直接算出するのは困難であるが、半実験モデルではスケルトンカーブが component method により求められているため、スケルトンカーブ上で生じるアンカーボルトおよびフーチングコンクリートの最大応答ひずみは、component method で得られる M-θ 関係と対応づけることにより表-2および図-9のように求めることができる⁹⁾。

はじめに各部の損傷度に着目する。アンカー部の終局モーメントと最大応答ひずみの関係が示された図-9より、アンカー部耐力と各部に生じた最大応答ひずみの一般的な傾向として、pier A, pier Bともアンカー部の耐力が低下するにともない、アンカーボルトおよびフーチングコンクリートの最大応答ひずみは増加するが、橋脚躯体の最大応答ひずみは減少している。こうした傾向は3.で示した兵庫県南部地震での損傷傾向とも一致している。アンカー部と橋脚躯体の損傷度の大小関係は、pier AではM_u/M₀ ≥ 1.73, pier BではM_u/M₀ ≥ 2.10であればアンカーボルトおよびフーチングコンクリートの損傷度は橋脚躯体の損傷度を下回っている。M_u/M₀が上記の値を下回ると、pier Aではフーチングコンクリートの、また pier Bではアンカーボルトの損傷度が橋脚躯体の損傷度を上回る。M_u/M₀の値がさらに減少するといずれの場合も終局ひずみを越える。

つぎに橋脚全体の損傷度という観点から、最大応答変位と残留変位に着目する。図-10より pier A, pier Bとも最大応答変位ならびに残留変位はM_u/M₀の値が減少すると若干ではあるが、一旦減少した後上昇していることがわかる。最大応答変位に関しては、



ε_{pm} : 橋脚躯体最大応答ひずみ ε_{am} : アンカーボルト最大応答ひずみ ε_{cm} : フーチングコンクリート最大応答ひずみ
 ε_{pu} : 橋脚躯体終局ひずみ ε_{au} : アンカーボルト終局ひずみ ε_{cu} : フーチングコンクリート終局ひずみ
 $M_0 = H_u \times L_c$ H_u : 地震時保有水平耐力 (基部剛結時) L_c : 柱高 M_u : アンカー部終局モーメント

図-9 アンカー部耐力と最大応答ひずみ関係

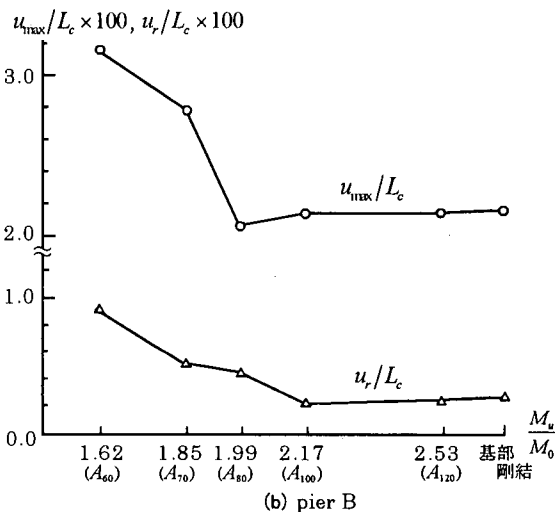
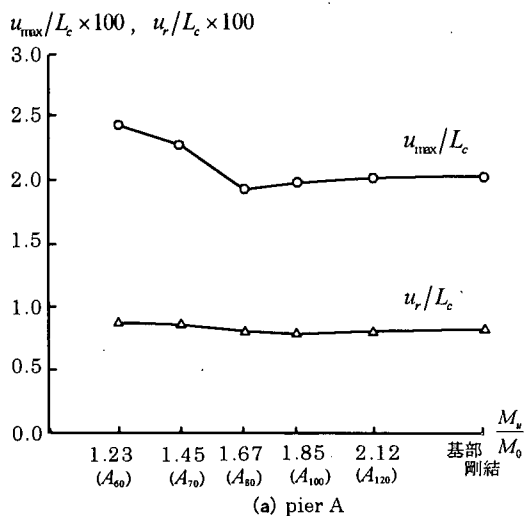


図-10 アンカー部耐力と最大応答変位および残留変位関係

アンカーボルトの断面積が A_{80} の場合、残留変位に関しては A_{100} の場合に最小となっている。これはアンカー部の耐力が低下したことにより、橋脚全体に生じる損傷（塑性域）が分散したためだと考えられる。これより、少なくとも今回の入力地震波に対しては A_{80} 程度のアンカーボルトを用い、アンカー部にある程度の柔軟性を持たせると最大応答変位、残留変位を減少させることも可能である。ただし、このようなアンカーボルトを用いると損傷が橋脚全体に分散するので、

補修を容易にするという観点からは適当でないことも考えられる。損傷部位を橋脚躯体に集中させるためには少なくとも A_{100} 以上のアンカーボルトを用いる必要がある。

なお、文献9)でも指摘したようにアンカー部の影響は細長比パラメータの大きい pier A に比べ、細長比パラメータの小さな pier B においてより顕著に現れる。これは細長比パラメータの小さな 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

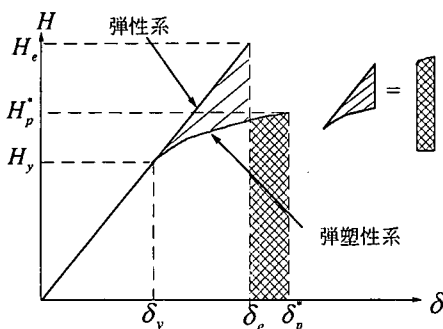


図-1.1 Newmarkのエネルギー一定則

か一部の影響が大きく現れるためと考えられる。

5. Newmarkのエネルギー一定則に基づく静的応答解析の適用性について

鋼製橋脚の損傷を考慮した耐震設計では、非線形動的解析に代わる手法として、静的非線形解析とNewmarkのエネルギー一定則に基づく簡便な地震時保有水平耐力法が提示されている。ただ、地震時保有水平耐力法の適用に関してその妥当性が確認されているのは、おもに一自由度系としてモデル化の可能な、基部剛結の一柱式の鋼製橋脚であり、アンカー部との連成を考慮した場合の妥当性については検討されていない。ここでは、図-7に示す鋼製橋脚を対象にエネルギー一定則により算定される水平震度、最大応答変位と、非線形動的応答解析により算定されるものとを比較することによりこの問題を検討する。

まず、エネルギー一定則を適用した場合の橋脚頂部での最大水平震度の算定について説明する。はじめに、地震波に対し、鋼製橋脚躯体とアンカー部との連成を考慮した弾性動的応答解析を実施し、橋脚頂部での弾性最大加速度応答値 α_e を求める。弾性解析において、アンカー部については初期剛性を用いる。この弾性系に対して、橋脚頂部に作用する慣性力 H_e と水平震度 k_e は応答加速度 α_e をもとに $H_e = M\alpha_e$ 、 $k_e = \alpha_e/g$ と表される。ここに、 g は重力加速度、 M は橋脚頂部の質量である。

つぎに、橋脚躯体とアンカー部の連成を考慮した静的弾塑性有限変位解析をおこなう。このとき、鉛直死荷重を一定に保ち、水平荷重を単調に増加させる。エネルギー一定則では図-1.1に示すように慣性力 H_e が作用したときの静的弾性応答と静的弾塑性応答の入力エネルギーが等しいという条件から、弾塑性系の近似的な慣性力 H_p^* あるいは最大応答変位 δ_p^* が求められる。

近似的な水平震度 k_p^* は $k_p^* = H_p^*/(Mg)$ と算定され

る。このように算定されるエネルギー一定則に基づく水平震度 k_p^* 、最大応答変位 δ_p^* と非線形動的応答解析で求めた水平震度 k_p と最大応答変位 δ_p ($u_{\max}$ に対応)を比較することになる。なお、静的非線形解析、弾性動的解析で用いる非線形有限要素モデルは2.で述べた非線形動的解析と同じモデルであり、解析モデル間の整合性はある。

計算例は図-7に示す pier A, pier B に対して、アンカーボルト断面積として $A_{100}, A_{80}, A_{60}, A_{40}$ の他、基部剛結を含め5種類のアンカー部を持つ場合を対象に、神戸海洋気象台観測の地震波の N-S, U-D 成分を入力加速度とする。結果として、エネルギー一定則より得られる水平震度 k_p^* 、橋脚天端の水平方向の最大応答変位 δ_p^* を弾塑性動的応答解析より得られる水平震度 k_p 、最大応答変位 δ_p と比較するかたちで表-3および図-1.2, 図-1.3に示す。表-3には、対応する弾性系の固有周期も記入している。

表-3より k_p^*/k_p は1.06から1.20、 δ_p^*/δ_p は0.76から1.12の間にあることがわかる。この結果は、エネルギー一定則による手法の単純さを考慮に入れると、比較的良好な精度で水平震度、最大応答変位が算定されているといえよう。とくに、水平震度については精度が良く安全側の算定になっている。この場合、一自由度系としてのモデル化がより妥当な基部剛結の場合における水平震度の算定精度がもっとも良い。一自由度系に対する検討から、一般に加速度応答スペクトルが一定となる短周期の場合にはエネルギー一定則が良く合うといわれている。表-3に示されるように pier A, pier B いずれの場合も固有周期は1.0秒以下であり、神戸海洋気象台で観測された地震波の N-S, U-D 成分の加速度応答スペクトルの一定領域も1.0秒以下であることを考えると、本解析の結果は従来の結果¹⁰⁾とも符合する。

表-3 橋脚頂部の最大応答変位と最大水平震度

		基部剛結	A_{100}	A_{80}	A_{60}	A_{40}
弾性固有周期 (秒)	pier A	0.88	0.91	0.94	0.96	0.99
	pier B	0.60	0.64	0.67	0.70	0.74
δ_p^* / δ_p	pier A	0.86	0.88	0.96	0.96	1.11
	pier B	0.76	0.81	0.88	0.96	1.12
k_p^* / k_p	pier A	1.06	1.13	1.16	1.17	1.19
	pier B	1.10	1.13	1.20	1.20	1.17

δ_p ;弾塑性応答解析により得られた最大応答変位

δ_p^* ;Newmarkのエネルギー一定則にもとづく弾性応答解析により得られた最大応答変位

k_p ;弾塑性応答解析により得られた最大水平震度

k_p^* ;Newmarkのエネルギー一定則にもとづく弾性応答解析により得られた最大水平震度

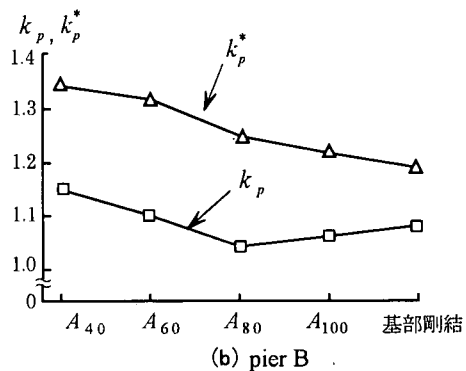
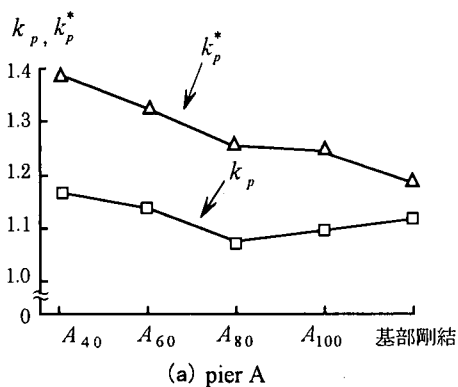


図-12 最大水平震度

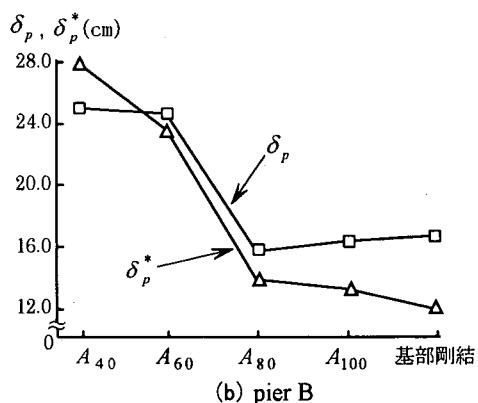
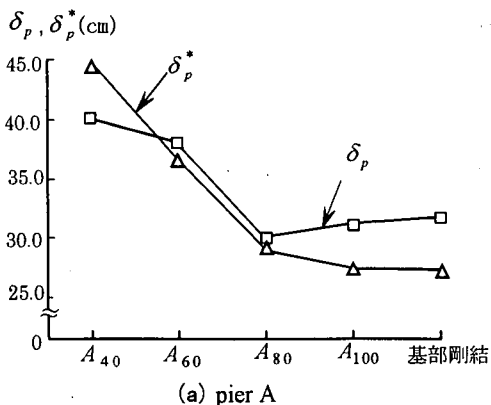
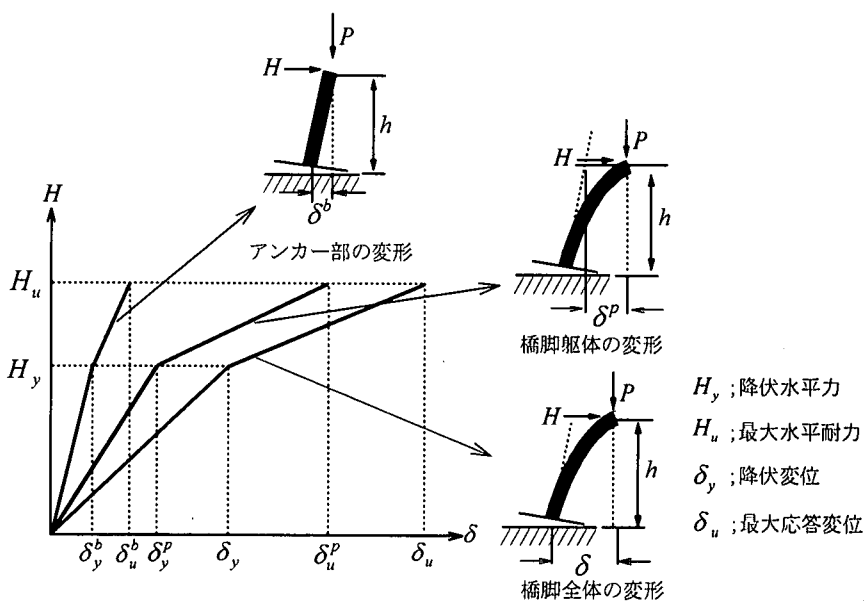


図-13 最大応答変位



図一 1 4 橋脚躯体とアンカー部の変形を考慮した際の水平力水平変位関係の概念図

しかしながら、アンカー部の固定度の変化に伴うエネルギー一定則により算定される水平震度、最大応答変位の変化をより詳細にみると動的解析によるものと異なり、アンカーボルト断面積が減少し固定度が低下すると、いずれも、単調に増加している。すなわち、動的応答解析により得られる特性である「アンカー部の固定度が減少すると橋脚躯体への地震入力が減少し、水平震度ならびに最大応答変位が一旦減少し、その後増加する。」という挙動はエネルギー一定則による解析では表すことができない。エネルギー一定則によりこのような特性が表されない理由を以下に考察する。

橋脚頂部に作用する水平力と水平変位の関係が、近似的にバイリニアで図一 1 4 のように表されたとすると、エネルギー一定則によると水平震度は次のようになる。

$$k_p = \frac{k_e}{\sqrt{(1 + \frac{H_u}{H_y})\mu - \frac{H_u}{H_y}}} \quad (3)$$

ここに、 H_y 、 H_u は図一 1 4 に示すように、それぞれ、橋脚全体に対する降伏水平力、ならびに弾塑性系での最大水平耐力（慣性力）である。また、 μ は塑性率であり

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (4)$$

躯体に起因する水平変位（上添え字 p ）とアンカー部に起因する水平変位（上添え字 b ）に分けて示した概念図を図一 1 4 に示す。これより式（4）の塑性率は次式のように表すことができる。

$$\mu = \frac{(\delta_u^p + \delta_u^b)}{(\delta_y^p + \delta_y^b)} = \frac{\delta_u^p}{\delta_y^p} \left(\frac{1 + \delta_u^b / \delta_u^p}{1 + \delta_y^b / \delta_y^p} \right) \quad (5)$$

アンカー部の変形による水平変位は橋脚躯体の変形による水平変位に比べかなり小さいので、アンカー部を剛結とした橋脚の塑性率 μ^p は近似的に

$$\mu^p \equiv \frac{\delta_u^p}{\delta_y^p} \quad (6)$$

と表され、式（5）は次のようになる。

$$\mu \equiv \mu^p \left(\frac{1 + \delta_u^b / \delta_u^p}{1 + \delta_y^b / \delta_y^p} \right) \quad (7)$$

式（7）より、

- | | | | |
|-----|---|----|---------------|
| I | $\delta_u^b / \delta_y^b > \delta_u^p / \delta_y^p$ | の時 | $\mu > \mu^p$ |
| II | $\delta_u^b / \delta_y^b = \delta_u^p / \delta_y^p$ | の時 | $\mu = \mu^p$ |
| III | $\delta_u^b / \delta_y^b < \delta_u^p / \delta_y^p$ | の時 | $\mu < \mu^p$ |

(8 a, b, c)

橋脚頂部に作用する水平力と水平変位の関係を橋脚

今回検討した範囲のアンカー部では、アンカーボルトの断面積が減少するにつれて、 δ_u^b/δ_y^b も単調に減少する。その結果、式(7)、(8)から解るように、橋脚全体の塑性率も減少し、エネルギー一定則による水平震度が増加する。

以上まとめると、実際の鋼製橋脚においては、アンカー部の挙動を考慮した場合も、エネルギー一定則により比較的精度良く一柱式鋼製橋脚の水平震度を算定することができる。この算定精度はアンカー部の固定度が剛結に近いほど向上する。しかしながら、アンカー部との連成による橋脚の震度特性の変化まではエネルギー一定則により予測することはできない。

6. まとめ

著者らが開発したアンカー部の復元力モデルを鋼製橋脚とアンカー部の連成を考慮した非線形動的応答解析に導入し、アンカー部が一柱式鋼製橋脚全体の地震時終局挙動に与える影響について考察した。また、アンカー部との連成を考慮した鋼製橋脚の耐震設計への Newmark のエネルギー一定則に基づく地震時保有水平耐力法の適用性についても検討した。得られた結果を以下にまとめる。

- 1)ここで提示したアンカー部と橋脚躯体との連成を考慮した解析法により、兵庫県南部地震で被災した鋼製橋脚躯体とアンカー部の損傷傾向が少なくとも定性的には解析可能である。
- 2)アンカー部の強度・剛性が高くなり、橋脚基部の固定度が剛結に近づく、橋脚躯体に損傷が集中し、橋脚天端の最大応答変位や残留変位がかえって増加する。逆に、アンカー部の固定度が低下するとアンカー部の損傷は増加するが、橋脚躯体の損傷度は減少する。
- 3)アンカー部にある程度の柔軟性を持たせると橋脚全体に発生する損傷が分散し、結果として最大応答変位や残留変位が減少する。
- 4)アンカー部の損傷度が橋脚躯体の損傷度を下回るためのアンカー部の終局モーメントと橋脚躯体の終局水平耐力の関係を明らかにした。
- 5)アンカー部の挙動を考慮した場合も、エネルギー一定則により比較的精度良く一柱式鋼製橋脚の水平震度、最大応答変位を算定することができる。とくに、水平震度の算定精度はよく、アンカー部の固定度が剛結に近いほど精度は向上する。しかしながら、アンカー部との連成による橋脚の震度特性の変化まではエネルギー一定則により予測することはできない。

なお本論文では、橋脚の地震時終局挙動に及ぼすアンカー部の影響について検討したが、アンカー部に加え、基礎の挙動も橋脚全体の挙動に少なからず影響を与えることも著者らの検討で一部明らかになっている¹⁰⁾。しかしながら、アンカー部に比べ、基礎の挙動については実構造あるいは、これに近い構造を対象とした載荷実験によるデータがほとんどなくその復元力特性に関しては不明な点が多い。この問題を定量的に検討をするには、今後のデータ蓄積を待つ必要がある。

最後に、兵庫県南部地震で被災した鋼製橋脚の材料・寸法諸元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、平成9年度科学研究補助金(基盤研究(B))、社団法人鋼材倶楽部土木鋼構造研究助成制度ならびに、新日本製鐵株式会社のご援助をいただいた。以上記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 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, 1996年7月。
- 2) 秋元泰輔, 桜井順, 宮内博良: フーチングにおける鋼橋脚アンカー部の破壊機構と補修方法, 橋梁と基礎, Vol.19, No.10, pp.18-26, 1985。
- 3) 西沢紀昭, 玉置脩, 山内博, 小寺重郎: 道路橋脚アンカー部の設計と強度に関する実験研究, コンクリート工学, Vol.13, No.2, pp.93-109, 1975。
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996年12月。
- 5) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する参考資料, 1997年3月。
- 6) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する資料, 1997年8月。
- 7) 後藤芳顕, 上條崇, 藤原英之, 小畑誠: 鋼製橋脚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, pp.987-998, 1996。
- 8) 後藤芳顕, 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返し載荷実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.1137-1143, 1995。
- 9) 後藤芳顕, 宮下敏, 藤原英之, 上條崇: 繰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 No.563/I-39, pp.105-123, 1997。
- 10) Goto, Y. and Miyashita, S.: Validity of classification systems of semi-rigid connections, *Engineering Structures*, Vol. 17, No.8, pp.544-553, 1995。
- 11) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 1996年。
- 12) 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，pp.69-82,1995.
- 13) 阪神高速道路公団：設計基準第2部，構造物設計基準（橋梁編），1990年.
- 14) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準，1992年.
- 15) 若林實：耐震建築の設計，彰国社，1988年.
- 16) 宮下敏，後藤芳顕，藤原英之，上條崇：アンカー部を考慮した鋼製橋脚の地震時挙動と耐震設計，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.77-84,1997.
- (1997. 12. 24 受付)

EFFECT OF PIER BASE RESTRAINT ON ULTIMATE SEISMIC BEHAVIOR OF SINGLE-POST TYPE STEEL BRIDGE PIERS

Yoshiaki GOTO and Satoshi MIYASHITA

We investigated the effect of pier base restraint on the ultimate behavior of bridge piers subject to severe earthquake motions. For this purpose, we implemented our pier-base connection model referred to as 'a semi-empirical model' in the nonlinear dynamic analysis for steel piers. From this numerical analysis, it is observed that the reduction of pier base restraint decreases the damage to steel pier but increases the damage to anchor bolts. Therefore, there exists an optimum pier base restraint that minimizes the maximum response displacement and residual displacement. For the design purpose, we discussed a necessary pier base moment capacity where the damage to pier base will not exceed that to steel pier. Furthermore, we examined the applicability of the static analysis based on the Newmark's energy conservation principle as an alternative to the nonlinear dynamic response analysis.