水平2方向繰り返しを受けるアンカー一部の 損傷が鋼製橋脚の終局挙動に及ぼす影響

水野 剛規¹・後藤 芳顯²

¹正会員 岐阜工業高等専門学校助教 環境都市工学科 (〒501-0495 岐阜県本巣市上真桑2236-2)

E-mail: mizuno-y@gifu-nct.ac.jp

²フェロー会員 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

E-mail: goto.yoshiaki@nitech.ac.jp

兵庫県南部地震以後、アンカー部は修復困難な損傷発生を避けるため、鋼製橋脚躯体より大きな耐力を持つようにキャパシティーデザインの考え方で設計される。一方、兵庫県南部地震以前に建設された鋼製橋脚の耐震補強においても同様な考え方が用いられるが、アンカー部には比較的大きな損傷が許容されている。しかしながら、いずれの鋼製橋脚においても、応答値を計算するモデルでは橋脚躯体基部はフーチングに剛結と仮定される。ここでは、上記2種類の鋼製橋脚アンカー部に対して橋脚躯体基部を剛結とするモデル化の妥当性ならびに基部の固定度が橋脚の終局挙動に及ぼす影響を水平1方向繰り返しと、より現実的な水平2方向繰り返し荷重下において検討する。

Key Words : anchorage, steel bridge pier, seismic design, bi-directional, component method

1. まえがき

兵庫県南部地震以後、鋼製橋脚のアンカー部は修復が困難な損傷が生じるのを避けるため、鋼製橋脚躯体より大きな耐力を持つようにキャパシティーデザインの考え方で設計されている¹⁾³⁾。また、既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(以後「耐震補強資料」と呼ぶ)⁴⁾による兵庫県南部地震以前の鋼製橋脚の耐震補強においても同様な考え方が用いられるが、比較的大きな損傷がアンカー部に許容される。しかしながら、耐震照査に用いる応答値を算定するための橋梁全体系のモデルにおいては、いずれも、橋脚躯体基部はフーチングに剛結されたものとして扱われ、アンカー部の挙動が橋梁全体系に与える影響は無視されている。

「耐震補強資料」により既設橋脚躯体が補強された場合、アンカー部には兵庫県南部地震以後の示方書に較べより大きな損傷が許容されるため、レベル2地震動下ではアンカー部に無視できない損傷が生じることも考えられる。さらに、ほとんどの橋梁の耐震安全性は橋軸あるいは橋軸直角方向に入力した水平1方向の設計地震動に対してそれぞれ独立に照査されているので、設計地震動に対してアンカー部が損傷しない場合でも、水平2方向地震動が同時に入力する現実の条件下ではアンカー部が損傷しないという保証はない。アンカー部に損傷が生じ

ると橋脚躯体基部の固定度が低下し、もはや橋脚躯体基部の剛結条件が満足されない可能性もある。このような場合にはアンカー部の挙動が橋脚、さらに橋梁全体系の耐震性能に影響を及ぼす可能性も考えられる。

最近、重要構造物の耐震安全性の照査においては、シナリオ地震の予測波等による水平2方向地震動あるいは3方向地震動の連成を考慮し、現実に近い条件下で構造物の耐震性能をより正確に評価しようという動きがある^{5)~10)}。鋼製橋脚の場合も、耐震性能を正確に評価するには少なくとも水平2方向地震動成分の同時入力下におけるアンカー部と橋脚躯体の連成の影響を検討し、必要な場合にはこれを考慮することが重要である。

アンカー部の挙動に関する著者らの行った過去の一連の研究^{11)~17)}では、杭方式^{11)~17)}と鉄筋コンクリート方式(RC方式)^{12)~14)}のアンカー部が軸力一定の条件下で面内曲げモーメントとせん断力を受ける場合の履歴挙動を実験により明らかにし、橋脚躯体とアンカー部の連成を考慮した解析に用いるアンカー部の履歴モデルを提示した。このアンカー部の履歴モデルを橋脚躯体基部に導入することにより、水平1方向地震動を受ける単柱式橋脚躯体とアンカー部の相互作用について検討した¹⁴⁾。また、本モデルによる兵庫県南部地震における損傷分析を行い、観察された橋脚躯体とアンカー部の損傷傾向が精度良く再現できることを示した¹⁴⁾。さらに、最近では、

表-1 鋼製橋脚躯体とアンカー部の耐力

基準	無充填鋼製橋脚躯体	照査	アンカー部
道路橋示方書V 耐震設計編 (2002)	許容ひずみ ϵ_a に達したときの M_u ($\epsilon_a/\epsilon_y=20-25R_F$)	$\leq$	杭方式: 複鉄筋モデル, RC方式: 単鉄筋モデル アンカーボルト降伏, コンクリート許容圧縮ひずみ0.002に達した耐力のうち小さい方を M_u
「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」 (1997)	$M_u=1.4M_y$ (角補強)	$\leq$	杭方式: 複鉄筋モデル, RC方式: 単鉄筋モデル アンカーボルト許容ひずみ0.03, コンクリート許容圧縮ひずみ0.0035に達した耐力のうち小さい方を M_u (根巻きコンクリート断面は見込まない場合の耐力の1.2倍まで)

2 方向地震動の連成を考慮した橋梁の耐震性能照査に対応できるように, 2 方向繰り返し実験に基づく, アンカー部の履歴特性の検討や, アンカー部の 3 次元履歴モデルの提案等¹⁷⁾を行っている。

本研究では, 上記のようなアンカー部に関するこれまでの成果と耐震照査法の最近の動向をふまえ, 水平 2 方向地震動同時入力下での耐震性能照査に対応できるように, 2 方向繰り返し荷重を受けるアンカー部が鋼製橋脚全体系の終局挙動に与える影響を検討する。

検討対象とすべき鋼製橋脚は 2 種類に大別される。一つは兵庫県南部地震以前に建設され, 地震後に「耐震補強資料」により必要に応じて補強されたものである。いま一つは兵庫県南部地震以後に新設されたものである。

鋼製橋脚躯体やアンカー部の耐震性能は準拠している示方書に支配されるので, ここでは, まず, 各示方書類について, パラメータ制限, 照査手法, 許容値の視点からレビューすることで, 実在橋脚の耐震性能について考察する。これらの考察結果に基づき, 検討対象とすべき鋼製橋脚の代表的なモデルを複数選定する。

つぎに, 選定したモデルに対し, 著者らが開発した高精度の数値解析モデルを適用することにより, 水平 2 方向繰り返し荷重下で橋脚躯体とアンカー部に生じる損傷傾向や履歴特性を水平 1 方向繰り返し荷重下と比較することで明らかにし, アンカー部が鋼製橋脚の終局挙動に与える影響について検討する。数値解析に用いる鋼製橋脚の解析モデルとしては, アンカー部には Component method による 3 次元モデル¹⁷⁾, 橋脚躯体には鋼材の構成則に 3 曲面モデル^{7), 8), 18)}を導入したシェル要素で離散化した有限要素モデル⁷⁾⁻¹⁰⁾, さらに地盤も簡単なばねモデル(SR モデル)を用い考慮することにより, なるべく現実に近い鋼製橋脚全体系の挙動が再現されるように配慮する。

対象とするアンカー部の具体的な構造としては最も一般的である杭方式と RC 方式とし, 橋脚は単柱式とする。なお, 本論文執筆中の 2012 年 3 月に示方書の改訂が行われたが, 新示方書に準拠した鋼製橋脚は現状ではほとんど存在しないことと, ページ数制限から新示方書に関する考察は基本的には行わない。

2. 鋼製橋脚躯体とアンカー部の耐震設計法

(1) 実在する鋼製橋脚と準拠示方書

実在している鋼製橋脚としては, 兵庫県南部地震以前の示方書で設計・製作されたものをレベル2地震動に対応できるように, 1997年の「耐震補強資料」に基づき必要に応じて補強がなされた構造と兵庫県南部地震以後の1996年あるいは2002年の示方書^{1), 2)}により新たに設計・製作された構造がある。ここでは便宜上, 前者を「補強モデル」, 後者を「新設モデル」と呼ぶ。

兵庫県南部地震以後の鋼製橋脚の耐震設計では想定する終局状態を規定し, 各構成要素の損傷度に差をつけるキャパシティーデザインの考え方が導入されている。表-1には「耐震補強資料」と2002年の示方書による鋼製橋脚躯体基部とアンカー部の耐力モーメントの算出方法と照査法をまとめている。いずれも, アンカー部の損傷を避けるためにアンカー部の耐力モーメントが鋼製橋脚躯体基部の耐力モーメントを下回らないように規定している。しかしながら, 耐力モーメントの算定方法はそれぞれ異なっているため, 設計される鋼製橋脚全体系の実際の耐震性能は異なっていると考えられる。

基礎に関する検討は本論文の対象外であるが, 鋼製橋脚全体系をより実構造に即してモデル化する上では考慮する必要がある。「耐震補強資料」や1996年以降の示方書においては基礎もアンカー部と同様にほとんど損傷を許容しない規定になっている。その結果, 一般的な杭基礎の場合, 地震時保有水平耐力法による照査¹⁹⁾で橋脚躯体基部が耐力に到達しても基礎はほとんど降伏しない。この事実と, 本論文の主題が橋脚躯体とアンカー部の非弾性挙動の連成問題を中心に扱うことにあるので, 基礎については簡単のため弾性モデルを用いる。このようなモデルは現行の耐震設計でも用いられている。

次節では, 鋼製橋脚を鋼製橋脚躯体とアンカー部に分けて準拠示方書によるパラメータの制限, 照査手法, 許容値の視点からレビューすることで, 実在する橋脚の耐震性能について考察する。これらに基づき, 本論文で検討する鋼製橋脚の「補強モデル」と「新設モデル」を選定する。

(2) 鋼製橋脚躯体

a) 兵庫県南部地震以前の構造と耐震補強

兵庫県南部地震以前に建設された鋼製橋脚躯体が準拠している示方書は[1]1964年以前¹⁹⁾, [2]1973年²⁰⁾, [3]1980年²¹⁾にほぼ大別される。これらの示方書はすべてレベル1地震動に対する震度法による照査であり、レベル2地震動に対する照査は行われていない。[1]1964年以前には補剛材の規定がなく、橋脚躯体の補剛パネルは薄肉で補剛材が不十分である場合が多い。[2]1973年に初めて補剛材の規定が導入された。[3]1980年の示方書に準拠した橋脚躯体では1973年の示方書に準拠したものに比べ、補剛板の局部座屈ならびに連成座屈に対する許容圧縮応力が小さく設定されるとともに、補剛材の必要剛比が大きくなっている。このため、橋脚躯体はより高い強度・変形性能を持つものが多いと考えられる。補剛材の規定がある1973年以降の示方書の中では、[3]1980年の示方書に準拠した鋼製橋脚が最も多い²²⁾。

以上の検討から、兵庫県南部地震以前の橋脚躯体の中で数が最も多いこと、さらに、橋脚躯体の強度と変形性能が高く、終局状態ではアンカー部の非弾性挙動の影響が現れやすいことから、橋脚躯体の「耐震補強資料」としては、[3]1980年の示方書に準拠したものが「耐震補強資料」に基づきレベル2地震動に対応できるように補強された場合を対象とする。この場合、鋼製橋脚躯体の補強としては角補強(図-2)が施される場合が多いが、橋脚躯体内部にコンクリートを充填する方法も比較的多く見受けられる。しかしながら、コンクリート充填鋼製橋脚の高精度解析モデルは開発途上にあり^{23), 24)}、複雑であるので、本研究では、角補強の場合を検討対象とする。

b) 兵庫県南部地震以後の構造

1996年以降、レベル2地震動に対する照査が行われるようになり、鋼製橋脚躯体の変形性能を確保するために補剛材間パネルならびに補剛材の幅厚比パラメータの制限 $R_R \leq 0.5$ 、 $R_S \leq 0.7$ が導入された²⁵⁾。さらに、2002年に改訂された示方書²⁶⁾では鋼製橋脚のレベル2地震動に対する動的照査のための解析モデルや許容値が具体的に提示された。ほぼ正方形断面の無充填鋼製橋脚では、提示された照査法の適用可能範囲として、 $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ 、 $0.2 \leq R_F \leq 0.5$ 、 $1.0 \leq \gamma/\gamma^*$ 、 $0 \leq P/P_y \leq 0.2$ (軸力比)、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$ (細長比パラメータ)が規定された。通常の設計では、鋼製橋脚躯体の諸元は上記の範囲を満足するように設定されるので、「新設モデル」でもこのようなパラメータ制限を満足するものを対象とする。

動的解析による照査では $M-\phi$ モデルを用いることが前提とされている。このモデルにおける許容値(M_a, ϕ_a)は橋脚断面の圧縮ひずみが許容ひずみ ε_a に到達した点として規定される。

以上のように「新設モデル」の橋脚躯体は、パラメータ制限により、兵庫県南部地震以前の構造に比べ、補剛材間パネルや補剛材の幅厚比パラメータが小さく、補剛材剛度も大きくなっているため「補強モデル」に比べエネルギー吸収能はかなり増加していると考えられる。さらに、実務設計では許容ひずみ ε_a を大きくするため補剛パネルの幅厚比パラメータ R_F を小さくする傾向にあるので、橋脚躯体のエネルギー吸収能はさらに増加すると考えられる。

(3) アンカー部

a) 兵庫県南部地震以前の構造と耐震補強

兵庫県南部地震以前のアンカー部も橋脚躯体同様にレベル1地震動に対して震度法により照査がなされている。このとき、橋脚基部はフーチングに剛結されていると仮定して、レベル1地震動に対して橋脚躯体基部反力を算定し、これをアンカー部の設計荷重として用いる。

杭方式²⁶⁾⁻²⁸⁾のアンカー部の場合、アンカーボルトは押し引きに抵抗する機構にする一方、ベースプレート下面のフーチングコンクリートによる支持は期待しないので、アンカーボルト断面のみを有効とした杭モデルによりアンカーボルト軸力が算定される。一方、RC方式²⁹⁾のアンカー部の場合、アンカーボルトは引張力のみに抵抗し、圧縮力はベースプレート下面のフーチングコンクリートで抵抗する機構になっているので、アンカーボルトの引張力とコンクリートの支圧力はアンカー部断面を単鉄筋コンクリート断面に置換して計算がなされる。杭方式、RC方式のいずれのアンカー部においても、応力の算定では、アンカーボルトならびにフーチングコンクリートに弾性挙動が仮定されている。

アンカービームについては震度法で算定されるアンカーボルト軸力に対してフーチングコンクリートを無視して作用応力の計算がなされるため過剰な設計になっている。事実、アンカービームの実測応力は算定される応力に比べ1/10-1/5で有ること³⁰⁾が判明しており、「耐震補強資料」ではレベル2地震動に対する照査は行われていない。アンカービームの位置は震度法でのアンカーボルト軸力より算定されるアンカービームの引き抜き力または押し抜き力により生じるフーチングのせん断応力が許容値以下になるように設定される。

上記のようなアンカー部に対して、兵庫県南部地震直後の「耐震補強資料」ではレベル2地震動を想定した照査を行うことが規定されている。ここでは補強を施した橋脚躯体基部の耐力がアンカー部の耐力を上回らないことが照査される。アンカー部の耐力評価では杭方式は実験^{11)-13), 15), 16)}により確認されたベースプレート下面のフーチングコンクリートの支持効果を考慮して複鉄筋断面、RC方式は震度法でのモデルと同様に単鉄筋断面にモデ

ル化される。アンカー部のモデルにおいて、鉄筋に置換されたアンカーボルトの応力・ひずみ関係は、鉄筋と同様の完全弾塑性型の関係³⁰⁾を、また、フーチングコンクリートの圧縮応力・ひずみ関係は2次曲線の関係³⁰⁾を用いる。

表-1に示すように、「耐震補強資料」では既設アンカー部の補強の困難さを考慮して、兵庫県南部地震以後の示方書^{1),2)}に較べてより大きい損傷がアンカー部に許容されるとともに、照査を満足しない場合には根巻きコンクリート部分を鉄筋コンクリート断面モデルに考慮して良いという緩和措置も取り入れられている。ただ、アンカービームの照査ならびにアンカービームによるフーチングの引き抜き、押し抜きに対する照査は耐力に余裕があることを想定して規定されていない。

「耐震補強資料」で兵庫県南部地震以前のアンカー部をレベル2地震動に対して安全性を照査する場合、杭方式では震度法において無視しているベース下のコンクリートの支持効果を考慮するので、ほとんどの場合、アンカーボルトやコンクリートの応答ひずみは許容値に収まる。一方、RC方式の場合は、震度法照査で既にコンクリートの支持効果が考慮されているため、レベル2地震動に対する照査で、応答ひずみが許容値に収まらないケースがでてくる。このような場合には先に述べたように根巻きコンクリート部分を考慮できるという緩和措置があるので大部分は照査を満足する。根巻きコンクリートを考慮しても許容値に収まらない場合は、後施工のアンカーボルトの増設により補強されるケースもあるが、このような補強法は困難な場合が多い。本論文では5.(3)にRC方式アンカー部の新しい補強法を提案している。

アンカー部が「耐震補強資料」での照査を満足した場合においても、同資料ではアンカー部には兵庫県南部地震以後の示方書^{1),2)}より大きな損傷が許容されているので、橋脚躯体に耐震補強がなされる場合には、アンカー部の固定度が減少する可能性がある。

b) 兵庫県南部地震以後の構造

兵庫県南部地震以後の示方書^{1),2)}におけるレベル2地震動に対する照査では、「耐震補強資料」と同様に橋脚躯体基部の耐力モーメントがアンカー部の耐力モーメントを上回らないことが規定されている。このとき、アンカー部の耐力モーメントを算定するための解析モデルも同様である。しかしながら、「耐震補強資料」に較べ、表-1に示すようにアンカー部の限界状態が厳しく制限されているので、実際にはアンカー部はより高い耐力を持つようになっている。なお、最新の示方書³⁾によると、RC方式のアンカー部についてもアンカーボルトが確実に圧縮力に抵抗する構造的配慮がある場合は杭方式と同様に複鉄筋断面にモデル化して良いと考えられる。

アンカービームのフーチング内での位置は、アンカー

ボルトの軸降伏耐力下でアンカービームより伝達される引き抜き力あるいは押し抜き力により生じるせん断応力がコンクリートの許容せん断応力を越えないように設定される²⁰⁾ので、レベル1地震動に対して照査される場合に較べ、照査荷重がより大きくなる。アンカービームそのものの照査については規定されていないが先に述べたようにレベル1地震動に対する設計が十分安全側の設計となるのでレベル2地震動に対して改めて照査する必要はないと考えられている。

なお、兵庫県南部地震以後の示方書では限界状態が「耐震補強資料」より厳しく制限されているものの、杭方式アンカー部のレベル1地震動に対する震度法設計ではベース下フーチングコンクリートが無視されるので、「耐震補強資料」の場合と同様にレベル2地震動に対する照査よりもレベル1地震動に対する照査が支配的になる場合もある。このような場合にはアンカー部は兵庫県南部地震以前のものと同一の構造となる。

3. 検討対象とする鋼製橋脚の選定

(1) 「補強モデル」

a) 対象モデルの設定方針

「補強モデル」としては、2.(2) a)で述べた理由より、1980年の示方書²⁰⁾に準拠し、レベル1地震動に対して震度法で最小重量設計された鋼製橋脚が「耐震補強資料」により補強される場合を対象に選定する。橋脚躯体の補強方法としてはコーナープレートでボルト接合により取り付けの角補強を用いる。アンカー部に対しては補強しない。このような橋脚躯体とアンカー部に対して、「耐震補強資料」によりレベル2地震動の照査を行う。先に述べたように杭方式のアンカー部については全てこの照査を満足したが、RC方式では満足しない場合もいくつかあった。照査を満足しない場合の緩和措置として、根巻きコンクリートを考慮することが規定されているので、このような緩和措置ですべて照査を満足した。

基礎については、一般的な杭基礎を対象にレベル1地震動に対して震度法で最小重量設計した。その上で、「耐震補強資料」に規定されている現行の耐震設計に準じた地震時保有水平耐力法による照査¹⁾を行った。

以下に「補強モデル」の構造諸元など具体的な事項を鋼製橋脚躯体、アンカー部、基礎について説明する。

b) 角補強を施した鋼製橋脚躯体

鋼製橋脚躯体のモデルは図-1(a),(b)のように正方形断面とする。パネル幅は一般的な値である $b = 2500\text{mm}$ に固定し、縦リブ間隔を $n = 5$ (リブ本数 4 本)、鋼材を SM490 とする。角補強前の構造の各諸元の値は、1980年の示方書に準拠して、レベル1地震動に対する震

度法設計により決定する。つぎにこれらの橋脚に対して「耐震補強資料」に従い角補強を施す。

まず、補強前の鋼製橋脚躯体のパネル板厚や縦リブ寸法などの断面諸元の決定法を説明する。レベル1地震動に対する震度法設計では静的弾性解析を用いるので、鋼製橋脚躯体はパネル板厚を増やし、断面2次モーメントを大きくした方が、鋼重を少なくすることができる。したがって、縦リブ断面積をできるだけ小さくすることを目標に、実務での慣習に従い、許容応力が上限値になるように、縦リブの幅厚比パラメータを $R_y = 0.7$ に固定するとともに、剛比を $\gamma = \gamma_{req}$ とする。これらの条件下で、 R_R の値を設定すると鋼製橋脚の断面諸元は全て決定される。 R_R は兵庫県南部地震以前の実橋脚の範囲を考慮して $R_R = 0.3 \sim 0.6$ の範囲を対象とする。つぎに、橋脚高さ h を実構造の範囲 $h = 8500\text{mm} \sim 13500\text{mm}$ に設定し、最適な場合として、震度法による照査での応答値と許容値が一致する上部工重量 $P(\text{MN})$ を逆算で求める。 R_R と h の18種類組み合わせに対して決定した橋脚躯体の諸元を表-2に示す。

上記の橋脚躯体がレベル2地震動に対応できるように全て角補強を施された場合を想定する。角補強材の諸元は表-2に示すが、これらは「耐震補強資料」に準拠して次のように設定されている。すなわち、図-2に示す b_c については角補強材の幅が両側の占有幅を併せて橋脚断面の全幅に対して25%になるようにする。また、角補強材の板厚 t_c は補強材追加による橋脚躯体の断面2次モーメントの増加が補強前の1.2倍になるように決定する。このとき両縁支持板としての角補強材の幅厚比パラメータは $R_c \leq 0.5$ となることを条件とする。角補強した橋脚のレベル2地震動に対する耐震安全性はⅡ種地盤におけるタイプⅠ、タイプⅡのそれぞれ3種類の地震波に対して時刻歴応答解析を実施して得られる最大応答水平変位の3波平均が許容値以内になるか否かにより照査される。このとき、橋脚は簡易な1自由度系のバイリニアモデルに置換され、許容水平変位 δ_a も軸力比、細長比パラメータ、 R_F の関数としてタイプⅠ地震動では $\delta_a = 2.5\delta_y \sim 3.5\delta_y$ 、タイプⅡ地震動では $\delta_a = 3.5\delta_y \sim 4.5\delta_y$ の範囲に設定されている。ここに、 δ_y は補強後の橋脚の降伏水平変位である。動的照査を満足しない場合は、補剛材間パネルならびに補剛材の幅厚比パラメータが規定値内($R_R \leq 0.7$, $R_F \leq 0.7$)にあれば、橋脚躯体に角補強以外の補強はせず、ゴム支承あるいは免震支承に交換するなどして、動的照査を満足させるのが一般的である。本検討でもそのように対処されることを前提としてモデルを設定している。

c) アンカー部とフーチング

レベル1地震動に対する杭方式のアンカー部とRC方式のアンカー部の耐震設計は、それぞれ首都高速道路公

団²⁶⁾と阪神高速道路公団²⁹⁾の基準による。以下にアンカー部を構成する各部の設計方法を示す。

アンカー部の断面は、図-3のように、橋脚躯体の外形寸法に基づき、ベース幅を3300mmとし、アンカーボルト総本数を24本とする。アンカーボルト鋼材の材質は使用例の多いS35CNとする。アンカー部は橋脚躯体と同様にレベル1地震動に対して震度法により設計する。このときアンカー部の設計モデルは杭方式のアンカー部には杭モデルを、鉄筋コンクリート方式のアンカー部には単鉄筋モデルを用いる。フーチングコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck} = 24(\text{MPa})$ とする。

フーチングの厚さ L_f は、フーチング断面の曲げ応力とせん断応力の照査や上下アンカービームからの押し抜き力、引き抜き力に対するせん断応力の照査によって決定されることになっている。しかしながら、実務では施工の条件などを考慮した設計者の判断によって、フーチングの厚さ L_f を与え、応力照査を満足するように配筋を決定する場合が多い。このようなことから、本検討でも、フーチングの厚さ L_f は都市内高速道路における実績調査の平均値からフーチング幅 B_f との比 B_f/L_f が0.3となるように決定する。

設計されたアンカーボルト関係の諸元を表-3に、レベル1地震動に対する震度法による応力照査結果とレベル2地震動を想定した「耐震補強資料」による耐力照査結果を表-4に示す。耐力照査結果として「耐震補強資料」の許容値をもとに算定されるアンカー部の耐力モーメントと補強された橋脚躯体基部の耐力モーメント $M_{u, pier} = 1.4M_y$ の比を示している。ここに M_y は補強前の橋脚躯体基部の降伏モーメントである。表-4をもとに照査結果を以下に考察する。

杭方式のアンカー部のレベル1地震動に対する設計ではベースプレートのフーチングによる支持効果が無視されているが、レベル2地震動を想定した照査ではフーチングの支持効果が考慮されるので、アンカー部の耐力モーメントは、すべて補強した橋脚躯体の耐力モーメントを越え、「耐震補強資料」の照査を十分満足する。

一方、RC方式のアンカー部については、2.(3)a)で述べたように、レベル1地震動に対する設計でフーチングコンクリートの効果がすでに考慮されるのでレベル2地震動の照査では余裕が少なく、照査を満足しない場合もある。レベル2地震動の照査を満足しないのは、レベル1地震動の照査でアンカーボルトの引張りが設計を支配する場合である。これは、レベル2地震動の照査において、レベル1地震動照査でのコンクリートの支圧応力の許容値が1.7(0.85×3/1.5)倍に大幅に緩和されるのに対し、アンカーボルト応力の許容値は1.13(1.7/1.5)倍に緩和されるに過ぎないからである。なお、レベル1地震動の照査でコンクリートの支圧応力で設計が支配されるとと

図-1 対象とする橋脚

図-3 対象とするアンカー部

表-2 橋脚躯体の諸元と構造パラメーター (補強モデル)

橋脚	橋脚躯体										角補強材パラメータ		
	R_g	R_f	γ/γ'	$P(\text{MN})$	P/P_g	$t(\text{mm})$	$t_r(\text{mm})$	$h_c(\text{mm})$	$h(\text{mm})$	$\bar{\lambda}$	R_c	$b_c(\text{mm})$	$t_c(\text{mm})$
No.1-補強	0.300	0.494	0.33	18.4	0.158	34.3	13.6	152.5	8500	0.21	0.14	215.4	30.9
No.2-補強	0.400	0.494	0.64	14.2	0.158	25.7	13.0	145.5	8500	0.21	0.23	259.7	23.2
No.3-補強	0.500	0.500	1.00	11.6	0.159	20.6	12.4	138.4	8500	0.21	0.32	287.7	18.5
No.4-補強	0.600	0.600	1.00	8.6	0.143	17.1	10.7	120.3	8500	0.21	0.41	304.2	15.3
No.5-補強	0.300	0.494	0.33	15.7	0.134	34.3	13.6	152.5	11000	0.28	0.14	215.4	30.9
No.6-補強	0.400	0.494	0.64	12.1	0.135	25.7	13.0	145.5	11000	0.27	0.23	259.7	23.2
No.7-補強	0.500	0.500	1.00	9.8	0.135	20.6	12.4	138.4	11000	0.27	0.32	287.7	18.5
No.8-補強	0.600	0.600	1.00	7.4	0.123	17.1	10.7	120.3	11000	0.27	0.41	304.2	15.3
No.9-補強	0.300	0.494	0.33	13.7	0.117	34.3	13.6	152.5	13500	0.34	0.14	215.4	30.9
No.10-補強	0.400	0.494	0.64	10.5	0.117	25.7	13.0	145.5	13500	0.34	0.23	259.7	23.2
No.11-補強	0.500	0.500	1.00	8.6	0.118	20.6	12.4	138.4	13500	0.34	0.32	287.7	18.5
No.12-補強	0.600	0.600	1.00	6.4	0.107	17.1	10.7	120.3	13500	0.34	0.41	304.2	15.3
No.13-補強	0.350	0.494	0.47	13.7	0.135	29.4	13.3	148.9	11000	0.27	0.19	242.6	26.5
No.14-補強	0.360	0.494	0.50	13.3	0.135	28.6	13.2	148.2	11000	0.27	0.20	245.0	25.7
No.15-補強	0.370	0.494	0.54	13.0	0.135	27.8	13.2	147.5	11000	0.27	0.21	253.9	25.2
No.16-補強	0.350	0.494	0.47	11.9	0.117	29.4	13.3	148.9	13500	0.34	0.19	242.6	26.5
No.17-補強	0.360	0.494	0.50	11.6	0.117	28.6	13.2	148.2	13500	0.34	0.20	245.0	25.7
No.18-補強	0.370	0.494	0.54	11.3	0.117	27.8	13.2	147.5	13500	0.34	0.21	253.9	25.2

注) $a=1250(\text{mm})$, $b=2500(\text{mm})$, $\gamma/\gamma_{eq}=1.00$, $a/b=0.5$, $n=5$, $R_s=0.700$

・角補強材はシェル要素部 h_s に設置する(図-1(a)参照)

・ P , h , a は図-1(a)参照, t , t_r , h_r , b , n は図-1(b)参照, b_c , t_c は図-2参照

表-3 アンカーボルト関係の諸元 (補強モデル)

橋脚	杭方式			RC方式			
	L_b (mm)	径(平行部)	径(ネジ部)	L_b (mm)	L_{b1} (mm)	径(平行部)	径(ネジ部)
No.1-補強	3720	φ140	M135	2525	1895	φ180	M175
No.2-補強	3435	φ125	M120	2229	1906	φ110	M105
No.3-補強	3150	φ115	M110	2076	1774	φ95	M90
No.4-補強	2865	φ100	M95	1904	1661	φ80	M76
No.5-補強	3720	φ140	M135	2634	1786	φ190	M180
No.6-補強	3435	φ125	M120	2329	1806	φ115	M110
No.7-補強	3150	φ115	M110	2165	1685	φ100	M95
No.8-補強	2865	φ100	M95	1980	1585	φ85	M80
No.9-補強	3720	φ140	M135	2712	1708	φ190	M185
No.10-補強	3435	φ125	M120	2395	1740	φ115	M110
No.11-補強	3150	φ115	M110	2231	1619	φ105	M100
No.12-補強	2865	φ100	M95	2038	1527	φ90	M85
No.13-補強	3435	φ130	M125	2458	1677	φ140	M135
No.14-補強	3435	φ130	M125	2424	1711	φ130	M125
No.15-補強	3435	φ130	M125	2397	1738	φ125	M120
No.16-補強	3435	φ130	M125	2527	1608	φ140	M135
No.17-補強	3435	φ130	M125	2499	1636	φ135	M130
No.18-補強	3435	φ130	M125	2472	1663	φ130	M125

注)・杭方式: $L_{b1}=700$ (mm), $L_{b2}=L_b-1000$ (mm), $L_{b3}=L_b-1800$ (mm)・RC方式: $L_{b2}=L_b-1000$ (mm), $L_{b3}=L_b-1300$ (mm)・ L_b , L_{b1} , L_{b2} , L_{b3} は図-3(a),(b)参照

表-4 アンカー部の震度法による応力照査と「耐震補強資料」に基づく耐力照査(補強モデル)

橋脚	杭方式			RC方式			
	震度法 アンカー部 ボルト応力	アンカー部 の耐力モー メント比	震度法 アンカー部 ボルト応力	震度法 コンクリート 支圧応力	アンカー部 の耐力モー メント比	震度法 アンカー部 ボルト応力	震度法 コンクリート 支圧応力
	σ/σ_a	$\frac{M_{u,anchor}}{1.4M_{y, pier}}$	σ/σ_a	σ/σ_{ca}	$\frac{M_{u,anchor}}{1.4M_{y, pier}}$	$\frac{M_{u,anchor}}{1.4M_{y, pier}}$	$\frac{M_{u,anchor}}{1.4M_{y, pier}}$
No.1-補強	0.95	✓	1.36	0.42	0.99	✓	1.53
No.2-補強	0.93	✓	1.43	0.83	0.97	✓	1.07
No.3-補強	0.91	✓	1.49	0.90	✓	0.87	1.04
No.4-補強	0.93	✓	1.34	0.93	✓	0.73	0.91
No.5-補強	0.95	✓	1.31	0.45	0.99	✓	1.54
No.6-補強	0.94	✓	1.37	0.87	0.98	✓	1.09
No.7-補強	0.92	✓	1.43	0.93	✓	0.87	1.07
No.8-補強	0.93	✓	1.29	0.97	✓	0.74	0.94
No.9-補強	0.95	✓	1.27	0.46	0.99	✓	1.55
No.10-補強	0.94	✓	1.33	0.94	1.00	✓	1.05
No.11-補強	0.92	✓	1.38	0.92	✓	0.86	1.11
No.12-補強	0.94	✓	1.25	0.95	✓	0.73	1.00
No.13-補強	0.97	✓	1.31	0.67	0.99	✓	1.28
No.14-補強	0.95	✓	1.34	0.75	1.00	✓	1.19
No.15-補強	0.92	✓	1.37	0.79	1.00	✓	1.15
No.16-補強	0.97	✓	1.27	0.72	1.00	✓	1.24
No.17-補強	0.95	✓	1.30	0.76	1.00	✓	1.21
No.18-補強	0.93	✓	1.33	0.80	0.99	✓	1.18

注)・「アンカーボルト応力」及び「コンクリート支圧応力」は、震度法照査における作用応力を許容応力で除した値(最大値)

・震度法照査によるアンカーボルト径の決定ケースを「✓」で示す

・「アンカー部の耐力モーメント比」は、レベル2地震動照査におけるアンカー部の耐力モーメントを橋脚躯体基部の耐力モーメントで除した値

・アンカー部の耐力モーメント比が1未満であるRC方式のNo.4,8のモデル

については根巻きコンクリートを片側250mmずつ考慮した場合のアンカー部の耐力モーメント比($M_{u,anchor}/1.4M_{y, pier}$)についても表示・「()」内は $1.2M_{u,anchor}/1.4M_{y, pier}$ としたときの値

もに、アンカーボルト応力に余裕のある場合にはアンカー部はレベル2地震動の照査を満足する場合が多い。

レベル2地震動の照査を満足しない場合には根巻きコンクリート断面をアンカー部耐力モーメントが1.2倍になるまで鉄筋コンクリート断面モデルに考慮することが許されているので、これを考慮すると、今回のすべてのモデルでアンカー部の耐力モーメントは橋脚耐力を上回り、照査を満足する。

図-4 対象とする杭基礎

d) 杭基礎

杭基礎は場所打ち杭による基礎(図-4)とし、杭径はレベル1地震動に対する震度法設計での杭基礎全体の安定照査および杭体の断面照査により決定する。杭のコンクリートを一般的な設計基準強度 $\sigma_{ck}=24$ (MPa)、地盤条件をⅡ種地盤として、各橋脚モデルに対して設計された杭基礎の諸元を表-5に示す。これらの杭基礎は「耐震補強資料」のレベル2地震動を想定した地震時保有水平耐力法による照査を満足し、いずれのモデルも橋脚躯体基部耐力に対して基礎が降伏しないことが確認されたので、基礎には弾性モデルを用いる。

(2) 「新設モデル」

a) 対象モデルの設定方針

「新設モデル」としては2002年に改訂された示方書²⁾に基づいて設計した構造を対象とする。この示方書で、はじめてレベル2地震動に対する照査法が規定されたので、兵庫県南部地震以後の鋼製橋脚が最も多く準拠していると考えられる。ここでは、レベル1地震動に対する震度法照査に加えレベル2地震動に対する動的照査を行う。レベル2地震動下の照査では、橋脚躯体は $M-\phi$ モデル、フーチングは剛体、杭基礎は地盤集約ばねとして表す。このとき橋軸直角方向の上部構造の支点条件は固定とする。このモデルにⅡ種地盤でのレベル2地震動を入力して照査する。以下に具体的な対象モデルの設定方針を示す。

b) 鋼製橋脚躯体

橋脚躯体の「新設モデル」は「補強モデル」との比較のために同一の上部工重量と橋脚高さのもとで設計を行う。具体的には本章(1)b)で設定した表-2に示すNo.1からNo.12までの12種類の「補強モデル」に対応するように上部工重量 P と橋脚高さ h を設定する。さらに橋脚躯体のフランジおよびウェブのパネル幅と鋼種は「補強モデル」と同一にする。橋脚躯体の構造諸元は $M-\phi$ 関係を用いるため、2.(2)b)に記述した示方書の制約条件を満足するように設定する。以上のような条件下で最小重量設計を実施し、橋脚躯体のパネル板厚、縦リブ本数、縦リブの高さと板厚を決定する。表-6に決定された12種類の橋脚モデルの諸元の一覧とともに応答

表-5 フーチングと場所打ち杭基礎の諸元と集約ばね定数(補強モデル, 新設モデル)

橋脚	フーチング		場所打ち杭基礎									
	$L_f(\text{mm})$	$P_f(\text{MN})$	$D(\text{mm})$	$B_f(\text{mm})$	$p_1(\text{mm})$	$p_2(\text{mm})$	$L_p(\text{mm})$	k_H (MN/m^3)	集約ばね定数			
									$A_{ss}(\text{MN}/\text{m})$	$A_{sr}(\text{MN}/\text{rad})$	$A_n(\text{MN} \cdot \text{m}/\text{m})$	$A_{rr}(\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad})$
No.1, No.5, No.9	3420	10.9	1200	11400	3000	1200	12100	80	4.92E+03	-7.91E+03	-7.91E+03	9.38E+04
No.2, No.6, No.10, No.13～No.18	3135	8.4	1100	10450	2750	1100	12000	85	4.42E+03	-6.56E+03	-6.56E+03	7.58E+04
No.3, No.7, No.11	2850	6.3	1000	9500	2500	1000	11900	91	3.94E+03	-5.35E+03	-5.35E+03	5.97E+04
No.4, No.8, No.12	2565	4.6	900	8550	2250	900	11800	98	3.47E+03	-4.27E+03	-4.27E+03	4.55E+04

注)・「補強モデル」と「新設モデル」は同一諸元

・No.13~No.18は「補強モデル」のみ

・フーチングと杭の材質は $\sigma_{sk}=24(\text{MPa})$, $E_c=25(\text{GPa})$ ・ P_f は図-1(a)参照, L_f , D , B_f , p_1 , p_2 , L_p は図-4参照

表-6 橋脚躯体の諸元, 構造パラメーターと照査結果(新設モデル)

橋脚	R_n	R_p	γ/γ^*	γ/γ_{req}	$P(\text{MN})$	P/P_s	n	$t(\text{mm})$	$t_r(\text{mm})$	$h_r(\text{mm})$	$h(\text{mm})$	$\bar{\lambda}$	[1]レベル1照査	[2]レベル2照査	断面決定要因
No.1-新設	0.323	0.290	1.26	3.16	18.4	0.156	5	31.8	18.5	206.6	8500	0.21	1.00	1.00	[1]
No.2-新設	0.435	0.290	2.32	3.03	14.2	0.156	5	23.6	17.4	194.4	8500	0.21	1.00	0.99	[1]
No.3-新設	0.455	0.310	2.20	2.60	11.6	0.153	6	18.8	15.3	171.6	8500	0.21	1.00	1.00	[1]
No.4-新設	0.500	0.450	1.24	1.24	8.6	0.135	6	17.1	12.1	135.8	8500	0.21	0.86	1.00	[2]
No.5-新設	0.318	0.315	1.02	2.66	15.7	0.133	5	32.3	17.6	197.4	11000	0.28	1.00	0.99	[1]
No.6-新設	0.428	0.310	1.95	2.64	12.1	0.133	5	24.0	16.7	187.5	11000	0.28	1.00	1.00	[1]
No.7-新設	0.454	0.310	2.17	2.59	9.8	0.130	6	18.9	15.3	171.6	11000	0.28	1.00	1.00	[1]
No.8-新設	0.500	0.385	1.71	1.71	7.4	0.112	6	17.1	13.3	148.5	11000	0.28	0.85	1.00	[2]
No.9-新設	0.318	0.310	1.06	2.75	13.7	0.115	5	32.3	17.8	199.1	13500	0.34	1.00	0.88	[1]
No.10-新設	0.417	0.360	1.36	1.94	10.5	0.116	5	24.7	15.5	173.0	13500	0.34	1.00	1.00	[1]
No.11-新設	0.439	0.360	1.51	1.92	8.6	0.114	6	19.5	14.1	158.5	13500	0.34	1.00	0.99	[1]
No.12-新設	0.500	0.435	1.33	1.33	6.4	0.100	6	17.1	12.4	138.5	13500	0.34	0.87	0.99	[2]

注)・ $a=1250(\text{mm})$, $b=2500(\text{mm})$, $a/b=0.5$, $R_s=0.700$

・「[1]レベル1照査」は震度法による照査で断面の作用応力を許容応力で除した値

・「[2]レベル2照査」は動的照査で応答曲率(3波平均)を許容値で除した値

・「断面決定要因」は[1]あるいは[2]の照査により断面が決定したことを示す

・ P , h , a は図-1(a)参照, t , t_r , h_r , b , n は図-1(b)参照

表-7 アンカーボルト関係の諸元(新設モデル)

橋脚	杭方式			RC方式			
	$L_b(\text{mm})$	径(平行部)	径(ネジ部)	$L_b(\text{mm})$	$L_{b1}(\text{mm})$	径(平行部)	径(ネジ部)
No.1-新設	3720	$\phi 140$	M135	3597	823	$\phi 180$	M175
No.2-新設	3435	$\phi 125$	M120	2743	1392	$\phi 130$	M125
No.3-新設	3150	$\phi 115$	M110	2497	1353	$\phi 115$	M110
No.4-新設	2865	$\phi 105$	M100	2337	1228	$\phi 105$	M100
No.5-新設	3720	$\phi 150$	M140	3684	736	$\phi 190$	M180
No.6-新設	3435	$\phi 125$	M120	2743	1392	$\phi 130$	M125
No.7-新設	3150	$\phi 115$	M110	2578	1272	$\phi 120$	M115
No.8-新設	2865	$\phi 110$	M105	2416	1149	$\phi 110$	M105
No.9-新設	3720	$\phi 150$	M140	3720	700	$\phi 190$	M185
No.10-新設	3435	$\phi 125$	M120	2743	1392	$\phi 130$	M125
No.11-新設	3150	$\phi 115$	M110	2578	1272	$\phi 120$	M115
No.12-新設	2865	$\phi 110$	M105	2416	1149	$\phi 110$	M105

注)・杭方式: $L_{b1}=700(\text{mm})$, $L_{b2}=L_b-1000(\text{mm})$, $L_{b3}=L_b-1800(\text{mm})$ ・RC方式: $L_{b2}=L_b-1000(\text{mm})$, $L_{b3}=L_b-1300(\text{mm})$ ・ L_b , L_{b1} , L_{b2} , L_{b3} は図-3(a),(b)参照

値の許容値に対する比, 設計での断面決定を支配した設計地震動レベルを示す。「新設モデル」の No.は橋脚高さと上部工重量に関して等しい「補強モデル」の No.に対応している。

c) アンカー部とフーチング

アンカー部のレベル1地震動に対する耐震照査法は兵庫県南部地震の以前と同様であるが, さらに, 「新設モデル」では2.(3)b)に示すレベル2地震動の照査を実施する。フーチングについては, 照査を満足しない場合は, 断面の鉄筋量を増やすことにより満足させるので, レベル2地震動に対する照査もレベル1地震動に対する照査と同様にフーチングの厚さ L_f が決定要因とはならない。フーチングの厚さは本章(1)c)で述べた「補強モデル」と同じく, 実績調査の平均値から幅 B_f の比 L_f/B_f が0.3となるように決定している。

以上のような考え方で設計したアンカーボルト関係の諸元を表-7に示す。表-3との比較より杭方式においては「補強モデル」と「新設モデル」のアンカーボルト径にはほとんど差がないが, RC方式では, 「新設モデル」のアンカーボルト径の多くは「補強モデル」より大きくなる。これは2.(3)b)で述べた内容と符合する。

d) 杭基礎

レベル1地震動に対する震度法による照査に加えて, レベル2地震動を想定した地震時保有水平耐力法による照査を行う。各橋脚モデルの上部工重量はb)で述べたように「補強モデル」と同一であることから, レベル1地震動に対する震度法設計で決定される「新設モデル」

の杭基礎の諸元は表-5に示す「補強モデル」と一致する。これらの基礎はさらにレベル2地震動を想定した地震時保有水平耐力法による照査を満足し, いずれのモデルも橋脚躯体基部耐力に対して基礎が降伏しないことが確認されたので, 基礎には弾性モデルを用いる。

4. 鋼製橋脚全体系のモデル化と解析法

2方向繰返しを受ける鋼製橋脚の挙動に与えるアンカー部の影響を検証するために, 鋼製橋脚躯体, アンカー部, 杭基礎および地盤の連成挙動が考慮できる高精度の3次元モデルを構築する。解析は非線形解析プログラムABAQUS³²⁾により実施することを前提に, 各部分のモデル化の詳細を次に記す。

(1) 鋼製橋脚躯体のモデル化

a) 角補強を施していない鋼製橋脚躯体

鋼製橋脚躯体は鋼材の繰返し材料構成則に 3 曲面モデル^{7, 8, 18)}を導入した厚肉シェル要素とはり要素で離散化し、複合非線形解析を用いる。この解析手法により、1 方向繰返しや 2 方向繰返し、さらに動的な 2 方向地震動作用下での鋼製橋脚躯体の終局挙動が精度良く解析できることが多くの実験との比較により確認されている⁷⁻¹⁰⁾。矩形断面の鋼製橋脚躯体の具体的なモデル化は従来^{9, 10)}と同様である。すなわち、局部変形が無視できない橋脚基部から上へ 4 つの補剛パネルの領域においては、ダイヤフラム、横リブを含めて 4 節点厚肉シェル要素(S4R)で離散化する。そして、局部変形が十分に小さいこれより上部は 3 次元チモシェンコはり要素(B31)でモデル化する。シェル要素とはり要素の境界では、多節点拘束機能(MPC)でシェル要素による橋脚断面が断面形状不変と平面保持の条件を満足するように変位拘束を行うことで、はり要素に接合する。基部の補剛パネルは局部座屈挙動が精度良く解析できるように細分割したシェル要素を用いる。パネルに接合された縦リブは長手方向にはパネルと同様の分割を用い、リブの高さ方向には 4 分割とする。実構造では、横方向補剛材(ダイヤフラム・横リブ)や上ベースプレートにはスリットが設けられ縦リブが貫通しているため、縦リブ要素は横方向補剛材や上ベースプレートとは接合せず、下ベースプレート面にのみ剛結する。上下ベースプレート間にはリブにより十分補剛されているので、この部分の橋脚躯体は剛体としてモデル化する(図-1(a), 図-6(a), (b))。

b) 角補強を施した鋼製橋脚躯体

「耐震補強資料」により角補強した鋼製橋脚躯体においても角補強材の部分以外は a) のモデル化に従う。斜めにパネルに接合した角補強材は厚肉シェル要素(S4R)によりモデル化し、図-5 に示すようにパネルのシェル要素と剛結する。補強材の要素は幅方向に 5 分割、横方向補剛材間はパネル要素と同様の分割を用いる。実際には補強材はパネルへボルト接合されることが多いが、ここでは簡単のため、上記のような剛結モデルを用いる。以上のような角補強された鋼製橋脚躯体の有限要素モデルの精度と妥当性は頁数の関係で本論文では示すことができないが、土木研究所で行われた角補強を施された正方形断面鋼製橋脚供試体 No.28 の 1 方向繰返し実験結果³³⁾と比較することにより検証している。

c) 鋼材の構成則

鋼製橋脚躯体の有限要素モデルに導入する鋼材 SM490 の材料定数ならびに 3 曲面モデルのパラメータとして、降伏応力と引張強度は JIS 規格の下限値をもとに決定し、それ以外については、過去の複数の実験での平均値を用いる⁹⁾。このようにして定めた材料定数と 3 曲面モデル

図-5 角補強材の有限要素モデル

ルのパラメータを表-8 に、1 軸真応力-塑性対数ひずみ関係を図-1(c) に示す。

(2) アンカー部のモデル化

a) 杭方式と RC 方式のアンカー部

杭方式のアンカー部については 3 次元モデルとして Component method に基づくものをすでに提示し、モデル化の妥当性を水平 1 方向繰返し^{13, 16, 17)}や水平 2 方向繰返し¹⁷⁾による載荷実験と比較することで検証している。したがって、杭方式については上記モデルをそのまま本解析に適用する。一方、RC 方式のアンカー部については水平 2 方向繰返し実験が行われていないので、Component method に基づくモデル化の妥当性は水平 1 方向繰返し実験¹³⁾に対して検証した。

2 種類のアンカー部の Component method によるモデル化を図-6 に示す。はじめに、杭方式、RC 方式のアンカー部のモデル化のコンセプトについて説明する。杭方式のアンカー部については文献 17) の通りである。このモデルでは橋脚躯体からの引張力はアンカーボルトを介して下アンカービームに伝達され、圧縮力はアンカーボルトを介して上アンカービームに伝達されるとともに、ベースプレートからの支圧によりフーチングコンクリートに伝達されるようにモデル化している。一方、RC 方式では橋脚躯体からの引張力はアンカーボルトを介して下アンカービームに伝達されるが、圧縮力はすべて下ベースプレートからの支圧によりフーチングコンクリートに伝達されるものとしてモデル化する。RC 方式では上下ベースプレート間にモルタルを確実に充填し、アンカーボルトを橋脚躯体のベースプレートに結合するとアンカーボルトは圧縮・引張りに抵抗するようになることを実験ならびに Component method によるモデルを用いた解析により明らかにしている¹³⁾。しかしながら、実際には、モルタルが充填される場合も、剛性保持と防錆処理が目的であり、アンカーボルトを圧縮力にも抵抗させることを意図しているわけではない。したがって、ここでは、通常の RC 方式の設計で用いられる単鉄筋モデルと同様

表-8 橋脚躯体の材料定数と3曲面モデルのパラメータ値

鋼種	E (GPa)	ν	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ε_{yp}^0	f_b/σ_y	β	ρ	K	ξ
SM490	206	0.3	315.5	584.1	0.0091	0.65	100	2	3	0.3

表-9 アンカーボルトの材料定数と3曲面モデルのパラメータ値

鋼種	E (GPa)	ν	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ε_{yp}^0	f_b/σ_y	β	ρ	K	ξ
S35CN	206	0.3	305.5	596.4	0.0132	0.454	589	6.03	2.5	0.3

に、アンカーボルトは引張りにのみ抵抗する構造を仮定する。なお、施工時における橋脚躯体の支持と高さ調整を目的として、アンカーボルトの下ベースプレート下面位置に調整用のナットを部分的に設置されることが多い。このナットがベースプレート下面に密着して設置されれば、ナットが設けられたアンカーボルトは圧縮にも抵抗する。しかしながら、調整用のナットは限られた数のアンカーボルトのみに設置されるので、その効果は限定的である。事実、過去に実施された繰り返し実験では、調整用のナットに力が集中し、載荷の早い段階でアンカーボルトねじ部の塑性変形により滑りが生じた¹³⁾。このような理由から本研究のモデル化では下ベースプレート下面位置のナットの効果を考慮しないこととした。RC方式を新設する場合、全てのアンカーボルトの下ベースプレート下面位置にナットを設置するとともに、アンカービーム上面位置にもナットを設置すれば、アンカーボルトは杭方式のように確実に押し引きに抵抗するようになるので、アンカー部の耐力・エネルギー吸収能はかなり向上すると考えられる。

つぎに、アンカー部の有限要素による具体的なモデル化について述べる。杭方式ならびにRC方式のアンカー部の全体のモデルを図-6(a), (b)に示す。上下ベースプレートからなる橋脚ベース部は橋脚躯体のモデル化で述べたように一体化した剛体としてモデル化する。下ベースプレートはフーチング表面を滑らないと仮定し、変形前に下ベースプレートの中心が存在していたフーチング表面の位置と下ベースプレート中心位置の水平変位が等しいと考える。アンカービームはそれぞれフーチング内の所定の位置に固定された剛体に置換している。アンカーボルトは図-6(c), (d)に示すように、1軸のトラス要素としてモデル化し、平行部とネジ部は有効断面積の異なる別の要素で表す。図中のBはアンカーボルトの節点、Fはベースプレートあるいはアンカービーム上の節点を表す。アンカーボルトに固定されたナットとベースプレートやアンカービーム間の接触・離間挙動は図-6(f)の接触ばね要素で表す。接触ばね要素は図-6(c), (d)においてB節点とF節点間に配置する。フーチングコンクリートも1軸のトラス要素として図-6(e)のようにモデル化する。Cはコンクリート要素の節点であり、C1はフーチングの上面、C2は下面を表す。G1は橋脚躯体の下ベースプレート下面の節点であり、下ベースプレートとフーチン

グコンクリート間の接触・離間挙動を表すためにG1, C1間に接触ばね要素を挿入する。また、コンクリート要素の下端C2は多点拘束機構によりフーチング下面を剛平面としてこの平面上の節点G2に結合する。フーチング下面に対応する剛平面は後で説明する杭基礎を表すSR(Sway Rocking)モデルに接合する。

b) アンカーボルト、フーチングコンクリート、接触ばねの要素構成則

アンカーボルトの繰り返し材料構成則、フーチングコンクリートの材料構成則、接触ばね要素の構成則も文献17)に従う。アンカーボルト鋼材の構成則にも3曲面モデル^{7), 8), 18)}を適用する。鋼材S35CNの降伏応力と引張強度はJISの規格値を、3曲面モデルのパラメータには文献17)の実験で求めた値を用いる。S35CNの1軸真応力-対数塑性ひずみ関係を図-3(d)に材料定数と3曲面モデルのパラメータ値を表-9に示す。

フーチングコンクリートについては、圧縮側の骨格線を図-7に示す3次関数モデル^{13), 17)}とする。また、接触ばね要素の構成則は図-6(f)に示すようにバイリニア型の非線形弾性モデル¹⁷⁾とし、圧縮剛性は基準剛性の10000倍、引張剛性は基準剛性の1/10000倍を用いる。なお、基準剛性の求め方は文献17)に従う。

(3) 杭基礎のモデル化とフーチングへの結合

杭基礎は簡便なSRモデルで表し、剛平面としてモデル化したフーチング下面に結合する(図-1(a))。SRモデルでは鉛直方向剛性は無限大で、並進ばね(水平方向)、回転ばね、並進と回転の連成ばねの3つの集約ばねから成る。フーチング下面の中心に関する鉛直面内での構成関係はSRモデルでは次の様に表される。

$$\begin{pmatrix} H_{footing} \\ M_{footing} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sr} \\ A_{rs} & A_{rr} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \delta_{footing} \\ \theta_{footing} \end{pmatrix} \quad (1)$$

ここに、 $H_{footing}$ = フーチングの集約ばね節点の水平力、 $M_{footing}$ = 集約ばね節点のモーメント、 $\delta_{footing}$ = 集約ばね節点の水平変位、 $\theta_{footing}$ = 集約ばね節点の回転角、 $A_{ss}, A_{sr}, A_{rs}, A_{rr}$ = 集約ばね定数となる。本論文では橋脚躯体とアンカー部との相互作用を検討することが主眼であるため、SRモデルの集約ばねには弾性挙動を仮定するとともに、直交する水平2方向いずれに対しても同様の構成関係が独立に成り立つものとする。表-5に

図-6 Component methodによるアンカー部のモデル化

示す集約バネ定数は示方書²⁾に基づく方法で算出した。

5. 橋脚の終局挙動に与えるアンカー部の影響

(1) 2方向繰返しと1方向繰返し荷重プログラム

水平2方向繰返しと水平1方向繰返し荷重下の挙動を解析することで杭方式とRC方式のアンカー部が鋼製橋脚の履歴挙動に与える影響について検討する。

橋脚モデル(図-1)の橋脚頂部に与える2方向繰返し荷重パターンとしては変位制御による図-8(a)に示す振幅漸増型のダイヤモンド型繰返しを用いる。この荷重

パターンは正方形断面橋脚の2方向荷重において最も厳しい荷重パターンの一つとして用いられたもの⁹⁾と同様である。また比較のため図-8(b)に示す振幅漸増型の一般的な1方向繰返し荷重も用いる。繰返し荷重での変位振幅は橋脚天端における初期降伏変位 δ_0 を基準に決定する。初期降伏変位 δ_0 は橋脚躯体の初期降伏水平力 H_0 に対してアンカー部、杭基礎および地盤が弾性変形することを仮定すると次のように表わされる。ここで、上下ベースプレート間ならびに橋脚の横ばりは剛体と仮定している。

$$\delta_0 = \delta_{0, \text{pier}} + \delta_{0, \text{anchor}} + \delta_{0, \text{foundation}} \quad (2a)$$

図-7 フーチングコンクリートの応力-ひずみ関係

(a) ダイヤモンド型繰返し載荷

(b) 1方向繰返し載荷

図-8 繰返し載荷パターン

$$\delta_{0,pier} = \frac{H_0 L_{p1}^3}{3EI_1} - \frac{H_0 L_{p2}^3}{3EI_1} + \frac{H_0 L_{p2}^3}{3EI_2} - \frac{H_0 h_g^3}{3EI_2} \quad (2b)$$

$$\delta_{0,anchor} = \frac{H_0 (L_{p1} + L_1)^2}{K_{anchor}} \quad (2c)$$

$$\delta_{0,foundation} = \frac{H_0 A_{rr} - H_0 A_{sr} (L_{p1} + L_1 + L_f)}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr}^2} + \frac{-H_0 A_{rs} + H_0 A_{ss} (L_{p1} + L_1 + L_f)}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr}^2} (L_{p1} + L_1 + L_f) \quad (2d)$$

$$H_0 = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \left(\frac{Z}{L_{p1}} \right) \quad (2e)$$

ここに、 $\delta_{0,pier}$ = 基部固定とした橋脚天端の水平変位成分、 $\delta_{0,anchor}$ = アンカー部の相対回転による橋脚天端の水平変位成分、 $\delta_{0,foundation}$ = フーチングの剛体変位による橋脚天端の水平変位成分、 H_0 = 初期降伏水平力、 EI_1 = 橋脚躯体の補強部の曲げ剛性（橋脚躯体基部から上方に4パネル間）、 EI_2 = 橋脚躯体の無補強部の曲げ剛性、 K_{anchor} = アンカー部の初期剛性で Component method により算出、 $A_{ss}, A_{sr}, A_{rs}, A_{rr}$ = 集約ばね定数(式(1)),

σ_y = 鋼材の降伏応力、 P = 鉛直荷重、 A = 橋脚躯体の断面積(補強断面含む)、 Z = 橋脚躯体の断面係数(補強断面含む)、 L_{p1} = 橋脚天端から上ベースプレートまでの距離($h - L_1$)、 L_{p2} = 橋脚天端から橋脚補強断面上端までの距離($h - L_1 - h_s$)、 h_g = 橋脚天端から横梁下端までの距離、 L_1 = 上下ベースプレート間の距離、 L_f = フーチング厚、 h, L_1, L_f, h_s, h_g については図-1(a)参照。

(2) アンカー部と橋脚躯体基部の損傷特性

a) エネルギー逸散率と固定度の定義

構造物の損傷の程度を表す指標の一つとして累積逸散エネルギーが用いられる^{9),34)}。ここでも、アンカー部と橋脚躯体の損傷を表す指標として各部分の累積逸散エネルギーを橋脚全体の累積逸散エネルギーで除したものをエネルギー逸散率として定義する。すなわち、アンカー部の累積逸散エネルギーを $A_{E,anchor}$ 、橋脚全体の累積逸散エネルギーを $A_{E,all}$ (橋脚躯体とアンカー部の逸散エネルギーの和) とするとアンカー部のエネルギー逸散率(%) は $A_{E,anchor} / A_{E,all} \times 100$ 、橋脚躯体のエネルギー逸散率(%) は $(1 - A_{E,anchor} / A_{E,all}) \times 100$ で表される。ここでは、逸散エネルギーを算定するのに弾性ひずみエネルギーを厳密に除去する。

つぎに、鋼製橋脚躯体のフーチングへの固定度を表すために、アンカー部の相対合回転角 $\theta_\Sigma (= \sqrt{\theta_x^2 + \theta_y^2})$ を指標として用いる。ここで θ_x, θ_y はそれぞれ x, y 軸回りの橋脚躯体基部のフーチングに対する相対回転角で微小回転と見なせることを前提としている。相対合回転角 θ_Σ は許容相対回転角 $\theta_{ra} = 1/100$ (rad.) により基準化する。 θ_{ra} は示方書²⁾に規定される耐震性能 2 の照査における橋脚頂部の許容残留水平変位 ($h/100$) に等しい水平変位を生じさせる相対回転角である。橋脚躯体が無損傷であっても $\theta_\Sigma / \theta_{ra}$ が 1 を上回ればアンカー部の損傷により、橋脚頂部に生じる残留水平変位が許容値を越えることを示している。

b) アンカー部の橋脚躯体基部に対する耐力モーメント比の定義と算定法

橋脚躯体とアンカー部の損傷度や橋脚躯体の固定度に支配的な影響を与えるものはアンカー部の橋脚躯体基部に対する「耐力モーメント比」であるのは周知の事実である²⁾。ここで「耐力モーメント比」は死荷重作用下でのアンカー部の耐力モーメント $M_{u,anchor}$ を橋脚躯体基部の耐力モーメント $M_{u,pier}$ で除したものの $M_{u,anchor} / M_{u,pier}$ として定義する。 $M_{u,anchor}$ は 4.(2) のアンカー部のモデルに死荷重作用下で単調増加する回転角を橋脚躯体の下ベースプレートに与えたとき、アンカーボルトやフーチングコンクリート表面の応答ひずみが示方書²⁾に規定されている許容軸ひずみや許容支圧ひずみのいずれかに到達したときの曲げモーメントとして求

める。杭方式については、圧縮側と引張側のアンカーボルトの有効長の相違からアンカー部の回転剛性の低下が生じない比較的早い段階で圧縮側のアンカーボルトのひずみが許容値に到達してしまう。このため、 $M_{u,anchor}$ としては引張側のアンカーボルトが許容値に到達した時点のアンカー部の曲げモーメントとする。一方、鋼製橋脚躯体の耐力モーメント $M_{u,pier}$ については、これをより正確に評価するために、4.(1)に示したシェル要素を用いた橋脚躯体の解析モデルの基部(下ベースプレート位置)を固定した条件で Pushover 解析を実施して得られる最大水平復元力作用時の橋脚躯体基部の曲げモーメントとして算定する。なお、実務での便宜を考慮して、補遺にはシェル要素による Pushover 解析を実施せずに設計により求められる許容モーメントから耐力モーメント比を算定するための経験式を示している。

アンカー部の耐力モーメント比を杭方式のアンカー部と RC 方式のアンカー部を持つ場合に分けて表-10 に示す。それぞれの表には「補強モデル」と「新設モデル」について耐力モーメント比が小さいものの順に示している。一般に、同一の上部工重量と橋脚高さの橋脚では「補強モデル」におけるアンカー部の耐力モーメント比は「新設モデル」に較べ小さいことがわかる。これは、「新設モデル」のアンカー部はレベル 1 地震動に対する照査に加えてレベル 2 地震動を想定した橋脚躯体の基部耐力モーメントに対して照査がなされているからである。また、RC 方式のアンカー部は、杭方式に較べ、「補強モデル」の耐力モーメント比が「新設モデル」より小さくなる傾向にある。これは、3.(1)c)で述べたように、レベル 1 地震動の照査において、杭方式ではベースプレート下面のフーチングコンクリートの効果を見逃しているのに対し、RC 方式ではすでにこれを考慮しているからである。ただ、例外的に 3 種類の RC 方式の「補強モデル」(No.1, 5, 9)の耐力モーメント比がかなり大きくなっており、対応する「新設モデル」の耐力モーメント比との差も小さい。これらのケースの特徴として、アンカー部に作用する軸圧縮力が大きく、中立軸が引張りアンカーボルト側に極端に偏っている。このため、表-4 のようにこのアンカー部ではレベル 1 地震動に対する震度法照査が支配的であり、表-3, 7 の「補強モデル」と「新設モデル」のアンカーボルト諸元は一致している。

c) アンカー部の損傷特性と固定度

1 方向繰返し載荷と 2 方向繰返し載荷であるダイヤモンド型繰返し載荷における各種アンカー部の損傷特性を検討するために、アンカー部の橋脚躯体基部に対する「耐力モーメント比」 $M_{u,anchor}/M_{u,pier}$ とアンカー部の「エネルギー逸散率」 $A_{E,anchor}/A_{E,all} \times 100(\%)$ ならびに「相対合回転角」 θ_2/θ_{ra} との関係性を杭方式と RC 方式のアンカー部に分けて図-9, 10 に示す。「エネル

表-10 アンカー部の耐力モーメント比

(a)杭方式

$\frac{M_{u,anchor}}{M_{u,pier}}$	橋脚	$\frac{M_{u,anchor}}{M_{u,pier}}$	橋脚	$\frac{M_{u,anchor}}{M_{u,pier}}$	橋脚
0.87	No.1-補強	0.93	No.15-補強	1.00	No.11-補強
0.89	No.5-補強	0.94	No.8-補強	1.00	No.2-新設
0.89	No.13-補強	0.94	No.6-補強	1.00	No.4-新設
0.89	No.9-補強	0.94	No.5-新設	1.01	No.6-新設
0.90	No.16-補強	0.94	No.10-補強	1.02	No.3-新設
0.91	No.1-新設	0.94	No.18-補強	1.02	No.7-新設
0.91	No.14-補強	0.94	No.12-補強	1.02	No.10-新設
0.92	No.17-補強	0.95	No.9-新設	1.04	No.11-新設
0.92	No.4-補強	0.98	No.3-補強	1.06	No.8-新設
0.92	No.2-補強	0.99	No.7-補強	1.11	No.12-新設

(b)RC方式

$\frac{M_{u,anchor}}{M_{u,pier}}$	橋脚	$\frac{M_{u,anchor}}{M_{u,pier}}$	橋脚	$\frac{M_{u,anchor}}{M_{u,pier}}$	橋脚
0.60	No.4-補強	0.79	No.14-補強	0.96	No.8-新設
0.64	No.3-補強	0.81	No.18-補強	0.98	No.7-新設
0.65	No.8-補強	0.84	No.17-補強	1.00	No.12-新設
0.66	No.2-補強	0.86	No.13-補強	1.00	No.11-新設
0.69	No.7-補強	0.87	No.16-補強	1.07	No.1-補強
0.71	No.6-補強	0.91	No.3-新設	1.15	No.5-補強
0.71	No.12-補強	0.91	No.4-新設	1.16	No.1-新設
0.71	No.10-補強	0.93	No.2-新設	1.23	No.9-補強
0.76	No.15-補強	0.94	No.6-新設	1.26	No.5-新設
0.76	No.11-補強	0.96	No.10-新設	1.35	No.9-新設

ギ逸散率」と「相対合回転角」は最大値(2 サイクル以降)と 5 サイクル終了時の値とを記入している。また、この図中には「補強モデル」と「新設モデル」とを区別して記入している。図-9(b), 10(b)の相対合回転角と耐力モーメント比の関係においては相対合回転角が橋脚に許容残留水平変位($h/100$)に等しい水平変位を発生させる許容相対回転角 $\theta_{ra} = 1/100(\text{rad.})$ の位置を点線で示している。

アンカー部の耐力モーメント比とエネルギー逸散率の関係から、耐力モーメント比に対するアンカー部の定性的な損傷特性を検討する。図-9(a), 10(a)からわかるように、いずれのアンカー部においても耐力モーメント比が増加するにつれてアンカー部のエネルギー逸散率が減少し、損傷がアンカー部から橋脚躯体に移行しているのがわかる。その結果、アンカー部の相対回転が減少し固定度が増大している。現行の設計では橋脚躯体基部はフーチングに剛結されたものとしてモデル化されるので、アンカー部の損傷は相対回転が十分小さくなるように抑えることが必要である。たとえば、相対合回転が $1/100(\text{rad.})$ を越えないためのアンカー部の耐力モーメント比の下限値は、図-9(b)より、杭方式の 1 方向載荷では 0.87~0.91、ダイヤモンド載荷では 0.90~0.92 となる。RC 方式では、図-10(b)より 1 方向載荷では 0.79~0.82、ダイヤモンド載荷では 0.87~0.91 となる。このように耐力モーメント比の下限値は載荷形式の差やアンカー部の形式の差により異なっている。載荷形式については、アンカー部の方式によらず、明らかにダイヤモンド載荷の方

(a) アンカー部のエネルギー逸散率と耐力モーメント比の相関図

(b) アンカー部の相対合回転角と耐力モーメント比の相関図

図-9 杭方式アンカー部の損傷特性と固定度

(a) アンカー部のエネルギー逸散率と耐力モーメント比の相関図

(b) アンカー部の相対合回転角と耐力モーメント比の相関図

図-10 RC方式アンカー部の損傷特性と固定度

が1方向繰り返し載荷より相対合回転が1/100(rad.)を越えないために必要なアンカー部の耐力モーメント比は大きくなる. この傾向は RC 方式のアンカー部を持つ橋脚でより明瞭である.

なお, 上記のように所定の固定度を確保するためのアンカー部に必要な耐力モーメント比は杭方式の方が RC 方式に較べ大きい, ここで用いたアンカー部の耐力モーメント $M_{u,anchor}$ は示方書²⁾で定められたアンカーボルトやコンクリートのひずみの許容値を元に Component method で算定されているため, アンカー部という構造体としての限界状態が両形式間で整合しているかどうかは必ずしも明らかでない.

「新設モデル」におけるアンカー部の耐力モーメント比の最小値は表-10より, 杭方式, RC方式でともに0.91となる. この場合, 図-9, 10より, いずれのアンカー部も載荷形式によらずほとんど無損傷であり, 相対合回転が最も大きい場合でも1/100(rad.)程度であるので固定度はほぼ十分であることがわかる. 一方, 補強モデル」においては, 照査を満足しても, 橋脚躯体に較べアンカー部の損傷が大きく, 相対合回転が1/100(rad.)を越え, 固定度が十分でないものも多く存在する可能性がある. 特にこの傾向は RC 方式に見られる.

d) 載荷形式がアンカー部の損傷と固定度に与える影響

c) で述べたように, アンカー部の耐力モーメント比の減少に伴い, 鋼製橋脚の損傷が橋脚躯体からアンカー部に移行し, アンカー部の固定度が減少する. このような損傷の移行特性はいずれのアンカー形式でも載荷形式の影響を受け, 一般にダイヤモンド載荷の方が1方向繰り返し載荷に較べてより大きな損傷をアンカー部に与える傾向にある.

ここでは, 載荷形式の影響がより明瞭に現れる場合ということで, 損傷がアンカー部から橋脚躯体へ移行する遷移領域における鋼製橋脚の挙動に与える載荷形式の影響とメカニズムをアンカー部の形式ごとに検討する. 検討対象とする遷移領域のアンカー部を持つ橋脚としては杭方式の補強モデルNo.1 ($M_{u,anchor} / M_{u,pier} = 0.87$) と RC方式の補強モデルNo.11 ($M_{u,anchor} / M_{u,pier} = 0.76$) を用いる.

図-11, 12には1方向繰り返し載荷とダイヤモンド型繰り返し載荷による対象橋脚天端に作用する x 方向の水平力成分 H_x と水平変位成分 δ_x に関する履歴曲線を示す. さらに, これらの図には橋脚躯体とアンカー部の履歴挙動を示すために, H_x と橋脚躯体の変形による橋脚天端の水平変位成分 $\delta_{x,pier}$ ならびにアンカー部の相対回転による橋脚天端の水平変位成分 $\delta_{x,anchor}$ に関する履歴曲線も示している. ここで, $\delta_{x,pier}$ はアンカー部の相対回転やフーチングの剛体変位による成分を除去した成分として次式で定義される.

$$\delta_{x,pier} = \delta_x - \delta_{x,anchor} - \delta_{x,foundation} \quad (3a)$$

ここに, $\delta_{x,foundation}$ = フーチングの並進と回転変位による橋脚天端の x 方向水平変成分. $\delta_{x,anchor}$ と $\delta_{x,foundation}$ は次のように表される.

$$\delta_{x,anchor} = h\theta_{y,Lbase} \quad (3b)$$

$$\delta_{x,foundation} = (h + L_f)\theta_{y,footing} + \delta_{x,footing} \quad (3c)$$

ここに, h = 橋脚高さ(図-1), $\theta_{y,Lbase}$ = アンカー部の y 軸回りの相対回転角(下ベースプレート位置), L_f = フーチング厚(図-1), $\theta_{y,footing}$ = フーチング下面の集約ばね節点での y 軸回りの回転角, $\delta_{x,footing}$ = フーチング下面における集約ばね節点の x 方向水平変位.

図-11, 12を比較してわかるように, RC方式のアンカー部を持つ鋼製橋脚では載荷形式により損傷パターンが大きく変化している. したがって, はじめに, 載荷形式の影響をより強く受けるRC方式の補強モデルNo.11についてその耐荷メカニズムを検討する.

1方向繰り返し載荷を受けるRC方式の補強モデルNo.11は図-12(a)のように2サイクルまでの損傷はエネルギー逸散率に関してアンカー部と橋脚はほぼ同等であるが, その後, 繰り返しでアンカー部の耐力が上昇(図-12(a)(3))することにより損傷はもっぱら橋脚躯体に生じるようになる. 一方, ダイヤモンド載荷では, 図-12(b)に示すように, 損傷は常にアンカー部で生じる. この結果, ダイヤモンド載荷によるアンカー部のエネルギー逸散率, 相対合回転角はいずれも1方向繰り返し載荷に較べ大きな値になっている. ダイヤモンド載荷で損傷がアンカー部に集中し橋脚躯体に発生しないのは, 図-12(b)(3)に示すようにアンカー部に損傷が生じた場合, その後の繰り返しでアンカー部に耐力低下が生じるからである.

以上の載荷形式により異なった挙動がRC方式のアンカー部に生じるメカニズムについて考察する. 2種類の載荷に対して, 図-12(a)(3), (b)(3)に示す2と5サイクル目の履歴曲線上に示す位置でのアンカーボルトの応力, 塑性変形量とフーチングの支圧応力分布を表-12に示す. 表-12より, ダイヤモンド載荷では, 5サイクル目においてアンカーボルト全体に均一な塑性伸びが生じ, 2方向の曲げに対して有効に抵抗するアンカーボルト数が1方向繰り返しに較べ非常に少なくなっているのがわかる. これは, ダイヤモンド載荷では, 1方向繰り返しと異なり, すべてのアンカーボルトが同様に大きな荷重履歴を受けて塑性伸びが生ずるためである. とくに, RC方式では両振りの繰り返し荷重下でもアンカーボルトには構造上, 引張力のみが作用するので塑性伸びが単調に増加し, 最終的な全塑性伸びは杭方式に較べかなり大きくなる. このように, ダイヤモンド載荷を受けるRC方式ア

図-11 杭方式アンカー部を持つ橋脚頂部の水平復元力と水平変位の関係(No.1-補強モデル)

表-11 荷重サイクルによる杭方式アンカー部の耐荷機構の変化(No.1-補強モデル)

	1方向繰返し型載荷			ダイヤモンド型繰返し載荷		
	アンカーボルト発生応力	アンカーボルト塑性変形量	フーチングコンクリート支圧応力	アンカーボルト発生応力	アンカーボルト塑性変形量	フーチングコンクリート支圧応力
状態1	<p>引張 圧縮 矢印の長短でボルトの発生応力を表す (305MPa) 棒の長短でボルトの塑性変形量を表す (0.03mm)</p>		<p>■ 降伏応力 (24MPa)</p>	<p>引張 圧縮</p>		
2						

注) 状態1は3サイクル目、状態2は5サイクル目(図-11(a)(3), (b)(3)参照)

ンカー部では、すべてのアンカーボルトに生じる大きな塑性伸びによりアンカーボルトナットと橋脚躯体のベースプレートの間隙（いわゆるガタ）が大きくなり、顕著なスリップ挙動を示す。同時にフーチングの支圧応力の作用範囲も減少し、耐力低下が加速される。

つぎに、杭方式について、1方向繰返し載荷では、図-11(a)のように、荷重サイクルの早い段階から橋脚躯体に損傷が生じる一方、アンカー部のエネルギー逸散率はRC方式と異なり、最大でも5%程度で、最終の5サイクル時も変化しない。このとき、繰返しに伴うアンカー部の耐力の変化はほとんど無くスリップ挙動も小さい。ダイヤモンド載荷では、図-11(b)より、繰返しによる若干の耐力低下を確認できるが、RC方式のような顕著なスリップ挙動は生じていない。以上より、杭方式のアンカー部のガタの発生が比較的小さいことがうかがえる。事実、表-11、12より、いずれの荷重形式においても杭方式のアンカーボルトの塑性伸びはRC方式より小

さい。塑性伸びが小さくなる理由として、杭方式のアンカーボルトでは押し引きに抵抗するので、繰返し荷重下では引張と圧縮の塑性変形が交互に生じ、塑性伸びが単調に増加しないためである。表-11より杭方式では多くのアンカーボルトが押し引きに有効に抵抗しているのを確認できる。最終の5サイクル時には杭方式においてもRC方式同様フーチングの支圧応力の作用範囲は減少しているが、アンカーボルトが圧縮力に抵抗するので大きな耐力低下は生じていない。

(3) RC方式のアンカー部の補強に関する検討

RC方式では「耐震補強資料」の照査を満足する場合でも、本章(2)c)の検討から、アンカー部の耐力モーメントが不足し、固定度が不十分な場合もあることが明らかになった。このような場合のアンカー部の補強法として、後施工アンカーボルトの増設によるケースも報告されているが、一般にアンカーボルトの増設は施工上容易

図-12 RC方式アンカー部を持つ橋脚頂部の水平復元力と水平変位の関係(No.11補強モデル)

表-12 載荷サイクルによるRC方式アンカー部の耐荷機構の変化(No.11補強モデル)

	1方向繰返し型載荷			ダイヤモンド型繰返し載荷		
	アンカーボルト発生応力	アンカーボルト塑性変形量	フーチングコンクリート支圧応力	アンカーボルト発生応力	アンカーボルト塑性変形量	フーチングコンクリート支圧応力
状態1						
状態2						

注) 状態1は2サイクル目, 状態2は5サイクル目(図-12(a)(3), (b)(3)参照)

でないうえに、既存のアンカー部と後施工のアンカー部の累加性能についても十分明らかにされていない。ここでは、著者らが過去に行った実験結果を基に簡便な補強法を提案し、その効果について検討する。

RC方式アンカー部の上下ベースプレート間に図-13のように剛性保持と防錆を目的として無収縮モルタルを充填する場合、アンカーボルトネジ部はこの部分において、コンクリートとの付着により橋脚ベース部に固定される。このような場合のRC方式のアンカーボルトは杭方式と同様に押し引きに抵抗できることが実験^{12), 13)}でも明らかにされている。すなわち、無収縮モルタルを充填したRC方式アンカー部の耐力は単鉄筋モデルで計算されるものより30%程度上昇し、複鉄筋モデルで計算される耐力に近い値になった^{12), 13)}。したがって、アンカーボルトの付着が切れるまでRC方式アンカー部には杭方式と同様にアンカーボルトの圧縮抵抗を考慮した複鉄筋モデル図-14が適用できる。このとき、圧縮時のアンカー

ボルトの有効長は下ベースプレートからアンカーボルト先端部のナット取付け部までとなる。

以上のように、圧縮力を受けるアンカーボルト下端部の支持強度が十分である場合、アンカーボルトをベースプレートに確実に締結できれば、RC方式アンカー部の耐力を杭方式程度にまで高めうると考えられる。その結果、兵庫県南部地震以前のRC方式アンカー部がレベル2地震動に対する照査を満足する可能性もでてくる。このような構造は、2.(3)b)で述べた現行示方書³⁾でいうアンカーボルトが圧縮力に抵抗できる構造的配慮をRC方式のアンカー部に加えたものと同じで、本章(2)d)で述べたアンカーボルトの塑性伸びによるガタを減らすこともできる。なお、アンカーボルトの下端部は、通常、引張力に対してのみアンカービームに固定された構造になっており、圧縮力に抵抗することを意図していない。しかし、実際には下端でアンカーボルトとナットの断面を加えた面が支圧面となって圧縮力にも抵抗できるので、フ

図-13 無収縮モルタル充填

図-14 RC方式の複鉄筋モデル

図-15 提案する補強法

ーチングが十分厚い場合にはアンカーボルトの降伏まで耐えることは可能である。フーチング厚さが十分でない場合もアンカーボルト下端でのフーチングの押し抜き強度でアンカーボルトの圧縮耐力を評価できるので、アンカー部の耐力上昇の評価は可能である。

アンカーボルトの上下ベースプレートへの簡便な締着方法としては過去の実験^{12,13)}で用いた無収縮モルタルの付着による方法が考えられるが、付着力は充填方法や周辺からの拘束により変動し締着部の強度を精度良く評価することは必ずしも容易でない。ここでは、無収縮モルタルの充填に加えて、図-15(a)(b)に示すように上ベースプレート上面のアンカーボルトのナット部分が浮き上がらないようにベースプレートに固定する方法を提案する。固定方法は溶接などでナットを上ベースプレートに固定するのが直接的であるが、耐力が不足する場合には橋脚躯体基部にアンカーボルト頂部の浮き上がり防止治具を設置することも考えられる。

提案した RC 方式アンカー部の補強法の有効性を検証するために、表-3 に示した RC 方式の「補強モデル」のうち、アンカー部に損傷が生じるケースであるアンカー部の耐力モーメント比が $M_{u,anchor} / M_{u,pier} \leq 0.87$ の場合 (図-10 参照) の構造を選び、アンカーボルトナットの浮き上がり防止工を施した場合を想定する。そして、より厳しい 2 方向繰り返し載荷であるダイヤモンド載荷条件下での挙動特性を検討する。浮き上がり防止工により補強した RC 方式アンカー部のモデルでは、図-6(d)において、アンカーボルトの上下ベースプレートへの締着をアンカーボルトの B1 節点と F1 節点とを剛結することによって再現するとともに、アンカーボルト下端は固定とする。数値計算の結果として、「相対合回転角」 θ_z / θ_{ra} に注目し、図-10(b)と同様に、アンカー部の補強前の「耐力モーメント比」 $M_{u,anchor} / M_{u,pier}$ と補強後のアンカー部の「相対合回転角」 θ_z / θ_{ra} の関係を図-16 に示す。ここで、耐力モーメント比が 0.66 以下の 4 種類のモデルについては、 θ_z / θ_{ra} が 5 サイクル終了時までにアンカーボルトが終局ひずみに到達したので、5 サイクル終了時の相対合回転角の値は表示していない。図-16 には比較のために補強前の構造の相対合回転角の最大値も示している。

図-16 RC方式アンカー部の補強後の相対合回転角

と耐力モーメント比(ダイヤモンド型繰り返し載荷)

図-16 より補強前後での相対合回転角の変化を比較すると明らかのように、提案した方法でアンカー部を補強することにより、 θ_z / θ_{ra} の値はかなり低減する。その結果、相対合回転が $1/100(\text{rad.})$ を越えないためのアンカー部の耐力モーメント比 (補強前の構造) の下限値は $0.87 \sim 0.91$ であったものが $0.75 \sim 0.79$ まで大幅に低減する。

6. まとめ

本研究ではこれまでに明らかにされていない水平 2 方向繰り返しを受けるアンカー部の影響を考慮した鋼製橋脚全体系の終局挙動について検討した。鋼製橋脚としては、兵庫県南部地震以前に建設され地震以後に耐震補強が施された「補強モデル」と地震以後の示方書に基づき建設された「新設モデル」を対象とした。以下に得られた結論を記す。

1) 「耐震補強資料」では、兵庫県南部地震以後の示方書に較べてより大きい損傷がアンカー部に許容されているので「耐震補強資料」の照査を満足していても橋脚躯体基部を剛結と見なせない場合がある。この傾向は、とくに、RC 方式のアンカー部において顕著である。2 方向繰り返し載荷では 1 方向繰り返しに較べアンカー部の損傷が大きく、杭方式、RC 方式ともに固定度が低下する場合が増加する。このとき、RC 方式

ではほとんどのケースで固定度が不十分となる。

- 2) RC 方式のアンカー部をもつ鋼製橋脚が 2 方向繰り返しであるダイヤモンド型繰り返し载荷を受ける場合、杭方式に比べアンカー部の損傷度が大きく、固定度の低下も大きい。これは、RC 方式ではアンカーボルトに引張力のみが作用するうえ、2 方向繰り返しではほぼ全体のアンカーボルトに大きな塑性伸びを生ずるためである。杭方式の場合は、アンカーボルトに圧縮力と引張力が交互に作用する構造となっているのでアンカーボルトの塑性伸びは RC 方式に較べると小さく、固定度の低下も大きくない。
- 3) 兵庫県南部地震以後の示方書により設計された橋脚は 1 方向あるいは 2 方向繰り返し载荷で橋脚躯体が終局状態に到達しても、杭方式および RC 方式のアンカー部はほとんど無損傷である。よって、これらのアンカー部を持つ橋脚躯体基部の固定度は 2 方向地震動下でもほぼ十分であると考えられる。
- 4) アンカー部の損傷による橋脚躯体基部のフーチングへの固定度の低下を防ぐために必要なアンカー部の耐力モーメント比(橋脚躯体基部に対する)の下限値を杭方式と RC 方式のアンカー部について载荷形式ごとに示した。耐力モーメント比が下限値よりも大きければ橋脚躯体基部の固定度は十分である。逆に、耐力モーメント比がこれより小さければ固定度は不十分である可能性が高く、耐震解析では橋脚躯体とアンカー部の連成を考慮する必要がある。なお、実務での便宜のために、設計計算で得られる許容モーメント比から耐力モーメント比を換算する式を示した。
- 5) RC 方式のアンカー部の簡便な補強方法としてアンカーボルト頂部を上ベースプレートに締結し浮き上がりを防止する方法を提案した。数値計算により妥当性を検討した結果、「補強モデル」で固定度が不十分であった橋脚の固定度は大幅に改善し約半数の橋脚で固定度が十分なものになった。

謝辞：本研究の一部は文部科学省科学研究費(基盤研究(A)23246084 代表: 後藤芳顕)と2012年度日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成事業」による特別研究助成の援助(代表: 後藤芳顕)を受けた。ここに記して謝意を表す。

補遺 設計値からの耐力モーメント比の算定法

実務での便宜のため、「耐力モーメント比」 $M_{u,anchor} / M_{u,pier}$ を設計^{2),3)}で算定される「許容モーメント比」から換算する式を示しておく。換算式は補表-1を定数として以下の式で表される。

補表-1 予測式のパラメータ

補強モデル	杭方式	C1	C2	適用範囲
		0.512	0.458	$0.86 \leq M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design} \leq 0.99$
新設モデル	RC方式	0.872	0.055	$0.62 \leq M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design} \leq 1.29$
		1.581	-0.486	$0.90 \leq M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design} \leq 1.00$
新設モデル	RC方式	0.984	0.038	$0.89 \leq M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design} \leq 1.30$

(a)補強モデル (b)新設モデル
補図-1 耐力モーメント比の予測式の精度

$$M_{u,anchor} / M_{u,pier} = C_1 (M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design}) + C_2 \quad (\text{補.1})$$

ここに、 $M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design}$ は、ひずみの許容値^{2),3)}から単鉄筋モデルや複鉄筋モデルで求められるアンカー部の許容モーメントと橋脚躯体基部の許容モーメントの比である。ここでは「補強モデル」のアンカー部においても「新設モデル」と共通のアンカーボルトのひずみの許容値(降伏ひずみ)とフーチングコンクリートのひずみの許容値(圧縮ひずみ0.002)を用いて $M_{u,anchor}^{design}$ を算定する。 $M_{u,pier}^{design}$ は橋脚躯体基部の許容耐力モーメントのことであり、「補強モデル」では「耐震補強資料」に基づき $1.4M_y$ により、「新設モデル」では、2002年の示方書²⁾に基づき橋脚断面の圧縮ひずみが許容ひずみ ϵ_a に到達したときの橋脚躯体基部モーメントとして求める。なお、ここでは解析モデルと整合するよう上下ベースプレート間は剛体として取り扱うものとする。補図-1に数値解と予測式の相関を示すが、予測式は良好な精度で求まっていることが確認できる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ 耐震設計編，1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ 耐震設計編，2002。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ 耐震設計編，2012。
- 4) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997。
- 5) 運上茂樹，堺淳一：RC 橋脚の 3 方向加振，载荷速度，模型寸法の影響検討，実大三次元振動破壊施設を用いた構造物の耐震性に関する国内外共同モデル研究，平成 17 年度橋梁耐震実験研究報告書，防災科学研究所，2006。
- 6) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K. and Yabe, M. : Seis-

- mic performance of a flexural failure type reinforced concrete bridge column based on e-defense excitation, *J. Struct. Mech./Earthquake Engrg.*, JSCE, Vol. 65, No. 2, pp. 267-285, 2009.
- 7) 後藤芳顯, 江坤生, 小畑誠: 2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005.
 - 8) Goto, Y., Jiang, K. and Obata, M.: Stability and ductility of thin-walled circular steel columns under cyclic bidirectional loading, *J. Struct. Engrg.*, Vol. 132, No. 10, ASCE, pp. 1621-1631, 2006.
 - 9) 後藤芳顯, 江坤生, 小畑誠: 2 方向繰り返し荷重を受ける矩形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.1, pp.122-141, 2007.
 - 10) 後藤芳顯, 小山亮介, 藤井雄介, 小畑誠: 2 方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震設計法における限界値, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.1, pp.61-80, 2009.
 - 11) 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定着部の繰り返し載荷実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.1137-1143, 1995.
 - 12) 後藤芳顯, 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.
 - 13) 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, No.563/I-39, pp.105-123, 1997.
 - 14) 後藤芳顯, 宮下敏: 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, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.413-426, 1998.
 - 15) 田嶋仁志, 半野久光, 藤原英之, 後藤芳顯: 単調載荷条件下での矩形断面鋼製橋脚アンカー部の終局挙動とモデル化, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.297-311, 1999.
 - 16) 田嶋仁志, 半野久光, 藤原英之, 後藤芳顯: 繰り返し荷重下の矩形断面鋼製橋脚アンカー部の終局挙動, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.313-324, 1999.
 - 17) 後藤芳顯, 石川亮, 海老澤健正, 青木徹彦: 鋼製橋脚アンカー部の 3 次元履歴モデル, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.513-529, 2008.
 - 18) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998.
 - 19) 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1964.
 - 20) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1973.
 - 21) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1980.
 - 22) 首都高速道路公団工務部, 首都高速道路技術センター: 首都高速道路の橋梁に関する調査研究, 研究報告書, 1996.
 - 23) 後藤芳顯, 水野貢介, Ghosh Prosenjit KUMAR, 藤井雄介: 充填コンクリートとの相互作用を考慮した矩形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動の FEM 解析, 土木学会論文集 A, Vol.66 No.4, pp.816-835, 2010.
 - 24) 後藤芳顯, 関一優, 海老澤健正, 呂西林: 地震動下のコンクリート充填円形断面鋼製橋脚における局部座屈変形の進展抑制機構と耐震性向上, 土木学会論文集 A1, Vol.69, No.1, pp.101-120, 2013.
 - 25) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1996.
 - 26) 首都高速道路公団: 鋼構造物設計基準, 1992.
 - 27) 首都高速道路株式会社: 橋梁構造物設計施工要領, 2008.
 - 28) 名古屋高速道路公社: 鋼構造物設計基準, 1987.
 - 29) 阪神高速道路公団: 設計基準第 2 部, 鋼構造物設計基準(橋梁編), 1990.
 - 30) 名古屋高速道路公社, 名古屋工業大学: 鋼脚定着部の合理化に関する研究(その 3), 研究報告書, 1990.
 - 31) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋編, 2002.
 - 32) Dassault Systemes Simulia Corp.: ABAQUS/Standard user's manual, version 6.7, 2007.
 - 33) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)-(VIII)および(総括編), 1997-1999.
 - 34) Housner, G. W.: Behaviour of Structures During Earthquakes, ASCE, EM4, Oct. 1959.

(2012.6.15 受付)

EFFECT OF DAMAGED ANCHORAGE ON ULTIMATE BEHAVIOR OF STEEL BRIDGE PIERS UNDER BI-DIRECTIONAL CYCLIC LOADS

Yoshinori MIZUNO and Yoshiaki GOTO

In order to prevent serious damages of anchorages that are hard to be repaired, the seismic design code after the Kobe earthquake adopts a new capacity design concept that strengths of anchorages must exceed those of pier cross sections at the base. In case when the anchorages constructed before the Kobe earthquake are upgraded after the Kobe earthquake, a similar capacity design concept is adopted. However, more damages are allowed in these anchorages for the ease of upgrading. In the modeling of the above two types of anchorages in the seismic analysis, however, pier bases are equally assumed to be rigidly connected to concrete footings in spite of the difference of the damage level allowed to the anchorages. Herein the validity of the assumptions of rigid connection for two types of anchorages is examined under more realistic bi-directional cyclic load as well as unidirectional cyclic load. In addition, the effect of the pier-base restraint is investigated on the ultimate behavior of steel bridge piers.