

繰り返し荷重下の矩形断面鋼製橋脚 アンカ一部の終局挙動

田嶋仁志¹・半野久光²・藤原英之³・後藤芳顯⁴

¹正会員 工修 首都高速道路公団 第2建設部設計課 (〒151-0053 東京都渋谷区代々木2-1-1)

²正会員 首都高速道路公団 工務部設計技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)

³正会員 トピー工業株式会社 鉄構事業部設計部 (〒441-8510 愛知県豊橋市明海町1番地)

⁴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 愛知県名古屋市昭和区御器所町)

矩形断面鋼製橋脚とフーチングコンクリートの結合部を対象とした大型模型を用いた繰り返し載荷実験を実施した。実験結果より、単調載荷の場合と比べて最大接合部モーメントは約20%低下し、対応する相対回転角は60%減少した。しかしながら最大モーメント到達後のモーメント低下は小さく、接合部は安定した挙動を示す。また、本矩形断面橋脚アンカ一部の実験結果をもとに動的解析で用いるアンカ一部の復元力モデルとして後藤らによって提案された半実験モデルに基づく定式化をおこなった。

Key Words : rectangular column, pier anchorage, cyclic loading, seismic design

1. まえがき

現在、鋼製橋脚の地震時終局挙動は道路橋示方書¹⁾をはじめとして、一般的に橋脚躯体が基礎構造と剛結された仮定の下に検討がなされている。

しかしながら橋脚躯体が耐震補強をされる場合など、アンカ一部の相対的な強度・剛性が低下し、アンカ一部が橋脚全体の挙動に与える影響を無視できない場合も生ずる。このような場合、アンカ一部は橋脚の地震時終局挙動を支配する重要な構成要素の一つであると考えられるが、これまで一部の研究^{2)~8)}を除いて必ずしも十分な検討がなされているとは言えない。こうした背景に基づき、文献^{4)~8)}では、縮尺率約1/5の円形断面橋脚を対象としたアンカ一部の単調ならびに繰り返し載荷実験を実施し、まず単調載荷時の挙動がComponent Methodと呼ぶアンカーボルトとフーチングコンクリートをそれぞれに対応した要素でモデル化する手法により、精度良く解析し得ることを示している^{4),5)}。また、動的応答解析での適用を目的として、Component Methodにより理論的に求められたスケルトンカーブに、繰返し載荷実験結果での履歴特性を加味した復元力モデル(半実験モデル)や、一般的に知られる簡易な履歴ループを組み合わせた複合モデルについての定式化手法を示している⁶⁾。さらに、このアンカ一部の復元力モデルによる橋脚構造を含めた非線形動的応答解析結果により、先の震災時に見られた損

傷傾向を定性的に再現できることなどについても報告している^{7),8)}。しかしながら、鋼製橋脚アンカ一部はアンカーボルトとフーチングコンクリートの複合構造であるため、繰り返し荷重下の終局挙動は非常に複雑である。このようなアンカ一部の繰り返し荷重下の挙動を解明し、定量的な検討をおこなうためには、大型模型による実験データの蓄積が不可欠である。

そこで本研究では、これまでに検討例のない矩形断面橋脚アンカ一部について、縮尺率1/2.5~1/3の大型供試体を用いた繰り返し載荷実験を実施し、同時に実施した単調載荷条件下での挙動特性との比較をおこない基本的な耐荷力特性と劣化挙動を検討する。さらに、文献⁶⁾で示されるアンカ一部のマクロ的な復元力モデルの定式化手法に従い、矩形断面橋脚に対する半実験モデルを設定し、今後の動的応答解析で用いる基礎データを提供する。なお、現在多く使用されるアンカ一部の震度法レベルの設計荷重における定着方式としては、杭方式^{9),10)}(以下、杭方式モデル)と鉄筋コンクリート方式¹¹⁾があるが、今回対象とするのは、杭方式による定着方式である。

2. 実験方法

(1) 実験概要

実験の主な仕様は、水平荷重の載荷方法を除いて、

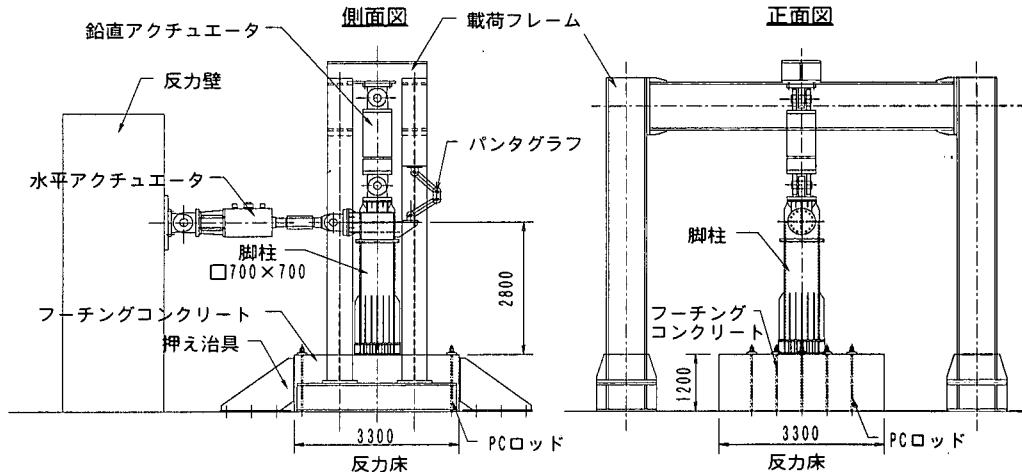


図-1 実験概要図 (単位 mm)

同時に実施した単調載荷実験¹²⁾と同様である。供試体は、実構造の約1/3の縮尺率となる、杭方式アンカーフレーム構造を有する矩形断面鋼製脚柱とフーチングコンクリートで構成する。

載荷方法は、死荷重を想定した鉛直力を設計荷重に固定した状態で、橋脚頂部の水平変位を正負交番に繰り返し漸増していく。この実験概要図を図-1に示す。

(2) 供試体

供試体の設計では、初めに実構造に対する縮尺率約1/3という条件から、アンカーボルト径(24本-M42, S35CN), アンカーボルト配置, 橋脚断面, アンカーフレームサイズ, 埋め込み深さ, およびフーチングなどの基本寸法を決定する。アンカーフレーム設計荷重の設定にあたっては、事前に既設構造物について杭方式モデルによる鉛直荷重分のアンカーボルト作用軸力と降伏軸力との比(降伏軸力比)の調査をおこない、供試体での設計鉛直荷重V=1330kN(降伏軸力比=15%)を決定した。そのうえで、設計鉛直荷重下での杭方式モデルによる圧縮側外縁アンカーボルトの合計作用軸力が許容応力の1.7倍となる設計基部モーメントM=2030kNmを決定した。ここで、許容応力の割増率1.7は、文献9)での地震時の荷重組み合わせ条件を想定したものである。フーチングコンクリートについては、引張側外縁アンカーボルトの作用応力が母材の引張強さ($\sigma_{\text{max}}=510 \text{ MPa}$:公称値)となる荷重まで、曲げおよびせん断破壊をおこさない強度を有する設計とする。その上で、フーチングコンクリートの剛体回転を防止するため、フーチング下面をテストベッドで面支持するとともに、固定治具により、鉛直、水平方向の変位を拘束している。

なお、文献4)での実験では、フーチングについて

表-1 供試体設計条件

	設計条件
アンカーフレーム	鉛直荷重 V=1330kN 基部モーメント M=2030kNm 許容応力の割増し 鋼材: 1.7
フーチングコンクリート	作用モーメント M=2200kNm 配筋は最小鉄筋量の1/4 許容応力の割増し { 鋼材: 1.7 コンクリート: 1.5
コンクリートせん断補強	必要せん断強度 S=3730kN 許容応力の割増し { 鋼材: 1.7 コンクリート: 1.5

表-2 主要材料仕様

	設計仕様	材料試験結果
アンカーボルト	S35CN $\sigma_{\text{sy}}=305 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{sy}}=365.2 \text{ MPa}$ $\sigma_{\text{max}}=574.3 \text{ MPa}$
フーチングコンクリート	$\sigma_{\text{ck}}=24 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{max}}=28.8 \text{ MPa}$ (一軸圧縮強度)
橋脚基部後打ちコンクリート	$\sigma_{\text{ck}}=24 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{max}}=20.7 \text{ MPa}$ (一軸圧縮強度)

も実構造に即した設計条件により必要鉄筋量を算出しておおり、今回の設計方針とは異なる。これは、今回の実験では、フーチングの強度を相対的に高めることにより、フーチングの早期の損傷を抑え、アンカーボルトに主眼を置いた終局挙動を観察することを目的としたためである。以上の設計条件を表-1に、設計された供試体図を図-2に示す。また、供試体主要構成材料の材料強度を表-2に示す。

(3) 載荷方法

設計鉛直荷重V=1330kNを載荷した後、その鉛直荷重を一定に保持した状態で、補遺に示す道路橋示方書

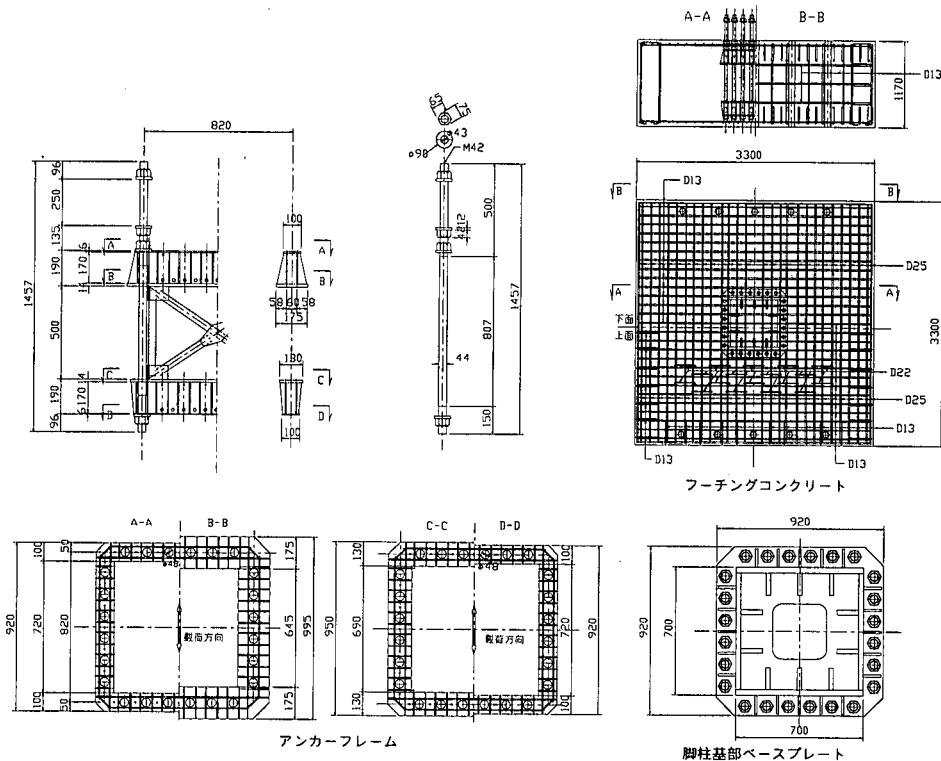


図-2 アンカーフレーム供試体

に準じた RC 複鉄筋断面計算で算出した引張側外縁アンカーボルトの降伏ひずみ時の水平荷重載荷位置での水平変位量、 $\delta y=10\text{mm}$ （以降、基準降伏変位と呼ぶ）を基準として漸増する両振りの繰り返し水平変位を与える。

載荷ステップは図-3に示すように、基準降伏変位 δ_y の±0.5, ±1, ±2,±n倍で各1サイクルとし、1サイクルについて20~40点の計測をおこなう。なお、文献4)では、基準降伏変位を単調載荷実験結果に基づいた ECCS¹³⁾の基準により算定し、また載荷ステップごとの繰り返し回数を3サイクルとしている点で今回の設定とは相違がある。この相違の理由として、今回の実験では、アンカ一部の形状、材料強度だけで決定できる、RC複鉄筋断面計算による算定値を基準降伏変位に用いることにより、一般化が容易であると判断したためである。また、繰り返し回数については、昨今の鋼製橋脚を対象とする繰り返し載荷実験との整合性を考慮したためである。

表-3には、実験における計測項目を示す。計測は載荷目標値に到達した直後におこない、計測中は水平アクチュエータはその時点のストロークに保持する。

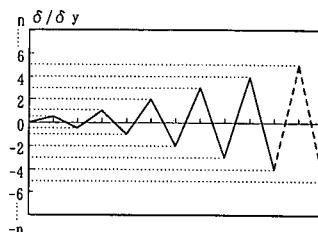


図-3 繰り返し載荷実験時載荷ステップ

表-3 計測項目

部 位	項 目
アクチュエータ	荷重・ストローク
アンカーボルト	ひずみ・伸び
アンカービーム	ひずみ
脚柱・ベースプレート	変位
フーチングコンクリート	変位・クラック進展状況

3 実験結果

(1) M-θ関係

実験により得られたアンカー部の基部モーメント M とアンカー部の相対回転角 θ の関係を、基準降伏変位時の基部モーメント M_v と相対回転角 θ_v で無次元化

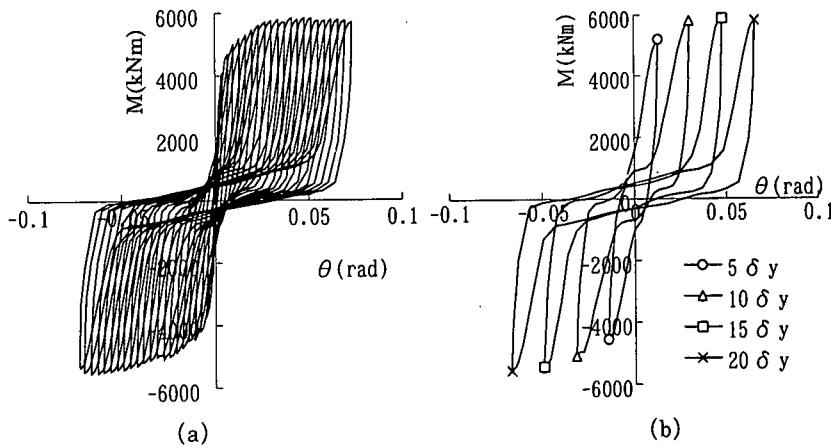


図-4 繰り返し載荷時の基部モーメント-相対回転角曲線

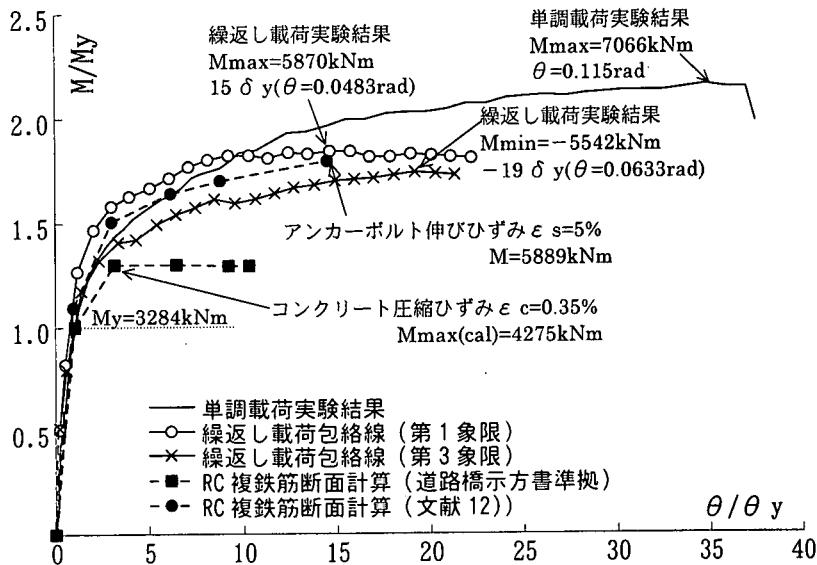


図-5 基部モーメント-相対回転角曲線

して図-4に示す。

図では全履歴ループを(a)に、代表的なループ形状を(b)にそれぞれ示している。また、図-5には図-4に示した各履歴ループの包絡線を文献12)での単調載荷実験結果のM-θ関係と比較して示す。

履歴ループ形状は、図-4に示すように、変位の小さい段階では紡錘型の復元力特性を示すが、水平荷重載荷点での水平変位 $\delta=\pm 5\delta_y$ 程度を境に、アンカーボルトの塑性変形により、徐々に鉄筋コンクリート柱と同様なスリップ型の復元力特性を示す。なお、この傾向は報告されている円形断面橋脚アンカーボルトの復元力特性⁴⁾とも定性的に一致する。繰り返し載荷時の最大基部モーメントは $\delta=+15\delta_y$ ($\theta=0.0483\text{rad}$)、最小基部モーメントは $\delta=-19\delta_y$ ($\theta=0.0633\text{rad}$)

で発生し、その絶対値は図-5に示すように、単調載荷時における最大基部モーメントと比較して約20%低下する。包絡線形状では、基準降伏回転角 θ_y ($\theta_y=0.0033\text{rad}$)までの初期剛性が単調載荷実験結果および基準降伏変位を算定したRC複鉄筋断面計算結果と比較して若干大きい。しかし、その後 $\theta/\theta_y=5$ 程度以降は単調載荷実験結果に比べて剛性が急激に低下する。ただし、最大(小)荷重到達後も著しい基部モーメントの低下は見られず、実験を終了した試験機のストローク限界である22 δ_y 時点においても、最大(小)基部モーメントに対する低下率は2%程度である。

繰り返し載荷条件下における $\theta/\theta_y=5$ 程度以降の急激な剛性的低下は、後述の(2),(3)に示す繰り返し載荷によるアンカーボルトの塑性化の進展、および脚

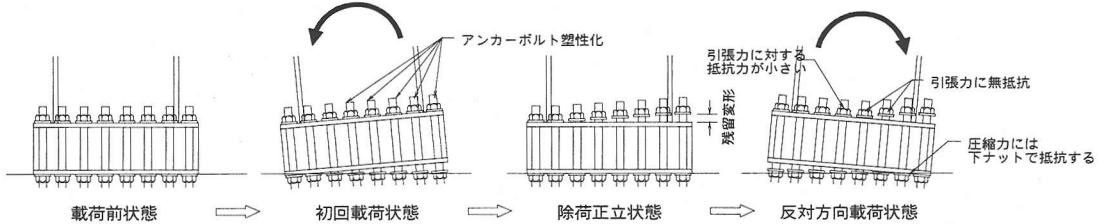


図-6 アンカーボルトの残留変形による影響

柱基部コンクリートの圧壊やフーチングコンクリートのひび割れなどの発生に起因するものと考えられる。

なお、図-5には、道路橋示方書および文献12)に示したRC複鉄筋断面モデルによる単調増加モーメント下での計算結果を併せて示している。試算した文献12)のモデルでは、複鉄筋の仮定断面位置を脚柱下ベースプレートと上アンカービーム中間点とし、アンカーボルト鋼材の降伏後の2次剛性をバイリニア曲線で近似した材料構成則を用いている。

図-5に示すこれら計算結果のうち、道路橋示方書に準拠したRC複鉄筋モデルによる算定値は、基準降伏変位までの範囲では包絡線にほぼ一致するものの、 $M=4275\text{kNm}$ 以降は基部モーメントの増加がないため、算定値は包絡線に対して安全側の結果を示す。文献12)のRC複鉄筋モデルでは、試算した引張側外縁アンカーボルトの軸ひずみが5%となる範囲では、全般的に包絡線の平均値と良く一致した結果を示す。

(2) アンカーボルトの変形とひずみ履歴

単調載荷条件下と比べて繰り返し載荷時のアンカーボルトの剛性および耐力が低下するのは、アンカーボルトの塑性化の進展が原因のひとつに挙げられるのは前述したが、その機構は図-6のように考えられる。

図に示すように、アンカーボルトに残留変形を生じさせる回転変形を受けた場合、それ以後反対方向で同程度の回転変位を受けても、中立軸近傍のアンカーボルトは、その残留変形により基部モーメントにより生ずる引張力に対して十分抵抗しない状態となる。写真-1に示す繰り返し載荷実験での $\delta=+200\text{mm}$ ($+20\delta_y$ 変位振幅時の最大変位)時の側面アンカーボルトの状況では、併せて示す文献12)での単調載荷実験の同一水平変位時状況と比較して、少なくとも図左側の4本のアンカーボルトに関しては、脚柱上ベースプレートとナットが離間しており、引張力に対して抵抗していない。図-7には、繰り返し載荷実験時のアンカーボルトのひずみ履歴と基部モーメントの関係を示す。図-7(a), (b)に示す1, 2列目のアンカーボルトについては早期にひずみゲージが損壊しているため考察できないが、図-7(c), (d)に示す3列目, 4列目の

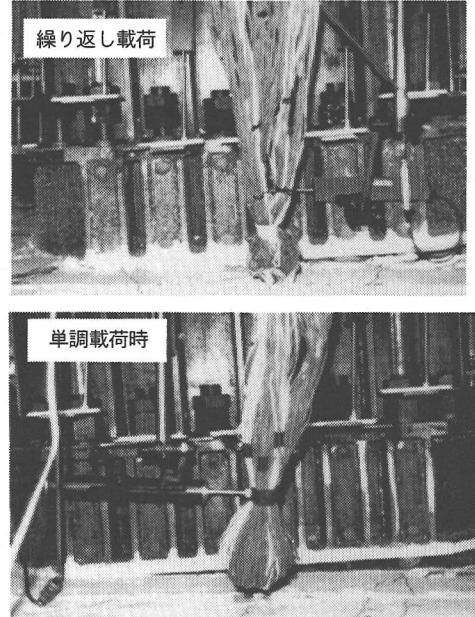


写真-1 アンカーボルト変形状況($\delta=+200\text{mm}$ 時)

アンカーボルトでは、 $\pm 12\delta_y$ の履歴ループ以降の基部モーメント $M=-1000\text{kNm}$ 以下の範囲においてひずみの変化がほとんどなく、基部モーメントの増加に対して無抵抗の状態であることを示す。

(3) フーチングコンクリートのひび割れ状況

繰り返し載荷実験時の水平荷重載荷位置での水平変位 δ の増加に伴う脚柱ベースプレート部コンクリートの状況を写真-2に示す。また、図-8には、フーチングコンクリート天端のひび割れ進展状況を、単調載荷実験での同一水平変位時の状況と比較して示す。

実験中の観察によれば写真-2①に示す $\delta=+20\text{mm}$ ($2\delta_y$)時、アンカーボルトに引張力が作用する側のベースプレート縁端面で、フーチングとベースプレートとの微細な離間が確認された。その後 δ の増加に伴い、アンカーボルトに引張力が作用する側のベースプレート縁端面とフーチングとの隙間は拡大し、反対の圧縮力が作用する側のベースプレート縁端面は、フー

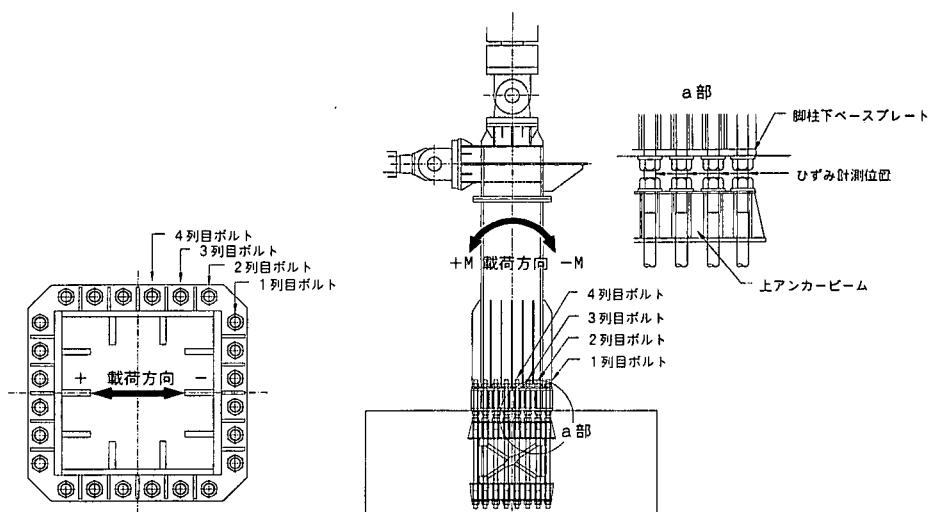
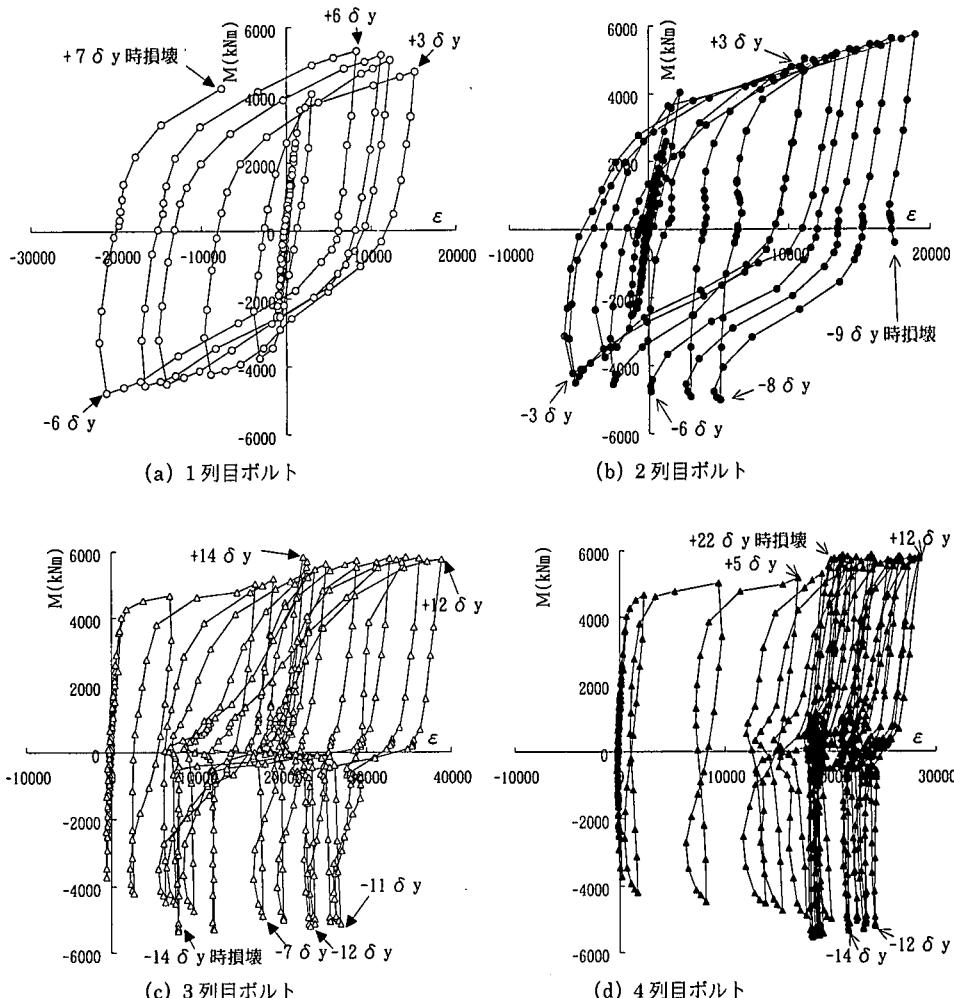
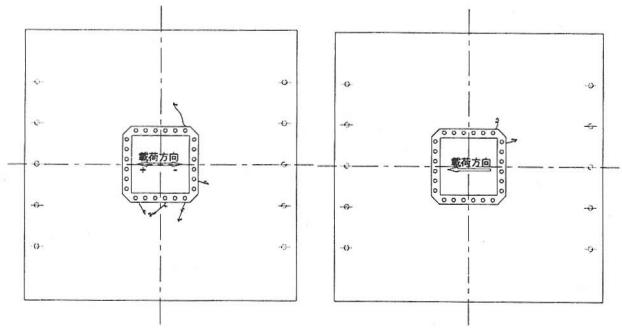
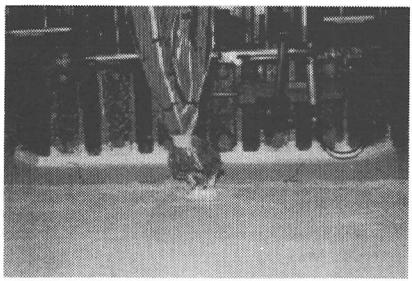
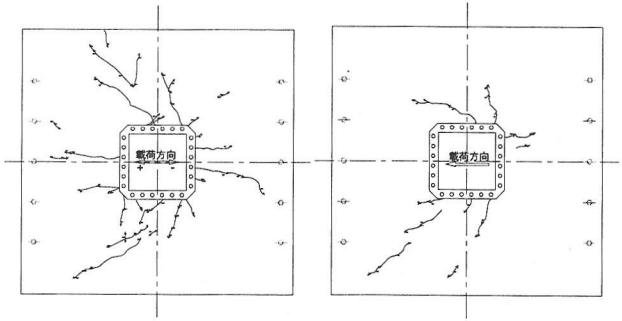
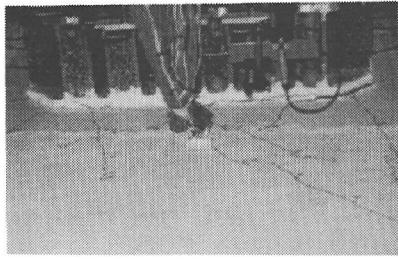


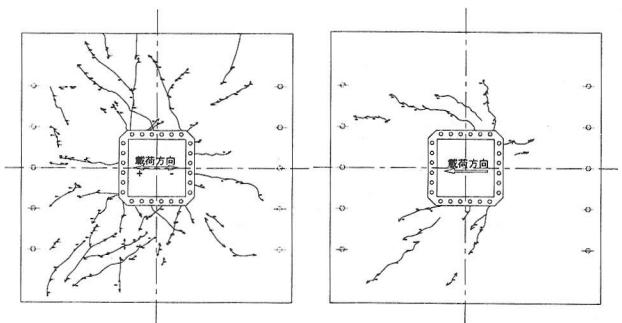
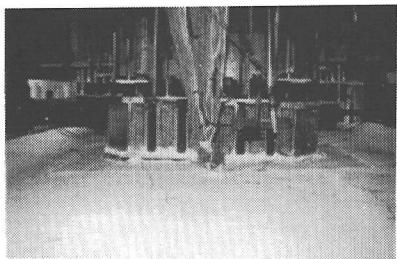
図-7 アンカーボルトのひずみ-基部モーメント関係



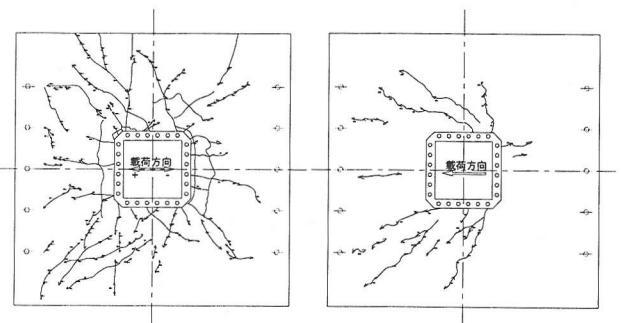
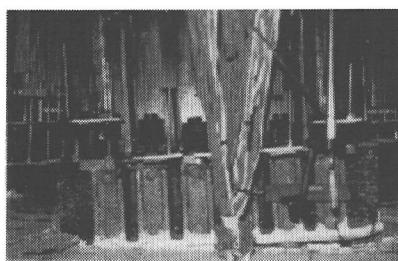
① $\delta = +20\text{mm}$ ($\theta = 0.0039\text{rad}$)



② $\delta = +70\text{mm}$ ($\theta = 0.0201\text{rad}$)



③ $\delta = -150\text{mm}$ ($\theta = 0.0493\text{rad}$)



④ $\delta = +220\text{mm}$ ($\theta = 0.0734\text{rad}$)
(繰り返し載荷実験)

(単調載荷実験)

写真-2 脚柱基部状況（繰り返し載荷実験）

図-8 フーチングコンクリート天端ひび割れ状況

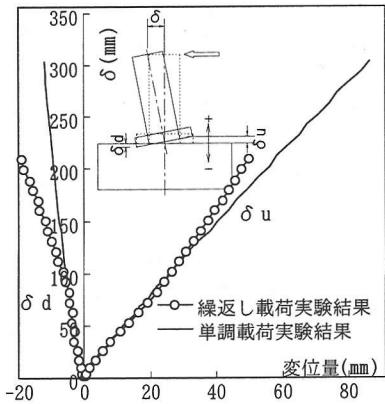


図-9 橋脚頭部水平変位量とベースプレート縁鉛直変位量

チングに沈み込む形となる。フーチング天端のコンクリートひび割れ状況は、単調載荷実験結果と比較して、位置、方向などの傾向は一致しているが、繰り返し載荷時の方がひび割れ数が多く進展も早い。ベースプレート端部の鉛直変位量について、繰り返し載荷時の包絡線を単調載荷実験結果に比較して図-9に示す。図に示すように、水平変位 $\delta=90\text{mm}$ ($9\delta_y$)までの両実験結果はほぼ一致するが、それ以降は、繰り返し載荷実験での圧縮力作用側の沈下量が徐々に大きくなり、アンカーボルトに引張力が作用する側の浮き上がり量は減少する。これは水平変位の繰り返しにより、脚柱ベースプレート下コンクリートの圧壊が促進されることと、写真-3に示す脚柱ベースプレート下のナットの滑りに起因している。脚柱ベースプレート下のナットの滑りに関しては、脚柱ベースプレート下コンクリートの劣化によるナットへの圧縮力の集中と、アンカーボルトが引張り載荷時に受けたねじ部の塑性変形による断面収縮が原因として考えられる。後者については、その具体的な挙動を図-10に示している。すなわち、アンカーボルトに残留伸びを生じさせる引張荷重が作用した場合、脚柱ベースプレート下ナット部のアンカーボルト断面が収縮(図-10(b))し、その後ナット部に圧縮力が作用した時にねじ山が曲げせん断破壊してナットが滑る(図-10(c))様子を示している。

(4) 履歴吸収エネルギー

繰り返し載荷実験で得られた、各履歴ループの履歴吸収エネルギーの推移を図-11に示す。なお、履歴吸収エネルギーの算定は図-12に示す水平荷重載荷点での変位 δ がゼロになる点を起終点として集計している。

図-11に示すように履歴吸収エネルギーは $11\delta_y$ を境に、それまでの増加から一旦減少に変わる。これは $10\delta_y$ 以降、最大変位時の基部モーメントはほとん

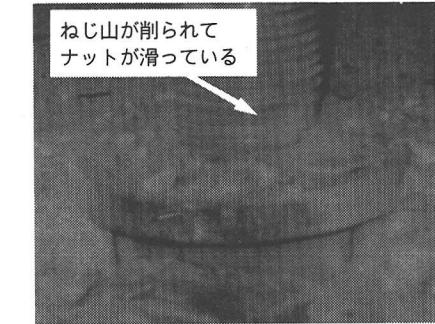
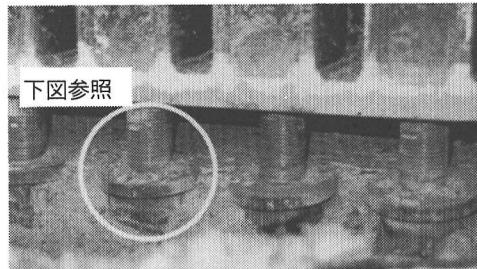


写真-3 脚柱ベースプレート下のナットのすべり

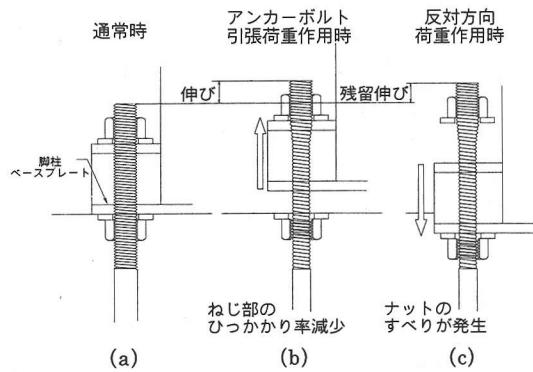


図-10 脚柱ベースプレート下ナットのすべりの発生機構

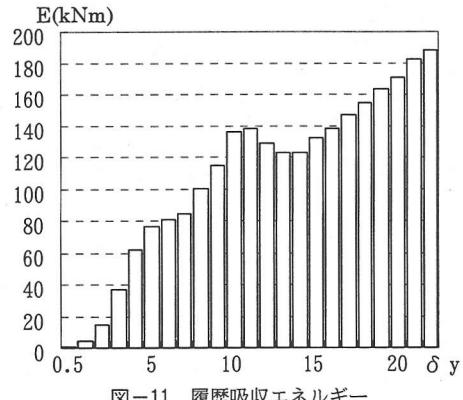


図-11 履歴吸収エネルギー

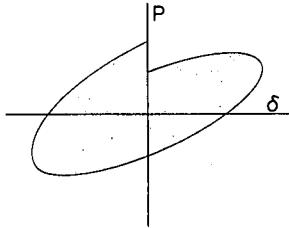


図-12 履歴吸収エネルギー

と増加しないが、図-7で見たように基部モーメントに対して無効なアンカーボルトが生じるため、アンカーボルトの塑性変形による吸収エネルギーが減少するためであると考えられる。その後、履歴吸収エネルギーは $14\delta_y$ 以降で再び増加する。これは、M-θ関係におけるスリップ域の変位範囲の増加によるものであり、脚柱に作用する鉛直荷重によりスリップ域でも一定の剛性を保持するため、 δ の増加に比例した一定の増分を示す。

4. 繰り返し載荷条件下的復元力モデルの定式化

繰り返し荷重を受けるアンカーボルトの復元力モデルの定式化手法については、円形断面橋脚での復元力モデルとともに既に文献6)にまとめられている。本報告でもこの手法に則り、矩形断面橋脚アンカーボルトの復元力モデルの定式化をおこなう。

(1) スケルトンカーブ

実験より得られた、繰り返し荷重履歴による劣化特性については、これまで見たように、アンカーボルト構成部材の劣化挙動が複雑に関与する。そのためこれを理論的に定式化するためには複雑なモデル化が必要となる。そこで、文献6)ではアンカーボルトの挙動をマクロ的に捉え、実験もしくは解析により得られる単調載荷条件でのM-θ曲線に、繰り返し載荷実験での低減率を乗じてスケルトンカーブを定義する手法を提示している。ここでもこの手法に則り、文献12)での単調載荷実験結果と本報告での繰り返し載荷実験の包絡線から低減率分布の近似式を作成する。

低減率の定義を式(1)に示す。

$$\delta m = \frac{\text{単調載荷時のモーメント} - \text{繰り返し載荷包絡線のモーメント}}{\text{単調載荷時のモーメント}}$$

(1)

定式化に先立ち、より一般的な算定式を定義するため、道路橋示方書に準拠したRC複鉄筋断面計算によ

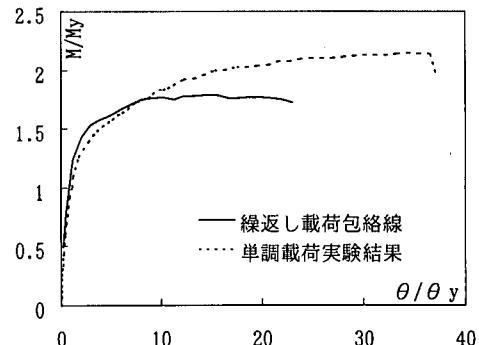


図-13 M-θ曲線（無次元表示）

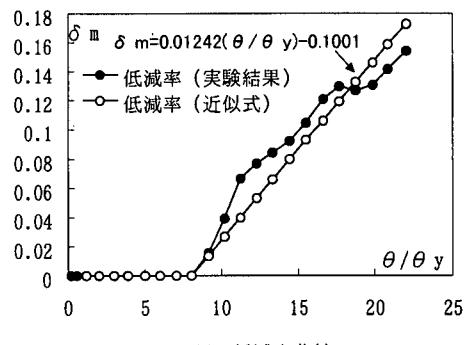


図-14 低減率曲線

る引張側外縁ボルトの降伏時の基部モーメント M_y および相対回転角 θ_y により実験結果を無次元化する。図-13は無次元化された単調載荷条件下的M-θ曲線と繰り返し載荷時の包絡線を、図-14は式(1)による低減率曲線を示す。なお、式(1)で $\delta m < 0$ の場合は $\delta m = 0$ としている。また図-14では、モーメントの低減率を基準化した相対回転角の1次関数として最小自乗法で近似した結果を併せて示している。

(2) 履歴ループ

ここでも一般的な定義とするため、実験データをその着目履歴での最大モーメント M_i と最大相対回転角 θ_i にて無次元化⁶⁾して基準化ループを表す。

この基準化ループを (θ/θ_y) の8次関数で式(2)のように近似する。式の下添字 i は履歴ループの番号を示し、式(2-a)が基準化ループの上部曲線、式(2-b)が下部曲線を表す。

式(2)に示すように、基準化ループの上部と下部の曲線は、定義式の偶数次項の係数の符号を変えることで対応している。各履歴ループについて最小自乗法で決定した係数を表-4に示し、また、図-4(b)についての基準化ループを図-15に示す。

表-4 基準化ループ係数表

	ai=	bi=	ci=	di=	ei=	fi=	gi=	hi=	ki=
0.22θy(0.5δy)	0	0	0	0.377	-0.360	-0.603	0.234	1.226	0.126
0.54θy(1δy)	0	0	0	-0.105	-0.540	0.439	0.340	0.665	0.200
1.16θy(2δy)	0	0	0	0.187	-0.696	0.090	0.490	0.724	0.206
2.03θy(3δy)	0	0	0	0.422	-0.887	-0.175	0.619	0.752	0.268
2.97θy(4δy)	0	0	0	0.456	-0.868	-0.147	0.580	0.691	0.288
3.90θy(5δy)	0	0	0	0.816	-1.115	-0.597	0.907	0.781	0.208
5.00θy(6δy)	0	0	0	0.671	-1.255	-0.297	1.139	0.626	0.116
6.00θy(7δy)	0	0	-1.472	0.480	1.124	0.107	0.232	0.412	0.116
7.03θy(8δy)	0	1.355	-1.855	-1.944	1.779	1.381	-0.048	0.209	0.125
8.06θy(9δy)	0	1.780	-2.419	-2.578	2.636	1.630	-0.353	0.168	0.136
9.12θy(10δy)	0	2.147	-2.686	-3.052	2.997	1.760	-0.460	0.146	0.149
10.21θy(11δy)	-1.682	2.248	0.355	-3.052	1.413	1.684	-0.213	0.120	0.127
11.25θy(12δy)	-4.221	1.068	5.176	-0.768	-1.103	0.546	0.036	0.154	0.112
12.32θy(13δy)	-5.702	0.546	8.234	0.378	-2.936	-0.115	0.317	0.190	0.087
13.32θy(14δy)	-6.487	0.864	9.856	-0.047	-3.882	0.048	0.430	0.135	0.082
14.45θy(15δy)	-6.934	0.908	10.660	-0.092	-4.308	0.058	0.506	0.126	0.076
15.53θy(16δy)	-7.412	1.142	11.620	-0.380	-4.846	0.128	0.558	0.111	0.080
16.59θy(17δy)	-8.077	1.335	12.999	-0.603	-5.725	0.143	0.733	0.125	0.070
17.68θy(18δy)	-8.681	1.911	14.211	-1.518	-6.459	0.522	0.859	0.084	0.070
18.75θy(19δy)	-8.810	2.027	14.731	-1.577	-7.009	0.439	1.029	0.111	0.059
19.80θy(20δy)	-9.335	2.160	15.834	-1.776	-7.739	0.512	1.186	0.105	0.054
20.83θy(21δy)	-9.828	2.519	16.824	-2.340	-8.339	0.736	1.290	0.085	0.053

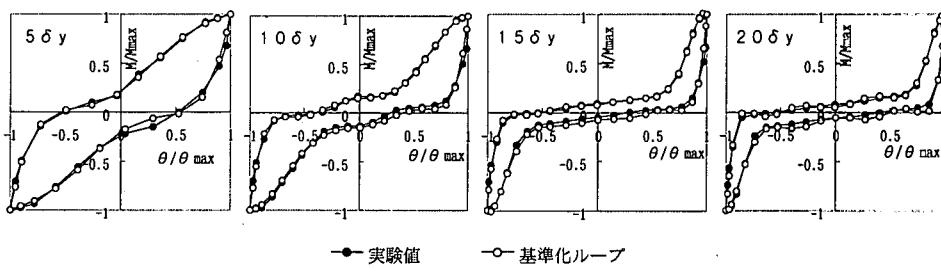


図-15 基準化ループ

$$f_i(\theta / \theta_i) = a_i(\theta / \theta_i)^8 + b_i(\theta / \theta_i)^7 + c_i(\theta / \theta_i)^6 + d_i(\theta / \theta_i)^5 + e_i(\theta / \theta_i)^4 + f_i(\theta / \theta_i)^3 + g_i(\theta / \theta_i)^2 + h_i(\theta / \theta_i) + k_i \quad (2-a)$$

$$f_i(\theta / \theta_i) = -a_i(\theta / \theta_i)^8 + b_i(\theta / \theta_i)^7 - c_i(\theta / \theta_i)^6 + d_i(\theta / \theta_i)^5 - e_i(\theta / \theta_i)^4 + f_i(\theta / \theta_i)^3 - g_i(\theta / \theta_i)^2 + h_i(\theta / \theta_i) - k_i \quad (2-b)$$

なお、ここで基準化したループは実験での離散的な振幅におけるデータであるため、動的応答解析などが必要となる任意の振幅の履歴挙動を表すためには、基準化ループを基にした補間が必要となる。補間の手法については、文献 6) で詳細に解説されているため、ここでは割愛する。

5. まとめ

矩形断面橋脚アンカ一部の繰り返し載荷条件下での力学挙動特性を明解するため、大型模型による載荷実験を実施した。また、繰り返し載荷条件下でのアンカ一部の復元力特性について、文献 6) のマクロ的な評価手法に準じた定式化をおこなった。本研究で得られた結果をまとめて以下に示す。

大型模型実験では以下の挙動特性が確認された。

- ①. 繰り返し載荷条件下での最大基部モーメントは、単調載荷条件下での最大基部モーメントに比較して約 20% 低下する。
- ②. 今回実験した基準降伏変位 δ_y の 22 倍までの変位履歴範囲では、アンカーボルトの破断などによる急激な荷重の低下ではなく、最大基部モーメントが発現

して以降も包絡線はほぼ一定の安定した基部モーメントを示す。

- ③. 履歴ループは $5 \delta_y$ 程度を境に、それまでの紡錘型からアンカーボルトの塑性変形により徐々にスリップ型に移行する。また、履歴吸収エネルギーは、基部モーメントが増加する $10 \delta_y$ 程度までは増加するが、基部モーメントの増加が鈍化し、スリップ域の変位範囲が広がる $12 \sim 14 \delta_y$ で一旦減少する。 $15 \delta_y$ 以降は変位の増加分だけスリップ域が増加し、履歴吸収エネルギーも再び増加する。
- ④. 交番する繰り返し載荷条件下では、アンカーボルトの残留変形により、中立軸近傍に荷重に対して有效地に作用しないアンカーボルトが発生する。
- ⑤. 脚柱ベースプレートのフーチングコンクリートへの沈下量は、 $9 \delta_y$ 以降の変位振幅範囲において、単調載荷条件下に比べて大きくなる。
- ⑥. 文献 12) の RC 複鉄筋断面モデルによる単調載荷曲線は、引張側外縁アンカーボルトの最大軸ひずみが 5% となる範囲では全般的に包絡線の平均値と良く一致した。

以上、本研究により、アンカ一部の繰り返し荷重下の力学特性に関する基礎資料を得ることができた。しかしながら、コンクリートと鋼材の複合構造であるアンカ一部の挙動は、アンカーボルトの塑性変形およびフーチングコンクリートの劣化などが複雑に起因している。そのため構成材料の強度比、断面構成比が変化することにより、全体的な劣化挙動も複雑に変化することが考えられる。よって、より汎用性をもつ復元力モデルを設定するには、今後とも実験データの収集と分析が不可欠であると考える。

謝辞：本研究にあって、「首都高速道路の橋梁に関する調査研究委員会」の藤野陽三委員長（東京大学工学部教授）をはじめ各委員のみなさまのご指導を頂くとともに、岐阜工業高等専門学校 宮下敏先生のご指導を頂きましたことに深く謝意を表します。

補遺

基準降伏変位の算定方法

図-補 1 に示す道路橋示方書に準じた RC 複鉄筋断面計算により、設計鉛直荷重下で引張側外縁アンカーボルトのひずみが降伏ひずみ ε_y となる作用モーメント時の中立軸位置 x を算定する。

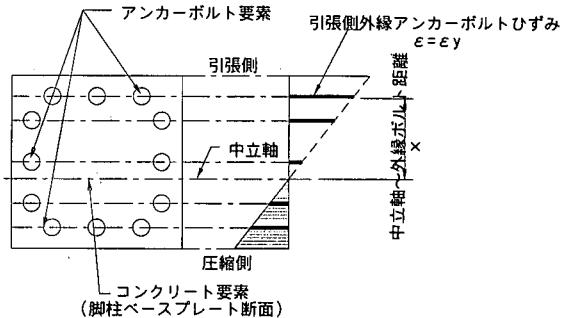


図-補 1 RC 複鉄筋断面計算

ここに、仮想する鉄筋コンクリート断面は、脚柱ベースプレートに等しい断面とし、アンカーボルトを鉄筋に置き換えたものとする。また、降伏ひずみ等の材料特性値は材料試験結果に基づき設定する。つぎに、杭方式モデルにおける引張側アンカーボルトの有効長 L （脚柱上ベースプレート上端～下アンカーピーム下端）に降伏ひずみ ε_y を乗じて引張側外縁アンカーボルトの伸び量とし、式(補.1)により回転角 θ_y を算定する。

$$\theta_y = \frac{L \cdot \varepsilon_y}{x} \quad (\text{補.1})$$

この回転角 θ_y にフーチングコンクリート天端からの水平荷重載荷高さを乗じて基準降伏変位量 δ_y とした。なお、実験での水平変位 δ は、アンカ一部の相対回転角 θ による水平変位と脚柱の変形による水平変位の和となっている。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.12.
- 2) 西沢紀昭, 玉置脩, 山内博, 小寺重郎：道路橋脚アンカ一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.
- 3) 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一部の破壊機構と補修方法, 橋梁と基礎, Vol.19, No.10, pp.18-26, 1985.
- 4) 後藤芳顕, 日比幸一, 上條崇, 藤原英之, 小畠誠：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, 1995.3.
- 5) 後藤芳顕, 上條崇, 藤原英之, 小畠誠：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, 1996.3.
- 6) 後藤芳顕, 宮下敏, 上條崇, 藤原英之：繰返し荷重を受

- ける鋼製橋脚アンカ一部の挙動とモデル化, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.105-123, 1997.4.
- 7) 宮下敏, 後藤芳顯, 藤原英之, 上條崇: アンカ一部の挙動を考慮した構成橋脚の地震時終局挙動の特性, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.393-400, 1997.1.
- 8) 宮下敏, 後藤芳顯, 藤原英之, 上條崇: アンカ一部の挙動を考慮した構成橋脚の地震時終局挙動と耐震設計, 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, 1997.5.
- 9) 首都高速道路公団: 鋼構造物設計基準, 1992.
- 10) 名古屋高速道路公社: 鋼構造物設計基準, 1987.
- 11) 阪神高速道路公団: 設計基準第2部, 鋼構造設計基準(橋梁編), 1990.
- 12) 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一部の終局挙動とモデル化, 土木学会論文集, No.612/I-46, 1999.1.
- 13) ECCS: Recommended Testing Procedure for Assessing The Behavior of Structural Steel Elements under Cyclic Loads, 1986.

(1998.5.27 受付)

ULTIMATE BEHAVIOR OF RECTANGULAR STEEL PIER BASE-TO-FOOTING CONNECTIONS UNDER CYCLIC LOAD

Hitoshi TAJIMA, Hisamitsu HANNO, Hideyuki FUJIWARA and Yoshiaki GOTO

A cyclic loading test was performed on a 1/3 scale model of a rectangular steel pier base-to-footing connection. From the experimental results, the maximum pier base moment and the corresponding rotational angle under cyclic loads decrease by 20% and 60%, respectively, compared with the results under monotonic loading. In the post peak range, however, the moment drop is small and the connection exhibits a stable behavior under cyclic loading. Based on the hysteretic behavior obtained by the experiment, a hysteretic model for a rectangular pier base connection was presented, following the procedure proposed by Goto et al.