

縁端距離の短い杭方式による鋼製橋脚アンカー部の繰り返し載荷実験

Cyclic Loading Test on Steel Pier Base-to-Footing Connections with Small Edge Distance

後藤芳顕¹・上條崇²・藤原英之³・小畑誠⁴

Yoshiaki GOTO, Takashi KAMIJO, Hideyuki FUJIWARA and Makoto OBATA

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 名古屋市昭和区御器所町)²正会員 工修 住友金属工業(株) エンジニアリング事業本部 (〒314-02 茨城県鹿島郡波崎町砂山 16)³正会員 トビー工業(株) 鉄構事業部 (〒102 東京都千代田区四番町 5-9)⁴正会員 Ph.D. 名古屋工業大学助教授 工学部社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)

In urban areas, the sizes as well as the location of concrete footing are severely restricted. Therefore, it often happens that the anchor beams for steel bridge piers have to be embedded in a concrete footing with small edge distance. For the anchorage system of this type, the concrete footing is reinforced in order to secure the pull-out strength of the anchor beams. However, the validity of this reinforcement under seismic loading is not fully examined. Herein, we carried out monotonic and cyclic loading tests on a pier base-to-footing connection with small edge distance in order to investigate its ultimate behavior in comparison with the connection with enough edge distance. Under monotonic loading, it was observed that the present reinforcement method for the connection with small edge distance will give an ultimate behavior almost comparable to those of the connection with enough edge distance. However, under cyclic loading, the connection with small edge distance deteriorates considerably in terms of its load carrying capacity.

Key Words: column base, cyclic loading, steel structure, seismic design

1. まえがき

都市内高速道路橋では、近接構造物や地下埋設物などの制約を受けることが多く、しばしば、橋脚を定着するためのフーチングの縁端距離が短くなることもある。このような場合、鋼製橋脚柱のアンカー部ではフーチングコンクリート内に十分なせん断抵抗面をとることができなくなり、アンカービームの押し抜きまたは引き抜きに対するフーチングコンクリートのせん断耐力が不足するので、一般にフーチングコンクリート内にせん断補強筋を配置することで対応している。このような縁端距離の短いアンカー部については、秋元らにより単調載荷時の挙動が検討されている¹⁾。しかしながら、縁端距離の短いアンカー部が通常のアンカー部と同様の耐震性能を有しているか否かについては必ずしも十分には明らかにされていないのが現状である。

著者らはこれまで、一連の実験的研究を行いアンカー部の力学特性について検討を続けてきた。さらに、アンカー部の力学挙動を表現する力学モデルの提示も行っている^{2)~4)}。ここでは、縁端距離の短い場合を対象に載荷実験を行い、これまで得られた知見と合わせて、縁端距

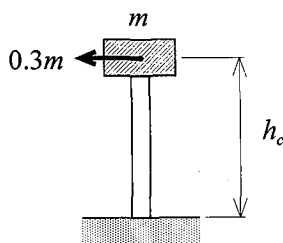
離の短いアンカー部の基本的な力学挙動を明らかにする。

2. 載荷実験

(1) 実験の概要

本実験は、鋼製橋脚のフーチングコンクリートへの定着方法として一般的に用いられる形式である杭方式^{5), 6)}による鋼脚柱アンカー部を対象としている。杭方式の設計法はアンカー部に作用する圧縮力および引張り力に対してアンカーボルトのみで抵抗するとして設計を行う方法である。このとき、脚柱ベースプレート下面からフーチングコンクリートへの圧縮力の伝達を無視するので、通常安全側の設計モデルとなっている。

縁端距離の十分な杭方式によるアンカー部の載荷実験については文献 2), 3) に示すように既に実施しているので、ここではせん断補強された縁端距離の短いアンカー部に対して、載荷実験を実施する。本実験では縁端距離の十分な場合と同様に、実構造に対し約 1/5 の縮尺率を持つ円形断面鋼脚柱のアンカー部の模型を 2 体作製し、一定軸力とともに繰り返し曲げモーメントを作用させた場合と、曲げモーメントを単調増加させた場合の実験を行う。



図—1 鋼製橋脚の設計モデル

以上の縁端距離の短いアンカー部に対する実験結果を既に実施した通常のアンカー部に対する実験結果と比較することにより挙動特性を明らかにする。

(2) 供試体

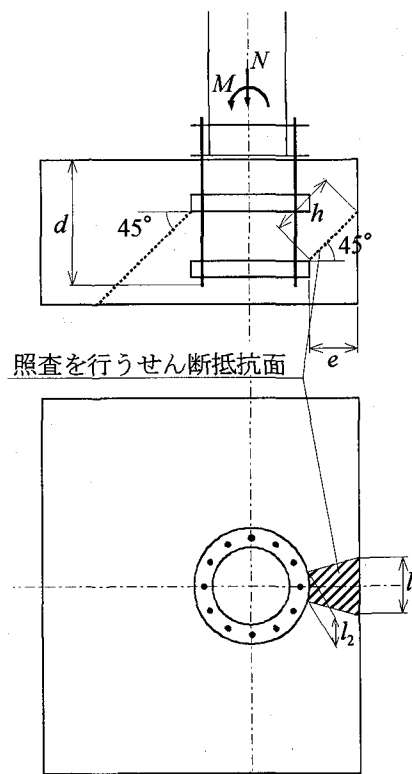
アンカー部の構造としては、実構造を約 1/5 に縮尺することで、アンカーボルト配置、アンカーボルト径、ベースプレート直径、アンカーフレーム直径と埋め込み位置、フーチング厚を決定した。なお、アンカーボルト本数については、縮尺モデルの構造上の制約から実構造に比べ少なくなっている。

次に、設計荷重として図—1 のようなモデルを考え、圧縮側縁端アンカーボルトの応力が許容応力度となるアンカー部の許容限界曲げモーメントおよび軸力を杭方式の計算方法^{5), 6)}により算定し、この荷重値に対して、アンカービーム板厚、ベースプレート板厚を杭方式の設計手順に従い決定した。これらの寸法諸元はすでに載荷実験を実施した縁端距離の十分な杭方式によるアンカー部と同じである。現行の震度法では、地震時の荷重の組み合わせに対しては許容応力度を 1.5 倍に割り増して設計を行う。割り増しを考慮した場合、本供試体では、軸力 $P=343\text{kN}$ 、アンカー部モーメント $M=196\text{kN}\cdot\text{m}$ の設計荷重となり、図—1 のモデルにおいて柱高さ $h_c=1.9\text{m}$ (実高: 9.5m) に対応している。なお、アンカーボルトねじ部の断面積は有効径とねじ部の谷径の平均値を用いて評価⁶⁾している。

供試体のフーチングコンクリートの縁端距離およびせん断補強筋の鉄筋量は以下の方法により決定した。

まず、縁端距離の短いアンカー部の施工例 (3 例) を参考に、図—2 に示す下アンカービーム端部からフーチングコンクリート縁端面までの距離 e (縁端距離) と下アンカービーム埋め込み深さ d の比を $e/d=0.5$ として、フーチングの縁端距離を決定した。図—2 のようなせん断抵抗面を考える場合、フーチング縁端距離が減少し $e < d$ になると、せん断抵抗面の面積が減少するので、コンクリートのせん断応力が許容値を超える場合にはせん断補強が必要となる。なお、 $e/d < 1$ の場合 e/d の値によりアンカー部の挙動は異なることが予想されるが、本研究では上記のように調査した 3 例の平均値として $e/d=0.5$ とした。

せん断補強筋量は以下のようにして求めた。コンクリートのせん断応力度 τ' を



図—2 せん断抵抗面

$$\tau' = \frac{P'}{h \cdot \frac{l_1 + l_2}{2}} \quad (1)$$

として計算⁷⁾し、この τ' が

$$\tau' \leq \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \tau_a \quad (2)$$

を満たすようにせん断補強筋の必要鉄筋量 A_s を求めた。ただし、

$$P' = P - A_s \cdot \alpha \cdot \sigma_{sa} \quad (3)$$

ここに、

- P : 縁端部アンカーボルト 1 本あたりの軸力
- A_s : 必要鉄筋量
- α : 地震時の許容応力度の割り増し係数 (=1.5)
- σ_{sa} : せん断補強筋の許容応力度
- τ_a : コンクリートの許容押し抜きせん断応力度⁸⁾

なお、せん断補強筋鉄筋量の計算過程については補遺に示す。

「コンクリート構造物設計基準 (名古屋高速道路公社)」⁷⁾や「復旧指針」⁹⁾ではコンクリートの許容押し抜きせん断応力度に対しては割り増しを行わないとしているが、ここでは供試体の材料強度に対する安全率の整合性を考慮して割り増しを考慮した。

なお、フーチングは曲げ破壊をさけるためにテストベッドに直接設置する方法を採用した。このため、フーチングコンクリートについてはアンカービームの押し抜き破壊については考慮する必要がなく、引き抜きに対しての

表—1 設計条件

設計荷重	軸力 $V=343\text{ kN}$ 曲げモーメント ¹ $M=196\text{ kN}\cdot\text{m}$
コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 20.58\text{ MPa}$
アンカーボルト	S45CN ($\phi 32 \times 12$ 本) 設計ボルト直径=2.66 cm 許容応力度: $\sigma_{sa} = 205.8\text{ MPa}$
鋼脚柱	円形断面鋼脚柱 $\phi 406.4 \times 12.7^1 \times 1550^1\text{ mm}$ STK50 約 1/5 模型相当
アンカービーム	SM490 ($\sigma_{sa} = 186.2\text{ MPa}$)
ベースプレート	SM490 ($\sigma_{sa} = 186.2\text{ MPa}$)
鉄筋	SD295 ($\sigma_{sa} = 176.4\text{ MPa}$)
フーチングコンクリート	$1668 \times 2200 \times 700\text{ mm}$

σ_{ck} : 設計基準強度, σ_{sa} : 許容応力度

表—2 供試体名

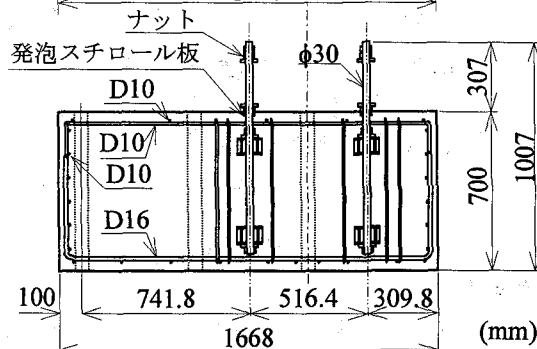
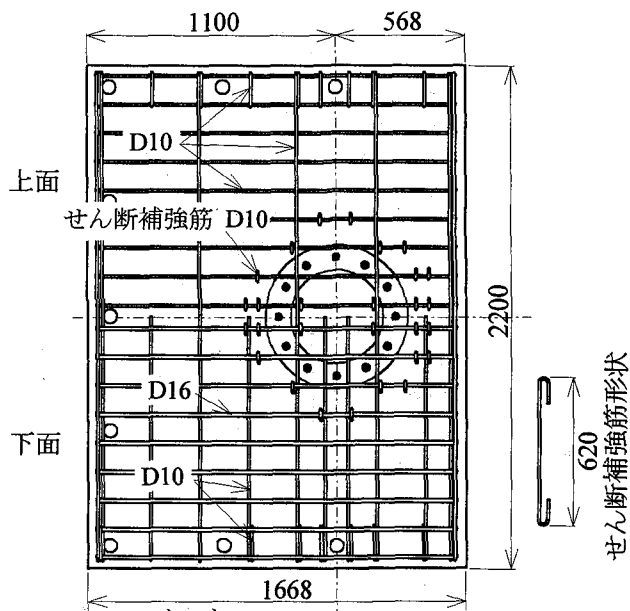
供試体名	縁端距離	载荷方法
KL-M	通常	単調
KL-C	通常	繰り返し
KS-M*	小	単調
KS-C*	小	繰り返し

* 今回実施

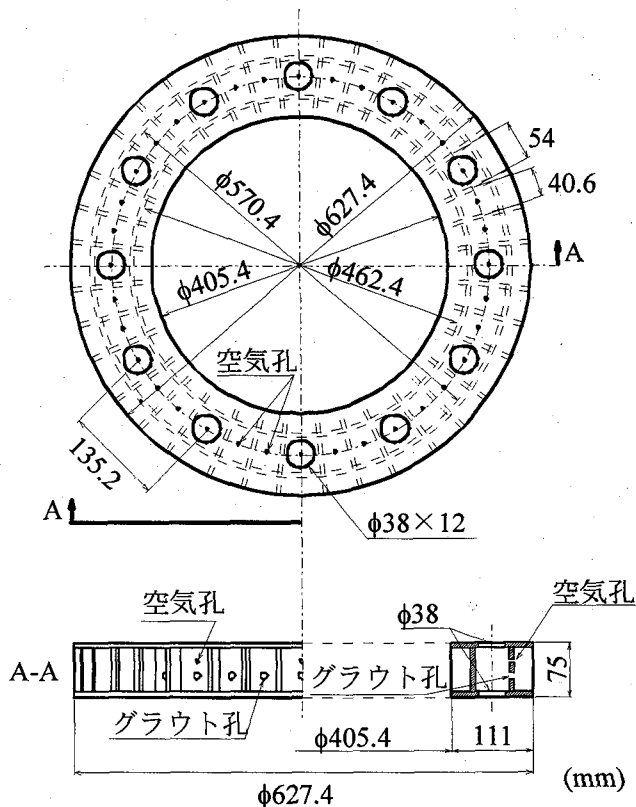
み照査を行った。フーチングコンクリートの主鉄筋および配筋については実質的な設計は行わず、最小鉄筋量をもとに配筋した。また、フーチング端部補強筋は、道路橋示方書⁹⁾の規定を十分満足するように配筋した。

供試体の設計条件を表—1に、実験の供試体シリーズを表—2にまとめている。設計された供試体としてフーチングコンクリートを図—3に、上・下アンカービームを図—4に示す。実験においては、アンカーボルトへのベース部からの軸方向作用力の明確化を計るために、図—3に示すように脚柱ベースプレートを支持するためのナットの下面に厚さ約 10mm の発泡スチロール板を敷き、ナット下面からの押し込み力の散逸を防止している。今回実施した载荷実験に用いた供試体の材料定数を表—3に示す。なお、ベース下モルタルは下ベースプレート下面とフーチングコンクリート上面の間に充填したものである。また、アンカービーム内モルタルおよび上下ベースプレート間のモルタルについては、前者はアンカーフレーム設置時に、後者はベースプレート下モルタルと同時に打設した。

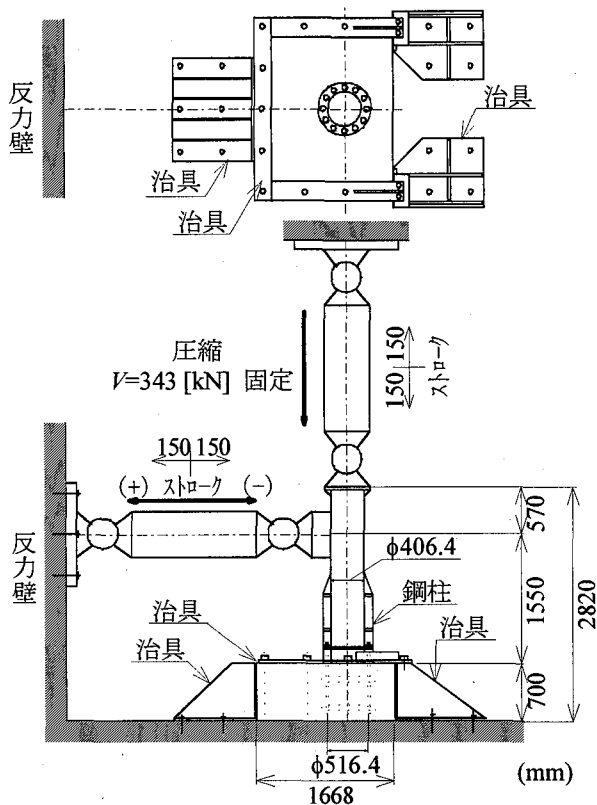
¹ 文献 2), 3)ではアンカーボルト径をねじ部の呼び径で評価しており、 $M=261\text{ kN}\cdot\text{m}$ としたが、本論文では、アンカーボルト径をねじ部の有効径と谷径の平均値で評価したので、 $M=196\text{ kN}\cdot\text{m}$ とした。



図—3 フーチングコンクリート



図—4 アンカービーム



図—5 荷重方法

(3) 荷重方法

供試体の荷重方法は図—5に示すように、上部構造からの死荷重による鉛直荷重 V と地震荷重に相当する水平荷重 H を鋼脚柱に見なした鋼管を介してアンカー部に作用させる方法とする。

a) 単調荷重

鉛直荷重を表—1の設計荷重 $V=343\text{kN}$ に固定し、変位制御でベースプレートの相対回転角を単調増加させる。本実験では縁端距離の短い側で、アンカーボルトに引張り軸力が作用し、下アンカービームに引き抜き力が生じるように、鋼柱の水平荷重荷重点の変位を図—5の左向きに増大させる。

b) 繰り返し荷重

縁端距離が十分な場合と同様に、ECCSの規定¹⁰⁾に従って実験を行う。すなわち、a)の単調荷重実験の結果をもとに弾性限界変位量 δ_y を決定し、軸力を所定の値 $V=343\text{kN}$ まで増加させた後、図—6のように δ_y 以降変位制御で各振幅で3サイクルの繰り返しを行い、振幅を漸増させ破壊に至らしめる。

3. 実験結果と考察

(1) 単調荷重実験

a) M- θ 関係とアンカーボルトの軸力分布

単調荷重実験の結果として、アンカー部に作用するモーメント M とベースプレートの相対回転角 θ の関係 (M - θ 関係) を図—7に、各段階の定着部モーメントに応じたア

表—3 材料定数

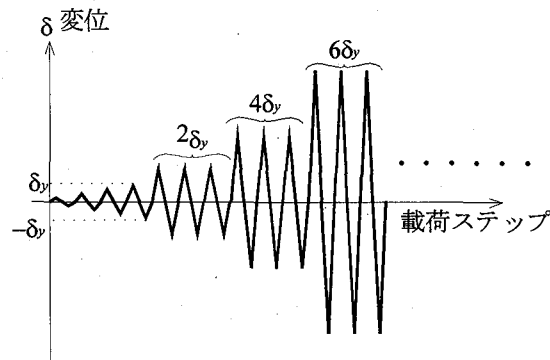
KS-M (単調荷重)

アンカーボルト	$\sigma_{sy} = 387.3 \text{ MPa}$
アンカービーム	$\sigma_{sy} = 313.6 \text{ MPa}^*$
ベースプレート	$\sigma_{sy} = 313.6 \text{ MPa}^*$
フーチングコンクリート	$\sigma_{ck} = 28.74 \text{ MPa}$
ベース下モルタル	$\sigma_{ck} = 31.72 \text{ MPa}$
アンカービーム内モルタル	$\sigma_{ck} = 52.69 \text{ MPa}$

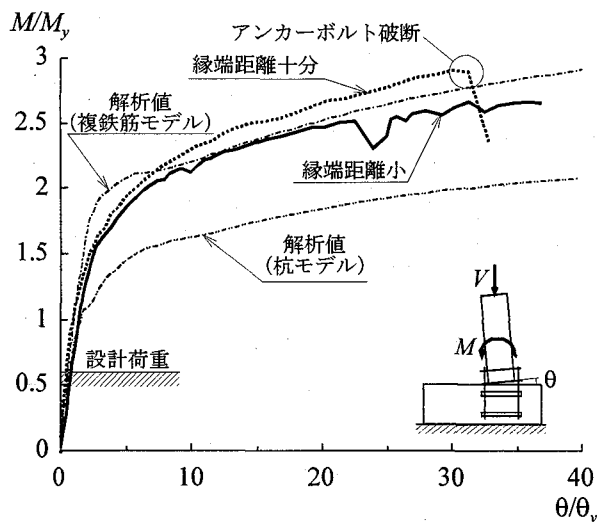
KS-C (繰り返し荷重)

アンカーボルト	$\sigma_{sy} = 387.3 \text{ MPa}$
アンカービーム	$\sigma_{sy} = 313.6 \text{ MPa}^*$
ベースプレート	$\sigma_{sy} = 313.6 \text{ MPa}^*$
フーチングコンクリート	$\sigma_{ck} = 29.48 \text{ MPa}$
ベース下モルタル	$\sigma_{ck} = 47.85 \text{ MPa}$
アンカービーム内モルタル	$\sigma_{ck} = 68.19 \text{ MPa}$

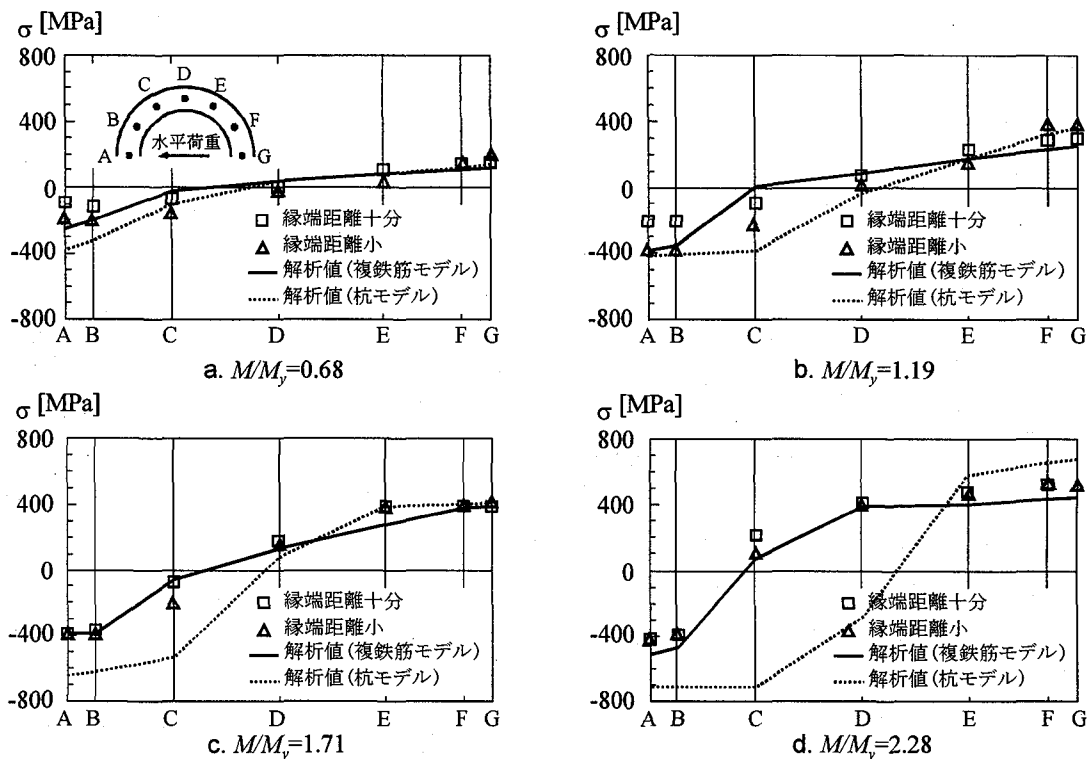
σ_{sy} : 降伏応力度, σ_{ck} : 圧縮強度, *公称値



図—6 繰り返し荷重の変位振幅



図—7 単調荷重時の M- θ 関係



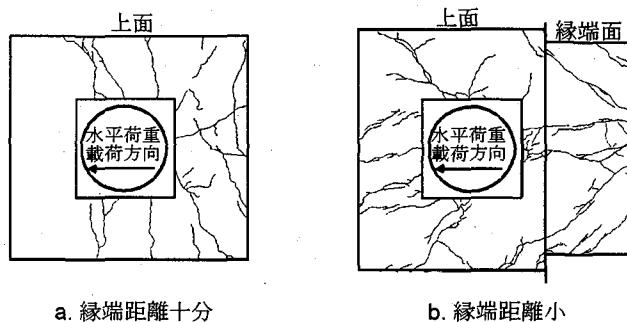
図—8 単調載荷時のアンカーボルト軸応力分布

ンカーボルトの軸応力分布を図—8に示す。これらの図にはフーチング縁端距離が減少することの影響を検討するために、今回行った縁端距離が小さい場合とともに既の実験結果が十分な場合の実験結果²⁾も示す。図—9には単調載荷実験終了後のフーチングのひび割れ状況を示す。

さらに、図—7、8には文献2)、3)の力学モデルによる解析結果もあわせて示す。この力学モデルでは、アンカーボルト、フーチングコンクリートをそれぞれに対応する要素を用いて表すことでアンカー部をモデル化している。ここでは、複鉄筋モデルと杭モデルの2種類のモデルにより解析を行った。複鉄筋モデルは下ベースプレート下面からフーチングコンクリートへの支圧による荷重伝達を考慮したモデルであり、杭モデルはこの支圧を無視したモデルである。このうち杭モデルは杭方式の設計モデルに対応したものである。

なお、これらの力学モデルではフーチング縁端距離の影響は考慮されていない。また、図—7の $M-\theta$ 関係は、供試体ごとのアンカーボルト鋼材の降伏応力、コンクリート強度の差を考慮するため、それぞれの供試体について、材料試験による値を用いて複鉄筋モデルにより計算したアンカーボルトの降伏荷重 M_y およびこのときのベースプレートの回転角 θ_y により正規化している。

まず、図—7の $M-\theta$ 関係から、実験値について縁端距離の大小の結果を比較してみると、縁端距離が短い場合には、縁端距離が十分な場合に比べ荷重が若干低下しており、変形が大きくなるとこの傾向は強くなる。このため、アンカーボルトの破断は生じず、載荷用のアクチュ

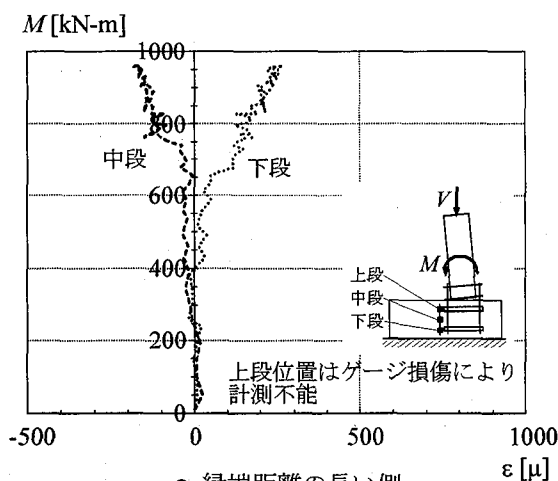


図—9 単調載荷実験のひび割れ状況

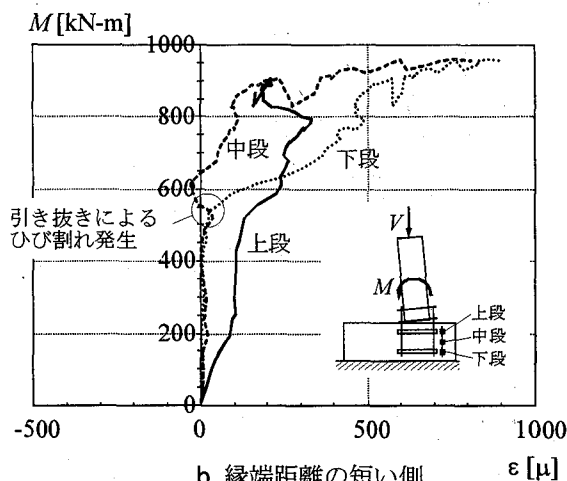
エータのストロークを使い切ったところで実験を終了している。縁端距離が短くなることによる荷重低下量は最大荷重で比較すると約1割程度であり、縁端距離減少の影響が若干認められるが、単調載荷時には縁端距離が最大耐力に与える影響は比較的小さいといえる。また、最大荷重近傍においては縁端距離が短い場合には荷重の上下変動が生じ、やや不安定な挙動を示す。これは、図—9に認められるように、縁端距離の十分な場合に比べて縁端距離が短い場合にはフーチングに生ずるひび割れが多く、フーチングの損傷度が高いためと考えられる。

図—7の解析値については複鉄筋モデルが実験値の耐力、剛性を精度良く表現している。力学モデルにおいては縁端距離の影響は考慮されていないにもかかわらず、実験値と複鉄筋モデルとが良く一致することから、単調載荷時には縁端距離の短いアンカー部においても縁端距離の十分な場合と同様にその終局挙動に対してアンカーボルトの材料非線形挙動が支配的であるといえる。

つぎに、図—8よりアンカーボルトの軸応力分布につ



a. 縁端距離の長い側



b. 縁端距離の短い側

図—10 単調載荷時のアンカー部曲げモーメントとせん断補強筋の軸ひずみの関係

いては、縁端距離の大小に関わらず、定着部モーメントのレベルに応じてほぼ同様の値を示しており、縁端距離の影響は認められない。したがって、アンカーボルトの軸力分布は縁端距離が十分な場合³⁾と同様、杭モデルより複鉄筋モデルが実験値とよく一致している。

b) せん断補強筋の効果

せん断補強筋の効果を検討するために、図—10 にアンカー部の曲げモーメントとせん断補強筋の軸ひずみの関係を示す。図—10aの縁端距離が長い側のせん断補強筋では、アンカー部のモーメントが増大しても、せん断補強筋の軸ひずみは急増しない。これは、フーチングコンクリートにベースプレートから支圧力が作用し、アンカービームの押し抜きによるせん断破壊が生じないためである。一方、図—10bの縁端距離が短い側のせん断補強筋では、 $M=557\text{kN-m}$ ($M/M_y=1.55$) を越えるとせん断補強筋の下段位置での軸ひずみが急増している。中段位置では、ひずみ値は $M=557\text{kN-m}$ までは下段位置とほぼ一致しているが、 $M=557\text{kN-m}$ を越えると、いったん、減少している。このことから、 $M=557\text{kN-m}$ 付近でアンカービームの引き抜きによりひび割れが生じたものと考えられる。また同図から、载荷の初期の段階では上段位置に中段および下段位置に比べ大きなひずみが生じているが、これは、载荷初期の段階ではアンカーボルトとフーチングコンクリートとの付着が完全あり、アンカーボルト軸力が、付着によりフーチングコンクリートの主として上部に伝達されたことによると考えられる。

フーチングコンクリートの縁端距離の短い側にアンカービームの引き抜きによるひび割れが生じて、図—7に示したように、アンカー部の $M-\theta$ 関係には剛性、耐力の急激な変化は認められず、せん断補強筋の働きにより下アンカービームの固定度はほとんど低下しないものと考えられる。

表—4 には、単調載荷実験でのアンカービームの引き抜きによるひび割れ発生荷重の実験値と計算値との比較を示す。計算値としては、2 (2) に示した計算法で求

表—4 アンカービームの引き抜きによるひび割れ発生荷重の実験値と計算値との比較 (単調載荷実験)

	実験値	計算値 複鉄筋方式	計算値 杭方式
ひび割れ発生時の引張り側縁端部のアンカーボルト軸力 [kN]	233	207	207
ひび割れ発生時のアンカー部の曲げモーメント [kN-m]	557	573	434
材料定数	コンクリート: $\sigma_{ck} = 28.74 \text{ MPa}$ $\tau_c = 2.91 \text{ MPa}$ せん断補強筋: $\sigma_{sy} = 294.0 \text{ MPa}^*$		

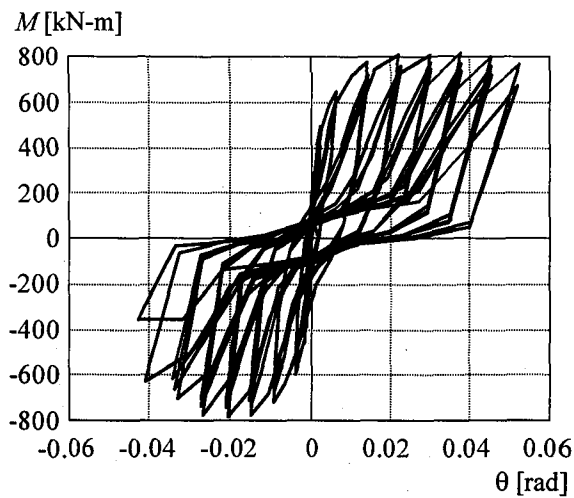
τ_c : 押し抜きせん断強度, σ_{sy} : 降伏応力度, * 公称値

めたアンカービームの引き抜き耐力を引張縁端のアンカーボルト一本あたりの軸力で表した場合と、アンカー部の曲げモーメントとして表した場合について示す。ここで、曲げモーメントで表した耐力の計算値は、設計計算法により求まるせん断耐力時のアンカーボルト軸力を杭モデルおよび複鉄筋モデルの解析値に基づきアンカー部の曲げモーメントに換算したものである。なお、計算値で用いたコンクリートの強度としては材料試験に基づく値を用いた。このとき、コンクリートの押し抜きせん断強度 τ_c は、コンクリートの許容押し抜きせん断応力度⁷⁾が安全率として3を有しているものと仮定し、許容応力度の3倍を強度として与えた。

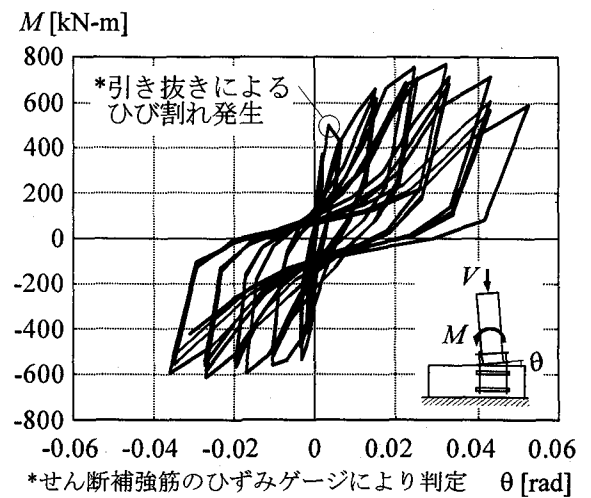
表—4 から、実験値と計算値をアンカーボルト軸力に関して比較した場合、計算値は実験値と良く対応している。また、アンカー部の曲げモーメントとして評価する場合には複鉄筋モデルによる計算値が実験値に近い。

(2) 繰り返し載荷実験

繰り返し載荷実験で得られた $M-\theta$ 関係のヒステリシスループを図—11 に、アンカー部モーメントと载荷軸方向両縁端のアンカーボルトの軸ひずみの関係を図—12 に、

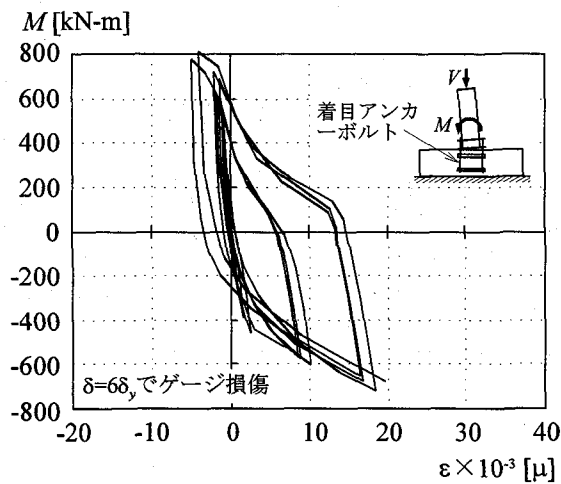


a. 縁短距離十分

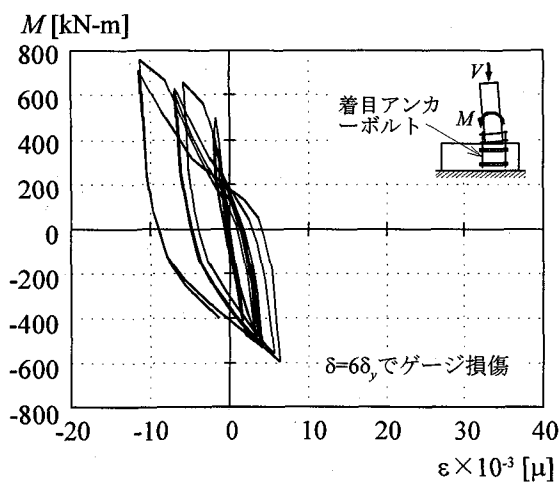
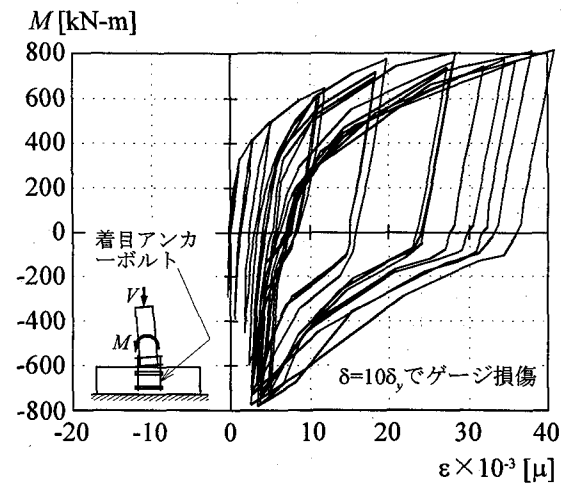


b. 縁短距離小

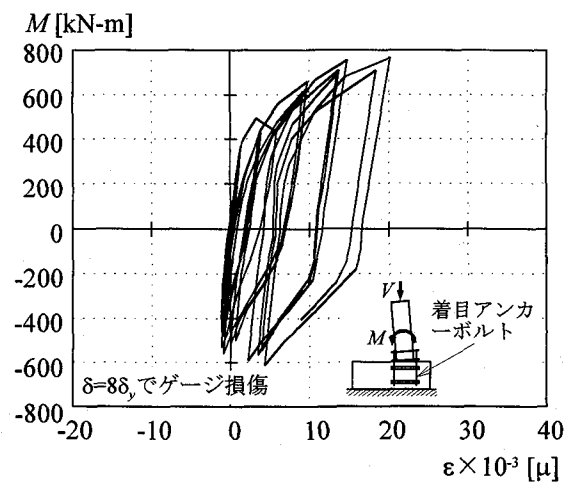
図—11 繰り返し荷重下の M - θ 関係



a. 縁短距離十分



縁短距離の長い側

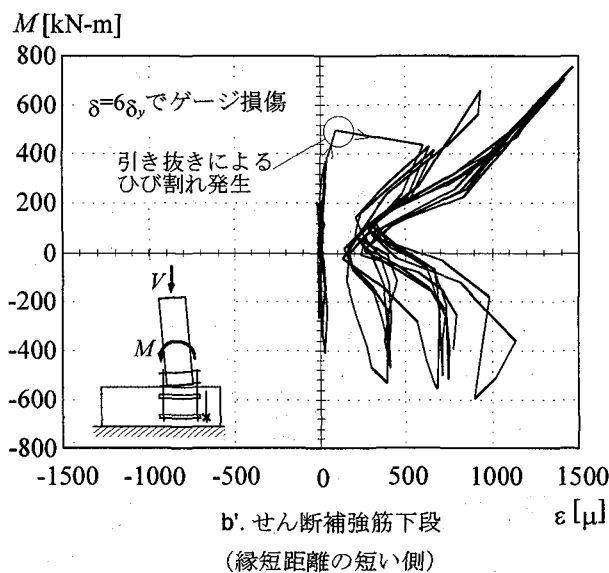
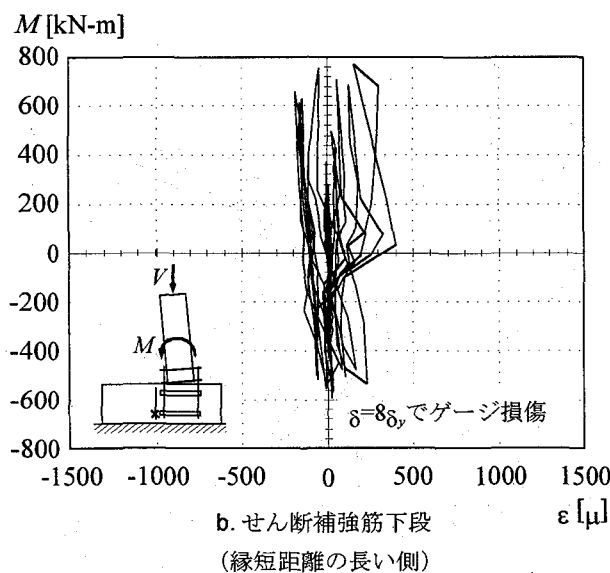
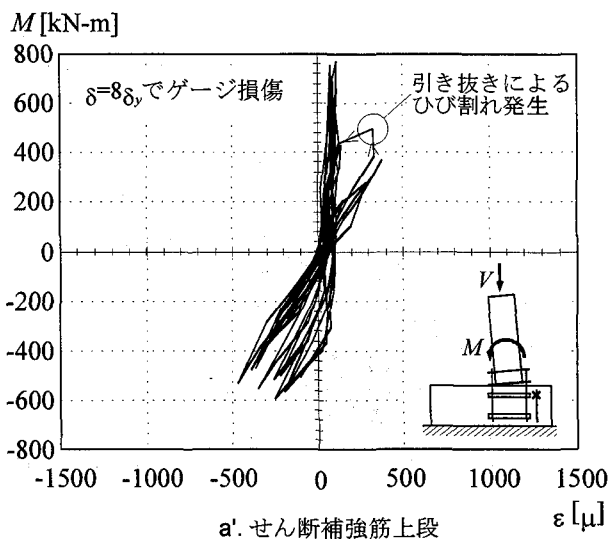
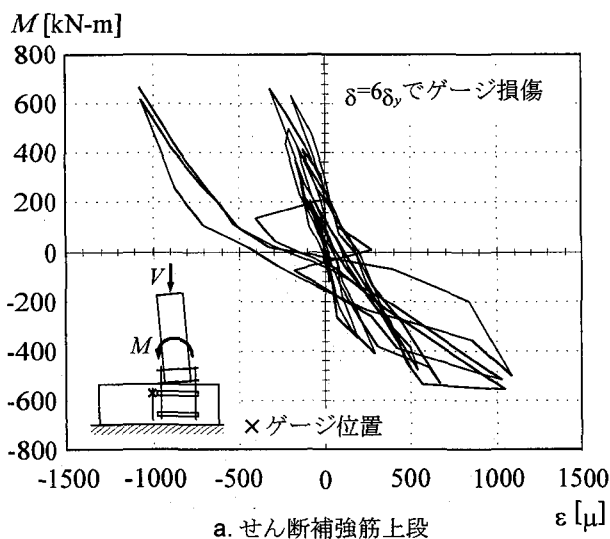


縁短距離の短い側

b. 縁短距離小

δ : 水平荷重載荷点の水平変位, δ_y : ECCSによる弾性限界変位

図—12 繰り返し荷重下のアンカー部モーメントとアンカーボルト軸ひずみの関係



δ : 水平荷重載荷点の水平変位, δ_y : ECCSによる弾性限界変位

図—13 繰り返し荷重下のアンカー部モーメントとせん断補強筋の軸ひずみの関係

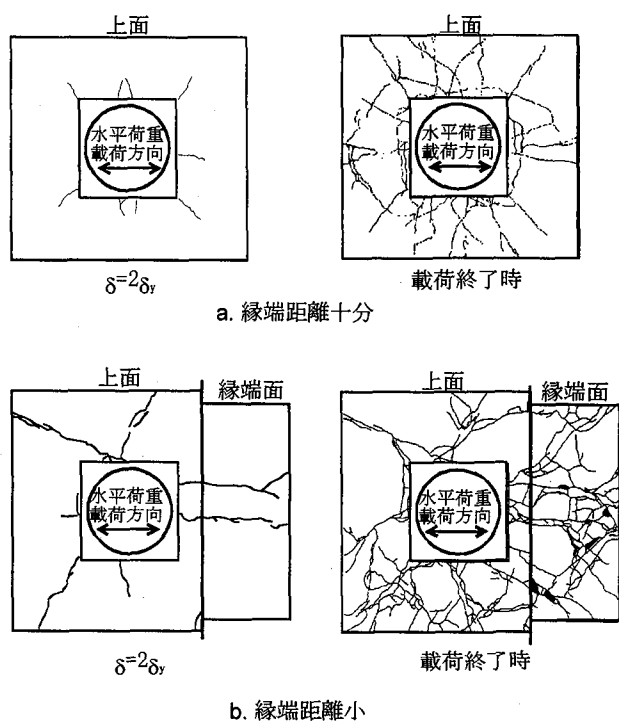
それぞれ縁端距離の十分な場合の実験結果と比較して示す。図—13 には縁端距離の短い場合についてアンカー部の曲げモーメントとせん断補強筋の軸ひずみの関係を示す。

図—11 から、縁端距離の大小いずれの場合も、変形が大きくなるとアンカー部はスリップ型の復元力特性を示すようになり、鉄筋コンクリート柱と類似した挙動を示す。これは、図—12 のように縁端距離の大小いずれの場合も繰り返しにともなってアンカーボルトに残留塑性変形が生じるためである。また、図—11 において縁端距離が十分な場合にはベースプレートの相対回転角 θ に応じて生ずる定着部モーメント M の絶対値は正負方向でほぼ同じであるのに対し、縁端距離が短い場合には θ の負方向において生ずる M の絶対値がかなり小さくなる。これは、繰り返し載荷による、縁端距離が小さい側のフーチングコンクリートの損傷が大きく、下ベースプレートからの支圧力に対するフーチングの抵抗力が低下することによ

ると考えられる。

図—12 において縁端距離が短い場合には縁端距離が十分な場合に比べて、各サイクルごとのアンカーボルト軸ひずみの振幅が小さくなる傾向が認められるが、これは、縁端距離が短い場合にはフーチングコンクリートにアンカービームの引き抜きによるひび割れが生じた後、フーチング内に埋め込まれたアンカービームの固定度が低下することによって考えられる。

図—13 をもとにせん断補強筋の軸ひずみ履歴を見てみると、縁端距離の長い側と短い側とは軸ひずみの分布傾向が異なっている。すなわち、縁端距離の長い側に配置したせん断補強筋では、上段位置に最も大きな軸ひずみが生じているのに対し、縁端距離の短い側のせん断補強筋では、下段位置に最大の軸ひずみが発生している。これは、フーチングコンクリートの破壊形態が異なっていることを示している。縁端距離の長い側については、せん断破壊は生じず、載荷荷重が大きくなるとベースプレー



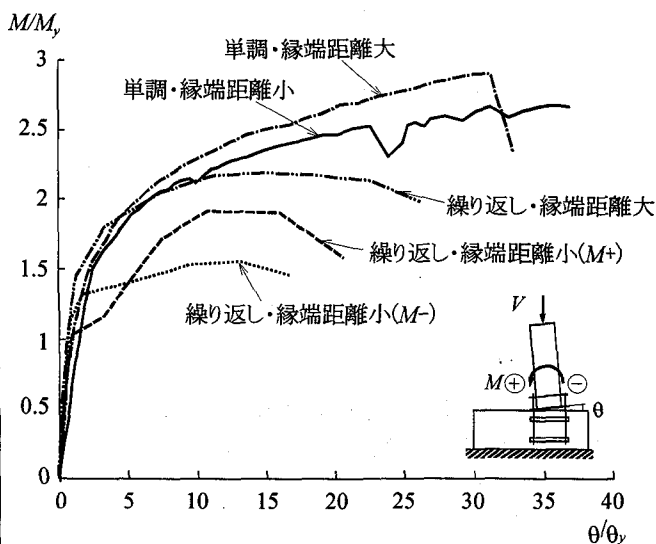
図—14 繰返し載荷実験のひび割れ状況

ト下のフーチングコンクリートが圧壊する。一方、縁端距離の短い側については、 $\delta=2\delta_y$ の最大荷重 $M=496$ kN-m でせん断補強筋の下段位置の軸ひずみが急増し、これと同時に上段位置の軸ひずみが減少しているので、この時点でフーチングコンクリートにアンカービームの引き抜きによるひび割れが発生したと考えられる。

アンカービームの引き抜きによるひび割れが生じたと考えられる $\delta=2\delta_y$ でのフーチングのひび割れ状況と、載荷終了後のひび割れ状況を図—14に示す。なお、同図には参考までに縁端距離が十分な場合のひび割れ状況も示す。図—14b.から、 $\delta=2\delta_y$ ではアンカービームの引き抜きによるひび割れはフーチング表面に明確には認められないが、アンカー部の変形が進むと、実験終了後の図に示すように、このひび割れがフーチングコンクリートの縁端面にまで達する。また、単調載荷では $M-\theta$ 関係にはアンカービームの引き抜きによるひび割れの影響が明瞭には認められなかったのに対し、繰返し載荷では、図—11b.の $M-\theta$ 関係にひび割れ発生の影響が認められ、 $\delta=2\delta_y$ の最大荷重 $M=496$ kN-m で一度荷重が低下している。

(3) 縁端距離が繰返し載荷による $M-\theta$ 関係に与える影響

(1) の結果より、単調載荷では縁端距離の大小がアンカー部の $M-\theta$ 関係に与える影響は比較的小さいことが明らかになった。ここでは、繰返しによる $M-\theta$ 関係の包絡線の劣化に縁端距離が与える影響について検討する。図—15には縁端距離が十分な場合と、これが小さな場合について $M-\theta$ 関係の包絡線を単調載荷時の $M-\theta$ 関係と比較して示している。ここで、 $M-\theta$ 関係の包絡線としては、



図—15 $M-\theta$ 関係の比較

各繰返し載荷振幅における3サイクル目のヒステリシスループに対するものとする。縁端距離の小さい場合については、包絡線は M の正負方向によって差が大きいので、両者について図示している。 M の正方向は、2(3)a)の水平荷重の正負の定義に対応するもので、縁端距離の短い側のアンカーボルトに引張り力が作用する場合である。逆に負方向はベースプレートから縁端距離の短い側のフーチングコンクリートへ圧縮力が作用する場合である。なお、この図は図—7と同様の方法で正規化して示す。

図—15から $M-\theta$ 関係は繰返し荷重下においては縁端距離の大小いずれも単調載荷に比べ荷重の低下がみられるが、縁端距離の短い場合の方が荷重低下は顕著である。さらに、縁端距離の短い場合にはアンカー部の曲げモーメントの正負方向により繰返し荷重下の挙動が大きく異なる。

縁端距離の十分な場合は、繰返しにより下ベースプレート直下のコンクリートが圧壊し、最大荷重到達後ゆるやかに荷重が低下していく。

これに対し、縁端距離の短い場合にはフーチングコンクリート縁端部にアンカービームの引き抜きによるひび割れを生じ、アンカー部の $M-\theta$ 関係の包絡線は曲げモーメントの正負で到達する最大荷重に大きな差がある。この理由としては以下のように考えられる。まず、縁端距離の短い側のアンカーボルトに引張り力が作用する M が正の場合については、フーチングにアンカービームの引き抜きによるひび割れが発生してもせん断補強筋の効果により、アンカービームの固定度が確保されるのでアンカーボルトの伸びに応じてアンカー部の曲げモーメントが増大する。この増大は反対側のベースプレート下コンクリートが圧壊するまで続く。ただし、(2)で述べたように、縁端距離が十分な場合に比べてアンカービームの固定度は低下している。このため、縁端距離が十分な

場合よりも単調載荷時からの荷重低下は大きくなる。

一方、縁端距離の短い側のアンカーボルトとフーチングコンクリートに圧縮力が作用する場合については、縁端距離の長い側のフーチングにはアンカービームの引き抜きによるひび割れは生じないものの、縁端距離の短い側でアンカービームの引き抜きやフーチングに作用する曲げによるひび割れでコンクリートの支圧強度が低下する。このため、アンカービームの引き抜きによるひび割れ発生後の荷重上昇は小さくなる。とくに、縁端距離が小さい側のフーチングコンクリートはアンカービームの引き抜きにより生ずるひび割れによる損傷が大きいため、フーチングの支圧強度が低下し、 M の負側での定着部モーメントの低下が大きい。

4. まとめ

杭方式による縁端距離の短いアンカー部の繰り返し荷重下の挙動を明らかにするために鋼脚柱アンカー部の単調載荷ならびに繰り返し載荷実験を実施した。その結果以下のことが明らかになった。

- (1) 単調載荷時にはせん断補強された縁端距離の短いアンカー部は縁端距離の十分なアンカー部に比べ剛性、耐力が低下するが、この低下率は小さい。
- (2) 単調載荷時にはフーチングコンクリートにアンカービームの引き抜きによるひび割れが生じても、せん断補強筋の効果によりアンカービームの固定度は変化せず、アンカー部の終局挙動においては、アンカーボルトの塑性化挙動が支配的である。
- (3) 本論文で示した方法によりせん断補強を行った縁端距離の短いアンカー部に繰り返し荷重が作用する場合の M - θ 関係の包絡線は、縁端距離の十分な場合に比べ単調載荷時の M - θ 関係からの荷重低下が大きい。
- (4) 縁端距離の短いアンカー部の繰り返し荷重下の M - θ 関係の包絡線は、 M の載荷方向により大きく異なる。とくに、縁端距離が小さい側のフーチングコンクリートはアンカービームの引き抜きで生ずるひび割れによる損傷が大きいため、フーチングの支圧強度が低下する。その結果、縁端距離の短い側のフーチングにベースプレートから支圧力が作用する方向では定着部モーメントの低下が大きい。

謝辞：本研究を実施するにあたり、トピー工業（株）鉄構事業部ならびに技術研究所第一技術研究部の方々には多大な御援助をいただくとともに、実験に際しては、地域振興整備公団の高橋宣男氏（元名古屋工業大学）、三井建設（株）の森雅広氏（元名古屋工業大学）にも協力を得た。また本研究の一部は土木学会新技術小委員会の援助も受けたことを記して謝意を表する。

補遺 せん断補強筋鉄筋量の計算結果

杭方式の計算法により表—1 の設計荷重に対して引張縁のアンカーボルト応力が $\sigma_s=1800 \text{ kgf/cm}^2$ と求まる。したがって、縁端のアンカーボルト1本の引き抜き力 P は、アンカーボルト断面積 A_b および σ_s から、

$$P = A_b \cdot \sigma_s \\ = 5.56 \times 1800 = 10008 \text{ kgf}$$

となり、式(1)~(3)から、せん断補強筋の必要鉄筋量 A_s は、以下ようになる。

$$A_s = \frac{1}{\alpha \cdot \sigma_{su}} \left(P - \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \tau_a \cdot h \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} \right) \\ = \frac{1}{15 \times 1800} \left(10008 - \frac{1}{2} \times 15 \times 8.5 \times 36.0 \times \frac{16.4 + 30.4}{2} \right) \\ = 1.72 \text{ cm}^2$$

縁端距離の短い側には 6 本のアンカーボルトがあるので、 180° の範囲に必要な鉄筋量 $6A_s$ を配置した。また、せん断抵抗面が必要面積を満足している縁端距離が十分な側の 180° の範囲についても必要鉄筋量 $6A_s$ の $1/2$ を配置した⁷⁾。

参考文献

- 1) 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強方法、橋梁と基礎、Vol.19, No.10, pp.18-26, 1985
- 2) 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り返し載荷実験、構造工学論文集, Vol.41A, pp.1137-1143, 1995 年
- 3) 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 年
- 4) 後藤芳顕、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 年
- 5) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準、平成 4 年
- 6) 名古屋高速道路公社：鋼構造物設計基準、平成 7 年
- 7) 名古屋高速道路公社：コンクリート構造物設計基準、平成 7 年
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III（コンクリート橋編）、平成 8 年
- 9) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）、平成 7 年 6 月
- 10) ECCS : Recommended Testing Procedure for Assessing The Behavior of Structural Steel Elements under Cyclic Loads, 1986

(1997 年 9 月 26 日受付)