

繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー一部の挙動とモデル化

後藤芳顯¹・宮下敏²・藤原英之³・上條崇⁴

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 岐阜工業高等専門学校助手 環境都市工学科 (〒501-04 岐阜県本巣郡真正町)

³正会員 トピー工業(株) 鉄構事業部 (〒102 東京都千代田区四番町 4-5-9)

⁴正会員 工修 住友金属工業(株) 建設エンジニアリング事業部
(〒314-02 茨城県鹿島郡波崎町砂山 16)

繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動を表す復元力モデルの提案を行った。まず、杭方式ならびに鉄筋コンクリート方式のアンカー部に対し繰り返し載荷実験を行いその復元力特性を明らかにした。その結果を踏まえ、アンカー部の復元力モデルを提案するとともに、そのモデルの簡易化を試みた。つぎに、提案したモデルを用いて繰り返し載荷実験を再現することにより各モデルの精度を検討した。さらに、動的応答解析により、アンカー部のモデル化の差異が鋼製橋脚全体の終局挙動に与える影響について調べ、実用的なアンカー部のモデル化について考察した。

Key Words : pier base , connection model , cyclic loading , seismic design , steel structure

1. はじめに

鋼製橋脚の地震時終局挙動は一般に橋脚躯体の下端部が剛結されたものと仮定して検討がなされている^{1),2)}。しかしながら、兵庫県南部地震においては、アンカー部の損傷したケースが見受けられ、また、橋脚躯体とアンカー部の損傷関係にもある一定の傾向があることが観察されている。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傾向である。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構造要素と考えられるにもかかわらず、アンカー部の地震時挙動に関してはほとんど検討されていないのが現状である³⁾⁻⁶⁾。特に、既設橋脚躯体の耐震補強を行う場合や、都市内において基礎が寸法制限を受け、フーチング縁端までの距離が小さい場合などはアンカー部の挙動が橋脚に及ぼす影響は大きくなるものと考えられる。さらに、基本的に、合理的で、かつバランスのとれた橋脚の耐震設計を行うには橋脚躯体に加えてアンカー部の地震時挙動を考慮する必要があるといえよう。

アンカー部が橋脚に与える影響を定量的に評価するためには精度の良いアンカー部の力学的モデルを構築することが必要である。アンカー部の定着方式として通常最

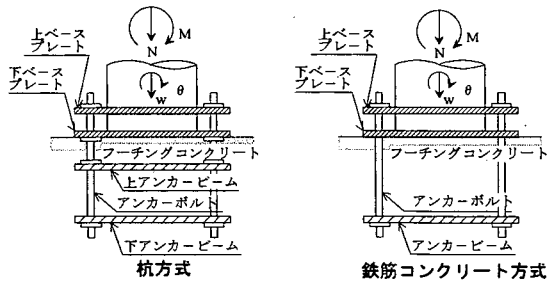


図-1 アンカー部の定着方法

も多く用いられる方式には図-1に示される杭方式と鉄筋コンクリート方式がある。ここで、杭方式は、鋼脚柱からの引張力および圧縮力はアンカーボルトを介してそれぞれ下アンカービームおよび上アンカービームに伝達されるとして設計される。一方、鉄筋コンクリート方式は、引張力は杭方式同様、アンカーボルトにより下アンカービームに伝達されるが、圧縮力については鋼脚柱の下ベースプレートから全て支圧によりフーチングコンクリートに伝達されるとして設計される。

こうした各定着方式の特性を考慮した単調載荷時のアンカー部の終局挙動のモデル化に関しては、既に著者らにより文献3), 4)に示されている。ここ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、いわゆる component method ^{7,8)}によりモデル化すると、アンカー部の挙動を精度よく解析し得ることが明らかにされている。しかしながら、この手法を用いて繰り返し荷重下のアンカー部の挙動を解析すると、荷重の反転点においてはアンカーボルト要素がベースプレートから離間することによる不安定機構の形成などのため繰り返し挙動の追跡が困難になる。さらに、ベースプレートとコンクリートフーチング間の離間、接触などの複雑な挙動も考慮せねばならず、その解析手法は繁雑を極める。したがって、動的応答解析において、アンカー部を component method によりモデル化するのは非常に難しいといえよう。

こうした点を考慮して、本論文では定着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の個々の要素で表現するのではなく、アンカー部全体のマクロ的挙動に着目した実用的な力学モデルの提案を行うことを目的とする。そのために、まず、繰り返し荷重を受けるアンカー部の挙動特性を実験結果をもとに検討する。繰り返し載荷実験は縮尺率約 1/5 の杭方式ならびに鉄筋コンクリート方式のアンカー部に対して実施する。つぎに、実験結果を踏まえ、繰り返し荷重下のアンカー部の復元力モデルの提案を行う。またこのようなモデルを近似した、2, 3 の簡易モデルも提案し、その精度特性について検討する。さらに、提案したモデルを用いてアンカー部を考慮した鋼製橋脚の地震時終局挙動を複合非線形動的応答解析により解析し、アンカー部の力学モデルの精度が、鋼製橋脚の挙動特性に与える影響についても考察する。

2. 繰り返し荷重を受けるアンカー部の挙動特性に関する実験的検討

杭方式ならびに鉄筋コンクリート方式によるアンカー部の約 1/5 の供試体を用いて繰り返し載荷実験を行う。つぎに、実験結果を単調載荷実験 ^{3, 4)}の結果と比較することで繰り返し荷重を受けるアンカー部の挙動特性を検討し、復元力モデルを作成するための基礎的資料を得る。

繰り返し載荷実験に用いる杭方式および鉄筋コンクリート方式によるアンカー部の供試体を図-2に、供試体の材料定数を表-1に示す。また、これらの載荷方法を図-3に示す。この供試体は単調載荷実験に用いた供試体と同じであるが、フーチングコンクリート、ベース下モルタル、アンカービーム内モルタルの強度が単調載荷実験の場合と若干異なっている。なお、供試体の設計方法の詳細については文献3)、4)に述べている。載荷方法としては、鉛直荷重を設計荷重(343 kN)に固定し、繰り返し水平力を作用させる。繰り返し載荷の手法については明確な基準がないため、ここでは ECCS の基準 ⁹⁾に従い

載荷する。すなわち、単調載荷試験をもとに図-4で定義される降伏変位相当の基準変位量 δ_y を用いて繰り返し載荷の振幅を決定する。載荷方法はまず軸力を所定の値(343 kN)まで増加させる。その後

- 1) $-\delta_y / 4 \leftrightarrow +\delta_y / 4$ の振幅で1回繰り返し。
- 2) $-\delta_y / 3 \leftrightarrow +\delta_y / 3$ の振幅で1回繰り返し。
- 3) $-\delta_y / 2 \leftrightarrow +\delta_y / 2$ の振幅で1回繰り返し。
- 4) $-\delta_y \leftrightarrow +\delta_y$ の振幅で1回繰り返し。
- 5) $-n\delta_y \leftrightarrow +n\delta_y$ の振幅で3回繰り返し。

$$(n = 1, 2, \dots)$$

という具合に振幅を変位制御で漸増させ破壊するまで載荷を続ける。 $-n\delta_y \leftrightarrow +n\delta_y$ の振幅で3回の繰り返し載荷をすることは、実際の地震時に鋼製橋脚基部が受ける繰り返し荷重に対して安全側であると考える。

繰り返し載荷で得られた定着部のモーメントとベースプレートの相対回転角の関係 ($M-\theta$ 関係) のヒステリシスループを図-5に示す。また、図-6には単調載荷条件下の $M-\theta$ 関係と図-5より求められた $M-\theta$ 関係の各振幅第3サイクル目の包絡線を比較して示している。図-5より杭方式、鉄筋コンクリート方式とも、アンカー部の変形が大きくなると、アンカーボルトの残留塑性変形により、いずれもスリップ型の復元力特性を示すようになる。ただ完全なスリップ型ではなく逆載荷領域では、包絡線上の過去に経験した最大点を指向する傾向を持つ。図-6をもとに各方式による定着部の繰り返し載荷時の挙動と単調載荷時の挙動とを比べると、いずれも繰り返しにより最大耐力が 15%~25%程度低下するが、杭方式による方がやや低下率大きい。このような繰り返しによる劣化のメカニズムを実験結果をもとに説明する。

まず杭方式については、図-7(a)に示すように、繰り返し載荷ではフーチングのひび割れは単調載荷に比べ脚基部周辺に多く発生する。特に、ベース下モルタル及びフーチングの支圧破壊により強度・剛性が劣化し、最大耐力が決定される。なお、最大耐力到達後の荷重の低下はゆるやかである。

鉄筋コンクリート方式では、繰り返し載荷と単調載荷により破壊のメカニズムがかなり異なっている。繰り返し載荷では杭方式と同様、図-7(b)に示すように、ベース下モルタルならびにフーチングの圧壊により最大荷重に到達し荷重がゆるやかに低下する。ただ、アンカービームの引き抜きに関係するひび割れも生じ、フーチング全体には、杭方式より多くのひび割れが発生する。一方、単調載荷では、フーチングのせん断破壊(コーン破壊)により最大荷重到達後大きく荷重が低下する ⁴⁾。

一般に最大荷重到達前のアンカー部の挙動はアンカーボルトの変形に支配され、最大耐力到達後にはひび割れ

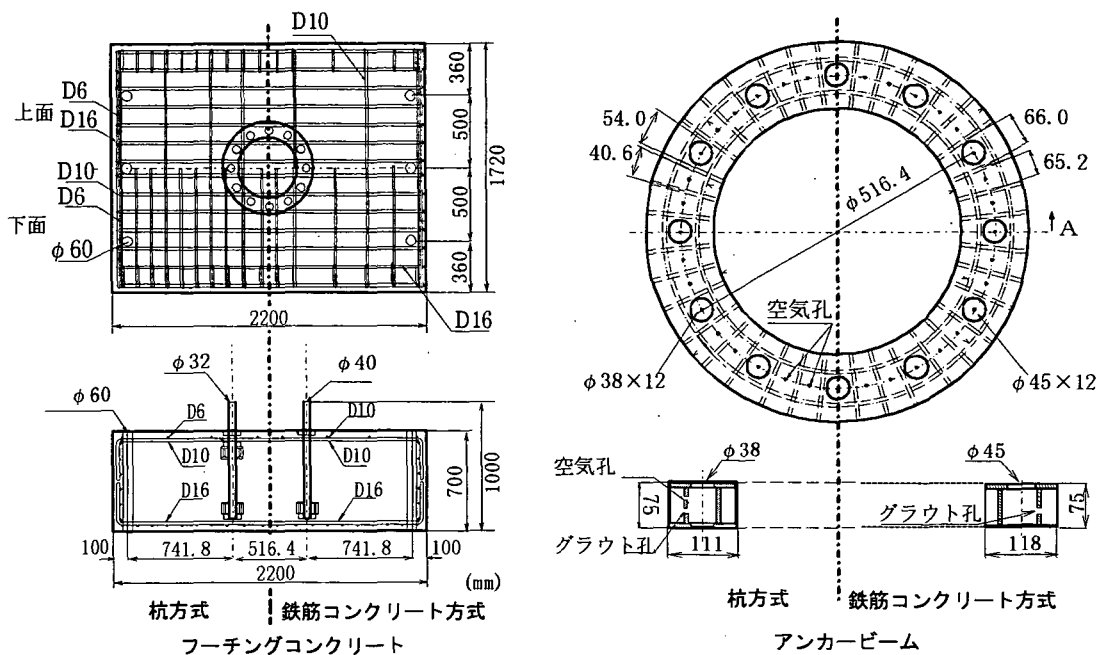


図-2 アンカー部の供試体形状

表-1 材料定数

	杭方式	鉄筋コンクリート方式
アンカーボルト	S45CN $E_s = 2.07 \times 10^5 \text{ MPa}$ $\sigma_{sy} = 387.3 \text{ MPa}$	S35CN $E_s = 2.13 \times 10^5 \text{ MPa}$ $\sigma_{sy} = 324.4 \text{ MPa}$
アンカービーム	SM490 $\sigma_{sy} = 313.6 \text{ MPa} *$	SM490 $\sigma_{sy} = 313.6 \text{ MPa} *$
ベースプレート	SM490 $\sigma_{sy} = 313.6 \text{ MPa} *$	SM490 $\sigma_{sy} = 313.6 \text{ MPa} *$
フーチングコンクリート	$\sigma_{ck} = 20.19 \text{ MPa}$	$\sigma_{ck} = 18.78 \text{ MPa}$
ベース下モルタル	$\sigma_{ck} = 57.04 \text{ MPa}$	$\sigma_{ck} = 48.16 \text{ MPa}$
アンカービーム内モルタル	$\sigma_{ck} = 68.80 \text{ MPa}$	$\sigma_{ck} = 57.86 \text{ MPa}$

σ_{sy} : 降伏応力度, σ_{ck} : 圧縮強度, *公称値

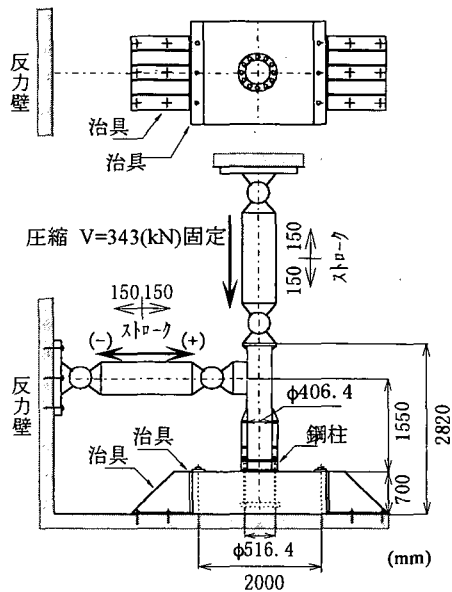


図-3 供試体への荷重方法

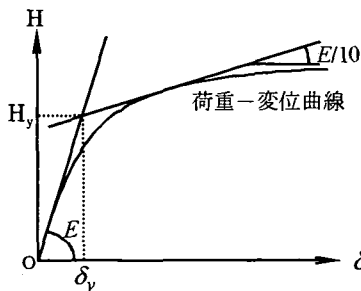


図-4 ECCSによる初期降伏変位 δ_y の決定方法

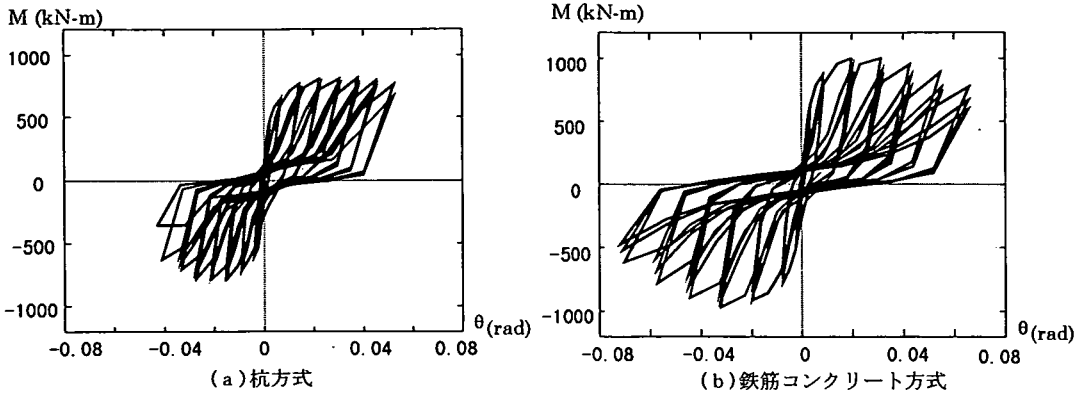


図-5 繰り返し載荷時の定着部におけるM-θ関係

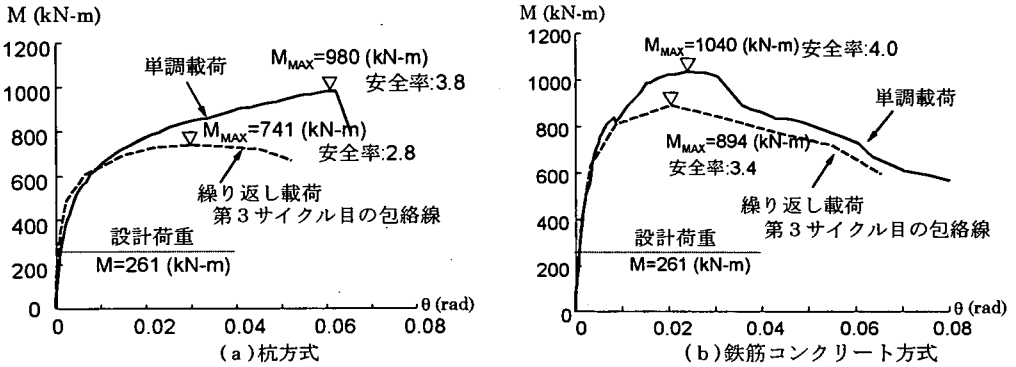


図-6 実験における定着部のM-θ関係

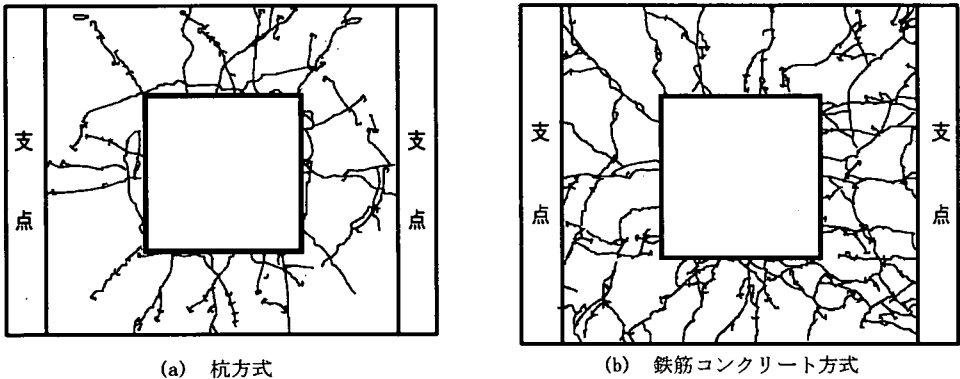


図-7 繰り返し載荷時のひび割れ状況

進展によりコンクリートフーチングの挙動が関与してくるといえる。

3. 繰り返し荷重下の復元力モデル

繰り返し載荷実験から明らかになった鋼製橋脚アンカ一部分の挙動特性をまとめると以下ようになる。

- 1) アンカー一部の相対回転角が増大するとアンカーボ

ルトの塑性化で生ずる残留変形により、スリップ型の履歴特性を示す。また逆載荷を行う場合には逆載荷の領域で最大点指向型の傾向を示す。

- 2) アンカー一部が繰り返し荷重を受けると、ベース下のモルタルならびにフーチングコンクリートが支圧破壊しやすく、アンカー一部の耐力および剛性が低下する。このため定着部の相対回転角が大きな領域では、繰り返し載荷によるM-θ関係の包絡線は、単調載荷時に得られるM-θ関係での耐力・剛性を下回る。

表-2 モデル化における仮定

	杭モデル	複鉄筋モデル	単鉄筋モデル
ベースプレート	<ul style="list-style-type: none"> 剛体 ベースプレート中心は水平には変位しない 	<ul style="list-style-type: none"> 剛体 ベースプレート中心は水平には変位しない 	<ul style="list-style-type: none"> 剛体 ベースプレート中心は水平には変位しない
アンカービーム	<ul style="list-style-type: none"> 剛体 変位しない 	<ul style="list-style-type: none"> 剛体 変位しない 	<ul style="list-style-type: none"> 剛体 変位しない
アンカーボルト	<ul style="list-style-type: none"> 軸力のみ伝達する一軸要素 圧縮力、引張力に抵抗 	<ul style="list-style-type: none"> 軸力のみ伝達する一軸要素 圧縮力、引張力に抵抗 	<ul style="list-style-type: none"> 軸力のみ伝達する一軸要素 引張力のみ抵抗
下ベースプレートからコンクリートフーチングへの支圧	<ul style="list-style-type: none"> 考慮しない 	<ul style="list-style-type: none"> 考慮する フーチングは圧縮力のみ抵抗する一軸要素 	<ul style="list-style-type: none"> 考慮する フーチングは圧縮力のみ抵抗する一軸要素

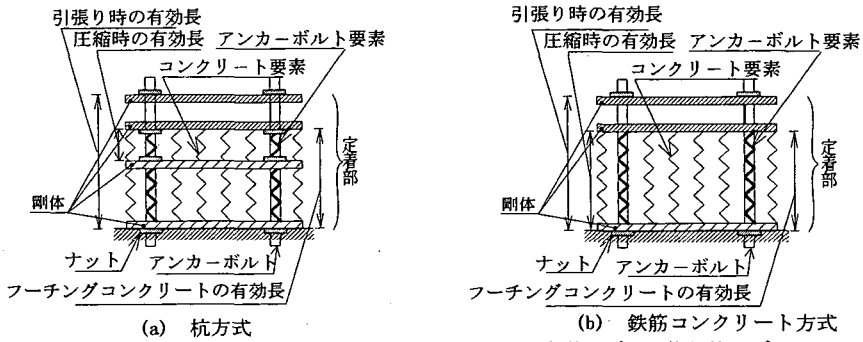


図-8 単調載荷時のアンカー部の挙動を表現する力学モデル (複鉄筋モデル)

以上の特性は程度の差はあるものの、杭方式、鉄筋コンクリート方式いずれのアンカー部に対してもあてはまる。ここでは、上記1) 2)の特性を考慮して繰り返し載荷時の挙動をより正確にあらわすアンカー部の復元力モデルを提案する。また、復元力モデルの簡易化についても検討する。

(1) 復元力モデルの定式化

構造物の復元力特性を定常繰り返し実験に基づきマクロモデルとして表現する方法は過去にも多く提案されている^{10, 11)}が、スケルトンカーブと履歴ループに分けてモデル化する方法が一般的である。本論文でも基本的にはこの手法を用いる。

a) スケルトンカーブ

スケルトンカーブ $S(\theta)$ は復元力モデルの精度を直接支配する重要なものである。スケルトンカーブは繰り返し載荷実験より得られる図-6の $M-\theta$ 曲線の包絡線から直接設定することも考えられるが、実験結果が少ない現状では、任意の材料・構造諸元のアンカー部に適用しうる精度の良いモデルを提示するのは難しい。

ここでは、上記の現状と単調載荷時の $M-\theta$ 曲線が文献4)で示された component method で精度良く表せることを考慮し、文献4)の手法により解析的に得られる $M-\theta$

曲線をもとに、繰り返し載荷実験での劣化挙動を反映させることで、最終的にスケルトンカーブを設定する。劣化挙動は塑性履歴の増加とともに顕著になる。しかしながら、アンカー部の繰り返し載荷による劣化にはアンカーボルトやアンカービームのフーチングコンクリートとの付着破壊、フーチングコンクリートのひび割れの進展、ならびにベースプレート直下のコンクリートの圧壊などが複雑に関与するため、塑性履歴の累積とともに徐々に劣化する挙動を理論的に定式化することは非常に困難である。したがって、本論文では、2.のような両振りの定常繰り返し実験により得られる3サイクル目の $M-\theta$ 曲線の包絡線をスケルトンカーブとして近似的に用いることを考える。具体的には、単調載荷時の $M-\theta$ 曲線に実験から求められた低減率を乗じてスケルトンカーブを設定する。なお、両振りの定常繰り返し実験は地震時の劣化を考える上で、かなり厳しい載荷条件であり、3サイクル目の包絡線は少なくとも安全側のスケルトンカーブを与えるものと考えられる。

単調載荷時のアンカー部の終局挙動を表現するモデルとして文献4)では component method にもとづく表-2に示す3種類の力学モデル (杭モデル、単鉄筋モデル、複鉄筋モデル) を提示している。このうち杭モデル、単鉄筋モデルはそれぞれ杭方式、単鉄筋方式の設計モデルと一致したモデルである。また、複鉄筋モデルは杭方式にお

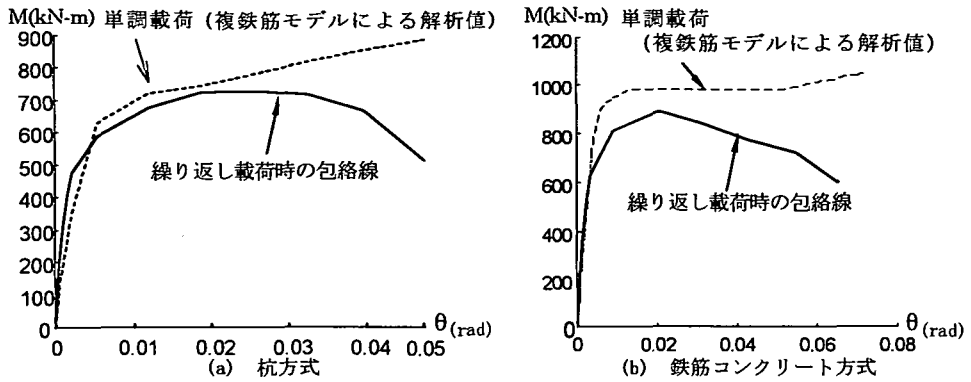


図-9 単調載荷時のM-θ関係と繰り返し載荷時の包絡線

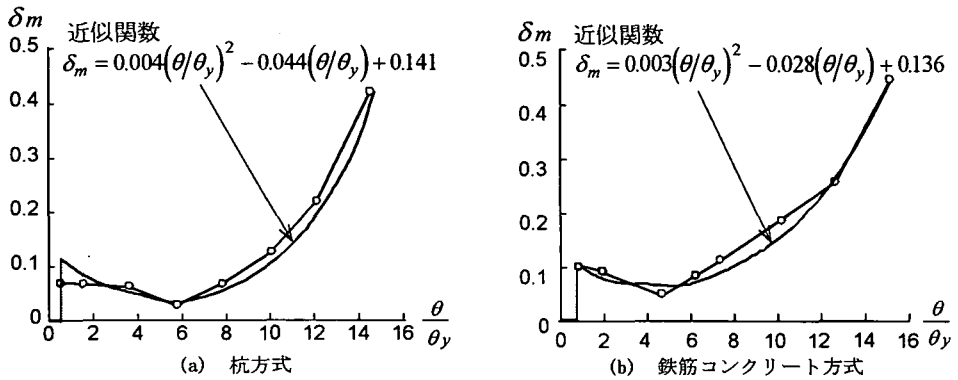


図-10 回転角-モーメント低減率曲線

ける下ベースプレート直下のモルタル充填が十分でベースプレートからコンクリートフーチングへ支圧力が作用する場合、ならびに鉄筋コンクリート方式で上下ベースプレート間のモルタルのグラウトが十分でアンカーボルトネジ部の付着によりベースプレートからアンカーボルトへ圧縮力が伝達される場合に適用される。著者らの用いた実験供試体では、 $M-\theta$ 関係、及びアンカーボルトの軸力分布の比較検討から、杭方式、鉄筋コンクリート方式いずれのアンカー部も複鉄筋モデルに近い挙動を示すことが判明している。ここで、杭方式、鉄筋コンクリート方式のアンカー部に適用した複鉄筋モデルを図-8に示す。

スケルトンカーブとしては、先に述べたように、component method で求めた単調載荷時の $M-\theta$ 曲線に、低減率を乗じて両振りの定常繰り返し実験により得られる3サイクル目の $M-\theta$ 曲線の包絡線に相当するものを求める。この低減率はアンカー部の材料、構造諸元により異なると考えられるが、ここでは、現在までに判明している2. で述べたパイプ断面橋脚の杭方式、鉄筋コンクリート方式のアンカー部に対する低減率をそれぞれの方式のアンカー部に対するものとして準用する。以下に低減率の算定法を示す。

杭方式ならびに鉄筋コンクリート方式のアンカー部の供試体に複鉄筋モデルを用いて求められた単調載荷時の $M-\theta$ 関係と、図-5から求められた $M-\theta$ 関係の各振幅第3サイクル目の包絡線をあわせて図-9に示す。より一般的な低減率の算定式を導くために、まず、回転角および定着部モーメントを基準化しておく必要があるが、ここでは図-4と同様に定義される初期降伏相対回転角 θ_y 、初期降伏モーメント M_y を用いて基準化する。すなわち、 θ_y 、 M_y は component method により得られる単調載荷時の $M-\theta$ 関係をもとに、曲線の初期剛性を表す直線と、初期剛性の1/10の勾配を持ち、 $M-\theta$ 曲線に接する直線の交点として求める。

ある相対回転角 θ に対応したアンカー部のモーメントの低減率 δ_m は次式で定義する。

$$\delta_m = \frac{\text{単調載荷時のモーメント} - \text{包絡線のモーメント}}{\text{単調載荷時のモーメント}} \quad (1)$$

図-9をもとに式(1)で求められた低減率 δ_m と基準化した相対回転角 θ/θ_y の関係をそれぞれのアンカー部について図-10に示す。両方式のアンカー部とも図-9か

表-3 基準化ループの近似関数の係数

杭方式												
θ_i/θ_y	a_i'	b_i'	c_i'	d_i'	e_i'	g_i'	a_i''	b_i''	c_i''	d_i''	e_i''	g_i''
0.62	0.16	0.28	-0.20	-0.16	1.04	-0.12	-0.06	-0.13	-0.02	0.07	1.01	0.13
1.62	-0.07	0.28	0.39	-0.11	0.68	-0.17	-0.08	-0.27	0.40	0.10	0.68	0.17
3.68	0.05	0.56	0.58	-0.41	0.37	-0.15	0.05	-0.55	0.58	0.40	0.37	0.15
5.82	0.41	0.58	0.36	-0.52	0.23	0.07	0.40	-0.54	0.37	0.48	0.23	0.08
7.98	0.83	0.55	-0.11	-0.51	0.27	-0.05	0.83	-0.51	-0.10	0.46	0.27	0.06
10.11	1.05	0.63	-0.35	-0.59	0.30	-0.05	1.03	0.61	-0.34	-0.60	0.31	-0.05
12.28	1.09	0.72	-0.40	-0.68	0.31	-0.05	1.07	0.71	-0.39	-0.69	0.32	-0.05
14.70	0.84	0.89	-0.16	-0.83	0.32	-0.08	0.82	0.87	-0.16	-0.84	0.33	-0.08
鉄筋コンクリート方式												
θ_i/θ_y	a_i'	b_i'	c_i'	d_i'	e_i'	g_i'	a_i''	b_i''	c_i''	d_i''	e_i''	g_i''
0.72	0.16	0.25	-0.26	-0.24	0.83	-0.08	-0.05	-0.16	-0.02	0.07	1.05	-0.16
2.01	0.06	-0.20	-0.35	0.13	-0.61	0.22	0.08	0.28	-0.42	0.13	1.02	0.20
4.31	0.04	0.39	0.52	-0.49	0.39	-0.15	0.05	-0.72	0.87	0.32	0.44	0.11
6.21	-0.37	-0.75	-0.38	0.53	-0.24	-0.06	-0.28	0.48	-0.44	-0.43	-0.23	-0.10
7.21	0.58	0.49	-0.13	-0.54	0.28	-0.05	-1.00	0.46	0.13	-0.48	-0.28	0.07
10.12	-1.37	-0.66	0.36	0.61	0.39	-0.08	1.24	0.64	-0.33	-0.54	0.40	0.05
12.30	0.97	0.86	-0.42	-0.69	0.32	-0.04	0.75	0.63	-0.47	-0.72	0.31	-0.07
15.01	-0.88	-0.91	0.17	-1.08	0.48	0.07	-1.07	-0.91	0.16	0.87	-0.26	0.07

らわかるように、相対回転角がほぼ 0.005 (rad) 以下では、繰り返し載荷時の包絡線と単調載荷時の曲線とが若干逆転しているが、この領域では低減率は零と考える。

アンカー部のモーメントの低減率は図-10より、杭方式、鉄筋コンクリート方式ともに一般的な傾向として回転角が大きくなるにつれて大きくなっていることがわかる。復元力モデルでの適用を目的として、図-10にはモーメントの低減率を以下のような基準化した相対回転角の2次関数として最小自乗法で近似した結果も示している。

(杭方式)

$$\delta_m = 0.004 \left(\frac{\theta}{\theta_y} \right)^2 - 0.044 \left(\frac{\theta}{\theta_y} \right) + 0.141 \quad (\theta/\theta_y \geq 0.62) \quad (2)$$

(鉄筋コンクリート方式)

$$\delta_m = 0.003 \left(\frac{\theta}{\theta_y} \right)^2 - 0.028 \left(\frac{\theta}{\theta_y} \right) + 0.136 \quad (\theta/\theta_y \geq 0.72) \quad (3)$$

b) 履歴ループ

実験により得られた各振幅での履歴ループの特性を見るためには、これを基準化する必要がある。ここでは、i 番目の変位振幅における履歴ループをそのループにおける最大回転角 θ_i および最大モーメント M_i で除して基準化を行う。杭方式を例として基準化した履歴ループ(基準

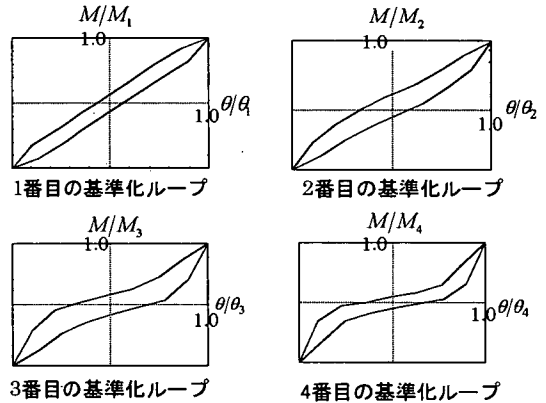


図-11 基準化ループの形状 (杭方式)

化ループ)のうち、1~4番目の振幅(3サイクル目)を図-11に示す。図から明らかなように、この基準化ループの形状は変位振幅の増加に伴い変化しているため一定とすることはできない。そこで本モデルでは基準化ループのこのような変化を考慮する。

まず実験結果から得られた各変位振幅における基準化ループを適当な関数で補間する。基準化ループの形状から近似関数の形は種々考えられるが、ここでは (θ/θ_i) の5次関数を採用する。その際、基準化ループの上部と下部は以下のように別々の係数を用いて表す。

表-4 非正常履歴の挙動

1) 正負の最大経験相対回転角が初期降伏回転角 θ_y を越えていない場合				
弾性挙動				
2) 相対回転角が過去の最大経験相対回転角を越えて単調に増加する場合				
スケルトンカーブ上を移動				
3) 正負いずれかの最大経験相対回転角が初期降伏回転角 θ_y を越えている場合でスケルトンカーブ上から除荷する場合 ($\theta > 0$ の領域から除荷する場合を例示)				
(θ_m^+, M_m^+) : 正の最大経験回転角、対応するモーメント* $f'(\theta/\theta_m^+), f'(\theta/\theta_m^-)$; 基準化ループ補間関数 (下部) (θ_m^-, M_m^-) : 負の最大経験回転角、対応するモーメント** $S(\theta)$; スケルトンカーブ				
$\theta_m^+ > \theta_y$	$\theta > 0$	$M_m^+(\theta) = M_m^+ f'(\theta/\theta_m^+)$ $- \left\{ M_m^+ f'(0/\theta_m^+) - M_0 \right\} \cdot \frac{1 - f'(\theta/\theta_m^+)}{1 - f'(0/\theta_m^+)}$	$\theta_m^- < -\theta_y$ $M_0 = \frac{(M_m^+)^2 f'(0/\theta_m^+) + (M_m^-)^2 f'(0/\theta_m^-)}{ M_m^+ + M_m^- }$	
	$\theta < 0$	$\theta_m^- < -\theta_y$	$M_m^-(\theta) = M_m^- f'(\theta/\theta_m^-)$ $- \left\{ M_m^- f'(0/\theta_m^-) - M_0 \right\} \cdot \frac{1 - f'(\theta/\theta_m^-)}{1 - f'(0/\theta_m^-)}$	$\theta_m^- > -\theta_y$
		$\theta_m^- > -\theta_y$	$M_m^-(\theta) = S(\theta) - \{S(0) - M_0\} \frac{S(-\theta_y) - S(\theta)}{S(-\theta_y) - S(0)}$	$M_0 = \frac{(M_m^+)^2 f'(0/\theta_m^+)}{ M_m^+ + M_y}$
$\theta_m^+ < \theta_y$ かつ $\theta_m^- < -\theta_y$	$\theta > 0$	$M_m^+(\theta) = S(\theta) - \{S(0) - M_0\} \frac{S(+\theta_y) - S(\theta)}{S(+\theta_y) - S(0)}$	$M_0 = \frac{(M_m^-)^2 f'(0/\theta_m^-)}{M_m^+ + M_m^- }$	
	$\theta < 0$	$M_m^-(\theta) = M_m^- f'(\theta/\theta_m^-)$ $- \left\{ M_m^- f'(0/\theta_m^-) - M_0 \right\} \cdot \frac{1 - f'(\theta/\theta_m^-)}{1 - f'(0/\theta_m^-)}$		
4) 3) の除荷曲線から再負荷した場合				
除荷曲線の初期勾配で線形に負荷し、対応する履歴ループに到達すると、この履歴ループに沿う。				

* θ_m^+ に対応するモーメント $M_m^+ = S(\theta_m^+)$ ** θ_m^- に対応するモーメント $M_m^- = S(\theta_m^-)$

$$f_i^u(\theta/\theta_i) = a_i^u(\theta/\theta_i)^5 + b_i^u(\theta/\theta_i)^4 + c_i^u(\theta/\theta_i)^3 + d_i^u(\theta/\theta_i)^2 + e_i^u(\theta/\theta_i) + g_i^u \quad (4)$$

$$f_i^l(\theta/\theta_i) = a_i^l(\theta/\theta_i)^5 + b_i^l(\theta/\theta_i)^4 + c_i^l(\theta/\theta_i)^3 + d_i^l(\theta/\theta_i)^2 + e_i^l(\theta/\theta_i) + g_i^l \quad (5)$$

ここに上添字 u, l はループの上部および下部を、下添字 i は i 番目の履歴ループを意味する。

2種類のアンカー部の各変位振幅において、最小自乗法で求めた基準化ループの係数を表-3に示す。

基準化ループは2. の定常繰り返し実験結果をもとに

決定される。このため、 θ_i に関して離散的にしか得ることができず、スケルトンカーブの任意点での履歴ループを直接表すことができない。従って、このようなスケルトンカーブ上の任意の除荷点 θ_m ($\theta_i < |\theta_m| < \theta_{i+1}$) からの履歴挙動を表すために、実験で得られた離散点での基準化ループを用いて補間を行う。具体的には、以下の式(6)および式(7)により線形補間を行う。

$$f^u\left(\frac{\theta}{|\theta_m|}\right) = (1-b) \cdot f_i^u\left(\frac{\theta}{|\theta_m|}\right) + b \cdot f_{i+1}^u\left(\frac{\theta}{|\theta_m|}\right) \quad (6)$$

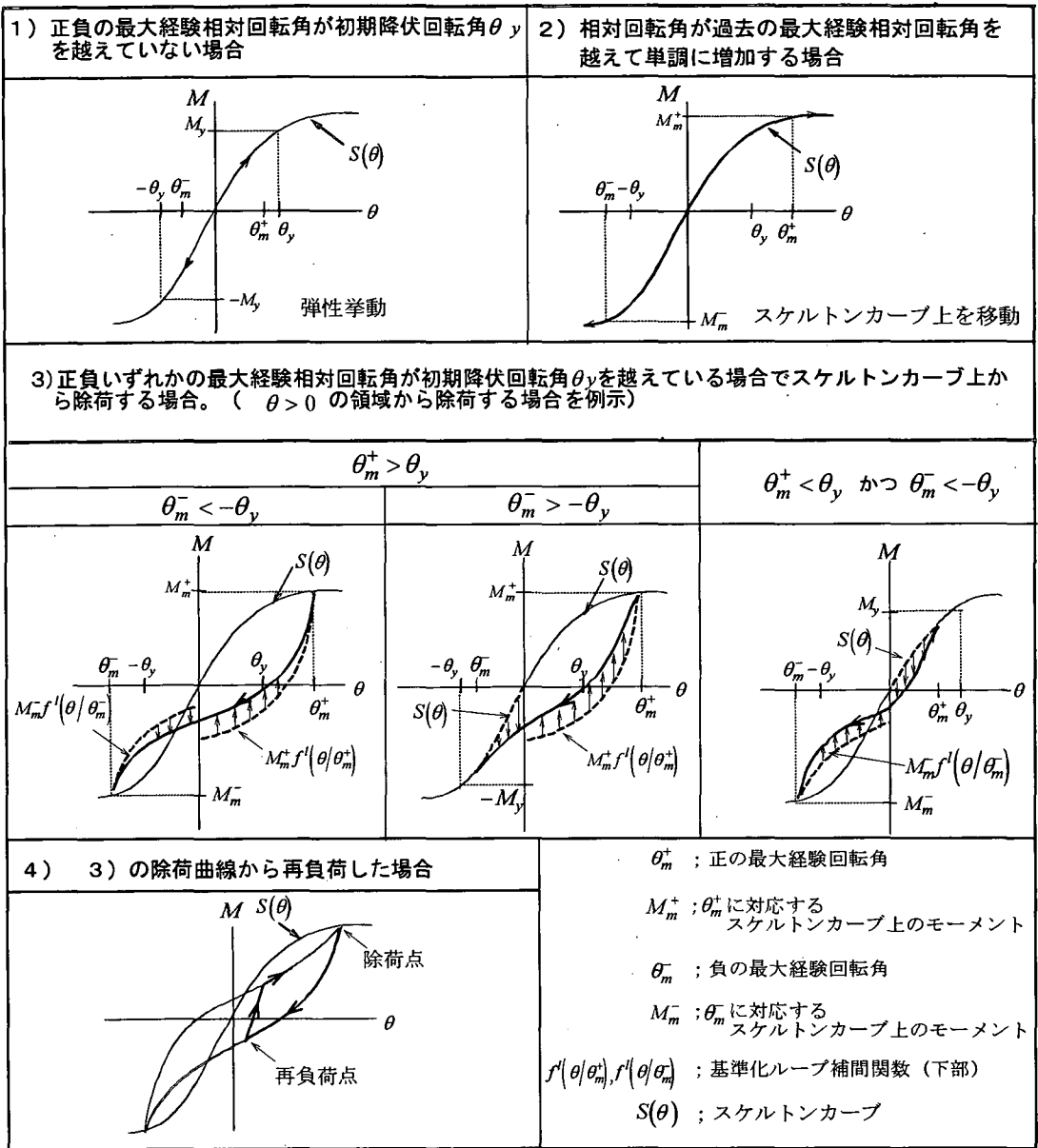


図-12 非正常履歴の挙動

$$f' \left(\frac{\theta}{\theta_m} \right) = (1-b) \cdot f'_i \left(\frac{\theta}{\theta_m} \right) + b \cdot f'_{i+1} \left(\frac{\theta}{\theta_m} \right) \quad (7)$$

を用いばよい。

$$\theta'_i = \theta_i \cdot \theta'_y / \theta_y \quad (9)$$

$$b = \frac{|\theta_m| - \theta_i}{\theta_{i+1} - \theta_i} \quad (8)$$

この履歴ループを任意のアンカー部へ近似的に拡張するためには式(4),(5)ならびに式(8)に用いる i 番目の履歴ループでの最大相対回転角 θ'_i として次式で算定されるもの

ここに θ'_y は任意アンカー部の初期降伏回転角で component method により計算される。

c) 非正常挙動の定式化

a), b) で求めたスケルトンカーブと基準化ループをもとに非正常履歴での挙動の定式化を行う。定式化は大きく以下の4つの場合に分けられる。

- 1) 正負の最大経験相対回転角が初期降伏回転角 θ_y を越えていない場合。
- 2) 相対回転角が過去の最大経験相対回転角を越えて単調に増加する場合。
- 3) 正負いずれかの最大経験相対回転角が初期降伏回転角を越えている場合で、スケルトンカーブ上から除荷する場合。
- 4) 3) の除荷曲線から再負荷する場合。

上記1)～4)の場合についてアンカー部の挙動を表す式を表-4に、またこれが表す $M-\theta$ 関係を図-12にまとめて示す。以下に、表-4、図-12について説明を若干補足する。

1), 2) の場合はスケルトンカーブのみで挙動が定義される。

3) では式(6),(7)で定義された基準化ルーブをもとに、正および負の最大経験回転角におけるモーメントの値を考慮して除荷曲線を求めているが、具体的な手法は補遺に示す。なお、表-4、図-12中の3)では $\theta > 0$ の領域から除荷する場合について例示してあるが、 $\theta < 0$ の領域から除荷する場合の挙動は、 $\theta > 0$ の場合と $M-\theta$ 軸の原点に関して点対称の関係にある。つまり、表-4中の M_0^+ を M_0^- に、 θ_m^+ を θ_m^- に、また f^I を f^{II} に置換した場合に相当する。

4) では、再負荷曲線として、除荷曲線の初期剛性で履歴ルーブ上部に到達するまで線形に変化するものとする。その後は履歴ルーブに沿うものとする。

以上、ここに提案したモデルは主として解析的に定められたスケルトンカーブと実験的に求められた履歴ルーブをもとにしているため、以後、「半実験モデル」と呼ぶ。

(2) 復元力モデルの簡易化

すでに提示した復元力モデル(半実験モデル)はアンカー部の履歴特性を少なくとも実験結果に関しては精度良く表すことができるが、実用的なモデルとしてはやや複雑な面がある。そこで以下ではこの点を考慮し、より簡便な復元力モデルの検討を行う。すなわち、スケルトンカーブとしては「半実験モデル」と同じものを用い、履歴挙動の簡易化を計る。履歴挙動を表す簡易モデルとしては、鉄骨の柱脚基部のモデルとして秋山¹²⁾により提示されている2つの簡易モデル(最大点指向型モデル、完全スリップ型モデル)ならびに、これらを組み合わせ新たに考案した複合型モデルについてそれらの適用性を検討する。

a) 最大点指向型モデル

このモデルは文献12)で根巻き型柱脚基部の履歴挙動を表現するモデルとして提案されているものであるが、本論文ではこのモデルが非弾性域では過去に経験した履歴の最大点を指向するため「最大点指向型モデル」と呼ぶ

ことにする。モデルの概要を図-13に示す。このモデルでは、アンカー部の挙動はスケルトンカーブと最大経験変位のみを用いて以下のように決定される。

1) 最大経験相対回転角が正負方向とも θ_y を越えない範囲では弾性挙動をする。

2) θ_y を越える非弾性域においてアンカー部の相対回転角が過去の最大経験値を越えて単調に増加する場合は、この点よりモーメントはスケルトンカーブに沿って増加する。

3) θ の正方向の非弾性域のスケルトンカーブ上の点 (θ_m^+, M_m^+) から除荷する場合は、初期剛性で $M=0$ となる点 $(\theta_0^+, 0)$ まで線形に除荷する。 $(\theta_0^+, 0)$ に到達後、さらに負方向に載荷されると、 $(\theta_0^+, 0)$ と負側の最大点 (θ_m^-, M_m^-) を結ぶ直線上を点 (θ_m^-, M_m^-) に到達するまで移動する。最大点到達後はスケルトンカーブに従う。なお、最大経験回転角 θ_m^- が $-\theta_y$ を越えていない場合は $(-\theta_y, -M_y)$ を最大点とする。また、 (θ_m^+, M_m^+) と $(\theta_0^+, 0)$ を結ぶ直線上から再負荷する場合は除荷経路を通りスケルトンカーブまで戻る。 $(\theta_0^+, 0)$ と (θ_m^-, M_m^-) を結ぶ線上から再負荷する場合は初期剛性で負荷し、 $M=0$ となる点からは (θ_m^+, M_m^+) を目指す直線に沿って負荷する。 θ の負方向のスケルトンカーブ上から除荷する場合も正方向から除荷する場合と同様にその挙動を定義する。

b) 完全スリップ型モデル

本モデルは鉄骨の露出型柱脚¹²⁾に適用されたモデルである。鋼製橋脚アンカー部には曲げモーメント以外に比較的大きな軸圧縮力が作用するため、スリップ型モデルにおいてはこの軸力による影響を考慮する必要がある。軸力の影響を考慮した完全スリップ型モデルの挙動を図-14に示す。このモデルではスリップ時におけるモーメント値が $M=M_n$ となっている。 M_n は下ベースプレートがフーチングから離間するモーメント値に対応しており、軸圧縮力 N の大きさにより異なる。すなわち、下ベースプレートの縁端部の支圧応力 σ が零となる次の条件式より M_n が定まる。

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_n}{I} h = 0 \quad (10)$$

ここに、 A ; 下ベースプレートの面積、 I ; 下ベースプレートの断面2次モーメント、 h ; 下ベースプレート断面図心から縁端部までの距離。

軸力を考慮した完全スリップ型モデルの挙動はスケルトンカーブ、最大経験相対回転角と M_n を用いて以下の

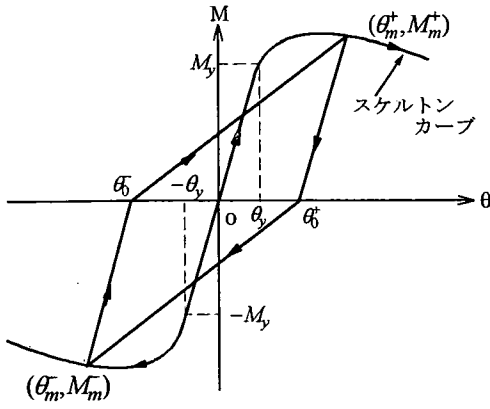


図-13 最大点指向型モデル概念図

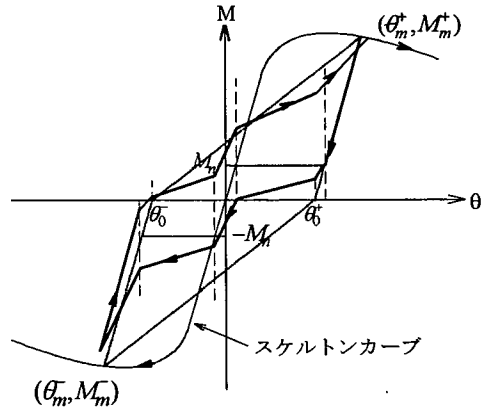


図-15 複合型モデル概念図

表-5 α-θ 関係

(a) 杭方式

θ/θ_y	0.62	1.62	3.68	5.82	7.98	10.11	12.28	14.70
α	0.01	0.05	0.23	0.30	0.65	0.75	0.90	0.95
E_m/E_e	0.96	0.96	0.96	0.90	0.89	0.87	0.89	0.89

(b) 鉄筋コンクリート方式

θ/θ_y	0.72	2.01	4.31	6.21	7.21	10.12	12.30	15.01
α	0.01	0.03	0.21	0.30	0.41	0.51	0.70	0.91
E_m/E_e	0.94	0.95	0.93	0.94	0.91	0.89	0.90	0.90

E_m ; 複合型モデルにより得られたひずみエネルギー

E_e ; 実験により得られたひずみエネルギー

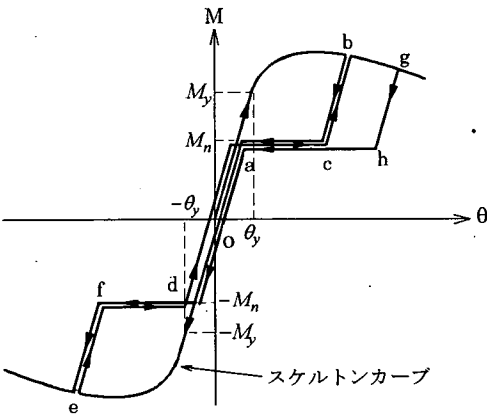


図-14 完全スリップ型モデル概念図

ように決定される。

1) 最大経験相対回転角が正負方向とも θ_y を越えない場合、2) θ_y を越える非弾性域においてアンカー部の相対回転角が過去の最大経験値を越えて単調に増加する場合は、最大点指向型と同様の挙動をするものとする。

3) θ の正方向のスケルトンカーブ上の点(図-14における点b)から除荷する場合は、初期剛性で $M = M_n$ となる点cまで線形に除荷する。その後 $M = M_n$ を保ったままスケルトンカーブ上の点aに到達するまで進む。点aに到達後はスケルトンカーブ上を移動する。 θ の負方向のスケルトンカーブ上の点から除荷する場合も正方向から除荷する場合と同様に定義する。

c) 複合型モデル

a), b) で提示した最大点指向型モデル、完全スリップ型モデルはスケルトンカーブが設定されれば動的応答解析では取り扱いやすいモデルである。しかしながらスケルトンカーブからの除荷挙動や定常繰り返し挙動などは最大点指向型ならびにスリップ型の両特性を併せ持つ

実験値とは明らかに異なったものになっている。そこでここではこの点を改善した簡易モデルの提案を行う。提案するモデルは図-15に示す最大点指向型と完全スリップ型の両モデルを複合した「複合型モデル」である。これによるモデル化手法を以下に示す。

1) 最大経験相対回転角が正負方向とも θ_y を越えない場合、2) θ_y を越える非弾性域においてアンカー部の相対回転角が過去の最大経験相対回転角を越えて単調に増加する場合には最大点指向型、完全スリップ型と同じ挙動を示すと仮定する。

3) θ の正方向のスケルトンカーブ上の点(θ_m^+, M_m^+)から除荷する場合については $M = M_n$ となるまで初期剛性で除荷すると仮定する。 $M = M_n$ となった点以降は次式で定義される傾きをもって除荷する。

$$K_I = \alpha K_{slip} + (1 - \alpha) \cdot K_{max} \quad (11)$$

ここに K_{slip} ; 完全スリップ型モデルから定義される接線

剛性, K_{max} ; 最大点指向型モデルから定義される接線剛性, α ; 完全スリップ型と最大点指向型の割合を決める変数であり, $\alpha=1$ の時, 完全スリップ型となり $\alpha=0$ の時, 最大点指向型となる. α の値はアンカー部の最大経験回転角により変化させる. 具体的には, 繰り返し載荷実験により得られた各変位振幅の3サイクル目の履歴吸収エネルギーと複合型モデルの履歴吸収エネルギーの差が最小となるように α の値を決定する. こうして求められた α の値を杭方式と鉄筋コンクリート方式の場合について, それぞれ表-5に示す. さらにこの表をもとに α をスケルトンカーブ上の除荷点における相対回転角 $\bar{\theta}$ の2次関数として補間すると次式ようになる. なお, $\bar{\theta}$ は正あるいは負方向の最大経験回転角に対応する.

杭方式

$$\alpha = 0.0002 \left(\frac{\bar{\theta}}{\theta_y} \right)^2 + 0.0680 \left(\frac{\bar{\theta}}{\theta_y} \right) - 0.0334 \quad (12)$$

鉄筋コンクリート方式

$$\alpha = 0.0007 \left(\frac{\bar{\theta}}{\theta_y} \right)^2 + 0.0513 \left(\frac{\bar{\theta}}{\theta_y} \right) - 0.0409 \quad (13)$$

4. 各モデルと繰り返し載荷実験結果との比較

提案されたアンカー部の半実験モデルと3種類の簡易モデルを用いて, 図-2, 3の繰り返し載荷実験を再現し, 復元力モデルの精度について比較検討を行う. ここでスケルトンカーブは文献4)で示した component methodにより求める. また, アンカー部の各材料定数としては表-1に示すものを用いる.

杭方式のアンカー部に関して得られた解析結果を各振幅の3サイクル目の挙動について, 実験結果と比較して図-16(a)~(d)に示す.

当然のことではあるが半実験モデルは, 図-16(a)から, いずれの振幅においても実験で得られたアンカー部の履歴挙動と良く一致している.

最大点指向型モデルは図-16(b)より, 振幅が小さい領域では実験値に近い挙動を示しているが, 振幅が大きくなるにつれて実験値とは大きく異なった挙動を示す. すなわち, $(\theta_0^+, 0)$ あるいは $(\theta_0^-, 0)$ から直線的に反対側の最大点を指向するため, 実験値に見られるようなスリップ型の復元力特性が表現されていない. また, スケルトンカーブからの除荷剛性も初期剛性で定義しているため実験値よりかなり大きくなる. 以上の結果, 最大点指向型モデルは, 履歴吸収エネルギーを過大に評価する.

完全スリップ型モデルでは, 図-16(c)からわかるように履歴挙動はループを描かず, 履歴吸収エネルギーを

0と評価することになる. また, このモデルではスリップ挙動は表現できるものの, 回転角が大きくなるにつれてスケルトンカーブからの除荷剛性は, 最大点指向型モデル同様, 実験値よりも高く評価される傾向にある. さらに実験ではスケルトンカーブから除荷した際にモーメントが小さくなると勾配が緩やかになり2次勾配が現れるのに対し, 完全スリップ型モデルでは除荷後の勾配の変化を表現できない.

上記の2つの簡易モデルに対し, (d)の複合型モデルでは図-16(d)からわかるように実験結果に近い履歴ループが描かれている. 特に, 回転角が小さな領域ではその形状も実験値とよく一致している. また, 下ベースプレートとアンカーボルトの離間挙動が考慮されているスリップ型モデルと最大点指向型モデルが複合されているため, モーメントが小さい領域での剛性の変化も表現されている. ただし, 回転角が大きな領域では履歴ループの形状は実験値と若干異なっている.

以上の比較検討から, 完全スリップ型モデル, 最大点指向型モデル等の簡易モデルでは履歴ループの形状や除荷剛性が実験結果と異なる等の幾つかの問題点が存在するが, これらの簡易モデルを組み合わせた複合型モデルでは比較的精度良く実験結果を表せることが判明した. ここでは, 杭方式の場合について述べたが, 鉄筋コンクリート方式についても同様の結果が得られた. 本章では, 提示したアンカー部の各種復元力モデルについて精度特性を明らかにしたが, 実用的な観点から言うと, さらにアンカー部の復元力モデルの精度が鋼製橋脚全体の地震時終局挙動解析に与える影響を検討する必要がある. つぎにこの問題について数値計算例をもとに考察する.

5. 復元力モデルの差が鋼製橋脚の地震時終局挙動に与える影響

鋼製橋脚アンカー部の復元力モデルとして提示した4種類のモデルを適用し鋼製橋脚の幾何学的, 材料的非線形性を考慮した動的応答解析を行い, アンカー部の復元力モデルの精度が鋼製橋脚の地震時終局挙動に与える影響を検討する. なお動的応答解析では幾何学的ならびに材料非線形性を考慮した厳密な接線剛性方程式¹³⁾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.

解析に用いる2種類の単柱式鋼製橋脚(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-17に示す. 橋脚の構造特性による影響を考慮するために, pier Aは細長比が大きいもの($\lambda = 19.1$)を, pier Bは細長比が小さいもの($\lambda = 6.2$)を選んでいる. アンカー部は pier Aが鉄筋コンクリート方式, pier Bが杭方式である.

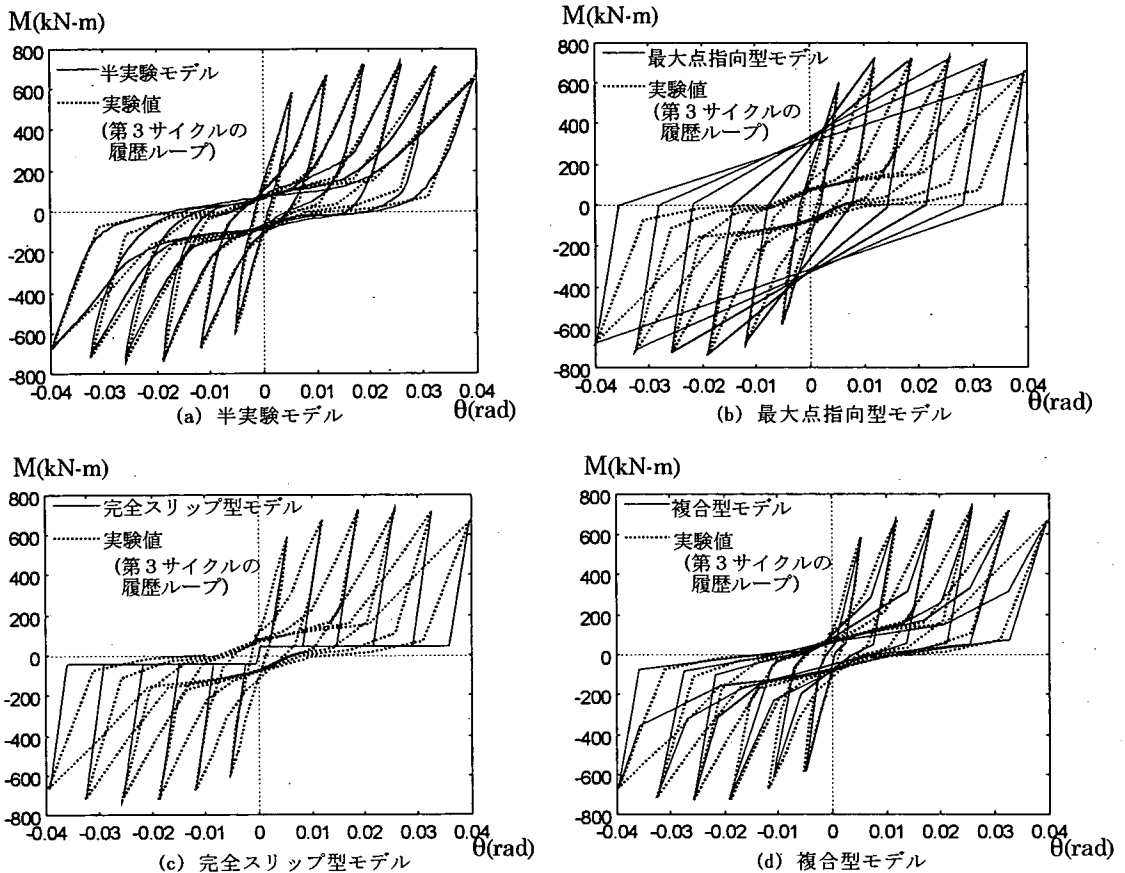


図-16 各復元力モデルにより得られた履歴ループと実験値との比較(杭方式)

アンカー部の設計では、基部を固定とした橋脚の地震時保有水平耐力 H_u ¹⁰⁾を求め、 H_u と P を設計荷重とする。許容応力度として、アンカーボルトは σ_y (降伏応力)を、またコンクリートは 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とは別に、定着部の挙動が応答解析に与える影響をより明確に示すことを目的として、アンカーボルトの断面積を減らし、脚定着部の固定度を低減させた場合も設定する。すなわち、水平荷重として地震時保有水平耐力 H_u の60%の大きさを持つ水平力($0.6H_u$)を作用させてアンカー部の設計を行う。以後、 H_u と $0.6H_u$ に対して設計されたアンカーボルトの断面積をそれぞれ A_{100} 、 A_{60} と表記する。

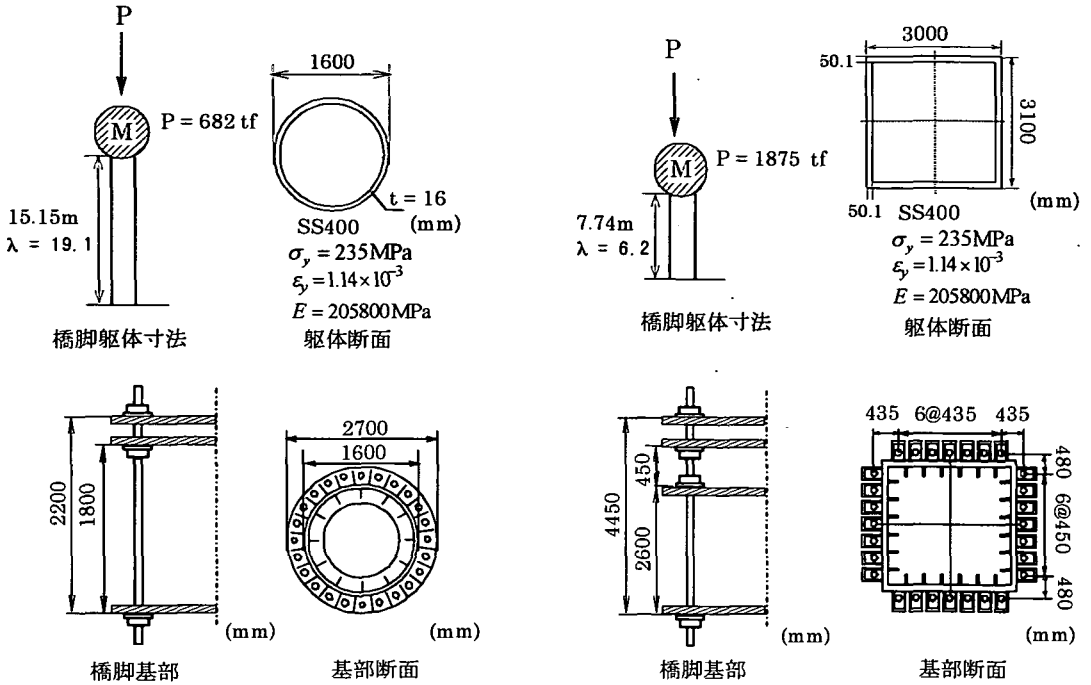
鋼製橋脚躯体の材料構成則としては移動硬化則に基づくbi-linearモデル(2次勾配として初期剛性の100分の1を採用)を用い、残留応力、初期たわみ、局部座屈の影響は無視する。また、建造物の減衰定数として弾性の各固有モードに対して、 $h=2.0\%$ を設定し、これをそのまま非弾性領域においても用いる。

鋼製橋脚への入力波としては兵庫県南部地震の際に神

戸海洋気象台で観測された地震波のN-SおよびU-D成分を用いる。応答解析結果に関しては、設計において重要な物理量である最大応答変位、残留変位および最大応答ひずみを取り上げ、これらに与えるアンカー部のモデル化の影響について考察を加える。

応答解析結果として、pier A、pier Bについて、橋脚天端の水平変位の最大応答値と残留値を表-6に、また、橋脚躯体とアンカー部の最大応答ひずみを表-7に、それぞれアンカー部の半実験モデルと各簡易モデルとを比較する形で示している。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難しいが、今回提案したモデルでは、スケルトンカーブがcomponent methodにより求められているので、最大ひずみに関して、表-7のように $M-\theta$ 関係とアンカーボルトのひずみ、フーチングの支圧によるひずみとの対応をつけることができる。

はじめに、脚天端の水平変位成分について表-6をもとに考察する。pier Aにおいては、アンカーボルトの断面積が $A=A_{100}$ 、 $A=A_{60}$ のいずれの場合も、最大応答変位についてはアンカー部のモデル化の差は現れてい



アンカーボルト	フーチング コンクリート
SS400 $\sigma_y = 235\text{MPa}$ $E = 205800\text{MPa}$ $E_s/E_{st} = 40$ $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 10$ $\xi = 0.06$	$\sigma_{ck} = 18.78\text{MPa}$ $E_c = 24500\text{MPa}$
断面積 (一本当り) $A_{100} = 339.8\text{cm}^2$ (H_u 載荷時) $A_{60} = 165.1\text{cm}^2$ ($0.6H_u$ 載荷時)	

pier A (鉄筋コンクリート方式)

アンカーボルト	フーチング コンクリート
S35CN $\sigma_y = 235\text{MPa}$ $E = 205800\text{MPa}$ $E_s/E_{st} = 30$ $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 9.5$ $\xi = 0.06$	$\sigma_{ck} = 18.78\text{MPa}$ $E_c = 24500\text{MPa}$
断面積 (一本当り) $A_{100} = 203.9\text{cm}^2$ (H_u 載荷時) $A_{60} = 112.2\text{cm}^2$ ($0.6H_u$ 載荷時)	

pier B (杭方式)

H_u : 地震時保有水平耐力

$E_{st}, \varepsilon_{st}, \xi$: アンカーボルトの
構成則に用いる定数¹⁴⁾

σ_y : アンカーボルトの降伏応力

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

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度

E_c : コンクリートのヤング係数

図-17 解析対象構造

ない。残留変位についても、最大点指向型モデルが高めに評価する以外、モデル間の差は小さい。一方、pier B においては残留変位においてアンカー部のモデル間でかなりの差が現れている。特に、最大点指向型、完全スリップ型両モデルと半実験モデル間には大きな差がある。最大点指向型では、最大応答変位についても差が大きい。これらの簡易モデルに比べ、複合型モデルは半実験モデルとかなり良い一致を見せている。さらに、pier B については、アンカー部に各簡易モデルを用いたときの橋脚天端の水平変位の時刻歴応答を半実験モデルを用いたときの

結果と図-18で比較している。この図からわかるように、最大点指向型、スリップ型のモデルでは、 $A = A_{100}$ 、 $A = A_{60}$ いずれの場合においても、比較的初期の時間から、応答変位が半実験モデルとかなり異なっている。これに対し、複合型の簡易モデルでは、全体にわたり半実験モデルの結果と良く一致している。

以上の解析結果で、最大応答変位に関しては、一般にアンカー部のモデル化の影響が小さいが、これは最大応答変位がアンカー部の復元力モデルのスケルトンカーブ上で生じ、このスケルトンカーブとして、いずれのモデル

表一六 橋脚天端の最大応答変位と残留変位の水平成分

(a) pier A

		半実験モデル	最大点指向型モデル	完全スリップ型モデル	複合型モデル
A_{100}	最大変位	36.2	36.5	36.3	36.3
	残留変位	8.2	10.1	8.5	8.1
A_{60}	最大変位	39.8	39.9	39.8	39.9
	残留変位	8.6	12.5	8.7	8.6

(b) pier B

(cm)

		半実験モデル	最大点指向型モデル	完全スリップ型モデル	複合型モデル
A_{100}	最大変位	12.9	15.0	12.9	12.8
	残留変位	1.2	4.2	3.1	1.3
A_{60}	最大変位	13.0	15.0	13.9	12.6
	残留変位	2.1	5.0	5.1	2.2

(cm)

表一七 橋脚躯体とアンカーボルトの最大応答ひずみ

(a) pier A

		半実験モデル	最大点指向型モデル	完全スリップ型モデル	複合型モデル
A_{100}	$\varepsilon_{mp}/\varepsilon_y$	2.01	2.06	2.05	2.03
	$\varepsilon_{ma}/\varepsilon_y$	1.10	1.09	1.04	1.08
A_{60}	$\varepsilon_{mp}/\varepsilon_y$	1.95	2.04	2.01	1.99
	$\varepsilon_{ma}/\varepsilon_y$	2.02	1.95	1.95	1.96

(b) pier B

		半実験モデル	最大点指向型モデル	完全スリップ型モデル	複合型モデル
A_{100}	$\varepsilon_{mp}/\varepsilon_y$	2.25	2.90	2.55	2.27
	$\varepsilon_{ma}/\varepsilon_y$	2.01	1.94	1.91	1.99
A_{60}	$\varepsilon_{mp}/\varepsilon_y$	2.01	2.69	2.25	1.98
	$\varepsilon_{ma}/\varepsilon_y$	3.42	3.17	3.24	3.38

ε_{mp} : 橋脚躯体の最大応答ひずみ

ε_{ma} : アンカーボルトの最大応答ひずみ

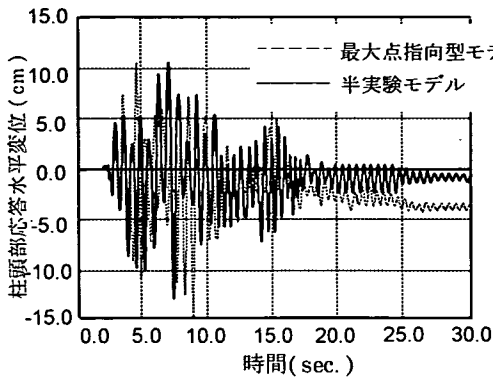
ε_y : 橋脚躯体, アンカーボルトの降伏ひずみ

も同一のモデルを用いているためと考えられる。また、pier A に比べ pier B ではアンカー部のモデル化が、橋脚全体の応答に影響を与えているが、これは、細長比の小さな pier B の方が橋脚躯体の曲げ剛性が大きく、橋脚天端の水平変位に及ぼすアンカー部の相対回転角の影響が大きく現れるためである。

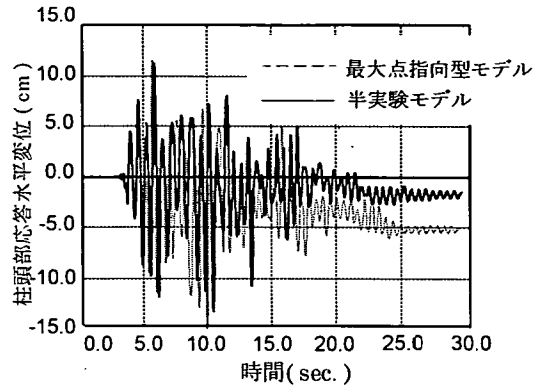
つぎに、表一七をもとに応答解析で橋脚躯体およびアンカー部に生ずるひずみについて考察する。細長比が大きい pier A ではアンカー部のモデル間の差異による影響はほとんどないが、細長比が小さい pier B においては先に述べた天端の応答変位同様、アンカー部のモデル間でやや明確な差異が認められる。この傾向はアンカーボルトの断面積が小さいほど顕著である。とくに、pier B では

アンカー部のモデルとして、最大点指向型モデルを用いると、半実験モデルを用いた場合に比べ、最大応答ひずみが、橋脚躯体において高目に、アンカー部において低目に算定される。つまり、アンカー部に関しては若干危険側のモデルとなる。このような特性は、完全スリップ型モデルにおいても見られる。一方、複合型モデルにおいては、算定される最大応答ひずみは応答水平変位同様、半実験モデルによるものほとんど差がなく、簡易モデルにもかかわらず精度がよいことがわかる。

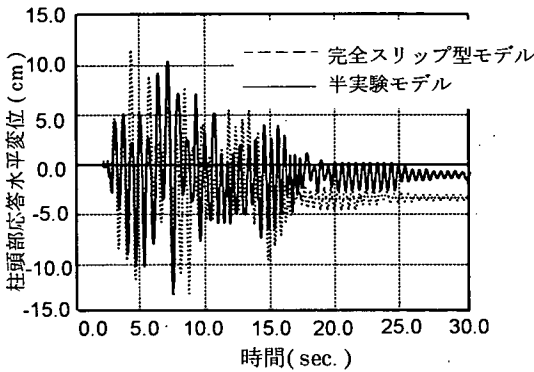
最後に、アンカーボルトの断面積の減少が、橋脚の挙動に与える影響について触れる。アンカーボルト断面積の減少により全般にアンカーボルトの最大ひずみは大きく増加するが、逆に躯体の最大ひずみは減少する。また、



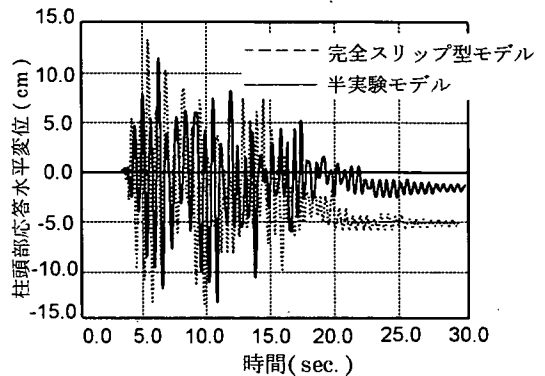
最大点指向型モデル ($A=A_{100}$)



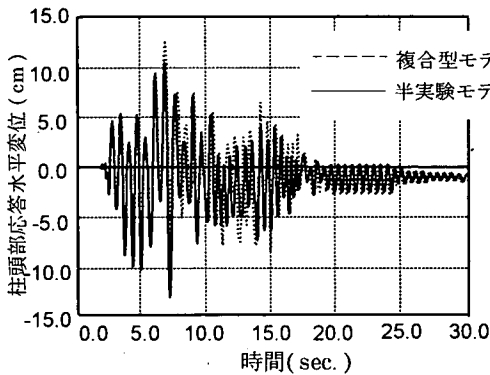
最大点指向型モデル ($A=A_{60}$)



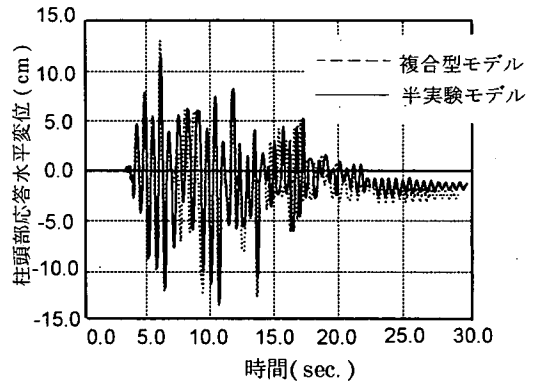
完全スリップ型モデル ($A=A_{100}$)



完全スリップ型モデル ($A=A_{60}$)



複合型モデル ($A=A_{100}$)



複合型モデル ($A=A_{60}$)

図-18 橋脚天端応答水平変位 (pier B)

最大応答変位, 残留変位も増大するが, アンカーボルトの最大ひずみの増加の割合に比べるとこれらの増加の割合はかなり小さい。

以上の検討で得られた結果をまとめると, アンカー部のモデル化の影響は橋脚躯体に比べアンカー部の曲げ剛性が小さいいわゆるアンカー部の固定度が小さい場合に

より大きく現れる。設計で重要な物理量については, 残留変位に対する影響が最も大きく, 損傷度を表す一つの指標である橋脚躯体やアンカー部の最大応答ひずみに対するものがこれに続く。最大応答変位については, アンカー部の復元力モデルのスケルトンカーブが同じであれば, モデル化の影響は少ない。鋼製橋脚アンカー部の簡易モ

デルとして、最大点指向型モデルや完全スリップ型モデルでは、実設計における適用において問題がある。一方、今回提示した複合型モデルでは、検討したいずれの橋脚の応答解析においも、半実験モデルと実用上同等の結果が得られる。

6. まとめ

繰り返し荷重を受けるアンカー部の終局挙動を表す復元力モデルを提案することを目的として、まず、杭方式ならびに鉄筋コンクリート方式のアンカー部に対して繰り返し載荷実験を行い、挙動特性を明らかにした。つぎに、実験結果を踏まえ、アンカー部の復元力モデルを提案するとともにこの簡易モデルも提示した。復元力モデルの精度はアンカー部の繰り返し載荷実験結果と比較することにより検討した。さらに、復元力モデルの差異が鋼製橋脚全体の動的応答解析結果に与える影響についても調べた。これらの検討結果をもとに実用的なアンカー部の力学モデルについて考察した。本研究で得られた結果を以下に示す。

- 1) 繰り返し載荷実験より、いずれの方式のアンカー部に対してもアンカー部の相対回転が増加すると、アンカーボルトの塑性変形により、スリップ型の履歴特性を示す。また、逆載荷を行うと、逆載荷の領域で最大点指向型の傾向を示す。
- 2) 繰り返し荷重を受けると、ベース下のモルタルならびにフーチングコンクリートの支圧破壊が促進され、耐力、および剛性が低下する。このため、繰り返し載荷を受けるアンカー部の $M - \theta$ 関係は、単調載荷時に得られる $M - \theta$ 関係の耐力・剛性を下回る。
- 3) アンカー部の復元力モデルとしては component method を用いて主として解析的に定めるスケルトンカーブと実験による履歴ループとを組み合わせ「半実験モデル」の他、半実験モデルのスケルトンカーブを用いた「最大点指向型」、「完全スリップ型」の簡易モデル、およびこれらを組み合わせ「複合型」の簡易モデルを提示した。
- 4) 各復元力モデルを用いてアンカー部の繰り返し載荷実験を再現した結果、当然ではあるが半実験モデルは、実験結果を十分正確に表現する。簡易モデルの中では、複合型モデルの精度がよい。
- 5) アンカー部の各復元力モデルを用いて鋼製橋脚の地震時終局挙動の解析を実施した。その結果、アンカー部のモデル化の影響は橋脚躯体に比べアンカー部の曲げ剛性が小さいいわゆるアンカー部の固定度が小さい場合により大きく現れる。これらの影響は、残留変位において最も大きく、橋脚躯体やアンカー部の

最大応答ひずみがこれに続く。最大応答変位については、復元力モデルのスケルトンカーブが同一であれば、モデル化の影響は少ない。

- 6) 鋼製橋脚アンカー部の簡易モデルとして、最大点指向型モデルやスリップ型モデルは実設計への適用に問題がある。一方、複合型モデルは、橋脚の動的応答解析においても、半実験モデルと実用上、同等の精度が得られる。

ここで検討したアンカー部は、鋼製橋脚躯体とコンクリートフーチングという異種材料の接合部のため、その挙動は複雑である。したがって、繰り返し荷重下の復元力モデルを提案するためには、実験による情報が不可欠となる。今回提示したモデルにおいても実験により定めた定数があるが、杭方式、鉄筋コンクリート方式各1種類の供試体により設定されているので、任意の構造に適用する場合、精度という観点からして必ずしも十分なものではない。今後、モデルの精度を高めるには、各支配パラメータの取りうる範囲について大型模型による実験データを積み重ねる必要がある。

謝辞：本実験を実施するにあたり、トピー工業株式会社鉄構事業部ならびに第一技術研究所の方々には多大なご援助をいただいた。また、本研究の一部は土木学会新技術小委員会および新日本製鐵株式会社の援助も受けたことを記して謝意を表す。

補遺 除荷曲線の決定方法

式 (6),(7) で表される基準化ループから除荷曲線を完成させる手法を述べる。なお、以下に示される記号および諸関数の関係は図一補1に示されている。

正および負の最大経験回転角 θ_m^+ , θ_m^- を用いると、式 (6),(7) における θ_m は、 $\theta > 0$ の領域では θ_m^+ 、 $\theta < 0$ の領域では θ_m^- となる。はじめに、 θ_m^+ , θ_m^- に対応するモーメント M_m^+ , M_m^- を基準化ループに掛け定常履歴曲線 $F_+^u(\theta)$, $F_-^u(\theta)$, $F_+^l(\theta)$, $F_-^l(\theta)$ を定義する。

$$F_+^u(\theta) = M_m^+ \cdot f^u\left(\frac{\theta}{\theta_m^+}\right) \quad (\text{補.1})$$

$$F_-^u(\theta) = M_m^- \cdot f^u\left(\frac{\theta}{|\theta_m^-|}\right) \quad (\text{補.2})$$

$$F_+^l(\theta) = M_m^+ \cdot f^l\left(\frac{\theta}{\theta_m^+}\right) \quad (\text{補.3})$$

$$F'_-(\theta) = M_m^- \cdot f^l \left(\frac{\theta}{|\theta_m^-|} \right) \quad (\text{補.4})$$

図一補1に示されるように $F_+^u(\theta)$ と $F_-^u(\theta)$, $F_+^l(\theta)$ と $F_-^l(\theta)$ は $\theta=0$ で不連続になっている。そこで、 $\theta=0$ における定常履歴ループの値 $F_+^u(0)$, $F_-^u(0)$, $F_+^l(0)$, $F_-^l(0)$ を用いて以下のように線形補間することにより連続した除荷曲線を求める。

まず $\theta=0$ における除荷曲線上のモーメントの値 M_0^+ , M_0^- をそれぞれ以下のように補間する。

$$M_0^+ = \frac{F_+^u(0) \cdot M_m^+ - F_-^u(0) \cdot M_m^-}{M_m^+ + |M_m^-|} \quad (\text{補.5})$$

$$M_0^- = \frac{F_+^l(0) \cdot M_m^+ - F_-^l(0) \cdot M_m^-}{M_m^+ + |M_m^-|} \quad (\text{補.6})$$

ここで、 $F_+^u(\theta)$ の場合を例にとると、 $\theta=0$ における補正量は M_0^+ を用いて $(F_+^u(0) - M_0^+)$ と表される。この補正量をもとに、任意の θ における補正量 $\Delta(\theta)$ を以下のように定める。

$$\Delta(\theta) = (F_+^u(0) - M_0^+) \frac{M_m^+ - F_+^u(\theta)}{M_m^+ - F_+^u(0)} \quad (\text{補.7})$$

この補正量 $\Delta(\theta)$ により $F_+^u(\theta)$ を補正することで、除荷曲線 $M_+^u(\theta)$ が式(補.8)のように求められる。

$$\begin{aligned} M_+^u(\theta) &= F_+^u(\theta) - \Delta(\theta) \\ &= F_+^u(\theta) - (F_+^u(0) - M_0^+) \frac{M_m^+ - F_+^u(\theta)}{M_m^+ - F_+^u(0)} \quad (\text{補.8}) \end{aligned}$$

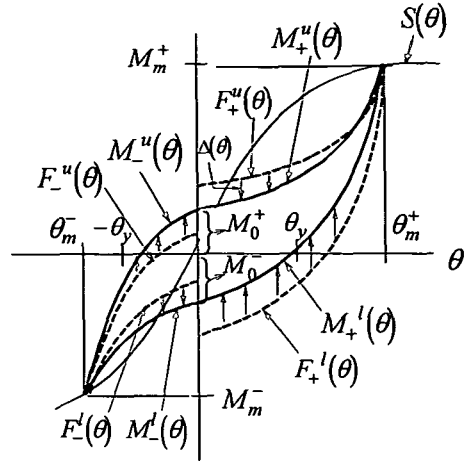
残りの領域の除荷曲線も同様にして、以下のように求められる。

$$M_-^u(\theta) = F_-^u(\theta) - (F_-^u(0) - M_0^+) \frac{M_m^- - F_-^u(\theta)}{M_m^- - F_-^u(0)} \quad (\text{補.9})$$

$$M_-^l(\theta) = F_-^l(\theta) - (F_-^l(0) - M_0^-) \frac{M_m^- - F_-^l(\theta)}{M_m^- - F_-^l(0)} \quad (\text{補.10})$$

$$M_+^l(\theta) = F_+^l(\theta) - (F_+^l(0) - M_0^-) \frac{M_m^+ - F_+^l(\theta)}{M_m^+ - F_+^l(0)} \quad (\text{補.11})$$

表-4では、 $\theta > 0$ の領域から除荷する場合、すなわち式(補.10),(補.11)の場合が例示されている。この時、除荷曲線は式(補.10),(補.11)の $F_-^u(\theta)$, $F_+^u(\theta)$ に式(補.3),(補.4)を代入した形で表記されている。



図一補1 除荷曲線の決定方法

θ_m^+ , θ_m^- のいずれか一方が初期降伏回転角を越えていない場合は、基準化ループは定義されないため、式(補.1)~(補.4)の定常履歴曲線を定めることができない。この場合はスケルトンカーブを定常履歴曲線の代わりに用いることとする。表-4では「 $\theta_m^+ > \theta_y$ かつ $\theta < 0$ かつ $\theta_m^- > -\theta_y$ 」と「 $\theta_m^+ < \theta_y$ かつ $\theta < 0$ かつ $\theta_m^- < -\theta_y$ 」の場合がこれに相当する。

参考文献

- 1) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.975-986, 1996.
- 2) 鈴木森晶, 宇佐美勉: 軸圧縮力と横力を受ける箱形断面片持柱の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.265-276, 1995.
- 3) 後藤芳顯, 日比幸一, 上條崇, 藤原英之, 小畑誠: アンカーフレーム杭方式による鋼脚柱定着部の繰返し載荷実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.1137-1143, 1995.
- 4) 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.
- 5) 秋元泰輔, 桜井順, 宮内博良: フーチングにおける鋼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.
- 6) 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.
- 7) COST C1; Semi-rigid behavior of civil engineering connections, Proc. of the second state of the art

workshop, Prague, 1994.

- 8) Chen, W. F., Goto, Y. and Liew, J. Y. R: *Stability Design of Semi-Rigid Frames*, John Wiley and Sons, New York, 1996.
- 9) ECCS; Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, 1986.
- 10) 谷資信, 野村設郎, 永坂具也, 平松晃: 鉄筋コンクリート耐震要素の復元力特性 (その1), 日本建築学会論文報告集, 第202号, pp.11-19, 1971.
- 11) Jennings, P. C. : Periodic response of a general yielding structure , *Proc. of ASCE* , EM div, Vol.90 pp.131-166, 1964.
- 12) 秋山 宏; 鉄骨柱脚の耐震設計, 技報堂出版, 1985
- 13) Goto, Y. and Miyashita, S.: Validity of classification systems of semi-rigid connections , *Engineering Structures* , Vol.17 , No.8 , pp.544-553 , 1995.
- 14) 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.

(1996. 9. 27 受付)

MODELING OF STEEL BRIDGE PIER BASE TO FOOTING CONNECTIONS UNDER CYCLIC LOADING

Yoshiaki GOTO , Satoshi MIYASHITA , Hideyuki FUJIWARA and Takashi KAMIJO

Hysteretic models for pier base-to-footing connections are presented with a view to applying them to the dynamic analysis of steel piers under seismic loading. First, the hysteretic behavior of double anchor-beam type connections and that of single-anchor beam type connections are experimentally investigated. Then, based on these experimental results, a semi-empirical model and three simplified models are proposed for both types of pier base-to-footing connections. The accuracy of the proposed connection models is examined by comparing with the experiments. In addition, it is examined how the overall behavior of steel bridge piers is influenced by the modeling of connections. Finally, taking all the results into consideration, we discuss a practical connection model which can be used for design.