

博士論文

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

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

2013 年

水野 剛規

目次

1 章 序論.....	1
1.1 地震による損傷と耐震設計基準の変遷	1
1.2 兵庫県南部地震における地震被害と耐震設計.....	3
1.2.1 地震後の耐震設計の基本方針	
1.2.2 鉄筋コンクリート橋脚の地震被害と地震後の耐震設計	
1.2.3 鋼製橋脚の地震被害と地震後の耐震設計	
1.2.4 アンカー部の地震被害と地震後の耐震設計	
1.2.5 既設構造物の耐震補強の基本方針	
1.3 東北地方太平洋沖地震における地震被害と耐震設計.....	12
1.3.1 道路橋の地震被害と地震後の耐震設計	
1.3.2 兵庫県南部地震の震動特性との相違	
1.3.3 鋼製橋脚の地震被害と課題	
1.4 本研究の目的と内容.....	16
1.4.1 検討対象	
1.4.2 鋼製橋脚の耐震補強と耐震照査法の問題点	
1.4.3 鋼製橋脚とアンカー部の既往の研究	
1.4.4 論文構成	
2 章 鋼製橋脚躯体とアンカー部の耐震設計法.....	21
2.1 実在する鋼製橋脚と準拠示方書.....	21
2.2 鋼製橋脚躯体.....	22
2.2.1 兵庫県南部地震以前の構造と耐震補強	
2.2.2 兵庫県南部地震以後の構造	
2.3 アンカー部.....	23
2.3.1 兵庫県南部地震以前の構造と耐震補強	
2.3.2 兵庫県南部地震以後の構造	
3 章 検討対象とする鋼製橋脚の選定.....	27
3.1 「補強モデル」	27
3.1.1 対象モデルの設定方針	
3.1.2 角補強を施した鋼製橋脚躯体	
3.1.3 アンカー部とフーチング	
3.1.4 杭基礎	
3.2 「新設モデル」	34
3.2.1 対象モデルの設定方針	
3.2.2 鋼製橋脚躯体	
3.2.3 アンカー部とフーチング	
3.2.4 杭基礎	

4章 鋼製橋脚全体系のモデル化と解析法.....	37
4.1 鋼製橋脚躯体のモデル化.....	37
4.1.1 角補強を施していない鋼製橋脚躯体	
4.1.2 角補強を施した鋼製橋脚躯体	
4.1.3 鋼材の構成則	
4.2 アンカー部のモデル化.....	39
4.2.1 杭方式とRC方式のアンカー部	
4.2.2 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	
4.3 杭基礎のモデル化とフーチングへの結合.....	44
5章 橋脚の終局挙動に与えるアンカー部の影響.....	45
5.1 2方向繰り返しと1方向繰り返し載荷プログラム.....	45
5.2 アンカー部と橋脚躯体基部の損傷特性.....	47
5.2.1 エネルギー逸散率と固定度の定義	
5.2.2 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	
5.2.3 アンカー部の損傷特性と固定度	
5.2.4 載荷形式がアンカー部の損傷と固定度に与える影響	
6章 アンカー部の耐震補強に関する検討.....	59
6.1 RC方式アンカー部の簡易的な耐震補強法の提案.....	59
6.1.1 既往の耐震補強法と問題点	
6.1.2 耐震補強法の提案	
6.1.3 アンカー部の補強効果	
6.1.4 耐力モーメント比と固定度の関係	
6.1.5 設計値によるアンカー部の補強効果	
6.2 新設のRC方式アンカー部に関する耐震構造の提案.....	69
7章 まとめ.....	71
補遺.....	73
補遺1. アンカー部の方式の種類と特徴.....	73
補遺2. 都市内高速道路におけるフーチングの厚さと幅の関係.....	77
補遺3. 角補強した正方形断面鋼製橋脚の繰り返し解析への適用性.....	79
補遺4. RC方式アンカー部の解析のモデル化.....	81
補遺5. 設計値からの耐力モーメント比の算定法.....	84
参考文献.....	85

1. 序論

1. 1 地震による損傷と耐震設計基準の変遷

我が国は世界有数の地震国であり過去に経験してきた大地震は枚挙にいとまがなく、道路橋の被害状況はそのときの地震によって様々であるが人的・物的ともに甚大な場合も少なくない。1995年の兵庫県南部地震においては、損傷によって道路橋のライフラインとしての機能は完全に損なわれ、支援物資の運搬のみならず震災後の復興にも大きな影響を及ぼしたことは比較的記憶に新しい。このような大規模な地震を経験するたびに道路橋の耐震設計基準はその都度見直しを迫られてきたという歴史的事実があるが、このことは土木が経験工学である以上当然のことである。特にここ数十年は耐震設計の黎明期ともいえ、兵庫県南部地震を経験したことと、コンピュータの目まぐるしい進歩が追い風となり、耐震設計は著しく進化を遂げたといえよう。2011年の東北地方太平洋沖地震において、震動のみによる道路橋の損傷状況が比較的軽微であったという報告は、兵庫県南部地震後に改訂された耐震設計基準の妥当性をある程度証明しているといえるかもしれない。このような耐震設計基準の改訂は東北地方太平洋沖地震後においても例外ではなく、翌年の2012年には道路橋示方書¹⁾(以後、示方書と記す)の改訂が実施されている。

ここで、過去に実施された改訂内容とその経緯については、半世紀前から改定が幾度となく実施されてきたため、非常に煩雑でわかりにくいのが現状である。そのうえ、旧示方書や旧指針は既に入手困難であり、さらに熟練の実務設計者が次々に退職を迎えている現状を鑑みると、今後は研究者のみならず実務設計者にとっても増々未知のものになると考えられる。現行の耐震設計の課題を明らかにするためには、それらの全体像を系統的に把握し整理しておくことは重要であるといえるので、以下に耐震設計基準の変遷について簡単に纏めておく。

表-1.1は各耐震設計基準の変遷と主な地震について記している。耐震設計に関する具体的な指針としては1972年の道路橋耐震設計指針²⁾が初めてである。それ以前の耐震設計では1964年の鋼道路橋示方書³⁾の設計震度に関する一条項をもとに各設計者の技術的判断に基づき実施されていたのが実情であり、統一的な耐震設計が実施されていないという大きな問題が存在していた。そのため、統一的かつ具体的な運用方針を明示すべく道路橋耐震設計指針が制定されたという経緯がある。この道路橋耐震設計指針は、制定以前の1964年に発生した新潟地震の教訓を反映させたものとなっている。新潟地震では砂質土層において液状化が生じ、液状化による基礎の流動によって落下した橋もいくつか見られた。これを受けて、道路橋耐震設計指針においては、液状化対策が耐震設計に導入されるとともに、可動支承部では移動制限装置などの落橋防止構造を設けることが規定され

表-1.1 耐震設計基準の変遷と主な地震

年	基準	主な地震
1964年(S39年)	鋼道路橋設計示方書	新潟地震(M7.5)
1968年(S43年)		十勝沖地震(M7.9)
1972年(S47年)	道路橋耐震設計指針	
1978年(S53年)		宮城県沖地震(M7.4)
1980年(S55年)	道路橋示方書 耐震設計編V	
1983年(S58年)		日本海中部地震(M7.7)
1990年(H2年)	道路橋示方書 耐震設計編V	
1995年(H7年)		兵庫県南部地震(M7.3)
1996年(H8年)	道路橋示方書 耐震設計編V	
2002年(H14年)	道路橋示方書 耐震設計編V	
2011年(H23年)		東北地方太平洋沖地震(M9.0)
2012年(H24年)	道路橋示方書 耐震設計編V	

た。さらに、この指針では従来の震度法に加え、地震応答特性を考慮した修正震度法が初めて導入されているので、現行の流れをくむ耐震設計の出発地点であるといえるかもしれない。

つぎに、1968年の十勝沖地震においては、建物などの鉄筋コンクリート柱の多くにせん断破壊が生じたことが問題となった。これは、せん断補強筋が不足していたことによるものであるが、せん断破壊のような脆性的な破壊形態は構造系の安全性を瞬時に喪失させるため必ず避けなければならない破壊形態である。そのため、この地震以降、鉄筋コンクリートの橋脚では、せん断補強筋量の増加が要求されることとなった。さらに、塑性域を考慮した設計として、1980年の示方書⁴⁾での地震時変形性能の照査を皮切りに1990年の示方書⁵⁾においては地震時保有水平耐力法の照査が導入された。地震時保有水平耐力法については、その後経験した地震の震害調査結果ならびに研究成果をもとに細部においては随時見直しが実施されているが、現行の2012年の示方書¹⁾でも引き続き踏襲されている。ここで、兵庫県南部地震以前において、鉄筋コンクリート橋脚では地震時保有水平耐力法が導入され、塑性域と動特性を考慮した耐震設計が既に行われていたことは着目すべきことであり、このことが兵庫県南部地震において鉄筋コンクリート橋脚の損傷を抑制したことはよく知られた事実である。兵庫県南部地震において、せん断破壊などにより損傷が卓越した鉄筋コンクリート橋脚の準拠示方書の多くは1980年以前のものであった。

一方、鋼製橋脚については、兵庫県南部地震以前の耐震設計では塑性域を無視した弾性設計が主流であった。その理由として、鋼製橋脚はやや特殊な施工条件が要求される都市高速に多く採用されていたので過去に大規模な内陸直下型地震を経験してこなかったこと、塑性変形性能の評価手法が十分に確立されていなかったことが挙げられる。しかしながら、示方書の座屈関連規定は段階的により厳しい方向に改定されているので、それに付随して耐力や変形能などは向上している。いずれにしても、鋼製橋脚ではかなり遅れて兵庫県南部地震以後の1996年の示方書⁶⁾で初めて塑性域と動

特性を考慮した耐震設計法が導入されることとなった。兵庫県南部地震以後は、国を挙げて精力的に研究活動が推進されたので、現在では、鋼製橋脚の耐震設計法は飛躍的に進歩を遂げている。

以上の考察から、本研究で対象とする鋼製橋脚の耐震設計における極めて重要な節目といえるのは1995年の兵庫県南部地震であるということはいままでもない。また、2011年の東北地方太平洋沖地震はその地震動の規模からいって兵庫県南部地震以後に確立された耐震設計法の妥当性を検証する上で絶好の事例であったといえる。そのため、以降では、兵庫県南部地震と東北地方太平洋沖地震それぞれの地震被害状況と地震後の耐震設計の変更点について考察する。

1. 2 兵庫県南部地震における地震被害と耐震設計

1. 2. 1 地震後の耐震設計の基本方針

それまで兵庫県南部地震のような大規模な内陸直下型地震が大都市圏を直撃した事例は世界的にもほとんどなく、そのため、兵庫県南部地震での道路橋の被害状況は想定をはるかに上回るものであった。その地震規模はマグニチュード7.2であり最大加速度の観測値は1G程度であるので数値だけを見れば過去に発生した大規模地震動と比較して極めて厳しいというわけではない。しかしながら、その震動特性はやや特殊で加速度応答スペクトルは1秒前後まで卓越し、それまで観測史上経験してきたプレート境界型の地震動とは一線を画すものであった。このことが道路橋に極めて不利に作用したことは明らかであり、いずれにしても内陸直下型地震動の破壊力は激甚で以後の耐震設計に大きな影響をもたらした。具体的には、兵庫県南部地震以後の1996年の示方書⁶⁾において、以下のように耐震設計の基本方針が規定された。

- ① 橋の重要度に応じて、A種の橋あるいはB種の橋とを区別し、それぞれについて目標とする耐震性能を規定した。
- ② 耐震設計で考慮する地震動については、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル1地震動)と供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動(レベル2地震動)の2種類が設定された(レベル1地震動ならびにレベル2地震動の呼称は2002年の示方書から)。さらに後者については、内陸直下型(Type II)とプレート境界型(Type I)に分けられた。なお、内陸直下型については兵庫県南部地震での地震動が採用され、一方でプレート境界型については1990年の示方書⁵⁾で鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法の照査において用いられた地震動が踏襲された。

③ 耐震設計は原則として震度法(レベル1 地震動に対応する照査)と地震時保有水平耐力法(レベル2 地震動に対応する照査)による2段階設計を行うことを規定した。1990年の示方書⁵⁾では地震時保有水平耐力法については鉄筋コンクリート橋脚の照査法の一つとして推奨されていたが、耐震設計における一連の手順として明確に規定されることとなった。ここで、地震時保有水平耐力法の照査の実施対象は、1990年の示方書のように鉄筋コンクリート橋脚のみに限定しておらず、コンクリートを充填した鋼製橋脚ならびに基礎も対象としている。なお、無充填鋼製橋脚については、エネルギー一定則の適用が十分に検討されていないことから動的解析を推奨しており、その場合、同等の構造細目を有する供試体の繰り返し載荷実験データを反映させることを原則としている。

上述した1996年の示方書⁶⁾により規定された耐震設計の基本方針は以降に改定された示方書においても大きく変わることなく踏襲されている。変更点といえば、②について、2012年の示方書¹⁾でレベル2地震動TYPE Iが東北地方太平洋沖地震動に、③について、2002年の示方書⁷⁾でコンクリートを充填した鋼製橋脚のレベル2地震動に対応する照査が地震時保有水平耐力法の照査から動的照査に変更されたことの2点のみである。このように1996年の示方書⁶⁾において初めて、要求する耐震性能を対象橋梁に応じて明確に示したこと、内陸直下型およびプレート境界型の大規模地震動を耐震設計にとり入れたことは、特筆すべきことであろう。次節では、具体的な構造事例として、鉄筋コンクリート橋脚と鋼製橋脚を対象とし、兵庫県南部地震を経て耐震設計法が示方書においてどのように変更されたか、実際の被害状況をふまえながら説明する。

1. 2. 2 鉄筋コンクリート橋脚の地震被害と地震後の耐震設計

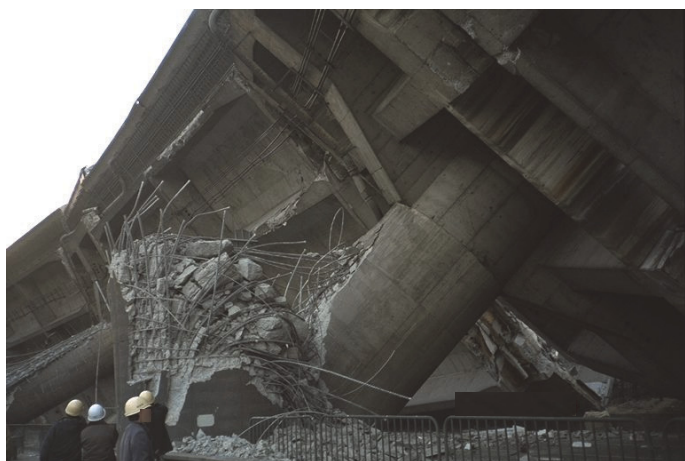
まず、鉄筋コンクリート橋脚についてであるが、損傷が見られたケースの多くは表-1.2に示すように1980年(昭和55年)以前の示方書により設計されたもので、特に1964年(昭和39年)以前の示方書に準拠した場合において、Asランクの著しく大きな損傷が見られた⁸⁾。そのときの破壊形態はせん断破壊(写真-1.1)あるいは曲げせん断破壊などの構造安定性が瞬時に喪失する極めて厳しいものであった。それらが生じた要因としては、せん断補強鉄筋の不足や主鉄筋途中定着(段落とし部)によることが後の調査で明らかとなっている⁸⁾。したがって、震災後に改定された1996年の示方書⁶⁾では、じん性を向上させるための配筋細目について地震以前の示方書と比較してかなり細かく規定されることとなった。レベル2地震動の照査としては、前述したように地震時保有水平耐力法が引き続き踏襲されたが、設計地震動として、新たに内陸直下型のTYPE II地震動が導入され、照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係は帯鉄筋による拘束効果を見込んだものとなった。

表-1.2 兵庫県南部地震における橋脚の準拠示方書別損傷度⁸⁾

構造	準拠示方書年次	橋脚の被災度					合計
		As	A	B	C	D	
鋼製橋脚	昭和39年以前	4 (4%)	11 (10%)	9 (8%)	72 (67%)	12 (11%)	108 (100%)
	昭和46年	0 (0%)	0 (0%)	14 (13%)	45 (43%)	45 (43%)	104 (100%)
	昭和55年	0 (0%)	0 (0%)	11 (9%)	19 (15%)	97 (76%)	127 (100%)
	平成2年	0 (0%)	0 (0%)	2 (13%)	2 (13%)	12 (75%)	16 (100%)
	小計	4 (1%)	11 (3%)	36 (10%)	138 (39%)	166 (47%)	355 (100%)
鉄筋コンクリート橋脚	昭和39年以前	78 (3%)	155 (6%)	143 (5%)	672 (25%)	1600 (60%)	2684 (100%)
	昭和46年	1 (1%)	1 (1%)	15 (8%)	63 (34%)	106 (57%)	186 (100%)
	昭和55年	0 (0%)	0 (0%)	1 (1%)	22 (13%)	144 (86%)	167 (100%)
	平成2年	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	40 (100%)	40 (100%)
	小計	79 (3%)	156 (5%)	159 (5%)	757 (25%)	1890 (62%)	3041 (100%)
合計	昭和39年以前	82 (3%)	166 (6%)	152 (6%)	744 (27%)	1612 (58%)	2756 (100%)
	昭和46年	1 (0%)	1 (0%)	29 (10%)	108 (37%)	153 (53%)	290 (100%)
	昭和55年	0 (0%)	0 (0%)	12 (4%)	41 (14%)	241 (82%)	294 (100%)
	平成2年	0 (0%)	0 (0%)	2 (4%)	2 (4%)	52 (93%)	56 (100%)
	小計	83 (2%)	167 (5%)	195 (6%)	895 (26%)	2056 (61%)	3396 (100%)

被災度	定義
As	倒壊したもの 損傷変形が著しく大きなもの
A	亀裂、座屈、鉄筋の破断等の損傷、または変形が大きなもの
B	鋼材の座屈や部材の変形が部分的にみられるもの 鉄筋の一部の破断やはらみだし及び部分的な被りコンクリートの剥離や亀裂が見られるもの
C	鋼材の座屈や変形が局部的かつ軽微なもの ひび割れの発生や局部的な被りコンクリートの剥離が見られるもの
D	損傷がないか、あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの

※昭和46年の示方書は表-1.1における昭和47年と同じ



(名古屋工業大学提供)

写真-1.1 せん断破壊により倒壊した RC 橋脚(阪神高速神戸線)

1. 2. 3 鋼製橋脚の地震被害と地震後の耐震設計

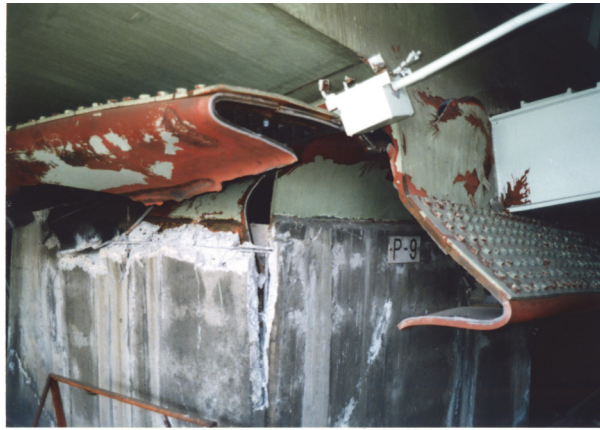
鋼製橋脚については、表-1.2 に示されるように、倒壊あるいは損傷が著しいAs ランクの橋脚は鉄筋コンクリート橋脚の78基に対して4基と少なく、その場合の準拠示方書は1964年(昭和39年)以前の示方書であった。このうち、完全に倒壊した橋脚はやや特殊な事例が多く、例えば写真-1.2において、鋼製橋脚は完全に圧壊していることが確認できるが、この原因は橋脚の断面添接部において、縦リブが存在しなかったことによるものである。このような特殊事例を除けば、鋼製橋脚の損傷の多くは局部座屈によるものであった。補剛板の座屈関連規定(基準耐荷力曲線や必要補剛材剛比など)については、1973年(昭和48年)ならびに1980年(昭和53年)の示方書^{9),10)}において段階的に改定されているので、それに付随して補剛板の耐力や変形能は向上することとなった。このことは、表-1.2において準拠示方書の年次を経るごとに各被災度の橋脚基数が減少していることからうかがうことができる。表-1.2を見る限り、鋼製橋脚の損傷状況は、既に保有水平耐力法を導入していた鉄筋コンクリート橋脚と比較して特に厳しかったとはいえない。当時の鋼製橋脚の耐震設計は震度法による弾性設計のみが主流であったことを鑑みると、兵庫県南部地震に対して鋼製橋脚の損傷は比較的小さかったといえる。このことは、橋脚内部に充填されたコンクリートが寄与したともいわれている。充填コンクリートは車両衝突による基部変形を防止することを目的として充填されるもので、当時の設計では設計断面として考慮されることはなかった。しかしながら、兵庫県南部地震以後にはレベル2地震動に対応した耐震設計として鋼パネルと充填コンクリートとの合成効果を見込む手法が確立された。

兵庫県南部地震における矩形断面鋼製橋脚の損傷形態の多くはコンクリート無充填部の鋼パネルでの局部座屈であった。局部座屈の事例として、写真-1.3、写真-1.4を示すが、これらはいずれも縦補剛材間を節として局部座屈が生じている。矩形断面鋼製橋脚の局部座屈は、このような縦補剛材間を節とした局部座屈とウェブまたはフランジを節とした補剛パネル全体に生じる局部座屈の2種類に大別することができる。弾性座屈理論においてはこのような座屈モードの分岐は、補剛材剛比 γ が最適補剛材剛比 γ^* よりも大きいか否かで判別することができる。すなわち、 $\gamma > \gamma^*$ であれば縦補剛材間を節とした座屈モードとなり、逆の場合はウェブまたはフランジを節とした補剛パネル全体の座屈モードとなる。補剛パネルの全体座屈は全体系の安定性を損ねかねないので、鋼製橋脚の損傷時においては縦補剛材間を節とした座屈モードであることが望ましい。兵庫県南部地震以前の示方書における補剛材剛比 γ の規定については、1964年の示方書³⁾までのように規定がそもそも存在しないか、あるいは、1973年ならびに1980年の示方書^{9),10)}のように必要補剛材最小剛比 γ_{req} よりも大きくなるよう規定されていたかのいずれかである。必要補剛材最小剛比 γ_{req} は補剛板の基準耐荷力曲線における塑性限界に該当する降伏応力の範囲内では剛比が低減され求められる

ので、そのため、 $\gamma > \gamma_{req}$ であっても $\gamma < \gamma^*$ となる場合も考えられる。兵庫県南部地震以後の 1996 年の示方書¹¹⁾においては、耐震設計上靱性が要求される補剛パネルについては靱性向上を図るため、縦補剛材間の幅厚比パラメータ R_R を 0.5 以下になるよう規定しているが、必要補剛材最小剛比 γ_{req} については 1980 年の示方書¹⁰⁾の規定を踏襲している。そのため、前述したように、 $\gamma < \gamma^*$ となるケースも考えられるが、実務設計においては、各機関が定めた指針に基づき $\gamma > \gamma^*$ となる場合も多く見られ、また、2002 年以降の示方書^{1),7)}に基づき無充填鋼製橋脚の動的解析を実施する場合は、許容ひずみ算出式 ϵ_a の適用範囲から結果的に $\gamma > \gamma^*$ となるようになっている。

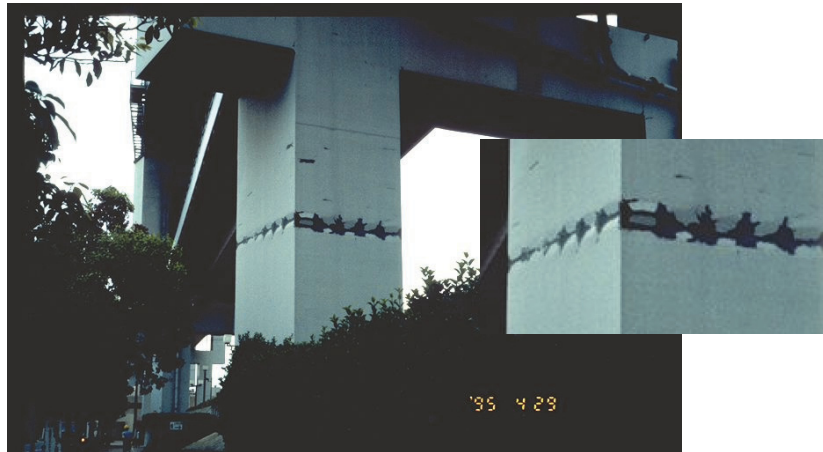
円形断面鋼製橋脚については、**写真-1.5**、**写真-1.6**に示すような局部座屈が多く見られた。円形断面鋼製橋脚には縦リブが存在しないため、比較的短い長さで局所的に座屈変形が生じ、さらに自重で押しつぶされることにより、面外に大きく膨らんだ座屈変形が生じる。そのため、この座屈形状から提灯座屈ともよばれる。提灯座屈は、局所的に変形が非常に大きくなるので一部で亀裂が生じる可能性がある。このような提灯座屈が生じた鋼製橋脚は径厚比パラメータ R_f が大きい断面に多く見られたので、兵庫県南部地震以後の 1996 年の示方書¹¹⁾では、靱性を向上することを目的として、局部座屈に対する許容応力度の上限値の範囲内で設計することが規定されることとなった。また、同様の理由から同示方書では径厚比パラメータ R_f を 0.08 以下にすることも推奨している。

前述したように、レベル 2 地震動に対応する耐震設計としては、地震以後に改定された 1996 年の示方書⁶⁾で初めて鋼製橋脚についても塑性域と動特性を考慮した耐震設計が取り入れられるようになる。具体的には、コンクリートを充填した鋼製橋脚では、地震時保有水平耐力法により、無充填鋼製橋脚においては、同等の構造細目を有する供試体の正負交番試験の実験結果を反映させた解析モデルによって動的照査をすることを規定している。なお、コンクリートを充填した鋼製橋脚についても、2002 年の示方書⁷⁾より地震時保有水平耐力法から動的照査に移行している。充填ならびに無充填鋼製橋脚とともに、2002 年の示方書⁷⁾で初めて土木研究所等での載荷実験結果を反映させた $M-\phi$ 要素に基づく材料構成則が提示されたため、実務設計において動的解析が容易に実施できるようになった。



(名古屋工業大学提供)

写真-1.2 圧壊した矩形断面鋼製橋脚(岩屋高架橋)



(名古屋工業大学提供)

写真-1.3 矩形断面鋼製橋脚の局部座屈(浜手バイパス)



(名古屋工業大学提供)

写真-1.4 矩形断面鋼製橋脚の局部座屈(浜手バイパス)



(名古屋工業大学提供)

写真-1.5 円形断面鋼製橋脚の提灯座屈(浜手バイパス)

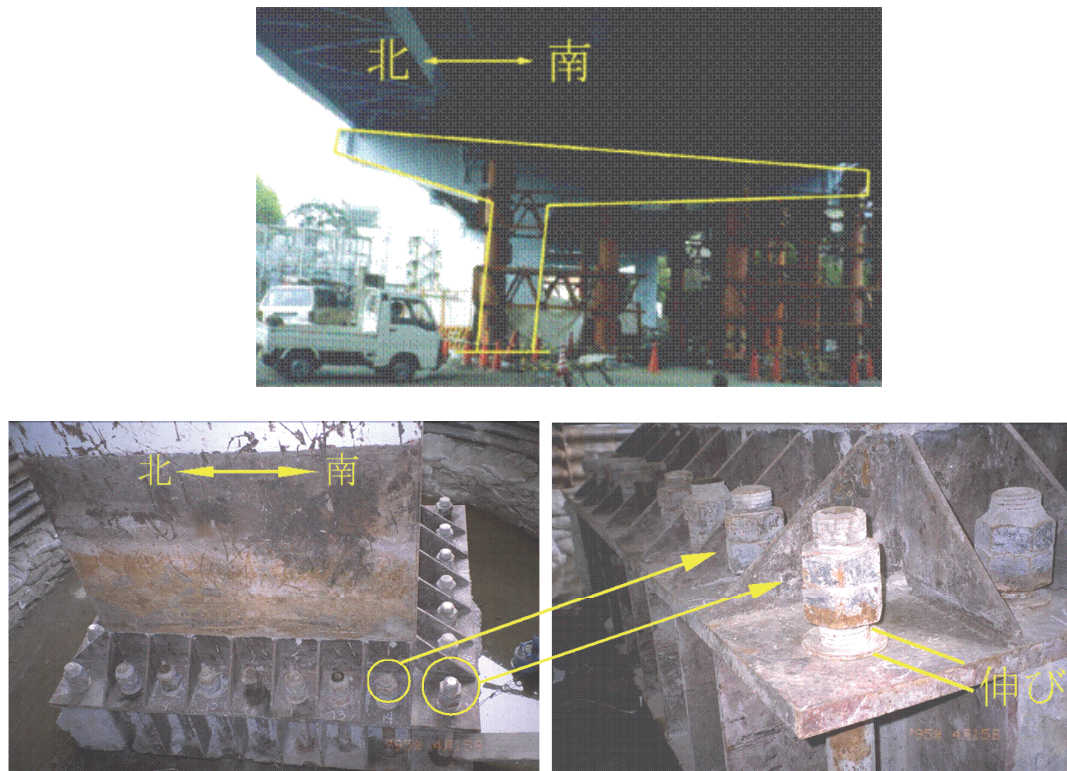


(名古屋工業大学提供)

写真-1.6 円形断面鋼製橋脚の提灯座屈(阪神高速神戸線)

1. 2. 4 アンカー部の地震被害と地震後の耐震設計

鋼製橋脚の場合は橋脚躯体とフーチングが分離しているため、その結合部であるアンカー部が全体系の安定を維持するために重要な役割を担っていることは明らかであるが、兵庫県南部地震においては、アンカーボルトが破断した事例やアンカー部の損傷によって鋼製橋脚が傾斜するといった事例(写真-1.7)が見られた。アンカー部が損傷した場合、写真-1.7を確認するとよくわかるが、アンカーボルトの塑性伸びによって橋脚躯体のベースプレートとアンカーボルトナットに間隙(いわゆるガタ)が生じ、橋脚躯体基部とフーチングは固定されなくなる。このとき、全体系の地震時挙動がアンカー部に支配されているであろうことは容易に予想できる。このようになった要因としては、橋脚躯体基部の耐力がアンカー部の耐力を上回っていたためであると考えられる。震度法照査では、橋脚躯体とアンカー部はそれぞれ独立して照査がなされるため、このようなアンバランスな状態が生じる場合がある。そのため、兵庫県南部地震以後の1996年の示方書⁶⁾では、アンカー部については橋脚躯体基部の最大耐力と同等以上の耐力を有することが規定された。これは、アンカー部に修復困難な損傷が生じるのを避けることを目的とした措置で、キャパシティーデザインの考え方に基づいている。



(名古屋工業大学提供)

写真-1.7 鋼製橋脚の傾斜(阪神高速神戸線)

1. 2. 5 既設構造物の耐震補強の基本方針

既設構造物の耐震補強後に要求される耐震性能は原則として兵庫県南部地震以後の示方書と同等であることが求められる。このことについては、残りの供用年数が限られる既設構造に対して発生頻度が確率的に極めて低いレベル2地震動に対する耐震照査を適用することの是非について議論があったようであるが、最終的には、新設・既設問わず大地震が発生すれば同等の地震力を受けるという観点から区別しない方針に決まったようである¹²⁾。そのような方針に基づき、地震後は既設構造の耐震補強に関する代表的な指針として、日本道路協会から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）¹³⁾が刊行され、国から巨額な予算措置も講じられたことも相俟って、精力的に既設構造物の耐震補強が推進された。

既設構造物の耐震補強におけるレベル2地震動の照査方法については、対象となる指針が発行された時点における可能な限りの研究成果や技術的知見に基づいているが、重要構造物に対する迅速なる耐震補強の必要性が高まっていたなかで、設計実務を遂行するための暫定的な措置がいくつかとられていたことは明らかである。したがって、これは新設構造にもいえることであるが、研究成果や技術的知見に基づいて新たな基準や指針が制定された場合は可及的速やかに耐震照査を再実施し必要に応じて対策を講じていくべきである。

1. 3 東北地方太平洋沖地震における地震被害と耐震設計

1. 3. 1 道路橋の地震被害と地震後の耐震設計

2011年3月に日本における観測史上最大のマグニチュード9.0となる東北地方太平洋沖地震が発生し、東北地方から関東地方にかけてインフラストラクチャーに甚大なる被害をもたらしたことは記憶に新しい。道路橋の被害としては、津波による上部工の流出(写真-1.8, 写真-1.9)がほとんどで地震規模の割に道路橋の損傷は比較的小さく、地震動による直接的な揺れにより道路橋が損傷した場合においても耐震補強を施していないコンクリート橋脚にひび割れが見られるか、あるいは、支承および支承周辺の損傷(写真-1.10)や構造部材の部分的な損傷(写真-1.11)にとどまり、上部工・下部工とともに総じて健全であった。このことは兵庫県南部地震以後、産官学を挙げて積極的に推進された道路橋の耐震補強と耐震設計に関する取組がある一定の効果を発揮したことを示唆している。したがって、翌年の2012年に改定された示方書¹⁾では、耐震設計における基本的な枠組みは大きな変更に至らず従来の示方書を踏襲するにとどまり、レベル2地震動(タイプI)については今回の地震動を反映させ、喫緊の課題である東海地震・東南海地震・南海地震に対応できるようにしている。

1. 3. 2 兵庫県南部地震の震動特性との相違

東北地方太平洋沖地震では多くの観測地点で1Gを超える加速度が観測されているが、このような大きな加速度が観測された地点では、ほとんどのケースで1秒以下の短周期成分が卓越していたことが報告されている¹⁴⁾。近年の道路橋ではアイソレート機能と減衰機能を有する積層ゴム支承が採用されるケースが多く見られ、そのため、特に連続高架橋においては固有周期が大きくなる傾向にある。したがって、地震動の卓越周期と構造物の固有周期にずれが生じ、そのため、地震規模の割に道路橋の被害は軽微であったことが考えられる。このことは、写真-1.10の積層ゴム支承の破断からも伺うことができる。以上から、東北地方太平洋沖地震はやや特殊な震動特性を有しているといえ、内陸直下地震動で甚大な被害をもたらした兵庫県南部地震と比較して、必ずしも厳しい条件下にあったとはいえないことが示唆される。

1. 3. 3 鋼製橋脚の地震被害と課題

被災地である仙台市内は、三大都市圏のように都市高速道路が十分に整備されておらず、そのなかでも震源から最も近い沿岸部を走る仙台東部道路は、供用開始が平成13年度であり、1996年の示方書⁶⁾に準拠して設計された比較的新しい都市高速道路である。地震被害は積層ゴム支承(写真-1.10)やフィンガージョイントなどの付属物にとどまっており、鋼製橋脚については無損傷であった。このことは兵庫県南部地震以後に新たに建設された鋼製橋脚がプレート境界型の大規模地震動に耐えうることを証明していることに他ならないが、著者の知る限り報告された事例はこれのみであり、兵庫県南部地震以後の耐震設計の妥当性を検証する上でデータ不足は否めない。

鋼製橋脚は高度経済成長期に都市圏の大動脈として都市高速道路整備が積極的に実施されたときに多く建設されたため、その建設年度は古く、多くが兵庫県南部地震以前に建設されたものである。その基数は三大都市圏だけで相当数に及び、むしろ兵庫県南部地震以後全てにおいて耐震照査と耐震補強がなされ耐震安全性は基本的に確保していると考えられている。ここで着目すべきは、東北地方太平洋沖地震の被災地において、耐震補強が施された鋼製橋脚の事例がほとんどなく、耐震補強が施された橋脚の多くは鉄筋コンクリート橋脚であったという事実である。すなわち、耐震補強を施した鉄筋コンクリート橋脚の大規模地震動に対する耐震安全性は今回である程度証明されたといえるかもしれないが、耐震補強を施した鋼製橋脚の場合は以前不明のままであり、三大都市圏において同規模のプレート境界型地震や兵庫県南部地震規模の内陸直下型地震が発生した場合の損傷状況は全く予測できるものではない。



(名古屋工業大学提供)

写真-1.8 津波による上部工流出(新北上大橋)



(名古屋工業大学提供)

写真-1.9 津波による上部工流出(歌津大橋)



(名古屋工業大学提供)



(NEXCO 東日本提供,
緊急地震被害調査報告書¹⁴⁾より,
<http://committees.jsce.or.jp/report/node/43>)

写真-1.10 積層ゴム支承の破断(仙台東部道路 P52 橋脚)



(名古屋工業大学提供)

写真-1.11 上横構の座屈(天王橋)

1. 4 本研究の目的と内容

1. 4. 1 検討対象

これまでの道路構造物の地震被害と耐震設計に関する考察から現存する構造は2種類に大別することができる。すなわち、兵庫県南部地震以前に設計・製作され、兵庫県南部地震以後にレベル2地震動に対応するために耐震補強が施された構造と、兵庫県南部地震以後に設計・製作された構造である。前述したように、兵庫県南部地震以後、積極的に推進された既設構造の耐震補強ならびにレベル2地震動に対応した耐震設計法の確立に関する取組が東北地方太平洋沖地震における道路橋の被害を減ずることに寄与したことは明らかである。しかしながら、東北地方太平洋沖地震は、その妥当性を十分に証明するものではない。特に鋼製橋脚については、兵庫県南部地震以後に設計・製作された鋼製橋脚の事例が僅かにあるのみで、耐震補強が施された兵庫県南部地震以前に設計・製作された鋼製橋脚に至ってはほとんど存在せず、鋼製橋脚の耐震補強の妥当性は依然不明のままである。また、兵庫県南部地震においては鋼製橋脚躯体とフーチングを結合するという重要な役割を担うアンカー部が損傷し、全体系の地震時挙動がアンカー部によって支配された事例がいくつかあることは前に述べたとおりであるが、現存する鋼製橋脚においても、設計上全く想定していない、そのような地震時挙動を示す可能性は全く否定できない。耐震補強が施された鋼製橋脚においては、補強による橋脚躯体耐力の増加が補強困難なアンカー部に対して大きな影響を及ぼしている可能性がある。以上をふまえ、本研究では、鋼製橋脚躯体のみならずアンカー部も検討対象として、両者の損傷特性ならびに橋脚躯体基部の固定度について詳細に検討していくこととする。

1. 4. 2 鋼製橋脚の耐震補強と耐震照査法の問題点

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), 6), 7)}。一方、「耐震補強資料」¹³⁾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へ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照査で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基部の固定度が低下し、もはや橋脚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躯体、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。

1. 4. 3 鋼製橋脚とアンカー部の既往の研究

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^{15)~22)}。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、必要な場合はこれを考慮することが重要である。

アンカー部の方式で一般的なもの、図-1.1に示される杭方式と鉄筋コンクリート方式(RC方式)である(その他のアンカー部の方式は補遺1を参照)。これらアンカー部の挙動に関する過去の一連の研究^{23)~31)}では、杭方式^{23)~31)}とRC方式^{24)~26)}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

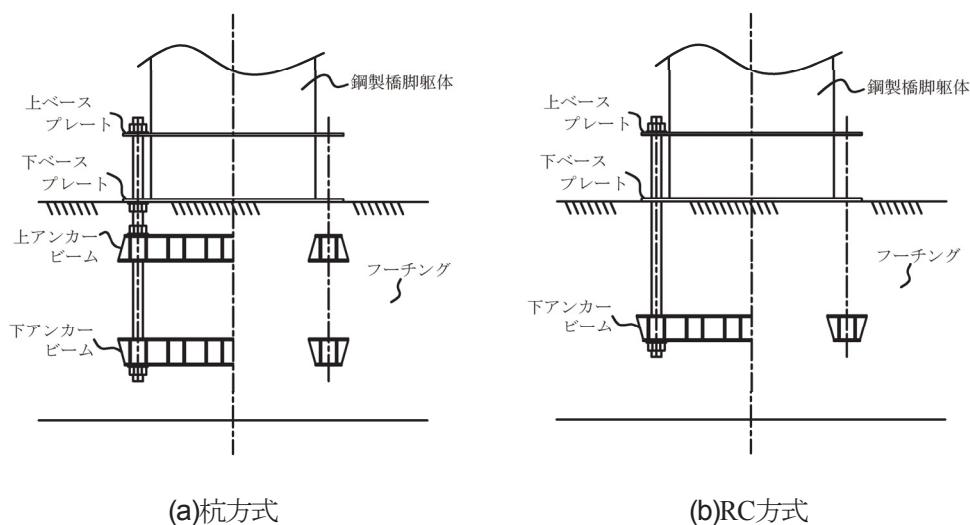


図-1.1 アンカー部の方式

作用について検討した²⁶⁾。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²⁶⁾。さらに、最近では、2方向地震動の連成を考慮した橋梁の耐震性照査に対応できるように、水平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³¹⁾を行っている。

1. 4. 4 論文構成

本研究では、上記のようなアンカー部に関する今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橋脚躯体とアンカー部からなる鋼製橋脚全体系の終局挙動にアンカー部が与える影響について検討する。

本論文はこの第1章「序論」を含め、7章によって構成される。

第2章では、検討対象とすべき鋼製橋脚についての絞り込みを行う。このような鋼製橋脚は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、許容値の観点からレビューすることで、実在する鋼製橋脚の耐震性能について考察する。

第3章では、第2章での考察結果に基づき、検討対象とすべき橋脚躯体とアンカー部からなる鋼製橋脚の代表的なモデルを複数選定する。なお、対象とするアンカー部の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。

第4章では、検討対象のモデル化と解析方法について述べる。数値解析に用いる鋼製橋脚全体系の解析モデルとしては、既往の研究で開発された高精度の数値解析モデルを適用することとし、アンカー部にはComponent methodによる3次元モデル³¹⁾、橋脚躯体には鋼材の構成則に3曲面モデル^{17), 19), 32)}を導入したシェル要素で離散化した有限要素モデル^{17), 19)-22)}、さらに杭基礎および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。

第5章では、水平2方向繰り返し荷重下での橋脚躯体とアンカー部に生じる損傷特性と橋脚躯体基部の固定度を水平1方向繰り返し荷重下での場合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。

第6章では、施工に制約が多く耐震補強が困難であるアンカー部について、耐力が不足する傾向にあるRC方式を対象とし、過去に実施された実験結果に基づき簡便な耐震補強法を提案するとと

もに、その効果を解析的に検討する。また、新設アンカー部に対する新たな耐震構造についても併せて提案する。

第7章では「まとめ」として第2章から第6章までに得られた結論を述べる。

2. 鋼製橋脚躯体とアンカー一部の耐震設計法

2. 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^{6),7)}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-2.1には「耐震補強資料」と2002年の示方書による鋼製橋脚躯体とアンカー一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、アンカー一部の損傷を避けるためにアンカー一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ので、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一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⁹⁾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一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。

表-2.1 鋼製橋脚躯体とアンカー一部の耐力

基準	無充填鋼製橋脚躯体	照査	アンカー一部
道路橋示方書V 耐震設計編 (2002年)	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年)	$M_u=1.4M_y$ (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)

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. 2 鋼製橋脚躯体

2. 2. 1 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橋脚躯体が準拠している示方書は①1964年以前³⁾、②1973年⁹⁾、③1980年¹⁰⁾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。①1964年以前には、補剛材の規定がなく、薄肉で補剛材が不十分である場合が多い。②1973年に初めて補剛材の規定が導入された。③1980年の示方書に準拠した鋼製橋脚躯体では②1973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鋼製橋脚の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、鋼製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。補剛板の規定がある1973年以降の示方書の中では、③1980年の示方書に準拠した鋼製橋脚が最も多い³³⁾。

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が現れやすいことから、橋脚躯体の「補強モデル」としては③1980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-2.1)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

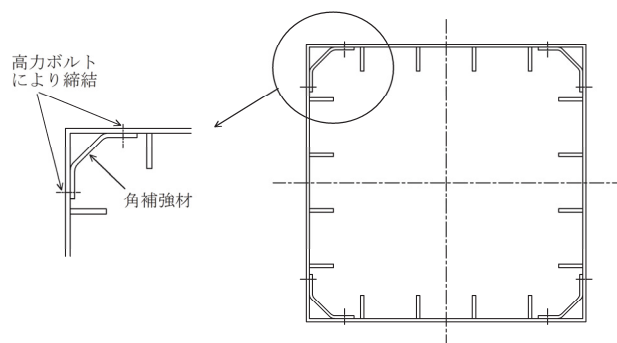


図-2.1 角補強による橋脚躯体の耐震補強

り³⁴⁾⁻³⁶⁾、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。

2. 2. 2 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 $R_r \leq 0.5$ 、 $R_s \leq 0.7$ 導入された¹¹⁾。さらに、2002年に改訂された示方書⁷⁾では鋼製橋脚のレベル2地震動に対する耐震性能の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。これらの照査法の適用可能な範囲として、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。 $M-\phi$ 関係の履歴モデルはトリリニア型移動硬化則で表され、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ので「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。

2. 3 アンカー部

2. 3. 1 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³⁷⁾⁻³⁹⁾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⁴⁰⁾のアンカー部の場合、アンカーボルトは引張力のみ抵抗し、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

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一部においても、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較べ1/10~1/5で有ること⁴¹⁾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^{23)~25), 28), 29)}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⁴²⁾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⁴²⁾を用いる。

表-2.1 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^{6), 7)}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6章に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^{6),7)}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。

2. 3. 2 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^{6),7)}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。また、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じである。しかしながら、「耐震補強資料」に比べ、表-2.1に示すようにアンカー部の限界状態がより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モーメントを持つようになっている。なお、最新の示方書¹⁾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³⁸⁾ので、レベル1地震動に対して照査される場合に比べ、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になっているのでレベル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様の構造となる。

3. 検討対象とする鋼製橋脚の選定

3. 1 「補強モデル」

3. 1. 1 対象モデルの設定方針

「補強モデル」としては、2. 2. 1で述べた理由より、1980年の示方書¹⁰⁾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をボルト接合により取り付ける角補強を用いる。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⁶⁾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。

3. 1. 2 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-3.1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 $R_s = 0.7$ に固定するとともに、剛比を $\gamma = \gamma_{req}$ とする。これら

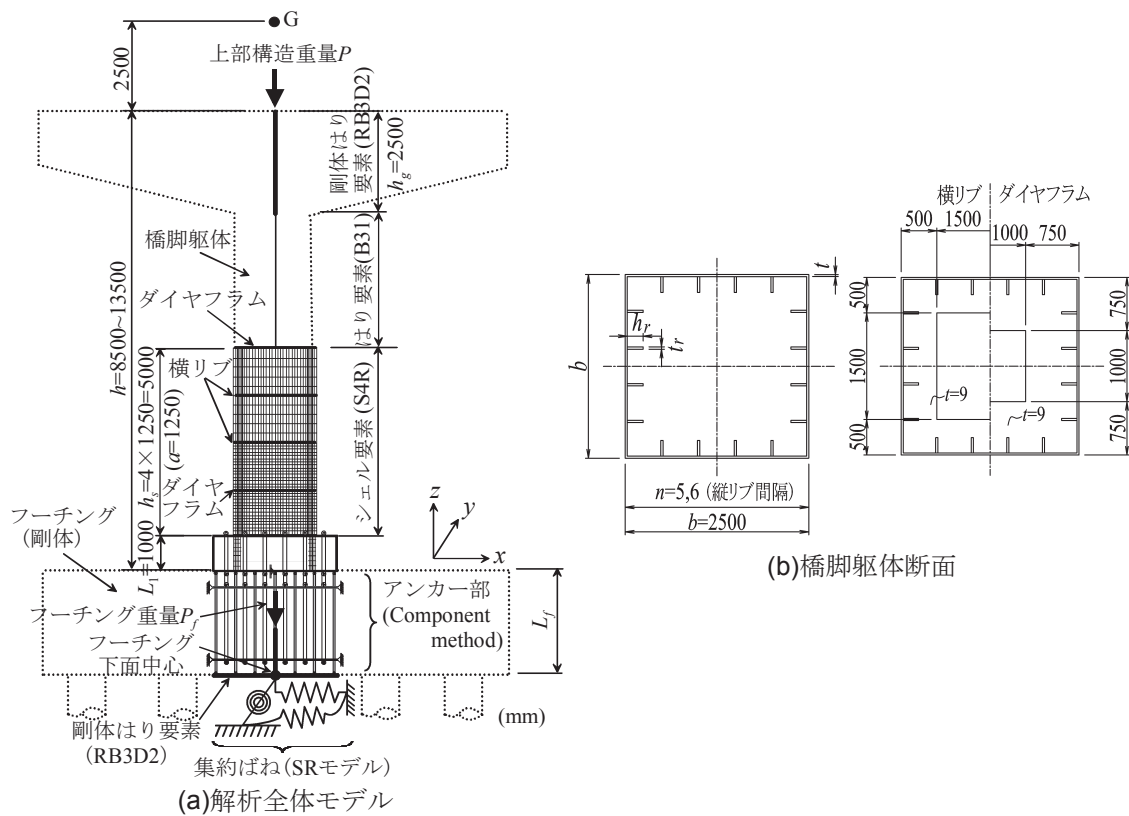


図-3.1 対象とする橋脚

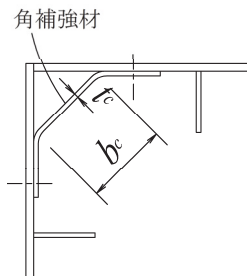


図-3.2 角補強

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-3.1 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-3.1 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-3.2 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

表-3.1 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^*	$P(MN)$	P/P_*	t (mm)	t_r (mm)	h_r (mm)	h (mm)	$\bar{\lambda}$	R_c	b_c (mm)	t_c (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) $a=1250$ (mm), $b=2500$ (mm), $\gamma/\gamma_{req}=1.00$, $a/b=0.5$, $n=5$, $R_g=0.700$

・角補強材はシェル要素部 h_s に設置する(図-3.1(a)参照)

・ P , h , a は図-3.1(a)参照, t , t_r , h_r , b , n は図-3.1(b)参照, b_c , t_c は図-3.2参照

して25%となるようにする。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倍と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。

3. 1. 3 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³⁷⁾と阪神高速道路公団⁴⁰⁾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-3.3**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、一般的に用いられる $\sigma_{ck} = 24(\text{MPa})$ 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コンクリートのせん断応力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当該橋脚の実績調査(**補遺 2**)の平均値

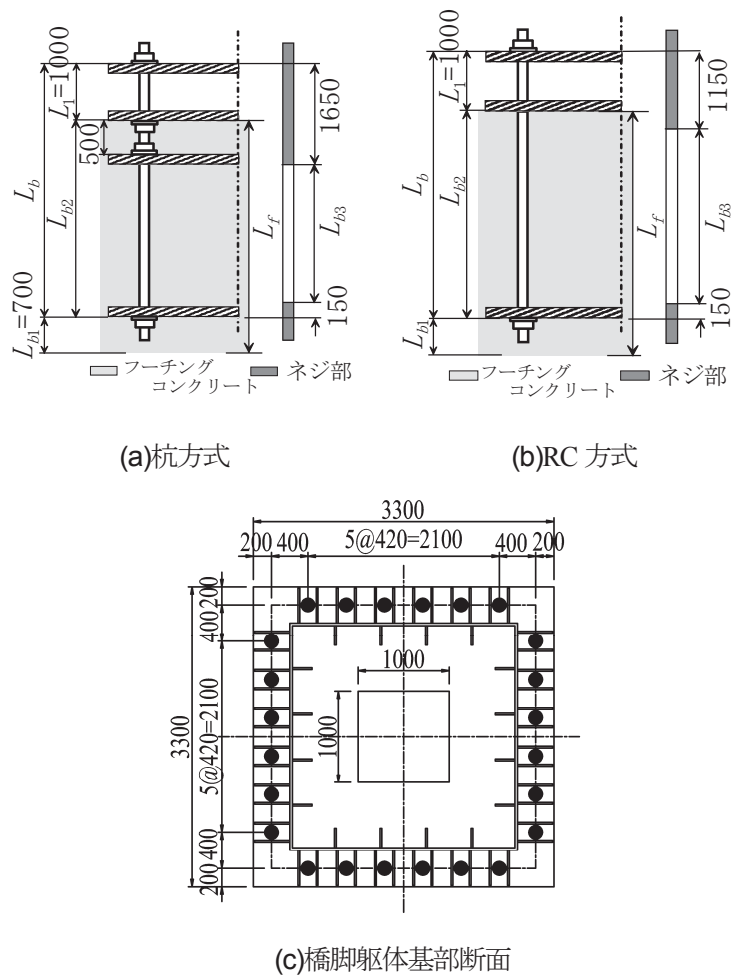


図-3.3 対象とするアンカー部

からフーチング幅 B_f との比 L_f / B_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-3.2 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-3.3 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 $M_u = 1.4M_y$ 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-3.3 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、2.3.1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地震動の照査で引張側のアンカーボルト応力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 $1.7(0.85 \times 3/1.5)$ 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の耐力モーメントが 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。

3. 1. 4 杭基礎

杭基礎は場所打ち杭による基礎(図-3.4 参照)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 $\sigma_{ck} = 24(\text{MPa})$ 、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-3.4 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。

表-3.2 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-3.3(a),(b)参照

表-3.3 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	アンカー部の耐力モーメント比	震度法		アンカー部の耐力モーメント比	
	アンカーボルト応力		アンカーボルト応力	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}	$\frac{M_{u,anchor}}{1.4M_{y, pier}}$	$\frac{M_{u,anchor}^*}{1.4M_{y, pier}}$
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	1.06 (<1.10)
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	1.09 (<1.13)
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

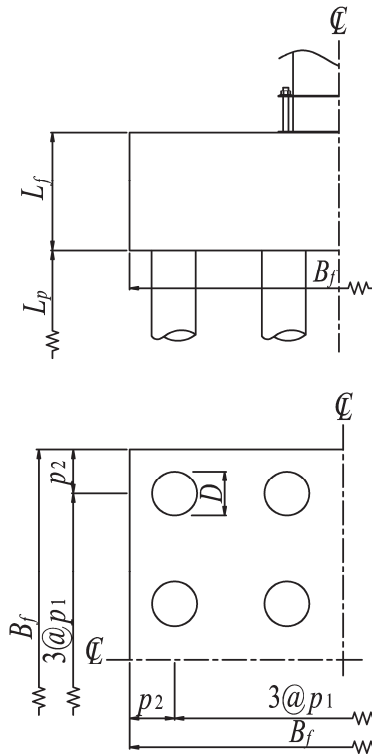


図-3.4 対象とする杭基礎

表-3.4 フーチングと場所打ち杭基礎の諸元と集約ばね乗数（補強モデル，新設モデル）

(a)フーチングと場所打ち杭基礎

橋脚	フーチング		場所打ち杭基礎					
	L_f (mm)	P_f (MN)	D (mm)	B_f (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	L_p (mm)	k_H (MN/m ³)
No.1, No.5, No.9	3420	10.9	1200	11400	3000	1200	12100	80
No.2, No.6, No.10, No.13~No.18	3135	8.4	1100	10450	2750	1100	12000	85
No.3, No.7, No.11	2850	6.3	1000	9500	2500	1000	11900	91
No.4, No.8, No.12	2565	4.6	900	8550	2250	900	11800	98

- 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 $\sigma_{ck}=24$ (MPa), $E_c=25$ (GPa)
 ・ P_f は図-3.1(a)参照, $L_f, D, B_f, p_1, p_2, L_p$ は図-3.4参照

(b)集約ばね定数

橋脚	A_{ss} (MN/m)	A_{sr} (MN/rad)	A_{rs} (MN·m/m)	A_{rr} (MN·m/rad)
No.1, No.5, No.9	4.92E+03	-7.91E+03	-7.91E+03	9.38E+04
No.2, No.6, No.10, No.13~No.18	4.42E+03	-6.56E+03	-6.56E+03	7.58E+04
No.3, No.7, No.11	3.94E+03	-5.35E+03	-5.35E+03	5.97E+04
No.4, No.8, No.12	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

3. 2 「新設モデル」

3. 2. 1 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⁷⁾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。

3. 2. 2 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3. 1. 2で設定した表-3.1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. 2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-3.5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.と「補強モデル」のNo.は相互に対応し、等しい上部工重量と橋脚高さをもつ。

3. 2. 3 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. 2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の場合と同様にフーチングの厚さ L_f の決定要因とはならない。フーチングの厚さは3. 1. 3で述べた「補強モデル」と同様に、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-3.6 に示す。表-3.2 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. 2 で述べた内容と符合する。

3. 2. 4 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 3. 2. 2 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-3.4 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。

表-3.5 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)

(a)橋脚躯体

橋脚	R_B	R_F	γ/γ^*	γ/γ_{req}	$P(MN)$	P/P_s	n	$t(mm)$	$t_r(mm)$	$h_c(mm)$	$h_s(mm)$	$\bar{\lambda}$
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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

注) $\cdot a=1250(mm), b=2500(mm), a/b=0.5, R_g=0.700$

$\cdot P, h, a$ は図-3.1(a)参照, t, t_r, h_r, b, n は図-3.1(b)参照

(b)照査結果

橋脚	①レベル1照査	②レベル2照査	断面決定要因
No.1-新設	1.00	1.00	①
No.2-新設	1.00	0.99	①
No.3-新設	1.00	1.00	①
No.4-新設	0.86	1.00	②
No.5-新設	1.00	0.99	①
No.6-新設	1.00	1.00	①
No.7-新設	1.00	1.00	①
No.8-新設	0.85	1.00	②
No.9-新設	1.00	0.88	①
No.10-新設	1.00	1.00	①
No.11-新設	1.00	0.99	①
No.12-新設	0.87	0.99	②

注) \cdot 「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

\cdot 「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

\cdot 「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

表-3.6 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			
	$L_b(mm)$	径(平行部)	径(ネジ部)	$L_b(mm)$	$L_{b1}(mm)$	径(平行部)	径(ネジ部)
No.1-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) \cdot 杭方式 : $L_{b1}=700(mm), L_{b2}=L_b-1000(mm), L_{b3}=L_b-1800(mm)$

\cdot RC方式 : $L_{b2}=L_b-1000(mm), L_{b3}=L_b-1300(mm)$

$\cdot L_b, L_{b1}, L_{b2}, L_{b3}$ は図-3.3(a),(b)参照

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ABAQUS⁴³⁾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。

4. 1 鋼製橋脚躯体のモデル化

4. 1. 1 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^{17), 19), 32)}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、鋼製橋脚躯体に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終局挙動を精度良く予測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^{17), 19)-22)}。矩形断面の鋼製橋脚躯体の具体的なモデル化は従来^{20), 22)}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、縦リブは横方向補剛材(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ため、この部分の橋脚躯体は剛体としてモデル化する(図-3.1(a), 図-4.3(a), 図-4.4(a))。

4. 1. 2 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4. 1. 1のモデル化に従う。斜めにパネルに接合した角補強板は厚肉シェル要素(S4R)によりモデル化し、図

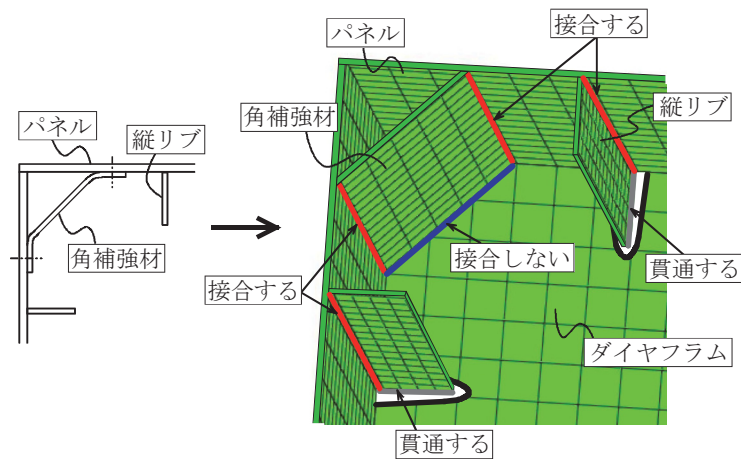


図-4.1 角補強材のFEMモデル化

-4.1に示すようにパネルのシェル要素と剛結する。補強板の要素は幅方向に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。実際には補強板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，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方向繰り返し実験結果⁴⁴⁾と比較することにより検証している(補遺3)。

4. 1. 3 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の材料定数と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²⁰⁾。このようにして定めた材料定数と3曲面モデルのパラメータを表-4.1に，1軸真応力-塑性対数ひずみ関係を図-4.2に示す。

表-4.1 橋脚躯体の3曲面モデルの材料定数

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

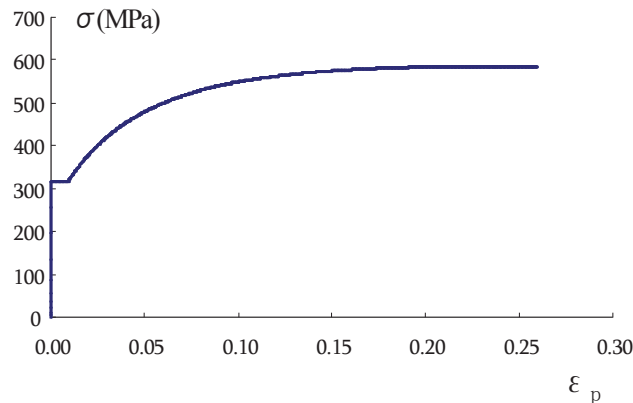


図-4.2 鋼材(SM490)の1軸真応力-塑性対数ひずみ関係

4. 2 アンカー部のモデル化

4. 2. 1 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^{25), 29), 31)}や水平2方向繰返し³¹⁾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²⁵⁾に対して検証した(補遺4)。

2種類のアンカー部の Component method によるモデル化を図-4.3, 4.4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31)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²⁵⁾。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²⁵⁾。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。6章で詳しく述べるが、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

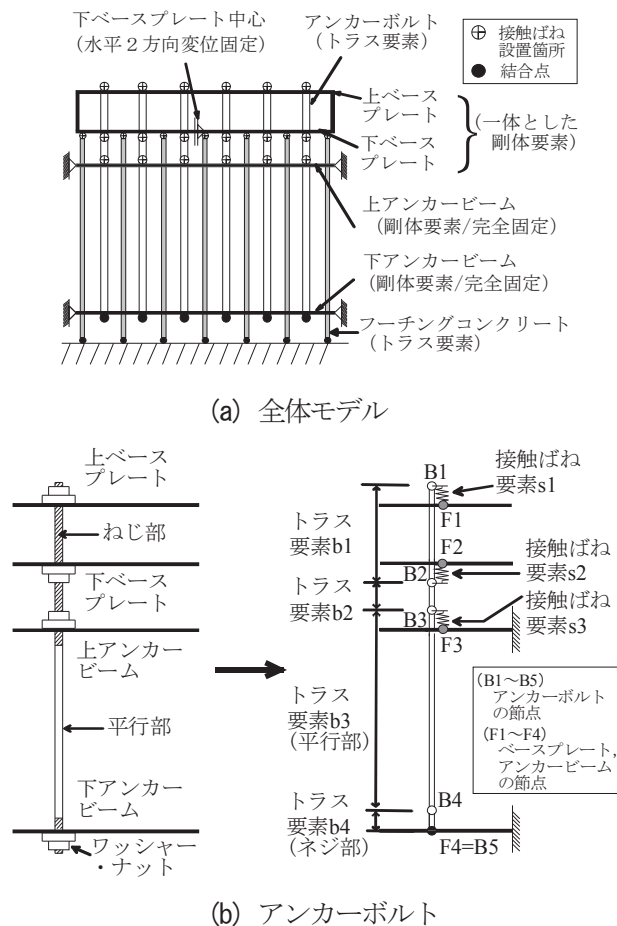
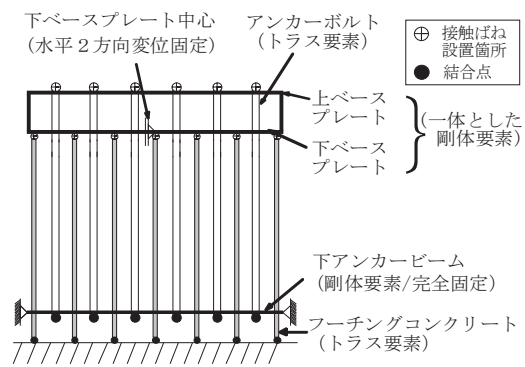
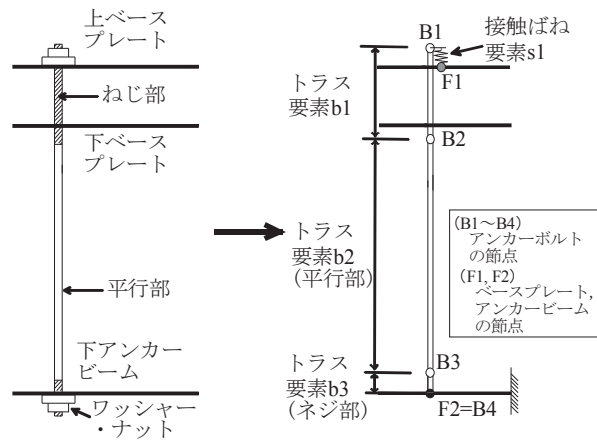


図-4.3 Component method による杭方式アンカー部のモデル化



(a) 全体モデル



(b) アンカーボルト

図-4.4 Component method によるRC方式アンカー部のモデル化

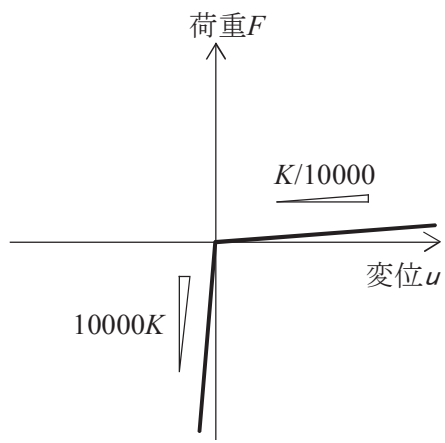


図-4.5 接触ばね要素の構成則

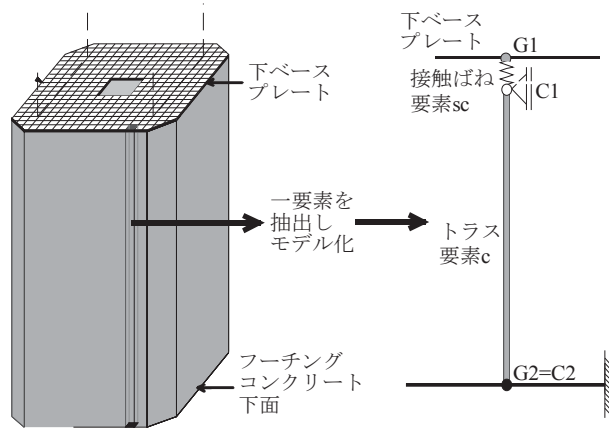


図-4.6 フーチングコンクリートのモデル化

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-4.3(a)、4.4(a)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-4.3(b)、4.4(b)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-4.5の接触ばね要素で表す。接触ばね要素は図-4.3(b)、4.4(b)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-4.6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。

4. 2. 2 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 31) に従う。アンカーボルト鋼材の構成則にも 3 曲面モデル^{17), 19), 32)}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 31) 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-4.7 に材料定数と 3 曲面モデルのパラメータ値を表-4.2 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-4.8 に示す 3 次関数モデル^{25), 31)}とす

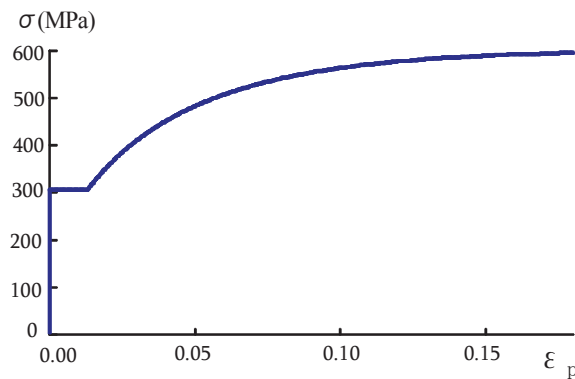


図-4.7 アンカーボルト(S35CN)の1軸真応力-塑性対数ひずみ関係

表-4.2 アンカーボルトの3曲面モデルの材料定数

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

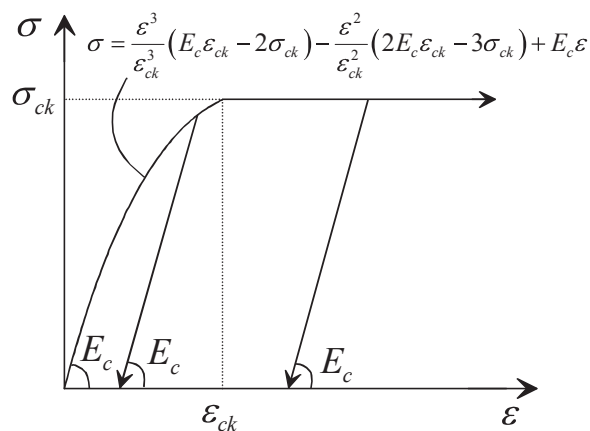


図-4.8 フーチングコンクリートの応力 - ひずみ関係

る。また、接触ばね要素の構成則は図-4.5に示すようにバイリニア型の非線形弾性モデル³¹⁾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31)に従う。

4. 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-3.1(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。

$$\begin{pmatrix} H_{footing} \\ M_{footing} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sr} \\ A_{rs} & A_{rr} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \delta_{footing} \\ \theta_{footing} \end{pmatrix} \quad (4.1)$$

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モデルの集約バネ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-3.4(b)に示す集約バネ定数は示方書⁷⁾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一部分の影響

5. 1 2方向繰り返しと1方向繰り返し載荷プログラム

水平2方向繰り返し荷重下と水平1方向繰り返し荷重下の挙動を解析することで杭方式とRC方式のアンカー部分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-3.1)の橋脚頂部に与える2方向繰り返し載荷パターンとしては変位制御による図-5.1(a)に示す振幅漸増型のダイヤモンド型繰り返しを用いる。この載荷パターンは正方形断面橋脚の2方向載荷において最も厳しい載荷パターンの一つとして用いられたもの²⁰⁾と同様である。また比較のため図-5.1(b)に示す振幅漸増型の1方向繰り返し載荷も用いる。繰り返し載荷での変位振幅は鋼製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考慮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して仮定している。

$$\delta_0 = \delta_{0,pier} + \delta_{0,anchor} + \delta_{0,foundation} \quad (5.1.1)$$

$$\delta_{0,pier} = \frac{H_0 L_{p1}^3}{3EI_1} - \frac{H_0 L_{p2}^3}{3EI_1} + \frac{H_0 L_{p2}^3}{3EI_2} - \frac{H_0 h_g^3}{3EI_2} \quad (5.1.2)$$

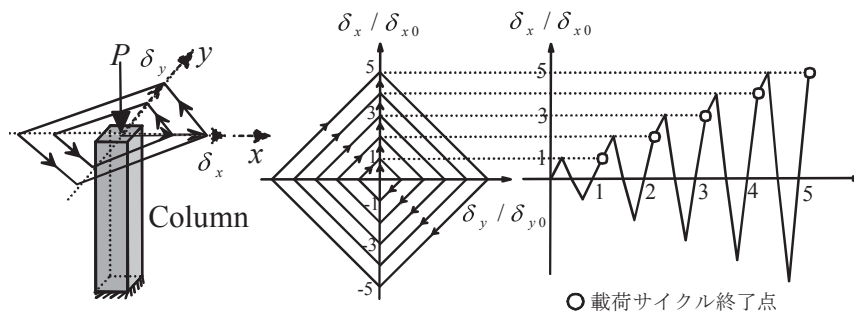
$$\delta_{0,anchor} = \frac{H_0 (L_{p1} + L_1)^2}{K_{anchor}} \quad (5.1.3)$$

$$\begin{aligned} \delta_{0,foundation} = & \frac{H_0 A_{rr} - H_0 A_{sr} (L_{p1} + L_1 + L_f)}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr}^2} \\ & + \frac{-H_0 A_{rs} + H_0 A_{ss} (L_{p1} + L_1 + L_f)}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr}^2} (L_{p1} + L_1 + L_f) \end{aligned} \quad (5.1.4)$$

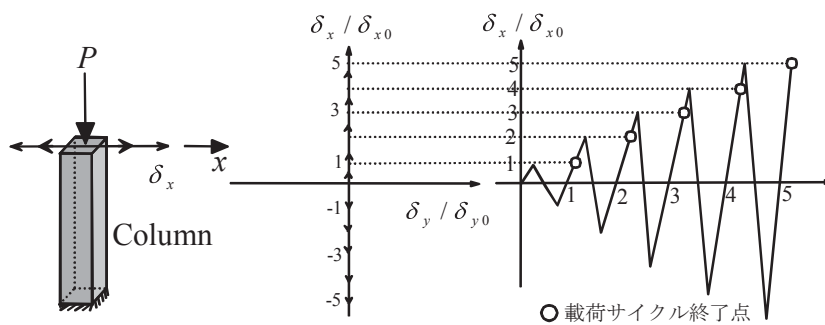
$$H_0 = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \left(\frac{Z}{L_{p1}} \right) \quad (5.1.5)$$

ここに、 $\delta_{0,pier}$ = 基部固定とした橋脚天端の水平変位成分、 $\delta_{0,anchor}$ = アンカー一部分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} = アンカー部初期剛性で Compton method により算出,
 $A_{ss}, A_{sr}, A_{rs}, A_{rr}$ = 集約ばね定数(式(4.1)), 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 = 橋脚の断面係数(補強断面含む) であり, また, 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-3.1 参照.



(a)ダイヤモンド型繰り返し載荷



(b)1方向繰り返し載荷

図-5.1 静的繰り返し載荷パターン

5. 2 アンカー一部と橋脚躯体基部の損傷特性

5. 2. 1 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図-5.2に示す累積逸散エネルギーが用いられる^{20),45)}.
ここでも、アンカー一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、アンカー一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一部の逸散エネルギーの和) とするとアンカー一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、橋脚躯体基部のフーチングへの固定状態を表す指標として、アンカー一部の相対合回転角 $\theta_{\Sigma} (= \sqrt{\theta_x^2 + \theta_y^2})$ を用い、これを固定度として定義する. 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} は示方書⁷⁾に規定される耐震性能2の照査に対応する橋脚躯体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 $\theta_{ra} = 1/100$ (rad.) により基準化する. これより、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一部の損傷により、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.

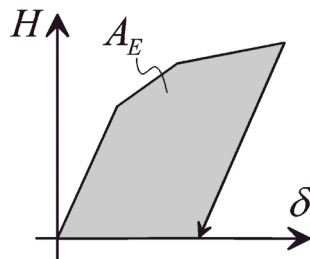


図-5.2 累積逸散エネルギー

5. 2. 2 アンカー一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一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一部と橋脚躯体基部の「耐力モーメント比」であるのは周知の事実である⁷⁾. ここで「耐力モーメント比」は死荷重作用下でのアンカー一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($M_{u,anchor} / M_{u,pier}$)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⁷⁾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(下ベースプレート位置)の曲げモーメントとして算定する。なお、実務での便宜を考えて、補遺5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-5.1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

表-5.1 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

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」は「新設モデル」に比べ、耐力モーメント比は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、杭方式に比べ、「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. 3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-3.3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-3.2, 3.6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。

5. 2. 3 アンカー部の損傷特性と固定度

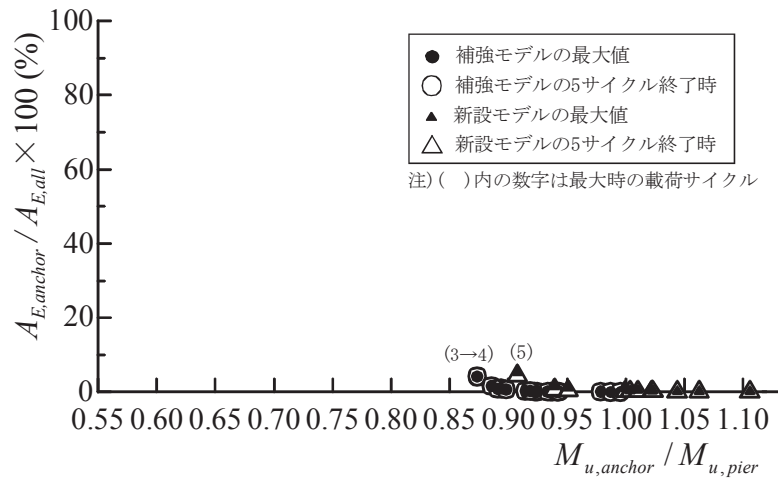
1方向繰り返し載荷と2方向繰り返し載荷であるダイヤモンド型繰り返し載荷における各種アンカー部の損傷特性を検討するために、アンカー部の橋脚躯体基部に対する「耐力モーメント比」 $M_{u,anchor} / M_{u,pier}$ とアンカー部の「エネルギー逸散率」 $A_{E,anchor} / A_{E,all} \times 100(\%)$ ならびに「相対合回転角」 θ_2 / θ_{ra} との関係性を杭方式とRC方式のアンカー部に分けて図-5.3, 5.4, 5.5, 5.6に示す。「エネルギー逸散率」と「相対合回転角」は最大値(2サイクル以降)と5サイクル終了時の値とを記入している。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-5.4と図-5.6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-5.3, 5.5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-5.4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-5.6

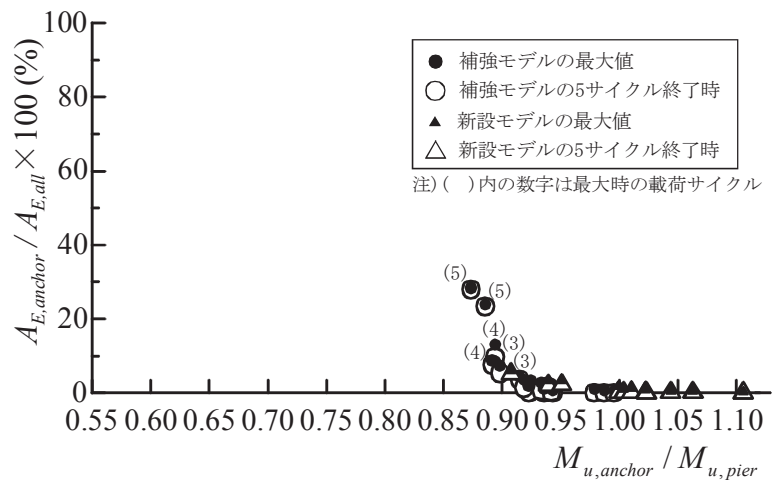
より1方向荷重では0.79~0.82, ダイヤモンド荷重では0.87~0.91となる。このように耐力モーメント比の下限値は荷重形式の差やアンカー部の形式の差により異なっている。荷重形式については、アンカー部の形式によらず、明らかにダイヤモンド荷重の方が1方向繰り返し荷重より相対回転が1/100(rad.)を越えないために必要なアンカー部の耐力モーメント比は大きくなる。この傾向はRC方式のアンカー部を持つ橋脚でより明瞭である。

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方式に比べ大きい。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⁷⁾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-5.1より、杭方式、RC方式でともに0.91となる。この場合、図-5.3~5.6より、いずれのアンカー部も荷重形式によらずほとんど無損傷であり、相対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、橋脚躯体に比べアンカー部の損傷が大きく、相対回転が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。

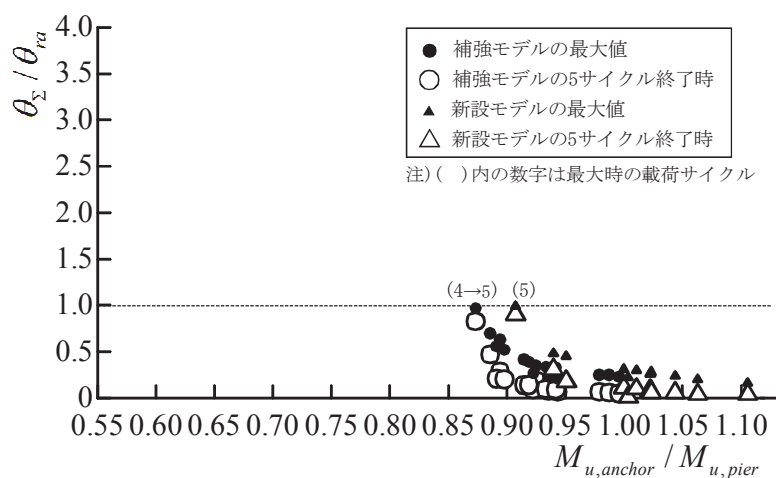


(a)1方向繰り返し荷

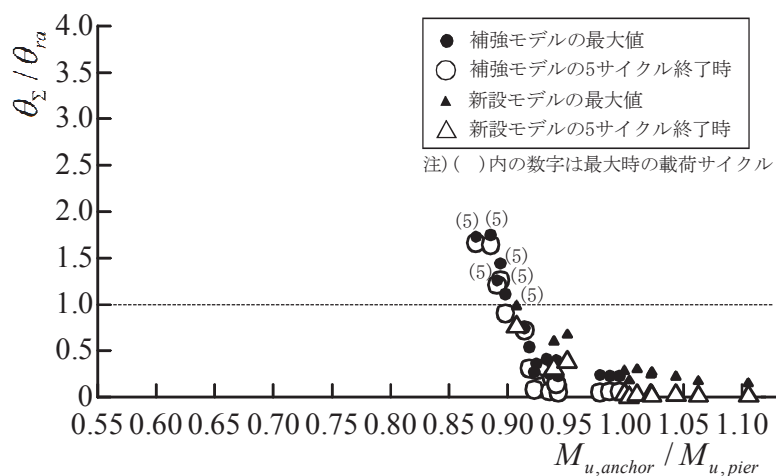


(b)ダイヤモンド型繰り返し荷

図-5.3 杭方式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

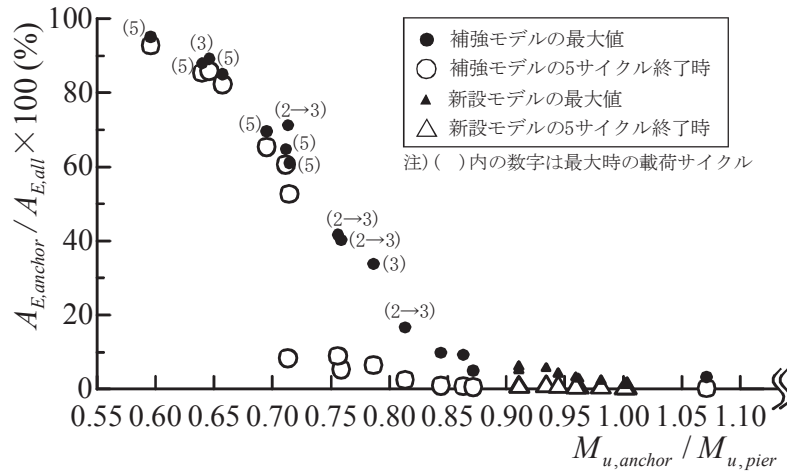


(a)1方向繰り返し荷

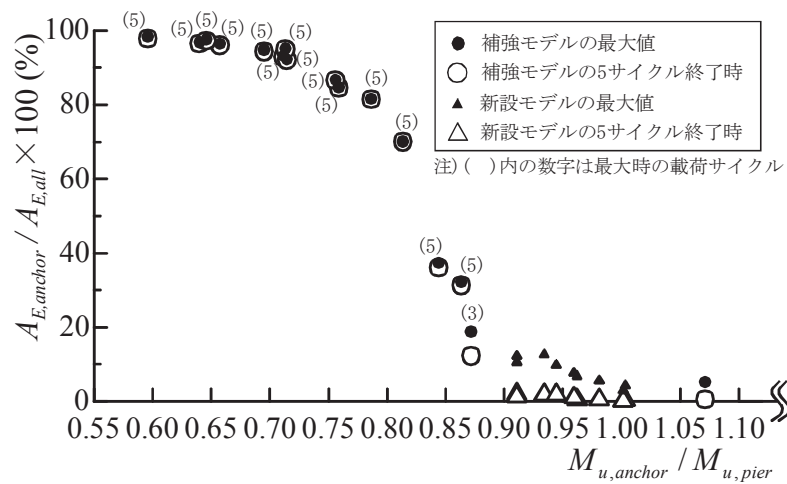


(b)ダイヤモンド型繰り返し荷

図-5.4 杭方式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

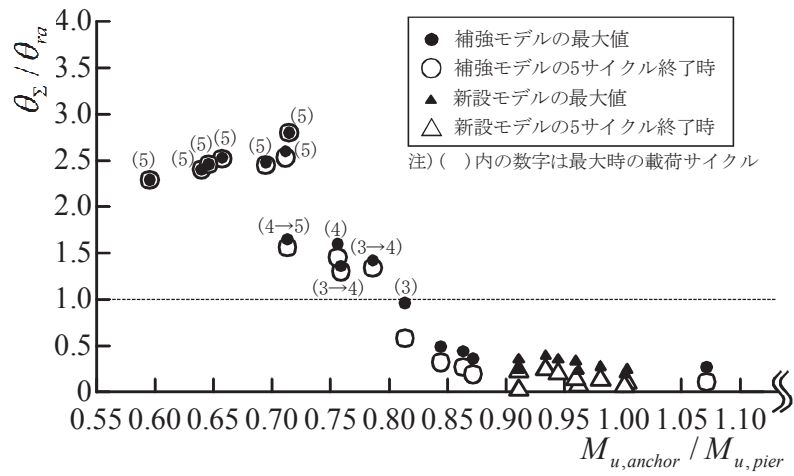


(a)1方向繰り返し載荷

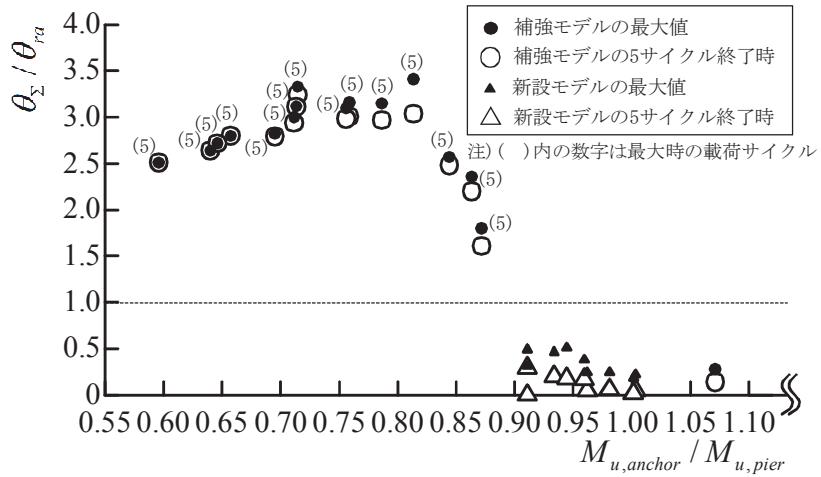


(b)ダイヤモンド型繰り返し載荷

図-5.5 RC方式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



(a)1方向繰り返し載荷



(b)ダイヤモンド型繰り返し載荷

図-5.6 RC方式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

5. 2. 4 載荷形式がアンカー部の損傷と固定度に与える影響

5. 2. 3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-5.7, 5.8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いた成分として次式で定義される。

$$\delta_{x,pier} = \delta_x - \delta_{x,anchor} - \delta_{x,foundation} \quad (5.2.1)$$

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。

$$\delta_{x,anchor} = h\theta_{y,Lbase} \quad (5.2.2)$$

$$\delta_{x,foundation} = (h + L_f)\theta_{y,footing} + \delta_{x,footing} \quad (5.2.3)$$

ここに、 h = 橋脚高さ(図-3.1)、 $\theta_{y,Lbase}$ = 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-3.1)、 $\theta_{y,footing}$ = 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-5.7, 5.8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。

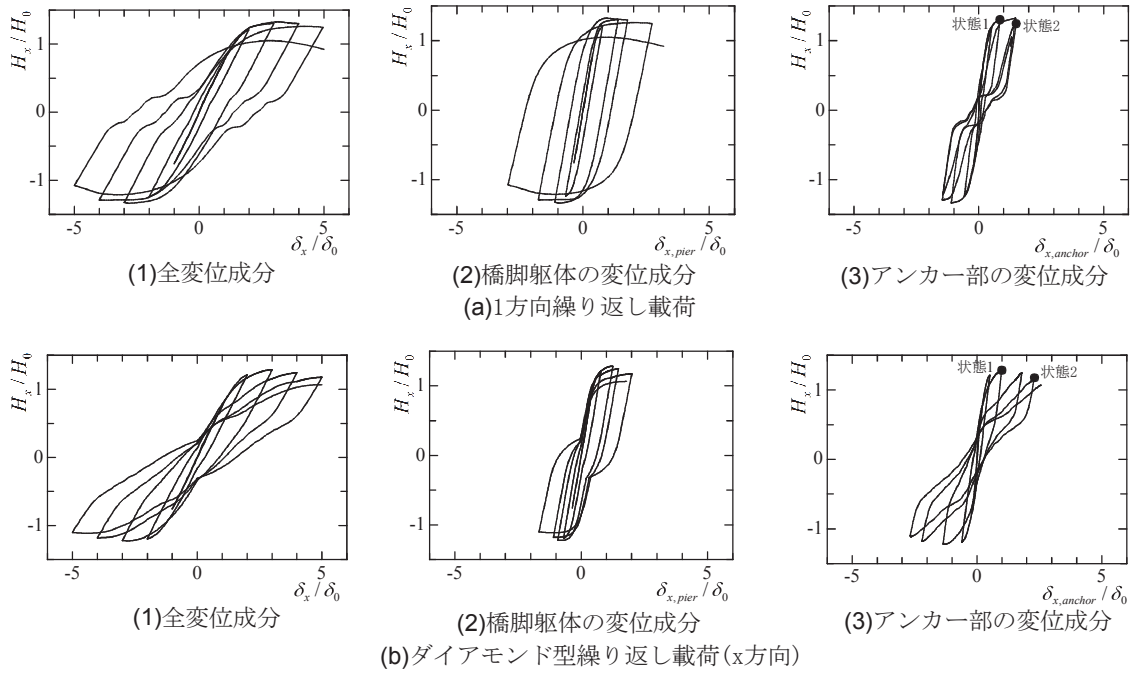
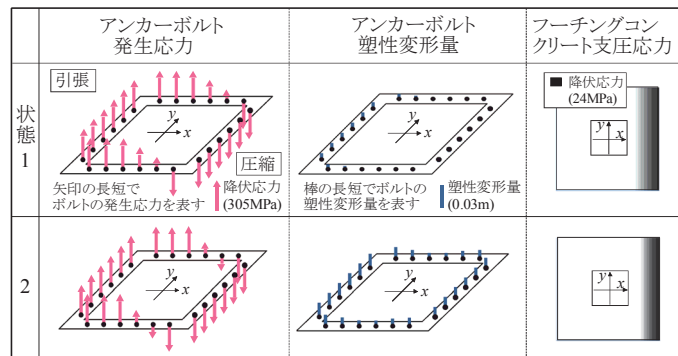


図-5.7 杭方式アンカー部を持つ橋脚頂部の水平復元力と水平変位の関係(No.1-補強モデル)

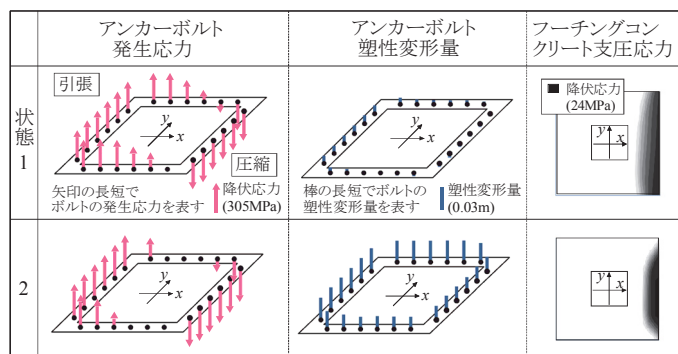
表-5.2 荷重サイクルによる杭方式アンカー部の耐荷機構の変化(No.1-補強モデル)

(a)1方向繰り返し荷重



注) 状態1は3サイクル目, 状態2は5サイクル目を示す(図-5.7(a)(3))

(b)ダイヤモンド型繰り返し荷重



注) 状態1は3サイクル目, 状態2は5サイクル目を示す(図-5.7(b)(3))

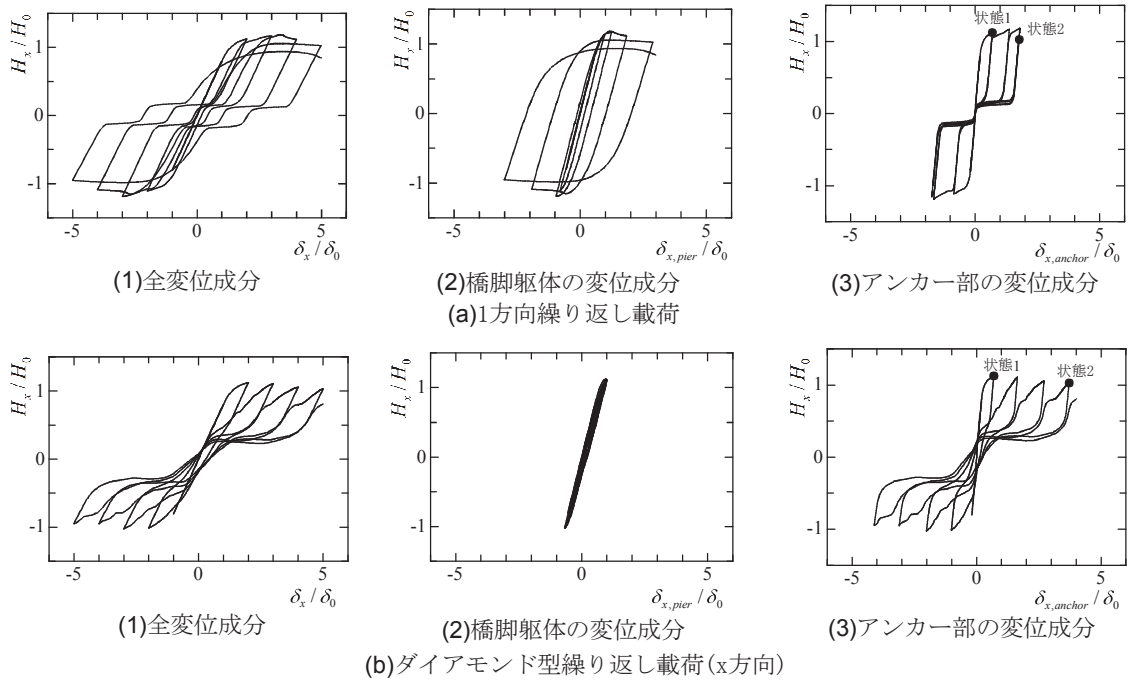
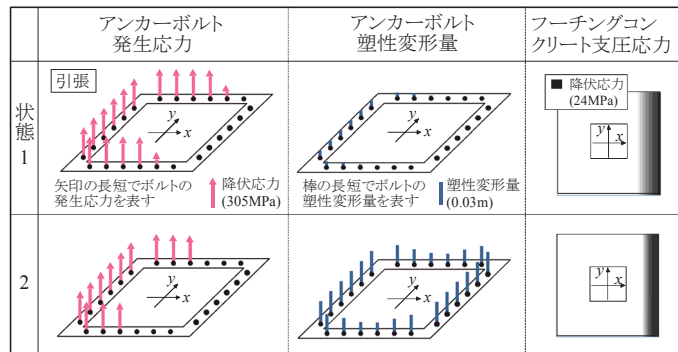


図-5.8 RC方式アンカー部を持つ橋脚頂部の水平復元力と水平変位の関係 (No.11-補強モデル)

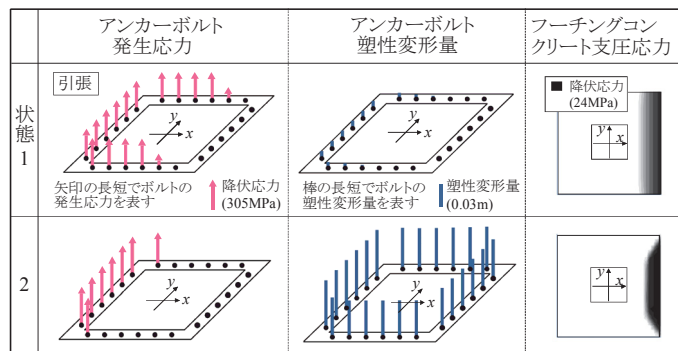
表-5.3 荷重サイクルによるRC方式アンカー部の耐荷機構の変化(No.11-補強モデル)

(a)1方向繰り返し荷重



注) 状態1は2サイクル目, 状態2は5サイクル目を示す(図-5.8(a)(3))

(b)ダイヤモンド型繰り返し荷重



注) 状態1は2サイクル目, 状態2は5サイクル目を示す(図-5.8(b)(3))

1方向繰り返し荷重を受けるRC方式の補強モデルNo.11は図-5.8(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-5.8(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、ダイヤモンド荷重では、図-5.8(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、ダイヤモンド荷重によるアンカー部のエネルギー逸散率、相対回転角はいずれも1方向繰り返し荷重に比べ大きな値になっている。ダイヤモンド荷重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-5.8(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。

以上の荷重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種類の荷重に対して、図-5.8(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-5.3に示す。表-5.3より、ダイヤモンド荷重では、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方向繰り返しに比べ非常に少なくなっているのがわかる。これは、ダイヤモンド荷重では、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比べかなり大きくなる。このように、ダイヤモンド荷重を受けるRC方式アンカー部では、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方向繰り返し荷重では、図-5.7(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、繰り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。ダイヤモンド荷重では、図-5.7(b)より、繰り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-5.2, 5.3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、繰り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-5.2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サイクル時で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。

6. アンカー一部の耐震補強に関する検討

6. 1 RC方式アンカー一部の簡易的な耐震補強法の提案

6. 1. 1 既往の耐震補強法と問題点

RC方式アンカー部では「耐震補強資料」の照査を満足する場合でも、5章での検討から、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。このように固定度が不十分なアンカー部については、速やかに耐震補強をすべきである。現在、アンカー部の補強法としては、図-6.1(a)に示す後施工のアンカーボルトを追加する方法や、既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(素案)⁴⁶⁾では、図-6.1(b), (c), (d)に示すような方法を提示している。以下にそれぞれの補強法について簡単に説明する。

- ・図-6.1(a)については、後施工のアンカーボルトを追加する方法である。ベースプレートの拡幅ならびにフーチングへの削孔が必要である。フーチングの主鉄筋を傷つけないように削孔することには困難が伴うことが予想される。
- ・図-6.1(b)については、橋脚躯体基部の上下ベースプレートを拡幅する方法である。この措置により、アンカー部はフーチングコンクリートの支持効果をさらに期待することができる。拡幅後の上下のベースプレート間は剛性が不十分であるので、橋脚躯体と拡幅したベースプレートを固定するリブを取り付け補強する必要がある。
- ・図-6.1(c)については、橋脚躯体への車両衝突による損傷防止を目的として施工される根巻きコンクリートを、アンカー部の抵抗断面として期待する方法である。アンカー部の不足耐力に応じて、コンクリートを追加打設し断面を増加させる。根巻きコンクリートを囲む円形鋼板は打設時の型枠としての機能を果たすとともにコンクリートの支持効果を与える。
- ・図-6.1(d)については、コンクリートを充填したブレース材を橋脚躯体とフーチング上面の間に設置する方法である。地震時に橋脚躯体基部に作用する力はブレース材によって分散されるのでアンカー部の負担は小さくなる。なお、ブレース材の軸力はフーチングコンクリートに直接伝達される。

これらの耐震補強法について共通していえることは、いずれの補強法も大掛かりな工事が必要であり、橋脚躯体基部において相応の施工スペースが求められるということである。そのため、桁下空間に制限がある都市高速道路では施工に困難が生じる場合も出てくると考えられる。さらには、いずれの補強法においても既存のアンカー部との累加性能がほとんど明らかにされていないことも問題である。以上をふまえ、ここでは過去に実施された RC 方式のアンカー部の載荷実験結果^{24), 25)}より明らかになった耐荷特性を考慮して比較的簡易に補強が可能な新たな耐震補強法を提案するとともに、その効果を解析的に検討する。

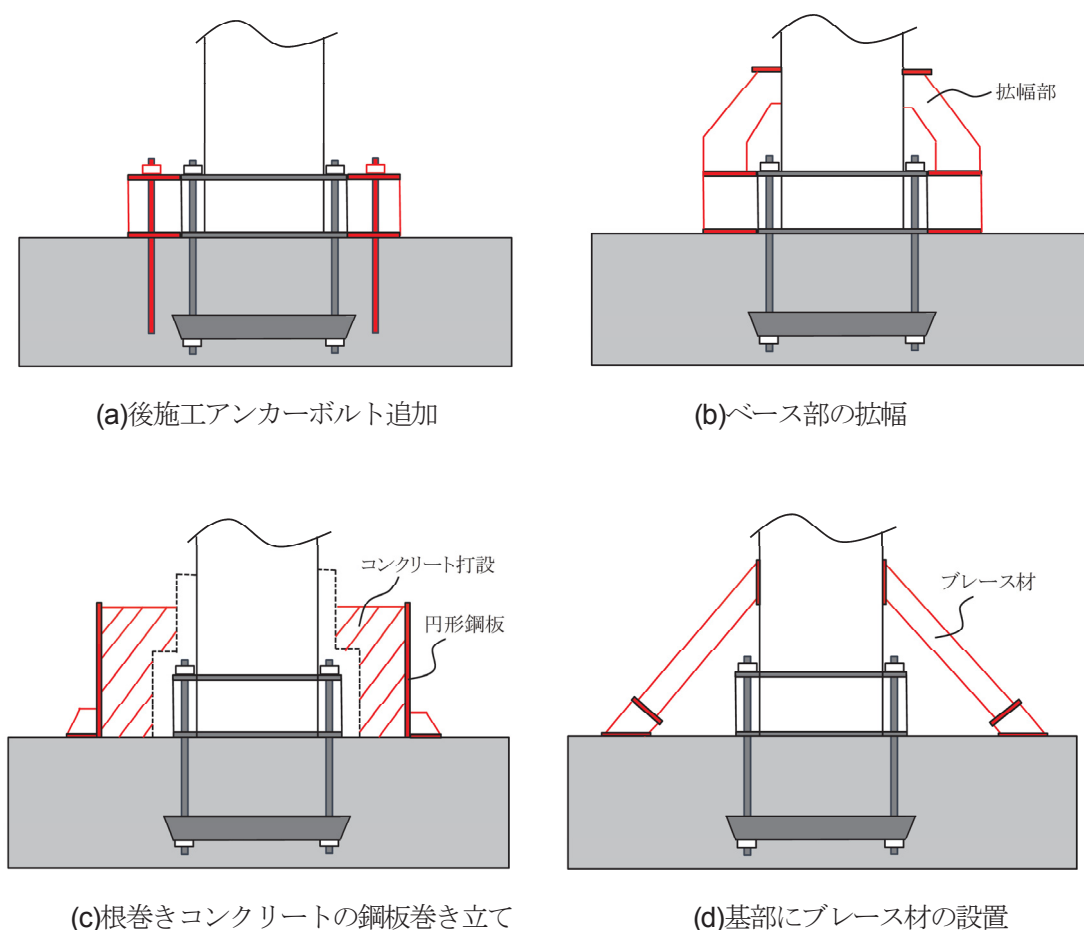


図-6.1 RC方式アンカー部の耐震補強法

6. 1. 2 耐震補強法の提案

RC方式アンカー部の上下ベースプレート間に図-6.2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^{24),25)}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、図-6.3に示されるように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。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-6.4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、2.3.2で述べた現行示方書¹⁾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、5.2.4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^{24),25)}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。図-6.3に示される過去の実験結果においても、載荷途中で無収縮モルタルとの付着切れによる基部曲げモーメントの低下を確認することができる。よって、ここでは無収縮モルタルの充填に加えて、図-6.5(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⁴⁷⁾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。

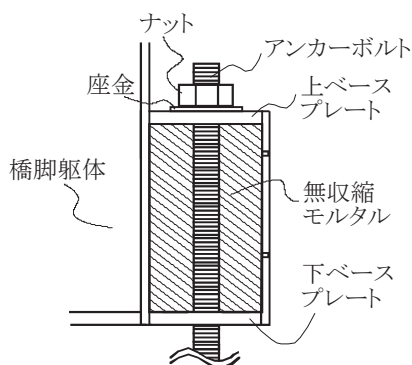


図-6.2 無収縮モルタル充填

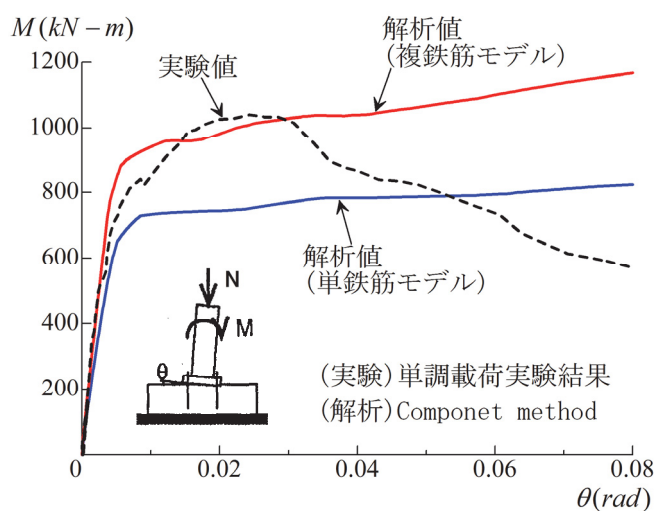


図-6.3 過去の実験結果²⁵⁾と解析結果の比較

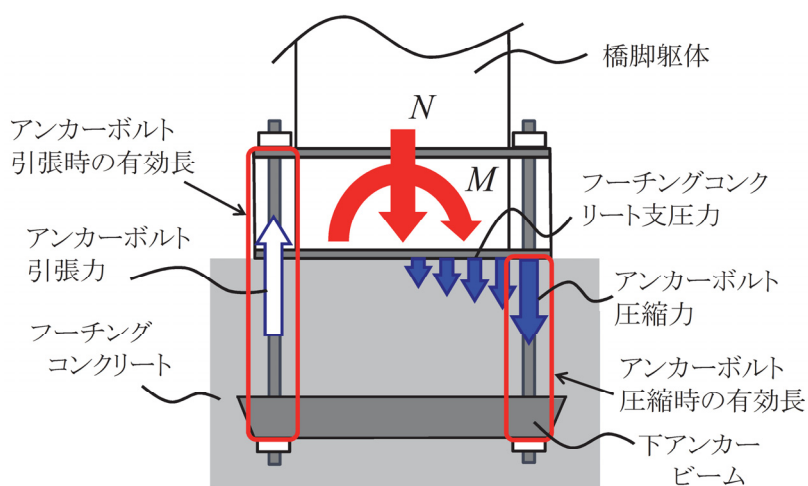


図-6.4 RC方式の複鉄筋モデル

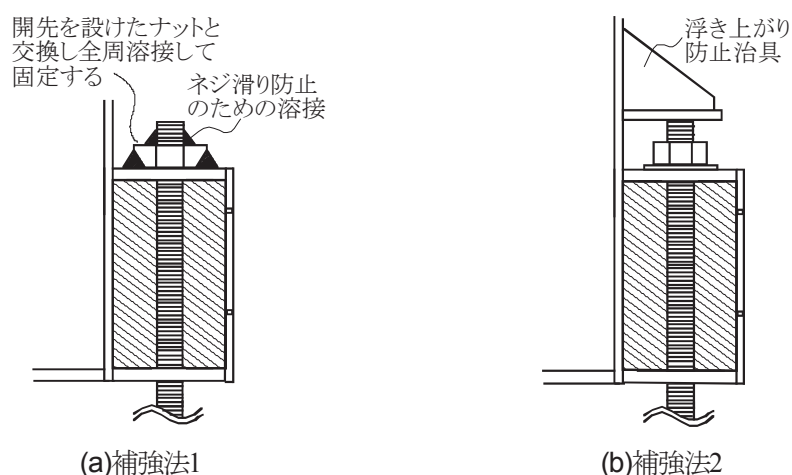
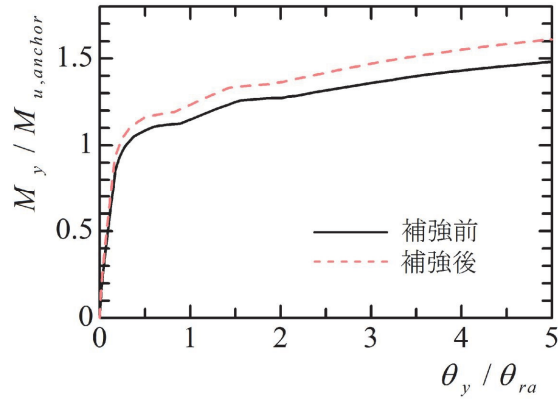


図-6.5 提案する補強法⁴⁷⁾

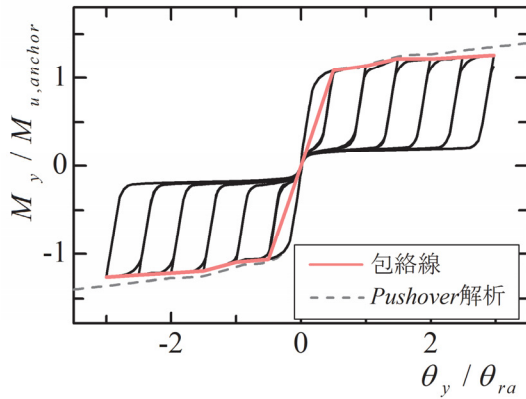
6. 1. 3 アンカー部の補強効果

ここでは実際の補強効果を解析により検証する．アンカー部の数値計算モデルについては，5章で用いたcomponent methodとする．補強部のモデル化については，アンカーボルトの上下ベースプレートへの固定を図-4.4(b)のアンカーボルトのB1節点とF1節点とを剛結することによって再現することとする．検討モデルは，表-3.2に示したNo.2-補強モデルを対象とし，アンカー部の基部曲げモーメントと基部回転角の関係について補強前後の比較を図-6.6に示す．なお，载荷パターンについては，Pushover解析ならびに図-5.1に示される1方向繰り返し载荷，2方向繰り返し载荷のダイヤモンド型繰り返し载荷とし，ダイヤモンド型繰り返し载荷についてはy軸回りの結果を示している．基部曲げモーメントは示方書^{1),7)}により求められるアンカー部設計耐力 $M_{u,anchor}$ により，基部回転角は同示方書に規定される橋脚躯体頂部の許容残留水平変位 ($h/100$) から求められる $\theta_{ra} = 1/100$ (rad.)により基準化している．

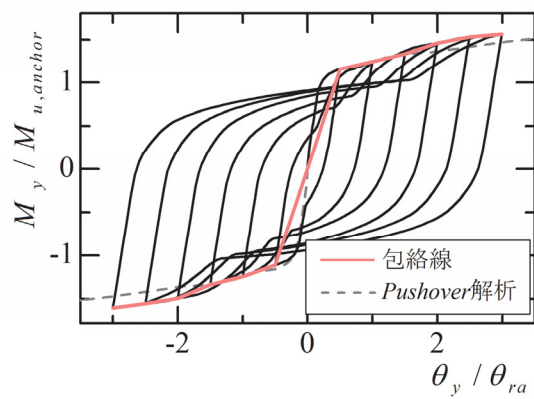
図-6.6(a)からPushover解析については，過去の実験結果^{24),25)}に較べて補強効果は大きくないが，それでも基部曲げモーメントは補強により5%程の向上を図ることができている．つぎに，2方向繰り返し载荷のダイヤモンド载荷では，図-6.6(d)，(e)を確認すると大きな補強効果を確認できる．補強後は補強前と比較して，履歴曲線の包絡線上における基部曲げモーメントの低下が小さく，補強によって基部曲げモーメントは40%程度も向上している．一方で，図-6.6(b)，(c)に示される1方向繰り返し载荷においては，履歴曲線の包絡線上での補強による基部曲げモーメントの増加量は20%程度にとどまり，補強効果はやや小さくなっている．これは，図-6.6(b)に示される補強前の1方向繰り返し载荷において，基部曲げモーメントの低下がほとんど生じていないためである．このことから本補強法は特に2方向繰り返し载荷において，基部曲げモーメントの低下を抑制すること



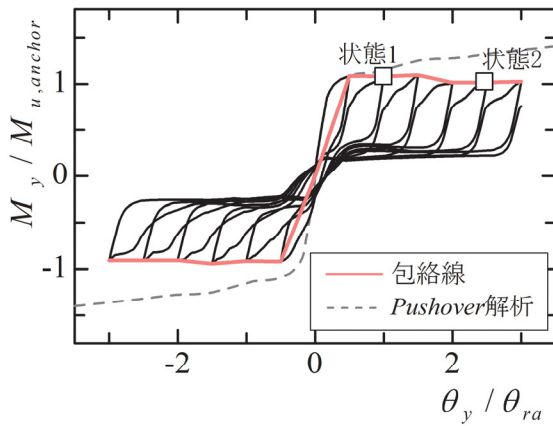
(a) Pushover 解析結果の比較



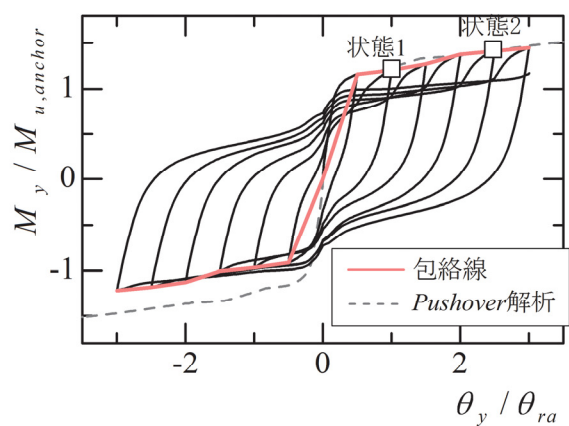
(b)補強前の1方向繰り返し載荷結果



(c)補強後の1方向繰り返し載荷結果



(d)補強前のダイヤモンド型
繰り返し載荷結果(y 軸回り)



(e)補強後のダイヤモンド型
繰り返し載荷結果(y 軸回り)

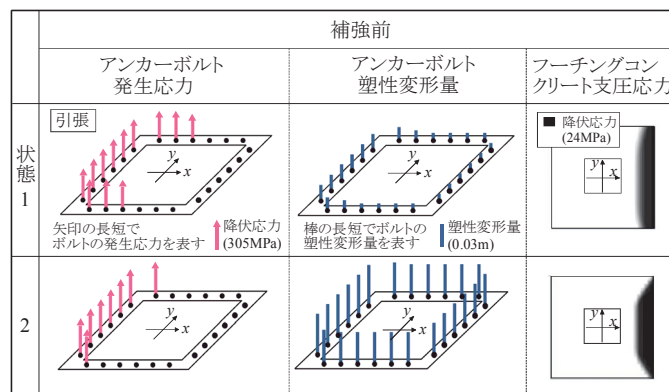
図-6.6 アンカー部の基部回転角と基部曲げモーメントの関係

ができるという大きな補強効果を期待することができる。つぎに、エネルギー吸収性能については、**図-6.6(c), (e)**の履歴挙動を確認すると載荷形式に明確な差は見られず、1方向繰り返し載荷、ダイヤモンド載荷いずれもエネルギー吸収性能は顕著に向上する。これは、アンカーボルト上端の固定により、アンカーボルトが有効に押し引きしているからである。

つぎに、ダイヤモンド載荷条件下において、基部曲げモーメントの低下を抑制することができた理由について説明する。**表-6.1**は、**図-6.6(d), (e)**における2サイクル目と5サイクル目における状態1と状態2の応力変化を示したものである。**表-6.1**より軟化が著しい5サイクル目においては、補強前は抵抗するアンカーボルトの本数が補強後と比較してかなり少ないことが確認できる。このことは**5章**で述べたように、補強前については、ダイヤモンド載荷による厳しい載荷履歴を受けて全てのアンカーボルトの塑性ひずみが増大したことにより、アンカー部に大きなガタが生じている

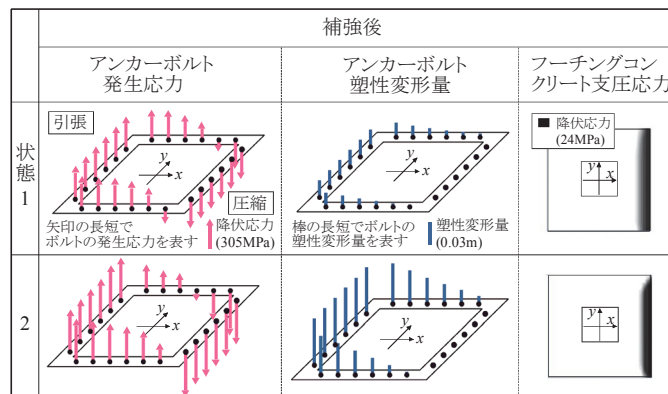
表-6.1 補強によるRC方式アンカー部の耐荷機構の変化
(ダイヤモンド型繰り返し載荷)

(a)補強前



注) 状態1は2サイクル目, 状態2は5サイクル目を示す(図-6.6(d))

(b)補強後



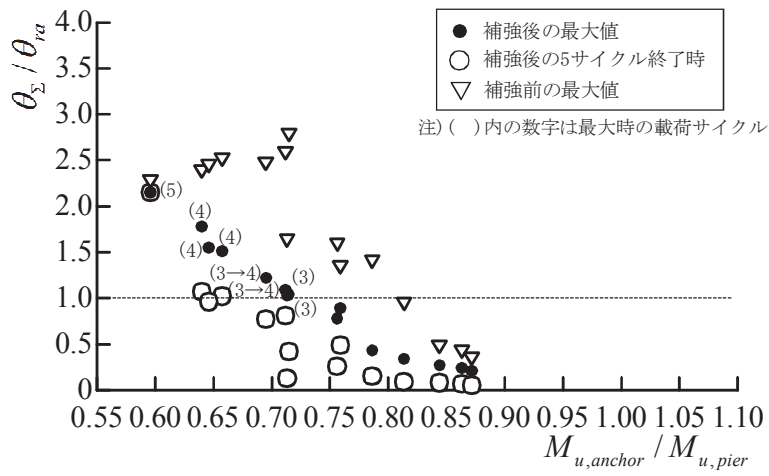
注) 状態1は2サイクル目, 状態2は5サイクル目を示す(図-6.6(e))

ためである。一方で、補強後については、アンカーボルトの上端部が橋脚躯体と固定されていることから、アンカーボルトに塑性ひずみが生じても橋脚躯体の自重により元に戻るため、ガタは全く生じていない。このようにガタが生じなければ全てのアンカーボルトが有効に抵抗するので基部曲げモーメントの低下は抑制される。なお、1方向繰返し載荷ではもともとガタの影響を受けにくいので補強効果は2方向繰返し載荷よりも限定されたものとなる。

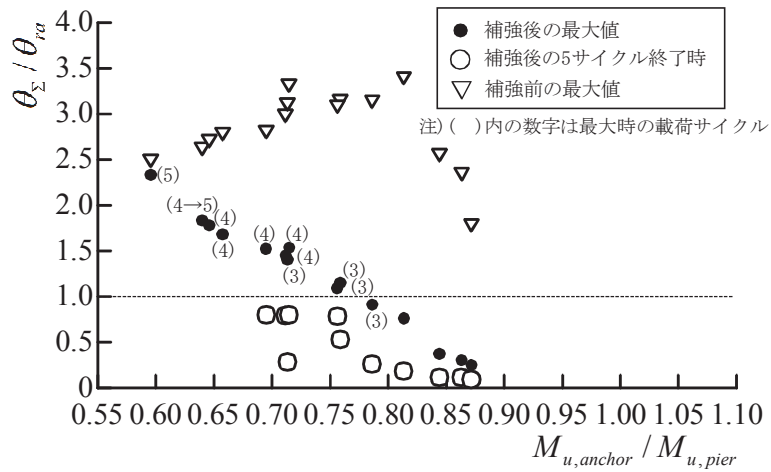
6. 1. 4 耐力モーメント比と固定度の関係

提案する補強法の補強効果を得るために必要な5. 2. 2で定義した「耐力モーメント比」 $M_{u,anchor} / M_{u,pier}$ の範囲について検討する。ここでは、表-3.2に示した「耐震補強モデル」のうち、アンカー部の耐力モーメント比が $M_{u,anchor} / M_{u,pier} \leq 0.87$ の場合を対象に提案するアンカー部の補強法を適用し、その効果を図-5.1に示す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載荷で検討する。なお、補強したアンカー部の数値計算モデルは6. 1. 3で述べた方法と同じとし、アンカー部の補強効果を確認する指標として、5. 2. 1で定義した固定度を表す指標である「相対合回転角」 $\theta_{\Sigma} / \theta_{ra}$ を用いる。図-5.6と同様に、「耐力モーメント比」 $M_{u,anchor} / M_{u,pier}$ と「相対合回転角」 $\theta_{\Sigma} / \theta_{ra}$ の関係を1方向繰返し載荷ならびにダイヤモンド載荷について、それぞれ図-6.7に示す。ここでダイヤモンド載荷時における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、 $\theta_{\Sigma} / \theta_{ra}$ が5サイクル終了時までアンカーボルトが終局ひずみに到達したため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-6.7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なように、提案した方法でアンカー部を補強することにより、 $\theta_{\Sigma} / \theta_{ra}$ の値はかなり低減する。その結果、相対合回転が1/100(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、1方向載荷条件では0.79~0.82であったものが0.72~0.76に、ダイヤモンド載荷条件では0.87~0.91であったものが0.75~0.79まで大幅に低下する。このように特にダイヤモンド載荷条件下において、耐力モーメント比の下限値の改善が大きいことが、これは6. 1. 3で述べたように、本補強法が特に2方向繰返し載荷を受ける場合に有効であることによるもので、基部曲げモーメントの低下が抑制されたことが大きく寄与したと考えられる。



(a)1方向繰り返し荷重



(b)ダイヤモンド型繰り返し荷重

図-6.7 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

6. 1. 5 設計値によるアンカー部の補強効果

提案した補強法を施せばRC方式アンカー部の複鉄筋化が可能となり耐力向上をはかることができるとともに、特に2方向繰り返し荷重を受ける場合に耐力の低下抑制ならびにエネルギー吸収性能の向上という大きな効果を期待できる。ここでは、設計で一般的なひずみの許容値^{1),7)}から求められる許容モーメントの観点から補強効果について考察する。

表-6.2は許容モーメントによるアンカー部の補強効果を示したものである。補強前は単鉄筋、補強後は複鉄筋によりアンカー部をモデル化し許容モーメントを求めている。表-6.2から複鉄筋化することにより、許容モーメントは最大で20%程度まで増加させることが可能である。一方で、No.4, No.8, No.12のモデルのように補強効果をほとんど得られていないモデルもいくつか存在している。これらのモデルは、表-3.3を確認するとよくわかるが、震度法照査においてアンカーボルト応力が支配的である場合である。このような場合、複鉄筋化してもアンカーボルトはすぐに降伏に至るので許容モーメントの増加量は小さくなる。震度法照査においてアンカーボルト応力が支配的であるほど、許容モーメントからみた補強効果は小さくなる傾向にある。しかしながら、実際は、アンカーボルトは降伏後、硬化するので補強効果を得ることができないわけではなく、事実、図-6.7を参照すると、1方向繰り返し載荷においてもその補強効果は十分確認でき、ダイヤモンド載荷においては耐力低下が抑制されたことによりさらに大きな補強効果を得ることができている。

表-6.2 設計値によるアンカー部の補強効果

橋脚	$M_{u,anchor} (MN \cdot m)$		増加率
	補強前	補強後	
No.1-補強	150.8	177.9	1.18
No.2-補強	70.8	74.5	1.05
No.3-補強	54.9	56.7	1.03
No.4-補強	40.6	41.5	1.02
No.5-補強	155.5	184.3	1.19
No.6-補強	73.8	77.8	1.05
No.7-補強	57.5	59.7	1.04
No.8-補強	42.3	43.3	1.02
No.9-補強	160.6	191.7	1.19
No.10-補強	72.3	76.2	1.05
No.11-補強	60.9	63.4	1.04
No.12-補強	45.4	46.6	1.03
No.13-補強	101.4	110.6	1.09
No.14-補強	90.2	97.0	1.08
No.15-補強	84.7	90.5	1.07
No.16-補強	100.0	108.8	1.09
No.17-補強	94.2	101.8	1.08
No.18-補強	88.5	95.0	1.07

6. 2 新設のRC方式アンカー部に関する耐震構造の提案

図-6.5に示される補強法1ならびに補強法2は、耐震補強のみならず新設のRC方式アンカー部に対する耐震構造として採用しても有効である。ここでは、新設アンカー部に対する耐震構造として、補強法1ならびに補強法2にさらなる追加措置を加え、より確実にアンカーボルトの圧縮力をフーチングに伝達することができる新たな耐震構造⁴⁷⁾を提案する。

図-6.8は今回提案する耐震構造における橋脚躯体とアンカーボルトの定着部を示したものである。図-6.8(a)は補強法1との組み合わせ、図-6.8(b)は補強法2との組み合わせである。ここでは、アンカーボルトの圧縮軸力をより確実に伝達するために、下ベースプレートの下面にアンカーボルトのナットと座金を追加で設置する方法を提案する。その際、ナットと座金は下ベースプレート下面位置に必ず密着させ、かつ、全てのアンカーボルトに対してこの措置を実施することが重要である。これは4. 2. 1で述べたように、設置個数が少ない場合はその効果は限定的となり、繰り返し荷重下において該当するナットに力が集中して早い段階でアンカーボルトのねじ部に滑りが生じる可能性があるためである。つぎに、図-6.8(c)に示すように、アンカーボルトの下端部においても下アンカービームの下面位置と上面位置にナットと座金を設置し、下アンカービームを挟み込むようにして締着すれば、アンカーボルトの下端部を下アンカービームに完全に固定することができる。この措置により、図-6.9に示すように、アンカーボルトの圧縮力が下アンカービームを介してフーチングに伝達する機構はより確実なものとなる。

設計時におけるアンカーボルト圧縮力による下アンカービームの押し抜きに対する安全性は、フーチングコンクリートのせん断抵抗面を図-6.9のように考えて、許容モーメント^{1),7)}算出時のアンカーボルト圧縮力から求められる下アンカービームの押し抜き力に対しフーチングコンクリートのせん断応力度照査を実施して確認すればよい。なお、圧縮力に対してはアンカーボルトとフーチングコンクリートのそれぞれが分担するので、許容モーメント^{1),7)}は引張側のアンカーボルト降伏時の値として求められ、そのときの圧縮側のアンカーボルト軸力は引張側よりも小さくなる。このことから、下アンカービームの押し抜きに対する照査が引き抜きに対する照査よりも支配的になるケースは比較的少ないと考えられる。下アンカービームの押しぬきに対する照査を満足しない場合は、フーチングコンクリートの増厚かせん断補強筋の設置で対処するとよい。

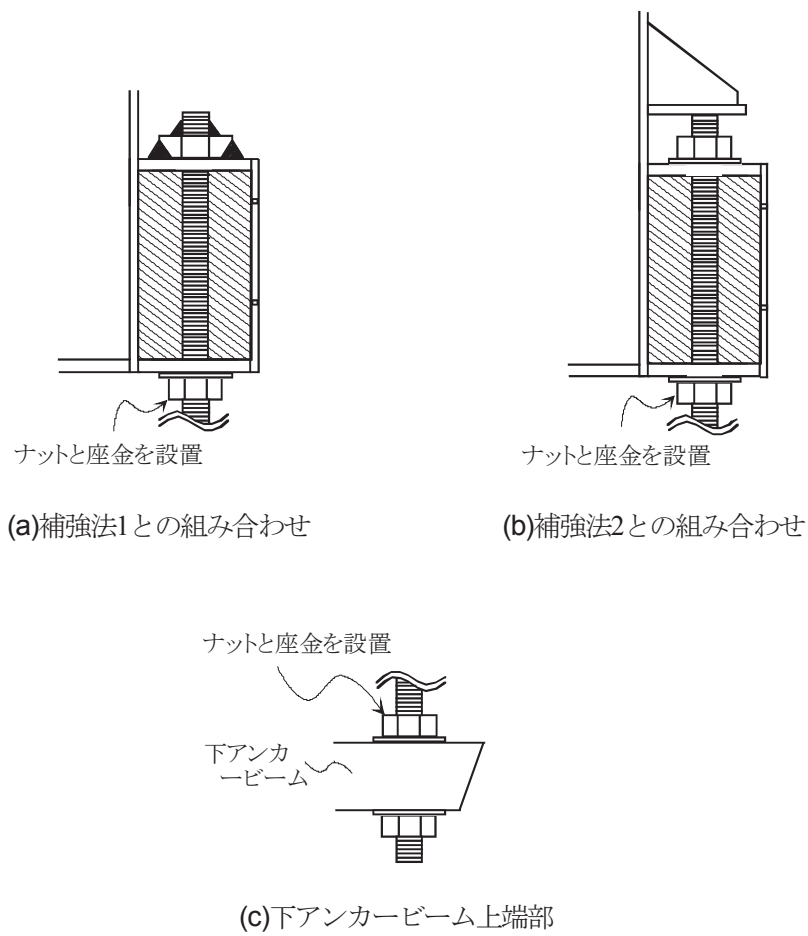


図-6.8 新設に対応した耐震構造⁴⁷⁾

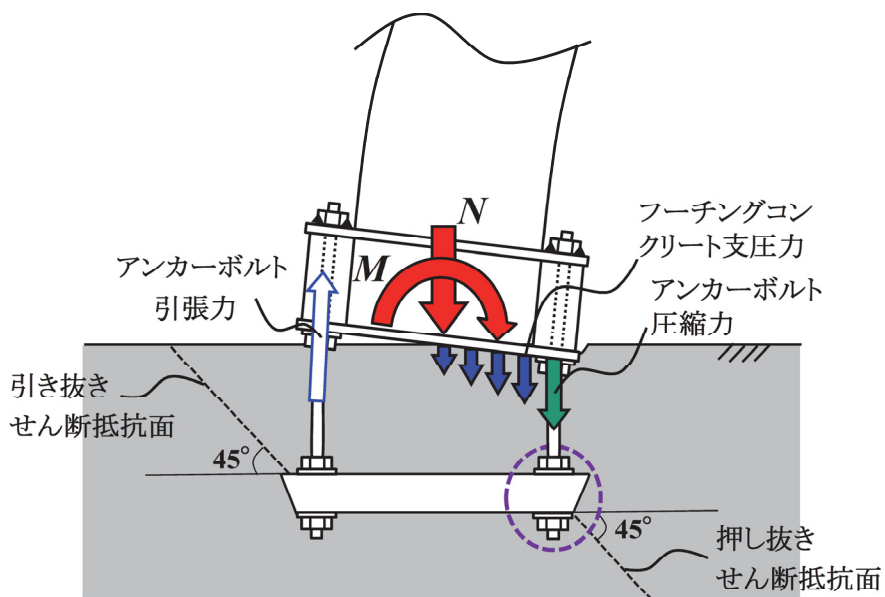


図-6.9 耐震構造を適用したアンカー部の力学的挙動

7. 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後に耐震補強が施された「補強モデル」と地震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方向繰返し載荷では1方向繰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方向繰返しであるダイヤモンド型繰返し載荷を受ける場合、杭方式に較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方向繰返し載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載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。

補遺

補遺 1. アンカー部の方式の種類と特徴

アンカー部には、補図-1.1 に示す杭方式^{37)-39),48)}、RC方式⁴⁰⁾、支圧板方式³⁸⁾、直接定着方式^{49),50)}の4つの方式のいずれかが採用されるのが一般的である。ここでは、それぞれの形状や特徴について簡単に紹介する。

1. 杭方式（補図-1.1(a), 1.2)

現在までに最も多く建設されてきた方式であり、首都高速道路、名古屋高速道路、福岡北九州高速道路に数多く存在する。しかしながら、最近では、支圧板方式あるいは直接定着方式に移行しており、杭方式が採用される事例は少なくなっているのが実情である。

構造的特徴としては、フーチングの上下にアンカービームが埋設されることである。下アンカービームは、橋脚基部の上ベースプレートを介して引張力が作用するアンカーボルトを下で支持する役割を担う。一方で、上アンカービームは、橋脚基部の下ベースプレートを介して圧縮力が作用するアンカーボルトを下で支持する役割を担う。

アンカービームは、それ自身を貫通するアンカーボルトを囲うようにして上下フランジ・ウェブ・ダイアフラムにより箱構造を形成し、さらにその外側にはリブも設置される。そのため、アンカービームは多部材で構成される複雑な形状をとり、それに伴い製作時には狭隘部の溶接が要求されるので製作性はよくなく、製作費用は総じて高くなる。

2. RC方式（補図-1.1(b), 1.3)

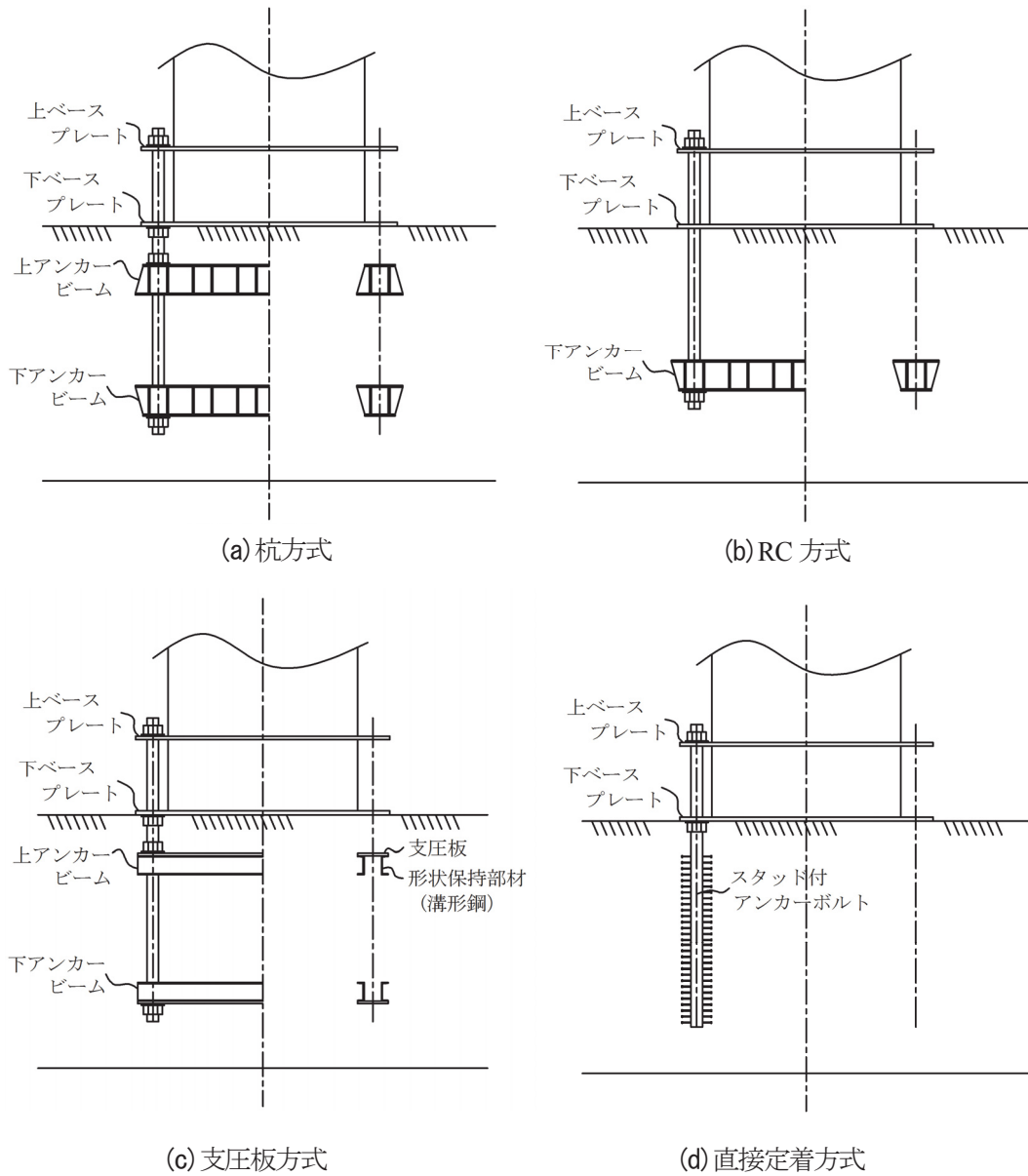
阪神高速道路において標準として採用されている方式であり、上アンカービームがないことが大きな特徴である。杭方式と異なり、橋脚基部の圧縮力は、下ベースプレート下面のフーチングコンクリートが負担するものとする。下アンカービームの役割は杭方式と同じである。上アンカービームが必要ないので、建設コストは杭方式より安くなる。

3. 支圧板方式（補図-1.1(c)）

首都高速道路において杭方式に代わって新しく採用されるようになった方式である。基本的に杭方式とよく似ているが、上下のアンカービームの形状が杭方式とは異なる。多部材で構成される製作性の良くない従来のアンカービームの構造を、支圧板と形状保持部材(溝型鋼)により簡素化している。そのため、従来のアンカービームに対して製作費用は大きく低減できる。この方式では、アンカーボルトの軸力は支圧板を介してフーチングコンクリートに伝達される。

4. 直接定着式方式（補図-1.1(d), 1.4）

名古屋高速道路において現在標準とされているが、福岡九州道路公社でも採用実績がある。スタッド付アンカーボルトの付着によって橋脚躯体とフーチングを固定する方法であり、アンカービームそのものが不要であるので、他方式と比較して最も合理的な構造であるといえる。アンカービームが不要であることは、製作面のみならず輸送面・施工面でも多くのメリットがあり、建設コストを抑えることが可能である。



補図-1.1 アンカー部の方式



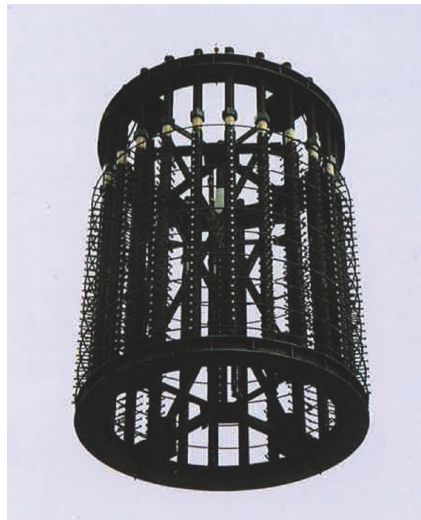
(日鉄トピーブリッジ株式会社提供)

補図-1.2 杭方式のアンカーフレームと固定治具の写真



(日鉄トピーブリッジ株式会社提供)

補図-1.3 RC方式のアンカーフレームと固定治具の写真



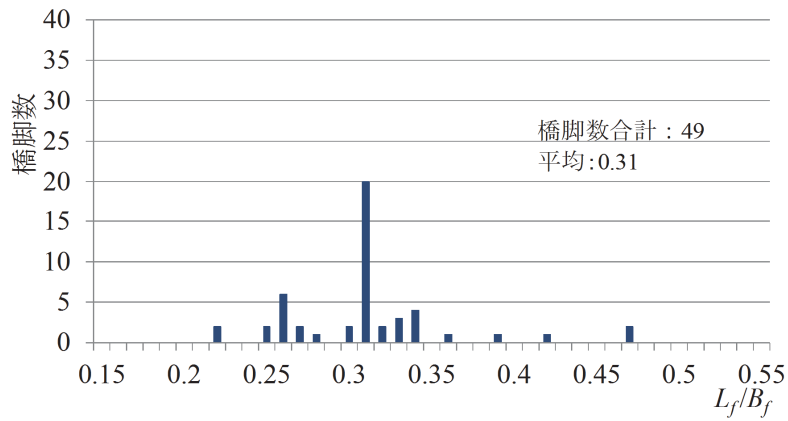
(名古屋高速道路公社提供)

補図-1.4 直接定着方式のアンカーボルトと固定治具の写真

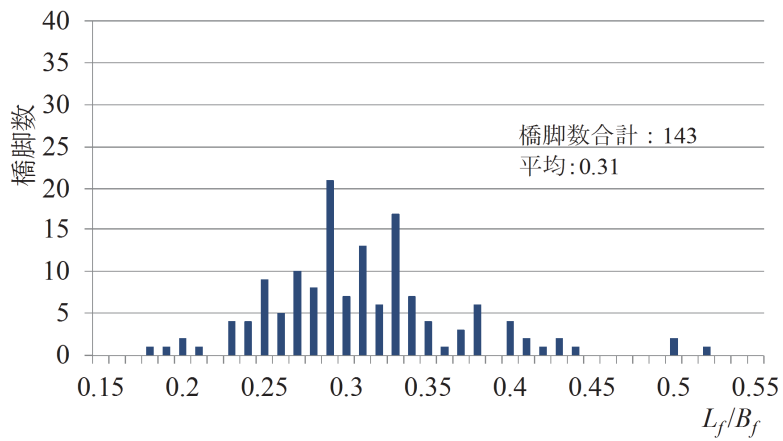
補遺2. 都市内高速道路におけるフーチングの厚さと幅の関係

フーチングの厚さ L_f とフーチングの幅 B_f により求められるアスペクト比 L_f/B_f の都市内高速道路における平均値を実績調査により求める。調査対象は、名古屋高速道路の環状線、大高線、楠線、万場線、東山線、小牧線、一宮線での単柱式鋼製橋脚を有するフーチング 283 基とする。

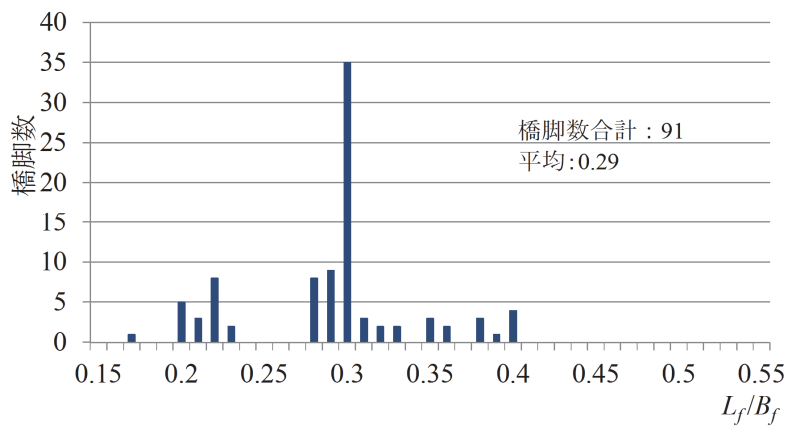
2章でレビューしたように鋼製橋脚の設計は1973年、1980年、1996年の示方書^{9), 10), 6), 11)}により大別することができるので、今回の調査対象はそれらの準拠示方書ごとに分別・整理した。補図-2.1, 2.2, 2.3 は準拠示方書ごとにアスペクト比 L_f/B_f と橋脚数の関係を示している。なお、ここでのフーチング幅 B_f は橋軸直角方向の幅としている。これらの図からいずれの準拠示方書においてもアスペクト比 L_f/B_f が0.3前後のフーチングが最も多く、それらの平均値は共通してほぼ0.3となることが明らかとなった。



補図-2.1 1973年の示方書に準拠して設計されたフーチングの
アスペクト比(L_f/B_f)と橋脚数の関係



補図-2.2 1980年の示方書に準拠して設計されたフーチングの
アスペクト比(L_f/B_f)と橋脚数の関係



補図-2.3 1996年の示方書に準拠して設計されたフーチングの
アスペクト比(L_f/B_f)と橋脚数の関係

補遺 3. 角補強した正方形断面鋼製橋脚の繰り返し解析への適用性

ここでは、鋼材の繰り返し材料構成則である3曲面モデルを導入した厚肉シェル要素による複合非線形解析のボルト接合により角補強した正方形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動の予測への適用性について、土木研究所⁴⁴⁾で行われた供試体No28の1方向繰り返し実験結果と比較することにより検討する。

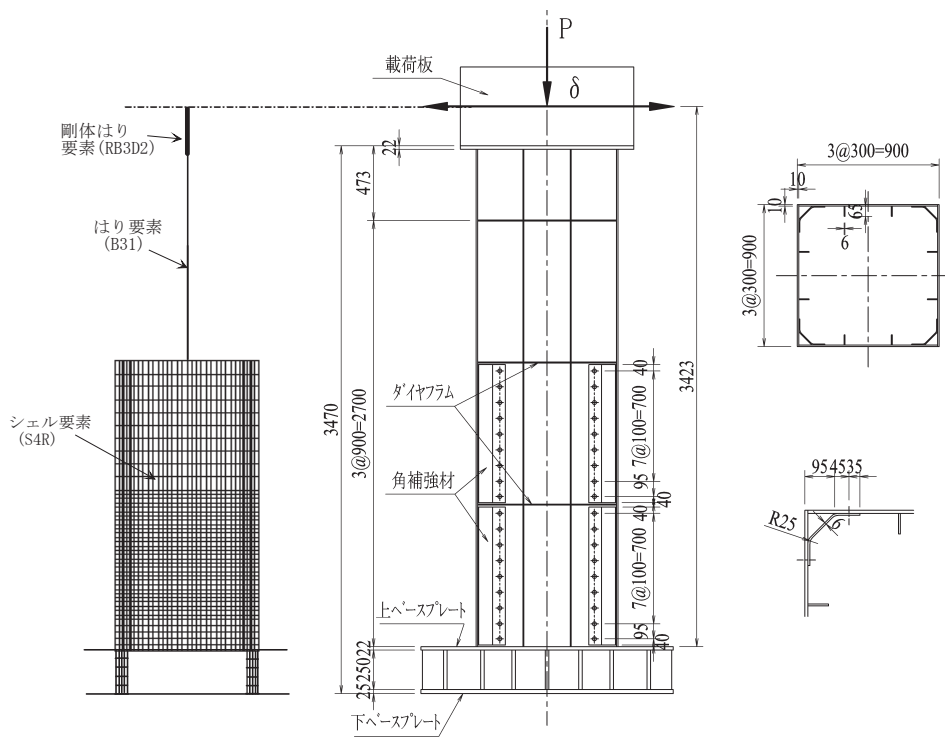
補図-3.1にNo28供試体の概要を補表-3.1に供試体諸元を示す。繰り返し载荷パターンは、図-5.1の漸増型1方向繰り返し载荷である。供試体の有限要素による離散化は補図-3.1に示す。離散化手法は4.1に述べたとおりであるが、実験ではこれらに加えて载荷板部を3次元剛体はり要素(RB3D2)でモデル化している。供試体の鋼材は降伏応力と引張強度のみが既知であるため、それ以外の3曲面モデルパラメータについては過去の複数の実験値の平均を用いる。材料定数と3曲面モデルパラメータを補表-3.2に、1軸の真応力-塑性対数ひずみ関係を補図-3.2に示す。供試体の履歴挙動について実験結果と解析結果の比較図を補図-3.3に示す。補図-3.3より実験結果と解析結果はよく一致している。鋼材の降伏応力と引張強度以外は過去の複数の実験値の平均値を用いていることを鑑みても十分な精度といえる。本検討では、ボルト接合による接合面の滑りの影響及び連結部の剛性は無視したため、初期降伏から最大耐荷力に達するまではボルト接合による影響が若干生じているが、最大耐荷力値はよく一致している。さらに、水平復元力と変位関係の包路線を示す補図-3.4より、包路線についても実験結果と解析結果はよく一致している。また、補図-3.3、3.4より、角補強材をなしとした場合の解析結果と比較すると角補強材の影響は大きいことがよくわかる。以上の実験結果と解析結果の比較により、本手法によれば、ボルト接合による角補強を施した鋼製橋脚の履歴挙動は工学上十分な精度で予測することができるといえる。

補表-3.1 供試体の諸元

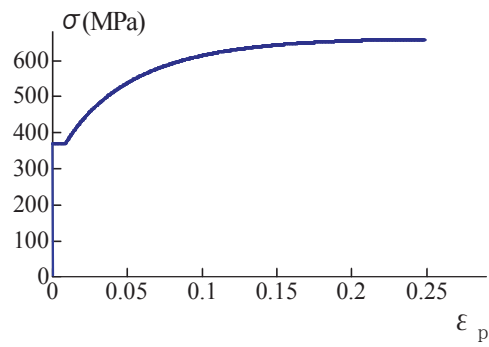
$\bar{\lambda}$	R_R	R_F	γ/γ^*	γ/γ_{req}	P/P_y	P_0 (kN)	δ_0 (mm)
0.257	0.669	0.869	0.549	0.549	0.134	1038.8	16.2

補表-3.2 3曲面モデルの材料定数

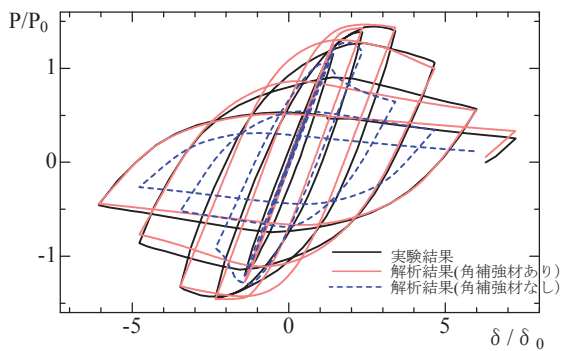
鋼種	E (GPa)	ν	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ε_{yp}^0	f_b/σ_y	β	ρ	κ	ζ
SM490	206	0.3	371.1	656.9	0.0091	0.65	100	2	3	0.3



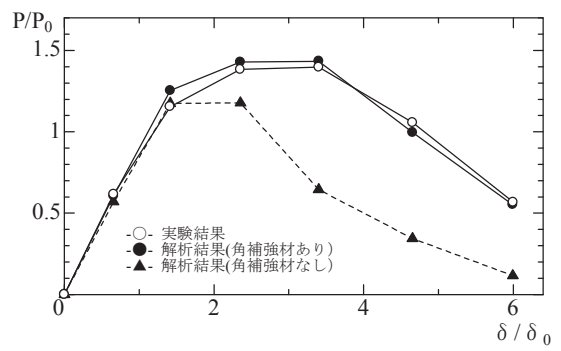
補図-3.1 供試体とFEMモデル



補図-3.2 橋脚モデル鋼材(SM490)の1軸真応力-塑性対数ひずみ



補図-3.3 供試体の履歴挙動



補図-3.4 水平復元力-変位関係の包絡線

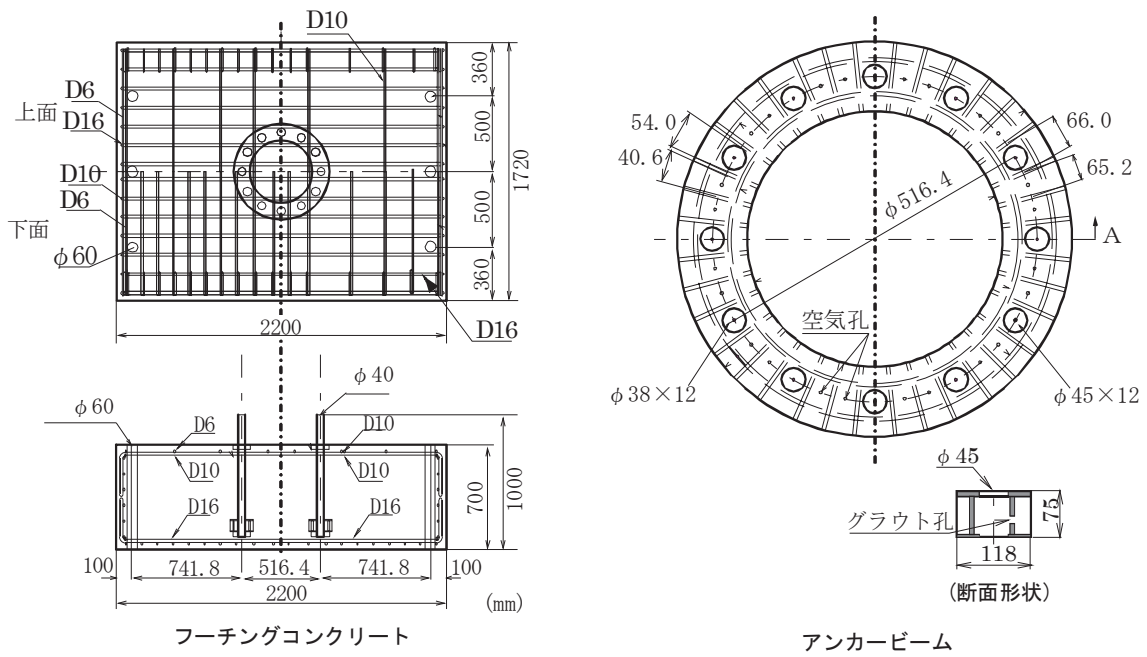
補遺 4. RC方式アンカー部の解析のモデル化

RC方式アンカー部の Component method に基づく解析のモデル化³¹⁾の妥当性について検証する。RC方式アンカー部については水平2方向繰り返し実験が実施されておらず、解析のモデル化の妥当性に関する直接的な検証を行うことができないので、ここでは過去に実施された水平1方向繰り返し実験結果²⁵⁾を用いて検証することとする。

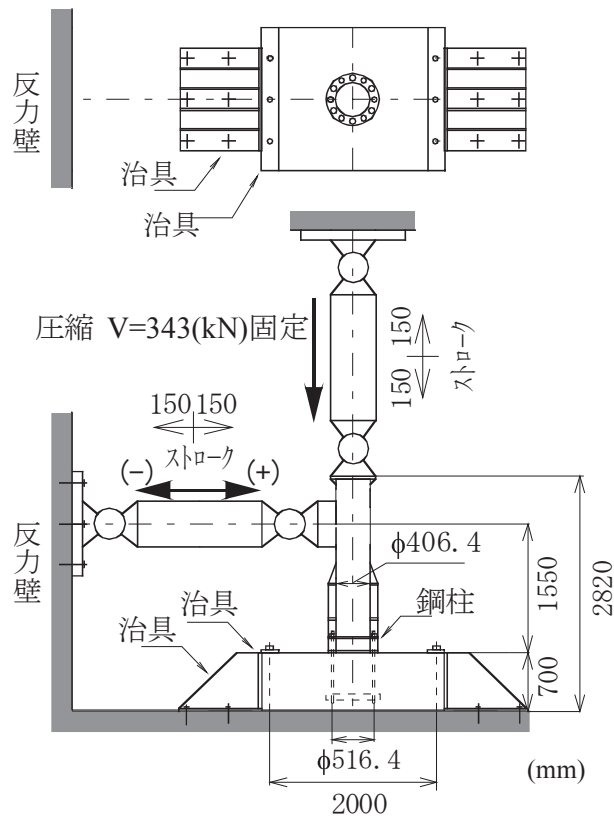
供試体形状を補図-4.1に示すが、アンカー部の断面形状は円形であり、アンカーボルトの本数は12本である。荷重の載荷方法については、補図-4.2に示すように、上部構造からの死荷重に相当する鉛直荷重 $V(343\text{kN})$ と地震荷重に対応する水平荷重 H が鋼柱を介し定着部に作用するようにしている。鉛直荷重 V は死荷重を想定しているため一定値とし、水平荷重は変位制御により繰り返し載荷している。入力する振幅変位のパターンは、アンカー部の降伏相当の基準変位量 δ_y を基準とした漸増型である。補図-4.3は、実験時のアンカー部の基部回転角の時間変化について示している。この振幅変位のパターンは、載荷途中から同一の基部回転角内において、3回繰り返し載荷をするので、振幅変位のパターンとしてはかなり厳しいものである。

アンカー部の解析におけるモデル化については、Componet methodによるものとし、基本的に4.2に示す通りであるが、ここでのアンカーボルトは圧縮にも抵抗するようモデル化をしている。これは、上下ベースプレート間に充填されるモルタルとアンカーボルトとの付着が実験の途中まで確認されたためである²⁵⁾。つぎに、アンカーボルトとフーチングコンクリートの材料定数を補表-4.1に示す。材料構成則については、アンカーボルトは3曲面モデル、フーチングコンクリートは3次関数モデルを適用することとする。アンカーボルトの鋼材については、単調載荷試験²⁴⁾により同定した指数関数モデルに基づく各パラメータを用い、それ以外の3曲面モデルに必要なパラメータについては過去の複数の実験値の平均³¹⁾を用いている。

解析結果と実験結果の比較として、補図-4.4(a)にアンカー部の基部回転角とモーメントの関係を示す。補図-4.4(a)より、 $0.03(\text{rad})$ 以降は実験値のモーメントが大きく低下し、実験値と解析値の差が大きくなっているが、これはモルタルとアンカーボルトの付着が切れたこと、フーチングコンクリートに顕著なひび割れが進展し始めたことによるものである。事実、補図-4.4(b)は $0.03(\text{rad})$ までの結果を示しているが、実験結果と解析結果はよく一致していることが確認できる。本編では剛性保持と防錆処理が目的で充填される不確実なモルタルとアンカーボルトの付着の影響を考慮したモデル化を行っていないこと、また、実験でアンカー部に顕著なひび割れが生じ始める以前の $0.03(\text{rad})$ 程度までの基部回転角の範囲を対象としているので、RC方式アンカー部の Component method に基づく数値解析モデルは精度よく適用される。



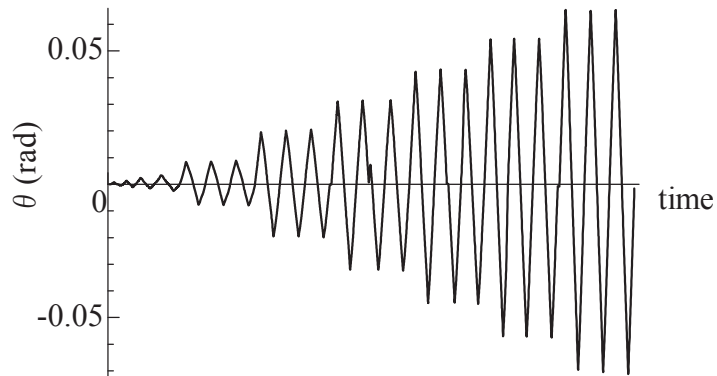
補図-4.1 アンカー部の供試体形状



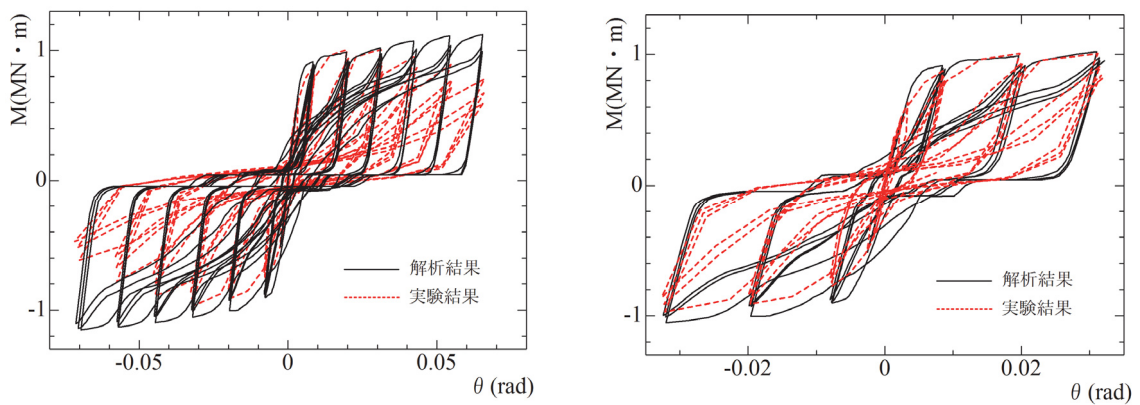
補図-4.2 供試体への載荷方法

補表-4.1 材料定数

アンカーボルト (S35CN)	E (GPa)	213.1
	ν	0.3
	σ_y (MPa)	324.4
	σ_u (MPa)	590.0
	ε_{yp}^0	0.0130
	f_b / σ_y	0.454
	β	589
	ρ	6.03
	κ	2.5
	ζ	0.3
フーチング コンクリート	Ec (GPa)	21.6
	σ_{ck} (MPa)	18.78
	ε_{ck}	0.002



補図-4.3 アンカー部の基部回転角の時間変化



(a)全ステップ

(b)0.03(rad.)まで

補図-4.4 アンカー部の基部回転角とモーメントの関係

補遺5. 設計値からの耐力モーメント比の算定法

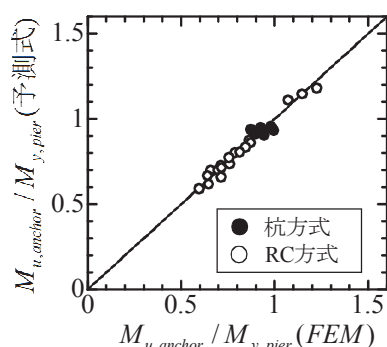
実務での便宜のため、「耐力モーメント比」 $M_{u,anchor} / M_{u,pier}$ を設計^{1), 7)}で算定される「許容モーメント比」から換算する式を示しておく。換算式は補表-5.1 を定数として以下の式で表される。

$$M_{u,anchor} / M_{u,pier} = C_1(M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design}) + C_2 \quad (\text{補.5.1})$$

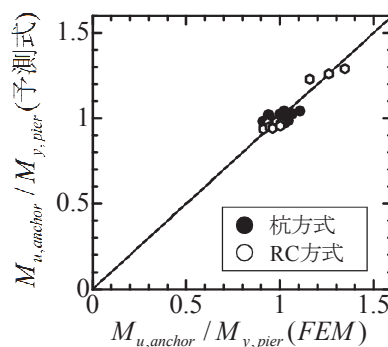
ここに、 $M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design}$ は、ひずみの許容値^{1), 7)}から単鉄筋モデルや複鉄筋モデルで求められるアンカー部と橋脚躯体基部の「許容モーメント比」である。ここでは「補強モデル」のアンカー部においても「新設モデル」と共通のアンカーボルトのひずみの許容値(降伏ひずみ)とフリーチングコンクリートのひずみの許容値(圧縮ひずみ0.002)を用いて $M_{u,anchor}^{design}$ を算定する。 $M_{u,pier}^{design}$ は橋脚躯体基部の許容耐力モーメントのことであり、「補強モデル」では「耐震補強資料」に基づき $1.4M_y$ により、「新設モデル」では、2002年の示方書⁷⁾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-5.1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。

補表-5.1 予測式のパラメータ

		C1	C2	適用範囲
補強モデル	杭方式	0.512	0.458	$0.86 \leq M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design} \leq 0.99$
	RC方式	0.872	0.055	$0.62 \leq M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design} \leq 1.29$
新設モデル	杭方式	1.581	-0.486	$0.90 \leq M_{u,anchor}^{design} / M_{u,pier}^{design} \leq 1.00$
	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-5.1 耐力モーメント比の予測式の精度

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，2012.
- 2) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説，1972.
- 3) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書・解説，1964.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1980.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1990.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1996.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2002.
- 8) 土木学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告，土木建造物の被害，橋梁，1996.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，1973.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，1980.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，1996.
- 12) 土木学会：土木建造物の耐震設計法に関する第2次提言と解説，阪神・淡路大震災対応技術特別委員会，1996.
- 13) 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.
- 14) 土木学会地震工学委員会：土木学会東日本大震災被害調査団 緊急地震被害調査報告書，2011.
- 15) 運上茂樹，塚淳一：RC橋脚の3方向加振，載荷速度，模型寸法の影響検討，実大三次元振動破壊施設を用いた建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.
- 16) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K. and Yabe, M. : Seismic 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.
- 17) 後藤芳顕，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.
- 18) 小畑誠，後藤芳顕：橋脚や柱等を対象とした3次元擬似動の実験装置の開発，土木学会論文集，No.752/I-66, pp.253-266, 2004.
- 19) 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.
- 20) 後藤芳顕，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.

- 21) 後藤芳顯, 村木正幸, 海老澤健正 : 2方向地震動を受ける円形断面鋼製橋脚の限界値と動的耐震照査法に関する考察, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.629-642, 2009.
- 22) 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.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) 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.
- 26) 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.
- 27) 後藤芳顯, 上條崇, 藤原英之, 小畑誠 : 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1271-1280, 1998.
- 28) 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.
- 29) 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.
- 30) 廣江昭博, 青木徹彦, 鈴木森晶, 海老澤健正 : 水平2方向地震力を受ける鋼製橋脚アンカー部の終局挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.455-463, 2006.
- 31) 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.
- 32) 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.
- 33) 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.
- 34) 後藤芳顯, Ghosh Prosenjit KUMAR, 川西直樹 : 充填コンクリートとの相互作用を考慮した円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.65, No.2, pp.487-504, 2009.
- 35) 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.

- 36) 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.
- 37) 首都高速道路公団: 鋼構造物設計基準, 1992.
- 38) 首都高速道路株式会社: 橋梁構造物設計施工要領, 2008.
- 39) 名古屋高速道路公社: 鋼構造物設計基準, 1987.
- 40) 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.
- 41) 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.
- 42) 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.
- 43) Dassault Systemes Simulia Corp. : ABAQUS/Standard user's manual, version 6.7, 2007.
- 44) 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.
- 45) Housner, G. W. : Behaviour of Structures During Earthquakes, ASCE, EM4, Oct. 1959.
- 46) 阪神高速道路公団: 既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(素案), 1997.
- 47) 後藤芳顯, 水野剛規 : 鋼製橋脚の鉄筋コンクリート方式アンカー部の耐震補強方法, 特願 2012-158308
- 48) 福岡北九州高速道路公社: 設計基準 第2部 構造物設計基準(橋梁編), 1997.
- 49) 名古屋高速道路公社: 鋼構造物設計基準, 2003.
- 50) 前野裕文: 鋼構造物の定着法の合理化に関する研究, 名古屋工業大学博士論文, 1992.

謝辞

本研究は，名古屋工業大学 後藤芳顯教授のご指導のもと遂行したものです．先生の絶え間ないご指導と示唆に富む多くのご助言がなければ，本研究をこのように纏め上げることは困難であったように思います．ここに，心から感謝の意を表します．

本論文をご審査頂き，有益なご助言をいただきました名古屋工業大学 社会工学専攻 梅原秀哲教授，同 小畑誠教授，同 張鋒教授には厚く御礼申し上げます．

システム全般において様々な便宜を取り計らって頂いた海老澤健正助教(名古屋工業大学)，研究面のみならず高専での教育面においても親身に相談に乗って頂いた奥村徹助教(名古屋工業大学)には感謝を申し上げます．

前野裕文先生(河北大学，元名古屋高速道路公社)，長谷川秀也氏(名古屋高速道路公社)には，実構造に関する様々な有益なご助言を頂き，感謝しております．

本研究遂行のために校務などにおいて惜しみない協力を頂いた，岐阜工業高等専門学校 環境都市工学科 岩瀬裕之教授(学科長)，同 鈴木正人教授(前学科長)，同 教員一同には厚く御礼申し上げます．

小澤一誠氏(元日本車輛製造)ならびに山田忠信氏(日本車輛製造)には，著者が日本車輛製造在籍時に何かとお世話になりました．ここに感謝の意を表します．

本研究をこのように完了することができたのは，関係各位の惜しみないご支援・ご協力のおかげだと思っています．ここに重ねて厚く御礼申し上げます．