

変位制限構造用アンカーバーの耐震性能

安松 敏雄¹・石田 博²・田中 克則³・村山 八洲雄⁴

¹正会員 工修 日本道路公団 試験研究所 (〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1)

²日本道路公団 東京第一管理局 (〒216-0024 神奈川県川崎市宮前区南平台1-1)

³日本道路公団 企画部 企画課 (〒100-0013 東京都千代田区霞が関3-3-2)

⁴正会員 工博 鹿島建設 技術研究所 (〒182-0035 東京都調布市飛田給2-19-1)

橋梁のゴム支承と併用される変位制限構造としてのアンカーバーを対象に、アンカーバー・コンクリート系の一連の交番加力模型実験を行った。その結果、アンカーバーの破壊モードはせん断破壊ではなく曲げ引張り破壊であることが確認された。荷重-変位履歴曲線の形状は条件によって異なるが、耐荷力は上下部工の隙間と鋼棒の直径の比が大きいかほど小さく、標準的な隙間・直径比では鋼棒のさや管内の遊び量にはあまり影響を受けないこと、鋼棒の引張り強度が同程度なら降伏強度の影響は少ないことが明らかになった。これを基に耐荷力評価式を提案するとともに、モデル化した履歴曲線を用いて橋梁の地震応答解析を行い、変形性能の観点からその耐震性を考察した。

Key Words: anchor bar, seismic stopper, concrete model test, ultimate strength, energy absorption, seismic design, rubber shoe, bridge

1. はじめに

コンクリート道路橋において、近年、鋼製支承に代わって経済性に優れるゴム支承が多く使用されるようになってきた。ゴム支承は保守が容易であり、耐久性についても、回転・すべり機構がメカニカルな鋼製支承より優れているという評価がなされてきている。さらに、兵庫県南部地震における支承の損傷状況から鋼製支承の制震上の問題点が明らかとなり、その結果上部構造の橋種が鋼かコンクリートかにかかわらず、相当の大反力の場合でもゴム支承を用いることが基本となりつつある。

橋梁にゴム支承を使用する場合、地震時水平力に抵抗し水平変位を拘束する部材をゴム支承そのものに取付けると経済性や保守上のメリットが損なわれるため、ゴム支承は置くだけで単に鉛直荷重に耐える構造とし、水平方向の移動制限装置として別途アンカーバーを設置するというのが最も一般的である。しかし、兵庫県南部地震による被災経験を踏まえて平成8年12月に改訂された道路橋示方書¹⁾では、ゴム支承自体に原則として地震時の水平力伝達機能が要求され、またアンカーバーを含む支承部に対しては兵庫県南部地震クラスの強い地震動にも耐え得る大きな耐荷力が要求されるようになった。これに対応するため、ゴム支承とアンカーバーの従来の組み合わせの形態を変えることも一つの方法として考えられるが、これとは別に同じ組み合わせ形態のもとでアンカーバー

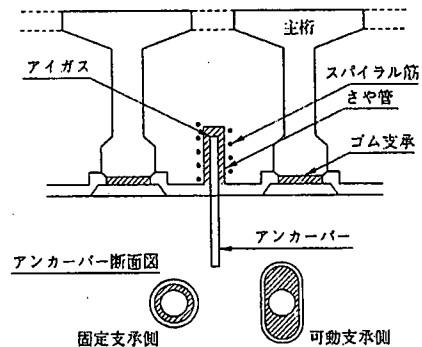


図-1 変位制限構造アンカーバー

の終局時の抵抗メカニズムと地震時復元力特性を明確にし、より合理的な設計につなげていくことも重要であると思われる。そうすることにより、施工がし易く安価であるというアンカーバーの特長を活用でき、ゴム支承の広範な利用が可能になると考えられる。

しかしながら、アンカーバーのこれらの耐震特性については、実験例²⁾が極めて限られているため、実際のところほとんど明らかになっていないのが現状である。

本研究では上下部構造間の隙間とアンカーバー直径の比、アンカーバーの降伏強度、さや管内の遊び量および載荷速度をパラメータとしたアンカーバーの耐荷力に関する模型加力実験を行った。そしてアンカーバーの抵抗メ

表-1 実験配列

試験体名	コンクリート強度 (設計基礎強度)		アンカーバー				さや管あそび		上下部工隙間 (d)					
			直径	みがき 鋼 棒	普通 鋼 棒	通棒	2mm 固定管側 を想定	20mm 可動管側 を想定	5mm	10mm	20mm	40mm		
	上部工	下部工												
M-2-20	34.3N/mm ²		32mm			○	○				○			
M-20-20						○	○			○				
H-2-20				○		○	○					○		
M-2-40						○	○							○
M-2-10							○	○				○		
M-2-5							○	○			○			
M-2-20-S	34.3 N/mm ²	23.5 N/mm ²	16mm			○(1mm)				○				
M-2-20-D						○(1mm)				○				
H-2-20-G	34.3N/mm ²		32mm	○		○					○			

カニズムと地震時復元力特性を調べ、耐荷力の評価式を提案した。さらにモデル化した履歴復元力特性を用いて代表的な橋梁を例に地震応答解析を行い、変形性能の観点からアンカーバーの耐震性能を考察した。

なお、実験は平成8年改訂より前の道路橋示方書に準じ、水平震度0.24程度で設計される橋長約20mのPC単純桁橋を想定して実物大の部分模型を用いて行ったが、これは橋梁規模や設計水平地震力がもっと大きな場合の縮小模型実験と考えることもできる。したがって、得られた成果は想定した実橋モデルのみならず基本的な考え方は他の諸元のものにも応用は可能と考えられる。また、本成果は、アンカーバーが設置されている既設橋梁の耐震性を評価する場合にも参考になると考えられる。

2. 模型加力実験

(1) 基本思想と実験配列

実験は、0.24の設計水平震度により設計される橋長20m程度のPC単純桁を想定し(図-1参照)、その実物大の部分模型実験として行った。この場合、アンカーバーの必要断面積は、固定支点側は橋軸方向水平地震力による上部構造全体の慣性力に対して、また可動支点側は橋軸直角方向水平地震力による上部構造の半分の慣性力に対して、許容せん断応力度を満足するように決定される。したがって、固定側と可動側のアンカーバーの本数比は、同じ径のものを用いる場合、2:1となる。アンカーバーは、約20mmの上下部構造間の隙間を貫通させてコンクリートに埋設される。上部構造側はさや管に直径の10倍の長さ挿入し、下部構造側は直接コンクリートに直径の10~15倍の長さ埋設して定着するのが一般的である。

一連の模型実験においては、アンカーバーとして使用実績の多いSS400材のΦ32mm鋼棒を用い、上下部工の隙間が20mmの固定支承を想定したM-2-20試験体を基本型とした。ここで、試験体呼称の第1項は材質(SS400材の場合:M、降伏強度を高めたもの:H)を、第2項はさや管内の鋼棒の片側遊び量(mm)を、第3項は上下部工の隙

間の大きさ(mm)を表している。

基本試験体に対して可動支承側を想定したM-20-20、基本試験体に対して高降伏点材料の磨き鋼棒(焼き入れしたSS材)を用いたH-2-20、上下部工間の隙間の違いに着目したM-2-40、M-2-10、M-2-5(これら6体の試験体を以下、基本シリーズと呼ぶ。)、載荷速度に着目した、M-2-20-SとM-2-20-D(Sは静的、Dは動的)、および上部工横桁の耐荷力に着目し実構造の形状と配筋を模擬したH-2-20-Gの合計9体の試験体を用いて実験を行った。

H-2-20-Gを除く他の全ての試験体ではアンカーバーの破壊を想定した実験であるので、耐力がコンクリート部のせん断破壊で決まるのを避けるため上下部工はせん断補強鉄筋を別途配置したマッシュなコンクリートを用いている。一方、H-2-20-Gの上部工側試験体では実際の横桁の厚さと配筋にし、かつ鋼棒には横桁の破壊が先行しやすい高降伏点材料を使用した。また、M-2-20-SとM-2-20-Dはアクチュエータの能力の関係で実際には基本型の1/2縮尺試験体であり、鋼棒直径は16mm、さや管内遊びは1mm、上下部工隙間は10mmとなっている。

なお上下部工間の隙間の違いに着目したM-2-40、M-2-20、M-2-10およびM-2-5における隙間・直径比はそれぞれ1.3、0.63、0.31および0.16となっており、後2者は見方を変えれば、隙間が20mmで鋼棒直径が約60mmと約120mmのそれぞれ1/2および1/4の縮尺模型実験と見做すこともできる。

全ての試験体において、上部工側の埋込み長は鋼棒直径の10倍、下部工側の埋込み長は鋼棒直径の15倍とした。

実験配列を表-1に示す。

(2) 実験方法

a) 試験体

形状寸法: 各試験体は図-2に示すように、水平台上に設置される上部工相当の1個のエレメントと水平床上下部工相当の2個のエレメントで構成されている。

基本シリーズの試験体では、実橋において複数の鋼棒

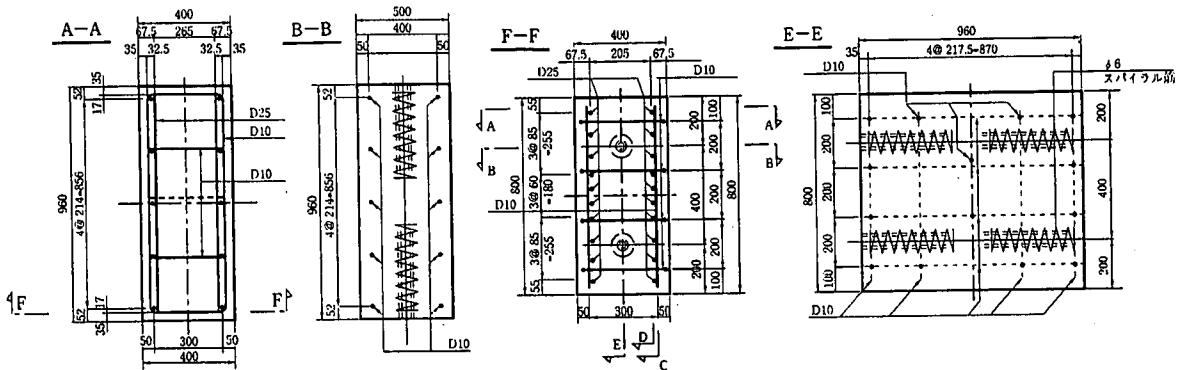


図-3 試験体配筋図 (H-2-20-G)

のさや管内遊びと破壊時期のばらつきが生じることを想定して鋼棒本数を4本とし、加力時の安定性を考慮して鋼棒は水平面内に配置した。ただし、載荷速度に着目した試験体では加力装置の能力の関係で鋼棒の本数は2本としている。

横桁の耐力に着目した試験体では、鉛直面内に鋼棒を配置した。実橋での横桁厚さと鋼棒直径の比は概ね12~16の範囲にあるが、実験では安全側になるように小さめの12.5としている。

試験体の形状寸法を図-2に併記した。

配筋：基本シリーズの試験体における鋼棒付近のコンクリートの補強には、実橋を参考にして上下部工にΦ6mm(SR235材)のスパイラル筋を用い、鋼棒の全埋め込み長にわたって直径100mm、ピッチ50mmで螺旋状に配筋した。試験体コンクリートにおいて鋼棒からの支圧力による加力側縁端部に至るせん断破壊も想定されたので、石橋らの方法²⁾で計算したせん断補強鉄筋を別途配筋した。ただし、このような破壊モードやひびわれは生じなかったため、後述の実験結果に対するその影響はなかったといえる。

載荷速度に着目した縮小試験体では、細径の鉄筋を用いて同じ鉄筋比で相似形に配筋した。

H-2-20-G試験体の主要部の配筋状況を図-3に示す。横桁の破壊に着目したこの試験体(上部工側)ではスパイラル筋は同様であるが、せん断補強鉄筋は無く籠状配筋(図中D10鉄筋)の量は実橋とほぼ同じにした。ただし、試験体形状の影響で実橋では想定されない曲げ破壊の発生を防止するため、曲げ補強鉄筋(図中D25)を配置した。ただし、この場合も曲げひびわれは生じなかったため、実験結果に対するこの影響はなかったといえる。

使用材料：鋼棒には前述のようにSS400材の鋼棒または磨き鋼棒を用いている。鋼製さや管内の充填材には、実橋で多く使用されるウレタンタールを主成分とする2液性弾性シーリング材を用いた。

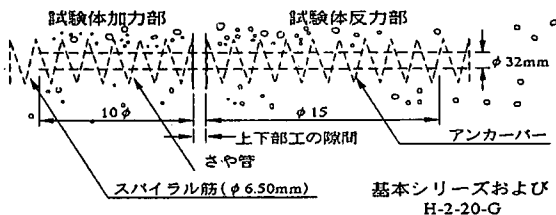


図-2 試験体形状寸法と加力方法(基本試験体)

表-2 材料試験結果

供試体	アンカーバー引張強度		実験時コンクリート圧縮強度	
	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_b (N/mm ²)	上部工側 (N/mm ²)	下部工側 (N/mm ²)
M-2-20	306	466	42.6	38.1
M-20-20	306	466	43.7	45.1
H-2-20	469	507	38.6	47.7
M-2-40	306	466	36.8	42.9
M-2-10	318	492	40.6	38.4
M-2-5	318	492	37.4	38.4
M-2-20-S	314	451	41.1	27.4
M-2-20-D	314	451	39.6	26.8
H-2-20-G	469	507	36.6	39.4

コンクリートには最大骨材寸法 $G_{max} 20 \text{ mm}$ のレディーミクストコンクリートを用いたが、特に縮小試験体 (M-2-20-S, M-2-20-D) では $G_{max} 10 \text{ mm}$ のマイクロコンクリートとした。縮小試験体以外の試験体では上下部工とも設計基準強度 $34 \text{ N/mm}^2 (350 \text{ kgf/cm}^2)$ のコンクリートを用いた。実構造物の下部工の設計基準強度は $24 \text{ N/mm}^2 (240 \text{ kgf/cm}^2)$ であるが、計画当初はコンクリート強度がアンカーバーの耐力を支配するとは考えなかったため、上部工の設計基準強度に合わせた。実験の結果、アンカーバーの耐力にコンクリート強度が影響する可能性も考えられたため、縮小試験体では確認の意味も含めて特に下部工側では設計基準強度 $24 \text{ N/mm}^2 (240 \text{ kgf/cm}^2)$ のコンクリートを用いた。

鋼棒、鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-2に示す。また、鋼棒の応力-ひずみ関係を図-4に示す。

製作：鋼棒の一端を埋設した下部工側をまず製作して反力床の所定位置に設置し、その後、上下部隙間に相当する厚さの発砲スチロールを介して下部工側既設コンクリートを型枠代りとし、上部工側のコンクリートを打設するという方法によった。また、実験時の摩擦を低減するため、上部工側の底型枠に鋼板を使用しその下にテフロン板を敷いた。シーリング材は予め鋼棒とさや管の隙間に注入し、硬化したあとこれらを型枠に固定してコンクリートを打設した。また、発砲スチロールは実験前に除去した。なお、コンクリートの打設方向およびこれに伴う仕上げ面や型枠面の位置関係は、実構造物の場合と異なっている。

b) 加力方法

加力装置は図-2に示すように片押しジャッキ2台(載荷速度に着目した実験では両動アクチュエータ1台)を用い、P C鋼棒で床に固定したコンクリートブロックに反力をとって上部工側試験体に交番荷重を加えた。

基本シリーズおよび横桁の実験では、降伏荷重(約 300 kN)より小さい範囲では荷重制御方式の $49 \text{ kN} (5 \text{ t})$ ピッチで、その後は変位制御方式の 20 mm ピッチで繰り返し無しの漸増交番荷重を加力し、荷重が降伏荷重の約 $1/2$ まで低下した段階で加力を終了させた。特に基本シリーズでは、後に述べる応答解析に反映させるための履歴特性のデータを得る目的で、適当な加力ステップで極大・極小変位内の非正常履歴載荷も行った。

載荷速度に着目した実験のうち M-2-20-D は、変位制御で周波数 2.5 Hz の漸増 \sin 波加振とした。例えば、変位振幅 20 mm の時は速度振幅は約 30 cm/s であり、基本シリーズ換算で約 60 cm/s に相当している。周波数は、M-2-20で得られた荷重-変位関係の降伏剛性と終局時剛性から求められる橋長 20 m の単純 P C 桁橋の固有周期を参考にして設定した。変位の漸増率は M-2-20 実験における鋼棒

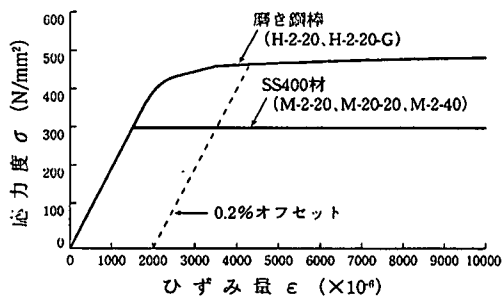


図-4 鋼棒の応力-ひずみ関係

表-3 実験結果一覧

単位: kN

試験体	試験値			計算値		
	$P_{yt}(\epsilon)$	$P_{yt}(\delta)$	P_{ut}	P_{yc}	P_a	$P_{a'}$
M-2-20	56	323	392	197	284	369
M-20-20	74	—	382	197	284	369
H-2-20	113	372	392	302	284	567
M-2-40	83	255	323	98	284	369
M-2-10	76	363	441	409	284	383
M-2-5	77	382	588	817	284	383
M-2-20-S	(欠測)	35.3	43.1	25.5	35.3	47.1
M-2-20-D	13.7	41.2	44.1	25.5	35.3	47.1
H-2-20-G	127	343	392	302	284	567

$P_{yt}(\epsilon)$: アンカーバーの一部が初期降伏したときの荷重

$P_{yt}(\delta)$: 荷重-変位包絡線における降伏荷重

P_{ut} : 最大荷重

P_{yc} : 上下部工間の隙間を梁長とする片持梁の曲げ降伏荷重 (引張り試験による降伏応力度 σ_y を使用)

P_a : 地震時せん断許容荷重 (規格値)

$P_{a'} = P_a \times \sigma_y / \sigma_{y0}$ (σ_{y0} : 降伏応力度の規格値)

破断時の変位とそれに至る定常ループの繰り返し数を基に、 40 mm あたり12ステップとした。なお、加力の前に最大 1.5 mm の予備加力を行っている。M-2-20-S では、M-2-20-Dと全く同じ変位履歴になるように静的に加力した。

c) 測定項目

測定は、荷重、変位および鋼棒とスパイラル筋ほかの補強鉄筋のひずみについて行った。鋼棒のひずみゲージはさや管やコンクリートの反力による損傷を極力避ける目的で、鋼棒断面内で加力方向と 45° の位置に貼り付けた (1断面当たり2枚、1鋼棒当たり6カ所)。特に、横桁の破壊に着目した試験体では、各鉄筋の応力分布が把握できる程度の数のひずみゲージを貼り付けた。試験体は加力時にねじれが生じないように、専用の変位計で監視した。動的加力においては試験体の加速度も測定した。

(3) 実験結果と考察

実験で得られた荷重-変位履歴曲線 ($P-\delta$ 履歴曲線) を図-5に示す。

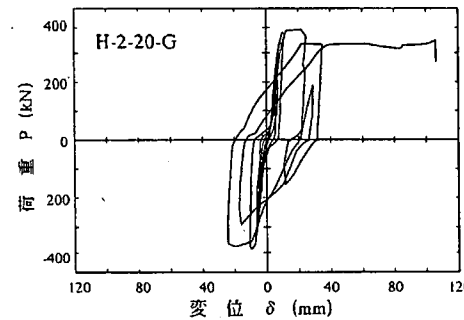
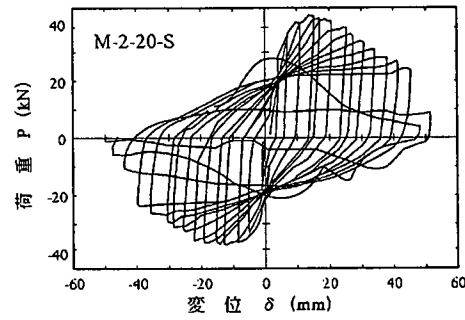
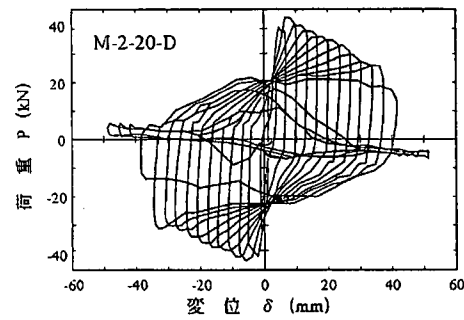
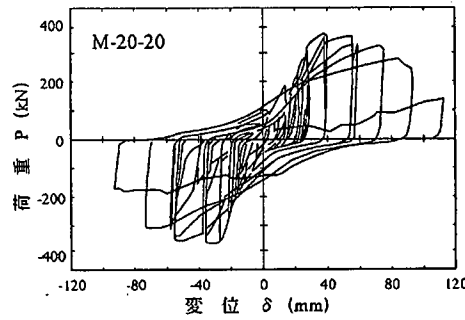
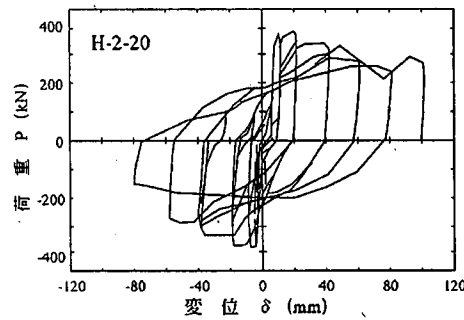
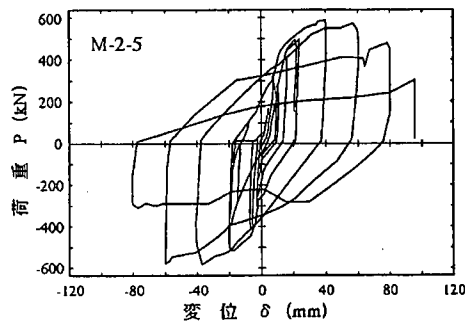
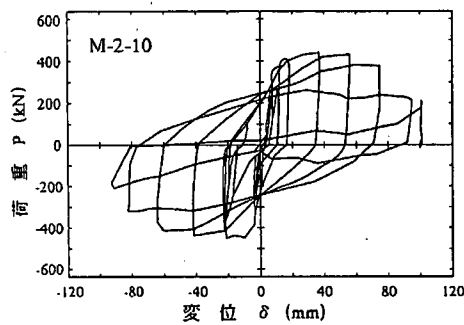
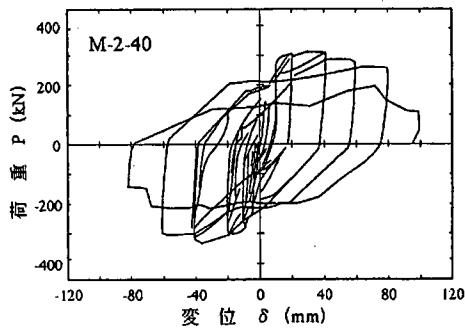
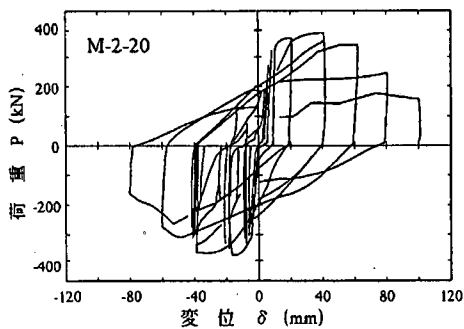


圖-5 荷重-變位履歴曲線

また、4本の鋼棒のうち、縁ひずみが最初に降伏ひずみに達したときの荷重 $P_{y1(\varepsilon)}$ (初期降伏荷重と呼ぶ)、 $P-\delta$ 包絡線において水平荷重が急増し始める時の荷重 $P_{y1(\sigma)}$ (降伏荷重と呼ぶ) および最大荷重 P_{ut} を、初期降伏荷重の計算値 P_{yc} および許容せん断荷重 P_a とともに表-3に示した。

ここで降伏ひずみの判定には、コンクリート表面から深さ $1/2\Phi$ (Φ : 鋼棒直径) の位置の鋼棒断面のゲージの読み値から最外縁ひずみに換算した値を用いた。 P_{yc} は上下部工のすき間を梁長とする片持ち梁の自由端に集中荷重が作用するときに固定端が曲げ降伏する荷重の計算値である。また P_a は道路橋支保便覧³⁾ で示されているSS400材の地震時許容せん断応力度 88.2 N/mm^2 ($\tau_a \times 1.5$, τ_a : 許容せん断応力度 58.8 N/mm^2) から求めた値である。

a) 破壊モード

加力による試験体の変状は概ね以下の様であった。すなわち、全ての試験体において、コンクリート表面で円錐状の剥離が生じ、一部の鋼棒が破断することにより耐力低下を生じて終局に至った。

一例としてM-2-10の試験体解体後の損壊状況を図-6に示す。加力終了後の各試験体の鋼棒はいずれも屈曲し、破断したものは直径が幾分細くなっていた。破断した鋼棒の顕微鏡写真において延性破面が観察された。このようなことから、鋼棒はせん断破壊するのではなく、上下部工の相対変位に応じて大きな曲げ応力を受け、その後幾何学的非線形で引張り力が卓越し、最終的には引張りで破断したと考えられる。以上の実験結果ならびに隙間の大きい試験体で目視観測された結果を基に作成した変位制限構造用アンカーバーの破壊概念図を図-7に示す。

鋼棒の破断位置はいずれの場合も下部工側の付根であった。ただし、M-2-20-S、M-2-20-D では上部工側を含む2箇所であった。破壊はコンクリートのはく離を伴っており、剥離の深さと広さはさや管の無い下部工側において大きかった。剥離の深さはM-2-20-S、M-2-20-Dを除き下部工側4箇所のうち最も深いもので概ね 1ϕ (ϕ : 鋼棒直径) 程度、上部工側で 0.4ϕ 前後であった。M-2-20-S、M-2-20-D では下部工側での剥離深さは $1.3\phi \sim 2.0\phi$ でばらつきも大きかった。これは、コンクリート強度の相違による影響と思われるが、鋼棒の破片が隙間に挟まったことの影響も含まれている可能性がある。

b) 荷重-変位関係の特徴

$P-\delta$ 履歴曲線の特徴は次のとおりである。すなわち、総じて鋼棒の初期降伏荷重 $P_{y1(\varepsilon)}$ に達しても $P-\delta$ 履歴曲線上では明確な勾配の変化は現れていない。勾配の明確な変化は、 $P_{y1(\varepsilon)}$ よりもかなり大きい荷重 ($P_{y1(\sigma)}$) で生じている。総じて $P-\delta$ 履歴曲線における最大荷重 P_{ut} は $P_{y1(\sigma)}$ よりもかなり大きく、また P_{ut} に達したあ

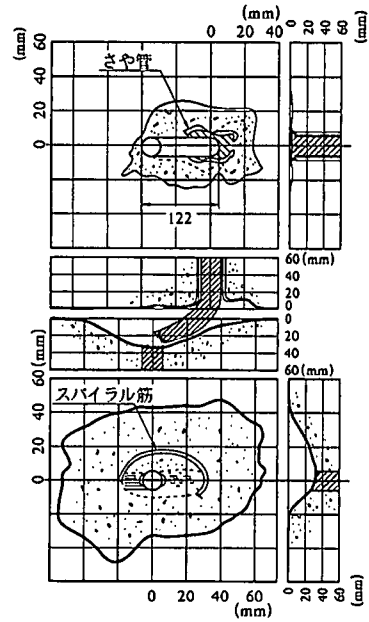


図-6 アンカーバー周辺の破壊状況例 (M-2-10)

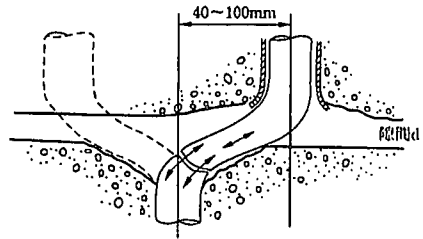


図-7 アンカーバー破壊状況概念図

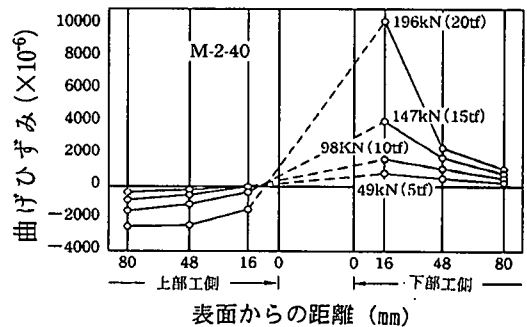
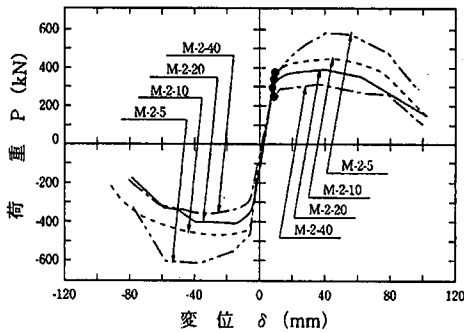


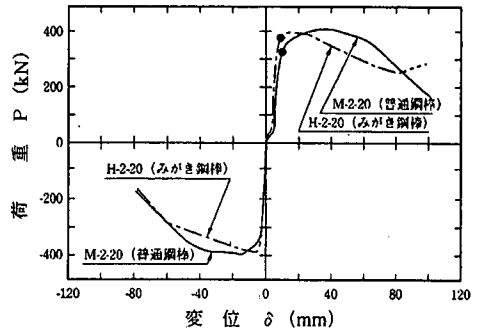
図-8 アンカーバー曲げひずみ測定結果例

とも耐力が急激に低下することがなく、粘りのある性質を示している。変位量がおよそ 2Φ (Φ : 鋼棒直径) 程度までは総じて安定した履歴ループを描いている。

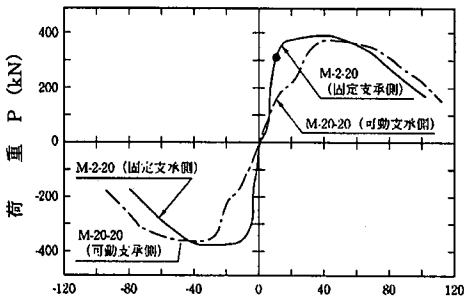
鋼棒が降伏ひずみに達しても $P-\delta$ 履歴曲線に明確な勾配の変化が現れないのは、円形断面のため初期降伏の



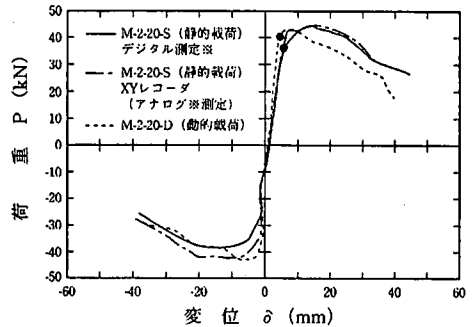
(1) 上下部工間のすき間の違い



(2) 普通鋼棒とみがき鋼棒の違い



(3) 固定支承側と可動支承側の違い



(4) 静的荷重と動的荷重の違い

図-9 荷重-変位包絡線の比較 (黒丸印は $P_{y(\delta)}$ を示す)

影響が曲げ剛性の変化に現れにくいという、交番加力によるひずみ硬化のため更に鈍感になったこと、およびさや管内の隙間のばらつきで鋼棒が4本同時に降伏しないことがその理由と考えられる。また、粘りのある挙動を示すのは、設計で想定しているような鋼棒のせん断破壊でなく前述のように鋼棒自体がある長さを有する棒部材として曲げ引張り変形し、またコンクリートの剥離が鋼棒の応力集中を緩和しているためと考えられる。

c) 耐荷力

今回の実験の範囲では、全ての試験体において最大荷重 P_{ult} は許容せん断荷重 P_a よりも大きかったが、降伏応力度の試験値を基にした P'_a と比べて小さいものが多くあった。降伏荷重 $P_{y(\delta)}$ が許容せん断荷重 P_a より小さいものもあった。また、上下部工間のすき間を梁長とする片持梁の曲げ降伏荷重の計算値 P_{yc} でも実験で得られた $P_{y(\delta)}$ や $P_{y(\delta)}$ の値を十分説明することはできない。

d) 鋼棒のひずみ分布

鋼棒のひずみは小さい変位の範囲で測定ができた。比較的ばらつきの小さいM-2-40試験体における曲げひずみ量(各一對のゲージのひずみ量の差の1/2の値)の例を図-8に示す。

全ての試験体においてコンクリート表面付近の鋼棒のひずみは上部工側に比べて下部工側が大きかった。これは、上部工側ではさや管との間に弾性材料が充填されて

いるのに対し、下部工側では直接コンクリートに埋設されているためと考えられる。

このことは、前に述べたコンクリートの剥離深さが下部工側で大きく、鋼棒の破断が主として下部工側に生じたこととも符合している。

e) 上下部工の隙間の影響

M-2-5, M-2-10, M-2-20 およびM-2-40の各試験体では、 $P-\delta$ 履歴曲線から明らかなように履歴ループは大変形に至るまで紡錘形を呈し、履歴エネルギー吸収能力が大きいことを示している。

各試験体の荷重-変位包絡線($P-\delta$ 包絡線)を比較して図-9(1)に示す。この図から、アンカーバーの耐荷力は鋼棒直径が同じ場合、隙間が大きい程耐荷力は小さく、上下部工の隙間の大きさが耐荷力に著しい影響を与えていることが分かる。これは、アンカーバーの耐荷力が鋼棒のせん断耐力でなく主として曲げ耐力によって決まるからである。包絡線において荷重が $P_{y(\delta)}$ まで低下した時の変位量を終局変位 δ_u とみなすと、その値は概ね80mm程度で隙間の大小によって大差なく、変形性能に顕著な差は見られないが、隙間が小さい方が最大荷重に達した後の荷重低下の度合いが大きいという傾向にあるようである。

f) 鋼棒の降伏強度の影響

磨き鋼棒の降伏点と引張り強さはSS400材のそれぞれ

約 1.5 倍と約 1.1 倍であり、降伏点において大きな差があることが特徴である。H-2-20（磨き鋼棒）の P- δ 履歴曲線を M-2-20（SS400 材）の場合と比べると、表-3 にも示したように最大荷重は両者でほぼ同じであった。試験体の解体所見ではコンクリートの剥落深さに顕著な差はなかった。これらのことからアンカーバーの耐荷力は、大ひずみの交番曲げに起因する大きなひずみ硬化により降伏点を上回る引張り強さに近い応力レベルに達した結果ではないかと推定される。

H-2-20 の履歴ループは M-2-20 と同様に紡錘形を示し、高い履歴エネルギー吸収能力を有していると考えられる。ただし、図-9 (2) の P- δ 包絡線からも分かるように、 $P_{y(a)}$ を越えてすぐに最大荷重に達し、荷重低下の度合いがより大きいことから変形能力は M-2-20 に比べて幾分劣ると考えられる。

g) さや管内の遊びの影響

M-2-20 と M-20-20 試験体の P- δ 履歴曲線を比べると、固定支承を想定したさや管内遊び量の小さい M-2-20 は上述のように履歴ループは紡錘形となっているが、可動支承を想定したさや管内遊び量の大きい M-20-20 では逆 S 字形となっている。また、図-9 (3) の P- δ 包絡線を比較して分かるように、M-2-20 に比べて M-20-20 の初期剛性は小さい。

これは、M-20-20 試験体ではさや管内の遊びの範囲（±20 mm）で鋼棒が大きな抵抗を受けずに変位することができるからである。ただし、遊び量の範囲内であっても P- δ 包絡線はある程度の勾配を持っており、充填材によると考えられる抵抗が発生している。また、遊び量を超えて剛性が大きくなるのは、鋼棒がさや管の入り口と奥で互いに直径の反対側が接触し、あたかも固定条件に近い構造系に変化するためと推定される。

大変位になると M-20-20 の P- δ 包絡線は M-2-20 と同様となり、耐荷力の大きさも同程度であるが、履歴曲線の形状は小変位における同様に M-2-20 とは異なっている。

h) 加力速度の影響

縮小模型による動的加力実験 M-2-20-D と静的加力実験 M-2-20-S の P- δ 履歴曲線は図-5 に示したとおりである。ここで、M-2-20-D の曲線は試験体の慣性力は補正していない。そのため大変位になるにつれて動的実験の荷重が作用力より小さく描かれていることになるが、変位 40mm でも慣性力はたかだか 3 kN 程度でありこれを無視しても以下の議論には影響はない。すなわち、P- δ 履歴曲線によれば両者の間に顕著な相違は見られず、いずれも M-2-20 試験体の場合と同様の履歴ループと包絡線を描いている。

ただし図-9 (4) の P- δ 包絡線で比較してみると、動

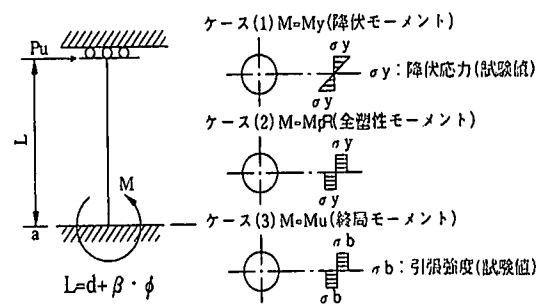


図-10 アンカーバー耐荷力推定モデル

的加力においては最大荷重に達するまでの勾配が大きくなっており、動的加力に対してさや管内の充填材が弾性的に抵抗している可能性を示している。

i) 横桁の耐荷力

横桁部を想定した H-2-20-G 試験体の耐荷力と破壊状況は H-2-20 試験体の場合と同様であった。コンクリート強度は設計規準強度 (34N/mm²) の 1.06 倍でほぼ設計基準強度と同じであったが、鋼棒の許容せん断力の 1.4 倍の荷重に対して横桁にはせん断ひびわれは発生せず、鋼棒の破断が先行した。測定された鉄筋のひずみもスパイラル筋を除けば 100×10⁻⁶ 程度と小さいものであった。このことから、横桁の厚さが鋼棒直径の 12 倍（鋼棒中心からの縁端距離が直径の 6 倍）以上ある M-2-20 タイプ（隙間・直径比が 0.63）のアンカーバーでは、横桁コンクリートの構造的な破壊は生じにくいと考えられる。

ただし、最大荷重時のコンクリートのせん断応力度を石橋ら²⁾の方法で計算すると約 0.6N/mm² となり、コンクリートのせん断強度に近いものになっている。そのため、隙間・直径比がこれより小さく鋼棒の耐荷力が増大するものでは、設計において相応のせん断補強鉄筋が必要となる。その場合、アンカーバーからの力はアンカーバー出口付近に集中的に作用するため、コンクリートの割裂破壊が想定される。そのため、アンカーバーの作用力に対して鉄筋の引張りで抵抗させるという考えで、アンカーバー出口付近に補強筋を配置すればよいと考えられる。なお、下部工側について被りが薄くなる場合は、同様な補強が必要である。

3. 耐荷力評価法

以上のことから、アンカーバーの耐荷力には主として鋼棒の直径に対する上下部工の隙間の大きさが、また、荷重-変位曲線にはさや管内の遊び量が支配的な影響を与えることが明らかになった。ここでは、変位制限構造の設計上最も重要となる耐荷力の評価法について検討を行う。破壊形態から図-10 に示す両端固定梁モデルを考

表-4 アンカーバーの等価支間計算結果

試験体	材質	隙間 (cm)	Pu (kN)	等価隙間 (L) (cm)			β		
				(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
M-2-40	普通鋼棒 (SS400) $\phi=32\text{mm}$	4	323	2.42	4.15	6.30	0.49	0.05	0.72
M-2-20		2	392	2.00	3.42	5.20	0.00	0.44	1.00
M-2-10		1	441	1.84	3.15	4.89	0.26	0.67	1.22
M-2-5		0.5	588	1.39	2.36	3.67	0.29	0.58	0.99
M-2-20-S	普通鋼棒 (SS400) $\phi=16\text{mm}$	1	43.1	1.17	1.99	2.86	0.11	0.62	1.16
M-2-20-D		1	44.1	1.14	1.94	2.80	0.00	0.03	1.13
平均							0.03	0.40	1.04

え固定梁長は次式で表すものとした。

$$L = d + \beta \cdot \phi \quad (1)$$

ここに L : 固定梁長 (cm)

d : 上下部工間のすき間 (cm)

β : 係数

ϕ : アンカーバーの直径 (cm)

$\beta \cdot \phi$ は実際の現象では上部工側の固定条件と下部工のコンクリートの剥離深さに関係している。ここで計算上の鋼棒の応力状態として、

- ① 鋼棒の縁応力が降伏点に達する時(降伏モーメント)
- ② 全断面が降伏応力度に達する時(全塑性モーメント)
- ③ 全断面が引張り強さに達する時(終局モーメント)

の3ケースについて、実験から得られた耐荷力を基にLと β の値を逆算した。その結果を表-4に示す。

降伏モーメントを用いた計算では等価隙間Lが実際の隙間より小さい場合も生じ、降伏モーメントで耐荷力を説明するには困難が伴う。全塑性モーメントと終局モーメントを比べた場合、逆算された β の値は後者においてばらつきが少なく、観察されたコンクリートの剥離深さと比較的良く対応している。そこでアンカーバーの耐荷力の推定法としては鋼棒の終局モーメントを基にした(2)式を用い、その算定結果と実験結果を比較して図-11に示した。

$$P_u = 1.7/4 \times (A \sigma_b) / (d/\phi + \beta) \quad (2)$$

ここに A : 鋼棒の断面積 (mm²)

σ_b : 鋼棒の引張り強さ (N/mm²)

β : 1.0 (表-4のケース(3)平均値)

図から明らかなように、式(2)によれば下部工のコンクリート強度の小さい縮小試験体も含めてアンカーバーの耐荷力がある程度の精度を有して推定できていると考えられる。

一方、アンカーバーの実設計においては、終局耐荷力

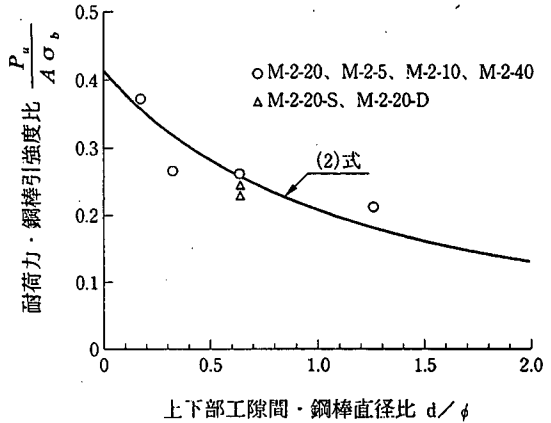


図-11 算定式の計算精度

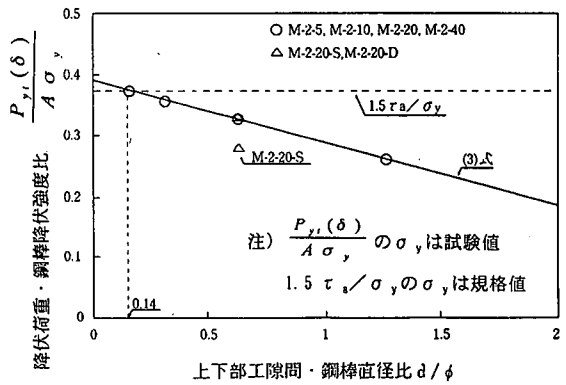


図-12 降伏荷重と上下部工隙間の関係

に対して余裕を見込んだ許容荷重を設定する必要がある。アンカーバーの現状の設計が、許容せん断応力度を用いてなされているのに対して、実際はかなり早い段階で降伏(初期降伏強度 $P_{y1(\delta)}$)するものの、降伏荷重 $P_{y1(\delta)}$ に至るまでは比較的弾性に近い形で挙動する。このことから、アンカーバーの変形性能を期待しない場合の許容荷重は、降伏荷重 $P_{y1(\delta)}$ とすれば良いものと考えられる。

図-12は、実験で得られた降伏荷重と鋼棒の引張り降伏強度の比 $P_{y1(\delta)} / (A \cdot \sigma_y)$ と上下部工隙間・鋼棒直径比

表-5 解析対象橋梁

項目	内容		
橋形式	ポストテンションPC単純合成桁	橋格	1等橋
桁長	23.000m		
支間	22.200m		
全幅員	11.650m		
活荷重	TT-43, TL-20		
水平震度	K _H =0.24		
上部工重量	4619kN		
支承	リングゴム沓 (ゴム材の静的せん断弾性係数 G ₀ =1.32N/mm ²) 可動側 寸法400mm×550mm 支圧面積A=2114cm ² ゴムの総寸法t=49mm 固定側 寸法400mm×550mm 支圧面積A=2114cm ² ゴムの総寸法t=45mm		
アンカーバー	φ32mm (固定側16本、可動側8本)		

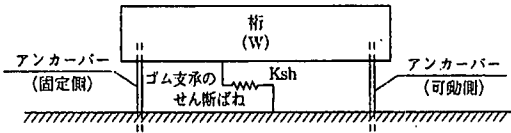


図-1-3 動的解析モデル

d/φの関係を示したものである。縮尺率が同一で、コンクリート強度がほぼ等しいM-2-5, M-2-10, M-2-20, M-2-40では、d/φに対してほぼ直線関係にある。これから、最小2乗法により近似直線を求めると式(3)のようになる。

$$P_{y1(\delta)} = A \cdot \sigma_y (0.39 - 0.1d/\phi) \quad (3)$$

例えば式(3)をアンカーバーの設計許容荷重とするならば、これが地震時の許容せん断応力度 (1.5τ_y) から求められる許容せん断荷重を上回るためには図-12でも分かるようにd/φは0.14以下としなければならない。

縮尺が1/2で下部工のコンクリート強度が小さい静的荷重のM-2-20-SではP_{y1(δ)}/(A・σ_y)の値が小さいが、これは下部工コンクリートの剥落深さが深かったことがその理由として考えられる。剥離深さが深くなった原因としては、下部工側のコンクリート強度を他の試験体よりも小さくしたことによると思われる。ただし、同時に模型の縮尺も変更しているのでこの影響も否定はできないが、これについては今後の課題と考えられる。

4. 変形性能から見た耐震性

実験で得られたアンカーバーのP-δ曲線は地震時のエネルギー吸収能力が大きいことを示している。その程度を量的に把握するため、履歴復元力特性を解析用にモデル化しこれを用いて橋梁の地震応答解析を行った。

最も簡単なケースを想定して、旧示方書で設計された両端が橋台で支持される単純桁橋の橋軸方向震動を解析対象とした。既往の例を参考に、桁重量4619kN、水平震度0.24に対応する慣性力を固定支承側のアンカーバー(M-2-20)16本で、また慣性力の1/2を可動支承側(M-2-20)8本で抵抗させるように設計されたものを取り上げた。橋梁の振動モデルを図-13に、構造諸元を表-5に示す。

ゴム支承は線形ばね(全水平剛性は474kN/cm、減衰定数5%)、アンカーバーは固定支承側と可動支承側とで異なる復元力特性の非線形ばねとなっている。P-δ包絡線は実験結果に合うようにさや管内の遊び量に応じた低剛性領域を含む多角形で表し、履歴モデルも履歴減衰が実験値に合うような多角形で表した。アンカーバーの解

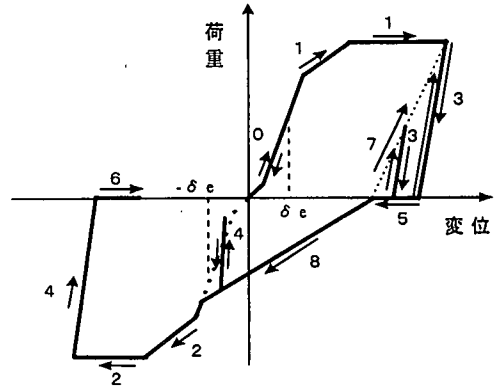


図-1-4 アンカーバーの荷重-変位モデル

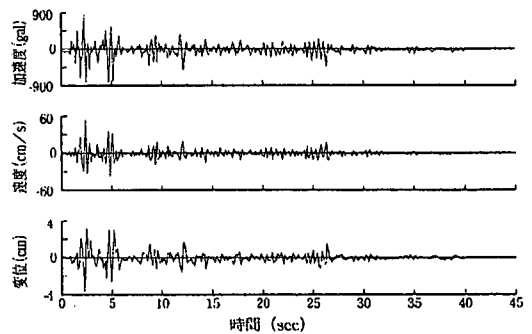


図-1-5 桁の橋軸方向地震応答解析結果例 (入力600gal)

析モデルを図-14に示したが、そのルールはつぎのとおりである。

- 0: 履歴減衰がないスケルトン部
- 1: 履歴減衰を考えるスケルトン部 (正載荷)
- 2: 履歴減衰を考えるスケルトン部 (負載荷)
- 3: 正載荷側からの除荷・再載荷曲線
- 4: 負載荷側からの除荷・再載荷曲線
- 5: 正載荷側からのすべり区間
- 6: 負載荷側からのすべり区間
- 7: 正載荷側の内部履歴載荷曲線

8：負荷荷側の履歴載荷曲線

スケルトンの第2勾配は、可動支承側で固定支承側の約1/5に小さくしている。履歴減衰は固定支承側では5mm以上で、可動支承側では14~28mmと28mm以上の2つの領域で、実験データをもとに変位の関数として与えている。すべり区間は履歴減衰を実験値に合わせるための調整代である。

ゴム沓だけの場合の固有周期は0.63sec、アンカーバーを配置したあとの初期の固有周期は約0.3secとなっている。

入力地震波としては、比較的短周期成分を多く含むエルセントロ地震(1994年, NS成分, 最大加速度341.7gal)とやや長周期成分を多く含む八戸地震(1986年, NS成分, 最大加速度222.5gal)を用いた。

解析ケースは最大入力加速度をスケーリングして200~1000galに変化させた合計14ケースである。一例としてエルセントロ地震600galの場合の解析結果を図-15、図-16に、また最大入力加速度、最大応答加速度およびゴム沓の分担に対応する応答加速度の計算値を最大応答変位との関係で表し図-17に示す。

入力加速度と応答変位の関係は地震波の種類により若干異なるが、応答加速度と応答変位の関係は構造系に支配されるため入力地震の違いにかかわらず一つの曲線になっている。実験結果によるとアンカーバーの耐力低下は約50mmの変位で生じるのでこれを終局変位と考えると、ゴム沓の滑動の問題を別にすれば本橋の場合600~650galまでの入力地震動に対して耐え得るといえる。

これを応答加速度の観点から見ると、終局変位に達するのは約1000galであり、ゴム支承が分担する約500galを差し引いた残りの約500galをアンカーバーが負担していると見做すことができる。これは、設計震度0.24の約2.1倍(実引張り強さと規格引張り強さの比で補正すると1.8倍)に相当している。すなわち動的挙動においては、固定支承側のアンカーバーは許容せん断力の1.4倍(表-3の P_{ul}/P_a 、補正した許容せん断力に対しては1.2倍)の耐力が発揮され、かつ良好な変形性能を有しているため可動支承側のアンカーバーも一緒(全体の本数として固定側の1.5倍)に移動制限構造として機能し、その結果設計震度の2.1倍(実引張り強度で補正した場合1.8倍)まで抵抗するというメカニズムになっていることが分かる。

5. 結論

変位制限構造としてのアンカーバーを対象に、直径32mmのSS400材(比較用には焼入れ材)の鋼棒および実験時強度37~48N/mm²(載荷速度試験体では27N/mm²)の

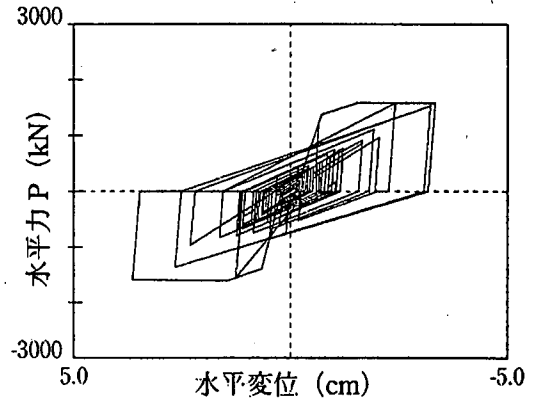


図-16 固定支承アンカーバーの荷重-変位曲線

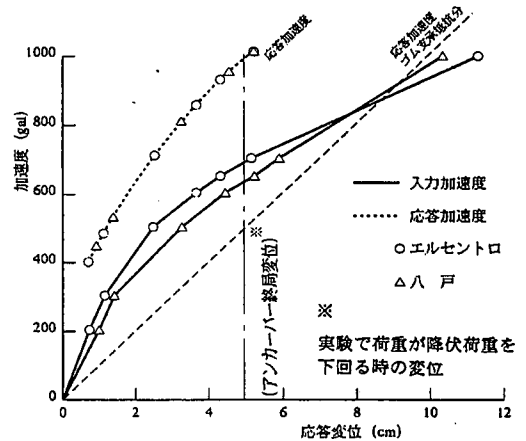


図-17 加速度と応答変位の関係

コンクリートを用いて、耐震性能に関するパラメータ実験を行った。パラメータとしては、上下部工の隙間(40, 20, 10, 5mm)、鋼棒の降伏強度の相違(SS材と焼入れ鋼棒)、さや管内の遊び量(固定支承側2mm、可動支承側20mm)および載荷速度(静的と2.5Hz)とした。そしてアンカーバーの抵抗のメカニズムと復元力特性を調べるとともに、これを基にゴム支承とアンカーバーを併用する橋梁の地震応答解析を行った。

これらの実験と解析の範囲で、以下のことが結論づけられる。

①アンカーバーの破壊モードは鋼棒の設計で想定されているせん断破壊でなく、コンクリートの剥離を伴う鋼棒の曲げ引張り破壊である。

②固定支承側アンカーバーの水平方向の荷重-変位履歴関係は紡錘形を呈し、粘りのあるものとなっている。

③上下部工の隙間の相違は耐力力の大きさに著しく影響し、隙間が大きいほど耐力力は小さい。これは、上述のように鋼棒が曲げ引張り破壊するためである。

④鋼棒の降伏強度の相違は耐荷力には殆ど影響を及ぼさなかった。ただし、降伏強度が大きい方は粘りが若干小さかった。

⑤固定支承側と可動支承側を想定したさや管内の遊び量の相違は、荷重-変位包絡線と履歴曲線に著しい相違を示した。しかし、耐荷力そのものには大きな差はなかった。可動支承側のアンカーバーはさや管内のあそび量が大きいので荷重-変位履歴関係は紡錘形にはならないが、安定した履歴復元力特性を示した。

⑥動的加力と静的加力の相違は、耐荷力と荷重-変位履歴復元力特性にはあまり影響を及ぼさなかった。

⑦従来採用されてきた諸元（厚さがアンカーバーの径の12倍程度以上）の横桁を想定した試験体では、せん断破壊は生じなかった。

⑧アンカーバーの耐荷力は、鋼棒を上下部工隙間に鋼棒直径を加えた長さの両端固定梁とし、鋼棒の全塑性曲げモーメントに引張り強さを適用した終局曲げモーメントにより、ある程度の精度で推定することができる。

⑨橋軸方向地震力に対して、固定支承側と可動支承側のアンカーバーは橋梁系としてその両方がそれぞれの耐荷力を発揮し、協同して抵抗する。

②今回さや管との隙間の大きい可動側のアンカーバーを対象にした実験は1ケースしか行っていないが、可動側のアンカーバーの耐荷力に関する充填材及び遊間量の違いの影響を解明すること。

③上記①、②を明らかにした上で、現行のせん断破壊を想定した設計法に対して実際の破壊形態に合致した設計法を構築すること。

また、今回行った非線形動的解析の結果を見ても分かるように、アンカーバーが優れた変形性能を有することから、アンカーバーは震度法で想定した地震より遙かに大きな震度の地震に耐えうる。アンカーバーの変形性能を評価して、これを橋梁の耐震設計に組み込んでいくことも、今後追求して行くべき課題である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V耐震設計編，1996年12月。
- 2) 石橋忠良，吉野伸一：鋼棒ストッパーの設計，構造物設計資料，No. 73，pp. 15-17，1983年。
- 3) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，pp. 106，1991年7月。

6. あとがき

(1998. 9. 18 受付)

今後アンカーバーの設計法をより合理的なものにしていくためには、以下に示す課題がある。

① 今回の実験で明らかにできなかったコンクリートの剥離に係わると考えられるコンクリート強度及び寸法効果の影響を解明すること。

EARTHQUAKE RESISTANT CHARACTERISTICS OF ANCHOR BARS OF SEISMIC STOPPER

Toshio YASUMATSU, Hiroshi ISHIDA, Katsunori TANAKA
and Yasuo MURAYAMA

In order to study the earthquake resistant characteristics of anchor bars of seismic stopper, model tests were performed. The main findings were as follows: 1) the failure mode of anchor bars was not the shear failure of steel bars, but the tensile failure together with the bending failure; 2) the capacity of anchor bars decreased if the ratio between the superstructure-substructure-gap and the diameter of bars increased; 3) the size of gap inside sleeve pipe had little effects on the capacity; and 4) the tensile strength, not the yield strength, was the main factor affecting the capacity. Based on the above findings, the capacity evaluation method of anchor bars was proposed.