

# 動的応答特性の違いを考慮した 擁壁および橋台の耐震設計法

渡辺 健治\*      西岡 英俊\*  
 神田 政幸\*      古関 潤一\*\*

## Seismic Design of Retaining Wall and Bridge Abutment Considering the Dynamic Response Characteristic

Kenji WATANABE    Hidetoshi NISHIOKA    Masayuki KOUDA    Junichi KOSEKI

Under the current design standard, conventional type retaining wall and bridge abutment are classified under same category as a retaining structure and same seismic design procedure is applied. However, dynamic response characteristics and application of these structures are quite different. In this study, therefore, we performed a series of shaking table model tests in order to evaluate the dynamic response characteristic of each structure. The experiments revealed that external forces such as inertia force and seismic earth pressure acting on these structures during shaking were quite different. Based on these test results, we proposed new seismic design procedures for each structure considering the foregoing response characteristic.

キーワード：擁壁，橋台，土留め構造物，耐震設計法，地震時土圧

### 1. はじめに

#### 1.1 擁壁，橋台に関する設計標準

鉄道に用いられる土留め構造物（擁壁，橋台）には多種多様な種類があり，従前から多く用いられてきた抗土圧擁壁，抗土圧橋台に加え，近年は補強土工法の研究の進展に伴い，補強土擁壁，補強土橋台等も用いられるようになった。

従前の抗土圧擁壁，抗土圧橋台は背面地盤から作用する土圧に抵抗する構造物として「抗土圧構造物」に分類され，鉄道構造物等設計標準（抗土圧構造物）<sup>1)</sup>（以下，抗土圧標準）において設計方法が示されていた。また，耐震設計法については兵庫県南部地震での被災を踏まえて制定された鉄道構造物等設計標準（耐震設計）<sup>2)</sup>（以下，耐震標準）に示されている。一方で，補強土擁壁，補強土橋台は盛土に適用されていた補強土工法が擁壁，橋台等のより高級な構造物に対しても適用が図られてきた経緯から，鉄道構造物等設計標準（土構造物）<sup>3)</sup>において設計方法が示されている。

このような経緯により，鉄道に用いられる土留め構造物は異なる設計標準において設計法が示されていた。しかしながら，設計や施工の実務においては，擁壁あるいは橋台を構築する際に構造物の重要度，要求性能あるい

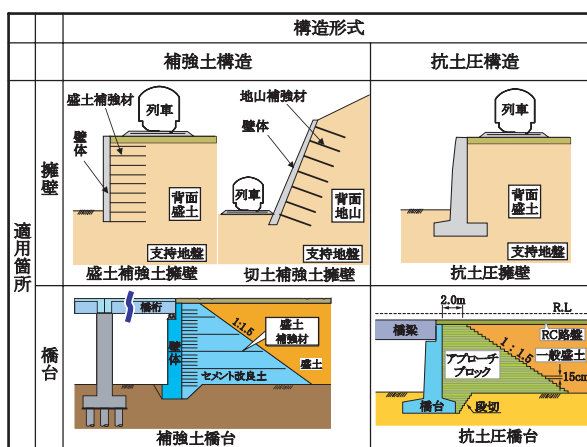


図1 土留め標準における土留め構造物の分類

は現場の状況を勘案して，抗土圧構造物あるいは補強土構造物のいずれかの構造形式が選択されることとなる。そのため，抗土圧構造物と補強土構造物を同一の設計標準の中で統一的に取り扱い，等価な指標により性能を評価する必要性が指摘されていた。

以上を踏まえ，鉄道総研では国土交通省の指導のもと，抗土圧標準を改訂し，性能照査型設計法に対応した土留め構造物の設計標準（以下，土留め標準）の作成を進めてきた。図1に土留め標準で取り扱う構造物を示す。改訂予定の土留め標準では抗土圧構造物および補強土構造物が統一的に取り扱われることになる。

\* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

\*\* 東京大学生産技術研究所 教授

特集：構造物の耐震設計技術

1.2 現行標準における耐震設計法の課題

1.2.1 抗土圧擁壁・橋台の動的応答特性の違い

抗土圧擁壁・橋台は背面盛土から作用する土圧に抵抗する必要がある点において共通しているため、現行の耐震標準においては同一の設計法が適用されている。しかしながら、擁壁の場合は慣性力に比して地震時土圧が卓越するのに対して、橋台の場合は慣性力が主体的に作用する等、異なる動的応答特性を有する(表1)。さらには、擁壁は盛土端部での適用等、土構造物の付帯構造物としての適用が主であるのに対して、橋台は橋梁群の端部での適用が主であり、適用方法が異なる。橋台は隣接する橋梁との相対変位(目違い、折れ角)が重要な性能照査項目となるため、橋梁との連続性の高い耐震設計法の方が実務上有効であるが、擁壁は盛土等の土構造物との連続性が重要となる。

1.2.2 地震時応答値の算定法、性能照査方法

現行の耐震標準における抗土圧擁壁、抗土圧橋台の地震時応答値の算定法を図2に示す。基礎およびく体の荷重-変位関係を静的非線形解析により算定し、エネルギー一定則によって塑性領域を考慮した最大応答変位量を求める。安定に関する性能照査は基礎の塑性率、く体については部材の部材角により評価を行っている。

エネルギー一定則は、簡便に応答値を算定できるというメリットを有するものの、抗土圧構造物の変位が一方方向(主働方向)に卓越しやすく、地震動の特性(継続時間、繰返し回数)の影響を大きく受ける点を考慮できない。そのため、この影響が特に顕著である直接基礎形式の抗土圧構造物の場合、基礎の荷重-変位関係における第2勾配を $K_r/30$ ( $K_r$ :初期回転ばね係数)と設定している(図2)。通常の直接基礎構造物では第2勾配を $K_r/2$ と設定している<sup>1)</sup>が、兵庫県南部地震におけるL型擁壁の

表1 抗土圧擁壁・橋台の特徴

	特徴		
	適用箇所・方法	軌道荷重の支持方法	地震時の応答特性
抗土圧擁壁	・主に土構造物の付帯構造物としての適用 ・一般に5m以下の場合が多い	直接的には支持しない	・慣性力に比して地震時土圧の作用が支配的 ・動的応答の影響が少ない
抗土圧橋台	・橋梁の端部への適用	直接支持	・地震時土圧に比して、く体・橋桁の動的応答、慣性力の影響が支配的

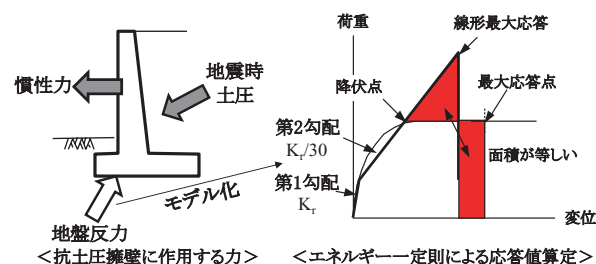


図2 現行の耐震標準に用いられているエネルギー一定則の概念図

実被害事例の逆解析に基づき、 $K_r/30$ と定めていた。本来であれば荷重-変位関係は基礎側で決まるべきであり、設計地震動の特性や抗土圧構造物特有の変位の累積性については、応答値算定法で考慮することが望ましい。

以上を考慮し、新しく制定される予定の土留め標準においては、抗土圧擁壁、抗土圧橋台の耐震設計法を分離し、それぞれの特性に応じた要求性能の考え方、応答値算定法を適用することとした。特に応答値算定法については、現行のエネルギー一定則ではなく、それぞれの構造物の動的応答特性や、土構造物や橋梁との連続性を考慮した算定法を適用する。次章以降にそれぞれの耐震設計法を示す。

なお、補強土構造物については土構造標準<sup>3)</sup>において既に性能照査型設計法に移行し、補強土構造物の動的応答特性を考慮した耐震設計法が示されているため、本報告では詳述しないこととする。

2. 擁壁の模型振動実験と耐震設計法の提案

2.1 擁壁模型の振動実験

2.1.1 実験の概要

振動実験では1/10スケールの重力式擁壁模型(高さ530mm)を用い、背面地盤および支持地盤は乾燥豊浦砂( $Dr=90%$ )で構築した。模型の単純化のためフーチング前面に埋め戻し土を設置していない。加振は卓越周波数を5Hzに調整した神戸波(最大加速度982galに調整)を用いた。実験の詳細については文献4)を参照されたい。

2.1.2 実験結果

図3に実験後の模型の破壊状況を示す。模型の変位は滑動モードと転倒モードが連成して変位しており、背面盛土に明確なすべり面が観察された。加振後の擁壁下端の水平変位量(滑動変位量)は19mm、擁壁上端の水平変位量は36mm、応答回転角は0.04radであった(図4参照)。擁壁底面での地盤反力の測定値によると、加振初期段階ではフーチングつま先に地盤反力が集中しているが、その後につま先部での支持力破壊に生じ、それに伴い擁壁の変位や背面地盤のひずみが急増したことが確認されている<sup>4)</sup>。

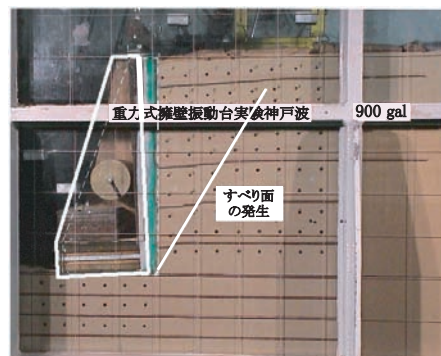


図3 重力式擁壁の振動実験

2.1.3 擁壁の地震時の非線形応答挙動の特徴

図5に擁壁に作用するモーメント（慣性力，地震時土圧）と応答回転角の関係，図6に水平外力と滑動変位量の関係を示す。これらの図より，モーメントあるいは水平外力が前面方向（主働方向）に作用し，上限値に達した時に擁壁の滑動変位量あるいは応答回転角が累積していることが分かる。これらの図中に示したように，この上限値は擁壁の有している最大抵抗モーメント（ $M_{md}$ ）や最大水平支持力（ $R_{hd}$ ）と概ね合致することが確認されている（詳細は後述参照）。一方，擁壁の前面方向の変位の増加と比較して，外力が背面方向（受働方向）に作用した際の変位の回復（弾性的な戻り）は小さい。すなわち，擁壁の主働方向への変位量の増加は地震動の特性（慣性力の作用回数，作用継続時間）の影響を大きく受けると言える。また，図4より基盤加速度に対する擁壁や背面盛土の応答加速度の増幅は顕著ではないことが分かる。このような一方向に変位が累積する剛塑性的な動的応答特性は橋台，橋脚と大きく異なり，盛土の地震時応答特性と類似していると言える。

2.2 擁壁の耐震設計法

2.2.1 構造解析モデル

抗土圧擁壁の構造解析モデルは，本来であれば橋脚と同様に基礎から壁体まで一体でモデル化し，構造物全体系の変形が評価できる一体型モデルを用いることが望ましい。しかしながら，抗土圧擁壁は地震時土圧の影響が大きい，一体型モデルによりこの影響を適切に考慮することが困難であるため，現行の耐震標準<sup>2)</sup>を踏襲し，壁体部と基礎を分離してモデル化して応答値を算定することとする。分離型モデルでは，抗土圧擁壁の変位・破壊形態やすべり面発生位置を規定するため，一体型モデルによる手法と比較して簡易に応答値を算定することができる（図7）。

また，擁壁への作用のモデル化については，実験結果を考慮し，慣性力は地表面設計地震動を用い，地震時土圧は修正物部岡部式を用いることとする。

2.2.2 地震時の応答値算定方法，性能照査方法

抗土圧擁壁の基礎および壁体の地震時応答値（図7①，②）の算定法については，盛土等の土構造物との連続性を考慮し，ニューマーク法を用いることを原則とした。ニューマーク法は地震時における盛土の残留変位量を計算する手法として土構造標準<sup>3)</sup>において既に適用されている。ニューマーク法のメリットとしては，(1)理論が簡易であり解析パラメータが少ないが，それに比して妥当な結果を与えること，(2)地震動の特性を直接的に考慮できること，(3)背面地盤の強度特性を考慮できること，などが挙げられる。

図8にニューマーク法による応答値算定のイメージを

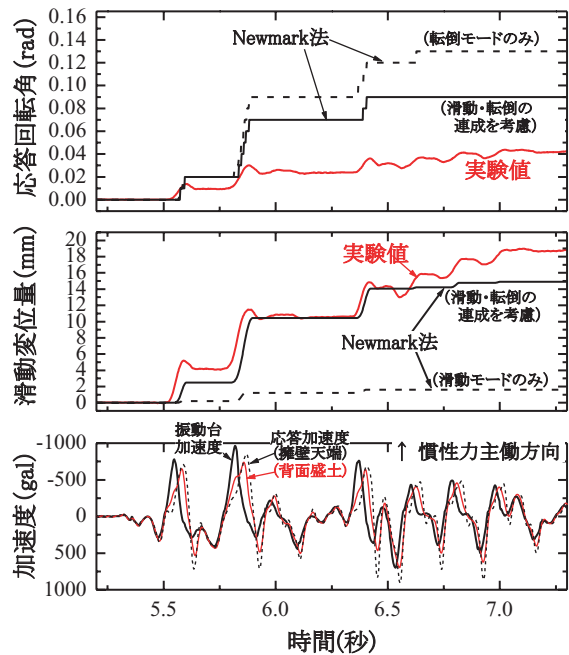


図4 応答回転角，滑動変位量，加速度の時刻歴とニューマーク法による計算結果

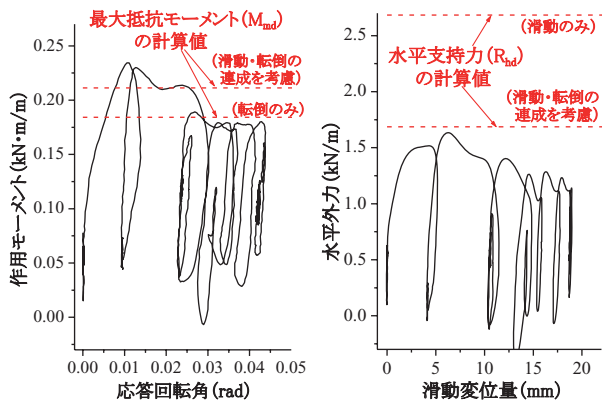


図5 作用モーメントと応答回転角の関係 図6 水平外力と滑動変位量の関係

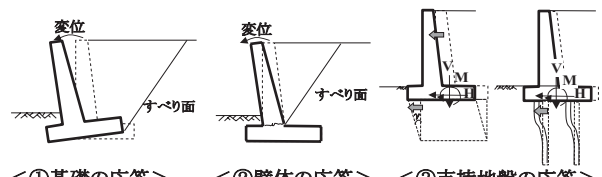


図7 分離型モデルによる抗土圧擁壁の応答値算定法

示す。ニューマーク法の適用に際しては，基礎あるいは壁体の荷重－変位関係において，変位が急増する点を降伏点として定義して応答値を算定することとした。

なお，地震時の基礎の応答については，過去の被災事例や模型実験結果より，転倒モード（回転モード）が卓越する場合が多い。そのため，土留め標準においては転倒に対するニューマーク法により抗土圧擁壁の応答回転角を算定する手法を示した。ただし，地震時土圧の影響により基礎に大きな偏心・傾斜荷重が作用するため，基

特集：構造物の耐震設計技術

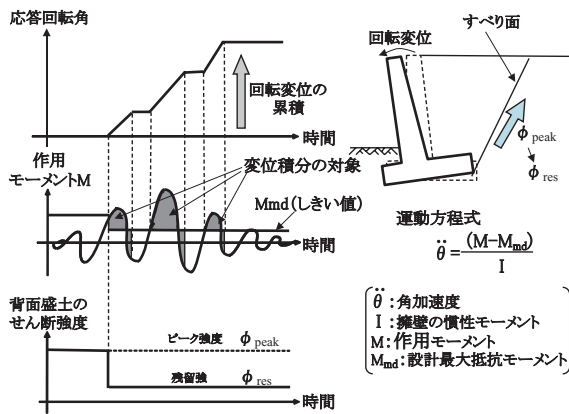


図8 ニューマーク法による抗土圧擁壁の応答値算定方法

基礎の最大抵抗モーメント ( $M_{md}$ ) を算定する際には基礎標準<sup>1)</sup> に準じ、その影響を十分に考慮する必要がある。

また、例えば直接基礎形式の抗土圧擁壁で重心が低い場合や擁壁前面の受働抵抗が期待できない場合は、転倒モードだけではなく滑動モードも連成して生じる場合がある。しかしながら、ニューマーク法は滑動あるいは転倒に対して異なる運動方程式を用いるため、直接的には連成を考慮することができない。そのため、最大応答時に水平支持力が安定レベル1を超える場合には滑動モードと転倒モードが連成すると判定し、主たる変位モードに対してはニューマーク法、従たる変位モードについて支持力の降伏曲面および関連流れ則を考慮することにより変位増分ベクトルを定め、地震時応答値を算定する(図9)。詳細については文献4)を参照されたい。

また、支持地盤の応答値(図7③)については、揺すり込み沈下および支持地盤全体の変形を考慮するものとし、土構造標準<sup>3)</sup>により算定するものとする。一般に盛土の支持地盤条件を満足する場合、L2地震時には抗土圧擁壁の基礎あるいは壁体の応答値が支配的となり、それに比べて支持地盤の応答値は小さい場合が多い。しかしながら軟弱な粘性土地盤上に構築する抗土圧擁壁等、特殊な設計条件においてはこれを考慮するものとする。

2.3 擁壁の地震時応答値に関する試算

2.3.1 兵庫県南部地震において被災した鉄道擁壁

(1) 検討対象とした鉄道擁壁

検討対象とする鉄道擁壁は兵庫県南部地震において石屋川地区に構築されていたL型擁壁(直接基礎形式、高さ7m)である。地震後の被災調査によると、擁壁の主たる変位モードは転倒モードであり、擁壁天端において約800cmの水平変位が観察された(図10)<sup>5)</sup>

(2) 解析条件

地盤条件については地震後に実施されたボーリング調査結果から基礎標準<sup>1)</sup>に基づき各種土質諸数値を算定した。また、背面盛土材料については、現場密度試験および室内再構成試料の排水三軸試験に基づいて決定した。

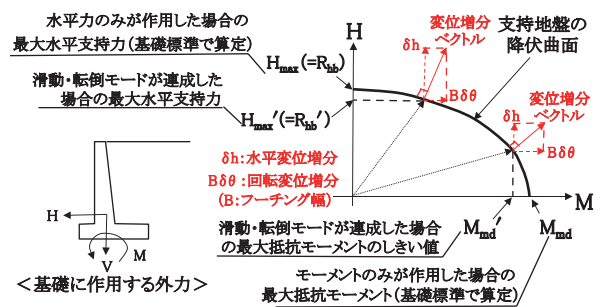


図9 滑動・転倒モードの連成を考慮する場合の最大水平支持力、最大抵抗モーメントの算定方法

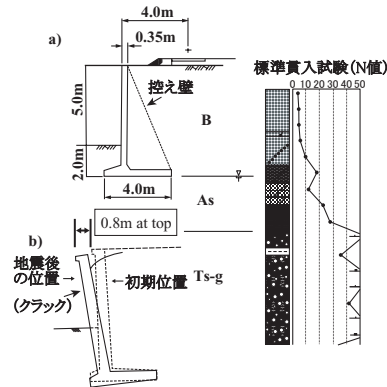


図10 試算で対象としたL型擁壁の被災事例<sup>5)</sup>

(3) ニューマーク法による試算結果

試算に用いる地震動は、擁壁の設置方向を勘案し、神戸海洋気象台で測定された地震動(NS成分)を用い、転倒に対するニューマーク法により変位量を算出した。地震後の擁壁天端における残留水平変位量は570mmであり、実測値よりもやや小さいものの、現行の耐震標準<sup>2)</sup>におけるエネルギー一定則による算定値(353mm)よりも実測値に近い結果が得られた。これはエネルギー一定則では最大加速度のみを考慮し、地震動の特性(作用回数、作用継続時間)を考慮できないためである。

2.3.2 重力式擁壁模型を用いた振動実験

図3に示した振動実験に対して、ニューマーク法により算定した滑動変位量の時刻歴を図4中に示す。振動実験においては滑動モードと転倒モードが連成して生じたが、試算ではこれらの連成を考慮する場合、考慮しない場合の2通りを示した。

滑動モードと転倒モードの連成を考慮しない場合、滑動モード(滑動量)に対するニューマーク法は実験値を過小評価し、転倒モード(応答回転角)は過大評価することが分かる。滑動モードについては、図6に示したように実際には水平力とモーメントが同時に作用することにより最大水平支持力( $R_{hd}$ )は小さくなるが、それを考慮していないために滑動量が過小評価されたと考えられる。一方、転倒モードについて、計算値が実験値よりも極端に大きくなった原因としては、最大抵抗モーメント( $M_{md}$ )を求める際に、傾斜荷重に対する補正係数( $I_p$ )を

表2 橋台の模型振動実験ケースの模型諸元

Case	構造形式	盛土高	桁種別	桁質量	壁体質量	フーチング質量	桁・壁体の重心高さ（盛土高に対する比）	杭基礎諸元
APH	杭基礎	550mm	重量桁	77kg	94kg	27kg	フーチング下面から390mm（70%）	真鍮製中空管 杭径20mm, 杭長471mm
APL	橋台		軽量桁	13kg			フーチング下面から270mm（50%）	
RP	杭基礎擁壁	535mm	無し	-	22kg		フーチング重心とほぼ一致	4本×2列=8本

用いている点が挙げられる。この補正係数はMeyerhofが実施した実験<sup>6)</sup>によって算定されたが、抗土圧擁壁のように地震時土圧の影響により鉛直荷重に対する水平荷重の比が大きい場合には適用性に限界がある可能性があると考えられる。以上の結果は、滑動・転倒モードが連成する挙動を独立に扱うことの限界を示している。

一方、滑動および転倒モードの連成を考慮した場合、滑動量については概ね再現していることが分かる（図4）。応答回転角についても実験値を概ね再現できるものの、依然として過大評価となっている。これは最大抵抗モーメント（ $M_{md}$ ）の計算値が、実際に発揮される支持力の残留強度に近く、さらに外力が背面方向に作用した際の変位の回復を考慮していない等の安全側の評価を行っているためであると考えられる（図5）。

### 3. 橋台の模型振動実験と耐震設計法の提案

#### 3.1 橋台模型の振動実験<sup>7)</sup>

##### 3.1.1 実験の概要

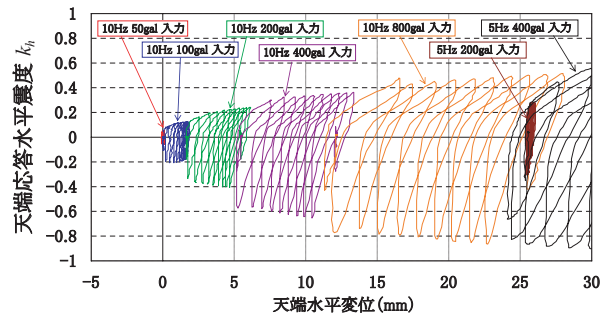
模型振動実験は、奥行き600mmの固定土槽を有する振動台を使用して重力場で実施した。構造物模型の基礎形式は杭基礎とし、表2に示すように桁重量（重量桁、軽量桁、桁無し=擁壁）を主なパラメーターとした。模型縮尺は約1/10から1/20程度に相当する。なお、模型の詳細な諸元は、文献7)に詳しい。主な計測項目は、構造物の天端の変位・加速度と、フーチング直下での加速度である。なお、計測値の正負符号は、土圧作用が常に正の値となるよう主働方向（前面方向）への変形および作用を正として表記する。

加振条件は、橋台模型では5Hzおよび10Hzの正弦波10波を、擁壁模型は5Hz卓越に調整した神戸波を用い、最大加速度を段階的に増加させながら加振を行った。なお、事前に実施した衝撃振動試験により得られた模型の固有振動数はいずれも10Hz以上であり、これよりも長周期側での加振となっている。

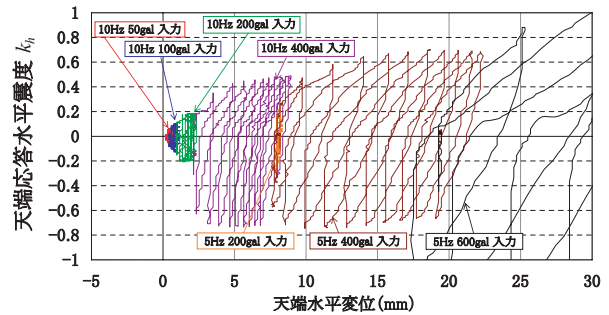
##### 3.1.2 実験結果

図11は、橋台模型の天端位置での応答水平震度 $k_h$ （応答加速度を重力加速度で除した値）と水平変位の関係を示したものである。この水平震度と水平変位の関係の包絡線は実際の耐震設計で実施される静的非線形解析により得られる荷重変位関係に相当すると解釈できる。

図11を見ると、包絡線の応答震度は変位に応じて増加しているが、勾配は徐々に低下しており、基礎の降伏が



a) Case-APH (杭基礎橋台・重量桁)



b) Case-APL (杭基礎橋台・軽量桁)

図11 天端位置での応答水平震度と変位の関係

生じていることが確認できる。降伏変位を5mm（盛土高さの約1%）と仮定すると、降伏震度 $k_{hy}$ は重量桁で $k_{hy} \approx 0.2$ 、軽量桁で $k_{hy} \approx 0.4$ となっており、これを上回ると天端水平変位の増加が顕著となっている。ただし、この降伏震度よりも小さな震度から既に主働側への変位の累積性を示しており、塑性変形を生じさせないという意味での弾性限界震度はいずれも $k_h \approx 0.1$ 程度と非常に小さい。

このほか、各加振ループ自体を見ると受働側への除荷時の弾性的な戻り量は少なくない。すなわち、杭基礎で支持された橋台では、直接基礎で支持された擁壁のような剛塑性的に主働側に塑性変位が累積していくのではなく、ある程度の振幅で振動しながら徐々に主働側に塑性変位が累積していくことが特徴である。なお、この振動時の履歴ループの勾配は上記の降伏震度における荷重変位関係の割線剛性よりは大きくなっている。

次に模型に作用する水平力を、桁・壁体の慣性力と背面からの土圧に分離して検討する。慣性力を加速度計から、土圧を模型壁体背面に設置したロードセルから算出して、全水平力に対する土圧の負担率の加振段階毎の変化を図12に示す。なお、土圧負担率を算出する際には、土圧の最大値ではなく全水平力（=慣性力+土圧）が最大となる時刻における土圧の値（以下「土圧の実効値」と記す）を抽出して整理した。

特集：構造物の耐震設計技術

図12を見ると、土圧負担率は、加振前は慣性力がゼロで常時土圧のみが作用しているため100%であるが、加振加速度が大きくなるにつれて土圧の実効値の負担率は低下しており、重量桁の方が低下傾向が著しい。ただし、基礎が降伏した以降はいずれも50%程度でほぼ一定値となっている。なお、実際の橋台の設計事例における土圧負担率は30%~50%程度であり、本実験での模型諸元はこれと概ね一致している。一方、擁壁模型では加振加速度が大きい領域でも土圧負担率は90%程度となっており、この点からも橋台は擁壁と比較して慣性力の影響が大きいことがわかる。

図13は、土圧の実効値とフーチング直下地盤の加速度との関係を、耐震標準におけるL2地震時の土圧算定式である修正物部岡部式により背面盛土の物性値を用いて算出した値とともに示したものである。擁壁模型および橋台模型の軽量桁は、ともに設計式による評価が概ね妥当であることがわかる。一方、橋台模型の重量桁の土圧の実効値は設計式よりも若干低い値となっており、特に加振加速度が小さい条件では土圧係数が常時土圧よりも低下する傾向が見られた。これは背面地盤よりも壁体側が慣性力によって大きく振動しているためと考えられる。しかし、実務上は現行設計式の適用は安全側であり、重量桁であっても妥当であると考えられる。

3.1.3 橋台の地震時の非線形応答挙動の特徴

本実験の結果から、橋台の地震時の非線形応答挙動には、図14に示すように主働方向には桁等の慣性力と地震時土圧が作用し、受働方向には桁等の慣性力のみが作用して背面盛土からの地盤反力（土圧）が基礎・壁体と

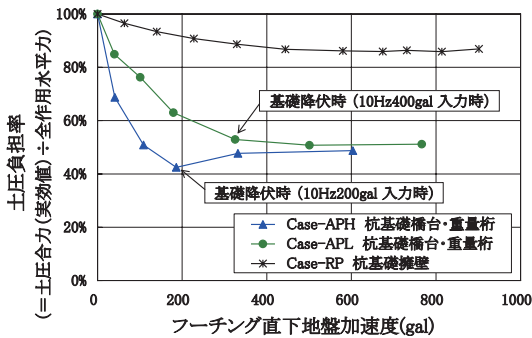


図12 地震時土圧の実効値の全水平力に対する負担率

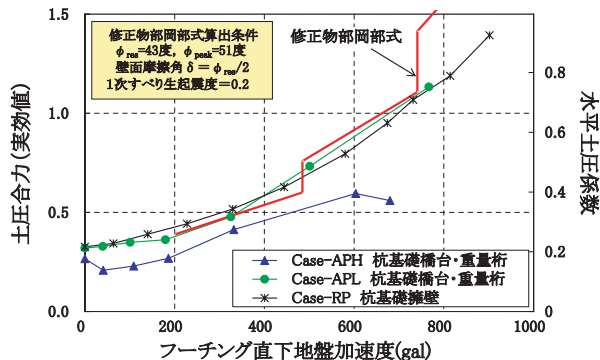


図13 地震時土圧の実効値と修正物部岡部式との比較

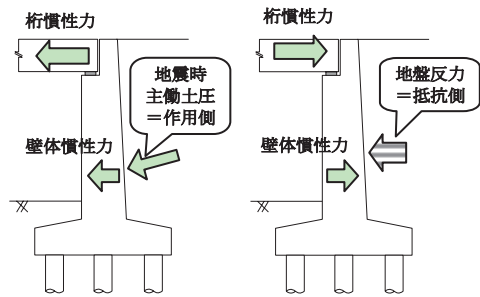
もに抵抗力として作用するという挙動となり、擁壁に比べて慣性力の影響が大きいことが確認できた。

よって、橋台の地震時の非線形領域までの挙動を評価するには、「盛土や擁壁のような剛塑性的な挙動ではなく、橋脚のような基礎から桁までの構造物全体系での動的な振動特性を示すこと」を考慮する必要がある。その一方で「主働方向への累積性を有すること」や、「地震時土圧の実効値は、修正物部岡部式で評価できること」などの擁壁と類似の傾向は、橋脚と異なる橋台の特徴として考慮する必要がある。

このような橋台の地震時の動的な振動特性を評価するためには、盛土や擁壁で用いられるニューマーク法ではなく、橋脚の非線形スペクトル法で用いられる1自由度系の弾塑性動的応答解析モデルを橋台特有の履歴特性を考慮して修正したモデルを用いるのがよいと考えられる。次節では、その具体的なモデル化を提案する。

3.2 橋台の弾塑性動的応答解析モデルの提案

橋台の基礎および壁体を含めた構造物全体系の主働側への抵抗力と変位の関係は、背面地盤の無い橋脚の状態と同等と評価できる。この抵抗モデルに対して、主働方向には桁等の慣性力と地震時土圧が作用し、受働方向には桁等の慣性力のみが作用して背面からの地盤反力が基礎・壁体の抵抗力とともに抵抗することとなる（図14）。これを動的解析上で逐次切り替えることは非常に煩雑となるため、図15に示すように背面盛土側への変位増分に対する抵抗を地盤ばねの非対称な履歴特性として考慮した上で、図16に示すように振動系の質量として桁・壁体



背面方向変位が抑制され、前面方向に変位が累積する  
a) 全面方向(主働方向) b) 背面方向(受働方向)

図14 橋台の地震時挙動の特徴

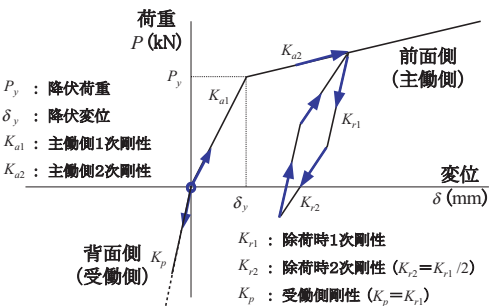


図15 橋台の抵抗特性のモデル化の考え方

の質量 $m$ の他に、降伏震度における地震時土圧の増分に相当する付加質量 $m_E$ を加えた $m' (= m + m_E)$ でモデル化する。なお、修正物部岡部式による地震時土圧の計算値は水平震度の増加に応じて2次以降の主働すべり面が発生することにより、段階的に増加する特徴を有するが、本提案モデルにおいては、便宜的に図16中の赤点線に示す線形関係としてモデル化していることに相当する。

実際に図15および図16によるモデル化を行う上で必要なパラメータのうち、主働側の骨格形状(図15中の $K_{a1}$ ,  $K_{a2}$ ,  $P_y$ )および付加質量 $m_E$ は、主働方向への構造物全体系の水平震度と変位の関係および土圧負担率から設定することができる。このほか、除荷時剛性(図15中の $K_{r1}$ ,  $K_{r2}$ )等も実際の履歴形状から設定できる。

動的解析に必要な減衰の取り扱い、ダッシュポットによりモデル化するものとし、減衰定数 $h$ を橋脚と同様の周期依存型として設定する。例としてL2地震動スペクトルIIのG0~G3地盤における算定式を式(1)に示す。なお、式(1)に用いる周期としては、橋台の振動特性の特徴を考慮して図15中の除荷時剛性 $K_{r1}$ から求めた履歴内等価固有周期 $T_{eq-r}$ (式(2)参照)を用いるものとする。また、ダッシュポットの減衰係数 $c$ も付加質量 $m_E$ を加味した $m'$ を用いて式(3)により算出するものとする。

$$h = 0.04/T_{eq-r} \quad (0.1 \leq h \leq 0.2) \quad (1)$$

$$T_{eq-r} = 2.0\pi \sqrt{m'/K_{r1}} \quad (2)$$

$$c = 2h \sqrt{m' K_{r1}} \quad (3)$$

なお、上記のモデル化で背面地盤による影響を無視すれば、耐震標準における橋脚の非線形応答スペクトル作成用の1自由度系の動的解析モデルと一致する。

提案モデルの妥当性を検証するため、前節での模型振動実験のシミュレーションを行った。基礎が同一で桁重量の異なる2つの模型に対して、解析モデルの骨格形状は同一とした上で、付加質量 $m_E$ のみを変化させている。変位の時刻歴の実験結果と解析結果の比較を図17に示す。土圧負担率が大きい軽量桁の方が若干過大評価となるものの、加速度の増加に伴う変位の累積性や、各加振段階での振動応答特性を適切に評価できていることがわかる。

### 3.3 橋台のL2地震動に対する耐震設計法

模型振動実験からは、橋台は桁の慣性力の影響が大きく、橋脚のような動的な振動特性を考慮する必要があることが確認できた。すなわち、橋台のL2地震動に対する耐震設計法としては、構造物の要求性能の連続性という観点からだけでなく、動的な応答特性という観点からも従来の擁壁に準じた耐震設計法から、橋脚に準じた耐震設計法に移行することが望ましい。そこで、以下では、橋台のL2地震動に対する実務的な耐震設計法として、一般的な橋脚の耐震設計法として用いられている非線形応

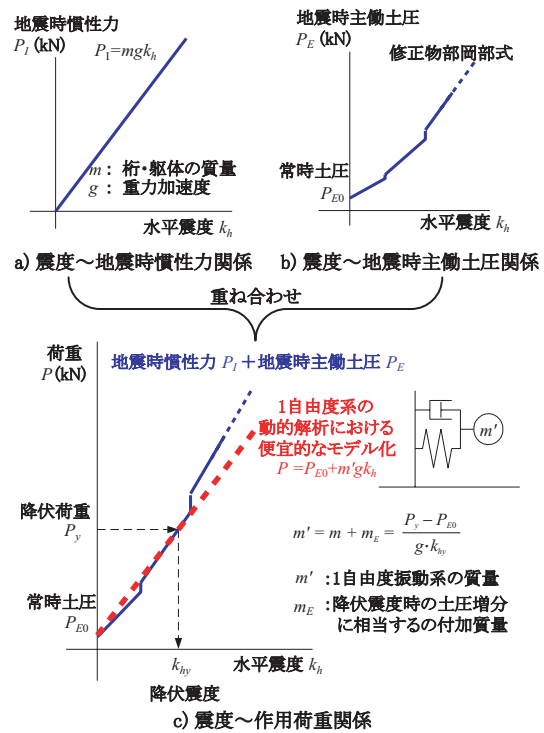


図16 橋台の動的解析における作用のモデル化

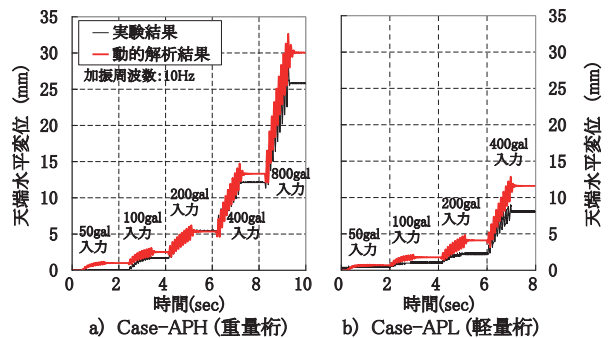


図17 模型振動実験のシミュレーション

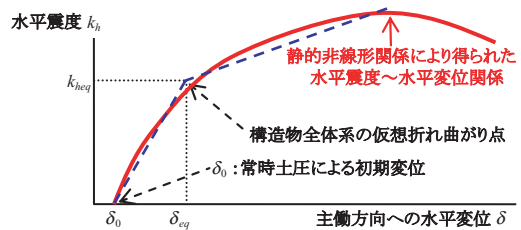


図18 主働方向の荷重変位関係のモデル化

答スペクトル法に準じた手法を提案する。具体的には以下の手順とする。

1. 基礎から上部構造物までを一体とした骨組み解析モデルによる主働方向への静的非線形解析を行い、得られた水平震度と水平変位の関係(図18)から仮想折れ曲がり点の震度および等価固有周期を求める。
2. 前節で提案した1自由度系弾塑性動的応答解析モデルにより、設計地震動に対する応答変位量(初期変位からの増分)を求める。
3. 静的非線形解析結果から、L2地震動応答時の基礎の

特集：構造物の耐震設計技術

回転角や壁体の断面力等の応答値を求め、基礎標準およびコンクリート標準等による性能照査を行う。

橋脚に対する非線形応答スペクトル法との大きな違いは、2.の動的応答解析の条件が異なることのほか、1.の時点で常時土圧による初期変位  $\delta_0$  の影響を式(4)により別途考慮することである。

$$T_{eq-a} = 2\sqrt{(\delta_{eq} - \delta_0) / k_{heq}}, \delta_d = \delta_0 + \delta_{eq} \cdot \mu_d \quad (4)$$

ここで、 $T_{eq-r}$ ：主働側等価固有周期、 $k_{heq}$ ：仮想折れ曲がり点の震度、 $\delta_{eq}$ ：仮想折れ曲がり点の変位、 $\delta_0$ ：常時土圧による初期変位、 $\delta_d$ ：最大応答変位、 $\mu_d$ ：最大応答塑性率である。

なお、橋台の場合は図11に示すように橋脚に比べて主働側への塑性変形が累積しやすく、塑性変形を生じさせないという意味での弾性限界震度は、図18での荷重変位関係上の「仮想折れ曲がり点」よりも小さい。よって、橋台の復旧性を考える上では、「仮想折れ曲がり点」よりも応答が小さい場合であっても、背面での不同沈下等に十分留意する必要がある。

また、2.の動的解析における除荷時剛性等の履歴特性に関するパラメーターは、詳細には受働方向への背面盛土による抵抗を地盤ばねとしてモデル化した静的非線形解析結果に基づき設定するのがよいが、模型実験における除荷時剛性と主働側剛性の比較や、2.の動的解析での逆解析からは、実務上は式(2)の履歴内等価固有周期  $T_{eq-r}$  は主働側固有周期  $T_{eq-a}$  の1/2程度としてモデル化してよいと考えられる。なお、提案した動的解析モデルでは、履歴内等価固有周期を過小評価すると減衰係数  $c$  が過大評価となるため、結果として応答値が過小評価されて危険側となることに注意を要する。

4. まとめ

本研究では、抗土圧擁壁および抗土圧橋台模型を用いた振動実験を系統的に実施し、それぞれの動的応答特性を評価した。抗土圧擁壁は地震時土圧の影響が支配的であり、地震動の特性（慣性力の作用回数、作用継続時間）の影響を大きく受けたが、基盤加速度に対する応答加速度の増幅は顕著ではなく、剛塑性的な動的応答特性を示した。この傾向は盛土の地震時応答特性と類似している。実務においても抗土圧擁壁は盛土等の土構造物の端部での適用が多いことを考慮し、盛土と同様のニューマーク法を基本とした耐震設計法を提案した（表3）。

一方、抗土圧橋台は、慣性力の影響が支配的となり、その橋梁の端部としての要求性能の連続性からも、橋脚と同様の動的解析を基本とした耐震設計法を新たに提案した（表3）。

本研究で提案した耐震設計法は模型実験結果や過去の

表3 モデル化および応答値算定方法のまとめ

		抗土圧擁壁	抗土圧橋台
主たる作用		地震時土圧	慣性力
地震時土圧のモデル化		修正物部岡部式	
く体に作用する慣性力のモデル化		地表面設計地震動	動的応答を考慮
応答値算定法	モデル化	剛塑性解析モデル（上下分離型）	弾塑性動的応答解析モデル（上下一体型）
	動的解析法	ニューマーク法	非線形スペクトル法

被害事例を概ね再現できることが確認された。なお、土圧を受ける構造物としては抗土圧擁壁と抗土圧橋台とで違いは無く、主に土圧負担率の違いにより構造物の応答特性が変化するが、設計実務上はその用途が異なることなども考慮してそれぞれ別の耐震設計法を提案した。両者の境界領域における各手法の適用性については今後の研究課題であるが、実務上でそのような特殊な条件となる場合については、必要に応じて両方の手法で照査をすることで安全側に設計できると考えられる。

謝辞

土留め標準の審議にあられた「土構造物設計標準（土留め構造物編）に関する委員会」の龍岡文夫委員長（東京理科大学理工学部土木工学科教授）をはじめとする委員等の関係者各位のご尽力に対して、ここに謝意を表する。

文献

- 1) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物），丸善，1997
- 2) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999
- 3) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物），丸善，2007
- 4) 渡辺健治，笹山勝，古関潤一：滑動・転倒モードの連成を考慮した擁壁の地震時変位量算定法の検討，第45回地盤工学研究発表会，pp.1423-1424，2010
- 5) Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf., Y., and Horii, K.: Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic-reinforced soil retaining structures, *Keynote Lecture, Proc., 6th Int. Conf. on Geosynthetics*, Atlanta, 1998.
- 6) Meyerhof, G. G.: The Bearing Capacity of Foundation under Eccentric and Inclined Loads, *Proc., 3rd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Switzerland, pp.440-445, 1953.
- 7) 西岡英俊，渡辺健治，篠田昌弘，澤田亮，神田政幸：橋台の地震時応答特性に関する実験的検討，第13回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1330-1337，2010