

965

耐震強化した直接基礎橋台の履歴応答特性

(株)複合技術研究所 正 堀井 克己
 日本鉄道建設公団 正 米澤 豊司、光木 香
 (財)鉄道総合技術研究所 正 館山 勝
 東京大学生産技術研究所 正 古関 潤一、龍岡 文夫

1. はじめに

過去の地震において、橋台取付け盛土に大きな段差沈下が生じ、列車走行の安全性を損なうなどの被害が発生している。取付け盛土の耐震対策は重要な課題であり、耐震橋台の開発を目指して、各種形式の橋台に対する模型振動実験を実施してきた^{1,2,3,4)}。橋台の合理的な設計法を提案するには、模型挙動の適切な解釈と理解の上に、橋台・基礎地盤・取付け盛土間の動的相互作用を考慮した力学モデルの構築が必要である。そこで、無補強の一般的な橋台とアプローチブロックにセメント改良土を用いた橋台を対象にして、入力加速度に対する橋台の応答変位、加速度、作用土圧、底面反力などの履歴応答特性を比較考察した。

2. 模型橋台の概要

検討の対象とした橋台を図1に示す。(a)は、無補強の一般的な橋台であり、波形の影響などに関する検討⁵⁾が別途行われている。(b)は、各種形式の橋台の中で最も高い耐震性能を発揮した橋台であり、アプローチブロックにセメント改良土を使用し、補強材で橋台を連結している。(a)の橋台は不規則波段階加振実験であり、波形は兵庫県南部地震で観測された神戸波形 NS 成分(神戸海洋気象台)の卓越周波数を、5Hz に調

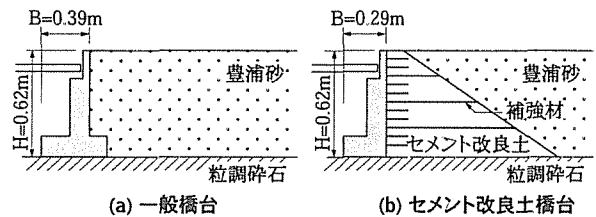


図1 橋台模型断面図

整したものである。(b)の橋台は、周波数5Hz の正弦波で段階加振している。

3. 無補強橋台模型

図2は、図1(a)の橋台の各段階加振における最大水平変位 d_{max} 、残留水平変位 d_{res} 、最大回転角 θ_{max} 、残留回転角 θ_{res} 、橋台および橋桁の最大応答加速度 $A_{cc,abut}$ 、 $A_{cc,beam}$ と最大入力加速度 A_{cc} との関係を示したものである。各諸量の符号に関する定義を図3に示す。これより、橋台の最大応答加速度は、入力加速度とほぼ同程度で、剛体的に挙動しているが、最大加速度500gal 付近で頭打ちになっている。滑動変位はこの加速度から急増しており、橋台の滑動に対する降伏加速度に対応する。一方、回転に関しては、約660gal から残留回転角が増大している。図4は橋台の変位と加速度の時刻歴であり、滑動の大半は主要な3波で発生している。この形式の橋台は滑動変位が卓越する典型的な例といえる。すなわち、入力地震動による慣性力が限界摩擦抵抗力を超えるまでは、慣性力相当の外力を橋台底面を通じて伝えるが、入力地震動がさらに大きくなると、橋台には限界摩擦抵抗力しか伝えることができないので、橋台は滑動し、応答加速度が頭打ちになるのである。変位の大半はこのような滑動によるものであつたものである。しかし、主働方向とは逆向きの小さな変位も発生している。

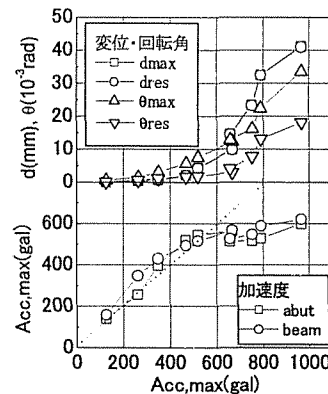


図2 一般橋台の応答変位、応答加速度と入力加速度の関係

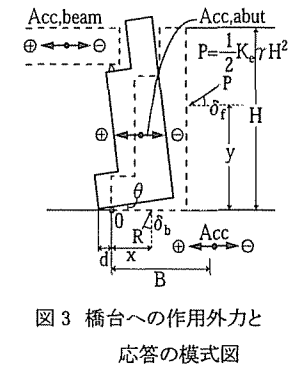


図3 橋台への作用外力と応答の模式図

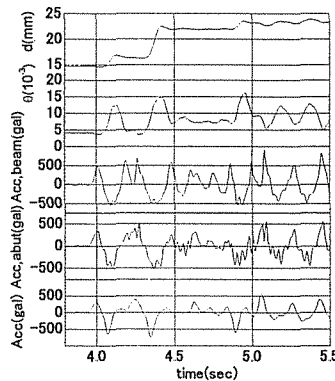


図4 一般橋台の変位、加速度の時刻歴(Acc,max=800gal)

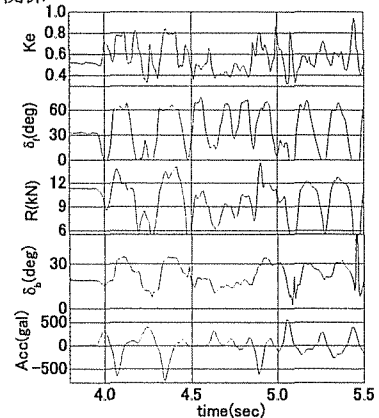


図5 一般橋台の土圧、底面反力、摩擦角の時刻歴(Acc,max=800gal)

図5に、最大加速度が800galの場合の土圧係数 K_e と動員摩擦角 δ_f の時刻歴を示す。土圧係数は橋台背面に設置した垂直・

接線2成分を有するロードセルの値から算定したものである。この変化は複雑であるので、数サイクル中の入力加速度に対する土圧係数と動員摩擦角の応答を図6に示す。これより、土圧係数は0.35から0.9の間で、また動員摩擦角は20~60度の間で複雑に変化している。土圧係数の最大値は慣性力が主働方向に向く場合と受働方向に向く場合の双方とも、同程度になっているが、動員摩擦角は主働向きでは60~70度と大きく、受働方向では20~20度の間になる。低い加振段階の結果は省略しているが、加振レベルによってもこの関係は変化する。このように、加振中は複雑に挙動している。

4. セメント改良土アプローチブロック橋台模型

図7に、図1(b)の橋台の各段階加振における各種最大応答値と最大入力加速度の関係を示す。橋台の最大応答加速度は、入力加速度600gal付近まで剛体的な挙動を示す。しかし、それを超えると、増幅が激しくなる。この増幅は橋桁の影響である。しかし、セメント改良土橋台は、残留変形量が小さく、入力加速度1200galの最終時点の残留滑動変位は2mm程度であり、3.の一般橋台に比べて約20分の1と小さく、高い耐震性能を発揮する。本模型の場合、解体時にも、橋台の降伏は観察されず、セメント改良土の変状や補強材の破断も確認されていない。また、取付け盛土の残留沈下も小さい。これは、自立性の高いセメント改良土と橋台の一体化および、背面土圧の寄与の低下によるものである。図8に、加速度振幅800galの各種応答の時刻歴を示す。橋桁の応答に高い周波数成分がのっている。

図9に、土圧係数などの時刻歴を示す。土圧係数は慣性力が受働向きで大きく底面反力は主働向きで大きくなる傾向が明瞭である。

図10は、加速度振幅800galにおける土圧係数および動員摩擦角の履歴応答をみたものである。土圧係数は慣性力が受働向きと主働向きで顕著な差異を示す。すなわち、土圧係数は受働域では0.5~1.8の間で、加速度に比例して大きく変化する。これは、橋台と桁に作用する慣性力が改良体に作用した結果として発生する受働土圧である。主働域では0.1位まで低下しているのは、セメント改良体が自立しているからである。ただし、図示していないが、橋台とセメント改良体を連結する上段の補強材には大きな張力が発生し、橋台の前傾を抑制した。一方、動員摩擦角は受働域では0度付近にあるが、主働域では0~90度の間を大きく変化するが、土圧係数の絶対値は小さいので、この影響は小さい。

5. おわりに

模型振動実験が行われた2形式の橋台について履歴応答特性を調べた。従来から多用されている一般的構造の橋台といえども、土圧は複雑に挙動することがわかった。他方、セメント改良土橋台は耐震性が大幅に向上することが実証された。また、動的相互作用を考慮した力学モデルの構築に有用な知見が得られたものと考えられる。今後、模型振動実験の挙動の解釈・考察をすすめて、耐震橋台の合理的な耐震設計法の開発を行う予定である。

- 参考文献 1) 木村,青木,米澤,館山,北川,伊藤:橋台背面盛土の地震時沈下に関する模型振動実験,第53回土木学会年講,1998. 2) 青木,米澤,館山,木村,北川,伊藤:橋台背面の沈下に関する模型振動実験の考察,第53回土木学会年講,1998. 3) 木村,青木,米澤,館山,古関,龍岡:耐震強化した直接基礎橋台の模型振動実験結果,第35回地盤工学研究発表会,2000. 4) 鈴木,米澤,館山,小島,龍岡,古関,木村:各種補強土橋台に関する模型振動実験結果,第35回地盤工学研究発表会,2000. 5) 館山,青木,窪田,堀井,古関,龍岡,木村:橋台振動実験の加振波形の影響,第35回地盤工学研究発表会,2000.

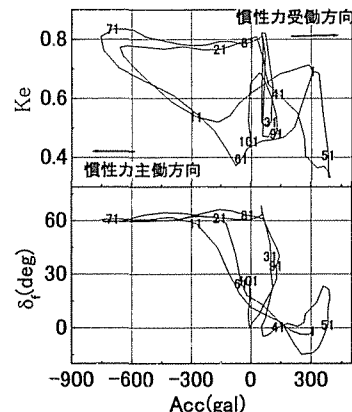


図6 一般橋台の土圧係数、摩擦角と入力加速度の関係 (Accmax=800gal)

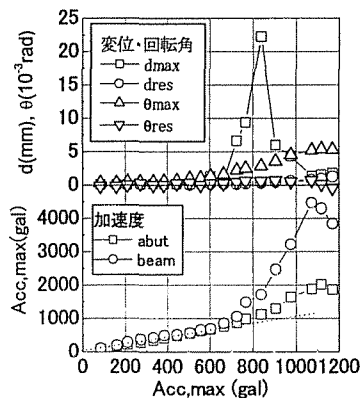


図7 セメント改良土橋台の応答変位、応答加速度と入力加速度の関係

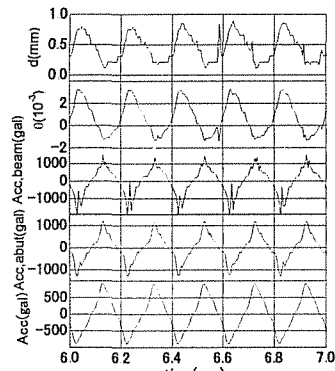


図8 セメント改良土橋台の変位と加速度の時刻歴 (Acc,max=800gal)

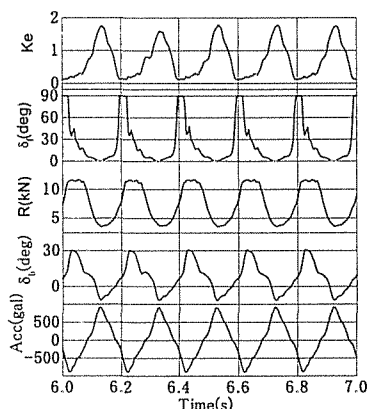


図9 セメント改良土橋台の土圧係数、底面反力、摩擦角の時刻歴 (Acc,max=800gal)

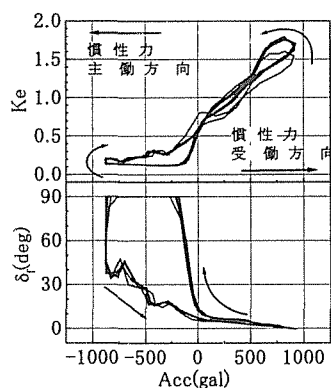


図10 セメント改良土橋台の土圧係数、摩擦角と入力加速度の関係 (Acc,max=800gal)