

# PCT 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の設計法

轟 俊太朗\* 岡本 大\* 西岡 英俊\*\*  
 玉井 真一\*\*\* 米澤 豊司\*\*\* 石井 秀和\*\*\*

## Design Method for GRS Integral Bridge with the Use of PCT Formed Girder

Shuntaro TODOROKI Masaru OKAMOTO Hidetoshi NISHIOKA  
 Shinichi TAMAI Toyoji YONEZAWA Hidekazu ISHII

Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) integral bridge is a bridge which is constructed by integrating a girder and a RC bridge abutment reinforced with the Geosynthetic-reinforced soil. The GRS integral bridge which has the PC T-formed girder has been studied so far. Based on the past researches, this paper describes an outline of our new joint structure connecting the PC T-formed girder with the RC bridge abutment, and explains the experiments for the joint structure. In addition to a new design method for the joint structure obtained from the results of the experiments, the points to be taken into consideration in a verification method of GRS integral bridge in case of using the PC T-formed girder are shown.  
 キーワード：補強盛土一体橋梁，PCT 形桁，接合構造，設計法

### 1. はじめに

補強盛土 (GRS) 一体橋梁は、図 1 に示すように、ジオテキスタイル等の盛土補強材で補強した橋台壁の背面盛土 (補強盛土) と橋台壁を、盛土補強材を介して一体化した補強土橋台に、さらに桁を剛結して一体化した橋梁である。

GRS 一体橋梁は、補強土橋台と比べ、支承部を有しないことでの維持管理の負担軽減と、橋梁壁体のスリム化による経済性の向上が期待できる。また、類似のポータルラーメン橋梁と比べ、背面盛土を補強土橋台と同様な補強土構造とすることにより、背面盛土の段差や沈下を低減する<sup>1)</sup>と共に、橋梁と補強盛土が一体となり地震力に抵抗するため、冗長性に富み、耐震性に優れる。

図 2 に、GRS 一体橋梁の施工順序を示す。まず、補強盛土を施工して、盛土と支持地盤の変形による補強盛土の沈下が十分に収束した後に、橋台壁を構築する。次に、現場内ヤード等で製作した PCT 形桁を橋台壁上に架設し、PCT 形桁と橋台壁の接合部、桁間、張出しスラブを施工する。最後に、橋面工を施工する。

GRS 一体橋梁は、既に、設計・施工マニュアルを作成し、北海道新幹線や三陸鉄道など<sup>2) 3)</sup>で運用されている。しかし、その桁構造は、RC 構造や SRC 構造であり、PC 構造を用いた橋梁のマニュアルや実績はない。これは、桁構造が RC 構造の場合に比べ、PC 構造を用いた場合には、長スパン化を目的とするため、コンクリート

\* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室  
 \*\* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室  
 \*\*\* (独) 鉄道・運輸機構 設計技術部

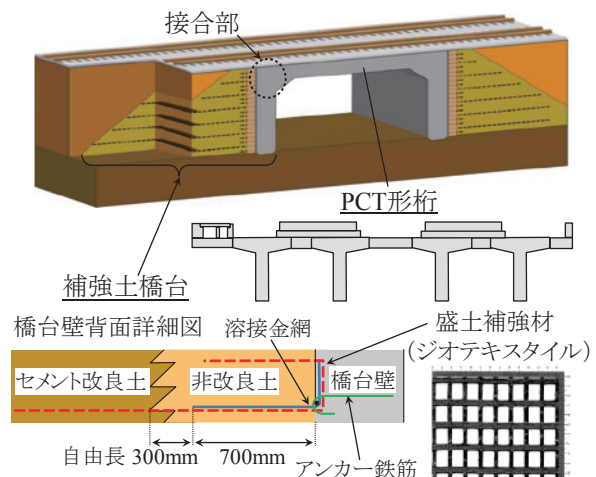


図 1 補強盛土一体橋梁の概要

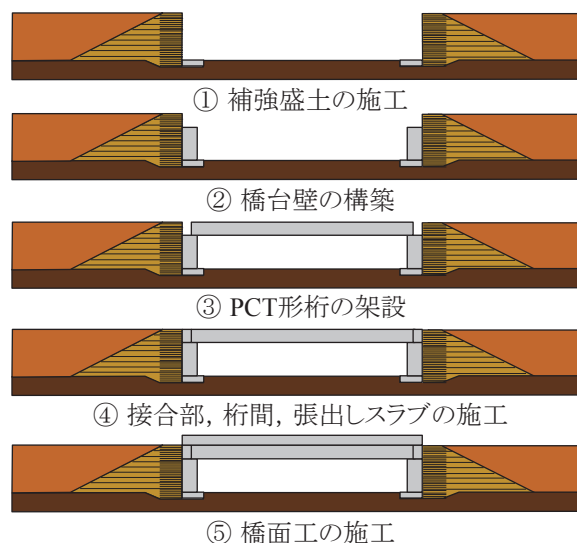


図 2 補強盛土一体橋梁の施工順序

特集：構造物技術

の収縮やクリープ，温度変化，およびその繰り返しによる盛土補強材の応答特性の変化が大きくなるのに加え，プレストレスの変化によって，経時的な応答の変化が不明確なためである。また，PCT形桁と補強土橋台の接合構造に関する研究はなく，その設計法は皆無であった。

これまで，盛土補強材の繰返し応答特性の検討<sup>4)</sup>や常時および地震時応答の検討<sup>5)~8)</sup>，プレキャストPCT形桁とRC橋台壁の接合構造の開発<sup>9)</sup>を行い，PCT形桁を用いたGRS一体橋梁の設計法の構築および実橋梁への適用に向けて取り組んできた。

本稿では，PCT形桁の適用性の検討のうち，提案した接合構造の概要と，接合構造に関する各種実験（接合面のねじり伝達，地震時応答に関する載荷実験）を示し，接合部の設計法と共に，特に，PCT形桁を用いた場合に留意すべきGRS一体橋梁の照査法について報告する。

## 2. PCT形桁と補強土橋台の接合構造の開発

### 2.1 提案した接合構造の概要

図3に，提案する接合構造の概要を示す。一般的な単桁は予め桁端部までフランジのコンクリートを打設するが，本桁は接合部までとする。そして，フランジの鉄筋を橋台壁背面まで延伸し，接合部のコンクリートを打設し，桁と橋台壁を一体化させる。また，接合部に接する桁のウェブ側面（以降，接合面）に鉄筋を配置する。本接合構造は，接合面の摩擦と鉄筋により，接合部に生じるせん断力およびねじりモーメントを伝達させる。

### 2.2 接合面のねじり伝達に関する載荷実験

接合面の設計ねじり伝達耐力式は，フラットスラブ<sup>10)</sup>に基づくねじり伝達耐力式(1)<sup>11)</sup>が提案されている。ここでは，く形RC梁を用いた実験を行い，本橋梁へのねじり伝達耐力式の適用性を検討した。ここで，式(1)で用いるせん断強度 $\tau_y$ は，式(2)<sup>12)</sup>により算定した。

$$M_t = \frac{1}{2} c^2 \cdot \left( d - \frac{c}{3} \right) \cdot \tau_y / \gamma_b \quad (1)$$

$$V_{cwd} = (\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{syd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) \cdot A_c / \gamma_b \quad (2)$$

ここに，

$M_t$  : 設計ねじり伝達耐力 (N・mm)

$c$  : 接合面の短辺 (mm)

$d$  : 接合面の長辺 (mm)

$\tau_y$  : せん断強度 (式(2)から $\tau_y = V_{cwd} / A_c$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$V_{cwd}$  : 設計せん断伝達耐力

$A_c$  : 接合面の面積 (mm<sup>2</sup>)

$$\tau_c = \mu \cdot f_{cd}^b \cdot (\alpha \cdot p \cdot f_{syd})^{1-b}, \tau_s = 0.08 \cdot f_{syd} / \alpha$$

$$\alpha = 0.75 (1-10p) \quad \text{ただし, } 0.08\sqrt{3} \leq \alpha \leq 0.75$$

$p$  : 接合面における鉄筋比  $\leq 0.02$ <sup>9)</sup>

$\theta$  : 接合面と鉄筋のなす角度 (°)

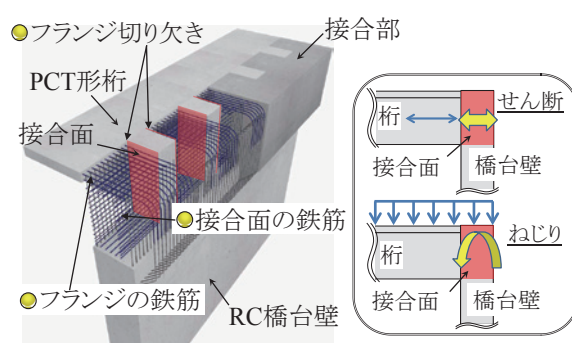


図3 提案する接合構造の概要

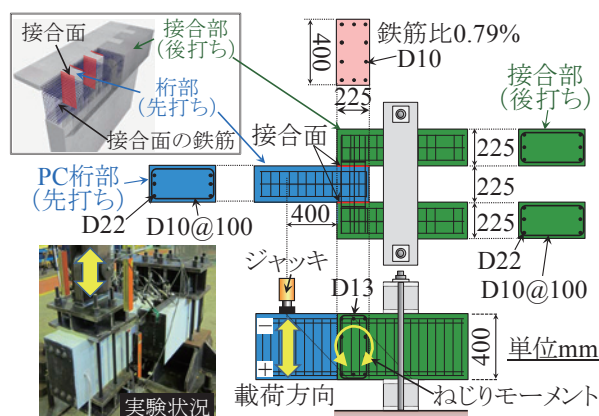


図4 接合面のねじり伝達に関する実験の概要

表1 材料諸元

コンクリート		鉄筋			接合面鉄筋比
$f_c$		呼び名	$f_{sy}$	$E_s$	
桁部	接合部	D10	380	181	0.79%
		D13	356	190	
		D22	450	182	

$f_c$ : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $f_{sy}$ : 降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $E_s$ : ヤング係数 (kN/mm<sup>2</sup>), コンクリートの最大骨材寸法 13mm

$b$  : 面性状を表す係数で，打継面の処理あり 1/2

$\mu$  : 固体接触に関する平均摩擦係数で，0.45

$f_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_{syd}$  : 鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_b$  : 部材係数

図4，表1に実験の概要，材料諸元を示す。供試体は，桁部および接合部を梁でモデル化し，桁部のコンクリートを先打ち，接合部のコンクリートを後打ちして製作した。接合面の寸法は高さ400mm×幅225mmである。鉄筋比は0.79%である。接合面は，遅延剤で処理し，2～3mmの凹凸を設けた。梁の鉄筋は，梁の曲げ耐力とせん断耐力が接合面のねじり伝達耐力以上となるように必要量を配置した。ねじり伝達耐力は，式(1)から求めた。式(1)および式(2)の部材係数 $\gamma_b$ は1.0とした。なお，横締めによるプレストレスは，補強土橋台に拘束され，その導入力は不明確である。そのため，横締めによるプレストレスを導入した場合でも設計では軸力なしとして扱うものとし，本実験でも軸力なしとした。

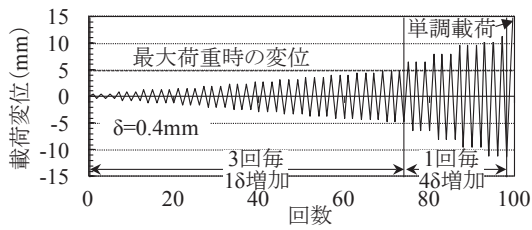
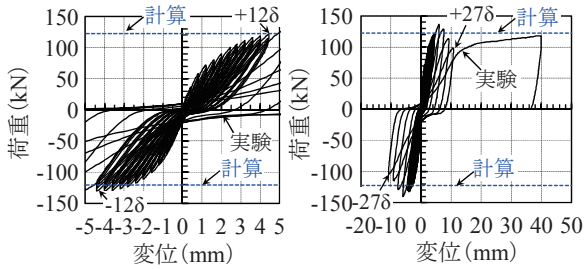


図5 荷重方法



(a) ±12δ まで (b) 荷重終了まで  
図6 荷重 - 変位

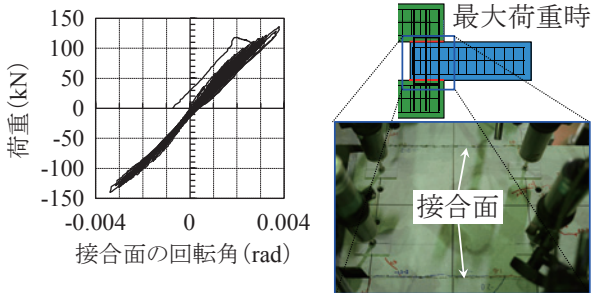


図7 荷重 - 接合面の回転角 図8 接合面の状況

図5に、荷重方法を示す。荷重方法は、式(1)から求めた最大荷重(図6中の計算)の1/3の荷重での変位0.4mmを18として、式(1)から求めた最大荷重に至るまでは±18刻みの3回繰り返し荷重とし、それ以降は±48刻みの1回繰り返し荷重とした。28δ後は、正側に単調荷重し、試験終了とした。荷重方向は、図4に示す下側が正(+), 上側が負(-)である。

図6に、荷重-変位関係を示す。実験での最大荷重は、式(1)による計算値より大きい。接合面の回転角は、図7に示すように、最大荷重時で0.004rad以下と小さい。最大荷重時の状況(図8)においても接合面にずれはみられない。

図9に、既往の実験結果<sup>11)</sup>を含めた実験値と式(1)による計算値の比較を示す。部材係数 $\gamma_b$ は、1.0である。実験値/計算値は、既往文献の結果を含め平均値1.18、変動係数0.16であった。そのため、式(1)によりねじり伝達耐力を概ね算定できると考えられる。図10に、ねじり伝達耐力式(1)の部材係数 $\gamma_b$ を1.0, 1.1とした計算値と実験値の比較を示す。なお、設計せん断伝達耐力式(2)の部材係数 $\gamma_b$ は、1.0とした<sup>9)</sup>。設計ねじり伝達耐力式(1)の部材係数を1.1とした場合、実験値/計算値は1.06~1.71となり、すべての結果で実験値が計算値より大きい。そのため、設計ねじり伝達耐力の算定において、式(1)を用いる場合の部材係数は、1.1とすることとした。

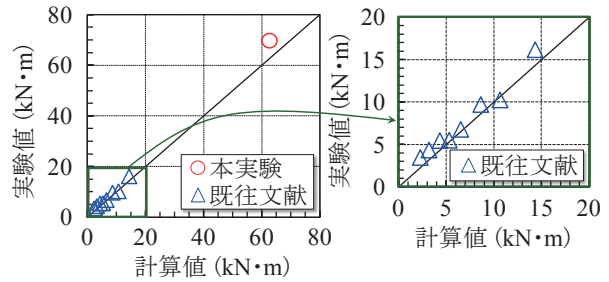


図9 実験値と計算値の比較

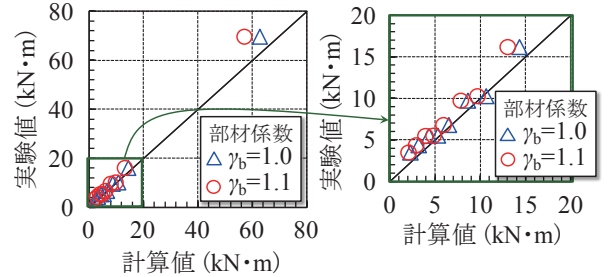


図10 安全係数の検討

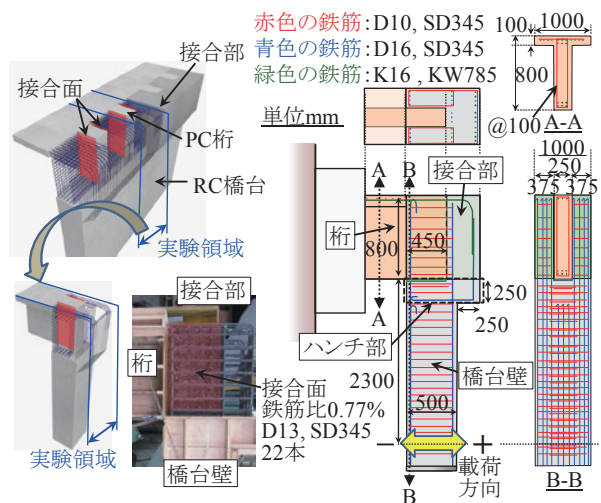


図11 地震時応答に関する実験の概要

表2 コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

橋台壁	桁	接合部
34.2	55.1	35.3

※コンクリートの最大骨材寸法13mm

表3 鉄筋の材料諸元

呼び名	規格	$f_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{sy}$ ( $\mu$ )
D10	SD345	365	179	2035
D13		363	186	1955
D16		375	174	2151
K16	KW785	803	189	4239

$f_{sy}$ : 降伏強度,  $E_s$ : ヤング係数,  $\epsilon_{sy}$ : 降伏ひずみ

### 2.3 地震時応答に関する荷重実験

地震時応答解析から、GRS一体橋梁は、設計で想定するL2地震動に対しても、桁や橋台壁などの構造要素が損傷せず、線形挙動を示すことが確認されている<sup>6)</sup>。しかし、設計で定める規模以上の地震に備え、構造要素

特集：構造物技術

ごとの損傷順序を明らかとし、修復性の容易さから RC 橋台壁のハンチ部 (図 11) 下端を先行して損傷させるのがよいと考えられる。そこで、桁・RC 橋台壁・接合部をモデル化した供試体による実験を行い、RC 橋台壁での塑性ヒンジ形成と変形性能に関する検討を行った。

図 11、表 2、表 3 に、供試体の概要、コンクリートの圧縮強度、鉄筋の諸元を示す。供試体は、桁・RC 橋台壁・接合部を模擬した実物大の 1/3 スケールの模型である。接合部・橋台壁の鉄筋は、実物大の鉄筋比と同等となるように配置した。接合面の鉄筋量は、橋台壁のハンチ部下端が先行して損傷するように設定した。RC 橋台壁の打継面と桁の接合面の処理は、遅延剤で処理し、2～3mm の凹凸を設けた。

図 12 に各部材の耐力の関係を示す。定着区間考慮とは、定着長  $20\phi$  を考慮して 320mm の定着区間が付着切れしたとする場合、定着区間非考慮とはハンチ部下端で途中定着した鉄筋の定着長を考慮しない場合である。なお、正側載荷の場合を示した。耐力図に示す  $M_y$  と  $M_u$  は、曲げ降伏耐力と曲げ耐力である。また、桁、橋台壁共に、曲げ破壊先行である。 $M_t$  は式 (1) により算定した接合面のねじり伝達耐力、 $M_d$  は曲げモーメントである。桁、接合部に先行して、橋台壁のハンチ部下端が損傷するように設計した。図 12 から橋台壁のハンチ部下端で先行して  $M_y$  が  $M_d$  以下となることがわかる。なお、接合構造では、桁は現場ヤードで製作したのちに橋台壁に架設することを想定するため、橋台壁の軸方向鉄筋は桁の架設箇所には配置できない。そのため、正および負側載荷時の橋台壁の引張鉄筋は 8 本および 11 本となり、正負載荷時の曲げ降伏耐力、曲げ耐力が異なる。載荷方法は、繰り返回数 3 回の正負交番繰り返し載荷とした。なお、基準変位  $1\delta$  は、正側載荷時の降伏変位とした。

図 13 に、荷重-変位関係を示す。変位は、接合部に固定した計測用の梁を用いて計測した載荷位置での変位であり、桁の変形や接合部の回転による変位を取り除いた橋台壁の変形のみによる変位である。併せて、鉄道標準に示す変形性能算定式<sup>12)</sup>を用いた計算値を示す。なお、計算で用いたせん断スパンは、ひび割れの状況から正側載荷時では 2.3m、負側載荷時では 2.05m とした。正および負側載荷時の橋台壁の引張鉄筋比が異なることから、正負非対称の載荷履歴となる。正側載荷では、+1 $\delta$  以降、+7 $\delta$  の 2 回目まで荷重が徐々に増加した。負側載荷では、図 14 に示すように -4 $\delta$  で RC 橋台壁のハンチ部下端にかぶりコンクリートのはく離・はく落と鉄筋の座屈が生じ、最大荷重に達した。その後、-5 $\delta$  ~ -7 $\delta$  まで荷重が徐々に低下した。正側載荷 +7 $\delta$  の 3 回目に引張鉄筋が破断し、耐力が低下した。塑性ヒンジは設計通り RC 橋台壁のハンチ部下端に形成され、破壊性状はじん性的であった。

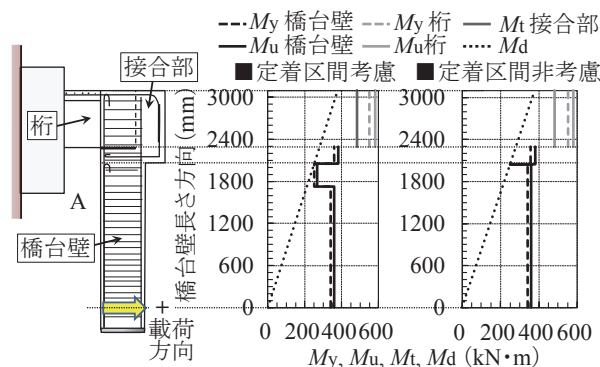


図 12 正側載荷時の耐力図

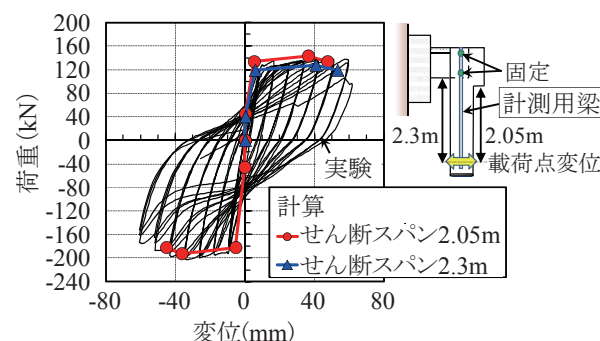
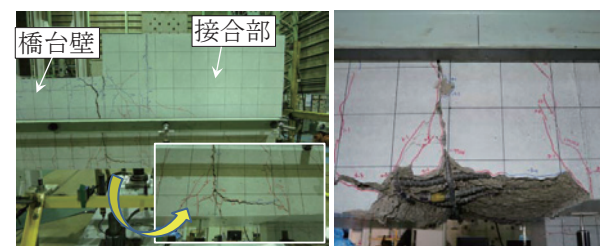


図 13 荷重 - 変位関係



(a) -4 $\delta$ , 3回目 (b) -5 $\delta$ , 3回目

図 14 損傷状況

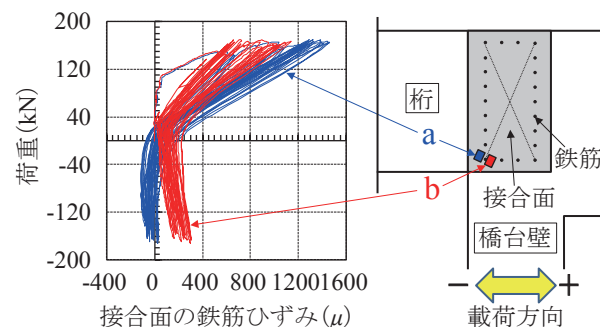


図 15 荷重 - 接合面の鉄筋ひずみ関係

接合面の耐力を設計ねじり伝達耐方式 (1) により算定した供試体を用いた実験から、設計で想定した通り、接合面よりも先に RC 橋台のハンチ部下端を損傷させ、かつ所定の変形性能を確保できることを確認した。

図 15 に、接合面の鉄筋のひずみを示す。接合面の鉄筋のひずみは、最大で正側載荷時に  $400\mu \sim 1200\mu$  程度であり、降伏ひずみには達していない。また、目視でも接合面でのずれは確認できなかった。このことから、応答解析において、接合部は剛域と仮定できると考えられる。

### 3. PCT形桁を用いたGRS一体橋梁の照査法の留意点

#### 3.1 応答値の算定

GRS一体橋梁の性能照査に用いる設計応答値は、構造要素間の相互作用、施工中および設計耐用期間内での構造系の変化や、部材の応答特性の経時変化を考慮し、設定された性能項目に応じた構造解析モデルを用いて、作用のモデル化に応じた構造解析法により算定する。

##### (1) 構造物全体系および接合部のモデル化

GRS一体橋梁は、橋梁および補強盛土が一体となり、地震時慣性力や地震時以外の作用に抵抗する。そのため、本来は構造要素間の相互作用を考慮して、各構造要素を一体としてモデル化する必要があるが、ここでは適切に荷重条件や拘束条件等の境界条件および部材モデルを設定することで、構造要素毎に分離してモデル化することとした。

図16に、橋台壁、PCT形桁、橋台壁と桁の接合部および盛土補強材の破壊の照査等で用いる構造解析モデルを示す。緩衝層ばねは、図1の橋台壁背面詳細図に示す自由長300mmと700mm区間のジオテキスタイルおよび非改良土での応答特性をモデル化したものである。

桁全体は1本の梁、接合部は剛域としてモデル化する。各主梁の応答値は、主梁と横梁、床スラブからなる格子構造モデルにより各主梁の応答分担率を算定し、それを図16で算定した桁全体の設計応答値に乗じて算定する。

##### (2) 構造解析法

PCT形桁を用いたGRS一体橋梁は、橋台壁と桁の接合により、ラーメン構造となると、桁に生じるコンクリートの収縮やクリープによる変形に加え、プレストレスによる変形が拘束されるため、収縮およびクリープの進行とともに経時的に応答が変化する。そのため、橋台壁と桁の接合時など構造系変化時のコンクリートの材齢から収縮ひずみおよびクリープ係数を用いて応答値が算定できる構造解析法を用いることとした。

##### (3) 緩衝層ばねの経時応答特性のモデル化

図17に示すように、緩衝層ばねの応答特性は、桁のコンクリートの収縮や温度伸縮による繰り返しを受けて経時的に変化する<sup>4)</sup>。そのため、設計耐用期間内でのコンクリートの収縮およびクリープによる短縮量および温度伸縮量とその繰り返し回数の履歴を考慮して、時系列で応答特性をモデル化し、コンクリートの収縮およびクリープと同様に、構造系が変化する時の緩衝層の応答特性を用いて経時解析を行うのがよい。ただし、現状では応答特性の経時変化をモデル化するには至っていないため、施工完了当初を想定した強ばねと設計耐用期間終了時を想定した弱ばねを用いて、緩衝層のモデル化を行うこととした。なお、強ばねから弱ばねへの変化の過程は

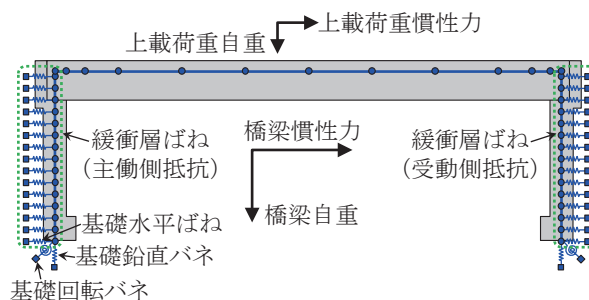


図16 構造解析モデル

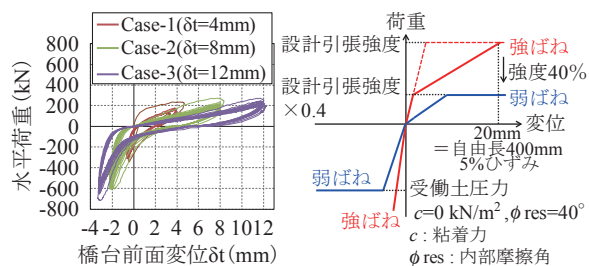


図17 緩衝層ばねの応答特性とモデル化

不明確であるため、緩衝層ばねは施工中から設計耐用期間終了時まで強ばねまたは弱ばねとしてモデル化することとした。

##### (4) 地震時応答の算定

橋長が20m以下の場合には、構造物全体の動的挙動に与える影響は、橋梁の動的挙動の影響よりも補強盛土の動的挙動の影響の方が大きい。そのため、耐震標準<sup>13)</sup>に示す土構造物照査波の最大応答加速度を用いて、桁の応答値を算定する。一方で、橋長が20mを超える場合には、補強盛土の動的挙動の影響よりも橋梁の動的挙動の影響の方が大きくなり、橋梁の動的応答を無視できないことが確認されている<sup>6)</sup>。そのため、PCT形桁の適用が想定される橋長が20mを超える場合、動的解析によることを基本とする。ただし、補強盛土が損傷しない場合には、橋梁は補強盛土と一体となっていることから、一般的なラーメン高架橋より大きな減衰を有すると考えられるが、安全側の取扱いとして、耐震標準<sup>13)</sup>に示す橋梁および高架橋用の所要降伏震度スペクトルを用いて設計応答値の算定を行ってもよい。

PCT形桁を用いた橋長40mのGRS一体橋梁を対象とした地震時応答に関する検討<sup>7)</sup>により、想定以上の地震動を受けた場合においても橋梁の全ての部材で損傷レベルは1以内となることを確認している。これは、押し込み側となる緩衝層ばねが橋梁の慣性力を負担するためである。そのため、GRS一体橋梁の地震時応答特性は、桁の温度伸縮によって、緩衝層ばねが圧縮状態にあるか、引張状態にあるかで変化する<sup>8)</sup>。PCT形桁を用いた場合には、桁の温度伸縮量が大きいため、地震時には、温度変化の影響を考慮することとした。

特集：構造物技術

3.2 盛土補強材の疲労破壊の照査

表4に、要求性能と性能項目を示す。PCT形桁を用いた場合、橋梁の乾燥収縮や温度伸縮による収縮が大きくなり、盛土補強材の伸縮量が大きい。そのため、温度変化の繰り返し（低サイクル疲労）による盛土補強材の疲労破壊の照査を行うものとする。盛土補強材の繰り返し応答特性の検討<sup>4)</sup>から、盛土補強材の伸びひずみが3%未満であれば、盛土補強材の疲労破壊は生じないとし、照査を満足することとした。

3.3 接合部の照査

設計応答値の算定では、接合部は剛域でモデル化し、桁および橋台壁の部材端で曲げモーメント、せん断力、軸力を算出する。設計限界値は、設計せん断伝達耐力式(2)、設計ねじり伝達耐力式(1)を用いて算定する。設計せん断伝達耐力の算定では、接合面に垂直に生じる平均圧縮応力度 $\sigma_{nd}^{12)}$ は0、面性状を表す係数 $b$ は2/5とする。

本接合構造では、横締めPC鋼材を用いてプレストレスを導入するため、接合面に圧縮応力が生じる。しかし、橋台壁等の外部拘束から接合部に導入されるプレストレス力が不明確であることから、接合面に生じる圧縮応力は明確ではない。そのため、安全側の判断から $\sigma_{nd} = 0$ とする。また、接合面は、遅延剤等の打継処理剤から凹凸を設けることを原則とするが、処理剤や方法、施工管理等による接合面の品質の変動や収縮等による接合面の目開き等を考慮して、 $b=2/5$ とする。

4. おわりに

本報告では、PCT形桁と補強土橋台の接合構造の開発および、特にPCT形桁を用いた場合に留意すべきGRS一体橋梁の照査法を示した。以下に、接合構造の開発で得られた結果を示す。

- (1) PCT形桁と補強土橋台を剛結する桁端埋込み方式の接合構造を提案した。
- (2) 各種実験から提案した接合構造の耐力評価法や応答解析上のモデル化を提案し、照査法を構築した。
- (3) 桁・RC橋台壁・提案した接合部をモデル化した供試体による地震時応答に関する載荷実験から、設計通りに、接合部よりも先にRC橋台壁を損傷させ、所定の変形性能が得られることを実証した。

文献

- 1) 館山勝, 青木一二三, 米澤豊司, 篠田昌弘, 渡辺健治: 耐震性に優れたセメント改良補強土橋台の開発, 鉄道総研報告, Vol.18, No.4, pp.29-34, 2004
- 2) 栗山亮介, 小島謙一, 渡辺和之, 米澤豊司, 青木一二三,

表4 要求性能と性能項目

要求性能	性能項目
安全性	破壊 (橋台壁, 桁, 接合部 (3.3), 盛土補強材)
	疲労破壊 (桁, 盛土補強材 (3.2))
	走行安全性
	安定
使用性	外観 (橋台壁, 桁)
	乗り心地
	長期・短期支持性能
復旧性	損傷 (橋台壁, 桁, 接合部, 盛土補強材)

- 佐藤貴史: 新幹線に用いる補強盛土一体橋梁の施工時挙動, 第47回地盤工学会研究発表会, 2012
- 3) 三陸鉄道北リアス線の復旧工事におけるGRS一体橋梁の適用, 橋梁と基礎, pp.106-108, 2013
- 4) 加藤久也, 森野達也, 陶山雄介, 青木一二三, 西岡英俊, 小島謙一: GRS一体橋梁の長スパン化を想定した補強盛土壁の正負交番載荷試験, 第48回地盤工学会研究発表会, pp.1543-1544, 2013
- 5) 玉井真一, 石井秀和, 高寄太一: PC桁を用いた補強盛土一体橋梁の特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.469-474, 2016
- 6) 佐々木徹也, 西岡英俊, 轟俊太郎, 玉井真一, 山崎貴之, 進藤良則: 橋長の違いがGRS一体橋梁の地震時応答に与える影響の解析的検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.70, I-117, 2015
- 7) 古屋卓稔, 下津達也, 轟俊太郎, 玉井真一, 岡本大: PRC桁を用いた補強盛土一体橋梁の常時および地震時応答に関する検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.70, V-021, 2015
- 8) 佐々木徹也, 加藤久也, 西岡英俊, 山東徹生, 西恭彦, 高野裕輔, 陶山雄介, 青木一二三: 長スパンGRS一体橋梁の温度伸縮が地震時応答に与える影響の解析的検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.69, I-402, 2014
- 9) 轟俊太郎, 岡本大, 進藤良則, 井上翔: GRS一体橋梁に用いるプレキャストPCT形桁とRC橋台の接合構造の検討, 第25回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2016
- 10) 建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.109-112, 2010
- 11) 渋谷久, 梶真也, 楠浩一, 田才晃: ソフトランディング耐震補強における圧着面での応力伝達機構に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1237-1242, 2008
- 12) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004
- 13) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 2012