

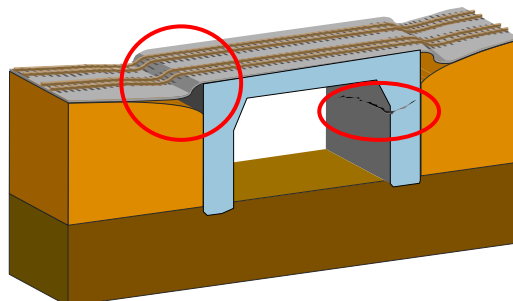
補強盛土一体橋梁による構造物境界の耐震性の向上

構造物技術研究部 基礎・土構造研究室
主任研究員 小島 謙一

1. はじめに

従来型の桁式橋梁は支承部の建設コストやメンテナンスコストが高く、また耐震性という観点において弱点箇所となっている。このような課題に対しては、支承部がなく桁と橋台が一体となったラーメン構造である一体型橋梁（インテグラル橋梁）が開発されており、欧米等を中心に広く適用されている。しかし、橋台背面においては通常の盛土構造であるため桁の温度伸縮の影響を受け、土圧の増加や盛土の沈下の恐れがあることや、地震時においても弱点箇所となる（図-1）。

この弱点を克服するために新たに補強盛土一体橋梁の開発を行った。補強盛土一体橋梁は、構造工学的に利点の高い一体型橋梁と補強盛土橋台を結合させた構造体であり、双方の特徴をあわせ持ったコストパフォーマンスに優れ、また耐震性の高い橋梁構造である。



①背面盛土の沈下，②土圧の増加・壁面工の変状

図-1 従来型一体橋梁の課題

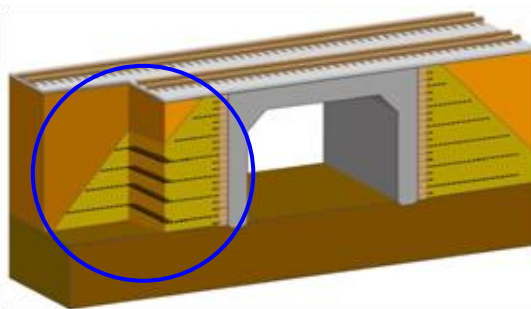
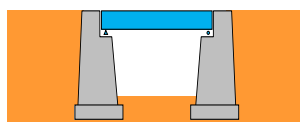


図-2 補強盛土一体橋梁の概要

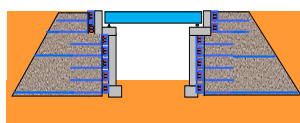
2. 補強盛土一体橋梁

図-2 に補強盛土一体橋梁のイメージ図を示す。桁と橋台を一体化させた一体型橋梁の背面を補強盛土構造で構築している。橋台と背面盛土が一体化されているため、一体型橋梁の課題であった背面盛土の沈下や低い耐震性に対して改良されており、合理的で高機能な橋梁形式である。

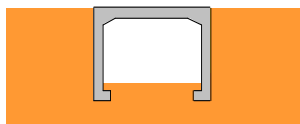
図-3, 4 に各橋梁形式における1/10モデルの模型実験結果について示す¹⁾。従来からの桁式の橋梁（重力式橋台橋梁），補強土橋台を用いた桁式の橋梁（小橋台形式），背面盛土が通常の盛土である一体



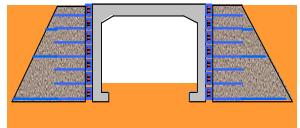
重力式橋台橋梁



GRS 擁壁橋梁



一体橋梁



GRS 一体橋梁

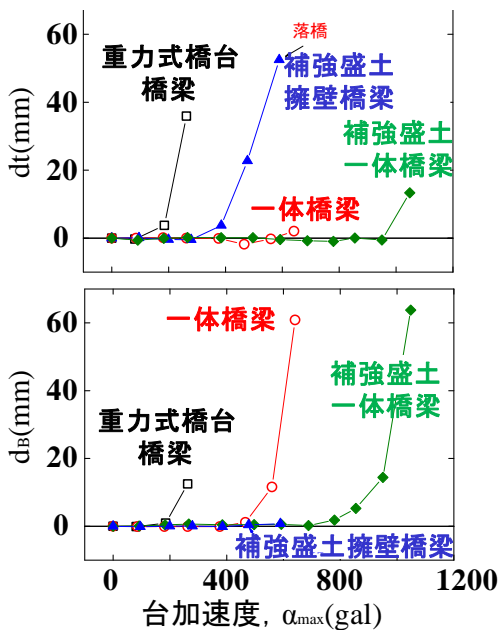


図-3 模型実験結果

型橋梁および補強盛土（GRS）一体橋梁の4つの形式について比較を行った。

図-3は橋台上部（桁の位置）(dt)と橋台下部(d_B)における水平変位である。橋台上部の水平変位をみると重力式橋台橋梁は200gal程度大きな変位が発生している。小橋台形式については補強土構造の橋台であるために400galまでは目立った変位が発生しておらず重力式橋台橋梁よりも高い耐震性を有している。しかし、桁式であることから600galで大きな変位が発生し、落橋してしまった。一体型橋梁についてはどちらの形式も600gal程度ではほとんど変位が発生しておらず、桁を橋台と一体化する効果が高いことが分かる。特に補強盛土一体橋梁は1000galまでも有意な変位は発生しなかった。

橋台下部の変位については補強盛土構造の橋台を有しているものが高い耐震性を有していることが分かり、800galまではほとんど変位が発生していない。橋台上部では大きな変位が発生しなかった背面盛土が通常の盛土である一体橋梁においても、橋台下部では600galで大きな水平変位が発生した。図-4は背面盛土の残留沈下を示している。背面盛土についても橋台下部の水平変位同様に補強盛土の効果が大きく表れている。背面盛土に補強盛土を用いた場合にはほとんど沈下が発生していない。特に補強盛土一体橋梁は1000gal以上の加振を与えても沈下は発生していない。このように補強盛土一体橋梁は、一体橋梁と補強土橋台の双方の特性を持ち合わせることで、非常に高い耐震性を有していることが確認された。

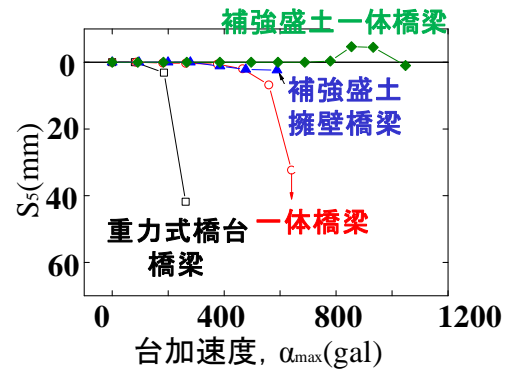


図-4 模型実験結果

3. 実物大試験橋梁

補強盛土一体橋梁の施工性の検討および温度変化に伴う挙動、地震時における耐力の確認を行うため、実物大試験橋梁を構築し、載荷試験を行った。試験橋梁は長さ14.75m、高さ4.65m、幅は単線橋梁程度の3mとした。図-5および図-6に実物大補強盛土一体橋梁の写真および一般図を示す。橋台背面の補強盛土は、試験であることから一方のアプローチブロック部をセメント改良したもの（図-6左側）と改良せず粒調砕石（M-40）のみのものの2種類を施工した。ジオシンセティクスはTa=60kN/mのものを用い、アプローチブロック以外の盛土には



図-5 実物大 GRS 一体橋梁写真

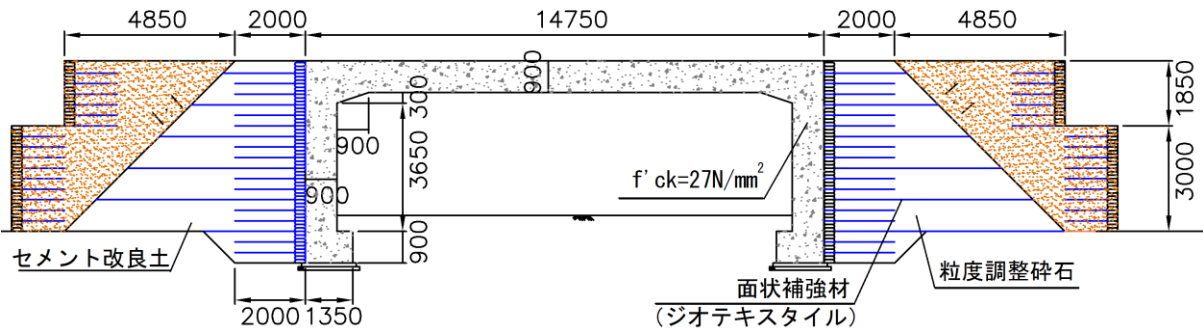


図-6 実物大補強盛土一体橋梁一般図 (mm)

クラッシュラン (C-40) を使用した。

図-7 に構築後からの長期動態計測結果の一例としてセメント改良土アプローチブロック側の補強材張力、図-8 に補強材張力のイメージ図を示す。気温が低下(冬季)すると桁が収縮するために補強材に引張り張力が発生している。逆に夏季に桁が伸びると引張り張力は減少する。補強盛土一体橋梁の特徴として気温の季節変動による桁の伸縮に対応して、一体化している補強盛土内の補強材張力が生じていることが分かる。また、セメント改良アプローチブロックの場合、手前の土のう部分の補強材のみが伸び、アプローチブロックの奥まで張力が伝達していないことが分かる。また、背面盛土における沈下はセメント改良土によるアプローチブロックで約 0.4mm、粒調碎石のアプローチブロックでも約 1.5mm と小さく、一体型橋梁で課題となっていた背面盛土の沈下が大きく改善された。(表-1 参照)

補強盛土一体橋梁の地震時の耐力を評価するために試験橋梁を用いて水平載荷試験を実施した。図-9 は試験時の状況である。4本の油圧ジャッキを用いお互いに引き合うことで水平力を与えた。図-10 に水平載荷試験の載荷ステップを示す。1ステップ 250kN とし、各ステップ 3 サイクル載荷を行い、L2地震時相当の 2000kN の水平力を与えることを目標とした。2200kN 以上の荷重については状況を見ながら 2600kN まで載荷を行った。

図-11 が試験から得られた荷重-変位関係である。図中、橋台前面側方向変位を正、背面盛土側の変位を負とした。また、荷重はセメント改良アプローチ側を正、反対側を負とした。橋台上部の水平変位は 2600kN 載荷時で約 20mm と非常に小さな値であった。

橋梁天端の水平変位は、L2地震動相当(水平震度 1.0 程度)である 2200kN 時において、セメント改良側に載荷した際のセメント改良

表-1 各試験における背面盛土の沈下量(mm)

	セメント改良側	粒調碎石側
長期計測	0.4	1.5
水平載荷	2	4

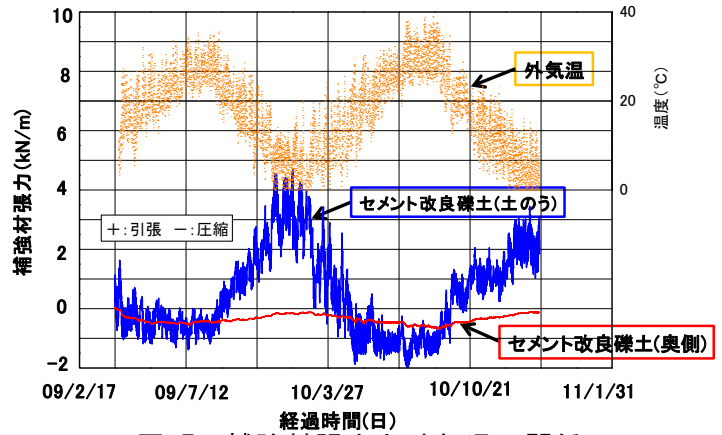
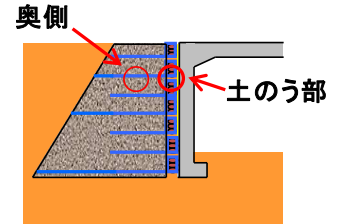
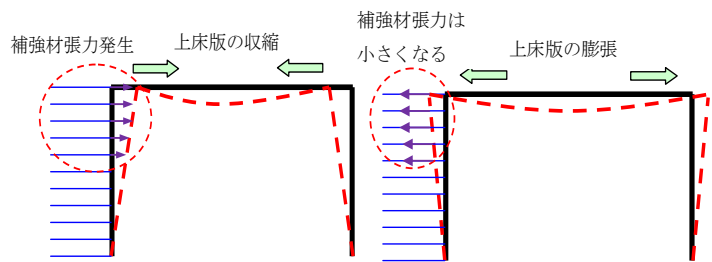


図-7 補強材張力と外気温の関係



(a) 冬季のイメージ (b) 夏季のイメージ

図-8 補強材張力のイメージ図



図-9 水平載荷試験状況写真

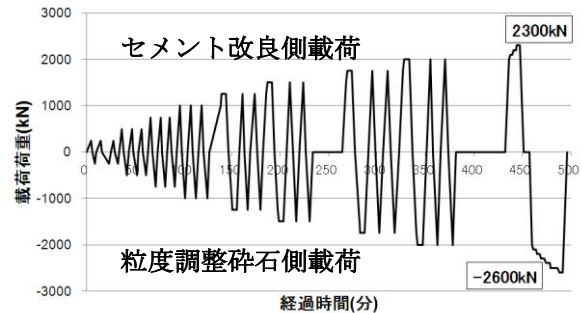


図-10 水平載荷試験の載荷ステップ

側が約 19mm, 粒度調整砕石側に載荷した際の粒度調整砕石側が約 17mm となっており, 非常に小さい変位量である. これは一体橋梁の背面が補強土体であることから, 地震時の水平力に対して, 主働側変位に対してはジオテキスタイル, 受働側変位に対しては, 側壁背面の補強土体が抵抗したためである.

また, 2600kN 載荷後の背面盛土の残留沈下はセメント改良アプローチブロックで約 2mm であり, 粒調砕石によるアプローチブロックにおいてもわずか 4mm 程度であった. これより, 本橋梁が非常に高い耐震性能を有していることが実証された(表-1 参照).

図-12 に鉄筋応力の経時変化を示す. 一体橋梁に水平力が作用すると, 設計上では隅角部に最大曲げモーメントが作用する. 粒度調整砕石側に 2600kN の水平力が作用した時, 側壁前面側の鉄筋応力に約 150N/mm² の引張応力が発生した. 実物大試験橋梁の鉄筋種別は SD345 であり, 鉄筋の降伏強度は約 345N/mm² のため, L2 地震相当の水平力が作用しても, RC 部材が降伏せず, ひび割れが発生する程度であることが分かった.

4. 新幹線における補強盛土一体橋梁

現在, 建設中である北海道新幹線において補強盛土一体橋梁が実構造物として初めて施工された. 図-13 が建設された補強盛土一体橋梁でありスパン 12m, 高さ 4.95m で, 背面盛土部にセメント改良アプローチブロックを有している. 現在, 補強盛土一体橋梁の補強材張力や鉄筋応力等の長期動態計測を行っている. 今後, 長期動態計測を継続し長期的な各部材の挙動を確認する予定である.

本研究において水平載荷試験は国土交通省からの補助金により, 北海道新幹線における長期動態計測は鉄道・運輸機構からの受託により実施いたしました. 末筆ながら, 謝意を表します. 参考文献 1) たとえば, 野尻峰広, 相澤宏幸, 平川大貴, 錦織大樹, 笹田泰雄, 龍岡文夫, 渡辺健治, 舘山勝: 模型振動台実験による各種橋梁形式の崩壊メカニズムの検討, ジオシンセティクス論文集, Vol21, pp159-166, 2006.12

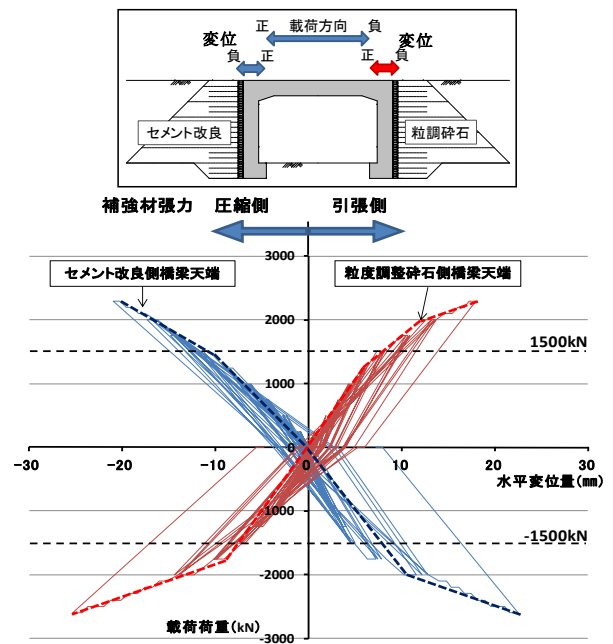


図-11 水平載荷試験による荷重-変位関係図

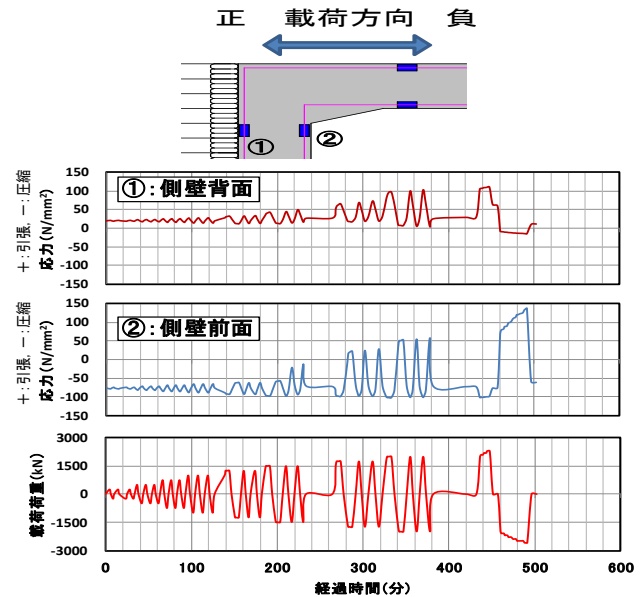


図-12 水平載荷試験による鉄筋応力の経時変化



図-13 北海道新幹線の補強盛土一体橋梁