2.3.9. 橋台背面アプローチ部と補強土壁の接続部に関する検証（橋台と補強土壁の接続部の開き）

(1) はじめに

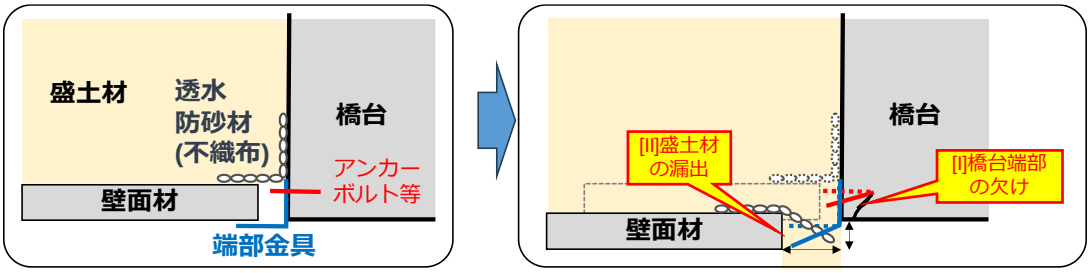
橋台と補強土壁の接続部の開きに起因して生じる橋台端部のコンクリートの欠損、盛土材の漏出について、それぞれの原因を整理し対処方法について検討した。このうち、盛土材の漏出については、橋台と補強土壁の接続部において通常想定すべきと考えられる接続部の開きを考察するとともに、盛土材の漏出抑制のために一般的に用いられる不織布の開きに対する挙動を調べるために模型実験を実施し、必要な不織布幅を検討した。また、盛土材が漏出した状態に対する措置の方法について実験的に検証するとともに、実際に措置が行われた事例の追跡調査を行い、その効果を検証した。

(2) 橋台と補強土壁の接続部の開きに起因した変状

令和６年能登半島地震等の地震では、橋台と補強土壁の接続部の開きに起因して、図-2.3.9.1(a)及び(b)のように、橋台竪壁端部のコンクリートの欠損及び盛土材の漏出が発生する事例が確認された。橋台竪壁端部のコンクリートの欠損は、直ちに橋台竪壁の挙動に問題となる変状ではないと考えられるものの、コンクリート内部の鋼材の耐久性に影響を与えるおそれがある。盛土材の漏出については、補強土壁の補強材と盛土材の間の力の伝達等、補強土壁のメカニズムを損なうおそれがある。

図- 2.3.9.1(c)は、これらの現象のイメージを示したものである。地震の際における橋台と補強土壁の挙動の違いによって補強土壁の壁面材が移動し、橋台との間で相対的な変位（開き）が生じる。接続部において橋台竪壁にアンカーボルト等で固定されていた端部調整金具に移動した壁面材が接触しアンカーボルト等の部分で橋台竪壁端部のコンクリートの欠損が生じ、また、盛土材の漏出抑制のために設置されている不織布の機能の限界を上回る開きが生じ、盛土材が漏出したものと考えられる。橋台竪壁端部のコンクリートの欠損及び盛土材の漏出への対処方針を(4)及び(5)において検討する。

(a) 橋台端部端部の Co の欠損　　(b) 盛土材の漏出



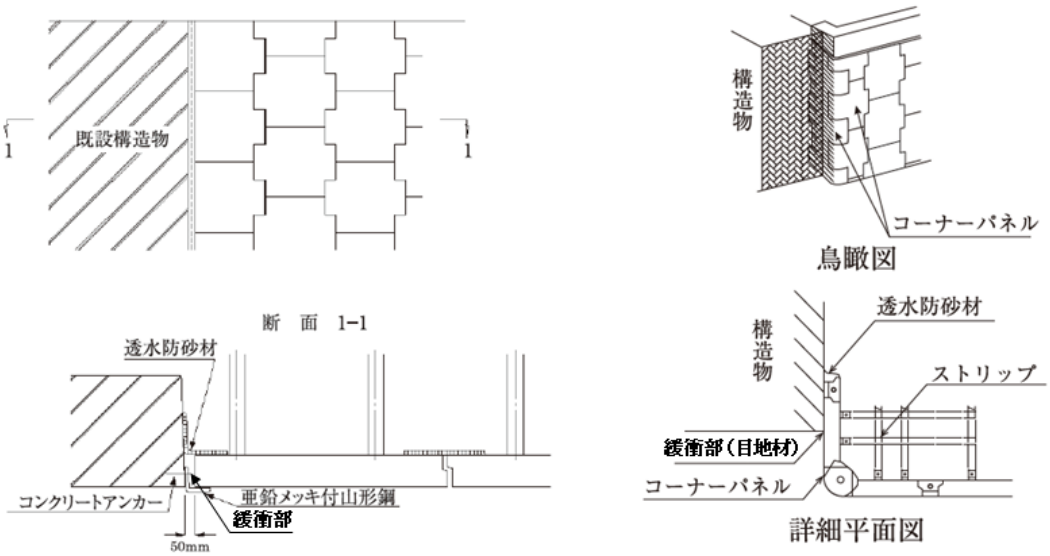
(c) 現象イメージ（平面図）

図- 2.3.9.1　橋台と補強土壁の接続部の開きに起因した変状

(3) 連続する構造物（橋台）と補強土壁の接続部の一般的な構造

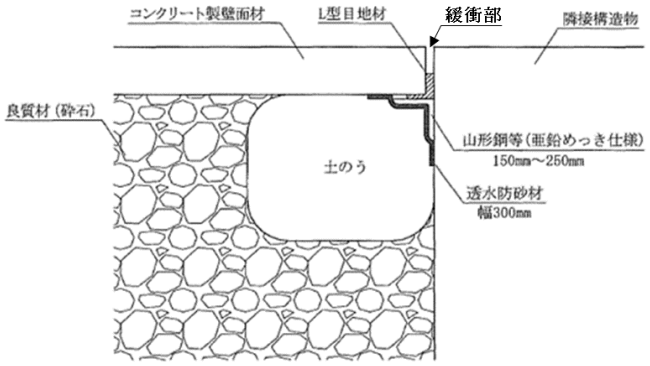
連続する構造物（橋台）と補強土壁の接続部の一般的な構造について整理する。図- 2.3.9.2 は、連続する構造物と補強土壁の接続部の構造の例を示したものである。

擁壁工指針 [2.3.9-1)]では、壁面材と連続する構造物との接続部（橋台等）には、開きによる①盛土材料のこぼれ出しや、②壁面材や連続する構造物の破損を防止するための措置を行うこととされている。さらに補強土壁工法のマニュアル [2.3.9-2)~2.3.9-4)]では、③透水防砂材（不織布）の劣化防止および遊間の目隠しをすることとされている。通常は、図- 2.3.9.2 に示したように①～③を複数の部材等によって分担することで接続部の機能を確保することが行われている（表- 2.3.9.1）。

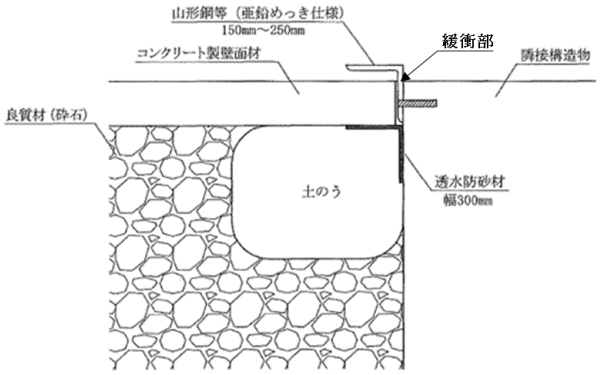


a-1）端部取付金具を使用した例　　a-2）コーナースキンを使用した例

(a) 帯鋼補強土壁の例 [2.3.9-2)]

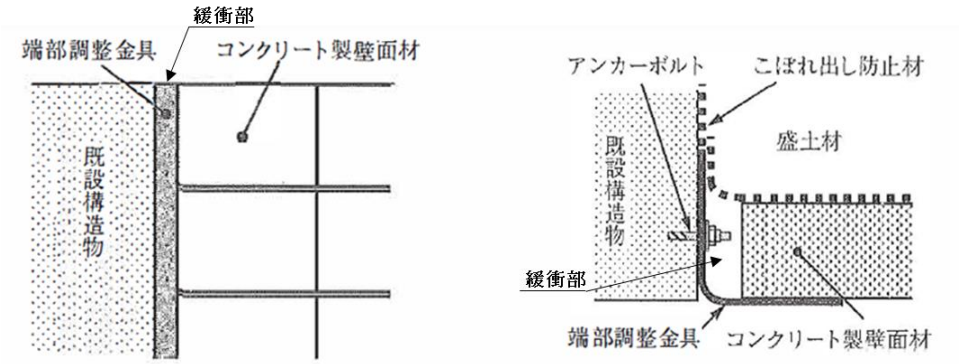


b-1）山形鋼等を背面側に配置する場合



b-2）山形鋼等を表側に配置する場合

(b) アンカー補強土壁の例 2.3.9-3)



c-1）正面図　　c-2）平面図

(c)ジオテキスタイル補強土壁の例 2.3.9-4)

図- 2.3.9.2　連続する構造物と補強土壁の接続部の構造の例

表- 2.3.9.1　壁面材と連続する構造物との接続部の機能

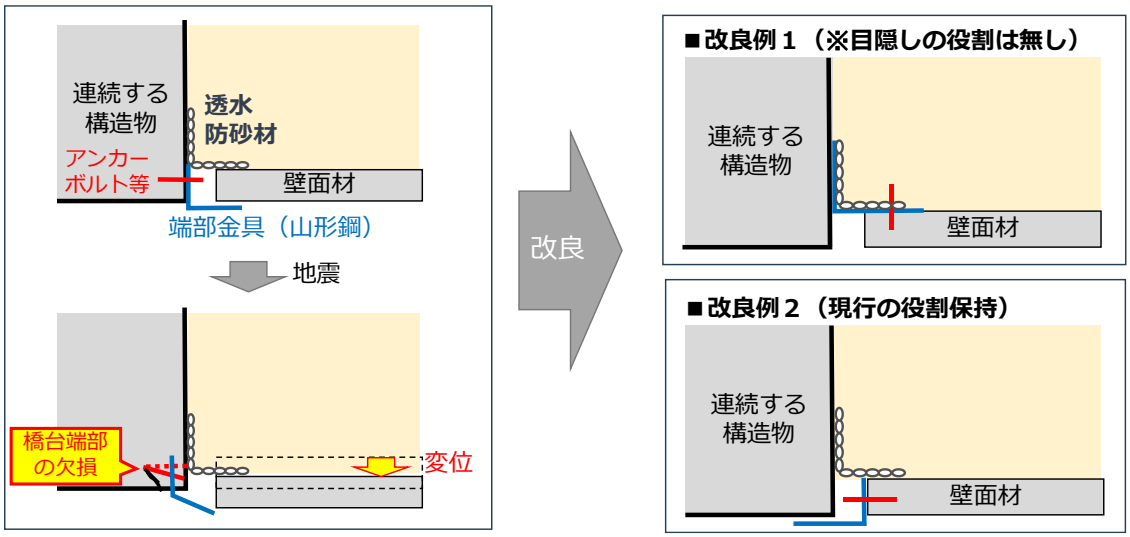
機能	部材等	
	不織布による場合 （例： 図- 2.3.9.2(a)a-1)の形式）	壁面材で巻き込む場合 （例： 図- 2.3.9.2(a)a-2)の形式）
①盛土材のこぼれ出しを抑止	透水防砂材	壁面材の折返し
②壁面材や構造物の破損防止	緩衝（空間）部	目地材
③透水防砂材（不織布）の劣化防止，遊間の目隠し	端部調整金具（山形鋼）	（壁面材の折返し）

(4) 橋台竪壁端部のコンクリート欠損への対処

ここでは、橋台竪壁端部のコンクリートの欠損の原因を整理したうえで、その対処方法について検討する。

端部調整金具（山形鋼）は、前述のとおり透水防砂材（不織布）の劣化防止、緩衝部の目隠しを目的としたものであり、橋台の竪壁にアンカーボルト等を用いて定着されることが多い。(2)に示した事例の橋台竪壁端部のコンクリートの欠損は、補強土壁と橋台の挙動の違いに起因したものであるものの、この挙動の違いが端部調整金具の取り付け方に十分に考慮されず、端部調整金具を介して壁面材から橋台に力が伝達されたことが原因で発生したと考えられる。

対処の方法としては、①端部調整金具を介して壁面材から伝達される力を考慮した橋台竪壁の構造とする方法と、②補強土壁と橋台の挙動の違いを考慮したうえで端部調整金具を介した力の伝達がなされ得ない構造とする方法が考えられる。なお、橋台の損傷要因を取り除くという観点では、②の方法とするのがよいと考えられる。図-2.3.9.3 には、②の方法による場合の構造のイメージを示した。なお、ここで示す方法はあくまで橋台等の連続構造物に損傷を与えない方法例であり、対策方法はこの限りではないことに留意されたい。



【従来】連続構造物にアンカーボルト等で定着　　【対応例】連続構造物に定着しない

図-2.3.9.3　補強土壁と橋台の挙動の違いを考慮したうえで端部調整金具を介した力の伝達がなされ得ない構造とする方法（イメージ）

⑸ 盛土材の漏出への対処

ここでは、盛土材の漏出について、その原因を整理したうえで、補強土壁と橋台の接続部において通常想定すべきと考えられる接続部の開きについて考察するとともに、開きが生じた場合の不織布の挙動に関する実験検証の結果に基づいて、その対処方法を検討する。

1) 盛土材の漏出の原因

図- 2.3.9.1(b)に示した事例を含む盛土材の漏出事例では、多くの場合その対策として不織布が設置されていた。地震後の目視確認の結果によれば、不織布には裂断は認められず不織布が引抜けることで盛土材が漏出していた。つまり、実際に生じた開き量に対して対応できる幅の不織布が設置されていなかったことが原因で発生したと考えられる。

2) 通常想定すべきと考えられる接続部の開き量

盛土材の漏出が、実際に生じた開き量に対して対応できる幅の不織布が設置されていなかったことに原因があったと考えられることを踏まえて、接続部において通常想定すべきと考えられる開きの量を考察する。

現地調査の結果によれば、補強土壁の壁面の移動は、その面外方向（一般的なはらみだし）だけではなく、地震に起因した地盤の移動等に伴って面内方向へも生じていた。前者は、補強土壁の断面の照査において想定している向きに一致するが、後者についてはこれに該当する照査は通常行われていない。このため、橋台竪壁の位置が不動であると仮定しても、その開き量を工学的計算によって精度よく算定することは現在の知見では困難と考えられる。したがって、ここでは接続部において通常想定される開きの量を次の a)及び b)の検討の結果を踏まえて設定した。

a) 動的遠心模型実験における壁面の水平変位（補強土壁の壁面の面外方向）

b) 変状事例における開き（主に補強土壁の壁面の面内方向）

以下に、これらの検討の結果について示す。

a) 動的遠心模型実験における壁面の水平変位（補強土壁の壁面の面外方向）

2.3.2 項の動的遠心模型実験の結果を再掲し、レベル２地震動に対して補強土壁の断面の照査において想定している方向（壁面の面外方向）にどの程度の水平変位が生じるかを改めて整理した。図- 2.3.9.4 は、遠心模型実験におけるフロントブロックの重心位置の水平変位と平均応答加速度の関係である。また図- 2.3.9.5 には、加速度応答ピーク時の壁面の水平変位の高さ方向の分布の例（SS04）を示した。図- 2.3.9.4 によれば、レベル２地震動に対して生じるフロントブロック重心位置の水平変位は 0.1m 程度であった。この変位は、実験で補強領域のすべりが生じ始める状態の変位の１／２倍程度以下に相当する。なお、この実験では良質な盛土材を使用し、現行の設計法に基づいて設計した条件を想定している。したがって、これらの条件が満足されるような条件であることが前提の値であることに留意が必要である。

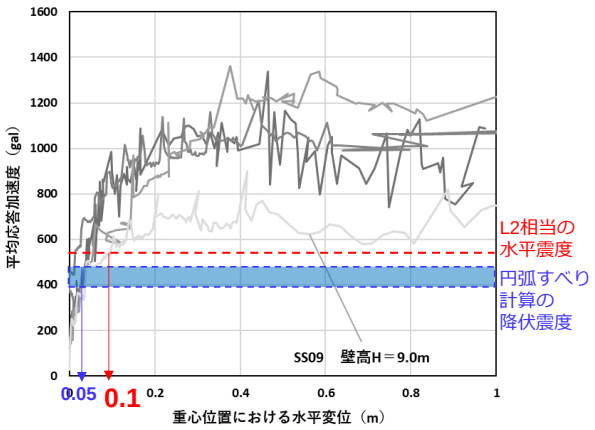


図- 2.3.9.4　遠心模型実験におけるフロントブロックの重心位置の水平変位と平均応答加速度の関係（帯鋼補強土壁の 4 ケース）

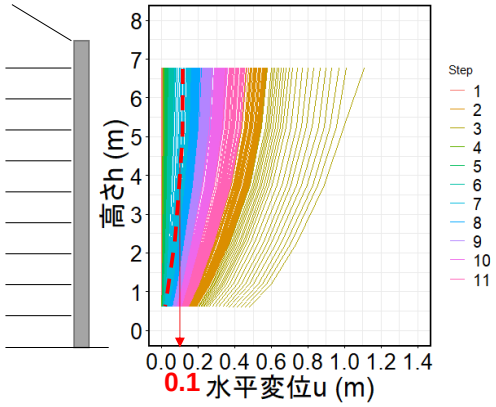


図- 2.3.9.5　加速度応答ピーク時の壁面の水平変位の高さ方向の分布（SS04 の例、赤点線が L2 地震時の最大応答を示している）

b) 変状事例における開き（主に補強土壁の壁面の面内方向）

2.3.2 項では、過去の地震において主に震度 5 強以上の揺れを観測した地域における 790 件の橋台背面アプローチ部の補強土壁及びカルバートに接続する補強土壁を対象に、現地調査の結果からその変状の特徴等を分析した。ここでは、地震後に生じた開き量を測定し統計的に整理した。図- 2.3.9.6 は、橋台と補強土壁の接続部等における開きと壁高の関係である。壁高が高いほど開きが大きいようではあるがその傾向は明瞭ではない。また、本分析で対象とした事例においては約 300 mm の開きが最大であった。データの特性を統計的に代表させるにあたっては様々な考え方があるものの、仮に既往最大の開きをもって想定すべき開きとするならば、壁高によらず 300 mm を想定すべき開きとするのが良いと考えられる。

以上より、a)動的遠心模型実験における壁面の水平変位（補強土壁の壁面の面外方向）としては 100mm 程度を、b)変状事例における開き（主に補強土壁の壁面の面内方向）としては 300mm を想定しておくのがよいと考えられる。b)において現地調査で計測された開きは、壁面材の端部と橋台の端部の直線距離を測定した結果である。そのため、主に補強土壁の壁面の面内方向の開きを反映したものであるものの、厳密にはその測定の方法から、いくぶんの壁面の面外方向の水平変位も含まれている。したがって、通常想定すべきと考えられる接続部の開き量としては、300mm の開きを想定しておけばよいと考えられる。

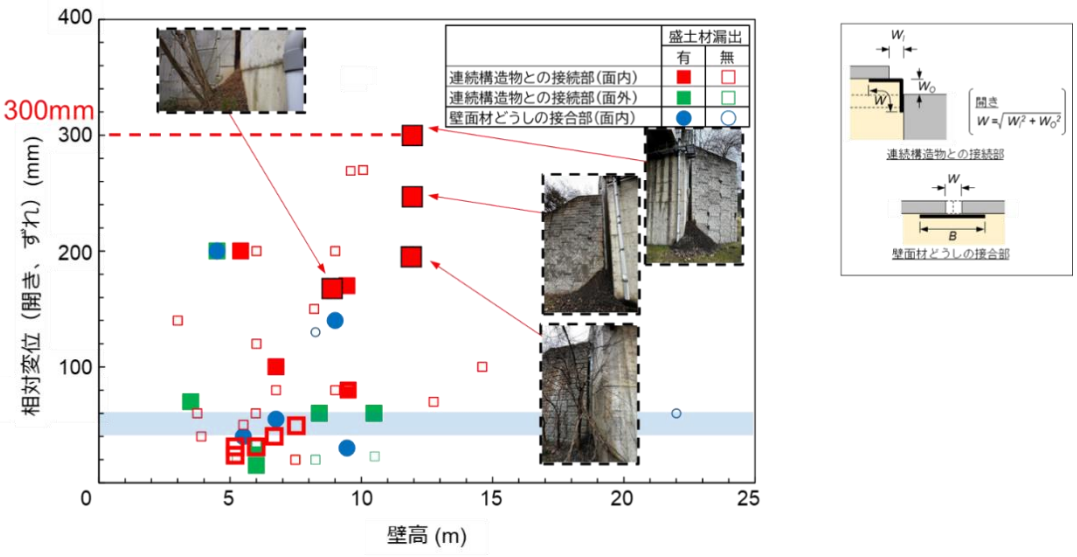


図- 2.3.9.6　橋台と補強土壁の接続部等における開きと壁高の関係（震度５強以上を観測した範囲における現地調査結果）

3) 開きに対する不織布の挙動の実験検証

開きが生じた場合の不織布の基本的な挙動について、実際に使用される不織布、壁面材等の材料を使用して実験的に検証した。ここでは、基本的な挙動を把握するために、極力単純化した条件として２枚のコンクリート平板を突き合わせた状態で開きを与えた実験について、実験の方法、実験の結果及び不織布の機能上の限界となる開き（盛土材の漏出限界となる開き）と不織布幅の関係を示す。

a) 実験の方法

任意の量の面内方向の開きを強制的に与えることのできる実験装置を作製した。図-2.3.9.7 に実験装置の概要図を示す。実験装置は、底面に部分的な開口を設けた幅 2.30 m×奥行 0.75 m×高さ 1.60m の土槽、その底面部に設置された突き合わされた２枚のコンクリート平板及びジャッキからなる。ジャッキにより突き合わされた２枚のコンクリート平板を水平に移動させることで、任意の量の開きを導入することができる。

通常、壁面は鉛直または鉛直に近い勾配であるが、図- 2.3.9.8 に示すとおりこの実験では水平、すなわち壁面材（実際には壁面材に見立てたコンクリート平板）の前面を鉛直下向きになる状態とした。これは、実験において極力大きな土被り圧を作用させることを目的に、壁面材の背面に作用する土圧に、通常の水平方向または水平に近い方向に代わって鉛直方向の土圧を用いるためである。すなわち、この実験装置においてコンクリート平板の背面に作用する土圧は、実験装置で土被り 1.5m とした場合、壁面が鉛直な場合の深さ 5.6m の位置の壁面材背面に作用するランキンの主働土圧に相当する（盛土材のせん断抵抗角を表- 2.3.9.2 に示した値とした場合）。なお、本実験ではコンクリート平板の移動に起因した不織布の挙動に着目していることから、補強土壁の補強材は設置していない。

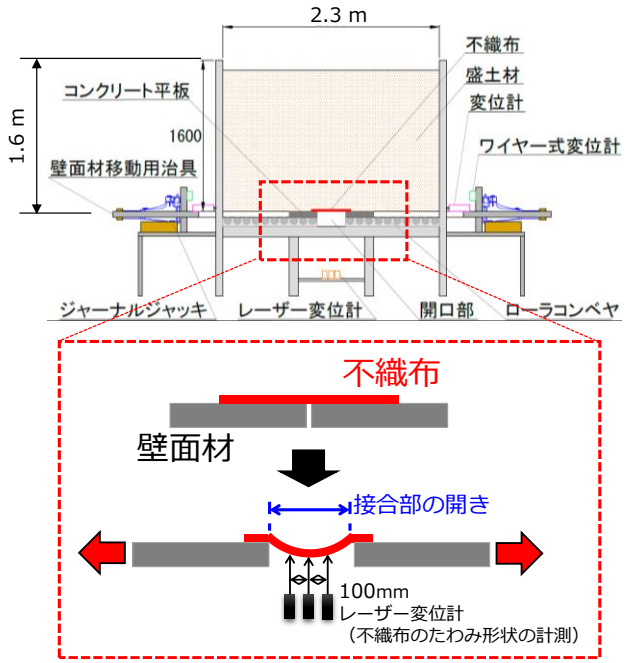


図- 2.3.9.7　実験装置及び不織布のたわみ形状の計測方法の概要図

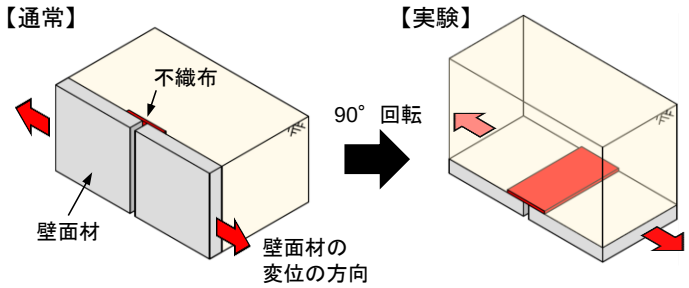


図- 2.3.9.8　実験における重力方向

盛土材には川砂を使用した。川砂の特性を表- 2.3.9.2 に示す。盛土材の漏出が発生しやすいようにその含水の程度を気乾状態とするとともに、ホッパーを用いて空中落下法により盛土を構築する際に、極力大きな間隙比が得られるよう落下高さを設定した。その結果、盛土の相対密度 D_r は 65%程度を得た。

表- 2.3.9.2　盛土材の特性

土粒子密度ρ_s (g/cm^3)	2.687
平均粒径 D_{50} (mm)	0.35
細粒分含有率 F_c (%)	5.5
最大間隙比 e_{max} (-)	0.930
最大間隙比 e_{min} (-)	0.560
せん断抵抗角 ϕ_d (°)	39.9
粘着力 c_d (kN/m^2)	4.5

実験に用いた不織布の特性を表- 2.3.9.3 に示す。実験に使用した不織布については、実際に補強土壁の盛土材漏出抑制に使用されている複数の不織布の実態を調査し、その寸法及び強度が中間的なものを選定した。

表- 2.3.9.3　不織布の特性

材料	ポリエステル連続長繊維不織布
重さ (g/m^2)	400
厚さ (mm)	4
引張強度 (N/5cm)	タテ 60、ヨコ 60
引張伸度 (%)	タテ 245、ヨコ 245

計測方法は、壁面材どうしの接合部の開きに対する不織布の挙動を調べるために、盛土材の漏出が確認されるまで壁面材を片側 10 mm/min の載荷速さで両側同時に移動させ、図- 2.3.9.7 に示すように、①接合部の開き W、②不織布中央のたわみ d_{ctr}、③不織布の引抜け量 d_{po} を計測した。

b) 実験ケース

不織布の幅、土被り圧、不織布の粗度及び不織布の剛性をパラメーターとして、7 ケースの実験を行った。

表- 2.3.9.4 に実験ケースの概要を図- 2.3.9.9 に不織布の配置の概要図を示す。なお、実験装置の構造上の制約から、壁面材を所定の方向に移動させるためにガイドを設けた一方で、このガイドによって不織布の盛土材の漏出抑制機能に影響を与えることはこの実験では意図していない。そのため、挙動を評価する範囲の不織布に対するガイドの影響を回避するために、影響の緩和区間として補助不織布を設置した。この補助不織布に対して、評価のために用いる不織布を主不織布と呼ぶこととする。

主不織布と補助不織布がラップする幅はすべてのケースで 75 mm に固定した。実験模型の構造上の制約からやむを得ず設置している補助不織布が、盛土材漏出抑制に影響を与えていないとみなせる幅を把握するために、Case1 では補助不織布幅 200 mm、検証区間 200 mm、Case2 では補助不織布幅:100 mm、検証区間 400 mm として比較した。比較の結果、Case1 の補助不織布幅、検証区間を基本ケースとして設定した。

Case3 では、不織布幅が盛土材漏出抑制に与える影響を確認するために、主不織布幅を 500 mm とした。

Case4 では、土被り圧を変えた場合の不織布の盛土材漏出抑制機能への影響を確認した。具体的には、他のケースの土被り圧が 22.1 kN/m^2 のところ、約 4 割の 9.6 kN/m^2 とした。

Case5 では壁面材背面が仕上げ方法や経年等によりその粗度が変わるおそれを踏まえて、壁面材の粗度を意図的に下げることを条件とした。具体的には、壁面材の摩擦抵抗力を極力下げるために、壁面材の表面に主不織布とは別の不織布を接着材で貼り付けることで摩擦抵抗の軽減を図った。なお、本ケースの実施に先立ち、「不織布－コンクリート（コテ仕上げ）」と「不織布－不織布」の摩擦特性の確認を行った。表- 2.3.9.4 に摩擦係数を示す。Case5 における主不織布に働く摩擦抵抗力は他のケースの半分程度である。

Case6 では、不織布の粗度を軽減した影響を確認するため、主不織布の両面に不織布を設置した。さらに、主不織布が引抜けやすくなるよう、主不織布の上面に設置した不織布を中央で分割した。

Case7 では、不織布の剛性の違いによる影響を確認するために、主不織布を２枚重ねとした。

表- 2.3.9.4　実験ケース一覧

	主不織布幅(mm)	土被り圧 (kN/m^2)	不織布表面の状態 [摩擦係数]	不織布の枚数	概要
Case1	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	基本ケース
Case2	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	実験装置の検証のため、補助不織布を100mm、検証区間を400mm
Case3	500	22.1	上面:盛土材 下面:不織布[0.23]	1	主不織布と壁面材の間の摩擦抵抗を小さくした。
Case4	300	9.6	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	主不織布幅を大きくした。
Case5	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	土被り圧を小さくした。
Case6	300	22.1	上面:不織布[0.23] 下面:不織布[0.23]	1	主不織布の両面に不織布を設置するとともに、主不織布が引き抜けやすくなるよう主不織布上面の不織布を中央で分割した。
Case7	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	2	不織布を2枚重ねし、剛性を高くした。

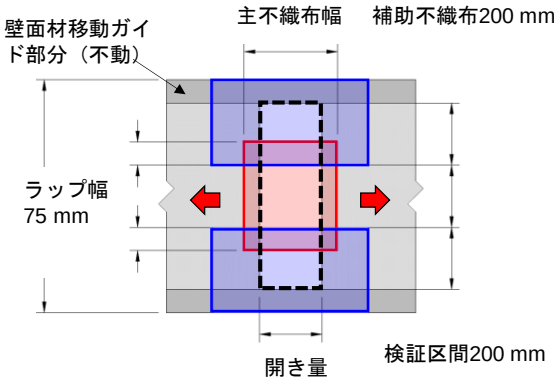


図- 2.3.9.9　不織布の配置の概要図

c) 実験の結果

図- 2.3.9.10 に、計測された接合部の開き W と不織布中央のたわみ d_{ctr} の関係を示す。図には、不織布の機能の限界となる開きに達することで盛土材が漏出した状態（以後「盛土材漏出限界」という。）を×で表記している。

接合部の開き W が盛土材漏出限界点に近付くにつれて不織布中央のたわみ量が急増していることが確認された。不織布の両端は、どちらかに偏ることなくほぼ均等に引き抜けた。たわみが増加しいったん盛土材が漏出すると、一気に不織布が抜け落ちることが確認された。なお、実験では不織布の裂断は発生していない。実験では、土被り圧、剛性、粗度の影響を確認するために条件を設定したものの、これらの条件は不織布の盛土材漏出抑制の機能に対しては有意な影響を与えなかった。本実験の条件の範囲では、これらの影響は無視して扱うことができると考えられる。これに対して、不織布の幅の影響は大きく、不織布の幅を広くするとより大きな開きまで盛土材の漏出を抑制可能であった。

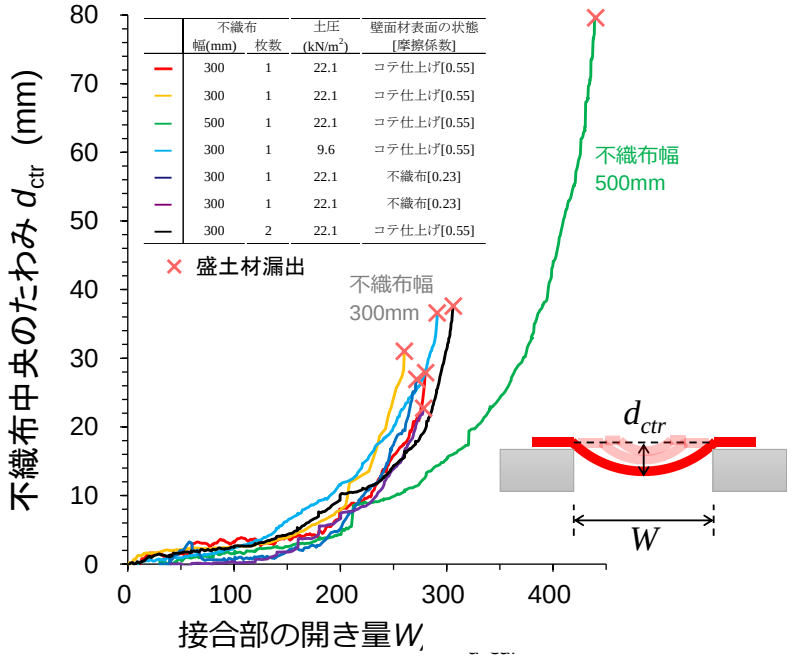


図- 2.3.9.10　開きと不織布たわみの関係

d) 漏出限界となる開きと不織布幅の関係

図- 2.3.9.11 に有効不織布幅と盛土材漏出限界点に対応する開きの関係を示す。さらに、変状事例との比較のため、壁面材どうしの接合部の開きにより盛土材が漏出した事例の計測結果もプロットした。この事例では、部分的に不織布の端部が露出した状態であり、発生した開きに対してわずかに盛土材漏出限界を超えた状態であったと考えられる。なお、変状事例の補強土壁では壁面材どうしの接合部と不織布端部の位置関係が一様でないため、この影響を考慮するために不織布の端部と接合部までの距離の最小値の両側の和を有効不織布幅 B_e と定義した。

実験における盛土材漏出限界点の開き W_u と有効不織布幅 B_e の関係について、１次関数で表すと、$W_u = 0.86 B_e$ の関係が得られる。つまり、設定された開きを 0.86 で除した値が盛土材を漏出させたいために必要な不織布幅ということとなる。

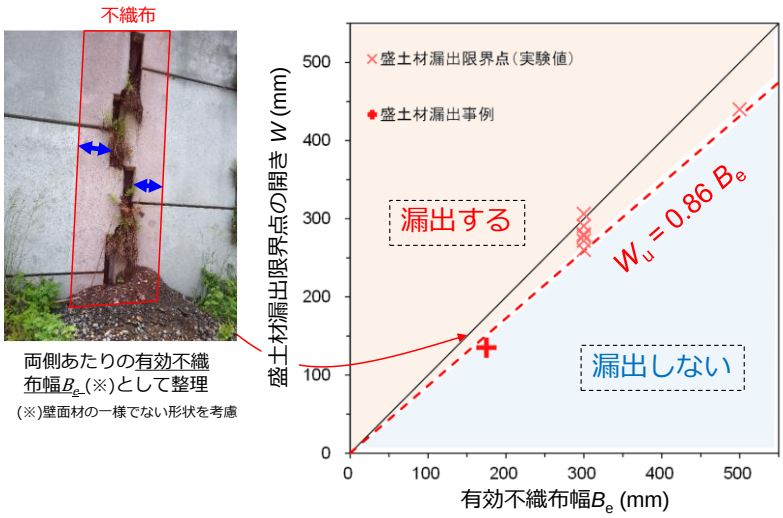


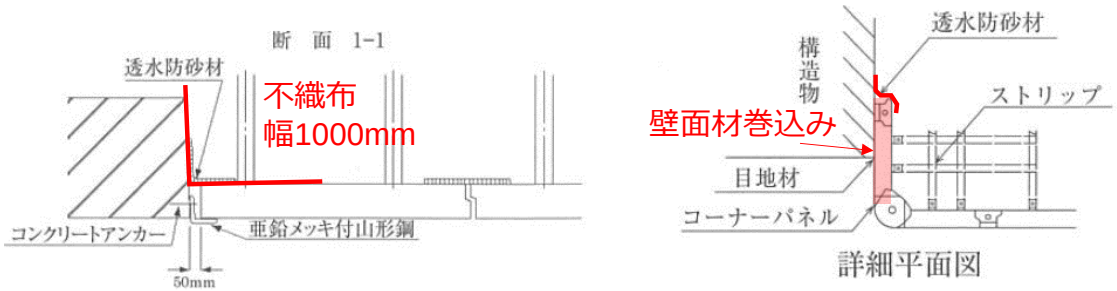
図- 2.3.9.11　不織布の幅－盛土材が漏出したときの開き

4) 盛土材漏出対策（案）

補強土壁と橋台の接続部の開きに起因した盛土材の漏出への対処方法を検討する。

通常想定すべきと考えられる開きについては、本項 2)で示した方法による検討結果によれば 300mm を考慮することになる。

この開きに対して、盛土材の漏出抑制のために一般的に用いられている不織布により対処する場合には、本項 3)の実験結果に基づくと不織布の幅として 349 mm（=300mm/0.86）が必要となる。これに、不織布の片側だけが抜けるなどの挙動の不確実さに対する余裕を持たせることを考えると、幅 1000mm 以上とするのがよいと考えられる。また、ここで示した不織布以外の対処方法による場合には、不織布による場合と同等の性能となるように検証するのがよいと考えられる。さらに、壁高が高いなど補強土壁の挙動に、より高い信頼性を確保することが求められる場合には、壁面材で巻き込む構造等も個別に検討するのも一案と考えられる（図- 2.3.9.12）。



(a)不織布による対策　　(b)壁面材巻込みによる対策

図- 2.3.9.12　橋台と補強土壁の接続部の構造の例

(6) 盛土材が漏出した場合の措置

補強土壁と橋台の接続部における開きに起因して盛土材が漏出した状態に対する措置の方法について検討した。ここでは、地震の直後等において比較的早期に措置を講じることが可能となるよう、使用する材料の入手の容易さを考慮して、当て板による開口部の閉塞と天端からの盛土材を再充填する方法について、その効果を実験的に検証した事例を示す。さらに、地震により開きが生じ、この方法により実際に措置が行われた補強土壁について、その後に発生した震度 6 弱の地震の際に追跡調査を行い、その効果を検証した。以下に、これらの結果を示す。

1) 実験検証事例

当て板による開口部の閉塞と天端からの盛土材を再充填する方法の方法について、その効果を実験的に検証した事例[2.3.9-5), 2.3.9-6)]を示す。この実験では、盛土材が漏出した状態を模擬した実大模型に対して強制的に開口を設けて盛土材を漏出させた状態で、開口部の閉塞（当て板）及び天端からの盛土材の再充填を実施した。措置の前後等において、人工的に降雨を与え、壁面変位、補強材張力等を測定し効果を検証した。

a) 実験方法

実験は、国立研究開発法人土木研究所の屋内ピットに構築した壁高 H = 6.0m の帯鋼補強土壁の実大模型（図- 2.3.9.13）に対して実施した。なお、当実大模型の断面は、盛土材の単位体積重量 γ = 19.0kN/m^3、せん断抵抗角 ϕ= 30°、粘着力 c=0kN/m^2、載荷重及び水位等無しの設計条件にて帯鋼補強土壁のマニュアル[2.3.9-2)]で示している設計手法に従って決定した。連続構造物との接続部を想定した土槽端部に位置する壁面材に、任意のタイミングで幅 0.3m×高さ 6m の範囲の開口を設けられる細工をあらかじめ施した。

補強土壁の天端から 3m の高さに降雨装置を設置し、補強土壁の天端に人工的に降雨を与えた。①初期状態、②接続部の開きが生じた状態（接続部に開口部を設けた後）及び③措置を講じた状態（当て板により閉塞し砕石を充填した後）に対して降雨を与えて、それぞれの状態における補強土壁の挙動を調べた。時間雨量は約 30 mm/hr とし、各状態の総雨量が 1600 mm 程度となるまで継続させ、補強材ひずみおよび壁面の変位等を計測した。

②接続部の開きが生じた状態では、降雨の進行に伴って開口部から盛土材が漏出した。降雨の継続とともに盛土材の漏出が進行し、最終的には約 2.6 m^3（補強領域の体積比 1.8%）の盛土材が漏出し、補強土壁の盛土天端部には陥没が発生した。図- 2.3.9.14 に盛土材が漏出したことで空洞となった範囲を示す。その後、盛土材が漏出した状態に対する措置としてこの空洞に砕石を充填した。具体的には、開口部を当て板により閉塞し、陥没した天端から砕石（C-40）を空洞が埋まるまで自由落下させ、天端高さにて敷均した。表- 2.3.9.5 に本実験に用いた盛土材及び充填に使用した砕石の土質試験結果を、図- 2.3.9.15 に砕石の充填状況を示す。

図- 2.3.9.13　実大補強土壁模型（壁高 $H = 6.0$m）[2.3.9-6)]

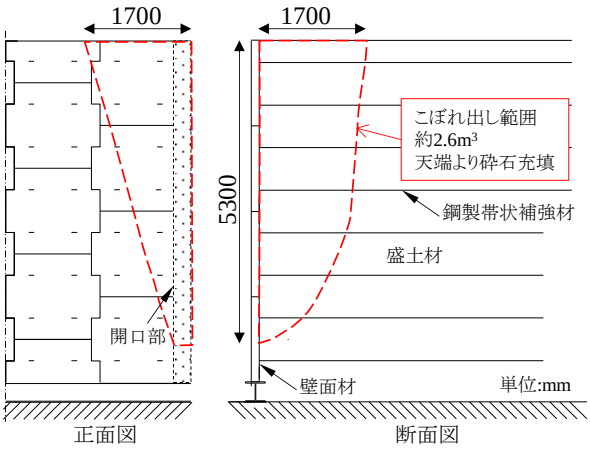
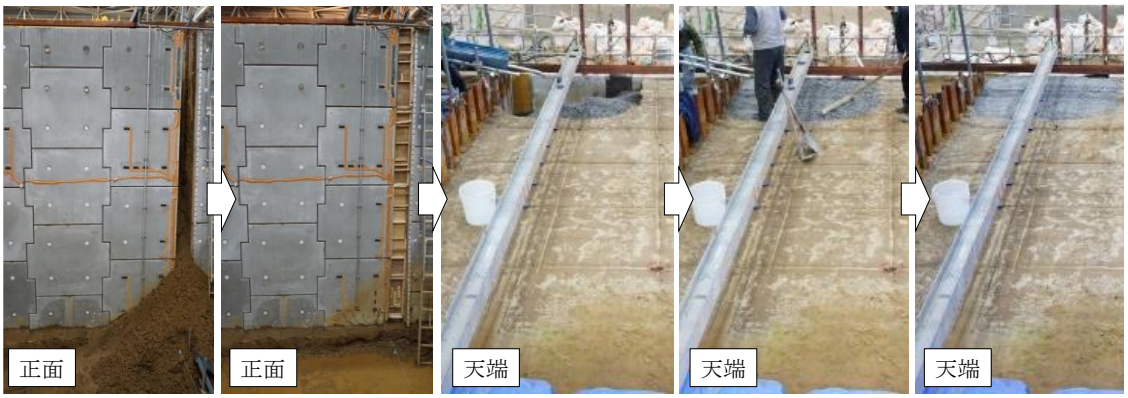


図- 2.3.9.14　盛土材の漏出範囲 [2.3.9-6)]

表- 2.3.9.5　盛土材の土質試験結果

土粒子の密度	g/cm³	2.659
細粒分含有率	%	5.2
せん断抵抗角	°	19.7
粘着力	kN/m²	6.3
最適含水比	%	15.0
最大乾燥密度	g/cm³	1.679
締固め度	%	85



②接続部の開きが生じた状態　当て板により閉塞　砕石の充填　上面の整形　③措置を講じた状態

図- 2.3.9.15　措置の手順 [2.3.9-6)]

b) 実験結果

図- 2.3.9.16 に、①初期状態における約 1600mm 降雨時、②接続部の開きが生じた状態における約 1600mm 降雨時、③措置を講じた状態、④③における約 1600mm 降雨時の壁面の水平変位と補強材の張力の分布を示す。各状態へ移行する際に、壁面の水平変位及び補強材の張力が増減した。補強材の張力については、①から②への移行によって顕著に低下した。その後、③及び④では計測していた全段の補強材の張力が増加した。張力の低下は、盛土材の漏出に伴って壁面材の背面に作用する土圧や盛土内の有効応力が低下したことが要因と考えられる。対して張力の増加は、砕石の充填による逆の変化に起因したものであると考えられる。なお、①と③または④を比べると、一部の補強材については③または④の時点での張力は①の時点での張力までには増加していない。これは、盛土の転圧締固めと自由落下による砕石充填において、ポアソン効果に起因した有効応力の変化の程度が異なることなどによる影響と考えられる。一方で、壁面変位については③の状態で計測した最上段の位置で 7mm 前面側に変位したものの、その後の④で降雨を与えても変位の増加は 0.3mm 程度であった。図- 2.3.9.17 に累積雨量と壁面（最上部）の水平変位の関係を示す。接続部に開きを導入し盛土材が漏出した状態と比較すると、開口部閉塞・砕石充填後の状態においては壁面の変位に目立った変化は認められず、その推移は接続部に開きを導入する前の状態と大きく異なるものではないことが確認された。これは既往の研究 2)における漏出の模型実験と同等の傾向が認められた。

以上より、本実験の条件では、2.6m^3（補強領域の体積比 1.8%）程度の漏出であれば、開口部を閉塞して盛土材を再充填すれば、その後、補強土壁に生じる不具合が急激に進行するようなことはないことが確認された。

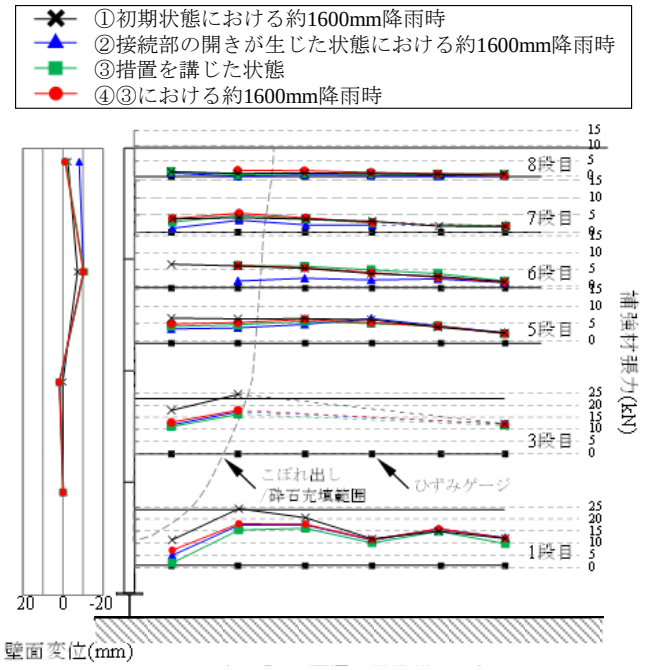


図- 2.3.9.16　壁面変位及び補強材の張力分布 [2.3.9-6)]

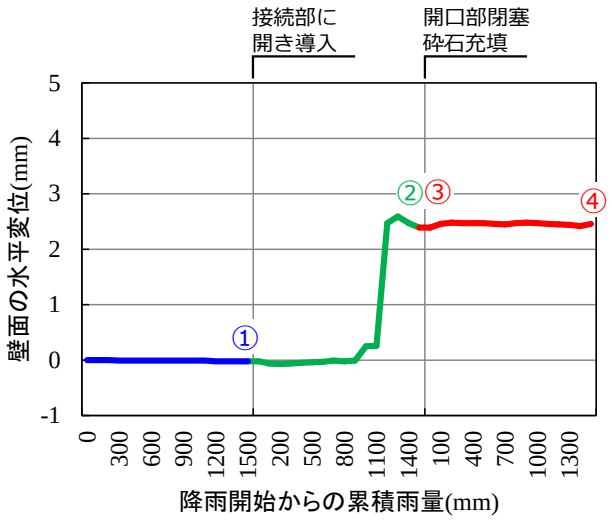


図- 2.3.9.17　累積雨量と壁面（最上部）の水平変位の推移 [2.3.9-6)]

2) 措置事例

地震により開きが生じ、この方法により実際に措置が行われた補強土壁について、その後に発生した震度 6 弱の地震の際に追跡調査を行い、その効果を検証した。そのうえで、追跡調査の結果認められた課題点を整理した。

当該事例の補強土壁は、橋台背面アプローチ部に設置された壁高約 10m の補強土壁である。2011 年東北太平洋沖地震の際に、図- 2.3.9.18 に示すように橋台と補強土壁の接続部において約 6cm のずれ及び約 6cm の開きが生じ盛土材が漏出した。この接続部の開きに対する措置として、図- 2.3.9.19 のように鋼板により開口部を閉塞し天端から盛土材の充填が行われた。

(a) 全景　　(b) 漏出した盛土材

図- 2.3.9.18　盛土材漏出（地震後）2011 年東北太平洋沖地震（震度 6 弱）

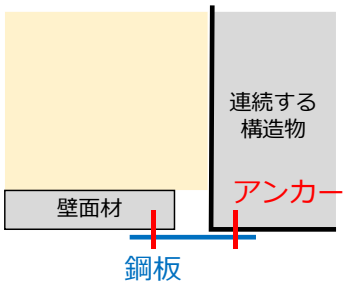


図- 2.3.9.19　措置のイメージ図

約 10 年後の 2021 年 2 月 13 日に福島県沖の地震が発生し、当該補強土壁の位置する範囲において震度 6 弱の揺れが発生した。図- 2.3.9.20 は地震後の接続部の外観である。この地震による盛土材の漏出は発生しておらず、措置の機能が維持されていることが確認された。ただし、図- 2.3.9.20 (b)のように鋼板の腐食が認められることから、耐久性を考慮して閉塞に使用する材料の選定等を行う必要があると考えられる。また、接続部の開きが進行することを想定し、図- 2.3.9.21 のような構造も検討した方がよい。今後も継続的に観察し、長期的に措置の効果を検証していくことが課題である。

(a) 全景　　(b) 下部のクローズアップ（漏出無し）

図- 2.3.9.20　2021 年 2 月 13 日に発生した福島県沖の地震（震度 6 弱）の後の状態

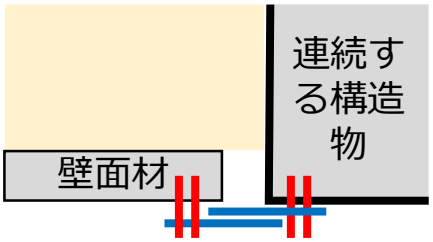


図- 2.3.9.21　開きに対応した構造（検討中）

(7) まとめ

橋台と補強土壁の接続部の開きに起因して生じる橋台端部のコンクリートの欠損、盛土材の漏出について、それぞれの原因を整理し対処方法について検討した。このうち、盛土材の漏出については、補強土壁と橋台の接続部において通常想定すべきと考えられる接続部の開きについて考察するとともに、開きが生じた場合の不織布の挙動を調べるために模型実験を実施した。その結果に基づき、不織布の機能上の限界となる開きと不織布幅の関係を評価し、通常想定すべきと考えられる接続部の開きに対して必要な不織布幅を検討した。また、開きに起因して盛土材が漏出した状態に対する措置の方法について実験的に検証するとともに、実際に措置が行われた事例の追跡調査を行い、その効果を検証した。

本検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

・令和６年能登半島地震等の地震では、[I]変位した壁面材と端部調整金具（山形鋼）が接触し、橋台端部のコンクリートが欠損、[II]接続部が面内方向に開き、盛土材の漏出が発生した事例が確認された。

＜橋台端部のコンクリート欠損への対処について＞

・[I]に対しては、補強土壁と橋台の挙動の違いを端部調整金具の取り付け方に考慮しきれていなかったことが原因。壁面材が変位した際に定着部に起因した損傷を防止するために、定着の方法を改良する（連続する構造物に定着しない）。

＜盛土材の漏出への対処について＞

・[II]に対しては、不織布の幅が、実際に生じた接続部の開き量に対応できるものでなかったことが原因であると考えられる。したがって、想定すべき開きの量を設定し、これに対して対策を講じる必要がある。
・変状事例及び動的遠心模型実験の結果に基づくと、面内方向 300mm、面外方向 100mm 程度は想定すべきと考えられる。
・開きが生じた場合の不織布の挙動を、実際に用いられている不織布、壁面材等の材料を使用して実験的に検証した。その結果、不織布により対策する場合には、想定すべきと考えられる 300mm の開きに対しては、349mm(=300mm/0.86)の不織布が必要となる。
・これに、不織布の片側だけが抜けるなどの挙動の不確実さや施工誤差への対応として余裕を持たせるために幅 1000mm 以上とするのがよいと考えられる。

＜盛土材の漏出に対する措置について＞

・盛土材の漏出に対する措置として、開口部を閉塞（当て板）し、天端から盛土材を充填する方法の効果について実大模型を用いて実験的に検証した。本実験の条件では、2.6m^3（補

強領域の体積比 1.8%）程度の漏出であれば、開口部を閉塞して盛土材を再充填すれば、その後、補強土壁に生じる不具合が急激に進行するようなことはないことが確認された。

・実際に措置が行われた事例において、その後の震度６弱の地震においても機能が維持されていることが確認された。ただし、閉塞に使用した鋼板の腐食が認められることから、耐久性を考慮して材料の選定等を行う必要があると考えられる。今後も継続的に観察し、長期的に措置の効果を検証していくことが課題である。

参考文献

2.3.9-1) 公益社団法人 日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，丸善出版，2012

2.3.9-2) 一般財団法人 土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法 設計・施工マニュアル 第４回改訂版，2014

2.3.9-3) 一般財団法人 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第４版，2014

2.3.9-4) 一般財団法人 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版，2013

2.3.9-5) 藤田智弘，新田武彦，佐藤登，宮武裕昭：補強土壁の降雨作用およびこぼれだしが性能に与える影響，土木学会第 74 回年次学術講演会，III-161，2019

2.3.9-6) 新田武彦，佐藤登，木村隆志，志村直紀：盛土材がこぼれ出した補強土壁の修復手法に関する検討，土木学会第 74 回年次学術講演会，III-168，2019