

2.3.4. 両側に壁面を有する構造の補強土壁の地震時挙動の分析

(1) はじめに

本項では、橋台アプローチ部に適用される補強土壁のうち、適用される頻度が比較的高い両側に壁面を有する構造の補強土壁（以下、両面補強土壁とする。）について、一般的な片側に壁面を有する構造の補強土壁（以下、片面補強土壁とする。）として扱うことのできる条件を明確にすることを目的とする。両面補強土壁の一般的な構造を図-2.3.4.1に示す。

ここではまず、海外における両面補強土壁の設計法を整理するとともに、国内における両面補強土壁の実態を調査し、壁高や壁面の離隔の傾向や変状事例等について整理を行った。次に、両面補強土壁を対象とした模型実験によって地震時の挙動の確認を行った。なお、本項で取り扱う両面補強土壁には補強材を連結した連結型と補強材を連結していない非連結型があり、非連結型のうち、両側の補強材が重なり合わない構造を独立型、両側の補強材が重なり合う構造を嵌合型と称す。

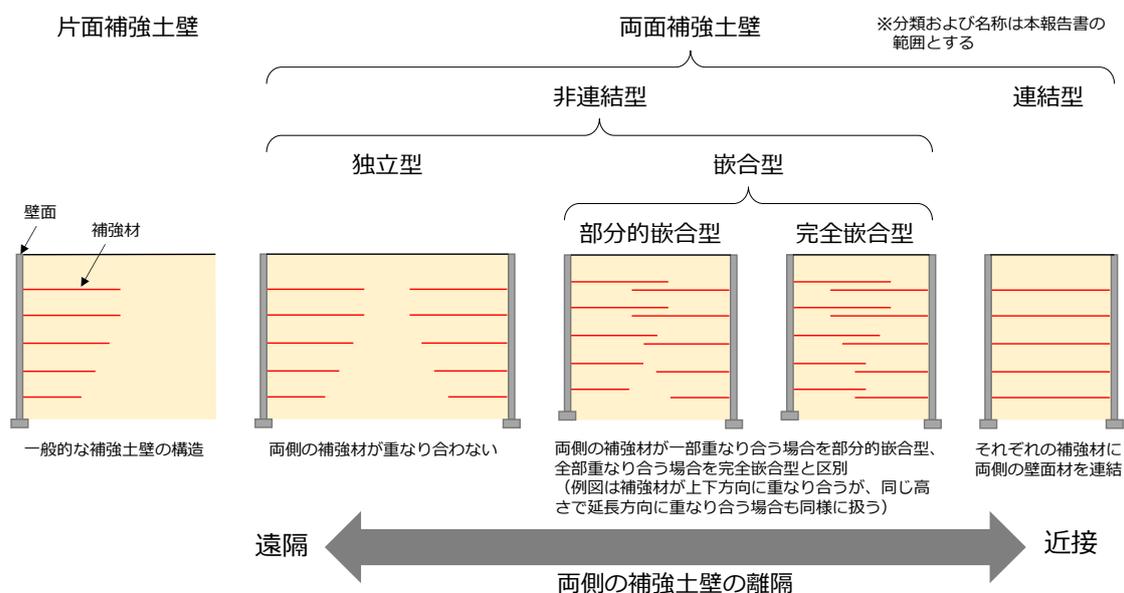


図-2.3.4.1 両面補強土壁の一般的な構造

(2) 海外における両面補強土壁の設計法の整理

海外において両面補強土壁の盛土の設計の考え方について整理を行った。整理を行った基準類を表-2.3.4.1に示す。これらのうち、AASHTO、BS EN、Eurocode 7については具体的な記述は無かった。

以下に、具体的な記載がなされていた FHWA、CEDD Geoguide 6 および Terre Armée Internationale について、その概要を示す。

表-2.3.4.1 海外の基準類における両面補強土壁に関する設計法や留意点等の取り扱いに関する整理

国・地域	基準	取り扱いの有無
アメリカ合衆国	FHWA-NHI-10-024 ^{2.3.4-1)}	あり
香港	CEDD Geoguide 6 ^{2.3.4-2)}	あり
フランス	Terre Armée Internationale ^{2.3.4-3)}	あり
アメリカ合衆国	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications ^{2.3.4-4)}	なし
欧州	BS EN 14475 ^{2.3.4-5)}	なし
欧州	EN 1997 Eurocode7 ^{2.3.4-6)}	なし

1) FHWA (Federal Highway Administration) -NHI-10-024

FHWA(アメリカ連邦高速道路局)の基準において両面補強土壁の盛土の設計法は、表-2.3.4.2に示す通り両面補強土壁の背面側の離隔および構造形式に応じて4種類(独立型、A型、B型、連結型)に分類される。

独立型は補強土壁の補強領域(補強材が配置されている領域)より背面側の主働域が、背面側の補強土壁の補強領域に干渉しない範囲で適用され、設計土圧は一般的な片面補強土壁と同様に補強領域の背面に主働側圧を考慮する従来の設計法が適用される。A型は両方の補強土壁の離隔が十分確保され、補強材の重なりはなく独立した補強土壁として設計できる。両方の補強土壁(補強領域含む)の距離 D と両側の壁高 H_1 、 H_2 (ただし、 $H_1 \geq H_2$) を用いて、 $D > H_1 \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) \cong 0.5H_1$ の場合は、主働域が完全に作用するものとし、 $D \leq H_1 \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$ の場合、主働域が反対側の補強土壁の中で自由に広がることができず、主働域の大きさが減少する。一方、B型は補強材が重なっており、かつその重なり長 L_R が $L_R > H_2$ の場合、背面地盤からの土圧が作用せず、両方の補強土壁が一体の構造として挙動すると想定している。したがって補強領域背面の土圧を考慮しない。A型とB型の間接的な形状では、主働土圧100%からゼロまで線形補完できるとしている。

なお、連結型とは、両側の壁面材が1本の補強材で連結された構造で、この構造では、壁の上部から下部にかけて静止応力状態(K_0)が発生することとなり、その結果、前述の設計方法の想定よりもはるかに高い補強材張力が発生する。設計では、補強材と接合部の張力の

決定、および壁面材の設計において、側圧の増加を含める必要がある。さらに、締固めによって接合部に高い応力が発生する可能性があり、この応力は側方土圧の計算で考慮しなければならない。

表- 2.3.4.2 FHWA での設計の考え方

	独立型	A型	B型	連結型
主働域	$H_1 \tan(45 - \phi/2) \leq D$	$D < H_1 \tan(45 - \phi/2)$		
補強材の重なり長	$L_R = 0$	$L_R < 0.3H_2$	$0.3H_2 \leq L_R$	
メカニズムの概要 (推測合)	すべり線が反対側の補強土壁に干渉しない	主働域が反対側の補強土壁の中で自由に広がることができず、主働域の大きさが減少	背面地盤からの土圧が互いに影響を及ぼさない (一体の構造として挙動)	壁の上部から下部にかけて静止応力状態となる。
設計土圧	補強領域背面に主働側圧を考慮する。	補強領域背面の主働土圧の大きさを直線的に補間 (具体の記載無)	補強領域背面に土圧を考慮しない。	壁面材に作用する土圧に静止土圧を考慮する。
その他留意点等	-	-	プロポーションは次の条件とする (設計水平震度0.05未満が有効)。 <ul style="list-style-type: none"> $L_1/H_1 \geq 0.6$ $L_2/H_2 \geq 0.6$ $W_b/H_1 \geq 1.1$ 	<ul style="list-style-type: none"> 締固めによって接続部に高い応力が発生することがありその影響を考慮しなければならない。 壁面材と補強材が垂直でない、施工中に壁のアライメントを維持することが困難になる可能性 伸びやすい補強材の場合には実績が少ないため慎重を期す必要
概要図				

2) CEDD Geoguide6 in Hong Kong

CEDD (香港 土木工程開発部) の土構造物の設計基準においても、図-2.3.4.2 に示す通り、1)で述べた FHWA と同様に両方の補強土壁の離隔に応じて2種類の考え方に分類している。図- 2.3.4.2a)のような両方の補強土壁の補強材の重なり合いが無い場合、両方の補強土壁の離隔が狭いほど補強領域背後の主働土圧が低減されると考えられているが、計算の簡略化のために低減される影響を無視し、安全側になるよう片面補強土壁として設計を行っている。図- 2.3.4.2b)のような補強材の重なり合いがある場合、両方の補強土壁を1つの構造物として考え、外的安定を照査する。また、内部安定照査においては、裏込めの主働土圧は考慮しないと仮定する。なお、両側の壁面材を1本の補強材で連結する構造は適用外としている。

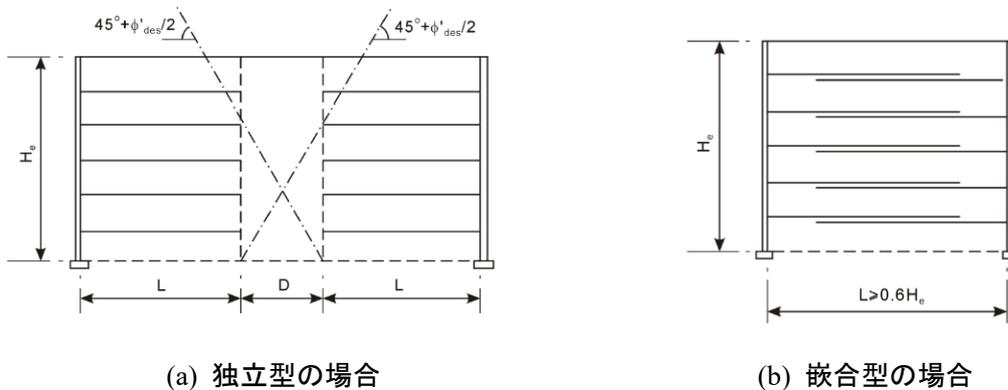


図- 2.3.4.2 Geoguide6 in Hong Kong における設計法の分類

3) TAI (Terre Armée Internationale)

フランスにおける両面補強土壁の考え方は、図-2.3.4.3 に示すように、独立型、補強材が全段重なり合った完全嵌合型および部分的に重なり合った部分的嵌合型に分けて考える。

まず、独立型は、補強材が重なり合っていない構造である。独立型においては、内的安定と外的安定については、両方の補強土壁でそれぞれ個別に照査を行う。

次に、完全嵌合型の構造について、内的安定は図-2.3.4.4 に示すように補強材の重なり長 L_R をパラメーターとして、片側の補強材が反対側の主働崩壊線（想定すべり線）に侵入しているかどうかで抵抗側の有効長を変化させている。片側の補強材が反対側の主働崩壊線に侵入しない場合は、片面補強土壁と同様に主働崩壊線後方を抵抗側の有効長としている。それに対し、主働崩壊線に侵入する場合は、侵入した補強材の後端まで主働領域が縮小するとしている。その結果、主働領域中の補強材の長さで抵抗側の有効長の和である補強材長を個別に照査した場合に比べ短縮可能としている。また、補強材に作用する最大張力も個別に照査する場合に比べ小さいとしている。また、外的安定においては、両方の補強土壁を1つの構造としてみなす。

部分的嵌合型の構造については、内的安定の照査においては、完全嵌合型と同様に、片側の補強材が反対側の主働崩壊線に侵入しているかどうかにより抵抗長を変化させる。

補強材配置タイプ	独立型(等長)	独立型(不等長)	接続型
補強材配置図			
補強材の重なり合い	補強材同士が重なることはない		
補強材配置タイプ	完全嵌合型	部分的嵌合型	
補強材配置図			
補強材の重なり合い	重なり合う(最小壁間幅=0.6×Hm)	壁上段で重なり合う	

図- 2.3.4.3 フランスにおける両面テールアルメの設計の考え方

型式	完全嵌合型	部分的嵌合型	接続型	独立型
配置図				
内的安定 検討	主働領域			
	主働領域 ストリップ長	$La \geq Lreq$ $Lo' (< Lo)$	$La < Lreq$ Lo	Lo
	ストリップの 最大引張力	$Tm' (< Tm)$	Tm	Tm
	抵抗領域の ストリップ長	$Lreq' \geq Lreq$	$Lreq$	$Lreq$
外的安定 検討	補強領域同士の 近接度合い			
	背面土圧係数	$-0.3HB \geq d$ $k=0$	$0.5HA - 0.3HB \geq d \geq -0.3HB$ $0 \leq k \leq k2$	$d \geq 0.5HA - 0.3HB$ $k=k2$

注) La: ストリップの重なり長, k2: 背面土圧係数

図- 2.3.4.4 主働領域と設計法の分類 (フランス)

4) 海外の設計法まとめ

海外における両面補強土壁の設計の考え方を調査した結果、その傾向は次のとおりであった。

- ① 補強材の重なり合いの程度、反対側の補強土壁との主働域や主働崩壊線の干渉の程度、両側の補強材の連結の有無の条件に応じて、設計法が分類されていた(表-2.3.4.3)。なお、具体的な設計方法の詳細は各国によって異なるものの、以下の事項が同様の傾向であった。

表- 2.3.4.3 海外における両面補強土壁の設計の考え方

補強材の連結	設計の考え方
両側の補強材を連結しない場合 (非連結型)	国によって細かな違いはあるものの、壁が近接しているほど内的安定(部材設計)および外的安定(疑似擁壁)に用いる土圧を低減させている。これは対象となる土塊が小さくなるためと考えられる。
両側の補強材を連結する場合 (連結型)	FHWA では静止土圧が用いられている。

- ② 実験や観測による検証結果、特に耐震に関する検証事例は少ない。
- ③ 連結型の場合の留意点として、次の事項が挙げられている。
- ・ 締固めによって接続部に高い応力が発生する。
 - ・ 壁面材と補強材が垂直でないと、施工中に壁面のアライメントを維持することが困難になる。

(3) 国内における両面補強土壁の実態調査

両面補強土壁に関して、壁高や壁面の離隔の傾向、および両面補強土壁であることによる変状形態等の違いがないかを把握するため、実績を収集し整理した結果を示す。

1) 実績集計による傾向整理

1989年から2022年の間に国内で調査された両面補強土壁の代表事例155件（表-2.3.4.4）を抽出・集計した。抽出した両面補強土壁の事例より、その幾何構造について、①壁高 H と幅 B の傾向、②独立型と独立型以外（図-2.3.4.5 に示す FHWA による区分を参考とし、表-2.3.4.2 にしたがって分類）に整理した結果を図-2.3.4.6 に示す。

図より、収集した範囲では、約9割の事例について壁高 H が10mより低く、幅 B が20mより狭い形状であった。また、壁高 H と幅 B の比 H/B は、ほとんどが1.67 (=1/0.6) 以下の範囲内であることが分かった。なお、収集した事例の約6割が FHWA の定義での両面補強土壁（独立型以外）に該当する結果となった。

表-2.3.4.4 両面補強土壁の事例抽出

工法	調査対象年数	件数
帯鋼補強土壁	1989～1997年度	64
アンカー補強土壁	2019～2020年度	39
ジオテキスタイル補強土壁	2015～2022年度	52
	計	155

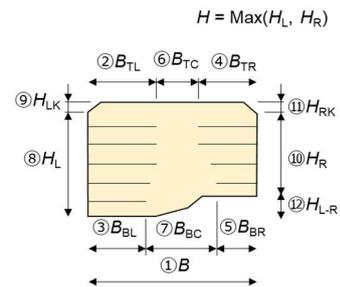


図-2.3.4.5 FHWAによる区分

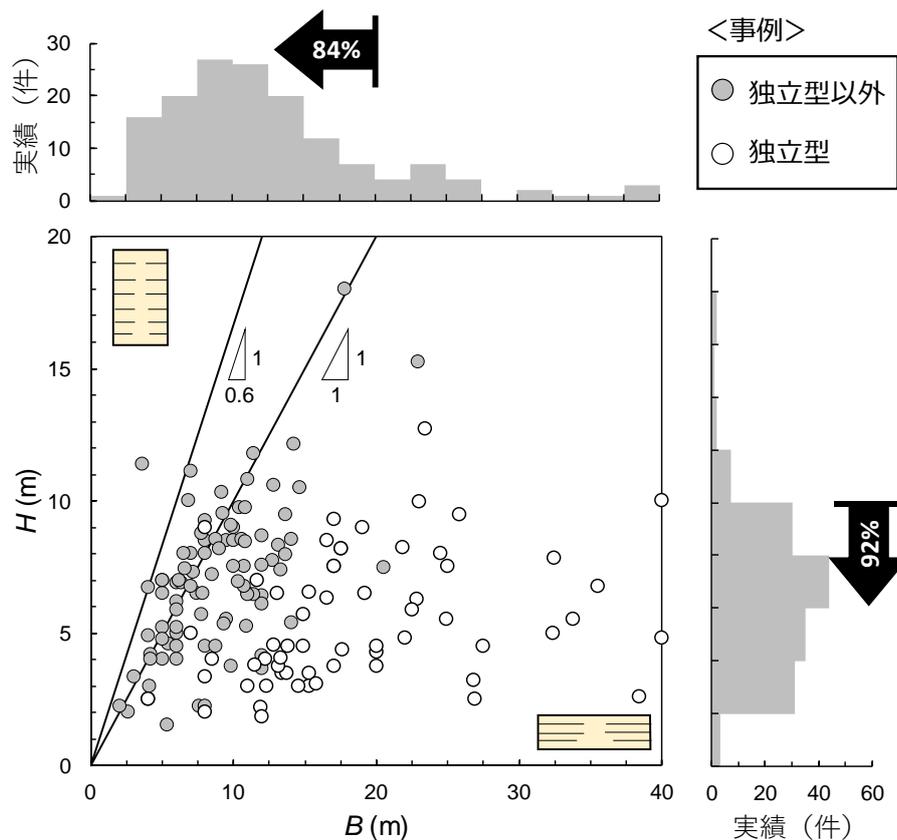


図- 2.3.4.6 壁高 H と幅 B の傾向 (実績分布)

2) 代表的な変状事例

2.3.1 項で分析した橋台アプローチ部の補強土壁の既往の現地調査結果 790 件から、被害頻度の大きい両面補強土壁の事例を抽出した結果を表-2.3.4.5 に示す。表より、沈下・段差、開き、はらみ出し等の変状が生じていたものの、2.3.1 項で報告した橋台アプローチ部の事例における片面補強土壁の事例と比べて、変状形態や変状程度に著しい違いは認められなかった。抽出した各事例の詳細については 2.3.1 項を参照されたい。

表- 2.3.4.5 両面補強土壁の変状形態

事例	変状の事象				
	開き	段差	沈下	壁面材損傷	盛土材漏出
テ 2	○	○	○		
テ 3	○	○	○		
タ 2		○		○	
タ 3	○	○			○
タ 6		○			

(4) 模型実験による地震時挙動の把握

両面補強土壁を適用する場合に、設計上、片面補強土壁として扱うことのできると思われる条件や留意事項を把握するために、両面補強土壁の地震時挙動を模型実験により調べた。具体的には、支圧型補強材を用いたアンカー補強土壁および摩擦型補強材を用いた帯鋼補強土壁を対象として、片面および両面補強土壁（以下、片面型および両面型とも区別する。）の破壊形態、加速度応答および土圧（補強材張力）を把握するため、大型動的遠心力载荷試験装置による模型実験を実施した。

実験対象とする両面補強土壁の形状の決定にあたり、志村ら^{2.3.4-7)}の研究で実施した振動台実験で用いた両面補強土壁の壁高 H と幅 B の関係および本項で示す模型実験で用いた両面補強土壁の壁高 H と幅 B の関係について、図-2.3.4.6 の実績分布にプロットしたものを図-2.3.4.7 に示す。なお、志村ら^{2.3.4-7)}によると、片面型と両面型（それぞれ $H/B=0.48$ 、 0.57 、 0.94 、 1.36 ）を比較したところ、応答加速度、作用土圧、補強材張力並びに壁面水平変位に関して大きな差異はないという結果が報告された。

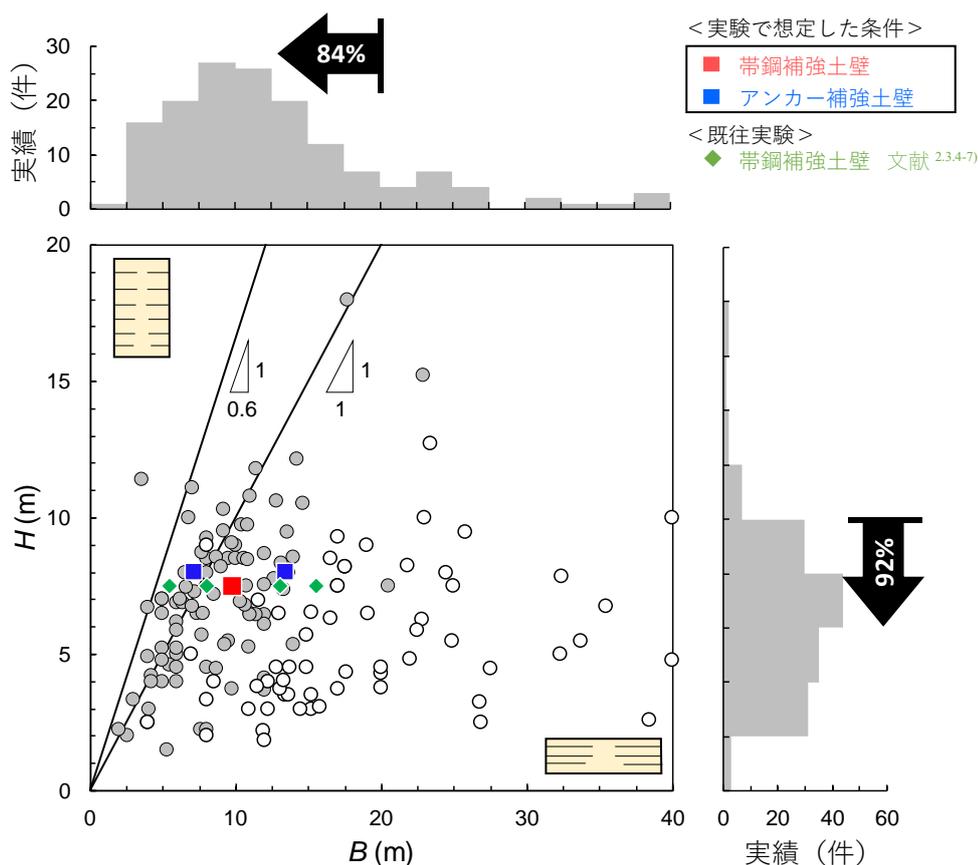


図-2.3.4.7 実績分布と実験および既往実験で想定した条件

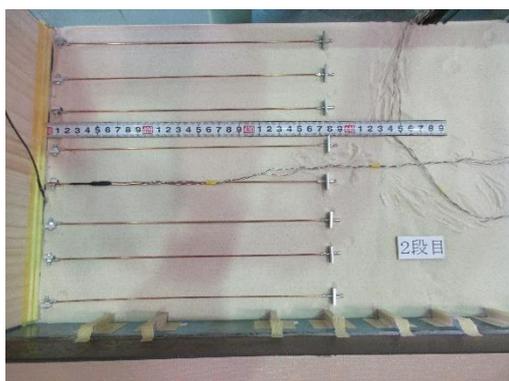
1) 支圧型補強材の模型実験

a) 実験概要

ここでは、大型動的遠心力载荷試験装置を用いたアンカー補強土壁の模型実験について示す。実験ケースを表-2.3.4.6に、各ケースの実験模型の構築状況を図-2.3.4.8および模型構築完了（実験前）状況を図-2.3.4.9にそれぞれ示す。実験は20Gの遠心加速度において、図-2.3.4.10に示す正弦波（2Hz、20波）を段階的に模型に作用させ、応答加速度、土圧、補強材ひずみおよび壁面水平変位を計測した。実験条件等の詳細は、参考文献^{2.3.4-8),2.3.4-9)}を参照されたい。

表-2.3.4.6 実験ケース（アンカー補強土壁）

	壁高 H(m)	幅 B(m)	H/B	構造
MA01	8.0	—	—	片面型
MA02	8.0	13.4	0.60	両面型（独立型）
MA03	8.0	7.2	1.10	両面型（連結型）



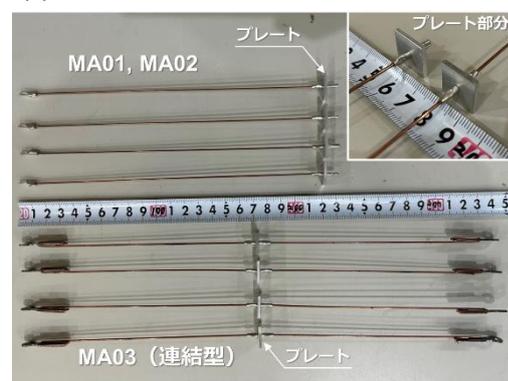
(a) MA01 片面型



(b) MA02 両面型（独立型・H/B=0.60）



(c) MA03 両面型（連結型・H/B=1.10）



(d) 補強材模型

図-2.3.4.8 模型構築状況



(a) MA01 片面型



(b) MA02 両面型 (独立型・H/B=0.60)



(c) MA03 両面型 (連結型・H/B=1.10)

図- 2.3.4.9 模型構築完了 (実験前) 状況

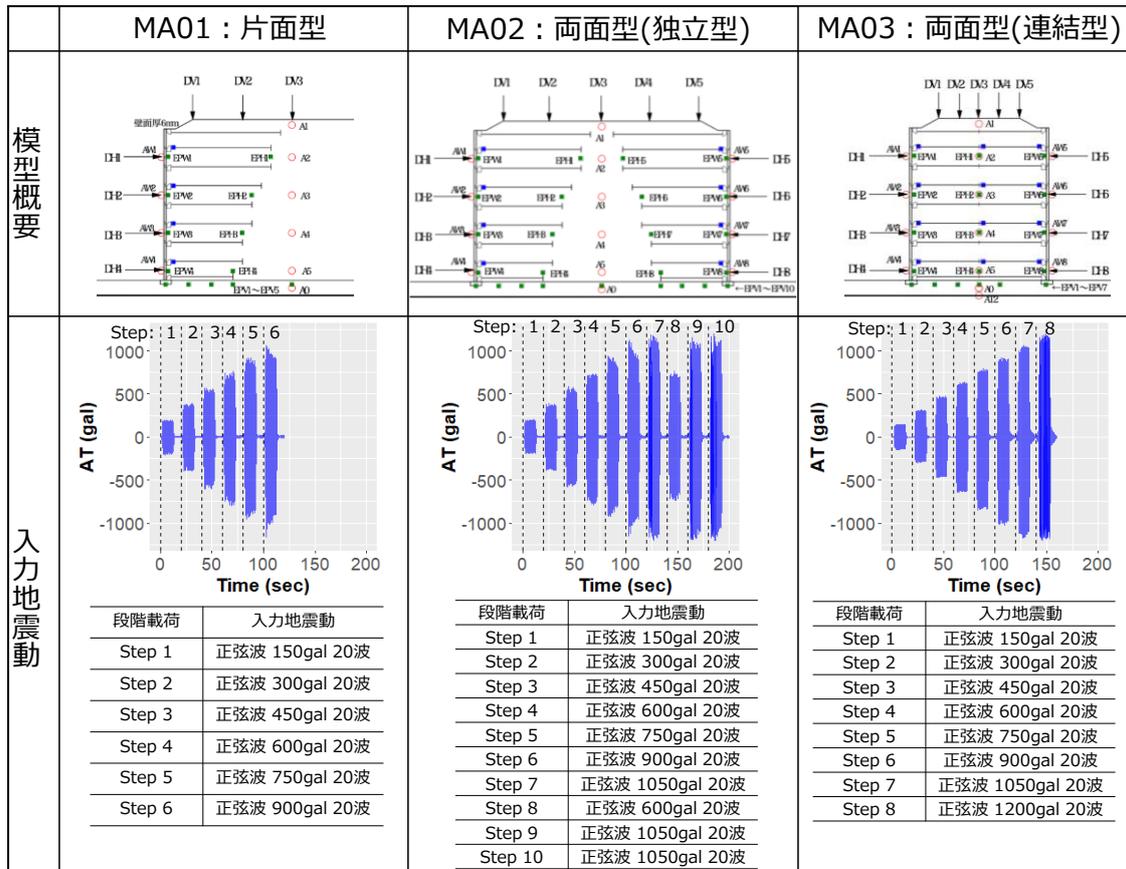


図- 2.3.4.10 各ケースの断面、計測器配置位置および入力地震動

b) 破壊形態

実験終了後の状態を図-2.3.4.11 に示す。片面型と独立型 ($H/B=0.60$) の場合には、入力加速度の増加とともに壁面のはらみ出しが増加し、やがて補強領域および背面地盤にせん断層 (すべり線) が出現した。すべり線の形状は2つのケースでほぼ一致した。一方で連結型 ($H/B=1.10$) の場合には、入力加速度の振幅を約 1200gal まで载荷しても大きく変形することはなく、補強材の破断も生じなかった。

	MA01：片面型	MA02：両面型(独立型)	MA03：両面型(連結型)
模型概要			
破壊形態			

図-2.3.4.11 各ケースの実験終了後の状態（それぞれ最終加振後）

c) 加速度応答

ここでは、①壁面材背面および②補強領域背面に設置した加速度計より、加速度応答倍率を算出した。加速度計の設置位置を図-2.3.4.12に示す。ここでの加速度応答倍率とは、各加速度計設置点での応答加速度を入力加速度（ここでは、土槽底面に設置した加速度計「AT」の応答加速度とする）で正規化した値である。なお、本実験では補強領域背面の応答加速度は補強領域内の応答加速度と同程度であると仮定し、補強領域の平均応答加速度による慣性力最大時（加速度は負）の加速度応答倍率を抽出した。

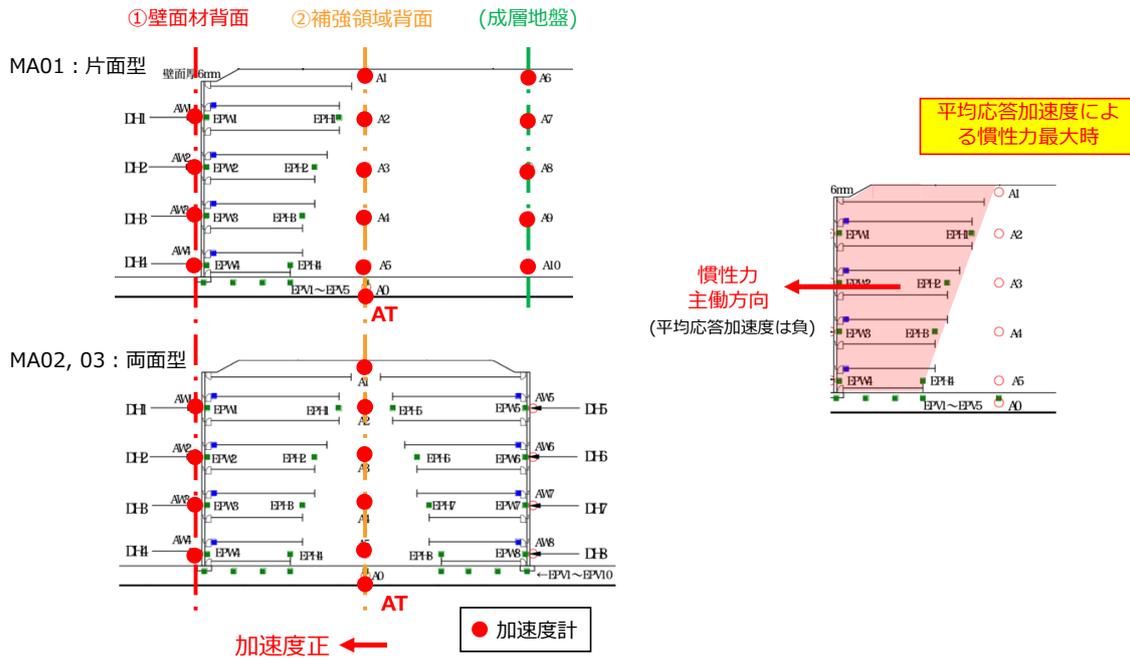


図- 2.3.4.12 加速度計の設置位置

壁面材背面の位置での応答倍率を図- 2.3.4.13 に示す。平均応答加速度が大きいほど応答倍率も大きい傾向にあるが、極めて大きな加速度（概ね 600gal 以上）を入力した際には、片面型および両面型共に分布形状が異なっていることが分かる。これは、天端に近づくほど入力加速度と平均応答加速度の位相のずれが大きくなった影響と考えられる。この影響を考慮して、通常想定すべき外力の範囲であると考えられる、入力加速度のレベルを正弦波 400gal 以下に限定した場合の加速度応答倍率を図- 2.3.4.14 に示す。図より、いずれのケースも応答倍率の分布形状・大きさは同様の傾向にあり、両面型 (H/B=0.60 および H/B=1.10) と片面型との顕著な違いは認められなかった。

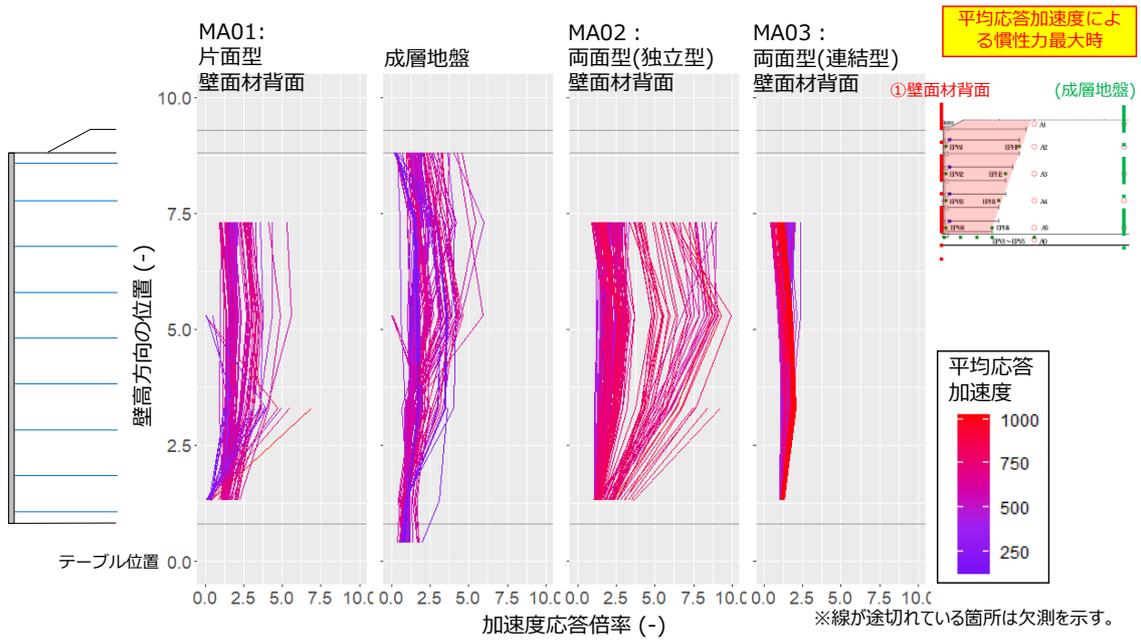


図- 2.3.4.13 壁面材背面位置での応答倍率 (それぞれ最終加振まで)

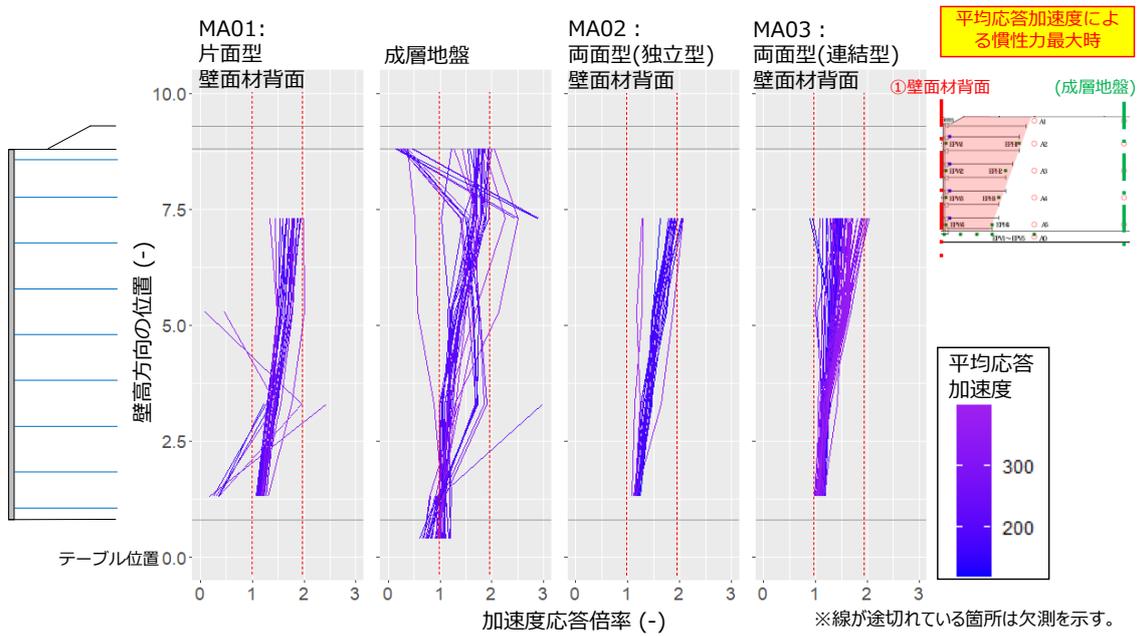


図- 2.3.4.14 壁面材背面位置での応答倍率 (正弦波 400gal まで)

次に、補強領域背面位置での応答倍率を図- 2.3.4.15 に示す。こちらも壁面材背面位置の場合と同様に、平均応答加速度が大きいほど応答倍率も大きい傾向にあるが、分布形状には大きな違いが認められないことが分かる。壁面材背面位置の場合と同様に、通常想定すべき外力の範囲として、入力加速度のレベルを正弦波 400gal 以下に限定した場合の加速度応答倍率を図-2.3.4.16 に示す。こちらにおいても、いずれのケースも応答倍率の分布形状・大きさは同様の傾向にあり、両面型 (H/B=0.60 および H/B=1.10) と片面型とで顕著な違いは認められなかった。

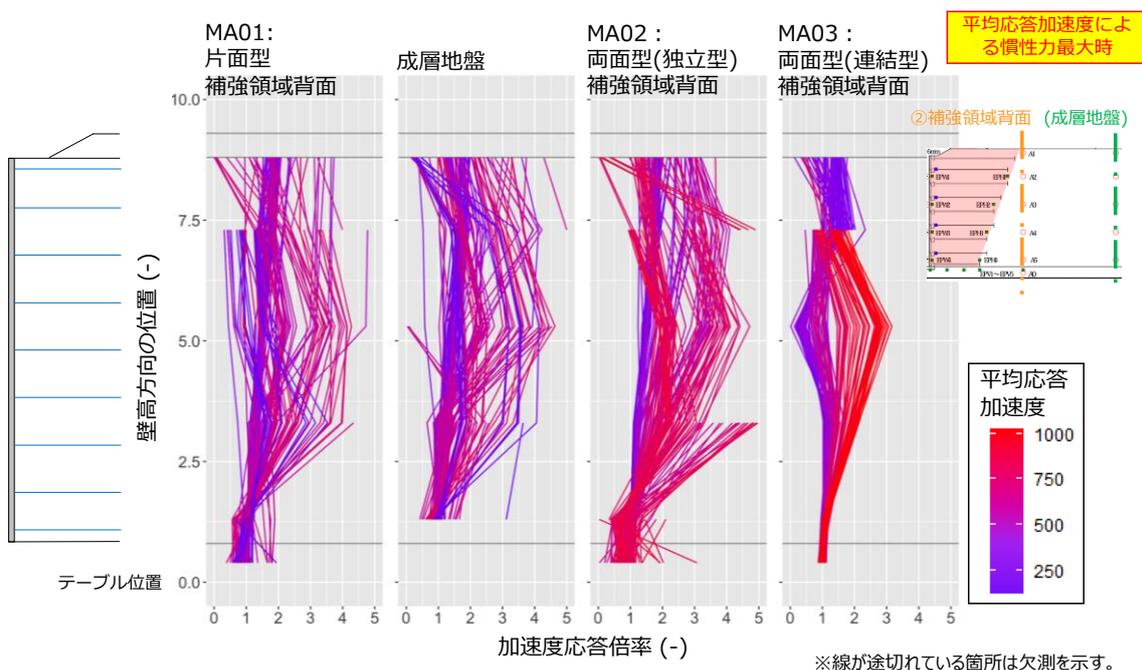


図- 2.3.4.15 補強領域背面位置での応答倍率 (それぞれ最終加振まで)

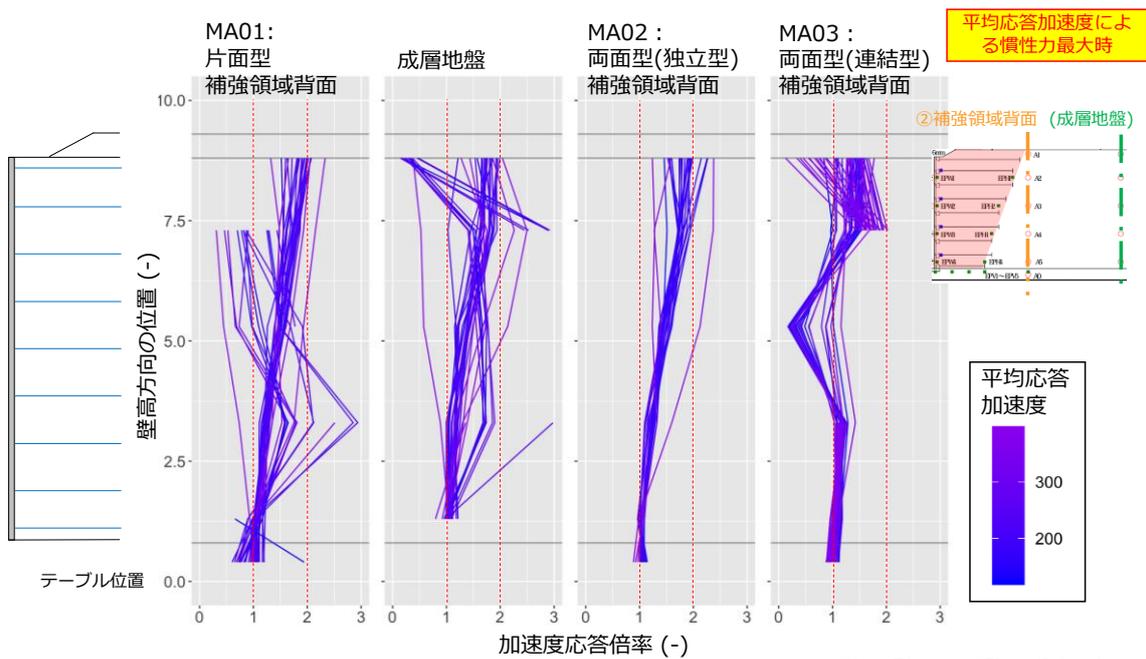


図- 2.3.4.16 補強領域背面位置での応答倍率（正弦波 400gal まで）

d) 土圧

2.1.1 項で述べたように、補強土壁は主働領域内の盛土から壁面材に作用する土圧と安定領域内の補強材の引抜き抵抗とが釣り合いながら、壁面材、補強材および盛土材が相互に拘束し一体となって挙動することで安定を保つと考えられている。そのため、ここでは、壁面材の背面に作用する土圧と補強材の張力を比較した。なお、ここでは土圧と補強材張力を無次元量で比較するために土圧係数の形で整理して分析した。補強材ひずみから疑似的な土圧係数を疑似土圧係数 K_T として下式(1)で算出し整理したものを図-2.3.4.17 に、壁面材に設置された土圧計により算出した土圧係数 K を整理したものを図- 2.3.4.18 に示す。なお、補強材張力は、補強材と壁面材の連結部付近で計測したひずみの値から算出しており、補強材等の摩擦による影響も包含する値となっている。また、ここで示す土圧係数および疑似土圧係数は、入力地震動 900gal（正弦波）までの平均応答加速度のピーク時での土圧分布をもとに算出した。

$$K_{Ti} = \frac{EA\varepsilon/s_h s_v}{\gamma h_i} \quad (1)$$

ここで、 K_{Ti} は各段の疑似土圧係数、 E は弾性係数、 A は補強材の断面積、 ε は補強材のひずみ、 s_h は補強材の水平間隔、 s_v は補強材の鉛直間隔、 γ は補強領域の盛土材の単位体積重量、 h_i は i 段目の天端からの高さである。

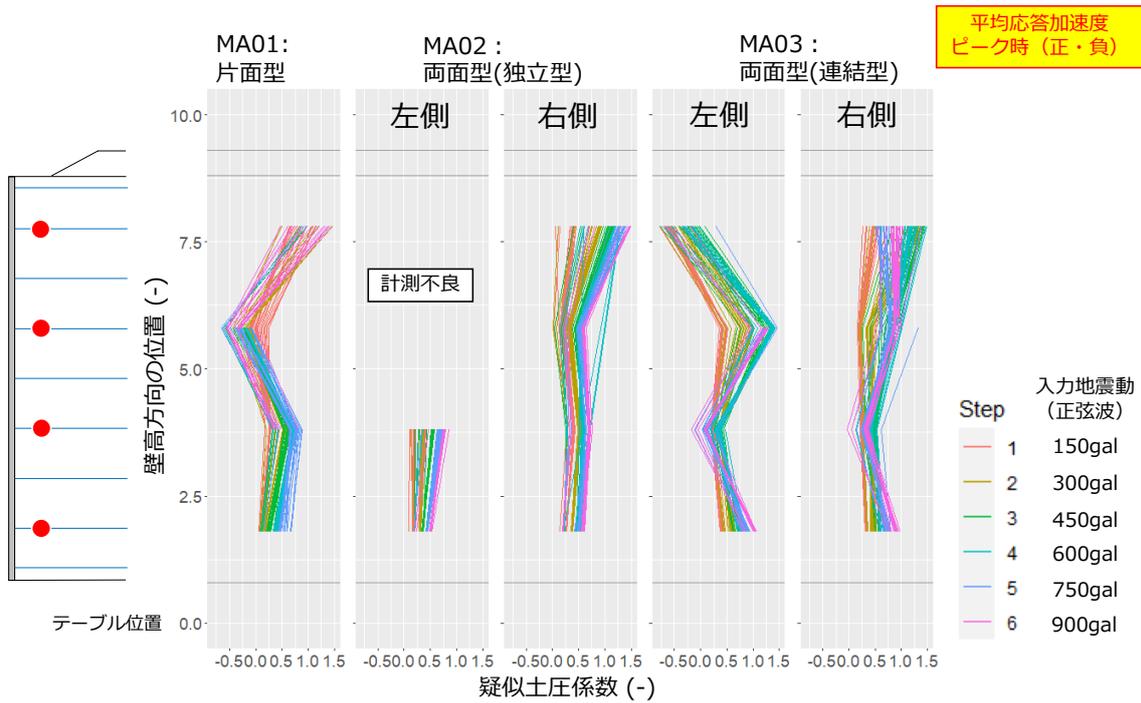


図- 2.3.4.17 壁背面に作用する疑似土圧係数 (補強材ひずみより算出)

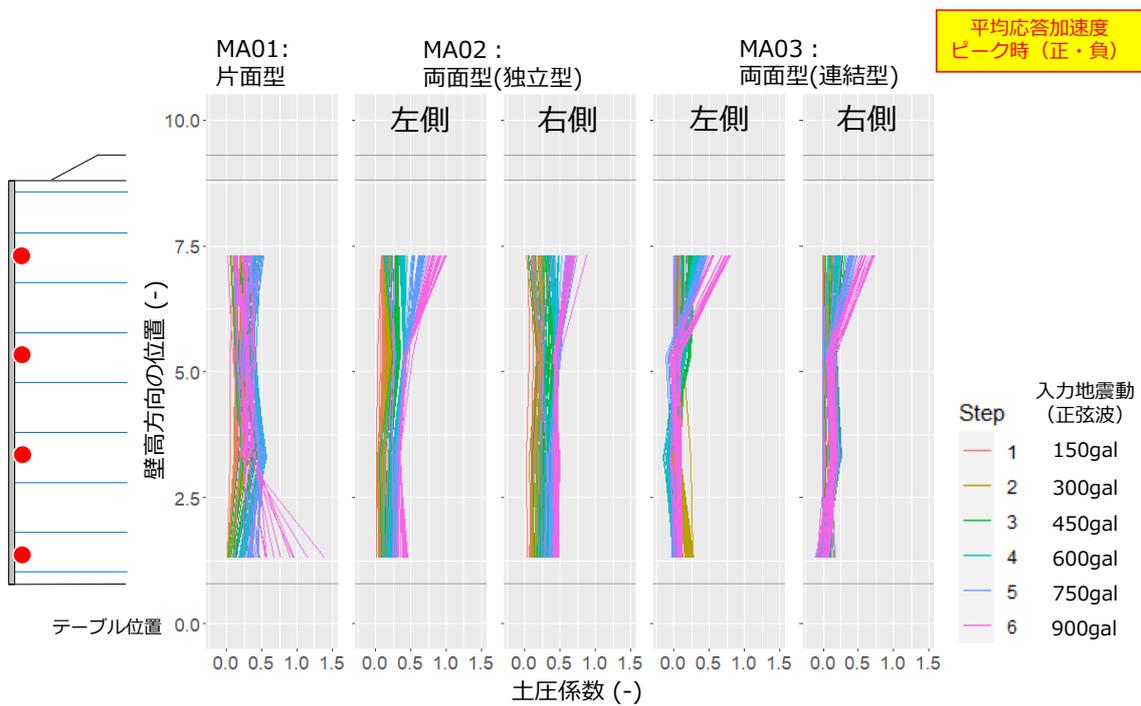


図- 2.3.4.18 壁背面に作用する土圧係数 (土圧計より算出)

図- 2.3.4.17 より、下段の疑似土圧係数は片面型および独立型で同程度の値を示した。また、通常想定すべき外力の範囲として、入力地震動 450gal 程度の応答に着目しても、異なる傾向は認められなかった。一方で、連結型については、最上段を除き左右で同様の傾向を示したが、他のケースとは Step ごとの土圧係数の増加傾向が異なる結果となった。最上段については、土被りが小さいことで壁面材の動きが大きくなり、異なる挙動を示したと考えられる。

図- 2.3.4.18 より、入力地震動 450gal（通常想定すべき外力の範囲）から 750gal までの範囲においては、片面型と独立型の土圧係数は同程度であった。一方で、入力地震動が最も大きい 900gal においては、片面型と両面型（独立型および連結型）とで土圧係数の増加傾向が異なる結果となった。また、連結型については、左右共に土圧係数が他のケースの半分程度と小さくなった。これは、補強材を連結したことにより、反対側の壁面までの盛土が一体となって挙動し、片面型や独立型に比べて主働側に作用する土圧が小さくなったためと考えられる。

土圧計から算出した土圧係数と補強材ひずみから算出した疑似土圧係数を比較すると、片面型および独立型の場合は同程度もしくは補強材ひずみから算出した疑似土圧係数がやや大きい結果であったのに対し、連結型の場合は、土圧計から算出した土圧係数に対し補強材のひずみから算出した疑似土圧係数が顕著に大きい結果となった。これは、前述のように連結型の場合には土が拘束されるため、壁面に作用する主働土圧が小さくなった一方で、地震動による土が変形しようとする力を補強材が負担したためと考えられる。

e) 実験結果のまとめ

大型動的遠心力载荷試験装置を用いたアンカー補強土壁の模型実験の結果を分析することにより、支圧型補強材を用いた両面補強土壁について以下の知見が得られた。

- ・ 片面型のアンカー補強土壁と独立型 ($H/B=0.60$) のアンカー補強土壁とでは破壊形態（補強領域および背面地盤にせん断層の発生）は変わらない。
- ・ 一方で、連結型 ($H/B=1.10$) の場合には、今回の実験では破壊に至らなかったものの、補強材の破断等の部材の破壊が先行するものと想定される。
- ・ 2種類の両面型（独立型および連結型）においては、応答加速度の分布は片面型と同様の傾向であった。
- ・ 独立型 ($H/B=0.60$) においては、土圧計により求めた土圧係数の分布および補強材のひずみから求めた疑似土圧係数の分布は片面型と同様の傾向であった。
- ・ 一方で、連結型 ($H/B=1.10$) においては、土圧計により求めた土圧係数の値は片面型よりも小さい傾向であり、補強材のひずみから算出した疑似土圧係数は土圧計から算出した土圧係数に対し顕著に大きくなる傾向であった。これは、連結型の場合には土が拘束されるため、壁面に作用する主働土圧が小さくなった一方で、地震動による土

が変形しようとする力を補強材が負担したためと考えられる。

以上より、本実験の結果によると、 $H/B < 0.60$ 程度の非連結型（独立型）の両面補強土壁は片面補強土壁として扱って差し支えないと考えられる。一方で連結型の両面補強土壁については、破壊形態等が異なる可能性があることを考えると、補強土壁の設計体系とは異なるという整理をしていくのが適当である（2.3.1 項参照）。

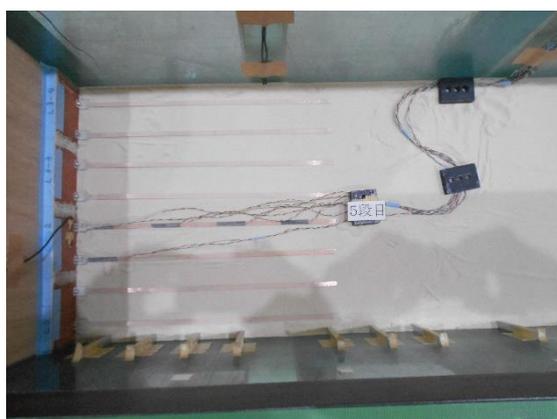
2) 摩擦型補強材の模型実験

a) 実験概要

ここでは、大型動的遠心力載荷試験装置を用いた帯鋼補強土壁の模型実験について示す。実験ケースを表- 2.3.4.7 に、各ケースの実験模型の構築状況を図- 2.3.4.19 および模型完了（実験前）状況を図-2.3.4.20 にそれぞれ示す。実験は 20G の遠心加速度において、図-2.3.4.21 に示す地震動および正弦波（2Hz、20 波）を段階的に模型に作用させ、応答加速度、土圧、補強材ひずみおよび壁面水平変位を計測した。

表- 2.3.4.7 実験ケース（帯鋼補強土壁）

	壁高H (m)	幅B (m)	H/B	構造
TA01'	7.5	—	—	片面型
TA02'	7.5	9.8	0.77	両面型（完全嵌合型）



(a) TA01' 片面型

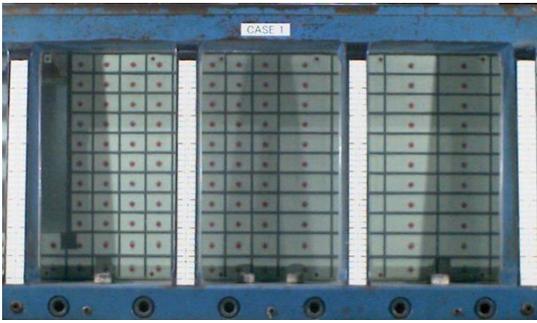


(b) TA02' 両面型 (H/B=0.77)

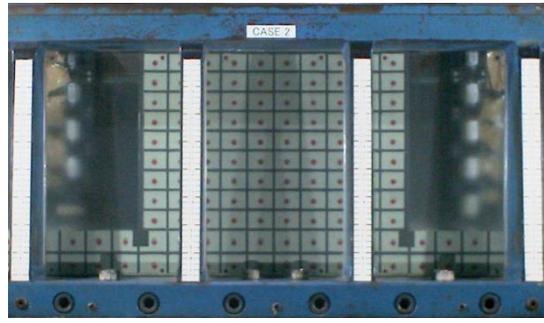


(c) 補強材模型

図- 2.3.4.19 模型構築状況



(a) TA01' 片面型



(b) TA02' 両面型 (H/B=0.77)

図- 2.3.4.20 模型構築完了 (実験前) 状況

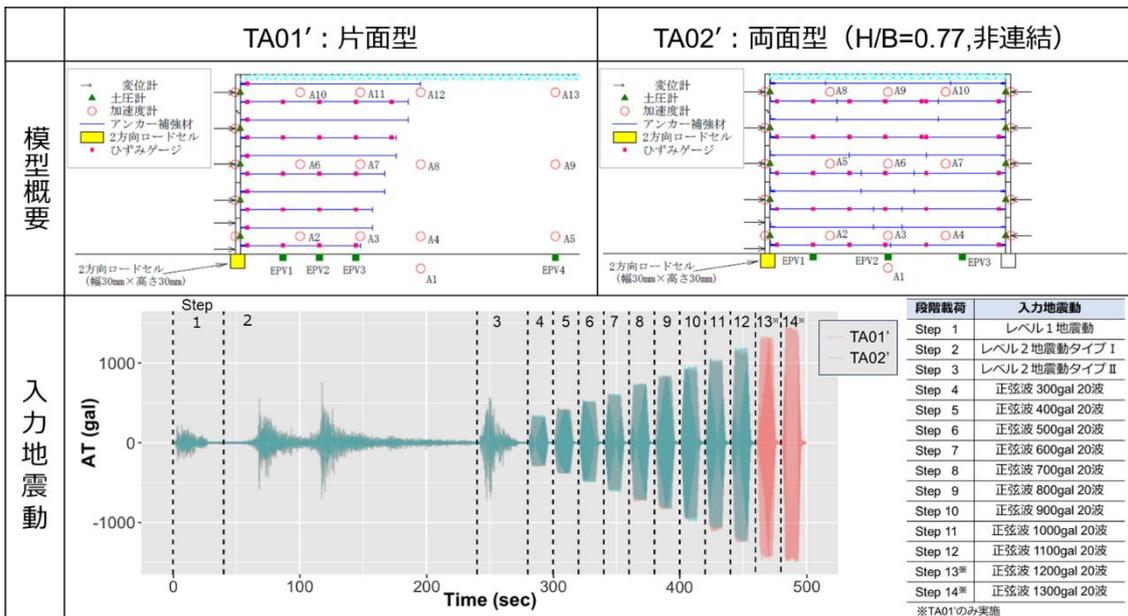


図- 2.3.4.21 各ケースの断面、計測器配置位置および入力地震動

b) 破壊形態

破壊形態は入力加速度の増加とともに壁面のはらみだしが増加し、やがて補強領域および背面地盤にせん断層（すべり線）が出現した。各実験ケースにおいて、目視にて盛土内にせん断層が確認できた载荷 Step11（正弦波 1000gal）後の画像を図-2.3.4.22 に示す。図より、すべり線の形状は両ケースではほぼ一致した。

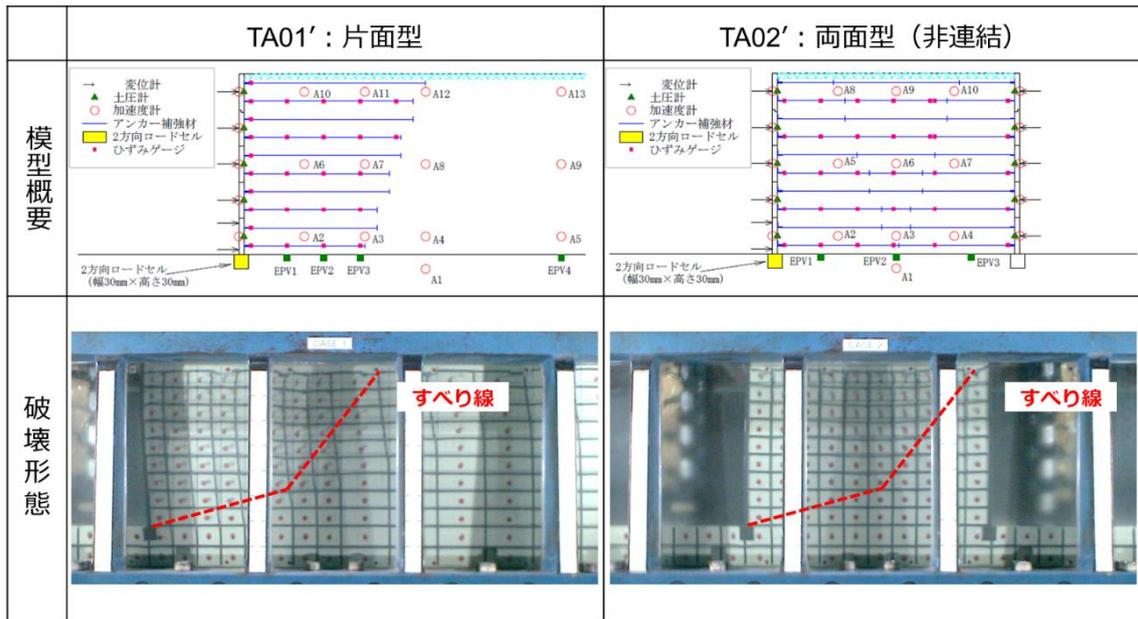


図- 2.3.4.22 各ケースの破壊形態（Step11：正弦波 1000gal 加振後）

c) 加速度応答

ここでは、①壁面材背面および②補強領域内に設置した加速度計より、加速度応答倍率を算出した。加速度計の設置位置を図-2.3.4.23に示す。ここでの加速度応答倍率とは、各加速度計設置点での応答加速度を入力加速度（ここでは、土槽底面に設置した加速度計「AT」の応答加速度とする）で正規化した値である。なお、補強領域の平均応答加速度による慣性力最大時（加速度は負）の加速度応答倍率を抽出した。

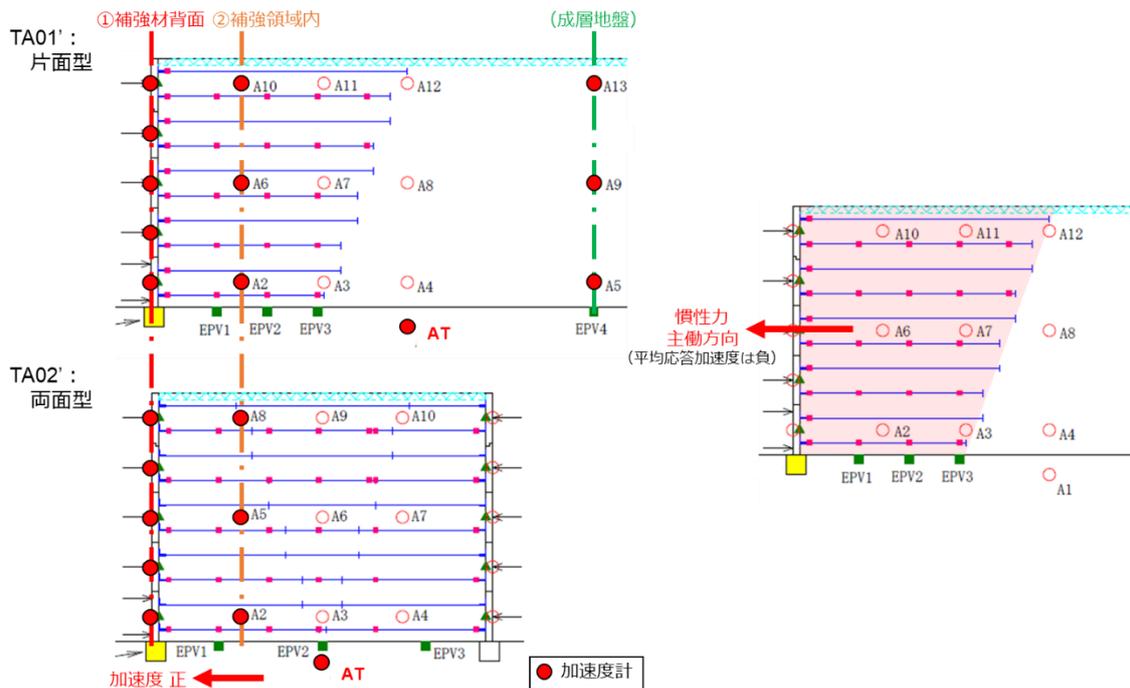


図- 2.3.4.23 加速度計の設置位置

壁面材背面位置における各ケースの比較が可能な最大の入力地震動を加振した Step12(正弦波 1100gal) までの応答倍率を図- 2.3.4.24 に示す。図より平均応答加速度が大きいほど応答倍率も大きい傾向にあるが、極めて大きな加速度(概ね 600gal 以上)を入力した際には、片面型および両面型共に分布形状が異なっていることが分かる。

これは、天端に近づくほど入力加速度と平均応答加速度の位相のずれが大きくなった影響と考えられる。この影響を考慮して、通常想定すべき外力の範囲であると考えられる、入力加速度のレベルとしてレベル1地震動、レベル2地震動タイプI、レベル2地震動タイプII、正弦波 300gal および正弦波 400gal までを载荷した Step5 までに限定した場合の加速度応答倍率を図-2.3.4.25 に示す。図より、片面型と両面型において応答内率の分布形状・大きさは概ね同様の傾向にあり、両面型(H/B=0.77)と片面型との顕著な違いは認められなかった。

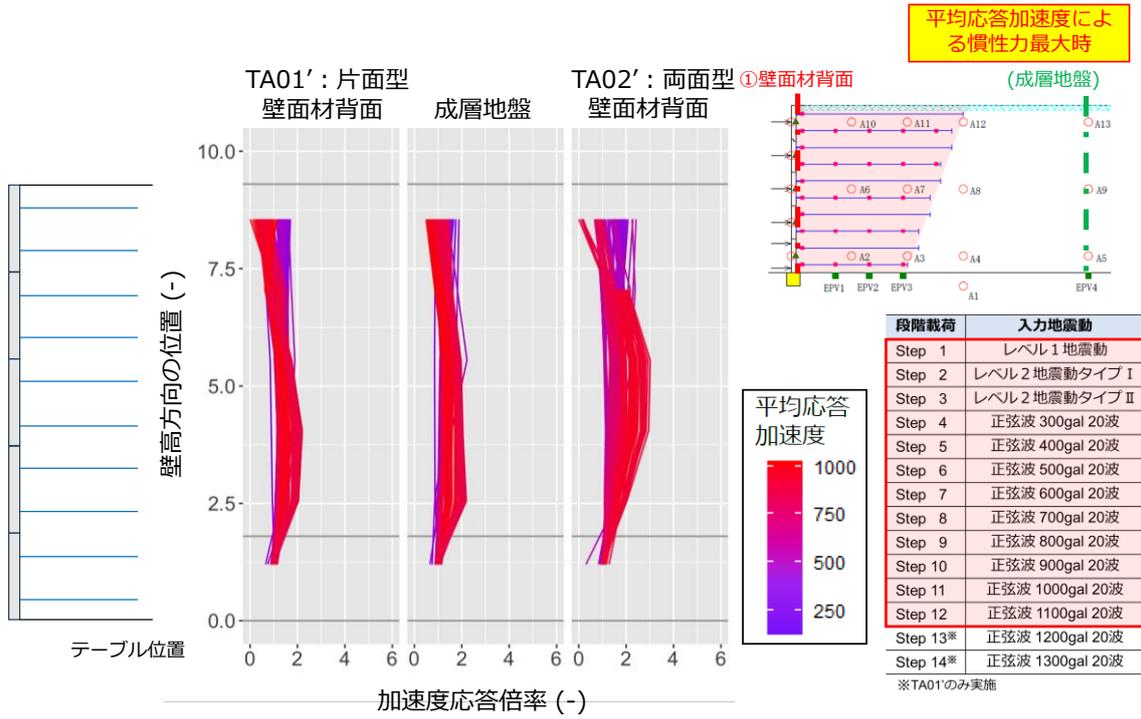


図- 2.3.4.24 壁面材背面位置での応答倍率 (Step12 : 正弦波 1100gal まで)

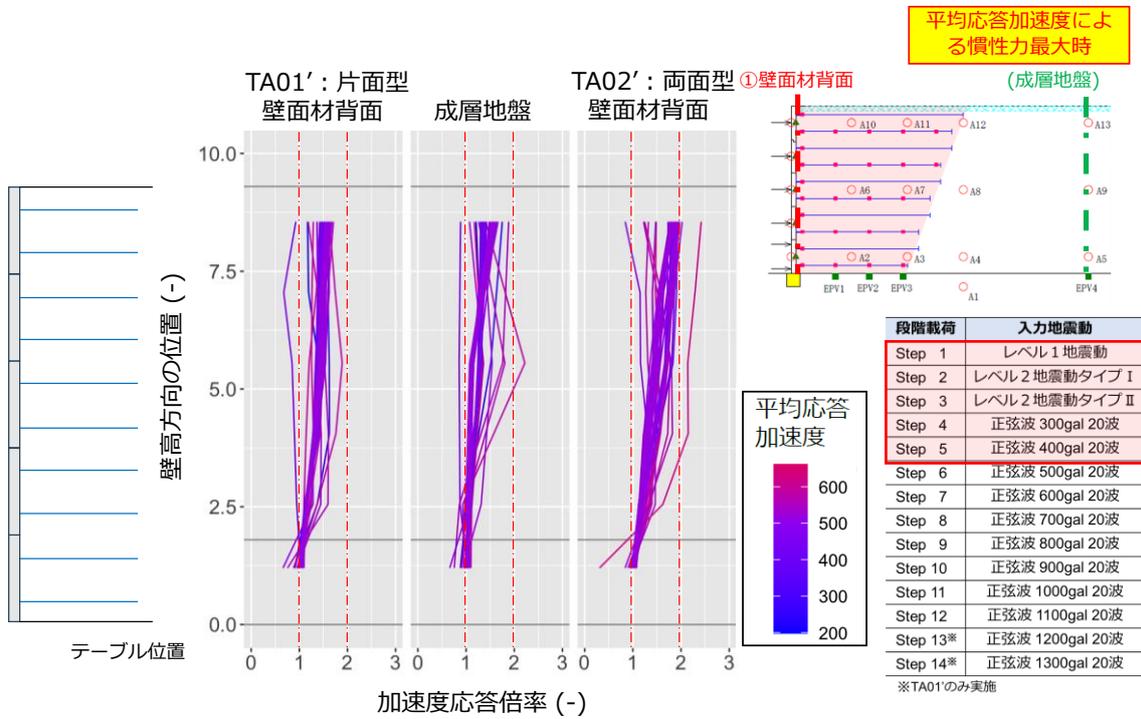


図- 2.3.4.25 壁面材背面位置での応答倍率 (Step5 : 正弦波 400gal まで)

次に、補強領域内における片面型および両面型の応答倍率について、各ケースの比較が可能な最大の入力加速度を載荷した Step12（正弦波 1100gal）までの応答倍率を図- 2.3.4.26 に、通常想定すべき外力の範囲と考えられる正弦波 400gal までの Step5 までに限定した応答倍率を図-2.3.4.27 にそれぞれ示す。図-2.3.4.26 より、補強領域の中央付近の応答倍率は、壁面材の背面付近の応答倍率と変わらないことが確認された。応答倍率の傾向は、壁面材背面位置と同様の傾向を示し、平均応答加速度が大きいほど応答倍率も大きくなる。極めて大きな加速度(概ね 1,000gal 以上)を入力した際には、片面型および両面型共に分布形状の異なりが確認できる。これも、壁面材背面位置の場合と同様に、高さに応じた位相のずれが影響したものと考えられる。図- 2.3.4.27 より、こちらも傾向は、壁面材背面位置の場合と同様に、片面型と両面型において応答倍率の分布形状・大きさは概ね同様の傾向にあり、形状による差は認められなかった。

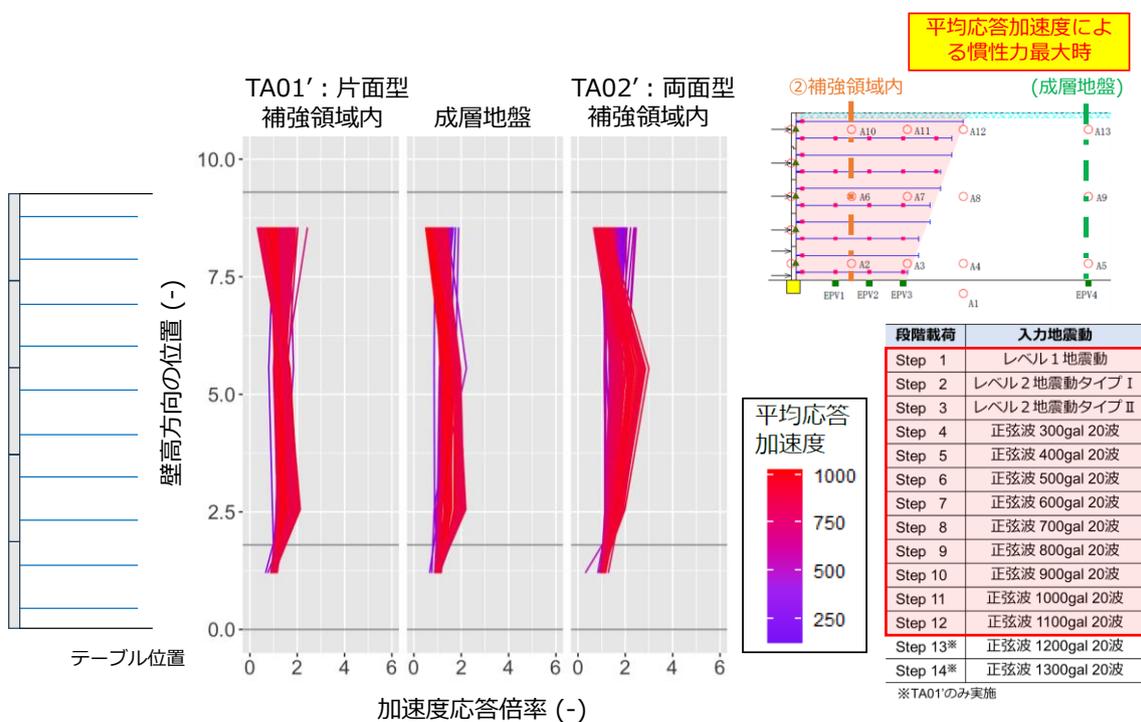


図- 2.3.4.26 補強領域内での応答倍率（Step12：正弦波 1100gal まで）

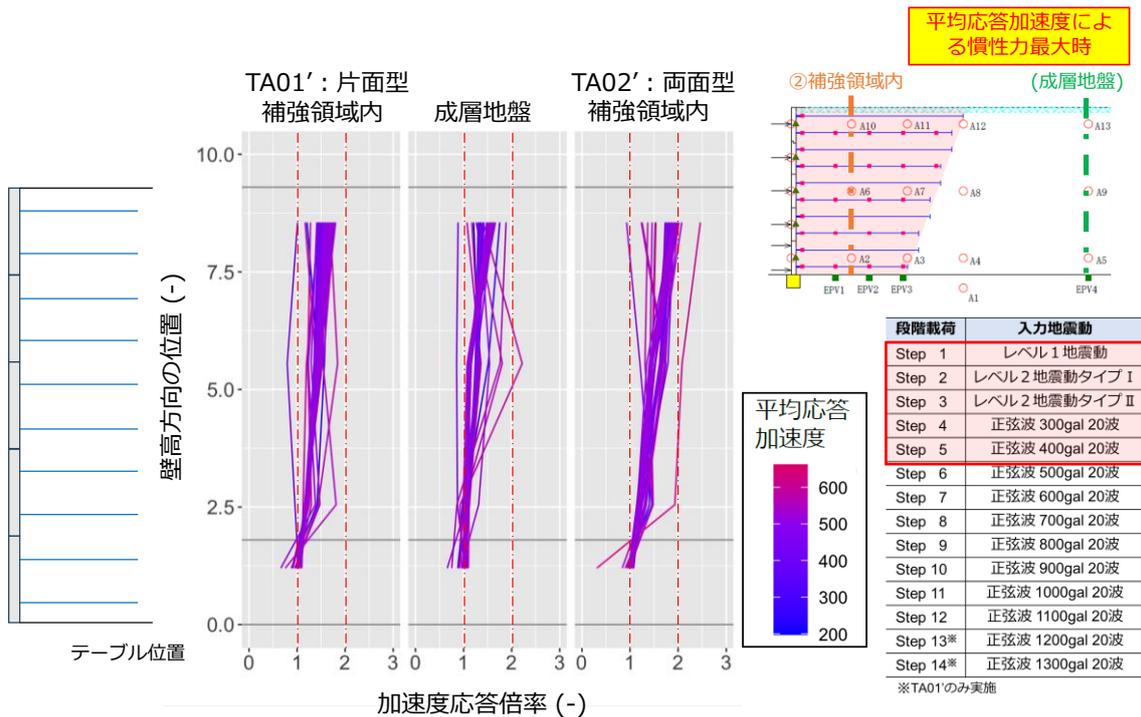


図- 2.3.4.27 補強領域内での応答倍率 (Step5 : 正弦波 400gal まで)

d) 土圧

2.1.1 項で述べたように、補強土壁は主働領域内の盛土から壁面材に作用する土圧と安定領域内の補強材の引抜き抵抗力が釣り合いながら、壁面材、補強材および盛土材が相互に拘束し一体となって挙動することで安定を保つと考えられている。そのため、ここでは、壁面材の背面に作用する土圧と補強材の張力を比較した。なお、ここでは土圧と補強材張力を無次元量で比較するために土圧係数の形で整理して分析した。補強材ひずみから疑似的な土圧係数を疑似土圧係数 K_T として下式(2)で算出し整理したものを図-2.3.4.28 に、壁面材に設置された土圧計により算出した土圧係数 K を整理したものを図- 2.3.4.29 に示す。なお、補強材張力は、補強材と壁面材の連結部付近で計測したひずみの値から算出している。また、ここで示す土圧係数および疑似土圧係数は、レベル1地震動、レベル2地震動タイプII、正弦波 400gal、600gal、800gal および 1000gal の载荷ステップの平均応答加速度のピーク時の土圧分布をもとに算出した。

$$K_{Ti} = \frac{EA\varepsilon/s_h s_v}{\gamma h_i} \quad (2)$$

ここで、 K_{Ti} は各段の疑似土圧係数、 E は弾性係数、 A は補強材の断面積、 ε は補強材のひずみ、 s_h は補強材の水平間隔、 s_v は補強材の鉛直間隔、 γ は補強領域の盛土材の単位体積重量、 h_i は i 段目の天端からの高さである。

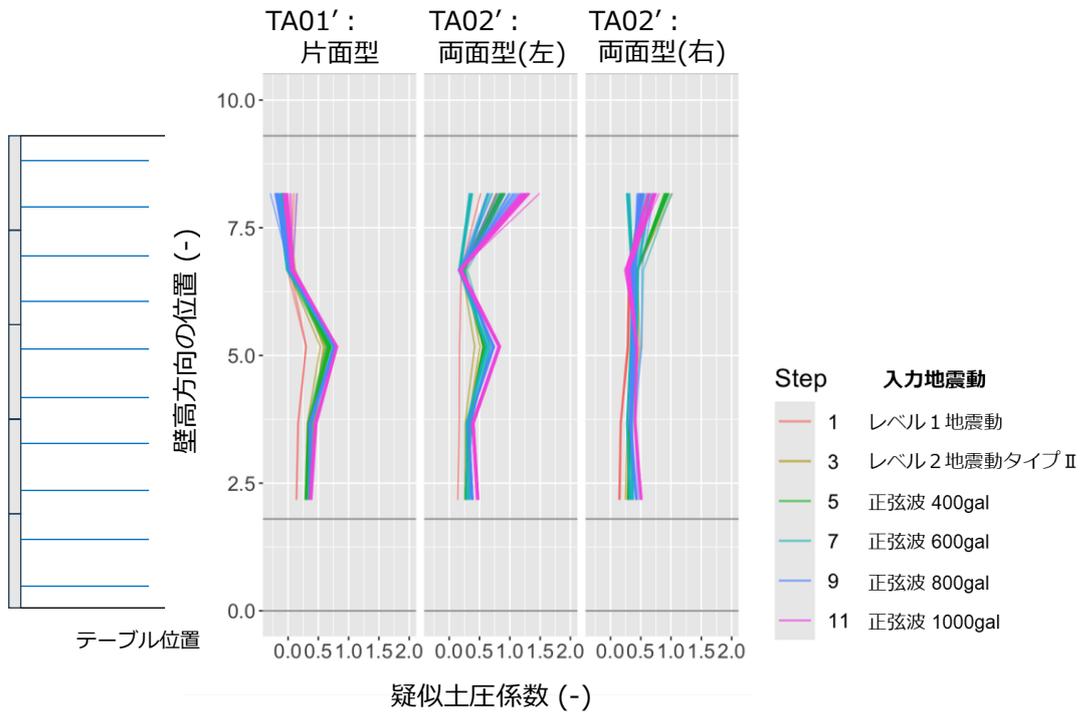


図-2.3.4.28 壁背面に作用する疑似土圧係数（補強材ひずみより算出）

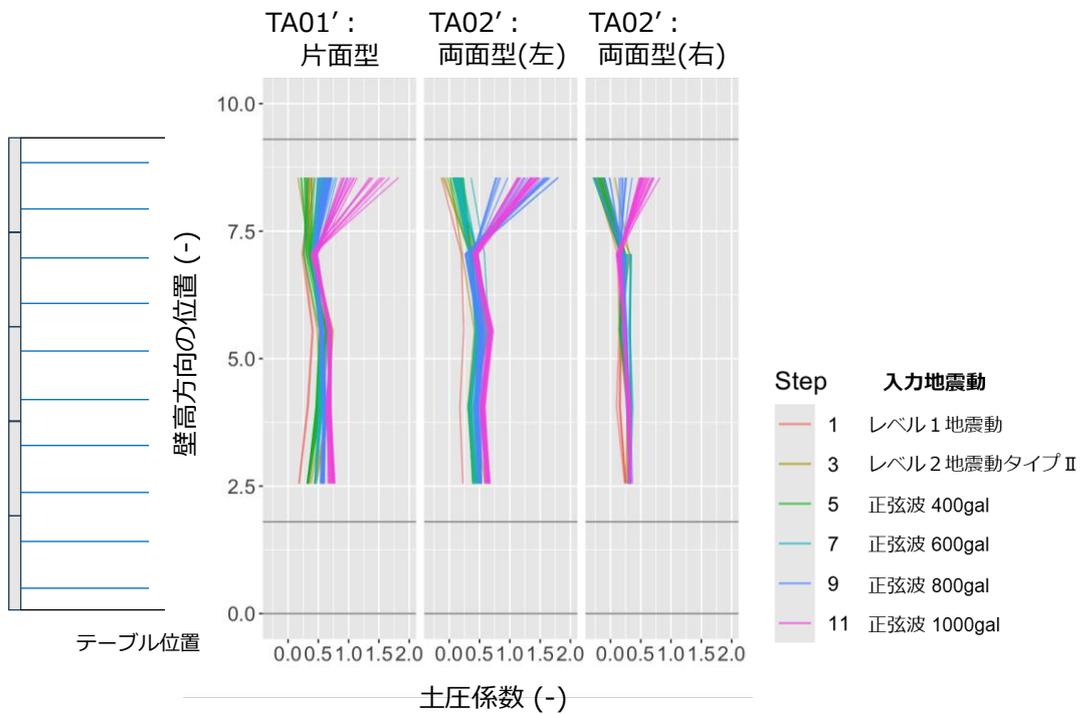


図-2.3.4.29 壁背面に作用する土圧係数（土圧計より算出）

図- 2.3.4.28 および図- 2.3.4.29 より、片面型と両面型では土圧係数も同程度であった。また補強材ひずみから算出した疑似土圧係数と土圧計から算出した土圧係数に差は見られなかった。通常想定すべき外力の範囲として、正弦波 400gal までの Step5 までの応答に着目しても、異なる傾向は認められなかった。図- 2.3.4.29 より、最上段の位置での土圧係数については、正弦波 800gal 以上のステップにおいて大きく増加している。これは、加振により天端盛土が沈下したことで、最上段壁面材の動きが大きくなった可能性が考えられる。

e) 補強材の長手方向のひずみ分布

各段補強材の長手方向のひずみ分布（ひずみゲージの設置位置については図- 2.3.4.21 参照）を図- 2.3.4.30 に示す。同図では代表として Step3（レベル2 地震動タイプ II）時の分布を示している。図より片面型と両面型のひずみ分布について大きな差異は認められなかった。

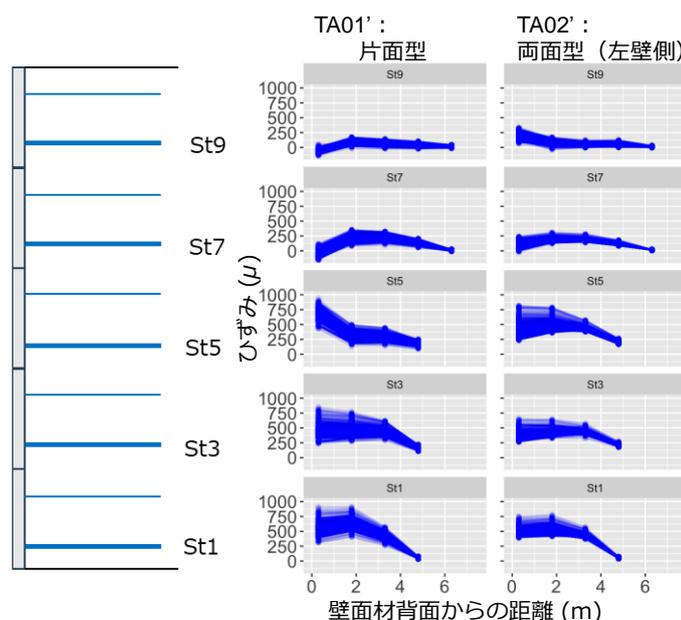


図- 2.3.4.30 補強材の長手方向のひずみ分布（Step3:レベル2 地震動タイプ II）

f) 実験結果のまとめ

大型動的遠心力载荷試験装置を用いた帯鋼補強土壁の模型実験の結果を分析することにより、摩擦型補強材を用いた両面補強土壁について以下の知見が得られた。

- ・ 片面型の帯鋼補強土壁と両面型（ $H/B=0.77$ ）の帯鋼補強土壁とでは破壊形態（補強領域および背面地盤にせん断層の発生）は変わらない。
- ・ 片面型と両面型（ $H/B=0.77$ ）とでは壁面材背面および補強領域内の応答加速度の分布

は同様の傾向であった。

- ・ 片面型と両面型 ($H/B=0.77$) とでは土圧計により求めた土圧係数の分布は同様の傾向であった。
- ・ 補強材ひずみから算出した疑似土圧係数と壁面材に設置した土圧計から算出した土圧係数は同様の傾向であった。
- ・ レベル 2 地震動タイプ II の加振時における補強材の長手方向のひずみ分布については、片面型と両面型 ($H/B=0.77$) では概ね同様であった。

以上より、本実験の結果によると、 $H/B < 0.77$ 程度の非連結型（完全嵌合型）の両面補強土壁は片面補強土壁として扱って差し支えないと考えられる。

(5) まとめ

両面補強土壁について以下にまとめる。

- ・ 海外における両面補強土壁の設計について整理した。その結果、補強材の重なり合いの程度、反対側の補強土壁との主働域や主働崩壊線の干渉の程度、両側の補強材の連結の有無によって設計方法の詳細が異なっており、各国によって細かな違いがあるものの、壁が近接しているほど内的安定（部材設計）および外的安定（疑似擁壁）に用いる土圧を低減させている傾向が分かった。両側の壁面材が 1 本の補強材で連結された構造（連結型）では、壁面の上部から下部にかけて静止応力状態となるとの考えから壁面材に作用する土圧として静止土圧を考慮するとしている。そのほか、連結型の場合の留意点として、締固めによって接続部に高い応力が発生する点、壁面材と補強材が垂直でないと、施工中に壁面のアライメントを維持することが挙げられている。ただし、今回整理をした海外設計の範囲では実験や観測による検証結果、特に耐震性に関する検証はなされていなかった。
- ・ 橋台 AP 部の補強土壁の既往の現地調査結果 790 件から、被害程度の大きい両面補強土壁の事例を抽出し、変状の傾向を確認した。その結果、沈下・段差、開き、はらみ出し等の変状が生じていたものの、片面補強土壁と比べて、変状形態や変状程度に著しい違いは認められなかった。
- ・ 大型動的遠心力載荷試験装置を用いた模型実験に基づいて、非連結型の両面補強土壁において、壁高 H と幅 B の比が、 $H/B < 0.77$ 程度の条件では、片面補強土壁の場合と破壊形態、応答加速度の分布、土圧および補強材張力等は大きく異なるものではなく、そのような条件では片面補強土壁として扱っても差し支えないと考えられる。
- ・ 一方、連結型の両面補強土壁においては、2.3.1 項(7)に示す被災事例及び本項の実験結果から、破壊形態等が異なる可能性があることを考えると、連結型は補強土壁の設計体系とは異なる整理をするのが適当である。

参考文献

- 2.3.4-1) FHWA-NHI-10-024 : FHWA GEC 011-Volume I , U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009
- 2.3.4-2) CEDD Geoguide 6, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2002
- 2.3.4-3) TAI : Design of back-to-back walls, Terre Armée Internationale, 2014
- 2.3.4-4) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials , 2020
- 2.3.4-5) BS EN 14475 : 2006 Execution of special geotechnical works. Reinforced fill, British Standards, Eurocodes 2006
- 2.3.4-6) EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design, Eurocodes, 1997
- 2.3.4-7) 志村直紀, 新田武彦, 渡邊健治, 飯島正敏, 片面および両面構造の帯鋼補強土壁の地震時挙動に関する考察, 第 20 回地盤工学会関東支部発表会, 2023.
- 2.3.4-8) 林豪人, 小浪岳治, 三浦均也, 小林睦, 両面アンカー補強土壁を対象とした動的遠心模型実験－安定性と残留変位, 第 53 回地盤工学研究発表会, 2018.
- 2.3.4-9) 林豪人, 小浪岳治, 三浦均也, 大黒華林, 緊結式両面アンカー補強土壁を対象とした動的遠心模型実験－加振時変形挙動－, 第 55 回地盤工学研究発表会, 2020.