ブロック型補強土擁壁の振動実験

松島健一¹・毛利栄征²・Hoe.I.Ling³・山崎真司⁴

ブロック型補強土擁壁は 1999 年の台湾集集地震で甚大な被害を受けた。調査によるとブロック壁面全体の剛性やブロックと補強材の接続、補強材の敷設間隔が問題として挙げられている。そこで筆者らは補強材の敷設間隔やブロックと補強材の接続の影響に着目し、敷設間隔を変化させた実物大規模の振動実験を行った。

本研究では、ブロック壁面と背面土の土圧や補強材、壁面変位などの地震時挙動からブロック型補強土擁壁の耐震性について検討を行った。

キーワード：ブロック，補強土擁壁，地震時挙動

1. 研究の背景

ブロック型補強土擁壁はブロック積擁壁と補強土擁壁の特性を持ち合わせた擁壁である。一般にブロック積擁壁はあまり大きな主働土圧には抵抗できないため適用高が低く擁壁の中でも耐震性は低いと言われている。これはブロック間が剛に結合されておらず、一体壁である重力式擁壁と比べると変形しやすく大きな土圧を保持できないこと。また、局所的な部分に変形が集中し擁壁全体の崩壊が発生しやすい構造を有しているためである。一方、粘りをもつ補強土は変形するものの補強効果により破壊が生じにくいという特徴を持っている。

1999 年台湾で発生した集集地震では、ブロック型補強土擁壁に甚大な被害を受けた。調査による¹⁾とブロック壁面の全体剛性の不足、ブロックと補強材の接続方法、補強材の敷設間隔が広いことが崩壊の要因として挙げられている。設計²⁾では補強材の強度を高めることと、低い強度の補強材を密に配置することは等価に扱われるが、擁壁の変形は敷設間隔によって大きく異なるはずである。また、壁面工の効果や役割についても十分な検討がなされていないのが現状である。

そこで、ブロック型補強土擁壁の地震時挙動を明らかにするために、振動実験を行った。実験ではブロックの重量や形状、ブロックと補強材の接続が重要な要因であるため、実際に使用されている材料を用いた。本研究では補強材の敷設間隔やブロックと補強材の接続方法を 3 種類に変化させ、ブロック型補強土擁壁の地震時挙動の基本特性について報告するとともに、補強材の敷設間隔等、条件の違いによる影響について検討を行ったので報告する。

2. 実験方法

(1) 実験装置

図-1 に示すように縦 6m・横 4m の振動台上に縦 6m・横 2m・高さ 3m (内寸) の土槽を設置した。土槽は平面ひずみ条件を満足するように土槽側壁には梁を設け補強を行った。土槽壁面には壁面摩擦を軽減するためにビニールシートを 2 重に貼り付けた。土槽底面には基礎地盤との摩擦を大きくするために金網を溶接した。データ収録は作成時と加振時についてそれぞれ静的データロガーと動アンプ計測器により計測を行った。動的計測でのサンプリング間隔は 2msec である。

(2) 材料および作成方法

実験で使用した地盤材料は含水比がおおよそ 10% の十勝砂 ($\rho_s=2.668\text{g/cm}^3$, $D_{50}=0.18\text{mm}$, 均等係数 $U_c=1.8$, $e_{\max}=1.291$, $e_{\min}=0.781$) を用いた。補強材は 2 種類 (補強材 A, 補強材 B) であり、それぞれの物性値および引張試験結果は表-1, 図-2³⁾ に示すとおりである。壁面材には図-3 に示す奥行き 305mm・高さ 203mm・幅 457mm, 重さ 34kg のブロックを用いた。ブロックの形状はブロック間の抜け出しを防止するためにブロック上面の前方が凸形状になっている。地盤は基礎地盤上の補強土擁壁の変形を卓越させるため、支持地盤は厚さ 20cm、相対密度 $Dr=92\%$ の密な砂地盤を作成した。補強土擁壁の作成方法は補強材を敷設した後にブロックを設置し、ブロック穴に碎石を詰め込みハンドバイブレーターによって締め固めを行った。ブロック背面には 20cm 厚の地盤になるように砂を撒き出し、振動コンパクターにより締め固めた。地盤密度は相対密度 $Dr=60\%$ になるように転圧回数により調整を行った。地盤内には加振後のすべり面の様

¹ 地盤工学会会員，独立行政法人農業工学研究所 造構部 土質研究室，研究員（〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-6）

² 正会員，独立行政法人農業工学研究所 造構部 土質研究室 室長（〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-6）

³ 地盤工学会会員，Associate Professor, Department of Civil Engineering and Engineering mechanics, Columbia University (500 West 120th Street, New York, NY 10027)

⁴ 正会員，三井化学産資株式会社 技術開発部 土木技術グループ（〒346-0028 埼玉県久喜市河原井町 9）

子を観察するために色砂層を高さ 20cm 毎に入れた。土中の補強材の引き抜けを観察するために図-4（図中の左上）に示すように補強材下面に奥行き方向に色砂を帯状に設置し、加振後の観察により補強材と土の相対的な変位を計測した。

(3) 計測器の配置

ブロック壁面と補強領域、非補強領域における地震時挙動を把握するために、図-4 のように計測器（変位計、土圧計、加速度計、ひずみゲージ）を配置した。壁面前面、壁面背面、補強領域、非補強領域には加速度計を設置し、壁面にはレーザー変位計を設置した。また、壁面土圧を計測するために土圧計を埋め込んだブロックを9箇所に設置した。支持力の推移を計測するために最下段のブロックの底面には3箇所に土圧計を埋め込み、盛土底面には7箇所に土圧計を設置した。補強材にはひずみゲージを貼り付けた。Test02,03 ではブロック間に設置されている補強材の引き抜け量を計測するために、プーリー式変位計を用いてワイヤーに補強材を接続した。なお、加速度の方向は図-4 のように定めた。

(4) 実験ケースおよび実験方法

図-5 に示すように3種類に条件を変化させた。Test01 では敷設間隔が 60cm であり、Test02,03 では敷設間隔を 40cm とした。Test03 では最上層の補強材は引張強度が低い補強材Bを用い、敷設長を長くした。また、加振中に見られる最上段ブロックの動揺とブロックからの補強材の引き抜けを防止するためにブロック同士をセメントにより接合した。Test01,02 は兵庫県南部地震神戸気象台記録波形 NS 成分を用いて、水平方向の最大加速度がそれぞれ 300gal,600gal になるように2段階加振を行った。Test03 は水平動に加え鉛直動を入力した。2回目の加振(600gal)では実際に記録した振動台の水平方向の最大加速度はそれぞれ 804gal,824gal,840gal であり、入力波よりも大きくなった。2回目加振時に記録した水平方向および鉛直方向の時刻歴波形（Test03）を図-6 に示す。加振後にはすべり線を観察するために色砂層を切り出して、色砂の変形をトレース紙に描き写し、デジタイザーによって記録を行った。

3. 実験結果

ブロック型補強土擁壁の地震時挙動に関する基本特性と各実験ケースに見られる違いについて報告する。

(1) 壁面変位の位相特性と壁面変位分布

a) 基本特性

図-7 に振動台速度と壁面変位の位相特性を示す。擁壁上部・下部とも壁面変位は振動台速度と位相が一致しており、振動台が背面方向に移動する時に壁面が前面へ変位し、前面方向に移動する時に背面方向へ変位していることがわかる⁴⁾。次に、図-7 における振動台が前面方向に移動している時刻 a 点と背面方向に移動している時刻 b 点での壁面変位分布を図-8 に示す。擁壁はいず

れの状態においても転倒モードを示し、時刻 b 点では擁壁上部の変位が大きくなっていることがわかる。これらを図-9 のように最下段ブロックを中心とするブロック壁面の傾きを擁壁角度として整理すると、図-10 に示すように擁壁角度の分布は様にならないことがわかる。これはブロック型擁壁が重力式擁壁のような一体型の擁壁とは異なりブロック間が剛に結合されていないために生じる。特に、時刻 b 点では擁壁上部で擁壁角度が大きくなり、ブロックが前方に傾くため、ブロック接合部後方で浮き上がりが発生する。そのことによってブロック間に挿入されている補強材が引き抜けやすい状態になっているものと考えられる。

図-1 振動実験に用いた土槽

図-2 補強材の引張試験結果

表-1 補強材の物性値

タイプ	補強材 A	補強材 B
製品基準強度 (kN/m)	50	18
目合いの大きさ (mm)	23 × 25	23 × 21
芯材	ポリエステル繊維	
被覆材	塩化ビニール

ひずみゲージ貼り付け位置と色砂の位置

加速度の方向 (力が加わる向き)
(-) (+)

図-4 計測器の配置

単位: (cm)

図-5 実験ケース

b) 各実験ケースに見られる違い

各実験ケースの時刻 a, b 点, および加振後の壁面変位分布を図-8に示す。いずれのケースにおいても擁壁下部から中部まではあまり壁面変位に大きな差は表れないが、擁壁が前面方向に転倒する時刻 b 点では敷設間隔が密な Test02,03 では Test01 に比べて擁壁上部の壁面変位が小さくなっていることがわかる。さらに、擁壁角度の分布(図-10)で見ると擁壁角度は Test01 では時刻 b 点で擁壁上部が大きくなっているのに対し、Test02,03 ではほぼ同じになっていることがわかる。これは補強材が密に配置されているため壁面ブロックと補強材の接合力が増し、ブロックの慣性力によって引き起こされる壁面変位を抑制するためだと考えられる。また、Test03 では鉛直方向にも加振されているが、最上段ブロックの固定により補強材がブロックから抜け出さないこと、さらに最上層の補強材の敷設長が長いことにより Test02 と同程度の壁面変位量に収まったものと考えられる。

(2) すべり線の様子

a) 基本特性

加振後の色砂の観察から推測された各ケースのすべり線の様子を図-11に示す⁵⁾。いずれのケースも補強材が敷設されていない領域にせん断帯幅が小さく連続したすべりが発生し、地表面のブロック背面より 100cm から 160cm までの補強領域後方(補強材の後端部付近)には不連続なすべりが散在して発生していた。一方、ブロック背面からおおよそ 100cm までの補強領域にはまった

図-6 振動台加速度の時刻歴波形(2回目加振時 Test03)

図-7 振動台速度と壁面変位の位相特性(Test01)

くすべりは発生していなかった。観察によると補強材を横切るすべりは補強材付近でせん断帯幅が拡大している様子が確認されており、すべりの発達を抑制している様子が見られた。

b) 各実験ケースに見られる違い

敷設間隔が粗な Test01 では補強領域背面（ブロック背面から 180～200cm）に地表面からほぼ鉛直にすべりが発生しているのに対し、敷設間隔が密な Test02 ではブロック背面より 270cm 付近から補強領域背面に向けて斜め方向にすべりが発生した。Test03 では Test02 と同様に最上部の補強材の後端部（ブロック背面から 230cm）から補強領域背面に向けてすべりが発生していた。これは敷設間隔が密になると補強領域が変形しにくくなり、補強領域背面に作用する土圧に対して抵抗が増したため、補強領域背面の主働領域が拡大し、すべり土塊が大きくなったものと考えられる。

(3) 壁面土圧の位相特性と壁面土圧分布

a) 基本特性

図－12に壁面土圧増分と壁面変位の位相特性を示す。擁壁上部の位相特性を見ると、壁面土圧増分は壁面変位と位相が反転し、前面方向に壁面が変位する時には土圧が発生していないことがわかる。これは擁壁上部では壁面が背面方向に変位する時にはブロックの慣性力によって背面土を押し込もうとするため、受働的な土圧が発生する。そして、前面方向に変位する時

図-9 地盤高さhにおける擁壁角度

には同様にブロックの慣性力によって前面方向に変位するため、壁面に作用していた土圧が解放されるためである。一方、擁壁下部では壁面土圧増分は壁面変位と位相が一致し、加振ごとに壁面土圧が高まっていく様子がわかる。これは壁面が前面方向へ変位する時、壁面変位よりも背面土の変形が大きいため背面土が壁面を押し出そうとし、壁面に土圧が作用する。それとは逆に、背面方向へ変位する時、壁面の変位に比べて背面方向に背面土が大きく変形するため土圧が一時的に減少するが、再び

図-8 壁面変位分布

図-10 擁壁角度の分布

図-10 擁壁角度の分布

図-11 2回目加振後のすべり線の様子

図-12 壁面土圧増分と壁面変位と位相特性

加振されると前面方向への背面土の変形に伴いより大きな土圧が壁面に作用し、土圧が増加していくためだと考えられる。

施工後と時刻 a, b 点および加振後の Test01 の壁面土圧分布を図-13 に示す。施工後の壁面土圧分布を見ると、あまり大きな壁面土圧が作用していない。一方、加振中の時刻 a, b 点および加振後では施工後と比べて擁壁上部の壁面土圧はあまり変化しないが、擁壁中部、下部では比較的大きな土圧が作用していることがわかる。

また、加振中の時刻 a, b 点では土圧の変化量は小さいが先述のように擁壁が背面方向に傾く時刻 a 点では擁壁上部で受動的な土圧が発生し、擁壁下部で土圧が減少している。一方、擁壁が前面方向に転倒する時刻 b 点では擁壁上部で土圧が解放され、擁壁下部で土圧が増加している様子が見てとれる。

このように地震時における擁壁上部と下部の壁面の役割は異なり、上部では背面土の変形に起因する土圧は発生せず、背面土の変形を抑制する働きはないが、下部では背面土の変形を抑制し、壁面土圧が高まっていくことがわかる。

b) 各実験ケースに見られる違い

各実験ケースの壁面土圧増分の位相特性を比べてみると(図-12)、Test01 では擁壁下部では位相が一致しているが、擁壁中部では一致しにくくなっている。一方、Test02,03 では擁壁中部においても位相が一致していることがわかる。これは補強材が密な配置になると壁面と補強材の接合力が増すために背面土の変形に対して壁面が抵抗しやすくなり、背面土圧が壁面に発生しやすくなるためだと考えられる。

(4) 底面土圧の位相特性と底面土圧分布

図-14 に Test01 のブロック底面土圧増分と擁壁角度の位相特性を示す。つま先部の底面土圧増分は擁壁角度と位相が一致し、かかと部は位相が反転していることがわかる。これは擁壁下端を中心とした回転運動が卓越したモードになっているため、擁壁角度の変化に応じてつま先部とかかと部に交互に応力が集中するためである。

図-13 壁面土圧分布(Test01)

図-14 ブロック底面土圧増分と擁壁角度の位相特性

また、中央部では加振ごとに応力が大きくなっているが、これは回転の中心付近では応力集中が発生しにくいいため、つま先部とかかとの部に応力集中による支持力破壊の進行に伴って中央部で応力が増加するためだと考えられる。

次に時刻 a, b 点における底面土圧増分分布を図-15

に示す。ブロック底面の土圧は先述のように擁壁が背面方向に傾く時刻 a 点ではかかと部に土圧が集中し、前面方向に転倒する時刻 b 点ではつま先部に土圧が集中している。一方、中央部では時刻 a, b 点とも大きな土圧が発生していることがわかる。

次に背面土の底面土圧分布を見ると底面土圧の変化量は非補強領域では小さく、補強領域では大きくなっている様子がわかる。底面土圧は擁壁が背面方向に傾く時刻 a 点では補強領域前方で減少し、後方で増加する。それとは反対に擁壁が前面方向に転倒する時刻 b 点では前方で増加し、後方で減少していることがわかる。

これはすべりが発生している非補強領域では土塊が破壊されているため慣性力が底面まで伝達されず、土圧の変化量が小さくなる。一方、補強領域では補強材と土の一体化によって補強領域背面に作用する土圧力や補強領域に作用する地震力による変形に抵抗するため、慣性力が底面まで伝達される。その結果、加振によって土圧が大きく変化するものと考えられる。このような底面土圧変化からも補強領域が背面土の土圧力に抵抗し、疑似擁壁として働いている様子を伺うことができる。

(5) 補強材のひずみと土中の引き抜け

補強材の敷設直後をゼロとする各層ごとの補強材のひずみ分布を図-16に示す。施工完了後の補強材のひずみ分布を見るといずれの補強材も最大で0.2%程度の伸びひずみが発生していた。次に、加振時の補強材のピークひずみ分布を見ると1回目の加振ではあまり大きなひずみは発生せず、2回目の加振でも上下層とも最大で0.5%程度の伸びひずみしか発生しなかった。補強材の破断時の伸びひずみは10%程度であることから、施工後、加振時においても破断を引き起こす伸びひずみは発生していなかったことがわかる。この結果はいずれのケースでも同様であった。

補強材の土中の引き抜けは補強材と色砂の位置の相対変位により計測を行った。この方法では引き抜け量が5mm以上ないと判断できないが、いずれの実験ケースも補強材の土中の引き抜け(5mm以上)は見られず、特にすべりが発生していた補強領域後方においても引き抜けは見られなかった。以上のことから補強領域では補強材の破断や土中の引き抜け、連続的なすべりが発生せず、補強材と土が一体的に変形していたことがわかる。

(6) 補強材のひずみの位相特性

補強材のひずみ増分とその近傍にある加速度計により計測された地盤内の加速度と速度の位相特性をそれぞれ図-17、18に示す。図-17、18(a)(b)(c)の地盤高さ20cm, 80cm, 140cmの位相特性を見ると補強材のひずみ増分は加速度ではなく速度と位相が一致していることがよくわかる。一方、図-17、18(d)の地盤高さ200cmでは、補強材のひずみ増分は速度から加速度に位相が一致するようになり、図-17(e)地盤高さ260cmでは加速

図-15 底面土圧増分分布 (Test01)

図-16 補強材のひずみ分布 (Test03)

度よりも早い段階で補強材のピークひずみが発生していた。この理由として擁壁下部では周辺の土の運動に対し、補強材がそれに抵抗している。つまり補強材とその周辺の土の相対的な変位によって補強材にひずみが発生し、地盤の速度が最大、つまり地盤の運動エネルギーが最大となるときに補強材にピークひずみ増分が生じる。一方、擁壁上部に移行するにつれ、地盤の加速度に位相が一致しており、慣性力による補強材と土に生じる変形に対しては補強材が抵抗するが、地盤の速度に対しては土と補強材が一体となって運動してしまうため位相が一

致しなくなる。さらに擁壁上部になると慣性力による地盤の変形を抑制する働きが鈍くなり、補強材のひずみは加速度のピークよりも早い段階でピークに達するものと考えられる。これらの結果と壁面変位分布（図-8(a)）を照らし合わせると、速度と位相が一致する地盤高さ20cm,80cm,140cmでは壁面変位が小さいが、加速度と位相が一致する地盤高さ200cmでは大きく、加速度と位相が一致しない地盤高さ260cmではさらに壁面変位が大きくなっていることがわかる。このことから補強領域の変形性に補強材の位相特性が密接に関連していることが推察される。

(7) ブロック間の補強材の引き抜き

補強材の接続力は図-19に示す通り⁶⁾ブロック面の垂直力の大きさに比例する段階では補強材の引き抜きが発生し、垂直力が10kN/m以上になると補強材が破断する。本実験では補強材に破断が生じていないことから、引き抜き抵抗力はブロックの垂直力に依存するが、前述のように擁壁が前面方向に転倒するときにはブロック後方が浮き上がり補強材の引き抜き抵抗力は常時に比べ地震時では低くなると考えられる。

加振後の補強材の引き抜き分布を見ると（図-20），Test02では擁壁上部にいくにつれ引き抜き量は大きくなっていることがわかる。これは擁壁上部ではブロックの垂直力が低く、ブロック後方が浮き上がりやすいためである。Test03では擁壁上部ではブロックが接合されており引き抜きは発生しないが擁壁中部ではTest02よりも引き抜き量が大きくなった。これは鉛直方向に加振されることによって瞬間的に垂直応力が減少し、引き抜きやすくなったためだと考えられる。

加振後のブロックと補強材の状況を写真-1に示す。背面土の沈下によって段差が生じ、ブロックから補強材が引き抜けている様子がわかる。ブロックからの補強材の引き抜きを防止することは重要であるが、かえってブロックと補強材を接合すると局所的に過大な引張力が発生してしまう可能性がある。そのため、ブロック背面の裏込め材に圧縮沈下の小さい砕石などを用いて背面土の沈下を裏込め部で緩和し、段差を発生しにくくする等の対策が必要であると思われる。

図-17 補強材のひずみ増分と速度の位相特性 図-18 補強材のひずみ増分と加速度の位相特性
(Test01の壁面から85cmの補強材のひずみと補強領域内の加速度)

図-19 ブロックと垂直力と接続荷重の関係

図-20 補強材の引き抜き分布

写真-1 加振後のブロックと補強材の状況

(8) ブロックの接合

Test01,02では最上段のブロックは加振時に大きく動揺した。その際、ブロックの穴に詰め込まれた碎石がブロック同士の接触面に入り込み、ブロックが浮き上がった状態が発生し、転落の危険性が確認された。一方、Test03では最上段のブロックがセメントにより接合されているためブロックの動揺は発生しなかった。また、補強材が引き抜けないため、ブロックの慣性力による前面方向の壁面変位を抑制する働きが認められた。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・ブロック型補強土擁壁は転倒モードを示し、壁面変位は振動台速度と位相が一致した。
- ・加振時の擁壁角度は一樣にならず、特に敷設間隔が粗な Test01 では擁壁上部で大きくなりブロック間で補強材が抜け出しやすくなる。
- ・擁壁上部ではブロックの慣性力によって変位が引き起こされており、背面土の変形に起因する土圧は発生せず、背面土の変形を抑制していない。一方、擁壁下部では土圧は増加し、背面土の変形を抑制する働きが認められる。
- ・ブロック間の補強材の引き抜けは擁壁上部で発生し、ブロックの慣性力によって引き抜けが生じる。鉛直動が加わるとさらに引き抜けやすくなる。
- ・補強領域は疑似擁壁として機能し、敷設間隔を密にすると変形が抑制され、補強領域背面に作用する土圧に対する抵抗力が高まる。
- ・補強材に発生する伸びひずみは施工後、加振時を通して1%未満であり、破断を引き起こすような引張力は働かない。
- ・最上段のブロックの固定と最上層の補強材の敷設長を長くした Test03 ではブロックの動揺が発生せず、擁壁上部の壁面変位を抑制する働きを持つ。

- ・ブロック底面土圧は交互につま先部とかかと部に集中し、中央部では土圧が増加する。
- ・補強材のひずみとその周辺の地盤内の加速度、速度の位相特性は擁壁上部と下部で異なり、下部では地盤の速度と位相が一致するが、上部では加速度と位相が一致するようになり、さらに上部になると地盤の加速度のピークよりも早い段階で補強材のピークひずみが起こっており、補強領域の変形性と密接な関連が推察された。

5. おわりに

現行の設計法では力の釣り合いによって安定性を検討するため、変形については考慮されていない。補強材敷設間隔の決定については主に補強材の強度に基づいて設計されているが、敷設間隔の違いによる変形の抑制効果については考慮されていない。しかし、本実験で明らかのように、敷設間隔を密にすると補強領域が変形しにくくなることから、今後、強度や剛性といった補強材の物性と補強材の配置について検討していく必要があると思われる。

参考文献

- 1) Ching-Chuan Huang: Investigations of soil retaining structures damaged during the chi-chi (Taiwan) earthquake, Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol.23, No.4, pp. 417-428, 2000.
- 2) ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版, (財) 土木研究センター, 2000.2.
- 3) 土木系材料技術・技術審査証明報告書「フォートラック」, (財) 土木研究センター, 2000.3.
- 4) 毛利栄征, 松島健一, Hoe.I.Ling, 山崎真司: ブロック型補強土擁壁の振動実験, 第38回地盤工学研究発表会, pp1807-1808, 2003.7.
- 5) 毛利栄征, 松島健一, Hoe.I.Ling, 山崎真司: ブロック型補強土擁壁の大型振動実験, 15年度農業土木講演会講演要旨集, 2003.7.
- 6) Hoe.I.Ling et.al: Large-scale shaking table tests on modular-block reinforced soil retaining wall, ASCE, 投稿中

Shaking test of Block type Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall

Kenichi MATSUSHIMA, Yoshiyuki MOHRI, Hoe.I.Ling and Shinji YAMAZAKI

Block type Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls were heavily damaged by 1991 chi-chi earthquake in Taiwan. According to the disaster report, the seismic behavior and stiffness of this type of retaining wall is related to the connection between blocks as well as reinforcement, reinforcement spacing. Therefore, effect of reinforcement spacing and connection between blocks and reinforcement was investigated on real size model on shaking table. Based on seismic behavior of wall soil pressure and displacement, reinforcement, seismic characteristics of Block type Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall was investigated.