

既存L型擁壁背面を地盤改良した場合の
改良効果に関する実験的研究

令和2年6月

伊集院 博

目次

第1章 序論	
1.1 研究の背景および目的	1
1.2 既往の研究	3
1.3 研究内容	8
〈参考文献〉	11
第2章 既存擁壁を有する宅地における建物基礎設計の現状	
2.1 概説	13
2.2 宅地における擁壁に係る法令と適用範囲	14
2.2.1 擁壁に係る法令と適用範囲	14
2.2.2 擁壁に係る行政からの指導実態	15
2.2.3 既存擁壁に対する建物基礎設計の考え方	19
2.3 宅地における既存擁壁の構造安全性の評価	20
2.3.1 造成宅地における宅地擁壁の現地踏査	20
2.3.2 既存擁壁の構造安全性の評価	21
2.3.3 地震における宅地擁壁の被害状況	23
2.3.4 既存擁壁の補強方法	23
2.4 本章のまとめ	25
〈参考文献〉	25
第3章 擁壁背面を地盤改良した場合の改良効果の検証	
3.1 概説	27
3.2 試験体	28
3.2.1 擁壁試験体	28
3.2.2 試験体の種類	29
3.2.3 ロードセルの精度試験	31
3.3 模型地盤	32
3.3.1 実験槽	32
3.3.2 模型地盤作製方法	33
3.3.3 乾燥砂地盤の密度試験	37

3.3.4	乾燥砂地盤の内部摩擦角	39
3.3.5	乾燥砂地盤と試験体の摩擦角	41
3.3.6	乾燥砂地盤の諸定数	43
3.3.7	地盤改良の諸定数	43
	(1) 地盤改良の配合	43
	(2) 地盤改良の圧縮強度	44
	(3) 地盤改良と乾燥砂地盤の摩擦角	44
	(4) 乾燥砂地盤とサンドペーパーの摩擦角	45
3.3.8	支持地盤と乾燥砂地盤の支持力試験	48
	(1) 試験方法	48
	(2) 支持力試験結果	48
3.4	地盤改良に伴う水平土圧測定実験	50
3.4.1	実験概要	50
3.4.2	地盤改良後の水平土圧分布の推移	51
3.4.3	地盤改良後の全水平土圧の推移	53
3.5	地表面荷重載荷実験	55
3.5.1	実験概要	55
3.5.2	地表面載荷荷重に伴う増加水平土圧分布の推移	57
3.5.3	地表面載荷荷重－水平土圧係数関係	59
3.5.4	地表面載荷荷重－擁壁変位関係	60
3.6	本章のまとめ	61
	〈参考文献〉	62
第4章 地表面載荷荷重の載荷位置に対する最適な地盤改良形状の検証		
4.1	概説	63
4.2	実験概要	64
4.2.1	擁壁試験体	64
4.2.2	地表面載荷荷重の載荷位置	66
4.2.3	実験槽	67
4.2.4	実験方法	68
	(1) 模型地盤	68

(2) 実験方法	70
4.3 実験結果および考察	71
4.3.1 地盤作製直後の土圧分布	71
4.3.2 地表面載荷荷重に伴う増加水平土圧分布の推移	72
4.3.3 地表面載荷荷重に伴う増加水平土圧係数の推移	76
4.3.4 地表面載荷荷重に伴う接地圧の推移	78
4.3.5 地表面載荷荷重に伴う擁壁変位の推移	80
4.4 本章のまとめ	82
〈参考文献〉	83
第5章 地震時荷重に対する地盤改良形状の違いによる外的安定性の検証	
5.1 概説	84
5.2 実験概要	85
5.2.1 試験体の種類	85
(1) L型擁壁試験体	85
(2) 地盤改良試験体	85
5.2.2 模型地盤	87
5.2.3 実験方法	88
5.3 実験結果および考察	90
5.3.1 地盤作製直後の土圧分布	90
5.3.2 砂槽底盤傾斜に伴う増加土圧分布の推移	92
5.3.3 砂槽底盤傾斜に伴う擁壁変位の推移	94
(1) 試験体 [L/H=0.7], [$\theta=0^\circ$], [$\theta=30^\circ$]	94
(2) 試験体 [$\theta=15^\circ$]	96
5.3.4 転倒、滑動、接地圧に対する検討	98
(1) 転倒に対する安全率 (M_r/M_o) の推移	98
(2) 滑動に対する安全率 (R_H/P_{SL}) の推移	98
(3) 接地圧 (σ_e) 分布の推移	100
5.3.5 擁壁背面地盤のすべり線	102
5.3.6 地震時に対する地盤改良効果について地震合成角から考察	104
5.4 擁壁前面受働側の土被りの影響について	105

5.4.1	実験概要	105
	(1) 試験体	105
	(2) 実験方法	106
5.4.2	実験結果	106
	(1) 擁壁変位の推移	106
	(2) 地震時に対する外的安定性の評価	107
5.5	本章のまとめ	108
	〈参考文献〉	109
第6章	結論	110
	研究業績	115
	謝辞	118

第1章 序論

1.1 研究の背景および目的

都市近郊において、人口が増加している地域では住宅地も減少しつつあり、宅地開発は丘陵地にも及んでいる。当然のことながら丘陵地を宅地造成する際には、がけが生じるため擁壁により土留めが行われる。一般的に、宅地造成において切土部にはもたれ式擁壁が用いられ、盛土部にはL型擁壁を用いられることが多い。これら擁壁の設置基準については、宅地造成等規制法および構造検討について建築基準法等に規定されている。

擁壁を設計する際は、日本建築学会の「建築基礎構造設計指針」および「建築物荷重指針・解説」に則り行い、設計土圧として、常時はクーロンの主働土圧が用いられ、地震時には物部・岡部式が用いられている。また、擁壁背面に載荷される地表面載荷荷重は、原則として 5kN/m^2 以上で土地利用上想定される荷重とし、建築物の構造および規模等を考慮し設計者の判断で適宜決められる。

これら法律等に準じて設計された擁壁であっても、これらの既存擁壁に対し新たに近接して建物を建てる場合は、当擁壁の外的安定性および内的安定性をあらためて確認し、同時に、各行政機関等からの承認を得ることが設計者の責務となっている。ただし、既存擁壁に影響を及ぼさないように建物を杭で支持させるなど既存擁壁の外的安定性および内的安定性を担保することができる方法を講じれば、各行政機関等の承認を得ることができる。

実際に、建物基礎に杭を使わず、擁壁近傍に新たに建物を建設する場合は、既存擁壁に対してどの程度まで建物を近付けることが可能か、既存擁壁の現状を調査することが必要となる。この時、既存擁壁に関する設計図書や構造計算書が残っていれば、既存擁壁の構造安全性を検討することも可能であるが、これらの資料等が無い場合は、既存擁壁の構造安全性に関する可否の結論を出すことは難しい。まして、築年代不明の擁壁に近接して新たに建物を建設する場合、既存擁壁の構造安全性を確認することは、より困難になると考えられる。

このような時、敷地に余裕がある場合は、既存擁壁から建物を離して建てれば問題はない。敷地が狭く、既存擁壁に近接して建物を建設せざるを得ない場合、かつ擁壁の外的安定性および内的安定性が確認できない場合は、既存擁壁を取り壊して擁壁を新設するか、または既存擁壁を補強する方法が考えられる。既存擁壁を補強する場合、例えば、鉄筋コンクリート造のL型擁壁を補強する場合は、擁壁の壁面と底版に主筋を配筋し断面を増し打ちする方法や、擁壁背面に控え壁を増設する等の方法が考えられる。しかし、施工コストや施工条件の問題もあり、実施例は、極めて少ないと推察される。

以上のように、新たに既存擁壁に近接して建物を建てる場合、設計者は、難しい問題を抱えることになるが、その解決策は容易に見つからない。

一方、兵庫県南部地震以降 20 余年の既存擁壁の地震被害を概観すると、多くの被害例が報告されている^{1)~5)}。これら被害に遭った擁壁の地震時土圧は、宅地擁壁の場合は、物部・岡部式、同様に、道路関連の擁壁土留め工の場合は物部・岡部式、または土圧係数 0.3 のいずれか不利な方の値を用いて設計されている。これら地震時土圧は長い間使われてきたが、この分野の研究が進み、最近、見直しが始まっている。静的地震載荷実験や振動台実験が行われ^{6)~12)}、その成果をもとに新たな地震時土圧として修正物部・岡部式が提案されている^{13)~14)}。

また、地震で被害に遭った建物のうち、擁壁が倒壊し、そのため建物が傾いた例も数多く見られる^{1)~5)}。このことから、擁壁の耐震性が、いかに建物の安全性に大きく関与していることが分かる。したがって、地震時の被害のことを考えるならば、既存擁壁の耐震性診断が必要であり、その中には、補強を必要とする擁壁があるに違いない。

そのような中、既存擁壁の補強方法の提案と補強効果についての研究が、実大の振動台実験により行われている¹⁵⁾。当実験では、空積み擁壁の表面を薄い帯状の鉄板で補強し、補強効果のあることを実証している。しかし、まだ実施例は少なく、今後さらに、既存擁壁の補強に関する数多くの提案と実証実験が必要と考えられる。

以上のことから、本研究は、既存擁壁の新たな補強方法を提案し、常時ならびに地震時荷重に対する補強効果について明らかにすることを目的としており、実験は、以下のように行った。

実験は、既存擁壁試験体として L 型擁壁を用い、既存擁壁の補強方法として擁壁背面地盤をセメントにより地盤改良を行った。補強効果を検証するため、地盤改良した擁壁背面地盤が L 型擁壁と一体となり、擁壁本体の壁面に作用する土圧が低減できることを確認した。同様に、地表面載荷荷重を載荷した場合も擁壁壁面に作用する土圧が低減できることを確認した。次に、擁壁背面の地盤改良形状と地表面載荷荷重の載荷位置を変えて種々実験を行った。地盤改良形状は、L 型擁壁の仮想背面に対する地盤改良傾斜角を変えて 3 種類とした。実験では、地盤改良境界面の土圧が測定可能な試験体を作製し、これをもとに擁壁底版面下に作用する接地圧の算定を行った。これら測定データにより、地盤改良形状が異なる各試験体の構造性能の評価が可能となった。以上、本実験は、地表面載荷荷重に対して外的安定性の優れた地盤改良形状を見出すことを目的として実施した。

上述の 2 例の実験は、いずれも常時を想定し地表面荷重を載荷しているが、本実験は、地震時を想定した実験を行っている。実験は、上述の 3 種類の地盤改良試験体と擁壁背面を地盤改良しない L 型擁壁を対象にして静的地震載荷装置により傾斜実験を行った。本装置は、実験槽および砂槽が主働側へ一定速度で傾斜するよう設計されており、砂槽内の擁壁が倒壊した時点の傾斜角により、地震に対する外的安定性の評価が可能となっている。以上、本実験は、3 種類の地盤改良試験体の地震時に対する外的安定性の検証を行い、同時にその補強効果を明らかにすることを目的として実施した。

1.2 既往の研究

建築の分野では、宅地を造成する際、現在、擁壁の設計土圧としてクーロンの主働土圧を用いている。今まで、擁壁土圧の発生機構やクーロン土圧の検証について数多く研究が行われてきた。同様に、近年になり、地表面載荷荷重や地震時荷重に対する擁壁土圧の研究が行われてきた。以下に、それら代表的な研究を概説するが、いずれの実験も擁壁背面は、裏込め地盤に乾燥砂を用いて実験を行っている。

テルツァギ¹⁶⁾は、砂槽（幅×長さ×高さ＝4.3m×4.3m×2.1m）の一壁面を可動式の擁壁として主働土圧実験を行っている。擁壁の変位方法は、擁壁下部を回転中心とした場合と擁壁を平行移動させた場合の2種類とし、変位中の土圧合力と壁面摩擦合力を測定している。すべり線が、発生するまでの土圧の3要素（土圧係数、壁面摩擦係数、土圧の相対着力点）の推移からクーロンの主働土圧について検証を行っている。本実験より、いずれの変位方法の場合もすべり線発生時において土圧は最小となり、この時の壁平均変位が、 $H/1000$ （ H :壁高さ）であることが確認されている。ただし、この実験では、水平土圧分布と壁面摩擦分布および地盤内部のすべり線が明らかになっていないため、クーロンの主働土圧が厳密に検証されているとは言い難い。

ドブローア¹⁷⁾は、砂槽（幅×長さ×高さ＝78cm×68cm×70cm）内に剛性の大きい重力式擁壁（幅×高さ＝78cm×70cm）を設置し、その中央に幅30cmの鋼製壁を3枚（高さ30cm、20cm、18cm）取付け、これを土圧分布測定用の壁として実験を行っている。ただし、擁壁壁面摩擦の測定は行っていない。変位方法は、3種類（壁下部回転中心、平行移動、壁上部回転中心）行い、側壁をガラス板としすべり線を観察しており、土圧分布とすべり線を明らかにした研究として評価されている。ただし、土圧の測定精度、ガラス板の摩擦の影響もあり、主働土圧の発生機構を厳密に論ずるには、無理な点が多い。

市原・松沢¹⁸⁾は、砂槽（幅×長さ×高さ＝1.0m×2.0m×0.75m）の妻側壁面を可動壁とし、壁下部を回転中心として主働土圧実験を行っている。全壁面に作用する水平土圧合力と壁面摩擦合力を測定しているが、それぞれの分布は測定していない。なお、いずれの合力も妻側壁面に直交する砂槽側壁の摩擦の影響を受けていること、また、地盤の作製を棒状のバイブレーターで行っているため全層にわたって一様な地盤を作製することが困難なこと等、実験上の問題を若干有している。

松尾ら¹⁹⁾は、野外において壁高さ10mの大型重力式擁壁を用い、裏込め土に山砂および鉋さいを使用している。壁下部を回転中心とした主働土圧実験で、壁中央に土圧測定用の受圧壁パネルを深さ方向に設置し、水平土圧分布を測定している。実験では、擁壁背面地盤作製後、水平土圧は、徐々に増加し最終的に静止土圧に近い値になることを明らかにしている。また、主働土圧状態に達する時の擁壁天端の変位は、擁壁高さを H とすると、山砂の場合は $3H/1000\sim 5H/1000$ 、鉋さいの場合が $6H/1000\sim 8H/1000$ となることが確認されている。以上、実大実験ということもあり、地盤条件

ならびに壁変位条件等，限定された条件下における実験であるが，有意義なデータを提供している．

嶋津ら^{20)~22)}は，壁高さ 6m の重力式擁壁を対象にして，大型実験槽（幅×長さ×高さ＝8m×10m×6m）を用い，壁下部を回転中心とした場合および平行移動した場合について主働土圧実験を行っている．さらに，沈下と平行移動が，同時に起こった場合について実験を行っている．実験では，水平土圧および壁面摩擦の合力を測定し，また，土圧計により深さ方向の水平土圧分布を測定している．水平土圧分布と土圧合力を同時に測定し，2 種類の変位方法（壁下部回転中心，平行移動）に対して有意義な検証を行っている．ただし，沈下と平行移動が同時に起こった場合の検証については，沈下による土圧への影響について言及されていない．

和田ら^{23)~24)}は，クーロンの主働土圧を検証するため土圧分布測定用の重力式擁壁（幅×高さ＝650mm×750mm）を作製した．重力擁壁中央部には，水平土圧および壁面摩擦分布測定用の受圧壁（幅×高さ＝200mm×38mm）が，深さ方向 8 枚に取り付けられている．当試験体により 3 種類の変位方法（壁下部回転中心，壁上部回転中心，平行移動）で実験を行っているが，より厳密に検証するため，①砂槽側壁にはテフロンシートを貼付し側壁摩擦の影響を小さくする，②サンドレーナー法により地盤は，常に同一地盤を作製するとしている．同様に，地盤内部のすべり線を観察する方法を考案し，3 種類の主働土圧実験において，すべり線を明らかにしている．以上の実験装置と実験方法により，和田らの研究は，より詳細にかつ厳密にクーロンの主働土圧の検証を行っている．

同様に，和田ら²⁵⁾は，上記の実験装置^{23)~24)}を用い，逆 T 型擁壁の沈下と土圧の関係について検証を行っている．実験は，3 通り実施し（①擁壁底版前端を回転中心として沈下，②擁壁底版後端を回転中心として沈下，③擁壁底版全体が一様に沈下），それぞれの沈下に対する土圧の発生機構について考察を行っている．逆 T 型擁壁の横方向への変位を拘束して実験を行っているため，鉛直方向のみをパラメータとした土圧の基本的性状が明らかにされている．

以上，既存擁壁試験体に発生する土圧を考察するにあたり（第 3 章），上述の実験研究により多くの知見を得ることができた．

これに対し，地表面載荷荷重に対する擁壁の設計土圧（第 4 章）に関する実験的研究は，筆者の知る限りほとんど行われていない．

現在，日本建築学会の建築基礎構造設計指針では，地表面の等分布荷重 q による擁壁背面の増加水平土圧 Δp は，等分布荷重 q にクーロンの主働土圧係数を乗じた土圧が，深さ方向に一様に作用するとしている（ $\Delta p = K_A \cdot q$ ， K_A ：クーロンの主働土圧， q ：地表面の等分布荷重）．しかしながら，上述のように地表面載荷荷重による擁壁背面の増加水平土圧に関する実験例は少なく，建築基礎構造設計指針の増加水平土圧 Δp の妥当性について検証されているとは言い難い．以下に，地表面載荷荷重に対する擁壁土

圧に関する既往研究について概説する。

和田ら²⁶⁾は、地表面載荷荷重に対する L 型擁壁およびもたれ式擁壁の構造性能を室内実験により検証している。擁壁底版面下の支持地盤および擁壁背面地盤には、気乾状態の豊浦珪砂を使用し、地表面載荷荷重の載荷は、等分布荷重を擁壁背面に近接させ、連続載荷方式で行っている。これより地表面載荷荷重による増加水平土圧分布は、L 型擁壁の場合、地表面から中央にかけて増大し、中央から下部にかけてほぼ同じ値を示すことが明らかにされた。同様に、もたれ式擁壁の場合は、中央部付近が最大となり擁壁上部および擁壁下部に向かって減少する分布を示すことが確認された。また、荷重載荷中の増加水平土圧と変位の関係からもたれ式擁壁は、裏込め土の約 2.5 倍に相当する重量を載荷するまで構造性能を有していることを明らかにしている。同様に、L 型擁壁は、少なくとも裏込め土の約 7 倍に相当する土重量を載荷するまで地表面にすべり線が発生しないことを確認している。

辻本ら²⁷⁾は、H 型鋼自立擁壁を対象にして地表面荷重載荷実験を行っている。本擁壁は、従来型の擁壁ではなく、擁壁底版を有しない自立式擁壁であるため、本実験によりあらためて、地表面載荷荷重による増加水平土圧 Δp の設計式の妥当性を検証している。同様に、H 型鋼の埋め込み長さ l を種々変え ($l=H, 1.5H, 2H, 1$: 埋め込み長さ, H : 擁壁高さ), 地表面載荷荷重に対する構造性能と埋め込み長さとの関係について明らかにしている。さらに、地表面載荷荷重に対する構造性能について、従来型の L 型擁壁 ($L/H=0.7$, L : 底版長さ, H : 擁壁高さ) と比較検証を行い、H 型鋼自立擁壁の適正な埋め込み長さを追及している。これらの実験結果をもとに、実際に、H 型鋼自立擁壁を使用して宅地が造成されている。

西尾ら²⁸⁾は、L 型擁壁を対象とし、地表面載荷荷重の擁壁背面からの載荷位置 a を種々変えて ($a=0\sim 1.25H$, H : 擁壁高さ) 実験を行っている。これにより、地表面載荷荷重が背面に最も近い場合 ($a=0$) は、増加土圧合力が最も大きく、この時の土圧係数は、クーロンの主働土圧係数より大きいことが明らかにされている。また、擁壁変位は、荷重が小さい段階では載荷位置が最も近い場合 ($a=0$) が最も大きく、地表面載荷荷重が増加すると ($q>30\text{kN/m}^2$) 擁壁変位は、仮想背面位置にある場合 ($a=0.5H$) が最も大きいことが確認されている。

以上、地表面載荷荷重に対する擁壁の設計土圧に関する既往の研究であるが、日本建築学会の建築基礎構造設計指針の地表面載荷荷重による増加水平土圧の妥当性を検証するためには、より多くの実験が必要と思われる。

1995 年兵庫県南部地震以降、多くの地震に見舞われている。これら地震に遭うたび擁壁は、多くの被害を受けている¹⁴⁻⁵⁾。前述のように (1.1 節)、これをきっかけに既存擁壁の補強に関する実大実験¹⁵⁾が行われている。また、現在まで長期の間、地震時設計土圧として物部・岡部式を用い設計が行われてきたが、兵庫県南部地震以降、地震時設計土圧に関してさまざまな研究⁶⁾⁻¹²⁾が行われて来た。同様に、前述の新たな土

留め構造物に対して地震に対する構造性能実験⁹⁾が実施され、物部・岡部式の検証が行われている。以下に、それら代表的な研究について概説する。

平出ら¹⁵⁾は、土槽（幅×長さ×高さ＝6m×3m×2.5m）を用い、無補強の空積み擁壁（幅×高さ＝2.8m×2.2m）と補強空積み擁壁（幅×高さ＝2.8m×2.2m）を試験体として振動台実験を実施した。空積み擁壁の補強は、帯状の薄い鉄板（幅×厚さ＝50mm×3mm）を縦横 400mm ピッチで擁壁表面の目地部分に密着させ、帯状の鉄板を試験体外周に固定し行っている。擁壁の傾きは 68°で、裏込め土には江戸崎砂を用い、転圧による締固めにより地盤を作製している（1層 25cm，転圧回数 5 回）。実験では、最終段階において（入力加速度 818gal），無補強の場合は擁壁下部が崩壊し、補強した試験体は、外側へはらみ出すが崩壊しないことが確認されている。

Yulman MUNAF ら⁶⁾は、2 種類の静的地震載荷実験を行い地震時の擁壁土圧の検証を行っている。小型砂槽（幅×長さ×高さ＝10cm×100cm×30cm）では、重力式擁壁の実験を行い、また、大型砂槽（幅×長さ×高さ＝60cm×180cm×86cm）では、L 型擁壁実験を行っている。実験は砂槽を傾斜させ行い、擁壁が倒壊した時の傾斜角により擁壁の地震に対する構造性能が求められている。また、倒壊時の土圧分布は、小型砂槽の実験では、物部・岡部の理論式と大きく異なり、大型砂槽の結果は、比較的近い値となることを確認している。この理由を、小型砂槽の実験では、側壁摩擦の影響を大きく受けるためと分析している。

渡辺ら⁷⁾は、壁高 55cm の L 型擁壁、重力式擁壁、もたれ式擁壁、補強土擁壁を対象として、大型砂槽（幅×長さ×高さ＝260cm×60cm×140cm）を用い、傾斜実験（静的地震載荷実験）と振動台実験を行っている。この実験では、すべり線発生時の水平震度 k_h とすべり面の角度から傾斜実験と振動台実験の比較検証を行っている。物部・岡部式と比較すると傾斜実験はほぼ一致し、振動台実験は一致しないことが確認されている。また、すべり面が発生した瞬間の擁壁上端変位は、擁壁の種類にかかわらず振動台実験の方が大きくなることが確認されている。

同様に、渡辺ら⁸⁾は、壁高 53cm の重力式擁壁を対象として、大型砂槽（幅×長さ×高さ＝205cm×60cm×100cm）を用い振動台実験を行っている。擁壁背面のすべり線の角度に着目して物部・岡部式の検証を行っており、実測されたすべり線の角度は、物部・岡部式より大きいこと、および過去の大地震における被害例と定性的に合致することを確認している。

辻本ら⁹⁾は、根入れ部を地盤改良した H 型鋼自立擁壁を対象に、静的地震載荷装置を用い地震に対する構造性能実験を行っている。試験体は、H 型鋼の埋め込み長さ l を変え 3 種類（ $l=H$, $1.5H$, $2H$, l : 埋め込み長さ, H : 壁高さ）で検証しているが、最も構造性能の小さい試験体（ $l=H$ ）の場合でも、砂槽底盤傾斜角 $\theta_1=30^\circ$ において倒壊しないことが確認されている。これより H 型鋼自立擁壁は、大地震に対して（水平震度 $k_h=0.25$ ）十分耐力を有する擁壁であることが明らかにされている。

さらに、西尾ら¹⁰⁾は、同様の装置を用いて地震に対する L 型擁壁 ($L/H=0.7$, L : 底版長さ, H : 擁壁高さ) の実験を行い、H 型鋼自立擁壁との比較検証を行っている。L 型擁壁の倒壊時の傾斜角は $\theta_1=21.6^\circ$, これより水平震度 $k_h=0.40$ となり、L 型擁壁は、大地震時に対する構造性能を有していることが確認されている。同様に、根入部を地盤改良した H 型鋼自立擁壁は ($l=H, 1.5H, 2H$), いずれの場合も L 型擁壁より地震に対する構造性能が大きいことが明らかにされている。

西尾ら¹¹⁾は、地震に対する L 型擁壁の構造性能と擁壁前面受働側の土被り深さの関係を明らかにするため、実験により検証している。試験体は、土被り深さ β を 3 種類 ($\beta=0, \beta=0.1H, \beta=0.2H$, H : 壁高さ) とし、静的地震載荷装置により倒壊時の傾斜角を測定し、これより水平震度 k_h を求めている。倒壊時の水平震度 k_h は、それぞれ $k_h=0.40$ ($\beta=0$), $k_h=0.46$ ($\beta=0.1H$), $k_h=0.57$ ($\beta=0.2H$) となり、地震時において擁壁前面側土被りの受働抵抗が有効に働くことが確認されている。

王ら¹²⁾は、L 型擁壁底版面下の支持地盤耐力と擁壁前面受働側の土被り深さをパラメータとして、地震に対する構造性能について検証している。支持地盤の極限支持力を 2 種類 ($q_u=50\text{kN/m}^2, q_u=102\text{kN/m}^2$), および土被り深さ β を 3 種類 ($\beta=0, \beta=0.1H, \beta=0.2H$, H : 壁高さ) として実験を行い、これより、支持地盤耐力が小さいほど地震に対する構造性能は小さいことが明らかにされている。また、支持地盤耐力が小さいほど擁壁前面受働側の土被り深さ β による構造性能の増加が大きく、土被り深さ β の効果が大きいことが確認されている。これらいずれの研究においても、擁壁背面は、乾燥砂であり改良地盤には言及されていなく、また、地表面載荷荷重に対する検討が行われていない。

以上、地震時荷重に対する擁壁土圧については (第 5 章), 静的実験および動的 (振動台) 実験等, 数多く行われており, これらの研究により多くの知見を得ることができた。

なお, 本節で述べた既往研究は, いずれも擁壁背面を乾燥砂地盤とした場合の実験的研究であり, 擁壁背面を地盤改良した場合の改良効果に関する研究は, 今まで一切行われていない。

1.3 研究内容

宅地造成する際において、L型擁壁は、道路境界または隣地境界ぎりぎりに設置することが可能である。そのため、従来型擁壁の中で宅地を最も有効に活用することができ、土留め工としての擁壁に最も多く使われてきた。以上のことから、本研究は、既存L型擁壁を対象とし、その補強方法と補強効果について考察するため実験により以下のような検証を行った。

既存L型擁壁の背面をセメントにより地盤改良することを提案し、実験により擁壁本体と地盤改良部が一体となり、擁壁に作用する土圧を大幅に低減することを確認し、補強効果は十分有効であることを明らかにした(第3章)。次に、常時荷重に対する地盤改良効果を検証するため、擁壁背面を地盤改良した3種類の試験体を対象として地表面載荷荷重の載荷実験を行い、地盤改良形状と地盤改良効果の関係について考察を行った。これにより、セメントによる地盤改良は、地表面載荷荷重に対して十分有効であることを確認した(第4章)。

さらに、地震時荷重に対する地盤改良効果を検証するため、上記と同様の3種類の地盤改良試験体と地盤改良していないL型擁壁を対象として、静的地震載荷装置により傾斜実験を行った。これにより、セメントによるL型擁壁背面の地盤改良は、地震時荷重に対しても十分有効であることを明らかにした(第5章)。

以上、本研究について概説したが、本論文の構成ならびに各章の概要は、以下のとおりである。

第1章 序論 では、現行の擁壁設計土圧について概説し、既存擁壁に近接して新たに建物を建てる場合の問題点を指摘した。また、兵庫県南部地震以降20余年の既存擁壁の地震被害を概観し、既存擁壁の補強の必要性を指摘した。

以上のことから、本研究は、既存擁壁の補強の提案とその補強効果について、実験により明らかにすることが目的であるとし、本論文の位置付けを明らかにした。また、実験については、既存擁壁試験体としてL型擁壁を用いること、および既存擁壁の補強方法としてL型擁壁の背面をセメントで地盤改良に限定することの2点について記した。また、地表面載荷荷重および地震に対する既存擁壁試験体の試験方法について概説した。

第2章 既存擁壁を有する宅地における建物基礎設計の現状 では、既存擁壁により造成された地盤上に住宅を建設する場合において、既存擁壁に対する構造安全性の検討の必要性に言及した。既存擁壁に対する構造安全性の検討に際し、建物基礎設計ならびに擁壁に係る法令等や行政からの指導事項等に関して概説した。

また、1995年の兵庫県南部地震から2016年の熊本地震までの幾度の地震において、擁壁の倒壊による宅地地盤ならびに建物被害が多く発生している。倒壊した擁壁の多くは、現行の基準を満足しない場合(既存不適格)や構造上問題がある場合であり、擁

壁の耐震性が、宅地と建物の安全性に大きく関与することを明らかにし、同時に、擁壁の被害を最小限に留めることが、地震後の復旧・復興を早期に実現するためには重要であることを指摘した。

第3章 擁壁背面を地盤改良した場合の改良効果の検証 では、はじめに研究の背景を詳細に述べ、地盤改良形状とその範囲について検討を行った。

擁壁背面の地盤改良傾斜角 θ は、擁壁底版後端の仮想背面に沿って地表面まで地盤改良した試験体（試験体 [$\theta=0^\circ$]）、擁壁底版後端からの仮想背面に対して外側に 30° 広げた試験体（試験体 [$\theta=30^\circ$]）、同様に 60° 広げた試験体（試験体 [$\theta=60^\circ$]）で、これら 3 試験体は、擁壁背面全面が地盤改良と接している。そのほか仮想背面内に擁壁底版上面から $H/3$ 、 $2H/3$ (H : 壁高さ) の高さまで地盤改良した 2 試験体（[$\theta=0^\circ$, $1/3$]、[$\theta=0^\circ$, $2/3$]）とし、計 5 試験体とした。

次に、本実験において検証する項目を挙げ(①～④)、①地盤改良の調合と圧縮強度、②地盤改良の硬化前・後の擁壁背面土圧の推移、③地表面荷重載荷実験による地盤改良効果の確認、④地盤改良形状と地盤改良効果、これら 4 項目に対する実験結果を述べると共に考察を行った。

以上より、セメントによる L 型擁壁背面の地盤改良は十分有効であることを明らかにした。

第4章 地表面載荷荷重の載荷位置に対する最適な地盤改良形状の検証 では、第3章に引き続き等分布荷重載荷装置を用い、地表面載荷荷重位置をパラメータとして地表面載荷荷重に対する地盤改良形状と地盤改良効果の関係について検証を行った。

地盤改良形状は、擁壁底版後端の仮想背面に沿って地表面まで地盤改良した試験体（試験体 [$\theta=0^\circ$]）、擁壁底版後端から仮想背面に対して外側に 15° 広げた試験体（試験体 [$\theta=15^\circ$]）、同様に、 30° 広げた試験体（試験体 [$\theta=30^\circ$]）の 3 種類の地盤改良形状の試験体とした。なお、本研究では、地表面載荷荷重に伴う擁壁底版面下に作用する接地圧の推移を明らかにするため、いずれの試験体も地盤改良境界面の土圧測定が可能となっている。

地表面載荷荷重の載荷位置について、第3章では、擁壁背面からの距離 a を $a=0\text{cm}$ として検証している。地表面載荷荷重が地盤改良上にある場合と無い場合、地表面載荷荷重の位置によって擁壁底版面下に作用する接地圧の大きさと分布は大きく異なると推察される。同様に、地盤改良形状が、接地圧に及ぼす影響は大きいと考えられる。また、実際の建物はほとんどの場合、擁壁背面から一定の離隔距離をとって建てられることが多い。

以上のことから、地表面荷重の載荷は、擁壁背面からの距離 a を変えて 6 種類の地表面載荷荷重位置 ($a=0$, $H/4$, $2H/4$, $3H/4$, H , $5H/4$, H : 擁壁高さ) で行った。

本章では、地盤改良形状と地表面載荷荷重の載荷位置をパラメータとして種々の実

験を行い、擁壁底版面下に作用する接地圧を求め、地盤改良形状と地盤改良効果の関係について考察を行った。

第5章 地震時荷重に対する地盤改良形状の違いによる外的安定性の検証 では、静的地震載荷装置により地震時に対する外的安定性について考察を行った。第3章、第4章が常時荷重に対する検証であり、本章では、地震時荷重に対する地盤改良形状と地盤改良効果の関係について検証を行った。

地盤改良形状は、4章と同様であり試験体は $[\theta=0^\circ]$ 、 $[\theta=15^\circ]$ 、 $[\theta=30^\circ]$ の3種類とした。また、第4章と同様いずれの試験体も地盤改良境界面の土圧測定が可能となっている。静的地震載荷装置は、実験槽と砂槽が主働土圧側へ一体傾斜するように設計されており、また、実験槽と砂槽は連続的に一定速度で回転傾斜するため、L型擁壁の倒壊時の挙動が正確に把握できるようになっている。なお、地盤改良しない通常のL型擁壁に対して同様の実験を行い、地震時荷重に対する外的安定性について上記3試験体と比較検証を行った。

以上の実験装置および実験方法により、各擁壁試験体の①回転傾斜中の増加水平土圧分布の推移、②擁壁変位の推移、③転倒に対する安全率の推移、④滑動に対する安全率の推移、⑤接地圧分布の推移、⑥地盤のすべり線等の諸性状、⑦地震時における地盤改良効果について明らかにした。

以上、本章では、静的地震載荷装置により擁壁が倒壊に至るまでの諸性状を明らかにし、地震時荷重に対する地盤改良形状と地盤改良効果の関係について考察を行った。

第6章 結論 では、本研究の特徴、本研究で得られた成果、今後に残された課題等について述べ、本論文の結論とした。

〈参考文献〉

- 1) 沖村孝, 二木幹夫, 岡村敦, 南部光広: 兵庫県南部地震による宅地擁壁被害の特徴と原因, 土木学会論文集 No.637, Vol.45, pp.63-77, 1999.12
- 2) 平出務, 田村昌仁, 井上波彦: 新潟中越地震における建築物の基礎及び宅地の被害 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.709-710, 2005
- 3) 橋本隆雄, 宮島昌克: 2007 新潟中越沖地震における宅地被害分析と今後の宅地対策, 第 30 回土木学会地震工学研究発表会論文集, pp.1-10, 2010
- 4) 森本宏, 松下克也, 川崎淳志: 平成 28 年熊本地震における熊本県益城町の建物被害及び宅地地盤被害の悉皆調査, 地盤工学ジャーナル 12 (4), pp.439-455, 2017
- 5) 橋本隆雄: 2016 年熊本地震による被災宅地擁壁の被害分析, 国土館大理工学部紀要, pp.97-105, 2017.11
- 6) Yulman,M., Junichi,K.and Takeshi,S. : Model Tests on Seismic Behavior of Soil Retaining Wall,SEISAN-KENKYU, Vol.48, No.7, pp.371-374, 1996.7
- 7) 渡辺健治, ムナフ ユールマン, 古関潤一, 小島謙一: 擁壁模型の振動・傾斜実験のすべり面角度と物部岡部式の比較, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.1641-1642, 1999.7
- 8) 渡辺健治, 館山勝, 古関潤一: 振動実験による物部岡部式の妥当性の検討 -すべり面角度について-, 第 39 回地盤工学研究発表会, pp.1835-1836, 2004.7
- 9) 辻本善一, 伊集院博, 青山征生, 和田昇三: 根入れ部を地盤改良した H 型鋼自立擁壁の実験的研究 -地震に対する構造性能について-, 第 47 回地盤工学研究発表会, pp.1185-1186, 2012.7
- 10) 西尾聡史, 伊集院博, 和田昇三: 地震に対する L 型擁壁の構造性能に関する実験研究 -前面土被りの影響について-, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1401-1402, 2013.7
- 11) 西尾聡史, 伊集院博, 和田昇三, 平石雅一: 地震に対する L 型擁壁に関する実験的研究 -H 型鋼自立擁壁との比較-, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.705-706, 2013.8
- 12) 王智睿, 和田昇三, 刑部徹, 伊集院博, 西尾聡史: 地震に対する L 型擁壁の構造性能に関する研究 -支持地盤の影響について-, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp.623-624, 2017.8
- 13) 龍岡文夫, 古関潤一: 地震時土圧 (その 1), 基礎工, 38 巻, 2 号, pp.104-107, 2010.2
- 14) 龍岡文夫, 古関潤一: 地震時土圧 (その 2), 基礎工, 38 巻, 3 号, pp.88-94, 2010.3
- 15) 平出務, 三上和久, 御子柴正: 実大簡易補強の振動台実験, 第 44 回地盤工学研究発表会, pp.1023-1024, 2009.8
- 16) Terzaghi : LAEGE RETAINING -WALL TESTS I -Pressure of Dry Sand,

Engineering News-Records, pp.136-140, 1934.2

- 17) ドブフロア：土圧計算新法，産業図書，pp.15-20，1965
- 18) 市原松平，松沢宏：壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連，土木学会論文報告集，pp.61-74，1970.4
- 19) Matsuo, M., Kenmochi, S. and Yagi, H.: EXPERIMENTAL STUDY ON EARTH PRESSURE OF RETAINING WALL BY FIELD TESTS, SOILS AND FOUNDATIONS, VOL.18, No.3, pp.27-41, 1978.9
- 20) 嶋津是臣他：大型擁壁実験 -1-, 土木研究所資料，673号，1971
- 21) 嶋津是臣他：大型擁壁実験 -2-, 土木研究所資料，994号，1975
- 22) 嶋津是臣他：大型擁壁実験 -3-, 土木研究所資料，1096号，1975
- 23) 和田昇三，国府田誠，榎並昭：壁面摩擦を考慮した壁体土圧に関する実験的研究 その1 土圧分布測定装置および主働土圧測定例，日本建築学会構造系論文集第459号，pp.83-90，1994.5
- 24) 和田昇三，国府田誠，榎並昭：壁面摩擦を考慮した壁体土圧に関する実験的研究 その2 乾燥砂地盤における剛性壁の主働土圧発生機構について，日本建築学会構造系論文集第468号，pp.71-79，1995.2
- 25) 和田昇三，国府田誠，榎並昭：地盤沈下に伴う壁体土圧に関する研究 -逆T型擁壁の地盤沈下に伴う土圧性状について-，日本建築学会構造系論文集第479号，pp.57-65，1996.1
- 26) 和田昇三，及川裕章，国府田誠，佐藤秀人，田村昌仁：地表面に等分布荷重を載荷した場合のL型擁壁およびもたれ式擁壁の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集第548号，pp.73-80，2001.10
- 27) 辻本善一，和田昇三，伊集院博：根入れ部を地盤改良したH型鋼自立擁壁の実験的研究 -上載荷重に対する構造性能について-，第46回地盤工学研究発表会，pp.1331-1332，2011.7
- 28) 西尾聡史，伊集院博，和田昇三：地表面に等分布荷重を載荷した場合のL型擁壁の構造性能に関する研究 -載荷位置の影響について-，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.487-488，2015.9

2章 既存擁壁を有する宅地における建物基礎設計の現状

2.1 概説

既存擁壁により造成された地盤上の住宅を建設する場合、既存擁壁に対する構造安全性の検討が必要となり、その検討は、住宅が、既存擁壁の影響範囲に建設される場合に行われる。擁壁の影響範囲とは、既存擁壁から規定される安息角ラインと擁壁背面の地表面が接する位置から隣地境界までの距離 L と隣地境界から建物までの距離 L' との関係である（図 2 - 1）。 $L \leq L'$ の場合が近接している状況であり、 $L > L'$ の場合が近接していない状況となる。近接している状況の場合には、既存擁壁の外的安定性（滑動・転倒・沈下）や内的安定性（擁壁自体の部材応力）の評価を行い、また、擁壁本体だけでなく地盤系を含む敷地の安全性（地表面の沈下、円弧すべり）ならびに建物の安全性を確認することが設計者に求められる。

1995 年の兵庫県南部地震から 2016 年の熊本地震までの幾度の地震において、擁壁の倒壊による宅地地盤の被害ならびに建物被害が多く発生している。倒壊した擁壁の多くは、現行の基準を満足しない場合（既存不適格）や構造上問題がある場合であり、擁壁の耐震性が宅地と建物の安全性に大きく関与することが明らかにされた^{1)~4)}。同時に、擁壁の被害を最小限に留めることが、地震後の復旧・復興を早期に実現するためには重要であることが認識された。

本章では、既存擁壁を有する宅地における建物基礎設計において、係る法令等に関し整理し（2.2 節）、宅地における既存擁壁の構造安全性の評価（2.3 節）に関して概説した。

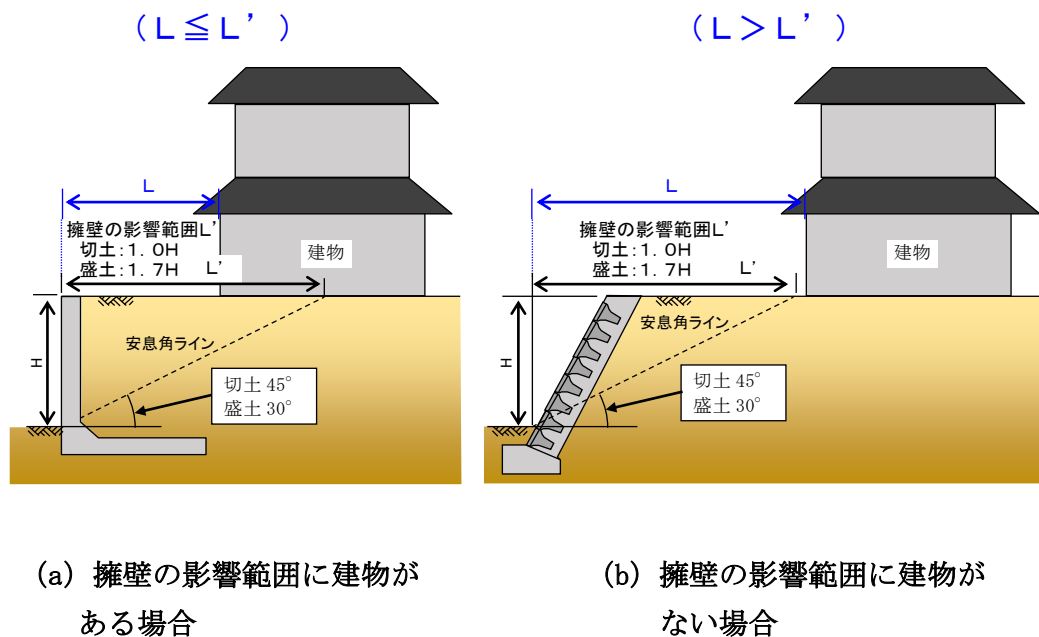


図 2 - 1 擁壁と建物との位置関係

2.2 宅地における擁壁に係る法令と適用範囲

2.2.1 擁壁に係る法令と適用範囲

宅地における擁壁に係る法律として、建築基準法、宅地造成等規制法ならびに都市計画法がある。建築基準法は、建築物の敷地ならびに構造等の最低基準を規定し、宅地造成等規制法は、宅地造成に伴うがけ崩れまたは土砂の流出による災害の防止を規定し、および都市計画法では、都市の健全な発展と秩序ある整備を図ることを目的としている。擁壁に係る主な関連法規および条項に関して、表 2 - 1 に示す。

表 2 - 1 擁壁に係る主な関連法規および条項

法規等	許可に関する条項	技術基準に関する条項
都市計画法	第 29 条 開発行為の許可 第 33 条 開発許可の基準	
	施行令	
	施行規則	第 23 条 がけ面の保護 第 27 条 擁壁に関する技術的細目
宅地造成等規制法	第 8 条 宅地造成に関する工事の許可	第 9 条 宅地造成に関する工事に関する技術的基準等
	施行令	第 4 条 擁壁、排水施設その他の施設 第 5 条 地盤について講ずる措置に関する技術的基準 第 6 条 擁壁の設置に関する技術的基準 第 7 条 鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造 第 8 条 錬積み造の擁壁の構造 第 9 条 設置しなければならない擁壁について建築基準法施行令の準用 第 10 条 擁壁の水抜き穴 第 11 条 任意に設置する擁壁についての建築基準法施行令の準用 第 12 条 崖面について講ずる措置に関する技術的基準
建築基準法	第 19 条 擁壁の安全性 第 88 条 許可に関する工作物への準用	
	施行令	第 142 条 擁壁（既定の準用と構造に関する基準）

擁壁の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定めるものとして、建設省告示第1449号第三が規定され、擁壁の構造計算の基準は、宅地造成等規制法施行令第七に定められた。ただし、宅地造成等規制法施行令第五第一項に該当するがけ面（切土2m以下、盛土1m以下）に設ける擁壁を除くとされ、このことにより擁壁に係る一連の構造計算である外的安定性（滑動・転倒・沈下）ならびに内的安定性（擁壁本体の部材応力）の検討が、多くの擁壁で実施されなく不適切な構造の擁壁が生じた経緯がある。この結果、新潟県中越沖地震においては、擁壁高さ2m以下の擁壁の耐震性能の不足が報告され、その要因の一つとして、建築基準法施行令第142条

(擁壁)は2mを超えるものが対象で2m以下の構造方法などの規制がないためであるとの指摘がされた⁵⁾。また、1961年に制定された宅地造成等規制法では、耐震設計に関する規定はなく、1995年の兵庫県南部地震において、盛土造成地の盛土全体または大部分が盛土底面部をすべり面にして流動、崩落するという現象が数多く発生した。このことを契機とし、2006年に宅地造成等規制法等が改正され、第一には、新規の造成工事について盛土造成地の滑動崩落発生を抑制するための基準(締固め、段切り等)を確実に施工すること等)が明確にされた。

現在、一定の条件下での宅地開発は、宅地造成等規制法や都市計画法における規制の対象になっており、擁壁や盛土・切土を対象として技術基準が設けられている。また、建築基準法において擁壁に関する技術基準が定められている。しかしながら、一定規模以下の宅地開発(ミニ開発)や一定以下の壁高の擁壁(宅地造成規制法が適用される擁壁では盛土1m以下、建築基準法の適用となる擁壁では2m以下など)に関して技術規定は、特になく、地震に対する設計・施工は設計者の判断で行われているため、耐震性が考慮されていない場合が多数存在しているなどの問題が指摘されている。

2.2.2 擁壁に係る行政からの指導実態

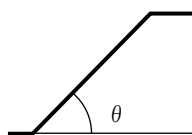
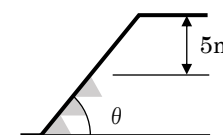
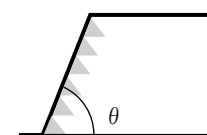
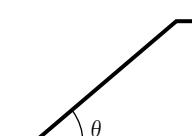
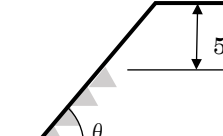
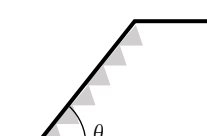
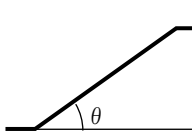
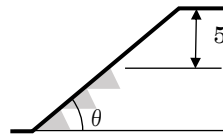
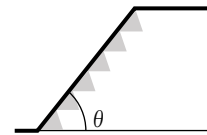
(1) 新設擁壁の場合

建築基準法第19条第4項で、「建築物ががけ崩れ等による被害を受けるおそれのある場合においては、擁壁の設置その他安全上適当な措置を講じなければならない。」と規定しており、各行政はこれに準じ指導している。新規に宅地を造成する場合、切土または盛土をすることに際し生じるがけについて擁壁で覆うことが求められる。がけとは、地表面が水平面に対し30°を超える角度を成す地盤で硬岩盤(風化が著しいものを除く)以外のものであり、また、切土した場合における緩和規定で、切土した土地の部分に生ずることとなるがけ、または、宅地造成等規制法では、がけの部分の土質に応じて設置しなくてもよい勾配、または、高さに関して表2-2に示すとおり定めている。なお、がけの高さが5mを超えると土砂災害防止法ならびに急傾斜地崩壊危険防止法が適用される。

擁壁を設置する場合には、建築基準法第88条および建築基準法施行令第142条の規定が適用され、「安全な擁壁」かどうかの具体的判断基準としては、宅地造成等規制法施行令の技術的基準および宅地防災マニュアル等が示されている。

宅地造成等規制法による宅地造成マニュアルでは、宅地において切土・盛土に関わらず、1mを超えるがけが生ずる場合に設置される擁壁(擁壁の高さが50cm以下のものは除く)の構造は、鉄筋コンクリート造、無筋コンクリート造または間知ブロック造その他の練積み造を対象とし、その構造は、宅地造成等規制法施行令第6条(擁壁の設置に関する技術的基準)、宅地造成等規制法施行令第7条(鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造)、宅地造成等規制法施行令第8条(練積み造擁壁の構造)および

表 2 - 2 擁壁を要しない「切土」のかけ

区分 土質	擁壁不要	がけの上端から垂直距離 5mまでは擁壁不要	擁壁が必要
軟岩（風化の 著しいものを 除く.）	がけ面の角度が 60 度 以下のもの  $\theta \leq 60^\circ$	がけ面の角度が 60 度を 超え 80 度以下のもの  $60^\circ < \theta \leq 80^\circ$	がけ面の角度が 80 度を 超えるもの  $80^\circ < \theta$
風化の著しい 岩	がけ面の角度が 40 度 以下のもの  $\theta \leq 40^\circ$	がけ面の角度が 40 度を 超え 50 度以下のもの  $40^\circ < \theta \leq 50^\circ$	がけ面の角度が 50 度を 超えるもの  $50^\circ < \theta$
砂利, 真砂土, 関東ローム, 硬質粘土その 他これらに類 するもの	がけ面の角度が 35 度 以下のもの  $\theta \leq 35^\circ$	がけ面の角度が 35 度を 超え 45 度以下のもの  $35^\circ < \theta \leq 45^\circ$	がけ面の角度が 45 度を 超えるもの  $45^\circ < \theta$

宅地造成等規制法施行令第 10 条（擁壁の水抜き）の技術的基準のほか宅地造成等規制法施行令第 9 条（設置しなければならない擁壁についての建築基準法施行令の準用）で準用されている建築基準法施行令の技術的基準に適合したものや宅地造成等規制法施行令の技術的基準および宅地造成技術マニュアルに掲げる技術基準に適合したものと規定している。

擁壁の構造計算にあたっては、擁壁背面部の土質種別、各種土質定数ならびに地表面荷重条件等を的確に設定し、擁壁構造体の安全性を確認する。構造検討としては、擁壁の外的安定性（滑動・転倒・沈下）および内的安定性（擁壁自体の部材応力）があり、両方の検討に際しては、常時、地震時とも土圧の算定が最も大きく関係する。

宅地造成等規制法施行令の技術的基準および宅地造成技術マニュアルでは、土圧の算定に用いる土圧係数に関し、土の内部摩擦角を用い擁壁背面の傾斜角および擁壁背面の地表面の形状を考慮して算出するものと規定している。また、盛土では、表 2 - 3 に示すとおり、各土質毎の単位体積重量ならびに土圧係数を用いることを推奨して

いる。なお、盛土の場合では、砂利の土圧係数 0.35 よりも小さくなる盛土材料が一般に少ないと考えられることから、土圧係数の下限値を 0.35 としている。ここで、クーロンの主動土圧係数 K_A を算定する式 (2 - 1) 式において、壁体背面の傾斜角 $\alpha = 0$ 、地表面の傾斜角 $\beta = 0$ 、壁面摩擦角 $\delta = 0$ とした場合に土の内部摩擦角 ϕ を逆算すると、砂利・砂で $\phi = 29^\circ$ 、砂質土で $\phi = 25^\circ$ 、シルト・粘土で $\phi = 20^\circ$ となる。

表 2 - 3 土質定数と土圧係数

土質	単位体積重量 (kN/m ³)	土圧係数
砂利または砂	18	0.35
砂質土	17	0.4
シルト, 粘土またはそれを多量に含む土	16	0.5

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad \dots (2 - 1)$$

K_A : 土圧係数

α : 壁体背面の傾斜角 (°)

β : 地表面の傾斜角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

(2) 既存擁壁の場合

既存擁壁を有する宅地において住宅を建築する場合、建築基準法第19条（敷地の衛生及び安全）に基づき既存擁壁の構造安全性に関して、行政から指導される。

一般的に、擁壁の安全性に係る要素として、擁壁底版面下の支持地盤や擁壁構造体断面の詳細および背面の土質分布や裏込め材、地下水位、排水等の状況を正確に把握し、かつがけ全体の安定性やすべりを検討等をした上で、はじめてその擁壁の安全性を確認することが出来る。

設計者は、既存擁壁に関する構造安全性を評価する場合、既存擁壁自体の滑動、

転倒および沈下（地盤の支持力評価）を確認・評価し、擁壁背面部の地表面沈下、敷地全体の円弧すべり、斜面上のすべりならびに軟弱な土層（液状化も含む）を含むすべり等を評価・検討することになる。この場合、既存擁壁の図面が残されていれば、擁壁の構造安全性を容易に検討することができる。また、行政から発行される検査済証があれば、既存擁壁が適正な施工・管理がされている証左となる。さらに、外観検査に問題なければ、既存擁壁の有効活用が可能となる。一方、図面も検査済証も残されていない場合は、新たに地盤調査と擁壁構造等の調査を行い、安全性の評価・検討することが求められる。

既存擁壁と建物の関係に関しては、日本建築学会の「小規模建築物基礎設計指針」に示されている。同指針では、建築物の基礎は、擁壁からの安息角ライン以深に基礎底面を支持させることにより、擁壁に対して建築物荷重を作用させない設計が示されている（図 2 - 2）。各行政もこの設計の考え方に準じて指導しており、一般に、安息角の大きさは、盛土の場合で30°、切土の場合では45°が用いられている。また、横浜市「宅地造成工事技術資料」では、各土質毎に安息角を規定している（表2 - 4）。なお、建築基準法施行令第142条およびこれに基づく平成12年建設省告示第1449号で、実質的に、宅地造成等規制法に従うものとされているが、建築物が擁壁に近接する場合の評価基準が明確になっていない。

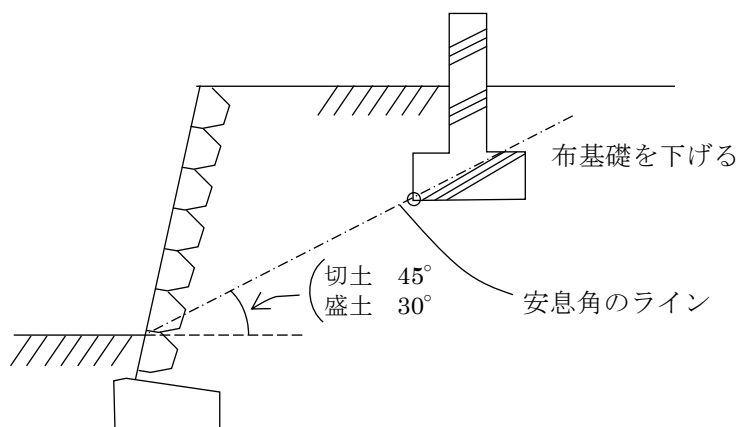


図2 - 2 擁壁と建物基礎との関係

表2 - 4 土質毎の安息角

擁壁背面土質	軟岩 (風化が著しいものを除く)	風化が著しい岩	砂利, 真砂土 関東ローム, 硬質粘土その他これに類するもの	盛土または腐植土
角度 (θ)	60°	40°	35°	25°

2.2.3 既存擁壁に対する建物基礎設計の考え方

(1) 地表面載荷荷重の設定

擁壁に作用する土圧算定等に用いる地表面載荷荷重としては、練積み造擁壁の場合、木造2階建に相当する 5kN/m^2 の載荷荷重を設定し、鉄筋コンクリート造擁壁および無筋コンクリート造擁壁に対しては、 10kN/m^2 の載荷荷重を設定している。

また、宅地造成等規制法による宅地造成マニュアルにおいても、一般的な戸建住宅が建てられることを想定し地表面載荷荷重として 10kN/m^2 を標準としている。

一般の木造2階建住宅におけるべた基礎では、基礎底面に作用する接地圧荷重として 20kN/m^2 以上であり、鉄骨系ならびにコンクリート系住宅の2階建以上では、 $20\text{kN/m}^2\sim 50\text{kN/m}^2$ が標準基礎仕様であり、この地表面載荷荷重に関しては、その宅地の利用上想定される荷重、たとえば、建築物の構造および規模を考慮することが重要である。

(2) 擁壁と建物基礎との関係

既存擁壁と建物基礎との関係において、前述(2.2.2項-(2))したとおり日本建築学会の指針ならびに各行政から建築物の基礎は、擁壁からの安息角ライン以深に基礎底面を支持させることにより、擁壁に対して建築物荷重を作用させない設計が推奨・指導されている。この時の設計対応としては、擁壁からの安息角ラインより外側に建物配置を計画すること、建物基礎の立ち上がり部の高さを標準より大きくし基礎底面を安息角ラインより深いところに支持させること、ならびに建物基礎仕様を杭基礎（小口径鋼管杭、コンクリート杭、柱状改良体）とすることで杭の支持先端部を安息角ライン以深に支持させる（図2-3）。

しかし、敷地にスペース的な余裕がないことや既存擁壁の形式によっては、擁壁底版と杭基礎が干渉することで設計・施工できないことも考えられる。設計する側としては、既存擁壁に作用する建物荷重を含む土圧を最小限に留め、既存擁壁の外的安定性（滑動・転倒・沈下）ならびに内的安定性（擁壁自体の部材応力）を確保したい。したがって、既存擁壁に作用する土圧をできるだけ低減することが望まれる。

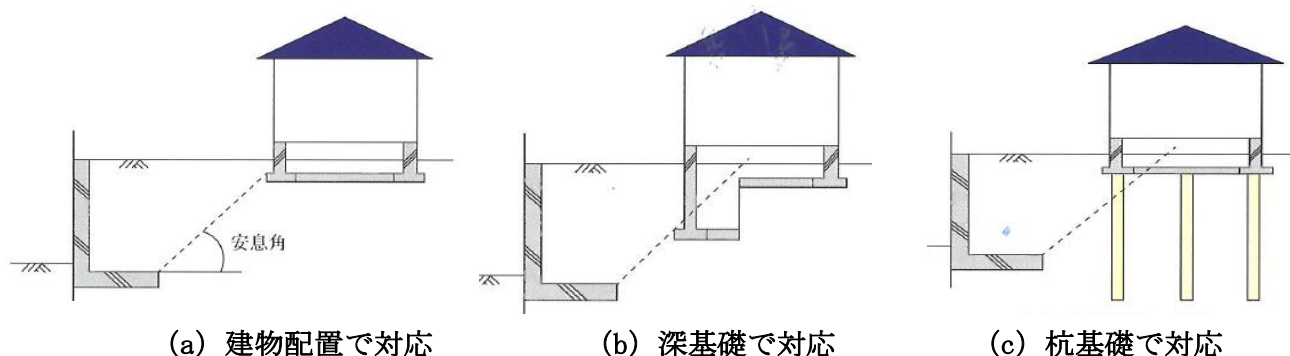


図2-3 安息角への建物基礎の対応例

(3) 地震時の設計検討の考え方

擁壁の構造計算の基準については、建築基準法施行令第142条およびこれに基づく平成12年建設省告示第1449号に規定されており、地震時に関する規定はされていない。ただし、宅地造成等規制法の仕様規定である高さ5mを超える擁壁の場合や、土木関連の擁壁で耐震設計を行うべきとされる高さ8mを超える場合を目安として、設計者の判断により検討が委ねられている。また、宅地造成等規制法による宅地造成技術マニュアルでは、高さが5mを超える擁壁は、地震時の安全性を検討することを規定しており、検討に際して標準設計水平震度 $K_0=0.25$ としている。

地震時の土圧算定に用いる設計水平震度 K_h は、標準設計水平震度 K_0 に地域別補正係数 C_z (建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する数値) を乗じて求められる。建築確認を要しない等、建築基準法に定めていない規模 (2m 以下) の擁壁では、構造計算自体が行われず設置されているものが多く存在することが考えられる。これらの擁壁は、経験的な構造仕様の範囲に収まっていると思われるが、地震時等における想定外の外力の負荷や、擁壁直上に住宅基礎が載っている場合、あるいは、擁壁天端に近接して住宅が建っている場合等には、住宅荷重が直接的に擁壁に影響すること等を考慮した構造設計が必要である。

2.3 宅地における既存擁壁の構造安全性の評価

宅地に築造される擁壁には、その構造形式、使用材料、施工方法などの異なる各種のタイプがある。擁壁を構造形式により大別すると、組積形式 (ブロック積擁壁)、一体形式 (コンクリート擁壁) および組積一体形式 (中間型) に分けることができる。このうち、宅地において主に用いられる擁壁としては、練積み造擁壁 (石積擁壁、コンクリートブロック擁壁) および鉄筋コンクリート擁壁 (L 型擁壁、逆 T 型擁壁) があげられる。また、戸建住宅における高さ 2m 以下程度の低い擁壁に多く用いられているものとして、空積 (化粧) ブロック積擁壁、無筋コンクリート擁壁 (重力式擁壁) および型枠コンクリートブロック擁壁がある。擁壁形式を決定する要因としては、土留め高さの規模、地形条件、地盤条件、施工条件などの諸条件があり、擁壁の構造上の安全性、施工性、経済性ならびに築造後の維持管理性について比較検討し総合的な評価に基づき適当な擁壁形式が選択される。また、近年は、施工性や経済性だけでなく、景観への適合性、建物の外観との適合性ならびに環境保全などに配慮した擁壁が求められつつある。

2.3.1 造成宅地における宅地擁壁の現地踏査

全国 47 都道府県における、概ね 30 戸以上の住宅を有する造成宅地を対象に設置された 2618 箇所の宅地擁壁について現地踏査した報告がある⁶⁾⁻⁸⁾。その報告書によると、擁壁変状が生じやすいと推察される不適切な構造の擁壁の占める割合が、

調査全体の約3割を占め、また、宅地擁壁と住宅との離間距離は、擁壁の高さとの間に有意な関係は見られなく、離間距離に関わらず高さ2m程度の擁壁が多く、擁壁の高さに関わらず離間距離が1~2m程度の擁壁が多いことが示されている。

2.3.2 既存擁壁の構造安全性の評価

(1) 構造安全性が低い擁壁

これまでの地震災害において宅地擁壁の被害も多く発生しており、1995年の兵庫県南部地震以降の各地震による宅地擁壁の被害で顕著になったのものとして、空石積み擁壁、増積み擁壁、二段擁壁ならびに張出し床版付擁壁に関する被害が多く発生した(写真2-1~写真2-4)。増積み擁壁ならびに二段擁壁は、建築基準法令に適合していない擁壁であり、また、空石積み擁壁ならびに張出し床版付擁壁は、擁壁自体の構造上、建物荷重の影響により変状が懸念される擁壁である。これらの擁壁は、既存不適格な擁壁であり土圧や地震動に耐えられないものである。しかし、材料入手の容易性、安価な施工コスト、敷地の有効活用等の観点から多く施工されていることも事実である。最近の地震における擁壁被害を踏まえると、今後、このような既存不適格な擁壁ならびに構造安全性が低く危険度の高い擁壁に関しては、補修・補強または再構築が進められるものと考えられる。



写真2-1 空石積み擁壁



写真2-2 増積み擁壁



写真2-3 二段擁壁



写真2-4 張出し床版付擁壁

(2) 宅地擁壁の構造安全性の評価

宅地の周囲に既存擁壁がある場合、建物を建築する際には、建築基準法第19条（敷地の衛生および安全）に基づき既存擁壁の構造安全性を確認する。既存擁壁が、建築基準法の工作物として確認済証（建築確認を満足した証明として出されるもの）や検査済証（工事完了後の工事完了検査を満足したとして出されるもの）がある場合や都市計画法の開発許可を受けて設置された宅地擁壁である場合、かつ、常時適法な状態に維持され、外観上著しい劣化等がなければ構造安全上は、問題ないと判断できる。

一方、各地震における宅地擁壁の被害状況が多く発生しており（2.3.3項）、その被害の特徴をまとめると、空石積み擁壁（写真2-1）、増積み擁壁（写真2-2）、二段擁壁（写真2-3）および張出し擁壁（写真2-4）などの構造上不明確な擁壁である。また、擁壁背面の排水のための水抜き穴が未設置の擁壁、擁壁高さが2m未満の擁壁に被害を受けれている。これらの指摘は、都内を対象に実施された既存宅地擁壁の健全度調査の結果で示された障害の割合が高い項目とほぼ一致していることが報告されている^{9),10)}。

宅地擁壁の構造健全性を外観から評価することは、それなりの技術力や知識を有する専門家でなければ難しい。宅地擁壁は私有財産であり、擁壁所有者の責任により基準に適合した擁壁を築造すること、また定期的な点検や維持管理することが必要となる。このことから擁壁所有者である住民が宅地擁壁の構造健全性に関し、その健全度をより定量的にチェックできる方法が各行政機関等から示されている（表2-5）。

表2-5 既存宅地擁壁の評価方法

機関	資料名	特徴
国土交通省 都市・地域整備局 都市計画課	宅地擁壁老朽化判定 マニュアル(案)	・評価項目として、擁壁壁面や裏込めコンクリートの劣化も含む ・空石積み擁壁や二段擁壁などにも点数化で評価
	我が家の擁壁チェック シート(案)	専門的な知識がなくてもチェック方法でき、危険度を点数化し、その総評点で総合評価
横浜市 まちづくり調整局	横浜市がけ関係小規模建築物 技術指針ーがけ上編ー 「擁壁・がけ調査」及び 「既存擁壁外観チェック シート」	・評価は、間知石擁壁や重力式擁壁とRC擁壁壁のグループに区別 ・擁壁背面部の排水環境条件と構造躯体の変状の総合点で評価 ・「斜面地指針」による自然がけの危険度判定も可能
被災宅地危険度 判定連絡協議会	被災宅地の調査危険度判定 マニュアル	・地震などの大規模な宅地災害が発生した場合の危険度評価の方法

2.3.3 地震における宅地擁壁の被害状況

これまで幾度となく地震災害に遭遇し、1995年の兵庫県南部地震以降、地震により宅地擁壁の傾斜・倒壊、宅地地盤の液状化被害、盛土のり面のすべり破壊等の宅地被害が顕著となってきている。1995年の兵庫県南部地震から、直近の2016年の熊本地震における宅地擁壁の被害状況に関し、構造種別（図2-4）の被害状況を概観するとRC擁壁（プレキャスト擁壁、現場RC擁壁）が10%～50%程度を占める割合で被害が発生している^{5),11)~15)}。

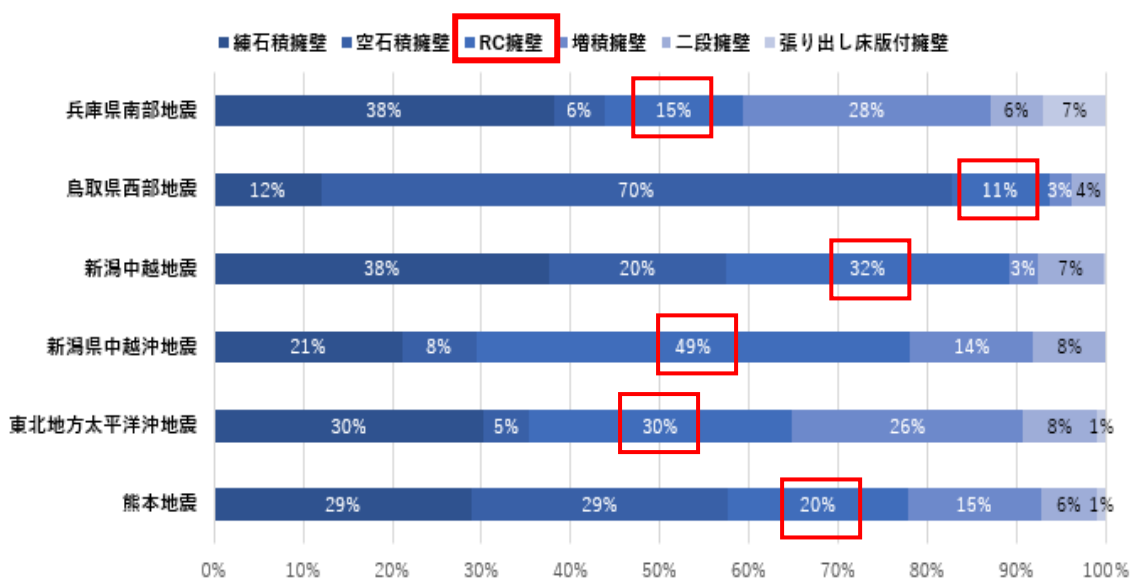


図2-4 被害を受けた擁壁の構造別分布

2007年の新潟県中越沖地震においては、コンクリート系擁壁について擁壁高さ2m以下の擁壁の耐震性能の不足が指摘され、擁壁被害が、調査数の50%を超えていることが報告されている⁵⁾。その要因の一つとして、建築基準法142条（擁壁）では2mを超えるものが工作物申請が必要であり構造検討の対象となるが、2m以下の擁壁においては、構造方法などの規制がないためであるとの指摘がされた。

2.3.4 既存擁壁の補強方法

既存不適格な擁壁ならびに構造安全性が確保できない擁壁の場合、本来であれば擁壁を撤去し再構築し健全な擁壁にすることが適切であるが、しかし、敷地条件、隣地条件ならびに施工条件等の制約があり再構築できないのが実態である。構造安全性に何らかのリスクがある既存擁壁に対し、対策を講ずることで現状より構造安全性を向上させることも考えられる。擁壁再構築以外に、一般的な既存擁壁の補強方法としては、既存擁壁の内側に補強用の新設擁壁を設置する場合（写真2-5）、既存擁壁と背面部の地盤をアンカーで一体化する場合、比較的短い棒状補強材（モルタルまたはセ

メントミルク内に鉄筋等の芯材を配置したもの)を地山に配置し、主に補強材の引張力によって切土のり面や斜面を補強する鉄筋挿入工法である(写真2-6)。



(a) CB 擁壁

(b) 左 ; CB 擁壁 右 : 新設 RC 擁壁

(c) 新設 RC 擁壁

写真2-5 新設擁壁の設置による補強例



写真2-6 鉄筋挿入工(大谷石擁壁)

2.4 本章のまとめ

本章は、既存擁壁を有する宅地における建物基礎設計の考え方における、擁壁に係る法令や行政指導等の適用範囲（2.2 節）、常時および地震時における擁壁の構造検討に用いる各数値（2.2.2 項、2.2.3 項）、既存擁壁の構造安全性の評価の仕方（2.3 節）等に関して整理したものである。また、造成宅地における宅地擁壁の現地踏査（2.3.1 項）ならびに地震における宅地擁壁の被害状況の分析（2.3.3 項）をした。

本章で得られた成果および結果を要約すれば、以下のとおりである。

- ① 既存擁壁を有する宅地において住宅等に建築物を建築する場合、地表面載荷荷重として、木造 2 階建に相当する 5kN/m^2 の載荷荷重を設定し、鉄筋コンクリート造擁壁および無筋コンクリート造擁壁に対しては、 10kN/m^2 の載荷荷重を設定している。
- ② 建築物の基礎は、擁壁からの安息角ライン以深に基礎底面を支持させることにより、擁壁に対して建築物荷重を作用させない設計を推奨しており、各行政からは、一般に、安息角の大きさとして、盛土の場合で 30° 、切土の場合では 45° が用いられている。また、各土質毎に安息角度を規定している行政もあり、腐植土の 25° から軟岩（風化が著しいものを除く）の 60° の範囲が設定されている。
- ③ 宅地造成等規制法施行令の技術的基準および宅地防災マニュアルでは、擁壁の構造検討に用いる土圧の算定に際し、主働土圧係数 K_A の値として、砂利または砂の場合で 0.35 、砂質土の場合で 0.4 、シルト、粘土の場合で 0.5 を規定している。
- ④ 全国 47 都道府県を対象に実施された造成宅地における宅地擁壁の現地踏査の報告によれば、宅地擁壁と住宅との離間距離は、擁壁の高さとの間に有意な関係は見られなく、離間距離に関わらず高さ 2m 程度の擁壁が多く、擁壁の高さに関わらず離間距離が $1\sim 2\text{m}$ 程度の擁壁が多い。
- ⑤ 地震における宅地擁壁の被害状況の報告では、構造種別において RC 擁壁（プレキャスト擁壁、現場 RC 擁壁）が $10\%\sim 50\%$ 程度を占める割合で被害が発生している。

<参考文献>

- 1) 平出務，田村昌仁，井上波彦：新潟中越地震における建築物の基礎及び宅地の被害，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.709-710，2005
- 2) 橋本隆雄，宮島昌克：2007 年新潟中越沖地震における宅地被害分析と今後の宅地対策，第 30 回土木学会地震工学研究発表会論文集，pp.1-10，2010
- 3) 森本宏，松下克也，川崎淳志：平成 28 年熊本地震における熊本県益城町の建

- 物被害及び宅地地盤被害の悉皆調査, 地盤工学ジャーナル 12 (4), pp.439-455, 2017
- 4) 橋本隆雄：2016年熊本地震による被災宅地擁壁の被害分析, 国土館大理工学部紀要, pp.97-105, 2017.11
 - 5) 橋本隆雄, 宮島昌克：2007年新潟県中越沖地震における宅地被害分析と今後の宅地対策, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65(2009), No.1, pp.837-849, 2009.4
 - 6) 井上波彦, 加倉井正昭, 二木幹夫：基礎及び敷地に関する基準の整備における技術的検討(その1)全体概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.451-452, 2009.8
 - 7) 水谷美穂, 平出務, 二木幹夫：基礎及び敷地に関する基準の整備における技術的検討(その4)地震による宅地擁壁被害の実態, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.457-458, 2009.8
 - 8) 久世直哉, 竹川正登, 末政直晃, 二木幹夫：基礎及び敷地に関する基準の整備における技術的検討(その5)宅地擁壁と住宅との離間距離等に関する実態調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.459-460, 2009.8
 - 9) 須々田浩治, 平出務, 藤井衛, 安達俊夫, 山本祐輔, 太田宏：東京都谷根千地区と赤羽地区における既存擁壁の実態調査結果, 第43回地盤工学研究発表会, pp.1705-1706, 2008.7
 - 10) 黒崎明人, 須々田幸治, 安達俊夫, 平出務：東京都白山地区と大塚地区における既存擁壁の実態調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.621-622, 2009年
 - 11) 橋本隆雄, 宮島昌克：2004年新潟県中越地震における宅地被害分析と今後の宅地対策, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, No.133, CD-ROM, 2005.8
 - 12) 国土交通省：2.3大地震における宅地被害の特徴, 国土交通省報道発表資料, 2004
 - 13) 国土交通省：これまでの宅地擁壁の被災実態2, 国土交通省報道発表資料, <http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha04/04/041115/04.pdf>
 - 14) 橋本隆雄：2016年熊本地震による被災宅地擁壁の被害分析, 国土館大学理工学部紀要第11号, pp.97-105, 2017.11
 - 15) 国土交通省：熊本地震の教訓を踏まえた全国宅地耐震化の推進ガイドライン-全国の宅地耐震化と被災時の宅地復旧に向けて-, 2018.07

第3章 擁壁背面を地盤改良した場合の改良効果の検証

3.1 概説

擁壁により造成された宅地地盤上に、設計荷重以上の地表面荷重が載荷されることは十分予想される。たとえば、敷地に余裕を持って建てられた住宅が、建設後、建蔽率限度まで増築されるケースなどがその良い例である。その場合、既存擁壁の構造安全性を確認することは設計者の責務で有るが、できない場合は、既存擁壁を取り壊して擁壁を新設することも起こり得る。そのような事態になった時、擁壁背面を地盤改良し土圧を低減することができるならば、擁壁底版面下の支持地盤の安全性を確認した上で、さらに、設計荷重以上の地表面載荷荷重を載せることが可能になると考えられる。

以上のことから、本研究では、上述したように(1.1節)、既存擁壁の試験体として、盛土の造成地盤に最も多く使われているL型擁壁を対象とした。また、既存L型擁壁の補強方法として擁壁背面地盤をセメントにより地盤改良する方法を提案した。

本章では、L型擁壁背面の地盤をセメントにより地盤改良することによる改良効果を明らかにするため、以下の項目について考察を行った。

- ① L型擁壁背面の地盤改良が硬化し自立することで、既存擁壁と一体化することを確認する。そのため、地盤改良直後からL型擁壁背面の地盤改良が、硬化するまでの擁壁壁面土圧の推移を明らかにする。
- ② 地盤改良した5種類のL型擁壁試験体と地盤改良しないL型擁壁試験体1体を対象に地表面荷重載荷実験を行い、地表面載荷荷重による既存擁壁壁面に作用する増加水平土圧を明らかにする。
- ③ 上記②の6種類の試験体について、地表面載荷荷重と擁壁変位の関係から、地表面載荷荷重に対する擁壁の構造性能を明らかにする。この結果をもとに、地表面載荷荷重に対する既存擁壁の地盤改良効果について考察する。

なお、上記の擁壁の構造性能とは、擁壁自体の剛性耐力と、擁壁で土留めされた造成地盤の性能のことであるが、本研究では、L型擁壁試験体の剛性耐力を十分に大きくとり、擁壁自体は、構造耐力上問題ないものとして考察を行う。また、本研究では、擁壁底版面下の支持地盤の耐力を十分大きくとり、地盤沈下および擁壁を含む斜面全体の崩壊については、問題ないものとして扱う。

3.2 試験体

3.2.1 擁壁試験体

L型擁壁試験体 (L/H=0.6) の内法は、630mm (W:幅)×400mm (H:高さ)×240mm (L:底版長) であり、壁部、基礎部共に厚さ 40mm のジュラルミン製となっている (図 3 - 1)。試験体は、壁中央部 (幅 270mm) と端部 (幅 180mm) 2 面で構成され、一体化されている。壁中央部の壁面には、水平土圧測定用のロードセルが、深さ方向に 5 個等間隔に取り付けられている。なお、ロードセルの受圧面 (幅×高さ=40mm×38mm) は、試験体と同様のジュラルミン製で擁壁背面と同一面となっている (写真 3 - 1)。

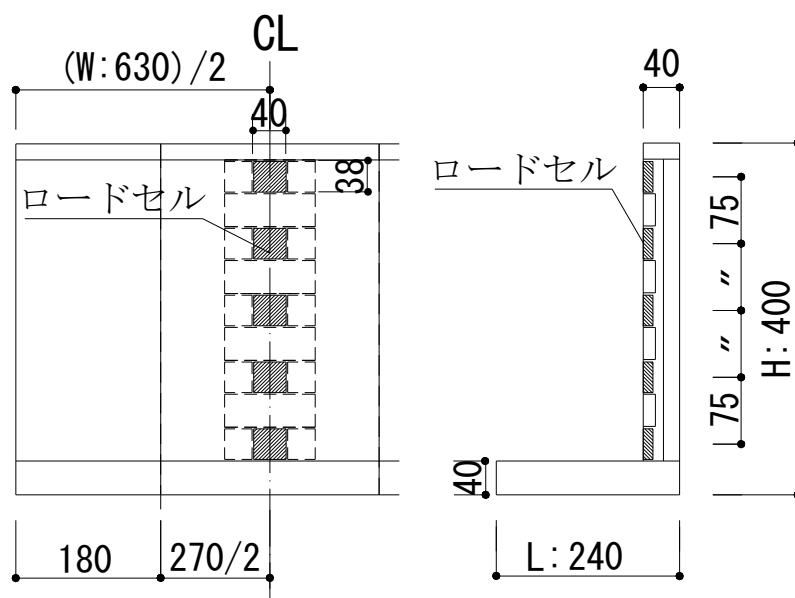


図 3 - 1 L型擁壁試験体

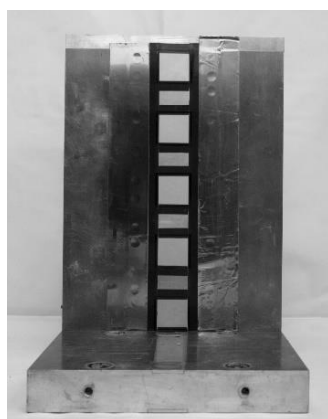


写真 3 - 1 L型擁壁試験体 (中央部)

なお、土圧測定用のロードセルの受圧面と試験体の間には、2mmのクリアランスが設けられており、裏込めに用いる気乾状態の珪砂5号がその隙間から漏れないように、以下のような砂漏れ防止方法をとっている。

ロードセルの上下（幅40mm）の隙間には、薄い布を2重織りしロードセルと試験体間に接着し、また、ロードセルの両側（高さ38mm）のクリアランスには、厚さ0.3mmの塩化ビニルシートを試験体側に縦方向に密着し、ロードセルを幅2mmで覆っている。以上の砂漏れ防止方法が、ロードセルの測定値に影響を及ぼすか否か、上述の状態ロードセルの測定精度試験を行っている（3.2.3項）。

3.2.2 試験体の種類

試験体の種類を表3-1および図3-2(a)～(f)に示す。試験体は、擁壁背面を地盤改良しない試験体（図3-2(a)）を1体（試験体A）、地盤改良した試験体は、改良範囲を変えて5種類（試験体B～F）、合計6体とした。

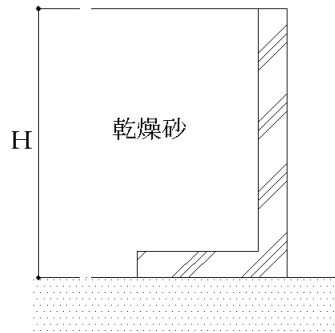
試験体Aは、L型擁壁試験体（図3-1）の一般的なL型擁壁で、裏込めに気乾状態の珪砂5号を使用している。本章では、地表面荷重載荷実験を実施し、地盤改良した試験体（試験体B～F）の地盤改良効果について評価を行うが、試験体Aは、それら地盤改良試験体と比較検証を行うため用意されている。

地盤改良試験体（試験体B～D）は、擁壁底版後端からの仮想背面に対して地盤改良傾斜角 θ を外側へ 0° 、 30° 、 60° と変えて3種類（図3-2(b), (c), (d)）とした。なお、試験体Dは、擁壁背面の盛土の安定勾配（安息角） 30° を想定し、最も大きい地盤改良範囲として設定した（2.2.2項-(2)）。また、地盤改良傾斜角 θ が仮想背面から内側へ傾斜するケースについては、主働土圧係数が大きくなり、常時において不利となるため考慮していない。

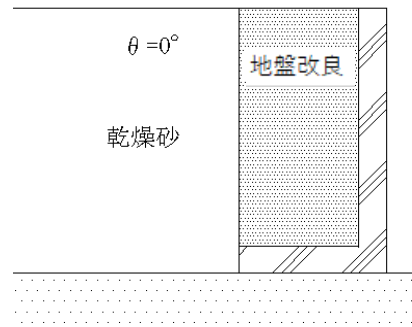
試験体Eおよび試験体Fは、擁壁底版上部を部分的に地盤改良する試験体で（図3-2(e), (f)）、改良範囲をそれぞれ $H/3$ 、 $2H/3$ （ H ：壁高さ）としている。これら2試験体は、地盤改良上部が未改良土の盛土となり、植栽を可能とすることを想定している。

表3-1 試験体の種類

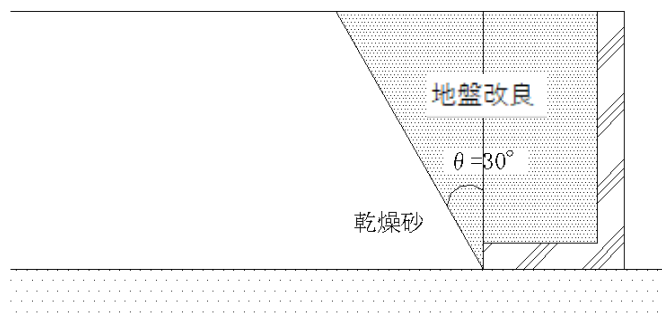
試験体	記号
A. 乾燥砂	[Dr]
B. 地盤改良（ $\theta=0^\circ$ ）	[0]
C. 地盤改良（ $\theta=30^\circ$ ）	[30]
D. 地盤改良（ $\theta=60^\circ$ ）	[60]
E. 地盤改良（ $h=H/3$ ）	[0, 1/3]
F. 地盤改良（ $h=2H/3$ ）	[0, 2/3]



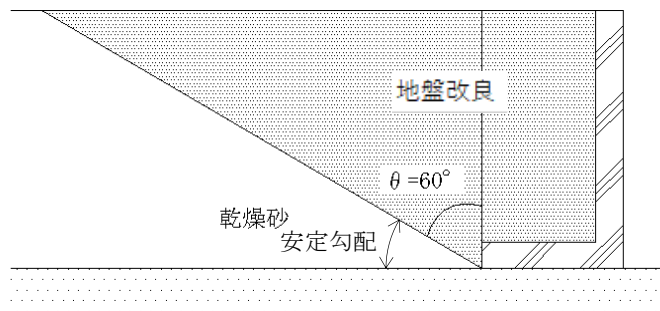
(a) A. 乾燥砂



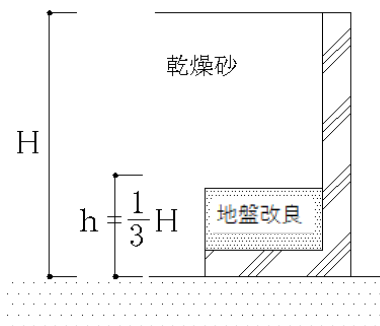
(b) B. 地盤改良 ($\theta=0^\circ$)



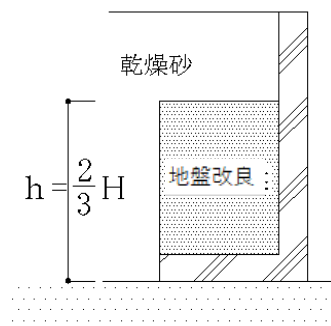
(c) C. 地盤改良 ($\theta=30^\circ$)



(d) D. 地盤改良 ($\theta=60^\circ$)



(e) E. 地盤改良 ($h=H/3$)



(f) F. 地盤改良 ($h=2H/3$)

図 3 - 2 試験体の種類

3.2.3 ロードセルの精度試験

本実験では、定格容量 20N（分解能 $0.007\text{N}/\mu$ ）のロードセル（写真 3 - 2）を用いて土圧を測定しており、測定範囲が、定格容量の $1/100\sim 1/20$ 程度の小さな荷重に対して精度を保ち得るか否か検証を行った。M8 用のナットを荷重（ $0.2\text{N}/\text{個}$ ）として使用し、ロードセル中央に載荷した。図 3 - 3 に試験結果を示す。なお、当結果は、5 台のロードセルを代表して最も誤差の大きいロードセルについて示した。なお、当試験は、前述のように（3.2.1 項）、ロードセルを擁壁試験体にセットし、クリアランスに砂漏れ防止方法をとった状態で行った。

図 3 - 3 より、各荷重段階において荷重と測定値は近い値を示し、最も誤差の大きい場合（ 1.03N 時）でも 5%の誤差であることを確認した。これより、本実験で用いるロードセルは、定格容量の $1/100\sim 1/20$ の範囲においても比較的高い精度で測定できることが確認された。

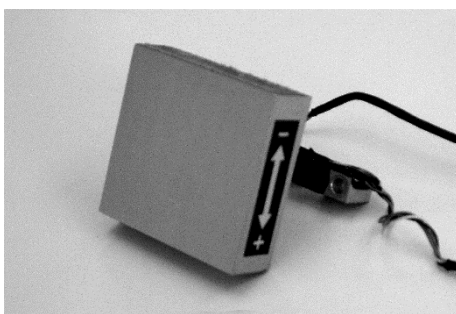


写真 3 - 2 ロードセル

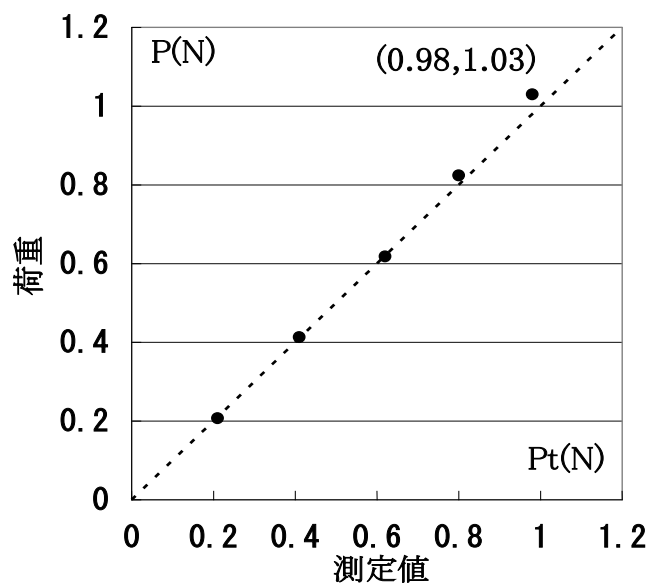


図 3 - 3 ロードセル精度試験結果

3.3 模型地盤

3.3.1 実験槽

実験槽の内法は、650mm（幅）×810mm（高さ）×1250mm（長さ）であり、実験槽底盤および妻壁は、剛な鉄骨のフレームとジュラルミン板より構成されている（図3-4、写真3-3）。長手方向側壁は、砂槽底盤から支持地盤までは剛な鉄骨フレームが取り付けられている。また、支持地盤上部の擁壁背面に相当する部分は、ジュラルミンボックス（幅×高さ×長さ=50mm×30mm×1400mm）を1本ずつ積み上げることにより、実験槽の側壁が構成される。

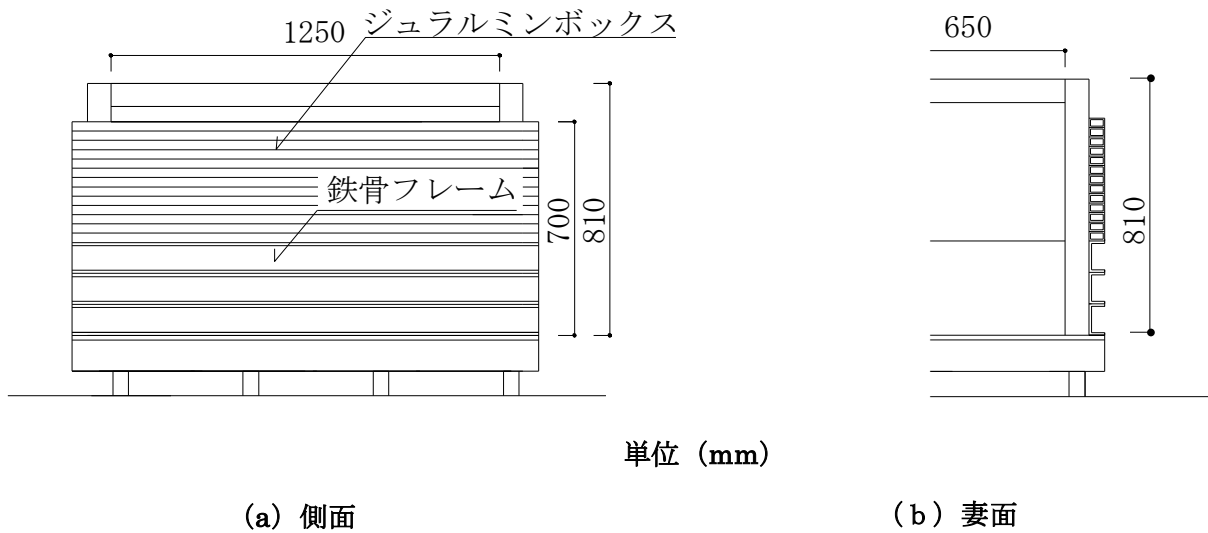


図3-4 実験槽

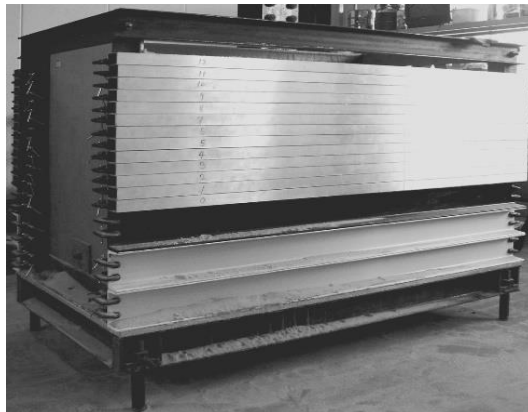


写真3-3 実験槽の全景

3.3.2 模型地盤作製方法

実験状況を図 3 - 5 に示す. L 型擁壁試験体の支持地盤は, 粒径 10mm 以下の碎石を 30mm 堆積させる毎にバイブロタンパー (200Hz) により締め固め, 実験槽底盤から 300mm の高さまで作製した (写真 3 - 4, 写真 3 - 5). なお, バイブロタンパー先端には, 200mm×200mm (厚さ 6mm) の鉄板が溶接されており, 鉄板接地面 1 箇所当たり締め固めを 2 秒行った.

試験体 A および試験体 B~F の地盤改良部以外の裏込めには, いずれの場合も気乾状態の珪砂 5 号を使用した. 地盤の作製は, スコップを作製地盤面より 30cm の高さからすばやく振り, 砂を均等に自由落下させ行った (写真 3 - 6). また, 作製された地盤の相対密度 $D_r=83\%$ であった.

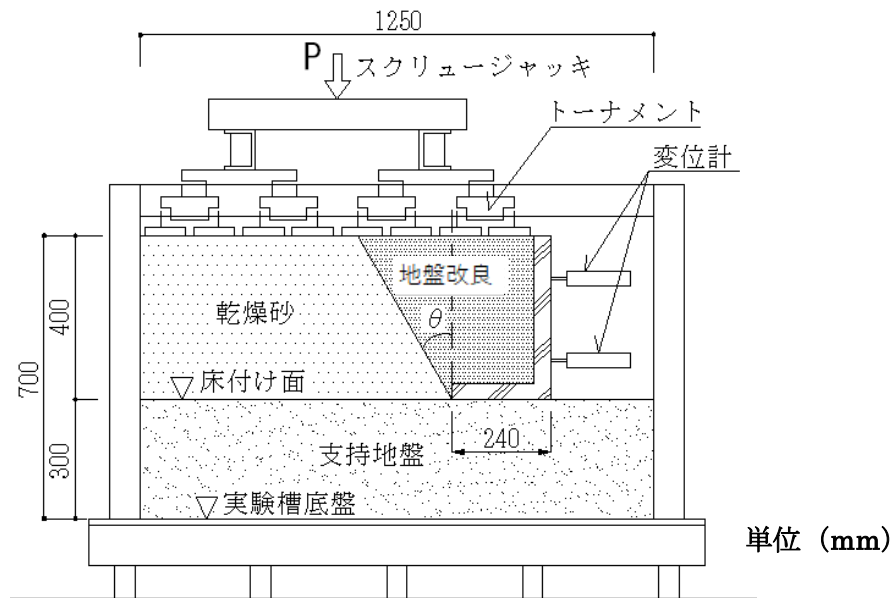


図 3 - 5 実験状況



写真 3 - 4 バイブロタンパー



写真 3 - 5 支持地盤作製状況

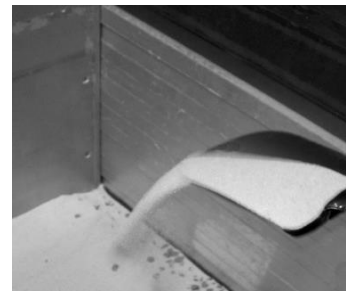


写真 3 - 6 乾燥砂地盤作製状況

また、試験体 B～F の地盤改良作製にあたっては、擁壁中央のロードセル測定面全長にわたり、厚さ 3cm の気乾状態の珪砂 5 号を堆積させた (図 3 - 6)。このことにより、ロードセル受圧面に作用する土圧の測定を可能とした。

なお、受圧面前面の地盤作製は、ロードセルカバー用アルミ製のチャンネル内 (幅×高さ×長さ=75mm×30mm×450mm) に珪砂 5 号を充填させ行うが、同断面は、スコップをすばやく振っても地盤の作製が十分に可能な寸法としている。

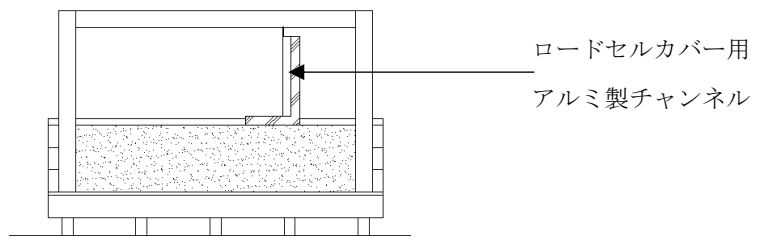
以下に、地盤改良を地表面まで行う試験体 (試験体 B～D) の地盤作製手順を示す。

- ① L 型擁壁を支持地盤に設置後、中央のロードセルを長さ 450mm のロードセルカバー用アルミ製チャンネルでカバーし、珪砂 5 号をチャンネル内に充填する。このとき、珪砂 5 号が漏れないようアルミ製チャンネルは、擁壁底版上部と壁面に固定し、かつ密着させる。なお、壁面上端まで気乾状態の珪砂 5 号を充填した後、土圧の測定を行う (図 3 - 6 - ①)。
- ② 実験槽の側壁を構成するジュラルミンボックス (幅×高さ×長さ=50mm×30mm×1400mm) を 1 段積み上げる。同時に、地盤改良境界面に仕切り板 (幅×高さ=650mm×30mm) を設置し、地盤改良部と非改良部 (気乾状態の珪砂 5 号) の地盤を厚さ 30mm 作製する。この時、地盤改良部分の締め固めはバイプロタンパーを用い、バイプロタンパー先端の鉄板接地面 (縦×横×厚さ=200mm×200mm×6mm) 1 か所あたり 2 秒間、重複しないよう全面一様に加圧する。

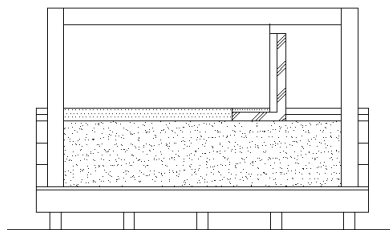
なお、上述の方法により、地盤改良部と非改良部の地盤を作製しているため、地盤改良の水分量を極めて少ない量としている (3.3.7 項 - (1))。

以下、同様の方法で 1 段ずつジュラルミンボックスを積み上げ、同時に、仕切り板を設置し、地盤を作製する (図 3 - 6 - ②)。

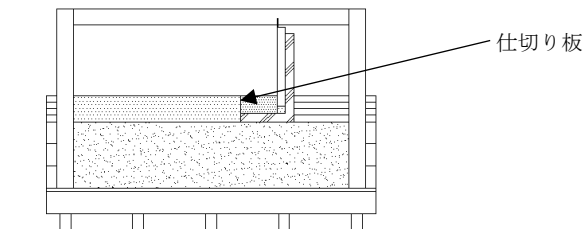
- ③ 4 段目 (擁壁底版上面から 80mm, 支持地盤から 120mm) の地盤を作製した後、ロードセルカバー用アルミ製チャンネルを密着させた状態で 30mm 上方へ移動し、②と同様の方法で地盤を作製する (図 3 - 6 - ③)。
- ④ 引き続き、1 段ずつジュラルミンボックスを積み上げ地盤を作製した後に、ロードセルカバー用アルミ製チャンネルを 30mm 上方へ移動し、裏込め終了まで同様の方法を繰り返す (図 3 - 6 - ④)。地表面から 5mm の位置まで地盤を作製した後、ロードセルカバー用アルミ製チャンネルを静かに引抜く。さらに、地表面までの厚さ 5mm の地盤部分を、珪砂 5 号により実験槽全体に均等に作製し、この段階 (地盤作製直後) の土圧を測定する (図 3 - 7)。



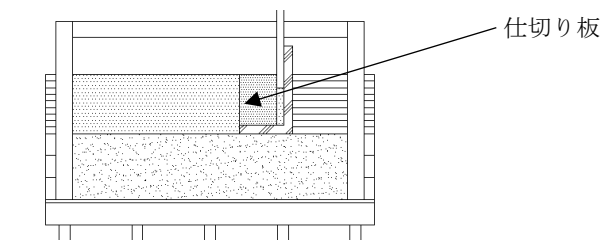
- ① ロードセルカバー用アルミ製チャンネル(幅×高さ×長さ=75mm×30mm×450mm)でカバーし，珪砂5号を充填後，土圧の測定を行う。



- ② 実験槽の側壁を構成するジュラルミンボックス(幅×高さ×長さ=50mm×30mm×1400mm)を1段積み上げ，同時に，地盤改良境界面に仕切り板を設置し，地盤改良部と非改良部(珪砂5号)の地盤を厚さ30mm作製する。



- ③ 4段目を作製した後，ロードセルカバー用アルミ製チャンネルを30mm上方へ移動し，②と同様の方法で地盤を作製する。

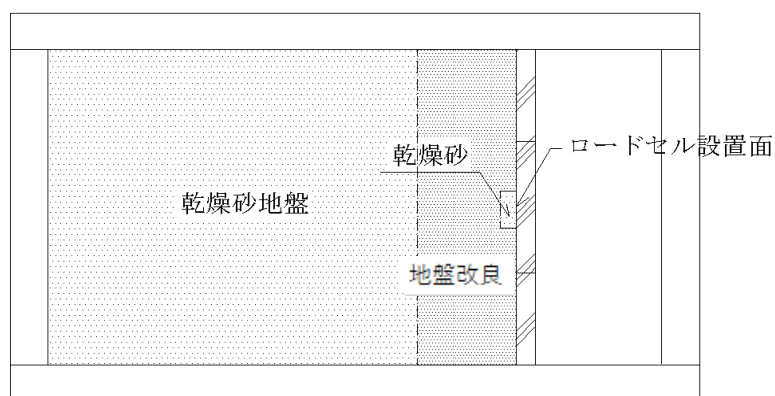


- ④ 側壁を1段積み重ねる毎に③を繰り返し行い，地表面まで作製する。

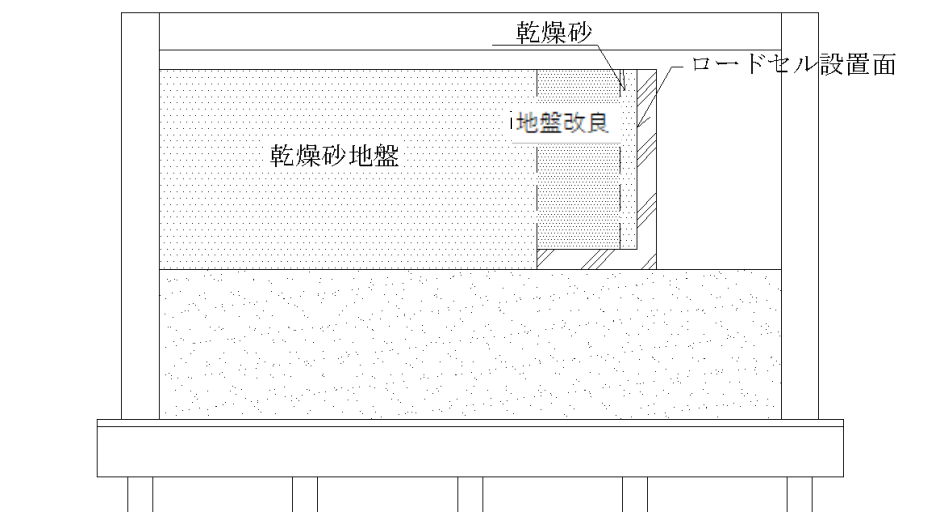
図3-6 地盤改良作製手順

以上が、地盤改良の作製手順（①～④）であり、地盤改良作製直後の土圧測定状況を図3-7に示す。この段階では、擁壁壁中央部に設置していたロードセルを覆っていたロードセルカバー用アルミ製チャンネルは、取り除かれている。

なお、ロードセルの土圧測定面（幅×高さ＝40mm×38mm）は乾燥砂（珪砂5号）に接しているため、これにより地盤改良作製直後から地盤改良が硬化するまでの土圧の推移を測定することが可能となっている。



(a) 平面図



(b) 断面図

図3-7 地盤改良作製直後・土圧測定状況

3.3.3 乾燥砂地盤の密度試験

(1) 密度測定方法

実験では、気乾状態の珪砂 5 号を使用しており、乾燥砂地盤の作製方法 (3.3.2 項) で試験体を作製し、密度を求めた (写真 3 - 7)。以下に、その手順を示す。

- ① 内径 $\phi 60\text{mm}$ 、高さ 50mm の鉄製の測定容器 (図 3 - 8) をコンクリート用の練り船の中に置き、スコップを手早く振りながら 30cm の高さから測定容器の上面より若干山盛りになるように砂をふるう。
- ② 測定容器上部にあふれた砂をカッティングして、周囲の砂をハケでとり除き測定容器内の珪砂 5 号の重量を測定する。

また、最小密度試験、最大密度試験については、JIS A1224 : 2009 「砂の最小密度・最大密度試験方法」に準拠し行った¹⁾。

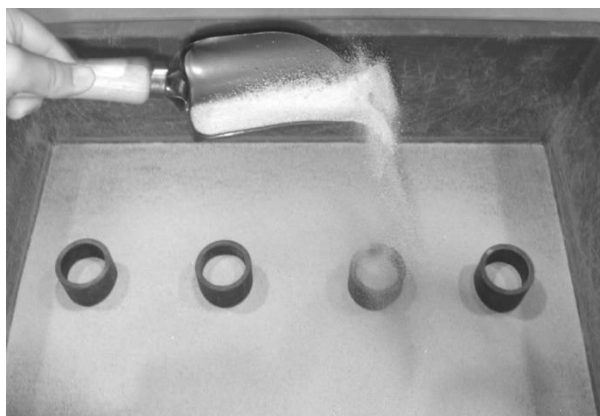


写真 3 - 7 地盤作製状況

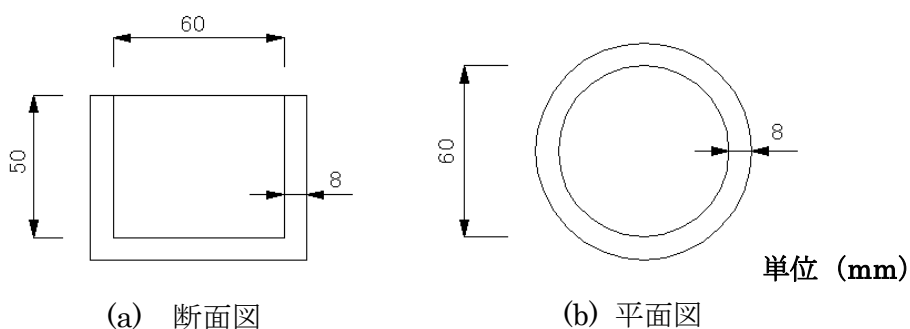


図 3 - 8 測定容器

(2) 密度試験結果

表 3 - 2 に乾燥砂地盤の密度試験結果を示した。最小値は 16.7kN/m³，最大値は 17.2kN/m³（欄外〈注〉参照），平均値は 17.0kN/m³を示しバラツキの小さい地盤作製方法であることが確認された。

同様に，表 3 - 3 に最大密度試験結果，表 3 - 4 に最小密度試験結果を示した。密度の平均値は，それぞれ 17.2kN/m³（最大），16.1kN/m³（最小）となった。

表 3 - 2 乾燥砂地盤の密度試験結果

	1 回目 (g)	2 回目 (g)	3 回目 (g)	平均 (g)	密度(kN/m ³)
No.1	247.9	246.6	247.4	247.3	17.1
No.2	241.1	247.7	246.1	245.0	17.0
No.3	246.0	241.9	246.9	244.9	17.0
* 容器体積 V=141.4cm ³	全体の平均			245.7	17.0

〈注〉最小値 241.1g (16.7 kN/m³)，最大値 247.9g (17.2 kN/m³)，標準偏差 0.04kN/m³

表 3 - 3 最大密度試験結果

	1 回目 (g)	2 回目 (g)	3 回目 (g)	平均 (g)	密度(kN/m ³)
No.1	196.0	197.6	198.8	197.5	17.1
No.2	199.0	199.5	199.5	199.3	17.3
No.3	198.6	200.5	199.5	199.5	17.3
* 容器体積 V=113.0cm ³	全体の平均			198.8	17.2

表 3 - 4 最小密度試験結果

	1 回目 (g)	2 回目 (g)	3 回目 (g)	平均 (g)	密度(kN/m ³)
No.1	190.7	192.4	187.2	190.1	16.5
No.2	184.9	184.5	186.9	185.4	16.1
No.3	180.8	178.9	183.9	181.2	15.7
* 容器体積 V=113.0cm ³	全体の平均			185.6	16.1

3.3.4 乾燥砂地盤の内部摩擦角

(1) 試験方法

乾燥砂地盤（気乾状態の珪砂 5 号）の内部摩擦角は，下押式一面せん断試験を行い（写真 3 - 8），以下のような方法で求めた．

一面せん断試験機（試料寸法：直径 60mm，厚さ 30mm）は，下部移動，上部固定型であり，上部のせん断箱は，上下方向に拘束はなく全く自由の状態にある（図 3 - 9）．試験は， $\sigma=8.71\text{ kN/m}^2\sim60.97\text{ kN/m}^2$ の鉛直荷重下において，電動式荷重装置により水平変位に関しては，せん断速度 1mm/min にて行った．せん断箱内に作製した地盤は，乾燥砂地盤と同じ条件（相対密度 $D_r=83\%$ ）で地盤を作製した（3.3.2 項）．

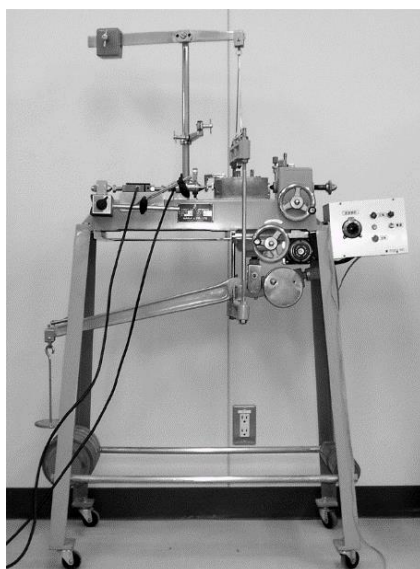


写真 3 - 8 一面せん断試験機

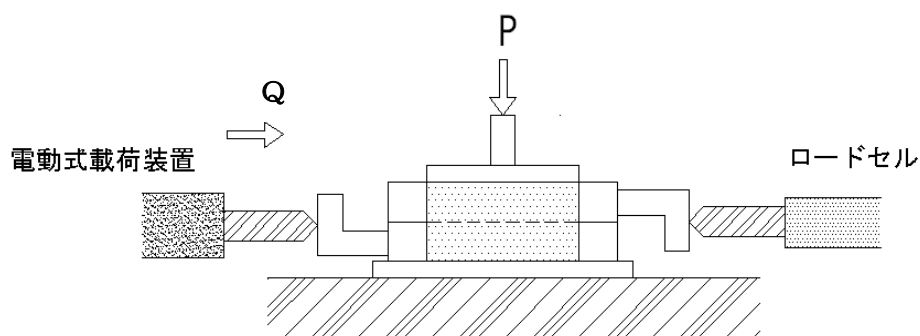


図 3 - 9 一面せん断試験（模式図）

(2) $\tau - \delta$ および $\tau_{\max} - \sigma$ 関係

各垂直応力下 ($\sigma=8.71 \text{ kN/m}^2 \sim 60.97 \text{ kN/m}^2$) におけるせん断応力度 τ - 変位 δ の関係を図 3 - 10 に示した。

図 3 - 10 より, 変位の小さい段階におけるせん断応力度の増加率は, 垂直応力が大きいほど大きくなる傾向を示した. せん断応力度 τ は, 1.5mm 付近まで大きく増加し, その後は, 緩やかに減少する傾向を示すことが確認された。

図 3 - 11 に, 一面せん断試験によって得られた最大せん断応力 τ_{\max} と垂直応力 σ の関係を示した ($\tau=Q/A$, $\sigma=P/A$, A :せん断箱断面積). 同図より乾燥砂地盤の内部摩擦角は $\phi=45.2^\circ$ であり, 密に締まった地盤であることが確認された. なお, 内部摩擦角は最小二乗法によって求めた。

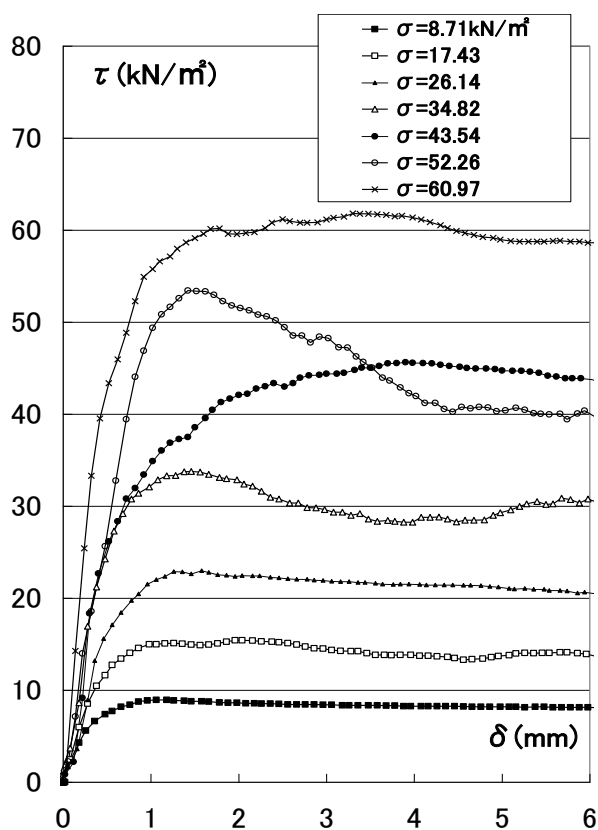


図 3 - 10 $\tau - \delta$ 関係

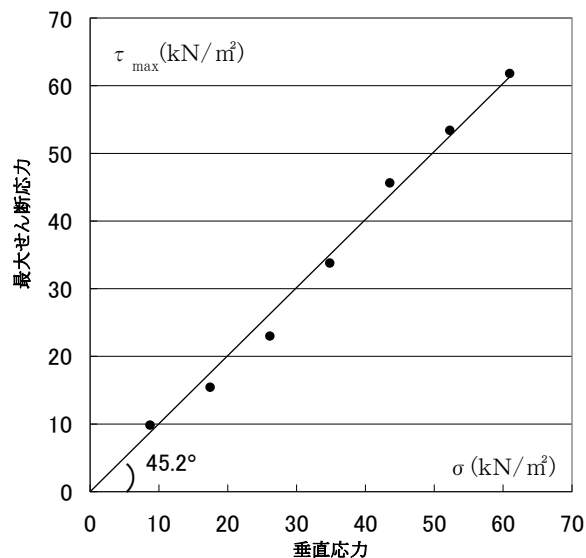


図 3 - 11 $\tau_{\max} - \sigma$ 関係
(乾燥砂地盤の摩擦角)

3.3.5 乾燥砂地盤と試験体の摩擦角

図 3 - 12 に試験体および図 3 - 13 にすべり抵抗試験の状況を示す。本実験に用いた擁壁試験体（ジュラルミン）と乾燥砂地盤との間の摩擦角を調べるため、以下のような方法ですべり抵抗試験を行った。

- ① 砂槽（幅×高さ×奥行＝205mm×25mm×470mm）は、壁面はアルミフレーム、底面は木製の板で構成され、底面板の表面には粗いヤスリが貼付されている。乾燥砂地盤は、模型地盤作製方法（3.3.2 項）と同様の方法で作製した。
- ② 試験体は、本実験で使用する壁試験体と同様のジュラルミン製の試験体（幅×高さ×奥行＝80mm×40mm×160mm）を用いた。
- ③ 試験体を地表面上に設置し、試験は、5 種類の垂直応力度下（ $\sigma=13.82\text{kN/m}^2\sim 60.76\text{kN/m}^2$ ）において電動式载荷装置により、毎分 1mm の速度にて水平に加力した。

図 3 - 14 に、垂直応力度下における試験体のせん断応力度 τ と変位 δ の関係を示した。横軸に変位 δ (mm) を縦軸にせん断応力度 τ (kN/m²) をとり、せん断応力度 τ は、試験体の引張り力 Q を試験体の面積 ($A=0.012\text{ m}^2$) で除して求めた。なお、垂直応力には、試験体の自重を考慮した。また、図 3 - 15 試験体の最大せん断応力度 τ_{\max} と垂直応力度 σ の関係を示した。

図 3 - 14 より、変位の小さい段階におけるせん断応力の増加率は、垂直応力が大きいほど大となる傾向を示した。せん断応力度 τ は、各試験体ともに 1mm 付近においてはほぼピークに達し、その後、同様の値で推移することが分かった。

図 3 - 15 より、最小二乗法によって求めた乾燥砂地盤と試験体間の摩擦角 ϕ_δ は、 $\phi_\delta=22.9^\circ$ となることが確認された。

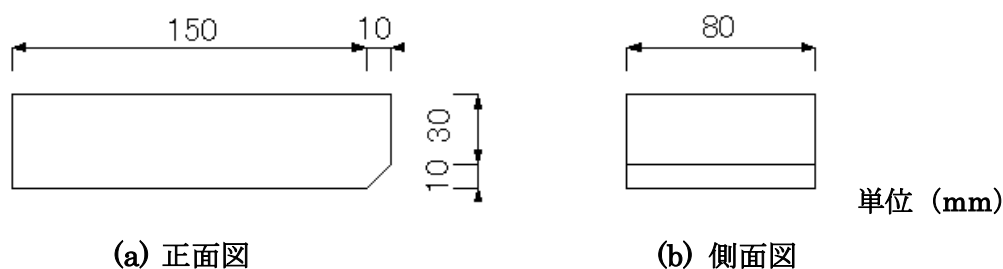


図 3 - 12 試験体

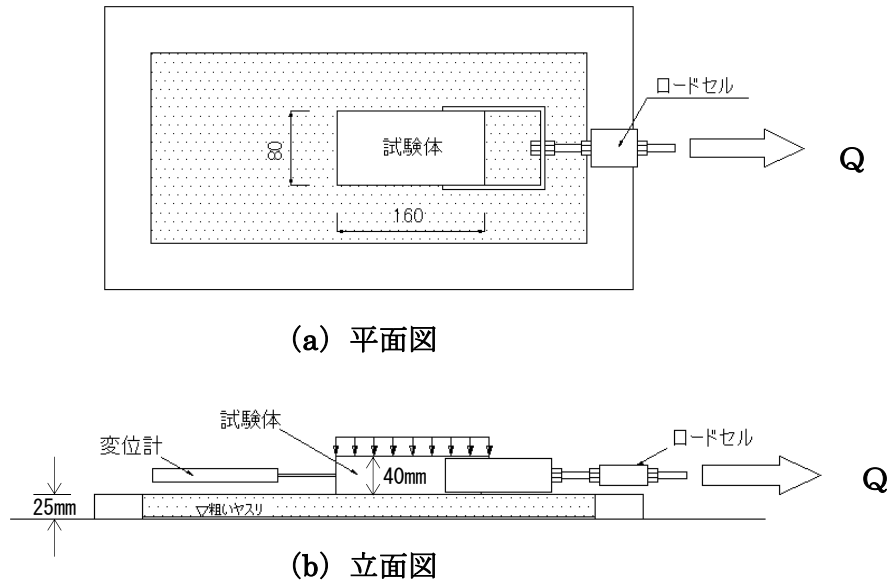


図 3 - 13 すべり抵抗試験

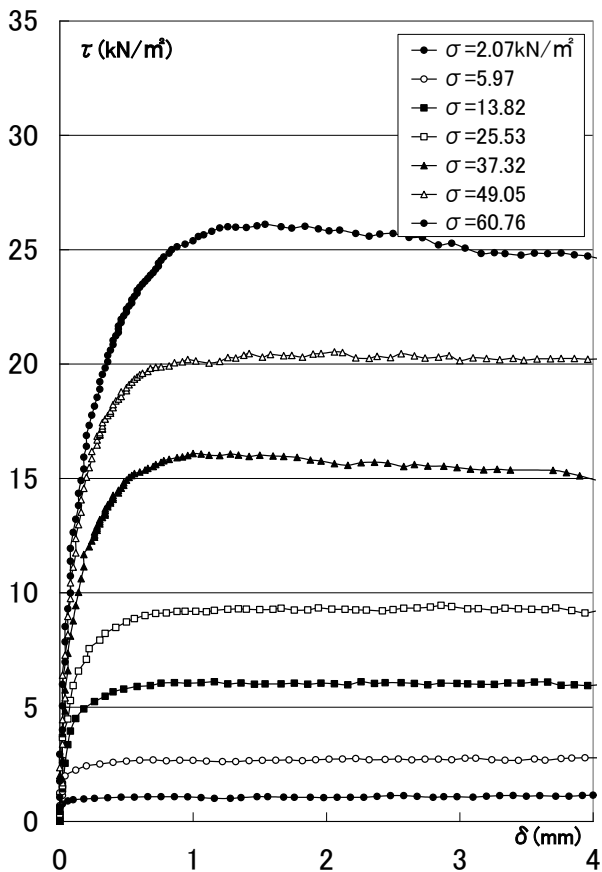


図 3 - 14 $\tau - \delta$ 関係
(ジュラルミン製の試験体)

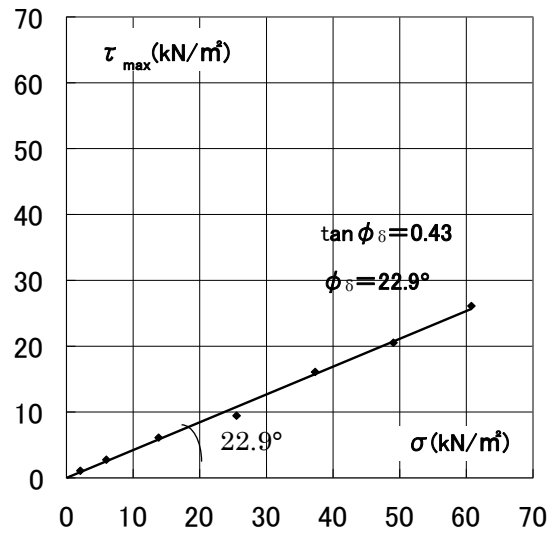


図 3 - 15 $\tau_{max} - \sigma$ 関係
(ジュラルミン製の試験体の摩擦角)

3.3.6 乾燥砂地盤の諸定数

以上より(3.2.3項～3.2.5項), 乾燥砂地盤(気乾状態の珪砂5号)の諸定数を表3-5に示す. 内部摩擦角 $\phi = 45.2^\circ$, 相対密度 $D_r = 83\%$ となり, 実験地盤は, 密な砂地盤であることが確認された.

表 3 - 5 乾燥砂地盤の諸定数

土粒子の密度	ρ_s (Mg/m ³)	2.61
単位体積重量	γ (kN/m ³)	17
間隙比	e	0.51
相対密度	D_r (%)	83
含水比	ω (%)	0
内部摩擦角	ϕ (deg)	45.2

3.3.7 地盤改良の諸定数

(1) 地盤改良の配合

地盤改良の調合は, 土 1m³に対してセメント 100kg 添加とし, また, 地盤改良が, 硬化中に水が分離し漏出することを防ぐため, 水量を極力少なくし, セメント, 珪砂 5号, 水の質量比を 1 : 15.9 : 1.33 として調合した. この時の地盤改良の 1 週強度は, 1N/mm²であった. なお, 調合したモルタルは, 手練りで作製し, 手で強く握り締めても湿り気が手のひらに残る程度の水分量であった. 練り上がり後の地盤改良の状態を写真 3 - 9 に示す.



写真 3 - 9 地盤改良の練り上がり状況

(2) 地盤改良の圧縮強度

地盤改良試験体 (B~F) の地表面荷重載荷実験は、地盤作製の 6 日後を目安として実施した。各試験体の載荷実験終了後に実施した一軸圧縮強度試験による一軸圧縮強度を表 3 - 6 に示す。

表 3 - 6 地盤改良の圧縮強度

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)
試験体B, [0]	1.0
C, [30]	1.0
D, [60]	1.1
E, [0, 1/3]	1.1
F, [0, 2/3]	1.0

(3) 地盤改良と乾燥砂地盤の摩擦角

地盤改良と乾燥砂地盤との間の摩擦角を調べるため、3.3.5 項と同様の方法ですべり抵抗試験を行った。なお、地盤改良試験体の寸法は、ジュラルミン製の試験体寸法 (3.3.5 項) と同じとし、5 通りの垂直応力度下 ($\sigma=5.83\text{kN/m}^2\sim 21.46\text{kN/m}^2$) において試験を行った。

図 3 - 16 に、各垂直応力度下における試験体のせん断応力度 τ - 変位 δ の関係を示した。横軸に変位 δ (mm) を縦軸にせん断応力度 τ (kN/m²) をとり、せん断応力度 τ は、試験体の引張り力 Q を試験体の面積 ($A=0.012\text{m}^2$) で除して求めた。なお、垂直応力には、試験体の自重を考慮した。また、図 3 - 17 に試験体の最大せん断応力度 τ_{\max} と垂直応力度 σ の関係を示した。

図 3 - 16 より、変位の小さい段階におけるせん断応力の増加率は、垂直応力が大きいほど大となる傾向を示した。せん断応力度 τ は、各試験体ともに 1mm 付近において大きく増加し、その後、変化は小さくほぼ同様の値で推移することが分かった。

図 3 - 17 より、最小二乗法によって求めた地盤改良と乾燥砂地盤間の摩擦角 ϕ_{δ} は、 $\phi_{\delta}=34.2^{\circ}$ となった。

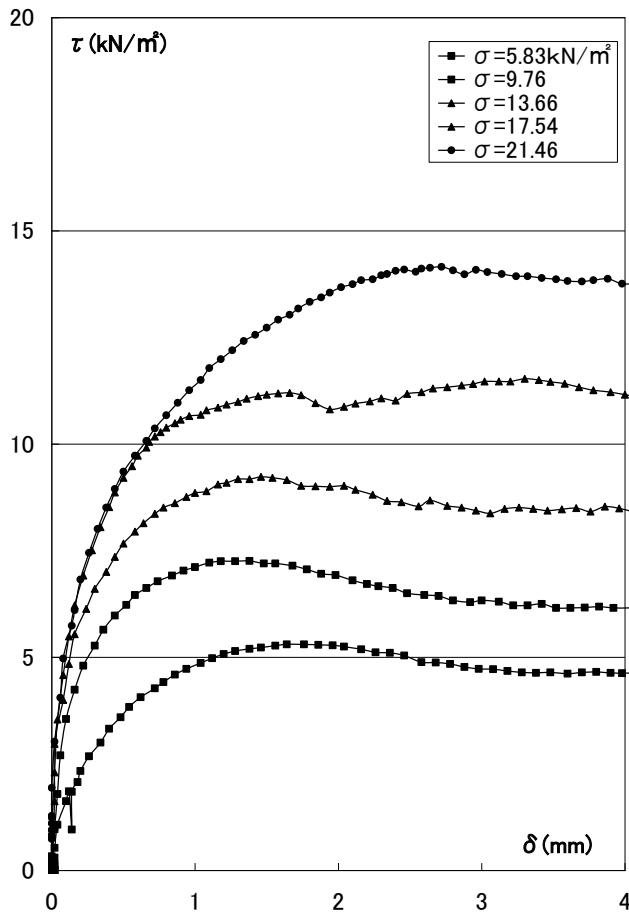


図 3 - 16 $\tau - \delta$ 関係 (地盤改良)

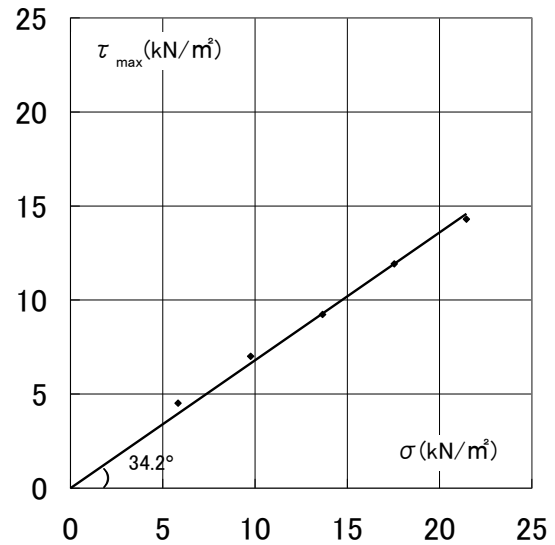


図 3 - 17 $\tau_{\max} - \sigma$ 関係
(地盤改良の摩擦角)

(4) 乾燥砂地盤とサンドペーパーの摩擦角

試験体は、ジュラルミン製であり、試験体表面を地盤改良と同じ摩擦係数を有する材質とする場合は、表面を粗くする必要がある。そのため試験体のジュラルミン表面にサンドペーパーを貼付することとした。

以上のことから、3.3.5 項で用いた試験体の片面にサンドペーパーを貼付し (図 3 - 18)、同様のすべり抵抗試験を行った。サンドペーパーは、紙やすり # 40, # 80, および布やすり # 150 の 3 種類を用いすべり抵抗試験を行った。

3 種類の試験体の各垂直応力度下 ($\sigma = 6.34 \text{ kN/m}^2 \sim 21.97 \text{ kN/m}^2$) におけるせん断応力度 τ - 変位 δ の関係を、図 3 - 19, 図 3 - 21, 図 3 - 23 に示した。同様に、各試験体の最大せん断応力度 τ_{\max} と垂直応力度 σ の関係を、図 3 - 20, 図 3 - 22, 図 3 - 24 に示した。

図 3 - 19, 図 3 - 21, 図 3 - 23 より、変位の小さい段階におけるせん断応力の増加率は、いずれの試験体も垂直応力が大きいほど大となる傾向を示した。また、同一垂

直応力度時において最大せん断応力度 τ_{max} に達する時の変位は、表面が粗い試験体（#40 > #80 > #150）ほど大きくなる傾向を示した。

図3-19、図3-21、図3-23より、最小二乗法によって求めたサンドペーパーを貼付した試験体と乾燥砂地盤との間の摩擦角は、各々、紙やすり#40は $\phi_{\delta}=33.4^{\circ}$ 、#80は $\phi_{\delta}=31.0^{\circ}$ 、布やすり#150は $\phi_{\delta}=29.3^{\circ}$ となった。

以上より、#40の紙やすりが、地盤改良に最も近い摩擦角（ $\phi_{\delta}=34.2^{\circ}$ ）となることが確認された。

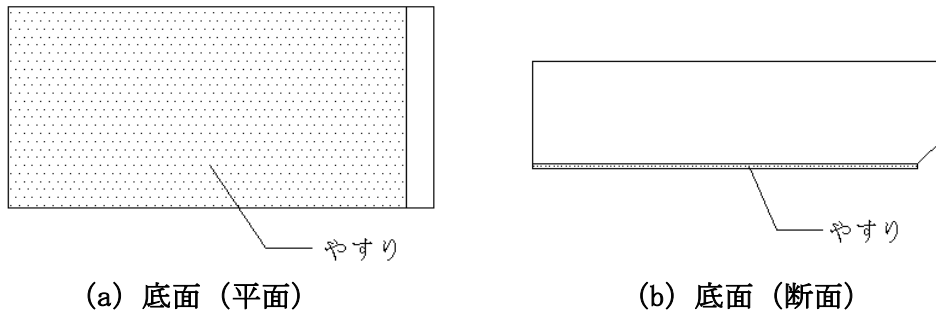


図3-18 試験体（サンドペーパー貼付）

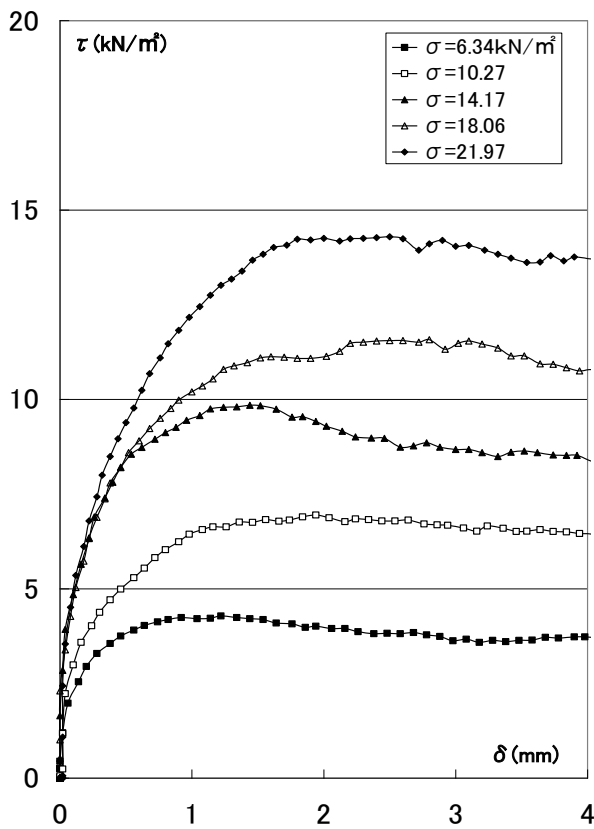


図3-19 $\tau - \delta$ 関係（#40）

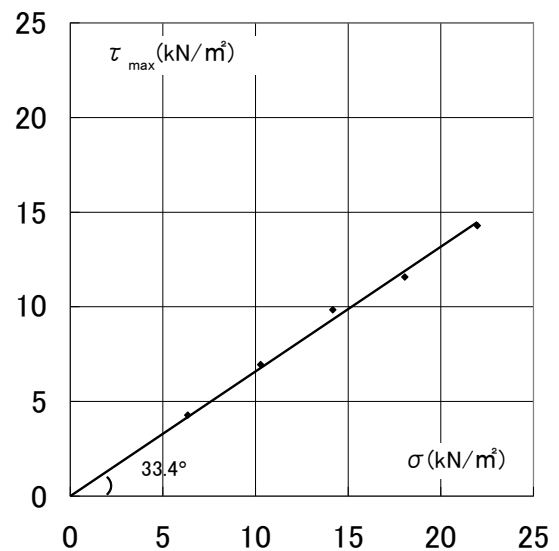


図3-20 $\tau_{max} - \sigma$ 関係（#40）

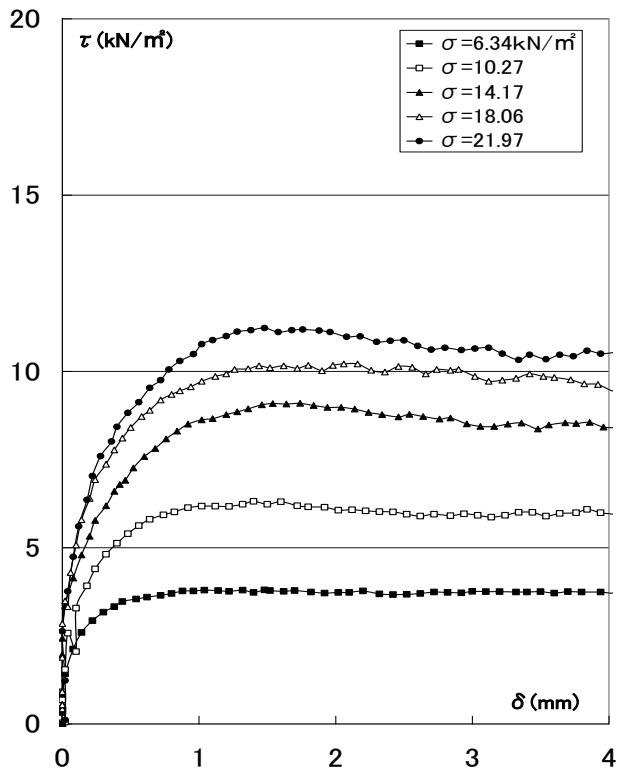


図 3 - 21 $\tau - \delta$ 関係 (#80)

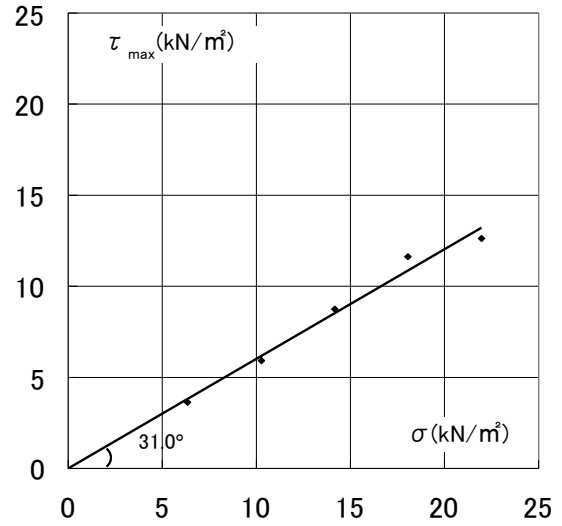


図 3 - 22 $\tau_{\max} - \sigma$ 関係 (#80)

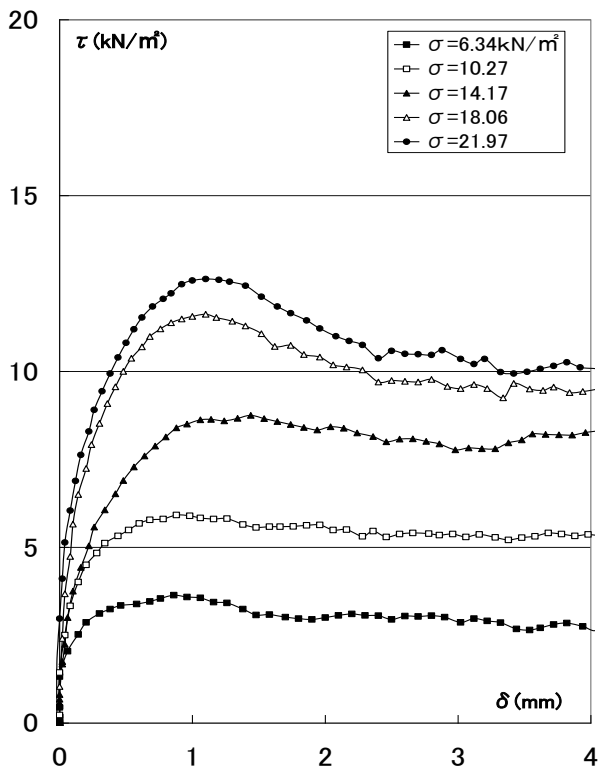


図 3 - 23 $\tau - \delta$ 関係 (#150)

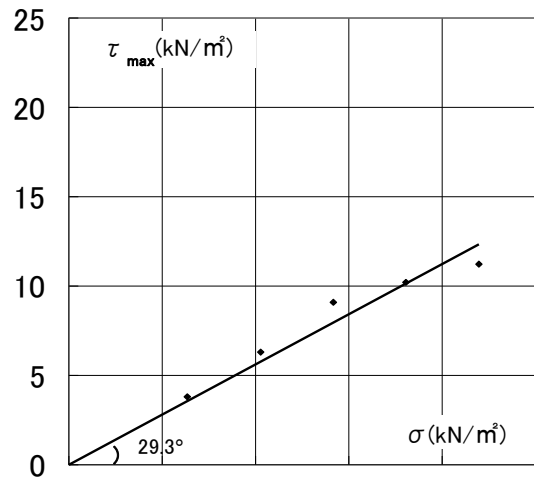


図 3 - 24 $\tau_{\max} - \sigma$ 関係 (#150)

3.3.8 支持地盤と乾燥砂地盤の支持力試験

(1) 試験方法

L型擁壁の支持地盤と乾燥砂地盤の支持力試験は、いずれも本実験と同じ実験槽(3.3.1項)を使用し、また、いずれも本実験と同じ方法で地盤を作製した(3.3.2項)。

なお、支持地盤の場合は、実験槽底盤から粒径10mm以下の砕石で300mmの高さまで支持地盤を作製し、同様に、乾燥砂地盤の場合は、擁壁底版面の下から400mmの高さまで珪砂5号で背面地盤を作製し、支持力試験を実施した。基礎試験体は、本実験の擁壁底版(幅×長さ×厚=630mm×240mm×40mm)に対し、厚さを同一とし、幅ならびに長さを1/3の形状(幅×長さ×厚=200mm×80mm×40mm)とした。

載荷および変位の測定は、以下の方法で行った。

- ① 基礎試験体の底面に一様な接地圧が作用するよう地表面を平らにならした後、試験体を設置した(写真3-10)。
- ② 基礎試験体上面には、基礎試験体の中心より等間隔に置かれた支点上に加圧板を設置し、その中央部をスクリージャッキにより毎分0.13kNで載荷した(図3-25)。
- ③ 変位の測定箇所は、基礎試験体の両端部の2箇所とし、基礎試験体の中心から等間隔の距離に変位計を設置した。

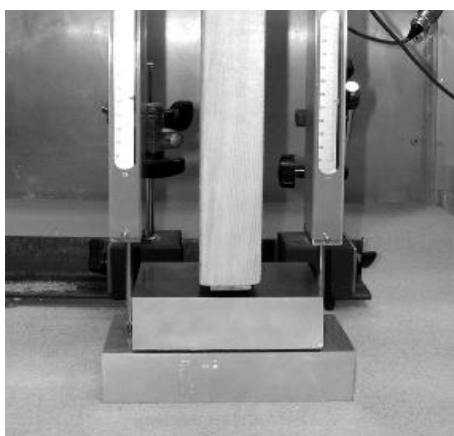


写真3-10 試験体設置状況

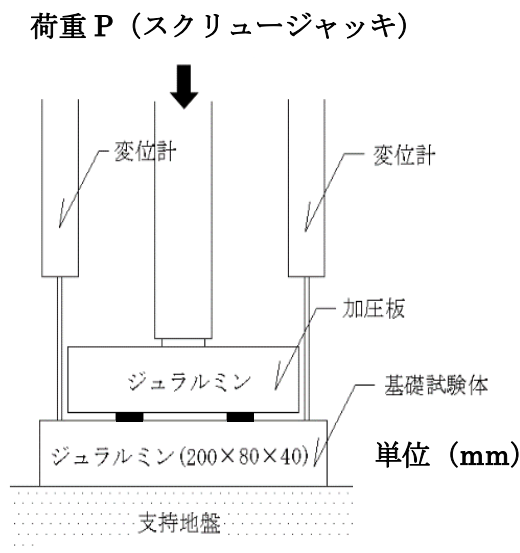


図3-25 載荷状況

(2) 支持力試験結果

支持地盤および乾燥砂地盤の荷重 - 沈下曲線を図3-26、図3-27に示す。横軸が荷重度 q_t (kN/m^2)、縦軸が沈下量 S (mm) を表しており、沈下量は2箇所の平均値としている。

支持地盤の場合は(図3-26)、荷重 - 沈下曲線より判断すると、地盤の破壊性状が、局部せん断破壊であり極限支持力度を決定することは難しいが、荷重度 $q_t = 250$

kN/m² 付近から、ほぼ直線的に推移していることを考えると極限支持力度は、おおよそ $q_u = 250 \text{ kN/m}^2$ と推察することができる。

乾燥砂地盤の場合は (図 3 - 27)、基礎の短辺 ($l = 80 \text{ mm}$) の約 1/10 沈下時に極限支持力度 $q_u = 102 \text{ kN/m}^2$ に達し、その後、若干減少し、荷重度 $q_t = 80 \text{ kN/m}^2$ 付近ではほぼ一定の状態での沈下が進行した。

以上の推移より、乾燥砂地盤の場合は、全般せん断破壊により極限支持力度に達すると考えられる。なお、地盤改良部分の圧縮強度は、ほぼ 1 N/mm^2 であり (表 3 - 6)、極限支持力度 $q_u = 102 \text{ kN/m}^2$ ($\approx 0.1 \text{ N/mm}^2$) の約 10 倍にあたることを確認された。

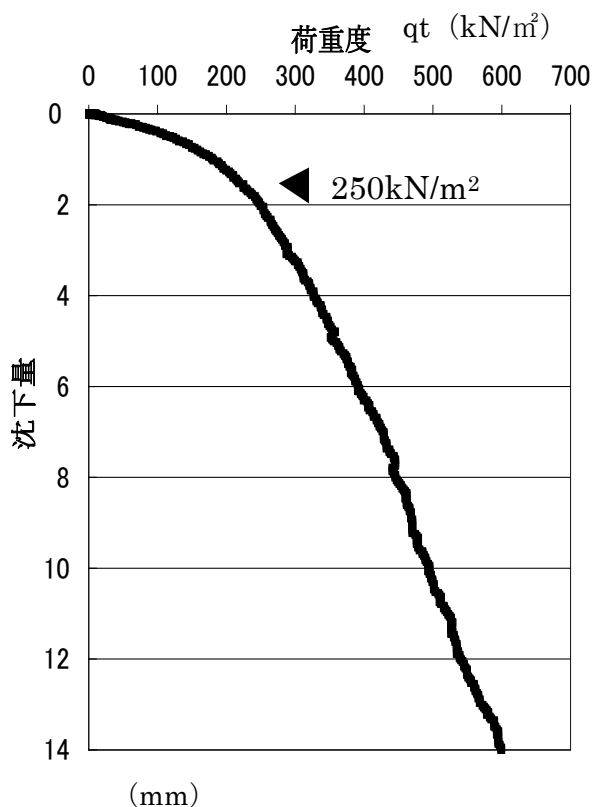


図 3 - 26 荷重沈下曲線
[支持地盤]

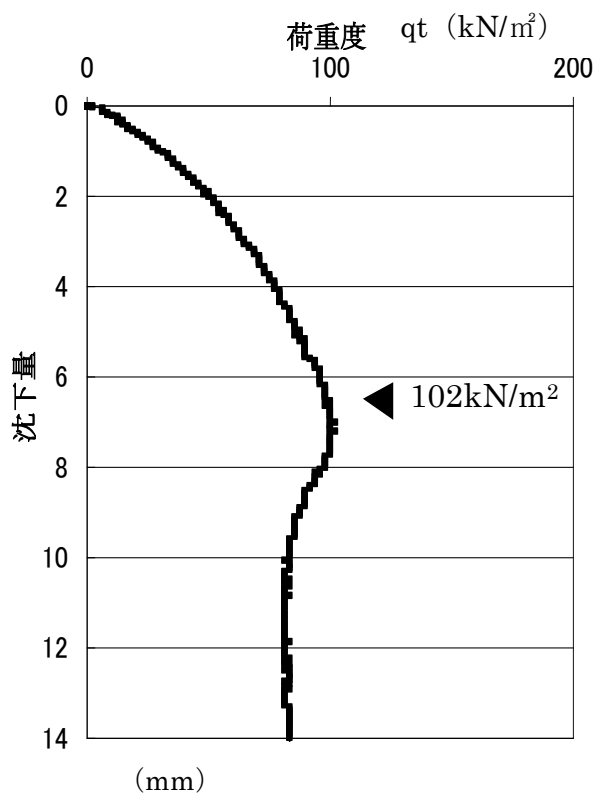


図 3 - 27 荷重沈下曲線
[乾燥砂地盤]

3.4 地盤改良に伴う水平土圧測定実験

3.4.1 実験概要

本研究では、L型擁壁背面をセメントにより地盤改良を行っており、その補強効果を検証するため、背面地盤作製直後から地盤改良が硬化するまでの擁壁背面の水平土圧の推移を測定した。水平土圧の測定は、ロードセルカバー用アルミ製チャンネル内に3cm厚の乾燥砂地盤を作製した時点(図3-28(a))および地盤作製直後～地盤作製6日後の6日間とした(図3-28(b))。

なお、図3-28に示された擁壁中央部分の乾燥砂(珪砂5号)は、いずれの地盤改良試験体(試験体B～F)も、地盤作製6日後において気乾状態にあり、ロードセルによる水平土圧の測定が可能であることが確認されている。

以上の測定結果をもとに、地盤改良後の水平土圧分布および全水平土圧の推移を明らかにし、セメントによる背面地盤の補強効果について考察を行った。

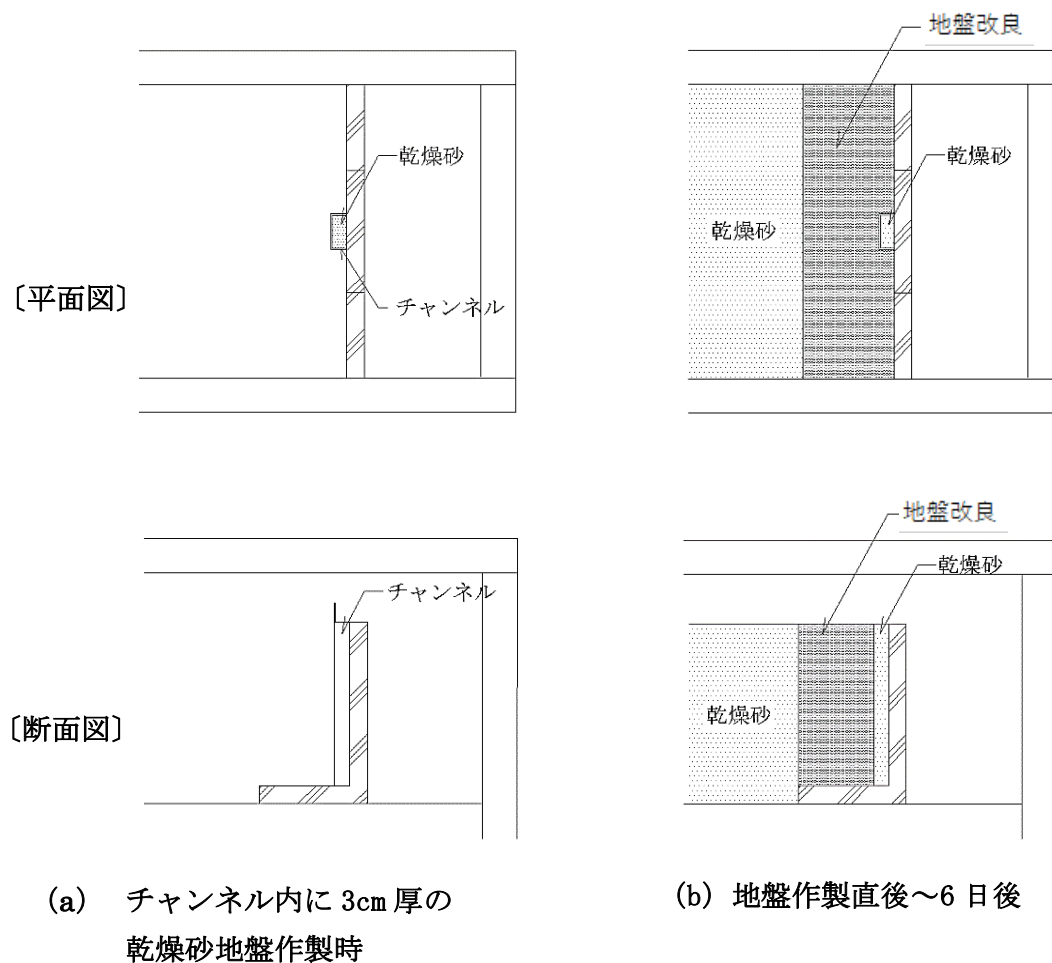


図3-28 水平土圧測定状況

3.4.2 地盤改良後の水平土圧分布の推移

各試験体の地盤作製直後の水平土圧分布の推移を図 3 - 29(a)~(d) に示した。

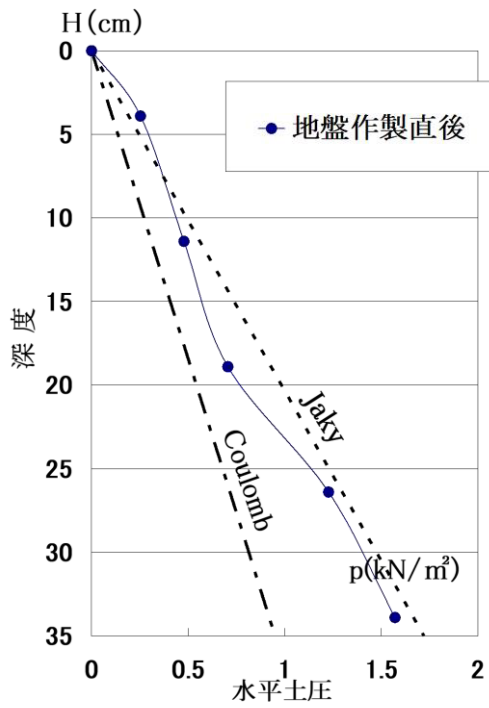
図 3 - 29 (a) に示す試験体 A は、背面地盤を地盤改良していない試験体で、地盤作製直後の水平土圧分布を示した。また、地盤改良試験体の試験体 B (図 3 - 29 (b)), C (図 3 - 29 (c)), D (図 3 - 29 (d)) については、ロードセルカバー用アルミ製チャンネル内 (幅×高さ=75mm×30mm) に 3cm 厚で乾燥砂を堆積させた時 (図 3 - 6 - ①) の水平土圧分布、および 1 日後、6 日後の水平土圧分布を示した (図 3 - 29 (b)~(d))。なお、図中に、Coulomb の主働土圧解および Jaky 式から求めた土圧分布を示した。試験体 A の場合、深さ方向に増加し Coulomb 解より Jaky 式に近い分布形状を示した。これより、構造耐力が十分大きい L 型擁壁 (L/H=0.6) の場合、主働土圧ではなく静止土圧に近い土圧が作用することが確認された。なお、本実験の L 型擁壁試験体はジュラルミン製であり、クーロンの主働土圧係数を、すべり抵抗試験により得られた摩擦角 22.9° (3.3.5 項) を用いて求めると主働土圧係数 $K_A=0.158$ であり、同様に、コンクリート製の場合を想定し、地盤改良の摩擦角 (34.2°) により求めると主働土圧係数 $K_A=0.163$ となった。これより、試験体をコンクリート製とした場合、主働土圧係数は若干大きくなることを留意しておく必要がある。

深さ方向全域にわたって地盤改良した試験体の (図 3 - 29(b)~(d))、ロードセルカバー用アルミ製チャンネル内に地盤作製時 (3cm 厚) の水平土圧分布は、10cm 以深においてほぼ同様の値を示しているが、これは、以下の理由によると推察される。

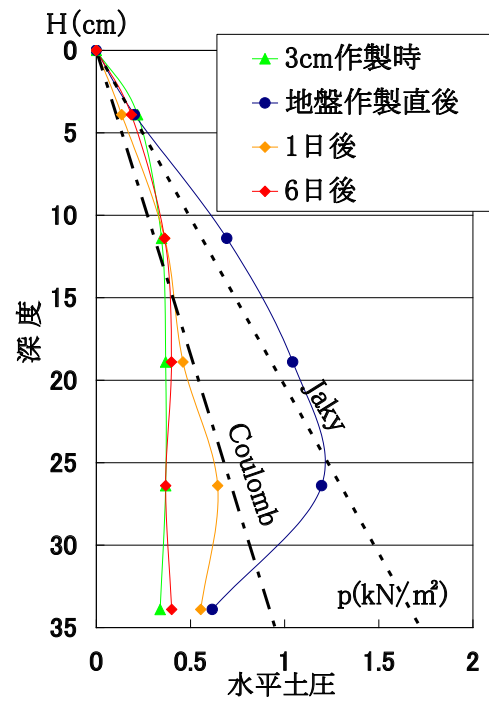
ロードセルカバー用アルミ製チャンネル内に作製された 3cm 厚の地盤 (図 3 - 6 - ①) は、乾燥砂と両側面 (擁壁とチャンネル) 間の摩擦力の影響が大きく、かつ深いほど摩擦力は大きいため 10cm 以深の鉛直応力がほぼ等しくなり、それに伴い水平土圧もほぼ同じ値を示す。同様に、地盤改良した場合は、地盤作製直後の分布は (図 3-29 (b)~(d))、地盤改良傾斜角 θ ($\theta=0^\circ\sim 60^\circ$) が広がるほど、浅い領域の水平土圧が大きくなる傾向を示した。これは、地盤改良傾斜角 θ が広がるほど浅い領域におけるバイブロタンパーの使用回数が増え、その分、水平土圧が大きくなるためと推察される。また、いずれの場合も最深部において小さな値を示したが、これは、地盤改良にセメントと水が含まれていることにより、地盤と擁壁底盤上面間の摩擦抵抗が大きく作用し、水平土圧が減少するためと考えられる。

また、地盤改良の場合 (図 3 - 29 (b)~(d))、いずれも 6 日後には大きく減少し、3cm 厚の乾燥砂地盤の状態に近い分布となった。このことは、3cm 厚の乾燥砂を囲む地盤改良が、ロードセルカバー用アルミ製チャンネルと同じ状態 (図 3 - 6 - ①) にあることを意味しており、6 日後には地盤改良が硬化し自立していると考えられる。したがって、3cm 厚の乾燥砂の部分も含め背面全体を地盤改良とした場合は、擁壁壁面と地盤改良が一体となり擁壁の壁面には、土圧は発生しないと推察される。

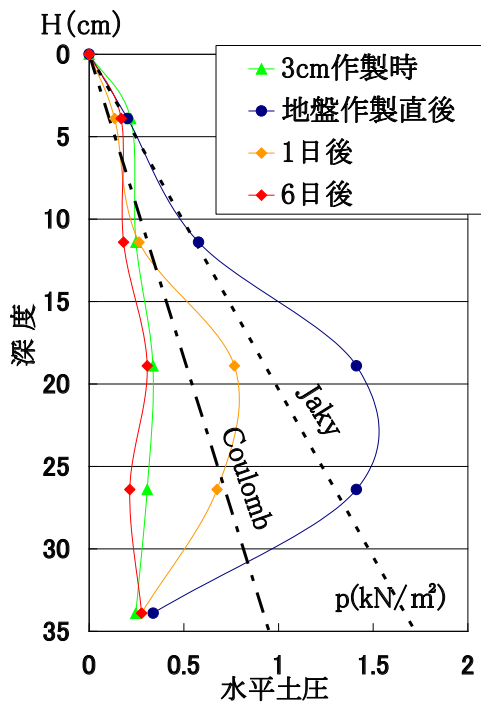
なお、いずれの地盤改良においてもひび割れ等の有害な損傷がないことが確認された。



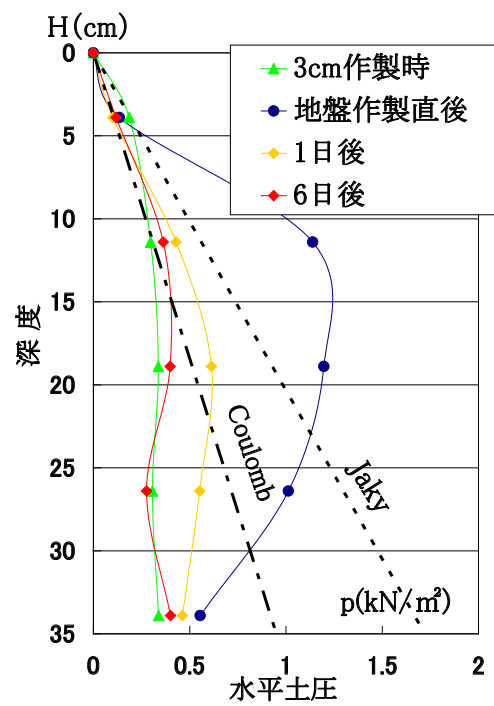
(a) 乾燥砂 [Dr]



(b) $\theta = 0^\circ$ [0]



(c) $\theta = 30^\circ$ [30]



(d) $\theta = 60^\circ$ [60]

図 3 - 29 水平土圧分布の推移

3.4.3 地盤改良後の全水平土圧の推移

L型擁壁背面が、すべて地盤改良に接する3種類の試験体(試験体[0], 試験体[30], 試験体[60])について図3-30(a)~(c)に示し、地盤作製直後から6日後までの全水平土圧の推移を図3-31(a)~(c)に示した。縦軸は、水平土圧係数 K_H とし、全水平土圧 P_H を $\gamma H^2/2$ で除し無次元化した($K_H=2P_H/\gamma H^2$, γ :土の単位体積重量, H :裏込め高さ)。また、ロードセルカバー用アルミ製チャンネル(幅×高さ=75mm×30mm)内に乾燥砂を3cm厚で充填した時(図3-6-①)の全水平土圧を無次元化し、水平土圧係数 K_H として図中に破線で示した。

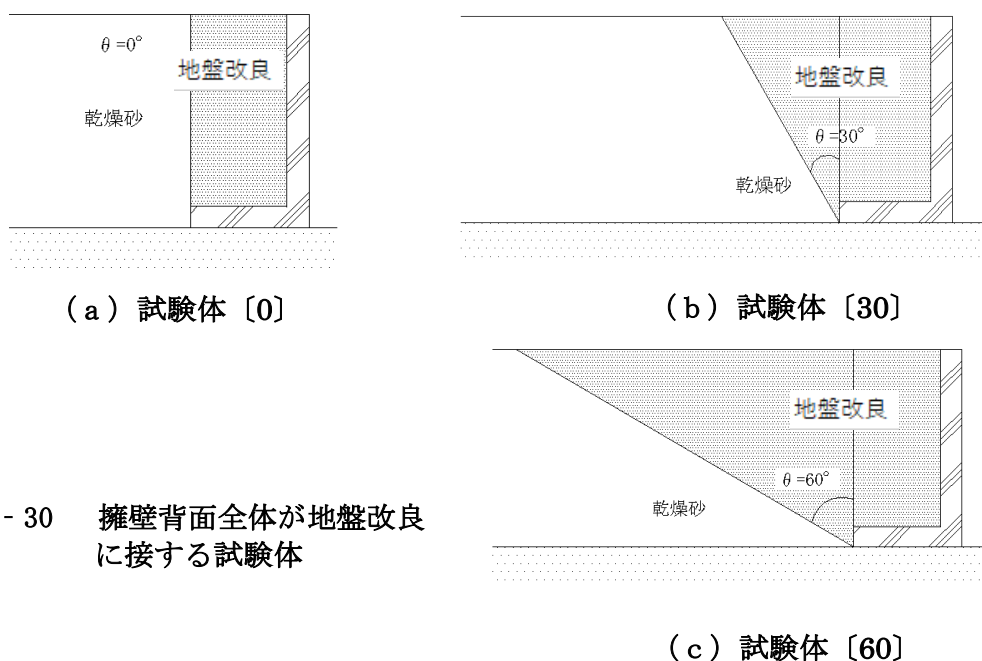


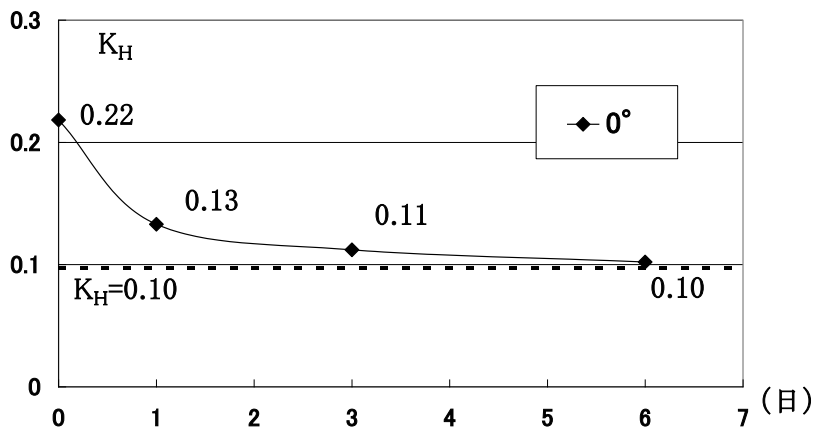
図3-30 擁壁背面全体が地盤改良に接する試験体

試験体[0]の場合、全水平土圧は、地盤作製直後の $K_H=0.22$ から6日後には $K_H=0.10$ へと減少し、3cm厚の乾燥砂($K_H=0.10$)と同じ値を示した。なお、1日後($K_H=0.13$)は、地盤作製直後から $K_H=0.09$ へと減少しており、この値は、全減少量(地盤作製直後と3cm厚の乾燥砂の差分)の75%にあたる。これより、地盤改良部分は、1日後には硬化し、ほぼ自立していると判断することができる。

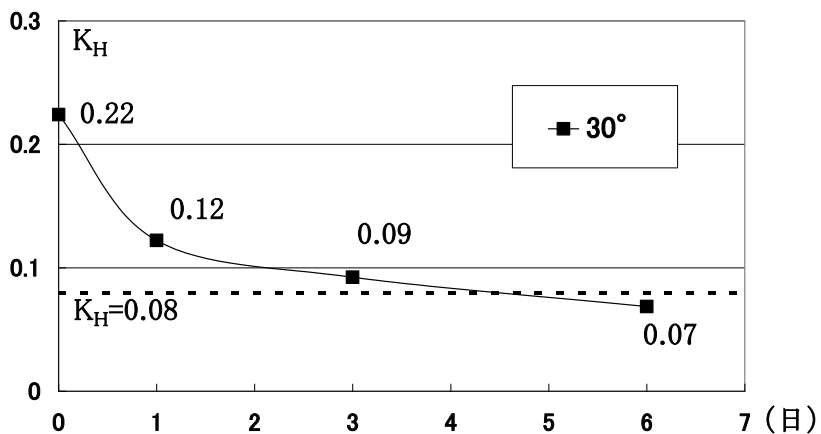
試験体[30], 試験体[60]においても、6日後には、ロードセルカバー用アルミ製チャンネル内の3cm厚の乾燥砂とほぼ同じ値を示した。また、試験体[30], 試験体[60]共に1日後は、全減少量の約70%減少しており、試験体[0]とほぼ同様の値を示した。これより、地盤改良傾斜角 $\theta=0^\circ$, $\theta=30^\circ$, $\theta=60^\circ$ (図3-2(b)~(d))のいずれの場合も、地盤改良が硬化する6日間の全水平土圧の推移は、ほぼ同様であることが分かった。

本実験では、水平土圧を測定するためロードセルを3cm厚の乾燥砂(珪砂5号)で養生したが、実際に、この部分も含め擁壁背面を地盤改良とした場合は、前述のよう

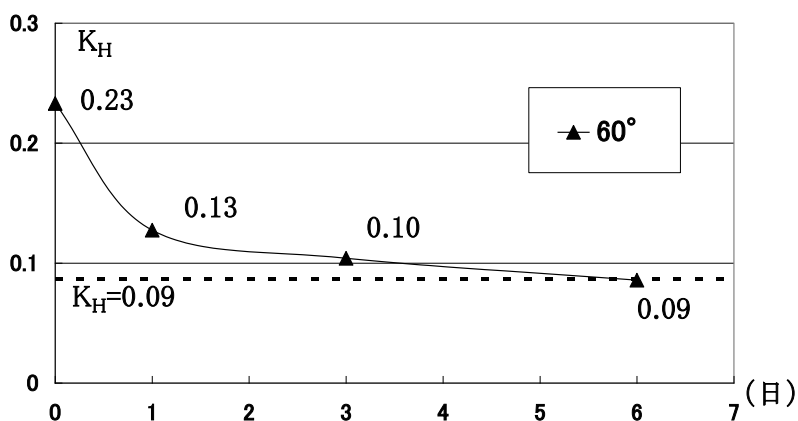
に (3.4.2 項), 擁壁壁面と地盤改良が一体となり, 擁壁壁面には土圧は発生しないと推察される.



(a) $\theta = 0^\circ$ [0]



(b) $\theta = 30^\circ$ [30]



(c) $\theta = 60^\circ$ [60]

図 3 - 31 地盤作製後の全水平土圧係数の推移

3.5 地表面荷重載荷実験

3.5.1 実験概要

地表面荷重の載荷は、いずれの試験体も地表面に等分布荷重載荷用トーナメント（幅×奥行＝580mm×940mm）を設置し行った（写真3-11）。当載荷装置は、擁壁で土留めされた造成地盤に住宅等の建物が直接基礎により建設されることを想定し、等分布荷重を地表面載荷荷重としている。

等分布荷重載荷用トーナメントは、ジュラルミン製の32枚の載荷板（縦×横×厚さ＝100mm×130mm×12mm）と、載荷板上に交互に組まれた5段の梁により構成されている。これより、最上部の梁中央に載荷された集中荷重は、32枚の載荷板に均等に伝達され、地表面に等分に荷重が載荷される。また、載荷板中央の加力点は、自由に回転するようになっており、かつ各段の梁の支点は、固定されてなく上下左右に回転する。そのため地表面全体が一様に平らに均されていなくとも、すべての載荷板（32枚）に均等に荷重が作用するよう設計されている。

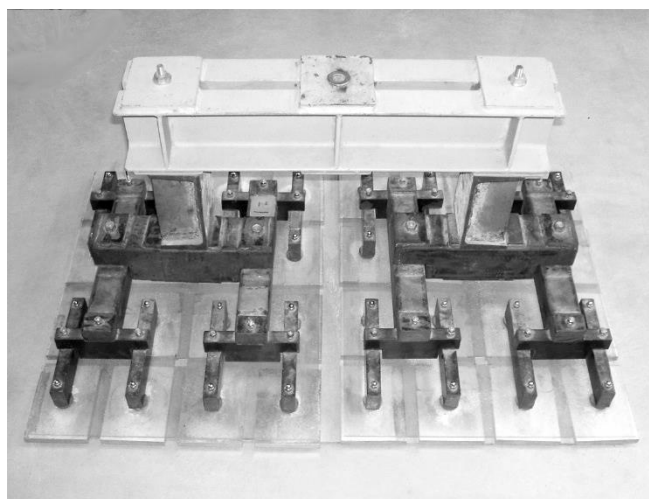


写真3-11 等分布荷重載荷用トーナメント

実験装置ならびに実験状況を図3-32、写真3-12に示す。等分布荷重載荷用トーナメントの載荷位置は、擁壁背面との間に若干のクリアランスをとり、トーナメントの中心と擁壁幅の中心を一致させて行った。実験は、スクリージャッキによりトーナメント頂部に集中荷重を毎分約3kNの速度で、最大で $q=70\text{kN/m}^2$ になるまで行った。載荷荷重の測定は、スクリージャッキの先端にロードセルを設置して行った。

また、擁壁の水平変位の測定は、ひずみゲージ式の1/100mm変位計を、壁上端および壁下端からそれぞれ100mmの位置に設置し行った。実験は、地盤改良試験体の場合は、6日後を目安にして実施した。同様に、擁壁背面が乾燥砂地盤の試験体Aの場合は、地盤

作製直後に行った。

なお、最大地表面載荷荷重 $q=70\text{kN/m}^2$ は、乾燥砂地盤（気乾状態の珪砂 5 号）の極限支持力度 $q_u=102\text{kN/m}^2$ の約 $2/3$ であり、地盤改良部の圧縮強度（ $\div 1\text{N/mm}^2$ ）の約 $1/14$ にあたる。また、最大地表面載荷荷重は、裏込め地盤（乾燥砂地盤： $H=40\text{cm}$ ）の重量が約 7kN/m^2 であることを考慮すると、裏込め地盤の約 10 倍の高さに相当する土の重量を載荷したことに等しいと解釈することができる。

以上の実験により、地表面載荷荷重の載荷に伴う増加水平土圧分布の推移および地表面載荷荷重と変位の関係を明らかにし、地表面載荷荷重に対する擁壁背面地盤のセメントによる地盤改良効果について考察を行った。

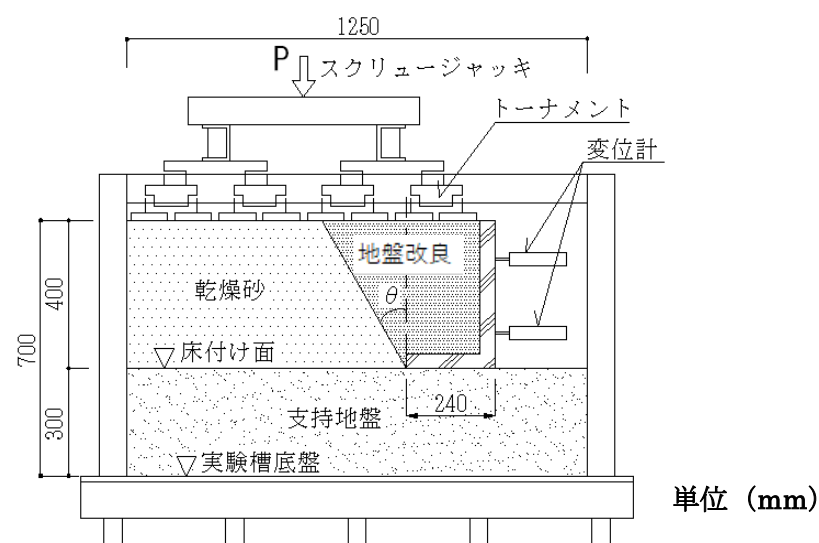


図 3 - 32 地表面荷重載荷実験装置

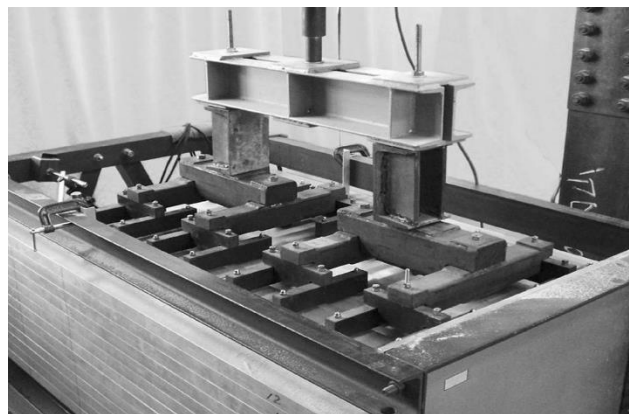


写真 3 - 12 地表面荷重載荷実験状況

3.5.2 地表面載荷荷重に伴う増加水平土圧分布の推移

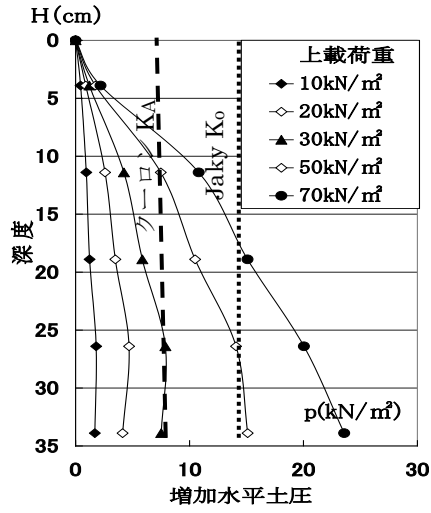
地表面載荷荷重に伴う各荷重段階 ($q=10\text{kN/m}^2 \sim 70\text{kN/m}^2$) の増加水平土圧分布を図 3-33 (a)~(f)に示した。また、乾燥砂 [Dr] の図 3-33 (a) には、地表面載荷荷重 $q=50\text{kN/m}^2$ 時の増加水平土圧の理論値 ($\Delta p = K \cdot q$) を、クーロンの主働土圧係数および Jaky の静止土圧係数 ($K_0=1-\sin \phi : \phi = 45.2^\circ$) を用いて示した。なお、地表面載荷荷重の最大値の $q=70\text{kN/m}^2$ は、裏込め高さ 40cm の約 10 倍の土重量に相当する。

乾燥砂 [Dr] (図 3-33 (a)) の場合、いずれも各荷重段階において地表面から深さ方向に増加水平土圧が大きくなる傾向を示し、地表面載荷荷重が大きくなるほど顕著となった。建築基礎構造設計指針²⁾ (以下、設計指針という) では、等分布荷重による増加水平土圧は深さ方向に一律一定としているが、設計指針と異なる傾向を示した。これは、荷重増加に伴い、擁壁下部を回転中心として変位し、地表面に近いほど壁変位が大きく (図 3-35)、その分、土圧が減少するためと推察される。同様に、地表面に近い点の水平土圧が、特に、小さな値を示しているが、これは、等分布荷重載荷用トーナメントの載荷板下面に作用する鉛直応力の影響が、地表面に近いほど大きいためと推察される。また、地表面載荷荷重 $q=50\text{kN/m}^2$ 時の分布は、地表面近くでは、クーロンの主働土圧係数を用いた値より小さく、中央より深い点では大きいことが分かった。同様に、 $q=50\text{kN/m}^2$ 時の分布は、最深部において Jaky の静止土圧に近い値となることが分かった。

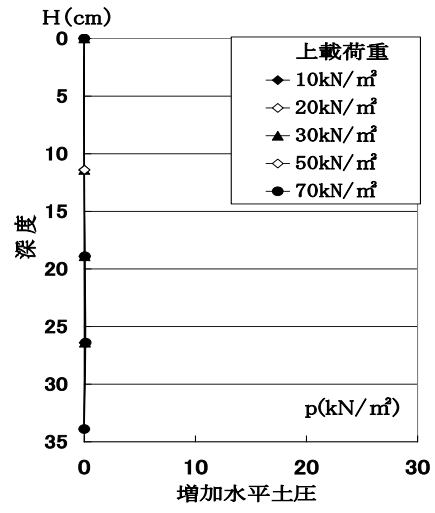
以上より、地表面荷重の載荷による増加水平土圧は深さ方向に一様でなく、かつ土圧係数はクーロンの主働土圧係数より大きくなり、設計する際には注意を要することが確認された。

試験体 [0]、試験体 [30]、試験体 [60] の場合 (図 3-33 (b)~(d))、水平土圧の増加は、地表面載荷荷重の大小に関わらず各点においてほぼゼロとなることが分かった。これは、前述のように (3.4.3 項) 擁壁と地盤改良部分が一体化しているためであり、これよりセメントによる擁壁背面の地盤改良効果は有効であると考えられることができる。

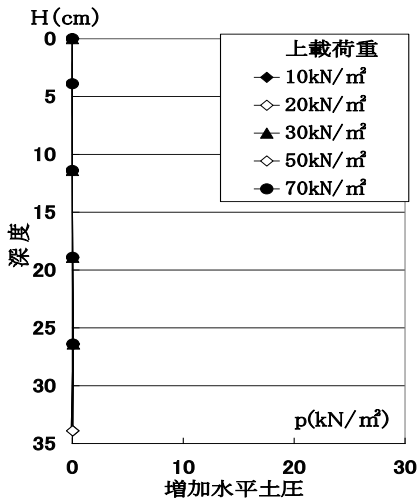
試験体 [0, 1/3]、試験体 [0, 2/3] の場合 (図 3-33 (e), (f))、地盤改良していない部分の水平土圧は、各点において試験体 [Dr] (図 3-33 (a)) を大きく下回り、ことに地盤改良面に近いほど顕著であった。これは、地盤改良面と乾燥砂地盤との摩擦抵抗によるものであり、かつ地盤改良面に近いほどその影響が大きいためと推察される。以上の結果より、改良範囲が深さ方向全域にわたらない場合でも、十分改良効果のあることが確認された。



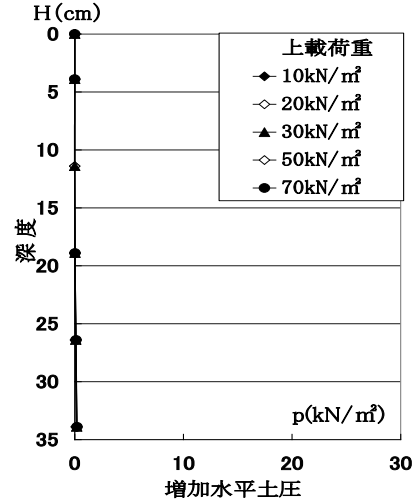
(a) 乾燥砂 [Dr]



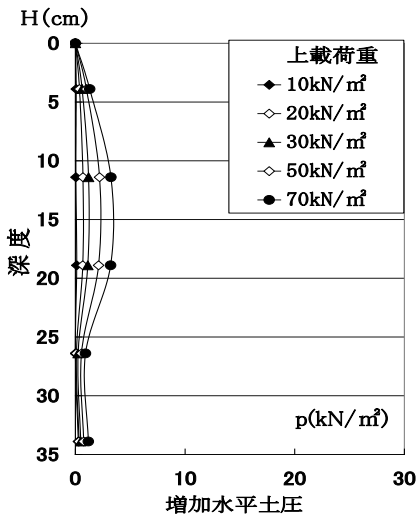
(b) $\theta = 0^\circ$ [0]



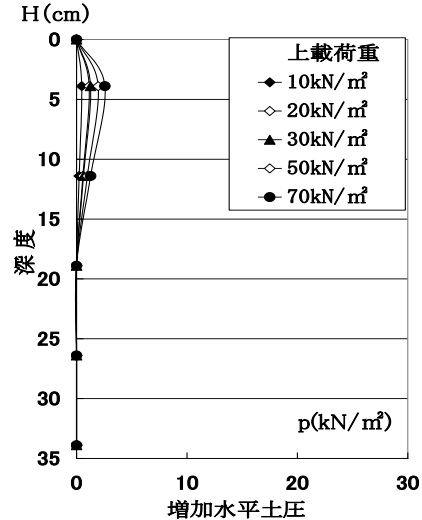
(c) $\theta = 30^\circ$ [30]



(d) $\theta = 60^\circ$ [60]



(e) 1/3 改良 [0,1/3]



(f) 2/3 改良 [0,2/3]

図 3 - 33 増加水平土圧分布の推移

3.5.3 地表面載荷荷重 - 水平土圧係数関係

各試験体における地表面載荷荷重に伴う水平土圧係数 K_H の推移を図 3 - 34 に示した。建築基礎構造設計指針は、 $\Delta P_A = K_A q H$ (K_A : クーロンの主働土圧係数, q : 地表面の等分布荷重, H : 擁壁高さ) であり, 図中に, 乾燥砂地盤の主働土圧係数 K_A 値を示した。なお, 水平土圧係数 K_H は, 全増加水平土圧 ΔP_H を qH で除して求めた。

乾燥砂地盤 [Dr] の場合は, 地表面載荷荷重が $q > 20 \text{ kN/m}^2$ の範囲において, 主働土圧係数 K_A を上回ることが分かった。これより, 本実験の乾燥砂地盤のように密な地盤において, 地表面載荷荷重が大きい場合は, 現行の主働土圧係数を用いた設計土圧より大きな土圧が作用することが確認された。

各荷重段階において水平土圧係数 K_H は, 試験体 [0, 1/3] の場合は約 $K_H = 0.02$, 試験体 [0, 2/3] の場合は約 $K_H = 0.01$ であり, 主働土圧係数 K_A 値 (0.16) よりはるかに小さいことが確認された。

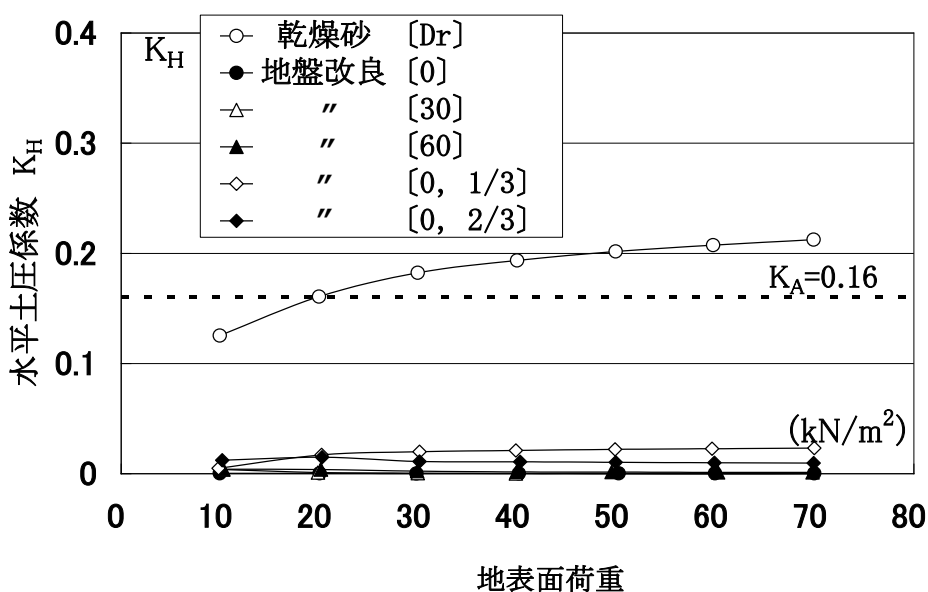


図 3 - 34 地表面荷重 - 水平土圧係数の推移

3.5.4 地表面載荷荷重 - 擁壁変位関係

地表面載荷荷重に伴う各擁壁試験体の壁高中央の水平変位 δ_d (壁平均変位) を図 3-35 に示した。

乾燥砂地盤 [Dr] の場合、ほぼ直線的に最も大きな値で推移し、最終荷重段階の $q = 70 \text{ kN/m}^2$ において $\delta_d = 2.6 \times 10^{-3}H$ となった。擁壁の主働側への強制変位実験^{3)~4)} およびもたれ式擁壁 (擁壁傾き $\theta = \tan^{-1}2.0$) の地表面荷重載荷実験⁵⁾ では、すべり線発生時変位は、それぞれ $\delta_d = 6.0 \times 10^{-3}H$, $\delta_d = 5.4 \times 10^{-3}H$ であり、本実験では、いずれの擁壁試験体も、両実験のすべり線発生時変位より小さく、最終荷重段階においてもすべり線は発生していないと考えられる。これより、裏込め高さの約 10 倍の土に相当する重量まで載荷しても地表面にすべり線の発生はなく、擁壁背面地盤の安全性が確認された。なお、本実験の擁壁試験体は、ジュラルミン製でありコンクリート製とした場合より、乾燥砂地盤間との摩擦抵抗が小さいと推察される (3.3.5 項)。したがって、擁壁試験体をコンクリート製とした場合は、滑動に対する抵抗が大きく、擁壁変位は、本実験結果より小さくなると推察される。

地盤改良の試験体 [0], 試験体 [30], 試験体 [60] では、地盤改良傾斜角が大きいほど地表面載荷荷重による変位が小さいことが分った。これは、地盤改良傾斜角が大きいほど地表面載荷荷重による擁壁底版前端 (つまさき端) 回りの安定モーメント (擁壁を背面側へ回転させるモーメント) が大きくなるためと推察される。同様に、地盤改良傾斜角が大きいほど、地表面載荷荷重に対する擁壁底版反力が大きく、その分、擁壁の滑動に対する擁壁底版面下の摩擦抵抗が大きくなるためと考えられる。

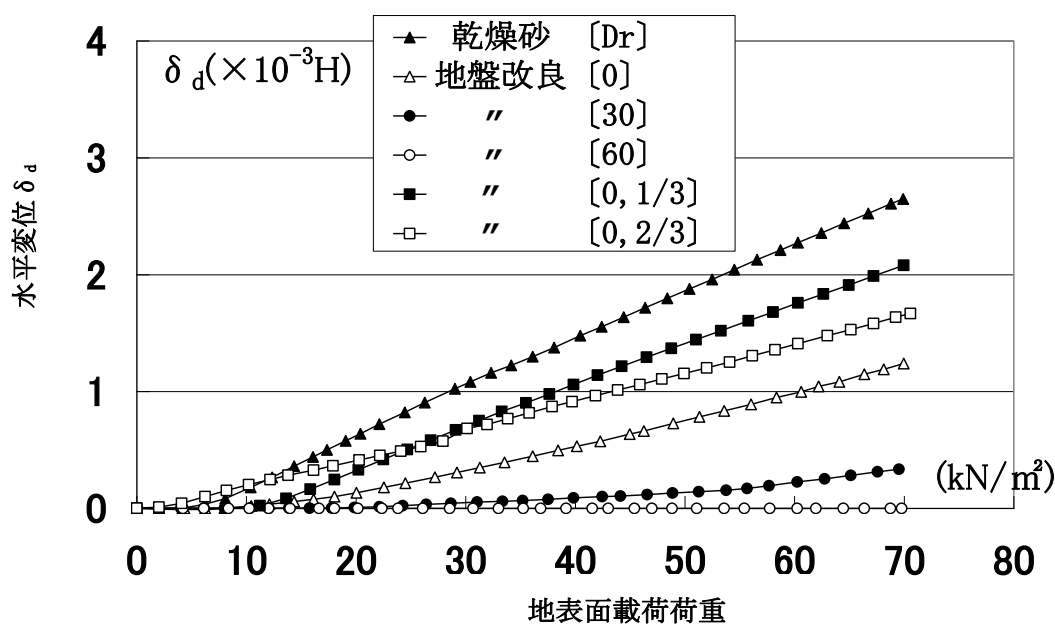


図 3-35 壁高中央の水平変位 δ_d

3.6 本章のまとめ

本章は、L型擁壁の背面地盤をセメントにより地盤改良することを提案し、その補強効果について考察したものである。実験では、5種類の地盤改良試験体および地盤改良していないL型擁壁試験体1体を製作し、地盤作製直後から6日後の土圧の推移の測定を行い、地盤改良効果について検証した。同時に、地表面載荷荷重に対する地盤改良効果について検証を行った。

なお、実験にあたり背面の地盤改良が、硬化するまでの土圧測定方法を考案した(3.3.2項)。同様に、地表面載荷荷重として等分布荷重を載荷しており、本研究では、一定速度で均等に等分布荷重が載荷可能な実験装置を作製し、連続的測定を行った。

本章で得られた成果および結果を要約すれば、以下のとおりである。

(1) 実験装置について

- ① L型擁壁の中央部には、高さ方向に5個のロードセルが等間隔に取付けられており水平土圧分布の測定が可能である。また、ロードセル(定格容量20N)は、定格容量の1/100~1/20の範囲においても比較的高い精度で測定できることが確認された。
- ② 地盤改良の配合は、土1m³に対してセメント100kg添加を目安とし、水量を極力少なくして調合した。地盤改良の圧縮強度は、6日後約1N/mm²であり、現場で必要とされる最小限の地盤改良の強度に近い値となることが確認された。
- ③ 土圧測定用ロードセルの測定面は、常に、乾燥砂地盤と接触しており、地盤改良を作製してから硬化するまでの土圧の測定が可能である。
- ④ 地表面荷重載荷実験は、等分布荷重載荷用トーナメントにより32枚の載荷板に均等に力が伝達され、地表面に等分布荷重を一定速度で載荷することが可能である。

(2) L型擁壁背面が乾燥砂地盤の場合

- ⑤ 構造耐力が十分大きいL型擁壁の場合、主働土圧ではなく静止土圧に近い土圧が作用することが確認された。
- ⑥ 地表面載荷荷重による増加水平土圧は、地表面から深さ方向に増加する傾向を示し、深さ方向に一定とする建築基礎構造設計指針とは異なる傾向を示す。
- ⑦ 地表面載荷荷重による増加水平土圧は、密な砂地盤においては、地表面載荷荷重が大きい場合($q > 20\text{kN/m}^2$)は、主働土圧係数を用いた設計土圧より大きな土圧が作用する。
- ⑧ L型擁壁は、擁壁の構造耐力と支持地盤の耐力が十分に大きい場合は、裏込め高の約10倍の土に相当する重量を載荷しても地表面にすべり線が発生しないことを確認した。

(3) 地盤改良した場合

- ⑨ 地盤改良部分の壁面に作用する水平土圧は、地盤改良直後から 1 日経過した段階で大きく減少する。また、数日経過し、地盤改良部分が硬化した後は、水平土圧はほぼゼロになると推察される。
- ⑩ 地盤改良部分の擁壁壁面に、地表面載荷荷重による水平土圧は発生しない。これより、地盤改良された擁壁背面に地表面載荷荷重がある場合は、擁壁と背面が一体となるため、擁壁本体に発生する応力は小さくなると考えられる。
- ⑪ 地盤改良傾斜角 θ が大きいほど、地表面載荷荷重による安定モーメントと擁壁底版面下の摩擦抵抗が大となり、主働側への擁壁変位が小さい。
- ⑫ 試験体 [0, H1/3] および試験体 [0, 2/3] の地表面載荷荷重による全増加水平土圧係数 K_H は、それぞれ $K_H=0.02$, $K_H=0.01$ であり、クーロンの主働土圧係数 K_A (0.16) より著しく小さな値を示す。

〈参考文献〉

- 1) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，2004
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001
- 3) 和田昇三，国府田誠，榎並昭：壁面摩擦を考慮した壁体土圧に関する実験的研究 その 2 乾燥砂地盤における剛性壁の主働土圧の発生機構について，日本建築学会構造系論文集第 468 号，pp.71-79，1995.2
- 4) 和田昇三，国府田誠，榎並昭：受働土圧に関する実験的研究 その 2 乾燥砂地盤における剛性壁の受働土圧の発生機構について，日本建築学会構造系論文集第 513 号，pp.113-120，1998.11
- 5) 和田昇三，及川裕章，国府田誠：地表面に等分布荷重を載荷した場合の L 型擁壁およびもたれ式擁壁の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集第 548 号，pp.73-80，2001.10

第4章 地表面載荷荷重の載荷位置に対する最適な地盤改良形状の検証

4.1 概説

地表面載荷荷重に対するL型擁壁の地盤改良効果について、第3章では、地表面載荷荷重を擁壁背面に近接させて($a=0\text{cm}$)検証を行っている。その結果、地盤改良した擁壁背面地盤がL型擁壁と一体となり、擁壁本体の壁面に作用する土圧が大幅に低減できることを明らかにしている。同様に、地盤改良傾斜角($\theta=0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$)が大きいほど、地表面載荷荷重による主働側への擁壁変位が小さいことを明らかにしている。この時の最大変位は($q=70\text{kN/m}^2$ 時)、地盤改良試験体の中で最も変位の大きい $\theta=0^\circ$ の場合で、地盤改良しないL型擁壁の約 $1/2$ ($\delta_d \cong 1.3 \times 10^{-3}H$)となり、すべり線の発生していないことを確認している。以上、第3章の地表面荷重載荷実験により、地盤改良しない場合に対し、地盤改良した場合の改良効果について、多くの知見が得られたと考えている。ただし、L型擁壁背面の地盤改良を実用に供するには、さらに、以下のような検証が必要と考えられる。擁壁には「転倒」、「滑動」、「接地圧」に対する安全性が要求される。第3章では、 $a=0\text{cm}$ の条件の中で「転倒」と「滑動」に対しては問題のないことを明らかにしているが、「接地圧」に対しては言及していない。地表面載荷荷重が、地盤改良上にある場合と無い場合、すなわち地表面載荷荷重の載荷位置により、擁壁底版面下に作用する接地圧の大きさと分布は大きく異なると考えられる。同様に、地盤改良形状が、擁壁底版面下に作用する接地圧に及ぼす影響は大きいと推察される。また、実際の建物は、ほとんどの場合、擁壁背面から離隔距離をとって建てることが多い。擁壁背面の地盤改良を実用に供するには、種々の地盤改良形状に対する地表面載荷荷重の載荷位置と擁壁底版面下に作用する接地圧の関係を明らかにすることが重要と考えられる。以上より、本章は、第3章に引き続き、地表面載荷荷重に対するL型擁壁背面の地盤改良効果について検証するものであり、セメントによる地盤改良を実用に供するため、以下の実験方法により考察を行う。

- ① 試験体の地盤改良傾斜角 θ は、 $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ の3種類とし、いずれも地盤改良面と乾燥砂地盤との境界部の土圧測定を可能とする。
- ② 地表面載荷荷重の擁壁背面からの載荷位置をパラメータとする。
- ③ 地表面載荷荷重の位置をパラメータとして、水平土圧分布、全増加水平土圧、地表面載荷荷重 - 変位関係の推移を明らかにし、上記①の3試験体の地表面載荷荷重に対する構造性能について比較検証する。
- ④ 上記3試験体について、上記③および地表面載荷荷重の位置と擁壁底版面下に作用する接地圧の関係から、地表面載荷荷重に対して最もふさわしい地盤改良形状を決定する。

なお、本章では、擁壁試験体の耐力を十分に大きくとり、擁壁自体は、構造耐力上問題ないものとして考察を行う。同様に、擁壁の支持地盤の耐力を十分に大きくとり、擁壁底版下の地盤沈下および擁壁を含む斜面全体の崩壊は問題ないものとして扱う。

4.2 実験概要

4.2.1 擁壁試験体

擁壁背面を地盤改良した擁壁試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕を図4-1に示す。L型擁壁（L/H=0.6）は、ジュラルミン製で擁壁背面をセメントにより地盤改良している。L型擁壁の内法は、630mm（W：幅）×400mm（H：高さ）×240mm（L：底版長）、厚さは、壁部、基礎部共に40mmとなっている。試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕の地盤改良境界面は仮想壁面上にあり、仮想背面からの傾斜角は 0° としている。本実験では、試験体は、L型擁壁の仮想背面に対する傾斜角 θ を変えて、3種類の地盤改良形状としている（ $\theta=0^\circ$ 、 15° 、 30° ）。以下、試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕、試験体〔 $\theta=15^\circ$ 〕、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕と呼ぶ。試験体の種類を表4-1、図4-2に示す。地盤改良部は、第3章と同様に土1m³に対してセメント100kg添加を目安とし、セメント、珪砂5号、水の質量比を1：15.9：1.33とした。地盤改良の1週（ σ_7 ）と4週（ σ_{28} ）の圧縮強度を表4-2に示す。

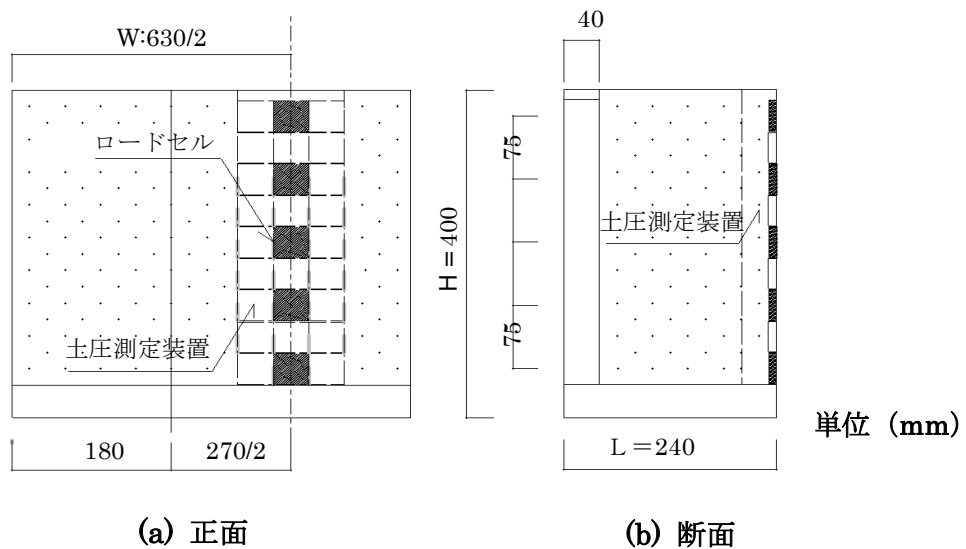


図4-1 擁壁試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕

表4-1 試験体の種類

傾斜角	試験体名
$\theta=0^\circ$	〔 $\theta=0^\circ$ 〕
$\theta=15^\circ$	〔 $\theta=15^\circ$ 〕
$\theta=30^\circ$	〔 $\theta=30^\circ$ 〕

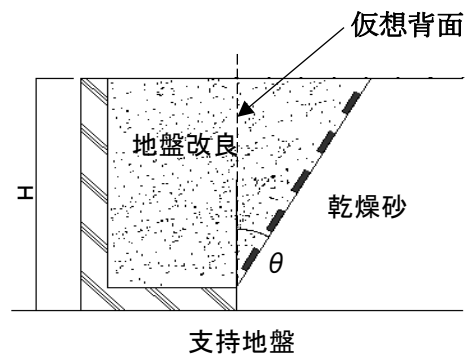
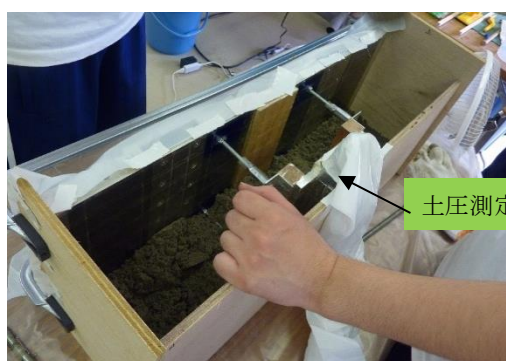


図4-2 試験体の種類

いずれの試験体も、地盤改良境界面の中央に第3章と同様の土圧測定用のロードセル（定格容量20N）を深さ方向に5個等間隔に設置した。なお、ロードセルは、ジュラルミン製の土圧測定装置（幅×高さ×奥行＝100mm×352mm×39mm）に組み込まれており、同装置は、ロードセル受圧面と地盤改良境界面が同一面となるよう地盤改良内に埋め込まれている。また、すべり抵抗試験により求めた地盤改良体と擁壁背面地盤との摩擦角 ϕ_{δ} は34.2°であり（3.3.7項 - (3)）、ロードセル受圧面とジュラルミン製の同装置表面には、ほぼ同じ摩擦角を有する#40（ ϕ_{δ} =33.4°）のサンドペーパー（3.3.7項 - (4)）を貼付した。また、地盤に接する擁壁底版面下と擁壁底版後端側面に同様のサンドペーパーを貼付した。

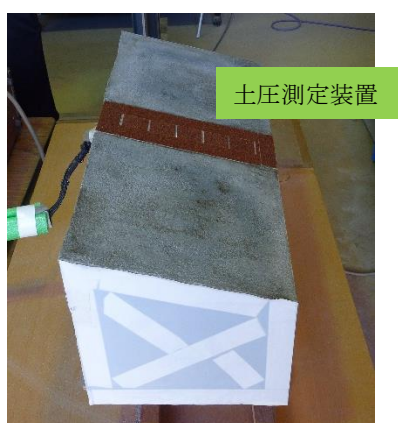
試験体〔 $\theta=15^{\circ}$ 〕の作製状況を写真4-1に示す。



(a) L型擁壁底版を下に型枠を固定，土圧測定装置を養生し地盤改良の打ち込み開始



(b) 地盤改良打ち込み終了，試験体天端をコテで均す



(c) 試験体側面に側壁摩擦を軽減するためテフロンシートを貼付



(d) 土圧測定装置の地盤に接する部分にサンドペーパー（ ϕ_{δ} =33.4°）を貼付

写真4-1 試験体〔 $\theta=15^{\circ}$ 〕作製状況

表 4 - 2 地盤改良の圧縮強度 (N/mm²)

試験体	σ_7	σ_{28}
[$\theta = 0^\circ$]	1.2	2.2
[$\theta = 15^\circ$]	1.0	—
[$\theta = 30^\circ$]	1.1	2.1

試験体 [$\theta = 15^\circ$] における 4 週圧縮強度 (σ_{28}) に関しては、圧縮強度試験のための供試体が、サンプリングできず確認できなかった。

4. 2. 2 地表面載荷荷重の載荷位置

地表面載荷荷重の載荷位置 a は (a : 擁壁背面からの距離), 地表面に載荷する等分布荷重の位置を変えて, $a = 0 \sim 50\text{cm}$ (@10cm) の 6 種類とした (図 4 - 3). なお, 試験体 [$\theta = 0^\circ$] では, $a > 20\text{cm}$ ($H/2$; H : 壁高さ) の範囲で地表面載荷荷重は地盤改良上になく, 同様に試験体 [$\theta = 15^\circ$] では $a > 30\text{cm}$ ($3H/4$), 試験体 [$\theta = 30^\circ$] では $a > 40\text{cm}$ (H) の場合が, 地表面載荷荷重が地盤改良上にないケースとなる (表 4-3).

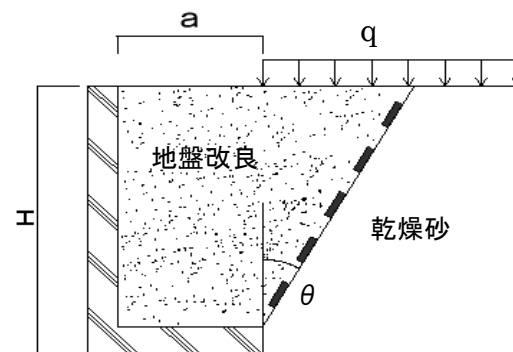


図 4 - 3 地表面載荷荷重の載荷位置

表 4 - 3 地表面載荷荷重の載荷位置

a	0cm	10cm	20cm	30cm	40cm	50cm
試験体	(0)	(H/4)	(H/2)	(3H/4)	(H)	(5H/4)
[$\theta = 0^\circ$]	○	○	—	—	—	—
[$\theta = 15^\circ$]	○	○	○	—	—	—
[$\theta = 30^\circ$]	○	○	○	○	—	—

注) 表中 (○) は地表面載荷荷重が地盤改良上にある場合, (—) は無い場合

4.2.3 実験槽

実験槽ならびに実験槽全景を図4-4、写真4-2に示す。実験槽の内法は、650mm（幅）×810mm（高さ）×1580mm（長さ）となっている。実験槽底盤および妻壁は、剛な鉄骨のフレームとジュラルミン板より構成され、また、長手方向側壁は、砂槽底盤から支持地盤までは剛な鉄骨フレームが取り付けられている。また、支持地盤上部の擁壁背面に相当する部分は、ジュラルミンボックス（幅×高さ×長さ＝50mm×30mm×1730mm）を1本ずつ積み重ね側壁を構成している。

なお、擁壁試験体の側面には、側壁摩擦の影響を小さくするためテフロンシートを貼付してあるが（4.2.1項）、実験槽側壁にも同様にテフロンシートを貼付し、側壁摩擦の影響を極力少なくしている。

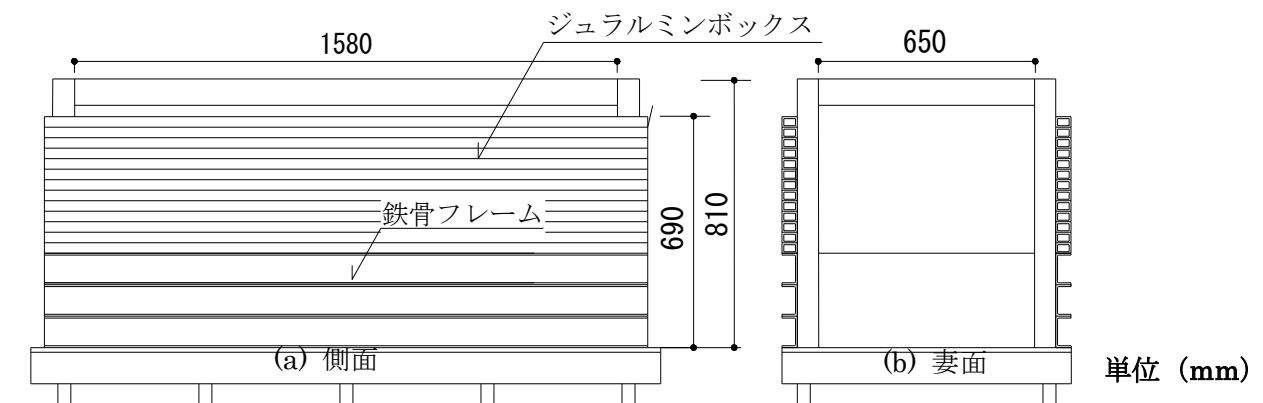


図4-4 実験槽



写真4-2 実験槽全景

4.2.4 実験方法

(1) 模型地盤

地表面載荷荷重を載荷中の実験状況を図4-5に示す。L型擁壁の支持地盤は、粒径10mm以下の砕石を敷き詰め、実験槽底盤から300mmの高さまで作製した。支持地盤は、砕石を30mm堆積させるごとにバイブロタンパーにより締め固め作製した。詳細は、3.3.2項を参照されたい。

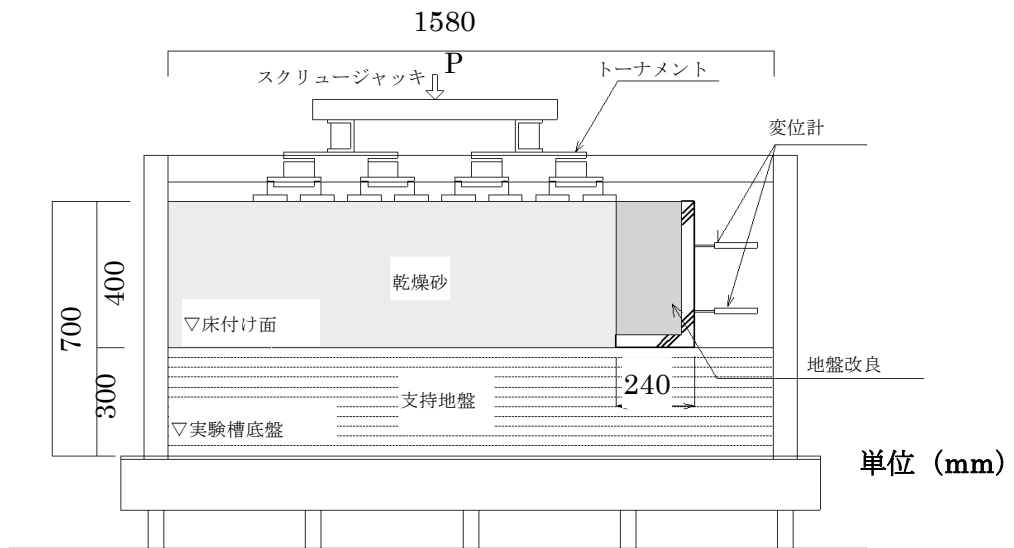


図4-5 実験状況

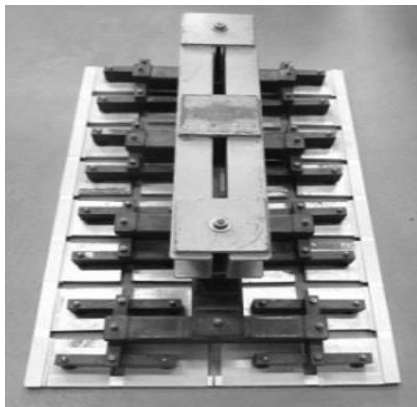


写真4-3 等分布荷重載荷用トーナメント



写真4-4 支持地盤の締め固め状況

実験は、1体の試験体に対し地表面荷重の位置を変えて6通り（ $a=0\sim 50\text{cm}$, @10cm）行うが、支持地盤は同一地盤で実施し、地盤改良および乾燥砂地盤は実験ごとに作製した。そのため、地盤改良ならびに乾燥砂地盤作製時において、支持地盤の地盤性状が変わらぬよう支持地盤表面をバイブロタンパーにより1か所当たり締め固めを2秒行った後、等分布荷重荷重用トーナメント（写真4-3）により、 $q_t=135\text{kN/m}^2$ まで5回繰り返し荷重した。等分布荷重荷重用トーナメントで締め固め中の状況を写真4-4に示す。等分布荷重荷重用トーナメントについての詳細は、3.5.1項を参照されたい。

以上の方法で作製された支持地盤の支持力試験状況を写真4-5に、荷重-沈下曲線を図4-6に示す。

支持地盤の極限支持力度は $q_u=530\text{kN/m}^2$ であり、全般せん断破壊により極限に達すると考えられる。なお、擁壁背面に荷重する等分布荷重の最大値は $q=40\text{kN/m}^2$ であり、支持地盤の極限支持力度の1/10以下であることを考えると地表面荷重荷重用実験を繰り返し行っても、上記方法で作製した支持地盤の荷重沈下性状は、ほぼ同様と推察される。



写真4-5 支持力試験状況
(支持地盤)

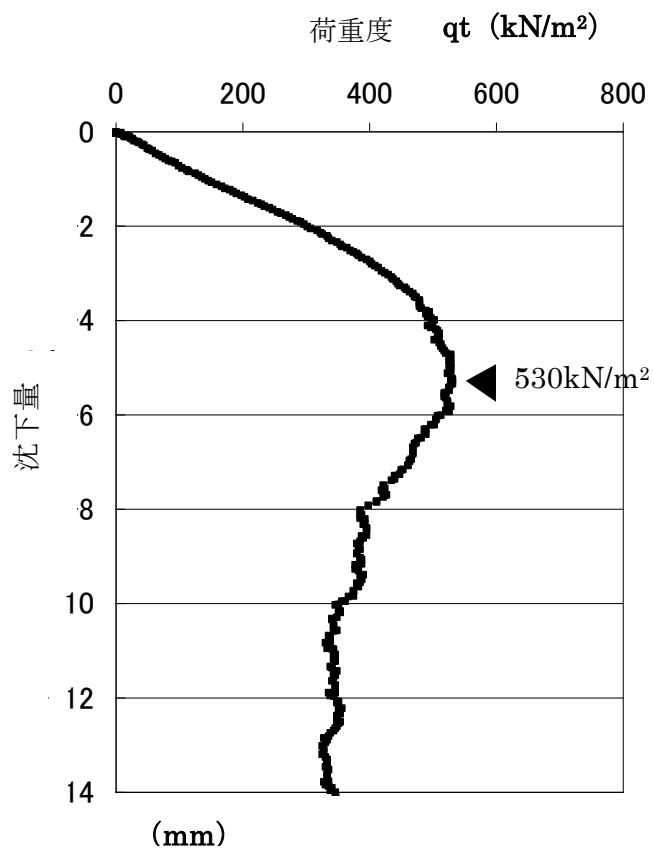


図4-6 荷重-沈下曲線
(支持地盤)

支持地盤作製後，L型擁壁試験体を支持地盤上に設置し，その後，気乾状態の珪砂5号で乾燥砂地盤を作製した．乾燥砂地盤の作製方法および地盤の諸定数については，第3章と同様であり，3.3.2項，3.3.3項を参照されたい．乾燥砂地盤の荷重 - 沈下曲線を図4-7に示す．

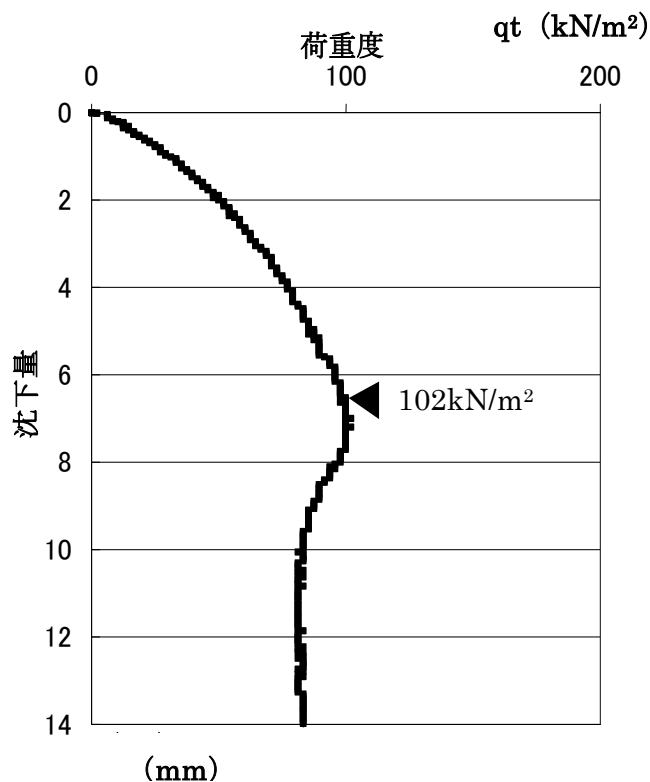


図4-7 荷重 - 沈下曲線
(乾燥砂地盤)

(2) 実験方法

実験状況を図4-5(4.2.4項-(1))に示す．L型擁壁背面の地盤作製終了後，地表面に等分布荷重載荷用トーナメントを設置する．スクリージャッキにより等分布荷重載荷用トーナメントの頂部に集中荷重を毎分約 3kN の速度で加力し，荷重度 $q=40\text{kN/m}^2$ まで載荷を行う．地表面載荷荷重の載荷方法，変位測定法，等分布荷重載荷用トーナメント等の詳細については，第3章を参照されたい．なお，本実験の最大地表面載荷荷重は $q=40\text{kN/m}^2$ であり，この値は，擁壁背面の乾燥砂地盤の長期許容支持力度 $q_a=34\text{kN/m}^2$ (極限支持力度 $q_u=102\text{kN/m}^2$) を目安とし設定した．また，裏込め地盤の ($H=40\text{cm}$) の重量が 6.8kN/m^2 であることを考慮すると，裏込めの約6倍の高さの土に相当する重量を載荷したことに等しいと解釈することができる．また，最大地表面載荷荷重を $q=40\text{kN/m}^2$ (0.04N/mm^2) としているため，地表面載荷荷重の載荷は，地盤改良作製から7日経過した後 ($\sigma \geq 1\text{N/mm}^2$) に実施した．

4.3 実験結果および考察

4.3.1 地盤作製直後の土圧分布

擁壁背面の乾燥砂地盤を作製した直後の各試験体の土圧分布を図4-8(a)~(c)に示した。水平土圧は地盤改良境界面に作用する垂直方向の土圧であり、壁面摩擦は、地盤改良面に作用する摩擦力である。また、図中のクーロンの主働土圧およびJakyの静止土圧も地盤改良境界面に垂直方向の土圧としている（以下、同様とする）。なお、いずれの試験体も地盤作製直後地表面にすべり線発生のないことを確認している。

試験体 $[\theta=0^\circ]$ の場合、水平土圧は深さ方向に増加し三角形に近い分布形状を示した。最深部においてJaky解とほぼ同様であるが、概ねクーロン解とJaky解の中間の値を示した。試験体 $[\theta=15^\circ]$ の場合、水平土圧は、試験体 $[\theta=0^\circ]$ とほぼ同様の分布形状であり、各点の値はクーロン解を大きく上回ることが分かった。試験体 $[\theta=30^\circ]$ の場合、水平土圧は深さ方向に増加する傾向を示し、下部の2点において同様の値を示した。また、水平土圧は3試験体中Jaky解を最も大きく下回る分布傾向を示した。同様に、いずれの試験体もクーロンの主働土圧分布を大きく上回り、傾斜角 θ が大きいほどその割合が大きいことが分かった。これより、擁壁の背面地盤作製時における水平土圧は、擁壁背面側への地盤改良境界面の傾きが、大きいほどクーロンの主働土圧に対する割合が大きくなることが確認された。

また、いずれの試験体も壁面摩擦は水平土圧と同様の分布傾向を示しており、各点において水平土圧を下回ることが分かった。なお、現在は擁壁の設計土圧にクーロンの

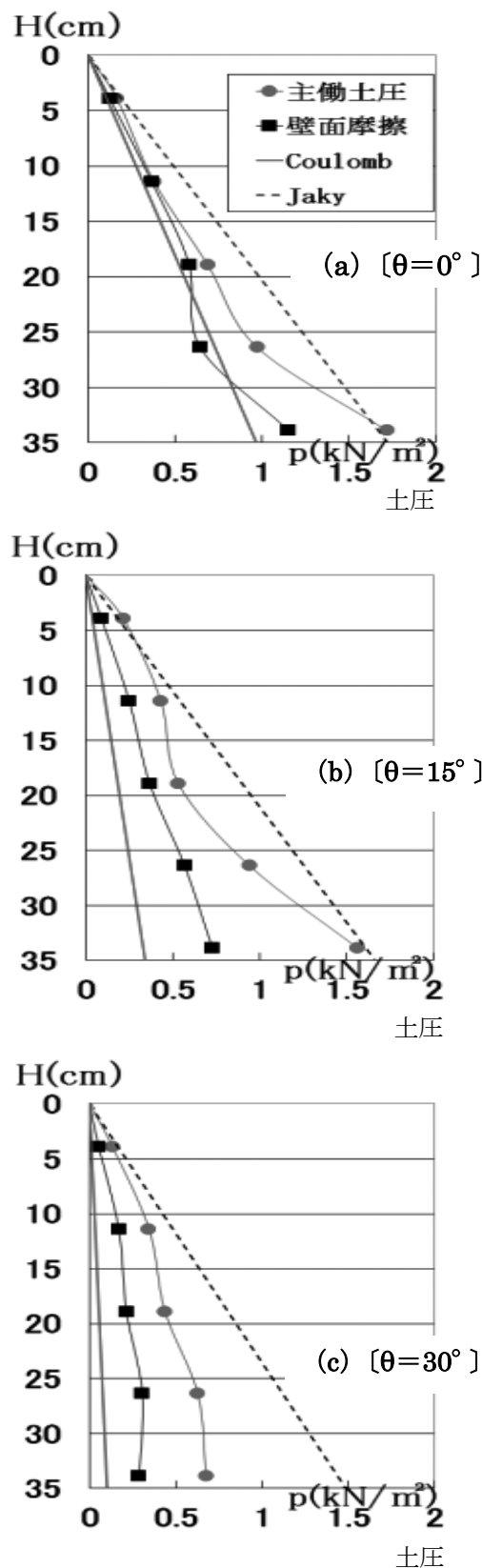


図4-8 地盤作製直後の土圧分布

主働土圧解が用いられているが、これは、背面地盤の極限状態を想定して導いた理論解である。実験では、地盤作製直後、地表面にすべり線の発生は無く、このため実験値が、クーロン解を上回っていると考えられる。実大の擁壁の場合も、通常は、地盤作製後に背面地盤にすべり線が発生はすることは無い。したがって、クーロン解を設計土圧とすることに対しては、未だ検討の余地を残していると考えられる。このことに対し松尾稔らは¹⁾、「擁壁の設計は静止土圧を基準にして、静止土圧に耐える擁壁を作することを目的とする必要がある」と、設計思想の転換を呼び掛けている。しかしながら、静止土圧については明らかになっていない点が多く、現行の擁壁設計土圧に対して、新たな結論を出すまで多くの時間を要すると思われる。

4.3.2 地表面載荷荷重に伴う増加水平土圧分布の推移

各試験体の地表面載荷荷重に伴う各荷重段階 ($q=10\text{kN/m}^2\sim 40\text{kN/m}^2$) の地盤改良境界面の増加水平土圧分布を図4-9～図4-11に示した(以下、増加水平土圧を水平土圧という)。図4-9(a)～(b)、図4-10(a)～(c)、図4-11(a)～(d)の分布は、地表面載荷荷重が地盤改良上にある場合の分布を示す。

試験体 [$\theta=0^\circ$] では、 $a=0\text{cm}$ 、 $a=10\text{cm}$ の場合、両者の水平土圧分布はほぼ同様に、地表面部と最深部で小さな値となり、中央部の広範囲な点において大きな値を示した。 $a=20\text{cm}$ の場合、水平土圧分布は深さ方向に増加する傾向を示した。また、水平土圧は、ほぼ各点において $a=0\text{cm}$ 、 $a=10\text{cm}$ の場合を大きく下回ることが分かった。これは地盤改良上に地表面載荷荷重がないため、荷重載荷に伴い擁壁がより大きく変位するためと考えられ、このことは3試験体の変位の推移(図4-14)を見れば十分理解される。 $a=30\text{cm}\sim 50\text{cm}$ の場合、水平土圧は $a=20\text{cm}$ の場合と同様の分布であり、各点の値も比較的近い値を示した。これは、以下の理由によると推察される。 $a=20\text{cm}$ の場合は、地盤改良面に最も近く壁が静止状態であれば大きな水平土圧が作用するが、壁の変位が最も大きいため水平土圧は減少する。一方、 $a=30\text{cm}\sim 50\text{cm}$ と載荷位置が離れるほど、水平土圧は小さくなると考えられるが、その分、壁変位も小さいため水平土圧の減少は比較的小さい。

試験体 [$\theta=15^\circ$] では $a=0\text{cm}$ の場合、水平土圧は、深さ方向に増加し地表面より約 $2H/3$ の点において最大点となりそれ以深では減少する傾向を示した。 $a=10\text{cm}$ 、 $a=20\text{cm}$ の場合は、各荷重段階において $a=0\text{cm}$ の場合と同様の分布を示すが、載荷位置が壁面から遠くなるほど各点において小さな値を示した。地盤改良上に上載荷重がない場合 ($a=30\text{cm}\sim 50\text{cm}$)、各点の値は $a=10\text{cm}$ 、 $a=20\text{cm}$ の場合を大きく下回り、試験体 [$\theta=0^\circ$] の場合と同様の分布傾向を示した。

試験体 [$\theta=30^\circ$] では $a=0\text{cm}$ の場合、水平土圧は、各荷重段階において地表面より $H/3$ の点において最大点となり、地表面および底版方向に減少する分布を示した。 $a=10\text{cm}\sim 30\text{cm}$ と各荷重段階の水平土圧は同じ分布形状で推移するが、各点の水平土圧は載荷位置が壁面から離れるほど小さな値を示した。地盤改良上に地表面載荷荷

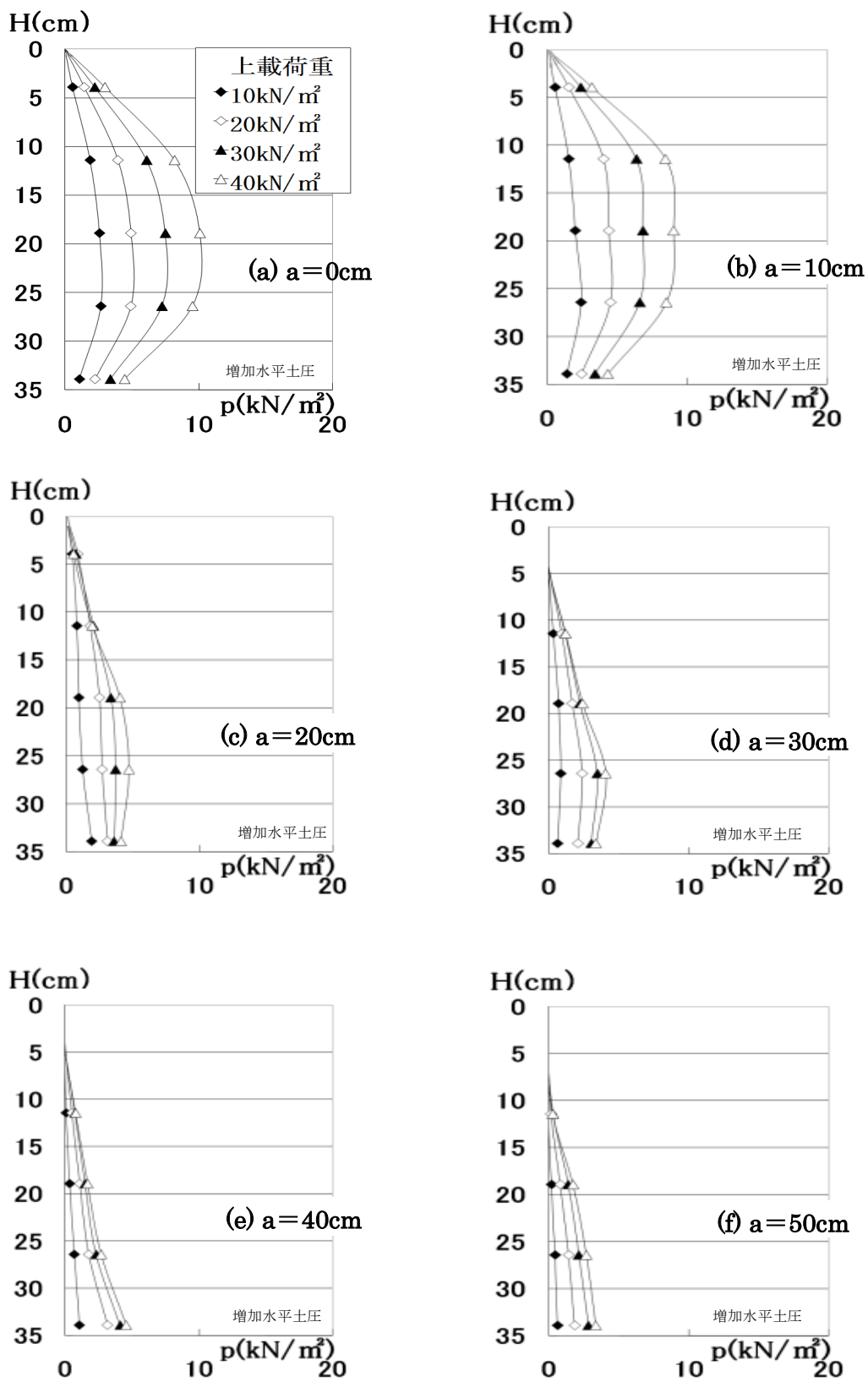


图 4 - 9 增加水平土压分布 [$\theta=0^\circ$]

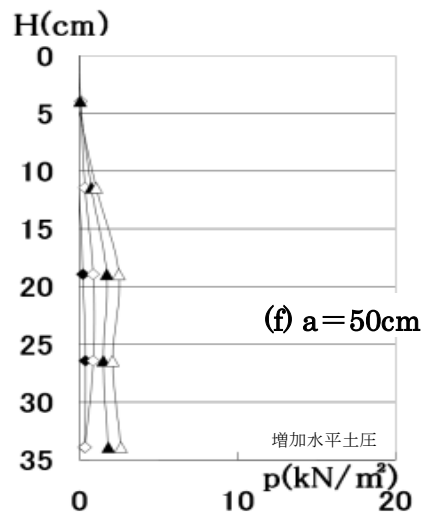
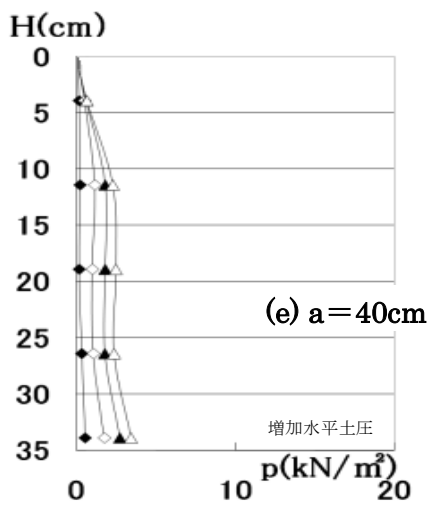
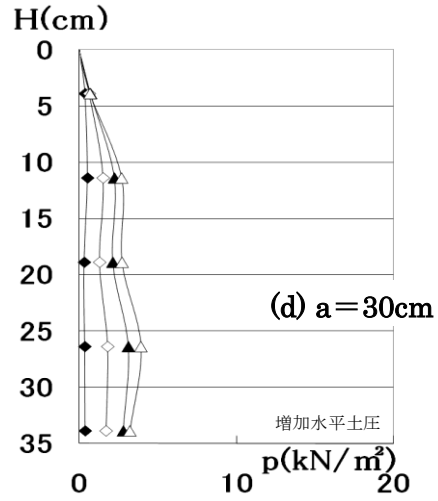
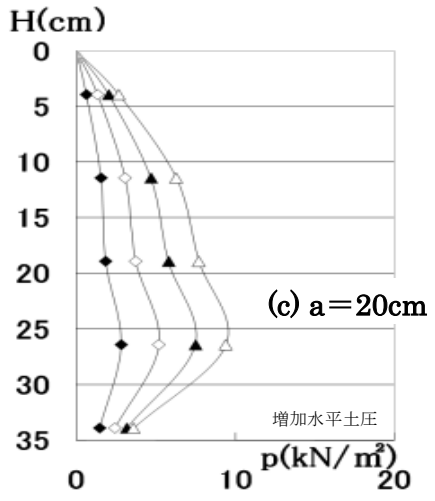
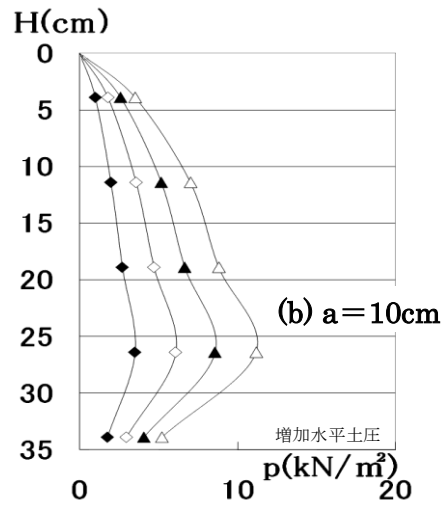
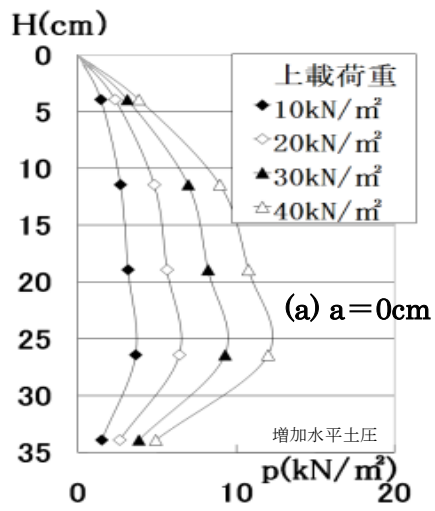


图 4 - 10 增加水平土压分布 [$\theta=15^\circ$]

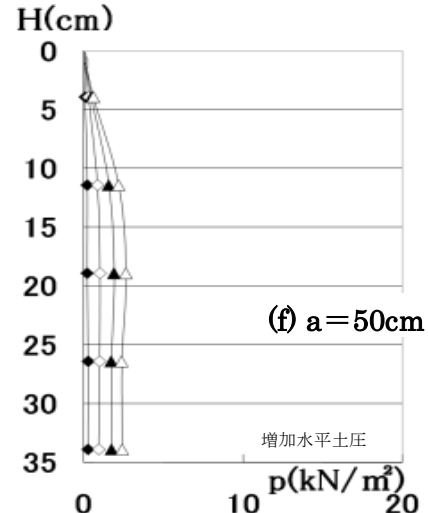
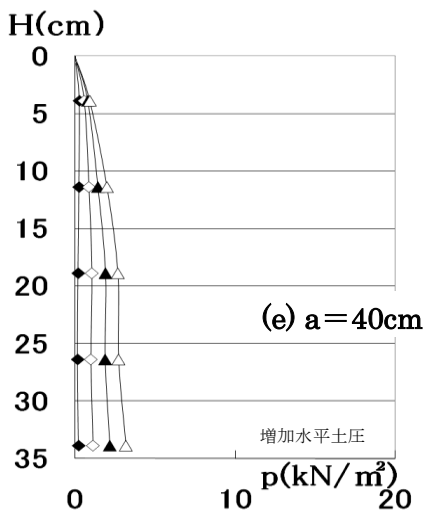
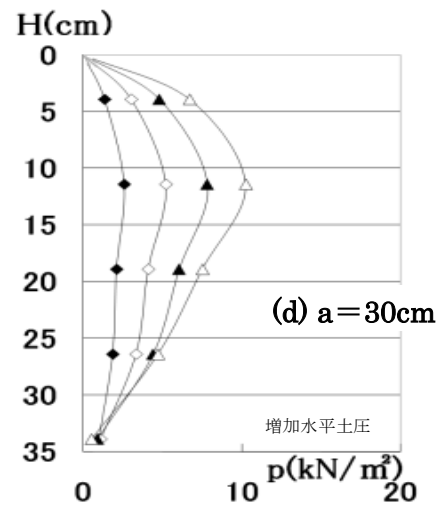
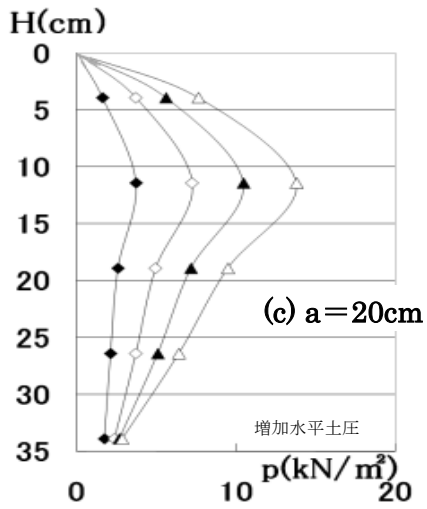
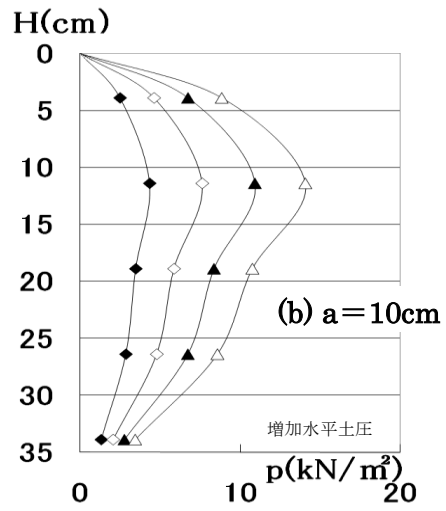
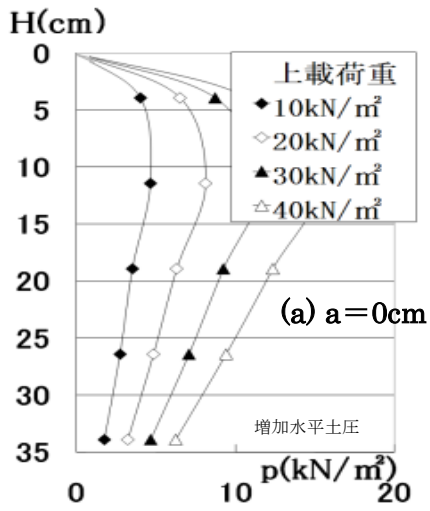


图 4 - 11 增加水平土压分布 [$\theta=30^\circ$]

重がない場合は ($a=40\text{cm}$, $a=50\text{cm}$), 他の同様の試験体と同傾向の分布形状を示した. 地表面載荷荷重が, 地盤改良部上にある場合の 3 試験体の水平土圧分布を比較すると, 試験体 [$\theta=0^\circ$] は, 中央部の 3 点が大きくほぼ同様の値を示す. 試験体 [$\theta=15^\circ$] の場合は, 地表面より約 $2H/3$ の点で最大となり, 最大点以外は, 試験体 [$\theta=0^\circ$] とほぼ同様の値を示す. 試験体 [$\theta=30^\circ$] の場合, 地表面より約 $H/3$ の点で最大となり, 中央上部と地表面に近い点の 2 点で試験体 [$\theta=0^\circ$], 試験体 [$\theta=15^\circ$] の値を大きく上回る.

以上より, 水平土圧は, 地盤改良境界面が垂直 ($\theta=0^\circ$) の場合ほぼ一様であり, 境界面の傾きが増すにつれ最大点が下部から上方へと移動することが確認された.

4.3.3 地表面載荷荷重に伴う増加水平土圧係数の推移

地表面載荷重に伴う増加水平土圧係数 K_H の推移を図 4-12(a)~(c)に示した. K_H は, 増加水平土圧合力 ΔP_H を qH で除して ($K_H=\Delta P_H/(qH)$) 求めた. なお, 建築基礎構造設計指針²⁾ (以下, 設計指針という) では, 地表面載荷荷重による増加水平土圧合力 (ΔP_A) を $\Delta P_A = K_A qH$ としており (K_A :クーロンの主働土圧係数, q :等分布荷重, H :擁壁高さ), 増加水平土圧係数 K_H は当式に倣い求めた (以下, 増加水平土圧係数を土圧係数という). また, 図中に K_A 値, Jaky の静止土圧係数 K_0 ($K_0=1-\sin\phi$, $\phi=45.2$) を示した.

試験体 [$\theta=0^\circ$] の場合, 土圧係数 K_H 値は, $a=0\text{cm}$, $a=10\text{cm}$ では, 主働土圧係数 K_A 値をわずかに上回り, $a=20\text{cm}\sim 50\text{cm}$ では, 載荷位置が背面から遠いほど主働土圧係数 K_A 値を大きく下回って推移する傾向を示した. 試験体 [$\theta=15^\circ$] の場合, 土圧係数 K_H 値は, $a=0\text{cm}\sim 20\text{cm}$ では, 載荷位置が背面地盤に近いほど主働土圧係数 K_A 値を大きく上回って推移し, 同様に, $a=30\text{cm}\sim 50\text{cm}$ では, 載荷位置が背面地盤に遠いほど主働土圧係数 K_A 値を下回って推移した. 試験体 [$\theta=30^\circ$] の場合, 土圧係数 K_H 値は, いずれの場合 ($a=0\text{cm}\sim 50\text{cm}$) も K_A 値を上回って推移した.

地表面載荷荷重の位置が $a=0\text{cm}$, $a=10\text{cm}$ の場合, いずれの試験体も地表面載荷荷重は地盤改良上にあるが, この時の土圧係数 K_H 値は, 試験体 [$\theta=30^\circ$] > 試験体 [$\theta=15^\circ$] > 試験体 [$\theta=0^\circ$] の順となった. これは, 改良範囲が大きいほど地表面載荷荷重による擁壁底版前端 (つまさき端) 回りの安定モーメントが大きくなり, その分, 地盤改良境界面の土圧が大きくなるためと推察される. なお, 第 3 章において L 型擁壁の背面地盤を地盤改良した場合, 擁壁背面に近接して地表面載荷荷重を載荷しても ($a=0\text{cm}$, $q=10\text{kN/m}^2\sim 70\text{kN/m}^2$) 擁壁本体に土圧が発生しないことは確認されている. これより, いずれの試験体も地盤改良境界面に主働土圧係数 K_A 値を上回る土圧が作用しているが, 擁壁本体の安全性に問題は無いと考えられる.

地表面載荷荷重が地盤改良上になく, 地盤改良境界面に最も近い試験体は, それぞれ, 試験体 [$\theta=0^\circ$] では $a=20\text{cm}$, 試験体 [$\theta=15^\circ$] では $a=30\text{cm}$, 試験体 [$\theta=30^\circ$] では $a=40\text{cm}$ であるが, これら各試験体の K_H 値は, 試験体 [$\theta=0^\circ$] が K_A 値を下回

るのに対し、試験体〔 $\theta=15^\circ$ 〕は比較的近い値を示し、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕は、若干上回る傾向を示した。以上より、地表面載荷荷重が境界面に近接してある場合、地盤改良境界面の水平土圧は、地盤改良境界面が垂直な場合（ $\theta=0^\circ$ ）は、建築基礎構造設計指針値より小さく、地盤改良面の背面側への傾きが増すにつれ（ $\theta=15^\circ$ ）、両者の値は近い値を示し、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕では設計指針値を若干上回ることが確認された。

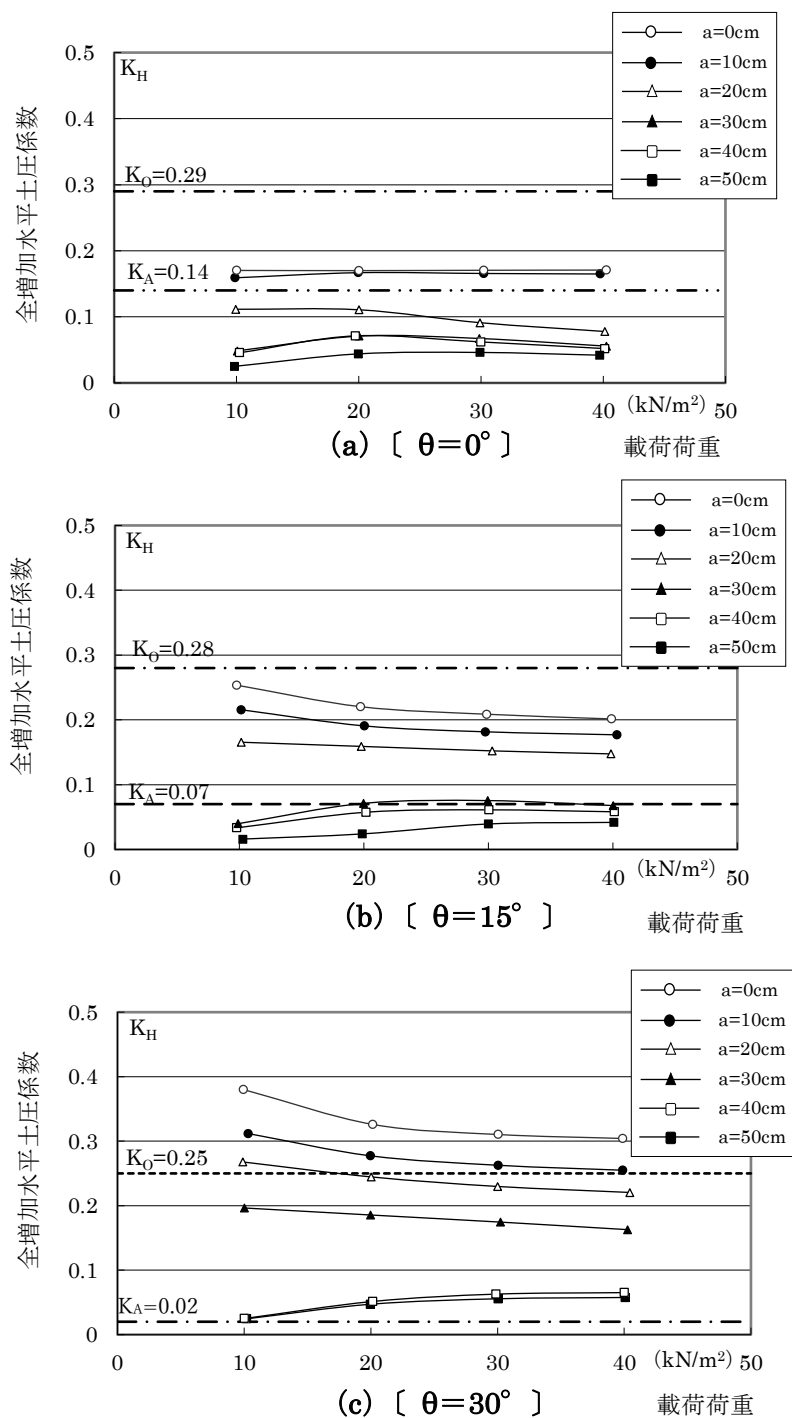


図 4 - 12 全増加水平土圧係数の推移

4.3.4 地表面載荷荷重に伴う接地圧の推移

地表面載荷荷重 $q=10\text{kN/m}^2$ 載荷時の各試験体の擁壁底版面下に作用する接地圧分布を図 4-13(a)~(c)に示した。載荷位置が $a=0\text{cm}$ の場合を図 (a), $a=10\text{cm}$ の場合を図 (b) に示した。また, 地表面載荷荷重が, 地盤改良上になく地盤改良境界面に最も近い位置にある場合 (試験体 $[\theta=0^\circ]$ は $a=20\text{cm}$, 試験体 $[\theta=15^\circ]$ は $a=30\text{cm}$, 試験体 $[\theta=30^\circ]$ は $a=40\text{cm}$) を, 図 (c) に示した。擁壁底版面下に作用する接地圧は, 地盤作製時の接地圧に地表面載荷荷重 $q=10\text{kN/m}^2$ 載荷時の増加接地圧をプラスし求めた。また, 図中の () 内の値は, $q=10\text{kN/m}^2$ 載荷時の増加接地圧を示す。

なお, 擁壁底版面下に作用する接地圧分布は, 以下の方法により求めた。L型擁壁自重, 地盤改良体重量, 地盤改良体上の等分布荷重, および地盤改良体と乾燥砂地盤の境界面に作用する土圧の鉛直方向成分の和が, 下向きの鉛直荷重であり, これら荷重の総和との釣り合いから接地圧合力を求めた。次に, 上記荷重の擁壁底版前端 (つまさき端) 廻りのモーメントの釣り合いから接地圧分布を求めた。

$a=0\text{cm}$ の場合, 各試験体の最大接地圧は, 試験体 $[\theta=15^\circ]$ が, 最も小さな値を示し, 以下, 試験体 $[\theta=0^\circ]$, 試験体 $[\theta=30^\circ]$ の順に大きな値を示した。試験体 $[\theta=15^\circ]$ の場合は, ほぼ均等な接地圧分布を示し, 試験体 $[\theta=0^\circ]$ は擁壁底版前端が大となる分布を示し, 試験体 $[\theta=30^\circ]$ は擁壁底版後端が大となる分布を示した。

$a=10\text{cm}$ の場合は, $a=0\text{cm}$ の場合と同様に試験体 $[\theta=15^\circ]$ が, 最もバランスの良い接地圧分布を示した。同様に, 試験体 $[\theta=0^\circ]$ も比較的バランスの良い接地圧分布を示し, 試験体 $[\theta=30^\circ]$ は擁壁底版後端側に大きく偏る分布となった。いずれの試験体も擁壁底版全体に作用する接地圧合力は, $a=0\text{cm}$ の場合より小さな値を示した。

地表面載荷荷重が地盤改良上にない場合 (図 4-13 (c)), いずれの試験体も最大接地圧は, $a=0\text{cm}$, $a=10\text{cm}$ の場合を大きく下回ることが確認された。地表面載荷荷重による増加接地圧は, いずれの試験体も中立軸が擁壁底版面内となるが, 合算した接地圧の中立軸はいずれも擁壁底版面外となり, ことに試験体 $[\theta=15^\circ]$ の接地圧分布が, 最もバランスの良い分布であることが分かった。

以上の結果より, 地表面載荷荷重 $q=10\text{kN/m}^2$ と擁壁底版面下に作用する接地圧の関係から地盤改良形状の良否を判断すると, いずれの載荷位置に対しても試験 $[\theta=15^\circ]$ の場合が, 比較的均等な接地圧分布を示すことが分かった。同様に, 試験体 $[\theta=30^\circ]$ の場合が, 最もバランスの良くない接地圧分布を示すことが確認された。

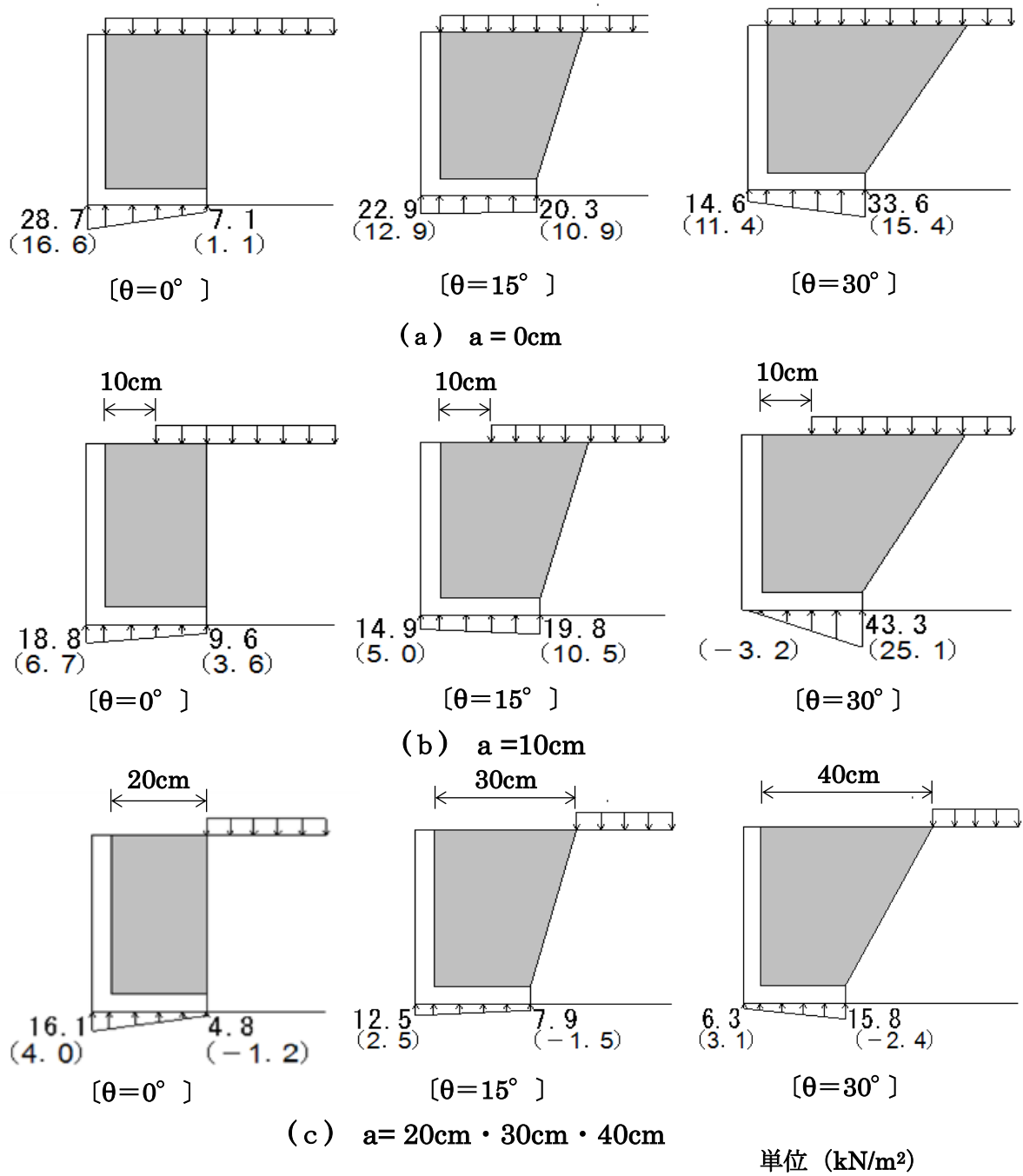


图 4 - 13 接地压分布 ($q = 10\text{kN}/\text{m}^2$)

4.3.5 地表面載荷荷重に伴う擁壁変位の推移

地表面載荷荷重に伴う地盤改良試験体の壁高中央の水平変位 δ_d (平均変位) の推移を図 4-14(a)~(c)に示した。なお、 δ_d は、主働側への変位を正 (+) とし、壁高さ H で除し無次元化した。

試験体 [$\theta=0^\circ$] では、 $a=0\text{cm}$ の場合は載荷荷重に伴い直線的に推移し、最終荷重段階 $q=40\text{kN/m}^2$ において最も小さな値を示した。 $a=10\text{cm}$ の場合、変位は $a=0\text{cm}$ より大きい、ほぼ同様の推移を示した。これは、地表面載荷荷重に対して擁壁底板反力が作用し、その分、滑動に対する擁壁底版面下の摩擦抵抗が働くためであり、また、 $a=0\text{cm}$ のほうが、その摩擦抵抗が大きいとと考えられる。 $a=20\text{cm}\sim 50\text{cm}$ の場合は、地表面載荷荷重が地盤改良境界面に近いほど大きな変位を示した。 $a=20\text{cm}$ の場合が全試験体中最も変位が大きく、最終荷重段階 $q=40\text{kN/m}^2$ において $\delta_d=3.2\times 10^{-3}H$ となった。この値は、擁壁の主働側への強制変位実験³⁾における、すべり線発生時変位 $\delta_d=6.0\times 10^{-3}H$ より小さい値となっている。

試験体 [$\theta=15^\circ$] の場合、地盤改良上に地表面載荷荷重のある $a=0\text{cm}$ 、 $a=10\text{cm}$ では、荷重載荷に伴う変位はほとんどなく、試験体 [$\theta=0^\circ$] より小さな値を示した。また、地表面載荷荷重が、地盤改良上になく地盤改良境界面に最も近い位置にある場合 ($a=30\text{cm}$) の変位が最も大きく、この変位を試験体 [$\theta=0^\circ$] の同じ状態 ($a=20\text{cm}$) の変位と比較すると、最終荷重段階 $q=40\text{kN/m}^2$ において $\delta_d=1.0\times 10^{-3}H$ となり、試験体 [$\theta=15^\circ$] の変位は、試験体 [$\theta=0^\circ$] の約 1/3 となることが分かった。

試験体 [$\theta=30^\circ$] の $a=0\text{cm}$ および $a=10\text{cm}$ の場合は、載荷に伴い擁壁背面側へ変位した。これは、地盤改良部分の範囲が広がったため、地表面載荷荷重による転倒に対する安定モーメントが大きくなり、その分、擁壁が背面側へ変位したためと考えられる。

また、背面側への変位は、 $a=10\text{cm}$ のほうが $a=0\text{cm}$ より大きな値で推移した。これは、 $a=0\text{cm}$ のほうが $a=10\text{cm}$ より安定モーメントによる背面側への変位は若干大きい、 $a=0\text{cm}$ のほうが地盤改良面の土圧は大きく、その分、主働側への変位が大きいとと考えられる。 $a=20\text{cm}$ および $a=30\text{cm}$ の場合は、 $q=35\text{kN/m}^2$ 付近まで、 $a=20\text{cm}$ のほうが主働側への変位は大きく、このことは、上述した $a=0\text{cm}$ および $a=10\text{cm}$ の場合と同じ理由によるものと考えられる。地盤改良部分に地表面載荷荷重がない $a=40\text{cm}$ および $a=50\text{cm}$ の場合は、 $a=40\text{cm}$ のほうが大きな変位で推移した。地表面載荷荷重が、地盤改良境界面に最も近い位置にある場合 ($a=40\text{cm}$) の変位が最も大きく、最終荷重段階 $q=40\text{kN/m}^2$ の変位は $\delta_d=0.59\times 10^{-3}H$ となった。この値は、試験体 [$\theta=0^\circ$] の $a=20\text{cm}$ の変位 ($\delta_d=3.2\times 10^{-3}H$) に対して、約 1/5 となることが分かった。

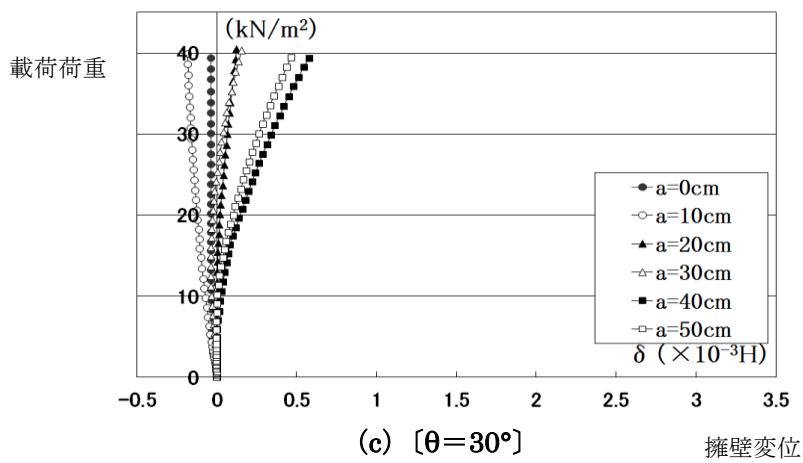
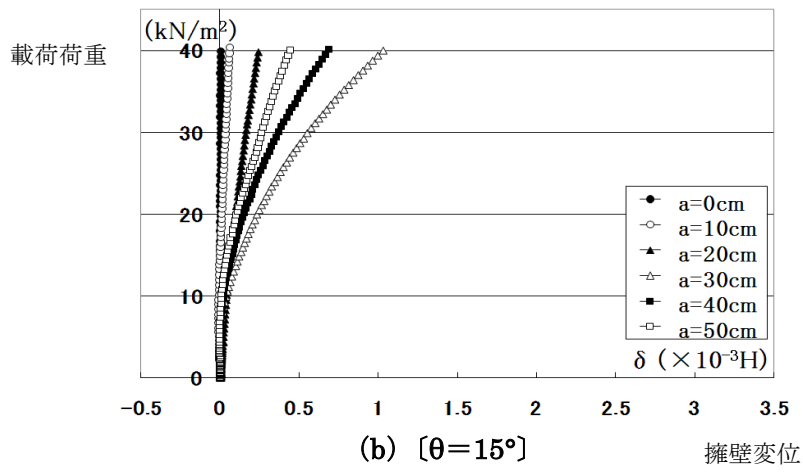
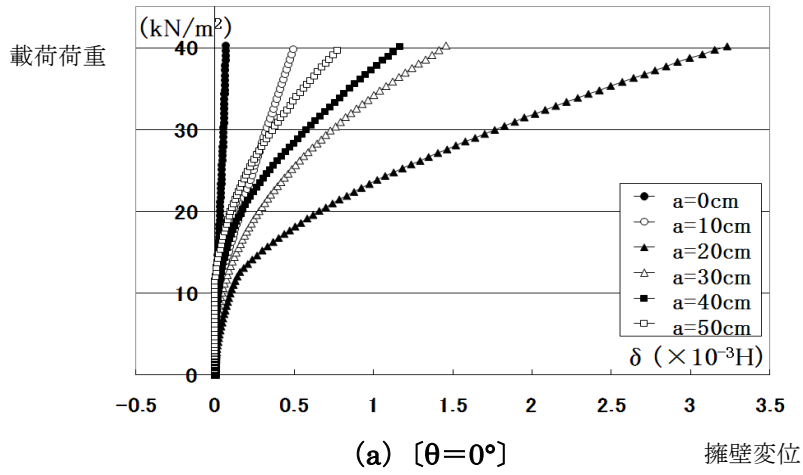


図 4 - 14 壁高中央の水平変位 δ_d 推移 (地盤改良試験体)

また、各試験体の地表面載荷荷重が地盤改良上にある場合 ($a=0\text{cm}$, $a=10\text{cm}$) の主働側への変位は、試験体 [$\theta=30^\circ$] < 試験体 [$\theta=15^\circ$] < 試験体 [$\theta=0^\circ$] となり、境界面の地盤改良傾斜角度 θ が大きいほど小さな値を示すことが確認された。

以上より、いずれの地盤改良試験体も地表面載荷荷重が地盤改良境界面に最も近い場合が、最も大きく変位することが分かった。

なお、いずれの試験体も地表面載荷荷重の載荷位置 a の遠近に関わらず、最終荷重段階において地表面にすべり線が発生していないことを確認している。

以上より、擁壁底版面下の支持地盤の耐力が十分に大きい場合はいずれの試験体も、裏込め高さの約 6 倍の土に相当する重量の地表面載荷荷重まで載荷したとしても地表面にすべり線の発生はなく、少なくともこの段階までは、擁壁として十分に構造性能を有すると推察される。

4.4 本章のまとめ

本章は、L 型擁壁背面のセメントによる地盤改良を実用に供するため、地表面載荷荷重に対する擁壁背面の地盤改良形状と改良効果の関係について考察を行ったものである。そのため、地盤改良境界面の土圧測定が可能な 3 種類の L 型擁壁の地盤改良試験体 ($\theta=0^\circ$, $\theta=15^\circ$, $\theta=30^\circ$) を用い、地表面載荷荷重の載荷位置 a をパラメータとして地表面載荷荷重の載荷実験を行い、地盤改良形状と地盤改良効果の関係について考察を行った。

本章により得られた結果を要約すれば、以下のとおりである。

- ① L 型擁壁の背面地盤作製時における水平土圧は、地盤改良傾斜角 θ の傾きが大きいほどクローンの主働土圧に対する割合が大きい (4.3.1 項)。
- ② 地表面載荷荷重が地盤改良上にある場合の増加水平土圧は、試験体 [$\theta=0^\circ$] の場合、中央部付近の広範囲において大きな値を示す。試験体 [$\theta=15^\circ$] の場合は、地表面より約 2/3 付近、および試験体 [$\theta=30^\circ$] の場合は、約 1/3 付近が最大となる分布性状を示し、地盤改良境界面の傾きが増すにつれ最大点が下部から上方へと移動する。
- ③ 地表面載荷荷重が地盤改良上に無い場合、各試験体共、増加水平土圧は小さく深さ方向にわずかに増加する傾向を示す。
- ④ 地表面載荷荷重が地盤改良上にある場合 ($a=0\text{cm}$, $a=10\text{cm}$) の増加水平土圧係数 K_H 値は、いずれの試験体も主働土圧係数 K_A 値を上回り、大きさは、試験体 [$\theta=30^\circ$] > 試験体 [$\theta=15^\circ$] > 試験体 [$\theta=0^\circ$] の順となる。
- ⑤ 地表面載荷荷重の載荷位置が地盤改良境界面に最も近い場合 ($[\theta=0^\circ, a=20\text{cm}]$, $[\theta=15^\circ, a=30\text{cm}]$, $[\theta=30^\circ, a=40\text{cm}]$)、各試験体の増加水平土圧係数 K_H 値は、試験体 [$\theta=0^\circ$] は K_A 値を下回り、試験体 [$\theta=15^\circ$] は K_A 値に比較的近い値

を示し、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕は若干上回る傾向を示す。

- ⑥ いずれの試験体も地表面載荷荷重が地盤改良境界面に近接してある場合（上記⑤）が、最も大きく変位する。3試験体の最終荷重段階 $q=40\text{kN/m}^2$ の変位は、試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕が $\delta_d=3.2\times 10^{-3}H$ で最大となり、試験体〔 $\theta=15^\circ$ 〕、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕は、それぞれ試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕の約 1/3、約 1/5 を示す。
- ⑦ 地表面載荷荷重 $q=10\text{kN/m}^2$ 時の擁壁底版面下に作用する接地圧分布から地盤改良形状の良否を判断すると、3試験体中、試験体〔 $\theta=15^\circ$ 〕が最も良い改良形状であり、同様に、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕が、最もふさわしくない形状であることが確認された。
- ⑧ 擁壁底版面下の支持地盤の耐力が十分に大きく、地盤改良傾斜角 θ が $\theta=0^\circ$ 、 $\theta=15^\circ$ 、 $\theta=30^\circ$ の場合は、地表面載荷荷重に対して裏込め高さの約 6 倍の土に相当する重量まで地表面にすべり線の発生はなく、少なくともこの段階まで十分に構造的な性能を有すると考えられる。

〈参考文献〉

- 1) 松尾稔，富永眞生：土質工学基礎叢書 7 土圧，鹿島出版，p.31，1975
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001
- 3) 和田昇三，国府田誠，榎並昭：壁面摩擦を考慮した壁体土圧に関する実験的研究
その 2 乾燥砂地盤における剛性壁の主働土圧発生機構について，日本建築学会構造系論文集第 468 号，pp. 71-79，1995.2

第5章 地震時荷重に対する地盤改良形状の違いによる外的安定性の検証

5.1 概説

L型擁壁背面の地盤改良効果について、第3章、第4章において考察したが、いずれも常時荷重に対する検証であり、地震時に対する地盤改良形状と地盤改良効果については明らかにされていない。以上のことから、本章では、静的地震載荷装置を用い、L型擁壁背面を地盤改良した試験体を対象に、地震時の外的安定性（転倒、滑動）について考察を行う。

なお、地震に対する擁壁の外的安定性に関する代表的な研究には、古関ら¹⁾および渡辺ら^{2)~3)}の室内模型実験が挙げられる。これらの実験は、いずれも気乾状態の豊浦砂を使用し、静的な傾斜実験と動的な水平加振実験を行い、各種擁壁の地震に対する外的安定性について比較検証している。また、傾斜実験と水平加振実験の結果を比較し、同一擁壁の場合、傾斜実験の方が、小さな水平震度で大変位に至ることを明らかにしている。いずれの研究も、地震時に対する擁壁の外的安定性について多くの知見を与えているが、擁壁背面を乾燥砂地盤とした検証であり背面を地盤改良した場合については言及していない。

現在、擁壁の地震時の設計土圧として物部・岡部式が使われているが、当式は、クローンの主働土圧に震度法の考えをもとに導き出されたものである。本実験で使用する静的地震載荷装置は、実験槽および砂槽が主働側へゆっくりと一定速度で傾斜するように設計されており、擁壁の倒壊時の挙動が正確に把握できるようになっている。したがって、本装置により物部・岡部式をより厳密に検証することが可能となっている。

本研究では、本装置により擁壁背面を地盤改良しない通常のL型擁壁（試験体〔L/H=0.7〕）と3種類の地盤改良形状の試験体（〔 $\theta=0^\circ$ 〕, 〔 $\theta=15^\circ$ 〕, 〔 $\theta=30^\circ$ 〕）を対象として、以下の項目について検証を行い、4試験体の地震時荷重に対する外的安定性について明らかにする（5.3.1項～5.3.6項）。

- ① 砂槽傾斜に伴う増加水平土圧分布の推移
- ② 砂槽傾斜に伴う擁壁変位の推移
- ③ 転倒に対する安全率（ M_r/M_o ）の推移
- ④ 滑動に対する安全率（ R_H/P_{SL} ）の推移
- ⑤ 接地圧分布（ σ_e ）の推移
- ⑥ 擁壁倒壊時の地表面のすべり線
- ⑦ 地震時に対する地盤改良効果について地震合成角から考察

また、擁壁前面受働側の土被り深さ β が、地震時の外的安定性に大きく影響することから、擁壁背面を地盤改良していない試験体〔L/H=0.7〕を対象にして $\beta=0.1H$, $0.2H$ （H：擁壁高さ）の場合について静的地震載荷実験を行い、地震時荷重に対する外的安定性を明らかにする（5.4節）。この結果をもとに地盤改良試験体の中で外的安定性の小さい試験体に対し、地震時荷重に対する外的安定性の向上を図るものとする。

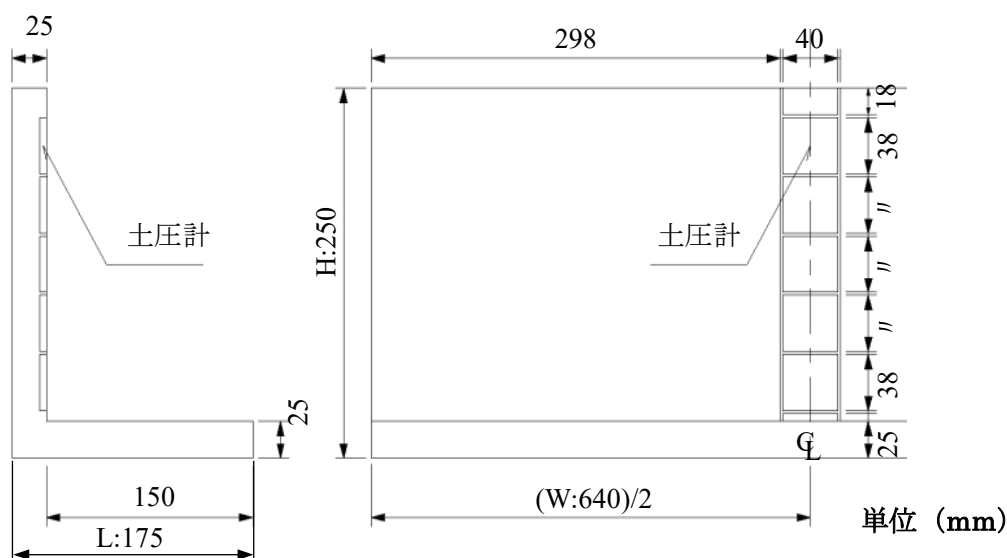
5.2 実験概要

5.2.1 試験体の種類

実験は，擁壁背面を地盤改良しない一般的な L 型擁壁試験体と背面を地盤改良した 3 種類の試験体，計 4 体で行った。

(1) L 型擁壁試験体

L 型擁壁試験体を図 5 - 1 に示す．試験体名を [L/H=0.7] と呼ぶ (表 5 - 1)．寸法は，640mm (W : 幅) × 250mm (H : 高さ) × 175mm (L : 底版長) であり，背面部ならびに底版部共に厚さ 25mm のジュラルミン製となっている．擁壁壁中央部には，土圧測定用のロードセルが深さ方向に 5 個等間隔に取付けられている．なお，ロードセルの受圧面 (幅 × 高さ = 40mm × 38mm) は，試験体と同様にジュラルミン製で，擁壁背面と一体となっている．また，地盤に接する面 (ロードセル受圧面，擁壁背面，擁壁底版面上下，擁壁後端側面) には，#40 のサンドペーパーを貼付している．



(2) 地盤改良試験体

地盤改良試験体 (図 5 - 2) は，L 型擁壁背面 (図 5 - 1) をセメントで地盤改良したもので，仮想背面に対する地盤改良傾斜角 θ を第 4 章と同様 $\theta=0^\circ$ ， $\theta=15^\circ$ ， $\theta=30^\circ$ の 3 種類とした．試験体名をそれぞれ，試験体 [$\theta=0^\circ$]，試験体 [$\theta=15^\circ$]，試験体 [$\theta=30^\circ$] と呼ぶ (表 5 - 1)．また，いずれの試験体も地盤改良境界面の中央に L 型擁壁と同様の土圧測定用のロードセルが，深さ方向に 5 個等間隔に取付けられている．なお，すべり抵抗試験により求めた地盤改良体と擁壁背面地盤との摩擦角 ϕ_8 は 34.2° であり，ロードセル受圧面とジュラルミン製の同装置表面には，ほぼ同じ摩擦角を有する #40 のサンドペーパー ($\phi_8=33.4^\circ$) を貼付した．また，地盤に接する擁壁底版面

下と擁壁後端側面に同様のサンドペーパーを貼付した。以上，地盤改良試験体の地盤改良部の調合方法，作製方法およびロードセルの設置方法等，詳細については，第3章を参照して頂きたい。

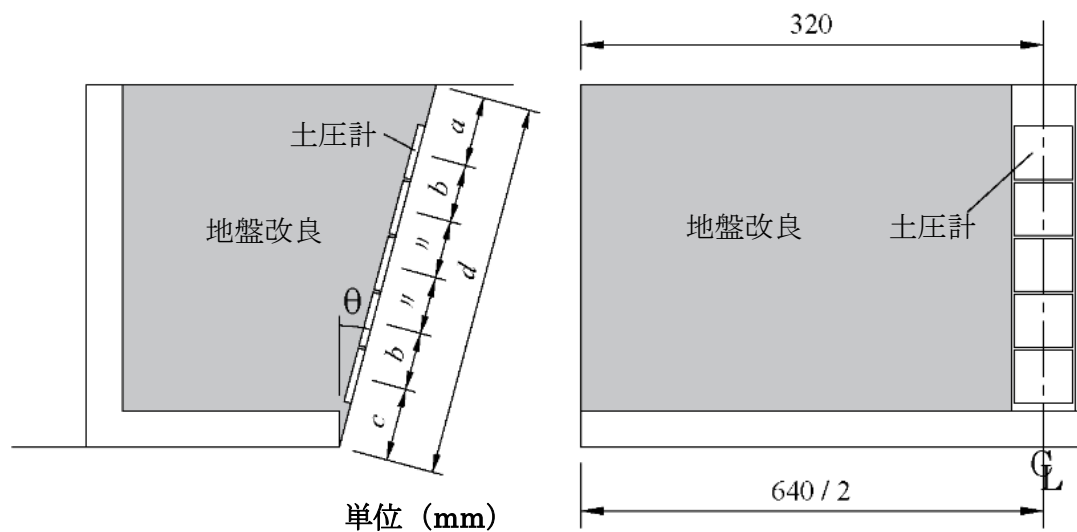


図 5 - 2 地盤改良試験体

表 5 - 1 試験体の種類

単位 (mm)

試験体名	地盤改良 有無・形状	寸法			
		a	b	c	d
[L/H=0.7]	地盤改良・無	39	40	51	250
[$\theta=0^\circ$]	地盤改良 $\theta=0^\circ$	39	40	51	250
[$\theta=15^\circ$]	地盤改良 $\theta=15^\circ$	47.1	40	51.9	259
[$\theta=30^\circ$]	地盤改良 $\theta=30^\circ$	74.1	40	54.9	289

5.2.2 模型地盤

実験には、気乾状態の珪砂 5 号を使用し、地盤は、以下の手順 (①~③) で作製した。

- ① 砂槽を水平にした状態で、支持地盤を砂槽底盤より高さ 300mm まで作製する。
- ② 擁壁試験体 (試験体 [L/H=0.7] および地盤改良試験体) を設置する。
- ③ 試験体の背面地盤を擁壁天端まで作製し、その後、地表面をアルミ製アングルで平らに均す。

地盤の作製は、支持地盤および背面地盤のいずれの地盤も同様であり、スコップを地盤面より約 30cm の高さから素早く振り、砂を均等に自由落下させ作製する。本実験に使用した珪砂 5 号および地盤作製方法等については、第 3 章、第 4 章と同様であり、詳細は、3.3.2 項~3.3.6 項を参照して頂きたい。本方法で作製された実験地盤の諸定数を表 5 - 2 に示す。

写真 5 - 1 は、擁壁試験体天端まで背面地盤を作製した後、地表面をアルミ製アングルで平らに均した状態にあり、直後に、静的地震載荷実験開始となる。

本実験では、地盤作製直後の土圧の測定を行っているが (5.3.1 項)、当土圧は、擁壁背面地盤の作製を開始してから終了時 (上記③) までの土圧であり、擁壁背面地盤作製により生じた土圧を意味している。

表 5 - 2 支持地盤および背面地盤の諸定数

土粒子の密度 ρ_s (Mg/m^3)	2.61
単位体積重量 γ (kN/m^3)	17.0
間隙比 e	0.51
相対密度 D_r (%)	83
含水比 ω (%)	0
内部摩擦角 ϕ (deg)	45.2



写真 5 - 1 静的地震載荷実験直前の地表面の状況

5.2.3 実験方法

静的地震載荷装置を図5-3に示す。本装置は、剛な架台と実験槽および砂槽により構成されている。実験槽の内法は、1500mm（幅）×1200mm（高さ）×1850mm（長さ）であり、また、砂槽の内法は、650mm（幅）×810mm（高さ）×1250mm（長さ）である。砂槽は、実験槽に固定されており、主働土圧側へ傾斜させることが可能であり、本装置は、砂槽内の擁壁が倒壊するまでの静的挙動を検証するため作製された。

実験槽、砂槽とも剛な鉄骨のフレームで組まれている。なお、砂槽においては、内壁の壁面摩擦を軽減するため、地盤と接する部分にはテフロンシートを貼付した（写真5-1）。また、本実験では、試験体〔L/H=0.7〕および地盤改良試験体、いずれの試験体も擁壁背面の地盤は、擁壁試験体天端レベルで水平とし、擁壁前受働面側の土被り（底版の根入れ）は無いものとした。

実験槽ならびに砂槽は、以下のように設計されている。

- ① 砂槽の傾斜は、剛な架台に横置き（固定）したスクリージャッキのストローク長を変えることにより行う。なお、スクリージャッキのねじ軸先端は、実験槽底盤に直角に溶接された角型鋼管とピン接合で繋がれている。当傾斜システム（スクリージャッキ、角型鋼管等）は対に設置されており、総重量45kNまでの実験が可能となっている。
- ② 実験槽底盤がフラットの時（実験槽底盤傾斜角 $\theta_1=0$ ）は、実験槽は、軸受けと架台に取り付けたブラケットで支持される。この時、スクリージャッキのねじ軸は、最長の状態となっている。

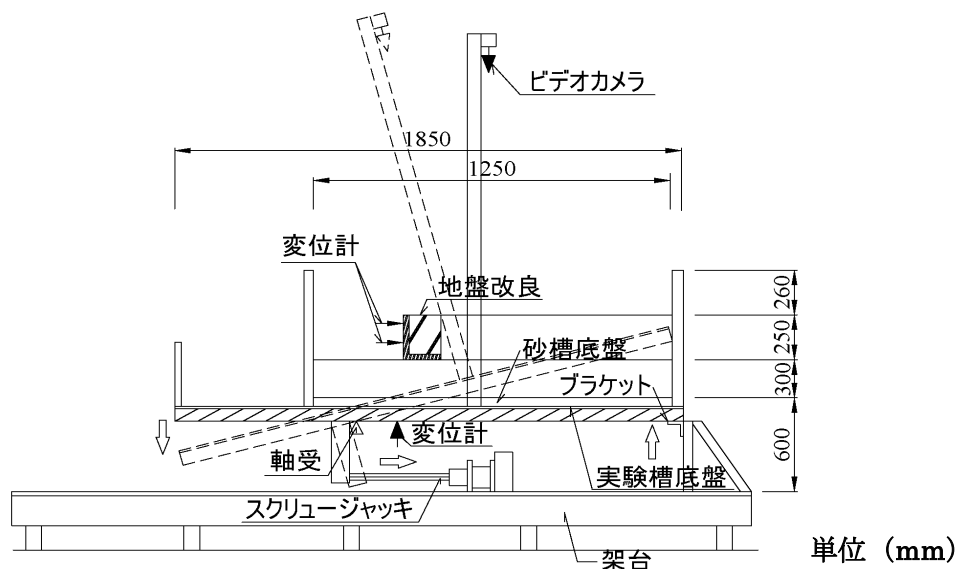


図5-3 静的地震載荷装置

③ 実験槽底盤の傾斜は、スクリーージャッキのねじ軸を最長の状態から縮める方向へ作動させることにより行う。

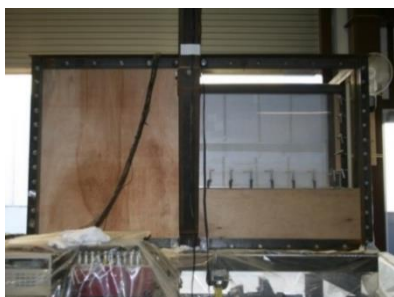
④ 傾斜が始まると実験槽底盤はブラケットから離れて、実験槽は軸受けとスクリーージャッキで支持されることとなる。

実験槽底盤の傾斜角は、底盤軸受けから 250mm の位置に底盤傾斜角計測用の変位計を設置し、計測を行った。また、擁壁の壁変位測定用の変位計は、高さ方向の 2 点に取り付け、砂槽と共に傾斜するよう設置されている。変位計の位置は、擁壁壁面上端から 25mm (δ_1)、および 125mm (δ_2 : 壁中央高さ) の位置に設置し計測を行った。

また、擁壁の倒壊状況を把握するため、砂槽側面と擁壁背面の地表面の状況を傾斜開始と同時に倒壊するまでビデオ撮影をした。地表面の撮影は、ビデオカメラが砂槽と一緒に傾斜するようビデオカメラ取り付け治具を砂槽に固定した。なお、砂槽の傾斜は、毎分 0.6° の割合で傾斜させて、地震時慣性力に相当する静的な水平力を試験体擁壁に作用させた。

また、支持地盤の支持力試験は、上述の砂槽内においてジュラルミン製の基礎試験体(幅×長さ×厚さ=200mm×80mm×40mm)を用いて行い、基礎試験体短辺 ($l=80\text{mm}$) の約 1/10 沈下時に極限支持力度 $q_u=102\text{kN/m}^2$ に達している (3.3.8 項)。

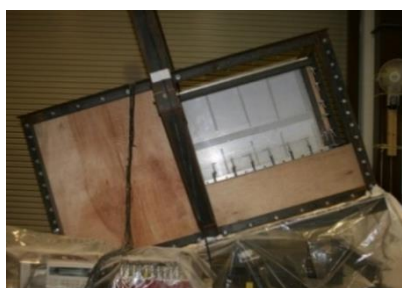
静的載荷地震装置による実験槽および砂槽傾斜中の状況を写真 5 - 2 に示す。



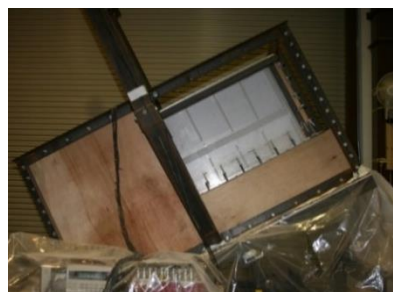
$\theta_1 = 0^\circ$



$\theta_1 = 10^\circ$



$\theta_1 = 20^\circ$



$\theta_1 = 30^\circ$

写真 5 - 2 静的地震載荷装置の傾斜状況

5.3 実験結果および考察

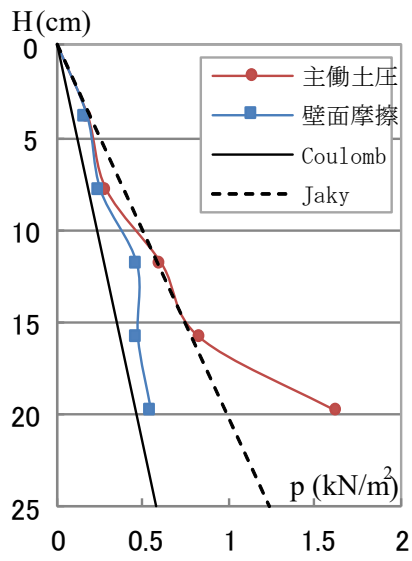
本研究に用いた L 型擁壁試験体は、ジュラルミン製であり、地盤に比べて擁壁試験体自体の変形は小さく、また、部材耐力は、地盤に比べて極めて大きい。同様に、地盤改良体部分の圧縮強度 ($\sigma_c \approx 1\text{N/mm}^2$) は、地盤の極限支持力度 $q_u = 102\text{kN/m}^2$ (5.2.3 項) より大きい。以上のことから、実験結果の検証にあたっては、L 型擁壁試験体自体の変形は無く、同様に構造耐力については問題ないものとして考察を行う。また、支持地盤の耐力を十分に大きくとり ($q_u = 102\text{kN/m}^2$)、地盤沈下および擁壁を含む斜面全体の崩壊については問題ないものとして扱う。

5.3.1 地盤作成直後の土圧分布

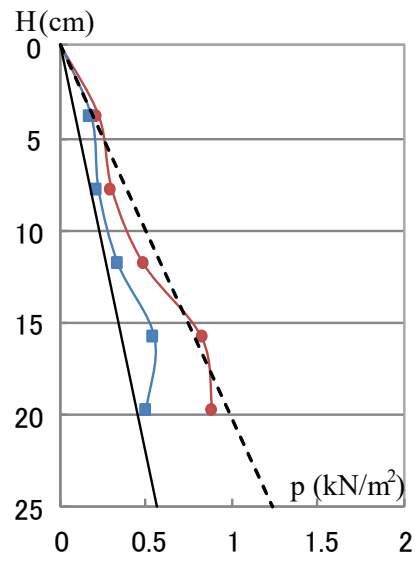
各試験体の擁壁背面地盤作製直後の水平土圧および壁面摩擦分布を図 5 - 4(a)~(d) に示した。両分布は、擁壁背面地盤の作製を開始してから終了するまでの値であり、背面地盤作製により生じた擁壁背面または地盤改良境界面の水平土圧と壁面摩擦の分布である。本章において、水平土圧とは、擁壁背面または地盤改良境界面に対して垂直方向の土圧を意味している。また、図中に、Coulomb の主働土圧解および Jaky 式より求めた静止土圧分布を示したが、これら理論解も擁壁背面または地盤改良境界面に垂直方向の土圧として示している。

水平土圧は、いずれの試験体も深さ方向に増加する傾向を示し、三角形に近い分布を示した。試験体 [L/H=0.7]、試験体 [$\theta=0^\circ$] の場合は、Jaky の静止土圧分布に近い傾向を示し、試験体 [$\theta=15^\circ$]、試験体 [$\theta=30^\circ$] の場合は、Jaky の分布を下回る傾向を示した。また、いずれの水平土圧も擁壁の設計土圧として使われている Coulomb の主働土圧解を大きく上回ることが分った。

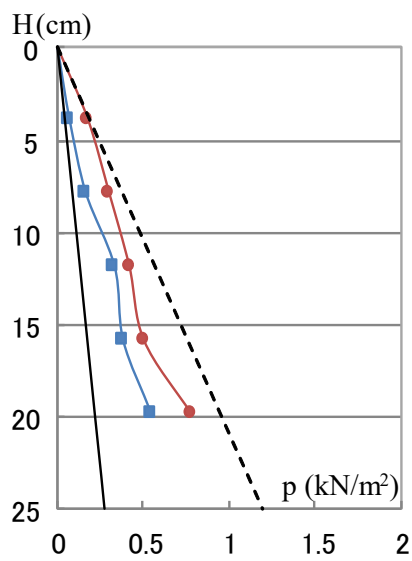
壁面摩擦分布は、いずれの試験体もほぼ各点において水平土圧を下回り、水平土圧分布と同様、深さ方向に増加する分布形状を示した。



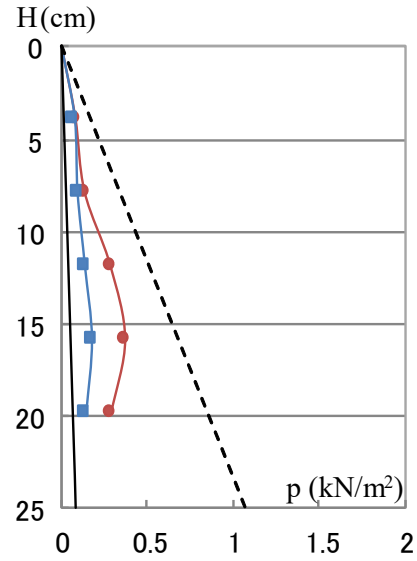
(a) [$L/H=0.7$]



(b) [$\theta=0^\circ$]



(c) [$\theta=15^\circ$]



(d) [$\theta=30^\circ$]

図 5 - 4 地盤作製直後の土圧分布

5.3.2 実験槽底盤傾斜に伴う増加土圧分布の推移

砂槽底盤の傾斜に伴う各試験体の増加土圧分布を砂槽底盤傾斜角 5° 毎に図 5-5 (a)~(d)に示した。最大増加土圧分布は、すべり線発生時の分布となっている。なお、増加土圧分布は、壁面（地盤改良境界面）に垂直方向の土圧分布であり、地盤作製直後の土圧をゼロとして求めた。(5-1)式は、物部・岡部式における地震時主働土圧係数を求める式であり、増加土圧分布と比較するため、(5-2)式の ΔK_{AE} を用い、擁壁壁面（または地盤改良境界面）に対して垂直方向の増加土圧分布を求め図中に示した。

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_1)}{\cos\theta_1 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta_1)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta_1)}} \right]^2} \quad \dots (5-1)$$

$$\Delta K_{AE} = K_{AE} - K_A \quad \dots (5-2)$$

ここで、 K_{AE} ：物部・岡部式の地震時主働土圧係数

K_A ：Coulomb の主働土圧係数（5-1式において $\theta_1=0$ とした値）

ϕ ：内部摩擦角

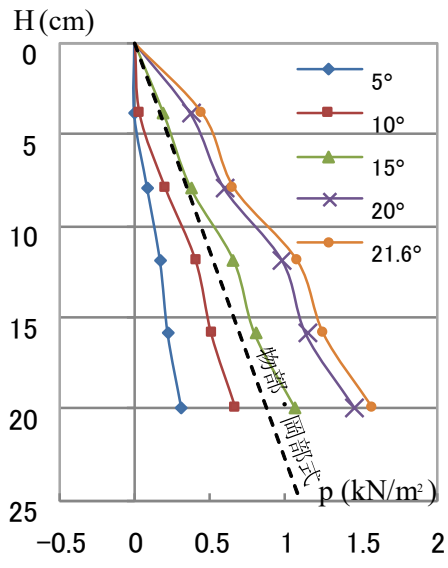
δ ：壁面摩擦角

θ_1 ：地震合成角（砂槽底盤傾斜角）

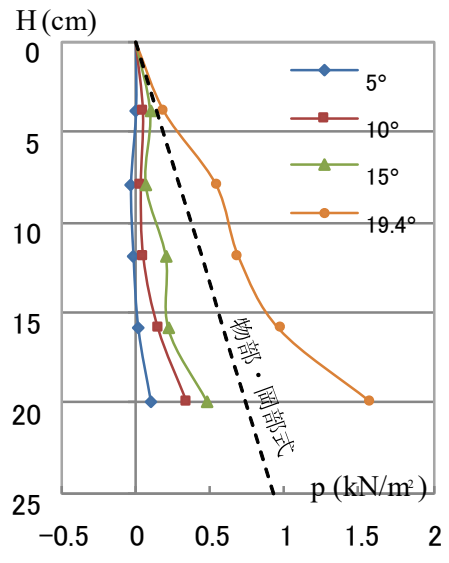
θ ：受圧面（地盤改良境界面）が鉛直面となす角度

なお、 K_{AE} および K_A の算出にあたっては、乾燥砂地盤の内部摩擦角 $\phi=45.2^\circ$ （3.3.4項）とし、壁面摩擦角は、試験体[L/H=0.7]と乾燥砂地盤との摩擦角 $\phi_\delta=22.9^\circ$ （3.3.5項）と地盤改良試験体と乾燥砂地盤との摩擦角 $\delta=34.2^\circ$ （3.3.7項）の2種類の値を用いた。

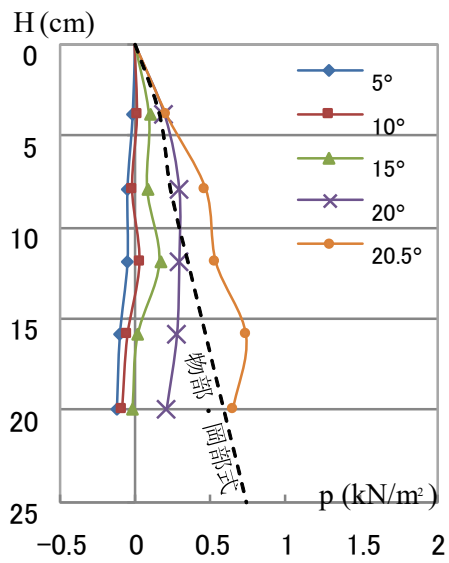
いずれの増加土圧分布も深さ方向に増加しほぼ三角形に近い分布を示した。また、図 5-5 よりすべり線発生時の砂槽底盤傾斜角 θ_1 は、試験体[L/H=0.7]で 21.6° 、試験体[$\theta=0^\circ$]で 19.4° 、試験体[$\theta=15^\circ$]で 20.5° 、試験体[$\theta=30^\circ$]で 24.7° となり、すべり発生時の増加土圧分布は、いずれの試験体も物部・岡部の地震時土圧を大きく上回った。これは、物部・岡部式の算定にあたってピーク強度時における乾燥砂地盤の内部摩擦角（ $\phi=45.2^\circ$ ）を用いているためと考えられる⁴⁾。すなわち、すべり線発生時において背面地盤は大きく変位し、この段階で内部摩擦角は、減少すると考えられ、地震時土圧に物部・岡部式を用いるにあたっては、この点に留意する必要がある。



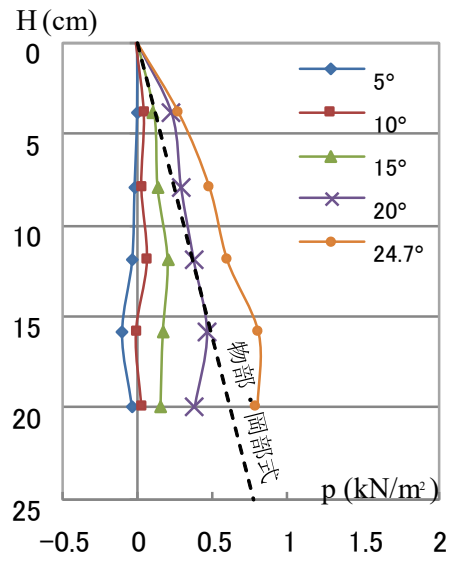
(a) [L/H=0.7]



(b) [$\theta=0^\circ$]



(c) [$\theta=15^\circ$]



(d) [$\theta=30^\circ$]

図 5 - 5 増加土圧分布の推移

5.3.3 砂槽底盤傾斜に伴う擁壁変位の推移

(1) 試験体 [L/H=0.7], [$\theta=0^\circ$], [$\theta=30^\circ$]

各試験体の砂槽底盤傾斜角 θ_1 と擁壁水平変位 (δ_t : 壁天端変位, δ_b : 底版下端変位) の関係を図 5-6(a)~(c) に示した. 砂槽底盤の傾斜は, 背面地盤作製直後に開始した. 図中の ∇ は, 地表面にすべり線が発生した時の砂槽底盤傾斜角 θ_1 を示す. 縦軸は, 壁変位であり擁壁高さ ($H=250\text{mm}$) で除し無次元化した. また, 図中の δ_b は, 擁壁底版下端変位で滑動による変位であり, 同様に, $(\delta_t - \delta_b)$ は転倒による変位で, 擁壁底版前端側と擁壁底版後端側の相対的沈下により生じる擁壁天端の変位である. なお, 試験体 [$\theta=15^\circ$] については, 上段に取り付けた変位計 (δ_t) が誤作動を起こしていたと推察され, 5.3.3 項 (2) にて後述する. 試験体 [L/H=0.7] は, 砂槽底盤傾斜 θ_1 が小さい段階では変化せず, 砂槽底盤傾斜 $\theta_1=10^\circ$ 付近からゆるやかに増加する傾向を示した. 砂槽底盤傾斜 $\theta_1=15^\circ$ 以降は, 滑動による変位 (δ_b) が転倒による変位 ($\delta_t - \delta_b$) を上回って推移し, $\theta_1=21.6^\circ$ 時において地表面にすべり線が発生し倒壊した. 試験体 [$\theta=0^\circ$] は, 試験体 [L/H=0.7] 同様に, 砂槽底盤傾斜 θ_1 が小さい段階では変化せず, 砂槽底盤傾斜 $\theta_1=10^\circ$ 以降ゆるやかに増加する傾向を示した. 転倒による変位が滑動を若干上回って推移し, 砂槽底盤傾斜 $\theta_1=18^\circ$ 付近から大きく変位した後, 砂槽底盤傾斜 $\theta_1=19.4^\circ$ 時に, 地表面にすべり線が発生し倒壊した. 砂槽底盤傾斜に伴う変位は, 全試験体中最も大きく, また, 最も早い段階ですべり線が発生することが分かった. 試験体 [$\theta=30^\circ$] は, 砂槽底盤下端の砂槽底盤傾斜角 θ_1 が $5^\circ \sim 20^\circ$ 時に受働側 (-) へ変位し, 砂槽底盤傾斜角 θ_1 が 20° を越えてから主働側 (+) へ変位することが分かった. 砂槽底盤傾斜角 $\theta_1=20^\circ$ 以降, 階段状の変位が顕著となり砂槽底盤傾斜角 $\theta_1=24.7^\circ$ 時においてすべり線が発生し倒壊した. この間, 転倒による変位が滑動による変位を大きく上回って推移した. なお, 砂槽底盤傾斜角 $\theta_1=5^\circ \sim 20^\circ$ 時において擁壁底版下端は受働側 (-) へ変位しており, その最大値は, 約 0.5mm ($\approx 2 \times 10^{-3}H$) となっているが, その理由は, 以下のように推察される. 背面地盤作製直後 ($\theta_1=0^\circ$) において擁壁底版面下に作用する接地圧は, 擁壁底版前端側に比べて擁壁底版後端側が大きく, 擁壁前端側は極めて小さい (5.3.4 項). 砂槽底盤の傾斜開始と共に, 擁壁底版前端側の接地圧が増加し, それに伴い擁壁底版前端側は徐々に沈下する. この時, 擁壁底版下端の変位 δ_b は, 受働側 (-) に変位した状態となる. 一方, 傾斜中 ($\theta_1=0^\circ \sim 20^\circ$), 擁壁底版下端の滑動による変位 (+) は極めて小さく, この間, 沈下による受働側 (-) の変位が滑動による変位 (+) を上回り, 擁壁底版下端変位は (-) の状態となる.

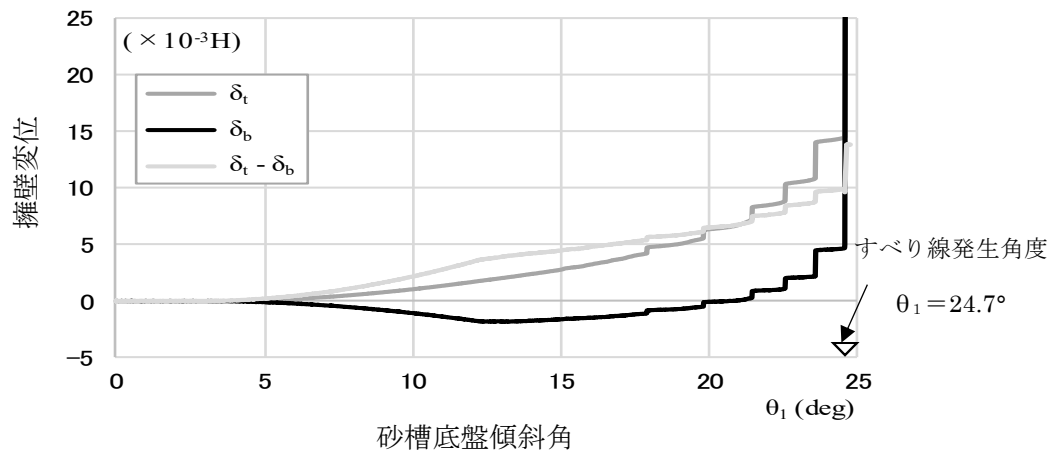
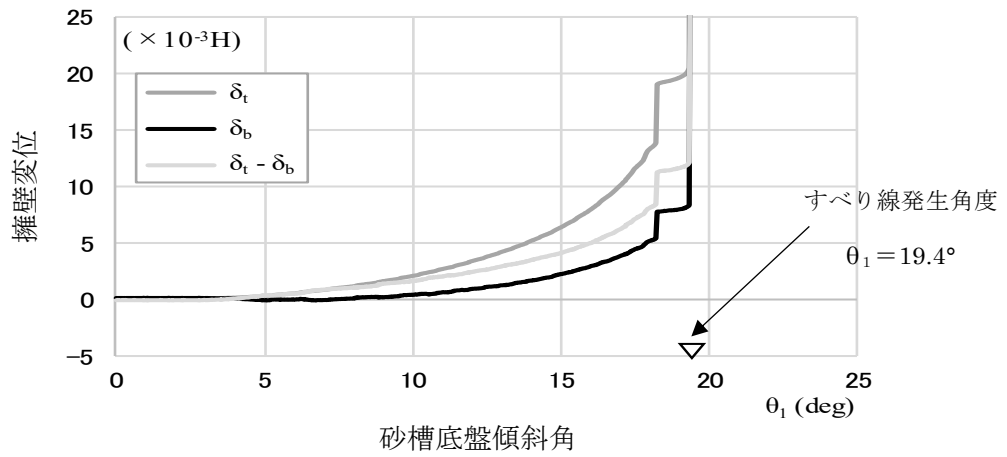
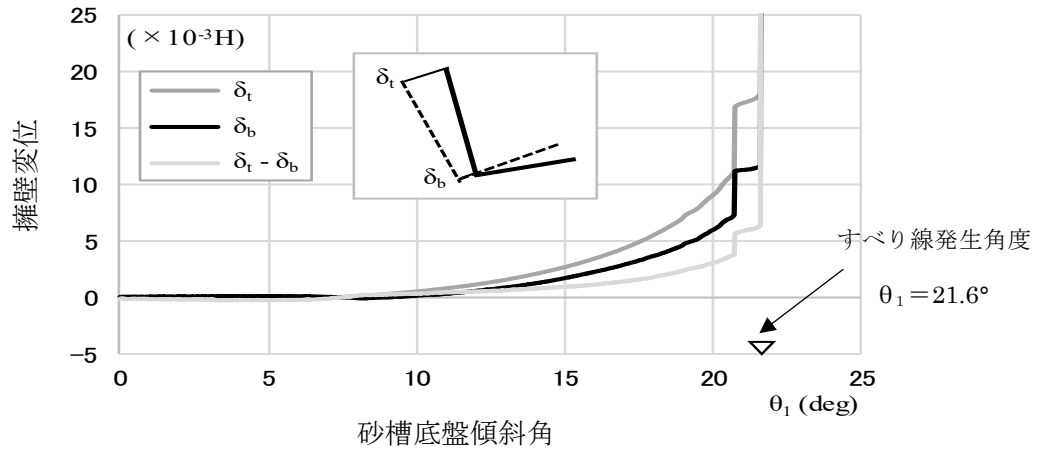


図 5 - 6 擁壁変位 (δ_t , δ_b) の推移

(2) 試験体 [$\theta=15^\circ$]

試験体 [$\theta=15^\circ$] については、擁壁上段の変位計 (δ_1) が誤作動を起こしていたと推察され、図 5 - 6 には明示していない。ただし、試験体 [$\theta=15^\circ$] の砂槽底盤傾斜に伴う変位性状を把握するため、他の地盤改良試験体 ([$\theta=0^\circ$], [$\theta=30^\circ$]) と共に、砂槽底盤傾斜角 θ_1 と変位 (δ_1 , δ_2) の関係を図 5 - 7～図 5 - 9 に示す。

以下に、試験体 [$\theta=15^\circ$] の変位計の推移と砂槽底盤傾斜に伴う変位性状について考察を行う。

図 5 - 8 より試験体 [$\theta=15^\circ$] の擁壁上段の変位 (δ_1) は、砂槽底盤傾斜角 $\theta_1 \doteq 17^\circ \sim 18^\circ$ において一定であり、この間、図 5 - 13 (b) より擁壁底版前端側の接地圧は増加していることから擁壁上段の変位計は誤作動をおこなっていると推察される。また、 $\theta_1 = 0^\circ \sim 15^\circ$ の変位量の差分 ($\delta_1 - \delta_2$) は、試験体 [$\theta=15^\circ$] が 3 試験中最も小さい値を示している。この間の擁壁底版前端側の接地圧増分量 (図 5 - 13) は、試験体 [$\theta=30^\circ$] > 試験体 [$\theta=15^\circ$] > 試験体 [$\theta=0^\circ$] であり、増分量から判断すると、試験体 [$\theta=15^\circ$] の差分 ($\delta_1 - \delta_2$) は、試験体 [$\theta=0^\circ$] とほぼ同じか若干大きな値になると推察される。このことから試験体 [$\theta=15^\circ$] の擁壁上段の変位計は、実験当初から不具合があったと推察される。

試験体 [$\theta=15^\circ$] の δ_2 (壁高中央変位：図 5 - 8) は、試験体 [$\theta=0^\circ$] の δ_b (擁壁底版下端変位：図 5 - 6 (b)) を下回って推移しており、これより、滑動量は、試験体 [$\theta=15^\circ$] の方が試験体 [$\theta=0^\circ$] より小さいと考えられる。また、砂槽底盤傾斜角 $\theta_1 = 0^\circ \sim 15^\circ$ の擁壁底版前端の接地圧増加量は試験体 [$\theta=15^\circ$] が、試験体 [$\theta=0^\circ$] を若干上回っており、試験体 [$\theta=15^\circ$] の転倒による変位量 ($\delta_t - \delta_b$) は、 $[\theta=0^\circ]$ とほぼ同じか若干大きな値になると推察される。以上より、試験体 [$\theta=15^\circ$] は、試験体 [$\theta=0^\circ$] と同様に転倒による変位が滑動による変位を上回り、その変位量は、試験体 [$\theta=15^\circ$] の方が試験体 [$\theta=0^\circ$] より大きいと推察される。

以上、各試験体のすべり線発生時までの変位は、試験体 [$L/H=0.7$] が滑動による変位が転倒による変位より大きいのに対し、地盤改良試験体は、転倒による変位の方が滑動による変位より大きいことが分かった。また、試験体 [$L/H=0.7$] は、すべり線発生時において地盤改良試験体より滑動が大きく、転倒による変位が小さくなる傾向を示した。

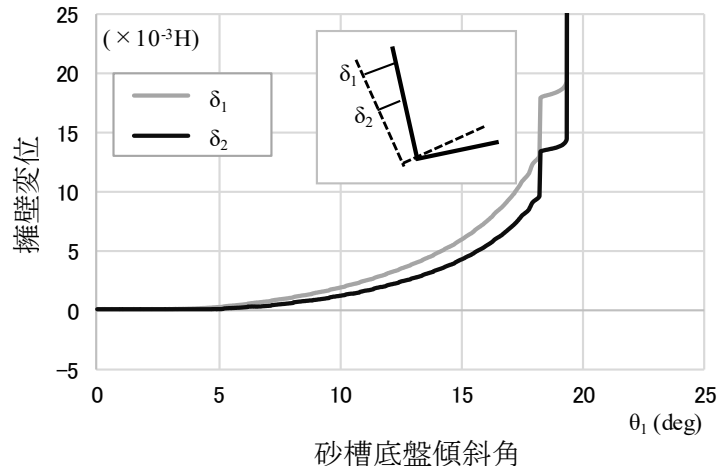


図 5 - 7 擁壁変位 (δ_1 , δ_2) の推移・[$\theta=0^\circ$]]

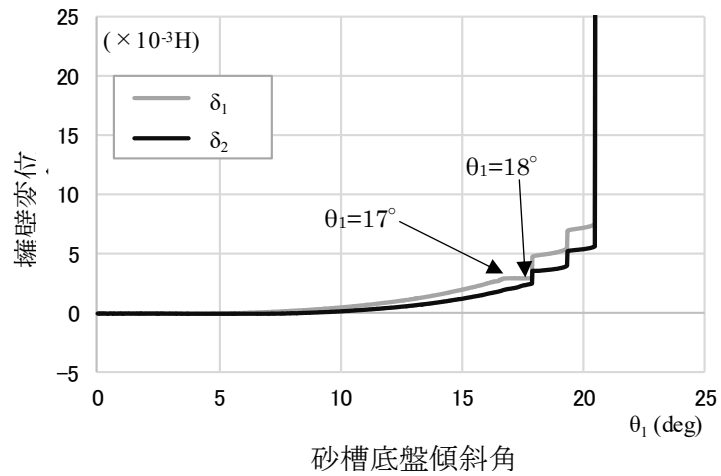


図 5 - 8 擁壁変位 (δ_1 , δ_2) の推移・[$\theta=15^\circ$]]

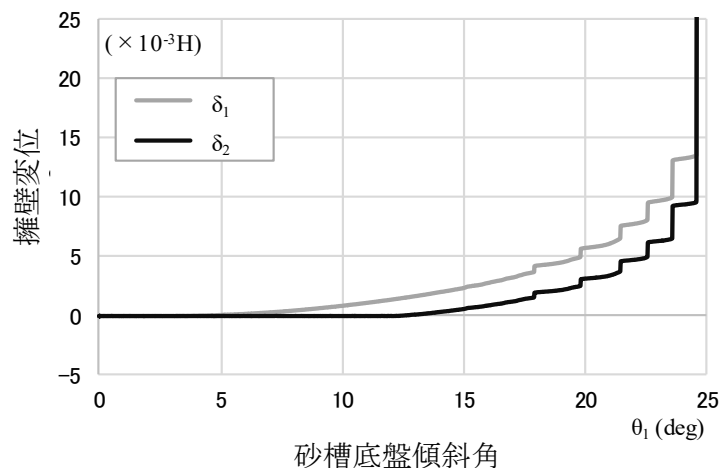


図 5 - 9 擁壁変位 (δ_1 , δ_2) の推移・[$\theta=30^\circ$]]

5.3.4 転倒，滑動，接地圧に対する検討

擁壁には，擁壁自体の構造耐力の安全性のほかに，①転倒，②滑動，③擁壁底版面下の地盤耐力に対する外的安全性が要求される．以上3項目について，すべり線発生までの推移を検証した．当検証（③～⑤：5.1節）にあたり，図5-10に示す各値を用いて算定した．なお，図中Wは，L型擁壁試験体および地盤改良体の重量の和であり， P_H ， P_V は，それぞれ地盤改良境界面に作用する土圧および摩擦力の合力で，地盤作製時（5.3.1項）と砂槽底盤の傾斜に伴う土圧増加時（5.3.2項）の和とした．

なお，試験体〔L/H=0.7〕については，傾斜中の擁壁底版面上の土重量が明確でないこと，およびすべり線発生時に土塊すべり面に作用する土圧が不明であることから検証はしていない．

（1）転倒に対する安全率（ M_r / M_o ）の推移

砂槽底盤傾斜中の転倒モーメント(M_o)に対する安定モーメント(M_r)の比（ M_r / M_o ，以下安全率という）を，砂槽底盤傾斜角 $\theta_1 = 5^\circ$ ごとに（ $\theta_1 = 0^\circ \sim$ すべり線発生時）図5-11に示した．また，いずれのモーメント（ M_r ， M_o ）も，擁壁底版前端下部（○印）を回転中心として算出し，下式より安全率を求めた（図5-10参照）．

$$M_r / M_o = (W \times \ell_1 + P_V \times \ell_2) / (P_H \times \ell_3) \quad \dots (5-3)$$

転倒に対する安全率は，試験体〔 $\theta = 30^\circ$ 〕が最も大きな値で推移し，以下，試験体〔 $\theta = 15^\circ$ 〕，試験体〔 $\theta = 0^\circ$ 〕の順となった．また，砂槽底盤傾斜角 θ_1 の増加に伴い（ $\theta_1 = 0^\circ \sim 15^\circ$ ），安全率は3試験体とも減少し，すべり線発生時の安全率は，ほぼ同じ値（1.6～1.7）になることが確認された（図5-11）．

（2）滑動に対する安全率（ R_H / P_{SL} ）の推移

滑動方向の合力（ P_{SL} ）に対する擁壁底面の摩擦抵抗力（ R_H ）の比（ R_H / P_{SL} ）を，砂槽底盤傾斜角 $\theta_1 = 5^\circ$ ごとに（ $\theta_1 = 0^\circ \sim$ すべり線発生時）図5-12に示した．擁壁底版には，外力（W， P_V ， P_H ）が作用しており， P_{SL} は，これら外力の擁壁底版面下に平行な力の総和であり，同様に， R_H は，擁壁底面に垂直に作用する力の合力に摩擦係数（ $\mu = \tan 33.4^\circ$ ）を乗じて求めた．

滑動に対する安全率は，転倒に対する安全率と同様に地盤改良傾斜角 θ が広いほど大きな値で推移することが確認された．また，いずれの試験体も転倒に対する安全率を下回って推移し，すべり線発生時の安全率は3試験体共ほぼ1.0となることが確認された（図5-12）．

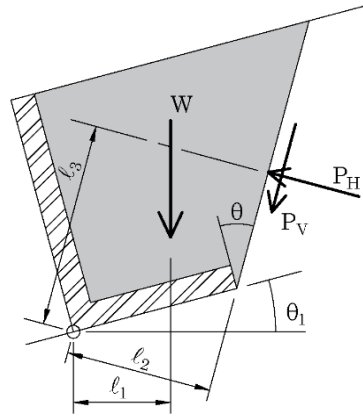
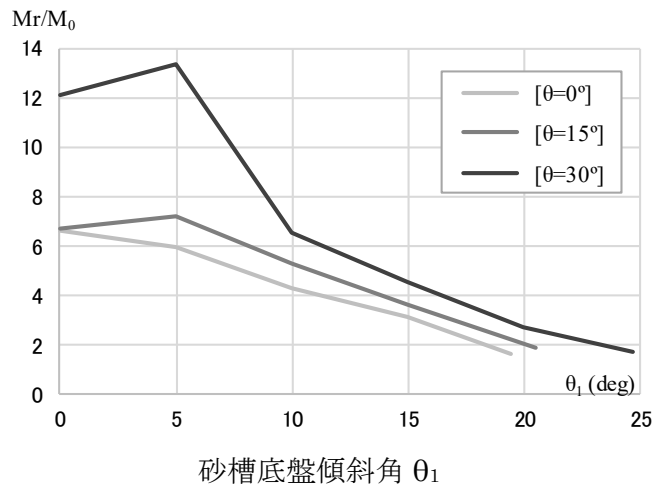
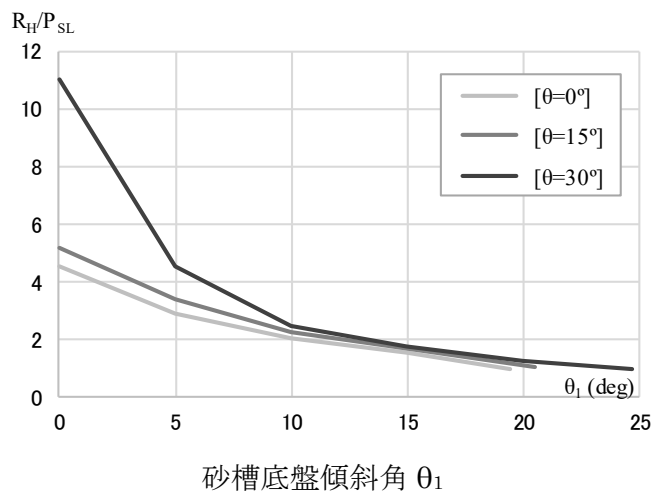


図 5 - 10 試験体に作用する合力



砂槽底盤傾斜角 θ_1

図 5 - 11 Mr/M_0



砂槽底盤傾斜角 θ_1

図 5 - 12 R_H/P_{SL}

(3) 接地圧 (σ_v) 分布の推移

各擁壁試験体の擁壁底版面下に作用する接地圧の推移 ($\theta_1=0^\circ$, $\theta_1=15^\circ$, すべり線発生時) を図 5-13 に示した. また, 接地圧が三角形分布の場合は, 擁壁底版長さ (L) に対する偏心距離 (e) の比 e/L を示した. なお, 接地圧分布は, 台形または三角形分布と仮定し①接地圧合力と外力の釣合い, および②擁壁底版前端廻りのモーメントの釣合いにより求めた.

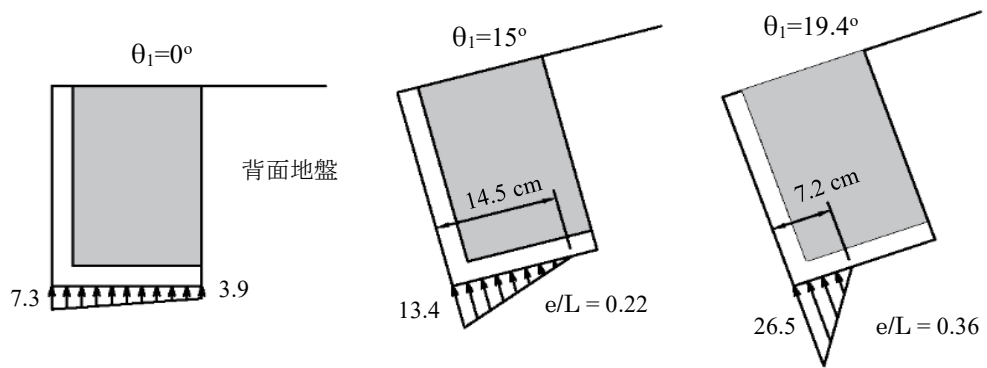
背面地盤作製直後 ($\theta_1=0^\circ$) の接地圧分布は, いずれの試験体も台形分布となり, 日本道路協会および日本建築学会の指針値⁵⁾⁻⁶⁾である $e < L/6$ の範囲内にあることが確認された. 本実験では, 擁壁試験体設置後に背面地盤を作製しており, 擁壁試験体設置直後の擁壁底版後端の接地圧は, 背面地盤作製直後 ($\theta_1=0^\circ$) より大きいと推察される. ことに, 試験体 [$\theta=30^\circ$] の場合, 擁壁試験体設置直後の接地圧は, 擁壁底版後端側が大きく三角形分布 ($e > L/6$) になると推察される. 実際の現場において, 地盤改良傾斜角 θ がさらに大きく, $e > L/6$ となるようなケースについては, 地盤改良体と背面地盤の施工手順に配慮が必要と考えられる.

試験体 [$\theta=0^\circ$] はすべり線発生時 ($\theta_1=19.4^\circ$), 接地圧は三角形分布で $e/L=0.36$ となった. この値は, 日本道路協会の指針値⁵⁾ ($e < L/3$) と日本建築学会の指針値⁶⁾ ($e < L/2$) の中間の値であり, 極めて大きな値であることが確認された. ただし, 擁壁底版前端の接地圧は 26.5 kN/m^2 で, 支持地盤の極限支持力度 ($q_u=102 \text{ kN/m}^2$) を大きく下回っており, 転倒モーメントにより擁壁底版前端が沈下しすべり線が発生したとは考えにくい. すべり線発生時において $R_H/P_{SL} \approx 1.0$ (5.3.4 項) であることから, 試験体 [$\theta=0^\circ$] は, 滑動により大きく変位しすべり線が発生したと推察される.

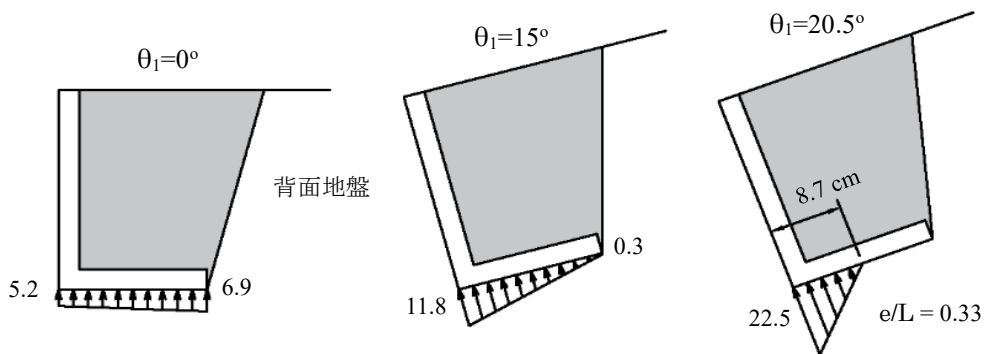
試験体 [$\theta=15^\circ$] は, $\theta_1=15^\circ$ 時において台形分布, すべり線発生時 ($\theta_1=20.5^\circ$) は三角形分布を示した. すべり線発生時において $e/L=0.33$ と大きな値を示しているが, 擁壁底版前端の接地圧は 22.5 kN/m^2 であり, また, $R_H/P_{SL} \approx 1.0$ となることから, 試験体 [$\theta=0^\circ$] と同様に, 滑動により大きく変位しすべり線が発生したと推察される.

試験体 [$\theta=30^\circ$] は転倒に対しては, 最も高い安全率で推移しており (5.3.4 項), このことは, 接地圧分布の推移からも判断される. すべり線発生時 ($\theta_1=24.7^\circ$) は, 他の擁壁試験体と同様に三角形分布を示しているが, 偏心率 (e/L) と擁壁底版前端の接地圧は 3 試験体中最も小さい. 以上の点, および $R_H/P_{SL} \approx 1.0$ となることから, 滑動によりすべり線が発生したと推察される.

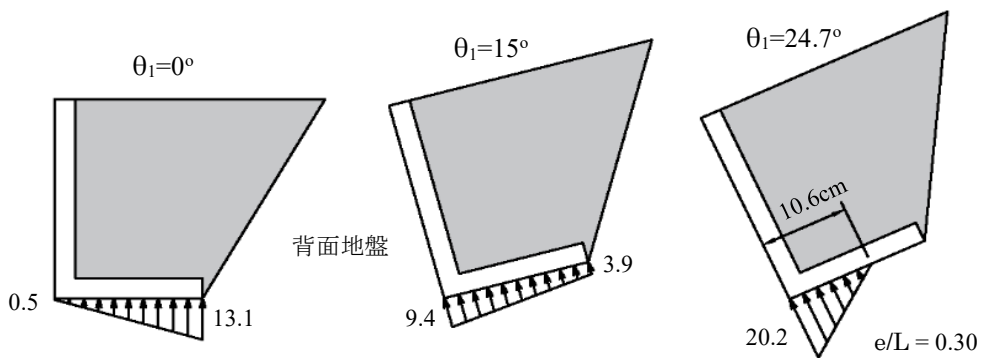
なお, 試験体 [$L/H=0.7$] については, 本項 (5.3.4 項) では検証していないが, すべり線発生時において地盤改良試験体より滑動が大きく, 転倒による変位が小さくなる傾向を示しており (図 5-6 (a)), 滑動により大きく変位しすべり線が発生したと推察される.



(a) $[\theta = 0^\circ]$ (単位 : kN/m^2)



(b) $[\theta = 15^\circ]$ (単位 : kN/m^2)



(c) $[\theta = 30^\circ]$ (単位 : kN/m^2)

図 5 - 13 接地圧分布の推移

5.3.5 擁壁背面地盤のすべり線

各擁壁試験体の擁壁背面地盤の中央部分のすべり線を図 5 - 14～図 5 - 17 に示した。また、図 (a) には地表面のすべり線，図 (b) に地盤内部のすべり線を示した。なお、図中の実線は、測定されたすべり線であり、地表面中央部の○印と擁壁底版下面の後端を結んで描いた。 ω_T は、その時の地表面とすべり線のなす角を示す。同様に、破線は物部・岡部式より得られたすべり線であり、地表面とのなす角 ω を下式より求め描いた。

$$\cot\omega = \frac{1}{\cos(\phi + \delta + \theta)} \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta + \theta_1) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos\theta \cdot \sin(\phi - \theta_1)}} - \tan(\phi + \delta + \theta) \quad \dots (5 - 4)$$

ここで、

- ω : すべり線と地表面とのなす角度 (°)
- ϕ : 内部摩擦角 (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- θ_1 : 地震合成角 (砂槽底盤傾斜角) (°)
- θ : 受圧面 (地盤改良境界面) が鉛直面となす角度 (°)

試験体 [L/H=0.7] は、はじめに擁壁背面に近い側のすべり線 (Ⅰ) が発生し、その直後に遠い側のすべり線 (Ⅱ) が発生し倒壊した。近い側のすべり線 (Ⅰ) は、仮想背面より遠い側へ発生し、遠い側のすべり線 (Ⅱ) は、ほぼ理論値に一致することが確認された。

地盤改良試験体 [$\theta=0^\circ$]、試験体 [$\theta=15^\circ$] および試験体 [$\theta=30^\circ$] のすべり線と地表面とのなす角 ω_T は、いずれの試験体も物部・岡部式から求めた理論値 ω より小さい値を示すが、比較的近い値を示すことが確認された。

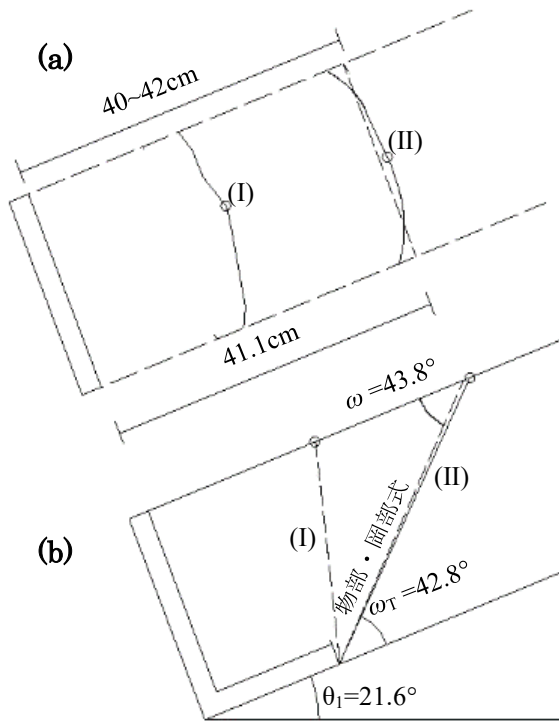


図 5 - 14 すべり線 [L/H=0.7]

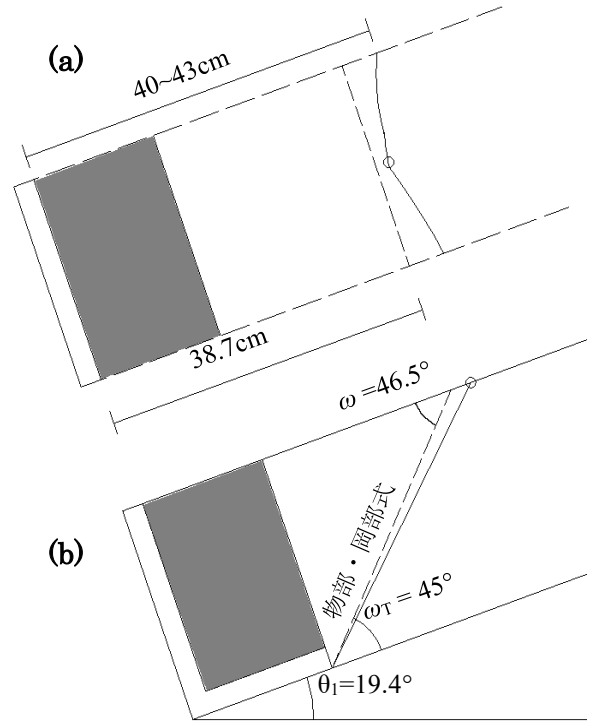


図 5 - 15 すべり線 [θ=0°]

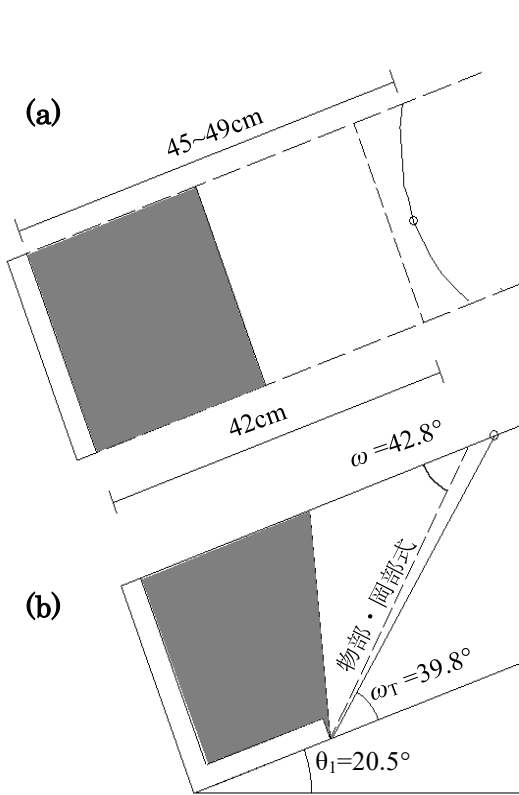


図 5 - 16 すべり線 [θ=15°]

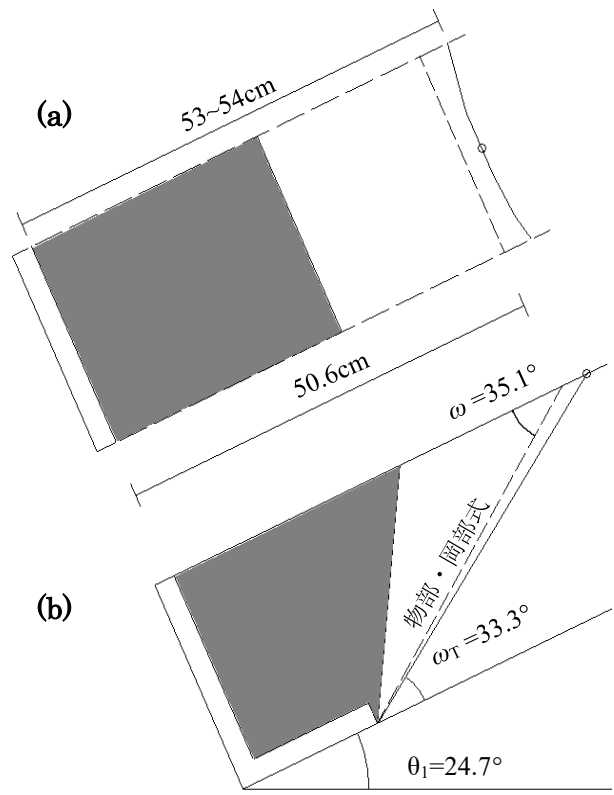


図 5 - 17 すべり線 [θ=30°]

5.3.6 地震時に対する地盤改良効果について地震合成角から考察

各試験体〔L/H=0.7, $\theta=0^\circ$, $\theta=15^\circ$, $\theta=30^\circ$ 〕のすべり線発生時の水平震度 k_h を(5-5)式より求め、地震時に対する擁壁の転倒および滑動を含めた外的安定性について、地盤改良効果について地震時合成角の比較を行った(表5-3)。

$$\tan \theta_1 = k_h / (1 - k_v) \quad \dots (5-5)$$

式中、 θ_1 は、地震合成角ですべり線発生時(倒壊時)の砂槽底盤傾斜角、 k_h は水平震度、 k_v は鉛直震度を示す。なお、水平震度 k_h は、鉛直震度 $k_v=0$ として求めた。また、表5-3の中の()内に、試験体〔L/H=0.7〕の水平震度に対する比を示した。

表5-3 すべり線発生時の水平震度 k_h

試験体名	地震合成角 θ_1	水平震度 k_h
〔L/H=0.7〕	21.6°	0.40 (1.0)
〔 $\theta=0^\circ$ 〕	19.4°	0.35 (0.88)
〔 $\theta=15^\circ$ 〕	20.5°	0.37 (0.93)
〔 $\theta=30^\circ$ 〕	24.7°	0.46 (1.15)

いずれの試験体も、損傷限界状態を想定した標準水平震度 $k_h=0.20$ (レベル1地震動)、同様に、終局限界状態の $k_h=0.25$ (レベル2地震動)を上回っており、大地震に対して安全なことが確認された。また、試験体〔L/H=0.7〕に対する地盤改良試験体のすべり線発生時の水平震度の割合は、それぞれ0.88($\theta=0^\circ$)、0.93($\theta=15^\circ$)、1.15($\theta=30^\circ$)であることが分かった。これより、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕の地震に対する外的安定性は、試験体〔L/H=0.7〕より大きく、試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕と、試験体〔 $\theta=15^\circ$ 〕は小さくなることが確認された。

以上、本実験結果は、支持地盤および背面地盤の地盤条件が良いこと(内部摩擦角 $\phi=45.2^\circ$ 、相対密度 $D_r=83\%$ 、極限支持力度 $q_u=102 \text{ kN/m}^2$ 、擁壁試験体の剛性が大きいこと、ならびに模型実験であること等、この結果を現実問題へ適用する際には注意を要すると思われる。

5.4 擁壁前面受働側の土被りの影響について

擁壁の前面受働側の土被り深さ β は、地震時の外的安定性に大きく影響すると考えられる（図 5 - 18）. その影響について考察を行うため、擁壁背面を地盤改良していない試験体 [L/H=0.7] を対象として、 $\beta=0.1H$ 、 $\beta=0.2H$ （H：擁壁高さで 250mm）の場合について静的地震載荷実験を行い、土被り深さと地震時の外的安定性の関係について検証する.

本章では、地盤改良試験体の地震時に対する外的安定性について検証を行っているが、地盤改良の試験体 [$\theta=0^\circ$] および試験体 [$\theta=15^\circ$] は、試験体 [L/H=0.7] より地震時に対する外的安定性が小さいことが確認された（5.3.6 項）. これら試験体に対して、地震時に対する外的安定性の向上を図る場合は、本実験結果を参照し、擁壁前面受働側の土被り深さ β を適切に設定する.

5.4.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は、本章で用いた試験体 [L/H=0.7] を使用する（5.2.1 項）. 試験体は、擁壁前面受働側の土被り深さ β をパラメータとし、①前面側の土被りが無い場合（ $\beta=0$ ）、② $\beta=25\text{mm}$ （0.1H）、③ $\beta=50\text{mm}$ （0.2H）の3種類とし、裏込め土はいずれも擁壁天端に水平とした.

以下、試験体名をそれぞれ試験体 [$\beta=0$]、[$\beta=0.1H$]、[$\beta=0.2H$] と呼ぶ

（図 5 - 19）. なお、試験体 [$\beta=0$] は試験体 [L/H=0.7] の別名称で、実験結果の詳細については 5.3 節を参照頂きたい.

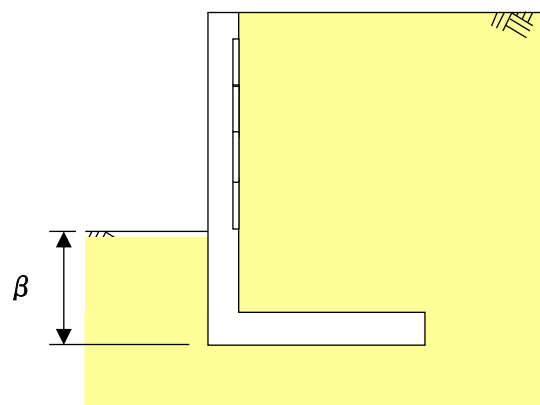


図 5 - 18 L型擁壁と前面土被り

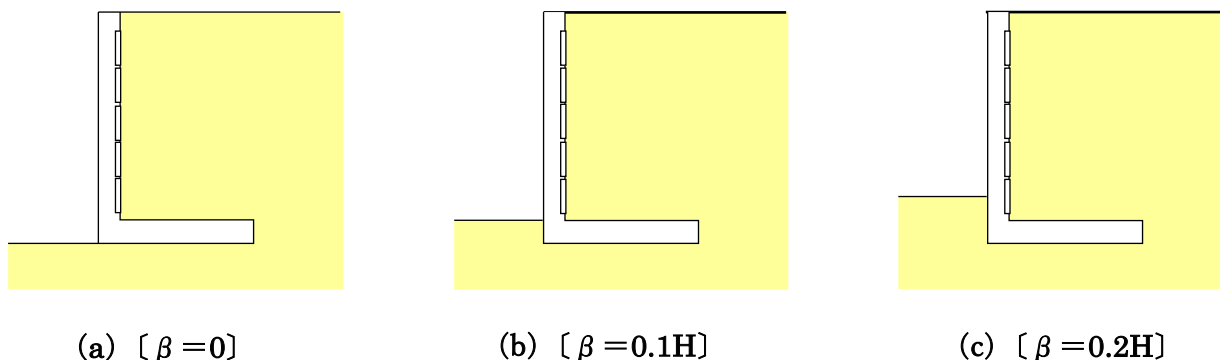


図 5 - 19 試験体の種類

(2) 実験方法

支持地盤ならびに擁壁背面地盤の作製は、4.2.2 項と同様の方法で作製した。また、擁壁前面側の地盤は、背面地盤作製後直ちに作製した。その他実験方法は、5.2.3 項とすべて同様の方法で実施した。

5.4.2 実験結果

(1) 擁壁変位の推移

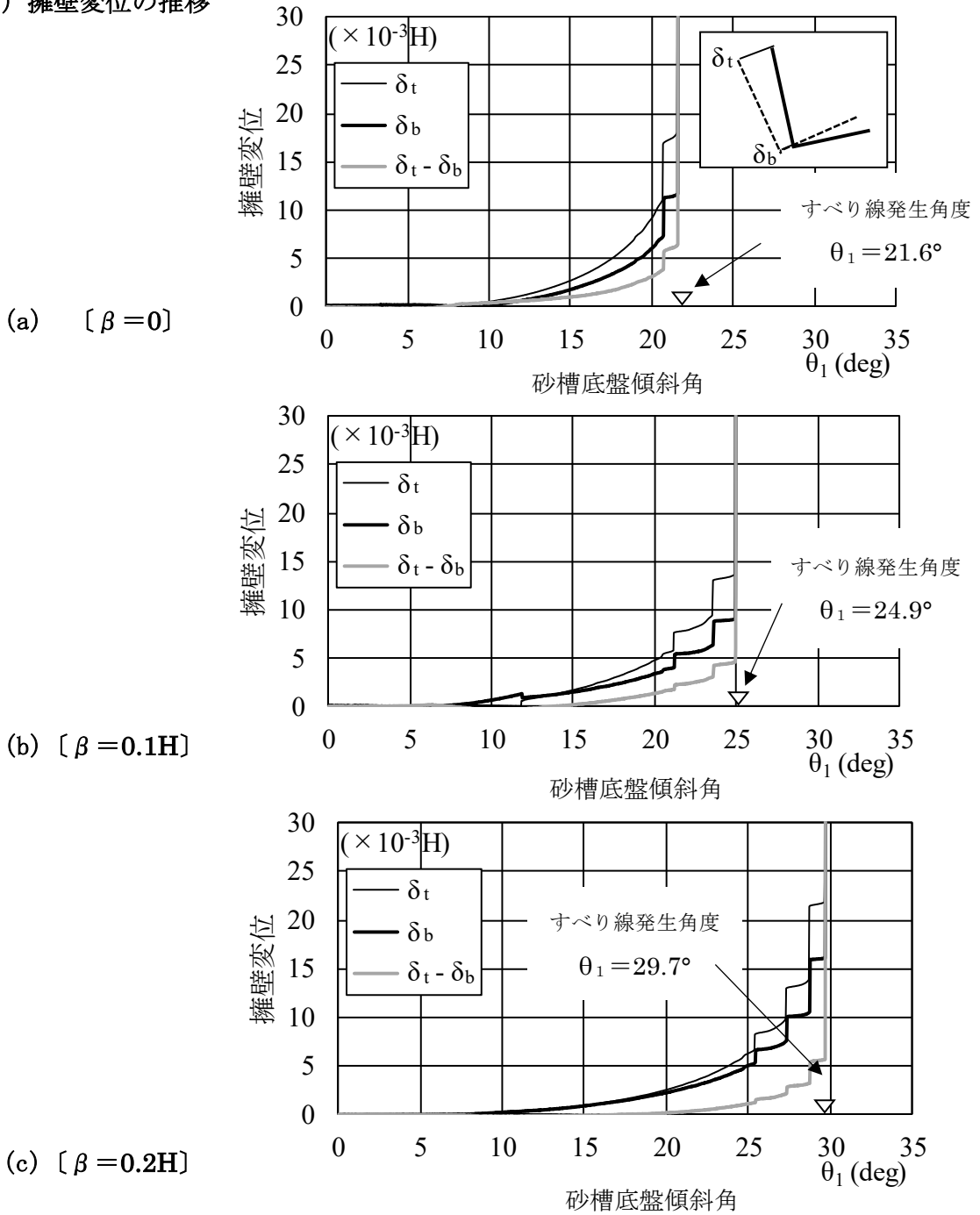


図 5 - 20 擁壁変位の推移 (δ_t , δ_b)

各試験体の砂槽底盤傾斜角 θ_1 と擁壁水平変位 (δ_t : 壁天端変位、 δ_b : 底盤下端変位) の関係を図 5 - 20(a) ~ (c) に示す。図中の ∇ は、地表面にすべり線が発生した時の砂槽底盤傾斜角 θ_1 を示す。なお、試験体 [$\beta = 0$] の考察については、5.3.3 項を参照頂きたい。

試験体 [$\beta = 0.1H$] は、 [$\beta = 0$] 同様に θ_1 が小さい段階 ($\theta_1 = 0 \sim 8^\circ$) では変化せず、 $\theta_1 = 21.2^\circ$ 以降は急激に増加した。この間、 [$\beta = 0$] と同様に滑動 (δ_b) による変位が転倒 ($\delta_t - \delta_b$) による変位を上回ることが確認された。 $\theta_1 = 24.9^\circ$ 時において地表面にすべり線が発生し、試験体 [$\beta = 0$] の場合より遅れてすべり線が発生しているが、これは擁壁前面側に受働土圧が作用しているためと考えられる。

試験体 [$\beta = 0.2H$] は、上述の 2 試験体とほぼ同様な推移を示すが、砂槽底盤傾斜角 θ_1 に対して最も小さな値で推移した。 $\theta_1 = 25.4^\circ$ において大きく変位し、 $\theta_1 = 29.7^\circ$ 時において地表面にすべり線が発生した。試験体 [$\beta = 0.1H$] の場合も同様に、地表面にすべり線が発生する前に擁壁が大きく変位しているが、この段階で地盤内部にすべり線が発生していると推察される。

なお、3 試験体の変位は、いずれも滑動 (δ_b) が支配的であり、擁壁前面側の土被り深さ β が大きいほど壁天端変位 (δ_t) に対する滑動 (δ_b) の比率が大きいことが分かった。同様に、擁壁前面側の土被り深さ β が大きいほど、砂槽底盤傾斜角 θ_1 に伴う擁壁水平変位は小さく、すべり線発生時の砂槽底盤傾斜角 θ_1 は大きいことが分かった。

(2) 地震時に対する外的安定性の評価

すべり線発生時の地震合成角 θ_1 から (5 - 5) 式 (5.3.6 項) より水平震度 k_h を求め、各試験体の地震時に対する外的安定性の比較を行った (表 5 - 4)。

試験体 [$\beta = 0$] に対する試験体 [$\beta = 0.1H$]、試験体 [$\beta = 0.2H$] のすべり線発生時の水平震度 k_h の割合は、それぞれ 1.15 倍、1.43 倍となることが確認された。これより、地震時に対する外的安定性の小さい地盤改良試験体 ($[\theta = 0^\circ]$ 、 $[\theta = 15^\circ]$) については、擁壁前面側の土被り深さ β により、地震時に対する外的安定性を高められることが確認された。

表 5 - 4 すべり線発生時の水平震度 k_h

試験体名	地震合成角 θ_1	水平震度 k_h
[$\beta = 0$]	21.6°	0.40 (1.0)
[$\beta = 0.1H$]	24.9°	0.46 (1.15)
[$\beta = 0.2H$]	29.7°	0.57 (1.43)

5.5 本章のまとめ

本章は、地震時荷重に対する L 型擁壁背面の地盤改良効果について考察を行ったものである。4 章と同様の 3 種類の L 型擁壁の地盤改良試験体 ($\theta=0^\circ$, $\theta=15^\circ$, $\theta=30^\circ$) を用い、地震時の転倒と滑動に対する地盤改良効果について地震合成角から考察を行った。同様に、地盤改良していない一般的な L 型擁壁試験体についても上述の検証を行い、3 種類の地盤改良試験体との比較検討を行った。

また、地盤改良試験体の中で外的安定性の小さい試験体 [$L/H=0.7$] に対して、地震時に対する外的安定性の向上を図るため、擁壁前面側の土被り深さ β が地震時の外的安定性に与える影響について検証を行った。

なお、本章では、地震時に対する L 型擁壁の挙動を明らかにするため、静的地震載荷装置を作製した。

本章で明らかになった主な項目を以下に示す。

- ① すべり線発生時の水平土圧分布は、いずれの試験体も深さ方向に増加し、物部・岡部式の地震時土圧を大きく上回る傾向を示す。
- ② すべり線発生時までの変位は、試験体 [$L/H=0.7$] が滑動による変位が転倒による変位より大きい。一方、地盤改良試験体は、転倒による変位の方が大きい。また、試験体 [$L/H=0.7$] は、すべり線発生時において地盤改良試験体より滑動が大きく、転倒による変位が小さくなる傾向を示す。
- ③ 地盤改良試験体の転倒に対する安全率は、試験体 [$\theta=30^\circ$] が最も大きな値で推移し、以下、試験体 [$\theta=15^\circ$]、試験体 [$\theta=0^\circ$] の順となる。また、砂槽底盤傾斜角 θ_1 の増加に伴い ($\theta_1=0^\circ\sim 15^\circ$)、転倒に対する安全率は 3 試験体とも減少し、すべり線発生時において安全率は、ほぼ同じ値 (1.6~1.7) を示す。
- ④ 地盤改良試験体の滑動に対する安全率は、転倒に対する安全率と同様に試験体 [$\theta=30^\circ$] > 試験体 [$\theta=15^\circ$] > 試験体 [$\theta=0^\circ$] の順となる。また、いずれの試験体も、滑動に対する安全率は、転倒に対する安全率を下回って推移し、すべり線発生時の安全率は 3 試験体共ほぼ 1.0 となる。
- ⑤ 試験体 [$L/H=0.7$] およびいずれの地盤改良試験体も、滑動によりすべり線が発生する。
- ⑥ 試験体 [$L/H=0.7$] のすべり線は、はじめに擁壁背面に近い側、その直後に、遠い側のすべり線が発生する。また、近い側のすべり線は仮想背面より遠い側へ発生し、遠い側のすべり線位置はほぼ理論値に一致する。
- ⑦ 地盤改良試験体のすべり線と地表面とのなす角 ω_T は、いずれの試験体も物部・岡部式の理論値 ω を下回るが、比較的近い値を示す。
- ⑧ すべり線発生時の水平震度 k_h は、いずれの試験体も終局限界状態の水平震度 $k_h=0.25$ を上回る。

- ⑨ 地盤改良試験体のすべり線発生時の水平震度 k_h は，試験体 $[\theta=30^\circ]$ が最も大きく，以下，試験体 $[\theta=15^\circ] >$ 試験体 $[\theta=0^\circ]$ の順となる．同様に，試験体 $[\theta=30^\circ]$ の水平震度 k_h は，試験体 $[L/H=0.7]$ より大きく，試験体 $[\theta=0^\circ]$ と試験体 $[\theta=15^\circ]$ は，試験体 $[L/H=0.7]$ より小さい．
- ⑩ 試験体 $[\beta=0]$ に対する試験体 $[\beta=0.1H]$ ，試験体 $[\beta=0.2H]$ のすべり線発生時の水平震度 k_h の割合は，それぞれ 1.15 倍，1.43 倍となることが確認された．これより，地震時に対する外的安定性の小さい試験体 ($[\theta=0^\circ]$ ， $[\theta=15^\circ]$) については，擁壁前面側の土被り深さ β により，地震時に対する外的安定性を高められることが確認された．

〈参考文献〉

- 1) 古関潤一，ユールマンムナフ，龍岡文夫，舘山勝，小島謙一，佐藤剛司：土留め構造物の地震時挙動に関する模型実験（その 2），生産研究（東京大学生産技術研究所所報），49 巻，11 号，pp.43-46，1997.11
- 2) 渡辺健治，ムナフ ユールマン，古関潤一，小島謙一：擁壁模型の振動・傾斜実験のすべり面角度と物部岡部式の比較，第 34 回地盤工学研究発表会，pp.1641-1642，1999.7
- 3) 渡辺健治，舘山勝，古関潤一：振動実験による物部岡部式の妥当性の検討 -すべり面角度について-，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.1835-1836，2004.7
- 4) 龍岡文夫，古関潤一：地震時土圧（その 1），基礎工，38 巻，3 号，pp.88-94，2010.3
- 5) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針，2012
- 6) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001

第6章 結論

既存擁壁背面に近接して建物を建設する場合、既存擁壁には、地表面載荷荷重が、新たに載荷されるため外的安定性および内的安定性の確認が必要となる。また、過去の地震時において擁壁が倒壊し、そのために、建物が傾いた例が数多くみられる。これら、常時ならびに地震時に対して既存擁壁の安全性を検討した場合、何らかの補強が必要な既存擁壁は、数多いと考えられる。

以上のことから本論文は、既存擁壁の補強方法を提案し、その補強効果について、実験により検証を行ったものである。なお、本研究では、既存擁壁の中でも最も多く採用されてきたL型擁壁を対象とした(1章)。

既存L型擁壁の補強方法として、擁壁背面をセメントにより地盤改良を行う方法を提案し、その地盤改良効果について実験により検証を行った。その結果、擁壁背面の地盤改良が硬化した後は、既存L型擁壁の本体と地盤改良部が一体化し、既存擁壁の本体部分には、土圧がほとんど作用しないことを明らかにした。同様に、地表面載荷荷重による増加水平土圧は、ほぼゼロであることを確認した。これにより、セメントによる擁壁背面の地盤改良効果は、十分有効であることを明らかにした(3章)。

次に、常時荷重に対するセメントによる地盤改良効果を検証するため、3種類の地盤改良試験体($\theta=0^\circ$, $\theta=15^\circ$, $\theta=30^\circ$)を対象に、擁壁背面における地表面載荷荷重の載荷位置 a をパラメータとして等分布荷重 q の載荷実験を行った。この結果をもとに、地表面載荷荷重に対する地盤改良形状と外的安定性との関係について考察を行い、L型擁壁背面の地盤改良を実用化するための基礎資料とした(4章)。

さらに、地震時荷重に対する地盤改良形状の違いによる外的安定性(滑動・転倒)を検証するため、前述の3試験体($\theta=0^\circ$, $\theta=15^\circ$, $\theta=30^\circ$)を対象に、静的地震載荷装置により傾斜実験を行った。いずれの地盤改良試験体も擁壁倒壊時の水平震度は、終局限界状態の水平震度($k_h=0.25$)を上回ることを確認した。また、擁壁背面を地盤改良していないL型擁壁に対しても同様の実験を行い、地盤改良試験体との比較検証を行った(5章)。

以上が、前章までの概要であり、本論文の主な研究成果を各章ごとに総括して以下に示す。

第1章では、本研究の背景と目的を述べ、擁壁土圧の発生機構やクーロン土圧に関する代表的な研究について概説した。同様に、地表面載荷荷重に対する擁壁土圧の既往研究および地震に対する擁壁土圧の既往の研究について概説し、本研究の位置づけを明らかにした。最後に、本論文の構成ならびに各章の概要を述べた。

第2章は、既存擁壁により造成された地盤上に住宅を建設する場合において、既存擁

壁に対する構造安全性の検討の必要性に言及した。既存擁壁に対する構造安全性の検討に際し、建物基礎設計ならびに擁壁に係る法令等や行政からの指導事項等に関して概説した。

また、1995年の兵庫県南部地震から2016年の熊本地震までの幾度の地震において、擁壁の倒壊による宅地地盤ならびに建物被害が多く発生している。倒壊した擁壁の多くは、現行の基準を満足しない場合（既存不適格）や構造上問題がある場合であり、擁壁の耐震性が宅地と建物の安全性に大きく関与することが明らかにされた。同時に、擁壁の被害を最小限に留めることが、地震後の復旧・復興を早期に実現するためには重要であることを指摘した。

第3章は、L型擁壁を既存擁壁の試験体とし、擁壁背面地盤をセメントにより地盤改良する方法を提案し、その補強効果について考察を行ったものである。

実験では、擁壁背面を乾燥砂とした場合の通常のL型擁壁試験体1体と5種類の地盤改良試験体、計6体を作製した。地盤改良試験体の背面地盤は、セメント・水・珪砂を調合した所謂モルタルで、擁壁背面地盤作製直後から6日間、擁壁背面の土圧測定を行い地盤改良効果について検証した。同様に、地表面載荷荷重に対する各試験体の力学的挙動を明らかにし、地盤改良効果について検証した。

本実験で得られた成果および結果を要約すれば、以下のとおりである。

〔実験装置について〕

- ① 地盤改良の配合は、土1m³に対してセメント100kg添加を目安とし、水量を極力少なくして調合した。地盤改良の圧縮強度は、6日後で約1N/mm²であり、現場で必要とされる地盤改良の強度を満足する値となることが確認された。
- ② 地盤改良試験体については、地盤改良を作製してから硬化するまでの土圧の測定を可能とした。
- ③ 地表面荷重載荷実験は、等分布荷重載荷用トーナメントにより32枚の載荷板に均等に荷重が伝達され、地表面に等分布荷重を一定速度で載荷することが可能である。

〔背面が乾燥砂のL型擁壁の場合〕

- ④ 構造耐力が十分大きいL型擁壁の場合、主働土圧ではなく静止土圧に近い土圧が作用することが確認された。
- ⑤ 地表面載荷荷重による増加水平土圧は、地表面から深さ方向に増加する傾向を示し、深さ方向に一定とする建築基礎構造設計指針とは異なる傾向を示す。
- ⑥ 地表面載荷荷重による増加水平土圧は、密な砂地盤においては、地表面載荷荷重が大きい場合（ $q > 20\text{kN/m}^2$ ）は、主働土圧係数を用いた設計土圧より大きな土圧が作用する。

〔背面が地盤改良の L 型擁壁の場合〕

- ⑦ 地盤改良部分の壁面に作用する水平土圧は、地盤改良直後から 1 日経過した段階で大きく減少する。また、数日経過し地盤改良部分が硬化した後は、水平土圧はほぼゼロになると推察される。
- ⑧ 地盤改良部分の擁壁壁面に、地表面載荷荷重による水平土圧は発生しない。これより、地盤改良された擁壁背面に地表面載荷荷重がある場合は、擁壁と背面の地盤改良が一体となるため、擁壁本体に発生する応力は小さくなると考えられる。
- ⑨ 地盤改良傾斜角 θ が大きくなるほど、地表面載荷荷重による安定モーメントと擁壁底版面下に発生する摩擦抵抗が大となり、主働側への擁壁変位が小さいなる。

第 4 章は、地表面載荷荷重の載荷位置に対する地盤改良形状と地盤改良効果の関係について検証を行ったものである。実験では、セメントによる地盤改良を実用に供するため、最もふさわしい L 型擁壁背面の地盤改良形状について考察を行った。

地盤改良形状は、L 型擁壁の仮想背面に対する地盤改良傾斜角 θ を変えて 3 種類の形状 ($\theta=0^\circ$, $\theta=15^\circ$, $\theta=30^\circ$) とした。また、いずれの試験体も地盤改良境界面に深さ方向に土圧計を設置し、これにより土圧分布と接地圧分布を明らかにすることを可能とした。上記 3 種類の地盤改良試験体を対象として、地表面載荷荷重の載荷位置 a をパラメータとして載荷実験を行い、地表面載荷荷重に対する地盤改良形状と地盤改良効果の関係について検証を行った。

本実験により得られた結果を要約すれば、以下のとおりである。

- ① 地表面載荷荷重が地盤改良上に無い場合、各試験体とも増加水平土圧は小さく、深さ方向にわずかに増加する傾向を示す。
- ② 地表面載荷荷重が地盤改良上ある場合 ($a=0\text{cm}$, $a=10\text{cm}$) の増加水平土圧係数 K_H 値は、いずれの試験体も主働土圧係数 K_A 値を上回り、大きさは、試験体 [$\theta=30^\circ$] > 試験体 [$\theta=15^\circ$] > 試験体 [$\theta=0^\circ$] の順となる。
- ③ 地表面載荷荷重の載荷位置が、地盤改良境界面に最も近い場合 ([$\theta=0^\circ$, $a=20\text{cm}$], [$\theta=15^\circ$, $a=30\text{cm}$], [$\theta=30^\circ$, $a=40\text{cm}$]), 各試験体の増加水平土圧係数 K_H 値は、試験体 [$\theta=0^\circ$] は主働土圧係数 K_A 値を下回り、試験体 [$\theta=15^\circ$] は K_A 値に比較的近い値を示し、試験体 [$\theta=30^\circ$] は若干上回る傾向を示す。
- ④ いずれの試験体も地表面載荷荷重が地盤改良境界面に近接してある場合 (上記③) が、最も大きく変位する。3 試験体の最終荷重段階 $q=40\text{kN/m}^2$ の変位は、試験体 [$\theta=0^\circ$] が擁壁底版下端変位 $\delta_d=3.2\times 10^{-3}\text{H}$ で最大となり、試験体 [$\theta=15^\circ$], 試験体 [$\theta=30^\circ$] は、それぞれ試験体 [$\theta=0^\circ$] の約 1/3, 約 1/5 を示す。
- ⑤ 地表面載荷荷重 $q=10\text{kN/m}^2$ 時の擁壁底版面下に作用する接地圧分布から地盤改良形状の外的安定性の良否を判断すると、3 試験体中、試験体 [$\theta=15^\circ$] が最も良

い改良形状であり、同様に試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕が最もふさわしくない形状であることが確認された。

- ⑥ 擁壁底版面下の支持地盤の耐力が十分に大きく、地盤改良傾斜角 θ が $\theta=0\sim 30^\circ$ の場合は、地表面載荷荷重に対して裏込め高さの約 6 倍の土に相当する重量まで地表面にすべり線の発生はなく、少なくともこの段階まで十分に外的安定性を有すると考えられる。

第 5 章は、地震時荷重に対する地盤改良形状の違いによる外的安定性について検証を行ったものである。試験体は、背面を乾燥砂とした場合の通常の L 型擁壁試験体 1 体（試験体〔 $L/H=0.7$ 〕）と背面を地盤改良した 3 種類の L 型擁壁試験体（試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕、試験体〔 $\theta=15^\circ$ 〕、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕）の計 4 体とした。実験は、静的地震載荷装置により行い、各試験体の倒壊時の砂槽底盤傾斜角 θ_1 により地震時に対する外的安定性を評価した。同様に、倒壊に至るまでの各試験体の挙動を明らかにし、地震時に対する地盤改良効果と地盤改良形状について考察を行った。実験に用いた静的地震載荷装置は、一定速度で実験槽および砂槽を傾けることができ、物部・岡部式の地震時土圧式との比較検証が可能である。また、地盤改良試験体の中で外的安定性の小さい試験体に対して、地震時に対する構造性能の向上を図るため、擁壁底版前面の土被り深さ β が地震時の外的安定性に与える影響について検証を行った。

本章で明らかになった主な項目を以下に示す。

- ① すべり線発生時の水平土圧分布は、いずれの試験体も深さ方向に増加し、物部・岡部式の地震時土圧を大きく上回る傾向を示す。
- ② 地盤改良試験体の転倒に対する安全率は、試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕が最も大きな値で推移し、以下、試験体〔 $\theta=15^\circ$ 〕、試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕の順となる。また、砂槽底盤傾斜角 θ_1 の増加に伴い（ $\theta_1=0^\circ\sim 15^\circ$ ）、転倒に対する安全率は 3 試験体共に減少し、すべり線発生時において安全率は、ほぼ同じ値（1.6～1.7）を示す。
- ③ 地盤改良試験体の滑動に対する安全率は、転倒に対する安全率と同様に試験体〔 $\theta=30^\circ$ 〕>試験体〔 $\theta=15^\circ$ 〕>試験体〔 $\theta=0^\circ$ 〕の順となる。また、いずれの試験体も、滑動に対する安全率は、転倒に対する安全率を下回って推移し、すべり線発生時の安全率は 3 試験体共ほぼ 1.0 となる。
- ④ 試験体〔 $L/H=0.7$ 〕およびいずれの地盤改良試験体も、滑動によりすべり線が発生する。
- ⑤ 地盤改良試験体のすべり線と地表面とのなす角 ω_T は、いずれの試験体も物部・岡部式の理論値 ω を下回るが、比較的近い値を示す。
- ⑥ すべり線発生時の水平震度 k_h は、いずれの試験体も終局限界状態の水平震度 $k_h=0.25$ （レベル 2 地震動）を上回る。

- ⑦ 地盤改良試験体のすべり線発生時の水平震度 k_h は、試験体 $[\theta=30^\circ]$ が最も大きく、以下、試験体 $[\theta=15^\circ] >$ 試験体 $[\theta=0^\circ]$ の順となる。同様に、試験体 $[\theta=30^\circ]$ の k_h は、試験体 $[L/H=0.7]$ より大きく、試験体 $[\theta=0^\circ]$ と試験体 $[\theta=15^\circ]$ は試験体 $[L/H=0.7]$ より小さい。
- ⑧ 試験体 $[\beta=0]$ に対する試験体 $[\beta=0.1H]$ 、試験体 $[\beta=0.2H]$ のすべり線発生時の水平震度 k_h の割合は、それぞれ 1.15 倍、1.43 倍となることが確認された。これより、地震時に対する外的安定性の小さい地盤改良試験体 ($[\theta=0^\circ]$, $[\theta=15^\circ]$) については、擁壁底版前面側の土被り深さ β により、地震時に対する外的安定性を高められることが確認された。

なお、本研究で使用した地表面荷重載荷装置 (3 章, 4 章) は、地表面に均等荷重が載荷されるよう設計されており、同様に、静的地震載荷装置 (5 章) は、実験槽および砂槽が主働側へ一定速度で傾斜するよう設計されている。これら装置による実験は、再現性に優れ、そのため信頼性のあるデータの取得が可能となり、本研究の成果は、両装置に依るところが大きいと考えている。

以上、本研究は、既存 L 型擁壁を対象として、L 型擁壁背面をセメントにより地盤改良を行う方法を提案し、地盤改良効果について実験により検証したものである。

本実験により、L 型擁壁本体と地盤改良部が一体化し、擁壁本体部には土圧が作用しないことが明らかにされ (3 章)、同様に、セメントによる地盤改良は、常時荷重 (4 章) および地震時荷重 (5 章) に対しても十分有効であることが明らかにされた。

実験は、擁壁底版面下の支持地盤の耐力を十分大きく取り地盤沈下については問題なく、擁壁背面部の地盤が密に締め固められている等、限られた条件の下で行われた実験ではあるが、地表面載荷荷重および地震時荷重に対する L 型擁壁背面の地盤改良補強効果について多くの知見が得られたものと考えている。

今後は、擁壁底版面下の支持地盤耐力が小さい場合を想定し、同様の実験を行い、L 型擁壁背面の地盤改良効果について検証したいと考えている。また、同様に、軟弱地盤上に建つ既存擁壁に対して新たな補強方法を提案したいと考えている。

研究業績

1. 査読付論文

- 【1】 和田昇三, 遠坂文規, 伊集院博, 刑部徹: 擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究 その1 上載荷重に対する地盤改良効果について, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第637号, pp.487-494, 2009年3月
- 【2】 伊集院博, 和田昇三, 遠坂文規, 刑部徹: 地盤改良形状と地盤改良効果の関係について 擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究 (第2報), 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第729号, pp.1955-1962, 2016年11月
- 【3】 Toru OSAKABE, Shozo WADA, Hiroshi IJYUIN, Hideto SATO,
An Experimental Study on Ground Improvement Effect after Soil Improvement at the Back of the L-Shaped Retaining Wall, Twenty-eighth(2018)International Ocean and polar Engineering conference Sapporo ,Japan ,pp.764-768, June 10-15, 2018
- 【4】 伊集院博, 刑部徹, 西尾聡史, 和田昇三: 地震に対する構造性能と地盤改良効果の関係について 擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究 (第3報), 日本建築学会構造系論文集, 第84巻, 第756号, pp.311-319, 2019年2月
- 【5】 藤井衛, 甚野慶右, 伊集院博: 普通ポルトランドセメントを用いソイルセメントの一軸圧縮強さについて, 日本建築学会構造系論文報告集, 第441号, pp.9-16, 1992年11月
- 【6】 藤井衛, 郭賢治, 伊集院博, 田村昌仁: スウェーデン式サウンディングの貫入特性, 東海大学紀要工学部, Vol.36, No.1, pp.129-134, 1996年
- 【7】 藤井衛, 風間了, 二木幹夫, 田村昌仁, 伊集院博, 阿部秋男: スウェーデン式サウンディングによる N_{sw} と標準貫入試験による N 値との相関性, 日本建築学会技術報告集, 第3号, pp.64-68, 1996年12月
- 【8】 伊集院博, 藤井衛, 二木幹夫, 甚野慶右: 小規模建築物を対象とした浅層混合処理地盤の一軸圧縮強度について, 東海大学紀要工学部, Vol.37, No.1, pp.99-104, 1997年

- 【9】 伊集院博，藤井衛：小規模建築物を対象とした浅層混合処理地盤の品質管理に関する研究，東海大学紀要工学部，Vol.38，No.1，pp.153-158，1998年
- 【10】 藤井衛，田村昌仁，後藤年芳，伊集院博：諏訪湖周辺における低層住宅の不同沈下調査事例による基礎の沈下抑制効果について，日本建築学会構造系論文集，第538号，pp.93-100，2000年12月
- 【11】 藤井衛，田村昌仁，伊集院博：小規模建築物の地盤を対象としたスウェーデン式サウンディング試験の評価と問題点，日本建築学会構造系論文集，第557号，pp.121-128，2002年7月
- 【12】 藤井衛，田村昌仁，黒柳信之，伊集院博，住友義則，後藤年芳：住宅基礎における地業の転圧効果に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第610号，pp.91-98，2006年12月

2. 口頭発表等

- 【1】 西尾聡史，伊集院博，刑部徹，和田昇三：地震に対するL型擁壁の構造性能に関する研究 -背面地盤の影響について-，日本建築学会大会学術講演会梗概集（東北），pp.675-676，2018.9
- 【2】 王智，和田昇三，刑部徹，伊集院博，西尾聡史：地震に対するL型擁壁の構造性能に関する研究 -支持地盤の影響について-，日本建築学会大会学術講演会梗概集（中国），pp.623-624，2017.8
- 【3】 大関星輝，和田昇三，刑部徹，伊集院博，西尾聡史：地表面に等分布荷重を載荷した場合のL型擁壁の構造性能に関する研究 -支持地盤の影響について-，日本建築学会大会学術講演会梗概集（九州），pp.617-618，2016.8
- 【4】 西尾聡史，伊集院博，和田昇三：地表面に等分布荷重を載荷した場合のL型擁壁の構造性能に関する研究 -載荷位置の影響について-，日本建築学会大会学術講演会梗概集（関東），pp.487-488，2015.9
- 【5】 西尾聡史，伊集院博，和田昇三，平石雅一：L型擁壁の背面を地盤改良した場合の構造性能に関する実験的研究 -地震に対する構造性能について-，日本建築学会大会学術講演会梗概集（近畿），pp.629-630，2014.9

- 【6】 西尾聡史, 伊集院博, 和田昇三, 平石雅一: 地震に対する L 型擁壁に関する実験的研究 -H 型鋼自立擁壁との比較-, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (北海道), pp.705-706, 2013.8
- 【7】 青山征生, 和田昇三, 伊集院博, 辻本善一: 根入れ部を地盤改良した H 型鋼自立擁壁の実験的研究 -上載荷重に対する杭と壁の根入れ効果について-, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (関東), pp.611-612, 2011.8
- 【8】 辻本善一, 伊集院博, 和田昇三, 青山征生: 根入れ部を改良した H 型鋼自立擁壁の実験的研究 -根入れ長さが擁壁高さの 1.5 倍の場合-, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (北陸), pp.539-540, 2010.9
- 【9】 青山征生, 和田昇三, 伊集院博, 遠坂文規: L 型擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究 -改良地盤形状と載荷位置の関係について-, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (北陸), pp.511-512, 2010.9
- 【10】 青山征生, 遠坂文規, 伊集院博, 和田昇三: 擁壁背面を地盤改良土圧に関する実験的研究 -改良範囲が $\theta=30^\circ$ の場合-, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (東北), pp.661-662, 2009.8
- 【11】 伊集院博, 遠坂文規, 和田昇三: 擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究 -改良範囲が $\theta=0^\circ$ の場合-, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (東北), pp.659-660, 2009.8
- 【12】 遠坂文規, 和田昇三, 伊集院博: 擁壁背面を地盤改良した場合の上載荷重に対する土圧に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (中国), pp.537-538, 2008.9
- 【13】 遠坂文規, 和田昇三, 伊集院博: 擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (九州), pp.473-474, 2007.8

謝辞

本論文をまとめるにあたり、永きにわたり多大なるご指導ご教示を頂きました日本大学理工学部建築学科 山田雅一教授には、心よりお礼申し上げます。また、日本大学理工学部建築学科 中田善久教授ならび日本大学理工学部交通システム工学科 峯岸邦夫教授には、審査委員会において貴重なご意見を多数頂きましたことを厚くお礼申し上げます。

筆者は、いままで多くの地震に対して戸建住宅の被害の復旧に携わるとともに、被害状況の調査を行ってまいりました。そのたびに、宅地造成された戸建住宅の地震被害は、既存擁壁の構造性能が大きく関与していることを痛感してきました。同時に、既存擁壁の構造性能を向上させるための補強方法として、施工条件、敷地条件および施工性等の観点からさまざまな方法を検討して参りました。本研究は、以上のような経緯の中から生まれたもので、多くの皆様の協力を得て、論文として上梓する運びとなりました。

本研究は、足利大学（旧足利工業大学）工学部創生工学科 和田昇三教授（現・名誉教授）との共同研究で、2007年から2018年までの成果をまとめたものです。実験を遂行するにあたり、この間在籍していた卒業研究生、大学院生のご協力を頂きました。ことに大学院生の遠坂文規、青山征生、平石雅一、王 智睿の諸氏には、多大なるご尽力を頂きました。ここにあらためて感謝の意を表します。また、足利大学工学部 刑部徹講師には、研究を進めるに際して多大なご支援を頂きました。心から感謝いたします。

大手前大学 福井實元教授には、筆者が住宅分野において土質工学と初めて関わりをもち、それ以来長い間指導を仰いで参りましたが、浅学非才の筆者を温かく、また辛抱強く見守り、現在に至るまで折に触れご教示ご助言を頂きました。心より謝意を表します。

東海大学工学部建築学科 藤井衛名誉教授、日本大学生産工学部建築工学科 川村政史元教授ならびにあけぼの産業株式会社 技術顧問 技術士 青木功氏には、各種委員会において貴重なご意見ご助言を頂きました。ここに感謝の意を表します。

旭化成ホームズ（株）営業設計部在職中に、本研究への取り組みの機会を与えてくださった、当時の営業設計本部 故森一彦本部長には、数々の便宜をお計らい頂き、厚く感謝の意を表します。また、本研究と一緒に取り組み、永きにわたりご協力ご支援を頂いてきた営業設計部時代の同僚である辻本善一氏、西尾聡史氏に深く感謝の意を表します。

最後に、終始御懇切なるご指導とご助言を賜りました足利大学工学部創生工学科 和田昇三名誉教授に心から感謝申し上げます。