

様々な粒度特性を有する砂質土に対する
溶液型薬液注入工法の適用性に関する研究

Study on Applicability
of Solution-Type Chemical Grouting Method
to Sandy Soils with Various Grain Size Characteristics

2024年9月

秋本哲平

目次

1	序論	1
1.1	地震による被害	1
1.2	液状化対策としての地盤改良工法	6
1.2.1	液状化対策工法	6
1.2.2	溶液型薬液注入工法	7
1.2.3	溶液型薬液注入工法の課題	8
1.3	研究目的	9
1.4	本論文の構成	10
	参考文献	11
2	薬液改良土の強震動に対する抵抗性の確認と設計への反映	15
2.1	概説	15
2.2	静的な強度変形特性	18
2.2.1	実施概要	18
2.2.2	実験結果	18
2.3	強震時の繰返しせん断特性	20
2.3.1	試験装置	20
2.3.2	中空ねじりせん断試験における応力の定義	21
2.3.3	中空ねじりせん断試験結果の整理方法	22
2.3.4	実施概要	25
2.3.5	一軸圧縮強さと液状化強度	27
2.3.6	せん断剛性と累積損失エネルギー	31
2.4	間隙水圧が残留した状態でのせん断強度	35
2.4.1	実施概要	36
2.4.2	軸差応力と有効応力経路	38
2.4.3	初期剛性とせん断強度	41
2.5	設計への反映	43
2.6	本章のまとめ	45
	参考文献	46
3	薬液改良土の強度発現メカニズムの解明	49
3.1	既往の研究	49
3.2	一軸圧縮強さの発現要因	51
3.2.1	実施概要	51
3.2.2	載荷速度依存性	60

3.2.3	2つの強度成分 (q_{u1} , q_{u2})	62
3.2.4	試験結果	64
3.2.5	q_{u1} の発現要因	70
3.2.6	q_{u2} の発現要因	72
3.2.7	飽和度の影響	75
3.3	本章のまとめ	83
	参考文献	84
4	土質試験結果から q_u を事前に推定する方法の提案	87
4.1	既往の研究	88
4.2	様々な地盤に対する強度推定方法	89
4.2.1	ガラスビーズを用いた薬液改良体の一軸圧縮試験	89
4.2.2	粒径の異なる砂質土を用いた薬液改良土の一軸圧縮試験	93
4.3	現地土の試験結果による提案式の検証	99
4.4	本章のまとめ	106
	参考文献	107
5	事後強度評価において一軸圧縮試験の適用が難しい土質の抽出	109
5.1	概説	109
5.2	土の物理的特性と試料採取率	110
5.2.1	検討内容	110
5.2.2	検討結果	111
5.3	試料採取方法の比較	114
5.3.1	試料採取箇所	114
5.3.2	試料採取方法	114
5.3.3	検討結果	116
5.4	サンプリング試料による評価	118
5.4.1	検討内容	118
5.4.2	検討結果	118
5.5	その他の評価手法	122
5.5.1	シリカ含有量増加分による一軸圧縮強さの推定	122
5.5.2	動的コーン貫入試験結果による一軸圧縮強さの推定	124
5.5.3	孔内載荷試験結果による一軸圧縮強さの推定	126
5.6	本章のまとめ	127
	参考文献	128
6	結論	129
7	謝辞	133
8	付録	135

8.1	繰返し中空ねじりせん断試験結果	135
8.2	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験結果	146
8.3	超小型間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験結果	152
8.4	圧裂引張り試験	157
8.5	飽和度の影響確認実験の試験結果	160

図目次

図 1-1	被災メカニズム	4
図 1-2	溶液型薬液注入工法の概念図	7
図 1-3	曲がり削孔工法による薬液注入の概念図	7
図 1-4	全体フローと各段階の課題	8
図 1-5	本論文の構成	10
図 2-1	未改良土の時刻歴の例	16
図 2-2	改良土の時刻歴の例	16
図 2-3	滑走路における曲がり削孔による地盤改良概念	17
図 2-4	未改良土と改良土の応力ひずみ関係	19
図 2-5	モールの応力円と破壊包絡線	19
図 2-6	中空ねじりせん断試験装置の概要と全景	20
図 2-7	中空ねじりせん断試験装置における応力状態	22
図 2-8	せん断応力ひずみ関係と有効応力経路（供試体 2(未改良土)）	27
図 2-9	せん断応力ひずみ関係と有効応力経路（供試体 19(濃度 11%改良)）	27
図 2-10	液状化強度曲線	28
図 2-11	一軸圧縮強さと最大過剰間隙水圧比	28
図 2-12	試験結果の時刻歴	29
図 2-13	R_{L20} と一軸圧縮強さの関係	30
図 2-14	繰返し回数とせん断剛性比の関係	32
図 2-15	繰返し回数とせん断剛性比の関係	32
図 2-16	正規化累積損失エネルギー（液状化強度未満の応力比による載荷）	33
図 2-17	正規化累積損失エネルギー（液状化強度以上の応力比による載荷）	34
図 2-18	せん断応力ひずみ関係（再掲）	34
図 2-19	有効応力経路の例（Case13）	37
図 2-20	軸ひずみと軸差応力の関係（ $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ ）	38
図 2-21	軸ひずみと軸差応力の関係（ $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ ）	38
図 2-22	軸ひずみと間隙水圧の関係（ $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ ）	39
図 2-23	有効応力経路（ $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ ）	40
図 2-24	有効応力経路（ $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ ）	40
図 2-25	残留過剰間隙水圧比と初期剛性の関係	42
図 2-26	モールの応力円と破壊包絡線の例（CSR=0.25）	42
図 2-27	CSR ごとの破壊包絡線	42
図 2-28	従来の設計基準強度の設定方法	44

図 2-29	提案した設計基準強度の設定方法	44
図 3-1	諏訪らの強度発現概念（文献 5）より抜粋	50
図 3-2	三軸試験での負圧発生の例（文献 7）より抜粋	50
図 3-3	使用材料の粒径加積曲線	53
図 3-4	供試体の概要図	55
図 3-5	供試体養生時の間隙水圧の時刻歴	59
図 3-6	応力ひずみ，間隙水圧ひずみ関係の例	61
図 3-7	載荷速度と一軸圧縮強さおよび最小間隙水圧の関係	61
図 3-8	2つの強度の設定方法	62
図 3-9	最大応力時の間隙水圧の算定例 1	63
図 3-10	最大応力時の間隙水圧の算定例 2	63
図 3-11	D_r と q_u の関係	64
図 3-12	D_{50} と q_{u1} の関係	65
図 3-13	D_{50} と q_{u2} の関係	65
図 3-14	D_r と q_{u2} の関係	66
図 3-15	D_r と q_{u1} の関係	66
図 3-16	発生負圧 σ_u と q_{u2} の関係	67
図 3-17	q_{u1} と q_{u2} が全体の強度に占める割合（砂の種類による比較）	68
図 3-18	q_{u1} と q_{u2} が強度に占める割合（珪砂 6 号）	69
図 3-19	q_{u1} と q_{u2} が強度に占める割合（濃度で比較）	69
図 3-20	σ_t と c_1 および q_{u1} の関係	70
図 3-21	q_{u1} の実測値と推定値の比較（方法①）	71
図 3-22	q_{u1} の実測値と推定値の比較（方法②）	71
図 3-23	発生負圧と q_{u2} の関係	72
図 3-24	q_{u2} の実測値と推定値の比較	73
図 3-25	実測 q_u と推定 q_u の比較（方法①）	74
図 3-26	実測 q_u と推定 q_u の比較（方法②）	74
図 3-27	飽和度確認結果	76
図 3-28	薬液改良土の構成	77
図 3-29	薬液飽和度 α と一軸圧縮強さ q_u の関係	78
図 3-30	薬液飽和度 α と負圧 σ_u の関係	78
図 3-31	薬液飽和度 α と q_{u2} の関係	79
図 3-32	薬液飽和度 α と q_{u1} の関係	80
図 3-33	q_u に占める q_{u1} と q_{u2}	81
図 3-34	負圧 σ_u と q_{u2} の関係	82
図 4-1	D_{50} と q_u の関係	88

図 4-2	ガラスビーズの粒径加積曲線	90
図 4-3	供試体作製概念図	90
図 4-4	呼び径と q_u の関係	92
図 4-5	比表面積と q_u の関係	92
図 4-6	使用材料の粒径加積曲線	94
図 4-7	S と q_u の関係	98
図 4-8	q_{uh} と係数 a の関係	98
図 4-9	現地土における S と q_u の関係 (低強度)	102
図 4-10	現地土における S と q_u の関係 (中強度)	103
図 4-11	現地土における S と q_u の関係 (高強度)	104
図 4-12	S を用いた推定 q_u と実測 q_u の比較	105
図 5-1	溶液型薬液注入工法の施工フロー	109
図 5-2	礫分含有率と試料採取率の関係	111
図 5-3	最大粒径と試料採取率の関係	112
図 5-4	平均粒径 D_{50} と試料採取率の関係	112
図 5-5	均等係数 U_c と試料採取率の関係	113
図 5-6	細粒分含有率 F_c と試料採取率の関係	113
図 5-7	トリプルサンプラー	115
図 5-8	GS サンプラー	115
図 5-9	採取方法による試料採取率の比較	117
図 5-10	採取方法による強度比の比較	117
図 5-11	試料採取率と強度比の関係	118
図 5-12	礫分含有率と強度比の関係	119
図 5-13	細粒分含有率 F_c と強度比の関係	119
図 5-14	平均粒径 D_{50} と強度比の関係	120
図 5-15	最大粒径と強度比の関係	120
図 5-16	シリカ含有量増加分と一軸圧縮強さの関係 (室内配合試験)	123
図 5-17	シリカ含有量増加分での推定 q_u と一軸圧縮試験による q_u の比較	123
図 5-18	N_d 値の増加分と一軸圧縮強さの関係	125
図 5-19	F_c と $f(F_c)$ の関係	125
図 5-20	降伏圧力と一軸圧縮強さの関係	126
図 6-1	強度推定を用いて適用範囲を算出した例	131
図 8-1	繰返し中空ねじりせん断試験 ケース A-1	135
図 8-2	繰返し中空ねじりせん断試験 ケース A-2	136
図 8-3	繰返し中空ねじりせん断試験 ケース A-3	136
図 8-4	繰返し中空ねじりせん断試験 ケース B-4	137

図 8-5	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース B-5	137
図 8-6	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース B-6	138
図 8-7	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース C-7	138
図 8-8	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース C-8	139
図 8-9	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース C-9	139
図 8-10	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース D-10	140
図 8-11	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース D-11	140
図 8-12	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース D-12	141
図 8-13	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース E-13	141
図 8-14	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース E-14	142
図 8-15	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース E-15	142
図 8-16	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース F-16	143
図 8-17	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース F-17	143
図 8-18	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース F-18	144
図 8-19	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース G-19	144
図 8-20	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース G-20	145
図 8-21	繰返し中空ねじりせん断試験	ケース G-21	145
図 8-22	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case1	146
図 8-23	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case2	147
図 8-24	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case3	147
図 8-25	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case4	147
図 8-26	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case5	148
図 8-27	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case6	148
図 8-28	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case7	148
図 8-29	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case8	149
図 8-30	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case9	149
図 8-31	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case10	149
図 8-32	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case11	150
図 8-33	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case12	150
図 8-34	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case13	150
図 8-35	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case14	151
図 8-36	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験	Case15	151
図 8-37	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 1	152
図 8-38	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 2	152
図 8-39	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 3	153
図 8-40	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 4	153

図 8-41	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 5	153
図 8-42	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 6	154
図 8-43	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 7	154
図 8-44	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 8	154
図 8-45	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 9	155
図 8-46	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 10	155
図 8-47	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 11	155
図 8-48	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 12	156
図 8-49	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 13	156
図 8-50	間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験	ケース 14	156
図 8-51	圧裂引張り試験	ケース 1	157
図 8-52	圧裂引張り試験	ケース 2	157
図 8-53	圧裂引張り試験	ケース 3	158
図 8-54	圧裂引張り試験	ケース 4	158
図 8-55	圧裂引張り試験	ケース 5	158
図 8-56	圧裂引張り試験	ケース 6	159
図 8-57	圧裂引張り試験	ケース 7	159
図 8-58	圧裂引張り試験	ケース 8	159
図 8-59	飽和度の影響確認実験	ケース 1-1	160
図 8-60	飽和度の影響確認実験	ケース 1-2	161
図 8-61	飽和度の影響確認実験	ケース 1-3	161
図 8-62	飽和度の影響確認実験	ケース 1-4	161
図 8-63	飽和度の影響確認実験	ケース 1-5	162
図 8-64	飽和度の影響確認実験	ケース 2-1	162
図 8-65	飽和度の影響確認実験	ケース 2-2	162
図 8-66	飽和度の影響確認実験	ケース 2-3	163
図 8-67	飽和度の影響確認実験	ケース 2-4	163
図 8-68	飽和度の影響確認実験	ケース 2-5	163

表目次

表 1-1	液状化対策としての地盤改良工法	6
表 1-2	課題解決の方向性	9
表 2-1	CD 三軸圧縮試験結果	18
表 2-2	実験ケース一覧（繰返し中空ねじりせん断試験）	25
表 2-3	一軸圧縮試験結果一覧	25
表 2-4	実験ケース一覧	36
表 3-1	使用薬液の配合	51
表 3-2	ホモゲル収縮量	52
表 3-3	使用材料の物理特性	53
表 3-4	一軸圧縮試験実施ケース	54
表 3-5	超小型間隙水圧計の設置有無による強度差	57
表 3-6	圧裂引張り試験の実施ケース	58
表 3-7	飽和度の影響確認実験 実施ケース	76
表 3-8	ホモゲルの含水比計測結果	77
表 4-1	ガラスビーズの物理特性	89
表 4-2	使用薬液配合	91
表 4-3	実験ケース	91
表 4-4	使用材料の物理特性	93
表 4-5	使用薬液の配合	94
表 4-6	実験ケース一覧	95
表 4-7	使用データ (1/2)	100
表 4-8	使用データ (2/2)	101
表 5-1	検討現場の土の物理特性一覧	110
表 5-2	土の物理特性と試料採取率の相関係数	111
表 5-3	強度比と物理特性の相関係数	121
表 6-1	本研究で得られた適用性に関する知見	131
表 8-1	繰返し中空ねじりせん断試験 実施ケース一覧	135
表 8-2	過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 実施ケース一覧	146
表 8-3	超小型間隙水圧計を埋め込んだ一軸圧縮試験 実施ケース一覧	152
表 8-4	圧裂引張り試験 実施ケース一覧	157
表 8-5	飽和度の影響確認実験 実施ケース一覧	160

写真目次

写真 1-1	新潟地震における液状化被害	1
写真 1-2	兵庫県南部地震における液状化被害と標準断面	2
写真 1-3	関東地方の液状化による被災状況	3
写真 1-4	液状化対策によって無被災だった箇所	3
写真 1-5	北海道胆振東部地震による被災状況	4
写真 1-6	内灘町での液状化による被災状況	5
写真 2-1	試験器具と試験状況	26
写真 2-2	試験後の状態（供試体 17(濃度 8%)）	34
写真 3-1	ホモゲル収縮量確認用の試験体	52
写真 3-2	超小型間隙水圧計と一軸圧縮試験後の供試体	56
写真 3-3	一軸圧縮試験状況	56
写真 3-4	圧裂引張り試験後の状況	58
写真 3-5	載荷速度 0.04%/min の載荷状況	60
写真 3-6	薬液と試料の混合状況	75
写真 3-7	ホモゲルの含水比計測	77
写真 4-1	アルカリ性の試料を用いた供試体	102
写真 4-2	不均質な試料を用いた供試体	104

1 序論

1.1 地震による被害

我が国は地震大国であり、古くから地震による被害に見舞われてきた。構造物の被害に著しい影響を与える液状化現象は、1964年の新潟地震¹⁾を契機に精力的な研究が始まったとされている。

新潟地震は、新潟県下越沖を震源とするマグニチュード7.5、最大震度5を観測した地震である。写真1-1(a)に示す川岸町アパートは、液状化現象の影響により、地震後30分程度で建物が80度回転し転倒した²⁾。写真1-1(b)に示す昭和大橋は、地震終了から数分後に落橋したとされており、周辺地盤の永久変位は、最大で8mに達したとされている。この地震を契機に実施された液状化現象のメカニズムを解明するための研究により、液状化の予測法が示され、液状化対象範囲に対して液状化対策が実施された。

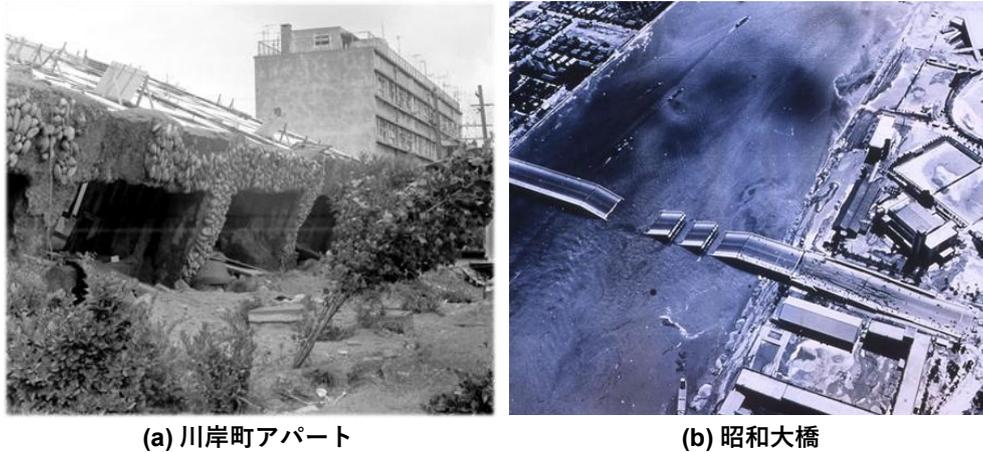


写真 1-1 新潟地震における液状化被害³⁾

しかしながら、1995年に発生した兵庫県南部地震により、耐震対策がなされたビルが倒壊し、橋脚が破壊するなど、大規模な被災が発生した。兵庫県南部地震は、淡路島北部を震源とするマグニチュード7.3、最大震度7を観測した直下型の地震である。写真1-2に兵庫県南部地震における液状化被害と標準断面を示す。港湾や埋立地での液状化被害⁴⁾が特徴的であり、重力式岸壁の被災原因を解明するために、現地の詳細な調査、水中振動台による実験および有効応力解析による数値シミュレーションが実施され^{5), 6)}、被災原因の第一は過大な慣性力と土圧による影響とされている。また、検討の対

象とされていなかった礫質地盤や置換砂として使用されたまさ土における液状化が確認されており、液状化検討の対象となる土質が大きく拡大した。この被災経験から、新たに設計で考慮すべき地震動レベルとしてレベル2地震の概念が導入され、液状化に対してもレベル2に対応した設計が要求された。レベル1地震動に対しては、全ての施設に対して健全な機能を損なわない性能が求められた。レベル2地震動に対しては、地震後の緊急物資輸送や経済活動継続のための幹線貨物輸送の観点から耐震性能を強化する必要がある耐震強化施設に対して、損傷が軽微であり、地震後に速やかに機能の回復が行える状態であることが求められた⁷⁾。こういった設計基準の改訂に伴い、地盤の液状化対策として様々な地盤改良工法が開発されている。

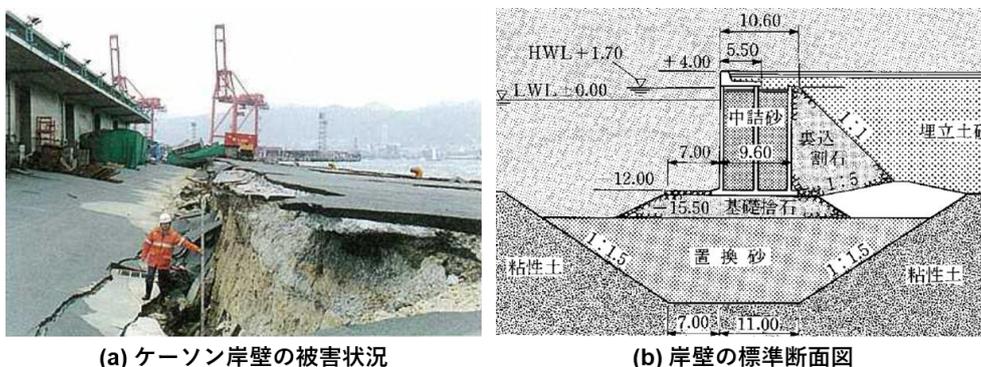


写真 1-2 兵庫県南部地震における液状化被害と標準断面⁴⁾

2011 年には、東北地方太平洋沖地震が発生した。三陸沖を震源とするマグニチュード 9.0、最大震度 7 を観測した地震であり、地震に伴う大津波や火災などにより死者・行方不明者は 2 万 2,318 名とも言われている大災害を引き起こしている。大津波による被害が甚大であったが、広範囲にわたる液状化の被害も報告されている⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾。写真 1-3(a)には千葉県浦安市の被災状況としてマンホールの浮き上がり¹¹⁾、写真 1-3(b)には東京都江東区新木場の被災状況として駐車場における噴砂を示す。東北地方全県での液状化被害⁸⁾はもちろんのこと、震央から約 380km 離れた関東地方でも液状化の被害が発生している。また、本震から 30 分後には、マグニチュード 7.7 の大きな余震が発生しており¹²⁾、本震で上昇した間隙水圧が消散する前に余震が発生したことで、液状化被害が拡大した可能性が指摘されている¹³⁾¹⁴⁾。

一方、溶液型薬液注入工法によって改良された仙台塩釜港の岸壁や仙台空港滑走路では、無被害であったことが報告されている(写真 1-4(a)¹⁵⁾(b))。仙台塩釜港近辺では、最大加速度 623gal が観測されており、設計で想定した以上の地震動に対しても有効であったことが確認されている。



(a) 千葉県浦安市の被災状況



(b) 東京都江東区新木場の被災状況

写真 1-3 関東地方の液状化による被災状況



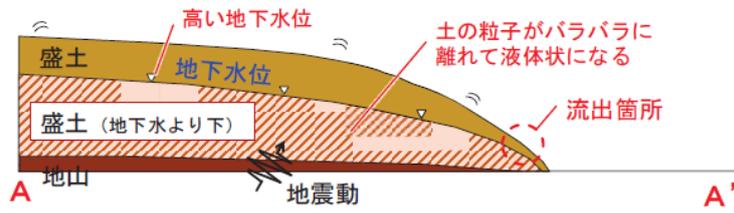
(a) 仙台塩釜港高松ふ頭岸壁



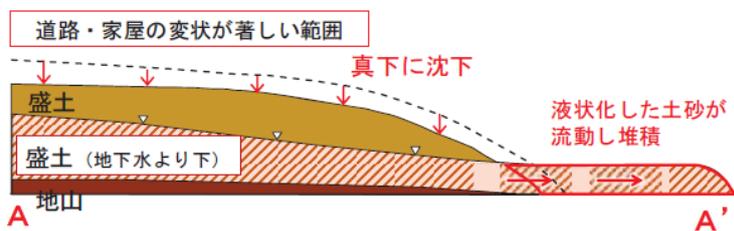
(b) 仙台空港B滑走路

写真 1-4 液状化対策によって無被災だった箇所

2018年には、北海道胆振地方中東部を震源とするマグニチュード6.6、最大震度7を観測した北海道胆振東部地震が発生した。札幌市清田区里塚地区では液状化に伴う土砂流動により、大きな被害が発生した。この地区は、1979年に火山灰質土で造成された谷埋盛土であり、緩く傾斜した沢に沿って土砂が流動し、盛土上部では最大4m程度の沈下が発生し、盛土の末端部では土砂が噴出した。図1-1に被災メカニズム¹⁶⁾、写真1-5に被災状況¹⁷⁾を示す。街区内の約140の宅地のうち100を超える家屋・住宅に被害が発生するなど、甚大な被害であったが、約2年間で復旧工事を完了している。宅地直下の地盤改良は、溶液型薬液注入工法が採用されているため、住民が居住した状況下で施工が可能であったため、早期の復旧が実現した。



地震により、造成前の緩く傾斜した沢に沿って盛土された土層で、地下水位以下の層において液状化が発生



液状化した土砂が帯状に流動し、盛土部の端部（法尻）で噴出。盛土部においては大規模な沈下が生じ、その下流（被災地区の北東）方向では大量の土砂が堆積した

図 1-1 被災メカニズム¹⁶⁾



(a) 盛土造成部の沈下状況



(b) 盛土末端部の土砂噴出状況

写真 1-5 北海道胆振東部地震による被災状況¹⁷⁾

2024 年には、能登半島地震が発生した。石川県能登地方を震源とするマグニチュード 7.6、最大震度 7 を観測した地震である。この地震により、輪島市西部では、最大 4m 程度の隆起、最大 2m 程度の西向きの変動、珠洲市北部で最大 2m 程度の隆起、最大 3m 程度の西向きの変動が発生したとされている。液状化も広範囲で発生しており、住宅被害は、石川・富山・新潟の 3 県で 1 万件を超えるとみられている¹⁸⁾。写真 1-6 には、内灘町での液状化被災状況¹⁸⁾を示す。ビルが地面にめり込み、近くでは地割れが数本確認されたほか、地面が水平方向に変動したとみられている。一部では液状化に起因して土砂流動が発生し、12m ほど水平変位した住宅も見られた¹⁸⁾。

このように我が国においては、古くから大地震が頻繁に発生し、地震によって発生する液状化現象は、人々の暮らしに大きな影響を与えてきた。



写真 1-6 内灘町での液状化による被災状況¹⁸⁾

1.2 液状化対策としての地盤改良工法

1.2.1 液状化対策工法

液状化対策として適用される地盤改良工法を表 1-1 に示す。対策の原理から、ここでは5種類に大別した。地盤を締め固める工法は、地盤内に砂杭を圧入することや地盤に振動を与えることにより、地盤の密度を増加させる工法である。記載した4工法のうち、サンドコンパクションパイル工法は我が国で最も実績が多い工法である。固結工法は、セメント等の安定材や薬液を用いて地盤を固化する工法である。締め固め工法に比べてコストアップとなるが、確実性が高い工法である。排水工法は、地下水を低下させる工法と地震が発生した際に上昇する過剰間隙水圧を消散させる工法がある。どちらも安価な工法であるが、地下水位低下工法はポンプを常に稼働させる必要があるため、ランニングコストがかかること、水圧消散工法は、消散時の排水に伴う沈下が発生することに留意する必要があるといった課題がある。置換工法は、液状化する恐れがある土を非液状化材料に置き換える工法であり、置換材料の品質や掘削土の処分場所、処分方法に留意する必要がある。せん断変形抑制工法は、剛性の高い連続壁やシートパイルによって液状化対象地盤を囲うことでせん断変形を抑制する工法である。壁の下端となる非液状化層や壁を打設する際に障害物が無いことを確認する必要がある。

表 1-1 液状化対策としての地盤改良工法

対策原理	工法の一般的名称	工法概要
締め固め	サンドコンパクションパイル工法	砂杭の強制圧入と振動で緩い砂を締め固める
	ロッドコンパクション工法	振動棒により締め固める
	静的締め固め工法	静的な砂杭構築やグラウト注入により地盤を締め固める
	重錘落下締め固め工法	重錘落下時の衝撃により緩い砂を締め固める
固結	深層混合処理工法	安定材と土を機械によって攪拌して固化させる
	高圧噴射攪拌工法	安定材と土を高圧噴射によって攪拌して固化させる
	薬液注入工法	水ガラス等の薬液を地盤に注入して固化させる
	事前混合処理工法	安定剤と土の混合物を対象箇所に打設して固化させる
排水	地下水位低下工法	地下水位を低下させて液状化を防止する
	間隙水圧消散工法	地盤内に透水性の高い材料を打設して間隙水圧を早期に消散させる
置換	置換工法	地盤を砕石等に置き換えて液状化を防止する
変形抑制	せん断変形抑制工法	対象地盤を剛性が高い壁で囲うことにより地盤の変形を抑制する

1.2.2 溶液型薬液注入工法

液状化対策工法として、様々な工法が開発されているが、既設構造物直下地盤の液状化対策に限定した場合、施工できる工法が限られる。前項で示した地盤改良工法は、土の構造を変化させて地盤を強化する工法が多く、周辺構造物への影響が大きいため、既設構造物付近での施工が困難である。既設構造物直下の液状化対策を目的として開発された工法が、溶液型薬液注入工法である。恒久性を有する薬液を地盤に低圧で注入し、間隙水と置き換えることによって地盤を固化する工法であり、土粒子骨格を壊すことなく地盤改良が行えるため、周辺地盤への影響が少なく、既設構造物直下の地盤改良が可能である（図 1-2）。薬液注入工法は、1950年代から掘削工事の補助工法等の仮設工法として使用されてきたが、液状化対策工法として使用するには、薬液の耐久性と浸透性に課題があった。耐久性については、米倉ら¹⁹⁾が室内試験レベルで問題ないことを確認しており、林ら²⁰⁾は16年前の施工現場から採取した試料にてほとんど強度低下しないことを確認した。現在では38年前の施工現場から採取した試料にて、ほとんど強度低下しないことが確認されている²¹⁾。浸透性については、善ら²²⁾が、薬液のゲルタイムを長くすることで、直径4m程度の改良体が形成できることを実規模実験で証明している。このように液状化対策を目的として開発された溶液型薬液注入工法²³⁾、²⁴⁾は、2024年現在において500件以上の実績を有しており、国外の文献²⁵⁾でも紹介されている。また、近年では、曲がり削孔工法²⁶⁾（図 1-3）も開発されており、直射削孔では改良が困難であった空港滑走路のような広大な既設構造物直下地盤の改良も可能となり、適用範囲を広げている。

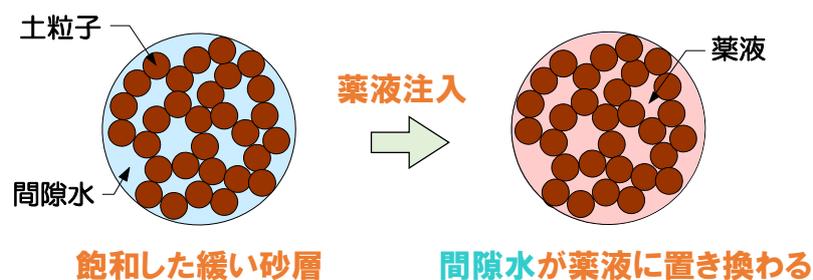


図 1-2 溶液型薬液注入工法の概念図

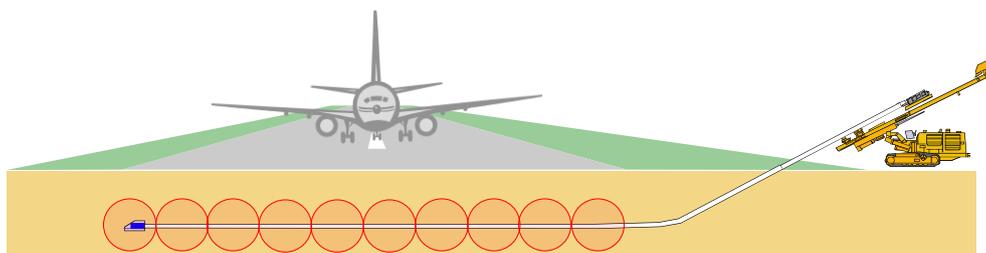


図 1-3 曲がり削孔工法による薬液注入の概念図

1.2.3 溶液型薬液注入工法の課題

溶液型薬液注入工法を適用する際の全体フローを図 1-4 に示す。溶液型薬液注入工法は、液状化対策として、これまでに多くの実績を有しているものの、近年発生した東北地方太平洋沖地震（2011 年）、熊本地震（2016 年）、北海道胆振東部地震（2018 年）および能登半島地震（2024 年）では、震度 7 が観測されるなど、今後ますます入力レベルが大きくなっていくレベル 2 地震動に対しての適用性は定かでない。また、地震動が大きくなると、均質な砂質地盤だけでなく、粘土混じり砂や礫混じり砂といった不均質な地盤も改良対象となる。これまでの地震により、多くの土質で液状化が確認されていることから、液状化の検討において対象外となる層が非常に少なくなっており、例えば「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では、実質的に透水係数が 3cm/s 以上の場合のみが検討対象外となっている。したがって、礫混じり砂は液状化対象層となることが多く、溶液型薬液注入工法では強度が発現しにくい²⁷⁾²⁸⁾ことが課題となっている。また、シルトや粘土混じり砂の場合、地盤の透水係数が低いため、土粒子骨格を壊さない浸透注入が困難となり²⁹⁾、薬液が脈状に入っていく割裂注入³⁰⁾となることも課題である。

薬液改良土の液状化強度は、繰返し載荷時に発生するひずみの大きさを評価されているため、薬液改良土の特徴である粘り強さを適切に評価できていないと考えられる。したがって、設計時の設計基準強度の設定や地震応答解析時のパラメータ設定にも課題がある。

また、溶液型薬液注入工法は、セメント系固化材を用いた地盤改良に比べて低強度の地盤改良工法であるため、特に礫混じり砂では、施工後の品質確認のための試料採取時に乱れが生じやすく、改良強度を適切に評価できない^{31),32)}ことも課題である。工法の適用性の判断が難しいことや事後調査で改良効果を適切に評価できないこと等を原因として、過去には隠蔽やデータ改ざんといった不正が発覚している^{33),34)}。

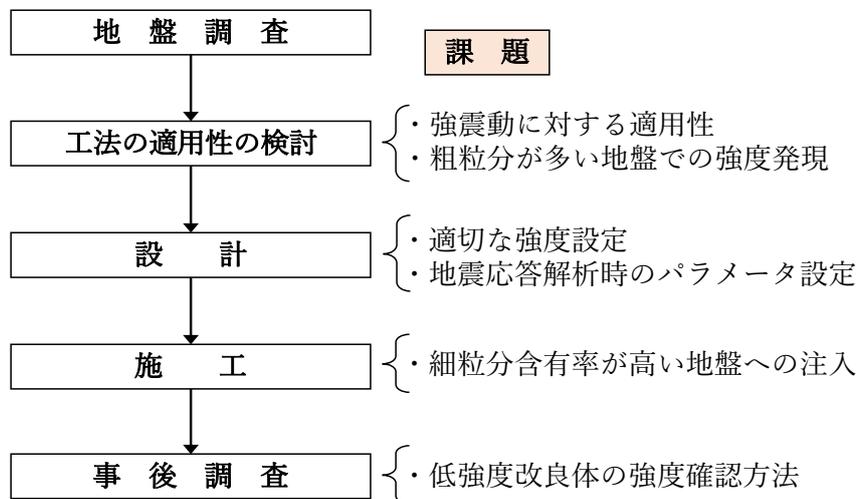


図 1-4 全体フローと各段階の課題

1.3 研究目的

前節で指摘した溶液型薬液注入工法の課題の解決策を表 1-2 に示す。強震動に対する適用性を確認するためには、薬液改良土の強震動に対する抵抗性を確認する必要がある。粗粒分が多い地盤では強度発現に課題があるが、薬液改良土の強度発現メカニズムを把握し、土質条件から強度を推定することができれば、対象地盤に対する工法の適用性を事前に判断することが可能である。細粒分含有率が高い地盤に対する注入に関しては、注入材料や注入方法に関する検討が必要であるが、本研究で取り組む課題とはしておらず、今後取り組むべき研究課題とした。設計における課題については、強度や地震応答解析時のパラメータの設定を適切に行う必要がある。そのためには、薬液改良土の変形挙動を把握し、適切な評価方法を導き出す必要がある。事後調査においては、低強度改良体に対し、改良強度を適切に評価できる方法について検討する必要がある。

以上より、本研究では、以下を目的とする。

- ・近年増加している強震動に対する薬液改良土の抵抗性の確認
- ・薬液改良土の強度発現メカニズムを把握し、土質条件から簡易に改良強度を推定する方法の提案
- ・繰返しせん断に対する薬液改良土の変形特性を把握し、薬液改良土を適切に評価する方法の提案
- ・低強度改良土に対する事後調査方法の提案

表 1-2 課題解決の方向性

段階	課題	解決策
適用性	強震動に対する適用性	→強震動に対する抵抗性確認
	粗粒分が多い地盤での強度発現	→強度発現メカニズム把握 →土質条件から強度推定
施工	細粒分含有率が高い地盤への注入	→注入材料, 注入方法の検討
設計	適切な強度設定	→薬液改良土の変形挙動把握
	地震応答解析時のパラメータ設定	
事後調査	低強度改良体の強度確認方法	→事後調査方法の提案

1.4 本論文の構成

本論文を構成する第2章から第6章までの内容を以下に概述する。

第2章では、強震動に対する薬液改良土の抵抗性を確認するため、中空ねじりせん断試験で高応力比での繰返し载荷を実施し、その挙動を確認した。また、過剰間隙水圧が上昇した状態の非排水せん断強度も確認した。

第3章では、強度発現メカニズムを解明するため、内部に超小型間隙水圧計を埋め込んだ供試体を用いて一軸圧縮試験を実施し、载荷に伴い発生する間隙水圧の挙動を確認することで、強度発現の要素を特定し、その要素を用いて、強度推定式について定式化した。

第4章では、様々な地盤に対する工法の適用性を判断するため、3章で得られた知見を活用し、地盤条件から改良後の強度を推定する実用的な式を提案し、これまでの施工事例に基づいて現地土の試験結果でその式の妥当性を確認した。

第5章では、地盤改良後の事後調査において、様々な地盤に対しても適切な評価を実施するための事後調査方法を提案している。

第6章では、本研究によって得られて成果を取りまとめた。

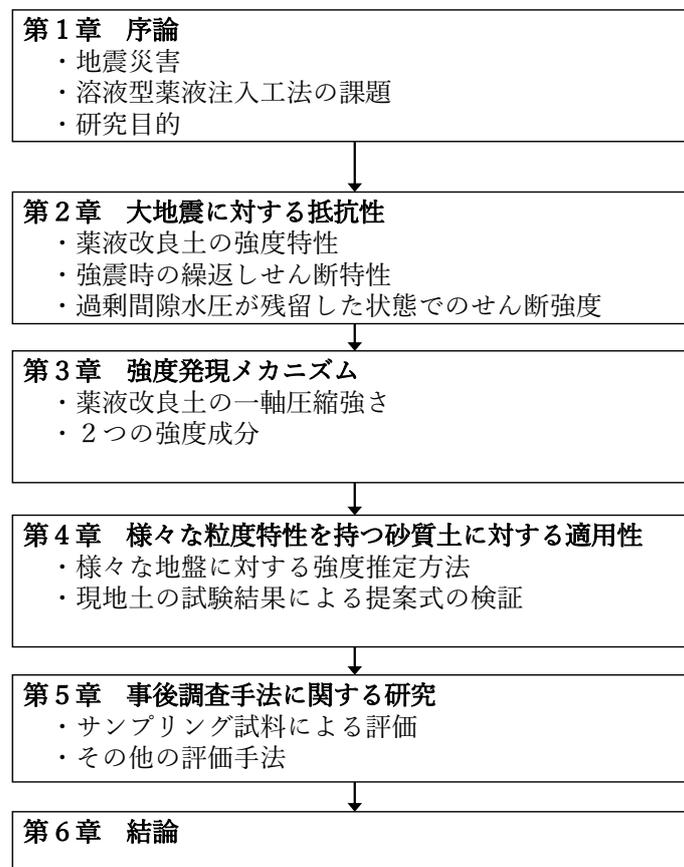


図 1-5 本論文の構成

参考文献

- 1) 土木学会：昭和 39 年新潟地震被害調査報告書，1966.
- 2) 森伸一郎，高橋嘉樹：液状化メカニズム・予測法と設計法 2，兵庫県南部地震とそれ以降の地震の液状化被害（その 1），土と基礎，Vol.50, No.5, pp.49-53, 2002.
- 3) 地盤工学会：1964 年新潟地震液状化被害ビデオ・写真集，2004.
- 4) 井合進：ケーソン式岸壁の被害の特徴，土木学会誌，Vol.80, No.7, pp.46-49, 1995.
- 5) 一井康二，井合進，森田年一：兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の有効応力解析，港湾技術研究所報告，Vol.36, No.2, pp.41-86, 1997.
- 6) 菅野高弘，三藤正明，及川研：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その 6）ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験，港湾技術資料，No.813, pp.207-252, 1995.
- 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 11 年 4 月，p.258, 1999.
- 8) 若松加寿江，先名重樹：2011 年東北地方太平洋沖地震による東北地方の液状化発生と土地条件，日本地震工学会論文集，No.14, Vol.2, pp.124-143, 2014.
- 9) 若松加寿江，先名重樹：2011 年東北地方太平洋沖地震による関東地方の液状化発生と土地条件，日本地震工学会論文集，No.15, Vol.2, pp.25-44, 2015.
- 10) 若松加寿江，先名重樹，小澤京子：2011 年東北地方太平洋沖地震による液状化発生の特徴，日本地震工学会論文集，No.17, Vol.1, pp.43-62, 2017.
- 11) 安田進，原田健二：東京湾における液状化被害，地盤工学会誌，No. 59, Vol. 7, pp. 38-41, 2011.
- 12) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会：平成 23 年度浦安市液状化対策技術検討調査報告書，2012.
- 13) 福武毅芳，張至鎬：2011 年東北地方太平洋沖地震における浦安地区の地盤の有効応力解析による検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 68, No. 4, pp. I_293-I_304, 2012.
- 14) 上田恭平，井澤淳，室野剛隆，井合進：余震の発生が地盤の液状化挙動に及ぼす影響に関する解析的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 70, No. 4, pp. I_578-I_585, 2014.
- 15) 林健太郎，秋本哲平：東北地方太平洋沖地震による液状化対策地盤の被災状況，土木学会第 67 回年次学術講演会，pp. 629-630, 2012.
- 16) 佐々木将仁，須志田健，櫻井英文，川尻峻三，渡部要一：平成 30 年北海道胆振東部地震で被災した札幌市清田区里塚地区の市街地復旧，土木学会論文集 F4（建設マネジメント），Vol. 77, No. 2, pp. I_70-I_89, 2021.
- 17) 公益社団法人地盤工学会：平成 30 年度北海道胆振東部地震による地盤災害調査団

最終報告書，2019.

- 18) NHK 災害列島 命を守る情報サイト：能登半島地震の特徴と原因は？最大震度 7 の揺れと津波，特集記事，2024.
(https://www3.nhk.or.jp/news/special/saigai/select-news/20240108_03.html)
- 19) 米倉亮三，島田俊介：薬液注入における長期耐久性の研究，土と基礎，Vol.40, No.12, pp.17-22, 1992.
- 20) 林健太郎，吉川立一，島田俊介，藤澤伸行，飯尾正俊：非アルカリシリカによる改良地盤の耐久性に関する現地調査，土木学会第 53 回年次学術講演会，pp. 586-587, 1998.
- 21) 秋本哲平，林健太郎，山本敦，林田晃，井本英一，小島謙一，島田俊介：非アルカリシリカ(シリカライザー)による改良地盤の耐久性に関する現地調査-その 2-，第 16 回地盤工学会関東支部発表会，pp. 148-149, 2019.
- 22) 善功企，山崎浩之，林健太郎，吉川立一，藤澤伸行，名越崇：薬液注入による液状化防止工法—新潟実証実験報告—，第 32 回地盤工学研究発表会，pp.2347-2348, 1997.
- 23) Yamazaki, H., Hayashi, K. and Zen, K. : New liquefaction countermeasure based on pore water replacement, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.4, pp.2741–2744, 2006.
- 24) Hayashi, K. and Kusumoto, S. : A Method to Countermeasure the Liquefaction Beneath the Existing Structures, WAVE Nippon, Vol.16, pp.12-15, March 2002.
- 25) I. M. IDRIS and R. W. BOULANGER : SOIL LIQUEFACTION DURING EARTHQUAKES, pp.178-179, 2008.
- 26) Takano, S., Hayashi, K., Zen, K. and Rasouli, R. : Controlled curved drilling technique in the permeation grouting, Advances in Transportation Geotechnics 3, The 3rd, International Conference on Transportation Geotechnics, 2016.
- 27) 風間広志，社本康広，桂豊，天利実：特殊シリカ系薬液注入による改良地盤の液状化強度の評価法—(その 3) 礫混じり砂の液状化強度特性—，土木学会第 61 回年次学術講演会，pp. 253-254, 2006.
- 28) 石塚幸太郎，齋藤和寿，秋本哲平，仙頭紀明：浸透固化改良土の粒径と強度の関係，土木学会第 74 回年次学術講演会，III-505, 2019.
- 29) 日韓建設工業新聞社：新訂 正しい薬液注入工法—この一冊ですべてがわかる— 社団法人日本グラウト協会 編，p.231, 2007.
- 30) Jawarski, G. W., Duncan, J. M. and Seed, H. B. : Laboratory study of hydraulic fracturing, ASCE, GT6, pp.713-732, 1981.
- 31) 渡部要一，金子崇，佐々真志：サンゴ礫混じり土の力学特性—高品質試料のせん断特性に対する支配パラメーター—，港湾空港技術研究所報告，Vol.55, No.3, p.9,

September 2016.

- 32) 菅野高弘, 善功企, 末政直晃, 春日井康夫, 山崎浩之, 林健太郎, 澤田俊一, 遠藤敏雄, 加藤幸輝, 中川大, 規矩大義, 山口恵美, 藤井紀之, 馬場香奈江, 藤井照久, 高田圭太: 液状化対策として薬液を注入した地盤の原位置調査による強度評価法, 港湾空港技術研究所資料, No.1366, 2020.
- 33) 日経BP社: 日経コンストラクション, No.641, pp.14-17, 2016.
- 34) 日経BP社: 日経コンストラクション, No.645, pp.30-43, 2016.

2 薬液改良土の強震動に対する抵抗性の確認と設計への反映

2.1 概説

近年、東北地方太平洋沖地震(2011)、熊本地震(2016)、北海道胆振東部地震(2018)など、震度7を超える非常に強い地震が多数発生しており、液状化による被害も多く認められている。また、各種の設計基準においても耐震検討時には大きな設計地震動を用いる傾向にあり、液状化対策として地盤改良を実施する際にも高い強度が求められる傾向にある。

後藤ら¹⁾によると、「液状化」は「狭義の液状化」と「広義の液状化」の2種類の解釈があり、一般的に用いられる「液状化」は「狭義の液状化」であるとされている。「狭義の液状化」は、地震の繰返しせん断力などによって、飽和した緩い砂や砂礫からなる地盤の過剰間隙水圧が上昇し、有効応力がゼロまで低下し液体状となることとされている。一方、「広義の液状化」は、密な砂や砂礫および粘性土を含めた地盤において、地震を含む種々の外力によって有効応力が低下し、有害な沈下や変形などが起こる現象とされている。本研究での「液状化」は、「狭義の液状化」を対象としている。

液状化に対する土の強さは、液状化強度によって評価される。液状化強度を算定する際の液状化発生の有無を判断する方法は、過剰間隙水圧比で定義する方法と、発生するひずみで定義する方法がある。我が国における液状化強度は、非排水繰返し三軸試験における $R_{L20,5\%}$ 、すなわち繰返し回数20回で両振幅軸ひずみが5%に達する時のせん断応力比で評価されることが一般的である。これは、既存の液状化事例と非液状化事例の境界を最もよく表現しており、構造物の被害と密接な関係があると考えられているためである²⁾。緩詰め砂質土を対象として、液状化強度特性を求めるための繰返しせん断試験(液状化試験)を実施すると、一定の繰返し応力が作用しているにもかかわらず、繰返し回数が少ない場合にはほとんどひずみが発生せず、ある回数あたりからひずみが急増する(図2-1)。このひずみが急増して両振幅軸ひずみ5%を超える時点と過剰間隙水圧比が0.95を超える時点は概ね等しい^{3),4)}ことから、液状化状態の判断基準を両振幅軸ひずみ5%に設定することは、ある程度妥当であると考えられる。しかし、粘性土に対して同様の試験を実施すると、緩詰め砂質土のようにひずみが急増することはなく、徐々にひずみが増加する傾向を示すが、過剰間隙水圧比は、両振幅軸ひずみが5%を超えても0.95を超えないことがある⁵⁾。このような状態を液状化と判断することはないが、ひずみで判定すると、粘性土であっても液状化したと判断されることになる。溶液型薬液注入によって改良された試料(薬液改良土)に対して実施した液状化試験の結果の例を図2-2に示す。上記の粘性土と同様に、繰返し回数が少ない時点からひずみが発生するものの、その後は徐々に増加する傾向を示し、ひずみが急増するような傾向

は見られない^{5),6)}。また、過剰間隙水圧比も同様に繰返し载荷初期から蓄積していくもの、両振幅軸ひずみが5%を超えても0.95を超えず、最終的に0.95以上とならない場合がほとんどである^{5),6)}。しかし、現状では薬液改良土の液状化の判断も砂質土と同様に軸ひずみ5%で行われている⁷⁾ため、薬液注入による改良効果の特徴である靱性を十分に評価できていないものと考えられる。

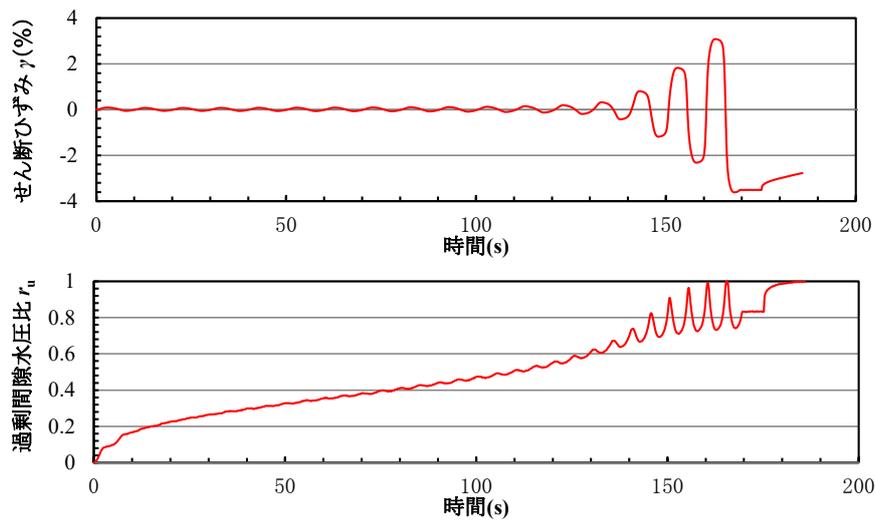


図 2-1 未改良土の時刻歴の例

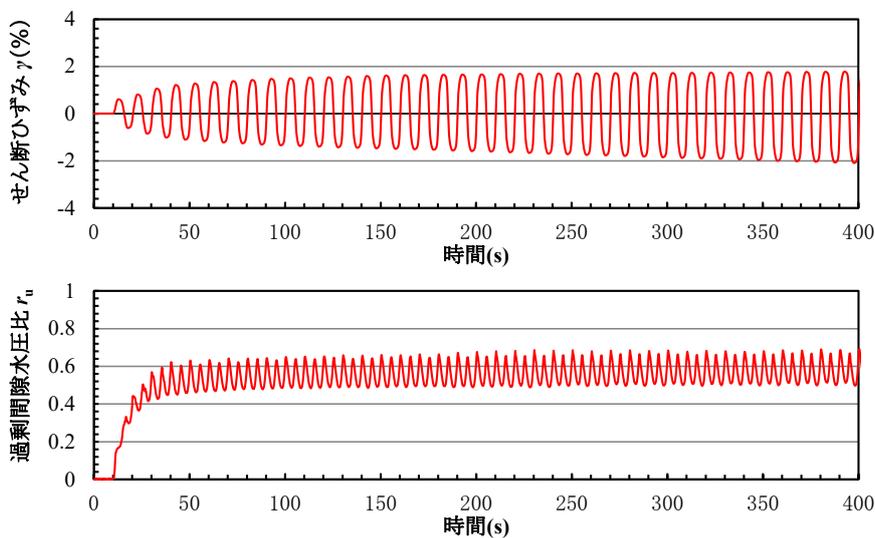


図 2-2 改良土の時刻歴の例

大島ら⁸⁾の研究では、薬液改良土に対して定ひずみ非排水繰返し三軸試験を実施し、低シリカ濃度薬液による改良であっても繰返し载荷に対して粘り強い材料であることを示しているが、定ひずみの繰返し载荷100回の試験であり、軸ひずみ0.2%と0.5%で実施していることから、強震時のひずみレベルまでの評価を行えているかは疑問が残る。

そこで本章では、強震時を想定して高いせん断応力比の液状化強度試験を実施し、薬液改良土の繰返しせん断に対する抵抗性を確認することにより、薬液改良土にも適用できる合理的な液状化の判断方法について検討した。

現在の基準では、改良地盤の液状化判定を実施する場合、改良地盤の液状化強度比が必要になることから、液状化の判断基準を適切に設定することは非常に重要である。一方で、改良地盤は、液状化しないと判断された場合であっても過剰間隙水圧はある程度まで上昇し、有効応力が低下するため、地震直後でも供用が求められる施設の耐震性能評価では、強度低下を伴った状態の強度を適切に評価する必要がある。その例として、空港滑走路の地震時の支持力に対する検討が挙げられる。

強い地震動が発生した地域では、被災直後から救援物資の補給が必要となる。救援物資の輸送手段は、陸上輸送、海上輸送、航空輸送が考えられるものの、航空輸送が最も迅速に遠方からの輸送が可能である。また、道路や鉄道を使用する場合、長距離に及ぶ耐震対策が必要であるが、航空輸送の場合、滑走路や空港の一部の対策により輸送が可能となる。したがって、地震直後における滑走路の性能を確保することは非常に重要な災害対策であり、我が国の主要空港である東京国際空港、福岡空港、新千歳空港、仙台空港等においては薬液注入による液状化対策が実施されている（図 2-3）。

強い地震動が滑走路に作用すると、地盤内の過剰間隙水圧が上昇し、しばらくの間、残留することが懸念されている。そのため、緊急物資輸送時の支持力検討は、過剰間隙水圧が残留した状態における地盤の強度を想定して実施されている¹⁰⁾。強震動が作用すると、薬液改良した地盤であっても過剰間隙水圧が残留した状態で滑走路を使用することが想定される。そこで、本章では、薬液改良土に対して繰返し載荷を行い、発生した過剰間隙水圧を残したまま非排水三軸圧縮試験（CUB 試験）を実施することで、過剰間隙水圧が残留した状態における非排水状態での強度変形特性についても確認した。

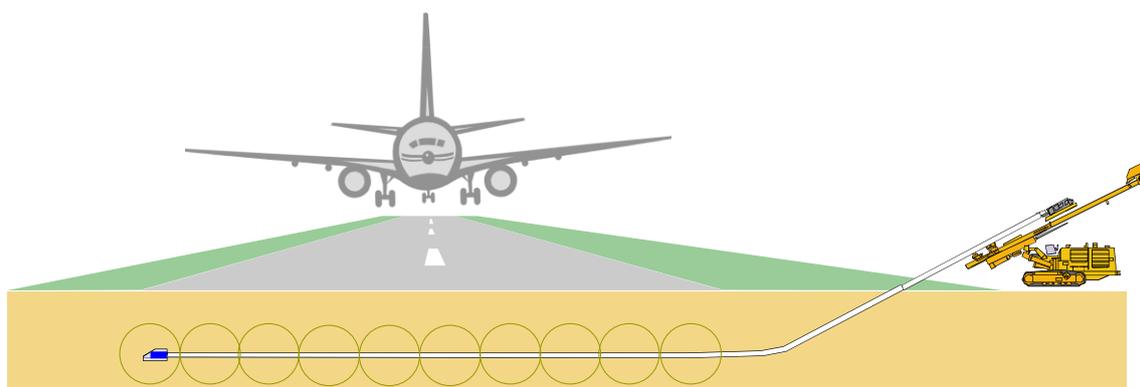


図 2-3 滑走路における曲がり削孔による地盤改良概念

2.2 静的な強度変形特性

2.2.1 実施概要

過剰間隙水圧が上昇していない状態の薬液改良土の強度特性を確認するため、薬液改良土に対して圧密排水三軸圧縮試験（CD 試験）を実施し、未改良土の結果と比較した。試料は東北珪砂 6 号を使用し、相対密度 $D_r=60\%$ に設定した。改良土の薬液は、溶液型活性シリカ系グラウト「エコシリカ I」のシリカ濃度 6% を用いており、薬液の中に珪砂を落下させる方法（水中落下法）で供試体を作製した。3 供試体を用いて実施した一軸圧縮試験による平均一軸圧縮強さ q_u は 138kN/m^2 であった。

2.2.2 実験結果

表 2-1 に試験結果一覧、図 2-4 に応力ひずみ関係を示す。どちらの試料においても載荷初期に圧縮されるものの、載荷の進捗に伴って膨張に転じている。軸差応力は、供試体が膨張し始めてから最大値に達している。改良土は未改良土に比べて軸差応力が大きくなっており、明確なピークを示している。また、変形係数も大きくなっていることがわかる。

図 2-5 にモールの応力円と破壊包絡線を示す。改良土は、未改良土と比較して内部摩擦角 ϕ_d が 2.4° 、粘着力 c_d が 8.3kN/m^2 大きくなった。表 2-1 には、 $q_u = 2 c_d \cdot (\tan(45 + \phi/2))$ で算定した換算 q_u を示している。一軸圧縮試験で測定した q_u よりも 50% 程度小さくなっている。これは、載荷速度の違いによるものと考えられる。一軸圧縮試験の載荷速度は、 $1\%/min$ であるが、改良土の CD 試験は $0.1\%/min$ で実施している。CD 試験では極力負圧の影響を少なくするために載荷速度を遅くしたが、その影響により、換算 q_u が小さくなったものと考えられる。載荷速度の影響については、3.2.2 で詳述する。

表 2-1 CD 三軸圧縮試験結果

供試体 No.	未改良土			改良土		
	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
圧密応力 σ'_c kN/m^2	50	100	200	50	100	200
背圧 u_b kN/m^2	100	100	100	100	100	100
圧縮強さ $\sigma_a - \sigma_r$ kN/m^2	173	338	633	229	426	759
軸ひずみ ϵ_{af} %	6.55	6.28	8.93	4.99	4.40	6.48
体積ひずみ ϵ_{vf} %	-2.14	-1.79	-1.91	-2.91	-1.81	-2.31
変形係数 E_{50} MN/m^2	16.2	21.6	27.2	33.1	36.9	46.7
粘着力 c_d kN/m^2	6.3			14.6		
内部摩擦角 ϕ_d $^\circ$	37.2			39.6		
換算 q_u kN/m^2	-			62.1		
一軸圧縮強さ q_u kN/m^2	-			138		

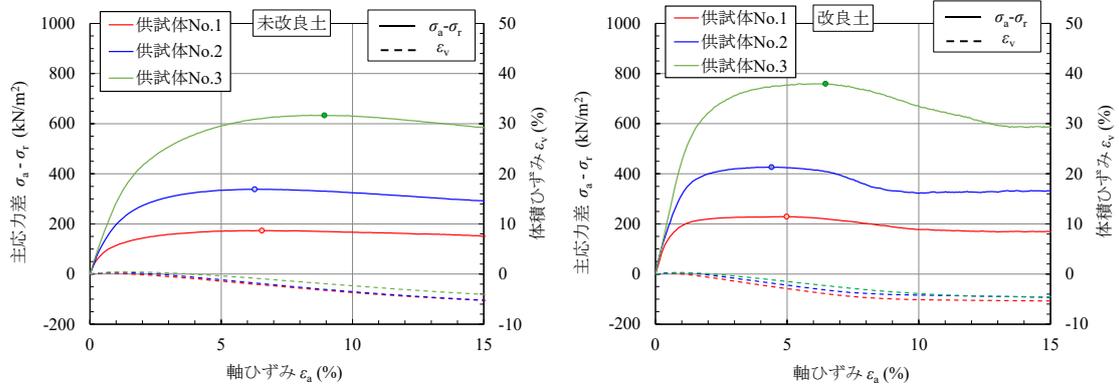


図 2-4 未改良土と改良土の応力ひずみ関係

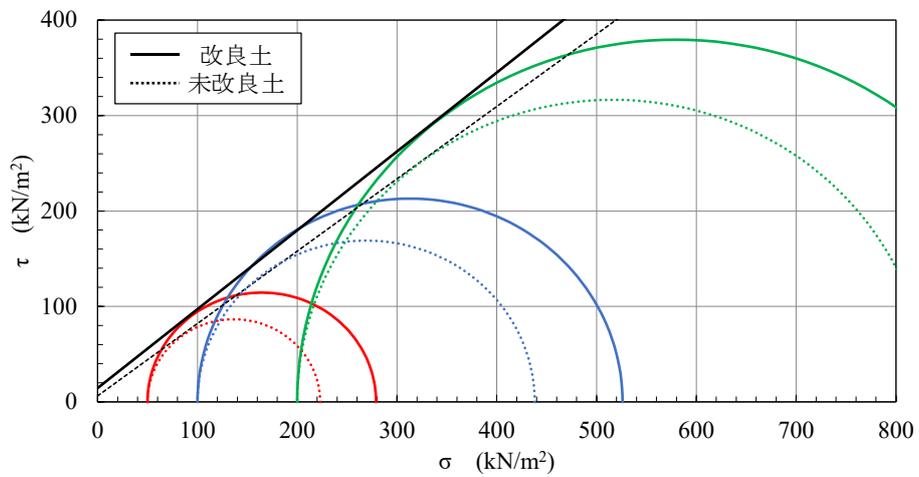


図 2-5 モールの応力円と破壊包絡線

2.3 強震時の繰返しせん断特性

強震時の繰返しせん断特性を確認するためには、高い応力比での繰返し载荷が必要となるものの、液状化試験として一般的に実施されている繰返し非排水三軸試験（JGS-0531）では、供試体の強度が高くなるほど過剰間隙水圧上昇による軟化ではなく、引張破壊（ネッキング破壊）を生じることが報告されている^{5),12)}。繰返し三軸試験の繰返し応力振幅比は、有効拘束圧 σ'_0 と軸差応力 σ_d から $\sigma_d / 2\sigma'_0$ で示され、繰返し応力振幅比 0.5 以上においては、 $\sigma_d \geq \sigma'_0$ となるため、伸張時は供試体に引張力を载荷する必要がある。しかしながら、供試体上端面とキャップは固定されておらず、メンブレンを介して引張力を载荷することになるため、液状化時の強度変形特性を適切に評価できているか疑問が残る。そこで、本節では、繰返し中空ねじりせん断試験にて高い繰返し応力比を载荷することにより、強震時のせん断挙動を確認した。

2.3.1 試験装置

本研究で用いた中空ねじり試験装置の概要図を図 2-6 に示す。中空ねじりせん断試験（Hollow cylindrical torsional simple shear test）は供試体の上端又は下端にトルクを加えてねじることにより、供試体全体にせん断変形を与える直接せん断試験の一種である。具体的には、供試体に鉛直応力を加え、側面からゴム膜を介して外部セル圧と内部セル圧を水圧により与えた後に、供試体の下端を固定し、上端よりせん断応力を与える。従って、せん断応力は滑らかに上端から下端へと伝達され、均一なせん断応力分布が実現できる。

また、他の直接せん断試験装置に比べ、①供試体側面応力状態が明確である、②水平・鉛直方向にせん断応力を伝達することで均一なせん断応力分布を実現できる、③実地盤が受ける応力状態に近い条件を再現できる、等の特徴を有している。

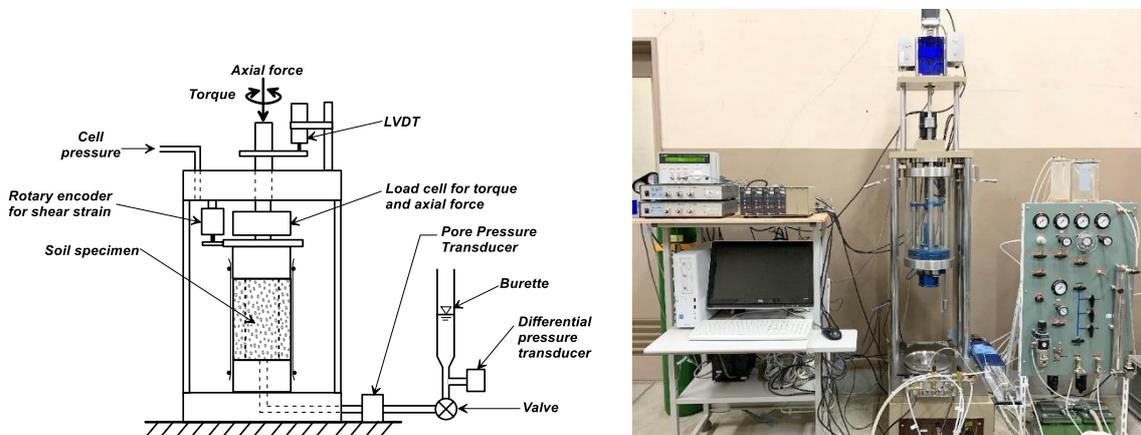


図 2-6 中空ねじりせん断試験装置の概要と全景

2.3.2 中空ねじりせん断試験における応力の定義

ここでは、中空ねじりせん断試験における応力の定義を示す。図 2-7 に軸力 P 、ねじり力 T 、外圧 p_0 及び内圧 p_i が作用している中空円筒供試体を示す。等方圧力条件とするため、 p_0 は p_i に等しいものとする。

平均有効軸応力 σ'_a (kPa) は式(2.1)で算出される。

$$\sigma'_a = \frac{W}{\pi(r_0^2 - r_i^2)} + \sigma_r \quad (2.1)$$

ここに、 W ：ロードセルで測定される荷重(N)、 r_0 ：圧密後の外半径 (cm)、 r_i ：圧密後の内半径 (cm) である。なお、圧縮を正とし、等方状態ではゼロである。

半径方向有効応力 σ'_r (kPa)、円周方向有効応力 σ'_t (kPa) は式(2.2)で算出される。

$$\sigma'_r = \frac{p'_0 r_0 + p'_i r_i}{r_0 + r_i} \quad (2.2)$$

$$\sigma'_t = \frac{p'_0 r_0 + p'_i r_i}{r_0 - r_i} \quad (2.2)$$

τ_{at} (kPa) は式(2.3)で算出される。

$$\tau_{at} = \frac{3T}{2\pi(r_0^3 - r_i^3)} \times 10 + \Delta\tau_{atm} \quad (2.3)$$

ここに、 T ：トルク (cm・N)、 τ_{atm} ：メンブレン張力による応力(kPa) である。なお、本研究ではメンブレン張力の補正を行っていない。

平均有効応力 p' (kPa) は式(2.4)で算出される。

$$p' = \frac{\sigma'_a + \sigma'_r + \sigma'_t}{3} \quad (2.4)$$

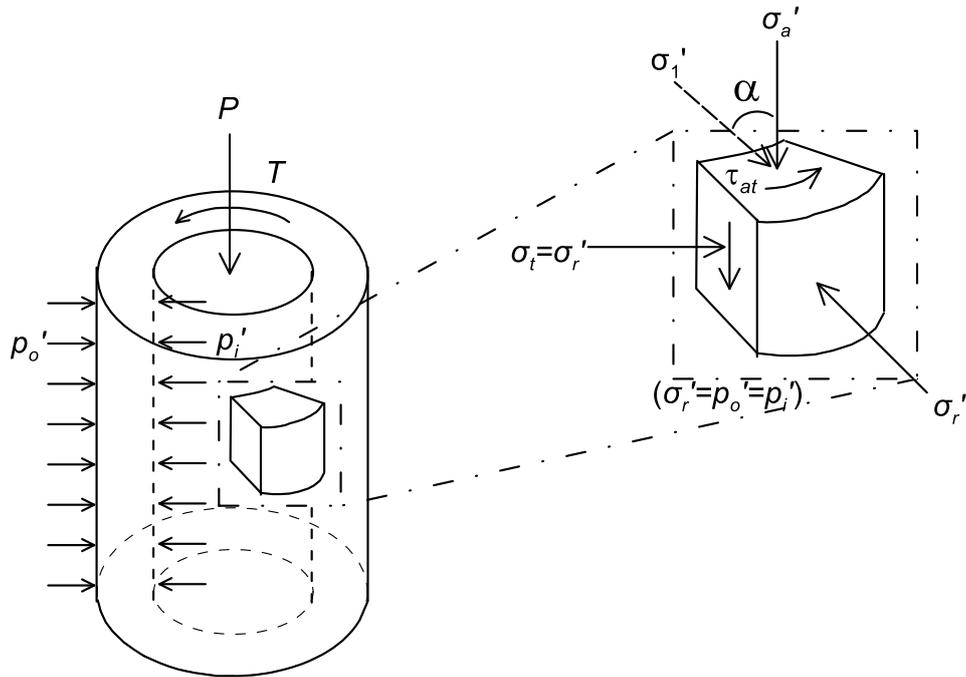


図 2-7 中空ねじりせん断試験装置における応力状態

2.3.3 中空ねじりせん断試験結果の整理方法

圧密前の供試体体積 $V_0(\text{cm}^3)$ は式(2.5)で算出される.

$$V_0 = V_i - \Delta V_i \quad (2.5)$$

ここに, V_i : 供試体の初期体積 (cm^3), ΔV_i : 初期状態から圧密前までに生じた供試体の体積変化量 (cm^3)である.

圧密前の供試体高さ $H_0(\text{cm})$ は式(2.6)で算出される.

$$H_0 = H_i - \Delta H_i \quad (2.6)$$

ここに, H_i : 供試体の初期高さ (cm), ΔH_i : 初期状態から圧密前までに生じた供試体の軸変位量 (cm)である.

圧密前の供試体の外径 $D_{o0}(\text{cm})$ と内径 $D_{i0}(\text{cm})$ は式(2.7)と式(2.8)算出される.

$$D_{o0} = D_{oi} + \sqrt{\frac{(1 - \varepsilon_{vi})}{(1 - \varepsilon_{ai})}} \quad (2.7)$$

$$D_{i0} = D_{ii} + \sqrt{\frac{(1 - \varepsilon_{vi})}{(1 - \varepsilon_{ai})}} \quad (2.8)$$

ここに、 D_{oi} ：供試体の初期外径(cm)、 D_{ii} ：供試体の初期内径(cm)、 ε_{vi} ：初期状態からの圧密前までに生じた体積ひずみ($\Delta V_i / V_i$)、 ε_{ai} ：初期状態からの圧密前までに生じた軸ひずみ($\Delta H_i / H_i$)である。

圧密後の供試体体積 V_c (cm³)は式(2.9)で算出される。

$$V_c = V_o - \Delta V_c \quad (2.9)$$

ここに、 ΔV_c ：圧密による体積変化量 (cm³)である。

圧密後の供試体高さ H_c (cm)は式(2.10)で算出される。

$$H_c = H_o - \Delta H_c \quad (2.10)$$

ここに、 ΔH_c ：圧密による軸変位量 (cm)である。

圧密後の供試体断面積 A_c (cm²)は式(2.11)で算出される。

$$A_c = \frac{V_c}{H_c} \quad (2.11)$$

圧密後の供試体の外径 D_{oc} (cm)と内径 D_{ic} (cm) は式(2.12)と式(2.13) で算出される。

$$D_{oc} = D_{o0} + \sqrt{\frac{(1 - \varepsilon_{vc})}{(1 - \varepsilon_{ac})}} \quad (2.12)$$

$$D_{ic} = D_{i0} + \sqrt{\frac{(1 - \varepsilon_{vc})}{(1 - \varepsilon_{ac})}} \quad (2.13)$$

ここに、 ε_{vc} ：圧密による体積ひずみ($\Delta V_c / V_o$)、 ε_{ac} ：圧密による軸ひずみ($\Delta H_c / H_o$)である。

せん断過程時に供試体に生じる軸ひずみ ε_a は式(2.14) で算出される。

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_c} \times 100 \quad (2.14)$$

ここに、 ΔH ：せん断過程で発生した軸変位量 (cm)である。

せん断過程時の供試体の外径 D_o (cm)と内径 D_i (cm)は、式(2.15)と式(2.16)で算出さ

れる.

$$D_o = D_{oc} \times \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{1-\varepsilon_a}{100}\right)}} \quad (2.15)$$

$$D_i = D_{ic} \times \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{1-\varepsilon_a}{100}\right)}} \quad (2.16)$$

せん断過程時に供試体に生じるせん断ひずみ γ (%) は式(2.17)で算出される.

$$\gamma = \frac{\Delta\theta(r_o + r_i)}{2H} \times 100 \quad (2.17)$$

ここに, $\Delta\theta$: 供試体の回転角 (rad), r_o : 供試体の外半径 (cm) ($D_o/2$), r_i : 供試体の内半径 (cm) ($D_i/2$), H : 供試体高さ (cm) ($H_c - \Delta H$)である.

ゴムスリーブ張力によるせん断応力の補正量 $\Delta\tau_m$ (kN/m²) は式(2.18)で算出される.

$$\Delta\tau_m = \frac{2E_m t_m (r_o^3 + r_i^3)}{(r_o^3 - r_i^3)(r_o + r_i)} \times \frac{\gamma}{100} \quad (2.18)$$

ここに, E_m : ゴムスリーブのヤング率 (kN/m²), t_m : ゴムスリーブの厚さ (cm)である.

せん断応力 τ_m (kN/m²) は式(2.19)で算出される.

$$\tau_m = \frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} \times 10 - \Delta\tau_m \quad (2.19)$$

ここに, T : ねじり力 (N·cm)である. なお, 本研究ではメンブレン張力による補正を行っていない.

2.3.4 実施概要

使用した試料は珪砂 5 号であり、土粒子の密度 $\rho_s=2.642\text{g/cm}^3$ 、平均粒径 $D_{50}=0.43\text{mm}$ 、細粒分含有率 $F_c=1.5\%$ 、均等係数 $U_c=2.1$ の均質な砂である。実施した実験ケース一覧を表 2-2 に示す。未改良土も含めて 7 ケース (21 供試体) の実験を実施しており、各ケースで 3 つの繰返しせん断応力比 (CSR) を設定した。試験用の供試体は、モールド内に薬液を投入し、その中に乾燥させた砂を水中落下させて作製した (以降、水中落下法とする)。使用した薬液は、特殊シリカ、硬化材および酸性の反応剤からなる溶液型活性シリカ系グラウトである。砂の相対密度は $D_r=60\%$ に調整し、14 日以上養生して試験を実施した。一軸圧縮試験は、直径 5cm、高さ 10cm の供試体とし、繰返し中空ねじりせん断試験は、外径 7cm、内径 3cm、高さ 10cm の供試体を作製した。表 2-2 における平均 q_u を算定した際の一軸圧縮試験結果を表 2-3 に示す。室内で作製した供試体であっても多少のばらつきが確認されている。

表 2-2 実験ケース一覧 (繰返し中空ねじりせん断試験)

実験ケース	供試体番号	シリカ濃度	CSR	平均 q_u (kN/m ²)	実験ケース	供試体番号	シリカ濃度	CSR	平均 q_u (kN/m ²)
A	1	0 (未改良)	0.15	—	E	13	8	0.58	164
	2		0.18			14		0.78	
	3		0.20			15		0.78	
B	4	4	0.29	22	F	16	8	0.75	122
	5		0.36			17		0.93	
	6		0.46			18		1.15	
C	7	6	0.59	86	G	19	11	0.79	274
	8		0.65			20		0.99	
	9		0.68			21		1.11	
D	10	6	0.56	85					
	11		0.65						
	12		0.75						

表 2-3 一軸圧縮試験結果一覧

実験ケース	供試体番号	q_u (kN/m ²)		実験ケース	供試体番号	q_u (kN/m ²)	
		値	平均値			値	平均値
B	①	20	22	E	①	163	164
	②	25			②	162	
	③	23			③	169	
C	①	72	86	F	①	117	122
	②	92			②	125	
	③	92			③	126	
D	①	63	85	G	①	263	274
	②	105			②	258	
	③	86			③	301	

繰返し中空ねじりせん断試験では、供試体の端面整形での乱れの影響により、供試体端面とキャップやペDESTALとの接続部周辺にせん断変形が集中する変形の局所化が懸念された。そこで供試体の上下端面に石膏を塗布し、キャップおよびペDESTALとの一体化につとめた。中空ねじり試験で一般的に使用されるリブ付きのポーラスストーンでは石膏を塗布するとポーラスストーンが目詰まりが発生する恐れがあったため、ポーラスストーンの上にステンレス製のリブ付きプレートを取り付けた(写真 2-1 a)。プレートに埋め込まれたリブは、等間隔に6枚配置し、高さは2mm、厚さは1.4mmである。供試体の上下端面には、幅や高さがリブとほぼ等しい溝を入れて、石膏でプレートと固定した。供試体を設置した後、 10kN/m^2 で予備圧密を行い、二酸化炭素と脱気水を通して背圧 100kN/m^2 を載荷した。供試体外周に写真 2-1 b)に示す濾紙を設置して供試体を飽和させており、B値は、95%以上を確保している。圧密条件は、等方および有効拘束圧 100kN/m^2 とした。繰返しせん断は、非排水条件で応力制御とし、周波数 0.1Hz で実施した¹³⁾。写真 2-1 b)は、せん断ひずみが6.9%の試験状況であり、両振幅せん断ひずみが最大で10%以上となったケースDの供試体11である。三軸圧縮試験で懸念された引張力によるネッキング破壊は生じておらず、変形の局所化も認められないことから、全体的にせん断変形していることがわかる。

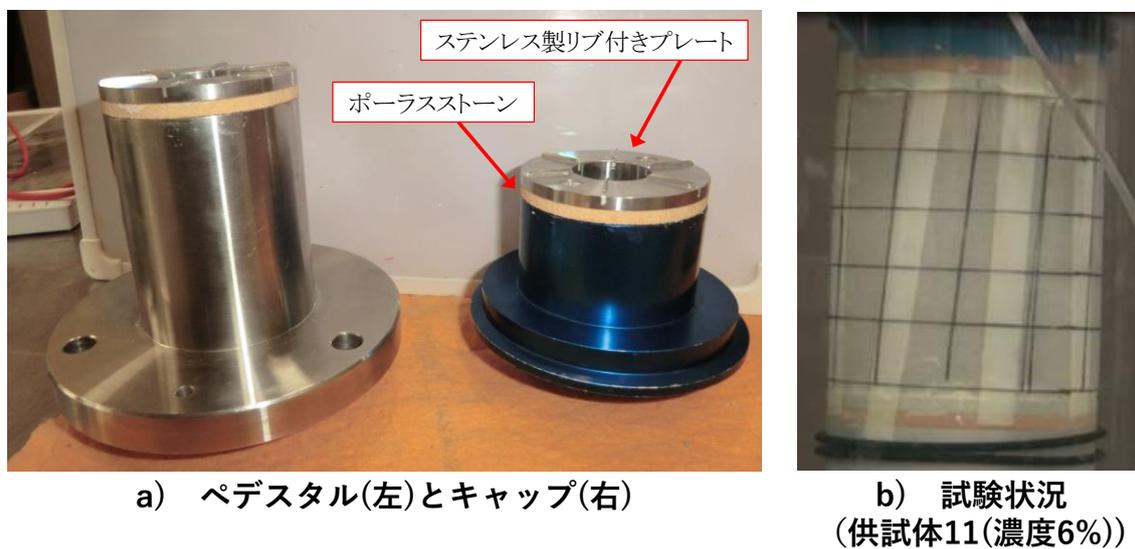


写真 2-1 試験器具と試験状況

2.3.5 一軸圧縮強さと液状化強度

図 2-8、図 2-9 に試験結果の一例として、供試体 2 (未改良) と供試体 19 (シリカ濃度 11%改良) の応力ひずみ関係と有効応力経路を示す。平均 q_u が 274kN/m^2 であるシリカ濃度 11%の改良供試体であってもせん断応力比 (CSR) 0.79 という高い応力比で繰返し載荷すると、3%程度のせん断ひずみが発生する。しかし、未改良砂のような急激なひずみの増加は見られず、ねばり強い挙動を示す。有効応力経路では、未改良砂の有効応力はゼロに至り完全に液状化状態に達しているが、改良砂の有効応力は徐々に減少していくものの、約 40kN/m^2 残留しており、液状化状態には至っていないことがわかる。

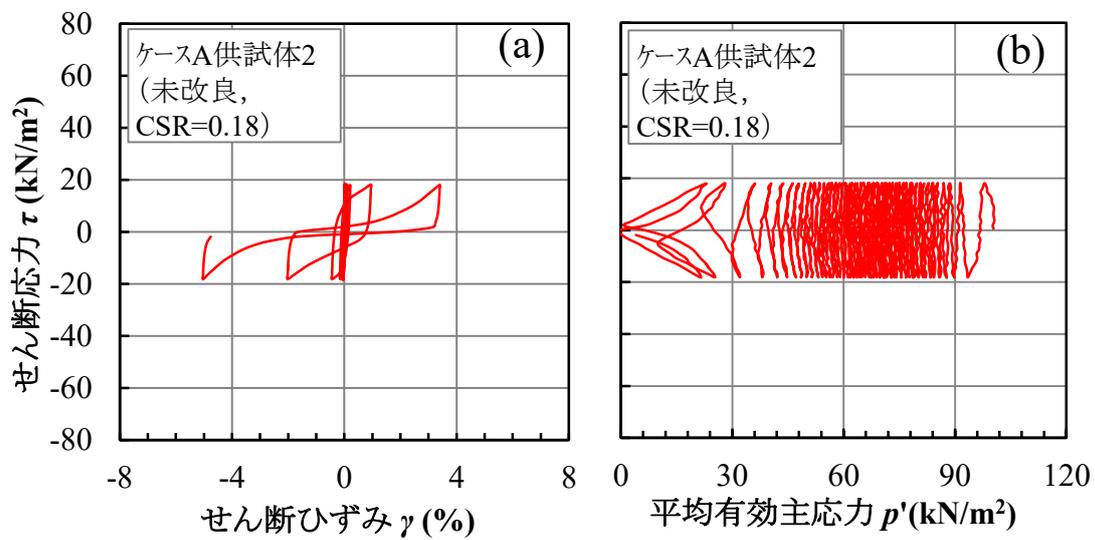


図 2-8 せん断応力ひずみ関係と有効応力経路 (供試体 2(未改良土))

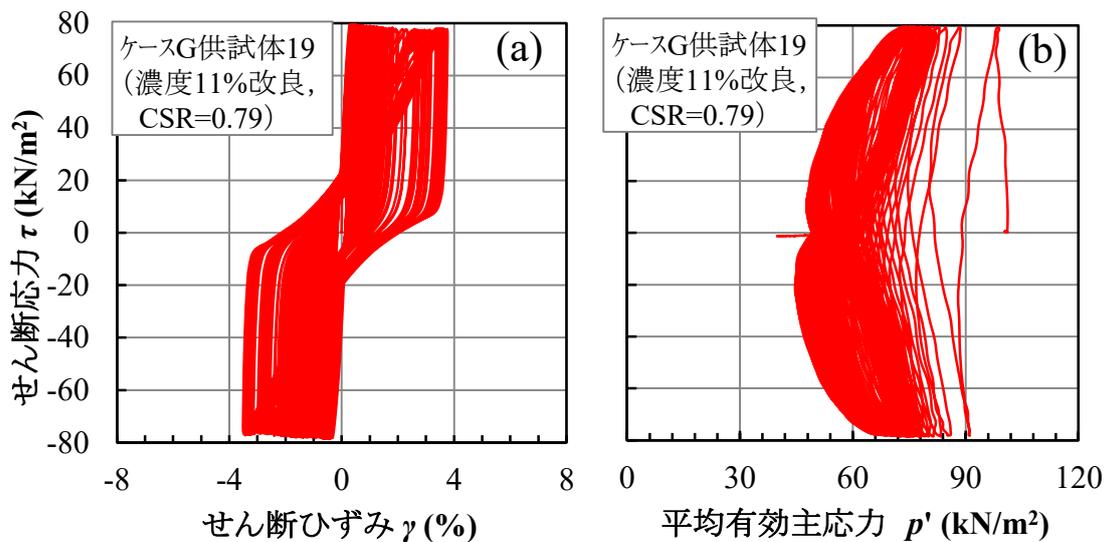


図 2-9 せん断応力ひずみ関係と有効応力経路 (供試体 19(濃度 11%改良))

図 2-10 に各ケースにおける液状化強度曲線を示す。ここでは、両振幅軸ひずみ 5% に相当する両振幅せん断ひずみ(DA)7.5%で判定している。繰返し载荷は 100 回以上を目安として実施したが、110 回で DA=7.5%に達しなかったものは、マーカの塗りつぶしを無くし、110 回より右側に破線枠で囲って示している。薬液のシリカ濃度が高いほど液状化強度 (R_{L20}) は大きくなっており、シリカ濃度 4%で未改良の約 2 倍、6%で約 3 倍、8%で約 4 倍、11%で約 5 倍の液状化強度となっており、強度増加の効果を得られていることがわかる。

図 2-11 に一軸圧縮強さと最大過剰間隙水圧比($r_{u\max}$)の関係を示す。未改良砂の最大過剰間隙水圧比は、0.95 を超えて 1.0 に達しているが、改良による一軸圧縮強さの上昇とともに最大過剰間隙水圧比は低下し、 q_u が 200kN/ m²を超えると 0.7 程度となることが $r_{u\max}$ の低下傾向より読み取れる。さらに、 q_u が 122kN/ m²以上の改良砂は、過剰間隙水圧比が 0.95 未満となっており、 q_u が 86kN/ m²以下の改良砂は、過剰間隙水圧比 0.95 以上となる供試体が存在することから、両者の境界付近の $q_u=100$ kN/ m²程度が $r_{u\max}$ で液状化を判断する場合の閾値となっており、 q_u がそれ以上あれば非液状化と見なすことができる。

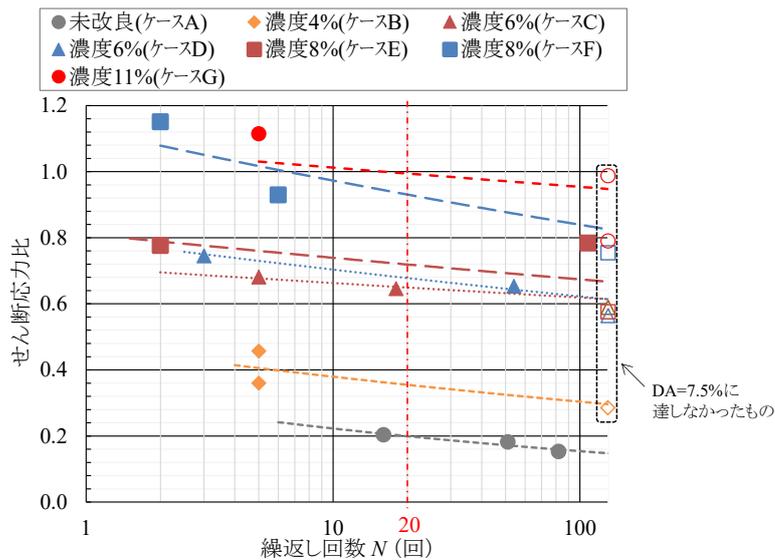


図 2-10 液状化強度曲線

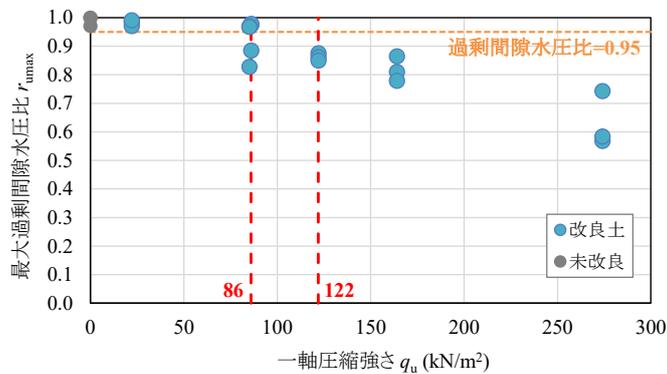
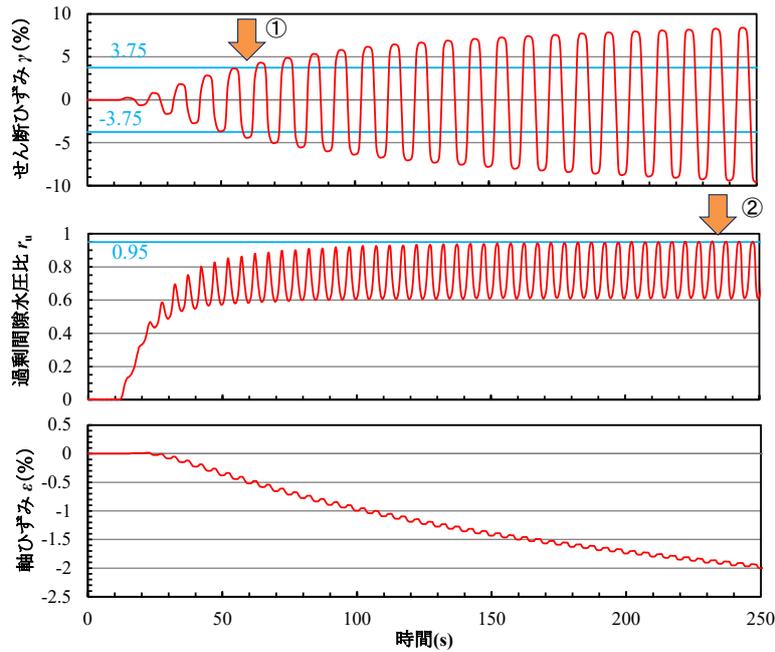
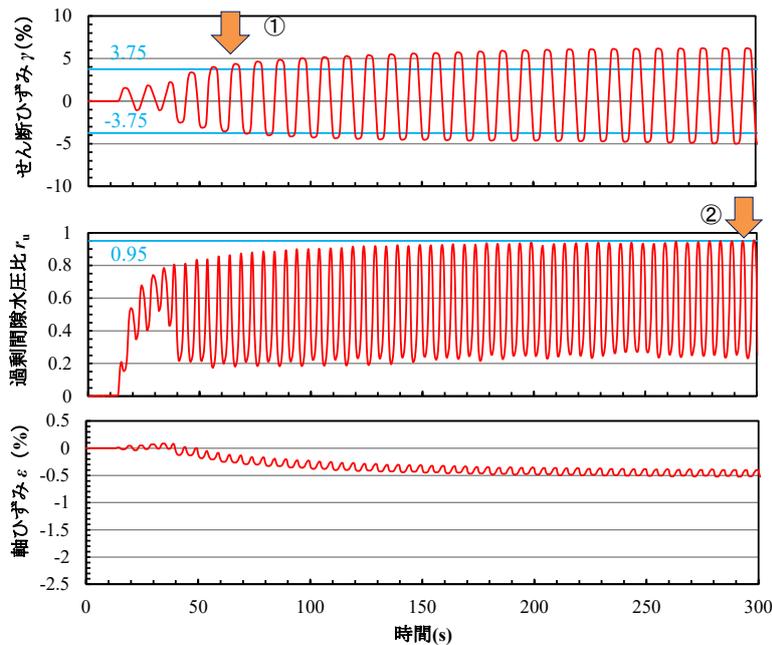


図 2-11 一軸圧縮強さと最大過剰間隙水圧比

図 2-12 に試験結果の時刻歴を示す。(a)がシリカ濃度 4%で改良した供試体 5 (CSR=0.36) であり, (b)がシリカ濃度 6%で改良した供試体 9 (CSR=0.68) の結果である。供試体 5 と 9 は, DA が 7.5%に達しており, 最大過剰間隙水圧比も 0.95 以上を示していることから, 両方の定義から液状化と判断されるケースである。しかしながら, せん断ひずみで判断した場合, 図中①に示す 5 回での液状化と判断され, 過剰間隙水圧比で判断した場合, 図中②の 20 回以上と判断されるため, 判断方法によってその判定回数は大きく異なっている。



(a) 供試体5(濃度4%改良)



(b) 供試体9(濃度6%改良)

図 2-12 試験結果の時刻歴

図 2-13 に液状化強度比 (R_{L20}) と一軸圧縮強さ (q_u) の関係を示す。液状化強度は、図 2-10 より、繰返し回数 20 回に相当するせん断応力比をケースごとに算定したものである。ここでは、過剰間隙水圧比が 0.95 以上となったケースと 0.95 未満であったケースを分けて、既往文献¹⁴⁾の結果とともに記載している。一軸圧縮強さの増加とともに液状化強度が増加する傾向を示しており、過剰間隙水圧比での判定で閾値になると想定される $q_u=100\text{kN/m}^2$ 程度は、 $R_{L20}=0.6$ 程度に該当することがわかる。なお、本試験結果は、既往文献の結果に対し、下限に位置している点が多くなっている。これは、既往文献が繰返し三軸試験の結果であり、引張破壊が卓越し、同じ一軸圧縮強さでみた場合、液状化強度が小さくなっており、データが左側 (同じで R_{L20} みると上側) にプロットされるためである^{15), 16)}。

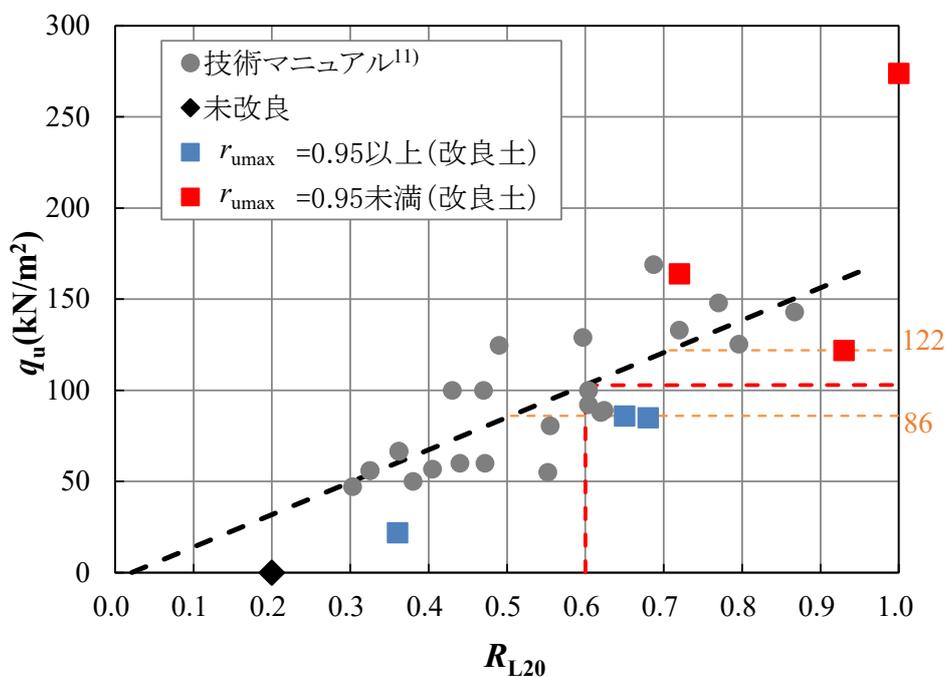


図 2-13 R_{L20} と一軸圧縮強さの関係

2.3.6 せん断剛性と累積損失エネルギー

前述のように、薬液改良土は、過剰間隙水圧比が上昇しても、せん断ひずみが急激に発達することはなく、徐々に蓄積していく傾向を示した。このことから、液状化強度を超える外力が作用しても未改良土のような急激にひずみが発達して液体状になる、いわゆる液状化現象は発生せず、粘り強い性質を有していると考えられる。そこで、薬液改良土の粘り強さを評価するため、せん断剛性の経時変化と累積損失エネルギーについて検討した。

図 2-14 と図 2-15 に繰返し回数とせん断剛性比の関係を示す。せん断剛性比とは、せん断応力-せん断ひずみ関係における各サイクルでの割線剛性 G を 1 サイクル目の割線剛性 G_1 で除した値である。同じ CSR であっても薬液の濃度や供試体の強度によって異なる傾向を示すため、繰返し中空ねじりせん断試験によって算定された液状化強度 R_{L20} を境界として 2 つの図に分類した。図 2-14 は、液状化強度未満の応力比で载荷した供試体の結果であり、継続時間が長く、繰返し回数が多い場合に対応している。一方、図 2-15 は、液状化強度以上の応力比で载荷した供試体の結果を示しており、設計の想定よりも大きな地震動が作用するような場合に対応している。図 2-14 では、全ての結果において、繰返し回数 20 回時点でせん断剛性比が 0.2 以上となっているものの、未改良土のせん断剛性比は、0.4 付近から急激に下がり始めて、ゼロ付近まで低下している。一方、薬液改良土は、载荷初期にせん断剛性が低下するものの、繰返し回数が増加してもせん断剛性比は低下せず、ゼロ付近までは達しない。供試体 4 を除けば、概ね 10%以上のせん断剛性が残っており、 q_u が 22kN/m^2 の低強度である供試体 4 も繰返し回数 60 回以上では同程度のせん断剛性を保ち、ゼロには至っていない。図 2-15 では、全体的に载荷初期の剛性低下が大きくなっている。供試体が有している液状化強度以上の応力比で载荷しているため、初期での剛性低下が大きく、繰返し回数 20 回時点において最小値に近い値となり、未改良土では 20 回前に急激にゼロ付近まで低下している。しかしながら、改良土は 20 回以降も急激な剛性低下はなく、初期に低下したせん断剛性を維持していることがわかる。つまり、载荷回数 20 回未満においてせん断ひずみが 7.5%に達したとしても、いわゆる液体状になるような液状化状態には至っていないことを示している。また、供試体 6 のような低濃度改良であってもせん断剛性が残留していることから、薬液改良土は完全にせん断剛性が失われることはなく、強い地震動に対する靱性を有していることがわかる。

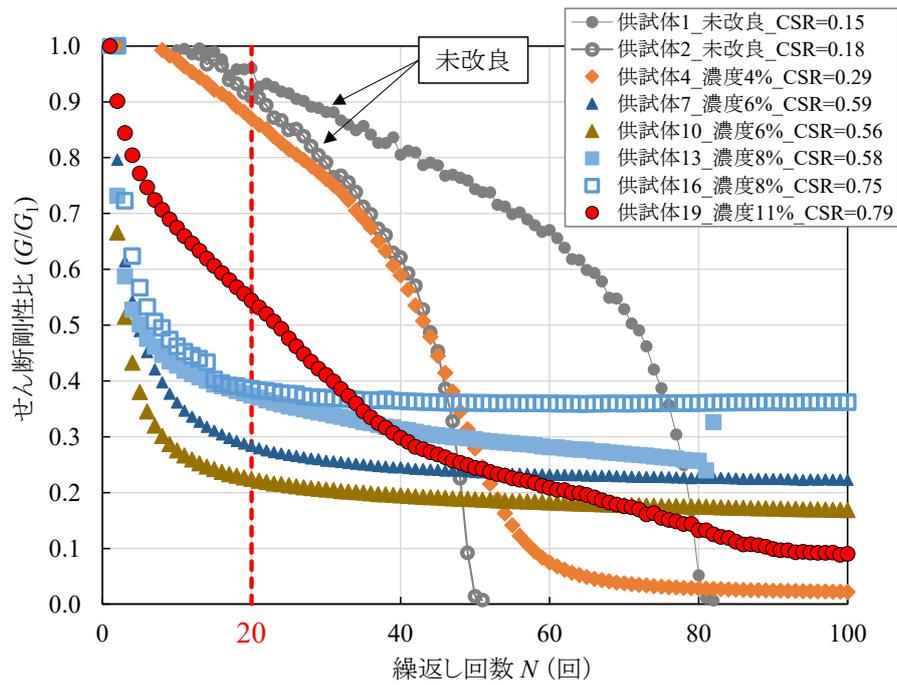


図 2-14 繰返し回数とせん断剛性比の関係
(液状化強度(R_{L20})未満の応力比による载荷)

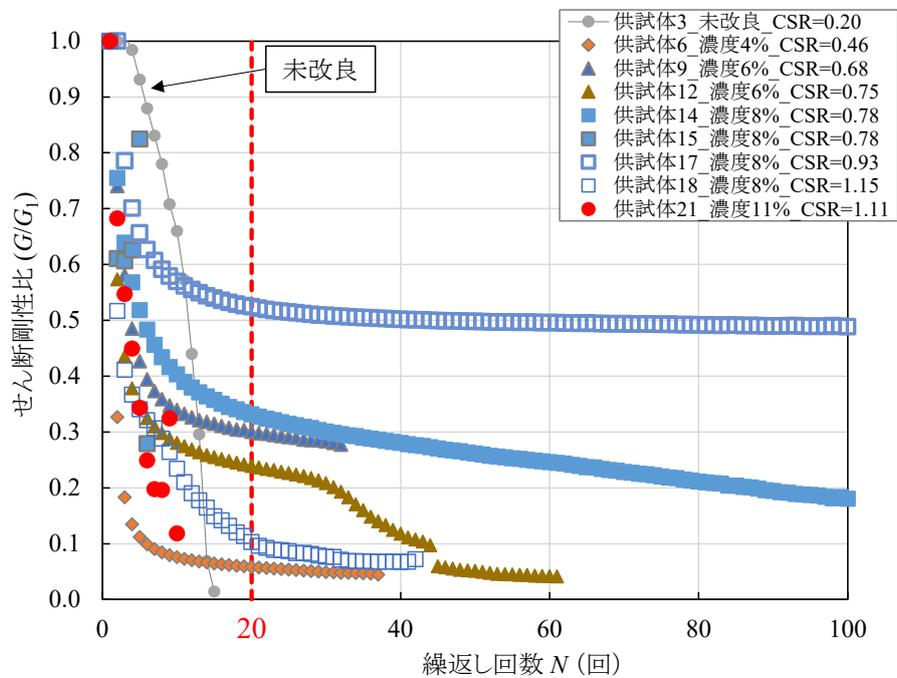


図 2-15 繰返し回数とせん断剛性比の関係
(液状化強度(R_{L20})以上の応力比による载荷)

図 2-16 と図 2-17 には、繰返し回数と正規化累積損失エネルギーの関係を示す。正規化累積損失エネルギーは、図 2-18 (図 2-8, 図 2-9 を再掲) に示したせん断応力~せん断ひずみ関係の履歴曲線におけるループの面積の累積値であり、式(2.20)で定義される^{8),9)}。

$$\Delta W/\sigma'_{v0} = \frac{\int \tau(\gamma) d\gamma}{\sigma'_{v0}} \quad (2.20)$$

ここで、 ΔW は累積損失エネルギーで、せん断応力~せん断ひずみ曲線の履歴ループの面積の積分値であり、 σ'_{v0} は初期有効上載圧である。正規化累積損失エネルギーは、繰返し载荷に伴う剛性低下の過程において塑性変形して費やすことのできるエネルギー容量を表しており⁸⁾、正規化累積損失エネルギー量が大きいほど地震動に対して粘り強い材料であるといえる。図 2-16 は液状化強度未満の応力比で载荷した供試体の試験結果であり、図 2-17 は液状化強度以上の応力比で载荷した試験結果である。供試体 4 を除く薬液改良土は、未改良土の 100 倍の正規化累積損失エネルギーとなっており、低強度改良の供試体 4 でも 10 倍の正規化累積損失エネルギーを有していることから、粘り強い材料に改良されていることがわかる。

写真 2-2 に供試体 17 の試験後の状態を示す。試験後に供試体を水洗いしたが、流水による崩壊はなく、自立していた。高い応力比での繰返し载荷や解体時の乱れにより、供試体端部での緩みや土砂化が一部で確認されたものの、それらを除けば塊状を保持しており、未改良砂のような液状化の痕跡は確認されなかった。

以上より、薬液改良土は、未改良砂に比べて大きな靱性を有しており、一軸圧縮強さ q_u が 100kN/m² 程度を超える改良土は、有効応力がゼロとなるような液状化状態にはならず、過剰間隙水圧比が 0.9 付近まで上がっても一定の剛性を保持している可能性がある。

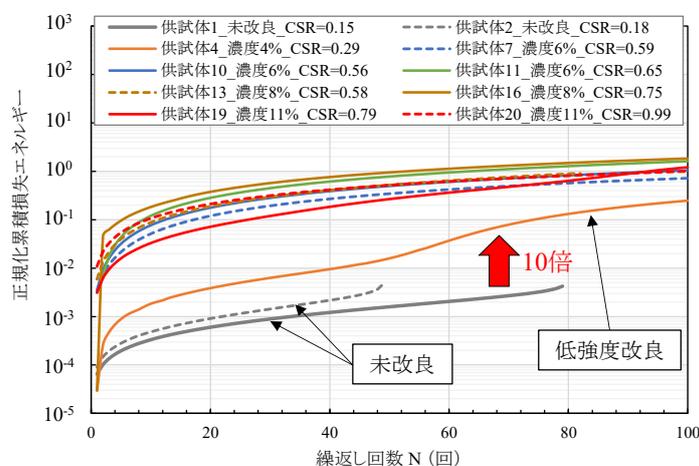


図 2-16 正規化累積損失エネルギー (液状化強度未満の応力比による载荷)

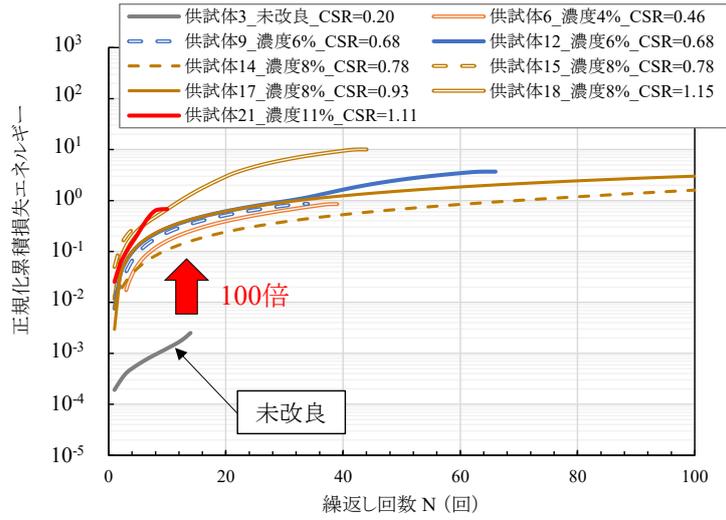


図 2-17 正規化累積損失エネルギー（液状化強度以上の応力比による载荷）

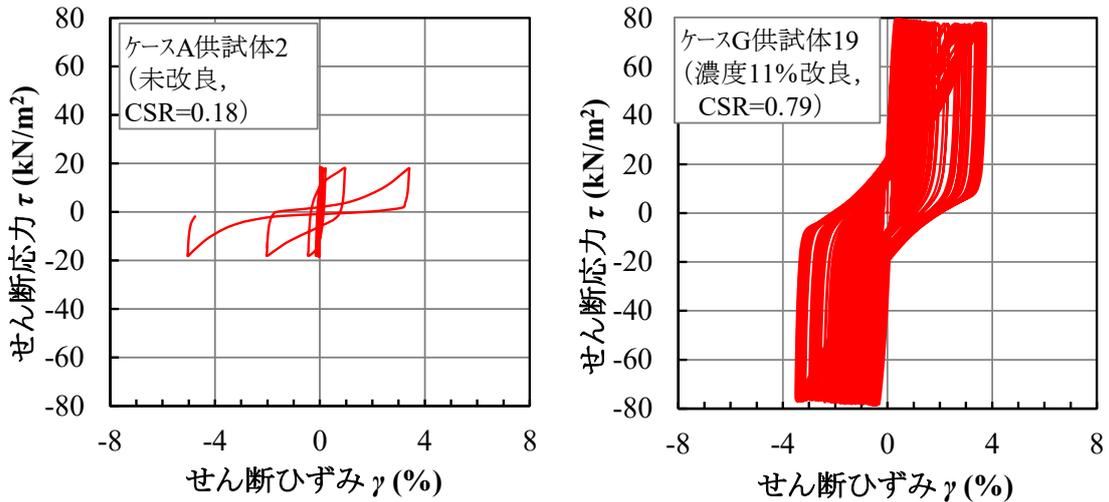


図 2-18 せん断応力ひずみ関係（再掲）



写真 2-2 試験後の状態（供試体 17(濃度 8%)）

2.4 間隙水圧が残留した状態でのせん断強度

前節での検討により、薬液改良土の靱性を適切に評価できる可能性が示された。しかしながら、強震時には過剰間隙水圧比がある程度まで上昇することが想定されるため、過剰間隙水圧が上昇した状態における改良地盤の強度変形特性を把握しておく必要がある。ここでは、例として空港滑走路における支持力についての検討を行った。

善ら¹⁰⁾の研究では、細粒分を多く含む地盤からなる空港滑走路において地震発生後も過剰間隙水圧が残留することを水圧消散解析で確認しているため、過剰間隙水圧が残留する未改良の砂質土の強度を静的非排水三軸試験で求めている。試験結果から、式(2.21)のように砂の内部摩擦角を設定することで、残留する過剰間隙水圧によって低下するせん断強度の影響を考慮している。

$$\phi_{cu} = -\alpha L_u + \beta \quad (2.21)$$

α と β は実験によって算定した係数であり、砂の細粒分含有率 F_c や相対密度 D_r によって決定される。 L_u は動的解析によって算定される過剰間隙水圧比である。なお、粘着力 c_{cu} は、過剰間隙水圧比によらず一定値としている。

薬液によって改良された地盤は、改良前よりも1/100~1/1000 透水係数が低下する¹⁷⁾ことから、細粒分を多く含む地盤と同様に地震発生後に過剰間隙水圧が残留することが予想される。したがって、過剰間隙水圧が残留した状態での薬液改良体のせん断強度を把握するため、薬液改良土を用いて繰返し载荷を行い、過剰間隙水圧を残留させた状態にした後、CUB試験を実施した。ここでは、CUB試験による非排水せん断強度の算定が目的であったため、中空繰返しねじり試験ではなく、CUB試験を連続して実施できる繰返し三軸試験によって繰返し荷重を与えた。繰返しせん断応力比は、0.5以下で実施しているため、繰返し三軸試験で懸念される引張破壊は生じていないものと考えられる。

2.4.1 実施概要

実験試料には珪砂6号を使用した。土粒子の密度 $\rho_s=2.637\text{g/cm}^3$, 平均粒径 $D_{50}=0.3\text{mm}$, 細粒分含有率 $F_c=3.3\%$, 均等係数 $U_c=1.8$ の均質な砂である。供試体の作製方法は、水中落下法とし、シリカ濃度4%の溶液型活性シリカ系グラウトを用いて直径5cm, 高さ10cmの供試体を作製した。20°Cの恒温室にて乾燥を防止しながら7日間養生し、繰返し載荷とCUB試験を実施した。なお、別途一軸圧縮試験を実施し、7日養生後の一軸圧縮強さ q_u は 80kN/m^2 であることを確認した。実験ケース一覧を表2-4に示す。繰返し載荷時の応力比(CSR)を0.1~0.3とし、圧密応力 σ_3 を 50kN/m^2 , 100kN/m^2 , 200kN/m^2 の3種類として、全15ケースの試験を実施した。表2-4には繰返し試験後の過剰間隙水圧比も記載している。なお、様々な過剰間隙水圧比での試験を想定していたが、得られた結果は0.0~0.3, 0.7~1.0に集中し、それらの中間値を得ることができなかった。

表 2-4 実験ケース一覧

Case	繰返しせん断 応力比 CSR	圧密応力 σ_3 (kN/m ²)	繰返し試験後の 過剰間隙水圧比	繰返しせん断時 最大軸ひずみ ε (%)
1	—	50	—	—
2	—	200	—	—
3	0.10	50	0.05	0.01
4	0.10	100	0.06	0.01
5	0.15	100	0.20	0.04
6	0.15	200	0.24	0.04
7	0.20	50	0.16	0.03
8	0.20	100	0.83	1.14
9	0.20	200	0.87	1.24
10	0.25	50	0.68	0.46
11	0.25	100	0.90	1.48
12	0.25	200	0.98	3.70
13	0.30	50	0.80	0.68
14	0.30	100	0.87	1.52
15	0.30	200	0.96	4.18

図 2-19 に繰返し載荷と CUB 試験の有効応力経路の例を示す。Case13 の有効応力経路であり、青色の実線が繰返し載荷時の経路、赤い点線が CUB 試験時の経路である。繰返し非排水三軸試験（繰返し載荷）によって正弦波を 20 波載荷することで過剰間隙水圧が上昇し、その後に CUB 試験を実施している。繰返し載荷における背圧は 100 kN/m² とし、設定圧密応力に応じたセル圧に調整した。なお、繰返し載荷を実施していない 2 ケースは、CUB 試験時の背圧を 100 kN/m² とし、圧密応力 $\sigma_3=50$ kN/m² と 200 kN/m² の 2 ケース実施した。

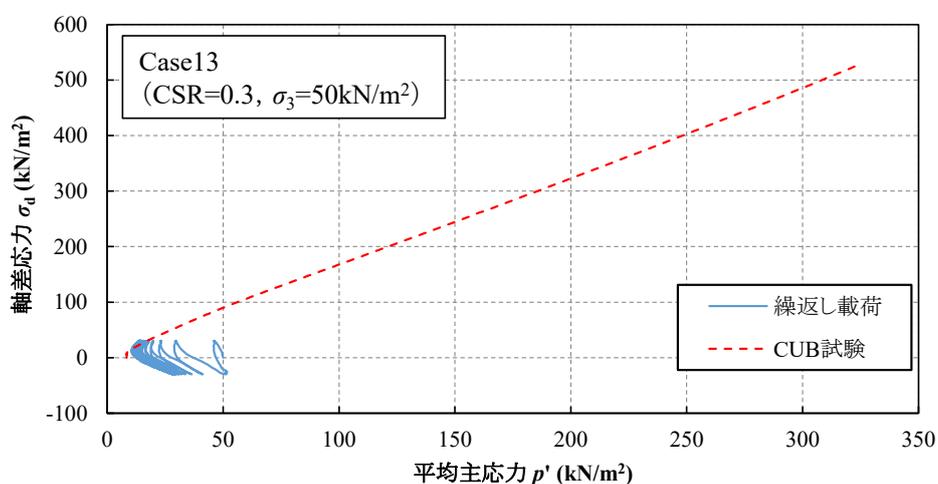


図 2-19 有効応力経路の例 (Case13)

2.4.2 軸差応力と有効応力経路

図 2-20, 図 2-21 に軸ひずみと軸差応力の関係を示す。図中の小さいグラフは、載荷初期部分を拡大したものである。繰返し載荷によって残留した過剰間隙水圧比が大きいほど初期の勾配が小さくなっており、初期の剛性が低下していることがわかる。しかしながら、同じ初期有効拘束圧においては軸差応力の最大値に大きな差は見られず、非排水せん断強度には差が見られないことがわかる。

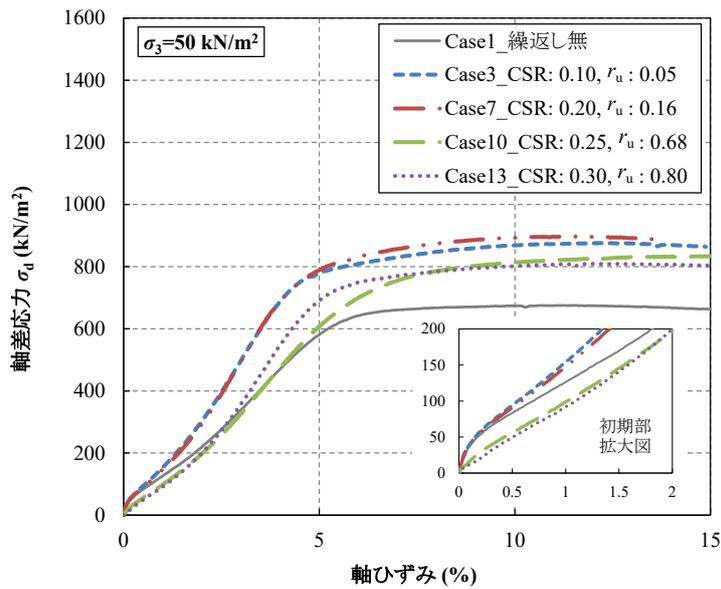


図 2-20 軸ひずみと軸差応力の関係 ($\sigma_3=50\text{kN/m}^2$)

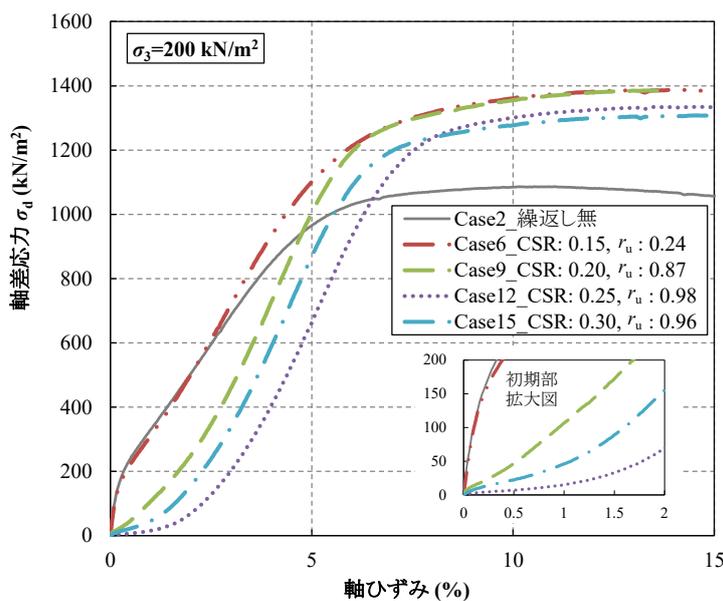


図 2-21 軸ひずみと軸差応力の関係 ($\sigma_3=200\text{kN/m}^2$)

図 2-22 に軸ひずみと間隙水圧の関係を示す。載荷前の間隙水圧は、残留過剰間隙水圧の大きさによって異なっているものの、軸ひずみの増加に伴って間隙水圧は低下し、軸差応力最大時の間隙水圧はどのケースも概ね等しく、 $-70 \sim -80 \text{ kN/m}^2$ となっている。非排水状態では、ひずみの増加に伴って発生する負の間隙水圧によって有効応力が増加し、この有効応力の増加に伴い、軸差応力が増加していると考えられる。したがって、発生した負の間隙水圧の大きさがどのケースでも等しくなったため、有効応力が等しくなり、軸差応力には大きな差が生じなかったものと考えられる。なお、本研究では、深度 10 m 程度の飽和した地盤を想定して背圧を 100 kN/m^2 に設定している。10 m 以深の地盤を想定して背圧を上げるなど、実験条件を変更した際にどの程度の負の間隙水圧が発生するかは不明であり、今後もメカニズムについての検討が必要である。

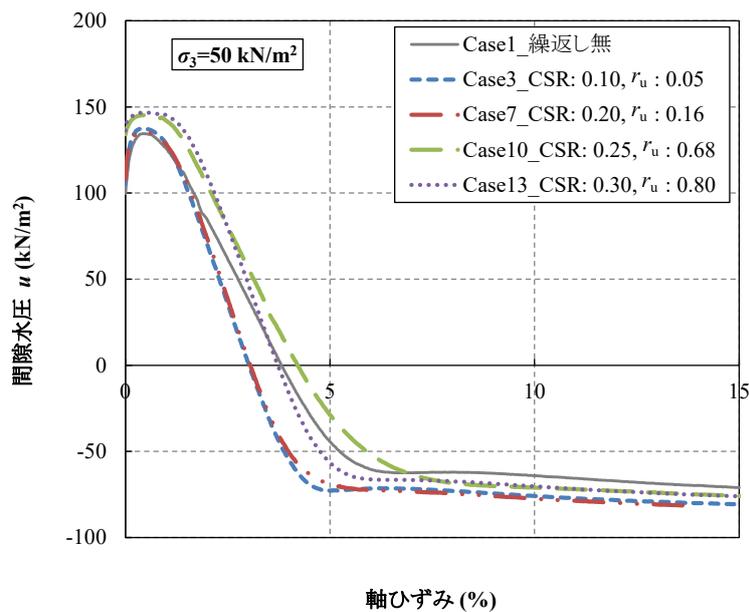


図 2-22 軸ひずみと間隙水圧の関係 ($\sigma_3=50\text{kN/m}^2$)

図 2-23, 図 2-24 に拘束圧 50 kN/m² と 200 kN/m² の有効応力経路を示す。図中の小さいグラフは荷重初期部分を拡大したものであり、横軸の平均主応力 p' は式(2.22)で算定している。

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3} \quad (2.22)$$

残留する過剰間隙水圧の違いにより、初期の平均主応力は異なるものの、軸差応力の増加に伴い同じ経路に収束しており、残留過剰間隙水圧による差は見られなかった。また、繰返し荷重を実施していないケースも概ね同様の応力経路に収束しており、繰返し荷重による影響はほとんど見られなかった。

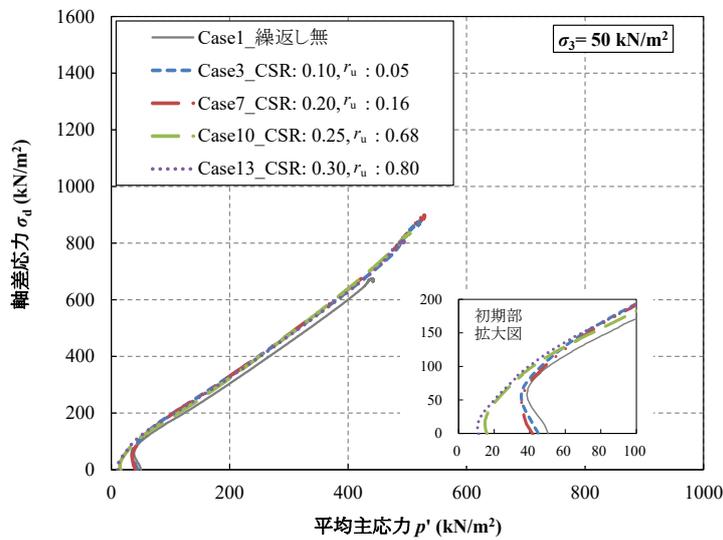


図 2-23 有効応力経路 ($\sigma_3=50\text{kN/m}^2$)

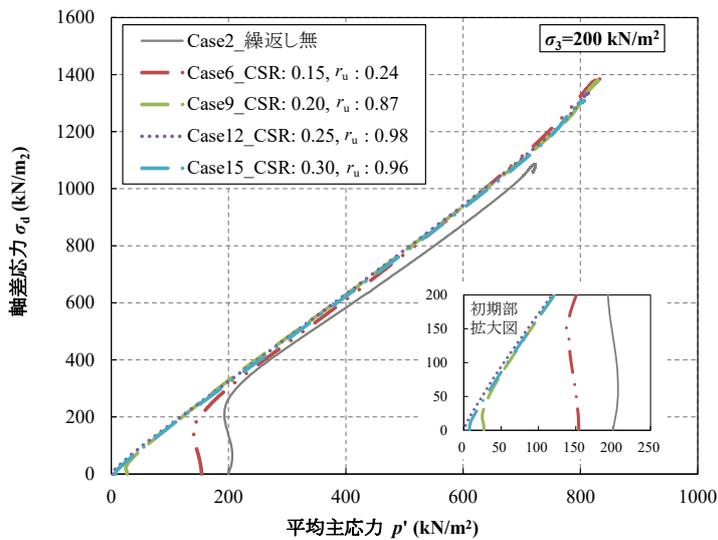


図 2-24 有効応力経路 ($\sigma_3=200\text{kN/m}^2$)

2.4.3 初期剛性とせん断強度

図 2-25 に残留過剰間隙水圧比と初期剛性との関係を示す。航空機荷重による鉛直方向地中応力は、深さ 1m において $150\sim 200\text{kN/m}^2$ 程度である¹⁸⁾ことから、初期剛性は、軸差応力 200kN/m^2 までの割線剛性とした。初期剛性は、残留過剰間隙水圧が高いほど小さくなっており、水圧の影響を受けることが確認でき、拘束圧が大きいほどその影響は大きくなっている。ただし、残留過剰間隙水圧比が 0.95 以上となるケースにおいても $6\sim 10\text{MN/m}^2$ の剛性を有しており、CUB 試験のみのケース（残留過剰間隙水圧比 0）と比較して 1/10 程度の剛性を有していた。緩詰め未改良砂を液状化させ、非排水状態で単調載荷した場合、せん断剛性は液状化前の 1/1,000 程度に低下し、剛性が回復するまでひずみが大きく発達する微小抵抗領域が明確に表れる¹⁹⁾。本試験では、初期の剛性は低下しているものの、明確な微小抵抗領域は表れておらず、初期から剛性が回復していた。

図 2-26 にモールクーロンの破壊基準により算定した全応力表示の破壊包絡線の例を示す。実地盤において、地盤内の過剰間隙水圧を把握することは困難であるとともに、未改良砂質土における実設計でも全応力で示している¹⁰⁾ことから、本検討では全応力で表示した。本試験は、1つの応力比に対して少なくとも 2 点以上の拘束圧 σ_3 で実施しているため、繰返しせん断応力比（CSR）ごとのモールの応力円による破壊包絡線を算定することができる。図 2-27 に全ての CSR ごとに算定した破壊包絡線を示す。この破壊包絡線は、CSR ごとに算定しているため、 r_{umax} が異なっているデータから算定していることに留意する必要がある。全てのケースが概ね重なりあっていることから、残留過剰間隙水圧による非排水せん断強度の低下は見られないことがわかる。

未改良地盤では、地震によって地盤内に過剰間隙水圧が残留した場合、残留した過剰間隙水圧の影響によってせん断強度が低下するため、設計検討においても土質物性値を低下させる必要がある¹⁰⁾。しかしながら、本実験条件（背圧 100kN/m^2 、せん断応力比 0.3 以下、発生軸ひずみ 4%以下）では、繰返し載荷によって過剰間隙水圧が残留した状態においても薬液改良体の非排水せん断強度は低下しないことが確認されたため、同条件下における設計検討では土質物性値を低下させる必要はないものと考えられる。したがって、本実験と同様の条件下で薬液改良された地盤は、全応力法で評価する場合、地震発生前と同様の土質物性値を用いることが可能であるため、地震発生前と同様に航空機荷重に耐えられる地盤として評価することができる。ただし、地震によって発生した過剰間隙水圧が残留した状態では、初期剛性が低下するため、低下した剛性を考慮した発生ひずみ量の検討を行い、発生する変形量が許容変形量以内であることを照査する必要がある。

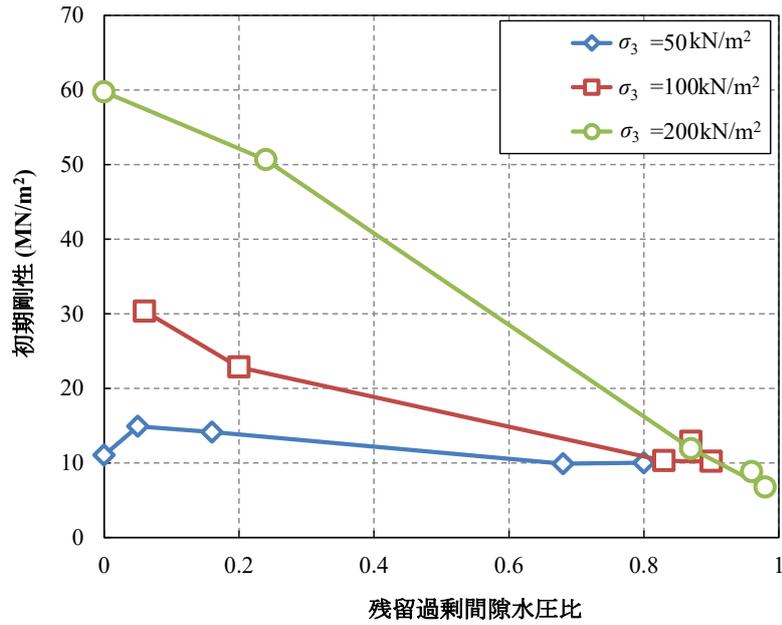


図 2-25 残留過剰間隙水圧比と初期剛性の関係

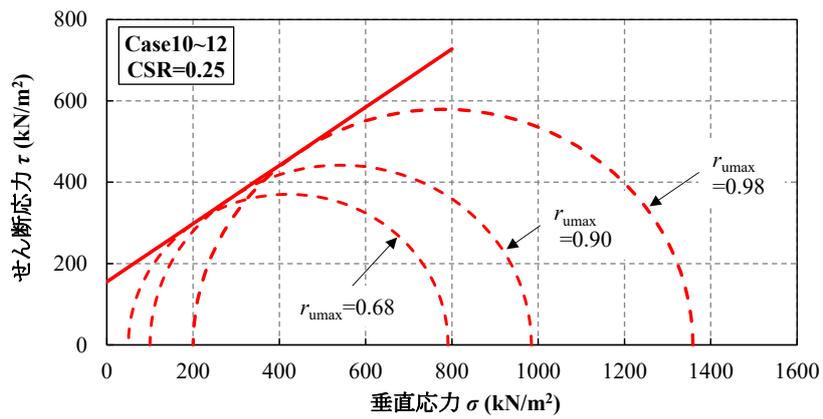


図 2-26 モールの応力円と破壊包絡線の例 (CSR=0.25)

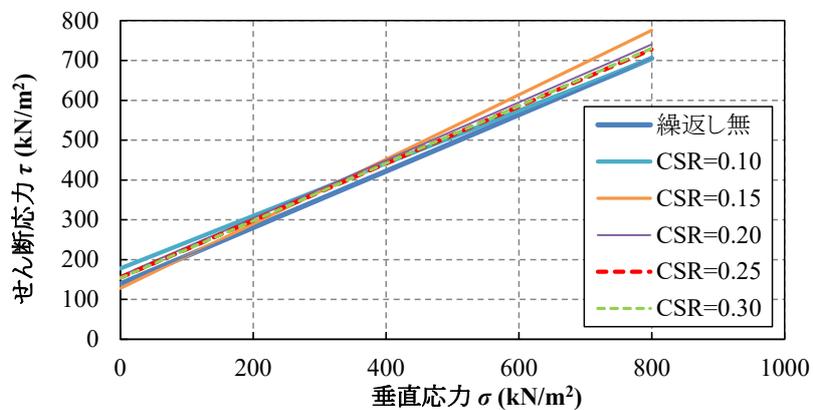


図 2-27 CSR ごとの破壊包絡線

2.5 設計への反映

溶液型薬液注入工法では、**図 2-28** に示す液状化強度比 R_{L20} と一軸圧縮強さ q_u の関係から設計基準強度 q_{uck} を算定していた。従来の設計では、**図中破線**の R_{L20} と q_u の関係を用いてエリア A とエリア C に区分し、非液状化となるエリア A に区分されるように改良されていた。つまり、設計液状化強度比 R_{L20} が 0.9 の場合、 $q_{uck} = 156\text{kN/m}^2$ となるため、対象地盤は 156kN/m^2 以上の強度となるように改良されていた。しかしながら、本章の検討により、高い応力比で繰返し载荷を行っても、薬液改良土の q_u が 100kN/m^2 以上であれば、いわゆる液状化状態には至らないことが確認された。また、過剰間隙水圧比が 0.9 程度に上昇しても、非排水せん断強さは低下しないことが確認された。この知見を溶液型薬液注入工法による地盤改良の設計に反映させた。**図 2-29** に提案した設計法による設計基準強度の設定例を示す。設計液状化強度比が 0.6 以上の場合でも q_{uck} は 100kN/m^2 とすることができるエリア B を設定したため、設計液状化強度比 R_{L20} が 0.9 であっても $q_{uck} = 100\text{kN/m}^2$ に設定することができる。ただし、 $q_u = 100\text{kN/m}^2$ で改良しても繰返し载荷に伴ってひずみが徐々に増加することが確認されているため、薬液改良土の特性を反映した変形量照査が必要となる。

地震応答解析による変形量照査を実施する場合、薬液改良土のパラメータ設定が必要となる。従来の設計法では、エリア A に区分される非液状化地盤とエリア C に区分される液状化地盤の 2 種類であったため、エリア A の地盤は非液状化モデル²⁰⁾、エリア C は液状化する未改良地盤としてパラメータを設定していた²¹⁾。今回新たに導入したエリア B の改良地盤は、発生する過剰間隙水圧比が 0.95 未満であり、繰返し载荷に伴う急激なひずみの増加がないため、いわゆる液状化状態には至らないものの、繰返し载荷によって徐々にひずみが増加する傾向を示す。したがって、エリア B の地盤は、過剰間隙水圧の上昇を考慮し、発生するひずみ量を再現できるモデルとしてパラメータを設定し、施設の変形量を適切に評価する^{22), 23), 24)}。このように提案した設計法を適用することで、薬液改良土特有の靱性を適切に評価できるため、強震動に対する経済的な設計が可能となる。

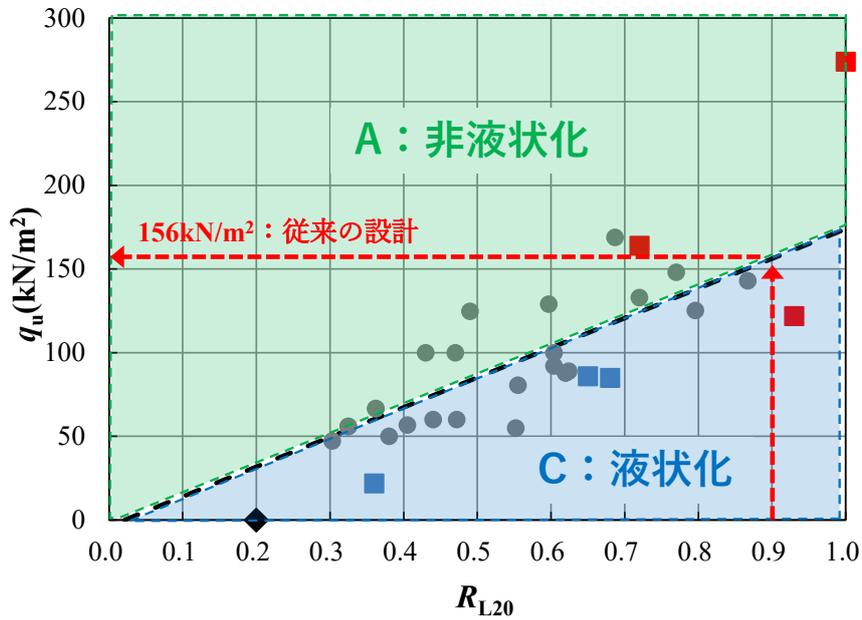


図 2-28 従来の設計基準強度の設定方法

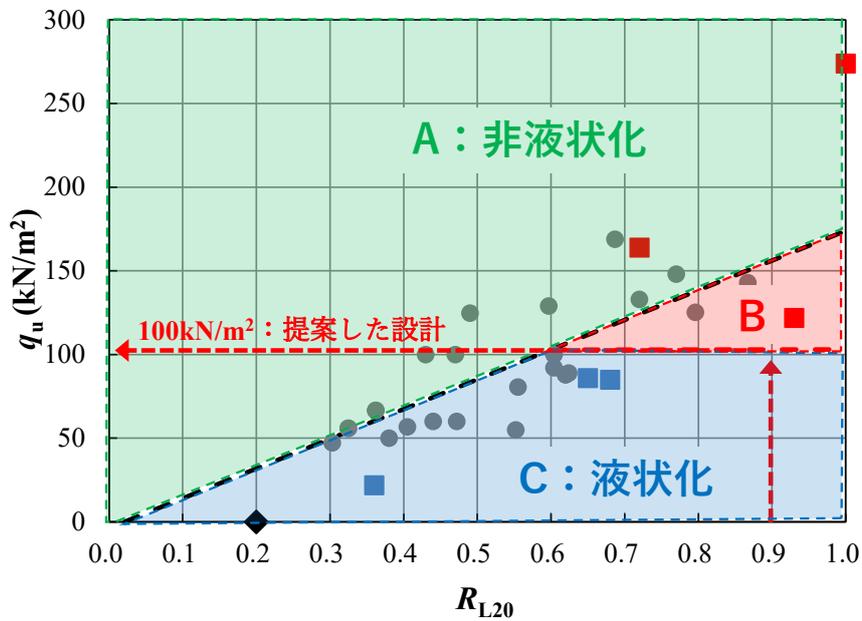


図 2-29 提案した設計基準強度の設定方法

2.6 本章のまとめ

本章では、薬液改良土に対する合理的な液状化の判定方法を設定するため、高いせん断応力比を与えた繰返し中空ねじりせん断試験を実施し、強震時における薬液改良土の強度変形特性を把握した。加えて、過剰間隙水圧が上昇した状態における非排水せん断試験を実施して強度変形特性を求めることで、以下の知見が得られた。

- ・ 薬液改良土は、一軸圧縮強さが大きくなるほど最大過剰間隙水圧比は小さくなり、一軸圧縮強さが 100 kN/m^2 程度を超えると、過剰間隙水圧比は 0.95 未満となり、有効応力はゼロにならなかった。
- ・ 未改良砂のせん断剛性は、繰返し载荷により、せん断剛性比 0.4 付近から急激に減少しゼロになる。一方、薬液改良土のせん断剛性は、せん断初期に低下するものの、その後の急激な減少はみられず、初期と比べて 10% 程度のせん断剛性が残存する。さらに一軸圧縮強さ 22 kN/m^2 程度の低強度改良体でもせん断剛性比がゼロにはならなかった。
- ・ 粘り強さの評価指標である正規化累積損失エネルギーは、未改良土に比べて薬液改良土が約 100 倍大きくなっており、強震動に対しても粘り強い地盤に改良されることがわかった。
- ・ 薬液改良土は、過剰間隙水圧が上昇した状態であっても、本検討条件と同等の载荷条件においては、繰返し载荷前と概ね同等の非排水せん断強度を有している。
- ・ 繰返し载荷によって発生する過剰間隙水圧比が大きいほど静的载荷初期の剛性が低下し、拘束圧が大きいほどその低下割合は大きくなるものの、繰返し载荷前の 10% 程度は剛性が残存する。
- ・ 強震後の支持力検討を全応力法で実施する場合、過剰間隙水圧が残留する状態においても本検討条件と同等の载荷条件では、薬液改良土の強度定数を低下させる必要はない。ただし、対象構造物によっては、剛性低下に伴い発生するひずみ量を考慮した変形量の検討が必要である。
- ・ 溶液型薬液注入工法の q_{uck} の設定において、設計液状化強度比が 0.6 以上となる場合でも q_{uck} を 100 kN/m^2 に設定できることを提案した。
- ・ 設計で用いる地震応答解析での薬液改良土のパラメータ設定方法を提案した。具体的には、改良地盤が図 2-29 に示すエリア A に区分される場合は、非液状化モデルとして設定し、エリア B では、過剰間隙水圧の上昇を考慮し、発生するひずみ量を再現できるモデルに設定する。エリア C となる場合は、液状化する未改良地盤として設定する。

参考文献

- 1) 土木学会：地震工学委員会「レベル2地震動による液状化研究小委員会」活動成果報告書，p.3，2003.
- 2) 地盤工学会：地盤工学用語辞典，p.215，2006.
- 3) 安田進：液状化の調査から対策工まで，pp.52-54，1988.
- 4) 土質工学会：地盤の液状化，p.11，1984.
- 5) 水野健太：薬液注入固化砂の繰返しせん断特性の一考察,第 50 回地盤工学研究発表会，pp.607-608，2015.
- 6) 山崎浩之，善功企，河村健輔：溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用，港湾空港技術研究所報告，第 41 巻，第 2 号，pp.119-151，2002.
- 7) 山崎浩之，前田健一，高橋邦夫，善功企，林健太郎：溶液型注入固化材による液状化対策工法の開発，港湾技研資料，No.905，pp.3-29，1998.
- 8) 大島貴光，風間基樹，仙頭紀明，河村健輔，林健太郎：溶液型薬液改良砂の液状化抵抗および繰返しせん断後の変形特性の評価，土木学会論文集 C，Vol.64，No.4，pp.732-745，2008.
- 9) Kawamura, K., Kazama, M., Uzuoka, R., Sento, N., Suzuki, T. and Oshima, T. : Liquefaction resistance of ground improved by permeable grouting method, Satellite Conference on Recent Developments in Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMGE, 2005.
- 10) 善功企，諸星一信，小濱英治，小島晃，所雅弘，三井道雅，井上慎二，藤井照久，山田和弘，木村康隆：過剰間隙水圧比が残留する砂地盤の強度に関する研究，土木学会第 63 回年次学術講演会，pp. 277-278，2008.
- 11) 秋本哲平，仙頭紀明，林健太郎：溶液型薬液注入工法によって改良された地盤の動的特性，地盤工学ジャーナル，Vol.16，No.4，pp.333-342，2021.
- 12) 沿岸技術研究センター：事前混合処理工法技術マニュアル（改訂版），pp.95-97，2019.
- 13) 仙頭紀明，有本拓麻，林健太郎：強震時における溶液型薬液改良砂の非排水繰返しせん断特性，第 50 回地盤工学研究発表会，pp.601-602，2015.
- 14) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），p.105，2020.
- 15) 澤田俊一，三上武子，吉田望，竹島康人，藤井紀之：過剰間隙水圧の発生過程が地盤の地震応答に与える影響，レベル 2 地震動による液状化に関するシンポジウム論文集，pp.397-400，2003.
- 16) 三上武子，澤田俊一，吉田敬，岩本健，池田大祐：試験方法の違いが液状化特性に与える影響，全地連「技術 e-フォーラム 2003」さいたま，【95】，2003.

- 17) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），p.94，2020.
- 18) 港湾空港建設技術サービスセンター：空港土木施設構造設計要領及び設計例 国土交通省航空局監修 平成 20 年 7 月，pp.1-10，2008.
- 19) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集 No.638，III-49，pp.71-89，1999.
- 20) 笠間清伸，西田啓介，古川全太郎，秋本哲平，堤彩人，片山遥平：地盤定数の不均一性を考慮した浸透固化処理地盤の地震時変形解析，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.78，No.2，pp.I_901-I_906，2022.
- 21) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），p.32，2020.
- 22) 池野勝哉，吉田誠，安楽宗一郎，風間基樹，渦岡良介，仙頭紀明：溶液型薬液注入工法を用いた盛土直下の液状化対策効果とその数値解析，土木学会論文集 A1，Vol.65，No.1，pp.622-628，2009.
- 23) 古川全太郎，笠間清伸，片山遥平，秋本哲平，上野一彦，堤彩人：性能規定に基づく浸透固化処理地盤の事後照査手法の提案，土木学会論文集，Vol.79，No.12，23-00105，2023.
- 24) 片山遥平，秋本哲平，Nguyen Binh，笠間清伸，古川全太郎，西田啓介：FLIP における液状化パラメータが影響を及ぼす範囲と感度について，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-420，2022.

3 薬液改良土の強度発現メカニズムの解明

3.1 既往の研究

液状化対策を目的として地盤改良を実施する場合、要求性能は液状化強度 R_{L20} で規定されることが多く、その際には、繰返し非排水三軸試験機等を用いた液状化強度試験を実施する必要がある。しかし、この試験は、液状化強度を求めるために、少なくとも4本の供試体の試験が必要であるため、大規模な現場では、改良効果を評価するには多数の不攪乱試料を採取する必要がある。また、試験環境が整った条件で比較的複雑な機構の試験機を用いるため、実施できる場所が限られ、現場で直接改良効果を簡便に評価することができないといった課題があった。こういった要因から、試験が簡易であり、液状化強度との相関がある一軸圧縮強さを設計基準強度として規定している¹⁾。

浸透注入による薬液注入工法によって改良された地盤の設計基準強度は、一軸圧縮強さで 100kN/m^2 程度となることが多いが、薬液のみの固化体であるホモゲル自体の一軸圧縮強さ (q_{uh}) は 10kN/m^2 以下と低強度であるものの、薬液改良土はホモゲルの10倍以上の強度を有している²⁾。

森・田村³⁾は、薬液改良土の強度発現要因を、ホモゲルの粘着力による強度増加と土粒子骨格のダイレイタンスーに伴う負圧によるものとしている。ただし、ここでの使用薬液の q_{uh} は $40\sim 100\text{kN/m}^2$ であり、本研究で使用している $q_{uh}=10\text{kN/m}^2$ 程度の近年液状化対策用として使用されている低強度薬液とは異なっている。そのため、この強度発現メカニズムがそのまま適用できるかは不明である。

諏訪ら^{4),5)}は、ゲルの収縮による拘束圧付加、ゲルの粘着力付加、固結によるせん断抵抗角の増大、といった3つの要素で強度発現を説明できるとしている(図 3-1)。しかし、近年使用されている薬液には、ほとんど収縮しないものもある。また、薬液改良土の非排水三軸圧縮試験を行った事例^{6),7)}では、軸差応力の増加に伴って負の間隙水圧が計測されている(図 3-2)。

これらの研究から、一軸圧縮試験においても供試体の内部では負の間隙水圧(負圧)が発生していると推定される。一軸圧縮試験時に発生する負圧を計測する方法として、供試体外部に取り付けた間隙水圧計で計測する事例^{8),9)}はあるものの、薬液改良土の供試体内部で直接計測した事例はないため、負圧が一軸圧縮強さに及ぼす影響は明らかになっていない。

薬液改良土の強度発現は、負圧のみならず、土粒子とゲルの付着力も関係すると考えられる。佐々木ら¹⁰⁾は、改良土の一軸圧縮強さと圧裂強度の強度比から推定したホモゲルの割裂強度は、収縮圧力と同程度であることを示しているものの、土粒子とゲルの付着力は明らかになっていない。

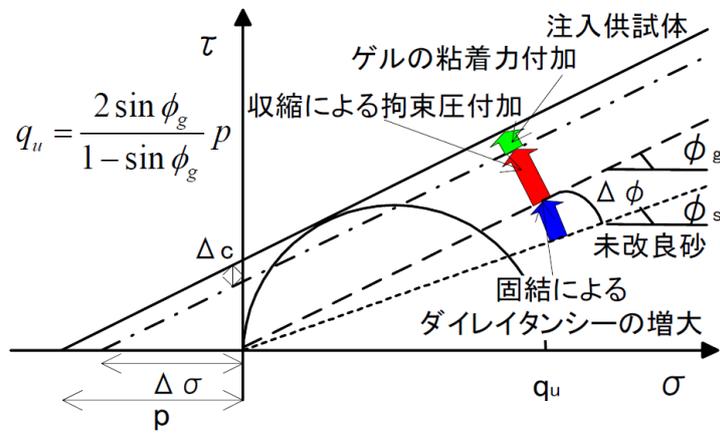
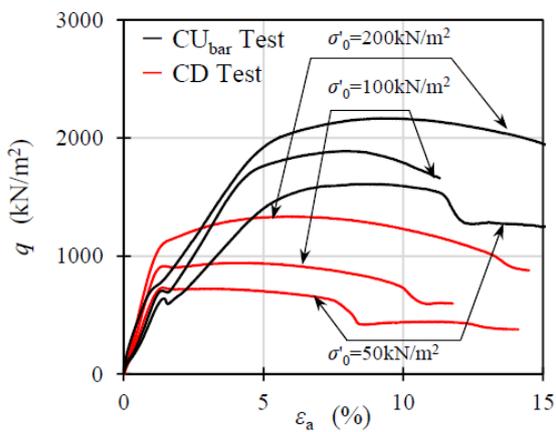
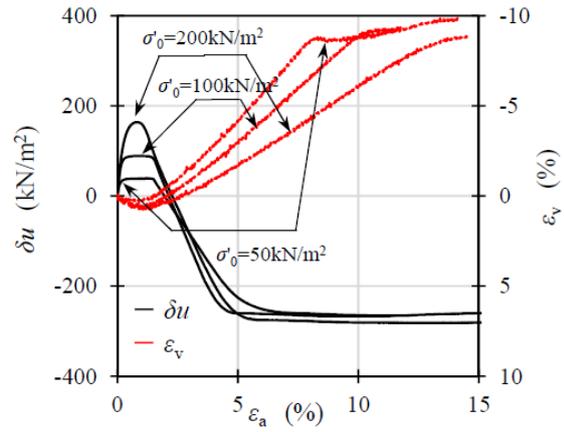


図 3-1 諏訪らの強度発現概念 (文献 5) より抜粋)



(3) 改良土の軸ひずみ - 軸差応力



(4) 改良土の間隙水圧及び体積ひずみ

図 3-2 三軸試験での負圧発生例 (文献 7) より抜粋)

3.2 一軸圧縮強さの発現要因

3.2.1 実施概要

本研究では、薬液改良土の強度発現メカニズムを明らかにするため、砂質土を対象として、その粒径、密度および薬液濃度をパラメータとした薬液改良土の一軸圧縮試験と圧裂引張り試験を実施した。

(1) 使用薬液と使用材料

本試験で使用した薬液は、溶液型活性シリカ系グラウトの「エコシリカI」であり、シリカ濃度 6%、8%および 10%の 3 種類を使用した。薬液の配合を表 3-1 に示す。作液してから薬液が固化するまでの時間（ゲルタイム）は、酸性材料である EC リアクターと反応剤 B の添加量で調整した。本試験では、供試体作製に十分な時間を確保するため、ゲルタイムを 8～15 時間に設定した。

表 3-1 使用薬液の配合

シリカ濃度	EC硬化材 (mL)	特殊シリカIII (mL)	ECリアクター (mL)	反応剤B (mL)	水 (mL)	合計 (mL)
6%	66.0	100.0	6.8	30.0	797.2	1000.0
8%	120.0	100.0	17.0	30.0	733.0	1000.0
10%	160.0	100.0	24.0	40.0	676.0	1000.0

諏訪ら⁴⁾が実験に使用した薬液は、約30%の体積収縮が生じる薬液であり、前述のようにホモゲルの収縮による拘束圧が付加されるとしている。しかしながら、ホモゲルの収縮量は使用薬液によって異なる¹³⁾ため、本試験に使用する薬液のホモゲル収縮量をあらかじめ確認した。作製した試験体を**写真 3-1**に示す。幅15cm、奥行き10cm、深さ6cmの密閉容器にシリカ濃度6%と10%の薬液をそれぞれ700mL投入し、温度20°C、湿度60%の恒温恒湿室で14日間養生後、固化体の上部にたまった離漿水の体積を計測した。ここで、体積収縮率は、全薬液の体積(700mL)に対する離漿水の体積の割合(百分率)で定義した。収縮量の確認結果を**表 3-2**に示す。濃度6%薬液の収縮率は0.74%、濃度10%の収縮率は3.67%となり、既往の研究⁴⁾に比べて著しく低い収縮率であることが確認できた。



密閉容器開封前

密閉容器開封後

写真 3-1 ホモゲル収縮量確認用の試験体

表 3-2 ホモゲル収縮量

シリカ濃度	薬液体積 (mL)	離漿水体積 (mL)	収縮率 (%)
6%	700.0	5.2	0.74
10%	700.0	27.5	3.93

薬液改良土の作製に使用した試料は、平均粒径 D_{50} が異なる 5 種類の珪砂である。

表 3-3 に物理特性、図 3-3 に粒径加積曲線を示す。図には、文献¹⁴⁾に記載の均等係数が小さい砂 ($U_c < 3.5$) における「特に液状化の可能性が高い範囲」も示した。範囲の中央付近に位置し、液状化しやすい珪砂 6 号を中心に使用材料を選定した。

表 3-3 使用材料の物理特性

試料	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	最大密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	最小密度 ρ_{dmin} (g/cm^3)	均等係数 U_c
いわき珪砂3号	2.542	1.2	1.9	1.501	1.251	1.57
いわき珪砂4号	2.557	0.57	1.4	1.523	1.240	1.96
東北珪砂6号	2.658	0.35	0.0	1.704	1.432	1.73
東北珪砂7号	2.527	0.16	3.8	1.612	1.265	1.63
東北珪砂8号	2.515	0.13	20.9	1.494	1.109	3.33

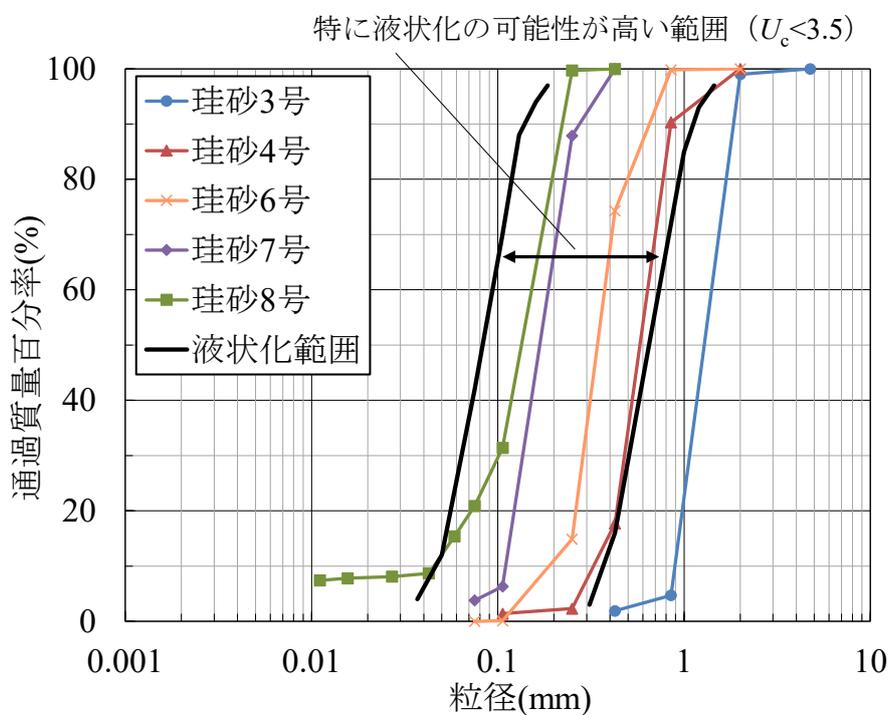


図 3-3 使用材料の粒径加積曲線

(2) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は、砂の粒径、密度、薬液濃度および載荷速度の影響を確認するため、表 3-4 に示す 14 ケースを実施した。薬液改良土の強度発現に負圧が関連している場合、負圧が消散するまでの時間が強度に影響を与えることが考えられることから、載荷速度による影響も確認した。相対密度は、中密の 60% を基本として設定したが、 $F_c=20.5\%$ の珪砂 8 号は、JIS A 1224 の規格値 $F_c \leq 5\%$ を超えていることから、相対密度を求めることができないため、粒度分布が近い珪砂 7 号と同じ間隙率とした。

表 3-4 一軸圧縮試験実施ケース

ケース	試料	シリカ濃度 (%)	相対密度 D_r (%)	間隙率 n	載荷速度 (%/min)
1	いわき珪砂3号	6	60	0.45	1
2	いわき珪砂4号	6	60	0.45	0.04
3					1
4					10
5	東北珪砂6号	6	40	0.43	1
6			60	0.40	1
7			80	0.38	1
8		10	40	0.43	1
9			60	0.40	1
10			80	0.38	1
11	東北珪砂7号	6	60	0.43	0.04
12					1
13					10
14	東北珪砂8号	6	-	0.43	1

供試体作製方法には、「圧力注入装置を用いる方法¹⁵⁾」と「薬液中に砂を落下させる方法」がある。薬液のゲル化時間や養生方法が統一されていれば、作製方法の違いが強度に及ぼす影響は少ない³⁾ため、本研究では、容易に作製できる「薬液中に砂を落下させる方法」を用いた。具体的には、直径5cm、高さ13cmのモールド内に薬液を高さ6cm程度まで投入し、供試体の中心位置に超小型間隙水圧計（HWT-8VC-100KP-50-100-LP（センシズ製））を受圧面を下向きにして設置した（**図 3-4**）。超小型間隙水圧計の寸法は、直径8mm、高さ15mmであり、測定可能範囲は-100～100kN/m²である。間隙水圧計のフィルターは、事前にシリコンオイルに含浸して脱気したものを使用し、フィルターと受圧面の間には、脱気したシリコンオイルを満たして飽和させた。間隙水圧計を設置した後、モールド上部から所定量の砂を落下させた。使用した超小型間隙水圧計を**写真 3-2 a)**に、一軸圧縮試験後の供試体を**写真 3-2 b)**に示す。供試体中央に間隙水圧計が埋め込まれており、その近傍でせん断破壊していることがわかる。本試験では、供試体の中心から斜めにせん断破壊することを想定して間隙水圧計を供試体中央に設定した。間隙水圧計の設置箇所は、せん断面と必ずしも一致しないが、せん断面の近傍であるため、伝播した水圧を計測している。そのため、計測された水圧には、せん断面と間隙水圧計設置箇所との差によるバラツキを含んでいることに留意が必要である。なお、超小型であるとはいえ、供試体内に異物が入ることで一軸圧縮強さに影響を及ぼすことが危惧されたため、予備実験において影響がほとんどないことを確認している。予備実験結果については後述する。

供試体は、高さ12cmで作製し、14日間養生後にモールドから供試体を脱型し、上下を整形して高さ10cmとした。载荷時は、スリットを入れた木板（厚さ5.5mm）を供試体上部に設置し、間隙水圧計のケーブルをスリットに這わせて取り出すことにより、加圧版とケーブルの接触を防止した（**写真 3-3**）。

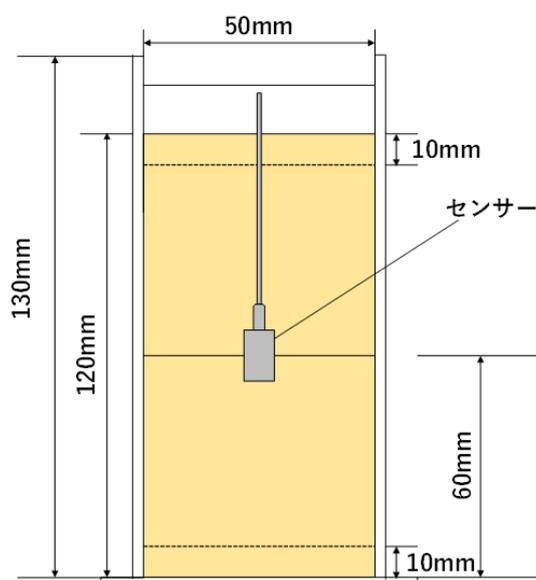


図 3-4 供試体の概要図



a) 超小型間隙水圧計



b) 一軸圧縮試験後の供試体

写真 3-2 超小型間隙水圧計と一軸圧縮試験後の供試体



写真 3-3 一軸圧縮試験状況

超小型間隙水圧計の設置有無による強度の差を確認するために予備実験を行った。実験結果を表 3-5 に示す。試料は珪砂 7 号を用い、薬液濃度 6%、相対密度 60%で供試体を作製して一軸圧縮試験を実施した。3 供試体の平均値で比較すると、間隙水圧計有の方が約 3%大きな強度が得られたことから、設置有無による強度の差は小さいものと判断した。

表 3-5 超小型間隙水圧計の設置有無による強度差

水圧計有			水圧計無			強度差 (kN/m ²)	誤差割合 (%)
湿潤密度 (g/cm ³)	強度(kN/m ²)		湿潤密度 (g/cm ³)	強度(kN/m ²)			
	値	平均		値	平均		
1.927	146.7	151.0	1.935	143.0	146.4	4.6	3.0
1.958	144.3		1.933	146.6			
1.950	161.9		1.921	149.5			

(3) 圧裂引張り試験

圧裂引張り試験は、砂の粒径および密度の影響を確認するため、表 3-6 に示すケースを実施した。供試体作製方法は、一軸圧縮試験と同様であるが、間隙水圧計は設置していない。試験は、岩石の圧裂引張り試験方法 (JGS 2551) ¹⁶⁾ に準拠して実施した。ただし、強度発現メカニズム解明が目的であることから、一軸圧縮試験と条件を合わせて比較するため、载荷速度 1%/min で実施した。圧裂引張り試験状況と試験後の供試体を写真 3-4 に示す。いずれの供試体も供試体断面の中央縦方向に亀裂が生じて破壊した。

表 3-6 圧裂引張り試験の実施ケース

ケース	試料	シリカ濃度 (%)	相対密度 D_r (%)	間隙率 n	载荷速度 (%/min)
1	いわき珪砂4号	6	60	0.45	1
2	東北珪砂6号	6	40	0.43	1
3			60	0.40	1
4			80	0.38	1
5		10	40	0.43	1
6			60	0.40	1
7			80	0.38	1
8		東北珪砂7号	6	60	0.43



写真 3-4 圧裂引張り試験後の状況

(4) 養生中の間隙水圧

前述のように、ホモゲルの収縮によって拘束圧が付加される場合、ホモゲルの収縮に伴って負の間隙水圧が計測されると想定された。そこで、供試体作製時から養生期間中の供試体内部の間隙水圧も計測した。結果の例として、**図 3-5** に一軸圧縮試験ケース12の3供試体の間隙水圧の時刻歴を示す。固化開始時に 4kN/m^2 程度の正の間隙水圧が発生するが、その後は大きな変化が見られず、明確な負の間隙水圧の発生は確認できなかった。この原因は、使用薬液の収縮率が1%以下と低いと考えられ、本研究における一軸圧縮強さには、ホモゲルの収縮による拘束圧付加の影響は少ないものと考えられる。

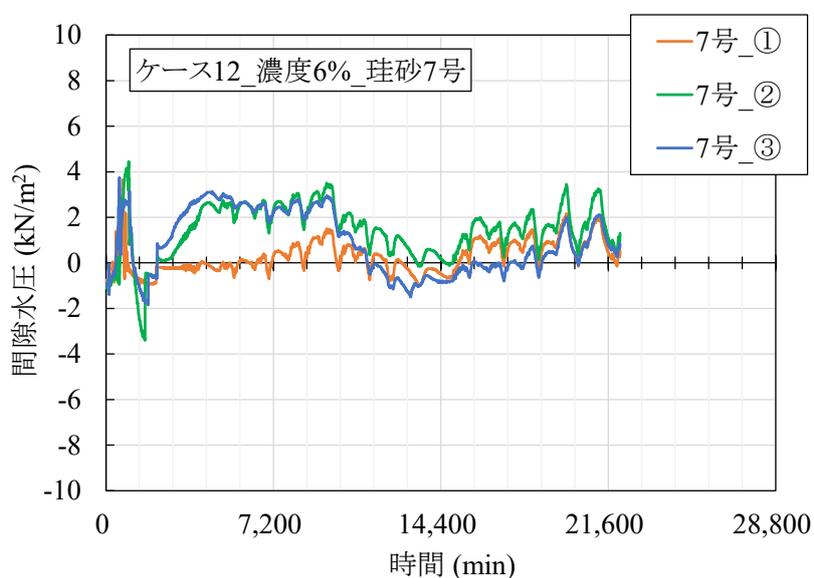


図 3-5 供試体養生時の間隙水圧の時刻歴

3.2.2 荷速度依存性

一軸圧縮試験時の荷速度の影響¹⁷⁾を確認するため、基準の荷速度である 1%/min に加え、0.04%/min と 10%/min で試験を実施した¹⁸⁾ (表 3-4 のケース 2~4, ケース 11~13)。荷速度 0.04%/min のケースでは、荷時間が数時間に及ぶため、供試体の乾燥防止を目的として加圧版の外側にフィルムを設置して試験を行った (写真 3-5)。

図 3-6 に応力ひずみ、間隙水圧ひずみ関係の試験結果を示す。右図に示す珪砂 7 号は、軸差応力の増加に伴って、初期は間隙水圧が上昇するものの、途中から減少して負圧となり、軸差応力が最大を超えると負圧が解放されて 0 となっている。一方、左図に示す珪砂 4 号は、間隙水圧の上昇がほとんど見られず、珪砂 7 号と比較して、軸応力および負圧が非常に小さいことがわかる。

図 3-7 に荷速度と一軸圧縮強さ、荷速度と最小間隙水圧の関係をまとめて示す。珪砂 7 号においては、荷速度の増加に伴って一軸圧縮強さも増加し、最小間隙水圧が低下する (負圧が大きくなる) 傾向が確認された。また、最小間隙水圧は全て負圧であり、一軸圧縮強さに負の間隙水圧の発生が影響しているものと考えられる。一方、粒径が大きい珪砂 4 号は、荷速度が変化しても一軸圧縮強さおよび最小間隙水圧はほとんど変化しなかった。その理由として、珪砂 4 号の改良土は、珪砂 7 号の改良土と比較して透水係数が高く、間隙水圧が消散しやすいため、負圧そのものの値が小さく、かつ荷速度の違いによる負圧の差が小さくなり、負圧の発生に伴う一軸圧縮強さの増加がほとんどみられなかったものと考えられる。

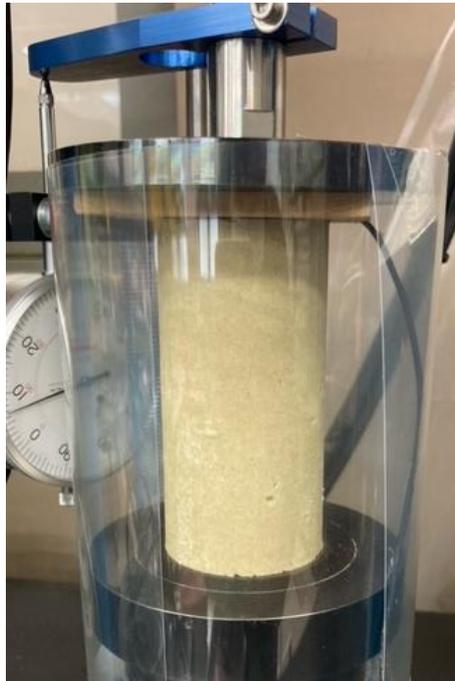


写真 3-5 荷速度 0.04%/min の荷状況

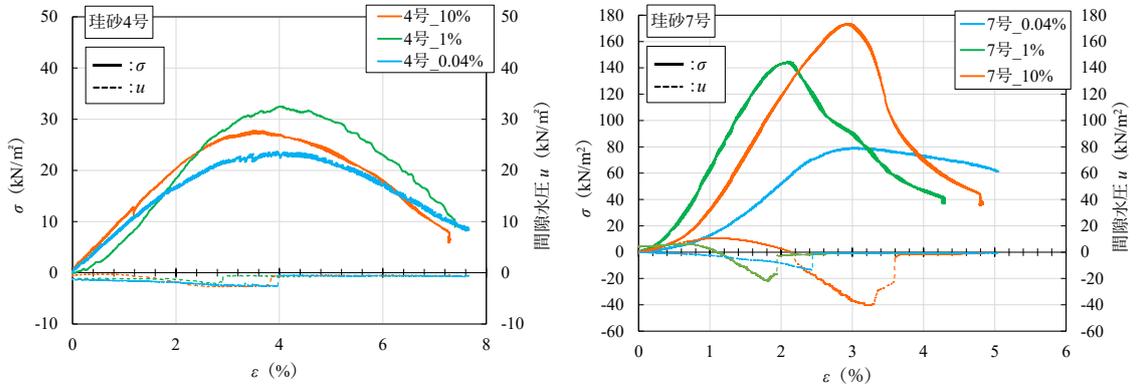


図 3-6 応力ひずみ，間隙水圧ひずみ関係の例

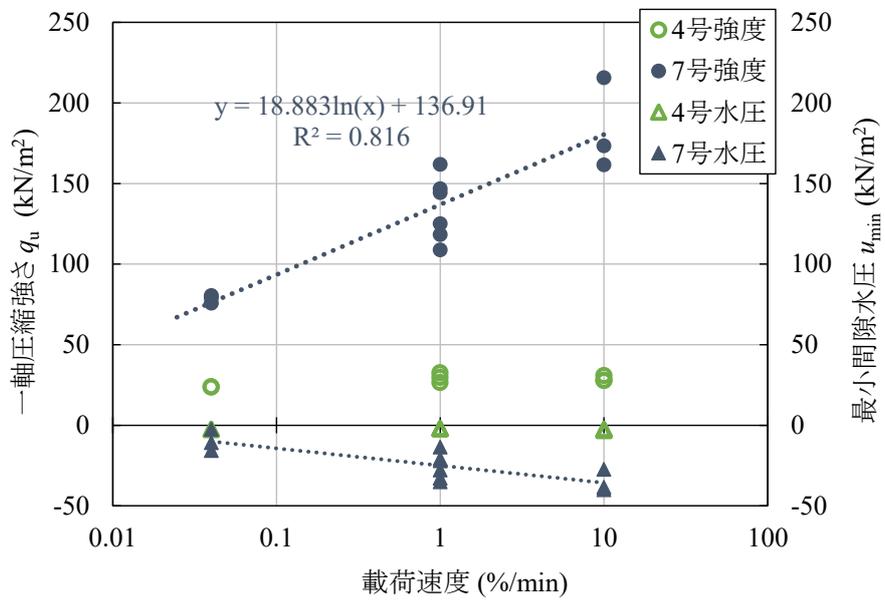


図 3-7 載荷速度と一軸圧縮強さおよび最小間隙水圧の関係

3.2.3 2つの強度成分 (q_u1 , q_u2)

一軸圧縮強さの発現には、間隙水圧(負圧)の発生が影響していることが示唆された。そこで、間隙水圧の発生に着目して、強度発現メカニズムを明らかにする。

図 3-8 に一軸圧縮試験結果の例 (ケース 12 (珪砂 7 号, シリカ濃度 6%, $D_r60\%$)) を示す。軸応力は、ひずみの増加に伴って増大し、ひずみ 2%程度で最大値に達してから減少する。間隙水圧は、ひずみが 1%程度となるまでは若干増加していくものの、その後は減少に転じて負圧となり、最小値に達してから負圧が解放されて 0 となる。間隙水圧の減少が始まる地点 (図中点 A) から正のダイレイタンスが発生していると考えられる。したがって、点 A 以降の増加応力は、ダイレイタンスに伴って発生した増加応力、点 A 以前は、ダイレイタンス発生前の増加応力と考えた。そこで、点 A までに増加した応力を q_u1 とし、点 A 以降に増加した応力を q_u2 とし、各々の強度発現メカニズムについて検討した。なお、点 A 以降の間隙水圧の減少量を σ_u として q_u2 に及ぼす影響を評価した。

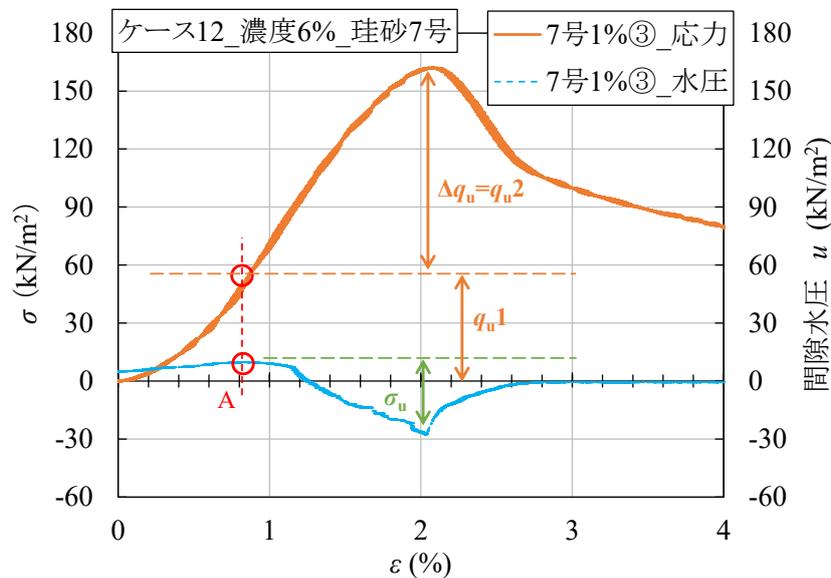


図 3-8 2つの強度の設定方法

供試体によっては、軸差応力の最大時と間隙水圧の最小時の発生タイミングが異なる場合があった。これは、破壊時に発生したクラックの位置と間隙水圧計の設置位置が異なっていたためと考えられる。したがって、**図 3-9** のように間隙水圧最小時の軸ひずみが軸差応力最大時の軸ひずみより大きい場合は、軸差応力最大時の間隙水圧を最小間隙水圧として発生負圧 (σ_u) を算定した。また、**図 3-10** のように間隙水圧最小時の軸差応力が最大とならない場合は、外挿して最小間隙水圧 (点 C) を求めた。具体的には、間隙水圧最大時 (点 A) から間隙水圧最小時 (点 B) までの軸差応力増加による間隙水圧の減少割合を求め、間隙水圧最小時 (点 B) 以降の軸差応力の増加量に応じた間隙水圧減少量を算定した。

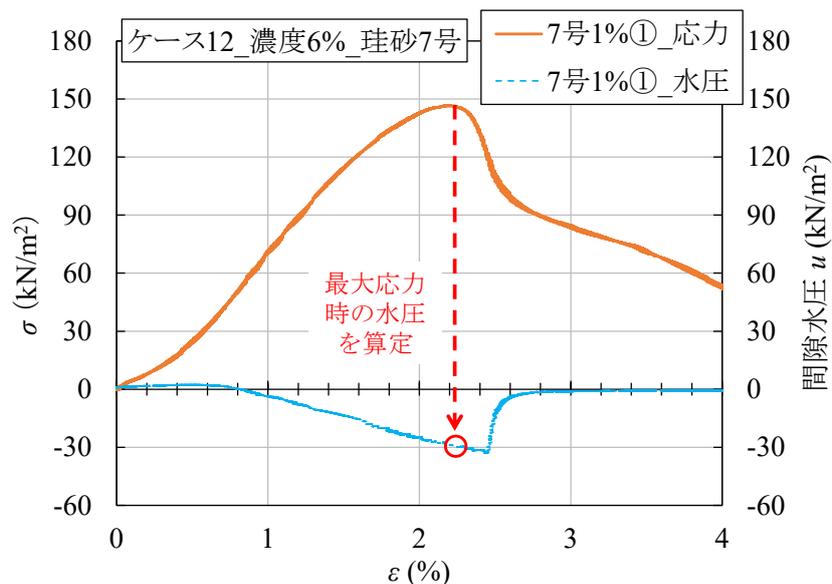


図 3-9 最大応力時の間隙水圧の算定例 1

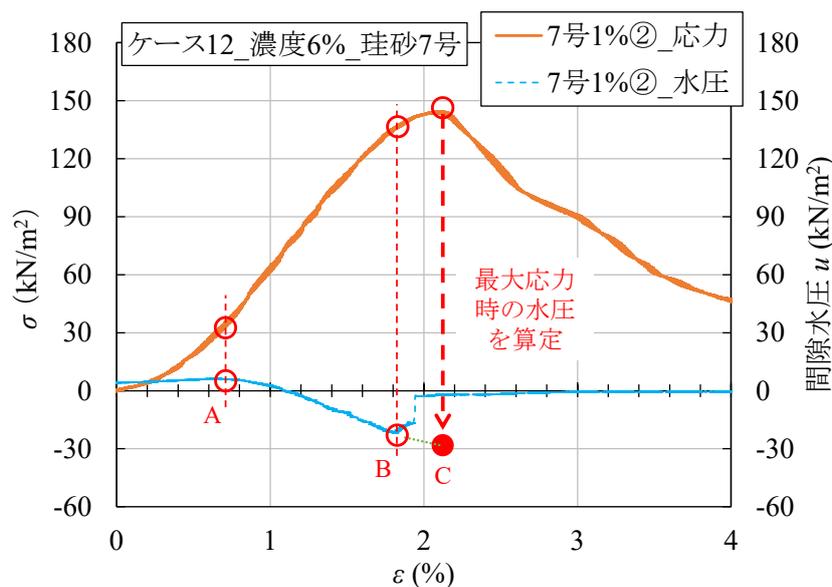


図 3-10 最大応力時の間隙水圧の算定例 2

3.2.4 試験結果

図 3-11 に珪砂 6 号を用いた薬液改良土の相対密度 D_r と一軸圧縮強さ q_u の関係を示す。 q_u は、 D_r が高くなるほど大きくなる傾向を示しており、 D_r 80% の 3 供試体の平均 q_u は、 D_r 40% の 3 供試体の平均 q_u と比較して、 シリカ濃度 6% で 1.2 倍、 シリカ濃度 10% で 1.3 倍となった。 これは、 社本ら¹⁹⁾や林・秋本²⁰⁾と概ね同様の傾向であった。 また、 シリカ濃度 10% の平均一軸圧縮強さは、 シリカ濃度 6% の 2.2 倍となり、 薬液濃度の増加に伴って強度も大きくなった²¹⁾。

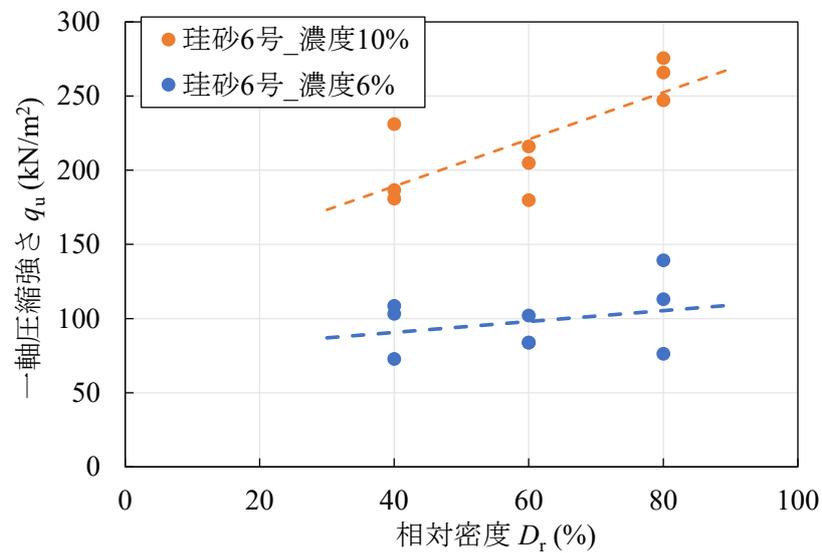


図 3-11 D_r と q_u の関係

図 3-12 に D_{50} と q_{u1} の関係を示す。これは、薬液濃度 6%、相対密度 60%の一軸圧縮試験結果をまとめたものである。低強度の範囲においてバラツキが見られるものの、 q_{u1} は D_{50} と相関関係にあり、 D_{50} が大きくなるほど q_{u1} は小さくなることがわかる。後述するように、この原因は、土粒子が大きくなるほど、比表面積が小さくなり、土粒子とホモゲルの接触面積が小さくなるためと考えられる。

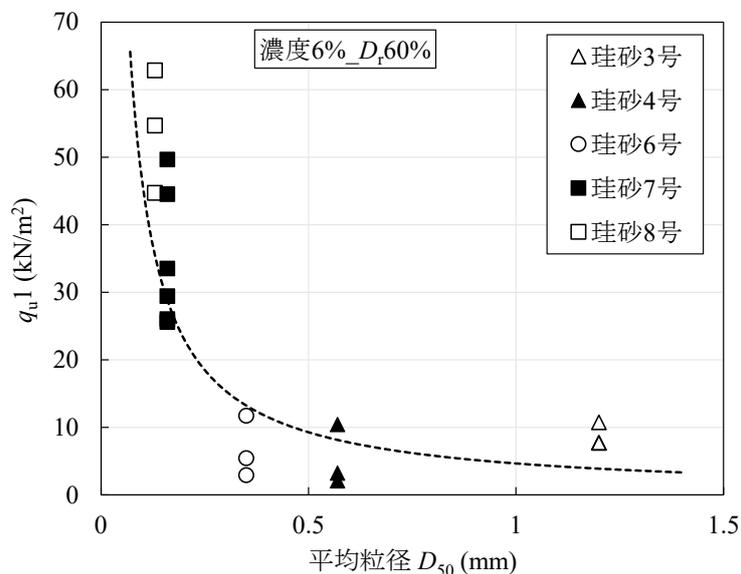


図 3-12 D_{50} と q_{u1} の関係

図 3-13 に薬液濃度 6%、 D_r 60%の一軸圧縮試験結果における D_{50} と q_{u2} の関係を示す。 q_{u2} は、 q_{u1} と同様に D_{50} と相関関係にあり、 D_{50} が大きくなるほど小さくなることがわかる。これは、粒径が大きいほど、供試体の透水係数が高くなり、供試体内に負圧が蓄積しにくくなるためと想定している。

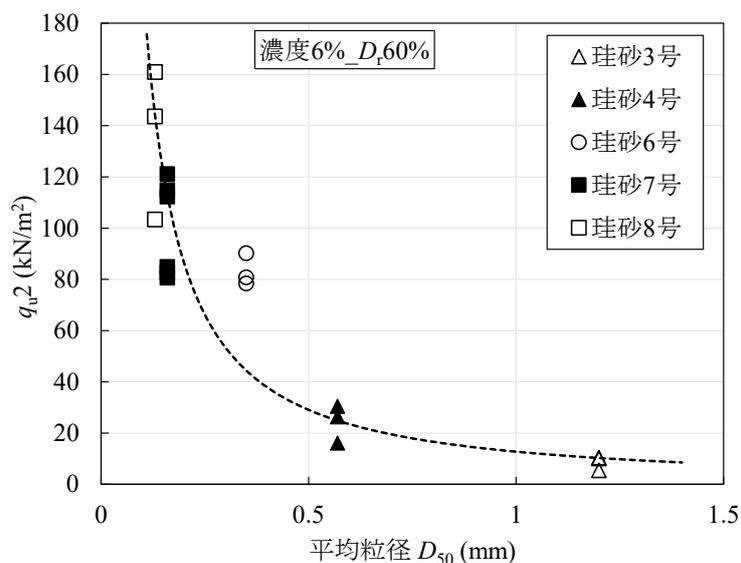


図 3-13 D_{50} と q_{u2} の関係

図 3-14 に D_r と q_{u2} の関係を示す。これは、珪砂 6 号を使用した一軸圧縮試験の結果をまとめたものである。多少のバラツキはあるが、これは、薬液注入改良土は、 $q_u = 100 \sim 200 \text{ kN/m}^2$ 程度の低強度であり、供試体端面の状況等、些細な要因でバラツキが生じやすい傾向にあるためである。そこで、既往の研究^{19),20)}と同様に平均値を用いて全体の傾向を把握した。図より q_{u2} は D_r が高くなるほど大きくなる傾向を示していることがわかる。

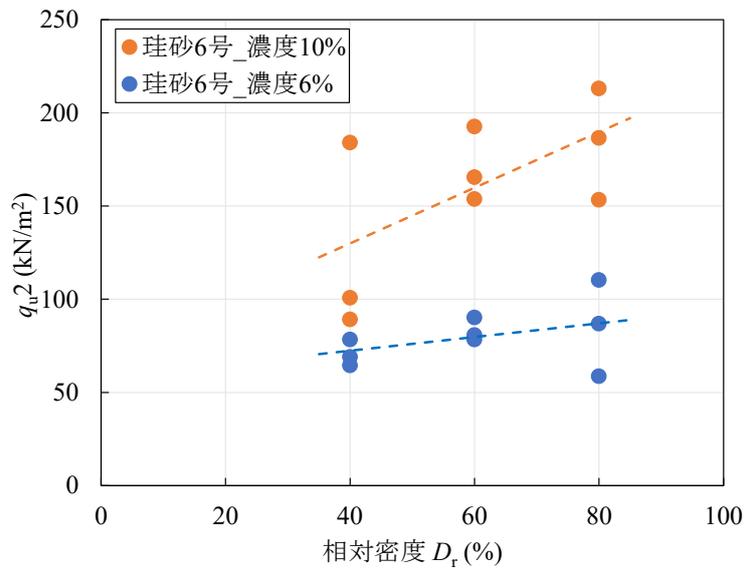


図 3-14 D_r と q_{u2} の関係

図 3-15 に D_r と q_{u1} の関係を示す。 q_{u2} と同様にバラツキは大きいものの、相対密度による増加傾向は認められないことから、 q_{u1} は q_{u2} と比べて D_r との相関が弱いものと考えられる²¹⁾。

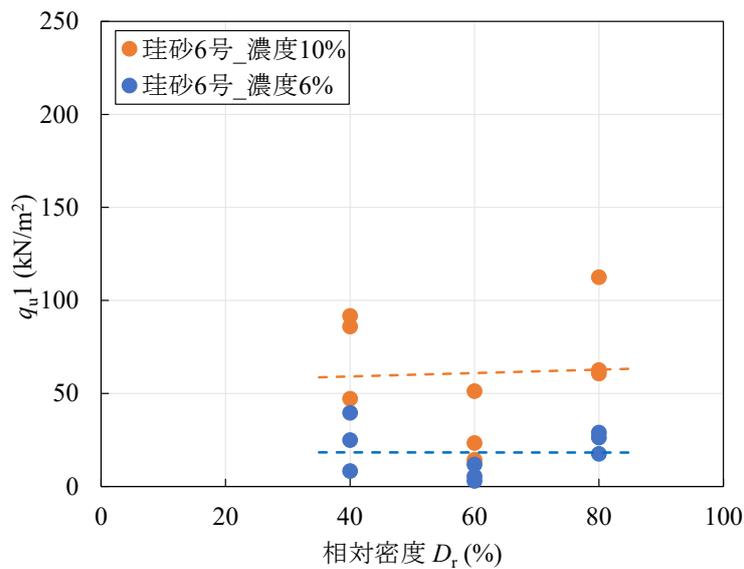


図 3-15 D_r と q_{u1} の関係

図 3-16 に発生負圧 σ_u と q_{u2} の関係を示す。これは、表 3-4 に示す載荷速度 1%/min の全ケースについて整理したものである。珪砂 3 号や珪砂 4 号の改良体の q_u は、30 kN/m^2 以下と非常に小さく、発生負圧も 1 kN/m^2 程度と非常に小さいことから、間隙水圧の最大時（図 3-8 の点 A）を正確に取得することが困難であった。しかしながら、これらの値を含めても、粒径、密度、濃度が異なっても発生負圧の増加に伴って q_{u2} が大きくなる傾向を示した。以上より、 σ_u は q_{u2} に対して大きな影響を与えていると考えられる。

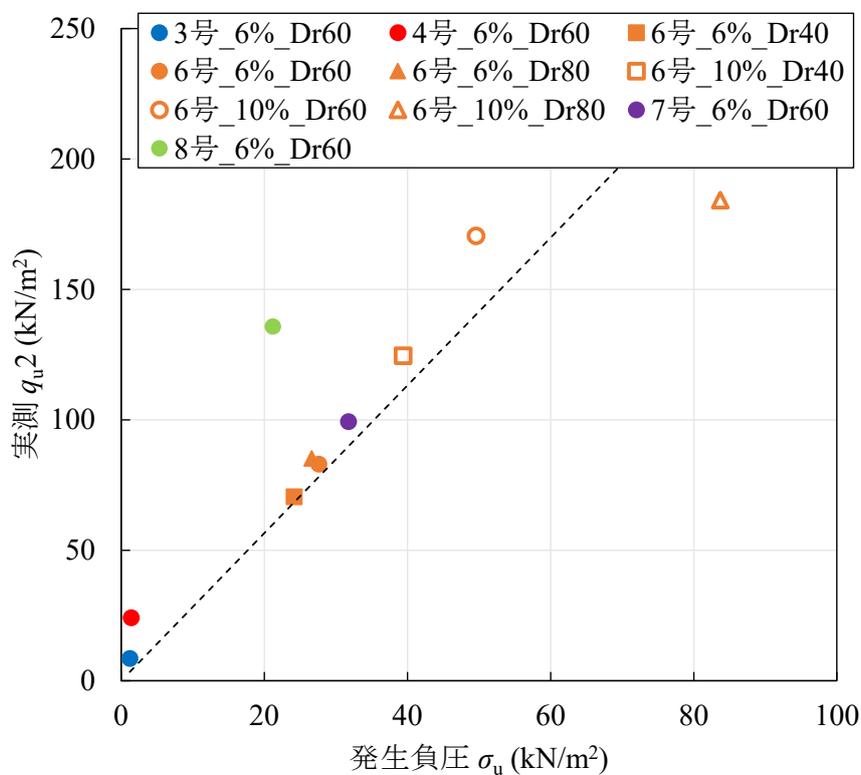


図 3-16 発生負圧 σ_u と q_{u2} の関係

図 3-17 に、一軸圧縮強さ q_u のうち、 q_{u1} と q_{u2} が占める割合を珪砂の種類ごとに示す。これは、薬液濃度 6% のケースをまとめたものである。粒径が大きい珪砂 3 号は、前述のようにバラツキを含んでおり、傾向が異なるものの、それ以外で見ると、全体的には q_{u1} が占める割合は、概ね 20~30% となっており、 q_{u2} よりも小さい傾向を示している。

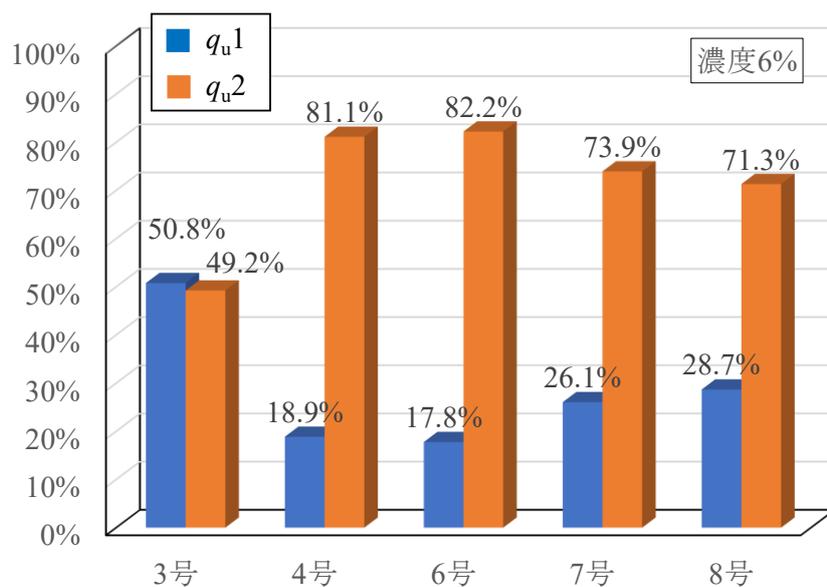


図 3-17 q_{u1} と q_{u2} が全体の強度に占める割合 (砂の種類による比較)

図 3-18 には、珪砂 6 号を用いた試験の q_{u1} と q_{u2} が占める割合を示す。全体的に q_{u2} の割合が大きいものの、濃度 10%で D_r 40%のケースは q_{u1} の割合が大きくなっており、濃度が高く、 D_r が小さい方が q_{u1} の割合が大きくなる傾向にある。濃度ごとにまとめると（図 3-19）、 q_{u1} が占める割合は、濃度 6%で 17.8%、濃度 10%で 27.8%となっており、 q_{u2} が占める割合よりも相対的に小さいことがわかる。また、 q_{u1} が占める割合は、濃度が高い方が大きくなっているため、 q_{u1} の方が薬液濃度の影響を受けやすい強度成分であると考えられる。

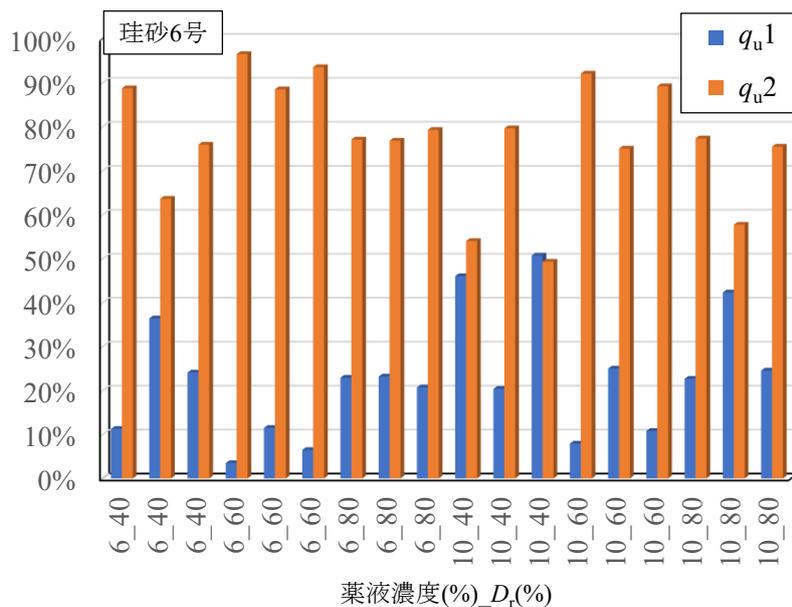


図 3-18 q_{u1} と q_{u2} が強度に占める割合（珪砂 6 号）

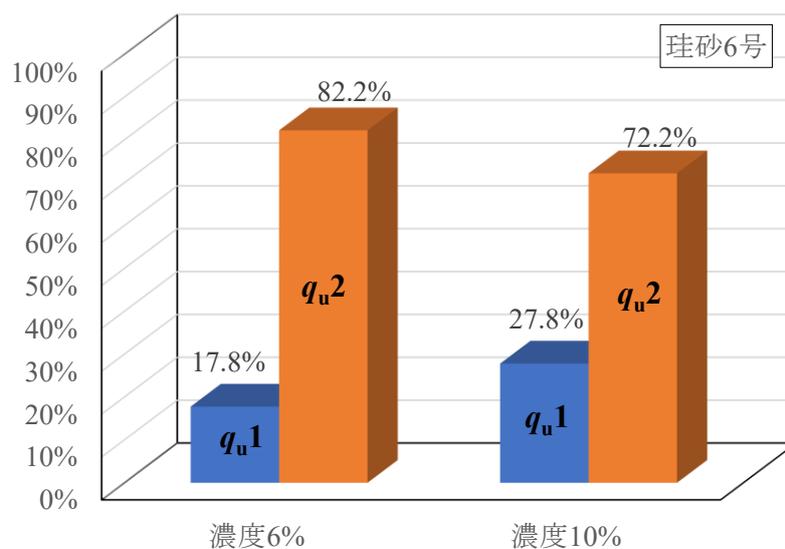


図 3-19 q_{u1} と q_{u2} が強度に占める割合（濃度で比較）

3.2.5 q_{u1} の発現要因

q_{u1} は、正のダイレイタンスが発生する前の強度であるため、土粒子の大きな移動を伴わない強度である。また、**図 3-19** で示したように薬液濃度の影響を受けやすい強度成分であることから、薬液と土粒子の付着が関係するものと考えた。そこで、単位体積あたりの土粒子表面積 S を用いて q_{u1} を推定した¹²⁾ものの、薬液と土粒子の付着力については明らかになっていない。

森・田村³⁾は、ダイレイタンスの影響を受けない強度として、限界強度 q_{cR} を提案している。これは、給水可能条件において、一定応力で 24 時間载荷する一軸クリープ試験を実施して破壊が生じない最大応力と定義している。この q_{cR} は、粒径や密度の影響が少なく、ホモゲルのせん断強度 c_0 から算定できるとしている。そこで、本試験の限界強度 q_{cR} を算定したが、 q_{cR} は q_{u1} の 1/10 程度となり、大きく異なっていた⁹⁾。

一方、本研究で着目した圧裂引張り試験は、薬液と土粒子の付着が切れて縦割れする破壊形態となるため、この試験で得られる圧裂引張り強さ σ_t は、付着力との相関が強いと考えた。そこで、**表 3-6** のケースで圧裂引張り試験を実施し、 q_{u1} の発現要因に関する検討を行った。 q_{u1} の推定方法としては、圧裂引張り試験で算出される圧裂引張り強さ σ_t が土粒子と薬液の付着力からなる強度であることから、 $\sigma_t = q_{u1}$ とする方法（方法①）と、拘束圧が無い状態で引張力を载荷した際の最大引張り応力と見なして、**図 3-20** に示すモールクーロンの破壊規準で表す方法（方法②）が考えられる。そこで、2つの方法を用いて q_{u1} を推定し、実測 q_{u1} と比較した。方法②を用いた場合の改良土の粘着力 c_1 は**式(3.1)**で算定できる。

$$c_1 = \frac{\sigma_t}{2} \cdot \frac{1}{\tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} \quad (3.1)$$

ここで、 φ は改良前後で変化しないとの報告^{22), 23)}があるため、改良前の砂の内部摩擦角とし、珪砂 4 号、6 号、7 号の φ は、それぞれ CD 三軸試験で求めた 37.0°, 35.8°, 38.2°を用いた。 q_{u1} はダイレイタンスに関連しない粘着力成分ととらえ、拘束圧に依存しない強度であると考えた。そこで、 q_{u1} は図で示したように粘着力 c_1 の 2 倍として算定した ($q_{u1} = 2c_1$)。

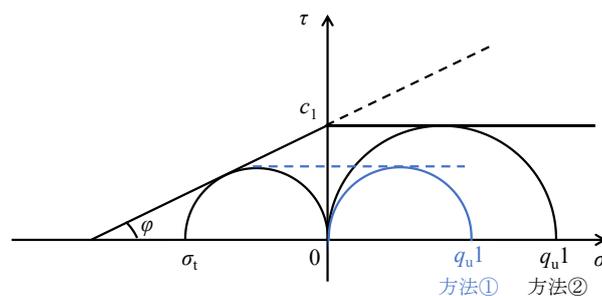


図 3-20 σ_t と c_1 および q_{u1} の関係

図 3-21 に方法①，図 3-22 に方法②で推定した q_{u1} と実測値の関係を示す。方法①での推定では，実測値よりも小さくなる傾向にあるものの，推定値と実測値は概ね近い値を示している。方法②での推定では，実測値よりも大きくなる傾向にあるものの，推定値と実測値は概ね近い値を示していた。どちらの推定方法を用いても実測値と近い値になったことから， q_{u1} は，粒径や薬液濃度の違いによらず，圧裂引張り強さ σ_t を用いて，評価できることがわかった。

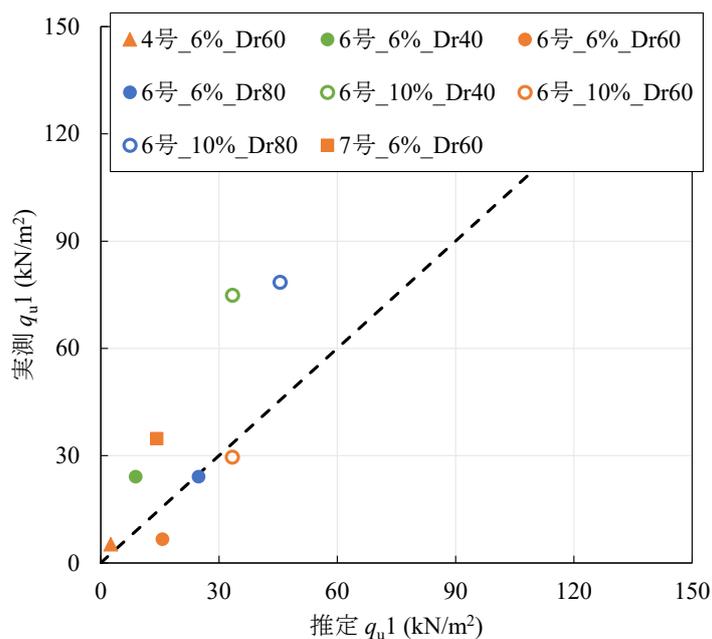


図 3-21 q_{u1} の実測値と推定値の比較（方法①）

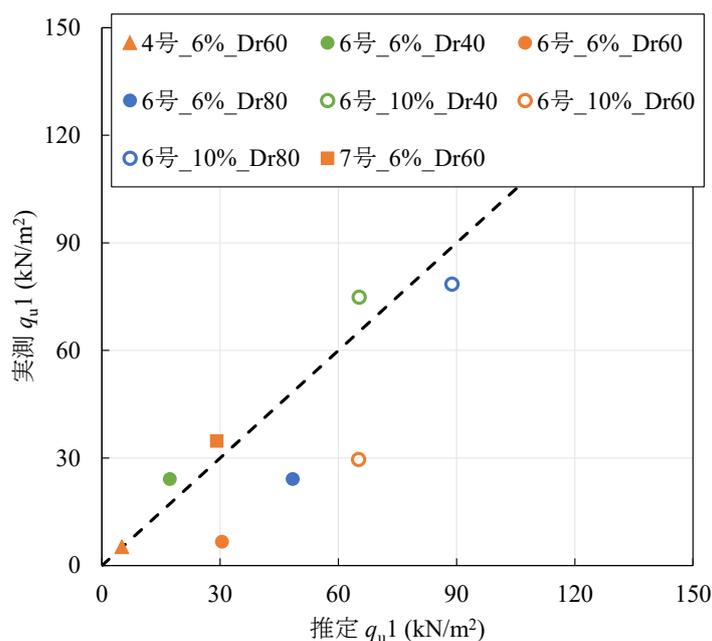


図 3-22 q_{u1} の実測値と推定値の比較（方法②）

3.2.6 q_u2 の発現要因

q_u2 は、正のダイレイタンスによって発生した負圧 σ_u により、供試体内部が負圧、外部が大気圧となり、その差が拘束圧として作用して有効応力が増加することで発現する強度であると考えられるため、**図 3-23** に示すモールクーロンの破壊規準を適用した。図より、 q_u2 は、载荷時に発生する σ_u と材料の内部摩擦角 φ から**式(3.2)**で示すことができる。なお式中の c_2 は、**式(3.3)**で示すことができる。

$$q_u2 = 2 \cdot c_2 \cdot \tan(45 + \varphi/2) \quad (3.2)$$

$$c_2 = \sigma_u \cdot \tan \varphi \quad (3.3)$$

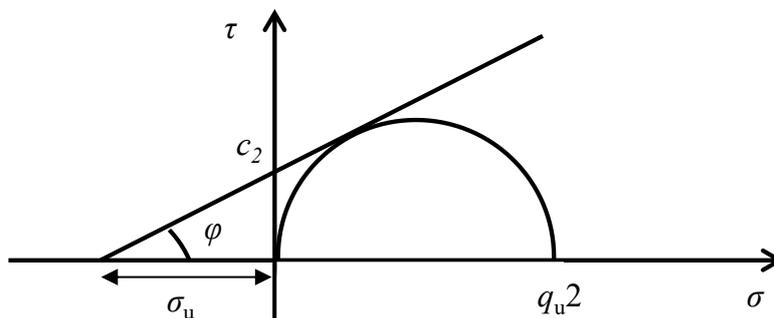


図 3-23 発生負圧と q_u2 の関係

図 3-24 に一軸圧縮試験中に発生した σ_u から式(3.2), 式(3.3)を用いて推定した q_{u2} と実測 q_{u2} の関係を示す. 全体的に実測値と推定値は概ね近い値となっており, q_{u2} は σ_u との相関が強く, ダイレイタンスーに関係して発現していることが確認できた.

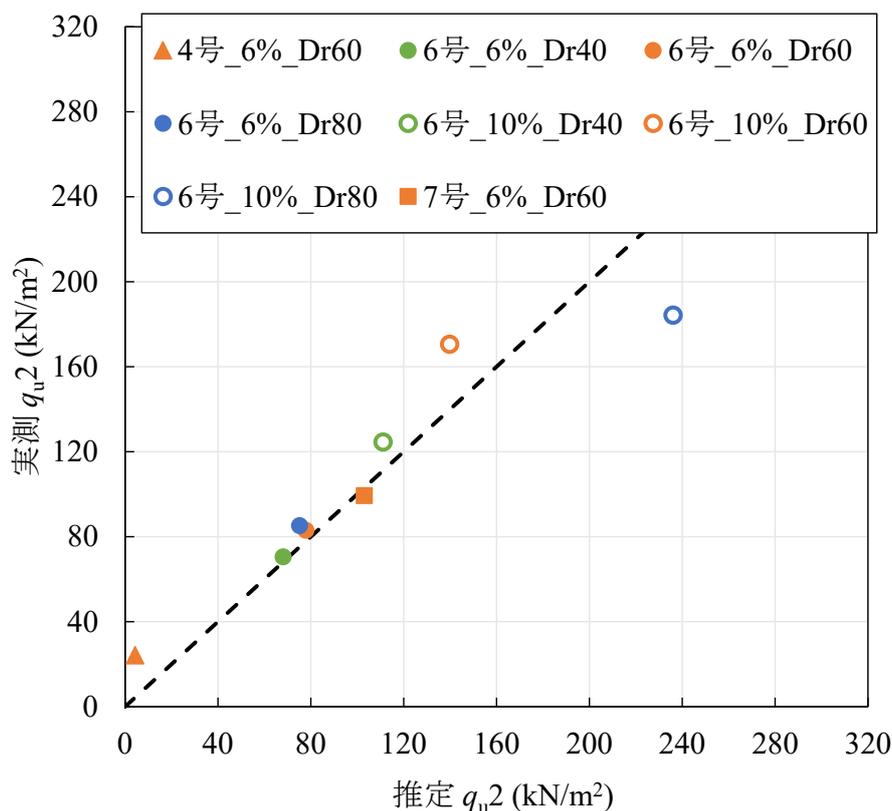


図 3-24 q_{u2} の実測値と推定値の比較

推定 q_{u1} と推定 q_{u2} の和で算定した推定 q_u と実測 q_u の関係を図 3-25 と図 3-26 に示す. 図 3-25 が前述の方法①で q_{u1} を推定した結果であり, 図 3-26 が方法②で q_{u1} を推定した結果である. 前述の通り, q_{u1} が q_u に占める割合は, 概ね 20~30%と小さいため, 図 3-21 と図 3-22 の比較でみられた差異が, q_u の推定ではほとんど認められない. 以上より推定 q_u は, 実測 q_u と概ね同等の値を示しており, 薬液改良土の q_u は, 土粒子と薬液の付着力に関係する q_{u1} とダイレイタンスーに伴って発生する負圧に依存する q_{u2} によって構成されていることが確認できた.

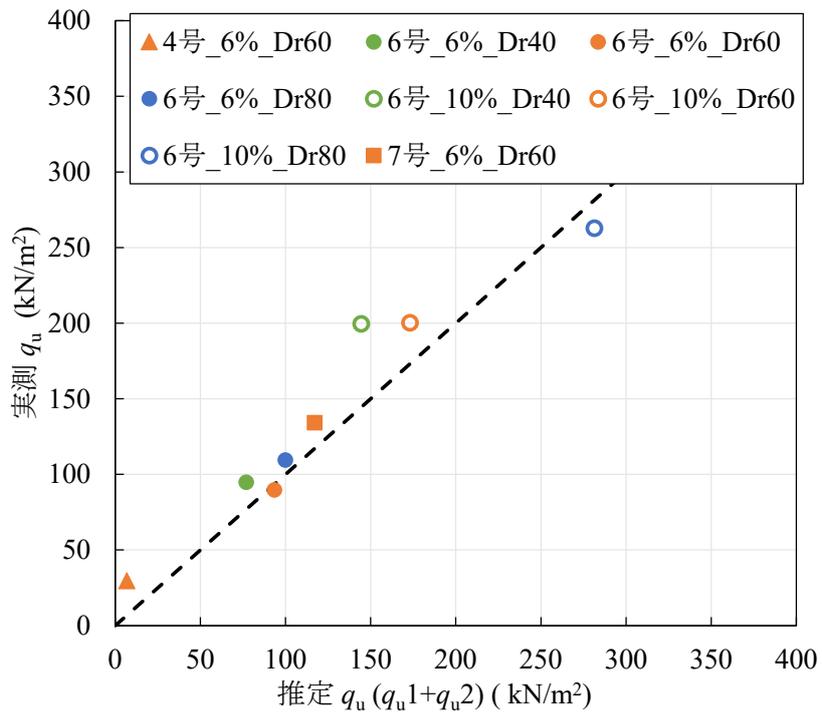


図 3-25 実測 q_u と推定 q_u の比較 (方法①)

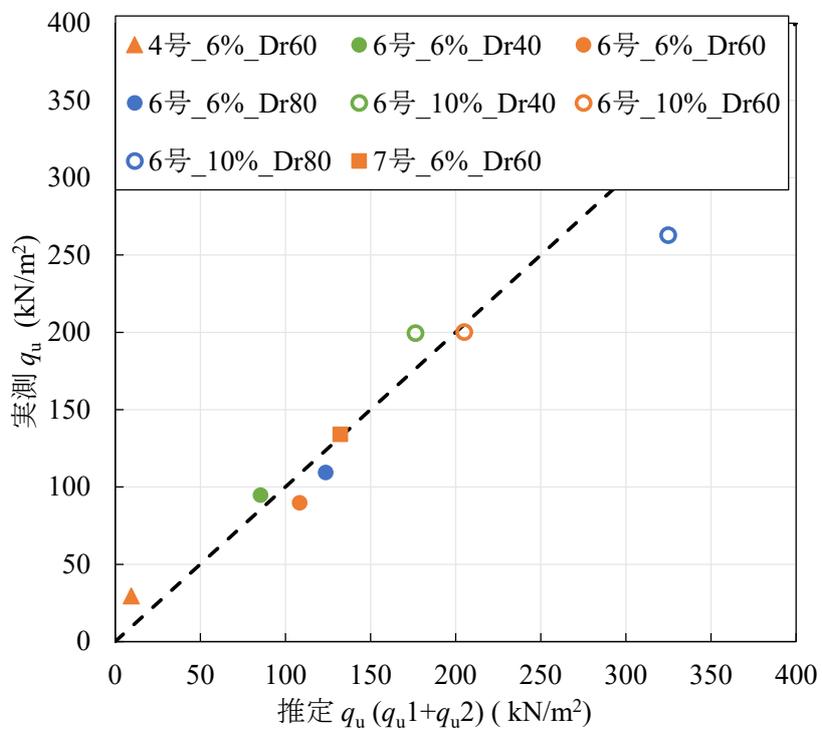


図 3-26 実測 q_u と推定 q_u の比較 (方法②)

3.2.7 飽和度の影響

改良供試体内に発生する負圧 σ_u は、供試体の飽和度によって変化すると考えられるため、 q_u も飽和度の影響を受けると想定した。そこで、飽和度の影響を確認するため、改良体内に空気が含まれている飽和度が低い供試体を作製し、一軸圧縮試験を行うことで、飽和度と一軸圧縮強さの関係を確認した。

(1) 実験概要

試料は、表 3-3 に示す東北珪砂 6 号を使用した。また、薬液は、表 3-1 に示すシリカ濃度 6% と 10% を使用した。本実験の飽和度は、供試体内の間隙の体積に占める薬液体積の割合（以下、薬液飽和度 α ）で定義する。薬液飽和度 100% の供試体は、「3.2.1 実施概要」に記載の「薬液中に砂を落下させる方法」で作製した。それ以外の供試体は、設定した薬液飽和度となるように所定量の薬液と乾燥砂を混合し、モールド内に 4 層にわけて投入して層ごとにガラス棒で突き固めて作製した。薬液と乾燥砂を混合した状況を写真 3-6 に示す。供試体作製時には、上記の検討と同様に供試体中心部に超小型間隙水圧計を埋設し、14 日間養生後に一軸圧縮試験を実施した。



写真 3-6 薬液と試料の混合状況

表 3-7 に飽和度の影響確認実験の実施ケースを示す。薬液飽和度は、100%、90%、80%、70%、60%の5ケースとし、相対密度 (D_r) は60%に設定して各ケース3本の供試体で評価した。試験時の载荷速度は1%/minで実施した。供試体の薬液飽和度は、一軸圧縮試験後の供試体の含水比から算定し、目標値と概ね等しいことを確認した(図 3-27)。薬液改良土の構成を図 3-28 に示す。薬液の固化体(ホモゲル)に含まれる水分(薬液中の水分)は、乾燥によって概ね蒸発するものの、微量の固体(薬液中の固体)が残る。したがって、薬液固化体の含水比(薬液の含水比 w_{si})を事前に計測し、その含水比を考慮して供試体の飽和度(薬液飽和度 S_r)を算定した。薬液固化体の含水比計測状況を写真 3-7 に、計測結果を表 3-8 に示す。

表 3-7 飽和度の影響確認実験 実施ケース

ケース	薬液飽和度 α (%)	シリカ濃度 (%)	相対密度 D_r (%)	間隙率 n
1-1	100	6	60	0.40
1-2	90			
1-3	80			
1-4	70			
1-5	60			
2-1	100	10		
2-2	90			
2-3	80			
2-4	70			
2-5	60			

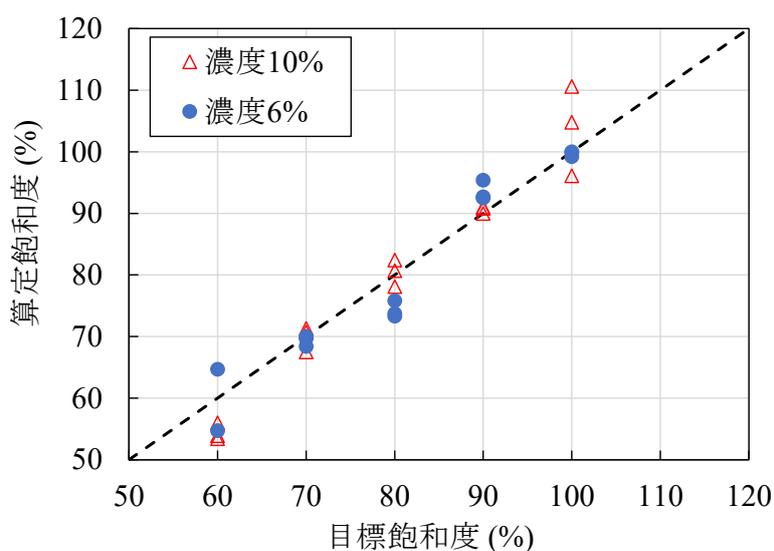


図 3-27 飽和度確認結果

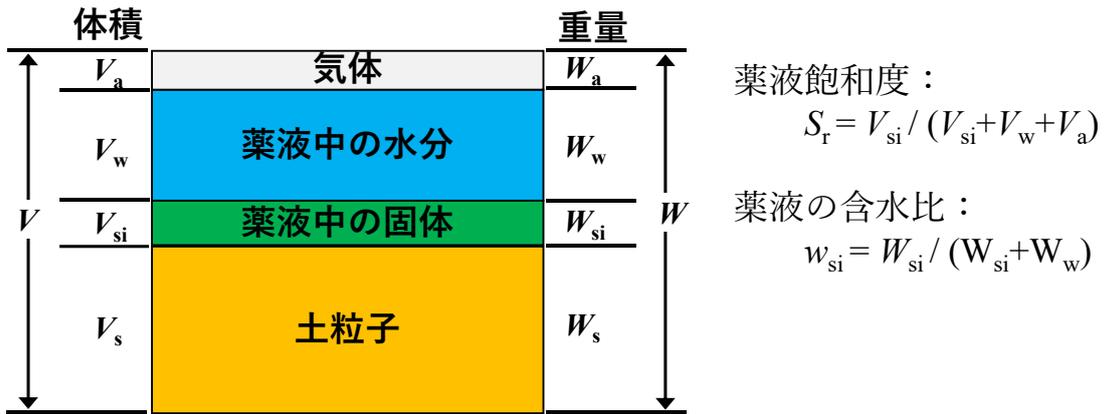


図 3-28 薬液改良土の構成



a) 乾燥前

b) 乾燥後

写真 3-7 ホモゲルの含水比計測

表 3-8 ホモゲルの含水比計測結果

薬液濃度	試料と容器	乾燥後	容器	含水比
	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	w (%)
6%	840.4	460.3	421.3	974.6
10%	925.1	500.4	416.2	504.4

(2) 実験結果

図 3-29 に薬液飽和度 α と一軸圧縮強さ q_u の関係を示す。 $\alpha=100\%$ の一軸圧縮強さは、 $\alpha=60\%$ に比べ、シリカ濃度 6%で 5.4 倍、シリカ濃度 10%で 4.5 倍となり、薬液飽和度が高くなるほど一軸圧縮強さが大きくなった。また、シリカ濃度 10%の平均一軸圧縮強さは、シリカ濃度 6%の 2.6 倍であり、シリカ濃度が高いほど強度が大きくなった。

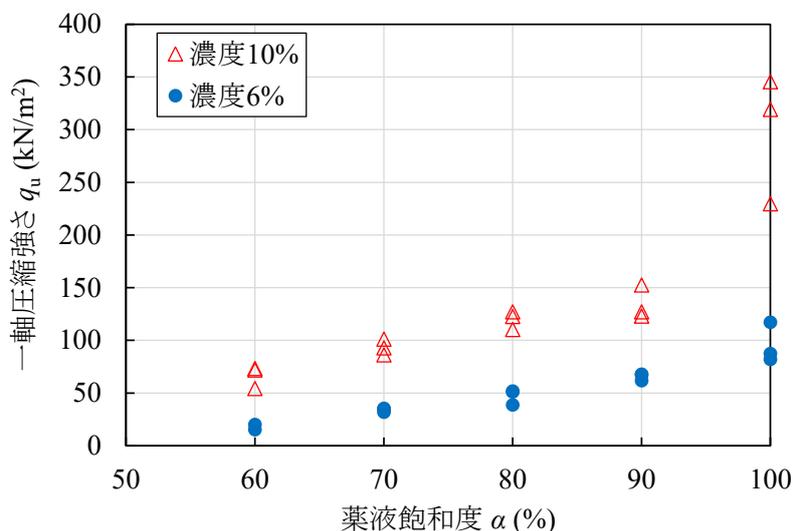


図 3-29 薬液飽和度 α と一軸圧縮強さ q_u の関係

図 3-30 に薬液飽和度 α と負圧 σ_u の関係を示す。薬液飽和度が高くなるほど負圧が大きくなる傾向を示しており、 $\alpha = 60\%$ の σ_u は 0.5 kN/m^2 以下であった。供試体内に空気が混入して飽和度が低くなった供試体は、圧縮時に気泡が収縮するため、負圧が発生しにくくなっている。濃度 10%の薬液飽和度 90%と 100%では、大きなバラツキが見られた。これは、供試体内に設置した間隙水圧計の周辺に微細なクラックが発生しており、計測している負圧が早期に開放されたためと推察している。

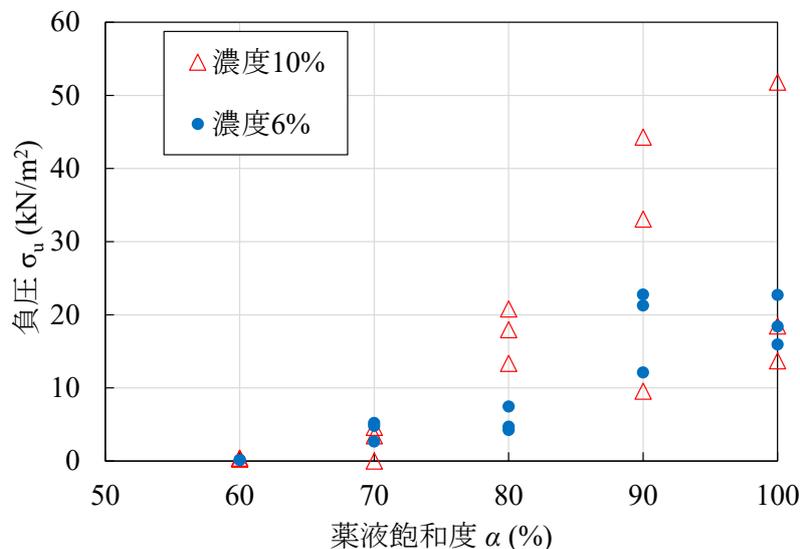


図 3-30 薬液飽和度 α と負圧 σ_u の関係

図 3-31 に薬液飽和度 α と q_{u2} の関係を示す。 $\alpha=100\%$ の q_{u2} は、 $\alpha=60\%$ に比べ、 シリカ濃度 6% で 10.4 倍、 シリカ濃度 10% では 7.2 倍となった。 薬液飽和度が高くなるほど q_{u2} が大きくなっており、 q_u よりも q_{u2} の方が薬液飽和度の影響が大きいことがわかる。 濃度 10% の平均 q_{u2} は、 濃度 6% の平均 q_{u2} の 1.7 倍となっており、 q_u と比較して濃度による増加割合が小さくなっている。 ダイレイタンスーに起因する q_{u2} は、 濃度の影響が小さく、 飽和度の影響が大きいことがわかる。

ダイレイタンスーは、 土粒子に発生する現象であるにも関わらず、 ダイレイタンスーによって生じる強度である q_{u2} は薬液濃度によって異なっている。 これは、 改良土の間隙に占めるホモゲルの強度によって、 ダイレイタンスーの影響で発生する負圧の大きさが異なることを示唆している。

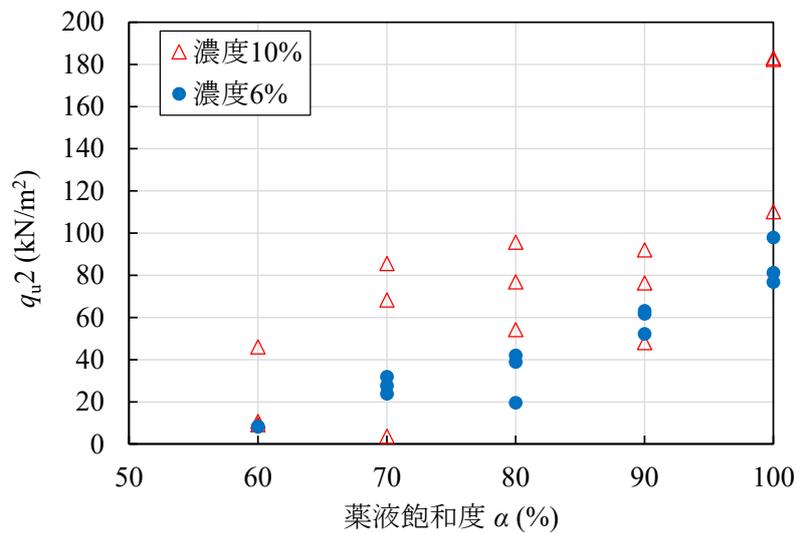


図 3-31 薬液飽和度 α と q_{u2} の関係

図 3-32 に薬液飽和度 α と q_{u1} の関係を示す。濃度 6%では、薬液飽和度によらず、概ね一定であり、濃度 10%では薬液飽和度が高くなると q_{u1} が大きくなる傾向を示した。薬液飽和度が高くなるほど、ホモゲルと土粒子の付着面積が大きくなるため、 q_{u1} が大きくなると想定されるものの、濃度 6%ではホモゲルの強度が低く、付着力自体が小さいため、薬液飽和度の影響が小さくなっていると考えられる。濃度 10%の平均 q_{u1} は濃度 6%の 7.1 倍となった。 q_{u1} は薬液の付着力に起因するため、濃度の影響が強くなることから、 α よりも濃度による違いが大きくなったと考えられる。

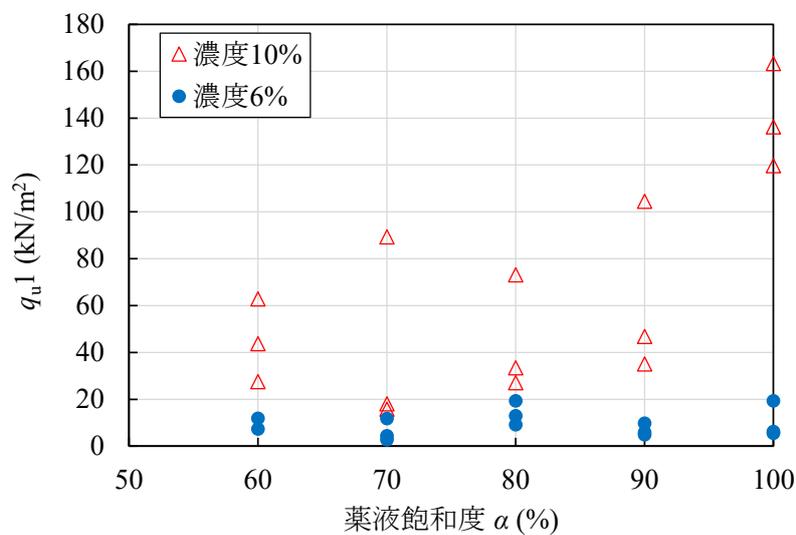


図 3-32 薬液飽和度 α と q_{u1} の関係

図 3-33 に q_u に占める q_{u1} と q_{u2} の割合を示す。 q_{u1} の割合は、濃度 6% で平均 23%、濃度 10% で平均 48% であり、 q_{u2} の割合よりも低くなっている。 また、濃度 10% の方が濃度 6% より q_{u1} の割合が高くなっている。 これは、 q_{u1} が付着力に起因する強度であり、ホモゲル自体の強度の影響が大きいことが原因と考えられる。 なお、セメント固化処理土のようにセメント自体の強度が大きく、ダイレイタンスーが発生しないような材料の場合は、 q_{u1} の割合が高くなり、 q_{u2} の割合は相対的に小さくなるものと考えられる。

飽和度の影響をみると、飽和度が小さくなるほど q_{u2} の割合が小さくなる傾向を示していることがわかる。 これは、空気が多くなるほど気泡の収縮量が大きくなるため、ダイレイタンスーによる負圧が発生しにくくなっているためと考えられる。

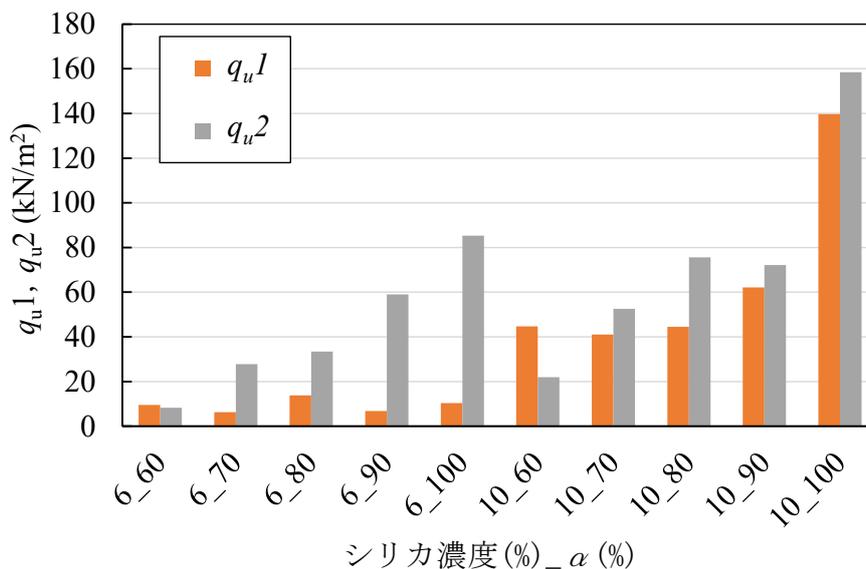


図 3-33 q_u に占める q_{u1} と q_{u2}

図 3-34 に発生した負圧 σ_u と q_{u2} の関係を示す。ここでは、同じ珪砂 6 号を用いて $D_r = 60\%$ で実施した表 3-4 のケース 6 とケース 9 も示している。破線は、負圧から q_{u2} を求める式(3.2)と式(3.3)に珪砂 6 号の内部摩擦角 $\varphi = 37.2^\circ$ を代入したものである。本実験は、負圧が小さい範囲の結果が多く、 q_{u2} は推定式よりも大きくなる傾向を示した。これは、飽和度が低いことから負圧が非常に小さくなり、負圧の発生開始点を正確に把握することが難しいためと考えられる。しかしながら、推定式は全体的な傾向をよくとらえているため、飽和度 60%以上では推定式を適用することが可能であると考えられる。

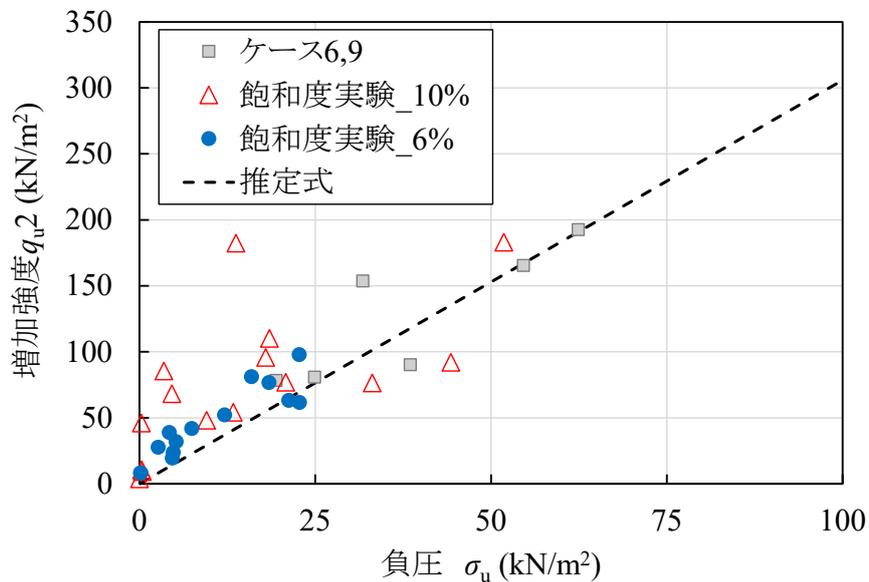


図 3-34 負圧 σ_u と q_{u2} の関係

3.3 本章のまとめ

本章では、薬液注入改良土の強度発現メカニズムを解明するため、内部に超小型間隙水圧計を埋め込んだ供試体を用いた一軸圧縮試験を実施して、载荷中に発生する負圧と強度の関係を確認した。また、土粒子と薬液の付着力を明らかにするために圧裂引張り試験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・ 収縮率が低い薬液を使用した場合、供試体内部の間隙水圧は供試体養生中にほとんど変化しないため、収縮による強度増加は少ないと考えられる。
- ・ 薬液改良土の一軸圧縮強さ q_u は、使用材料の平均粒径 D_{50} が小さいほど、载荷速度が大きいほど大きくなる。
- ・ 薬液改良土の一軸圧縮強さ q_u は、正のダイレイタンスー発生前の強度 q_{u1} と正のダイレイタンスー発生後の強度 q_{u2} によって構成されている。
- ・ 一軸圧縮強さ q_u のうち、 q_{u1} が占める割合は概ね 20～50% であり、 q_{u2} が占める割合の方が大きい。この割合は薬液濃度によって異なり、濃度が高くなるほど q_{u1} が占める割合が大きくなる。
- ・ q_{u1} は、土粒子と薬液の付着に関する強度であり、圧裂引張り試験によって得られる圧裂引張り強さ σ_t を用いて、2つの方法で評価することができる。
- ・ q_{u2} は、一軸圧縮試験の载荷時に発生する負圧 σ_u と土の内部摩擦角 φ を用いて推定することが可能であり、正のダイレイタンスーの発生に伴って生じる負圧と供試体に作用する大気圧との差が有効応力として働く強度であり、式(3.2)で評価できる。
- ・ 薬液飽和度が低下し、供試体が不飽和になると、負圧も減少し、 q_{u2} が小さくなる。
- ・ 発生負圧と q_{u2} の関係は、飽和度 60～100% の範囲で推定式 (式(3.2), 式(3.3)) が適用可能である。

参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），p.22，2020.
- 2) 林健太郎，小野大和：薬液のホモゲル強度と改良砂の一軸圧縮強度の関係，第44回地盤工学研究発表会，pp.607-608，2009.
- 3) 森麟，田村昌仁：水ガラス系固結砂の強度に関する工学的特性，土木学会論文集，第370号，III-5，pp.113-122，1986.
- 4) 諏訪裕哉，末政直晃，島田俊介：薬液注入を施した地盤の強度発現に関する研究，第40回地盤工学研究発表会，pp.753-754，2005.
- 5) 諏訪裕哉，末政直晃，島田俊介，佐々木隆光：低シリカ濃度の薬液を用いた改良体の強度増加メカニズム，土木学会第61回年次学術講演会，pp.251-252，2006.
- 6) 山崎浩之，善功企，河村健輔：溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用，港湾空港技術研究所報告，第41巻第2号，pp.119-151，2002.
- 7) 佐々木隆光，末政直晃，島田俊介：薬液改良土の三軸圧縮試験による強度変形特性，第52回地盤工学研究発表会，pp.495-496，2017.
- 8) 清水正喜・高田亮：一軸圧縮強さに対する圧縮速度の影響－有効応力による評価－，第41回地盤工学シンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.29-32，1996.
- 9) 池亀温子，出口紗帆里，末政直晃，片桐雅明：鋭敏性粘性土の簡易サクシオン測定に関する研究，土木学会第66回年次学術講演会，pp.753-754，2011.
- 10) 佐々木隆光，小山忠雄，末政直晃，島田俊介：薬液注入材の体積変化に伴う拘束効果に関する検討，第50回地盤工学研究発表会，pp.595-596，2015.
- 11) 秋本哲平，仙頭紀明，上野一彦：溶液型薬液を用いた改良土の強度発現メカニズムと簡易強度推定に関する研究，土木学会論文集，Vol.79，No.8，23-00025，2023.
- 12) 秋本哲平，仙頭紀明，上野一彦：薬液注入改良土の一軸圧縮強さに影響を及ぼす要因の評価，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.78，No.2，pp.I_535-I_540，2022.
- 13) 大西高明，鈴木雅人，林田晃，小宮一仁：コロイダルシリカを混入した酸性シリカゾル注入材の物性に関する研究，第48回地盤工学研究発表会，pp.749-750，2013.
- 14) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年5月，p.411，2018.
- 15) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 [第一回改訂版]，pp.454-464，2020.
- 16) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 [第一回改訂版]，pp.1020-1028，2020.
- 17) Borchert, K. M. and Muller-Kirchenbauer, H. : Time dependent strain behaviour of silicate grouted sand by compression and tensile stress, 8th ECSMFE, IMPROVEMENT OF GROUND Vol.1, pp.339-345, 1983.
- 18) 秋本哲平，上野一彦，仙頭紀明，海津竣也，木村海斗：薬液注入改良土の強度発現に及ぼす負圧の影響，第56回地盤工学研究発表会，13-3-5-07，2021.

- 19) 社本康広, 天利実, 風間広志, 桂豊: 特殊シリカ系薬液注入改良土の相対密度と一軸圧縮強度の関係, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp.761-762, 2005.
- 20) 林健太郎, 秋本哲平: 細粒分を多く含む砂の最大密度, 第 15 回地盤工学会関東支部発表会, pp.70-71, 2018.
- 21) 秋本哲平, 上野一彦, 仙頭紀明, 佐藤海渡, 齋藤有沙: 薬液注入改良土の強度発現メカニズムに関する基礎的研究, 第 57 回地盤工学研究発表会, 22-4-3-01, 2022.
- 22) Perez, J., Davidson, R. and Lacroix, Y. : Chemical grouting test programme for Mississippi River locks and dam 26, Geotechnique 32, No.3, pp.217-233, 1982.
- 23) 三木五三郎: ケミカルグラウトの浸透性に関する新しい問題点, 第 3 回土質工学研究発表会, pp.159-162, 1968.
- 24) 秋本哲平, 上野一彦, 仙頭紀明, 松崎滉平, 一柳歩夢: 薬液注入改良土の飽和度が強度へ与える影響, 第 58 回地盤工学研究発表会, 12-6-1-04, 2023.

4 土質試験結果から q_u を事前に推定する方法の提案

溶液型薬液注入の実務では、粗粒から細粒に至る様々な粒度分布の砂質土を改良対象としている。また、発現する強度は、粒度分布により異なるため、対象地盤の土質特性から事前に薬液改良土の一軸圧縮強さ q_u を推定することができれば、対象地盤に対する薬液改良土の適用性を判断することが可能である。そのため、本章では、実用的な q_u の推定手法を提案する。前章で把握した強度発現メカニズムから q_u を推定しようとすると、 q_{u1} の推定には圧裂引張り試験で求めた σ_t が必要であり、 q_{u2} の推定には一軸圧縮試験の载荷中に発生する負圧 σ_u が必要となるため、詳細な室内力学試験ができない地盤調査の段階でその適用性を判断することは難しい。改良強度を事前に推定するためには、事前に必ず実施する粒度試験等の物理試験の結果から推定できるような、より簡便な手法の開発が実務で望まれている。そこで、本章では、 q_{u1} 、 q_{u2} との相関が強かった粒径と密度に着目した推定手法について検討した。

4.1 既往の研究

粒径や密度に着目した強度推定に関するいくつかの研究がこれまでに行われている。社本ら¹⁾や天利ら²⁾は、薬液改良土の q_u がシリカ濃度、相対密度および粒度特性をパラメータとした算定式で推定できることを示した。ここでは粒度特性を表すパラメータとして、 D_{50} を用いている。栗原ら³⁾は、 q_u と砂の比表面積に関連があることを指摘しており、このことは、薬液と土粒子の付着力が q_u に影響を与えることを示唆している。これらの先行研究は、比較的均等な粒度の砂質土を対象としているため、実地盤のような粗粒土や細粒土を含む粒径幅が広い土に適用できるか疑問が残る。図4-1に D_{50} と q_u の関係を示す。珪砂では強い相関を示しているが、後述する粒径分布幅が広い現地土では相関が弱いことがわかる。そこで、本研究で得られた薬液改良土の強度発現メカニズムに関する知見をもとにして、細粒分含有率の影響も考慮した単位体積あたりの土粒子表面積を用いた q_u の推定方法を提案した。

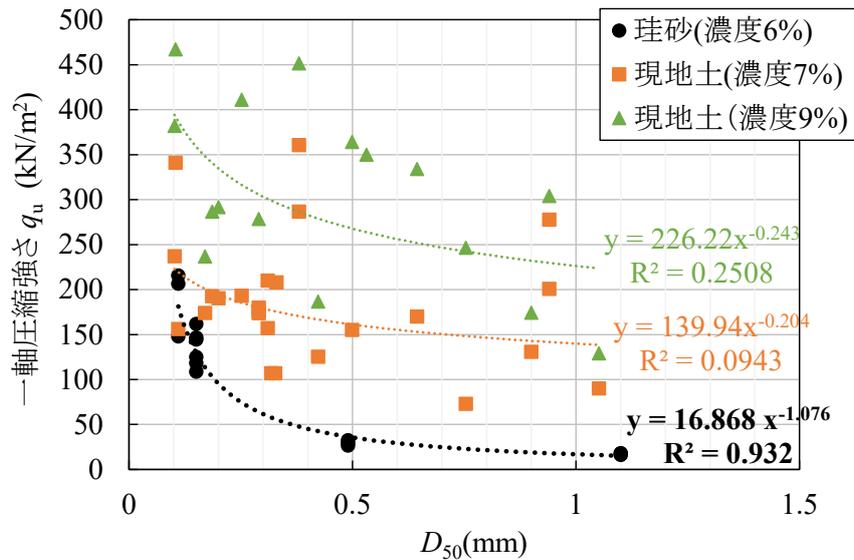


図 4-1 D_{50} と q_u の関係

4.2 様々な地盤に対する強度推定方法

4.2.1 ガラスビーズを用いた薬液改良体の一軸圧縮試験

薬液改良土の q_u は、土粒子の粒径に加えて、土粒子の形状の影響もあると考えられる。そこで、粒子の形状が球形のガラスビーズを用いて薬液改良体を作製し、一軸圧縮試験を実施して、 q_u に及ぼす粒径の大きさの影響を確認した。

(1) 実験概要

使用したガラスビーズは、粒径の異なる 4 種類である。表 4-1 に物理特性、図 4-2 に粒径加積曲線を示す。粒径が小さいガラスビーズを用いると、供試体作製時に混入した空気が抜けず、飽和度が低下することが懸念されたため、脱気槽内で供試体を作製した。図 4-3 に供試体作製の概念図を示す。事前に脱気した薬液をモールド内に投入し、その中にガラスビーズを落下させて供試体を作製した。使用した薬液は、シリカ濃度 4% と 6% の溶液型活性シリカ系グラウト（エコシリカ I）である。表 4-2 に使用薬液の配合を示す。供試体の相対密度は $D_r=60\%$ に設定し、14 日間養生後に一軸圧縮試験を実施した。実験ケースを表 4-3 に示す。

表 4-1 ガラスビーズの物理特性

呼び径 (mm)	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	最大密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	最小密度 ρ_{dmin} (g/cm^3)	均等係数 U_c
1	2.498	1.3	0.1	1.549	1.478	1.56
0.6	2.490	0.65	0.7	1.594	1.432	1.56
0.1	2.482	0.16	1.7	1.584	1.431	1.55
0.05	2.470	0.057	100	1.572	1.394	1.36

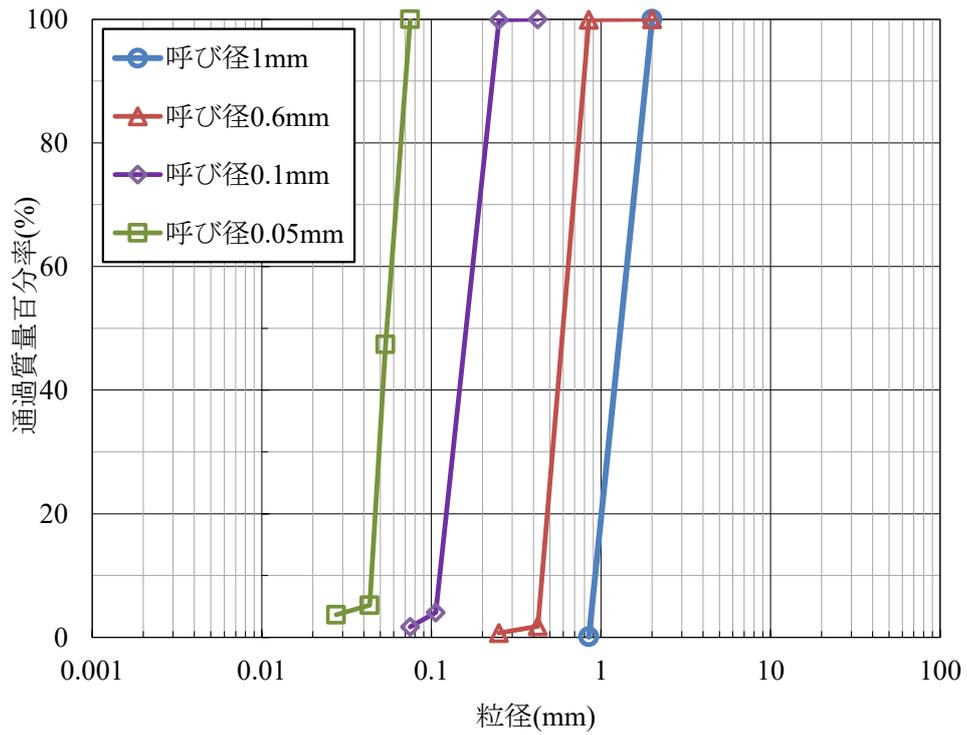


図 4-2 ガラスビーズの粒径加積曲線

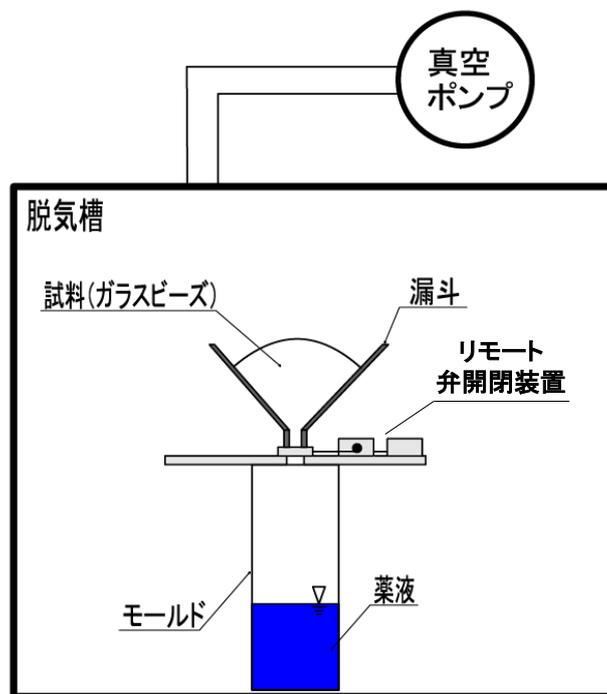


図 4-3 供試体作製概念図

表 4-2 使用薬液配合

シリカ濃度	EC硬化材 (mL)	特殊シリカIII (mL)	ECリアクター (mL)	反応剤B (mL)	水 (mL)
4%	40.0	70.0	4.3	11.5	874.2
6%	66.0	100.0	6.8	30.0	797.2

表 4-3 実験ケース

ケース	呼び径 (mm)	シリカ濃度 (%)	相対密度 D_r (%)	目標乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)
1	1	4	60	1.517
2	0.6			1.525
3	0.1			1.519
4	0.05			1.496
5	1	6		1.517
6	0.6			1.525
7	0.1			1.519
8	0.05			1.496

(2) 実験結果

呼び径と q_u の関係を図 4-4 に示す。シリカ濃度が高いほど、粒径が小さいほど q_u が大きくなる傾向を示した。粒径が最も大きい呼び径 1mm の q_u に対し、呼び径 0.6mm では濃度 4% が 1.9 倍、濃度 6% が 3.0 倍、呼び径 0.1mm では濃度 4% が 4.3 倍、濃度 6% が 8.2 倍、呼び径 0.05mm では濃度 4% が 8.3 倍、濃度 6% が 11.1 倍となった。また、 q_u と呼び径には片対数グラフ上で強い相関が認められ、シリカ濃度によらず決定係数 R^2 は 0.8 以上となった。そこで、先行研究でパラメータとして用いられた平均粒径 D_{50} に着目し、直径を D_{50} としたガラスビーズの比表面積 $S_m(\text{cm}^2/\text{g})$ を式(4.1)によって算定した。

$$S_m = \frac{S}{\rho_s \cdot V} \quad (4.1)$$

ここで、 $S(\text{cm}^2)$ は表面積、 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$ は土粒子密度試験によって算定されたガラスビーズの密度、 $V(\text{cm}^3)$ は体積である。

図 4-5 に比表面積と q_u の関係を示す。図より、呼び径と同様に比表面積は q_u と高い相関関係を示していることから、 q_u の推定に非常に有効な指標であると考えられる。

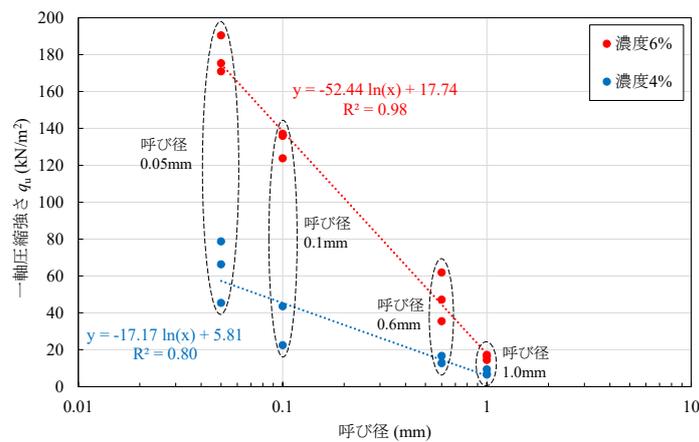


図 4-4 呼び径と q_u の関係

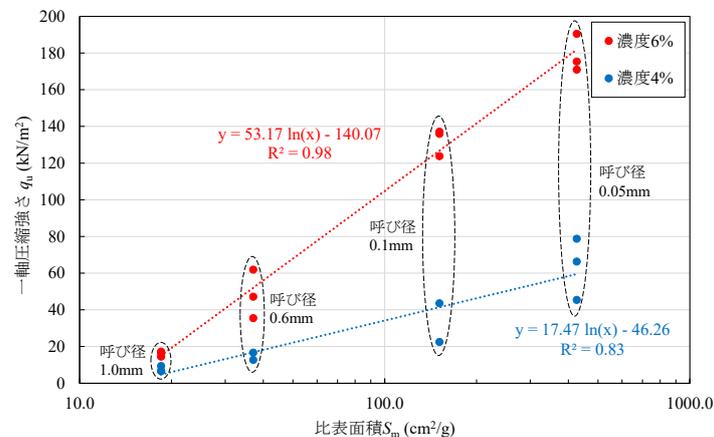


図 4-5 比表面積と q_u の関係

4.2.2 粒径の異なる砂質土を用いた薬液改良土の一軸圧縮試験

実施工で液状化対策（地盤改良）が必要となるような地盤を想定し、液状化しやすい粒度分布の砂質土試料を用いて薬液改良土の一軸圧縮試験を実施し、前項で得た q_u の推定方法を現場に適用できるように改良した。

(1) 実験概要

使用材料は、前章と同じ珪砂であり、使用した薬液も前章と同じ溶液型活性シリカ系グラウト（エコシリカ I）である。表 4-4 に使用材料の物理特性、図 4-6 に使用材料の粒径加積曲線、表 4-5 に使用薬液の配合を再掲する。図 4-6 に示す特に液状化の可能性が高い範囲の中央付近に位置する珪砂 6 号と珪砂 7 号を中心として試料を選定した。供試体作製も前章と同様に「薬液中に砂を落下させる方法」を適用し、14 日間養生後に一軸圧縮試験を実施した。実施した試験ケースを表 4-6 に示す。

表 4-4 使用材料の物理特性

試料	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	均等係数 U_c
いわき珪砂3号	2.542	1.2	1.9	1.501	1.251	1.57
いわき珪砂4号	2.557	0.57	1.4	1.523	1.240	1.96
東北珪砂6号	2.658	0.35	0.0	1.704	1.432	1.73
東北珪砂7号	2.527	0.16	3.8	1.612	1.265	1.63
東北珪砂8号	2.515	0.13	20.9	1.494	1.109	3.33

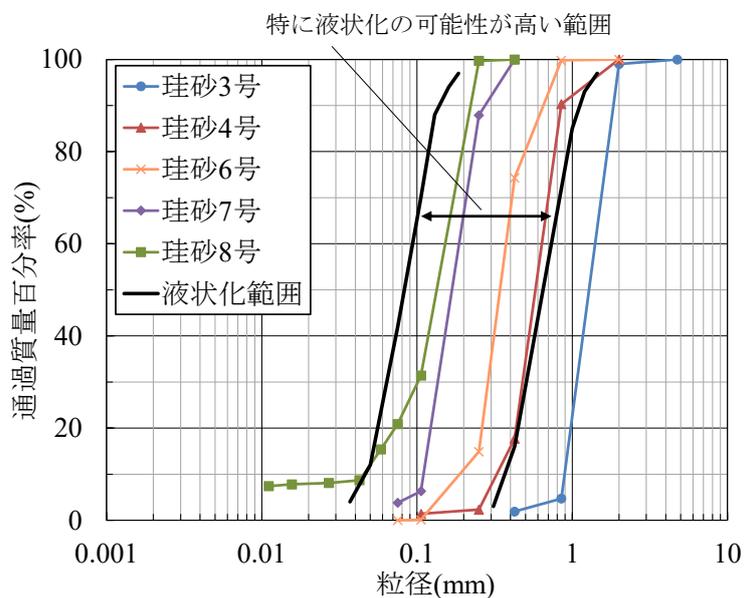


図 4-6 使用材料の粒径加積曲線

表 4-5 使用薬液の配合

シリカ濃度	EC硬化材 (mL)	特殊シリカⅢ (mL)	ECリアクター (mL)	反応剤B (mL)	水 (mL)
6%	66.0	100.0	6.8	30.0	797.2
8%	120.0	100.0	17.0	30.0	733.0
10%	160.0	100.0	24.0	40.0	676.0

表 4-6 実験ケース一覧

ケース	試料	シリカ濃度 (%)	相対密度 D_r (%)	間隙率 n
1	いわき珪砂3号	6	60	0.45
2		8	60	0.45
3		10	60	0.45
4	いわき珪砂4号	6	60	0.45
5		8	60	0.45
6		10	60	0.45
7	東北珪砂6号	6	40	0.43
8			60	0.40
9			80	0.38
10		8	40	0.43
11			60	0.40
12		10	40	0.43
13			60	0.40
14			80	0.38
15	東北珪砂7号	6	40	0.45
16			60	0.43
17			80	0.40
18		8	60	0.43
19		10	60	0.43
20	東北珪砂8号	6	-	0.43
21		8	-	0.43
22		10	-	0.43

(2) 推定手法

3章で示した通り、 q_{u1} は、土粒子と薬液の付着力に関連する強度であり、粒径が大きいほど強度が小さい傾向を示していた。 q_{u2} は、ダイレイタンシーの発生に関連する強度であり、粒径および密度の影響を受けていた（**図 3-12**, **図 3-13**, **図 3-14**）。したがって、 q_{u1} , q_{u2} と相関が強い粒径と密度に関連するパラメータを用いて q_u を推定することとした。**4.2.1** ではガラスビーズの比表面積 S_m (cm^2/g) を指標としたが、その際、粒子は平均粒径 D_{50} を直径とする均等な粒度分布である球体と仮定した。ただし、現地土は、ガラスビーズと比べて均等係数が大きく粒度分布範囲が広いことから、粗粒分とともに細粒分も含まれるため、細粒分含有率 F_c を追加で考慮することで推定精度の向上を目指した。具体的には、細粒分の表面積と細粒分含有率 F_c を考慮した単位体積あたりの土粒子表面積 S^* (cm^2/cm^3) を、**式(4.2)**、**式(4.3)**および**式(4.4)**で設定した。

$$S^* = \rho_d \left(S_{\text{Cm}} \left(1 - \frac{F_c}{100} \right) + S_{\text{Fm}} \cdot \frac{F_c}{100} \right) \quad (4.2)$$

$$S_{\text{Cm}} = \frac{S_{\text{SC}}}{\rho_s \cdot V_{\text{SC}}} \quad (4.3)$$

$$S_{\text{Fm}} = \frac{S_{\text{SF}}}{\rho_s \cdot V_{\text{SF}}} \quad (4.4)$$

ここで、 S_{Cm} (cm^2/g) は粗粒分の比表面積、 S_{Fm} (cm^2/g) は細粒分の比表面積である。粗粒分は直径 D_{50} の球体と仮定して表面積 S_{SC} (cm^2) と体積 V_{SC} (cm^3) を算定した。一方、細粒分は直径 0.075mm の球体と仮定して表面積 S_{SF} (cm^2) と体積 V_{SF} (cm^3) を算定した。粗粒分と細粒分の直径は、代表値として D_{50} と 0.075mm を選んでいるため、実際の土粒子表面積を正確に評価したものではないことに留意する必要がある。そのため、推定式を構築するための指標として選定したものである。さらに、土粒子密度は、粗粒分と細粒分で区別せずに物理試験で得られる土粒子密度 ρ_s (g/cm^3) を用いてそれぞれの比表面積を算定した。かさ密度の影響は、単位体積あたりの土粒子の重量である乾燥密度 ρ_d (g/cm^3) で評価した。さらに、 F_c を用いて粗粒分と細粒分の含有率による重み付けを行った。以上より、**式(4.2)**で示される単位体積あたりの土粒子表面積 S^* は、事前調査で取得可能な物理試験結果のみで算定できることが特徴である。

図 4-7 に本実験結果より求めた S^* と q_u の関係を示す。 S^* と q_u の関係は、薬液濃度毎に異なるため、濃度毎に線形近似 ($Y = a X + b$) を行った。なお、 $S^* = 0$ は土粒子がない状態、すなわち薬液のみの状態を想定し、近似直線の切片 (b) にはホモゲルの一軸圧縮強度 q_{uh} を用いた (**式(4.5)**)。

$$q_u = a \cdot S^* + q_{uh} \quad (4.5)$$

図 4-7 では、薬液濃度毎に S^* と q_u の関係を示したが、濃度が同じであっても薬液の種類によってホモゲル強度が異なる場合が実務ではある。そこで、薬液濃度の代わりに

ホモゲル強度 (q_{uh}) をパラメータとして、式(4.5)の係数 a との関係を求めた(図 4-8)。
 なお、図中の近似曲線と縦軸との交点は、 $q_{uh} = 0 \text{ kN/m}^2$ であるため、未改良地盤と考えることができる。未改良の珪砂は、 S^* が大きくなっても $q_u = 0 \text{ kN/m}^2$ と考えられることから、 $a = 0$ となる。したがって、係数 a は、 $q_{uh} = 0 \text{ kN/m}^2$ において $a = 0$ となる累乗近似を用いて式(4.6)で推定した。

$$a = 0.381 \times q_{uh}^{0.397} \quad (4.6)$$

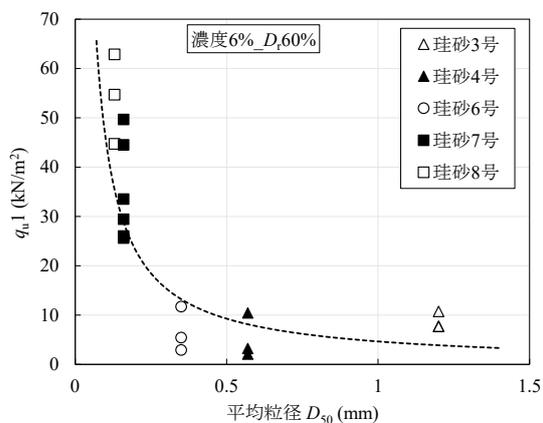


図 3-12 D_{50} と q_{u1} の関係 (再掲)

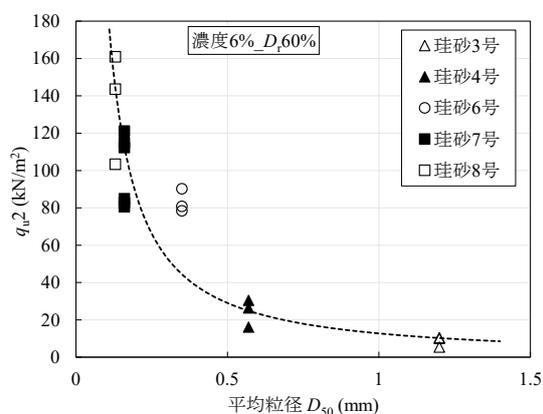


図 3-13 D_{50} と q_{u2} の関係 (再掲)

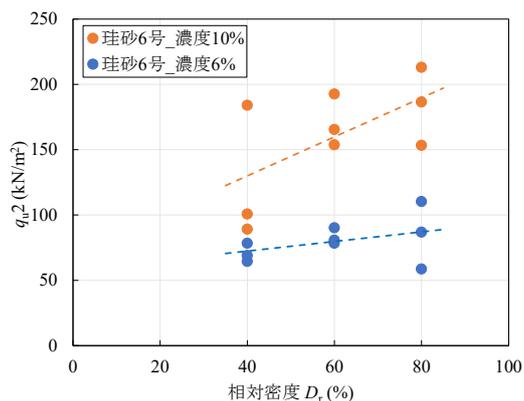


図 3-14 D_r と q_{u2} の関係 (再掲)

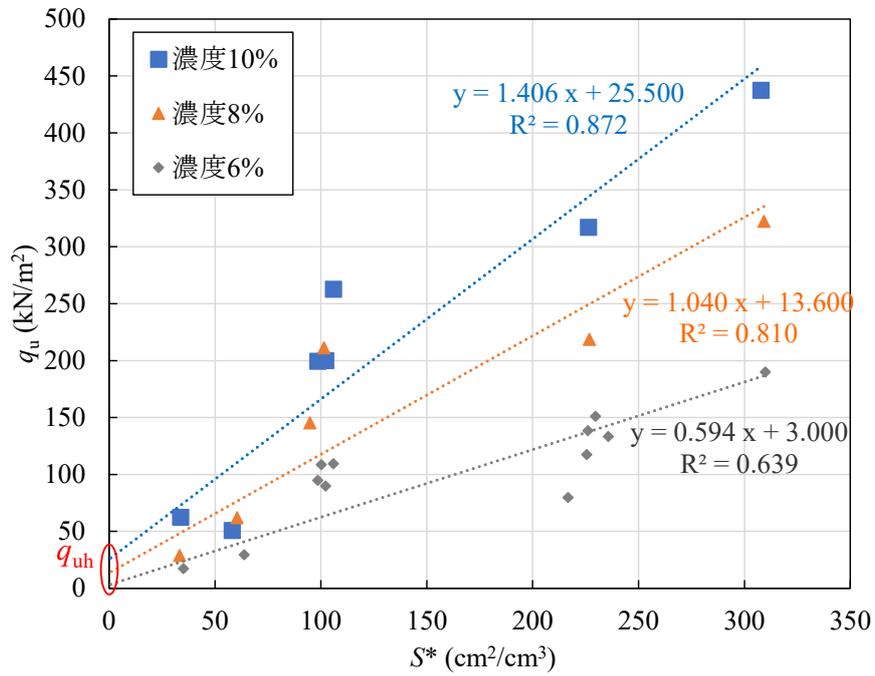


図 4-7 S^* と q_u の関係

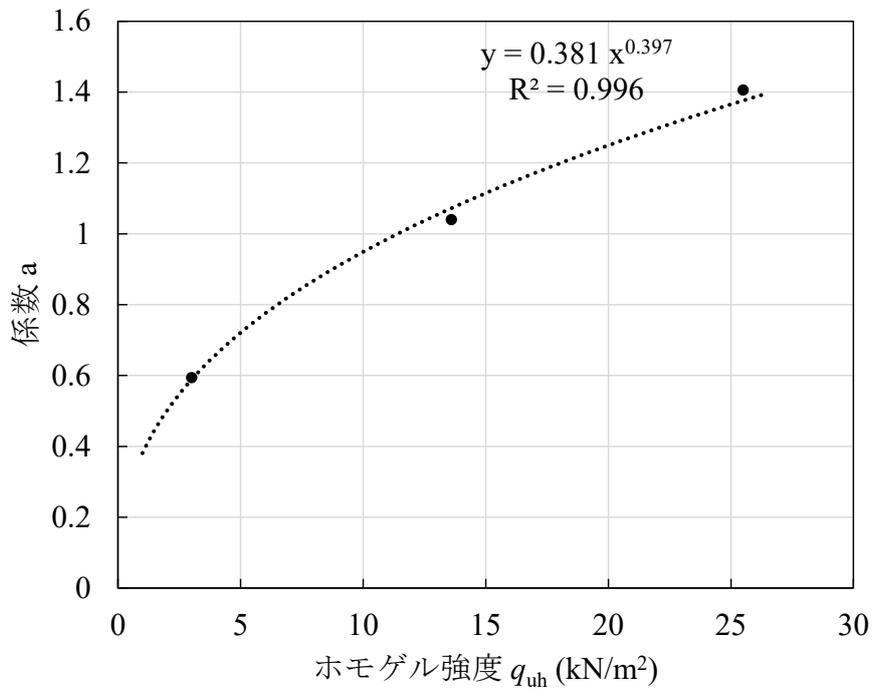


図 4-8 q_{uh} と係数 a の関係

4.3 現地土の試験結果による提案式の検証

式(4.2)～式(4.6)を用いて、配合試験前に取得できる諸量から q_u を推定できることを示した。そこで、実施工において実施した現地土の配合試験の結果を用いて、この推定方法の妥当性を確認した。使用した配合試験結果は、検証に必要なデータがそろった国内 21 現場の 86 データである。表 4-7、表 4-8 に使用したデータの一覧を示す。一軸圧縮試験では、3 供試体の平均値で評価することが一般的であるため、ここでも 3 供試体の平均値を 1 データとしている。使用データのうち 34 データは一軸圧縮試験時に含水比計測を実施していたため、間隙体積に占める薬液体積の割合である充填率を算定した。現場 A,B,C,J は、火山灰質土の地盤であり、 F_c が高く、乾燥密度が小さいことが特徴である。現場 D～I は、均等係数、 F_c ともに小さく、均等な砂質土の地盤である。現場 K,L,M は、均等係数が大きい不均質な地盤である。現場 O は pH10 程度のアルカリ性を示す地盤である。このように、多様性がある試験結果で検証し、これらを包含できれば、提案した推定式の適用性は相当に高いと評価できる。ここでは、 q_{ub} が 10 kN/m² 未満を低強度、10~20 kN/m² 程度を中強度、約 20 kN/m² 以上を高強度とし、 S^* と q_u の関係を図 4-9～図 4-11 に示す。破線が現地の土質データと使用薬液の q_{ub} から推定した強度であり、プロットが配合試験の結果である。

表 4-7 使用データ (1/2)

現場	番号	D_{50} (mm)	F_c (%)	U_c (%)	乾燥密度 (g/cm^3)	薬液濃度 (%)	q_u (kN/m^2)	q_{uh} (kN/m^2)	充填率 (%)	備考
A	1	0.252	38.8	457.0	1.112	7.0	193	10.9	-	火山灰質土
	2				1.059	8.0	252	19.6	-	
	3				1.112	9.0	411	29.6	-	
	4	0.644	18.7	92.2	1.333	7.0	170	10.9	-	
	5				1.352	8.0	201	19.6	-	
	6				1.487	9.0	334	29.6	-	
B	7	0.531	20.1	66.9	1.141	8.0	175	19.6	-	
	8				1.320	9.0	350	29.6	-	
C	9	0.499	29.5	87.6	1.141	7.0	155	10.9	-	
	10				1.092	8.0	174	19.6	-	
	11				1.356	9.0	364	29.6	-	
	12	0.104	44.3	25.9	0.934	7.0	341	10.9	-	
	13				0.956	8.0	371	19.6	-	
	14				0.927	9.0	467	29.6	-	
D	15	0.327	1.9	1.6	1.419	7.0	107	8.3	-	
	16				1.419	7.5	121	10.9	-	
	17				1.419	8.5	160	16.5	-	
	18	0.318	3.2	1.7	1.420	7.0	107	8.3	-	
	19				1.420	7.5	140	10.9	-	
	20				1.420	8.5	154	16.5	-	
E	21	0.310	8.8	3.1	1.579	7.0	210	8.3	-	
	22				1.554	7.5	250	10.9	-	
	23				1.556	8.5	262	16.5	-	
F	24	0.290	10.5	4.8	1.569	7.0	176	8.3	-	
	25				1.539	7.5	250	10.9	-	
	26				1.547	8.5	254	16.5	-	
G	27	0.290	7.5	2.4	1.624	7.0	180	8.3	-	
	28				1.671	7.5	230	10.9	-	
	29				1.543	8.5	262	16.5	-	
H	30	0.310	8.3	2.5	1.472	7.0	157	8.3	-	
	31				1.479	7.5	194	10.9	-	
	32				1.374	8.5	213	16.5	-	
I	33	0.330	4.6	2.3	1.576	7.0	208	8.3	-	
	34				1.546	7.5	244	10.9	-	
	35				1.546	8.5	296	16.5	-	
J	36	0.102	40.7	-	0.944	7.0	237	10.9	-	
	37				0.966	8.0	334	19.6	-	
	38				0.992	9.0	382	29.6	-	

表 4-8 使用データ (2/2)

現場	番号	D_{50} (mm)	F_c (%)	U_c (%)	乾燥密度 (g/cm^3)	薬液濃度 (%)	q_u (kN/m^2)	q_{uh} (kN/m^2)	充填率 (%)	備考
K	39	0.753	16.9	53.2	1.646	7.0	73	10.9	80.2	低充填率
	40				1.645	8.0	163	19.6	86.6	低充填率
	41				1.668	9.0	247	29.6	86.2	低充填率
	42	0.423	24.5	88.9	1.589	7.0	125	10.9	87.8	低充填率
	43				1.573	8.0	167	19.6	92.4	
	44				1.576	9.0	187	29.6	92.1	
L	45	0.940	16.6	100.0	1.817	7.0	201	10.9	-	
	46				1.817	8.0	220	19.6	-	
	47				1.817	10.0	363	56.3	-	
	48	0.380	26.6	270.0	1.621	7.0	287	10.9	-	粒度分布 範囲広い
	49				1.621	8.0	314	19.6	-	
	50				1.621	10.0	364	56.3	-	
M	51	0.940	16.6	100.0	1.814	7.0	278	10.9	91.4	
	52				1.803	8.0	337	19.6	90.0	
	53				1.793	9.0	304	29.6	90.2	
	54	0.380	26.6	270.0	1.639	7.0	361	10.9	92.5	粒度分布 範囲広い
	55				1.637	8.0	424	19.6	94.4	
	56				1.634	9.0	451	29.6	94.3	
N	57	0.186	12.5	4.8	1.535	7.0	193	10.9	92.4	
	58				1.539	8.0	229	19.6	92.5	
	59				1.547	9.0	287	29.6	93.1	
O	60	0.220	16.7	4.1	1.373	5.0	50	6.9	90.2	アルカリ性 発泡試料
	61				1.385	6.0	71	9.4	90.9	
	62				1.382	7.0	95	10.9	89.3	
	63				1.362	8.0	131	19.6	84.9	
	64				1.321	9.0	136	29.6	84.2	
	65				1.350	5.0	44	6.9	89.4	
	66				1.362	6.0	60	9.4	87.7	
	67				1.361	7.0	80	10.9	89.3	
	68				1.348	8.0	114	19.6	85.2	
	69				1.343	9.0	137	29.6	89.9	
P	70	0.110	43.1	95.0	0.875	7.0	156	10.9	-	
	71				0.853	8.0	193	19.6	-	
Q	72	0.290	27.1	329.0	1.033	7.0	174	10.9	-	
	73				0.982	8.0	243	19.6	-	
	74				0.951	9.0	278	29.6	-	
R	75	0.170	39.3	-	1.084	7.0	174	10.9	-	
	76				1.059	8.0	210	19.6	-	
	77				0.997	9.0	237	29.6	-	
S	78	0.200	21.5	17.0	1.490	7.0	190	10.9	71.2	低充填率
	79				1.455	8.0	244	19.6	65.3	低充填率
	80				1.461	9.0	292	29.6	65.8	低充填率
T	81	0.900	8.6	12.0	1.600	7.0	131	10.9	89.0	低充填率
	82				1.586	8.0	137	19.6	91.3	
	83				1.589	9.0	174	29.6	87.9	低充填率
U	84	1.051	8.6	9.5	1.585	7.0	90	10.9	90.8	
	85				1.567	8.0	106	19.6	92.3	
	86				1.543	9.0	129	29.6	90.1	

図 4-9 は q_{uh} が 6.9, 8.3, 9.4 kN/m² の低強度データであり、薬液のシリカ濃度は 6~7% 程度に相当する。 q_{uh} が 6.9 kN/m² および 9.4 kN/m² の○で囲んだ結果は、推定値よりかなり低い強度となっている。写真 4-1 にこの試験の供試体を示す。○で囲んだ箇所には大きな空隙が生じている。これは、pH が 10 程度のアルカリ性の土試料を使用した試験であり、貝殻等に含まれる炭酸塩（炭酸カルシウム）と酸性の薬液が反応して二酸化炭素が発生し、供試体内に気泡ができる発泡現象⁹⁾によるものと考えられる。これが、推定値よりもかなり低い強度となった原因と考えられる。 q_{uh} が 8.3 kN/m² の結果は、 F_c が 10% 未満、 U_c が 5 以下、 D_{50} が 0.3 mm 程度の均等な砂を対象とした同一地区にある隣接工区のデータであり、本研究で用いた珪砂に近い条件である。そのため、推定結果より 50 kN/m² 程度大きな値はあるものの、概ね推定結果に近い値となっている。

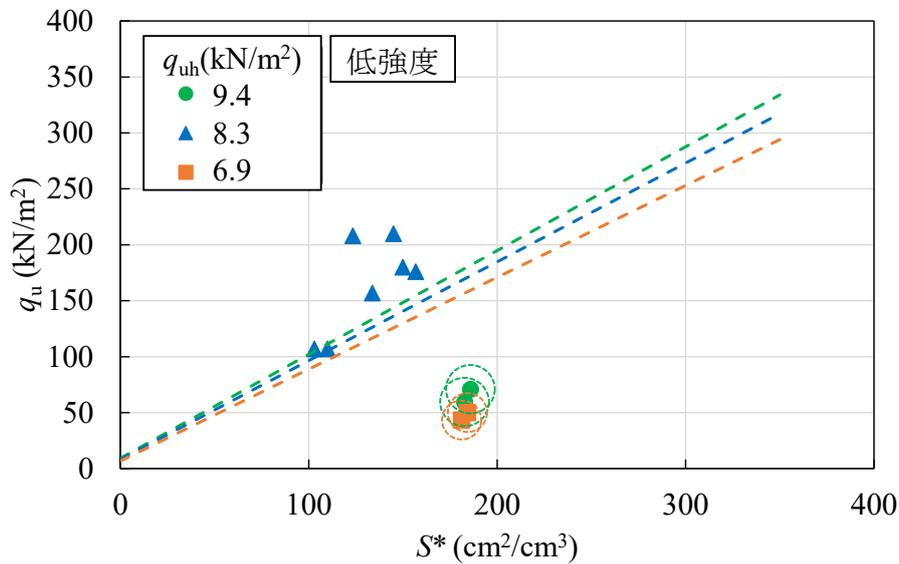


図 4-9 現地土における S^* と q_u の関係（低強度）

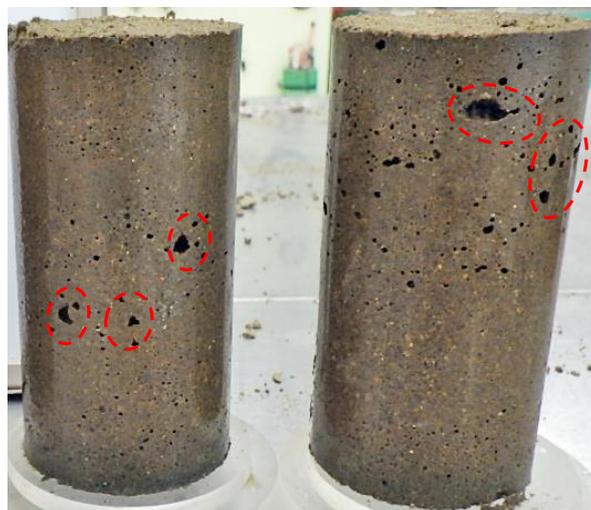


写真 4-1 アルカリ性の試料を用いた供試体

図 4-10 は、 q_{uh} が 10.9 , 16.5 kN/m^2 の中強度のデータであり、薬液のシリカ濃度は 7~8 %程度に相当する。 q_{uh} が 10.9 kN/m^2 の○で囲んだ結果は、前述の発泡現象を起こした試料の結果であり、推定線よりもかなり低いことがわかる。□で囲んだ結果は、充填率が 90 %以下のデータであり、想定よりも薬液量が少なくなったため、推定線より低いデータが多くなっている。 q_{uh} が 16.5 kN/m^2 の結果は、 q_{uh} が 8.3 kN/m^2 の結果と同地区のデータであり、 q_{uh} が 8.3 kN/m^2 の結果と同様に推定結果よりも大きな値があるものの、概ね推定結果に近い値となっている。

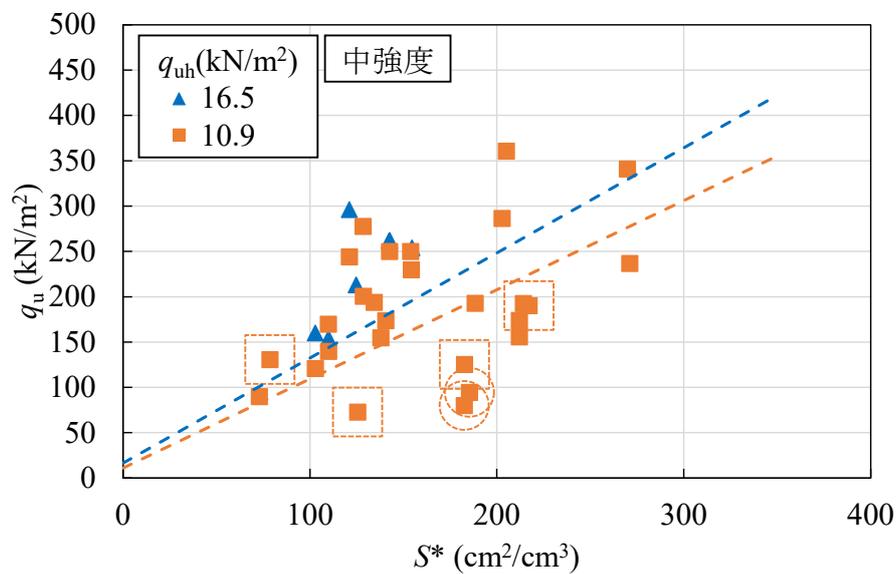


図 4-10 現地土における S^* と q_u の関係 (中強度)

図 4-11 は、 q_{uh} が 19.6, 29.6, 56.3 kN/m² の高強度のデータであり、薬液のシリカ濃度は 8~11 %程度に相当するものである。○と□で囲んだ結果は、前述の発泡現象、低充填率の供試体であり、同じ傾向を示している。 q_{uh} が 56.3 kN/m² の 2 試料のうち、推定線よりも小さくなっている結果は、均等係数が 270 の粒度分布範囲が広い試料を用いたものである。写真 4-2 は、この試験の供試体であり、○で囲んだ箇所に礫分が密集している。細粒分と礫分が多く含まれている試料であるため、供試体作製時に材料分離が発生し、大きな粒子が密集して弱部が形成されたと考えられる。 q_{uh} が 19.6 kN/m² および 29.6 kN/m² の結果は、データ数が多く、全体的にバラツキが見られた。しかしながら、推定線は概ね試験結果の傾向を捉えており、○と□で囲んだ結果を除けば、実験結果の下限近くに位置することがわかる。

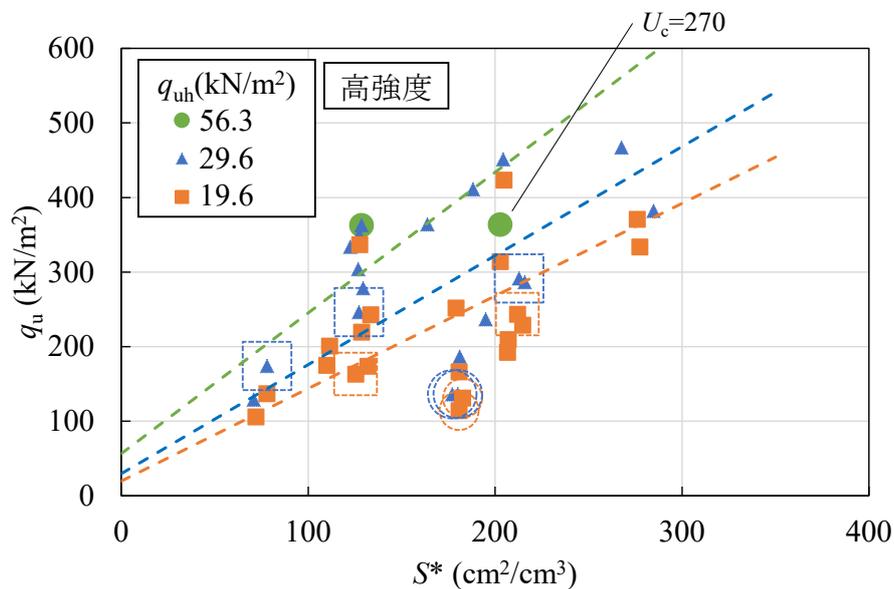


図 4-11 現地土における S^* と q_u の関係 (高強度)



写真 4-2 不均質な試料を用いた供試体

図 4-12 は、 S^* から推定した q_u と実測 q_u を比較したものである。□で囲んだ結果は、モールド内の乾燥試料に対して薬液を注入して供試体を作製（注入方式）した試験結果である。注入方式で作製した結果はバラツキが大きくなっているが、供試体作製方法は一般的に統一されていないため、本検討では供試体作製方法による区分を行っていない。○で囲んだ結果は、前述の発泡現象の試料であり、実測値が推定値よりもかなり小さい結果となっている。発泡現象を起こす試料は、アルカリ性であるといった特徴を有しており、臨海部の試料では貝殻を含んでいることもある。したがって、推定値よりも著しく強度が小さくなる試料は、pH 計測や目視確認による事前判別が望ましい。ここで、発泡現象の結果を除いて評価すると、推定値よりも実測値の方が大きい結果が全体の 68% を占めており、本推定手法は強度を小さめに推定することがわかる。多様な条件の現地土を対象としており、供試体作製方法を統一していないため、ある程度の誤差を含むことはいたしかたないが、平均絶対誤差 (MAE) が 58.0 kN/m^2 、決定係数 R^2 が 0.52、相関係数 r が 0.72 と強い相関があるため、改良強度の 1 次推定として実用に供する手法である。

以上より、本推定手法は、配合試験前に取得できる少ないパラメータで推定できるにも関わらず、多様な現場試験結果の傾向をある幅をもって捉えられていることから、実施工での簡易強度推定手法としては有用性が高いと考えられる。なお、本手法による推定値は、実測値より低く評価するものが多い傾向にあることに留意する必要がある。

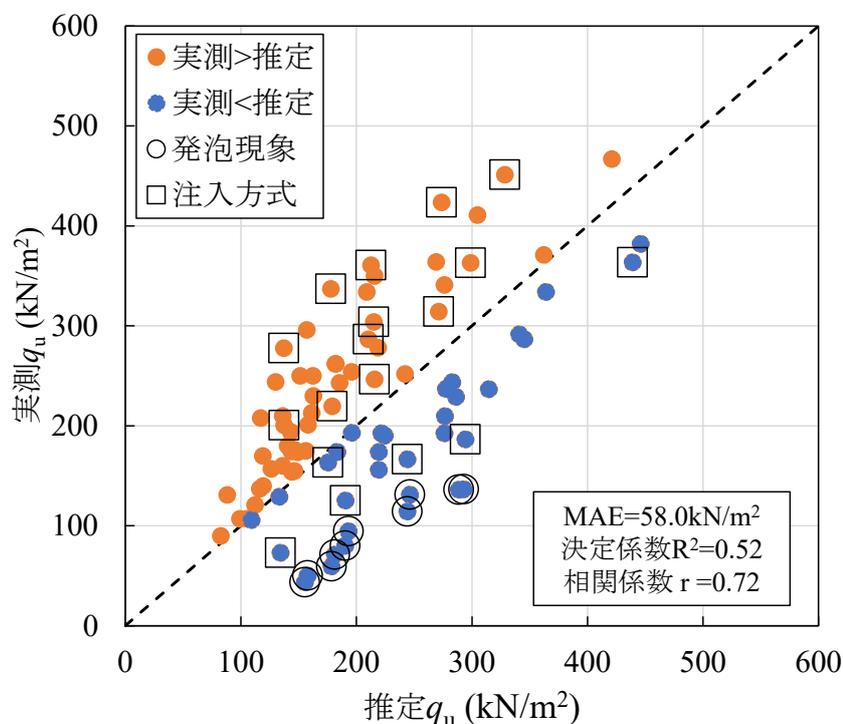


図 4-12 S^* を用いた推定 q_u と実測 q_u の比較

4.4 本章のまとめ

本章では、施工前に薬液改良土の強度を推定し、工法の適用性を検討することを目的として、事前調査で取得できる粒度、土粒子密度といった土質試験結果を用いて q_u を推定する手法を提案し、その妥当性について検証した。得られた知見を以下に示す。

- ・ 粒子形状が球形であるガラスビーズを用いた薬液改良土の一軸圧縮強さは、平均粒径 D_{50} および比表面積 S_m と強い相関関係がある。
- ・ 均等係数が大きく粒度分布範囲が広い現地土に適用するため、細粒分含有率 F_c を考慮し、現地の乾燥密度 ρ_d (g/cm^3) を用いて単位体積あたりに換算した土粒子の表面積 S^* (cm^2/cm^3) という新たな指標を提案した。
- ・ これにより、事前調査で取得できる平均粒径 D_{50} 、細粒分含有率 F_c 、乾燥密度 ρ_d 、土粒子密度 ρ_s 、薬液のホモゲル強度 q_{uh} を用いて q_u を推定することができる。
- ・ 本推定手法は、配合試験前に取得できる少ないパラメータでの推定にも関わらず、多様な現場試験結果の傾向をある幅をもって捉えられていることから、実施工での簡易強度推定手法として有用性が高いと考えられる。
- ・ 推定式の誤差要因は、使用材料の化学的性質、貝殻の混入、薬液の充填率および供試体作製時の材料分離であり、これらの要因を含む供試体の試験結果は推定強度より低くなる可能性がある。

参考文献

- 1) 社本康広, 天利実, 風間広志, 桂豊: 特殊シリカ系薬液注入改良土の相対密度と一軸圧縮強度の関係, 第40回地盤工学研究発表会, pp.761-762, 2005.
- 2) 天利実, 社本康広, 風間広志: 特殊シリカ系薬液注入改良土の相対密度と一軸圧縮強度の関係に粒径が及ぼす影響, 第41回地盤工学研究発表会, pp.791-792, 2006.
- 3) 栗原聡, 末政直晃, 島田俊介, 佐々木隆光: 薬液注入地盤の強度特性に関する研究, 土木学会第62回年次学術講演会, pp.687-688, 2007.
- 4) 石塚幸太郎, 齋藤和寿, 秋本哲平, 仙頭紀明: 浸透固化改良土の粒径と強度の関係, 土木学会第74回年次学術講演会, III-505, 2019.
- 5) 秋本哲平, 仙頭紀明, 上野一彦: 溶液型薬液を用いた改良土の強度発現メカニズムと簡易強度推定に関する研究, 土木学会論文集, Vol.79, No.8, 23-00025, 2023.
- 6) 沿岸技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), p.55, 2020.

5 事後強度評価において一軸圧縮試験の適用が難しい土質の抽出

5.1 概説

前章までは、施工前に実施される地盤調査や配合試験の結果から薬液注入工法の適用性について検討した。改良対象土の粒子が大きくなるほど強度が発現しにくくなるものの、シリカ濃度が高い薬液を使用することで、礫混じり土のような大きな粒子を含む地盤においても設計基準強度 q_{uck} を満足できる場合がある。改良された地盤は、設計基準強度を満足しているものの、強度は 100kN/m^2 程度であり、セメント系固化材を用いた地盤改良と比較して低強度である。

一方、液状化対策が必要となる砂質地盤は、間隙が大きい緩く堆積した地盤が多い。また、液状化対策としての適用実績が多い港湾や空港等の埋立によって造成された地盤は、砂質地盤に礫や貝殻等が不均質に堆積しており、木くず等の異物が混入していることもある。

溶液型薬液注入工法の品質は、施工後に実施される事後調査段階（図 5-1 参照）において、改良地盤にてサンプリングした試料の一軸圧縮強さで評価される。しかしながら、不均質かつ低強度の地盤から乱れの少ない試料を採取することは困難であり、サンプリング、試料運搬および試料成形時等での機械的な乱れの影響で、改良強度を過小評価することが懸念されている²⁾。

本章では、これまでに本工法で改良された施工現場のサンプリング試料による品質確認結果から、サンプリング試料による評価の適用性について検討し、一軸圧縮試験が困難な場合の評価手法をまとめた。

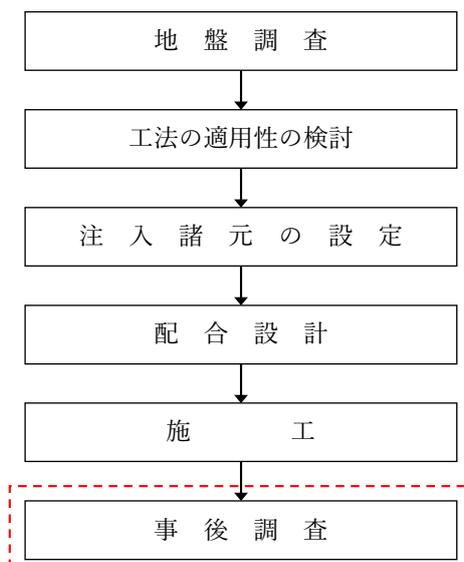


図 5-1 溶液型薬液注入工法の施工フロー

5.2 土の物理的特性と試料採取率

溶液型薬液注入工法における事後調査での試料採取（材令 28 日）は、砂質地盤で乱れの少ない試料採取が可能であるロータリー式三重管サンプラー（JGS 1223）を標準としている²⁾。そのため、まずはこの方法で採取した際の試料採取率について検討を行った。ここで、試料採取率とは、サンプラーの押込み長さに対する採取できた試料の長さを示している。ただし、明らかに崩壊している試料は採取できた試料として計上していない。

5.2.1 検討内容

溶液型薬液注入工法によって改良された地盤の品質確認（事後調査）のために、ロータリー式三重管サンプラー（以後、トリプルサンプラー）によって試料採取が行われた 16 現場の試料採取率を算定し、各現場の土の物理的特性と比較した。表 5-1 に検討した現場の土の物理特性を一覧で示す。比較した土の物理的特性は、試料採取率に影響を及ぼすと考えられる、礫分含有率、最大粒径、平均粒径 D_{50} 、均等係数 U_c 、細粒分含有率 F_c である。なお、土の物理的特性は、地盤改良前の事前調査時の結果を使用している。

表 5-1 検討現場の土の物理特性一覧

番号	試料採取率 (%)	礫分含有率 (%)	最大粒径 (mm)	平均粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	F_c (%)	平均 q_u (kN/m ²)	設計 q_u (kN/m ²)	強度比	備考
1	78	0.0	2	0.156	7.7	15.0	148.0	100.0	1.48	
2	79	0.0	2	0.310	2.3	2.4	111.0	100.0	1.11	
3	75	18.0	19	1.150	5.9	2.5	19.9	100.0	0.20	
4	—	20.7	19	1.050	21.3	10.2	23.2	70.0	0.33	
5	98	0.0	2	0.520	1.7	0.3	76.1	50.0	1.52	
6	99	0.4	9.5	0.310	3.1	8.8	93.0	50.0	1.86	
7	100	0.5	9.5	0.290	3.6	9.0	120.4	50.0	2.41	
8	100	0.2	4.75	0.310	2.5	8.3	154.5	50.0	3.09	
9	99	2.7	19	0.330	2.3	4.6	142.9	50.0	2.86	
10	82	0.1	4.75	0.330	1.8	1.8	81.7	50.0	1.63	
11	0	60.0	92	7.000	23.0	2.0	0.0	100.0	0.00	
12	68	13.9	19	0.587	7.1	7.2	89.8	46.0	1.95	GS併用
13	95	0.0	9.5	0.177	3.3	11.4	198.8	100.0	1.99	
14	92	0.0	4.75	0.115	27.8	37.6	186.4	100.0	1.86	
15	94	11.7	19	0.153	20.4	36.5	219.7	85.0	2.58	
16	53	28.7	75	0.330	414.0	40.0	164.2	80.0	2.05	GS併用

5.2.2 検討結果

土の物理的特性と試料採取率の相関係数を表 5-2 に、それぞれの関係を図 5-2~図 5-6 に示す。試料採取率と最も相関が高いのは礫分含有率であり、次に最大粒径、平均粒径 D_{50} となった。均等係数 U_c や細粒分含有率 F_c は相関係数が低く、試料採取率にほとんど影響を与えないことがわかる。粒径の大きな土粒子が多く含まれている場合、サンプラーの先端で大粒径の土粒子と接触して掘進不能となるか、掘進できても土粒子が振動もしくは移動することによってサンプリング試料の周面が乱され、試料を回収することができなかったと考えられる。なお、礫分含有率の相関係数は 0.95、最大粒径および平均粒径 D_{50} の相関係数は 0.86 であり、これら 3 つの物理的特性の相関性が高いことは、それぞれの相関係数からも明らかである。

表 5-2 土の物理特性と試料採取率の相関係数

礫分含有率	最大粒径	平均粒径 D_{50}	均等係数 U_c	細粒分含有率 F_c
0.95	0.86	0.86	0.33	0.04

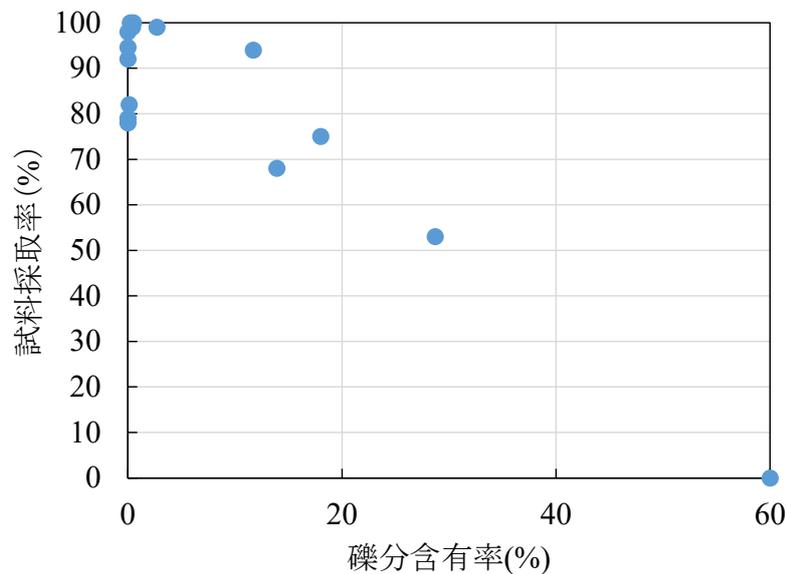


図 5-2 礫分含有率と試料採取率の関係

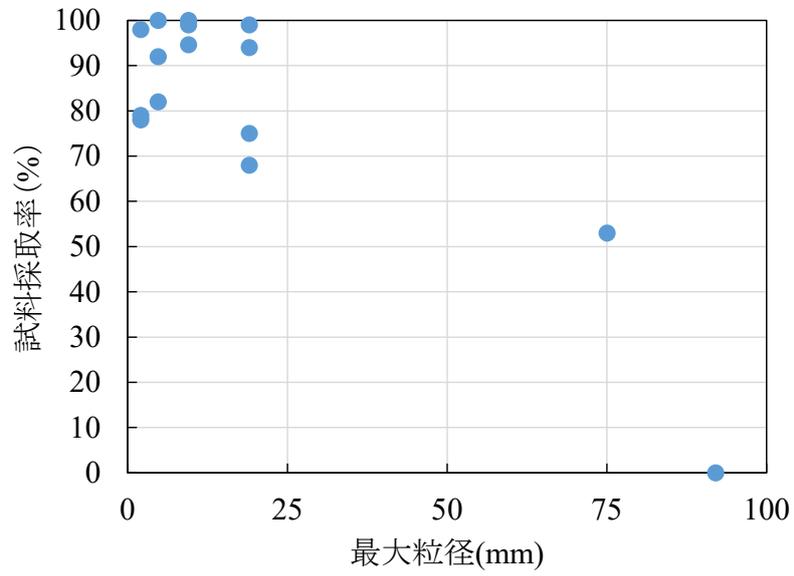


図 5-3 最大粒径と試料採取率の関係

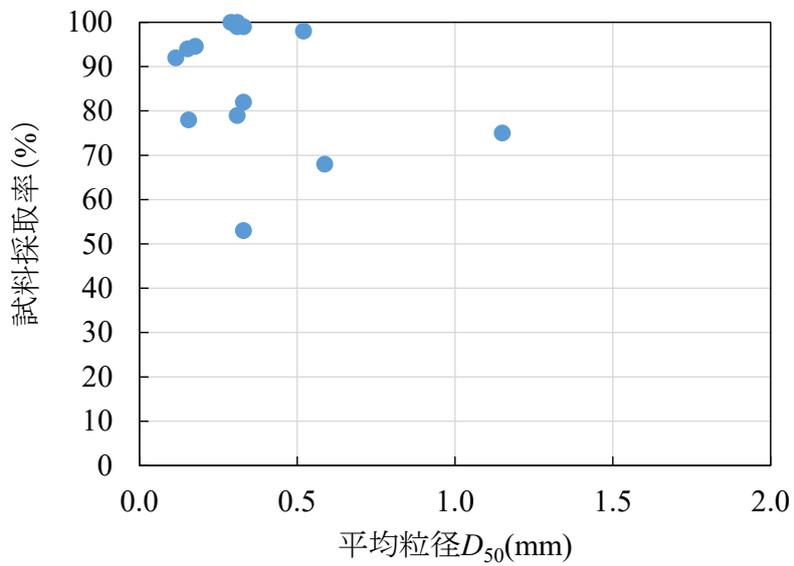


図 5-4 平均粒径 D_{50} と試料採取率の関係

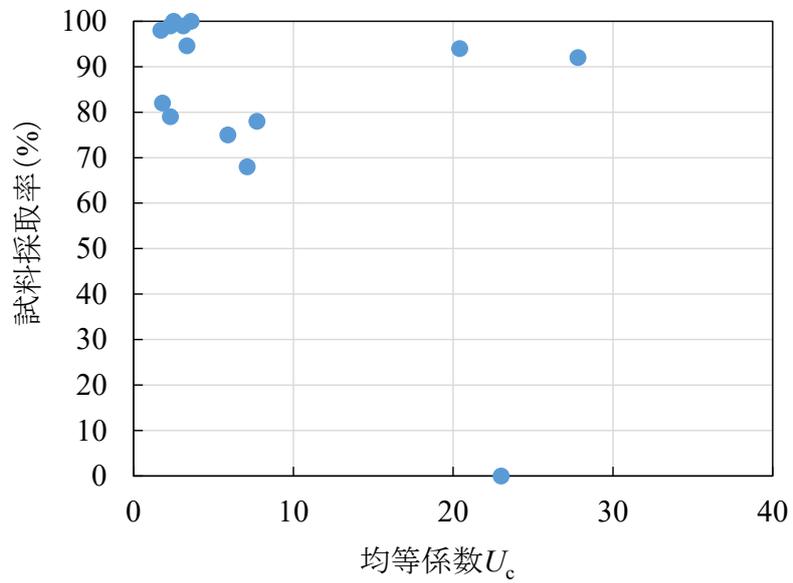


図 5-5 均等係数 U_c と試料採取率の関係

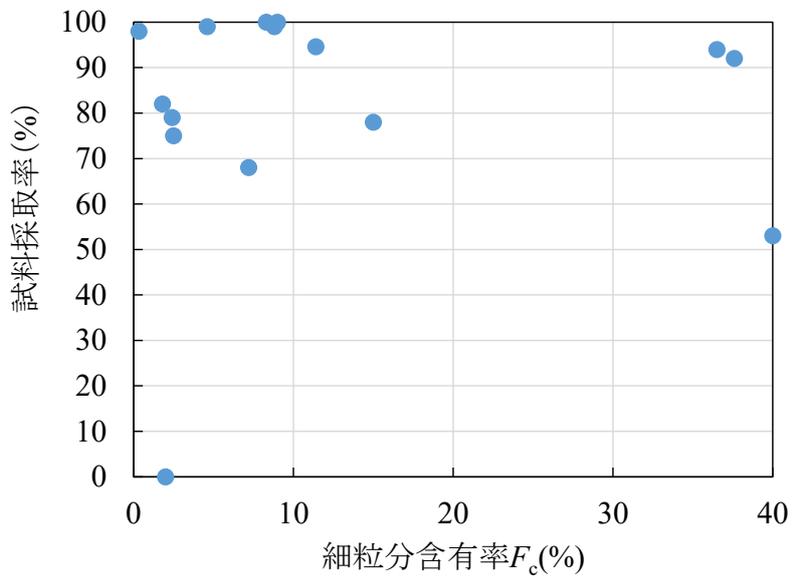


図 5-6 細粒分含有率 F_c と試料採取率の関係

5.3 試料採取方法の比較

溶液型薬液注入工法の事後調査で一般的に実施されるトリプルサンプラーによる試料採取（以後、トリプルサンプリング）以上に乱れの少ない試料採取が可能な方法として、高品質サンプリングがある³⁾。

高品質サンプリングのうち、泥水の噴出方法を工夫した方法である固定ピストン式ロータリー二重管サンプラー（以後、GS サンプラー）による試料採取（以後、GS サンプリング）を、上記の 16 現場のうち 2 現場（地点 A・B）にて実施している。溶液型薬液注入工法の事後調査での高品質サンプリングの適用を検討するため、同じ現場内で実施した GS サンプリングとトリプルサンプリングでの事後調査の比較を行った。なお、両サンプリングの実施者は異なるものの、試料運搬、試料成形および一軸圧縮試験は同条件で実施している。

5.3.1 試料採取箇所

地点 A と地点 B は、ともに礫分含有率 10%以上、最大粒径が 19mm 以上であり、トリプルサンプリングが困難と想定される地盤であった。トリプルサンプリング箇所と GS サンプリング箇所の平面的な離隔は、両現場とも 2m 以内であり、採取深度も同様であることから、土の物理的特性に大きな違いはないものと想定される。

5.3.2 試料採取方法

図 5-7 にトリプルサンプラー⁴⁾、図 5-8 に GS サンプラー⁵⁾の構造図を示す。トリプルサンプラーは、アウターチューブ、インナーチューブ、ライナーの三重管からなるサンプラーであり、硬さが中位以上の粘性土や締まりの程度が中位以上の砂質土を対象に乱れの少ない土試料を採取する方法である。GS サンプラーは、アウターチューブ（外管）とインナーチューブ（内管）の二重管からなるサンプラーに固定ピストンを組み合わせたものであり、礫質土を含む幅広い土質で乱れの少ない試料を採取することが可能な方法である。固定ピストンは中間ロッドによって地表部で固定されており、内管は透明アクリル管を用いている。内管と固定ピストンとの間に摩擦が働くことで、外管回転時の内管の共回りを防止している。また、内管内は固定ピストンによって真空に保たれるため試料の脱落が防止される。さらに、掘削時の送水圧が直接採取試料に影響しないように循環水の出口がビット側面に設けられている。

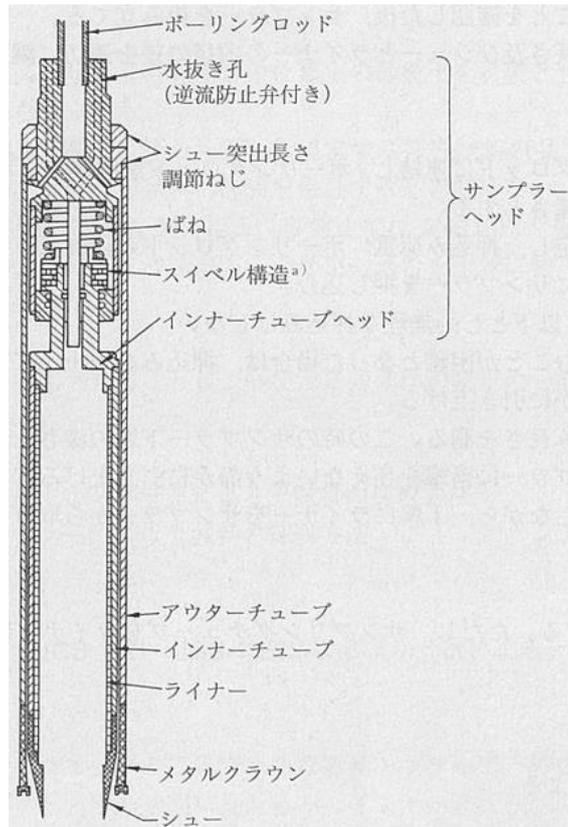


図 5-7 トリプルサンプラー⁴⁾

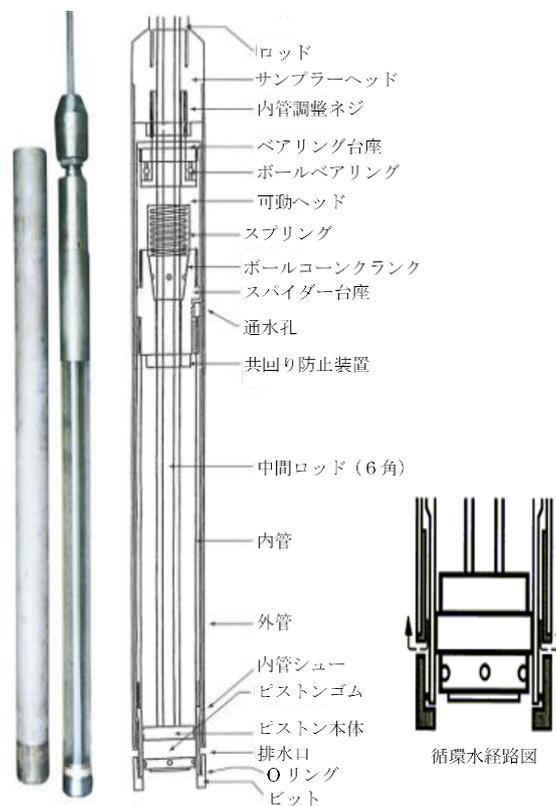


図 5-8 GS サンプラー⁵⁾

5.3.3 検討結果

図 5-9 にトリプルサンプリングと GS サンプリングの試料採取率を示す。試料採取率は、GS サンプリングの方が地点 A で 19%、地点 B で 32%高い値を示した。地点 A（礫分含有率 14%）においては、全採取深度で同じ土質分類であったものの、下部に礫が多く存在しており、上部にはほとんど礫が入っていなかった。上部では、試料採取率にほとんど違いがみられなかったものの、礫の多い下部の試料採取率は、トリプルサンプリングが 45%、GS サンプリングが 82%であり、37%の違いがみられた。

トリプルサンプラーは、先端の刃がビットとシューの二層構造となっており、切削能力のないシューに大粒径の土粒子が接触すると、掘進不能となるか、シューとビットの間で土粒子が移動して試料が攪乱されるため回収できず、試料採取率が低下したと考えられる。

一方、GS サンプラーは、先端の刃は強力な切削能力のあるビットのみであるため、大粒径の土粒子は、切削されるか、もしくは内か外に区分されるのみで、先端での移動量が大きくないため、試料を回収することができたと考えられる。また、脱落防止や循環水の出口の工夫も試料採取率向上に影響していると考えられる。

図 5-10 にトリプルサンプリングと GS サンプリングの試料による強度比を示す。ここで、強度比とは、現場での採取試料による一軸圧縮試験結果の平均値（平均 q_u ）と設計基準強度（設計 q_u ）の比（平均 q_u / 設計 q_u ）を示したものである。溶液型薬液注入工法の薬液濃度は、施工前に実施される現地試料での室内配合試験によって決定され、配合目標強度は、実績等から設計基準強度の 2 倍となっている。配合試験時の強度と比較して現場採取試料での強度が低下する要因は多々考えられるものの、主要因は、ゲルタイムと注入時間の差による薬液の希釈とサンプリングに伴う乱れの影響といわれている⁹⁾。薬液の希釈による影響を考慮することは困難であるが、近年ゲルタイム管理がより厳密になっている状況⁷⁾を踏まえると、希釈による低下割合は少ないと想定されるため、平均 q_u と設計 q_u の比から算定される強度比は、サンプリングに伴う乱れの影響を多分に含んでいるものと考えられる。したがって、強度比が 1.0 以上となっている場合、サンプリングによる乱れの影響はあるものの、想定よりも大きな乱れは生じていないものと考えられる。

強度比は、GS サンプリングの方が地点 A で 0.3、地点 B で 0.1 高い結果となったが、試料採取率に比べてサンプリング方法の違いによる差が小さくなっている。これは、採取できた試料で作製した供試体の品質には大きな違いがないことを示している。礫分含有率が低い箇所では、両サンプリングとも試料採取が可能であり、試験結果も概ね同様である。しかし、地点 A 下部のように全採取深度で大粒径の土粒子が多く存在する場合は、トリプルサンプリングでは事後調査に必要な試料が採取できない可能性があるため、高品質サンプリングを使用することが非常に有効である。また、仮に一軸圧縮試験

ができない程度の乱れがあった場合でも、試料採取さえできていれば後述するシリカ含有量試験によって一軸圧縮強さを推定する⁸⁾ことも可能である。

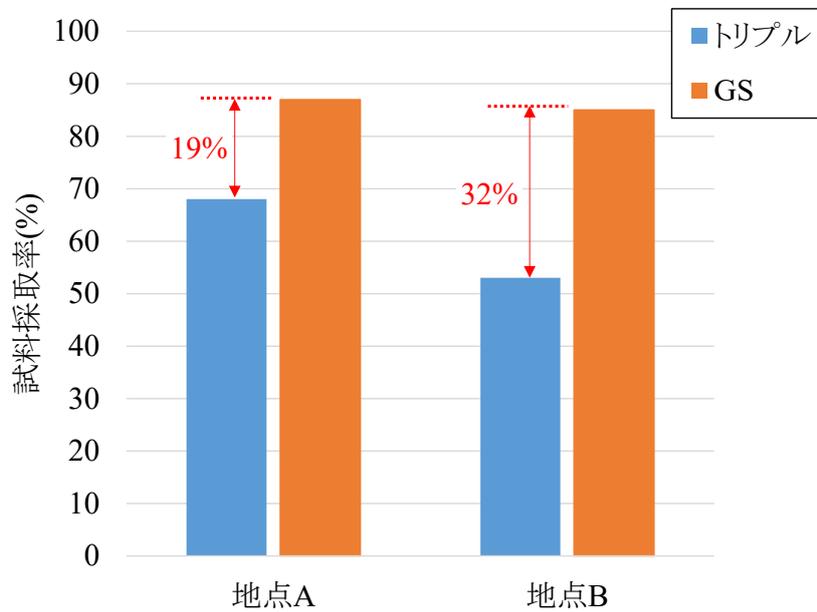


図 5-9 採取方法による試料採取率の比較

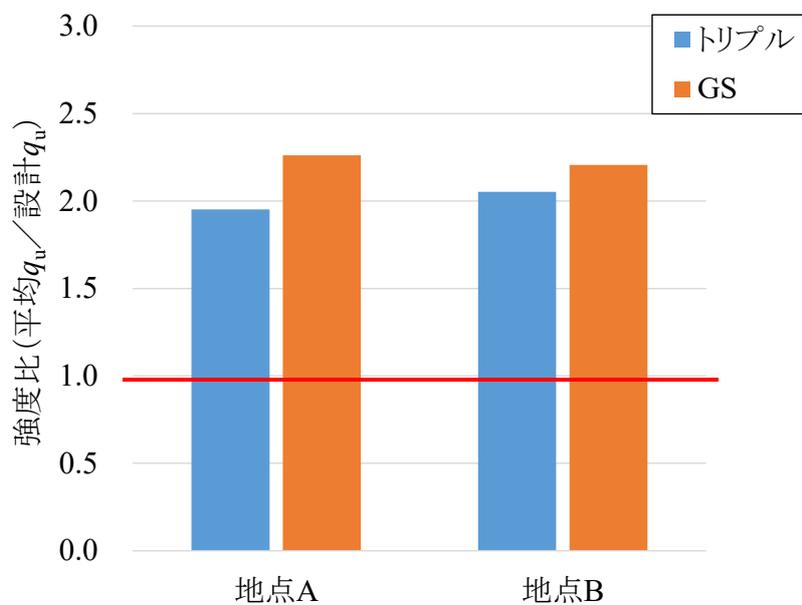


図 5-10 採取方法による強度比の比較

5.4 サンプルング試料による評価

上記と同様の 16 現場の一軸圧縮試験結果から強度比を算定し、トリプルサンプルング試料による一軸圧縮試験での評価について検討を行った。

5.4.1 検討内容

強度比の算定方法は上記と同様であり、強度比が 1.0 以上であれば想定よりも大きな乱れが発生していないものと考えられる。試料採取率と強度比の関係を確認し、採取箇所での土の物理的特性（礫分含有率、最大粒径、平均粒径 D_{50} 、均等係数 U_c 、細粒分含有率 F_c ）と強度比を比較することにより、サンプルングによる乱れを受けやすい土の物理的特性を確認した。

5.4.2 検討結果

図 5-11 に試料採取率と強度比の関係を示す。相関係数は 0.67 であり、試料採取率が高いほど強度比が高くなる傾向にある。試料採取率が 75% 以下の場合、強度比が 1.0 以下となる可能性がある。

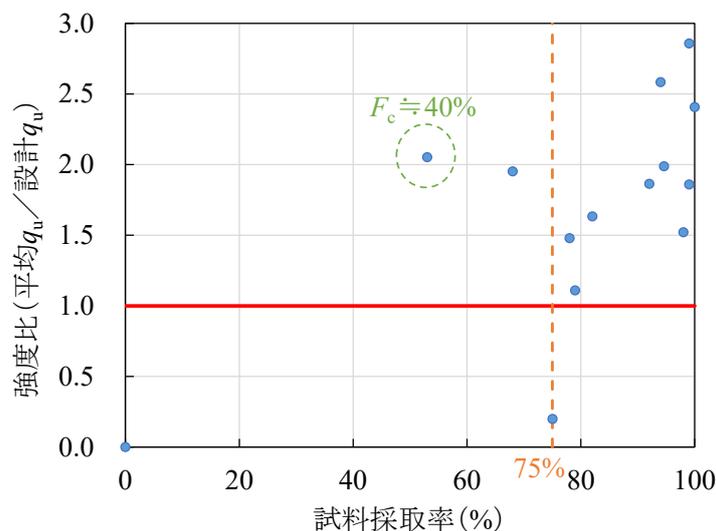


図 5-11 試料採取率と強度比の関係

図 5-12 に礫分含有率と強度比の関係を示す。礫分含有率 15%以下においては、強度比との相関係数が 0.25 と低くなっており、バラツキがみられるものの、強度比 1.0 以上が得られている。一方、礫分含有率が 15%以上においては、強度比が 1.0 以下となる傾向がみられる。なお、細粒分含有率 $F_c \doteq 40\%$ のケースでは、礫分含有率が 15%以上でも強度比 1.0 以上となっているケースもみられた。

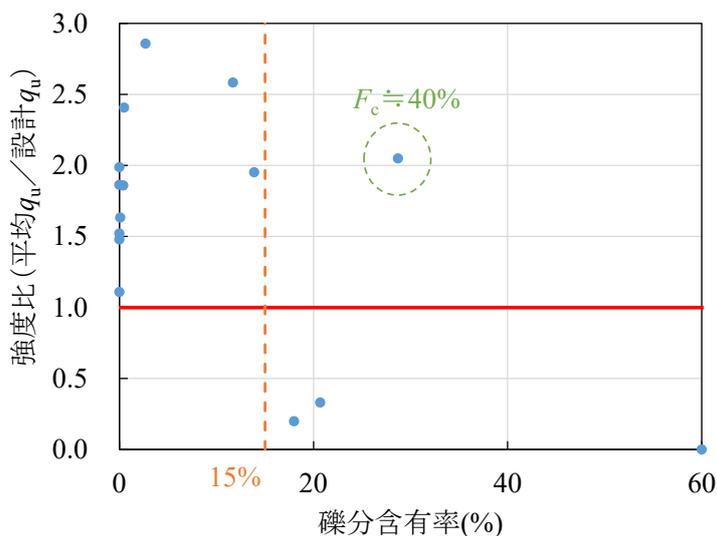


図 5-12 礫分含有率と強度比の関係

図 5-13 に細粒分含有率 F_c と強度比の関係を示す。事前検討なく本工法の適用が可能と判断される $F_c < 20\%$ においては、強度比との相関性がみられなかった。なお、 $F_c = 40\%$ 付近においては強度比が高い傾向を示しているが、 F_c が高い地盤では、大粒径の土粒子が減少する傾向にあるため、サンプリング時の乱れの影響が低減された可能性がある。

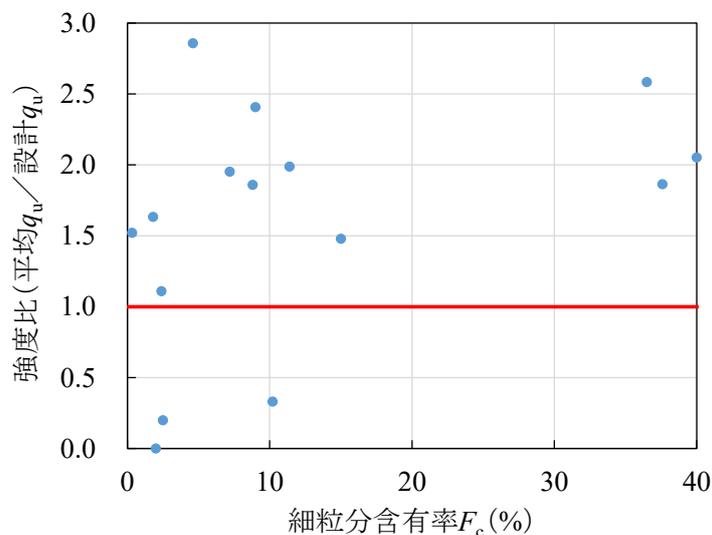


図 5-13 細粒分含有率 F_c と強度比の関係

図 5-14 に平均粒径 D_{50} と強度比の関係を示す。礫分含有率の増加に伴い平均粒径も増加する傾向にあるため、礫分含有率と概ね同様の相関係数となっており、 D_{50} が 1.0mm 以上において強度比は 1.0 以下となった。

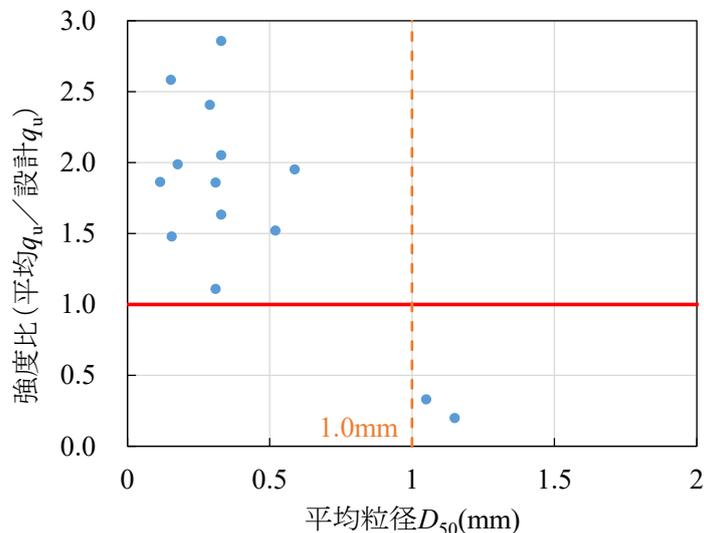


図 5-14 平均粒径 D_{50} と強度比の関係

図 5-15 に最大粒径と強度比の関係を示す。最大粒径と試料採取率とは高い相関関係を示していた (図 5-3) が、強度比との相関は低くなった。粒径 20mm 程度以上の大きな土粒子が削孔先端のシュエーに接触すると掘進不能となり試料採取ができなくなるものの、採取できた試料の乱れに及ぼす影響は小さいため、最大粒径と強度比の相関係数が低くなったと考えられる。

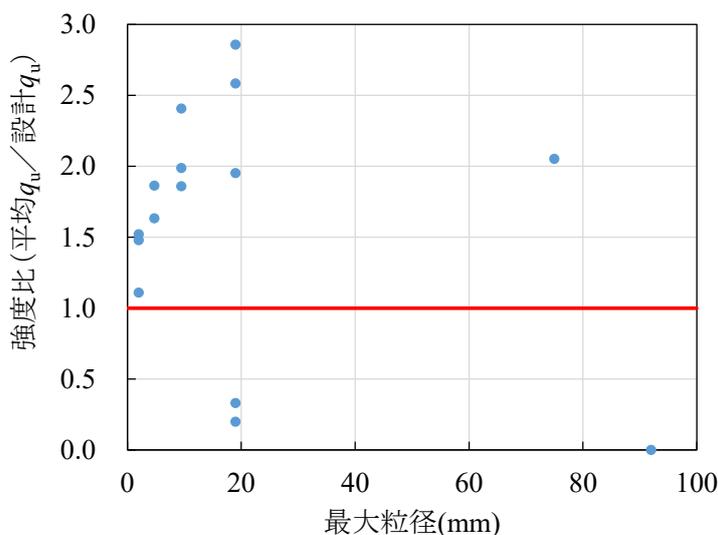


図 5-15 最大粒径と強度比の関係

表 5-3 に強度比と土の物理的特性との相関係数を示す。礫分含有率と平均粒径 D_{50} は強度比とやや相関のある関係であり、その他の物理的特性は相関性の低い結果となった。

表 5-3 強度比と物理特性の相関係数

礫分含有率	最大粒径	平均粒径 D_{50}	均等係数 U_c	細粒分含有率 F_c
0.57	0.34	0.60	0.08	0.33

5.5 その他の評価手法

溶液型薬液注入工法の品質管理方法は、一軸圧縮強さによる評価が標準とされているものの、これまでの検討結果に基づくと、下記の条件においては、正しく評価することが困難であると考えられる。

- ・ 礫分含有率が 15%以上の地盤
- ・ 試料採取率が 75%以下の試料
- ・ 平均粒径が 1mm 以上の地盤

こういった条件の地盤においては、乱れの少ない試料を採取することが困難であるため、乱れの少ない試料を必要としない評価方法が必要となる。ここでは、その評価方法を紹介する。

5.5.1 シリカ含有量増加分による一軸圧縮強さの推定

溶液型薬液注入工法によって改良された地盤は、間隙水が薬液に置き換わるため、薬液の主成分であるシリカ (SiO_2) が増加する。薬液のシリカ濃度が高いほど地盤の改良強度が大きくなるため、シリカ含有量の増加分から一軸圧縮強さを推定することができる。図 5-16 に室内配合試験で作製した供試体のシリカ含有量増加分 (ΔSiO_2) と一軸圧縮強さ (q_u) の関係例⁸⁾を示す。バラツキがあるものの、 ΔSiO_2 と q_u は比例関係になっていることがわかる。土質によって比例係数が異なるため、実施工箇所の試料を用いる配合試験の際に ΔSiO_2 と q_u の関係を求め、事後調査で採取した試料のシリカ含有量を計測することで、 q_u を推定することが可能となる。実施工の例を図 5-17 に示す。これは、表 5-1 における番号 4 の現場の結果である。シリカ含有量増分から推定した q_u に比べ一軸圧縮試験での q_u は 30%程度となっており、サンプリングに伴う機械的な乱れの影響により強度が低下したと考えられる。

この方法は、供試体の状態による影響がないため、乱れた試料で実施することが可能である。ただし、未改良地盤にも SiO_2 が含まれており、場所によるバラツキがあるため、シリカ含有量初期値を計測する際には、複数の未改良試料を用いる必要がある。

	試料A	試料B	試料C	試料D	試料E	試料F
礫分(%)	0.0	22.2	34.9	28.6	0.9	22.8
砂分(%)	87.5	34.7	38.0	32.1	77.6	68.6
細粒分(%)	12.5	43.1	27.1	39.3	21.5	8.6
D50(mm)	0.186	0.110	0.290	0.170	0.200	0.900

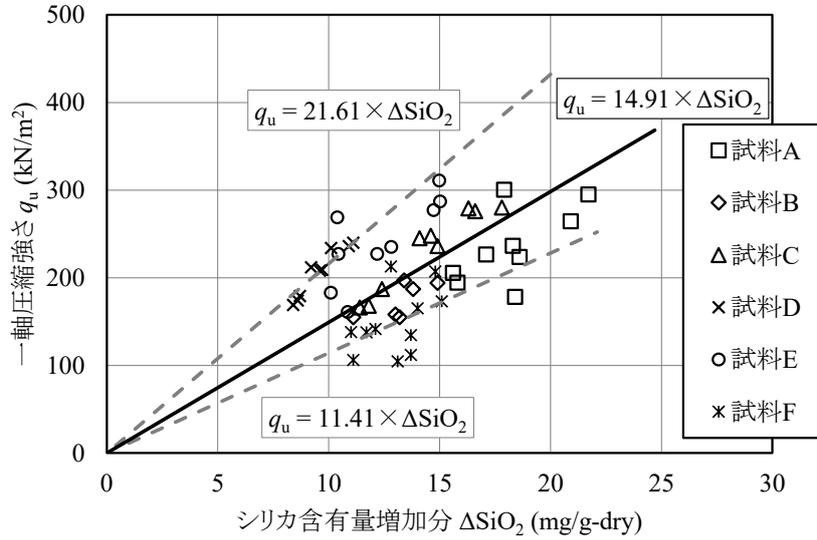


図 5-16 シリカ含有量増加分と一軸圧縮強さの関係 (室内配合試験) ⁸⁾

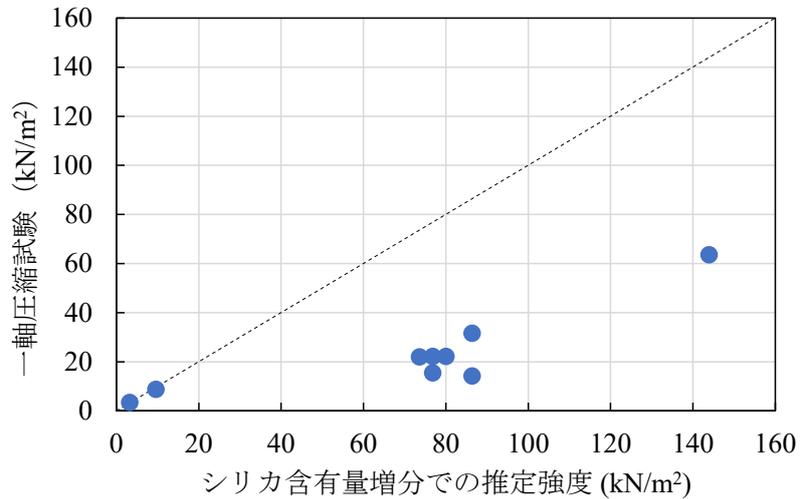


図 5-17 シリカ含有量増分での推定 q_u と一軸圧縮試験による q_u の比較

5.5.2 動的コーン貫入試験結果による一軸圧縮強さの推定

近年、動的コーン貫入試験によって得られる N_d 値の増加分 (ΔN_d 値) から薬液改良土の q_u を推定する方法が提案されている^{9), 10)}。図 5-18 に ΔN_d 値と q_u の関係を示す。これは、文献 9) から抜粋した実験結果である。実験では、ドラム缶内に作製した薬液改良土に対して動的コーンを実施して ΔN_d 値を算定し、同一条件でモールド内に作製した薬液改良土の q_u との関係を確認している。図より、 q_u の推定式として、式(5.1)が提案されている。式中の $f(F_c)$ は細粒分含有率に応じた係数であり、図 5-19 より推定式として式(5.2)(5.3)が提案されている。この方法は、事前と事後で N_d 値の差で評価するため、事前と事後の N_d 値取得箇所を一致させることに注意が必要である。

$$q_u = f(F_c) \times \Delta N_d \quad (5.1)$$

$$F_c < 25\% \text{ の時 } f(F_c) = (20 + (F_c \times 1.2)) \quad (5.2)$$

$$F_c \geq 25\% \text{ の時 } f(F_c) = 50 \quad (5.3)$$

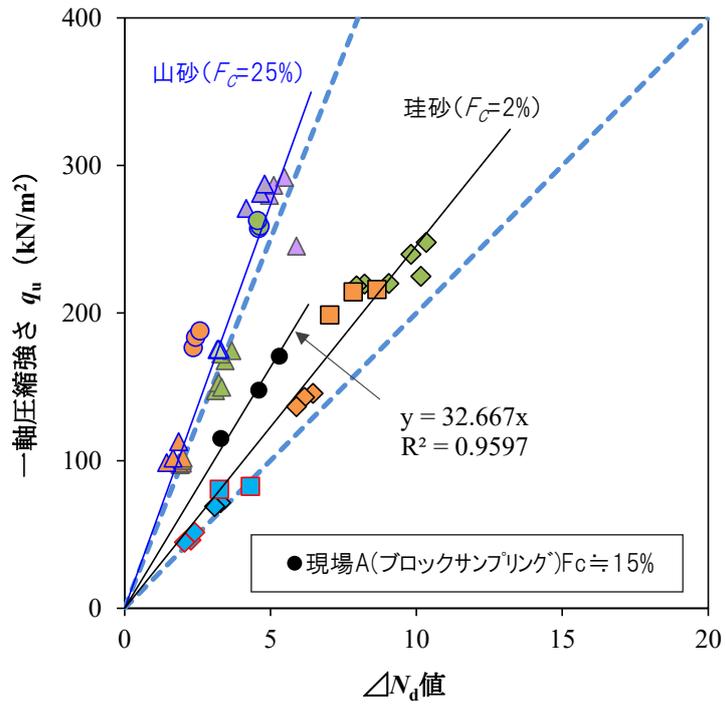


図 5-18 N_d 値の増加分と一軸圧縮強さの関係

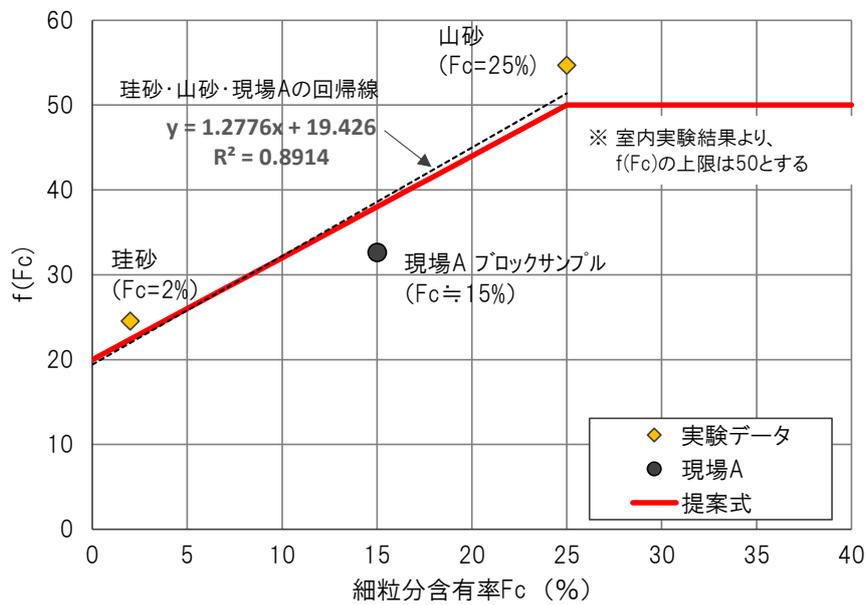


図 5-19 F_c と $f(F_c)$ の関係

5.5.3 孔内载荷試験結果による一軸圧縮強さの推定

地盤改良後に実施した孔内载荷試験（PMT）によって求まる降伏圧力 P_y' とサンプリング試料の q_u との関係を図 5-20 に示す。トリプルサンプリングでは $q_u=0.15\sim 0.45\times P_y'$ の関係であり、ブロックサンプリングでは $q_u=0.4\sim 1.2\times P_y'$ の関係であった。トリプルサンプリングの試料は、採取時の乱れの影響によって q_u が低下するため、ブロックサンプリングの試料より係数が低くなっていると考えられる。礫等を含む地盤においては、载荷箇所土質により q_u と P_y' の関係が異なる可能性があるため、注意が必要である。

文献 10) では、PMT の繰返し载荷過程の変形係数の平均値 $E^*(\text{kN/m}^2)$ から式(5.4)で算定する方法も提案されているものの、土質、密度、薬液濃度の異なる条件では、応力と変形特性の関係が異なると考えられるため、引き続き検討が必要であると考えられる。

$$q_u = E^* \div 240 \quad (5.4)$$

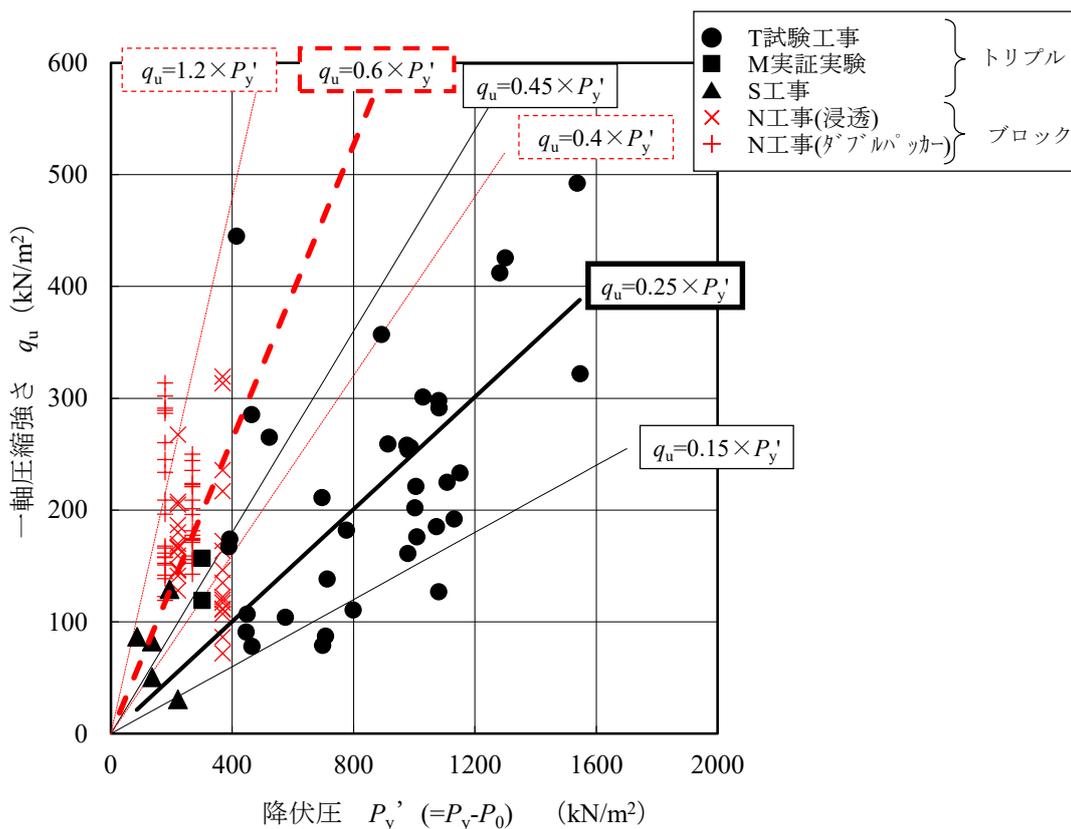


図 5-20 降伏圧力と一軸圧縮強さの関係¹¹⁾

5.6 本章のまとめ

溶液型薬液注入工法によって改良された地盤の評価方法は、サンプリング試料を用いた一軸圧縮試験が標準となっていることから、16 現場の事後調査結果について分析を行い、その適用性について検討した。その結果、一軸圧縮試験での評価が難しい場合があることがわかったため、一軸圧縮試験以外の評価方法を示した。得られた知見を以下に示す。

- ・ 溶液型薬液注入を実施した地盤において、事後調査の試料採取として標準的に行われるトリプルサンプリングによる試料採取率は、対象地盤の礫分含有率や平均粒径と高い相関がある。
- ・ 高品質サンプリングは、トリプルサンプリングに比べて、供試体の品質に大きな差はみられないものの、試料採取率が高くなる。
- ・ 礫分含有率が 15%以上、試料採取率が 75%以下もしくは平均粒径が 1.0mm 以上の地盤では、トリプルサンプリング試料の一軸圧縮強さは、サンプリング等の乱れの影響により過小評価となる可能性がある。
- ・ 乱れの少ない試料が採取できない場合は、シリカ含有量増加分 ΔSiO_2 、動的コーン貫入試験による N_d 値の増加分 ΔN_d 値、孔内載荷試験による降伏圧力 P_y' から q_u を推定する方法がある。
- ・ シリカ含有量増加分 ΔSiO_2 による q_u の推定は、バラツキの大きな試験結果から算定されたものであるため、使用する際には細心の注意が必要である。
- ・ 動的コーン貫入試験による N_d 値の増加分 ΔN_d 値による q_u の推定は、改良前後において同一箇所で調査を実施する必要がある点に注意が必要である。
- ・ 孔内水平載荷試験による降伏圧力 P_y' による q_u の推定は、土質によって P_y' と q_u の関係が異なる可能性があるため、注意が必要である。

地盤条件により一軸圧縮試験を適用できない場合の評価方法を示したが、いずれの方法も実施工での適用事例が少なく、それぞれに注意点が存在する。したがって、他の方法の開発を踏まえた更なる研究が必要である。現状では、評価方法を 1 つに限定するのではなく、複数の方法で総合的に評価することが望ましい。

参考文献

- 1) 秋本哲平, 林健太郎, 善功企, 長津辰男, 山本敦, 車田佳範: 溶液型薬液注入工法により改良された地盤の事後調査方法の選定, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.76, No.2, I_648-I_653, 2020.
- 2) 沿岸技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), p.91, 2020.
- 3) 渡部要一, 金子崇, 佐々真志: サング礫混じり土の力学特性—高品質試料のせん断特性に対する支配パラメータ—, 港湾空港技術研究所報告, Vol.55, No.3, p.9, September 2016.
- 4) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp.244~246, 2013.
- 5) 稲垣光艶, 前田正志, 成迫法之, 平井孝治: 固定ピストン式二重管サンプラー(GSサンプラー)による砂質土のサンプリング品質について, 全地連「技術フォーラム2014」秋田.
- 6) 沿岸技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), p.112, 2020.
- 7) 国土交通省: 薬液注入工法による地盤改良工事に係る地盤改良効果の調査方法等について, 事務連絡, 平成29年8月1日.
- 8) 沿岸技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), p.114, 2020.
- 9) 国土交通省 港湾局: 埋立地等における薬液注入工法による地盤改良工事に関する検討, 第4回委員会資料, 2018.
- 10) 菅野高弘, 善功企, 末政直晃, 春日井康夫, 山崎浩之, 林健太郎, 澤田俊一, 遠藤敏雄, 加藤幸輝, 中川大, 規矩大義, 山口恵美, 藤井紀之, 馬場香奈江, 藤井照久, 高田圭太: 液状化対策として薬液を注入した地盤の原位置調査による強度評価法, 港湾空港技術研究所資料, No.1366, 2020.
- 11) 沿岸技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), p.110, 2020.

6 結論

本研究では、既設構造物直下の液状化対策として適用されている溶液型薬液注入工法に関して、強震動に対する抵抗性を確認し、事前調査結果から強度を推定する方法を提案した。また、事後調査における採取試料での評価の判断基準を示し、様々な評価手法を紹介した。本研究で得られた結論を以下に示す。

第1章では我が国で発生した大地震を取り上げ、その地震での液状化による被害内容を示し、液状化対策として適用できる地盤改良工法をまとめた。その中でも既設構造物直下に適用できる工法は少なく、溶液型薬液注入工法は非常に重要な地盤改良工法である。しかしながら、今後ますます激甚化する災害に対応していくためには、強い揺れの地震に対する適用性の確認、合理的な液状化の判定方法、幅広い粒度特性地盤に対する適用性および事後調査での適切な評価が必要であることを示した。

第2章では、高いせん断応力比を与えた繰返し中空ねじりせん断試験を実施することで、強震時における薬液改良土の強度変形特性を確認し、強震動に対して粘り強い性能を有していることを把握した。特に、一軸圧縮強さが 100kN/m^2 を超える改良土は、繰返し载荷によって上昇する過剰間隙水圧比が 0.95 未満であり、有効応力はゼロにならなかった。また、繰返し载荷によって過剰間隙水圧が上昇した状態での非排水せん断試験を実施し、繰返し载荷前と概ね同等の非排水せん断強度を有していることがわかった。以上より、一軸圧縮強さが 100kN/m^2 を超える薬液改良土は、いわゆる液状化状態には至らないことが確認されたため、このことを溶液型薬液注入工法の設計に反映させた。具体的には、設計液状化強度比が 0.6 以上であっても、設計基準強度を 100kN/m^2 に設定できることとし、繰返し载荷に伴う過剰間隙水圧の上昇によって発生するひずみを評価できる解析手法により変形量照査を実施することとした。これにより、強震動に対する合理的な設計が可能となる。

第3章では、超小型間隙水圧計を埋め込んだ薬液改良供試体を用いて一軸圧縮試験を実施し、载荷中に発生する負圧と強度の関係を把握した。また、薬液改良土の圧裂引張り試験を実施し、土粒子と薬液の付着力を確認した。薬液改良土の一軸圧縮強さ q_u は、正のダイレイタンス発生前の強度 q_{u1} と正のダイレイタンス発生後の強度 q_{u2} で構成されている。 q_{u1} は土粒子と薬液の付着に関する強度であり、 q_{u2} は正のダイレイタンスの発生に伴って生じる負圧が有効応力として働くことで増加する強度である。本章では薬液改良土の強度発現メカニズムを明らかにした。

第4章では、様々な粒度分布を有している現地土に適用できる強度推定手法を提案した。具体的には、細粒分含有率 F_c を考慮した単位体積あたりの土粒子の表面積 S^* という q_u と相関が高い新たな指標を提案した。これにより、事前調査で取得できる平均粒径 D_{50} 、細粒分含有率 F_c 、乾燥密度 ρ_d 、土粒子密度 ρ_s 、薬液のホモゲル強度 q_{uh} を用いて q_u を推定することが可能である。また、これまでの配合実績を用いて、この推定手法の妥当性を検証し、多様な現場条件でも簡易強度推定手法としては有用性が高いことを確認した。

第5章では、溶液型薬液注入工法の事後調査として標準的に実施されているサンプリング試料による一軸圧縮試験の適用性について検討し、礫分含有率が15%以上、試料採取率が75%以下もしくは平均粒径が1.0mm以上の地盤では、サンプリング等の乱れの影響で一軸圧縮強さを過小評価する可能性があることを示した。また、一軸圧縮試験以外の事後調査方法として、乱れた試料でも評価できるシリカ含有量試験、サンプリングを伴わない動的コーン貫入試験と孔内載荷試験の事例を示し、その特徴と利用時の留意点をまとめた。

本研究で得られた、溶液型薬液注入工法の適用性に関する知見を表6-1に示す。また、本研究の強度推定手法を用いて適用性を検討した際の結果例を図6-1に示す。設計基準強度 $q_{uck} = 100 \text{ kN/m}^2$ 、事前調査で取得した物理試験結果が、土粒子密度 $\rho_s = 2.650 \text{ g/cm}^3$ 、平均粒径 $D_{50} = 0.4 \text{ mm}$ 、礫分=15%、細粒分含有率 $F_c = 9\%$ 、乾燥密度 $\rho_d = 1.500 \text{ g/cm}^3$ であった場合の適用範囲を、地盤材料の工学的分類方法（JGS 0051）に従って示したものである。この時の推定強度は、 202 kN/m^2 となり、設計基準強度の2倍である配合目標強度 200 kN/m^2 を満足するため、適用可能と判断できる。また、細粒分含有率 F_c が増加した場合、推定強度が増加するため、工法の適用限界である $F_c = 40\%$ までは適用範囲となる。一方、 F_c が減少した場合は、推定強度が低下し、配合目標強度を満足できなくなるため、 F_c の下限値は9%となる。このように本手法を用いることで、現地条件に応じた溶液型薬液注入工法の適用範囲を算出することが可能である。

表 6-1 本研究で得られた適用性に関する知見

項目	溶液型薬液注入工法の適用性に関する知見
強震動	溶液型薬液注入工法は、せん断応力比1.0まで適用できることを2章で示した。 <ul style="list-style-type: none"> ・一軸圧縮強さ q_u が 100kN/m^2 以上では完全な液状化状態とならない。 ・必要液状化強度比0.6以上において設計基準強度 q_{uck} を 100kN/m^2 に設定できる。
粒度	4章で提案した推定式を用いることで、対象地盤での工法の適用性が判断できる。 【適用性の判断手順】 <ul style="list-style-type: none"> ・対象箇所の事前調査実施 ・使用薬液のホモゲル強度確認 ・式(4.2)～式(4.6)を用いて推定強度算定 ・推定強度が目標強度以上であれば適用可能
事後調査	事後調査で一軸圧縮試験の適用が困難となる条件を5章で提示した。 【一軸圧縮試験の適用条件】 <ul style="list-style-type: none"> ・礫含有率15%以下 ・試料採取率75%以上 ・平均粒径1.0mm以下

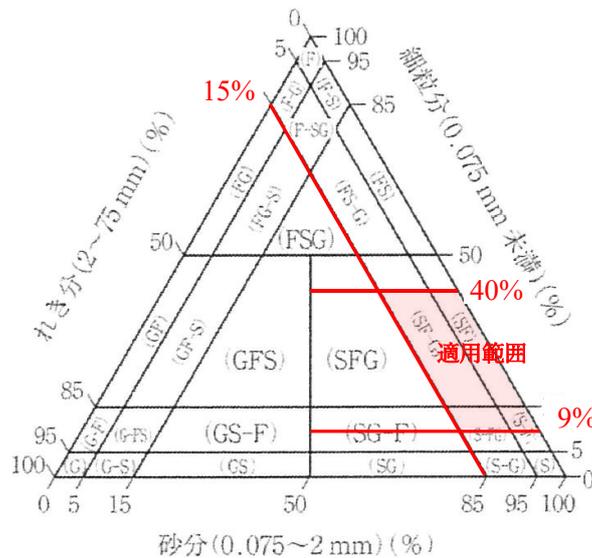


図 6-1 強度推定を用いて適用範囲を算出した例

今後は、激甚化した地震を受けた改良地盤の挙動を調べ、今回提案した設計法の妥当性を検証する。また、薬液改良土の荷速度依存性を設計に反映させることや、変形量照査の精度を向上させるための実験データの取得も今後実施すべきと考える。さらに、本論文で示した一軸圧縮試験以外の事後調査方法は、それぞれの試験結果から一軸圧縮強さを推定するものであるが、実施工での適用事例が少なく、確立されたものではない。他の方法の開発も含めた精度の高い事後調査方法の確立が必要である。

これまでは、粘性土が液状化対象地盤となることはなかったが、対象地震動が大きくなることで細粒分含有率が高い地盤を改良することが求められる。したがって、細粒分含有率が高い地盤に対する注入方法を確立することが施工上の課題として挙げられる。

7 謝辞

本論文は、日本大学工学部土木工学科 仙頭紀明教授にご指導いただきながら行った研究の成果を取りまとめたものです。2020年7月から、毎月1回WEBにて打合せをさせていただき、実験内容、結果の評価および論文執筆方法等について、本当に数多くのことをご教授頂きました。ご多忙にもかかわらず丁寧にご指導いただきましたこと、心より感謝申し上げます。日本大学工学部土木工学科 渡邊英彦教授、阿部慶太准教授、宇都宮大学地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 海野寿康准教授には、論文審査に当たり、貴重なご助言を多数頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

日本大学で実施した、薬液改良土の繰返し中空ねじりせん断試験や超小型間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験では、仙頭教授の研究室に所属していた、有本拓麻氏、石塚幸太郎氏、海津竣也氏、木村海斗氏、佐藤海渡氏、斎藤有沙氏、松崎滉平氏、一柳歩夢氏、その他多くの学生にご協力いただきました。ここに感謝の意を表します。

本研究は、浸透固化処理工法の開発者である林健太郎氏（当時・五洋建設技術研究所長）から勧められて始めたものです。研究や業務を通して薬液注入工法の全てを教えてくださいました。大変感謝しております。本当にありがとうございました。

上司である、水流正人氏（現・五洋建設執行役員技術研究所長）、熊谷隆宏氏（現・五洋建設技術研究所副所長）には、論文執筆期間が長くなってしまったにもかかわらず、温かく見守っていただきました。ここに感謝の意を表します。

直属の上司である上野一彦氏（現・五洋建設技術研究所 土木技術開発部地盤グループ長）には学位取得や論文内容について多くのアドバイスをいただきました。本当にありがとうございました。

五洋建設技術研究所 地盤グループの皆さんには、常日頃から業務でサポートをいただき、そのおかげで本研究に時間を費やすことができました。ありがとうございました。

日常生活をサポートしてもらい、休日には少し迷惑をかけてしまった家族にも感謝しております。ありがとうございました。

2024年1月1日、石川県能登地方を震源とするマグニチュード7.6の能登半島地震が発生しました。2024年4月現在において、死者241名、負傷者1,299名と報告されており、いまでも約8千人の人が避難所で過ごしています。被害にあわれた方やその関係者の方々に謹んでお見舞い申し上げるとともに、本研究内容が少しでも被災地復旧に役立てれば幸いです。

8 付録

8.1 繰返し中空ねじりせん断試験結果

2章で示した繰返し中空ねじりせん断試験の実施ケース一覧を表 8-1 に再掲する。また試験結果を図 8-1～図 8-21 に示す。

表 8-1 繰返し中空ねじりせん断試験 実施ケース一覧

実験ケース	供試体番号	シリカ濃度	CSR	平均 q_u (kN/m^2)	実験ケース	供試体番号	シリカ濃度	CSR	平均 q_u (kN/m^2)
A	1	0 (未改良)	0.15	—	E	13	8	0.58	164
	2		0.18			14		0.78	
	3		0.20			15		0.78	
B	4	4	0.29	22	F	16	8	0.75	122
	5		0.36			17		0.93	
	6		0.46			18		1.15	
C	7	6	0.59	86	G	19	11	0.79	274
	8		0.65			20		0.99	
	9		0.68			21		1.11	
D	10	6	0.56	85					
	11		0.65						
	12		0.75						

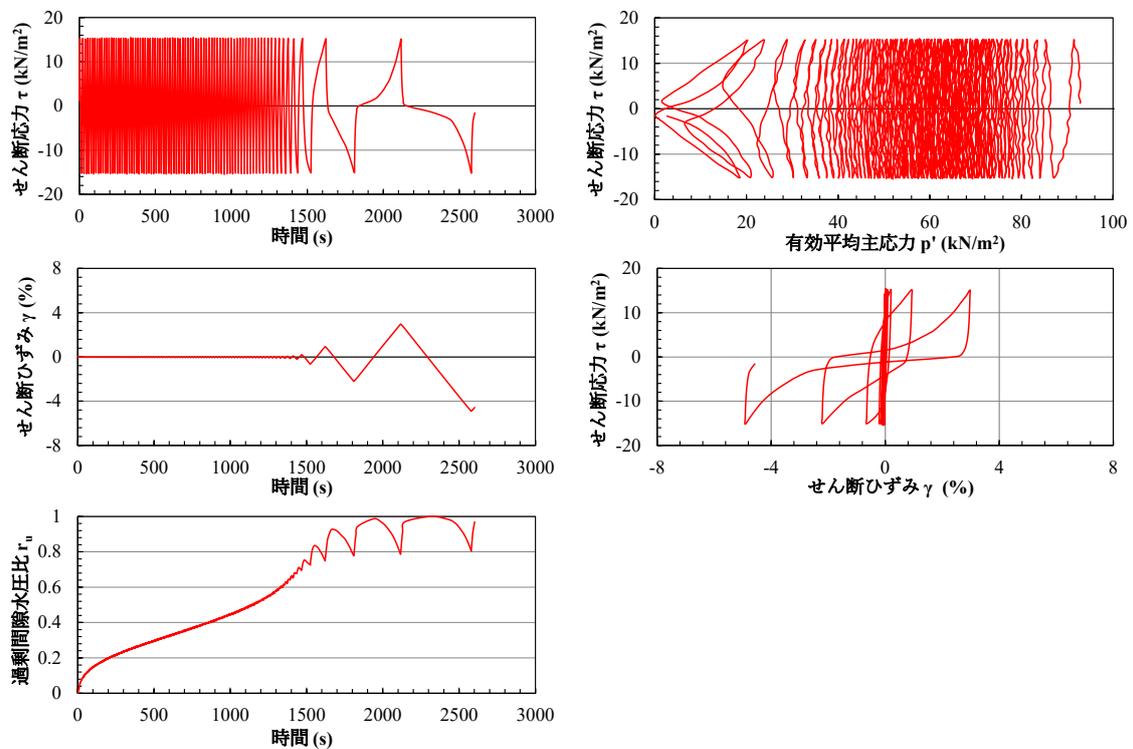


図 8-1 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース A-1

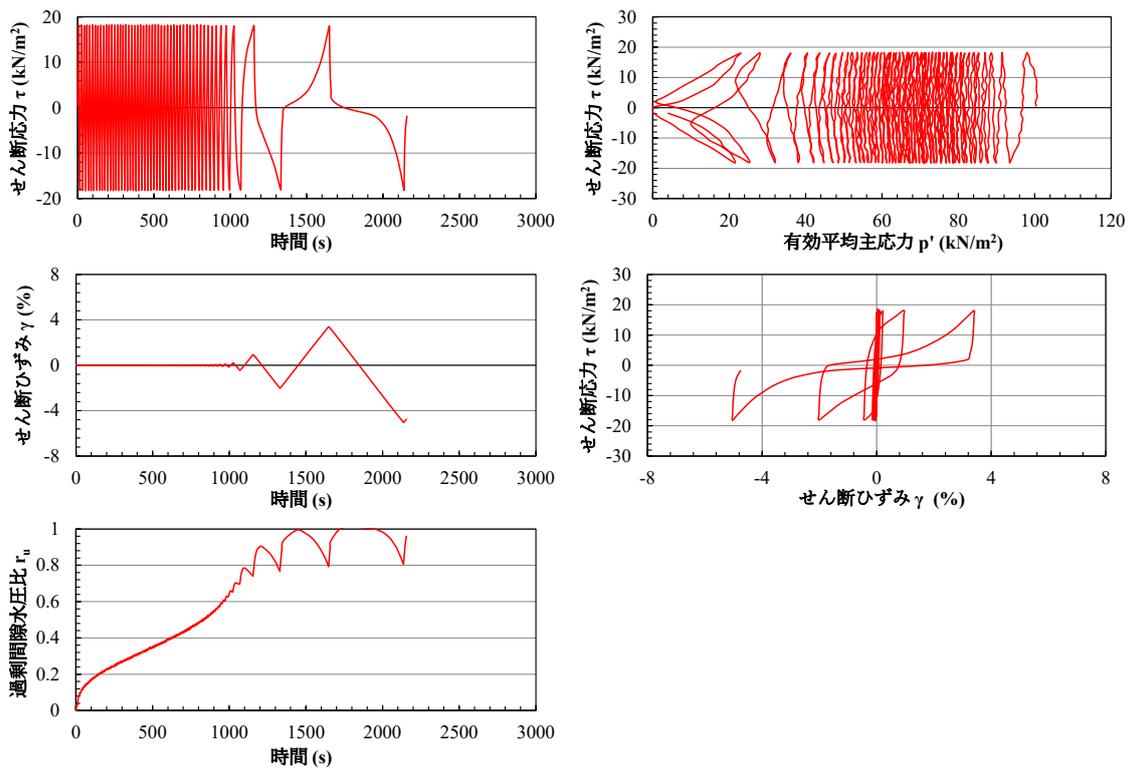


図 8-2 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース A-2

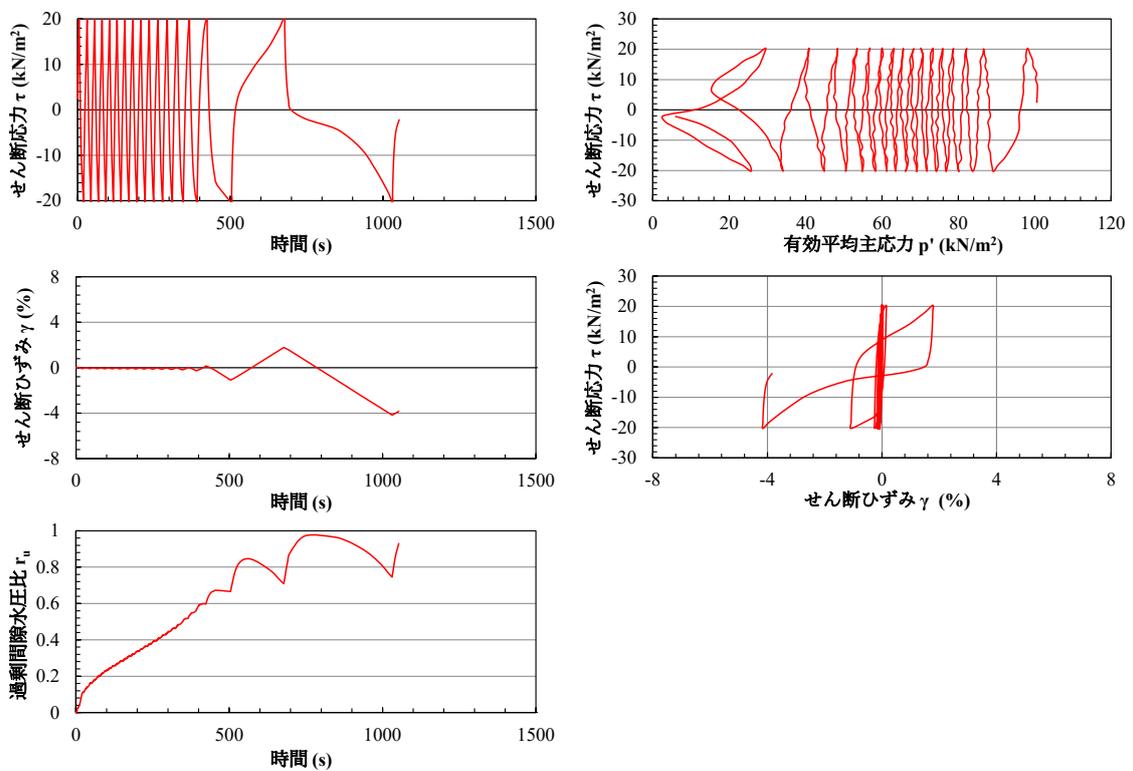


図 8-3 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース A-3

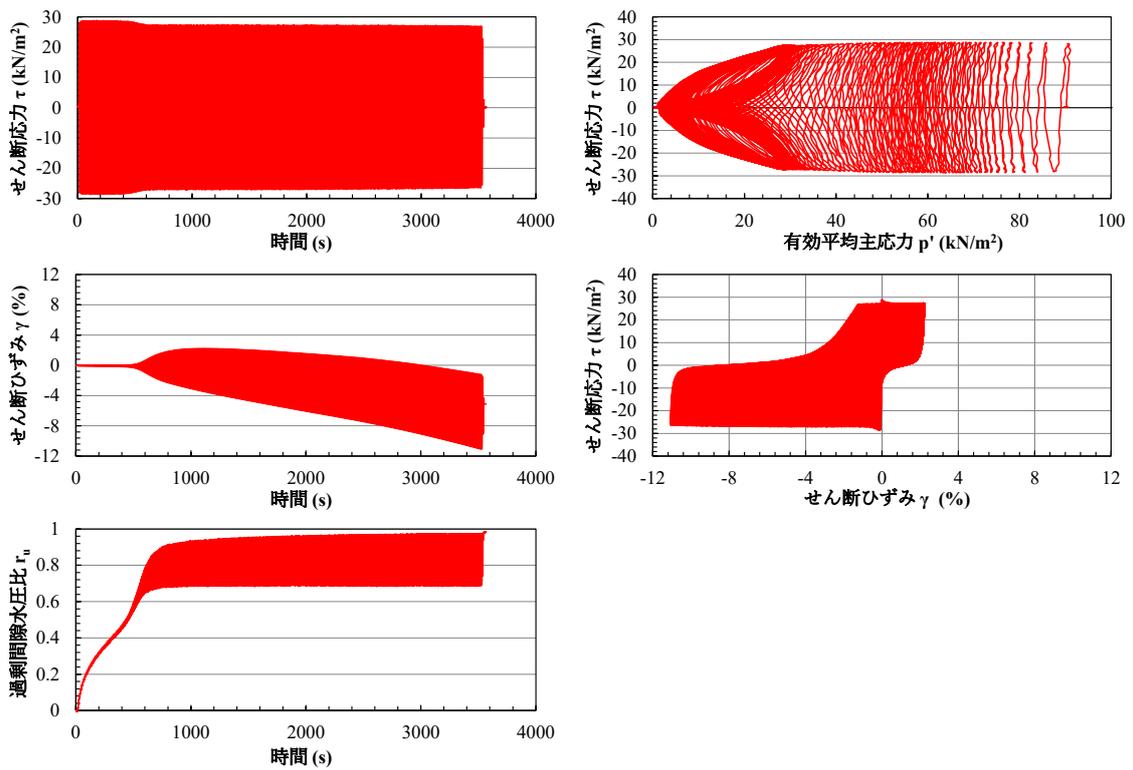


図 8-4 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース B-4

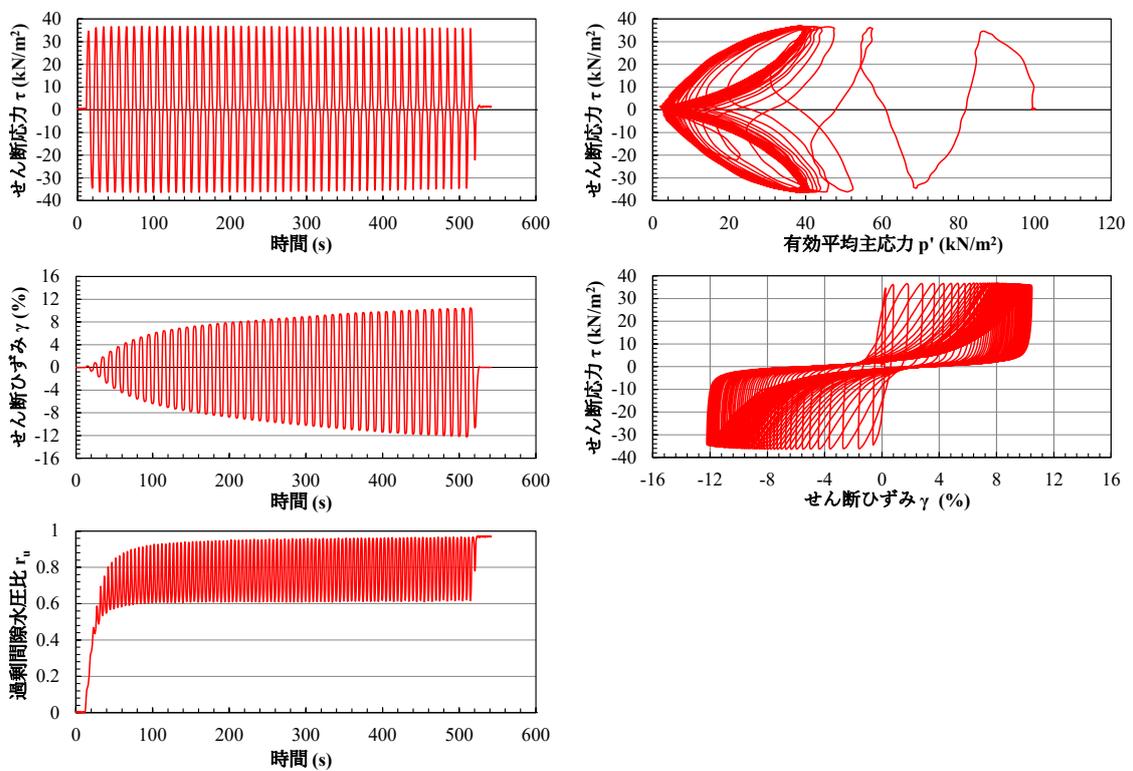


図 8-5 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース B-5

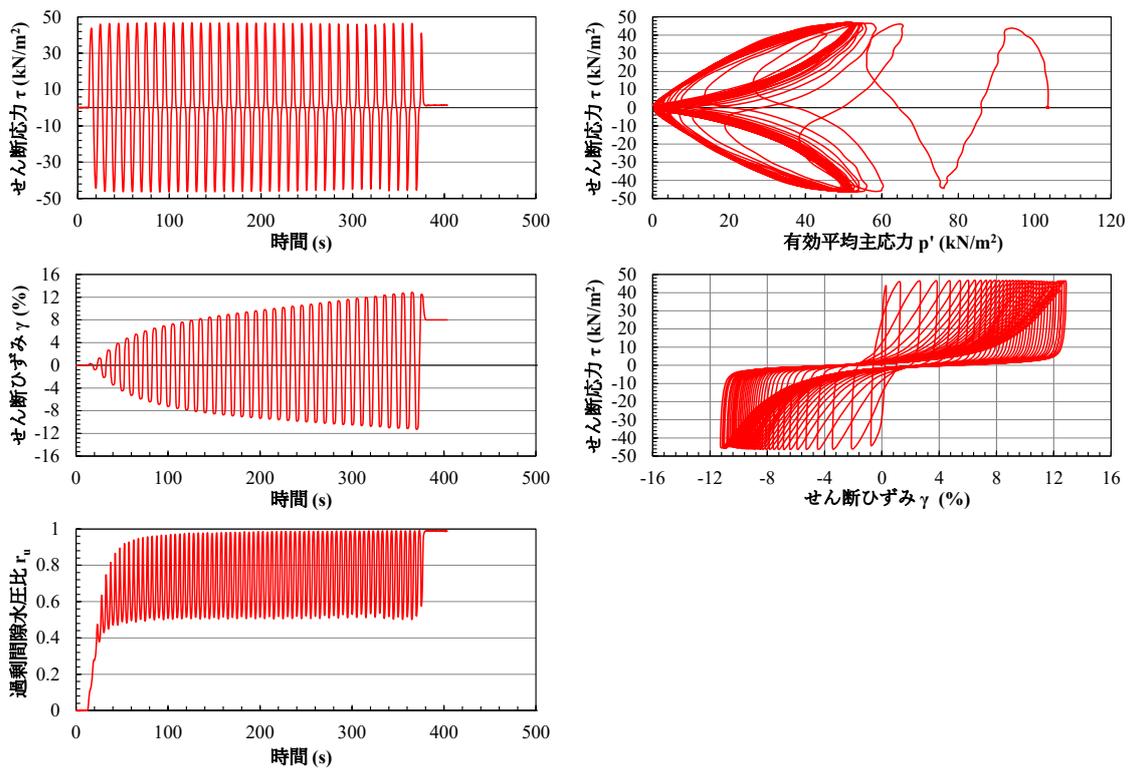


図 8-6 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース B-6

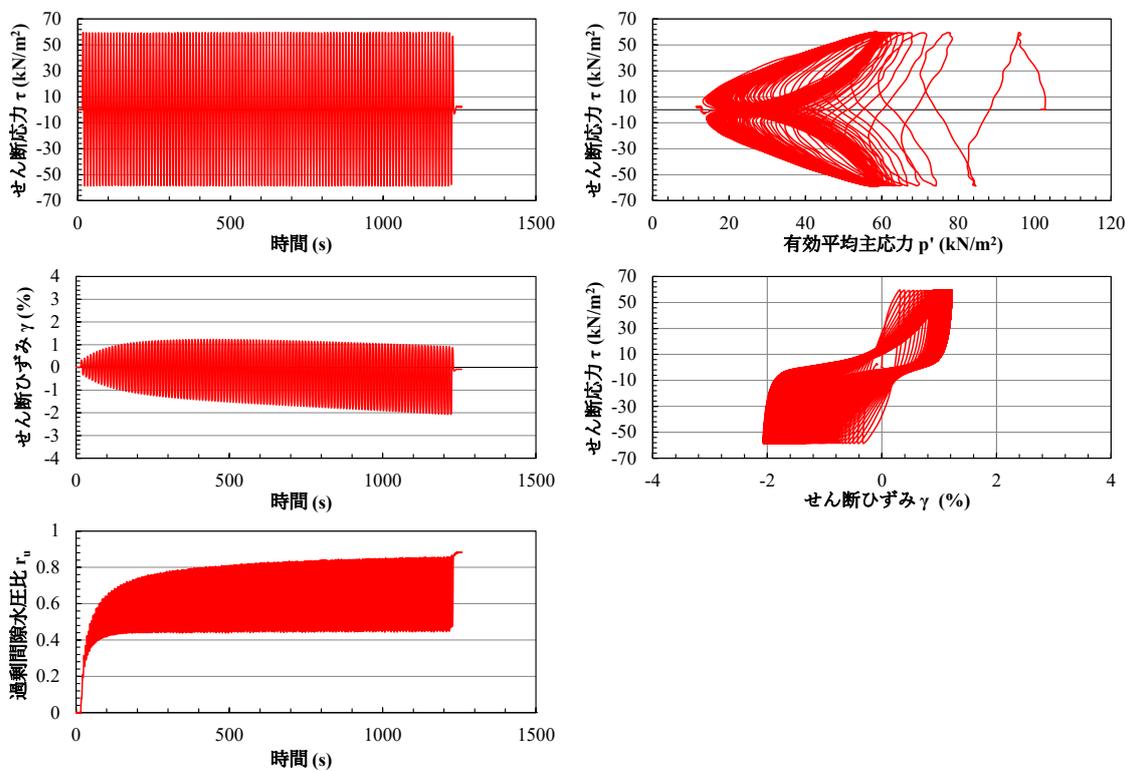


図 8-7 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース C-7

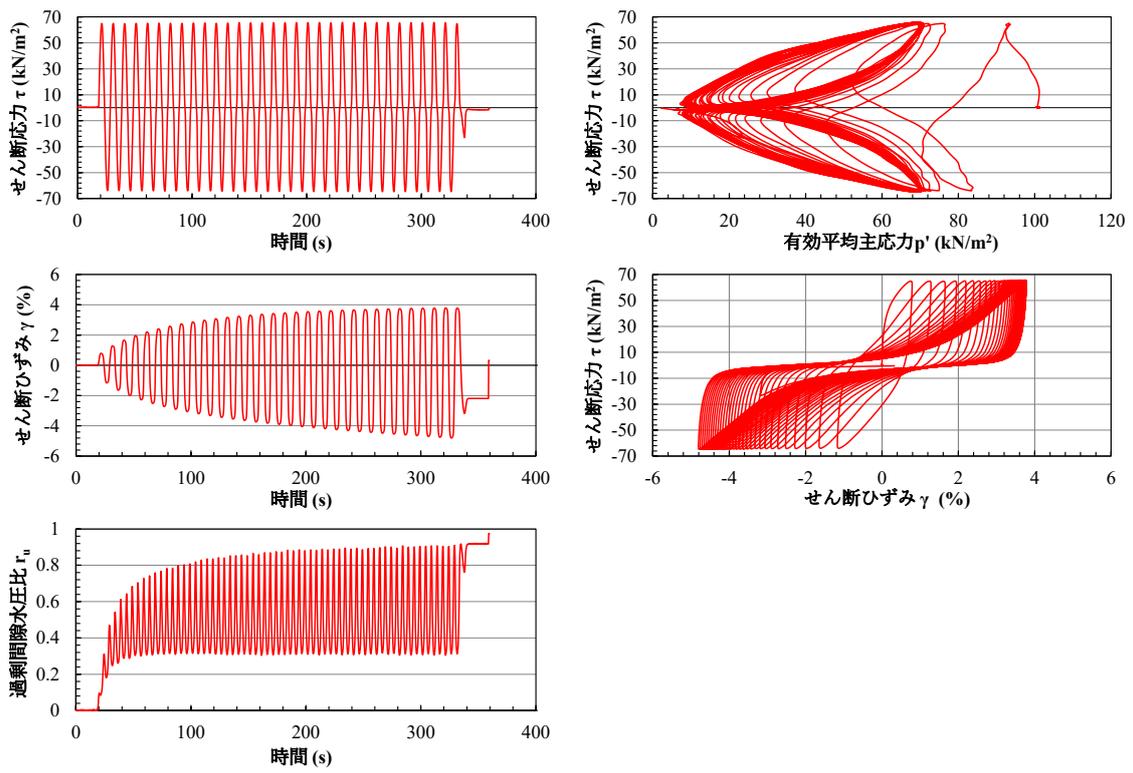


図 8-8 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース C-8

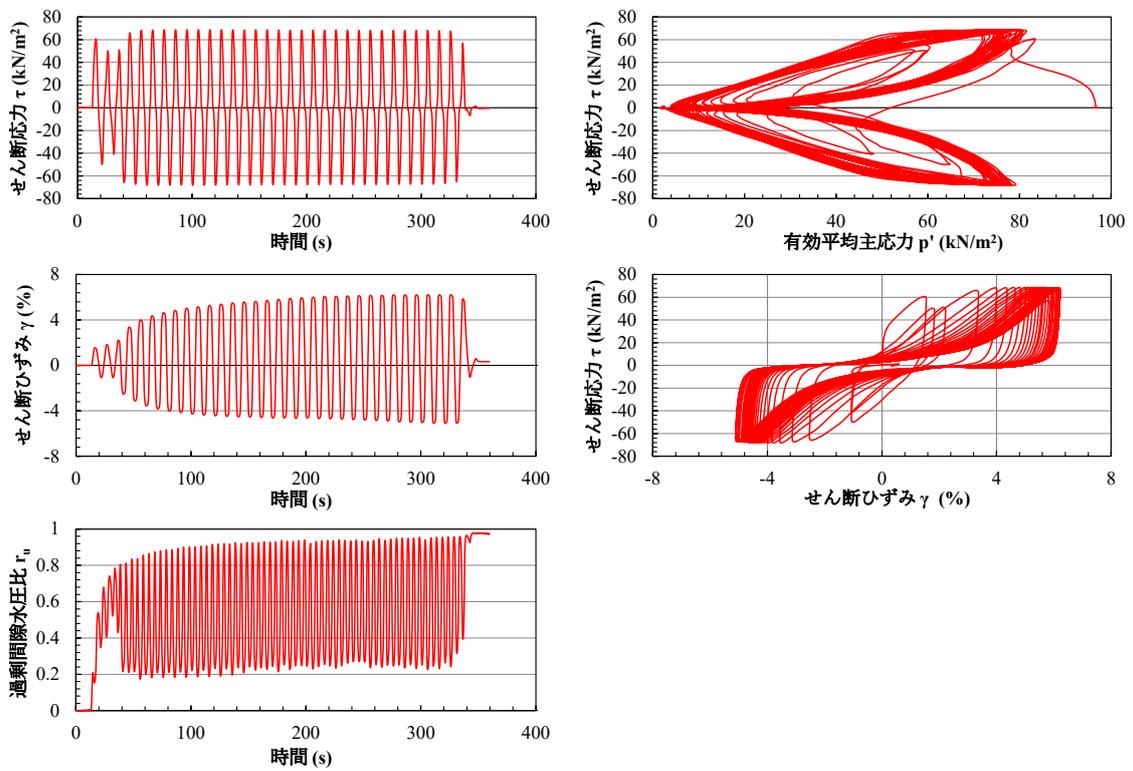


図 8-9 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース C-9

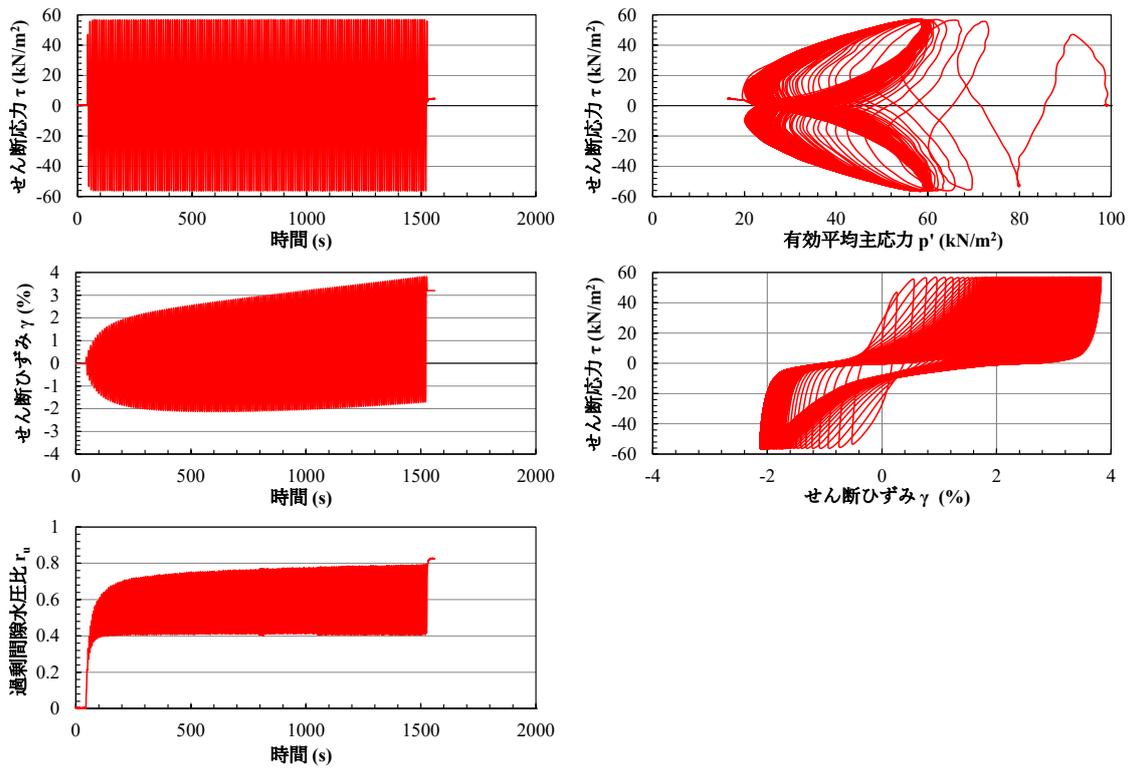


図 8-10 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース D-10

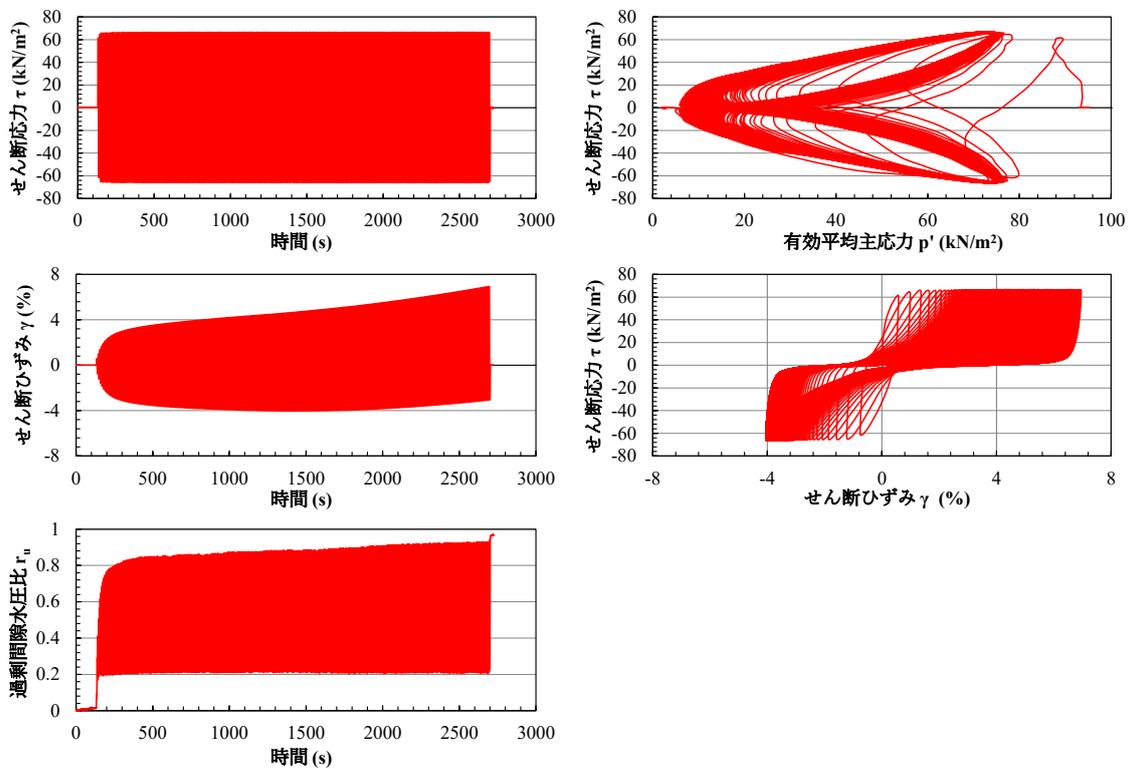


図 8-11 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース D-11

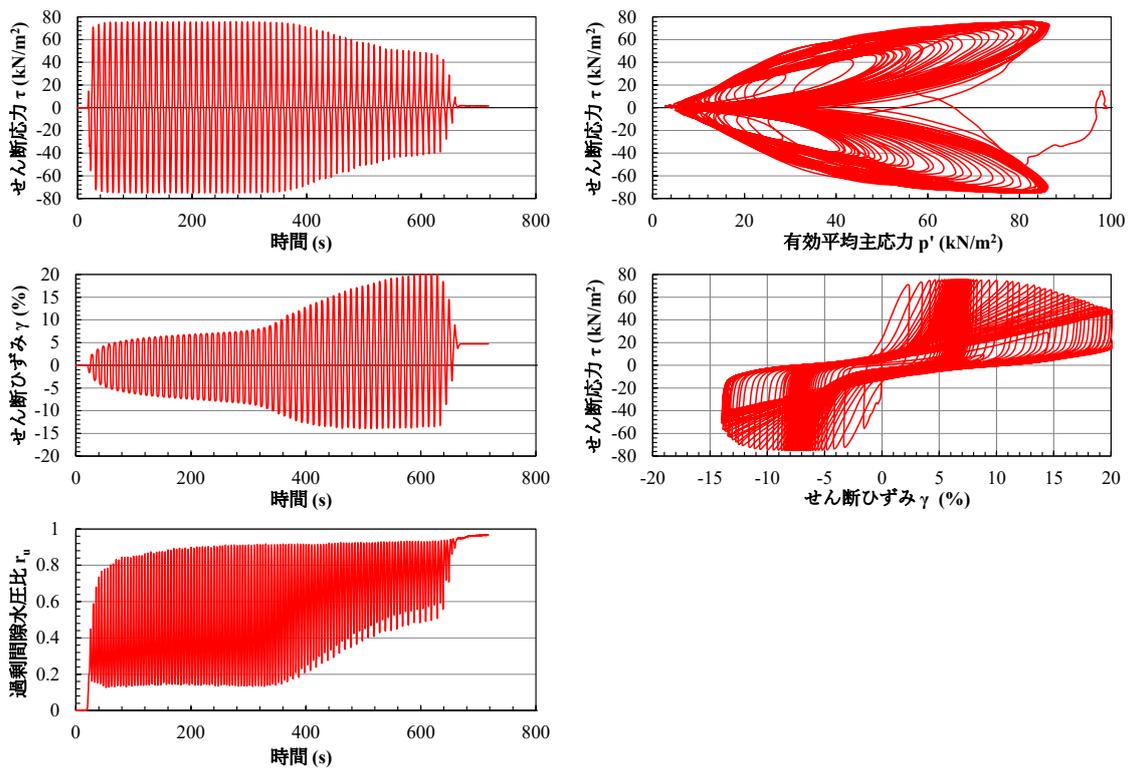


図 8-12 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース D-12

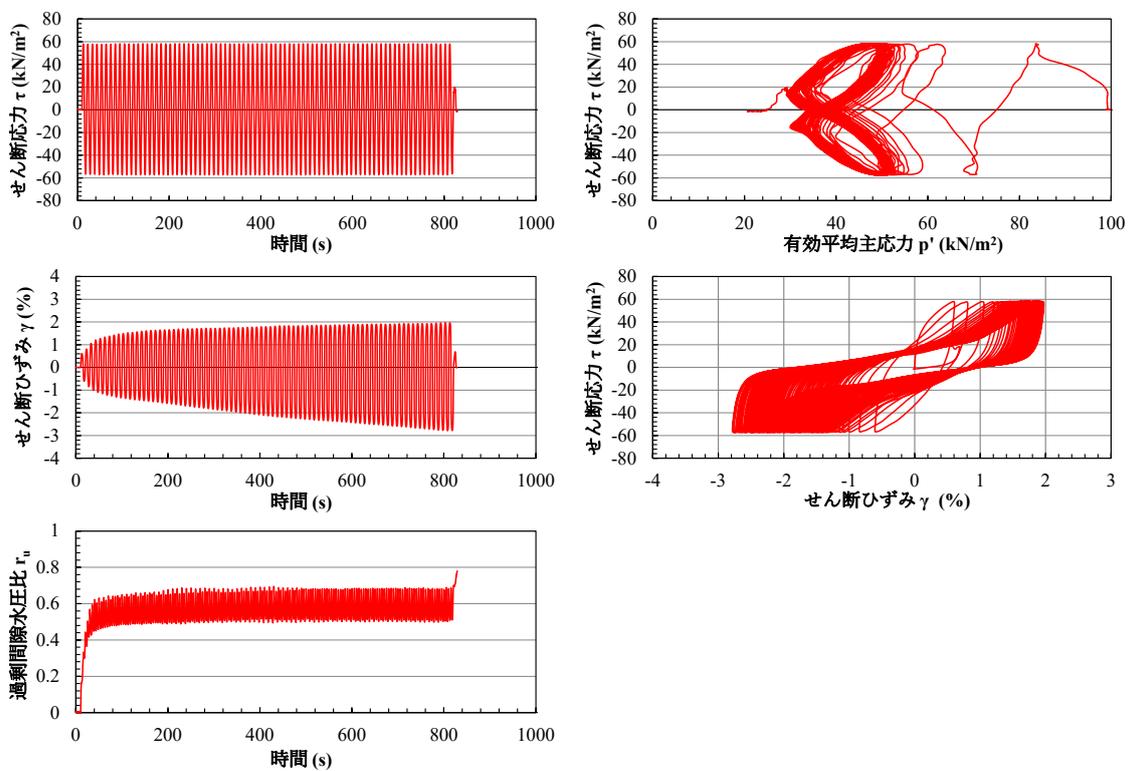


図 8-13 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース E-13

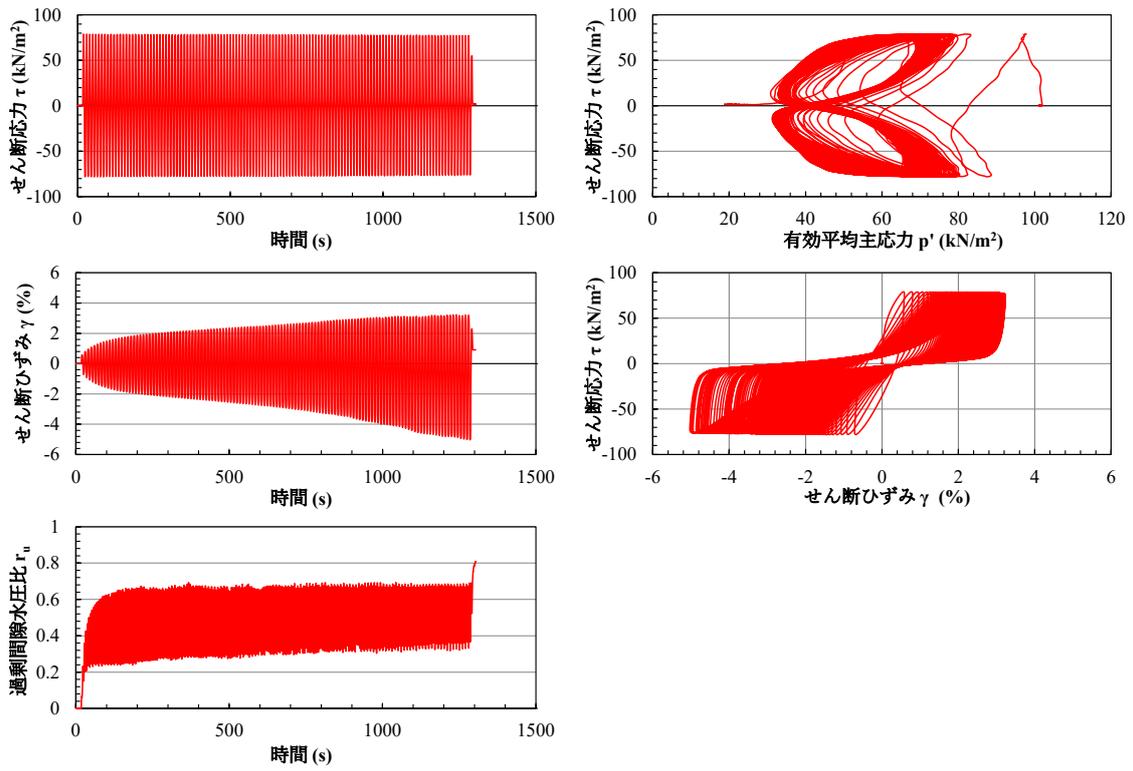


図 8-14 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース E-14

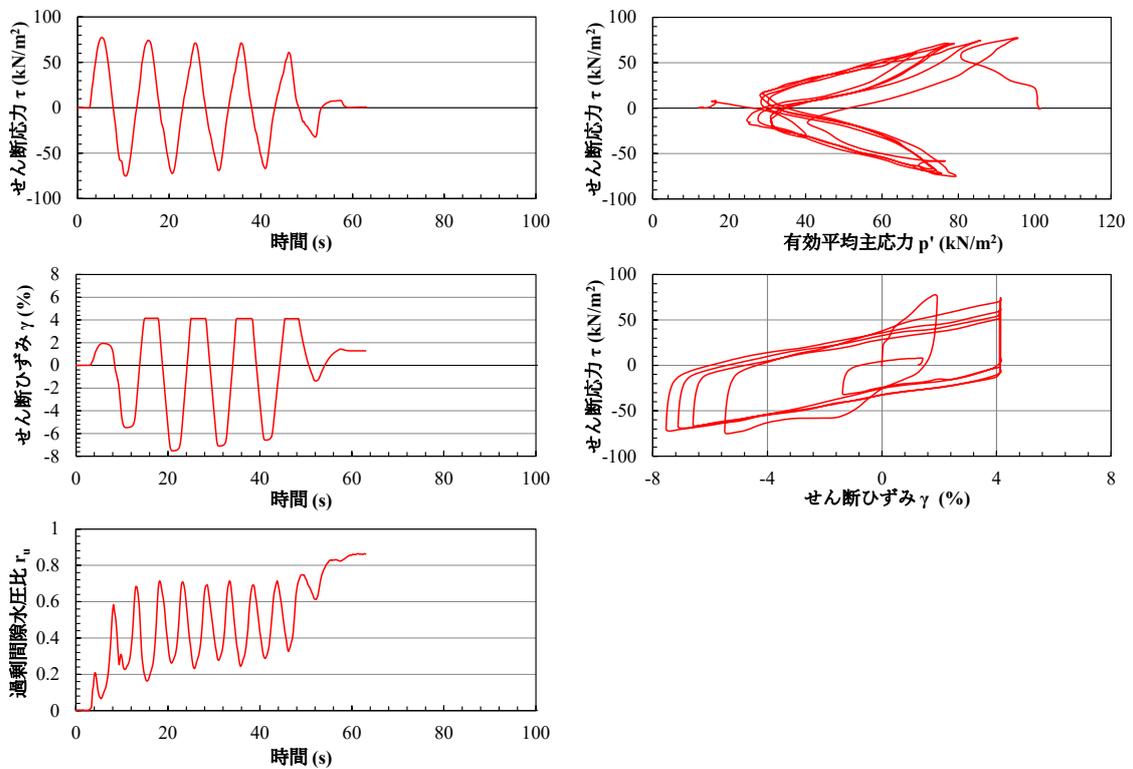


図 8-15 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース E-15

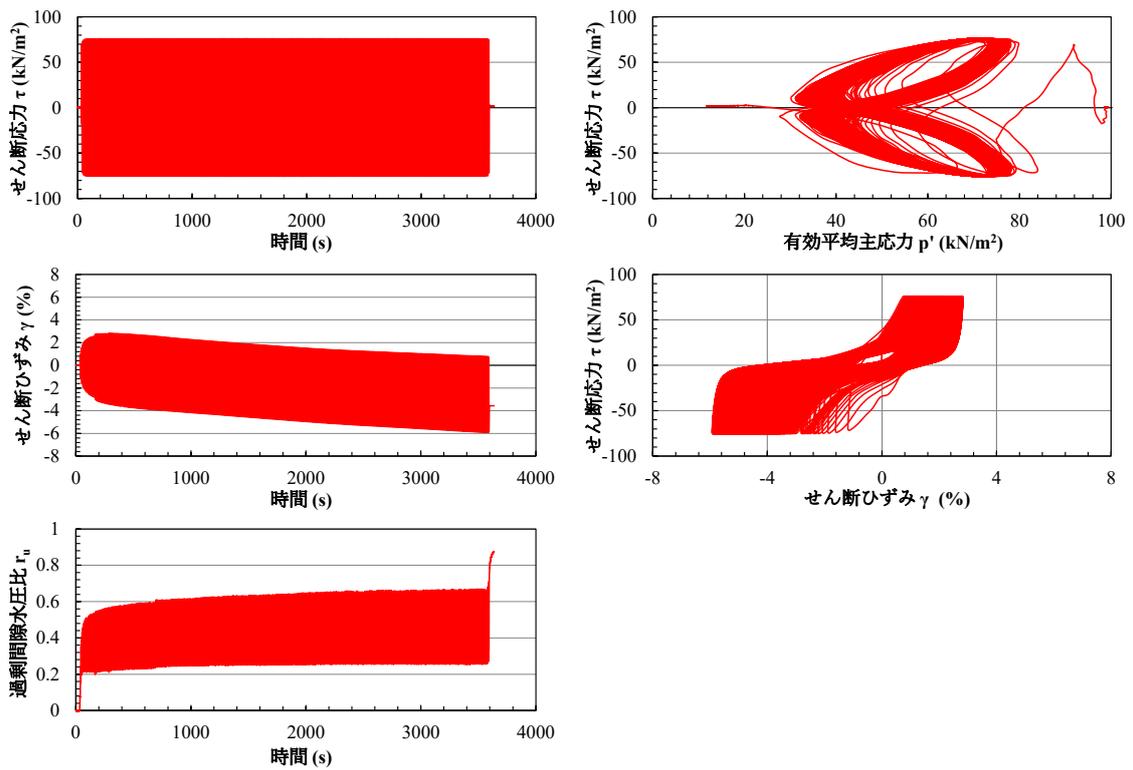


図 8-16 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース F-16

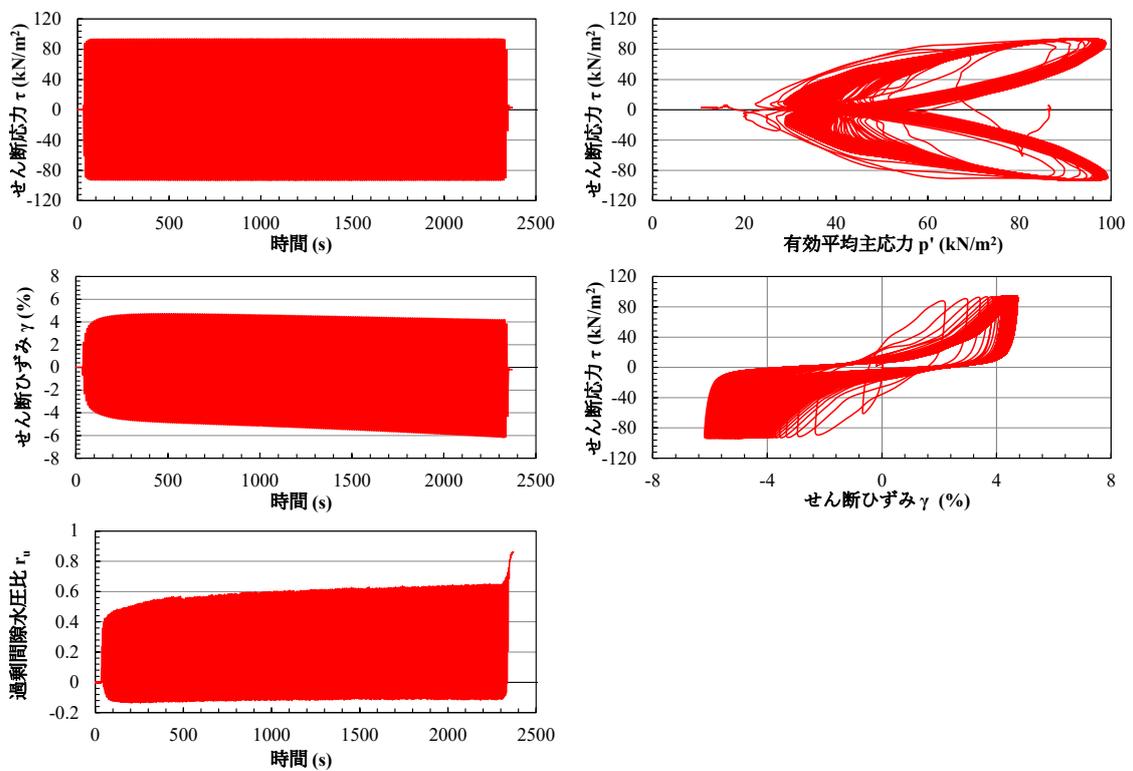


図 8-17 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース F-17

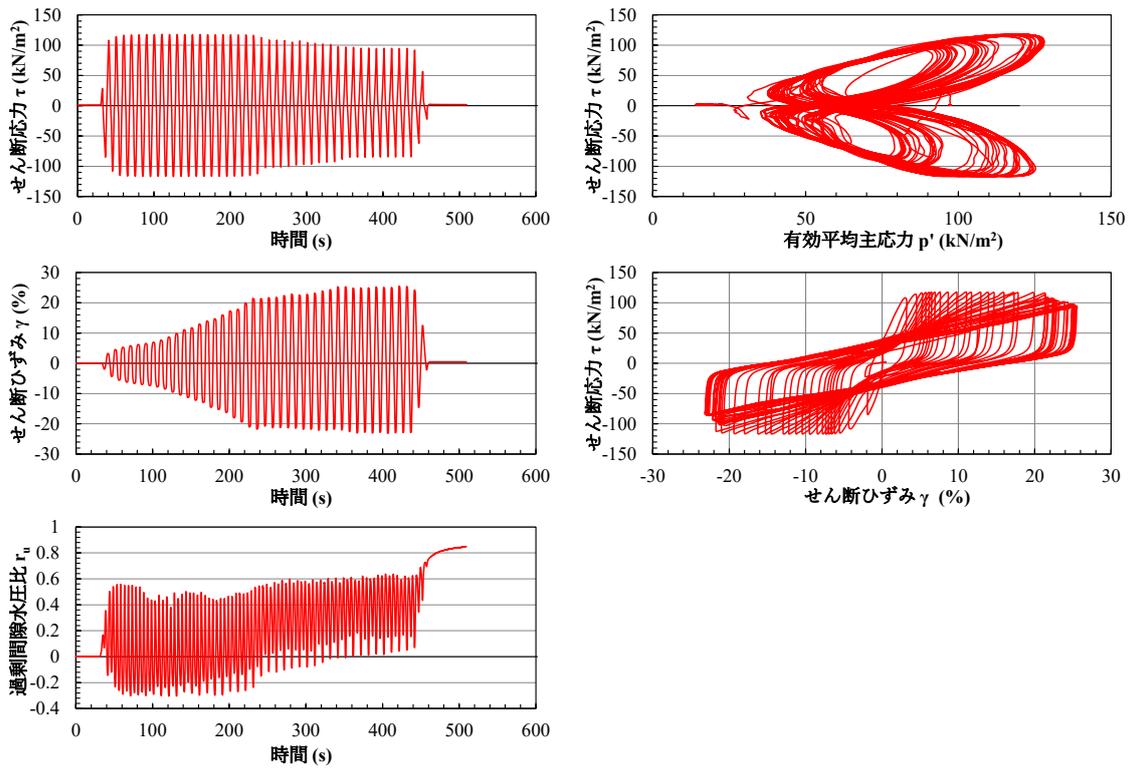


図 8-18 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース F-18

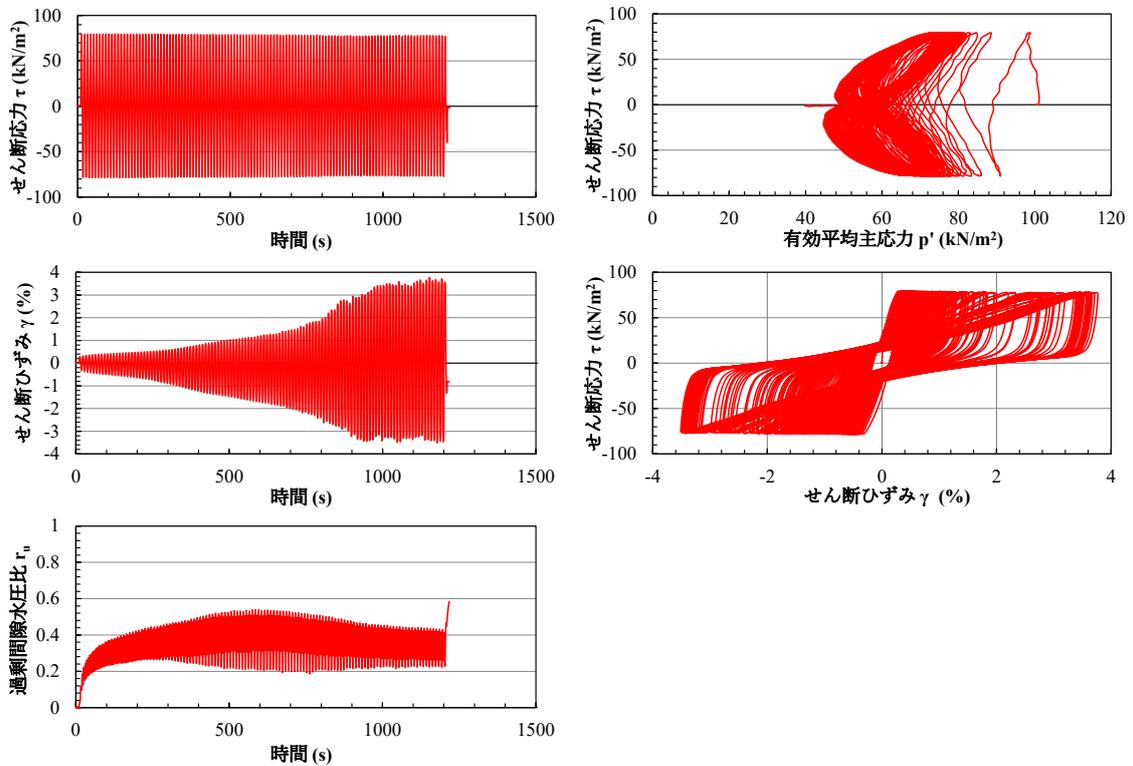


図 8-19 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース G-19

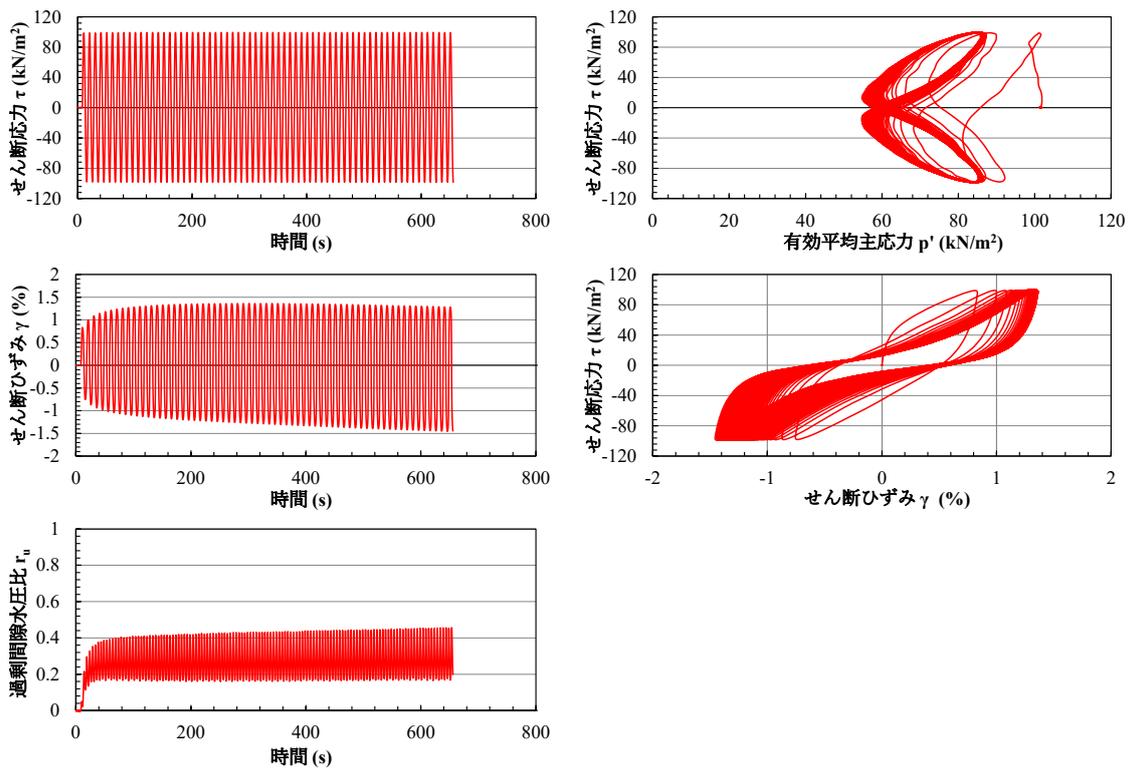


図 8-20 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース G-20

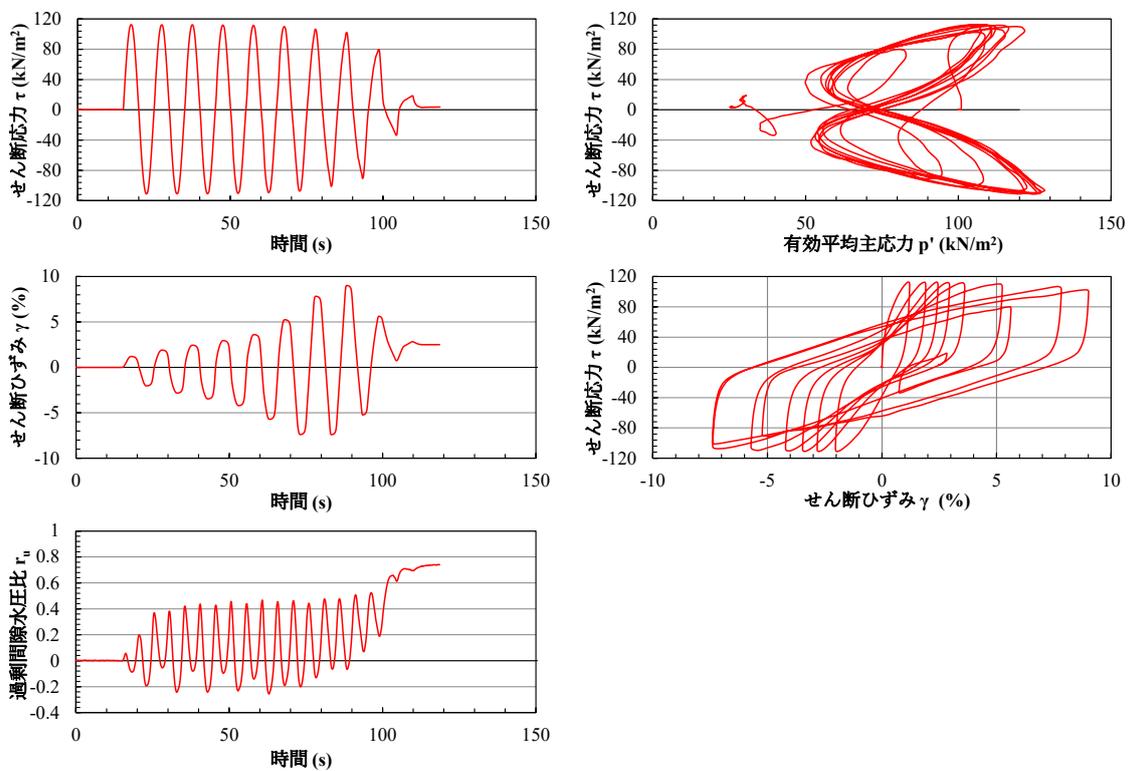


図 8-21 繰返し中空ねじりせん断試験 ケース G-21

8.2 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験結果

2章で示した過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験の実施ケース一覧を表 8-2 に再掲する。また試験結果を図 8-22～図 8-36 に示す。

表 8-2 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 実施ケース一覧

Case	繰返しせん断 応力比 CSR	圧密応力 σ_3 (kN/m ²)	繰返し試験後の 過剰間隙水圧比	繰返しせん断時 最大軸ひずみ ε (%)
1	—	50	—	—
2	—	200	—	—
3	0.10	50	0.05	0.01
4	0.10	100	0.06	0.01
5	0.15	100	0.20	0.04
6	0.15	200	0.24	0.04
7	0.20	50	0.16	0.03
8	0.20	100	0.83	1.14
9	0.20	200	0.87	1.24
10	0.25	50	0.68	0.46
11	0.25	100	0.90	1.48
12	0.25	200	0.98	3.70
13	0.30	50	0.80	0.68
14	0.30	100	0.87	1.52
15	0.30	200	0.96	4.18

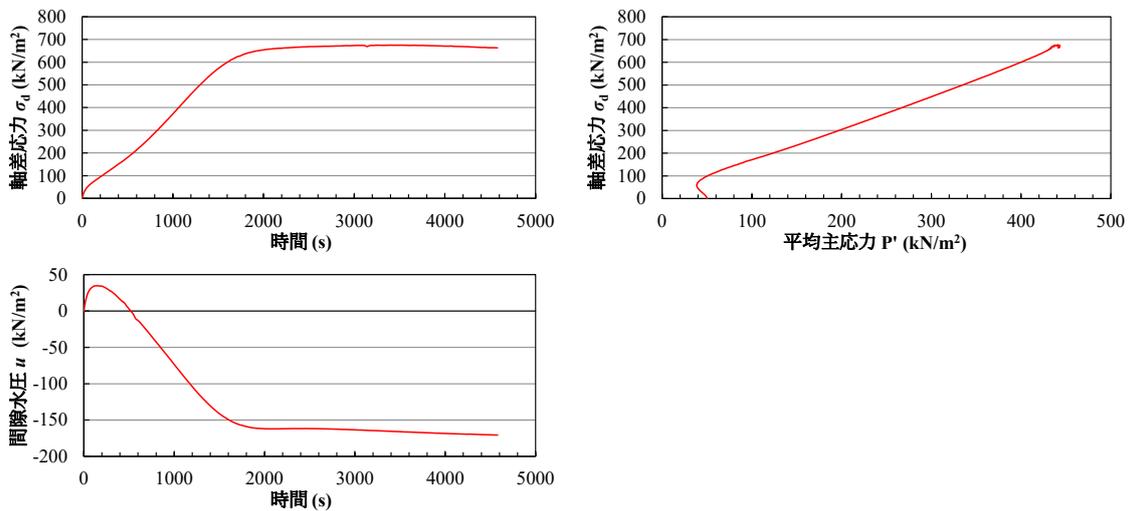


図 8-22 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case1

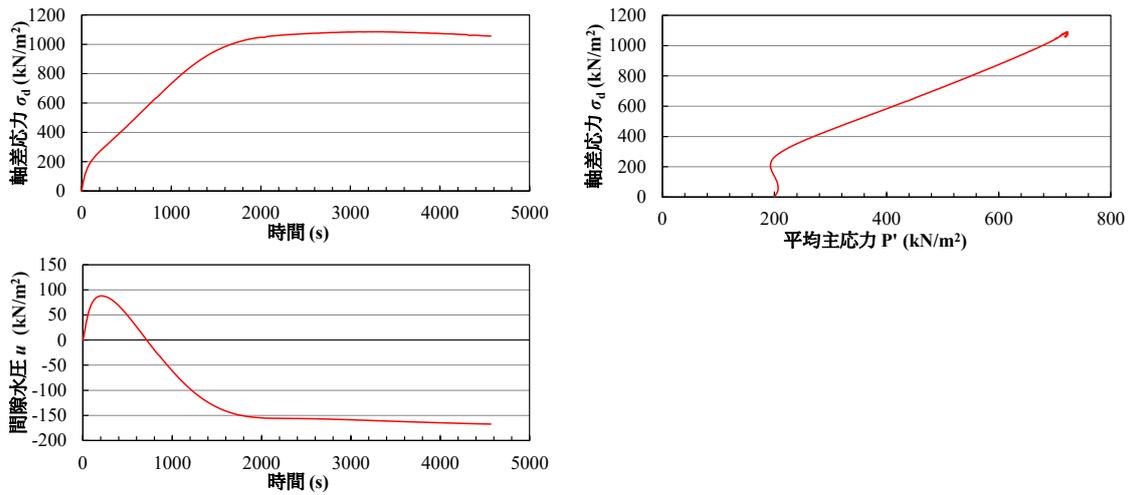


図 8-23 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case2

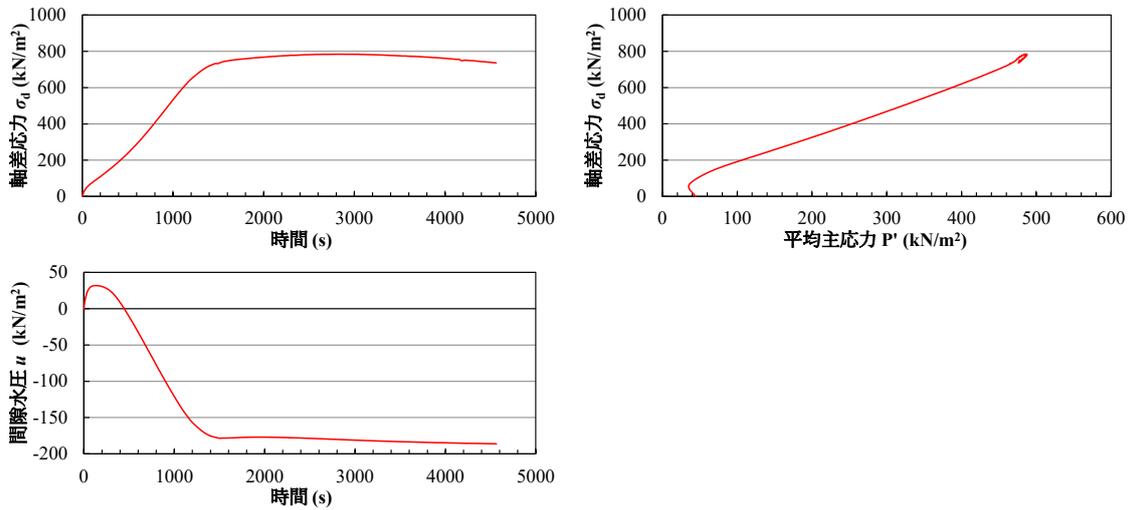


図 8-24 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case3

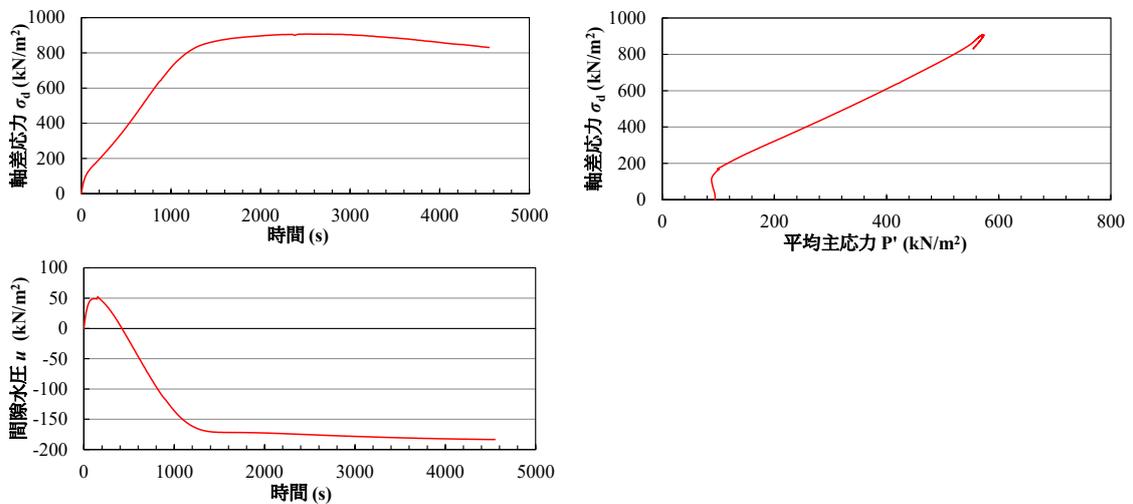


図 8-25 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case4

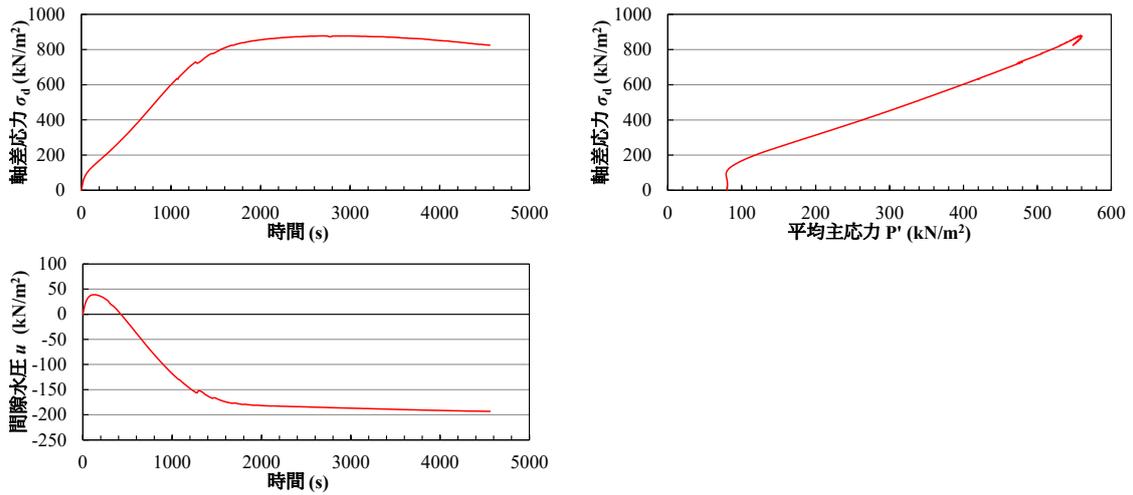


図 8-26 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case5

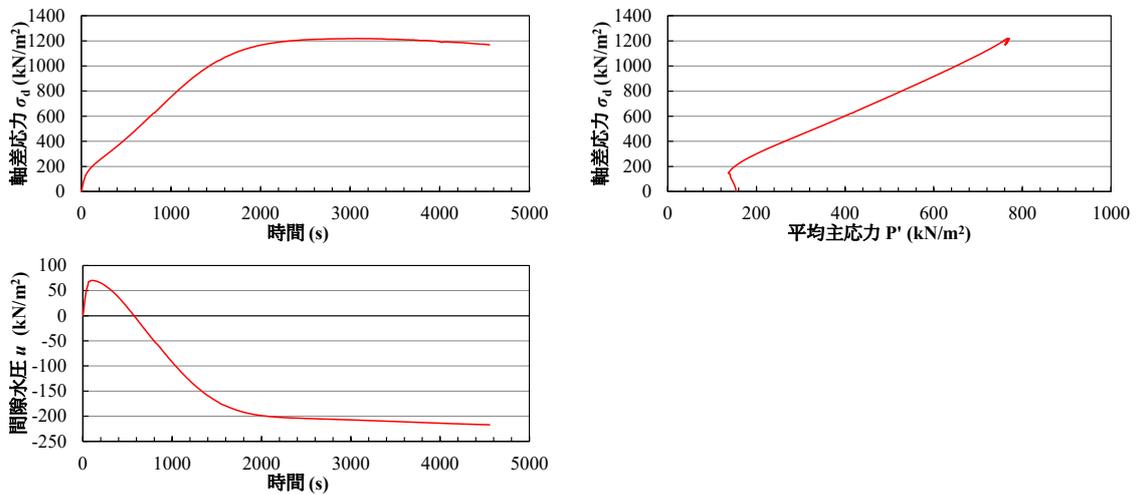


図 8-27 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case6

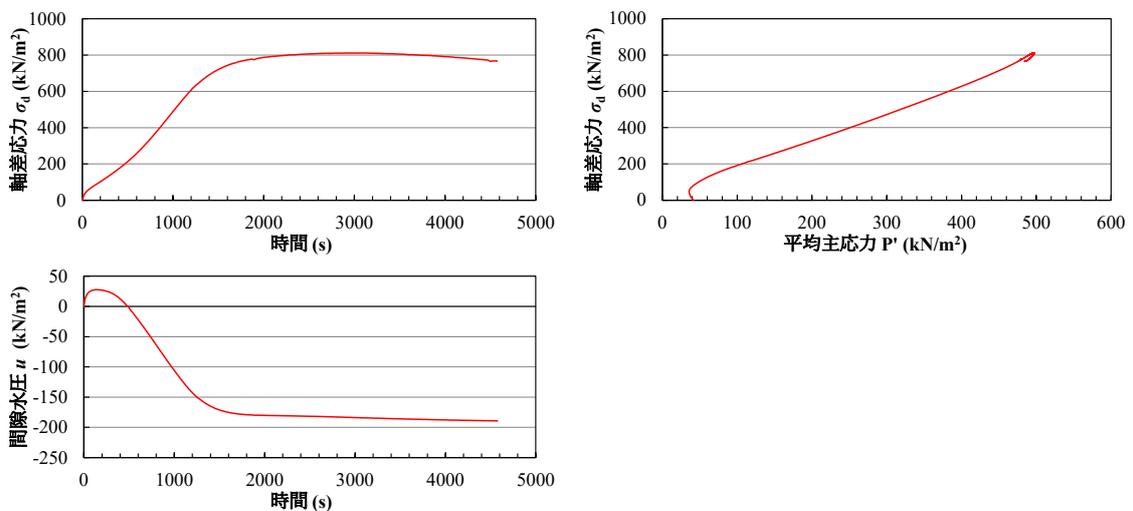


図 8-28 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case7

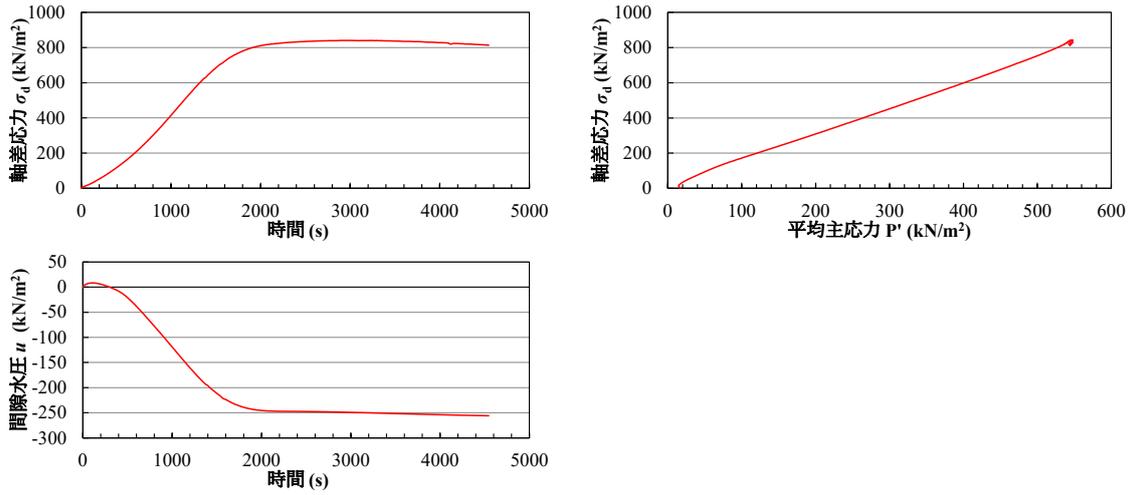


図 8-29 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case8

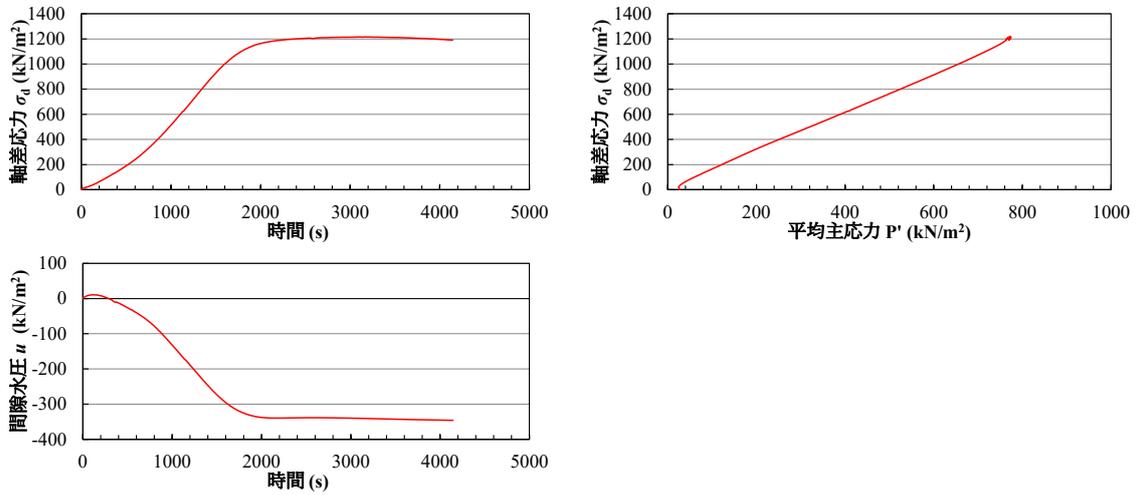


図 8-30 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case9

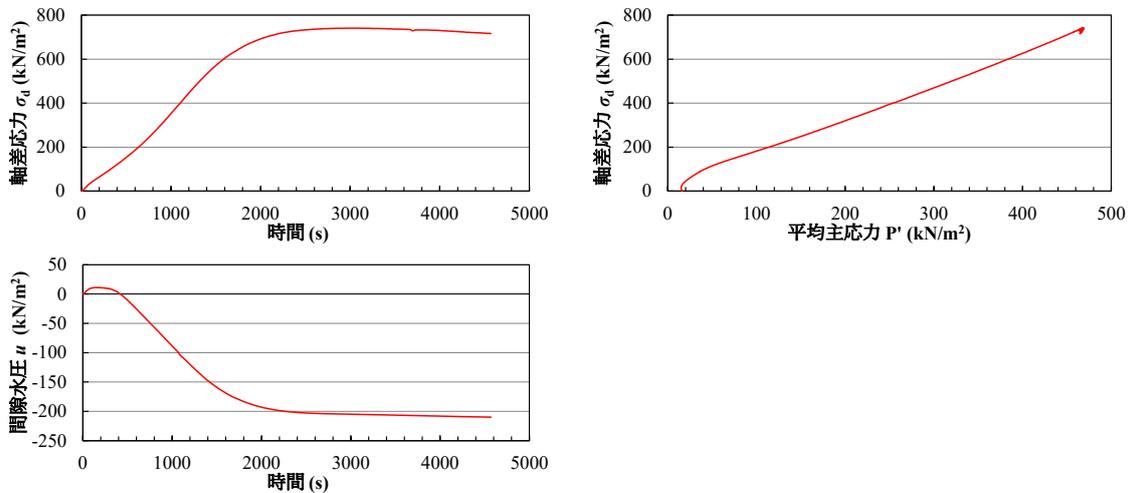


図 8-31 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case10

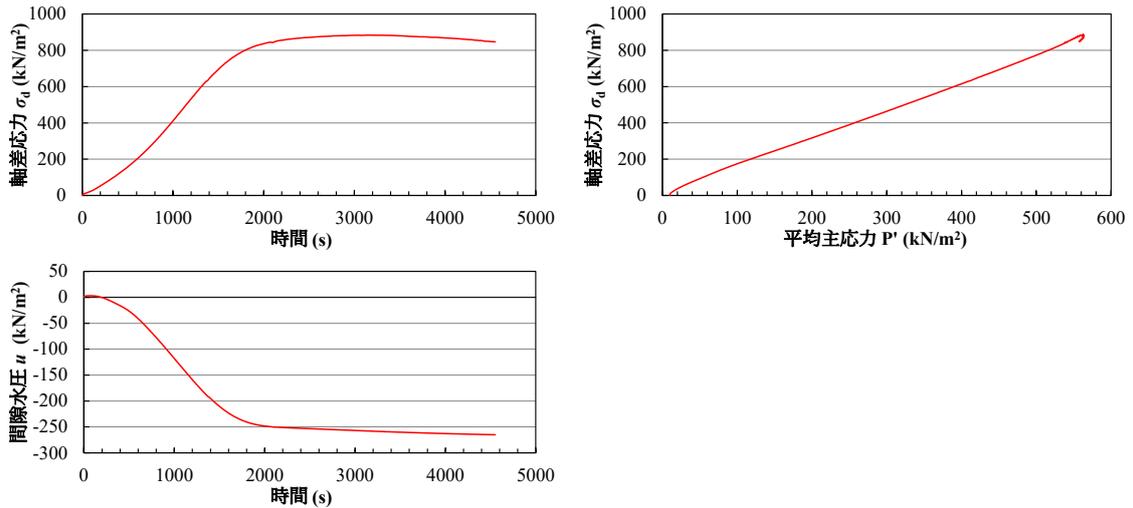


図 8-32 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case11

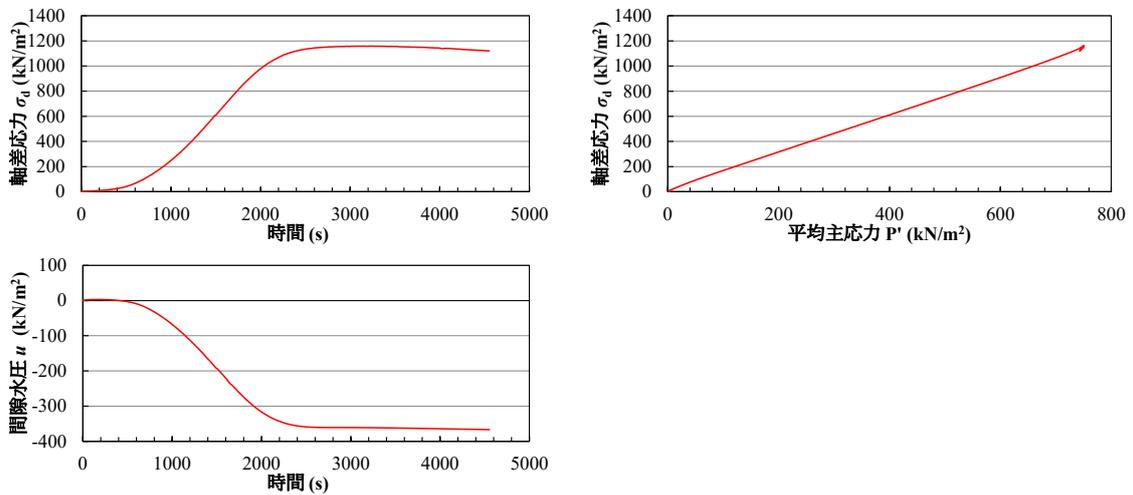


図 8-33 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case12

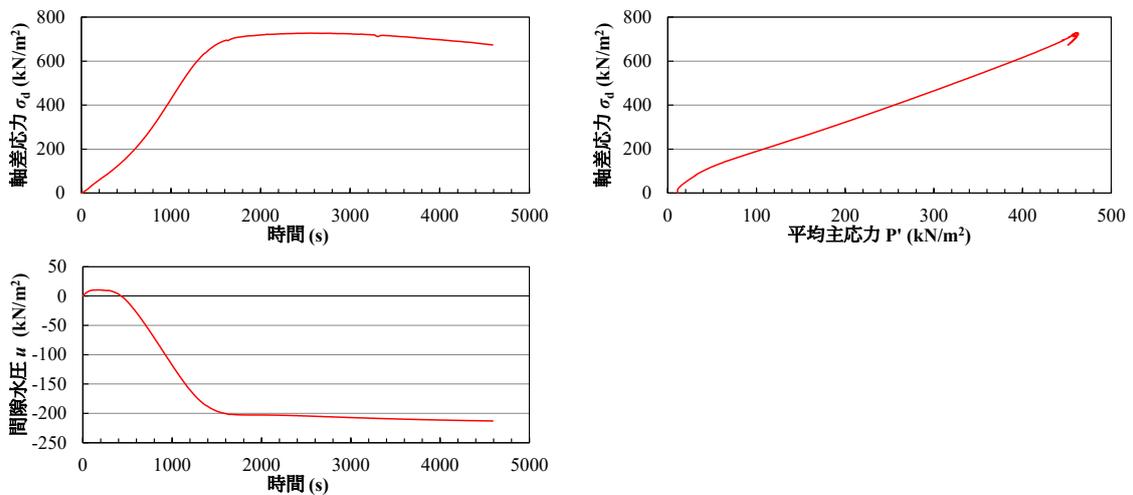


図 8-34 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case13

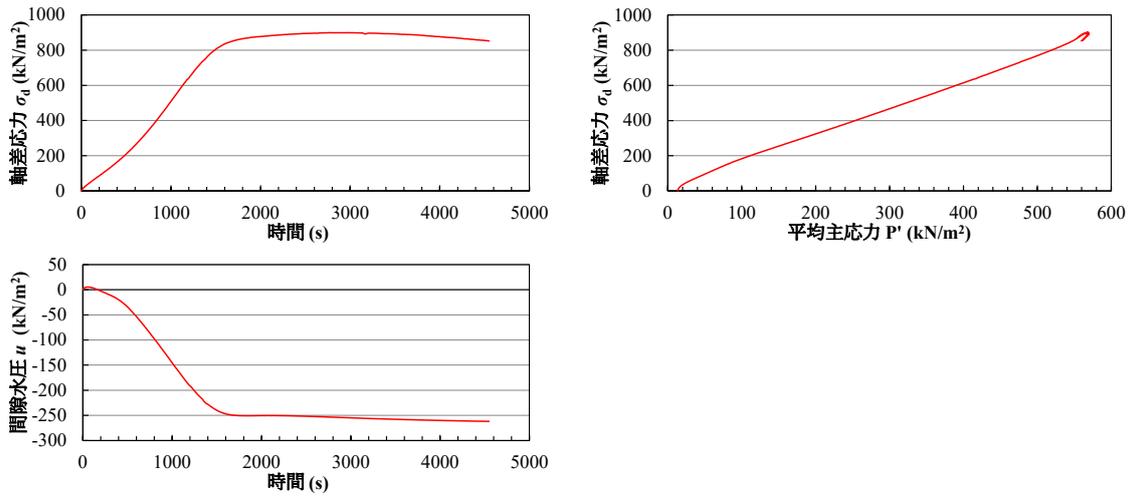


図 8-35 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case14

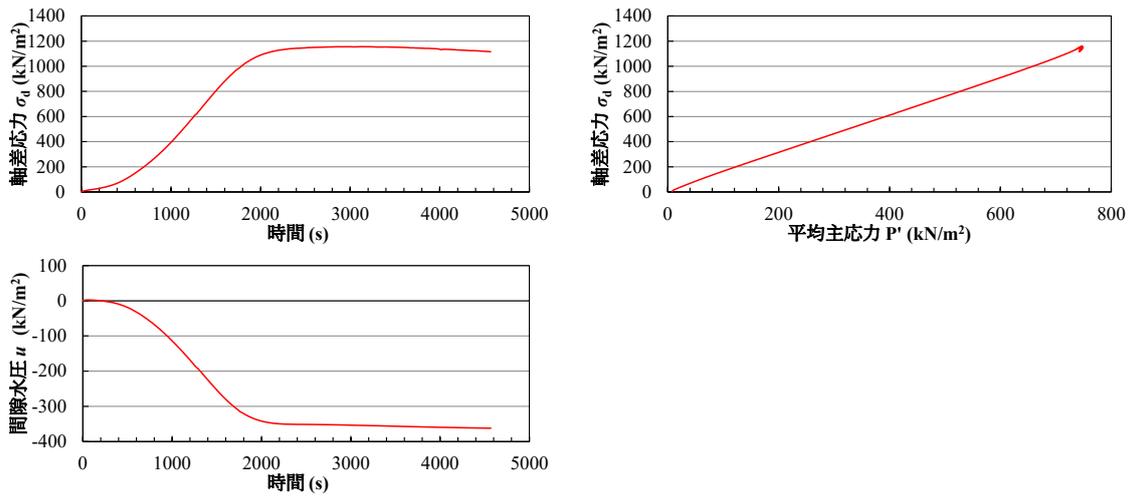


図 8-36 過剰間隙水圧が残留した状態での CUB 試験 Case15

8.3 超小型間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験結果

3章で示した超小型間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験の実施ケース一覧を表 8-3 に再掲する。また試験結果を図 8-37～図 8-50 に示す。

表 8-3 超小型間隙水圧計を埋め込んだ一軸圧縮試験 実施ケース一覧

ケース	試料	シリカ濃度 (%)	相対密度 D_r (%)	間隙率 n	载荷速度 (%/min)
1	いわき珪砂3号	6	60	0.45	1
2	いわき珪砂4号	6	60	0.45	0.04
3					1
4					10
5	東北珪砂6号	6	40	0.43	1
6			60	0.40	1
7			80	0.38	1
8			40	0.43	1
9			60	0.40	1
10			80	0.38	1
11	東北珪砂7号	6	60	0.43	0.04
12					1
13					10
14	東北珪砂8号	6	-	0.43	1

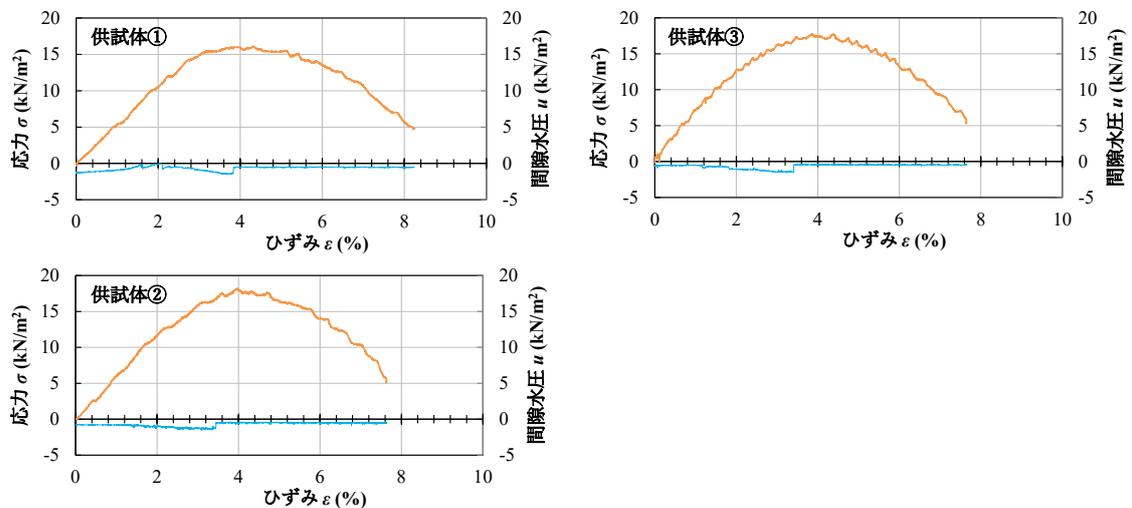


図 8-37 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 1

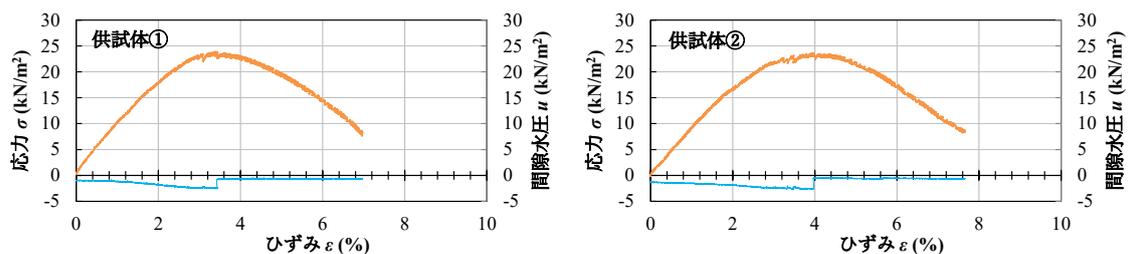


図 8-38 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 2

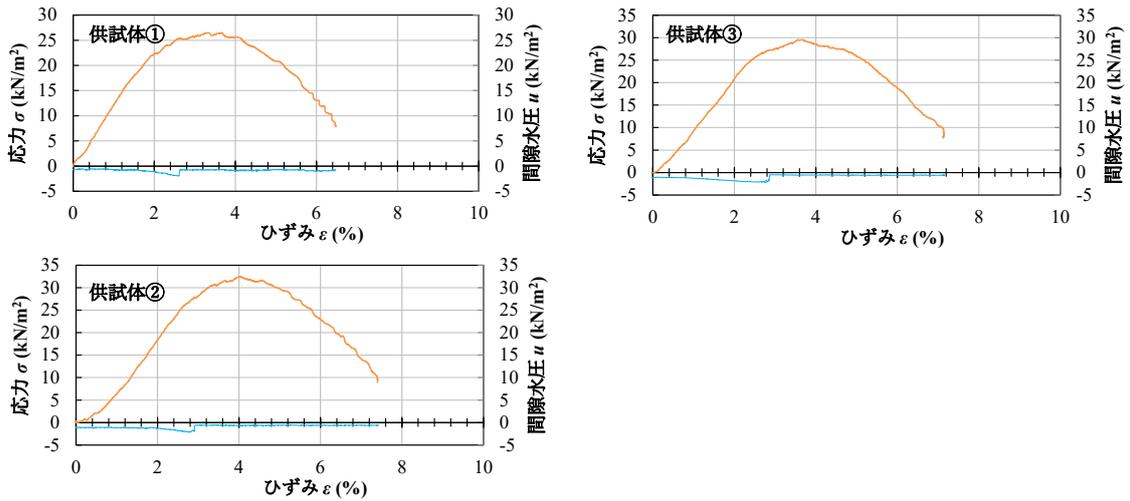


図 8-39 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 3

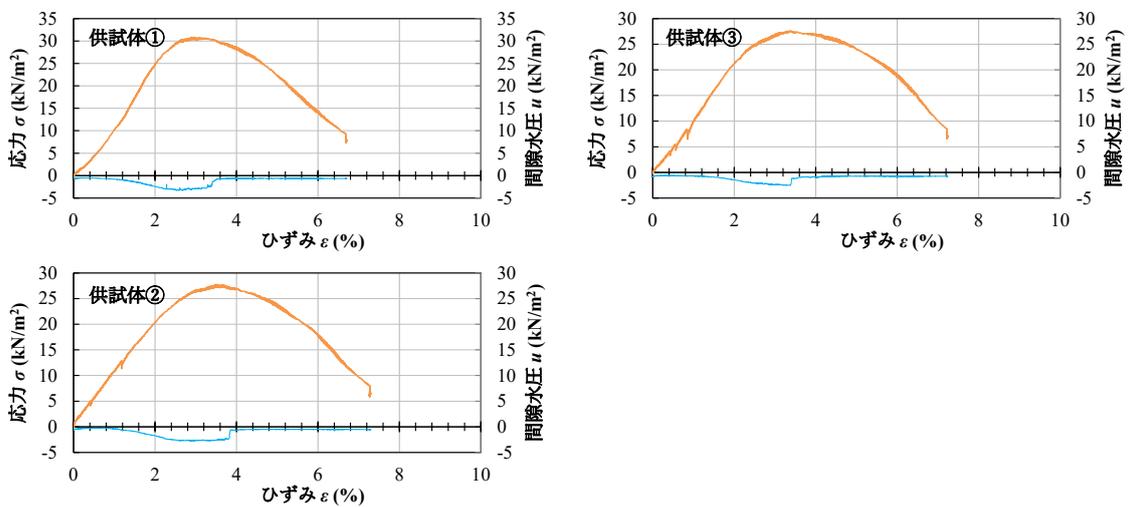


図 8-40 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 4

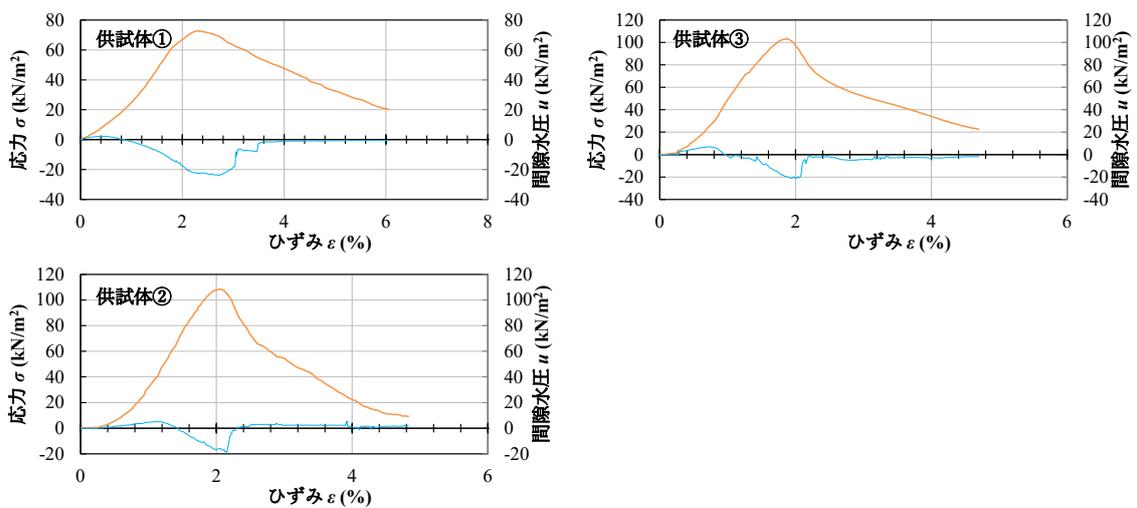


図 8-41 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 5

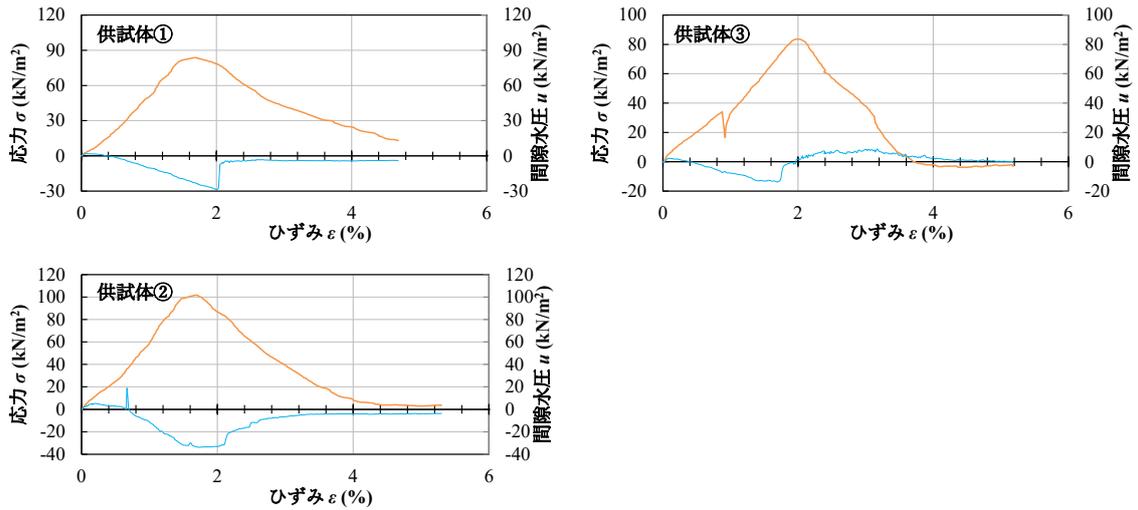


図 8-42 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 6

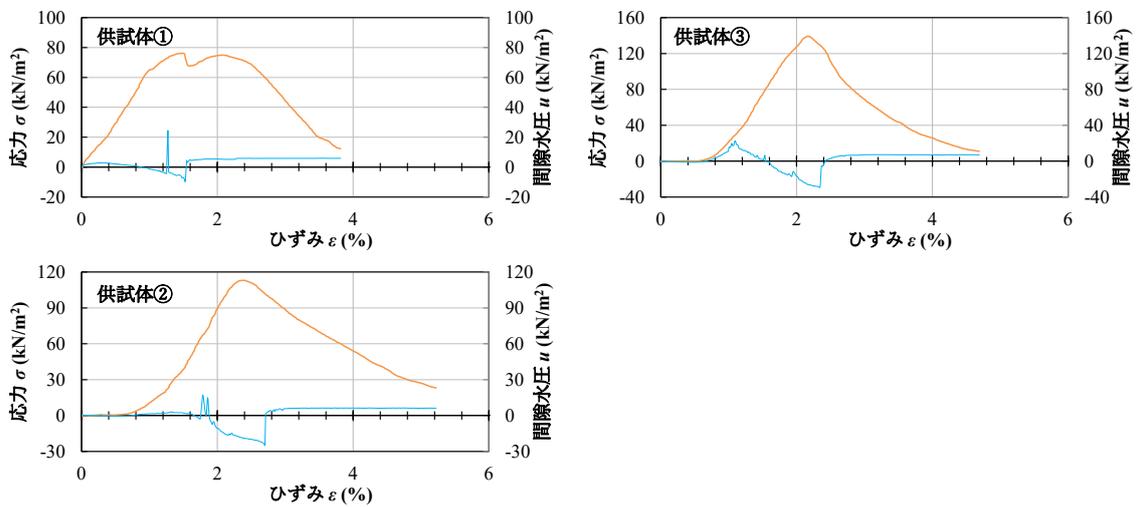


図 8-43 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 7

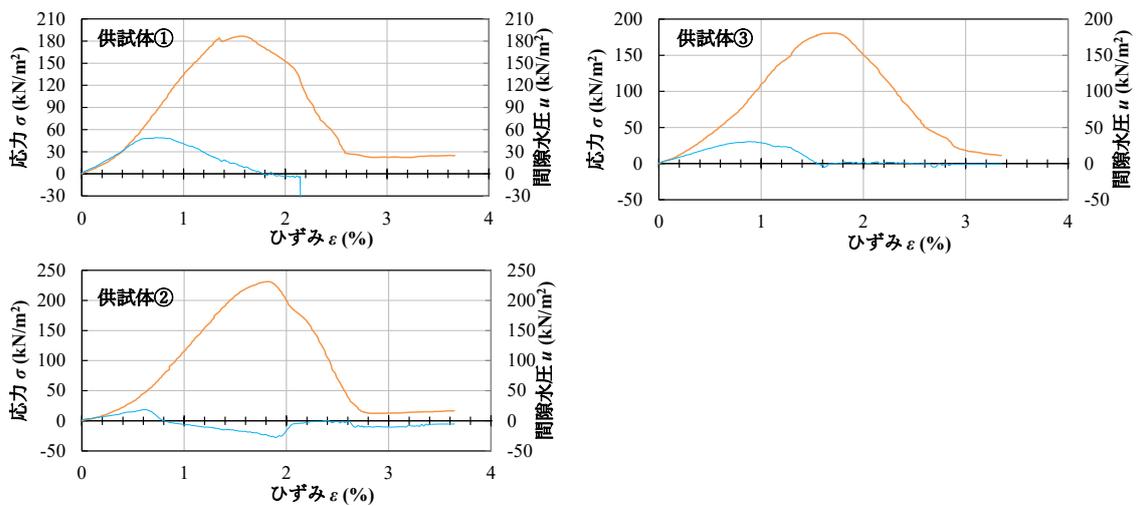


図 8-44 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 8

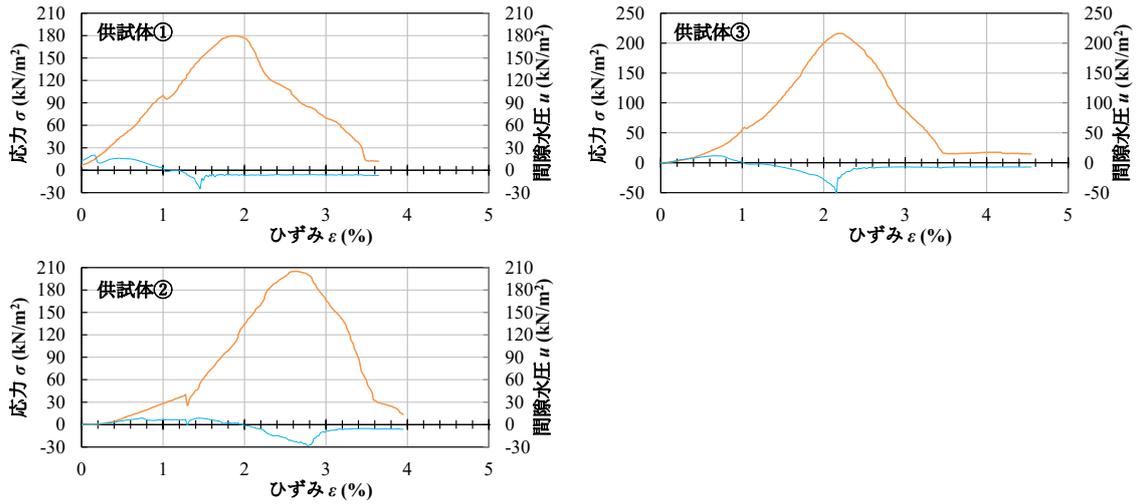


図 8-45 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 9

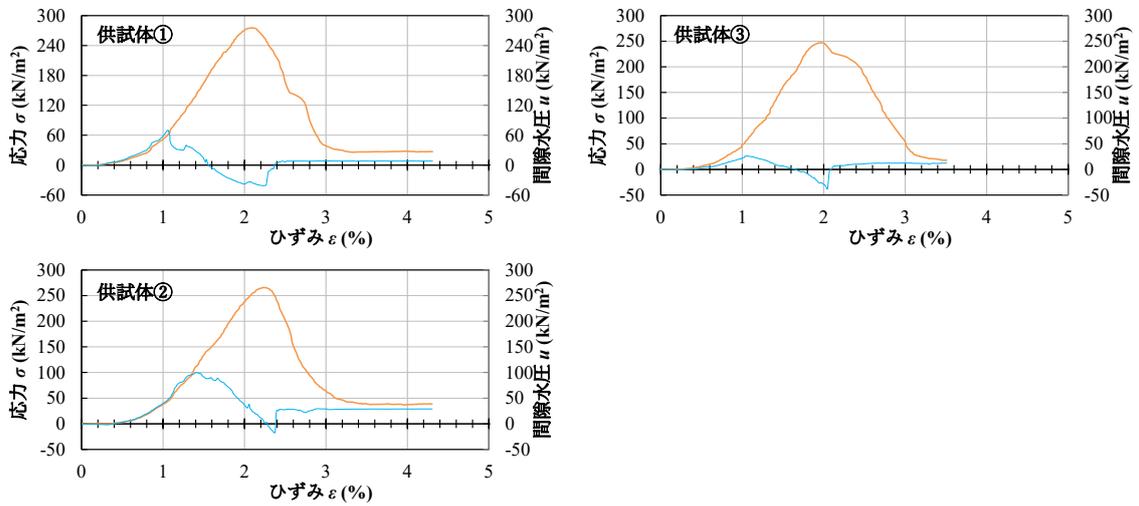


図 8-46 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 10

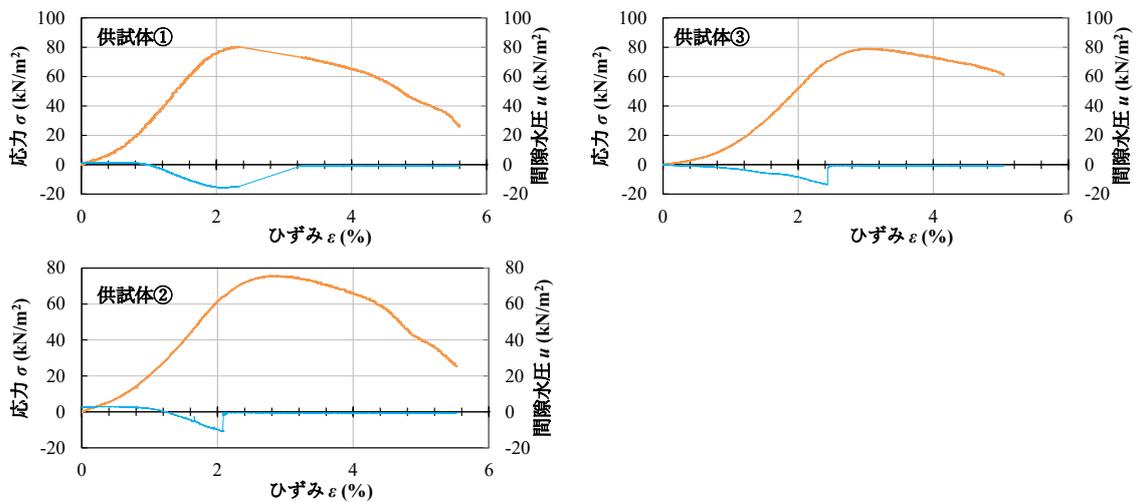


図 8-47 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 11

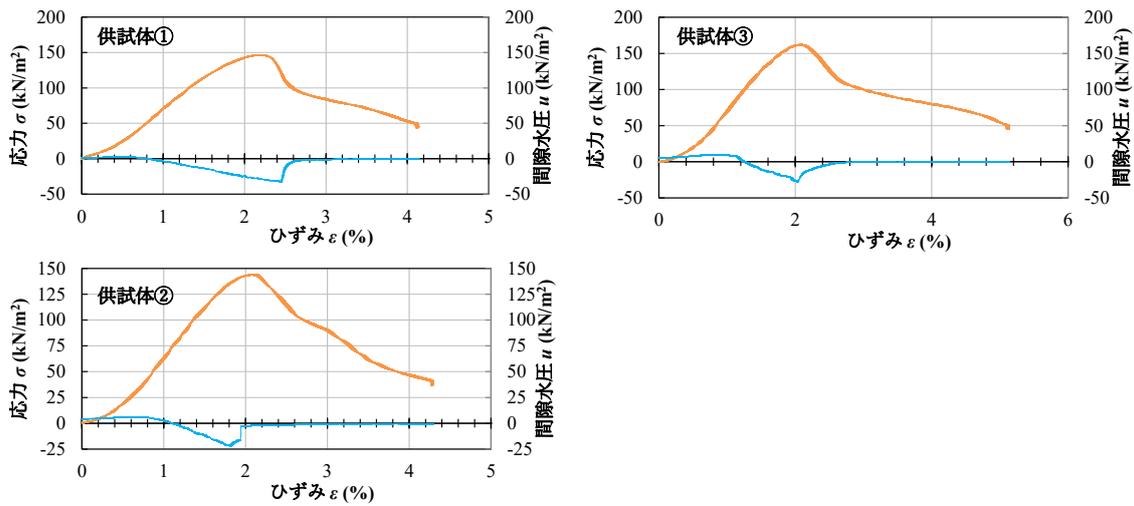


図 8-48 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 12

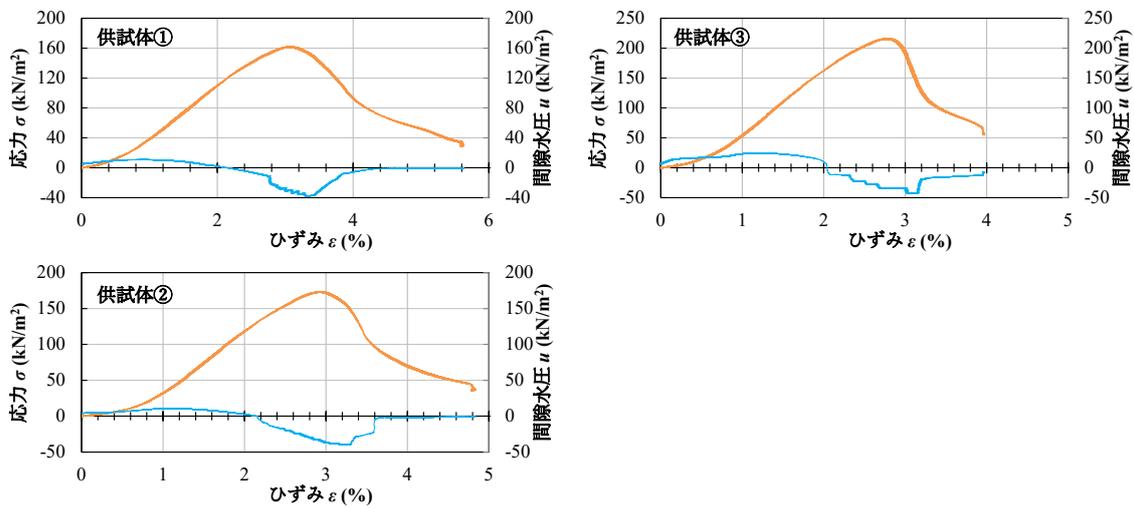


図 8-49 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 13

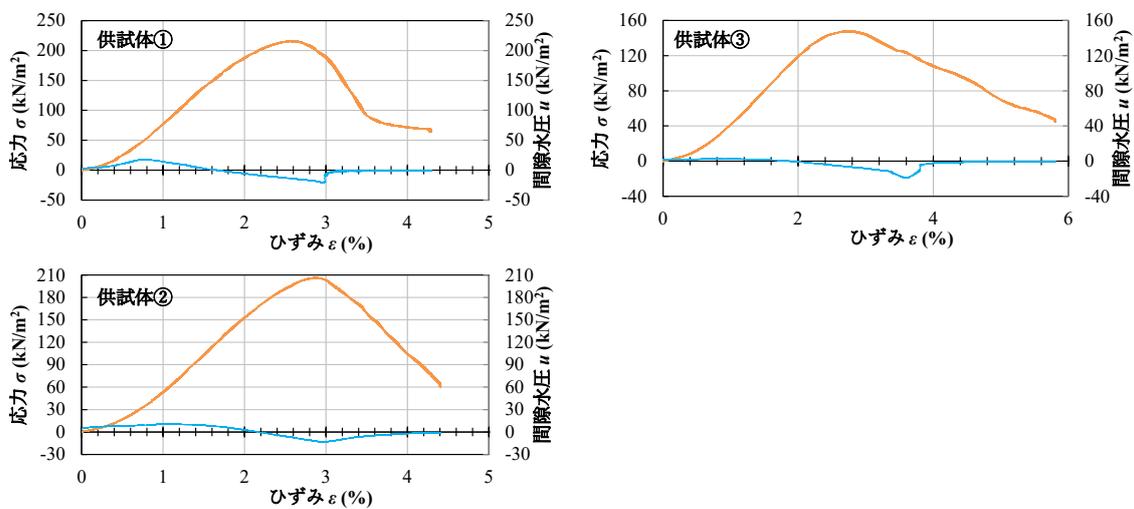


図 8-50 間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験 ケース 14

8.4 圧裂引張り試験

3章で示した圧裂引張り試験の実施ケース一覧を表 8-4 に再掲する。また試験結果を図 8-51～図 8-58 に示す。

表 8-4 圧裂引張り試験 実施ケース一覧

ケース	試料	シリカ濃度 (%)	相対密度 D_r (%)	間隙率 n	载荷速度 (%/min)
1	いわき珪砂4号	6	60	0.45	1
2	東北珪砂6号	6	40	0.43	1
3			60	0.40	1
4			80	0.38	1
5			10	40	0.43
6	60	0.40		1	
7	80	0.38		1	
8	東北珪砂7号	6	60	0.43	1

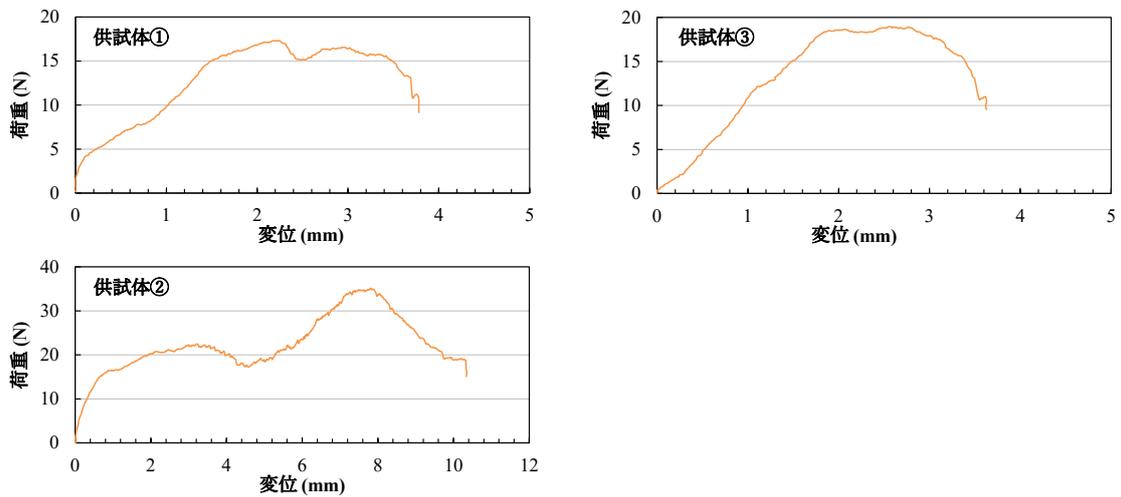


図 8-51 圧裂引張り試験 ケース 1

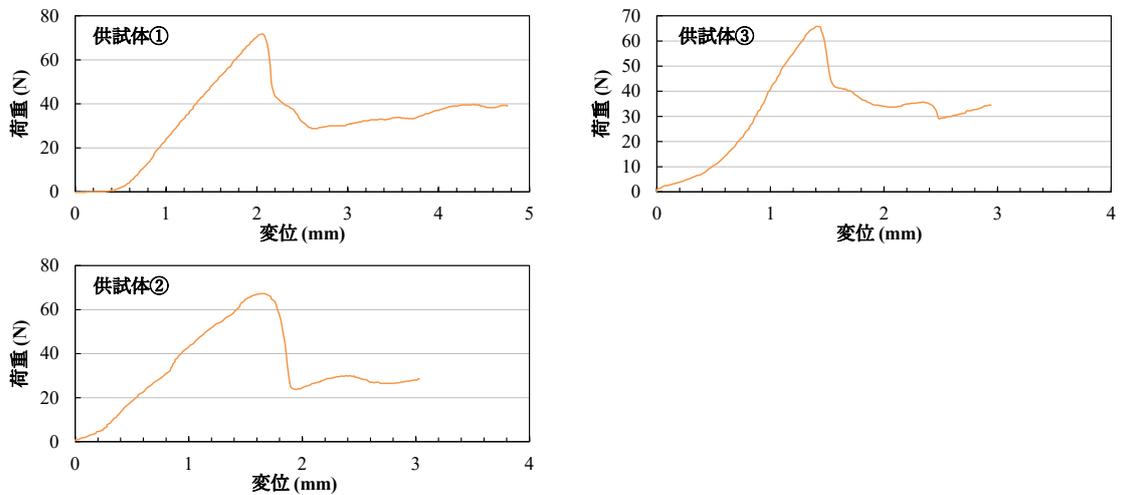


図 8-52 圧裂引張り試験 ケース 2

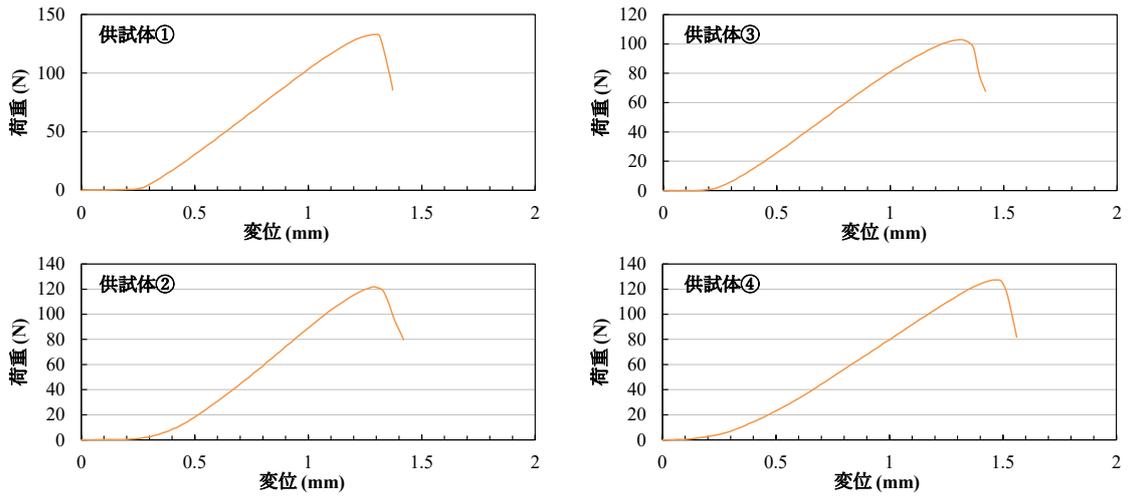


図 8-53 圧裂引張り試験 ケース 3

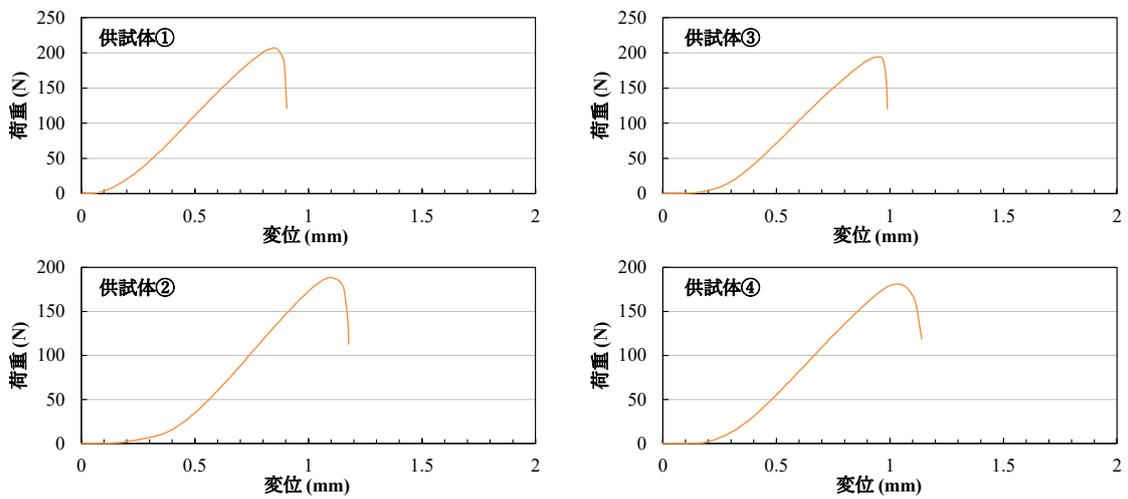


図 8-54 圧裂引張り試験 ケース 4

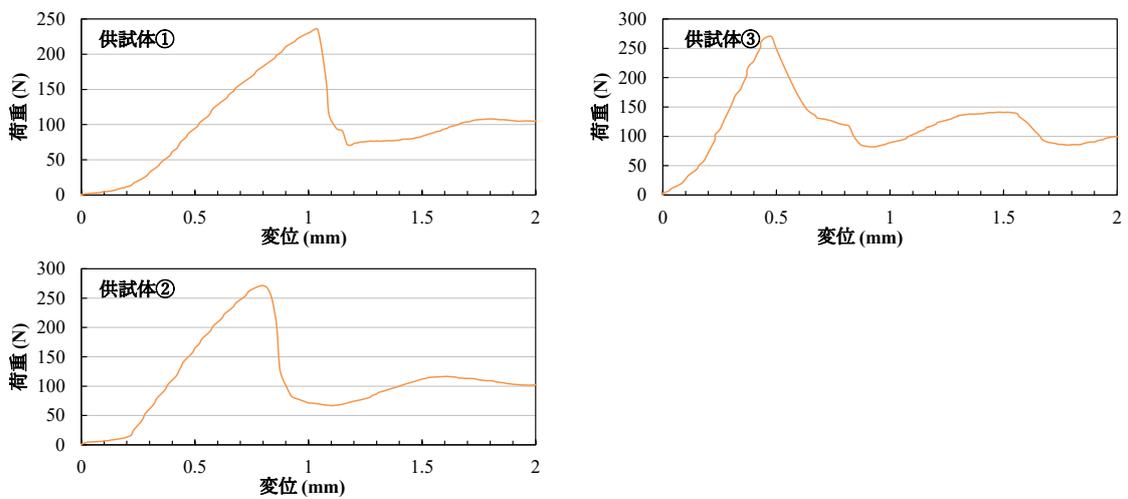


図 8-55 圧裂引張り試験 ケース 5

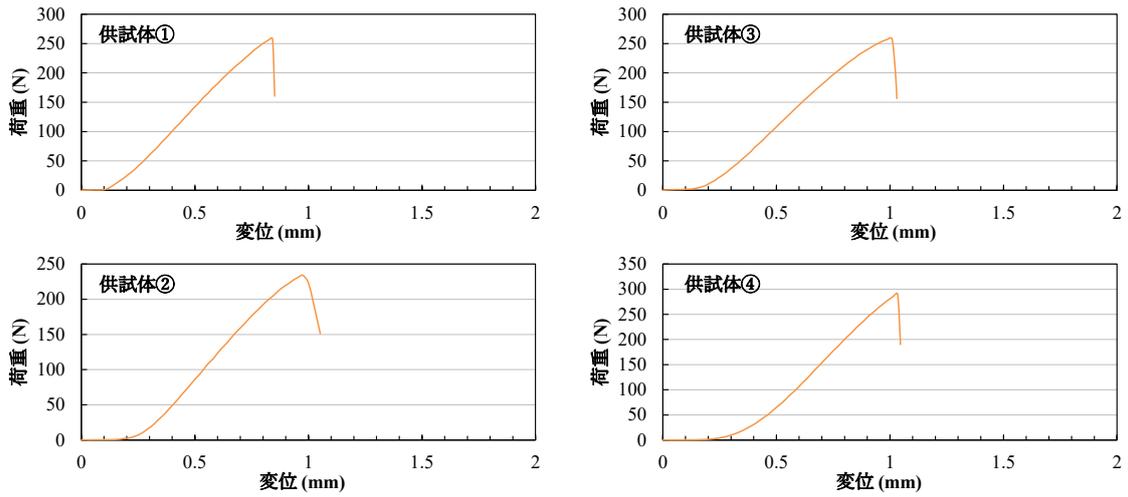


図 8-56 圧裂引張り試験 ケース 6

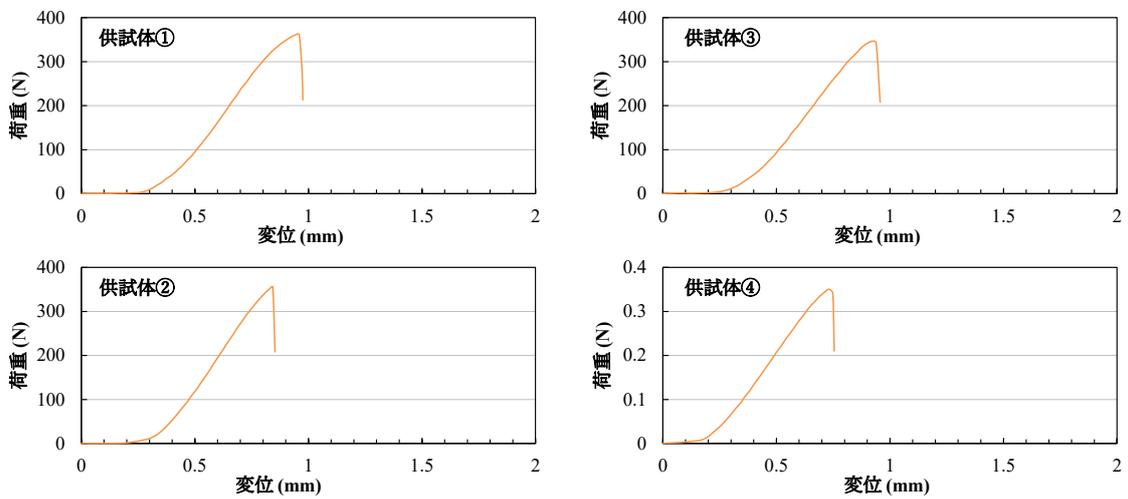


図 8-57 圧裂引張り試験 ケース 7

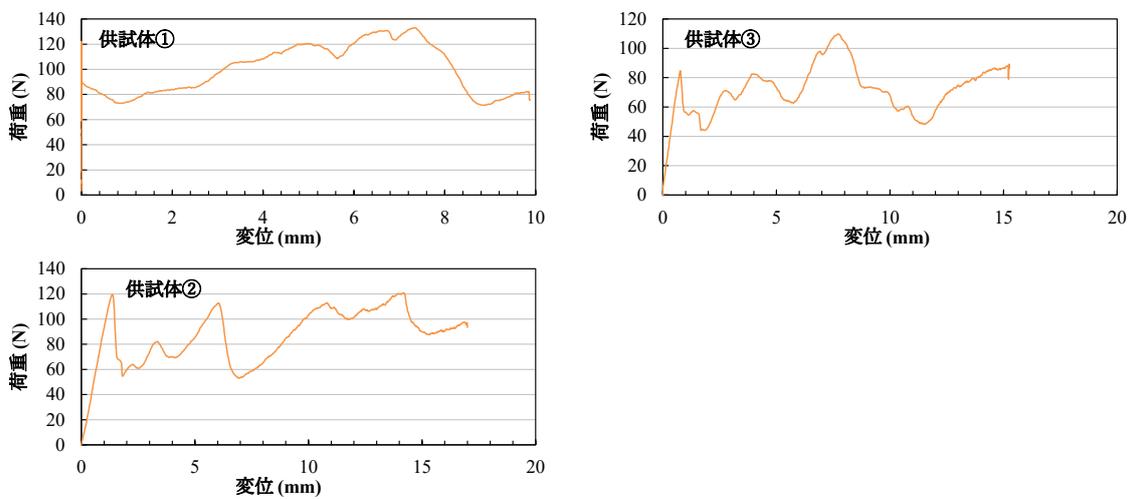


図 8-58 圧裂引張り試験 ケース 8

8.5 飽和度の影響確認実験の試験結果

3章で示した飽和度の影響確認実験の実施ケース一覧を表 8-5 に再掲する。また試験結果を図 8-59～図 8-68 に示す。

表 8-5 飽和度の影響確認実験 実施ケース一覧

ケース	薬液飽和度 a (%)	シリカ濃度 (%)	相対密度 D_r (%)	間隙率 n
1-1	100	6	60	0.40
1-2	90			
1-3	80			
1-4	70			
1-5	60			
2-1	100	10		
2-2	90			
2-3	80			
2-4	70			
2-5	60			

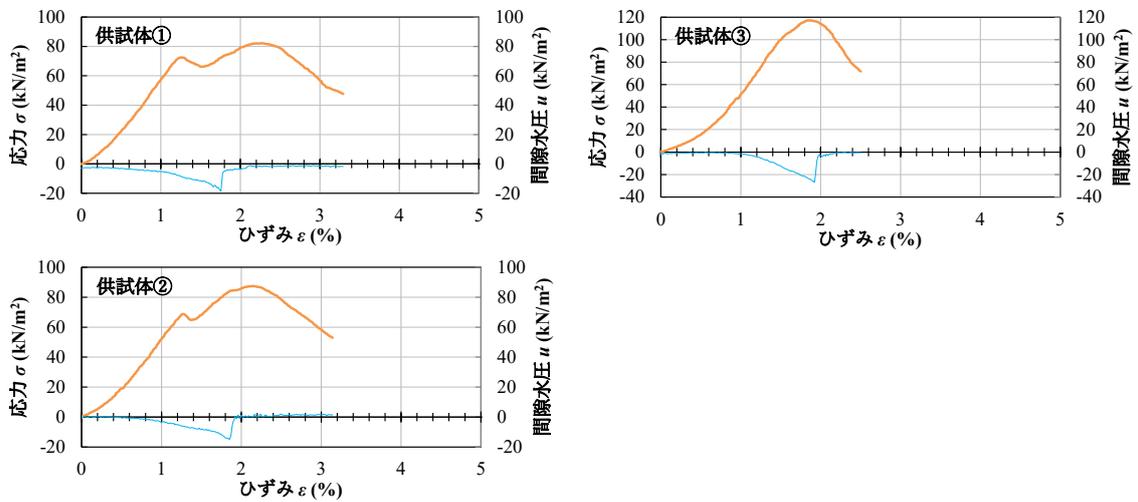


図 8-59 飽和度の影響確認実験 ケース 1-1

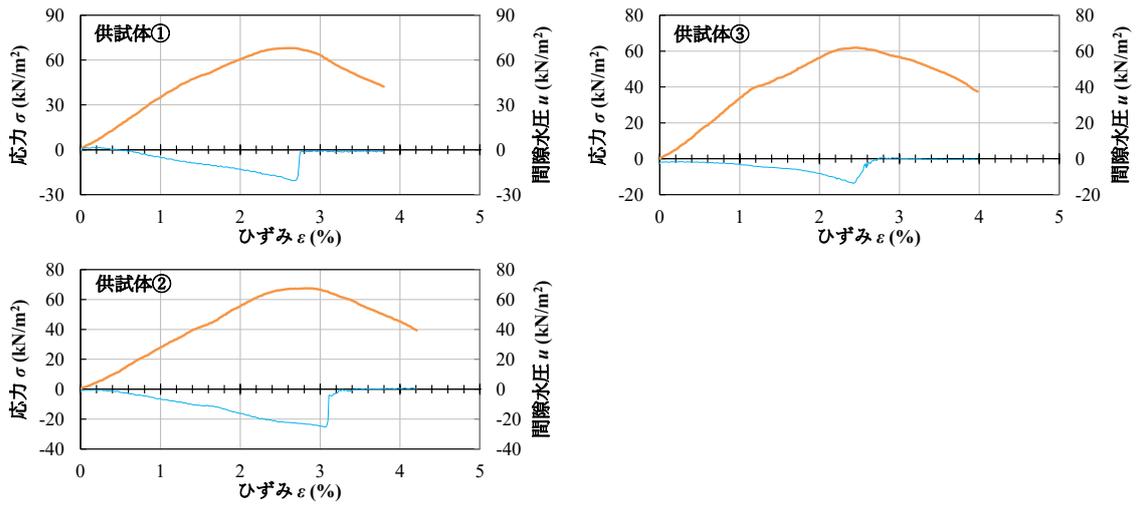


図 8-60 飽和度の影響確認実験 ケース 1-2

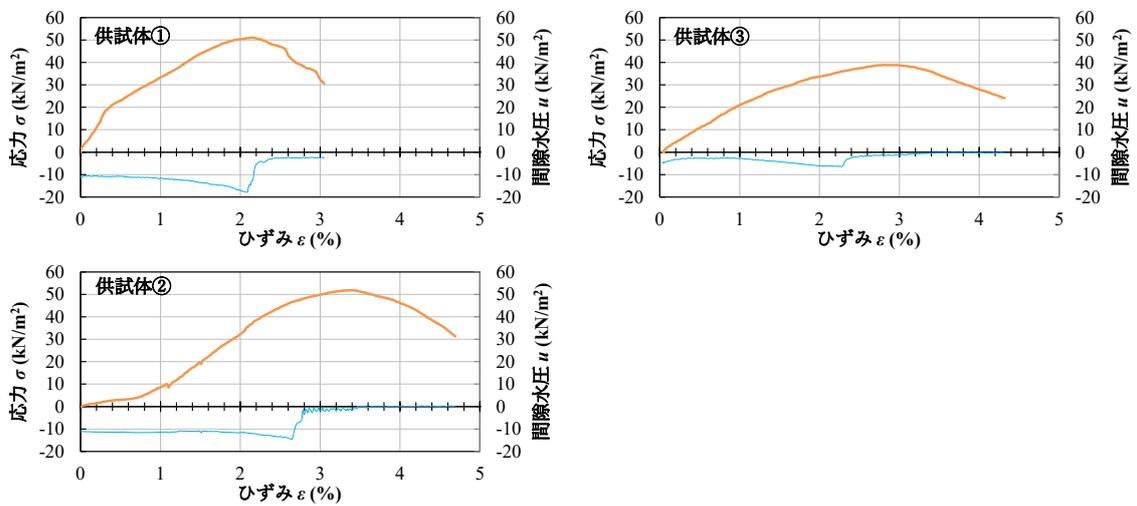


図 8-61 飽和度の影響確認実験 ケース 1-3

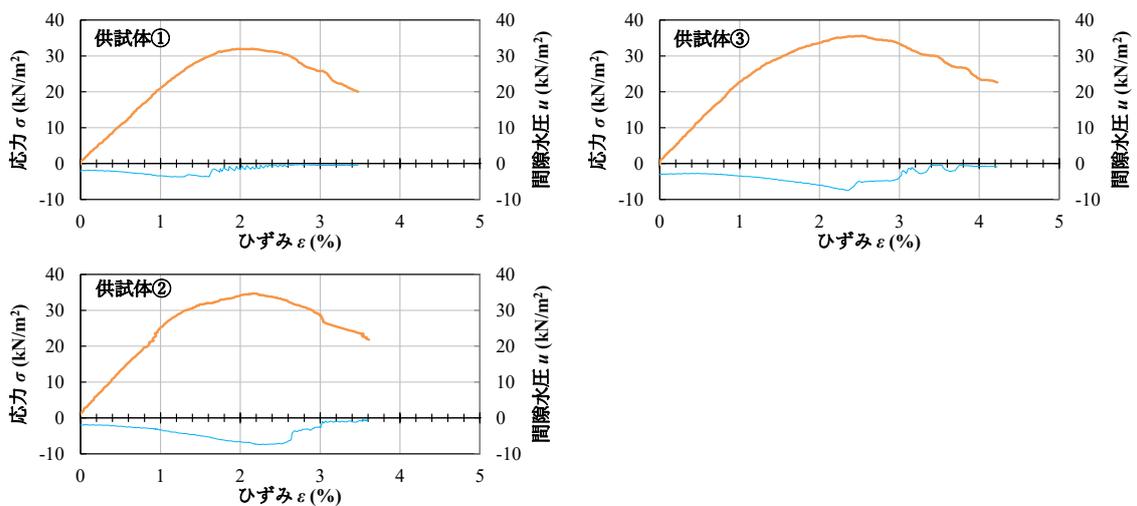


図 8-62 飽和度の影響確認実験 ケース 1-4

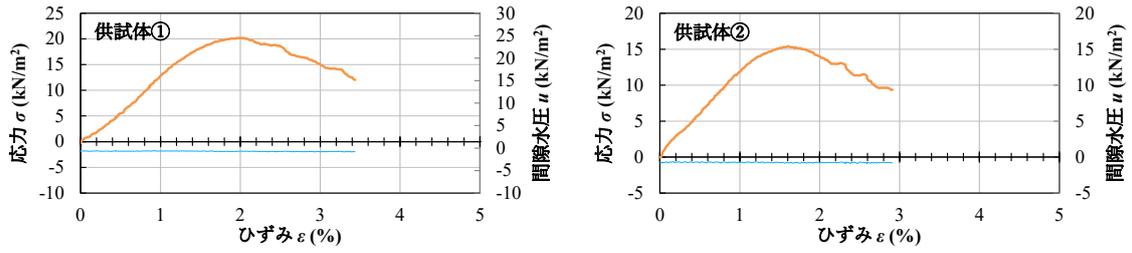


図 8-63 飽和度の影響確認実験 ケース 1-5

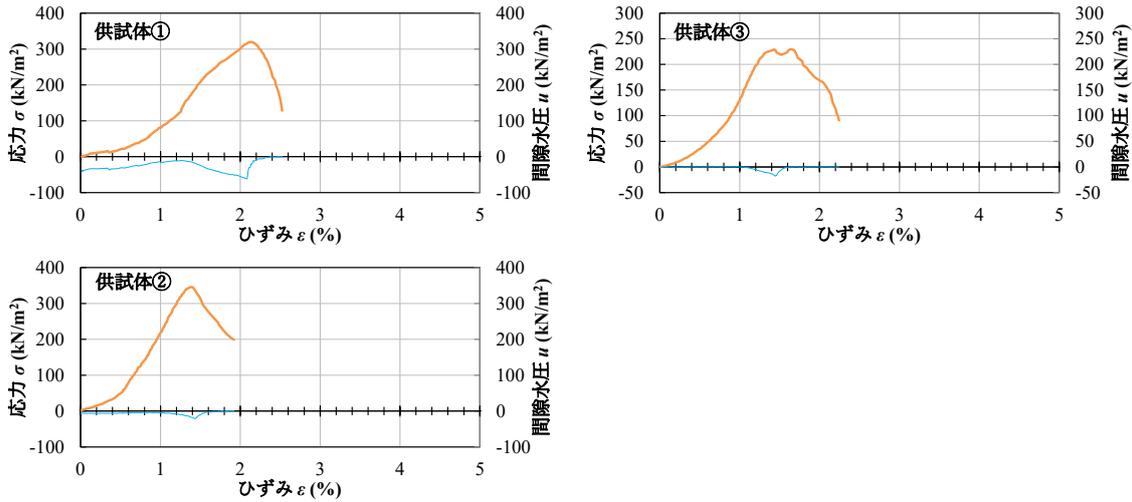


図 8-64 飽和度の影響確認実験 ケース 2-1

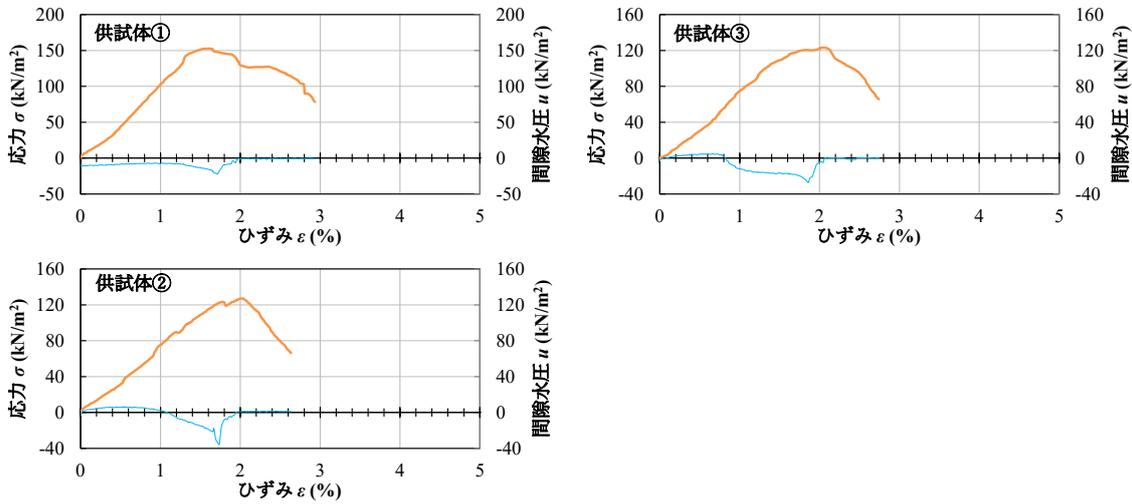


図 8-65 飽和度の影響確認実験 ケース 2-2

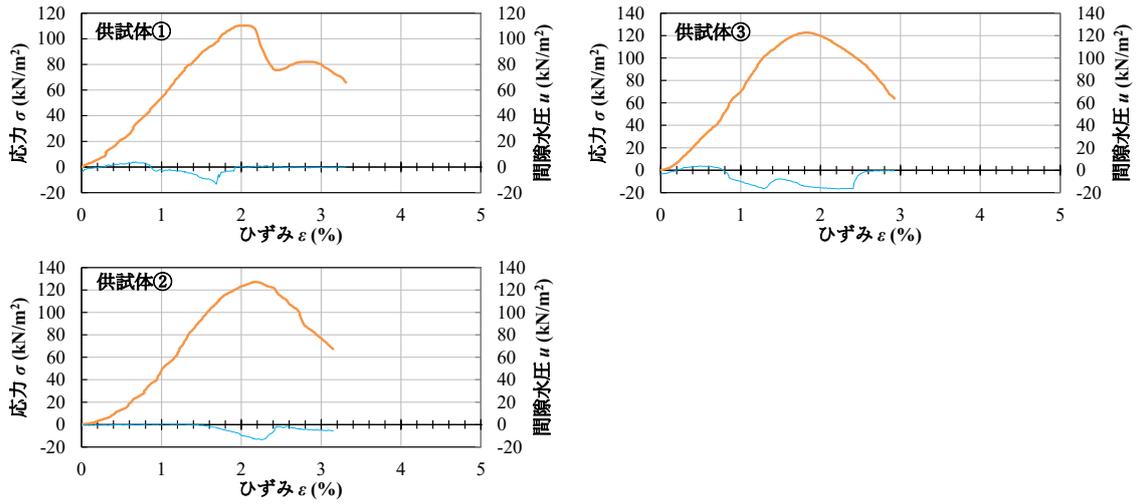


図 8-66 飽和度の影響確認実験 ケース 2-3

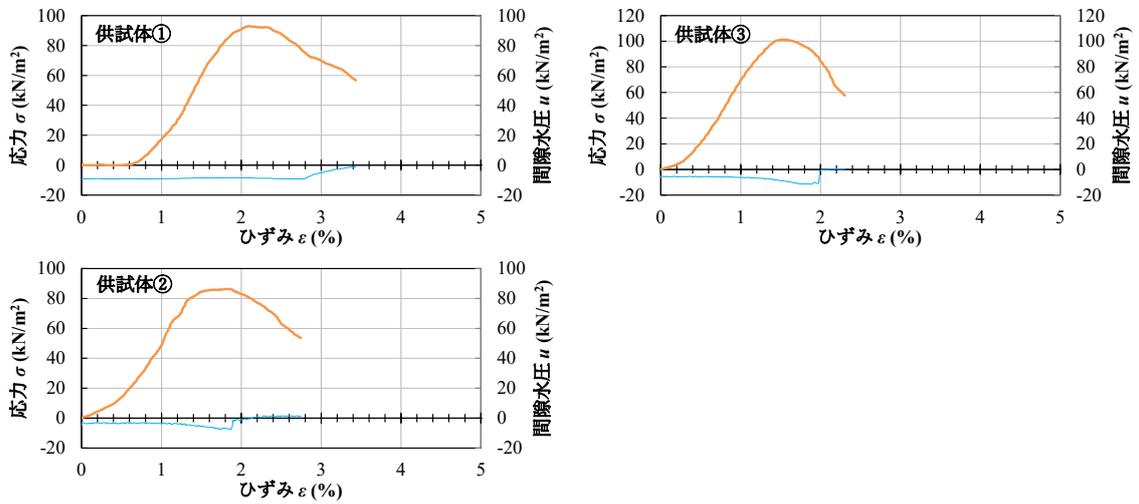


図 8-67 飽和度の影響確認実験 ケース 2-4

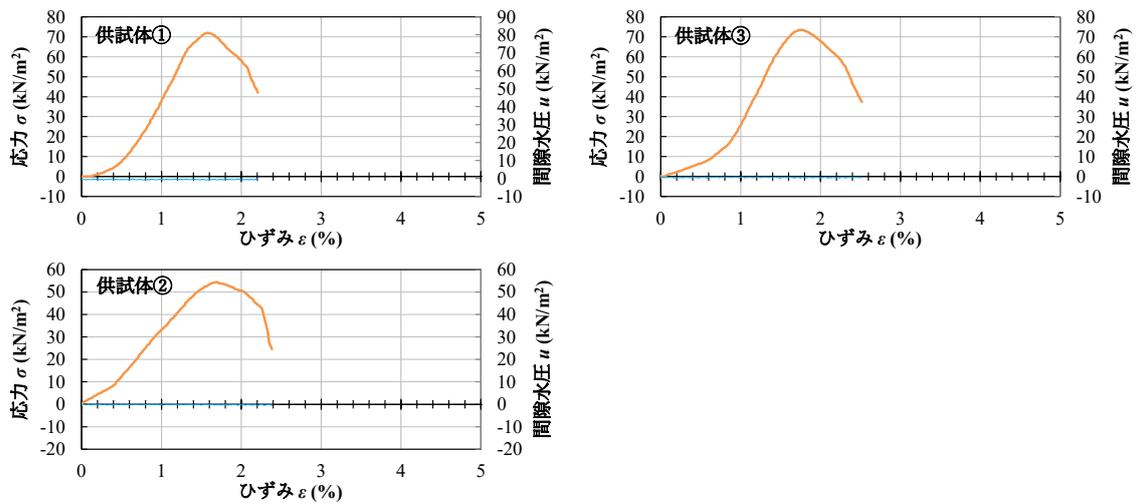


図 8-68 飽和度の影響確認実験 ケース 2-5