### 傾斜式護岸の溶液型薬液改良による耐震対策の 最適化および靭性評価に関する研究

中原 知洋1・井合 進2・飛田 哲男3・三藤 正明4・佐々木 広輝5・井瀬 肇6

1正会員 五洋建設株式会社 土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

E-mail: Tomohiro.Nakahara@mail.penta-ocean.co.jp

2正会員 京都大学防災研究所 地盤災害研究部門(〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: iai.susumu.6x@kyoto-u.ac.jp

3正会員 京都大学防災研究所 地盤災害研究部門(〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: tobita.tetsuo.8e@kyoto-u.ac.jp

4正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

E-mail: Masaaki.Mitou@mail.penta-ocean.co.jp

5正会員 五洋建設株式会社 土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

E-mail: Kouki.Sasaki@mail.penta-ocean.co.jp

6正会員 五洋建設株式会社 土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

E-mail: Hajime.Ise@mail.penta-ocean.co.jp

津波防護施設として構築されている傾斜式護岸の耐震性不足による広域的な沿岸防災機能の脆弱性が指摘されている。効果的な耐震対策を推進するためには、性能とコストの両立を目指した最適化、想定外の地震動に対しても壊滅的被害を防止する粘り強い対策の選定が必要となる。本研究では遠心模型実験を行い溶液型薬液改良による対策に関する検討を行った。その結果、護岸直下から法面にかけては液状化に伴うせん断変形が卓越してそれら領域のみの改良であっても効果が高まり最適化が可能であることが確認できた。また、同対策は粘り強い対策であり、その要因は粘着力等の効果で繰返し載荷時のひずみの累積が低減すること、さらに不透水境界形成により間隙水の移動が抑制されて正のダイレイタンシーに対して有効応力が高まりせん断抵抗が高まるものと考察された。

**Key Words:** liquefaction, permeable grouting method, ductility, optimum design, dilatancy, sloping coastal revetment, centrifugal model test

#### 1. はじめに

東北地方太平洋沖地震(2011)による大規模津波被害を経験し、沿岸部の広域的な津波防災機能の脆弱性が認識された.沿岸部を高潮や津波から防護するための海岸保全施設として、傾斜式の海岸護岸が整備されてきた.地震時の液状化による護岸全体の沈下により計画堤防高が不足して、津波防災機能が低下する危険性が指摘されている.近年、南海トラフ等の巨大地震の危険性が高まる中で耐震対策による耐震性の確保が求められている.

膨大な護岸総延長に対して限られた費用の中でより効果的な対策を実施するためには、危険度を予測して対策優先度を決定して、対策効果を定量的に評価しなければならない。そのためには、施設の重要度と目標とする耐震レベルに応じて許容される護岸沈下量を設定して照査する性能設計の適用が基本となる。性能設計は性能とコ

ストを同時に追求できる一方で、数値解析等の地震被害 予測手法の高度化が必要となる. さらに性能とコストに 優れた耐震対策を計画するためには、改良範囲等の耐震 対策の最適化手法と想定外の地震動に対しても壊滅的被 害を防止して減災機能を期待できる粘り強い対策の選定 が求められる.

本研究では、遠心模型実験を行い、傾斜式護岸の地震 時挙動の解明と、耐震対策として溶液型薬液改良<sup>1)</sup>を選 定してその対策効果と粘り強さの確認ならびに耐震対策 の最適化に関する研究を行った。

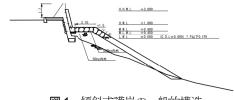


図-1 傾斜式護岸の一般的構造

#### 2. 傾斜式護岸の耐震設計と耐震対策の課題

#### (1) 耐震設計法

兵庫県南部地震以降に港湾施設の耐震設計<sup>3</sup>をはじめ各分野で性能設計が進展している。海岸保全施設でも性能設計<sup>3</sup>への移行が進められているが、一般的な海岸施設に対する耐震設計は、仮定したすべり面のせん断抵抗力と地震力による滑動力の大小の安全率で評価される。性能設計を適用するのためには、傾斜式護岸の土構造物としての特性を把握して被災メカニズムを明らかにしたうえで、その地震時挙動を表現可能な数値解析法等の選定と適用性の確認が必要となる。

#### (2) 耐震対策

背後地は宅地等として護岸と隣接して利用されている場合が多い. 耐震対策として,狭隘な施工条件でも既設構造物の直下地盤を直接改良可能な容液型薬液注入<sup>1)</sup>による液状化対策(浸透固化処理工法)を選定する.

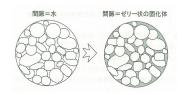
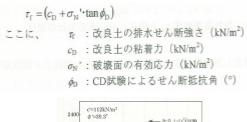


図-2 間隙水の置換イメージ<sup>1)</sup>

同工法は、既設構造物の直下へ浸透性の良い薬液型の恒久薬液を浸透注入し、砂地盤内の間隙水をゼリー状の固化材に置換することで液状化に抵抗する工法である。セメント改良のように地盤強度により耐震性を高める工法でなく、一般的な改良強度はqu=100kN/m²程度である。このため、改良土は地震中に剛性低下などが生じる非線形性を有する地盤材料となる。排水せん断強度は、有効応力の効果に粘着力の効果が付与される。



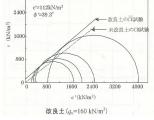


図-3 改良砂のせん断特性 (CD試験) 1)

繰り返しせん断に対して粘り強さを発揮し、セメント 固化改良などと比較して低強度で液状化を防止できる特 徴を有している. 既往の繰り返し非排水三軸試験<sup>4)</sup>では、

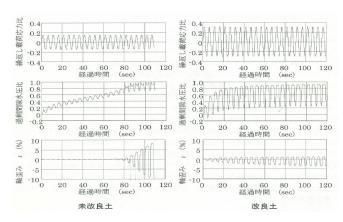


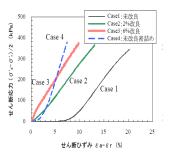
図4 繰り返し三軸試験時の挙動( $\overline{ ext{CU}}$ 試験) $^{1)}$ 

未改良土では水圧比1.0に近づくとひずみが急増するのに対して、改良土では間隙水圧は上昇するが水圧比1.0に至らずにひずみは繰り返し回数に応じて累積する粘り強い材料であることが確認されている(図4).

改良強度は定応力繰り返し非排水三軸試験における両振幅軸ひずみ  $\epsilon$  **a=5%**時の液状化強度曲線から得られる液状化強度RL $_{20}$ により設定する.軸ひずみ5%に達した時点で液状化と判定されるために,レベル2地震動に対しては,改良砂特有の粘り強さの効果を設計に反映できない課題がある.性能設計を適用するには,改良砂の液状化抵抗や地震後の変形特性を把握し,残留変形量を精度良く予測する必要がある.

これまでも、要素レベルで地盤が液状化するまでに費やすことのできる累積損失エネルギーと剛性低下を指標とし、変形量や粘り強さならびに塑性化の程度を定量的に評価した研究が報告されている.

定ひずみ繰り返し三軸試験結果<sup>5)</sup>から求められるせん 断応力~せん断ひずみ関係を図-5に示す. 地震時の変形 予測に重要となる繰返しせん断後の特性は,大きなひず みレベルにおいても粘り強さにより改良土6%(Case3)は, 密砂(Case4)と同程度のせん断剛性と変形性能を有する. また,図-6に示す正規化累積損失エネルギーは繰返し載 荷を受けた砂が塑性変形することで吸収できるエネルギー量を示し,この値が大きいほど粘り強い材料であり, 改良砂は密砂よりも粘り強さを発揮して,締固め工法と 比べても同程度以上の耐震性を期待できる.



**図-5** せん断応力 ~せん断ひずみ関係<sup>5)</sup>

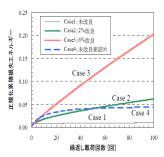
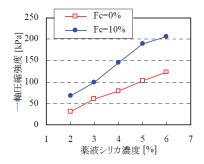


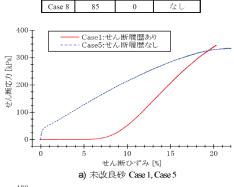
図-6 正規化累積損失エネルギー5)

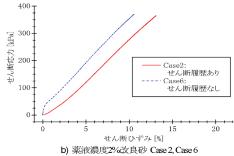
地盤の変形量予測には、有効応力が減少して剛性が低下した後に有効応力が回復するまでにどの様な変形挙動を示すかが重要となる。定ひずみ繰返し非排水三軸試験により繰返しせん断を与え、有効応力が低下した状態から非排水単調三軸圧縮試験を行い、繰り返し載荷後の変形特性の把握を目的とした研究が行われている。



**図-7** 改良砂の一軸圧縮強度<sup>6)</sup> **表-1** 室内試験ケース<sup>6)</sup>

Case	目標相対密度	薬液濃度	繰返しせん断履歴
Case	(%)	(%)	ANNA O G FORFINGE
Case 1	60	0	あり
Case 2	60	2	あり
Case 3	60	6	あり
Case 4	85	0	あり
Case 5	60	0	なし
Case 6	60	2	なし
			2





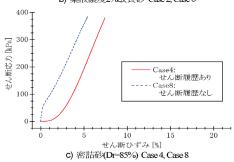


図-8 せん断特性の比較6)

試料は相馬硅砂5号(Fc=0%)と粒度調整砂(Fc=10%)を用いて、改良砂は相対密度Dr=60%の未改良砂に対する薬液濃度と一軸圧縮試験強度との関係が図-7に示すとおり確認されている. 表-1に示す相馬硅砂5号(Fc=0%)に対する繰返しせん断後の非排水単調三軸圧縮試験から求められる変形特性を図-8に示す.

未改良砂,改良砂2%,密砂D=85%のいずれも繰り返しせん断履歴なしの場合にせん断応力~せん断ひずみ関係はせん断初期から抵抗を示すのに対して、繰り返し履歴有りの場合には異なる特性を示す。未改良砂ではせん断ひずみが7%程度発生した後にせん断抵抗が発揮される微小抵抗領域が存在する。密詰砂でも2%程度の微小抵抗領域がみられる。改良砂では明確な微小抵抗領域が認められず、せん断初期からせん断抵抗が発揮される。改良砂は繰り返しせん断の有無により非排水単調せん断の特性変化は未改良砂や密詰砂より小さく、繰り返し載荷に対して安定した地盤材料であることが理解できる。

#### 3. 遠心模型振動実験

#### (1) 遠心模型振動実験の目的

前節のとおり、傾斜式護岸の耐震対策の課題は、性能設計を適用するための地震時挙動解明と被害予測手法の高度化、要素レベルで確認されている改良砂の粘り強さの実地盤構造物に対する効果確認である。実構造物では、異方圧密や初期応力の影響、地震動による慣性力、改良体と未改良地盤の連成、間隙流体の移動を伴い、要素試験での繰返し載荷とは異なる効果と要因分析が必要となる。

本研究では、遠心模型振動実験により地震時の護岸および地盤変位や過剰間隙水等のデータを計測し、地震時挙動とその要因を明らかにする. 特に、改良砂の粘り強さの詳細な分析を目的に改良体内部に水圧計を設定して、過剰間隙水圧(有効応力変化)の計測を試みた.

#### (2) 実験条件

#### a) 実験ケースおよび条件

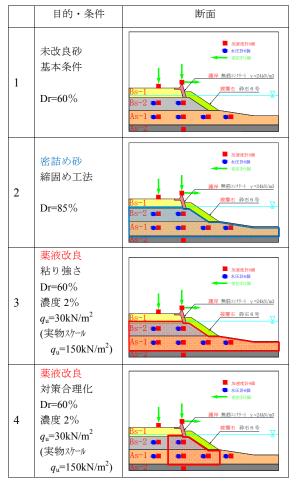
実験ケースおよび条件を表-2に示す。実験条件は既往室内試験<sup>6</sup>を参照して設定した。地盤材料は相馬硅砂5号を使用し、改良砂の薬液濃度は2%として未改良砂および密砂の相対密度はそれぞれDr=60%と85%と設定した。

Cs1で基本的指標となる未改良砂の耐震性と挙動を計測する. Cs2は密砂(Dr=85%)の挙動を計測し,改良効果の比較検討の指標とする. Cs3は未改良砂(Dr=60%)を薬液濃度2%で全域を改良し,薬液改良の効果と挙動を計測する. Cs4は護岸直下のみの改良効果を計測する.

薬液濃度2%の設定に際しては、改良強度が $q_i=30$ kN $m^2$ 程度であり、これは地盤強度の相似係数 $\lambda=5$ から実物強度 $q_i=150$ kN $m^2$ に相当して実対策での一般的な強度 $q_i=100$ ~

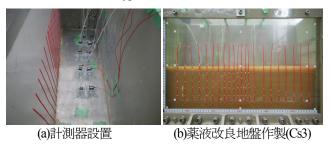
150kN/m²に概ね整合すると判断した. 模型地盤Cs3,Cs4の強度は模型作製時に供試体を採取して一軸圧縮試験を行い q<sub>i</sub>=30~35kN/m²であることを確認した.

表-2 遠心模型実験ケースおよび条件



#### b) 使用材料および模型地盤作製方法

地盤材料は相馬硅砂5号 $(\rho_s=2.66g/cm^3, e_{max}=1.048, e_{min}=0.638)$ を使用し、被覆石は砕石6号を使用した.間隙流体はメトロース溶液の粘性(66St)を調整して使用した.薬液は活性シリカType I を使用して濃度2%で改良した.







(c) 薬液改良地盤作製(Cs4)

(d)変位計設置状況

写真-1 模型作製状況

鋼製土槽(L60cm×B20cm×H40cm)に計測器を釣り込み, 脱気したメトロース溶液を投入した. Cs1・Cs2では, 基礎地盤(D=98%)作製後に相馬砂5号を目標相対密度に応じた重量を水中落下法により作製した. Cs3は基礎地盤作製後に薬液濃度2%を注水して相馬砂5号を水中落下し養生固化後に整形した. Cs4では護岸直下の改良体を作製し, その後背後地盤および海側の未改良部をCs1と同様に作製した. 地盤作製後に護岸ブロック設置,被覆石投入,背後地盤作製を順次行った.

#### (c)相似則

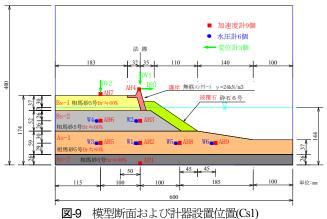
拡張型相似則 $^{n}$ を使用して、所要の $\lambda$ =100倍(原型/物理模型)という大きな比率の縮尺を $\mu$ =5倍(原型/仮想模型)と $\mu$ =20倍(仮想模型/物理模型)に分割することで、実際の遠心模型実験は定格遠心力場 $\lambda$ 20gでの相似則を使用して $\lambda$ 20という小さな比率で実験を行った。このため実験データと実物スケール換算のための相似係数は、長さ=100、時間=66.8、過剰間隙水圧=5、変位= $\lambda$ 23.6となる。

表-3 拡張型相似則の相似係数

	仮想1G場			仮想遠心場		λ=100倍 (原型/物理模型)
パラメータ	μ=原型/仮想模型	相似係数	パラメータ	η=仮想模型/物理模型	相似係数	相似係数
長さ	μ	5	長さ	η	20	100
密度	1	1	密度	1	1	1
時間	μ <sup>0.75</sup>	3.34	時間	η	20	66.8
応力	μ	5	応力	1	1	5.0
間隙水圧	μ	5	間隙水圧	1	1	5.0
変位	$\mu^{1.5}$	11.18	変位	η	20	223.6
速度	$\mu^{0.75}$	3.34	速度	1	1	3.3
加速度	1	1	加速度	$1/\eta$	0.05	0.05
ひずみ	$\mu^{0.5}$	2.24	ひずみ	1	1	2.2
透水係数	$\mu^{0.75}$	3.34	透水係数	η	20	66.8
曲げ剛性	$\mu^{4.5}$	1397.54	曲げ剛性	$\eta^{4.0}$	160,000	223,606,400

#### c) 計測項目

模型断面を図-9に示す.変位計3個,間隙水圧計6個,加速度計9個の合計18個の時刻歴データを計測した.アクリル面側にマーカーを設定して地盤移動量を計測した.



d) 入力条件

正弦波加振を行い,振動数は実物換算で手1.0Hz,波数はN=90波を入力した.入力加速度は目標値100gal,170gal,300galの3段階ステージ加振を実施した.

#### 4. 実験結果および考察

実験結果に基づき、地震時挙動、耐震対策の対策効果と粘り強さならびに最適化の考察を行う。本研究では、護岸などの変形が急増する挙動を脆性的と表現し、変形が急増しない粘り強い挙動を靭性と表現する。考察に際しては変形量等の物理量は全て実物スケールで表示する。

#### (1) 溶液型薬液改良の対策効果と粘り強さの評価

護岸水平変位 DH1, 沈下 DV1 および背後地盤沈下 DV2 の 100gal, 170gal, 300gal 各加振ステージで計測された変形量の累積の様子を表4, 図-10に示す.

未改良砂 Cs1(Dr=60%)では 100gal 加振から護岸・背後地盤に変形が生じ 300gal 加振では急激に変形が大きくなる脆性的な変形特性を示す。密砂 Cs2(Dr=85%)では 100gal 加振では変形が生じないが 170gal 加振から変形がみられ 300gal 加振では急激に変形が大きくなり未改良砂と同様に脆性的な変形特性を示す。薬液改良全域 Cs3では 100gal 加振から変形が生じるが、170gal・300gal と入力が大きくなっても急激に変形が大きくならない粘り強い変形特性を示す。300gal 加振でも護岸・背後地盤の変形量は 1.0m 以内に留まる。護岸直下のみの改良 Cs4でも粘り強い変形特性を示し、護岸沈下量は全ケースで最も小さい。

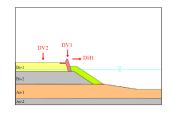
以上のことから、未改良砂では入力地震動が大きくなると護岸・背後地盤ともに急激に変形が大きくなる脆性的な挙動を示す。密砂でも脆性的な挙動は改善されない。一方、改良砂は変位が急増せず全体が安定した粘り強い挙動を示す。護岸直下のみの改良であっても粘り強い構造となり、防潮堤の機能確保で大切な天端高さの沈下量は全域改良と同等以下となり、性能とコストの最適化を目指した改良範囲の設定が可能である。

#### (2) 地盤変形特性

側面ターゲットの初期値から300gal加振までの累積移動量から求めた地盤変形図および最大せん断ひずみγ<sub>max</sub>分布図を図-11に示す. 体積ひずみε<sub>v</sub>の分布図を図-12に示す.

未改良砂Csl(Dr=60%)では背後地盤・護岸直下から海側地盤にかけて50%を越える大きなせん断ひずみ発生し、地盤全体が海側に変位・沈下する.密砂Cs2(Dr=85%)では未改良砂とは異なり、法尻から海底緩傾斜域に50%を越える大きなせん断ひずみが集中し、基礎地盤を含む深部にまで達する.護岸直下のひずみは25%程度であることから、法尻から緩傾斜領域の支持力が低下し、背後地盤・護岸からの初期偏差荷重を支え切れなくなり海側へ変位する.背後地盤はせん断挙動が顕著な護岸直下部とは異なり圧密挙動が卓越する.

表4 護岸および背後地盤の変形量 (残留値)



実験ケース	出力項目	変形量(m)		
条件		100gal	170gal	300gal
Cs1 未改良	DH1(護岸水平)	-0.47	-0.22	2.61
Dr=60%	DV1(護岸沈下)	0.28	0.83	2.62
	DV2(背後沈下)	0.62	0.51	1.49
Cs2 密詰め砂	DH1(護岸水平)	0.02	-0.41	1.60
Dr=85%	DV1(護岸沈下)	0.02	0.27	1.12
	DV2(背後沈下)	0.02	0.39	1.52
Cs3 薬液改良	DH1(護岸水平)	0.25	0.35	0.90
全域	DV1(護岸沈下)	0.28	0.46	0.96
	DV2(背後沈下)	0.34	0.60	0.72
Cs4 薬液改良	DH1(護岸水平)	0.72	0.92	2.08
直下のみ	DV1(護岸沈下)	0.18	0.31	0.59
	DV2(背後沈下)	0.99	0.78	0.92

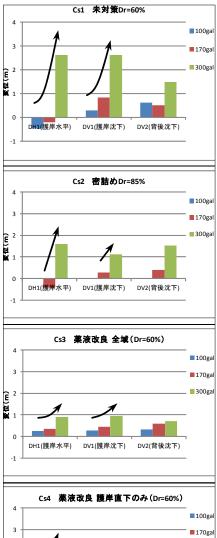


図-10 護岸および背後地盤の変形量(残留値)

DV1(護岸沈下)

DV2(背後沈下)

DH1(護岸水平)

300ga

改良全域Cs3では、未改良砂と同様に背後地盤から海底傾斜域にかけてひずみ集中域が連なるがその値は10%程度と小さい。体積ひずみはその他のケースでみられる体積収縮と膨張の拮抗は観察されず、全体的に一体化した安定した挙動を示す。改良護岸直下のみCs4では、他ケースと異なる変形モードを示す。未改良背後地盤の液状化による地震時土圧に対して改良体で抵抗するためせ

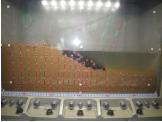
ん断挙動が卓越し,護岸沈下は抑制される。海側の改良体と未改良砂の隣接域では,改良体は安定した挙動を示すが未改良砂はせん断変形と体積変化が顕著となり不安定な挙動を示す。

以上のことからせん断挙動が支配的となる護岸直下から法尻部の支持力確保が耐震性向上と急激な変形を抑止する粘り強い構造とするうえで重要であるといえる.





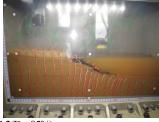




(a) 未改良砂Cs1(Dr=60%)

(c) 薬液改良2%全域Cs3









(b) 密詰砂Cs2(Dr=85%)

(d) 薬液改良2%護岸直下のみCs4

写真-2 加振前(左)300gal加振後(右)の状況

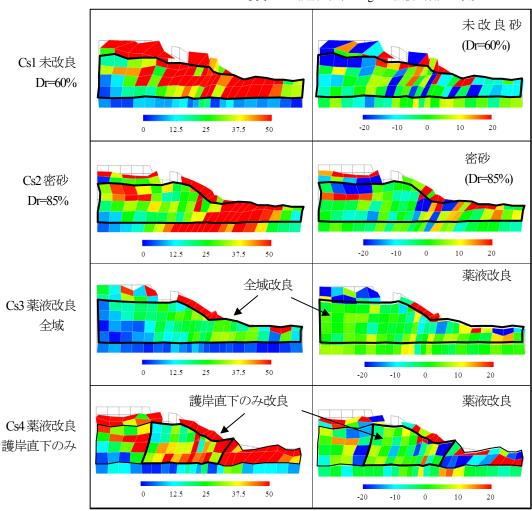


図-11 最大せん断ひずみ分布図(300gal 加振後)

図-12 体積ひずみ分布図(300gal 加振後)

#### (3) 傾斜式護岸の地震時挙動

傾斜式護岸の地震時挙動および被災メカニズムについて考察する.未改良砂Cs1(Dr=60%)の護岸と背後地盤の変位および主要な過剰間隙水圧の時刻歴を図-13に示す.その他データは付録の図付-1~図付-3に示す.

#### a) 液状化と繰り返し載荷の影響

変位と過剰間隙水圧の関係に注目すると、図-13から、護岸水平変位DHI・沈下DV1および背後地盤沈下DV2は加振中にほぼ一定の勾配で累積し、加振終了後の圧密・排水過程での変形はほとんど発生しない。背後地盤W4の過剰間隙水圧の時刻歴から100gal加振時で水圧比は1.0に達して液状化する。加振レベルが170gal、300galと大きくなる程W4は加振初期の段階で水圧比が1.0に至るようになる。護岸直下W2も100gal加振より過剰間隙水圧の上昇が認められる。このことから、傾斜式護岸の基本的な

被災メカニズムは液状化により支持力が低下した地盤が 繰り返しせん断を受けてひずみが累積して護岸と地盤が 一体となって海側へ変位・沈下する挙動と考えられる.

変形モードに着目すると、100gal加振時には背後地盤W4の液状化による沈下DV2が支配的となる。護岸本体は背後地盤の沈下に引きずられるように沈下しつつ陸側への変位と傾斜が生じる。過剰間隙水圧も護岸直下W2、被覆石法尻部W5と背後地盤から遠ざかるほど上昇が軽微となる。しかし、170gal、300galと加振レベルが高まるにつれて護岸沈下DV1や水平変位DH1が大きくなり、圧密沈下からせん断変形へと支配的な変形モードが遷移するようになる。過剰間隙水圧は背後地盤W4の液状化を維持した状態で、護岸直下W2から法尻W5の振幅が次第に大きくなり、法尻W5では背後地盤にはみられない負の過剰間隙水圧が観察されるようになる。

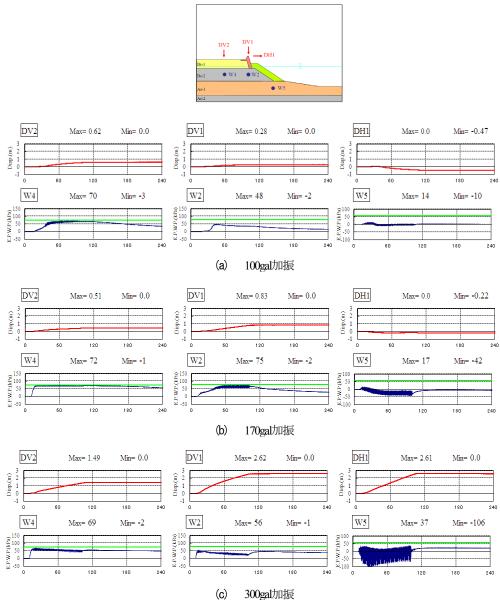
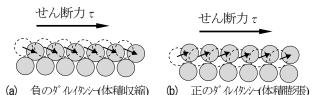


図-13 未改良砂Cs1(Di=60%)の護岸変形と背後地盤沈下および過剰間隙水圧の時刻歴

#### b) せん断挙動によるダイレイタンシーの影響

加振中の模型地盤は非排水条件が成立すると仮定すると、負の過剰間隙水圧(以下、負圧)は体積膨張による有効応力の増加を意味し、せん断強度およびせん断剛性が増加することとなる。体積膨張の要因は、図-14(b)に図示するように、せん断変形によって粒子が隣接粒子を乗りあがり体積が増加する正のゲルイタンジーによるものと考えられる。



a) 負のダイレイタンシー(体積収縮) (b) 正のダノ 図-14 ダイレイタンシー

土を排水状態でせん断すると、**図-15**に図示するようにストレス・ゲルイタン・関係が成立することが知られている. 土に外力 $\tau$ を与えてせん断変形を生じさせるには、土の粒子間に働く摩擦応力 $\tau_\mu$ に加えて、ゲルイタンシーによる抵抗力  $\sigma'(-\delta\epsilon_\nu/\delta\gamma)$  を作用させる必要がある.排水状態では有効応力  $\sigma'$  は一定であるため、式(1)よりゲルイタンシーによる抵抗力は体積変化率  $-\delta\epsilon_\nu/\delta\gamma$  が大きいほど大きくなり、体積変化率が最大時に土のせん断強度 $\tau$ も最大となる(**図-15**のP点).

$$\tau = \tau_{\mu} + \sigma' \left( -\frac{\delta \varepsilon_{\nu}}{\delta \gamma} \right) \tag{1}$$

ここで、 $\sigma'$ :有効応力

τ: 外力によるせん断応力

 $\tau_{\mu}$ : 粒子間に作用する摩擦応力 $(\tau_{\mu}=M_{\sigma'})$ 

τ: せん断応力の最大値

M: 粒子間の摩擦係数

(ダイレイタンシーゼロでの応力比)

 $\delta \varepsilon_{v}$ : 体積ひずみの増分(収縮が正)

 $\delta y$ : せん断ひずみの増分

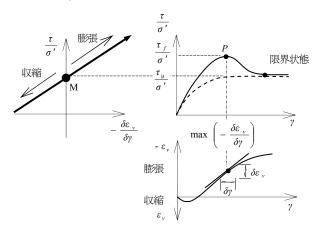


図-15 ストレス-ダイレイタンシー関係と変形挙動

以上のことから,非排水条件でせん断に伴う正のがん イタンシーが発生すると有効応力が増加してせん断強度やせ ん断剛性が増加することが理解できる.

$$\delta \sigma' = -\delta u \tag{2}$$

ここで、 $\delta\sigma'$ :有効応力の増加

 $-\delta u$ : 過剰間隙水圧の減少(負圧)

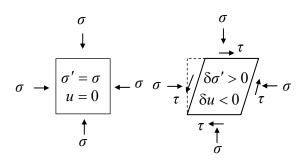


図-16 非排水せん断時の正のダイレイタンシーによる有効応力変化

過剰間隙水圧の正値(収縮的ダイレイタンシー)と負圧(膨 張的ダイレイタンシー)に着目すると模型地盤の挙動は以下の3 タイプに分類できる(図-13,図付-1~図付-3).

- ・収縮的挙動:成層地盤である背後地盤W4や海側緩傾 斜部W6では正値が累積して圧密挙動が支配的となる.
- ・膨張的挙動:被覆石法尻部W5では加振中に負圧が累積してせん断挙動が支配的となる.
- ・収縮・膨張的両挙動:護岸直下W2では加振レベルが 大きくなるほど負圧の影響が次第に大きくなり、圧密 からせん断へと支配的な挙動が遷移する.

せん断変形による正のダイレイタンシーが傾斜式護岸の地震 時挙動に及ぼす影響を膨張的挙動が支配的となる法尻部 の過剰間隙水圧W5に着目して考察する.

図-13より100gal加振では背後地盤の液状化による沈下 DV2が卓越してせん断変形の影響は小さい.このため W5は僅かに水圧が発生するが負圧の影響はみられない.

170gal加振では、背後地盤W4に加えて護岸直下W2の 液状化の程度が高まり護岸本体の沈下DV1が卓越するが、 水平変位DH1は小さい、法尻W5では、加振中に負圧が 累積して加振終了時点でも負圧を維持するが加振終了直後から負圧が解消する. 加振中は膨張と収縮的両が ルイタンシーが拮抗しつつもせん断変形に伴う膨張的が ルイタンシーが卓越したと推測される. 非排水条件下での体積膨張は負圧により有効応力が高まりせん断強度が増加することが,護岸の水平変位が抑制される要因と考えられる.

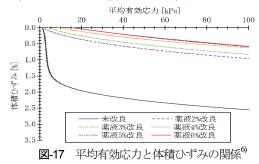
300gal加振では護岸本体の沈下DV1とともに水平変位 DH1が卓越するようになる。法尻W5は正値・負圧いずれへの振幅も大きく膨張と収縮的両が4イタンシーが激しく拮抗する。基線から判断すると初期から中盤にかけては負圧が卓越し、その後正値が卓越して加振終了時にはほぼゼロとなる。繰り返し載荷を受けると地表面に微細なひび割れなどが誘発され、土要素内部への間隙水の吸収・浸透が容易となり非排水条件が保持できなくなる。この状態で正のが4イタンシーが生じても有効応力は増加せずせん断変形に対する抵抗力の増加は期待できなくなる。以上のことから170galから300gal加振時にかけて護岸水平変位DH1、つまり地盤のせん断変形が急増するのは、地表面から土要素内部への間隙水の吸収・浸透が容易となり非排水条件を保持できなくなることが要因の一つと考察される。

#### (4) 溶液型薬液改良工法の効果とその要因

改良効果と要因を室内試験 $^{0}$ における繰返し載荷時の 挙動と遠心実験結果より考察する.遠心実験での濃度  $2\%(q_u = 30 \text{kPa})$ の地盤材料は拡張型相似則により室内試 験での濃度 $6\%(q_u = 150 \text{kPa})$ の地盤材料に相当する.

#### a) 室内試験結果による効果と粘り強さの評価

まず、圧密に対する効果を考察する。繰返しせん断後 (c<sub>sz</sub>=0.5%)の再圧密試験結果を図-17に示す。未改良砂では 圧密初期段階で1.5%を越える体積ひずみが発生し、平均 有効応力の回復とともに徐々に増加して最終的に2.5%を 越える体積ひずみが生じる。改良砂では初期段階で大き な体積ひずみは発生せず最終的な体積ひずみも1.0%以下 となり、再圧密時の体積ひずみが抑制される。



つぎに、せん断に対する効果を考察する. 非排水単調 三軸圧縮試験の結果を図-18に示す. せん断履歴なしの せん断応力~せん断ひずみ関係から、未改良砂、密砂、 改良砂のいずれもせん断初期からせん断強度を示し、微 小抵抗領域はみられない.しかし、せん断履歴を受けた 未改良砂と密砂では、せん断履歴による液状化で低下し たせん断剛性が回復しない状態で単調せん断を受けるこ とからせん断ひずみが発達する微小抵抗領域が認められ る.その値は未改良砂で約7%、密砂でも約2%となる. 改良砂ではせん断履歴で剛性は低下するものの単調せん 断直後に剛性が回復するため微小抵抗領域はみられない. なお、せん断履歴を受けた未改良砂、密砂、改良砂は全 てせん断初期から膨張的ゲルケジーを示す.

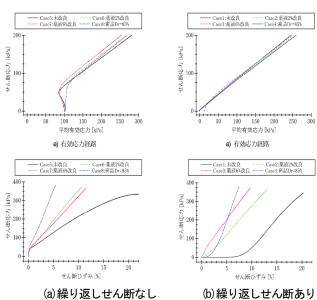
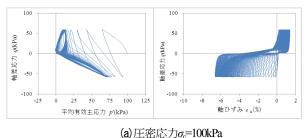


図-18 繰り返しせん断履歴の有無による変形特性の比較の

遠心模型実験の基本的挙動は、室内試験での繰り返し せん断履歴を受けたあとの単調せん断挙動の累積と考え られる。未改良砂や密砂では繰り返し載荷毎にせん断ひ ずみが累積するのに対して、改良砂では粘着力の効果な どにより微小抵抗領域がみられず加振毎に累積されるせ ん断ひずみが小さいことが粘り強さの要因と考えられる。



(b) 圧密応力σ=50kPa 図-19 定応力繰り返し三軸試験結果 (改良砂2%、応力比0.3、繰り返し回数100回)

改良砂2%の供試体に対して応力比の20。=0.3で定応力 繰り返し三軸試験結果を行いせん断ひずみの累積挙動を 確認したところ, 圧縮側1.4%・伸長側6.6%に収斂する (図-19(a)). 砂の繰り返しせん断時の大ひずみの挙動では ある値に収斂した後に変形の局所化などにより再度ひず みが累積するとの報告<sup>8</sup>もあり、改良砂はせん断ひずみ が収斂することも耐震性の向上と粘り強さの要因と考え られる. さらに、圧密応力を100kPaから50kPaに小さく すると、せん断ひずみの収斂値はより小さくなり(図-19(b)), 有効応力に依存しない粘着力の繰返し載荷に対 する効果と推測される. その効果は圧密応力が小さくな る地表面近くで相対的に大きくなるといえる. 繰返しせ ん断挙動が卓越する護岸から海底面にかけての地表面付 近で改良砂が安定してひび割れの発生による間隙水の吸 水を抑制できることが遠心実験で確認された粘り強さの 要因の一つと考えられる.

#### b) 遠心模型実験による効果と粘り強さの評価

全域改良Cs3の300gal加振の時刻歴を図-20(c) に示す. 護岸変位は未改良砂図-20(a)や密砂図-20(b)と同様に加振中に一様に累積するが変位量は1.0m以内と小さい. 過剰間隙水圧は上昇するが300gal加振でも水圧比1.0に至ることはなく有効応力がゼロとはならない. せん断挙動が卓越した護岸直下W2や法尻W5でも基本的に正値(体積収縮)が卓越して穏やかな振幅を示す. このことから, 改良砂が加振中に一様で安定的な材料として挙動し, その他ケースで破壊の局所化がみられた護岸直下や法尻部での挙動が安定していることが,遠心模型実験で薬液改良の耐震性が高く粘り強さの要因と考えられる.

室内試験および遠心模型実験より考察される薬液改良の効果と粘り強さの要因を以下に示す.

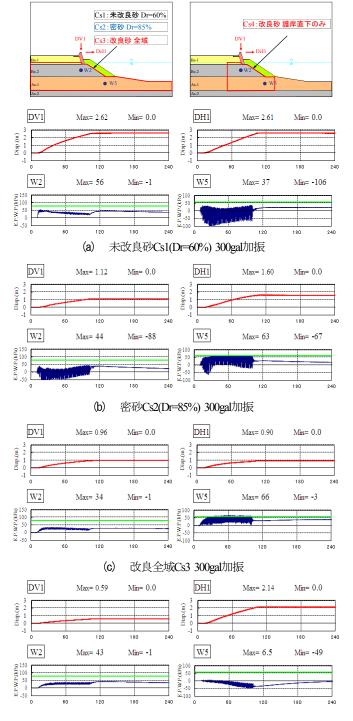
①室内試験から、改良砂は再圧密時の体積ひずみを抑制して圧密挙動に対する抵抗性が高い. 粘着力の効果等により繰返し載荷を受けても有効応力がゼロとはならず、せん断に対する微小抵抗領域がみられず加振毎に累積されるせん断ひずみが小さい. さらに、せん断ひずみ累積値はある値に収斂する.

②遠心模型実験から、改良砂は繰返し載荷を受けても有 効応力がゼロとはならず一様で安定的な材料として 挙動し、未改良砂や密砂でみられた護岸直下や法尻 部での破壊の局所化が生じずに安定した挙動を示す。

#### (4) 耐震対策の最適化

図-10の変形量の累積から、護岸直下のみの改良Cs4でも効果を有し、特に防潮堤の性能で重要となる護岸沈下に対しては粘り強い対策となることが確認できた.

実験Cs4の300gal加振の時刻歴を図-20(d),図付-6に示す. 法尻付近で隣接する改良砂W5と未改良砂W6の過剰間隙 水圧を比べると、改良砂W5では加振中において負圧が



(d) 改良護岸直下のみCs4 300gal加振

図-20 護岸変形DH1・DV1と過剰間隙水圧W2・W5の時刻歴

一様に累積して正のが 心が少 (体積膨張)が発生する. 初期の有効圧力50kPaとほぼ同程度の負圧が発生し, 有効応力は初期値の2倍程度にまで増加してせん断変形に対する抵抗が増加する. 一方, 未改良砂W6では水圧比1.0に至る完全液状化に達する.

このことから、せん断挙動が卓越する護岸直下から海 底面にかけての地表面では、未改良砂では不透水境界が 保持できなくなり、せん断変形に伴うダイレイタンシー(体積膨 張)により地表面からの間隙水の吸水軟化が進行してせ ん断抵抗が低下したものと推測される.一方,改良砂では地表面付近であっても,間隙がゼリー状の材料で置換されるために,不透水境界が保持され,正のダイレイタンシー(体積膨張)が発生しても有効応力の増加によりせん断抵抗は増加するものと推測される.

未改良砂および改良砂に対する透水試験結果<sup>1)</sup>を表-5に示す。同一条件で比較するため相対密度は共にDr=60%で管理されている。改良砂の透水性は未改良砂に対して1/100~1/1000に低下しており、薬液改良により不透水境界が保持されやすくなるものと判断される。

表-5 透水試験結果1)

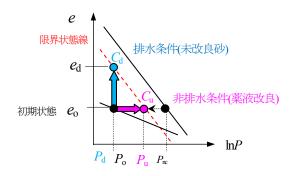
土の種類	試験方法	透水係数k(cm/s)		
上でが生実	<b></b>	未改良土	改良土	
相馬砂	定水位	1.33×10 <sup>-2</sup>	3.75×10 <sup>-5</sup>	
羽田砂	変水位	3.25×10 <sup>-4</sup>	1.09×10 <sup>-6</sup>	

遠心模型実験での改良体と未改良地盤の連成と間隙水の移動に着目した効果と要因は以下のとおり考察される. ①不透水境界保持

不透水境界により非排水条件が保持され膨張的な挙動に対しも地表面からの吸水・浸透・軟化を抑制する.

#### ②有効応力増加による変形抵抗の増加

正のダイレイタンシー(体積膨張)が発生しても有効応力の増加によりせん断抵抗が増加する.



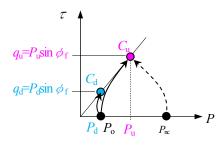


図-21 正のダイレイタンシーの排水・非排水条件での挙動

これらの要因を粘性土の過圧密状態からの非排水の単調せん断時の挙動に例え図-21に模式的に示す.改良砂では不透水境界により非排水条件が保持されるため、初期状態Poから単調せん断を行うと、正の体積ひずみ(正

のがu(P(y)-)と同じだけ土骨格が収縮するように有効応力は増加して限界状態 $C_u$ に至る。未改良砂では非排水状態が保持できないと仮定すると,正の体積ひずみと同体積の間隙水が外部から流入する。間隙比 $e_o$ から $e_d$ へ増加して緩い状態となり限界状態 $C_d$ に至る。排水状態の限界状態の有効応力 $P_u$ より小さくなりせん断強度 $q_d$ も低下する。

不透水境界が保持されると有効応力が低下してもせん 断ひずみの増加に伴いせん断強度が回復するサイクリックチヒビリ ティーの効果が期待できるが、不透水境界が保持されない 状態で繰返し載荷を受けると強度回復が期待できず、未 改良砂で地盤変形量が増加した要因の一つと推測される.

#### 5. まとめと今後の展望

遠心模型実験を行い傾斜式護岸の溶液型薬液改良による耐震対策に関する検討を行った. その結果, 以下の知見を得ることができた.

#### (1) 傾斜式護岸の地震時挙動

基礎地盤の液状化に伴い軟化した状態で繰り返しせん 断を受けて護岸と地盤が一体となって海側に変位・沈下 する地震時挙動が確認された. 護岸直下から法面にかけ ては地震レベルの増加とともにせん断変形が卓越して, 地盤変形が急増する局所化がみられた. 対策においては それら領域の安定性確保が効果的である.

#### (2) 溶液型薬液改良の効果と粘り強さの要因

薬液改良は護岸や地盤変位の急増を抑制する粘り強い対策である。その要因は、粘着力等の効果で繰返し載荷時のひずみ累積が低減されるとともに、不透水境界形成により間隙水の移動が抑制されせん断変形による正のダイレイタンシーに対して負の過剰間隙水圧が発生して有効応力が高まりせん断抵抗が高まるものと考察される。

#### (3) 改良範囲の最適化

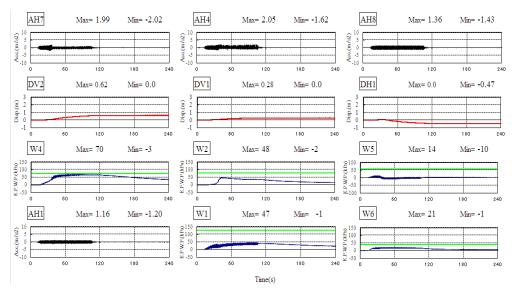
護岸直下のみの改良でも耐震性が高まる効果が確認でき, コストと性能の両立を目指した最適化が可能である.

#### (4) 今後の展望

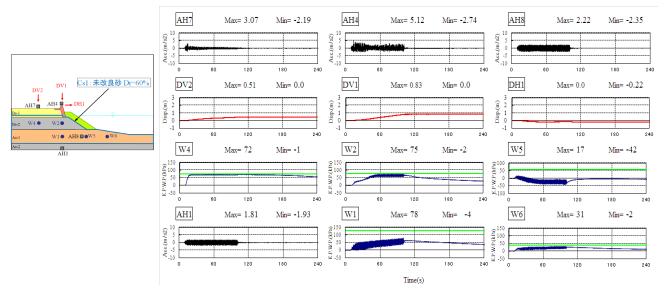
今後は、遠心模型実験結果の再現解析を行い、傾斜式護岸の地震時挙動の解明、溶液型薬液改良の効果と粘り強さの定量的な評価ならびに最適化について詳細な検討を行う必要がある。検討に際しては、粒状体としての液状化時の収縮的挙動だけでなく膨張的挙動さらには間隙水の移動を表現できる有効応力解析法<sup>9</sup>を選定する。

#### 付録

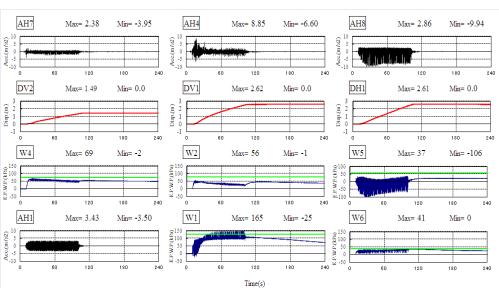
未改良砂Cs1(Dr=60%)の100gal, 170gal, 300gal加振の時刻歴を付図-1, 付図-2, 付図-3, に示す. 密砂Cs2(Dr=85%), 改良全域Cs3, 改良護岸直下のみCs4の各ケースの300gal加振の時刻歴を付図-4, 付図-5, 付図-6に示す.



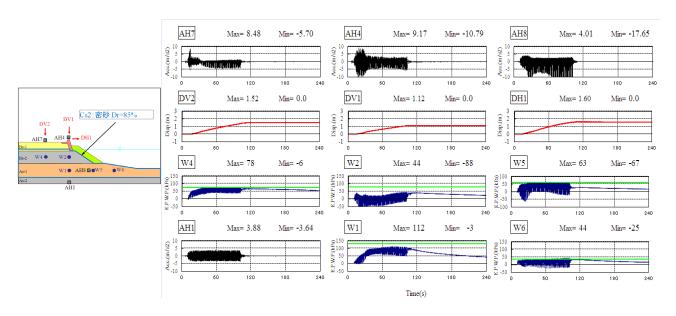
図付-1 未改良砂 Cs1(Dr=60%) 100gal 加振の時刻歴



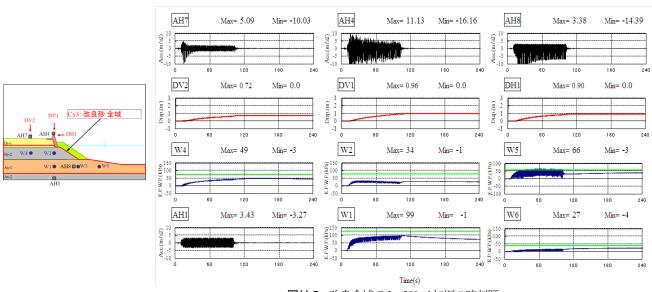
図付-2 未改良砂 Cs1(Dr=60%) 170gal 加振の時刻歴



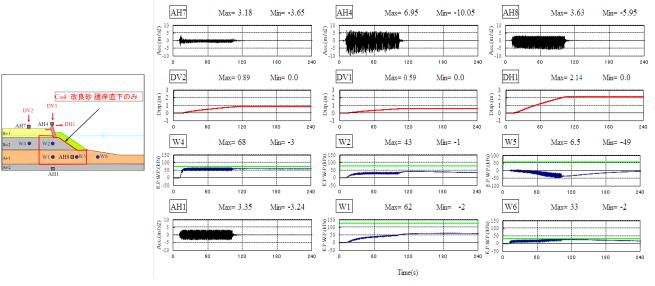
図付-3 未改良砂 Csl(Dr=60%) 300gal 加振の時刻歴



図付-4 密砂 Cs2(Dr=85%) 300gal 加振の時刻歴



図付-5 改良全域 Cs3 300gal 加振の時刻歴



図付-6 改良護岸直下のみ Cs4 300gal 加振の時刻歴

#### 参考文献

- 1) 財団法人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(2010年版),平成22年6月.
- 社団法人日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説,平成19年7月.
- 3) 海岸保全施設技術研究会編:海岸保全施設の技術上の基準・同解説,2004.
- 4) 山崎浩之,善功企,河村健介:溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用,港湾空港技術報告,第41巻,第2号,pp.1191-151,2002.
- 5) 風間基樹,仙頭紀明,鈴木崇,林健太郎,河村健介, 大島貴充:溶液型薬液改良砂の繰返し載荷後の非排 水せん断特性,第 41 回地盤工学研究発表会,pp.785-786,2006.
- 6) 大島貴充,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り返し

- 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.
- 7) Iai, S. Tobita, T. and Nakahata, T.: Generalised scaling relations for dynamic centrifuge tests. Geotechniaue, 55(5),355-362, 2005.
- 8) 清田隆, 佐藤剛司, 古関潤一: 中型中空ねじり試験 機による大ひずみ液状化試験, 東京大学生産研究所, 第60巻2号, 2008.
- Iai,S.Tobita,T.Ozutsumi,O.and Ueda,K: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35,pp.360-392,2010.

# STUDY ON THE COASTAL EMBANKMENT TO OPTIMIZE SEISMIC COUNTERMEASURES AND TO EVACULATE DUCTILITY OF PERMEABLE GROUTING METHOD

## Tomohiro NAKAHARA, Susumu IAI, Tetsuo TOBITA, Masaaki MITOU, Kouki SASAKI and Hajime ISE

Coastal embankment has been constructed to protect coastal area for earthquake and tsunami. But seismic-resistant shortage is pointed out. To improve the disaster prevention performance, seismic countermeasures should be optimized both performance and cost, and evaluated ductility for Huge earthquake hard to collapse. In this study intended for permeable grouting method and examine effect and ductility by centrifuge model tests. It is proved that under the sea wall remarkable share deformation occurs due to liquefaction, so improvement this area is quite effective and seismic-resistant can be optimized. It is confirmed that permeable grouting method has peculiar ductility which primary factor is cohesion. Deformation characteristic is improved to the cyclic shear loading, seepage of pore water is restricted and with dilatancy of soil an effective stress increased and shear resistance became higher.