

固化系液状化対策工における地盤免震設計法

伊藤 浩二 大内 一

Design Procedure for Soil Improvement to Prevent Liquefaction Considering Ground Isolation Effect

Koji Ito Hajime Ouchi

Abstract

This paper describes a design procedure for slurry or infusion types of soil improvement to prevent liquefaction considering ground isolation effect. Centrifuge model tests and numerical analyses of retaining wall were carried out to clarify the ground isolation effect resulting from allowable sliding of an improved rigid body during an earthquake. A design chart showing the relationship between safety factor against sliding and amount of improved body sliding is presented on the basis of these model tests and numerical calculation results. The design procedure is formulated by combining this simple chart with a conventional design procedure. It is concluded that for two types of soil improvement, resting on supported ground under an allowable displacement of 0.2m and on unimproved ground under an allowable displacement 0.5m, the improved soil volume was reduced to almost 50 to 60% and the retaining wall volume to 70 to 80%.

概 要

改良体の滑動を許容した固化系の液状化対策工に関して、遠心力模型振動実験と地震応答解析を実施した。改良体上の擁壁に関する遠心力実験より、滑動を許容した地盤免震は、改良体の地震時滑動力、擁壁の躯体ひずみを低減できることを確認した。遠心力実験、地震応答解析に基づいて、改良体の滑動安全率(設計水平震度の低減係数)と許容滑動量関係の簡易図と従来設計法を併用した、地震時滑動量を要求性能とする地盤免震設計法を提案した。改良体上の擁壁の試設計より、支持地盤まで改良した免震化の着底型(許容滑動量0.2m)、原地盤を残した免震化の残置型(許容滑動量0.5m)は、支持地盤まで改良した従来法の着底型(許容滑動量0m)と比較して改良数量を50～60%、擁壁の躯体数量を70～80%に低減できることがわかった。

1. はじめに

地震時の液状化が予想される軟弱地盤に建設される構造物では、構造物周辺、直下の液状化地盤の下端深度まで深層混合処理、浸透固化処理等の固化系の液状化対策が実施される場合がある。固化系の液状化対策工の設計では、改良体の滑動に関する外的安定の確保から、水平方向、深度方向に広範囲の液状化対策が必要となる場合が多い。また、改良体の滑動を許容しないことから、改良体上の構造物へ地震力が直接伝達され、構造物の設計水平震度の低減が期待できない。

固化系の液状化対策では、改良体の滑動安全率に関する外的安定の拘束を緩和し、改良体の地震時滑動量を要求性能として滑動を許容した設計が考えられ、その結果、施工数量の低減、施工工期の短縮が可能となる。また、改良体の滑動を許容することにより一種の地盤免震効果が期待でき、構造物の躯体数量の低減も可能となる。

本研究では、改良体の滑動を許容した固化系の液状化対策工に関して、遠心力模型振動実験、地震応答解析より地盤免震の効果、成立性を把握した。次に、改良体の滑動を許容した地盤免震を考慮した固化系の液状化対策工の設計法を考案し、従来法と免震化法の比較からその効果を提示した。

2. 従来設計法

Fig. 1に固化系の液状化対策工の設計における改良体の地震時滑動力算定法を示す¹⁾。従来設計法による改良範囲は、一般に、動土水圧、改良体慣性力、改良体底面に作用するせん断抵抗力を用いて算定する滑動安全率 $F_s = 1.0$ の外的安定の確保で決定される場合が多い。したがって、経済的な固化系の液状化対策工の設計では、改良体の滑動の許容あるいは動土水圧、改良体慣性力等の地震時滑動力の低減が必要となる。

3. 遠心力模型実験

3.1 実験方法

Table 1, 2に実験ケースと各ケースの滑動安全率, Fig. 2にCase 1, 2の模型地盤と計器配置を示す。改良形式は, 支持地盤までの改良を着底型, 原地盤の一部を残す改良を残置型, 支持地盤に根入する改良を根入型とし, 滑動安全率は, 従来法に基づいて算定した¹⁾。

実験では, 固化系の液状化対策を想定した改良体と逆T型擁壁を対象とし, 剛土槽(1900×800×600mm)に仕切板を設置し, 1つの土槽で改良形式, 改良深度, 滑動安全率が異なる2ケースを同時に加振した。遠心加速度は50Gとし, Fig. 2では模型縮尺1/50の寸法を示している。

擁壁背後地盤, 原地盤, 支持地盤は砂砂6号, 模型地盤底部は碎石, 間隙水は50cStのシリコン油を用いた。改良体はアルミ製の函体(250×400×200mm, 160mm)で原地盤の飽和密度と等しくなるように重量調整し, 擁壁と改良体は一体とした。入力波は振動数60Hz, 加速度振幅10G, 波数20波の正弦波とし, データは加振後の過剰間隙水圧の消散までを収録した。

3.2 実験結果

Table 3に模型地盤の諸元, Fig. 3にCase 1, 2の主な時刻歴の比較を示す。ここで加速度は谷側を正, 変位は山側を正, ひずみは山側への曲げを正とした。改良体の

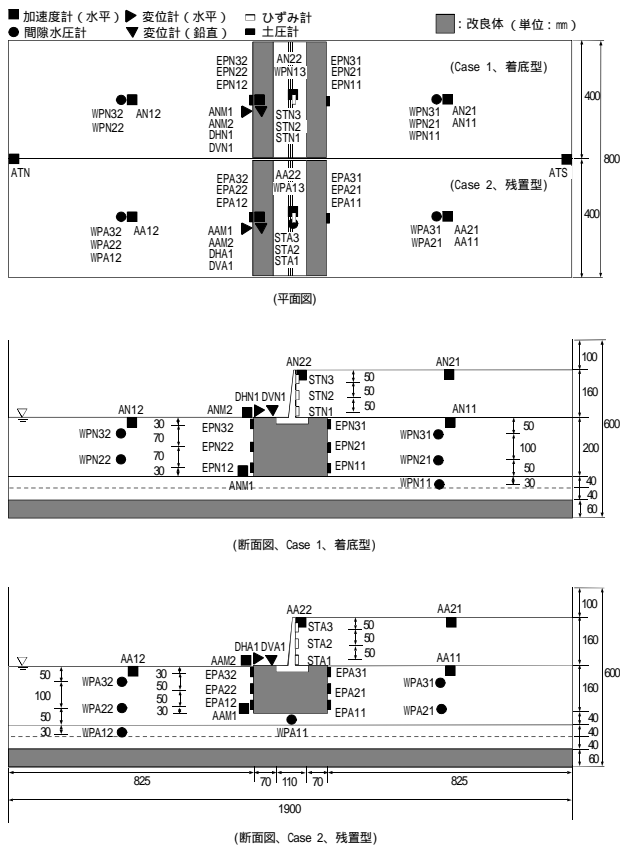


Fig. 2 実験ケース (Case 1, 2)
Experimental Cases (Case 1, 2)

加速度ANM2, AAM2は谷側への滑動により負側の波形がスパイク状となり, 正側の振幅は入力波より低減される。

谷側の過剰間隙水圧比WPN22は原地盤全層で完全液状化し, 山側では原地盤深部WPN21で完全液状化するものの原地盤浅部WPN31で準液状化となる。改良体直下WPA11は, 擁壁背後地盤からの初期せん断の影響で, 負圧を生じながら漸増し準液状化である。改良体の水平変位DHN1, DH

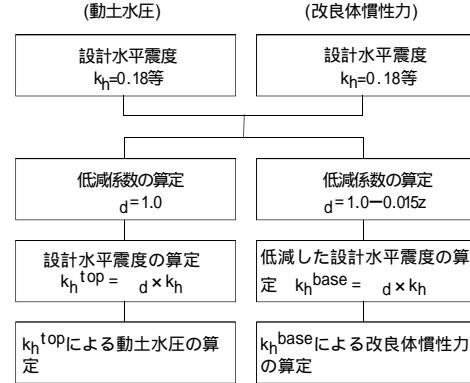


Fig. 1 従来の改良体滑動力算定法
Conventional Design Procedure for Soil Improvement to Prevent Liquefaction

Table 1 実験ケース
Experimental Cases

加振ケース	実験ケース	改良形式	支持地盤層厚 (m)	液状化層厚 (m)	改良深度 (m)	根入長 (m)
加振 1	Case 1	着底型	2	10	10	0
	Case 2	残置型	2	10	8	-
加振 2	Case 3	根入型	4	8	10	2
	Case 4	着底型	4	8	8	0
備考			背後地盤層厚 8 m、改良幅 12.5 m			

Table 2 滑動安全率
Safety Factor against Sliding

実験ケース	改良体、擁壁、背後地盤慣性力 (kN/m)	改良体、擁壁土水圧合力 (kN/m)	初期せん断力 (kN/m)	根入受働土水圧合力 (kN/m)	改良体底面摩擦力 (kN/m)	滑動安全率
Case 1	586	614	1094	0	1516	0.66
Case 2	494	462	875	0	913	0.50
Case 3	583	808	1066	1340	1502	1.16
Case 4	491	453	853	0	1313	0.73
備考	設計水平震度 : $k_h = 0.2$ 背後地盤、原地盤 : $\phi = 30^\circ, \phi = 15^\circ, K_{EA} = 0.436$ 支持地盤 : $\phi = 40^\circ, \phi = 20^\circ, K_{EA} = 0.503, K_{EP} = 7.556$					

Table 3 模型地盤の諸元
Physical Properties

加振ケース	模型地盤	材料	乾燥密度 d (t/m ³)	飽和密度 d_{sat} (t/m ³)	相対密度 D_r (%)
加振 1	背後地盤	砂砂 6 号	1.395	-	64
	原地盤		1.395	1.849	64
	支持地盤		1.529	1.935	103
加振 2	碎石層		1.561	1.960	-
	背後地盤		1.360	-	52
	原地盤		1.360	1.827	52
加振 1, 2	支持地盤	1.518	1.928	99	
	碎石層	1.551	1.953	-	
	間隙流体	シリコンオイル (50 cSt)	0.96	-	-
	改良体、擁壁	アルミ製	1.877	-	-

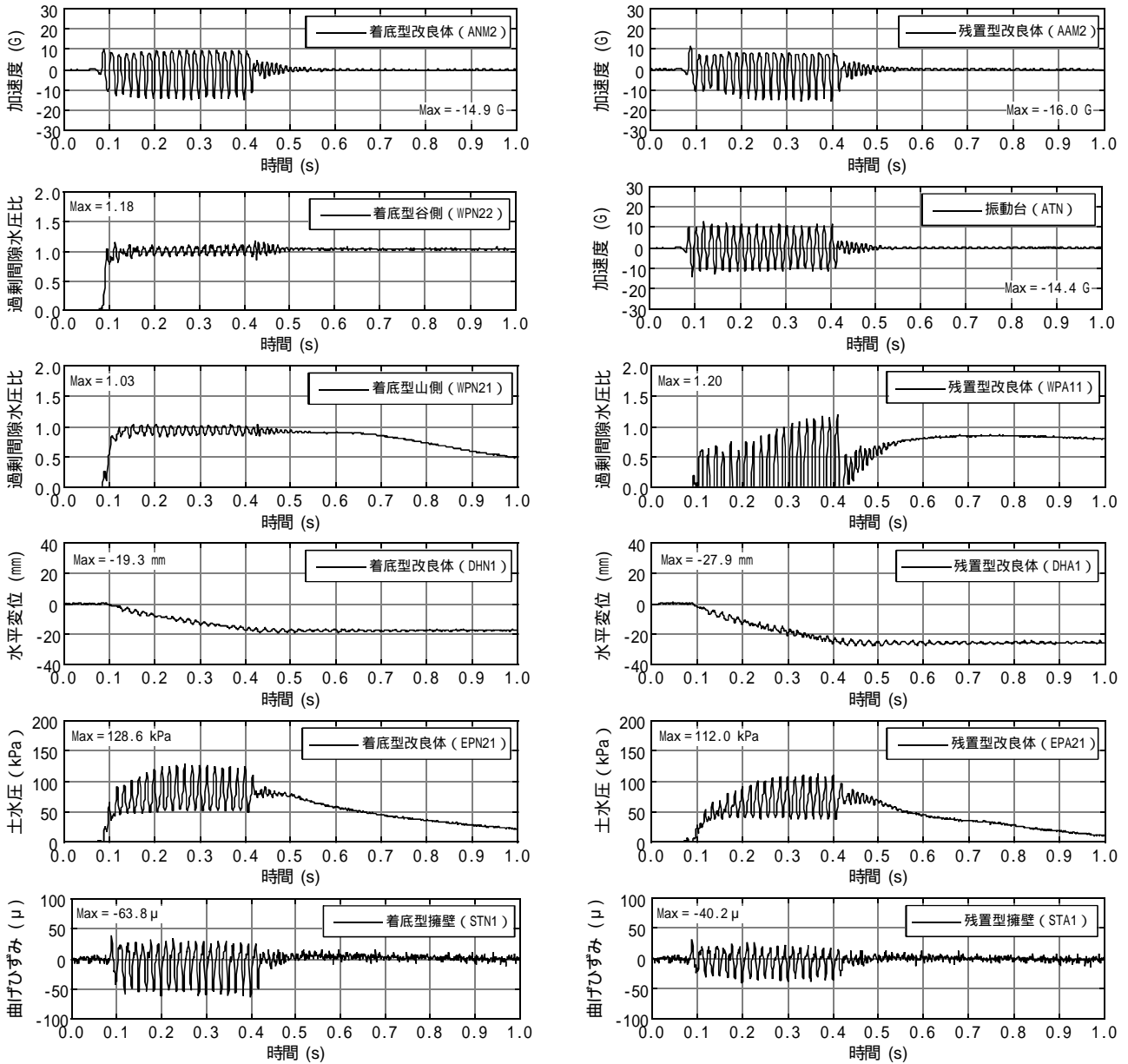


Fig. 3 時刻歴波形(Case 1, 2)
Time Histories(Case 1, 2)

A1は滑动安全率の減少に応じて谷側への滑动が増加する。改良体の土水圧EPN21, EPA21は、改良体の加速度ANM2, AAM2と対応した波形となり、Case 2の改良体慣性力、動土水圧による地震時滑动力はCase 1より低減される。擁壁基部の曲げひずみSTN1, STA1は、滑动安全率の減少、改良体の滑动の増加に応じて低減される。

Fig. 4に各ケースの改良体の滑动安全率と滑动量の関係を示す。ここで、根入型のCase 3では、改良体直下の支持地盤で準液状化となり²⁾、滑动安全率が1.16であるものの14.6mmの滑动が生じた。したがって、Fig. 4の各ケースの滑动量は、Case 3の滑动量を差し引いて評価した。改良体の滑动量は、根入型、着底型、残置型の順で滑动安全率の減少に応じて増加する。曲げひずみの関係を示す。擁壁の曲げひずみは、改良体の滑动を許容すること

により低減されており、地盤免震による地震力の低減が可能である。

Fig. 5に各ケースの改良体の滑动安全率と擁壁基部の

4. 地震応答解析

4.1 解析方法

Fig. 4の改良体の滑动安全率と滑动量の関係を補間するために地震応答解析を行った。地盤免震では、改良体の並進、回転を積極的に生じさせることにより、改良体、構造物への地震力の低減を期待する。そこで、Fig. 6の改良体周辺で一様に液状化が生じた場合を想定した解析モデルを用いて、回転ばねの定数を $K_R =$ (並進のみ)から $K_R = 0$ (回転のみ)まで低減し、剛体壁の並進と回転を許容

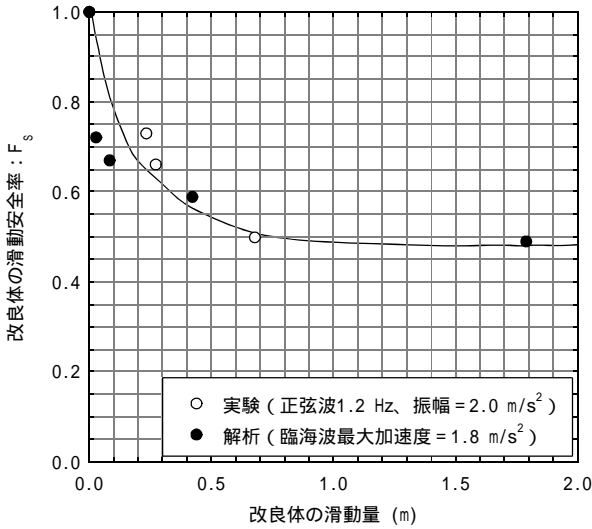


Fig. 4 改良体の滑動安全率と滑動量
Relationship between Safety Factor against Sliding and Amount of Improved Body Sliding

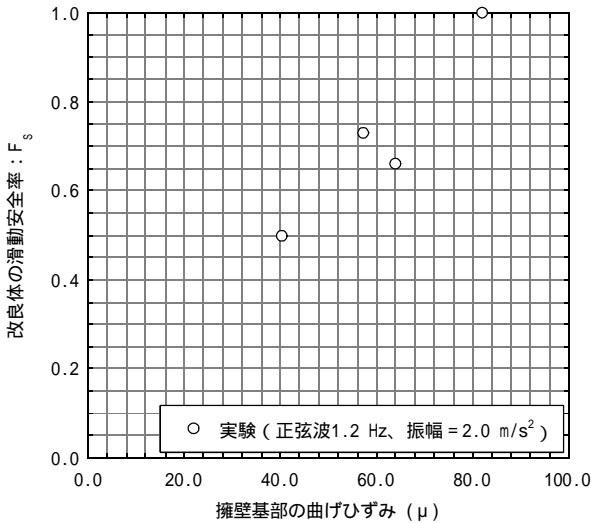


Fig. 5 改良体の滑動安全率と曲げひずみ
Relationship between Safety Factor against Sliding and Bending Strain at Bottom of Wall

した動水圧の算定方法を検証した。

Fig. 7に理論動水圧³⁾との比較を示す。ここに $k_m g$, $k_d g$ は、剛体壁の頂部加速度 $k^{top}g$, 底部加速度 $k^{base}g$, 重力加速度 g で定義した並進加速度 $(k^{top} + k^{base})g/2$, 回転加速度 $(k^{top} - k^{base})g/2$ である。理論動水圧と解析結果は概ね対応し, Fig. 6の解析モデルにより, 改良体の並進と回転が生じる地震時動水圧を適切に評価できる。ここで, 並進のみ, 並進と回転が同時に生じる場合の理論動水圧は(1), (2)式で近似され, 動水圧は回転の考慮により低減される。

$$p(z) = \frac{7}{8} \rho_f g k_h^{top} \sqrt{Hz} \dots \dots \dots (1)$$

$$p(z) = \frac{7}{8} \rho_f g k_h^{top} \sqrt{Hz} - \frac{7}{8} \rho_f g k_h^d \left(\frac{4}{\pi} \right) \sqrt{Hz} \dots \dots \dots (2)$$

ここ各ケースの改良体の滑動安全率, Fig. 9にCase 2の解析モデルを示す。解析では, 簡便のため改良体の並進

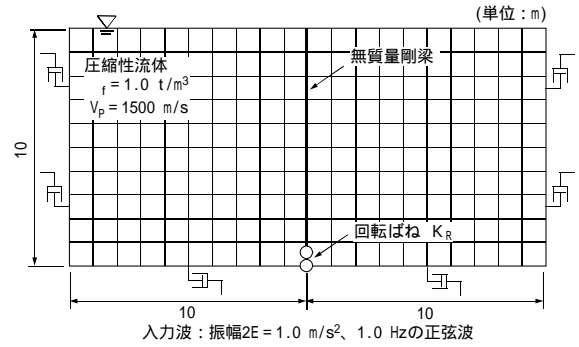


Fig. 6 解析モデル
Analytical Model

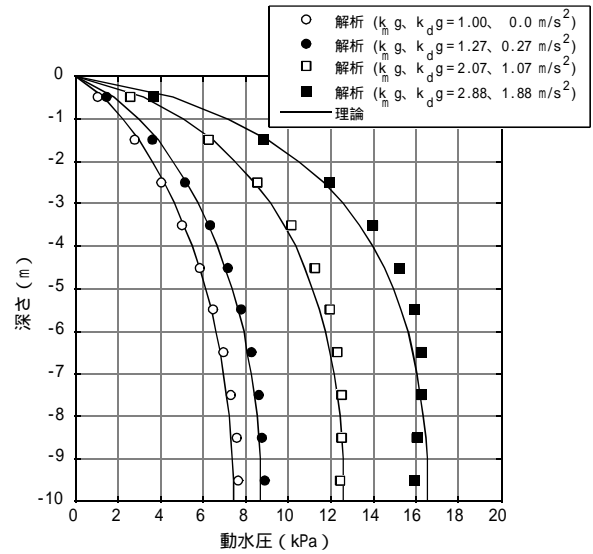


Fig. 7 動水圧分布の比較
Comparison Theoretical and Computed Dynamic Water Pressure

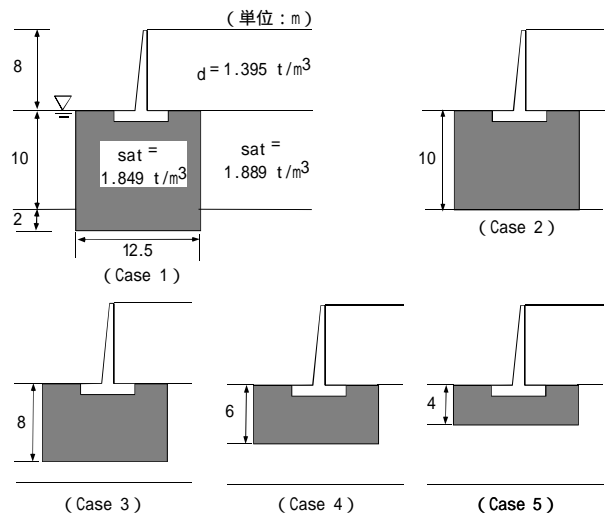


Fig. 8 解析ケース
Analytical Cases

のみを許容し, 改良体, 擁壁, 背後地盤慣性力, 擁壁土圧合力をに ρ_f : 質量密度, H : 水深, z : 深度である。

Fig. 8に滑動量を算定した解析ケース, Table 4に集中

Table 4 滑動安全率
Safety Factor against Sliding

解析ケース	改良体、擁壁、背後地盤慣性力 (kN/m)	改良体、擁壁土水圧合力 (kN/m)	初期せん断力 (kN/m)	改良体底面摩擦力 (kN/m)	滑動安全率
Case 1	521	572	1094		
Case 2	521	572	1094	1584	0.72
Case 3	439	432	875	1174	0.67
Case 4	358	323	656	785	0.59
Case 5	276	245	437	470	0.49

備考
設計水平震度 : $k_h = 0.18$
背後地盤、原地盤 : $\delta = 30^\circ$ 、 $\delta = 15^\circ$ 、 $K_{EA} = 0.419$
支持地盤 : $\delta = 40^\circ$ 、 $\delta = 20^\circ$ 、 $K_{EA} = 0.503$ 、 $K_{EP} = 7.556$

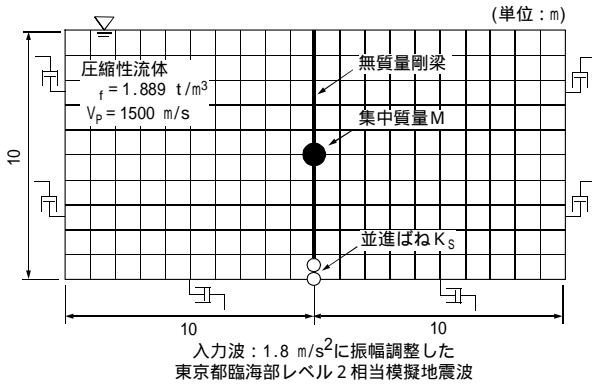


Fig. 9 解析モデル(Case 2)
Analytical Model(Case 2)

質量、背後地盤重量による等分布荷重を改良体底面の初期せん断力で考慮した。並進ばねの復元力特性は最大滑動抵抗力 F_{max} の剛塑性ばねとし、滑動が生じないCase 1では、 $F_{max} = \text{kN/m}$ で改良体の地震時滑動力を適切に算定できることを確認した。入力波は、Fig. 10の東京都レベル2相当模擬地震波を 1.8 m/s^2 に振幅調整した。

4.2 解析結果

Fig. 11にCase 3の時刻歴を示す。地震時滑動力が最大滑動抵抗力 F_{max} を超過し改良体が滑動する場合、山側から改良体に作用する動土水圧は一定値となる。改良体の滑動量は、Case 2で0.025m、Case 3で0.082m、Case 4で0.42m、Case 5で1.79mである。

Fig. 4に各ケースの改良体の滑動安全率と滑動量の関係を示す。解析結果は、遠心実験と同様に、滑動安全率の減少と伴に改良体の滑動量が増加する。

5. 地盤免震設計法

Fig. 12に地盤免震を考慮した改良体の地震時滑動力算定法を示す。地盤免震設計法では、Fig. 4を根入型、着底型、残置型の改良体の滑動量を要求性能とした場合の設計水平震度の低減係数を設定する簡易図に相当すると考え、Fig. 4から改良体の要求性能として地震時許容滑動量を設定し、許容滑動量に応じた設計水平震度の低減係数の考慮、(2)式による改良体の並進と回転を考慮した動土水圧の低減が従来設計法と異なる。

Fig. 13に地盤免震の設計対象を示す。逆T型擁壁に対

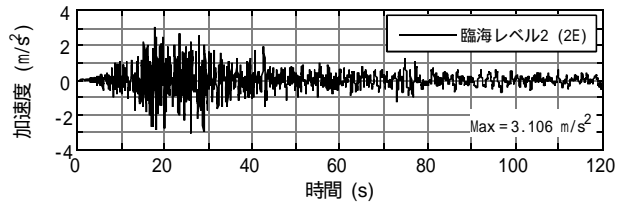


Fig. 10 東京都レベル2相当模擬地震波(2E)
Earthquake Motion

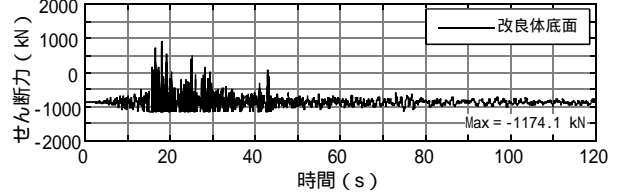
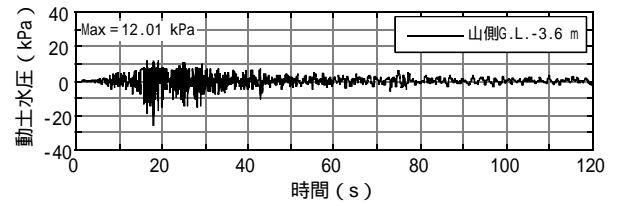
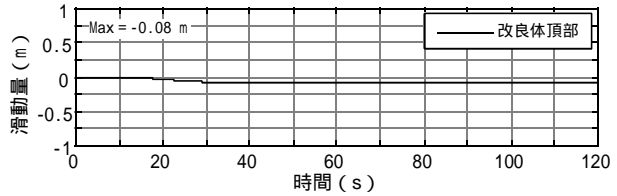


Fig. 11 時刻歴波形(Case 3)
Time Histories(Case 3)

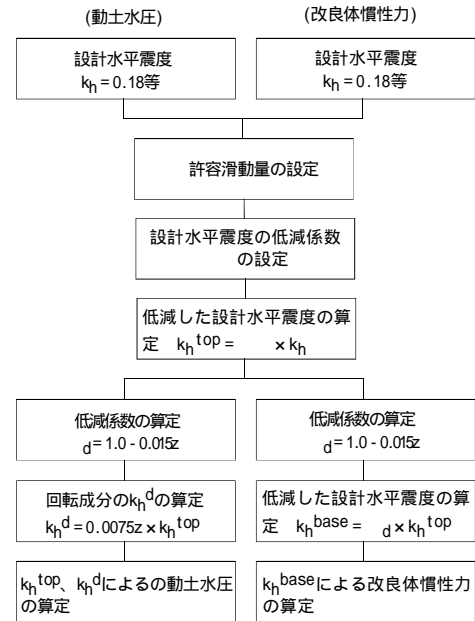


Fig. 12 地盤免震における改良体滑動力算定法
Design Procedure for Soil Improvement to Prevent Liquefaction Considering Ground Isolation Effect

し固化系の液状化対策を想定し、外的安定の滑動安全率 S_s は、根入型と着底型、残置型でそれぞれ定義した。Fig. 14に従来設計法から得られる根入型と着底型、残置型の

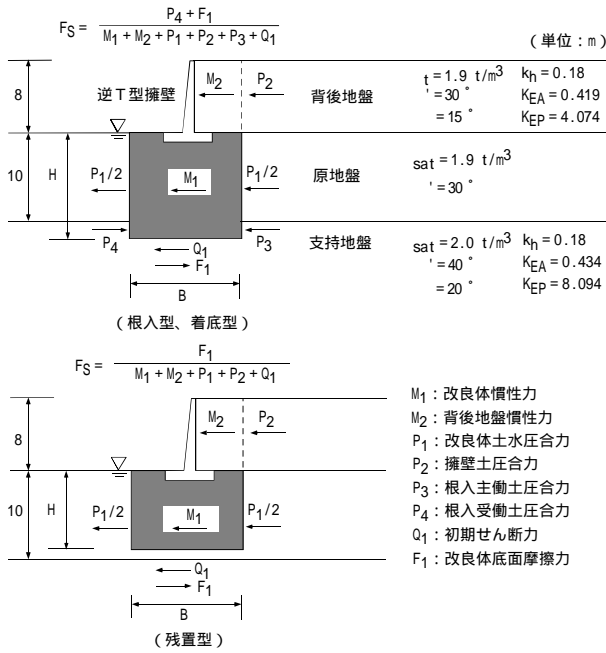


Fig. 13 設計対象
Example of Design Procedure

滑動安全率 F_s と改良幅 B の関係を示す。

Fig. 4より、改良体の要求性能として許容滑動量を0.2m, 0.5mと設定した場合、改良体の滑動安全率は、それぞれ約0.7, 0.5である。したがって、Fig. 14より、従来法の着底型(許容滑動量0m)で $B = 22.0\text{m}$, 免震化の着底型(許容滑動量0.2m)で $B = 13.7\text{m}$, 免震化の残置型(許容滑動量0.5m)で $B = 14.7\text{m}$ となる。Fig. 15に従来法, 着底型, 残置型の改良範囲を示す。改良数量は、免震化により従来法の約50~60%に低減される。

Fig. 15の改良諸元において、Fig. 12に基づいて算定した背後地盤慣性力、擁壁土圧合力による擁壁に作用する全水平力は、従来法の着底型(許容滑動量0m)で501kN/m, 免震化の着底型(許容滑動量0.2m)で313kN/m, 免震化の残置型(許容滑動量0.5m)で282kN/mである。免震化による全水平力は、Fig. 5の遠心実験で得られた擁壁基部の曲げひずみが従来法の着底型で81.9 μ , 免震化の着底型で63.8 μ と57.3 μ , 免震化の残置型で40.2 μ の低減傾向と概ね対応し、擁壁の発生応力から評価した躯体数量は従来法の約70~80%に低減される。

6. まとめ

本研究で得られた知見は、以下の通りである。

- 1) 改良体の滑動を許容した地盤免震は、改良体の地震時滑動力、改良体上の擁壁の躯体ひずみを低減できることを確認した。
- 2) 改良体の滑動安全率(設計水平震度の低減係数)と許容滑動量関係滑動量0.2m, 残置型(許容滑動量0.5m)は、従来法の着底型(許容滑動量0m)と比較して改良数量を50~60%, 躯体数量を70~80%に低減できる。の簡易図

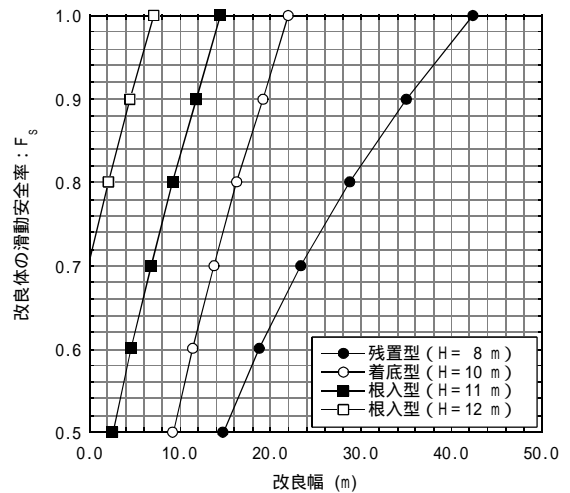


Fig. 14 滑動安全率と改良幅
Relationship between Safety Factor against Sliding and Improved Soil Width

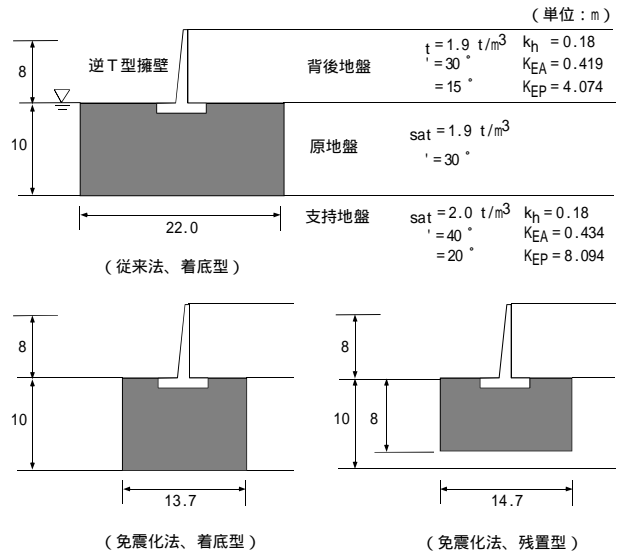


Fig. 15 改良範囲の比較
Comparison of Improved Soil Volume

と従来設計法を併用した地盤免震設計法を提案した。

- 3) 擁壁の地盤免震の試設計より、免震化の着底型(許容

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案), 共同研究報告書, 第186号, pp.109~135, (1999)
- 2) 松尾修, 岡村未対, 田本修一：法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書, 土木研究所資料, 第3688号, (2000)
- 3) 伊藤浩二, 鈴木吉夫, 奥村良介, 原田健二：液状化対策用深層混合処理改良地盤に作用する地震時滑動力の評価法, 第54回土木学会年次学術講演会, pp.250~251, (1999)