

鋼板セル式岸壁の地震時挙動に関する研究

A study on the behavior of cellular-bulkhead quay wall during earthquake

佐藤 成*, 竹信正寛**, 小濱英司***, 清宮 理****

Shigeru Sato, Masahiro Takenobu, Eiji Kohama and Osamu Kiyomiya

*工修, パシフィックコンサルタンツ株式会社 (〒163-0730 東京都新宿区西新宿 2-7-1)

**工修, 独立行政法人港湾空港技術研究所地盤構造部地震防災研究領域 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

***工博, 国土交通省関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所 (〒221-0053 横浜市神奈川区橋本町 2-1-4)

****工博, 早稲田大学教授, 創造理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1)

Under water shake table test and 2-dimensional effective stress seismic response analyses were conducted to investigate the behavior of cellular-bulkhead quay wall structure model. The results show that the settlement and horizontal displacement of bulkhead was caused by shear strain accumulation of cell fills. Results of dynamic response analysis is almost agreement with those of the shaking table test. Seismic performance of cellular-bulk head quay wall is verified.

Key Words: cellular-bulkhead quay wall, seismic response analysis, Shaking table test

キーワード: 鋼板セル式岸壁, 地震応答解析, 水中振動台実験

1. はじめに

鋼板セル式岸壁は、あらかじめ製作された鋼製円筒体セルを海底地盤に設置あるいは打ち込み、中詰めによって柱状構造物とした後、隣接する相互の柱状構造物を円弧状の鋼板アークで接続し、さらにこれを中詰めして築造される壁状構造物である。この工法は止水性に優れ、大水深や急速施工にも適した特徴を有しており、また、兵庫県南部地震(1995年, M7.2)において、重力式岸壁のように、函体同士のズレのような大きな相対変位が生じないことも摩耶埠頭などの被災事例で確認されている¹⁾。

鋼板セル式岸壁の設計方法は、①中詰め土のせん断変形②地盤支持力③壁体の滑り出し④壁体天端の変位⑤円弧すべり安定性の各項目の照査を行って壁高や壁幅、根入れなどの諸元を決定し、かつ、肉厚を中詰め土圧による円筒体のフープテンションによって決定するものである²⁾³⁾。

平成19年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準」では、性能設計が採用されレベル1及びレベル2地震動に対して構造体の安定や変形を照査する。鋼板セル式岸壁の場合、今まで実施してきた模型実験等で確認されているように剛体的な挙動を呈する⁴⁾ことから重力式岸壁に準じて設計することができ

る。さらに、支持地盤を地盤改良した場合の変形抑制効果をレベル1地震動に対して照査用震度の低減という形で反映できる。このため、壁体高、壁体幅、根入長だけでなく、地盤改良の有無についても反映でき、合理的な断面を決定する汎用性の高い設計方法となっている⁵⁾。

鋼板セル岸壁の被災事例に関する模型実験および2次元地震応答解析によるシミュレーションは既に実施されているが、いずれも基礎地盤が置換砂の条件のため、地盤改良条件では確認されていない⁶⁾。

本研究では、改良地盤上に設置された鋼板セル式岸壁のレベル2地震動での挙動を検討するために、大型水中振動台を使用して1G場における模型振動実験を実施した。なお、鋼板セル式岸壁は、根入れを持たない置き鋼板セルと根入れを有する根入れ鋼板セルに分類されるが、今回は置き鋼板セルを対象とした。また、FLIP⁷⁾による2次元地震応答解析を実施し、既往の平面ひずみモデルによる解析方法の妥当性を確認し地震時の挙動について考察を行った。

2. 水中振動台実験

2.1 実験条件

図-1に実験模型断面図を示す。対象とする岸壁は

セル径が 0.8m, 海底面以深への根入れ D=0.0m, 高さ H=1.0m の形状である. これは水深-20m, セル径 24.5m, セル高 32m の耐震強化岸壁を模擬した 1/30 モデルである⁸⁾. 実断面は基礎地盤の CDM 改良効果を見込んだ照査用震度 0.18 を用いて安定計算を行い決定しており, レベル 2 地震時であっても短期間の復旧作業で機能が回復できるよう残留変位を抑制し, 構造物の損傷を軽微にとどめることを目標としたもので, 中詰土として砂岩ズリなどの液状化しない材料を用い, 埋立土は液状化対策などにより液状化しないことを前提としたものである⁹⁾¹⁰⁾

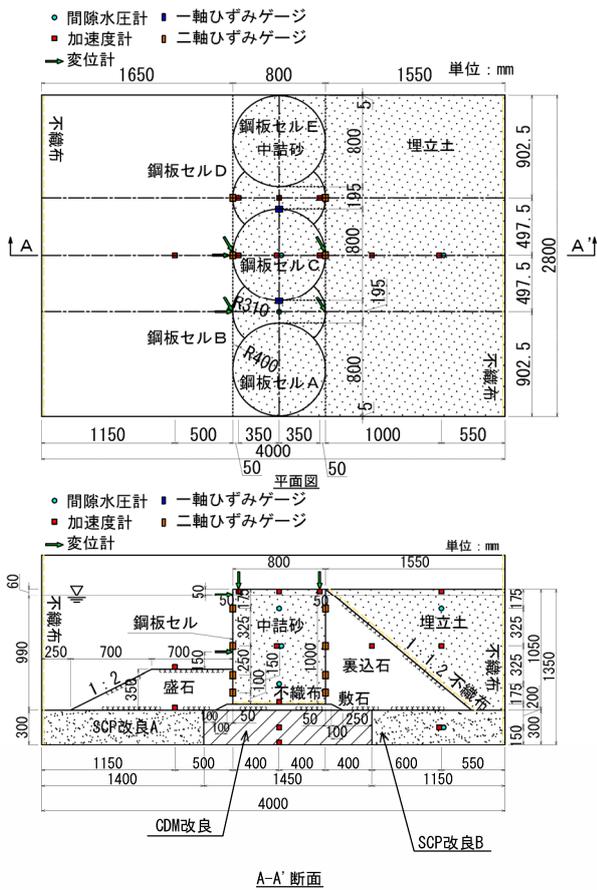


図-1 実験模型図

表-1 相似則と縮尺比

パラメータ	実物/モデル	縮尺比
長さ	λ	30
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	12.82
応力	λ	30
間隙水圧	λ	30
変位	$\lambda^{1.5}$	164.32
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5.48
透水係数	$\lambda^{0.75}$	12.82

実験に用いた土槽は, 長さ 4.0 m, 高さ 1.5 m, 奥行き 2.8 m の箱型の剛土槽である. 土槽底部に支持層

として SCP 改良層および CDM 改良層を有し, CDM 改良層の直上に敷石および鋼板セル式岸壁模型を設置した. 岸壁背後には裏込石および埋立土, 前面には盛石を設置した. なお, 相似則は表-1 に示すように 1G 場の相似則にしたがった¹¹⁾.

表-2 に使用材料と模型地盤の作成方法を一覧にして示す.

支持層である SCP 改良層および CDM 改良層は, 気中落下法で相馬硅砂 5 号を土槽内に投入し, SWEEP (加振周波数範囲 5Hz→50Hz, 周波数変化速度 0.05Hz/秒, 最大加速度 250Gal) で振動を与えることにより締め固めた. SCP 改良層および CDM 改良層は, 上下 2 層に分けて各層 1 回ずつ SWEEP 加振を行い, 非液状化層とするため相対密度 80 %以上の地盤を作製した. また, CDM 改良層は, 十分な強度を得るため, 予め相馬硅砂 5 号に重量比 5 %のセメントを混合し, SWEEP 加振後に水浸させることにより固結させた.

表-2 使用材料と作成方法

項目	材料	作製方法	備考
SCP 改良層	相馬硅砂 5 号	気中落下法 SWEEP 加振 (2層各 1 回加振)	相対密度 $D_r > 80 \%$
CDM 改良層	相馬硅砂 5 号 + セメント	気中落下法 SWEEP 加振 (2層各 1 回加振) + セメント改良	セメント 重量比 5%混合
鋼板セル殻	ステンレス板	工場製作	厚さ 0.5 mm
中詰砂	相馬硅砂 4 号	気中落下法	—
盛石層	碎石 5 号	—	粒径 20~13 mm
敷石層	碎石 6 号	—	粒径 13~5 mm
裏込石層	碎石 6 号	—	—
埋立土層	相馬硅砂 5 号	—	相対密度 $D_r > 80 \%$

表-3 密度管理値

地盤名	乾燥単位 体積重量 γ_d (kN/m^3)	飽和単位 体積重量 γ_{sub} (kN/m^3)	間隙比 e	相対密度 D_r (%)
SCP改良A(海側)	14.94	19.31	0.775	79.4
SCP改良B(陸側)	14.97	19.32	0.772	80.1
CDM改良	14.95	19.31	0.774	79.7
セルA中詰砂	14.79	19.19	0.786	—
セルB中詰砂	15.41	19.57	0.714	—
セルC中詰砂	14.81	19.20	0.783	—
セルD中詰砂	15.40	19.57	0.715	—
セルE中詰砂	14.80	19.20	0.784	—
敷石	15.80	19.71	0.644	—
盛石	16.07	19.94	0.632	—
裏込石	13.88	18.54	0.871	—
埋立土	15.12	19.42	0.754	84.5

鋼板セル式岸壁模型のセル殻には, 実寸 16mm に対して円周方向フープテンション式 $\sigma_t = PD/(2t)$ (P :セル内土圧, D :セル径, t :板厚)をもとに相似則を適用し, 厚さ 0.5 mm のステンレス板を使用した. また,

中詰砂は、セル底面に砂の流出を防ぐための不織布を敷設し、透水性の良い相馬硅砂 4 号を気中落下法により投入して作製した。

敷石層および裏込石層には碎石 6 号、盛石には碎石 5 号を使用し、それぞれ気中落下法で地盤を作製した。また、埋立土層は、気中落下法により土槽内に相馬硅砂 5 号を投入し、非液状化層を想定して相対密度 80 %以上の地盤を作製した。

本実験で作製した模型地盤は、CDM 改良層、SCP 改良層および埋立土層として投入した相馬硅砂 5 号の重量および投入体積、敷石として投入した碎石 5 号の重量および投入体積、盛石、裏込として投入した碎石 6 号の重量および投入体積を把握し、密度管理を行った。密度管理値を表-3 に示す。

気中落下させた後の水の注入は不飽和になることを極力防ぐため、間隙水圧計の値をモニタリングしながら 24 時間かけてゆっくり水位を上昇させ、また、注入から加振まで約 3 日の放置時間を確保した。

図-1 に示すように、間隙水圧計、加速度計および変位計により、それぞれ加振時の地盤内における過剰間隙水圧、加速度および鋼板セル式岸壁模型の水平・鉛直変位を計測した。また、ひずみゲージにより鋼板セル式岸壁模型のセル殻のひずみを計測した。なお、鋼板セル殻の前面側（海側）および背面側（陸側）には二軸ひずみゲージを設置し、円周方向のひずみと鉛直方向のひずみを計測した。一方、二軸ひずみゲージの設置位置から鋼板セル殻の円周方向に沿って 90 度回転させた位置には、一軸ひずみゲージを設置し、円周方向のひずみを計測した。実験前後の地表面ターゲットの位置を計測することにより、鋼板セル式岸壁模型および模型地盤の地表面変位を算定した。また、実験前後の地盤高さを計測することにより、模型地盤の形状を確認した。

表-4 内部摩擦角 (CD 試験結果)

中詰砂 (相馬硅砂 4 号)	38.5°
埋立土 (相馬硅砂 5 号)	41.1°

表-5 初期せん断波速度 Vs と卓越周波数 f 計測結果

	SCP 改良層	CDM 改良層	盛石 層	裏込 石層	埋立 土層	中詰 砂
Vs(m/s)	112	94	53	41	91	81
f(Hz)	187	157	38	21	46	20

なお、埋立土ならびに中詰砂として使用している相馬硅砂 4 号および 5 号は、表-4 に示すように圧密排水(CD)三軸圧縮試験を実施し、内部摩擦角を得ている。

模型地盤に対するパルス加振を行い、加速度応答波形でのピーク時刻の遅れからせん断波速度を設定する方法および加速度波形のフーリエスペクトルより

伝達関数を計算し、その卓越周波数よりせん断波速度を求める方法の平均で各層のせん断波速度を求めた。表-5 に結果を一覧にして示す。中詰砂や埋立土が盛石などに比べ大きなせん断波速度となっており、土槽壁からの振動の伝達が影響したためと考える。

図-2 に入力地震動である振動台の加速度時刻歴を示す。また、図-3、図-4 にフーリエスペクトルおよび加速度応答スペクトル (減衰定数 $h=0.05$) を示す。この波形は、関東地震(1923 年, M7.9)の再来を想定した震源断層モデル、横浜市本牧地域のサイト特性および中小地震観測波形を用い、統計的グリーン関数法により計算された工学的基盤面での時刻歴加速度波形を、表-1 に示す相似則によって時間軸を 1/12.8 に縮めたものである。

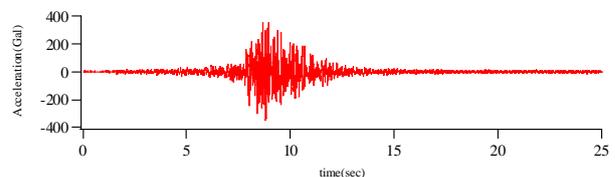


図-2 振動台加速度時刻歴(ACCX)

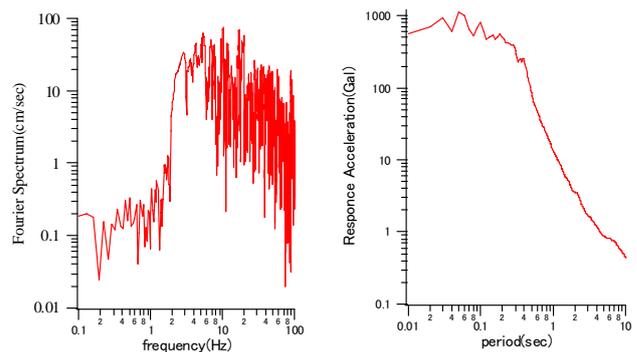


図-3 フーリエスペクトル 図-4 加速度応答スペクトル

2.2 実験結果

(1) 加速度応答

表-6 に水平加速度値の一覧、図-5 に加速度計位置、図-6 および図-7 に水平加速度時刻歴を示す。

図-2 に示す振動台加速度に対し、改良された支持層内では減衰や増幅はほとんど認められない。鋼板セル中詰砂および埋立土層では中層(ACC06, ACC17)で一旦減衰し、天端(ACC07~09, ACC18)では増幅する傾向を示している。裏込石(ACC15)でも加速度が減衰する傾向があり、中層部での変形の影響が示唆される。盛石層天端(ACC02)では左右の加速度振幅が異なっており、盛石斜面部の残留変形の影響を受けている。加速度時刻歴は全般的に高周波成分が含まれており、液状化などによる大幅な特性の変化は認められない。

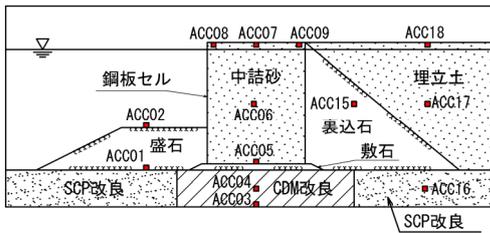


図-5 加速度計位置

表-6 水平加速度一覧

位置	加速度計	最大値(Gal)	最小値(Gal)
盛石天端	ACC02	245	-418
盛石下端	ACC01	352	-339
セル天端前面	ACC08	266	-319
セル天端中央	ACC07	282	-327
セル天端背面	ACC09	247	-310
セル中間深度	ACC06	192	-242
セル下端深度	ACC05	309	-326
CDM改良	ACC04	357	-323
CDM改良下端	ACC03	367	-320
裏込石	ACC15	203	-227
埋立土表面	ACC18	395	-365
埋立土	ACC17	258	-277
SCP改良	ACC16	401	-327
振動台	ACCX	355	-346

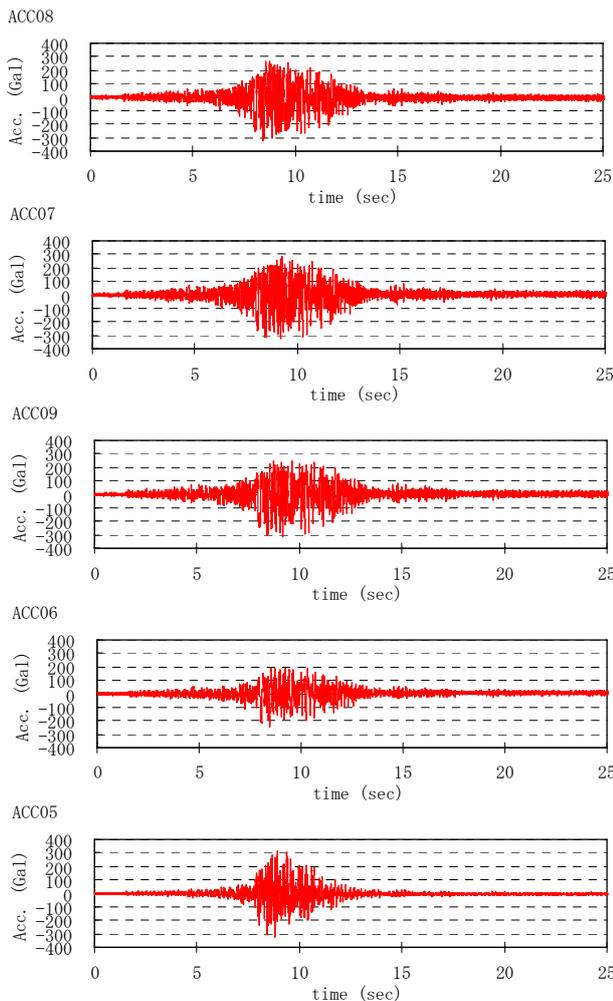


図-6 水平加速度時刻歴

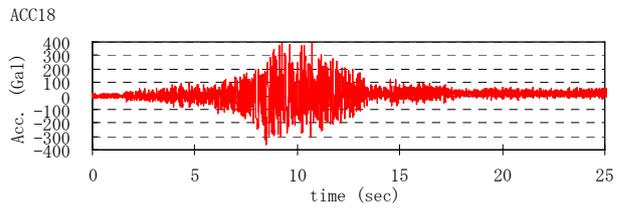
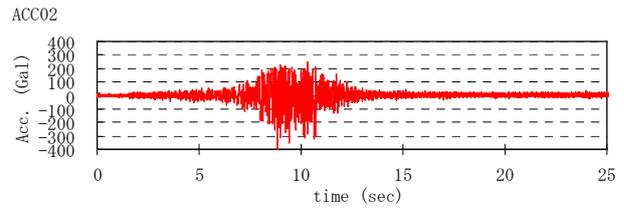


図-7 水平加速度時刻歴

(2) 変位応答

表-7 に変位量の一覧, 図-8 に変位計測位置, 図-9 に変位時刻歴を示す.

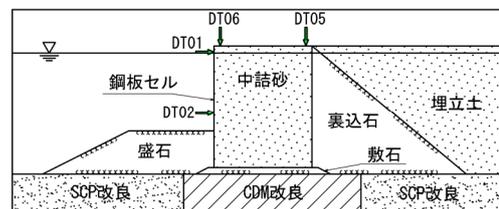


図-8 変位計測位置

表-7 変位量(+は海側および上方)

位置	変位計	最大値 (mm)	最小値 (mm)	残留値 (mm)
セル天端前面水平	DT01	8.9	-0.9	7.9
セル中間前面水平	DT02	7.1	-0.7	6.5
セル天端前面鉛直	DT06	0.2	-1.8	-1.5
セル天端背面鉛直	DT05	2.6	-0.4	1.8

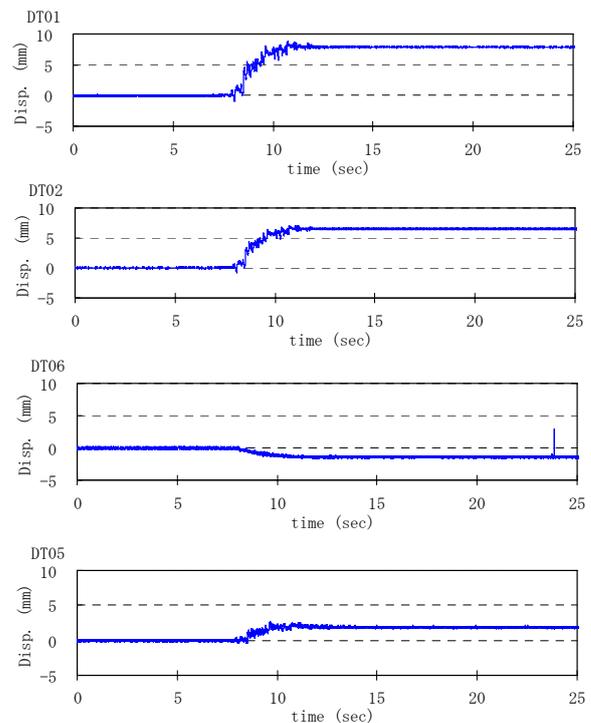


図-9 変位時刻歴

前面側への最大天端水平変位は 8.9 mm, 前面側の最大沈下量は 1.8 mm である. 鋼板セルの鉛直変位を見ると, 前面側は沈下し, 背面側は浮上っており鋼板セルが前面側へ傾斜している. また, 水平変位を見ると, 上部, 下部ともに前面側へ変位していることから鋼板セルは前面側へ傾斜しながら変位したことがわかる. なお, 残留変位の発生は 8~11sec に集中しており, 振動台加速度の主要動に対応している.

(3) 過剰間隙水圧応答

表-8 に過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比の一覧, 図-10 に間隙水圧計位置, 図-11 に過剰間隙水圧比時刻歴を示す.

鋼板セル中詰砂(PWP01~03)の過剰間隙水圧比は最大で約 0.3 まで上昇しているが, その後消散している. 埋立土層上部(PWP08)の過剰間隙水圧比は 1.0 に達するまで上昇しているが, 瞬間的であり 8~11sec の主要動に対して概ね 0.6~0.8 となっており, その後はなだらかに低下し消散している. 支持層内(PWP07)では, 過剰間隙水圧比は約 0.1 であり, ほとんど上昇していない. したがって, 低拘束圧下において一部瞬間的な過剰間隙水圧の上昇は認められるものの中詰砂, 埋立土および SCP 改良地盤は想定どおり非液状化地盤の性状を示している.

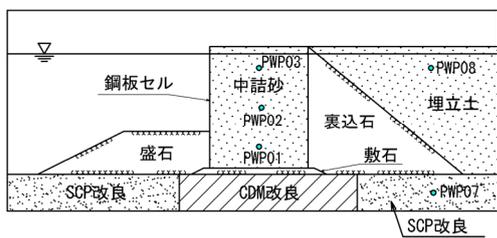


図-10 間隙水圧計位置

表-8 過剰間隙水圧, 過剰間隙水圧比

位置	間隙水圧計	最大値(kPa)	最大間隙水圧比
セル上部	PWP03	0.65	0.34
セル中間	PWP02	0.91	0.19
セル基部	PWP01	1.71	0.22
埋立土	PWP08	2.14	1.10
SCP改良	PWP07	0.96	0.09

(4) セル殻円周方向ひずみ応答

表-9 には図-12 に示すひずみゲージ設置位置におけるセル殻のひずみ量, 図-13, 図-14 に円周方向ひずみ時刻歴を示す.

円周方向のひずみは, 加振中に比較的大きく変動し, 引張側(正)の最大ひずみは背面下端付近(SG13)で発生しておりその値は 24(μ), 圧縮側(負)の最大ひずみは背面側中間部(SG15)で発生しておりその値は -32(μ)である. この値は相似則を考慮しても弾性範囲内である. セル殻の軸方向ひずみは値が小さい上にノイズが大きく有意なデータは得られなかった.

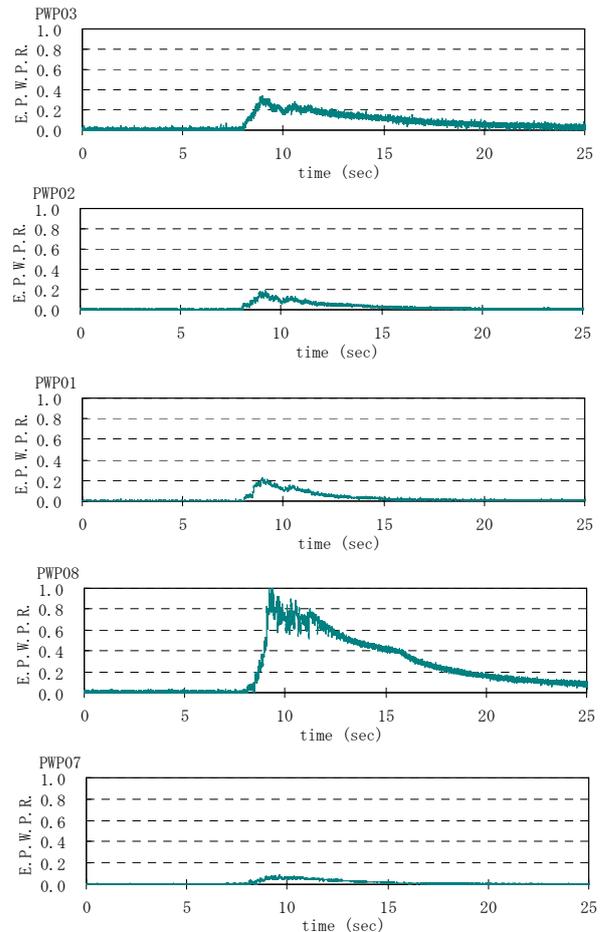


図-11 過剰間隙水圧比の時刻歴

背面側上部中間部(SG15~16)では, 全体的にひずみが負(圧縮側)になる傾向を示し, それ以外の位置では正(引張側)の傾向を示している.

8~13sec で高周波の振動が卓越しているが, 各々残留ひずみが生じており, 深い位置の方が大きな残留ひずみを生じる傾向が伺える.

表-9 ひずみ量 (セル円周方向 +引張)

位置	ゲージ	最大値(μ)	最小値(μ)	残留値(μ)
前面上部	SG04	13 (8.712)	-8 (8.486)	0
前面中間部	SG03	14 (8.544)	-7 (8.053)	2
前面下部	SG02	15 (10.692)	-6 (8.050)	6
前面下端付近	SG01	16 (10.077)	-6 (8.815)	7
側面上部	SG24	9 (11.116)	-1 (0.001)	4
側面中間部	SG23	7 (8.882)	-2 (9.639)	1
側面下部	SG22	10 (11.157)	-6 (9.604)	6
側面下端付近	SG21	12 (11.163)	-11 (9.413)	5
側面上部	SG12	9 (11.194)	-1 (4.346)	4
側面中間部	SG11	9 (9.009)	-2 (6.975)	2
側面下部	SG10	8 (8.421)	-8 (9.999)	0
側面下端付近	SG09	11 (10.249)	-12 (9.411)	2
背面上部	SG16	5 (8.059)	-18 (10.731)	-3
背面中間部	SG15	6 (8.049)	-32 (8.542)	0
背面下部	SG14	8 (11.784)	-19 (8.511)	4
背面下端付近	SG13	24 (9.616)	-8 (8.864)	14

()内は発生時刻 sec

図-15 は DT01 の時刻歴変位のうち, 残留変位が生じている時間に着目して拡大表示したものである.

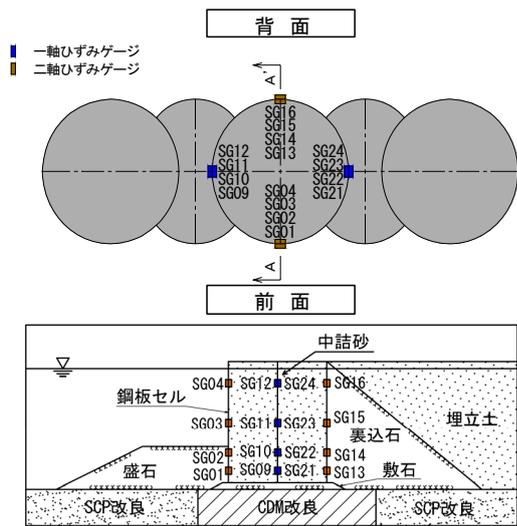


図-12 ひずみゲージ設置位置

変位が背面側に生じた 8.057sec, 8.481sec および前面側に生じている 8.557sec, 10.729sec を抽出し、各時刻および残留時のひずみをプロットして図-16～図-20 に示す。前面側に変位している 8.557sec と 10.729sec では背後上部・中間部の SG16, SG15 で圧縮ひずみが卓越し、逆に深い位置では背面側 SG13 で 8.557sec 以降、引張が卓越している。したがって、前面側に変位する際、セル殻は上部中間部において背後側がつぶれ、前面側が凸となる卵型に変形し、深部では背後側に凸となっていると推察する。

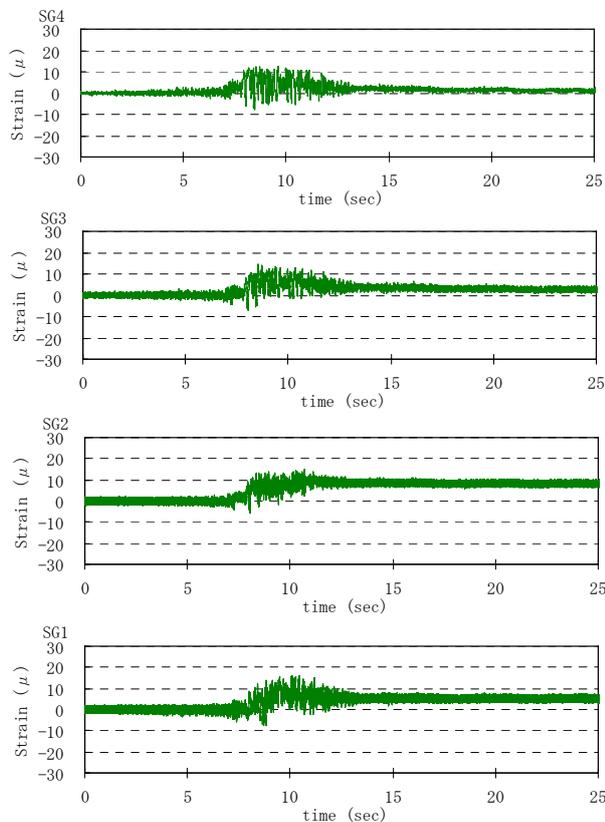


図-13 前面側円周方向ひずみ時刻歴

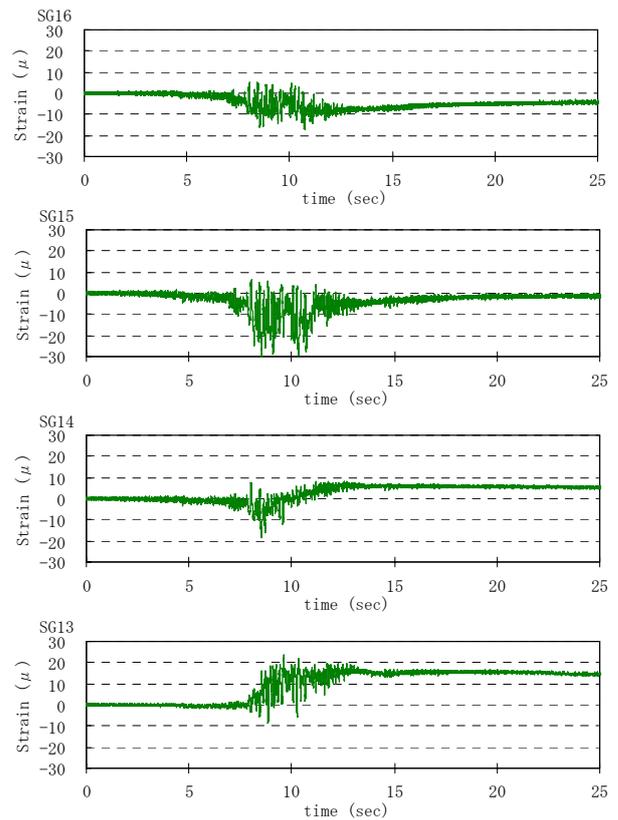


図-14 背面側円周方向ひずみ時刻歴

側面の SG10, SG22 が 10.729sec 以降に非対称の傾向を示しており、必ずしも一樣な変位ではなかった。なお、ひずみは加振前の状態をゼロとしており中

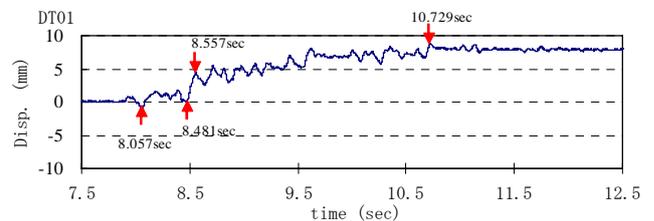
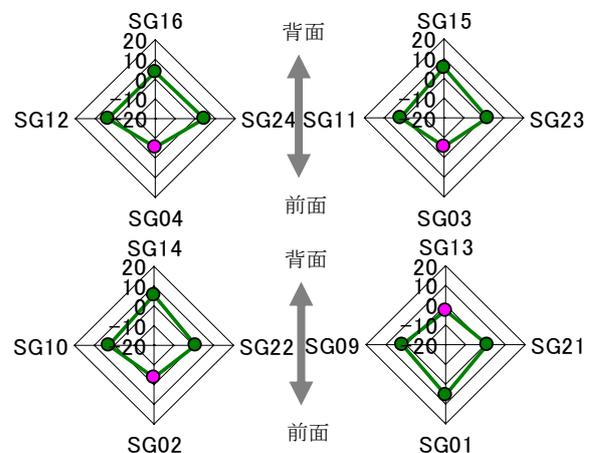


図-15 着目時刻 (セル天端水平変位時刻歴)



(凡例 ●: -圧縮, ●: +引張)

図-16 セルのひずみ分布 (t=8.057sec, 単位: μ)

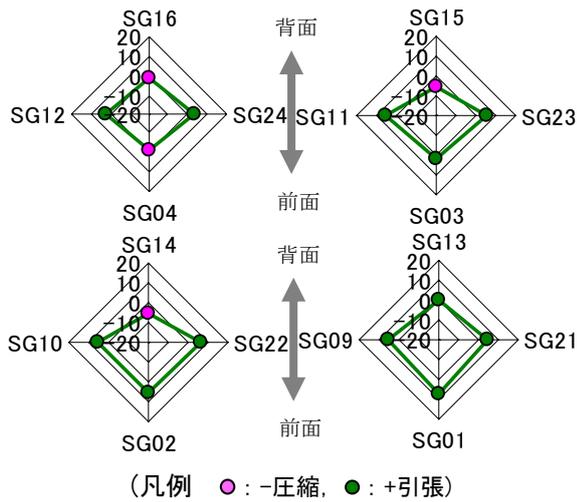


図-17 セルのひずみ分布 (t=8.481sec, 単位: μ)

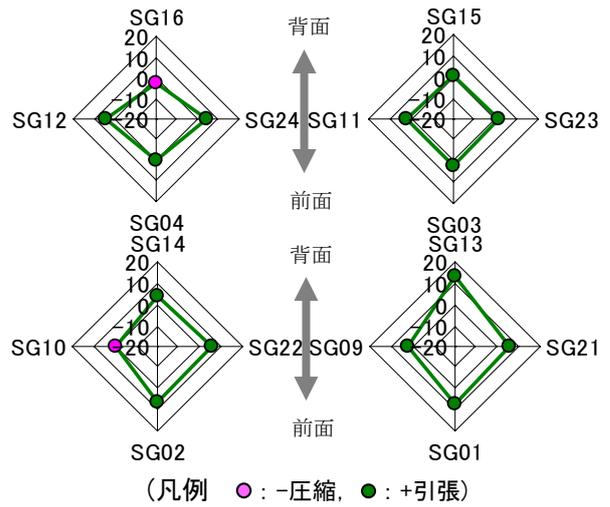


図-20 セルのひずみ分布 (残留時, 単位: μ)

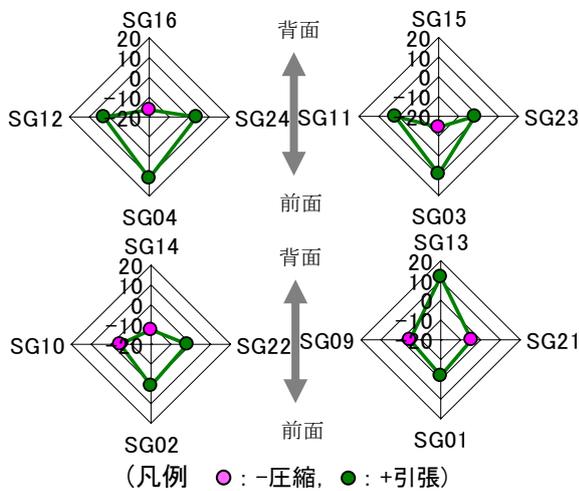


図-18 セルのひずみ分布 (t=8.557sec, 単位: μ)

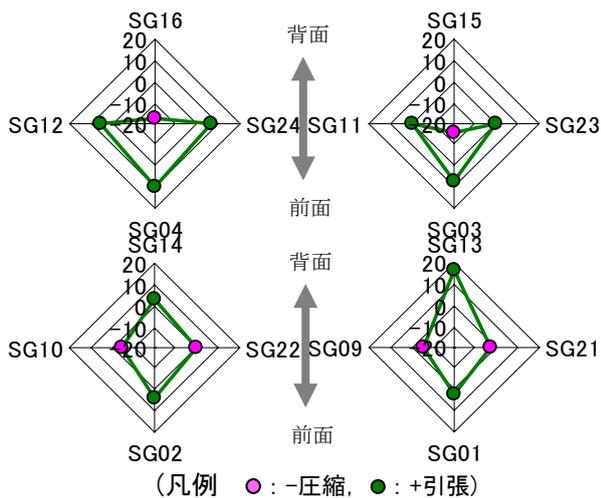


図-19 セルのひずみ分布 (t=10.729sec, 単位: μ)

詰砂の土圧による初期の引張ひずみがあるため、それを考慮して圧縮ひずみを評価する必要がある。

(5) 残留変形

図-21 に実験前後のターゲットの位置から算定し

た加振による地表面変位を示す。埋立土の地表面変位は鋼板セル近傍において前面側への変位および沈下が大きくなっている。これは、鋼板セルが海側へ移動し、背後地盤も鋼板セル側に移動したためである。また、鋼板セル中詰砂の地表面変位も、前面側への変位量および沈下量が大きくなっている。中詰砂は透水性が高いため、締めめやダイレイタンスーによって沈下が生じたものと推察する。

図-22 に実験前後の地盤高さから算定した加振による地表面形状を示す。埋立土の鉛直変位は鋼板セル近傍において沈下量が大きくなっている。また、鋼板セル中詰砂の地表面は全体的に沈下している。盛石層地表面の鉛直変位量は比較的大きな値を示しているが、これは砕石の不陸の影響によるものと考ええる。

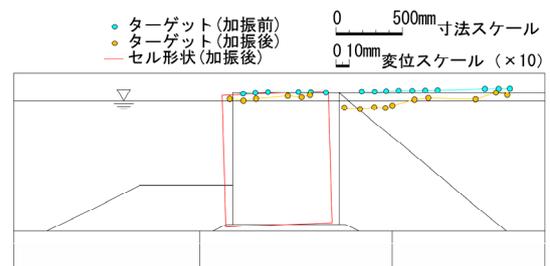


図-21 ターゲット位置による地表面変位状況

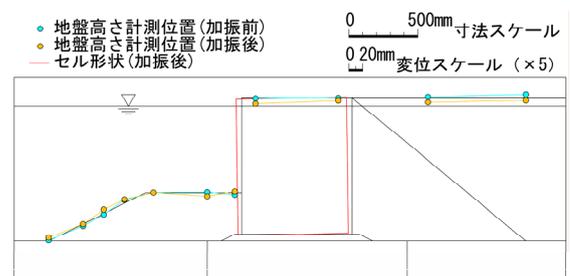


図-22 地表面高さ計測による地表面沈下状況

図-23 に示すセル殻天端の形状計測位置において加振の前後で長さを計測した。図-24 に示すように、

円形のセルは加振後、楕円状に変形しており、また、隣接する両側のアークの変形は必ずしも同じではなく、セルA,Bに対してセルD,Eの方が大きかった。したがって、セル殻は全般的に剛体的な挙動を呈するものの、厳密には円周方向に変形しながら前傾する3次元的な挙動といえる。

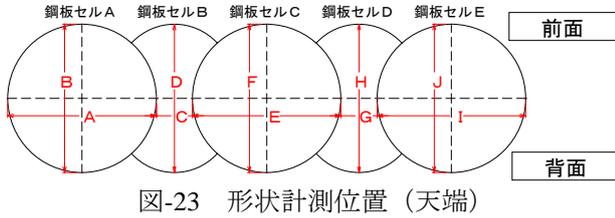


図-23 形状計測位置 (天端)

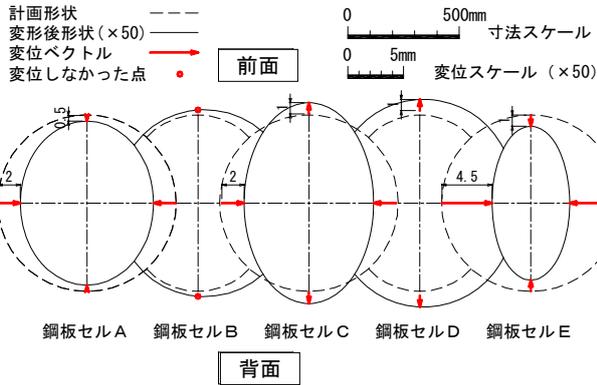


図-24 加振前後における形状の変化

3. 2次元地震応答解析

3.1 解析方法

解析は2次元動的有効応力法解析コードFLIP⁷⁾を用いた。FLIPは、土のせん断応力～せん断歪の非線形関係を多重せん断ばねモデル¹²⁾で表現している。これは、任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生すると考え、そこに双曲線モデルを適用したもので、履歴特性は履歴ループの大きさが調節可能なように拡張してMasing則を修正している¹³⁾。

このモデルでは、内部摩擦角 ϕ_f および有効拘束圧 σ'_{m0} 時のせん断剛性 G_{m0} が必要となる。これを用いて初期有効拘束圧 σ'_{mst} 時の初期状態における排水せん断強度 τ_{mst} 、せん断弾性係数 G_{mst} 、双曲線モデルの基準ひずみ γ_{mst} を次式で求めている。

$$\begin{aligned} \tau_{mst} &= \sigma'_{mst} \sin \phi_f & (1) \\ G_{mst} &= G_{m0} \sqrt{\sigma'_{mst} / \sigma'_{m0}} & (2) \\ \gamma_{mst} &= \tau_{mst} / G_{mst} & (3) \end{aligned}$$

一方、過剰間隙水圧は塑性せん断仕事およびせん断応力比の関数として与えている。つまり、静的非排水でかつ全拘束力一定の条件下における $\sigma'_m / \sigma'_{mst}$ に等しくなるような状態変数 S をせん断応力比

r と液状化フロントパラメータ S_0 によって求め、さらに S_0 が正規化した塑性せん断仕事 w の関数として与えられる。ここに、 ϕ_p は変相角、 $S1, w1, p1, p2$ は式(4)～式(5)に示される特性を表すパラメータである¹³⁾。

$$S = \begin{cases} S_0 & (r < r_3) \\ S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + \{(r - r_3) / m_1\}^2} & (r > r_3) \end{cases} \quad (4)$$

$$r_2 = m_2 S_0, \quad r_3 = m_3 S_0, \quad S_2 = S_0 - (r_2 - r_3) / m_1$$

ここに、 $m_1 = \sin \phi_f, m_2 = \sin \phi_p, m_3 = 0.67 m_2$

$$r = \tau / \sigma'_{mst}, \quad \tau = \sqrt{\tau_{xy}^2 + \{(\sigma'_{y'} - \sigma'_{x'}) / 2\}^2}$$

$$S_0 = \begin{cases} 1 - 0.6(w / w_1)^{p1} & (w < w_1) \\ (0.4 - S_1)(w_1 / w)^{p2} + S_1 & (w > w_1) \end{cases} \quad (5)$$

$$w = W_s / W_n, \quad W_n = \tau_{mst} \cdot \gamma_{mst} / 2, \quad W_s: \text{塑性せん断仕事}$$

平均有効応力は静的非排水でかつ全拘束圧一定の条件を仮定して算定される状態変数 S に対応する塑性体積ひずみを求め、これを用いて計算を行っている。また、液状化の進行に伴って変化するせん断強度 τ_m とせん断弾性係数 G_m を状態変数 S より次式で求めている。

$$\begin{cases} \tau_m = \tau_{mst} \cdot S & G_m = \tau_m / \gamma_{mst} \quad (S_0 > 0.4) \\ \tau_m = \tau_{mst} \cdot S + \Delta \tau_m & G_m = \tau_m / \gamma_m \quad (S_0 < 0.4) \end{cases} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \Delta \tau_m &= \Delta r_m \cdot \sigma'_{mst}, \quad \Delta r_m = (m_1 - m_2)(0.4 - S_0), \\ \gamma_m &= \gamma_{mst} / (S_0 / 0.4) \end{aligned}$$

なお、本モデルは変位～歪関係に微小変形理論を用い、さらに、土の間隙水は非排水条件を前提としている。

3.2 モデルの作成

図-25に示す菅野らの方法⁶⁾により梁部材、平面ひずみ要素およびジョイント要素で鋼板セル構造をモデル化した。梁①はセル殻およびアーク鋼板の単位奥行きあたりの堤体中心軸まわりの曲げ剛性 EI の1/2の曲げ剛性を有し、軸剛性が十分に小さい仮想梁部材である。梁②はセル殻とアーク鋼板の単位奥行きあたりの軸剛性 EA を有し、曲げ剛性が十分に小さい仮想梁である。梁③は梁①～梁②～梁①を水平方向に剛結合によって接続する十分大きな曲げ剛性を有する仮想梁である。これによってセル殻は同一回転角の拘束を与え、かつ、中詰砂はせん断変形が可能な自由度を与えるモデルである。

図-26にメッシュ分割図を示す。セルおよびアークは換算壁体幅 B を求め、セル中心を合わせて前面

側、背面側の梁①の位置を設定した。
側方境界は鉛直ローラー、底面は固定境界とした。

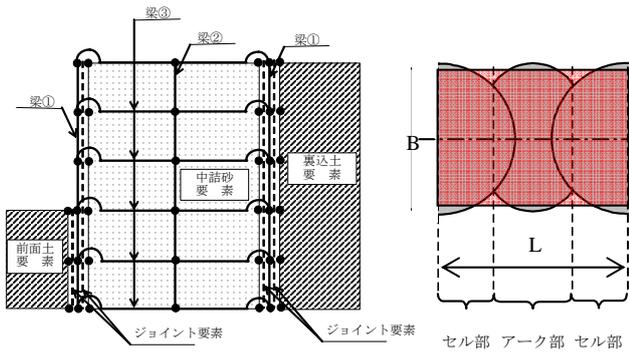


図-25 セル構造モデルの概念

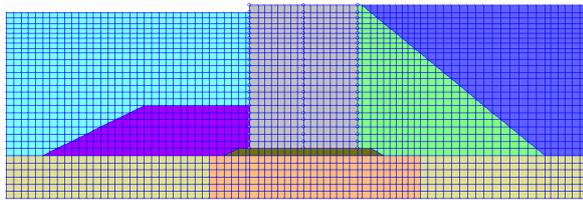


図-26 メッシュ分割図

表-10 解析パラメータ (その1)

名称	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	σ_v' kN/m ²	Vs m/s	ϕ °
埋立土(水面上)	14.82	14.82	0.445	91.0	41.1
埋立土(水面下)	19.03	9.23	4.457	91.0	41.1
中詰砂(水面上)	14.74	14.74	0.442	81.0	38.5
中詰砂(水面下)	18.60	9.16	5.190	81.0	38.5
盛石	19.54	9.74	1.705	53.0	40.0
敷石	19.32	9.52	9.733	45.5	40.0
裏込石	18.17	8.37	6.410	41.0	40.0
SCP改良	18.93	9.13	11.210	112.0	41.1
CDM改良	18.92	9.12	11.339	94.0	41.1

表-11 解析パラメータ (その2)

名称	σ_{m0}' kN/m ²	G_{m0} kN/m ²	K_{m0} kN/m ²	h_{max}	n
埋立土(水面上)	3.343	12521	32653	0.240	0.430
埋立土(水面下)	3.343	16082	41939	0.240	0.430
中詰砂(水面上)	3.893	9869	25737	0.240	0.431
中詰砂(水面下)	3.893	12449	32465	0.240	0.431
盛石	1.279	5601	14607	0.300	0.387
敷石	7.300	4083	10647	0.300	0.392
裏込石	4.808	3117	8128	0.300	0.466
SCP改良	8.408	24229	63186	0.240	0.437
CDM改良	8.504	17062	44496	0.240	0.436

表-12 解析パラメータ (その3)

ϕ p	S1	W1	p1	p2	c1
28.000	0.005	55.740	0.500	0.705	1.000

※埋立土層の液状化パラメータ

中詰砂、盛石、裏込石、埋立土、SCP改良地盤、CDM改良地盤は全てマルチスプリング要素¹²⁾でモデル化した。なお、ジョイント要素は、直応力 σ_{nj} に対して圧縮は剛、引張りは剥離する特性とした。また、せん断応力 τ_j に対しては摩擦角 15° を適用

し、 $\sigma_{nj} \cdot \tan 15^\circ$ を上限としてすべりを表現した。ただし、初期応力解析では構築過程に配慮し、鉛直面におけるすべり方向の剛性をゼロとした。

表-10～表-12にマルチスプリング要素の解析パラメータを示す。せん断剛性はパルス加振で求めたせん断波速度Vsを用い、各層中心の有効拘束圧 σ_m' を基準として拘束圧の0.5乗則にしたがうものとした。内部摩擦角はCD試験の結果を適用した。ただし、盛石、敷石、裏込石に用いた砕石材は一般的に用いられている 40° を適用した。

埋立土は過剰間隙水圧の上昇が認められたため、過剰間隙水圧の上昇を考慮することとした。本来の使用方法とは異なるが、液状化パラメータは相対密度 $Dr=84.5\%$ 、基準拘束圧 $\sigma_{ma}'=98kPa$ より換算される N 値=33と $Fc=0\%$ をもとに簡易設定法¹⁴⁾により設定した。

時間積分法はWilson θ 法($\theta=1.4$)を用い、時間積分間隔は振動台加速度時刻歴の Δt にあわせて0.0019531sec(512Hz)とした。また、減衰はレーレー減衰を用い、一般的に用いている質量比例係数 $\alpha=0$ 、剛性比例係数 $\beta=0.002$ を適用した。

3.3 解析結果

(1) 計測結果との比較

表-13に主な位置(図-27)での応答値について実験結果と解析結果を比較して示す。これによると水平加速度は中詰砂の天端(ACC07, ACC08)で解析の方が大きく、逆に埋立土のACC18では実験値のほうが大きい。変位はDT01においてほぼ同じ水平変位となっているが、DT02は解析値の方が小さい。

表-13 主な応答値の比較

計測位置	実験結果		解析結果	
	最大値	最小値	最大値	最小値
ACC02 (731)	245Gal	-418Gal	246Gal	-350Gal
ACC07 (2867)	282 Gal	-327Gal	363Gal	-368Gal
ACC08 (1303)	266 Gal	-319Gal	390Gal	-373Gal
ACC06 (1316)	192 Gal	-242 Gal	222 Gal	-255 Gal
ACC15 (1874)	203 Gal	-227 Gal	189 Gal	-254 Gal
ACC17 (2215)	258 Gal	-277 Gal	215 Gal	-234 Gal
ACC18 (2202)	395Gal	-365 Gal	238Gal	-193Gal
計測位置	実験結果		解析結果	
	最大値	残留値	最大値	残留値
DT01 (2868)	8.9mm	7.9mm	8.5mm	6.2mm
DT02 (2881)	7.1mm	6.5mm	5.5mm	4.5mm
DT06 (2867)	-1.8mm	-1.5mm	-2.8mm	-2.2mm
DT05 (2891)	2.6mm	1.8mm	0.5mm	0.4mm
PWP08 (2105)	1.10	0.00	0.90	0.90

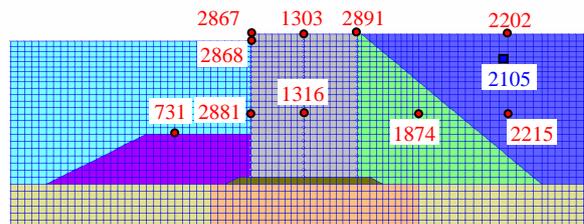


図-27 着目点の節点番号・要素番号

さらに、鉛直変位は DT06 において解析の方が大きく、DT05 は実験の方が大きい。これは解析モデルが軸剛性を梁②に集約し、また、完全な剛体としての変位拘束を与えているためと考える。

図-28～図-30 に時刻歴応答について実験結果および解析結果を比較して示す。両者はかなり類似しているが ACC18 は実験結果と解析結果で差異が認められる。図-30 に示すように解析では加振の初期段階から過剰間隙水圧が上昇しているためである。中詰砂天端の加速度の差の原因も解析では過剰間隙水圧は発生しないが実験では若干の上昇があったためと考える。

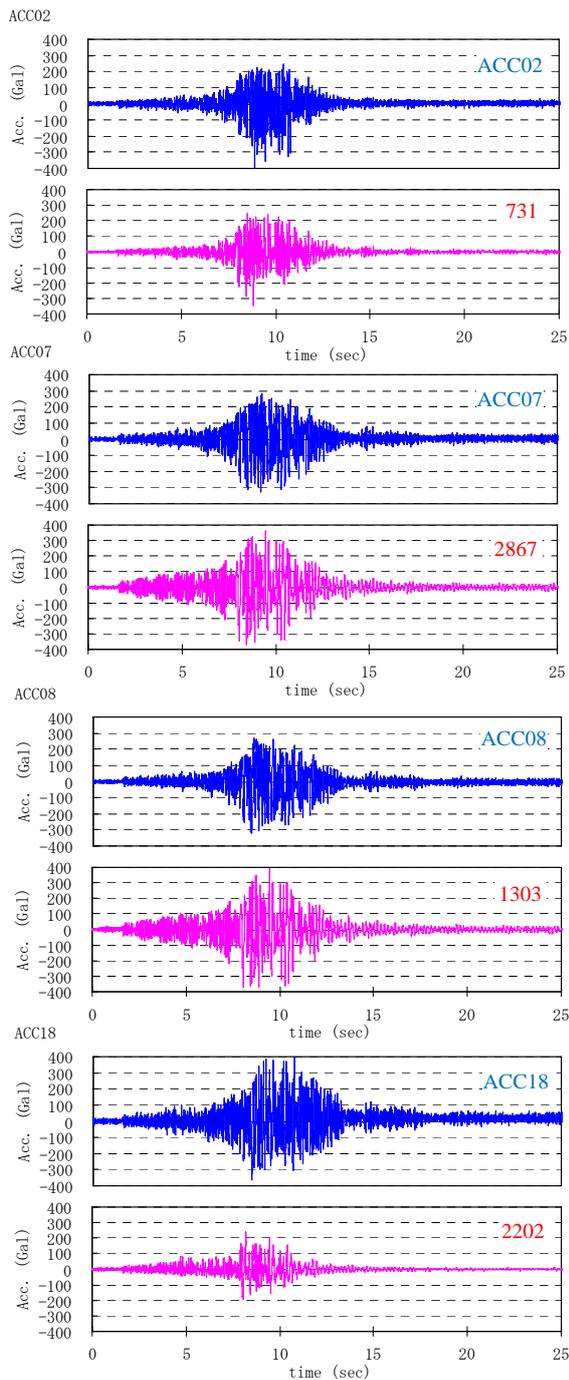


図-28 水平加速度応答の比較

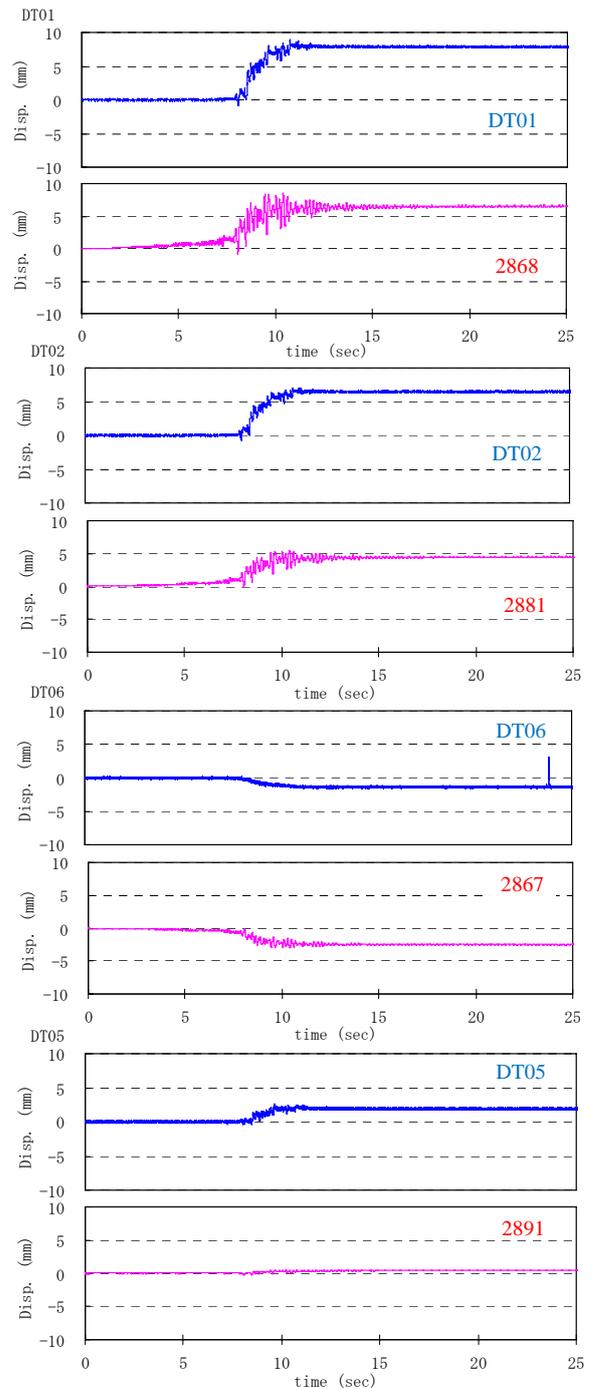


図-29 変位応答の比較

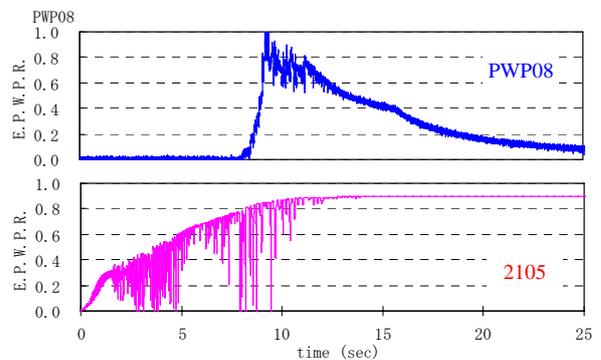


図-30 過剰間隙水圧比応答の比較

図-32 に、図-31 に示す時刻の変形図と最大せん断ひずみ γ_{max} のコンター図を示す。セル前面側基部周辺の盛石および中詰砂ならびにセル直背後裏込石要素にひずみが集中して残留変位が発生し始めている (8.057sec, 8.481sec)。その後、セル前面、背面の隣接要素にひずみを集中させながら残留変位を生じており、とりわけ、前面側基部周辺の敷石と中詰砂要素で大きなせん断ひずみが生じている。中詰砂中間部から基部にかけてせん断破壊面が認められる。

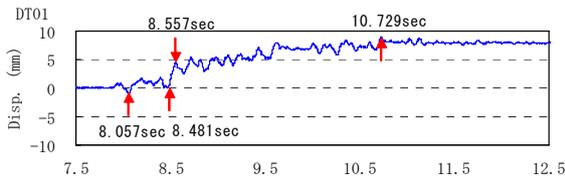


図-31 着目時刻

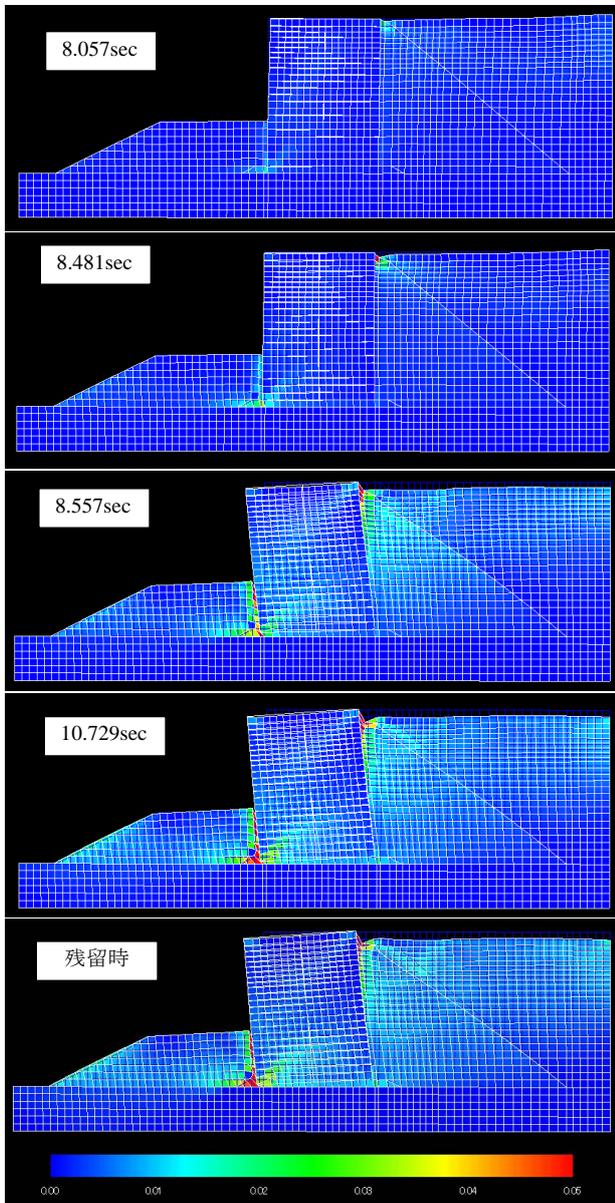


図-32 変形図 (変位 20 倍スケール) および γ_{max} コンター

図-33, 図-34 に前面側盛石, 中詰砂での σ_x' および τ_{xy} の分布, また, 図-35 に底面敷石の σ_y' , τ_{xy} の分布を示す。

セル前面盛石の σ_x' に着目すると, 初期状態から若干減少していく傾向にあり, 受働領域の大きな値は発生していない。また, 初期値以外はほぼ同程度の値を示している。 τ_{xy} は初期値がほぼゼロであり加振時に発生している。したがって, 盛石とセル殻の間に発生しているせん断ひずみは主に鉛直面における $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ の挙動が卓越している。

一方, 前面側セル殻背後の中詰砂の σ_x' は, 背面側に変位している 8.057sec, 8.481sec ではすべての深度で大きくなっているが, 前面側に残留変位が生じている 8.557sec では盛石天端よりも浅い深さで大きく, 深部の値は初期状態に戻っている。残留値は初期値と最大値の中間値を示している。また, τ_{xy} は加振時の変動が小さい。したがって, 前面側の中詰砂はとりわけ基部における軸差せん断の挙動が卓越している。

セル殻背後側の中詰砂と裏込石の σ_x' は前面側への残留変位が大きくなるにつれて大きくなる傾向を示しているが変動幅は小さい。これに対し, τ_{xy} は逆に変動幅が大きく主に $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ の挙動が卓越している。

次に, 敷石要素の σ_y' の分布は大きな変動は認められず, 全体的に小さくなっている。これは, 鉛直面でのジョイント要素のせん断バネを初期応力解析においてゼロとしているため, 加振後にジョイント要素を介して鉛直力が再配分されたためと考える。また, τ_{xy} は変位の向きに応じて増減しているが, 分布は一様である。

図-36 に示す着目要素の応力ひずみ履歴 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$, $(\sigma_y' - \sigma_x')/2 \sim \epsilon_y - \epsilon_x$ を図-37~図-42 に示す。

これによると, 盛石基部ではせん断ひずみ (γ_{xy}) が 7% 程度発生している。また, 前面側基部の中詰砂は 3% 以上の軸差ひずみ ($\epsilon_y - \epsilon_x$) を生じている。さらにその下の敷石では 3% 以上の軸差ひずみと 1.5% 程度のせん断ひずみの両者が卓越している。

一方, 背面側の中詰砂のせん断ひずみおよび軸差ひずみは微小である。また, 敷石および裏込石では 1% 以上のせん断ひずみ γ_{xy} が卓越する挙動となっている。

以上から, 前面側セル殻先端周辺の敷石, 中詰砂の軸差せん断による非線形挙動が卓越することにより鉛直方向に沈下し, かつ, 前面側に傾斜したものと考える。また, 盛石の鉛直面内のせん断および敷石の水平面におけるせん断による非線形性の卓越から水平方向に残留変位を生じたものと考えられる。

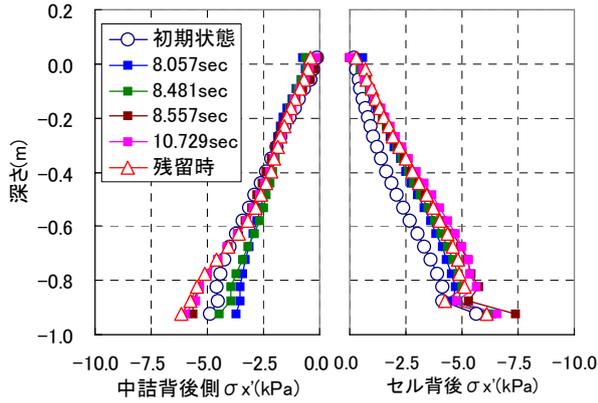
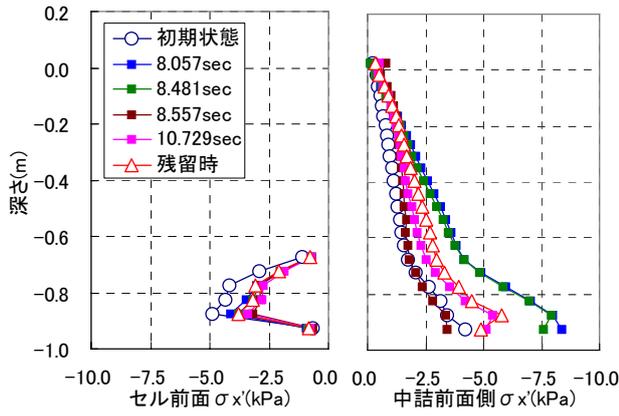


図-33 壁面 σ_x 分布図

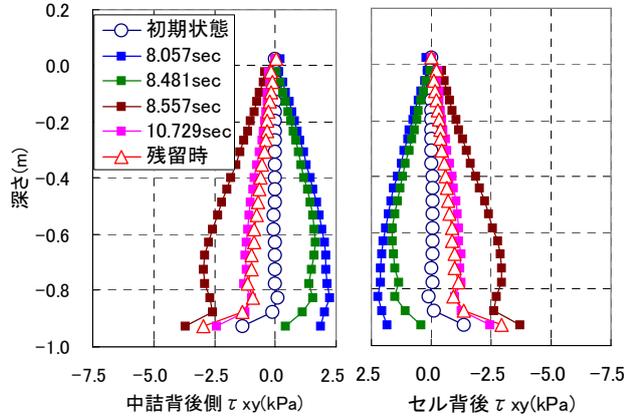
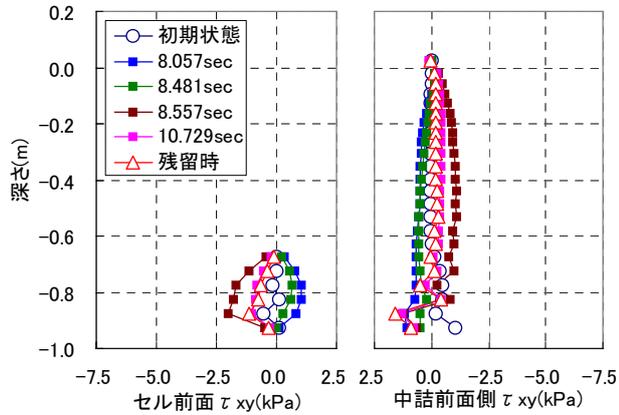


図-34 壁面 τ_{xy} 分布図

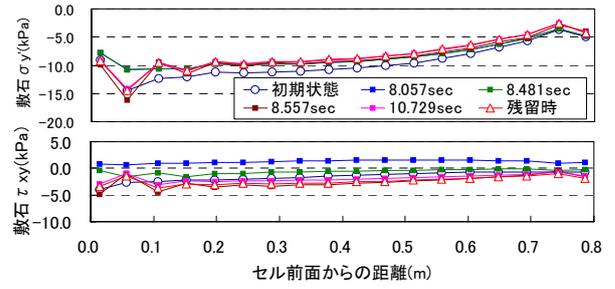


図-35 底面敷石 σ_y' , τ_{xy} 分布図

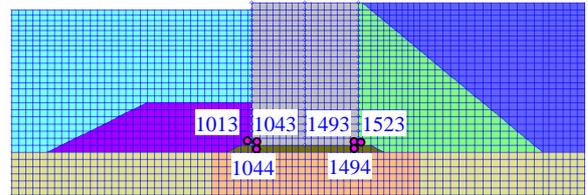


図-36 着目要素番号

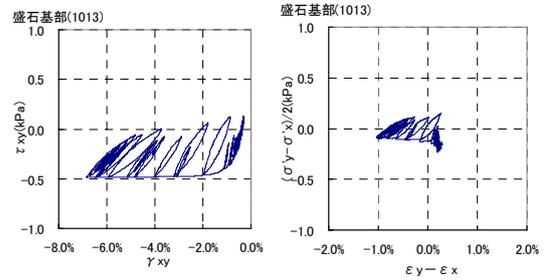


図-37 盛石基部応力ひずみ履歴

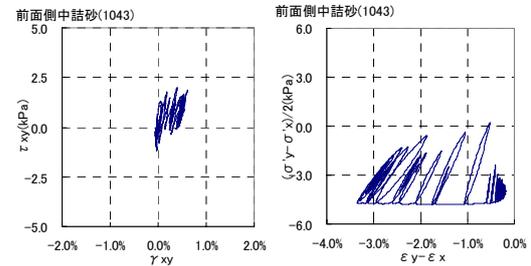


図-38 前面側中詰砂の応力ひずみ履歴

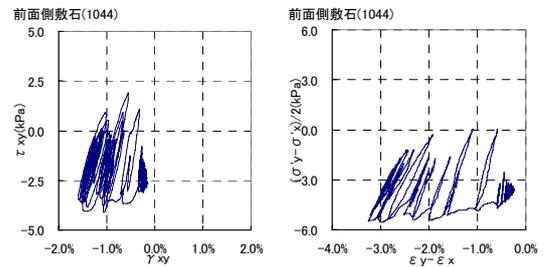


図-39 前面側敷石の応力ひずみ履歴

4. 考察

振動台実験の結果,セル岸壁が前面側に傾斜しながら移動する挙動が示された.表-14に示すように1/30スケールの実寸に戻すと,1.3mの最大水平変位量で

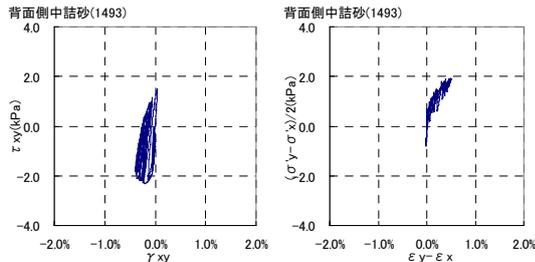


図-40 背面側中詰砂の応力ひずみ履歴

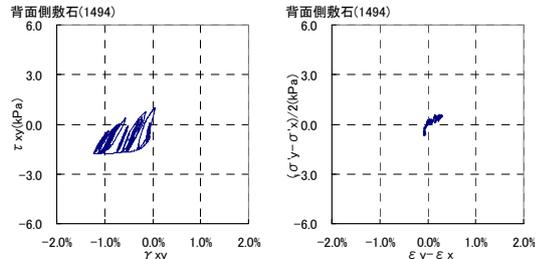


図-41 背面側敷石の応力ひずみ履歴

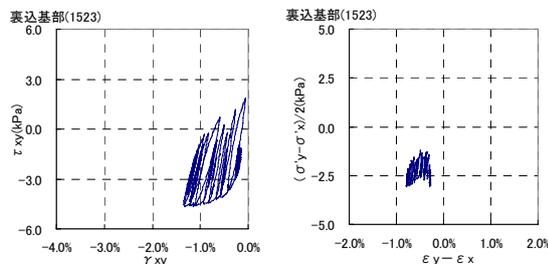


図-42 裏込石の応力ひずみ履歴

傾斜角 $4.1 \times 10^{-3} \text{rad} (=0.23^\circ)$ の残留変位量が生じた。兵庫県南部地震の被災事例からみてもセル高の 1% にも満たない残留水平変位量は小さい値である。しかし、耐震強化施設のように地震後の早急な復旧を目標とする場合には十分小さいとは言えず、使用性や復旧性に配慮した検討が重要である。

DT01 と DT02 の最大水平変位量から算出した残留傾斜角は $2.8 \times 10^{-3} \text{rad} (=0.16^\circ)$ であり、鉛直変位量から算出される値と異なっている。これは、加振前後のセルの寸法計測によって分かるようにセルの形状変化があったことにより、厳密には剛体としての変位拘束とはなっていないためである。セルの円周方向ひずみの発生は、セルの変形が反映されたものであり、剛体変位拘束を前提とした解析では限界があり、セルの変形を再現できる 3 次元的な解析方法で評価する必要があると将来ある。

また、振動台実験において中詰砂および埋立土の沈下が目立った。特に、埋立土の最大沈下量が実スケールで 2.1m とかなり大きく、復旧性に十分配慮しなければならない。中詰砂についても沈下が認められ、実スケールで最大 1m となっている。この点については低拘束圧条件であったこともあり、遠心場などでの検証やダイレイタンシーモデルを用いた

解析などが今後必要である。

表-14 残留変位量一覧

項目	実験結果		実寸
DT01 水平変位	7.9mm	2.8×10^{-3} rad	1.3m
DT02 水平変位	6.5mm		1.1m
DT06 鉛直変位	-1.5mm	4.1×10^{-3} rad	-0.2m
DT05 鉛直変位	1.8mm		0.3m
中詰砂沈下	2mm~6mm		0.3~1.0m
埋立土沈下	直背後 13mm		2.1m

2 次元地震応答解析において解析パラメータ設定の不確定さが残る埋立土の液状化特性と解析方法¹⁵⁾、レーレー減衰条件、砕石材の内部摩擦角についてケーススタディーを行った結果を表-15 に示す。図-43 に示すように過剰間隙水圧比の時刻歴を実験結果に近づけることは可能であるが、埋立土の液状化の影響は低く、むしろ減衰条件の感度が高い。 $\beta = 0.0003$ では加速度応答において 15sec 以降に高周波成分が大きく残るため、数値計算上の安定性から $\beta = 0.001$ 程度が妥当と考える。また、砕石材の物性の感度も高く、地震時挙動の評価では十分な配慮が必要といえる。しかしながら、基本ケースの加速度応答、変位応答は実験結果をよくシミュレートしており、改良地盤であっても菅野らのモデル⁶⁾による 2 次元地震応答解析の有用性が確認された。

表-15 ケーススタディー結果

	埋立土	計算法	β	ϕ_f	残留水平変位
CASE1	液状化	従来法 ¹⁵⁾	0.002	40°	6.2mm
CASE2	液状化	tmp7 法 ¹⁵⁾	0.002	40°	6.4mm
CASE3	非液状化	—	0.002	40°	5.8mm
CASE4	非液状化	—	0.001	40°	7.1mm
CASE5	非液状化	—	0.0005	40°	8.3mm
CASE6	非液状化	—	0.0003	40°	9.0mm
CASE7	非液状化	—	0.0003	50°	7.4mm
実験	非液状化	—	—	—	7.9mm

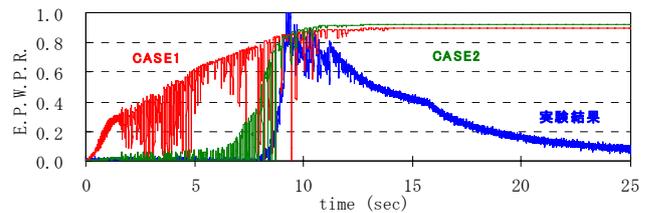


図-43 過剰間隙水圧比時刻歴比較

当該断面は照査用震度 0.18 を用いた安定計算で決定した断面である。根入れがなく、前面盛石を荷重として考慮したものであるが、断面の決定要因は支持力であった。また、肉厚の決定は土圧係数 0.6 の土圧を円筒体内面に作用させて計算する張力によっていた。2 次元地震応答解析の結果では前面側盛石、中詰砂、敷石の非線形性が卓越し、せん断ひずみや軸差ひずみが残留することでセルの残留変位が発生する挙動が示された。一方、フープテンションに関

しての検証は今回の解析手法ではできなく、三次元解析などの別の計算法の採用が必要と考える。当面、3次元地震応答解析や応答変位法などによる3次元静的解析などの適用性について実験結果のシミュレーションを通して評価することが考えられる。

5. 結論

本研究では基礎地盤を地盤改良された鋼板セル式岸壁の地震時挙動を把握するため、大型振動台実験および2次元地震応答解析により検討を行った。その結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1)セル式岸壁構造物は、大規模地震時に重力式岸壁と同様前面側に押む残留変位を生じることを模型振動台実験によって確認した。
- (2)加振中のセルの円周方向ひずみを計測した結果、背面側上部で圧縮ひずみが卓越する傾向となった。また、深い位置ほど残留ひずみ量が大きくなる傾向であった。
- (3)加振後の残留変位計測により、セル中詰砂および埋立土において比較的大きな残留沈下量が確認された。中詰砂の沈下は振動による締固めおよびダイレイタンスの影響と考えられた。
- (4)加振前後の寸法測定から、セルは楕円形に変形していることが確認された。
- (5)セルの剛体変位を前提としたモデル化による2次元地震応答解析の結果、振動台実験結果を概ねシミュレートできた。
- (6)設計における「中詰め土のせん断変形」「地盤支持力」「壁体の滑り出し」「壁体天端の変位」「円弧すべり安定性」の検討項目に対し、2次元地震応答解析による評価が有効であると考えられた。
- (7)設計におけるセルの鋼板厚の検証は2次元地震応答解析では限界があり、3次元地震応答解析あるいは応答変位法などによる3次元静的解析などの適用性について実験結果のシミュレーションを通して評価する必要がある。

謝辞

本研究に当たり元横浜港湾空港技術調査事務所長 諸星一信氏及び港湾空港技術研究所菅野高弘氏のご指導を受けたことに深甚たる感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 稲富隆昌, 善巧企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人,

- 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡下勝彦: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料 No857, 1997
- 2) 長尾毅, 北村卓也: セル式岸壁の最適断面設定方法に関する研究, 海洋開発論文集, 第20巻, pp203-208, 2004
- 3) 長尾毅, 北村卓也: セル式岸壁の板厚のレベル1信頼性設計法, 海洋開発論文集, 第21巻, pp755-760, 2005
- 4) 例えば, 野田節男, 北澤壮介, 飯田毅, 森信夫, 田淵博: 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第3号, pp79-167, 1982
- 5) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007
- 6) 菅野高弘, 北村卓也, 森田年一, 油井洋三: 鋼板セルの地震時挙動に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, E-3, pp1867-1872, 1998
- 7) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990
- 8) 竹信正寛, 菅野高弘, 諸星一信, 鈴木貴志: 置きセル式係船岸の地震時挙動に関する1G場水中振動台実験, 第43回地盤工学研究発表会, 2008
- 9) 諸星一信, 渡部昌治, 清宮理, 宮田正史, 北澤壮介, 伊庭: 新港湾基準に準拠した大水深耐震強化岸壁の性能設計, 海洋開発論文集, 第24巻, 2008
- 10) 諸星一信, 小濱英司, 渡部昌治, 清宮理, 山本修司, 佐藤成: 大型セル式岸壁の地震時の挙動に関する数値解析, 海洋開発論文集, 第24巻, 2008
- 11) 井合進: 1g場での地盤-構造-流体系の模型振動実験の相似則, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第3号, pp3-24, 1988
- 12) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp. 523-530, 1985.
- 13) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Rep. of the Port and Harbour Res. Inst. Vol.29, No.4, pp57-83 1990.
- 14) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997
- 15) 小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄: 二次元有効応力解析精度向上に関する検討, 第29回海洋開発シンポジウム論文集, 2004

(2008年9月18日受付)