

# 土木研究所資料

## 根入れのある直接基礎の地震時残留 変位に関する繰返し載荷実験

平成19年2月

独立行政法人土木研究所  
構造物研究グループ 基礎チーム

# 根入れのある直接基礎の地震時残留 変位に関する繰返し載荷実験

構造物研究グループ	グループ長	福井 次郎 <sup>1)</sup>
構造物研究グループ(基礎)	上席研究員	中谷 昌一
	主任研究員	白戸 真大
	研究員	河野 哲也
	研究員	野々村佳哲
	交流研究員	浅井 隆一 <sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> 平成16年3月まで構造物研究グループ(基礎)上席研究員

<sup>2)</sup> 交流研究員在職期間：平成15年4月～平成17年3月

## 要 旨

大規模地震時に生じ得る残留変位を予測し地震後の橋の供用性をより合理的に判断できるような浅い基礎の耐震設計法の確立が求められている。そこで、本研究チームでは、直接基礎の地震時残留変位予測手法を開発する目的で直接基礎模型による繰返し載荷実験および振動台実験を行ってきた。それらの実験では、地表面上に模型を設置した状態で載荷を行っているが、実際の基礎は埋め戻し土に覆われることが多い。そこで、本研究では、埋め戻し土に覆われた直接基礎が地震力を受けた時の挙動及び基礎に生じる残留変位量の進展を調べた。

キーワード：根入れ，直接基礎，耐震設計，残留変位，繰返し載荷実験



# 目次

1. はじめに	1
2. 実験条件	2
2.1 実験概要	2
2.2 実験ケース	3
2.3 実験模型モデル	5
2.4 実験地盤	10
2.5 地盤作成方法	12
2.6 載荷装置	16
2.7 計測装置	18
2.8 2方向ロードセル	22
2.9 計測方法	23
2.9.1 データ収録方法	23
2.9.2 載荷後の地表面高さの計測	26
2.10 データ整理方法	26
2.10.1 ゼロ補正方法	26
2.10.2 基礎底面作用力の算出方法	27
2.10.3 基礎上載土による抵抗モーメント $M_f$ の算出方法	27
2.10.4 基礎変位の算出方法	28
3. 実験結果	34
3.1 地盤作成結果	34
3.2 実験終了後の地盤状況	35
3.2.1 模型変位のスナップショット	39
3.2.2 基礎の回転挙動	40
3.2.3 基礎底面接地幅に関する時刻歴	41
3.3 上載土による浮上り抵抗	43
3.3.1 載荷変位 $\delta$ および基礎変位の時刻歴	49
3.3.2 載荷荷重 $P_H$ および基礎底面作用力の時刻歴	54
3.3.3 載荷荷重 $P_H$ と基礎底面に作用する水平力 $H$ の時刻歴	59

3.3.4	載荷荷重 $P_H$ - 載荷点変位 $\delta$ 関係 .....	60
3.3.5	基礎底面における水平力 $H$ - 基礎の水平変位 $u$ 関係 .....	61
3.3.6	基礎側面水平抵抗力 $H_s$ - 載荷変位 $\delta$ 関係 .....	63
3.3.7	転倒モーメント $M$ - 回転角 $\theta$ 関係 .....	65
3.3.8	載荷荷重 $P_H$ による基礎底面中心位置の転倒モーメント $M_{PH}$ と基礎底面に 作用する転倒モーメント $M$ の比較 .....	66
3.3.9	載荷変位 $\delta$ - 鉛直変位 $v$ 関係 .....	69
3.3.10	残留変位の比較 .....	71
<b>4.</b>	<b>まとめ</b> .....	<b>76</b>
	<b>参考文献</b> .....	<b>77</b>
	<b>資料 A</b> データファイル .....	<b>78</b>
	A.1 データファイル一覧 .....	78
	A.2 データファイル様式 .....	78
	<b>資料 B</b> 豊浦砂の土質試験結果 .....	<b>80</b>
	<b>資料 C</b> 土槽体積の計算結果および砂の投入量 .....	<b>82</b>
	C.1 土槽寸法の計測方法 .....	82
	C.2 砂の投入量 .....	83
	<b>資料 D</b> 地盤反力分布 (Case 1~4) .....	<b>84</b>

# 目次

2.1	荷重パターン図	4
2.2	砂流入防止機構	4
2.3	砂流入防止機構概念図	4
2.4	実験模型	6
2.5	慣性モーメント算出概念図	7
2.6	中空部分を有する部材の慣性モーメント算出方法	9
2.7	豊浦砂粒度分布	11
2.8	豊浦砂 ( $D_r=80\%$ ) 繰返し変形特性	11
2.9	豊浦砂 ( $D_r=60\%$ ) 繰返し変形特性	11
2.10	地盤作成フロー図	13
2.11	地盤密度確認に用いる地盤高さの計測位置	14
2.12	実験荷重装置図	16
2.13	アクチュエーター構造	17
2.14	荷重点概略図	17
2.15	荷重治具	17
2.16	計測器設置位置図	18
2.17	2方向ロードセルで計測されるせん断力の符号	21
2.18	2方向ロードセル構造	22
2.19	データ収録方法	24
2.20	計測手順	25
2.21	実験地盤高さ計測位置	26
2.22	ゼロ補正方法	30
2.23	2方向ロードセル補正方法	31
2.24	基礎底面作用力算出法および符号	31
2.25	基礎上載土による抵抗モーメント $M_f$ 算出方法	31
2.26	基礎鉛直変位・回転角算出法および符号	32
2.27	基礎の傾斜の評価	32
2.28	基礎底面中心位置の水平変位の評価	33
3.1	Case 1 地盤変形図	36

3.2	Case 2 地盤変形図	36
3.3	Case 3 地盤変形図	36
3.4	Case 4 地盤変形図	36
3.5	Case 1 地盤高さ計測結果	37
3.6	Case 2 地盤高さ計測結果	37
3.7	Case 3 地盤高さ計測結果	38
3.8	Case 4 地盤高さ計測結果	38
3.9	Case 1 スナップショット	39
3.10	Case 2 スナップショット	39
3.11	Case 3 スナップショット	39
3.12	Case 4 スナップショット	39
3.13	Case 1 基礎底面位置 ( $5\delta_0$ )	40
3.14	Case 1 基礎底面位置 ( $10\delta_0$ )	40
3.15	Case 2 基礎底面位置 ( $5\delta_0$ )	40
3.16	Case 2 基礎底面位置 ( $10\delta_0$ )	40
3.17	Case 3 基礎底面位置 ( $5\delta_0$ )	40
3.18	Case 3 基礎底面位置 ( $10\delta_0$ )	40
3.19	Case 4 基礎底面位置 ( $5\delta_0$ )	40
3.20	Case 4 基礎底面位置 ( $10\delta_0$ )	40
3.21	Case 1 基礎接地幅時刻歴	42
3.22	Case 2 基礎接地幅時刻歴	42
3.23	Case 3 基礎接地幅時刻歴	42
3.24	Case 4 基礎接地幅時刻歴	42
3.25	上載土による浮上り抵抗概念図	44
3.26	鉛直力が負になる時の作用荷重概念図	44
3.27	Case 2 上載土による浮上り抵抗	45
3.28	Case 3 上載土による浮上り抵抗	45
3.29	Case 4 上載土による浮上り抵抗	45
3.30	基礎上面に作用する鉛直力の計算	46
3.31	Case 2 基礎上面に作用する鉛直荷重－鉛直変位関係	47
3.32	Case 3 基礎上面に作用する鉛直荷重－鉛直変位関係	47
3.33	Case 4 基礎上面に作用する鉛直荷重－鉛直変位関係	48
3.34	Case 1 載荷変位 $\delta$ 時刻歴	50
3.35	Case 1 鉛直変位 $v$ 時刻歴	50
3.36	Case 1 水平変位 $u$ 時刻歴	50

3.37	Case 1 回転角 $\theta$ 時刻歴	50
3.38	Case 2 載荷変位 $\delta$ 時刻歴	51
3.39	Case 2 鉛直変位 $v$ 時刻歴	51
3.40	Case 2 水平変位 $u$ 時刻歴	51
3.41	Case 2 回転角 $\theta$ 時刻歴	51
3.42	Case 3 載荷変位 $\delta$ 時刻歴	52
3.43	Case 3 鉛直変位 $v$ 時刻歴	52
3.44	Case 3 水平変位 $u$ 時刻歴	52
3.45	Case 3 回転角 $\theta$ 時刻歴	52
3.46	Case 4 載荷変位 $\delta$ 時刻歴	53
3.47	Case 4 鉛直変位 $v$ 時刻歴	53
3.48	Case 4 水平変位 $u$ 時刻歴	53
3.49	Case 4 回転角 $\theta$ 時刻歴	53
3.50	Case 1 載荷荷重 $P_H$ 時刻歴	55
3.51	Case 1 鉛直力 $V$ 時刻歴	55
3.52	Case 1 水平力 $H$ 時刻歴	55
3.53	Case 1 モーメント $M$ 時刻歴	55
3.54	Case 2 載荷荷重 $P_H$ 時刻歴	56
3.55	Case 2 鉛直力 $V$ 時刻歴	56
3.56	Case 2 モーメント $M$ 時刻歴	56
3.57	Case 3 載荷荷重 $P_H$ 時刻歴	57
3.58	Case 3 鉛直力 $V$ 時刻歴	57
3.59	Case 3 水平力 $H$ 時刻歴	57
3.60	Case 3 モーメント $M$ 時刻歴	57
3.61	Case 4 載荷荷重 $P_H$ 時刻歴	58
3.62	Case 4 鉛直力 $V$ 時刻歴	58
3.63	Case 4 水平力 $H$ 時刻歴	58
3.64	Case 4 モーメント $M$ 時刻歴	58
3.65	Case 1 $P_H, H$ 時刻歴	59
3.66	Case 3 $P_H, H$ 時刻歴	59
3.67	Case 4 $P_H, H$ 時刻歴	59
3.68	Case 1 載荷荷重 $P_H$ - 載荷点変位 $\delta$	60
3.69	Case 2 載荷荷重 $P_H$ - 載荷点変位 $\delta$	60
3.70	Case 3 載荷荷重 $P_H$ - 載荷点変位 $\delta$	60
3.71	Case 4 載荷荷重 $P_H$ - 載荷点変位 $\delta$	60



3.72	Case 1 $H - u$ 関係	61
3.73	Case 3 $H - u$ 関係	61
3.74	Case 4 $H - u$ 関係	61
3.75	Case 4 基礎底面せん断力時刻歴 (上段: No. 7-No. 11, 下段: No. 1-No. 6)	62
3.76	Case 4 基礎底面せん断力作用概念図	62
3.77	Case 3 $H_s - \delta$ 関係	64
3.78	Case 4 $H_s - \delta$ 関係	64
3.79	ランキン受働土圧受圧面	64
3.80	Case 1 $M - \theta$ 関係	65
3.81	Case 2 $M - \theta$ 関係	65
3.82	Case 3 $M - \theta$ 関係	65
3.83	Case 4 $M - \theta$ 関係	65
3.84	Case 1 $M, M_{PH}$ 時刻歴	67
3.85	Case 2 $M, M_{PH}$ 時刻歴	68
3.86	Case 3 $M, M_{PH}$ 時刻歴	68
3.87	Case 4 $M, M_{PH}$ 時刻歴	68
3.88	Case 1 $\delta - v$ 関係	70
3.89	Case 2 $\delta - v$ 関係	70
3.90	Case 3 $\delta - v$ 関係	70
3.91	Case 4 $\delta - v$ 関係	70
3.92	各載荷変位に対する残留鉛直変位抽出点	71
3.93	残留水平変位 $u_r$	71
3.94	根入れの有無による残留鉛直変位の違い (Case 1, 3)	73
3.95	根入れの有無による残留回転角の違い (Case 1, 3)	73
3.96	根入れの有無による残留水平変位の違い (Case 1, 3)	73
3.97	根入れ深さによる残留鉛直変位の違い (Case 3, 4)	75
3.98	根入れ深さによる残留回転角の違い (Case 3, 4)	75
3.99	根入れ深さによる残留水平変位の違い (Case 3, 4)	75
C.1	地盤密度確認に用いる地盤高さの計測位置	83
D.1	CASE1 $\delta = \delta_0/2 P_H = 0$	84
D.2	CASE1 $\delta = \delta_0/2 P_H = P_{Hmax}$	84
D.3	CASE1 $\delta = \delta_0/2 P_H = P_{Hmin}$	84
D.4	CASE1 $\delta = \delta_0 P_H = 0$	84
D.5	CASE1 $\delta = \delta_0 P_H = P_{Hmax}$	84

D.6	CASE1 $\delta=\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	84
D.7	CASE1 $\delta=3\delta_0$ $P_H = 0$ .....	85
D.8	CASE1 $\delta=3\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	85
D.9	CASE1 $\delta=3\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	85
D.10	CASE1 $\delta=5\delta_0$ $P_H = 0$ .....	85
D.11	CASE1 $\delta=5\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	85
D.12	CASE1 $\delta=5\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	85
D.13	CASE1 $\delta=8\delta_0$ $P_H = 0$ .....	86
D.14	CASE1 $\delta=8\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	86
D.15	CASE1 $\delta=8\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	86
D.16	CASE1 $\delta=10\delta_0$ $P_H = 0$ .....	86
D.17	CASE1 $\delta=10\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	86
D.18	CASE1 $\delta=10\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	86
D.19	CASE2 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = 0$ .....	87
D.20	CASE2 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = P_{H\max}$ .....	87
D.21	CASE2 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = P_{H\min}$ .....	87
D.22	CASE2 $\delta=\delta_0$ $P_H = 0$ .....	87
D.23	CASE2 $\delta=\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	87
D.24	CASE2 $\delta=\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	87
D.25	CASE2 $\delta=3\delta_0$ $P_H = 0$ .....	88
D.26	CASE2 $\delta=3\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	88
D.27	CASE2 $\delta=3\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	88
D.28	CASE2 $\delta=5\delta_0$ $P_H = 0$ .....	88
D.29	CASE2 $\delta=5\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	88
D.30	CASE2 $\delta=5\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	88
D.31	CASE2 $\delta=8\delta_0$ $P_H = 0$ .....	89
D.32	CASE2 $\delta=8\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	89
D.33	CASE2 $\delta=8\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	89
D.34	CASE2 $\delta=10\delta_0$ $P_H = 0$ .....	89
D.35	CASE2 $\delta=10\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	89
D.36	CASE2 $\delta=10\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	89
D.37	CASE3 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = 0$ .....	90
D.38	CASE3 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = P_{H\max}$ .....	90
D.39	CASE3 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = P_{H\min}$ .....	90
D.40	CASE3 $\delta=\delta_0$ $P_H = 0$ .....	90

D.41	CASE3 $\delta=\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	90
D.42	CASE3 $\delta=\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	90
D.43	CASE3 $\delta=3\delta_0$ $P_H = 0$ .....	91
D.44	CASE3 $\delta=3\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	91
D.45	CASE3 $\delta=3\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	91
D.46	CASE3 $\delta=5\delta_0$ $P_H = 0$ .....	91
D.47	CASE3 $\delta=5\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	91
D.48	CASE3 $\delta=5\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	91
D.49	CASE3 $\delta=8\delta_0$ $P_H = 0$ .....	92
D.50	CASE3 $\delta=8\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	92
D.51	CASE3 $\delta=8\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	92
D.52	CASE3 $\delta=10\delta_0$ $P_H = 0$ .....	92
D.53	CASE3 $\delta=10\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	92
D.54	CASE3 $\delta=10\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	92
D.55	CASE4 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = 0$ .....	93
D.56	CASE4 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = P_{H\max}$ .....	93
D.57	CASE4 $\delta=\delta_0/2$ $P_H = P_{H\min}$ .....	93
D.58	CASE4 $\delta=\delta_0$ $P_H = 0$ .....	93
D.59	CASE4 $\delta=\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	93
D.60	CASE4 $\delta=\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	93
D.61	CASE4 $\delta=3\delta_0$ $P_H = 0$ .....	94
D.62	CASE4 $\delta=3\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	94
D.63	CASE4 $\delta=3\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	94
D.64	CASE4 $\delta=5\delta_0$ $P_H = 0$ .....	94
D.65	CASE4 $\delta=5\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	94
D.66	CASE4 $\delta=5\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	94
D.67	CASE4 $\delta=8\delta_0$ $P_H = 0$ .....	95
D.68	CASE4 $\delta=8\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	95
D.69	CASE4 $\delta=8\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	95
D.70	CASE4 $\delta=10\delta_0$ $P_H = 0$ .....	95
D.71	CASE4 $\delta=10\delta_0$ $P_H = P_{H\max}$ .....	95
D.72	CASE4 $\delta=10\delta_0$ $P_H = P_{H\min}$ .....	95

# 表目次

2.1	実験ケース	3
2.2	模型各部材構造図	8
2.3	模型重心および慣性モーメント	9
2.4	$D_r$ 算出に用いた最大・最小乾燥密度	10
2.5	豊浦標準砂の土質試験結果	10
2.6	地盤作成方法	12
2.7	計測器一覧 (1/2)	20
2.8	計測器一覧 (2/2)	21
2.9	2方向ロードセル検定結果 (鉛直)	23
2.10	2方向ロードセル検定結果 (せん断)	23
2.11	各データの収録周波数および計測項目	24
3.1	地盤作成結果	34
3.2	上載土による浮上り抵抗	45
3.3	$M_{PH}$ , $M$ の最大モーメント比較	66
3.4	基礎上載土による抵抗モーメントの割合	67
A.1	データ一覧	78
A.2	計測データファイル様式	79
B.1	$D_r = 80\%$ の地盤の変形特性	80
B.2	$D_r = 60\%$ の地盤の変形特性	81
C.1	土槽寸法実測値 (長さ方向)	82
C.2	土槽寸法実測値 (幅方向)	82
C.3	各層ごとの砂の投入量	83

# 写真目次

2.1	載荷実験状況(根入れ前) .....	2
2.2	砂流入防止機構 .....	4
2.3	模型側面 .....	5
2.4	模型正面 .....	5
2.5	模型基礎部側面 .....	6
2.6	模型基礎部上面 .....	6
2.7	空中落下法による地盤作成 .....	15
2.8	支持地盤の締固め状況 .....	15
2.9	根入れ部への砂の投入 .....	15
2.10	根入れ地盤の締固めに用いるバイブレータの設置 .....	15
2.11	計測器設置状況 .....	19

# 1. はじめに

直接基礎は良質な地盤に支持されていることや中小規模の地震に対する耐震設計において様々な制限値を設けていることなどから、大地震時にも過度な残留変位は生じないと考えられており、大地震に対する照査が省略されてきた。しかし、より合理的な耐震設計法を確立すべく、著者らは直接基礎の静的荷重による繰返し載荷実験<sup>1)</sup>および振動台実験<sup>2)</sup>を行い、地震時における直接基礎の挙動を調べてきた。これらの実験は、数値モデルを開発する上で基本的な現象を把握しやすいよう、基礎の根入れが無い状態で行われたものである。

一方、直接基礎は埋め戻し土で覆われ、根入れされていることが一般的である。根入れ深さは施工位置の地盤条件などにより異なるが、平成6年度に日本国内で工事発注されたスパン20 m以上の道路橋における直接基礎の根入れ深さは、1.0 m未満のものが全体の約20%と最も多く、深くなるにつれて全体に占める割合は減少し、最も深いもので9.0 mであった<sup>3)</sup>。直接基礎は、比較的小さな地震力で浮上りが生じ、その結果、上部構造に入力される荷重も小さくなると考えられているが、根入れにより基礎の抵抗が大きくなると、地震時に上部構造に入力される荷重も大きくなる。また、基礎が根入れされた状態での復元力特性や、残留変位についても明確にされていない。

そこで、本件究は、根入れをした直接基礎の復元力特性および残留変位などの挙動を把握する目的で、準静的な繰返し水平載荷実験を行った。

## 2. 実験条件

### 2.1 実験概要

実験に用いた土槽は、幅 0.7 m × 長さ 3.0 m × 深さ 1.2 m の小型土槽の側方部分をウレタン材で約 60 cm 間詰めし、土槽内寸を幅 0.7 m × 長さ 2.4 m × 深さ 1.2 m にしたものである。実験地盤は気燥状態の豊浦標準砂を用いて、基礎底面までの 0.7 m を  $D_r = 80\%$  で、根入れ部は  $D_r = 60\%$  で作成された。直接基礎模型は土層のほぼ中央に設置された。直接基礎模型は、いずれも剛である基礎、柱、上部構造部からなる鋼製模型である。模型頂部に強制水平変位を与えて載荷した。

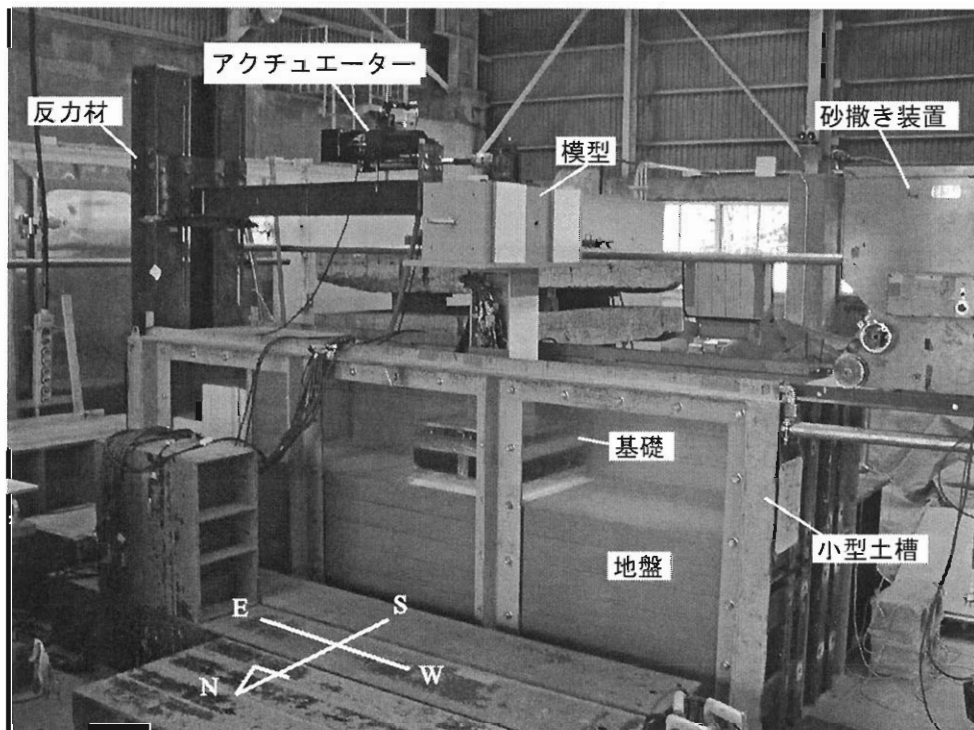


写真-2.1 載荷実験状況 (根入れ前)

## 2.2 実験ケース

実験ケースを表-2.1に示す。実験ケースは全4ケースである。載荷パターンを図-2.1に示す。載荷基準変位 $\delta_0$ は、以前に行った繰返し水平載荷実験<sup>1)</sup>の結果を考慮し、 $\delta_0 = 10 \text{ mm}$ とした。この載荷パターンは以前の実験<sup>1)</sup>にてType II載荷パターンと呼んでいたもので、強度は大きい繰返し回数は少ない地震動を想定したものである<sup>7)</sup>。模型基礎底面以深の地盤を支持地盤、模型基礎底面以上を根入れ地盤と区分した。支持地盤は全ケースとも厚さ700 mmとし、相対密度 $D_r = 80\%$ を目標として作成された。根入れ地盤は、実験ケースごとに地盤厚さが変えられており、相対密度 $D_r = 60\%$ を目標として作成された。次に、砂流入防止措置方法を図-2.2, 2.3, 写真-2.2に示す。乾燥砂で根入れした場合、載荷に伴う基礎の浮上り時に、浮き上がった基礎底面の下に砂が流入することが考えられる。一方で、実際の直接基礎の周辺地盤は自然含水状態にあることも多く、基礎の根入れが浅ければ周辺地盤は自立すると考えられる。そこで、砂流入防止措置を行わない場合と行った場合をパラメータとした。なお、実験はCase 2, 3, 1, 4の順番で行われた。

表-2.1 実験ケース

Case	載荷パターン	支持地盤		根入れ地盤		砂流入防止措置の有無
		地盤厚さ (mm)	目標相対密度 (%)	地盤厚さ (mm)	目標相対密度 (%)	
Case 1	水平交番載荷 Type II	700	80	なし	-	無
Case 2	水平交番載荷 Type II	700	80	350	60	無
Case 3	水平交番載荷 Type II	700	80	350	60	有
Case 4	水平交番載荷 Type II	700	80	450	60	有



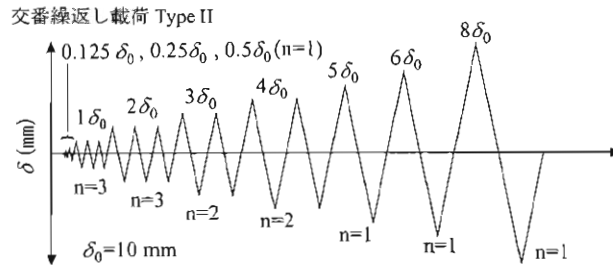


図-2.1 载荷パターン図

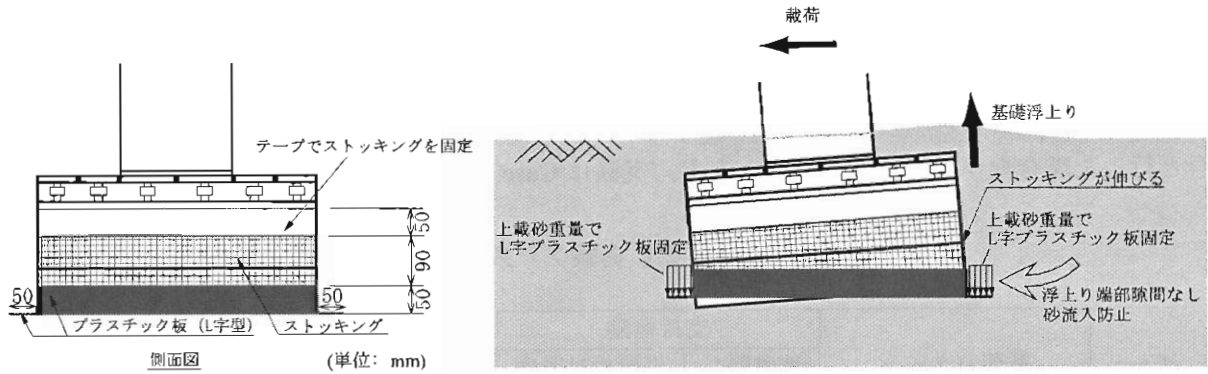


図-2.2 砂流入防止機構

図-2.3 砂流入防止機構概念図

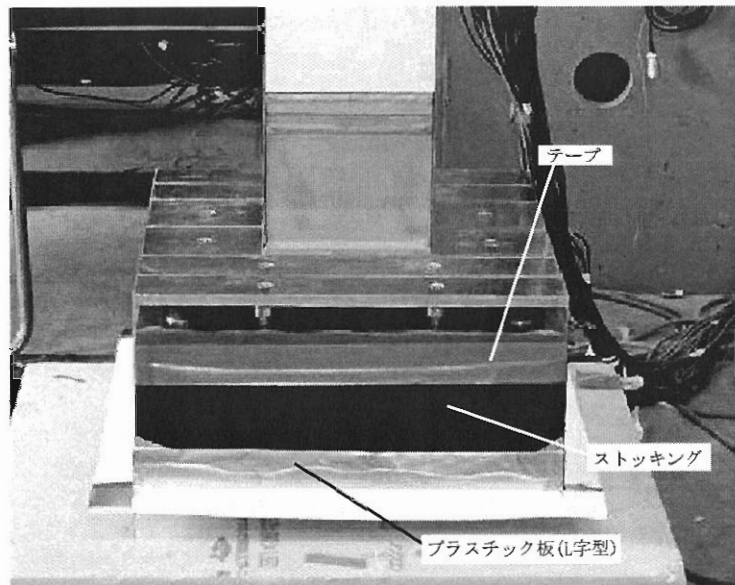


写真-2.2 砂流入防止機構

## 2.3 実験模型モデル

図-2.4, 写真-2.3, 2.4 に実験に用いた模型を示す。模型は、それぞれ基礎、柱、上部構造部からなり、鋼製である。基礎部の写真を写真-2.5, 2.6 に示す。基礎の平面寸法は 0.5 m × 0.5 m である。基礎上面に 8 つの独立したアルミ板 ( $t = 12 \text{ mm}$ ) を取り付け、そのアルミ板の下に鉛直荷重を計測できる小型ロードセル (LUR-A-2KSA1) を設置した。隣接するアルミ板の間には 5 mm の隙間があり、その隙間にシリコン材を塗布し砂の流入を防いでいる。基礎下部には載荷方向に 11 個 (全て同じ寸法) の 2 方向ロードセルを設置している。ロードセルの性能は「2.8 2 方向ロードセル」に後述する。また、ロードセルの底面 (地盤に接する面) にはサンドペーパー (#60) を貼り、地盤と基礎の境界条件が粗であるようにした。柱には H-200 × 200 × 8 × 12 の H 型鋼が用いられている。模型重量は表-2.2 に示す通りであり全重量は 9.454 kN である。また、アクリル板 ( $t = 2 \text{ mm}$ ) で四辺を囲むことでロードセル間の側面の隙間を塞いだ。この時、アクリル板は荷重計測に影響を与えないように、アクリル板は上部のアルミ板および下部の 2 方向ロードセルには接着させず、上部ロードセル部と下部ロードセル部との間の基礎本体の鋼材部に接着した。

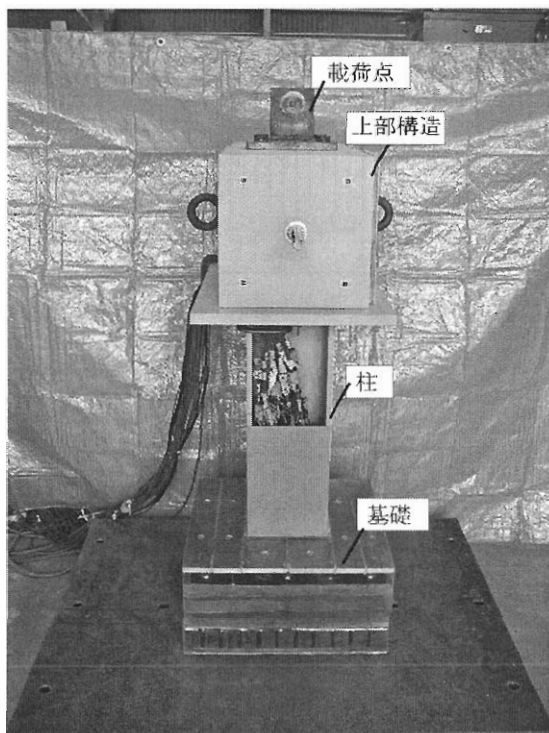


写真-2.3 模型側面

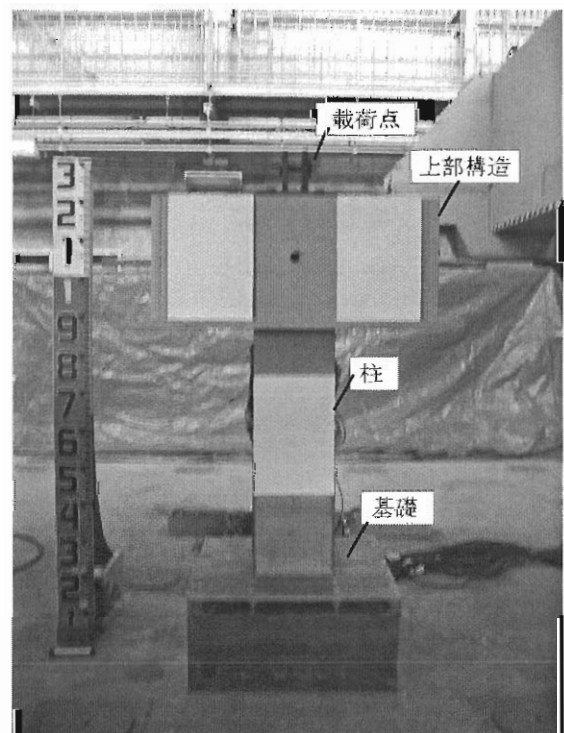
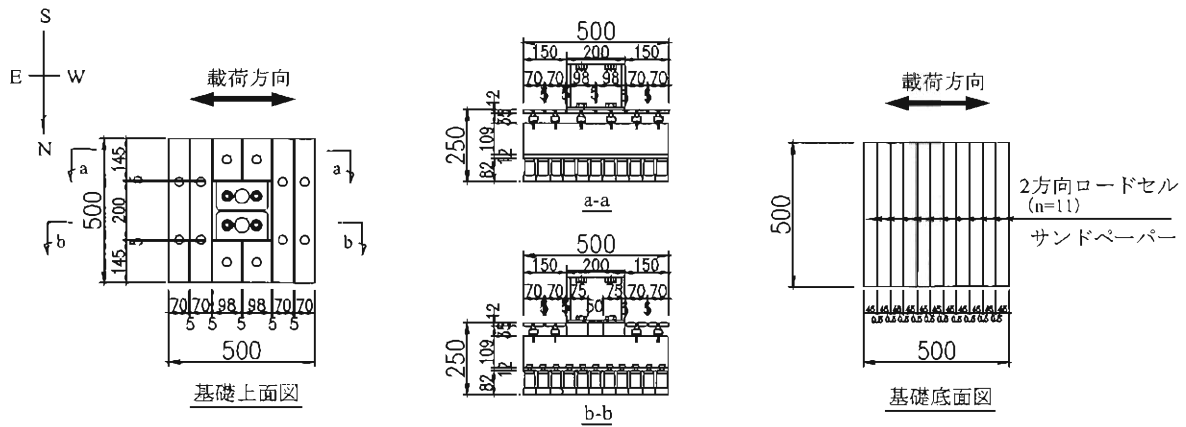
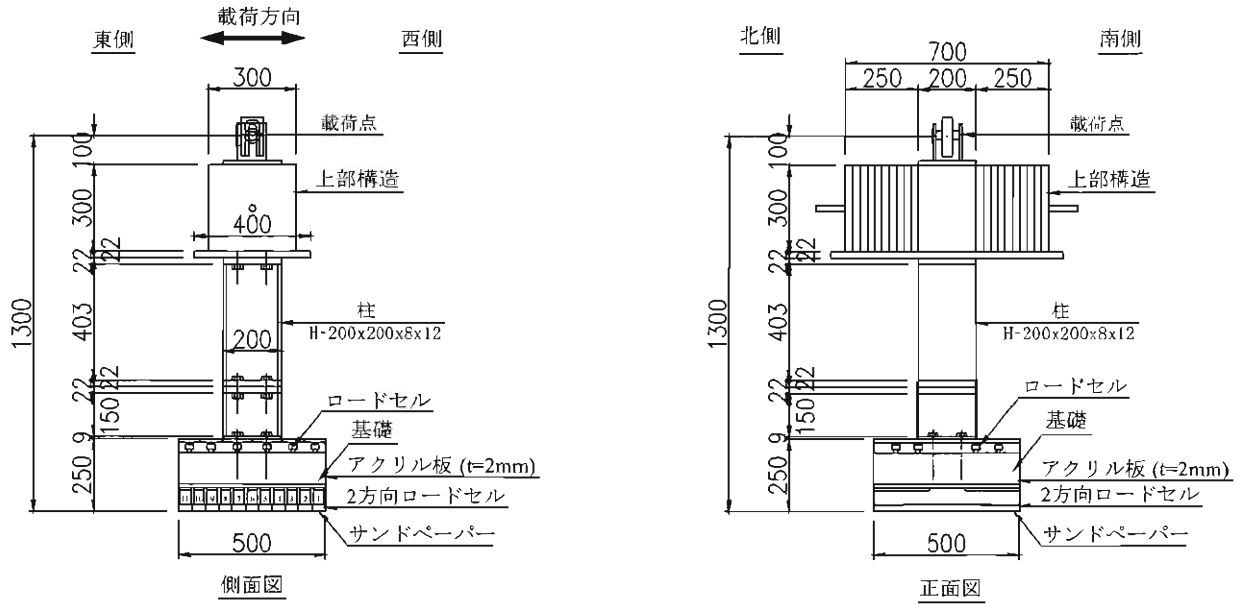


写真-2.4 模型正面



(単位: mm)

図-2.4 実験模型

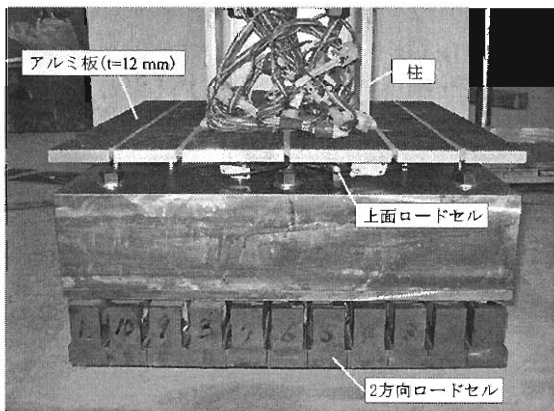


写真-2.5 模型基礎部側面

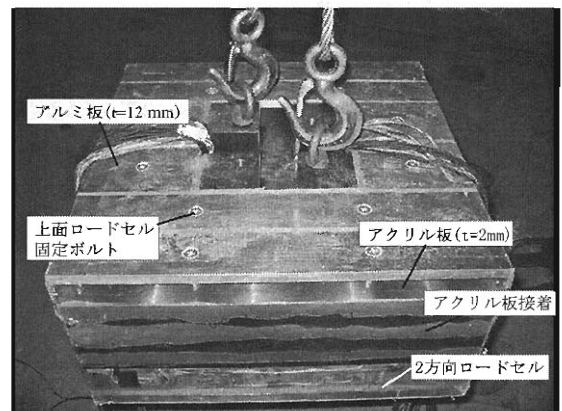


写真-2.6 模型基礎部上面

重心位置および慣性モーメントの算出方法は以下の通りである。表-2.2 に示すように、模型は、上部構造部、柱部、基礎部(2方向ロードセルを含む)の各部位から構成される。さらに、上部構造部は重量部分(上部-1)と重量部分を乗せるプレート部分(上部-2)の各部位に、基礎部は、アルミ板(基礎-1)、上面ロードセル(基礎-2)、柱固定鋼材(基礎-3)、充実断面を有する鋼材(基礎-4)および2方向ロードセル部分との各部位から構成される。分割された各部材の重心軸まわりの回転慣性モーメント  $J_G$  は式(2.1)により算出される。

$$J_G = \frac{m(a^2 + b^2)}{12} \quad (2.1)$$

ここに、 $m$  は各部材の質量、 $a$  および  $b$  は図-2.5 に示すように側面(X-Z平面)寸法であり、また、図-2.5 における x-y-z 座標系は各部材重心位置に原点を有する局所座標系であり、全体座標系である X-Y-Z 座標系に平行である。柱部および基礎-4 は中空部を有する形状をしているため、これらの部材の  $J_G$  は、それらの部材断面を長方形の集合体とみなしてそれぞれの長方形について慣性モーメントを算出し、その合計値とした(図-2.6 参照)。全体座標系の Y 軸を Z 軸に沿って平行に移動した任意の基準軸  $Y_R$  軸まわりの各部材の慣性モーメント  $J$  は次式により算出できる。

$$J = J_G + mR^2 \quad (2.2)$$

$R$  は各部材の重心  $0''$  から任意の点  $0'$  までの距離である。表-2.3 に計算結果を示す。

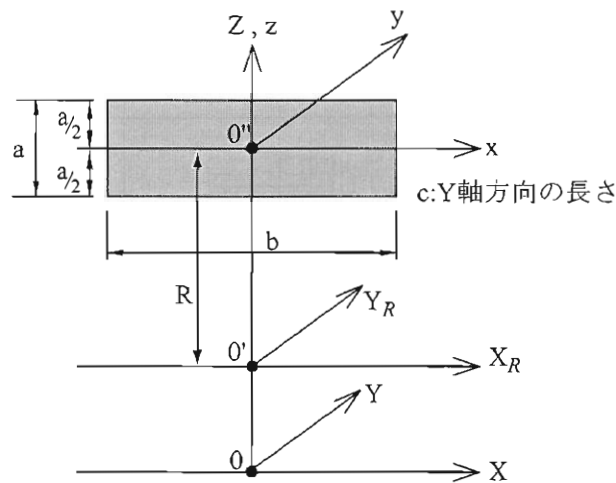


図-2.5 慣性モーメント算出概念図

表-2.2 模型各部材構造図

部位	部材	側面図 (mm)	正面図 (mm)	重量* (kN)	
上部構造	上部-1			4.796	5.335
	上部-2			0.539	
柱	柱			0.530	
基礎	基礎-1			0.065	3.589
	基礎-2			0.010	
	基礎-3			0.081	
	基礎-4			2.325	
	2方向 ロードセル (11個)			1.108	

\*:重量は、上部構造、柱、基礎部の各部位単位で計測した結果であり、各部材の重量は以下のように算出した。なお、すべての重量は kgf 単位で計測した値に、1 kgf = 9.8065 N を乗じて換算している。

上部-2 の値は部材の形状と材質 (鋼材: 7850 kg/m<sup>3</sup>) からの計算値。

上部-1 の値は計測した上部構造部重量より上部-2 の計算重量を差し引いた値。

基礎-1 の値は部材の形状と材質 (アルミ: 2800kg/m<sup>3</sup>) の計算値。

基礎-2 の値はロードセルであり、値はカタログ値 (80g/個)。

基礎-3 の値は部材の形状と材質 (鋼材: 7850 kg/m<sup>3</sup>) の計算値。

2 方向ロードセルの値は計測した重量。

基礎-4 の値は基礎部重量 (計測値) から基礎-1~3 および 2 方向ロードセル重量を差し引いた値。

表-2.3 模型重心および慣性モーメント

部位	部材	質量 $m$ (kg)	形状寸法			部材重心位置 (基礎底面より) (m)	部材重心軸回りの 慣性モーメント ( $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ )
			$a$ (m)	$b$ (m)	$c$ (m)		
上部構造	上部-1	489	0.300	0.300	0.700	1.050	7.335
	上部-2	55	0.022	0.400	0.800	0.889	0.736
柱	柱 *1	54	0.181	0.200	0.200	0.564	2.391
基礎	基礎-1	7	0.012	0.500	0.500	0.244	0.227
	基礎-2*2	1	0.035	0.028	0.028	0.223	0.028
	基礎-3*2	8	0.047	0.075	0.075	0.146	0.093
	基礎-4	237	0.121	0.500	0.500	0.081	5.233
	2方向ロードセル	113	0.082	0.500	0.500	0.041	2.417

部位	部位重心位置 (基礎底面より) (m)	部位重心軸回りの 慣性モーメント $J_G$ ( $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ )	基礎重心位置から 各部位重心位置ま での距離 (m)	基礎重心軸回りの 慣性モーメント $J_0$ ( $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ )	模型の重心軸回りの 慣性モーメント ( $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ )
上部構造	$h_T=1.034$	9.352	0.960	510.995	92.477
柱	$h_P=0.564$	2.391	0.491	15.386	2.736
基礎	$h_F=0.073$	8.388	0.000	8.388	127.043
模型全体	$h_G=0.643$	-	0.570	534.769	222.246

\*1:柱のH型形状を考慮して計算した値.

\*2:上部ロードセル, 柱固定鋼材の形状寸法は, 一つあたりの値.

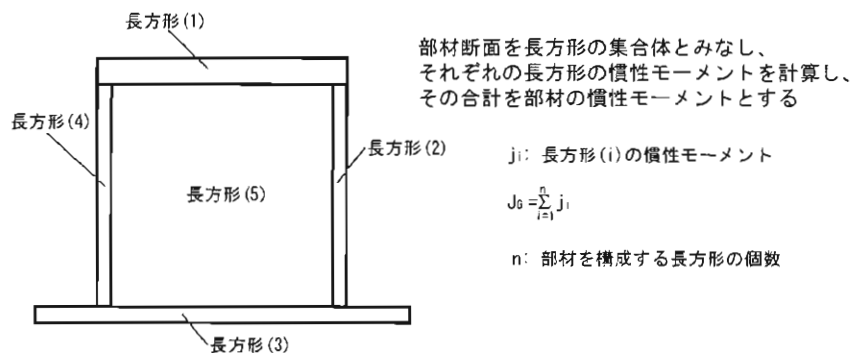


図-2.6 中空部分を有する部材の慣性モーメント算出方法

## 2.4 実験地盤

地盤材料は、気乾状態の豊浦標準砂である。本実験における実験地盤の相対密度は、表-2.5 に示す 1999 年に行われた土質試験による最大乾燥密度および最小乾燥密度を用いて算出された。相対密度  $D_r = 80\%$ 、 $D_r = 60\%$  に相当する地盤密度は、それぞれ  $\rho = 1.602 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho = 1.539 \text{ g/cm}^3$  である。なお、本実験は 2004 年 7 月～10 月にかけて行われた。また、参考までに、実験終了後の 2005 年 3 月に行った土質試験結果を図-2.7～図-2.9 および表-2.4 に示す。拘束圧を  $\sigma'_c \text{ (kN/m}^2\text{)}$  とすると、それぞれの弾性係数  $E_0$  は以下のように示される。

$$E_0 = 34.915 \times \sigma'_c{}^{0.4436} \times 10^3 \text{ (MN/m}^2\text{)} \quad (D_r=80\%) \quad (2.3)$$

$$E_0 = 24.675 \times \sigma'_c{}^{0.4776} \times 10^3 \text{ (MN/m}^2\text{)} \quad (D_r=60\%) \quad (2.4)$$

さらに、初期せん断弾性係数と弾性係数の間には以下の関係がある。

$$G_0 = E/2/(1 + \nu) \quad (2.5)$$

ここに、 $\nu$  はポアソン比で 0.3 である。

表-2.4  $D_r$  算出に用いた最大・最小乾燥密度

項目	記号	試験値 ( $\text{g/cm}^3$ )
最大乾燥密度	$\rho_{dmax}$	1.671
最小乾燥密度	$\rho_{dmin}$	1.376

表-2.5 豊浦標準砂の土質試験結果

項目	記号	単位	試験値
比重	$G_s$	$\text{g/cm}^3$	2.655
最大粒径	—	mm	0.850
50%粒径	$D_{50}$	mm	0.170
30%粒径	$D_{30}$	mm	0.151
均等係数	$U_c$	—	1.4
最大乾燥密度	$\rho_{dmax}$	$\text{g/cm}^3$	1.664
最小乾燥密度	$\rho_{dmin}$	$\text{g/cm}^3$	1.364
内部摩擦角 ( $D_r=60\%$ )	$\phi$	°	39.9*
内部摩擦角 ( $D_r=80\%$ )	$\phi$	°	42.1*

粘着力  $c$  を  $c = 0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  として求めた値。

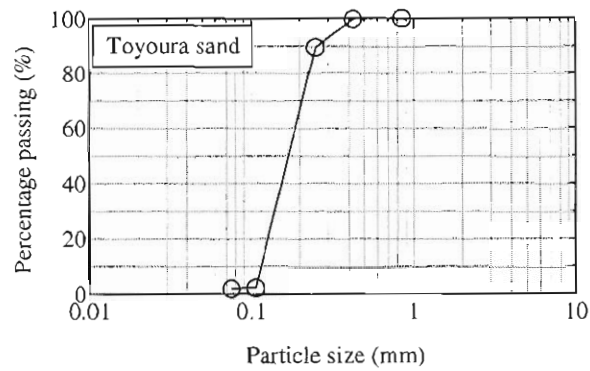


図-2.7 豊浦砂粒度分布

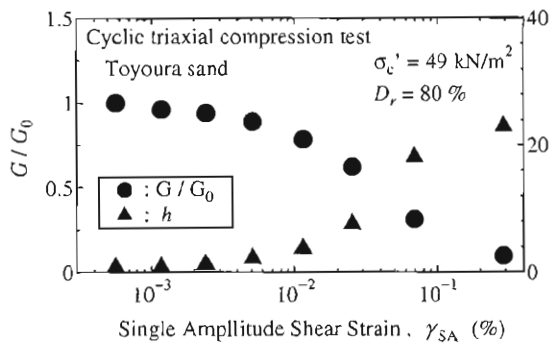


図-2.8 豊浦砂 ( $D_r=80\%$ ) 繰返し変形特性

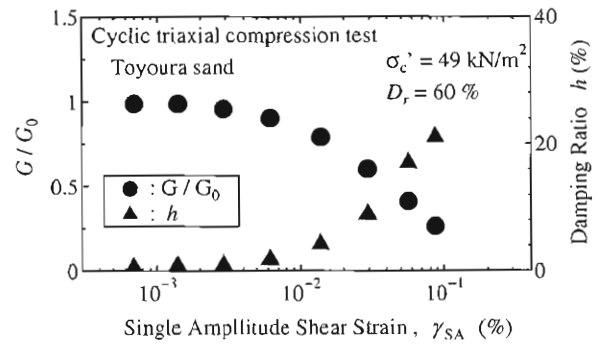


図-2.9 豊浦砂 ( $D_r=60\%$ ) 繰返し変形特性



## 2.5 地盤作成方法

実験地盤の作成手順を図-2.10 に示す。空中落下法で支持地盤の作成を行った。砂撒き装置を写真-2.7 に示す。砂撒き幅は実験土層幅と同じである。実験地盤は層圧 10 cm, または 12.5 cm ごとに作成された。地盤作成の進行に応じて落下高さが異なるため、層毎に砂撒き時のスリット幅と砂撒き後の締固め時間の条件を変えた。あらかじめ予備実験を行い、所定の相対密度  $D_r = 80\%$  の地盤が作成されるようにスリット幅の設定及び締め固め時間の検定を行った。地盤密度は投入した砂重量と作成地盤の体積により求められる。ここに体積の算出に用いる層厚は、各層の地表面高さの計測値と、該当層の下層作成時に計測された地盤高さ計測値との差である。地盤高さ計測位置は図-2.11 に示す 30 点であり、30 点の平均値を地盤高さとした。各実験ケースでの砂撒き条件は表-2.6 の通りである。

表-2.6 地盤作成方法

土層	Case 1		Case 2		Case 3		Case 4	
	スリット幅	締固め方法	スリット幅	締固め方法	スリット幅	締固め方法	スリット幅	締固め方法
1層目	3 mm	30 sec ×1	3 mm	30 sec ×1	3 mm	30 sec ×1	3 mm	30 sec ×1
2層目	3 mm	30 sec ×1	3 mm	30 sec ×1	3 mm	30 sec ×1	3 mm	30 sec ×1
3層目	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1
4層目	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1
5層目	2 mm	30 sec ×1	1.5 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1
6層目	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1	2 mm	30 sec ×1
7層目	2 mm	90 sec ×1	2 mm	90 sec ×1	2 mm	90 sec ×1	2 mm	90 sec ×1
8層目	-	-	-	90 sec ×2	-	90 sec ×2	-	90 sec ×2
9層目	-	-	-	90 sec ×2	-	90 sec ×2	-	90 sec ×2
10層目	-	-	-	45 sec ×2	-	45 sec ×2	-	90 sec ×2
11層目	-	-	-	-	-	-	-	60 sec ×3

注 1:最下層が第一層である。

注 2:各層の層厚は第 1 層～第 7 層, 第 10 層, 第 11 層が 10 cm, 第 7 層, 第 8 層が 12.5 cm である。

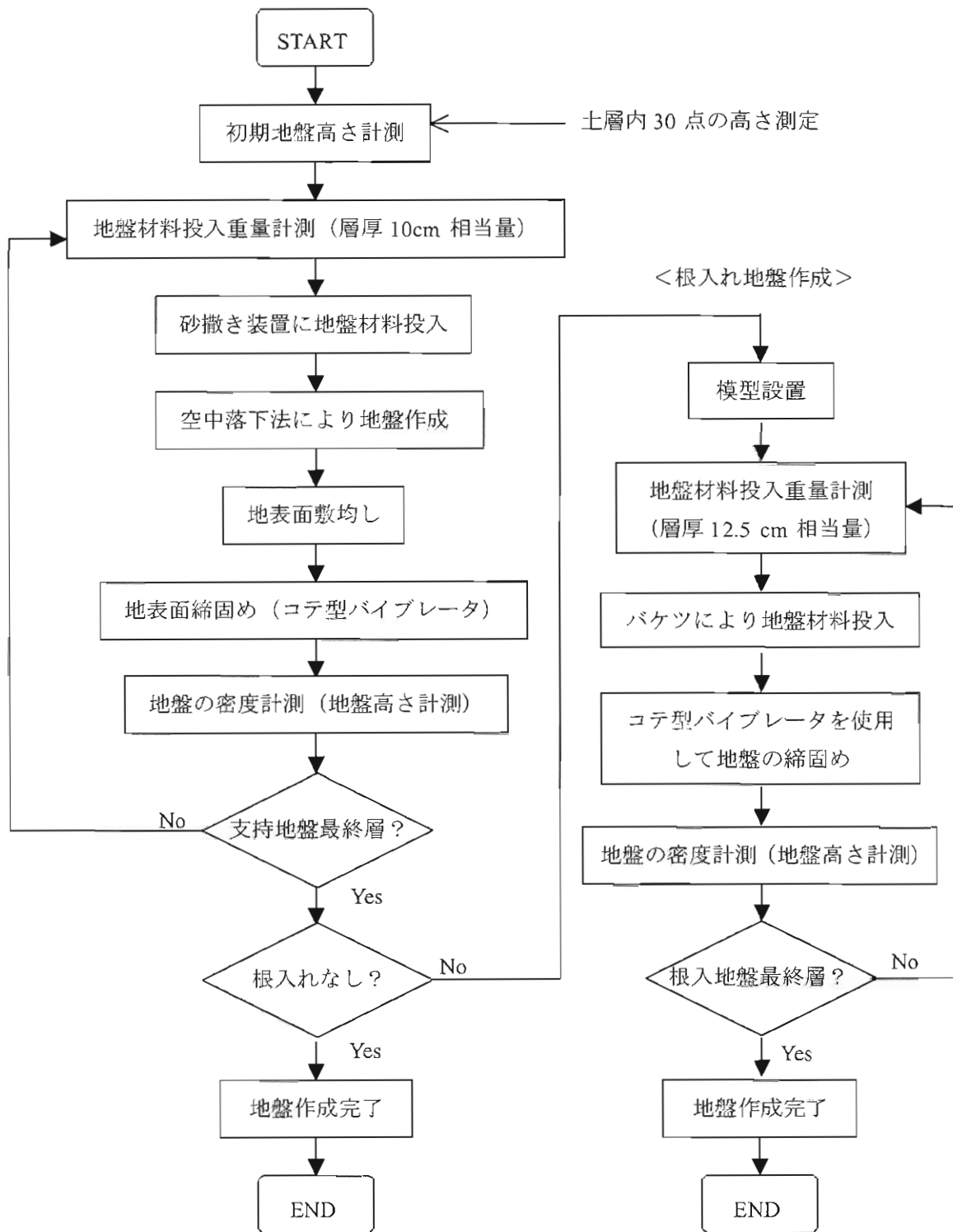


図-2.10 地盤作成フロー図

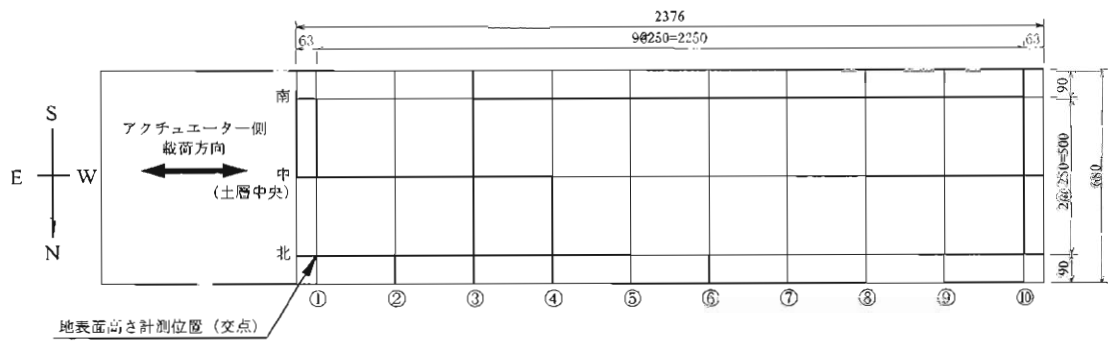


図-2.11 地盤密度確認に用いる地盤高さの計測位置

空中落下法で作成された地盤には、表面にて不陸が生じる一方、実験時には模型を水平に据える必要がある。そこで、コテで表面が水平になるよう均した。さらに、その表面付近の乱した地盤を締固めるために、また、より平滑な表面に仕上げるために、表面上にコンクリート製の板 ( $t = 12$  mm) を敷き、その板上からコテ型バイブレータを当て表面を締固めた(写真-2.8)。

根入れ部の地盤は、相対密度  $D_r = 60\%$  を目標として作成された。模型を設置することにより砂撤き装置を走行させることができないため、バケツにて所定重量の砂を土層内に投入した後、敷均しを行い、表面上に敷いた板上からコテ型バイブレータを当てて地表面を締固めた(写真-2.9, 2.10)。締固め方法(継続時間, 回数)を表-2.6にあわせて示した。

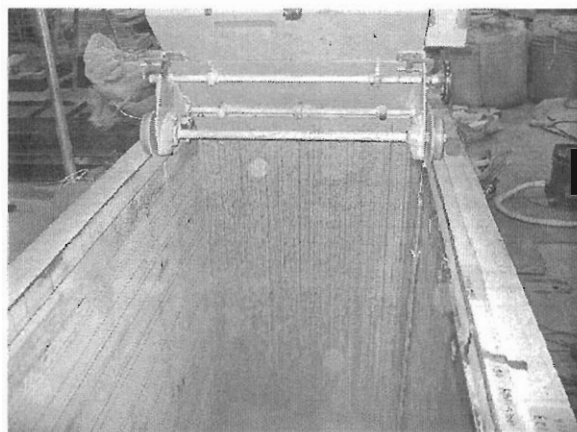


写真-2.7 空中落下法による地盤作成



写真-2.8 支持地盤の締固め状況



写真-2.9 根入れ部への砂の投入

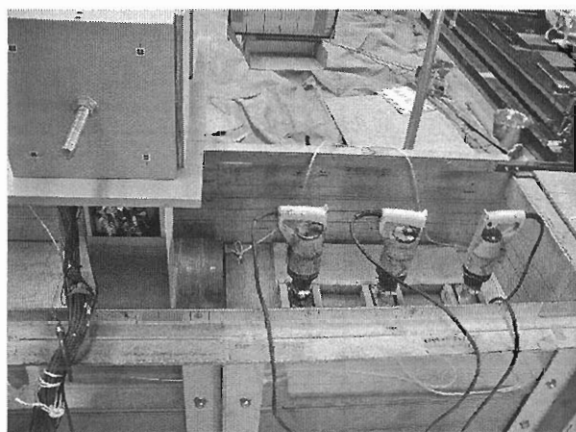


写真-2.10 根入れ地盤の締固めに用いるバイブレータの設置

## 2.6 載荷装置

図-2.12に載荷装置全体図を示す。図-2.13に示すアクチュエーターを用いて模型に載荷した。アクチュエーターは、最大載荷荷重 7.5 kN、最大ストローク 200 mm のものである。水平力の反力は土層側面に取り付けた反力梁 (H-200×200) に取った。載荷は設定した載荷変位に対して変位制御にて行われた。載荷速度は 10 mm/sec を目標に設定した。実際の載荷速度を見ると、変位がプラスである時 (アクチュエーターのストロークが中立位置より伸びる時) は、載荷の押し引きにかかわらず平均 7.4 mm/sec、変位がマイナスである時は平均 9.7 mm/sec 程度であった。

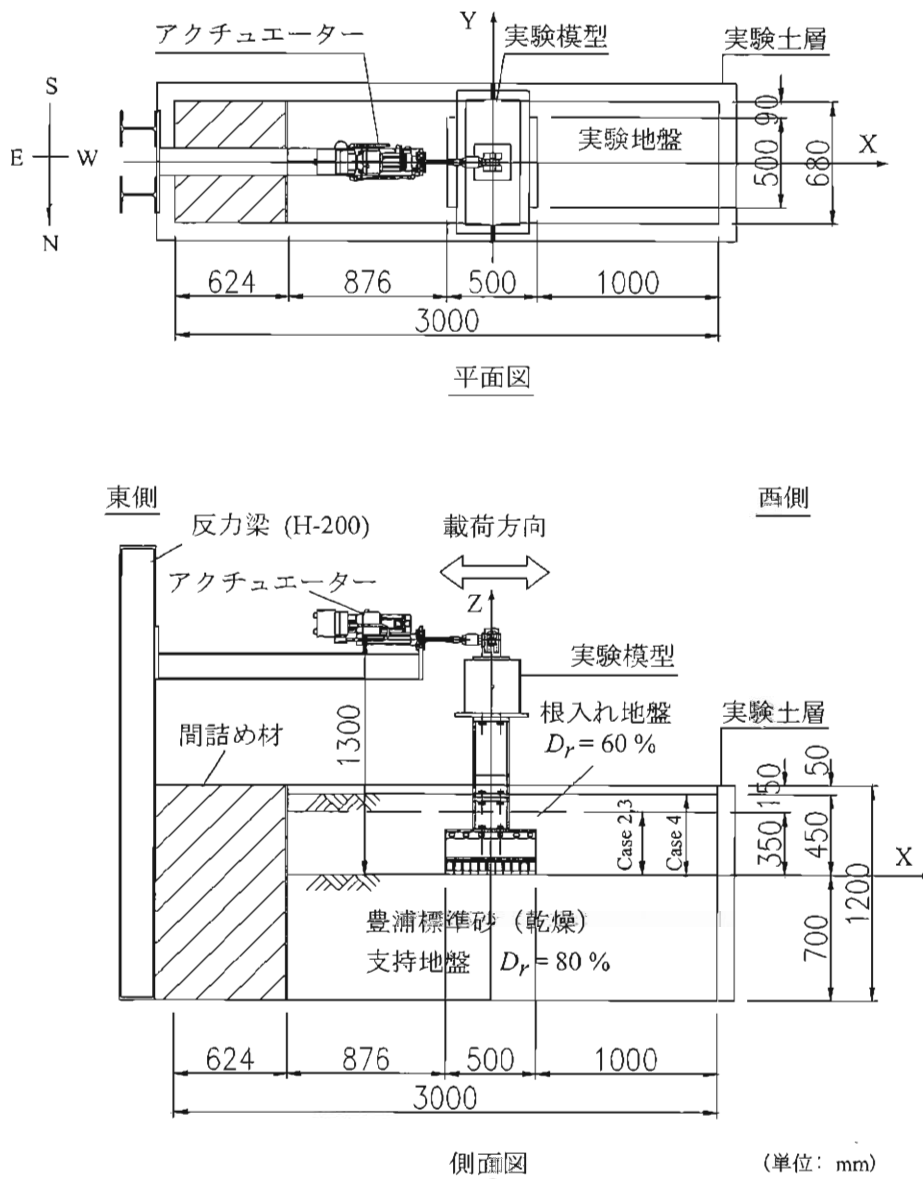


図-2.12 実験載荷装置図

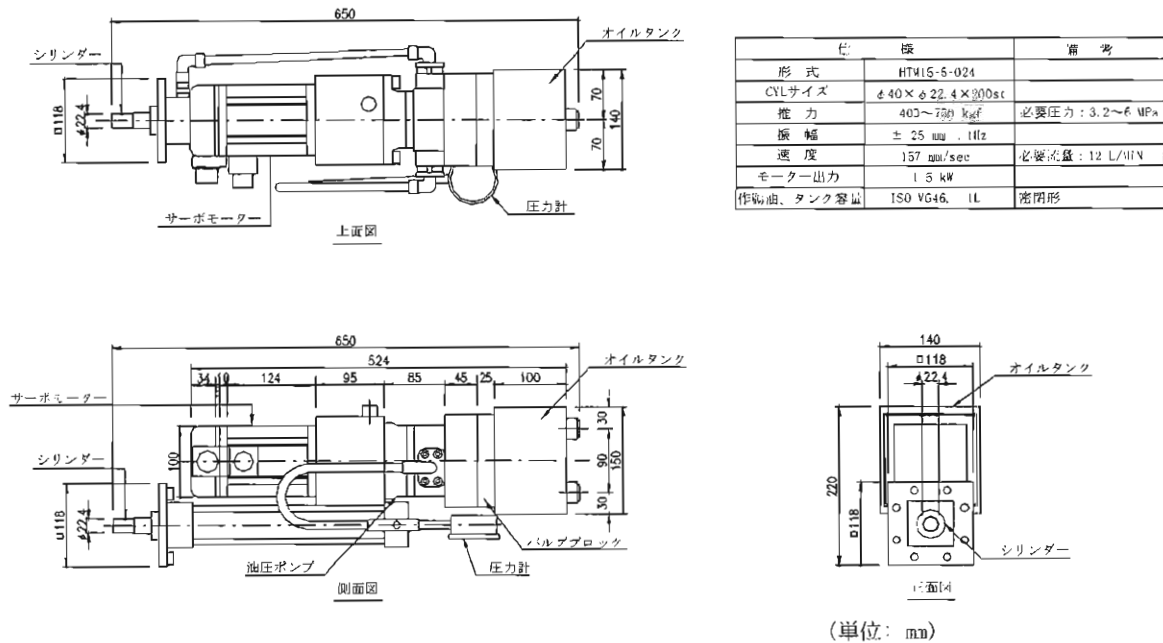


図-2.13 アクチュエーター構造

ここで、荷重点を、荷重中に生じる模型の鉛直変位、回転変位を拘束しない構造とする必要がある。そこで、図-2.14に示す荷重点治具を使用した。写真-2.15の荷重点治具Aをアクチュエーターに固定する。荷重点治具Bを模型頂部に固定する。荷重荷重は荷重点治具Aから荷重点治具Bの軸を介して模型に作用する。以上により、荷重により発生する鉛直および回転変位の拘束は小さいと考えられる。

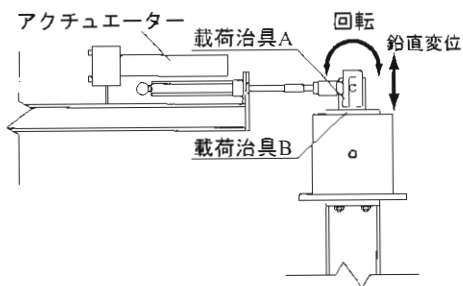


図-2.14 荷重点概略図

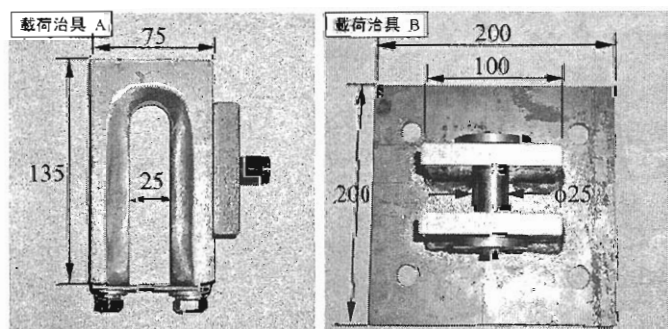


図-2.15 荷重点治具

## 2.7 計測装置

図-2.16 に計測装置の配置図を示す。写真-2.11 は計測器を設置した状況である。表-2.7, 2.8 に計測項目と計測装置の一覧を示す。計測項目は、載荷荷重、基礎底面の鉛直力とせん断力、基礎上面の鉛直力および各位置における変位である。

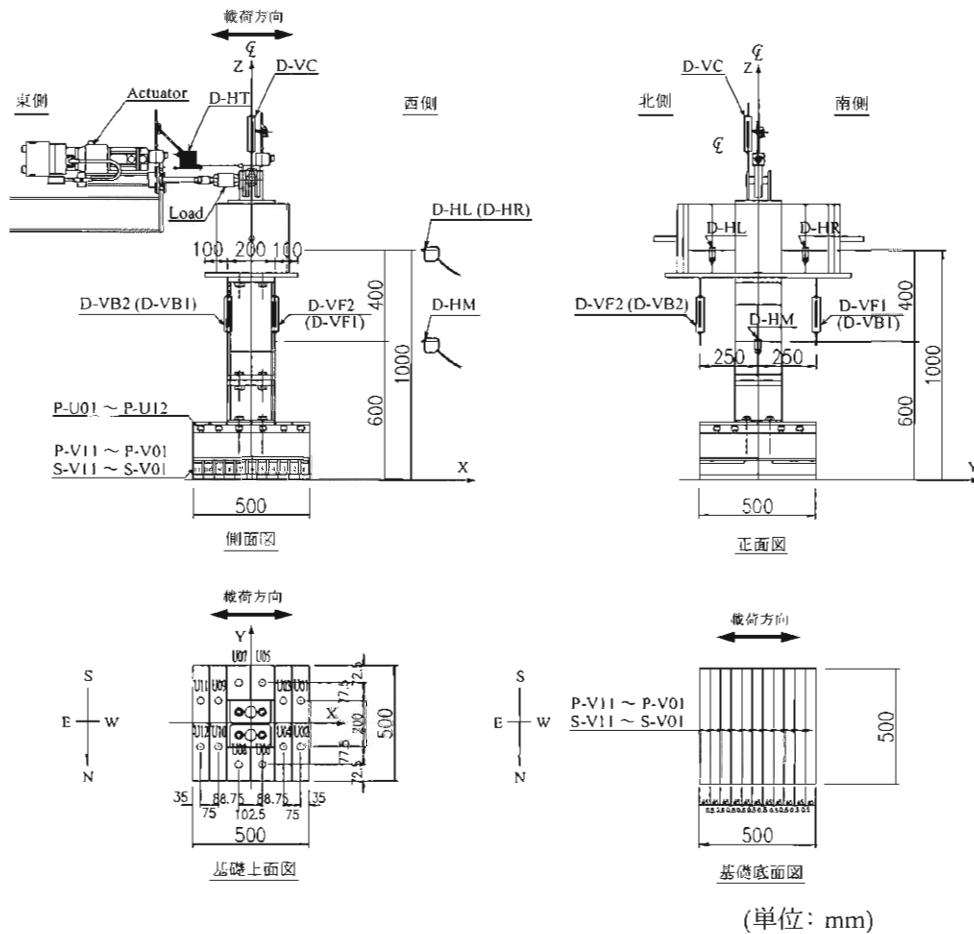


図-2.16 計測器設置位置図

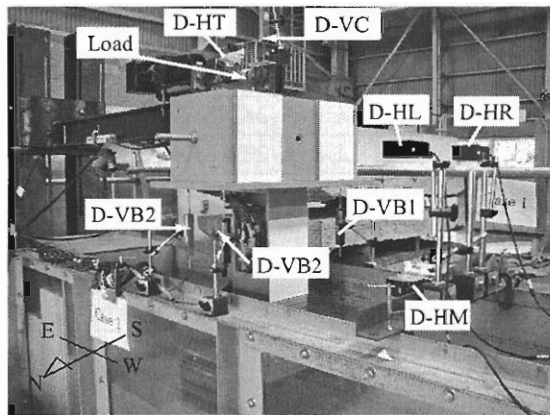


写真-2.11 計測器設置状況



表-2.7 計測器一覽 (1/2)

Ch	Name	計測項目	計測器(型番)*1	単位	校正係数*2	符号
1	D-HT	載荷位置水平変位	DTP-05MDS	mm	0.050	西向きを正
2	Load	載荷荷重	TCLP-20KNB	kN	0.010	圧縮を正
3	-	-	-	-	-	-
4	D-HM	柱部水平変位	LK-500	mm	-	西向きを正
5	D-HR	基礎部水平変位(西側)	LK-500	mm	-	西向きを正
6	D-HL	基礎部水平変位(東側)	LK-500	mm	-	西向きを正
7	D-VC	載荷点鉛直変位	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
8	D-VF1	基礎鉛直変位(北西)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
9	D-VF2	基礎鉛直変位(北東)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
10	D-VB1	基礎鉛直変位(南西)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
11	D-VB2	基礎鉛直変位(南東)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
12	P-U01	基礎上面鉛直力(西側)	LUR-A-2KNSA1	kN	5.477	圧縮を正
13	P-U02	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.525	圧縮を正
14	P-U03	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.504	圧縮を正
15	P-U04	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.465	圧縮を正
16	P-U05	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.471	圧縮を正
17	P-U06	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.531	圧縮を正
18	P-U07	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.471	圧縮を正
19	P-U08	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.504	圧縮を正
20	P-U09	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.501	圧縮を正
21	P-U010	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.504	圧縮を正
22	P-U011	基礎上面鉛直力	LUR-A-2KNSA1	kN	5.492	圧縮を正
23	P-U012	基礎上面鉛直力(東側)	LUR-A-2KNSA1	kN	5.531	圧縮を正
24	P-V01	基礎底面鉛直力(西側)	2-Load cell No. 1	kN	7.122	圧縮を正
25	P-V02	基礎底面鉛直力	No. 2	kN	7.054	圧縮を正
26	P-V03	基礎底面鉛直力	No. 3	kN	7.271	圧縮を正
27	P-V04	基礎底面鉛直力	No. 4	kN	7.178	圧縮を正
28	P-V05	基礎底面鉛直力	No. 5	kN	7.195	圧縮を正
29	P-V06	基礎底面鉛直力	No. 6	kN	7.123	圧縮を正
30	P-V07	基礎底面鉛直力	No. 7	kN	7.206	圧縮を正
31	P-V08	基礎底面鉛直力	No. 8	kN	7.223	圧縮を正
32	P-V09	基礎底面鉛直力	No. 9	kN	7.047	圧縮を正
33	P-V10	基礎底面鉛直力	No. 10	kN	7.192	圧縮を正
34	P-V11	基礎底面鉛直力(東側)	No. 11	kN	7.159	圧縮を正

表-2.8 計測器一覧 (2/2)

Ch	Name	計測項目	計測器 (型番) <sup>*1</sup>	単位	校正係数 <sup>*2</sup>	符号
35	P-H01	基礎底面せん断力 (西側)	2-Load cell No. 1	kN	8.861	東→西載荷時の値を正 <sup>*3</sup>
36	P-H02	基礎底面せん断力	No. 2	kN	8.903	東→西載荷時の値を正
37	P-H03	基礎底面せん断力	No. 3	kN	8.560	東→西載荷時の値を正
38	P-H04	基礎底面せん断力	No. 4	kN	8.810	東→西載荷時の値を正
39	P-H05	基礎底面せん断力	No. 5	kN	9.077	東→西載荷時の値を正
40	P-H06	基礎底面せん断力	No. 6	kN	8.740	東→西載荷時の値を正
41	P-H07	基礎底面せん断力	No. 7	kN	8.381	東→西載荷時の値を正
42	P-H08	基礎底面せん断力	No. 8	kN	8.722	東→西載荷時の値を正
43	P-H09	基礎底面せん断力	No. 9	kN	8.841	東→西載荷時の値を正
44	P-H10	基礎底面せん断力	No. 10	kN	8.673	東→西載荷時の値を正
45	P-H11	基礎底面せん断力 (東側)	No. 11	kN	8.930	東→西載荷時の値を正

\*1: DTP-05MDS: ポテンショメータ式変位計 (共和電業製)

TCLP-20KNB: 引張・圧縮型荷重計 (東京測器研究所製)

SDP-200: スピンドル式変位計 (東京測器研究所製)

LK-500: レーザー変位計 (キーエンス製)

LUR-A-2KNSA1: 引張圧縮両用小型ロードセル (共和電業製)

2-Load cell: 2方向ロードセル (「2.8 2方向ロードセル」参照)

\*2: 校正係数の単位は、計測値の単位がkNの場合はkN/ $\mu$ 、mmの場合はmm/ $\mu$

\*3: ロードセルで計測されるせん断荷重は、地盤がロードセルを押し力であり、図-2.17に示すように、地盤が西から東に向けてロードセルを押しときに計測される値を正とした。

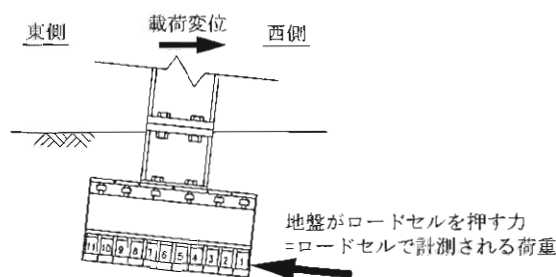


図-2.17 2方向ロードセルで計測されるせん断力の符号

## 2.8 2方向ロードセル

図-2.18に2方向ロードセルの構造図を示す。この2方向ロードセルは、荷重の作用方向と直交する方向に孔をあけて局所的に断面2次モーメントを小さくし、その薄肉部に集中するひずみを計測するものである。この形式の2方向ロードセルは、底面法線方向、接線方向の各方向の荷重に対して干渉性が少なく、線形性が高く、繰返し荷重に対するヒステリシスがほとんど生じないなど、精度が高い<sup>1)2)8)9)</sup>。校正係数は以前に行った繰返し載荷実験<sup>1)</sup>で同じロードセルについて行った検定結果(表-2.9, 2.10)を用いた。同表中の $P$ は鉛直荷重、 $S$ はせん断荷重、 $\varepsilon_p$ は図-2.18の平面図中の鉛直荷重検出用ひずみゲージで検出された鉛直ひずみであり、 $\varepsilon_s$ は図-2.18の側面図中のせん断荷重検出用ひずみゲージで検出されたせん断ひずみである。

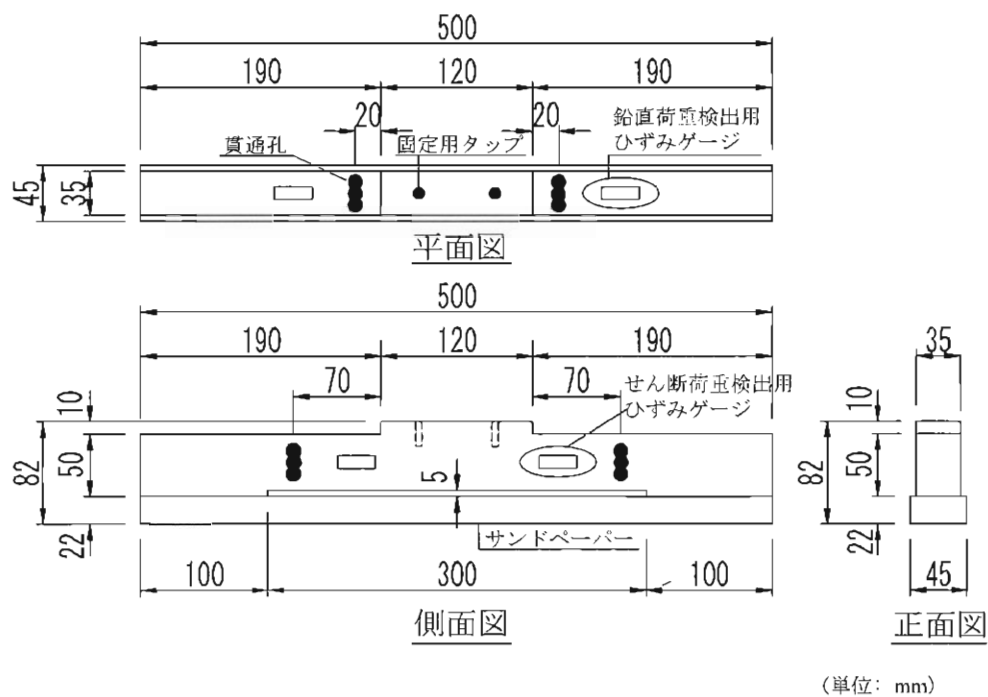


図-2.18 2方向ロードセル構造

表-2.9 2方向ロードセル検定結果(鉛直) 表-2.10 2方向ロードセル検定結果(せん断)

No	$\varepsilon_p/P$ ( $\mu/N$ )	$\varepsilon_s/P$ ( $\mu/N$ )	鉛直載荷時に おける $\varepsilon_s/\varepsilon_p$ (%)	No	$\varepsilon_s/S$ ( $\mu/N$ )	$\varepsilon_p/S$ ( $\mu/N$ )	せん断載荷時に おける $\varepsilon_p/\varepsilon_s$ (%)
1	0.140	$1.160 \times 10^{-3}$	0.829	1	0.113	$2.329 \times 10^{-3}$	2.061
2	0.142	$2.392 \times 10^{-3}$	1.685	2	0.112	$2.254 \times 10^{-3}$	2.013
3	0.137	$5.593 \times 10^{-3}$	4.082	3	0.117	$0.625 \times 10^{-3}$	0.534
4	0.139	$2.663 \times 10^{-3}$	1.916	4	0.113	$1.270 \times 10^{-3}$	1.124
5	0.139	$1.221 \times 10^{-3}$	0.878	5	0.111	$-2.487 \times 10^{-3}$	-2.241
6	0.140	$5.542 \times 10^{-3}$	3.887	6	0.114	$0.012 \times 10^{-3}$	0.011
7	0.139	$7.753 \times 10^{-3}$	5.578	7	0.120	$-1.105 \times 10^{-3}$	-0.921
8	0.138	$3.467 \times 10^{-3}$	2.512	8	0.115	$-1.045 \times 10^{-3}$	-0.909
9	0.142	$2.761 \times 10^{-3}$	1.944	9	0.113	$0.338 \times 10^{-3}$	0.299
10	0.139	$3.007 \times 10^{-3}$	2.163	10	0.115	$0.951 \times 10^{-3}$	0.827
11	0.140	$4.121 \times 10^{-3}$	2.944	11	0.112	$0.390 \times 10^{-3}$	0.348

P: 圧縮力

$\varepsilon_p$ : 圧縮ひずみ

S: せん断力

$\varepsilon_s$ : せん断ひずみ

## 2.9 計測方法

### 2.9.1 データ収録方法

図-2.19 にデータ収録方法を示す。本実験は載荷によって発生する連続的な現象を収録する必要があるため、動ひずみアンプと PC 制御式計測ユニット(キーエンス製)を使用して計測を行った。

本実験は模型を地盤上に設置してから撤去にいたるまで長時間にわたるデータ計測を必要とするので、表-2.11 および図-2.20 に示すように4段階でそれぞれデータを収録した。

- 模型設置時：模型を吊り上げた状態で計測値の初期値をゼロとし、模型を設置したときの地盤反力度を計測したもの(模型上面のロードセルも同時にゼロ値を取る)。
- 模型設置から載荷直前まで：根入れ部の地盤の作成に伴う模型底面、及び模型上面の荷重状態の変化を計測したもの。
- 載荷実験時：実験中の計測データ。変位計および載荷荷重計の計測器については、実験開始前にゼロ値を取り、計測したものである。一方、基礎底面および上面に作用する荷重については、模型設置時から継続して計測したものである。
- 模型撤去時：模型設置時からの基礎底面荷重の変化を確認するために、実験後に模型を吊り上げて荷重値を計測したもの。

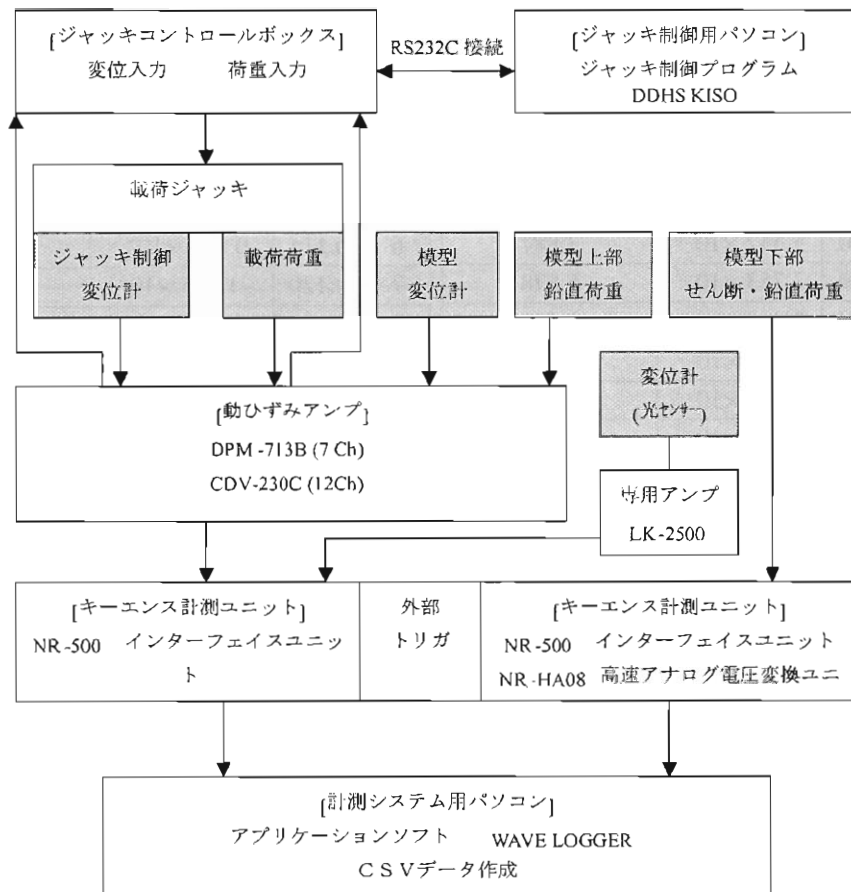


図-2.19 データ収録方法

表-2.11 各データの収録周波数および計測項目

計測時期	模型設置時	模型設置から 載荷直前まで	載荷実験時	模型撤去時
収録周波数	100 (Hz)	0.1 (Hz)	100 (Hz)	0.1 (Hz)
計測項目	2方向ロードセル 上面ロードセル	2方向ロードセル 上面ロードセル	全計測項目	2方向ロードセル

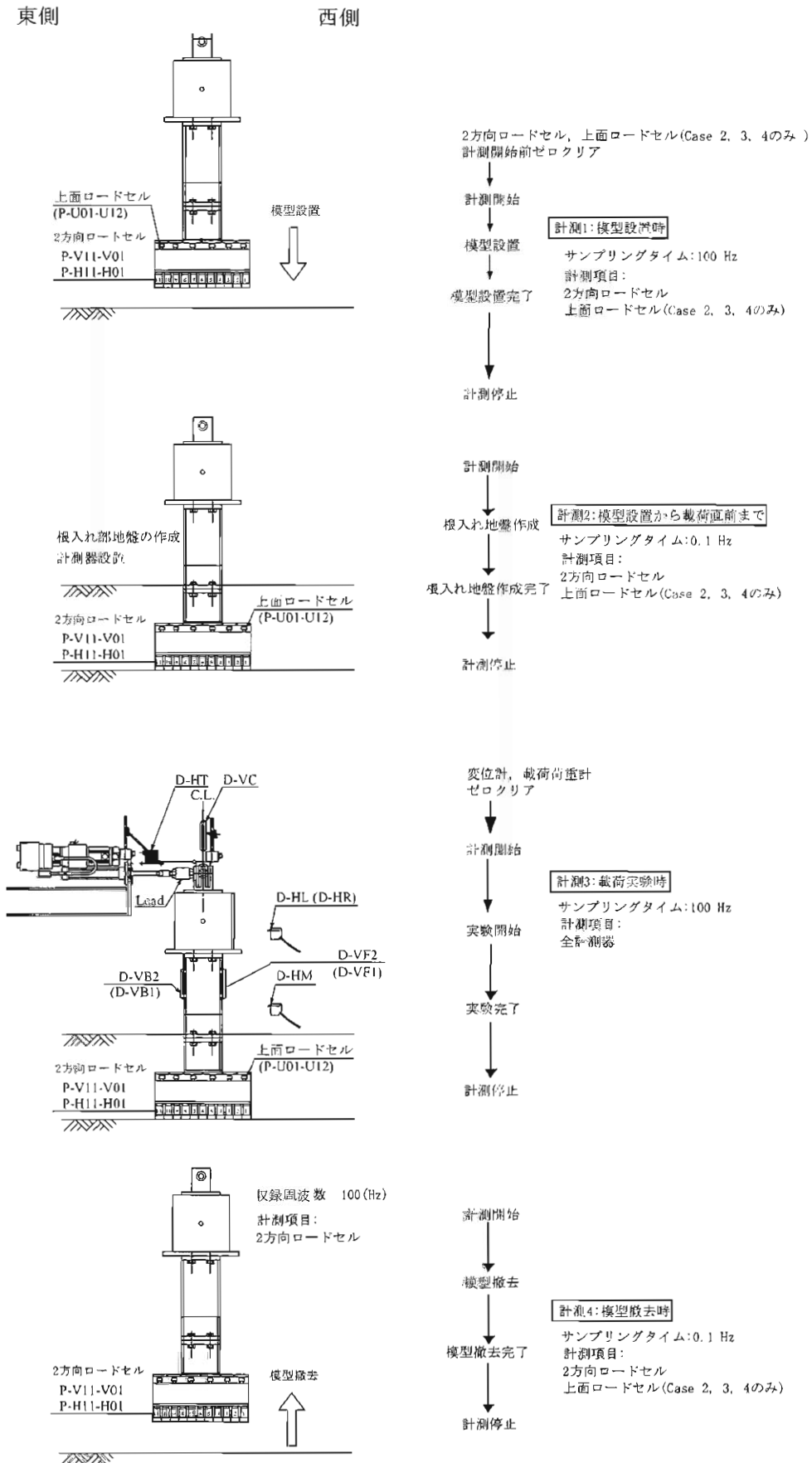


図-2.20 計測手順

## 2.9.2 載荷後の地表面高さの計測

実験前と実験後の地表面高さを計測し、その差を地盤の変形量とし、載荷後の実験地盤の変形状態を把握した。図-2.21 に地表面計測位置を示す。根入れの無い Case 1 については、載荷後に地盤を乱さないよう注意しながら模型を撤去し基礎底面位置を含めた計 199 点の高さの計測を行った。その他の根入れがあるケースについては載荷が終了した状態のまま計測を行ったため、模型の柱位置を除いた部分の高さ計測を行った。

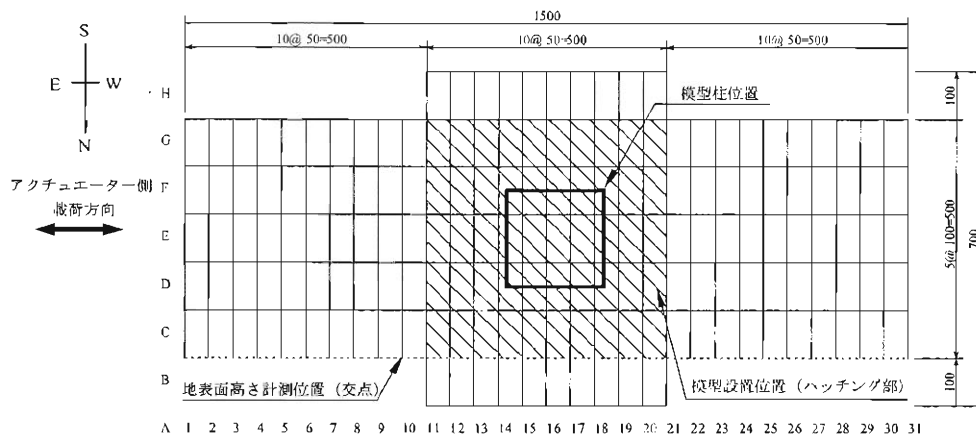


図-2.21 実験地盤高さ計測位置

## 2.10 データ整理方法

### 2.10.1 ゼロ補正方法

2方向ロードセル及び基礎上面ロードセルについては「模型設置時」に、他の変位計および載荷荷重計については「載荷実験時」のデータ収録前に動ひずみアンプのゼロクリアーを行って計測を開始している。しかし、図-2.22 に示すようにゼロクリアーした後もいくらか値(B)が出てしまう場合がある。そのため、計測開始からのデータ 100 点(A 区間)を平均した値(ゼロ補正值と呼ぶ)を、計測値全体に対して差し引くことでゼロ補正を行った(以下「ゼロ補正方法」と呼ぶ)。

また、模型設置時から模型撤去まで長時間(約2日)にわたる計測を行っているため、基礎底面に設置した2方向ロードセルの計測値が計測中にドリフトしている場合がある。すなわち、荷重が一定で本来計測値に変化がないと思われるものでも、値がシフト変化することがある。したがって、2方向ロードセルについては、以下の補正を行った。

1. 「模型設置時」と「模型設置時から載荷直前まで」と「模型撤去時」の3データを繋ぎ合わせる。
2. 上記ゼロ補正を行う。

3. ゼロ補正を行ったデータから「模型撤去時」における値 (C) を求める (図-2.23)。
4. 本来であれば、模型設置前に模型を吊り上げた状態をゼロとしているため、模型撤去時に模型を吊り上げた状態でもゼロとなるはずであるが、残留値 (C) が生じているということは、この間で計測値がドリフトしていると考えられる。
5. 模型設置から実験開始までは、根入れ地盤の作成などの作業があるため、実験終了から模型撤去時までの時間より長い時間計測が行われており、この間に初期値がドリフトを起している可能性が高い。
6. 「載荷実験時」における2方向ロードセルの計測データ全体に対して、「模型撤去時」に残留した値 (C) を差し引くことで最終的なゼロ補正とする。

### 2.10.2 基礎底面作用力の算出方法

図-2.24 に、柱基部から基礎底面へと作用する鉛直力  $V$ 、水平力  $H$ 、モーメント  $M$  の算出方法を示す。それぞれ鉛直力  $V$  は鉛直下向を正、水平力  $H$  は東から西方向を正、モーメントは、模型が西側へ傾斜する方向を正とした。

鉛直力  $V$  は基礎底面に設置した各ロードセルの鉛直反力の総和とする。モーメント  $M$  は、基礎底面に設置した各ロードセルの鉛直反力に、それぞれ基礎底面中心までの距離を乗じたものの総和を取り、(-1) を乗じたものとする。最終的に次式で表される。

$$M = - \left( \sum_{n=1}^5 p_n \cdot l_{xn} + \sum_{n=7}^{11} p_n \cdot (-l_{xn}) \right)$$

モーメントの算出で(-1) を乗じる理由は、地盤底面反力による抵抗モーメントを上部から基礎底面への作用モーメントに換算するためである。水平力  $H$  は、基礎底面で計測された2方向ロードセルのせん断力の総和に(-1) を乗じた値とする。水平力の算出で(-1) を乗じる理由は、ロードセルは地盤がロードセルを押す力を計測し、そのときの正の向きは西から東向きである一方、基礎底面に作用する水平力は基礎底面が地盤を東から西向きを正とするためである。

### 2.10.3 基礎上載土による抵抗モーメント $M_f$ の算出方法

図-2.25 には、基礎上載土による抵抗モーメント  $M_f$  の算出方法を示す。基礎上載土による抵抗モーメント  $M_f$  は、基礎上面に設置したロードセルにより計測された鉛直力 (P-U01~P-U12) に基礎中心位置までの距離を乗じたものの総和である。符号は、 $M$  と同様である。



#### 2.10.4 基礎変位の算出方法

図-2.26 に、水平載荷実験における、基礎の鉛直変位  $v$ 、回転角  $\theta$  の算出方法を示す。ここで、図-2.16 に示した通り、D-VB1, D-VB2 は模型東側計測位置での鉛直変位計、D-VF1, D-VF2 は模型西側での鉛直変位計である。  $l$  は東側と西側の鉛直変位計測位置の水平距離である。基礎の鉛直変位  $v$  は、基礎中心位置での鉛直変位であり、基礎四隅の鉛直変位の平均の値とする (式 (2.6))。一方、回転角  $\theta$  は、基礎北側 (2ヶ所) の鉛直変位の平均式 (2.7) と南側 (2ヶ所) の鉛直変位の平均式 (2.8) の差より式 (2.9) を用いて算出した。

鉛直変位  $v$  の符号は、沈下方向 (下向き方向) の符号を正とし、載荷変位  $\delta$ 、水平変位  $u$  は西側方向の変位の符号を正とする。回転角  $\theta$  は基礎模型が西側へ傾斜したときの回転方向を正とする。

$$v = \frac{VB1 + VB2 + VF1 + VF2}{4} \quad (2.6)$$

$$VB = \frac{VB1 + VB2}{2} \quad (2.7)$$

$$VF = \frac{VF1 + VF2}{2} \quad (2.8)$$

$$\theta = \frac{VB - VF}{l} \quad (2.9)$$

ここに、 $VB1$ ,  $VB2$ ,  $VF1$ ,  $VF2$  はそれぞれ D-VB1, D-VB2, D-VF1, D-VF2 の計測値である。基礎の水平変位  $u$  は、基礎底面中心位置での水平変位であり、以下の方法で算出した。図-2.27 に示すように、回転前の基礎側面の鉛直軸を Y 軸、基礎底面に平行な軸を X 軸とし、回転後の軸をそれぞれ Y' 軸および X' 軸とする。その時の Y' 軸および X' 軸を、それぞれ式 (2.10)、式 (2.11) とする。

$$Y' = aX + b \quad (2.10)$$

$$X' = cX + d \quad (2.11)$$

傾きを示す  $a$  および  $c$  は、それぞれ水平変位と鉛直変位の計測値より、式 (2.12)、式 (2.13) で表せる。

$$a = \frac{Y_A - Y_B}{X_A - X_B} \quad (2.12)$$

$$c = \frac{Y_C - Y_D}{X_C - X_D} \quad (2.13)$$

ここで、 $Y_A, Y_B$  は水平変位計の設置高さ、 $X_A, X_B$  はそれぞれの位置で計測された水平変位、 $X_C, X_D$  は鉛直変位計の設置位置、 $Y_C, Y_D$  はそれぞれの位置で計測された鉛直変位で、X-Y 座標系における値である。式 (2.10) における未知数  $b$  は、既知の A 点の座標を用いて式 (2.14) で表せる。式 (2.11) における未知数  $d$  は、既知の D 点の座標を用いて式 (2.15) で表せる。

$$b = Y_A - \frac{Y_A - Y_B}{X_A - X_B} X_A \quad (2.14)$$

$$d = Y_D - \frac{Y_C - Y_D}{X_C - X_D} X_D \quad (2.15)$$

これらを、式 (2.10)、式 (2.11) に代入することで、 $Y'$  軸および  $X'$  軸が求められる。式 (2.10)、式 (2.11) より、 $Y'$  軸と  $X'$  軸の交点である E' 点の X-Y 座標系での座標を求められる。E' の X 座標の値を  $X_E$  とすると、 $X_E$  は式 (2.16) で求められる。

$$X_E = \frac{d - b}{a - c} \quad (2.16)$$

$X_E$  は基礎の回転による基礎底面南側端部の X 方向の移動量である。この  $X_E$  より基礎底面中心位置での X 方向の移動量  $u$  を求める。図-2.28 に示すように、回転前の基礎底面中心位置 O 点から回転後基礎底面中心位置 O' 点までの X 軸に対する変化量が  $u$  となるため、 $u$  は式 (2.17) によって求められる。

$$u = \frac{B}{2} - \left( \frac{B}{2} \cos \theta - X_E \right) \quad (2.17)$$

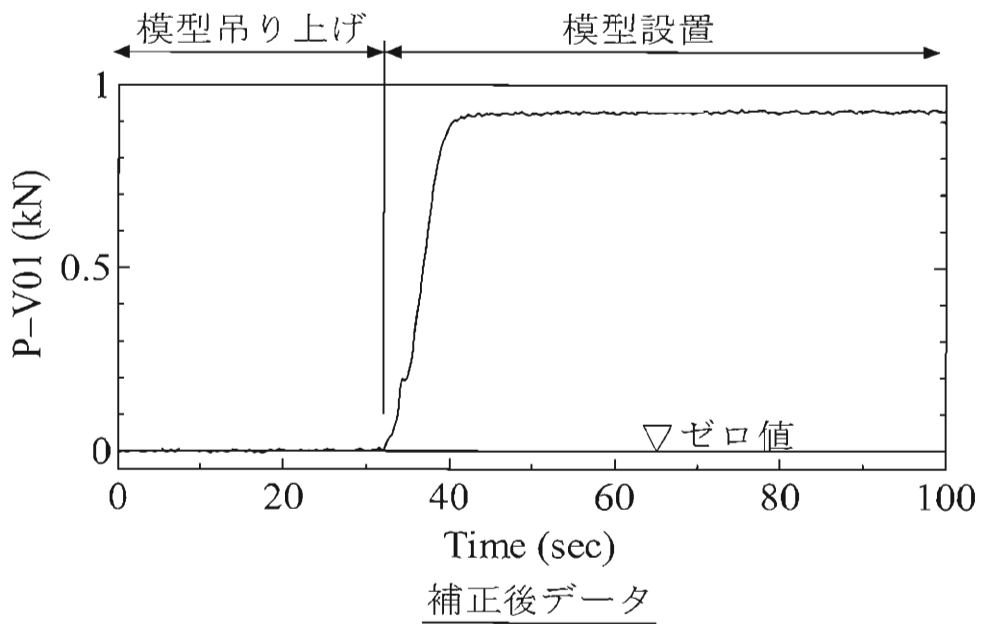
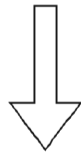
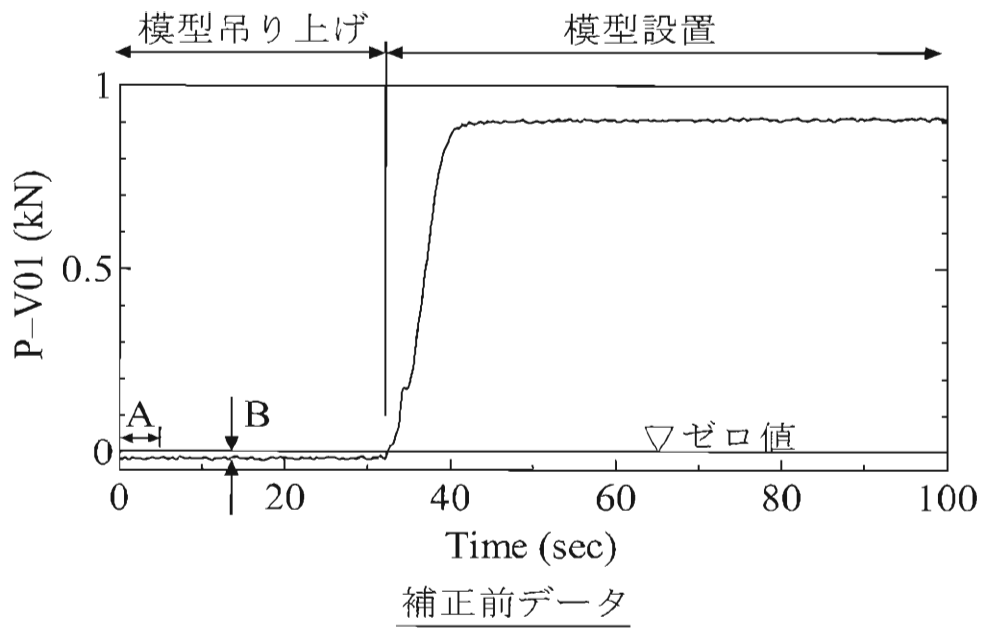


図-2.22 ゼロ補正方法

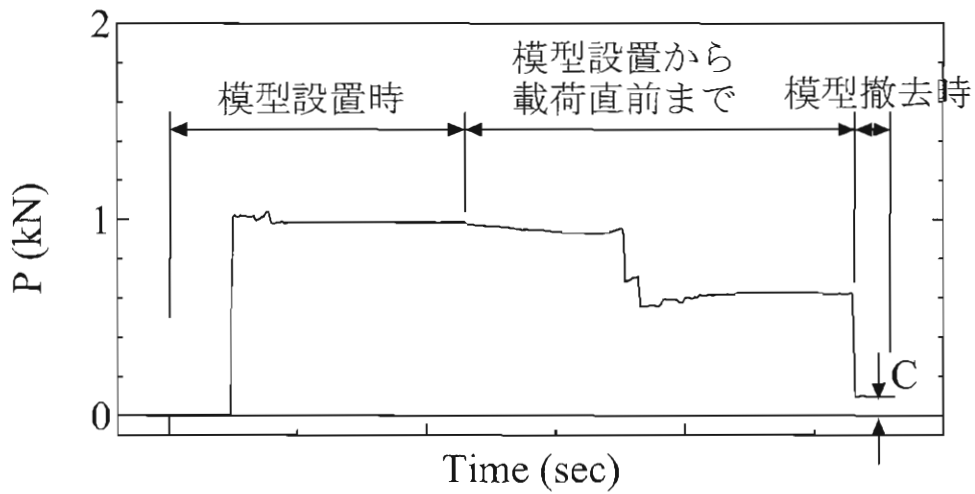


図-2.23 2方向ロードセル補正方法

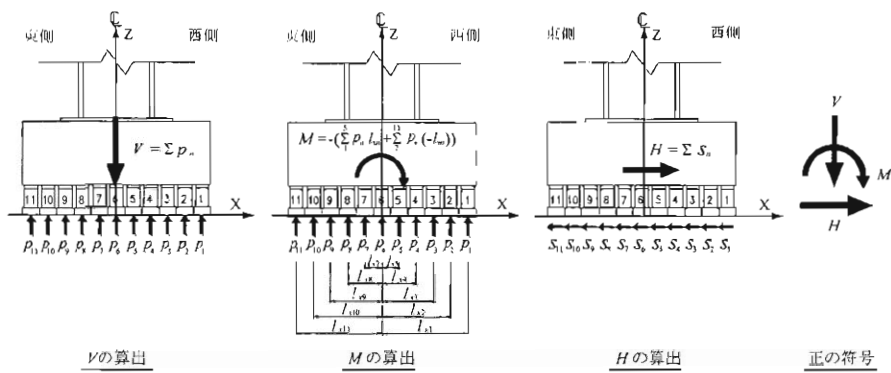
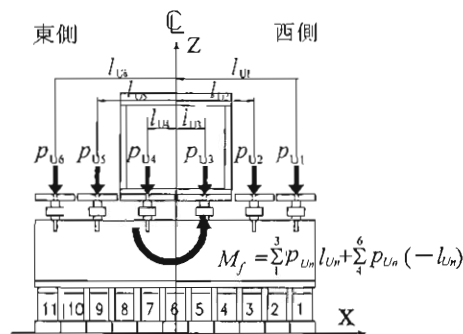


図-2.24 基礎底面作用力算出法および符号



基礎上載土による抵抗モーメント  $M_f$  の算出

図-2.25 基礎上載土による抵抗モーメント  $M_f$  算出方法

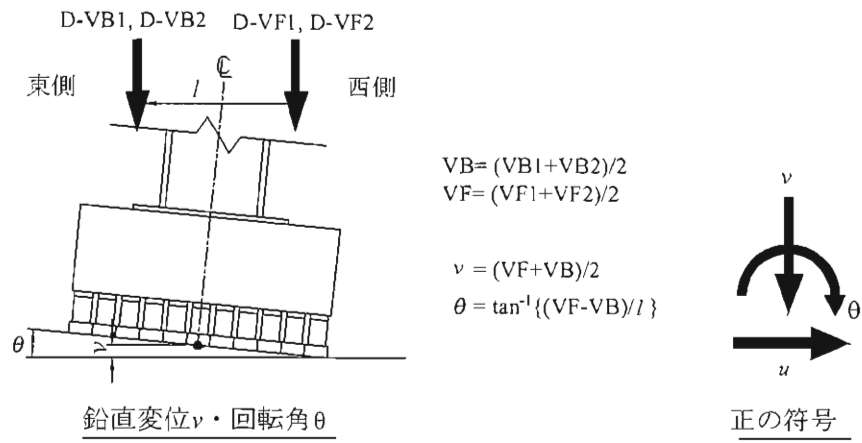


図-2.26 基礎鉛直変位・回転角算出法および符号

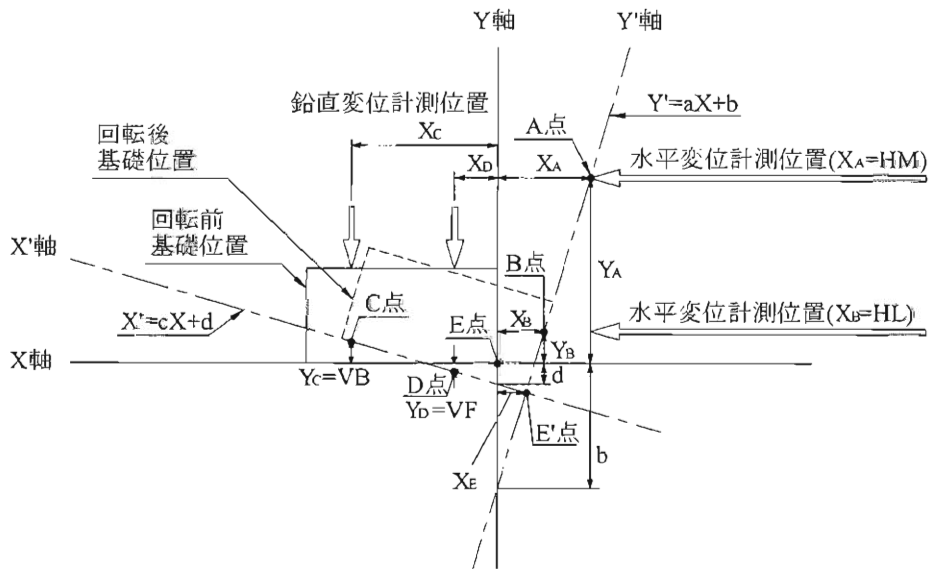


図-2.27 基礎の傾斜の評価

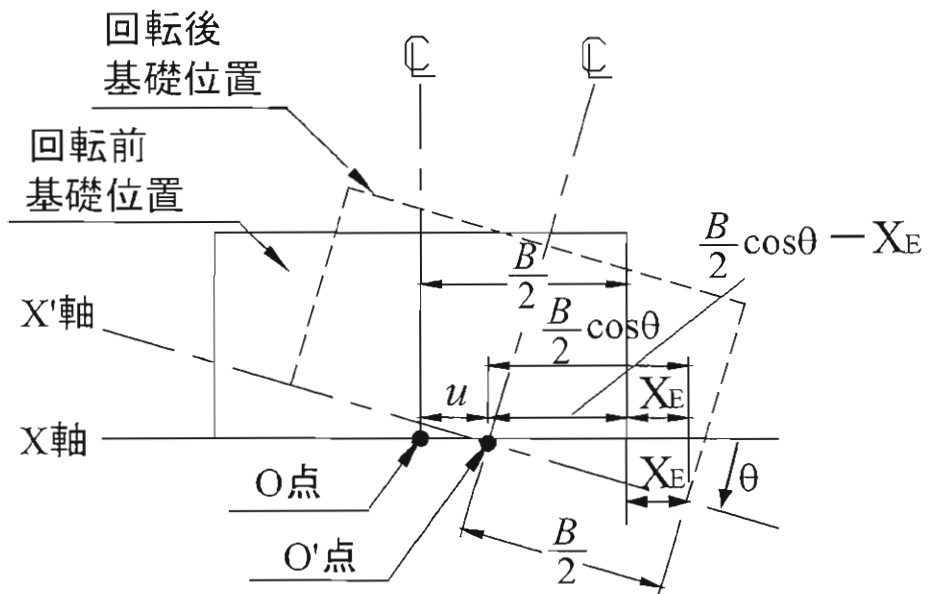


図-2.28 基礎底面中心位置の水平変位の評価

### 3. 実験結果

#### 3.1 地盤作成結果

表-3.1 に作成地盤の密度および相対密度を各層ごとに示す。地盤は、支持層(基礎底面以深の地盤)で相対密度  $D_r = 80\%$ 、根入れ層で相対密度  $D_r = 60\%$  を目標に作成された。各ケースとも、地盤はそれぞれ目標とした相対密度で作成された。

表-3.1 地盤作成結果

実験地盤		Case 1		Case 2		Case 3		Case 4	
		密度 (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 (%)	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 (%)	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 (%)	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 (%)
支持層	1層目	1.624	86	1.629	88	1.620	85	1.625	87
	2層目	1.599	79	1.625	87	1.611	83	1.611	83
	3層目	1.611	83	1.624	86	1.617	84	1.620	85
	4層目	1.610	82	1.614	84	1.619	85	1.615	84
	5層目	1.607	81	1.647	93	1.598	79	1.610	82
	6層目	1.588	76	1.597	78	1.593	77	1.598	79
	7層目	1.591	77	1.596	78	1.606	81	1.603	80
	平均	1.604	81	1.619	85	1.609	82	1.612	83
根入れ層	8層目	-	-	1.537	59	1.551	64	1.540	60
	9層目	-	-	1.537	59	1.545	62	1.543	61
	10層目	-	-	1.533	58	1.531	57	1.534	58
	11層目	-	-	-	-	-	-	1.551	64
	平均	-	-	1.536	59	1.542	61	1.542	61

### 3.2 実験終了後の地盤状況

図-3.1～3.4に実験後の地盤変形図を示す。これは実験前の地盤高さと実験後の地盤高さの差を示したものである。



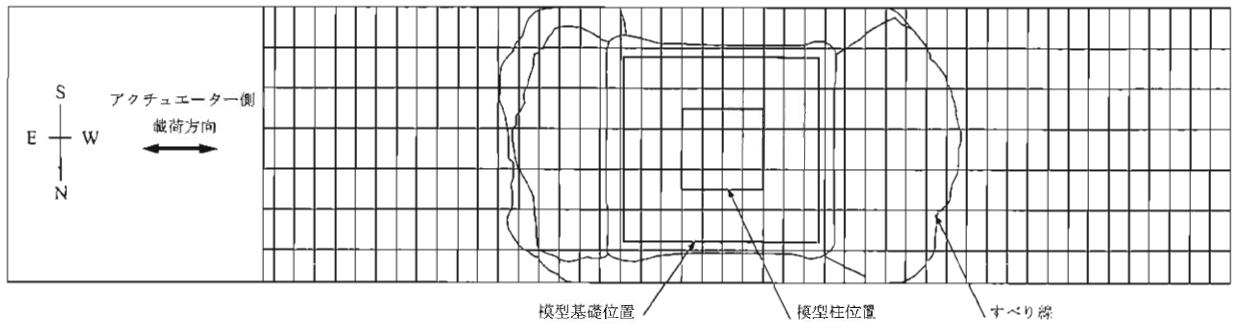


図-3.1 Case 1 地盤変形図

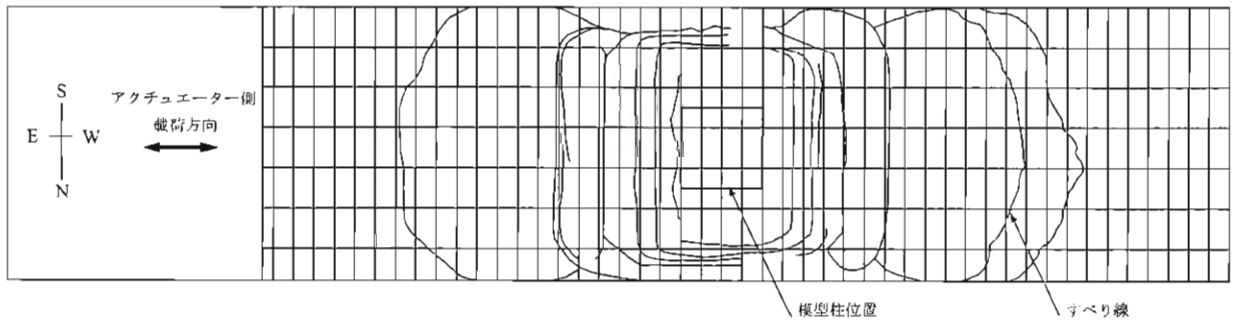


図-3.2 Case 2 地盤変形図

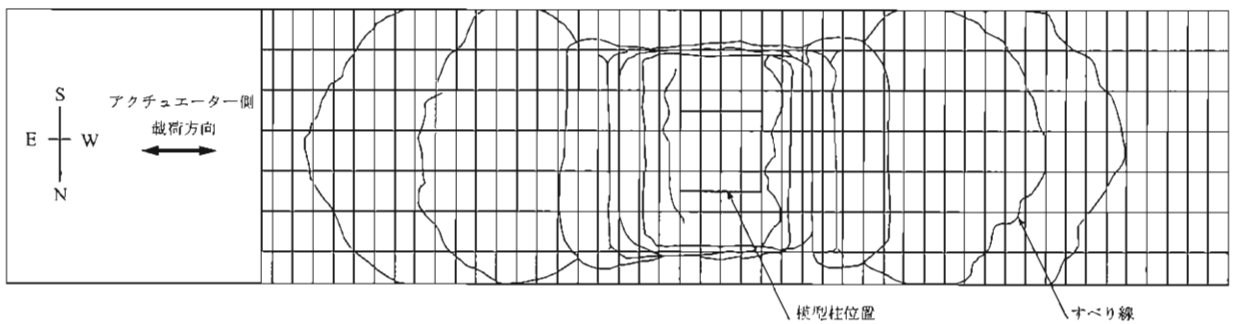


図-3.3 Case 3 地盤変形図

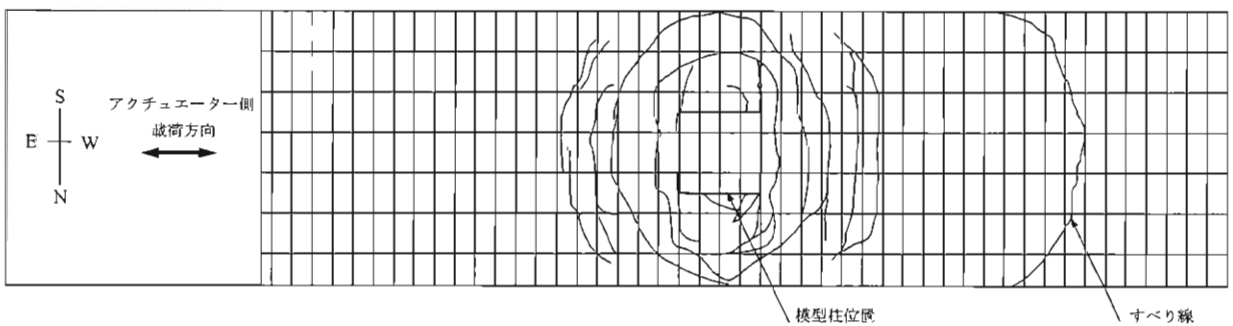


図-3.4 Case 4 地盤変形図

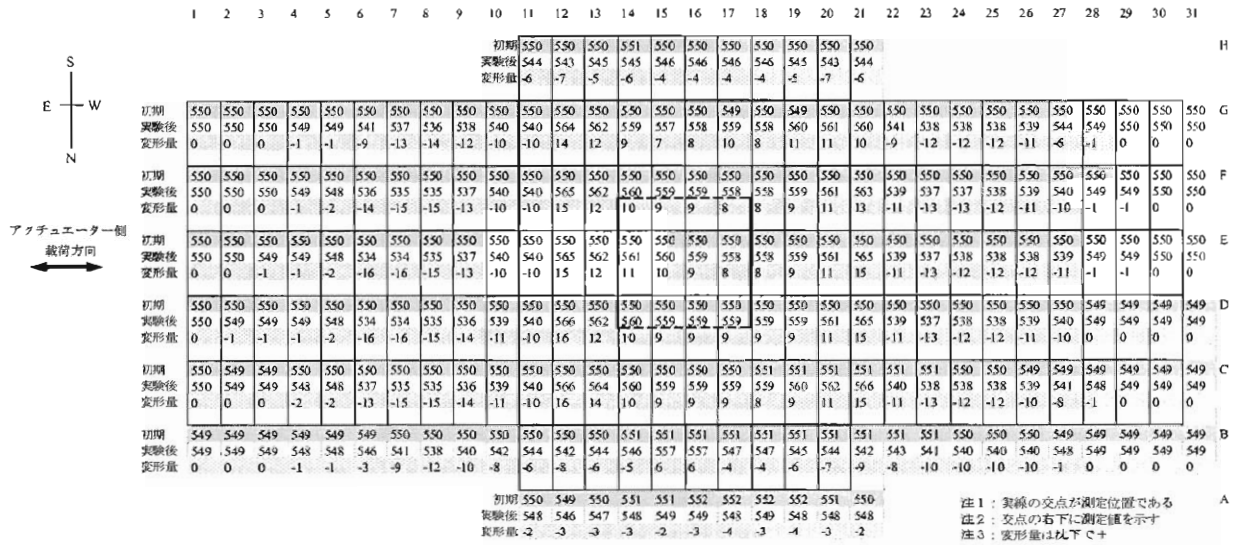


図-3.5 Case 1 地盤高さ計測結果

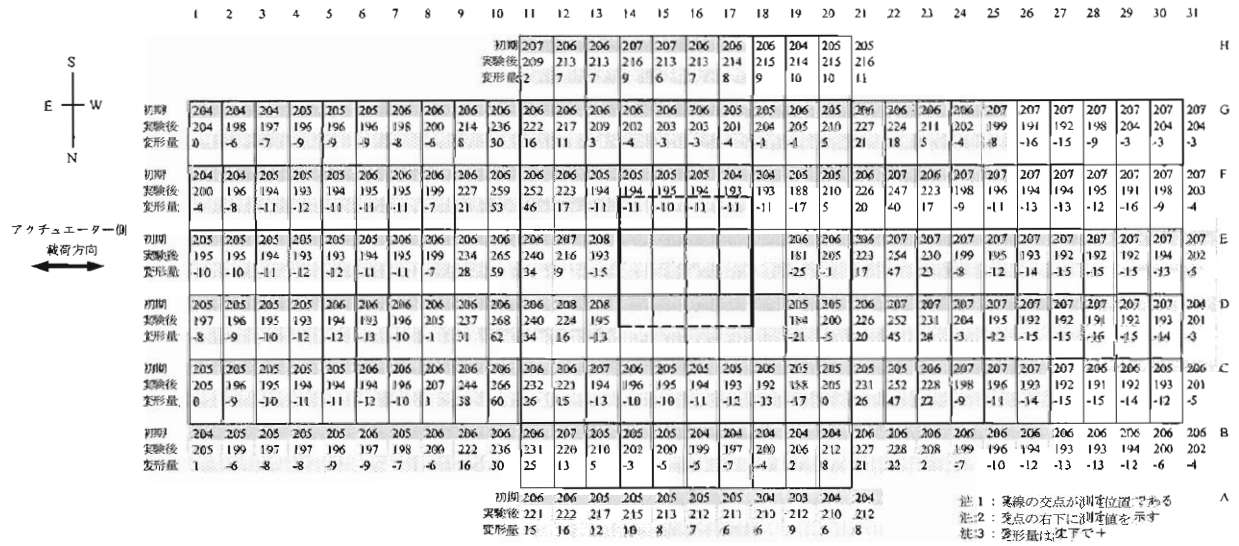


図-3.6 Case 2 地盤高さ計測結果

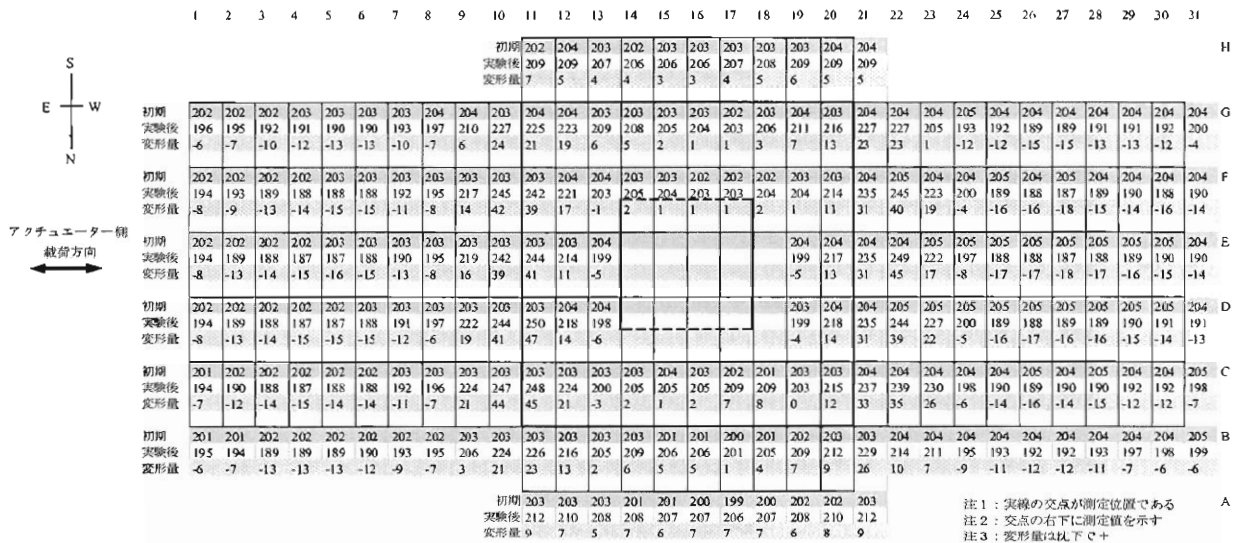


図-3.7 Case 3 地盤高さ計測結果

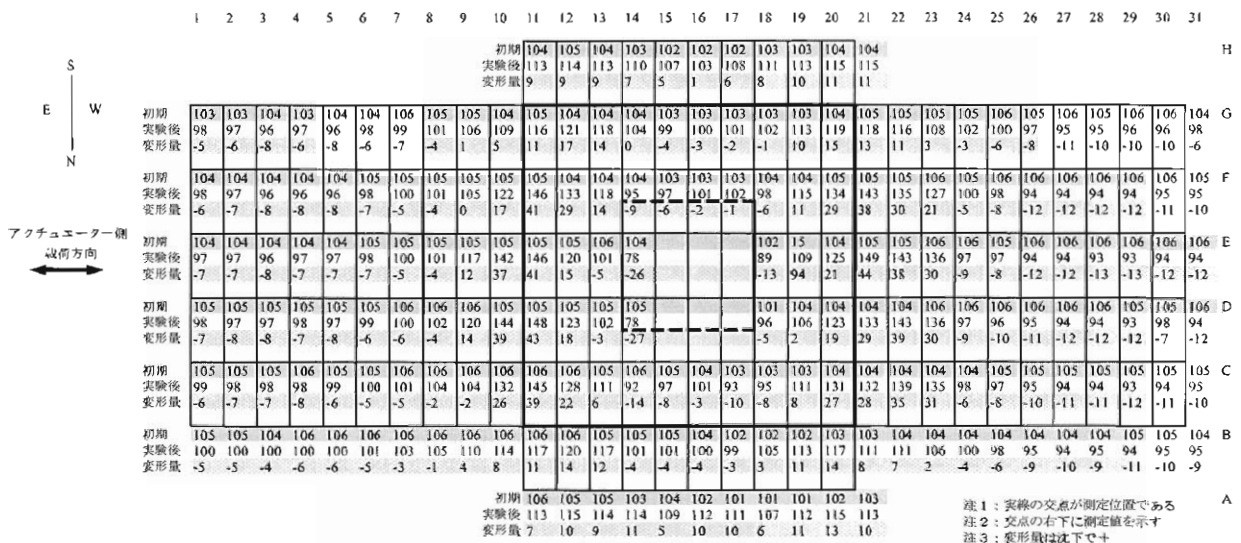


図-3.8 Case 4 地盤高さ計測結果

### 3.2.1 模型変位のスナップショット

図-3.9～3.12に模型鉛直軸の変位のスナップショットを示す。模型鉛直軸は、載荷点位置と基礎底面中心位置を直線で結んだものである。載荷点位置および基礎底面中心位置のX座標値は、それぞれ載荷変位 $\delta$ 、水平変位 $u$ であり、Z座標値は初期位置(載荷点位置=1300 mm, 基礎底面位置=0 mm)である。各ケースとも、載荷変位 $10\delta_0$ の1サイクルを1秒ごとに描いたものである。

根入れのないCase 1では、載荷変位 $\delta$ 方向に基礎底面中心位置の水平変位 $u$ が生じているが、根入れのあるCase 2～Case 4では、載荷変位と逆向きの変位が生じている。基礎が根入れされることにより根入れ部の基礎上面および側面抵抗が働き、回転中心が上方に移動する。

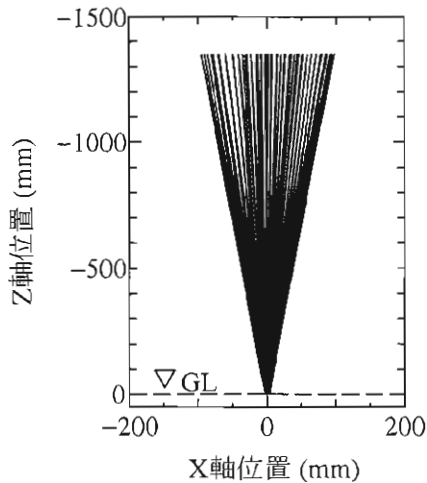


図-3.9 Case 1 スナップショット

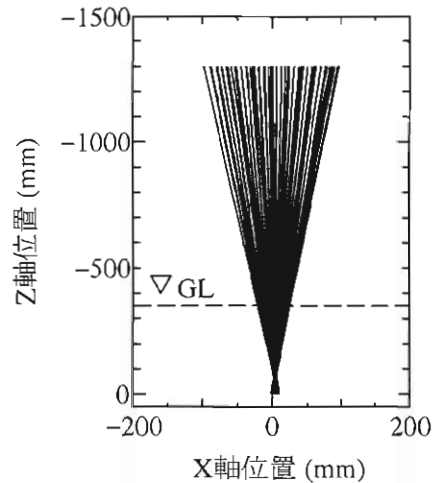


図-3.10 Case 2 スナップショット

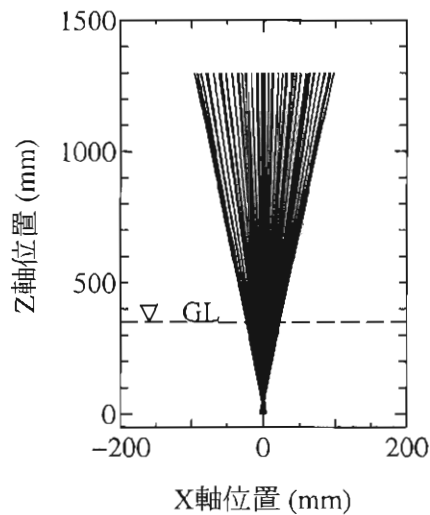


図-3.11 Case 3 スナップショット

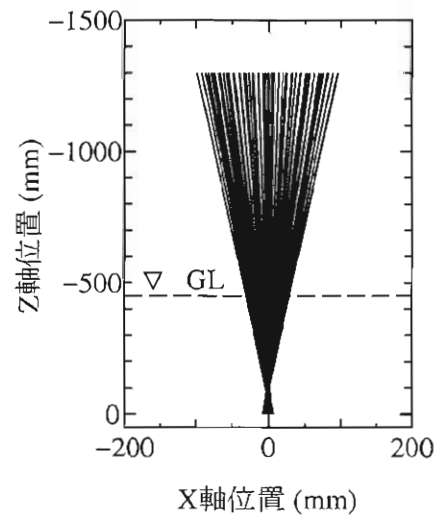


図-3.12 Case 4 スナップショット

### 3.2.2 基礎の回転挙動

図-3.13～3.20に、 $5\delta_0$  及び  $10\delta_0$  変位レベルにおける基礎底面位置の変化を等載荷変位 (5 mm または 10 mm) ごとに描いたものを示す。同一ケースにおける、最大載荷変位 ( $10\delta_0$ ) の1サイクルを右側に、最大載荷変位サイクルの約半分の載荷変位 ( $5\delta_0$ ) での1サイクルを左側に示す。基礎底面の回転挙動において、根入れの有無による違いはほとんどなかった。

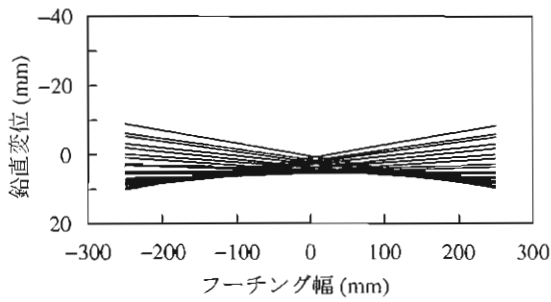


図-3.13 Case 1 基礎底面位置 ( $5\delta_0$ )

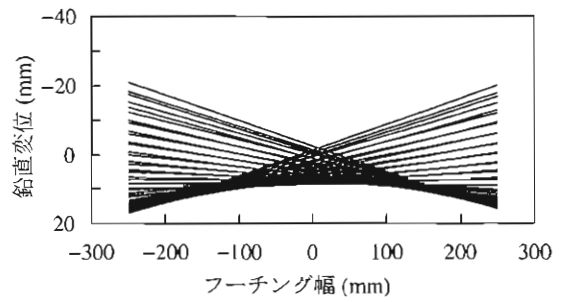
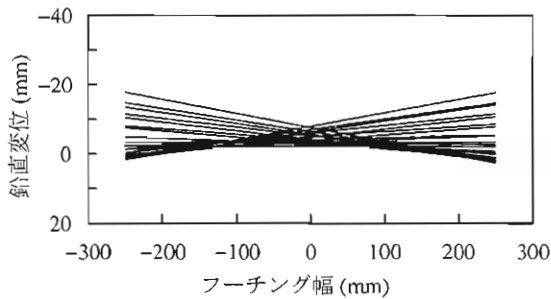


図-3.14 Case 1 基礎底面位置 ( $10\delta_0$ )

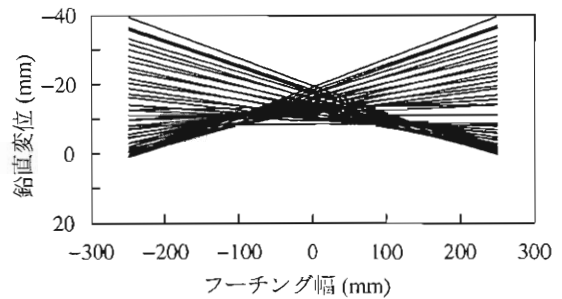


図-3.15 Case 2 基礎底面位置 ( $5\delta_0$ )

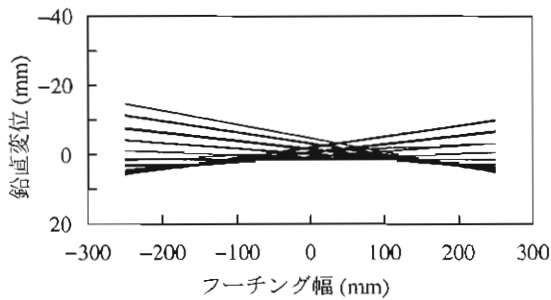


図-3.16 Case 2 基礎底面位置 ( $10\delta_0$ )

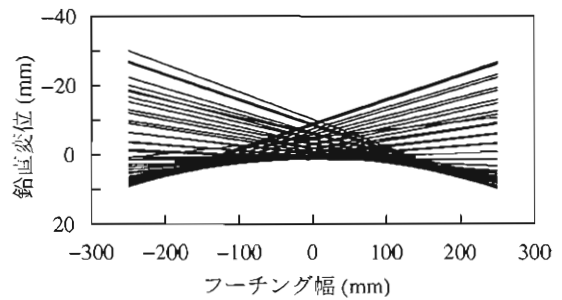


図-3.17 Case 3 基礎底面位置 ( $5\delta_0$ )

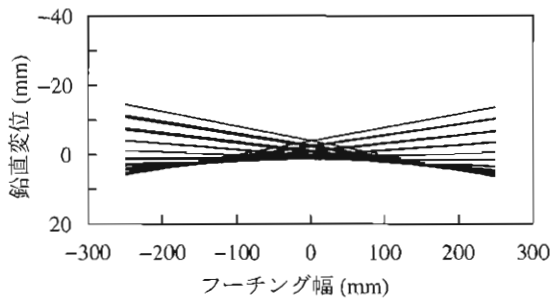


図-3.18 Case 3 基礎底面位置 ( $10\delta_0$ )

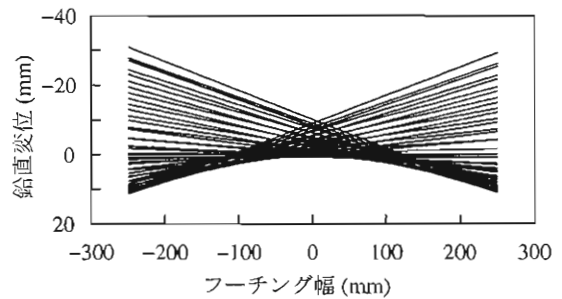


図-3.19 Case 4 基礎底面位置 ( $5\delta_0$ )

図-3.20 Case 4 基礎底面位置 ( $10\delta_0$ )

### 3.2.3 基礎底面接地幅に関する時刻歴

図-3.21～3.24に、載荷中の基礎底面接地幅の変化を表した時刻歴図を示す。縦軸は、基礎底面に設置した2方向ロードセルの設置位置を示しており、11分割している。接地と判定された部分を着色した。基礎底面が接地していることの判定は、各2方向ロードセルの鉛直反力の有無で行った。

載荷により基礎端部で浮上りが生じる。一方、接地側の地盤は塑性化して沈下し、地盤に残留変形が残る。そのため、基礎の回転角がゼロとなる時であっても基礎底面全面が接地することはない。接地幅は基礎中央のわずかな範囲である。すなわち、基礎端部地盤が大きく沈下するために、基礎中央部におけるわずかな接地幅に模型重量が作用する状態が生じている。こうした過程で鉛直沈下が累積されているが、それについては「3.3.9 載荷変位－鉛直変位関係」で述べる。

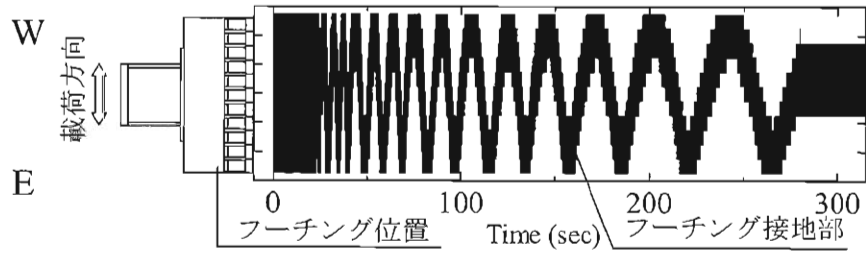


図-3.21 Case 1 基礎接地幅時刻歴

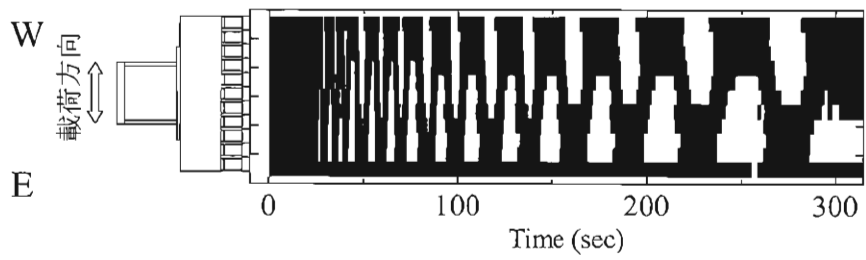


図-3.22 Case 2 基礎接地幅時刻歴

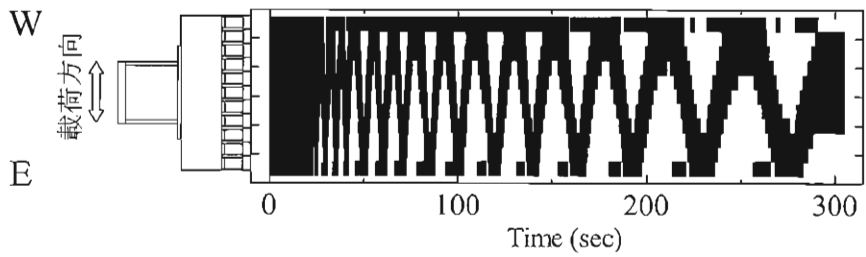


図-3.23 Case 3 基礎接地幅時刻歴

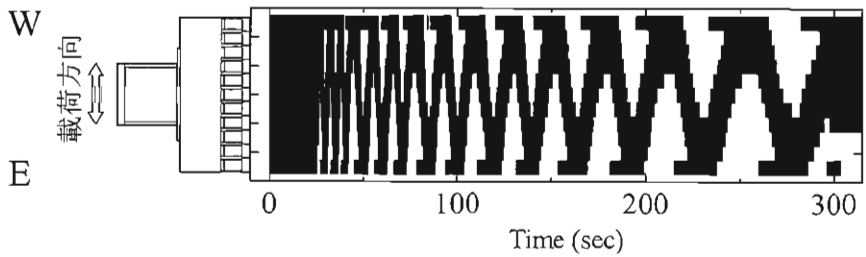


図-3.24 Case 4 基礎接地幅時刻歴

### 3.3 上載土による浮上り抵抗

上載土による浮上り抵抗  $R_s$  を調べる。基礎全面に作用する抵抗力  $R$  は、図-3.25 に示すように、基礎が鉛直上向きに引き抜かれたときの上載土重量  $W_s$  と、崩壊面での砂のせん断力  $S_G$  を足し合わせたもの(式(3.1))。もしくは上載土重量だけを考慮したもの(式(3.2))とする。ここで、上載土の重量  $W_s$  は、図-3.25 中の斜線部であり、斜線部の体積に  $D_r = 60\%$  の単位体積重量  $\gamma$  を乗じて求めた。この時の単位体積重量  $\gamma$  は、表-3.1 に示す作成地盤結果の密度より算出した。また、崩壊角は式(3.3)で求めた。このときの内部摩擦角  $\phi$  は、 $D_r = 60\%$  における三軸試験結果であり、 $\phi = 39.9^\circ$  である。崩壊面に直角に作用する応力  $P_n$  は、根入れ長  $l$  の  $1/2$  の位置に作用するものとし、その位置での鉛直方向の拘束圧  $\sigma_v$  に主動土圧係数  $K_A$  を乗じ、水平力を求めた後、 $\sin \alpha$  を乗じることで算出した。主動土圧係数  $K_A$  は、式(3.5)で求めた。崩壊面でのせん断応力は、 $P_n$  のすべり面法線方向に摩擦係数  $\tan \phi$  を乗じたものであり、崩壊面の長さ  $l_h$  および全周長距離 ( $4 \times B_h$ ) を乗じることで、崩壊面での砂のせん断力  $S_G$  を算出した。ここに、 $B_h$  は根入れ長  $l$  の  $1/2$  の位置の崩壊面の幅である。

$$R_1 = S_G + W_s \quad (3.1)$$

$$R_2 = W_s \quad (3.2)$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (3.3)$$

$$P_n = K_A \times \sigma_v \times \sin \alpha \quad (3.4)$$

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (3.5)$$

$$\sigma_v = \frac{l}{2} \times \gamma \quad (3.6)$$

$$S_G = P_n \cdot \tan \phi \cdot l_h \cdot 4 \cdot B_h \quad (3.7)$$

$$R_s = R_1/2 \quad \text{or} \quad R_s = R_2/2 \quad (3.8)$$

基礎の浮上りは、いずれか一方の端部で生じるため、理論値と実験値の比較は、基礎半分の値で行う。したがって、全抵抗の計算値  $R_s$  は  $R_1$  もしくは  $R_2$  の  $1/2$  とした。計算結果を、表-3.2 に示す。

図-3.27~3.29 に、Case 2~Case 4 についての計算値と、実験値を示す。ここで、実験値は基礎東側半分の U01~U06 の鉛直力の合計と、基礎西側半分の U07~U12 の鉛直力の合計のそれぞれを示した。Case 2 の実験値については鉛直力の合計値が負の値が算出された。各ロードセルの計測値を見ると、負の値が出ているのは、基礎両端部のロードセルであった。「2.3 実験モデル」に示した通り、基礎外周は、基礎内部への砂の流入を防止するためにアクリル板 ( $t = 2 \text{ mm}$ ) で四辺を囲まれている。従って、図-3.26 に示すように、上面のアルミ板とアクリル版は接着されていないものの、側面地盤抵抗力の鉛直方向分力により多少押し上げられた可能性がある。 $R_s = R_1$  としたときの計算値と、 $R_s = R_2$  としたときの計算値を実験値と比較すると、 $R_s = R_2$  としたときの



計算値のほうが実験値に近い。しかし、 $R_s$  の値に限らず、計算値は実験値よりも大きくなり、上載土重量が過大評価されているようである。この理由の一つとして、基礎側面に作用する荷重を考慮していないことが考えられる。また、図-3.2~3.4 に示される地盤の破壊形態によれば、載荷直角方向には地盤の破壊面の広がり方が、載荷方向の広がり比べて少ない。このような特徴を考慮して、破壊面を決定することが必要かもしれない。

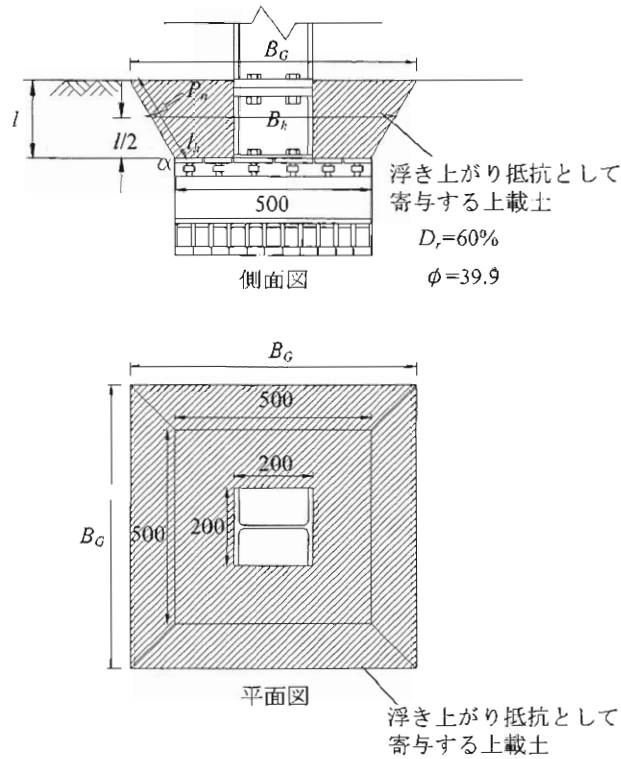


図-3.25 上載土による浮上り抵抗概念図

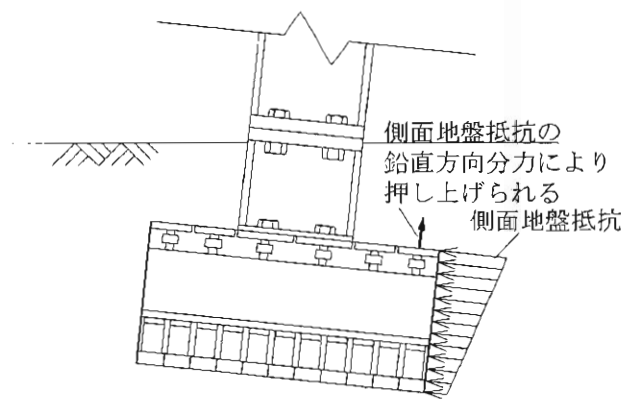


図-3.26 鉛直力が負になる時の作用荷重概念図

表-3.2 上載土による浮上り抵抗

Case	$\alpha$ (°)	$K_A$	$P_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	$B_G$ (m)	$B_h$ (m)	$l_h$ (m)	$S_G$ (kN)	$W_s$ (kN)	$R_s$ (kN)	
									$R_1$	$R_2$
Case 2	65	0.218	0.149	0.593	0.547	0.110	0.030	0.391	0.220	0.211
Case 3	65	0.218	0.149	0.593	0.547	0.110	0.030	0.393	0.221	0.211
Case 4	65	0.218	0.299	0.687	0.593	0.221	0.131	0.953	0.583	0.542

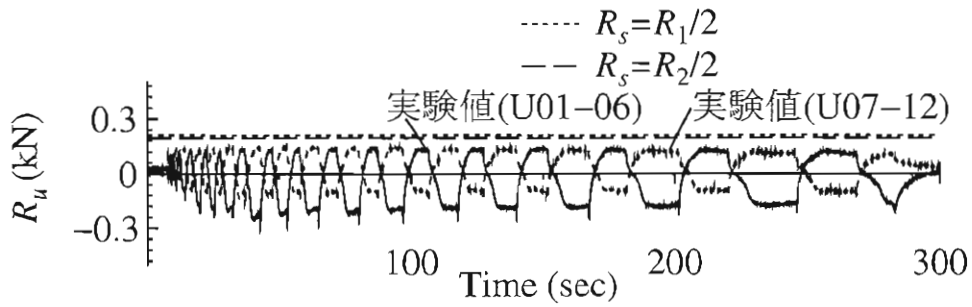


図-3.27 Case 2 上載土による浮上り抵抗

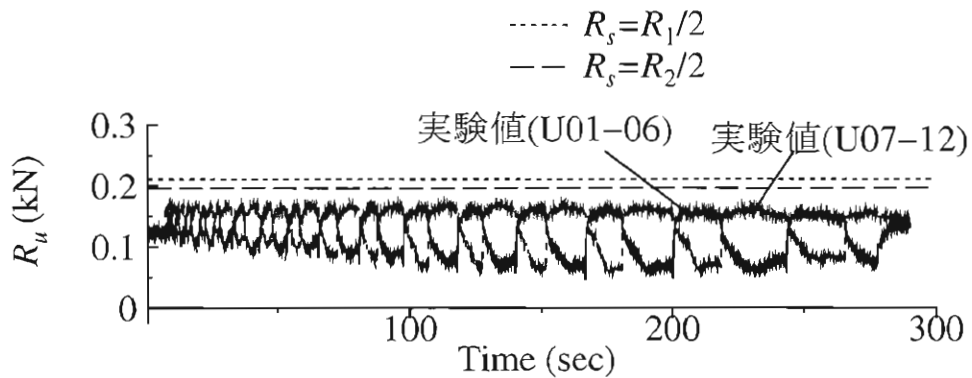


図-3.28 Case 3 上載土による浮上り抵抗

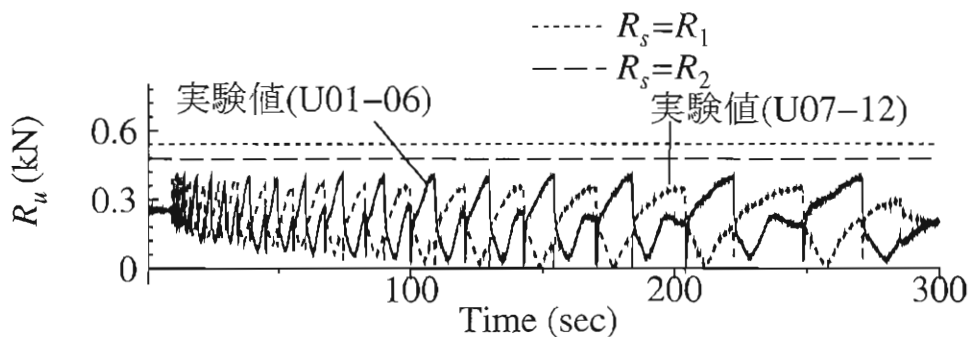


図-3.29 Case 4 上載土による浮上り抵抗

図-3.31～3.33 に、根入れのある Case 2～4 において各プレートごとに作用した鉛直荷重と鉛直変位の関係を示す。図中には、それぞれプレート直上の上載土の重量を破線で示した。プレート直上の上載土の重量  $W_u$  は次式で計算する。

$$W_u = S_u \times l \times \rho \quad (3.9)$$

ここに、 $S_u$  は鉛直荷重を計算するプレートの面積、 $\rho$  は根入れ地盤の密度 (表-3.1 参照)、 $l$  は各ケースの根入れ深さである。各プレートの鉛直荷重は図-3.30 に示す  $P_{U1} \sim P_{U6}$  である。各プレート位置の鉛直変位は、模型設置時の位置をゼロとして、鉛直変位計 (D-VF1, D-VF2, D-VB1, D-VB2) より計測した値を用いて、基礎が剛体であると仮定して回転量を求め、換算したものである。鉛直荷重が上載土重量以下となっているものもあるが、鉛直荷重は、概ね上載土重量程度であった。

以上の実験結果より、上載土による浮上り抵抗を評価するときには、上載土分を考慮すればよいと考えられる。

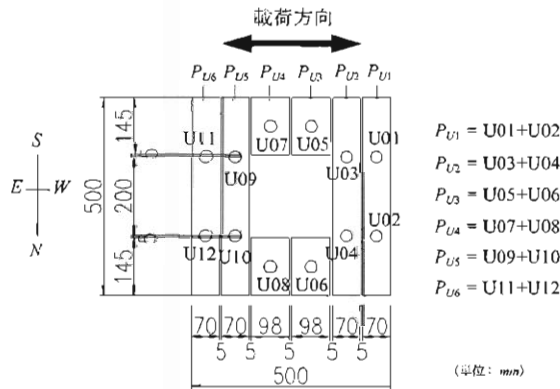


図-3.30 基礎上面に作用する鉛直力の計算

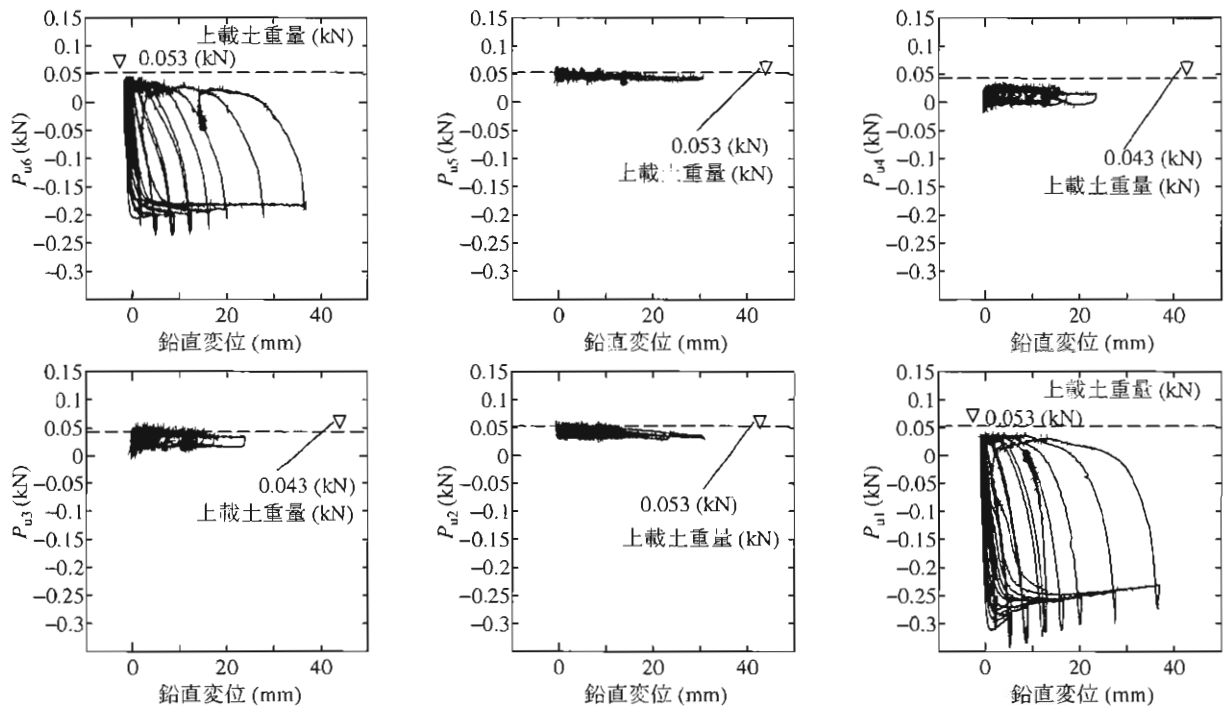


図-3.31 Case 2 基礎上面に作用する鉛直荷重—鉛直変位関係

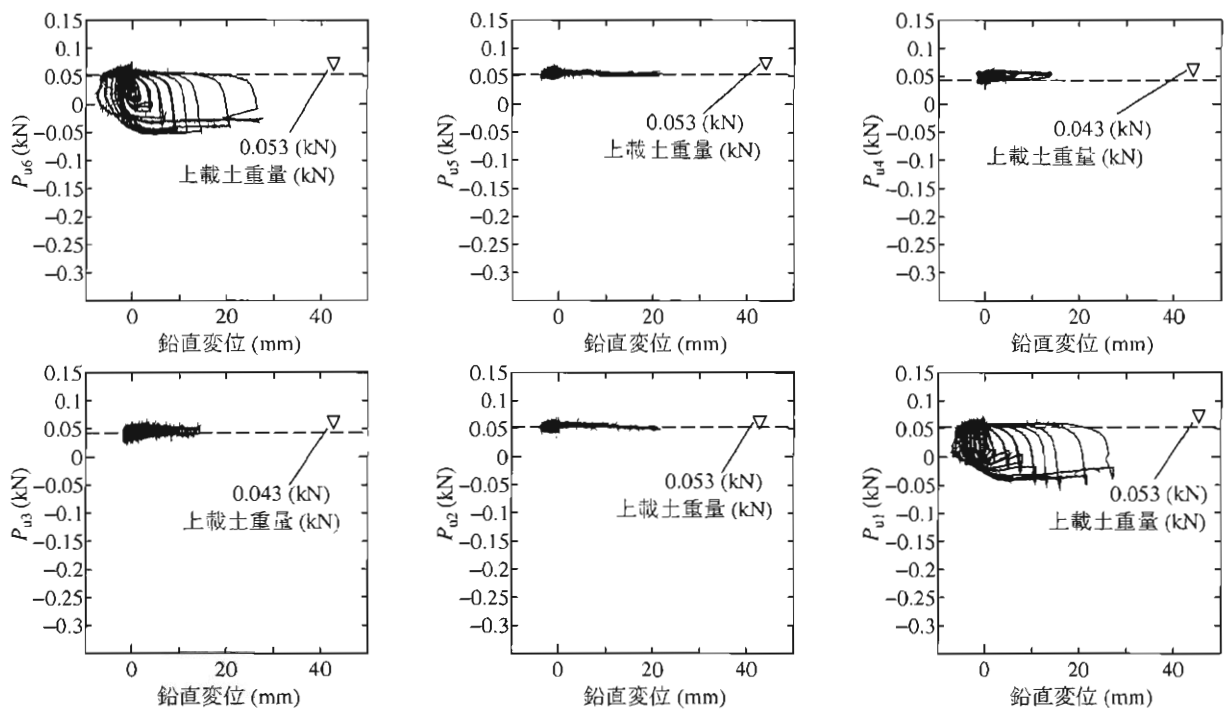


図-3.32 Case 3 基礎上面に作用する鉛直荷重—鉛直変位関係

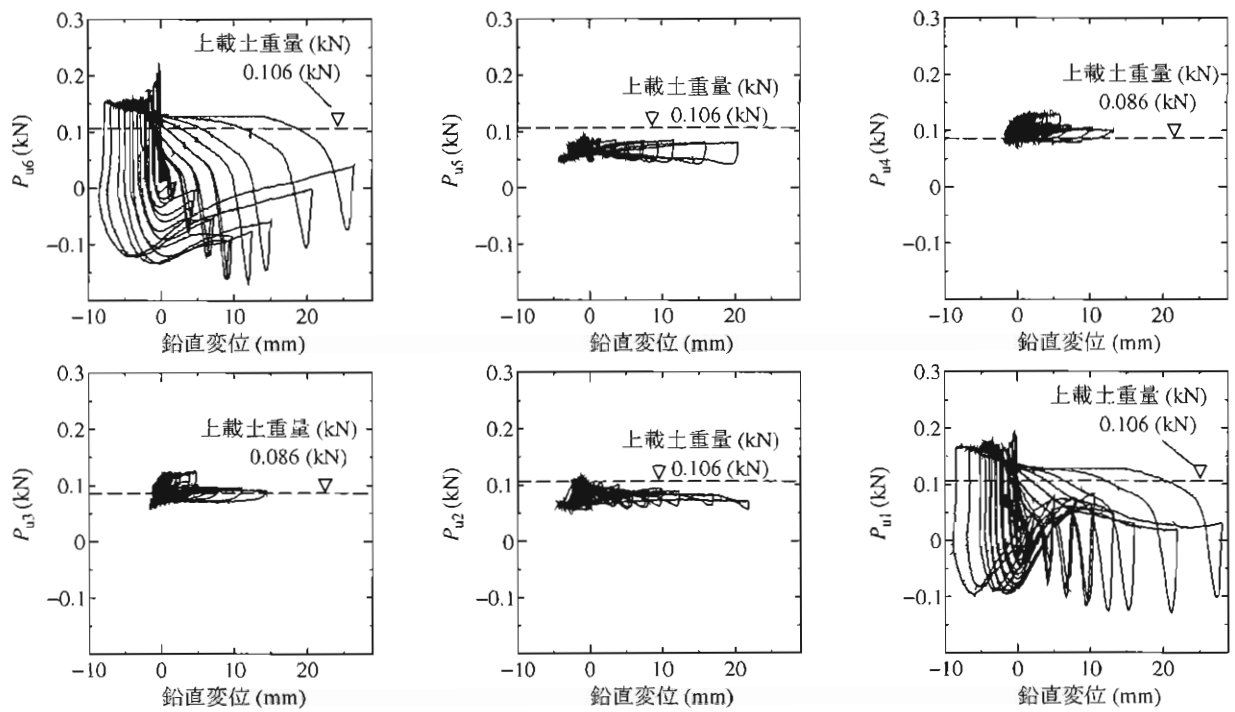


図-3.33 Case 4 基礎上面に作用する鉛直荷重—鉛直変位関係

### 3.3.1 載荷変位 $\delta$ および基礎変位の時刻歴

図-3.34～3.49に、各ケースの載荷変位  $\delta$  と、載荷に伴う基礎の鉛直変位  $v$ 、水平変位  $u$ 、回転角  $\theta$  の時刻歴を示す。ここで、図-2.26に示した通り、鉛直変位  $v$  は沈下方向の符号を正とし、載荷変位  $\delta$ 、水平変位  $u$  は西側方向の変位の符号を正とする。回転角  $\theta$  は基礎模型が西側へ傾斜したときの回転方向を正とする。

Case 1 は根入れの無い実験ケースである。鉛直変位  $v$  は、載荷の繰返しにより徐々に正の値(沈下方向)へシフトしている。一方、水平変位  $u$ 、回転角  $\theta$  は載荷変位  $\delta$  に応じた規則的な挙動を示している。著者らは、これまでも根入れの無い繰返し水平載荷実験<sup>1)</sup>を行っている。Case 1 の結果は、それらの実験結果と比較して、同様の傾向である。Case 2 は 350 mm 根入れさせた実験ケースである。鉛直変位  $v$  は、載荷の繰返しにより徐々に負の値(浮上り方向)へシフトしている。一方、Case 2 と同じ根入れ条件で砂流入防止措置を行った Case 3 では、鉛直変位  $v$  が負の値(浮上り方向)へシフトする傾向は見られなかった。この結果より、載荷により基礎端部に生じた浮上りは、浮上った基礎底面に基礎側面の砂が流入したためであると考えられる。Case 2 では水平変位  $u$  についても一方向にシフトする傾向が見られた。一方、回転角  $\theta$  については載荷変位  $\delta$  に応じた規則的な挙動を示している。Case 3 の鉛直変位  $v$  は、Case 1 に比べるとわずかではあるが正の値(沈下方向)へシフトしている。水平変位  $u$  は、載荷変位  $\delta$  に応じた挙動を示したが根入れのない Case 1 よりもわずかに大きな変位が生じた。Case 4 は、Case 3 と同様の砂流入防止措置を行ったもので根入れ深さを 100 mm 増やしたものである。鉛直変位  $v$  は、Case 3 よりもさらにわずかではあるが正の値(沈下方向)へシフトした。しかし、 $10\delta_0$  の載荷ではわずかに負の値(浮上り方向)にシフトしている。水平変位  $u$  は、根入れ深さの小さい Case 3 よりも大きな値となった。回転角  $\theta$  については、載荷変位  $\delta$  に応じた挙動を示したが根入れのない Case 1 よりもわずかに大きな変位が生じた。

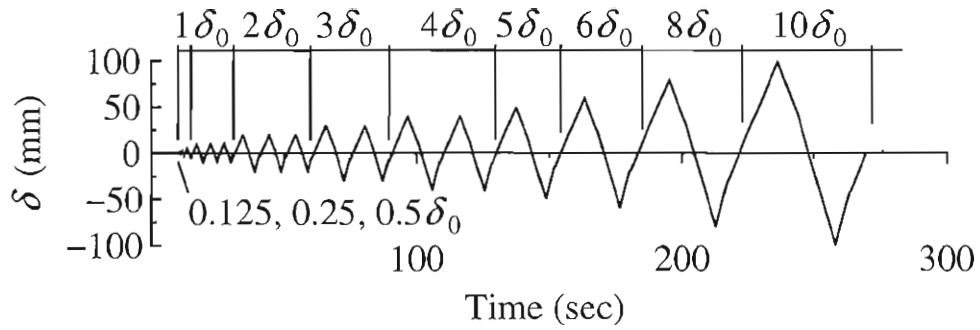


図-3.34 Case 1 載荷変位  $\delta$  時刻歴

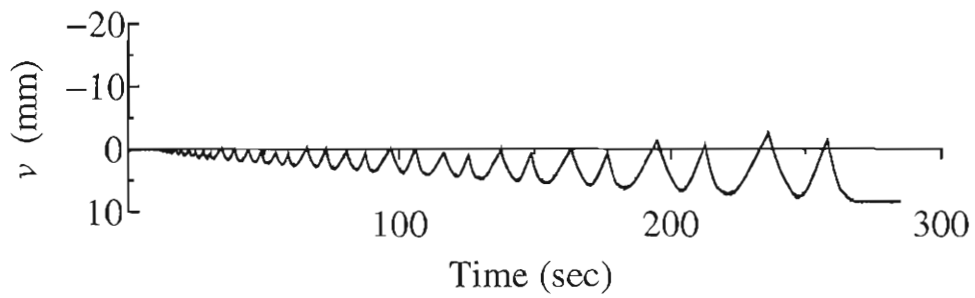


図-3.35 Case 1 鉛直変位  $\nu$  時刻歴

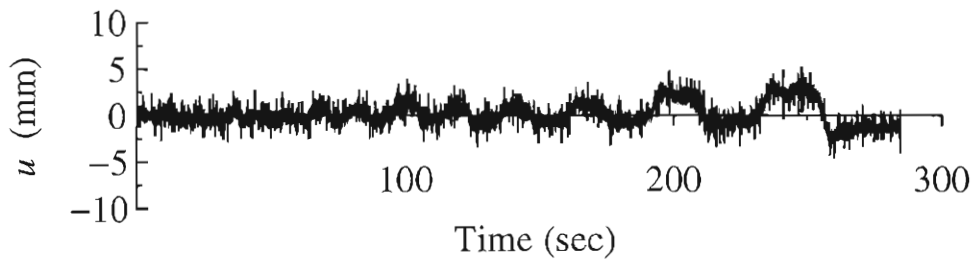


図-3.36 Case 1 水平変位  $u$  時刻歴

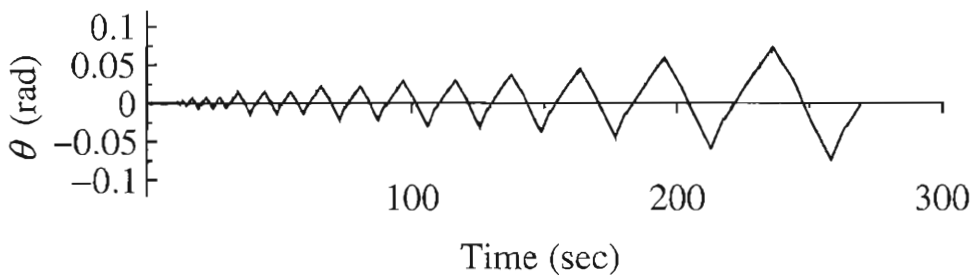


図-3.37 Case 1 回転角  $\theta$  時刻歴

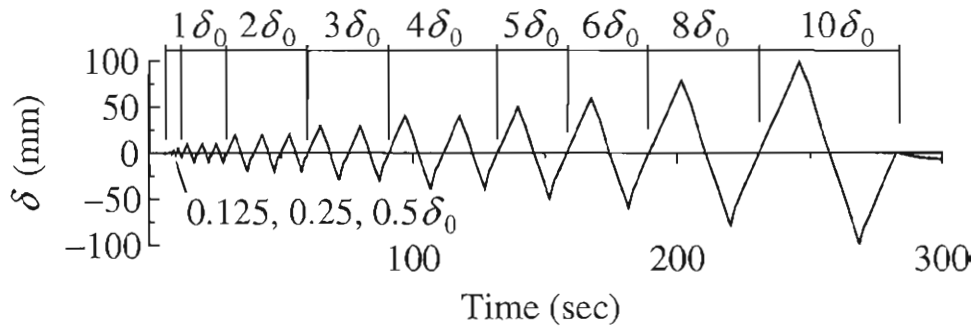


図-3.38 Case 2 載荷変位  $\delta$  時刻歴

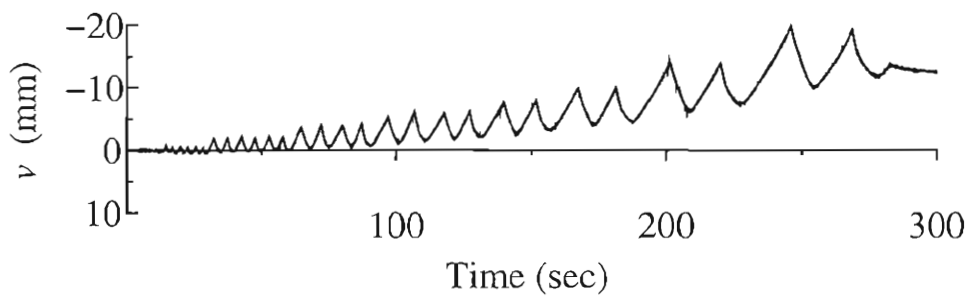


図-3.39 Case 2 鉛直変位  $\nu$  時刻歴

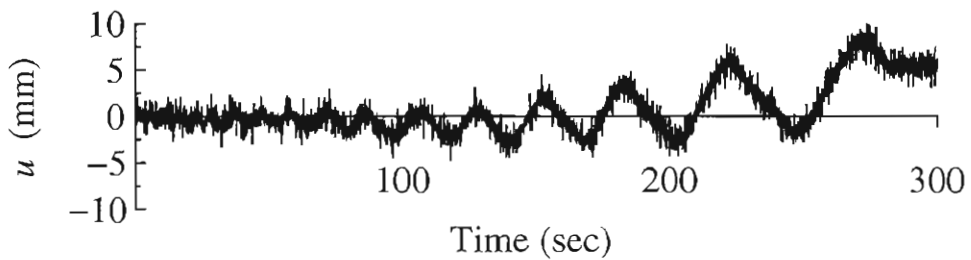


図-3.40 Case 2 水平変位  $u$  時刻歴

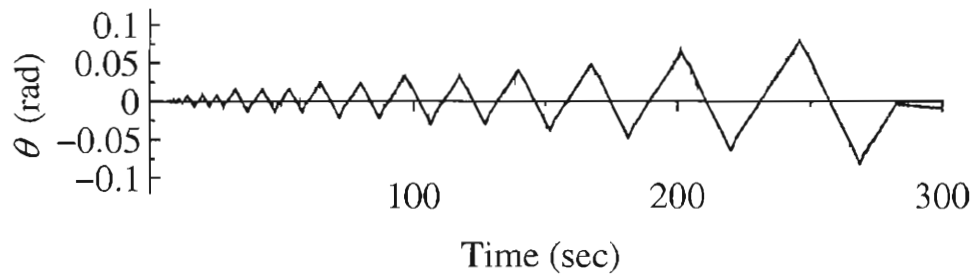


図-3.41 Case 2 回転角  $\theta$  時刻歴



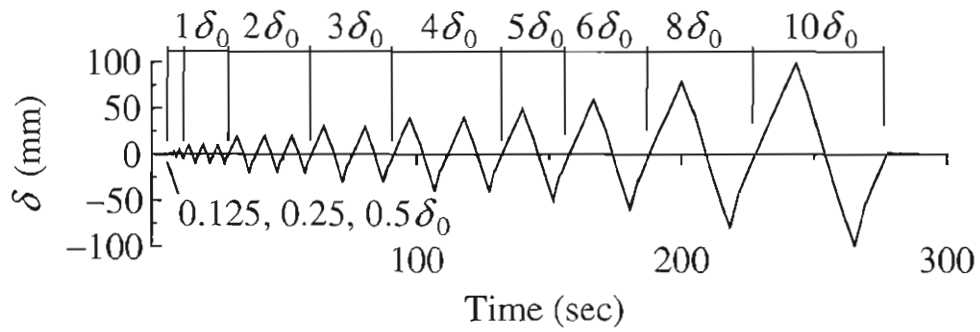


図-3.42 Case 3 載荷変位  $\delta$  時刻歴

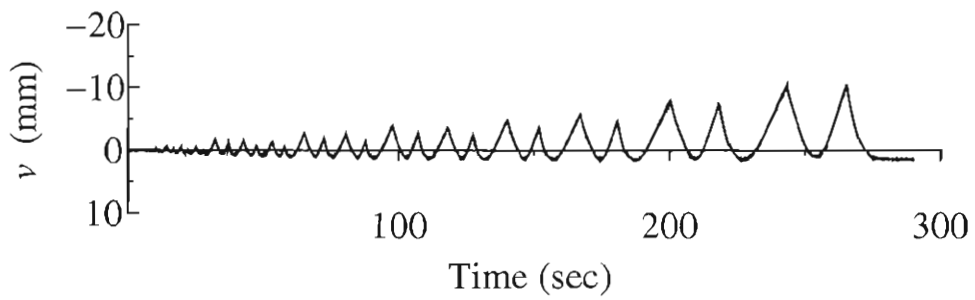


図-3.43 Case 3 鉛直変位  $\nu$  時刻歴

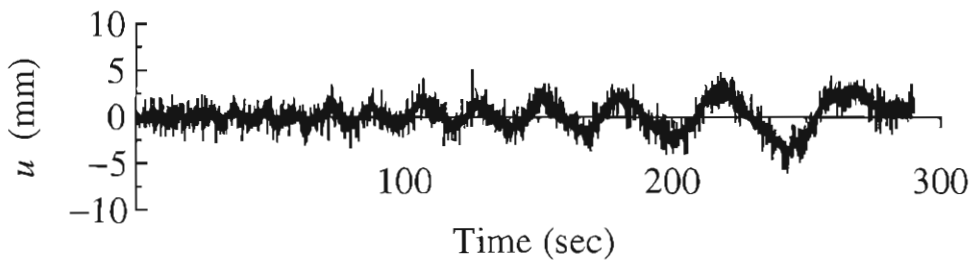


図-3.44 Case 3 水平変位  $u$  時刻歴

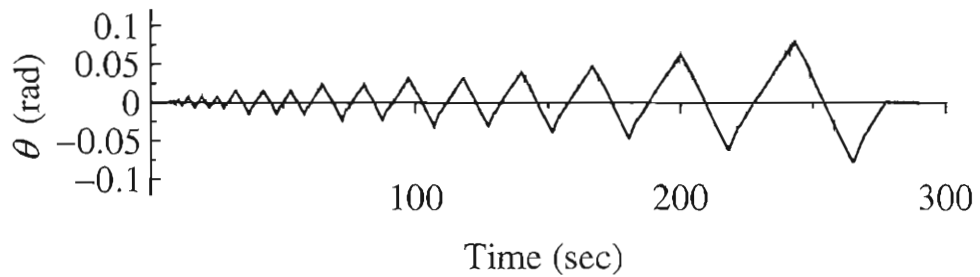


図-3.45 Case 3 回転角  $\theta$  時刻歴

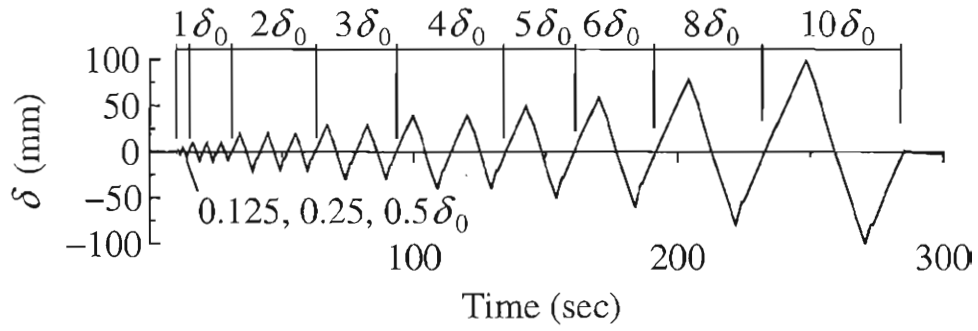


図-3.46 Case 4 載荷変位  $\delta$  時刻歴

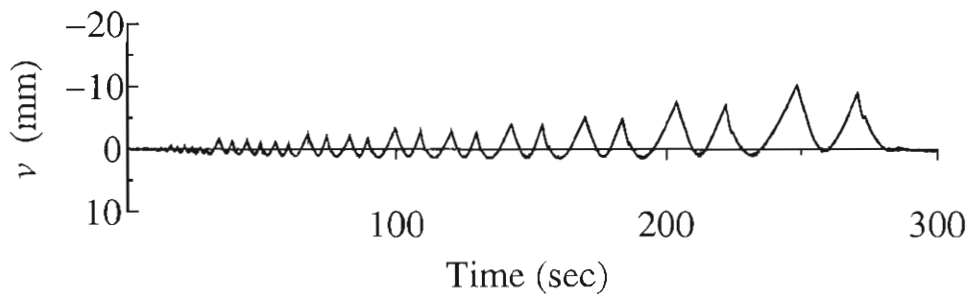


図-3.47 Case 4 鉛直変位  $v$  時刻歴

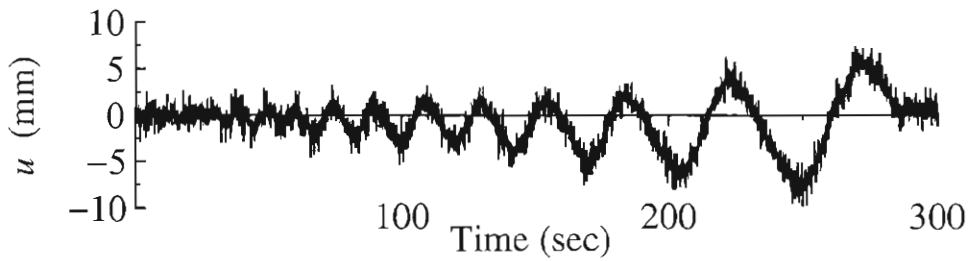


図-3.48 Case 4 水平変位  $u$  時刻歴

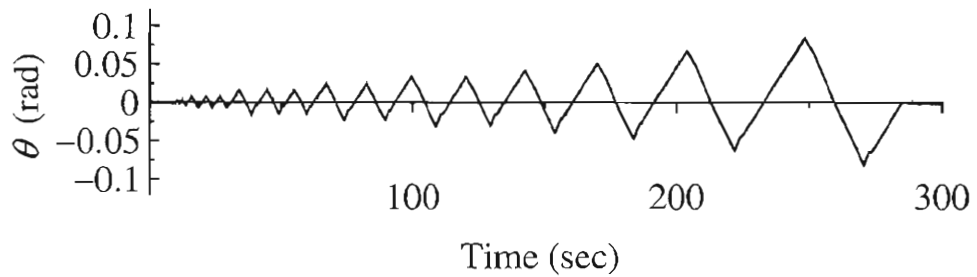


図-3.49 Case 4 回転角  $\theta$  時刻歴

### 3.3.2 載荷荷重 $P_H$ および基礎底面作用力の時刻歴

図-3.50～3.64 に、各ケースの載荷荷重  $P_H$  と、基礎底面に作用する鉛直力  $V$ 、水平力  $H$ 、モーメント  $M$  の時刻歴を示す。ここで、図-2.24 に示した通り、それぞれ鉛直力  $V$  は鉛直下向きを正、水平力  $H$  は西向きを正、モーメント  $M$  は、模型が西側へ傾斜させる方向を正とする。ここで、図中の  $V_0$  は模型自重 (=9.454 kN)、 $B$  は基礎幅 (=0.5 m) である。

Case 1 は根入れの無い実験ケースである。載荷点における載荷荷重  $P_H$ 、基礎底面に作用する水平力  $H$ 、モーメント  $M$  はそれぞれ上限値および下限値で一定値に収束する傾向が見られる。一方、鉛直力  $V$  は、載荷中の変動はほとんど見られなかった。これらも、著者らが行った繰返し水平載荷実験<sup>1)</sup>と同様の傾向である。

Case 2～4 の根入れのあるケースでも、載荷点における載荷荷重  $P_H$ 、基礎底面に作用する水平力  $H$ 、モーメント  $M$  はそれぞれ上限値および下限値で一定値に収束する傾向が見られる。Case 2 では2方向ロードセルの接続線が断線していたことにより P-H01, P-H05, P-H07 のデータを収録できなかった。そのため、基礎底面の水平力  $H$  に関しては割愛する。Case 4 における基礎底面水平力  $H$  の時刻歴においては一定した上限値が見られなかった。また、Case 4 の水平力  $H$  については、作用荷重より大きく算出される結果になった。根入れのない Case 1 では、載荷荷重  $P_H$  と基礎底面の水平力  $H$  はほぼ等しくなっていることから、載荷治具はスムーズに荷重を伝達していると考えられ、かつ、基礎底面の2方向ロードセルの校正係数なども妥当であると考えられるので、これら以外の影響であり、原因は現在のところ不明である。また、根入れのあるケースでは鉛直力  $V$  に変動が見られるようになった。鉛直力  $V$  は、載荷変位が大きいために減少している。これは、基礎が根入れされているため、載荷変位が大きくなると、基礎側面地盤に鉛直力が分担される影響であると考えられる。

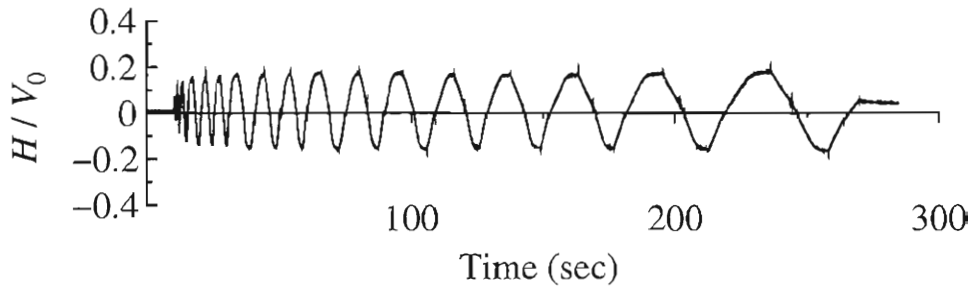


図-3.50 Case 1 載荷荷重  $P_H$  時刻歴

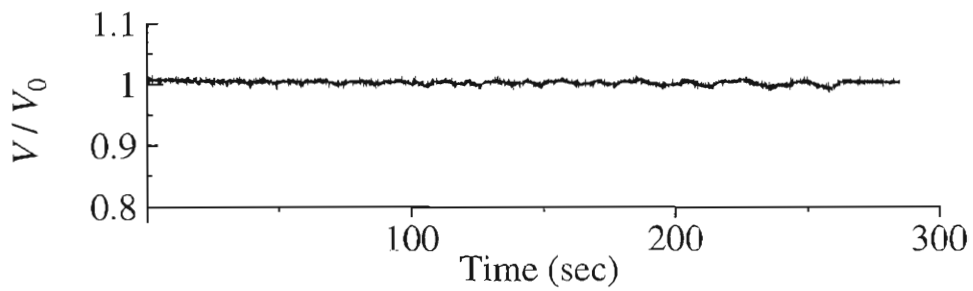


図-3.51 Case 1 鉛直力  $V$  時刻歴

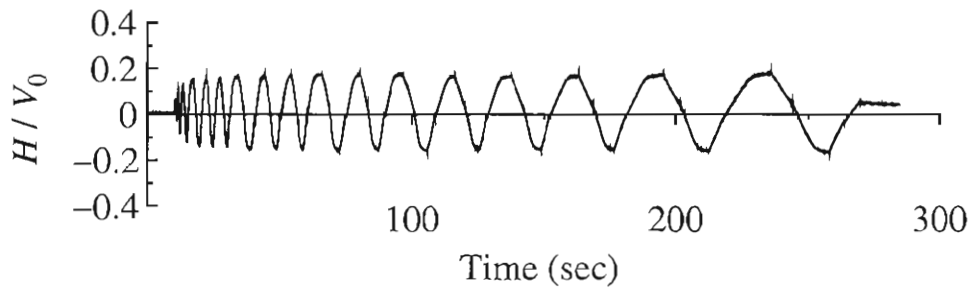


図-3.52 Case 1 水平力  $H$  時刻歴

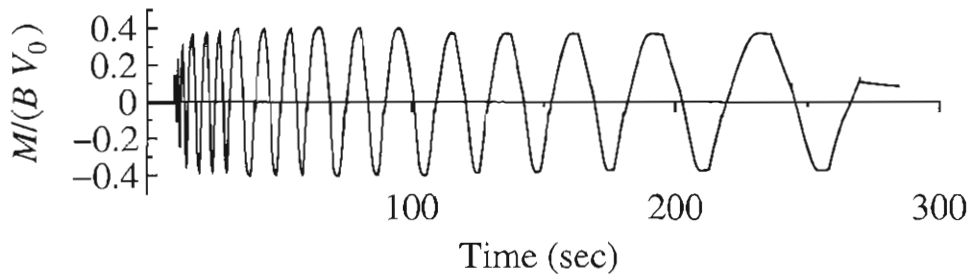


図-3.53 Case 1 モーメント  $M$  時刻歴

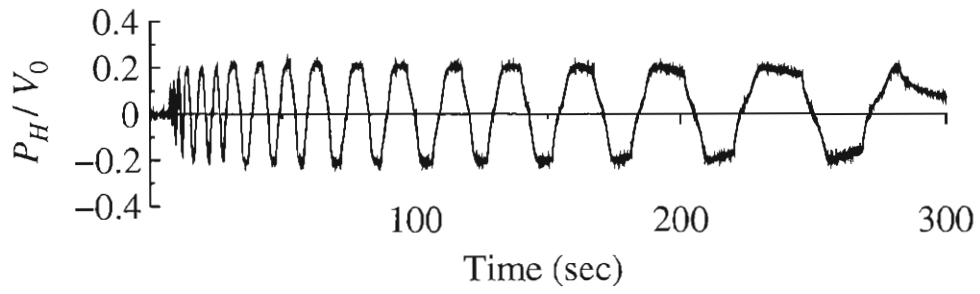


図-3.54 Case 2 載荷荷重  $P_H$  時刻歴

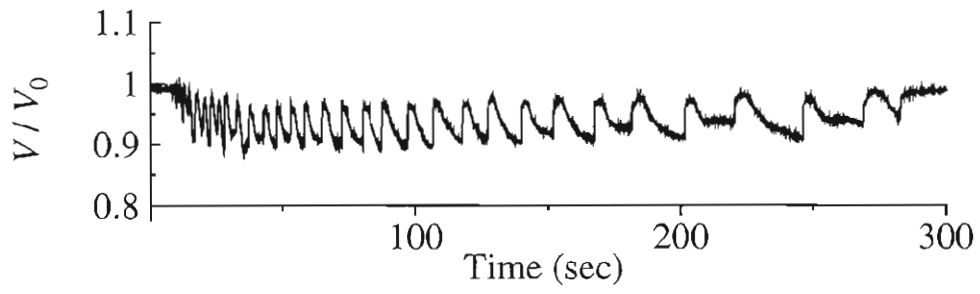


図-3.55 Case 2 鉛直力  $V$  時刻歴

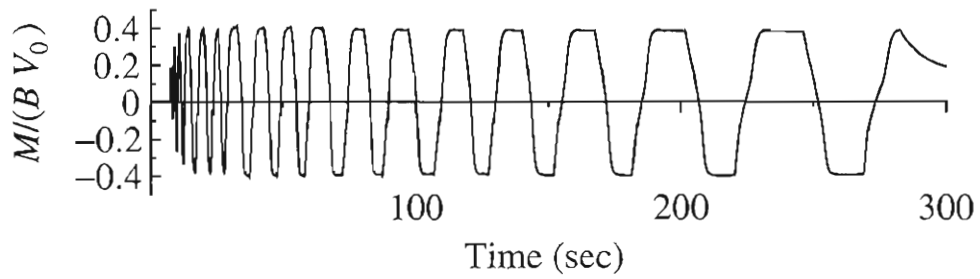


図-3.56 Case 2 モーメント  $M$  時刻歴

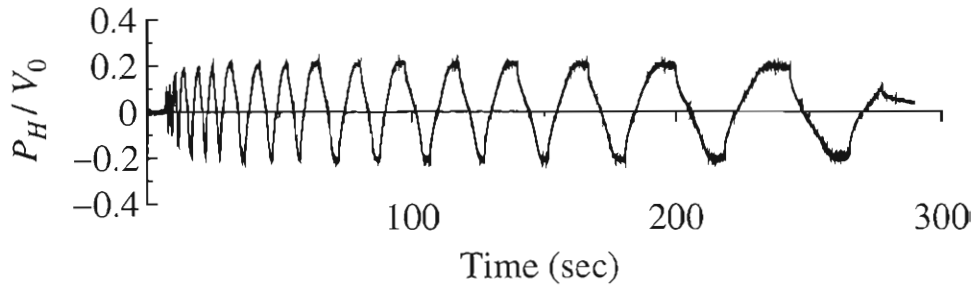


図-3.57 Case 3 載荷荷重  $P_H$  時刻歴

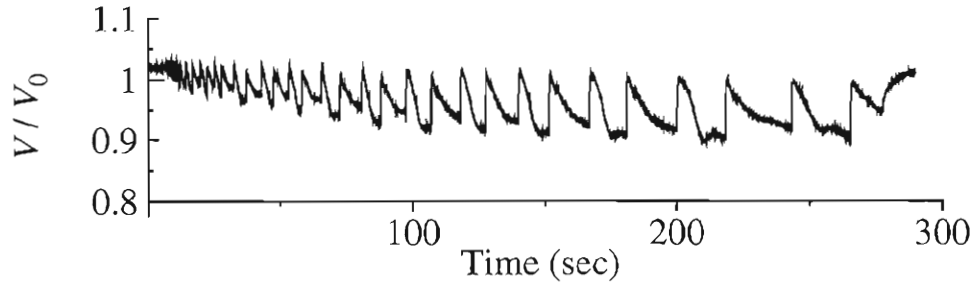


図-3.58 Case 3 鉛直力  $V$  時刻歴

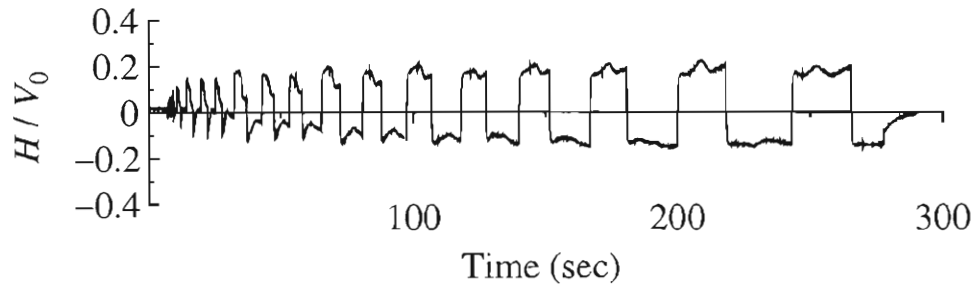


図-3.59 Case 3 水平力  $H$  時刻歴

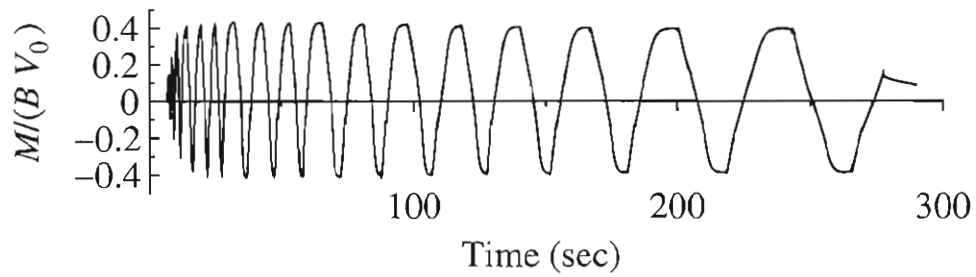


図-3.60 Case 3 モーメント  $M$  時刻歴

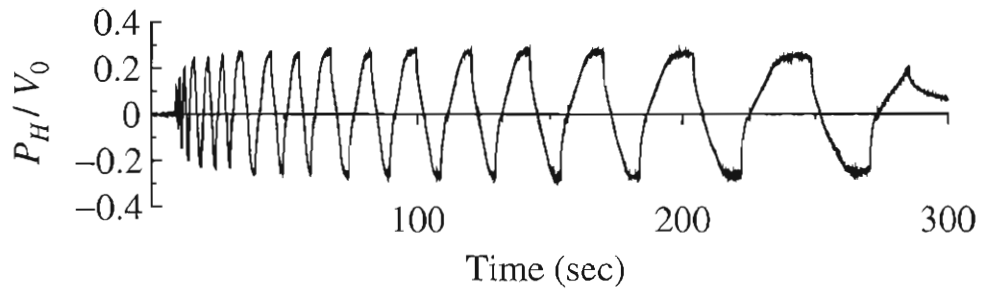


図-3.61 Case 4 載荷荷重  $P_H$  時刻歴

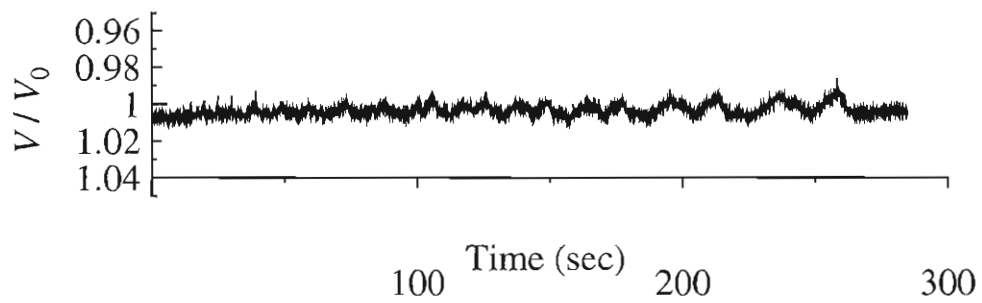


図-3.62 Case 4 鉛直力  $V$  時刻歴

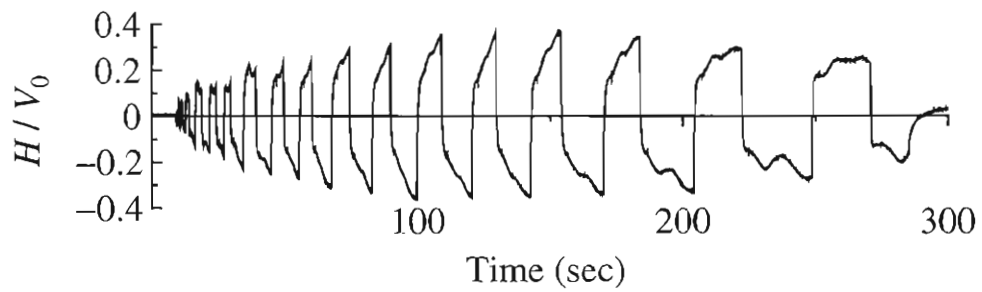


図-3.63 Case 4 水平力  $H$  時刻歴

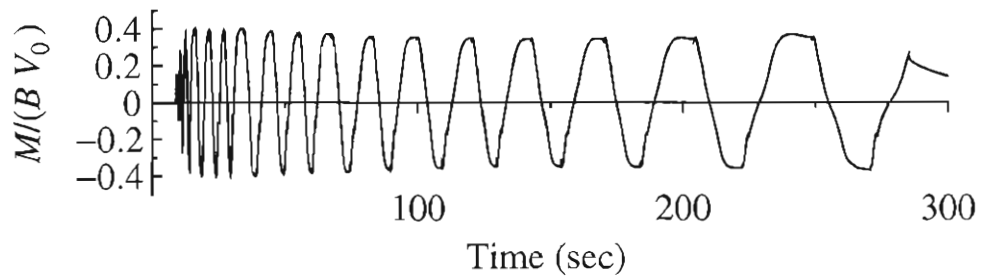


図-3.64 Case 4 モーメント  $M$  時刻歴

### 3.3.3 載荷荷重 $P_H$ と基礎底面に作用する水平力 $H$ の時刻歴

図-3.65～3.67に、載荷荷重  $P_H$  と基礎底面に作用する水平力  $H$  の時刻歴を示す。先の「3.2.1 模型変位のスナップショット」からも推察されるように、根入れの有無により載荷荷重  $P_H$  と基礎底面に作用する水平力  $H$  の位相がずれる。

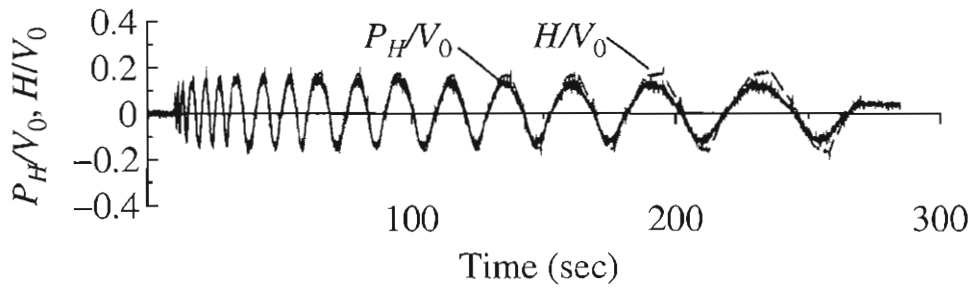


図-3.65 Case 1  $P_H$ ,  $H$  時刻歴

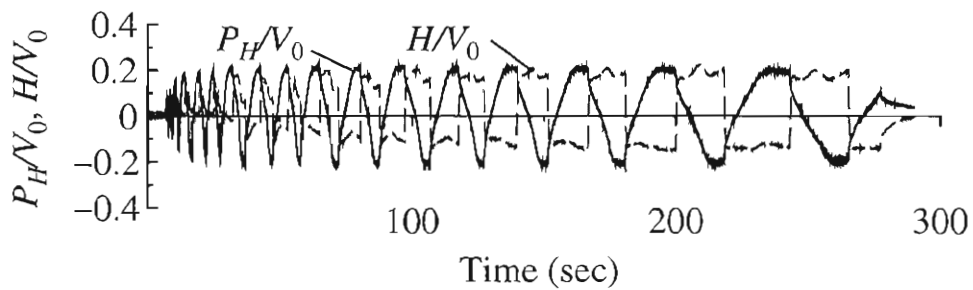


図-3.66 Case 3  $P_H$ ,  $H$  時刻歴

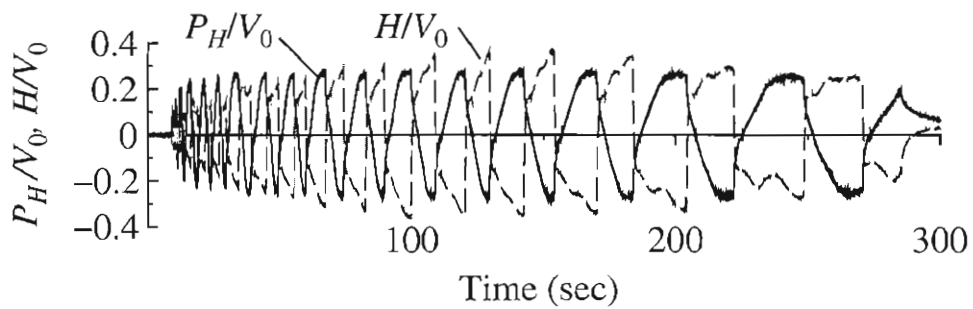


図-3.67 Case 4  $P_H$ ,  $H$  時刻歴



### 3.3.4 載荷荷重 $P_H$ - 載荷点変位 $\delta$ 関係

図-3.68~3.71に、各ケースについて載荷点における載荷荷重  $P_H$  - 載荷変位  $\delta$  を示す。載荷荷重の最大値(最大載荷荷重)は、根入れのない Case 1 が最も小さく、根入れ深さの深い Case 4 が最も大きくなった。これは、以下の2点の影響により、回転抵抗が増大したためと考えられる。

- 根入れすることにより、基礎の変位に対して基礎上面および側面地盤の受働抵抗が生じる。
- 根入れすることにより、地盤の極限支持力が増加する。

いずれのケースにおいても、載荷荷重は最大値に達した後ほぼ一定値のまま、変位が増加するという非線形挙動を示した。また、除荷・再載荷経路は、根入れがない Case 1 では直線であるのに対して、根入れのあるケースでは曲線的なループとなり、その結果根入れが大きい程履歴ループ面積が大きくなった。すなわち、根入れ深さが大きくなるほど、根入れ地盤によるエネルギー吸収が大きくなったことがわかった。

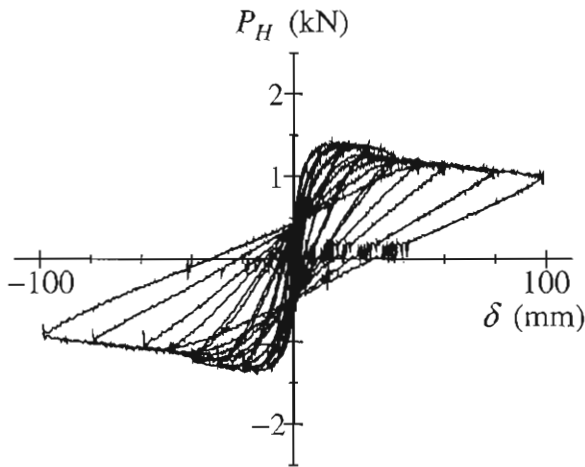


図-3.68 Case 1 載荷荷重  $P_H$  - 載荷点変位  $\delta$

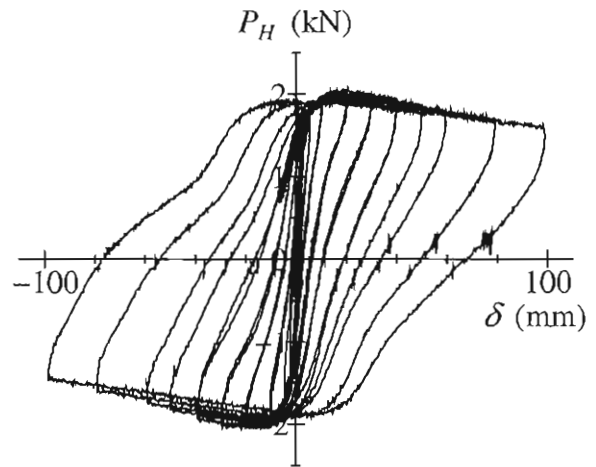


図-3.69 Case 2 載荷荷重  $P_H$  - 載荷点変位  $\delta$

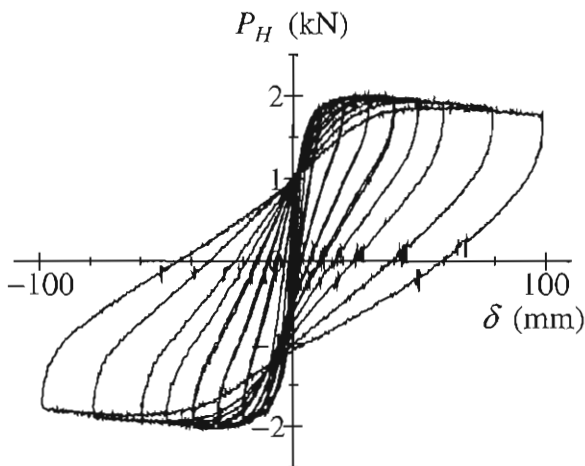


図-3.70 Case 3 載荷荷重  $P_H$  - 載荷点変位  $\delta$

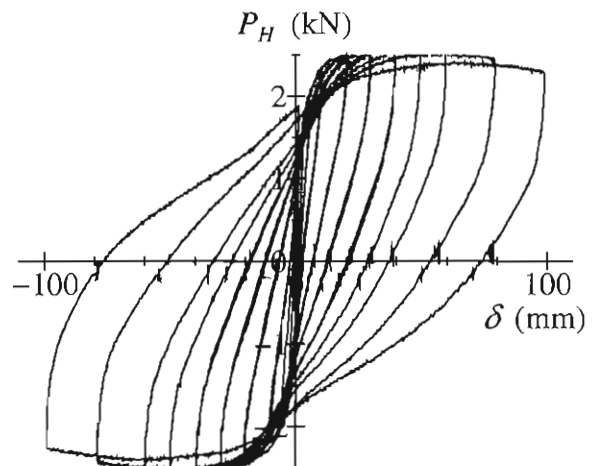


図-3.71 Case 4 載荷荷重  $P_H$  - 載荷点変位  $\delta$

### 3.3.5 基礎底面における水平力 $H$ - 基礎の水平変位 $u$ 関係

図-3.72～3.74に、繰返し载荷実験において観察された基礎底面における水平力  $H$  と基礎の水平変位  $u$  関係を示す。ここで、Case 2は基礎底面ロードセルのせん断力の計測不良があったため示していない。根入れのない Case 1では、基礎底面に作用する水平力  $H$  が最大水平力に達すると一定値に収束する。そして、最大水平力に達したのち、荷重一定の状態では水平変位  $u$  は増加することがわかる。こうした傾向は、根入れのある Case 3, 4においても同様に見られた。

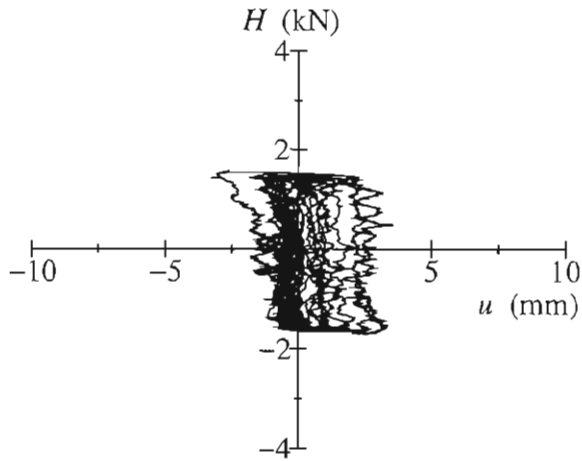


図-3.72 Case 1  $H - u$  関係

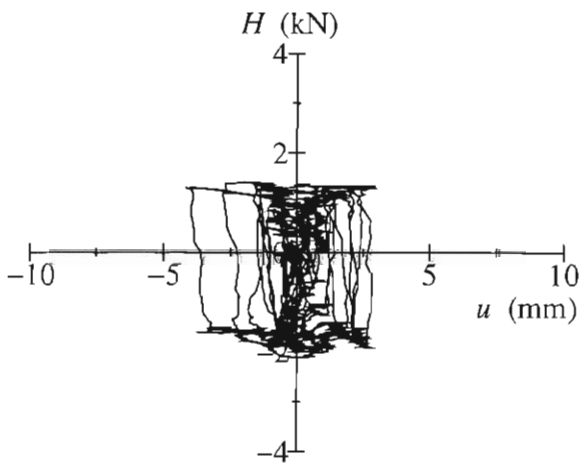


図-3.73 Case 3  $H - u$  関係

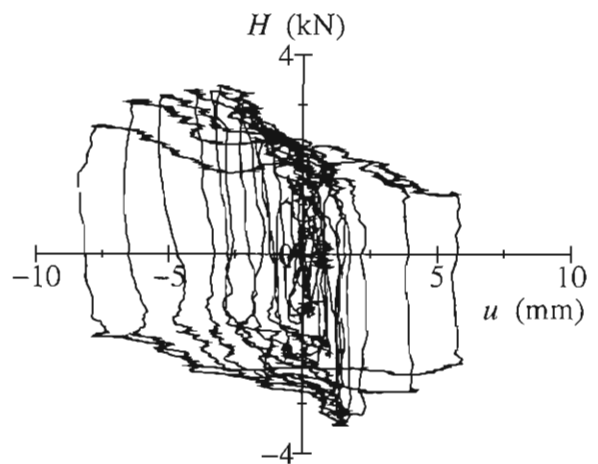


図-3.74 Case 4  $H - u$  関係

図-3.75に、Case 4における基礎底面の各ロードセルで計測されたせん断力の時刻歴を示す。図上段にはNo.7からNo.11、下段にはNo.1からNo.6の計測値を示した。基礎端部に位置するNo.1およびNo.11は、それぞれ他のロードセルのせん断力と比較して大きな値となった。これは、図-3.76

に示すように基礎側面に作用する土圧も計測している可能性が考えられる。「3.2.1 模型変位のスナップショット」に示すように、根入れがある Case 4 では、基礎底面水平変位  $u$  は、荷重変位  $\delta$  と逆向きに生じる。よって、プラス側 (西側) への荷重に対して東側の変位が生じるため、基礎東側端部に設置された No.11 のロードセル側面には、土圧が作用する。その土圧は、ロードセル側面にも作用するため、せん断力として計測されることが考えられる。したがって、Case 4 については側面土圧の一部が水平力  $H$  の算出の際に含まれているため、基礎底面水平変位  $u$  が大きい程、水平力  $H$  が大きくなる傾向が見られると考えられる。一般的には、他の実験ケースで得られたように、基礎底面地盤が塑性化するとき作用する荷重は一定になると推測される。

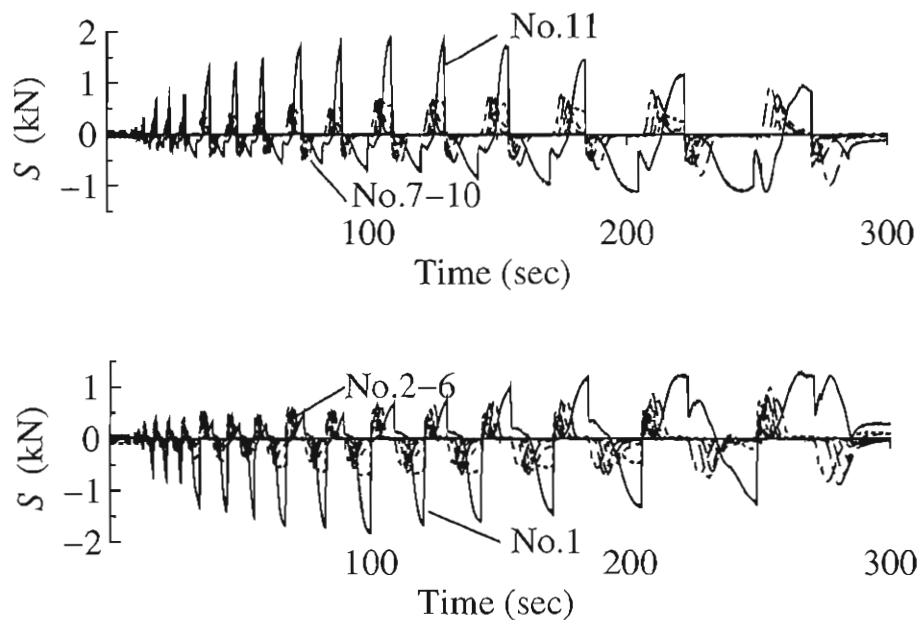


図-3.75 Case 4 基礎底面せん断力時刻歴 (上段: No. 7-No. 11, 下段: No. 1-No. 6)

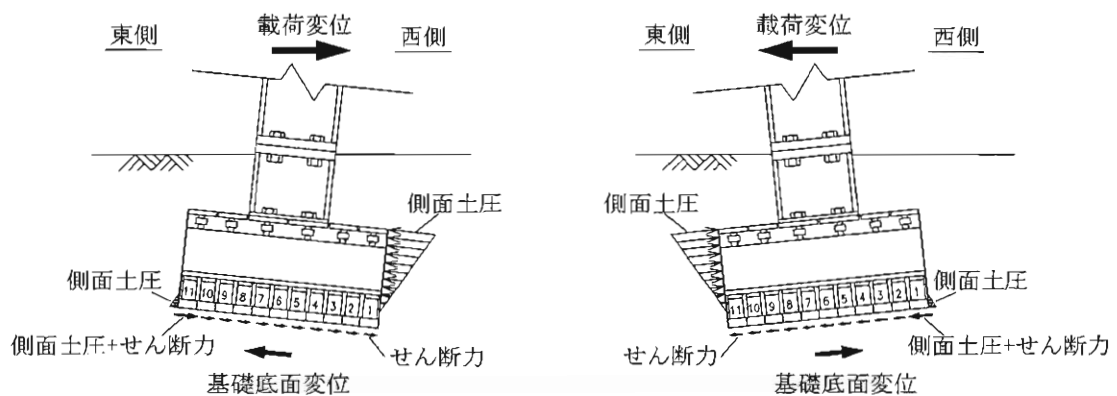


図-3.76 Case 4 基礎底面せん断力作用概念図

### 3.3.6 基礎側面水平抵抗力 $H_s$ - 載荷変位 $\delta$ 関係

図-3.77, 3.78 に, Case 3 と Case 4 (Case 2 は, 基礎底面のせん断力の計測ができなかったため省略する) において, 根入れをした際に生じる基礎側面の水平抵抗力  $H_s$  と載荷変位  $\delta$  の関係を示す. ここで, 基礎側面の水平抵抗力  $H_s$  とは, 載荷荷重  $P_H$  から基礎底面に作用する水平力  $H$  を差し引いたもので, 作用荷重と逆向き (東側方向への抵抗力) の値を正とする.

基礎側面の水平抵抗力  $H_s$  には, 上限値が見られた. また,  $H_s$  は, 前載荷変位置を越えた変位で上限値となるピーク点をむかえ, ピーク点を超えると減少する傾向となった. すなわち, 前載荷変位により一旦極限抵抗を發揮した地盤は, ゆるみ等が生じ, 前載荷変位を超えたときから, 再び地盤が抵抗し始め, その後, 水平抵抗力の上限値に達すると考えられる.

また, 図中にはランキン受働土圧合力の計算値  $P_p$  を破線で示した.  $P_p$  は, 図-3.79 に示すように, 柱, 基礎側面に受働土圧が作用すると考え, 三軸試験により求められた  $D_r=60\%$ での内部摩擦角  $\phi=39.9^\circ$  を用いて算出した値である. Case 3 の基礎側面水平抵抗力  $H_s$  の上限値は,  $P_p$  を超える値となったが, Case 4 での基礎側面水平抵抗力  $H_s$  の上限値は,  $P_p$  より小さな値となった. Case 4 で基礎側面水平抵抗力  $H_s$  の上限値が小さくなった理由のひとつには, 前節で考察したとおり, 基礎底面に作用する水平力  $H$  の中に, 側面土圧による荷重が一部含まれており, 基礎側面水平抵抗力  $H_s$  算出時に, その側面土圧の値も差し引いているためと考えられる.

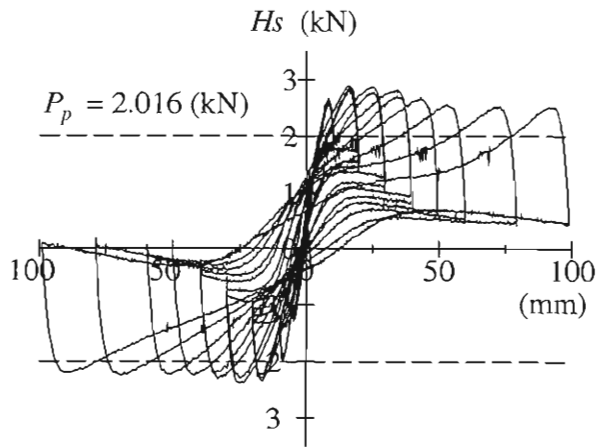


図-3.77 Case 3  $H_s - \delta$  関係

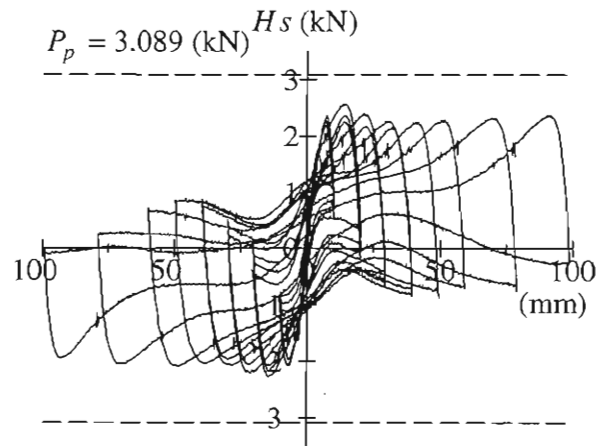


図-3.78 Case 4  $H_s - \delta$  関係

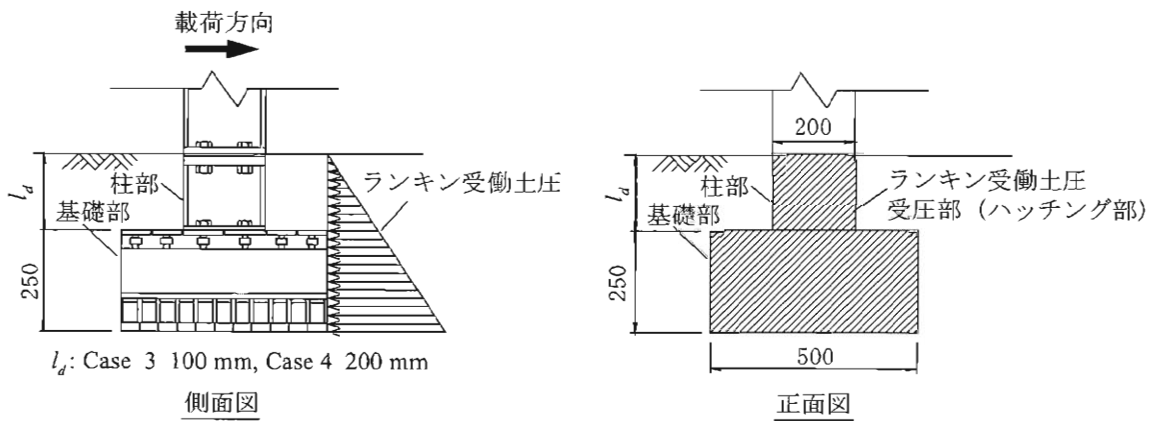


図-3.79 ランキン受働土圧受圧面

### 3.3.7 転倒モーメント $M$ - 回転角 $\theta$ 関係

図-3.80～3.83 に、各ケースにおいて基礎底面に作用していた転倒モーメント  $M$  と基礎の回転角  $\theta$  との関係を示す。

これらを比較すると、先の「3.3.4 載荷荷重  $P_H$  - 載荷点変位  $\delta$  関係」と同様に、回転モーメントは最大値(最大モーメント)に達したのち一定値に収束し、回転角が増加する非線形挙動を示した。ループ形状は、根入れのない Case 1 に比べ、その他のケースでは根入れに応じてループ面積が大きくなる傾向が見られた。

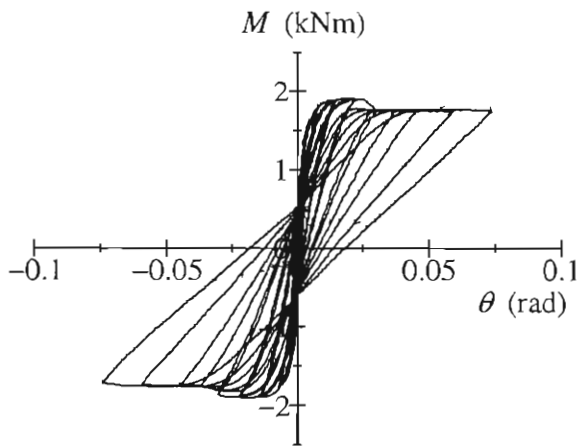


図-3.80 Case 1  $M - \theta$  関係

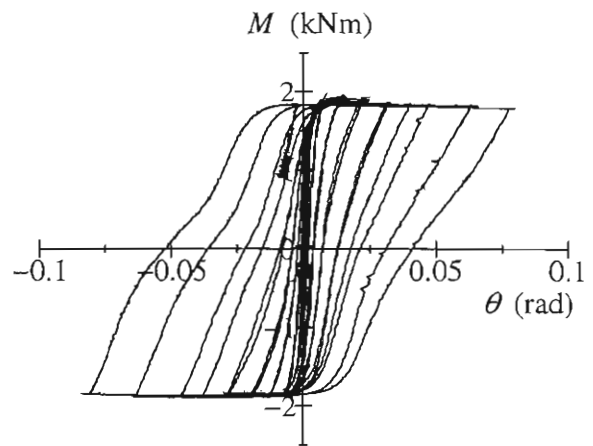


図-3.81 Case 2  $M - \theta$  関係

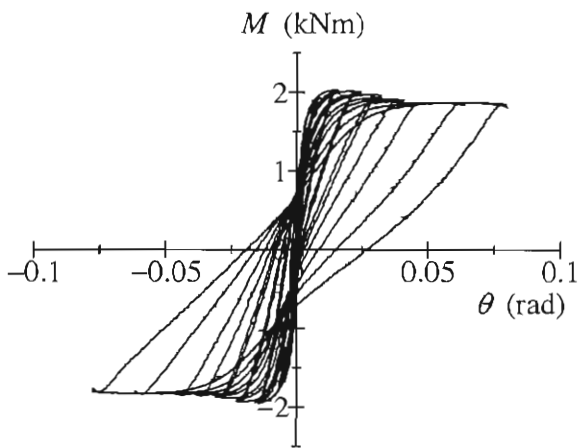


図-3.82 Case 3  $M - \theta$  関係

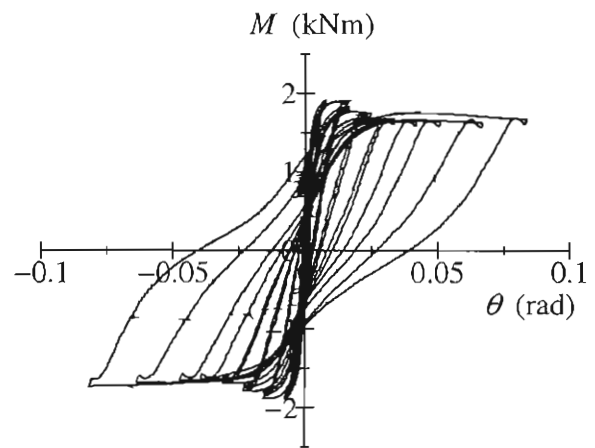


図-3.83 Case 4  $M - \theta$  関係

### 3.3.8 載荷荷重 $P_H$ による基礎底面中心位置の転倒モーメント $M_{PH}$ と基礎底面に作用する転倒モーメント $M$ の比較

図-3.84~3.87に、モーメントの時刻歴を示す。ここで、 $M_{PH}$ は載荷荷重  $P_H$  に基礎底面までの距離 (1.300 m) を乗じて求めた転倒モーメント、 $M$  は基礎底面に作用する転倒モーメントである。

根入れのない Case 1 では、載荷変位  $\delta$  が大きくなるにつれ、基礎底面に作用する転倒モーメント  $M$  が、載荷荷重  $P_H$  から求めた転倒モーメント  $M_{PH}$  に比べて大きくなる傾向が見られた。これは、載荷変位  $\delta$  が大きくなるにつれ模型重心位置が偏心し、模型死荷重が作るモーメント ( $P-\Delta$  効果によるモーメント) が基礎底面に作用するためである。

基礎底面に作用するモーメントは、(A)  $P_H$  による作用モーメント、(B)  $P-\Delta$  効果による作用モーメント、(C) 根入れ部の地盤抵抗による抵抗モーメントの和である。Case 2~4 では (C) の影響により、全作用モーメントが小さくなったものと考えられる。

表-3.3 に、 $M_{PH}$  の最大値  $M_{PHmax}$  と  $M$  の最大値  $M_{max}$  を示す。載荷荷重  $P_H$  によるモーメント  $M_{PH}$  から、根入れ部の地盤抵抗を差し引いた値が基礎底面に作用する。最も根入れが深い Case 4 では、 $M_{PHmax}$  の 43.9% が根入れ地盤による抵抗モーメントとなった。さらに根入れ部の地盤抵抗は、基礎土載土および基礎および柱側面土による抵抗モーメントと考えられる。ここで、表-3.4 に基礎土載土による抵抗モーメントの最大値  $M_{fmax}$  を示す。根入れ地盤による抵抗モーメント ( $=M_{PHmax} - M_{max}$ ) に対する  $M_{fmax}$  の割合を見ると、極めて小さな割合であった。したがって、 $M_{PH}$  と  $M$  の差は、基礎および柱側面土による抵抗モーメントであったと考えられる。

$M_{max}$  は、各ケースともほぼ同一の値であった。根入れ深さが深くなると、極限支持力が增大すると考えられる一方、根入れにより回転中心が上方に移動したことが原因と考えられる。

表-3.3  $M_{PH}$ ,  $M$  の最大モーメント比較

Case	$M_{PHmax}$ (kNm)	$M_{max}$ (kNm)	$(M_{PHmax} - M_{max})/M_{PHmax}$ (%)
Case 1	1.835	1.908	-4.0
Case 2	2.692	1.955	27.4
Case 3	2.622	2.037	22.3
Case 4	3.395	1.906	43.9

表-3.4 基礎上載土による抵抗モーメントの割合

Case	$M_{PHmax}$ (kN·m)	$M_{max}$ (kN·m)	$M_{PHmax} - M_{max}$ (kN·m)	$M_{fmax}$ (kN·m)	$M_{fmax}/(M_{PHmax} - M_{max})$ (%)
Case 1	1.835	1.908	-0.073	-	-
Case 2	2.692	1.955	0.737	0.071	9.6
Case 3	2.622	2.037	0.585	0.010	1.7
Case 4	3.395	1.906	1.489	0.026	1.7

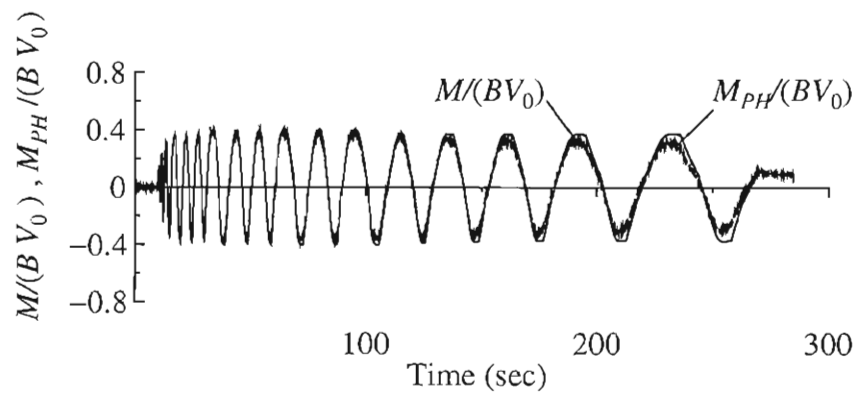


図-3.84 Case 1  $M, M_{PH}$  時刻歴



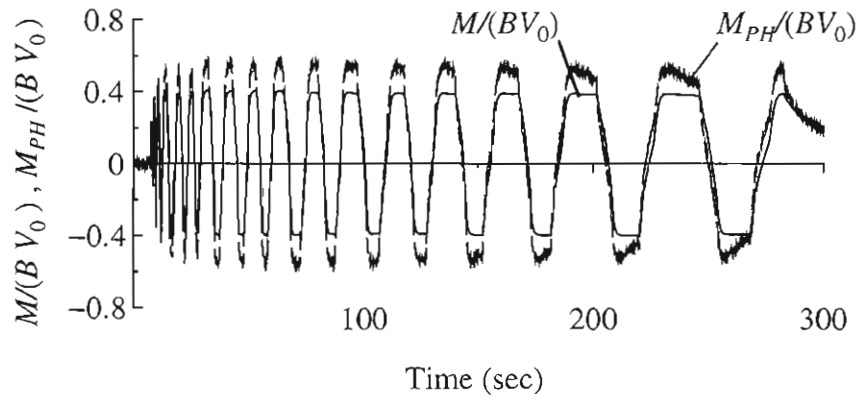


圖-3.85 Case 2  $M, M_{PH}$  時刻歷

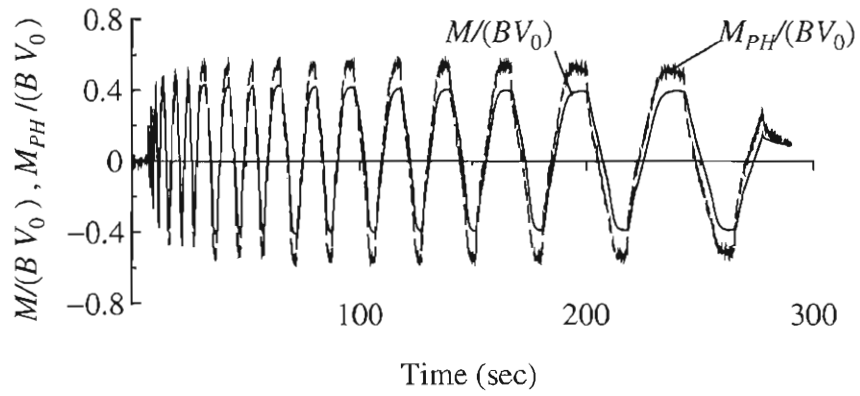


圖-3.86 Case 3  $M, M_{PH}$  時刻歷

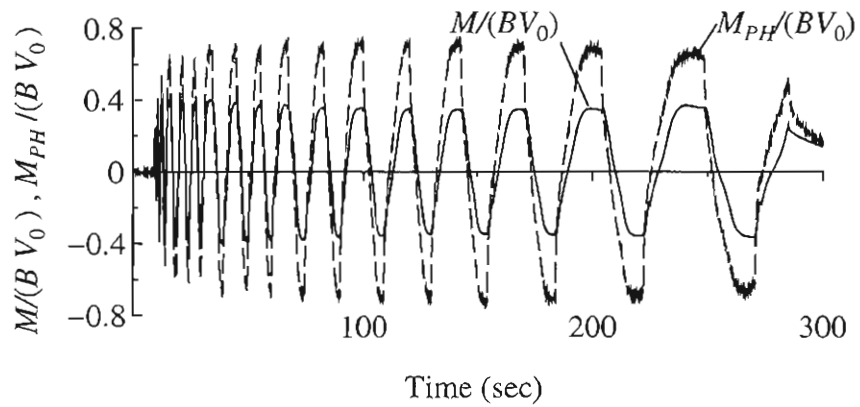


圖-3.87 Case 4  $M, M_{PH}$  時刻歷

### 3.3.9 載荷変位 $\delta$ —鉛直変位 $v$ 関係

理論的には鉛直力  $V$ 、水平力  $H$ 、モーメント  $M$  との組み合わせ荷重に対して地盤が塑性化し、極限支持状態に達し、その過程で鉛直沈下が生じると考えられる。図-3.88～3.91 に、載荷変位  $\delta$  と鉛直変位  $v$  の関係を示す。載荷変位  $\delta$  が増加すると基礎端部に浮上りが生じる。載荷変位  $\delta$  が反転し基礎底面が地盤に着地する際の曲線は、浮上り時と同一経路ではない。基礎底面が着地する際にも、鉛直変位  $v$  が沈下方向に累積する。

さらに、実験からは以下のことが言える。

- 載荷による基礎の浮上に伴い、接地側の基礎端部下の地盤が中央部に比べ沈下する。
- 基礎の回転角がゼロに戻った時であっても、基礎端部下の地盤が沈下した影響で基礎が非接地状態となる。
- 基礎を鉛直支持する地盤の有効面積が減少するため、基礎中央部の鉛直変位  $v$  がさらに増加する。

以上の要因により、鉛直沈下が累積される。こうした  $V, H, M$  の連成や、地盤の局所的な沈下に伴う有効面積の減少は、はじめに示したとおり、現在の耐震設計<sup>4)</sup>では考慮されていないことである。また、どの要因が沈下量に大きく影響を与えるかは、今後、数値シミュレーションを行って調べる必要がある。

沈下方向の鉛直変位  $v$  の累積量は、根入れのない Case 1 が最も大きく、根入れのある Case 3 および Case 4 では小さくなった。これは、根入れすることで、地盤の鉛直支持力が大きくなるためと考えられる。なお、Case 2 では載荷の繰返しにともない、鉛直変位  $v$  は負に累積されている。これは、浮上りが生じた際に、浮上った基礎端部の下に砂が流入したためであると考えられる。

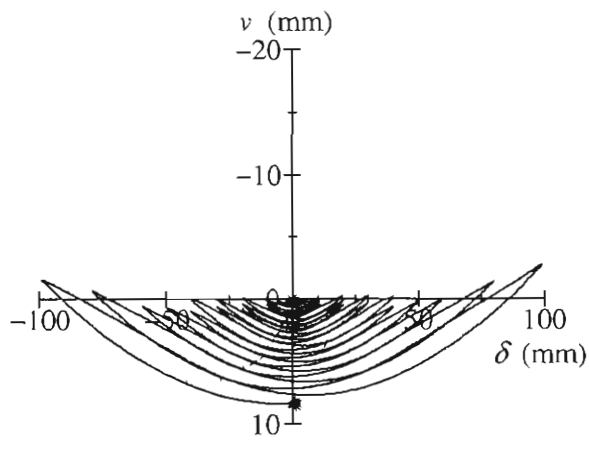


図-3.88 Case 1  $\delta - v$  関係

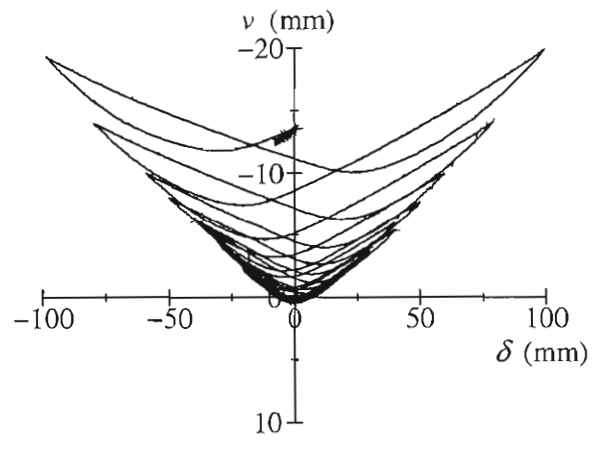


図-3.89 Case 2  $\delta - v$  関係

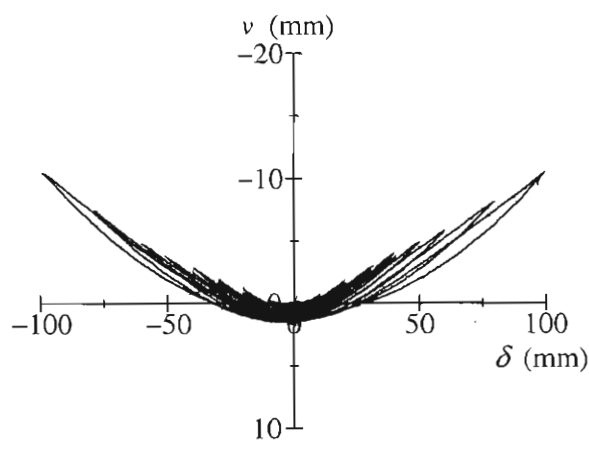


図-3.90 Case 3  $\delta - v$  関係

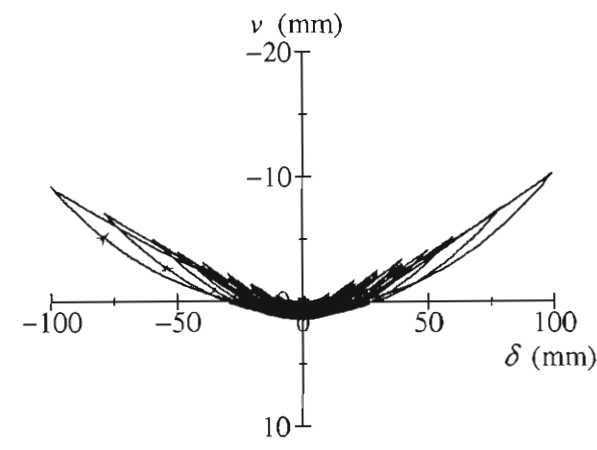


図-3.91 Case 4  $\delta - v$  関係

### 3.3.10 残留変位の比較

根入れの有無，根入れ深さの違いに応じた各実験ケースの残留変位の違いを調べる．ここで，残留変位は，図-3.92に示すように，载荷変位 ( $n\delta_0$ ) サイクルが終了し，次の载荷変位 ( $(n+1)\delta_0$ ) サイクルに移る過程で  $M=0$  となった時の変位とする．それぞれの残留変位は，残留鉛直変位  $v_r$ ，残留回転角  $\theta_r$ ，残留水平変位  $u_r$  で示す．

ここで，交番载荷を与えているにもかかわらず，水平変位  $u$  は载荷過程で変位振幅の中心が正負どちらか一方にシフトしている．そのため，単純に定義した変位を残留水平変位  $u_r$  とするのではなく，図-3.93に示すように，载荷変位 ( $(n+1)\delta_0$ ) サイクルに移る過程で  $M=0$  となった時の変位と，その直前で符号が逆となる载荷での  $M=0$  の点における変位差を水平変位の振幅と考えた．そして，振幅分の水平変位が正負等しく生じると仮定して，振幅の  $1/2$  を残留水平変位  $u_r$  とした．

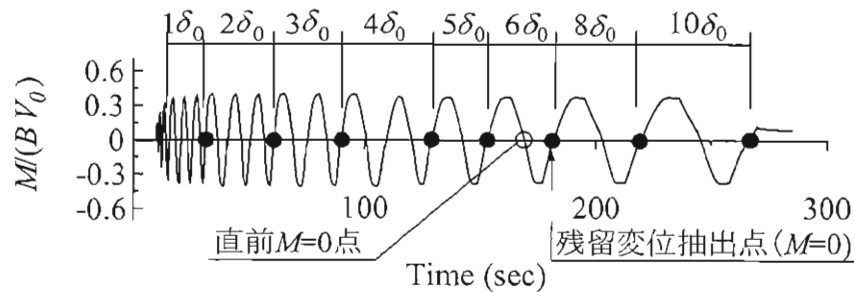


図-3.92 各载荷変位に対する残留鉛直変位抽出点

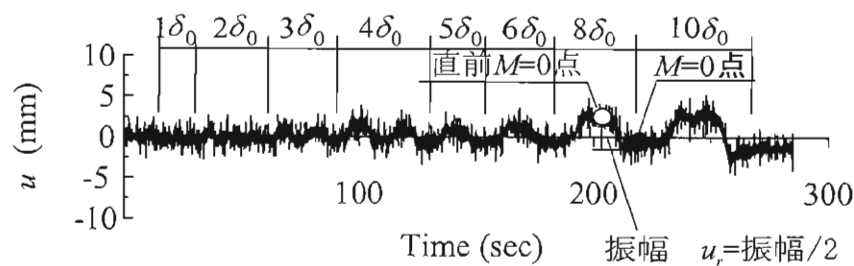


図-3.93 残留水平変位  $u_r$

### (1) 根入れの有無による残留変位量の比較

図-3.94～3.96に、根入れのない Case 1 と根入れ深さ 350 mm の Case 3 における載荷変位と残留変位の関係を示す。残留鉛直変位  $v_r$  は、根入れのない Case 1 の方が大きくなった。残留水平変位  $u_r$  には、明確な傾向が見られなかった。残留回転角  $\theta_r$  は、根入れがある Case 3 の方が若干大きくなった。「3.3.7 モーメント  $M$  - 回転角  $\theta$  関係」に示した通り、Case 1 と Case 3 の  $M - \theta$  関係は、ほぼ同様のループであった。したがって、Case 1 と Case 3 では同様に基礎底面地盤が塑性化していると考えられる。しかし、Case 3 の残留鉛直変位  $v_r$  の方が Case 1 よりも小さくなったということは、基礎周辺地盤の存在により残留傾斜量が異なる傾向があると考えられる。

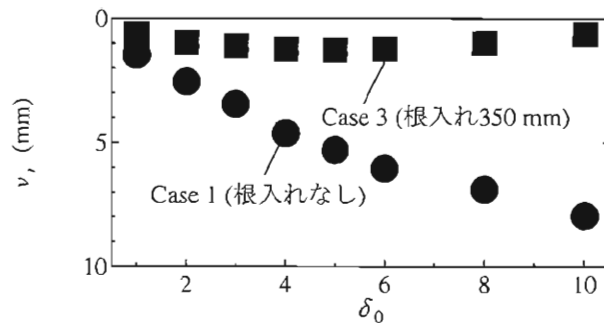


図-3.94 根入れの有無による残留鉛直変位の違い (Case 1, 3)

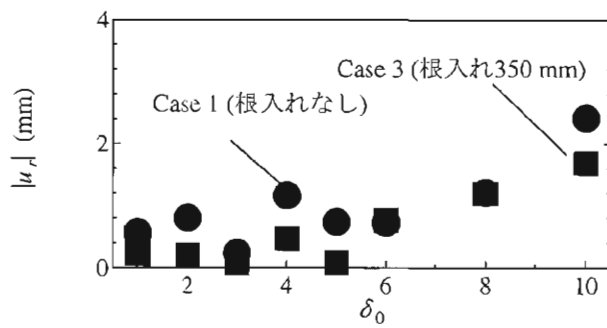


図-3.95 根入れの有無による残留回転角の違い (Case 1, 3)

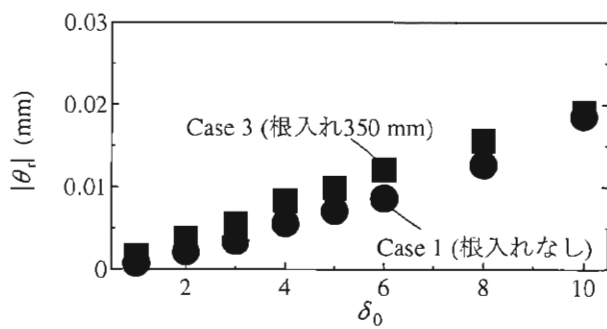


図-3.96 根入れの有無による残留水平変位の違い (Case 1, 3)

## (2) 根入れ深さの違いによる残留変位量の比較

図-3.97～3.99に根入れ深さの異なる Case 3 と Case 4 の載荷変位と残留変位の関係を示す。Case 3 は根入れ深さ 350 mm, Case 4 は根入れ深さ 450 mm である。6 $\delta_0$  を超えると, Case 3, 4 ともに鉛直変位は負(浮上り)方向に累積している。これは, 砂流入防止措置を行っても, 大きな載荷変位では, 完全に基礎底面への砂の流入を防ぐことができなかつたためと考えられる。砂の流入の影響が少ないと思われる, 5 $\delta_0$  までの載荷変位について考察する。残留鉛直変位  $v_r$  は, わずかではあるが根入れ深さが深い Case 4 の方が Case 3 よりも小さくなった。残留水平変位  $u_r$  については, ばらつきが大きく明確な傾向が見られなかつた。残留回転角  $\theta_r$  は, 根入れ深さが深い Case 4 の方が大きくなった。前節の結果とあわせると, 根入れ深さが大きくなるほど, 極限支持力の増加に応じて鉛直変位量  $v_r$  は小さくなり, 周辺地盤の影響の増大に応じて残留回転角  $\theta_r$  が大きくなる傾向が見られる。

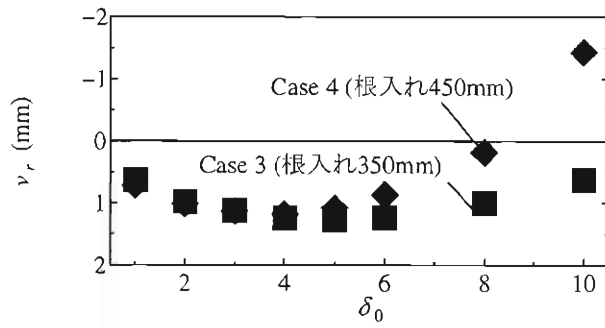


図-3.97 根入れ深さによる残留鉛直変位の違い (Case 3, 4)

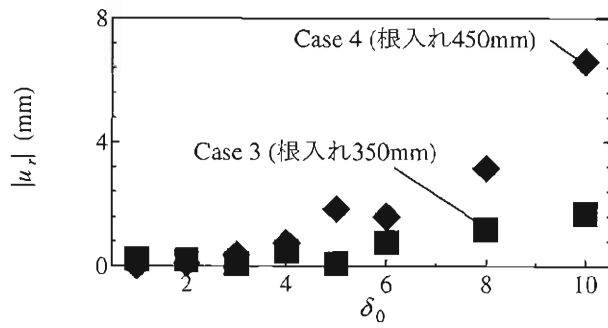


図-3.98 根入れ深さによる残留回転角の違い (Case 3, 4)

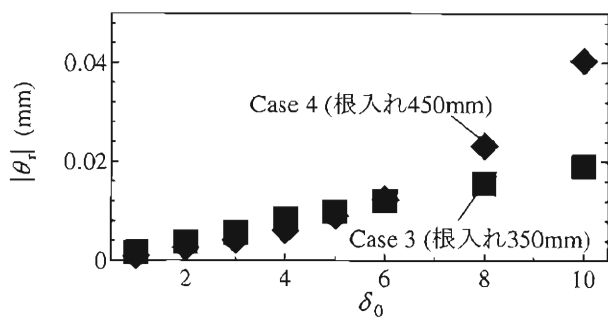


図-3.99 根入れ深さによる残留水平変位の違い (Case 3, 4)



## 4. まとめ

本研究では、根入れのある直接基礎の地震時挙動を把握するために、直接基礎模型を用いた繰返し載荷実験を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- 載荷変位レベル、繰返し回数が同じ載荷に対して、根入れした基礎の方が残留鉛直変位が小さくなった。また、根入れ深さが大きい程、残留鉛直変位が小さくなる傾向が見られた。
- 根入れがある方が、またその根入れ深さが深い方が、 $M-\theta$ 関係における履歴ループ面積が大きくなった。したがって、残留回転角については、根入れがある方が、また根入れ深さが深い方が大きくなる傾向が見られた。すなわち、根入れがある場合には支持力の向上や残留沈下の抑制には有利に働く一方、残留傾斜の抑制には不利である可能性が確認された。したがって、今後、これらの値を制御することができる設計計算法が開発されることが期待される。

今回の実験では、乾燥した豊浦標準砂を使用しているため、Case 2では、基礎の浮上りにもとない基礎底面に砂が流入した。そして、基礎の浮き上がるような挙動を示した。現実の直接基礎周辺地盤は、砂質土であっても含水状態にあり、見かけの粘着力を有していることから、直接基礎の底面に砂が流入する状況が生じることは考えにくい。そこで、Case 3およびCase 4では砂流入防止措置を施したが、載荷変位レベルが大きくなると、完全に砂の流入を防げていないと思われる挙動も見られた。

最後に、夏季の過酷な気象条件の中、実験作業を手伝って頂いた、当時、宇都宮大学 工学部 建設学科 建設工学コース3年の猪俣勇希氏、広島大学 工学部 第四類3年の澤松俊寿氏、宇都宮大学 工学部 建設学科 建設工学コース3年の山口瑞樹氏、横浜国立大学 工学部 建設学科 シビルエンジニアリングコース3年の坂柳皓文氏に、心より感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 野々村佳哲, 浅井隆一, 齋藤 隆: 直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験, 土木研究所資料, 第 4027 号, 2007.
- 2) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 野々村佳哲, 浅井隆一, 齋藤 隆: 直接基礎の地震時応答に関する振動台実験, 土木研究所資料, 第 4028 号, 2007.
- 3) 福井次郎, 中野正則, 石田雅博, 七澤利明, 芦達拓哉, 田口博文: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第 3500 号, pp. 48-66, 1996.
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 丸善, 2002.
- 5) (社)地盤工学会 阪神大震災調査委員会: 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), pp. 455-458.
- 6) (財)日本規格協会: JIS R 6001 研磨材の粒度, JIS ハンドブック 工具, pp. 503-504, 1973.
- 7) (社)土木学会 地震工学委員会 地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会: 第 5 回 橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会, pp. 104-109, 2002.
- 8) 谷 和夫: 砂地盤上の浅い基礎の支持力機構, 東京大学大学院工学系研究科修士論文, pp. IV.1-IV.14, 1986.
- 9) 岡原美知夫, 高木章次, 木村嘉富, 森浩樹, 浅井健一, 渡会正晃, 井上昭夫, 龍田昌毅: 剛体基礎の支持力に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第 3087 号, pp. 12-15, 1992.
- 10) (社)地盤工学会, 土質試験の方法と解説, pp. 658-678.







## 資料 A データファイル

土木研究所資料第 4029 号の巻末 CD-ROM に収録された計測データは制限なく使用することができます。ただし、データの利用されている実績を蓄積することによってデータ提供の必要性・有益性を把握するため、次の 2 点についてご協力をお願い致します。

- 計測データを利用したときは、利用したことを参考文献等に明示して下さい。
- 計測データを用いて作成された学術論文・報告書等で、印刷物等が出版・公開された場合は、コピーを下記に送って下さい。これには、大学等における卒業論文、学会講演の予稿集・商用利用時の報告書等も含まれます。お送りいただくのは、年度末にまとめてお送りいただいても、随時お送りいただいても構いません。

〒 305-8516 茨城県つくば市南原 1 番地 6  
独立行政法人 土木研究所  
構造物研究グループ 基礎チーム

### A.1 データファイル一覧

フォルダ「計測データ」に保存されているデータは、実験で計測された生データ及び補正をかけたデータである。それぞれのファイルとその内容を表-A.1 に示す。

表-A.1 データ一覧

実験ケース	ファイル名	サンプリング 周波数 (Hz)	サンプリング 時間 (sec)	データ 列数	データ 行数
1	Case1.txt	100	639.36	63936	45
2	Case2.txt	100	647.61	64761	45
3	Case3.txt	100	586.44	58644	45
4	Case4.txt	100	757.32	75732	45

### A.2 データファイル様式

保存形式: MS-DOS Text 形式

データ列区切り方法: タブ区切り

表-A.2 計測データファイル様式

ケース名 →	Case name: Case 1						
サンプリングタイム →	Sampling time: 0.01 (sec)						
データ行数 →	Number of data lines: 64761						
データ列数 →	Number of data lines: 45						
計測器名 →	Time	D-HT	LOAD	D-HM	D-HL	...	D-HF2
データ単位 →	sec	(mm)	(kN)	(mm)	(mm)	...	(mm)
データ →	0.000	-0.0072	-0.00374	-0.3095	0.005	...	0.18375
	0.010	0.0288	0.00326	0.1405	-0.0350	...	-0.06125
	.	.	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.	.	.

## 資料 B 豊浦砂の土質試験結果

図-2.8, 2.9 に示した豊浦砂の繰返し変形特性のデータを表-B.1, B.2 に示す。これらのデータは、「土質試験の方法と解説」(地盤工学会)<sup>10)</sup>に示される基準 JGS 0524 に従って行われた繰返し三軸試験により得られたものである。載荷周波数は 0.1 Hz であり、11 波拘束圧は、 $D_r = 60\%$ ,  $80\%$ ともに  $49.0 \text{ kN/m}^2$  であった。また、初期せん断弾性係数  $G_0$  は、 $D_r = 60\%$ の地盤で  $54.3 \text{ MN/m}^2$ ,  $D_r = 80\%$ の地盤で  $68.0 \text{ MN/m}^2$  であった。

表-B.1  $D_r = 80\%$ の地盤の変形特性

step	サイクル	片振幅せん断ひずみ $\varepsilon_{SA} (\%)$	等価せん断剛性率 $G (\text{MN/m}^2)$	履歴減衰率 $h (\%)$	$G/G_0$
1	5 波目	$5.64 \times 10^{-4}$	68.00	0.8	1.00
	10 波目	$5.89 \times 10^{-4}$	65.00	-0.7	0.96
2	5 波目	$1.17 \times 10^{-3}$	65.33	0.9	0.96
	10 波目	$1.16 \times 10^{-3}$	66.00	1.3	0.97
3	5 波目	$2.39 \times 10^{-3}$	64.00	1.3	0.94
	10 波目	$2.35 \times 10^{-3}$	65.00	1.6	0.96
4	5 波目	$5.05 \times 10^{-3}$	60.67	2.2	0.89
	10 波目	$5.10 \times 10^{-3}$	60.00	2.1	0.88
5	5 波目	$1.14 \times 10^{-2}$	53.33	3.7	0.78
	10 波目	$1.16 \times 10^{-2}$	53.00	3.4	0.78
6	5 波目	$2.52 \times 10^{-2}$	42.33	7.6	0.62
	10 波目	$2.57 \times 10^{-2}$	41.67	6.9	0.61
7	5 波目	$6.88 \times 10^{-2}$	21.33	18.1	0.31
	10 波目	0.26	5.67	24.1	0.083
8	5 波目	0.29	6.67	23	0.098
	10 波目	0.73	2.67	18.1	0.039



表-B.2  $D_r = 60\%$ の地盤の変形特性

step	サイクル	片振幅せん断ひずみ $\epsilon_{SA}$ (%)	等価せん断剛性率 $G$ (MN/m <sup>2</sup> )	履歴減衰率 $h$ (%)	$G/G_0$
1	5 波目	$6.92 \times 10^{-4}$	53.667	0.6	0.99
	10 波目	$705 \times 10^{-4}$	52.667	0.2	0.97
2	5 波目	$1.39 \times 10^{-3}$	53.67	0.8	0.99
	10 波目	$1.37 \times 10^{-3}$	54.33	1.3	1.00
3	5 波目	$2.90 \times 10^{-3}$	52.00	1.0	0.96
	10 波目	$2.92 \times 10^{-3}$	51.67	1.2	0.95
4	5 波目	$6.16 \times 10^{-3}$	49.00	1.8	0.90
	10 波目	$6.24 \times 10^{-3}$	48.33	1.7	0.89
5	5 波目	$1.38 \times 10^{-2}$	43.00	4.2	0.791
	10 波目	$1.34 \times 10^{-2}$	42.33	3.7	0.78
6	5 波目	$2.94 \times 10^{-2}$	32.67	8.9	0.60
	10 波目	$3.12 \times 10^{-2}$	30.67	8.8	0.56
7	2 波目	$5.63 \times 10^{-2}$	22.33	17.0	0.41
	3 波目	$8.67 \times 10^{-2}$	14.33	21.1	0.26
	4 波目	0.69	1.67	28.1	$3.07 \times 10^{-2}$
	5 波目	1.53	0.67	17.8	$1.23 \times 10^{-2}$
	6 波目	2.75	0.33	9.6	$6.14 \times 10^{-3}$
	7 波目	4.19	0.33	6.4	$6.14 \times 10^{-3}$
	8 波目	5.444	0.33	5.2	$6.14 \times 10^{-3}$
	9 波目	6.58	0.33	4.7	$6.14 \times 10^{-3}$
	10 波目	7.49	0.33	4.2	$6.14 \times 10^{-3}$

## 資料 C 土槽体積の計算結果および砂の投入量

実験で使用した土槽のおおよその寸法は、2.1 で示したように幅 0.7 m × 長さ 2.4 m × 深さ 1.2 m であるが、地盤作成にあたり正確な地盤体積が必要となるため、実験地盤対象位置での寸法測定を行った。以下に、土槽寸法の計測方法と結果、および砂の投入量の算出結果を示す。

### C.1 土槽寸法の計測方法

土槽の長さ寸法  $L_b$  は、図-C.1 中の L-North, L-center, L-south 断面のそれぞれの長さを土槽底面付近、土槽底面から 50 cm 上方、100 cm 上方の位置で計測し、得られた 9 つの値を平均したものである。また、土槽の幅寸法  $W_b$  は、図-C.1 中の  $W_1 \sim W_{10}$  までの断面の南北方向のそれぞれの距離を土槽底面付近、土槽底面から 50 cm 上方、100 cm 上方の位置で計測し、得られた 30 の値を平均したものである。表-C.1, 表-C.2 に計測結果を示す。

$L_b$  と  $W_b$  が求まると、式-C.1 より、土槽の面積  $S_b$  が求まる。

$$S_b = L_b \times W_b \quad (\text{C.1})$$

表-C.1 土槽寸法実測値 (長さ方向)

	L-North (mm)	L-center (mm)	L-South (mm)	平均 (mm)
土槽底面の 100 cm 上方	2379	2376	2374	2375.111
土槽底面の 50 cm 上方	2377	2375	2372	
土槽底面	2376	2375	2372	

表-C.2 土槽寸法実測値 (幅方向)

	$W_1$ (mm)	$W_2$ (mm)	$W_3$ (mm)	$W_4$ (mm)	$W_5$ (mm)	$W_6$ (mm)	$W_7$ (mm)	$W_8$ (mm)	$W_9$ (mm)	$W_{10}$ (mm)	平均 (mm)
土槽底面の 100 cm 上方	677	681	683	686	688	688	688	688	686	684	680.45
土槽底面の 50 cm 上方	677	679	681	682	683	684	684	683	682	682	
土槽底面	675	677	679	680	682	681	681	680	679	678	

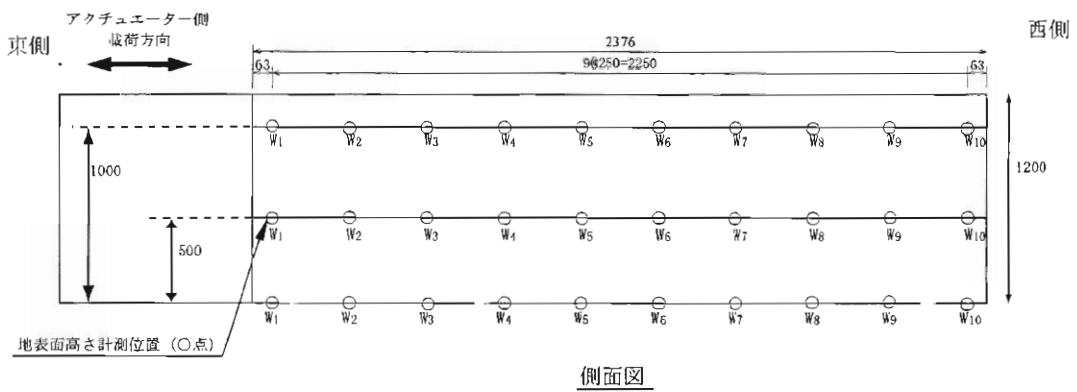
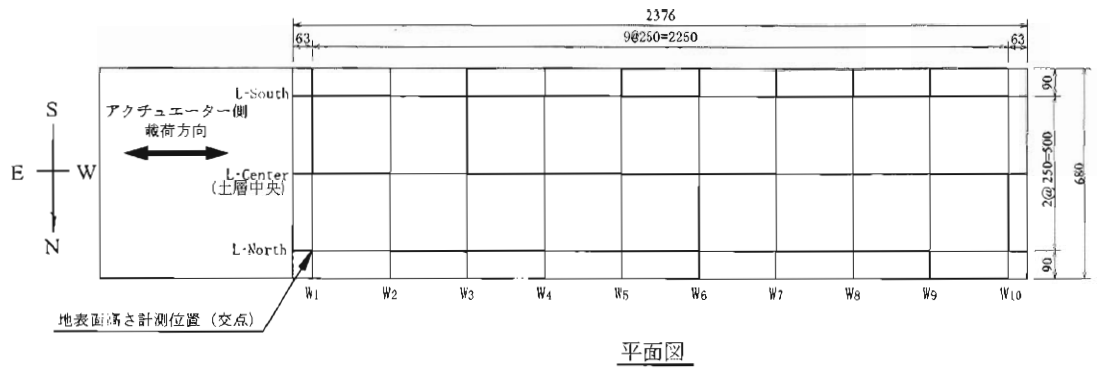


図-C.1 地盤密度確認に用いる地盤高さの計測位置

## C.2 砂の投入量

砂の投入量  $W_{sa}$  は、各層ごとに砂の体積  $V_{sa}$  を計算し、それに砂の密度  $\rho_{sa}$  を乗じることで求めた。  $V_{sa}$  は、式-C.2 で計算した。

$$V_{sa} = V_{bt} - V_{mt} \quad (C.2)$$

ここに、  $V_{bt}$  は土槽面積  $S_b$  に各層の層厚  $l_i$  を乗じたものであり、  $V_{mt}$  は、各層中の模型面積  $S_{mt}$  に各層の層厚  $l_i$  を乗じて求められる各層中の模型の体積  $V_{mt}$  である。表-C.3 に、各層ごとの砂の投入量を計算した結果を示す。

表-C.3 各層ごとの砂の投入量

層	$S_b$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{mt}$ (cm <sup>2</sup> )	$l_i$ (cm)	$V_{bt}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{mt}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{sa}$ (cm <sup>3</sup> )	$\rho_{sa}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$W_{sa}$ (kg)
1~7	16161.4	-	10	161614	0	161614	1.602	259
8~9		2540.16	12.5	170265.5	25401.6	144863.9	1.539	262
10~11		414	10	157474	4140	153334	1.539	242

## 資料 D 地盤反力分布 (Case 1~4)

図-D.1~D.72に、CASE 1~4について、荷重変位  $\delta$  が基準荷重変位  $\delta_0$  の 1/2, 1, 3, 5, 8, 10 倍で、なおかつ荷重荷重  $P_H$  が 0, 最大値 ( $P_{Hmax}$ ), 最小値 ( $P_{Hmin}$ ) のときに 2 方向ロードセルで計測された荷重分布を示す。

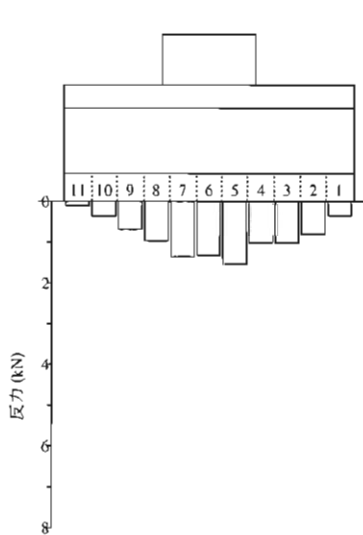


図-D.1 CASE1  $\delta = \delta_0/2$   $P_H = 0$

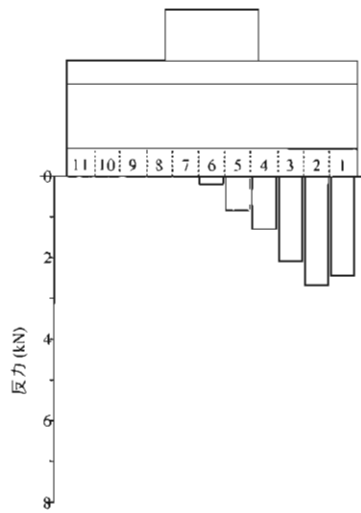


図-D.2 CASE1  $\delta = \delta_0/2$   $P_H = P_{Hmax}$

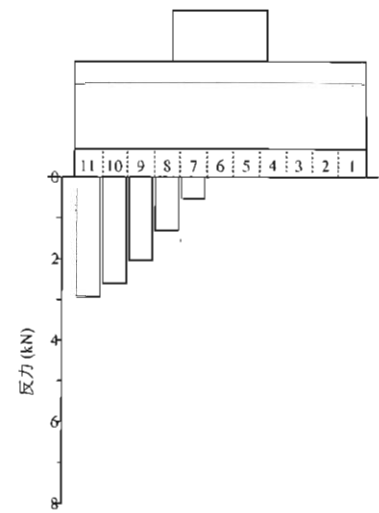


図-D.3 CASE1  $\delta = \delta_0/2$   $P_H = P_{Hmin}$

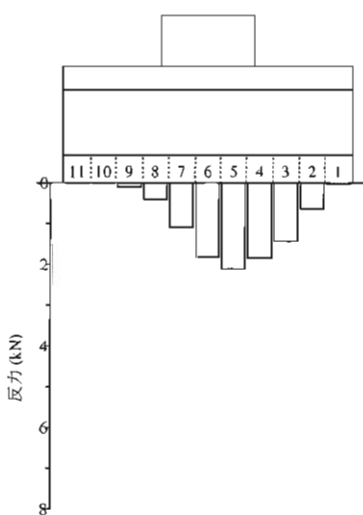


図-D.4 CASE1  $\delta = \delta_0$   $P_H = 0$

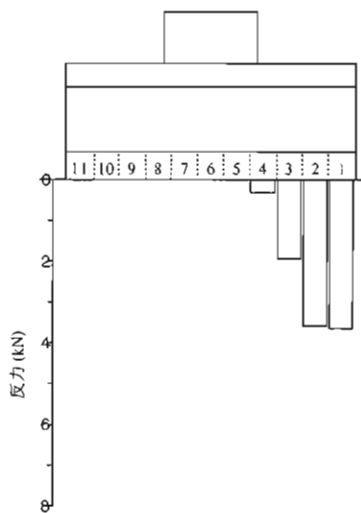


図-D.5 CASE1  $\delta = \delta_0$   $P_H = P_{Hmax}$

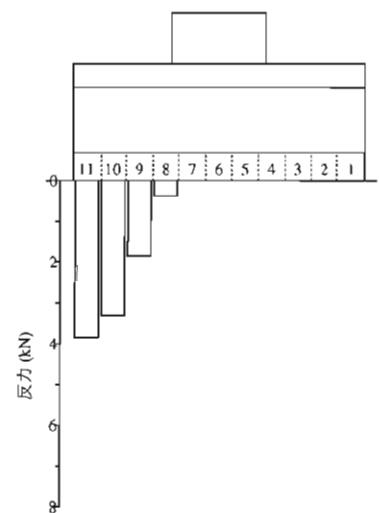
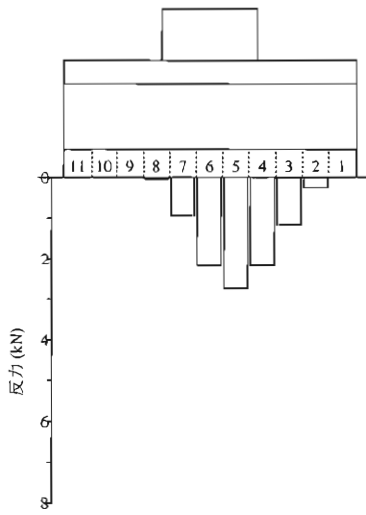
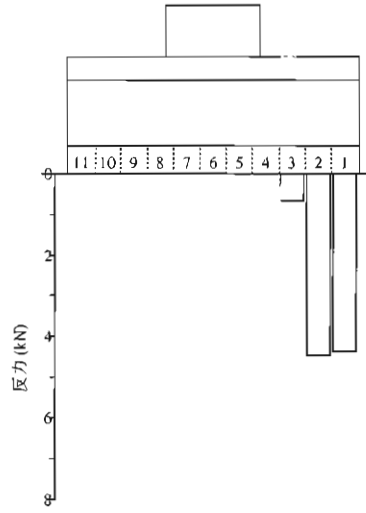


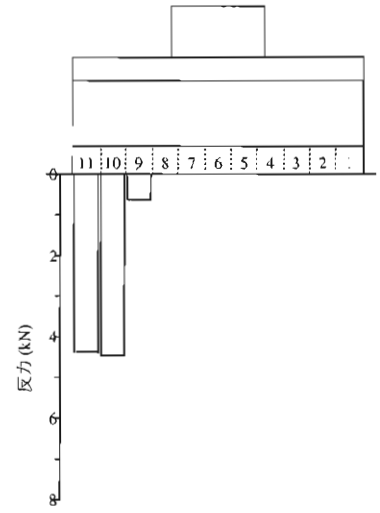
図-D.6 CASE1  $\delta = \delta_0$   $P_H = P_{Hmin}$



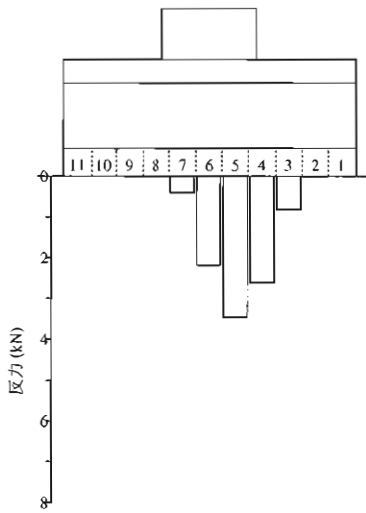
☒-D.7 CASE1  $\delta=3\delta_0$   $P_H=0$



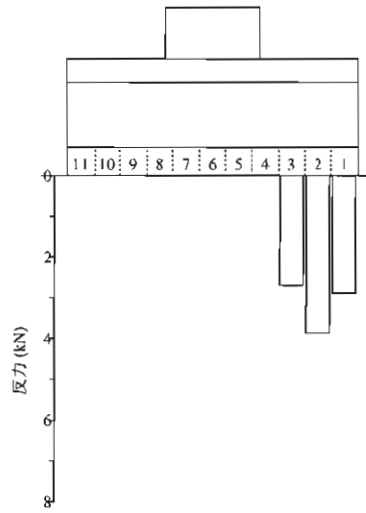
☒-D.8 CASE1  $\delta=3\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmax}$



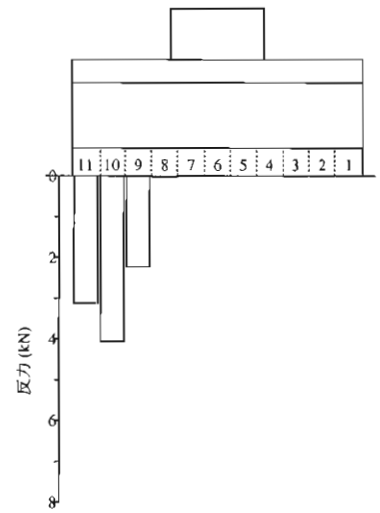
☒-D.9 CASE1  $\delta=3\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmin}$



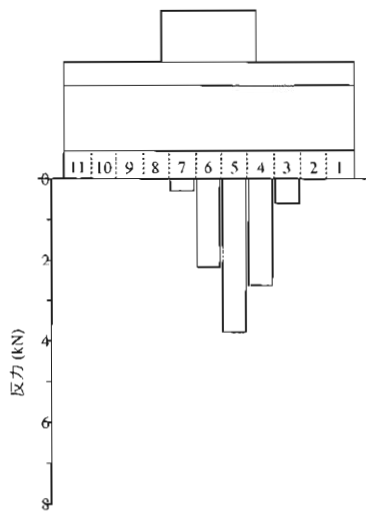
☒-D.10 CASE1  $\delta=5\delta_0$   $P_H=0$



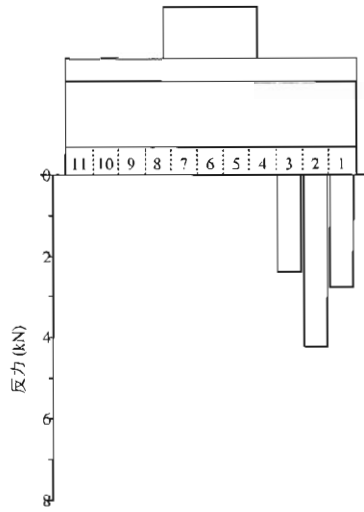
☒-D.11 CASE1  $\delta=5\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmax}$



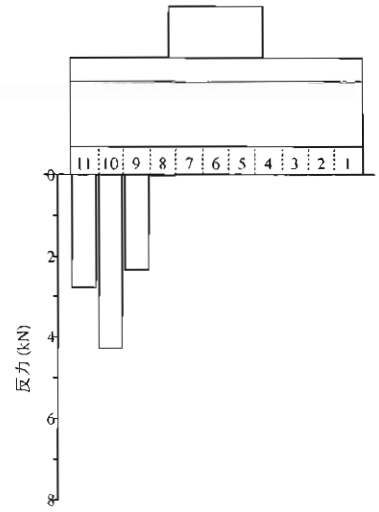
☒-D.12 CASE1  $\delta=5\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmin}$



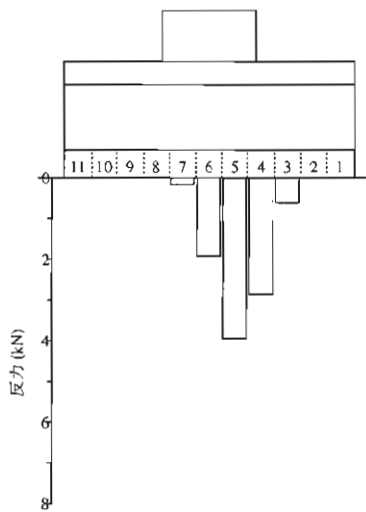
☒-D.13 CASE1  $\delta=8\delta_0$   $P_H=0$



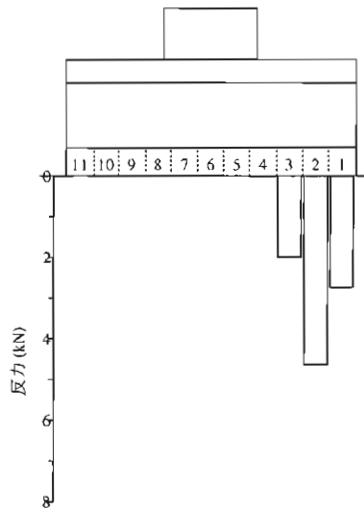
☒-D.14 CASE1  $\delta=8\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



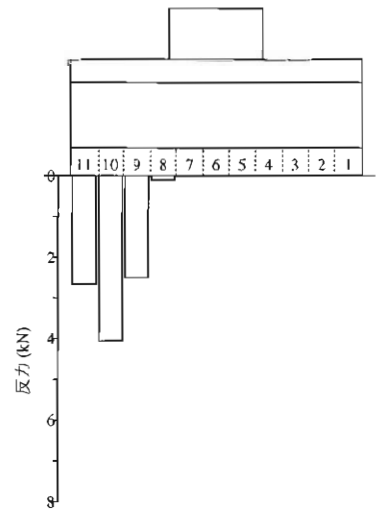
☒-D.15 CASE1  $\delta=8\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$



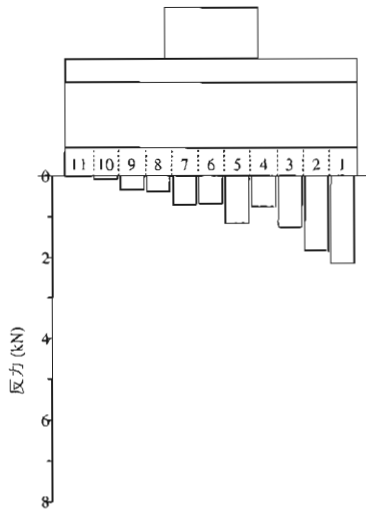
☒-D.16 CASE1  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=0$



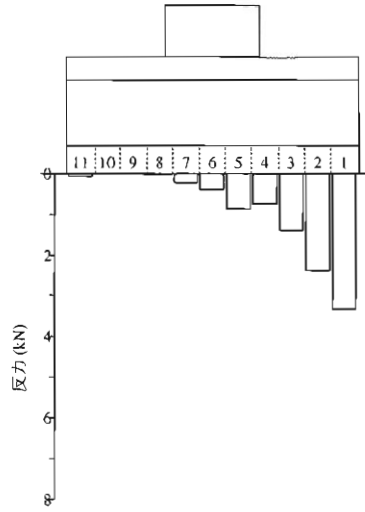
☒-D.17 CASE1  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



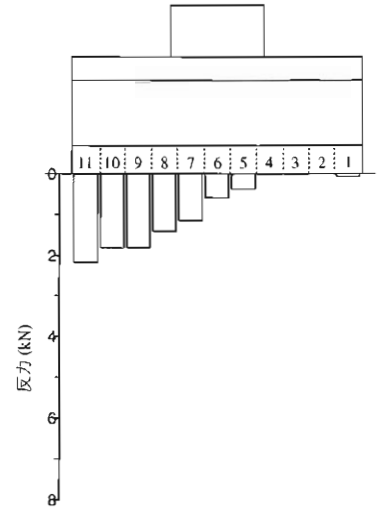
☒-D.18 CASE1  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$



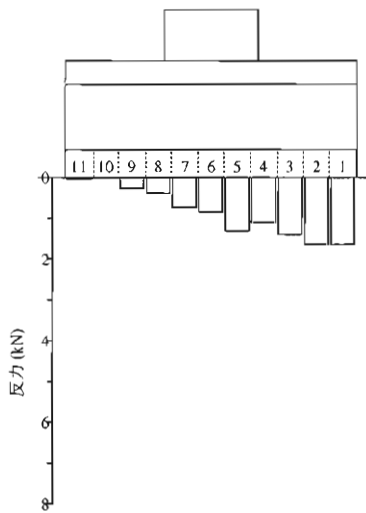
☒-D.19 CASE2  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=0$



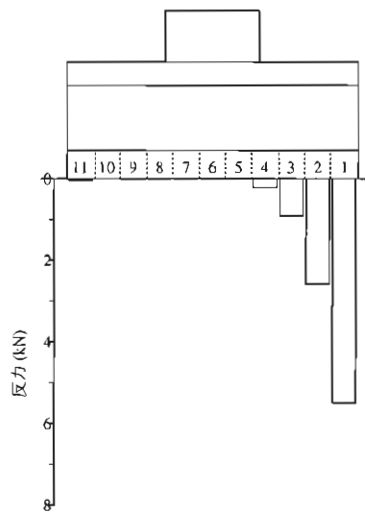
☒-D.20 CASE2  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=P_{Hmax}$



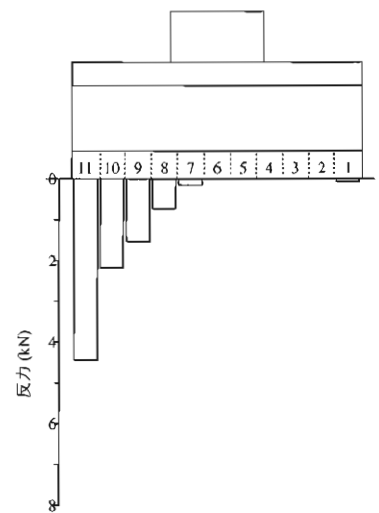
☒-D.21 CASE2  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=P_{Hmin}$



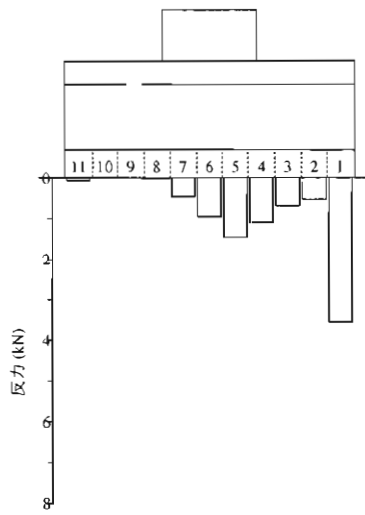
☒-D.22 CASE2  $\delta=\delta_0$   $P_H=0$



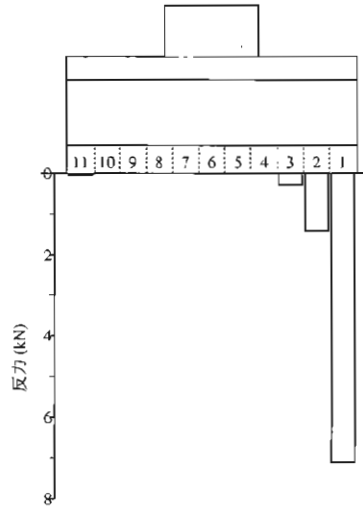
☒-D.23 CASE2  $\delta=\delta_0$   $P_H=P_{Hmax}$



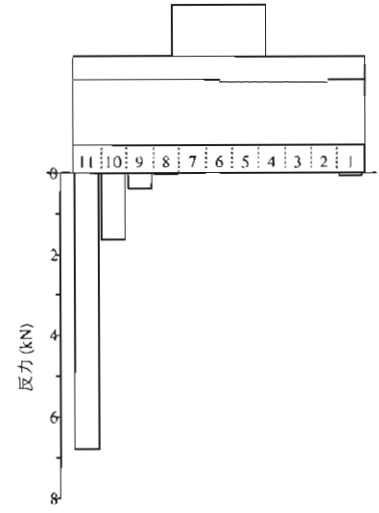
☒-D.24 CASE2  $\delta=\delta_0$   $P_H=P_{Hmin}$



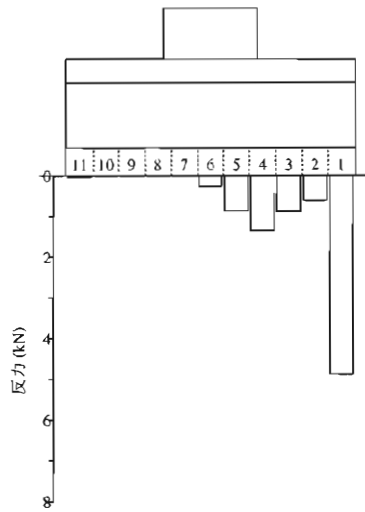
☒-D.25 CASE2  $\delta=3\delta_0$   $P_H=0$



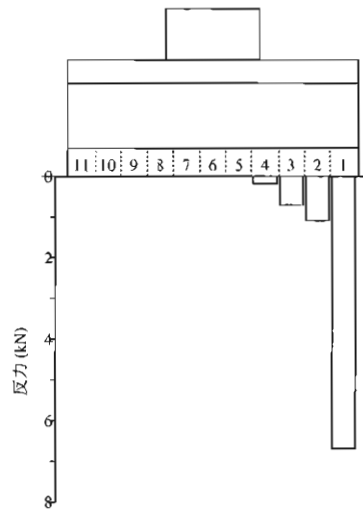
☒-D.26 CASE2  $\delta=3\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



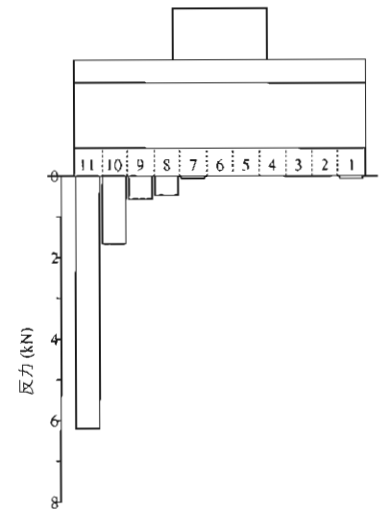
☒-D.27 CASE2  $\delta=3\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$



☒-D.28 CASE2  $\delta=5\delta_0$   $P_H=0$

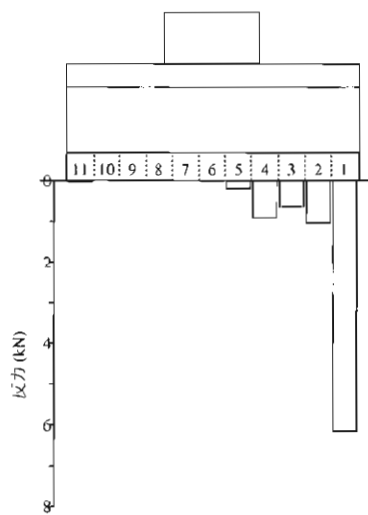


☒-D.29 CASE2  $\delta=5\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$

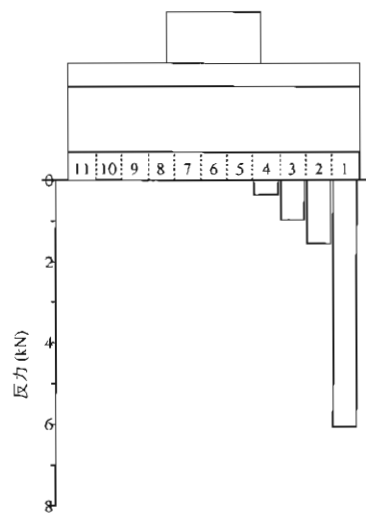


☒-D.30 CASE2  $\delta=5\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$

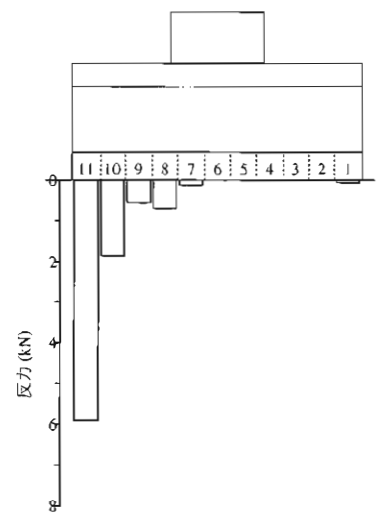




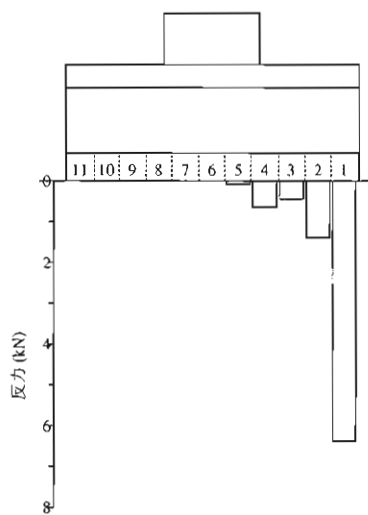
☒-D.31 CASE2  $\delta=8\delta_0$   $P_H=0$



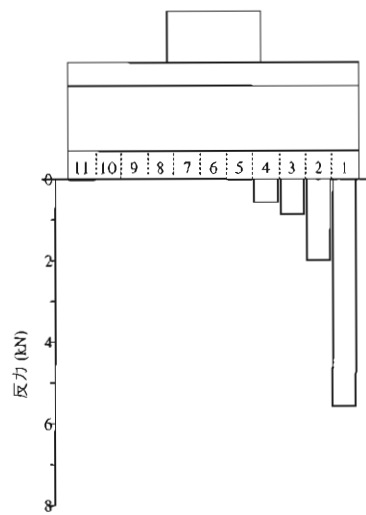
☒-D.32 CASE2  $\delta=8\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



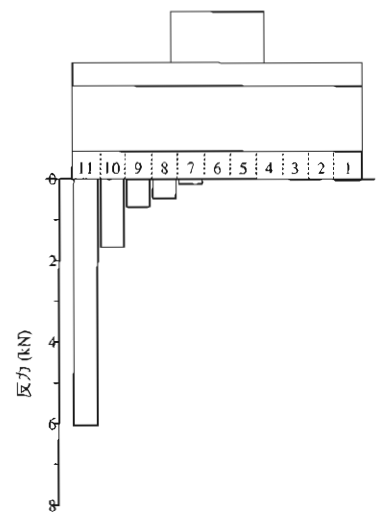
☒-D.33 CASE2  $\delta=8\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$



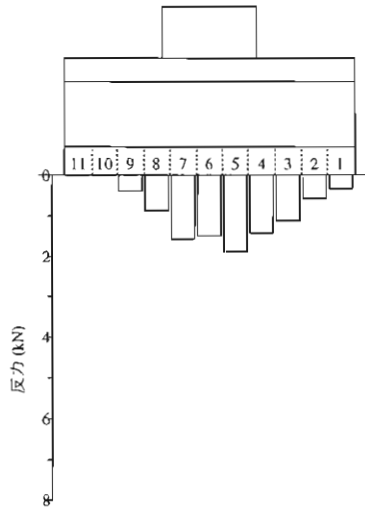
☒-D.34 CASE2  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=0$



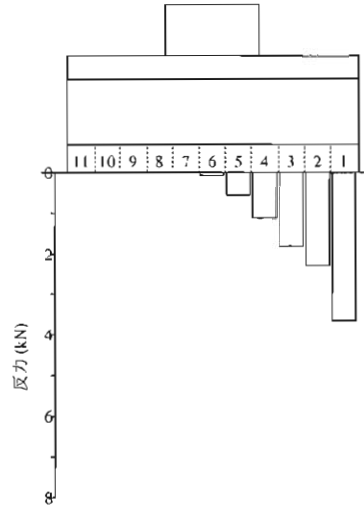
☒-D.35 CASE2  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



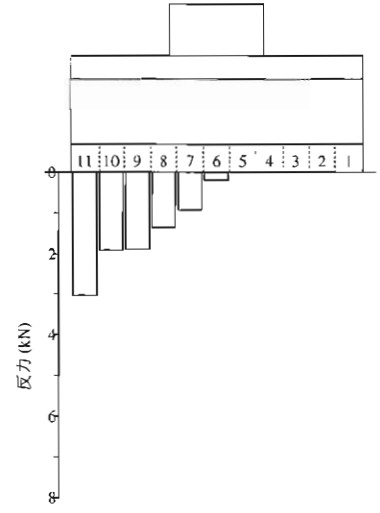
☒-D.36 CASE2  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$



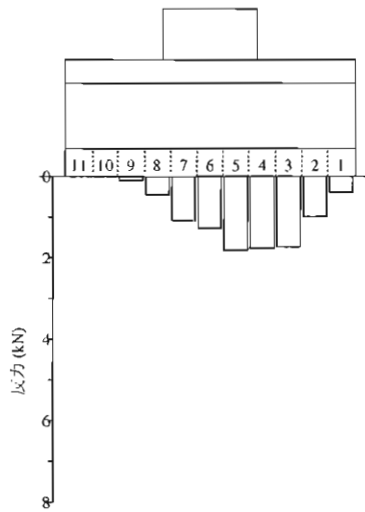
☒-D.37 CASE3  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=0$



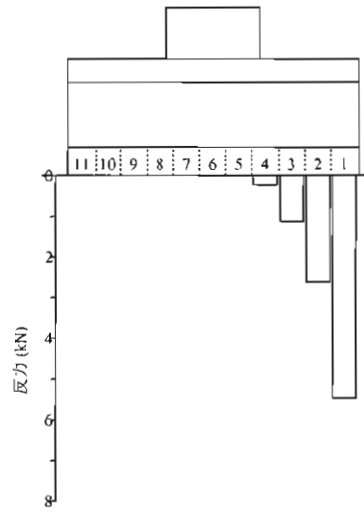
☒-D.38 CASE3  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=P_{Hmax}$



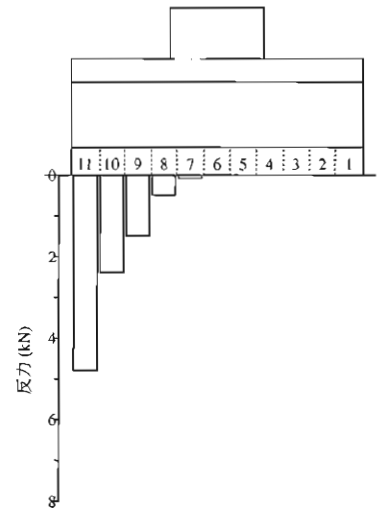
☒-D.39 CASE3  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=P_{Hmin}$



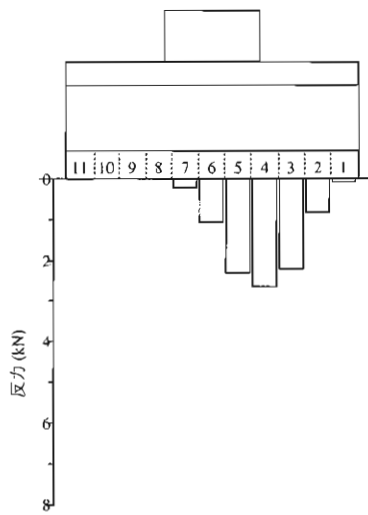
☒-D.40 CASE3  $\delta=\delta_0$   $P_H=0$



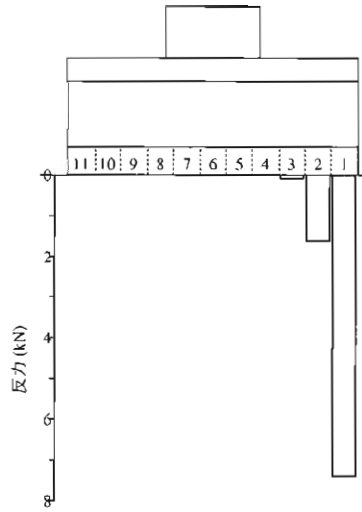
☒-D.41 CASE3  $\delta=\delta_0$   $P_H=P_{Hmax}$



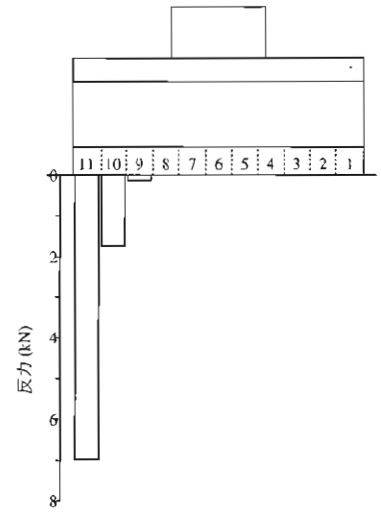
☒-D.42 CASE3  $\delta=\delta_0$   $P_H=P_{Hmin}$



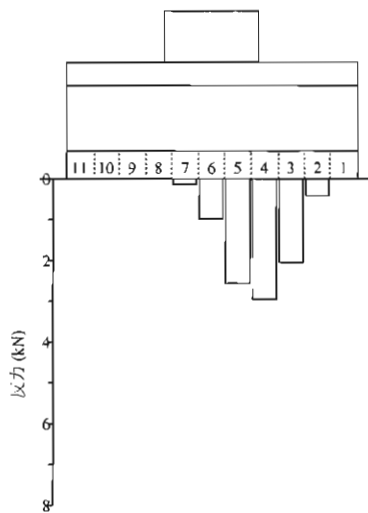
☒-D.43 CASE3  $\delta=3\delta_0$   $P_H=0$



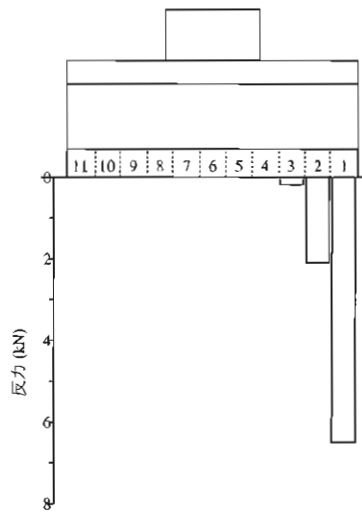
☒-D.44 CASE3  $\delta=3\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmax}$



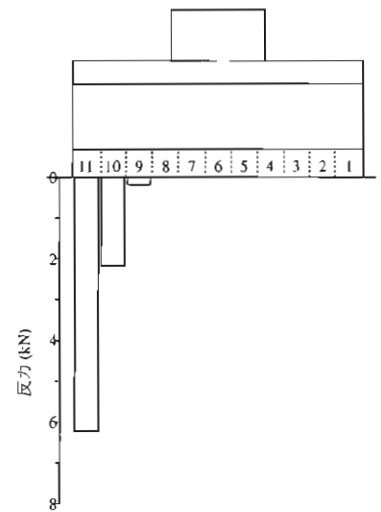
☒-D.45 CASE3  $\delta=3\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmin}$



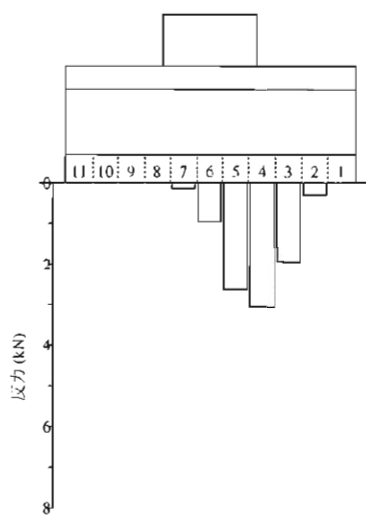
☒-D.46 CASE3  $\delta=5\delta_0$   $P_H=0$



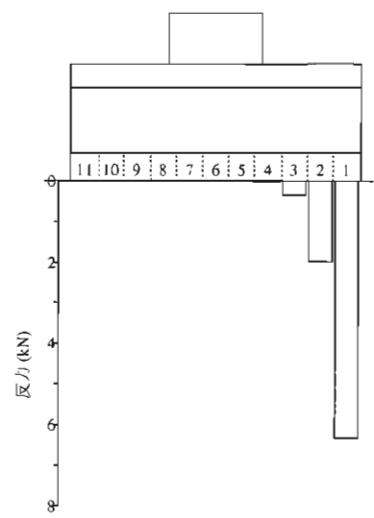
☒-D.47 CASE3  $\delta=5\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmax}$



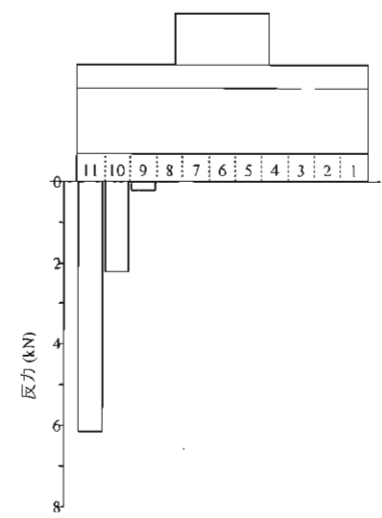
☒-D.48 CASE3  $\delta=5\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmin}$



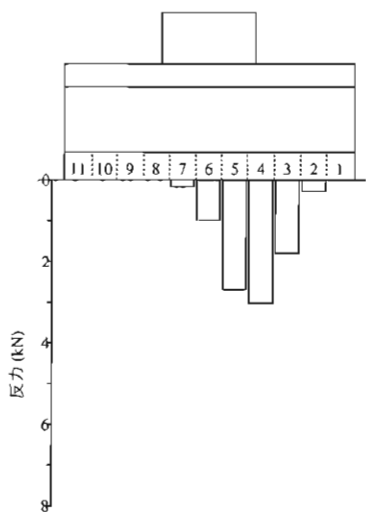
☒-D.49 CASE3  $\delta=8\delta_0$   $P_H=0$



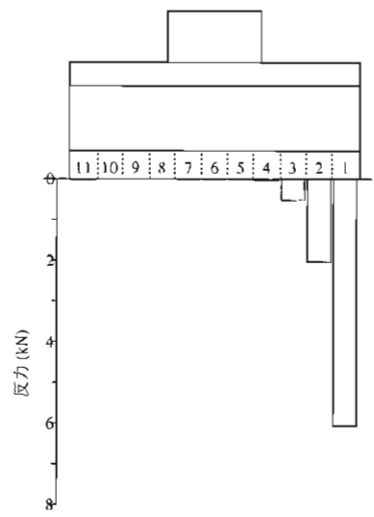
☒-D.50 CASE3  $\delta=8\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



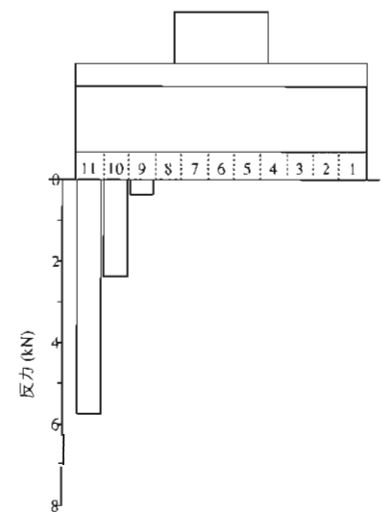
☒-D.51 CASE3  $\delta=8\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$



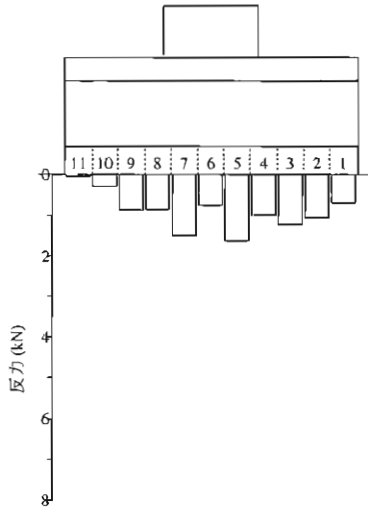
☒-D.52 CASE3  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=0$



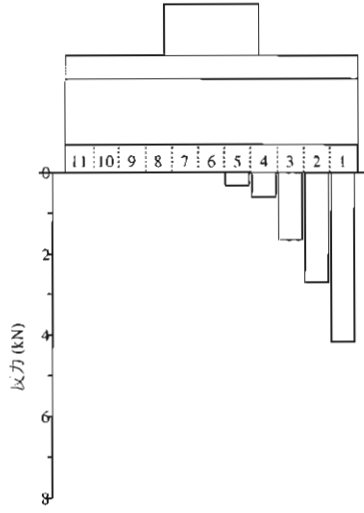
☒-D.53 CASE3  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



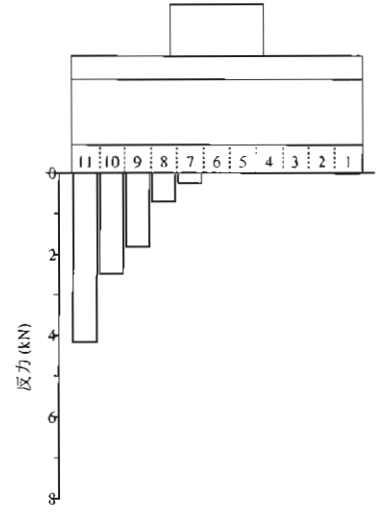
☒-D.54 CASE3  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$



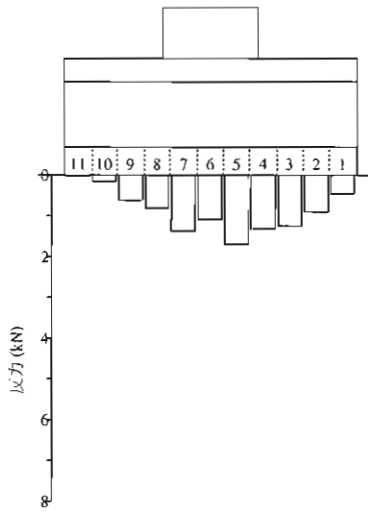
☒-D.55 CASE4  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=0$



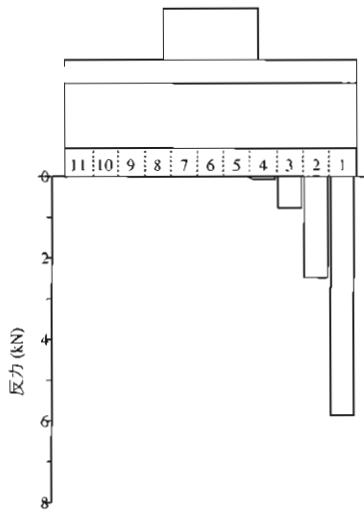
☒-D.56 CASE4  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=P_{Hmax}$



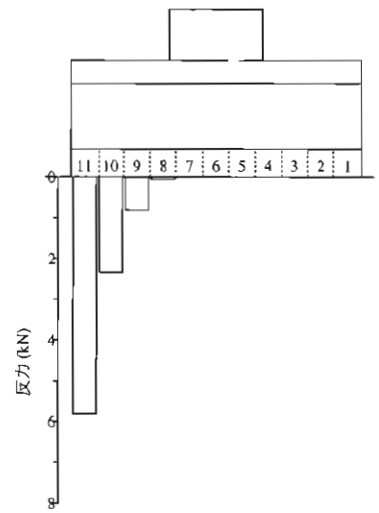
☒-D.57 CASE4  $\delta=\delta_0/2$   $P_H=P_{Hmin}$



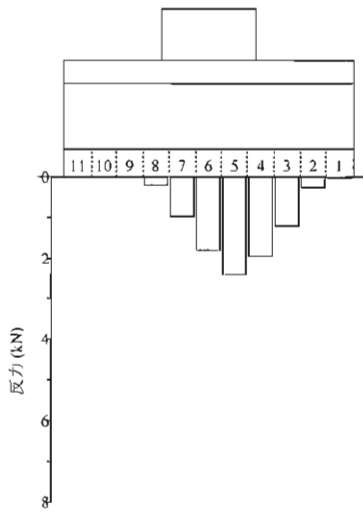
☒-D.58 CASE4  $\delta=\delta_0$   $P_H=0$



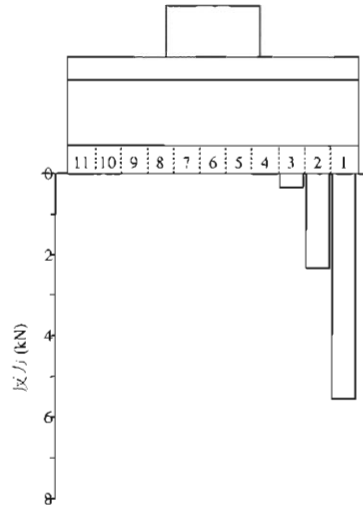
☒-D.59 CASE4  $\delta=\delta_0$   $P_H=P_{Hmax}$



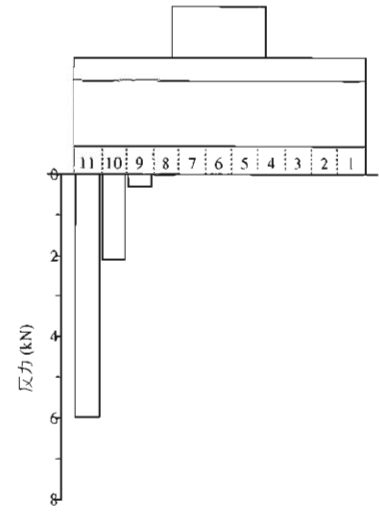
☒-D.60 CASE4  $\delta=\delta_0$   $P_H=P_{Hmin}$



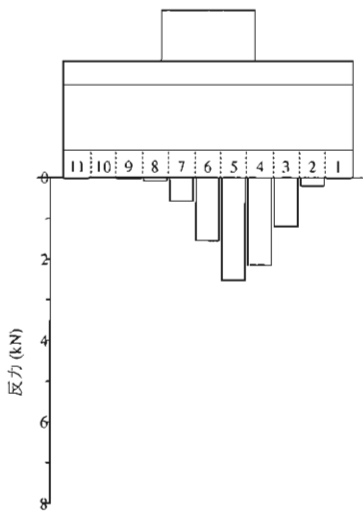
☒-D.61 CASE4  $\delta=3\delta_0$   $P_H=0$



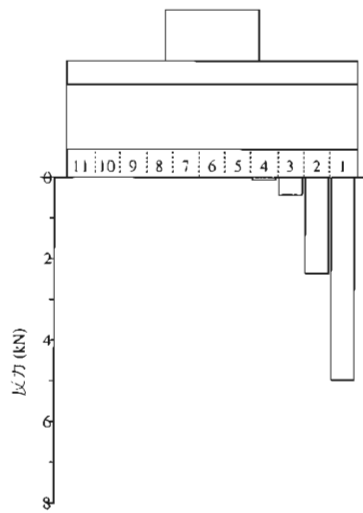
☒-D.62 CASE4  $\delta=3\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmax}$



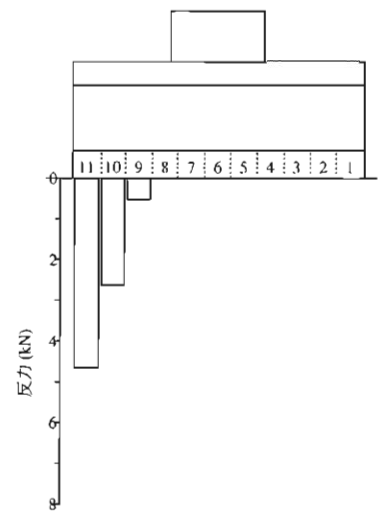
☒-D.63 CASE4  $\delta=3\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmin}$



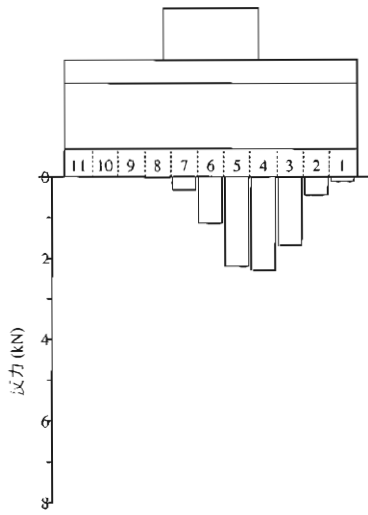
☒-D.64 CASE4  $\delta=5\delta_0$   $P_H=0$



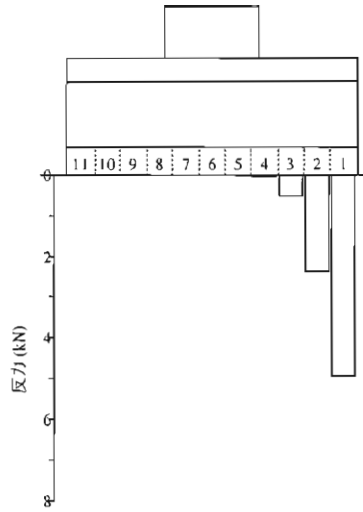
☒-D.65 CASE4  $\delta=5\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmax}$



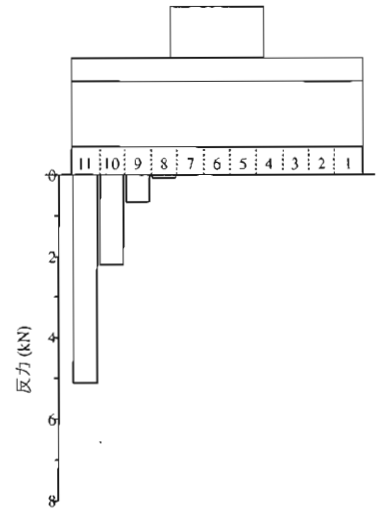
☒-D.66 CASE4  $\delta=5\delta_0$   $P_H$   
= $P_{Hmin}$



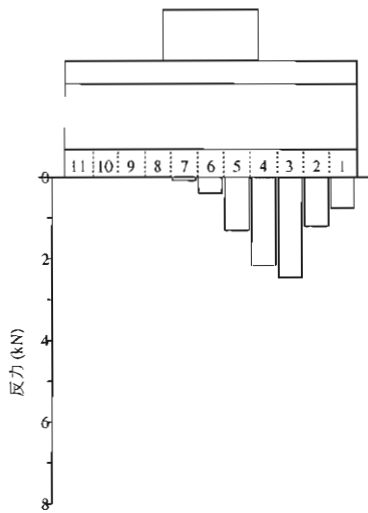
☒-D.67 CASE4  $\delta=8\delta_0$   $P_H=0$



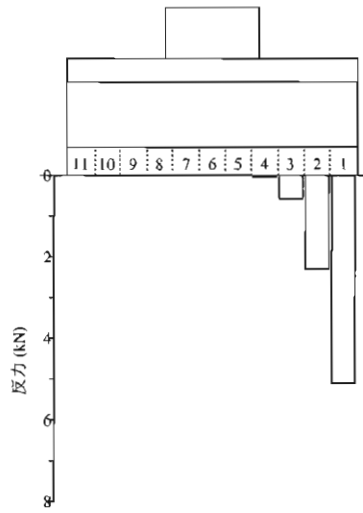
☒-D.68 CASE4  $\delta=8\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



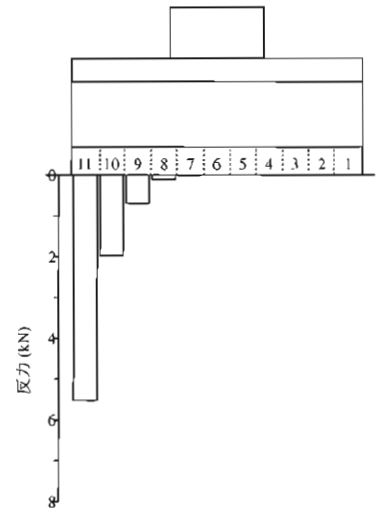
☒-D.69 CASE4  $\delta=8\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$



☒-D.70 CASE4  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=0$



☒-D.71 CASE4  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmax}$



☒-D.72 CASE4  $\delta=10\delta_0$   $P_H$   
 $=P_{Hmin}$





