

I S S N 0386 - 5878

土木研究所資料 第 4027 号

土木研究所資料

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

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 ¹⁾
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 ²⁾

- 1) 平成16年3月まで構造物研究グループ(基礎)上席研究員
- 2) 交流研究員在職期間:平成15年4月~平成17年3月

要 旨

大規模地震を受けたときの直接基礎の地震時の応答変位・残留変位を予測し、基礎の安定および地震後の供用性を評価するための手法を開発することを目的とし、直接基礎模型の繰返し載荷実験を行った。そして、地震力を受ける直接基礎に生じる非線形応答特性、および残留変位量の進展を調べた。地盤密度、載荷パターン、載荷高さなどを実験パラメータとした。

キーワード: 直接基礎, 耐震設計, レベル2地震動, 繰返し載荷実験

目次

1. はじめに	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	2
2. 実験条件	4
2.1 実験概要	4
2.2 実験ケース	5
2.3 実験模型モデル	7
2.3.1 鉛直載荷実験模型 (Model V)	7
2.3.2 水平載荷実験模型 (Model H および L)	8
2.4 載荷パターン	15
2.5 豊浦砂の土質試験結果	17
2.6 地盤作成方法と作成結果	19
2.7 載荷装置	23
2.8 計測装置	25
2.8.1 鉛直載荷実験にて用いた計測装置	25
2.8.2 水平載荷実験にて用いた計測装置	27
2.8.3 2方向ロードセル	32
2.9 計測方法	35
2.9.1 データ収録方法	35
2.9.2 地表面高さの計測	37
2.10 データ整理方法	38
2.10.1 ゼロ補正方法	38
2.10.2 Case 6 実験データ補正方法	42
2.10.3 基礎底面作用力の算出方法	42
2.10.4 基礎変位の算出方法	43
3. 実験結果	46
3.1 鉛直載荷実験結果	46
3.1.1 地盤の極限支持力度	46

3.1.2	地盤の繰返し変形特性	47
3.1.3	地盤の変形状況	49
3.2	単調水平載荷実験結果	52
3.2.1	水平荷重 P_H - 水平変位量 δ 関係	52
3.2.2	モーメント M -回転角 θ 関係	53
3.2.3	基礎底面の回転挙動	56
3.3	繰返し水平載荷実験結果	57
3.3.1	載荷変位および基礎変位の時刻歴	57
3.3.2	地盤の支持力	60
3.3.3	モーメント M - 回転角 θ 関係	70
3.3.4	水平荷重 H - 水平変位 u 関係	72
3.3.5	基礎底面接地幅に関する時刻歴	74
3.3.6	載荷変位 δ - 鉛直変位 v 関係	75
3.3.7	基礎底面の回転挙動	76
3.3.8	残留変位の比較	78
3.3.9	地盤の変形状況	83
4.	まとめ	85
	参考文献	86
	資料 A CD-ROM 収録データ	88
A.1	データファイル一覧	88
A.2	計測データファイル一覧	88
A.3	地盤変形データ	90
	資料 B 2方向ロードセル検定結果	91
	資料 C サンドペーパーの規格	92
	資料 D 大型砂撒き装置による地盤検定結果	93

目次

1.1	直接基礎の非線形挙動 ²⁾	3
1.2	基礎回転挙動の概念図	3
2.1	実験順序	6
2.2	鉛直載荷実験用模型 (Model V)	7
2.3	水平載荷実験用模型 (Model H)	12
2.4	水平載荷実験用模型 (Model L)	13
2.5	慣性モーメント算出方法	14
2.6	中空部分を有する部材の慣性モーメント算出方法	14
2.7	基準変位 δ_0 の決定方法	15
2.8	載荷パターン図 (n は各載荷変位レベルにおける繰返し回数)	16
2.9	豊浦砂粒度分布	17
2.10	豊浦砂 ($D_r=80\%$) 繰返し変形特性	17
2.11	豊浦砂 ($D_r=60\%$) 繰返し変形特性	17
2.12	地盤作成フロー図	21
2.13	地盤高さ計測位置	22
2.14	鉛直載荷実験載荷装置	23
2.15	水平載荷実験載荷装置	23
2.16	アクチュエータ構造	24
2.17	載荷点概略図	24
2.18	計測器設置位置 (鉛直載荷)	25
2.19	計測器設置位置 (水平載荷 Model H)	28
2.20	計測器設置位置 (水平載荷 Model L)	29
2.21	基礎模型挙動に伴う鉛直変位計の挙動概念図	31
2.22	2方向ロードセル構造	33
2.23	ロードセル検定状況 (正面図)	33
2.24	2方向ロードセル検定結果例 (No.1 ロードセル)	34
2.25	データ収録系統図	35
2.26	水平載荷実験の計測手順	36
2.27	鉛直載荷実験地盤高さ計測位置	37

2.28	水平載荷実験地盤高さ計測位置	37
2.29	ゼロ補正方法	39
2.30	Case 6, 7, 8 ゼロ補正方法	40
2.31	追加ゼロ補正方法	41
2.32	Case 6 における P-V09 計測データに関する補正方法	42
2.33	基礎底面作用力算出法および符号	43
2.34	基礎鉛直変位・回転角算出法および符号	43
2.35	基礎底面端部位置	45
2.36	基礎底面中心位置	45
3.1	荷重沈下曲線 (Case 1)	46
3.2	荷重沈下曲線 (Case 2)	46
3.3	荷重沈下曲線 (Case 1)	47
3.4	荷重沈下曲線 (Case 2)	47
3.5	地盤変形量計測値及びコンタ図 (Case 1)	49
3.6	地盤変形量計測値及びコンタ図 (Case 2)	49
3.7	Case 3 荷重－変位関係	52
3.8	Case 6 荷重－変位関係	52
3.9	Case 9 荷重－変位関係	52
3.10	Case 6-2(単調載荷後に一方向繰返し載荷) 荷重－変位関係	52
3.11	P_H と δ の正符号	53
3.12	Case 3 M - θ 関係および地盤反力分布	54
3.13	Case 6 M - θ 関係および地盤反力分布	54
3.14	Case 9 M - θ 関係および地盤反力分布	55
3.15	Case 6 地盤反力度の時刻歴	56
3.16	基礎底面位置 (Case 3)	56
3.17	基礎底面位置 (Case 6)	56
3.18	基礎底面位置 (Case 9)	56
3.19	載荷変位の時刻歴 (Case 4)	58
3.20	鉛直変位時刻歴 (Case 4)	58
3.21	回転角の時刻歴 (Case 4)	58
3.22	水平変位の時刻歴 (Case 4)	58
3.23	載荷変位の時刻歴 (Case 5)	58
3.24	鉛直変位時刻歴 (Case 5)	58
3.25	回転角の時刻歴 (Case 5)	58
3.26	水平変位の時刻歴 (Case 5)	58

3.27	載荷変位の時刻歴 (Case 7)	58
3.28	鉛直変位時刻歴 (Case 7).....	58
3.29	回転角の時刻歴 (Case 7).....	58
3.30	水平変位の時刻歴 (Case 7)	58
3.31	載荷変位の時刻歴 (Case 8)	59
3.32	鉛直変位時刻歴 (Case 8).....	59
3.33	回転角の時刻歴 (Case 8).....	59
3.34	水平変位の時刻歴 (Case 8)	59
3.35	載荷変位の時刻歴 (Case 10)	59
3.36	鉛直変位時刻歴 (Case 10)	59
3.37	回転角の時刻歴 (Case 10)	59
3.38	水平変位の時刻歴 (Case 10)	59
3.39	載荷変位の時刻歴 (Case 11)	59
3.40	鉛直変位時刻歴 (Case 11)	59
3.41	回転角の時刻歴 (Case 11)	59
3.42	水平変位の時刻歴 (Case 11)	59
3.43	V - H - M 空間における支持力曲面の概念図.....	62
3.44	支持力曲面上における μ, ψ の概念図	62
3.45	Case 4, H - M 関係および H - M 支持力曲線	64
3.46	Case 4, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)	64
3.47	Case 4, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図).....	64
3.48	Case 5, H - M 関係および H - M 支持力曲線	65
3.49	Case 5, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)	65
3.50	Case 5, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図).....	65
3.51	Case 7, H - M 関係および H - M 支持力曲線	66
3.52	Case 7, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)	66
3.53	Case 7, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図).....	66
3.54	Case 8, H - M 関係および H - M 支持力曲線	67
3.55	Case 8, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)	67
3.56	Case 8, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図).....	67
3.57	Case 10, H - M 関係および H - M 支持力曲線	68
3.58	Case 10, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)	68
3.59	Case 10, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図).....	68
3.60	Case 11, H - M 関係および H - M 支持力曲線	69
3.61	Case 11, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)	69

3.62	Case 11, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図).....	69
3.63	モーメント-回転角関係 (Case 4)	71
3.64	モーメント-回転角関係 (Case 5)	71
3.65	モーメント-回転角関係 (Case 7)	71
3.66	モーメント-回転角関係 (Case 8)	71
3.67	モーメント-回転角関係 (Case 10)	71
3.68	モーメント-回転角関係 (Case 11)	71
3.69	水平力-水平変位関係 (Case 4).....	73
3.70	水平力-水平変位関係 (Case 5).....	73
3.71	水平力-水平変位関係 (Case 7).....	73
3.72	水平力-水平変位関係 (Case 8).....	73
3.73	水平力-水平変位関係 (Case 10)	73
3.74	水平力-水平変位関係 (Case 11)	73
3.75	基礎接地領域の変化 (Case 4)	74
3.76	基礎接地領域の変化 (Case 5)	74
3.77	基礎接地領域の変化 (Case 7)	74
3.78	基礎接地領域の変化 (Case 8)	74
3.79	基礎接地領域の変化 (Case 10).....	74
3.80	基礎接地領域の変化 (Case 11).....	74
3.81	δ - v 関係 (Case 4).....	75
3.82	δ - v 関係 (Case 5).....	75
3.83	δ - v 関係 (Case 7).....	75
3.84	δ - v 関係 (Case 8).....	75
3.85	δ - v 関係 (Case 10)	75
3.86	δ - v 関係 (Case 11)	75
3.87	基礎底面位置 (Case 4, 4δ)	76
3.88	基礎底面位置 (Case 4, 8δ)	76
3.89	基礎底面位置 (Case 5, 4δ)	76
3.90	基礎底面位置 (Case 5, 8δ)	76
3.91	基礎底面位置 (Case 7, 3δ)	77
3.92	基礎底面位置 (Case 7, 6δ)	77
3.93	基礎底面位置 (Case 8, 3δ)	77
3.94	基礎底面位置 (Case 8, 6δ)	77
3.95	基礎底面位置 (Case 10, 3δ)	77
3.96	基礎底面位置 (Case 10, 5δ)	77

3.97	基礎底面位置 (Case 11, 3 δ)	77
3.98	基礎底面位置 (Case 11, 4 δ)	77
3.99	各載荷変位に対する残留鉛直変位抽出点	78
3.100	残留水平変位 u_r	78
3.101	残留鉛直変位の違い (Case 7, 10)	79
3.102	残留回転角の違い (Case 7, 10)	79
3.103	残留水平変位の違い (Case 7, 10)	79
3.104	残留鉛直変位の違い (Case 8, 11)	79
3.105	残留回転角の違い (Case 8, 11)	79
3.106	残留水平変位の違い (Case 8, 11)	79
3.107	残留鉛直変位の違い (Case 7, 8)	80
3.108	残留回転角の違い (Case 7, 8)	80
3.109	残留水平変位の違い (Case 7, 8)	80
3.110	残留鉛直変位の違い (Case 10, 11)	80
3.111	残留回転角の違い (Case 10, 11)	80
3.112	残留水平変位の違い (Case 10, 11)	80
3.113	残留鉛直変位の違い (Case 4, 5)	81
3.114	残留回転角の違い (Case 4, 5)	81
3.115	残留水平変位の違い (Case 4, 5)	81
3.116	残留鉛直変位の違い (Case 5, 8)	82
3.117	残留回転角の違い (Case 5, 8)	82
3.118	残留水平変位の違い (Case 5, 8)	82
3.119	地盤の変形 (Case 4)	84
3.120	地盤の変形 (Case 5)	84
3.121	地盤の変形 (Case 7)	84
3.122	地盤の変形 (Case 8)	84
3.123	地盤の変形 (Case 10)	84
3.124	地盤の変形 (Case 11)	84
D.1	大型砂撒き装置	93
D.2	検定用モールド設置位置	94
D.3	空中落下法作成地表面	95

表目次

2.1	実験ケース	5
2.2	模型各部材重量 (Model H)	9
2.3	模型各部材重量 (Model L)	10
2.4	模型重心および慣性モーメント (Model H)	11
2.5	模型重心および慣性モーメント (Model L)	11
2.6	単調水平載荷試験から求められる基準水平変位 δ_0	15
2.7	豊浦標準砂の物性的特性	18
2.8	D_r 算出に用いた最大・最小乾燥密度	18
2.9	地盤作成結果 (各層の地盤密度)	19
2.10	地盤作成結果 (各 Case の目標および達成相対密度)	20
2.11	鉛直載荷実験 (Case 1)	26
2.12	鉛直載荷実験 (Case 2)	26
2.13	水平載荷実験 (Case 3~11)	30
2.14	2方向ロードセル検定結果 (実験前)	34
2.15	データの収録周波数	35
2.16	2方向ロードセルのゼロクリアー	38
2.17	2方向ロードセルの追加ゼロ補正值	40
3.1	鉛直載荷実験結果	47
3.2	各地盤相対密度における変形係数	49
3.3	Case 1, 2 の K_v および経験式から求められるせん断弾性係数の比	49
3.4	基準変位 δ_0	53
3.5	基準変位一覧	57
3.6	支持力曲面算出時刻および作用荷重	63
A.1	計測データファイル一覧	89
A.2	計測データファイル様式 (Case 1, 2)	89
A.3	計測データファイル様式 (Case 3~11)	89
A.4	地盤変形データファイル一覧	90
A.5	地盤変形データファイル一覧 (Case 3~11)	90

B.1	2方向ロードセル検定結果(実験前).....	91
B.2	2方向ロードセル検定結果(実験後).....	91
C.1	サンドペーパー(#60)粒度分布.....	92
D.1	地盤作成結果($D_r=80\%$).....	95
D.2	地盤作成結果($D_r=60\%$).....	95

写真目次

2.1	鉛直载荷実験状況	4
2.2	水平载荷実験状況	4
2.3	鉛直载荷実験用模型 (外枠鋼板)	7
2.4	鉛直载荷実験用模型	7
2.5	载荷治具	24
2.6	鉛直载荷実験計測器設置状況	25
2.7	水平载荷実験 (Model H) 計測器設置状況	28
2.8	水平载荷実験 (Model L) 計測器設置状況	29
2.9	ロードセル鉛直成分検定状況	34
2.10	ロードセルせん断成分検定状況	34
3.1	実験後地盤状況 (Case 1)	50
3.2	実験後地盤状況 (Case 2)	51
D.1	大型砂撒き装置正面	94
D.2	大型砂撒き装置側面	94
D.3	大型砂撒き装置内側 (端部)	94
D.4	大型砂撒き装置スリット部	94

1. はじめに

1.1 研究の背景

直接基礎は、支持層となる地盤が浅い位置にある場合に一般的に用いられ、他の基礎に比べて施工性も良く、工費も経済的な基礎である。道路橋基礎の実績としては、杭基礎と並んで半数近くを占める基礎形式である¹⁾。

現在、道路橋示方書²⁾に示される直接基礎の安定に係わる標準的な設計法は以下の通りである。

- 常時における設計：
 - 支持力の照査：荷重の偏心・傾斜を考慮した極限支持力に対する安全率を3以上とする。
 - 最大地盤反力度：常時の最大地盤反力度は、地盤が砂礫の場合は 700 kN/m^2 、砂の場合は 400 kN/m^2 、粘性土の場合は 200 kN/m^2 とする。また、地盤が軟岩・土丹の場合は最大地盤反力度を 600 kN/m^2 とし、亀裂の少ない硬岩の場合は最大地盤反力度を 2500 kN/m^2 、亀裂が多い硬岩の場合は最大地盤反力度を 1000 kN/m^2 とする。
 - 転倒(傾斜)に対する照査：地震時荷重の合力作用位置が、基礎中心から基礎底面幅の $1/6$ 以内とする。
 - 滑動に対する照査：基礎底面のせん断地盤反力が、許容せん断抵抗力を超えないようにする。許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、1.5の安全率を考慮するものである。
- レベル1地震時(橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動)における耐震設計：
 - 支持力の照査：荷重の偏心・傾斜を考慮した極限支持力に対する安全率を2以上とする。
 - 最大地盤反力度：軟岩・土丹の場合は、最大地盤反力度を 900 kN/m^2 とする。亀裂の少ない硬岩の場合は最大地盤反力度を 3750 kN/m^2 、亀裂が多い硬岩の場合は最大地盤反力度を 1500 kN/m^2 とする。
 - 転倒(傾斜)に対する照査：地震時荷重の合力作用位置が、基礎中心から基礎底面幅の $1/3$ 以内とする。
 - 滑動に対する照査：基礎底面のせん断地盤反力が、許容せん断抵抗力を超えないようにする。許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、1.2の安全率を考慮するものである。
- レベル2地震時(橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動)における耐震設計
 - 省略して良い。

レベル2地震時に対する基礎の安定の照査は、過去の経験に照らし合わせて省略されている。

- 常時、並びにレベル1地震動に対する照査を満足しており、また、直接基礎は良質な支持地

盤(N 値 30 以上)上に設置するとされていることから、地震動を受けている間に過大な残留変位が生じることはないと期待できる。

実際このように設計された基礎はこれまで機能を良好に果たしており、大規模地震に対してもほとんど被害を受けていない。支持地盤に液状化が生じたときに基礎の沈下・傾斜が生じた事例がわずかにあるのみである³⁾。

しかし、現在の設計法には以下のような課題も挙げられる。

- レベル2地震動に対して、確保されている耐震性能が明確でない。
- 大地震時に基礎に生じる残留変位を評価することにより、非常に良質な支持地盤以外にも直接基礎の適用範囲を広げられる可能性があるものの、確認する方法が確立されていない。
- 地震時の設計は震度法により用われている。震度法とは、動的な地震時荷重を静的な荷重に置き換え、荷重の釣合いにより安定照査をするものである。したがって、高橋脚のような慣性力の作用位置が高い構造物においては、高さに比例して基礎や橋脚に作用する荷動が大きくなる。一方、橋脚と基礎の振動の位相差や、基礎の浮上りが生じることを考慮すると、基礎や橋脚に作用する荷重は想定よりも小さい可能性があると考えられる。

したがって、動的に変動する地震時荷重の影響を直接考慮し、地震時の安定(応答)、残留変位量を直接的に評価する直接基礎の耐震設計法の確立が必要である。

1.2 研究の目的

図-1.1に、直接基礎のモーメント一回転角関係における非線形挙動を示す²⁾。図に示すように、地震力により作用モーメントが増加すると基礎が浮上る。また、図-1.2にも示すように、地震時に基礎端部が浮上ると、反対側(接地側)の基礎端部に荷重が集中する。そして、荷重が集中した基礎端部下において地盤抵抗が極限に達したときには、基礎の鉛直、水平、回転残留変位が急増する。こうした挙動が繰り返され、基礎の残留変位は累積されていく。したがって、大規模地震時に直接基礎に生じる累積変位量を予測する手法を開発するためには、地盤の塑性化、基礎の浮上りの両者が生じる場合の基礎の挙動を調べる必要がある。

そこで本研究は基礎的な実験を行った。本研究では荷重条件を可能な限り単純化した。地盤上に柱および上載荷重を有する直接基礎模型を設置し、頂部に準静的な繰返し水平変位を与えた。そして、直接基礎が受ける外力と累積する変位量の間関係を計測した。地震時には地盤自体に生じる慣性力の影響により地盤の支持力が変化することも考えられるが⁴⁾、単純化の観点から本研究では無視した。

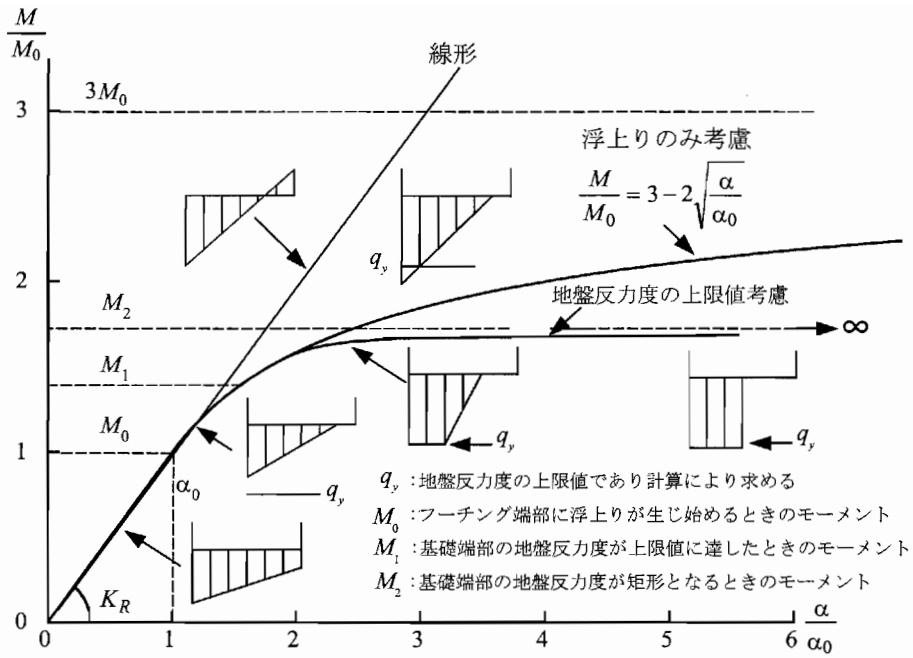


図-1.1 直接基礎の非線形挙動²⁾

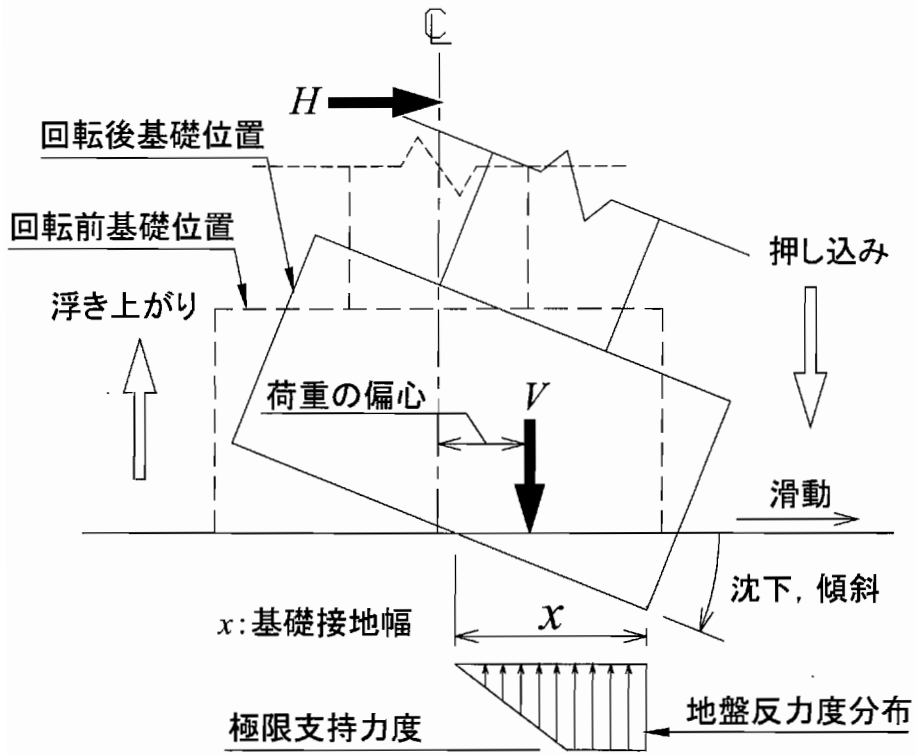


図-1.2 基礎回転挙動の概念図

2. 実験条件

2.1 実験概要

実験には土木研究所基礎特殊実験棟内にある深層土槽を使用した。土槽寸法は、幅 3 m × 長さ 4 m × 深さ 11 m である。鹿島砂を用いて土層底面から 6 m の高さまで底部地盤をかさ上げし、その上に気燥状態の豊浦標準砂を用いて基礎の支持層を厚さ 2 m で作成した。支持層の密度は相対密度 $D_r = 80\%$ 、もしくは 60% になるように調整した。底部地盤と支持層との境界には、境界よりも上部にある支持層の入れ替え作業を容易にするために、ブルーシートとベニア板 ($t = 12 \text{ mm}$) を置いた。

直接基礎模型は支持層表面、中心に設置した。直接基礎模型は、いずれも剛である基礎、柱、上部重量部からなる鋼製模型である。荷重条件は鉛直荷重、および一定死荷重下における繰返し水平荷重の 2 種類である。鉛直荷重実験は、地盤上に設置した基礎部のみの模型上面中心位置に鉛直変位を与えることで行い、上記 2 種類の支持層に対して基礎の荷重・変位関係や地盤の支持力を確認した。水平荷重実験は、模型頂部に強制水平変位を与えることで行い、2 種類の支持層の違いに加え、荷重点の高さ、荷重パターンなどの違いによる基礎の挙動および荷重後の残留変位量の違いを確認した。

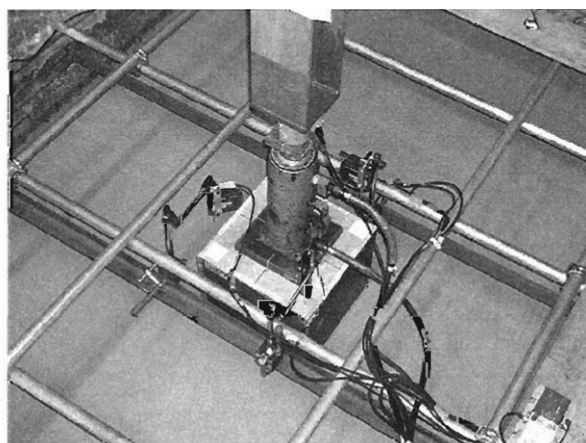


写真-2.1 鉛直荷重実験状況

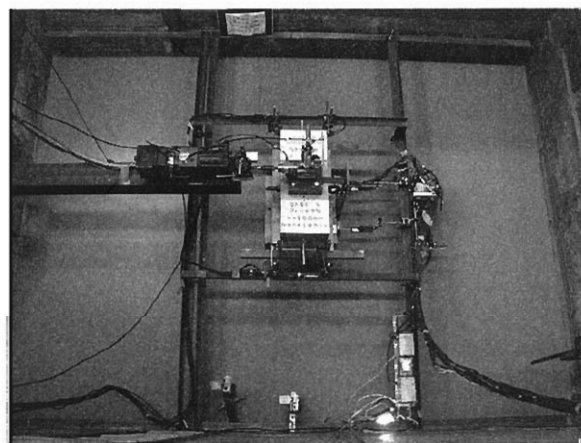


写真-2.2 水平荷重実験状況

2.2 実験ケース

実験ケースを表-2.1に、実際の実験順序を図-2.1に示す。鉛直荷重実験は全2ケース (Case 1, 2) であり、支持層の相対密度 D_r が実験パラメータである。水平荷重実験は全9ケース (Case 3~11) であり、実験模型の種類・荷重パターン・支持層の相対密度が実験パラメータである。なお、表-2.1における D_r の値は目標値であり出来型の値を示すものではない。出来型の値は「2.6 地盤作成方法と作成結果」に示す。また、その他の各パラメータの設定条件は2.3~2.6に示す。

なお、Case 6 終了後、引き続き、地盤の整地などを行わずに、一方向繰返し荷重実験を行った。本資料中では、Case 6-2 として結果を示す。

表-2.1 実験ケース

Case	実験模型モデル	荷重パターン		実験地盤	
				D_r (%)	地盤作成方法
Case 1	Model V	鉛直荷重		80	a
Case 2				60	a
Case 3	Model H (High pier)	単調水平荷重		80	b
Case 4		一方向繰返し荷重	Type II		b
Case 5		交番荷重			b
Case 6	Model L (Low pier)	単調水平荷重		80	a
Case 7		交番荷重	Type I		b
Case 8			Type II		b
Case 9	Model L (Low pier)	単調水平荷重		60	a
Case 10		交番荷重	Type I		b
Case 11			Type II		b
Case 6-2	Model L	単調水平荷重の後一方向繰返し荷重		80	-

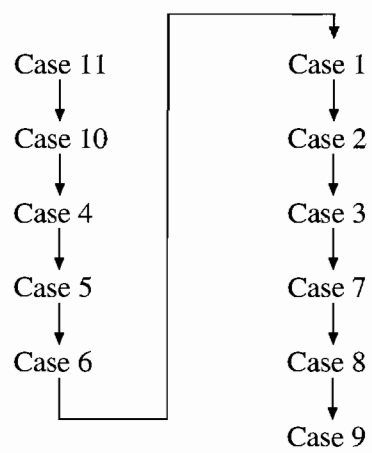


図-2.1 実験順序

2.3 実験模型モデル

2.3.1 鉛直載荷実験模型 (Model V)

図-2.2, 写真-2.3, 2.4 に, 鉛直載荷実験に用いた基礎模型を示す. 以後この模型を Model V と呼ぶ. 基礎平面寸法は $0.5\text{ m} \times 0.5\text{ m}$ であり, 水平載荷実験に用いた実験模型の平面寸法と同じである. 模型鋼殻内にはコンクリートが充填されている. この模型重量に載荷プレート及び載荷ジャッキ重量を加えた総重量は Case 1 で 4.127 kN , Case 2 で 3.933 kN であり, 初期荷重値として考慮されている. ここで示した総重量は kgf 単位で計測した値に, $1\text{ kgf} = 9.807\text{ N}$ を乗じて換算した. 基礎底面にはサンドペーパー ($\#60$)⁵⁾ を貼っているのので, 基礎と地盤の境界条件は粗であると考えることができる. サンドペーパー ($\#60$) の規格は参考資料 C の表-C.1 に示す.

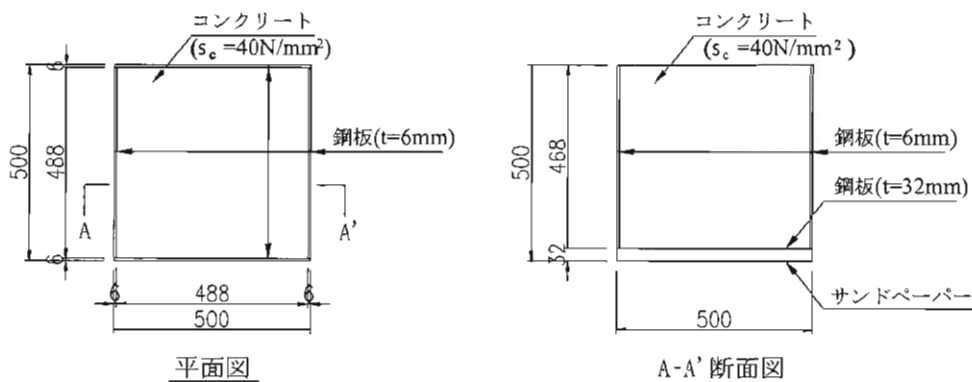


図-2.2 鉛直載荷実験用模型 (Model V)



写真-2.3 鉛直載荷実験用模型 (外枠鋼板)

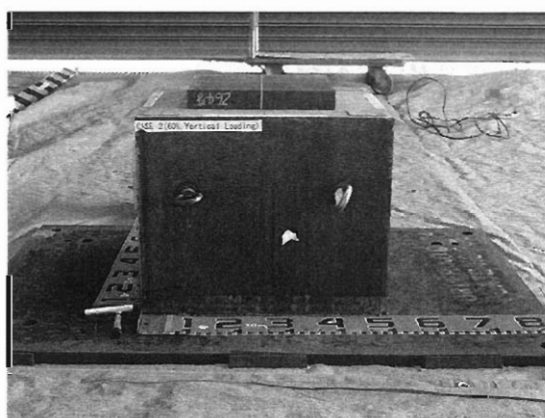


写真-2.4 鉛直載荷実験用模型

2.3.2 水平載荷実験模型 (Model H および L)

水平載荷実験では、載荷位置の高さを変えた2種類の模型を使用した。図-2.3、表-2.2に示す模型が載荷位置が高い方の模型であり、以後この模型を Model H (High pier model) と呼ぶ。一方、図-2.4、表-2.3に示す模型が載荷位置が低い方の模型であり、以後この模型を Model L (Low pier model) と呼ぶ。それぞれの模型は、上部構造部、柱部、基礎部(2方向ロードセルを含む)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)から、基礎部は厚さ 50 mm のプレート部分(基礎-1)、中空の箱型部分(基礎-2)、および2方向ロードセル部分の部材から構成される。柱には、 $H-200 \times 200 \times 8 \times 12$ の H 型鋼が用いられている。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。ロードセル一つあたりの質量は 10.271 kg である。ロードセルの性能は「2.8.3 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、鉛直模型載荷における模型と同様に地盤と基礎の境界条件が粗であるようにした。Model H の模型全重量は 8.924 kN、Model L の模型全重量は 8.728 kN であり、両者はほぼ等しい。ここで、模型重量は kgf 単位で計測した値に、 $1 \text{ kgf} = 9.807 \text{ N}$ を乗じて換算した。

模型設置時に偏心しないようバランス調整を行いながら模型の各部材を組み立てた。各部材ごと部材の鉛直方向中心軸が一致するように以下の通りにバランス調整を行った。

- 2方向ロードセルの底面位置をそろえて基礎部に固定する。
- 柱部の組み立てにおいて、四辺の柱側面と基礎側面の離れを等しくすることで、柱と基礎模型の鉛直方向の中心軸を一致させる。
- 柱部と同様に、上部構造部も四辺の柱側面と上部構造部側面の距離を等しくすることで、上部構造と柱の鉛直方向の中心軸を一致させる。

模型の重心位置および慣性モーメントを表-2.4 および表-2.5 に示す。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。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。

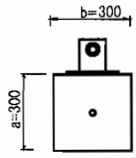
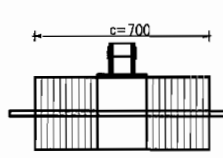
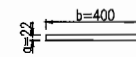
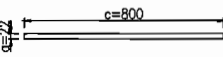
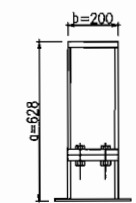
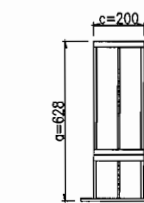
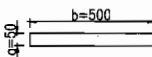
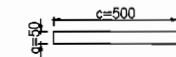
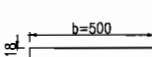
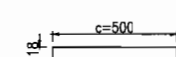
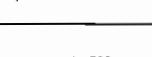
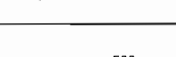
$$J_G = \frac{m(a^2 + b^2)}{12} \quad (2.1)$$

ここに、 m は各部材の質量、 a および b は図-2.5 に示すように模型の側面(X-Z平面)寸法であり、また、図-2.5における x-y-z 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-2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)。 J_G は次式により全体座標系の Y 軸に平行な任意の基準軸 Y_R 軸まわりの慣性モーメント J に変換される。

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

R は当該部材の重心 O'' から Z 軸上の任意の点 O' までの距離である。

表-2.2 模型各部材重量 (Model H)

部位	部材	側面図	正面図	重量* (kN)	
上部構造	上部-1			4.805	5.345
	上部-2			0.539	
柱	柱			0.559	
基礎	基礎-1 (基礎頂版)			1.049	3.020
	基礎-2 (中空函体)			0.863	
	2方向 ロードセル			1.108	

8.924

* 重量は、上部構造、柱、基礎部のまとまり(部位)について計測したもの。各部材の重量は以下のように算出した。

上部-2の重量は、部材の形状と材料密度から求めた計算値。

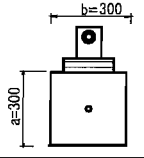
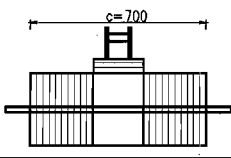
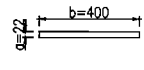
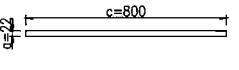
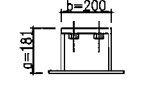
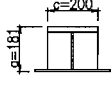
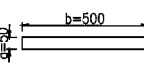
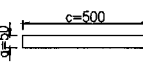
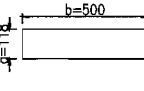
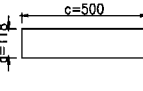
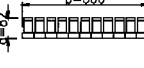
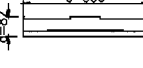
上部-1の重量は、計測した上部構造部重量より上部-2の計算重量を差し引いた計算値であり、载荷治具の重量を含む。

基礎-1の重量は、基礎頂版の重量と反射板の重量の和。基礎頂版の重量は、部材の形状と材料密度からの計算値。

2方向ロードセルは、計測した重量。

基礎-2の重量は、基礎部重量から基礎-1計算重量および2方向ロードセル計算重量を差し引いた計算値。

表-2.3 模型各部材重量 (Model L)

部位	部材	側面図	正面図	重量* (kN)	
上部構造	上部-1			5.011	5.550
	上部-2			0.539	
柱	柱			0.226	
基礎	基礎-1 (基礎頂版)			0.981	2.952
	基礎-2 (中空函体)			0.863	
	2方向 ロードセル			1.108	
				8.728	

* 重量は、上部構造、柱、基礎部のまとめり (部位) について計測したもの。各部材の重量は以下のように算出した。

上部-2 の重量は、部材の形状と材料密度から求めた計算値。

上部-1 の重量は、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であり、載荷治具の重量を含む。

基礎-1 の重量は、基礎頂版の重量と反射板の重量の和。基礎頂版の重量は、部材の形状と材料密度からの計算値。

2 方向ロードセルは、計測した重量。

基礎-2 の重量は、基礎部重量から基礎-1 計算重量および 2 方向ロードセル計算重量を差し引いた計算値。

表-2.4 模型重心および慣性モーメント (Model H)

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)	J_{GP}^{*1} (kg·m ²)
			a (m)	b (m)	c (m)		
上部構造	上部-1	490	0.300	0.300	0.700	1.050	7.350
	上部-2	55	0.022	0.400	0.800	0.889	0.736
柱	柱	57	0.619	0.200	0.200	0.569	2.904
基礎	基礎-1	107	0.050	0.500	0.500	0.225	2.251
	基礎-2	88	0.118	0.500	0.500	0.141	2.207
	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)	J_{GB}^{*2} (kg·m ²)	J_{GF}^{*3} (kg·m ²)	J_{GM}^{*4} (kg·m ²)
上部構造	$h_T=1.034$	9.367	196.518	70.098
柱	$h_P=0.569$	2.904	9.532	3.882
基礎	$h_F=0.131$	8.744	12.090	107.569
模型全体	$h_G=0.700$	—	218.141	181.548

表-2.5 模型重心および慣性モーメント (Model L)

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)	J_{GP}^{*1} (kg·m ²)
			a (m)	b (m)	c (m)		
上部構造	上部-1	511	0.300	0.300	0.700	0.603	7.665
	上部-2	55	0.022	0.400	0.800	0.442	0.736
柱	柱	23	0.181	0.200	0.200	0.341	0.254
基礎	基礎-1	100	0.050	0.500	0.500	0.225	2.104
	基礎-2	88	0.118	0.500	0.500	0.141	2.207
	2方向ロードセル	113	0.082	0.500	0.500	0.041	2.417

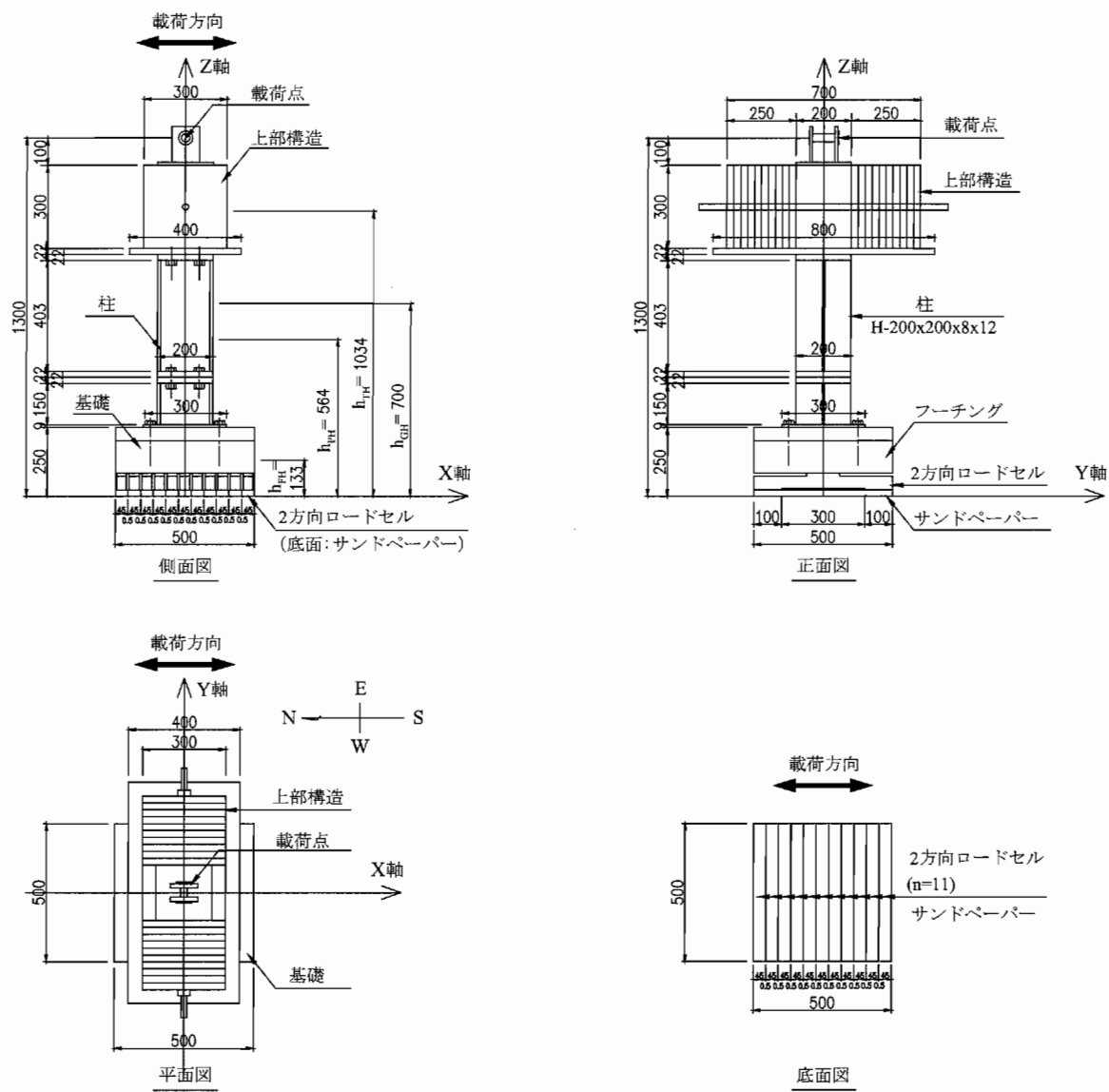
部位	部位重心位置 (基礎底面より) (m)	J_{GB}^{*2} (kg·m ²)	J_{GF}^{*3} (kg·m ²)	J_{GM}^{*4} (kg·m ²)
上部構造	$h_T=0.587$	9.688	204.050	24.288
柱	$h_P=0.341$	0.254	2.928	0.425
基礎	$h_F=0.131$	8.537	11.763	34.801
模型全体	$h_G=0.427$	—	218.741	59.511

*1: J_{GP} は, 部材重心軸回りの慣性モーメント.

*2: J_{GB} は, 部位重心軸回りの慣性モーメント.

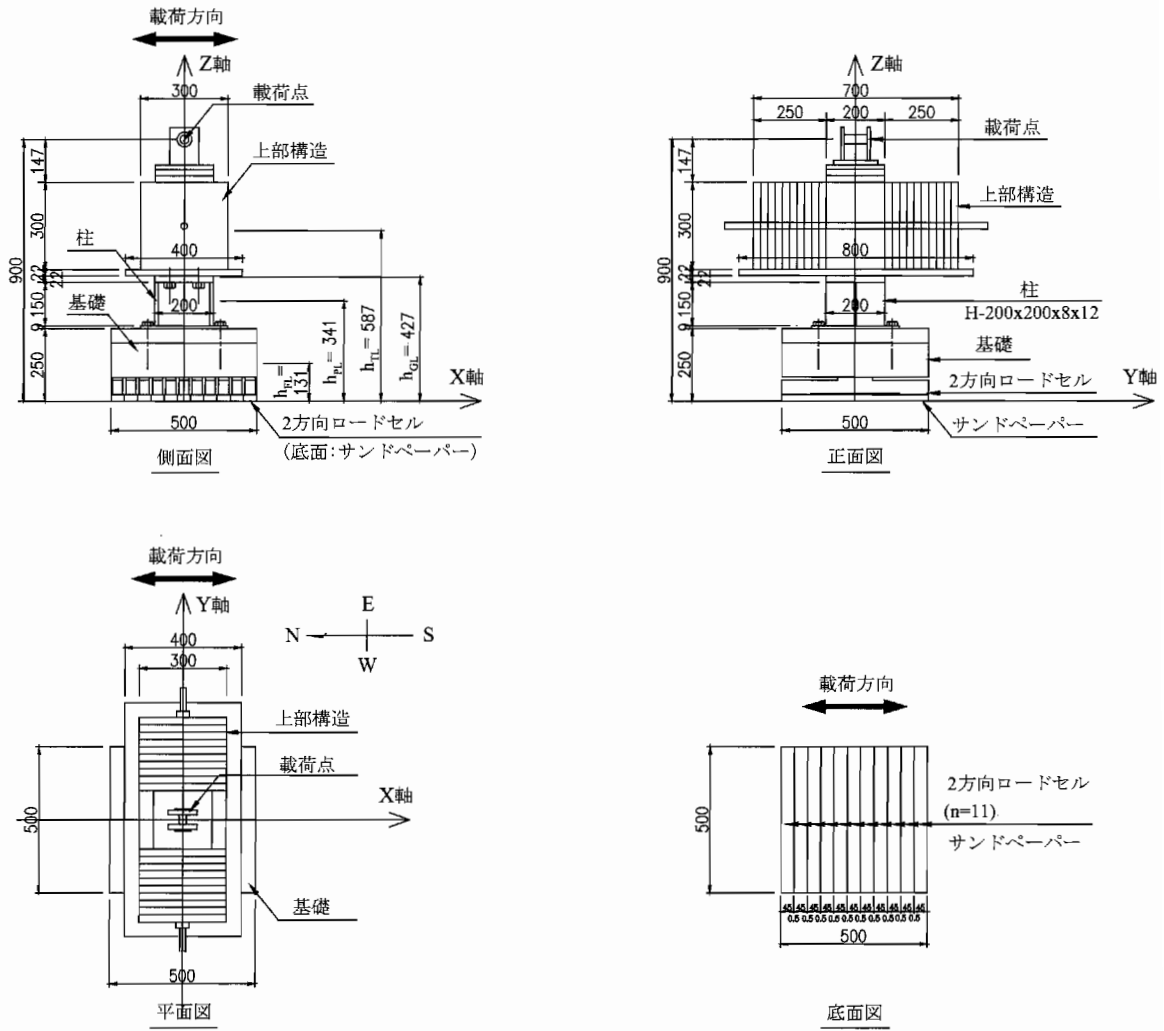
*3: J_{GF} は, 基礎底面中心軸回りの慣性モーメント.

*4: J_{GM} は, 模型重心軸回りの慣性モーメント.



(単位: mm)

図-2.3 水平荷荷実験用模型 (Model H)



(単位: mm)

図-2.4 水平荷重実験用模型 (Model L)



図-2.5 慣性モーメント算出方法

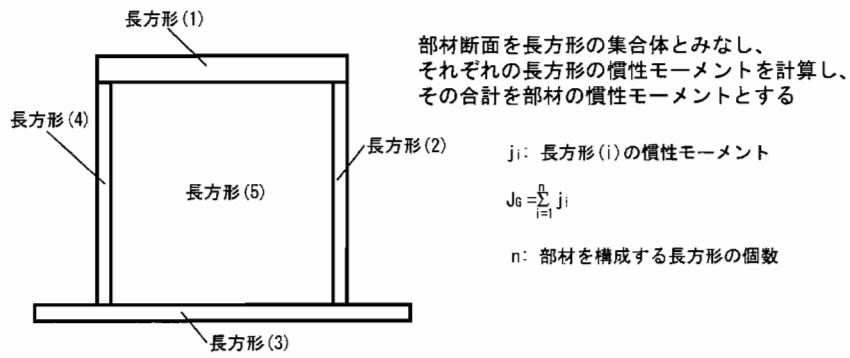


図-2.6 中空部分を有する部材の慣性モーメント算出方法

2.4 荷重パターン

鉛直荷重実験では、基礎は単調荷重を受ける。最大荷重に達するまでは荷重制御で荷重を行い、荷重速度は0.2 kN/secとした。最大荷重に達した後は変位制御とし、荷重速度は0.5 mm/secとした。

水平荷重実験では、基礎は単調荷重もしくは繰返し荷重を受ける。荷重は変位で制御された。図-2.7に基準水平変位 δ_0 の決定に関する模式図を示す。単調水平荷重実験 (Case 3, 6, 9) で求められる荷重点における水平荷重 P_H -水平変位 δ 曲線における最大荷重点に対応する水平変位を基準水平変位 δ_0 とした。そして、模型および地盤条件の組み合わせごとに基準水平変位 δ_0 を決定した。表-2.6に決定された基準水平変位 δ_0 を示す。

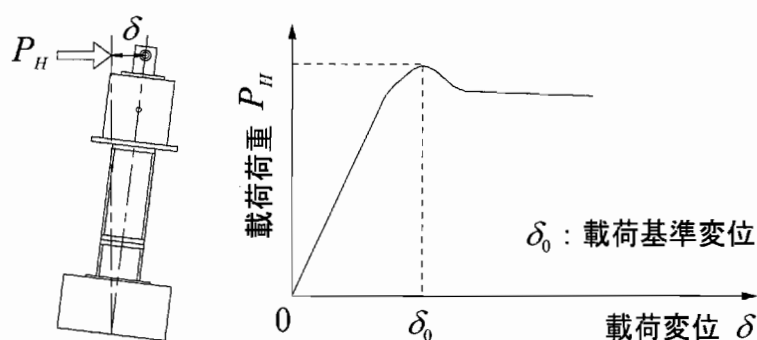


図-2.7 基準変位 δ_0 の決定方法

表-2.6 単調水平荷重試験から求められる基準水平変位 δ_0

Case	最大荷重 (kN)	基準水平変位 δ_0 (mm)
Case 3	1.759	7.847
Case 6	2.609	15.456
Case 9	1.532	10.464

水平荷重実験における繰返し荷重の荷重パターンの模式図を図-2.8に示す。繰返し荷重では、交番および一方向繰返し荷重の両者を考慮した。さらに、地震動の繰返し回数の違いも以下に示す2つの荷重パターンを用いることで考慮した。現在、道路橋示方書⁶⁾では、レベル2地震動として以下の2つの地震動を考慮している。一つは、プレート境界型の大規模な地震動を想定した Type I 地震動、もう一つは、平成7年兵庫県南部地震のような内陸直下型地震動を想定した Type II 地震動である。Type I 地震動の特徴は、比較的長い継続時間の間に繰返して大きな振幅が作用することである。一方、Type II 地震動は、継続時間は短い極めて大きな強度を有することである。そこで、鉄筋コンクリート橋脚の交番荷重実験における荷重パターンの設定方法に関する既応の研究を参考に⁷⁾⁸⁾、Type I 地震動を想定した Type I 荷重パターンと、Type II 地震動を想定した Type II 荷重パターンを新たに設定した。

図-2.8に示すように、 δ_0 より小さい変位域においても繰返し荷重を与えている。これにより、より発生頻度の高い中小規模の地震を受けるときの直接基礎の挙動についても、実験データを得る

ことができるようにした。

一方向繰返し载荷パターンにおける除荷から再载荷への移行は、荷重がゼロになったときに変位方向を反転するように設定した。

水平载荷実験の载荷速度は、すべてのケースにおいて 10 mm/sec に設定したが、実際には、変位増分が正となる時(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)は平均 7.4 mm/sec, 変位増分が負となる時の载荷は平均 9.7 mm/sec であった。

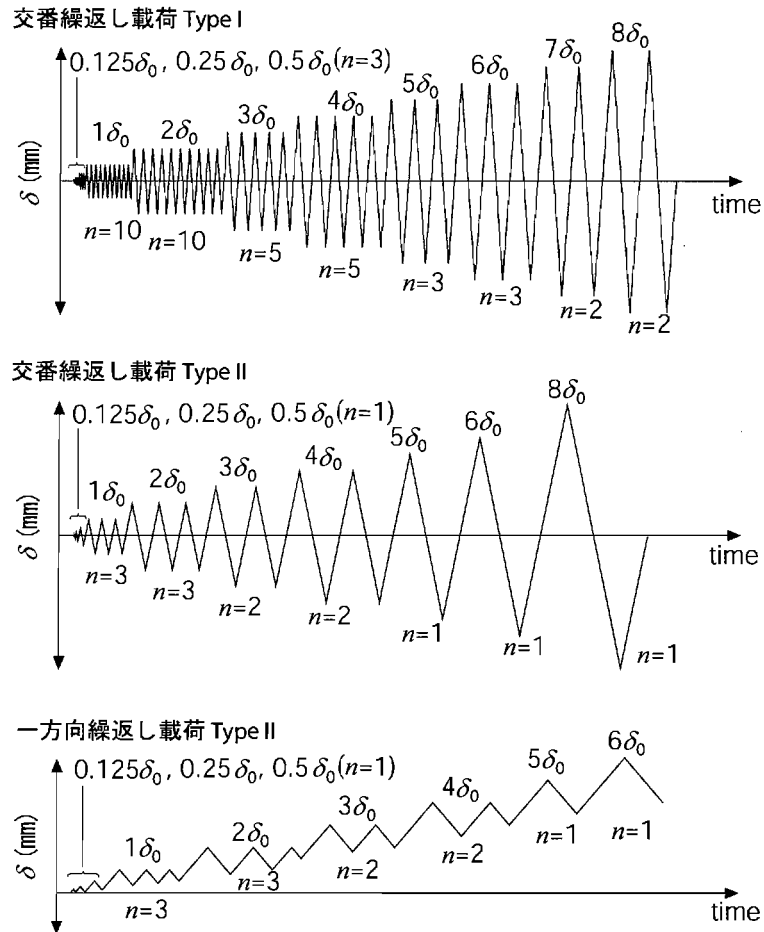


図-2.8 载荷パターン図 (n は各载荷変位レベルにおける繰返し回数)

2.5 豊浦砂の土質試験結果

実験に用いた豊浦標準砂の土質試験結果を図-2.9～図-2.11 および表-2.7 に示す。これらの土質試験は、本実験終了後の2005年3月に行われたものである。

ただし、本実験における支持層の相対密度は、表-2.8 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ている。相対密度 $D_r = 80\%$ 、 $D_r = 60\%$ に相当する地盤密度は、それぞれ $\rho = 1.602 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho = 1.539 \text{ g/cm}^3$ であり、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。

$$G_0 = E_0 / 2(1 + \nu) \quad (2.5)$$

ここに、 ν はポアソン比で0.3とする。

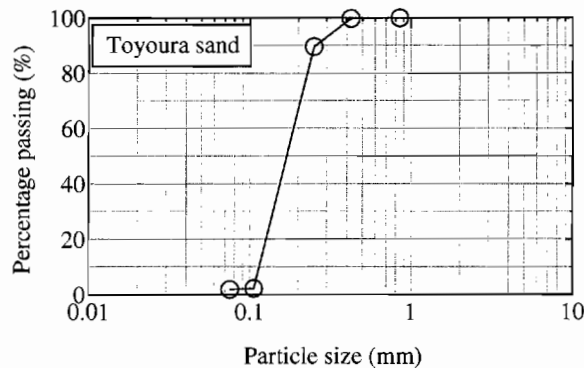


図-2.9 豊浦砂粒度分布

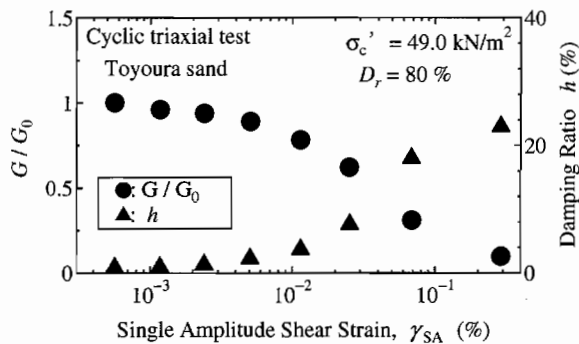


図-2.10 豊浦砂 ($D_r=80\%$) 繰返し変形特性

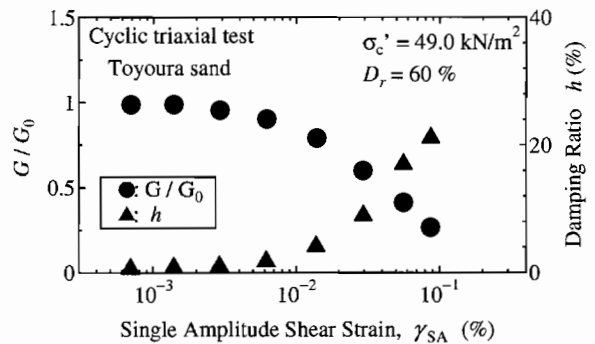


図-2.11 豊浦砂 ($D_r=60\%$) 繰返し変形特性

表-2.7 豊浦標準砂の物性的特性

項目	記号	単位	試験値
比重	G_s	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	ρ_{dmax}	g/cm ³	1.664
最小乾燥密度	ρ_{dmin}	g/cm ³	1.364
内部摩擦角 ($D_r=60\%$)	ϕ	deg.	39.9*
内部摩擦角 ($D_r=80\%$)	ϕ	deg.	42.1*

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

表-2.8 D_r 算出に用いた最大・最小乾燥密度

項目	記号	単位	試験値
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	g/cm ³	1.671
最小乾燥密度	ρ_{dmin}	g/cm ³	1.376

2.6 地盤作成方法と作成結果

実験地盤の作成手順を図-2.12に示す。なお、図-2.1に示す実験順序に従い、実験ケース間で地盤(厚さ2 m)の相対密度が変わる時には地盤を撤去し、作成し直したが(表-2.1中「a」)、実験ケース間で地盤の相対密度が変わらない時には表層から1 mのみ撤去し、作成し直した(表-2.1中「b」)。なお、地盤は8層に分けて作成され、それぞれの層厚は0.25 mである。

表-2.9に、各層ごとの地盤密度および全層での地盤密度を、表-2.10に、各Caseの目標相対密度および達成相対密度を示す。表中の1層目が最底层である。Case 3, 4, 5, 7, 8, 10, 11では、上方1 m(5~8層目)の地盤のみ作成し直している。したがって、全層の地盤密度および相対密度を算出する際、1~4層目の地盤密度はCase 3, 4, 5, 7, 8ではCase 6、Case 10, 11ではCase 9での対応する密度を用いた(表中、()部)。達成相対密度として示すように、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。また、初期および密度計測時に地盤高さの計測を行った。計測位置を図-2.13に示す。

表-2.9 地盤作成結果(各層の地盤密度)

Case	地盤密度 ρ (g/cm ³)								
	1層目	2層目	3層目	4層目	5層目	6層目	7層目	8層目	全層
Case 1	1.603	1.596	1.607	1.605	1.599	1.601	1.608	1.589	1.601
Case 2	1.540	1.537	1.533	1.544	1.540	1.539	1.542	1.532	1.538
Case 3	(1.602)	(1.606)	(1.600)	(1.604)	1.608	1.603	1.600	1.608	1.604
Case 4	(1.602)	(1.606)	(1.600)	(1.604)	1.607	1.609	1.599	1.604	1.604
Case 5	(1.602)	(1.606)	(1.600)	(1.604)	1.608	1.603	1.601	1.608	1.604
Case 6	1.602	1.606	1.600	1.604	1.599	1.595	1.604	1.597	1.601
Case 7	(1.602)	(1.606)	(1.600)	(1.604)	1.603	1.602	1.603	1.608	1.604
Case 8	(1.602)	(1.606)	(1.600)	(1.604)	1.608	1.601	1.606	1.603	1.604
Case 9	1.542	1.539	1.539	1.534	1.554	1.532	1.539	1.539	1.540
Case 10	(1.542)	(1.539)	(1.539)	(1.534)	1.550	1.526	1.532	1.549	1.539
Case 11	(1.542)	(1.539)	(1.539)	(1.534)	1.547	1.534	1.535	1.536	1.538

表-2.10 地盤作成結果 (各 Case の目標および達成相対密度)

Case	相対密度 $D_r(\%)$	
	目標相対密度	達成相対密度
Case 1	80	79.606
Case 2	60	59.788
Case 3	80	80.479
Case 4	80	80.479
Case 5	80	80.517
Case 6	80	79.568
Case 7	80	80.365
Case 8	80	80.441
Case 9	60	60.240
Case 10	60	59.952
Case 11	60	59.746

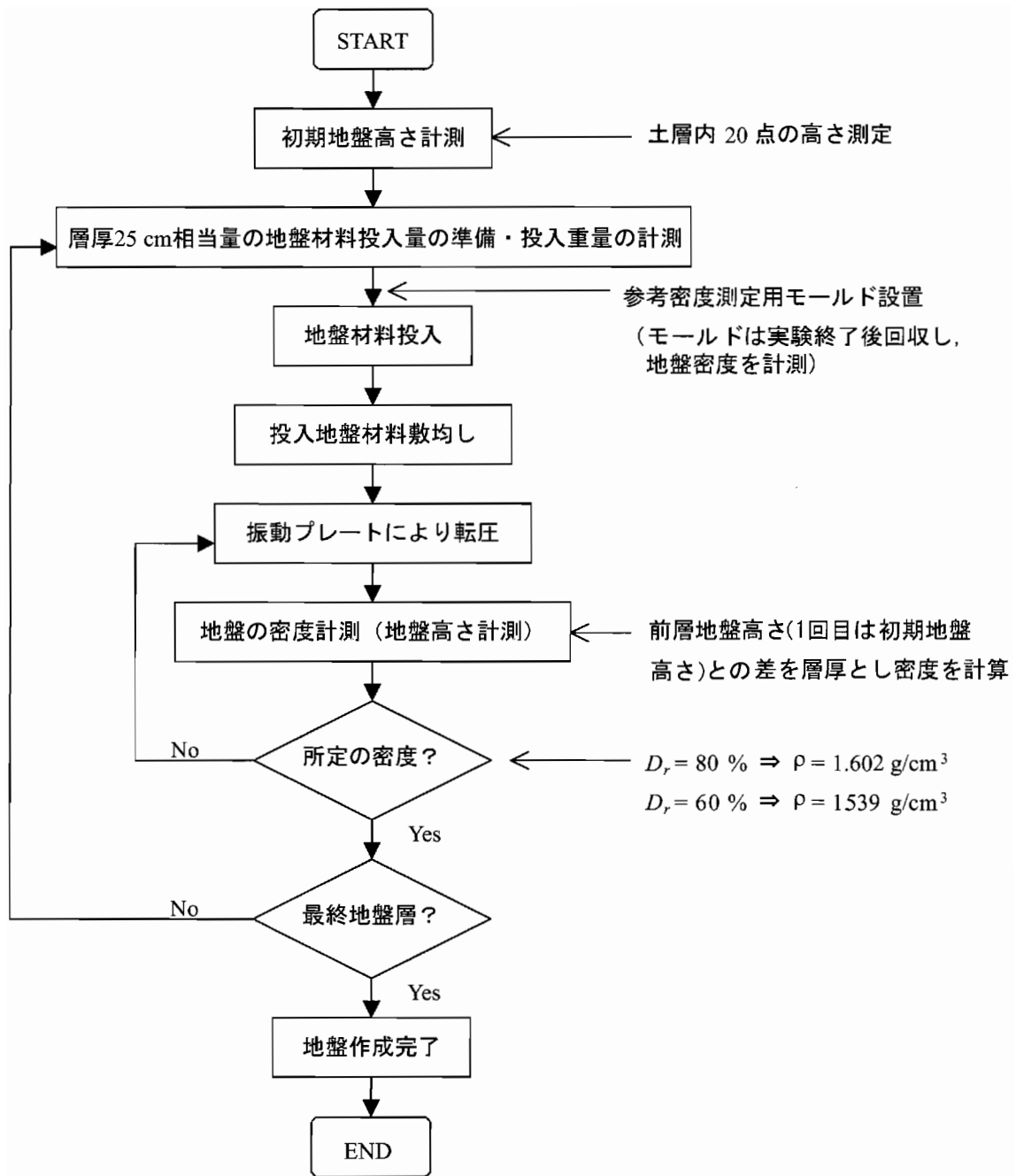
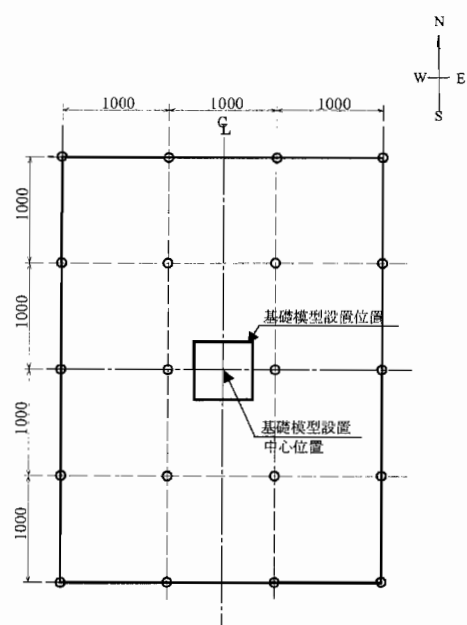


図-2.12 地盤作成フロー図



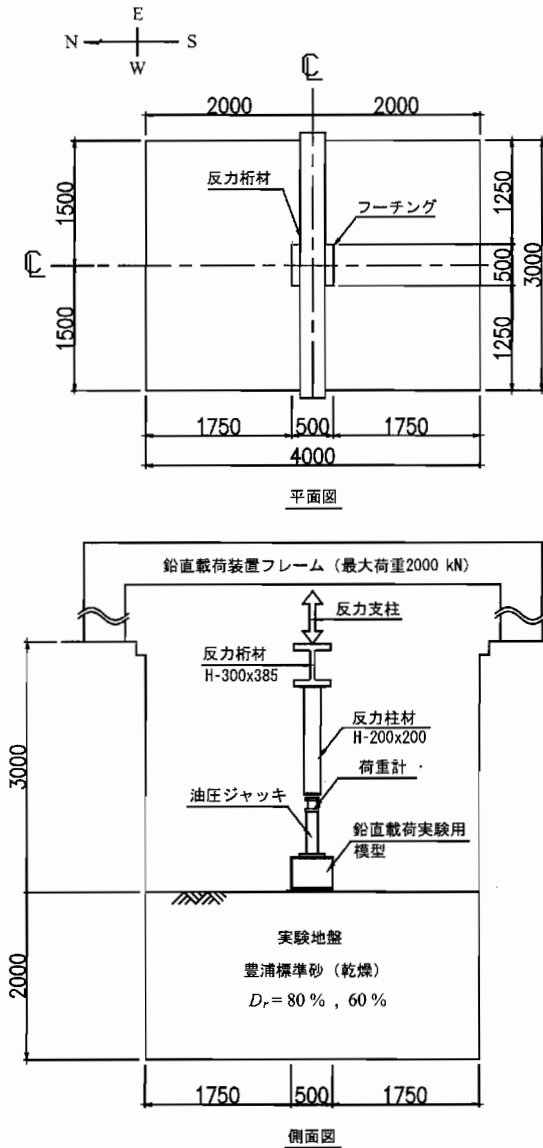
* 計測位置は○で示した各測定ラインの交点(20点)

(単位: mm)

図-2.13 地盤高さ計測位置

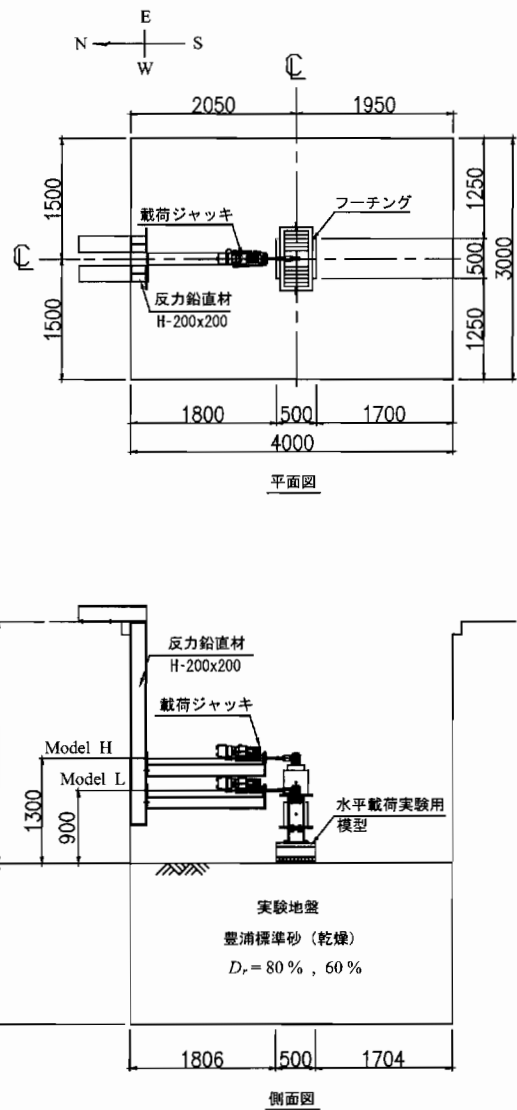
2.7 載荷装置

図-2.14, 2.15 に、鉛直載荷実験および水平載荷実験の載荷装置全体図を示す。鉛直載荷実験では、手動の油圧ジャッキにより載荷を行った。Case 1 では最大荷重約 500 kN, 最大ストローク 300 mm, Case 2 では最大荷重約 300 kN, 最大ストローク 150 mm の油圧ジャッキを使用した。鉛直力の反力は、基礎特殊実験棟内に既にある鉛直載荷装置 (最大載荷鉛直荷重 2000 kN) のフレームを用いて取った。載荷位置は、模型上面中心位置である。



(単位: mm)

図-2.14 鉛直載荷実験載荷装置



(単位: mm)

図-2.15 水平載荷実験載荷装置

水平載荷実験では、図-2.16に示すアクチュエータを用いて載荷を行った。最大載荷荷重は約7.5 kN、最大ストロークは一方向載荷時 200 mm、交番載荷時± 100 mm である。水平力の反力は土層側面(北側)に取り、反力鉛直材(H-200×200)と水平材を組み合わせてアクチュエータを固定した。

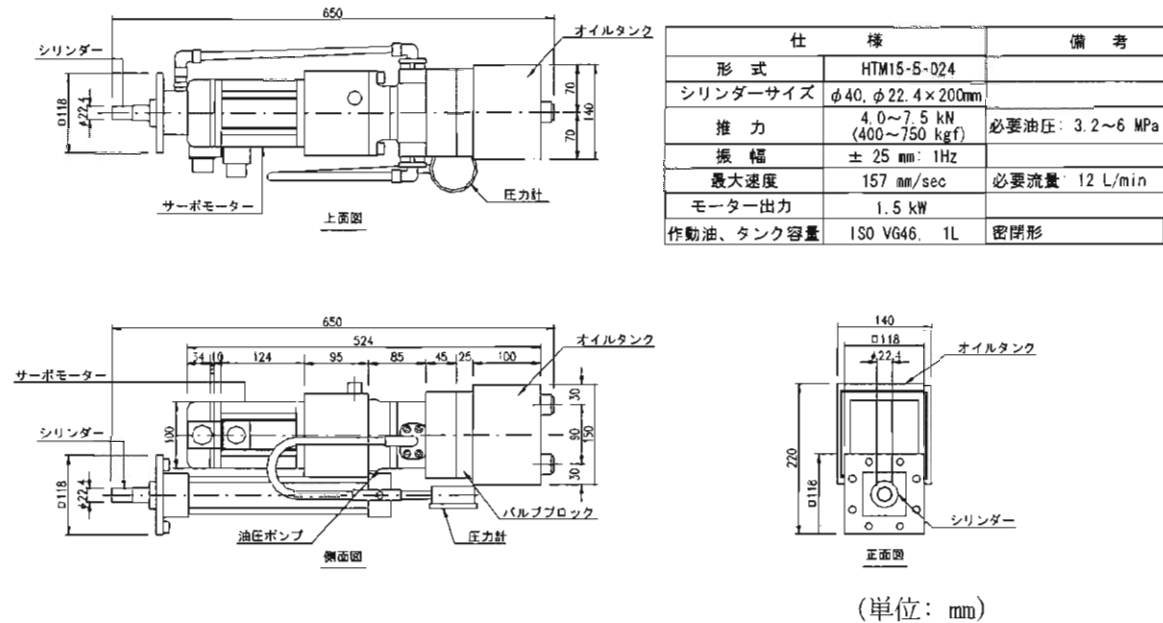


図-2.16 アクチュエータ構造

水平載荷実験では、載荷点においてアクチュエータが模型の鉛直変位、回転変位を拘束しないようにする必要がある。そこで、図-2.17、写真-2.5に示す載荷点治具を使用した。載荷治具Aはアクチュエータに固定する。載荷治具Bは模型頂部に固定する。載荷荷重は載荷治具Aから載荷治具Bの軸を介して模型に作用する。これにより、鉛直変位および回転の拘束は無視できるものと仮定できる。

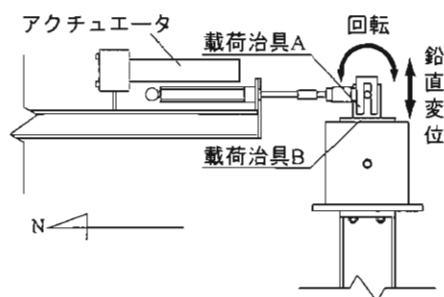


図-2.17 載荷点概略図

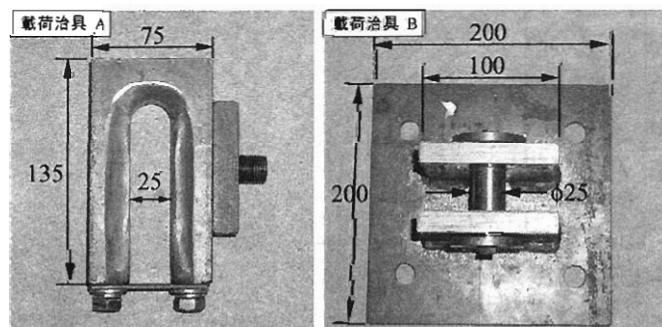


写真-2.5 載荷治具

2.8 計測装置

2.8.1 鉛直載荷実験にて用いた計測装置

表-2.11, 2.12 に, 鉛直載荷実験における計測項目と実験に使用した計測装置を示す. また, 計測装置の配置図を図-2.18 に示す. 写真-2.6 は模型に計測器を設置した状況である.

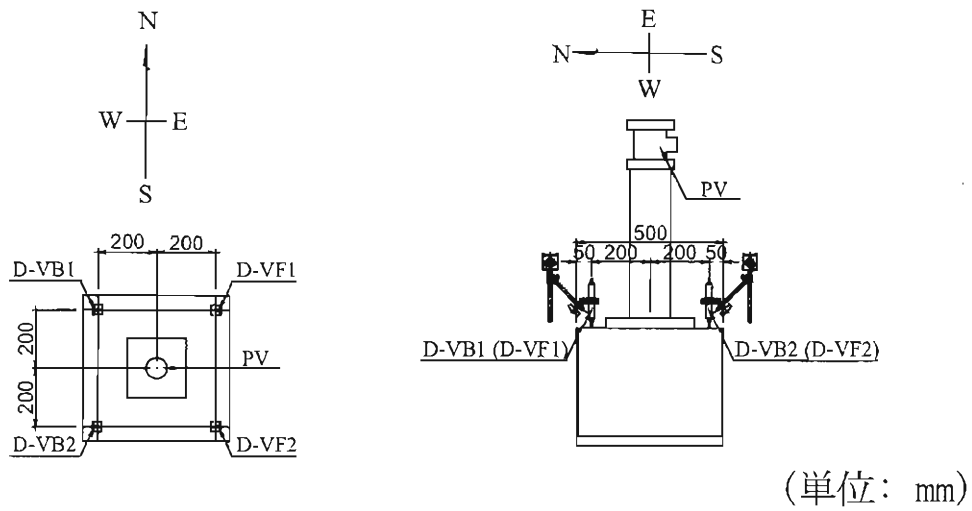


図-2.18 計測器設置位置 (鉛直載荷)

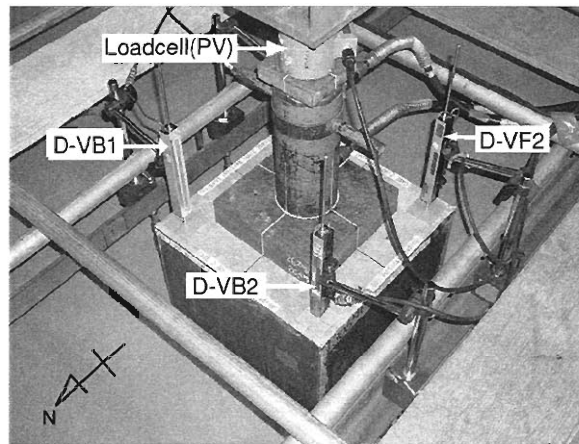


写真-2.6 鉛直載荷実験計測器設置状況

表-2.11 鉛直載荷実験 (Case 1)

Ch	Name	計測項目	計測器 (型番)* ¹	単位	校正係数 * ²	符号
1	PV	載荷荷重	CLP-50CS	kN	0.163	圧縮を正
2	D-VF1	基礎鉛直変位 (南東)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
3	D-VF2	基礎鉛直変位 (南西)	LK-500	mm	-	下向きを正
4	D-VB1	基礎鉛直変位 (北東)	LK-500	mm	-	下向きを正
5	D-VB2	基礎鉛直変位 (北西)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正

*1 CLP-50CS: 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)

*2 校正係数の単位は, 計測値の単位が kN の場合は kN/ μ , mm の場合は mm/ μ

表-2.12 鉛直載荷実験 (Case 2)

Ch	Name	計測項目	計測器 (型番)*	単位	校正係数 * ²	符号
1	PV	載荷荷重	CLP-50CS	kN	0.163	圧縮を正
2	D-VF1	基礎鉛直変位 (南東)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
3	D-VF2	基礎鉛直変位 (南西)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
4	D-VB1	基礎鉛直変位 (北東)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
5	D-VB2	基礎鉛直変位 (北西)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正

*1 CLP-50CS: 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)

*2 校正係数の単位は, 計測値の単位が kN の場合は kN/ μ , mm の場合は mm/ μ

2.8.2 水平載荷実験にて用いた計測装置

表-2.13 に水平載荷実験における計測項目と実験に使用した計測装置を示す。また、計測装置の配置図を図-2.19, 2.20 に示す。写真-2.7, 2.8 は、各模型に計測器を設置した状況である。ここで、Ch 31, 32 の D-HF1 および D-HF2 の変位計は Case 6, 7, 8 では設置していない。また、鉛直変位計 (D-VB1, D-VB2, D-VF1, D-VF2) は基礎模型の東側と西側に設置された板の上に設置されており、北側からの荷重に対して南北方向へ動くことはなく、図-2.21 に示すように鉛直方向のみに移動するような構造となっている。そのため、D-VB1 と D-VF1 および D-VB2 と D-VF2 間の距離は荷重中に変化しない。

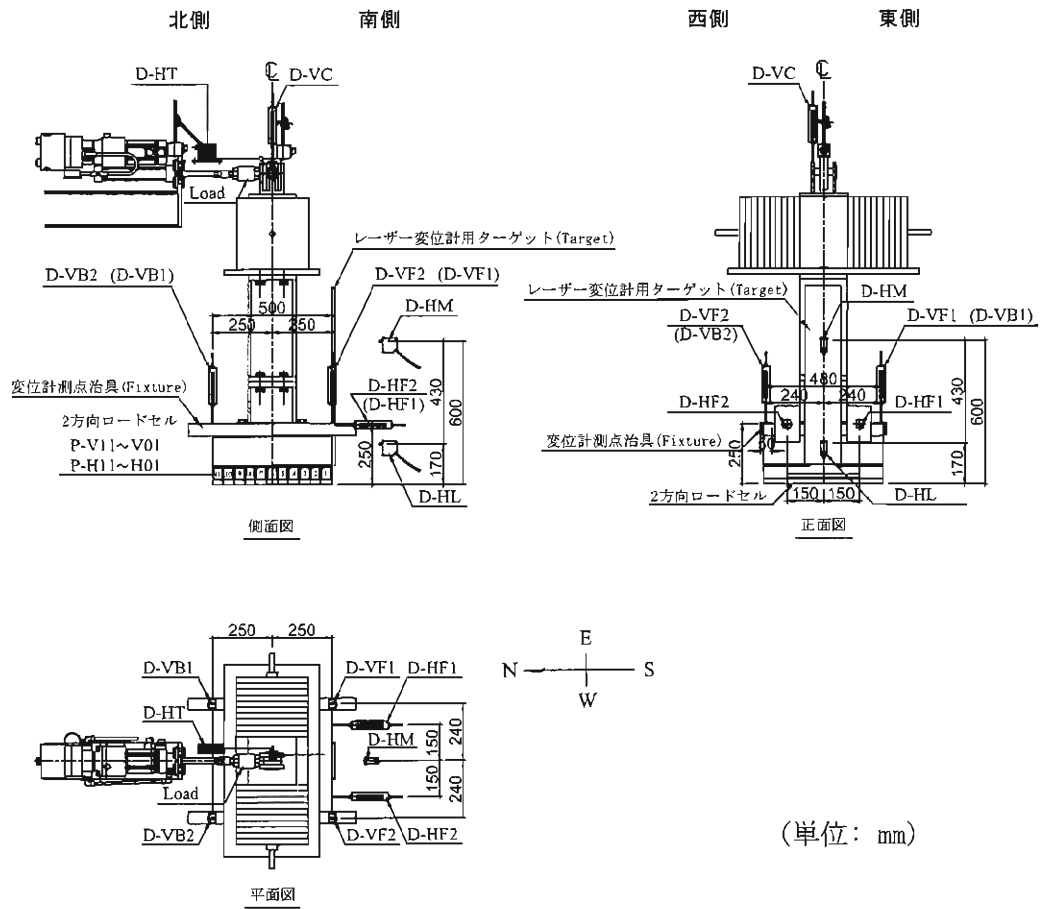


図-2.19 計測器設置位置 (水平载荷 Model H)

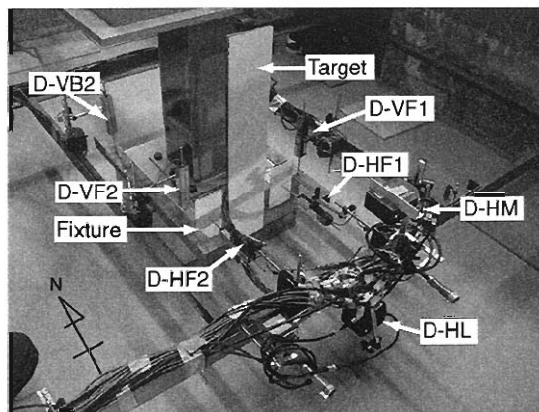


写真-2.7 水平载荷実験 (Model H) 計測器設置状況

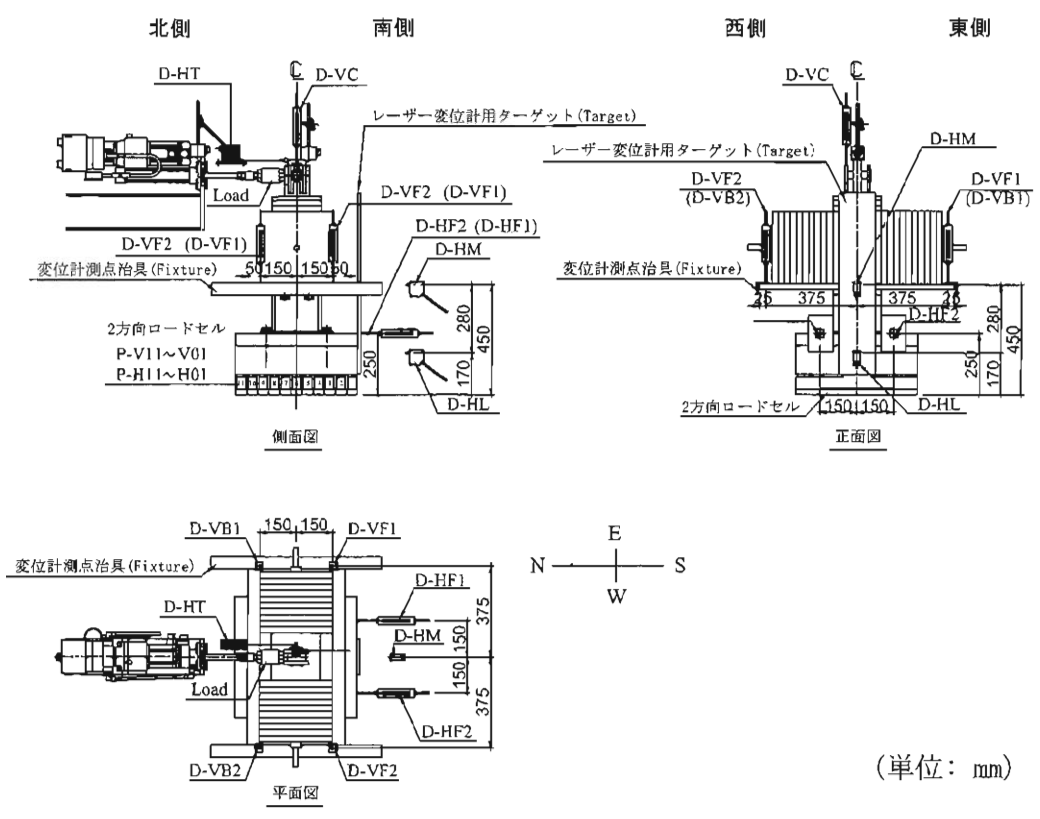


図-2.20 計測器設置位置 (水平载荷 Model L)

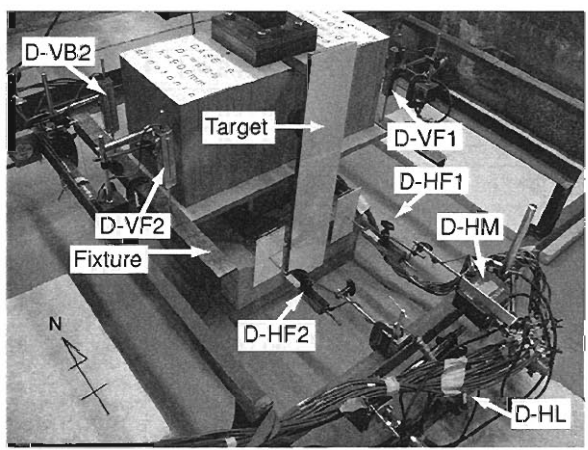


写真-2.8 水平载荷実験 (Model L) 計測器設置状況

表-2.13 水平載荷実験 (Case 3~ 11)

Ch	計測名	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	南側方向を正
2	Load	載荷荷重	TCLP-20KNB	kN	0.010	圧縮を正
3	D-HM	柱部水平変位	LK-500	mm	-	南側方向を正
4	D-HL	基礎部水平変位	LK-500	mm	-	南側方向を正
5	D-VC	載荷点鉛直変位	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
6	D-VF1	基礎鉛直変位 (南東)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
7	D-VF2	基礎鉛直変位 (南西)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
8	D-VB1	基礎鉛直変位 (北東)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
9	D-VB2	基礎鉛直変位 (北西)	SDP-200	mm	0.010	下向きを正
10	P-H01	基礎底面せん断力 (北側)	2D-Load cell # 1	kN	8.861×10^{-3}	南側方向を正 *3
11	P-H02	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 2	kN	8.903×10^{-3}	南側方向を正 *3
12	P-H03	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 3	kN	8.560×10^{-3}	南側方向を正 *3
13	P-H04	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 4	kN	8.810×10^{-3}	南側方向を正 *3
14	P-H05	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 5	kN	9.077×10^{-3}	南側方向を正 *3
15	P-H06	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 6	kN	8.740×10^{-3}	南側方向を正 *3
16	P-H07	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 7	kN	8.381×10^{-3}	南側方向を正 *3
17	P-H08	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 8	kN	8.722×10^{-3}	南側方向を正 *3
18	P-H09	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 9	kN	8.841×10^{-3}	南側方向を正 *3
19	P-H10	基礎底面せん断力	2D-Load cell # 10	kN	8.673×10^{-3}	南側方向を正 *3
20	P-H11	基礎底面せん断力 (南側)	2D-Load cell # 11	kN	8.930×10^{-3}	南側方向を正 *3
21	P-V01	基礎底面鉛直力 (北側)	2D-Load cell # 1	kN	7.122×10^{-3}	圧縮を正
22	P-V02	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 2	kN	7.054×10^{-3}	圧縮を正
23	P-V03	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 3	kN	7.271×10^{-3}	圧縮を正
24	P-V04	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 4	kN	7.178×10^{-3}	圧縮を正
25	P-V05	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 5	kN	7.195×10^{-3}	圧縮を正
26	P-V06	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 6	kN	7.123×10^{-3}	圧縮を正
27	P-V07	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 7	kN	7.206×10^{-3}	圧縮を正
28	P-V08	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 8	kN	7.223×10^{-3}	圧縮を正
29	P-V09	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 9	kN	7.047×10^{-3}	圧縮を正
30	P-V10	基礎底面鉛直力	2D-Load cell # 10	kN	7.192×10^{-3}	圧縮を正
31	P-V11	基礎底面鉛直力 (南側)	2D-Load cell # 11	kN	7.159×10^{-3}	圧縮を正
32	D-HF1	基礎部水平変位 (東側)	SDP-200	mm	0.010	南側方向を正
33	D-HF2	基礎部水平変位 (西側)	SDP-200	mm	0.010	南側方向を正

*1 DTP-05MDS: ポテンシオメータ式変位計 (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)

2D-Load cell: 2方向 (2-directional) ロードセル (2.8.3 参照)

*2 校正係数の単位は、計測値の単位が kN の場合は kN/ μ , mm の場合は mm/ μ

*3 ロードセルのせん断力は、ロードセルと地盤との間に働く力が南向きの時を正とする。

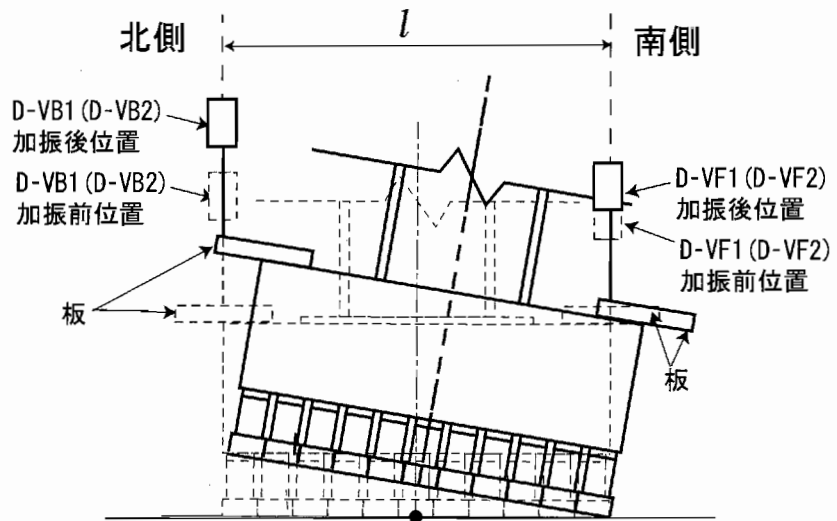


図-2.21 基礎模型挙動に伴う鉛直変位計の挙動概念図

2.8.3 2方向ロードセル

図-2.22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し、荷重に換算するものである。なお、ひずみから換算される荷重の単位は kgf 単位であるが、本資料中に示すロードセルの計測値は $1 \text{ kgf} = 9.807 \text{ N}$ として単位換算したものである。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⁹⁾¹⁰⁾。

2方向ロードセルを本実験に用いるにあたり、鉛直・せん断荷重に対する検定を行った。鉛直成分の検定状況を写真-2.9に示す。2方向ロードセルを図-2.23に示すように2つ1組で鉛直方向に併せ、万能試験機を用いて鉛直荷重 P を載荷した。約 1.9 kN ピッチで約 19 kN まで載荷した後、約 1.9 kN ピッチで除荷した。その後、上下のロードセルを入れ替え、再度試験を行った。せん断成分の検定状況を、写真-2.10に示す。2方向ロードセルを鉛直治具上に横向きに固定した。固定した2方向ロードセルと鉛直下方に設置した反力材とをワイヤーでつなぐ。ワイヤーの途中にはターンバックルと検定用の荷重計が設置されている。ターンバックルの開閉を行うことで2方向ロードセル底面接線方向にせん断力 S が作用する。せん断成分の検定では、約 0.19 kN ピッチで約 1.9 kN まで載荷した後、約 0.19 kN ピッチで除荷した。鉛直成分とせん断成分の検定試験は、それぞれ2回ずつ行われた。また、鉛直成分検定試験で生じるせん断ひずみは、負の値で計測されることがあるが、ここでは絶対値で示した。ひずみから荷重へ換算する際に用いる校正值は、せん断成分の検定の場合は 20 kN、鉛直成分の検定の場合は 200 kN 以上の荷重が載荷されたときの結果の絶対値を一次回帰したときの傾きとし、2回行った検定結果のそれぞれから求めたものを平均した値とした。すなわち、それぞれのロードセルにおいて、鉛直ひずみ (ε_p) から鉛直荷重を求める場合には表-2.14中の ε_p/P を校正值として用い、せん断ひずみ (ε_s) からせん断荷重を求める場合には ε_s/S を校正值として用いた。

ここで、本実験開始前に行った各ロードセルに対しての検定結果の一例を図-2.24に示す。繰返し載荷に対しても直線性を保持し、鉛直、せん断の相互干渉 ($\varepsilon_s/\varepsilon_p$, $\varepsilon_p/\varepsilon_s$) が無視できる程度であることがわかる。表-2.14には、各ロードセルの検定結果の一覧を示す。ロードセルの検定は実験前と実験後に行ったが、実験データ整理に使用したのは実験前の検定結果である。実験後に行われた検定試験より求められる校正值は、実験前の検定試験より求められる校正值とほとんど変わらなかった(参考資料B参照)。

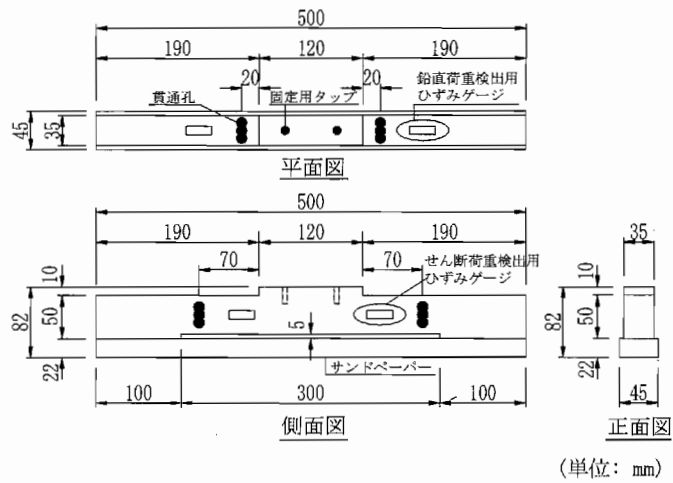


図-2.22 2方向ロードセル構造

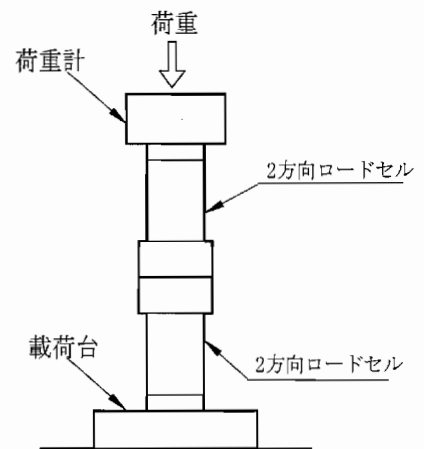


図-2.23 ロードセル検定状況(正面図)

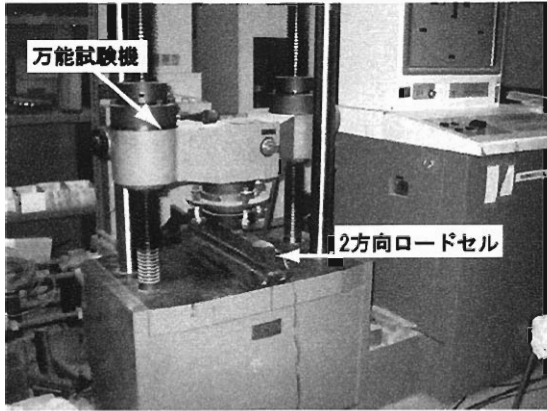


写真-2.9 ロードセル鉛直成分検定状況

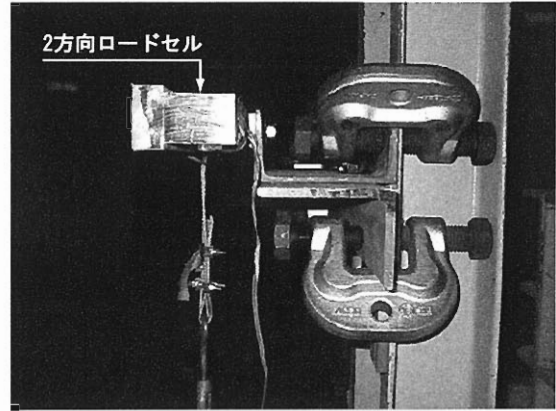


写真-2.10 ロードセルせん断成分検定状況

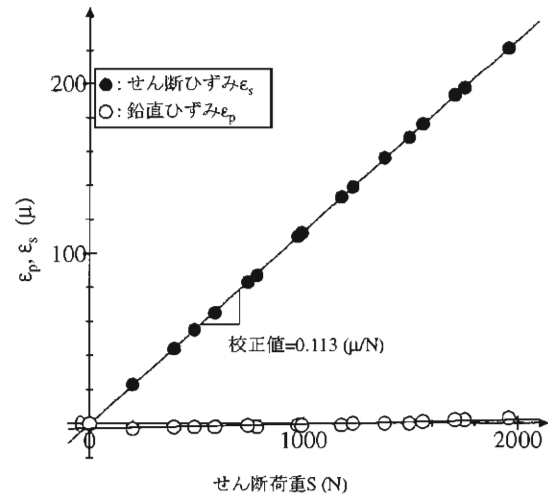
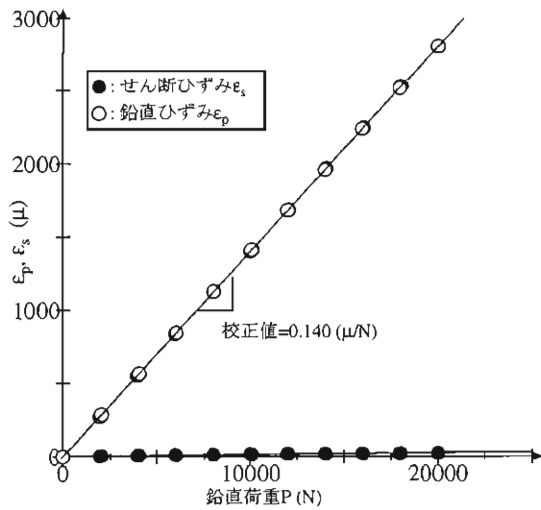


図-2.24 2方向ロードセル検定結果例 (No.1 ロードセル)

表-2.14 2方向ロードセル検定結果 (実験前)

No	鉛直载荷			せん断载荷		
	ϵ_p/P (μ/N)	ϵ_s/P (μ/N)	鉛直载荷時 における ϵ_s/ϵ_p (%)	ϵ_s/S (μ/N)	ϵ_p/S (μ/N)	せん断载荷時 における ϵ_p/ϵ_s (%)
1	0.140	1.655×10^{-3}	1.178	0.112	2.574×10^{-3}	2.304
2	0.142	2.576×10^{-3}	1.814	0.113	2.272×10^{-3}	2.033
3	0.138	6.338×10^{-3}	4.603	0.117	2.922×10^{-3}	2.494
4	0.140	3.185×10^{-3}	2.280	0.114	1.792×10^{-3}	1.570
5	0.139	0.077×10^{-3}	0.915	0.110	4.852×10^{-3}	4.443
6	0.141	6.362×10^{-3}	4.519	0.115	2.366×10^{-3}	2.045
7	0.139	8.164×10^{-3}	5.881	0.119	3.800×10^{-3}	3.190
8	0.138	4.781×10^{-3}	3.457	0.115	2.037×10^{-3}	1.772
9	0.142	3.723×10^{-3}	2.623	0.113	0.515×10^{-3}	0.451
10	0.139	4.396×10^{-3}	3.154	0.116	2.580×10^{-3}	2.198
11	0.140	4.242×10^{-3}	3.034	0.112	0.947×10^{-3}	0.852

2.9 計測方法

2.9.1 データ収録方法

図-2.25 に、データ収録系統図を示す。収録には動ひずみアンプとデジタルデータロガーを使用した。図-2.26 に示すように、水平載荷実験では模型設置時、実験時、模型撤去時の3回に分けてデータを収録した。データの収録周波数は表-2.15 に示す通りである。ここで、水平載荷実験における実験時のデータ収録周波数は 100 Hz であるが、データ整理の前に収録データを間引き、20 Hz (0.05 秒間隔) とした。以後に示す計測結果や各種のデータは間引いた後のデータに基づいている。なお、鉛直載荷実験の場合は、模型設置後に計測を開始し、載荷完了後に計測を停止した。

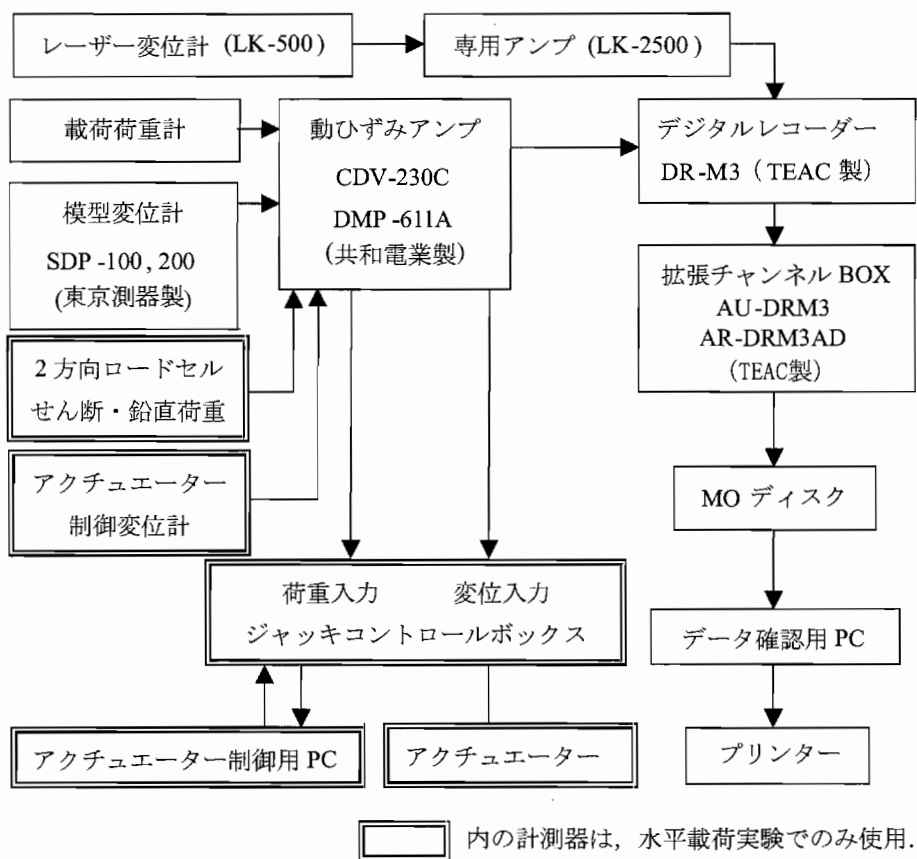
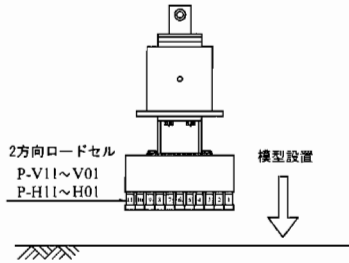


図-2.25 データ収録系統図

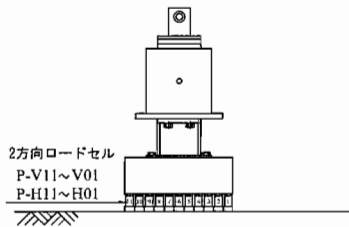
表-2.15 データの収録周波数

実験名	Case	模型設置時	実験時	模型撤去時
鉛直載荷実験	Case 1, 2	—	20 (Hz)	—
水平載荷実験	Case 3~11	20 (Hz)	100 (Hz)	20 (Hz)

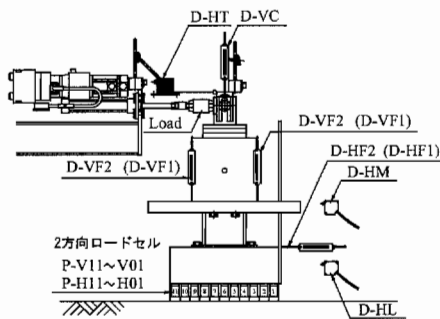
a. 模型吊り降ろし（模型空中）



b. 模型設置



c. 計測器設置～実験開始～実験終了



d. 模型撤去

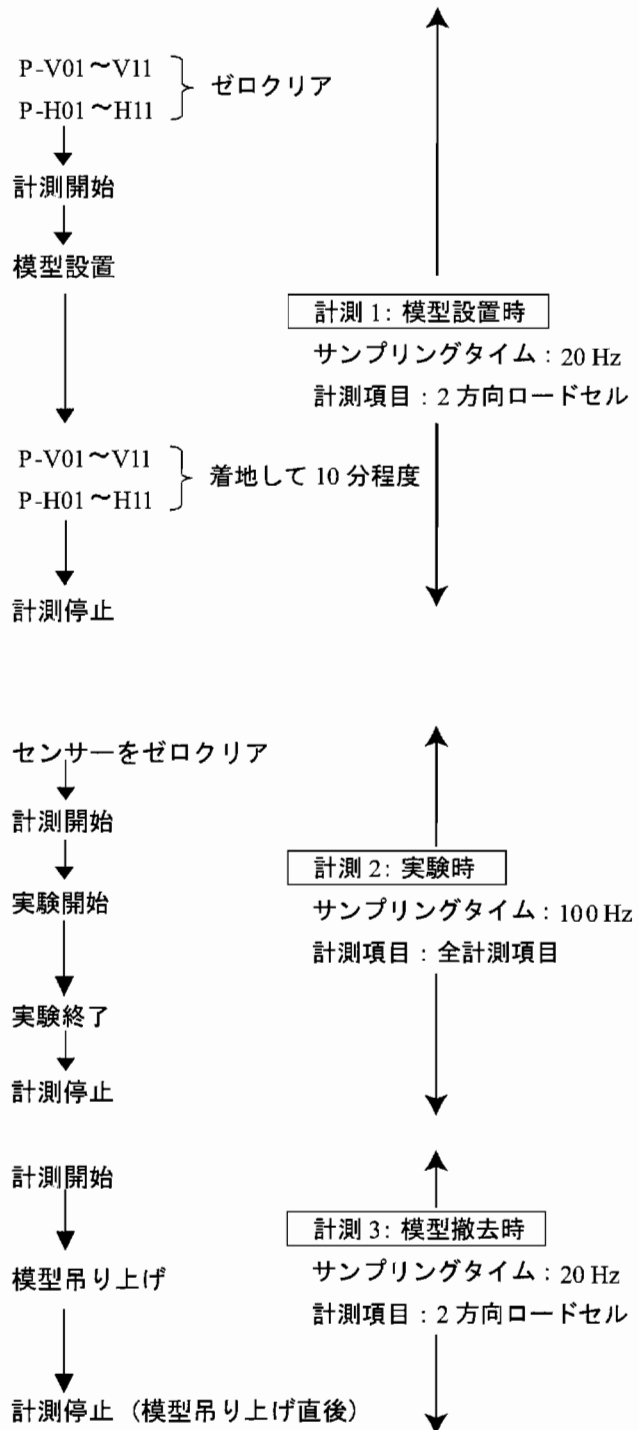
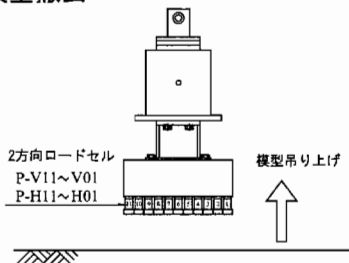


図-2.26 水平载荷実験の計測手順

2.9.2 地表面高さの計測

載荷後の実験地盤の変形状態を把握するため、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た。鉛直載荷実験では、図-2.27に示すように、土層全体に対して計308箇所の地盤高さを計測し、実験地盤の変形量を求めた。一方、水平載荷実験では、図-2.28に示すように、模型付近を中心に計95箇所の高さを計測し、実験地盤の変形量を求めた。

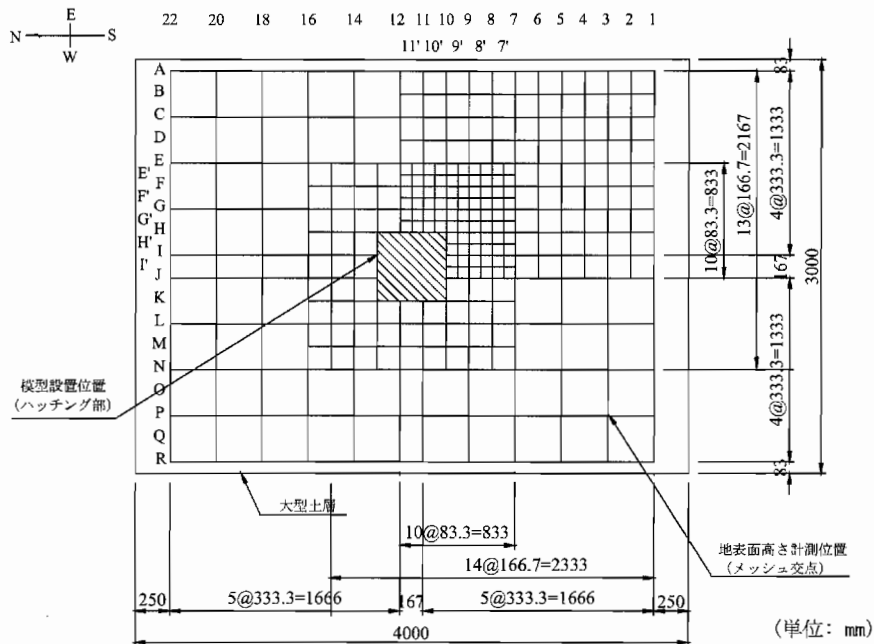


図-2.27 鉛直載荷実験地盤高さ計測位置

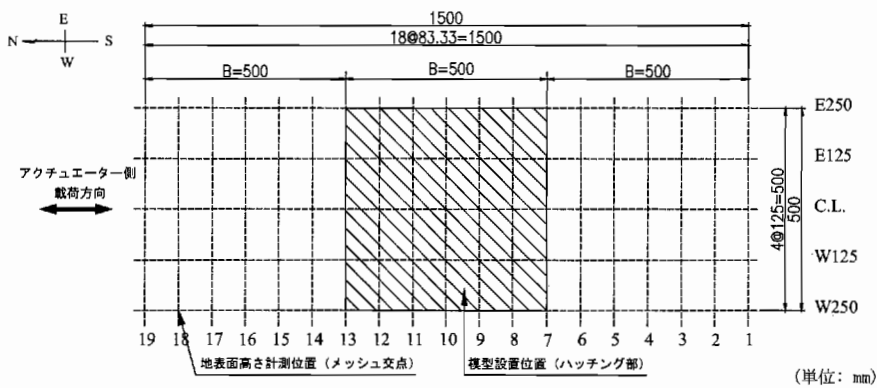


図-2.28 水平載荷実験地盤高さ計測位置

2.10 データ整理方法

2.10.1 ゼロ補正方法

本資料にて示す計測値は、前節に示したようにデータを時間方向に間引いた後、それぞれの校正係数(表-2.11, 2.12, 2.13 参照)を乗じた値である。しかし、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された値であるにも関わらず、図-2.29 に示すようにいくらか値(B)が出てしまう場合がある。そのため、計測開始からの100点(A区間)を平均した値(以下「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)。

水平載荷実験における2方向ロードセルについては、鉛直方向、水平方向とも表-2.16 に示すように、模型設置時、実験時のそれぞれで計測を行っているため、他のセンサーの計測値とは異なった補正手順が必要である。Case 3~5, 9~11 では、模型設置時から実験時まで途中でゼロクリアーをせずに計測をしており、その時のゼロ補正方法は以下の通りに行った。

1. 模型設置時のデータは、上述の通りのゼロ補正方法で補正する。
2. 実験時のデータは、模型設置時のゼロ補正值を実験時の計測値から差し引くことでゼロ補正を行う。

一方、Case 6, 7, 8 については、模型設置時、実験時のそれぞれのデータ計測前に計測値のゼロクリアーを行った。その時のゼロ補正方法は以下の通りである。

1. 模型設置時、実験時のそれぞれのデータにおいて前述のゼロ補正方法で補正する。
2. 模型設置時の補正したデータの最終計測値を実験時のデータ全体に足し合わせる(図-2.30 参照)。

水平方向の計測値に加算する残留値は、模型設置時のデータをゼロ補正方法により補正したデータの計測終了点から前100点分のデータを平均したものである。また、鉛直方向の計測値に加算する模型設置時のデータは、Case 6 の場合、模型設置時のデータをゼロ補正方法により補正したデータの平均値とし、Case 7, 8 の場合、実験時のデータをゼロ補正方法により補正したデータの最小値とした。

表-2.16 2方向ロードセルのゼロクリアー

実験名	Case	模型設置時	実験時
水平載荷実験	Case 6~8	○	○
	Case 3~5, 9~11	○	●

○：ゼロクリアーを行ってから収録したデータ

●：ゼロクリアーを行わず、前データから継続した値で収録したデータ

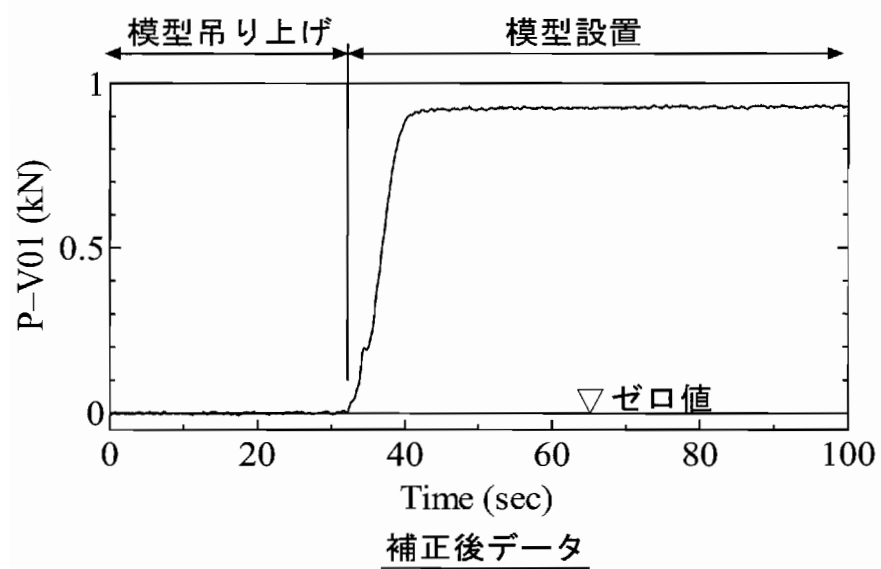
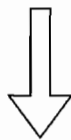
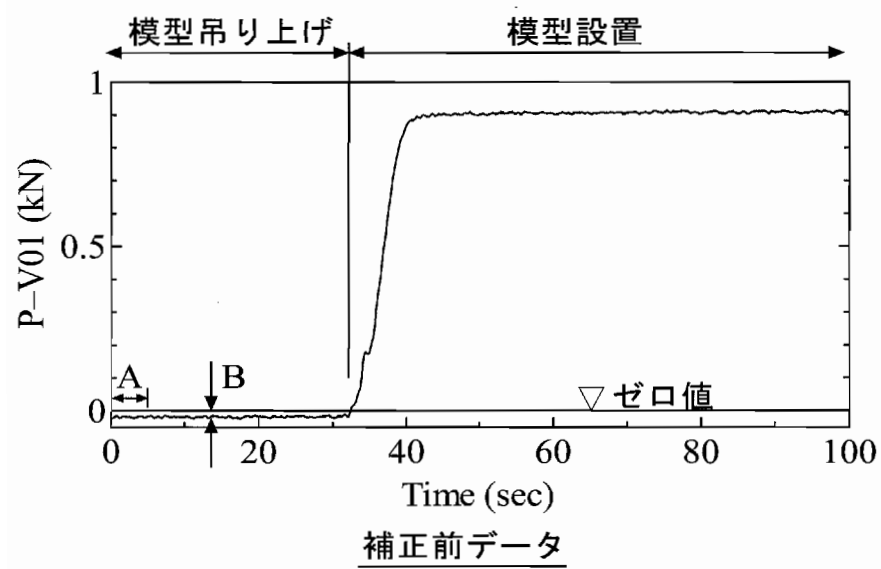


図-2.29 ゼロ補正方法

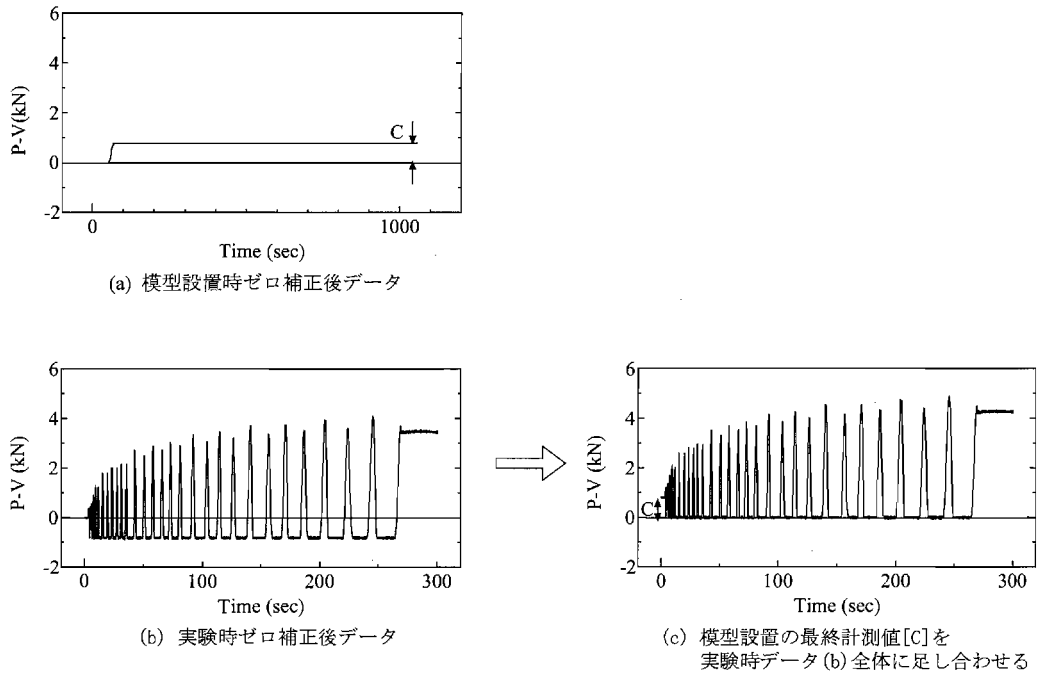
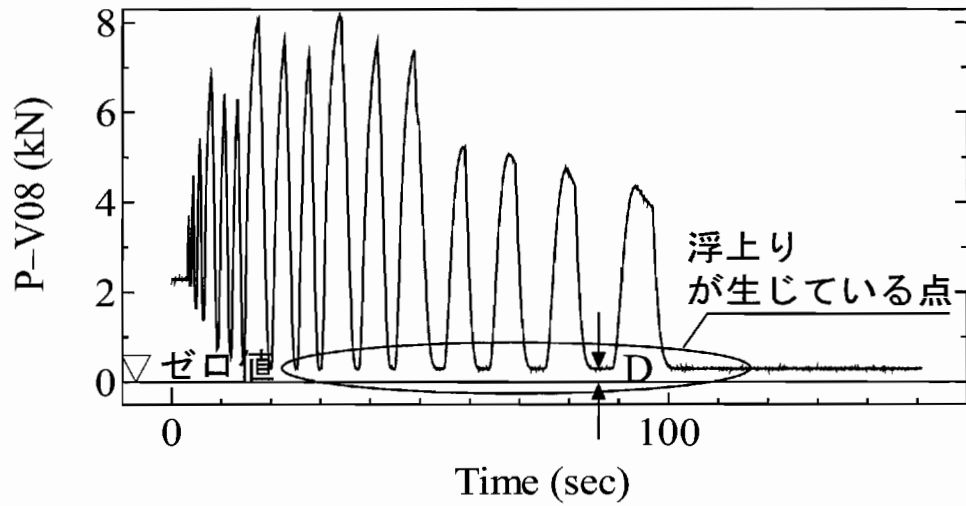


図-2.30 Case 6, 7, 8 ゼロ補正方法

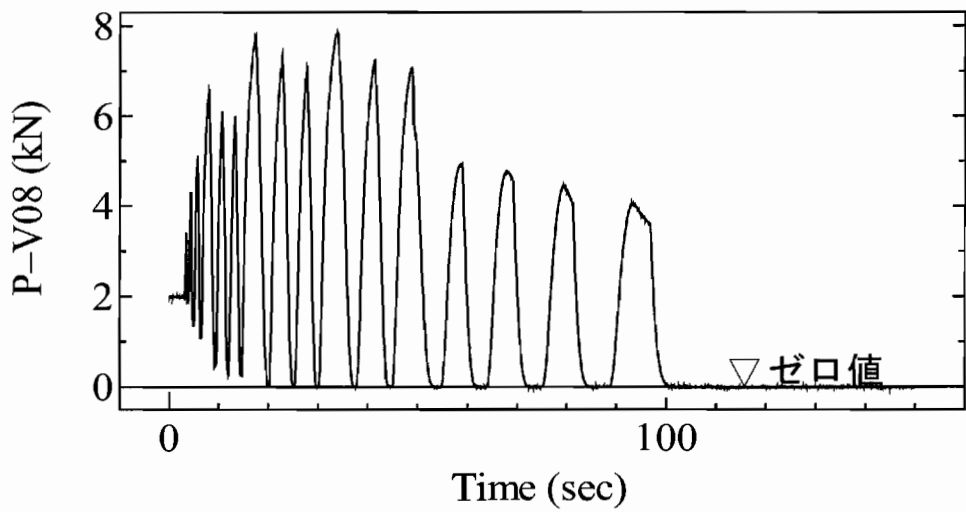
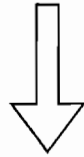
しかし、2方向ロードセルのうち表-2.17に示す計測チャンネルについては、ゼロ補正を行ったにもかかわらず、非ゼロの比較的大きな値が得られた。そこで、追加ゼロ補正を行った。図-2.31に示すように、データ時刻歴中、隣接するロードセルの鉛直反力の値も勘案して浮上りが生じたと判断することができる点の50点の平均値Dを、全データより差し引くことで最終的なゼロ補正とした。

表-2.17 2方向ロードセルの追加ゼロ補正值

Case	計測 Ch	計測名	補正值	Case	計測 Ch	計測名	補正值
Case 3	26 ch	P-V06	0.326 kN	Case 6	31 ch	P-V11	-0.169 kN
Case 3	26 ch	P-V06	0.044 kN	Case 7	30 ch	P-V10	0.057 kN
Case 4	28 ch	P-V08	0.300 kN	Case 8	28 ch	P-V08	-0.021 kN
Case 6	27 ch	P-V07	0.108 kN	Case 10	30 ch	P-V10	0.116 kN
Case 6	30 ch	P-V10	-0.139 kN				



補正前データ



補正後データ

図-2.31 追加ゼロ補正方法

2.10.2 Case 6 実験データ補正方法

Case 6 の実験では、2 方向ロードセル No. 9 の鉛直方向の計測チャンネルである P-V09 が接続不良のため計測できなかった。そこで、図-2.32 に示すように、基礎底面で計測された鉛直力の合計が模型自重となるよう、P-V09 を除いた P-V01～P-V11 にて計測された鉛直力の合計値を模型自重から減じた値を P-V09 の計測値とした。

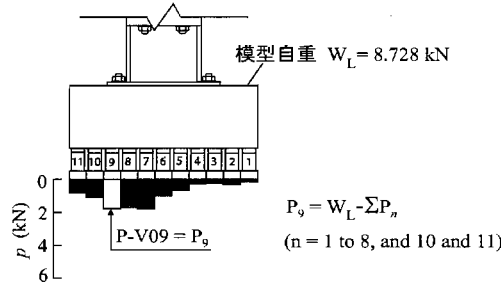


図-2.32 Case 6 における P-V09 計測データに関する補正方法

2.10.3 基礎底面作用力の算出方法

図-2.33 に、水平載荷実験における、基礎底面に作用する鉛直力 V 、水平力 H 、転倒モーメント M の算出方法について示す。符号は、鉛直力 V は鉛直下向きに作用する力を正、水平力 H は南側へ載荷する力を正、転倒モーメント M は模型が南側へ傾斜する方向に作用するものを正とする。鉛直方向への外力は作用させていないことと、重力加速度以外の鉛直加速度の発生は無視できると考えられることから、鉛直力 V は模型全重量とする。モーメント M は、水平荷重が作るモーメントと、載荷により模型重心位置が偏心することにより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) の合力である。したがって、 M は基礎底面に設置した各ロードセルの鉛直反力それぞれ基礎底面中心までの距離を乗じ、その総和を取り、 (-1) を乗じたものとする。最終的に次式で表される。

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

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) を乗じたものとする。水平力の算出で (-1) を乗じる理由は、2 方向ロードセルは底面に南側に作用するせん断抵抗力を正の値で出力するためである。

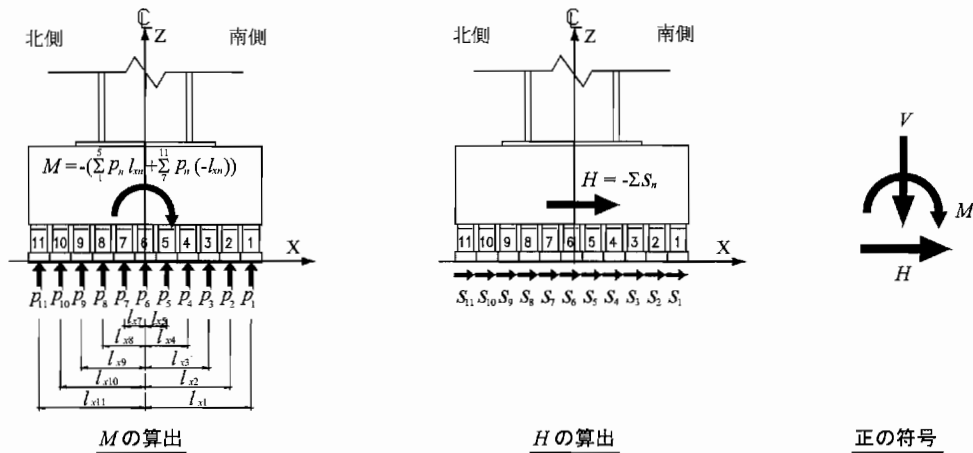


図-2.33 基礎底面作用力算出法および符号

2.10.4 基礎変位の算出方法

図-2.34に、水平載荷実験における基礎の鉛直変位 v 、回転角 θ の算出方法を示す。ここで、図-2.19および図-2.20に示した通り、D-VB1, D-VB2は基礎北側計測位置での鉛直変位計(計測値をそれぞれVB1, VB2とする)、D-VF1, D-VF2は基礎南側での鉛直変位計(同VF1, VF2)である。 l は北側と南側の鉛直変位計測位置の距離である。基礎の鉛直変位 v は基礎中心位置の鉛直変位とし、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 θ は、基礎北側(2ヶ所)の鉛直変位の平均値(式(2.7))と南側(2ヶ所)の鉛直変位の平均値(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 δ 、水平変位 u は南側方向の変位の符号を正とする。回転角 θ は基礎模型が南側へ傾斜したときの回転方向を正とする。

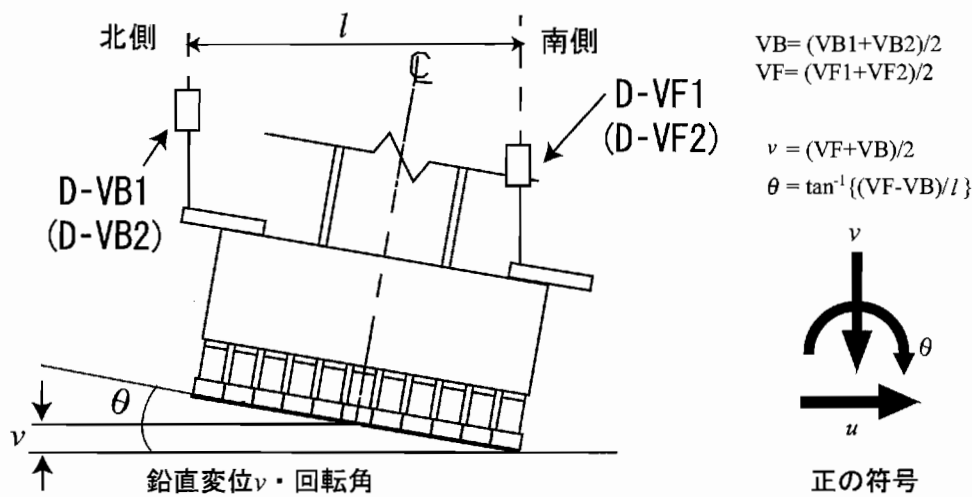


図-2.34 基礎鉛直変位・回転角算出法および符号

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

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

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

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

基礎の水平変位 u は、基礎底面中心位置の水平変位であり、以下の方法で算出した。図-2.35 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、水平変位と鉛直変位の計測値より、それぞれ式 (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 軸を基準)、 Y_C 、 Y_D はそれぞれの位置で計測された鉛直変位である。

式 (2.10) における未知数 b は、既知の A 点、B 点の座標を用いて式 (2.14) と表せる。式 (2.11) における未知数 d は、既知の C 点、D 点の座標を用いて式 (2.15) と表せる。

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

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

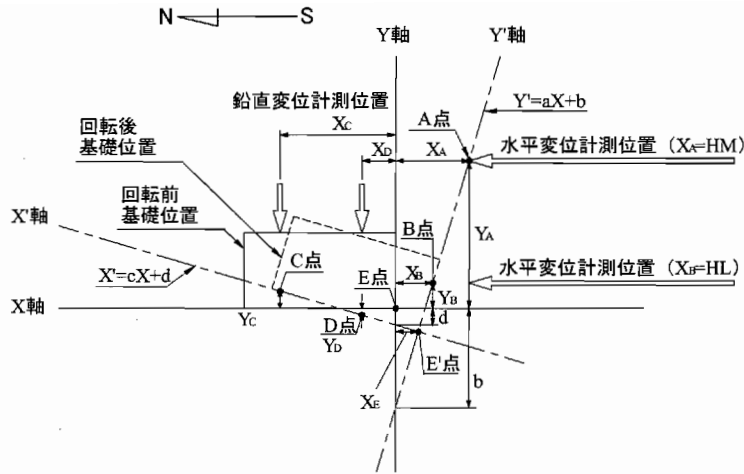


図-2.35 基礎底面端部位置

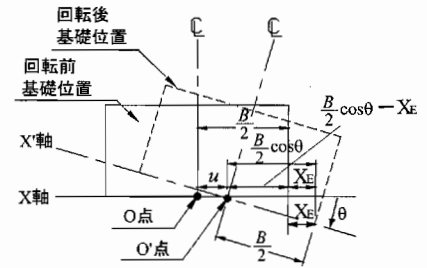


図-2.36 基礎底面中心位置

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'点の座標が求められる。そのX座標を 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方向の移動量を求める。図-2.36に示すように、実験前の基礎底面中心位置O点から任意の時刻における基礎底面中心位置O'点までのX軸に関する変化量が u となるため、 u は式(2.17)によって求められる。

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

3. 実験結果

3.1 鉛直載荷実験結果

3.1.1 地盤の極限支持力度

図-3.1, 3.2に, Case 1, 2の鉛直載荷実験における荷重沈下曲線を示す(なお, 除荷・再載荷時の拡大図は計測30点毎の計測値によりグラフ化している). Case 1は支持層の相対密度が80%, Case 2は60%のケースである. ここで, 図の縦軸は支持力係数であり, q は鉛直荷重 P_v を基礎底面積 $A (=0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2)$ で除した値, v は鉛直変位, B は基礎幅, γ は支持層の単位体積重量である. また, 鉛直荷重 P_v は模型重量等の初期荷重に載荷荷重を加えたものである. 表-3.1に示す通り, 最大鉛直荷重はCase 1で $2.448 \times 10^2 \text{ kN}$, Case 2で $1.288 \times 10^2 \text{ kN}$ であった.

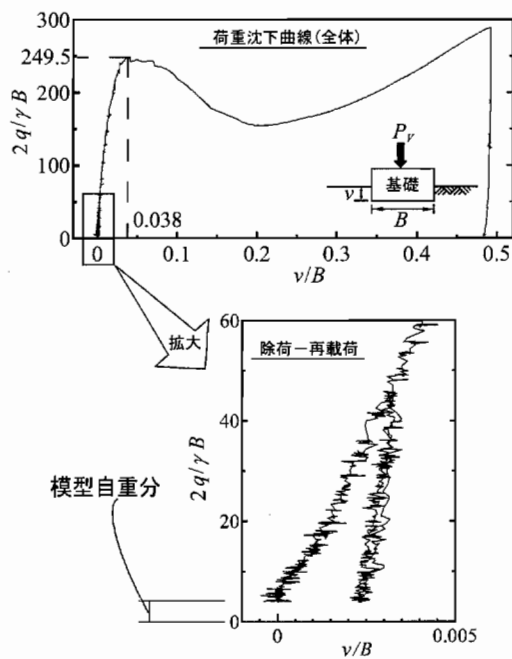


図-3.1 荷重沈下曲線 (Case 1)

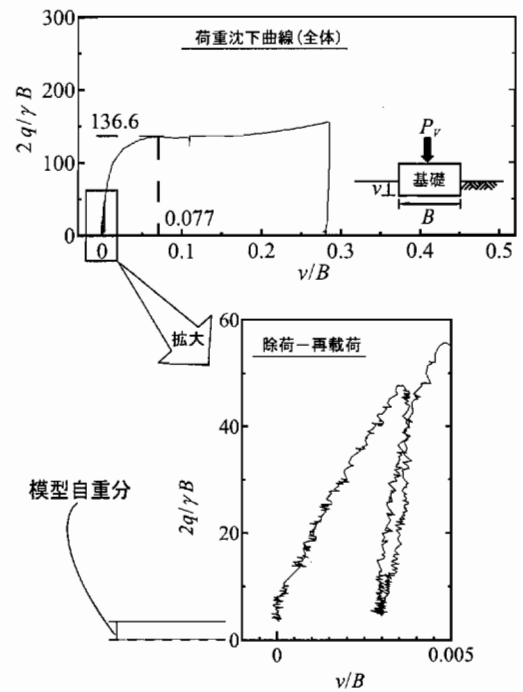


図-3.2 荷重沈下曲線 (Case 2)

表-3.1 鉛直載荷実験結果

Case	相対密度 D_r (%)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	最大荷重 (kN)	最大応力 q (kN/m ²)	支持力係数 $N_\gamma = 2q/\gamma B$	最大荷重載荷時 鉛直変位基礎幅比 v/B
Case 1	80	15.700	2.448×10^2	9.792×10^2	2.495×10^2	0.038
Case 2	60	15.082	1.288×10^2	5.152×10^2	1.366×10^2	0.077

3.1.2 地盤の繰返し変形特性

図-3.1, 3.2の拡大図に示すように、鉛直載荷実験では、想定した極限荷重の1/3程度の荷重レベルに達したときに除荷を行い、その後、再載荷を行った。結果的には、最大荷重に対して Case 1で14.7%、Case 2で28.0%程度の荷重レベルから除荷が行われた。図-3.3, 3.4に、図-3.1, 3.2を拡大し、除荷・再載荷時の荷重 ΔP_v と沈下量 Δv の勾配 K_v を計算したものを示す。勾配 K_v は、除荷開始時から最も小さい荷重が与えられるまでの間に計測されたデータを最小二乗法を用いて近似することで算出された。ここに、除荷開始時は除荷前の時間帯で、最も大きな荷重が与えられた時とした。

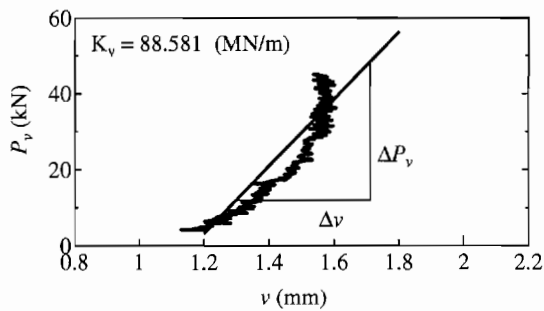


図-3.3 荷重沈下曲線 (Case 1)

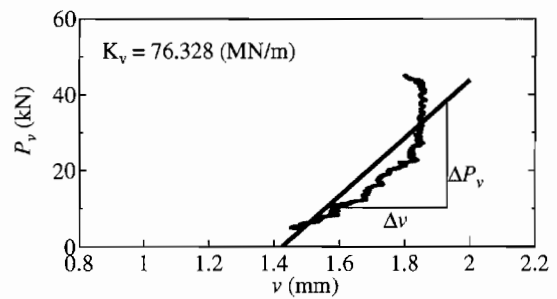


図-3.4 荷重沈下曲線 (Case 2)

算出された K_v を用いて、次の2通りの方法で地盤のせん断弾性係数 G を求める。一つ目の方法は、平板載荷試験と同様の方法で弾性係数 E を算出する方法である。弾性係数 E は、式(3.1)により求める。

$$E = \left(\frac{\Delta P_v}{A} \right) \cdot \frac{B}{\Delta v} \quad (3.1)$$

ここで、 B は基礎幅であり、 A は模型底面積(= $0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$)である。そして、求めた E を式(3.2)に代入し、せん断弾性係数 G を算出する。

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (3.2)$$

ここで、 ν はポアソン比で0.3とする。この方法で算出されるせん断弾性係数を G_1 とする。二つ目の方法は式(3.3)に示す Gazetas の式¹¹⁾より G を逆算する方法である。Gazetas の式より算出さ

れるせん断弾性係数を G_2 とする.

$$K_v = \frac{4.54 \times G \times (B/2)}{(1 - \nu)} \quad (3.3)$$

このようにして求められたせん断弾性係数の値を要素試験結果と比較する. まず, 「2.5 実験地盤」に示した初期弾性係数 E_0 の式を用いて算出される初期せん断弾性係数 G_0 と比較する. ここに, 拘束圧 σ'_c は単位面積あたりの模型重量とし, Case 1 で 16.508 kN/m^2 , Case 2 で 15.732 kN/m^2 である. このようにして算出された E_0 を式 (3.2) に代入し, 初期せん断弾性係数 G_0 を算出する. D_r , K_v および上記の二つの方法で算出されたせん断弾性係数 G_1, G_2 と初期せん断弾性係数 G_0 を表-3.2 にまとめて示す.

さらに, Case 1, 2 の K_v の比と, 豊浦砂のせん断弾性係数の経験式¹²⁾を用いて算出される Case 1, 2 のせん断弾性係数の比を比較する. 豊浦砂のせん断弾性係数の経験式を式 (3.4) に示す.

$$G = a \times \frac{(2.17 - e)}{(1 + e)} \times \sigma^{0.5} \quad (3.4)$$

ここに, a は定数である. また, e は間隙比であり, 式 (3.5) に地盤の相対密度 D_r , 最大間隙比 e_{\max} , 最小間隙比 e_{\min} を代入することで算出される. e_{\max}, e_{\min} は 2005 年 3 月に行われた土質試験結果よりそれぞれ 0.946, 0.596 であり, Case 1, 2 の D_r は表-2.10 よりそれぞれ 79.606%, 59.788% である. 求められる Case 1, 2 の間隙比はそれぞれ $e_1 = 0.667, e_2 = 0.737$ である.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.5)$$

また, σ は有効応力であり, 式 (3.6) で求められる. ここに, ρ は地盤の密度であり, Case 1, 2 の地盤密度はそれぞれ $\rho_1 = 1.602 \text{ g/cm}^3, \rho_2 = 1.539 \text{ g/cm}^3$ である.

$$\sigma = \rho \times g \times z \quad (3.6)$$

以上より, 式 (3.4) で求められる Case 1, 2 のせん断弾性係数の比は, 式 (3.7) で求められる.

$$\frac{\text{Case 2}}{\text{Case 1}} = \frac{\frac{(2.17 - e_2)^2}{1 + e_2} \times (\rho_2)^{0.5}}{\frac{(2.17 - e_1)^2}{1 + e_1} \times (\rho_1)^{0.5}} \quad (3.7)$$

Case 1, 2 の K_v の比と, 式 (3.7) で求められたせん断弾性係数の比をまとめて表-3.3 に示す.

表-3.3 の結果より, 本実験で得られた Case 1, 2 の K_v の比は, 過去に求められた経験式の結果より求められる値とほぼ等しいことが分かる.

表-3.2 各地盤相対密度における変形係数

Case	地盤相対密度 D_r (%)	K_v (MN/m)	せん断弾性係数 G_1 (MN/m ²)	せん断弾性係数 G_2 (MN/m ²)	初期せん断弾性係数 G_0 (MN/m ²)
Case 1	79.606	88.581	68.139	54.631	46.581
Case 2	59.788	76.328	58.714	47.075	35.389

表-3.3 Case 1, 2 の K_v および経験式から求められるせん断弾性係数の比

	K_v の比	経験式から求められるせん断弾性係数の比
Case 2 / Case 1	0.862	0.855

3.1.3 地盤の変形状況

図-3.5, 3.6 に Case 1 と Case 2 の実験後の地盤変形量計測値およびそのコンタ図を示す。また、写真-3.1, 3.2 は実験後の地盤状況の写真である。载荷中、基礎の周囲にすべり線が観察されるが、それは一つだけではなく複数生じている。载荷中、内側から外側へと順次すべり線が発生した。 $D_r = 80\%$ の支持地盤を用いた Case 1 では最外周すべり線は土層側壁部にまで到達していたが、 $D_r = 60\%$ の支持地盤を用いた Case 2 では側壁部までは達しなかった。

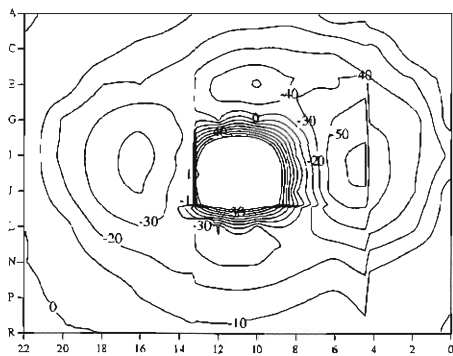
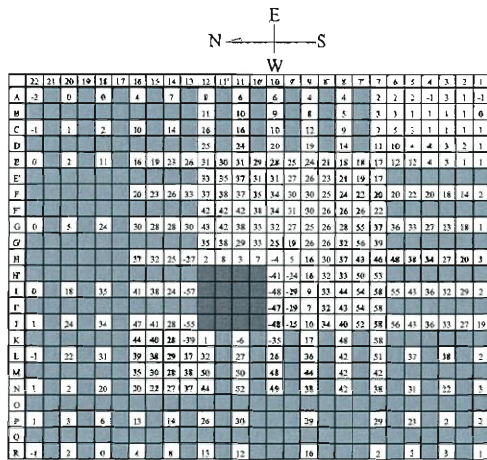


図-3.5 地盤変形量計測値及びコンタ図
(Case 1)

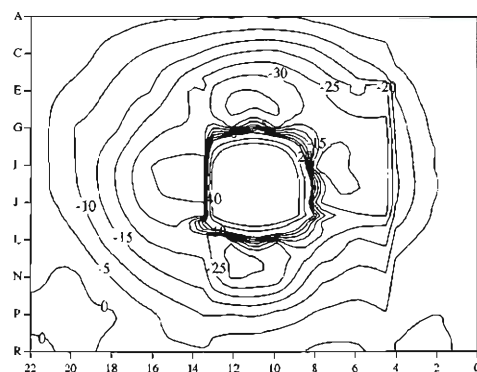
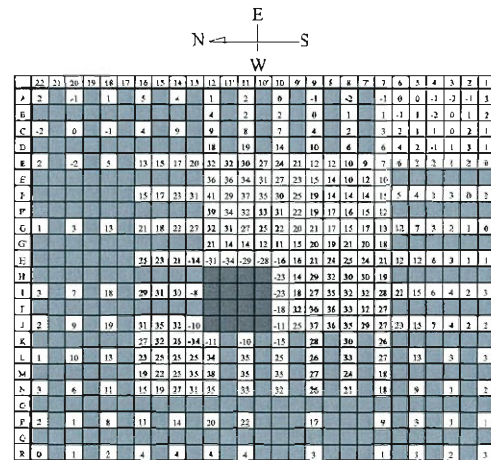


図-3.6 地盤変形量計測値及びコンタ図
(Case 2)

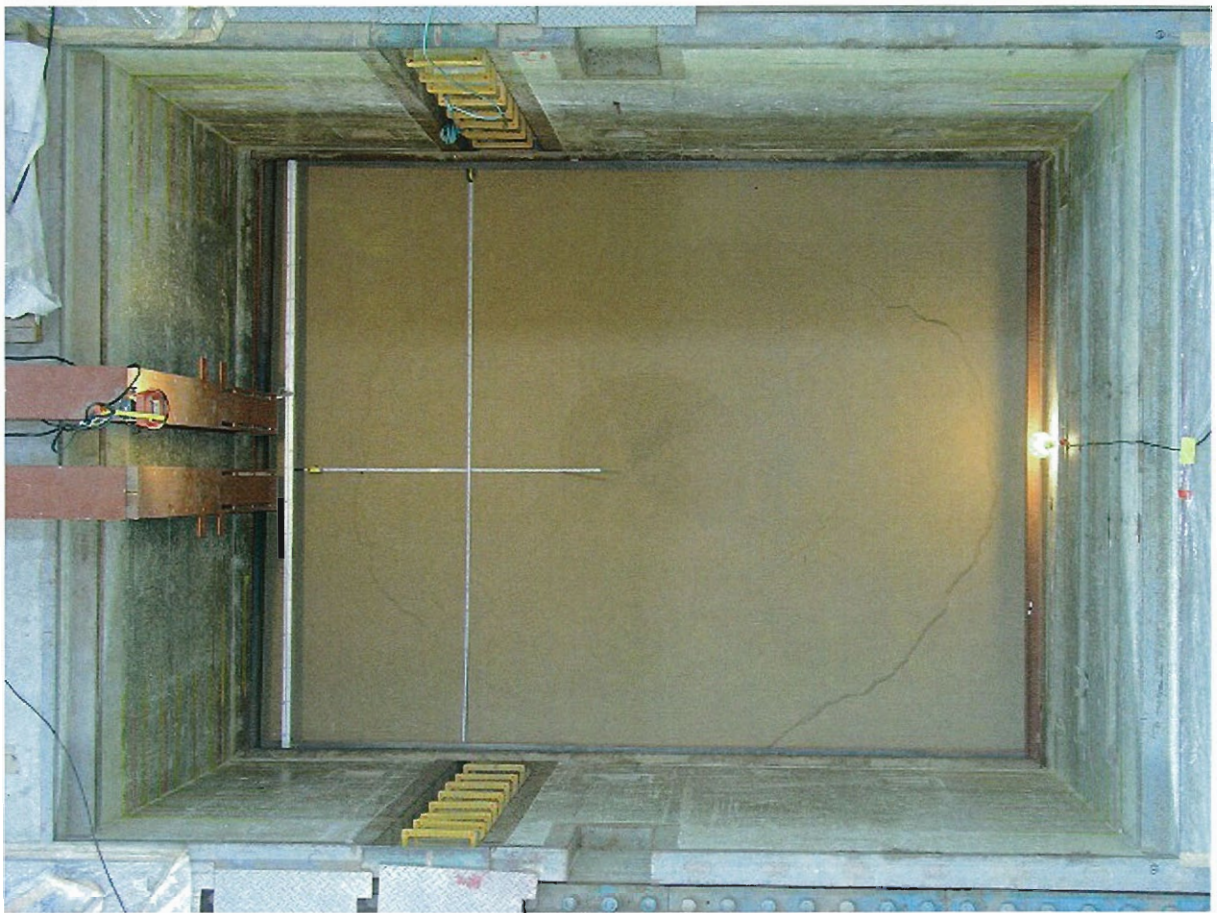
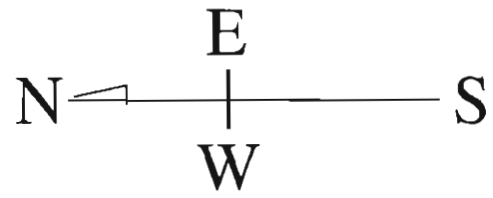


写真-3.1 実験後地盤状況 (Case 1)

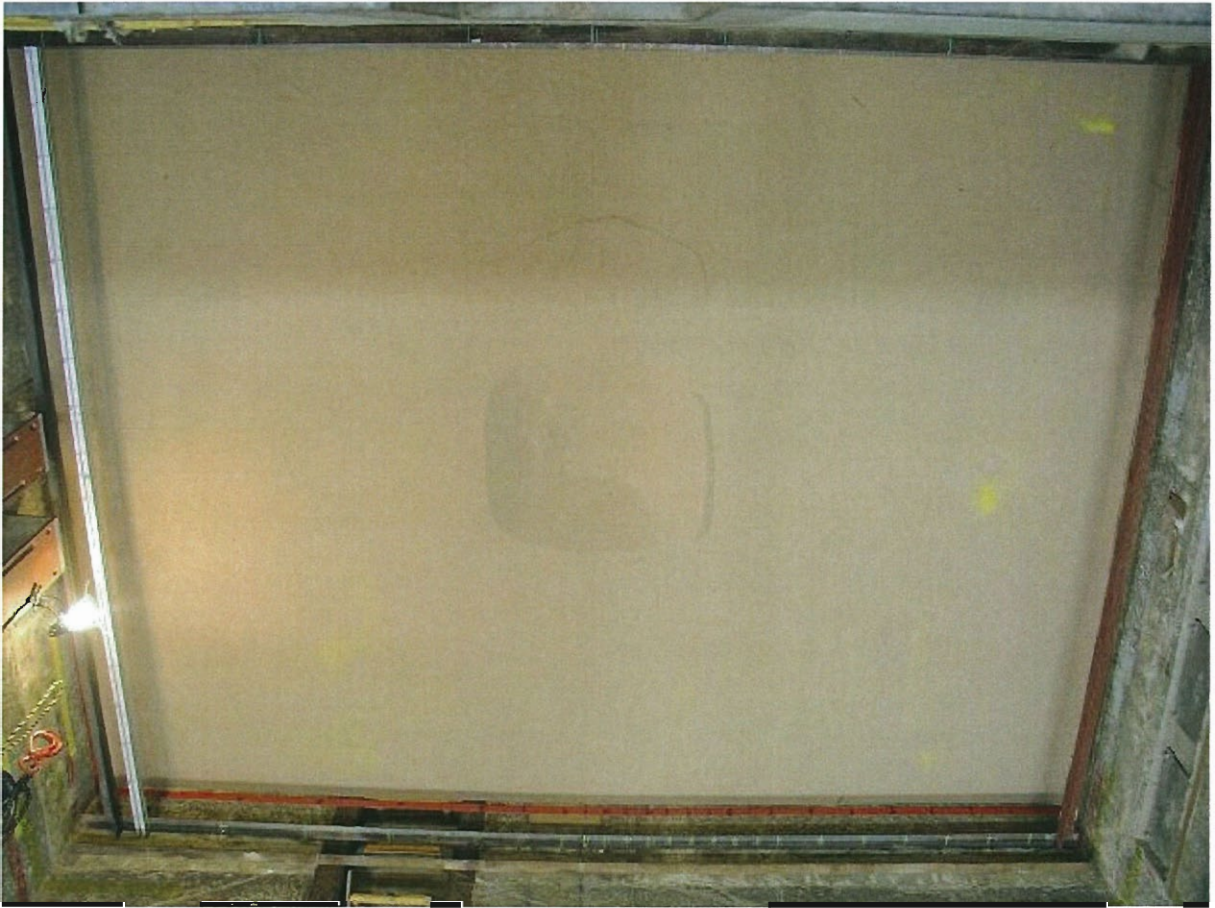
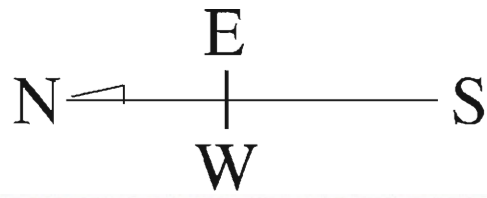


写真-3.2 実験後地盤状況 (Case 2)

3.2 単調水平載荷実験結果

3.2.1 水平荷重 P_H - 水平変位量 δ 関係

図-3.7~3.9に、単調水平載荷実験ケース、Case 3, 6, 9における載荷点位置での水平荷重 P_H - 水平変位量 δ 関係を示す。また、図-3.10は単調載荷後に一方向繰返し載荷を行った実験結果である。 P_H はアクチュエータ先端に設置したロードセルにより計測した値であり、 δ は、載荷位置における水平方向の変位である(図-3.11参照)。各ケースともに、最大荷重に達した後、 P_H はほぼ一定値に収束する。各実験条件におけるピーク荷重時の変位 δ_0 (後述の繰返し載荷実験における基準変位に相当)は、表-3.4に示す通りである。

$D_r = 80\%$ の支持層を用いているCase 3 (Model H) および Case 6 (Model L)において、基礎が浮上る時の水平力を上部構造部重量で除してみると、Case 3で0.27、Case 6で0.26である。一方、既往の橋脚直接基礎の設計事例を集めた結果¹³⁾によれば、基礎に浮上りが生じる水平震度は0.1~0.25程度である。したがって、この点において、実験模型は実際の橋脚直接基礎の力学特性に近いことがわかった。

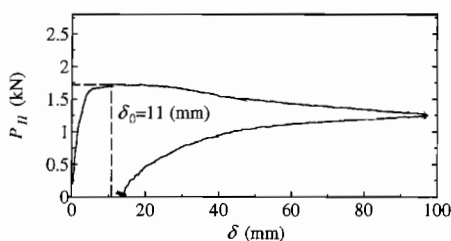


図-3.7 Case 3 荷重-変位関係

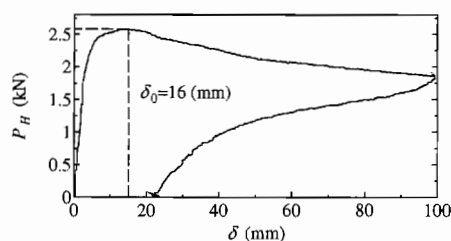


図-3.8 Case 6 荷重-変位関係

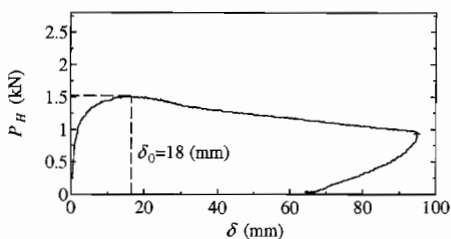


図-3.9 Case 9 荷重-変位関係

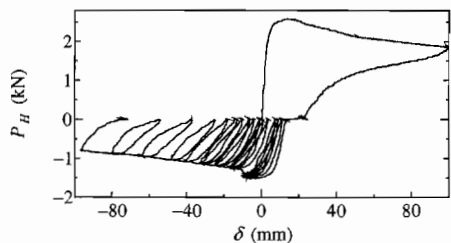


図-3.10 Case 6-2(単調載荷後に一方向繰返し載荷) 荷重-変位関係

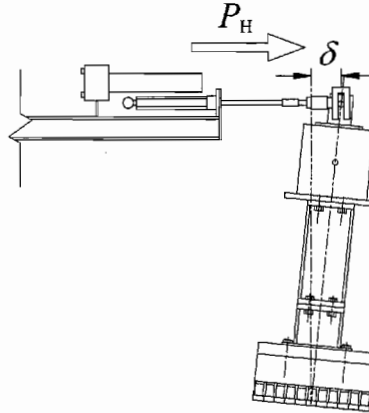


図-3.11 P_H と δ の正符号

表-3.4 基準変位 δ_0

Case	模型モデル	地盤相対密度 D_r (%)	最大荷重 (kN)	基準変位 δ_0 (mm)
Case 3	Model H	80	1.759	11
Case 6	Model L	80	2.609	16
Case 9	Model L	60	1.532	18

3.2.2 モーメント M -回転角 θ 関係

図-3.12~3.14 に、Case 3 (Model H, $D_r=80\%$), Case 6 (Model L, $D_r=80\%$), Case 9 (Model L, $D_r=60\%$) の単調載荷実験におけるモーメント M -回転角 θ の関係と、 M - θ 関係上の点 (a)~(l) での地盤反力度分布図を示す。地盤反力度 p は、各 2 方向ロードセルで計測された鉛直力をロードセルの底面積で除した値である。 M - θ 関係図において、載荷直前の点 ((a) 点, (e) 点, (i) 点) にて M が原点に位置しないのは、それぞれの地盤反力度分布図に示すように、模型を設置した状態で基礎に作用する荷重が若干偏心していたためである。

図-3.13 を例に、載荷に伴う地盤反力度分布の変化を見る。(e) が載荷前の地盤反力度分布である。載荷が開始されると時刻 (f) で地盤反力度は三角形分布に近くなる。その後、 θ の増加に伴い、基礎端部は浮上り ($p=0$ の部分) が生じる。 M が最大値に達する時刻 (g) では、模型重量のほとんどを接地側基礎端部のみで負担する状態となる。その後、時刻 (h) にかけて θ の増加とともに基礎接地幅は増加する。その結果、基礎接地幅内で荷重分配が行なわれ、 M は一定値に収束する。

図-3.15 に Case 6 における地盤反力度の時刻歴を示す。同図は、南側 (押し込み側=S) の P-V01 ~04 位置の地盤反力度を描いたものである。先の図-3.13 においてモーメントが最大となる時刻 (g) から載荷変位が最大となる時刻 (h) までに着目すると、基礎南側端部の P-V01 での地盤反力度は時刻 (g) で最大となり、その後、徐々に減少していることが分かる。一方、隣接する P-V02 および P-V03 では時刻 (g) を境に地盤反力度が急激に増加している。これは、 M が最大値となった時

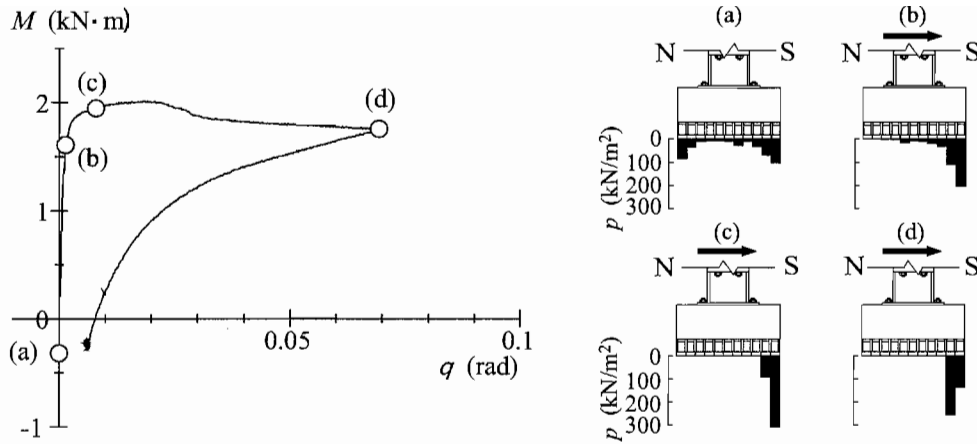


図-3.12 Case 3 $M-\theta$ 関係および地盤反力分布
(N=北側, S=南側)

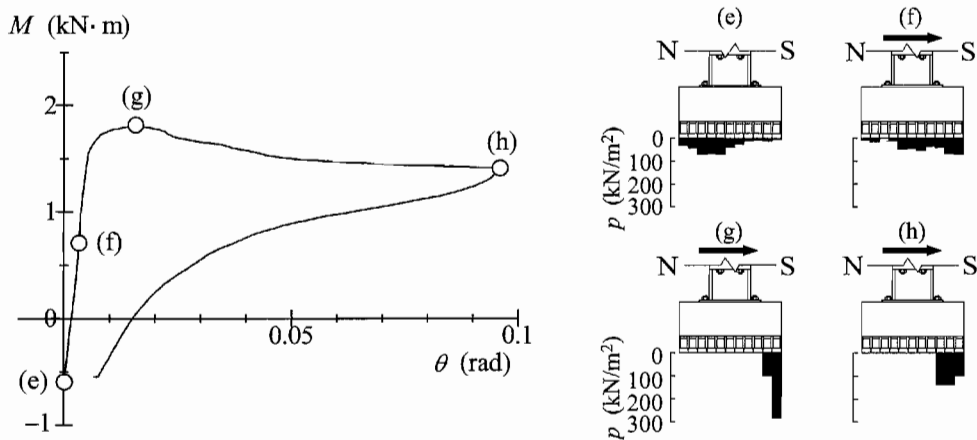


図-3.13 Case 6 $M-\theta$ 関係および地盤反力分布
(N=北側, S=南側)

刻 (g) に達した後、P-V01 側の基礎端部の地盤が塑性化し基礎が沈下したためと考えられる。

各ケースの $M-\theta$ 関係を比較する。最大モーメントは Case 3 で最も大きくなった。一方、Case 9 の最大モーメントが最も小さくなった。各ケースの最大モーメントが発生した時の基礎の設置幅を比べると、Case 3 の設置幅が最も小さく、Case 9 の設置幅が最も大きい。これより、载荷高さが低い方が、また、地盤が緩い方が、接地側の基礎端部の地盤の塑性化は大きく、接地幅も大きくなることわかる。

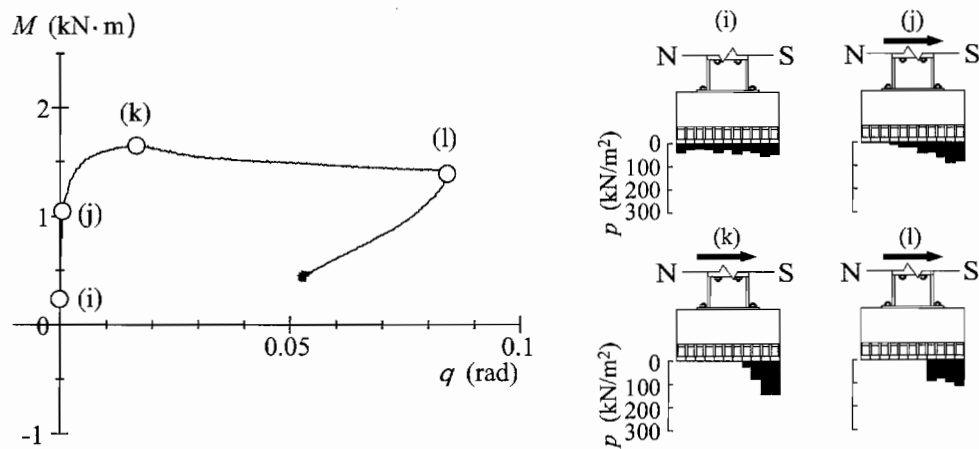


図-3.14 Case 9 M - θ 関係および地盤反力分布
(N=北側, S=南側)

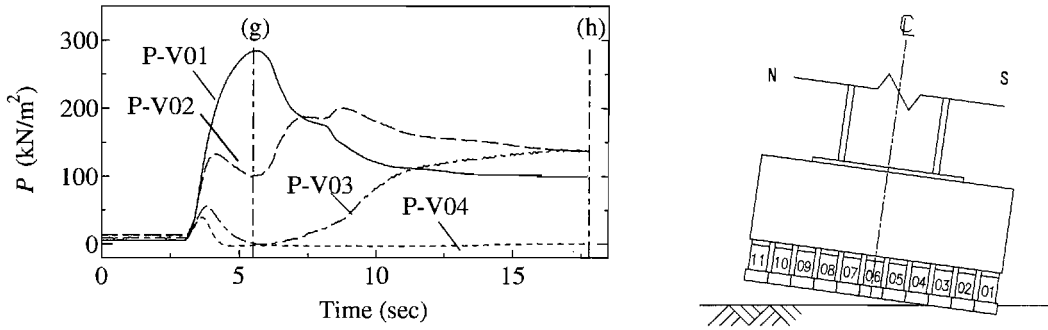


図-3.15 Case 6 地盤反力度の時刻歴
(N=北側, S=南側)

3.2.3 基礎底面の回転挙動

図-3.16～3.18 に、荷重中の基礎底面位置の変化を荷重点における荷重変位 5 mm ごとに描いたものを示す。各ケースとも、荷重により基礎南側端部は沈下し、北側端部で浮上りが生じる様子が分かる。各ケースを比較すると、荷重位置が高く (Model H), $D_r = 80\%$ の支持層での荷重ケースである Case 3 において基礎底面の沈下範囲が最も少なく、基礎の回転中心が南側に移動した。一方、荷重位置が低く (Model L), $D_r = 60\%$ の支持層での荷重ケースである Case 9 において、最も基礎底面の沈下範囲が大きく、Case 3 に比べると基礎の回転中心の南側への移動量が小さい。

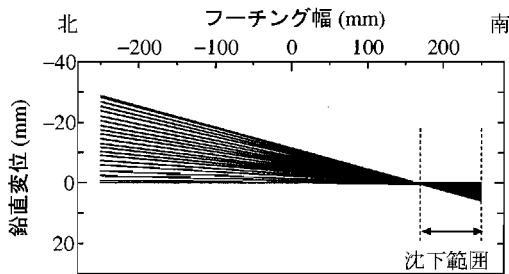


図-3.16 基礎底面位置 (Case 3)

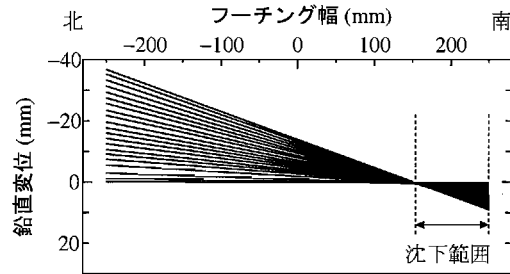


図-3.17 基礎底面位置 (Case 6)

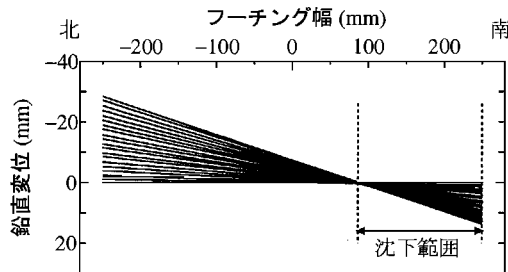


図-3.18 基礎底面位置 (Case 9)

3.3 繰返し水平載荷実験結果

3.3.1 載荷変位および基礎変位の時刻歴

図-3.19～3.42に、載荷変位と載荷に伴う基礎の鉛直、回転、水平変位の時刻歴を示す。表-3.5に各ケースにおける基準変位、最大載荷変位、最大回転角を示す。ここで、図-2.34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 δ 、水平変位 u は南側方向の変位の符号を正とする。回転角 θ は基礎模型が南側へ傾斜したときの回転方向を正とする。

鉛直変位 v は、各ケースとも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。すなわち、鉛直荷重 V は一定であるにも関わらず繰返し載荷により沈下が累積している。これは、 v は V だけではなく、 H, M とも連成があることを示す。既往の設計では、経験的に良好な地盤に直接基礎を設置した場合には、過大な残留変位を生じないものと仮定されることが多いが²⁾¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾、今後、基礎底面に作用する V, H, M と v の連成について明らかにする必要がある。

図-3.22に示す一方向繰返し載荷では、載荷に伴い載荷方向へ水平変位 u が累積しているが、交番載荷では、正側、負側の両方向の載荷によりそれぞれ載荷変位に応じた方向に水平変位 u が生じている。多くのケースで負側に若干シフトしていく傾向が見られたが、一定ではない。これには、模型自体のわずかな偏心や、支持層表面のわずかな不陸などの初期不整による要因が影響していると考えられる。

回転角 θ については、載荷変位に比例した規則的な応答を示している。ただし、単調水平載荷実験の結果で述べた通り、各ケースごとに基礎端部地盤が塑性化する範囲が異なる。そのため、模型の回転中心も異なる。したがって、同じ載荷変位であっても実験ケースに応じて発生する基礎の回転角は異なっている。

表-3.5 基準変位一覧

Case	基準変位 δ_0		最大載荷変位 (載荷点)	最大回転角 (計測値)
	Case	δ_0		
Case 4	Case 3	11 mm	$8\delta_0$ (= 88 mm)	0.057 rad
Case 5				0.067 rad
Case 7	Case 6	16 mm	$6\delta_0$ (= 96 mm)	0.102 rad
Case 8				0.102 rad
Case 10	Case 9	18 mm	$5\delta_0$ (= 90 mm)	0.099 rad
Case 11				$4\delta_0$ (= 72 mm)

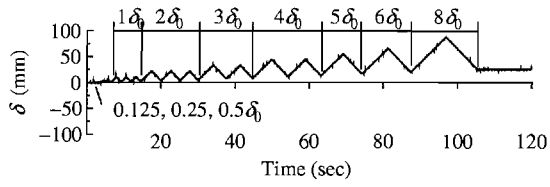


図-3.19 荷重変位の時刻歴 (Case 4)

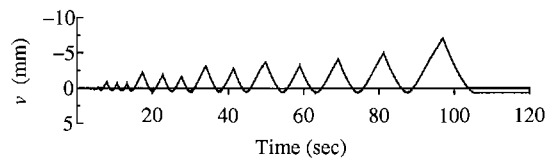


図-3.20 鉛直変位時刻歴 (Case 4)

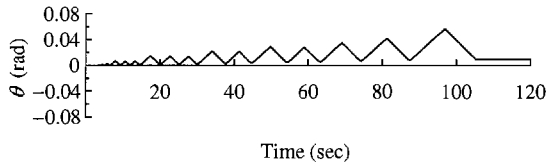


図-3.21 回転角の時刻歴 (Case 4)

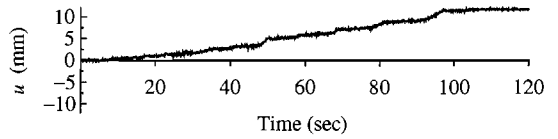


図-3.22 水平変位の時刻歴 (Case 4)

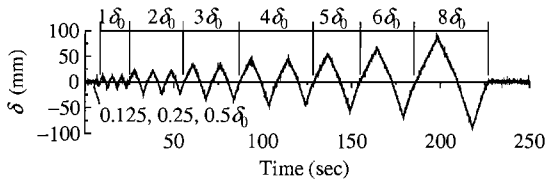


図-3.23 荷重変位の時刻歴 (Case 5)

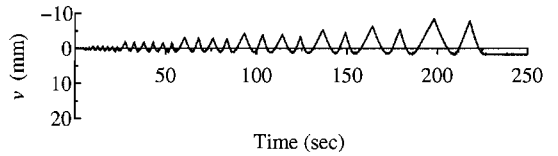


図-3.24 鉛直変位時刻歴 (Case 5)

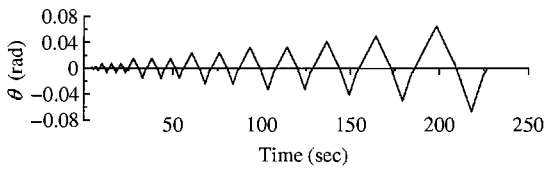


図-3.25 回転角の時刻歴 (Case 5)

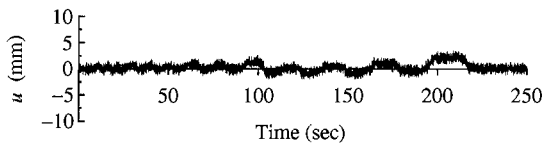


図-3.26 水平変位の時刻歴 (Case 5)

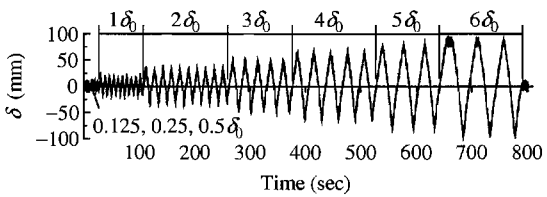


図-3.27 荷重変位の時刻歴 (Case 7)

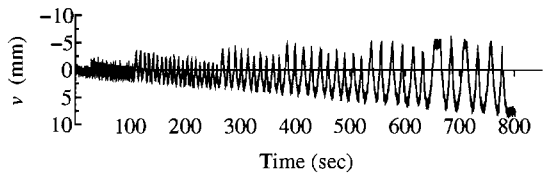


図-3.28 鉛直変位時刻歴 (Case 7)

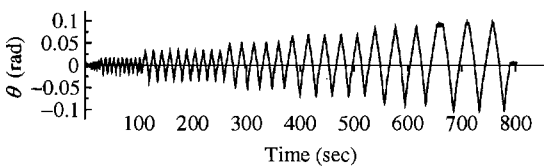


図-3.29 回転角の時刻歴 (Case 7)

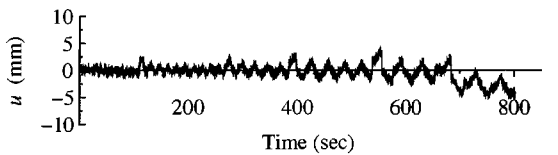


図-3.30 水平変位の時刻歴 (Case 7)

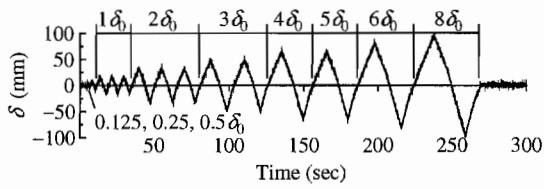


図-3.31 载荷変位の時刻歴 (Case 8)

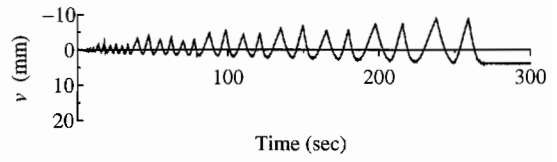


図-3.32 鉛直変位時刻歴 (Case 8)

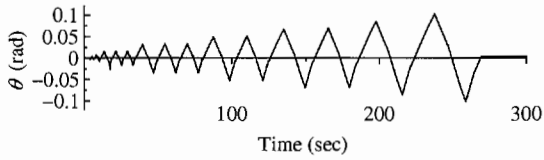


図-3.33 回転角の時刻歴 (Case 8)

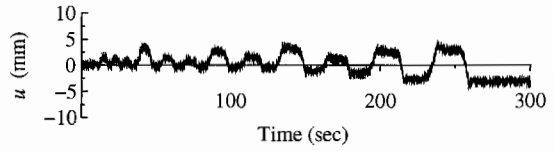


図-3.34 水平変位の時刻歴 (Case 8)

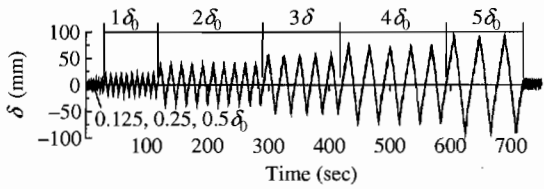


図-3.35 载荷変位の時刻歴 (Case 10)

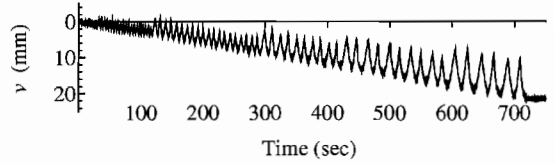


図-3.36 鉛直変位時刻歴 (Case 10)

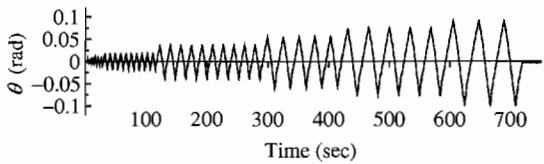


図-3.37 回転角の時刻歴 (Case 10)

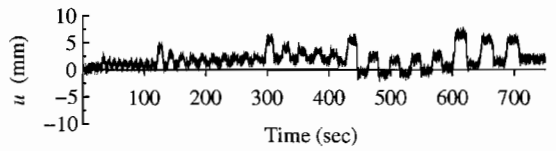


図-3.38 水平変位の時刻歴 (Case 10)

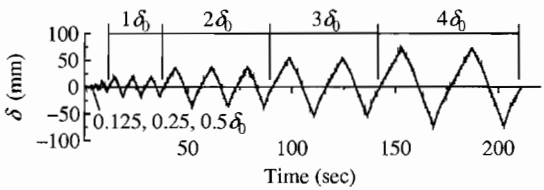


図-3.39 载荷変位の時刻歴 (Case 11)

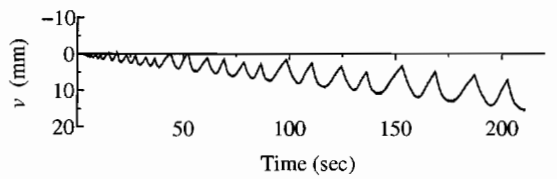


図-3.40 鉛直変位時刻歴 (Case 11)

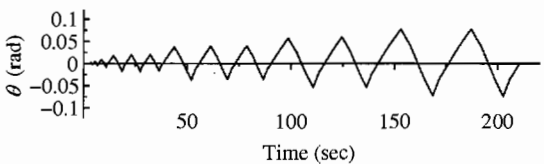


図-3.41 回転角の時刻歴 (Case 11)

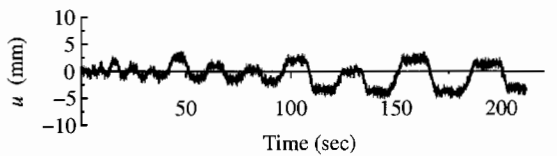


図-3.42 水平変位の時刻歴 (Case 11)

3.3.2 地盤の支持力

地盤の支持力は、地盤に作用する鉛直力 V 、水平力 H 、モーメント M の組み合わせに応じて決定される。これまでの多くの載荷実験¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾²¹⁾²²⁾²³⁾²⁴⁾²⁵⁾から、地盤が極限支持力に達したときの V 、 H 、 M の組み合わせは図-3.43 に示すようなラクビーボール状の曲面上に分布することがわかっている。これを支持力曲面と呼ぶ。支持力曲面は式 (3.8) でモデル化できる。

$$h_F^2 + m_F^2 - v_F^2(1 - v_F)^{2\zeta} = 0 \quad (3.8)$$

ここに、 h_F 、 m_F 、 v_F は、 $H = M = 0$ のときの鉛直支持力 V_{\max} を用いて無次元化された荷重で、それぞれ式 (3.9)~(3.11) で表すことができる。

$$h_F = \frac{H}{\mu V_{\max}} \quad (3.9)$$

$$m_F = \frac{M}{\psi B V_{\max}} \quad (3.10)$$

$$v_F = \frac{V}{V_{\max}} \quad (3.11)$$

ここで、 μ 、 ψ 、 ζ は形状を規定するパラメーターであり、 μ は摩擦係数 ($=\tan \phi$: ϕ は地盤の内部摩擦角) である。また、 V 、 H 、 M のうち、1つの荷重をある一定値として、その他の2つの荷重に関して降伏曲面の軌跡を表したものを支持力曲線と呼ぶことにした。式 (3.8) において $\zeta=1.00$ とし、 $M=0$ と仮定すると式 (3.12) で表されるような支持力曲線が得られる。

$$\frac{H}{\mu} = V \left(1 - \frac{V}{V_{\max}} \right) \quad (3.12)$$

さらに、式 (3.12) を V で微分すると式 (3.13) が得られる。

$$\frac{dH}{dV} = \mu \left(1 - \frac{2V}{V_{\max}} \right) \quad (3.13)$$

式 (3.13) より、 H - V 平面上の支持力曲線の原点 O における接線勾配は式 (3.14) で表すことができる。

$$\left(\frac{dH}{dV} \right)_{V=0} = \mu \quad (3.14)$$

式 (3.14) より、 μ は式 (3.8) において $\zeta=1.00$ 、 $M=0$ とした時の支持力曲線の原点 O における接線勾配に等しい (図-3.44 参照)。また、式 (3.8) において $\zeta=1.00$ 、 $H=0$ とした M - V 平面上の支持力曲線について同様の検討を行うと、 ψ は式 (3.15) で表すことができ、 M - V 平面上の支持力曲線の原点 O における接線勾配に等しいことがわかる (図-3.44 参照)。

$$\left(\frac{d(M/B)}{dV} \right)_{V=0} = \psi \quad (3.15)$$

図-3.45~3.62 に各加振ケースの H - M 、 M - V 、 H - V 関係の実験値と支持力曲線の理論値を示す。それぞれのパラメータは以下のようにして決定された。 V_{\max} は、表-3.1 より、地盤の相対密度 D_r が 80% の Case 4, 5, 7, 8 は 244.8 kN とし、60% の Case 10, 11 は 128.8 kN とした。また、 B は基礎

幅 (=0.5 m) である。内部摩擦角 ϕ は、三軸試験 (CD) の結果 (表-2.7 参照) から地盤の相対密度 D_r が 80% の Case 4, 5, 7, 8 は $\phi = 42.1^\circ$ とし、60% の Case 10, 11 は $\phi = 39.9^\circ$ とした。それぞれの ϕ に対応する μ は、0.904 および 0.836 である。 ψ と ζ は既往の研究²²⁾ で妥当であると判断された値を用い、 ψ は 0.3, 0.4, 0.45, 0.5, ζ は 1.00 と仮定した。図-3.45~3.62 では、それぞれの実験ケースにおいてモーメント M の絶対値が最大になる時刻の M, V, H を用いて支持力曲線を描いている。それぞれの実験ケースにおいて、固定された M, V, H およびその時刻を表-3.6 に示す。

図中に ● で実験値を示した。実験値の時刻歴は、ここに示す荷重の組合せによる支持力曲面の内側とその周辺で挙動していることがわかる。一方、理論的には、地盤の支持力は地盤に生じる加速度によっても変化する⁴⁾。その影響が直接基礎の地震時挙動に与える影響については今後の課題である。

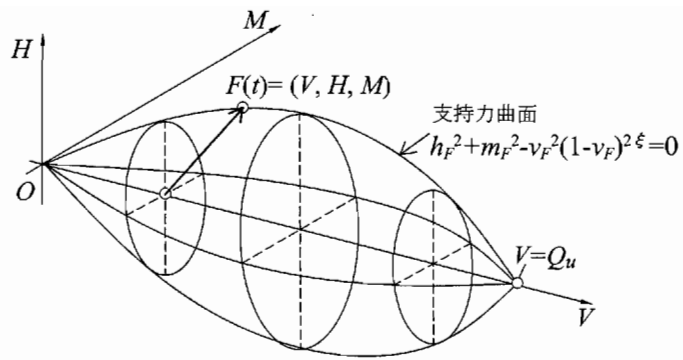


図-3.43 V-H-M 空間における支持力曲面の概念図

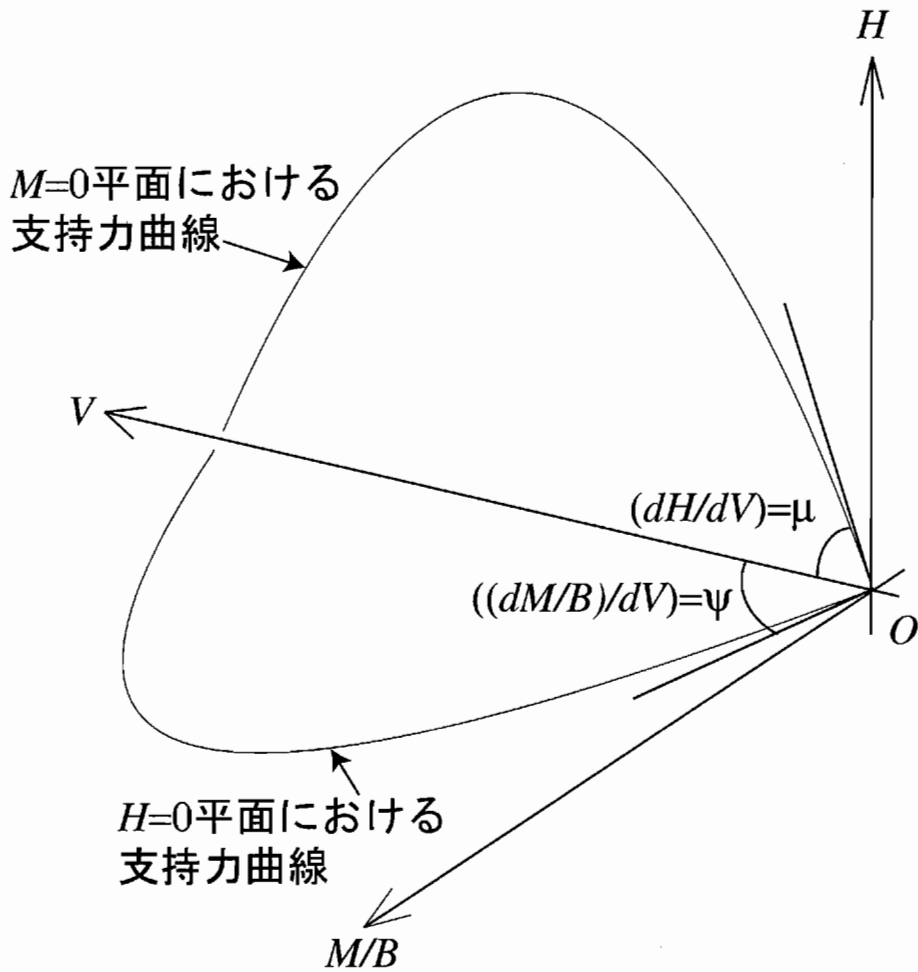


図-3.44 支持力曲面上における μ, ψ の概念図

表-3.6 支持力曲面算出時刻および作用荷重

実験ケース Case	時刻 t (sec)	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN·m)
Case 4	33.75	8.794	1.377	1.996
Case 5	60.30	8.900	1.543	2.017
Case 7	32.95	9.388	-1.797	-1.945
Case 8	17.55	9.217	-1.867	-1.933
Case 10	31.95	8.773	1.820	1.862
Case 11	35.90	8.680	-2.178	-1.960

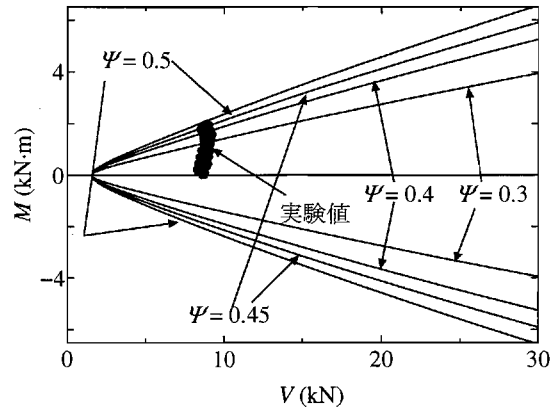


図-3.45 Case 4, H - M 関係および H - M 支持力曲線

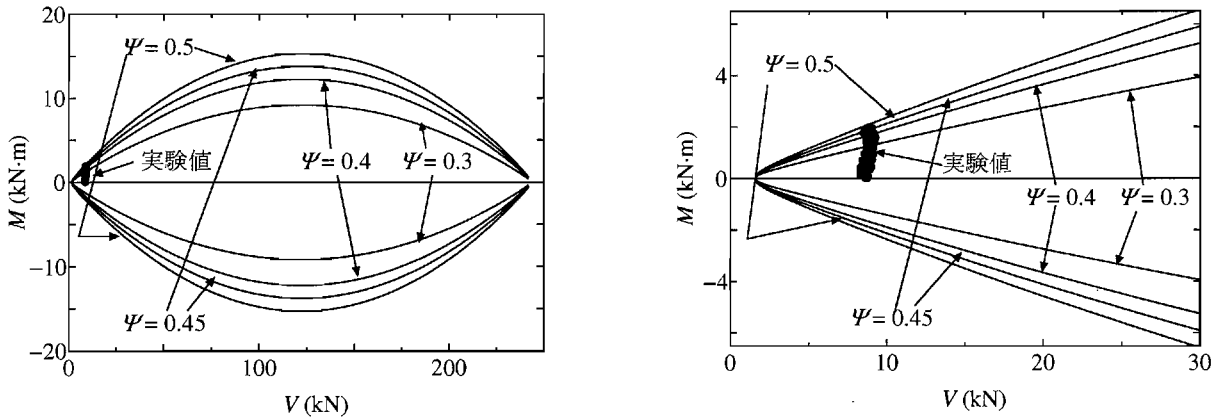


図-3.46 Case 4, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)

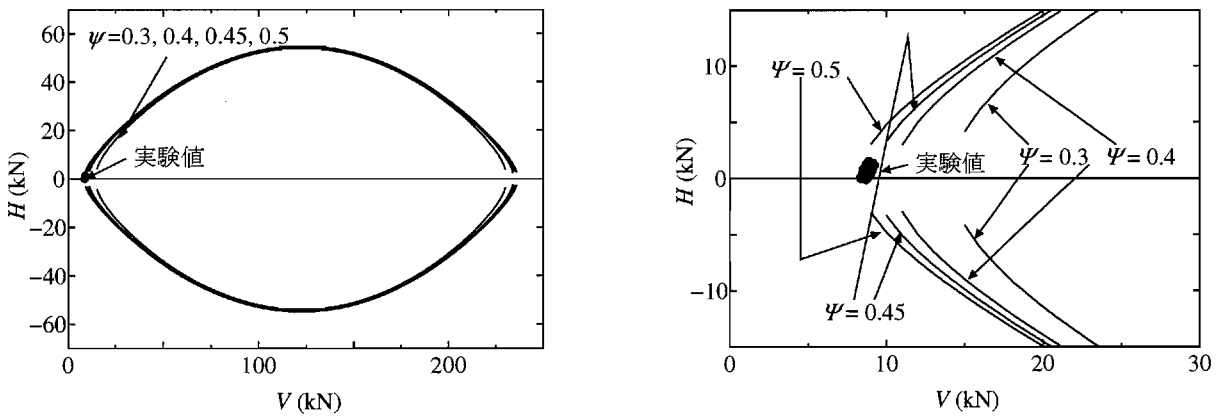


図-3.47 Case 4, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)

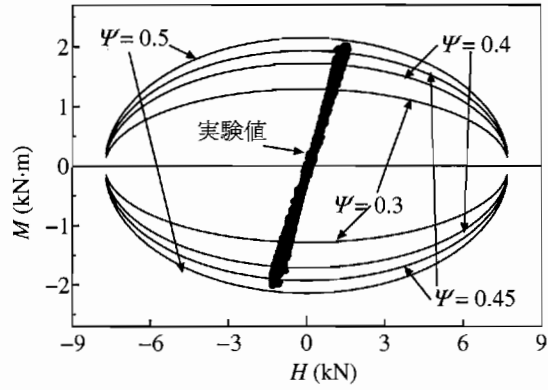


図-3.48 Case 5, H - M 関係および H - M 支持力曲線

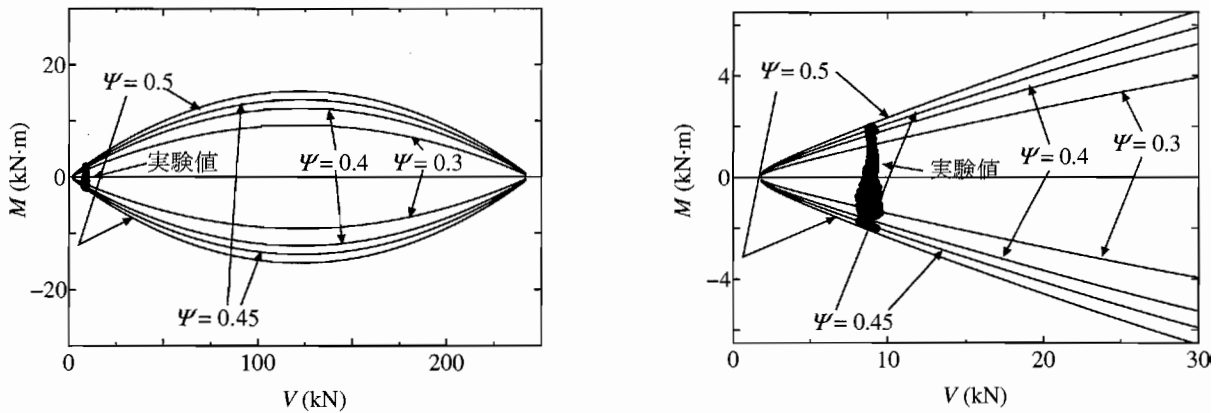


図-3.49 Case 5, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左：全体図，右：拡大図)

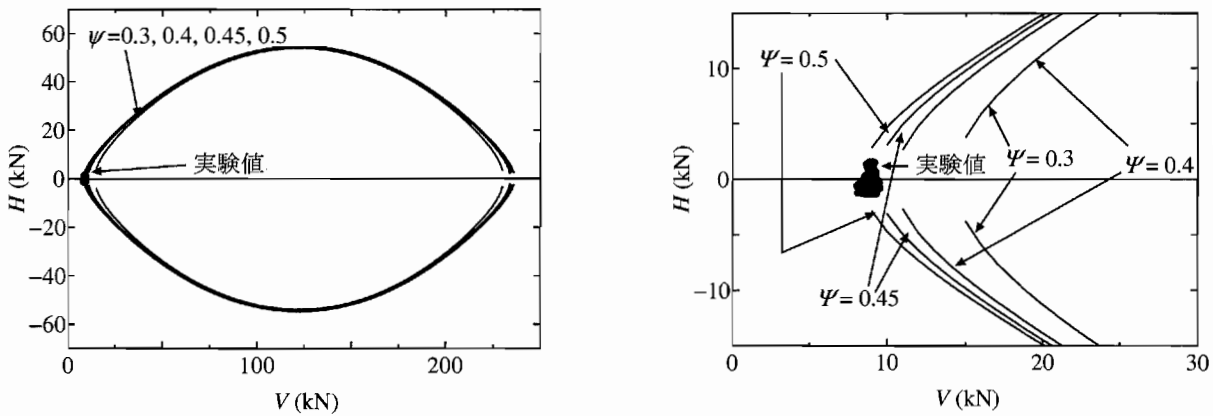


図-3.50 Case 5, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左：全体図，右：拡大図)

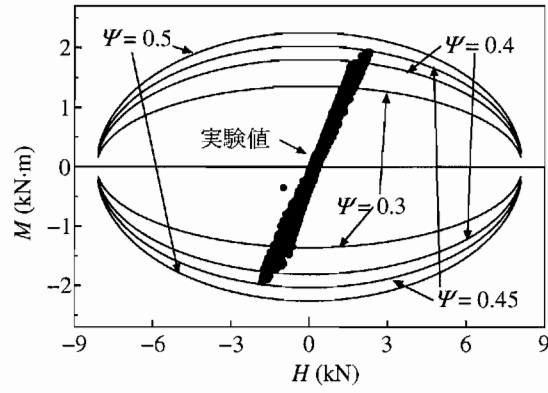


図-3.51 Case 7, H - M 関係および H - M 支持力曲線

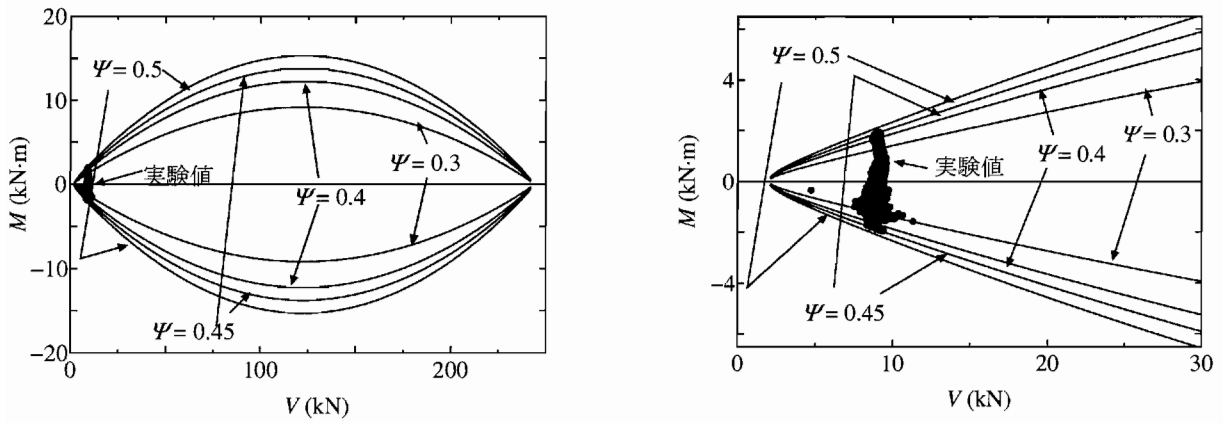


図-3.52 Case 7, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)

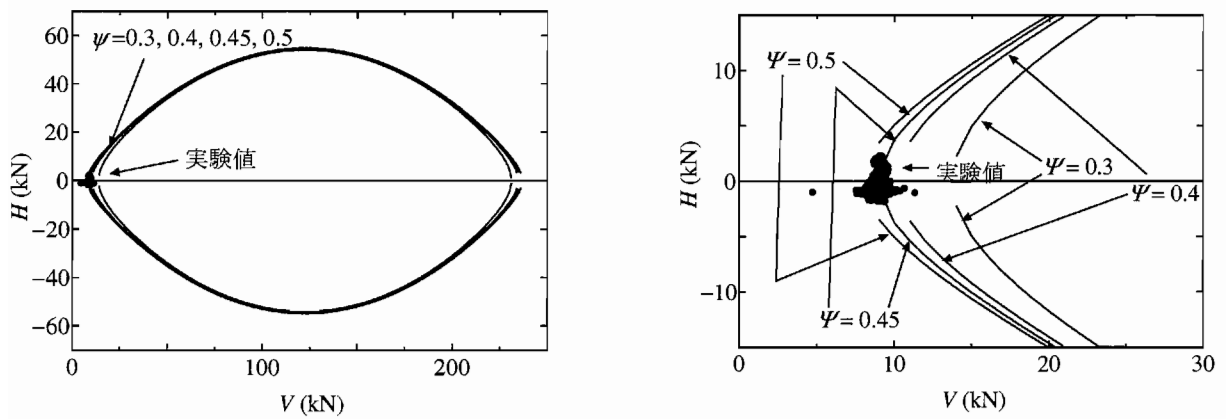


図-3.53 Case 7, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)

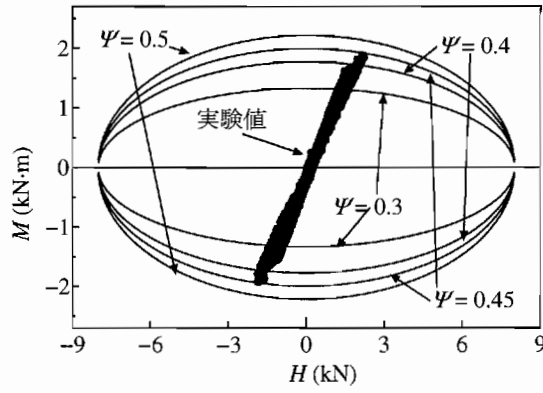


図-3.54 Case 8, H - M 関係および H - M 支持力曲線

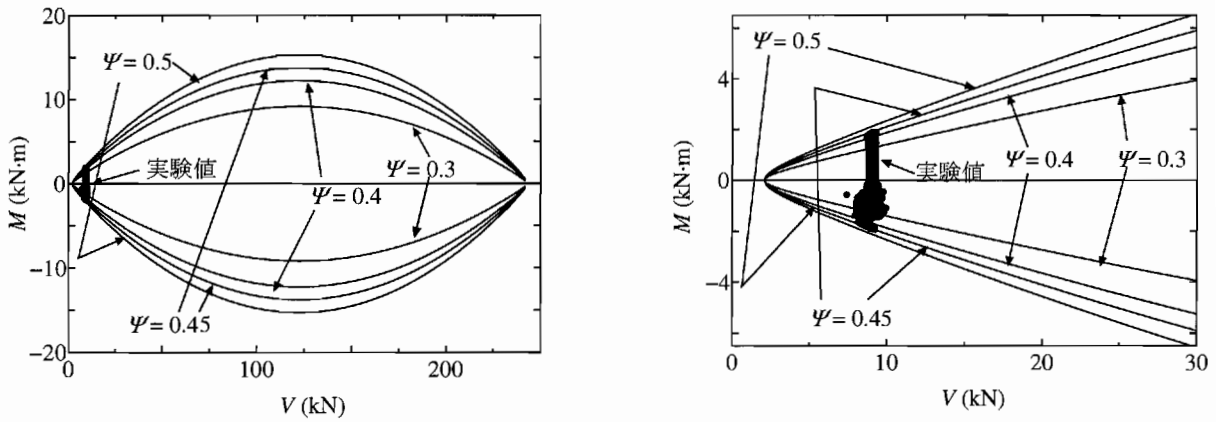


図-3.55 Case 8, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)

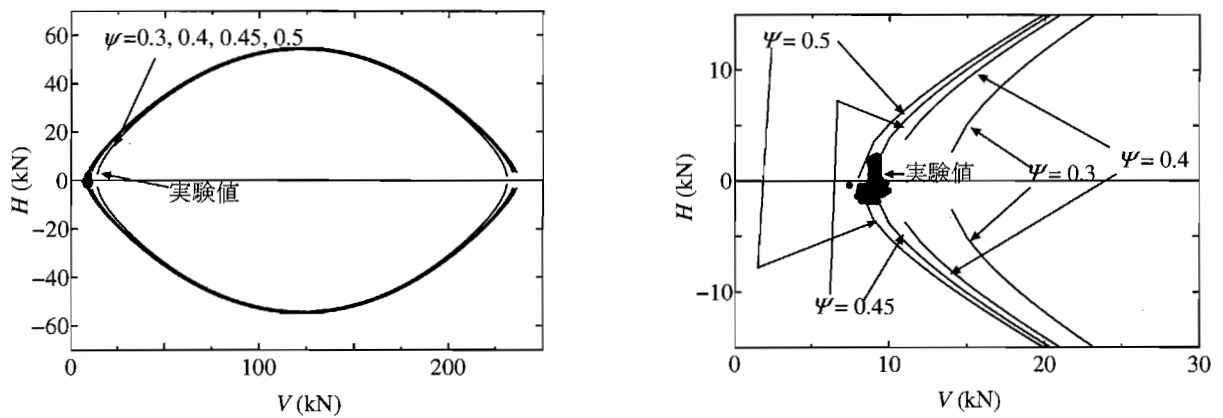


図-3.56 Case 8, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)

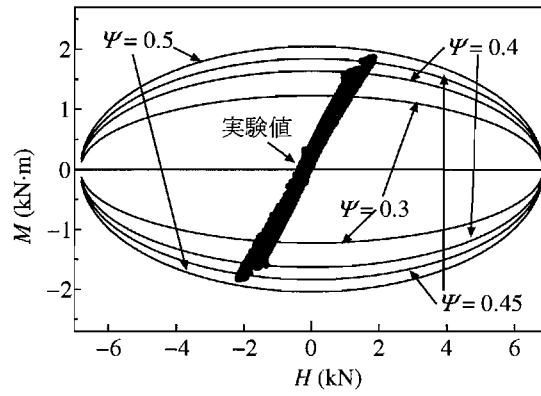


図-3.57 Case 10, H - M 関係および H - M 支持力曲線

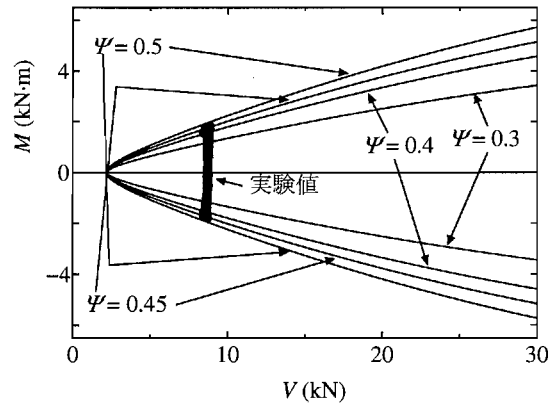
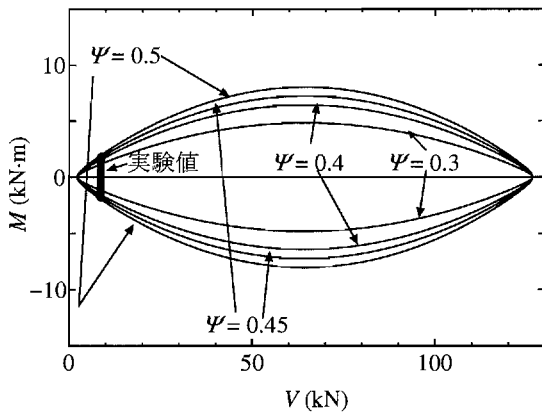


図-3.58 Case 10, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左：全体図，右：拡大図)

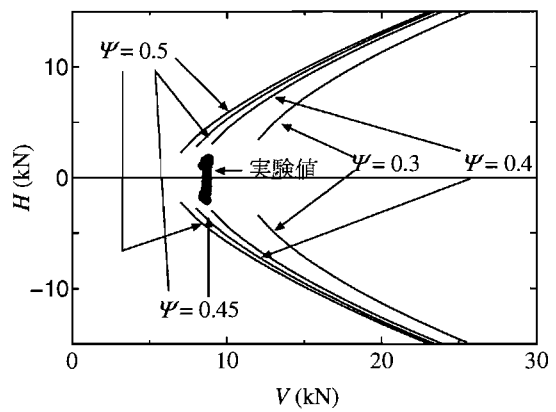
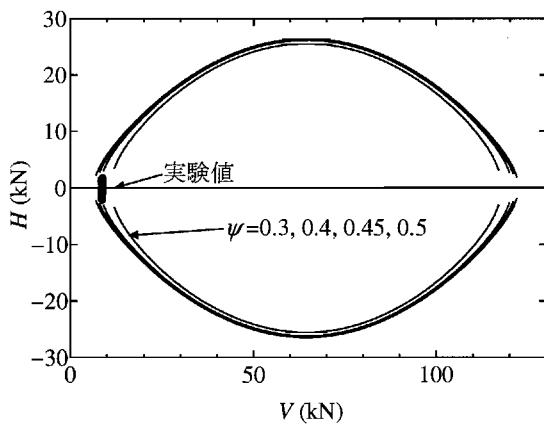


図-3.59 Case 10, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左：全体図，右：拡大図)

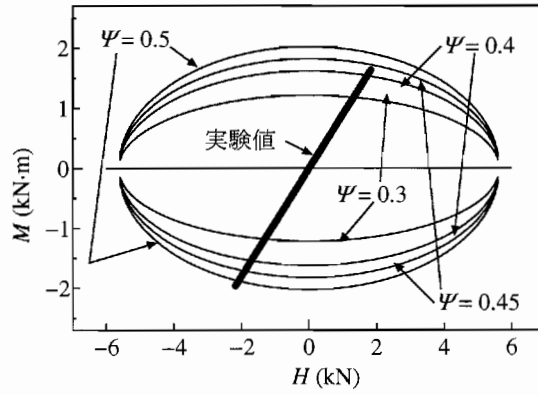


図-3.60 Case 11, H - M 関係および H - M 支持力曲線

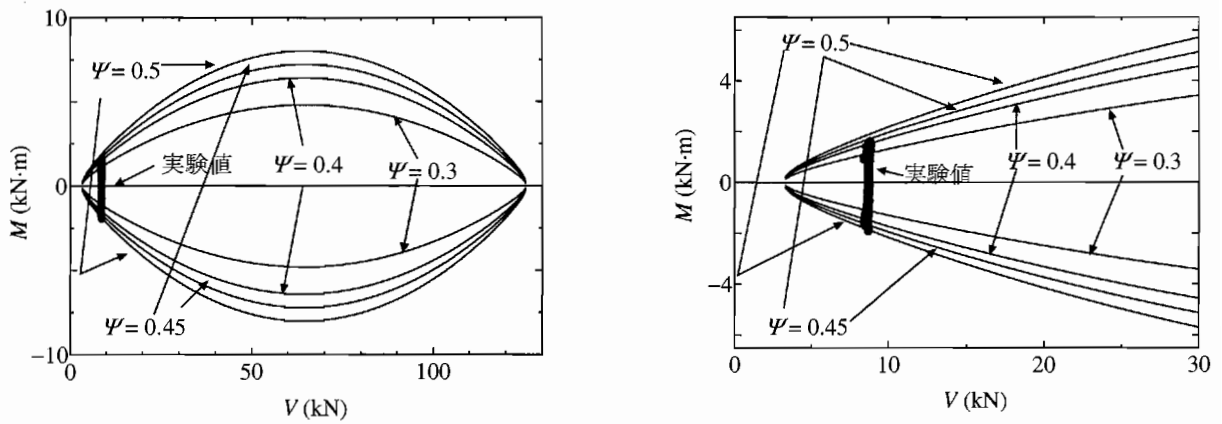


図-3.61 Case 11, M - V 関係および M - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)

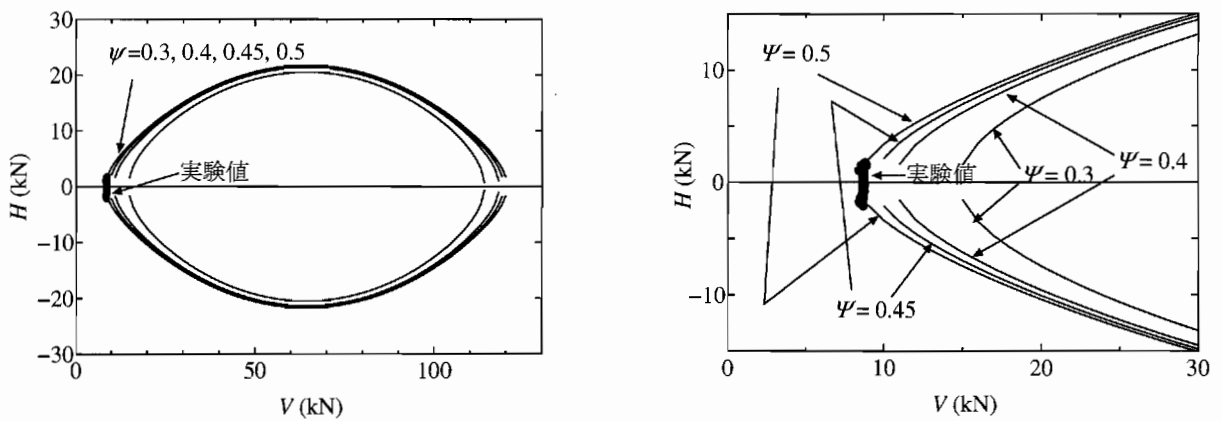


図-3.62 Case 11, H - V 関係および H - V 支持力曲線 (左: 全体図, 右: 拡大図)

3.3.3 モーメント M - 回転角 θ 関係

図-3.63～3.68 に繰返し載荷実験における M - θ 関係を示す。図-3.64 に示す Case 5 の履歴ループは原点指向型履歴則で想定しているような性状に近い。これは、載荷による地盤の塑性化が生じる範囲が基礎端部下の一部であり、最も小さく、除荷後に基礎は初期状態に近い状態で支持されるためである。図-3.63 に示す Case 4 は、一方向繰返し載荷のケースである。模型モデル、支持層の相対密度が同じで載荷方向のみが違う Case 5 の履歴ループと比較すると、Case 4 の載荷が一方向であるため、除荷時の回転角は正の側に徐々に累積された。

一方、図-3.65～3.68 に示すように、載荷位置の低い模型である Model L を用いた実験ケースの Case 7～11 では、Model H を用いた Case 4, 5 に比べ除荷経路がより直線的である。そして、履歴ループ面積は大きく、最大点指向型履歴則に近い。Model H (Case 4, 5) と Model L (Case 7～11) では H - M の比率が異なるので、同一載荷変位レベルにおける残留変位量が異なると考えられ、その結果、 M - θ ループの形状も異なると考えられる。

さらに、 $D_r = 60\%$ の支持層を用いた Case 10, 11 では、 $D_r = 80\%$ の支持層を用いた実験ケース (Case 7, 8) に比べ地盤の塑性化に伴う基礎の残留変位が大きくなる。よって、Case 10, 11 で同一回転角レベルにおけるループ面積が他のケースに比べて大きくなったと考えられる。

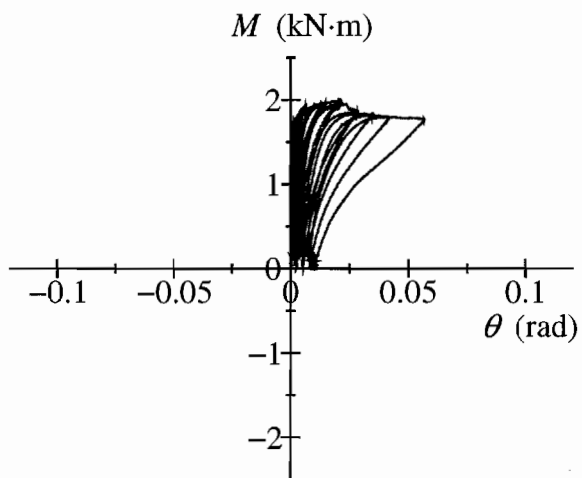


図-3.63 モーメント-回転角関係 (Case 4)

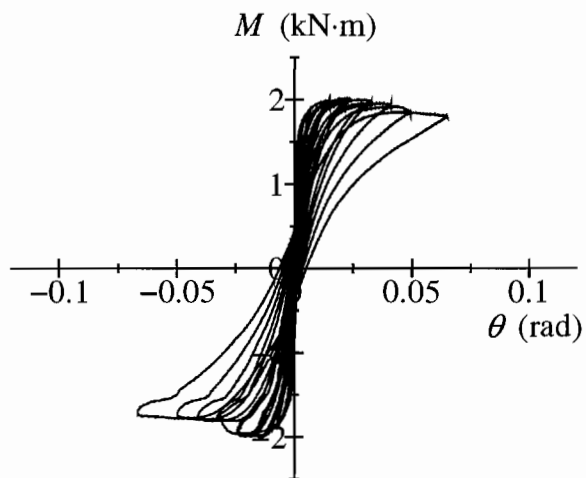


図-3.64 モーメント-回転角関係 (Case 5)

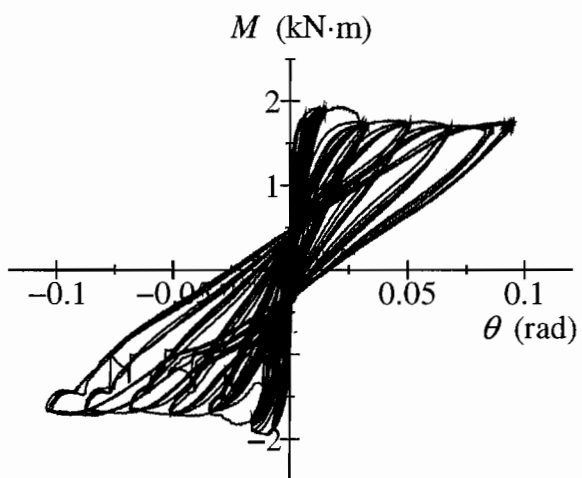


図-3.65 モーメント-回転角関係 (Case 7)

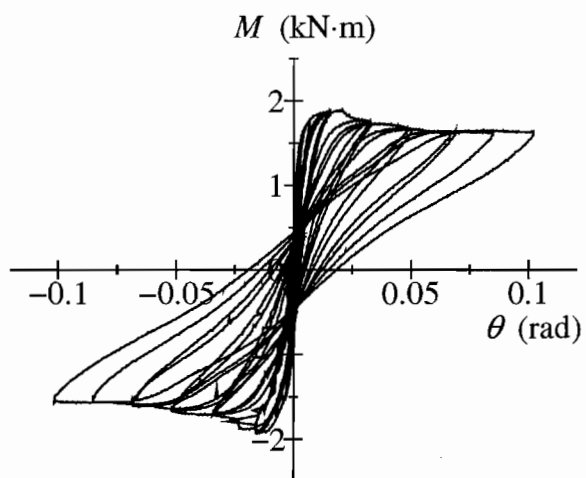


図-3.66 モーメント-回転角関係 (Case 8)

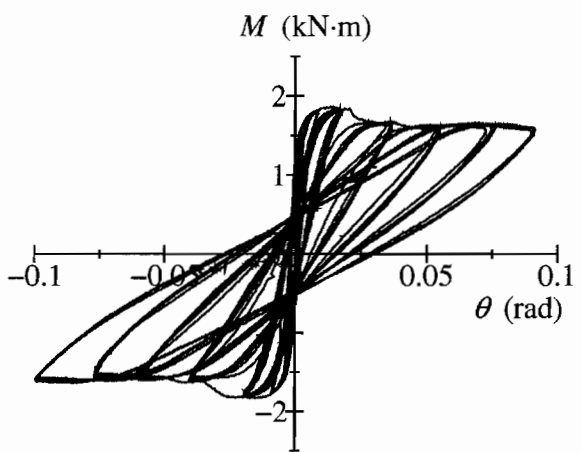


図-3.67 モーメント-回転角関係 (Case 10)

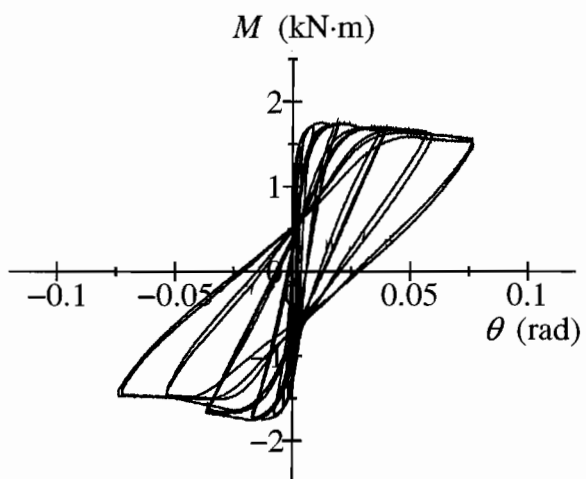


図-3.68 モーメント-回転角関係 (Case 11)

3.3.4 水平荷重 H – 水平変位 u 関係

図-3.69～3.74 に、繰返し載荷実験における水平荷重 H -水平変位 u 関係を示す。基礎底面に作用する水平荷重 H は、あるレベルに達するとほぼ一定値に収束する。そして、最大水平荷重に達したのち、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。

Case 4 の一方向繰返し載荷では、水平変位 u が載荷方向の一方向に残留する。一方、交番載荷では、載荷方向に応じた水平変位が生じるため正負両方向の水平変位が生じる。その履歴ループの大きさは、Case 5 で最も小さくなり、Case 11 で最も大きくなった。これは、 M - θ 関係と同様の傾向である。すなわち、基礎底面に作用する V - H - M の比率の違いや地盤密度の差によるものと考えられる。しかし、水平変位 u は、完全には正負対称とならず、どちらかの方向にシフトしていく傾向が見られた。シフトする方向は実験ケースにより異なる。これは、先にも述べた通り実験ケースごとに異なる模型の微小な偏心や支持層表面のわずかな不陸などの初期不整による要因が影響していると思われる。

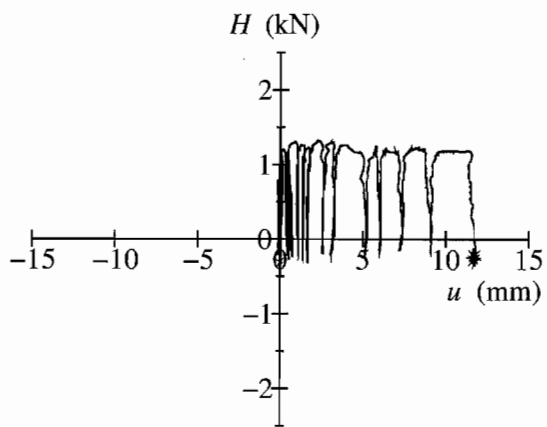


図-3.69 水平力-水平変位関係 (Case 4)

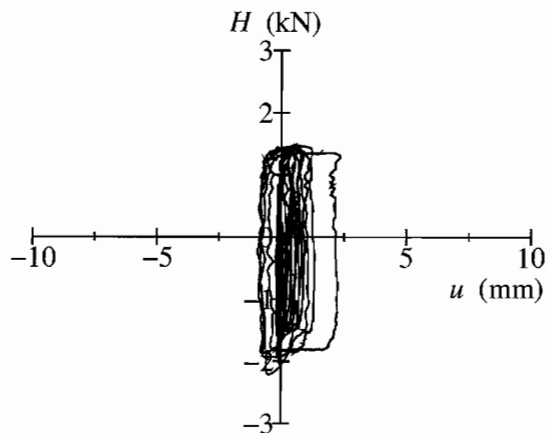


図-3.70 水平力-水平変位関係 (Case 5)

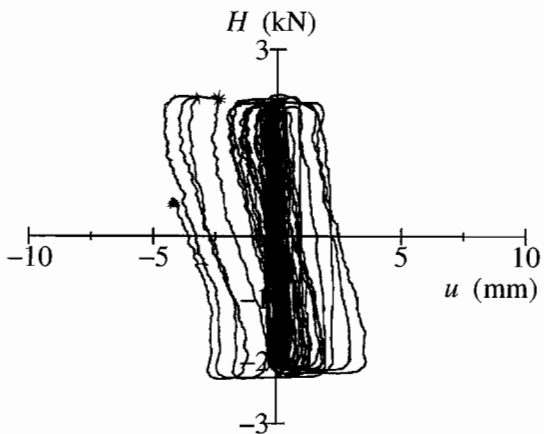


図-3.71 水平力-水平変位関係 (Case 7)

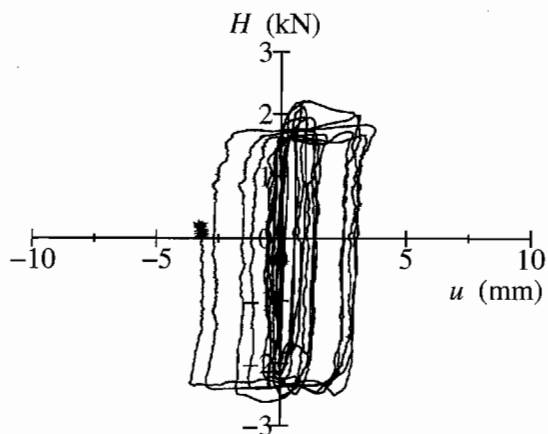


図-3.72 水平力-水平変位関係 (Case 8)

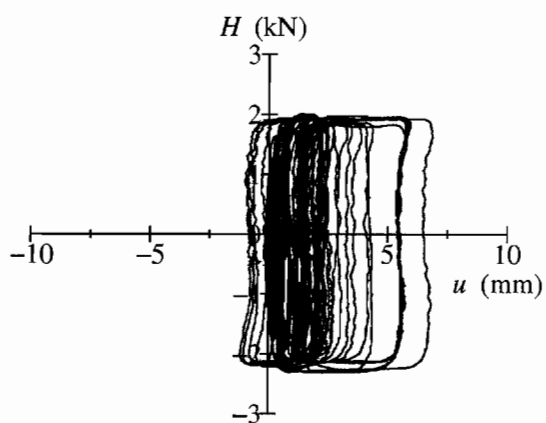


図-3.73 水平力-水平変位関係 (Case 10)

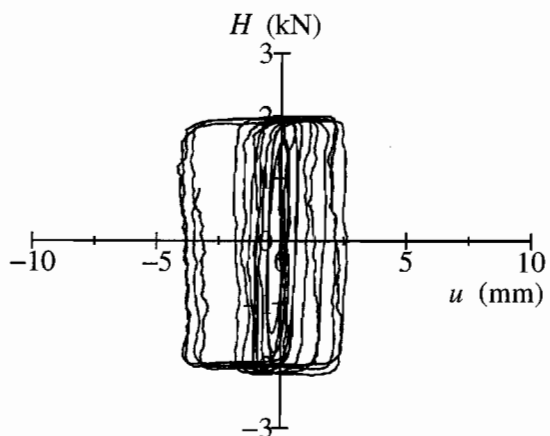


図-3.74 水平力-水平変位関係 (Case 11)

3.3.5 基礎底面接地幅に関する時刻歴

図-3.75～3.80 に、载荷中の基礎底面接地幅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。

载荷により基礎は基礎端部で浮上りが生じる。そして、接地側の地盤は塑性化して沈下し、地盤には残留変形が残る。そのため、一度地盤に残留変形が生じた後は、基礎の回転角がゼロであ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、基礎底面地盤表面は凸型になる。そして、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。おそらく地盤凸部ではアーチ状の耐荷機構が形成され、下方に荷重が伝達されているものと考えられる。

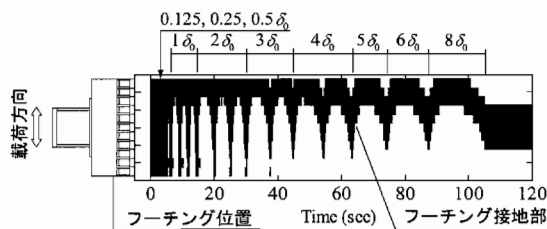


図-3.75 基礎接地領域の変化 (Case 4)

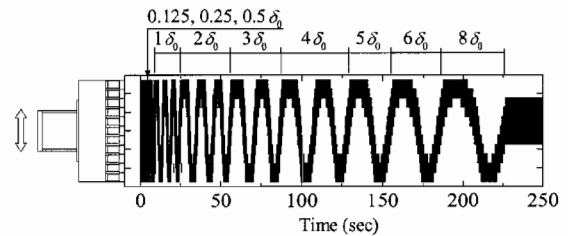


図-3.76 基礎接地領域の変化 (Case 5)

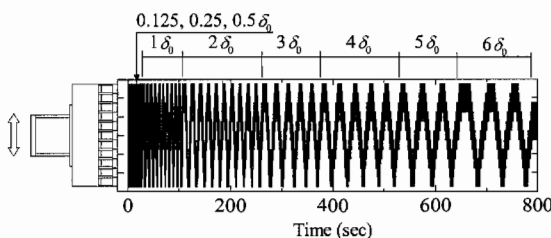


図-3.77 基礎接地領域の変化 (Case 7)

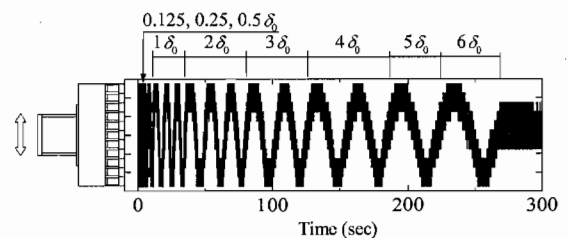


図-3.78 基礎接地領域の変化 (Case 8)

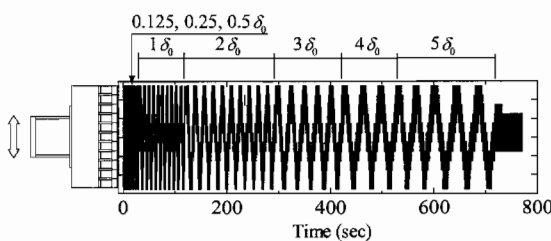


図-3.79 基礎接地領域の変化 (Case 10)

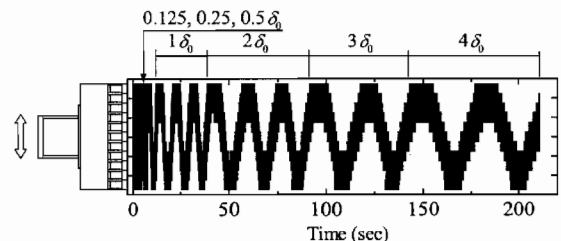


図-3.80 基礎接地領域の変化 (Case 11)

3.3.6 荷変位 δ - 鉛直変位 v 関係

図-3.81~3.86に、荷変位 δ と鉛直変位 v の関係を示す。荷変位が増加すると、基礎は浮上る。荷変位が反転し基礎底面が地盤に着地するときの経路は、浮上り時と同一経路ではなく、基礎底面が着地するとき、鉛直変位 v が沈下方向に累積して行く。

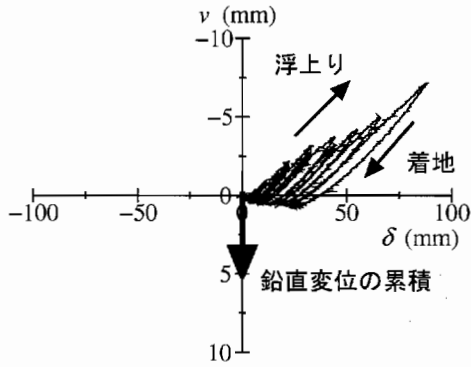


図-3.81 δ - v 関係 (Case 4)

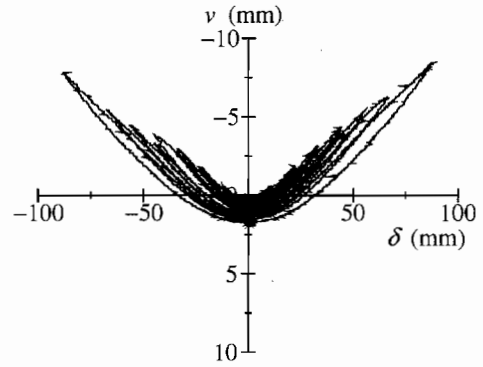


図-3.82 δ - v 関係 (Case 5)

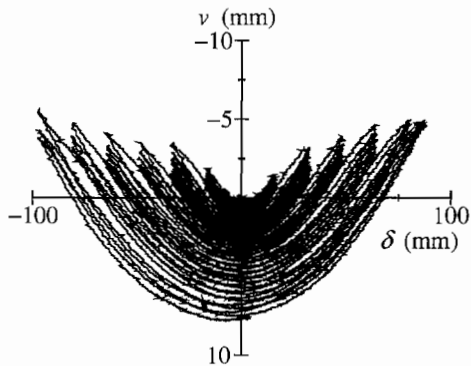


図-3.83 δ - v 関係 (Case 7)

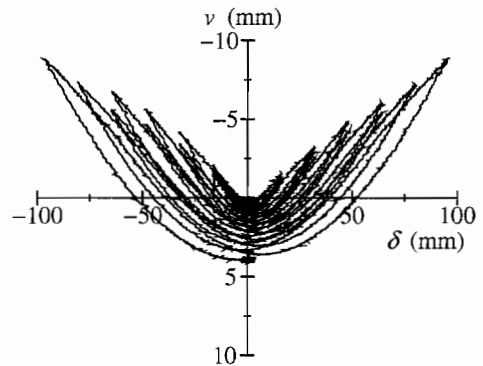


図-3.84 δ - v 関係 (Case 8)

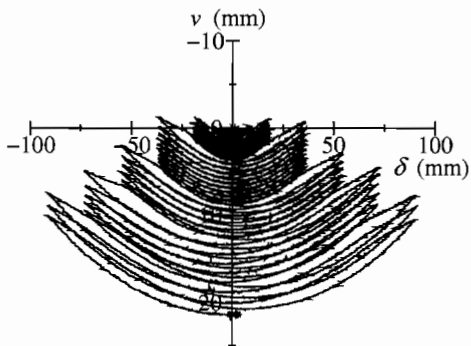


図-3.85 δ - v 関係 (Case 10)

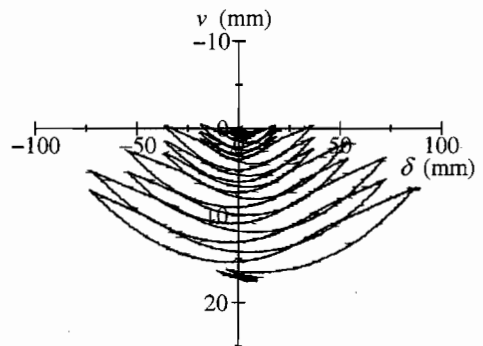


図-3.86 δ - v 関係 (Case 11)

3.3.7 基礎底面の回転挙動

図-3.87～3.98に、荷重中の基礎底面位置を等荷重変位(5 mmまたは10 mm)ごとに描いたものを示す。各ケースにおいて最大荷重変位レベルの繰返し荷重のうち1サイクルと、最大荷重変位の約1/2の変位レベルの繰返し荷重のうち1サイクルの両者について図化した。荷重変位が大きくなるほど地盤の塑性変形が進行する時間が長くなる。そのため、基礎端部の沈下量は大きくなる。また、浮上り量も大きくなる。そして、その結果として基礎全体の鉛直変位量も大きくなる。

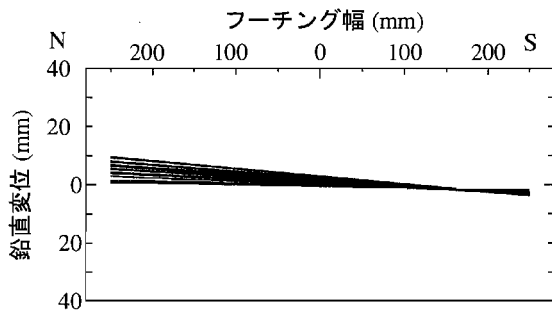


図-3.87 基礎底面位置 (Case 4, 4δ)

(N=北側, S=南側)

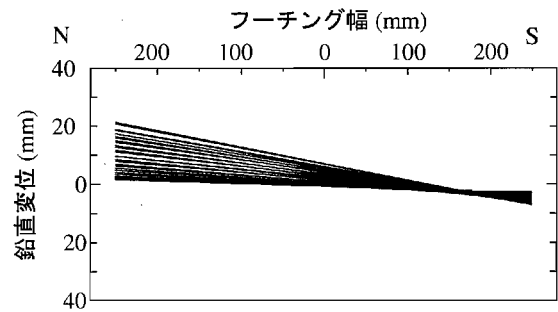


図-3.88 基礎底面位置 (Case 4, 8δ)

(N=北側, S=南側)

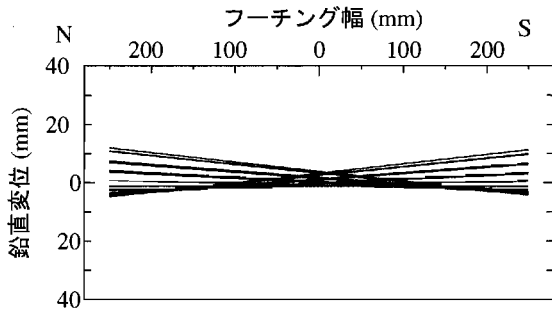


図-3.89 基礎底面位置 (Case 5, 4δ)

(N=北側, S=南側)

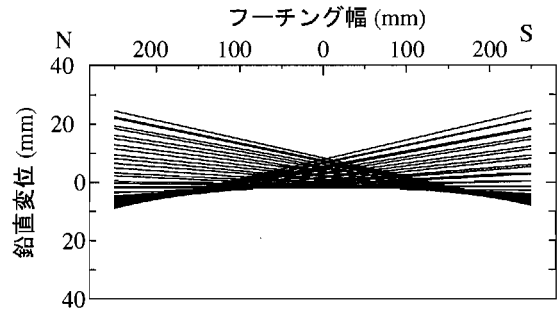


図-3.90 基礎底面位置 (Case 5, 8δ)

(N=北側, S=南側)

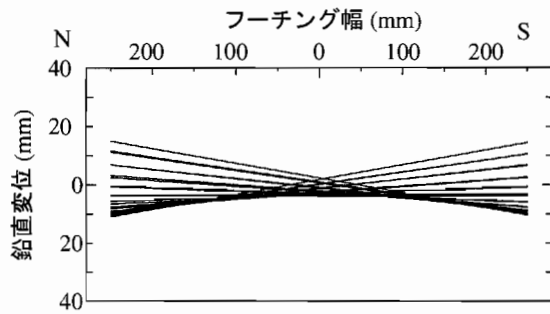


図-3.91 基礎底面位置 (Case 7, 3δ)
(N=北側, S=南側)

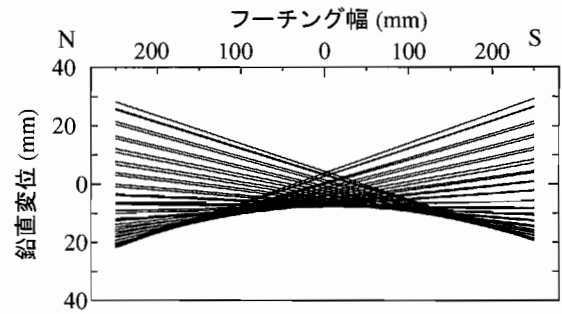


図-3.92 基礎底面位置 (Case 7, 6δ)
(N=北側, S=南側)

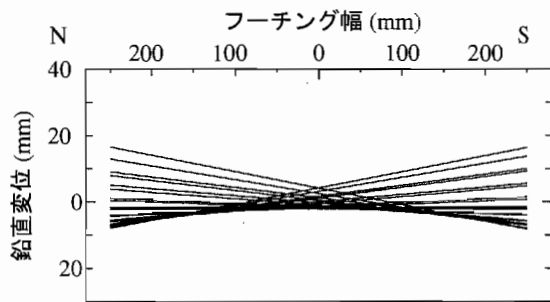


図-3.93 基礎底面位置 (Case 8, 3δ)
(N=北側, S=南側)

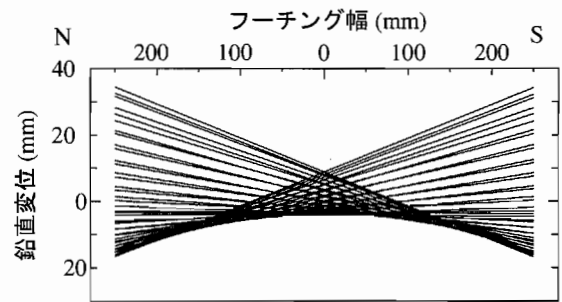


図-3.94 基礎底面位置 (Case 8, 6δ)
(N=北側, S=南側)

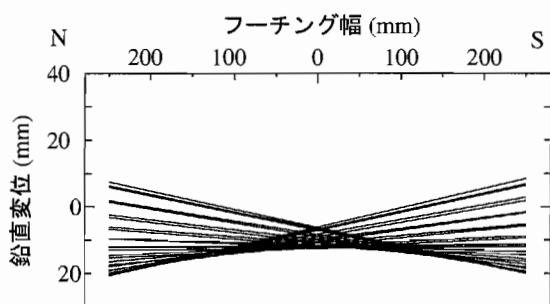


図-3.95 基礎底面位置 (Case 10, 3δ)
(N=北側, S=南側)

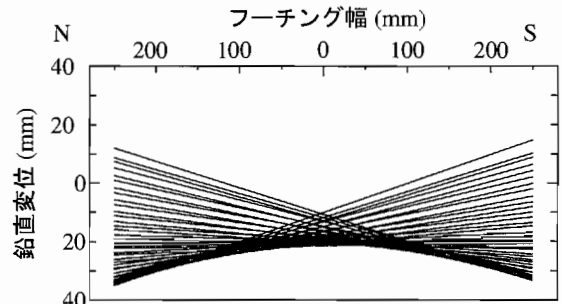


図-3.96 基礎底面位置 (Case 10, 5δ)
(N=北側, S=南側)

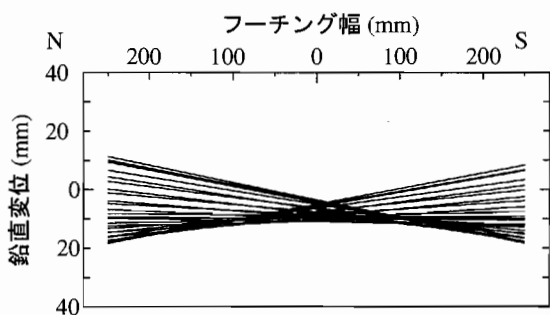


図-3.97 基礎底面位置 (Case 11, 3δ)
(N=北側, S=南側)

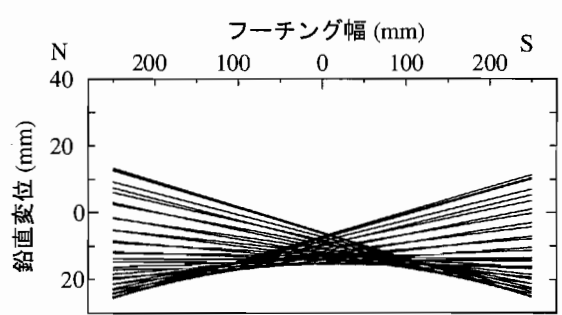


図-3.98 基礎底面位置 (Case 11, 4δ)
(N=北側, S=南側)

3.3.8 残留変位の比較

各実験ケースの残留変位を、支持層の相対密度、荷重パターン、模型モデルの違いにより比較する。残留変位は、図-3.99に示すように、荷重変位($n\delta_0$)サイクルが終了し、次の荷重変位($(n+1)\delta_0$)サイクルに移る過程で $M=0$ になった時の変位とする。残留変位は、残留鉛直変位 v_r 、残留回転角 θ_r 、残留水平変位 u_r から成る。

水平変位は荷重過程で変位振幅の中心が正負どちらか一方向にシフトしている(図-3.69~3.74)。そこで、図-3.100に示すように、荷重変位($(n+1)\delta_0$)サイクルに移る過程で $M=0$ となった時の基礎底面中心位置の変位と、その直前で符号が逆となる荷重での $M=0$ の点における基礎底面中心位置の変位の差を残留水平変位 u_r として比較することを試みた。

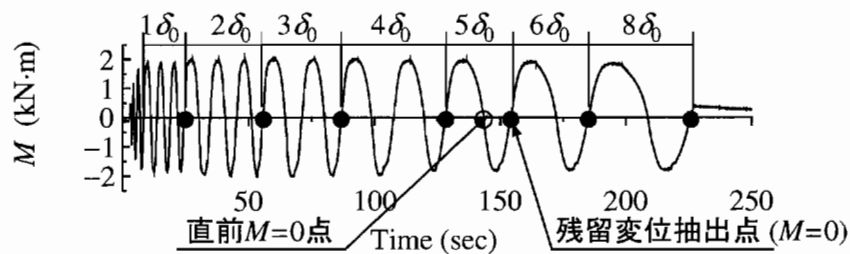


図-3.99 各荷重変位に対する残留鉛直変位抽出点

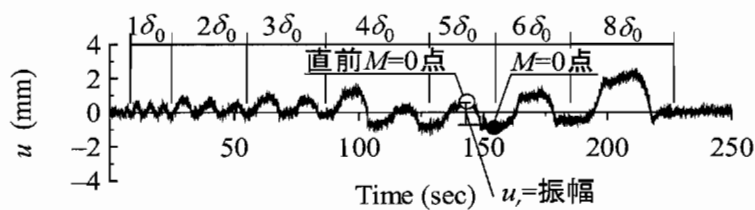


図-3.100 残留水平変位 u_r

(1) 地盤相対密度の違いによる比較

図-3.101～3.103 に、支持層の相対密度が異なる Case 7 と Case 10 における荷重変位レベル δ/δ_0 と残留変位の関係を示す。モデルは Model L、荷重パターンは Type I のケースである。図-3.101 より、相対密度の小さい $D_r = 60\%$ の支持層での実験結果の方が大きな残留鉛直変位 v_r が生じることがわかる。一方、残留回転角 θ_r および残留水平変位 u_r も図-3.102～3.103 に示すように $D_r = 60\%$ の支持層での実験結果の方が大きかった。これは、図-3.104～3.106 に示す、Type II 荷重パターンでの実験結果 (Case 8, 11) についても同様の傾向となる。以上の考察より、地震時荷重を受けたときの直接基礎の残留変位は地盤強度に依存することが明らかになった。

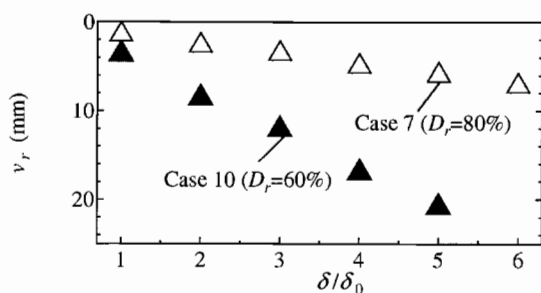


図-3.101 残留鉛直変位の違い (Case 7, 10)

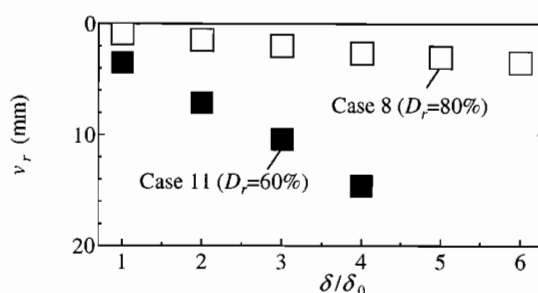


図-3.104 残留鉛直変位の違い (Case 8, 11)

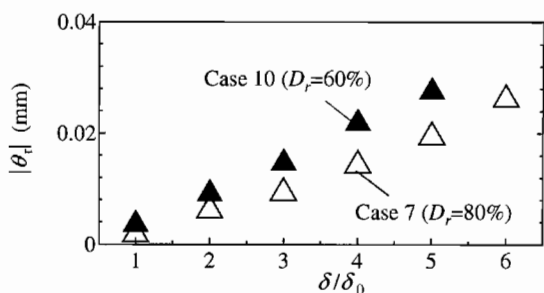


図-3.102 残留回転角の違い (Case 7, 10)

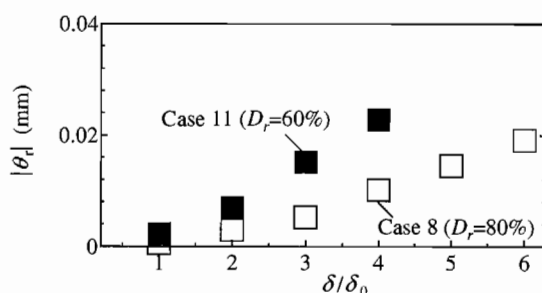


図-3.105 残留回転角の違い (Case 8, 11)

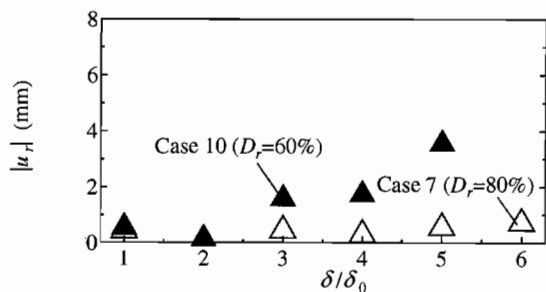


図-3.103 残留水平変位の違い (Case 7, 10)

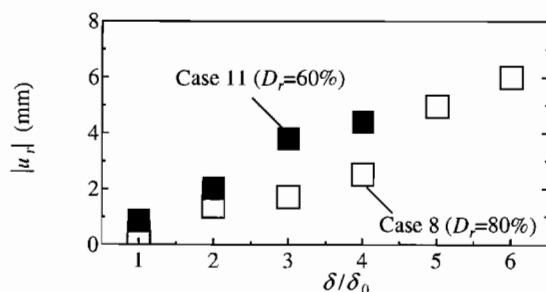


図-3.106 残留水平変位の違い (Case 8, 11)

(2) 荷重繰返し特性の違いによる比較 (Type I, Type II)

図-3.107~3.109 に荷重パターンの異なる Case 7 と Case 8 の荷重変位と残留変位の関係を示す。モデルは Model L, 支持層の相対密度は $D_r = 80\%$ のケースである。図-3.107 より, 残留鉛直変位 v_r は繰返し荷重回数の多い Type I 荷重パターンの方が大きくなるのがわかる。また, 残留回転角 θ_r も図-3.108 に示すように, Type I 荷重パターンでの結果の方が大きくなった。これは, 図-3.110, 3.111 に示すように, 支持層の相対密度が $D_r = 60\%$ での実験結果 (Case 10, 11) についても同様の傾向となり, 地震時荷重を受けたときの直接基礎の残留鉛直変位 v_r および残留回転角 θ_r は地震力の繰返し作用回数に依存して増加することが確認された。一方, 残留水平変位 u_r については図-3.109 に示すように, Type II 荷重パターンでの結果の方が大きくなった。これは, 図-3.112 に示す地盤相対密度が $D_r = 60\%$ での実験結果 (Case 10, Case 11) についても同様の傾向が見られた。この結果は, 残留鉛直変位 v_r および残留回転角 θ_r に関する結果と異なる。原因については, 今後, 数値解析を行うなどして, 考察を行なっていく必要がある。

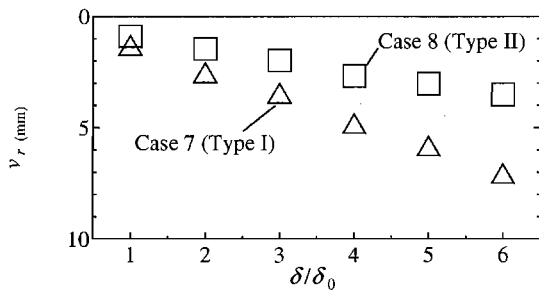


図-3.107 残留鉛直変位の違い (Case 7, 8)

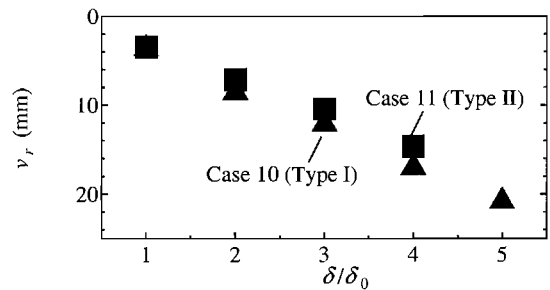


図-3.110 残留鉛直変位の違い (Case 10, 11)

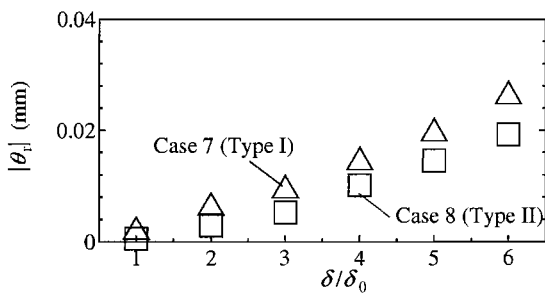


図-3.108 残留回転角の違い (Case 7, 8)

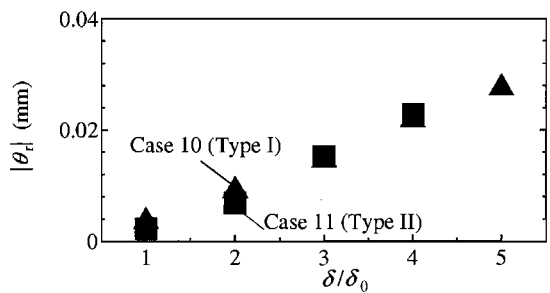


図-3.111 残留回転角の違い (Case 10, 11)

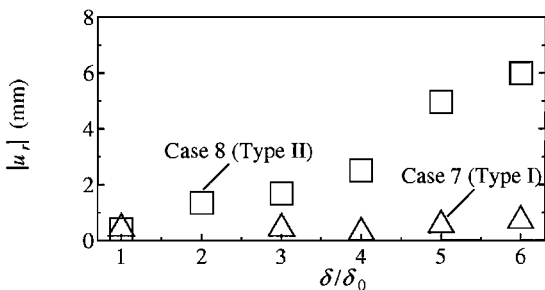


図-3.109 残留水平変位の違い (Case 7, 8)

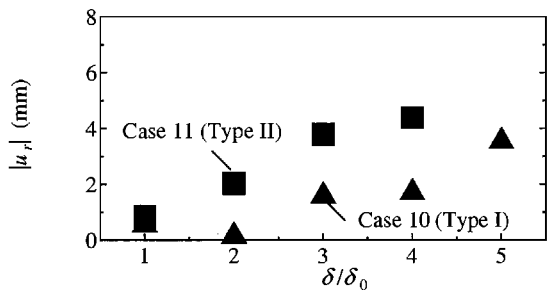


図-3.112 残留水平変位の違い (Case 10, 11)

(3) 荷重パターンの違いによる比較 (一方向, 交番)

図-3.113~3.115 に一方向繰返し荷重 (Case 4) と交番繰返し荷重 (Case 5) における荷重変位と残留変位の関係を示す。モデルは Model H, 支持層の相対密度は $D_r = 80\%$ のケースである。ここで, Case 4 では荷重荷重がゼロになったときに荷重変位を反転させているが, $P-\Delta$ 効果によりわずかに M が発生し, 荷重荷重がゼロであっても $M = 0$ にはならないようである。よって, Case 4 については, 荷重荷重がゼロとなった時の変位を残留変位として示している。図-3.113 より, 残留鉛直変位 v_r は, 交番荷重の方が大きくなる。すなわち, 与えられた仕事量に依存したと考えられる。一方, 残留回転角 θ_r および残留水平変位 u_r は, 図-3.114, 3.115 に示すように, 一方向荷重の方が大きくなった。これは, 地盤の塑性化による変形が荷重方向に累積されるためである。

実際の地震時荷重はランダムな荷重であり, その荷重パターンは交番荷重と一方向荷重の間に位置すると考えられる。したがって, 交番荷重と一方向荷重のときの挙動の差を再現できるような数値解析モデルを整備することが重要と考えられる。また, 今後, 実際の地震波を模擬したランダムな荷重が作用した時の残留変位についても実験を行っていくことが必要である。

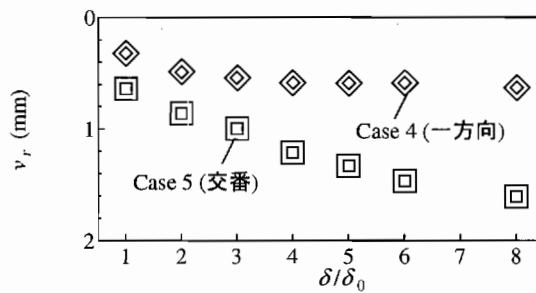


図-3.113 残留鉛直変位の違い (Case 4, 5)

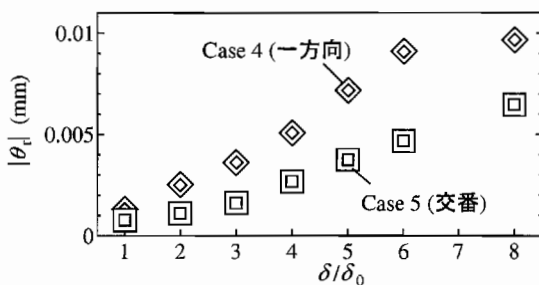


図-3.114 残留回転角の違い (Case 4, 5)

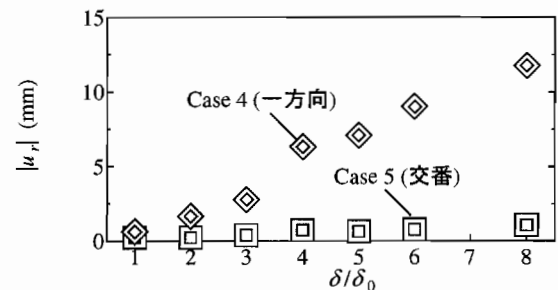


図-3.115 残留水平変位の違い (Case 4, 5)

(4) 荷高の異なる比較 (Model H, Model L)

図-3.116~3.118に、荷高の異なる Model H (Case 5) と Model L (Case 8) における荷変位と残留変位の関係を示す。支持層の相対密度は $D_r = 80\%$ 、荷パターンは Type II のケースである。残留鉛直変位 v_r 、残留回転角 θ_r 、残留水平変位 u_r とともに、荷高の低い Model L の方が大きくなるのがわかる。地盤の塑性流動は基礎底面に作用する組み合わせ荷重 $V-H-M$ の比率により決まるとすれば、 $V-H-M$ 比率の違いが残留変位量の違いとして表れたものと考えられる。

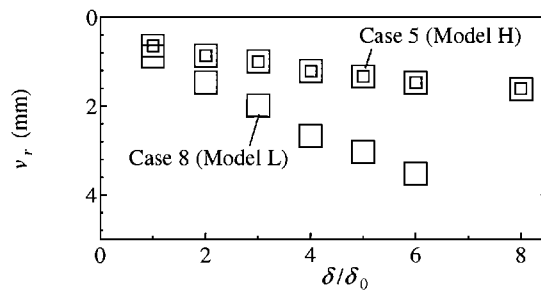


図-3.116 残留鉛直変位の違い (Case 5, 8)

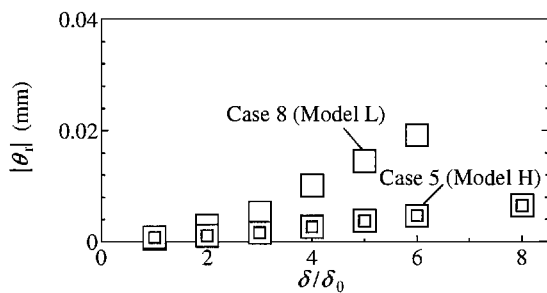


図-3.117 残留回転角の違い (Case 5, 8)

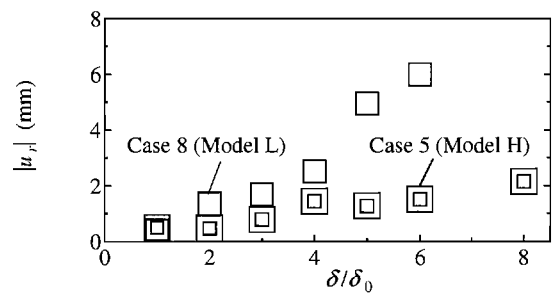


図-3.118 残留水平変位の違い (Case 5, 8)

3.3.9 地盤の変形状況

図-3.119～3.124に実験後の地盤変形図を示す。これらは実験前の地盤高さを実験後の地盤高さの差を示したものである。これらの図中のC.L.は模型の中心を通る南北方向の線であり、E250、W250はそれぞれC.L.から東西方向に0.25 m離れた位置を示す。これらの図より、基礎下で地盤が凸状に変形していたことが分かる。

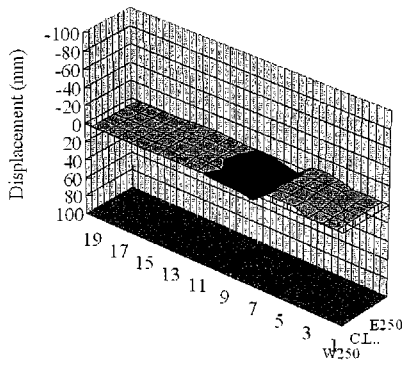


図-3.119 地盤の変形 (Case 4)

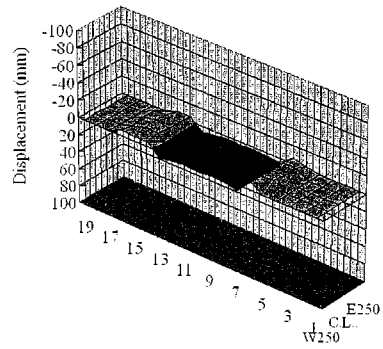


図-3.120 地盤の変形 (Case 5)

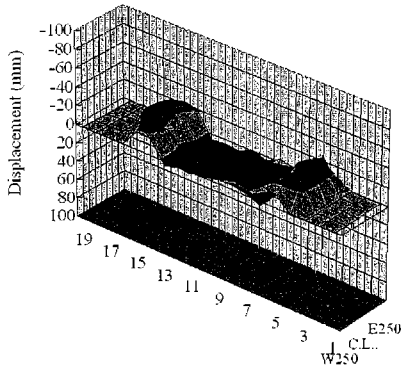


図-3.121 地盤の変形 (Case 7)

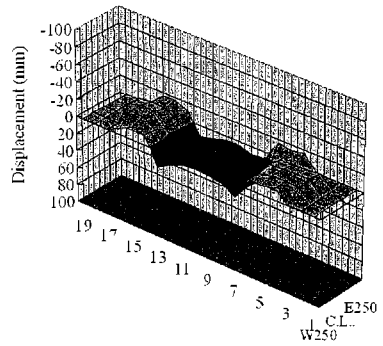


図-3.122 地盤の変形 (Case 8)

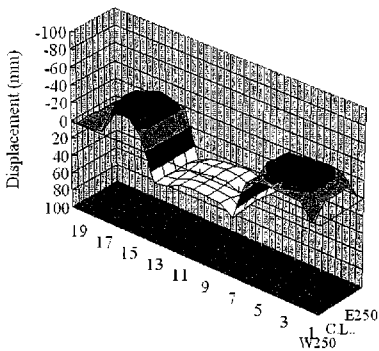


図-3.123 地盤の変形 (Case 10)

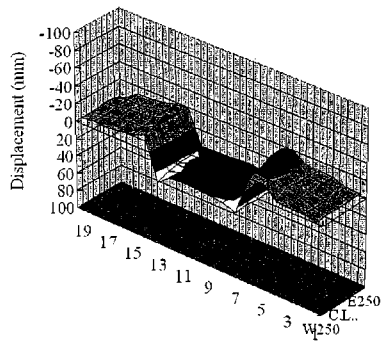


図-3.124 地盤の変形 (Case 11)

4. まとめ

本研究では、大地震時の直接基礎の挙動、残留変位の進展を把握する目的で、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。

- 地震力に起因する比較的小さな偏心外力の作用に対し基礎の端部は浮き上がる。
- 鉛直荷重 V が一定であっても地震力によって生じる水平荷重 H 、転倒モーメント M との連成により残留水平変位や残留回転角だけではなく残留鉛直変位も生じる。
- 地震時の残留鉛直変位量は地盤強度や載荷の繰返し回数、 V - H - M の比率に依存する。
- 残留回転角、残留水平変位は、荷重の作用方向に累積される。

今後、実際の地震時により近い動的な載荷状態における直接基礎の挙動および残留変位量についても検討を行う必要がある。

謝辞: 本研究を進めるにあたり、日伊科学技術協力協定 (2002-2006) のエグゼクティブプログラム 13B2, "Seismic design methods for bridge foundations" (研究代表者 Roberto Paolucci ミラノ工科大学教授および福井次郎土木研究所構造物研究グループ長) の支援を受けた。また、本研究を行うにあたり、ミラノ工科大学の Roberto Paolucci 教授, Roberto Nova 教授, Claudio di Prisco 教授に貴重な助言を頂いた。ここに記し、謝辞とする。

参考文献

- 1) 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.
- 2) (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.
- 3) (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, 1996.
- 4) Paolucci, R. and Pecker, A.: Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 3, pp. 95-105, 1997.
- 5) (財) 日本規格協会: JIS R 6001 研摩材の粒度, JIS ハンドブック工具, pp. 503-504, 1973.
- 6) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2002.
- 7) 星隈順一: 第 5 回 橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会, (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, pp. 104-109, 2002.
- 8) 運上茂樹, 星隈順一, 西田秀明: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン (案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料, 第 4023 号, pp. 20-25, 2006.
- 9) 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. 1-14, 1986.
- 10) 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.
- 11) Gazetas, G.: Foundation vibrations, *Foundation engineering handbook*, pp. 553- 593, 1991.
- 12) Kokusho, T.: Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and foundations*. Vol. 20, No. 2, pp. 45-60, 1980.
- 13) 福井次郎, 木村嘉富, 石田雅博, 貴志友貴: 直接基礎の大地震時の挙動に関する検討, 土木研究所資料, 第 3627 号, pp. 10, 1999.
- 14) 鉄道総合研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.
- 15) (社) 土木学会 耐震工学委員会 動的相互作用小委員会: 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用, 1992.
- 16) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋下部構造安定計算要領 (案)・同解説, 1988.
- 17) 本州四国連絡橋公団: 来島大橋剛体基礎耐震設計法 (案), 1990.
- 18) 岡村未対, 竹村次郎, 木村孟: 砂地盤上の円形及び帯基礎の支持力特性に関する研究, 土木学会

論文集, No. 463/III-22, pp. 85-94, 1993.

- 19) 岡村未対, 三原淳慎, 竹村次郎, 桑野二郎: 偏心荷重を受ける砂地盤の支持力・変形特性に及ぼす基礎の形状と寸法の影響, 第45回地盤工学シンポジウム, pp. 61-64, 2000.
- 20) Okamura, M. and Matuo, O.: A displacement prediction method for retaining walls under seismic loading, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 1, pp. 131-138, 2002.
- 21) Faccioli, E., Paulucci, R., and Vivero, G.: Investigation of seismic soil-footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models, Proc. 4th Int. Conf. on *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Special Presentation Lecture, March, SPL-05, pp. 26-31, 2001.
- 22) Nova, R. and Montrasio, L.: Settlements of shallow foundations on sand, *Geotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.
- 23) Butterfield, R. and Gottardi, G.: A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand, *Geotechnique*, Vol. 44, No. 1, pp. 181-184, 1994.
- 24) Gottardi, G. and Butterfield, R.: The displacement of a model rigid surface footing on dense sand under general planar loading, *Soils, and Foundations*, Vol. 35, No. 3, pp. 71-82, 1995.
- 25) (社)土質工学会: わかりやすい土質力学原論 [第1回改訂版], pp. 179-185, 1992.

資料 A CD-ROM収録データ

土木研究所資料第 4027 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

本資料付属の CD-ROM のフォルダ構成は以下の通りである。

CD-ROM
├ 計測データ : 表-2.11 ~ 2.13 に示す計測器で計測されたデータ
└ 地盤変形データ : 図-2.28 に示す位置で計測された地表面高さ及び実験前後の変形量

A.2 計測データファイル一覧

計測データフォルダに収録されているデータは、それぞれの実験ケースにおいて加振時の実験データを「2.10 データ整理方法」に示す方法で補正したデータである。

保存形式: MS-DOS Text 形式

データ表示方法: 指数表示

データ桁数: 4 桁 (符号含まない, 小数点以下 2 桁)

データ列区切り方法: スペース区切り

表-A.1 計測データファイル一覧

データ ファイル名	サンプリング 周波数 (Hz)	サンプリング 時間間隔 (sec)	サンプリング 時間 (sec)	データ 列数	データ 行数
Case1.txt	20	0.050	3276.550	6	65533
Case2.txt	20	0.050	1740.700	6	34815
Case3.txt	100	0.010	57.580	34	5759
Case4.txt	100	0.010	150.850	34	15086
Case5.txt	100	0.010	259.750	34	25976
Case6.txt	100	0.010	40.060	32	4007
Case7.txt	100	0.010	801.810	32	80182
Case8.txt	100	0.010	300.280	32	30029
Case9.txt	100	0.010	54.240	34	5425
Case10.txt	100	0.010	770.310	34	77032
Case11.txt	100	0.010	314.530	34	31454
Case6-2.txt	100	0.010	111.89	34	11147

表-A.2 計測データファイル様式 (Case 1, 2)

ケース名 →	Case name: Case 1					
サンプリングタイム →	Sampling time: 0.05 (sec)					
データ行数 →	Number of data lines: 77659					
データ列数 →	Number of data lines: 6					
計測器名 →	Time	VP	D-VF1	D-VF2	D-VB1	D-VB2
データ単位 →	sec	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
データ →	0.000	4.21E+01	1.60E-02	-5.80E-02	-2.20E-01	-6.80E-02
	0.002	4.10E+01	2.40E-02	-5.80E-02	6.10E-01	7.00E-03

表-A.3 計測データファイル様式 (Case 3~11)

ケース名 →	Case name: Case 3						
サンプリングタイム →	Sampling time: 0.01 (sec)						
データ行数 →	Number of data lines: 5759						
データ列数 →	Number of data lines: 34						
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	-2.80E-02	1.00E-03	2.90E-02	-2.20E-02	...	-1.20E-02
	0.002	4.29E-01	-1.30E-02	-9.90E-03	4.40E-02	...	-1.20E-02

A.3 地盤変形データ

地盤変形データフォルダに収録されているデータは、水平載荷試験により生じた地盤変形量の計測結果である。なお、鉛直載荷試験により生じた地盤変形量の計測結果は、「3.1.3 地盤の変形状況」を参照のこと。

保存形式: MS-DOS Text 形式

データ表示方法: 整数

データ列区切り方法: スペース区切り

表-A.4 地盤変形データファイル一覧

データ ファイル名	データ 列数	データ 行数
Case3.txt	15	19
Case4.txt	15	19
Case5.txt	15	19
Case6-2.txt	15	19
Case7.txt	15	19
Case8.txt	15	19
Case9.txt	15	19
Case10.txt	15	19
Case11.txt	15	19

表-A.5 地盤変形データファイル一覧 (Case 3~11)

ケース名 →	Case name: Case 3							
データ行数 →	Number of data lines: 28							
データ列数 →	Number of data lines: 24							
東西方向計測位置 *2 →			W250	...	E250			
データ →	1	341	341	0	...	345	345	0
	2	340	340	0	...	346	346	0

	↑	↑	↑	↑				
	南北方向	初期値	実験後	変形量 *1				
	計測位置 *2		計測値					

注): 計測値の単位は mm.

*1: 変形量は、実験後計測値から初期値を引いたもの。

*2: 東西方向、南北方向の計測位置は図-2.28 を参照のこと。

資料 B 2方向ロードセル検定結果

表-B.1, B.2 に、実験前および実験後の行った2方向ロードセルの検定結果の一覧を示す。表中の記号などは「2.8.3 2方向ロードセル」を参照されたい。

表-B.1 2方向ロードセル検定結果(実験前)

No	ε_p/P (μ/kN)	ε_s/P (μ/kN)	鉛直載荷時 における $\varepsilon_s/\varepsilon_p$ (%)	ε_s/S (μ/kN)	ε_p/S (μ/kN)	せん断載荷時 における $\varepsilon_p/\varepsilon_s$ (%)
1	0.140	1.655×10^{-3}	1.178	0.112	2.574×10^{-3}	2.304
2	0.142	2.576×10^{-3}	1.814	0.113	2.272×10^{-3}	2.033
3	0.138	6.338×10^{-3}	4.603	0.117	2.922×10^{-3}	2.494
4	0.140	3.185×10^{-3}	2.280	0.114	1.792×10^{-3}	1.570
5	0.139	0.077×10^{-3}	0.915	0.110	4.852×10^{-3}	4.443
6	0.141	6.362×10^{-3}	4.519	0.115	2.366×10^{-3}	2.045
7	0.139	8.164×10^{-3}	5.881	0.119	3.800×10^{-3}	3.190
8	0.138	4.781×10^{-3}	3.457	0.115	2.037×10^{-3}	1.772
9	0.142	3.723×10^{-3}	2.623	0.113	0.515×10^{-3}	0.451
10	0.139	4.396×10^{-3}	3.154	0.116	2.580×10^{-3}	2.198
11	0.140	4.242×10^{-3}	3.034	0.112	0.947×10^{-3}	0.852

表-B.2 2方向ロードセル検定結果(実験後)

No	ε_p/P (μ/kN)	ε_s/P (μ/kN)	鉛直載荷時 における $\varepsilon_s/\varepsilon_p$ (%)	ε_s/S (μ/kN)	ε_p/S (μ/kN)	せん断載荷時 における $\varepsilon_p/\varepsilon_s$ (%)
1	0.143	3.426×10^{-3}	2.397	0.114	1.706×10^{-3}	1.500
2	0.144	1.367×10^{-3}	0.950	0.113	1.508×10^{-3}	1.338
3	0.140	5.000×10^{-3}	3.576	0.117	4.810×10^{-3}	4.068
4	0.141	1.343×10^{-3}	0.949	0.114	1.307×10^{-3}	1.142
5	0.140	2.565×10^{-3}	1.827	0.111	2.846×10^{-3}	2.564
6	0.143	4.901×10^{-3}	3.432	0.115	1.859×10^{-3}	1.618
7	0.140	6.979×10^{-3}	4.974	0.120	3.366×10^{-3}	2.815
8	0.140	3.309×10^{-3}	2.359	0.115	4.059×10^{-3}	3.534
9	0.144	5.634×10^{-3}	3.915	0.115	2.438×10^{-3}	2.128
10	0.141	3.035×10^{-3}	2.150	0.116	1.198×10^{-3}	1.033
11	0.141	5.805×10^{-3}	4.106	0.112	1.365×10^{-3}	1.216

資料 C サンドペーパーの規格

模型底面に貼るサンドペーパーは #60 と呼ばれるものを使用した。これは、日本工業規格 JIS R 6001 (1973 年) に示される粒度分布に準じて製作されているものである。表-C.1 に #60 の粒度分布を示す。

表-C.1 サンドペーパー (#60) 粒度分布

粒度	100%通過しなければならない標準ふるい 1段	一定量とどまってもよい標準ふるいとその量 2段		一定量とどまらなければならない標準ふるいとその量 3段	
	μm	μm	%	μm	%
#60	420	297	30	250	40

粒度	二つのふるいとどまったものを合わせて一定量以上にならないそれぞれの標準ふるいとその量 3段 4段		最大3%まで通過してもよい標準ふるい 5段	
	μm	%	μm	
#60	250	210	65	177

資料 D 大型砂撒き装置による地盤検定結果

実験地盤の作成を行うにあたって空中落下方式による地盤作成法も試した。実験に使用した土層に、図-D.1, 写真-D.1~D.4 に示す大型砂撒き装置を設置し、スリット幅、移動速度、落下高さをパラメータとして地盤を作成した。地盤は、目標相対密度 $D_r = 80\%$ ($\rho = 1.602 \text{ g/cm}^3$), $D_r = 60\%$ ($\rho = 1.539 \text{ g/cm}^3$) である。

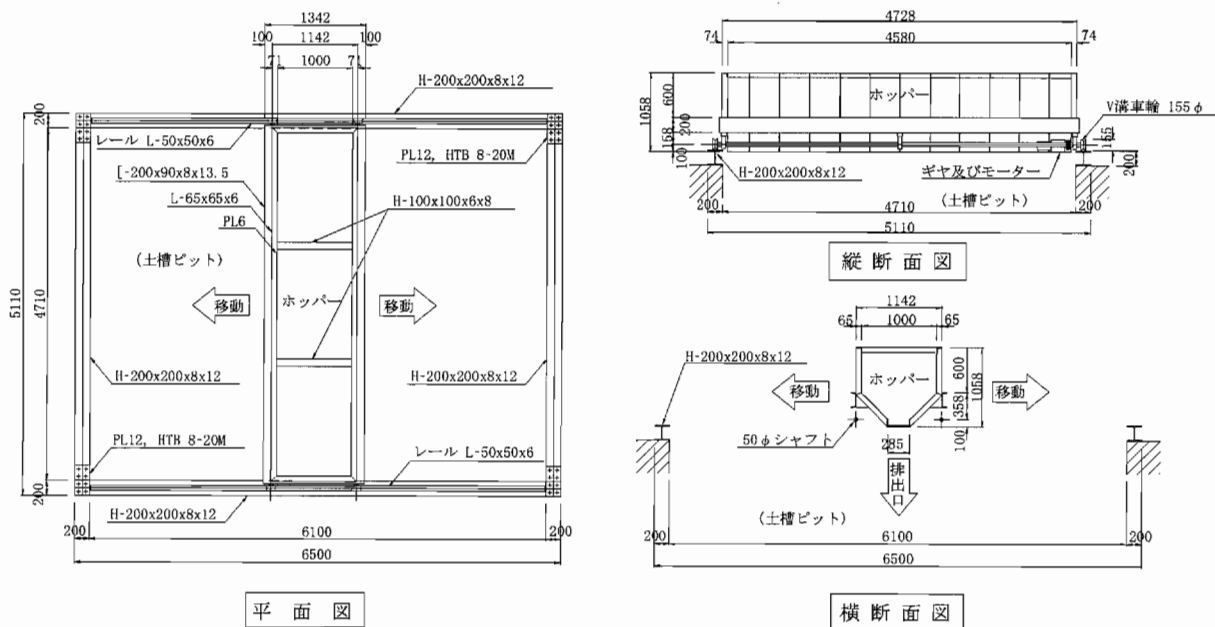


図-D.1 大型砂撒き装置

図-D.2 に示すように、地盤密度は土層内に設置したモールドより求めた。目標相対密度 $D_r = 80\%$ と $D_r = 60\%$ の 2 ケースで作成した結果得られた地盤密度を表-D.1, D.2 に示す。 $D_r = 80\%$ を目標に作成した地盤については、各モールドで採取した地盤の相対密度の標準偏差 σ が $\sigma = 1.6\%$ となり比較的均一な地盤が作成できた。しかし、 $D_r = 60\%$ を目標に作成した地盤では $\sigma = 10.7\%$ と、モールド設置位置に依存してかなり大きな地盤密度のばらつきが生じた。たとえば、模型設置位置である土層中央の No. 5 および No. 10 で最も地盤密度が小さくなる傾向がみられ、目標相対密度に達しない結果となった。

さらに、図-D.3 に示すように、地表面は砂撒き装置走行方向および直角方向ともに不陸が生じた。これは、砂の落下により押し出された空気が土層の側壁の影響を受け、逃げ場を失い、落下砂

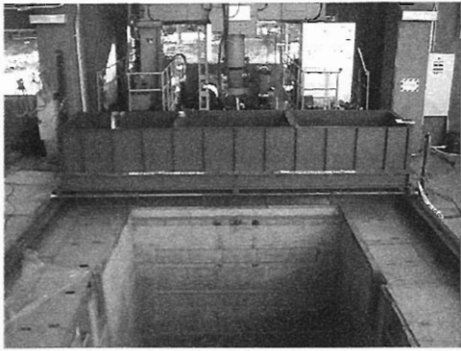


写真-D.1 大型砂撒き装置正面

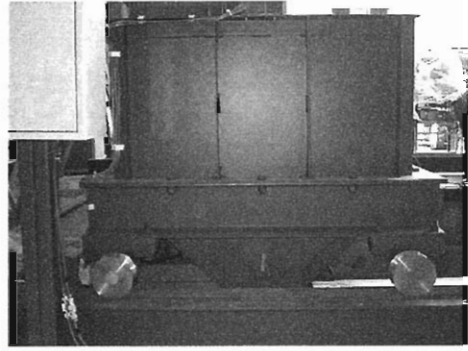


写真-D.2 大型砂撒き装置側面

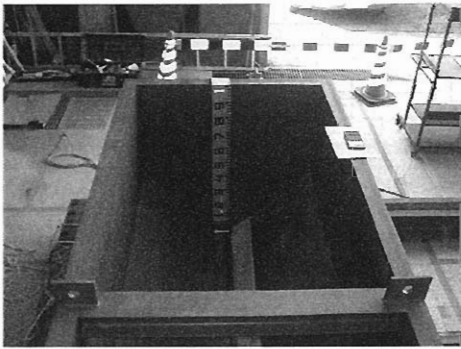


写真-D.3 大型砂撒き装置内側 (端部)

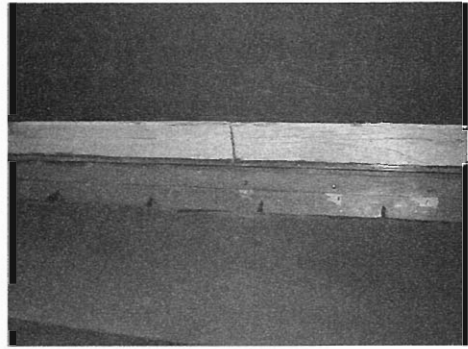


写真-D.4 大型砂撒き装置スリット部

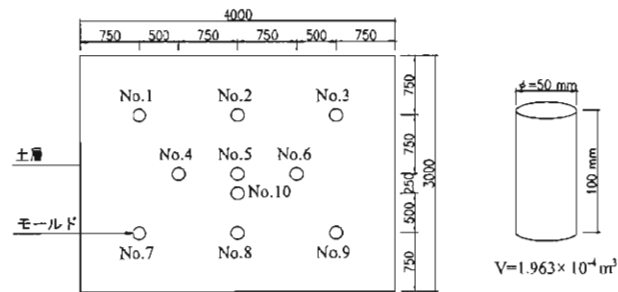


図-D.2 検定用モールド設置位置

を押すような気流が発生するためと考えられる。不陸を生じた地表面を平坦に均すためには、作成した地盤を乱す可能性があり、実際の地盤密度の把握が難しくなると考えられる。したがって、これらの要因を総合的に判断して、本実験では空中落下法での地盤作成は行わなかった。

表-D.1 地盤作成結果 ($D_r=80\%$)

Model No	D_r	ρ
1	88	1.627
2	87	1.625
3	87	1.625
4	86	1.622
5	85	1.618
6	89	1.631
7	87	1.626
8	85	1.619
9	86	1.623
10	83	1.611
平均	86	1.623
σ	1.6	0.6

表-D.2 地盤作成結果 ($D_r=60\%$)

Model No	D_r	ρ
1	76	1.590
2	62	1.544
3	80	1.605
4	80	1.600
5	53	1.517
6	73	1.579
7	70	1.570
8	57	1.592
9	77	1.529
10	55	1.525
平均	68	1.623
σ	10.7	3.3

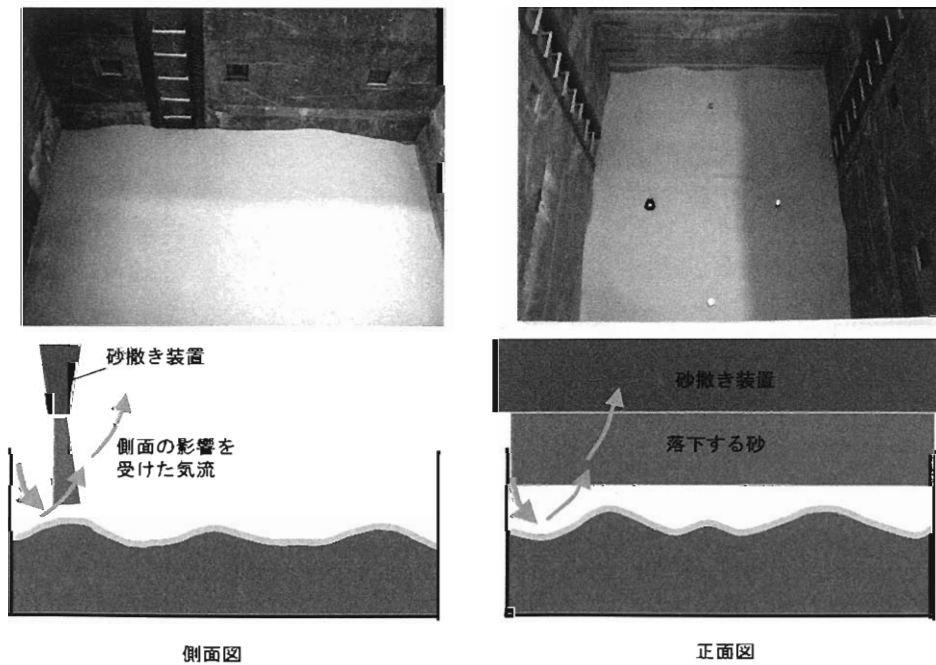


図-D.3 空中落下法作成地表面