

柱状体基礎の大型振動台実験

構造物研究グループ	グループ長	福井 次郎
基礎チーム	上席研究員	中谷 昌一
	主任研究員	白戸 真大
	研究員	秋田 直樹*1
		野々村佳哲
	交流研究員	岡本 真次*2

要 旨

土木研究所基礎チームでは、大地震に対する基礎の耐震性能照査のための、設計実務で用いることができるような実用的な基礎の動的解析モデルの開発を進めている。その一連の研究として、土木研究所が有する平面寸法 8 m×8 m の大型振動台と大型のせん断土槽を用いて、柱状体基礎、群杭基礎の地震時挙動に関する大型振動台実験を行ってきた。

本報告では、これらの実験のうち、平成 12 年度および平成 13 年度に行われた柱状体基礎を用いた大型振動台実験の結果を報告する。

キーワード：柱状体基礎，振動台実験，動的解析

* 1 (現・国土交通省関東地方整備局 千葉国道事務所 交通対策課)

* 2 (現・飛島建設株式会社)

目 次

第 1 章 はじめに	1
第 2 章 柱状体基礎の振動台実験	3
2.1 実験概要	3
2.2 三次元大型振動台	7
2.3 基礎模型	9
2.4 計測項目と計測装置	15
2.5 実験地盤	24
2.6 サウンディング試験	41
2.7 S 波速度測定	55
2.8 地表面標点計測	57
第 3 章 実験結果	66
3.1 データ処理方法	66
3.2 グラフ一覧	79
3.3 構造物天端位置の応答	147
3.4 地盤反力度	148
3.5 地盤の沈下量の評価	153
第 4 章 地盤の動的挙動に関する振動台実験と動的解析の比較	157
4.1 はじめに	157
4.2 解析対象	158
4.3 地盤の解析モデルと動的変形特性	159
4.4 解析結果	166
4.5 4 章のまとめ	172
巻末資料	
A 巻末 DVD-ROM について	173

第1章 はじめに

多くの構造物の設計基準では、構造物の非線形応答を算出する方法として、構造物の一次モードに相当する慣性力を単調漸増荷重で与える静的解析であるプッシュオーバー解析により非線形挙動を把握し、得られた非線形挙動に基づき構造物を一質点の振動系として仮定してエネルギー一定則、変位一定則、非線形応答スペクトルなどを適用する方法が示されている。静的解析結果に基づくこの方法は、簡便であり、試行錯誤が必要な設計作業になじむ手法である。

一方、近年、地震時の構造物の動的な挙動をより積極的に考慮し、合理的な設計を行うことが要求される場合には、構造物の耐震性能の照査に動的解析を用いることが一般化してきた。構造物基礎においても、動的解析を耐震設計に積極的に活用することが期待されている。新設基礎の設計だけではなく、膨大なストックを持つ既設基礎の耐震補強については、新設基礎の設計以上に総合的かつ合理的な判断が必要とされ、動的解析の活用が期待される。

このような現状を受け、大地震時における基礎の耐震性能の評価に動的解析を活用するための研究が非常に活発に行われている。また、設計実務において、動的解析を用いないまでも、地震時の動的な挙動を把握し、それを反映された簡便な耐震性能の評価手法を開発することは、耐震設計上非常に意味がある。しかし、基礎は地中にあることから、地震時の挙動や地震被害を観察することが難しく、大地震時の挙動に関して観測されたデータは少ない。

近年、この点を解決するために、大地震を想定した大きな変位までを考慮した準静的な繰返し載荷実験を行っている研究が増えている^{1-1), 1-2), 1-3), 1-4)}。しかし、いずれも基礎頂部の載荷によるものであり、また地震中に生じる地盤の振動変位と基礎の運動の両者を考慮して検討した事例は乏しい。

さらに、どのような動的解析モデルの適用を考えた場合であっても、設計実務へと積極的に取り込んで行くためには、ベンチマークとなる現地観測記録や大地震を想定した大型の振動台実験結果が必要であることは明白である。しかし、信頼でき、かつ詳細が明らかにされた基礎の地震時挙動に関するデータは少ない。実験結果の評価では常に寸法効果が問題になるが、特に、大型実験のデータはほとんどない。

このような観点から、土木研究所が有する平面寸法 8 m × 8 m の大型振動台と大型のせん断土槽を用いて、単柱式基礎、群杭基礎の地震時挙動に関する一連の基礎の大型振動台実験が行われてきた。本報告では、これらの実験のうち、平成 12 年度および平成 13 年度に行われた単柱式基礎を用いた大型振動台実験の結果をまとめ、実験データを公開する。

本報告の前半部では、実験結果をまとめる。実験は、基礎幅、地盤の密度、構造物の固有周期、入力波をパラメータに行っており、実験結果の整理は、基礎と地盤の動的挙動、および、基礎が受ける水平地盤抵抗に関して行う。また、基礎と地盤の相互作用バネに関して、実験結果の考察を行う。

本報告の後半部では、基礎への地震入力の評価に深く関係する自由地盤の挙動の評価に関しても 1

次元の動的解析を行い、実験結果と比較する。使用実績の多い双曲線モデル、Ramberg-Osgood モデルを用いて実験結果を解析し、両モデルを用いて大地震を想定した解析を行うときの非線形特性を表すパラメータ設定方法を検討する。

1章の参考文献

- 1-1) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，野々村佳哲，喜多直之：群杭基礎の大型振動台実験，土木研究所資料，第 4015 号，2006.8.
- 1-2) 福井次郎，木村嘉富，大越盛幸，阪野彰：砂地盤中の単杭の復元力特性に関する水平載荷試験，土木研究所資料，第 3552 号，1998.3.
- 1-3) 西山誠治，斉藤正人，羽矢洋，棚村史郎，西村昭彦：ケーソン基礎・地盤系の地震時復元力特性に関する研究，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp. 3103-3108，1998.
- 1-4) 近藤政弘，室野剛隆，西村昭彦，佐野弘幸：L2 地震時設計に用いる杭基礎－地盤系の復元力特性に関する検討，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp. 3115-3120，1998.

第2章 柱状体基礎の振動台実験

2.1 実験概要

2カ年にわたって全5ケース35加振ステップの実験を実施した。図-2.1に実験装置の概要を、表-2.1に載荷計画を示す。CASE 1～CASE 3は平成13年度、CASE 4およびCASE 5は平成12年度に実施したものである。

振動台は、図-2.1に「direction of loading」と示した方向（以後X方向または南北方向として引用）に、所定の地震波で加振した。入力波は、正弦波（Sinusoidal）、板島波（Itajima）、神戸波（Kobe）、Sweep波の4種類である。正弦波（Sinusoidal）は周波数が2Hz、一定加速度振幅であり、表-2.1のInput waveの数値にて表すように最大加速度を100 gal～600 galの間で変化させている。また、残る2波は地震記録波であり、板島波（Itajima）は1968年日向灘沖地震において板島橋周辺地盤上で記録された波、神戸波（Kobe）は1995年の兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で記録された波のN-S成分である。神戸波は目標最大加速度が100 gal～800 galに設定した値になるように時間領域で加速度に一定値を乗じて作成した。表-2.1のPeak accelerationは、それぞれの加振ステップにおいて実際に振動台上で計測された最大加速度を示している。板島波が計測された板島橋周辺、および神戸波が観測された神戸海洋気象台の地震波計測位置は比較的堅固な地盤であると考えられることから、ここでは計測波を設計基盤上の入力波（複合波）と考え振動台への入力波として用いた。Sweep波は、地盤や基礎の固有振動特性を確認するために周波数を変化させながら発振する波である。また、振動台および構造物は大型であることから、本実験を実大実験と考え、相似則に基づく入力波の振動数調整は行わなかった。

各ケースとも、各加振ステップで所定の加振をした後、振動台を一旦停止し、その後、次のステップの加振を行った。また、加振直前にすべてのセンサーをゼロクリアしている。

実験に用いた柱状体模型は、表-2.1にStructure typeとして示すようにCASE 1～CASE 3で使用したType AとCASE 4、CASE 5で使用したType Bの2種類である。図-2.1に示すように、柱部の上には上部構造を想定したおもりを載せている。おもりの質量は、表-2.1に示すように、CASE 1、CASE 2は272 kg、CASE 3は408 kg、CASE 4およびCASE 5は1170 kgである。なお、基礎試験体の詳細は2.3項に示す。

地盤は、気乾状態の豊浦標準砂である。CASE 2～CASE 5では、上層（GL -0.0 mからGL -1.0 mまで）で相対密度 $D_r = 60\%$ 、下層（GL -1.0 m以深）で $D_r = 80\%$ となるように地盤を作成した。CASE 1では上層、下層とも $D_r = 80\%$ を目標とした。実際に作成された地盤の相対密度は、表-2.1にInitial relative densityとして示している。また、地盤作成の詳細は2.4項に示す。

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に基づいて算出した基礎－地盤系の固有周期は表-2.1に

Predominant frequency として示されるとおりである。

図-2.1 には計測装置の配置等も示しているが、その詳細は 2.4 項に示す。

表-2.1 実験計画一覧

Year	Case	Shaking step number	Input wave	Target acceleration (gal)	Peak acceleration (gal)	Initial relative density D_r (%)		structure type	Mass (kg)	Predominant frequency (Hz)		
						Upper	Lower					
2002 (H13)	CASE 1	C1-S100	Sinusoidal	100	90.87	80	78	A	272	21.26		
		C1-S200	Sinusoidal	200	177.17							
		C1-S300	Sinusoidal	300	268.98							
		C1-S500	Sinusoidal	500	518.85							
		C1-S600	Sinusoidal	600	632.53							
		C1-K100	Kobe	100	94.40							
		C1-K300	Kobe	300	258.34							
		C1-K500	Kobe	500	433.71							
	CASE 2	C2-S100	Sinusoidal	100	99.32	60	79			18.55		
		C2-S200	Sinusoidal	200	180.48							
		C2-S300	Sinusoidal	300	266.20							
		C2-S500	Sinusoidal	500	509.30							
		C2-Sw50	Sweep	50	69.46							
		C2-K100	Kobe	100	101.53							
		C2-K300	Kobe	300	261.99							
		C2-K500	Kobe	500	435.62							
	C2-K800	Kobe	original	838.92								
	CASE 3	C3-S100	Sinusoidal	100	97.45	57	77		408	17.14		
		C3-S200	Sinusoidal	200	178.66							
		C3-S300	Sinusoidal	300	270.13							
		C3-Sw50-1	Sweep	50	66.41							
		C3-S500	Sinusoidal	500	517.74							
		C3-Sw50-2	Sweep	50	65.37							
		C3-S600	Sinusoidal	600	624.63							
		C3-Sw50-3	Sweep	50	65.72							
	C3-K800	Kobe	original	843.10								
	2001 (H12)	CASE 4	C4-S100	Sinusoidal	100	94.20	60		76	B	1170	11.75
			C4-S300	Sinusoidal	300	276.51						
C4-S500			Sinusoidal	500	525.73							
C4-Itajima			Itajima	original	369.79							
CASE 5		C5-K100	Kobe	100	88.18	57	74	11.75				
		C5-K300	Kobe	300	257.72							
		C5-K500	Kobe	500	474.41							
		C5-K800	Kobe	original	900.55							

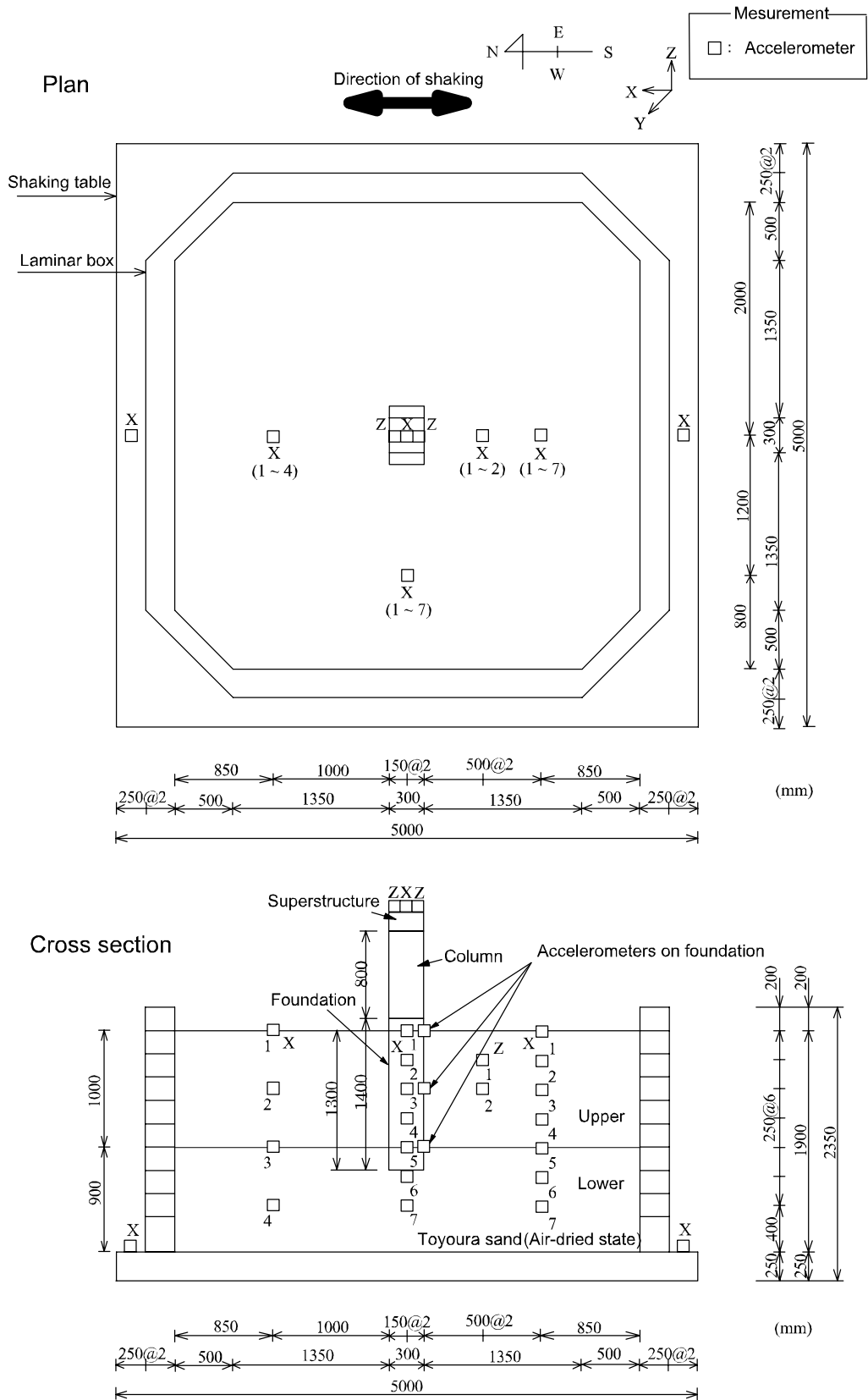


図-2.1 (1) 実験概要図 (CASE1~CASE 3)

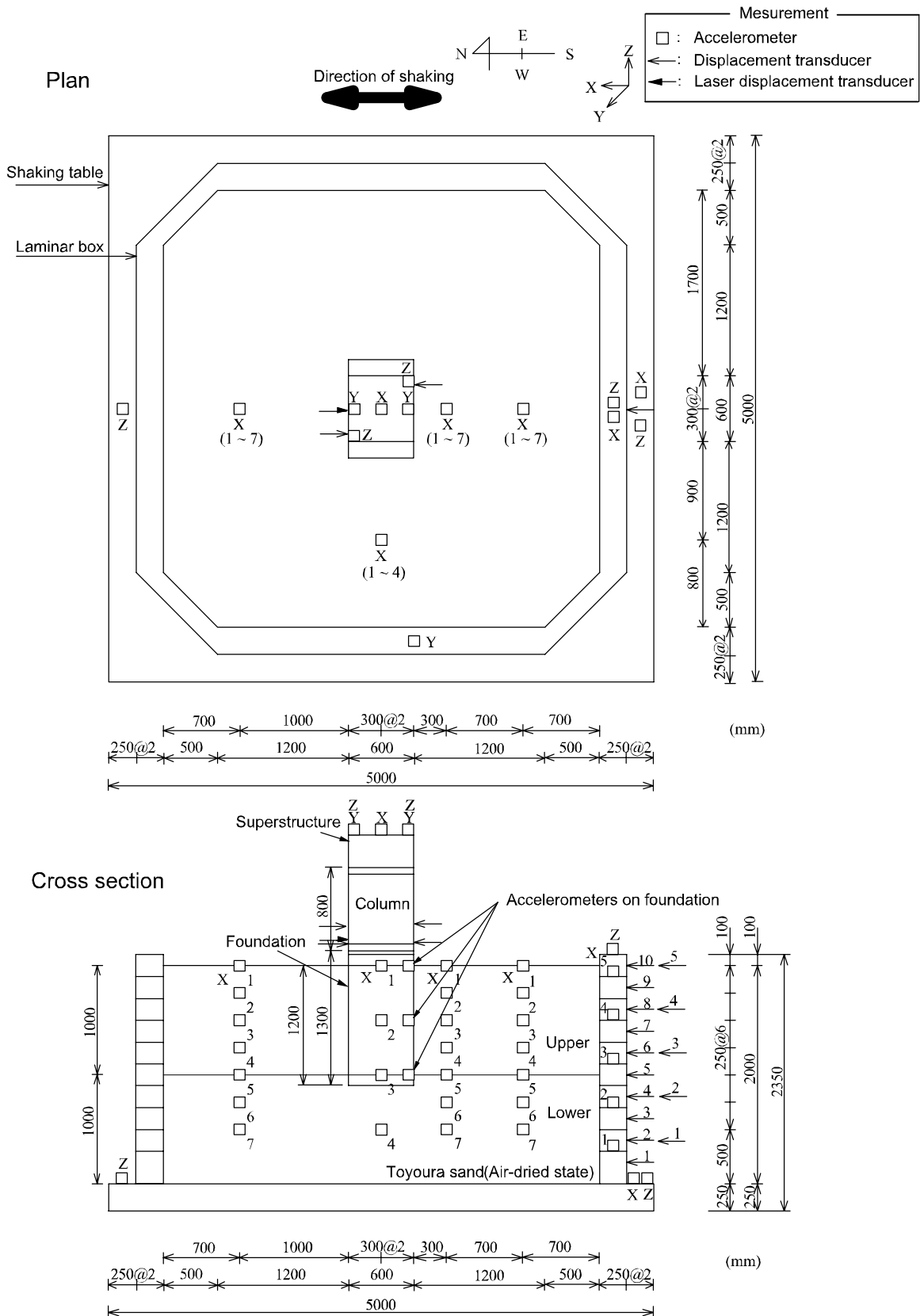


図-2.1 (2) 実験概要図 (CASE 4, CASE 5)

2.2 三次元大型振動台

実験に使用した振動台装置は、(独)土木研究所所有の三次元大型振動台である。その諸元を表-2.2に示す。表中の網掛け部分が本加振実験に関係する項目である。せん断土槽は、内寸法 4 m×4 m、高さ 3.5 m で全 17 段のせん断枠からなる構造である。ただし、本実験では、図-2.2 に示すようにそのうち 10 段のせん断枠のみを用いた。なお、各せん断枠は、高さ 200 mm、質量 1.2 t である。最下段のせん断枠のみ高さが 300 mm であり、せん断土槽の底板と一体化している。底板には排水口なども備え付けられており、最下段せん断枠も含めた質量は 25.8 t である。

表-2.2 三次元大型振動台主要諸元

Items		Specifications
Table size		(W) 8 m × (D) 8 m
On-board load		Rating 100 t / Max. 300 t
Maximum displacement	horizontal	±0.6 m
	vertical	±0.3 m
Maximum velocity	horizontal	2 m/s
	vertical	±1 m/s
Maximum acceleration	horizontal	±2 m/s ²
	vertical	±1 m/s ²

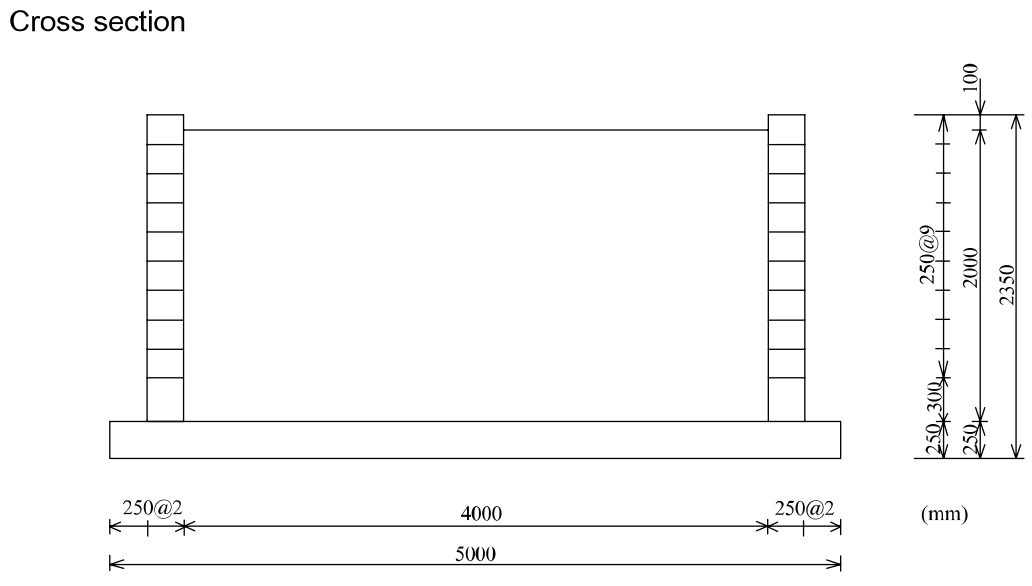
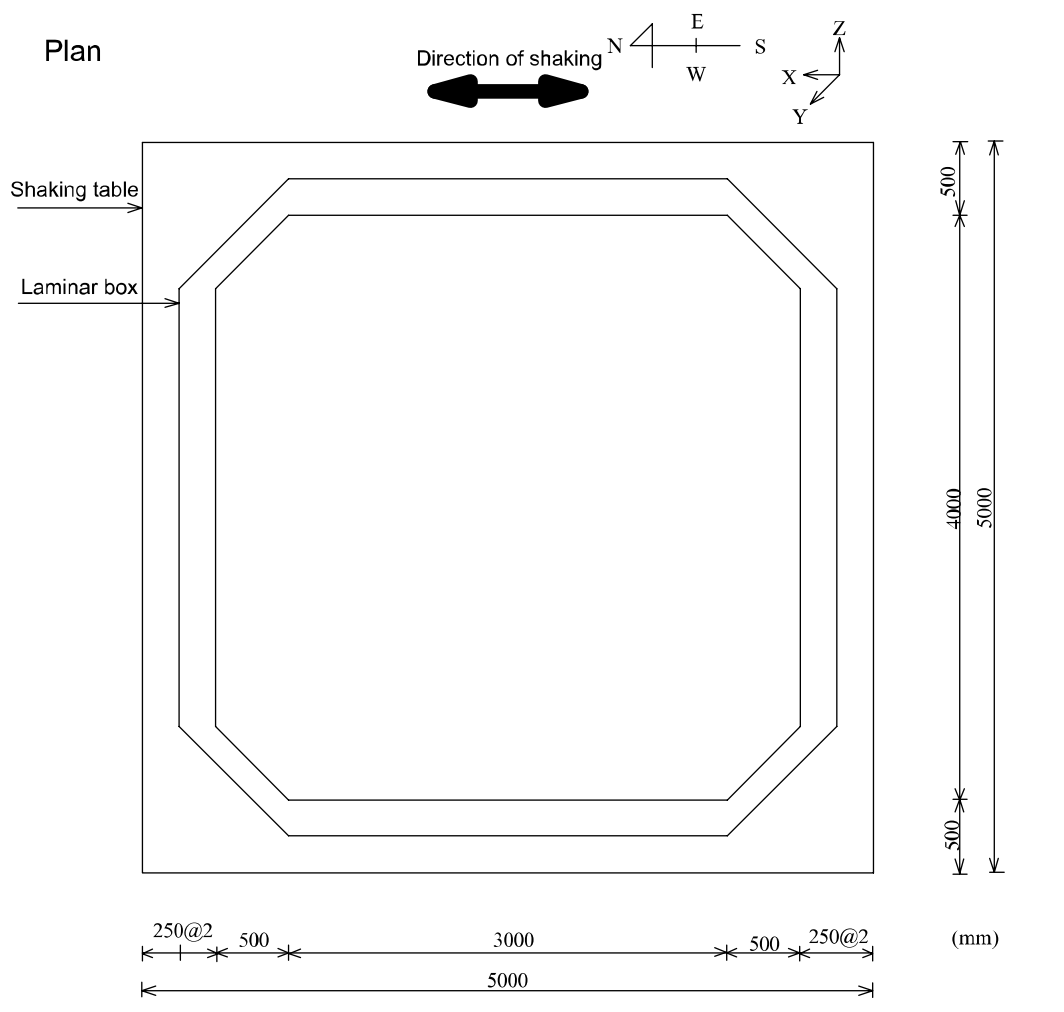


図-2.2 せん断土槽概要図

2.3 基礎模型

供試体を表-2.3, 図-2.3, 写真-2.1 に示す。供試体は, 上部構造部分, 柱部分, および短柱式の基礎部分からなる。基礎部分は Type A, Type B の二つの形式がある。

Type A の基礎部分は, 厚さ 16 mm の鋼板からなり, サイズは L 300 mm × W 300 mm × H 1,400 mm である。加振直交方向の側面 (北側と南側) が受圧面 (Pressure surface) であり, それぞれの面の中心線上にサイズ L 82 mm × W 82 mm × t 6 mm, 質量 107 g のアルミ製の正方形の受圧板を有するロードセルを 9 個取り付けた。また, 土圧計をそれぞれの面に 3 個ずつ配置した。基礎模型の底版には 3 個の土圧計を埋め込んだ。ロードセル・土圧計はともに, 受圧板・センサー表面が供試体本体表面と同一面になるように埋め込んだ。基礎模型の重心位置を調整するために柱の上部に, L 300 mm × W 300 mm × H 800 mm の鋼製のかさ上げ治具を取り付けた。上部構造は, 鋼板を積み重ねることで作成した。個々の鋼板は, サイズが L 300 mm × W 500 mm × t 16 mm である。

Type B の基礎部分は, 厚さ 32 mm の鋼板からなり, サイズは L 720 mm × W 600 mm × H 1,300 mm である。加振直交方向に平行な側面 (北側と南側) が受圧面 (Pressure surface) であり, それぞれの面の中心線上にサイズ L 114 mm × W 114 mm × t 6 mm, 質量 208 g のアルミ製の正方形の受圧板 (Pressure plate) を有するロードセル (Load cell) を 9 個ずつ配置した。基礎模型と受圧板の隙間にはシリコンを充填した。基礎模型の底版には 5 個の直径φ50 mm の土圧計 (Pressure gauge) を配置した。ロードセル・土圧計はともに, 受圧板表面が本体表面と同一面内になるように埋め込んだ。土圧計とロードセルの設置方法を図-2.4, 図-2.5 に示す。土圧計のコードは, 基礎模型の内側を通して配線された。基礎模型の重心位置を調整するために柱上部に, サイズ L 600 mm × W 600 mm × H 800 mm の鋼製のかさ上げ治具を取り付けた。上部構造は, 鋼板を積み重ねることで模擬した。個々の鋼板は, サイズが L 600 mm × W 800 mm × t 32 mm である。

表-2.3 供試体の仕様

	Name of components		Size (mm)	Mass (kg)
Type A	Foundation	Body	L 300×W 300×H 1400	301
		Being pressured board	L 82×W 82×t 6	
		Load cell	φ2.8×3.5	0.08 × 18 = 1.44
	Column	Lifting instrument	L 300×W 300×H 800	129
	Superstructure	Supported weight	L 300×W 500×t 16	272 (CASE 1, 2)
			L 300×W 500×t 32	408 (CASE 3)
Whole model			L 300×W 500×H 2456	703 (CASE 1, 2)
			L 300×W 500×H 2584	839 (CASE 3)
Type B	Foundation	Body	L 720×W 600×H 1300	895
		Being pressured board	L 114×W 114×t 6	
		Load cell	φ2.8×3.5	0.08 × 18 = 1.44
	Column	Lifting instrument	L 600×W 600×H 800	509
	Superstructure	Supported weight	L 600×W 800×t 32	1170
	Whole model			L 720×W 800×H 2420

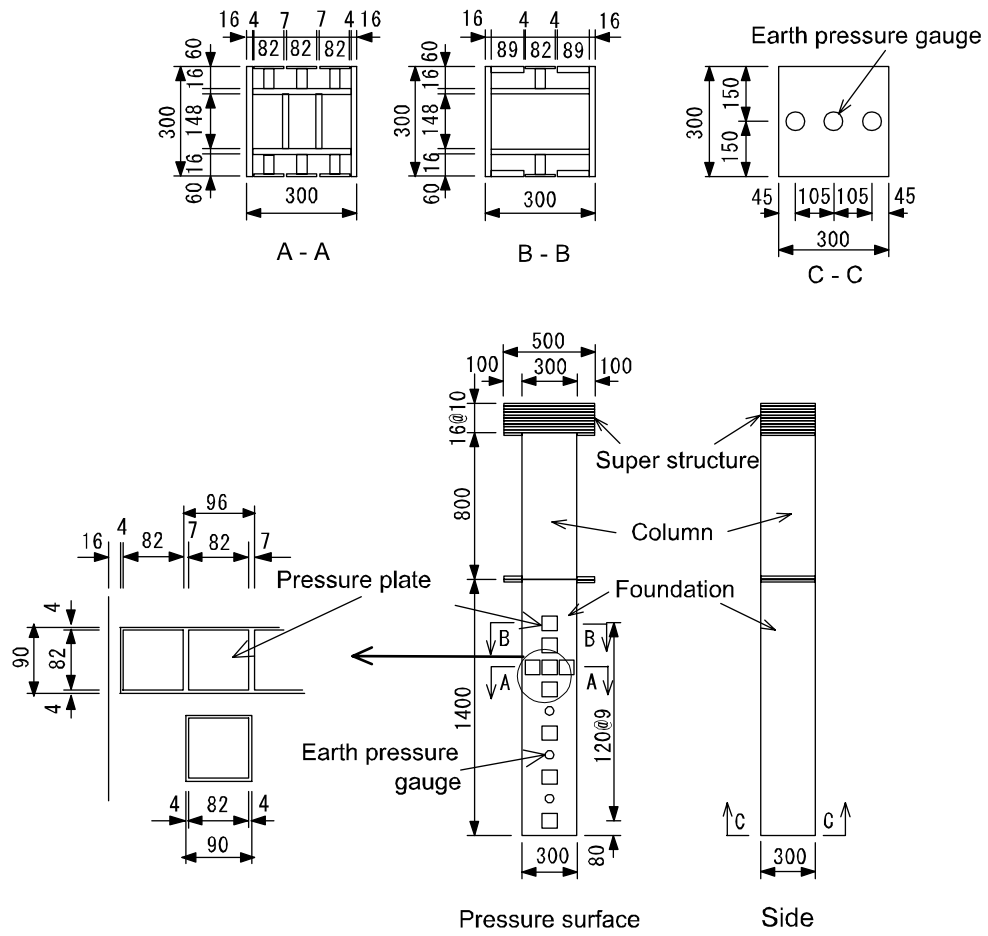


図-2.3(1) 基礎模型概要図 (Type A)

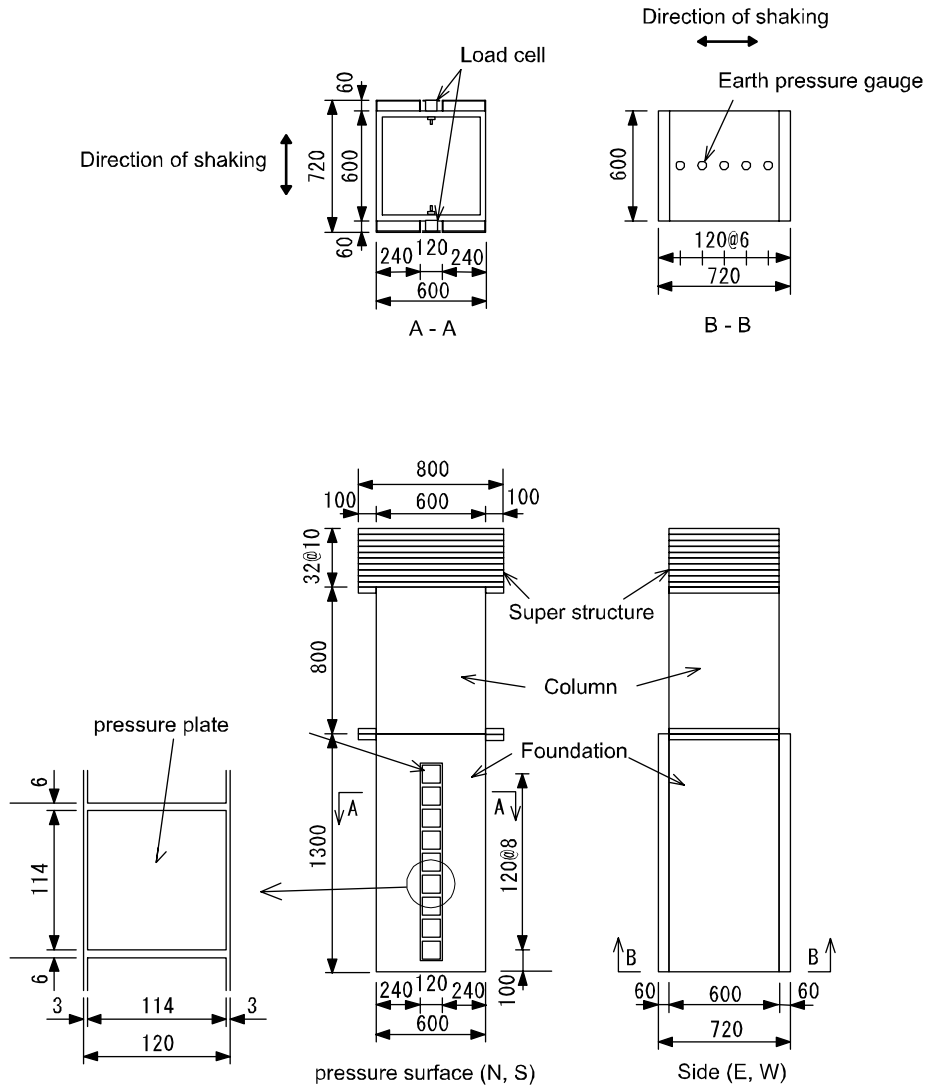
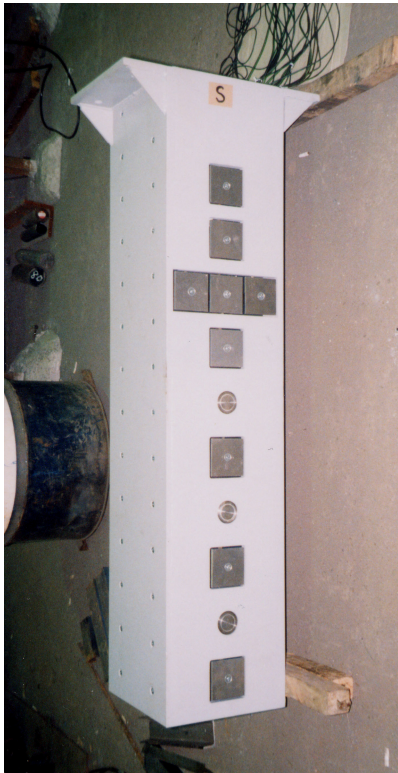
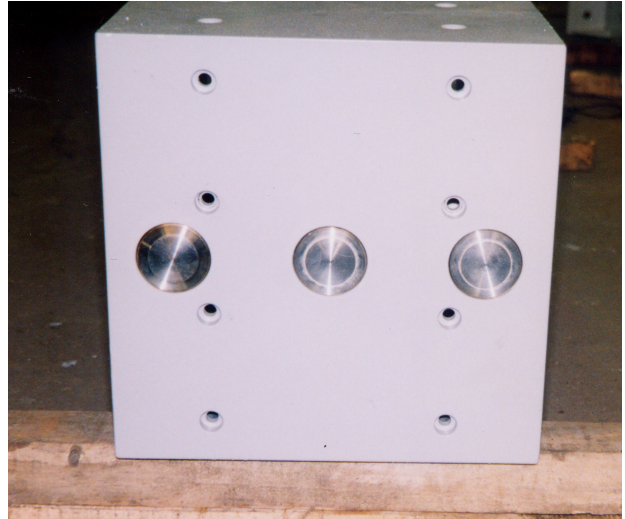


图-2.3(2) 基础模型概要图 (Type B)



(側面)



(底面)

写真-2.1(1) 基礎模型 (Type A)



(側面)



(底面)

写真-2.1(2) 基礎模型 (Type B)

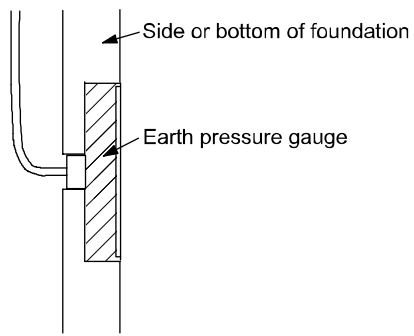


図-2.4 土圧計設置方法
(断面側面図)

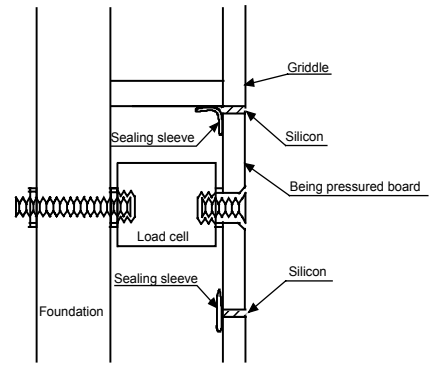


図-2.5 側面受圧板 (ロードセル)
(断面側面図)

2.4 計測項目と計測装置

1) 計測装置一覧

実験における計測項目と実験に使用した計測装置の一覧を、表-2.4 に示す。計測装置の配置は、図-2.6、図-2.7 に示す。

基礎模型には、基礎が受ける地盤反力度を計測するためのロードセルおよび土圧計に加えて、基礎の運動を把握するために水平および鉛直方向の加速度計を配置した。

地盤には、地盤の水平方向の振動挙動を把握するために複数の深度に加速度計を埋め込んだ。CASE 1～CASE 3 では、基礎から 50 cm 離れた地盤中に鉛直方向の挙動を把握するための加速度計も 2 個埋め込んだ。

入力波を計測するために振動台にも加速度計を設置した。さらに、CASE 1～CASE 3 では、基準測定距離 300 mm、容量 ± 100 mm のレーザー変位計により振動台の変位を計測した。

その他に、CASE 4, CASE 5 では、容量 $\pm 20 \sim \pm 50$ mm のインダクタンス式変位計を用いて、基礎模型とせん断土槽上端との相対変位および、振動台とせん断土層の相対変位を測定した。また、容量 ± 400 mm の長距離レーザー変位計を振動台の外に設置して、柱部分の絶対変位を測定した。

データの収録は、三次元大型振動台に付属する計測システムによって自動計測で行った。

データの収録周波数は、入力波が正弦波のときには 200 Hz、入力波が神戸波または板島波のときには 500 Hz とした。

表-2.4(1) 測定項目及び計測装置一覧 (CASE 1~CASE 3)

CH	センサーNo.	定格容量	測定位置 (測定方向)	CH	センサーNo.	定格容量	測定位置 (測定方向)
1	A-1-1	1960 gal	地盤中A-1 GL -0.00 m (X)	31	KLS-3	1961.33 N	基礎模型 SE側 GL -0.38 m (X)
2	A-1-2	1960 gal	地盤中A-1 GL -0.25 m (X)	32	KLS-4	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.38 m (X)
3	A-1-3	1960 gal	地盤中A-1 GL -0.50 m (X)	33	KLS-5	1961.33 N	基礎模型 SW側 GL -0.38 m (X)
4	A-1-4	1960 gal	地盤中A-1 GL -0.75 m (X)	34	KLS-6	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.50 m (X)
5	A-1-5	1960 gal	地盤中A-1 GL -1.00 m (X)	35	KLS-7	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.74 m (X)
6	A-1-6	1960 gal	地盤中A-1 GL -1.25 m (X)	36	KLS-8	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.98 m (X)
7	A-1-7	1960 gal	地盤中A-1 GL -1.50 m (X)	37	KLS-9	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -1.22 m (X)
8	A-2-1	1960 gal	地盤中A-2 GL -0.00 m (X)	38	KLN-1	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.14 m (X)
9	A-2-2	1960 gal	地盤中A-2 GL -0.25 m (X)	39	KLN-2	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.26 m (X)
10	A-2-3	1960 gal	地盤中A-2 GL -0.50 m (X)	40	KLN-3	1961.33 N	基礎模型 NE側 GL -0.38 m (X)
11	A-2-4	1960 gal	地盤中A-2 GL -0.75 m (X)	41	KLN-4	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.38 m (X)
12	A-2-5	1960 gal	地盤中A-2 GL -1.00 m (X)	42	KLN-5	1961.33 N	基礎模型 NW側 GL -0.38 m (X)
13	A-2-6	1960 gal	地盤中A-2 GL -1.25 m (X)	43	KLN-6	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.50 m (X)
14	A-2-7	1960 gal	地盤中A-2 GL -1.50 m (X)	44	KLN-7	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.74 m (X)
15	A-3-1	1960 gal	地盤中A-3 GL -0.00 m (X)	45	KLN-8	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.98 m (X)
16	A-3-2	1960 gal	地盤中A-3 GL -0.50 m (X)	46	KLN-9	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -1.22 m (X)
17	A-3-3	1960 gal	地盤中A-3 GL -1.00 m (X)	47	KES-1	500 kPa	基礎模型 S側 GL -0.62 m (X)
18	A-3-4	1960 gal	地盤中A-3 GL -1.50 m (X)	48	KES-2	500 kPa	基礎模型 S側 GL -0.86 m (X)
19	A-4-1	1960 gal	地盤中A-4 GL -0.25 m (Z)	49	KES-3	500 kPa	基礎模型 S側 GL -1.10 m (X)
20	A-4-2	1960 gal	地盤中A-4 GL -0.50 m (Z)	50	KEN-1	500 kPa	基礎模型 N側 GL -0.62 m (X)
21	KA-1	1960 gal	基礎模型 GL -0.00 m (X)	51	KEN-2	500 kPa	基礎模型 N側 GL -0.86 m (X)
22	KA-2	1960 gal	基礎模型 GL -0.50 m (X)	52	KEN-3	500 kPa	基礎模型 N側 GL -1.10 m (X)
23	KA-3	1960 gal	基礎模型 GL -1.00 m (X)	53	KE-1	500 kPa	基礎模型 底面南側から0.045 m (Z)
24	KA-4	1960 gal	上部構造 天端中央 (X)	54	KE-2	500 kPa	基礎模型 底面南側から0.150 m (Z)
25	KA-5	1960 gal	上部構造 天端中央S側 (Z)	55	KE-3	500 kPa	基礎模型 底面南側から0.255 m (Z)
26	KA-6	1960 gal	上部構造 天端中央N側 (Z)	56	KA-7	1960 gal	かさ上げ治具 GL +0.80 m (X)
27	ACGX-1	1960 gal	振動台 中央S側 (X)	57	KA-8	4900 gal	上部構造 天端中央W側 (X)
28	ACCX-2	1960 gal	振動台 中央S側 (X)	241	L-D-1	±100 mm	振動台 E側 (X)
29	KLS-1	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.14 m (X)	242	L-D-2	±100 mm	振動台 W側 (X)
30	KLS-2	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.26 m (X)				

※ KA-7 (CH 56)の計測は、CASE 2, 3でのみ行った。

※ KA-8 (CH 57)の計測は、CASE 3でのみ行った。

表-2.4(2) 測定項目及び計測装置一覧 (CASE 4, CASE 5)

CH	センサーNo	定格容量	測定位置(測定方向)	CH	センサーNo	定格容量	測定位置(測定方向)
1	A-1-1	1960 gal	地盤中A-1 GL -0.00 m (X)	53	KEA-N1	1960 gal	受圧板 N側 [KE-10] (X)
2	A-1-2	1960 gal	地盤中A-1 GL -0.25 m (X)	54	KEA-N2	1960 gal	受圧板 N側 [KE-11] (X)
3	A-1-3	1960 gal	地盤中A-1 GL -0.50 m (X)	55	KEA-N3	1960 gal	受圧板 N側 [KE-12] (X)
4	A-1-4	1960 gal	地盤中A-1 GL -0.75 m (X)	56	KEA-N4	1960 gal	受圧板 N側 [KE-13] (X)
5	A-1-5	1960 gal	地盤中A-1 GL -1.00 m (X)	57	KEA-N5	1960 gal	受圧板 N側 [KE-14] (X)
6	A-1-6	1960 gal	地盤中A-1 GL -1.25 m (X)	58	KEA-N6	1960 gal	受圧板 N側 [KE-15] (X)
7	A-1-7	1960 gal	地盤中A-1 GL -1.50 m (X)	59	KEA-N7	1960 gal	受圧板 N側 [KE-16] (X)
8	A-2-1	1960 gal	地盤中A-2 GL -0.00 m (X)	60	KEA-N8	1960 gal	受圧板 N側 [KE-17] (X)
9	A-2-2	1960 gal	地盤中A-2 GL -0.25 m (X)	61	KEA-N9	1960 gal	受圧板 N側 [KE-18] (X)
10	A-2-3	1960 gal	地盤中A-2 GL -0.50 m (X)	62	KE-1	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.14 m (X)
11	A-2-4	1960 gal	地盤中A-2 GL -0.75 m (X)	63	KE-2	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.26 m (X)
12	A-2-5	1960 gal	地盤中A-2 GL -1.00 m (X)	64	KE-3	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.38 m (X)
13	A-2-6	1960 gal	地盤中A-2 GL -1.25 m (X)	65	KE-4	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.50 m (X)
14	A-2-7	1960 gal	地盤中A-2 GL -1.50 m (X)	66	KE-5	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.62 m (X)
15	A-3-1	1960 gal	地盤中A-3 GL -0.00 m (X)	67	KE-6	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.74 m (X)
16	A-3-2	1960 gal	地盤中A-3 GL -0.25 m (X)	68	KE-7	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.86 m (X)
17	A-3-3	1960 gal	地盤中A-3 GL -0.50 m (X)	69	KE-8	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -0.98 m (X)
18	A-3-4	1960 gal	地盤中A-3 GL -0.75 m (X)	70	KE-9	1961.33 N	基礎模型 S側 GL -1.10 m (X)
19	A-3-5	1960 gal	地盤中A-3 GL -1.00 m (X)	71	KE-10	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.14 m (X)
20	A-3-6	1960 gal	地盤中A-3 GL -1.25 m (X)	72	KE-11	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.26 m (X)
21	A-3-7	1960 gal	地盤中A-3 GL -1.50 m (X)	73	KE-12	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.38 m (X)
22	A-4-1	1960 gal	地盤中A-4 GL -0.00 m (X)	74	KE-13	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.50 m (X)
23	A-4-2	1960 gal	地盤中A-4 GL -0.50 m (X)	75	KE-14	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.62 m (X)
24	A-4-3	1960 gal	地盤中A-4 GL -1.00 m (X)	76	KE-15	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.74 m (X)
25	A-4-4	1960 gal	地盤中A-4 GL -1.50 m (X)	77	KE-16	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.86 m (X)
26	KA-1	1960 gal	基礎模型 GL -0.00 m (X)	78	KE-17	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -0.98 m (X)
27	KA-2	1960 gal	基礎模型 GL -0.50 m (X)	79	KE-18	1961.33 N	基礎模型 N側 GL -1.10 m (X)
28	KA-3	1960 gal	基礎模型 GL -1.00 m (X)	80	KB-1	500 kPa	基礎模型 底面南側から0.12 m (Z)
29	KA-4	1960 gal	上部構造 天端中央 (X)	81	KB-2	500 kPa	基礎模型 底面南側から0.24 m (Z)
30	KA-5	1960 gal	上部構造 天端中央S側 (Y)	82	KB-3	500 kPa	基礎模型 底面南側から0.36 m (Z)
31	KA-6	1960 gal	上部構造 天端中央N側 (Y)	83	KB-4	500 kPa	基礎模型 底面南側から0.48 m (Z)
32	KA-7	1960 gal	上部構造 天端南東角 (Z)	84	KB-5	500 kPa	基礎模型 底面南側から0.60 m (Z)
33	KA-8	1960 gal	上部構造 天端北西角 (Z)	85	D-1	50 mm	せん断土槽 1段目 (X)
34	ACCX	1960 gal	振動台 中央S側 (X)	86	D-2	50 mm	せん断土槽 2段目 (X)
35	ACCZ-S	1960 gal	振動台 中央S側 (Z)	87	D-3	50 mm	せん断土槽 3段目 (X)
36	ACCZ-N	1960 gal	振動台 中央N側 (Z)	88	D-4	50 mm	せん断土槽 4段目 (X)
37	BA-1	1960 gal	せん断土槽 2段目 (X)	89	D-5	50 mm	せん断土槽 5段目 (X)
38	BA-2	1960 gal	せん断土槽 4段目 (X)	90	D-6	50 mm	せん断土槽 6段目 (X)
39	BA-3	1960 gal	せん断土槽 6段目 (X)	91	D-7	50 mm	せん断土槽 7段目 (X)
40	BA-4	1960 gal	せん断土槽 8段目 (X)	92	D-8	50 mm	せん断土槽 8段目 (X)
41	BA-5	1960 gal	せん断土槽 10段目 (X)	93	D-9	50 mm	せん断土槽 9段目 (X)
42	BTY	1960 gal	せん断土槽 上端W側 (Y)	94	D-10	50 mm	せん断土槽 10段目 (X)
43	BTZ	1960 gal	せん断土槽 上端S側 (Z)	95	DI-1	100 mm	せん断土槽 0~2段目 (X)
44	KEA-S1	1960 gal	受圧板 S側 [KE-1] (X)	96	DI-2	100 mm	せん断土槽 2~4段目 (X)
45	KEA-S2	1960 gal	受圧板 S側 [KE-2] (X)	97	DI-3	100 mm	せん断土槽 4~6段目 (X)
46	KEA-S3	1960 gal	受圧板 S側 [KE-3] (X)	98	DI-4	100 mm	せん断土槽 6~8段目 (X)
47	KEA-S4	1960 gal	受圧板 S側 [KE-4] (X)	99	DI-5	200 mm	せん断土槽 8~10段目 (X)
48	KEA-S5	1960 gal	受圧板 S側 [KE-5] (X)	100	KD-1	50 mm	基礎模型 NW側上 (X)
49	KEA-S6	1960 gal	受圧板 S側 [KE-6] (X)	101	KD-2	50 mm	基礎模型 NW側下 (X)
50	KEA-S7	1960 gal	受圧板 S側 [KE-7] (X)	102	KD-11	30 mm	基礎模型 SE側上 (X)
51	KEA-S8	1960 gal	受圧板 S側 [KE-8] (X)	103	KD-12	20 mm	基礎模型 SE側下 (X)
52	KEA-S9	1960 gal	受圧板 S側 [KE-9] (X)	112	KDL-1	±400 mm	基礎模型 N側中 (X)

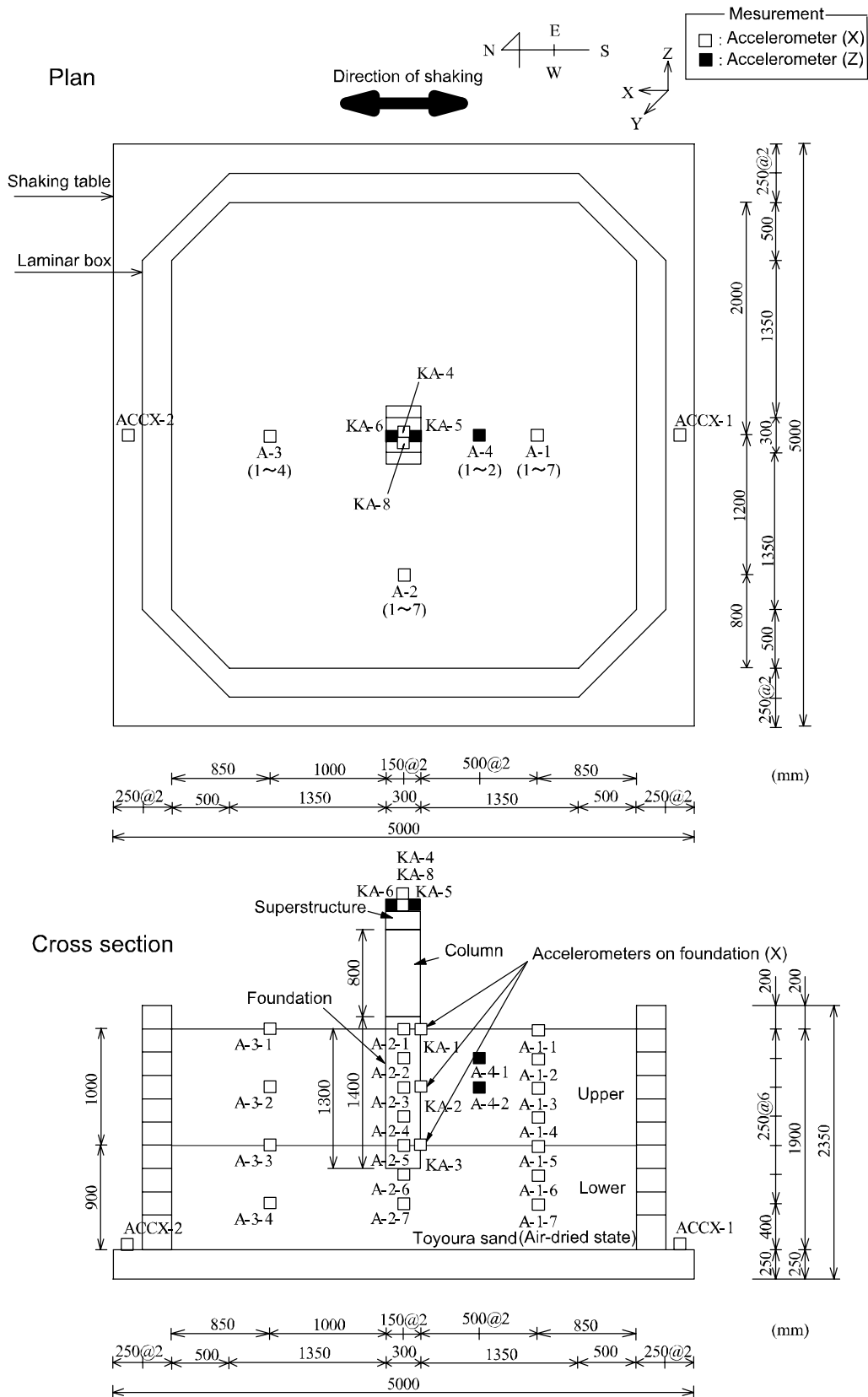


図-2.6(1) センサー設置位置一覧図 (CASE 1~CASE 3)

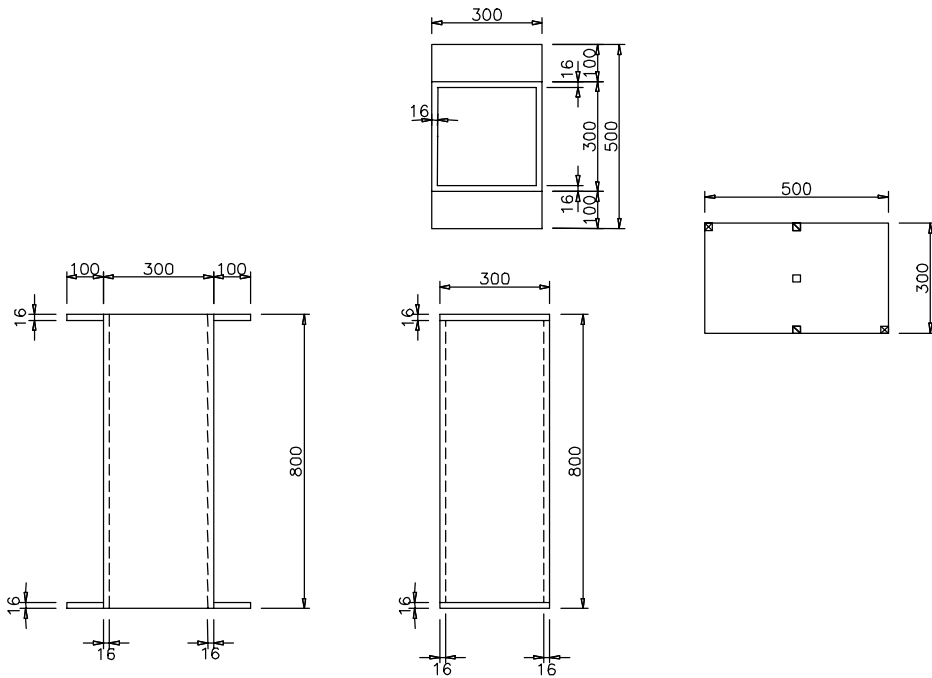
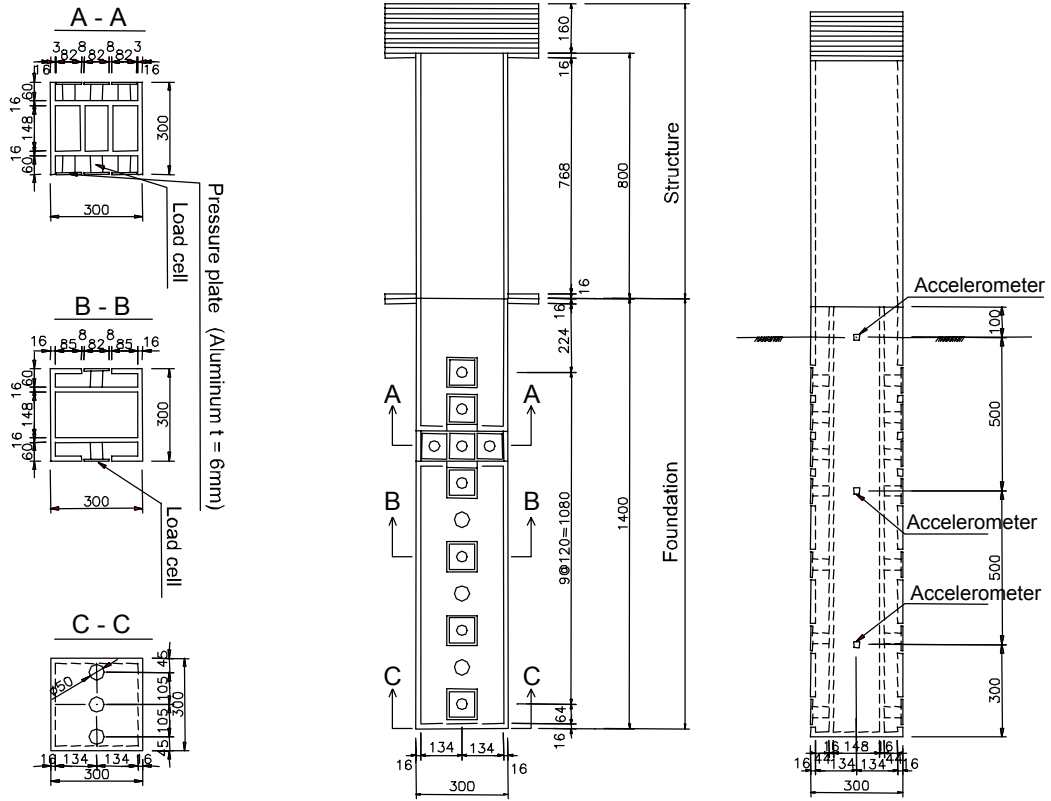


図-2.6(2) センサー設置位置一覧図(CASE 1~CASE 3)

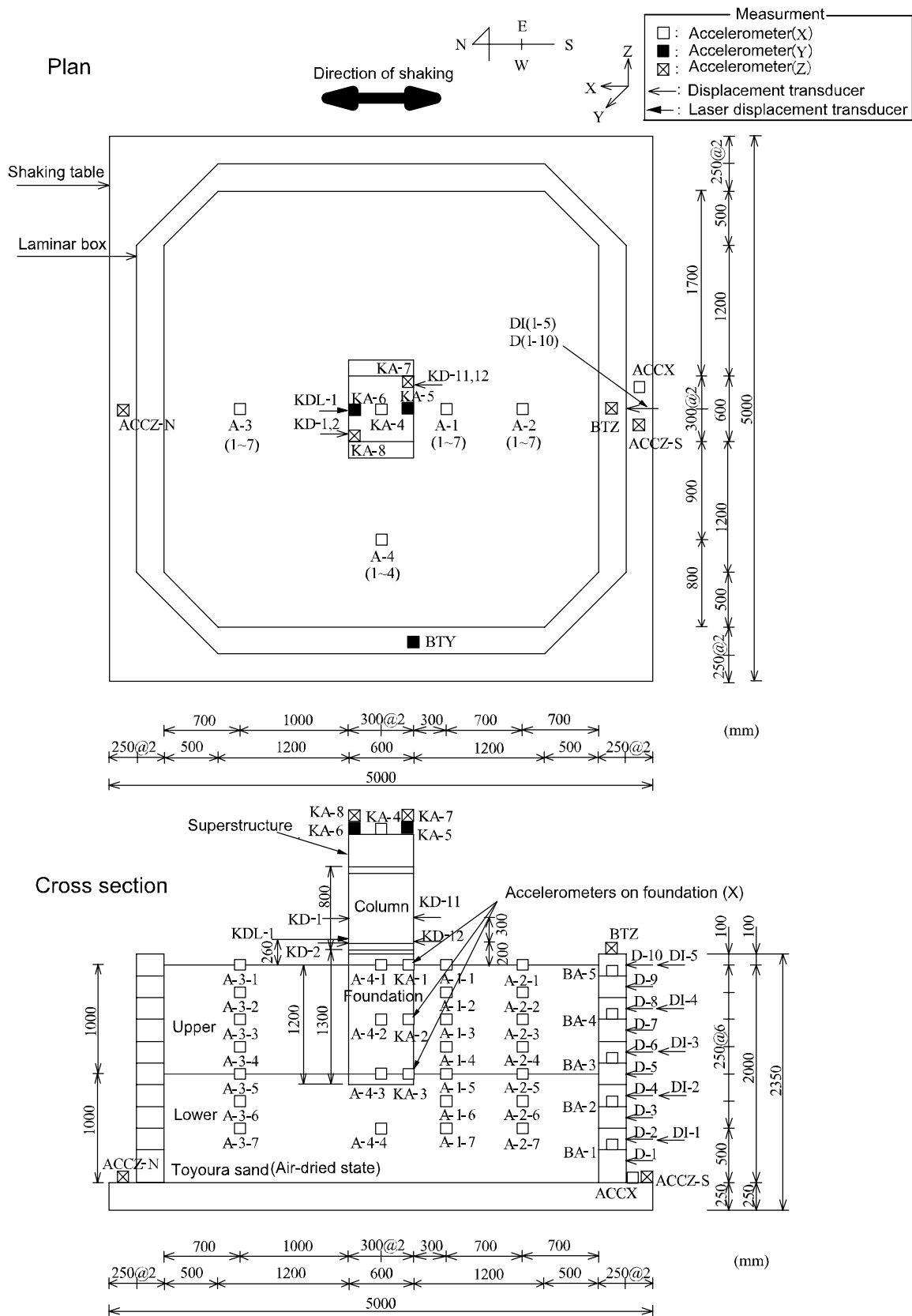
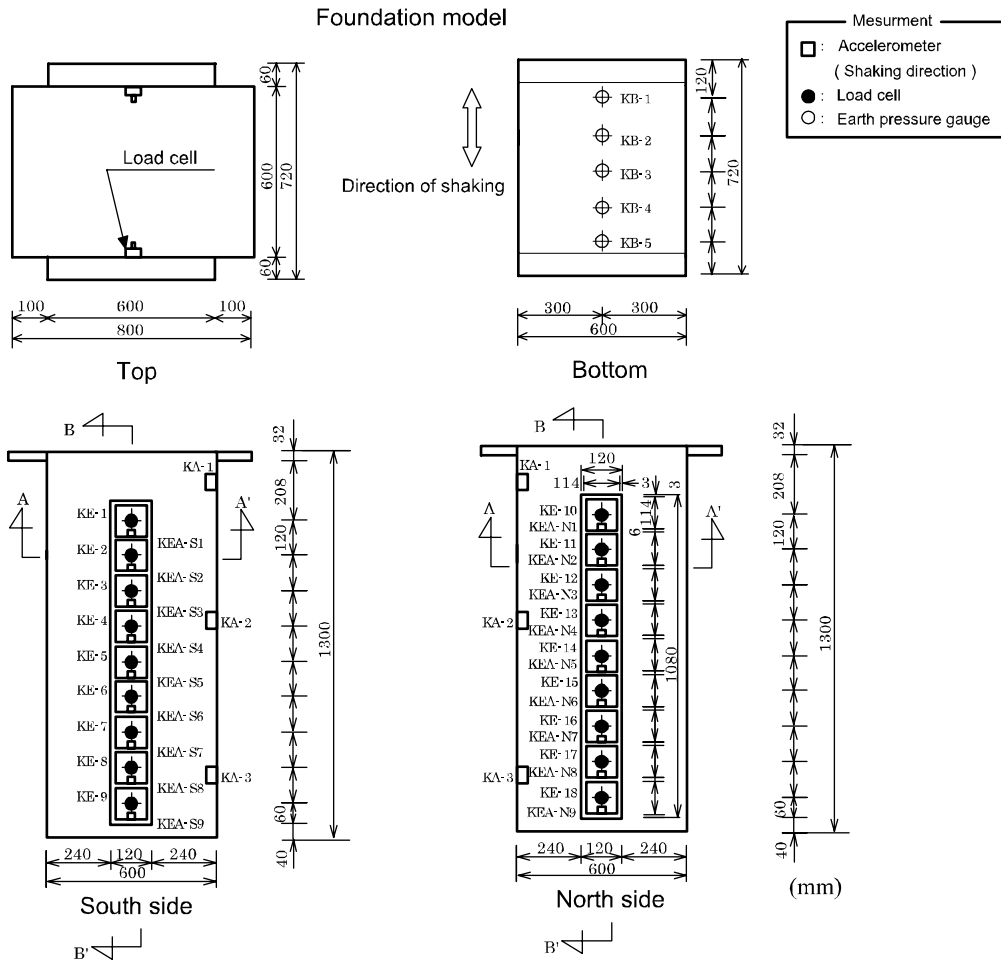


図-2.7(1) センサー設置位置一覧図(CASE 4, CASE 5)



Column

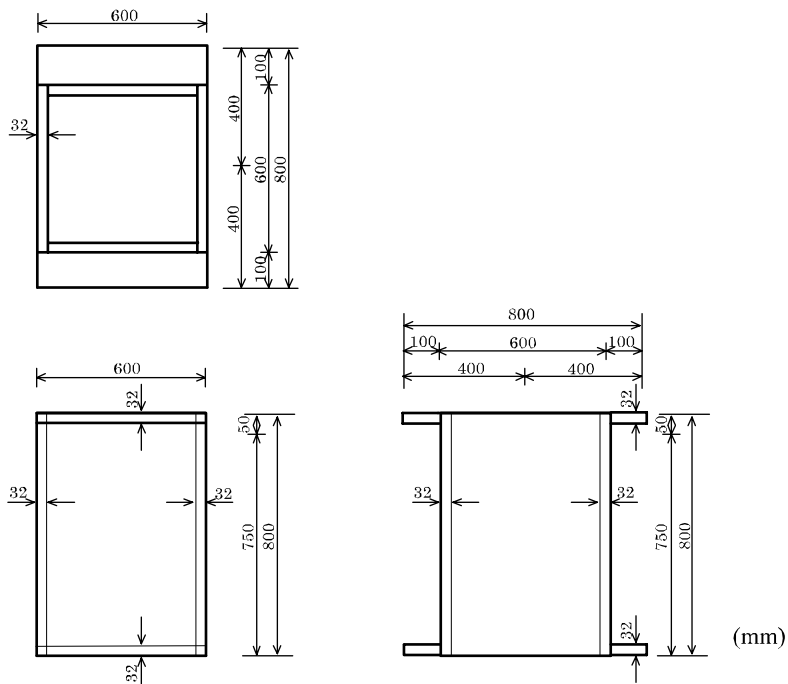


図-2.7(2) センサー設置位置一覧図(CASE 4, CASE 5)

2) 計測装置設置方法

(1) 加速度計

加振方向は北側を正，加振直角方向は東側を正，鉛直方向は上方を正とした。

a) 地盤中加速度計

地盤中に埋設した加速度計は，図-2.8 に示すように加速度計本体の鉛直・水平方向にそれぞれアクリル板（約 40mm×40mm）を接着して，できるだけ地盤の挙動に追随できるようにした。加速度計は，地盤を作成しながら配置した。

b) 地表部加速度計

実験地盤の地表部に設置する加速度計は，加振中にセンサーが地表に飛び出すことを防ぐために，図-2.8 に示すように本体からのリード線の取り出しを下方にして，アクリル板を加速度計の上側（地盤中加速度計の逆側）に設置した。

c) 基礎模型および振動台加速度計

基礎模型および振動台に設置する加速度計は，模型内側に瞬間接着剤で完全に固定した。配線も模型内部を通した。

(2) 土圧計およびロードセル

基礎に作用する地盤反力度を把握するために，底面に土圧計を，側面にロードセルを配置した。土圧計およびロードセルの値は，圧縮力が正である。

(3) 変位計

CASE 4 および CASE 5 ではせん断土槽枠（Laminar box frame）と基礎模型の変位を，CASE 1～CASE 3 では振動台の変位を計測した。

a) せん断土槽変位

せん断土槽枠（Laminar box frame）各段の相対変位を測定するため，写真-2.2(2)に示すように，1 段毎（計 10 段）に容量 ± 50 mm の変位計を，2 段毎（計 5 段）に容量 ± 100 mm の変位計を設置した。

b) 基礎模型変位

基礎模型と地盤の相対変位を測るために，最上段のせん断土槽枠に固定した梁に 4 台のインダクタンス式変位計を取り付けた。写真-2.2(3)に示すように，測定位置は実験地盤の地表部から 200 mm と 500 mm の上下 2 箇所において，基礎模型東側と西側の 2 地点の計 4 点とした。

c) 振動台変位

振動台の変位をレーザー変位計（容量 ± 100 mm）で計測した。写真-2.2(4)に示すようにターゲットを振動台上に発砲スチロールで作成し，振動台の外側にレーザー変位計を設置して振動台の変位を計測した。

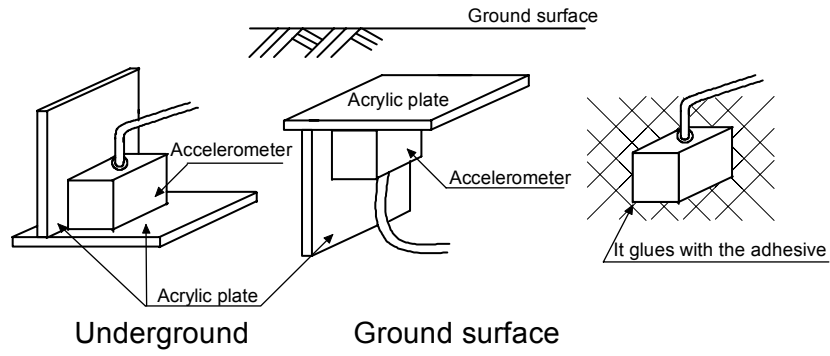
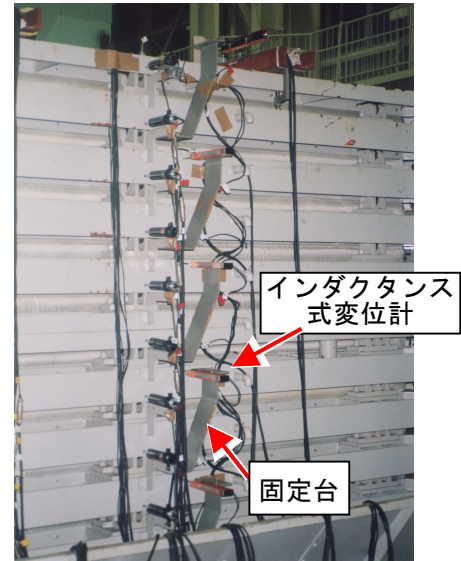


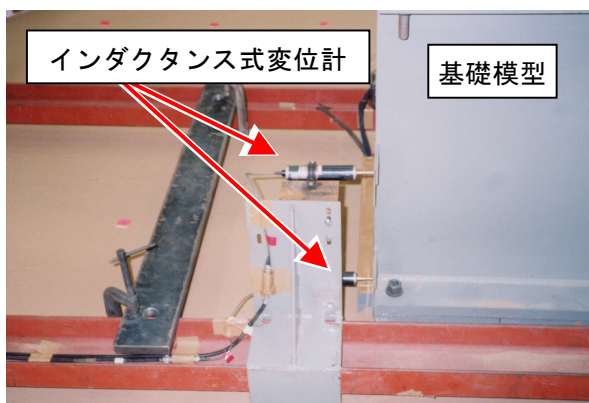
図-2.8 加速度計設置方法



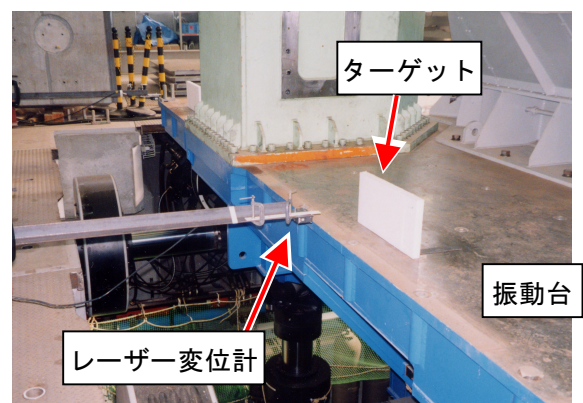
(1) 土槽全体図



(2) せん断土槽変位 (CASE 4~5)



(3) 基礎模型変位 (CASE 4~5)



(4) 振動台変位 (CASE 1~3)

写真-2.2 変位計設置状況

2.5 実験地盤

1) 地盤材料の物理特性

本実験では、気乾状態の豊浦標準砂を実験地盤材料として使用した。実験に用いた豊浦標準砂の物理諸元を表-2.5 に、粒径加積曲線を図-2.10 に示す。

表-2.5 豊浦標準砂の物理諸元

Physical properties		
Grain size distribution	Maximum grain size (mm)	0.425
	Gravel 2~75mm (%)	0
	Sand 75mm~2mm (%)	98
	Silt 5~75mm (%)	2
	Clay < 5mm (%)	
	Coefficient of uniformity U_c	1.8
	Coefficient of curvature U_c'	0.97
Soil classification	Typical name	Poorly graded sands
	Group symbol	(SP)
Specific gravity ρ_s (g/cm ³)		2.654
Natural water content w_n (%)		0.6
Maximum density ρ_{dmax} (g/cm ³)		1.671
Minimum density ρ_{dmin} (g/cm ³)		1.376

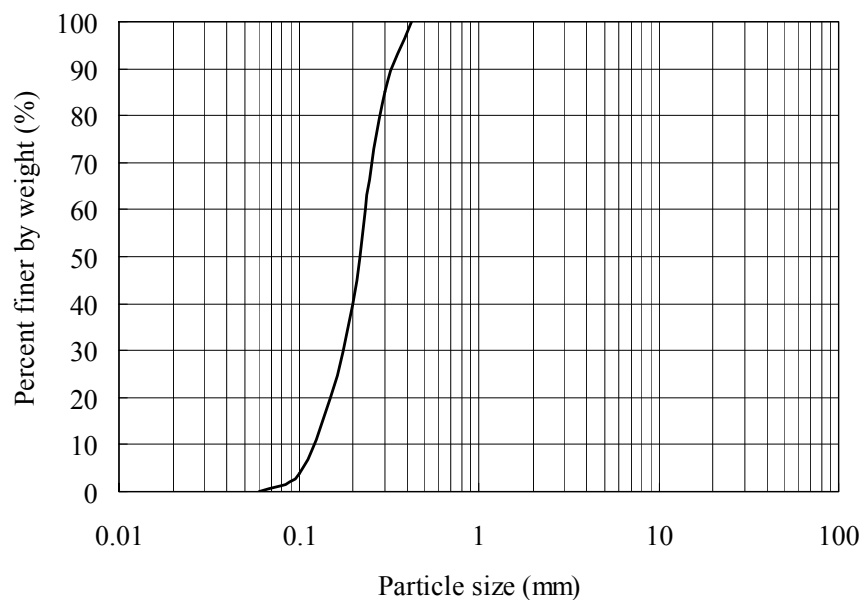


図-2.10 豊浦標準砂の粒径加積曲線

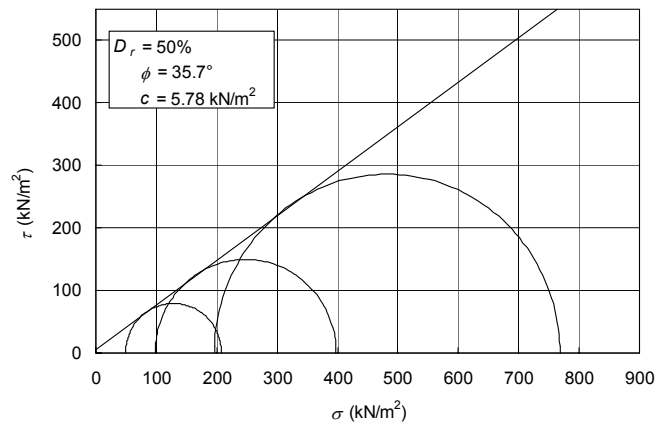
2) 地盤材料の力学特性

豊浦標準砂の三軸圧縮試験および動的変形試験の結果を図-2.11, 表-2.6, 2.7, 2.8 に示す。

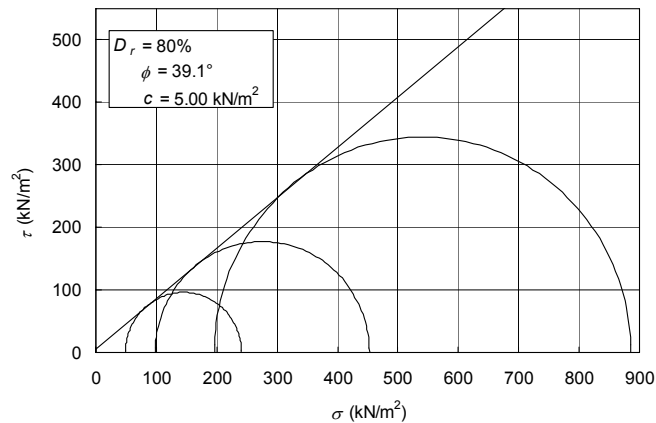
表-2.6 三軸圧縮試験結果 (等方圧密・排水条件)

Type of test : CD

D_r (%)	50			80		
ρ_d (g/cm ³)	1.505			1.590		
σ'_c (kN/m ²)	49	98	196	49	98	196
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ (kN/m ²)	158.76	299.88	572.32	192.08	354.76	689.92
ε_f (%)	7.16	7.82	7.72	5.88	6.82	7.20
ν_f (%)	-1.85	-1.57	-1.38	-3.11	-2.95	-2.64
c_d (kN/m ²)	5.78			5.00		
ϕ_d	35.7°			39.1°		



(1) 相対密度 $D_r = 50\%$



(2) 相対密度 $D_r = 80\%$

図-2.10 豊浦標準砂の強度特性

表-2.7 動的変形試験結果一覧表

Test conditions		$D_r=60\%$ $p'=39.2\text{ kN/m}^2$ ^{*1}	$D_r=75\%$ $p'=24.5\text{ kN/m}^2$	$D_r=75\%$ $p'=39.2\text{ kN/m}^2$	$D_r=75\%$ $p'=53.9\text{ kN/m}^2$	$D_r=75\%$ $p'=68.6\text{ kN/m}^2$
Initial state	Dry density $\rho_{d\text{ini}}\text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.538	1.588	1.590	1.592	1.587
	Relative density $D_{r\text{ini}}\text{ (}\%\text{)}$	60.0	75.0	75.6	76.2	74.7
After consolidation	Dry density $\rho_{dc}\text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.538	1.588	1.590	1.592	1.587
	Relative density $D_{rc}\text{ (}\%\text{)}$	60.0	75.0	75.6	76.2	74.7
Confining pressure $\sigma'_c\text{ (kN/m}^2\text{)}$		39.2	24.5	39.2	53.9	68.6
Initial shear modulus $G_0\text{ (MN/m}^2\text{)}$		46.5	50.1	51.9	57.2	65.2

*1 : p' = mean effective stress

表-2.8(1) 動的変形試験結果

		$D_r = 60\%$,	$p = 39.2\text{ kN/m}^2$		
		$\sigma'_c = 39.2\text{ kN/m}^2$	G_0 ^{*3} = 46.5 MN/m ²		
Step.	片振幅せん断ひずみ $\gamma_{(SA)}$ ^{*1}	等価せん断剛性率 $G_{eq}\text{ (MN/m}^2\text{)}$ ^{*2}	履歴減衰率 $h\text{ (}\%\text{)}$	G_{eq}/G_0	
1	3.83E-06	46.5	0.7	1.00	
2	7.95E-06	45.7	1.0	0.98	
3	1.70E-05	44.0	1.0	0.95	
4	3.68E-05	41.6	1.5	0.89	
5	8.39E-05	37.4	3.0	0.81	
6	1.74E-04	32.4	5.4	0.70	
7	3.50E-04	26.0	10.1	0.56	
8	1.67E-03	8.7	24.9	0.19	
9	1.20E-02	1.3	32.7	0.03	

Note : *1 : $\gamma = \varepsilon_{a(SA)} \cdot (1+\nu)$ *2 : $G_{eq} = E_{eq} / (2(1+\nu))$, $\nu = 0.5$ *3 : $G_0 = G_{max}$

表-2.8(2) 動的変形試験結果

		$D_r = 75 \%$, $p = 24.5 \text{ kN/m}^2$			
		$\sigma_c' = 24.5 \text{ kN/m}^2$		$G_0^{*3} = 50.1 \text{ MN/m}^2$	
Step.	片振幅せん断ひずみ $\gamma_{(SA)}^{*1}$	等価せん断剛性率 $G_{eq} \text{ (MN/m}^2)^{*2}$	履歴減衰率 $h \text{ (%)}$	G_{eq} / G_0	
1	3.78E-06	50.1	1.2	1.00	
2	7.76E-06	49.0	0.4	0.98	
3	1.62E-05	47.0	1.1	0.94	
4	3.62E-05	42.5	3.8	0.85	
5	8.60E-05	36.2	7.0	0.72	
6	1.86E-04	30.3	9.8	0.61	
7	4.77E-04	19.2	16.2	0.38	
8	7.47E-03	1.6	31.0	0.03	

Note : $*1: \gamma = \varepsilon_{a(SA)} \cdot (1+\nu)$ $*2: G_{eq} = E_{eq} / (2(1+\nu))$, $\nu = 0.5$ $*3: G_0 = G_{max}$

表-2.8(3) 動的変形試験結果

		$D_r = 75 \%$, $p = 39.2 \text{ kN/m}^2$			
		$\sigma_c' = 39.2 \text{ kN/m}^2$		$G_0^{*3} = 51.9 \text{ MN/m}^2$	
Step.	片振幅せん断ひずみ $\gamma_{(SA)}^{*1}$	等価せん断剛性率 $G_{eq} \text{ (MN/m}^2)^{*2}$	履歴減衰率 $h \text{ (%)}$	G_{eq} / G_0	
1	3.60E-06	51.8	0.7	1.00	
2	7.29E-06	51.9	1.0	1	
3	1.53E-05	49.9	1.1	0.96	
4	3.18E-05	48.0	1.5	0.92	
5	7.08E-05	44.0	2.9	0.85	
6	1.43E-04	39.4	4.5	0.76	
7	2.60E-04	34.7	6.7	0.67	
8	5.12E-04	26.7	11.6	0.51	
9	4.34E-03	4.2	29.5	0.08	

Note : $*1: \gamma = \varepsilon_{a(SA)} \cdot (1+\nu)$ $*2: G_{eq} = E_{eq} / (2(1+\nu))$, $\nu = 0.5$ $*3: G_0 = G_{max}$

表-2.8(4) 動的変形試験結果

$D_r = 75 \%$, $p = 53.9 \text{ kN/m}^2$				
$\sigma_c' = 53.9 \text{ kN/m}^2$ $G_0^{*3} = 57.2 \text{ MN/m}^2$				
Step.	片振幅せん断ひずみ $\gamma_{(SA)}^{*1}$	等価せん断剛性率 $G_{eq} \text{ (MN/m}^2\text{)}^{*2}$	履歴減衰率 $h \text{ (\%)}$	G_{eq} / G_0
1	6.41E-06	57.2	0.8	1.00
2	1.35E-05	55.5	0.6	0.97
3	2.82E-05	53.6	1.1	0.94
4	6.27E-05	49.8	2.2	0.87
5	1.41E-04	44.4	4.0	0.78
6	3.39E-04	37.0	7.7	0.65
7	3.02E-03	8.7	26.7	0.15

Note : $*1: \gamma = \varepsilon_{a(SA)} \cdot (1+\nu)$ $*2: G_{eq} = E_{eq} / (2(1+\nu))$, $\nu = 0.5$ $*3: G_0 = G_{max}$

表-2.8(5) 動的変形試験結果

$D_r = 75 \%$, $p = 68.6 \text{ kN/m}^2$				
$\sigma_c' = 68.6 \text{ kN/m}^2$ $G_0^{*3} = 65.2 \text{ MN/m}^2$				
Step.	片振幅せん断ひずみ $\gamma_{(SA)}^{*1}$	等価せん断剛性率 $G_{eq} \text{ (MN/m}^2\text{)}^{*2}$	履歴減衰率 $h \text{ (\%)}$	G_{eq} / G_0
1	5.78E-06	65.2	0.9	1.00
2	1.17E-05	64.6	0.7	0.99
3	2.43E-05	62.8	0.1	0.96
4	5.15E-05	60.0	1.7	0.92
5	1.14E-04	54.6	3.2	0.84
6	2.63E-04	47.7	5.7	0.73
7	5.22E-04	38.6	9.7	0.59
8	3.63E-03	9.0	27.2	0.14

Note : $*1: \gamma = \varepsilon_{a(SA)} \cdot (1+\nu)$ $*2: G_{eq} = E_{eq} / (2(1+\nu))$, $\nu = 0.5$ $*3: G_0 = G_{max}$

3) 地盤作成

(1) 地盤作成装置

実験地盤は空中落下法にて作成した。豊浦標準砂の投入は、図-2.12、写真-2.3 に示す地盤材料投入装置を用いて行った。この投入装置は、せん断土槽外側の振動台上に据え付けた4本の支柱上に設置されたレールに沿って、縦横に走行が可能な構造となっている。土槽中の障害物を避け、地盤材料を一定の高さから投入することができる。

この装置を使って、せん断土槽の上方から一定量の地盤材料を、一定の落下高さから撒き出すことによって、所定の密度の地盤を作成した。

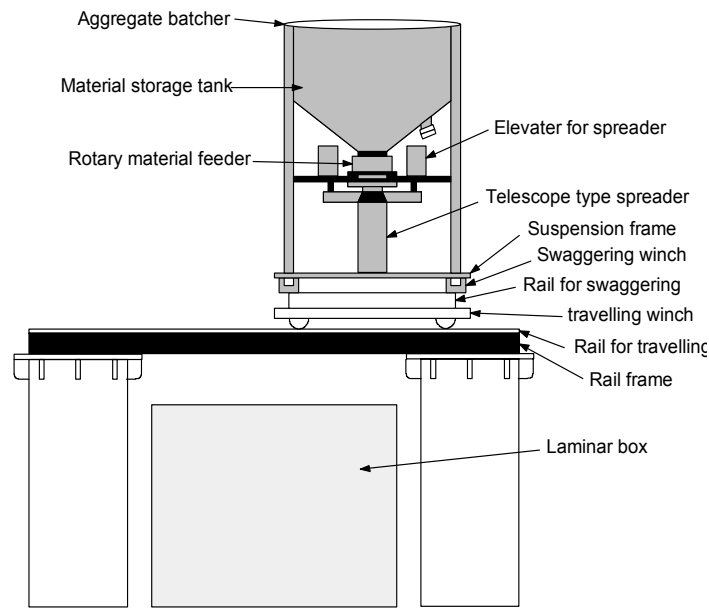


図-2.12 地盤材料投入装置概略図



写真-2.3 地盤作成材料投入装置

(2) 地盤材料投入装置の設定

実験地盤が目標とする相対密度になるように、表-2.9 に示すように、撒き出し量と落下高さを調整した。これらの設定条件は、密度検定のための試運転を事前に実施し、その結果に基づいて決定した。

表-2.9 地盤材料投入装置設定条件

	Ground density	Ground density
	Target $D_r = 60\%$	Target $D_r = 80\%$
Height of spreading mouth	1,090 mm	2,250 mm
Rpm of rotary	20 Hz	20 Hz

(3) 実験地盤の作成

実験地盤は、図-2.13 のフローチャートに示す手順で作成した。

- ① 地盤材料投入装置を所定の位置に設置し、地盤材料投入装置の投入条件を設定する。
- ② 図-2.14 に示すせん断土槽内の 4 箇所、直径 50 mm、高さ 100 mm の円筒形密度測定用モールドを設置する。
- ③ 層厚 25cm の地盤作成に必要な地盤材料の重量をあらかじめ算定しておき、所定の量を投入装置によってせん断土槽内に撒き出す。
- ④ 事前に設置したモールドを慎重に掘り出し、重量を測定して密度を算定する。
- ⑤ 地盤の表面を整地し、図-2.15 に示す 16 箇所において地盤の高さを測定する。測定された高さの平均を用いて投入した地盤材料による体積を求め、それと投入砂重量を用いて乾燥密度と相対密度を算出する。
- ⑥ 所定の深度に達したときセンサー及び基礎模型を設置する。
- ⑦ 各層で①～⑥の作業を繰り返して実験地盤を完成させる。

CASE 2, CASE 3 では、CASE 1 の実験終了後および CASE 2 の実験終了後、基礎模型を再設置するために上部から 1.25 m まで、CASE 5 の実験地盤は、CASE 4 の実験終了後、それぞれ上部から 1.5 m まで地盤を撤去し、この部分の地盤を新たに作成し直した。

上述のように地盤密度の管理は、土槽内に設置した密度検定用モールドによる方法と、層厚 25 cm 毎の砂の投入量から算定する方法との 2 通りで実施している。以後、それぞれ「モールド管理」および「層厚管理」と呼ぶ。

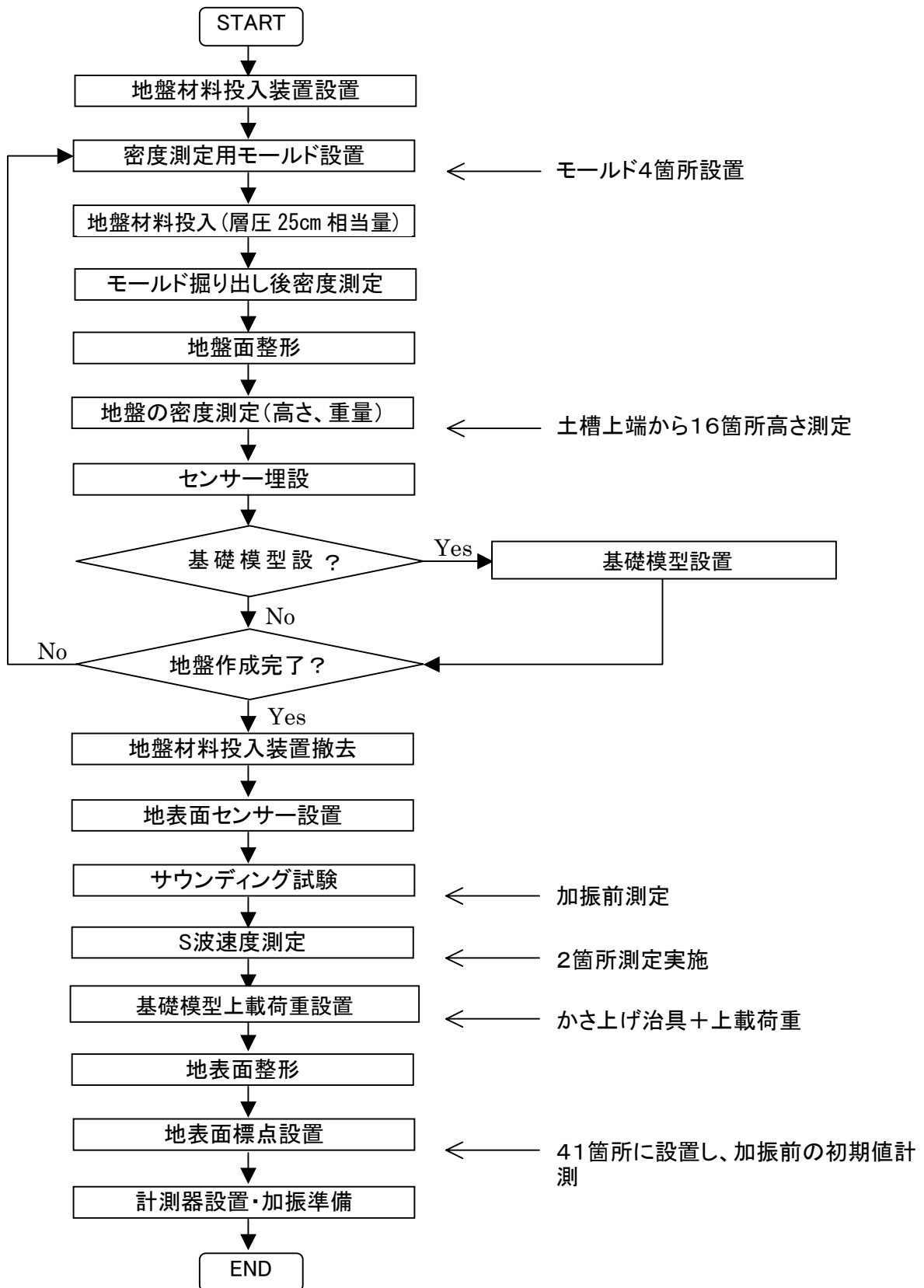


図-2.13 地盤作成手順

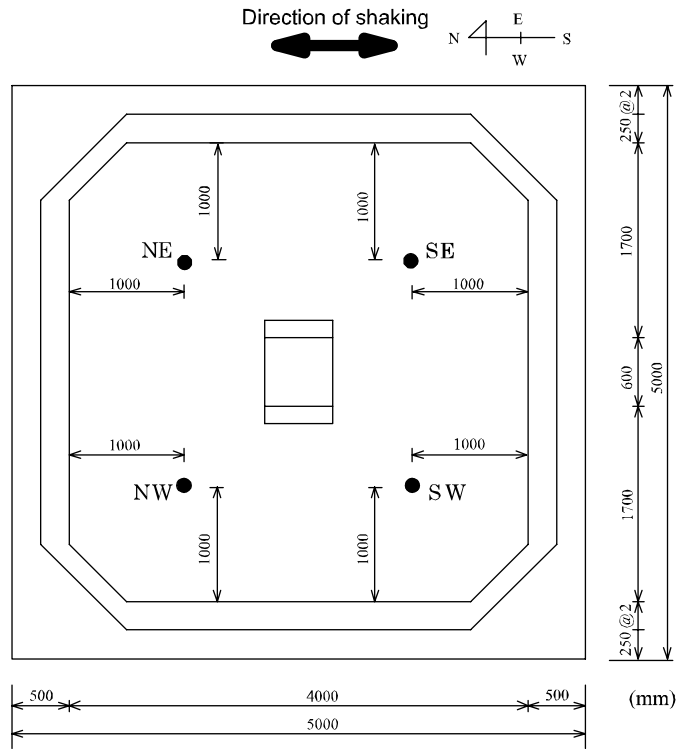


図-2.14 密度検定用モールド設置位置平面図 (黒丸)

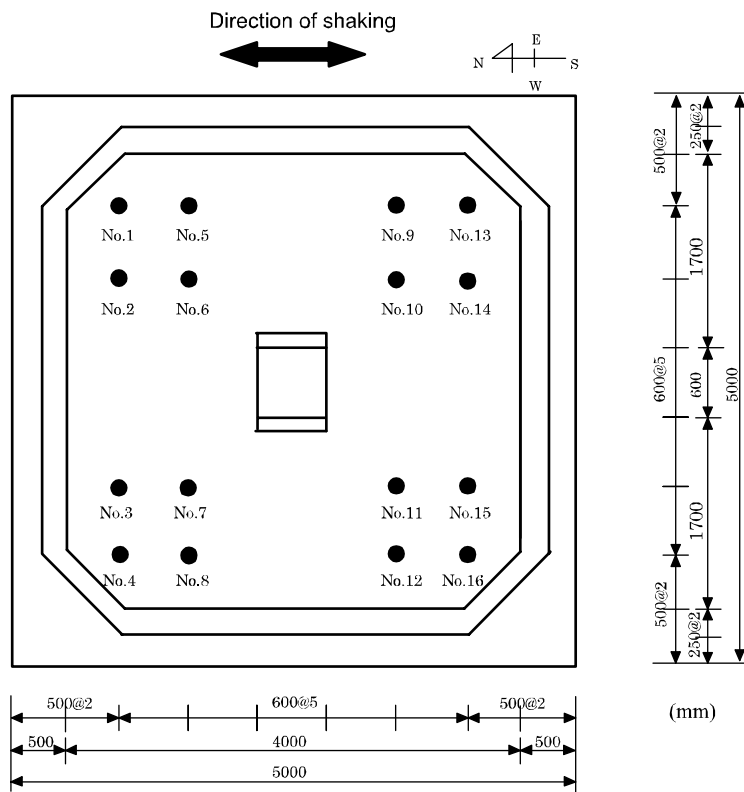


図-2.15 地盤高さ測定位置平面図 (黒丸)

(4) 実験地盤作成結果

実験地盤作成時の密度管理結果一覧を表-2.10 に示す。また、各ケース、モールド管理、層厚管理の各管理手法における測定結果の詳細を表-2.11～表-2.12 に示す。層厚管理による地盤作成結果の表中にある高さとは、せん断土槽天端から対象とする土層上面までの距離である。

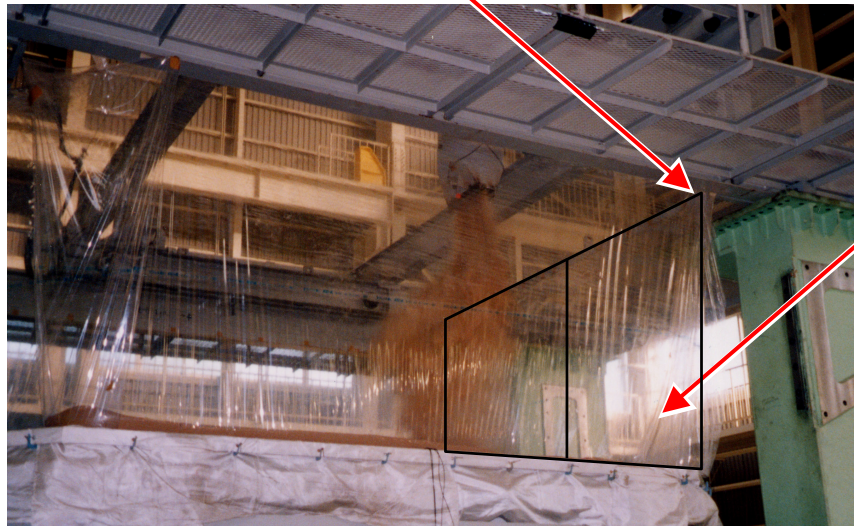
密度管理の結果によると、CASE 4 の表層部付近の相対密度が低くなっており、特に GL -0.50 m 以浅で 50 %以下の値となる個所が見られた。この原因として、以下のような点が考えられる。

- ・ 地盤材料投入装置の砂の撒き出し量は、撒き出し口の先端に取り付けられたロータリーで調整されているため、撒き出される砂が鉛直に落下せず、ロータリーの回転によって北側に飛ばされる状態となっていた。このため、砂が不均一に撒き出され、撒き出された地盤の表面にかなりの不陸が生じていた。なお、層厚管理は、この地盤の表面を整地した後に測定を行った。
- ・ 撒き出された砂が北側に飛ばされるため、せん断土槽北側付近と基礎模型南側の周辺地盤に密度のバラツキがあるものと推定された。特に、表層付近の地盤作成時には、せん断土槽上面よりも投入位置が高くなるため、せん断枠の上面に落下した砂が飛散し、密度が低下しているものと考えられた。
- ・ 密度検定用モールドによるサンプルの密度は、一般にモールド枠の影響によって実際の密度よりも若干小さな値となる傾向がある。これは、地盤材料の落下が鉛直ではないために低い値を示したものと考えられる。

そこで、CASE 5 の地盤作成では、写真-2.4 に示すようにせん断枠の上端にパネルを設置することにより、地盤材料落下時の散乱とせん断土槽枠近傍の地盤の乱れを抑えた。表-2.11(5)の CASE 5 の地盤作成結果によると、若干のばらつきは見られるものの、層別で概ね 50 %以上、1～4 層の平均値では CASE 2 で目標とした $D_r=60\%$ 程度の相対密度を確保することができた。

CASE 1～CASE 3 ではさらに改良を加え、地盤材料投入装置の撒き出し口から地盤材料が鉛直方向に落下するように、写真-2.5 に示すように撒き出し口に幅 30 mm の鋼板を 2 枚取付けて地盤作成を実施した。その結果、北側に偏っていた落下方向が安定し、目標とする相対密度の実験地盤を作成することができた。

番線で固定



ビニルシート

写真-2.4 CASE 5 における地盤作成方法

2枚の鋼板を取付けた

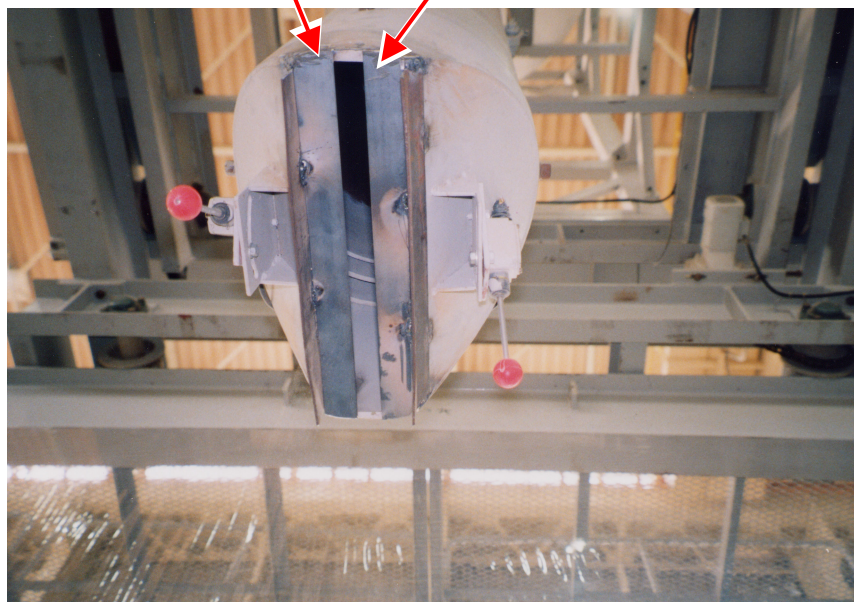


写真-2.5 砂撒き装置の撒き出し口 (CASE 1~CASE 3)

表-2.10 実験地盤作成結果一覧

		相対密度 (%)												
層順	層深度 (m)	CASE 1				CASE 2				CASE 3				
		層厚管理		モールド管理		層厚管理		モールド管理		層厚管理		モールド管理		
1	0.00 ~ 0.25	83	80	79	79	80	63	60	58	60	59	57	59	59
2	0.25 ~ 0.50	82		78			57		59		55		59	
3	0.50 ~ 0.75	76		80			58		60		59		58	
4	0.75 ~ 1.00	78		77			62		63		57		60	
5	1.00 ~ 1.25	78	78	78	80	79	79	80	80	77	77	78	78	
6	1.25 ~ 1.50	81		81		-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	1.50 ~ 1.70	76		79		-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	1.70 ~ 1.90	78		82		-	-	-	-	-	-	-	-	-
層順	層深度 (m)	CASE 4				CASE 5								
		層厚管理		モールド管理		層厚管理		モールド管理						
1	0.00 ~ 0.25	49	60	39	61	68	52	57	64	68	58			
2	0.25 ~ 0.50	61		43			54		48					
3	0.50 ~ 0.75	65		82			64		59					
4	0.75 ~ 1.00	64		78			59		60					
5	1.00 ~ 1.25	72	76	74	76	75	74	72	70					
6	1.25 ~ 1.50	76		78		73	67							
7	1.50 ~ 1.75	75		74		-	-							
8	1.75 ~ 2.00	80		77		-	-							

表-2.11(1) 層厚管理による実験地盤作成結果 (CASE 1)

測定地点番号	初期値	1層	2層	3層	4層	5層	6層	7層	8層
1	2.100	1.880	1.740	1.515	1.341	0.897	0.680	0.434	0.201
2	2.100	1.875	1.652	1.371	1.132	0.910	0.677	0.441	0.203
3	2.103	1.879	1.656	1.392	1.179	0.906	0.660	0.428	0.199
4	2.104	1.874	1.781	1.548	1.203	0.887	0.661	0.416	0.201
5	2.100	1.874	1.711	1.474	1.223	0.912	0.660	0.413	0.200
6	2.100	1.874	1.639	1.361	1.112	0.910	0.680	0.434	0.204
7	2.102	1.870	1.650	1.380	1.151	0.932	0.691	0.446	0.203
8	2.103	1.882	1.781	1.506	1.223	0.906	0.660	0.422	0.201
9	2.100	1.881	1.730	1.552	1.319	0.904	0.721	0.458	0.203
10	2.100	1.880	1.649	1.427	1.217	0.927	0.730	0.462	0.200
11	2.103	1.879	1.637	1.456	1.217	0.927	0.715	0.443	0.204
12	2.104	1.880	1.770	1.596	1.160	0.900	0.714	0.421	0.198
13	2.100	1.900	1.771	1.562	1.243	0.889	0.704	0.424	0.199
14	2.100	1.900	1.671	1.440	1.203	0.880	0.700	0.422	0.201
15	2.104	1.901	1.726	1.457	1.137	0.910	0.718	0.447	0.201
16	2.104	1.900	1.818	1.602	1.234	0.885	0.700	0.453	0.198
高さ平均 (m)	2.102	1.883	1.711	1.477	1.206	0.905	0.692	0.435	0.201
平均層厚 (m)	-	0.219	0.172	0.234	0.272	0.301	0.213	0.257	0.234
体積 (m ³)	-	3.389	2.661	3.626	4.185	4.635	3.285	3.956	3.610
投入砂質量 (kg)	-	5,412	4,230	5,822	6,680	7,401	5,216	6,361	5,821
乾燥単位体積質量 (g/cm ³)	-	1.597	1.590	1.606	1.596	1.597	1.588	1.608	1.613
相対密度 (%)	-	78	76	81	78	78	76	82	83
平均相対密度 (%)	層別	78				80			
	全層	79							

表-2.11(2) 層厚管理による実験地盤作成結果 (CASE 2)

測定地点番号	初期値	4層	5層	6層	7層	8層	
せん断土槽 天端らの高さ (m)	1	1.500	1.175	0.930	0.650	0.410	0.201
	2	1.510	1.174	0.912	0.648	0.415	0.198
	3	1.495	1.150	0.890	0.642	0.388	0.202
	4	1.479	1.148	0.869	0.630	0.390	0.198
	5	1.482	1.143	0.941	0.660	0.400	0.200
	6	1.489	1.168	0.937	0.670	0.410	0.204
	7	1.504	1.180	0.918	0.676	0.412	0.202
	8	1.502	1.185	0.898	0.690	0.429	0.198
	9	1.473	1.145	0.952	0.722	0.405	0.201
	10	1.469	1.160	0.959	0.714	0.432	0.198
	11	1.483	1.160	0.946	0.700	0.456	0.204
	12	1.505	1.172	0.923	0.714	0.460	0.203
	13	1.470	1.151	0.920	0.700	0.472	0.202
	14	1.455	1.119	0.924	0.712	0.461	0.200
	15	1.449	1.120	0.940	0.714	0.462	0.198
	16	1.443	1.120	0.953	0.728	0.435	0.203
高さ平均 (m)	1.482	1.154	0.926	0.686	0.427	0.201	
平均層厚 (m)	-	0.327	0.229	0.240	0.258	0.227	
体積 (m ³)	-	5.045	3.523	3.700	3.981	3.491	
投入砂質量 (kg)	-	8,072	5,440	5,676	6,087	5,401	
乾燥単位体積質量 (g/cm ³)	-	1.600	1.544	1.534	1.529	1.547	
相対密度 (%)	-	79	62	58	57	63	
平均相対密度 (%)	層別	79	60				

表-2.11(3) 層厚管理による実験地盤作成結果 (CASE 3)

測定地点番号	初期値	4層	5層	6層	7層	8層	
せん断土槽 天端らの高さ (m)	1	1.480	1.212	0.980	0.745	0.400	0.197
	2	1.485	1.209	0.985	0.723	0.400	0.204
	3	1.500	1.204	0.958	0.694	0.392	0.201
	4	1.502	1.197	0.970	0.700	0.410	0.198
	5	1.482	1.207	0.960	0.692	0.418	0.202
	6	1.483	1.202	0.962	0.702	0.412	0.213
	7	1.496	1.208	0.980	0.703	0.401	0.200
	8	1.503	1.224	0.993	0.723	0.418	0.198
	9	1.498	1.224	0.988	0.680	0.460	0.201
	10	1.493	1.209	0.970	0.668	0.470	0.203
	11	1.491	1.201	0.942	0.700	0.431	0.195
	12	1.480	1.193	0.953	0.722	0.428	0.202
	13	1.476	1.221	0.950	0.676	0.418	0.200
	14	1.468	1.204	0.950	0.684	0.422	0.200
	15	1.474	1.213	0.934	0.637	0.461	0.197
	16	1.480	1.194	0.942	0.640	0.479	0.203
高さ平均 (m)	1.487	1.208	0.964	0.693	0.426	0.201	
平均層厚 (m)	—	0.279	0.244	0.271	0.267	0.225	
体積 (m ³)	—	4.304	3.761	4.168	4.112	3.473	
投入砂質量 (kg)	—	6,861	5,751	6,402	6,266	5,335	
乾燥単位体積質量 (g/cm ³)	—	1.594	1.529	1.536	1.524	1.536	
相対密度 (%)	—	77	57	59	55	59	
平均相対密度 (%)	層別	77	57				

表-2.11(4) 層厚管理による実験地盤作成結果 (CASE 4)

測定地点番号	初期値	1層	2層	3層	4層	5層	6層	7層	8層	
せん断土槽 天端らの高さ (m)	1	2.100	1.855	1.600	1.291	1.050	0.707	0.580	0.366	0.155
	2	2.100	1.837	1.589	1.316	1.060	0.780	0.648	0.336	0.149
	3	2.100	1.836	1.591	1.302	1.120	0.789	0.503	0.320	0.124
	4	2.130	1.891	1.609	1.312	1.167	0.992	0.539	0.320	0.140
	5	2.090	1.858	1.601	1.292	1.075	0.776	0.648	0.327	0.131
	6	2.100	1.843	1.585	1.286	1.088	0.906	0.582	0.326	0.141
	7	2.100	1.846	1.589	1.286	1.148	0.842	0.604	0.318	0.135
	8	2.120	1.836	1.598	1.291	1.170	1.008	0.668	0.300	0.154
	9	2.100	1.847	1.609	1.286	1.058	0.989	0.591	0.289	0.131
	10	2.100	1.843	1.589	1.291	1.081	0.786	0.604	0.276	0.116
	11	2.100	1.855	1.593	1.296	1.078	0.887	0.496	0.289	0.134
	12	2.100	1.853	1.609	1.301	1.138	0.780	0.664	0.289	0.131
	13	2.100	1.866	1.609	1.293	1.112	0.970	0.613	0.332	0.157
	14	2.110	1.866	1.604	1.297	1.033	0.669	0.375	0.313	0.117
	15	2.110	1.855	1.588	1.293	1.048	0.737	0.404	0.306	0.128
	16	2.120	1.855	1.595	1.294	1.036	0.688	0.642	0.306	0.125
高さ平均 (m)	2.105	1.853	1.597	1.295	1.091	0.832	0.573	0.313	0.136	
平均層厚 (m)	-	0.252	0.255	0.302	0.204	0.260	0.259	0.259	0.178	
体積 (m ³)	-	3.894	3.939	4.659	3.065	3.902	3.892	3.894	2.671	
投入砂質量 (kg)	-	6,240	6,246	7,399	4,828	6,049	6,049	6,004	4,025	
乾燥単位体積質量 (g/cm ³)	-	1.602	1.586	1.588	1.575	1.550	1.554	1.542	1.507	
相対密度 (%)	-	80	75	76	72	64	65	61	49	
平均相対密度 (%)	層別	76				60				
	全層	68								

表-2.11(5) 層厚管理による実験地盤作成結果 (CASE 5)

測定地点番号	初期値	2層	3層	4層	5層	6層	7層	8層	
せん断土槽 天端らの高さ (m)	1	2.100	1.600	1.308	1.098	0.841	0.596	0.300	0.103
	2	2.100	1.617	1.300	1.100	0.858	0.580	0.320	0.092
	3	2.100	1.602	1.300	1.117	0.861	0.602	0.341	0.097
	4	2.130	1.617	1.284	1.116	0.861	0.586	0.348	0.090
	5	2.090	1.614	1.295	1.124	0.843	0.611	0.376	0.089
	6	2.100	1.605	1.312	1.108	0.868	0.621	0.354	0.099
	7	2.100	1.614	1.290	1.107	0.861	0.602	0.362	0.091
	8	2.120	1.610	1.285	1.114	0.862	0.592	0.344	0.092
	9	2.100	1.592	1.310	1.103	0.861	0.602	0.367	0.094
	10	2.100	1.600	1.312	1.097	0.861	0.621	0.362	0.088
	11	2.100	1.611	1.298	1.094	0.823	0.600	0.334	0.090
	12	2.100	1.614	1.300	1.109	0.858	0.591	0.344	0.102
	13	2.100	1.609	1.310	1.096	0.822	0.596	0.367	0.098
	14	2.110	1.609	1.302	1.061	0.820	0.589	0.352	0.080
	15	2.110	1.621	1.306	1.048	0.833	0.586	0.332	0.077
	16	2.120	1.610	1.295	1.078	0.822	0.612	0.338	0.094
高さ平均 (m)	2.105	1.609	1.300	1.098	0.847	0.599	0.346	0.092	
平均層厚 (m)	-	0.496	0.309	0.202	0.251	0.248	0.253	0.254	
体積 (m ³)	-	7.653	4.761	3.039	3.770	3.725	3.799	3.817	
投入砂質量 (kg)	-	-	7,527	4,816	5,788	5,784	5,782	5,784	
乾燥単位体積質量 (g/cm ³)	-	-	1.581	1.585	1.535	1.553	1.522	1.516	
相対密度 (%)	-	-	73	75	59	64	54	52	
平均相対密度 (%)	層別	74			57				
	全層	66							

表-2.12(1) モールド管理による実験地盤作成結果 (CASE 1)

深度 GL-(m)	目標相 対密度 (%)	埋設位置	乾燥質量 (g)	体積 (cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	全層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る相対密度 (%)	全層におけ る相対密度 (%)
0.000 ~ 0.250	80	SW	714.5	445.2	1.605	1.599	1.598	79	79
		SE	703.7	443.1	1.588				
		NW	572.1	358.3	1.597				
		NE	570.3	355.1	1.606				
0.250 ~ 0.500		SW	716.0	445.2	1.608	1.596			
		SE	703.8	443.1	1.588				
		NW	574.6	358.3	1.604				
		NE	561.9	355.1	1.582				
0.500 ~ 0.750		SW	708.4	445.2	1.591	1.604			
		SE	710.9	443.1	1.604				
		NW	579.3	358.3	1.617				
		NE	569.1	355.1	1.603				
0.750 ~ 1.000		SW	709.1	445.2	1.593	1.594			
		SE	705.9	443.1	1.593				
		NW	573.8	358.3	1.601				
		NE	564.2	355.1	1.589				
1.000 ~ 1.250	80	SW	715.9	445.2	1.608	1.597	1.602	78	80
		SE	710.3	443.1	1.603				
		NW	570.6	358.3	1.593				
		NE	562.8	355.1	1.585				
1.250 ~ 1.500		SW	714.9	445.2	1.606	1.606			
		SE	714.0	443.1	1.611				
		NW	577.3	358.3	1.611				
		NE	567.3	355.1	1.598				
1.500 ~ 1.700		SW	711.2	445.2	1.597	1.598			
		SE	712.1	443.1	1.607				
		NW	571.8	358.3	1.596				
		NE	565.6	355.1	1.593				
1.700 ~ 1.900		SW	711.3	445.2	1.598	1.608			
		SE	716.7	443.1	1.617				
		NW	577.8	358.3	1.613				
		NE	569.2	355.1	1.603				

表-2.12(2) モールド管理による実験地盤作成結果 (CASE 2)

深度 GL-(m)	目標相 対密度 (%)	埋設位置	乾燥質量 (g)	体積 (cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	全層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る相対密度 (%)	全層におけ る相対密度 (%)
0.000 ~ 0.250	60	SW	682.9	445.2	1.534	1.534	1.540	58	60
		SE	679.2	443.1	1.533				
		NW	548.4	358.3	1.531				
		NE	546.9	355.1	1.540				
0.250 ~ 0.500		SW	684.3	445.2	1.537	1.537			
		SE	685.9	443.1	1.548				
		NW	548.1	358.3	1.530				
		NE	544.3	355.1	1.533				
0.500 ~ 0.750		SW	685.6	445.2	1.540	1.539			
		SE	682.0	443.1	1.539				
		NW	549.3	358.3	1.533				
		NE	548.5	355.1	1.545				
0.750 ~ 1.000	SW	689.2	445.2	1.548	1.549				
	SE	685.2	443.1	1.546					
	NW	555.4	358.3	1.550					
	NE	551.0	355.1	1.552					
1.000 ~ 1.250	80	SW	715.5	445.2	1.607	1.601	1.601	80	80
		SE	712.8	443.1	1.609				
		NW	572.9	358.3	1.599				
		NE	564.6	355.1	1.590				

表-2.12(3) モールド管理による実験地盤作成結果 (CASE 3)

深度 GL-(m)	目標相 対密度 (%)	埋設位置	乾燥質量 (g)	体積 (cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	全層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る相対密度 (%)	全層におけ る相対密度 (%)		
0.000 ~ 0.250	60	SW	680.7	445.2	1.529	1.536	1.536	59	59		
		SE	680.2	443.1	1.535						
		NW	548.1	358.3	1.530						
		NE	550.9	355.1	1.551						
0.250 ~ 0.500		SW	675.1	445.2	1.516	1.535		1.536		59	59
		SE	686.1	443.1	1.548						
		NW	555.8	358.3	1.551						
		NE	541.4	355.1	1.525						
0.500 ~ 0.750		SW	684.8	445.2	1.538	1.534		1.536		58	59
		SE	683.5	443.1	1.543						
		NW	546.7	358.3	1.526						
		NE	543.0	355.1	1.529						
0.750 ~ 1.000	SW	691.0	445.2	1.552	1.540	1.536	60	59			
	SE	684.8	443.1	1.545							
	NW	544.8	358.3	1.521							
	NE	547.5	355.1	1.542							
1.000 ~ 1.250	80	SW	709.4	445.2	1.593	1.594	1.594	78	78		
		SE	705.6	443.1	1.592						
		NW	570.9	358.3	1.593						
		NE	567.4	355.1	1.598						

表-2.12(4) モールド管理による実験地盤作成結果 (CASE 4)

深度 GL-(m)	目標相 対密度 (%)	埋設位置	乾燥質量 (g)	体積 (cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	全層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る相対密度 (%)	全層におけ る相対密度 (%)		
0.000 ~ 0.250	60	SW	521.3	355.5	1.467	1.492	1.547	39	61		
		SE	550.7	359.9	1.530						
		NW	650.4	446.7	1.456						
		NE	673.3	444.8	1.514						
0.250 ~ 0.500		SW	542.8	355.5	1.527	1.489		1.547		43	61
		SE	552.0	359.9	1.534						
		NW	648.3	446.7	1.451						
		NE	642.7	444.8	1.445						
0.500 ~ 0.750		SW	571.7	355.5	1.608	1.610		1.547		82	61
		SE	581.6	359.9	1.616						
		NW	713.9	446.7	1.598						
		NE	719.2	444.8	1.617						
0.750 ~ 1.000	SW	713.6	446.7	1.598	1.596	1.547	78	61			
	SE	718.6	444.8	1.616							
	NW	571.4	355.5	1.607							
	NE	561.6	359.9	1.561							
1.000 ~ 1.250	80	SW	558.3	355.5	1.571	1.583	1.589	74	76		
		SE	576.7	359.9	1.602						
		NW	704.8	446.7	1.578						
		NE	703.5	444.8	1.582						
1.250 ~ 1.500		SW	571.5	355.5	1.608	1.594		1.589		78	76
		SE	574.8	359.9	1.597						
		NW	708.7	446.7	1.587						
		NE	705.2	444.8	1.585						
1.500 ~ 1.750		SW	569.2	355.5	1.601	1.583		1.589		74	76
		SE	577.6	359.9	1.605						
		NW	705.9	446.7	1.580						
		NE	687.7	444.8	1.546						
1.750 ~ 2.000	SW	559.4	355.5	1.574	1.594	1.589	77	76			
	SE	579.5	359.9	1.610							
	NW	709.9	446.7	1.589							
	NE	713.1	444.8	1.603							

表-2.12(5) モールド管理による実験地盤作成結果 (CASE 5)

深度 GL-(m)	目標相 対密度 (%)	埋設位置	乾燥質量 (g)	体積 (cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	全層におけ る乾燥密度 (g/cm ³)	各層におけ る相対密度 (%)	全層におけ る相対密度 (%)
0.000 ~ 0.250	60	SW	548.2	355.5	1.542	1.552	1.545	64	58
		SE	566.5	359.9	1.574				
		NW	689.3	446.7	1.543				
		NE	688.0	444.8	1.547				
0.250 ~ 0.500		SW	536.0	355.5	1.508	1.503		48	
		SE	540.0	359.9	1.501				
		NW	670.0	446.7	1.500				
		NE	669.0	444.8	1.504				
0.500 ~ 0.750		SW	538.5	355.5	1.515	1.538		59	
		SE	568.4	359.9	1.579				
		NW	670.5	446.7	1.501				
		NE	691.5	444.8	1.555				
0.750 ~ 1.000	SW	548.5	446.7	1.543	1.539	60			
	SE	568.5	444.8	1.580					
	NW	677.7	355.5	1.517					
	NE	674.1	359.9	1.516					
1.000 ~ 1.250	80	SW	565.3	355.5	1.590	1.577	70		
		SE	577.5	359.9	1.605				
		NW	697.7	446.7	1.562				
		NE	690.0	444.8	1.551				
1.250 ~ 1.500		SW	555.8	355.5	1.564	1.561		67	
		SE	556.9	359.9	1.547				
		NW	700.8	446.7	1.569				
		NE	695.8	444.8	1.564				

2.6 サウンディング試験

(1) 試験方法

実験地盤の強度および品質を確認するため、実験の前後でオランダ式二重管コーン貫入試験を実施した。サウンディング装置は写真-2.6に示すように、せん断土槽の上端に2本の鋼材をボルトで固定し、鋼材とせん断土槽から貫入反力を得た。貫入抵抗は貫入量10 cm毎に計測した。また、加振実験前には、サウンディング試験実施個所を丁寧に復旧した。図-2.16にサウンディング試験位置を示す。CASE 1～CASE 3は北東、南東、北西、南西の4箇所で、CASE 4とCASE 5では、図中の6箇所全てでサウンディングを実施した。

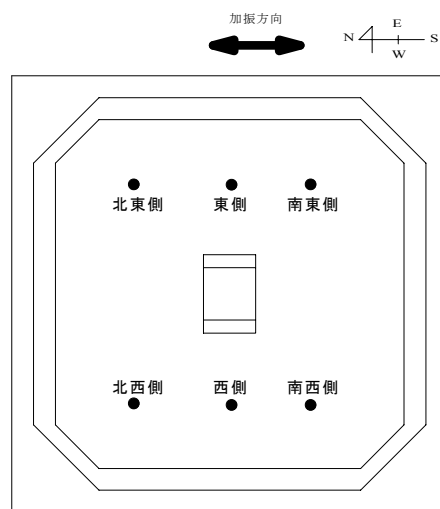


図-2.16 サウンディング試験測定位置図 (黒丸)



写真-2.6 サウンディング試験状況

(2) 試験結果

表-2.13 に、CASE 1 から CASE 5 の貫入抵抗の q_c 値の計測値を一覧表として示した。また、図-2.17 は、試験地点毎に実験前と実験後の q_c 値の深度方向分布を比較して示したものである。

試験結果によると、加振前後ともに q_c 値が深度方向にほぼ直線的に増大する傾向が見られる。また、試験地点による強度の違いには大きなばらつきが見られず、ほぼ均一な実験地盤となっているものと考えられる。加振前と加振後の試験結果を比較すると、表層部分では、 q_c 値にあまり大きな変化が見られないが、それ以深では加振後に q_c 値が深度とともに増大しており、加振前に比べて約 1.5~2 倍程度増加する傾向が見られた。

CASE 4 と CASE 5 の試験結果を比較すると、特に、CASE 4 の加振前の値が小さな値となっている。また、CASE 5 の GL -1.5 m 以深は、CASE 4 で作成した地盤を撤去せずにそのまま転用しているため、CASE 4 に比べると q_c 値が大きな値を示している。

表-2.13(1) オランダ式二重管コーン貫入試験結果 (CASE 1)

深度 GL-(m)	貫入抵抗 q_c (MN/m ²)							
	北東側		南東側		北西側		南西側	
	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後
0.0	0.13	0.13	0.23	0.23	0.23	0.23	0.03	0.03
0.1	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
0.2	1.43	1.43	1.33	1.33	1.43	1.43	1.43	1.43
0.3	2.03	3.83	2.63	4.23	2.63	3.83	1.23	2.83
0.4	2.23	4.83	4.63	5.03	3.03	4.43	2.83	4.43
0.5	3.23	6.23	5.43	6.43	4.23	6.23	3.83	6.43
0.6	4.85	8.45	5.85	9.25	5.85	8.25	5.25	8.65
0.7	5.85	9.45	6.45	10.85	6.25	10.05	6.25	10.05
0.8	6.25	10.85	7.25	11.85	6.25	12.05	7.25	12.05
0.9	6.45	12.30	7.45	13.05	7.25	12.65	7.45	12.25
1.0	6.85	13.25	6.85	14.25	7.65	14.45	7.45	13.25
1.1	7.25	14.65	6.45	14.85	8.25	16.05	8.25	14.85
1.2	8.45	15.65	6.65	15.65	8.45	17.05	9.05	15.45
1.3	7.25	16.05	7.05	16.05	8.45	17.05	11.25	16.05
1.4	7.95	18.05	7.25	18.05	8.65	18.05	11.25	18.05
1.5	7.95	—	7.85	—	8.65	—	9.05	—
1.6	7.96	—	10.26	—	10.26	—	10.06	—
1.7	11.06	—	14.06	—	14.26	—	12.06	—

表-2.13(2) オランダ式二重管コーン貫入試験結果 (CASE 2)

深度 GL-(m)	貫入抵抗 q_c (MN/m ²)							
	北東側		南東側		北西側		南西側	
	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後
0.0	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
0.1	0.23	1.03	0.23	1.03	0.23	1.03	0.23	1.03
0.2	0.83	2.03	0.83	2.03	0.83	2.03	0.83	2.03
0.3	1.63	3.03	1.63	3.03	1.83	2.83	0.83	3.03
0.4	1.83	4.43	2.53	4.63	2.83	4.63	1.83	4.63
0.5	2.85	5.63	3.03	5.63	3.03	5.43	2.23	5.63
0.6	3.05	8.45	3.45	8.05	4.25	8.05	3.05	8.25
0.7	4.45	9.85	4.45	10.05	4.85	9.45	3.45	9.65
0.8	4.85	11.05	4.85	10.85	5.25	10.85	3.85	10.85
0.9	6.05	12.25	6.05	12.25	6.25	11.25	4.85	11.65
1.0	6.25	13.45	6.35	13.05	6.85	12.85	5.85	12.85
1.1	7.05	14.25	7.25	14.05	7.25	13.65	7.25	13.85
1.2	8.05	15.45	8.35	15.45	8.05	15.25	8.25	15.25
1.3	9.25	16.05	9.85	15.85	10.65	17.05	11.05	16.55
1.4	12.05	20.05	11.55	20.05	13.05	20.05	12.05	20.05
1.5	14.05	—	13.85	—	14.45	—	14.25	—
1.6	15.46	—	15.26	—	15.66	—	15.26	—
1.7	20.06	—	20.06	—	20.06	—	20.06	—

表-2.13(3) オランダ式二重管コーン貫入試験結果 (CASE 3)

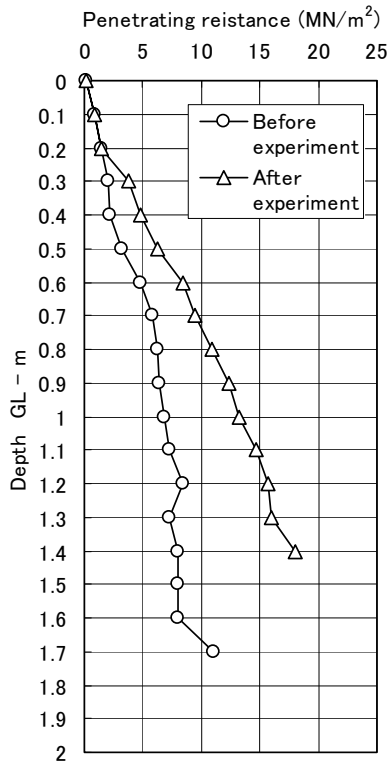
深度 GL-(m)	貫入抵抗 q_c (MN/m ²)							
	北東側		南東側		北西側		南西側	
	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後
0.0	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
0.1	0.83	1.03	0.83	1.03	1.03	1.03	0.83	1.23
0.2	1.43	2.43	1.23	2.03	1.23	2.03	1.23	2.23
0.3	1.63	3.03	1.43	3.23	1.63	3.03	1.43	3.23
0.4	2.43	4.63	2.03	4.43	2.23	4.43	2.23	4.43
0.5	3.25	6.83	2.45	6.83	2.65	6.23	3.05	6.43
0.6	3.85	8.85	3.25	8.65	3.05	8.85	3.85	8.85
0.7	4.65	10.05	4.05	9.85	4.25	9.85	4.65	9.85
0.8	5.65	11.05	4.45	10.65	4.65	11.05	5.85	10.85
0.9	7.05	12.45	5.45	12.45	5.45	12.45	6.85	12.65
1.0	7.45	13.45	6.05	13.05	6.25	13.45	7.25	13.65
1.1	8.65	14.65	7.25	14.65	7.45	14.45	8.65	14.65
1.2	12.05	17.25	9.65	17.05	10.05	15.85	11.85	17.05
1.3	12.45	18.25	12.05	18.05	11.85	17.05	12.05	18.05
1.4	15.85	20.05	13.85	20.05	13.65	20.05	15.85	20.05
1.5	18.25	—	15.85	—	15.65	—	18.05	—
1.6	18.26	—	18.06	—	18.26	—	18.06	—
1.7	20.06	—	20.06	—	20.06	—	20.06	—

表-2.13(4) オランダ式二重管コーン貫入試験結果 (CASE 4)

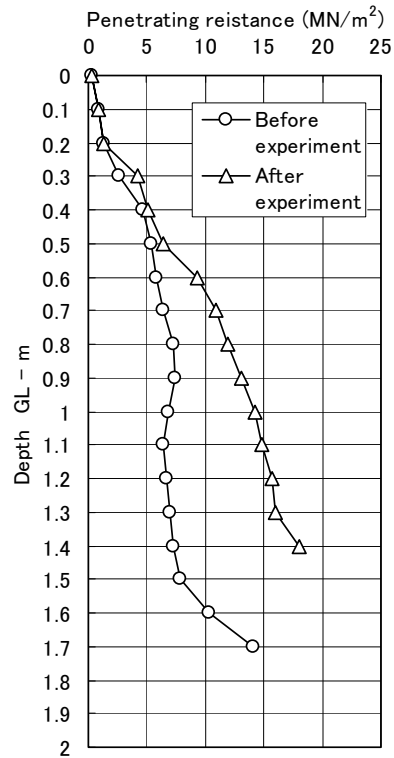
深度 GL-(m)	貫入抵抗 q_c (MN/m ²)											
	北東側		東側		南東側		北西側		西側		南西側	
	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後
0.0	0.03	0.23	0.13	0.23	0.13	0.03	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.03
0.1	0.83	0.93	0.83	1.03	0.83	0.93	0.83	1.13	0.83	1.23	0.63	1.03
0.2	1.43	1.93	1.43	2.13	0.63	1.83	1.43	2.03	1.33	2.23	1.23	2.03
0.3	1.83	2.53	1.83	2.63	1.83	2.43	1.43	2.13	1.03	2.93	1.83	2.83
0.4	2.23	3.03	2.43	3.43	2.13	2.93	2.03	2.73	2.23	3.23	2.43	3.63
0.5	2.83	3.83	3.03	4.03	2.13	3.83	2.23	3.23	2.43	3.83	2.43	3.83
0.6	3.45	4.25	3.25	4.45	2.65	4.26	3.45	3.65	2.45	4.25	2.85	4.25
0.7	4.45	4.05	4.25	5.45	2.65	4.85	4.05	4.25	3.05	5.05	2.95	5.05
0.8	4.45	5.45	4.25	6.35	3.85	5.45	3.65	4.65	2.45	5.05	3.65	6.05
0.9	5.05	5.85	4.65	7.05	4.35	6.45	5.05	5.25	4.25	6.05	4.25	6.25
1.0	5.05	6.25	5.15	7.85	4.45	7.05	5.05	6.25	4.25	6.25	5.05	7.05
1.1	6.45	6.85	6.05	10.05	6.25	8.25	6.45	7.05	5.05	6.85	6.45	7.45
1.2	6.85	8.25	7.65	10.25	6.85	8.85	6.45	7.65	7.25	8.25	6.85	8.85
1.3	6.85	9.45	7.65	11.45	6.35	9.25	6.05	8.05	5.65	8.65	5.65	9.45
1.4	6.25	9.85	7.05	11.65	5.85	9.85	6.05	9.05	5.25	9.75	5.45	9.85
1.5	6.45	10.25	8.65	12.45	5.85	10.45	7.25	9.55	6.15	11.45	4.85	10.25
1.6	6.86	12.46	8.26	13.46	6.46	11.26	6.06	11.06	5.86	12.06	4.86	10.46
1.7	7.46	13.46	8.66	13.86	5.46	12.46	6.66	12.03	5.96	12.06	4.46	11.26
1.8	9.06	13.86	11.26	14.26	8.06	13.86	8.46	15.06	5.16	15.06	3.86	14.26

表-2.13(5) オランダ式二重管コーン貫入試験結果 (CASE 5)

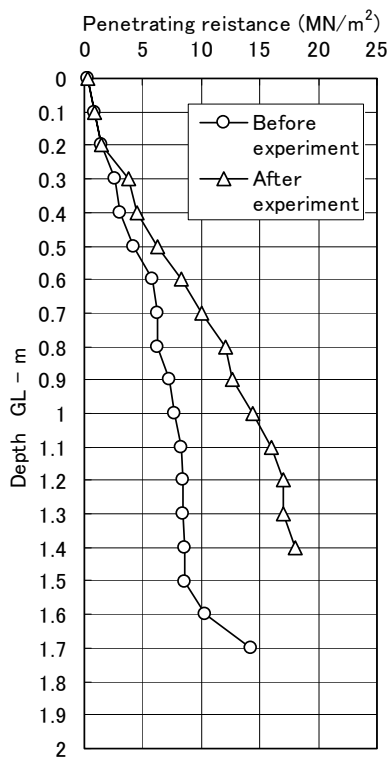
深度 GL-(m)	貫入抵抗 q_c (MN/m ²)											
	北東側		東側		南東側		北西側		西側		南西側	
	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後
0.0	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.23	0.03	0.03	0.23	0.03	0.23
0.1	0.43	0.63	0.63	0.43	0.43	0.43	0.53	0.43	0.43	0.63	0.83	0.83
0.2	0.93	1.33	1.23	1.23	0.93	1.33	1.33	1.23	1.23	1.43	1.43	1.63
0.3	1.53	2.03	1.83	1.93	1.23	2.03	1.83	1.83	1.63	1.83	1.73	2.23
0.4	2.23	2.43	2.43	2.63	2.23	2.43	2.63	2.23	1.43	2.23	2.63	2.43
0.5	2.63	2.83	2.23	3.43	2.23	2.83	2.83	2.83	2.43	2.63	3.03	3.23
0.6	2.85	3.25	2.85	4.05	2.45	3.25	3.25	3.25	2.25	3.45	2.65	3.45
0.7	4.25	4.25	3.05	5.45	2.65	4.25	3.65	4.05	2.85	4.05	4.25	5.05
0.8	3.45	4.85	3.25	5.65	3.45	4.45	4.05	4.25	3.25	4.45	4.05	5.05
0.9	3.25	5.45	3.45	6.25	2.25	5.05	3.25	5.05	3.45	5.25	4.25	5.45
1.0	4.65	5.95	4.25	7.45	3.05	6.85	4.05	5.25	4.25	5.25	4.85	6.05
1.1	4.85	7.05	5.05	8.25	4.65	7.45	4.45	5.45	3.65	5.55	4.85	6.65
1.2	5.65	7.45	5.65	9.25	5.25	7.65	3.65	6.85	4.85	6.25	5.25	7.05
1.3	6.05	8.05	6.05	9.85	5.75	8.45	5.65	7.45	5.45	7.05	5.45	7.25
1.4	5.85	8.85	6.25	10.05	5.85	8.85	7.65	8.05	6.05	7.85	5.85	8.45
1.5	7.65	10.25	6.65	12.85	6.45	10.05	5.85	10.25	8.45	9.25	7.25	9.85
1.6	10.06	10.06	9.26	13.86	7.66	10.46	8.26	10.66	9.86	9.86	7.46	11.06
1.7	12.06	13.26	10.06	14.86	9.86	11.06	7.86	13.06	11.06	13.46	8.26	11.26
1.8	14.06	21.56	10.26	21.06	10.26	14.46	9.86	18.06	12.46	16.06	9.66	15.06



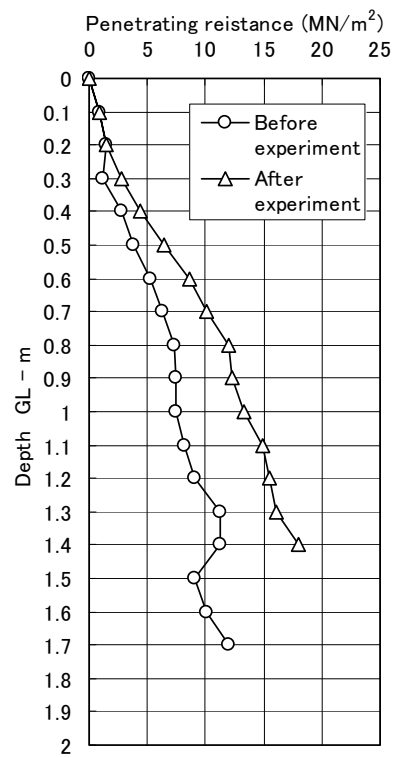
a) 北東側



b) 南東側

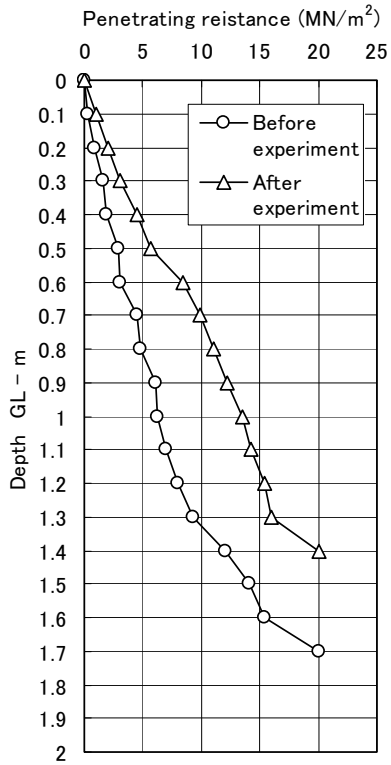


c) 北西側

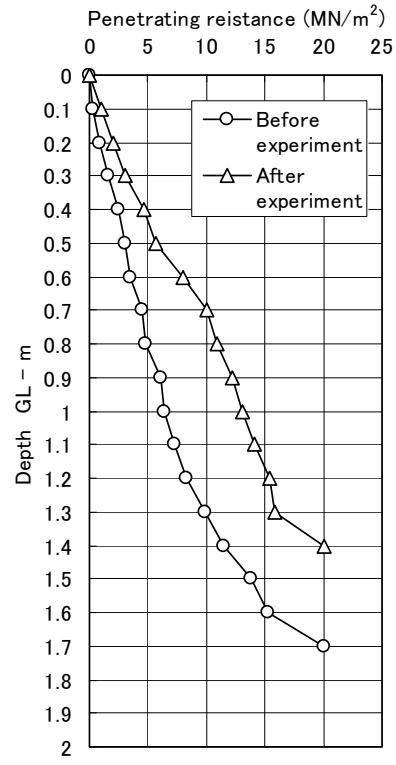


d) 南西側

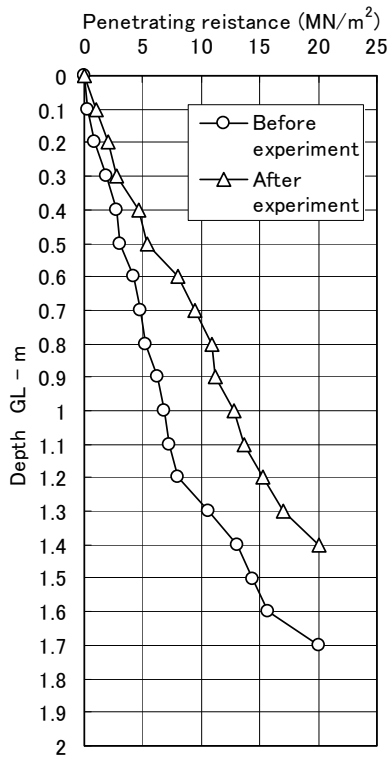
図-2.17(1) サウンディング試験結果深度分布図 (CASE 1)



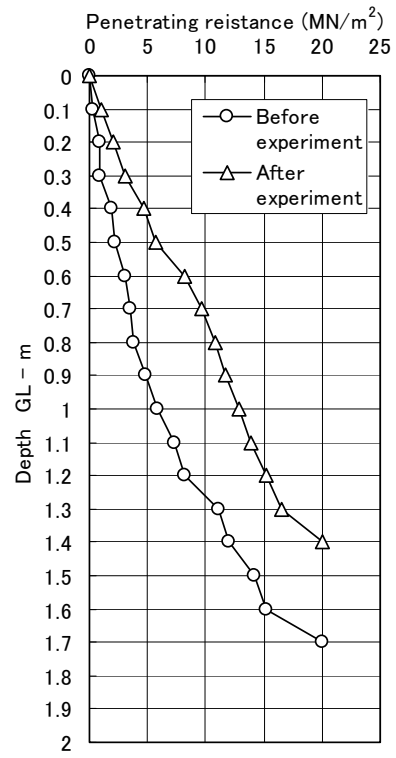
a) 北東側



b) 南東側

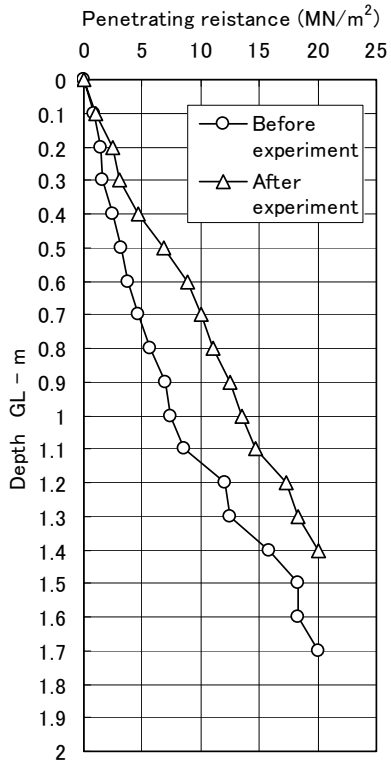


c) 北西側

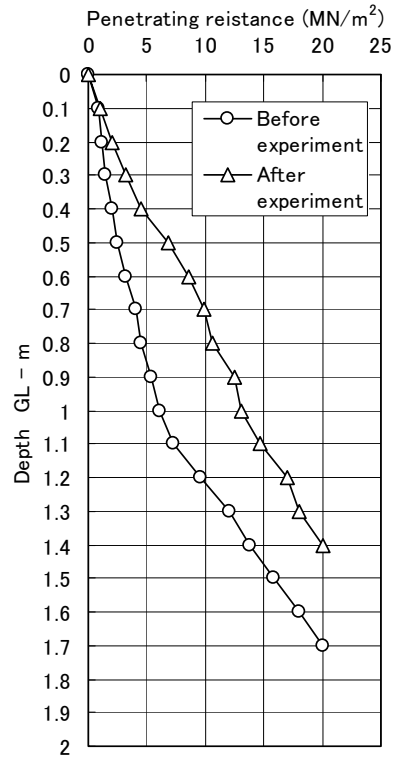


d) 南西側

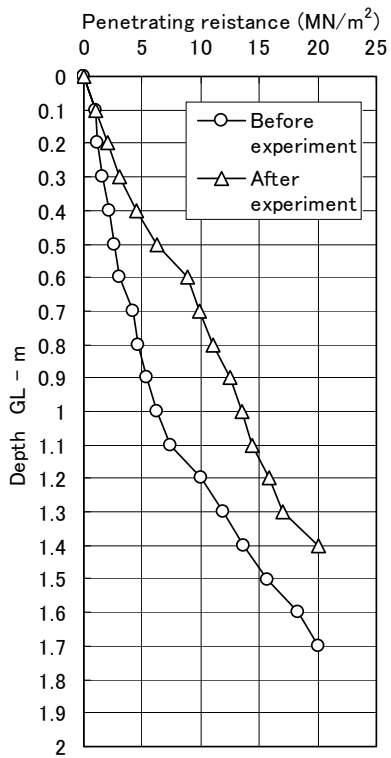
図-2.17(2) サウンディング試験結果深度分布図 (CASE 2)



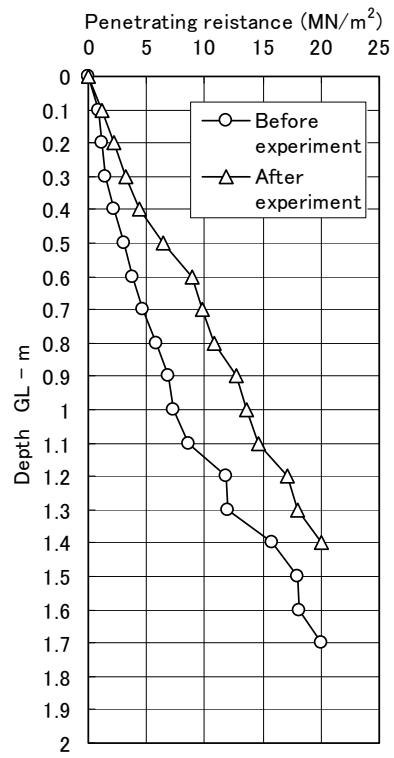
a) 北東側



b) 南東側

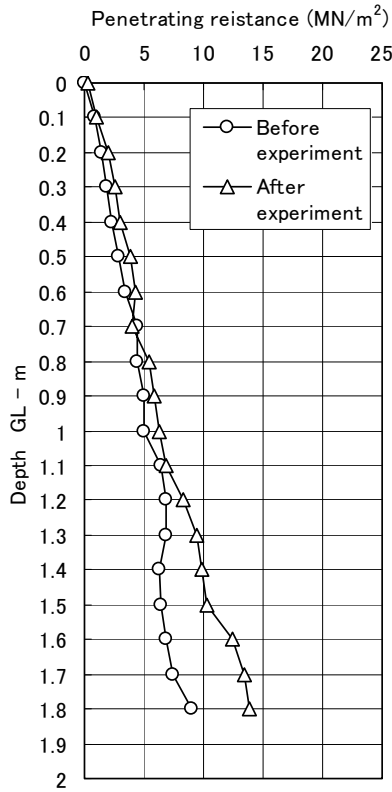


c) 北西側

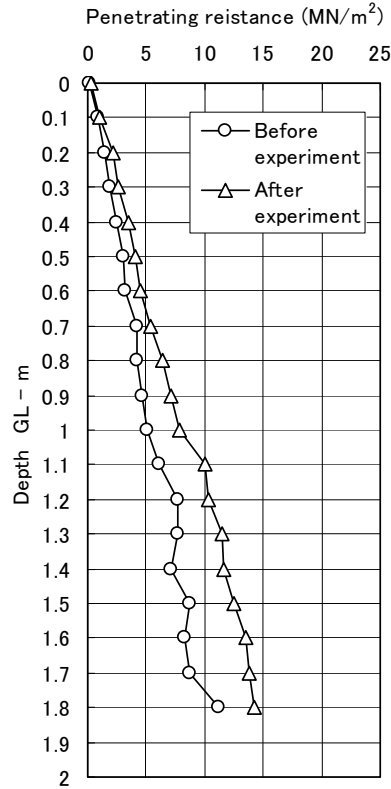


d) 南西側

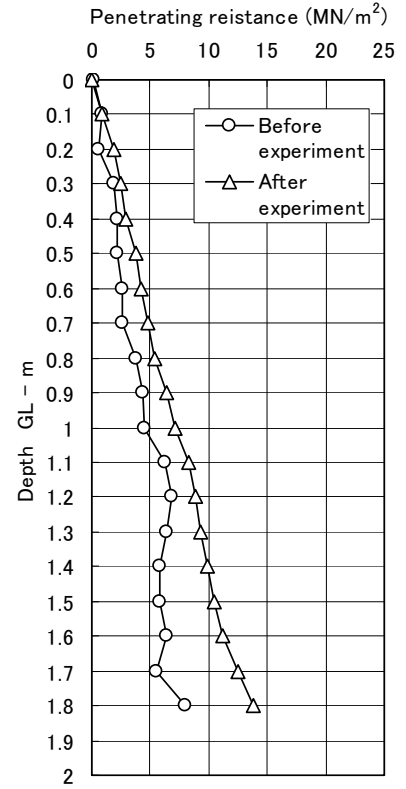
図-2.17(3) サウンディング試験結果深度分布図 (CASE 3)



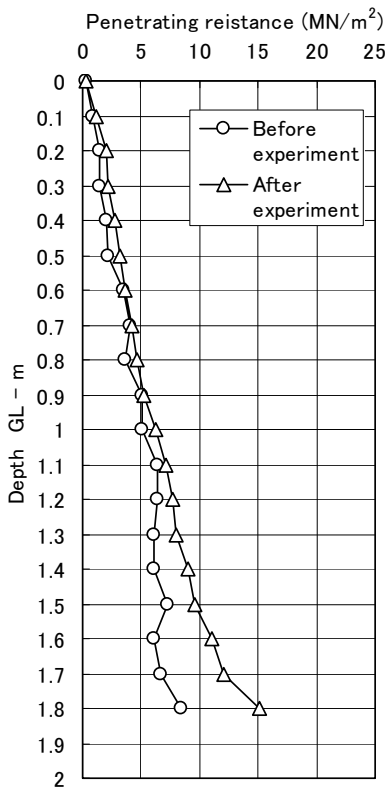
a) 北東側



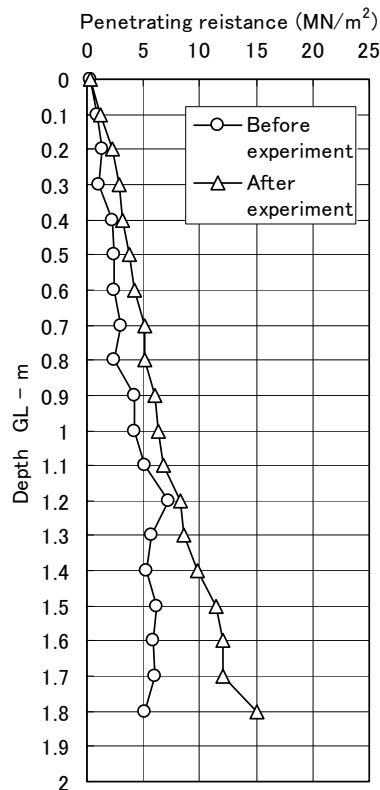
b) 東側



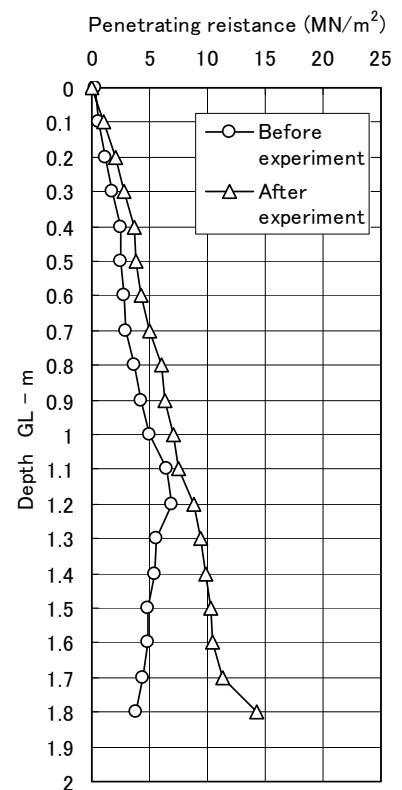
c) 南東側



d) 北西側

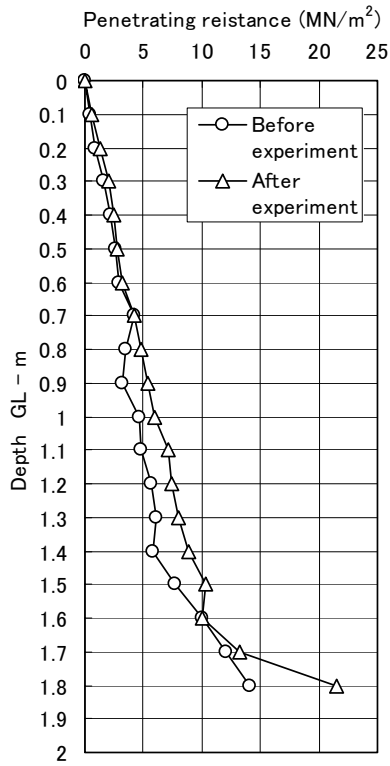


e) 西側

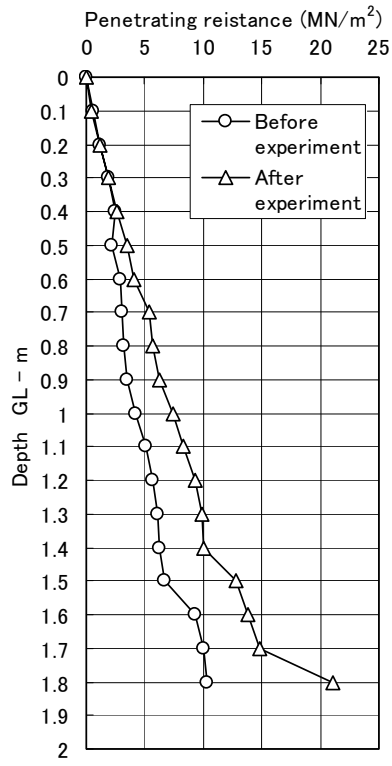


f) 南西側

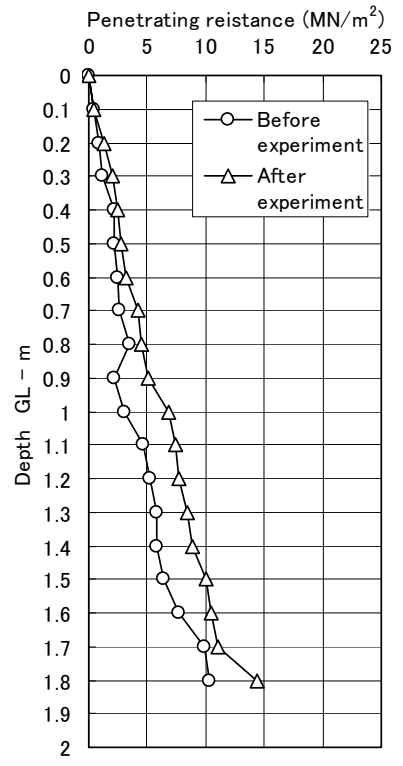
図-2.17(4) サウンディング試験結果深度分布図 (CASE 4)



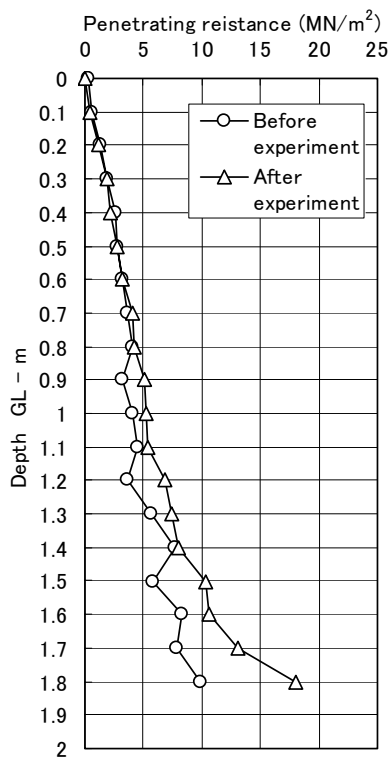
a) 北東側



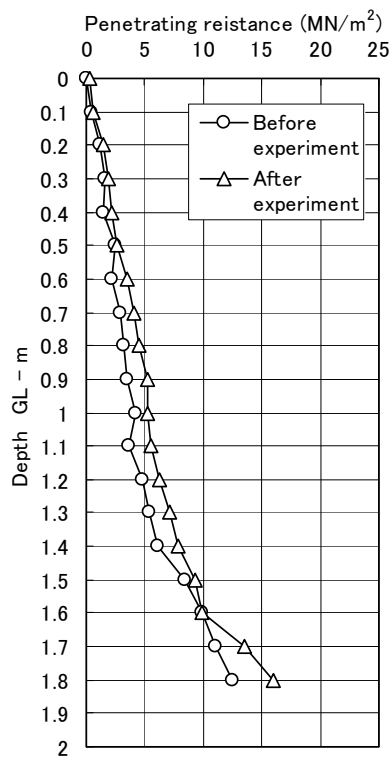
b) 東側



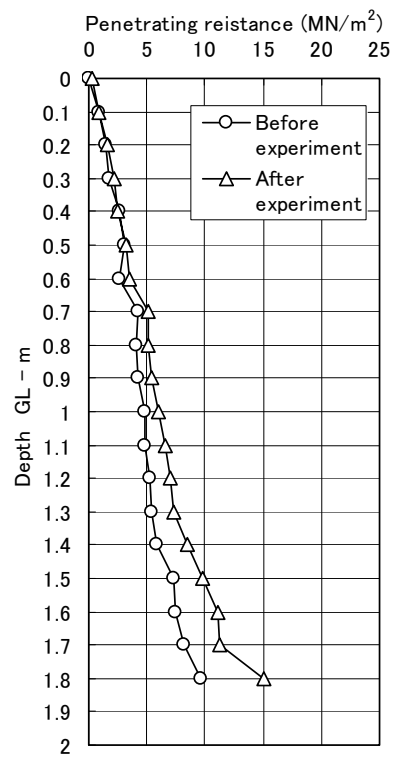
c) 南東側



d) 北西側



e) 西側



f) 南西側

図-2.17(5) サウンディング試験結果深度分布図 (CASE 5)

(3) コーン貫入試験結果からの地盤の力学特性の推定

今回の実験地盤で実施したサウンディング試験の貫入抵抗の結果から、式(2.1)に示す室町・小林の提案式を用いて実験地盤の換算 N 値を算出する。さらに、参考までにこの換算 N 値から、式(2.2)および式(2.3)を用いて S 波速度 V_s とせん断弾性係数 G を算出する。

1) 換算 N 値

換算 N 値は、室町・小林の提案式²⁻²⁾より推定する。

$$q_c / N = (5.48 + 1.36 \times \log_{10} D_{50}) / 98 \quad (2.1)$$

q_c : 貫入抵抗 (MN/m²)

D_{50} : 50 % 粒径 (mm), 本実験の地盤では 0.1997 mm

2) S 波速度

S 波速度 V_s は、今井の提案式²⁻³⁾を用いて推定する。

$$V_s = 97N^{0.314} \quad (2.2)$$

N : N 値

V_s : せん断弾性波速度 (m/s)

3) せん断弾性係数

せん断弾性係数は、S 波速度より次式で推定する。

$$G = \rho V_s^2 (1/g) \quad (2.3)$$

ρ : 単位体積重量 (kg/m³)

V_s : S 波速度 (m/sec)

g : 重力加速度 9.80665 (m/sec²)

G : せん断弾性係数 (N/m²)

以上の換算式から求めた各地点での加振前後の地盤定数の推定値は、表-2.14 に示すとおりである。また、これらの地盤定数（深度ごとに各地点の値を平均したもの）の深度方向分布を加振前後について図-2.18 に示す。

表-2.14(1) サウンディング試験結果による地盤定数推定値 (CASE 1: 平均値)

深度 GL-(m)	実験前(Before)			実験後(After)		
	平均値 (CASE 1)					
	換算N値	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)	換算N値	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)
0.0	0.3	66	7	0.3	66	7
0.1	1.9	118	22	1.9	118	22
0.2	3.2	139	31	3.2	139	31
0.3	4.8	157	40	8.3	188	57
0.4	7.2	179	51	10.5	203	66
0.5	9.4	195	61	14.3	223	80
0.6	12.3	213	73	19.5	246	97
0.7	14.0	222	79	22.8	259	107
0.8	15.2	228	83	26.4	271	117
0.9	16.1	232	86	28.3	277	122
1.0	16.2	233	86	31.1	285	130
1.1	17.0	236	89	34.0	294	138
1.2	18.4	242	93	35.9	299	142
1.3	19.2	244	96	36.7	301	145
1.4	19.8	247	98	40.7	311	155
1.5	18.9	244	96	-	-	-
1.6	21.7	255	104	-	-	-
1.7	29.0	279	124	-	-	-

表-2.14(2) サウンディング試験結果による地盤定数推定値 (CASE 2: 平均値)

深度 GL-(m)	実験前(Before)			実験後(After)		
	平均値 (CASE 2)					
	換算N値	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)	換算N値	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)
0.0	0.0	37	2	0.0	37	2
0.1	0.5	79	10	2.3	126	24
0.2	1.9	118	21	4.6	156	37
0.3	3.3	140	31	6.7	176	48
0.4	5.1	161	40	10.3	202	63
0.5	6.3	172	46	12.6	215	71
0.6	7.8	184	52	18.5	242	90
0.7	9.7	198	60	22.0	256	101
0.8	10.6	203	64	24.6	265	109
0.9	13.1	217	73	26.7	272	115
1.0	14.3	223	77	29.4	280	122
1.1	16.2	233	87	31.4	286	131
1.2	18.4	242	94	34.6	295	139
1.3	23.0	259	108	36.9	301	145
1.4	27.4	274	120	45.2	321	165
1.5	31.9	288	132	-	-	-
1.6	34.7	295	140	-	-	-
1.7	45.2	321	165	-	-	-

表-2.14(3) サウンディング試験結果による地盤定数推定値 (CASE 3 : 平均値)

深度 GL-(m)	実験前(Before)			実験後(After)		
	平均値 (CASE 3)					
	換算N値	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)	換算N値	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)
0.0	0.0	37	2	0.0	37	2
0.1	2.0	120	22	2.4	128	25
0.2	2.9	135	28	4.9	160	39
0.3	3.4	143	31	7.1	179	49
0.4	5.0	161	40	10.1	200	62
0.5	6.4	174	46	14.8	226	78
0.6	7.9	185	53	19.8	248	94
0.7	9.9	199	61	22.3	257	101
0.8	11.6	209	67	24.6	265	108
0.9	14.0	222	76	28.2	277	118
1.0	15.2	228	80	30.2	283	123
1.1	18.0	240	92	32.9	291	134
1.2	24.6	265	112	37.9	304	147
1.3	27.3	274	119	40.2	309	153
1.4	33.3	292	136	45.2	321	164
1.5	38.2	304	148	-	-	-
1.6	40.9	311	154	-	-	-
1.7	45.2	321	164	-	-	-

表-2.14(4) サウンディング試験結果による地盤定数推定値 (CASE 4 : 平均値)

深度 GL-(m)	実験前(Before)			実験後(After)		
	平均値 (CASE 4)					
	換算N値	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)	換算N値	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)
0.0	0.4	69	7	0.4	67	8
0.1	1.8	116	21	2.4	127	26
0.2	3.2	140	30	4.6	156	39
0.3	3.7	145	33	5.8	169	45
0.4	5.1	161	40	7.1	180	51
0.5	5.7	167	44	8.5	190	57
0.6	6.8	177	49	9.4	196	62
0.7	8.0	186	54	10.8	204	67
0.8	8.4	188	55	12.4	214	73
0.9	10.4	202	63	13.9	221	79
1.0	10.9	205	65	15.3	228	84
1.1	13.8	221	77	17.5	238	91
1.2	15.7	230	84	19.6	247	97
1.3	14.3	224	79	21.1	252	102
1.4	13.5	219	76	22.5	258	107
1.5	14.7	225	80	24.2	263	111
1.6	14.4	224	79	26.6	272	118
1.7	14.5	224	80	28.2	277	123
1.8	17.2	234	89	32.4	289	134

表-2.14(5) サウンディング試験結果による地盤定数推定値 (CASE 5 : 平均値)

深度 GL-(m)	実験前(Before)			実験後(After)		
	平均値 (CASE 5)					
	換算N値	S波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)	換算N値	S波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (MN/m ²)
0.0	0.2	49	4	0.2	55	5
0.1	1.3	103	16	1.3	104	18
0.2	2.7	132	26	3.1	138	30
0.3	3.7	146	32	4.5	155	38
0.4	5.1	161	40	5.4	165	43
0.5	5.8	168	44	6.7	176	48
0.6	6.1	171	46	7.8	185	54
0.7	7.8	184	53	10.2	201	63
0.8	8.1	187	53	10.8	204	66
0.9	7.5	182	51	12.2	213	71
1.0	9.4	196	59	13.8	221	77
1.1	10.3	202	65	15.2	227	81
1.2	11.4	208	69	16.7	234	87
1.3	12.9	217	74	18.1	240	91
1.4	14.1	222	78	19.5	247	96
1.5	15.9	231	84	23.5	261	107
1.6	19.8	247	97	24.8	265	111
1.7	22.2	256	105	28.9	279	122
1.8	25.0	266	113	39.9	308	150

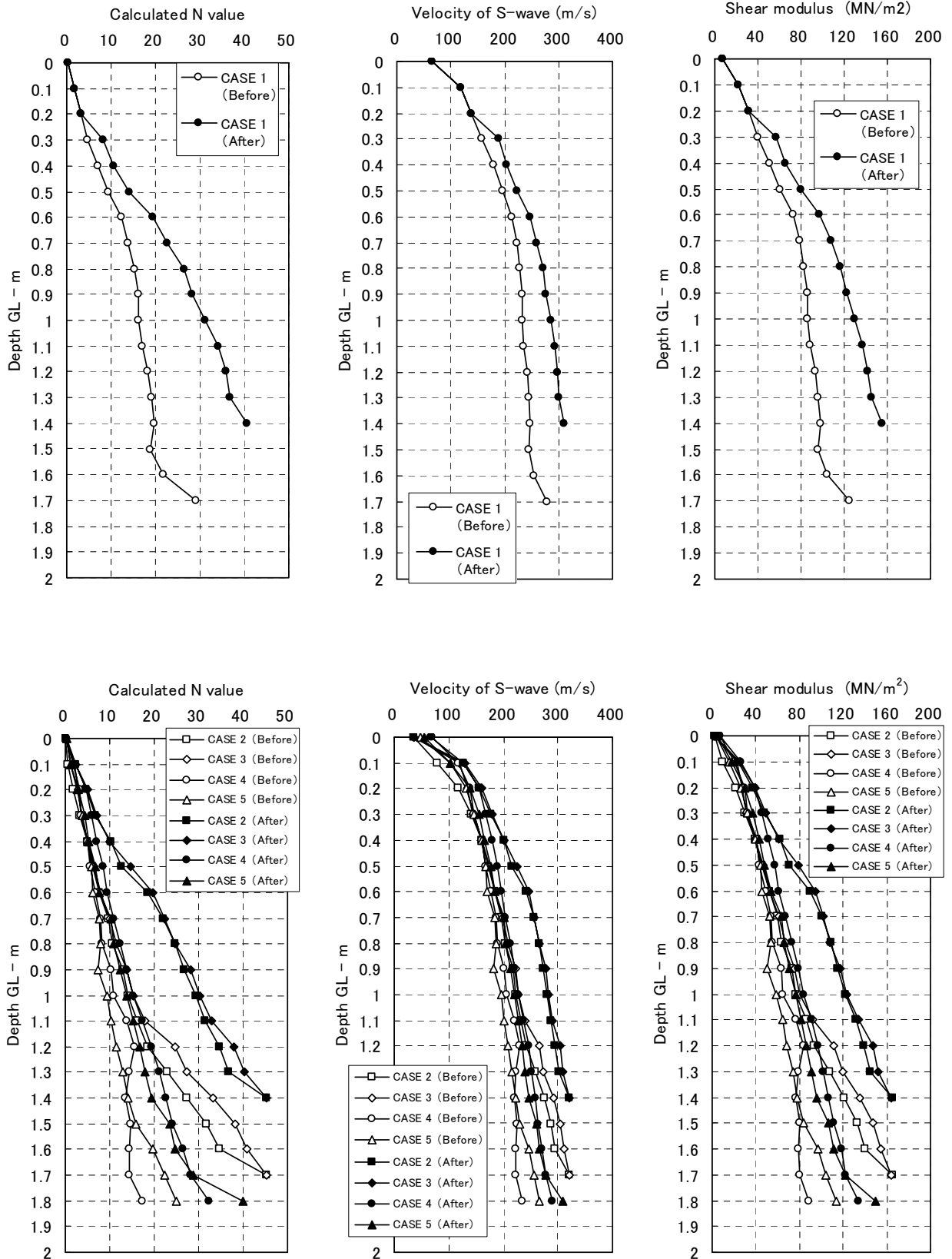


図-2.18 換算 N 値，推定 S 波速度および推定せん断弾性係数分布（平均値）

2.7 S波速度測定

板たたき法を用いて、深度方向に連続して加速度計を埋め込んだ地点 (CASE 1~3 では 3 箇所、CASE 4, CASE 5 では 2 箇所)において実験地盤の S 波速度を測定した。測定は、CASE 1 では実験前と実験後の 2 回、CASE 2 では実験前と正弦波 500 gal 加振後および実験後の 3 回、CASE 3 では実験前と正弦波 300 gal 加振後、正弦波 500 gal 加振後および実験後の 4 回、CASE 4 では実験前と実験後の 2 回、CASE 5 では実験前と神戸海洋気象台記録波 500 gal および 800 gal (最終加振) 加振終了後の 3 回を実施した。

写真-2.7 に示すように、実験地盤の地表部に打撃板を置き、ハンマーで水平方向に南北両方向の打撃を実施することにより S 波の起振を行った。地表で発生した S 波は、加速度計を埋設した位置の地盤内を伝播し、各深度の加速度計で受信される。測定された各深度での加速度波形から、S 波の初動時刻を読みとり、その伝播時間を求め、それと数回の起振によって得られた波形を重ね合わせたのち (スタッキング処理)、と加速度計間の距離を用いて実験地盤の S 波速度を求めた。

表-2.15 に、実験地盤の S 波速度測定結果一覧を示す。各地点での算定結果の詳細は、表-2.16 に示すとおりである。

測定結果によると、S 波速度は、加振前が 160~200 m/s、加振後が 210~230 m/s となった。また、表-2.15 には、2.6(1)においてサウンディング試験結果から算出した S 波速度の平均値を併記した。ここに、サウンディングの測定結果の受ける乱れの影響を考慮して表層 10 cm における S 波速度の換算値を除いてから、その他の深度の換算値の平均値を取った。異なる評価方法により得られた V_s は各ケースともほぼ同じ値を示した。

表-2.15 S波速度測定結果一覧

実験ケース	測定時	S波速度 (m/s)				サウンディング結果によるS波速度 (m/s)
		A-1地点	A-2地点	A-3地点	平均値	
CASE 1	加振前	202	201	188	197	200
	最終加振後	222	217	219	219	232
CASE 2	加振前	164	163	174	167	158
	正弦波500gal加振後	201	183	-	192	-
	最終加振後	208	211	213	211	229
CASE 3	加振前	152	159	161	157	165
	正弦波300gal加振後	159	171	-	165	-
	正弦波500gal加振後	173	174	-	174	-
	最終加振後	204	210	214	209	232
CASE 4	加振前	-	217	200	208	198
	最終加振後	-	238	221	229	227
CASE 5	加振前	-	169	177	173	198
	神戸波500gal加振後	-	222	200	211	-
	最終加振後	-	228	225	226	219



写真-2.7 S波速度測定状況

2.8 地表面標点計測

加振による実験地盤の地表面の動きと沈下量を把握するため、図-2.19 に示す模型地盤地表面の計41箇所に赤く着色した5 cm × 5 cm 角の亚克力板を設置した。この亚克力板には、振動によって位置がずれないように、約7 cm の釘を裏側に接着して実験地盤の表面に突き刺して固定した。せん断土槽天端を基準にして実験前と実験後の地表面の高さを測定し、地表面の沈下量を確認した。実験で実測した地盤の沈下量を表-2.16 に示す。なお、表-2.16 に示す沈下量は、実験前に地表面に設置された標点位置での計測値の平均である。図-2.20 には地表面沈下状況のコンター図を示す。

また、CASE 1～CASE 3 では、地盤中にも地盤作成時に亚克力板を埋め込み、実験後の地盤各層の総沈下量を計測した。計測結果を表-2.17 に示す。

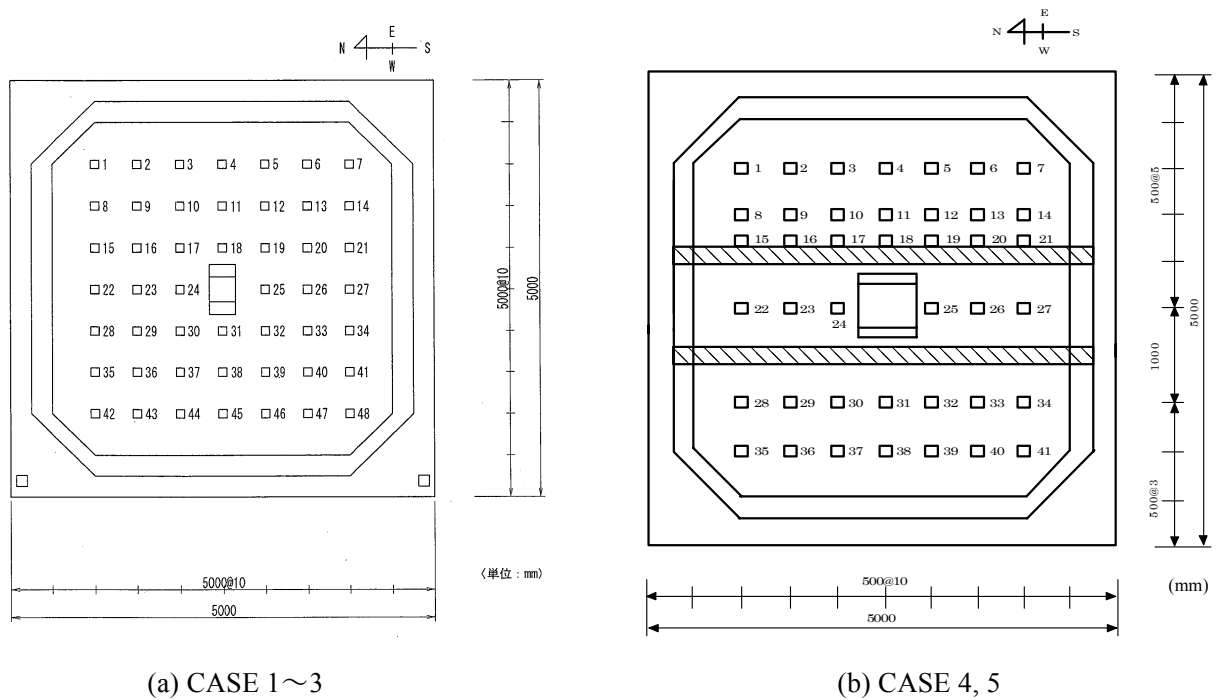


図-2.19 実験地盤地表面標点位置図

表-2.16 地盤の実測沈下量

Case	Shaking Step Number	Settlement for each Cases	
		Settlement (mm)	Total (mm)
CASE1	Initial	0.0	0.0
	C1-K500	31.0	31.0
CASE2	Initial	0.0	0.0
	C2-S300	9.0	9.0
	C2-S500	33.0	42.0
	C2-K800	1.0	43.0
	C2-S600	13.0	56.0
CASE3	Initial	0.0	0.0
	C3-S300	9.0	9.0
	C3-S500	32.0	41.0
	C3-S600	11.0	52.0
	C3-K800	0.0	52.0
CASE4	Initial	0.0	0.0
	C4-S500	38.9	38.9
	C4-I200	5.3	44.2
CASE5	Initial	0.0	0.0
	C5-K500	9.9	9.9
	C5-K800	14.0	23.9

表-2.17 地盤内標点沈下量測定結果

実験ケース	埋設深度 GL (m)	No.1 (南側)	No.2 (北側)	平均値 (mm)
		(mm)	(mm)	
CASE 1	0.25	32	27	30
	0.50	27	22	25
	0.75	14	17	16
	1.00	16	14	15
	1.25	12	10	11
CASE 2	0.25	48	49	49
	0.50	41	40	41
	0.75	35	31	33
	1.00	16	23	20
	1.25	6	12	9
CASE 3	0.25	44	43	44
	0.50	40	36	38
	0.75	24	26	25
	1.00	12	18	15
	1.25	5	6	6

□ : 模型地盤地表面標点位置
マイナス方向は隆起を表す
(単位:mm)

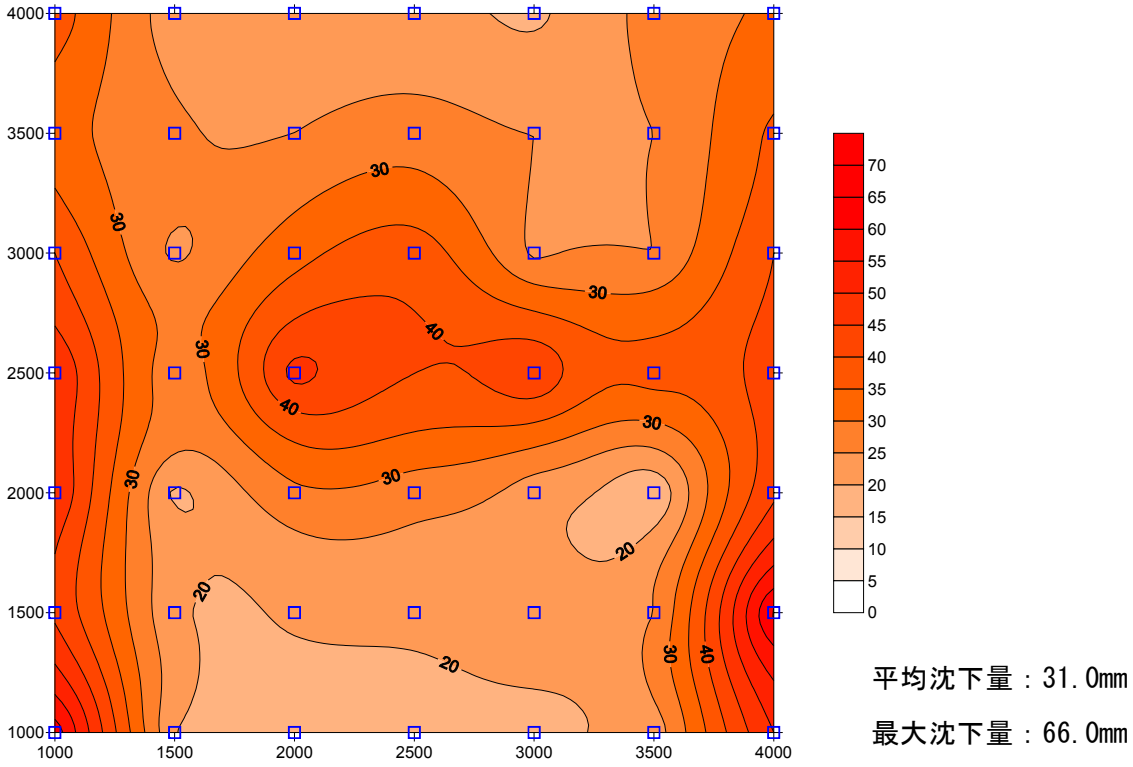


図-2.20(1) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 1・神戸波 500gal 後)

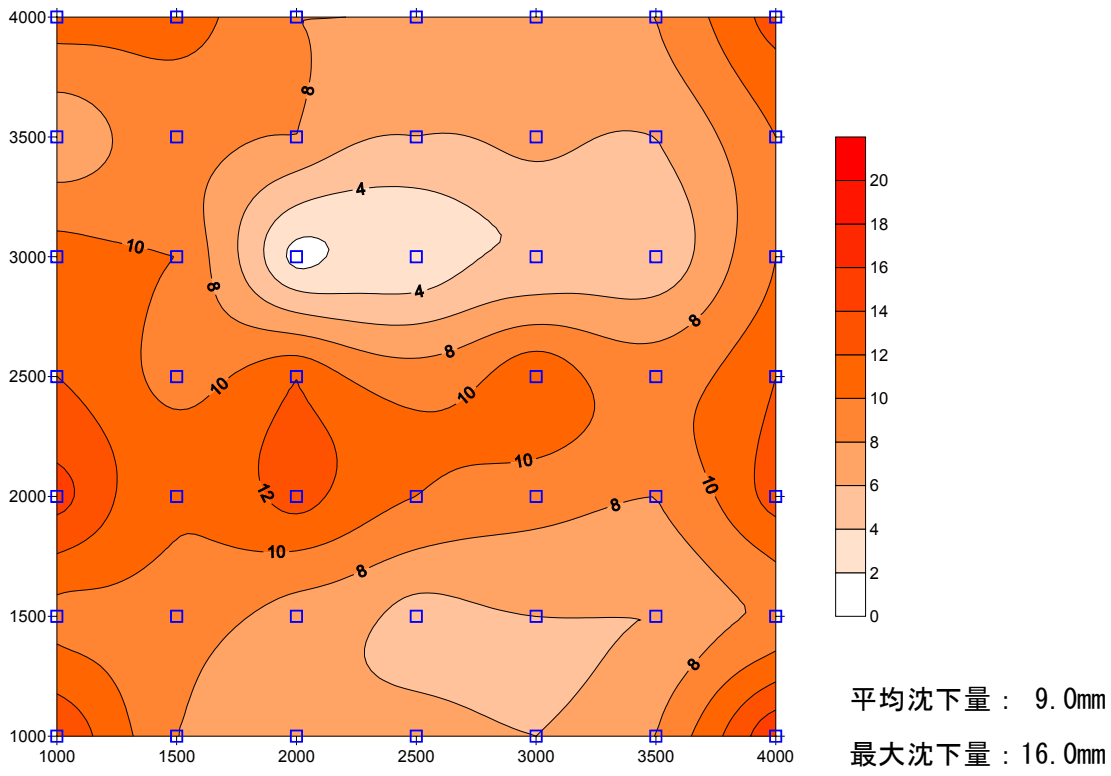


図-2.20(2) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 2・正弦波 300gal 後)

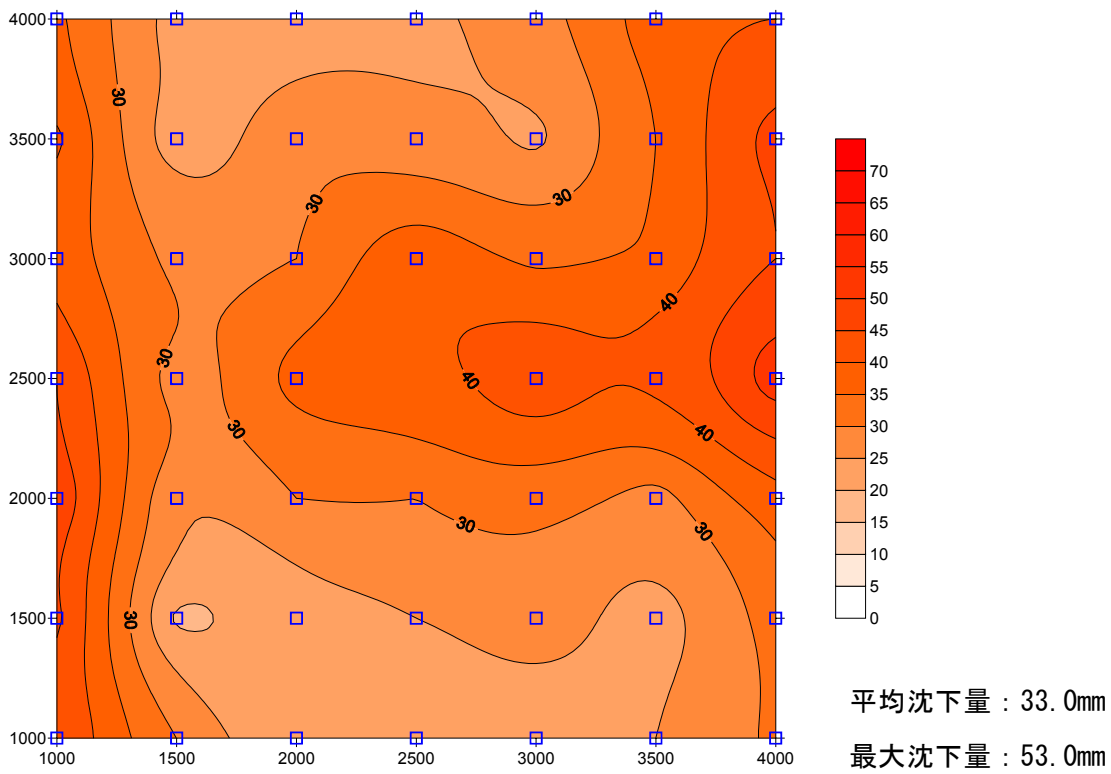


図-2.20(3) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 2・正弦波 500gal 後)

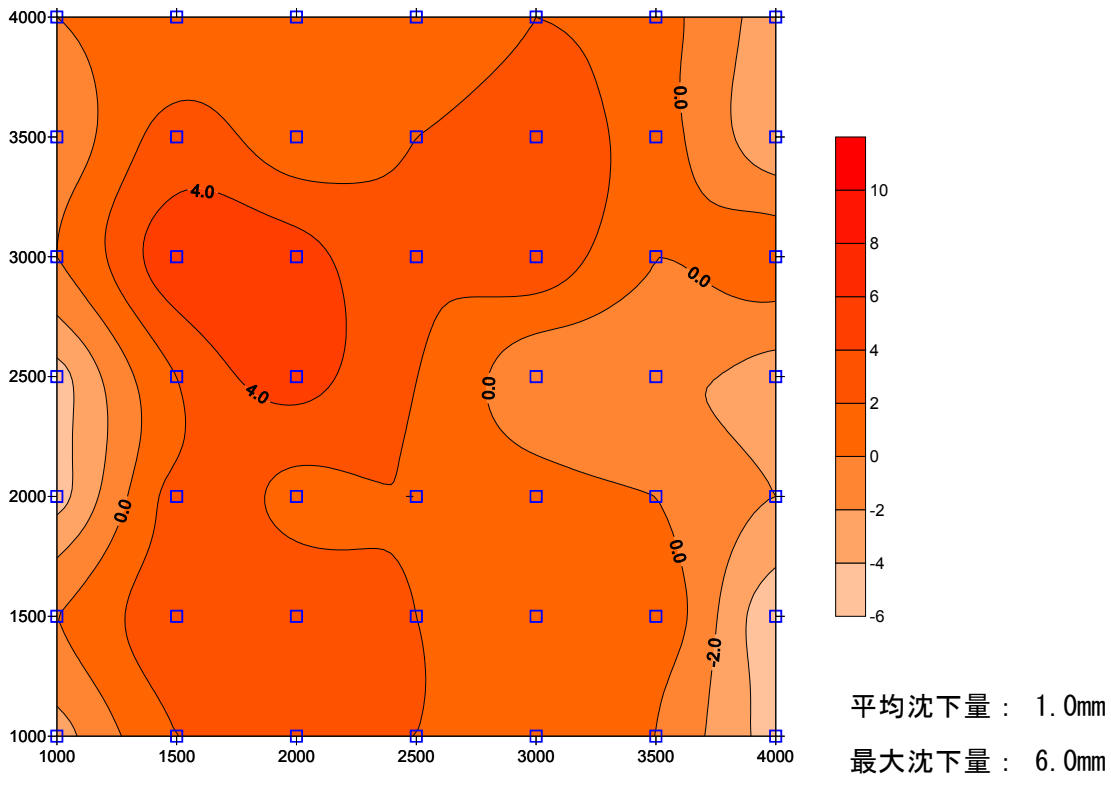


図-2.20(4) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 2・神戸波 800gal 後)

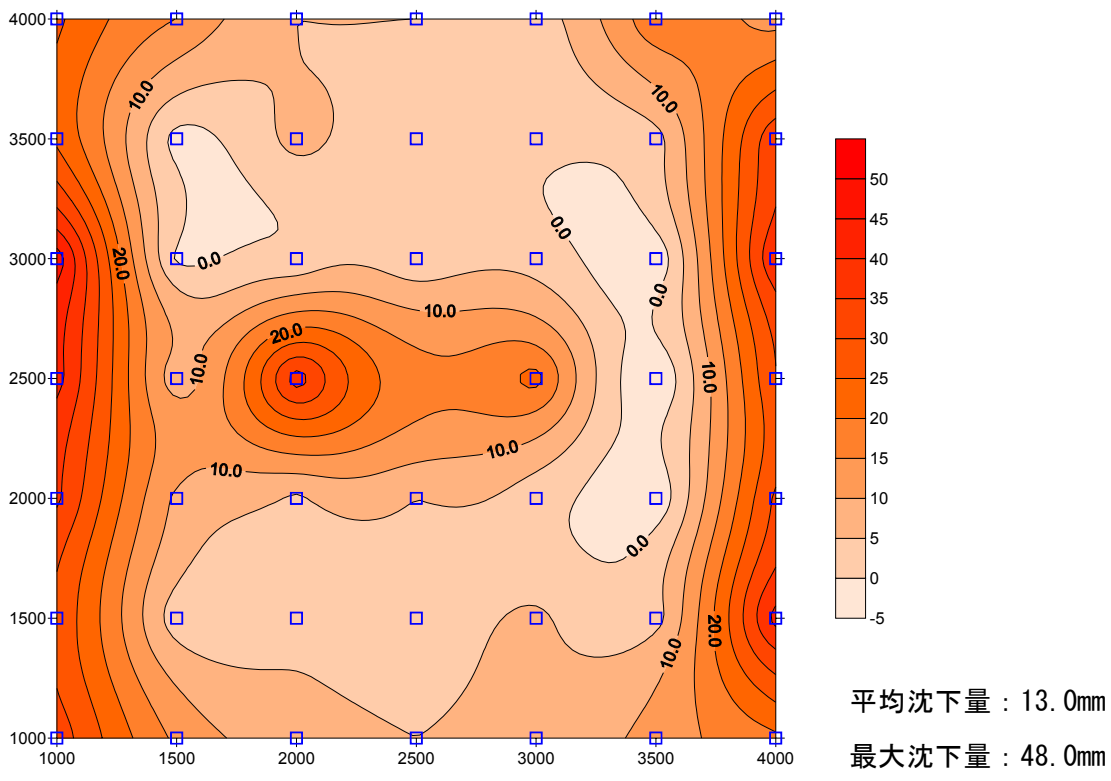


図-2.20(5) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 2・正弦波 600gal 後)

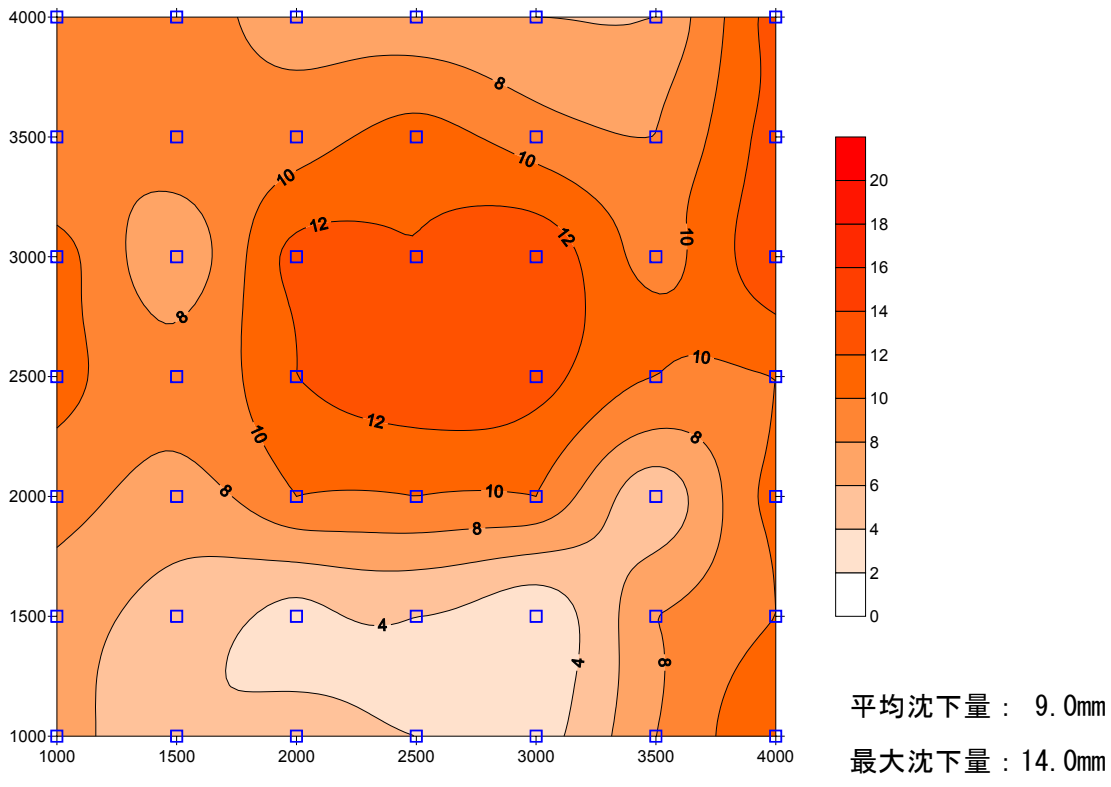


図-2.20(6) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 3・正弦波 300gal 後)

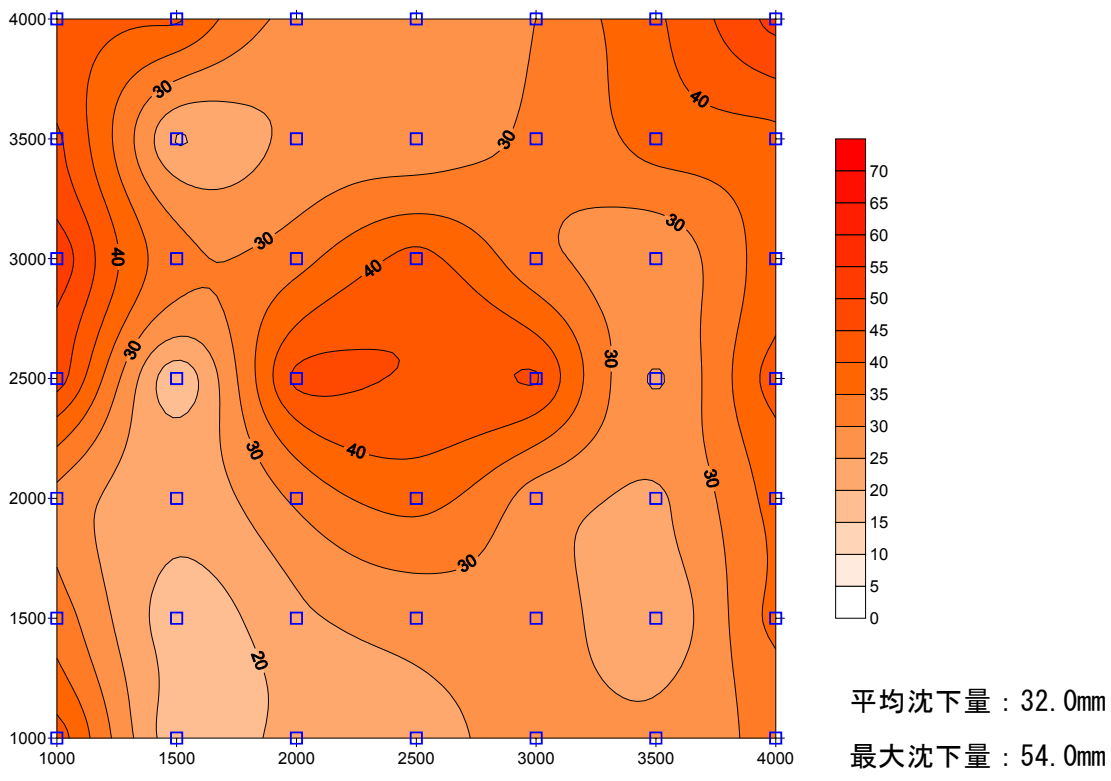


図-2.20(7) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 3・正弦波 500gal 後)

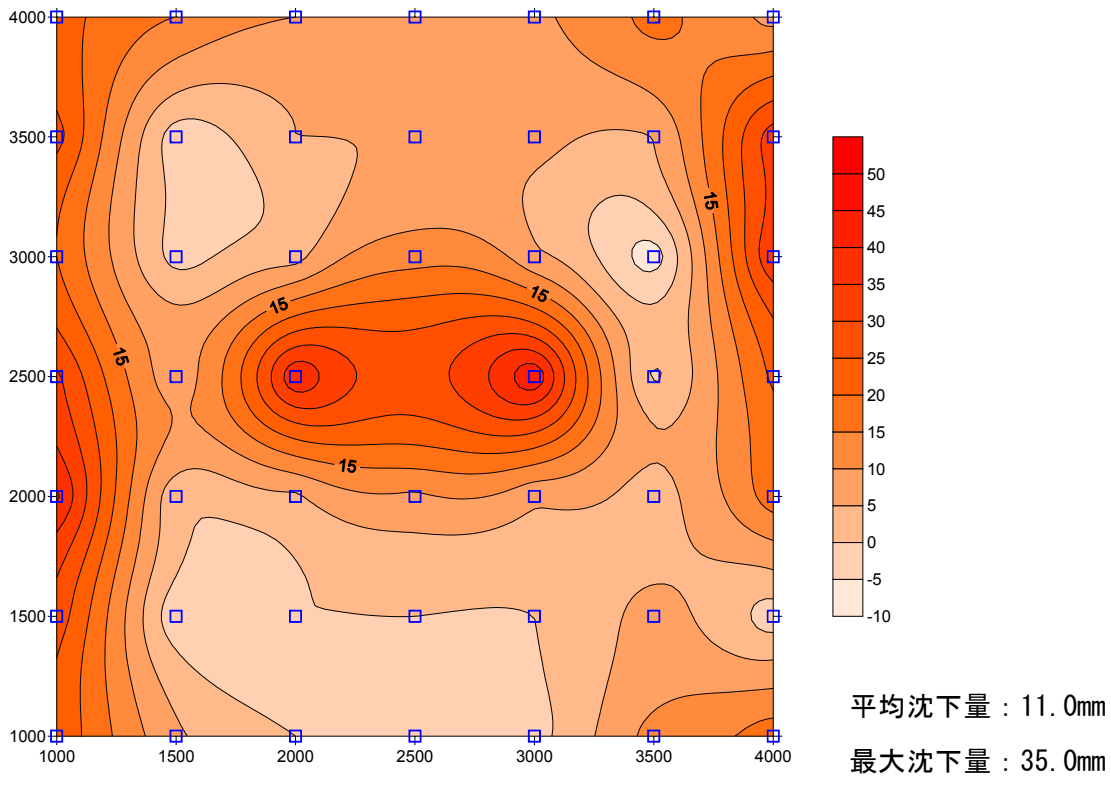


図-2.20(8) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 3・正弦波 600gal 後)

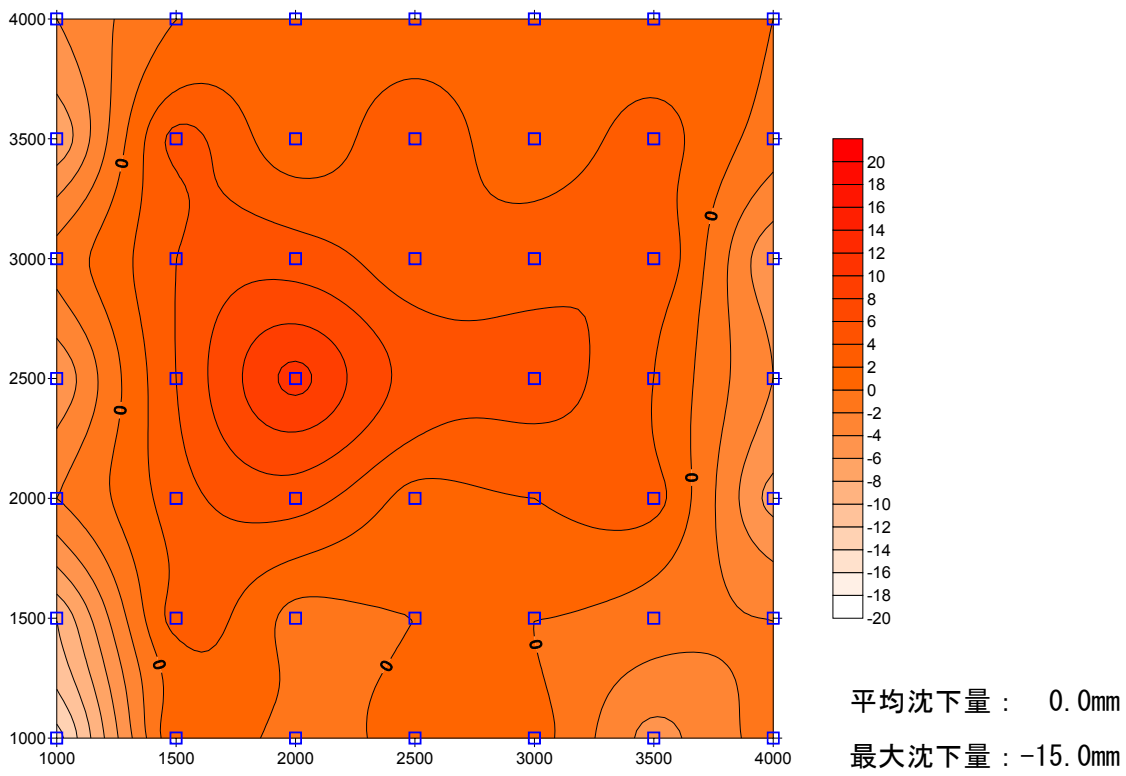


図-2.20(9) 地表面沈下量 (H13 実験・Case 3・神戸波 800gal 後)

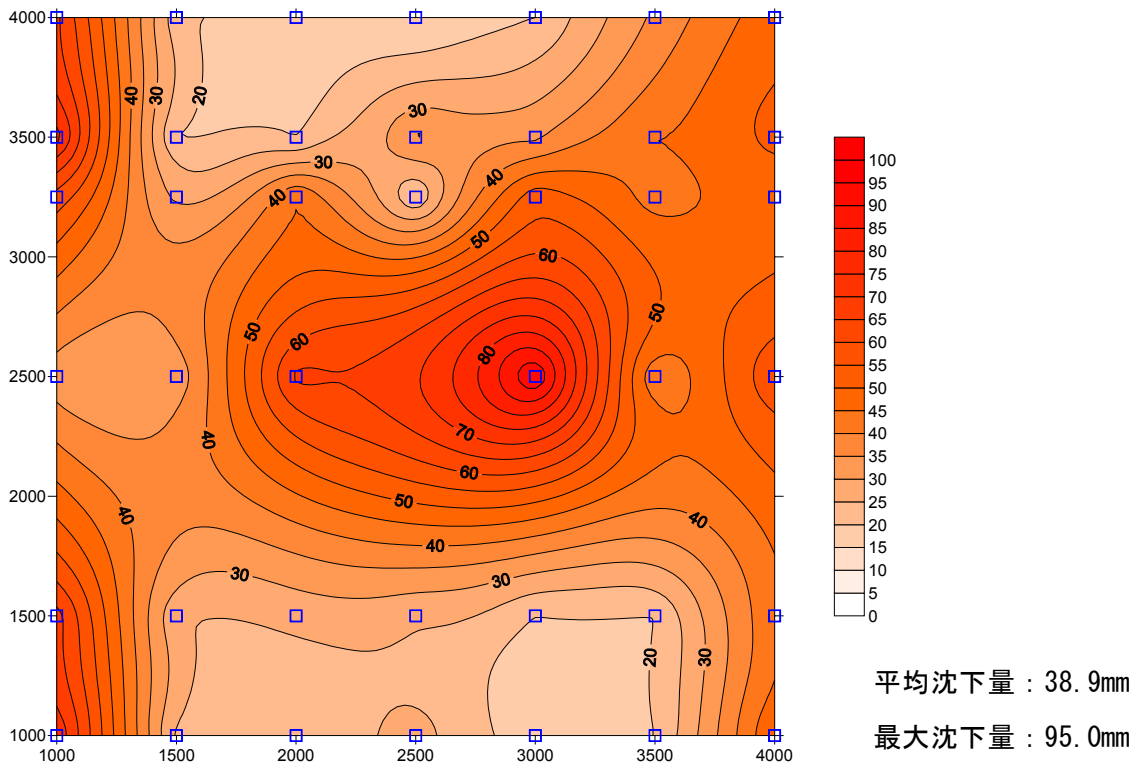


図-2.20(10) 地表面沈下量 (H12 実験・Case 4・正弦波 500gal 後)

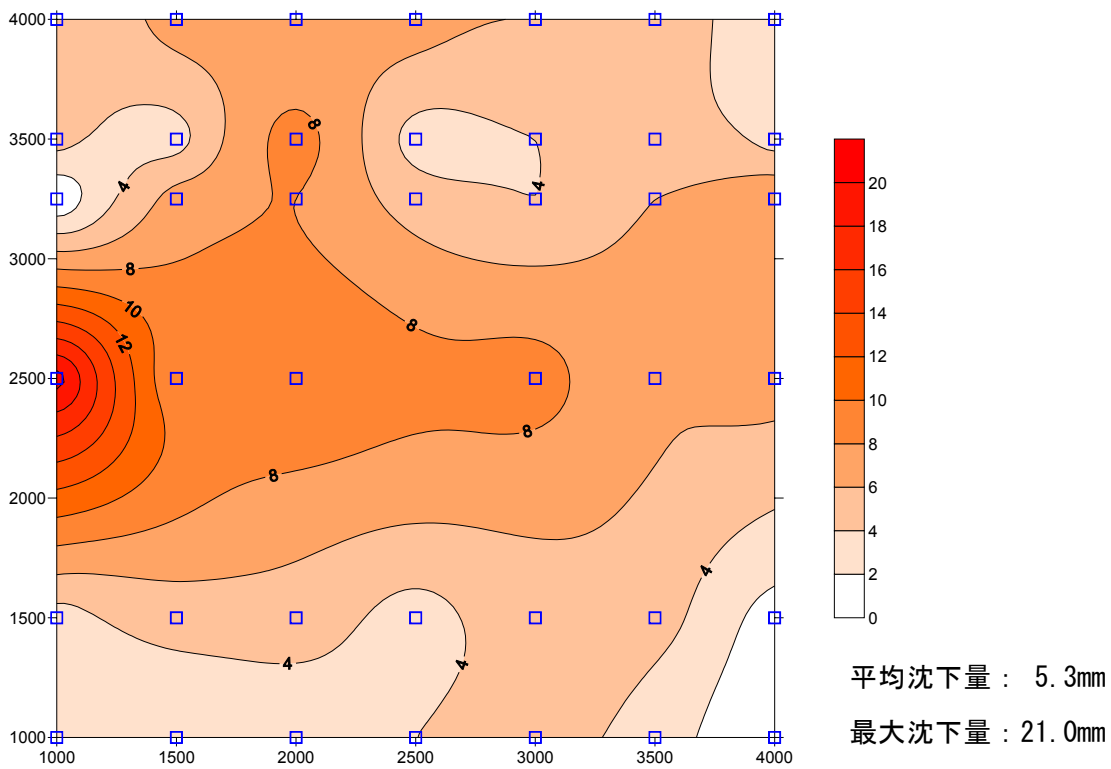


図-2.20(11) 地表面沈下量 (H12 実験・Case 4・板島波 200gal 後)

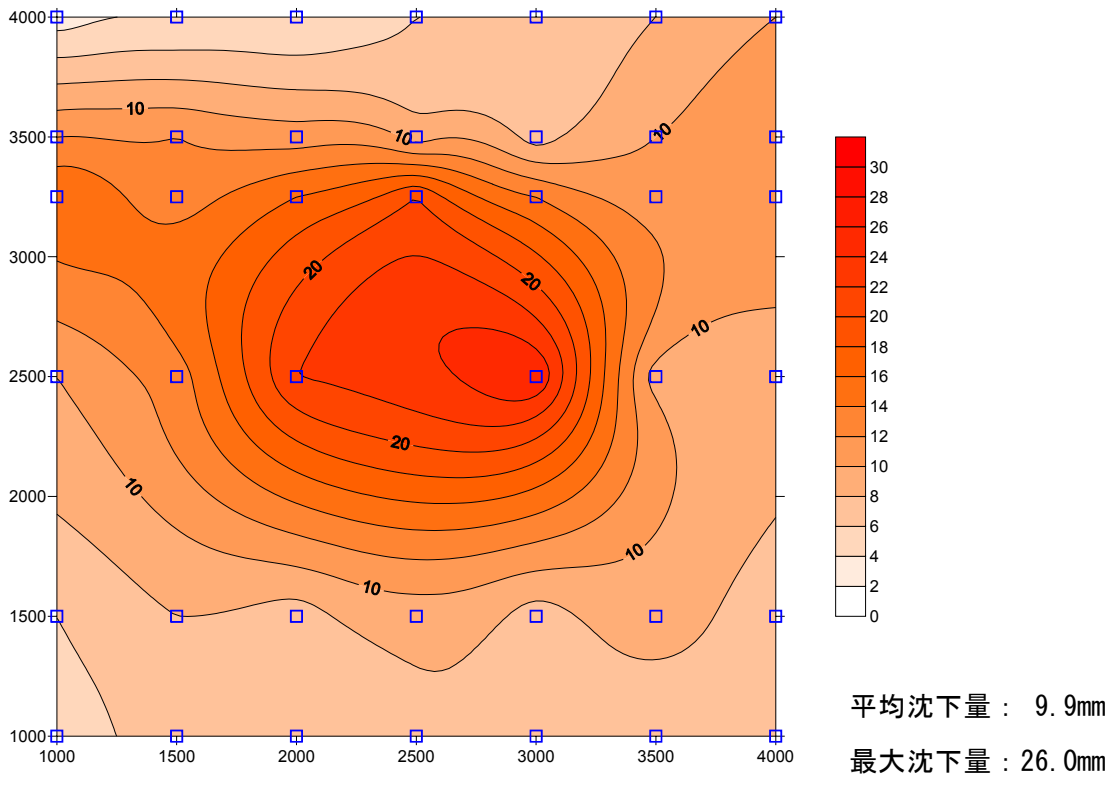


図-2.20(12) 地表面沈下量 (H12 実験・Case 5・神戸波 500gal 後)

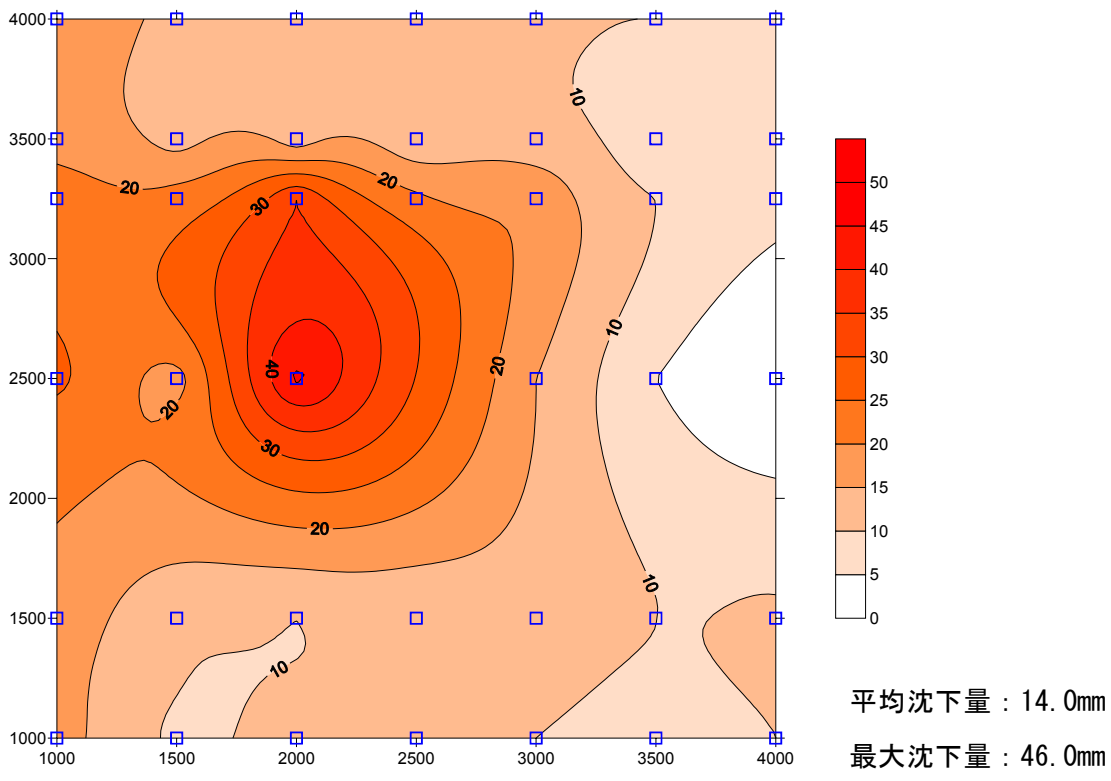


図-2.20(13) 地表面沈下量 (H12 実験・Case 5・神戸波 800gal 後)

第3章 実験結果

3.1 データ処理方法

3.1.1 変位時刻歴の算出

1) 加速度時刻歴から変位時刻歴を算出する方法

実験で記録された加速度時刻歴をフーリエ変換し、周波数成分で2回積分することにより基礎本体および地盤の変位時刻歴を算定した。積分の前処理に用いるハイパスフィルタは図-3.1.1 に示すものとした。同図の領域 (a) は阻止域であり、その領域の増幅率をゼロとして f_{stop} 以下の周波数成分を全てカットする。領域 (c) は通過域であり、増幅率を 1.0 として f_{pass} 以上の周波数成分を全て通過させる。 f_{stop} から f_{pass} までの領域 (b) に該当する遷移域では、増幅率をゼロから 1.0 に余弦曲線を描きながら変化させる。各領域の増幅率は式(3.1.1)で表される。

$$\text{Gain} = \begin{cases} 0.0 & (0 < f \leq f_{stop}) \\ \frac{1 - \cos\left(\frac{f - f_{stop}}{f_{pass} - f_{stop}} \pi\right)}{2} & (f_{stop} < f < f_{pass}) \\ 1.0 & (f_{pass} \leq f) \end{cases} \quad (3.1.1)$$

ハイパスフィルタのパラメータ f_{stop} , f_{pass} は、H13 実験の際、振動台の外に設定したレーザー変位計による変位時刻歴と振動台上で得られた加速度時刻歴を2回積分して求めた変位時刻歴を比較し、両者がよく一致するように設定した。

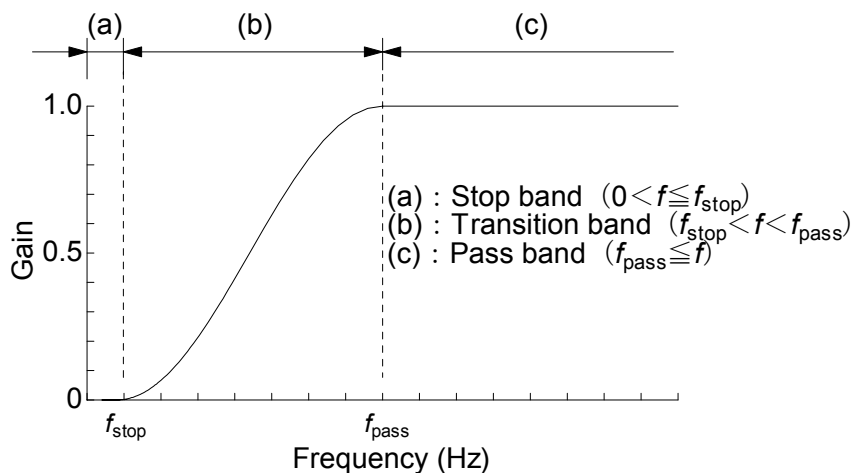


図-3.1.1 ハイパスフィルタ

H13 実験の正弦波による加振ケースのうち、加速度振幅の大きい C3-S600 について実施したパラメータスタディの結果を図-3.1.2 に示す。同図には、加速度時刻歴を 2 回積分して求めた変位時刻歴とレーザー変位計(Laser displacement transducer: LDT)による変位時刻歴を重ねて示しているが、両方の変位波形に同じフィルタ処理を行っている。図-3.1.2 にみられるように、フィルタ無しの場合、加速度波形を 2 回積分して求めた変位時刻歴は、レーザー変位計から求めた変位時刻歴にはない長周期成分の振動を含んでいる。フィルタ処理をすると、その長周期成分の振動は除去され、 $f_{\text{stop}}=0.05$, $f_{\text{pass}}=0.10$ とすればレーザー変位計との対応は良くなる。さらにフィルタパラメータの周波数を上げた結果も示すが、周波数 1 Hz 程度までは主要な変位振幅に影響はみられない。

次に、基礎本体の加速度時刻歴を 2 回積分して得られた変位時刻歴を図-3.1.3 に示す。ここで、同図に示す変位時刻歴の深度は、先に述べた地盤の沈下による補正を行って初期地表面からの深度で示した値である。フィルタパラメータ $f_{\text{stop}}=0.05$, $f_{\text{pass}}=0.10$ のときの変位時刻歴には、不自然な長周期成分の振動が含まれている。この長周期成分を除去するには、フィルタパラメータの周波数を $f_{\text{stop}}=0.60$, $f_{\text{pass}}=0.80$ まで上げる必要がある。

また、地盤の加速度時刻歴を 2 回積分して得られた変位時刻歴を図-3.1.4 に示す。ここで、地盤の加速度時刻歴は基礎模型とせん断土槽の相對運動の影響が少ないと考えられる基礎側面の地盤中(基礎模型の西側)の加速度計(CASE 3 では A-2)で計測したものをを用いた。やはりフィルタパラメータ $f_{\text{stop}}=0.05$, $f_{\text{pass}}=0.10$ のときの変位時刻歴には不自然な長周期成分の振動が含まれており、特に、地表から 2 番目の深度で求めた波形でその影響は顕著である。この長周期成分を除去するため、フィルタパラメータの周波数は $f_{\text{stop}}=0.6$, $f_{\text{pass}}=0.8$ とした。

以上、加速度時刻歴の 2 回積分による変位時刻歴と振動台でのレーザー変位計による変位時刻歴との比較、基礎本体および地盤の変位時刻歴の検討より、正弦波のハイパスフィルタのパラメータは $f_{\text{stop}}=0.6$, $f_{\text{pass}}=0.8$ とした。

同様にして、神戸波についても加速度時刻歴の 2 回積分による変位時刻歴と振動台でのレーザー変位計による変位時刻歴との比較、基礎本体および地盤の変位時刻歴の検討を行い、神戸波のハイパスフィルタのパラメータは $f_{\text{stop}}=0.15$, $f_{\text{pass}}=0.20$ とした。また、板島波については、加振を行った C4-Itajima ではレーザー変位計による計測を行っていないため、フィルタ係数の同定はできなかった。そのため、板島波については変位時刻歴の算出を行っていない。

採用したハイパスフィルタのパラメータとそのフィルタ形状を図-3.1.5 に示す。

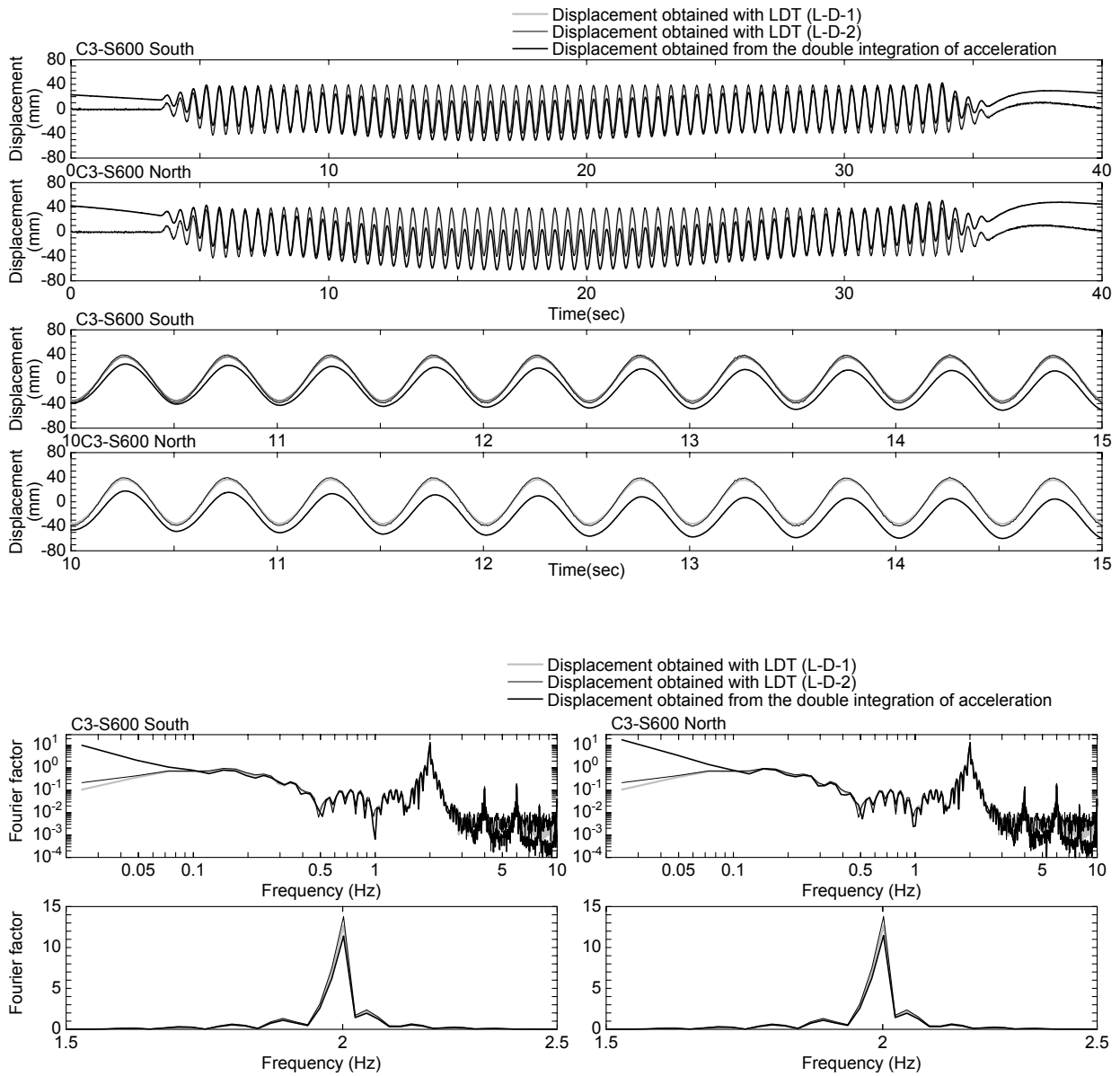


図-3.1.2(a) 振動台の変位時刻歴 C3-S600 ($f_{\text{stop}}=0.0$, $f_{\text{pass}}=0.0$)

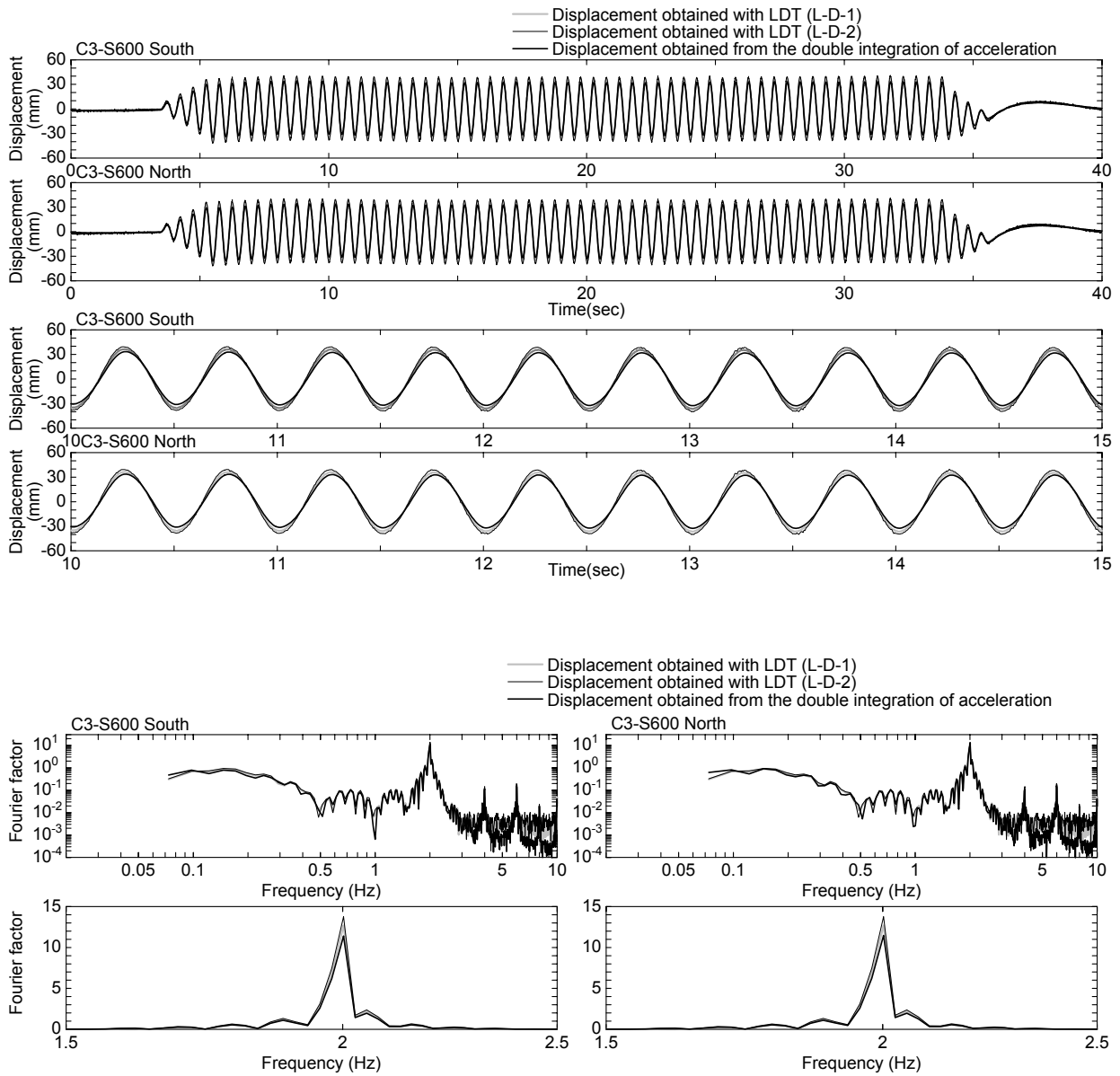


図-3.1.2(b) 振動台の変位時刻歴 C3-S600 ($f_{\text{stop}}=0.05$, $f_{\text{pass}}=0.1$)

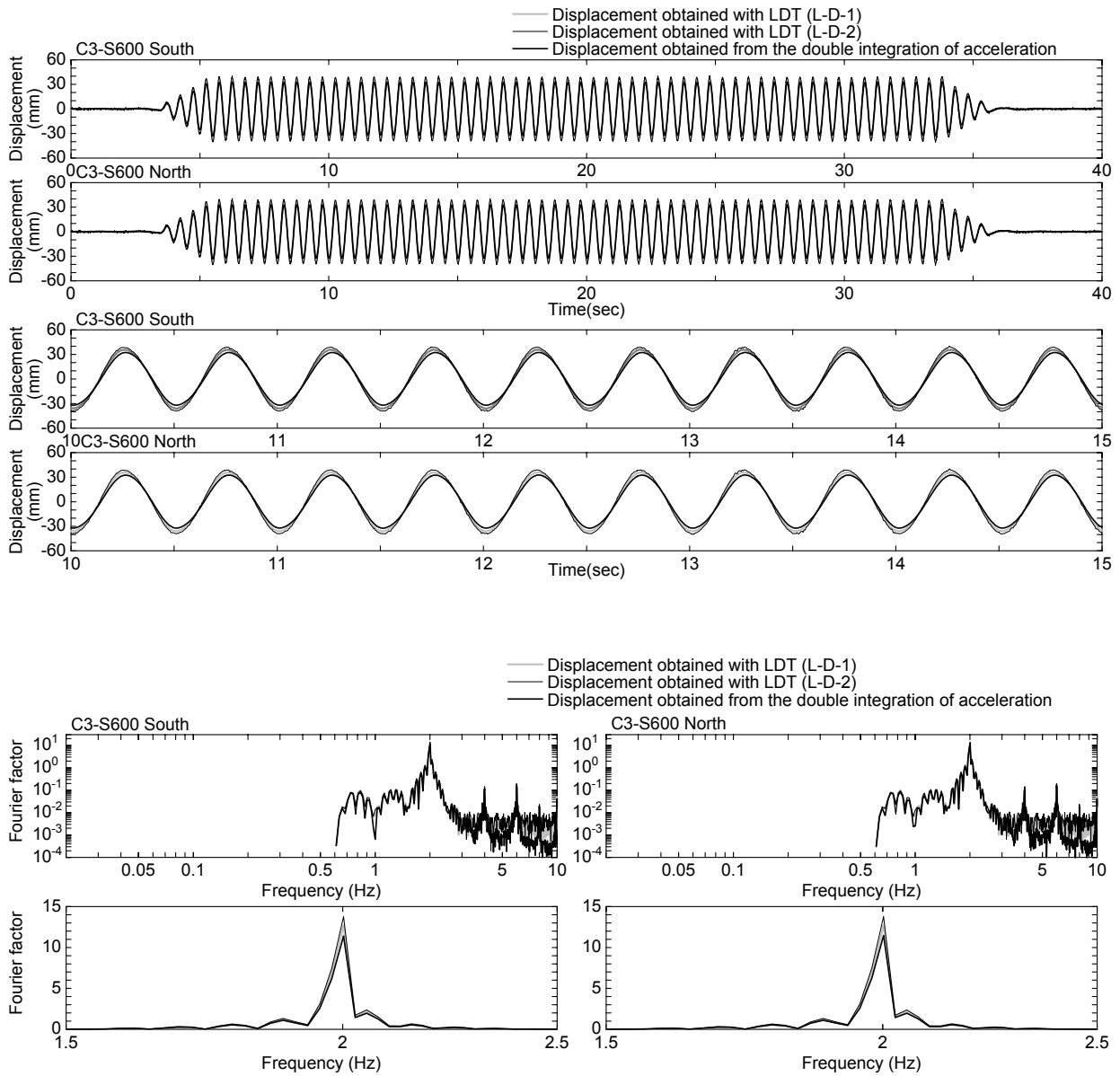


図-3.1.2(c) 振動台の変位時刻歴 C3-S600 ($f_{\text{stop}}=0.6$, $f_{\text{pass}}=0.8$)

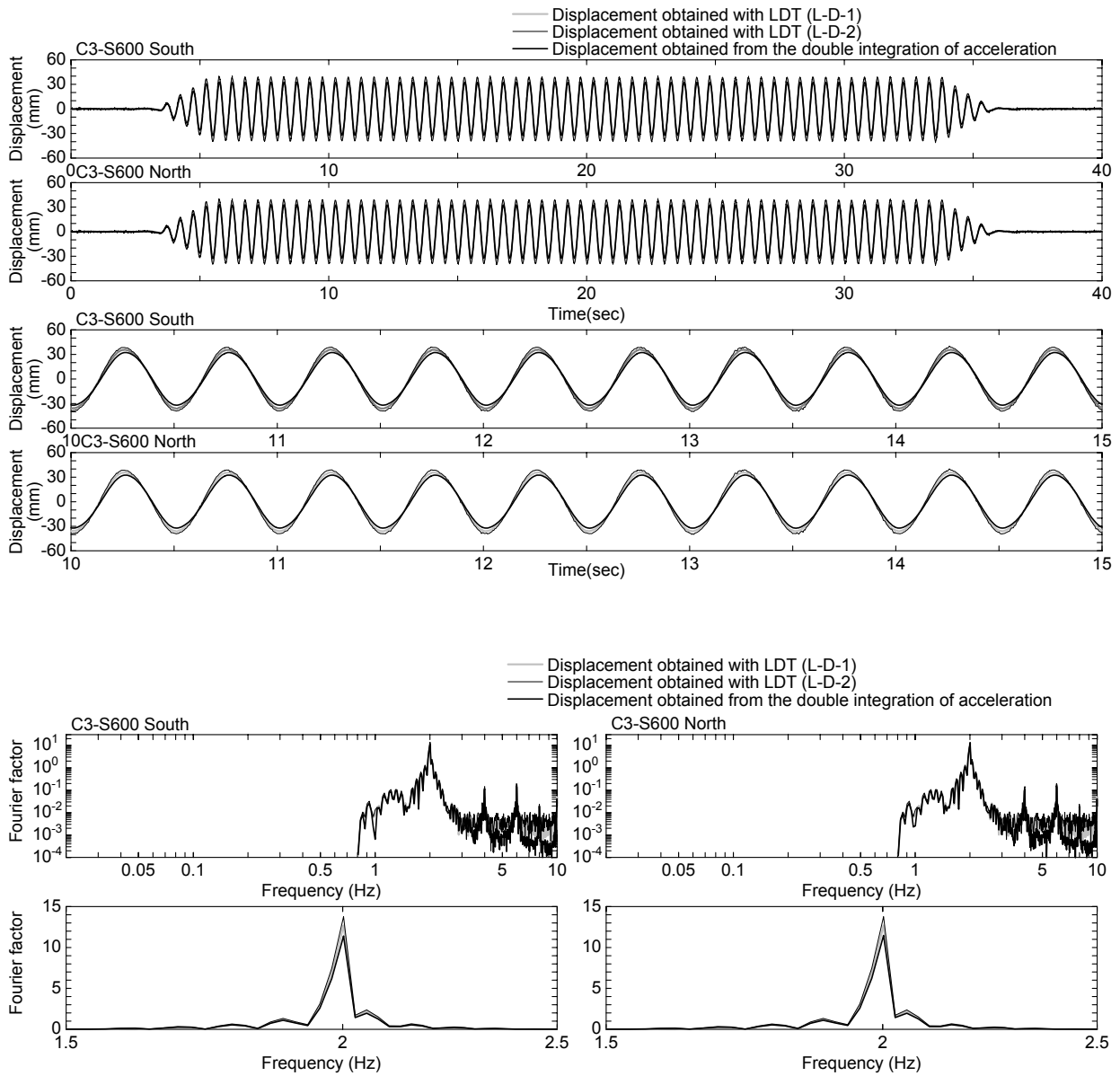


図-3.1.2(d) 振動台の変位時刻歴 C3-S600 ($f_{\text{stop}}=0.8$, $f_{\text{pass}}=1.0$)

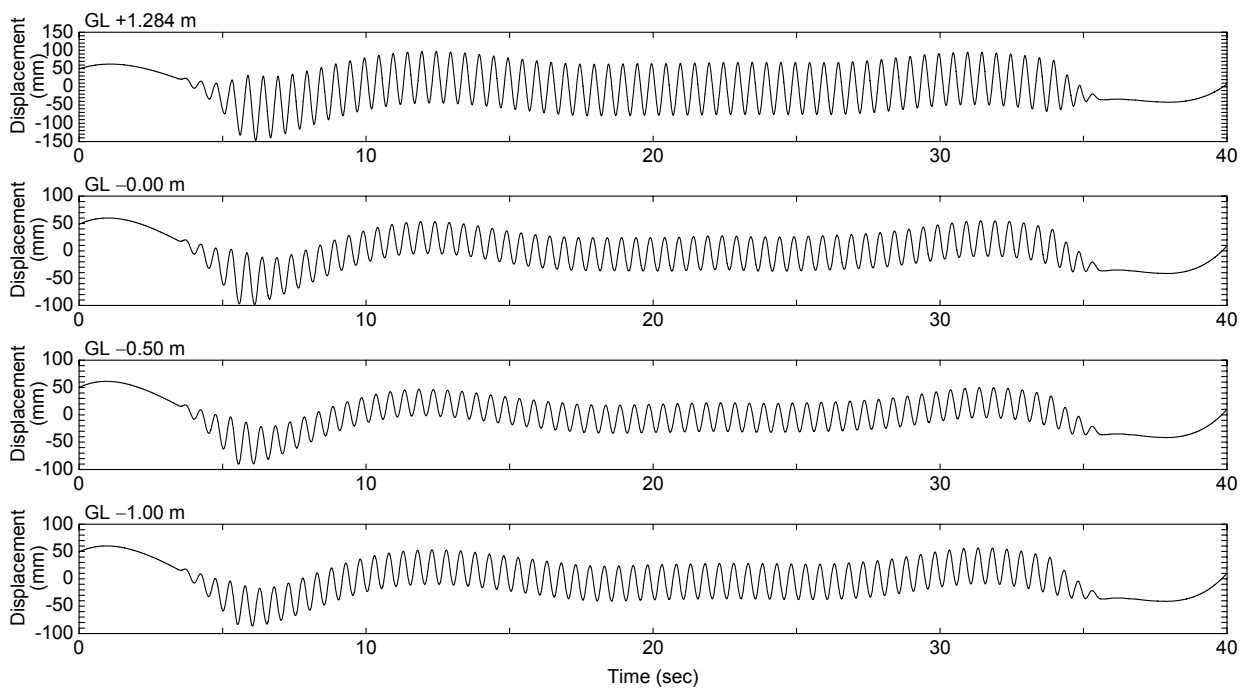


図-3.1.3(a) 基礎本体の変位時刻歴 C3-S600 ($f_{\text{stop}}=0.05$, $f_{\text{pass}}=0.10$)

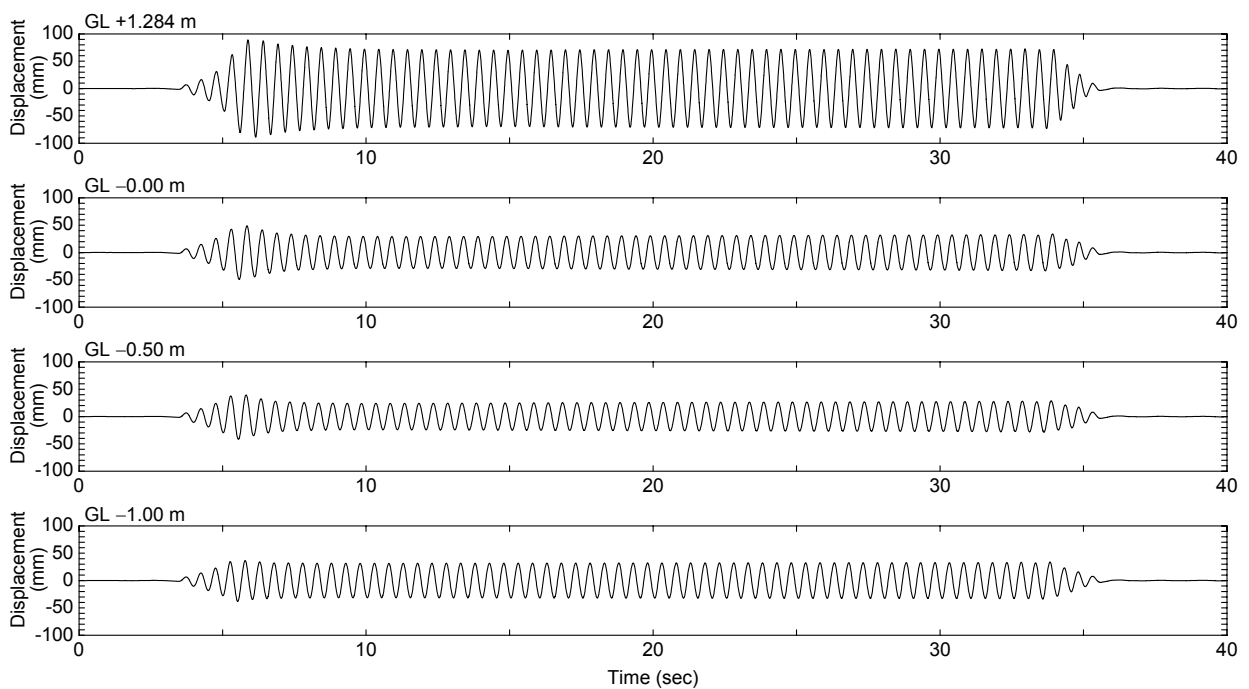


図-3.1.3(b) 基礎本体の変位時刻歴 C3-S600 ($f_{\text{stop}}=0.6$, $f_{\text{pass}}=0.80$)

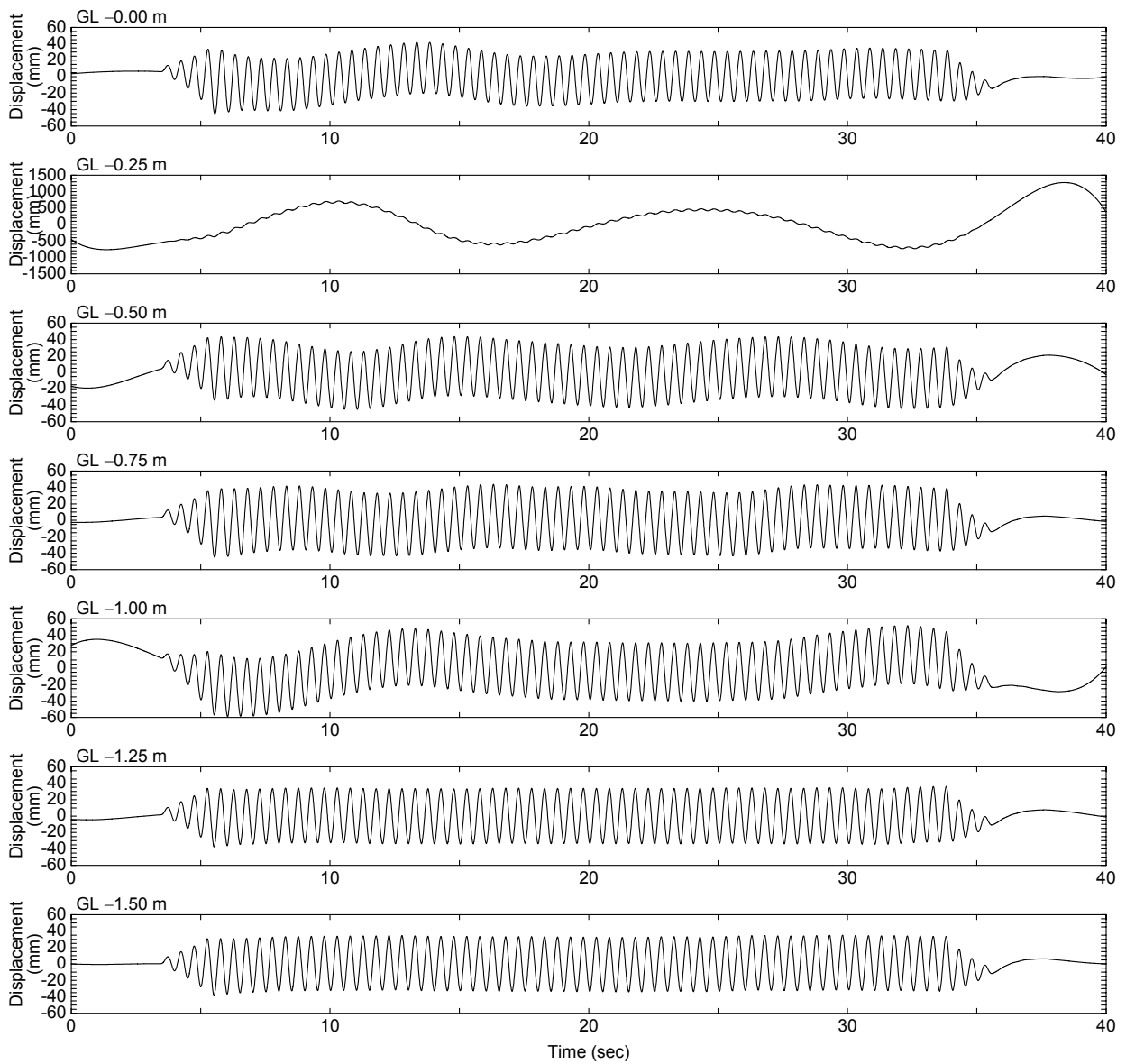


図-3.1.4(a) 地盤の変位時刻歴 C3-S600 ($f_{\text{stop}}=0.05$, $f_{\text{pass}}=0.10$)

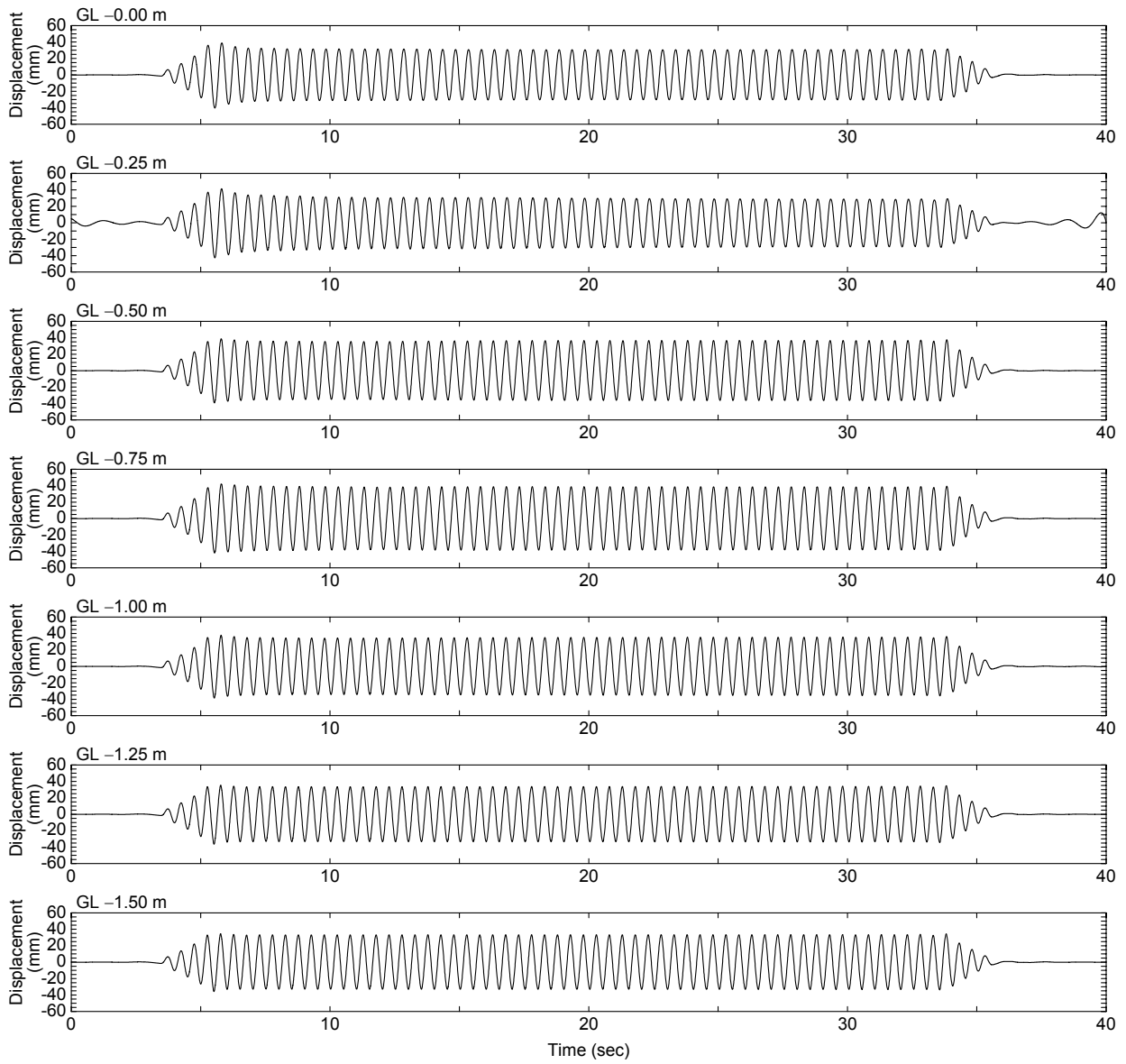


図-3.1.4(b) 地盤の変位時刻歴 C3-S600 ($f_{\text{stop}}=0.6$, $f_{\text{pass}}=0.80$)

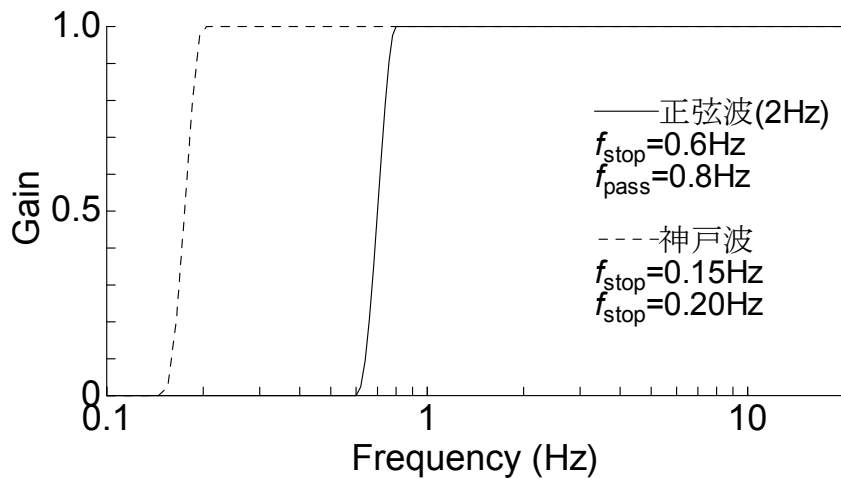


図-3.1.5 採用したハイパスフィルタ

ハイパスフィルタ $f_{\text{stop}}=0.6$, $f_{\text{pass}}=0.8$ を用いて算定した図-3.1.2(d)では、加速度時刻歴を 2 回積分して求めた振動台の変位時刻歴とレーザー変位計による振動台の変位時刻歴を比較している。両者の変位時刻歴は、位相が一致しているものの振幅には差がみられる。そこで、H13 実験の正弦波による加振ステップについて、加振の主要部分における変位時刻歴の平均振幅を調べ、表-3.1.1 にまとめた。また、同表のデータに基づき、加速度時刻歴を 2 回積分して求めた変位時刻歴とレーザー変位計による変位時刻歴の平均振幅を比較して図-3.1.6 に示す。同図の横軸は、南北加速度計から算出した振幅に差がないことから、両者の平均をとっている。レーザー変位計による変位振幅は加速度時刻歴から求めた変位振幅の 1.2 倍程度となっている。また、レーザー変位計自体にも特性があり、L-D-2 は L-D-1 よりも若干大きめの振幅となっている。加速度計からの算定値とレーザー変位計、およびレーザー変位計同士の振幅に差異が生じる原因は究明することができなかつた。そのため、本資料では特に補正は行わず、加速度計から算定した変位を正しいものとして以降の整理を行っている。

表-3.1.1 H13 実験正弦波加振の振動台変位振幅

Case	Shaking step number	Input wave (cm/sec ²)	Average displacement amplitude (mm)				
			Accelerometer (integrated)			LDT	
			South	North	NS Ave.	L-D-1	L-D-2
Case1	C1-S300	Sin300	15.17	15.25	15.21	17.57	18.99
	C1-S500	Sin500	25.07	25.20	25.14	28.59	30.91
	C1-S600	Sin600	31.85	32.03	31.94	36.02	38.60
Case2	C2-S300	Sin300	15.27	15.34	15.30	17.59	18.83
	C2-S500	Sin500	26.29	26.41	26.35	29.78	31.97
	C2-S600	Sin600	32.20	32.35	32.27	36.44	38.69
Case3	C3-S300	Sin300	15.32	15.40	15.36	17.41	19.14
	C3-S500	Sin500	26.44	26.60	26.52	29.67	32.45
	C3-S600	Sin600	32.21	32.40	32.30	35.97	39.15

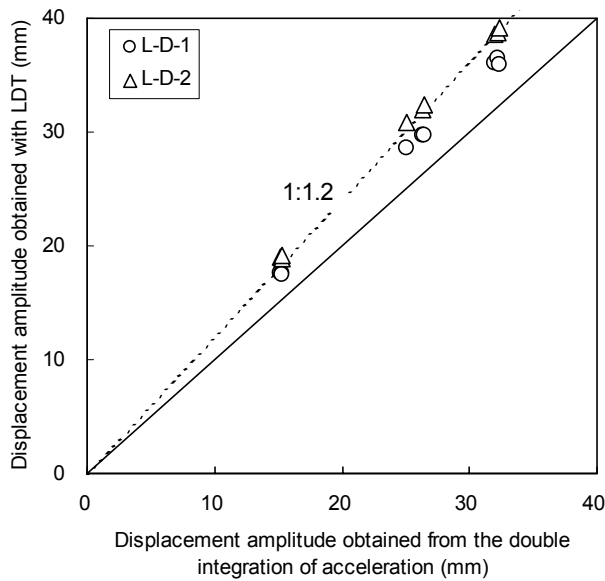


図-3.1.6 振動台変位振幅（正弦波）の比較

2) 模型基礎の変位時刻歴および回転角時刻歴の評価

H13 実験における基礎模型の変位時刻歴は、基礎模型内に設置された加速度計 (KA-1~KA-3) の記録を用いて算出した。また、H12 実験では、基礎模型の東側と南北荷重計近傍の 3 測線に加速度計が設置されている。荷重計近傍の加速度計は基礎模型側壁、荷重計受圧板の外側に設置されており、受圧板の振動の影響を受けると考えられる。このため、基礎模型の変位時刻歴は、基礎模型に直に設置された東側加速度計の記録を用いて算出した。加速度計が設置されていない、基礎側面のロードセルおよび土圧計中心位置での変位時刻歴の振幅は、図-3.1.7 に示すように深度方向に線形と仮定し、最小自乗法により近似して求めた。深さを x 、変位を y とすると、構造物が剛体で変形するとすれば、式(3.1.2)の関係となる。

$$y = ax + b \quad (3.1.2)$$

しかし、計測値 \tilde{y} は必ずしもこの直線上にあるわけではないため、その誤差を以下の方法で最小にする。まず、誤差の自乗和を S とする。

$$S = \sum (y - \tilde{y})^2 = \sum (ax + b - \tilde{y})^2 \quad (3.1.3)$$

これを最小にするように、 a 、 b の値を決める。この条件は式(3.1.4)で表される。

$$\begin{aligned} \frac{\partial S}{\partial a} &= 2 \sum (ax + b - \tilde{y})x = 2 \left(a \sum x^2 + b \sum x - \sum \tilde{y}x \right) = 0 \\ \frac{\partial S}{\partial b} &= 2 \sum (ax + b - \tilde{y}) = 2 \left(a \sum x + b \sum 1 - \sum \tilde{y} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.1.4)$$

整理すると、次の連立方程式が導かれる。

$$\begin{aligned} a \sum x^2 + b \sum x &= \sum \tilde{y}x \\ a \sum x + bN &= \sum \tilde{y} \end{aligned} \quad (3.1.5)$$

ここで、 N はデータ数である。式(3.1.5)を解くと、 a 、 b はそれぞれ式(3.1.6)のようになる。

$$\begin{aligned} a &= \frac{N \sum \tilde{y}x - \sum \tilde{y} \sum x}{N \sum x^2 - (\sum x)^2} \\ b &= \frac{\sum x^2 \sum \tilde{y} - \sum \tilde{y}x \sum x}{N \sum x^2 - (\sum x)^2} \end{aligned} \quad (3.1.6)$$

このときの係数 a は模型の回転角であり、場所による変化はない。また、模型の加速度についても同様に整理することで模型の回転加速度を得ることができる。

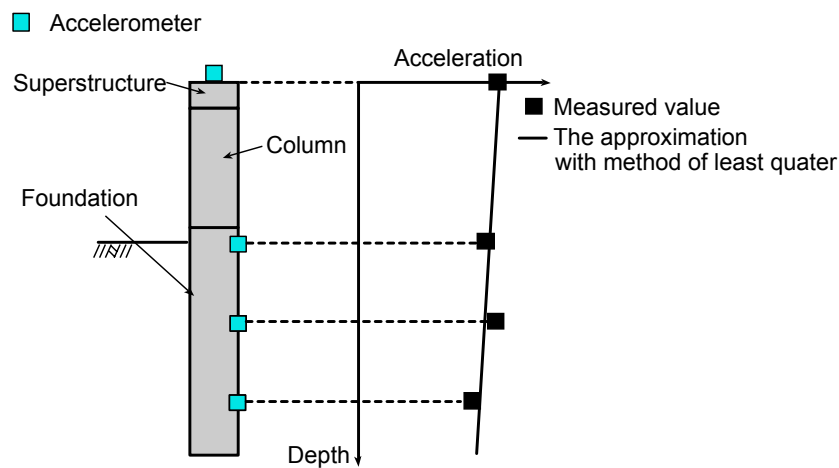


図-3.1.7 加速度深度分布の最小自乗法による近似

3) 地盤の変位時刻歴の評価

地盤については、H13 実験では A-1～A-3 の 3 測線に加速度計が設置されている。ここでは、基礎模型の振動の影響が少ない基礎模型西側 A-2 測線の加速度時刻歴を用いて変位時刻歴を算出した。H12 実験についても A-1～A-4 の 4 測線に加速度計が設置されており、変位時刻歴は基礎模型の振動による影響の少ない基礎模型西側 A-4 測線の加速度時刻歴を用いて算出した。

加速度計位置での地盤の変位時刻歴をもとに、基礎側面のロードセル中心位置での地盤の変位時刻歴を求める。変位時刻歴の算定に際しては、図-3.1.8 に示すように加速度計位置での変位を各時刻で深度方向に線形補間して求めた。

なお、H12 実験、H13 実験において、地盤は加振とともに締固められ、地表面に沈下を生じている。すなわち、加速度計や荷重計等の計測機器は、実験毎にその設置深度が変化している。しかし、本資料では実験データの整理に際してこの影響は考慮していない。

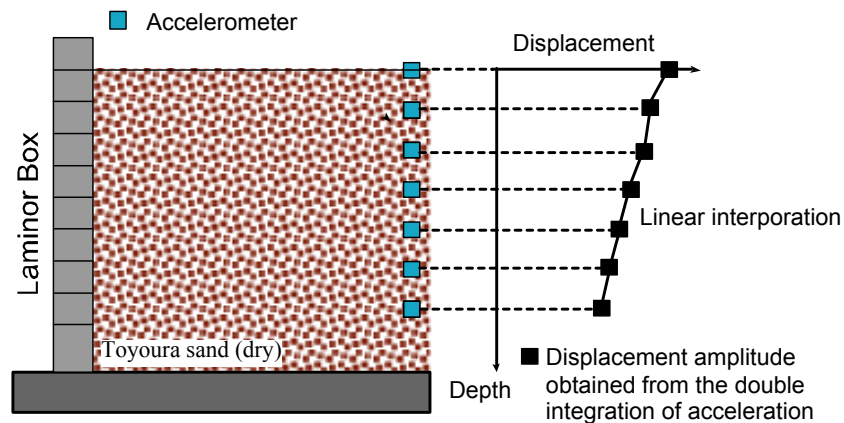


図-3.1.8 変位時刻歴の直線補間

4) 基礎と地盤の相対変位

基礎側面のロードセルおよび土圧計中心位置での基礎と地盤の水平相対変位 $y(z, t)$ を式(3.1.7)より算出した。

$$y(z, t) = d_f(z, t) - d_g(z, t) \quad (3.1.7)$$

ここに、 $d_f(z, t)$ ：基礎本体の変位時刻歴、 $d_g(z, t)$ ：地盤の変位時刻歴である。

3.1.2 地盤反力度の算出

基礎本体の南北（加振方向）に設置しているロードセルより、基礎が受ける地盤反力度を式(3.1.8)で算出する。

$$p = \frac{P_N}{A} - \frac{P_S}{A} \quad (3.1.8)$$

ここに、 p ：地盤反力度(kN/m^2)、 p_N ：基礎本体北側のロードセルにより得られた地盤反力度、 p_S ：基礎本体南側のロードセルにより得られた地盤反力度、 A ：受圧板の面積である。なお、受圧板はアルミ製で非常に軽いため、受圧板に生じる慣性力に対する計測値の補正は行わない。

3.2 グラフ一覧

得られた実験結果のグラフを，次のページの判例に示す項目に関して示す．測定値を変換した実験結果についてはデータ処理方法を次節 3.2 に示す．また，各項目の正負の向きは書きに示す通りである．

加速度：水平方向は南向きがプラス，鉛直方向は上向きがプラス

変位：水平方向は南向きがプラス，鉛直方向は上向きがプラス

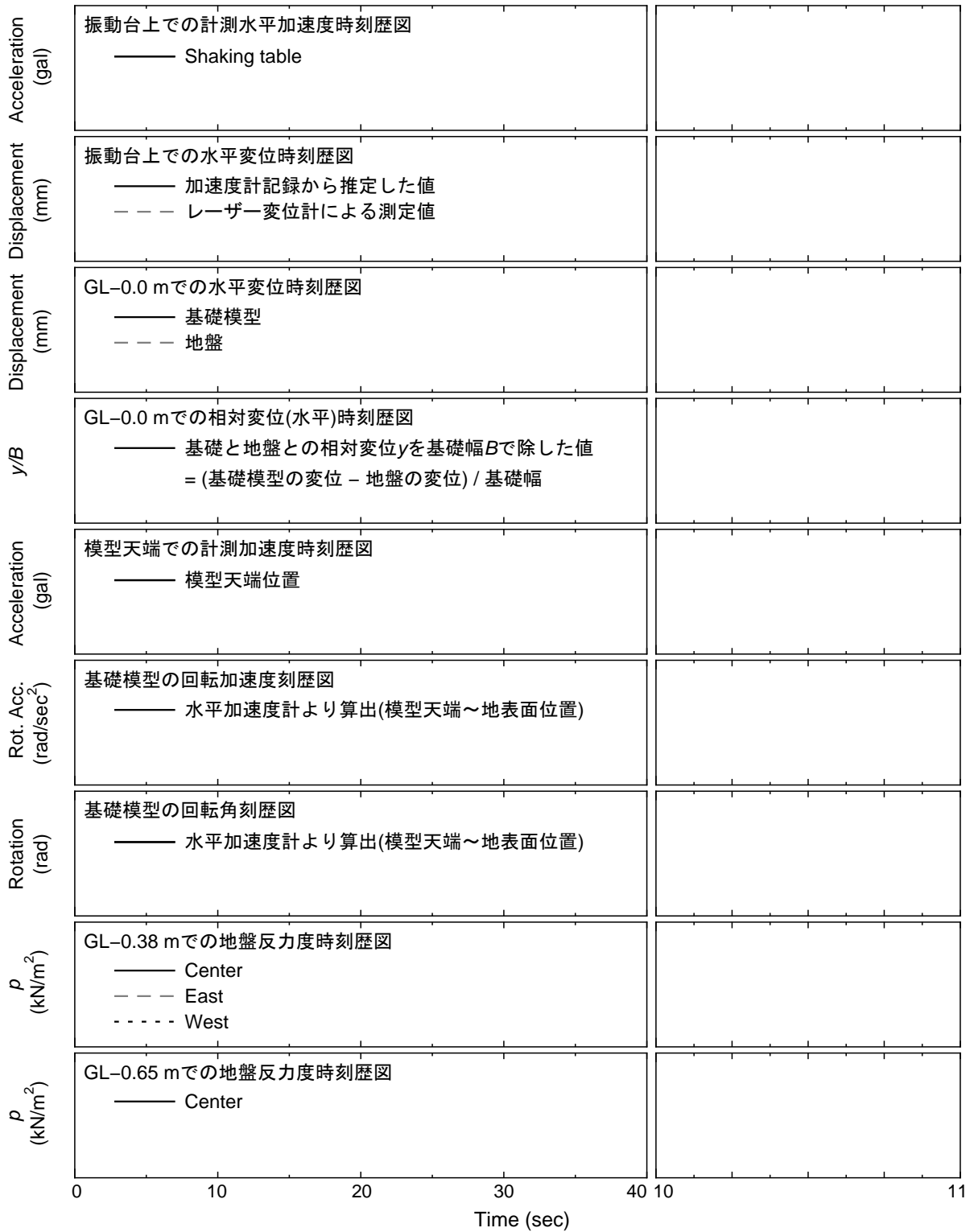
回転角：反時計回りがプラス

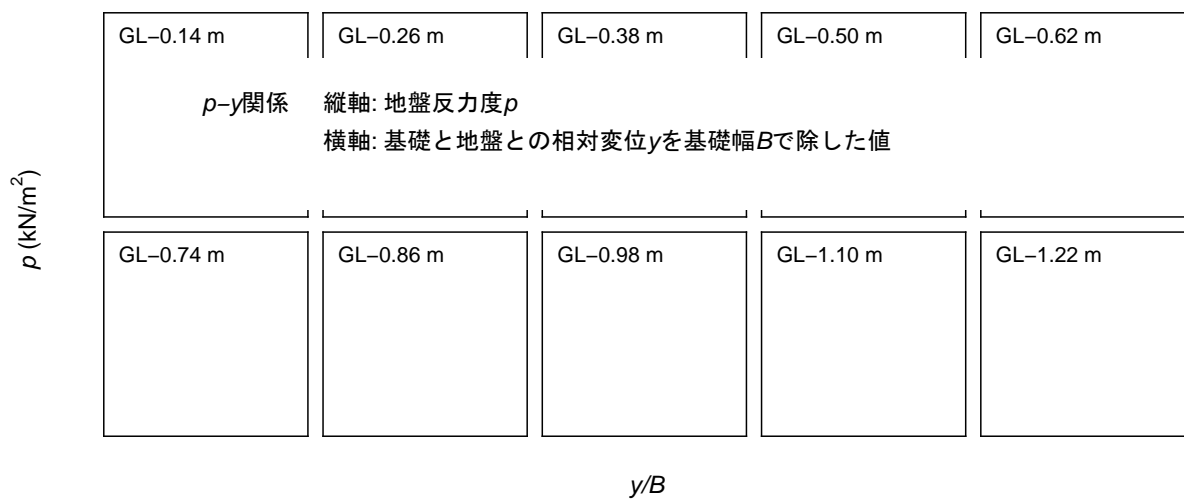
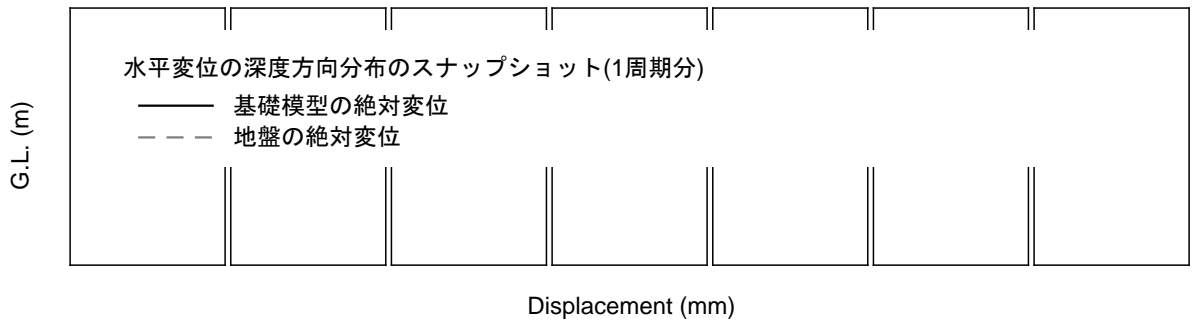
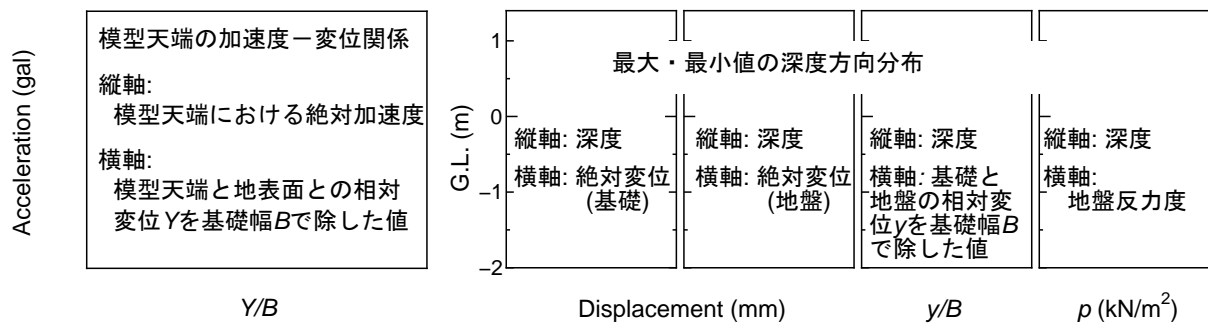
地盤反力：南から北向きに基礎に作用する力がプラス

ロードセル：圧縮がマイナス，引張りがプラス

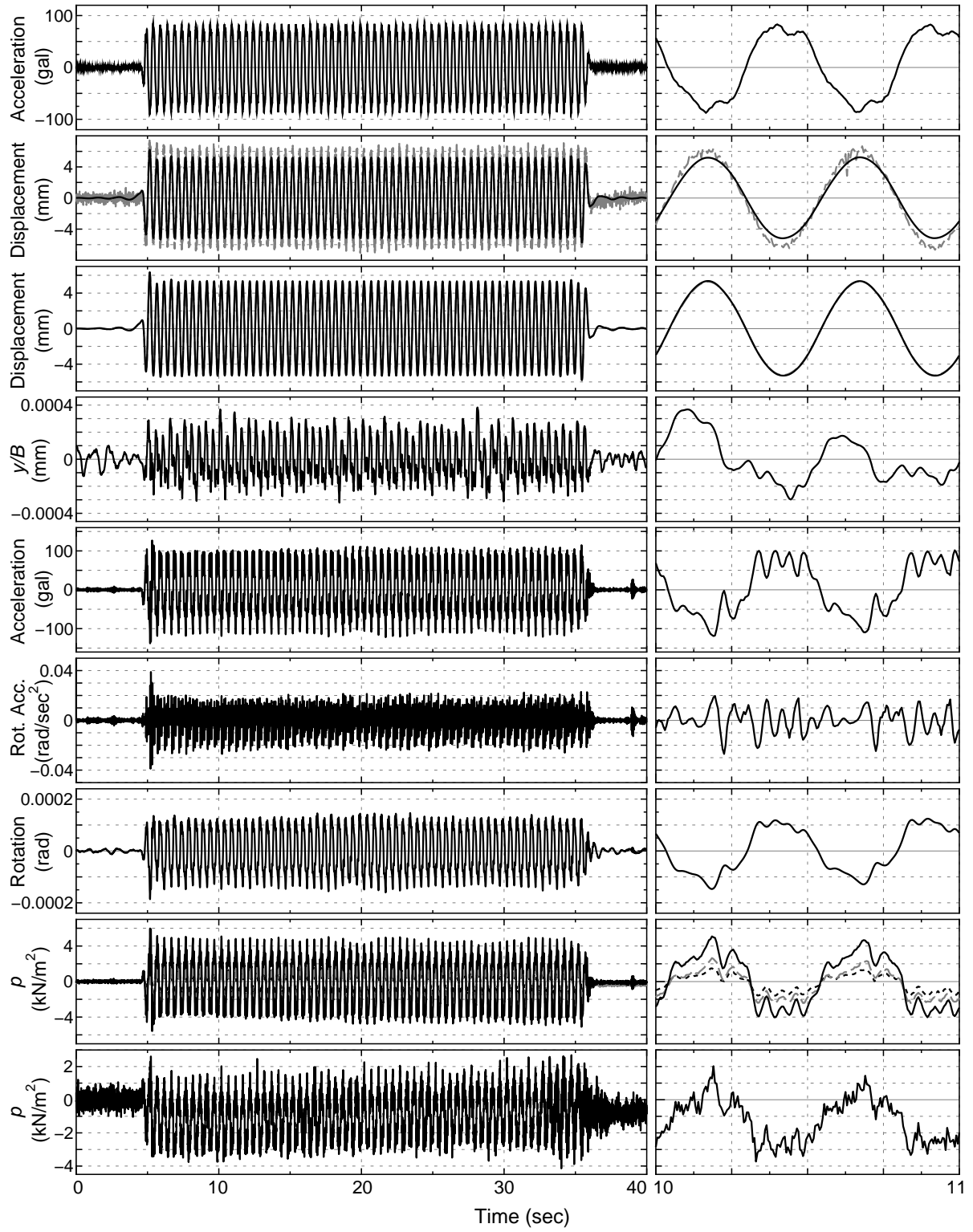
なお，時刻歴グラフのうち，振動台上での水平変位時刻歴図のレーザー変位計による測定値が，500 gal 以上の神戸波加振で乱れている。これは振動台の変位がレーザー変位計の測定レンジ(±100 mm)を超えたため，一定値(130 mm)を出力しているものである。

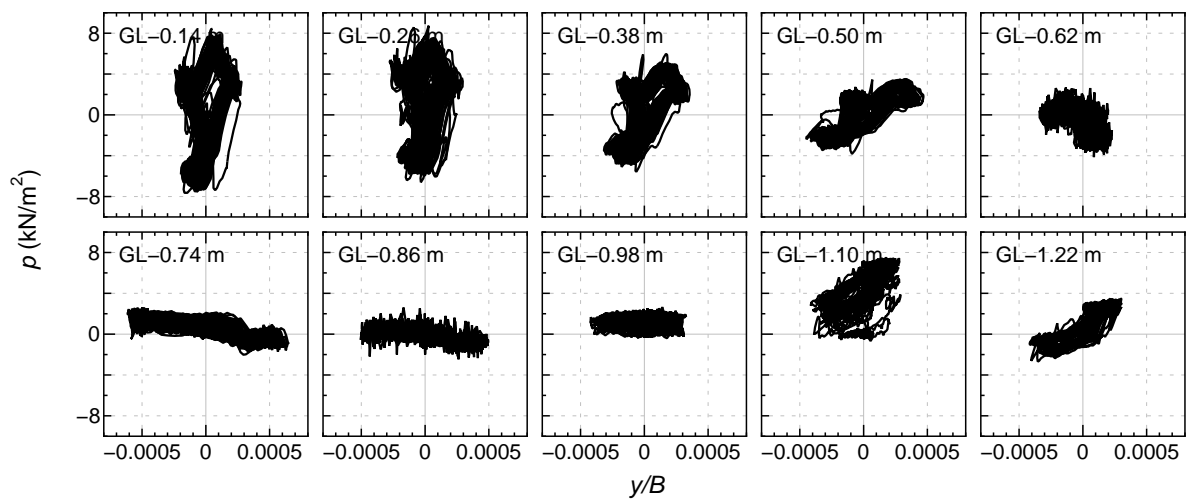
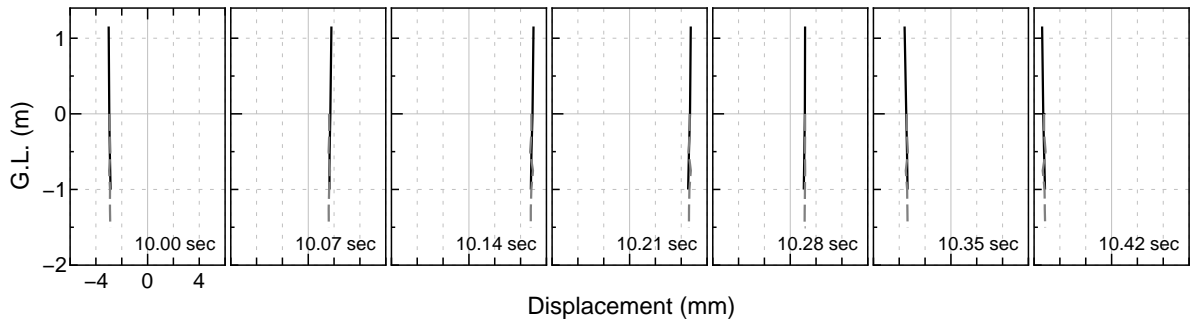
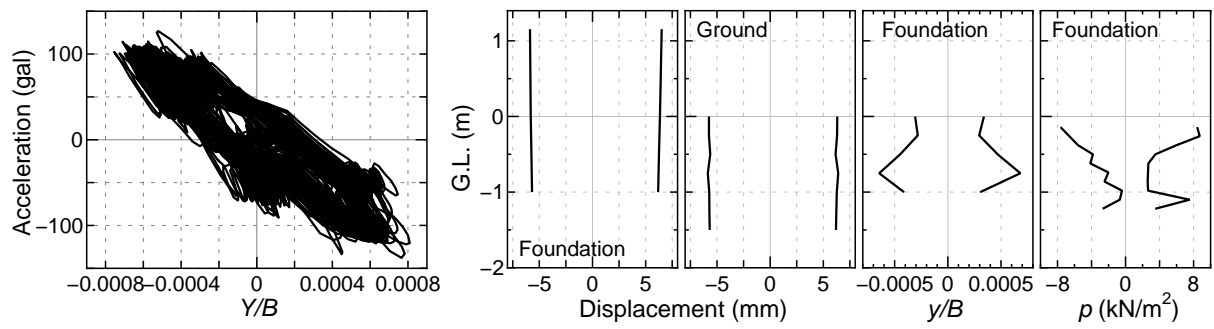
【凡例】 ケース名，加振波名



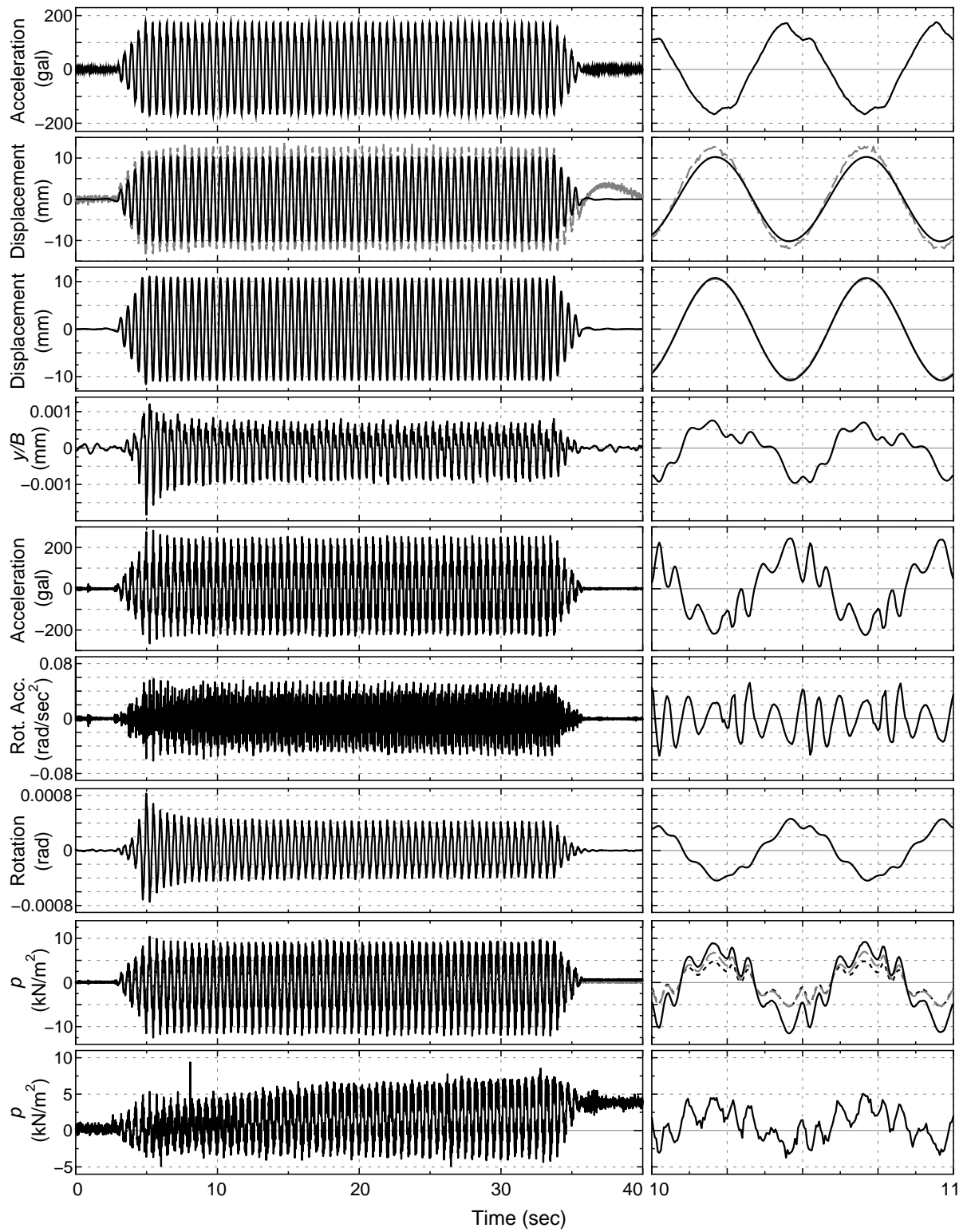


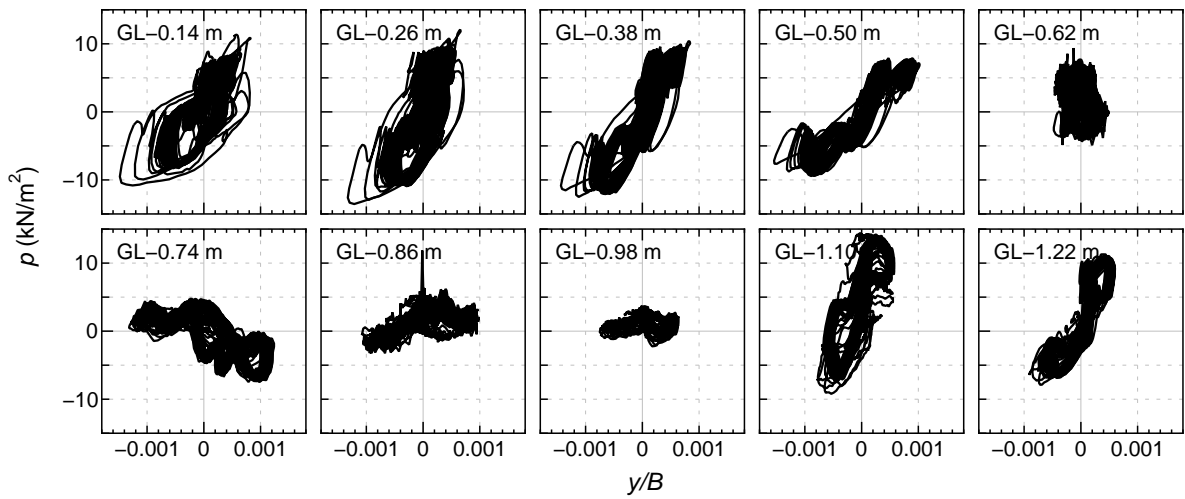
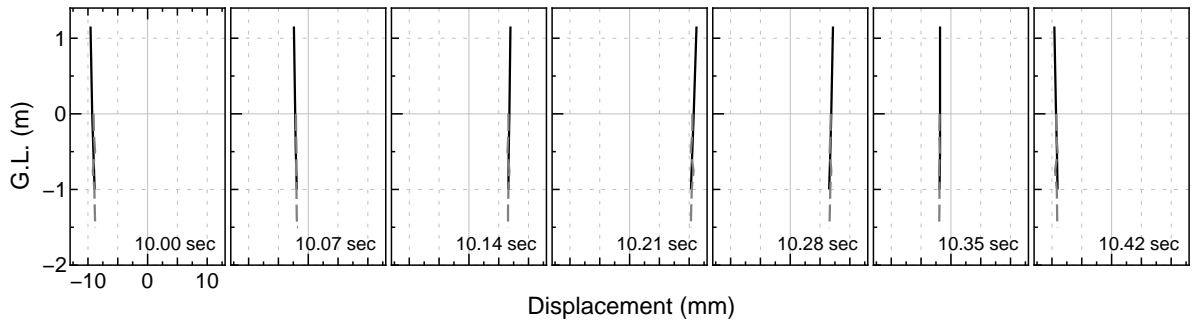
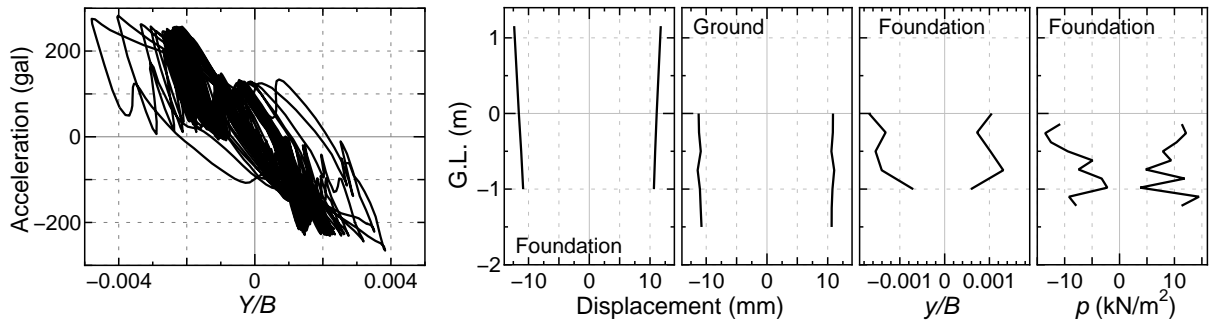
CASE 1, 正弦波加振 100 gal (C1-S100)



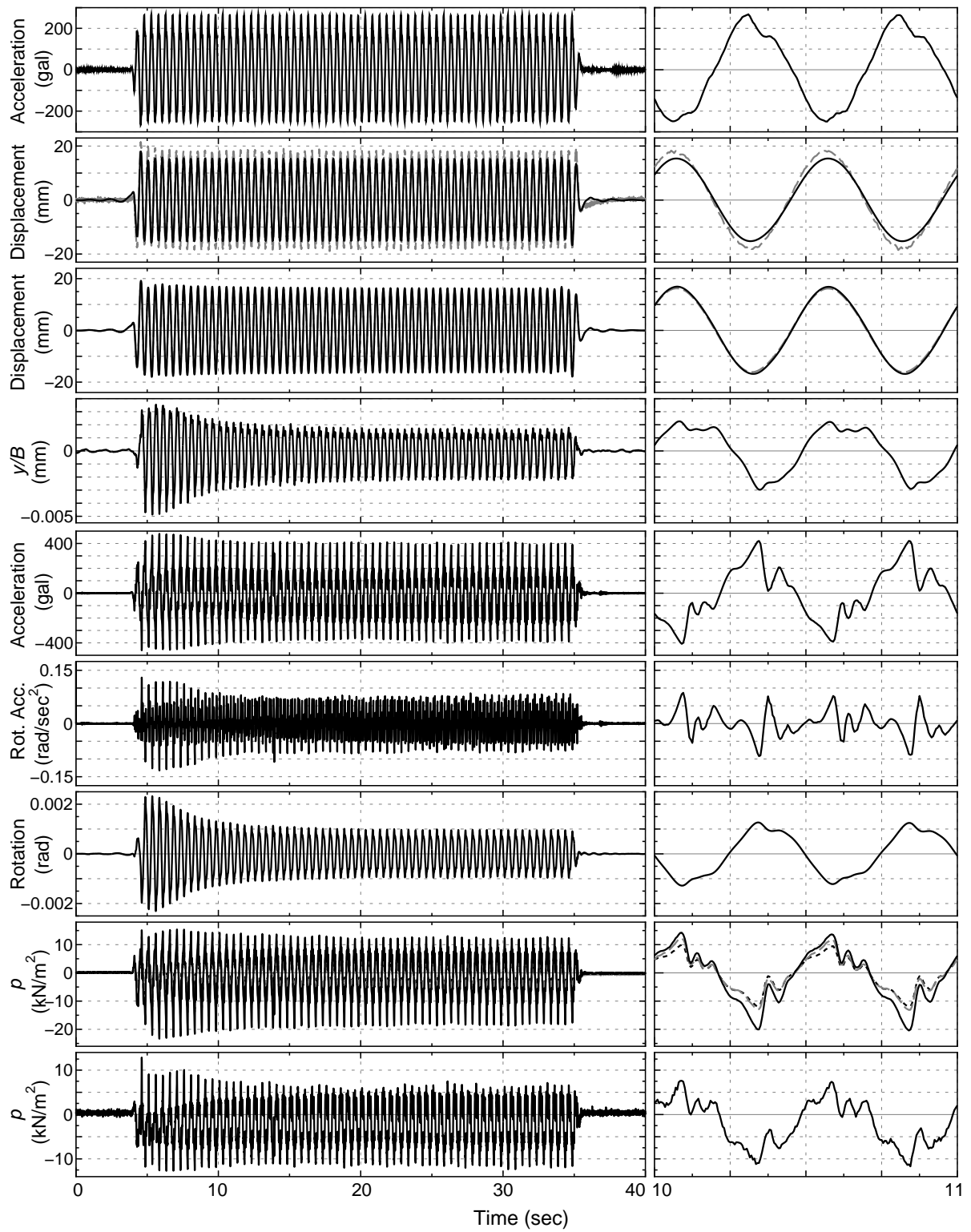


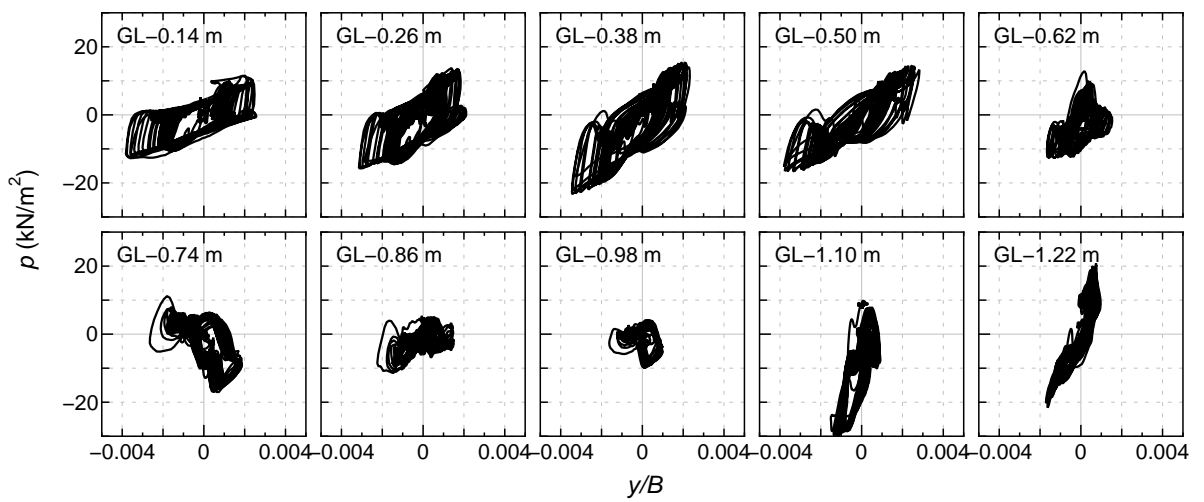
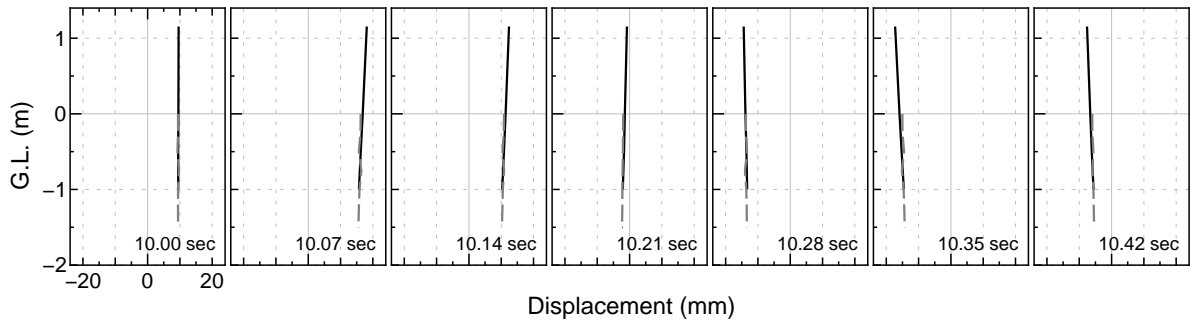
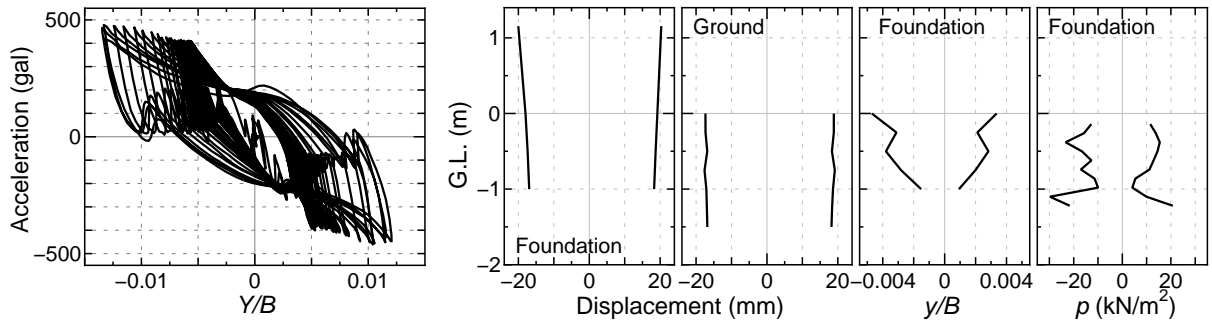
CASE 1, 正弦波加振 200 gal (C1-S200)



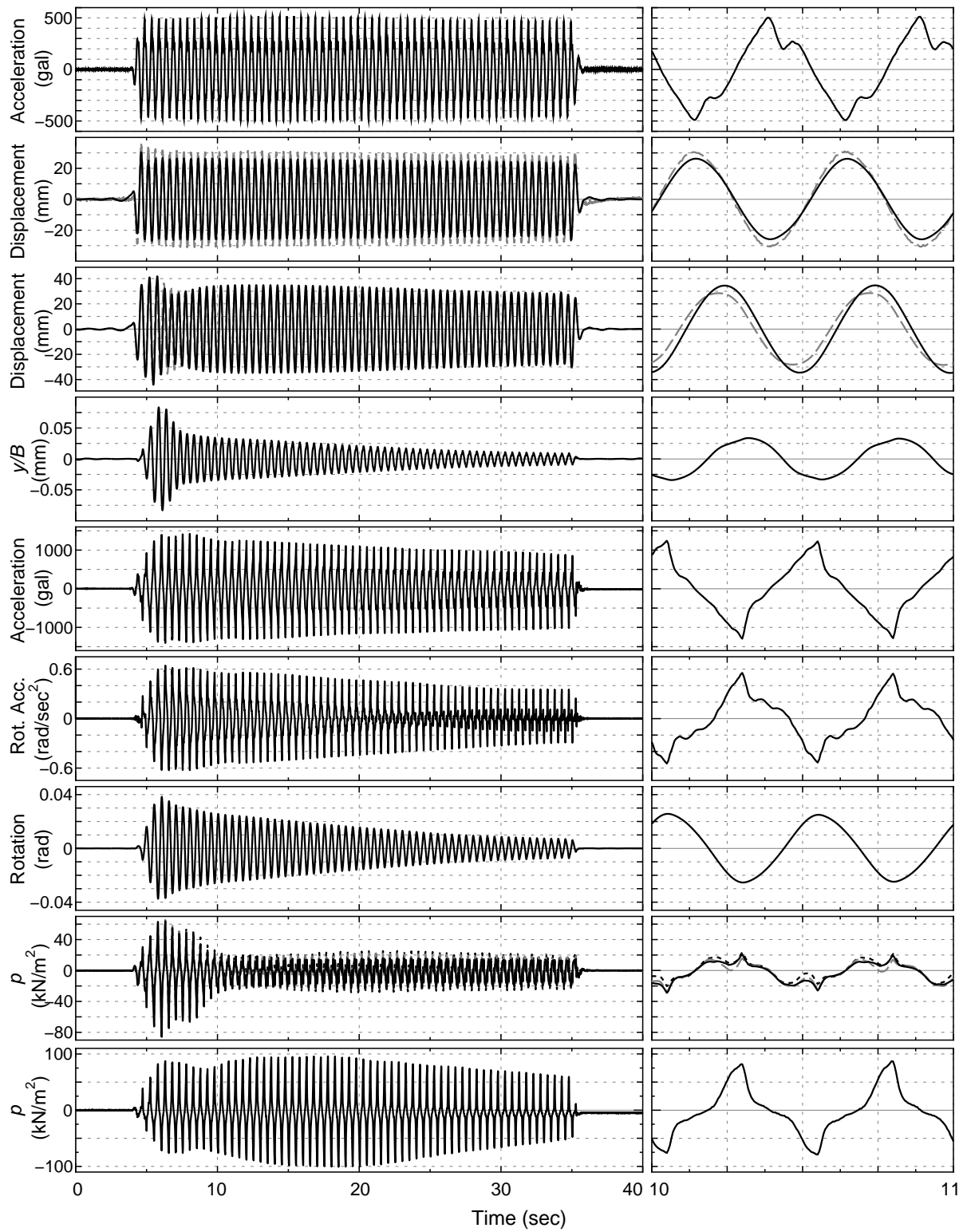


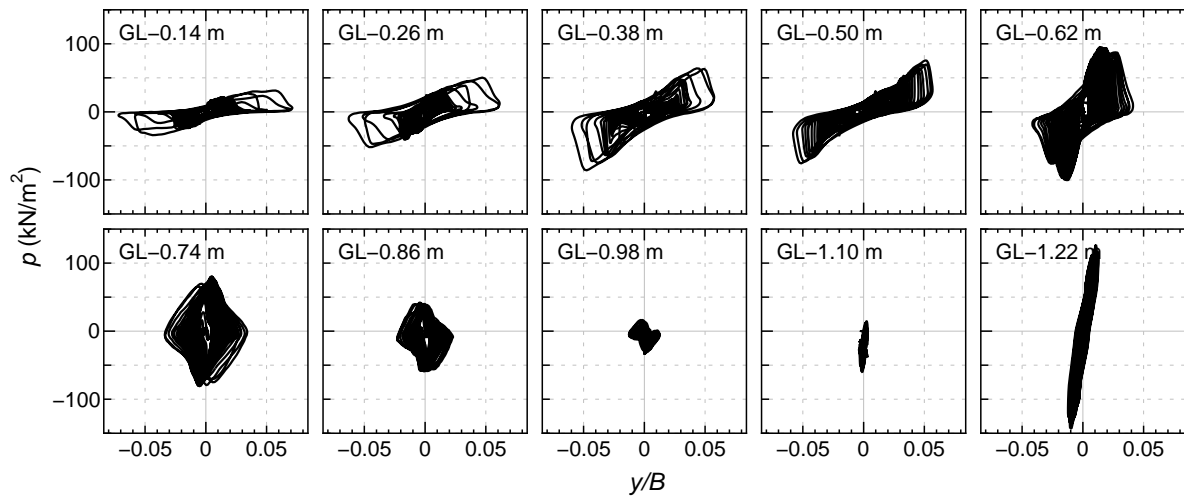
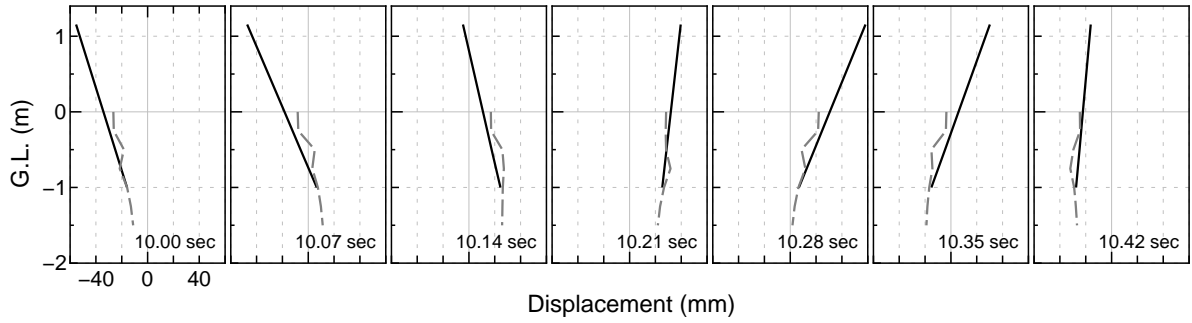
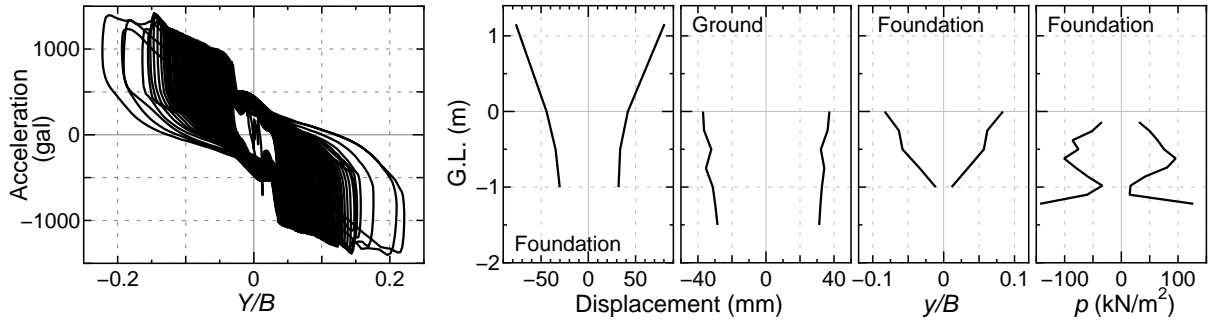
CASE 1, 正弦波加振 300 gal (C1-S300)



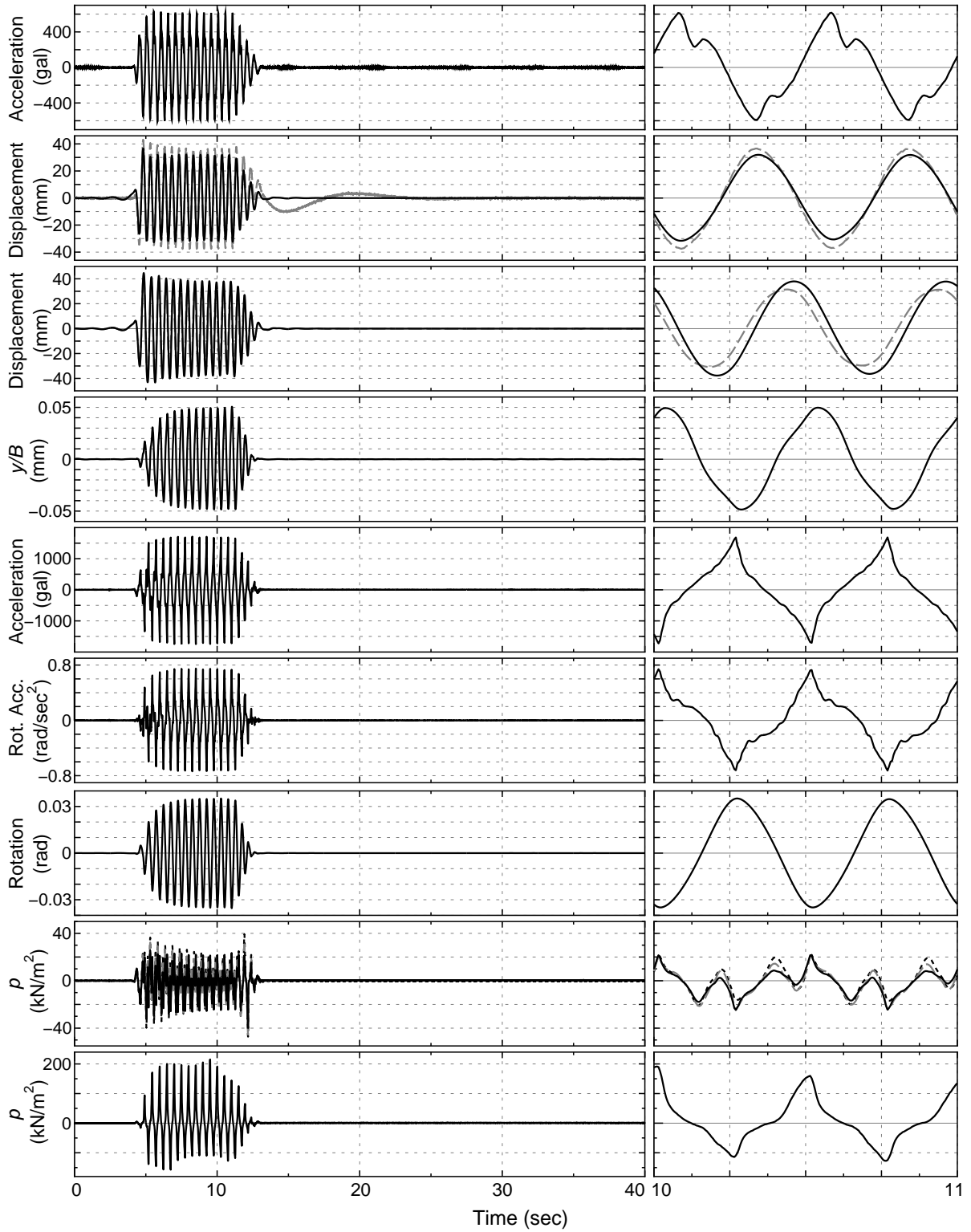


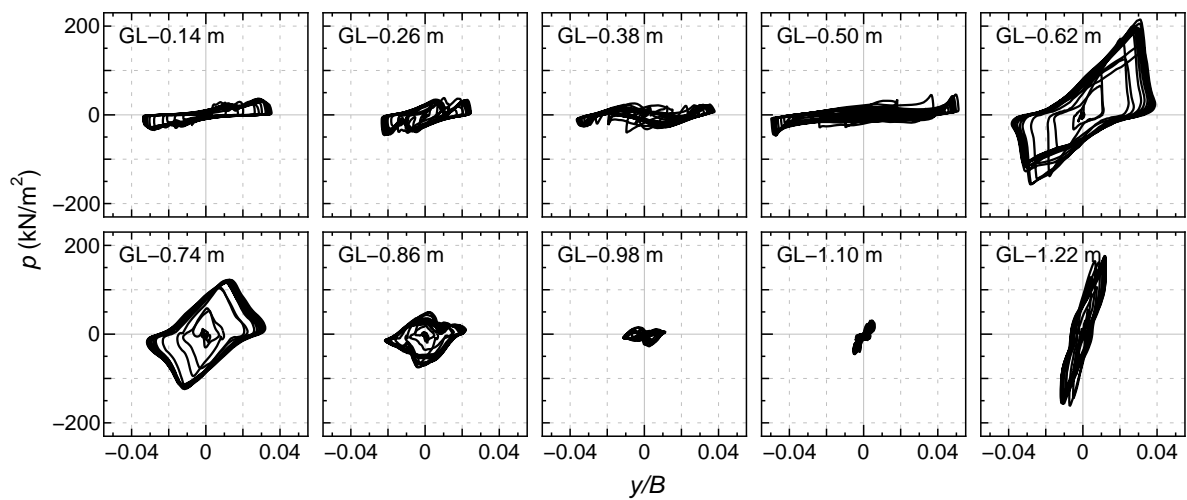
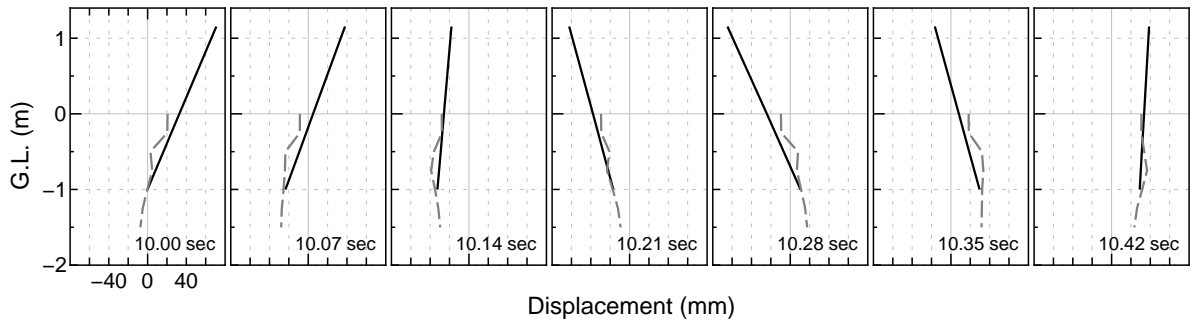
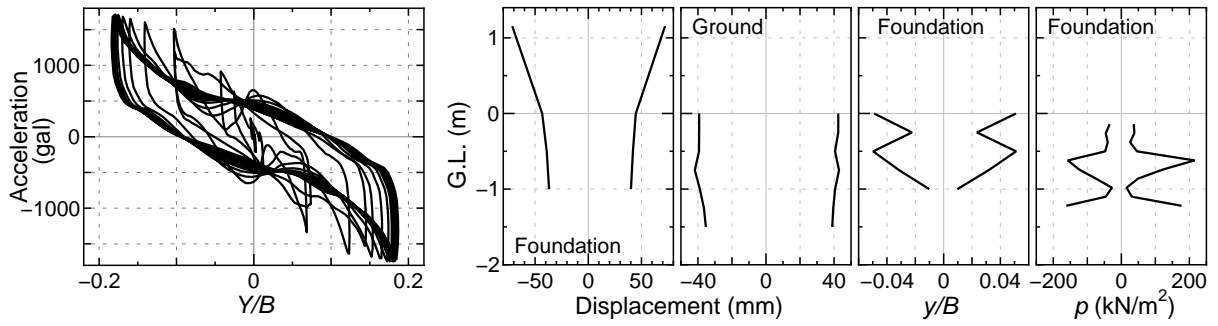
CASE 1, 正弦波加振 500 gal (C1-S500)



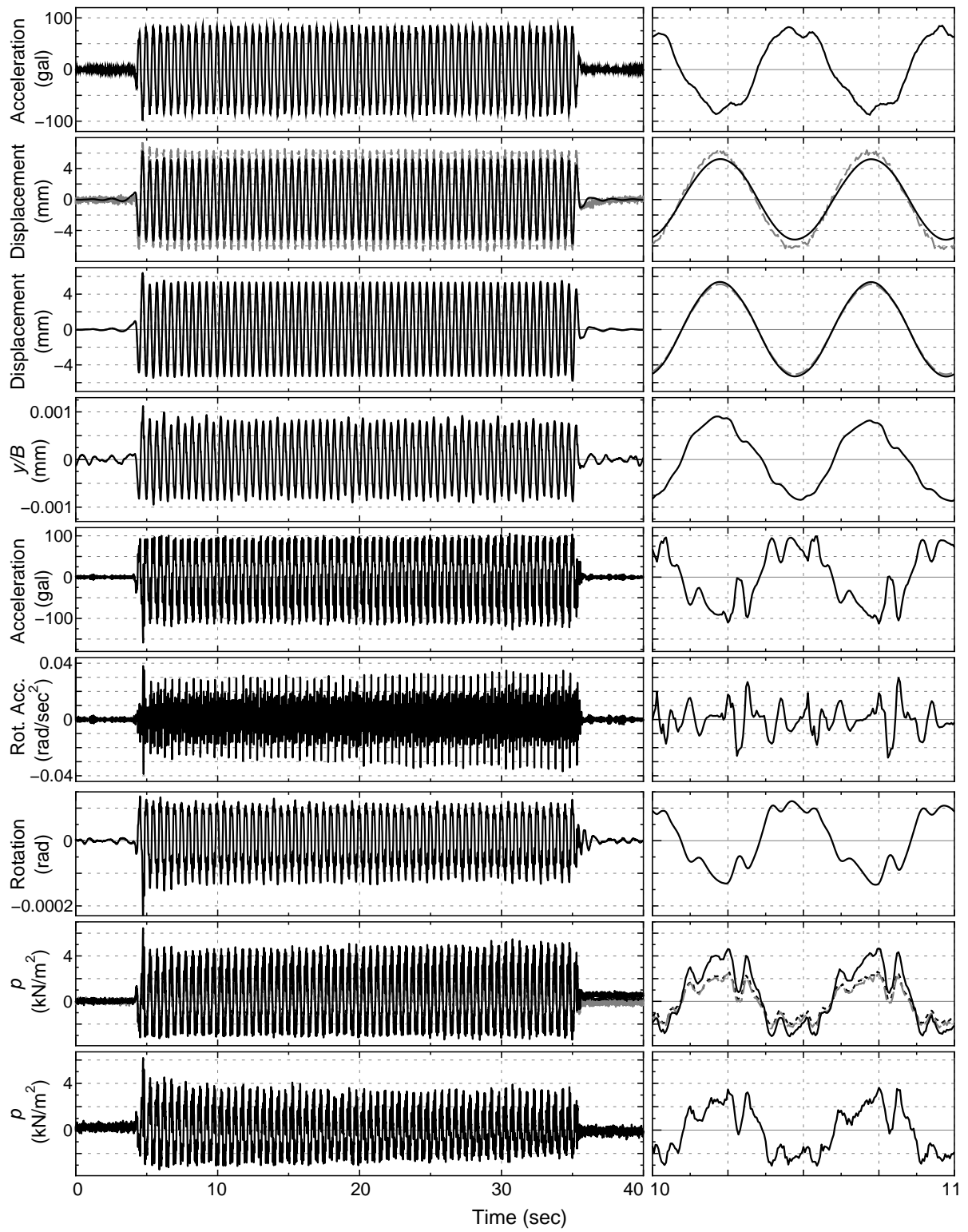


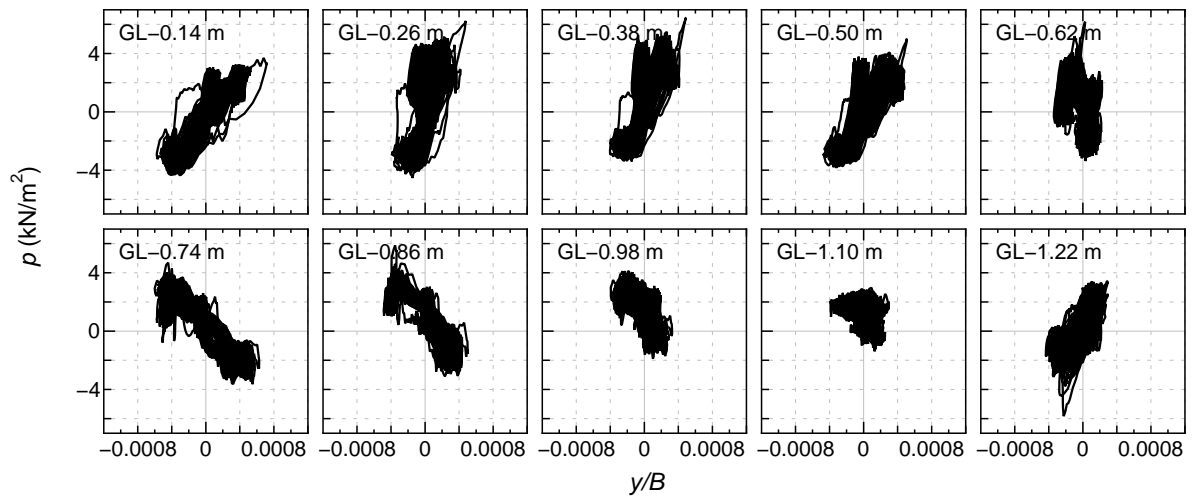
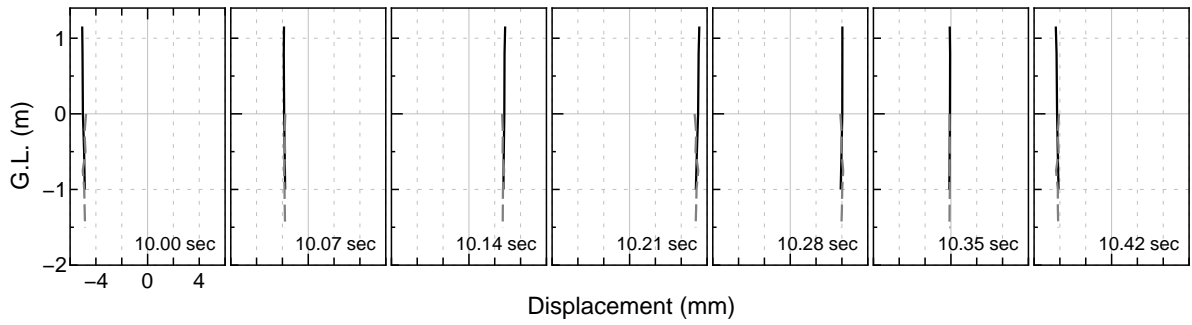
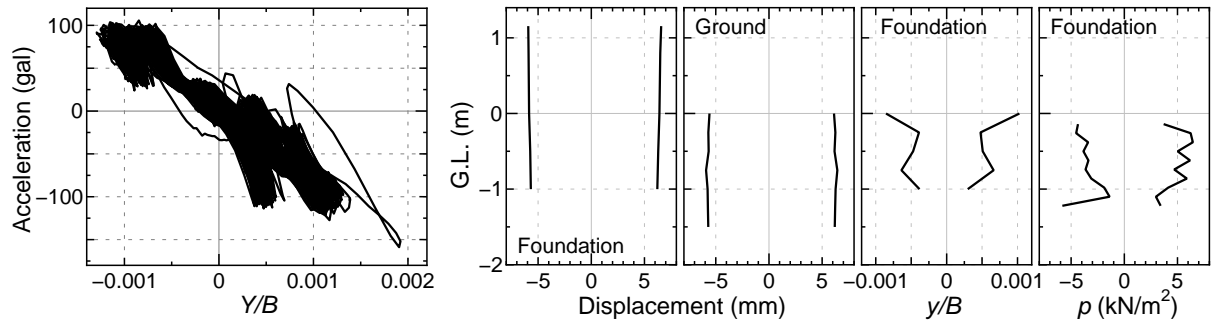
CASE 1, 正弦波加振 600 gal (C1-S600)



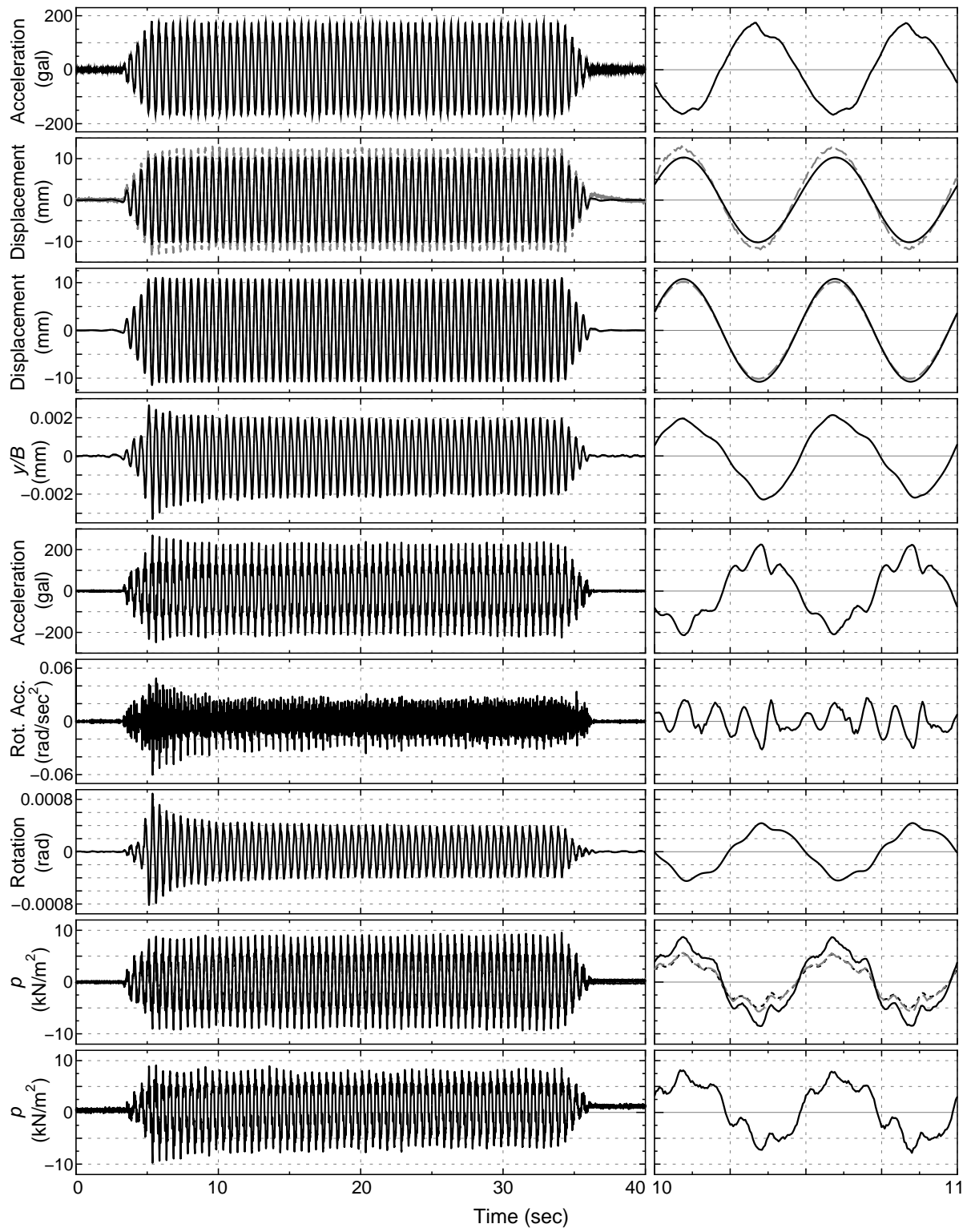


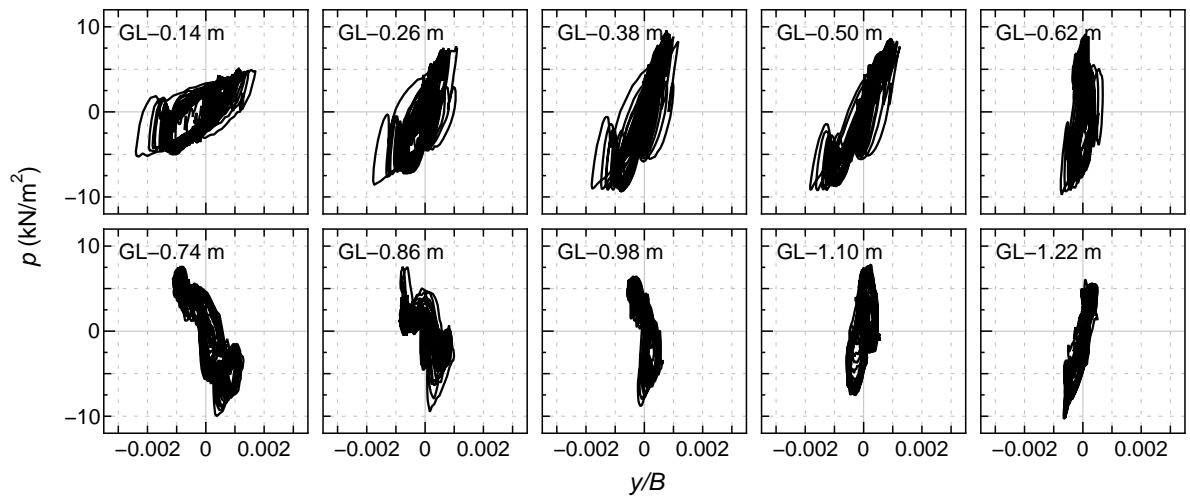
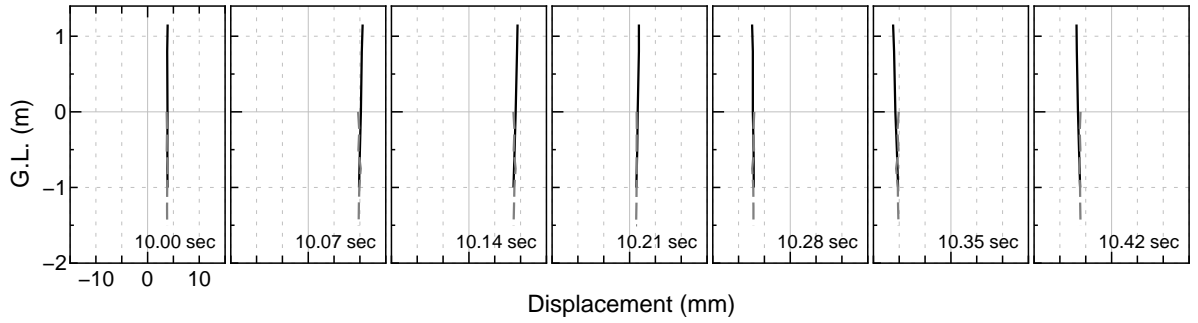
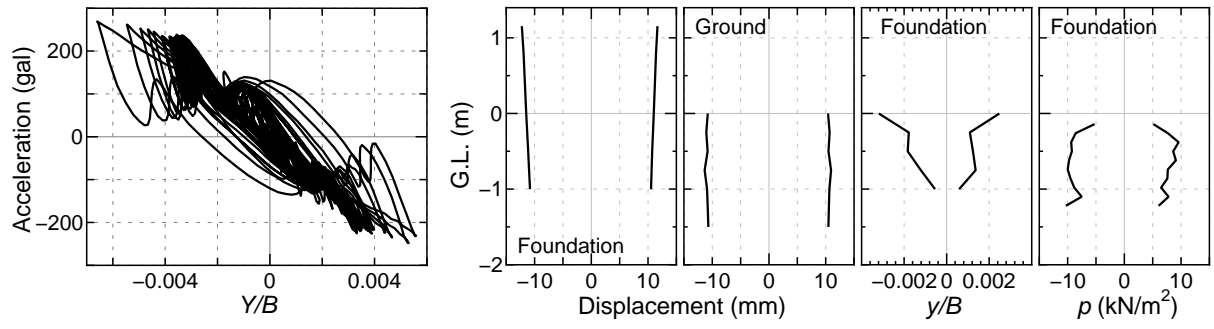
CASE 2, 正弦波加振 100 gal (C2-S100)



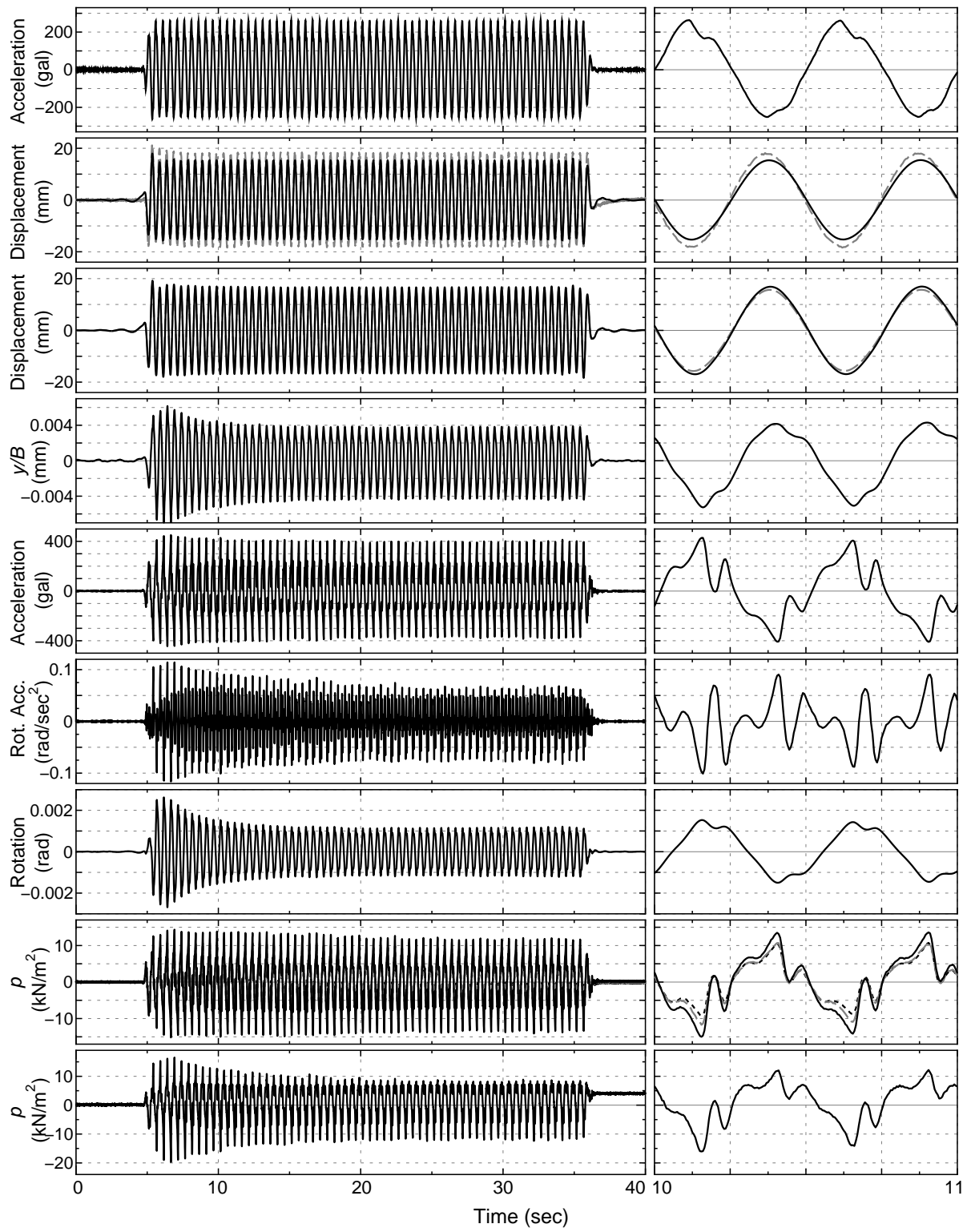


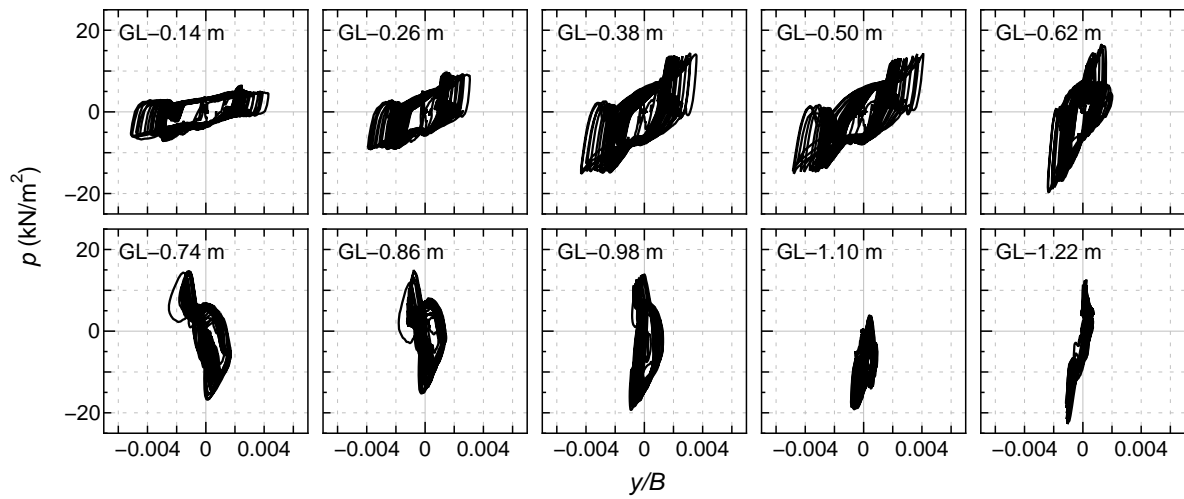
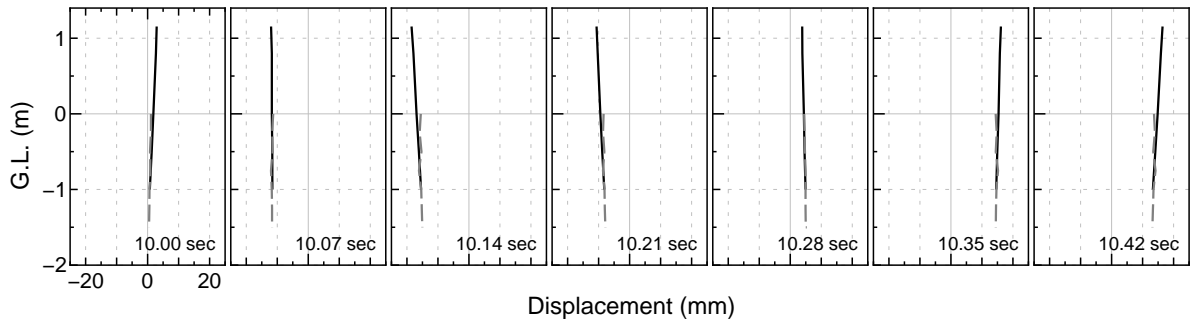
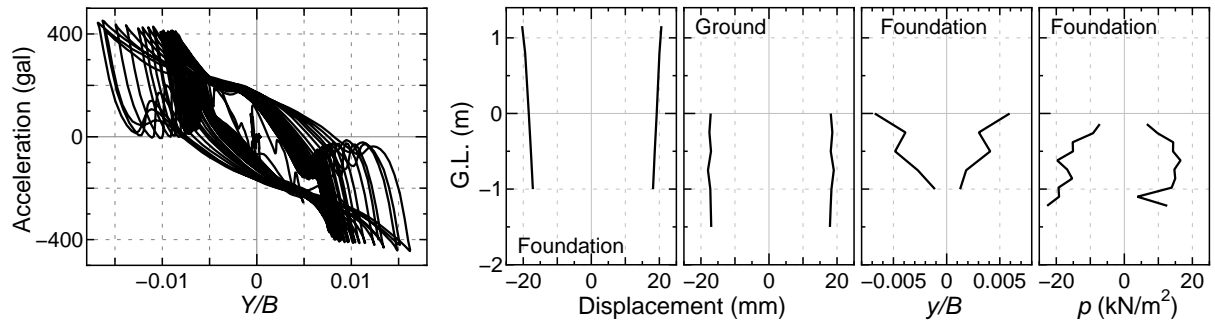
CASE 2, 正弦波加振 200 gal (C2-S200)



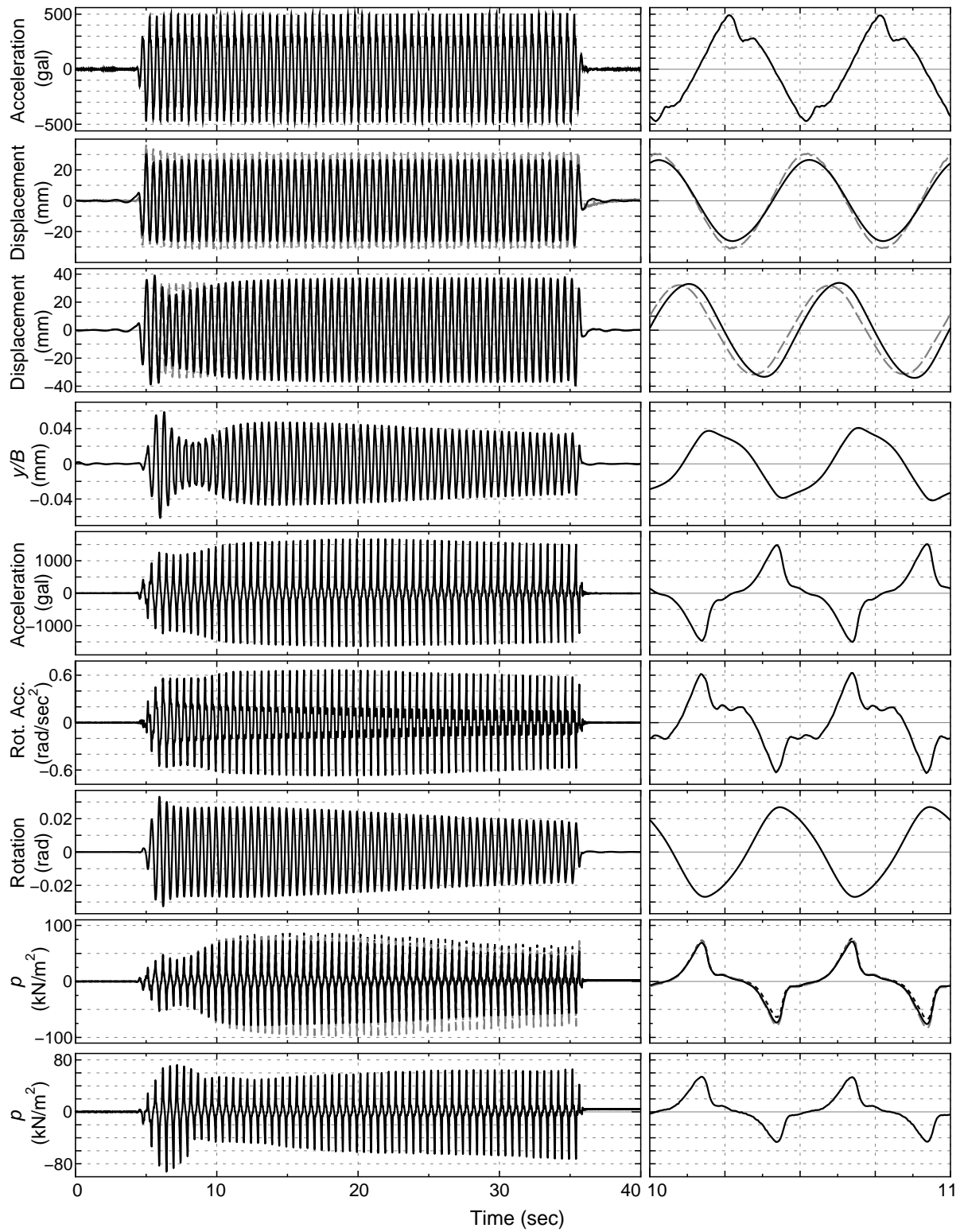


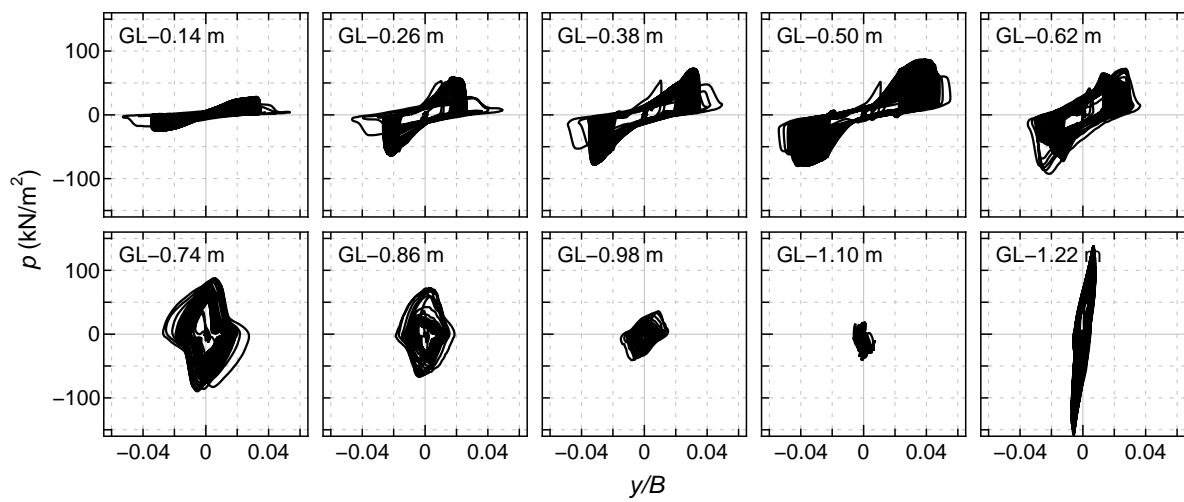
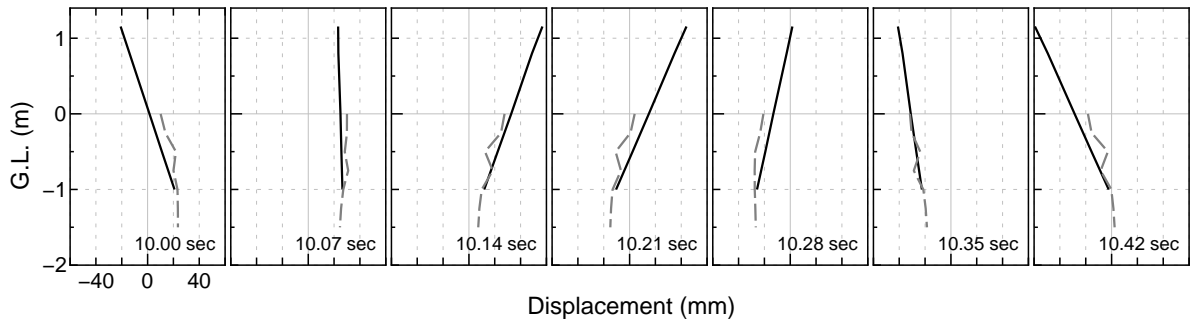
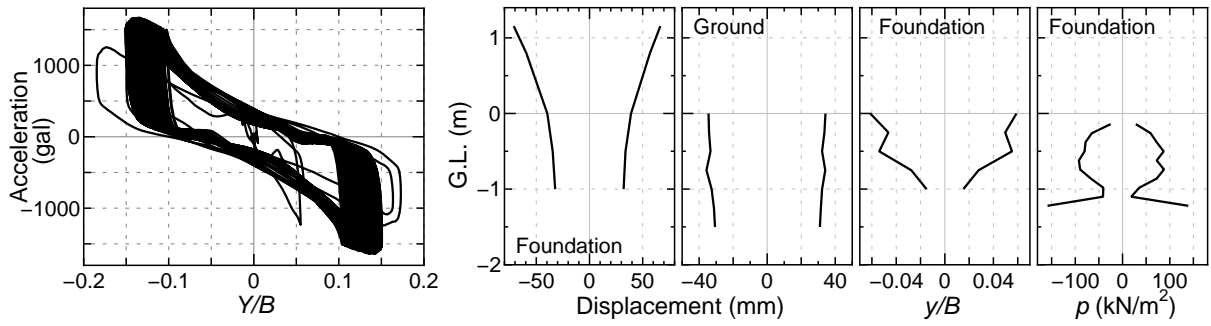
CASE 2, 正弦波加振 300 gal (C2-S300)



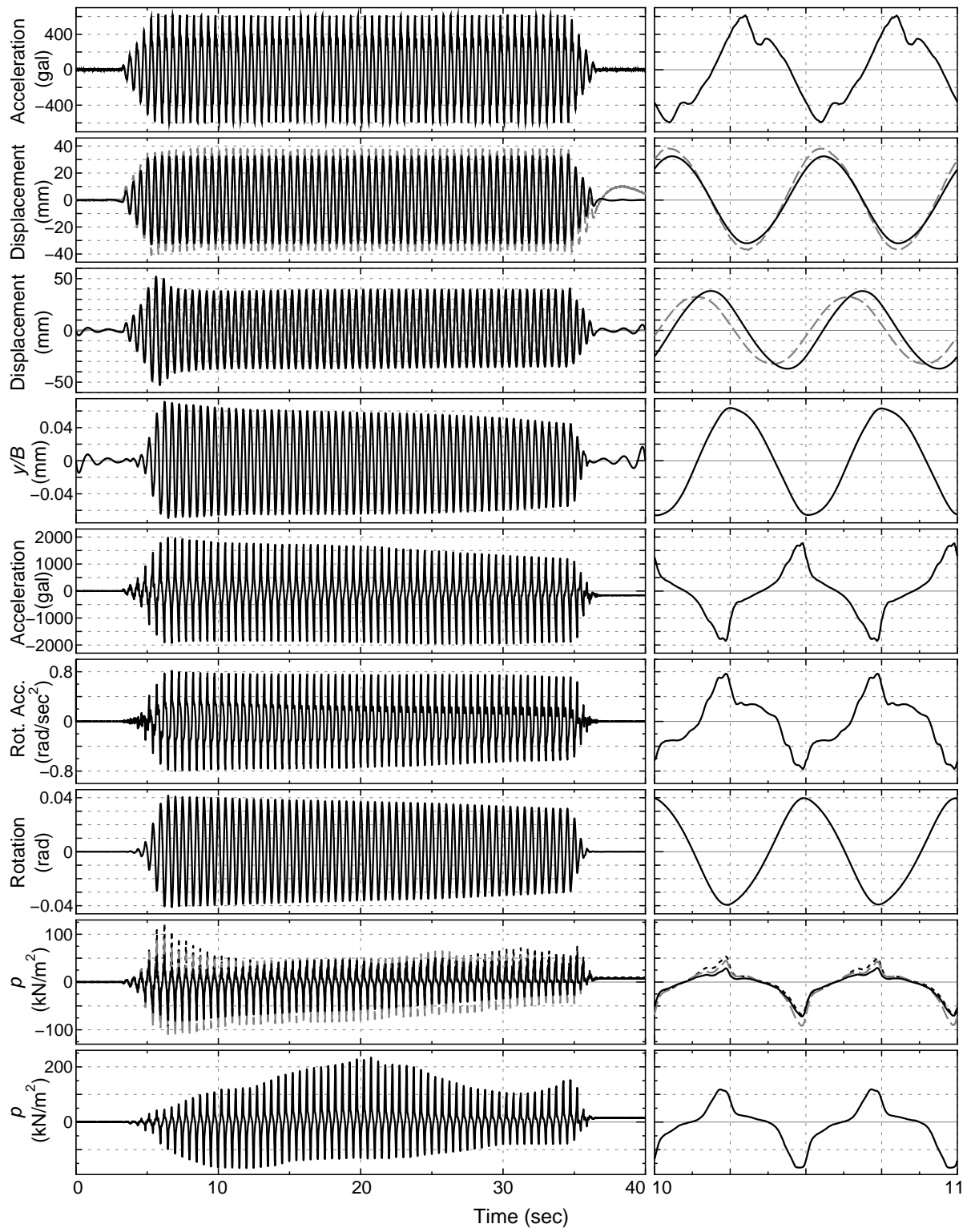


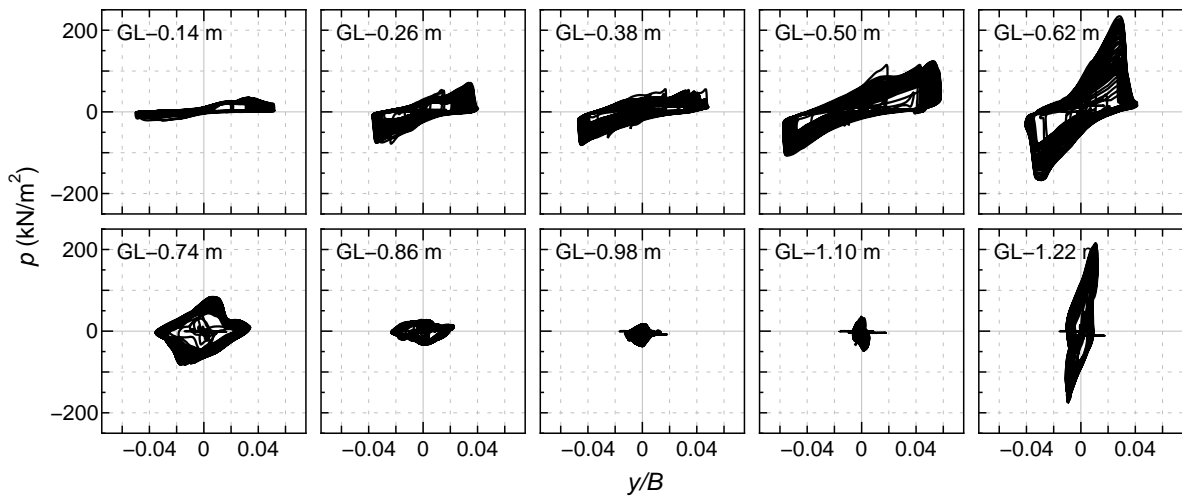
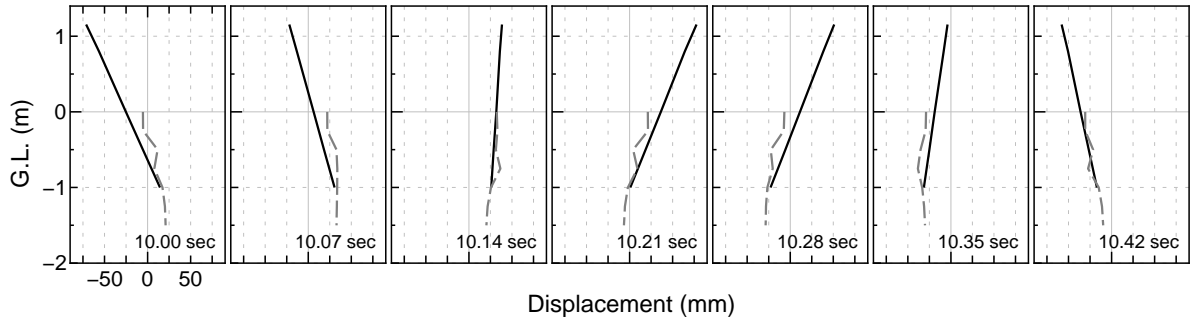
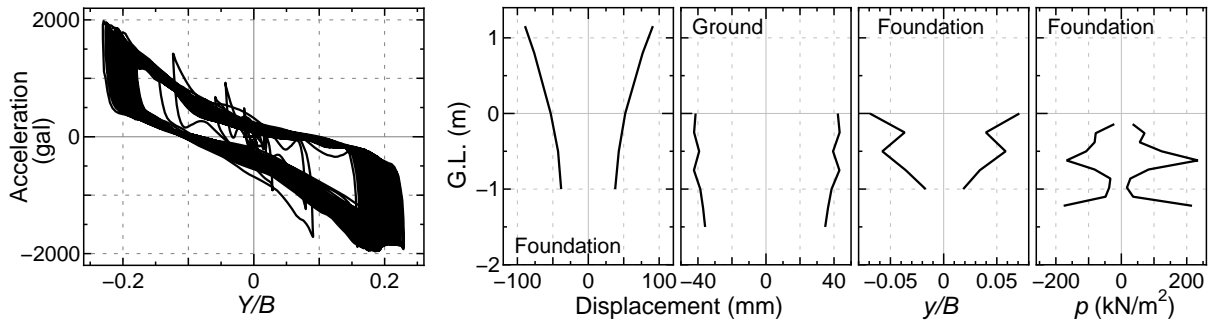
CASE 2, 正弦波加振 500 gal (C2-S500)



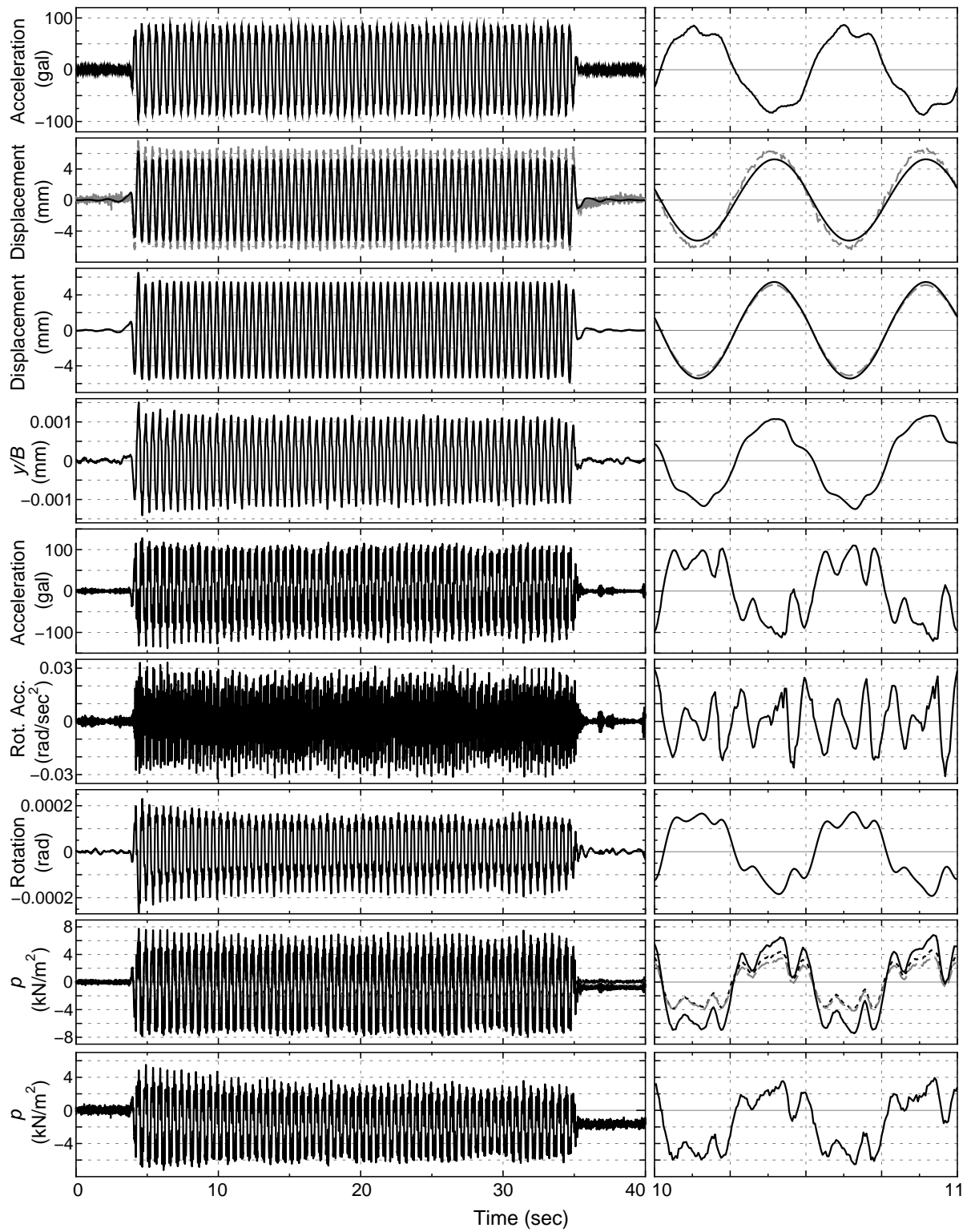


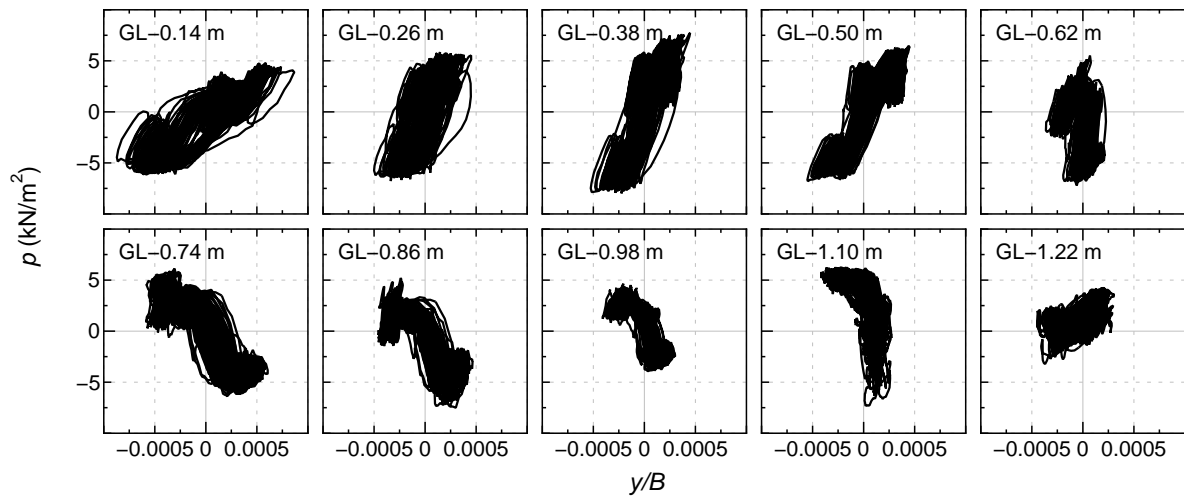
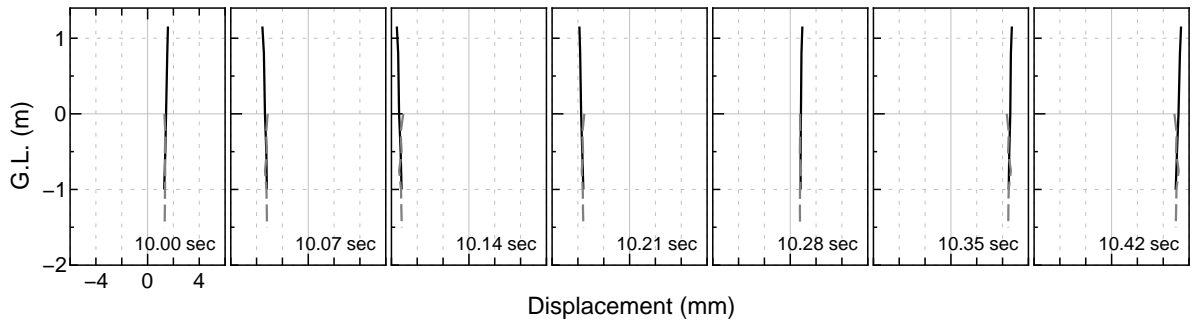
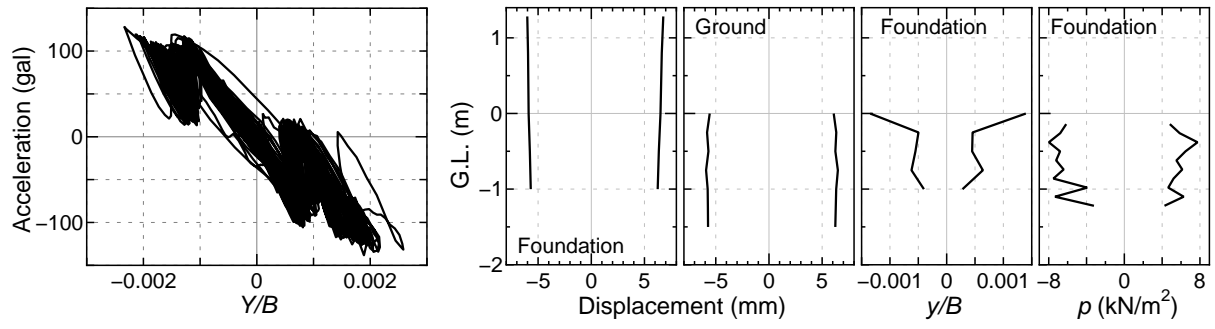
CASE 2, 正弦波加振 600 gal (C2-S600)



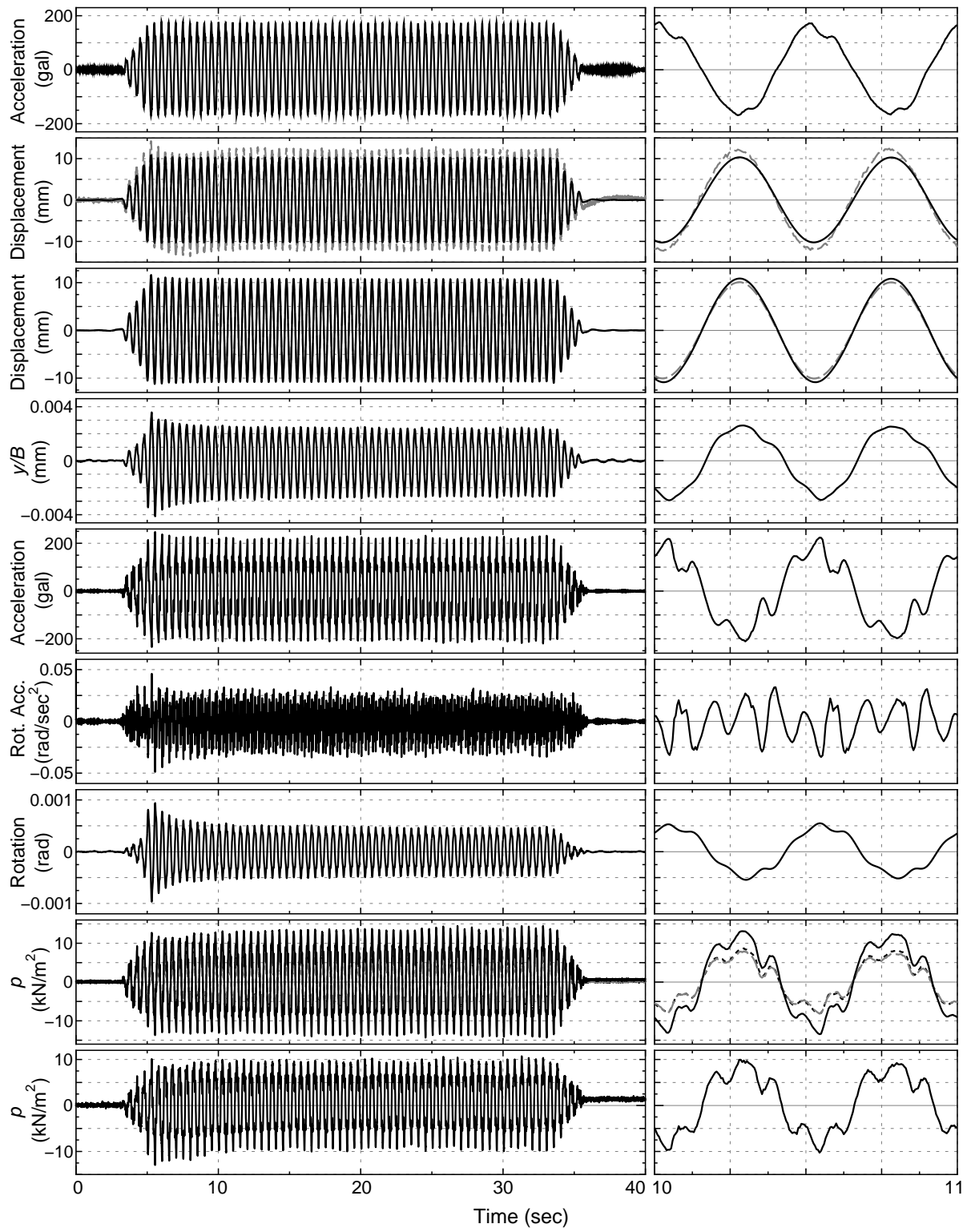


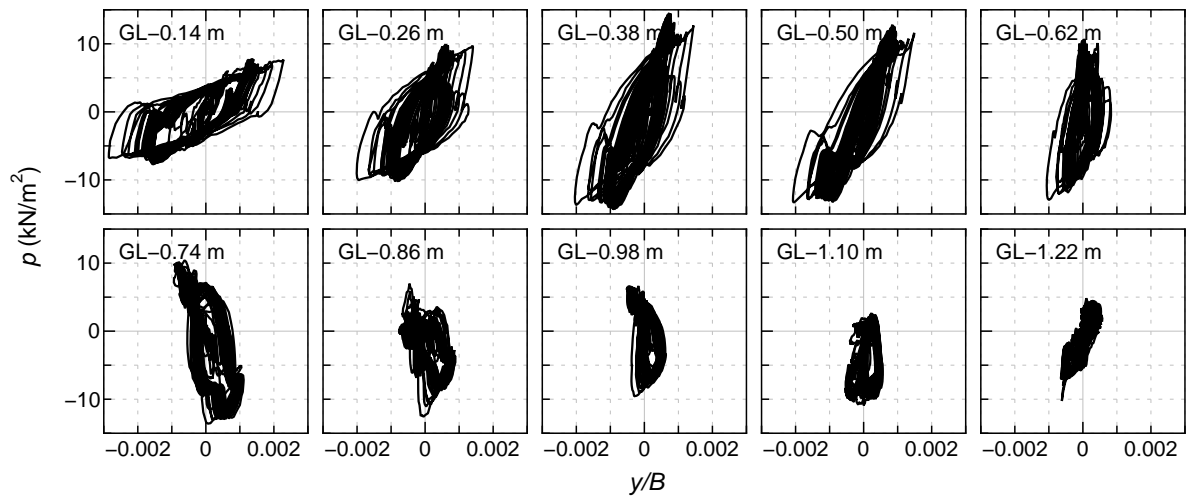
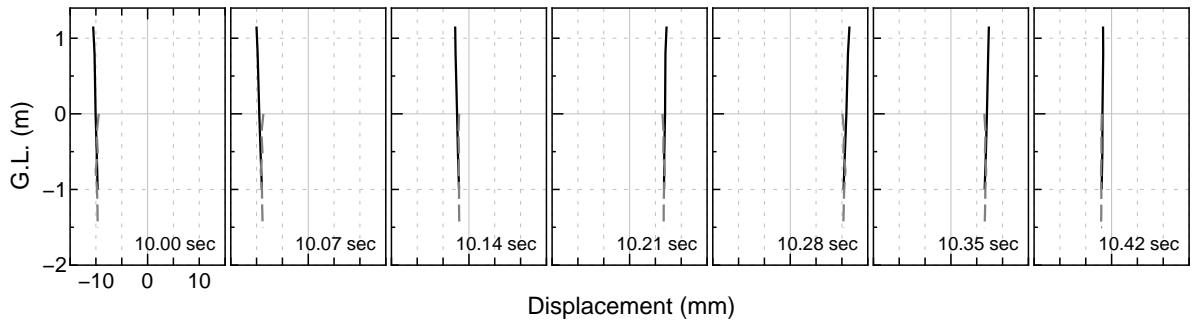
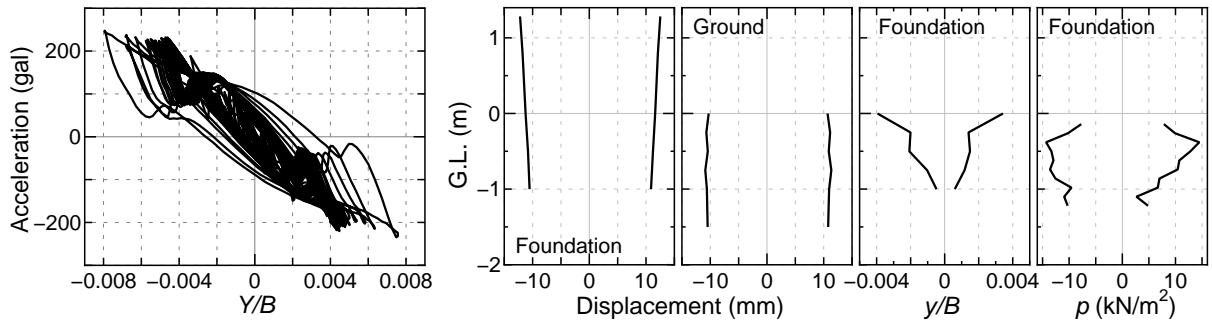
CASE 3, 正弦波加振 100 gal (C3-S100)



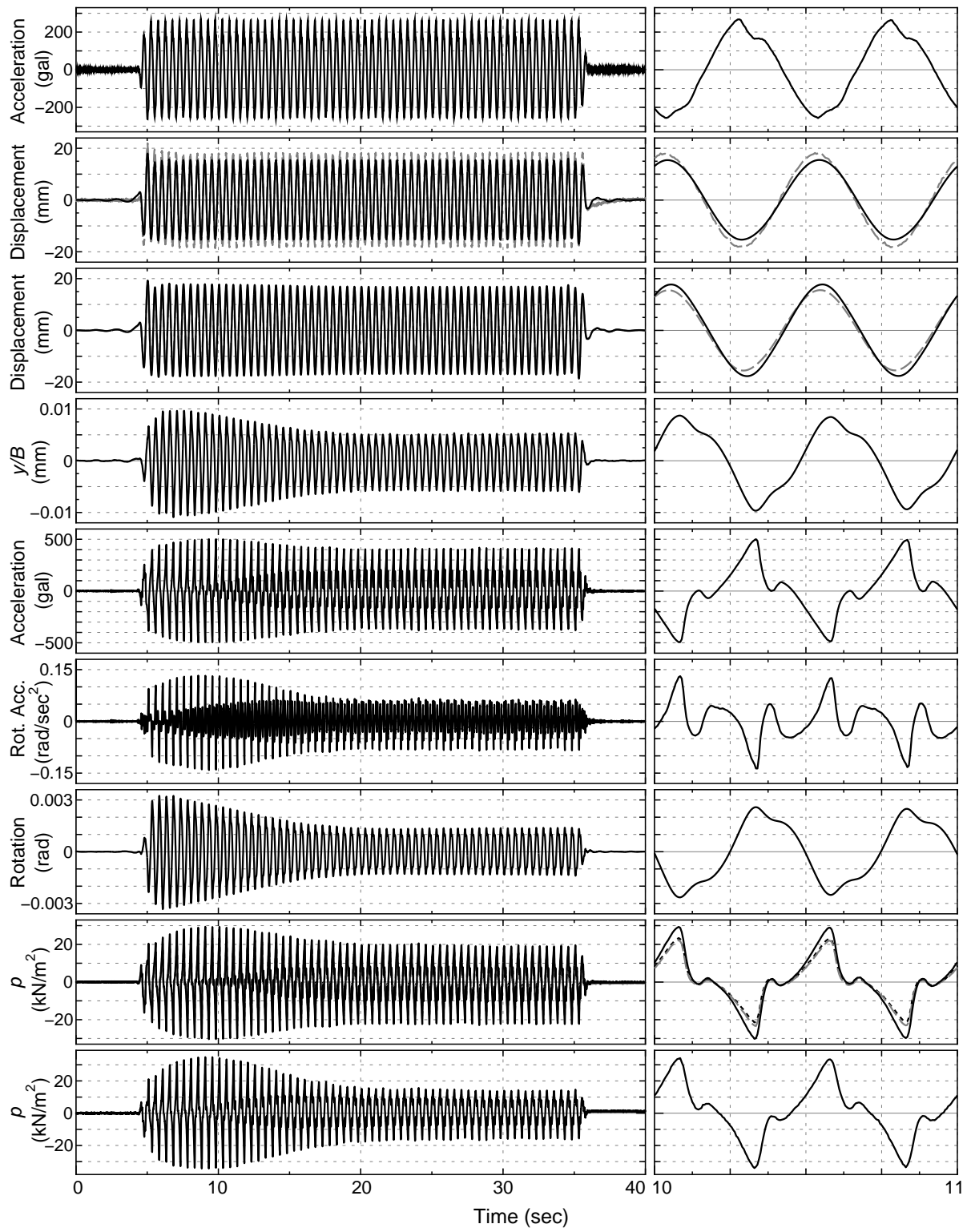


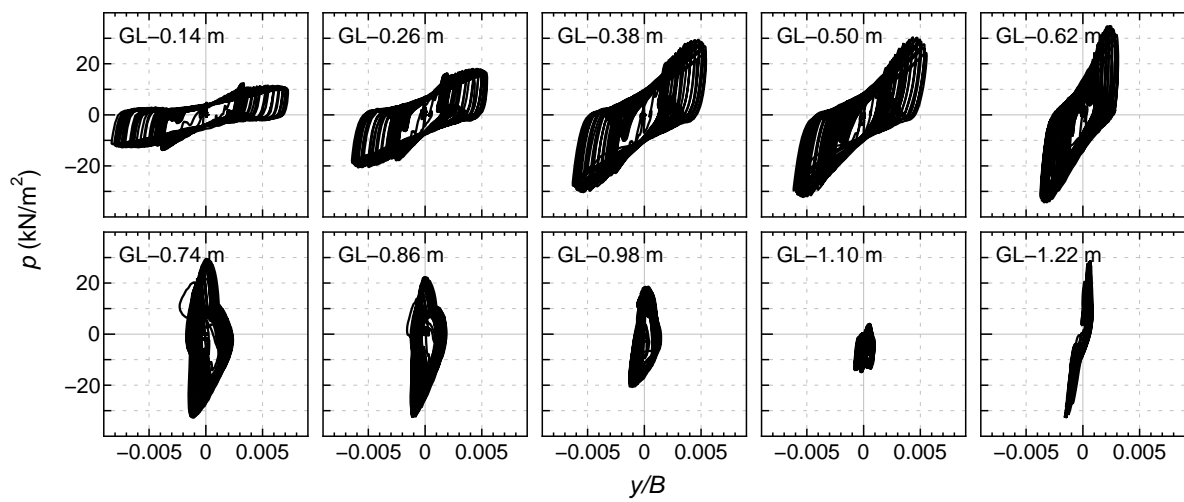
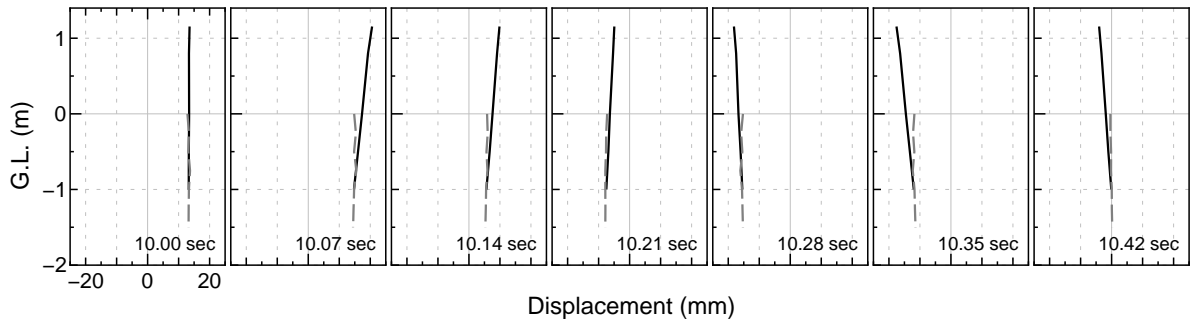
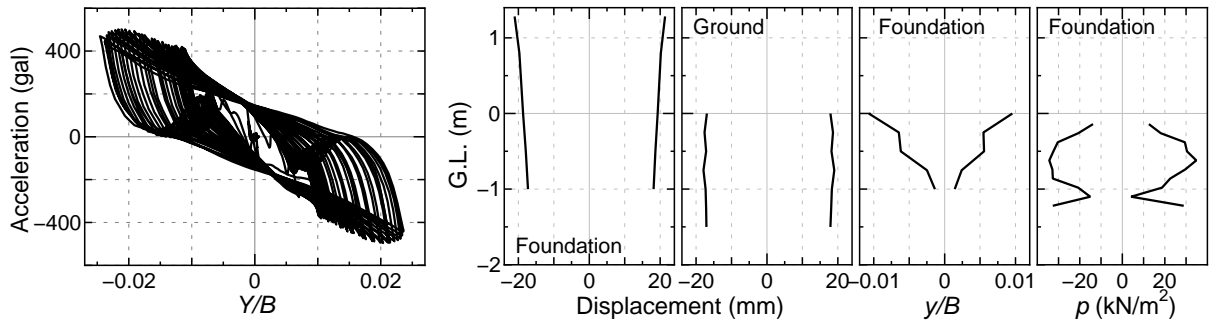
CASE 3, 正弦波加振 200 gal (C3-S200)



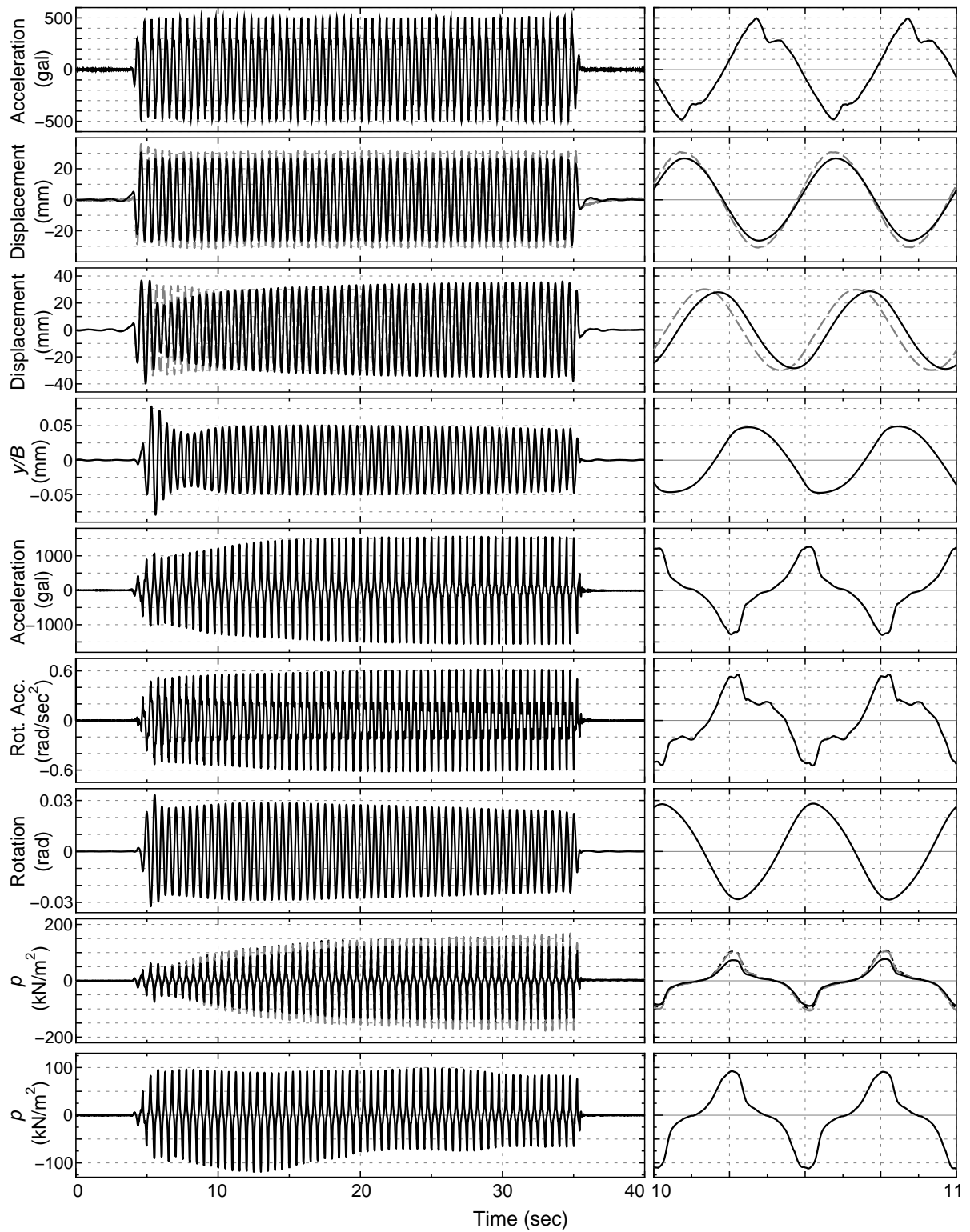


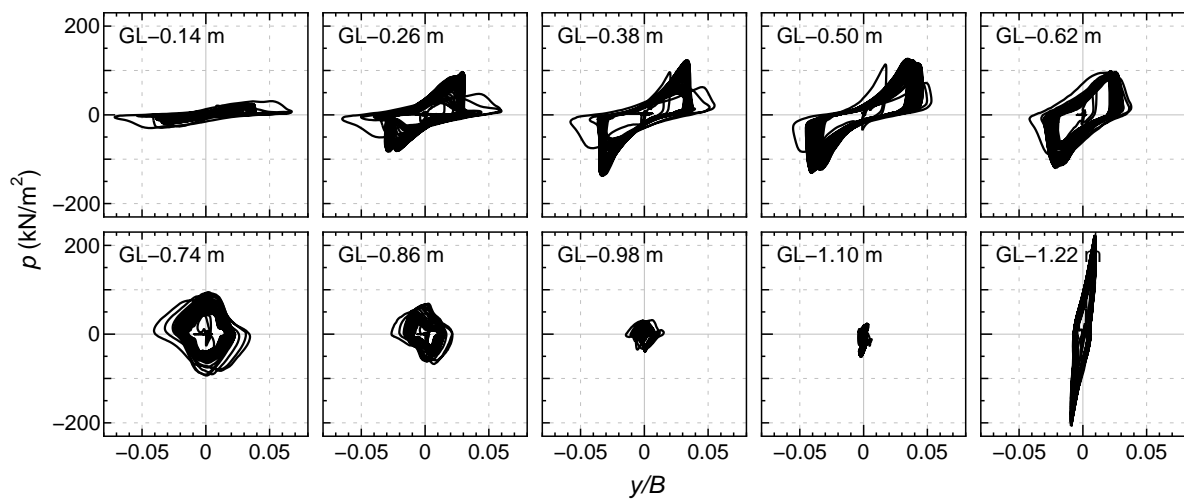
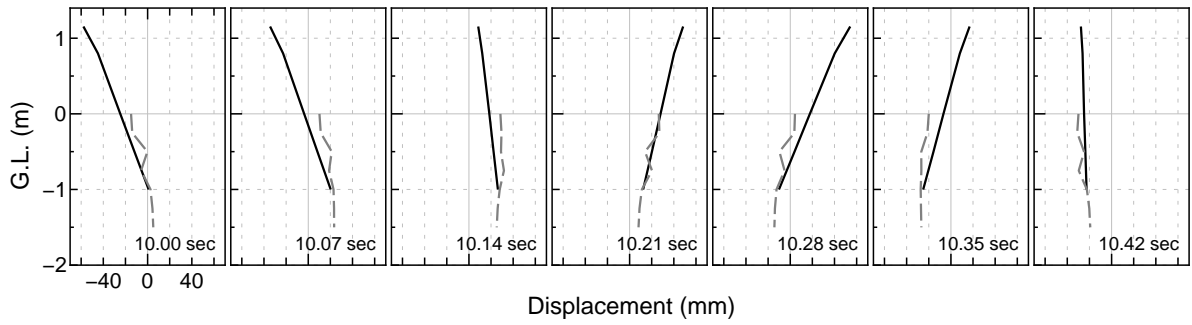
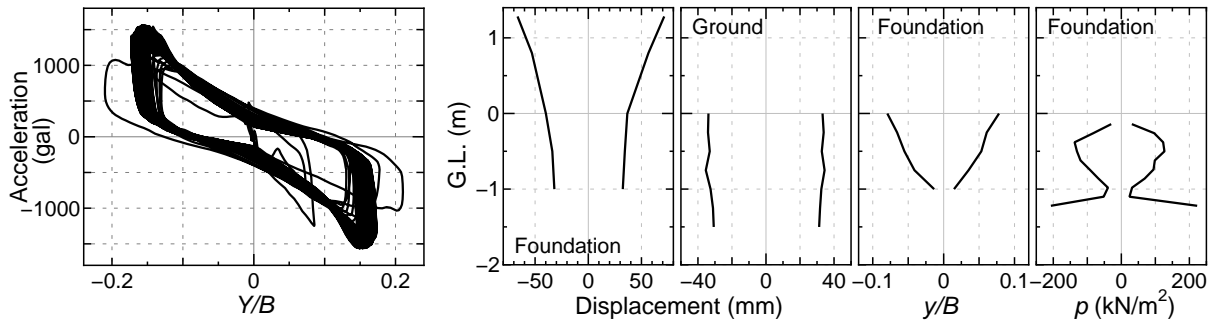
CASE 3, 正弦波加振 300 gal (C3-S300)



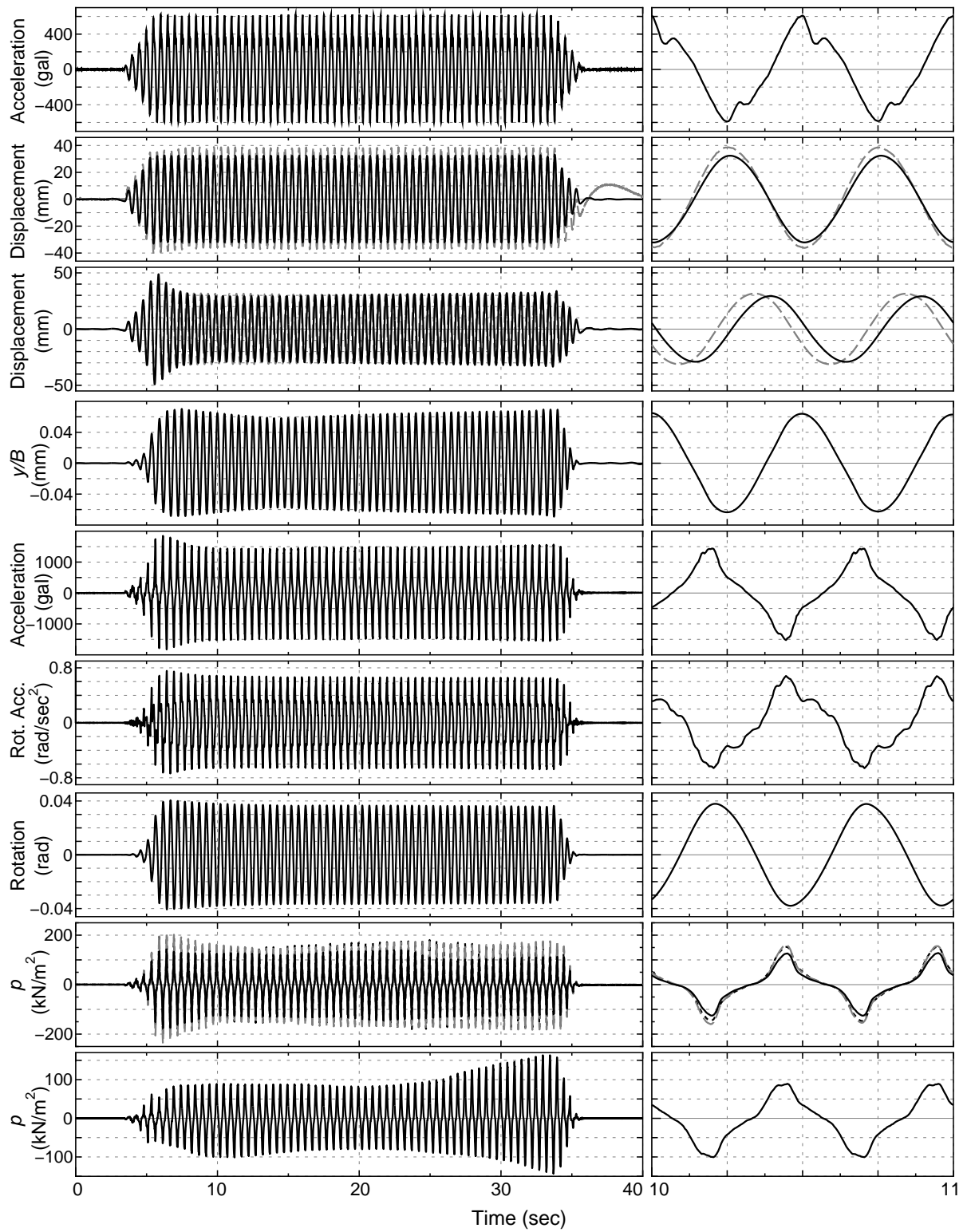


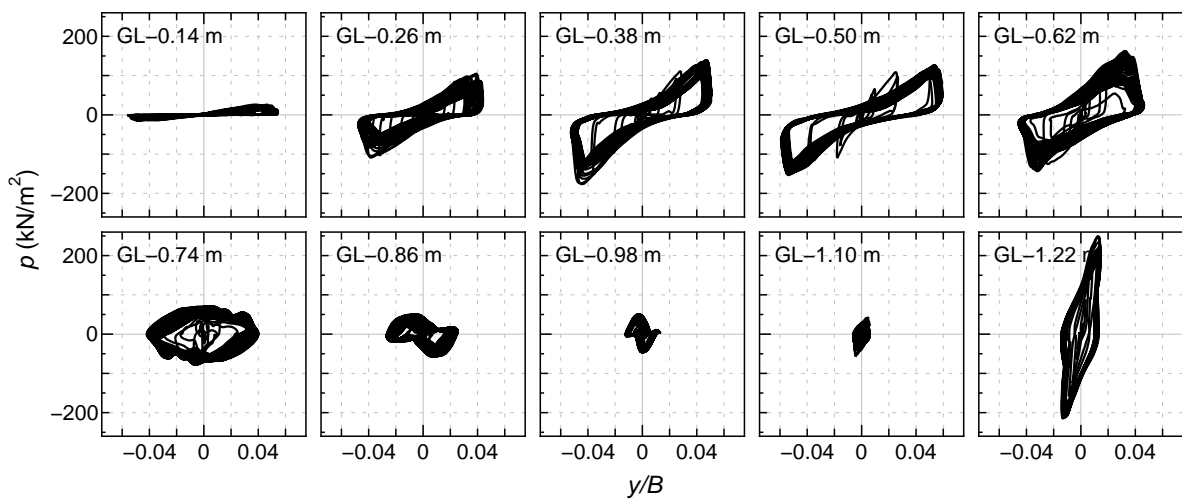
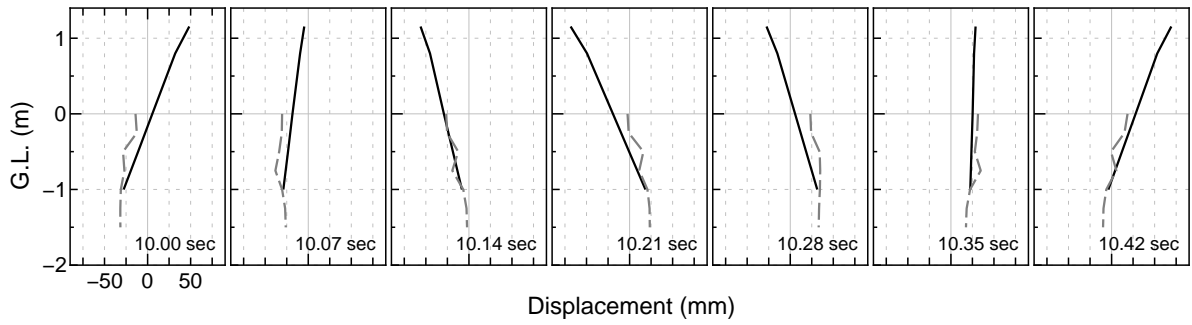
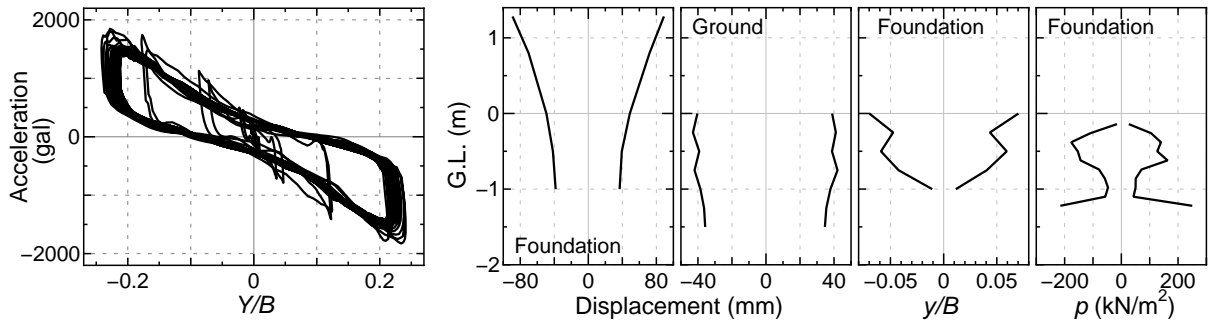
CASE 3, 正弦波加振 500 gal (C3-S500)



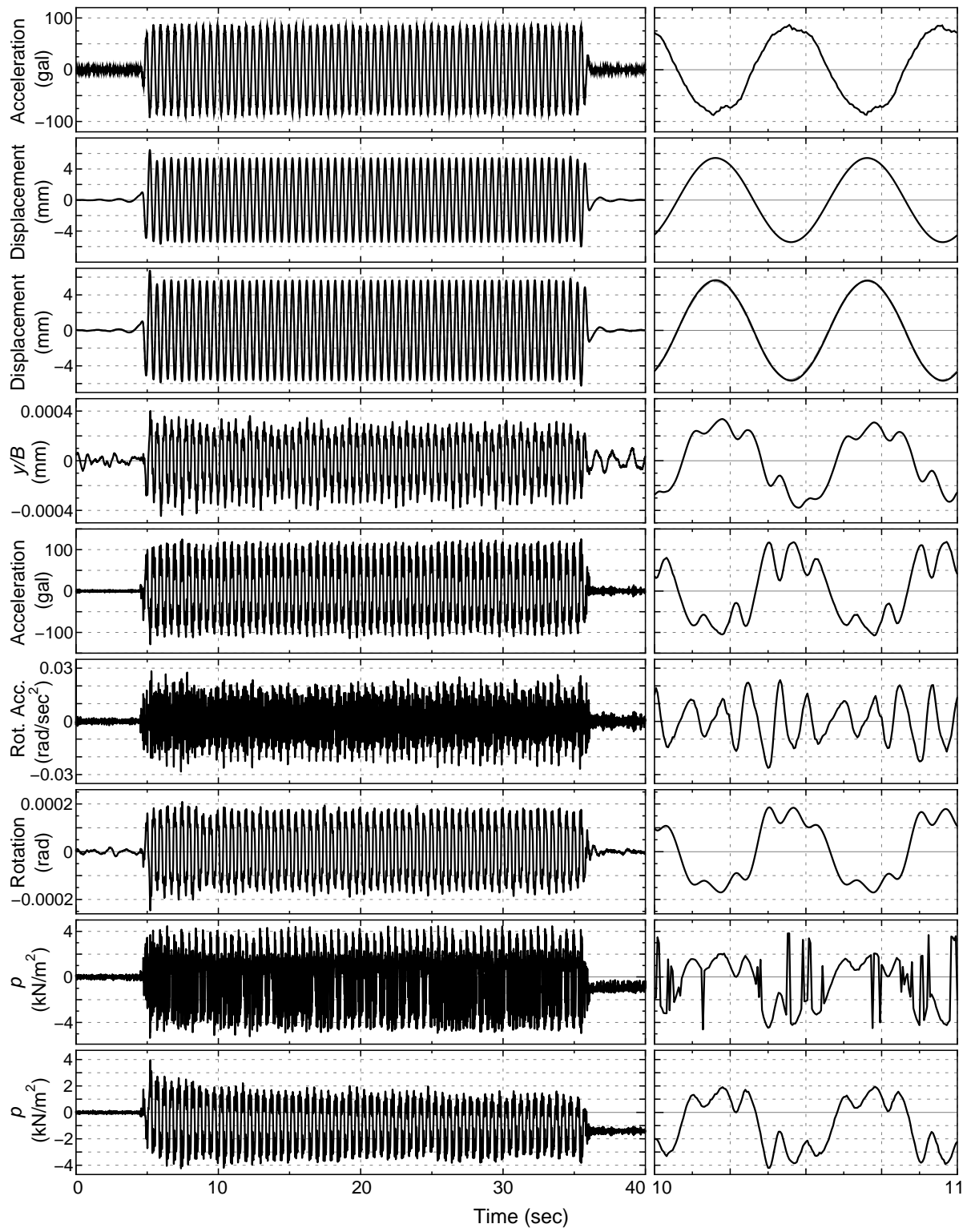


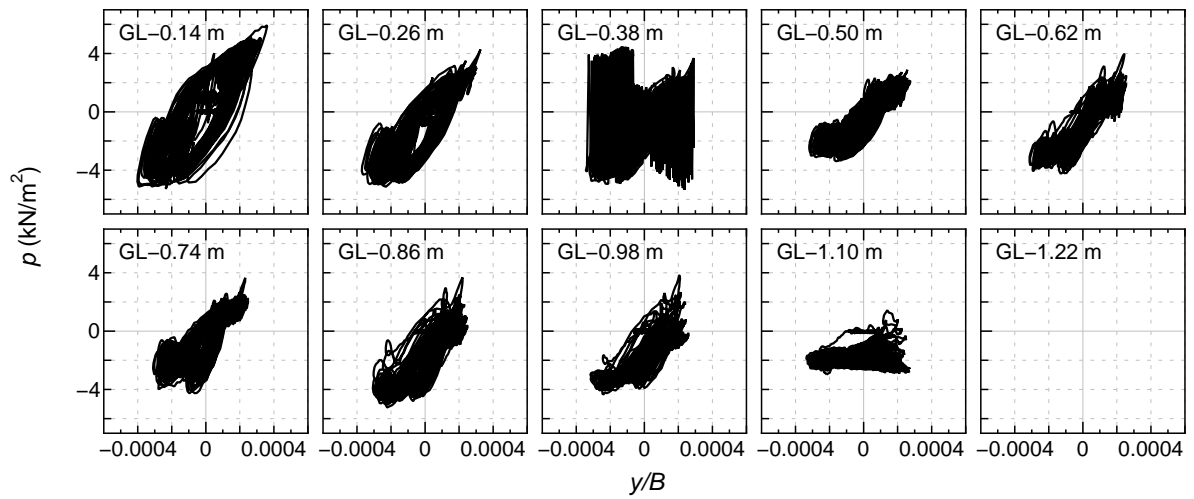
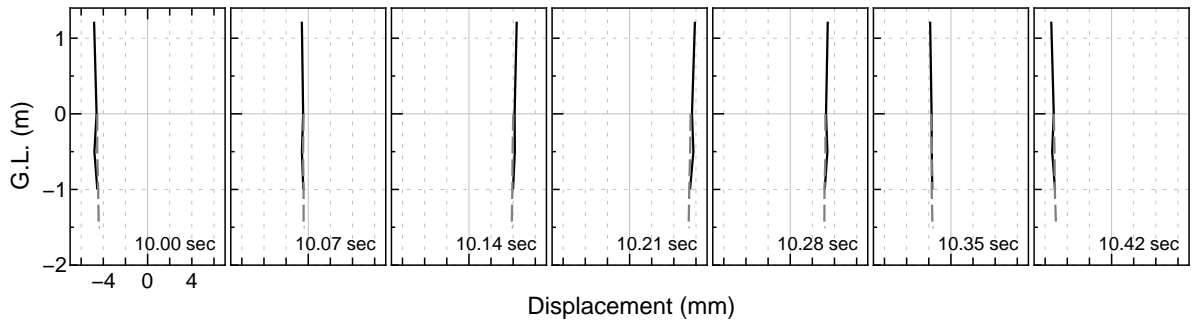
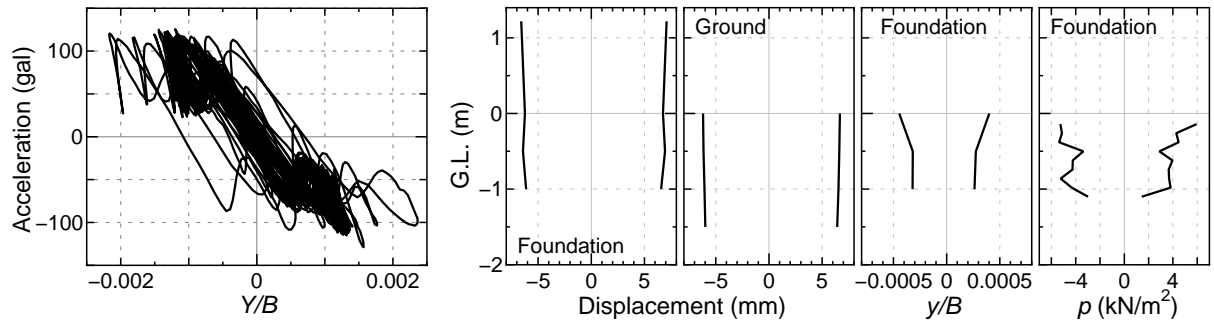
CASE 3, 正弦波加振 600 gal (C3-S600)



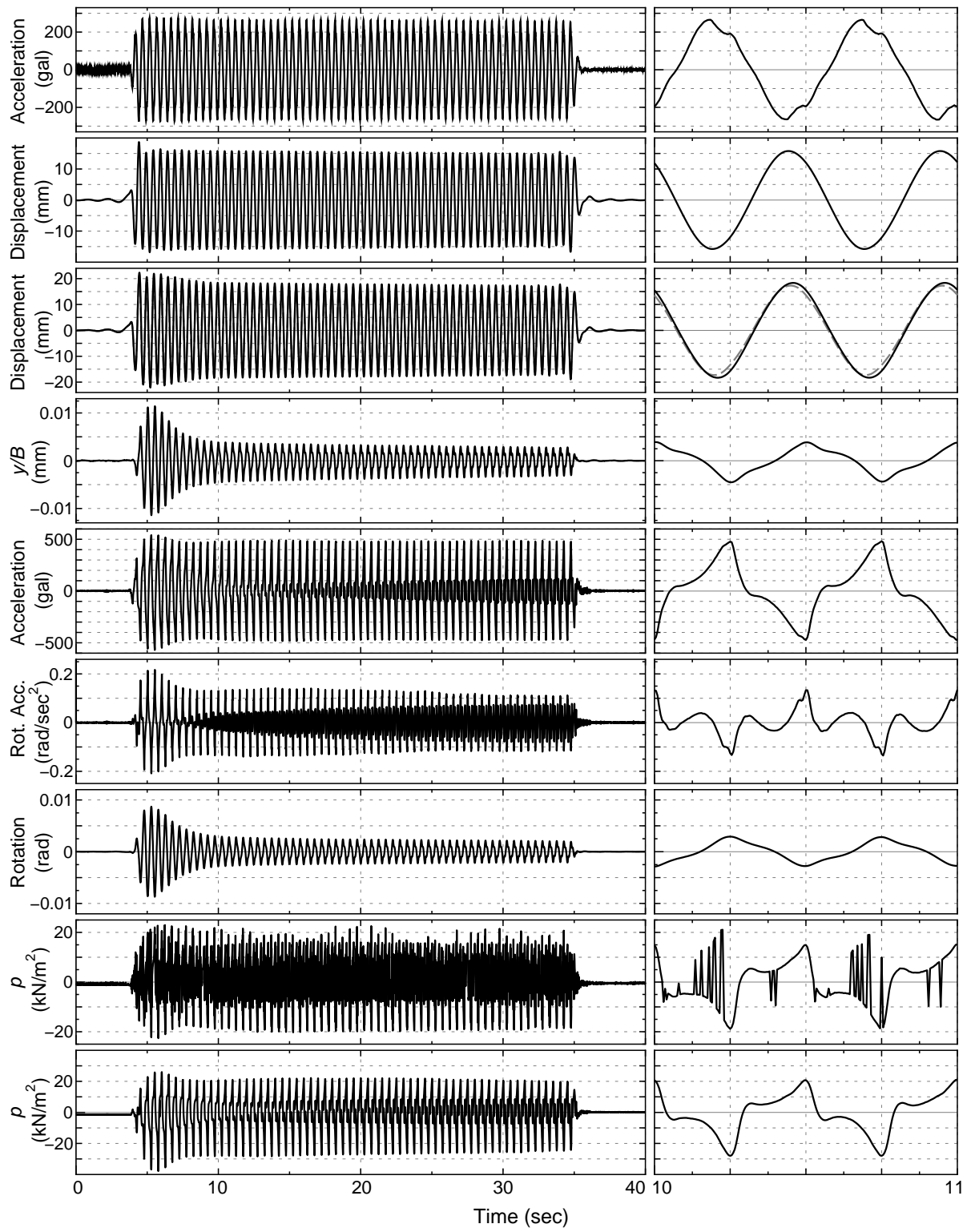


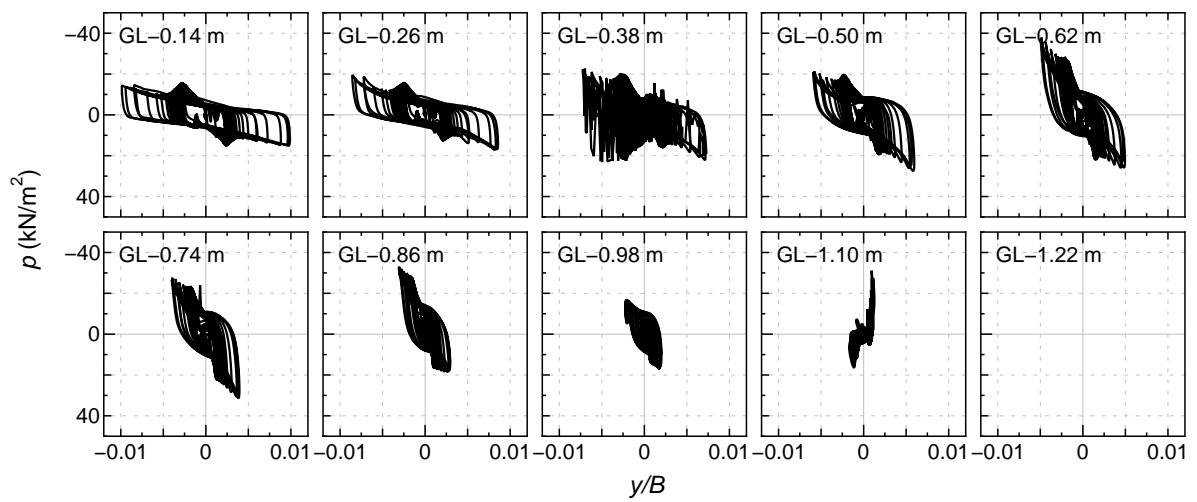
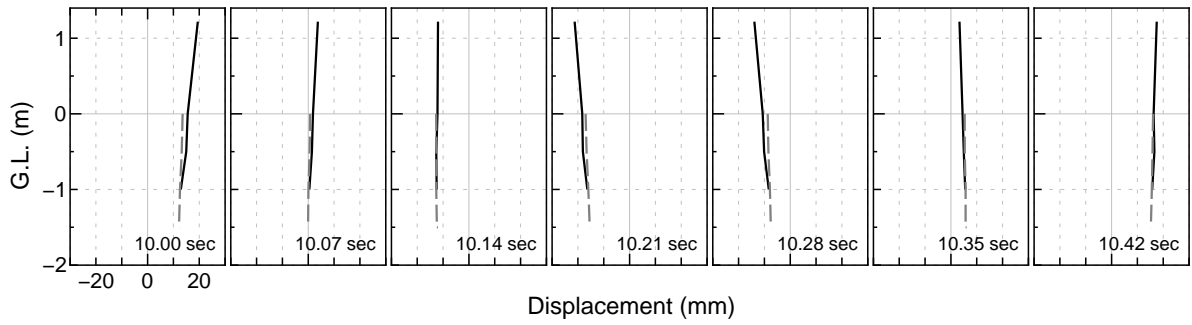
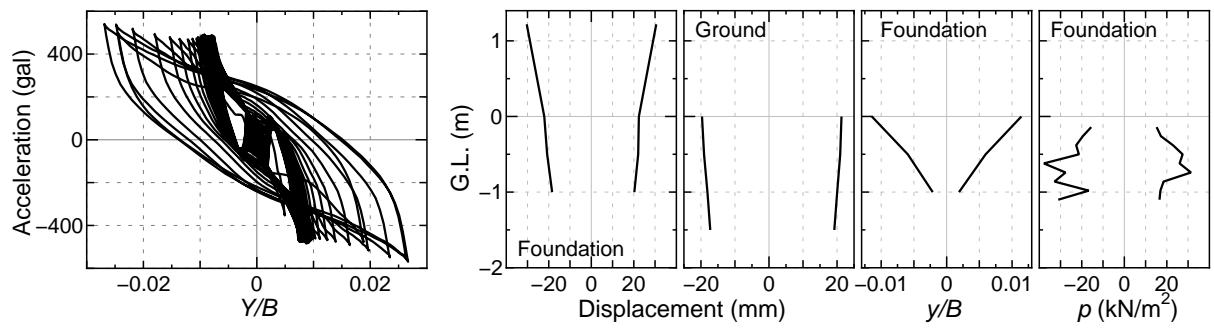
CASE 4, 正弦波加振 100 gal (C4-S100)



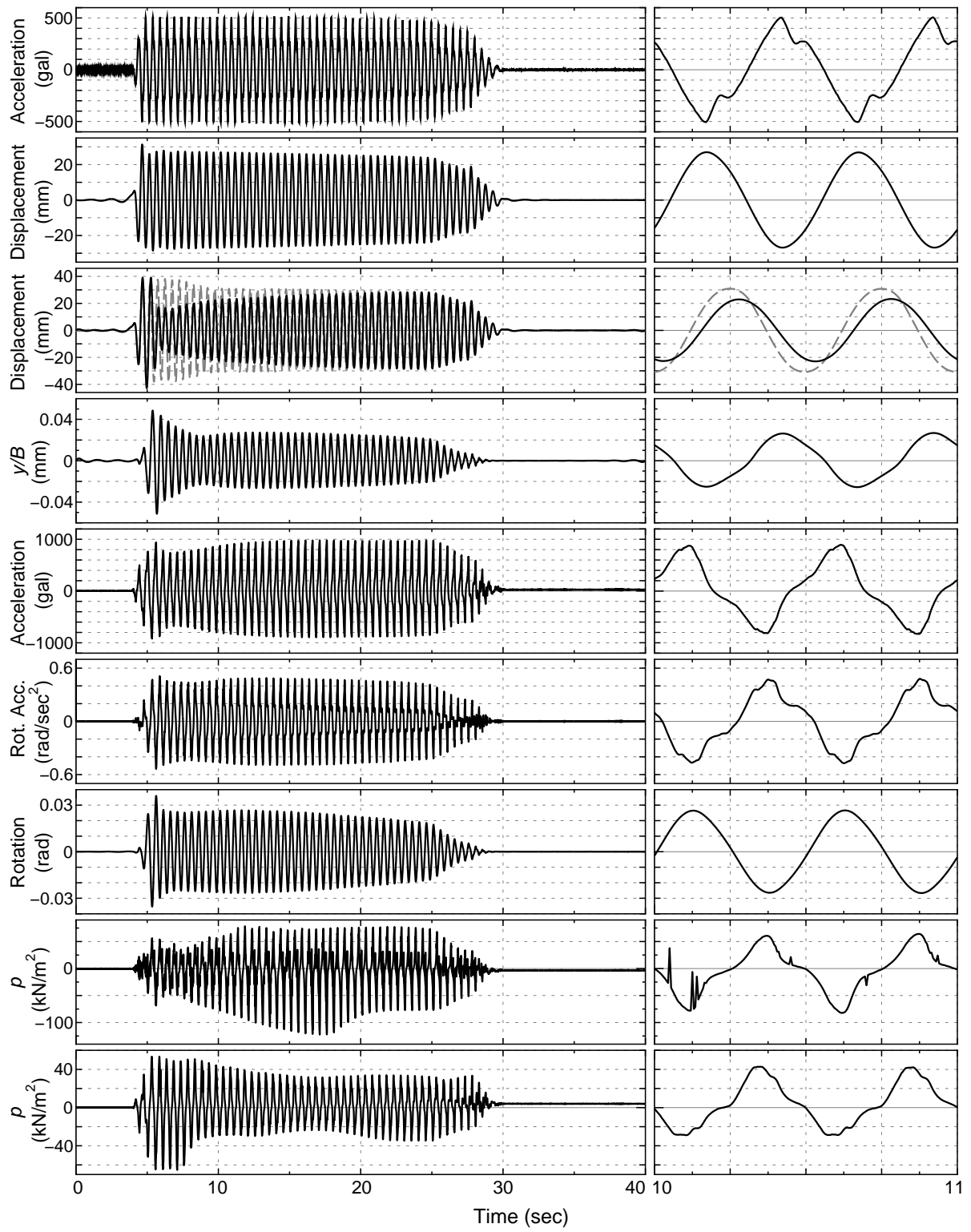


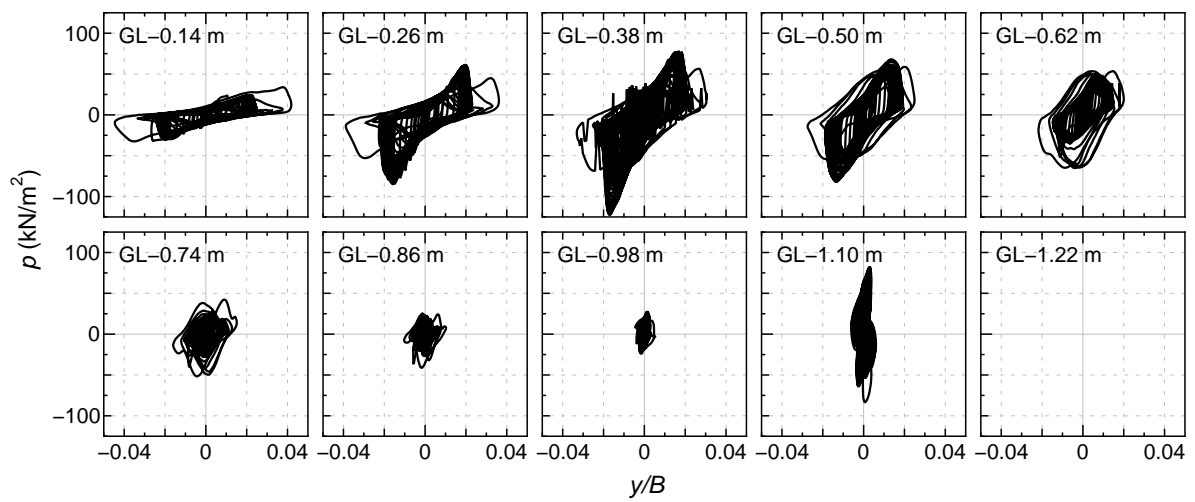
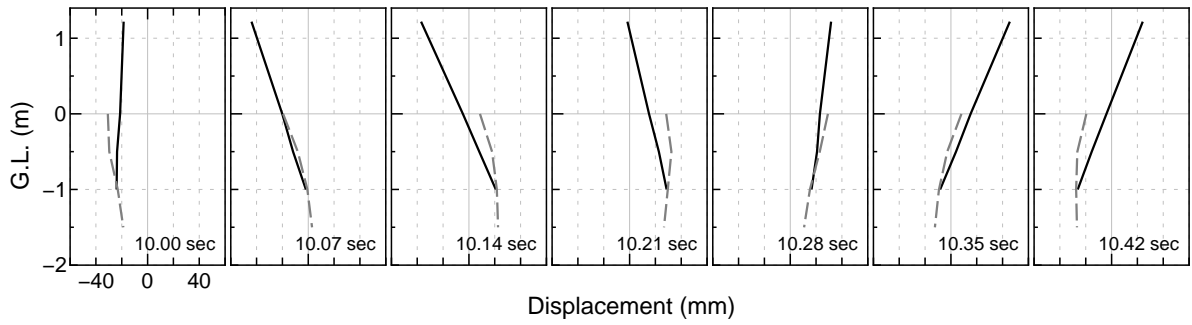
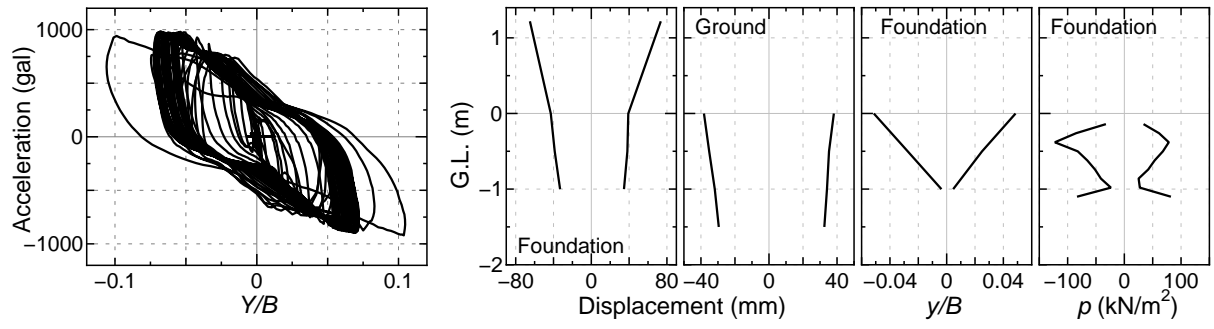
CASE 4, 正弦波加振 300 gal (C4-S300)



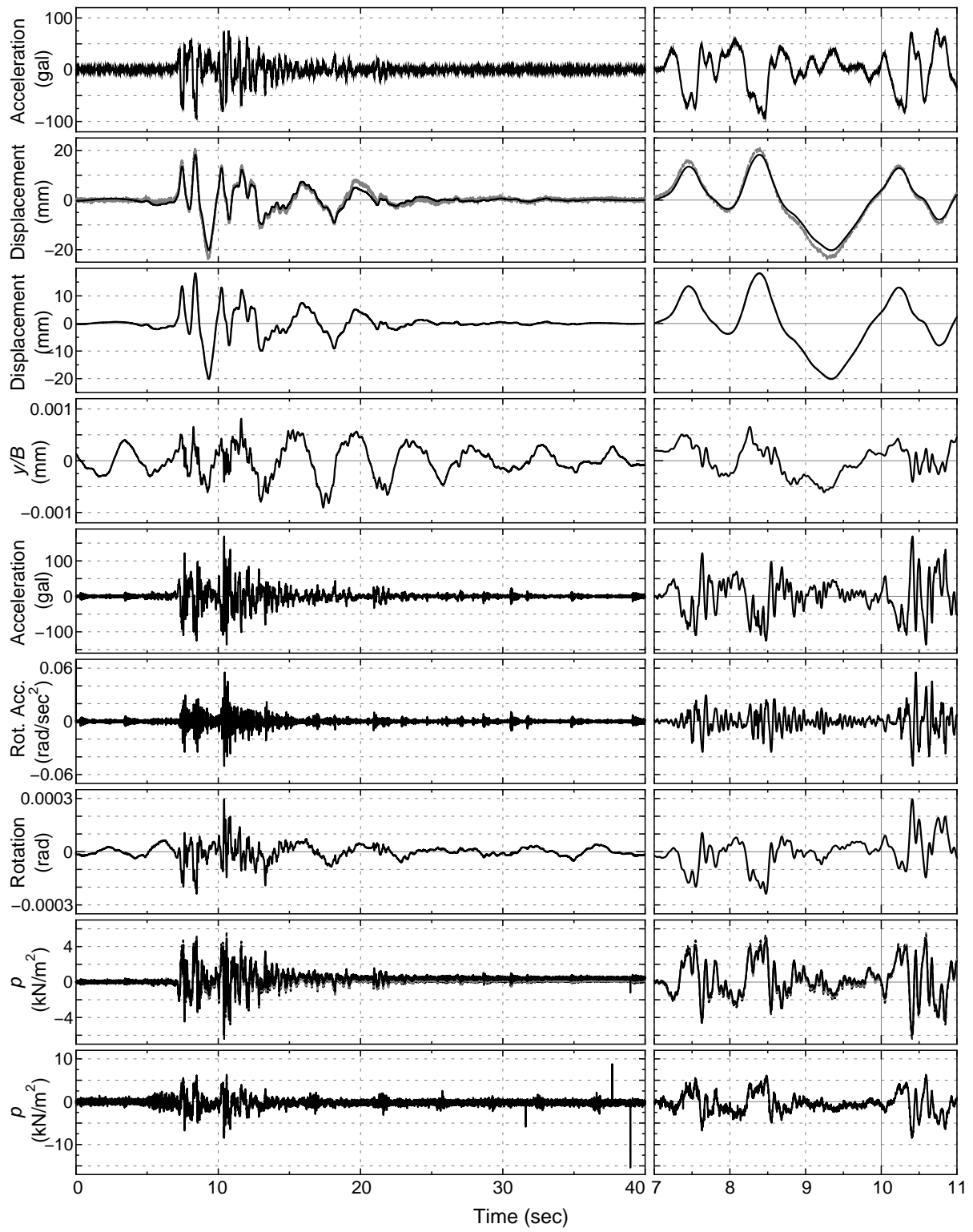


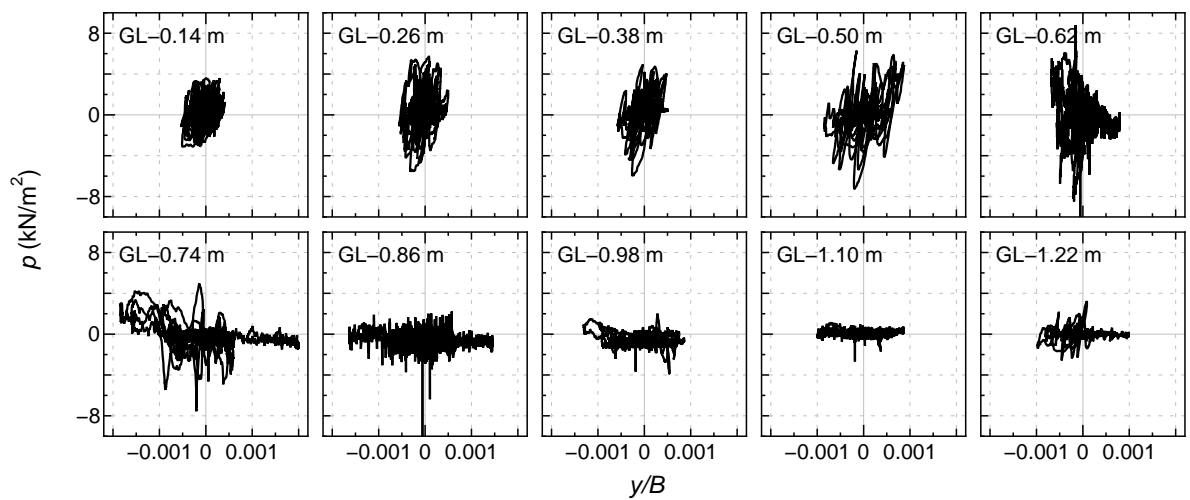
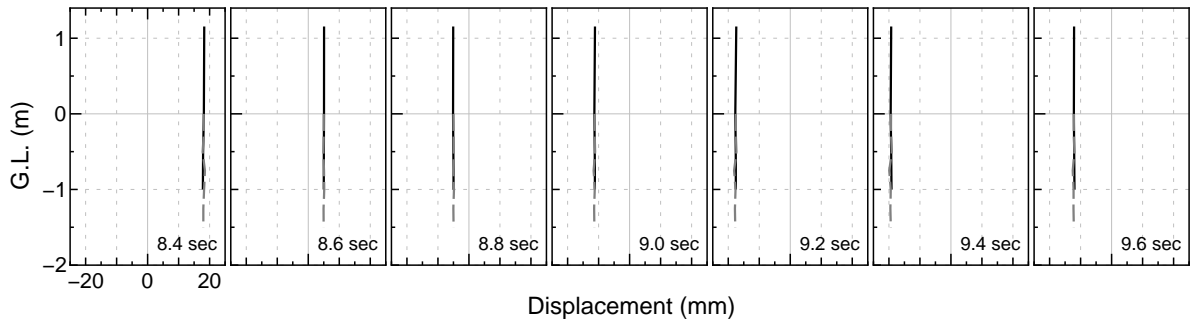
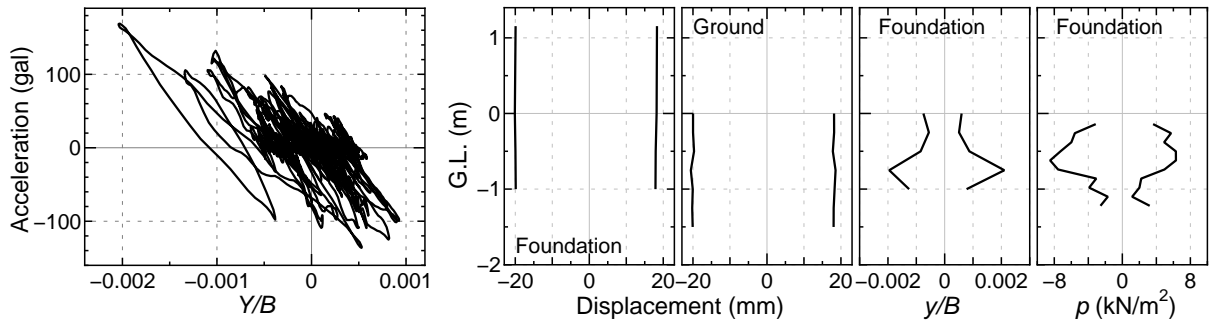
CASE 4, 正弦波加振 500 gal (C4-S500)



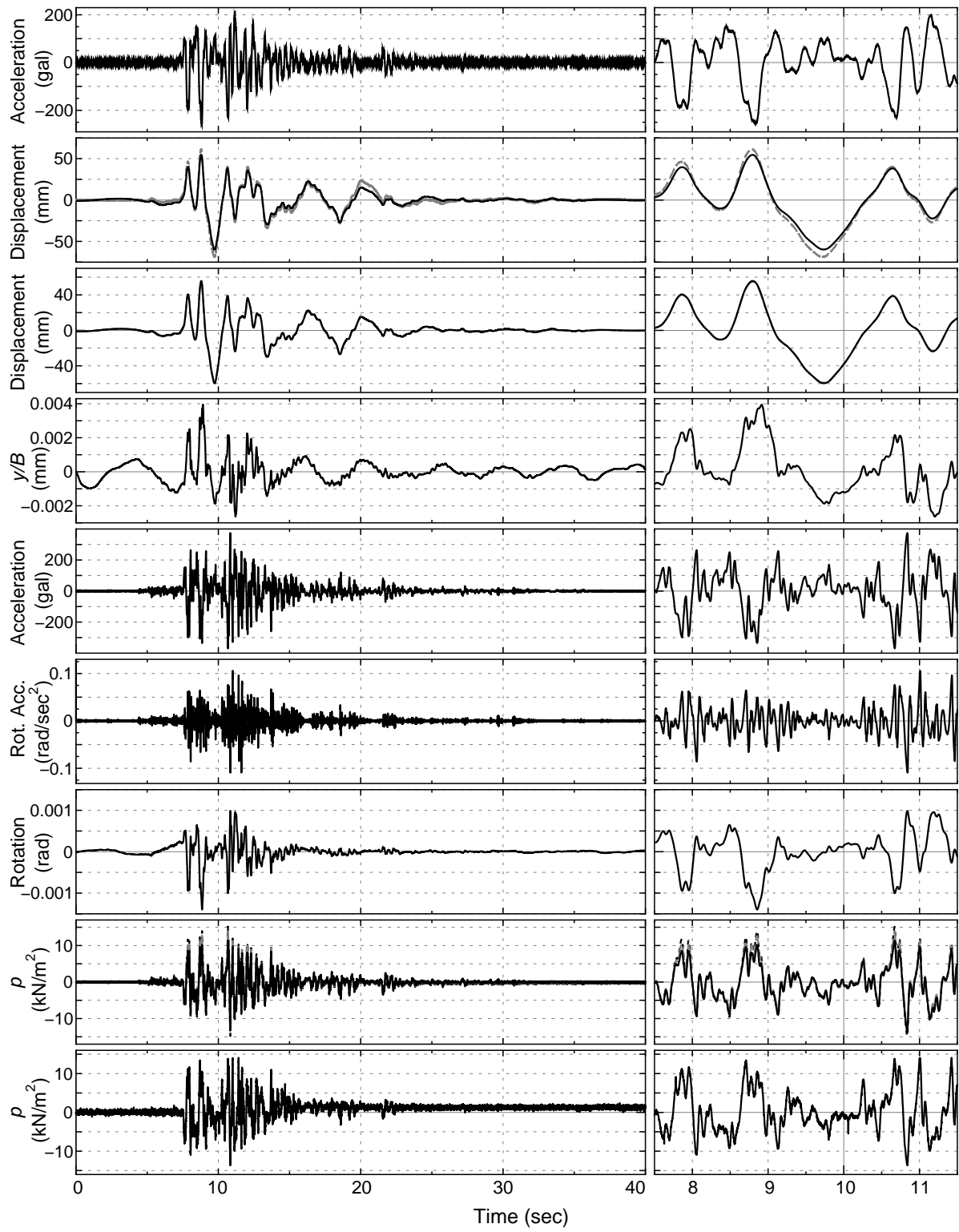


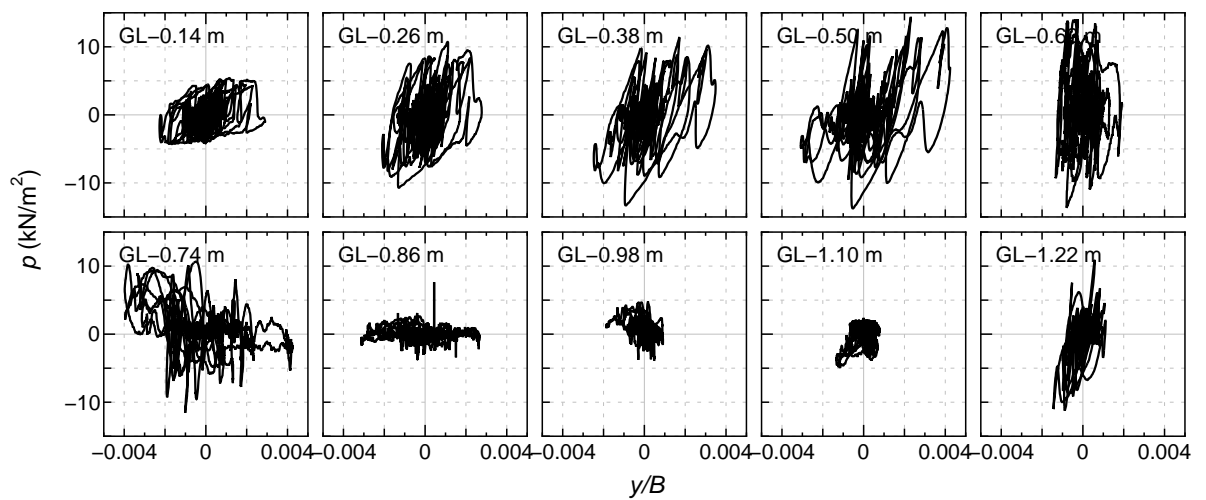
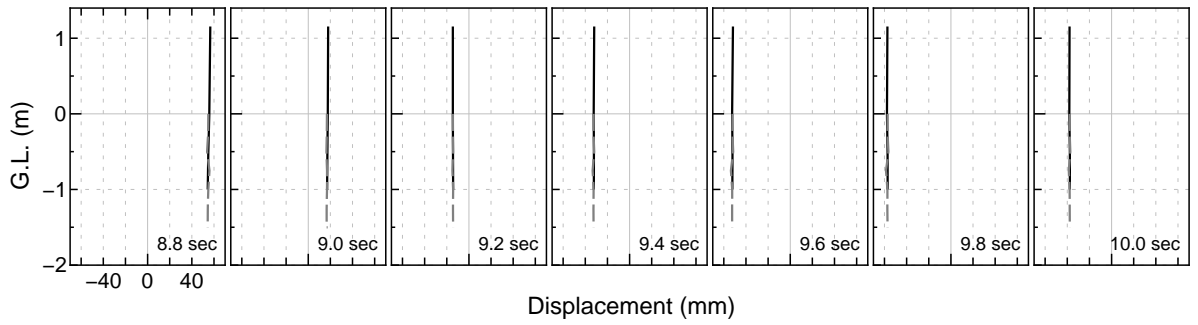
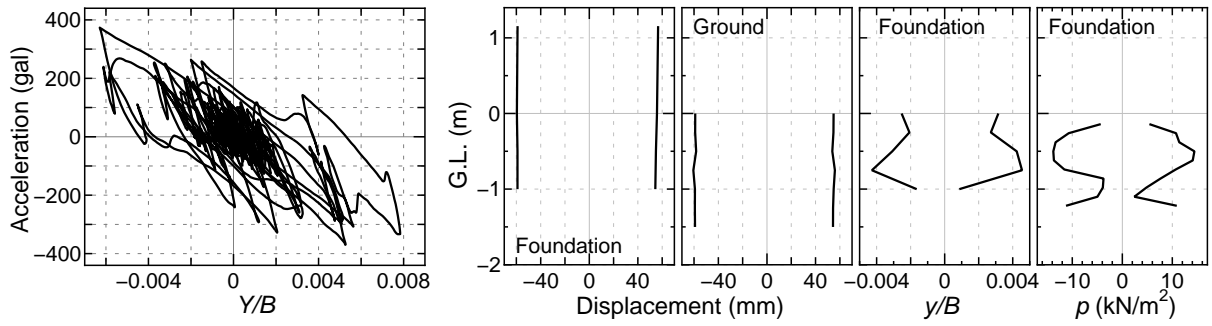
CASE 1, 神戸波加振 100 gal (C1-K100)



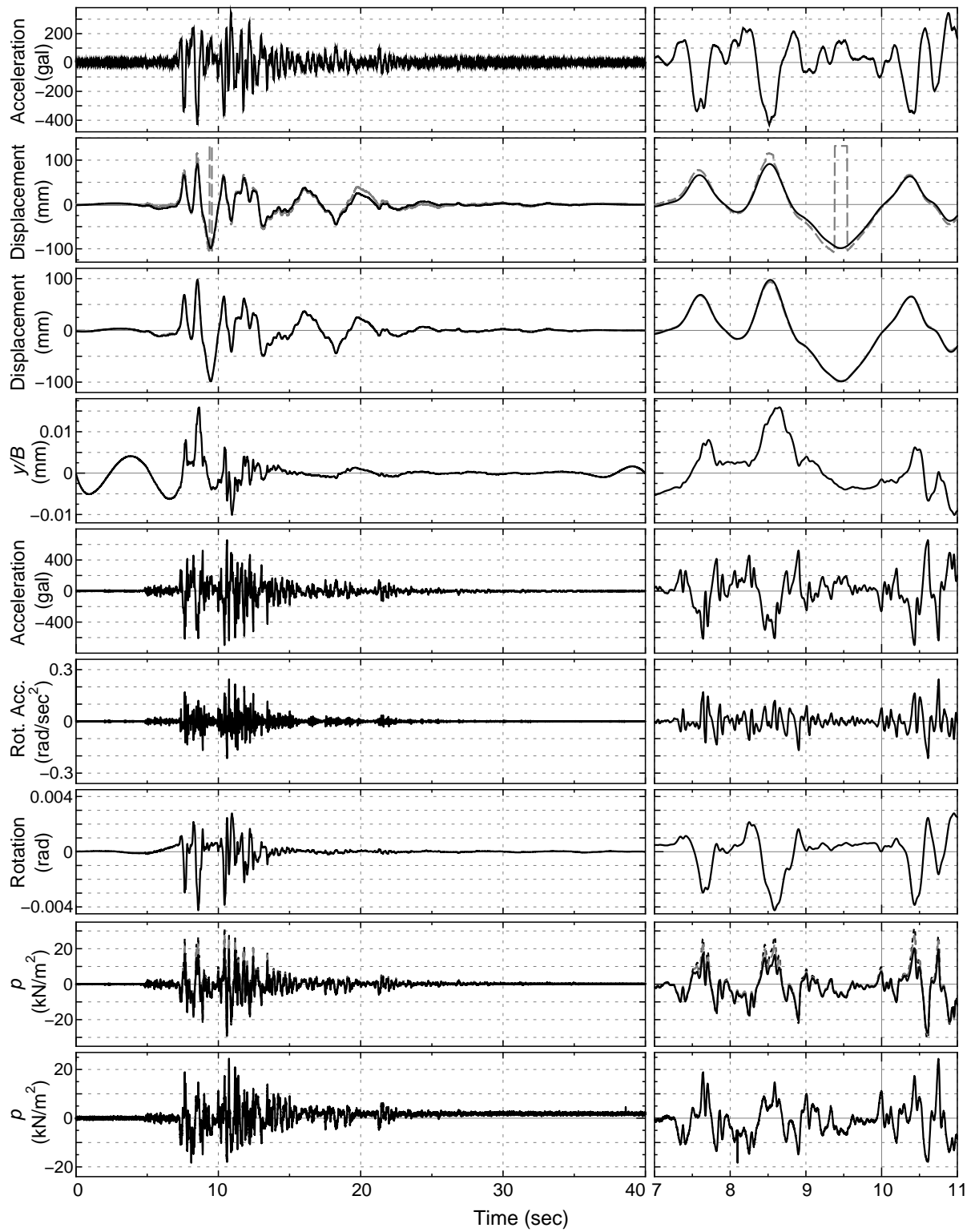


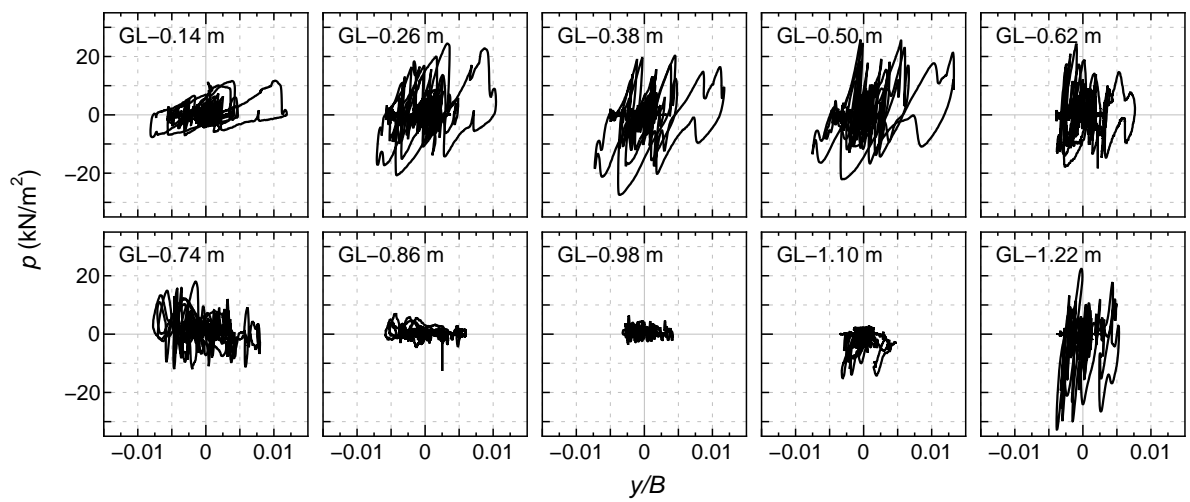
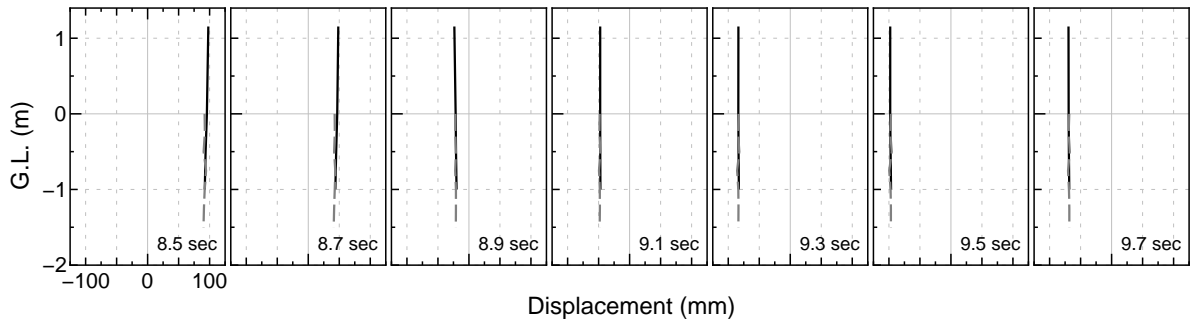
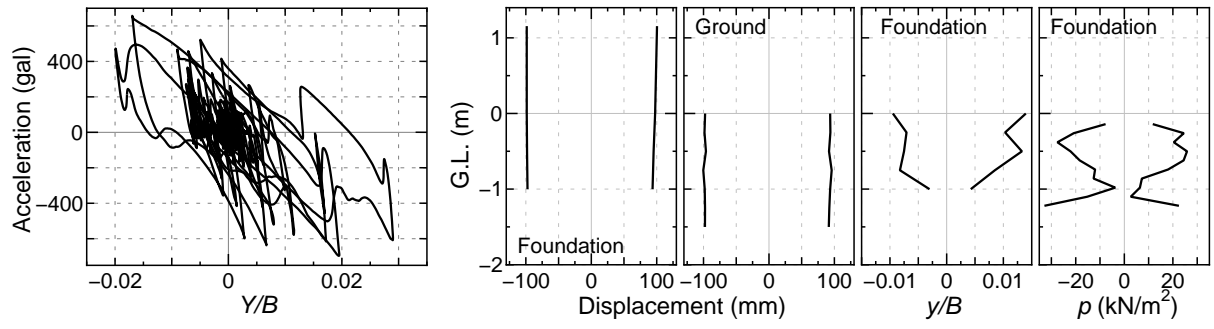
CASE 1, 神戸波加振 300 gal (C1-K300)



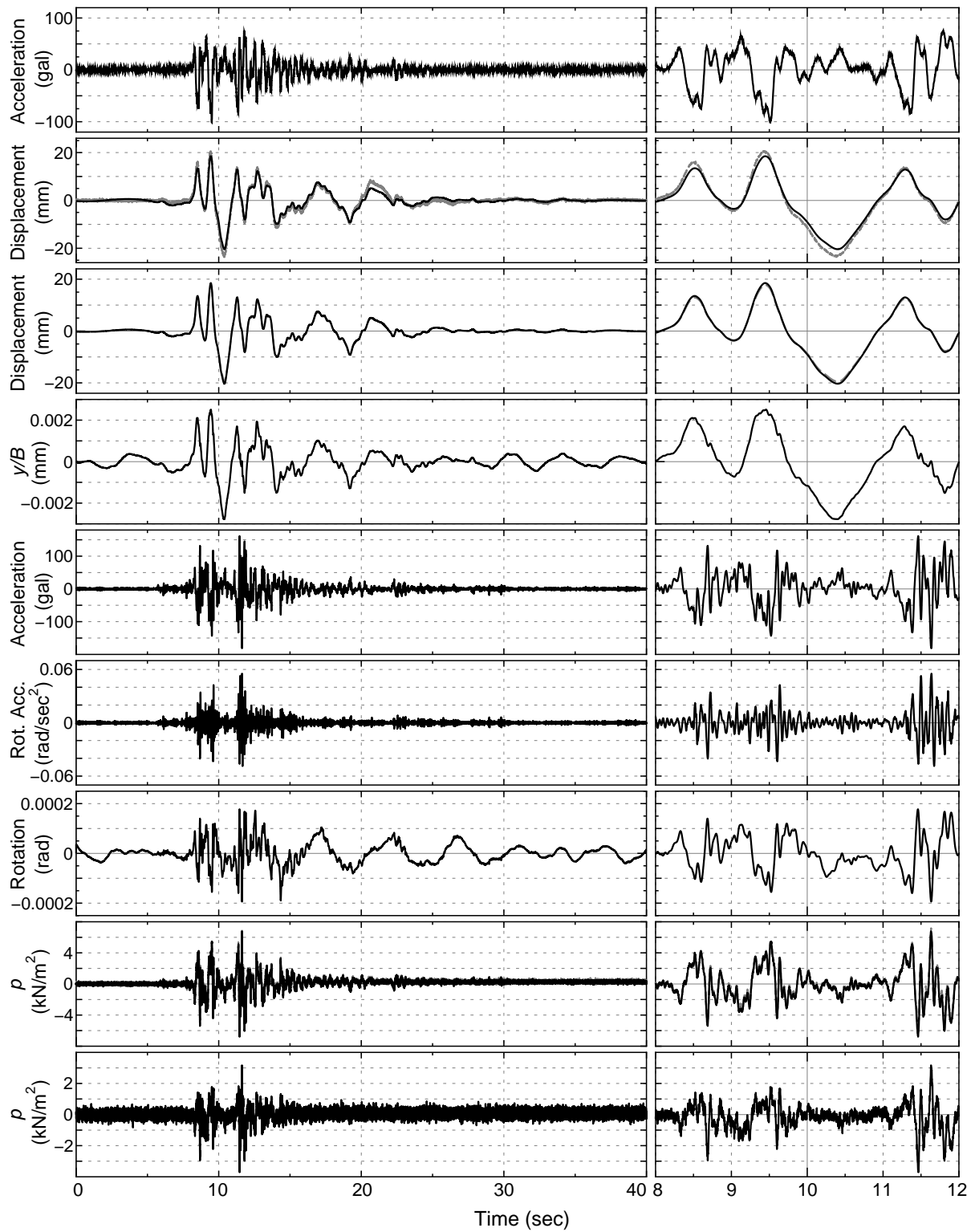


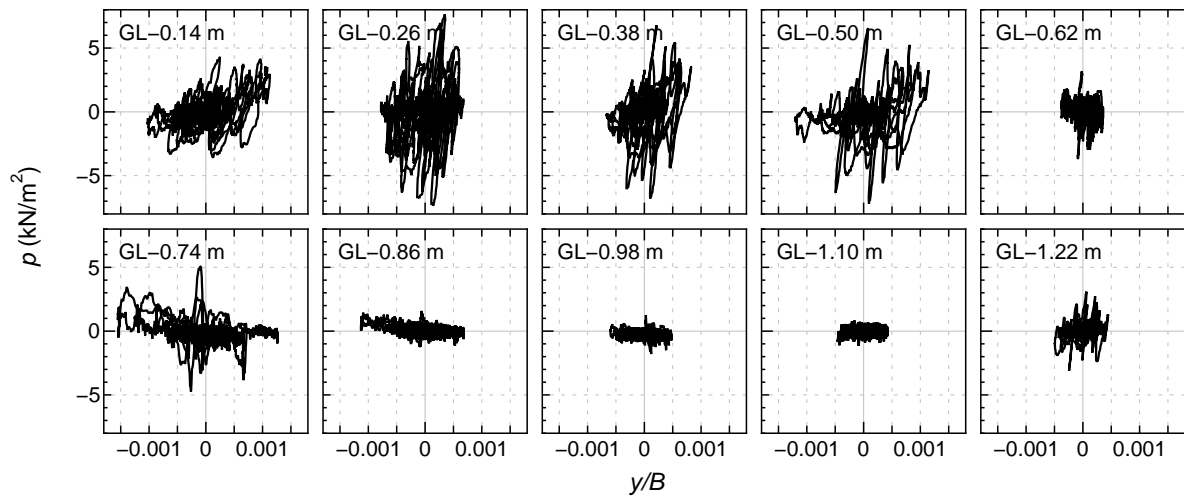
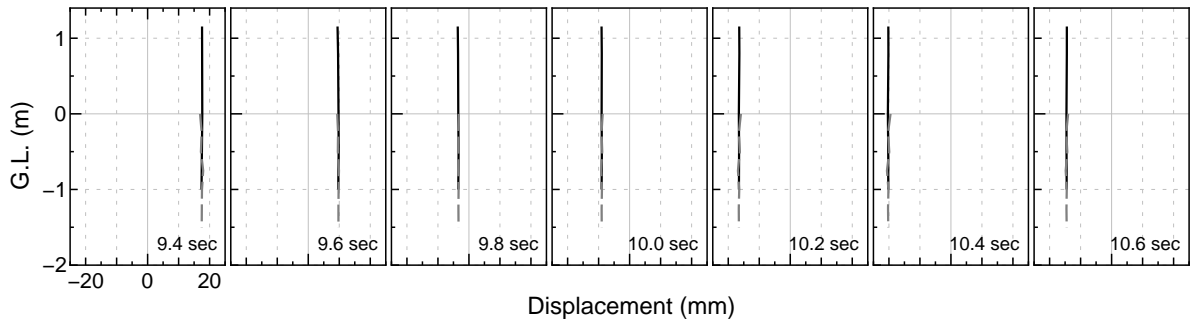
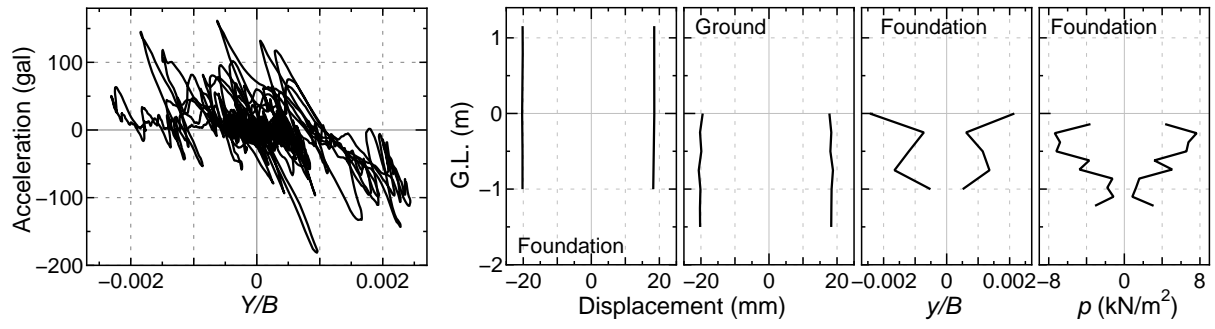
CASE 1, 神戸波加振 500 gal (C1-K500)



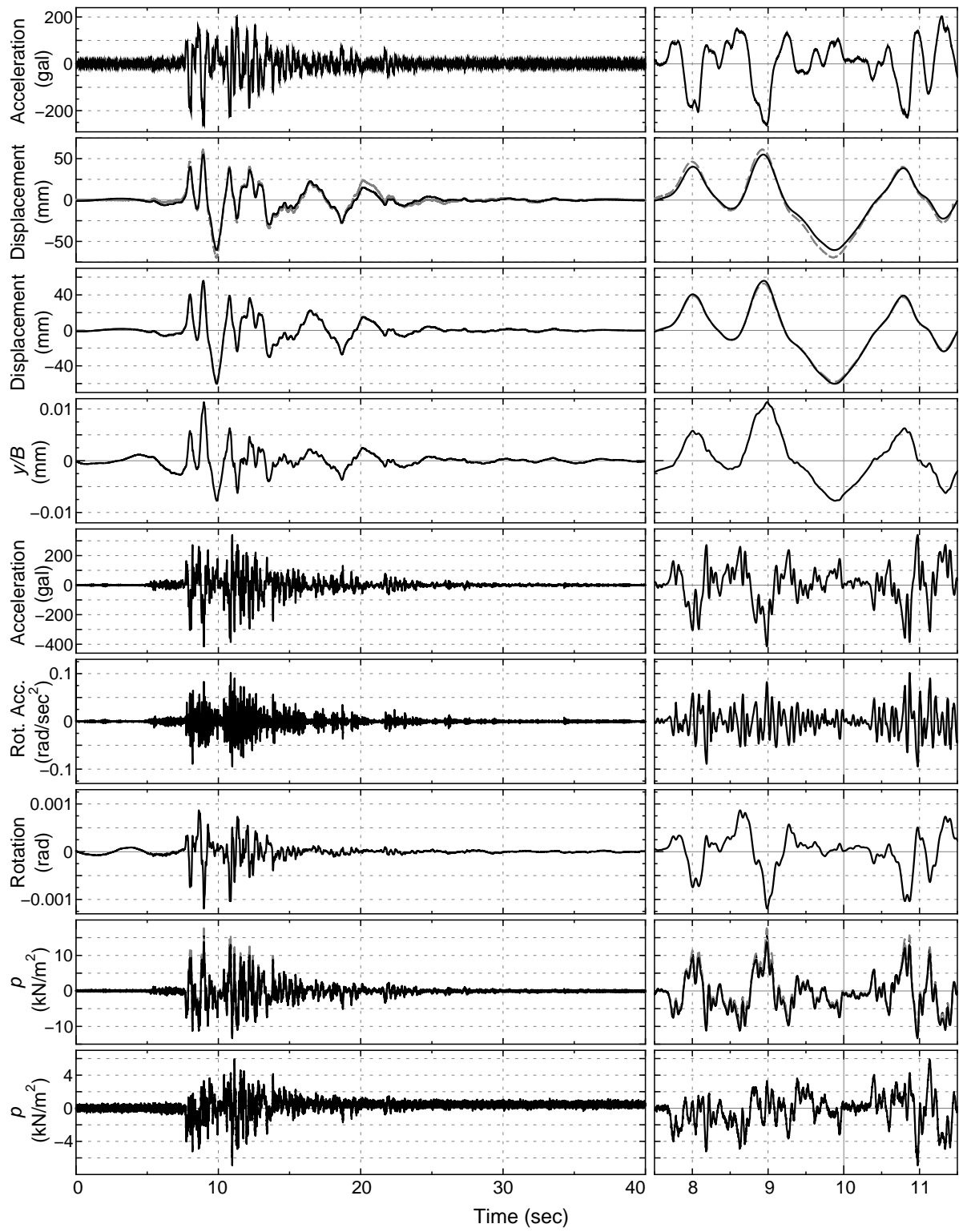


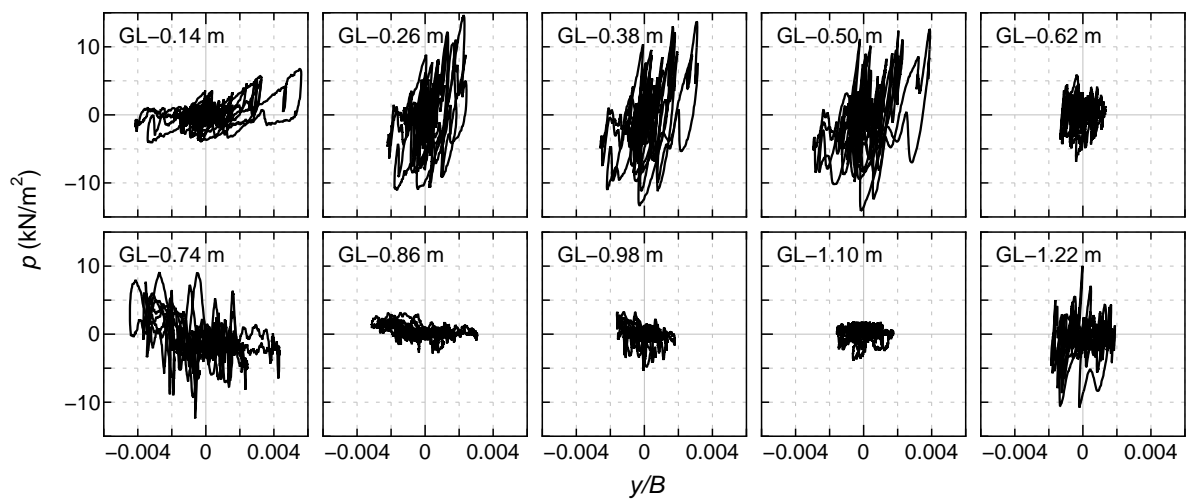
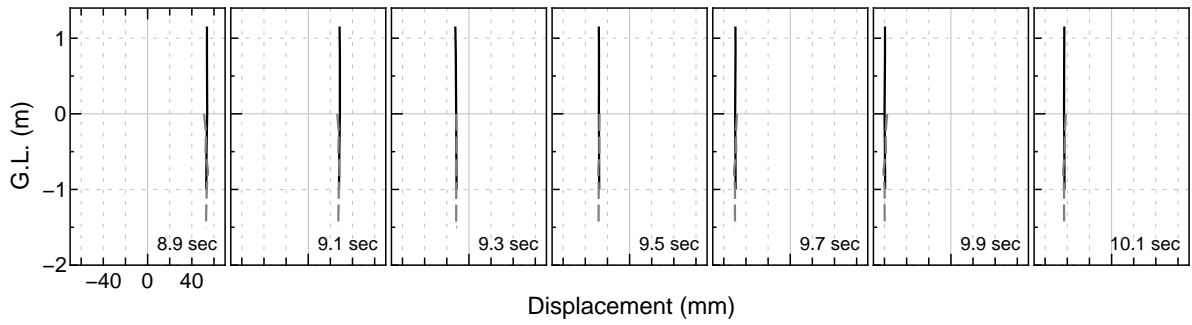
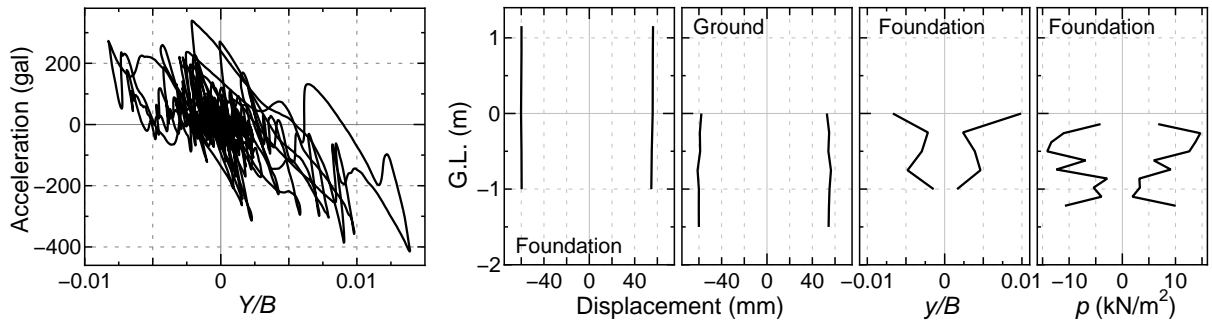
CASE 2, 神戸波加振 100 gal (C2-K100)



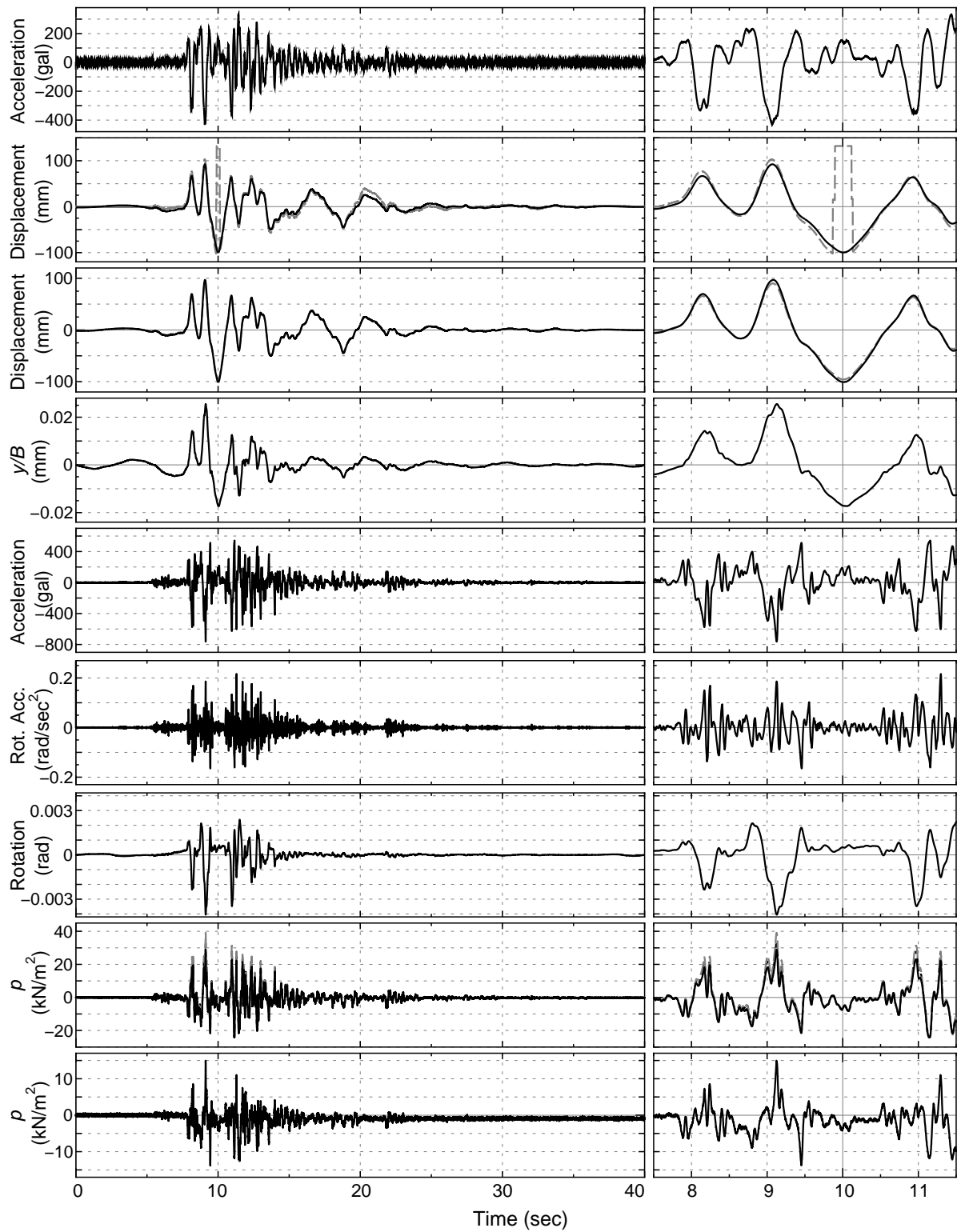


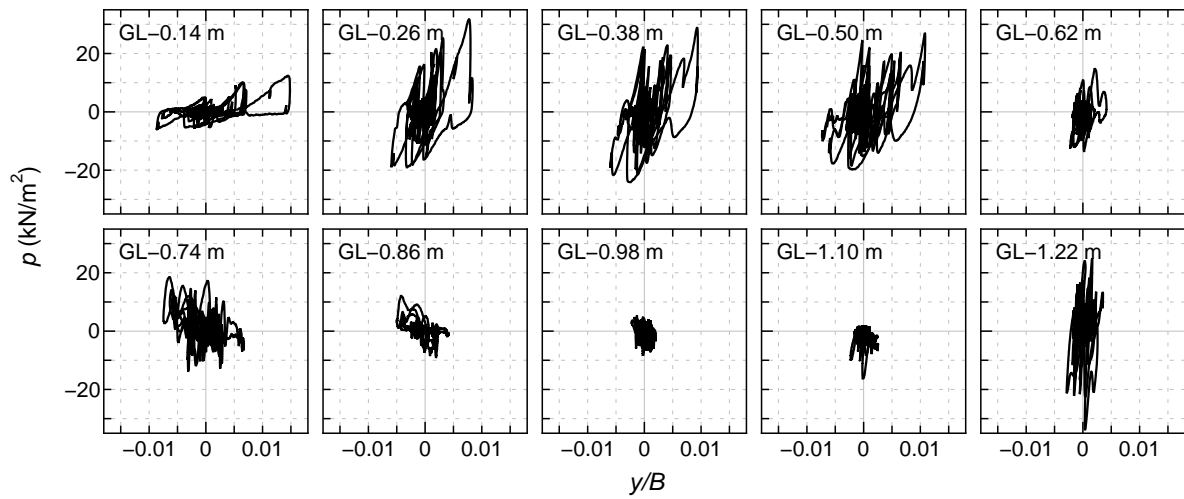
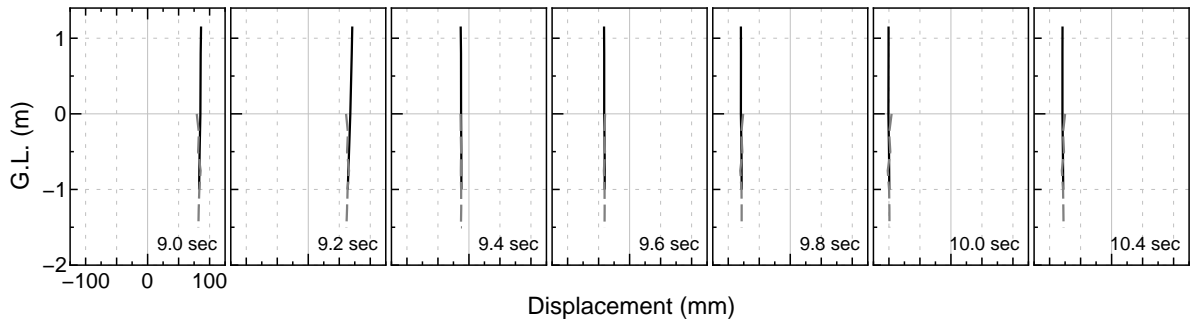
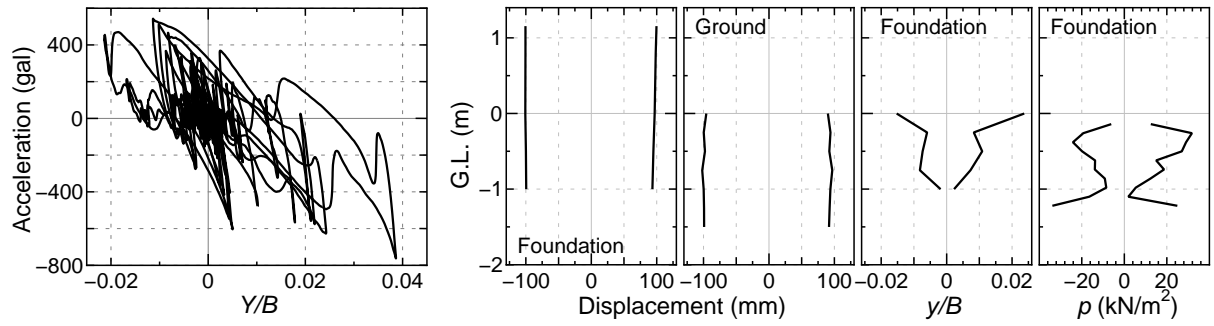
CASE 2, 神戸波加振 300 gal (C2-K300)



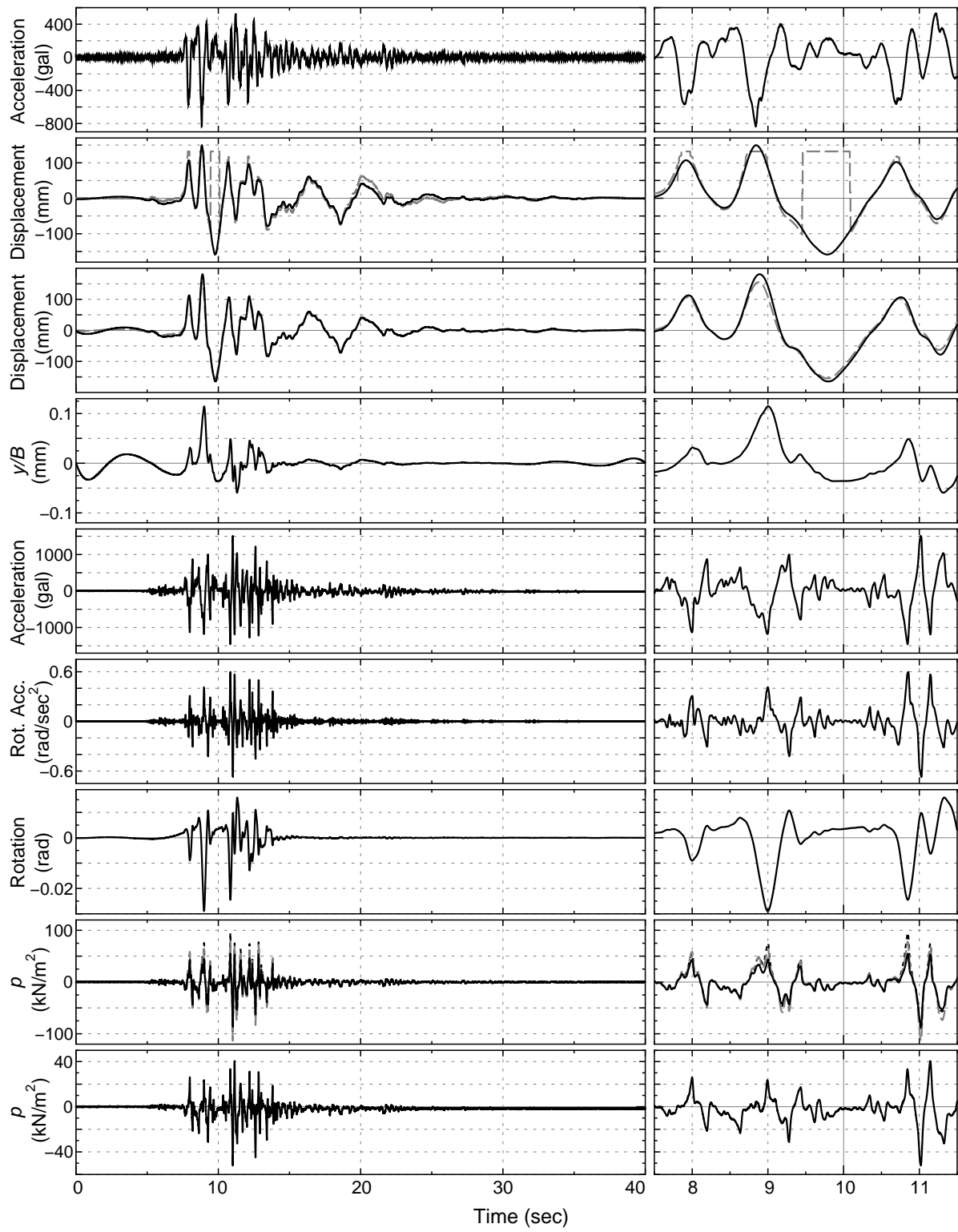


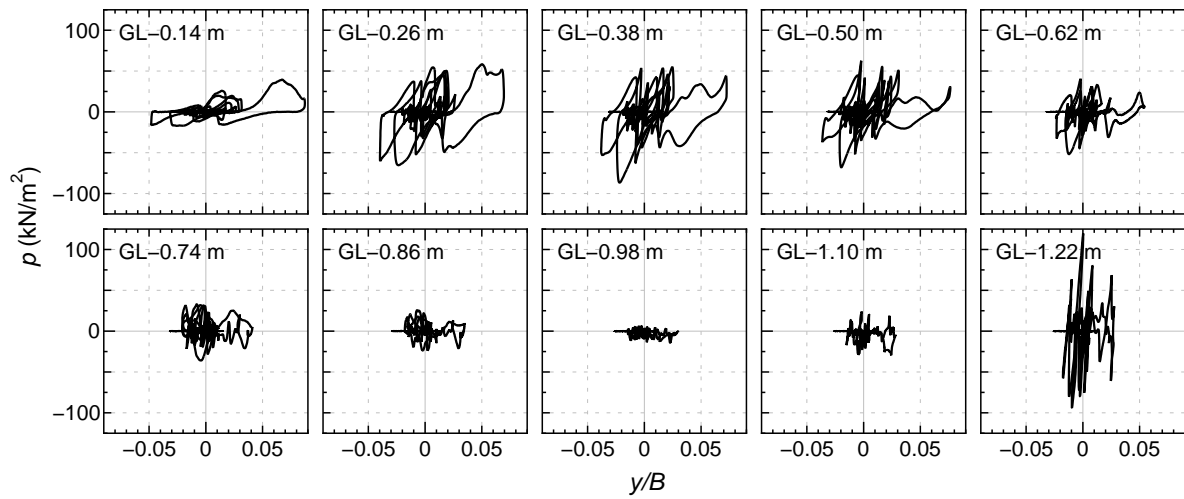
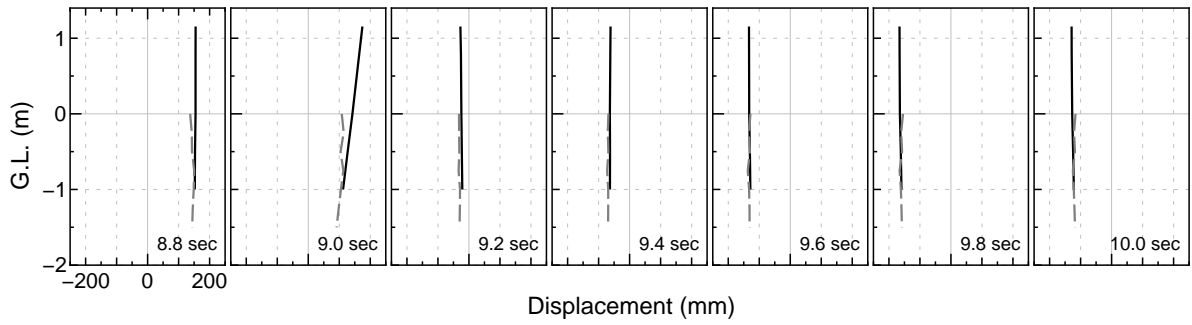
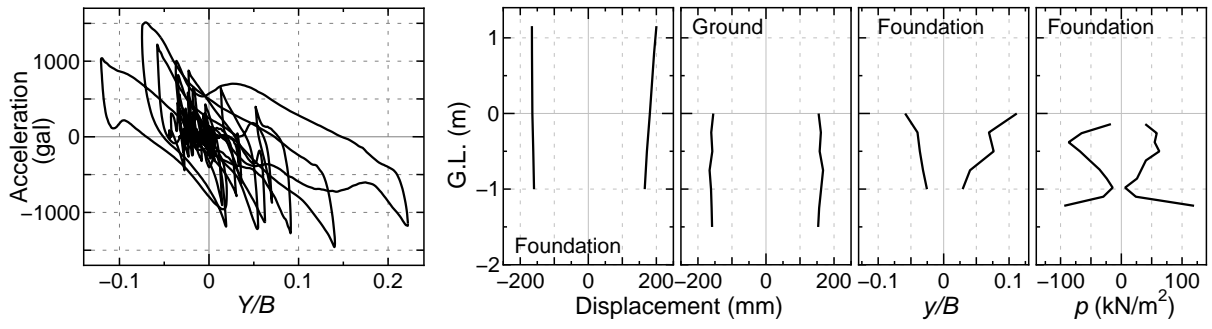
CASE 2, 神戸波加振 500 gal (C2-K500)



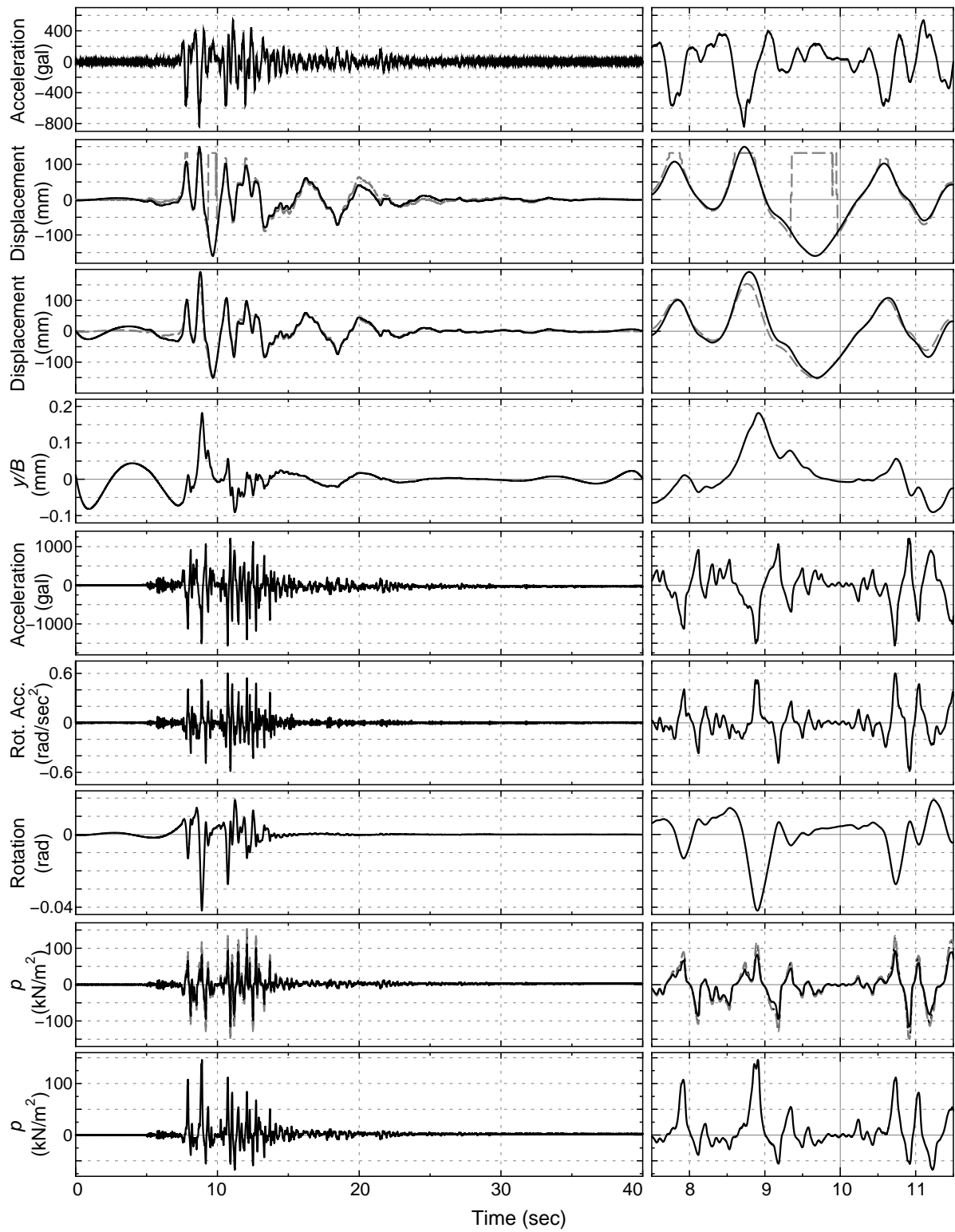


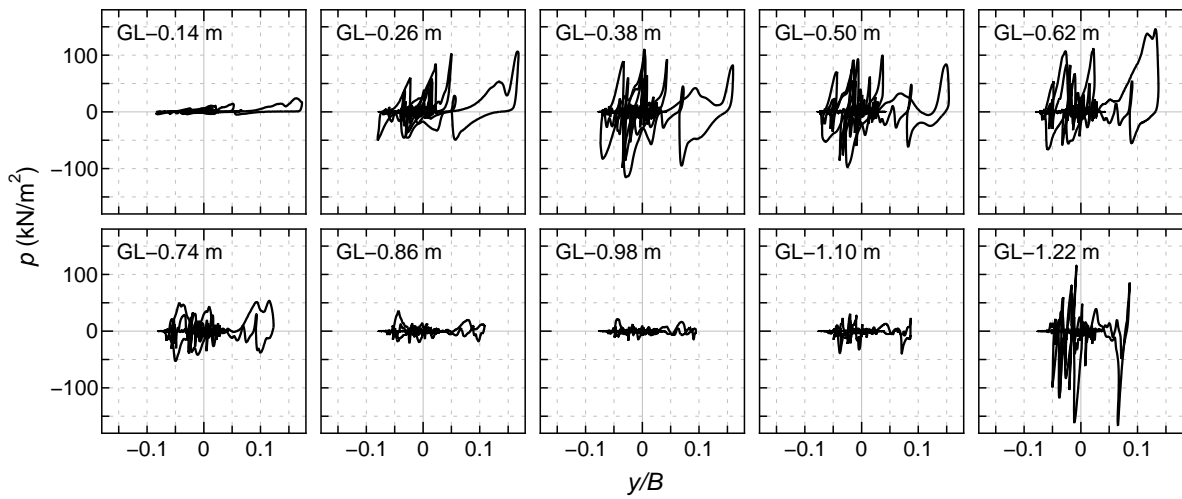
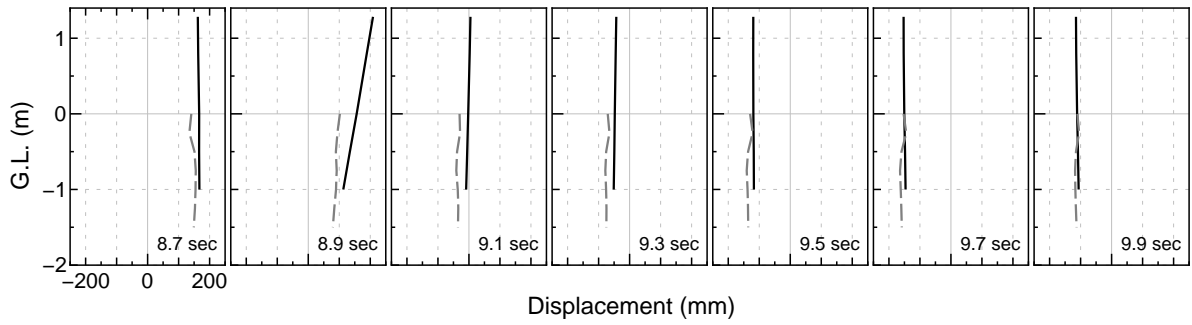
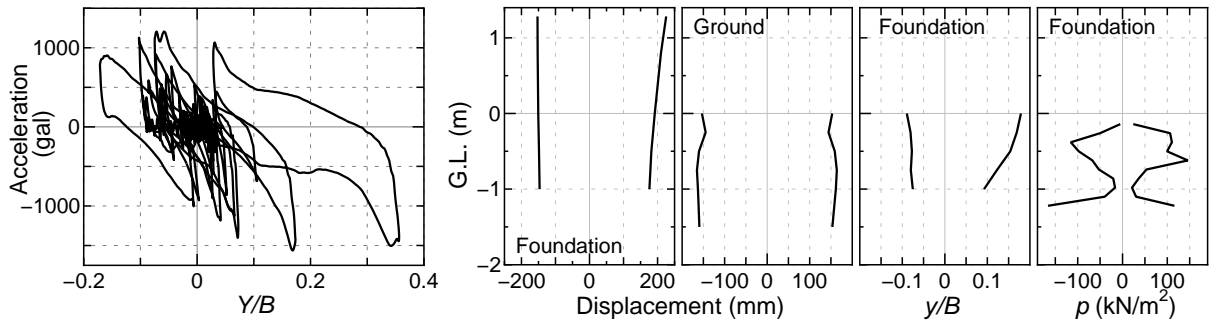
CASE 2, 神戸波加振 800 gal (C2-K800)



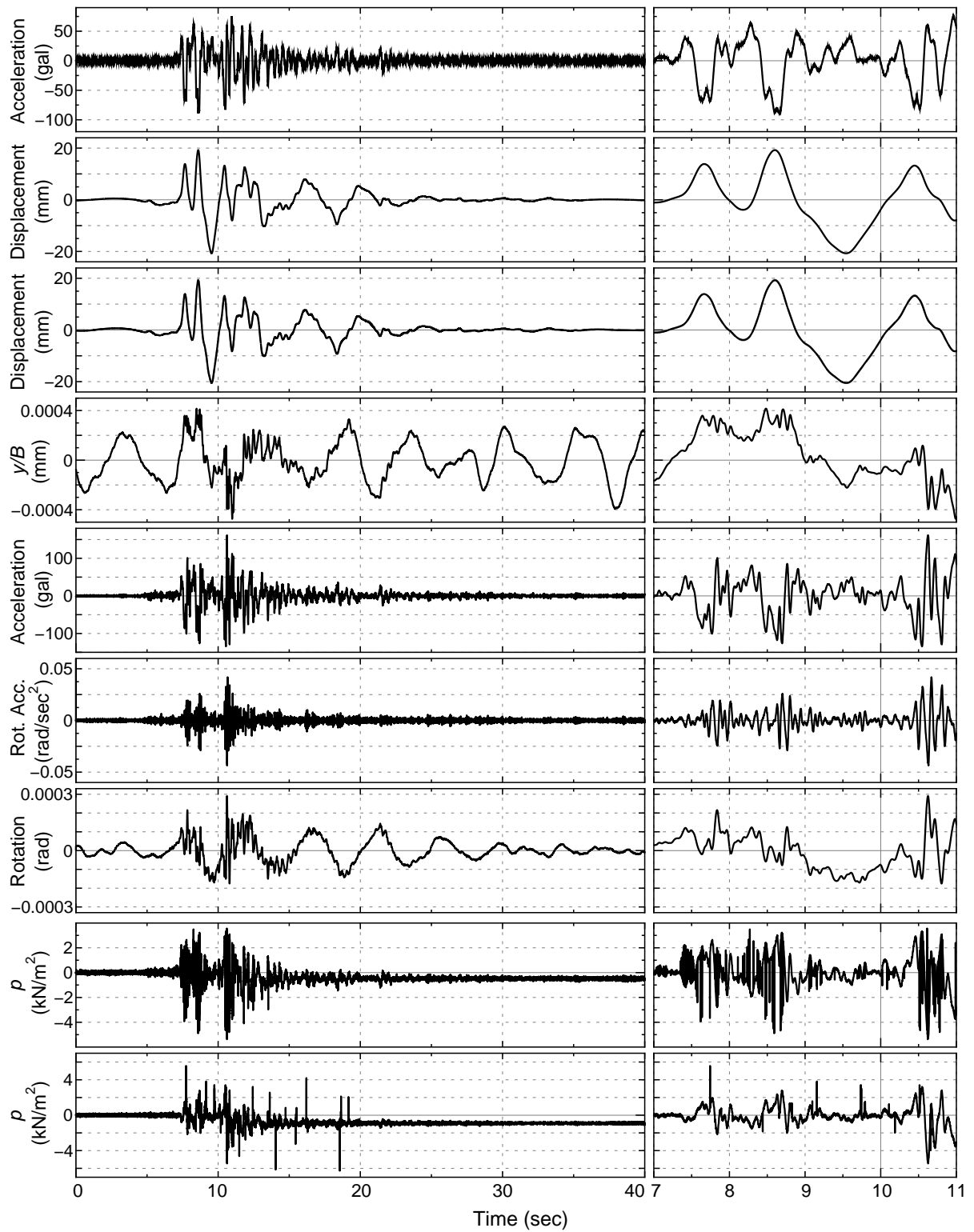


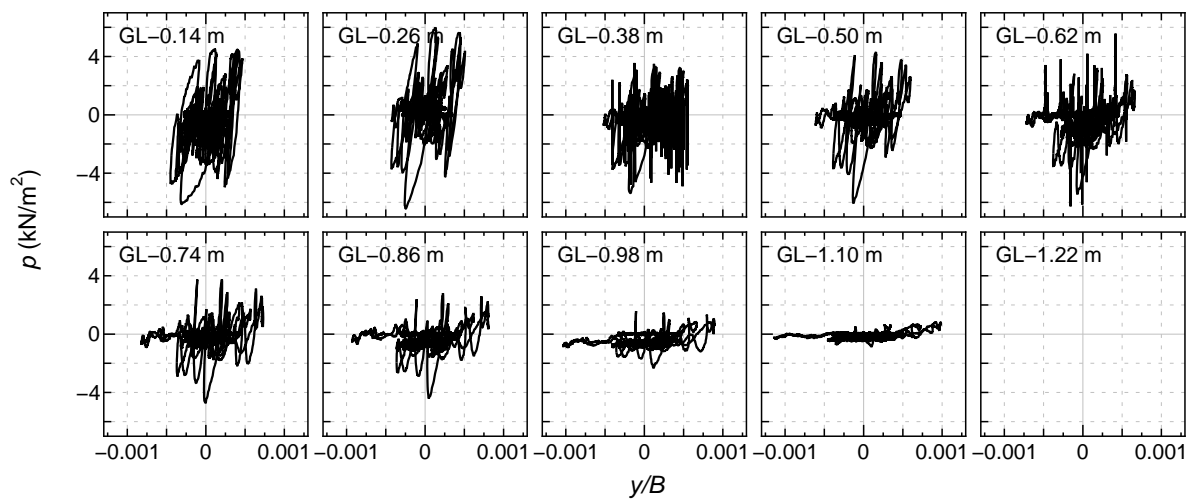
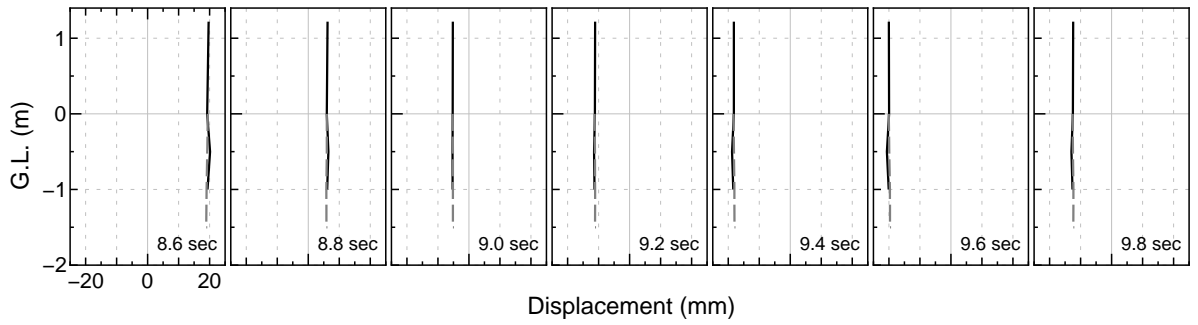
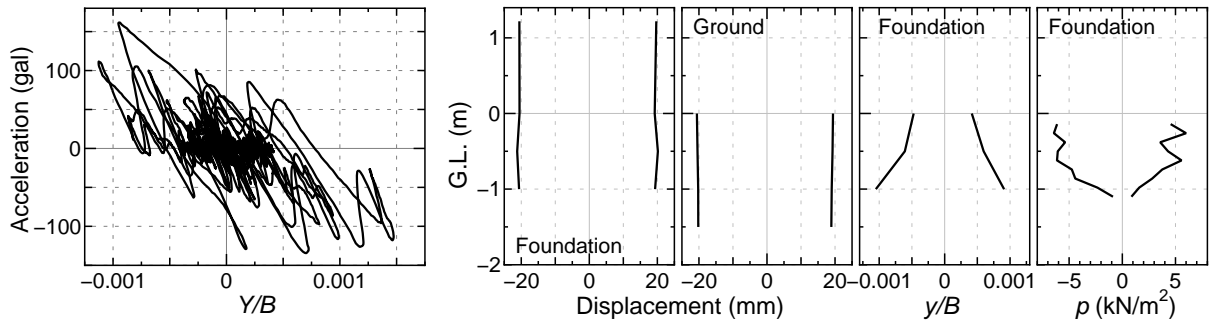
CASE 3, 神戸波加振 800 gal (C3-K800)



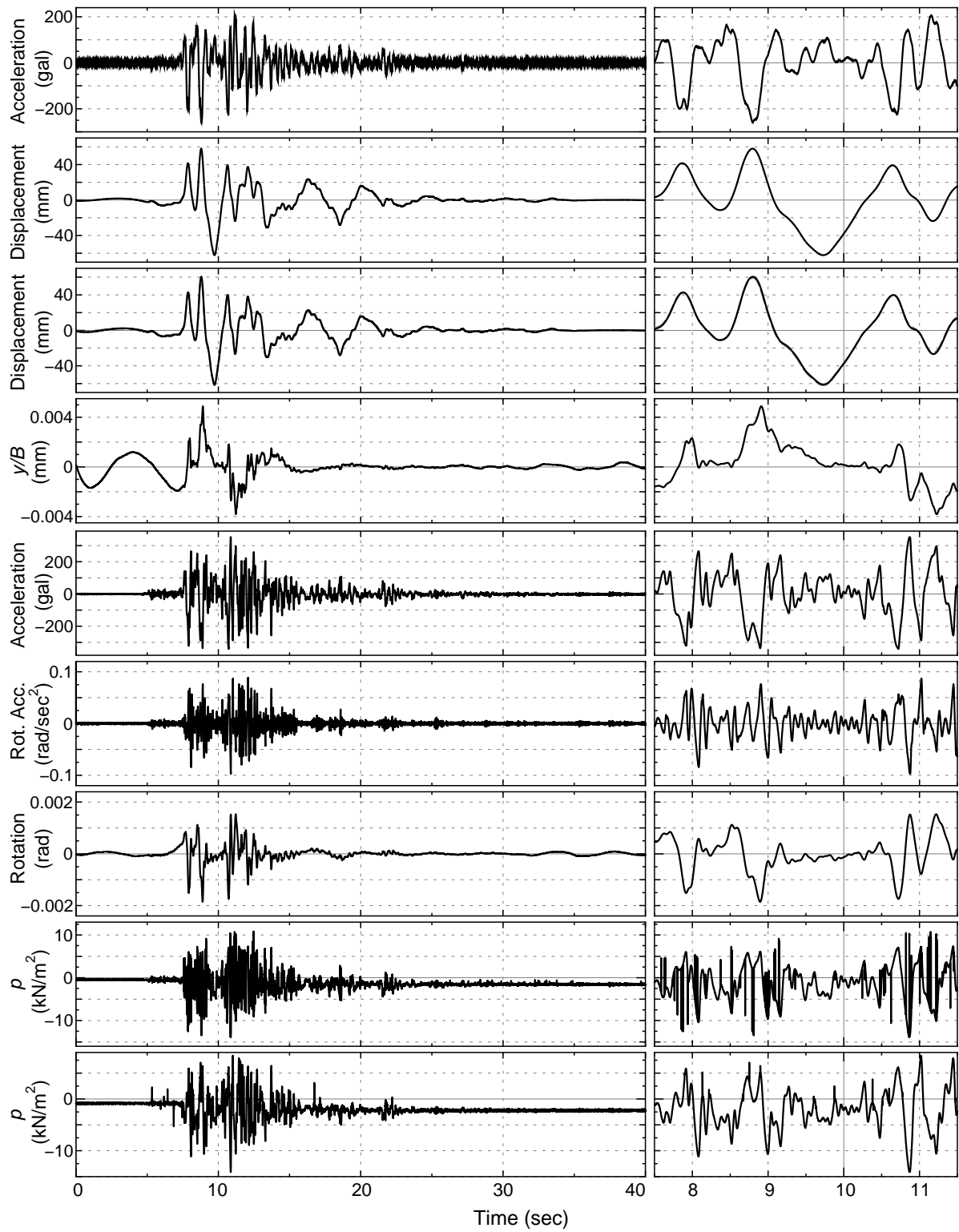


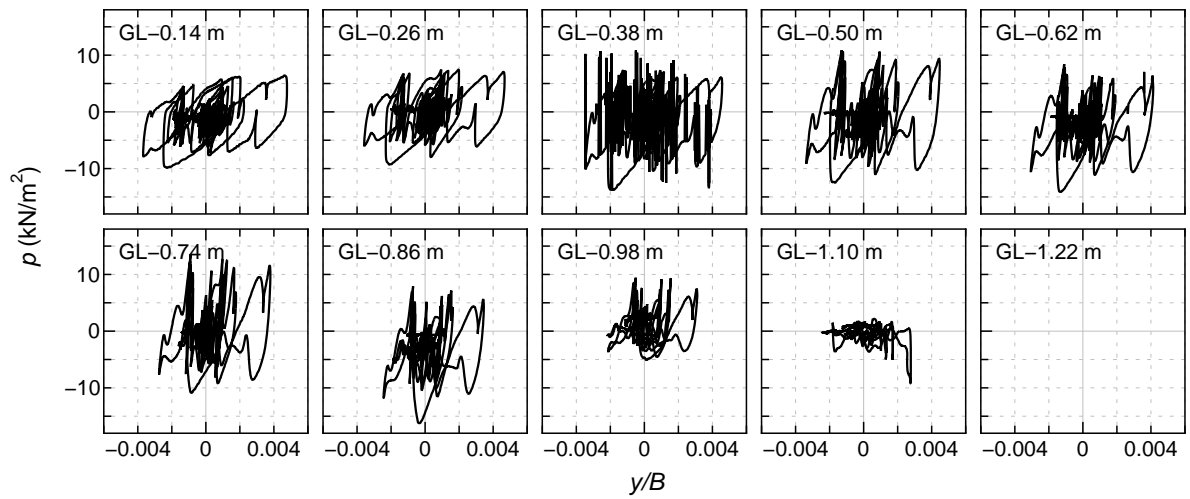
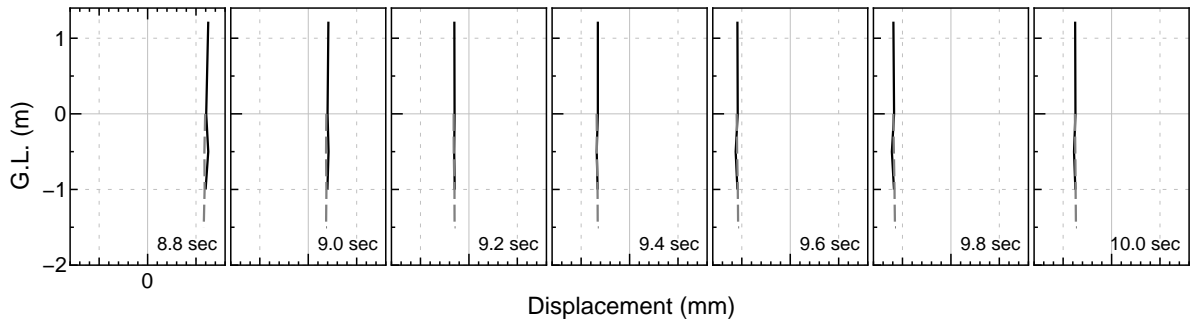
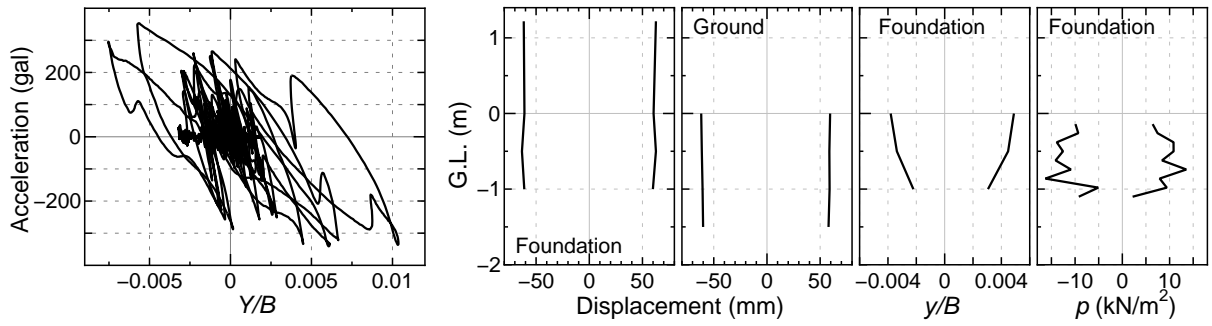
CASE 5, 神戸波加振 100 gal (C5-K100)



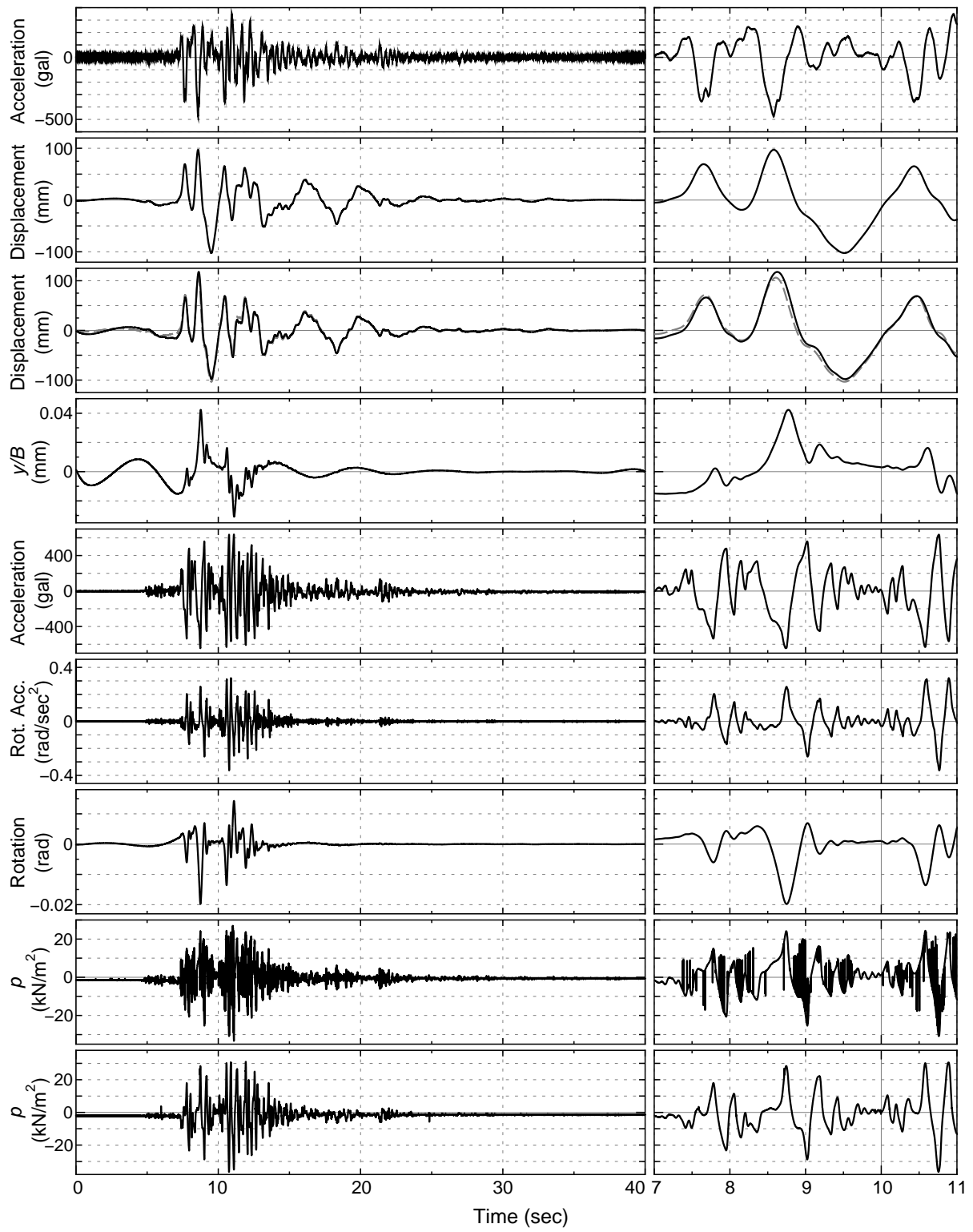


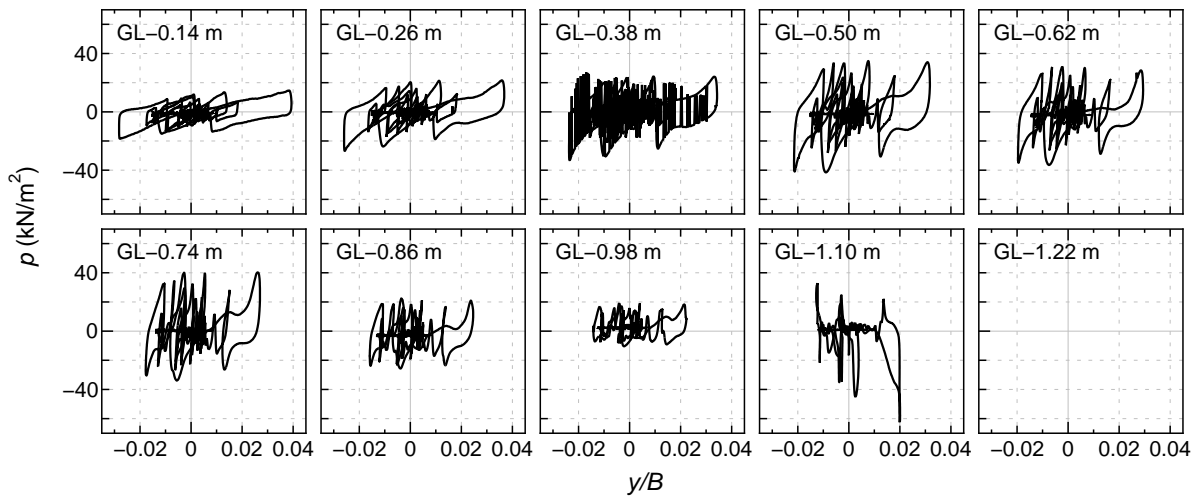
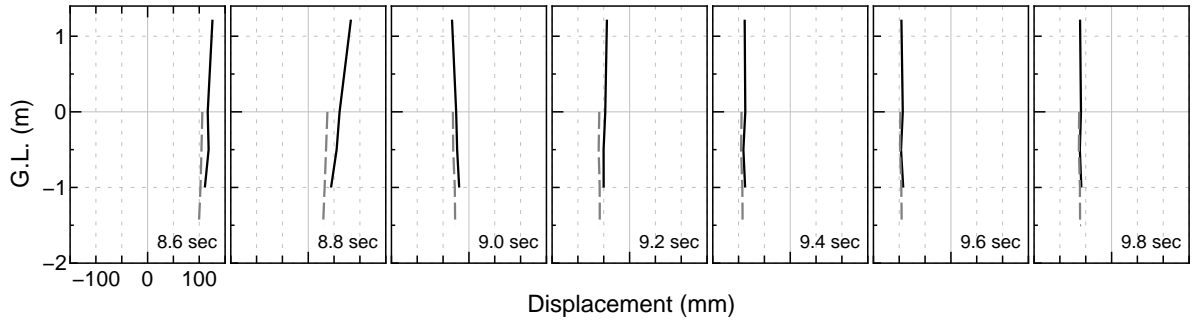
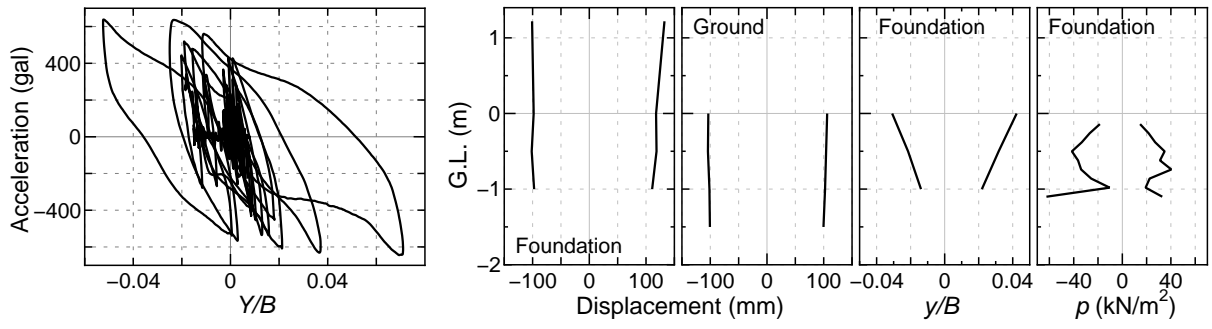
CASE 5, 神戸波加振 300 gal (C5-K300)



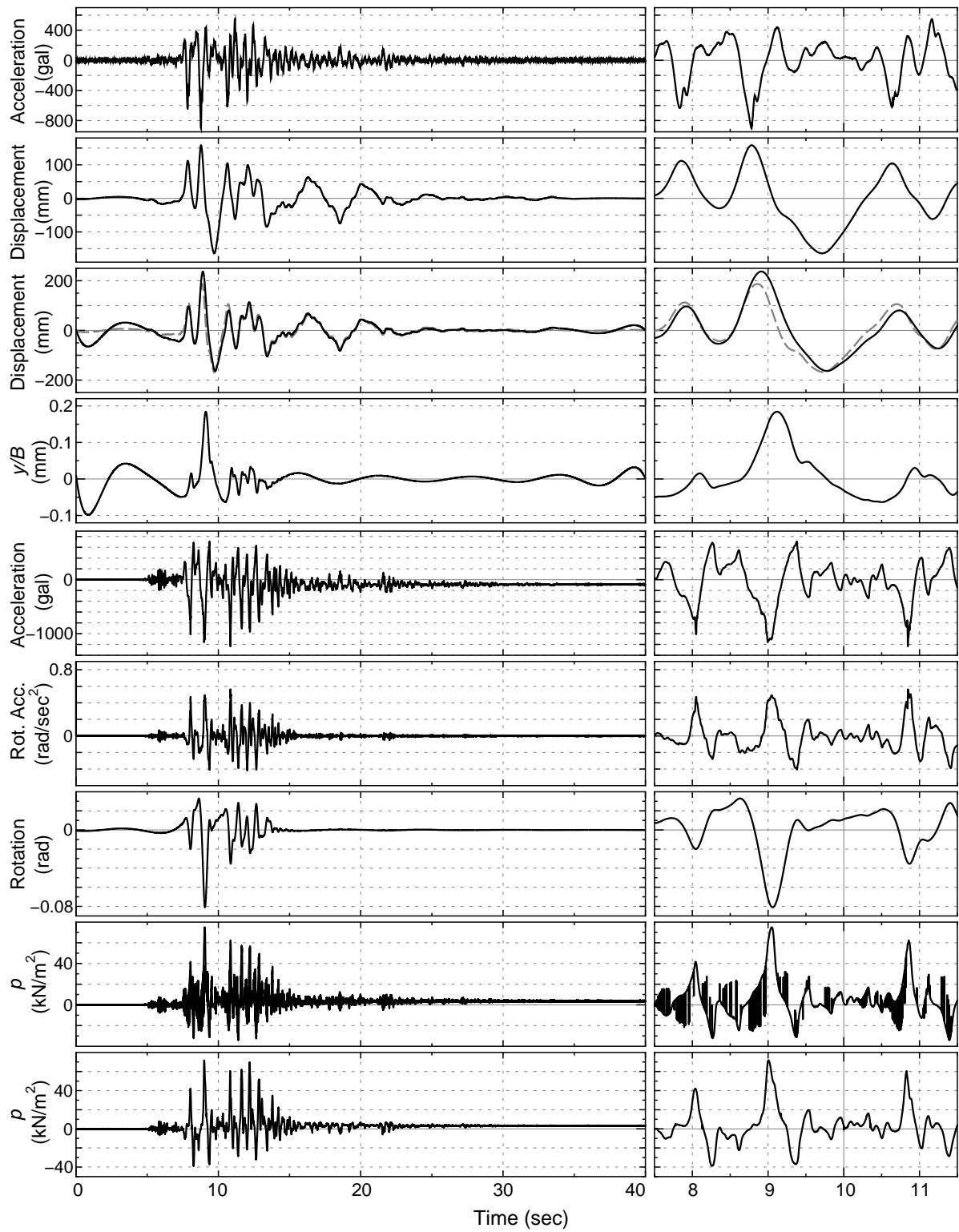


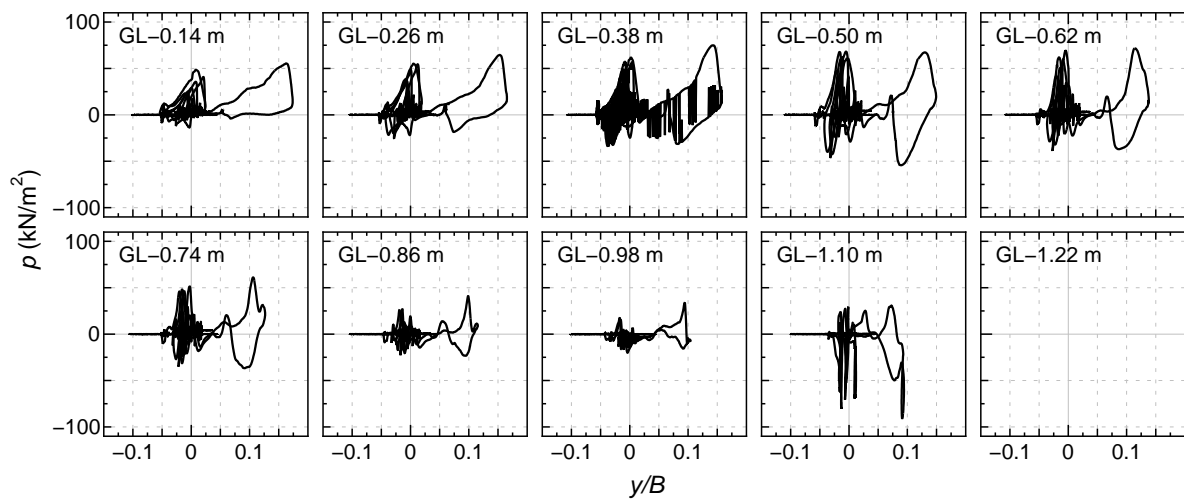
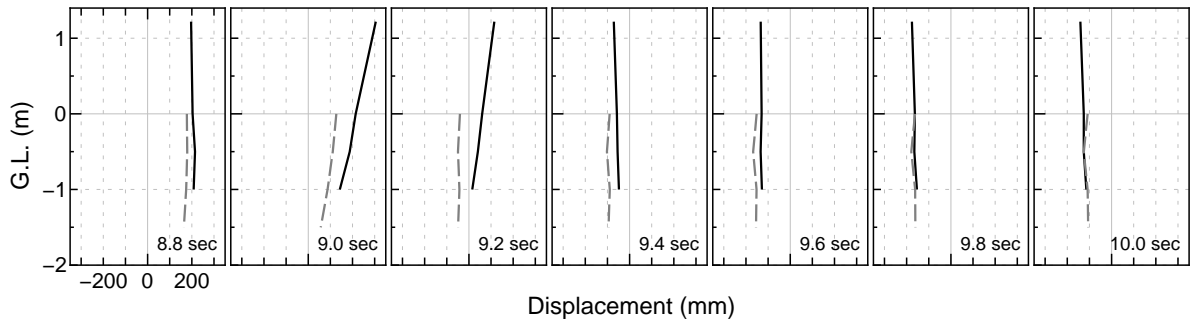
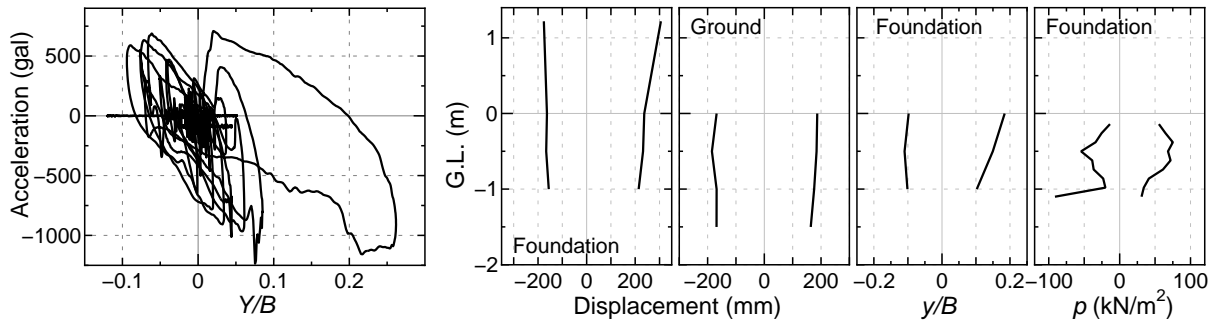
CASE 5, 神戸波加振 500 gal (C5-K500)



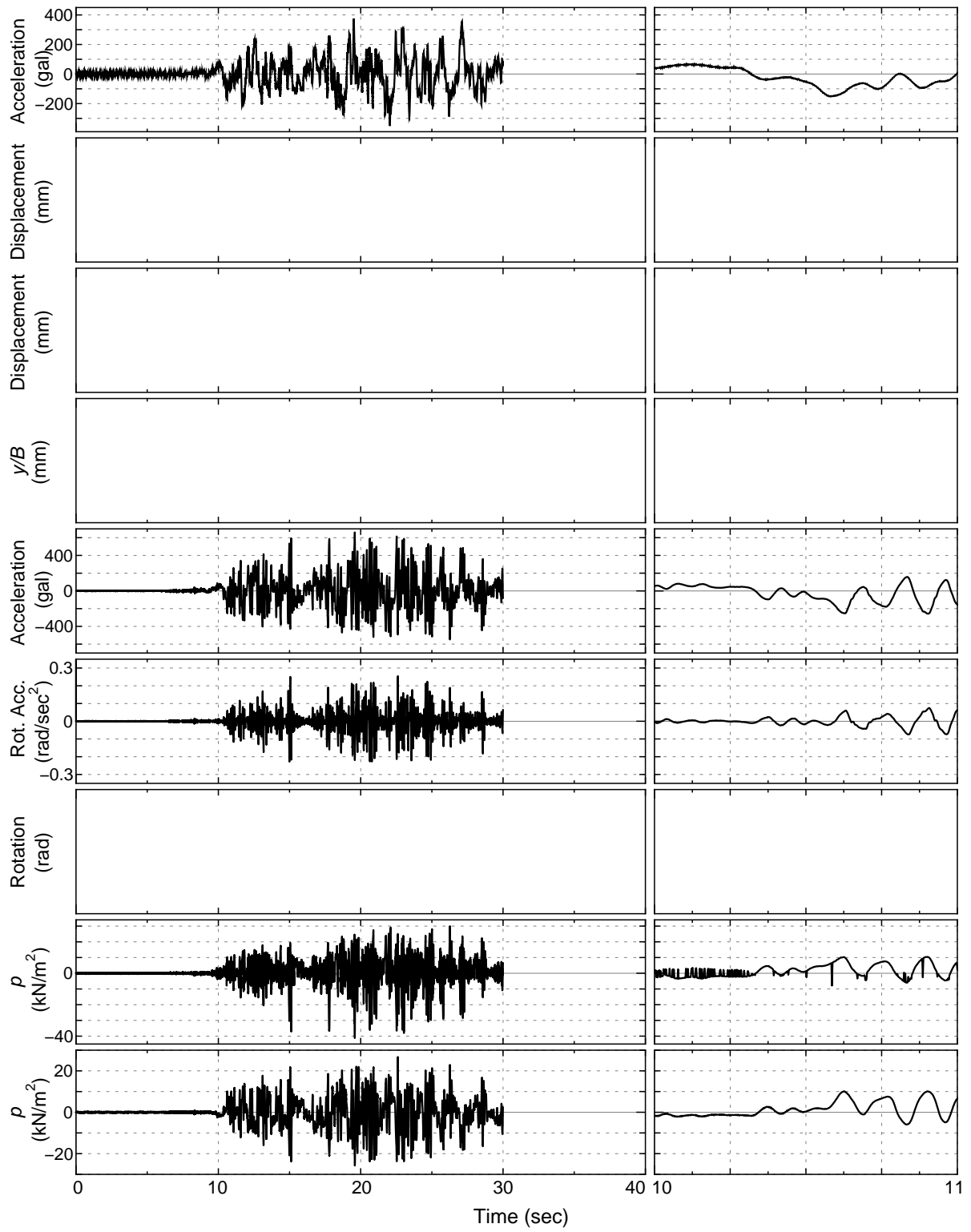


CASE 5, 神戸波加振 800 gal (C5-K800)

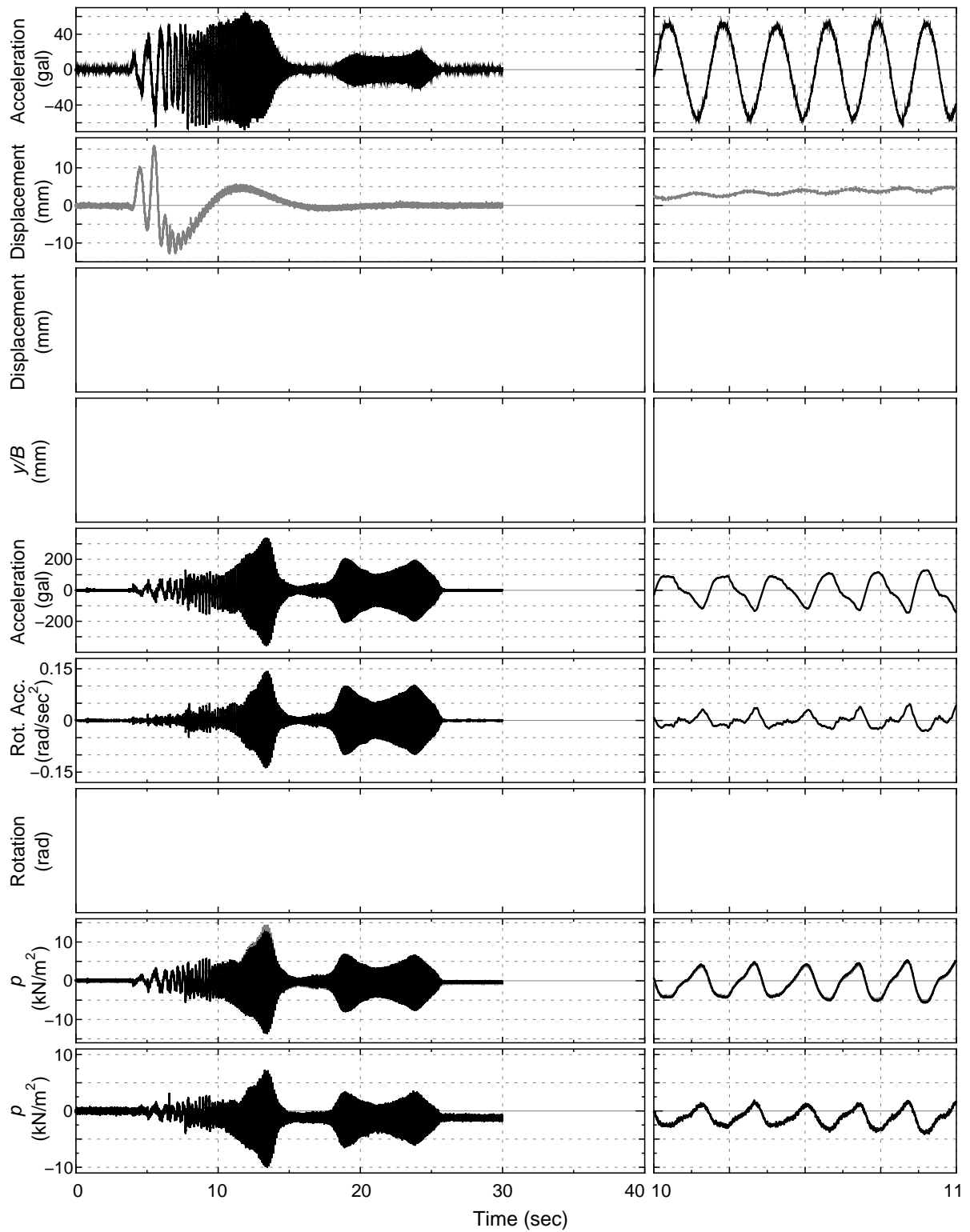




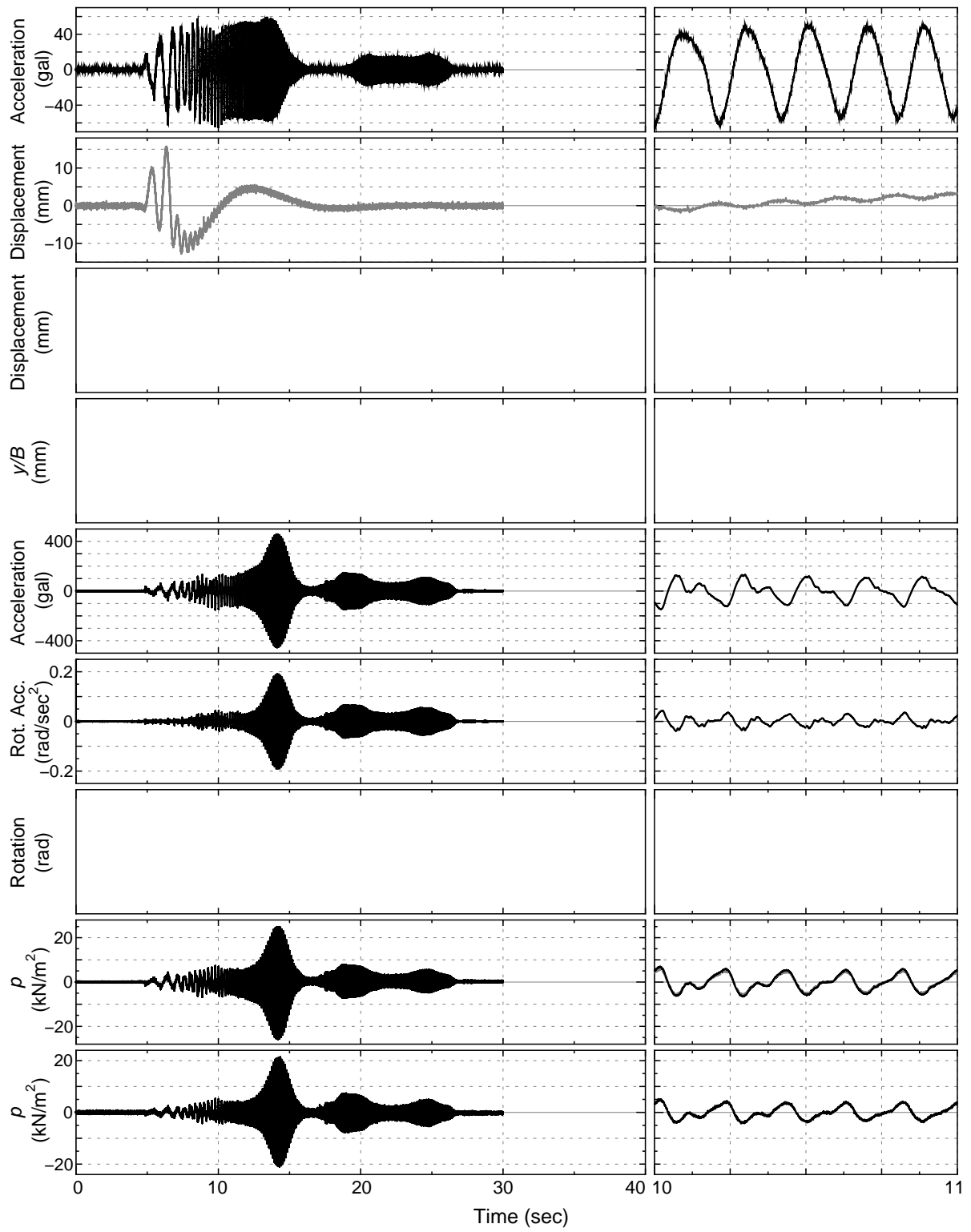
CASE 4, 板島波加振 (C4-itajima)



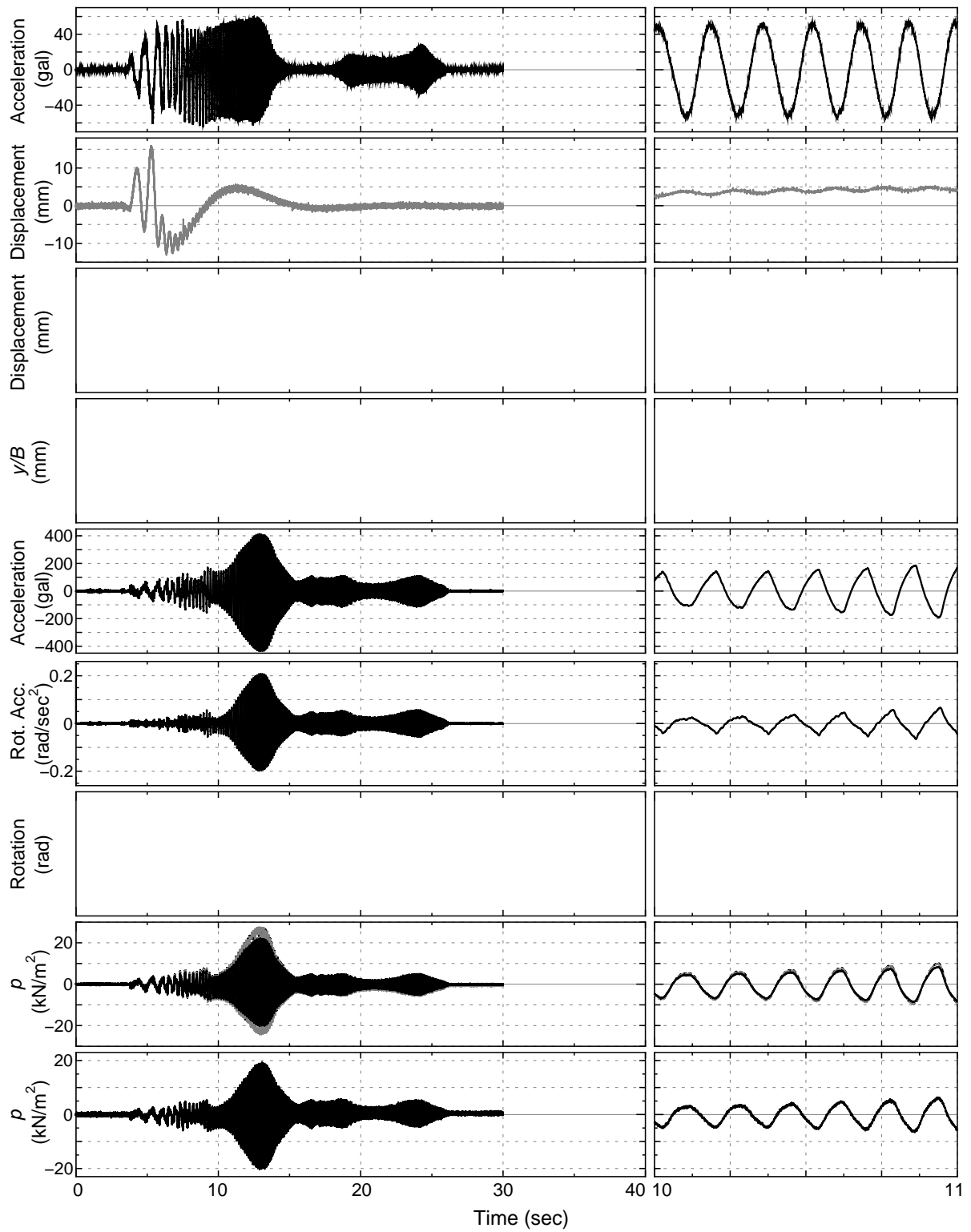
CASE 2, スウィープ波加振 50 gal (C2-Sw50)



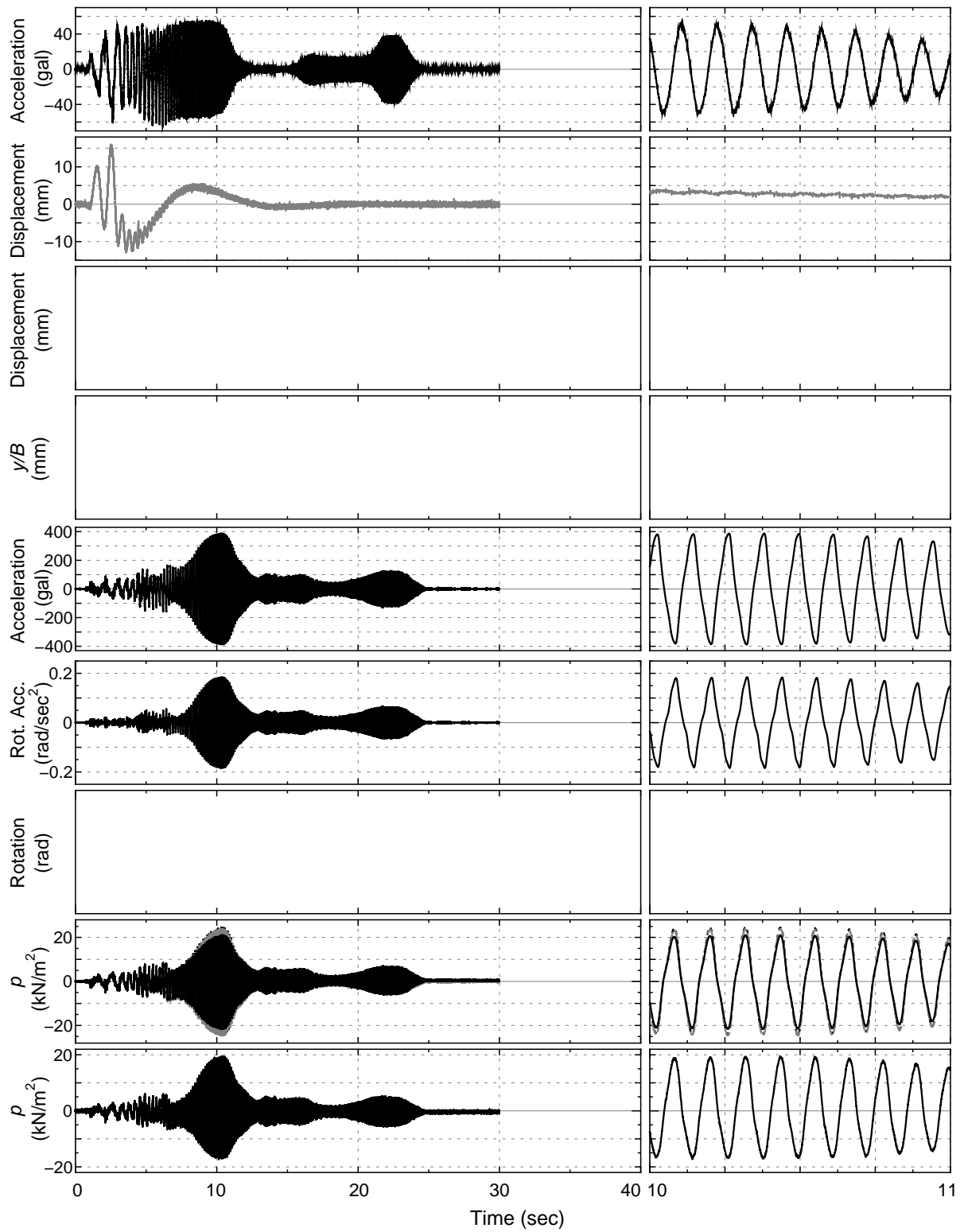
CASE 3, スウィープ波加振 50 gal (C3-Sw50-1)



CASE 3, スウィープ波加振 50 gal (C3-Sw50-2)



CASE 3, スウィープ波加振 50 gal (C3-Sw50-3)



3.3 構造物天端位置の応答

正弦波加振を行った CASE 1~4 の時刻 10~11 sec での、模型天端における水平加速度 a —水平変位 Y/B 関係を図-3.3.1 に示す。縦軸は天端で計測された水平加速度 a で慣性力に対応する。横軸は天端と地表面との水平方向の相対変位 Y を基礎幅 B で無次元化したものである。各加振ケースにおける加速度が最大・最小となる割線剛性は、変位レベルが大きくなるにつれて低下しており、地盤が非線形化の影響が現れるレベルまで加振を行っていることがわかる。

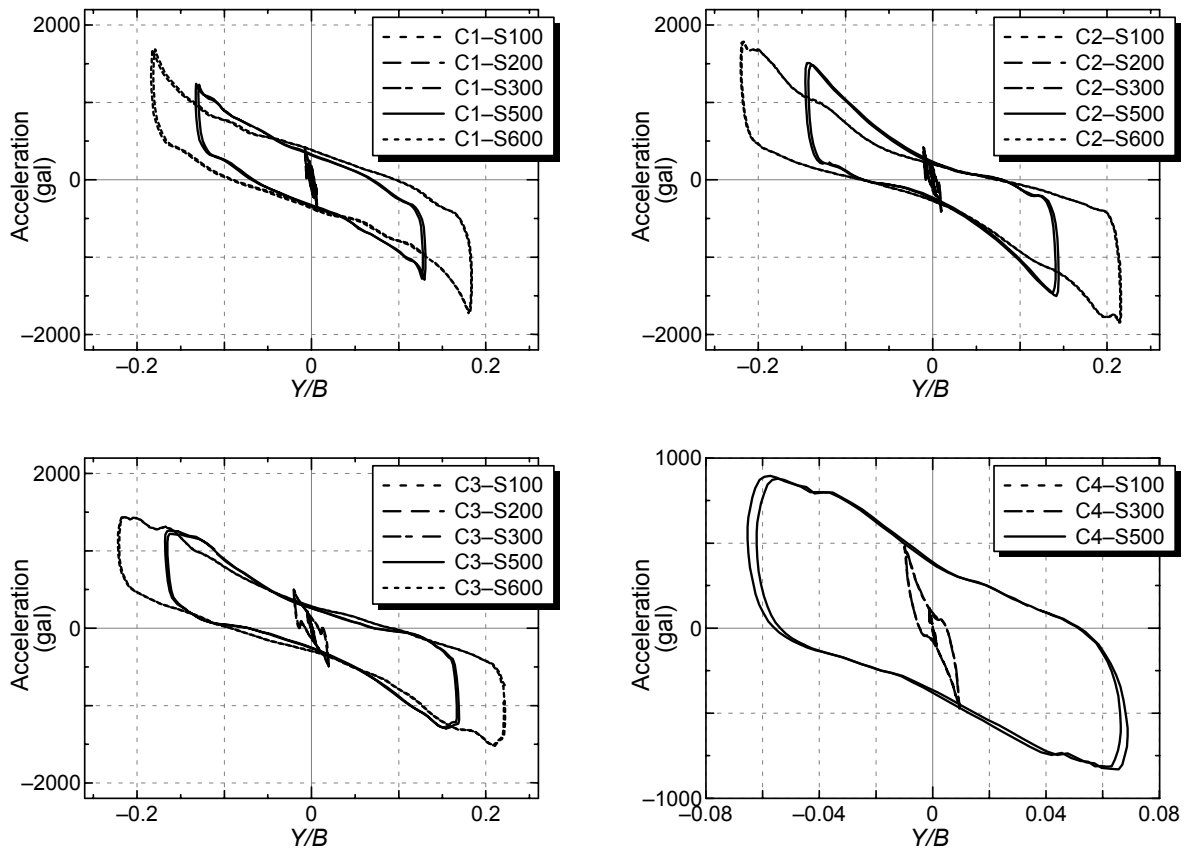


図-3.3.1 模型天端における荷重—変位関係

3.4 地盤反力度

3.4.1 地盤反力度の上限値

現在の道路橋基礎の設計では、基礎が受ける地盤反力度の上限値 p_{Hu} として、基礎の静的一方向載荷試験結果に基づき、次式に示すようにクーロン受働強度 p_{EP} の 3 倍を上限とした割増しを行っている。

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{EP} \quad (3.4.1)$$

$$\alpha_p = 1 + 0.5(z/B) \leq 3.0 \quad (3.4.2)$$

$$p_{EP} = K_{EP} \gamma h \quad (3.4.3)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)} \quad (3.4.4)$$

ここで、 z は深度、 B は基礎幅、 K_{EP} は道路橋示方書に示される地震時の受働土圧係数、 γ は地盤の密度、 h は地盤の厚さ、 ϕ は土のせん断抵抗角、 δ_E はケーソンと土の摩擦係数で $\delta_E = -\phi/6$ 、 α は地表面と水平面のなす角度である。本来、土圧の水平成分を得るためには式(3.4.1)に $\cos \delta_E$ を乗じる必要があるが、 $\cos \delta_E = -\phi/6$ の場合、 $\cos \delta_E$ はほとんど 1 になるので省略されている。

式(3.4.1)と実験結果を比較するため、正弦波加振を行った CASE 1~4 の各加振ケースにおける、水平地盤反力度の最大・最小値の深度方向分布図を図-3.4.1 に示す。図-3.4.1 では式(3.4.2)の α_p を用いた場合の他に $\alpha_p = 3.0$ とした値も実線で示す。なお、地盤反力度の上限値に近づく正弦波 500 gal 以上の加振時には、地表面が沈下し地盤が締めめられて地盤密度が大きくなっているため、相対密度 $D_r = 60\%$ の実験ケースでも $D_r = 80\%$ での土質試験結果である $\phi = 39.1^\circ$ 、 $\gamma = 15.58 \text{ kN/m}^3$ を用いて p_{EP} を算出した。

実験で得られた地盤反力度の最大値はおおよそクーロン受働強度 p_{EP} の α_p 倍~3.0 倍の範囲内に入っているが、CASE および深度によっては式(3.4.1)の値を大きく上回る。また、加振ごとの地盤反力度の最大値の間隔を見ても頭打ちの傾向は見いだせない。原因としては、土槽との距離が近かったために大きく出ているとも考えられ、今後検討すべき課題である。

また、地盤反力度の最大・最小値の分布形状は、100~300 gal の加振では深度方向に対してほぼ一定の相対になっているのに対し、500 gal を超える加振では基礎の深さ方向に概ね 2 つのピーク(Case 1 と Case 2 では GL -0.6 m 付近と GL -1.2 m 付近、Case 3 と Case 4 では GL -0.4 m 付近と GL -1.2 m 付近)を有しており、その間 GL -1.0 m 付近に地盤反力度が小さくなる領域がある。地盤反力度が小さな領域は、基礎の回転中心に相当するものと考えられる。したがって、300 gal 以下の加振ではスウェイ挙動が卓越しているのに対し、500 gal 以上の加振ではロッキング挙動が顕著になっていると考えられる。

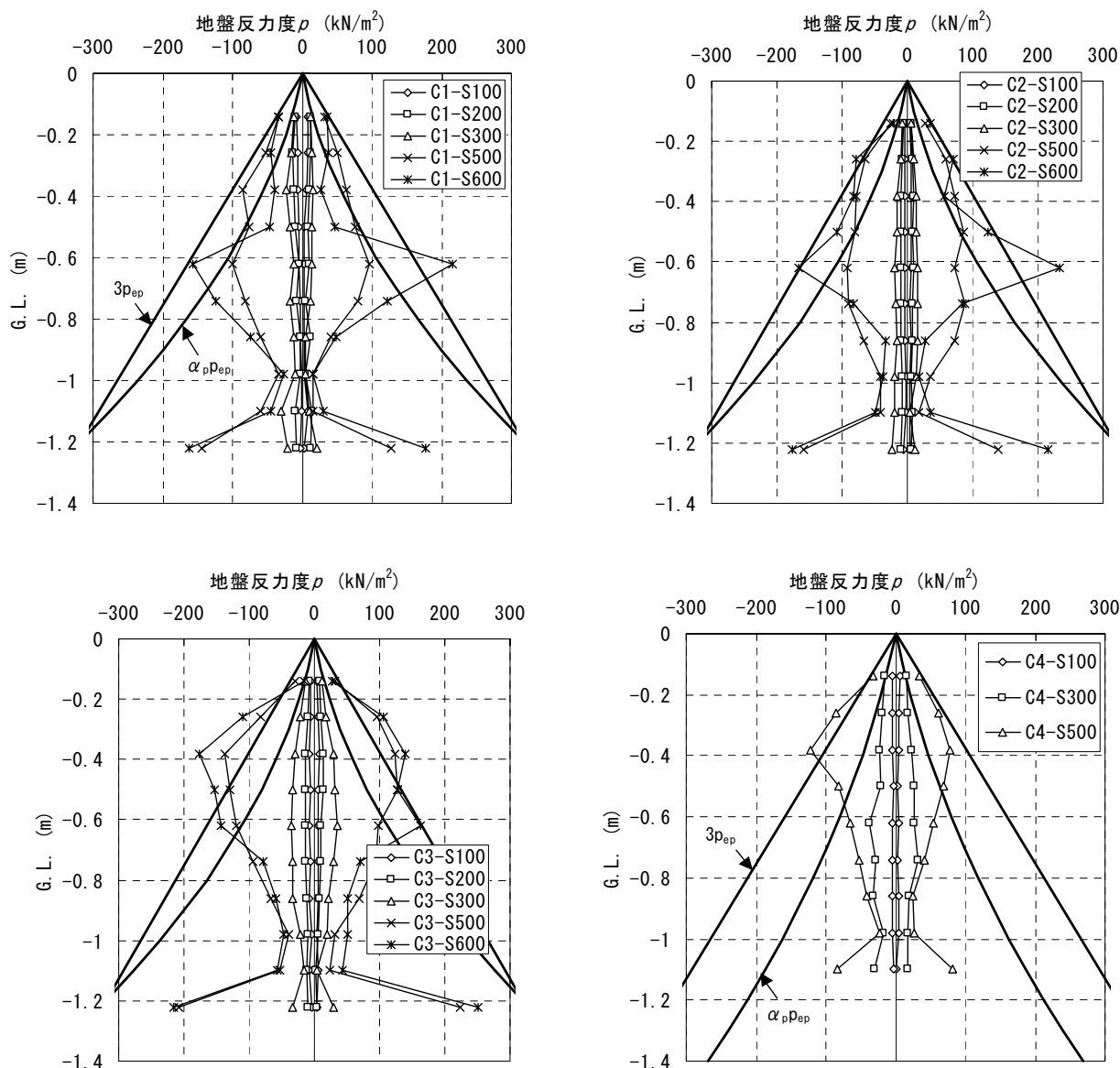


図-3.4.1 最大・最小地盤反力度分布

3.4.2 基礎幅の影響

H13 実験 (CASE 1~3) では、GL -0.38 m の位置において、基礎の西側、中央、東側の 3 箇所で地盤反力度を計測している。GL -0.38 m における基礎の西側、中央、東側の地盤反力度の最大値を波形ごとに比較して図-2.3.1 に示すが、同図より以下の傾向がみられる。

- 地盤反力度の分布は中央を挟んでほぼ対称形をなす。
- 同じ加振に対する地盤反力度は、おおむね相対密度の高い Case 1 で最も小さく、Case 2, Case 3 の順に大きくなる傾向にある。

c) 正弦波で 300gal 以下の加振および C1-S500 の地盤反力度は中央が大きくなる傾向にあり、加振の大きな地盤反力度の分布は、中央が小さく両側で大きくなる傾向にある。

地盤反力度の分布は、加振の大きさや地盤の相対密度によって異なると考えられるが、実験結果では、加振が大きいほど、また相対密度が小さいほど基礎の両端に荷重が集中する傾向となっている。これは、せん断変形が大きくなるにつれて発揮される砂の正のダイラタンシーによる影響と考えられる。

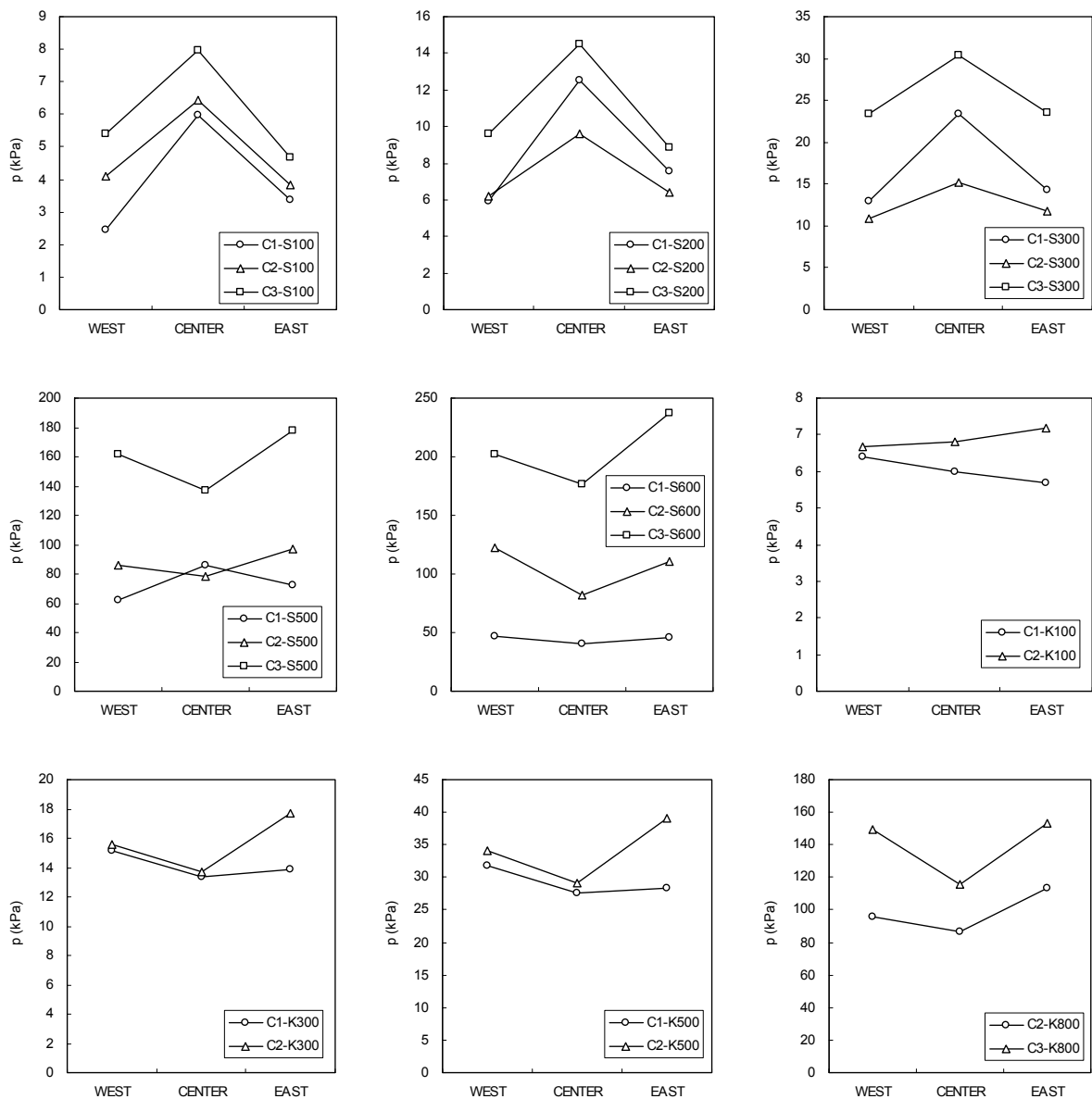


図-4.3.2 基礎幅の影響 (GL -0.38 m における地盤反力度最大値の分布)

3.4.3 基礎底面の地盤反力度

基礎底面の土圧計より得られた地盤反力度の最大値分布を図-4.3.4 に示す。加振加速度が大きくなるにつれて中央位置と両端の土圧の差が大きくなる傾向にある。これも、加振加速度が大きくなるにつれて基礎の挙動がスウェイの状態からロックングが大きくなるためと考えられる。

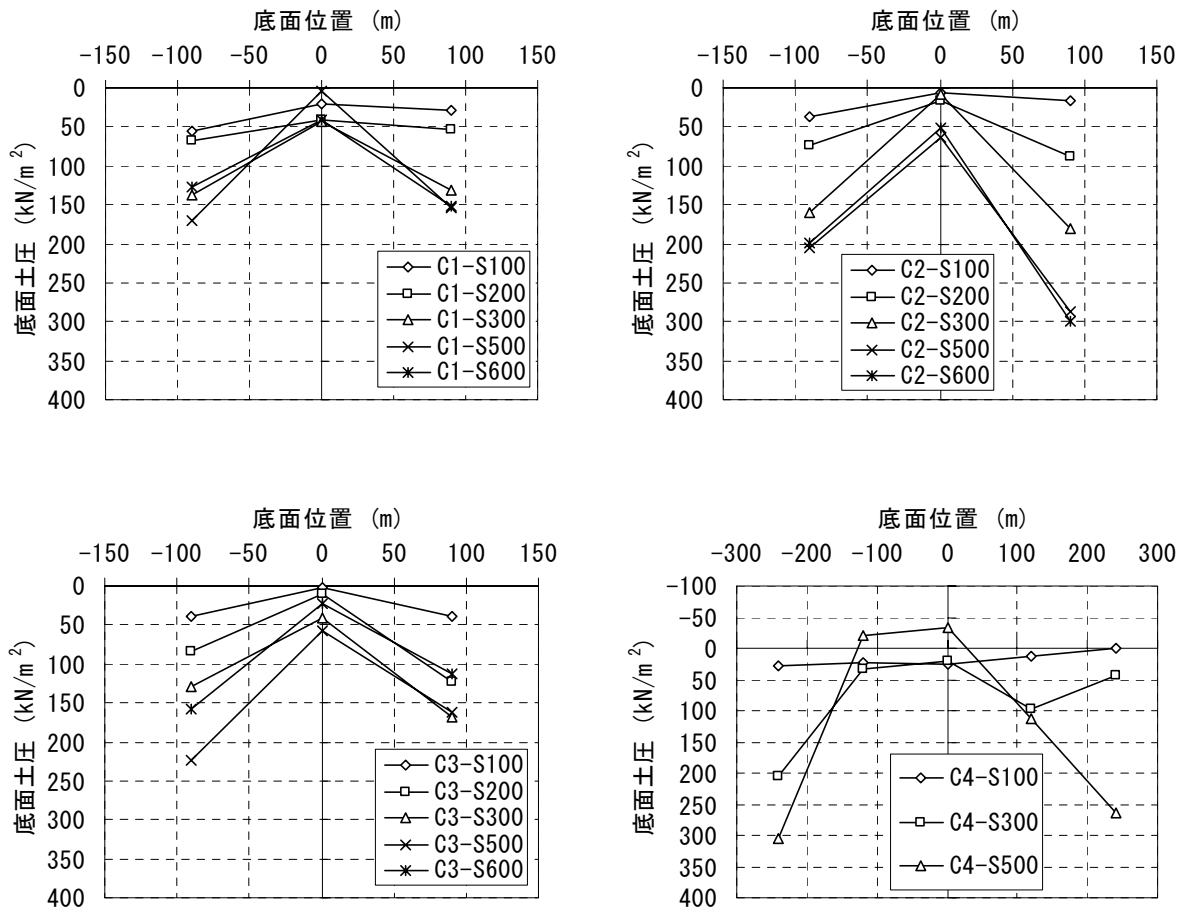


図-4.3.4 基礎底面の地盤反力度

3.4.4 p-y ループの整理

正弦波加振を行った CASE 1~4 の時刻 10~11 sec での、基礎側面のロードセルおよび土圧計中心位置での地盤反力度 p と水平相対変位 y を基礎幅 B で無次元化した y/B の関係を深度別に図-4.3.3 に示す。

履歴ループ形状は第 1 象限と第 3 象限において三角形形状で膨らんでおり、多くの深度では水平軸を底辺とした三角形が上下で組み合わせられたスリップ型の形状となる一方、CASE 1~3 の GL -0.62 m、や CASE 4 の GL -0.38 m といった地盤反力度の最大値が発揮された深度では平行四辺形状となる。

次に、各加振ケースにおける地盤反力度が最大・最小となる割線剛性は、CASE 1~3 では変位の増

加につれて徐々に剛性が低下する様子が見られる。また、模型基礎幅の大きい CASE 4 では剛性の低下はあまり見られない。

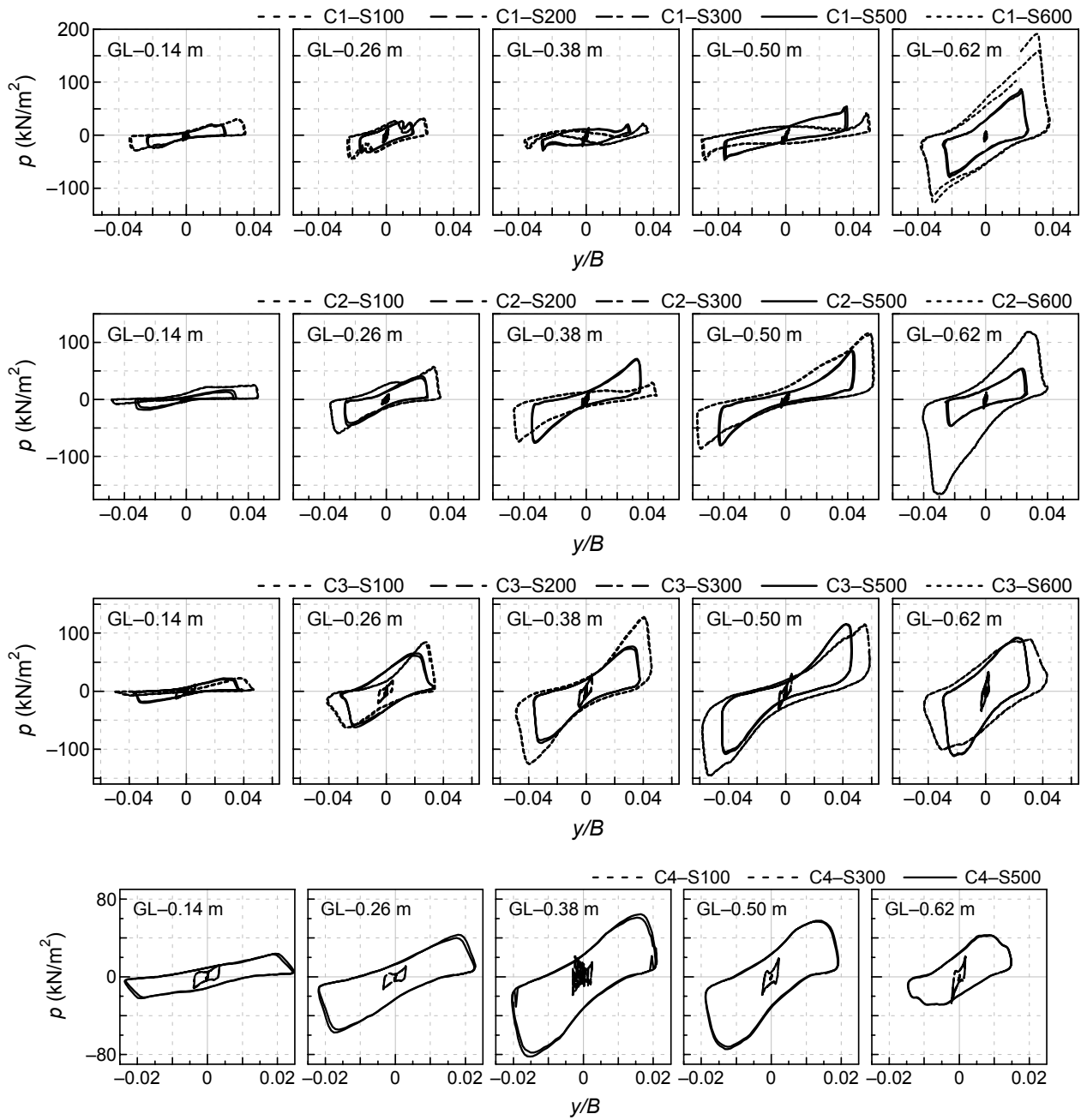


図-4.3.3 地盤反力度—相対変位 y 関係 ($t = 10 \sim 11$ sec)

3.5 地盤の沈下量の評価

振動台実験において、地盤は加振とともに締固められ、地表面に沈下を生じる。ここでは、加振で与えたエネルギーと地表面の沈下量との関係を、式(3.5.1)で表される Arias Intensity³⁻¹⁾により評価することを試みる。

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a(t)^2 dt \quad (3.5.1)$$

ここに、 I_a : Arias Intensity (m/sec), g : 重力加速度, $a(t)$: 入力加速度時刻歴である。

Arias Intensity, I_a , は速度の単位を有しており、地震動の継続時間全体を積分することで求められる。入力加速度時刻歴 $a(t)$ には、振動台上の加速度計で得られたデータを用いた。H13 実験の加速度計は振動台の北側と南側に設置されており、両者の平均値により I_a を算出した(Average I_a)。各加振ステップの I_a を表-3.5.1、図-3.5.1に示す。

表-3.5.1 Arias Intensity の算定結果

Case	Shaking step number	I_a South (m/sec)	I_a North (m/sec)	Average I_a (m/sec)	Cumulative average ΣI_a (m/sec)
CASE 1	C1-S100	1.7	1.7	1.7	1.7
	C1-S200	6.4	6.4	6.4	8.1
	C1-S300	14.3	14.4	14.3	22.4
	C1-S500	39.8	40.2	40.0	62.4
	C1-S600	14.7	14.9	14.8	77.2
	C1-K100	0.1	0.1	0.1	77.3
	C1-K300	1.0	1.0	1.0	78.3
CASE 2	C2-S100	1.7	1.7	1.7	1.7
	C2-S200	6.4	6.4	6.4	8.1
	C2-S300	14.5	14.6	14.5	22.6
	C2-S500	43.2	43.6	43.4	66.1
	C2-Sw50	0.2	0.2	0.2	66.2
	C2-K100	0.1	0.1	0.1	66.4
	C2-K300	1.0	1.0	1.0	67.3
	C2-K500	2.6	2.6	2.6	70.0
	C2-K800	6.6	6.6	6.6	76.6
C2-S600	64.9	65.5	65.2	141.8	
CASE 3	C3-S100	1.7	1.7	1.7	1.7
	C3-S200	6.3	6.4	6.3	8.0
	C3-S300	14.5	14.7	14.6	22.6
	C3-Sw50-1	0.2	0.2	0.2	22.8
	C3-S500	43.7	44.2	43.9	66.8
	C3-Sw50-2	0.2	0.2	0.2	67.0
	C3-S600	62.7	63.4	63.1	130.1
	C3-Sw50-3	0.2	0.2	0.2	130.3
C3-K800	6.6	6.7	6.6	136.9	
CASE 4	C4-S100	1.8	—	1.8	1.8
	C4-S300	14.7	—	14.7	16.5
	C4-S500	30.9	—	30.9	47.4
	C4-Itajima	4.3	—	4.3	51.7
CASE 5	C5-K100	0.1	—	0.1	0.1
	C5-K300	1.1	—	1.1	1.2
	C5-K500	2.9	—	2.9	4.1
	C5-K800	6.9	—	6.9	11.0

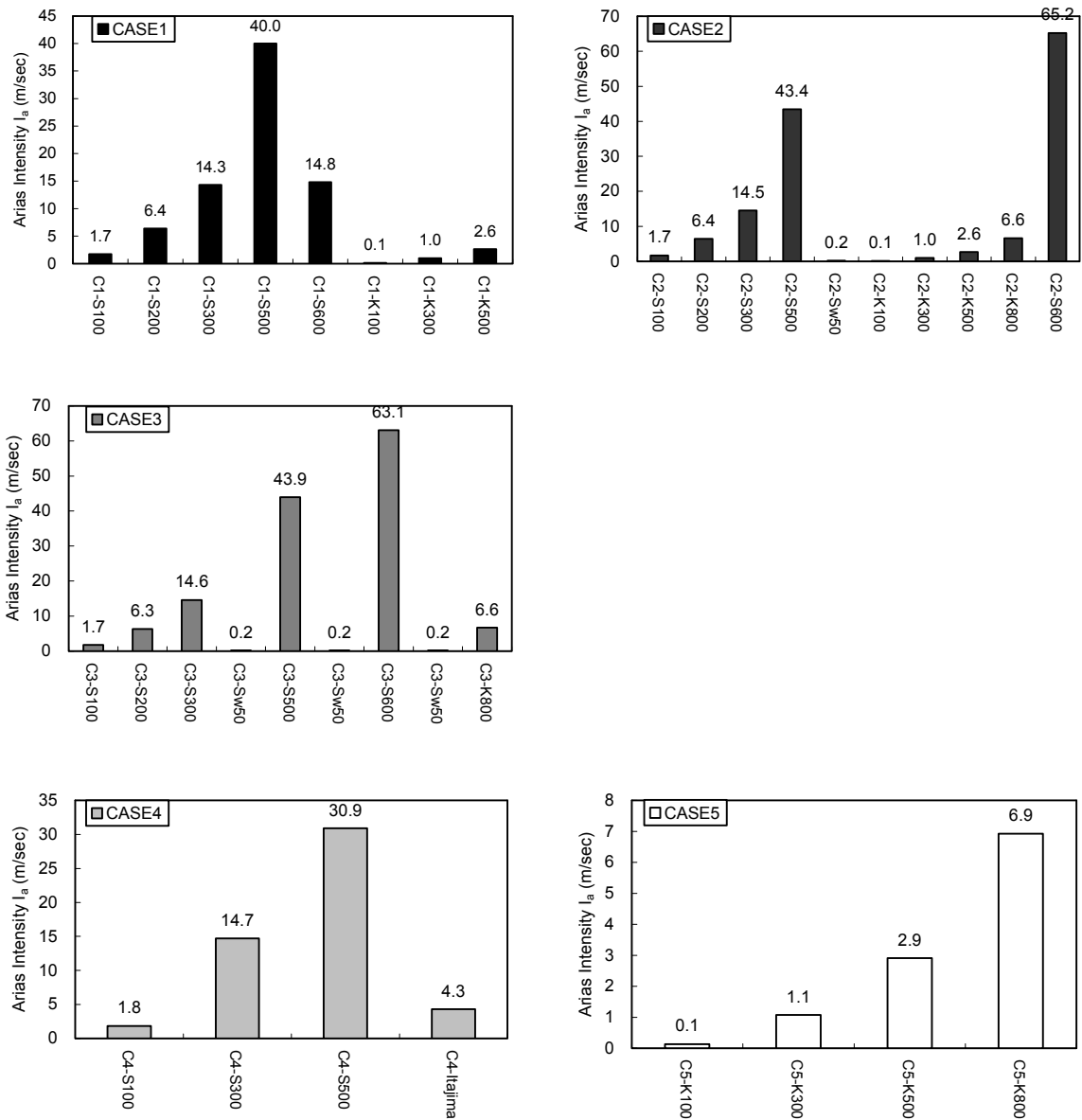


図-3.5.1 各加振ステップの Arias Intensity

正弦波 100 gal の I_a は 1.7 程度，200 gal では 6.4 程度である。式(3.5.1)に示すように， I_a が加速度の自乗で表されるとすれば，加速度が 2 倍になれば I_a は 4 倍となる。算出値はこれに近い値となっている。同様に，振幅 300 gal では 100 gal の 9 倍，500 gal では 25 倍，600 gal では 36 倍になると予測されるが，やはり実際の算出値もこれに近い値となっている。なお，C1-S600 および C4-S500 の加振ステップでは継続時間が短くなっているため，100 gal のときの 36 倍，25 倍にはなっていない。一方，神戸波の I_a は同じ振幅の正弦波に比べて極端に小さく，原波を入力した最大振幅 818 gal の神戸波 (C2-K800, C3-K800, C5-K800) でようやく正弦波の 200 gal に相当する程度である。

図-3.5.2には、横軸に Arias Intensity の累計値 ΣI_a を、縦軸に相対密度 D_r をとったグラフを示す。なお、Case 2~5の相対密度は下層1mが $D_r = 80\%$ 、上層1mが $D_r = 60\%$ と2層になっているが、ここで用いた値は上下一体として、砂の投入量と地盤高さより求めている。

図-3.5.2より、 ΣI_a が増加すると共に相対密度が100%に漸近していく様子がわかる。また、加振前の初期密度が同等であるCase 2~5の加振ケースでは、Case 5における傾きがやや大きいものの、ほぼ同様の増加傾向を見せている。さらに、Case 1においても、他ケースが $D_r = 80\%$ に達した時点をも ΣI_a の初期値として考えると、全ケースで同様の増加曲線を描いているものと考えられる。

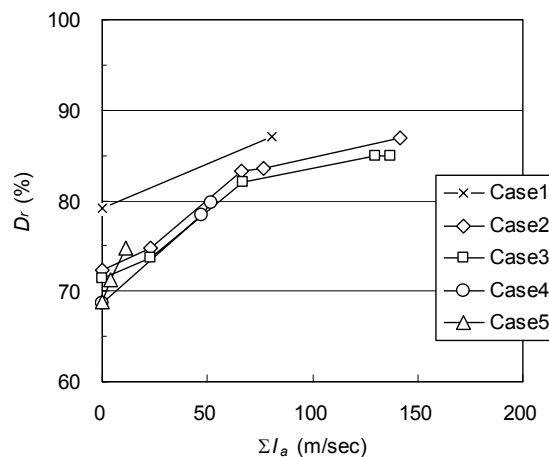


図-3.5.2 累計 Arias Intensity と相対密度 D_r の関係

他の加振実験との比較を行う。比較対象は群杭基礎の振動台実験³⁻²⁾で、地盤高さ3m、相対密度 $D_r = 65\%$ の地盤を作成した実験である。地盤作成に使用する砂は本資料とは異なり、東北硅砂6号を用いている。加振は地盤を作り変えて2ケースを行い、Case Aでは正弦波を、Case Bでは神戸波を主体として加振を行った。柱状体基礎の実験と群杭基礎の実験では初期相対密度が異なっているので、両者を比較するためには ΣI_a の初期値を相対密度 D_r に応じて調整する必要がある。そこで比較の際には、柱状体基礎実験の各ケースの初期相対密度の点が、群杭基礎の実験における $\Sigma I_a - D_r$ 関係の線上に重なるように ΣI_a の初期値を調整した。図-3.5.3に群杭基礎の振動台実験のCase A, Case Bそれぞれとの比較結果を示す。

図-3.5.3を見ると、正弦波加振が主体であった柱状体基礎のCase 1~4では同じく正弦波加振が主体であった群杭基礎のCase Aと、神戸波加振が主体であった柱状体基礎のCase 5では同じく神戸波加振が主体であった群杭基礎のCase Bとよく一致する。このように入力する加振波形状の違いにより沈下量が異なっているものの、 $\Sigma I_a - D_r$ 関係は地盤作成に使用する砂に関わらず良い相関を見せている。今後さらに加振波形状による違いの影響を検討する必要があるものの、 $\Sigma I_a - D_r$ 関係より地表面の沈下量を推測することができそうである。

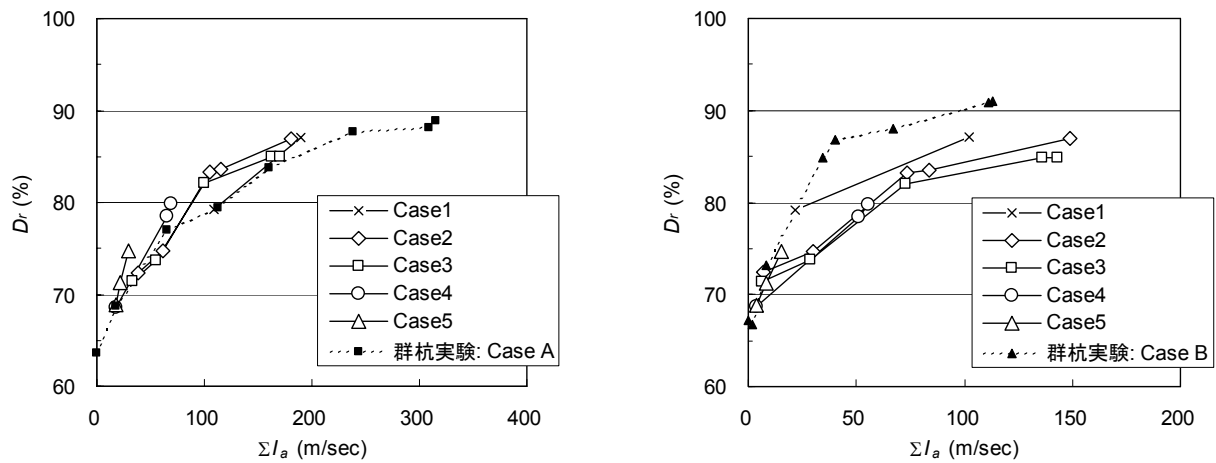


図-3.5.3 初期値を調整した累計 Arias Intensity と相対密度 D_r の関係

参考文献

- 3-1) Arias, A.: A measure of earthquake intensity, in R.J. Hansen, ed. Seismic Design for Nuclear Power Plants, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483, 1970.
- 3-2) 福井次郎、中谷昌一、白戸真大、野々村佳哲、喜多直之：群杭の大型振動台実験、土木研究所資料、第 4015 号、2006.8.

第4章 地盤の動的挙動に関する振動台実験と動的解析の比較

4.1 はじめに

近年、構造物の耐震設計において、地表面位置における設計地震動の算出や、基礎および地中構造物の設計に用いる地盤変位の深度方向分布の算出等に地盤の動的解析が広く用いられている。地盤の動的解析は、地盤の復元力特性としてせん断剛性とせん断ひずみの非線形関係を考慮した一次元解析がよく行われ、非線形関係に様々なモデルが提案されている^{4-1), 4-2)}。

これらのモデルの中で、設計実務において最も使われ、多くの汎用の設計解析プログラムにも採用されているモデルは、双曲線モデルおよび Ramberg-Osgood モデルである。両者に関しては、そのパラメターの設定法についても様々な文献^{4-3), 4-4), 4-5)}で解説されており、地盤材料の要素試験結果との比較から論じられることが多い。しかし、大地震時の地盤挙動の算定への適用性に関する検証は、必ずしも十分ではない。

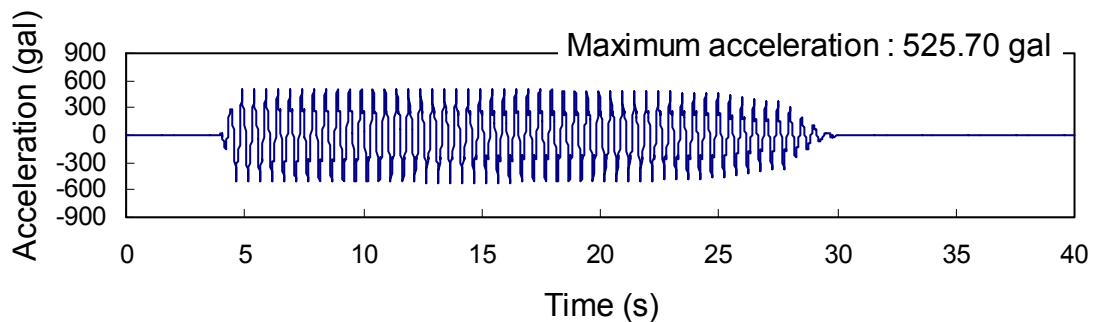
そこで、今回の大型振動台実験結果を双曲線モデルおよび Ramberg-Osgood モデルを用いて解析した結果を比較してみる。

4.2 解析対象

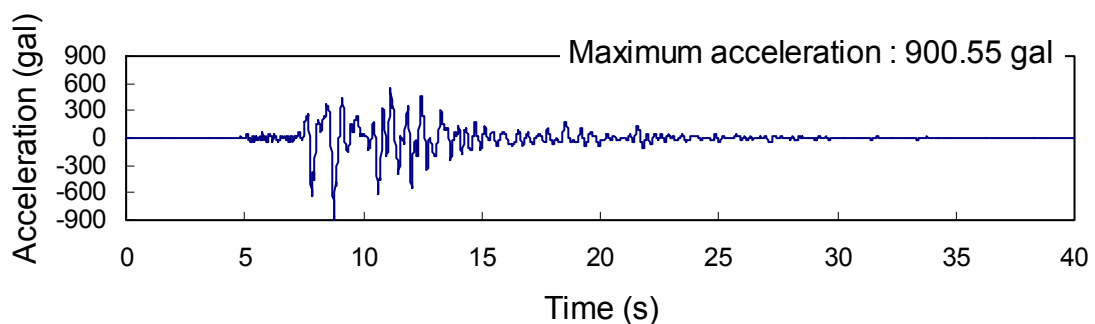
解析対象とする実験ケースを表-4.2.1に示す。正弦波 500 gal (C4-S500)と神戸波 800 gal (C5-K800)のケースにおける振動台上で計測した加速度時刻歴と最大値 (絶対値) を図-4.2.1に再掲する。

表-4.2.1 実験ケース

実験ケース	入力波 (実際の最大加速度)
C4-S100	正弦波 100 gal (94.20 gal)
C4-S300	正弦波 300 gal (276.51 gal)
C4-S500	正弦波 500 gal (525.73 gal)
C5-K100	神戸波 100 gal (88.18 gal)
C5-K300	神戸波 300 gal (257.73 gal)
C5-K500	神戸波 500 gal (474.42 gal)
C5-K800	神戸波 800 gal (900.55 gal)



(a) 正弦波 500 gal



(b) 神戸波 800 gal

図-4.2.1 入力加速度

4.3 地盤の解析モデルと動的変形特性

4.3.1 地盤解析モデル

自由地盤は、図-4.3.1 に示すような質点とそれを結ぶせん断型バネで一次元のモデル化をした。

本資料では、双曲線モデルおよび Ramberg-Osgood モデルを対象として、様々な文献で解説されるパラメータの設定方法を参考に解析パラメータをいくつかの方法で設定し、解析結果の違いを考察する。

4.3.2 初期せん断剛性

地盤の初期せん断剛性 G_0 は正弦波 100 gal 加振の結果から得られた τ - γ 履歴曲線から下記の(1)~(3)の手順で推定した。

- (1)正弦波 100 gal 加振実験結果のうち加振が安定している 10 sec~12 sec の結果から、式(4.3.1)、(4.3.2)を用いて τ - γ 履歴曲線を求める。

$$\tau = w \cdot a(t) / A \quad (4.3.1)$$

$$\gamma = \Delta U(t) / H \quad (4.3.2)$$

ここに、 τ は平均せん断応力度 (kN/m^2)、 w は対象とする土層質量 ($\times 10^3 \text{ kg}$)、 $a(t)$ は時刻 t の計測加速度 (m/s^2)、 A はせん断土槽内面の面積 (m^2) で 15.50 m^2 、 γ は対象とする土層の平均せん断ひずみ、 $\Delta U(t)$ は相対変位 (m)、 H : 対象とする土層の厚さ (m) である。

- (2)(1)で求めた τ - γ 履歴曲線から、せん断応力振幅 τ_L およびせん断ひずみ振幅 γ_L を求め、平均せん断剛性 $G_1 = \tau_L / \gamma_L$ を仮定する。図-4.3.2 に GL -0.0 m ~ -1.0 m の G_1 を示す。
- (3)図-4.3.3 の G/G_0 - γ 関係から(2)で設定した γ_L に対する剛性低下率 G_1/G_0 を求め、それと(2)で設定した G_1 から G_0 を逆算する。ここに、図-4.3.3 は実験に用いた豊浦砂の繰返し三軸試験結果をプロットしたものである。本解析では、相対密度 $D_r = 60\%$ の試験結果を参照した。

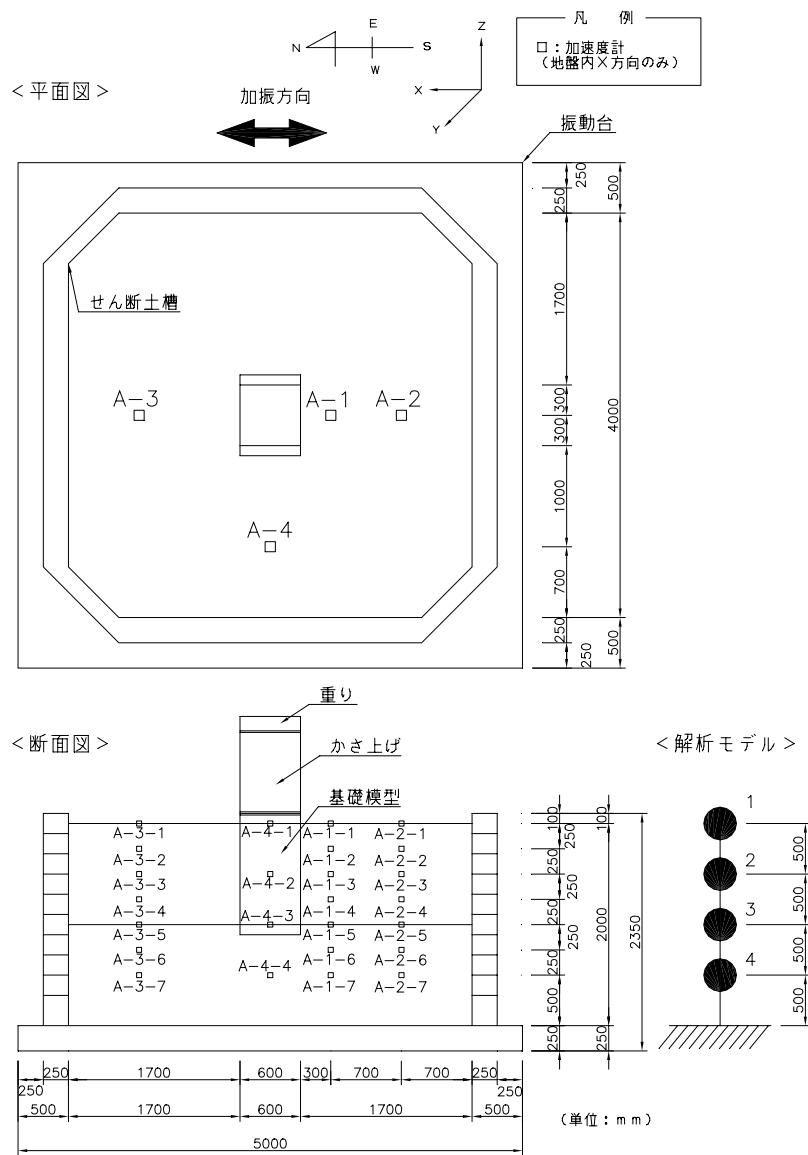
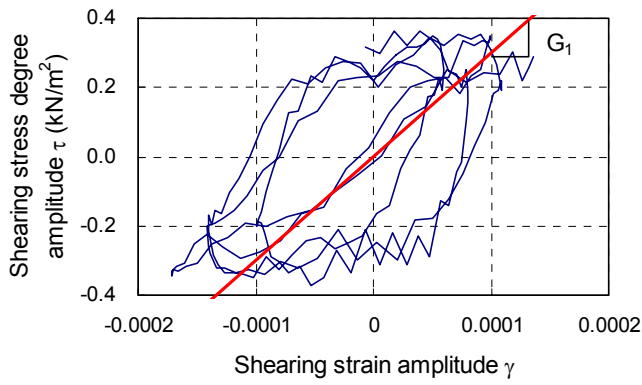
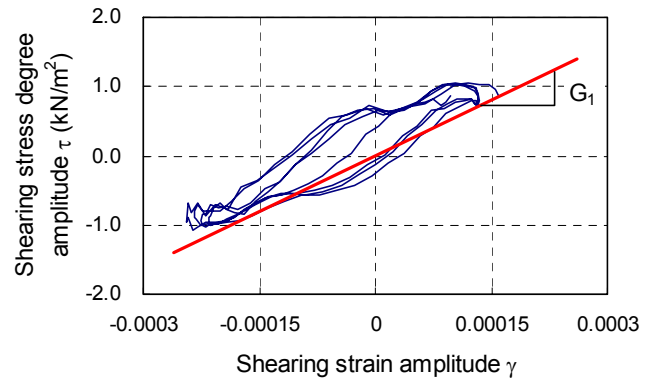


図-4.3.1 模型の概要および解析モデル



(a) GL -0.0 m ~ GL -0.5 m



(b) GL -0.5 m ~ GL -1.0 m

図-4.3.2 自由地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係
(正弦波 100 gal 加振実験結果)

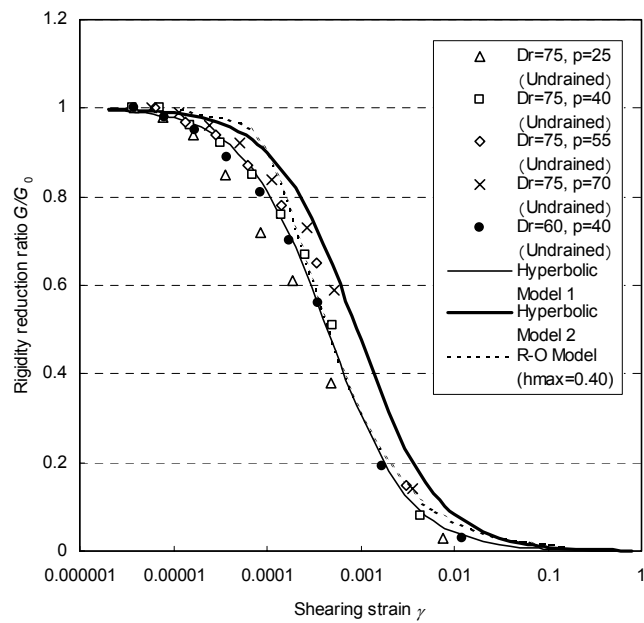


図-4.3.3 豊浦標準砂および各解析モデルの $G/G_0-\gamma$ 関係
(D_r : 相対密度 (%), p : 拘束圧 (kN/m^2))

4.3.3 非線形特性

解析に用いた非線形モデルは、以下に示す(1)双曲線モデル 1, (2)双曲線モデル 2, (3) Ramberg-Osgood モデルの 3 通りである。ただし、双曲線モデル 2 による解析は、もともと大地震を想定したモデル化であるため、神戸波 800 gal 加振(C5-K800)および正弦波 500 gal 加振(C4-S500)の 2 ケースのみしか行っていない。各モデルの G/G_0 - γ 関係を図-4.3.3 に要素試験結果と併せて曲線で示す。なお、内部曲線は Masing 則により与えた。

(1) 双曲線モデル

双曲線モデルは Hardin-Drnevich モデルとも呼ばれ、骨格曲線は式(4.3.3)で表される。

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + \gamma / \gamma_r} \quad (4.3.3)$$

ここに、 G_0 は初期せん断剛性、 γ_r は規準ひずみである。

また、双曲線モデルでは、せん断ひずみを無限大としたときに漸近するせん断応力を τ_{\max} とすると、 τ_{\max} 、 G_0 、 γ_r は次の関係を持つ。

$$\tau_{\max} = G_0 \cdot \gamma_r \quad (4.3.4)$$

すなわち、 G_0 が決まれば、 τ_{\max} 、 γ_r のいずれかが従属的なパラメータとなる。そこで、2 種類のパラメータの設定方法を検討する。

1 つは、 γ_r を主たるパラメータと考え、よく行われているように $G/G_0 = 0.5$ となるときの γ を γ_r とする。ここに、図-4.3.3 より $\gamma_r = 0.00044$ とした。これを双曲線モデル 1 と呼ぶ。

もう 1 つは、文献^{4,5)} で地盤終局状態に着目した方法として紹介されているように τ_{\max} を主たるパラメータとする。本解析では図-4.3.4 に示すように正弦波 500 gal 加振実験から得られた 10 sec~12 sec のせん断応力振幅を τ_{\max} とした。これを双曲線モデル 2 と呼ぶ。

(2) Ramberg-Osgood モデル (R-O モデル)

Ramberg-Osgood モデルは式 (4.3.5), (4.3.6) で表される。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\beta \right\} \quad (4.3.5)$$

$$\tau_f = G_0 \cdot \gamma_r \quad (4.3.6)$$

ここに、 G_0 は初期せん断剛性、 γ_r は規準ひずみ、 α 、 β は非線形特性を表す係数である。

このモデルでは、 α と β を独立に指定することもできるが、本解析では一般によく行われている方法の一つとして、

$$\alpha = 2^{\beta-1}, \quad \beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (4.3.7)$$

より算出する。ここに、 h_{\max} は最大減衰定数である。したがって、 G_0, γ_r, h_{\max} が決定すべきパラメータである。

本解析では、中小ひずみ領域と大ひずみ領域の挙動の両者に配慮するために、基準ひずみ γ_r を双曲線モデル1と同様に $G/G_0 = 0.5$ となるときのひずみから $\gamma_r = 0.00044$ にしたうえで、最大減衰定数 h_{\max} をいくつか変えた $G/G_0-\gamma$ 関係を求めて、その中から図-4.3.3に示す要素試験結果における大ひずみ領域の $G/G_0-\gamma$ 関係に近くなる h_{\max} を与えた。図-4.3.5に示すように $h_{\max} = 0.30, 0.35, 0.40$ の中から $\gamma_r = 0.00044$ よりもひずみの大きい領域で実験結果に近くなる $h_{\max} = 0.40$ を選択した。

なお、図-4.3.4には、図示する直線で割線せん断剛性を仮定したときの等価減衰定数 h_{eq} も併せて示した。ここで求めた h_{eq} は40%~50%であり、ここで設定した値に近いことがわかった。

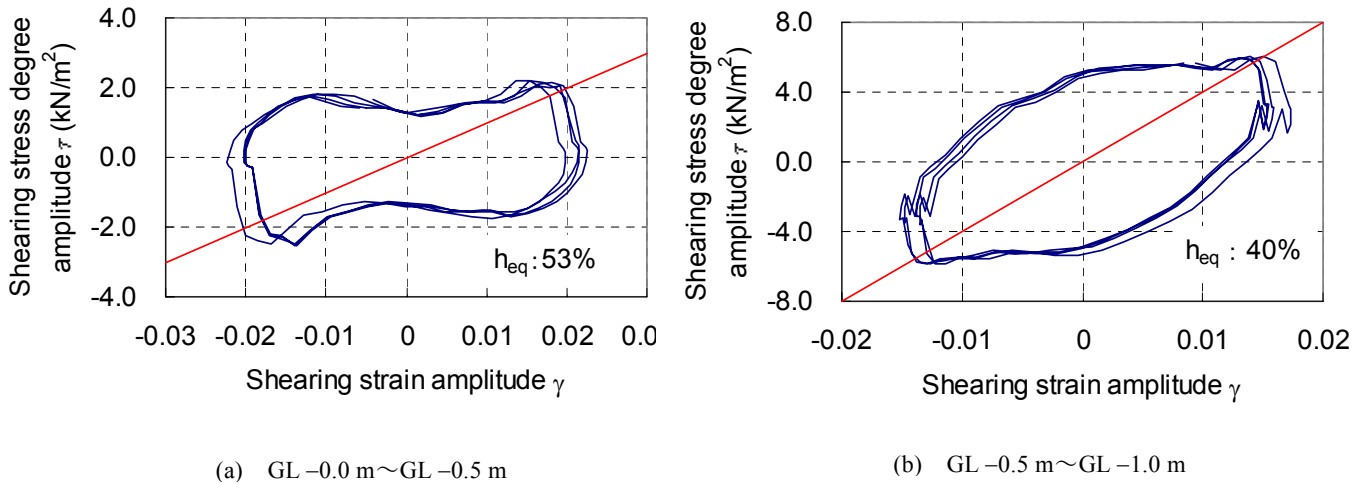


図-4.3.4 自由地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係（正弦波 500 gal 加振実験結果）

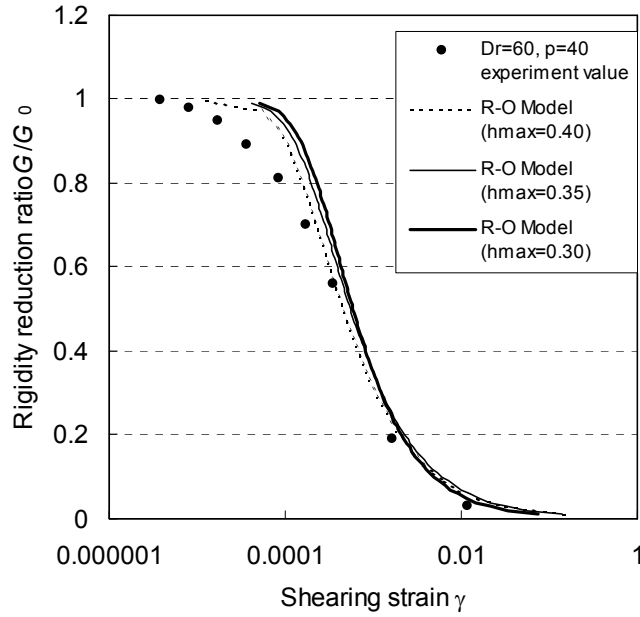


図-4.3.5 Ramberg-Osgood モデルの G/G_0 - γ 関係

4.3.4 各モデルの比較

各モデルの τ - γ 関係を図-4.3.6 に、また、要素試験結果との比較例として、 h - γ 関係を図-4.3.7 に示す。Ramberg-Osgood モデル ($h_{\max} = 0.40$) の τ - γ 関係は、大ひずみ領域では双曲線モデル 1 と 2 の間に位置し、 $h_{\max} = 0.30, 0.35$ のようにせん断応力を大きく与えない。また、双曲線モデルは、理論的に $h_{\max} = 2/\pi$ であるため、図-4.3.7 に示すように大ひずみ領域での減衰特性を著しく過大評価するものである。

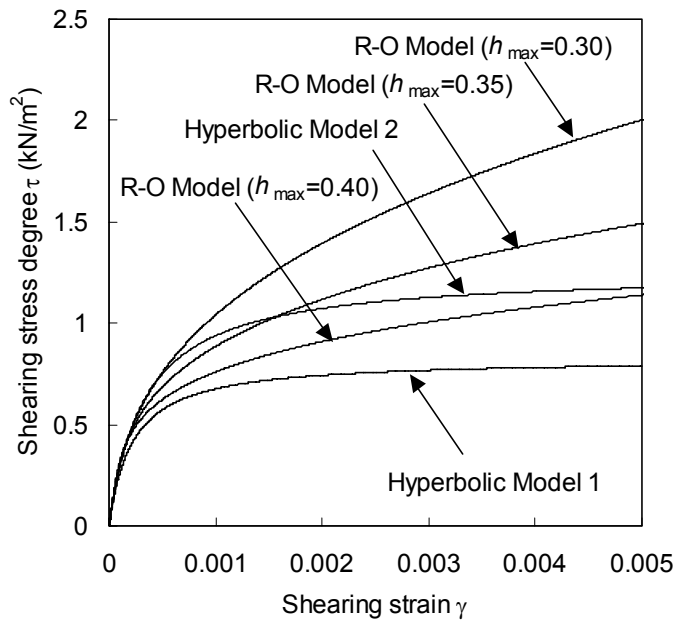


図-4.3.6 各解析モデルの τ - γ 関係

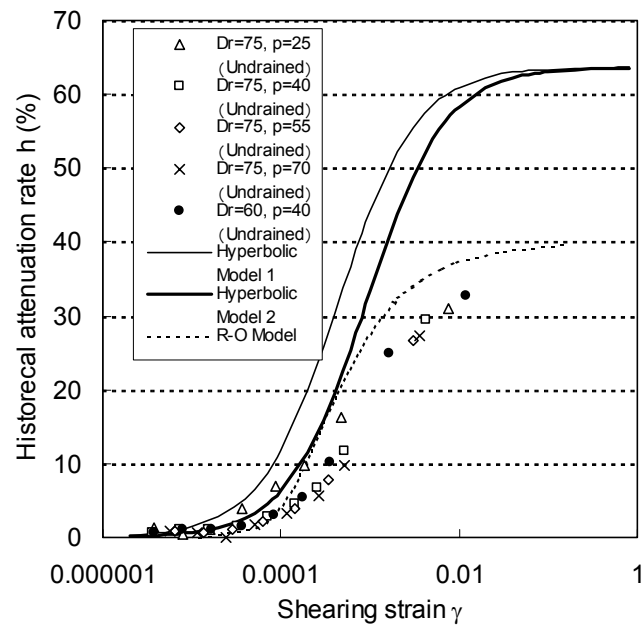


図-4.3.7 解析モデルの $h-\gamma$ 関係

4.3.5 バネへの換算

質点を結ぶせん断バネの剛性は式(4.3.8)により与えた。

$$k_s(t) = G(\gamma(t)) \frac{A}{H} \tag{4.3.8}$$

ここに、 A はせん断土槽内面の面積 (m^2)、 H は対象とする土層の厚さ (m)、 $k_s(t)$ は割線バネ剛性 (kN/m)、 γ は式 (4.3.2) による。

4.4 解析結果

解析は底面より振動台上で計測した波形と同一の加速度波形を入力することにより実施した。また、解析では、Rayleigh 減衰を与えることとし、初期剛性を用いて算出した 1 次と 2 次の固有周期（それぞれ 0.09 sec, 0.04 sec）に対して 2 %を設定した。なお、双曲線モデル 2 は、地盤のせん断強度に着目したモデルであるので、正弦波 500 gal, 神戸波 800 gal 加振についての解析にのみ適用した。

図-4.4.1 に神戸波 800 gal 加振における実験結果と解析結果の加速度時刻歴（地表面）を、図-4.4.2 に正弦波 500 gal 加振における実験結果と解析結果の加速度時刻歴（地表面）の比較を示す。

さらに、神戸波 300 gal, 500 gal, 800 gal, 正弦波 300 gal, 500 gal のケースについて、図-4.4.3 に最大応答加速度の深度方向分布を、図-4.4.4 に最大応答変位の深度方向分布を、図-4.4.5 に神戸波 800 gal, 正弦波 500 gal の最大せん断ひずみの深度方向分布を示した。

双曲線モデル 1 について考察する。このモデルによる最大加速度は、入力加速度が大きくなると実験値よりも小さめに評価される。特に、図-4.4.1, 図-4.4.2 から分かるように、約 400 gal で加速度応答が頭打ちになる。また、図-4.4.4 に示すように、応答変位は地中深い領域では実験値より小さめであるが、地表面近くで急激に大きくなる。これらは、最大せん断応力度 τ_{\max} が過小評価されていて、地盤の非線形化が進行したためである。同様の理由で最大せん断ひずみの分布は、図-4.4.5 に示すように実験結果および他の解析結果に比べて大きめに評価する傾向にある。

したがって、入力加速度が大きい場合には、解析結果に与える τ_{\max} の影響が大きいことが予想される。また、図-4.4.1 において応答加速度よりも実測加速度が大きい 9~9.5 sec の間では、実験と解析との間に若干の位相差が生じている。図-4.4.5 に示されるように、モデル 1 による最大ひずみは、1 %よりも大きく、減衰を過大評価している影響が顕れたものと考えられる。しかし、加速度時刻歴における位相差の影響は顕著ではなかった。

双曲線モデル 2 は、最大せん断応力度 τ_{\max} を主たるパラメータとして扱っているモデルであり、双曲線モデル 1 が τ_{\max} を従属的なパラメータとして扱っているのとは異なっている。図-4.4.1 の応答加速度時刻歴では若干の位相差が見られるものの、神戸波では最大加速度分布、最大変位分布、最大せん断ひずみ分布ともに実験に近い値を与える。このように、最大加速度による加振の場合には、双曲線モデルでは τ_{\max} を主たるパラメータとするのがよいと考えられる。

そこで、表-4.4.1 に、モール・クーロンの破壊条件を適用して、三軸圧縮試験結果から求めた豊浦標準砂の内部摩擦角 ϕ を 35 度と設定し、上載圧に $\tan \phi$ を乗ずることで τ_{\max} を算出した結果と本解析で設定した τ_{\max} を比較した結果を示す。両者は比較的良好に一致しており、内部摩擦角を用いて算出する τ_{\max} は解析パラメータ設定の一つの目安になると考えられる。

しかし、標準貫入試験結果から内部摩擦角 ϕ を推定し、解析に用いる場合には、用いる内部摩擦角の推定式の選定に注意を要する。解析結果から、双曲線モデル 1 のように τ_{\max} を小さく評価した場合

には加速度を過小に、変位を過大に与える。一方で、各種設計基準に示される N 値から内部摩擦角を推定する式は、構造物に対して期待できる地盤抵抗の算出に用いることを前提に、小さめの値を算出するように設定されていることが多い。地盤の変位分布や加速度時刻歴を算出する場合は、一般に構造物に作用する慣性力や地盤変位作用の算出に用いられることが多く、小さめに評価した ϕ から評価した τ_{\max} を与えることで、不合理な設計がなされるおそれがある。したがって、 N 値から ϕ を推定する式を参考にして τ_{\max} を与える場合には、たとえば文献⁴⁾⁶⁾に示されるような平均的な ϕ を推定する式を用いる必要がある。

Ramberg-Osgood モデルの結果は、図-4.4.1、図-4.4.2 の時刻歴における位相および振幅とも実験値とよく一致している。また、図-4.4.3～図-4.4.5 の最大加速度分布、最大変位分布、最大せん断ひずみ分布も、実験結果とよく一致している。これは、 γ_r および h_{\max} の両者をパラメータとして扱えるために、中ひずみおよび大ひずみ領域の $G/G_0-\gamma$ 関係を材料試験結果に従って設定できるためと考えられる。特に大ひずみ領域のモデル化において Ramberg-Osgood モデルの設定に当たっては h_{\max} の選定が重要であると考えられる。室野ら⁴⁾²⁾も、砂地盤を用いた大型振動台実験結果との比較から Ramberg-Osgood モデルでは h_{\max} の選定が重要であることを指摘している。室野らの実験では豊浦砂は用いていないが、レベル 2 地震動に対して $h_{\max} = 0.35$ と仮定し解析を行った結果が実験結果に近い加速度波形を与えている。図-4.3.3 および図-4.4.4 から実験や解析では 1% を越えるせん断ひずみが生じていることが分かるが、通常の要素試験ではここでの解析で生じているようなひずみレベルまでの挙動については試験結果が得られない。したがって、要素試験結果がある場合には、要素試験により得られた $G/G_0-\gamma$ 関係に対して大ひずみ領域、たとえば 1% 前後における関係が一致するように h_{\max} を決めるのがよい。現状では、砂の場合には $h_{\max} = 0.3$ 程度を使用している例が多いと考えるが、今回のような大加振大型実験に対する数値計算結果からの経験的な値として $h_{\max} = 0.4$ 程度を設定するのがよいと考える。

正弦波 500 gal 加振の応答変位分布は、いずれの解析モデルによる結果も実験と異なっている。この原因が、解析にあるのか、せん断土槽の寸法や構造にあり振動モードが変化したのかは不明である。

図-4.4.4 の神戸波 800 gal 加振のケースに着目すると、地表面の最大応答変位は、いずれのモデルも実験値の 2 倍以内に収まっている。図-4.4.6 には神戸波 800 gal 加振における変位の時刻歴を示す。残留変位に近い変位である 15 sec 付近の変位は、Ramberg-Osgood モデルも双曲線モデル 2 も 5 倍以上の差が生じ、最大変位の実験値との差よりも大きな差となる。この理由としては二つ挙げられ、一つは、解析モデルの履歴特性、特にここでは検討の対象としていない内部曲線のモデル化にあると考えられる。内部曲線は、除荷経路を決定するものであり、残留変位量に大きく影響すると考えられる。もう一つは実験の加速度記録から変位を算出する時のフィルターの影響であると思われる。今後、さらには様々な事例を比較する必要があるが、例えば、最大変位が比較的良好一致した双曲線モデル 2 では位相差が大きいことから残留変位の算出に及ぼす内部曲線の影響が大きいと考えられる。したがって、残留変位の算出は、既往の動的解析モデルでは困難であると考えられる。

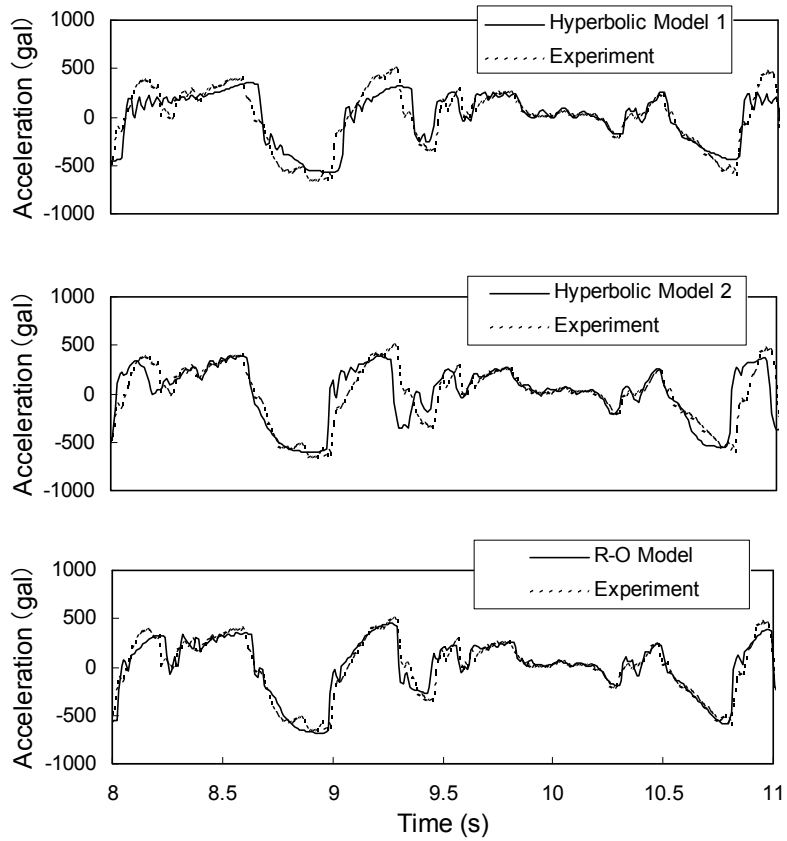


図-4.4.1 地表面の応答加速度時刻歴（神戸波 800 gal）

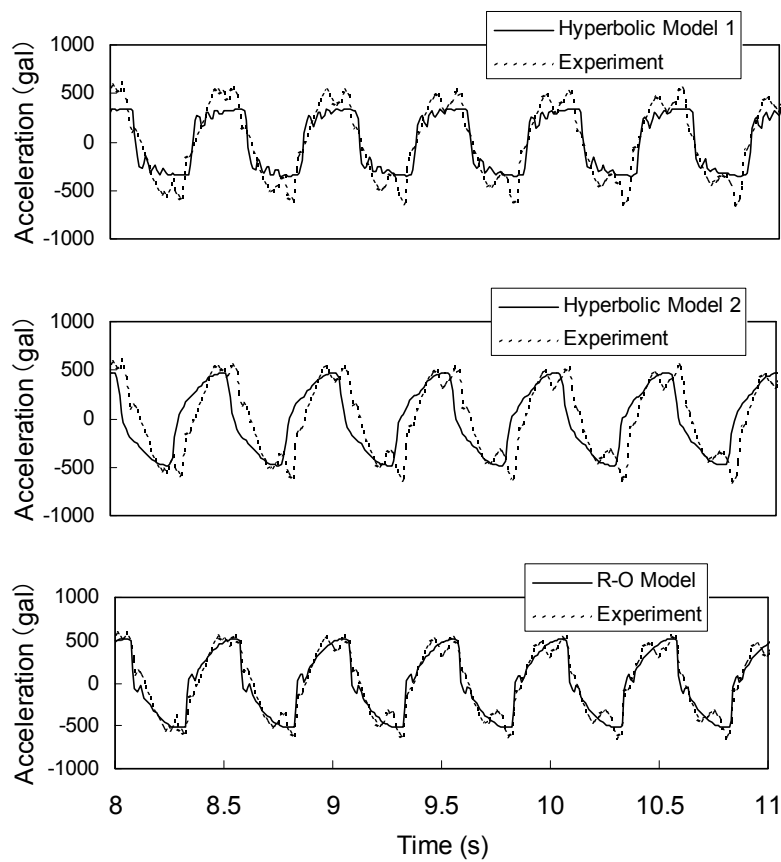


図-4.4.2 地表面の応答加速度時刻歴（正弦波 500 gal）

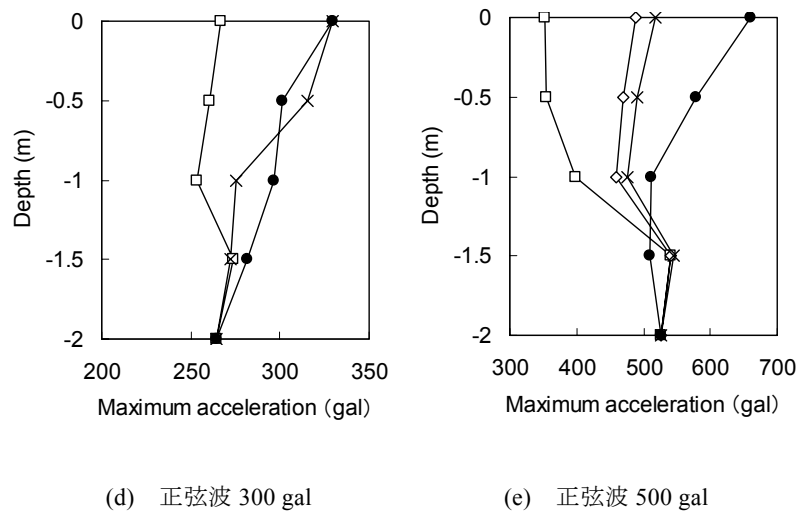
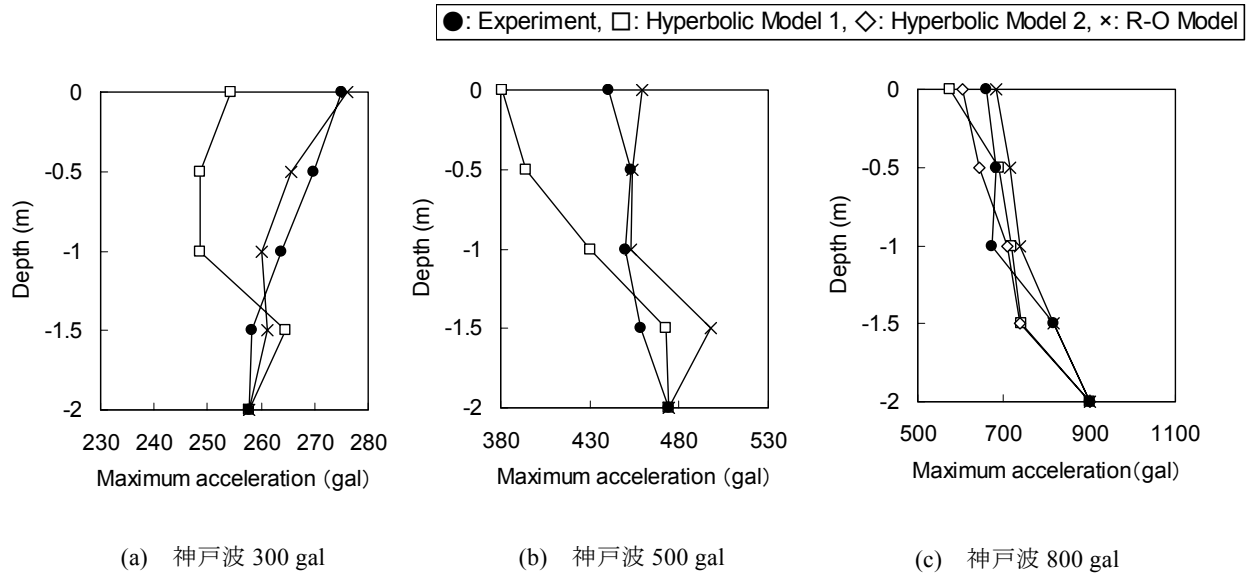


図-4.4.3 地盤の応答加速度の最大値

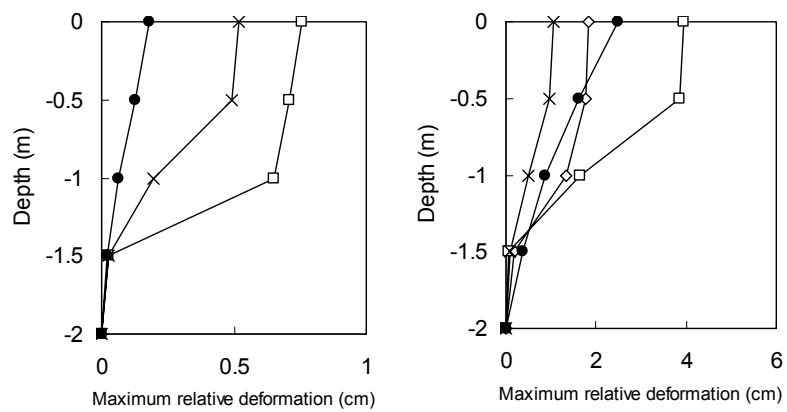
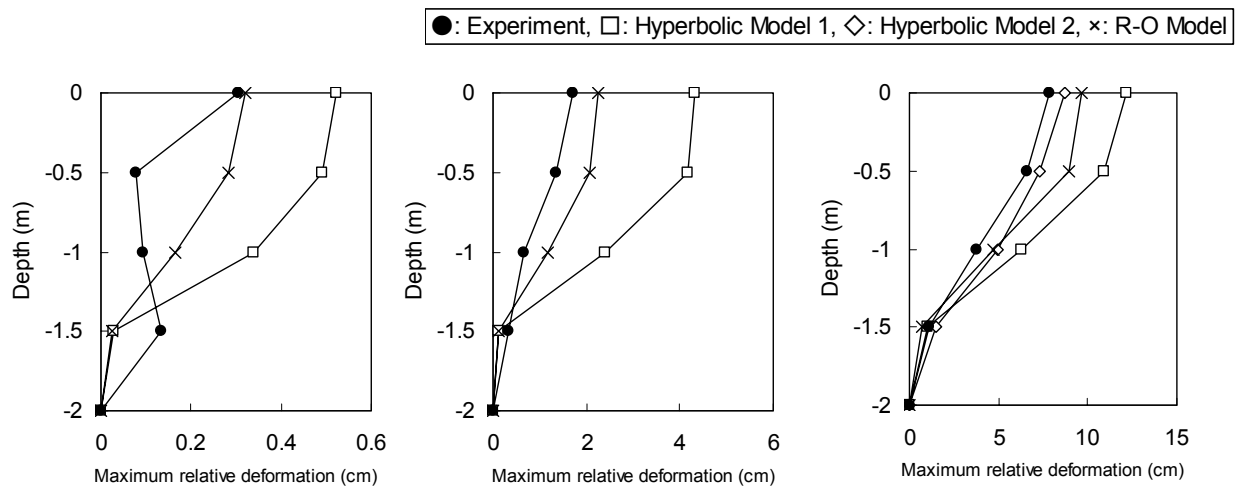
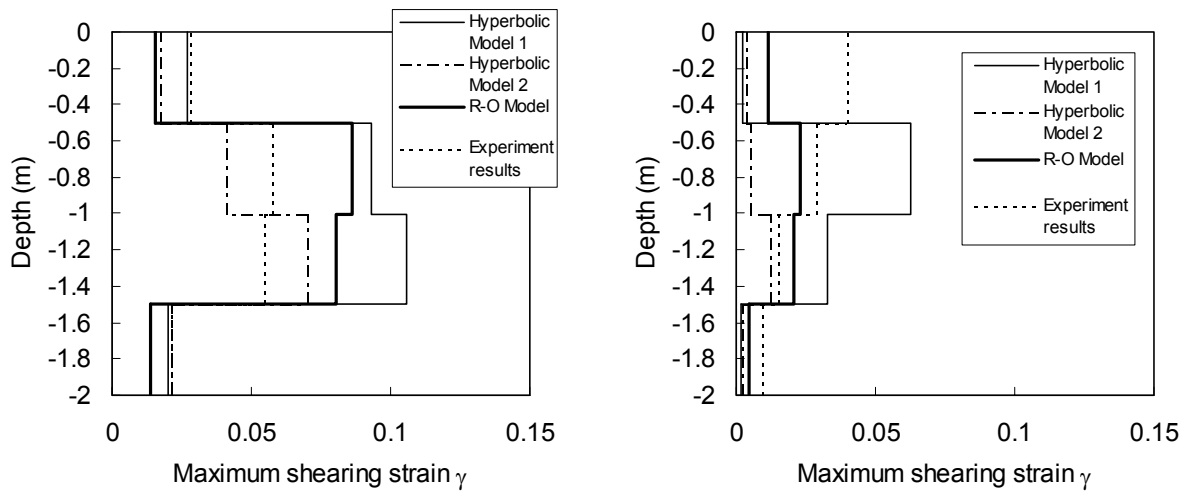


図-4.4.4 地盤の応答変位の最大値



(a) 神戸波 800 gal

(b) 正弦波 500 gal

図-4.4.5 最大せん断ひずみの深度分布

表-4.4.1 最大せん断応力度 τ_{max} の比較

深度 (m)	双曲線モデル 2 で 使用した τ_{max} (kN/m ²)	モール・クーロンの破壊条件 から求めた τ_{max} (kN/m ²)
GL -0.25 m	2.5	2.7
GL -0.75 m	6.0	8.1
GL -1.25 m	10.0	13.6
GL -1.75 m	15.0	19.0

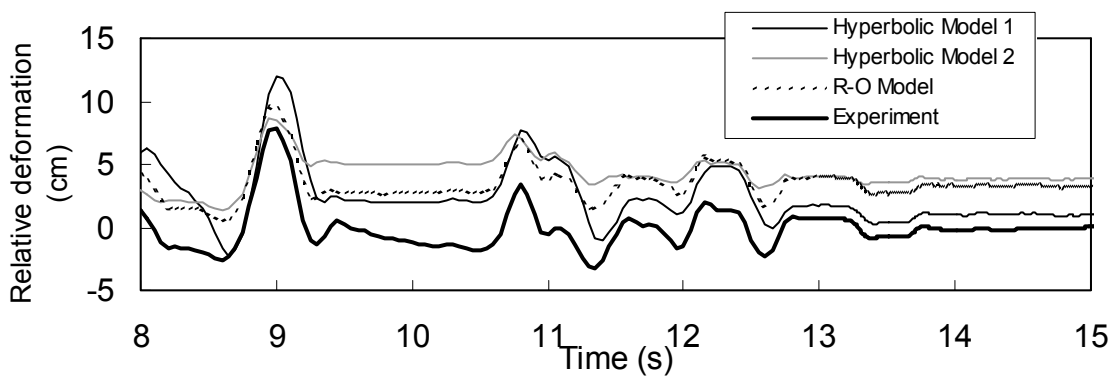


図-4.4.6 地表面応答変位の時刻歴 (神戸波 800 gal)

4.5 4章のまとめ

せん断土槽を用いた大型振動台実験結果と地盤の非線形特性に双曲線モデルおよび Ramberg-Osgood モデルを用いた一次元解析の比較を行った。解析結果から、地盤の動的解析では、以下の事項について考慮するのがよいと考える。

双曲線モデルを用いて、レベル 2 地震動に対する解析を行う場合には、最大せん断応力度 τ_{\max} を主たるパラメータとして設定するのがよいと考えられる。ここで、 τ_{\max} は内部摩擦角 ϕ から求まる値を目安としてよいと考えられる。

Ramberg-Osgood モデルは、双曲線モデルのように τ_{\max} に関する概念を持たないモデルであるため、実際よりも地盤の強度や剛性を過大評価するとの指摘があるが、今回の実験結果および室野らの振動台実験結果との比較からは、最大減衰定数 h_{\max} を適切に選定することで比較的よい結果が得られると考える。要素試験により得られた $G/G_0-\gamma$ 関係に対して大ひずみ領域の関係が一致するように h_{\max} を決めるのがよい。また、大型振動台実験結果からの比較では、砂では h_{\max} に 40 % 程度の値を与えておけばよいと考えられる。

いずれにしても、設計実務においては、各解析モデルの特徴を十分に把握し、解析において着目する量、たとえば加速度であるか、または変位であるかに応じてモデルやパラメータの設定を適切に使い分ける必要がある。

4章 参考文献

- 4-1) Yoshida, N., Kiku, H. and Suetomi, I.: Earthquake response analysis under very severe earthquake, Proc. 2nd Int. Symp. on the effect of surface geology on seismic motion, Yokosuka, Japan, pp. 757-764, 1998.
- 4-2) 西村昭彦, 室野剛隆: GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 309-312, 土木学会, 1999.7.
- 4-3) Yoshida, N.: Dynamic soil properties and modeling, XV ICSMGE TC4 Satellite conference on "Lessons learned from recent strong earthquakes", Istanbul, Turkey, pp. 233-242, 2001.8.
- 4-4) 日本建築学会: 入門・建物と地盤の動的相互作用, 1996.4.
- 4-5) 土質工学会: 液状化対策の調査・設計から施工まで, 1993.2.
- 4-6) 福井次郎, 白戸真大, 松井謙二, 岡本真次: 三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験 N 値との関係, 土木研究所資料, 第 3849 号, 2002.2.

資料 A 巻末 DVD について

A.1 データの利用上の注意

土研究所資料第 4041 号の巻末 DVD-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术论文・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.2 DVD の構成

巻末 DVD のフォルダ構成は以下の通りである。

DVD-ROM

└ Measured data	: 計測データ (加速度, ロードセル, 土圧計, 変位計)
└ Converted data	: 変換データ (3.1 節に示す手法により変換したデータ)
├ └ Displacement	
├ └ Soil resistance	
├ └ └ Rotation angle	
└ 4041.pdf	: 土木研究所資料 4041 号本文
└ Channel.xls	: チャンネル一覧表

各計測器で計測されたデータは、“Measured data”フォルダ内に実験ケースごとにまとめてある。ファイル名は表-2.1 (p. 4)の Shaking step number 列に示すケース番号と同じである。また、3.1 節に示す手法により “Measured data” を変換したデータは、“Converted data”フォルダ内にまとめてある。データファイルの形式は csv (Comma Separated Values)である。

A.3 データ様式

“Measured data”, “Converted data” フォルダ内のファイル書式は全て同じである。以下に,
“/ Measured data /C1-S100.csv” を例として書式を示す。

	12345678901234567890123456789012345678901234567890 ...
1 行目:	# Line number 40000
2 行目:	# Column number 105
3 行目:	# Sampling Freq(Hz) 200
4 行目:	# Channel , 1, 2, 3, ... 242
5 行目:	# Location, A-1-1, A-1-2, A-1-3, ... L-D-2
6 行目:	# Units , gal, gal, gal, ... mm
7 行目:	# GL (m) , 0.00, -0.25, -0.50, ... -3.00
8 行目:	0.000, 1.617, 0.0058809, -1.4119, ... -0.23717
9 行目:	0.005, 0.75305, 0.0058809, 0.30322, ... -0.1151

1 行目: 1~7 行目のヘッダを含めた行数

2 行目: 4 行目以降の各行の数値データの列数

3 行目: サンプルング周波数

4 行目: 計測チャンネル番号 (pp.16~17, 表 2.4 参照)

5 行目: センサー位置 (p.18~21, 図 2.6~図 2.7 参照)

6 行目: 計測データの単位

7 行目: GL 面からの距離.

8 行目以降: 時刻とデータで, 1 列目は時刻, 2 列目以降は数値データ