

グラベルドレーン工法による液状化防止効果に関する現位置実験と解析

尾 上 篤 生
(技術研究所)森 信 夫
(技術研究所)

§ 1. はじめに

地震時に緩い砂地盤に対して短時間に繰返しせん断応力が作用すると、砂はより密な状態になろうとし、負のダイレイタンスが生じ過剰間隙水圧が発生する。過剰間隙水圧が上昇すると有効応力が減少し、振動の継続に伴ってついには液状化に至り大きな被害を招く。

砂地盤の液状化を防止する方法には、サンドコンパクションパイル工法や SVS 工法などのように地盤の密度を増加させる方法と、グラベルドレーン工法のように地震時に上昇する過剰間隙水圧を抑制する方法がある。

グラベルドレーン工法は、砂地盤中にグラベル(礫)の壁または柱を造成し、水平方向の排水経路を短縮することにより排水効果を高め、飽和砂層内の地震時の過剰間隙水圧上昇を初期有効応力の数10%にとどめることにより地盤の液状化を防止する工法である。

グラベルドレーンに関する研究には Seed・Booker¹⁾、時松・吉見²⁾、田中ら^{3)~6)}、佐々木ら⁷⁾、大原ら⁸⁾、高津ら⁹⁾などの多数の解析的・室内実験的研究が、また斉藤ら⁷⁾、竹原ら⁸⁾の現場における実大実験がある。

時松・吉見は、厚さ20cmの飽和砂層内で地上構造物の近傍に設置した壁状ドレーンの過剰間隙水圧消散効果を実験および解析により求め、実験結果と解析結果の一致をみている。佐々木ら、大原らも壁状の模型ドレーンの水圧消散効果が影響する水平距離や、半地下構造物に作用する地震時の揚圧力低下効果を明らかにしている。

一方、地盤に円柱状のグラベルドレーン(グラベルパイルともいう)を多数造成し、広範な地盤全体の液状化を防止する工法では、施工性やコストにかんがみ一般にドレーンの直径は40~50cmとされ、10数mの改良深度と比べて細長比が大きい。このために、有限の透水性をもつ礫材料を用いたドレーンの排水機能はウェルレジスタンスに大きく影響を受けると考えられる。

Seed・Booker は、ドレーン内の間隙水圧をゼロと仮定して軸対称有限要素解析によって水平断面内の水圧上

昇を検討し、有効円直径に対するドレーン直径の比(杭径比)と過剰間隙水圧比との関係を示すとともに、ドレーン材の透水係数を砂地盤の透水係数の200倍以上にすればよいと結論している。

通常、この円柱状のグラベルドレーンの設計には、Seed・Booker の設計法を用いている。しかし、この方法はウェルレジスタンスの影響を考慮しておらず、透水係数の比が200以上であってもかなり危険側の設計であると考えられ、筆者らはこの点に関して疑義をもつものである。

高津らは、厚さ80cmの模型土層に直径5~10cmのグラベルドレーンを設置して振動実験を行ない、ドレーン内に過剰間隙水圧の発生を認めている。田中らは、ウェルレジスタンスを考慮したドレーン効果の予測式を誘導し、実験結果とよく一致することを示した⁶⁾。

斉藤らは実際の地盤にグラベルドレーンを造成し、ドレーンの周辺4カ所でパイロハンマによりマンドレルを貫入しつつドレーン内外の水圧上昇と消散を調べた。その結果、碎石ドレーンと空井戸の周辺地盤の水圧消散速度が良く一致したことから Seed・Booker の方法で設計できるとしている。しかし、マンドレル貫入に伴う地盤内の水圧上昇と消散は深度の浅い位置から深い位置に向って順次に生じる現象であり、ドレーン内の水圧も上昇・消散する深度が時間とともに移動する。そのためにドレーン内の水圧が高くなり、ウェルレジスタンスの影響が実験結果に現われていないと考えられる。竹原らも同様な実大実験を行ない、無処理地盤と比較してのドレーンの効果を確認したが、「定量的により正確に把握するためには今後多くの試験および解析が必要である」と述べている。

このように、加振の非一様性やドレーン周辺の境界条件の不明確さのために、ウェルレジスタンスの影響を含めた実際の地盤でのグラベルドレーンの効果が未解明であった。グラベルドレーンの施工が漸増しているにもかかわらず施工された地盤が未だ大きな地震を経験してな

い今日、ドレーン効果の定量的な検証は大きな意義を持つ。

筆者らは浚渫砂による埋立て地盤に鋼管を建込み、鋼管内にグラベルドレーンを造成して有効円外周における非排水条件を満たすとともに、鋼管を加振して有効円内部の砂地盤を一様に振動させ、グラベルドレーンの有無、打設ピッチの相違による水圧上昇の違いを実験結果に基づいて解析し明らかにした¹²⁾。本研究はその実験結果と解析について報告し、さらに既往の設計法を見直して実際の設計法を導出することを目的としたものである。

§ 2. 地盤概要と土質調査結果

2.1 実験場所と地盤の概要

実験場所は、北海道電力幌苦東厚真火力発電所1号取水路西側先端付近である。地盤は、浚渫砂によって埋立てられた厚さ10～14mの埋立地で、そのうち大略下位半分は細砂層、上位半分は礫混り砂層であるが、層序は不整である。

図-1は、昭和57年3月21日の浦河沖地震（マグニチュード=7.3）の際に当地盤で噴砂現象が生じた場所を示したものである。一方、道路橋示方書に基づいて算出した液化化安全率 F_L は1.0を大きく下回っており、浦河沖地震クラスの153 gal 程度の地表面加速度に対して当該地盤は容易に液化化する地盤であることが分かる。

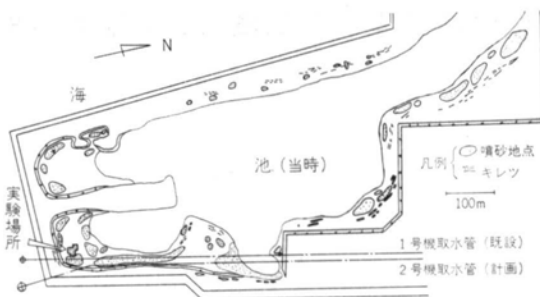


図-1 浦河沖地震における噴砂場所平面図



図-2 地盤調査平面図と実験用鋼管の配置

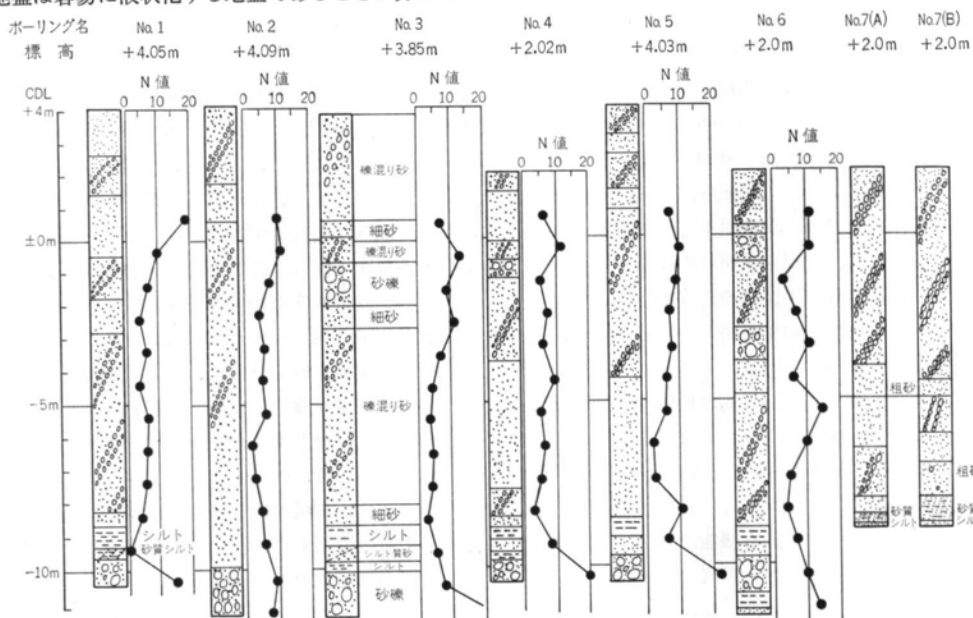


図-3 No. 1～No. 7 調査ボーリングの柱状図とN値

2.2 土質調査結果

図-2に実験ヤードと地盤調査地点、予備実験位置および本実験位置を示す。図-3は、実験ヤードの土質柱状図とN値を示したものである。調査地点がかなり近くても礫混り砂層と細砂層の層厚は互いに異なっており、

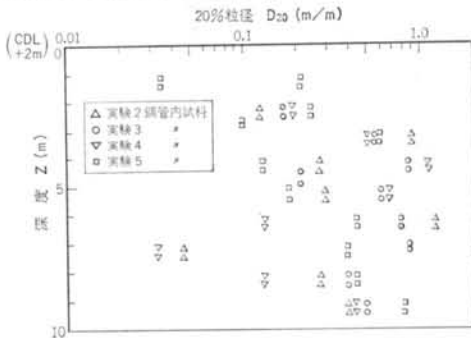


図-4 D_{20} の深度分布

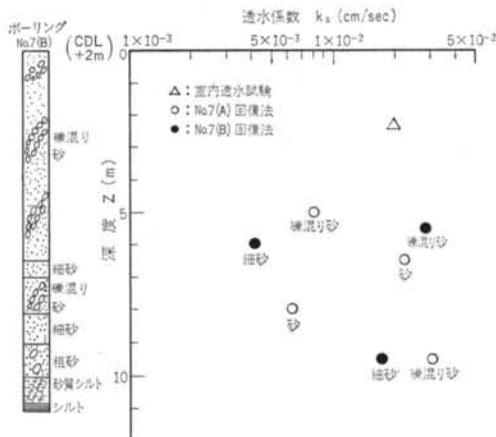


図-5 透水係数と深度の関係

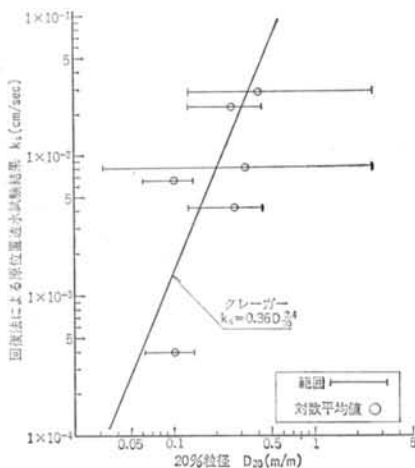


図-6 20%粒径と原位置透水試験の結果

層序は複雑である。図中、ボーリング No.2 にシルト層が示されていないが、貫入試験の試料によれば G.L. - 9 m 付近で若干のシルトが見られた。N 値は 3~15 であり、平均 7 前後と小さい。

図-4 は、20% 粒径 D_{20} と深度の関係を示したものである。 D_{20} は $2 \times 10^{-2} \sim 1$ mm と著しく広範囲にわたる。

図-5 は、原位置回復法透水試験結果および室内透水試験結果の関係を示したものである。ただし、シルト混りあるいはシルト質砂など、シルト分の多い試料のデータは除いた。回復法による平均透水係数は $k_s = 0.01456$ cm/sec である。

No. 7(A), No. 7(B) のボーリング地点における回復法による透水係数と、ボーリング No. 1, No. 2 地点において、その回復法試験に対応する深度から採取した砂の D_{20} との関係を図-6 に示した。図中にはクレーガーの提案式を併記したが、当地盤の砂の透水係数は D_{20} を用いたクレーガーの式から求めても過誤がないといえる。

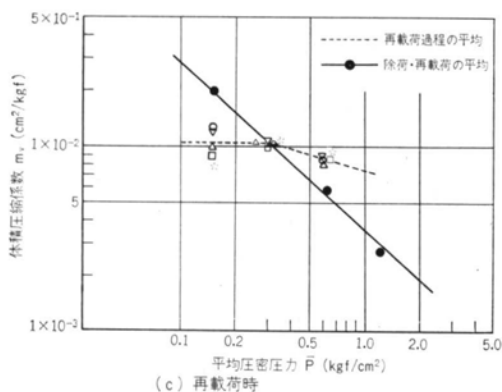
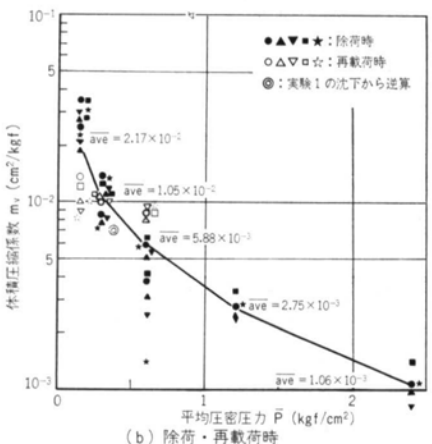
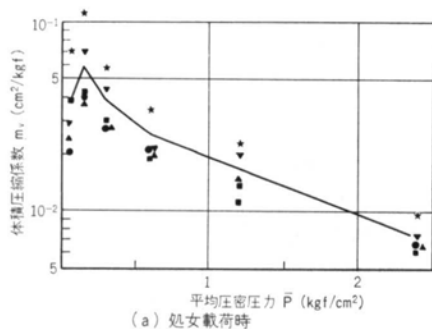
体積圧縮係数 m_v を求めるために標準圧密試験、等方圧密試験、振動三軸圧縮試験を実施した。標準圧密試験は、透水係数の大きな砂などの圧密係数を求める方法としては適切ではないが、体積圧縮係数を求めることは可能であり、側方拘束状態で載荷・除荷する点で今回の実験と同条件であるので、以下に標準圧密試験機による繰返し圧密試験結果を示す。

図-7 (a), (b) は処女圧縮時と除荷・再載荷時の m_v を、平均圧密圧力 $\bar{P}$ に対して示したものである。除荷・再載荷時の m_v は、処女圧縮時の $1/4 \sim 1/7$ の値である。水圧の上昇過程では砂の有効応力は先行荷重より小さく、過圧密状態にあるので除荷時の m_v を用いるのが適切である。また、水圧の消散過程は再載荷時と等価な圧密過程であることから、図-7 (c) では除荷時の平均 m_v と再載荷時の m_v を示した。

図-8 は飽和単位体積重量 ρ_{sat} と飽和時の含水比 w_{sat} の関係を示したものである。これによると、 ρ_{sat} の平均値は礫混り砂層では $\rho_{sat} = 2.097$ t/m³、細砂層では 1.920 t/m³ である。

2.3 グラベルドレーンの礫材

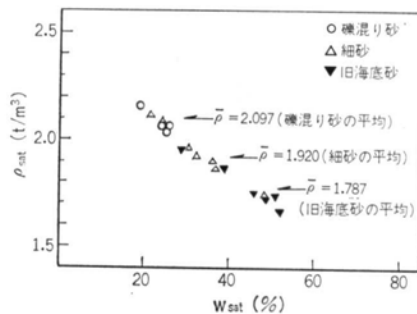
グラベルドレーン材料として、図-9 に示すように粒径がほぼ 5~13 mm の洗浄した円礫を使用した。ドレーン材の 15% 粒径を D_{g15} 、原地盤の平均的 15% 粒径を D_{s15} とすると、 $D_{g15}/D_{s15} = 19.2$ 、 $D_{g15}/D_{s85} = 2.7$ であり、中島ら¹³⁾の提案値である、 $20 D_{s15} < D_{g15} < 8 D_{s85}$ にほぼ適合する。礫材の透水係数 k_w は図-10 のとおりで、動水勾配 $i = 0.2$ で $k_w = 6.3$ cm/sec、 $i = 0.8$ で $k_w =$



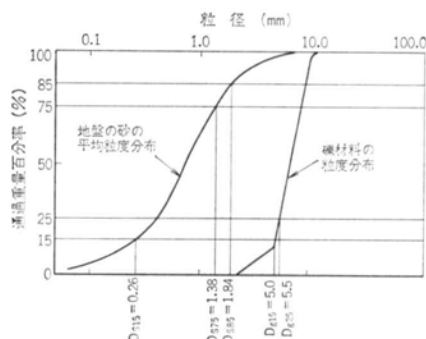
図一七 繰返し圧密試験による体積圧縮係数 m_v
2.9 cm/sec である。

§ 3. 予備実験

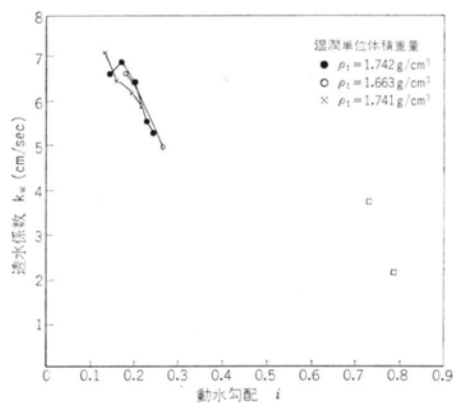
実験は、大口径鋼管を地盤に建込み、これをパイプロハンマで上下に加振して管内の砂地盤にせん断振動を与えるものである。そこで、鋼管打設の際に生じる原地盤の攪乱を低減する方法、および加振時の振動加速度の制御方法を調べるために予備実験を行なった。



図一八 ρ_{sat} と w_{sat} の関係



図一九 礫材料のと砂質地盤の粒度分布



図一十 実験に用いたグラベルドレーン材の透水試験結果

内径 1,200 mm, 肉厚 12.7 mm (予備実験 b, d は厚さ 9 mm), 長さ 12 m の鋼管をディーゼルパイルハンマで打設する際、あらかじめ G.L. -5 m と -8 m に埋設した間隙水圧計を計測し、水圧上昇を最少限に抑え地盤の軟化を招かない打撃時間間隔を把握した。

図一十一は、打撃回数と鋼管先端深度の関係、および打撃深度と打撃時の間隙水圧の関係を示したものである。間隙水圧は、鋼管貫入深度が G.L. -7.5 m に達する辺りから発生するが、10 分間でかなり消散する。

間隙水圧の動的測定記録によると、1 回の発火による数回のラム落下時に発生する過剰間隙水圧は瞬間的かつ

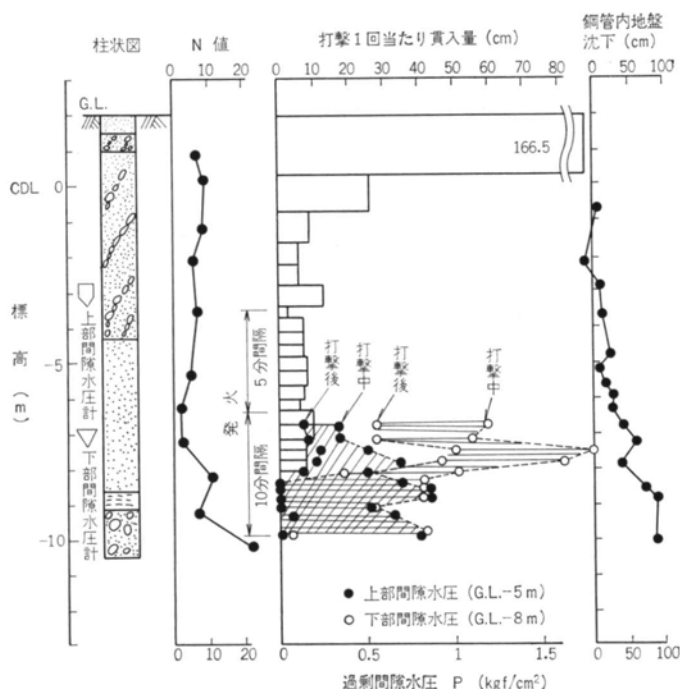


図-11 鋼管打撃回数と打撃時発生間隙水圧(実験1鋼管、総打撃回数115回)

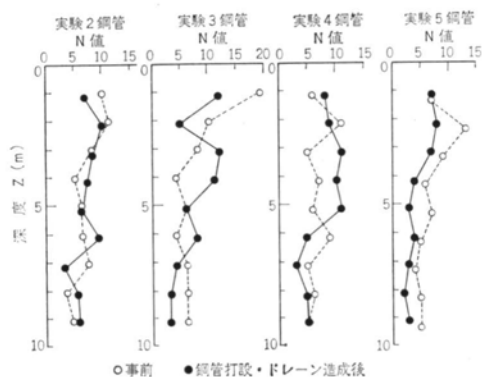


図-12 鋼管打設とドレーン造成による管内N値の変化

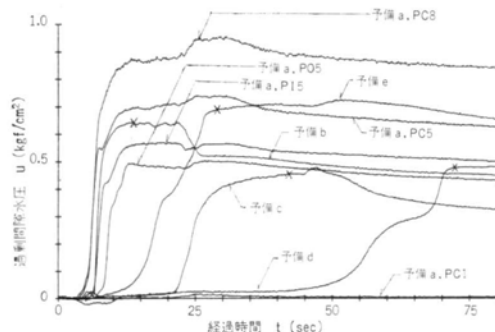


図-13 予備実験の過剰間隙水圧の経時変化(X印は液状化とみなした時点)

部分的な現象にとどまり、また図-12に示すように鋼管打設とグラベルドレーン造成の前後でN値に大きな変化はないので、打設に伴う地盤の攪乱は小さいと考えられる。

加振力は、パイプロハンマの偏心モーメントと発電機周波数を種々組合せて調整した。

いずれの予備実験も、鋼管中心部の G.L. -5 m の深度に x, y, z の3成分の加速度計と間隙水圧計とが1体となったカプセルを埋設した。さらに、鋼管外周面 G.L. -7 m までウォータージェットにより洗掘して鋼管周辺のフリクションを除去した。加振は、鋼管内の原地盤が液状化して水圧上昇が一定になるまで継続した。

その結果、図-13にみられるように偏心モーメントを $10,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ 、発電機の周波数を 42 Hz とすれば、非改良地盤の液状化に要する振動継続時間を数秒から数10秒とすることができ、グラベルドレーンの水圧消散効果を評価できる加振が行なえることが分かった。

§ 4. 本実験

4.1 実験方法

4.1.1 鋼管の打設とグラベルドレーンの造成

予備実験を含め実験ケースを表-1に示す。予備実験結果に基づき、鋼管をディーゼルパイルハンマで10分間に1回ずつ発火させ、G.L. -11 m まで貫入した。貫入後、1 m 弱沈下した管内地盤を元の標高まで埋戻して整地し、G.L. $\pm 0 \text{ m}$ まで注水して飽和させた。その後、鋼管中心部でドーナツオーガにより G.L. -10 m まで掘削し、孔内洗浄後目詰り防止用濾布を孔底まで挿入して、その中にドレーン材を投入した。ただし、ドレーンの目詰りを調査するため、実験5で濾布無し $\phi 500 \text{ mm}$ のドレーンを造成した。

4.1.2 計器設置

計器は、図-14(a)のように配置した。ドレーン内深度 1, 5, 8 m の位置に間隙水圧計 PC 1, PC 5, PC 8 を、また G.L. -5 m および -8 m の砂地盤内には x (半径方向)、 y (接線方向)、 z (鉛直方向) 3方向の加速度計と間隙水圧計1個とを一体にしたカプセルを埋設した。その半径方向の配置は図-14(b)のとおりである。計器の名称を表-2に示す。

4.1.3 加振方法

区分	種類	実験番号	グラベルパイルの直径 D_w (mm)	バロン指数 $n = \frac{D_e}{D_w}$	目詰り防止用布	パイプロ VM ₂ -25000 A		ウォータージェットによるフリクションカット (m)
						偏心モーメント (kg・cm)	発電機周波数 (Hz)	
予備実験	非改良	a	—	∞	—	15,000	45	7
		b	—	∞	—	10,000	50	7
		c	—	∞	—	10,000	42	7
		d	—	∞	—	10,000	42	7
		e	—	∞	—	10,000	45	7
本実験	非改良	1	—	∞	—	10,000	42	8
		2	300	4.0	有	10,000	42	8
	改良	3	400	3.0	有	10,000	42	8.3
		4	500	2.4	有	10,000	42	8
		5	500	2.4	無	15,000	45	7

注) 鋼管直径 $D_e=1,200\text{mm}$, 予備実験 b, d の肉厚は 9mm , 他は 12.7mm , パイプロのプーリーは電源周波数60サイクル用を使用

表-1 実験ケース一覧

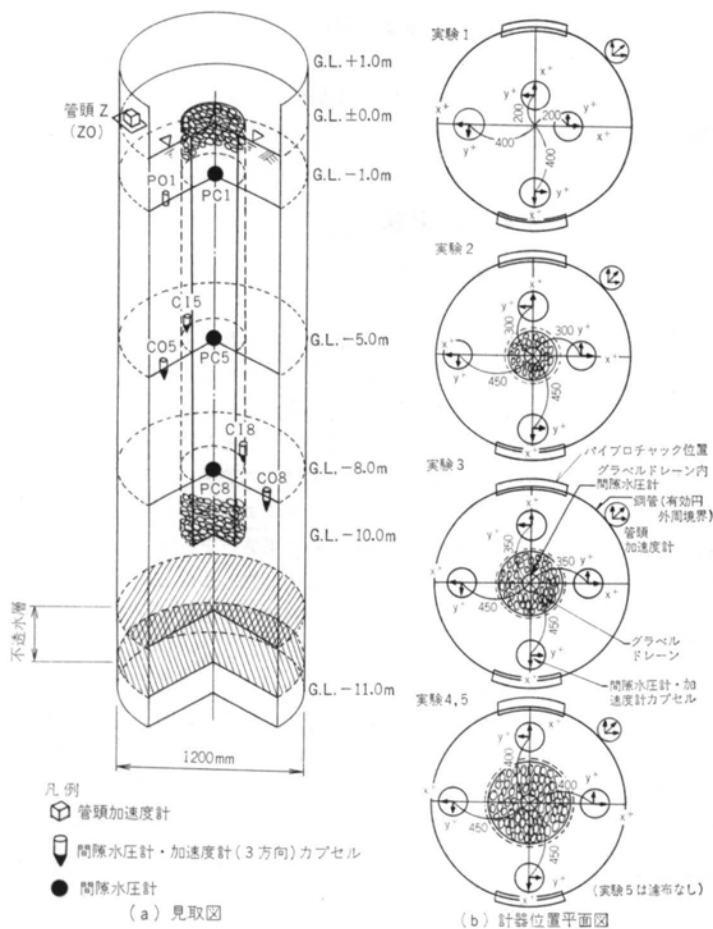


図-14 計器配置

打設した鋼管外周8カ所で、ウォータージェットを長さ7~8.3m打設して外周地盤と鋼管外面との摩擦力を低減させた。加振用パイプロンマ VM₂-25000 A の偏心モーメントを 10,000 kg・cm, プーリーを 60 サイクル用にセットし、加振は電源周波数 42 Hz でデルタ運転した。

4.2 実験結果

実験結果の処理は、加速度についてはビググラフをデジタイザによって読み取り両振幅 $\phi\phi$ の 1/2 を求め、水圧については 2 Hz のローパスフィルタを介した上で AD 変換した。図-15 にビググラフの一例を示す。

4.2.1 地盤内加速度

図-16に、実験1~実験4の地盤内および管頭加速度の経時変化を示す。1次の卓越周波数は約7 Hzであった。これらの図によると非改良実験の加速度が最も小さく、実験2~実験4はほぼ同程度の加速度であった。同一実験では、地盤に加えられた振動エネルギーは部位による差が小さく、鋼管内がほぼ一様に振動している。しかし、どの実験も加振開始から7~15秒は加速度が急激に増加し、実験2以外はその

計器の種類	設置位置			計器呼称	鋼管内中心軸から見た方向
	深度(m)	ドレーンからの距離	収納カプセル名		
地盤内加速度計	5	近(内側)	CI 5	XI 5 YI 5 ZI 5	半径方向 接線方向 鉛直方向
	5	遠(外側)	CO 5	XO 5 YO 5 ZO 5	半径方向 接線方向 鉛直方向
	8	近(内側)	CI 8	XI 8 YI 8 ZI 8	半径方向 接線方向 鉛直方向
	8	遠(外側)	CO 8	XO 8 YO 8 ZO 8	半径方向 接線方向 鉛直方向
地盤内間隙水圧計	1	遠(外側)		PO 1	
	5	近(内側)	CI 5	PI 5	
	5	遠(外側)	CO 5	PO 5	
	8	近(内側)	CI 8	PI 8	
ドレーン内間隙水圧計	1	ドレーン内中心		PC 1	
	5			PC 5	
	8			PC 8	
管頭加速度計	地上部	鋼管天端から20cm下方の鋼管外面		X 0 Y 0 Z 0	半径方向 接線方向 鉛直方向

表一 2 計器および計器を収納したカプセルの名称

後緩やかに増加した。最大値に達した後は加速度は僅かながら低下を続け、パイプロハンマの電源 OFF の後5秒程度かかって振動は停止する。各実験の全加振時間を通した地盤内加速度と過剰間隙水圧の最大値、およびその所要時間を表一 3 に示す。

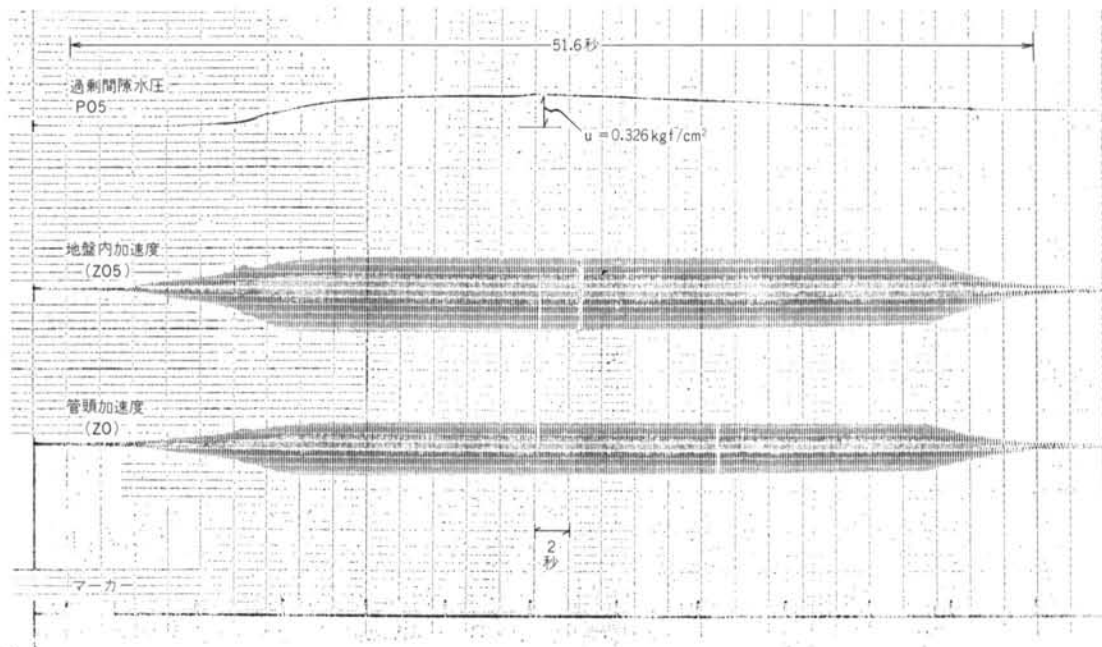
表中の実験名称でダッシュがついたものは、本実験の終了後過剰間隙水圧の消散を待って電源周波数を 50 Hz にかえて強振を与えたものである。

図一 17 は、表一 3 の管頭および地盤内鉛直方向加速度の最大値である。地震動と異なり、このように 400 gal ~ 1, 100 gal と大きな加速度で数 10 秒間加振することによって間隙水圧がゆっくり上昇することがパイプロハンマ加振の特徴である。ただし、表一 3 に示すとおり、実験 2', 3', 4' および実験 5 のように、特に加振力が大きい場合はグラベルドレーン自体も液状化する。

4.2.2 過剰間隙水圧

(1) 経時変化

図一 18 に、実験 1 ~ 4 の過剰間隙水圧の経時変化を示す。どの実験でも、パイプロハンマの回転が徐々に速くなる加振開始直後は加速度も小さいので、水圧上昇が始まるまでにある程度の時間を要している。非改良の実験である実験 1 では水圧上昇までに 19 秒を要し、上昇終了までに 46 秒経過しているから、水圧は 27 秒かかってゆっくり上昇した。実験 2 ではこれがそれぞれ約 7 秒、20 秒で水圧上昇中の時間は約 13 秒と相対的に短い。これは、



図一 15 過剰間隙水圧と地盤加速度の記録 (実験 2)

実験2の地盤内加速度が実験1のそれに比べ2倍程度大きいことによる。実験3, 4は水圧上昇が2段階の段階的上昇を示した。

(2)最大過剰間隙水圧比

図-18(a)によれば実験1(非改良)のG.L. -5mの最大過剰間隙水圧の平均値は、 $u_{05}=0.579\text{kgf/cm}^2$ 、G.L. -8mのその平均値は $u_{08}=0.838\text{kgf/cm}^2$ で、地盤の飽和単位体積重量 ρ_{sat} から判断して液状化に至っている。一般的に初期鉛直有効応力 σ'_{v0} は ρ_{sat} から求めるが、サンプリング時の乱れなどによる誤差もあるので、実験地盤のG.L. -5m, -8mにおける平均的な σ'_{v0} は、この u_{05} , u_{08} に等しいとして、実験2～実験4の各深度の最大残留過剰間隙水圧比を求め図-19に示した。

同図によると、バロン指数 n の逆数である杭径比($=D_w/D_e$)が大きくなるほど水圧比は小さくなり、ドレーンの効果が端的に表われている。

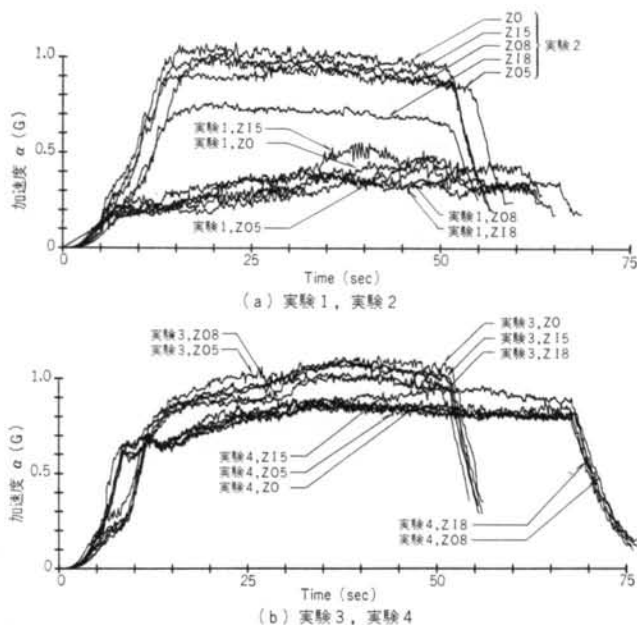
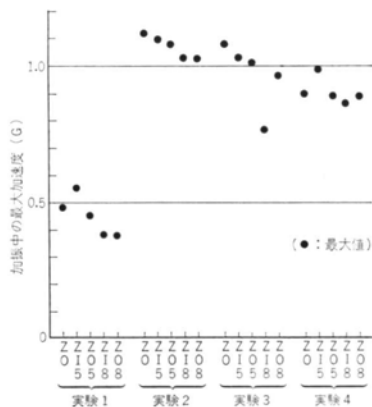


図-16 本実験の加速度半振幅の経時変化

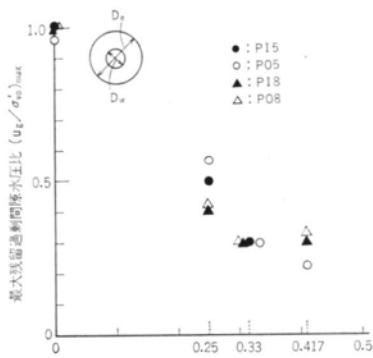
実験名称	a	b	c	d	e	1	1'	2	2'	3	3'	4	4'	5
実験条件	非改良	非改良	非改良	非改良	非改良	非改良	非改良	φ300	φ300	φ400	φ400	φ500	φ500	φ500 値有なし
鋼管打撃回数	158	192	141	151	222	115	115	142	142	163	163	164	164	116
加振時間 (t _d 秒)	21.75	21.74	44.2	82.05	40.65	61.65	41.88	51.6	30.36	51.75	37.25	67.65	31.18	23.25
最大加速度 α _{max} (G)	Z0	4.411 (17.42)	—	—	—	0.485 (48.25)	2.043 (26.96)	1.077 (22.88)	2.443 (12.46)	1.117 (42.36)	2.087 (12.35)	0.900 (36.63)	2.345 (28.88)	2.75 (16.0)
	ZI5	1.798 (8.88)	—	—	—	2.130 (19.54)	0.5525 (39.27)	1.027 (9.52)	1.435 (22.58)	1.095 (37.34)	2.348 (24.64)	0.984 (49.84)	2.101 (5.79)	2.0 (16.0)
	ZO5	1.775 (9.60)	2.005 (7.05)	1.197 (33.28)	0.395 (61.73)	—	0.445 (47.59)	0.658 (13.61)	1.010 (19.62)	1.428 (5.28)	1.076 (38.13)	1.964 (17.85)	0.889 (33.81)	1.798 (5.97)
	ZI8	1.335 (12.62)	—	—	—	—	0.3844 (34.18)	1.958 (17.56)	0.765 (21.52)	1.091 (7.21)	1.024 (34.73)	1.328 (6.42)	0.863 (35.48)	2.033 (5.51)
	ZO8	0.899 (9.92)	—	—	—	—	0.382 (50.77)	1.442 (19.82)	0.960 (33.87)	1.956 (7.33)	1.026 (37.74)	1.244 (17.34)	0.891 (33.98)	2.413 (5.67)
過剰間隙水圧 u (kgf/cm ²)	PO1	—	—	—	—	0.086 (50.7)	0.086 (21.7)	0.061 (12.6)	0.044 (8.7)	0.083 (57.0)	0.063 (16.95)	0.092 (77.4)	0.134 (42.6)	0.095 (28.5)
	PC1	0.026 (5.85)	—	—	—	—	—	0.063 (12.5)	0.044 (8.55)	0.069 (34.95)	0.087 (12.6)	0.074 (13.95)	0.151 (14.1)	0.129 (18.45)
	PI5	0.570 (18.75)	—	—	—	0.725 (51.6)	0.602 (46.35)	0.564 (26.8)	0.286 (27.3)	0.499 (15.15)	0.175 (34.05)	0.549 (15.75)	0.426* (55.5)	0.511 (17.25)
	PO5	0.504 (27.3)	0.645 (13.6)	0.478 (46.95)	0.490 (84.45)	—	0.556 (46.05)	0.495 (24.2)	0.326 (27.45)	0.532 (15.15)	0.172 (33.9)	0.548 (15.9)	0.128 (13.4)	0.541 (10.65)
	PC5	0.742 (30.75)	—	—	—	—	—	0.347 (27.45)	0.486 (11.55)	0.167 (34.5)	0.405 (13.2)	—	—	0.410 (14.55)
	PI8	0.798* (102.5)	—	—	—	—	0.836 (46.35)	0.834 (27.5)	0.343 (27.45)	0.901 (15.6)	0.256 (33.0)	0.709 (13.95)	0.258 (31.8)	0.829 (21.3)
	PO8	0.66* (268.5)	—	—	—	—	0.839 (46.5)	0.830 (26.7)	0.353 (27.9)	0.894 (15.6)	0.251 (33.75)	0.703 (13.8)	0.273 (34.5)	0.719 (14.85)
	PC8	0.958 (29.17)	—	—	—	—	—	—	0.425 (27.9)	0.757 (10.35)	0.236 (33.3)	0.564 (15.6)	0.139 (13.65)	0.674 (9.37)

注) *印は計器不良のもの、()内は最大値に初めて到達した時間(秒)

表-3 全加振を通した加速度と過剰間隙水圧の最大値と到達時間(秒)



図一17 杭頭、地盤内の最大加速度



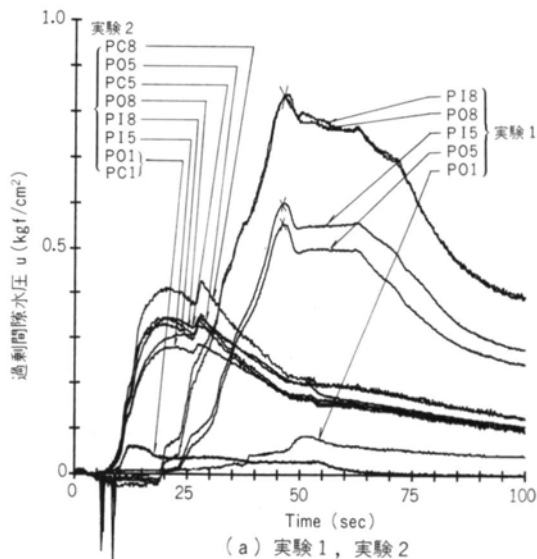
図一19 残留過剰間隙水圧比と杭径比の関係

(3) 過剰間隙水圧の分布とグラベルドレン内の間隙水圧

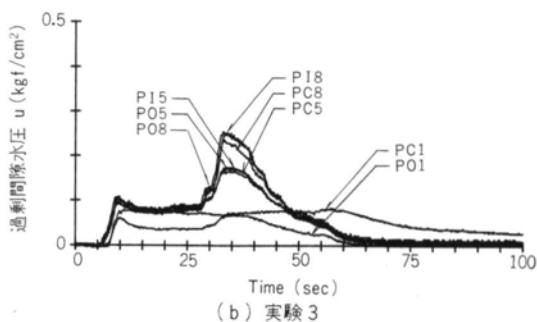
加振中の過剰間隙水圧の深度方向、半径方向の分布を図一20～図一25に示す。図一20(a), (b)によれば非改良の場合、過剰間隙水圧は深度方向に三角形分布をなして上昇してゆく。図一21(a), (b), (c)によると、直径300mmのドレン内の水圧が砂層内よりもやや大きい、これは計器の設置深度の多少のずれや計器の精度が容量 2kgf/cm^2 の1%程度にすぎないことなどのため、実際は図一23(a), (b), 図一25にみるようにドレン内が砂層内よりやや小さな水圧で推移しているものと考えられる。図一23によれば、杭径比 $D_w/D_e=0.33$ の場合もドレン内の水圧は砂層内の水圧との差が極めて僅かである。図一23(c)に見られるとおり、加振開始後30秒間程度のドレン内の動水勾配がおよそ0.2であることを考慮すればドレンと砂地盤の透水係数が400倍となるが、それでもウェルレジスタンスが著しく大きいことを示している。

4.2.3 管内地盤沈下量

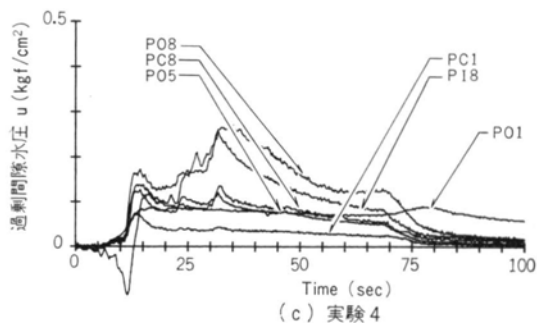
加振直後からの管内地盤沈下量の経時変化を図一26に示す。ドレンのある実験2～4では1分30秒までに沈下は終了しており、加振停止後の沈下はほとんどみられ



(a) 実験1, 実験2



(b) 実験3



(c) 実験4

図一18 本実験の過剰間隙水圧の経時変化

ない。また、非改良地盤は液状化したにもかかわらず、液状化していない改良地盤よりも沈下量が小さかった。

4.2.4 グラベルドレン材の目詰り

図一27は、実験4と実験5のドレン材の使用後の透水係数である。実験4では直径50mmのドレンが濾布に

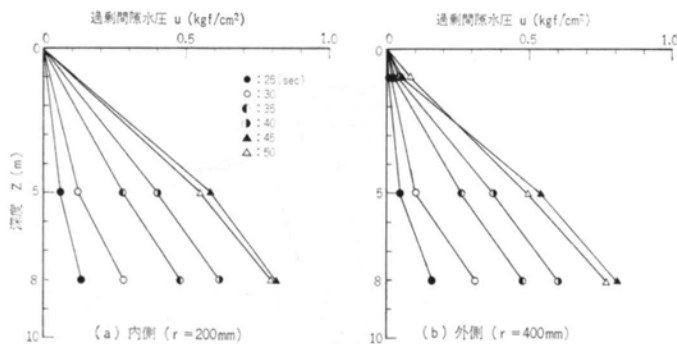


図-20 加振中の過剰間隙水圧の深度分布(実験1, 非改良)

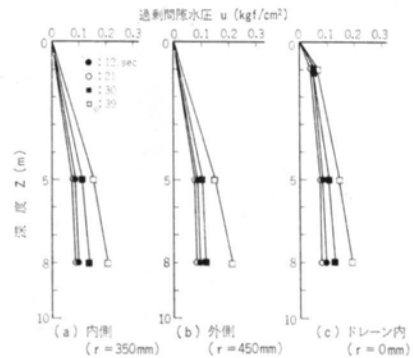


図-22 加振中の過剰間隙水圧の深度分布(実験3, 改良 φ400)

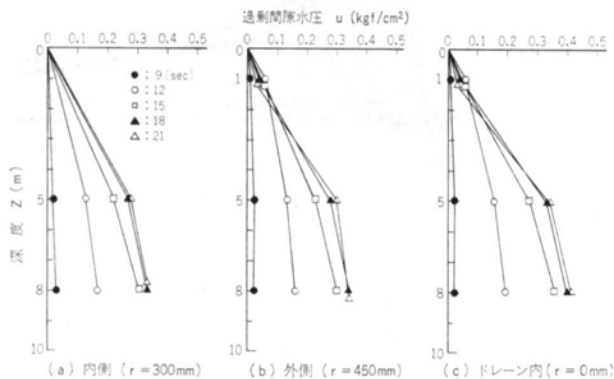


図-21 加振中の過剰間隙水圧の深度分布(実験2, 改良 φ300)

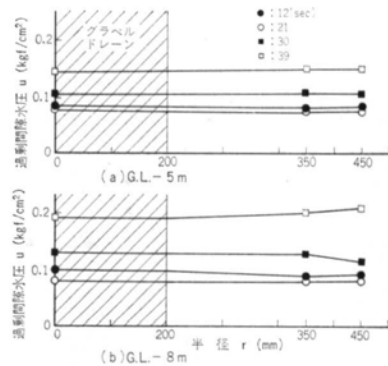


図-23 加振中の過剰間隙水圧の半径方向分布(実験3, 改良 φ400)

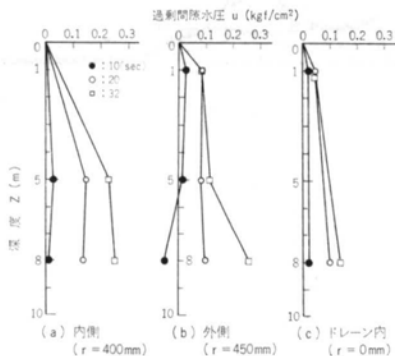


図-24 加振中の過剰間隙水圧の深度分布(実験4, 改良 φ500)

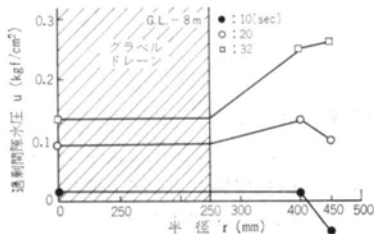


図-25 加振中の過剰間隙水圧の半径方向分布(実験4, 改良 φ500)

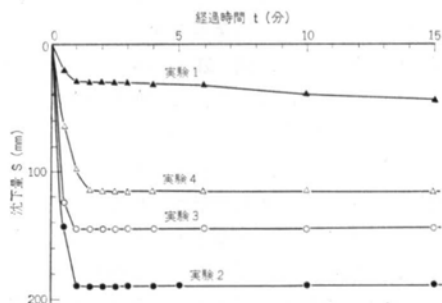


図-26 加振開始直後からの地盤沈下の経時変化

巻かれているが、本実験後に加振エネルギーを大きくしてドレーンと地盤を共に液状化させたことによって、使用前よりもやや小さい値になっている。実験5は濾布がなく、やはり地盤とドレーンを共に数回繰返して液状化したところ、実験4の透水係数の60%まで低下した。

§ 5. 振動エネルギーの補正をしたグラベル ドレーンの効果解析

5.1 不規則な地盤内加速度の繰返し回数の等価化

5.1.1 地盤内鉛直方向最大加速度と繰返し回数

加振時の鋼管内の砂の絶対変位を u 、波動進行方向の座標を r とすれば、一次元せん断波動の基本方程式は次の式(1)である。

$$\rho \partial^2 u / \partial t^2 = \partial \tau / \partial r \quad \cdots \cdots (1)$$

損失率を無視すると、せん断ひずみとせん断力の位相差は無いから、

$$\tau = G \frac{\partial u}{\partial r} \quad \cdots \cdots (2)$$

である。式(1)、(2)より、

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \quad \cdots \cdots (3)$$

ここに V_s : 位相伝播速度 $\sqrt{G/\rho}$
式(3)の一般解は式(4)となる。

$$u = A e^{\pm i V_s t} e^{\pm i 2 r} \quad \cdots \cdots (4)$$

また、速度 v 、加速度 α は式(5)₁、(5)₂ となり、

$$v = \pm i V_s \lambda u \quad \cdots \cdots (5)_1$$

$$\alpha = -V_s^2 \lambda^2 u \quad \cdots \cdots (5)_2$$

式(6)のように、せん断力は速度に比例し、位相差がない。

$$\tau = G \frac{\partial u}{\partial r} = G \frac{v}{V_s} = \sqrt{\rho G} \cdot v \quad \cdots \cdots (6)$$

一方、せん断力を加速度で表わすと式(7)となる。

$$\tau = \pm \frac{\rho \alpha}{\lambda} \quad \cdots \cdots (7)$$

振動の周期が一定であれば λ は一定値であるから、せん断力は加速度と 90° の位相差があるが、その大きさは加速度の大きさに比例する。

今回の実験では鋼管内の砂のせん断ひずみは大きく、損失率も無視できないのでせん断ひずみとせん断応力の間には位相差が生ずる。しかし、図-28に示したように室内液状化試験のせん断応力比 $R = \tau/\sigma'_v$ と、過剰間隙水圧比が1.0になるまでの繰返し回数 N の関係が両対数軸上で直線関係となることから、鋼管加振実験についても管内の砂の加速度と繰返し回数に同様な関係があれば、加速度を用いて振動エネルギーの相対評価を行なえると考えられる。

図-15に示した地盤内加速度波形によれば1次の卓越周波数はほぼ7Hzで、これは加振初期の数秒と加振停止時を除けば一定であるが、加速度振幅は加振開始から時間の経過とともに大きくなり、過剰間隙水圧が最大に

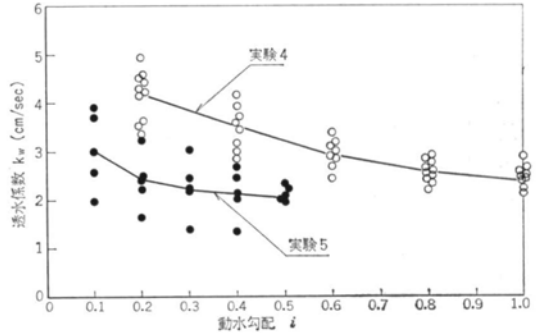


図-27 濾布の有無による液状化後のドレーン材の透水係数

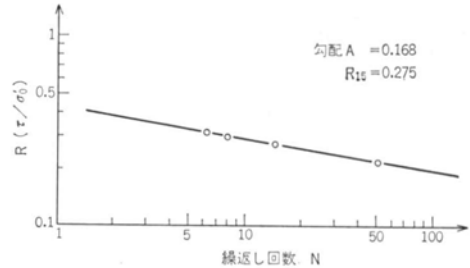


図-28 室内液状化試験(振動三軸試験)の応力比と繰返し回数

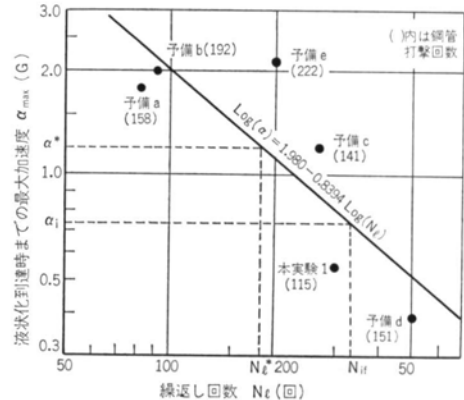


図-29 液状化到達時までの最大加速度と波数(収束計算前)
達する直前、あるいはかなり以前に最大の鉛直加速度が現われる。

非改良地盤におけるパイプロハンマの起振力を種々変えた予備実験 a～e および実験 1 の 6 ケースの実験結果から、液状化に至るまでの加速度波数を数えた見掛けの繰返し回数 N_t と、液状化に到達する以前に現われる地盤内鉛直方向最大加速度 ($pp/2$) a_{max} とを図-29の両対数軸上にプロットした。ここで、液状化に至った時点として水圧が最大になった時点を選ぶと、図-13にみるように予備実験 c や e のようにかなり長い時間高い水圧を保った後にピークに達する場合繰返し回数を過大に評価することになるので、図-13、図-18(a)に記入した×印

実験名		a	b	c	d	e	1
計器名							
種類							
最大 加速 度	ZI 5	1.798 (8.88)	—	—	—	2.130 (19.54)	0.5525 (39.27)
	ZO5	1.775 (9.60)	2.005 (7.05)	1.197 (33.28)	0.395 (61.73)	—	0.4224 (36.01)
	ZI 8	1.335 (12.62)	—	—	—	—	0.3844 (34.18)
	ZO8	0.899 (9.92)	—	—	—	—	0.3669 (40.13)
α_{max} (G)	PI 5	0.565 (14.1)	—	—	—	0.693 (29.1)	0.6019 (46.35)
	PO5	0.493 (13.0)	0.645 (13.6)	0.457 (41.85)	0.477 (72.0)	—	0.5562 (46.05)
	PI 8	—	—	—	—	—	0.8356 (46.35)
	PO8	—	—	—	—	—	0.8385 (46.5)
過 剰 間 隙 水 圧							
u (kgf/cm ²)							

注) ()内は経過時間

(単位・秒)

表—4 非改良実験の液状化到達時の過剰間隙水圧と液状化到達時以前の地盤内最大加速度

の点とした。この時点の過剰間隙水圧を液状化到達時の水圧として表—4に記した。

当地盤の平均的透水係数 $k=0.01456\text{cm/sec}$ 、体積圧縮係数 $m_v=0.01\text{cm}^2/\text{kgf}$ 、鋼管内の砂層厚さ $H=11\text{m}$ 、片面排水の条件下で地震動継続時間を 10sec とすれば、時間係数 T_a は次の値となる。

$$T_a = \frac{k t_a}{m_v \rho_w g H^2} = \frac{0.01456 \times 10}{0.01 \times 0.001 \times 110 \times 110} = 1.2$$

この場合の最大間隙水圧比は、時松・吉見の最大間隙水圧比と時間係数の図によれば1.0である¹⁴⁾。したがって、非改良地盤はパイプロハンマで液状化させた場合は非排水条件に近い状態にあると考えられる。そこで、図—29の各点を非排水条件下の供試体の液状化実験結果と見なし、この両対数軸上の1次回帰直線を求めこれを液状化強度曲線とすると、図—28に良く似た曲線が得られる。しかし、この繰返し回数 N_i は一定振幅の加速度波数の累積ではないから、この液状化強度曲線は近似的な曲線である。予備実験aと実験1では地盤内の複数の位置で水圧と加速度を測定したが、あるケースは複数個所の、また他のケースは1個所のデータを使用するとケースによって重みが変わるので、上記2ケースについてはともに5m内側計器の測定データを図—29にプロットした。ただし、内側、外側のいずれの計器のデータを用いても

結果にほとんど影響を及ぼさない。

5.1.2 等価繰返し回数 N_{eq} と基準化加速度 α^*

図—15のような非定常振幅の加速度波形の内のある1波の加速度を α_i とする。もし図—29が定常振動実験のデータで、一定加速度レベル α と液状化までの繰返し回数 N_i の関係を示す両対数軸上の直線であるとする、加速度 α_i なる一定振幅下では繰返し回数 N_{if} 回で液状化に、すなわち損傷度 $D^{15)}$ が $D=1.0$ になることを示している。したがって、加速度 α_i の1波による損傷度は $1/N_{if}$ である。また、任意の一定振幅加速度 α^* で振動が N_i^* 回繰り返されても損傷度は1となり、 α^* の1波による損傷度は $1/N_i^*$ となる。そこで、 α_i の1波による損傷度は α^* の1波による損傷度の $(1/N_{if})/(1/N_i^*)$ 倍、すなわち N_i^*/N_{if} 倍となる。しかるに、図—29の液状化強度曲線の式を $\log \alpha = B - A \log N$ とすると次式が成立つ。

$$\log \alpha^* = B - A \log N_i^* \quad \dots\dots(8)_1$$

$$\log \alpha_i = B - A \log N_{if} \quad \dots\dots(8)_2$$

式(8)₁、(8)₂より、

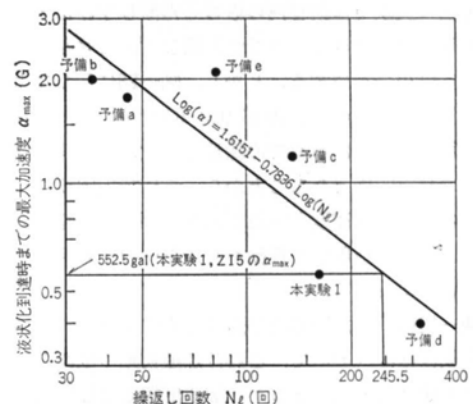
$$N_{if}/N_i^* = (\alpha^*/\alpha_i)^{1/A} \quad \dots\dots(9)$$

ゆえに、加速度 α_i の1波を任意の加速度 α^* に換算したときの等価波数は $(\alpha_i/\alpha^*)^{1/A}$ 波となる。ここでは α^* を基準化加速度と呼ぶ。

図—29に、プロットした各実験ケースの不規則な加速度波形について、各ケースの最大加速度 α_{max} を基準化加速度として等価繰返し回数 N_{eq} を求めるためには、次の式(10)で液状化強度曲線の勾配 A が必要となる。

$$N_{eq} = \sum_i (\alpha_i/\alpha_{max})^{1/A} \quad \dots\dots(10)$$

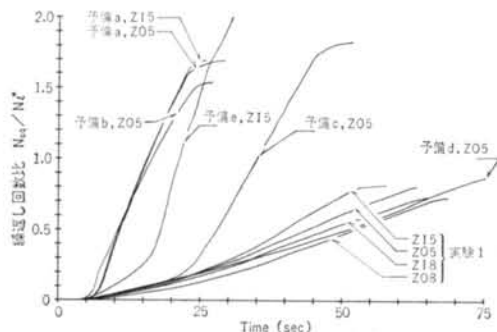
そこで、図—29を液状化曲線の第一次近似として N_{eq} を求めれば、同図中の各点は少しずつ横に移動する。こ



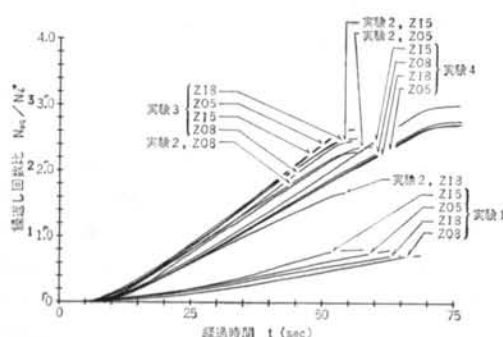
図—30 液状化到達時までの最大加速度と繰返し回数(収束後)

実験名	計器名	液状化所要時間 t_l (秒)	液状化に至るまでの最大加速度 $\alpha_{max} = \alpha^*$ (G)	液状化時 t_l までの等価繰返し回数 N_l	液状化強度曲線上の繰返し回数 N_l^*
予備a	ZI 5	14.1	1.789	45.68	54.47
	ZO 5	13.0	1.775	41.52	55.38
予備b	ZO 5	13.6	2.005	36.43	47.39
予備c	ZO 5	41.85	1.197	136.9	91.54
予備d	ZO 5	72.0	0.3945	315.1	377.4
予備e	ZI 5	29.1	2.130	82.24	43.88
実験1	ZI 5	46.35	0.5525	162.8	245.5
	ZO 5	46.05	0.4224	187.6	346.0
	ZI 8	46.35	0.3844	190.2	390.1
	ZO 8	46.5	0.3669	172.9	414.0

表一5 非改良液状化実験の各計測部位における α_{max} で基準化した等価繰返し回数 N_l^*

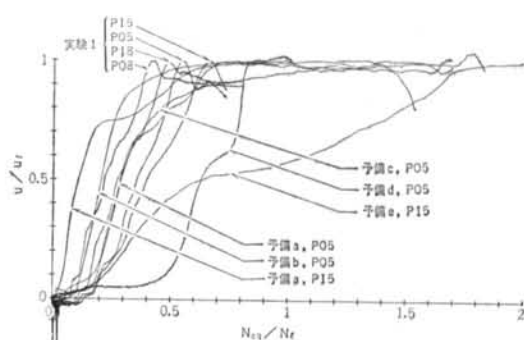


図一31(a) 予備実験a～eと実験1の繰返し回数比の経時変化(非改良地盤)

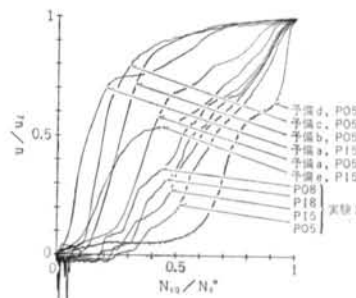


図一31(b) 実験2, 3, 4の繰返し回数比の経時変化
のようにして新たにプロットされた6点の最小二乗近似直線を第2次近似とし、新たな勾配Aを求める。以下、同様の補正を繰返せば各点の移動、換言すれば液状化強度曲線の勾配は変化しなくなり、一定値に収束する。

図一30は収束した各実験ケースの液状化到達時、すなわち $D=N_{eq}/N_l=1.0$ となった時点の $\alpha_{max} \sim N_l$ の関



図一32(a) 非改良地盤の水圧上昇曲線 (Type 1)



図一32(b) 非改良地盤の水圧上昇曲線 (Type 2)

係と回帰直線である。この直線は式(1)で表わせる。

$$\log \alpha = 1.615 - 0.78356 \log N \quad \dots\dots(1)$$

以後、当実験ヤードの液状化強度曲線をこの直線とし、解析に用いる。また、表一5はこの α_{max} と N_l 、および式(1)において $\alpha = \alpha_{max}$ に対応する液状化強度曲線上の繰返し回数 N_l^* の一覧表である。

5.1.3 繰返し回数比の経時変化

任意の加速度波形を、互いに異なる加速度 α_1^* および α_2^* で基準化したときの等価繰返し回数 N_{eq1} および N_{eq2} の値は異なるが、液状化強度曲線上の繰返し回数 N_{l1}^*, N_{l2}^* に対する等価繰返し回数比の経時変化 $N_{eq1}/N_{l1}^* \sim t$ と $N_{eq2}/N_{l2}^* \sim t$ は一致する。すなわち、 $(N_{eq}/N_l^* \sim t)$ 関係は α^* の取り方によらない。図一31(a), (b)は、実験1の G.L. -5m 内側計器の $\alpha_{max} = 552.5$ gal で基準化した予備実験および本実験各ケースの N_{eq} を、この基準化加速度に対応する液状化強度曲線上の等価繰返し回数 $N_l^* = 246$ 回で割った繰返し回数比の経時変化を示したものであるが、同図は表一4に示した各加速度データのそれぞれの α_{max} を用いて基準化した N_{eq} と N_l^* とを用いても同じものが得られる。

図一31(a)によれば、いずれの実験でも加振開始から5～6秒間は繰返し回数比が微小である。

5.1.4 無処理地盤の水圧上昇曲線

図一32(a)は、各ケースの加速度を $\alpha^* = 552.5$ gal で換

算した等価繰返し回数 N_{eq} の、この α^* に対応する液状化強度曲線上の N_t^* に対する繰返し回数比 N_{eq}/N_t^* と、液状化到達時と見なした表-4 中の過剰間隙水圧 u_i に対する水圧比 u/u_i との関係を示したものである。同図によると、 N_{eq}/N_t^* が1.0のとき水圧比が1に近い予備実験 a や b、 N_{eq}/N_t^* が0.5前後で水圧比が1に達してしまう実験1、 N_{eq}/N_t^* が1.0で水圧比が0.6に満たない予備実験 d、さらに N_{eq}/N_t^* が0.5までは水圧比が0.1に留まっているにもかかわらずその後 N_{eq}/N_t^* が0.8まで増すと急激に水圧比が1.0まで上昇する予備実験 d のような水圧上昇パターンもあるなど、図-30 中の液状化強度曲線に対する各点のばらつきが水圧上昇曲線の違いに明瞭に示されている。

図-32(b)は、各ケースの α_{max} で換算した N_{eq} の、液状化到達時とみなした時点までの N_t に対する繰返し回数比 N_{eq}/N_t と、その時点の水圧 u_i に対する水圧比 u/u_i との関係を示す図で、繰返し回数比が1のとき水圧比が1になる。この図では(α_{max} , N_t) が液状化曲線上にないので、各ケースとも繰返し回数比が等しく1になっても互いに同量の振動エネルギーが累積されたことにはならないが、各ケース個別の液状化到達時を繰返し回数比1の位置にそろえたという意味をもつ。すなわち、各ケース個別の水圧上昇曲線を示している。

5.2 等価繰返し回数比 N_{eq}/N_t^* と継続時間 t_d

5.2.1 非改良本実験地盤とグラベルドレーンによる改良各実験地盤の液状化に対する強度の差の考慮

図-30によると、液状化強度の大きい地盤の(α_{max} , N_t)座標点が必ずしも平均的液状化曲線より右上に存在するとはいえないが、実験1の点が液状化曲線の左下にあり、表-3のとおり鋼管11m 建込時の打撃回数も115回と小さかったことから、打撃回数が116~164回と大きいグラベルドレーン施工地盤の N_t は、実験1の G.L.-5m内側計器の $\alpha_{max}=552.5$ gal で基準化すれば、実験1の N_t より大きな値となることが推察される。したがって、この α_{max} で基準化したグラベルドレーン施工地盤4地点の液状化所要繰返し回数は、図-30の液状化曲線上の値、すなわち $N_t^*=246$ 回と考えて過誤はないであろう。

5.2.2 水圧比と等価繰返し回数比の関係

図-18の過剰間隙水圧を4.2.2(2)で説明した σ'_{v0} で割って水圧比に直し、図-31(b)との間で同一時間経過時の水圧比と等価繰返し回数比との関係を求めると図-33となる。この図も α^* の選び方にはよらない。これらの図から、任意の繰返し回数比に対する水圧比の相互比較が

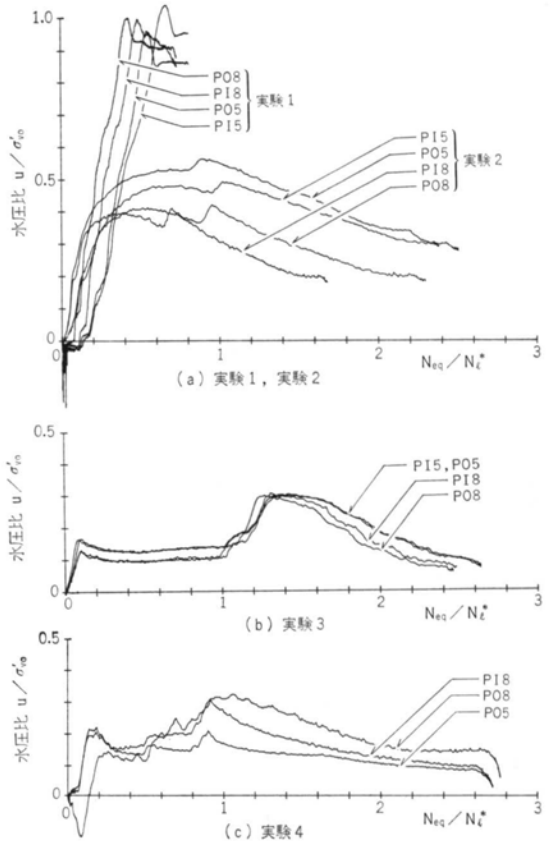


図-33 繰返し回数比と水圧比

可能である。

5.3 グラベルドレーンの杭径比の違いによる水圧上昇抑制効果の差

グラベルドレーンを施工した4ケースのうち、加速度が著しく大きくグラベルドレーン自体も液状化した実験5を除く各改良実験の N_{eq}/N_t^* が0.5, 1, 1.5, 2となる時点を図-31(b)から読み取り、それぞれ $t_{a0.5}$, t_{a1} , $t_{a1.5}$, t_{a2} とする。各実験各部位の t_{a1} を表-6に示した。また、その時点における過剰間隙水圧を表-7に示した。しかし、過剰間隙水圧の蓄積と消散は、砂の動的せん断強度や N_{eq}/N_t^* とともに、残留水圧の大きさや分布にも依存する。とくに同一深度の内側、外側計器のように互いに接近している部分の水圧は互いに影響を及ぼし合うから、 N_{eq}/N_t^* の同一条件だけでなく、同一時刻の水圧を比較する必要もある。そこで、表-6には実験別に $N_{eq}/N_t^*=1$ に至る各部位の経過時間を平均した平均継続時間 $\bar{t}_{a1}$ を並記し、この平均継続時間の経過時点の水圧比を表-8に示した。図-34は、こうして求めた $\bar{t}_{a0.5}$, $\bar{t}_{a1}$, $\bar{t}_{a1.5}$, $\bar{t}_{a2}$ 時間経過時の水圧比を示したも

実験名称	グラベル ドレーン 直 径 (mm)	$t_{d1}(\text{sec})$				平 均 $\bar{t}_{d1}$
		G. L. -5m		G. L. -8m		
		内 側	外 側	内 側	外 側	
実験 2	$\phi 300$	27.0	29.6	35.1	28.8	30.1
実験 3	$\phi 400$	27.8	27.1	27.6	28.9	28.0
実験 4	$\phi 500$	32.3	33.8	33.5	33.5	33.3

表一 6 $N_{eq}/N_t^*=1$ に到達するまでの継続時間 t_{d1}

実験名称	グラベル ドレーン 直 径 (mm)	$u(\text{kgf/cm}^2)$					
		G. L. -5m			G. L. -8m		
		ドレーン内	内側	外側	ドレーン内	内側	外側
実験 2	$\phi 300$	0.335	0.278	0.319	0.334	0.256	0.342
実験 3	$\phi 400$	0.079	0.080	0.080	0.089	0.088	0.094
実験 4	$\phi 500$	—	—	0.100	0.097	0.232	0.261

表一 7 $N_{eq}/N_t^*=1$ の時点の過剰間隙水圧

実験名称	グラベル ドレーン 直 径 (mm)	u/σ'_{v0}					
		G. L. -5m			G. L. -8m		
		ドレーン内	内側	外側	ドレーン内	内側	外側
実験 2	$\phi 300$	0.563	0.469	0.546	0.469	0.372	0.384
実験 3	$\phi 400$	0.140	0.136	0.140	0.104	0.106	0.103
実験 4	$\phi 500$	—	—	0.174	0.143	0.282	0.311

表一 8 $N_{eq}/N_t^*=1$ となる平均継続時間経過時 ($t=\bar{t}_{d1}$) の過剰間隙水圧比

のである。

(1) $N_{eq}/N_t^*=0.5$ となる平均継続時間経過時の水圧比

図—34(a)によれば、実験 2 ($\phi 300$ ドレーン) では $N_{eq}/N_t^*=0.5$ に対し水圧比は 0.395~0.513 に達しており、ドレーンがあってもこの時点での水圧消散効果は少ない。実験 3 ($\phi 400$ ドレーン) の水圧比は実験 4 ($\phi 500$ ドレーン) の水圧比よりもかなり小さいが、これは図—33(b)で

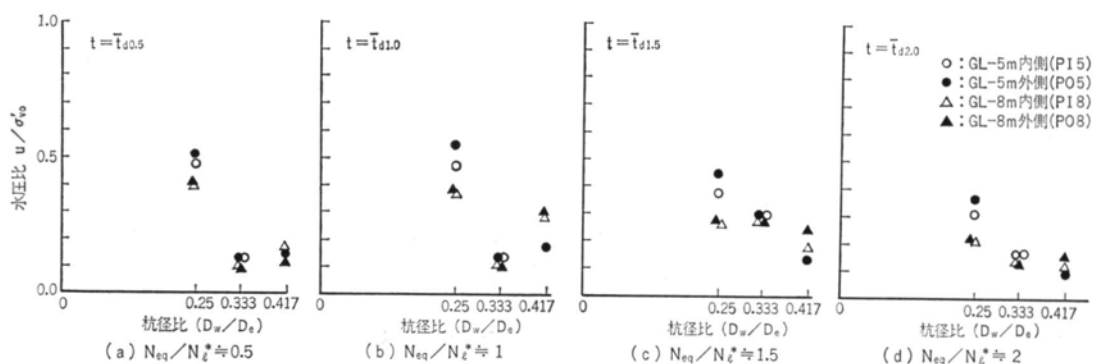
みられるように $N_{eq}/N_t^*=1$ まで水圧比が一定に推移したためである。このケースの水圧上昇は、図—18(b)にみたように加振後 9.5 秒目に 1 回目のピークがあり、以後 28 秒まで水圧比が 0.1~0.15 の低い水準に維持され、28 秒目以降に再度水圧の上昇があるので、水圧比の最大値は大きいにもかかわらず $N_{eq}/N_t^*\leq 1.0$ の範囲では他のケースよりも小さいことが特徴である。このケースは、銅管建込み後のウォータジェットによる外周のフリクションカットの作業時に G. L. -5m 以深でジェットが逸散するという現象があり、地盤内に 1 号取水路埋戻しに用いた礫層が挟在していた可能性があることが分かっている。礫がある程度の厚さで存在していれば、排水性が良好なためにその部分の水圧は他の部分よりも小さいであろうし、また振動の様子も他と異なったものとなるから、このような水圧比の経時変化は等価繰返し回数の経時変化にも影響されていると考えられる。

(2) $N_{eq}/N_t^*=1.5$ となる平均継続時間経過時の水圧比

図—34(c)によると、この時点は $N_{eq}/N_t^*=1$ の時点に比べて実験 2 の G. L. -8m の水圧比がかなり低下し、実験 3 はどの部位の水圧比も 0.3 弱まで上昇している。実験 4 の水圧比はやや低下し、各ケースの水圧比の相互関係をみると、グラベルドレーンの杭径比 (D_w/D_e) が大きいほど水圧比が小さいという傾向が顕著に現われている。

(3) $N_{eq}/N_t^*=2$ となる平均継続時間経過時の水圧比

この時点に至ると、加振中にもかかわらず断によって発生する水圧に比べてドレーンから消散する水圧の方が卓越し、どの実験ケースも $\bar{t}_{d1.5}$ の時点よりも水圧比が低下している。



図—34 グラベルドレーンの杭径比の違いによる水圧上昇抑制効果の差

§ 6. 水圧比の予測と実測の関係

6.1 田中らの方法による水圧比の予測

グラベルドレーンの液状化防止効果を予測する方法の一つに田中らの予測式⁶⁾がある。この方法は、地盤内の単位時間当たりの水圧上昇 $\partial u/\partial t$ を、ドレーンのウェルレジスタンスを考慮した消散項 $\partial u_d/\partial t$ とせん断による水圧の発生項 $\partial u_g/\partial t$ との和としたもので、式(12)で示される。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u_d}{\partial t} + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \cdots \cdots (12)$$

上式で、 u_d の変化率は蓄積された過剰間隙水圧に比例するものとし、 u_g は継続時間 t_u において液状化するまでの非排水条件下の水圧上昇曲線を直線と仮定して変形すれば式(13)が得られる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -\alpha_0 u + \frac{N_{eq}}{t_d} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{N_t} \quad \cdots \cdots (13)$$

この式を解くと田中らの予測式である次式が得られる。

$$\frac{u}{\sigma'_{v0}} = \frac{1}{\alpha \cdot t_d} \left(\frac{N_{eq}}{N_t} \right) \cdot \left\{ 1 - e^{-\alpha \cdot t_d} \right\} \quad \cdots \cdots (14)$$

$$\text{ここに、} \alpha = \alpha_0 / C_\alpha, \quad \alpha_0 = \frac{8}{F(n)} \cdot \frac{C_v}{D_e^2}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}, \quad n = D_e/D_w$$

である。 C_α はウェルレジスタンスに対する補正係数であり、非排水条件下の液状化時点で水圧比が深度に関し三角形分布の場合は近似的に式(15)で与えられる⁵⁾。

$$C_\alpha = 1 + 1.1848 \frac{1 - 1/n^2}{F(n)} \cdot L_w \quad \cdots \cdots (15)$$

$$\text{ここに、} L_w = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{k_s}{k_w} \cdot \left(\frac{H}{D_w} \right)^2 \quad \cdots \cdots (16)$$

C_v : 圧密係数, D_e : 有効円直径,

D_w : ドレーン直径, H : ドレーン長,

(k_s, k_w) : (地盤, ドレーン) の透水係数

6.2 解析に用いる実質継続時間 t'_d

地盤内に建込まれた鋼管をバイプロハンマで加振すると、地盤内鉛直方向加速度はバイプロハンマの電源を入れたスタートからしばらくは数10～百数十galにとどまり、6秒程度経過すると約200galに達する。表-9に加振スタートから等価繰返し回数比が0.01になるまでの経過時間を示したが、加速度が最大値に達した後の等価繰返し回数比が0.15秒ごとに0.01ずつ増加することと比べて極めて長い時間を要している。田中らの予測式

実験名称	グラベル ドレーン 直 径 (mm)	t(sec)				平 均
		G.L. -5m		G.L. -8m		
		内 側	外 側	内 側	外 側	
実験 1	非改良	6.6 (170)	6.4 (190)	6.8 (175)	8.0 (168)	7.0
実験 2	φ300	5.7 (203)	6.0 (207)	6.4 (192)	6.0 (205)	6.0
実験 3	φ400	6.2 (270)	5.8 (227)	6.1 (266)	5.8 (205)	6.0
実験 4	φ500	6.2 (194)	6.4 (170)	6.7 (171)	6.8 (190)	6.5

注) ()内はその時点の地盤内鉛直加速度

表-9 等価繰返し回数比が0.01に達するまでの加振スタートからの所要時間(秒)

実験名称	グラベル ドレーン 直 径 (mm)	t' _{d1} (sec)			
		G.L. -5m		G.L. -8m	
		内 側	外 側	内 側	外 側
実験2	φ300	21.4	23.8	29.0	23.1
実験3	φ400	21.8	22.1	21.7	23.3
実験4	φ500	—	27.7	27.1	26.9

表-10 $N_{eq}/N_t^* = 1$ に到達するまでの実質的継続時間 t'_{d1}

は N_{eq}/N_t の時間増分が一定であることを仮定するものであるから、実験結果のように初期の6秒前後の振動が微小であって過剰間隙水圧の発生に寄与しない時間を継続時間 t_d に含めることは適当でない。そこで、図-31(b)で例えば N_{eq}/N_t^* が0から1.0に至る実際の時間の代わりに0.01から1.01に至るまでの時間を排水効果に関する有効時間とみなし、このように定義した時間をここでは実質継続時間 t'_d と呼ぶ。

$N_{eq}/N_t^* = 1$ に至る実質継続時間 t'_{d1} を表-10に示した。 t'_{d1} は表-6の t_{d1} から表-9の時間を差し引いた値よりも1～2秒大きい。

6.3 実質継続時間 t'_d に関する水圧比の予測値と実測値の関係

表-7に示した t_{d1} 時間経過時点における各実験各部位の実測過剰間隙水圧を σ'_{v0} で割った水圧比に直し、表-11に示した。式(14)の t_d に実質継続時間 t'_d を代入して求めた予測値も同表に併記した。予測計算に用いた条件は、 t_d 経過時点の u の実測値に基づき次のとおりとした。

(i) ドレーンの透水係数 $k_w = 6.0 \text{ cm/sec}$

(ii) 体積圧縮係数 $m_v = 10^{-(2.115 + 0.2084 \log \sigma'_p)}$

$\sigma'_0 = \sigma'_{v0} - u$ (実測値)/2

(iii) 初期有効応力 深度5m : $\sigma'_{v0} = 0.579 \text{ kgf/cm}^2$

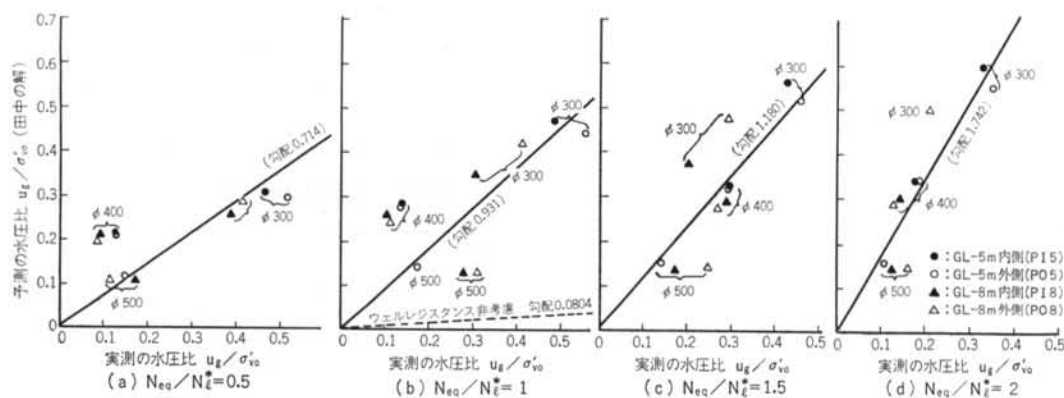


図-35 田中らの式による水圧比の予測値と実測値の関係

深 度 G.L. -(m)	初期鉛直 有効応力 σ'_{v0} (kgf/cm ²)	半径方向 部 位	ドレーン 直 径 (mm)	平均有効 応 力 $\bar{\sigma}'_0$ (kgf/cm ²)	体積圧縮 係 数 m_v (m ² /kgf)	継続時間 t_d (sec)	実 測 値 水 圧 比 u/σ'_{v0}	予 測 値 水 圧 比 u/σ'_{v0}	ウェルレ ジスタンス非考慮 u/σ'_{v0}
5	0.579	内 側	300	0.440	0.00957	21.4	0.480	0.475	0.0410
			400	0.539	0.00906	21.8	0.138	0.283	0.0263
		外 側	300	0.420	0.00969	23.8	0.551	0.447	0.0375
			400	0.539	0.00906	22.1	0.138	0.279	0.0260
			500	0.529	0.00910	27.7	0.173	0.139	0.0143
8	0.838	内 側	300	0.710	0.00841	29.0	0.305	0.349	0.0267
			400	0.794	0.00816	21.7	0.105	0.259	0.0239
			500	0.722	0.00837	27.1	0.277	0.131	0.0135
		外 側	300	0.667	0.00855	23.1	0.408	0.419	0.0341
			400	0.791	0.00817	23.3	0.112	0.243	0.0223
			500	0.708	0.00842	26.9	0.311	0.133	0.0137

表-11 $N_{eq}/N_t^*=1$ における予測値と実測値の比較

深度 8 m : $\sigma'_{v0}=0.838\text{kgf/cm}^2$

$N_{eq}/N_t^*=0.5, 1, 1.5, 2$ における予測値と実測値の関係をそれぞれ同様にして求め、図-35(a)~(d)に図示した。

図-35(a)は $N_{eq}/N_t^*=0.5$ における比較で、5.3.1(1)で説明した理由で実験3(φ400ドレーン)を除けば予測値は実測値の57~92%と小さい。同図(b)は $N_{eq}/N_t^*=1$ のときであるが、予測値は実測値の93%程度である。また、同図(c)によると $N_{eq}/N_t^*=1.5$ で予測値の方が平均1.18と大きくなり、同図(d)より $N_{eq}/N_t^*=2$ では予測値が実測値の平均1.74倍にもなる。

図-33(a)~(c)から分かるように、加振中 N_{eq}/N_t^* が1.3を超えるあたりから実測値はどのケースでも減少し、予測値が N_{eq}/N_t^* の増加とともに増大することと顕著な相違がある。しかし、加振初期を除けば $N_{eq}/N_t^*=1\sim1.5$ でほぼ実測値と同程度の予測値を与える田中らの予測式は、式が単純である点で設計計算に用いること

も容易であり、その有用性が認められる。表-11および図-35(b)に、ウェルレジスタンスを無視した時で $k_w=\infty$ とした場合の $N_{eq}/N_t^*=1$ における水圧比の計算値と実測値の関係を示したが、計算値は実測値の高々19%、平均8%に過ぎず、ウェルレジスタンスを無視することは現実性に欠けるものといえよう。

§ 7. ウェルレジスタンスを考慮したグラベルドレーンの設計法と設計例

7.1 提案する設計法

4.2.2(3)で示したように、地盤の透水係数とドレーンの透水係数の比が $k_w/k_s=6.0/0.01456=412$ であっても、ドレーン直径に対する改良深度が10m/40cm=25以上にもなると砂中の水圧とドレーン内の水圧がほぼ等しい。また、田中らの計算式を用いた水圧比の予測におい

でも、ウェルレジスタンスを考慮しない計算値は実測値と大きく乖離する。したがって、ウェルレジスタンスを考慮しない既往のグラベルドレーンの設計法は実際的ではないと考えられる。そこで、筆者らは北海道電力苫東火力発電所の液化化防止工事に当たってウェルレジスタンスを考慮した新しい設計方法を開発し、提案した¹²⁾。

筆者らの方法は、これとほぼ同時期に提案された田中らの方法⁹⁾と似たものと考えられるが、室内振動三軸試験結果の有無によらず、設計に必要な土質定数を決定する方法まで含む点でより一般的であり、実用的な方法である。以下に、筆者らの提案方法を示す。

- ①設計地震マグニチュード M を決める。
- ②等価繰返し回数 N_{eq} を表-12に基づいて設定する。
- ③排水効果に関する地震動の有効継続時間 t_d を表-13に基づいて設定する。
- ④地震時せん断応力比 L を次の式から算定する。

$$L = r_d \cdot k_s \cdot (\sigma_v / \sigma_v')$$

式の記号は道路橋示方書：耐震設計編による。ここで、 $r_d = 1.0 - 0.015z$ 、 $k_s = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s0}$ ¹⁶⁾である。

- ⑤地盤を深度 1 m ごとに分割し、各々の分割深度において N 値から次の式を用いて推定相対密度 D_r^* を求める。

$$D_r^* = 21 \sqrt{N / (\sigma_v' + 0.7)}$$

- ⑥原地盤の動的せん断強度比 R と室内振動三軸試験で求まる振動三軸強度比 R_l とは次の式で表わされる関係があるが、 k_0 値を 0.5 とするとほぼ等しいと考えて良い。

$$R_l = R / (c_1 \cdot \bar{c}_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5) \\ = R / \left(\frac{1+2k_0}{3} \times 1.62 \times 1.0 \times 0.9 \right) \approx R$$

ここに、 $\bar{c}_2 = (1/0.55 + 1/0.7)/2$ 、 $k_0 = 0.5$

したがって、地震時せん断応力比 L を受ける地盤の液化化所要繰返し回数は、振動三軸試験で応力比 L のもとに試験した場合の N_l に等しいとして良い。

今回の実験地盤の 12 試料に関する振動三軸試験の $\log R_l \sim \log N_l$ の勾配は、両振幅軸ひずみ $DA = 5\%$ に対して -0.168 であった。室内振動三軸試験のデータが全くない場合の設計では、龍岡ら¹⁷⁾の実験結果である $-(0.1 + 0.1 \log_{10} DA)$ をこの勾配として用いることができるが、今回のデータによれば任意深度における地震時液化化所要繰返し回数 N_l を次式から求められる。

$$N_l = 20(R_{l20}/L)^{1/0.168}$$

ここに、 R_{l20} は振動三軸試験で繰返し回数 $N_e = 20$ に対応する応力比である。

今回の地盤では R_{l20} と D_r との関係が図-36で示さ

マグニチュード	5~6	7~7.5	8~8.25
等価繰返し回数 N_{eq}	5	15	25

表-12 $\tau_e = 0.65 \tau_{max}$ に対応する N_{eq}

マグニチュード	6	7	8
継続時間 t_d	2	6	12

表-13 排水効果に関する地震動の t_d

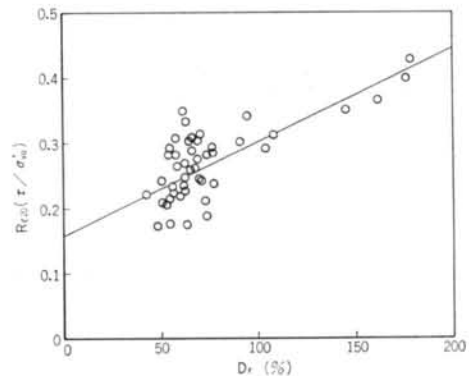


図-36 相対密度と R_{l20} の関係

れるので、振動三軸試験を行なわなかった深度については同図の関係である次式を用いれば良いであろう。

$$R_{l20} = 0.001423 D_r + 0.16$$

- ⑦ N_{eq}/N_l が最大となる深度に対し $(N_{eq}/N_l)_{max}$ で設計する。これは、 t_d が同一ならば N_{eq}/N_l が大きいほど水圧上昇も大きいからである。

- ⑧設計最大間隙水圧比 r_{ud} を設定する。

- ⑨田中らの式に r_{ud} 、 t_d 、 N_{eq}/N_l を代入して次の式から α を逆算する。

$$r_{ud} = \frac{1}{\alpha \cdot t_d} \cdot \frac{N_{eq}}{N_l} (1 - e^{-\alpha \cdot t_d})$$

- ⑩体積圧縮係数を求めるための地震時最小有効応力を $(\sigma_v')_{min} = \sigma_v' (1 - r_{ud})$ として求め、 $\log m_v \sim \log \bar{P}$ の図から m_v を読み取る。

- ⑪水平方向圧密係数 $C_h = k_s / (\rho_w \cdot g \cdot m_v)$ を計算する。

- ⑫ウェルレジスタンス係数 $L_w = (32/\pi^2) \cdot (k_s/k_w) \cdot (H/D_w)^2$ を求める。

- ⑬グラベルドレーンのピッチ P と配置方式を仮定し、有効円直径 D_e を算定する (正三角形配置 $D_e = 1.05 P$ 、正方形配置 $D_e = 1.128 P$)。

- ⑭バロン指数 $n = D_e/D_w$ を計算する。

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \text{ を計算する。}$$

- ⑮次の式から D_e を逆算する。

- ① 設計マグニチュード $M=7.5$
 ② 等価繰返し回数 $N_{eq}=15$
 ③ 有効継続時間 $t_d=9$ 秒
 ④～⑥ 下記のとおり

地 点 No.1	単位 重量 γ_s (t/m^3)	計算 深度 Z (m)	N 値	平均 粒径 D_{50} (mm)	全 応力 σ_v (t/m^2)	有効 応力 σ'_v (t/m^2)	④		⑤ 推定相 対密度 D_r	⑥	
							r_d	L		R_{120}	N_e
C.D.L. 4.0 ボーリング 深度 埋戻し 予定 1.5 0 2 4 6 8 10 12 14	(2.1) (仮定)	4.1 5.1 6.1 7.1 8.1 9.1 10.1 11.1 12.1 13.1 14.1 15.1 16.1 17.1	(11) 11 7 5 3 4 4 5 7 2 11 15 13 8	0.80 0.95 0.72 0.82 0.21 0.23 0.30 0.19 0.24	10.71 12.81 14.91 17.01 18.97 20.87 22.77 24.67 26.57	8.11 9.21 10.31 11.41 12.37 13.27 14.17 15.07 15.97	0.924 0.909 0.894 0.879 0.864 0.849 0.833 0.819 0.804	0.187 0.193 0.198 0.200 0.203 0.204 0.205 0.205 0.205	56.661 43.639 35.691 26.807 30.178 29.500 32.273 37.400 19.595	0.2406 0.2221 0.2108 0.1981 0.2029 0.2020 0.2059 0.2132 0.1879	89.6 46.1 29.0 18.9 19.9 18.9 20.5 25.3 11.9

- ⑦ N_e の最小値 深度 13.1m 付近はシルト層であるので除外すると $N_{e\min}=18.9$ 回
 ⑧ 設計最大間隙水圧比 $r_d=0.5$
 ⑨ 逆算 α $\alpha=0.113$
 ⑩ 体積圧縮係数 深度 8.1m で $(\sigma'_v)_{\min}=0.571 \text{ kgf/cm}^2$
 図-7(c)より $m_v=0.00892 \text{ cm}^3/\text{kgf}$
 ⑪ 砂の圧縮係数 $C_h=0.00277/0.001/0.00892=310.5 \text{ cm}^3/\text{sec}$
 ⑫ ウェルレジスタンス係数 $L_w=\frac{32}{\pi^2} \times \frac{0.00277}{4.0} \left(\frac{1400}{50}\right)^2=1.76$
 ⑬ 仮定する杭径とピッチ $D_w=50 \text{ cm}$, $P=94 \text{ cm}$, $D_e=106 \text{ cm}$
 ⑭ バロン指数 $n=1.128 P/50=2.121$
 ⑮ $F(n)$ $F(n)=0.2723$
 ⑯ 逆算有効円直径 $D'_e=107.7 \text{ cm}$
 ⑰ 判 定 $D'_e \geq D_e \rightarrow \text{O.K.}$
 ⑱ 正方形配置の設計ピッチ $P=94 \text{ cm}$

表-14 提案方法に基づく設計例

$$D'_e = \sqrt{\frac{8 C_h}{\alpha \left\{ F(n) + 1.1848 \left(1 - \frac{1}{n^2} \right) L_w \right\}}}$$

⑰ $D'_e > D_e$ ならば P をより大きく仮定し直し, $D'_e < D_e$ ならば P をより小さく仮定し直して⑬に戻る。

⑱ $D'_e \div D_e$ ならば, このとき仮定したピッチと配置方式が当該設計地点における設計値となる。ただし, D'_e を D_e よりやや大きめにすれば安全側である。

7.2 設計例

表-14に筆者らの提案方法に基づいた設計例を示す。設計に先立って行なう土質調査項目は, 標準貫入試験の N 値, 粒度, 再載荷過程の体積圧縮係数, 単位体積重量, 地下水位深度である。

§ 8. 結論

北海道苫小牧市厚真町埋立地に
 おいて実大規模のグラベルドレー
 ンを造成した砂地盤を振動するこ
 とによって, 以下の結論を得た。

(1) パイプロハンマにより $\phi 1200$
 mm, 地盤内に 11m 貫入した鋼管を
 上下振動させた場合, その鋼管内
 の地盤の鉛直方向加速度と等価液
 状化所要繰返し回数とは両対数軸
 上でほぼ直線関係にあり, 室内振
 動三軸試験におけるせん断応力比
 と繰返し回数の関係と同様な関係
 が認められる。

(2) パイプロハンマにより起振さ
 れる地盤の加速度が大きいとグラ
 ベルドレーン自体も液状化する。

(3) グラベルドレーンの直径が大
 きくなると蓄積過剰間隙水圧比は
 小さくなる。

(4) ドレーン材の透水係数が地盤
 の透水係数の 400 倍以上であって
 も, 改良深度がドレーン直径の 25
 倍にもなるとドレーンのウェルレ
 ジスタンスが著しく大となり, 振
 動中の砂層の水圧とドレーン内の
 水圧はほぼ等しい。

(5) グラベルドレーンの設計には
 ウェルレジスタンスを考慮しなければならず, 既住の
 Seed・Booker の方法で設計するのは妥当でない。

(6) 田中らの提案式による予測値は, 等価繰返し回数が
 1 の近傍にあるとき実験結果とほぼ一致する。

(7) 道路橋示方書に基づく簡便な地震時液状化強度比の
 算定方法と, ウェルレジスタンスを考慮した田中の予測
 式とを組合せたグラベルドレーンの新しい設計法を提案
 した。提案の方法によれば, グラベルドレーンのピッチ
 を容易に決定できる。

§ 9. おわりに

実験の計画に当たってグラベルドレーンの脱水効果が
 定量的に評価できることを最大の目的とし, 解析上の諸
 条件が満足されるように実験条件を整合させた。

鋼管の建込みと加振実験は、予備調査実験を含めて60数回にのぼり、その結果実大実験用供試体の作成と現位置での加振技術を確立した。

ドレーンの脱水抵抗や地盤の液状化強度を考慮した設計方法を導出するに至ったことは、学術上および設計実務に大いに貢献できることと思われるが、振動中の地盤の物性の変化などを考慮することは今後に残された課題であろう。この実験は北海道電力榊松下啓郎、高野準両氏のご理解を賜り、同社からの依頼実験として実施に至ったものである。また、同社の宮前繁也、工藤重喜、古道宣行、小泉和雅の諸氏には幾多の暖い励ましを頂いた。

た。電力中央研究所立地部の方々には実験の計画にあたって要所のチェックをいただき、とくに田中研究員には結果についての議論でも多数の示唆を頂戴した。当社土木技術部の本多伸弘、技術研究所の社本康広両氏には実験結果の整理と解析方針の案出の段階で多大の協力を頂いた。さらに北海道支店土木技術課境吉秀氏、同土木部阿部啓氏の熱意と現場の諸氏のチームプレーによって本実験が完遂できたものである。

ここに、皆様のご指導ならびにご援助に対し慎しんで深謝する次第である。

<参考文献>

- 1) H.B.Seed & J.R.Booker: "Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains" J.Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.13, No. GT 7(1977) pp.757~769
- 2) 時松孝次, 吉見吉昭: "地震時の砂地盤における間隙水圧の上昇と消散" 第5回日本地震工学シンポジウム講演集 (1978年) pp.609~616
- 3) 田中幸久, 国生剛治, 江刺靖行, 松井家孝: "グラベルパイルの液状化防止効果—(その2) グラベルパイルの透水性を考慮した設計法—" 電力中央研究所報告: 382058 (1983年)
- 4) 田中幸久, 国生剛治, 江刺靖行, 松井家孝, 工藤康二: "グラベルパイルによる液状化防止効果—(その4) 振動台実験による液状化防止効果の実証" 電力中央研究所報告: 383060 (1984年10月)
- 5) 田中幸久, 国生剛治, 江刺靖行, 松井家孝: "グラベルパイルによる液状化防止効果 (その5) 水平地盤の液状化防止効果のための設計法" 電力中央研究所報告: 384002 (1984年9月)
- 6) 田中幸久, 国生剛治, 江刺靖行, 松井家孝: "グラベルパイルによる水平地盤の液状化防止について" 土木学会論文集第352号 (1984年12月)
- 7) Y.Sasaki & E.Taniguchi: "Shaking Table Tests on Gravel Drains to Prevent Liquefaction of Sand Deposits" Soils and Foundations, Vol.22, No.3(1982) pp.1~14
- 8) 大原資生, 山本哲朗: "液状化対策としてのグラベルドレーン工法に関する一考察" 土と基礎 Vol.31, No.12 (1983年) pp.29~34
- 9) 高津忠, 深田和志: "大型振動台を用いた飽和砂地盤のモデル実験 (No.6) 一碎石ドレーンの効果について—" 銭高組技報 No.5(1980年) pp.17~25
- 10) 斉藤彰, 大野義郎, 持丸知也, 吉田映, 長山秀昭, 横山幸満: "碎石ドレーン工法の液状化対策効果に関する実験的研究" 日本鋼管技報 No.92 (1982年)
- 11) 竹原有二, 田中靖雄, 大平正勝: "碎石ドレーンパイル打設地盤の原位置液状化試験"
- 12) 尾上篤生, 森信夫, 本多伸弘: "苫東厚真発電所2号機増設工事の内, 取水路地盤改良実験報告書 (グラベルドレーン編)" 清水建設技術研究所研究報告書 LR-84-5365 (1984年10月)
- 13) 中島豊, 伊藤克彦, 大北康治, 島岡久壽: "碎石ドレーンに用いる碎石の粒度分布について" 第20回土質工学研究発表会発表講演集 (1985年) pp.749~750
- 14) K.Tokimatsu & Y.Yoshimi: "Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand During Earthquakes" Proc. International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters (1980) pp.643~655
- 15) M.Annaki & K.L.Lee: "Equivalent Uniform Cycle Concept for Dynamics" J.Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.103, No. GT 6(1977) pp.549~564
- 16) 日本道路協会: "道路橋示方書・同解説 V: 耐震設計編"
- 17) F.Tatsuoka, S.Yasuda, T.Iwasaki & K.Tokida: "Normalized Dynamic Undrained Strength of Sand Subjected to Cyclic and Random Loading" Soils and Foundations, Vol.20, No.3(1980) pp.1~16