

地盤固化による橋脚基礎の液状化対策工に関する研究

SOLIDIFICATION MEASURE AGAINST LIQUEFACTION
ON EXISTING BRIDGE FOUNDATIONS川崎宏二¹⁾、酒見卓也²⁾、柴田 徹³⁾、岡下勝彦⁴⁾

Koji KAWASAKI, Takuya SAKEMI, Toru SHIBATA, Katsuhiko OKASHITA

- 1) 工修 大成建設(株)技術研究所 (〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)
- 2) 工博 同 上
- 3) 工博 福山大学教授 工学部土木工学科 (〒729-02 福山市東村町字三蔵985-1)
- 4) 神戸市港湾整備局 技術部 (〒650 神戸市中央区加納町6丁目5番1号)

This study concerns a solidification measure against liquefaction on existing structures such as RC caisson type foundations for bridges. Shaking table tests and two dimensional axisymmetric finite element analyses have been carried out to decide the area of solidification as a countermeasure against liquefaction. It is shown that in these structures the solidification with the following specifications is effective on the restraint of excessive displacement due to liquefaction: The solidification width around the existing underground structure is about a half depth of the liquefiable layer with some unsolidified zone between the structure and the solidified area; The solidification depth is throughout the liquefiable layer and has some penetration into the non-liquefiable layer.

Key Words: liquefaction, solidification, existing structure, shaking table test, finite element analysis

1. まえがき

1995年1月17日の兵庫県南部地震によって多くの人命とともに社会資本にも甚大な被害を被ったことは記憶に新しい。本研究は被災した数多くの構造物の早期機能復旧のために実施した補強・対策工の中から、橋脚基礎補強に関するものを対象としている。具体的には、新交通システム程度の橋脚基礎が軽度の損傷を受け、地上部の橋脚が若干傾斜した状態にあるものに対して、傾斜の進行防止、再度の地震に対する安全性確保のための対策工をどうするかである。

このように、都市部における既存構造物の地中部に対する補強・対策工を検討する場合、即効性、施工範囲の制限、空頭制限を含む狭隘な場所での施工、振動・騒音の制限といった数々の制約を受けることが多い。これら諸条件を考慮すると固化による地盤改良が、工法自体の多様性と相俟て適用性に優れていると考えられる。通常、固化工法は決して安価なものではなく、その施工範囲を適切な規模にすることは重要なことである。一般的な液状化対策工を対象とする場合は、締固め範囲の決め方¹⁾、地震動の方向に壁状に固化することの有効性を述べた研究²⁾、固化工法の適用事例³⁾等が見られる。

しかし、ここで対象とするような条件・構造物に対して適用出来るような報告は見られない。本論文は、三軸

振動台による模型実験と想定実構造物に対して固化改良部を変化させたFEM解析とによって求めた適切な固化改良範囲について述べるものである。

2. 模型振動実験

2.1 概要

鉛直方向に細長い、地上部に突き出た構造物の地中部周囲を固化改良した場合、改良部が付加質量となって振動を助長したり、改良部がネガティブフリクションとなって基礎に作用すること等の悪影響が懸念される。これらの確認と周辺地盤の液状化時に基礎部の周辺を固化することの改良効果の程度をみることを主目的として振動台実験を実施することとした。次節で述べるように地盤のように拘束圧によって特性が異なるものを対象として重力場における模型実験を行う際に、相似則をすべて満足させることは難しい。また作製地盤を、試験毎に均一に再現することも難しい。ここでは、1回の試験において地盤内2体の橋脚模型を間隔を置いて設置し、一方は固化改良、他方は未改良のままとして、改良した場合の挙動を未改良のそれとの比として評価する方法を採ることとした。

2.2 実験の方法

(1) 相似則

香川が土の応力-ひずみ関係に双曲線モデルを適用して振動実験に対して導いた相似則⁴⁾に従うと、本実験の場合は次のようになる。振動応答に影響を及ぼす力として、慣性力、弾性変形に伴う力、内部摩擦減衰力、自重による力、土の破壊時に示す力を考える。実物と同じ土を用い、重力場で実験を行う場合は、応力の縮尺 α 及びひずみの縮尺 α' は、式(1)で表される。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \sigma_p / \sigma_m = \lambda \\ \alpha' &= \frac{\epsilon_p}{\epsilon_m} = \sqrt{\lambda} \end{aligned} \right\} (1)$$

ここで、 λ は実物と模型の長さの比(ℓ_p / ℓ_m)で、添字p, mは各々実物、模型に対応する量であることを示す。

また、考慮した各々の力の比は、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} r_i &= \frac{\omega_m^2}{\omega_p^2} \cdot \frac{1}{\lambda^4 \sqrt{\lambda}}, \quad r_{dp} = \frac{\beta_m}{\beta_p} \cdot \frac{1}{\lambda^3} \\ r_e &= r_d = r_f = \frac{1}{\lambda^3} \end{aligned} \right\} (2)$$

ここで、 r_i 、 r_e 、 r_{dp} 、 r_d 、 r_f は各々慣性力、弾性力、内部摩擦減衰力、自重、破壊時の力に関する比であり、 ω は振動数、 β は減衰定数である。さらに、 β については非粘性土の場合は、繰返し荷重に影響されるのみであることから $\beta_m = \beta_p$ が成立し、式(2)におけるすべての力の比は、 $\omega_m / \omega_p = \lambda^{3/4}$ とすることですべて $1 / \lambda^3$ となり、相似則が満足される。主な物理量についての比は表-1の如くなる。

表-1 相似則に基づく物理量の比

物理量	模型/実物	$\lambda = \ell_p / \ell_m = 40$ の場合
加速度 (a)	1	1
密度 (ρ)	1	1
長さ (ℓ)	$1/\lambda$	$1/40$
応力 (σ)	$1/\lambda$	$1/40$
動ひずみ (ϵ)	$1/\lambda^{1/2}$	$1/\sqrt{40}$
動変位 (δ)	$1/\lambda^{3/2}$	$1/253$
振動数 (ω)	$\lambda^{3/4}$	15.9
弾性定数 (E, G)	$1/\lambda^{1/2}$	$1/\sqrt{40}$
改良地盤の強度 (q_u)	$1/\lambda$	$1/40$

(2) 模型の作製

(i) 構造模型

図-1に実構造物の縮尺1/40を想定した橋脚及びケーソン基礎一体の模型を示す。

図中に示すように、橋脚部は $E_m I_m / E_p I_p = 1 / \lambda^4 \cdot \lambda^{1/2}$ を考慮して $\phi 6$ cmの亚克力パイプを用い、ケーソン部は、二重亚克力パイプ間をモルタルで充填して作製した。なお、橋脚天端には桁荷重相当の3.5kgの鉄

製円板を取付け、ケーソン部の所定の位置には一部を切欠き加速度計を埋設している。

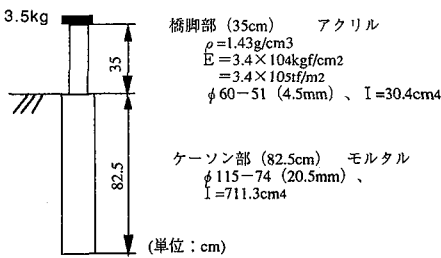


図-1 橋脚ケーソン基礎の模型

(ii) 地盤模型

実地盤として、GL-16mまでがまさ土の液状化層、その下部4mに軟弱粘性土層、さらに8mのN値20程度の土層を経てN値50以上の洪積層が続く(ここでは12mまで)地層を想定し、それぞれS-1、S-2層とした。

各層は、ポートアイランドにて採取したまさ土の大塊を除いた試料で作製した。粒度分布を図-2に示す。軟弱粘性土には、カオリンを含水比100%に調整した試料を用いた。まず、土槽両端に反射波の影響を減ずるためにウレタン板(200mm)を挟込み、S-1、S-2層を、それぞれの現場密度に合わせ $2.1t/m^3$ 、 $2.0t/m^3$ として打込んだ。

次に、構造模型設置のために、所定深さまで掘削し、ケーソン部建込み後に生じた空隙を若干のセメントを加えたまさ土で充填した。続いて、固化改良部造成のための型枠を設置し、7%のセメントとプレミックスしたまさ土を突き固めながら充填打設する。この改良部は、後で作製する飽和状態の液状化層からの水の供給を受け、実験日には、一軸圧縮強度 $q_u = 4 \text{ kgf/cm}^2$ 程度になる。変形係数 E_{s0} については、 q_u と $E_{s0} = (50 \sim 200) q_u^{0.5}$ の関係にあり、式中の係数は q_u が高くなると大きくなる傾向にある。従ってこの固化改良部の変形係数については、相似則による比 $1/\sqrt{40}$ から、現場一軸圧縮強度が 20 kgf/cm^2 程度の改良に対応することになる。

カオリン層の上下面にビニールシートを敷き上部に水を張った状態でまさ土を水面付近から少しづつ降らせることによって液状化層を作製し、改良部用の型枠は液状化層の打上りとともに段階的に引抜いた。また、液状化層の上面は、過剰間隙水圧の消散遅延と液状化時の噴砂等の状況観察を容易にするために1cmのベントナイト層で覆った。

(iii) 模型全体の形状とセンサー配置

図-3に示すように、前面が鉄骨補強のガラス面からなる剛体土槽(内法 $4 \text{ m} \times 0.9 \text{ m} \times 2 \text{ m}$)に、周辺固相改良の有無2橋脚を置き、図示した位置のセンサー配置で加振を数回実施した。実際に入力された地震動としては、図中の加速度計A1の記録を用いた。

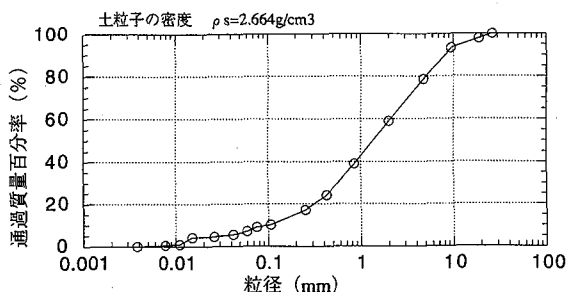


図-2 使用したまき土の粒度分布

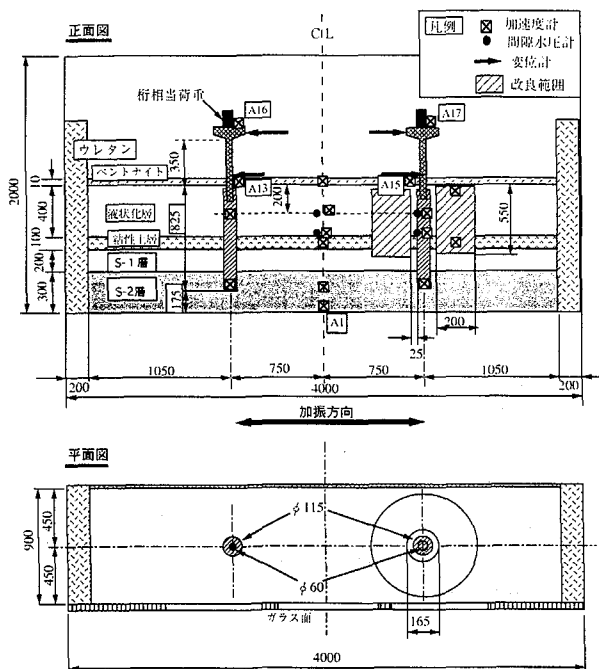


図-3 構造模型及びセンサーの配置
(0.5H改良の場合)

(3) 模型の特性試験

(i) 構造模型の固有振動数

構造模型は、同じ特性を有するものとして2体製作したが、固有振動数は、固定状態によっても変化する。拘束条件の違い、液状化前後による違いについて、インパルスハンマー（型式 GK-291B, PCB PIEZOTRONICS製）を用いて調べた結果を表-2に示す。

表-2 構造模型の固有振動数 (Hz)

条 件	未改良側の 模型	改良側の 模型
橋脚根元（ケーソン天端） を固定	20.13	19.50
ケーソン下部を締め固め層 で固定（液状化層無視）	11.75	11.75
加振前の地盤でケーソン 部全体を固定・拘束	17.75	18.38
加振後の地盤でケーソン 部全体を固定・拘束	18.13	19.63

(ii) 各層のせん断波速度

各層のせん断波速度を、インパルスハンマーを用いた板たたき法によって求めた。液状化層については加振前の地盤で実施したが、他の層については、直径1.2mの鋼製容器に模型地盤と同じ要領で作製した地盤によって求めた。結果を表-3に示す。

表-3 各層のせん断波速度

層	層 厚 (cm)	せん断波速度 Vs (m/s)
液状化層	40	37
軟弱層（カオリン）	10	42
S-1層	20	200
S-2層	30	250

(4) 振動実験の条件・ケース

(i) 入力波

図-4に示すポートアイランドで記録されたGL-32m, N-Sを基本入力波とした。相似則の項で述べたように、相似則に則ると時間軸を1/15.9にする必要がある。基本入力波の卓越振動数が0.5Hzであり、時間軸を縮小した波形のそれが8Hzとなることから、こうして作成した波形を8Hzと称す。また、本実験が液状化層が液状化した時の橋脚の挙動を調べるのが主であることから、液状化レベルを高くするために時間軸を1/4とした卓越振動数が2Hzの波形（2Hzと称す）も入力波として用意した。

(ii) 固化改良の範囲

固化改良の範囲を考える場合、ケーソン部に直接改良部が密着すると地盤反力係数は増大するものの、固化部がケーソンに対してネガティブフリクション的に作用したり、付加質量として振動を助長する懸念もある。これらを除き、実施工も容易になることからケーソン本体と固化部に未改良部を2.5cm（実物で1m相当）残すこととした。また改良深さは、軟弱層を貫きS-1層に5cm（実物で2m相当）根入することとし、改良幅は、液状化層厚Hに対して、0.2H, 0.5H, 1.0Hを設定した。

(iii) 加振

加振は、最大加速度を段階的に上げて数回行うこととした。まず、8Hzの最大50Gal程度から始め、200～300Galまでで数回加振した。さらに、2Hzの200～500Galで2回液状化レベルの高い状態の加振を実施した。

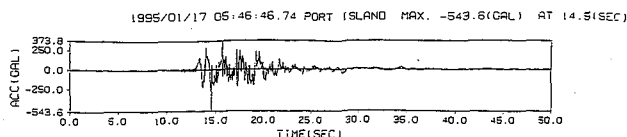


図-4 基本入力波（ポートアイランド GL-32m, N-S）

2.3 加振実験の結果と考察

(1) 実験ケースと加振

表－4 に各加振条件と主な計測最大値の一覧を示す。なお、過剰間隙水圧比については、各々設置した位置におけるピーク値を示すだけで、この比だけから液状化発生の判断は出来ない。また、表中の未改良及び改良地表面変位とは橋脚根元部（ケーソン基礎天端）付近に設けた加速度計A13及びA15の記録より求めた変位とA1での変位の相対変位である。しかし、最大値として抽出したのはA13、A15の絶対変位が最大の時となっており必ずしも相対変位の最大値とはなっていない。同様の事が橋脚天端についても言える。

液状化後の改良部、未改良部の地表面状況を比較すると、写真－1の如く歴然とした差が見られた。

(2) 橋脚天端の変位

橋脚天端の最大変位について、最大入力加速度との関係及び固化改良の有無による最大変位の比率を整理して図－5に示す。8 Hzの場合、固化改良されると加速度の増大と共に天端最大変位も直線的に増加している。一方、未改良の場合は液状化層中の過剰間隙水圧の上昇がみられ、応答倍率の低下と共に最大変位の増加割合の減少が見られる（Case－1、Case－3における未改良）。このように、未改良の場合の天端最大変位の増加割合の低下によって、150Galを越えるとかえって固化改良の場合の変位が大きくなっているが、変位の量としては小さい。

2 Hzの場合は、固化改良によって囲まれた範囲以外が液状化したと考えられ、Case－3の215Gal入力の場合を除いては固化改良による変位抑制効果が明瞭である。

(3) 橋脚根元部の地表面変位

前項と同様のまとめを図－6に示す。

8 Hzの場合、固化改良の有無・改良の幅に関らず入力加速度の増大と共に橋脚根元部の地表面最大変位も増大する傾向にある。

しかし、橋脚天端の場合と異なり、地表面最大変位の比（改良の場合／未改良の場合）は、ばらつきは見られ

るものの常に0.8以下であり、変位量自体も小さい。

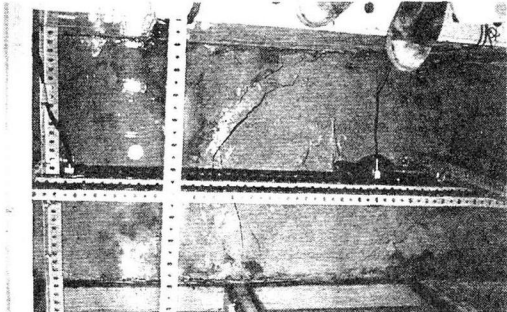
液状化が発生したと見られる2 Hzの場合、Case－1の0.2H改良、入力420Galの場合を除き、固化改良の変位抑制効果が顕著である。図－7に示す変位モードから分るように、0.2Hの改良では固化改良体自体がロッキングを起こしている。

(4) 固化改良の評価

各測定点で得られた加速度記録のフーリエスペクトルの例を図－8に示す。地表を含む地盤中の加速度測定点では入力波の卓越振動数に応じた周波数成分で応答しているが、橋脚天端では、固定状態に応じた固有振動数に等しい周波数での応答が卓越している。例えば、8 Hz、300Gal入力では、改良、未改良共に、表－2に示した



(a) 未改良部



(b) 改良部

写真－1 液状化後の地表面の状況
(Case－3)

表－4 加振条件と主な計測最大値の一覧

実験ケース		Case-1(改良0.2Hの実験)						Case-2(改良0.5Hの実験)						Case-3(改良1.0Hの実験)						
入力波	卓越振動数	8Hz				2Hz		8 Hz					2Hz		8 Hz				2Hz	
	最大加速度(Gal)	-18	-45	123	212	243	420	31	62	187	300	357	289	481	28	58	108	181	215	370
未改良橋脚天端変位 (mm)		0.27	0.59	1.49	2.07	2.81	7.42	31	0.56	1.4	2.13	2.53	3.67	10.4	0.59	1.23	1.95	2.34	3.17	14.6
未改良地表面変位 (mm)		0.06	0.12	0.47	0.8	4.12	11.6	0.1	0.16	0.93	1.6	2.47	5.01	11.7	0.11	0.29	0.91	1.48	3.67	15.8
改良橋脚天端変位 (mm)		0.19	0.46	1.33	2.44	1.87	5.73	0.2	0.45	1.41	2.39	2.86	2.17	6.22	0.28	0.67	1.68	2.95	3.13	6.05
改良地表面変位 (mm)		0.03	0.08	0.36	0.14	1.11	12.5	0.05	0.03	0.37	1.17	1.44	1.12	2.59	0.03	0.06	0.23	0.4	0.38	0.97
W 1 過剰間隙水圧比 (%)		1.9	2.3	13.8	25.5	36.5	31.3	1.3	1.9	15.3	26.5	27.7	38.4	55.2	1.3	2.3	7.3	17.5	37	65.5
W 2 過剰間隙水圧比 (%)		1.1	1.7	8.2	14.3	23.1	44.7	1.5	1.9	8.6	18.2	23.8	20.7	39.1	1.4	3.1	12.9	25.2	30.3	45.8
W 3 過剰間隙水圧比 (%)		1.7	3.5	40.5	78.6	157.7	187.1	9.1	11.2	55.3	77.3	81.8	88.9	82.8	2.6	11.7	67.2	92	113.8	120
W 4 過剰間隙水圧比 (%)		0.4	0.9	1.7	3.5	6.1	12.3	1.7	1.9	6.2	11.7	13.8	14.5	20.5	0.9	2.7	15.4	35.5	41.9	50.4

なお、表中の過剰間隙水圧比は、各点の過剰間隙水圧を初期有効応力で除したものである。

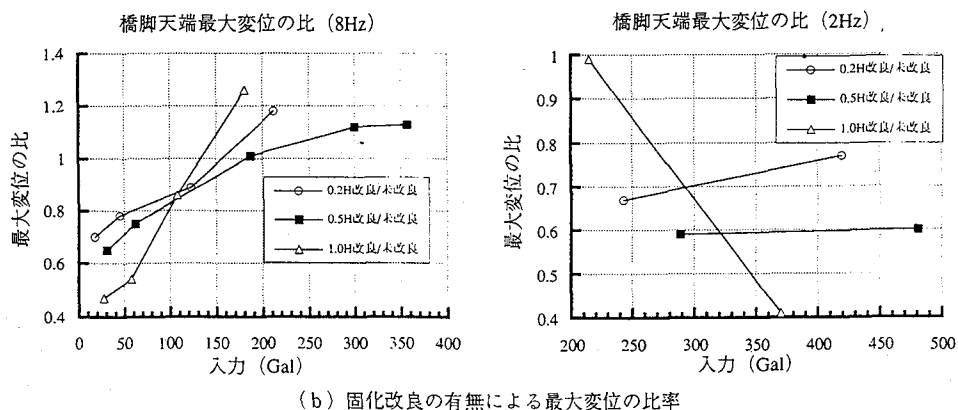
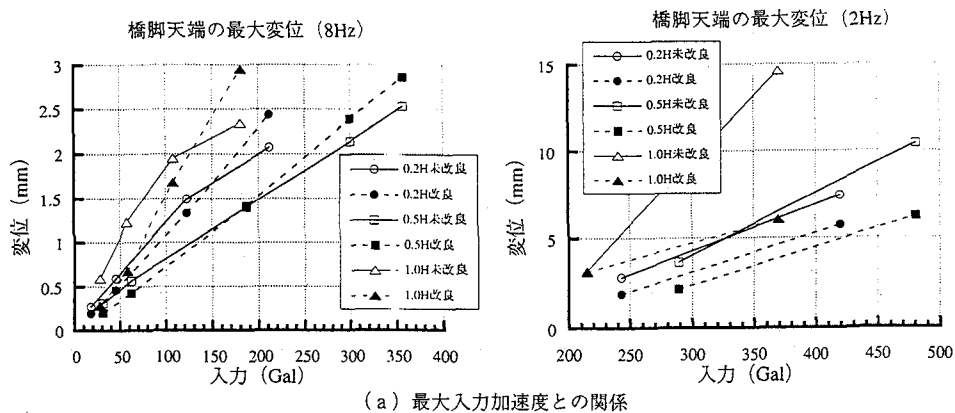


図-5 橋脚天端の最大変位

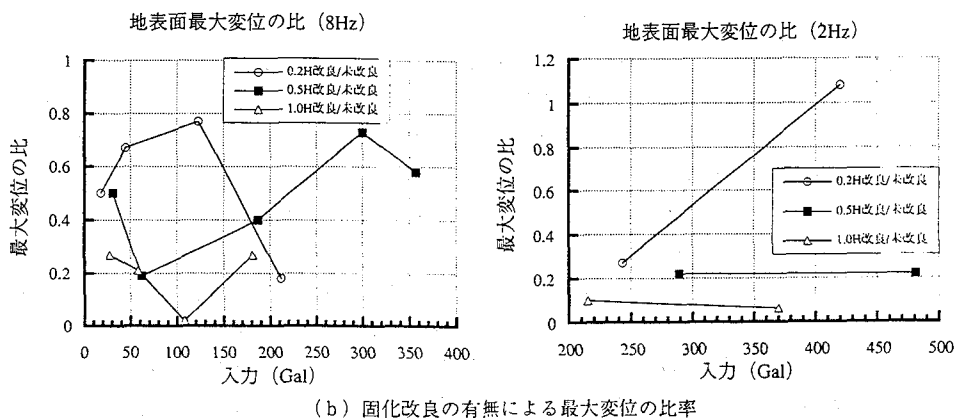
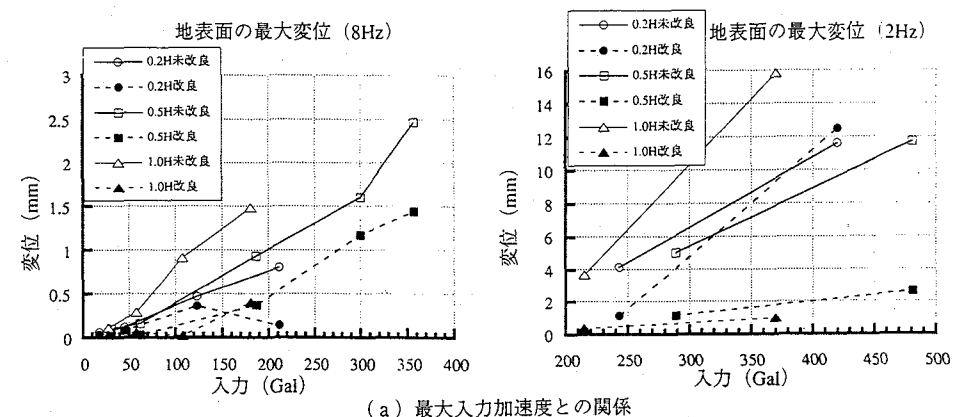


図-6 橋脚根元部の地表面最大変位

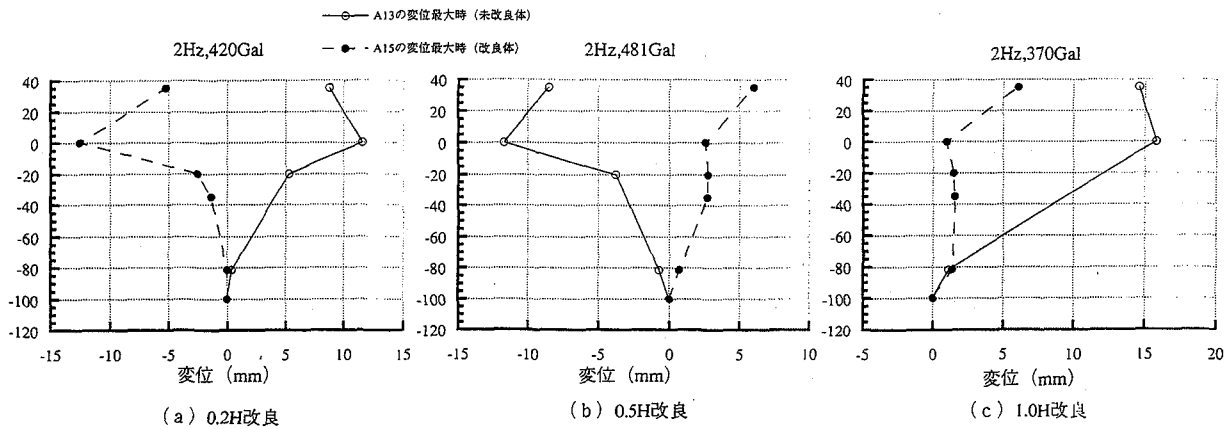


図-7 橋脚根元部の地表面変位最大時の変位モード

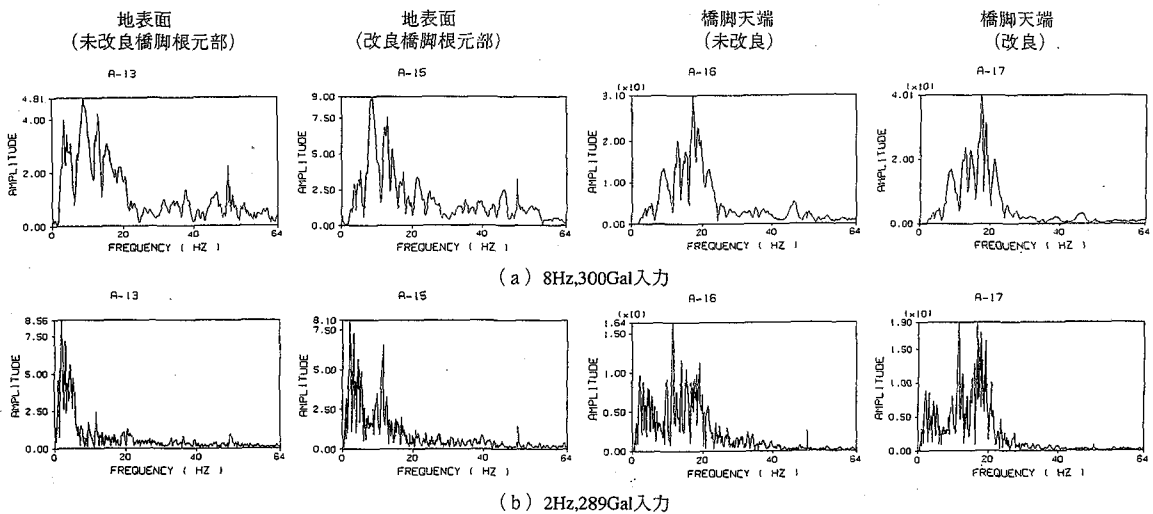


図-8 各測定点のフーリエスペクトルの例
Case-2 (改良0.5Hの実験)

液状化層まで打設して固定した加振前の固有振動数にはほぼ等しい周波数が卓越している。

一方、液状化が発生したと考えられる2Hz, 289Gal入力に対しては、未改良の場合、液状化層及び軟弱層を無視して締固め層による固定で得られた固有振動数11.75Hzに等しい周波数が、改良の場合には2つの周波数がほぼ等しい密度で卓越している。このように橋脚天端の最大変位は、入力波だけでなく橋脚・基礎一体となった種々の固定条件によって変化する固有振動数に大きな影響を受ける。従って、橋脚部の長さや剛性のある特定の対象を基に決定した訳ではない本実験では、橋脚根元部の地表面変位によって固化改良を評価する方が適切であると考えられる。

図-6及び図-7から0.2H改良の場合は液状化レベルが大となった場合に固化改良部も一体となって振動する懸念がある。0.5H改良以上になると変位抑制効果が顕著になる。0.5H改良をどの程度減ずることが可能か

定かでない現段階では、0.5H改良が目安になると考えられる。

3. 実物の固化改良へのFEM解析の適用

3.1 概要

橋脚・ケーソン基礎一体となった実構造を等価な曲げ剛性を有する軸対象構造物に置換え、周辺地盤固化改良の液状化時の変位抑制効果の解析を試みた。用いたのは、FDAP (Frequency-domain Dynamic Analysis Program) と称する周波数領域応答解析プログラムである。

適切な固化範囲を求める際には、①上部構造に対する変位抑制効果があること、②固化改良によって液状化時においても原地盤相当の地盤バネが期待出来ること、③地中のケーソン部に損傷を与えないことを考慮することとした。

3.2 解析モデル

解析の対象としたメッシュ及び地盤定数を図-9に示す。

モデル化した地盤は、深さGL-50m、中心から半径40mの軸対称領域であるが、側面をエネルギー伝達境界とすることで水平方向に無限に広がる地盤が対象となっている。地盤定数については、周辺地盤のボーリング結果とN値からの換算（せん断波速度 V_s 、初期せん断弾性係数 G_0 ）により、ポアソン比 ν 、減衰定数 h 、改良地盤の G_0 等は適宜仮定した。弾性係数の低減については、液状化による地盤の永久変位をFEMで予測する際に1/1000とする研究⁶⁾がある。ここでは、液状化層のせん断弾性係数の低減を震動中を扱っていること、解の安定性から $1/8 \cdot G_0$ とした。また、粘土層及び砂・礫・シルト層の低減は各々 $2/3 \cdot G_0$ 、 $3/4 \cdot G_0$ に、ケーソンと固化改良との間の残置地山のGの低下はないものとした。減衰定数は、 $h = h_{max}(1 - G/G_0)$ とした。

用いた入力波を図-10に示す。

3.3 解析結果

表-5に、固化改良幅、液状化層の剛性低下割合等の計算条件を変えて実施した解析結果について主要な箇所の最大値の一覧を示す。

本解析は桁の固定条件等を考慮せず、単に橋脚が負担する桁荷重相当の質量を、自由端である橋脚天端に付加した。これによって橋脚部が長く突出した曲げ型連続体

の挙動となり、橋脚天端における変位、加速度共に大きな結果となったものと考えられる。

ここでは、これらの値の妥当性よりも固化改良による変位抑制の効果について検討した。図-11に橋脚天端における変位抑制の効果を、図-12に橋脚根元におけるそれを整理して示す。

橋脚天端変位の抑制効果は、0.2H改良においても20%程度見られ、0.5H、1.0H改良と効果は大きくなり、全面改良では、70%の抑制効果となる。また、0.5H改良について液状化によって地盤剛性が $1/8 \cdot G_0$ になるとした本解析の他に、 $1/30 \cdot G_0$ とした場合及び改良部とケーソンの間に残置地山を置かない場合についても計算したが、同程度の抑制効果となった。

表-5 FDAPによる計算条件と結果一覧

計算条件	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8	備考
固化改良	なし	0.2H	0.5H	1.0H	全面改良	なし	0.5H	0.5H	改良地盤は
液状化層の剛性	$1/8 \cdot G_0$	$1/8 \cdot G_0$	$1/8 \cdot G_0$	$1/8 \cdot G_0$	改良地盤	G_0	$1/30 \cdot G_0$	$1/8 \cdot G_0$	20000mm ²
残置地山剛性	$1/8 \cdot G_0$	G_0	G_0	G_0	G_0	G_0	G_0	改良地盤	
入力波	ポートアイランド GL-83m N-S								
入力深さ	GL-50m								
解析結果									
橋脚天端最大変位 (cm)	104.6	86.2	64.8	45.9	31.9	54.3	61.1	56.8	
橋脚根元最大変位 (cm)	20.2	16.6	11.9	8.2	7.1	11.1	8.5	11.6	
改良地盤最大変位 (cm)	18.5	16.3	12.4	8.4	7.1	10.8	9.3	12.3	
遠方地盤最大変位 (cm)	18.0	16.8	13.8	9.5	7.3	11.0	17.9	13.7	
橋脚天端最大加速度 (Gal)	3,748.0	3,550.0	2,990.0	2,347.0	1,946.0	2,693.0	3,158.0	2,976.0	
橋脚根元最大加速度 (Gal)	522.0	483.0	458.0	487.0	567.0	706.0	562.0	462.0	
改良地盤最大加速度 (Gal)	492.0	446.0	531.0	525.0	569.0	713.0	652.0	533.0	
遠方地盤最大加速度 (Gal)	742.0	686.0	548.0	534.0	581.0	735.0	308.0	543.0	
ケーソン最大応力 (tf/m ²)	2,269.0	1,270.0	707.0	512.0	626.0	917.0	880.0	601.0	
備考	未改良								

*) 残置なしとは、改良部をケーソンに密着させた場合のことである。

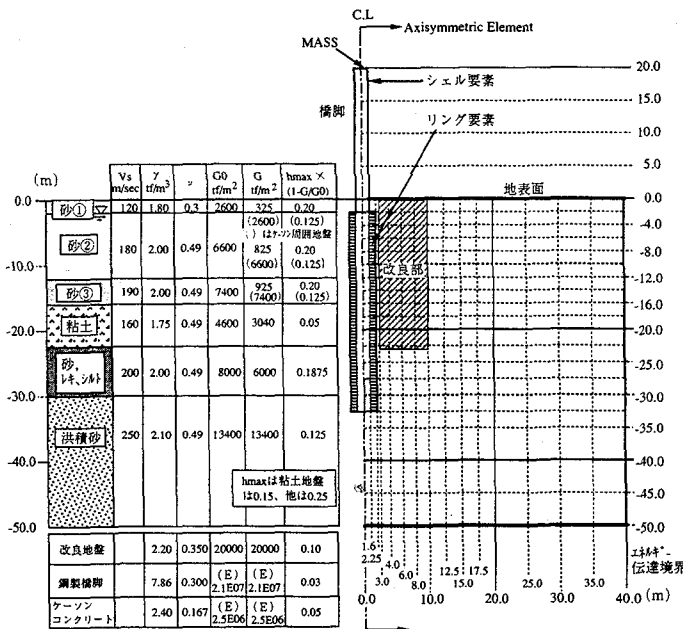


図-9 解析モデル

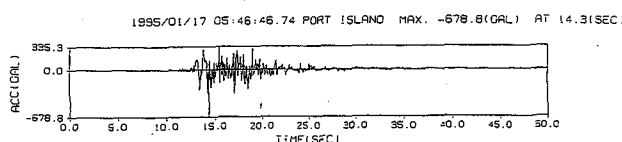


図-10 入力波 (ポートアイランド GL-83m, N-S)

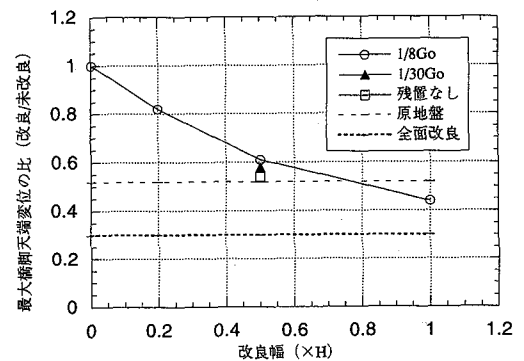


図-11 改良による橋脚天端変位抑制の効果

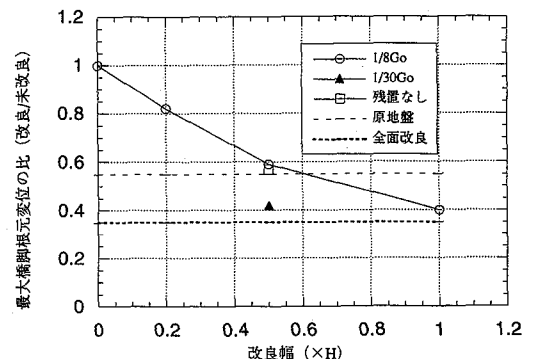


図-12 固化改良による橋脚根元変位抑制の効果

図-12から、固化改良の範囲を決定するための目安となる原地盤程度の地盤バネを期待するためには、0.5H程度の改良が必要となることが分る。また全面改良した場合においても、その変位抑制効果は、1.0H改良の場合より若干大きい程度である。

ケーソンに発生する鉛直方向の応力分布から曲げモーメントを計算し、実構造物から算出された降伏曲げモーメント M_y 、破壊抵抗曲げモーメント M_u を合わせて図-13に示す。各ケース共に、GL-4m~6mの間で大きな曲げモーメントを発生している。未改良、0.2H改良では破壊抵抗曲げモーメントに達するが、0.5H及び1.0H改良では降伏曲げモーメント以下に納まっている。以上の結果、0.5H改良が降伏曲げモーメントに対して若干余裕はあるものの他の条件（上部構造の変位抑制、原地盤相当の地盤バネ）を考慮すると適切な固化範囲であると考えられる。

4. 結論

本研究では、地震によって基礎部に軽度の損傷を受けたケーソン基礎タイプの橋脚を対象に、既存の構造物への対策であることから、地盤の固化改良を検討した。

ポートアイランドで記録された地震波を基本入力波とした模型振動実験及び実物の固化改良を想定しての軸対象二次元FEMによる地震応答解析を実施した。

模型振動実験では以下に示す事項が明らかになった。

- ①液状化を生ずるに至らない地震に対しては、橋脚天端の変位が固化改良を行った場合の方が大きくなる場合があり得る。
- ②橋脚根元部の地盤変位は、固化改良によって常に小さく抑制される。
- ③地盤の応答は入力波の卓越振動数に対応するが、橋脚の応答は、固有振動数に等しい周波数成分が卓越し、地盤の剛性低下に伴う固定度の低下によって、この周波数も低領域に移行する。
- ④地盤が大きく液状化した場合は、橋脚天端及び根元部において固化改良の変位抑制効果が顕著となる。ただし、幅0.2H（H：液状化層厚）では、液状化レベルが大となった場合に、固化改良体自体がロッキングを起こし過大な変位を生ずる可能性がある。

軸対称二次元FEM（プログラム名：FDAP）では、次の結果を得た。

- ①固化改良による橋脚天端及び根元部に対する変位抑制効果は、改良幅0.2H、0.5H、1.0Hいずれの場合も見られる。
- ②液状化を生じた場合にも原地盤相当のバネを期待するためには、幅0.5H程度の固化改良が必要となる。
- ③ケーソン部に発生する曲げモーメントは、未改良、固化改良いずれの場合もGL-4~6mで1つのピークをなし、未改良、0.2H改良の場合はこのモーメントが実物の破壊抵抗曲げモーメントに達する。これに対

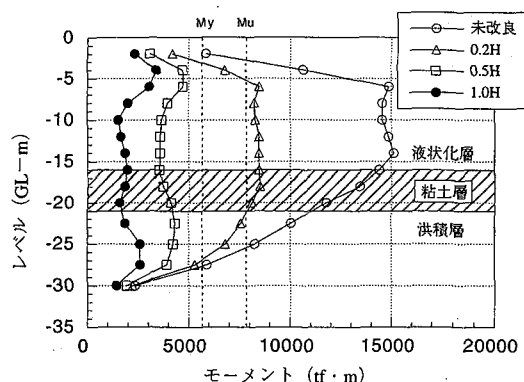


図-13 ケーソンに発生する曲げモーメントの分布

して0.5H及び1.0H改良の場合は降伏曲げモーメントを越えない。

以上、本研究が対象としたような橋脚の液状化対策工としては、液状化層厚の1/2の幅で周囲を囲み、かつ非液状化層に根入れした固化改良工法は有効であることが明らかになった。

5. あとがき

本研究において使用したプログラム（FDAP）を実物の解析に適用するに当たっては、地盤定数等をボーリング結果やその換算値から決めたり、適宜仮定したりした。これらが、模型振動実験についても適用出来ることを検証しようとしたが、いまだ満足する結果が得られていない。今後、これらについて検討を加えて行きたいと考えている。

本研究は、神戸新交通・六甲ライナー線災害復旧工事の一環として実施したものであり、神戸市港湾整備局及び都市計画局、大成建設(株)神戸支店、土木本部及び技術研究所の多大な支援と協力を得た。ここに深謝する次第である。

参考文献

- 1) 井合 進, 小泉勝彦, 倉田栄一: 液状化対策としての地盤の締固め範囲, 土と基礎, Vol.39, No.2, pp.35~40, 1991
- 2) 例えば、古賀泰之ら: 深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験, 土木学会第41回年次学術講演会 第Ⅲ部, pp.201~202, 1986
- 3) 例えば、鈴木善雄ら: 固化工法による耐液状化基礎地盤改良工法の適用事例, 基礎工, Vol.17, No.9, pp.87~95, 1989
- 4) 香川宗章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集 第275号, pp.69~77, 1978
- 5) 例えば、噴射攪拌工法研究会: 技術マニュアル, p.15, 1990
- 6) S.YASUDA *et al.*: The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.149~160, 1992

(1996年09月06日受付)