

建設省土木研究所 正員 〇 常田 賢一

〃 〃 木全 俊雄

〃 〃 近藤 益央

1. まえがき

地盤の液状化に対する構造物の耐震性確保の方法としては、液状化を踏まえた構造物の耐震設計の実施および構造物の周辺地盤の液状化の発生防止策の実施に大別される。前者については条件とえ決まればそれ相当の構造物の諸元の決定ができるが、後者では数多くの地盤改良工法があるものの中から液状化に対する有効な対策範囲の設定に関しては特に決め手のないのが実情である。本文はこのような実情を鑑みて、地盤の液状化対策範囲の設定法の手掛かりを得るための第一段階として、液状化の対策法としての地盤改良効果を地盤の剛性変化として捕えて、構造物の周辺地盤の剛性と変えに時にその範囲が構造物の地震時応答特性に及ぼす影響を二次元有限要素解析法により解析的に検討した結果の一例を報告するものである。

2. 解析方法・条件等

解析対象構造物は新潟地震で被災した昭和大橋である。地震前の同橋の下部工は1橋脚当り1列9本のパイロメントによる鋼管ぐい基礎構造であった。図-1に下部工の概要、地盤構成および液状化の簡易判定結果を示す。同図によれば深度10m程度まで液状化すると推定され、10mを深さ方向の剛性変化(地盤改良)の範囲(HL)とした。解析は二次元有限要素解析法で行い、解析モデルは図-2のような設定して、つまり、ぐい基礎は梁要素として、上部工重量、ぐいの断面二次モーメントおよび同断面積は橋軸直交方向の単位中当りの特性を設定した。地盤改良を想定して地盤の剛性を高めに水平方向の範囲は図中に表示するように橋脚中心からHNLの距離までとしたが、ここではHNLとして0m(未改良)、2.5m、5m、7.5m、10mおよび20mを設定した。入力地震動は観音崎地表面下80mの記録(1974年伊豆半島沖地震、Ew成分)を基盤面において橋軸方向に入力し、同方向の地盤およびぐい基礎構造物の応答加速度および応答変位を計算した。なお、基盤面での最大地加速度は150 galとした。

本解析では地盤の改良効果を剛性の増加で考慮したが、地盤改良による剛性の増加および地震の発生せん断ひずみによる剛性の低下は次のように算出した。道路橋示方書V耐震設計編では(1)式を提示している。また、弾性論では(2)式が成立する。従って(1)式および(2)式から(3)式が導かれる。

$$V_s = 80N^{\frac{1}{3}} \text{ (砂質土) } \dots (1), \quad G_0 = SV_s^2 \dots (2), \quad G_0 \sim N^{\frac{2}{3}} \dots (3)$$

ここに、 $V_s$ :せん断波速度(m/s),  $N$ :N値,  $G_0$ :初期せん断弾性剛性率(tf/cm<sup>2</sup>),  $S$ :単位体積質量(tf・sec/m<sup>3</sup>)。一方、沢田等<sup>2)</sup>によれば、パイロフローテーション、パイロコンポーザ等による地盤改良工法によるN値の増加が報告されているが、同報告に基づいてここでは地盤改良によるN値の変化を(4)式で近似した。従って、(3)式および(4)式から地盤改良によるせん断弾性率の増加を(5)式で推算することとした。

$$N' = 3N \dots (4), \quad G'_0/G_0 = (N'/N)^{\frac{2}{3}} = 3^{\frac{2}{3}} = 2.08 \dots (5)$$

ここに、 $N'$ :改良後N値,  $N$ :改良前N値,  $G'_0$ :改良後初期せん断弾性率

また、地震時のせん断剛性率のせん断ひずみ( $\theta$ )に対する依存性は、想定する $\theta$ に応じた低減率で考慮することとし、せん断剛性率(および減衰定数)は一定として数値解析を実施した。以上の方法で求めた各数値および解析に用いたせん断弾性率( $\bar{G}$ )を表-1に示す。

3. 解析結果

図-3はHNL/HL=0.0(未改良の場合)およびHNL/HL=1.0(HNL=10m)の場合を例にとり、橋脚位置、橋脚から10mおよび20mの位置における最大応答加速度および最大応答変位の深度分布を示す。同図の地盤での応答量に関しては、全般的に顕著な差異はみられないが改良範囲においては地表面部での応答がやや小さくなる傾向を示す。

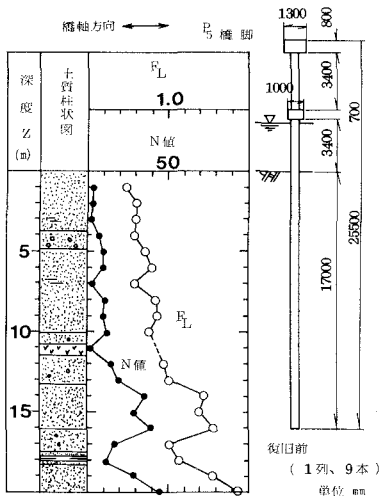


図-1 解析地点の地盤概要・構造物概要

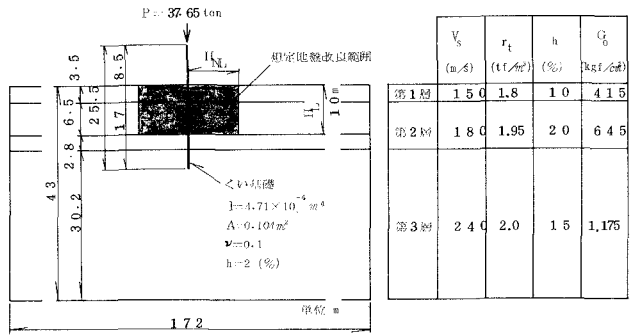


図-2 解析モデル

表-1 解析用土盤剛性

	$G_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		修正セズミ $\gamma$		$\gamma$ に基づく低減率		$G$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	改良前	改良後	改良前	改良後	改良前	改良後	改良前	改良後
第1層	415	863	$5 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-4}$	0.4	0.75	166	647
第2層	645	1,342	$5 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-4}$	0.5	0.80	323	1,074
第3層	1,175	—	$5 \times 10^{-4}$	—	0.75	—	881	—

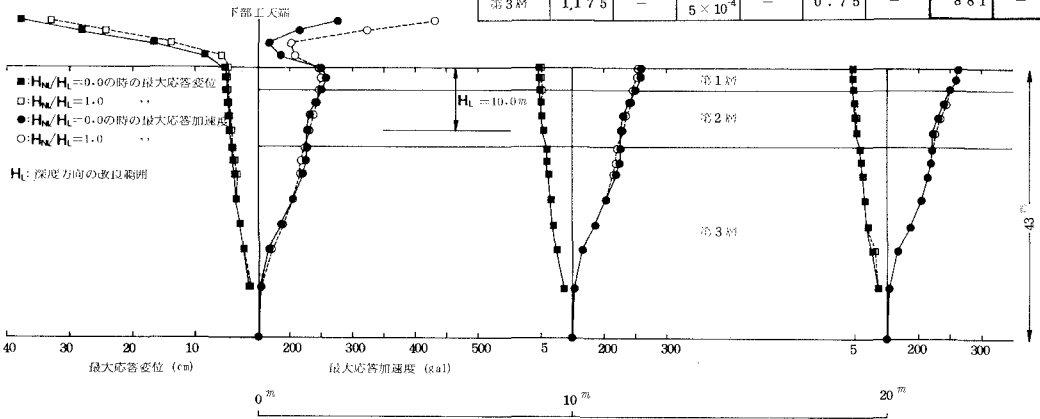


図-3 解析結果例

また、下部工の突出部では地盤改良により加速度が増加するのに対して、変位は逆に小さくなっている。

図-4は下部工天端の応答を要約したものである。本解析では地盤改良（剛性増加）により天端での加速度が増加し、逆に変位は減少する傾向を示す。また、 $H_w/H_L > 1.0$  では応答量の差異は僅かである。同図には地盤の完全液状化を仮定して、表層10m ( $H_L$ ) の未改良地盤の剛性を零とした条件下での結果も併記したが、この場合では改良と未改良の差が相当顕著になっている。

#### 4. あとがき

特定の橋梁の地震時応答に及ぼす地盤改良の効果に関する試算を行ったが、今後は実尺模型振動実験により広汎な条件下での解析の実施によりその特性を明らかにする必要がある。

[参考文献] 1) 岩崎 崇田, 本倉 吉田: 昭和大橋における地盤および下部構造の耐震性調査, 工研資料 第1591号 2) 日本道路協会: 道路橋示方書 耐震設計編, 昭和55年5月 3) 沢田, 古賀, 舟見: 砂質地盤の液状化特性の原位置試験法および改良工法に関する調査, 工研資料 第1220号

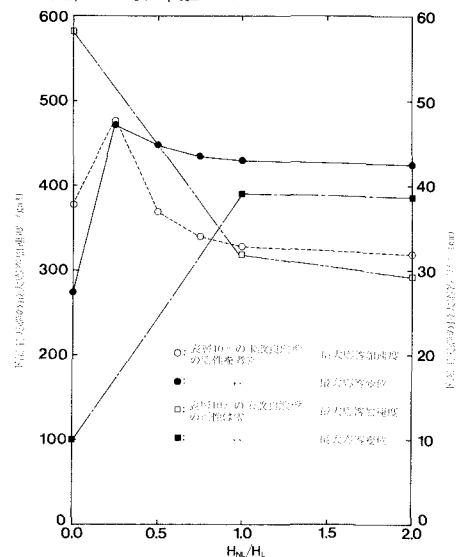


図-4 下部工天端の応答に及ぼす  $H_w/H_L$  の影響