

有効応力解析による液状化地盤における 地下構造物の耐震検討

藤野和雄¹・林秀和²・中岡和伸³・吉澤努⁴・近藤香⁵

¹正会員 東日本高速道路株式会社 (〒110-0014 東京都台東区北上野1-10-14)

²正会員 工修 株式会社高速道路総合技術研究所（〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1）

³正会員 大日本コンサルタント株式会社 構造保全事業部（〒343-0851 埼玉県越谷市七左町5-1）

⁴正会員 工修 大日本コンサルタント株式会社 保全エンジニアリング研究所 (〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1)

⁵大日本コンサルタント株式会社 復興・防災推進部（〒550-0014 大阪府大阪市西区北堀江1-22-19）

1. はじめに

(1) 検討概要

東京外かく環状道路（外環）稲荷木地区の地下構造物において、当該工区の地盤条件が地震時に液状化する可能性があることから、耐震性能照査において実施する非線形FEM動的解析（全応力解析）に加えて、荷重漸増解析や有効応力解析などの解析による液状化検討を実施し、外環の耐震設計における液状化現象に対する対応方針を検討した。

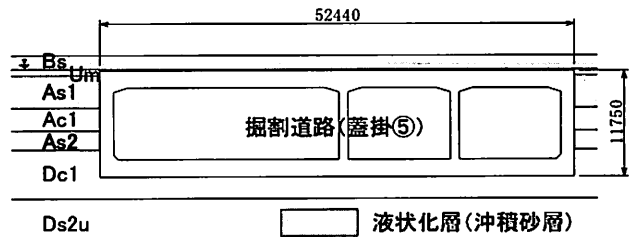


図-1 地下構造物と液状化層（蓋掛⑤）

2. 地盤条件および構造条件

(1) 地盤条件

稲荷木地区では全般に沖積砂層に液状化が生じるが、その中で設計断面蓋掛⑤は沖積層に対する液状化層の層厚比が大きいため、液状化検討の代表断面に選定した。蓋掛⑤における地下構造物と液状化層の位置関係は図-1に示す通りである。表土B_s層の地下水位以下、A_{s1}層、A_{s2}層の沖積砂層において液状化の可能性がある。

ここで、当該工区における地盤の基本的な諸元は外環の設計条件統一事項¹⁾で標準的に定められた値を用いた。また、液状判定を行うために必要な値は稲荷木地区の地質調査報告書から抽出した。これらの値から、地盤の1次元応答解析(SHAKE)と道路橋示方書²⁾の液状化判定式を用いて液状化層を特定した。

(2) 構造条件

掘割地区の地下構造物は、鉄筋コンクリート構造のボックスカルバートである。稲荷木地区は京葉道路との交差部に位置するため、掘割道路の上に京葉道路を跨ぐ橋梁が架設される。このため、稲荷木地

(2) 検討目的

地下水位以下の緩い砂地盤は地震の際に液状化する可能性があり、過去の地震で建物の沈下や傾斜、マンホールの浮上、盛土の崩壊や地盤の側方流動などの被害が生じている。

外環の掘割区間では、構造物は洪積層に床付けされるため底版の下層が液状化することではなく、構造物自体の沈下や浮上の被害は生じないと考えられる。また、地形に関しても側方流動が問題となる条件にはない。しかし、液状化により強度を失った地盤は解析によると変位が1m程度の規模に及ぶと考えられ、それを地下構造物の側壁や頂版が受け止めることとなるため、設計時の全応力解析では想定し得ない荷重が構造物に作用する恐れがある。

そこで、本検討では耐震設計における液状化現象に対する対応方針を決めるための資料を得ることを目的とし、以下の2つの手法により液状化の影響を考慮した耐震解析を実施した。

- ①動水圧公式を用いた荷重漸増解析
- ②非線形FEM動的解析による有効応力解析

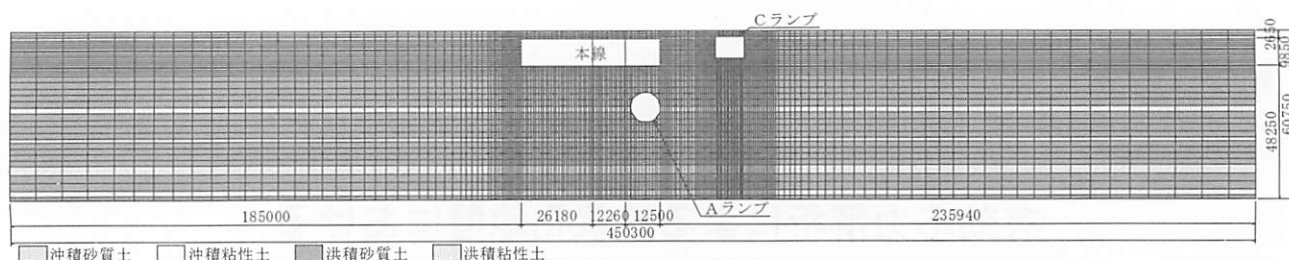


図-2 横断方向のFEM動的解析モデル（蓋掛⑤）

区の一部のボックスカルバートは、橋梁の基礎を兼ねた構造物となっている。外環稲荷木地区のボックスカルバートは、開口部（スリット）を有する掘割区間と、開口部を有さない蓋掛け区間、そして、橋脚基礎を兼ねる区間の3通りが存在する。

3. 全応力解析による耐震設計

(1) 耐震設計の概要

ボックスカルバートの保有耐震性能は、同路線の道路橋に準じて、レベル1地震動に対しては耐震性能1に相当する性能とし、レベル2地震動に対しては耐震性能2に相当する性能とした。すなわち、レベル1地震動に対しては構造物は安全性、共用性を損なわず、耐久性のためのひび割れ補修で対応可能な程度以上には損傷しないものとした。レベル2地震動に対しては構造物の損傷をある程度許容するが、安全性が確保され、地震直後に緊急車両が通行でき、補修・補強により当初の性能に復帰できる損傷レベルに留めるものとした¹⁾。

耐震設計は、大きく分けて横断方向の設計と縦断方向の設計の2通りを実施した。縦断方向の設計は地盤変位によりカルバートの個々のブロックがどのように変位するかを解析し、ブロック長の検討と、ボックスカルバートの軸方向の耐震性能およびブロック間の継手の性能の照査を行った。

当該工区では一部のボックスカルバートが橋脚の基礎を兼ねるため、縦断方向の解析モデルにおいてボックスカルバートと橋梁を一体化したモデルにより橋と地下構造物の動的相互作用を考慮した解析を実施し、橋の設計とボックスカルバートの設計の双方にその結果を反映させた。

橋梁基礎を兼ねるボックスカルバートは、別途基礎としての耐震性能の照査を実施した。

(2) 横断方向の耐震解析手法

ボックスカルバートの横断方向の耐震設計は、地盤一構造物一体の非線形FEM動的解析により実施し

た。ここで行うFEM動的解析は液状化の影響を考慮しない全応力解析である。

解析モデルは図-2に示すように、構造物を表す骨組み要素と、周辺地盤を表す平面ひずみ要素から構成される。構造物は本線のボックスカルバートの他、隣接するAランプおよびCランプもモデル化した。地盤の深さ方向のモデル化範囲は工学的基盤面までとし、横方向の範囲は、左右それぞれモデル高さの3倍以上とした。モデルの左右の境界条件は水平ローラーとし、底面の境界条件は入力地震動の特性（E+Fまたは2E）により固定と粘性境界を使い分けた。

構造物は非線形特性をM- ϕ 関係により表す非線形梁要素でモデル化した。M- ϕ 関係の算出方法は道路橋示方書²⁾に準じるが、鉄筋の σ - ϵ 関係は、降伏後にひずみ硬化を考慮して1%の勾配を設けた。

地盤は地震時のひずみによるせん断弾性係数の低減と減衰の増加を考慮した、等価線形化法によりモデル化した。地盤の等価線形モデルの諸定数はSHAKEにより算出した。

構造物の耐震性能は、レベル1地震動に対しては弾性範囲を超えないものとし、レベル2地震動に対しては、応答曲率およびせん断力がそれぞれ許容曲率とせん断耐力を超えないものとした。また、隅角部の層間変形角も照査した。

許容曲率は、断面の終局曲率から安全係数 α を考慮して求めた値とし、安全係数 α は道路橋示方書²⁾において橋脚の保有耐力照査のために示された値を用いた。

断面の終局状態は、原則として道路橋示方書²⁾に準じてコンクリートの圧縮ひずみから判定したが、終局曲率が過大となる場合があるため、鉄筋の引張りひずみ（上限値を0.1に設定）による判定も行った¹⁾。

(3) 設計地震動

耐震設計で用いる設計地震動は、外環の設計条件統一事項¹⁾に定められた加速度波形を用いた。各加速度波形の元になった地震記録を表-1に示す。この

表-1 入力地震動の元となった地震記録

	地 震	観 測 波
①レベル1地震動		
L1-1	1978年宮城県沖地震	開北橋周辺地盤LG
L1-2	1978年宮城県沖地震	開北橋周辺地盤TR
②レベル2タイプI地震動		
T1-1	1978年宮城県沖地震	開北橋周辺地盤LG
T1-2	1978年宮城県沖地震	開北橋周辺地盤TR
T1-3	1993年北海道南西沖地震	七峰橋周辺地盤
③レベル2タイプII地震動		
T2-1	1995年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台EW
T2-2	1995年兵庫県南部地震	葦合X
T2-3	1995年兵庫県南部地震	葦合Y

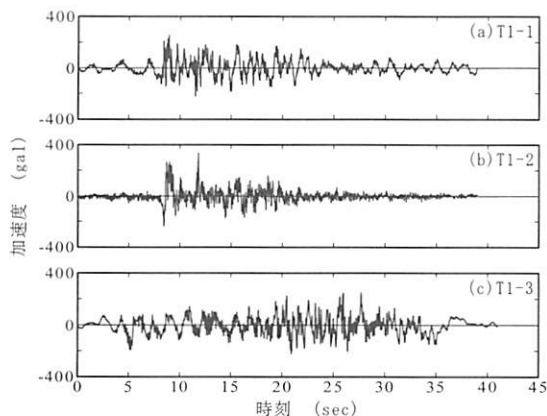


図-3 設計用加速度波形（レベル2タイプI）

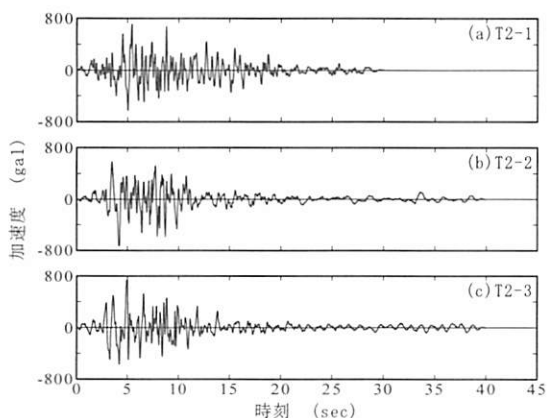


図-4 設計用加速度波形（レベル2タイプII）

波形を基盤面における応答スペクトルの設定値に適合するよう振幅調整したものが、図-3および図-4の設計用加速度波形である。ここで、レベル2タイプIIの地震波は振幅調整の前に基盤位置までの引き戻し計算を実施している。

(4) 全応力解析による耐震性能照査結果

ボックスカルバートの横断方向の設計ではまず、常時に対する静的な設計計算により断面を決定した。

これに対して、非線形FEM動的解析を実施して耐震性能照査を行った。

動的解析の結果、ほとんどの設計断面において、スターラップの鉄筋を増やしてせん断耐力とじん性を向上させるための補強が必要とされた。

稲荷木地区では、他の工区に比較して沖積層が厚く地盤条件がよくないため、常時設計の配筋では部材のせん断耐力だけでなく、曲げ耐力も不足することが多かった。このため、ほとんどの設計断面で軸方向鉄筋の補強が必要とされた。

耐震設計において軸方向鉄筋の補強が行なわれた場合は、塑性ヒンジの曲げ耐力が増して構造物の地震応答への影響が無視できなくなることから、補強後の断面の解析モデルで動的解析を実施し、耐震性能照査を再度行った。

4. 液状化を考慮した耐震検討

(1) 荷重漸増解析

荷重漸増解析では、図-5に示すように、横断方向の動的解析で用いる FEM解析モデルから液状化層を取り除き、構造物の非線形骨組み要素に慣性力と土水圧を漸増载荷させて構造物の挙動を解析した。土水圧は文献³⁾に示された、Westergaardの動水圧公式を基にした式により算出した。

(2) 有効応力解析

有効応力解析は、全応力解析のFEM動的解析と同じメッシュ分割のFEMモデルを用い、地盤要素に液状化に関するパラメータを設定して実施した。

有効応力解析の実施においては、せん断応力の繰り返しによる地盤要素の過剰間隙水圧の上昇が時刻ごとに算出され、それに応じて有効応力が低下して地盤が液状化してゆく過程が再現される。

本検討における有効応力解析の解析理論はおわんモデル⁴⁾を用いた。解析プログラムはSoil+（伊藤忠テクノソリューションズ）とした。

おわんモデルでは、A、B、C、D等のパラメータを設定する必要がある。液状化強度試験が実施されている場合は、各パラメータを調整しつつ試験結果をシミュレートして、再現度の高い値を設定する。本検討では試験結果が存在しないため、道路橋示方書²⁾の液状化判定式と龍岡らの式を用いて、試験結果に相当する液状化強度曲線を算出した。

おわんモデルのパラメータは液状化強度曲線に完全に一致させるのは難しいため、繰り返し回数20回

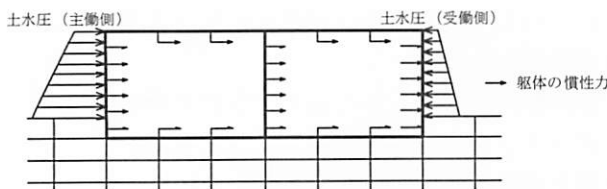


図-5 荷重漸増解析における水平荷重

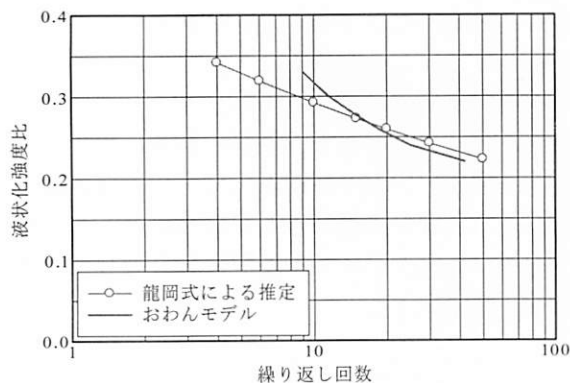


図-6 おわんモデルのパラメータ設定結果

程度を中心におおむね合うように調整した。図-6に蓋掛⑤の解析における A_{S2} 層に関するパラメータ設定の結果を示す。

なお、地盤のせん断弾性係数や減衰定数のひずみ依存性は、有効応力解析では、修正R-Oモデルによる履歴モデルで再現した。修正R-OモデルのパラメータはSHAKEと解析結果が整合するように、要素のひずみレベルに応じて調整を行った。

5. 液状化解析結果

(1) 有効応力解析による1次元動的解析

有効応力解析における設定値の妥当性は、1次元モデルを対象に動的解析を実施し、SHAKEの解析結果と比較することで確認した。

図-7は蓋掛⑤における地表面の応答変位波形である(地震波T2-2)。時刻5秒以降で有効応力解析結果に液状化の影響が表れ、x軸からずれが大きく生じて、液体の上を漂うような波形となった。図-8は A_{S2} 層における過剰間隙水圧比の時刻歴波形である。過剰間隙水圧比は時刻約5秒で1に近い値となっており、この時刻で液状化に至っていることが分かる。

図-9は A_{S2} 層のせん断応力-せん断ひずみの履歴ループである。地震の初期にはループの形状は修正R-Oモデルに近いが、応力繰返しが進むと有効応力が低下し、せん断ひずみ(横軸)に対してせん断

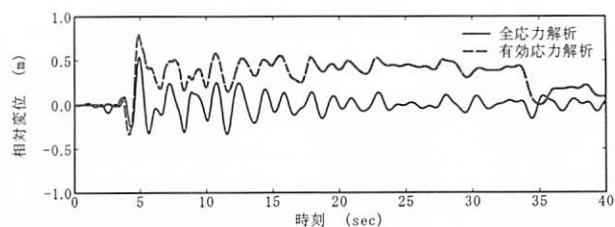


図-7 地表面の応答変位波形

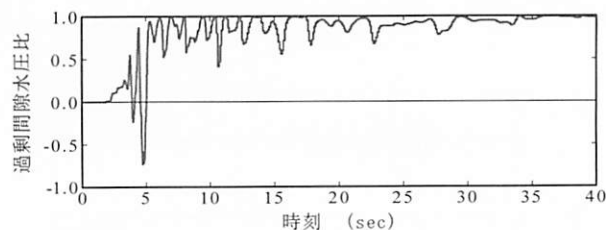


図-8 過剰間隙水圧比の時刻歴(A_{S2} 層)

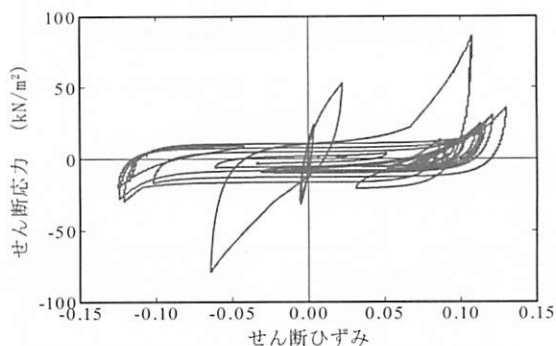
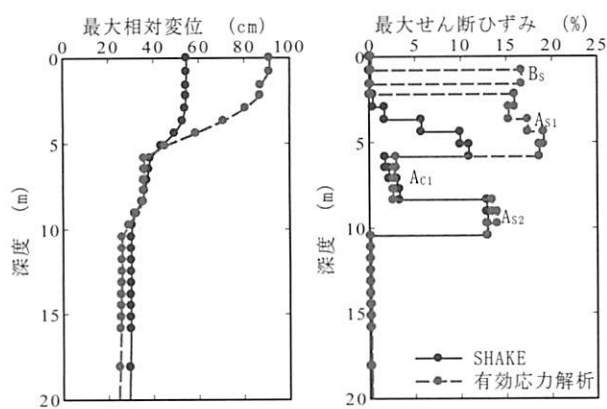


図-9 せん断応力-せん断ひずみ履歴図(A_{S2} 層)

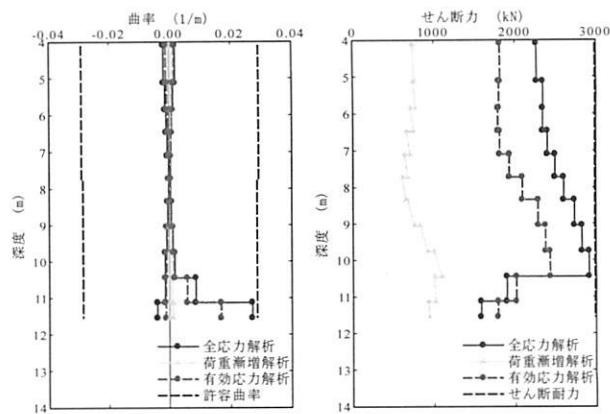
応力(縦軸)の値が低い扁平なループ形状となった。そして、せん断ひずみが極端に大きい領域では剛性が回復して応力が上昇する、サイクリックモビリティが確認できた。

地震応答の深度方向の分布図を図-10に示す。変位分布では沖積粘性土層の A_{C1} 層までは2つの解析手法で違いが少ないが、それより上の層で有効応力解析の方が変位が大きくなっている。せん断ひずみを比較すると、 A_{S2} 層では2つの解析手法で同等のひずみレベルとなっているが、有効応力解析では液状化の発生により、その上の B_S 層、 A_{S1} 層でも15%を超える大きいひずみが生じていた。

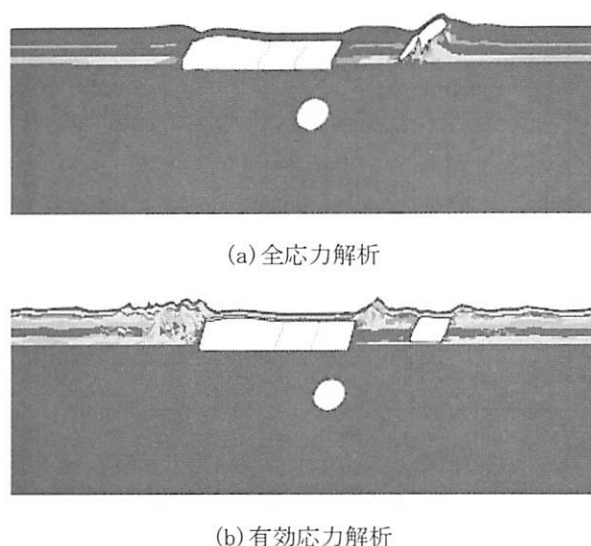
1次元動的解析の結果がある程度SHAKEと整合しており、解析結果の違いは液状化層の挙動によるものとして了解可能であることから、設定された有効応力解析のパラメータには問題がないと判断した。



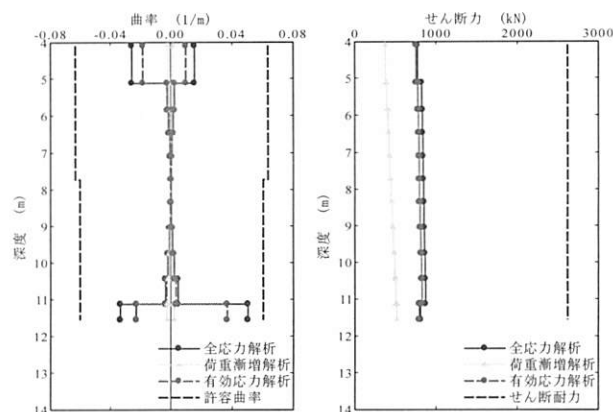
(a)変位 (b)せん断ひずみ
図-10 1次元解析の応答値の深度分布



(a)曲率 (b)せん断力
図-12 左側壁の応答値(蓋掛⑤)



(b)有効応力解析
図-11 最大せん断ひずみのコンター図



(a)曲率 (b)せん断力
図-13 左中壁の応答値(蓋掛⑤)

(2) 有効応力解析による2次元動的解析

図-11は、2次元の有効応力解析結果における、最大せん断ひずみの分布を示すコンター図であり、同時にモデルの最大変形を表している(蓋掛⑤、地震波T2-1)。濃い色の部分はせん断ひずみが小さく、淡い色の部分はひずみが大きい領域である。1次元解析の結果と同様に、全応力解析では A_{S2} 層にひずみが集中していた。有効応力解析では液状化により、 A_{S2} 層だけでなく B_S 層、 A_{S1} 層も大きいせん断ひずみの発生領域となった。また、頂版の上の上載土にも液状化層があることが分かった。

(3) 構造物の応答値

液状化が構造物の安全性に及ぼす影響を検討するため、地下構造物の構造部材の応答値を液状化の考慮の有無で比較した。

図-12および図-13は、設計断面蓋掛⑤のタイプII地震動に関する、左側壁および左中壁の応答曲率とせん断力の高さ方向の分布図である(3波平均)。値は全応力解析が最も大きく、有効応力解析の結果はそれをやや下回った。そして、荷重漸増解析の結果は両者に対してかなり低い値であった。

他の設計断面として、図-14に示すP2橋脚位置の断面の有効応力解析も実施した。橋脚位置の解析モデルは、図-15に示すように地下構造物を表す骨組の上に、橋脚を表す梁要素を追加し、さらに橋脚および上部構造の質量を付加したものとした。図-16および図-17にタイプII地震動の解析結果における左側壁および左中壁の応答値を示す(3波平均)。これらについても傾向は蓋掛⑤と同様であった。

(4) 考察

荷重漸増解析は、地盤が完全に液体としてふるまうことを前提とした解析手法である。一方、有効応

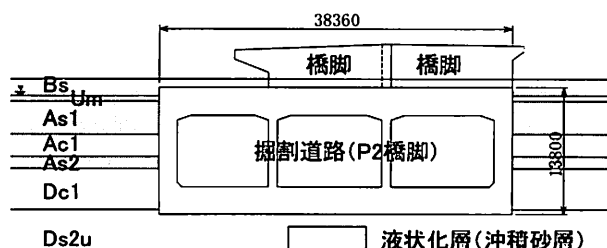


図-14 地下構造物と液状化層 (P2橋脚)

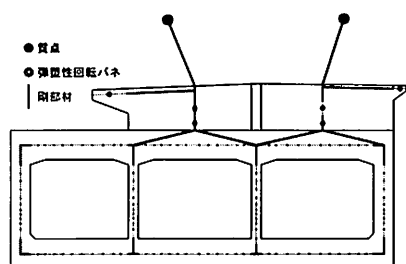


図-15 P2橋脚の構造物骨組みモデル

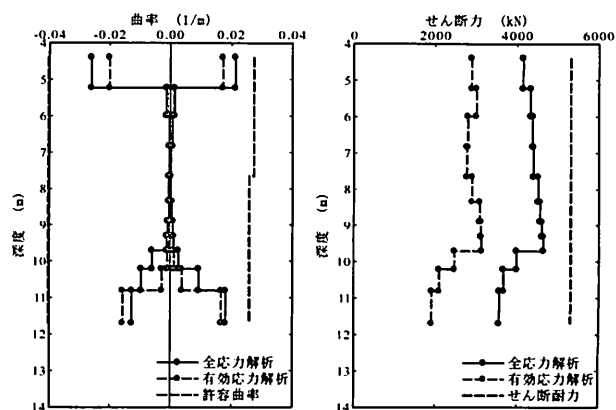
力解析では地盤が弾性体に近い状態から液状化する移行過程を追った解析である。荷重漸増解析では地盤が剛性をもたないと仮定し、静的な荷重として土水圧を作用させている。有効応力解析では地盤が剛性を完全には失わない状態で振動し、構造物に動的に荷重を作用させる。荷重漸増解析では動的な荷重の影響が十分に考慮されないため、有効応力解析に比較して応答値が小さくなったものと考えられる。

有効応力解析結果による構造物の応答が全応力解析を下回ったのは、地盤に大きい変位が生じて側壁に動土圧が作用する際、液状化が進行していたために地盤の剛性が下がり、土圧の値としてはむしろ低減される結果となったためと推定される。また、上載土にも液状化層があり、これにより摩擦が切れたために構造物に作用する慣性力が低減される結果となったものと考えられる。

6. おわりに

外環の掘削区間の耐震設計では、稲荷木地区における液状化検討の結果、全応力解析の結果に対し有効応力解析の結果が下回ることから、全応力解析を基に設計を行うことで、液状化が生じる地盤条件でも安全性に問題がないことが確認された。

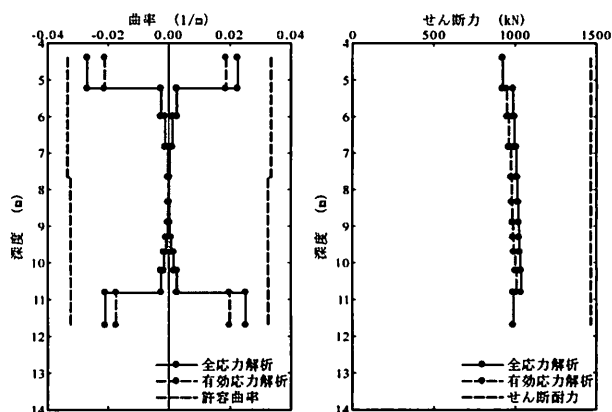
しかし、地盤条件、構造条件が大きく異なる場合には必ずしも同様の傾向になるとは限らない。液状化が生じると考えられる地盤条件での地下構造物の



(a) 曲率

(b) せん断力

図-16 左側壁の応答値 (P2橋脚)



(a) 曲率

(b) せん断力

図-17 左中壁の応答値 (P2橋脚)

耐震設計では、有効応力解析等による液状化の影響検討が依然として必要である。

謝辞：東京外環自動車道稲荷木地区の技術検討会において、徳島大学の渦岡良介教授より液状化検討に関してご指導をいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 東日本高速道路株式会社：東京外環自動車道（千葉県区間）掘削構造物 設計条件に関する統一事項，平成22年6月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成14年3月
- 3) 建設省土木研究所：官民共同研究186号 液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)，平成11年3月
- 4) 福武毅芳，松岡元：任意方向単純せん断におけるダイレイタンスの統一的解釈，土木学会論文集，No.412/III-12, pp.143-151, 1989.12.