

京都大学大学院 学生会員 ○小谷優佳
京都大学大学院 正会員 岡二三生
京都大学大学院 正会員 小高猛司

1. はじめに

京都南部に現存する河川堤防の地震時挙動の評価を行った。想定した地震動は 1995 年の兵庫県南部地震である。杉戸らによる EMPR モデル¹⁾を用いて地震当日に現地を襲った地震動を予測して作成し、地震応答解析には2次元有効応力液化解析法 (LIQCA-2D)²⁾を用いた。

2. 解析条件

解析対象とした堤防とその基礎地盤の土質性状を図1に示す。有限要素法による地震応答解析にあたり、図2に示すように、当該地盤の解析モデルは地盤深度を変え、沖積砂礫層 Ag の下層を工学的基盤と見なす場合(モデル A)と、その下の河岸段丘砂礫層 Tg を工学的基盤と見なす場合(モデル B)の 2 つを設定している。図1に示したように、Ag 層はN値が 20~30 以上となっており、深いところでは50を超えている。また、Vsも 350(m/s)(表1参照)であり、比較的大きい。しかし、その沖積砂礫層の下に比較的軟らかい粘土層が堆積しているために、深いモデルも設定した。なお、Tg 層の Vs は 600 (m/s)であった。表1には解析に用いた土質パラメータを示す。

構成式は砂層、砂礫層には、岡らによる非線形移動硬化則に基づく繰返し弾塑性構成式³⁾を用い、粘土層には非線形移動硬化則に基づく繰返し弾粘塑性構成式⁴⁾を用いている。現地での土質調査が少ないため、要素シミュレーションにより各種土質に対応する現実的なパラメータを仮定した。有限要素解析での拘束条件は下端面で X,Y 方向拘束。解析領域の両端には X 方向の等変位条件を設けた。ま

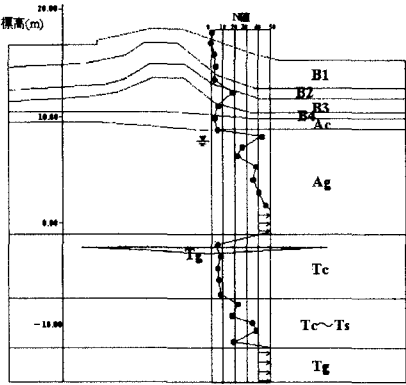


図1：解析対象の河川堤防下の地盤性状

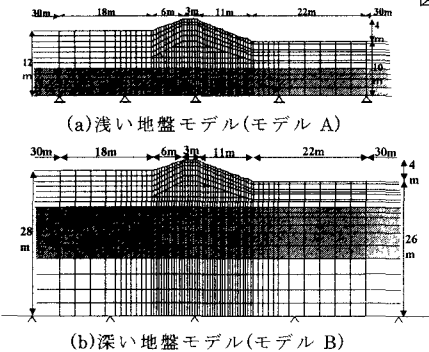


図2：解析に用いた有限要素メッシュ

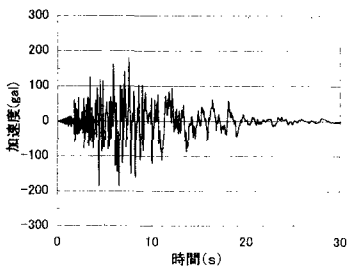


図3：EMPR¹⁾による入力地震動

表1：解析に用いた土質パラメータ

	Bs1-2	Bc3	Bs4	Ac	Ag	Tc	Ts
弾性波速度 V_s (m/s)	120	120	210	210	350	250	260
e_o 間隙比	0.695	0.695	0.695	0.932	0.647	0.932	0.647
λ 圧縮指数	0.03	0.2	0.03	0.2	0.03	0.2	0.03
κ 膨潤指数	0.002	0.02	0.002	0.02	0.002	0.02	0.002
G_o/σ'_{m0} 初期せん断係数比	551.82	551.82	1125.5	744.8	1717.3	702.9	749.6
OCR 過圧密比	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
M_m 変相応力比	0.8	1.0	0.8	1.0	1.2	1.0	1.2
M_r 破壊応力比	1.0	1.2	1.0	1.2	1.5	1.2	1.5
B^*_0 硬化パラメータ	3000	5	3000	5	4000	5	4000
B^*_1 硬化パラメータ	30	1	30	1	40	1	40
C_r 硬化パラメータ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
C_d fading memory	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
D_o ダイレイタンス係数	1.0	—	1.0	—	0.0	—	0.0
n ダイレイタンス係数	2.0	—	2.0	—	2.0	—	2.0
γ^p 規準ひずみ(塑性剛性)	0.010	—	0.010	—	0.010	—	0.010
γ^e 規準ひずみ(弾性剛性)	0.050	—	0.050	—	0.050	—	0.050
ρ 密度 (t/m ³)	1.99	1.99	1.99	1.86	1.99	1.86	1.99
k 透水係数 (m/s)	1E-05	1E-08	1E-05	1E-08	1E-03	1E-0	1E-0

た地下水位は図1に示すように Ag 層にある。初期応力は自重のみを考慮した全応力解析で別途決定した。図3に解析に用いた入力加速度を示すが、これは杉戸らによって開発された強震動予測モデル(EMPR)¹⁾を利用し、兵庫県南部地震時の当該解析地点での予測震動波形として作られたものである。この地震波は基盤におけるものであるが、今回の解析では工学的基盤として仮定した解析領域の下面に作用させて、それより上の地盤の応答を観察した。

3. 解析結果

図4に解析で得られた堤防天端の地震時の絶対応答加速度を示す。図3に示した入力地震動の最大振幅よりも、モデル A で約 3 倍、モデル B で約 4 倍も増幅されていることがわかる。図5は堤防天端中央付近で 1m 離れた 2 つの点 I と II の、地震時における水平変位の時刻歴である。地震時に 2 点間の距離は徐々に広がり、最終的にモデル A では約 3cm、モデル B では約 9cm 間隔が広がることがわかる。図6は堤防天端中央の地震時の沈下量である。最終沈下量は、モデル A で約 30cm、モデル B で約 63cm となっている。図7は地震後の

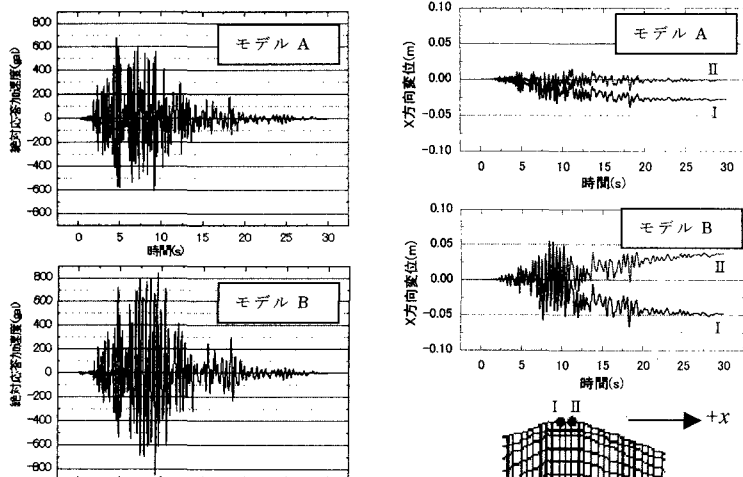


図4：天端での絶対応答加速度

図5：天端の水平変位の時刻歴

残留せん断ひずみの分布図である。残留せん断ひずみの算定には偏差ひずみの第2不変量を用いた。いずれのモデルにおいても、堤体に5～10%程度の大きな残留せん断ひずみが発生することがわかった。特に堤体の一番上層の軟かい盛土砂層にせん断ひずみが集中して発生しており、その下層の粘性土盛土層ではせん断ひずみはほとんど発生していない。以上、地盤の解析領域の浅深で2種類のモデルを設定して有効応力地震応答解析を行った結果、深い地盤モデル(モデルB)の方が応答加速度の増幅率、水平および鉛直変形量、残留せん断ひずみのいずれも大きくなった。このケースでは、比較的N値の高い地盤深部の段丘砂層 Ts が地震時に液状化しないと仮定して、ダイレイタンスを抑制するために土質パラメータ $D_0=0$ と設定しており、変形等を過大評価している可能性がある。

しかし、いずれのモデルにおいても盛土部での地震動は大きく増幅され、天端に大きな残留ひずみ、変形が発生しており、実際にこのクラスの地震が発生すれば、堤防にはクラック発生などの深刻な被害が発生する可能性があると思予想できる。

4. まとめ

実際の現地の堤防は自動車道として利用されていないものの薄い路盤もあり簡易アスファルト舗装がされているが、それらの諸条件は本解析では考慮していない。しかし、堤体本体は17世紀初期に作られて以来大きな改修の記録はなく⁵⁾かなり古いものである。このような堤防の総延長は多くあると思われ、耐震性の強化が望まれる。

参考文献 1) 洞谷・杉戸ら(1998): 断層近傍における強地震動予測法に関する研究, 土木学会中部支部 H9 講演概要集, 75-76. 2) Oka et al.(1994): FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, 52, 209-245. 3) Oka et al.(1999): A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, 49(5), 661-680. 4) Oka(1992): A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, NUMOG IV, 1, 105-114. 5) 近畿地方建設局淀川百年史編集委員会(1974): 淀川百年史.

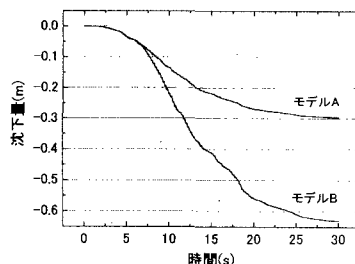


図6：天端の沈下量の時刻歴

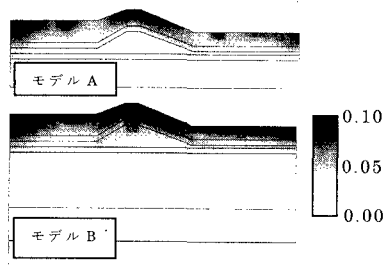


図7：残留せん断ひずみ分布