



軟弱な砂・粘土互層地盤上に築造された河川堤防の地震被害に及ぼす 地震動の周期特性および継続時間の影響

中井健太郎¹⁾, 野田利弘²⁾

1) 正会員 名古屋大学大学院工学研究科, 准教授 博士 (工学)

E-mail: nakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2) 名古屋大学大学院工学研究科, 教授 博士 (工学)

E-mail: noda@civil.nagoya-u.ac.jp

要 約

本論文では, 地震動の周期特性と継続時間に着目した地震応答解析を実施し, 地震動特性が軟弱な砂・粘土互層地盤に築造された河川堤防の地震被害に及ぼす影響を検討した. その結果, 入力地震動の長周期成分が卓越していると, 砂層の液状化だけでなく, 従来は地震被害が発生しにくいと考えられてきた粘性土層においても, 共振に伴う強い揺れによって深部粘土層の剛性が低下し (乱され), 堤体の地震被害が甚大化しうることを示した. また, 河川堤防の設計用地震動は地震応答スペクトルで規定されることが多く継続時間の影響が陽に考慮されていないが, 弾塑性応答が顕著となる軟弱地盤では, 地震動継続時間の影響が大きいことを示した.

キーワード: 地震応答解析, 周期特性, 地震動継続時間

1. はじめに

国土の狭い日本では, 洪水氾濫区域に人口の50%, 資産の75%が集中していると言われており, 河川堤防や海岸堤防・排水機場などの浸水防護施設の健全性確保は, 当該地域における外水氾濫を防ぐ生命線である. しかし, 平野部は一般的に地下水位が高いことに加えて, 堆積年代が若いことから地盤が軟弱であることが多く, 地震時には液状化をはじめとする地盤災害が発生する危険性が高い. 河川堤防は, 歴史的な経緯の中, 工事費用が低廉であることや材料の取得が容易であることに加えて, 損傷したとしても比較的復旧が容易であることから, 多くが地盤材料を用いて造られてきた. しかし, 都市部の拡大に伴って洪水氾濫区域に人口・資産が集中している昨今では, 巨大地震発生時においても堤体機能の喪失は許されない. 防護施設の中には, 築造後に長い年月が経過して老朽化が進行している施設や, 大規模地震に対して耐震性を十分有していないものが存在するという指摘もある. 加えて, 堤防は延長の長い線状構造物であり, 一連の長大な区間の中で一箇所決壊するだけで, 地形条件によっては広範囲にわたって甚大な浸水被害を引き起こすこととなる. 河川堤防の全長を補強するには費用と時間が莫大にかかるため, 局所的弱点箇所を精度よく抽出して, 適切な対策を施すことが求められる. しかし, 現行の河川堤防の耐震性照査においては, (1) 粒径の比較的大きいシルトが支配的な場合や N 値が小さく軟弱な場合であっても, 粘性土の地震被害は十分に考慮されないこと¹⁾, (2) 地層不整形性に起因する複雑な波

動伝播の影響が考えられていないこと²⁾、(3) 堆積状態の不均一性などの地盤が有する不確実性の影響が十分には考慮されていないこと、ならびに、(4) 耐震性照査に用いる設計用地震動は加速度応答スペクトルで規定されることが多く、地震動継続時間の影響が十分には検討されていないこと、などの課題が存在する。南海トラフ地震や首都直下地震など、巨大地震の発生が危惧される昨今、地震発生時に何が起き、どのような被害が生じるのかを正確に把握することが求められている。しかしながら、実際には外力として、どのような地震が発生するのかは私達にはわからない。未知なる地震外力に対する地震被害予測のためには、砂から粘土に至るまでの各種土材料を適切にモデル化するとともに、現地想定しうる複数の地震外力を考慮に入れた耐震性照査を実施し、外力に応じた被害実態の相違の把握、危険個所の抽出や対策効果の確認を行うことが必要となる。

本論文では、南海トラフ地震による地震被害が危惧される徳島県那賀川に築造された河川堤防を対象に、特に地震動の継続時間とその周期特性に着目した地震応答解析を実施し、地震動特性が地震被害に及ぼす影響を数値解析的に検討した。用いた解析コードは水～土連成有限変形解析コード³⁾で、土骨格の弾塑性構成式として砂から粘土、両者の混在した中間土から特殊土までを同じ理論的枠組で記述するSYSカムクレイモデル⁴⁾を搭載している。

2. 解析対象地点の地層構成と弾塑性モデル化

本研究で対象とした徳島県那賀川は典型的な三角州地形であり、広域の軟弱地盤である。南海トラフ地震の震源にも近く、地震時の液状化被害が危惧される。当該地域のハザードマップ⁵⁾を見ると、河川流域全域で予想される震度が大きく、液状化危険度は河川流域のほぼ全域で極めて高い。那賀川の上下流方向の地層縦断面図を図1に示す。図中の凡例には周辺のボーリングデータから算出した各層の平均N値も併記している。解析対象地点の河口付近では、表層から埋め土(B層)、沖積砂1(As1層)、沖積砂2(As2層)、沖積砂3(As3層)、沖積粘土1(Ac3層)、沖積粘土2(Ac4層)が堆積し、その下は硬質な洪積砂礫(Dg層)となっている。なお、As1層とAs2層の物性は類似していたため、本解析では同一層と仮定した。原位置調査の結果、B層は液状化強度の小さい緩い砂質土、As1・As2層・As3層は中密な砂質土、Ac3層はN値の小さい粘性土、Ac4層は圧縮性が大きいシルト質粘性土であった。また、事前のALID(Analysis for Liquefaction-induced Deformation)による耐震性照査では、解析対象地域周辺の地震後堤防高さが照査外水位を下回って要対策区間と判定されており、耐震工事(堤体嵩上げと法尻付近の静的締

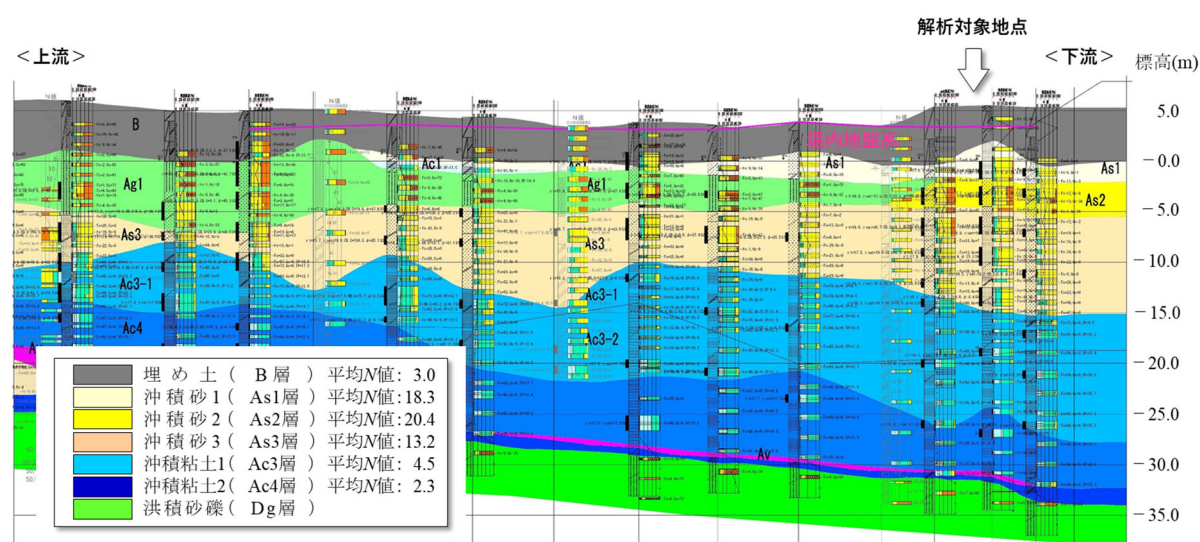


図1 那賀川河口付近の地層縦断面図¹⁾

¹⁾ 地層縦断面図は、国土交通省那賀川河川事務所からの提供資料「平成23～24年度那賀川右岸高潮堤防詳細設計業務報告書」内の図面を編集して作成。

固め工法による地盤改良) が既に実施されている。

これらの情報をもとに作成した有限要素メッシュを図2に、解析に用いた各層の弾塑性性状を表1に示す。図1中に示す解析対象地点(河口付近)において、河川横断面における左岸堤防を解析対象とし、ボーリング調査結果から各地層は水平成層とした。土の弾塑性性状を正確に求めるには、原位置から採取した乱れの少ない土試料の各種力学試験結果が必要となる。しかし、当該地点では十分な力学試験は実施されていなかったため、原位置調査結果(深度方向の土質区分および N 値の分布)および物理試験結果(粒度分布および液・塑性限界)から土の弾塑性性状を推定する手法⁶⁾を用いた。また、有限要素メシ

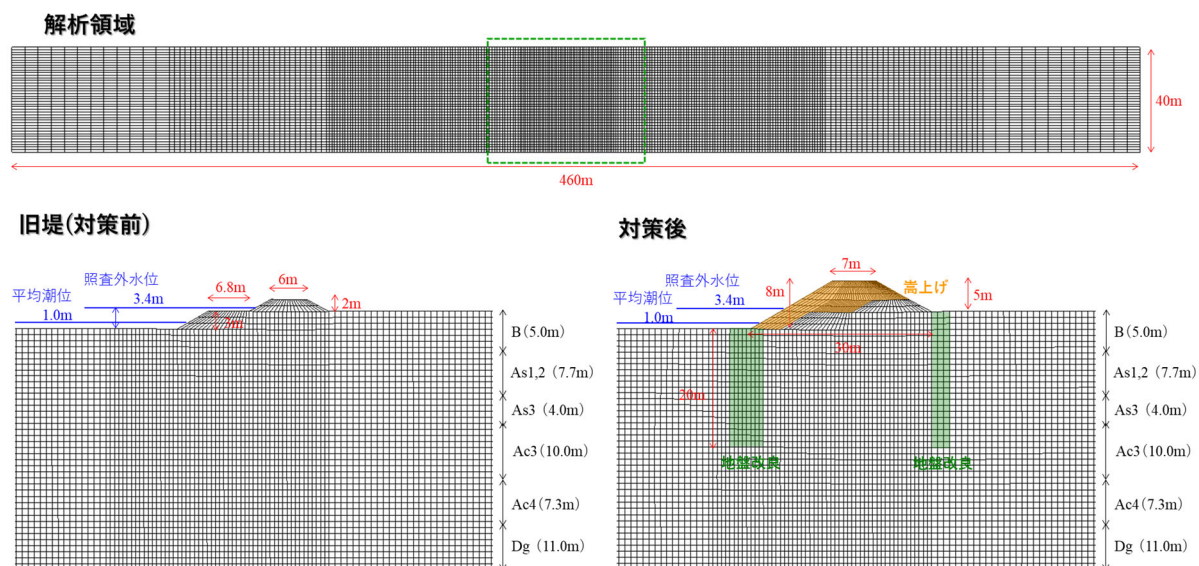


図2 有限要素メッシュ図

表1 解析に用いた弾塑性性状

	B 飽和	B 不飽和	As1, 2	As3	Ac3	Ac4	Dg	地盤改良砂
弾塑性パラメータ								
限界状態定数 M	1.20	1.20	1.13	1.22	1.41	1.48	1.15	1.50
NCL の $p^*=98.1\text{kPa}$ での比体積 N	1.67	1.67	1.65	1.64	2.10	2.80	1.72	1.98
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.049	0.049	0.046	0.049	0.143	0.295	0.006	0.005
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.0049	0.0049	0.0046	0.0049	0.0014	0.0030	0.0006	0.0005
ポアソン比 ν	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3
発展則パラメータ								
構造劣化指数 a	3.84	3.84	7.81	3.16	0.45	0.23	6.20	2.20
$-D_v^p$ と $\ D_s^p\ $ の比 c_s	0.94	0.94	0.99	0.92	0.41	0.54	0.98	1.00
正規圧密土化指数 m	0.33	0.33	0.14	0.42	4.88	11.27	0.18	0.50
回転硬化指数 br	2.38	2.38	6.91	1.78	0.09	0.03	4.89	0.00
回転硬化限界面 m_h	0.94	0.94	0.17	0.98	1.00	1.00	0.51	0.00
初期状態								
応力比 η_0	0.545	0.545	0.545	0.545	0.545	0.545	0.545	0.545
構造の程度 $1/R_0^*$	3.0	3.0	2.8	2.9	4.4	4.3	1.2	1.26
過圧密の程度 $1/R_0$	27.7	27.7	32.0	28.4	3.5	1.2	770	90
異方性の程度 ζ_0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.71	2.41	2.72	2.72	2.71	2.71	2.70	2.80
透水係数 k (cm/s)	1.2×10^{-3}	1.2×10^{-3}	6.3×10^{-3}	7.9×10^{-4}	2.3×10^{-7}	8.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-3}

ユにおいては、境界条件が解析結果に影響しないように側方には解析領域を十分に広く確保している。なお、旧堤の築造や耐震対策としての堤体高上げは、有限要素を追加する手法⁷⁾で再現し、築堤に伴う応力変化も考慮している。地下水位面より上の要素は周囲を常に水压ゼロとして過剰間隙水压は発生しないとし、簡易的に不飽和状態を模擬している。その際、当該箇所の飽和度を60%と仮定し、土の単位体積重量が実際と等しくなるように、土中に含まれる空気のみだけ土粒子密度を小さく調整した。地盤改良部分は実際の改良率を考慮して密な砂質土に置換した。境界条件としては、両側面に側方境界要素単純せん断変形境界⁸⁾を、底面には $V_s = 580 \text{ m/s}$ に相当する粘性境界^{3), 9)}を設けた。地震入力時は底面全節点の水平方向に等しく地震動を入力し、地震発生から地震後10年間の圧密変形までを一貫して解析した。

図3～図6は各土層を対象に、本解析で設定した弾塑性性状による非排水三軸圧縮試験および一次元圧縮試験の再現結果を示す。現地盤での堆積時を初期状態に取り、エレメント性が保持されるようなサンプリング→試験機セット→試験までの理想的な一連の過程を経て、力学試験を再現した¹⁰⁾。非排水三軸圧縮試験については、土被り圧相当の拘束圧に加えて、土被り圧の0.5倍と2.0倍の結果も合わせて示す。As1,2層、As3層ともに典型的な中密砂の非排水せん断挙動（塑性膨張を伴う硬化挙動：平均有効応力 p' の増加を伴う軸差応力 q の増加）を示すが、As3層の方が非排水せん断強度は大きく、より密な状態を

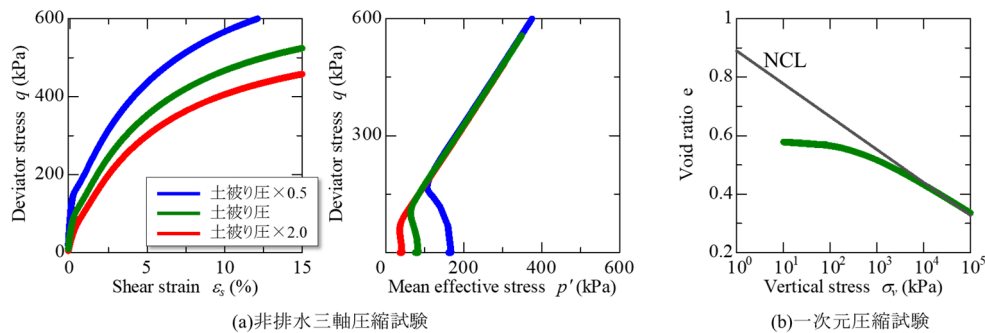


図3 As1, 2層の力学挙動（再現結果）

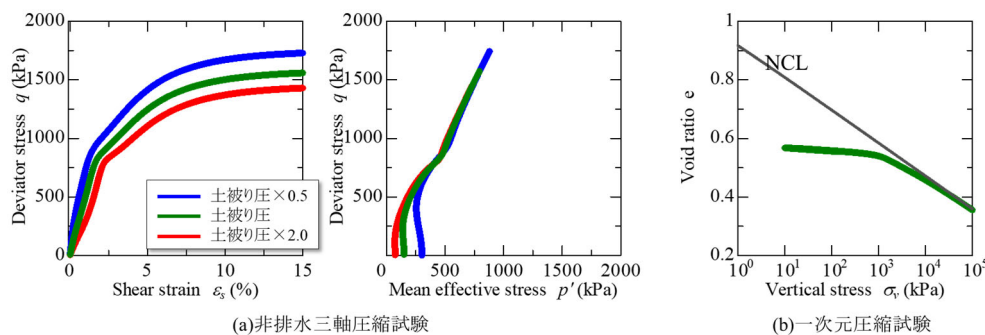


図4 As3層の力学挙動（再現結果）

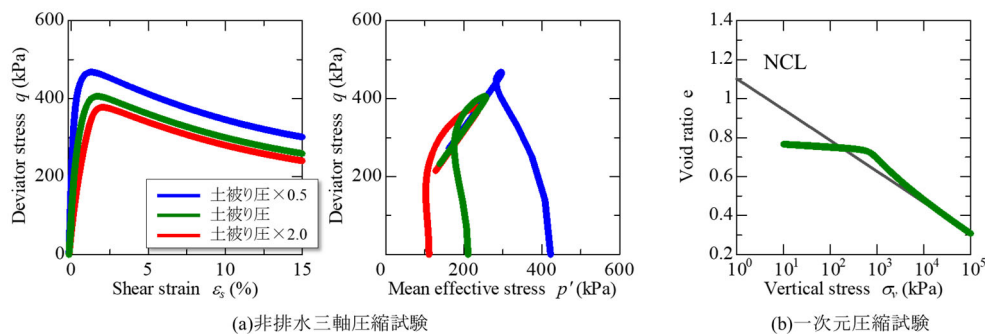


図5 Ac3層の力学挙動（再現結果）

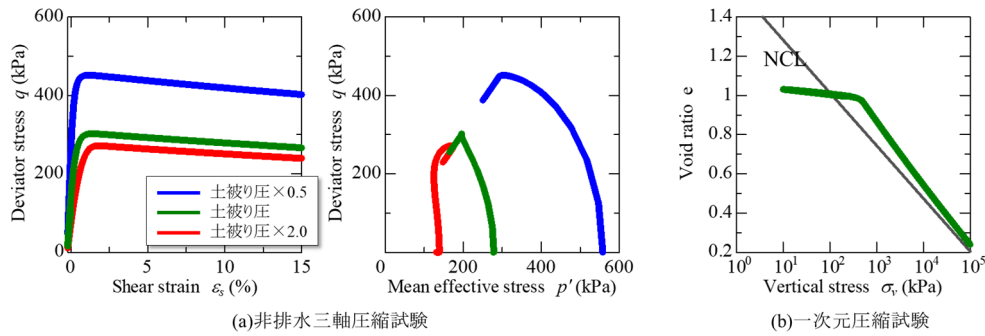


図6 Ac4層の力学挙動（再現結果）

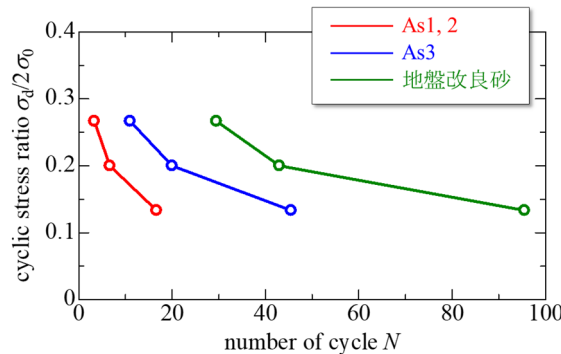


図7 砂質土の液状化強度曲線（再現結果）

ることがわかる．Ac3層およびAc4層はともに，せん断挙動におけるひずみ軟化挙動，および，圧縮挙動における嵩張り挙動（限界状態線上側に応力状態を取る）といった典型的な軟弱粘性土の力学挙動¹¹⁾を示す．土被り圧相当の非排水せん断挙動を比較すると，Ac3層が若干過圧密状態にあるのに対し，Ac4層は正規圧密状態にある．Ac4層は，非排水せん断強度も小さく特に軟弱な状態にあることがわかる．図7は，As1,2層，As3層および地盤改良砂に対して実施した液状化試験の再現結果である．液状化強度は両振幅ひずみ $DA=1.0\%$ として求めた．As1,2層は液状化強度が小さいのに対して，地盤改良砂は大きい．

3. 地震応答解析

3.1 想定南海トラフ地震における耐震性照査

最初に，現地で想定される南海トラフ地震に対する耐震性照査を実施した．入力地震動を図8に示す（左図が加速度の時刻歴，右図はフーリエ振幅スペクトル）．この地震動は解析対象地点周辺で想定される南海トラフ地震であり，2012年に内閣府「南海トラフ巨大地震モデル検討会¹²⁾」が公開したデータである（以後，地震A）．最大加速度は約 9.0 m/s^2 と大きく，継続時間も $T_b=61.87 \text{ s}$ ， $T_p=45.34 \text{ s}$ と長い．ここに， T_b (b 継続時間)とは地震記録の振幅が「あるレベル」を最初に越える時間と最後に越える時間の時間長として継続時間を定めるものであり¹³⁾，「あるレベル」は p 継続時間に合わせて最大振幅の10%とした．また， T_p (p 継続時間)とは地震記録の全パワーの90%を含む区間長として継続時間を定めたものである¹⁴⁾．図9に耐震対策前の地震終了直後における平均有効応力減少比とせん断ひずみ分布を示す．平均有効応力減少比とは，地震中に発生した過剰間隙水圧を初期平均有効応力で除したものである．初期の0.0から値が増加するほど平均有効応力が減少したことを意味し，1.0に近づくと地盤は剛性を完全に失って液状化したことを意味する．また，せん断ひずみ ε_s は下式(1)のように定義され， $\mathbf{F}$ は変形勾配テンソルを表す．

$$\varepsilon_s = \sqrt{\frac{2}{3} \mathbf{e}' \cdot \mathbf{e}'} \quad , \quad \mathbf{e}' = \mathbf{e} - \frac{1}{3}(\text{tr} \mathbf{e})\mathbf{I} \quad , \quad \mathbf{e} = \frac{1}{2}\{\mathbf{I} - (\mathbf{F}\mathbf{F}^T)^{-1}\} \quad (1)$$

有効応力減少比を見ると、地下水位以下で飽和しているB層とAs1, 2層は1.0付近に達して液状化している。一方、深部粘性土層は、Ac4層で若干の平均有効応力減少比の増加が見られるが0.7程度であり、表層砂質土のように剛性を失うまでには至っていない。せん断ひずみを見ると、堤体直下の液状化層で深く沈み込みながら円弧上の滑りが発生し、堤体は大きく損傷する。天端高さは照査外水位（波浪の影響を考慮しない河川の平常時の最高水位）を下回り、事前のALIDによる耐震性照査同様、想定南海トラフ地震に対して耐震性を満足しないと判定された。図10には、耐震対策後の解析結果を示す。未対策の場合と同様にB層とAs1, 2層では平均有効応力減少比がほぼ1.0となって液状化するものの、法尻の改良体が側方流動を抑止して基礎地盤の変状を低減している。堤体嵩上げの効果と相まって、地震後の堤体天端高さは照査外水位を上回り、耐震性を満足することを確認した。なお、As3層では改良体に挟まれることでせん断変形が抑制され、改良体内部の有効応力も減少しにくくなったことが確認できる。

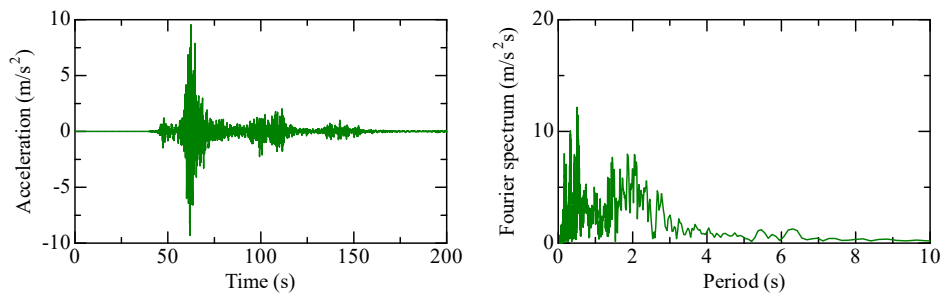


図8 想定南海トラフ地震（地震A：短周期卓越）

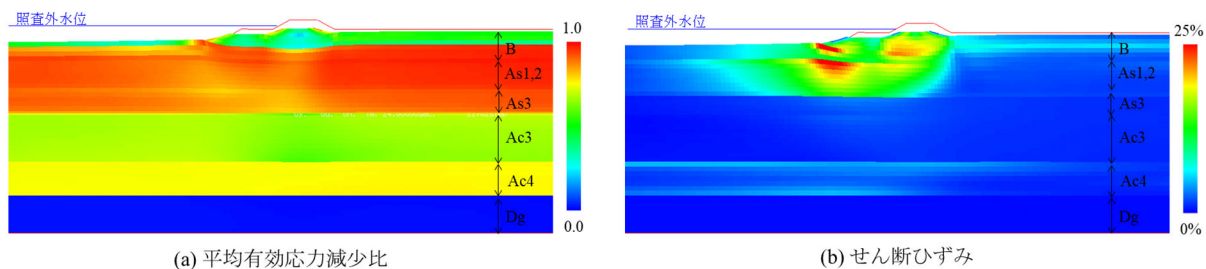


図9 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布（対策前，地震A）

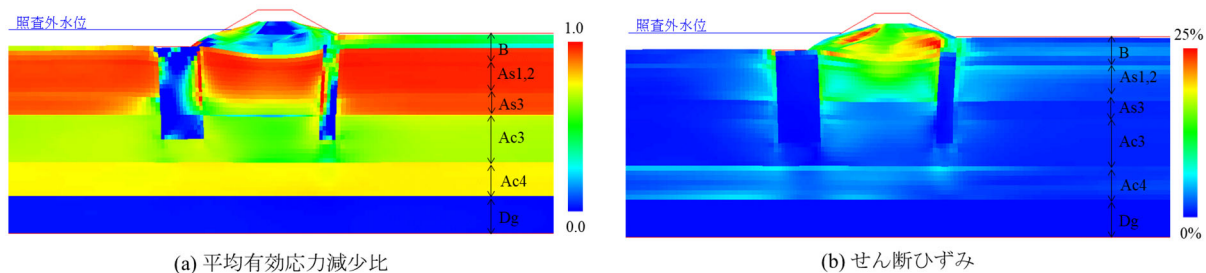


図10 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布（対策後，地震A）

3.2 地震動の周期特性の影響

3.1では内閣府が公開する想定南海トラフ地震（地震A）による耐震性照査の結果、対策した場合の堤防は耐震性を満足する（天端高さは照査外水位を下回らない）ことを確認した。しかし、地震Aのフーリエ振幅スペクトルを改めて確認すると、2秒以下の短周期成分が支配的であり、3秒以上のやや長周期成分がほとんど含まれていない。そこで、地震動の長周期成分が地震被害に及ぼす影響を検討した。図11は同じく解析対象地点周辺で想定される南海トラフ地震であるが、2015年に内閣府の「南海トラフの巨大地震モデル検討会及び首都直下地震モデル検討会¹⁵⁾」が公開した長周期地震動データであり、主とし

て高層建築物の共振や石油タンクのスロッシングなど、固有周期の大きい構造物の耐震性照査に用いられている（以後、地震B）．公開データには、地震種別6種（宝永地震、安政東海地震、安政南海地震、昭和南海地震、昭和東南海地震、最大クラスの地震）と大きさ3種（max(最大), mid(中間), min(最小))が公開されているが、本研究では最も地震規模が大きいと想定される最大クラスの地震動・max(最大)のデータを利用した．この想定地震動では、2～10秒のバンドパスフィルタ処理が施されているため短周期成分を含まず、最大加速度は約 1.5 m/s^2 程度と小さいが、継続時間は $T_b = 61.34 \text{ s}$ 、 $T_p = 109.4 \text{ s}$ と長い．地震Bは2秒以下の短周期成分がフィルタカットされているため、フーリエ変換した地震Aと地震Bの2つの想定南海トラフ地震動を接続周期2～3秒で線型的に合成した後、逆フーリエ変換して時間領域に戻し、図12に示す短周期～長周期まで幅広い周期帯の波を有する広帯域地震動（以後、地震C）を作成した．加速度波形の概形は地震Aと大差ないが、フーリエ振幅スペクトルを見ると、3秒以上のやや長周期成分を含んでいることが確認できる．また、地震Cの継続時間は $T_b = 61.87 \text{ s}$ 、 $T_p = 56.80 \text{ s}$ である．

図13に地震Bを入力した時の解析結果を示す．加速度が小さいため、砂質土層における平均有効応力減少比は地震Aほど増加せず、液状化には達しない．しかし、深部Ac4層に着目すると、地震Aよりも有効応力減少比は大きくなっており、地盤内の剛性低下は相対的にAc4層で大きくなる．せん断ひずみを見ると、砂質土の変状は小さく抑えられる一方、深部粘性土層でのひずみ発生が見られる．堤内地側の鉛直一次元メッシュに微小なスイープ波を入力し、各層境における加速度増幅率から固有周期を調べたところ、B層が 0.9 s 、As1,2層が 1.1 s 、As3層が 0.9 s 、Ac3層が 1.7 s 、Ac4層が 2.1 s となった．Ac4層の固有周期は地震Bの卓越周期と近いいため、共振によって地盤が乱されて^{1), 16)}、平均有効応力が減少／剛性低下

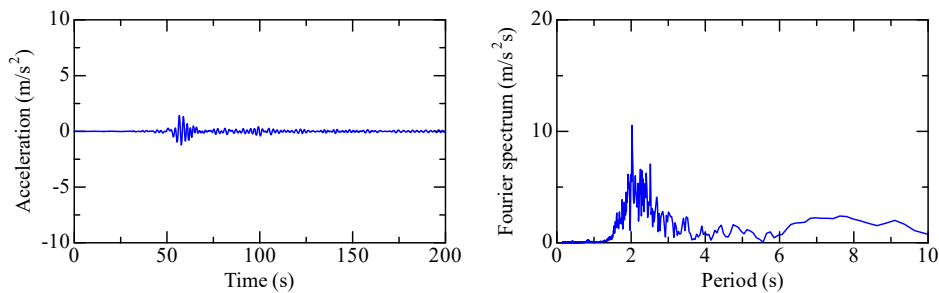


図11 想定南海トラフ地震（地震B：長周期卓越）

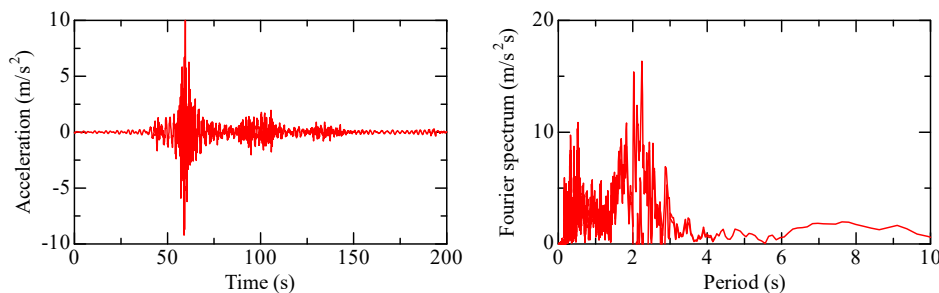


図12 想定南海トラフ地震（地震C：広帯域）

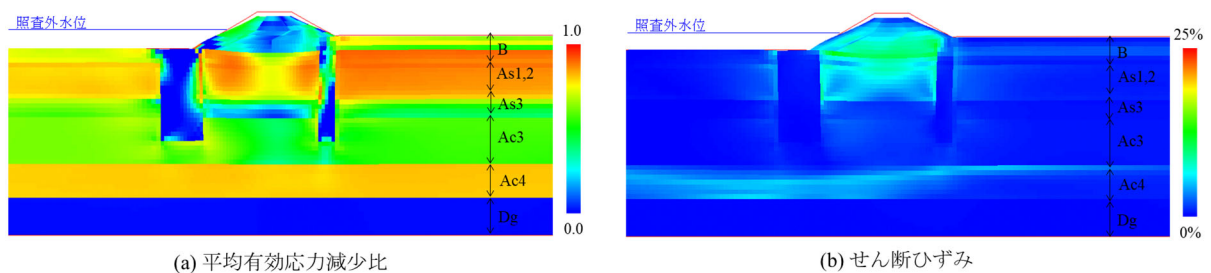


図13 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布（対策後、地震B）

した．一般的には，砂質地盤に比べて粘性土地盤は初期剛性が小さく固有周期が長い．粘性土は砂質土よりも地震被害が発生しにくいと言われているが，入力地震動の長周期成分が卓越する場合は，粘性土層が共振して著しく乱される可能性を示唆している．実際，粘性土地盤であっても，比較的粒径の大きいシルト分を多く含む場合や，高含水比で軟弱な状態にある場合は地震被害が観測されている^{17), 18)}など．続いて，図14に地震Cを入力した時の解析結果を示す．継続時間が長いことに加えて長周期成分も含むため，砂質土だけでなく粘性土層でも大きく有効応力が減少／剛性低下している．一般的には河川堤防の耐震対策は液状化層が対象となるため，当該地点でも地盤改良は浅部砂層の液状化対策を目的に実施されている．せん断ひずみは地盤の広範（砂質土層～粘性土層）で発生し，特に改良体下部の粘性土層で局所的に大きくなる．本解析結果が示すように，軟弱粘性土層が地震動によって乱される場合，十分な対策効果が得られずに深部で大きな残留変形が生じる危険性があることを示唆している．

図15には，堤体直下Ac4層の下端および上端における加速度のフーリエ振幅スペクトルを，地震A～地震Cについて示す．いずれの地震動においても，Ac4層の固有周期である2.1秒付近で大きく増幅するが，

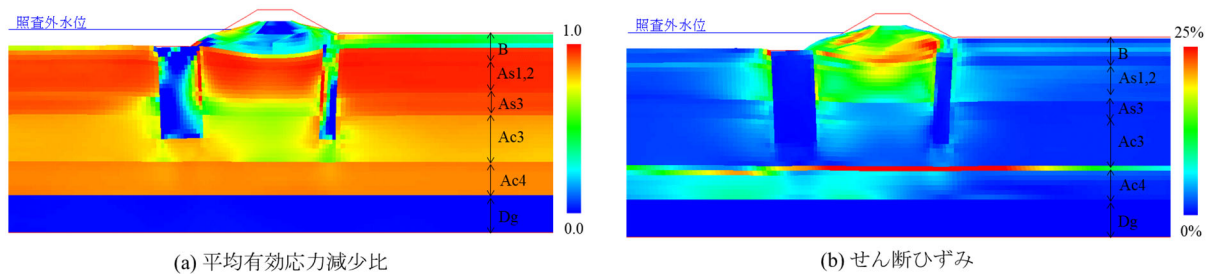


図14 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布（地震C）

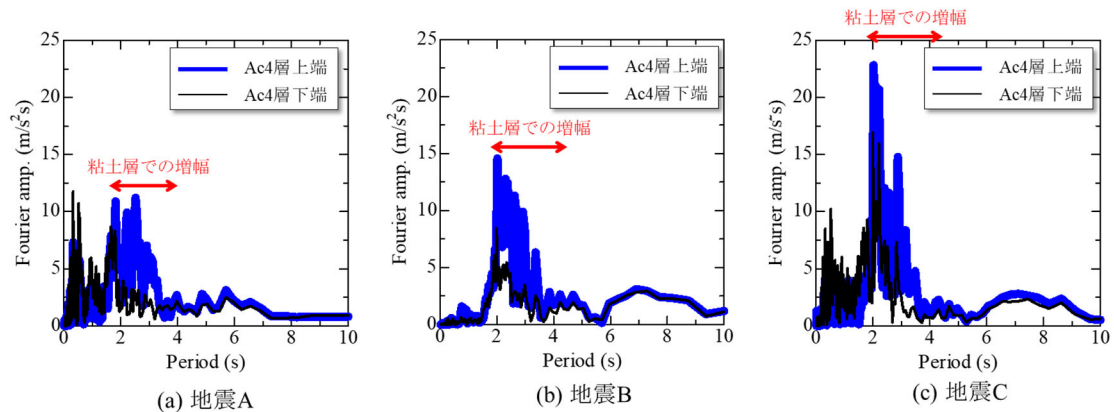


図15 Ac4層での加速度増幅の比較

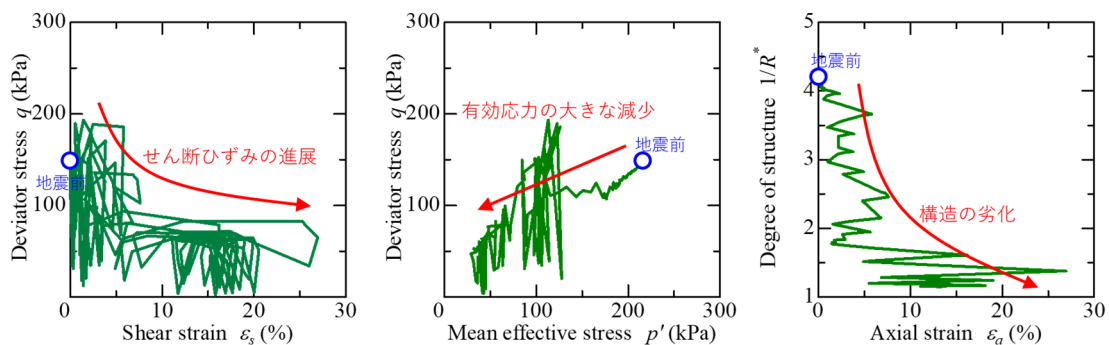


図16 Ac4層中央部における地震中の要素挙動（盛土直下）

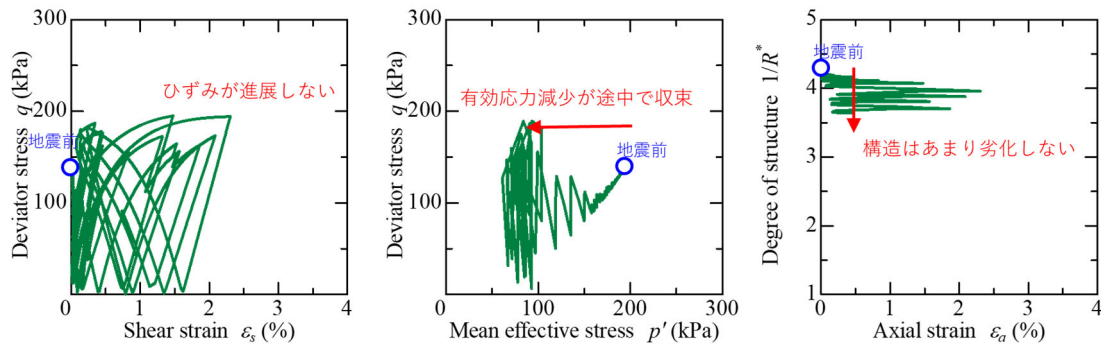


図17 Ac4層中央部における地震中の要素挙動（水平地盤）

繰返し载荷に伴ってAc4層の剛性は次第に低下するので、固有周期が次第に増加し、2.1秒以上の領域でも増幅する。地震別に比較すると、地震Aは2.1秒以上の成分を含んではいるものの、地震B、Cと比べるとその程度が小さいためAc4層での被害が小さかったことがうかがえる。一方、地震Cは2.1秒付近の成分を最も多く含んでいたことに加えて、入力震動の振幅が大きいので、Ac4層における甚大な被害に繋がった。図16と図17はそれぞれ、地震C入力時の、堤体直下および堤体から離れた水平地盤上におけるAc4層の要素挙動（せん断ひずみ $\varepsilon_s \sim q$ 関係図、有効応力経路 $q \sim p'$ 図および構造の程度 $1/R^*$ ）を示す。構造の程度 $1/R^*$ は骨格構造の嵩張りの程度を表し、構造劣化は地盤が乱されたことを意味する⁴⁾。堤体直下では水平地盤とは異なり、堤体による偏荷重が作用する。震動によって大きな繰返しせん断力が作用するため、地盤が乱され（構造が急速に劣化し）、平均有効応力が大きく減少する。一方、堤体から離れた水平地盤上では偏荷重が作用していないため、地盤はさほど乱されず（構造はさほど劣化せず）、有効応力減少の程度も小さい。以上から、粘性土のせん断ひずみが堤体直下で大きくなったのは、堤体直下のように偏荷重を受ける場所では、大きな繰返しせん断力によって地盤の乱れが顕著となるためである。

3.3 地震動継続時間の影響

1.で述べたように、耐震性照査に用いる設計用地震動は加速度応答スペクトルで規定されることが多く、地震動継続時間の影響が十分には検討されない課題が存在する。3.1と3.2では、地震動の周期特性

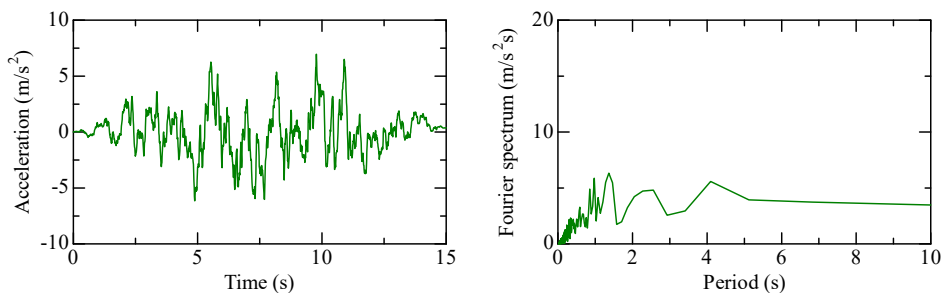


図18 継続時間が短い地震動（地震a）

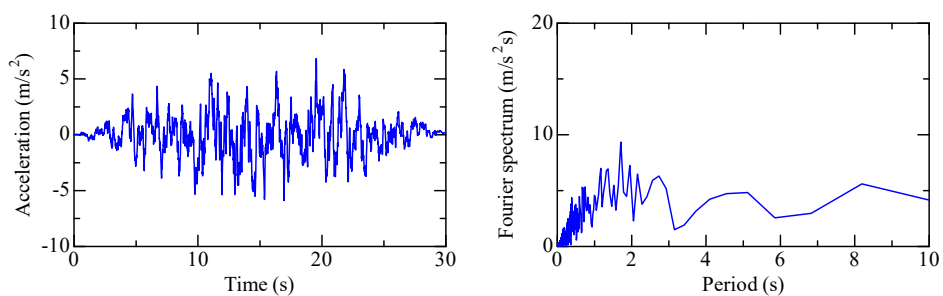


図19 継続時間が中程度の地震動（地震b）

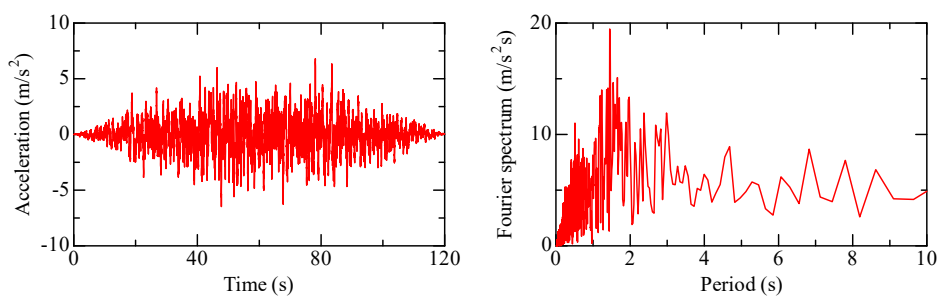


図20 継続時間が長い地震動（地震c）

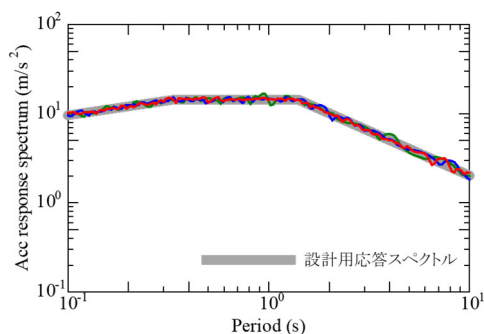
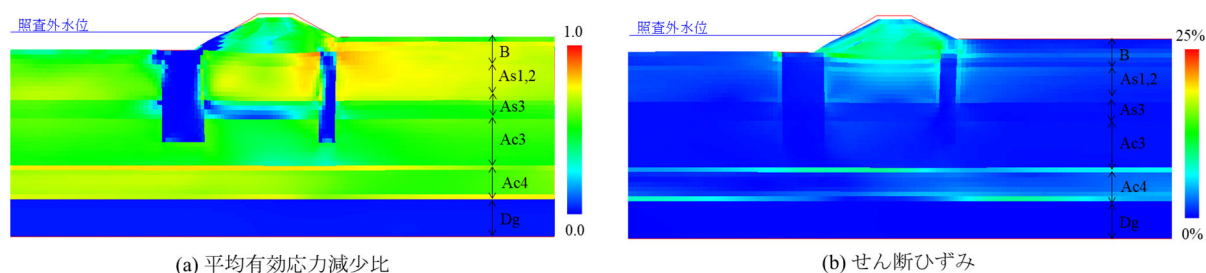


図21 地震a～地震cの加速度応答スペクトル

に着目し、地震被害に及ぼす影響を検討した。ここでは地震動特性のうち、地震動の継続時間に着目し、加速度応答スペクトルは等しいが、継続時間が異なる地震動を作成した。図18～図20に解析に用いた3つの入力地震動を示し、それぞれ、地震a、地震b、地震cと呼ぶ（左図が加速度の時刻歴、右図はフーリエ振幅スペクトル）。これら地震動はARTEQ（株式会社構造計画研究所）を用いて、図21に示すように、河川堤防耐震性能照査¹⁹⁾で規定される応答スペクトル（レベル2-1地震動：発生頻度が低いプレート境界で発生する大規模な地震）に適合させた継続時間の異なる地震動である。地震波形の包絡関数は相似形となるようにし、位相角は $0 \sim 2\pi$ の一樣乱数で与えた。地震応答スペクトルからわかるように、いずれの地震動も短周期～長周期成分までを幅広く含む広帯域地震動である。なお、地震aの継続時間は $T_b = 13.33$ s, $T_p = 8.88$ s, 地震bの継続時間は $T_b = 26.49$ s, $T_p = 18.21$ s, 地震cの継続時間は $T_b = 106.24$ s, $T_p = 72.64$ sである。

図22～図24に各地震動を入力したときの解析結果を示す。継続時間の短い地震aの場合、平均有効応力減少の程度は小さく、砂質土層においても液状化は生じない。堤体および基礎地盤の変状は小さいが、入力地震動に長周期成分を多く含んでいるため、程度こそ小さいものの、Ac4層においてせん断ひずみが発生している。地震bの場合は、砂質土であるB層およびAs1,2層で平均有効応力低下率がほぼ1.0に到達して液状化することに加えて、深部粘性土Ac4層でも平均有効応力の減少／剛性低下が見られる。継続時間が長くなった効果によって、地震aと比べると堤体の変状が大きくなることに加えて、Ac層上部



(a) 平均有効応力減少比

(b) せん断ひずみ

図22 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布（地震a）

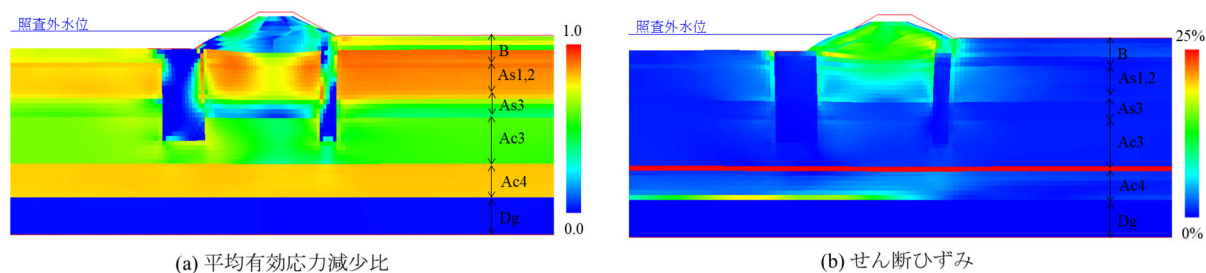


図23 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布（地震b）

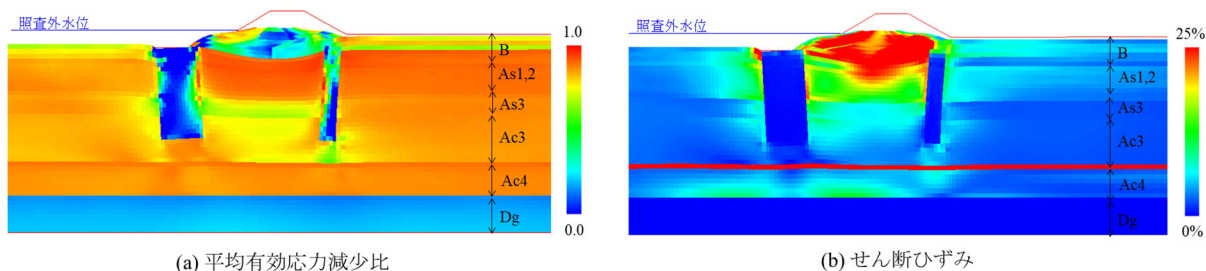


図24 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布（地震c）

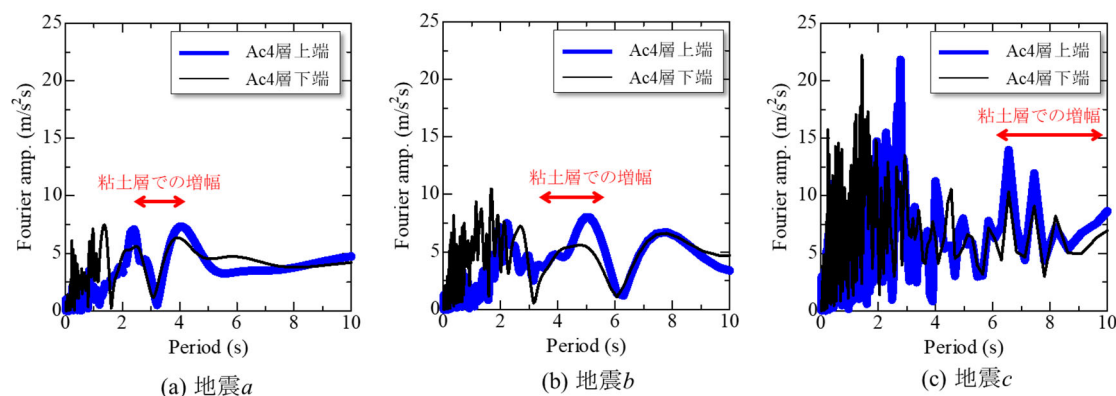


図25 Ac4層での加速度増幅の比較

での大きなせん断ひずみが発生する。継続時間の非常に長い地震cの場合は、B層およびAs1, 2層の液状化、Ac4層の剛性低下に加えて、Ac3層でも著しい平均有効応力の減少／剛性低下が生じる。せん断ひずみ分布を見ても明らかなように、堤体および液状化層の変状に加えて、Ac4層上部のせん断ひずみも甚大化する。図25には、堤体直下におけるAc4層下端および上端の応答加速度のフーリエ振幅スペクトルを地震a～地震cについて示す。南海トラフ地震を想定した図15と同様に、Ac4層の固有周期である2.1秒以上で顕著な増幅が見られる。特に増幅が顕著な周期帯に着目すると、地震aが2.0～4.0秒程度であるのに対し、地震bでは3.0～5.5秒、地震cでは6.0～8.0秒と、継続時間が長いほど増幅が長周期帯で顕著である。平均有効応力低下率からもわかるが、継続時間が長いほど粘性土の乱れの程度が大きく、より剛性が低下し、固有周期が長周期化した結果である。図15と比較すると、Ac4層を通過後の長周期化（より長周期成分における増幅）が顕著であるが、これは、3.1節3.2節で示した想定南海トラフ地震比べて、本節で用いた入力地震動はいずれも2秒以上の長周期成分がもともと非常に卓越していたことから地震エネルギーが大きく、地盤全体に大きな揺れを生じたためである。

図26は堤体法尻部における水平変位量と堤体天端中央部における沈下量を示す。水平変位に着目すると、震動初期の最大水平変位に大きな差異はないが、継続時間が長いほど残留変位が大きい。継続時間

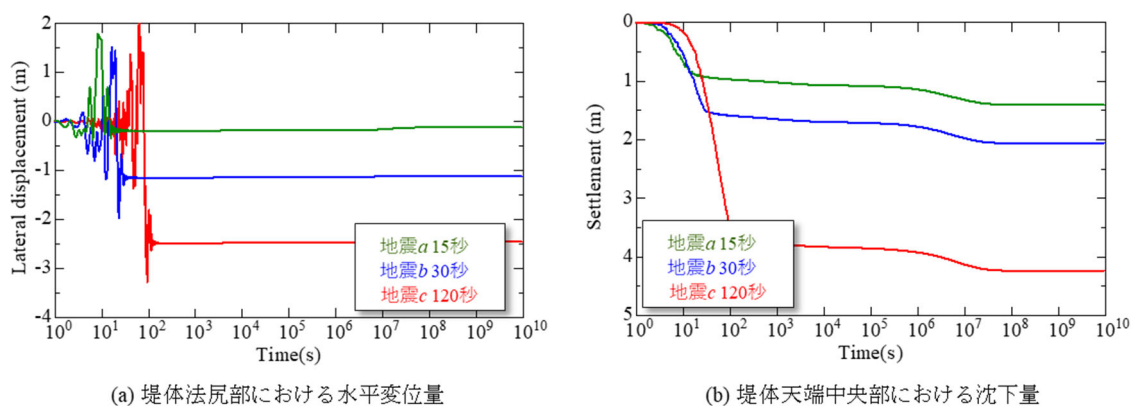


図26 地震動継続時間が異なるときの堤体被害の比較

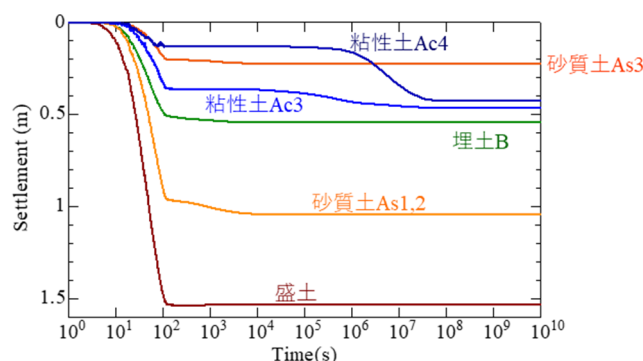


図27 堤体天端中央部における層別沈下量（地震c）

が長いほど、地盤が著しく乱され、塑性変形量が大きくなったためである。続いて、沈下量に着目すると、一度収束しかけた沈下が 10^5 s付近（地震発生から約1日後）から再び加速化している。図27には地震c入力時の堤体天端中央部における層別沈下量を示すが、沈下の遅れは粘性土層で生じていることがわかる。地盤の乱れに起因して過剰間隙水圧が蓄積すると、地震後に有効応力の回復に伴う圧密沈下が発生する。粘性土層は透水性が低いため、地震によって乱されると地盤変状は長期にわたって継続してしまう。以上から、同一応答スペクトルを有する地震動であっても、継続時間が長いほど地震被害が甚大化することを示した。これは砂質地盤の液状化や粘性土の乱れなど、地盤が示す弾塑性応答に起因する。

4. おわりに

本研究では河川堤防の地震時被害に及ぼす地震動の卓越周期と継続時間の影響を数値解析的に調べ、詳細な地震被害予測のためには、周期特性や継続時間といった地震動特性をきちんと考慮することが重要であることを数値解析的に指摘した。

- ・ 「南海トラフ巨大地震モデル検討会」が公開する想定南海トラフ地震動による地震応答解析の結果、対象とした河川堤防は表層付近の砂質土で液状化が発生するものの、耐震対策として実施した堤体法尻部の地盤改良が側方流動を抑制することに加えて、堤体嵩上げの効果によって、堤防高さが照査外水位を下回ることはなく、耐震性を満足することを数値解析的に確認した。しかし、上記の想定地震動は3秒以上の長周期成分をほとんど含んでいない。長周期成分を含む想定南海トラフ地震動による地震応答解析結果を実施したところ、入力地震動の長周期成分が卓越している場合は、砂質土層の液状化だけでなく、従来は地震被害が発生にくいと考えられてきた粘性土層においても、共振に伴う強い揺れによって地盤が乱され（平均有効応力の減少／剛性低下）、地震被害が拡大・甚大化する危険性を指摘した。なお、堤体直下のように偏荷重を受ける場所では大きな繰返しせん断

力が作用して地盤の乱れが顕著となり、粘性土の地震被害が甚大化しうることを確認した。

- ・ 加速度応答スペクトルは等しいが、継続時間が異なる地震動を用いた地震応答解析の結果、継続時間が長いほど、砂質土層の液状化に加えて、軟弱粘性土層の乱れが甚大化し、河川堤防の耐震性を著しく低下させることを示した。河川堤防の耐震性照査に用いる設計用地震動は応答スペクトルで規定されることが多く、地震動の継続時間の影響が陽には考慮されていない。しかし、本解析結果から、特に強い弾塑性応答を示す軟弱地盤の場合は、地震動の継続時間の影響が大きいことを示した。また、粘性土層は透水性が低いため、地震によって乱されると地盤変状は長期にわたって継続してしまう危険性を指摘した。

謝 辞

本検討は、防災対策に資する南海トラフ地震調査研究プロジェクトに関するもので、一部はJSPS科研費22H01742の助成も受けた。また、弾塑性モデル化に使用した地盤情報は、馬場俊孝教授（徳島大学）、蒋景彩教授（徳島大学）のご協力のもと、国土交通省那賀川河川事務所から提供いただいた。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) Nakai, K., Noda, T. and Kato, K.: Seismic assessment of river embankments reinforced by the sheet pile constructed on a low N-value soft ground, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 54, No. 10, pp. 1375–1396, 2017.
- 2) Nakai, K., Noda, T. and Asaoka, A.: Severe and nonuniform liquefaction damage of reclaimed ground contributed by interference between body waves and stratigraphic irregularity-induced surface waves, Earthquake Spectra, Vol. 40, Issue 1, pp. 287–313, 2024.
- 3) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol. 48, No. 6, pp. 771–790, 2008.
- 4) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 47–57, 2002.
- 5) 徳島県危機管理部防災対策推進課: 防災・減災マップ, <https://maps.pref.tokushima.lg.jp/bousai> (参照 2024-03-29) .
- 6) Imai, K., Nakai, K., Hirai, T., Noda, T., Arai, N., Iwama, S., Iwase, H. and Baba, T.: Tsunami hazard evaluation of river embankment structures incorporating their vulnerability to seismic strong motion, Earthquake Spectra, Vol. 40, Issue 3, pp. 2008–2037, 2024.
- 7) Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T. and Asaoka, A.: Predictive simulation of deformation and failure of peat-calcareous soil layered ground due to multistage test embankment loading, Soils and Foundations, Vol. 50, No. 2, pp. 245–260, 2010.
- 8) 吉見吉昭, 福武毅芳: 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技法堂出版, pp. 129–130, 2005.
- 9) Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L.: Finite dynamic model for infinite media, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 98(EM4), pp. 859–877, 1969.
- 10) Noda, T., Yamada, S. and Asaoka, A.: Elasto-plastic behavior of naturally deposited clay during/after sampling, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 1, pp. 51–64, 2005.
- 11) Nakano, M., Nakai, K., Noda, T. and Asaoka, A.: Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by Super/subloading Yield Surface Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 1, pp. 141–151, 2005.
- 12) 内閣府: 南海トラフ巨大地震モデル検討会, <https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/> (参照2024-03-29) .
- 13) Bolt, B. A.: Duration of strong ground motion, Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 1304–1313, 1973.

- 14) Trifunac, M. D. and Brady, A. G.: A study on the duration of strong earthquake ground motion, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, No. 3, pp. 581–626, 1975.
- 15) 内閣府: 南海トラフの巨大地震モデル検討会及び首都直下地震モデル検討会,
https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_report.html (参照2024-03-29) .
- 16) Chu, D. B., Steward, J. P., Boulanger, R. W. and Lin, P. S.: Cyclic softening of Low-plasticity clay and its effect on seismic foundation performance, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, No. 11, pp. 1595–1608, 2008.
- 17) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A.: Co-seismic and post-seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, Soils and Foundations, Vol. 49, No. 5, pp. 739–756, 2008.
- 18) Sato, H., Nhan, T. T. and Matsuda, H.: Earthquake-induced settlement of a clay layer, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 104, pp. 418–431, 2018.
- 19) 国土交通省水管理・国土保全局治水課: 河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅱ．堤防編一,
https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/bousai/wf_environment/structure/pdf/ref02-2.pdf (参照2024-03-29) .

(受理：2024年 3月31日)
(掲載決定：2024年10月29日)

Effects of Seismic Duration and Its Periodic Characteristics on Seismic Damage of River Levees Constructed on Sandy-Clayey Alternate Soft Ground

NAKAI Kentaro¹⁾ and NODA Toshihiro²⁾

1) Member, Associate Professor, Nagoya University, Dr. Eng.

2) Professor, Nagoya University, Dr. Eng.

ABSTRACT

We conducted a seismic response analysis focusing on seismic duration and its periodic characteristics. It is shown that when the long period component of the input earthquake motion is dominant, not only liquefaction in sandy layers but also disturbance in clayey layers, which are conventionally considered to be less susceptible to seismic damage, is caused by strong shaking due to resonance. In addition, the earthquake motion for designing river levees is often specified by the seismic response spectrum and the effect of seismic motion duration is not explicitly taken into account, but in soft ground with strong elasto-plastic non-linearity, the effect of the duration becomes significant.

Keywords: Seismic response analysis, Periodic characteristics, Seismic duration