大阪平野での地震応答解析のための工学的基盤面の設定について

江原竜二¹⁾、井合進²⁾、三村衛³⁾、北田奈緒子⁴⁾

- 1) 正会員 大阪府都市整備部都市整備総務課、参事
e-mail : EharaR@mbox.pref.osaka.lg.jp
- 2) 正会員 京都大学防災研究所、教授、工博
e-mail : iai.susumu.6x@kyoto-u.ac.jp
- 3) 正会員 京都大学大学院工学研究科、教授、工博
e-mail : mimura.mamoru.3r@kyoto-u.ac.jp
- 4) (一財)地域地盤環境研究所、研究開発部門長、理博
e-mail : kitada@geor.or.jp

要 約

大阪平野の沖積地盤における、土木構造物の地震応答解析の実施にあたり、工学的基盤面設定の妥当性を検証する。骨子は次のとおりである。まず、沖積地盤における工学的基盤を、土木構造物の設計で堅固な地盤とされる、S波速度 V_s が300m/s程度に相当する地層とする。次に、大阪平野の沖積地盤は、沖積層の下層に V_s が300m/s程度以上の洪積砂礫層とそれ以下の洪積粘土層が互層を形成していることから、大阪平野の沖積地盤を代表していると考えられるいくつかの地点を選定し、それぞれの地点で1次元非線形地震応答解析を実施する。既往の研究において工学的基盤として示されている洪積砂礫層(Dg2層)の上端と併せ、その下層の V_s が300m/s程度以下の洪積粘土層下端の基盤面に、それぞれ地震波を入力して、地表面の最大加速度や最大せん断ひずみの深度分布等がどうなるのかを検証し、土木構造物の耐震性能を検討する上で、既往の研究で提案されている工学的基盤面を評価する。

キーワード： 工学的基盤面、地震応答解析、地盤情報データベース、大阪平野

1. はじめに

大阪府では、南海トラフの巨大地震モデル検討会（中央防災会議・内閣府）による第二次報告（2012年8月29日）（以下「中央防災会議・二次報告」という）¹⁾で公表された地震、津波等の予測結果を踏まえ、同年11月に、大阪府防災会議に「南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会」（以下、「大阪府耐震部会」）²⁾を設置し、科学的、客観的立場から南海トラフ巨大地震に対する土木構造物の耐震性等の検討を進めた。この検討では、中央防災会議・二次報告の各種予測結果と整合をとるため、同報告で使用した工学的基盤面の地震波を使用して、大阪府域の堤防（防潮堤を含む）、橋梁、ダムなどの土木構造物の地震応答解析を実施し、現状の耐震性能を評価した。

地震応答解析を実施するには、工学的基盤面から地表面までの地盤情報が必要となるが、中央防災会議・二次報告では、工学的基盤面の地震波を震度に換算し、AVS30との相関によって地表面震度を算出しており¹⁾、工学的基盤面標高及びそれより上層の地盤情報が明示されていない（図1参照）。断層震源

モデルによる強震動予測でよく用いられる工学的基盤は、S波速度 $V_s=500\sim550\text{m/s}$ に相当する層である³⁾。一方、構造物の動的解析にあたっては、設計指針類ごとに工学的基盤を数値（S波速度）で定義しているのが一般的であり⁴⁾、構造物の基礎として堅固な地盤とされる、 $V_s=300\sim700\text{m/s}$ 程度に相当する層に設定する場合が多い。PS検層や推定式によって算定した V_s の他、最も浅い支持層に設定するといった、簡便的な手法に拠っている場合もある。大阪平野の沖積地盤における多くの土木構造物は、第1洪積砂礫層（Dg1層）を支持層や地震応答解析の工学的基盤として扱っている⁵⁾⁶⁾。

一般的には、図2の左図に示すとおり、このような層より下層では、同程度の層厚を有する V_s が 300m/s 程度を下回る地層は連続して分布していないことが前提となっている。ところが大阪平野の沖積地盤では、図2の右図に示すように、Dg1層より深部で V_s が 300m/s 程度以下の洪積粘土層（Ma12層、Ma11層、……）と、それ以上の洪積砂礫層が互層を形成している。既往の研究では、図3の左図のように、Dg2層以深をモデル化した例³⁾はあるが、工学的基盤を V_s が 500m/s 程度の地盤として、Ma12層下面（Dg2層上面）との間の V_s を直線的に補完しており、地震波が、 $V_s\geq 3,000\text{m/s}$ 程度の地震基盤からある V_s の地層に設定した工学的基盤を経て地表面に達する、強震動の予測を念頭に置いたもので、深度方向に地層の構成や力学的変化が大きい、浅い地盤中に工学的基盤を設定する、土木構造物の地震応答解析を念頭においたものではない。また、図3の右図に示すように、Ma12層の下層の第2洪積砂礫層（Dg2層）を工学的基盤として、それより浅い地盤を砂礫層と粘土層ごとに単純モデル化した例があるが⁷⁾、Dg2層以深の V_s が 300m/s 程度以下となる地層（Ma11層以深の洪積粘土層）の影響を評価していない。

大阪府耐震部会では、浅層地盤情報は構造物の設計に用いた地盤データを使用する他、関西圏地盤情報ネットワークの地盤情報データベース（脚注¹参照。以下「関西圏DB」という。）を活用し、大阪府域で統一した考えで工学的基盤面を設定し²⁾、多岐にわたる土木構造物の耐震性能の評価の公平さを

図1 工学的基盤面における強震動波形計算の概念（中央防災会議・二次報告¹⁾より引用、加筆）

図2 沖積地盤の工学的基盤面の位置（ $V_s\geq 300\text{m/s}$ となる地層）

図3 浅い地盤のS波速度モデルの例（左；吉田ほか³⁾、右；長ほか⁷⁾）

脚注¹ 大阪平野周辺の約6万本のボーリング孔のデータが集められており（2015年12月時点）、地質柱状図、N値の他、孔によってはPS検層その他の調査データが記載されている。

期することとした。特に、大阪平野中央部の上町台地周辺の沖積地盤の工学的基盤面は、既往研究（例えば、前述の文献3）7）、新関西地盤(2007)⁵⁾の第I編第7章）や、設計検討（例えば、大阪港夢洲トンネルの耐震検討(2007)⁸⁾）等で示されている、Ma12層下端（Dg2層上端）とした。

本研究では、このことを踏まえ、Dg2層上端だけでなく、さらに下層のVsの低速度層の下端も検証の対象とし、工学的基盤面の設定深度の妥当性を評価する。また、これまで実務上で採用されているDg1層上端についても、併せて検証する。

2. 検証地点及び入力地震波の選定

2.1 大阪平野の沖積地盤の特徴について

図4は大阪湾周辺の表層地質の分布を示したものである。図中の上町台地は、大阪平野の中央部を南北に分布する洪積台地である。上町台地の北部、東部及び西部に広がる沖積地盤では、沖積層より深い層で、N値 ≥ 50 の洪積砂礫層と、N値 < 25 の洪積粘土層が互層を形成している。

図4 大阪湾周辺の表層地質の分布状況

（「新関西地盤－大阪平野から大阪湾－2007」口絵⁵⁾より引用・加筆）

図5 大阪湾岸の浅層地盤構造（「新関西地盤－大阪平野から大阪湾－2007」口絵⁵⁾より引用・加筆）

図5に示すとおり、地層構成は、表層直下から順に、Ma13層（沖積層）、Dg1層（第1洪積砂礫層）、Ma12層（洪積粘土層）、Dg2層（第2洪積砂礫層）、Ma11層、…、などの記号が付されている（Maは海成粘土層の略）⁵⁾。このような堆積状況は、大阪湾岸では、神戸地域から大阪地域にかけては、Ma11層以浅の成層状況が顕著に見られるが、大和川以南の泉州地域では不明瞭である。

土木構造物の地震応答解析にあたって、地盤モデルと工学的基盤面は、構造物の現位置の地盤情報に基づいて設定されるもので、各種設計基準類にその設定の目安が示されている。道路橋示方書を例にあげると、解析対象地点に共通する広がりを持ち、 V_s が300m/s程度以上であるとしている⁹⁾。また、土質ごとにN値から V_s を推定する式を示しており、砂質土ではN値が50以上、粘性土では25以上がこれにあたる⁹⁾。この他、港湾施設では、砂質土はN値が50以上、粘性土は一軸圧縮強度が650kN/m²以上と V_s は300m/s以上のいずれか¹⁰⁾、鉄道構造物では、 V_s が400m/s以上で、地盤調査がこれを満たす地盤まで到達していなければ、砂質土はN値が50以上、粘性土はN値30以上としている¹¹⁾。

大阪府域の沖積地盤で工学的基盤を広範囲に設定した事例として、2005年から2007年にかけて実施された「大阪府海岸防潮堤・水門耐震検討委員会」¹²⁾の結果がある。大阪湾岸の堺泉北港以南（図5の泉州地域）では、同港周辺の一部を除き、Ma11層以浅の洪積砂礫層が薄く、それ以深にN値が25未満の洪積粘土層が厚く堆積しており、N値のみでは連続した工学的基盤面の設定が困難である。このため、およそ100～500m間隔のボーリングによる地盤情報から得られた地層の連続性に加え、複数のボーリング位置で実施したPS検層に基づき、 V_s が概ね300m/s以上となる地層を特定し、工学的基盤面としている（図5の赤破線、図6の堺旧港-P1及び岸和田-1を参照）。

一方、上町台地周辺では、 $V_s \geq 300$ m/sとなる地層が明瞭であり、Dg2層上端（Ma12層下層）を工学的基盤面としている（Dg1層上端としている例もある）。しかし、Dg1層下層のMa12層はもちろん、Dg2層下層のMa11層もN値が25未満である。さらに下層のMa10層以深の洪積粘土層は、圧密によって硬質な粘土であることが確認されている箇所もあるとされているが⁵⁾、Ma11層以深の粘土層は、N値は25未満の箇所や、図6の中之島KN3に示すように、 V_s が300m/sを下回っている箇所が随所に見られる。

以上のような大阪平野の沖積地盤の特徴を踏まえ、次節で本研究における検討地点を選定する。

2.2 検証地点の選定について

地震波が地表面へ伝播する過程における、工学的基盤面としているDg2層より下層の V_s の低速度層の影響について検証するために、複数の検証地点を選定した。選定にあたっては、①前節に記述した大阪平野の沖積地盤の特徴を呈しており、かつ、②地表面付近からMa11層の下層までの地盤データがほぼ1箇所存在し、さらには、③Ma11層の層厚の違いによる地表面への影響の検証が可能となる、といった指標で選定した。また、選定にあたっては、後述する、南海トラフ巨大地震の入力地震波の加速度レベルの地点間による差異をできるだけ少なくするために、それぞれの地点の緯度をできるだけ同程度とすることも考慮した。

図6 大阪平野の洪積粘土層のS波速度（Ma9層付近まで、文献5) 12) 13) 14)を基に作成）

図 7 大阪平野中央部周辺の地層の分布状況
 (「新関西地盤—大阪平野から大阪湾—2007」⁵⁾ 口絵より引用、加筆)

図8 Dg1層の下面標高分布
(新関西地盤(前述)⁵⁾より引用・加筆)

図9 Dg2層の下面標高分布
(新関西地盤(前述)⁵⁾より引用・加筆)

地点1（大阪港）と地点2（荒本）の地盤情報は、Ma11層を貫き、かつMa11層の層厚が異なり、その上層が同様の堆積状況を示していることから、陸域にあるいくつかの地盤情報の中で、大阪平野の沖積地盤、特に上町台地周辺の地盤を代表している2地点として選定した。また、比較のために、泉州地域の沖積地盤を代表する地点として、前節で触れた「大阪府海岸防潮堤・水門耐震検討委員会」の報告書に記載されている地盤情報の中で、上記2地点に最も近い（最も北側に位置する）地点3（堺旧港）を選定した。

図7は、関西圏DBを用いて大阪平野中央部の複数の地層断面図を示したもので、2-2'断面は大阪平野中央部を東部の生駒山麓から大阪湾までほぼ東西に切った状況を示している。泉州地域の地層の状況は、図5及び図6に示すとおりである。Ma11層を下端まで貫く地盤情報は極めて少ない。一方、Dg2層上端、その上層のMa12層、Dg1層及びMa13層は、何れも大阪平野の沖積地盤の上層部を構成する地層で、上端や下端の標高も含め、その分布状況は比較的明らかになっている。図8及び図9に示すこれらの地層の平面的な分布状況から見ても、地点1～3は、大阪平野中央部の沖積地盤を代表していると言える。

2.3 入力地震波の選定

地震応答解析で使用する地震波（以下「入力地震波」という）は、海溝型地震は、中央防災会議・二次報告で使用した工学的基盤面における地震波¹⁵⁾を、内陸断層帯地震は、大阪府が作成した想定標準地震動の工学的基盤面の地震波¹⁶⁾を、それぞれ用いた。海溝型地震波の地盤のゾーン分類は、図4に示す表層地質の分布状況に加え、図10に示す大阪湾周辺の基盤形状^{5) 18)}や、図11に示す大阪平野周辺の基盤岩標高分布^{5) 19)}を考慮して、図12に示すとおり設定した^{2) 16) 17)}。内陸断層帯地震波については、図13に示すとおり設定した¹⁶⁾。これは、大阪平野の内陸断層帯の強震動予測²⁰⁾から想定標準地震動を作成する際に、図4、図10及び図11に加え、どの断層帯の、どのような破壊シナリオのケースの影響を、最も大きく受けるか、大阪府域の場所ごとに整理してゾーニングしたものである。

海溝型地震の入力地震波は、概ね5kmメッシュごと（標準地域メッシュの第2次地域区画²¹⁾）を4分割）に1組（NS成分、EW成分）で、地震波算定位置は、5kmメッシュの中央部の概ね1km四方の3次メッシュ（第3次地域区画²¹⁾）である（図14参照）。内陸断層帯地震は、ゾーンごとに1組（NS成分、EW成分）となっている。検証地点ごとに、以下に示す考え方で入力地震波を選定した。なお、大阪府耐震部会においても、この考え方を適用している。

(1) 海溝型地震

- ① 検証地点を含んでいる5kmメッシュをカバーする入力地震波を選択。
- ② 検証地点の基盤形状や基盤岩標高等が、①と隣接メッシュをカバーする入力地震波のそれぞれの位置と比較して、より類似している方を選択。
- ③ 選択した入力地震波の位置が、検証地点と異なるゾーンであれば、隣接メッシュをカバーする入力地震波のうち、同じゾーンのものを選択。

(2) 内陸断層帯地震

- ① 検証地点を含んでいるゾーンの入力地震波を選択。

上記の方法で選定した、検証地点ごとの入力地震波は次とおりである。また、選定した海溝型地震の入力地震波の位置は、図15に示すとおりである。

- ・地点1（大阪港）⇒海溝型地震；AT2ゾーン・5135-7377、内陸断層帯地震；A8ゾーン
※この地点をカバーする海溝型地震の入力地震波の位置5136-7372は、基盤岩標高が著しく深くなっていることから（図11参照）、隣接メッシュで地点1に最も基盤岩標高に近い5135-7377を選定。
- ・地点2（荒 本）⇒海溝型地震；AT2ゾーン・5235-0427、内陸断層帯地震；A7ゾーン
- ・地点3（堺旧港）⇒海溝型地震；AT2Aゾーン・5135-7327、内陸断層帯地震；A9ゾーン
※この地点をカバーする、海溝型地震の入力地震波の位置 5135-6377 は洪積地盤のゾーン（DT2 ゾーン、図 14 参照）なので、沖積地盤ゾーンで最も近い 5135-7327（AT2 と AT2A の両ゾーン）を選定。

図 10 大阪湾周辺の基盤形状^{5) 18)}（枠内は図 11）

図 11 大阪平野周辺の基盤岩標高^{5) 19)}

図 12 地盤のゾーン分類（海溝型地震）
（大阪府報告書^{2) 16) 17)}より引用、加筆）

図 13 地盤のゾーン分類（内陸断層帯地震）
（大阪府報告書¹⁶⁾より引用、加筆）

図 14 地震動算定位置における工学的基盤のせん断弾性波速度（内閣府提供資料¹⁵⁾ に加筆）

(a) 地点 1（大阪港）

(b) 地点 2（荒本）

(c) 地点 3（堺旧港）

凡 例

- : 入力地震波の位置
- 8桁数字 : 3次メッシュ範囲及び3次メッシュコード
- : 入力地震波のカバー範囲（概ね5kmメッシュ）
（2次メッシュの4分割）

※特記事項

- ・ 地点 1 をカバーする入力地震波 5136-7372 は、基盤岩標高が著しく深くなっていることから（図 11 参照）、隣接メッシュで地点 1 に最も基盤岩標高に近い 5135-7377 を選定
- ・ 地点 3 をカバーする入力地震波 5135-6377 は洪積地盤ゾーンなので（図 13 参照）、沖積地盤ゾーンで最も近い 5135-7327 を選定

図 15 検証地点ごとの入力地震波（海溝型地震）選定の考え方
（原図は地理院地図（電子国土 Web）から引用）

を用いて、 $d_{\max}=V_s/5f$ で示される ($V_s=V_{s0}(G/G_0)^{0.5}$)²³⁾。ここで、FLIP 解析のデフォルトでは、剛性低下率 G/G_0 は 0.1 とし、 f は $d_{\max}$ が小さくなり過ぎないように 5Hz としている（入力地震波は、海溝型は 25Hz、内陸断層帯は 50Hz まで保障）。解析にあたっての境界条件は、初期自重解析時は、底面は鉛直・水平方向ともに固定、側面は鉛直ローラー・同一深度節点等変位拘束とした。また、地震応答解析時は、底面は基盤層の γ_r 、 V_s 及び V_p (V_s から算定) で設定される粘性境界、側面は拘束なし、とした。

図 16 西大阪ならびに東大阪地域の土質の中空ねじりせん断による動的変形試験結果^{5) 25)}

図 17 検証地点の地盤モデル及び入力地震波 (地点 1・大阪港)

※地震波の入力深度：①：Dg1 層上端 (Ma13 層下端)、②：Dg2 層上端 (Ma12 層下端)、③：Ma11 層下端

図 18 検証地点の地盤モデル及び入力地震波 (地点 2・荒 本)

※地震波の入力深度：①：Dg2 層上端 (Ma12 層下端)、②：Ma11 層下端、③：Ma10 層下端

図 19 検証地点の地盤モデル及び入力地震波 (地点 3・堺旧港)

3.2 解析結果

地震応答解析は、検証地点が3地点、入力地震波が2種類（海溝型と内陸型）かつ2成分（NSとEW）、地震波入力基盤が3深度、合計36ケースについて、1次元非線形全応力解析を実施し、その差異を比較した。地震波入力深度は、上町台地周辺の地点1と地点2では、①Dg1層上端、②Dg2層上端、③Ma11層下端の3つとした。泉州地域の地点3では、図5、図6及び表1に示すように、上町台地周辺に比べて地層全体が隆起しており、また、Dg1層が確認されないため、①Dg2層上端、②Ma11層下端、③Ma10層下端の3つとした。図20～22に、地点1～3の最大加速度の深度分布、最大せん断ひずみの深度分布、加速度応答スペクトル及び伝達関数（フーリエスペクトルの増幅率）を、それぞれ示す。

第1章で触れたが、本研究では、既往の研究成果等を踏まえ、工学的基盤面をDg2層上端とすることを基本に、その下層のMa11層（Vsの低速度層）の下端について検証するため、地点1と地点2では、Dg2層上端とMa11層下端の解析結果の検証を中心に据える。地点3では、既往の成果¹²⁾に基づいて工学的基盤面としているMa11層下端に加え、その下層のMa10層下端について検証する。

一方、Dg1層上端について、この深さは、地点1と地点2を含む上町台地周辺の沖積層基底で、洪積層以深の浅層地盤構造を簡略化した基盤波では、実際の地震波のS波増幅特性を満足に再現できない場合もあることが、大阪平野を対象にした既往の研究で明らかになっている³⁾。このことから、Dg1層上端は、地表面地震動を再現するには、Vsが300m/s程度の工学的基盤としてはふさわしくないと考えられる。しかし、これまでに実務上で採用されていることから、この位置で地震波を入力した結果が過小なもの（構造物にとって危険側）となっていないを確認するため、Dg1層上端の解析結果を検証する。Dg1層が確認されない地点3では、沖積層直下の基盤層であるDg2層上端の解析結果を検証する。

3.2.1 上町台地周辺の沖積地盤（地点1・地点2）

上町台地の西側及び東側に位置している地点1と地点2では、地表面付近の最大加速度分布は、地震波の入力深度がDg2層上端（←印）とMa11層下端（←印）でほぼ同じである。海溝型地震では、Ma13層より浅い地層で、Ma11層に入力した場合が若干大きくなるが、地表に近づくにつれ、ほぼ同程度に収束していく。最大せん断ひずみの深度分布は、Ma13層からDg1層上端にかけて大きくなっている。地震波の入力深度（工学的基盤面）の最大せん断ひずみは、図16の動的変形試験結果で示される1%程度以内で、地点ごとでは4%程度以内であるが、地点1の内陸型では、工学的基盤面で1%を、最大で4%を超えている。地点1の内陸型を除き、最大せん断ひずみのレベルや深度分布の状況は、地点や入力地震波で数値の違いはあるものの、同じ傾向を示している。大阪湾岸における既往の研究²⁶⁾によると、1次元非線形全応力解析の最大せん断ひずみは3%程度、地震波の入力深度でのひずみは1%以下となっており、地点1の内陸型を除けば、ほぼ同程度である。

加速度応答スペクトルを見ると、地点や地震波の種類（海溝型or内陸型）で多少差はあるが、地震波と成分の組み合わせごとに、ある周期帯より短周期側では減衰、長周期側では増幅となる傾向がある。このことは、地震波と成分の組み合わせごとに、どの入力深度でも増幅率が1以上となる周期帯がほぼ同じとなっていることからでもわかる。地表面の加速度が卓越する周期帯は、ほとんどが1sec以下であるが、地点1では、海溝型の地震波では、入力深度に関わらず2sec前後になり、Ma11層下端入力（深い位置）が最も大きくなる。地点2では、0.4sec程度から0.9sec程度の周期帯で、加速度応答スペクトルは2つの入力深度でほぼ同じレベルであるが、増幅率のピークのずれにより、Ma11層下端入力がDg2層上端入力より増幅率が大きくなる部分がある。

増幅率の大きさは、短周期側ではDg2層上端入力が大きくなり、0.8～1.0secを境に、これより長周期側ではMa11層下端入力が大きくなる。また増幅率のピークは、Ma11層下端入力の方が長周期側で発生している。これは長周期の方が減衰しにくいことに起因するものと考えられる。ここで、地点1の内陸型では、増幅率の最大値のピークが現れず、周期とともに増大している。このケースのみ、地震波入力深度がどの位置でも、工学的基盤面の最大ひずみが1%を超えている。

以上のことから、地点1と地点2では次のことが言える。すなわち、地表面の最大加速度は、Dg2層上端入力とMa11層下端入力で大きな差はない。一方、周期が1sec程度以上では、Ma11層下端入力の増幅率が大きくなり、かつピークが長周期側となる。特に地点1の海溝型では、周期が2sec付近がもっとも加速度応答が卓越しており、かつMa11層下端入力が最も大きくなる。

図 20 検証地点における最大加速度とせん断ひずみの深度分布・加速度応答スペクトル・増幅率（地点 1・大阪港）

地点 2 の地盤モデル

海溝型地震 (NS 成分)

海溝型地震 (EW 成分)

内陸断層帯地震 (NS 成分)

内陸断層帯地震 (EW 成分)

※地震波の入力深度：

- ① : Dg1 層上端
(Ma13 層下端)
- ② : Dg2 層上端
(Ma12 層下端)
- ③ : Ma11 層下端

図 21 検証地点における最大加速度とせん断ひずみの深度分布・加速度応答スペクトル・増幅率 (地点 2・荒 本)

地点 3 の地盤モデル

海溝型地震 (NS 成分)

海溝型地震 (EW 成分)

内陸断層帯地震 (NS 成分)

内陸断層帯地震 (EW 成分)

※地震波の入力深度：

- ① : Dg2 層上端 (Ma12 層下端)
- ② : Ma11 層下端
- ③ : Ma10 層下端

図 22 検証地点における最大加速度とせん断ひずみの深度分布・加速度応答スペクトル・増幅率 (地点 3・堺旧港)

3.2.2 泉州地域の沖積地盤（地点3）

地点3は、上町台地の西側に位置している沖積地盤であるが、図5、図6及び表1に示すとおり、地点1や地点2と比較して同じ地層の標高が高く、Dg1層が確認されない。また、この地域は、Vsの差が明瞭な基盤層が卓越しておらず、2.1で触れたように、複数のボーリング位置で実施したPS検層に基づき、Vsが概ね300m/s以上となる地層を特定し、工学的基盤面としている。その層はMa11層下端で、標高は地点1及び地点2のDg2層上端（Ma12層下端）に相当する。また、地点3のMa10層下端の標高は、地点2のMa11層下端に相当する。このため、地点3では、Ma11層下端を工学的基盤面とすることを基本に、その下層のMa10層の影響を検証する。

地表面付近の最大加速度分布は、地震波の入力位置がMa11層下端（←印）とMa10層下端（←印）でほぼ同じであるが、海溝型のEW成分では、Ma11層下端入力の方が大きくなり、内陸型のNS成分では、Ma10層下端入力の方が大きくなる。最大せん断ひずみの深度分布は、各地点、各成分で同じ傾向を示しているが、内陸型のNS成分では、Ma11層下端入力の場合に、4%を超える大きなせん断ひずみが発生している。地震波の入力深度（工学的基盤面）の最大せん断ひずみは1%程度以内である。最大せん断ひずみの深度分布の傾向は、地震波や入力深度で数値の違いはあるものの、同じ深度でひずみが卓越している。

加速度応答スペクトルを見ると、地点1や地点2と同様に、地点や地震波の種類（海溝型or内陸型）で多少差はあるが、地震波と成分の組み合わせケースごとに、ある周期帯より短周期側では減衰、長周期側では増幅となる傾向がある。ただ、海溝型のEW成分では、周期が0.3sec付近で増幅率のひとつのピークが見られ、Ma10層下端入力の増幅率が、この付近で1を超えており、他のケースと少し異なった状況を呈している。なお、地表面の加速度応答が卓越する周期帯は1sec以下である。

増幅率の大きさは、ある周期帯より短周期側で、Ma11層下端入力が大きくなっており、これより長周期側ではMa10層下端入力が大きくなる。この傾向は地点1や地点2と同様であるが、境となる周期帯は地震波の種類や成分によってばらつきがある。増幅率のピークは、Ma10層下端入力の方が長周期側で発生している。これは地点1や地点2と同様、長周期の方が減衰しにくいことに起因するものと考えられる。ここで、内陸型のNS成分では、地点1の内陸型で見られたように、増幅率の最大値のピークが現れない。このときの工学的基盤面の最大せん断ひずみは、他のケースと同様に1%程度以下であるが、深度分布では4%を超える箇所が現れている。

以上のことから、地点3では次のことが言える。すなわち、地表面の最大加速度は、Ma11層下端入力とMa10層下端入力では大きな差はないものの、地震波や成分によって、最大加速度を呈する地震波の入力深度が、Ma11層下端の場合も、Ma10層下端の場合もある。

3.2.3 最も浅い洪積砂礫層を工学的基盤とした場合

地点1と地点2のDg1層及び地点3のDg2層は、その下層にVsの低速度層があるものの、Vsが300m/s程度以上の連続してまとまった層厚を有する地層である。特にDg1層については図8に示すとおり、上町台地周辺で面的に多くの地盤情報があり、この上端を工学的基盤面としている設計例が見受けられる。大阪平野の沖積地盤で地表面地震動を再現するためには、この深さは工学的基盤面としてふさわしくないと考えられることは、先に述べたとおりであるが、どのような点で不具合が生じるのか検証する。

各地点での地表面の最大加速度は、いずれもこの層（地点1と地点2はDg1層、地点3はDg2層）の上端への入力、他と同程度あるいは最も大きくなっている。最大せん断ひずみの深度分布も、各深度への入力と同じ傾向であり、ほとんどが最も大きくなっている。これだけ見ると、過小な結果にはなっておらず、構造物としてはより安全な設計となっている。しかし周期が1sec以下をみると、地点、入力地震波や成分によって若干の差異はあるものの、0.3～0.8secで、下層の基盤面（地点1と地点2はDg2層上端、地点3はMa11層下端）へ入力した場合と比べて、増幅率が小さくなっている。例えば、地点2の海溝型では、どの入力深度でも周期0.4sec付近の加速度応答が最も卓越しているが、入力深度がDg1層上端より、Dg2層下端の方が、加速度応答や増幅率が大きくなっている。

すなわち、最も浅い工学的基盤層への地震波入力が、最も大きな地表面の最大加速度を呈しているも、検討対象の構造物の固有周期によっては、必ず安全であるとは言い切れない結果となっている。

3.2.4 解析結果の妥当性

それぞれの地点での解析結果の妥当性を、最大せん断ひずみから検証する。図20～22の最大せん断ひずみを見ると、深度が浅い粘土層で大きな値を示している。過半数が0.01（1%）程度以下であるが、0.02～0.04（2～4%）程度の大ひずみを示している例も多く、0.1（10%）を超えるケースもある。図16(b)の上の図（繰返しせん断特性）を見ると、せん断ひずみ γ_{SA} が1%を超えると、 G/G_0 は0.1を下回り、10%を超えると、せん断剛性がほとんどない状態となる（図16の元データはほとんどが $\gamma_{SA} \leq 1\%$ ）。

図20で、地点1における、海溝型と内陸型のEW成分の最大せん断ひずみを比較すると、どちらも4%程度であるが、工学的基盤面（地震波の入力深度）では、海溝型は1%程度以下で、内陸型は1%を超えている。このときの増幅率を見ると、海溝型はピークが現れているのに対し、内陸型は現れない。図22に示す、地点3の内陸型のNS成分の増幅率も、地点1と同じくピークが現れていない。このときの最大せん断ひずみは、工学的基盤面では1%程度以下であるが、深度方向全体では4%を超えている。

本研究で適用している解析手法は全応力解析であり、過剰間隙水圧の上昇や、ダイレイタンスーを考慮していない。大阪湾岸の類似した地盤を対象とした既往の研究²⁶⁾によると、一次元非線形全応力解析の最大せん断ひずみは3%程度で、同じ深度の有効応力解析の結果も、同じようなレベルである。この結果を示す地層は粘土層や砂礫層であり、本研究と同様に過剰間隙水圧の上昇は考慮していない。

実際の地盤では、地層によっては、過剰間隙水圧の上昇やそれに伴うせん断ひずみの増大が生じる。最近の研究²⁷⁾によると、全応力解析による最大せん断ひずみの適用限界は0.1%で、これが1%を超えると、観測記録をよく再現できている有効応力解析と比較して、精度が著しく低下するとしている。この場合でも、過剰間隙水圧の上昇を考慮しているのは、地表から20m程度以内の埋土層や砂層であり、それより下層の最大せん断ひずみは、有効応力解析と全応力解析の結果に大きな差はない。また、震度用加速度や伝達関数の卓越振動数であれば、全応力解析のひずみレベルは、1%程度まで適用できる可能性も示されている（許容誤差が20%程度）。

これらの研究成果や、図20～22の各ケースにおける、最大せん断ひずみのレベルと、増幅率（伝達関数）のピークの有無の関係から、最大せん断ひずみの最大値が4%程度以下、かつ、工学的基盤面では1%程度以下であれば、解析領域として妥当であると考えられる。すなわち、地点1の内陸型（NSとEW）と、地点3の内陸型（NS）の9ケースを除いて、解析結果はこの領域内で、妥当であると言える。

ここで、最大せん断ひずみが上記の領域を超えた大ひずみとなった場合、地盤がどのような状況になっているのか考察する。図23は、地点1のEW成分の地表面の相対変位の時刻歴を示したものである。解析領域内としている(a)の海溝型は、相対変位は時刻とともに0に収束していくが、解析領域外としている(b)の内陸型は、残留変位を呈したままである。この場合、相対変位と地震動の時刻歴（地震動は図17(b)のEW成分を参照）の連動も見られない。

図 23 地点 1 における変位の時刻歴

4. 結 論

地表付近の土木構造物の耐震性能を検討する上で、工学的基盤面の設定位置の判断指標のひとつが、入力地震波の地表付近での増幅や減衰の程度である。大阪平野の上町台地周辺の沖積地盤を対象とした既往の研究では、Dg2層上端を工学的基盤面としており、Dg1層上端を工学的基盤面としている例も見受けられる。本研究では、関西圏地盤情報ネットワーク（KG-NET）の地盤情報データベースを活用して、大阪平野の沖積地盤の基盤岩や堆積層の分布状況を把握し、この地域における、土木構造物の地震応答解析のための工学的基盤面の設定に関する考え方を示し、その妥当性を検証した。

具体的には、FLIPによる1次元非線形全応力地震応答解析により、上記2層に加えて、さらに下層の洪積粘土層下端も工学的基盤面として扱い、地震波を入力した場合の最大加速度や最大せん断ひずみ等について、地表面や深度方向の傾向を検証した。その結果、下記の結論を得た。

- (1) 地表面の最大加速度を指標にすれば、 V_s が300m/s程度で定義する工学的基盤面としては、既往の研究や設計で示されている、第2洪積砂礫層の上端（上町台地周辺ではDg2層上端、堺旧港ではMa11層下端）で妥当である。
- (2) 地震波の増幅率は、上町台地周辺では、周期が0.8～1.0secを境に、これより長周期側では、さらに下層の洪積粘土層の下端を工学的基盤面とした場合が大きくなる。これが堺旧港では周期が0.2～0.3secを境に逆転するが、加速度応答は0.8～1.0secが境となっている。
- (3) 上町台地周辺では、海溝型地震の加速度応答スペクトルが最大となる周期帯が、地震波の入力深度に関わらず、地表面では長周期側（2sec付近）になり、Ma11層下端への入力が最も大きな応答となる場合がある。これは長周期の方が減衰しにくいことに起因するものと考えられる。
- (4) Dg1層上端は、工学的基盤面としてはふさわしくはないが、地表面の最大加速度を指標にすれば、この位置への地震波の入力は、安全な設計となっている。但し、一部の周期帯ではDg2層上端と増幅率が逆転するので、対象とする構造物の固有周期によっては、再チェックが必要となる。
- (5) 最大せん断ひずみが4%程度以下で、かつ、工学的基盤面では1%程度以下が、1次元非線形全応力地震応答解析による、工学的基盤面の設定にあたっての、妥当な解析領域と考えられる。

なお、解析領域の適用外のケースは、増幅率のピークの有無と相対変位の時刻歴によって見分けることができる。本研究では、検証した36ケースのうち9ケースあったが、これを除外しても、上記(1)～(4)の結論に影響するものではない。

以上のように、工学的基盤面は V_s で定義されており、同程度の V_s の地層でも、地震波の入力深度によって、地表面の加速度応答や増幅率を最も大きく示す周期帯が異なり、対象とする構造物の固有周期によって、どの深度に地震波を入力するのか、選択が必要になる。本研究で対象とした沖積地盤では、固有周期が0.8sec～1.0secを目安に、短周期側であれば第2洪積砂礫層上端を、長周期側であればその下層の洪積粘土層下端を工学的基盤面とすることになる。固有周期が上記の境目であれば、その地点ごとに、1次元非線形全応力地震応答解析で確認すれば確実である。初期の検討段階であれば、工学的基盤面を含む地盤情報は、関西圏DBを用いて、複数の地盤情報から、より整合性のある数値を採用すればよい。

5. おわりに

大阪府耐震部会では、大阪平野全体を俯瞰した土木構造物の地震応答解析による耐震検討の整合を図るため、Dg2層上端を工学的基盤面とした。この手法により、検討が必要とされる箇所の地盤情報が不足していても、耐震検討を速やかに進めることができた。しかし、これらはあくまで、入手できる地盤情報に基づく初期段階の検討であり、対象とする構造物の耐震性能を確実に検証するのであれば、検討箇所のジャストボーリングデータが必要であることはいうまでもない。

図24～27に、防潮堤の初期段階の耐震検討にあたって、工学的基盤面を設定した事例を示す。いずれも少ない地盤情報を有効活用して、その深度を設定している。このうち、図26の神崎川は、その後の耐震補強設計の検討のために、新たに4本追加ボーリングを実施し、図27に示すように、工学的基盤面を含む確実な地層構成を設定した²⁸⁾。

本研究で示した初期段階の地震応答解析に、地盤情報データベースを活用することは、土木構造物の耐震検討のみならず、各種事業の本格的な調査をする前段階の技術提案書を作成する場合に、経済的かつ有益な手法となる。そして、その後に調査した追加ボーリングデータは、今後の地盤情報データベースの充実に活かされる。

図 24 工学的基盤面の設定箇所（全データ密度(左図²⁹⁾と Dg2 層上端情報密度(右図⁵⁾）

図 25 Dg2 層を工学的基盤面に設定した例（安治川の一部区間）²⁹⁾

図 26 Dg2 層を工学的基盤面に設定した例（神崎川の一部区間）²⁹⁾

(a) 地盤情報データベースに基づく想定

(b) 新たなボーリングデータに基づく地層構成

図 27 工学的基盤面と地層構成の設定例（神崎川）^{28) 29)}

謝 辞

本研究の遂行にあたり、大阪府都市整備部の事業管理室、河川室、港湾局をはじめとする本庁及び出先機関の関係諸氏から、多大な支援を賜った。KG-NET事務局の(一財)地域地盤環境研究所からは、地盤情報の提供と使用にあたり、種々ご配慮をいただいた。中央開発(株)の神原隆則氏と原弘典氏をはじめとする関係諸氏からは、地震応答解析について懇切なご指導をいただいた。そして、本研究を完成させるにあたり、3名の査読者から貴重なご意見と適切なご助言をいただいた。ここに記して御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 中央防災会議 南海トラフの巨大地震モデル検討会：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告）強震断層モデル編－強震断層モデルと震度分布について－、2012年、
http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/20120829_2nd_report05.pdf（最終閲覧；2016年2月）、
（検討会全体；<http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/index.html>）。
- 2) 大阪府防災会議 南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会：部会報告、2014年、
<http://www.pref.osaka.lg.jp/attach/18331/00000000/bukaihoukoku.pdf>（最終閲覧；2016年2月）、
（部会全体；<http://www.pref.osaka.lg.jp/jigyokanri/doboku-bukai/index.html>）。
- 3) 吉田邦一、山本浩司、関口春子：強震動予測のための大阪堆積盆地の浅層地盤構造モデル、活断層・古地震研究報告、No.6、2006年、pp.123-141。
- 4) 吉田望著：地盤の地震応答解析、鹿島出版会、2010年。
- 5) KG-NET、関西圏地盤研究会編：新関西地盤－大阪平野から大阪湾－2007、2007年。
- 6) 吉澤源太郎、山野一弥、岩田晴之、宮本勝利、網村篤士：液状化地盤にある浄水処理施設の耐震補強設計法－水道耐震設計における動的有効応力解析の導入例－、土木学会第65回年次学術講演会、2010年、pp.831-832。
- 7) 長郁夫、趙伯明、香川敬生：増幅スペクトルを評価するための浅部S波速度構造のモデル化、日本地震工学会論文集、第5巻、第1号、2005年、pp.1-16。
- 8) 芥川博昭、由井孝昌、北澤壮介：大阪港夢洲トンネルの耐震検討、沿岸技術研究センター論文集、No.7、2007年、pp.25-31。
- 9) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）、丸善出版、2012年。
- 10) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、2007年。
- 11) (財)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、丸善出版、2012年。
- 12) 大阪府港湾局：大阪府海岸防潮堤・水門等耐震検討委員会報告書、2007年。
- 13) 大阪府港湾局、基礎地盤コンサルタンツ(株)：泉北海岸外耐震性に関する調査検討委託報告書（土質調査データ編）、1998年。

- 14) 関口春子、北田奈緒子、伊藤浩子、杉山雄一：大阪市北区中之島での300mボーリング孔におけるPS検層および密度検層結果、活断層・古地震研究報告、No.5、2005年、pp.109-113.
- 15) 中央防災会議 南海トラフの巨大地震モデル検討会：南海トラフの巨大地震モデル検討会において検討された震度分布・浸水域等に係るデータ提供について、
http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/data_teikyou.html（最終閲覧；2016年2月）.
- 16) 大阪府、(財)地域地盤環境研究所：構造物耐震対策検討業務委託報告書、2008年.
- 17) 大阪府土木構造物耐震対策検討委員会編：大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書、1997年.
- 18) Inoue, N. and Nakagawa, K. : Modeling of the underground structure in the Osaka sedimentary basin based on geological interpretation of gravity anomalies and seismic profiles, Jour. Osaka City Univ., Vol.43, 2000, pp.97-110.
- 19) 大阪府、(株)阪神コンサルタンツ：平成16年度 大阪平野の地下構造調査に関する調査成果報告書、2005年、<http://www.hp1039.jishin.go.jp/kozo/Osaka9frm.htm>（最終閲覧；2016年7月）.
- 20) 大阪府、(財)地域地盤環境研究所、(株)ニュージェック：大阪府自然災害総合防災対策検討（地震被害想定）報告書、2007年.
- 21) 統計に用いる標準地域メッシュおよび標準地域メッシュ・コード（昭和48年7月12日行政管理庁告示第143号）.
- 22) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, 1990, pp.27-56.
- 23) 森田年一、井合進、Hanlong Liu、一井康二、佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法、港湾技術研究資料、No869、1997年.
- 24) 山本浩司、田中礼司、関口春子、吉田邦一：地盤情報データベースによる大阪堆積盆地のVs推定式と浅層地盤モデル、第40回地盤工学研究発表会、2005年、pp.39-40.
- 25) 文部科学省：大都市大震災軽減化特別プロジェクト 1. 地震動（強い揺れ）の予測「大都市圏地殻構造調査研究」平成17年度成果報告書、3.3.14.2 近畿圏における地下構造モデルの構築に関する研究、2006年、
http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/daidai/h17seika-hokokusho/contents_H17_F.html（最終閲覧；2016年6月）.
- 26) 吉田望：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析、土と基礎、Vol.43、No.10、1995年、pp.49-54.
- 27) 大矢陽介、野津厚、吉田望、小濱英司、菅野高弘：地盤の地震応答解析の精度評価ツールとしてのレーダーチャートの提案と各種解析手法の適用限界の検証、日本地震工学会論文集、第14巻、第1号、2014年、pp.97-115.
- 28) 大阪府西大阪治水事務所・(株)日建設計シビル：神崎川護岸詳細設計委託（左門殿川分派点下流）報告書、2015年.
- 29) 関西圏地盤情報ネットワーク（KG-NET）：関西圏地盤情報データベース・ボーリング位置図、
http://202.234.10.235/mapguide/KGNET002/J_viewer.php（最終閲覧；2016年2月）.

（受理：2016年 3月31日）

（掲載決定：2016年 9月 8日）

Evaluation of the Depth of the Engineering Base Surface for Seismic Response Analysis in the Osaka Plain

EHARA Ryuji ¹⁾, IAI Susumu ²⁾, MIMURA Mamoru ³⁾ and KITADA Naoko ⁴⁾

1) Member, Senior Executive Staff, General Affairs Division, Dept. of Urban and Public Works, Osaka pref.

2) Member, Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr. Eng.

3) Member, Professor, Kyoto University Graduate school of Engineering, Dr. Eng.

4) Chief Leader - Research sec., Geo-Research Institute, Dr. Sci.

ABSTRACT

We verify the validity of the depth of the engineering base surface for seismic response analysis of public infrastructures in the Osaka plain. The main point of this paper is as follows. First, At an alluvial plain we set the engineering base surface on a layer that is S-wave velocity equivalent about 300m/s that is the ground where it is admitted that it is firm in designing public infrastructures. Second, we select some verification points that is the representative of alluvial ground of the Osaka plain that is formed deposition of successive alternated of gravel layer ($V_s \geq 300\text{m/s}$) and clay layer ($V_s \leq 300\text{m/s}$) under the alluvial layer. And each site is applied one-dimension non-linear seismic response analysis, we verify maximum acceleration and shear strain at ground surface by seismic wave input to each of the upper of the Pleistocene gravel layer (Dg2-layer) shown as the engineering base surface in previous studies and lower of clay layer ($V_s \leq 300\text{m/s}$) under Dg2-layer. Moreover we evaluate the engineering base surface proposed in previous studies in order to examine the seismic performance of public infrastructures.

Keywords: engineering base surface, seismic response analysis, Geotechnical Database, Osaka plain