

レベル2地震動対応での高規格堤防の耐震性能規定について

Seismic performance regulations of super levees under level 2 earthquake motions

研究第一部 主任研究員 森 洋
研究第一部 次 長 児玉 好史

平成19年3月に一般堤防（土堤）を含めた大規模地震動（レベル2地震動）に対する「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」が国土交通省河川局より出されており、高規格堤防においても同様の耐震性能照査の検討と評価手法の確立が急務となっている。

本報告では、液状化地盤を対象とする高規格堤防に対するレベル2地震動対応での耐震性能規定設定に向けての考え方の一つを紹介する。耐震性能を評価できる解析手法（動的変形解析）の精度確認を、実被害事例や遠心模型実験との比較・検討、又は、地表面変位量や傾斜角への影響に伴う有限要素メッシュの精粗検討などで行った結果、本解析手法は概ね実際の破壊挙動を再現できる評価手法であることを示した。また、一般に安全度を過大評価する傾向にある震度法による安全率評価に代わって、本来、河川堤防に求められている耐震機能の一つである変形量で評価する耐震設計照査フローを示した。

キーワード：レベル2地震動、高規格堤防、耐震性能規定、耐震解析手法

In March, 2007, the Ministry of Land, Infrastructure and Transport issued the guideline for the verification of the seismic performance of river structures including conventional levees (earthen river dikes) under level 2 earthquake motions. There is an urgent need for studies on similar verification of the seismic performance of super levees and the establishment of an evaluation method.

This report introduces an approach to the determination of seismic performance regulations for super levees built on liquefiable ground under level 2 earthquake motions. The accuracy of a seismic analysis method (dynamic deformation analysis) that can be used to evaluate seismic performance was made either by comparison with damage sample data and centrifuge model test results or by finite element mesh density evaluation in connection with the influence on surface displacement or inclination. As a result, it has been shown that the analysis method is capable of reproducing actual failure behavior with fair accuracy. As an alternative to the factor of safety evaluation by the seismic coefficient method, which tends to overestimate the factor of safety, a seismic design verification flow for evaluating seismic performance in terms of deformation, one of the seismic performance attributes of levees, is presented.

Key words : level 2 earthquake motion, super levee, seismic performance regulation, seismic analysis method

1. はじめに

従来の土構造物の耐震性評価では、震度法による円弧すべり計算での極限釣合安定解析が採用されてきたが、土構造物は地震により変形しても直ぐには大規模な破壊には至らないとした靱性を期待できる構造物であって、コンクリート構造物等を代表とする人工構造物とは異なり比較的短期間で応急復旧が可能である。そのため、レベル2地震動対応では土構造物が本来持っている性能を考慮した変形量照査に対する予測解析手法の研究が近年盛んに行われており、仕様規定型の設計体系から性能規定型の設計体系への移行が期待されている。しかし、それらの設計体系を確立するためには、耐震性能を評価できる解析手法の確立と、各土構造物^{1)~7)}で要求される耐震性能規定値を定めなければならないが、具体的な性能規定値までは明確に示されていないのがほとんどである。このことは一見自由度が高く、最新の知見の導入が容易に出来ると考えられる反面、最終的には設計者自身の自己責任の下での判断に多くを委ねることに注意を要する。また、平成19年3月には、一般堤防(土堤)を含めた大規模地震動(レベル2地震動)に対する「河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説⁸⁾」が国土交通省河川局より出されており、高規格堤防においても同様の耐震性能照査の検討と評価手法の確立が急務となっている。

本報告では、過去の河川堤防における地震時での甚大な変形量被害を引き起こした主な原因が、液状化による場合が多いことから³⁾、液状化地盤を対象とする高規格堤防に対するレベル2地震動対応での耐震性能規定設定の考え方の一つを紹介する。

2. 耐震解析手法(動的変形解析の信頼性評価)

2-1 一般堤防を対象とした被害事例解析

図-1には、北海道南西沖地震(1993年)で被災した後志利別川堤防および兵庫県南部地震(1995年)で被災した淀川堤防の計7断面を対象として、堤防天端の変形量を2種類の動的変形解析プログラム(コードネーム:LIQCA・FLIP)と、従来から用いられてきた震度法による円弧すべり計算(Δu 法)より算出した想定変位量を示した⁹⁾。

この結果より、円弧すべり計算では実被害をかなり過大評価する傾向にあり安全側の評価手法であることがわかる。動的変形解析は実測変位量を比較的うまく再現できており、一定程度の精度確保を保証するものと見なせるため、動的変形解析を設計手法に導入することで、耐震対策等におけるコスト縮減の可能性も考えられる。

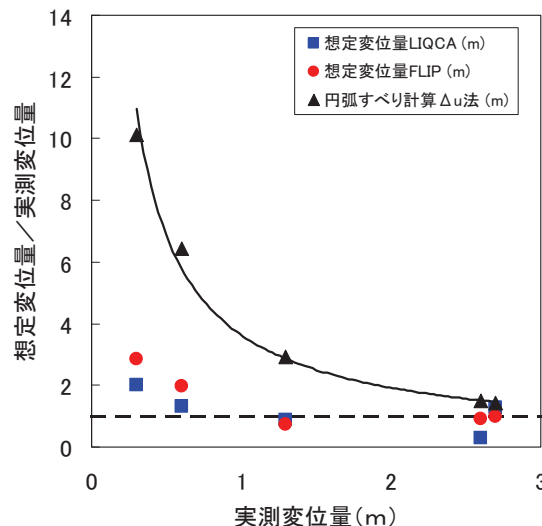


図-1 動的変形解析による想定変位量の比較

2-2 動的遠心模型実験との比較

昭和63年に淀川で全国初の高規格堤防(枚方市・出口地区)が完成して以来、高規格堤防は地震時による実被害を受けた経験が無い。そのため、図-1に示した様な数値解析による実被害事例との比較ができないことから、実規模地盤モデルを想定した二次元平面ひずみ条件での動的遠心模型実験結果(75G)¹⁰⁾との比較を行うことにより、高規格堤防モデルを対象とした解析精度の検討を行った。参考までに、遠心载荷装置によるN倍(=75)の重力加速度(G)での実物と模型における相似則の関係性を表-1に示しておく。

表-1 遠心载荷実験による相似則の関係(75G)

項目	長さ	加速度		質量	力	応力	時間	
		遠心時	加振時				動的現象	浸透現象
実物	1	1	1	1	1	1	1	1
模型	1/N	N	N	1/N ³	1/N ²	1	1/N	1/N ²

(1/N:縮尺率)

表-2には実験条件を、図-2には検討する耐震対策モデル(CASE-A)と無対策モデル(CASE-B)を示している。特に、CASE-Aでは実際の高規格堤防設計断面でよく見受けられる堤内地側での法面処理(擁壁構造物)を施したケースであり、この結果をうまく解析で表現できれば、より信頼性の高い解析手法であることが示されると考えられる。入力地震動波形は、現行マニュアル(高規格堤防盛土設計・施工マニュアル⁴⁾)で使用されている十勝沖地震(1968年)で観測された地表面波形を工学的基盤面に戻した八戸波を想定しており、最大加速度振幅を1G場換算で300gal前後としている。

表-2 実験結果

CASE	遠心加速度 (G)	盛土形状 (mm)	盛土高さ (mm)	盛土幅 (mm)	液状化層厚 (mm)	地下水位 G. L. -(mm)	間隙流体	沈下対策	地盤密度-締固め度、相対密度			加振条件		
									盛土	液状化層	支持層	入力波形 (種類)	最大加速度 (G)	最小加速度 (G)
									現場発生土	豊浦砂	砕砂 Dr (%)			
			締固め度 D (%)	相対密度 Dr (%)	相対密度 Dr (%)									
A	75	盛土勾配 川裏側 1:2.0	60	1020	120	10	メトロロース	固化体	96.1	35.2	95.1	地震波 (八戸波)	15.8	-22.4
B			40	1250	70	10		無対策	96.7	36.4	95.3	地震波 (八戸波)	16.3	-24.9

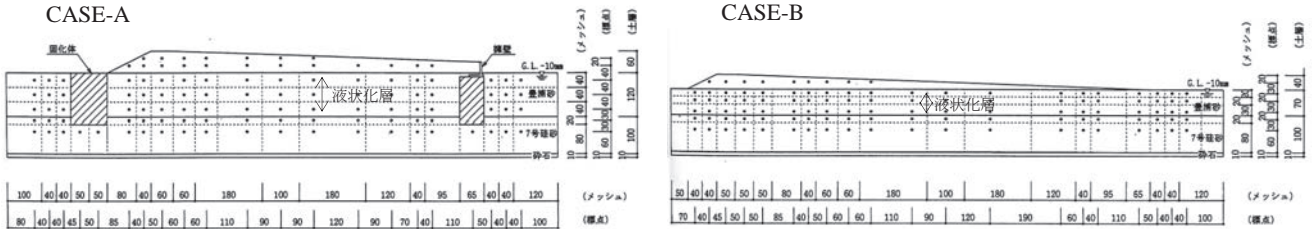


図-2 実験モデル断面 (CASE-A:耐震対策モデル、CASE-B:無対策モデル)

表-3 動の変形解析に用いたパラメータ (プログラムコードネーム:FLIP)

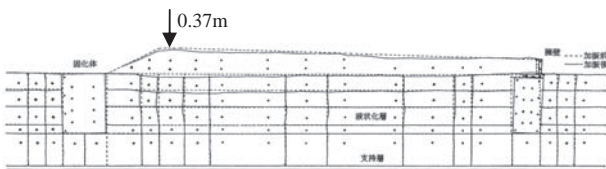
土層名	湿潤密度 ρ_s (t/m ³)	間隙率 n	S波速度 V_s (m/s)	原地盤 ρV_s^2 (kN/m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	せん断剛性 (初期) G_{00} (kN/m ²)	体積弾性係数 K_{vol} (kN/m ²)	基準化拘束圧 σ_{va} (kPa)	λ/μ 比 ν	拘束圧依存係数 m	内部摩擦角 ϕ_f (°)	粘着力 c (kN/m ²)	履歴減衰上限度 H_{max}	変相角 ϕ_p (°)	液状化パラメータ				
															w1	p1	p2	c1	S1
盛土	2.00	0.30	150	4.50E+04	—	7.62E+04	2.03E+05	98.0	0.333	0.50	43	5	0.25	—	—	—	—	—	
豊浦砂(不飽和)	1.40	0.50	70	6.90E+03	—	7.92E+03	2.11E+04	98.0	0.333	0.50	38	0	0.24	—	—	—	—	—	
豊浦砂	1.40	0.50	70	6.90E+03	—	7.92E+03	2.11E+04	98.0	0.333	0.50	38	0	0.24	28.0	2.000	0.800	0.250	0.800	0.005
7号砕砂	1.60	0.40	140	3.14E+04	—	2.97E+04	7.90E+04	98.0	0.333	0.50	43	0	0.25	—	—	—	—	—	

表-3は、動の変形解析に用いたパラメータを示しており、模型実験を行うに当たって検討されている材料試験(要素試験)結果等を考慮してそれぞれ決定している。また、深層混合処理工法を想定している地盤改良での固化体ならびに擁壁基礎の固化体部分は、弾性体として扱っている。

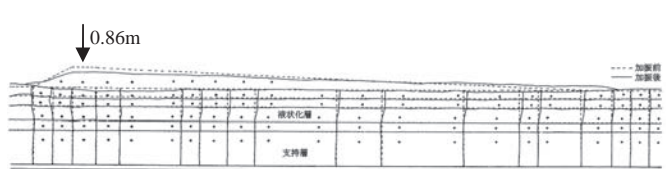
図-3には、実験結果と解析結果を示している。CASE-Aの解析結果では、堤外地側の表法尻付近で大きくはらみ出しており、実験結果とは異なる破壊のモードであった。このことは、本解析手法である有限要素法が連続体モデルを基本としているため、実際の地盤と固化体の不連続性をうまく表現することが困難

であったかと思われる。今後は、不連続面にジョイン要素等を付加することによる境界部の取り扱い方を工夫する等の操作が必要であるが、後に示す無対策モデルに比べて、盛土全体の変位量は抑えられており、固化体モデルによる耐震性効果を表現することは可能である。CASE-Bの解析結果では、堤外地側へと盛土が変状する破壊モードを示しているだけでなく、高規格堤防盛土のように後背斜面が緩やかで長い場合の破壊特徴である堤内地側への変形挙動も表現できていることから、動の変形解析手法による変位量は、概ね実際の破壊形状を反映できる評価手法であると考えられる。

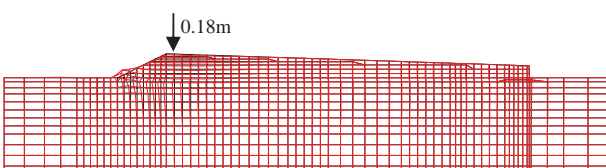
CASE-A(実験結果:耐震対策モデル)



CASE-B(実験結果:無対策モデル)



CASE-A(解析結果:耐震対策モデル)



CASE-B(解析結果:無対策モデル)

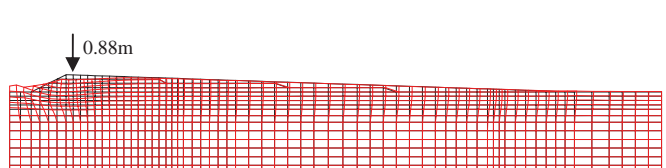


図-3 実験結果と解析結果 (変位量は1G場換算した値)

2-3 地表面変状評価の解析的検討

通常、有限要素解析における盛土構造物の天端変形量は、絶対沈下量による鉛直変位量で評価する機会が多い。しかし、高規格堤防の堤内地側（後背地）にあたる高規格堤防特別区域では、通常の土地利用に供されることから、例えば、宅地造成地盤⁷⁾での建築構造物を含む建築基礎構造設計¹¹⁾は、一般的に傾斜角で検討しており、通常、土木構造物よりも厳しい評価となっている。ただし、宅地造成地盤を含めて建築基礎構造設計では、地震時での定量的な規定値は示されておらず、常時での評価に留まっているのみである。そのため、建築基礎に注目した場合の建物被害に関する過去の被災報告や学術文献等を精査し、建物基礎の限界傾斜角を整理した結果、例えば、表-4に示すように40/1000程度が目安値になると考えられる¹²⁾。

表-4 地震時での建築基礎の限界傾斜角

著者名	建物形式	限界傾斜角 (radian)	被害規模 (建築基礎)	地震名
東京都	中層建物	44/1000以上	大破	新潟地震
Kishida, H.	中層建物	40/1000以上	大被害 (大修理必要)	新潟地震
日本建築防災協会	中層建物	13~33/1000以上	大破	兵庫県南部地震
芦屋市	戸建住宅	50/1000以上	全壊	兵庫県南部地震
安田ら	戸建住宅	22.5/1000程度以上	全壊	鳥取県西部地震
日本建築学会	戸建住宅	15/1000以上	最終段階(倒壊の危険あり)	-
安田ら	戸建住宅	37.5/1000	測定時での最大傾斜	鳥取県西部地震
藤井ら	戸建住宅	100/1000	測定時での最大傾斜	兵庫県南部地震

以上のように、高規格堤防特別区域では通常の土地利用を供するため、地盤の鉛直変位量のみだけでなく、傾斜角評価での可能性も必要となるため、本章では有限要素メッシュの精粗による傾斜角評価の可能性を検討する。

図-4は、本報告の中のレベル2地震動対応での評価に用いる入力地震動波形を示しており、現行マニュアルで用いられているレベル1地震動相当の八戸波を基準としてタイプI（プレート境界型地震）のレベル2地震動入力波形(2E)として策定したものである。この時刻歴波形は、平成19年3月に出された「河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説⁸⁾」が基本的には「道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹³⁾」で示されている標準加速度応答スペクトルや地表面での最大加速度を基本として照査しているため、一般堤防との整合性を取るために、それらの値とfittingさせて決めている。

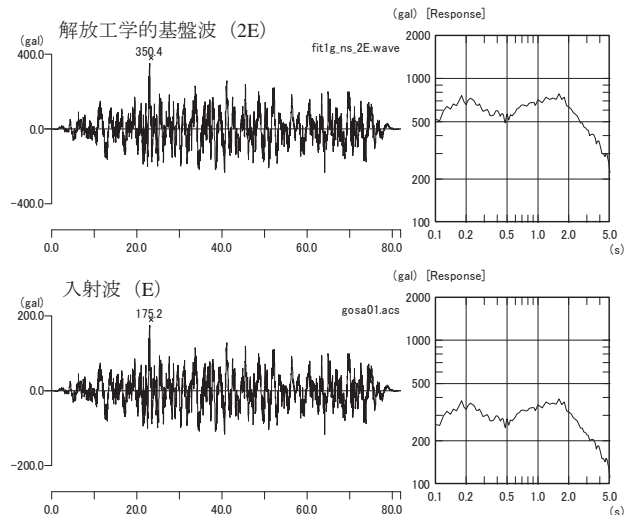


図-4 解放工学的基盤波(2E)と入射波(E)

図-5にはメッシュ精粗の影響を検討するため、昨年度から採用している標準メッシュモデル(黄色い部分が液状化対象範囲であり、層厚を10mと仮定)に対して、細かいメッシュモデルと粗いメッシュモデルで検討した解析結果を示している。なお、詳細な地盤物性値等は昨年度の報告書を参照して頂きたい¹²⁾。標準メッシュモデルと細かいメッシュモデルでの鉛直変位量の差異は得られなかったが、粗いメッシュは鉛直変位を大きく算定する傾向にある。同図には、レベル1地震動を想定している現行マニュアルで示されている鉛直変位量の見当値(赤い線：旧堤防裏法肩から堤外地の堤防天端部では50cm、旧堤防裏法肩から堤内地での高規格堤防特別区域では20cm)も同時に示しているが、堤防天端部や旧堤防裏法尻部付近では所定の基準は満足していない。しかし、旧堤防裏法尻部付近を除けば高規格堤防特別区域の20cmは大凡確保している。傾斜角は、地表面に当たる前後4メッシュ間での移動平均より求めている。同図には、表-4より検討した限界傾斜角40/1000を緑の破線で示しており、鉛直変位量と同様に旧堤防裏法尻部付近を除いた高規格堤防特別区域部では目安値となる40/1000以下の傾斜角となる。また、堤防天端部でのメッシュ精粗の差異による影響はそれ程ないが、粗いメッシュモデルでの表法尻部の傾斜角では100/1000を越えるような大きな値を示す傾向にあった。ただし、これは地盤の沈下による影響ではなく、盛土部のすべり破壊モードによる地盤隆起の影響であることに注意を要する。

以上のように、計算時間によるコンピュータの付加に伴う実用性の観点等から判断すると、現在検討している標準メッシュモデルで、鉛直変位量や傾斜角での耐震性を十分評価できる可能を示している。

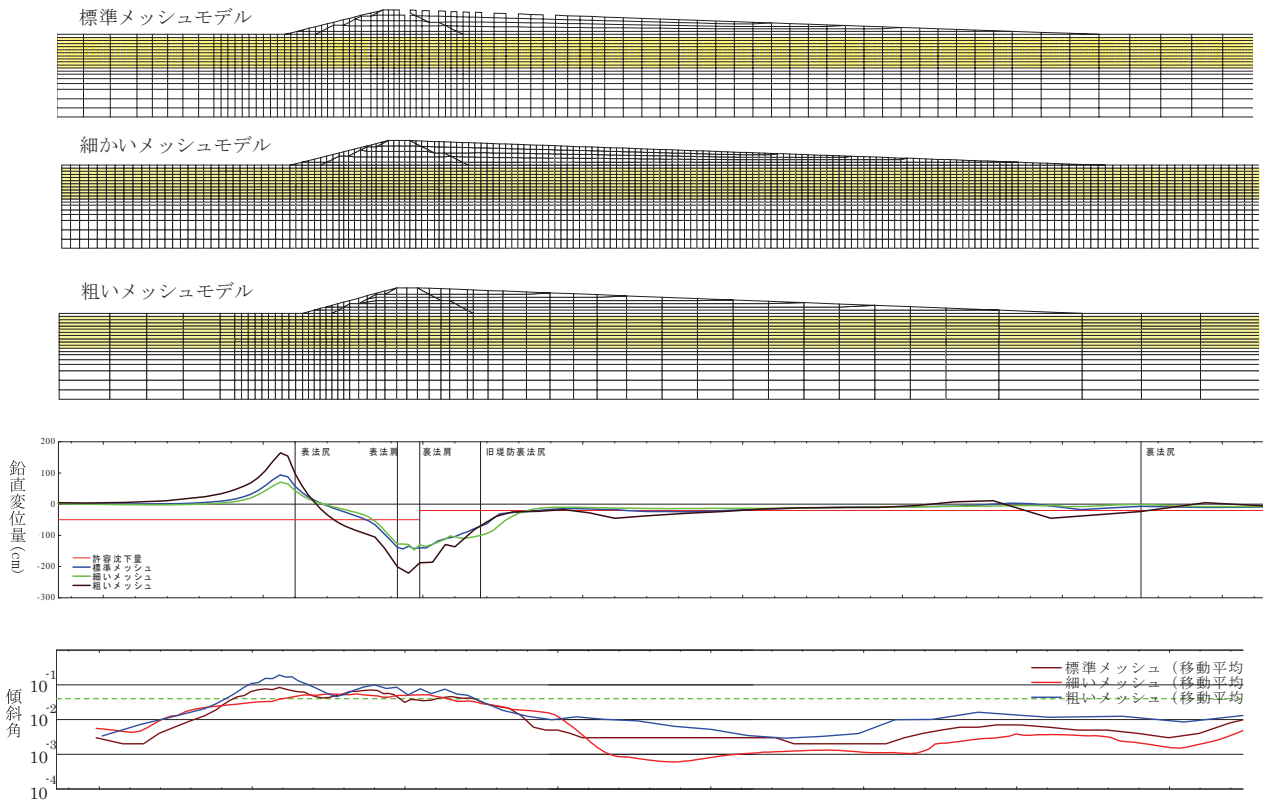


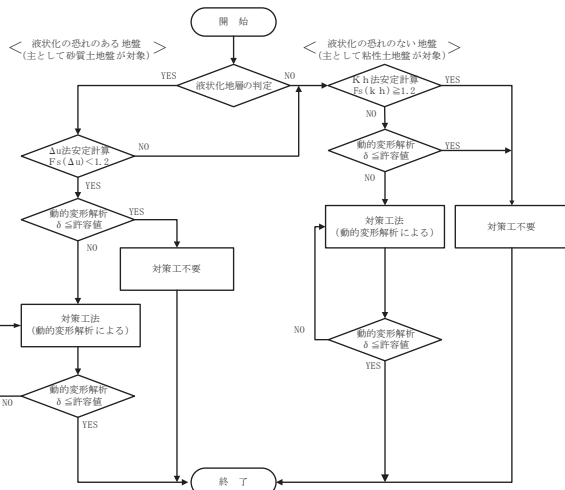
図-5 レベル2地震動を用いたメッシュ精粗の違いによる鉛直変位量と傾斜角

2-4 新しい耐震設計フローの提案

前述した解析手法の様々な信頼性の検討結果から、一般に安全度を過大評価する傾向にある円弧すべり計算による安全率評価に代わって、本来、河川堤防に求められている耐震機能の一つである変形量で評価する耐震設計フロー（案）を図-6に示す。現行マニュアルの耐震設計フロー（図-7を参照）においても、動的変形解析による評価手法を導入しているが、耐震対策実施の有無やその規模を、円弧すべり計算（ Δu 法）による安全率確保を基本として検討されてきていることから、所定の安全率確保を施した後の動的変形解析は、補完的な確認のみとなっているケースが多い。これは、当時の動的変形解析手法の中での代表的な有限要素法（FEM）が、一部の研究者の間でのみ使用されてきた研究レベルのものであり、一般的な解析方法としては、その汎用性等が確保されていなかったことによる。今日、FEM解析をはじめとする多くの動的変形解析プログラムが広く公開され、また、パーソナルコンピュータ機能の増大も伴って、一般的な検討手法として活用されるようになってきている。また、高規格堤

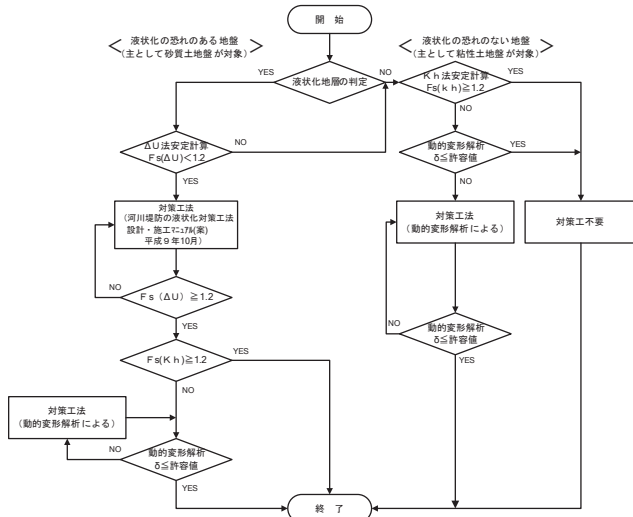
防の耐震設計の基本的考え方は、液状化を起こさせないものでなく、液状化が起きたとしてもその堤防の変形を許容値までに抑えるものであり、新しい耐震設計フローへの変更により、動的変形解析による耐震対策の実施の有無やその規模が定まることとなる。この新しい耐震設計フロー（案）に従えば、液状化が比較的薄い場合（液状化層厚5m未満）、所定の安全率を満足していなくとも、動的変形解析より得られる変位量は許容すべき変位量（例えば、高規格堤防特別区域の許容変位量20cm）を満足する傾向にあり、コスト縮減の可能性もあることは既に前研究報告で示している。

また、土構造物を対象としたレベル2地震動対応での耐震性評価手法としては、従来の震度法による設計水平震度の考え方では、非現実的な設計断面となり得ることから、一般にFEM等を代表とする数値解析手法に従って変形量で評価する方法が提案されている。そのため、レベル1地震動対応でもレベル2地震動対応でも、動的変形解析を用いることで統一的な評価手法での検討が可能になると考えられる。



(注1) Δu法によるすべり安全率が $F_s(\Delta u) < 1.2$ の地盤は液状化の恐れのある地盤として検討を行う。
 (注2) 上記(注1)以外の地盤は液状化の恐れのない地盤として検討を行う。

図-6 新しい耐震設計フロー (案)



(注1) Δu法によるすべり安全率が $F_s(\Delta u) < 1.2$ の地盤は液状化の恐れのある地盤として検討を行う。
 (注2) 上記(注1)以外の地盤は液状化の恐れのない地盤として検討を行う。

図-7 現行設計フロー

3. 耐震性能規定(高規格堤防を対象にして)

3-1 各種構造物におけるレベル2対応

表-5には、各種土構造物に対する地震動規模(レベル1・レベル2)に伴う評価手法と評価規定を簡単に示している。基本的には、レベル1地震動相当では円弧すべり計算による安全率評価を、レベル2地震動相当では変形解析による変形量評価を行っており、対象とする構造物の重要度に応じて二段階設計を採用しているケースも多く見受けられる。例えば、構造的観点からのフィルダムの照査規定の考え方においては、「変形に伴う沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほどに小さく、かつ地震後において浸透破壊を生じるおそれがない場合には、ダムの貯水機能は維持されるとしてよく、かつ修復可能な範囲にとどまる場合には、

所定の耐震性能は確保されるとしてよい⁵⁾」と記載されており、実際に、レベル2地震動対応における耐震性能を満足するための具体的な許容変形量を明確に示されていないのがほとんどである。

表-5 各種土構造物の耐震設計手法

種類	震動規模	評価手法	評価規定
鉄道盛土 ¹⁾	レベル1	円弧すべり法	安全率
	レベル2	変形解析(Newmark法)	変形量
道路盛土 ²⁾	レベル1	円弧すべり法	安全率
一般堤防(土堤) ³⁾	レベル1	円弧すべり法	安全率・変形量
高規格堤防 ⁴⁾	レベル1	円弧すべり法・変形解析	安全率・変形量
ダム(国土交通省) ⁵⁾	レベル2	変形解析	変形量
ダム(農林水産省) ⁶⁾	レベル1	円弧すべり法・変形解析	安全率・変形量

3-2 高規格堤防に求められる耐震性能

高規格堤防は、一般堤防の後背地側(堤内地側)に盛土することで、通常の土地利用が供せられる河川空間(高規格堤防特別区域)を伴っている構造であり(図-8を参照)、同時に、耐浸透機能や耐越水機能を持たせた超過洪水対策のための堤防である。また、堤防本来が持つ治水機能に加えて、後背地側では宅地の機能も併せて持たせておく必要があるため、一定程度の宅地造成地盤としての機能等を確保するために、軟弱地盤では地盤改良による耐震対策を行っている。現行マニュアルでの耐震性評価はレベル1地震動を対象としており、所定の設計水平震度(0.18)による安全率(1.2)等を確保した基での耐震対策断面に対して、所定の許容変位量(河川堤防部:50cm、高規格堤防特別区域:20cm)を評価できる(動的)変形解析でダブルチェックを行っている。

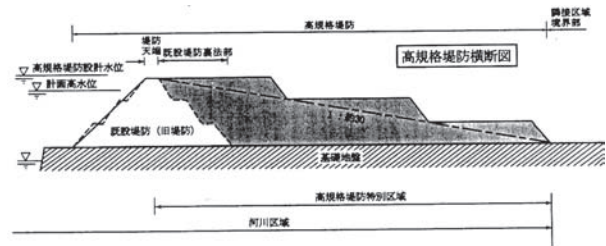


図-8 高規格堤防横断面

3-3 レベル2地震動対応での解析結果

図-9に高規格堤防の標準断面モデルによる計算事例を、それぞれの地震動レベルにおける地盤改良幅に対する地表面変位量の関係で示す。液状化層厚は高規格堤防整備区間となる6河川の地質調査データを基に10mとしている。また、液状化強度を示す $R_{1,20}$ は淀川、江戸川、荒川での液状化試験結果を整理した基での下

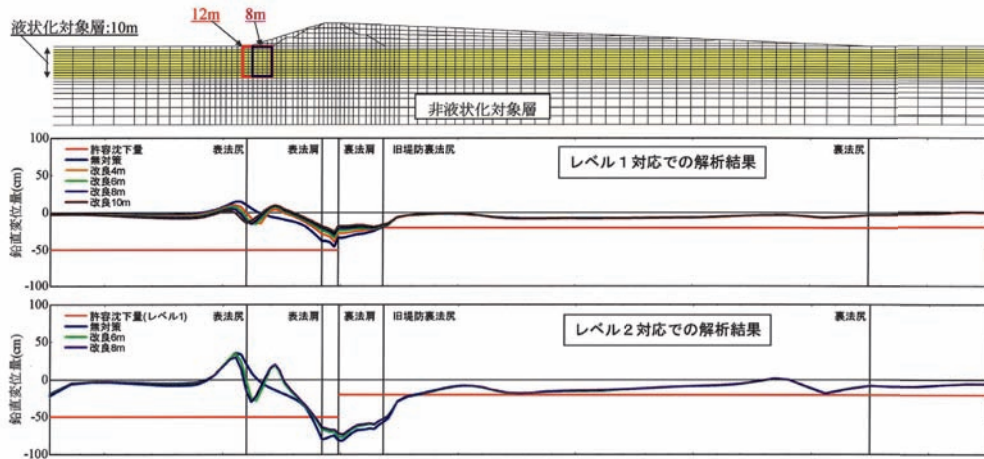


図-9 動的変形解析結果

限值 (0.16) を採用しており、堤防断面形状は兵庫県南部地震において甚大な被害を受けた淀川・西島地区を参考としている。

レベル1地震動(八戸波:150gal)において現行マニュアル(安全率評価)で試算した地盤改良幅は12mで、所定の許容変位量(20cm)を満足させるための地盤改良幅は8mとなる。また、レベル2地震動においては長周期が比較的卓越し、なお且つ加速度が大きいいため液状化層全体で完全液状化に達しており、許容変位量を満足できない。また、堤防表法尻部に設置する一般的な耐震対策位置では改良幅によらずほとんど効果がないことも分かる。

そのため、今後の高規格堤防は堤防としての治水機能と宅地を代表とするような通常の土地利用の観点の両方を考慮することと、変形量評価による性能設計の流れを勘案しての新しい耐震性能規定の考え方を示す必要がある。

4. まとめ

本報告では、レベル2地震動対応による高規格堤防の実際の性能設計に対応すべく動的変形解析による評価を行った結果、レベル2地震動においては現行マニュアルに定められている許容変位量では通常の耐震対策規模では対応できない結果となった。今後は、実際の設計断面に対応させた試行検討を行い、レベル2地震動対応での性能規定を設定していきたいと考えている。

<参考文献>

- 1) 鉄道総合技術研究所(1999): 鉄道構造物等設計標準・同解説
- 2) 日本道路協会(1999): のり面工・斜面安定工指針(道路土工)

- 3) 日本河川協会(1997): 建設省河川砂防技術基準(案)設計編
- 4) リバーフロント整備センター(2000): 高規格堤防盛土設計・施工マニュアル
- 5) 国土交通省河川局(2005): 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説
- 6) 農林水産省農村振興局(2003): 土地改良事業計画設計基準・設計・ダム・技術書【フィルダム編】
- 7) 都市基盤整備公団(2003): 宅地耐震設計マニュアル(案)
- 8) 国土交通省河川局(2007): 河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説
- 9) 国土技術研究センター(2002): 河川堤防の地震時変形量の解析手法
- 10) 土木研究所耐震研究グループ(2003): 平成15年度堤防の動的遠心載荷実験業務・報告書
- 11) 日本建築学会(2001): 建築基礎構造設計指針
- 12) リバーフロント整備センター(2006): 平成17年度高規格堤防整備方策検討業務・報告書
- 13) 日本道路協会(2002): 道路橋示方書・同解説V耐震設計編
- 14) 芦屋市家屋被害判定検討委員会(2006): 芦屋市家屋被害判定検討委員会報告書
- 15) 日本建築防災協会(2003): 震災建築物の被害度区分判定基準および復旧技術指針
- 16) 東京都(1997): 東京における直下地震の被害想定に関する調査報告書(被害想定手法編)
- 17) 被害宅地危険度判定連絡協議会(1997): 被災宅地の調査・危険度判定マニュアル
- 18) 田治米辰雄・望月利男・松田磐余会(1977): 地盤と震害-地域防災研究からのアプローチ