

土木構造物の経済的な耐震補強技術に関する研究

松尾修¹⁾、常田賢一²⁾、運上茂樹³⁾、小林 寛⁴⁾、杉田秀樹⁵⁾、田村敬一⁶⁾、
佐々木哲也⁷⁾、高橋章浩⁸⁾、石原雅規⁹⁾、谷本俊輔¹⁰⁾

Research on Economical Seismic Retrofit Technologies for Civil Infrastructures

Osamu MATSUO, Ken-ichi TOKIDA, Shigeki UNJOH, Hiroshi KOBAYASHI, Hideki SUGITA, Keiichi TAMURA, Tetsuya SASAKI, Akihiro TAKAHASHI, Masanori ISHIHARA and Shunsuke TANIMOTO

要旨

各種の土木構造物の耐震補強を実施する場合、施工の困難な橋梁基礎の補強、液状化に対する堤防の大規模な地盤改良等、現在の技術水準ではコスト面で実施上の制約が大きいため、その対処方法として構造物の全体系としての耐震性あるいは地震時変形性能を考慮することにより、合理的かつ経済的な耐震対策補強技術を開発することが必要である。本研究では、既設の橋梁、土工構造物（河川堤防・道路盛土）および下水道施設を対象として、耐震補強技術（設計法および施工法）の開発を行った。なお、本研究は土木研究所の重点プロジェクト研究の一つとして実施したものである。

キーワード：耐震補強、耐震診断、経済性、橋梁、土工構造物、下水道管渠

Synopsis

Seismic retrofitting of existing civil infrastructures is often very costly due to construction of false works or use of special construction equipments. In addition, use of insufficient seismic assessment method may unnecessarily increase the amount of structures to be retrofitted. The research project aims at developing more reasonable seismic assessment methodologies and more cost-effective seismic retrofitting technologies, thus reducing the total cost of seismic strengthening of existing infrastructures. The objective structures in this research project include road bridges, earth embankments and sewage collecting underground pipes.

Key Words: seismic retrofitting, seismic assessment, cost-effectiveness, bridge, earth embankment, sewage pipe

- 1) 前独立行政法人 土木研究所 耐震研究グループ長（現 (財)先端建設技術センター)
- 2) 元独立行政法人 土木研究所 耐震研究グループ長（現 大阪大学大学院 教授）
- 3) 元独立行政法人 土木研究所 耐震研究グループ振動チーム上席研究員（現 国土技術政策総合研究所地震災害研究官）
- 4) 前独立行政法人 土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム主任研究員（現 阪神高速道路株式会社）
- 5) 独立行政法人 土木研究所 材料地盤研究グループ 特命上席研究員
- 6) 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 耐震総括研究監
- 7) 独立行政法人 土木研究所 材料地盤研究グループ 土質・振動チーム 上席研究員
- 8) 前独立行政法人 土木研究所 耐震研究グループ振動チーム主任研究員（現 東京工業大学 准教授）
- 9) 前独立行政法人 土木研究所 耐震研究グループ振動チーム研究員（現 国土交通省四国地方整備局）
- 10) 独立行政法人 土木研究所 材料地盤研究グループ 土質・振動チーム 研究員

土木構造物の経済的な耐震補強技術に関する研究

目 次

1. 序論
 1. 1 研究の背景と目的
 1. 2 研究の範囲と達成目標
2. 構造全体系を考慮した既設橋梁の耐震性能の評価法および耐震補強法の開発
 2. 1 はじめに
 2. 2 橋梁の全体構造系を考慮した耐震性能評価法
 2. 3 橋梁の耐震性能照査に用いる信頼性設計式の開発
 2. 4 全体構造系を評価した一般橋の耐震補強手法の開発
 2. 5 全体構造系を評価した中長大橋の耐震補強手法
 2. 6 まとめ
3. 簡易変形予測手法に基づく堤防の液状化対策としての地盤改良工法の設計技術の開発
 3. 1 はじめに
 3. 2 一般堤防の沈下量予測手法
 3. 3 高規格堤防の変形量予測手法
 3. 4 まとめ
4. 地震時変形性能を考慮した道路盛土の経済的な耐震対策補強技術の開発
 4. 1 はじめに
 4. 2 液状化地盤上の道路盛土の変形メカニズムの解明
 4. 3 盛土本体および盛土直下基礎地盤の耐震対策の組み合わせによる耐震対策工の効果に関する検討
 4. 4 盛土沈下予測手法および耐震対策工の設計法
 4. 5 まとめ
5. 地震時変形性能を考慮した下水道施設の経済的な耐震対策補強技術の開発
 5. 1 はじめに
 5. 2 下水道施設の浮上がり変形量を考慮した液状化対策工の設計法に関する検討
 5. 3 不同沈下予測手法の検討
 5. 4 下水道管路施設の被害要因に関する検討
 5. 5 下水道管路施設の液状化被害の可能性の判定手法に関する検討
 5. 6 下水道管路施設の液状化対策に関する検討
 5. 7 まとめ
6. 結論
 6. 1 研究の成果
 6. 2 成果の社会への還元

1. 序論

1.1 研究の背景と目的

1995 年兵庫県南部地震において壊滅的な災害を受けたことを契機として、各種の社会基盤施設の耐震設計の見直し、および既設の施設の耐震補強事業が精力的に進められてきている。既設構造物の耐震補強については、そのストックがきわめて膨大であることから、事業の継続的かつ効率的な推進のためには、補強の達成目標および戦略を明確にすること、および、合理的かつ経済的な耐震補強技術が求められる。

このような背景から、本研究では既設構造物に対するより経済的な耐震補強技術の開発・改良を行うこととした。

1.2 研究の範囲と達成目標

本重点プロジェクト研究では、異なる構造特性、耐震性能を代表する橋梁、土工構造物（堤防・道路盛土）および下水道施設を対象として、新たな評価の視点として地震時の全体系としての耐震性あるいは変形性能に着目して、施工の困難な部位に対する全体系としての耐震補強あるいはコスト高な部位の耐震補強の低コスト化を図ることを目的として、合理的かつ経済的な耐震補強技術（設計法および施工法）の開発を行った。これらの研究の範囲において、以下の達成目標を設定した。

- ① 構造全体系を考慮した既設橋梁の耐震性能の評価法および耐震補強法の開発
- ② 簡易変形予測手法に基づく堤防の液状化対策としての地盤改良工法の設計技術の開発
- ③ 地震時変形性能を考慮した道路盛土の経済的な耐震対策補強技術の開発
- ④ 地震時変形性能を考慮した下水道施設の経済的な耐震対策補強技術の開発

2. 構造全体系を考慮した既設橋梁の耐震性能の評価法および耐震補強法の開発

2.1 はじめに

兵庫県南部地震以後、一般規模の既設橋梁の耐震補強対策は順次進みつつある。その一方で、河川を横断する橋梁など施工条件の厳しい橋梁や、中長大橋においては、従来型の耐震補強法を適用するとその耐震補強対策に多額の費用を必要とするといった課題が上っており、従来型の耐震補強法に比べてより効果的、経済的な耐震補強技術の開発が求められている。

国土交通省では平成 17 年度より 19 年度にかけて「緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム」を実施す

ることとされ、長大橋や特殊橋を含むとともに、昭和 55 年道路橋示方書より前の基準が適用された段落しを有する単柱鉄筋コンクリート橋脚など耐震性が相対的に低いと考えられる橋梁について、限定的かつ重点的に即効性のある耐震補強が実施されつつあるところである。

このような背景のもとで、本研究では、従来のように橋梁の各部材毎の耐震性能を評価するのではなく、橋全体系としての耐震性能を評価することによって、効果的かつ経済的に耐震性能を向上させる耐震補強技術の開発を目的として研究を行ったものである。本研究では平成 14～17 年度にかけて以下の検討を行った。

1) 橋梁の全体構造系を考慮した耐震性能評価法の開発

- ・河川橋等で両端に橋台を有する橋梁を対象に橋台と背面地盤の抵抗特性の評価方法とともにこれを考慮した橋全体系の耐震性能の評価法を検討した。
- ・せん断力の影響が支配的となる壁式橋脚面内方向を対象に、せん断支間比の効果を考慮したせん断耐力評価法を検討した。

2) 橋梁の耐震性能照査に用いる信頼性設計式の開発

- ・既往の震災兵庫県南部地震により実際に被災した RC 橋脚及び支承部を対象に、その損傷度と橋脚の曲げ耐力、最大地盤加速度との関係を検討した。
- ・既往の震災データに基づき、大地震発生時に現地の地震計情報と各橋梁の基本的情報をもとに被災度を簡便に推定する手法を検討した。

3) 全体構造系を評価した一般橋の耐震補強手法の開発

- ・河川橋で水中にある橋脚の補強対策が困難な場合などに、各橋脚の補強を不要とする橋全体としての耐震補強工法として、免震工法、地震力分散工法、変位拘束工法を検討した。

4) 全体構造系を評価した中長大橋の耐震補強手法の開発

- ・中長大橋に関する耐震補強工法の事例調査を行うとともに、中長大橋の耐震性の評価方法と耐震補強工法を検討した。

2.2 橋梁の全体構造系を考慮した耐震性能評価法

2.2.1 全体構造系の耐震性能評価

1) 力学モデル

橋台の拘束を含む橋梁全体の挙動を検討するため、図-2.1 に示すような橋梁全体系の非線形解析モデルを検討した。橋台及び橋脚の詳細を図-2.2 に示す。

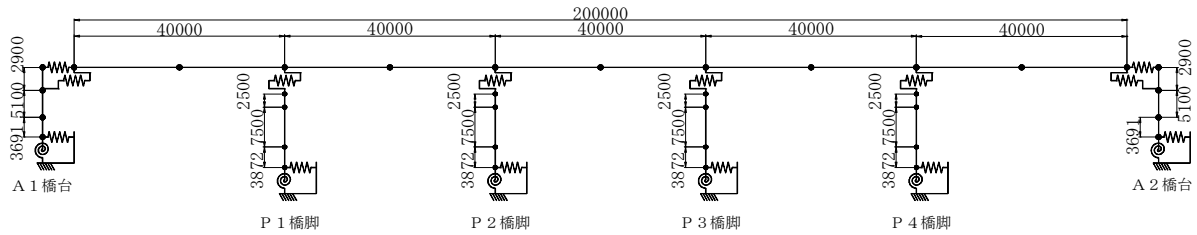


図-2.1 橋梁全体系モデル

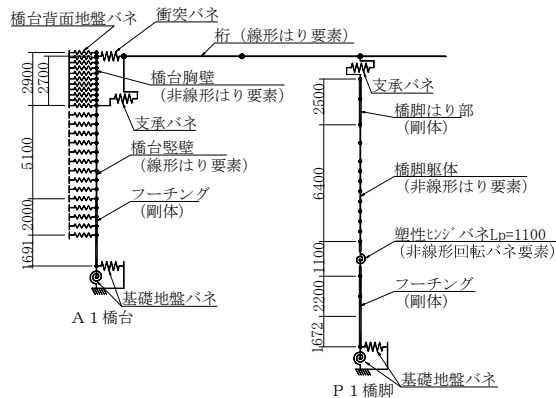


図-2.2 全体系モデル詳細

橋台背面には地盤バネを考慮し、これが橋台の拘束効果を表わすモデルである。このバネは押し込み側にはみ抵抗するものとし、橋台と背面土が剥離する方向には抵抗しないものとした。

さらに、桁衝突時の挙動をより簡便なモデルで表現するための検討も同時に行った。橋梁全体を一質点系の橋梁モデルとし、非線形骨組構造の橋台や、バイリニアの地盤バネにモデル化した背面土を組み合わせた図-2.3に示す簡便な3モデルを検討した。全体系との比較の結果、いずれのモデルでも応答特性に大差はないことを確認し橋台部の影響を考慮した橋梁の挙動を、1 質点系モデルのうち最も簡便なモデル2で表現できることがわかった。

2) 背面土の抵抗特性の評価法

橋台及び背面土による上部構造の変位拘束効果を評価する上では、橋台背面土の抵抗特性を適切に評価することが必要とされる。橋桁が橋台に衝突する際には橋台背面土が受働抵抗となると考えられるが、こうした橋台の抵抗特性に関する大規模な実証実験データは少なく、米国カリフォルニア州交通局 (CALTRANS) により実施された橋台の載荷実験²⁾が唯一の大型実験と考えられる。

このため、本研究では、橋台背面土の抵抗特性を一般的に仮定される場合の多い受働土圧相当と評価することが妥当かどうかを CALTRANS による実験結果をもとに検証した。

その結果、道路公団設計要領第二集³⁾の参考値や Caltrans による実大橋台による水平載荷実験結果を比較した結果、橋台背面土の地盤反力係数および橋台背面土バネ反力の上限値の算出に道路橋示方書IV下部工編⁴⁾に示されるケーソン基礎の式を適用できることがわかり、上記の提案モデルでは、この式を適用することとした。

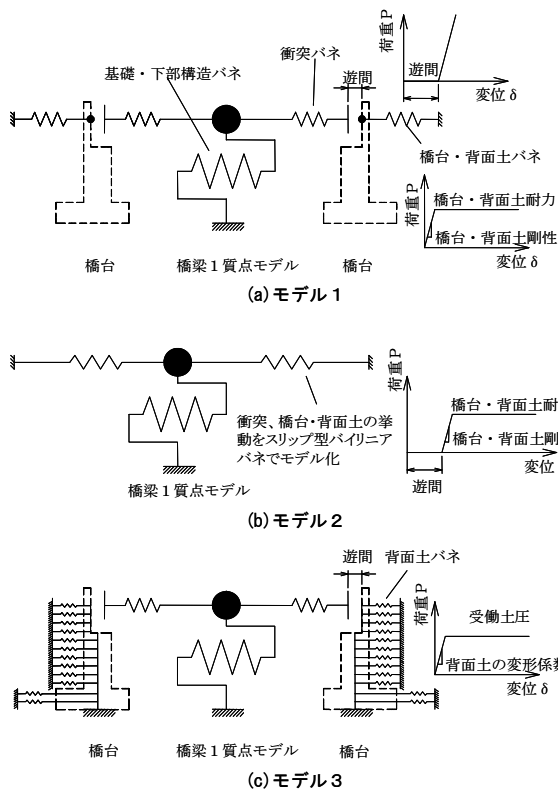


図-2.3 1 質点系解析モデル

3) 橋台パラペット耐力及び剛性の影響

地震時に上部構造が両端の橋台に衝突する場合、橋台パラペット耐力及び剛性、或いは桁遊間の橋梁全体系応答に及ぼす影響を検討するため、簡便なモデル2を用いてパラメトリック解析を実施した。

橋台パラペット耐力及び剛性の影響を検討するため、パラペットに衝突しない(上部構造の変位を拘束しない)ケース、パラペットと背面土のみで抵抗するケース、ウイングの抵抗を考慮したケースおよびパラペットが降伏しないケースの4ケースについて解析を実施した。

橋台パラペットの抵抗と着目橋脚の応答塑性率の関係を図-2.4に示す。パラペットが衝突しないケースからパラペットが降伏しないケースまで、パラペットの抵抗が増すに従って最大応答塑性率は低減する。これより、パラペットを補強して十分な耐力を持たせたり、あるいは橋台躯体部での変位拘束を図ることにより上部構造の応答変位を抑えて橋脚の応答塑性率を制御することが可能になることがわかる。実橋梁の場合、この応答変位が着目する固定橋脚の許容塑性率相当以下にできれば、橋脚の耐震補強は不要になることとなる。

また、図-2.4より2径間連続橋程度の小規模橋梁は、橋台ウイングの抵抗を考慮すれば現状でも耐震性能を満足するケースが多いことがわかる。逆に、径間数の多い橋梁においては橋台部の補強のみでは対応が難しく、桁遊間を調整するなどのさらに変位を拘束するための対応が必要となることがわかる。

4) 桁遊間の影響

桁遊間が橋梁全体の応答に及ぼす影響を検討するための解析検討を行った。ここでは桁遊間を標準値の0倍、0.5倍、1倍、1.5倍、2倍及び ∞ (衝突しないケース)まで6通りに変化させた。

桁遊間と着目橋脚の許容塑性率の関係を図-2.5に示す。これより橋台を適切に補強した上で遊間を小さくすることにより、着目橋脚の許容塑性率以下の応答に抑えることが可能であることがわかる。この場合、最も応答の大きくなるⅢ種地盤においても大規模橋梁で道路橋示方書Ⅰ共通編⁹⁾による算定値の1/4程度、中規模橋梁で同じく1/2程度まで遊間を小さくすれば耐震性能が満足できる結果が得られた。

5) 橋台拘束効果の適用性

以上の検討結果によれば、橋台による変形拘束構造がより適した橋梁の特徴として以下の条件が挙げられる。

- ・両端が橋台構造で、上部構造が一連のけたからなる、

あるいは、連結化が可能な構造

- ・遊間が狭い、あるいは、調整が容易
- ・橋台部の耐力が高い
- ・上部構造の重量が小さい(径間数が少ない)

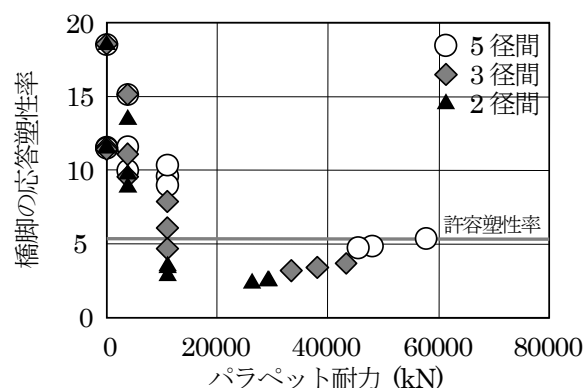


図-2.4 パラペットの抵抗と橋脚応答塑性率の関係
(Ⅲ種地盤タイプⅡ)

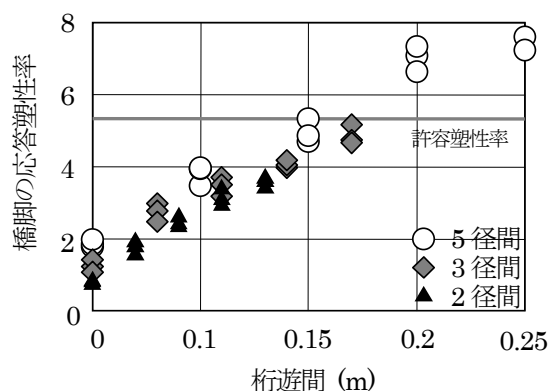


図-2.5 桁遊間と橋脚応答塑性率の関係
(Ⅲ種地盤タイプⅡ)

2.2.2 壁式橋脚のせん断耐力評価方法

1) せん断スパン比の小さい柱を用いた繰返し載荷実験

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編⁹⁾では繰返し荷重を受けるディープビーム部材のせん断耐力については十分なデータがないため、せん断スパン比が小さいものでも通常の柱部材として扱うこととされている。そこで、せん断支間比が小さい壁式橋脚が、面内方向に交番載荷を受ける場合のせん断耐力におけるディープビームの効果および正負交番載荷の影響を明らかにすることを目的に写真・1に示す供試体を用いて載荷実験を実施した⁹⁾。

せん断破壊型とするために断面はせん断強度が曲げ強度の半分程度になるように設計した。柱基部から載荷中心ま

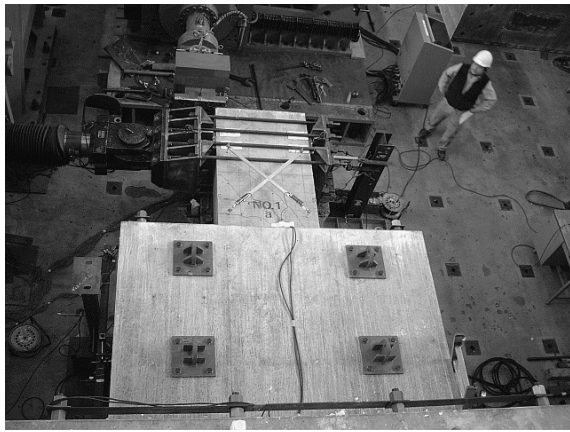


写真-2.1 実験状況

では1.2m、柱断面寸法は0.9m×0.4mとして短辺を載荷面とした。ここで有効高は0.8m、せん断スパン比は1.5である。鉄筋はSD295材を用い、引張鉄筋比約1%、せん断補強筋比約0.4%とし、それぞれ呼び径D22、D10を配置した。

供試体は2体製作し、交番載荷の影響を検討する目的で一方は正方向のみの繰返し載荷、もう一方は正負交番載荷で載荷した。ここでは前者を供試体No1、後者を供試体No2と呼ぶ。

載荷方法としては三角波の3回繰返しとし、変位制御で行い、計測については荷重および鉄筋ひずみ、変位をリアルタイムに測定した。

図-2.6に両供試体の荷重-水平変位関係を示す。両図から正負交番載荷の場合には一方向載荷の場合より若干変形の進展が早くなることが認められるが、最大荷重についてはほぼ同じ値となることが分かる。

図-2.7に両供試体の曲げ降伏時および最大耐力時における帯鉄筋ひずみの状況を示す。図中の★印は主鉄筋降伏時において帯鉄筋ひずみが降伏を超えた位置、●印が

最大耐力時において帯鉄筋ひずみが降伏を超えた位置を示す。図よりNo2供試体の方が主鉄筋降伏時、最大耐力時とも広い範囲で帯鉄筋が降伏していることがわかる。正負交番載荷をした場合には片方向載荷時に比べてせん断破壊が進展し、よりせん断挙動が顕著となるものの、最大耐力および最大耐力時の水平変位には大きく影響を及ぼしていないことがわかった。

今回の供試体について道路橋示方書V編に基づいて曲げ耐力及びせん断耐力を算定した結果を表-2.1に示す。

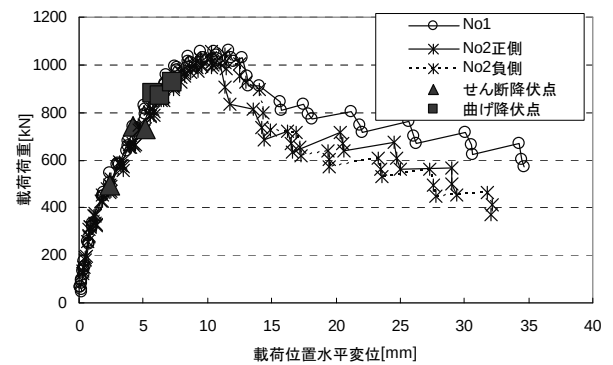


図-2.6 載荷位置における水平変位量の比較

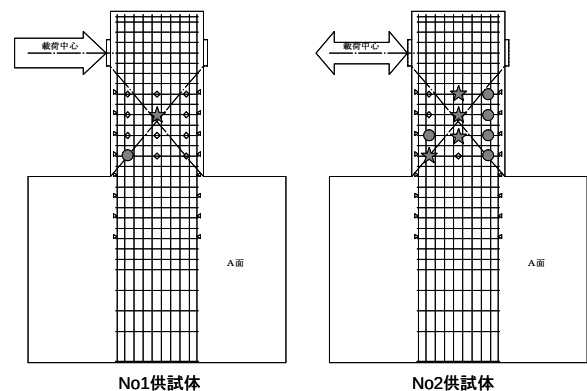


図-2.7 帯鉄筋降伏位置の比較

表-2.1 道路橋示方書のせん断耐力算定式との比較

計算手法等	耐力・荷重	供試体No1		供試体No2	
		タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
道路橋示方書V編	初降伏耐力(P_{yo})[kN]	803		809	
	降伏耐力(P_y)[kN]	1062	1064	1067	1071
	せん断耐力(P_s)×1.3 [kN]	621.4 (せん断先行)	668.2 (せん断先行)	625.3 (せん断先行)	673.4 (せん断先行)
	" (P_{so})×1.3 [kN]	715		721.5	
道路橋示方書IV編	せん断耐力(P_s) ×1.3[kN]	639.6 (せん断先行)	757.9 (せん断先行)	650 (せん断先行)	770.9 (せん断先行)
	" (P_{so}) ×1.3[kN]	874.9		891.8	
道路橋示方書IV編 (斜引張筋の低減係数非考慮)	せん断耐力(P_s) ×1.3[kN]	832 (せん断先行)	950.3 (せん断先行)	842.4 (せん断先行)	963.3 (せん断先行)
	" (P_{so}) ×1.3[kN]	1067.3		1084.2	
実験値	載荷方向	正側		正側	負側
	帯鉄筋降伏時[kN]	743		-747	
	主鉄筋降伏時[kN]	881		868	-928
	最大耐力時[kN]	1060		1029	-1056

表には後述する道路橋示方書Ⅳ編によるせん断耐力算定結果及び実験値も示している。なお、耐力算定には材料の実強度を用いた。また、道路橋示方書のせん断耐力算定式は実験式をもとに安全率が考慮された式であるため、今回の実験結果と比較するため、算定値に1.3を乗じた値を用いた。その結果、初降伏荷重計算値 P_{o0} と実験における主鉄筋降伏時荷重、降伏荷重計算値 P_y と実験時最大荷重は良く一致しているものの、せん断破壊荷重計算値 P_s については実験時帯鉄筋降伏時荷重に比べて低めに算定される傾向があることが分かる。これは、今回の供試体は実際はディープビームの効果が発揮されているが、これを設計式では考慮されていないことが一因として考えられる。そこでせん断スパン比の影響を考慮した道路橋示方書Ⅳ編に基づきせん断耐力を算出した。その結果道路橋示方書Ⅴ編に比べて大きくせん断耐力を算定し、実験における帯鉄筋降伏時荷重に近付く結果となった。

実験では、図-2.7に示したように、供試体の主鉄筋降伏時、最大耐力時とも帯鉄筋は降伏に至っており、せん断補強鉄筋としての機能は果たしていると考えられるため、道路橋示方書Ⅳ編に示される斜引張鉄筋の低減係数を考慮せずにせん断耐力を算定したところ、最大耐力時荷重に近い値となった。

以上からせん断支間比 1.5 程度の RC 壁式橋脚の面内方向については、正負交番繰返し荷重を受ける場合においても、塑性変形が大きく進展しない範囲においてはコンクリートの負担するせん断耐力の算定の際にはせん断スパン比の影響を考慮することが可能であること、帯鉄筋についてもせん断補強効果が発揮されることが明らか

となった。

2) FEMによる解析

この実験供試体をもとに、非線形 FEM 解析による解析を行った。解析モデルを図-2.8 に示す。解析は静的な荷重漸増解析とした。解析ケースはせん断スパン比を 1.0、1.5、2.5 の3通りとし、帯鉄筋の鉄筋量を 0.36%、0.18%、0.12%の3通りとした。

各解析ケースにおける水平荷重作用位置の水平荷重と変位の関係を図-2.9 に示す。実験供試体を再現したせん断スパン比 1.5、帯鉄筋比 0.36%のモデルでは、最大耐力が 1060kN であり、実験結果とよく一致した。帯鉄筋降伏時のせん断耐力は解析結果では 904kN であり、実験結果の 743kN より 22%程大きい値となった。FEM 解析結果、実験結果および道路橋示方書Ⅳ下部構造編による計算値について壁式橋脚のせん断耐力とせん断スパン比の関係を図-2.10 に示す。FEM 解析、道路橋示方書Ⅳ下部構造編による計算値ともにせん断スパン比が小さくなるに従って耐力が高くなる傾向を示しており、ディープビームの効果が発揮されていることがわかる。

このように、FEM 結果からも先の実験結果と同様にディープビームの効果を考慮した道路橋示方書Ⅳ下部構造編に示されたせん断耐力照査式が、背の低い壁式橋脚における面内方向のせん断耐力の評価にも適用できることが分かった。ただし、その適用範囲としては、橋脚は弾性応答であること、つまり応答塑性率 $\mu_r \leq 1.0$ が望ましいと考えられるが、実験結果によれば、 $\mu_r = 1.5$ 程度までは見込むことができると判断できる。

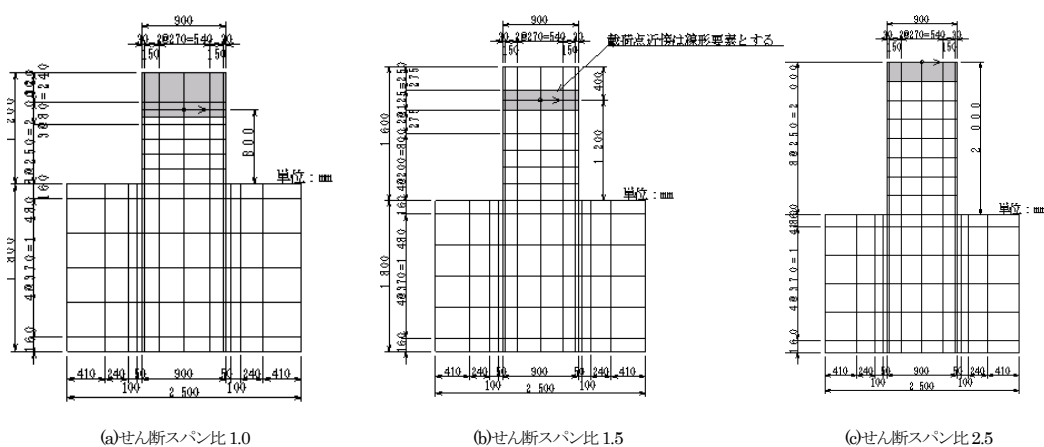


図-2.8 非線形 FEM モデル

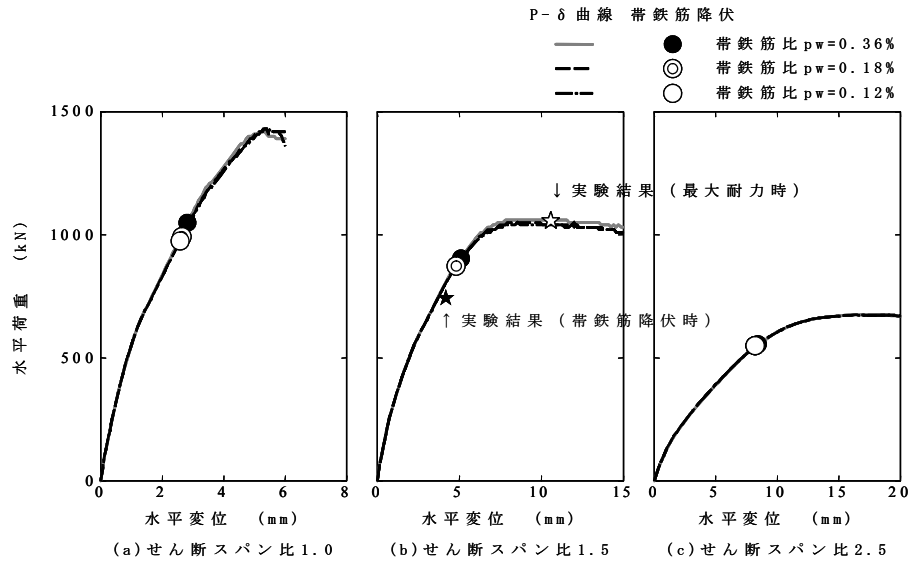


図-2.9 FEMによる荷重-変位関係

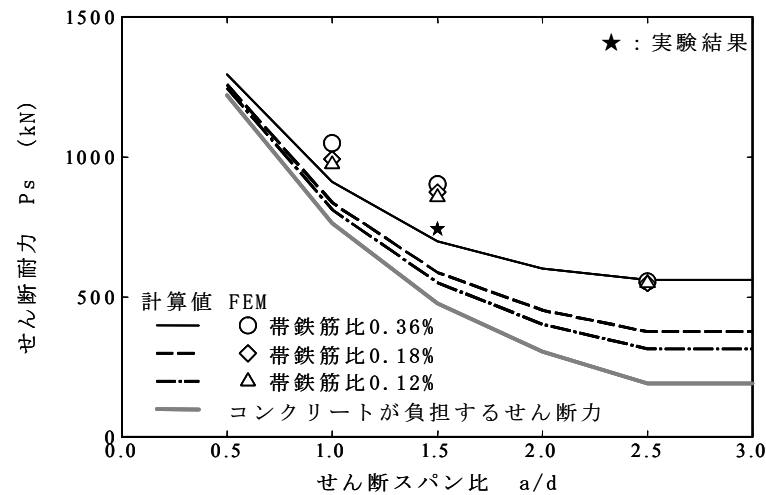


図-2.10 せん断スパン比とせん断耐力

2.3 橋梁の耐震性能照査に用いる信頼性設計式の開発

2.3.1 被災分析と被災推定

大地震発生直後においては、道路ネットワークの確保は避難や救助救援活動、緊急復旧活動において最重要課題とされている。道路ネットワークを構成する施設の中でも、被災時の復旧が容易ではない道路橋の被災度把握は最も重要な情報の1つである。しかしながら、現状では被災した橋梁の使用可否を的確に判断するためには専門家の目視判定によらざるを得ないところがあるため、被災が少しでもあれば一旦通行を制限し、その使用可否

の判定後に道路啓開を行うのが一般的である。このため、大規模地震により広い地域で被災が多発した場合には、道路啓開に多大な時間を要することになる。大規模地震後の緊急道路ネットワークを早期に確立するためには、地震後直ちに被災が想定される橋梁を特定し、効率的な点検が実施できるようにする技術が有効と考えられる。

このような背景から、既往の震災データに基づき、大地震発生時に現地の地震計情報と各橋梁の基本的な諸元情報をもとに被災度を簡便に推定する手法について検討を行った。

提案手法⁷⁾は、地震直後に入手できる情報として地震計からの情報をもとに橋梁の被災度を推定する手法である。図-2.11に提案手法の全体構成を示す。構造的な被災度を判定する被災度評価と走行性を判定する評価から構成し、それぞれチェックシートを用いて、構造特性に応じてより詳細な被災度推定を行う流れである。本手法では、特に大被害の抽出をポイントとした。

A：大被害…耐荷力の低下に著しい影響のある損傷を生じており、落橋等致命的な被害の可能性がある場合

B：中被害…耐荷力の低下に影響のある損傷であり、余震や活荷重等による被害の進行がなければ当面の利用が可能な場合

C：小被害…短期間には耐荷力の低下に影響のない場合

```

graph LR
    A[橋梁点検手続] --> B[構造物被災度判定]
    A --> C[走行性判定]
    B --> D[単純橋チェックシート  
1. 端部支承、落橋防止  
橋台、基礎]
    B --> E[複数径間橋チェックシート  
1. RC橋脚  
2. 鋼製橋脚  
3. 支承、落橋防止  
4. 橋台、基礎  
5. 橋脚基礎側方流動]
    B --> F[ラーメン橋チェックシート  
1. RC橋脚  
2. 鋼製橋脚  
3. 端部支承、落橋防止  
橋台、基礎]
    D --> G[・ 支承損傷度判定表]
    E --> H[・ RC橋脚損傷度判定表1~4  
・ 鋼製橋脚損傷度判定表1~3  
・ 支承損傷度判定表]
    F --> I[・ RC橋脚損傷度判定表1~2  
・ 鋼製橋脚損傷度判定表1~3  
・ 支承損傷度判定表]
    C --> J[橋台背面土チェックシート]
    C --> K[・ 支承走行性判定表]
  
```

The flowchart illustrates the bridge inspection procedures, starting from the main title '橋梁点検手続' (Bridge Inspection Procedures). It branches into two main categories: '構造物被災度判定' (Structural Damage Assessment) and '走行性判定' (Operability Assessment). Under '構造物被災度判定', there are three types of bridge check sheets: '単純橋チェックシート' (Simple Bridge Check Sheet), '複数径間橋チェックシート' (Multiple Span Bridge Check Sheet), and 'ラーメン橋チェックシート' (Rigid Frame Bridge Check Sheet). Each check sheet leads to specific assessment tables: '単純橋' leads to '支承損傷度判定表' (Support Damage Assessment Table); '複数径間橋' leads to 'RC橋脚損傷度判定表1~4', '鋼製橋脚損傷度判定表1~3', and '支承損傷度判定表'; 'ラーメン橋' leads to 'RC橋脚損傷度判定表1~2', '鋼製橋脚損傷度判定表1~3', and '支承損傷度判定表'. Under '走行性判定', there are two items: '橋台背面土チェックシート' (Abutment Backfill Check Sheet) and '支承走行性判定表' (Support Operability Assessment Table).

```

graph TD
    START([START]) --> D1{震度5弱以上か?}
    D1 -- Yes --> B1[被災度C]
    D1 -- No --> D2{震度7か?}
    D2 -- Yes --> D3{複数径間橋か?}
    D2 -- No --> D4{H8道示以降か?}
    D4 -- Yes --> B2[被災度B]
    D4 -- No --> D5{橋梁形式は?}
    D3 -- Yes --> D6{ラーメン構造か?}
    D3 -- No --> D5
    D6 -- Yes --> B3[被災度C]
    D6 -- No --> C1[チェックシートA  
A1 端部支・落橋防止  
A2 橋台基礎  
走行性判定]
    D5 -- 桁橋形式以外の特殊橋  
吊橋  
斜張橋(エクストラードード橋)  
トラス橋  
上路、中路アーチ橋 --> D7{震度6強か?}
    D5 -- 桁橋形式 --> C2[チェックシートB  
B1 RC橋脚  
B2 鋼製橋脚  
B3 支・落橋防止  
B4 橋台基礎  
B5 側方流動  
走行性判定シート]
    D5 -- ラーメン形式 --> D8{方柱・ノ・斜えラーメンか?}
    D8 -- Yes --> B4[被災度C]
    D8 -- No --> C3[チェックシートC  
C1 RC橋脚  
C2 鋼製橋脚  
C3 端部支・落橋防止  
C4 橋台基礎]
    D7 -- Yes --> B2
    D7 -- No --> B3
  
```

The flowchart determines the disaster level (被災度) based on seismic intensity (震度) and bridge type (橋梁形式). The process starts with 'START' and proceeds through decision diamonds. If seismic intensity is 5 or above, it leads to 'Disaster Level C' (被災度C). If intensity is 7, it checks if it's a multi-span bridge. If so, it checks for a Rafter structure; if present, it leads to 'Disaster Level C', otherwise to 'Check Sheet A'. If intensity is not 7, it checks for H8 road signs. If present, it leads to 'Disaster Level B' (被災度B). Otherwise, it determines the bridge type. For special bridge types (e.g., suspension, arch), it checks for intensity 6 or above, leading to 'Disaster Level B' or 'Disaster Level C'. For girder bridges, it leads to 'Check Sheet B' and then to the 'Trafficability Judgment Sheet' (走行性判定シート). For Rafter bridges, it checks for square or inclined rafters; if present, it leads to 'Disaster Level C', otherwise to 'Check Sheet C'.

2.3.3 橋梁形式別の被災特性

橋梁形式としては、まず複数径間か否かで判断を分けることとした。単径間の橋は地震時に振動しにくく構造的に明らかに致命的な被害を受けにくいこと、また落橋等の甚大な被災事例もほとんどないことから、相対的に被害を受けにくいと判断することができる。このため、このような橋については、端部の支承、落橋防止装置および橋台の躯体と基礎を対象に後述するチェックシートを用意した。

複数径間の橋としては、耐震性に差が生じると想定される桁橋形式、ラーメン形式、特殊橋梁(長大橋を含む)に分けて判定するものとした。

長大橋や特殊橋は、一般に道路橋示方書によらず、個別に設計されていると考えられるため、被災度の判定も個別対応が基本と考えられる。ここでは、兵庫県南部地震の際に震度 6 強の地域における長大橋においては、支承や上部構造に損傷が見られた事例もあることから、このような事例に基づいて震度 6 強の範囲に含まれるものは被災度 B とし、震度 6 弱以下については被災度 C と判定することとした。また、桁橋、ラーメン橋については、図-2.12 に示したように、橋脚、支承・落橋防止、基礎について後述するチェックシートにより被災度を判定することとした。

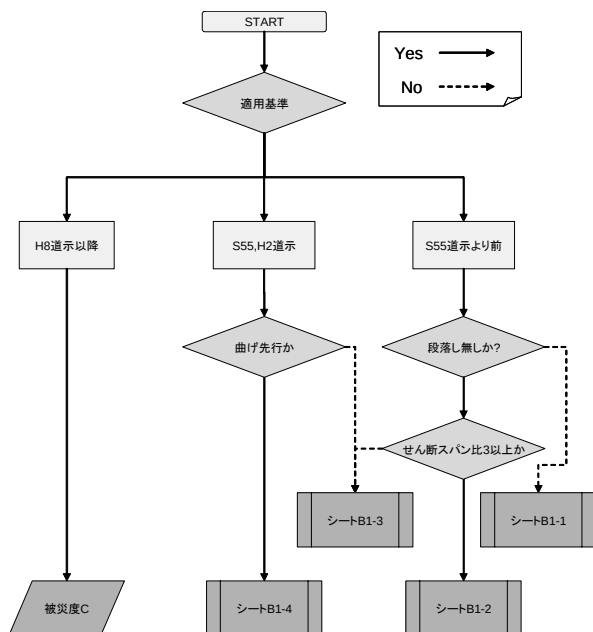


図-2.13 RC 橋脚のチェックシート（複数径間橋）

2.3.4 RC 橋脚の被災度推定

RC橋脚を例として被災度判定用のチェックシートを図-2.13に示す。RC橋脚については、一般に設計基準により耐震性に差があることが知られているため、ここでは、①昭和55年道示より古い基準を適用した橋脚、②昭和55年、平成2年道示を適用した橋脚、③平成8年道示以降の基準を適用した橋脚、の3段階に分類することとした。なお、③のRC橋脚は、兵庫県南部地震による地震力相当を考慮して設計されるので、震度6強以下の地震では軽微な損傷程度以下に留まると考えられるので被災度はCと判定することとした。

また、①、②については過去の被災事例に基づき、さらに次の4種類に分類し、それぞれ当該橋の地点におけるSI値によって被災度を判定することとした。すなわち、i) ①に該当する橋脚で段落しがある橋脚、ii) ①に該当するもののうち段落しが無く、かつ曲げ破壊先行と考えられる橋脚、iii) ①あるいは②に該当する橋脚で段落しが無く、かつせん断破壊先行と考えられる橋脚、iv) ②に該当する橋脚で曲げ破壊先行と考えられる橋脚、である。

なお、判定用の閾値の設定では、阪神高速道路神戸線の昭和55年道示より古い基準で設計されたRC単柱のうち、段落しのある橋脚について、支承条件および損傷パターンごとに被災度とSI値の関係の整理をもとにした。SI値は、地震動の強度を表わす1つの指標で、構造物の被害との相関が高いとされている。地震動と図-2.14は、RC橋脚の被災

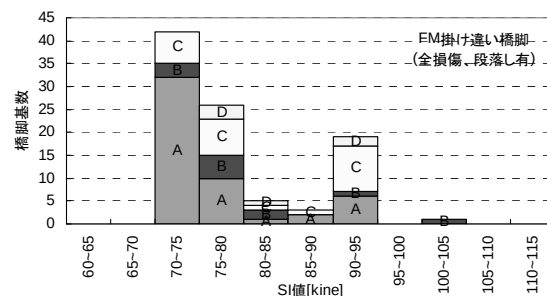


図-2.14 段落し有りの橋脚の損傷度とSI値
(FM 掛け違い橋脚)

度とSI値の関係（段落し有りの橋脚の損傷度とSI値）を示した一例である。被災度推定法の詳細は文献7）を参照いただきたい。

2.3.5 実被害地震による提案手法の検証

2004年新潟県中越地震(28橋)、2003年十勝沖地震(5橋)、宮城県北部地震(12橋)、宮城県沖の地震(5月26日発生：5橋)を対象とし、本手法の妥当性を検証した。

調査報告書等に示された損傷概要および現地調査写真より道路震災対策便覧を参照して実被害A～Dにランク付けすると同時に、各橋を提案手法に基づいて被災度を判定し、実被害と推定被害の一致度を検討した。ここで、SI値の算定は各地震の断層モデルから距離減衰式を用いて算定したものをを用いた。

実被害と推定被害の比較結果を表-2.2に示す。全体的に推定被害の方が実被害に比べて厳しく判定されていることがわかる。なお、本手法が実被害より被災度を低めに判定したのもも2橋見られた。これについては後述する。

表-2.2によれば、本手法による判定結果と実被害が一致したものは被災度Aで2橋(9%)、被災度Bで3橋(30%)、被災度Cで6橋(35%)であり、全体の22%であった。これに1ランク安全側に判定したものを加えると本手法による判定結果A、B、Cについて、それぞれ、11橋(48%)、7橋(70%)、15橋(88%)となり、全体的中率は66%となる。

表-2.2 推定被害と実被害の比較結果

橋梁数		実被害				
		A	B	C	D	計
推定被害	A	2	9	8	4	23
	B	0	3	4	3	10
	C	1	1	6	9	17
	計	3	13	18	16	50

本手法による判定結果よりも実被害の方が大きかった橋を取りこぼし橋梁とすると、今回の検証においては2003十勝沖地震における静川高架橋、宮城県北部地震における小野橋の2橋が該当する。

静川高架橋は、被害としては支承や変位制限装置の損傷が見られたが、SI値が26と算出されたことから推定被災度がCとなった。ただし、厚い堆積盆地上の勇払平野に位置しており、実際の振動は今回の距離減衰式から算出したものより大きかった可能性も考えられる。また、小野橋は、前述の被害を生じたが、SI値が32と算出され、被災度はCとなった。これらは局所的に大きく振動した可能性もあり、推定したSI値が実際の振動を表せていない可能性も想定される。

次に、本手法による判定結果よりも実被害の方が2ランク以上軽かった橋を空振りとする。本手法による判定でAと評価されながら実被害がDであるものが4橋見られるが、これらのうち2橋(新佐梨橋、四日町橋)は新潟県中越地震の調査橋梁、残り2橋(気仙大橋、笹の田大橋)は宮城県沖地震の調査橋梁であった。

新潟の2橋および気仙大橋は、架橋地点のSI値が70を超えたことから被災度Aと推定され、笹の田大橋はループ橋であるが橋軸直角方向の移動制限装置がないため被災度Aと判定された。これについては、地震動の強さと被災度の関係について、例えば、橋每ごと有する構造的な耐荷力や特殊条件もあることから、本提案手法で示した条件だけでは十分に評価できない点もあることを示していると考えられる。

2.4 全体構造系を評価した一般橋の耐震補強手法の開発

橋全体系の耐震補強工法は大きく3つに分類することができ、橋の構造条件に応じて適切な工法を選択することになる。図-2.15～17は、以下の3工法のイメージをそれぞれ示したものである。

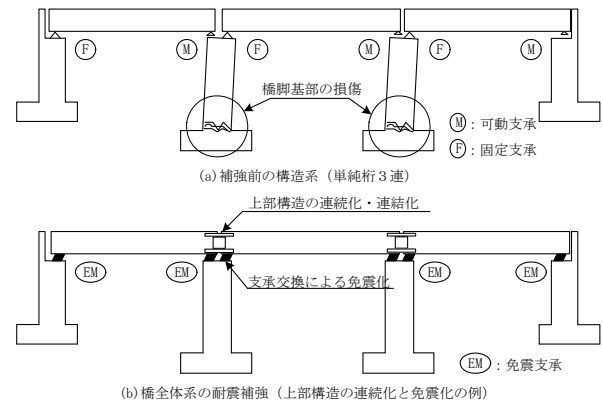


図-2.15 免震工法

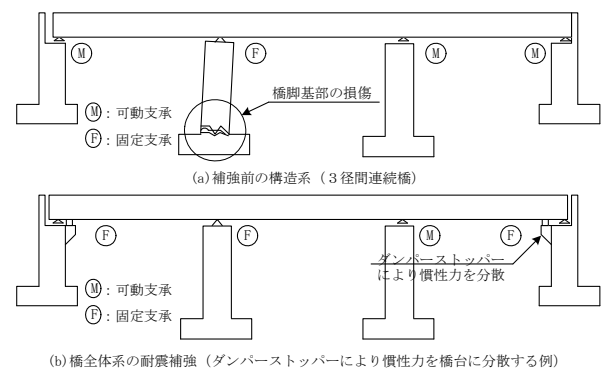


図-2.16 慣性力分散工法

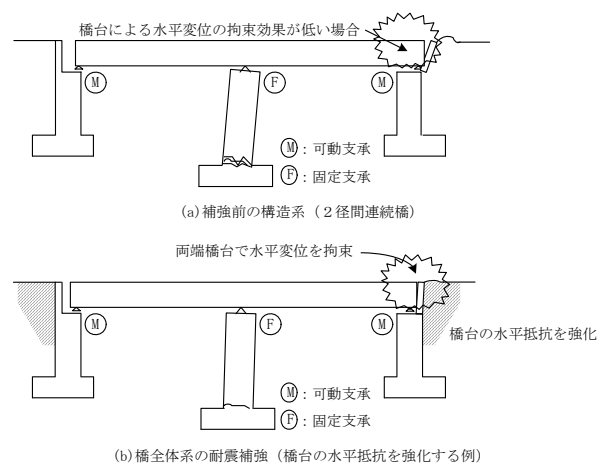


図-2.17 変位拘束工法

①免震工法(図-2.15)

既設支承をゴム支承、免震支承、すべり支承等に交換するとともに、ダンパー等を併用することにより、長周期化を図り減衰性能を高めて地震時に下部構造に作用す

る慣性力を低減あるいは遮断する工法。必要に応じて上部構造の連続化を実施。

②慣性力分散工法(図-2.16)

地震時に固定橋脚が負担する慣性力をその橋梁内の他の橋脚や橋台など下部構造に分散させることにより、橋全体として地震力に対して抵抗する工法。必要に応じて上部構造の連続化を実施。

③変位拘束工法(図-2.17)

地震時に上部構造に生じる水平変位を拘束することによって橋脚に作用する慣性力の低減を図る工法。橋台による橋軸方向に対する水平変位の拘束を期待する工法、あるいは、橋台の補強を行って変位拘束効果を増強する工法など。必要に応じて上部構造の連続化を実施。

以上の3つの工法を単独あるいは併用することによって、従来工法に比べてより合理的な耐震補強とすることができる場合がある。

なお、橋台の耐震性能の照査において、橋台の耐力が不足して橋台に補強が必要と判断された場合や、けた遊間の調整が必要と判断された場合には、以下に示すような工法が実現性が高いと考えられる。

①ブラケット増設工法(図-2.18(a))

②ケーブル設置工法

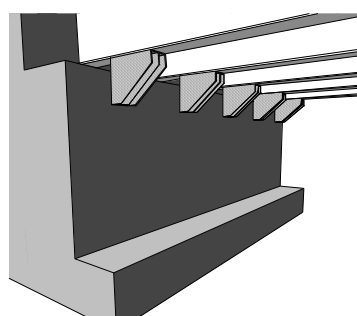
③壁高欄補強工法

④ウイング増厚工法(図-2.18(b))

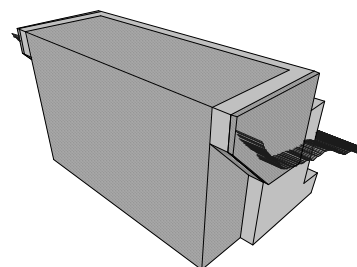
⑤ウイング端部／踏み掛け版控え杭工法

⑥背面土地盤改良工法

⑦ケーブル＋控え杭工法／アースアンカー工法



(a) ブラケット増設工



(b) ウイング増厚工法

図-2.18 遊間調整・橋台補強

なお、以上の研究成果については、既設橋梁の合理的経済的な耐震補強の考え方や設計計算例、施工事例や新しい技術情報をとりまとめた「既設橋梁の耐震補強工法事例集⁹⁾」に反映されているので、詳細は本事例集を参照いただきたい。本事例集は、海洋架橋・橋梁調査会から平成17年4月に出版された。

2.5 全体構造系を評価した中長大橋の耐震補強手法

中長大橋・特殊橋については各橋梁形式毎に橋の限界状態を考慮し、各橋梁形式の特性をふまえた耐震補強方針について検討し、現時点で技術的、経済的に行いうる耐震補強工法について表-2.3に整理した。

2.6 まとめ

本研究では橋梁の全体構造系を考慮した耐震性評価法及び耐震補強工法の開発を目標として実施した本研究について以下にまとめる。

1)橋梁の全体構造系を考慮した耐震性能評価法の開発

- ・河川橋等で両端に橋台を有する橋梁を対象に、橋台と背面地盤の抵抗特性の評価方法を開発するとともに、これを考慮した橋全体系の耐震性能の評価法を開発した。
- ・せん断力の影響が支配的となる壁式橋脚面内方向を対象に、実験並びに解析に基づき、せん断支間比の効果を考慮したより高精度なせん断耐力評価法を開発した。これによって補強を必要としない橋脚の評価が可能になった。

2)橋梁の耐震性能照査に用いる信頼性設計式の開発

- ・既往の震災兵庫県南部地震により実際に被災したRC橋脚及び支承部を対象に、その損傷度、橋脚の曲げ耐力、最大地盤加速度との関係を明らかにし、地震動データに基づく橋脚及び支承部の被災度の評価手法を開発した。
- ・既往の震災データに基づき、大地震発生時に現地の地震計情報と各橋梁の基本的情報をもとに被災度を簡便に推定する手法を開発するとともに、近年の被害地震にこれを適用し提案手法の信頼性を検証した。本手法は、地方整備局に導入中のSATURNシステムの中に取り入れられる予定である。

表-2.3 中長大橋・特殊橋に想定される損傷と対応方針

橋梁形式		主要部位	想定される損傷	損傷の影響度	損傷の修復性	考えられる耐震性能向上方針
桁橋	ゲルバー桁	ゲルバーヒンジ	上部構造ゲルバーヒンジ部の損傷	A	B	・ゲルバーヒンジ部の補強(支承・落橋防止システムを含む) ・ゲルバーヒンジ部の相対変位を低減する応答制御構造(免震構造・変位制御構造等)
		その他	一般部の支承・橋脚の損傷(一般橋に同じ)	A	B	・免震構造(免震支承・ダンパーの設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・部材補強による耐力・じん性向上(RC部材:鋼板・RC・炭素繊維巻立て、鋼部材:コンクリート充填、鋼リブ補強など) ・支承部の補強(支承・落橋防止システムを含む)
	ラーメン橋	上部構造	主桁中間部・主桁支点部の損傷、上下部構造剛結部の損傷	B	B	・免震構造(免震支承・ダンパーの設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・部材補強による耐力・じん性向上(接着工法・アウトケーブル工法など)
		支承部	端部支承の損傷	A	B	・免震構造(免震支承・ダンパーの設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・支承部の補強(支承・落橋防止システムを含む)
		下部構造	橋脚上下端部の損傷	A	B	・免震構造(免震支承・ダンパーの設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・部材補強による耐力・じん性向上(RC部材:鋼板・RC・炭素繊維巻立て、鋼製部材:コンクリート充填、鋼リブ補強など)
トラス橋	ゲルバートラス橋	弦材	下弦材の座屈・損傷・破断	A	C	・免震構造(軸降伏型ダンパー設置・床組免震・免震支承など)、変位制御構造などによる全体応答低減
		斜材	斜材の座屈・損傷・破断	B	B	・部材補強による耐力・じん性向上(RC・炭素繊維シート巻立て、コンクリート充填、鋼リブ補強など)
		横構	横構の座屈・損傷・破断	C	A	・接合部の補強、ダンパープレースの導入
		床組	大変位による弦材への衝突による弦材の座屈・損傷・破断	C	B	・免震構造(床組免震など)による応答低減 ・緩衝材の設置による衝突力緩和 ・床組の支承部の補強(変位制限機構の付加)
		支承	支承の損傷	A	B	・免震構造(軸降伏型ダンパー設置・床組免震・免震支承など)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・支承部の補強(支承・落橋防止システムを含む)
	上下路式トラス橋	弦材	トラス部材の座屈・損傷・破断	A	C	・免震構造(軸降伏型ダンパー設置・免震支承・ダンパーの設置など)、変位制御構造などによる全体応答低減
		斜材	斜材の座屈・損傷・破断	B	B	・部材補強による耐力・じん性向上(RC・炭素繊維シート巻立て、コンクリート充填、鋼リブ補強など)
		横構	横構の座屈・損傷・破断	C	A	・接合部の補強、ダンパープレースの導入
アーチ橋	上路式アーチ橋	アーチ部材	アーチリブの座屈・損傷 アーチ定着部の損傷	A	C	・免震構造(免震支承・ダンパーの設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・アーチリブ部材補強(鋼板接着、RC・炭素繊維巻立て、コンクリート充填、鋼リブ補強など)
		鉛直支材	座屈・損傷	B	B	・接合部の補強、ダンパープレースの導入
		横構	横構の座屈・損傷・破断	C	A	・接合部の補強、ダンパープレースの導入
	中路式アーチ橋	アーチ部材	アーチリブの座屈・損傷	A	C	・免震構造(免震支承・ダンパーの設置)、変位制御構造などによる全体応答低減
		鉛直支材	座屈・損傷	B	B	・アーチリブ部材補強(鋼板接着、RC・炭素繊維巻立て、コンクリート充填、鋼リブ補強など)
		横構	横構の座屈・損傷・破断	C	A	・接合部の補強、ダンパープレースの導入
	下路式アーチ橋	アーチ部材	アーチリブの座屈・損傷	A	C	・免震構造(免震支承・ダンパーの設置)、変位制御構造などによる全体応答低減
		吊材	座屈・損傷	B	B	・アーチリブ部材補強(鋼板接着、RC・炭素繊維巻立て、コンクリート充填、鋼リブ補強など)
		横構	横構の座屈・損傷	C	A	・接合部の補強、ダンパープレースの導入
	その他	支承・橋脚の損傷(一般橋に同じ)	支承・橋脚の損傷(一般橋に同じ)	A	B	・免震構造(免震支承・ダンパーの設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・部材補強による耐力・じん性向上(RC部材:鋼板・RC・炭素繊維巻立て、鋼部材:コンクリート充填、鋼リブ補強など) ・支承部の補強(支承・落橋防止システムを含む)
斜張橋(鋼・コンクリート)	主塔	主塔の座屈・損傷・倒壊	主塔の座屈・損傷・倒壊	A	C	・免震構造(免震支承・ダンパー支承、ケーブルダンパー設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・部材補強による耐力・じん性構造(コンクリート充填、RC・炭素繊維巻立て、鋼リブ補強、鋼板接着など) ・主塔基部固定部の補強による転倒防止(アンカー増設など)
		ケーブル	ケーブルの伸び・破断	A	B	・免震構造(免震支承、ダンパー支承、ケーブルダンパー設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・ケーブル定着部の補強
	主桁	主桁の座屈・損傷 主桁と主塔の衝突による主塔損傷・主桁損傷	主桁の座屈・損傷 主桁と主塔の衝突による主塔損傷・主桁損傷	B	B	・免震構造(免震支承、ダンパー支承、ケーブルダンパー設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・緩衝材の設置による衝突力緩和 ・主桁の支承部の補強(変位制限機構の付加)
		主塔	主塔の座屈・損傷・倒壊	A	C	・免震構造(免震支承、ダンパー支承、ケーブルダンパー設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・部材補強による耐力・じん性構造(コンクリート充填、RC・炭素繊維巻立て、鋼リブ補強、鋼板接着など) ・主塔基部固定部の補強による転倒防止(アンカー増設など)
	吊橋	ケーブル	ケーブルの滑り・抜け	B	C	・免震構造(免震支承、ダンパー支承、ケーブルダンパー設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・主塔頂部ケーブルサドルの補強(サドル部の滑り止めを含む)
補剛桁	補剛桁	補剛桁と主塔の衝突による主塔損傷・補剛桁損傷	補剛桁と主塔の衝突による主塔損傷・補剛桁損傷	B	B	・免震構造(免震支承、ダンパー支承、ケーブルダンパー設置)、変位制御構造などによる全体応答低減 ・緩衝材の設置による衝突力緩和 ・補剛桁の支承部の補強(変位制限機構の付加)

注1) 損傷の影響度

- A:構造系の崩壊に繋がる恐れがある
B:構造系の崩壊には繋がる可能性は低いが使用性・復旧性に及ぼす影響が大きい
C:使用性・復旧性への影響は小さい

注2) 損傷時の修復性

- A:供用下での修復が可能
B:供用下での修復は困難
C:修復ほぼ不可能

注3) 上記では主として上下部構造部分の対策を整理。基礎・地盤については要別途考慮。

3) 全体構造系を評価した一般橋の耐震補強手法の開発

- ・河川橋などで水中にある橋脚の補強対策が困難な場合などに、各橋脚の補強を不要とする橋全体として耐震補強工法として、免震工法、地震力分散工法、変位拘束工法を開発し、開発工法は既設橋梁の耐震補強工法事例集としてとりまとめ、平成 17 年 4 月に発刊した。

4) 全体構造系を評価した中長大橋の耐震補強手法の開発

- ・中長大橋に関する耐震補強工法の事例調査を行うとともに、中長大橋の耐震性の評価方法と耐震補強工法をとりまとめた。

第 2 章の参考文献

1) 道路橋示方書・同解説 I 共通編、日本道路協会、2002

2) Karl Romstad, Bruce Kutter, Brian Maroney, Eric Vanderbilt, Matt Griggs, Yuk Hon Chai: Experimental Measurements of Bridge Abutment Behavior, UCD-STR-1, 1995.9

3) 設計要領 第二集 橋梁・擁壁・カルバート、日本道路公団、2000

4) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、日本道路協会、2002

5) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、日本道路協会、2002

6) 小林寛、運上茂樹：繰り返し載荷を受けるせん断スパン比の小さい RC 柱の挙動に関する実験的検討、第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2005.2

7) 小林寛、運上茂樹：大地震における道路橋の被災度推定手法、土木技術資料 47-12、2005.12

8) 道路震災対策便覧（震災復旧編）、日本道路協会、2002

9) 既設橋梁の耐震補強工法事例集、(財)海洋架橋・橋梁調査会、2005.4

3. 簡易変形予測手法に基づく堤防の液状化対策としての地盤改良工法の設計技術の開発

3.1 はじめに

本研究は、一般堤防と高規格堤防の耐震対策をより合理的なものとするため、堤防の地震時残留沈下量・変位量に基づいた設計法の開発を目的として実施したものである。

一般堤防の耐震対策としては、液状化による変形を抑制することを目的として、のり尻直下地盤に固結工法や締固め工法などが実施されることが多い。このようにある程度の沈下が許容される場合には、従来の震度法による安定計算¹⁾ではなく、直接的に沈下量を求め、許容沈下量以下であることを照査する設計法の方が、より合理的である。そこで、本研究では、固結工法や締固め工法がのり尻直下地盤に施された堤防の天端沈下量を予測する手法を開発し、一般堤防の液状化対策工の耐震設計法として取りまとめた。

一方、高規格堤防は「高規格堤防盛土設計施工マニュアル」²⁾に基づいて耐震性を考慮した設計がなされている。耐震性を考慮した構造物であっても、地震時に一切の変形を許容しないのは不合理であるため、上記マニュアルでは、動的解析（一般に動的有効応力有限要素解析が

実施される）を導入して変形量を直接的に求めることにより、コスト縮減が図られている。動的有効応力有限要素解析を用いれば地震時の精緻な挙動を評価できる反面、設定すべきパラメータが多いために解析担当者の技術水準によって結果がばらつくことや、設計コスト・時間の増加などの弊害も指摘されている。このような課題に対応するため、高規格堤防全体の地震時変形をより簡便に評価する手法、および、端部擁壁の変位量予測法に関する検討を行った。

3.2 一般堤防の沈下量予測手法

3.2.1 動的遠心模型実験

堤防の地震時変形メカニズムの解明、対策工に作用する土圧評価式の提案、対策工の地震時挙動の把握、および、変形量予測法の妥当性の確認、を目的として一連の動的遠心模型実験を実施した。

実験は、50G の遠心力場で行い、ケースにより、盛土高さ、盛土法面勾配、液状化層厚、対策工の有無、対策工の種類（固化工法を模擬した剛体ブロックや密詰砂）、対策工の幅、入力地震動などを変化させた。

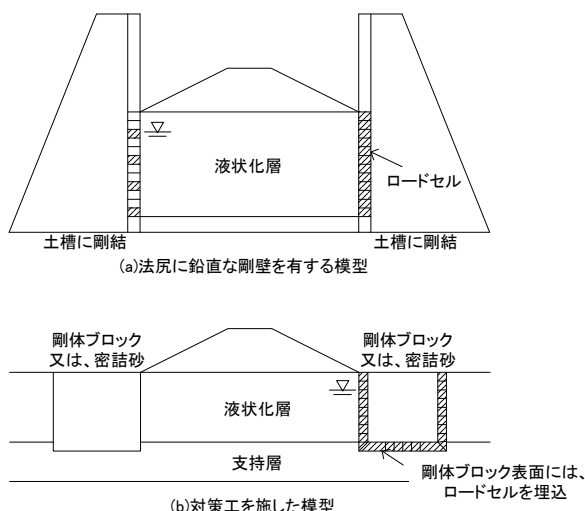


図-3.1 動的遠心実験用模型

遠心実験用模型を図-3.1に例示する。この模型は、主として対策工に作用する土圧を実験的に検討することを目的としたものである。図-3.1(a)は、盛土法尻部に土層に剛結した直壁を設け、直壁表面に多数の土圧計が埋め込んだ。これらの土圧計により、法尻部の対策工が全く変位しない場合の対策工に作用する土圧の深度分布を実験的に得ることができる。また、対策工が運動した場合の土圧を計測するために、図-3.1(b)の固結工法による改良地盤を模擬した剛体ブロックにも土圧計を多数埋め込んだ。このような土圧計測結果を基に、土圧評価式の提案も行った。

また、図-3.1(b)に示すように法尻部に対策工を模擬した剛体ブロックや密詰砂領域を設けた模型は、対策工の地震時挙動の把握や変形量予測法の妥当性の確認を目的としても実験に供された。

3.2.2 盛土沈下の要因

液状化地盤上の盛土に関する一連の動的遠心模型実験から、盛土の沈下量の支配的要因は図

-3.2に示すように、①盛土のせん断変形、②直下地盤の側方流動(等体積せん断変形)、および、③直下地盤の体積圧縮、の3種類に分類できることがわかった³⁾。すなわち、盛土のり尻間の距離の変化(盛土底面の水平ひずみ)、側方流動面積、および、直下地盤の体積圧縮量が分かれば、以下の式を用いて盛土沈下量を算定することができる。

- 盛土せん断変形による天端沈下量 = $c_1 \times$ 盛土のり尻部の水平変位 ($2d_l$) $\times$ 盛土高さ
- 側方流動による沈下量 = $c_2 \times$ 側方流動面積 ($2a_l$) / 盛土底面長さ
- 直下地盤体積圧縮による沈下 = $c_2 \times$ 直下地盤の圧縮面積 / 盛土底面長さ

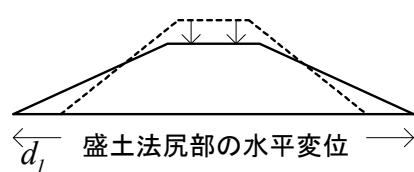
ここに、 c_1 、 c_2 は係数であり、多くの模型実験より得られた結果では $c_1 \div 1.3$ 、 $c_2 \div 1.9$ である。

地震による直下地盤の体積圧縮が液状化層のみで生じると考えると、液状化層の体積圧縮率を求め⁴⁾、液状化層厚を乗じることにより、直下地盤の体積圧縮量を簡易的に求めることができる。したがって、対策工を施した場合の天端沈下量を求めるためには、盛土のり尻水平部の変位及び側方移動面積を3.2.4及び3.2.5に示す方法により算出すれば良いことになる。いずれの方法も、実務を考慮し計算時間が短く入力パラメータが少ない事が特徴となっている。

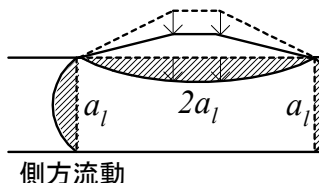
3.2.3 耐震対策工の設計フロー

上記沈下量予測法を用いた耐震対策設計フローを図-3.3に示す。これまでの対策工の設計のうち、滑動・転倒、円弧すべりなどの外部安定照査に相当する部分を、変形量により照査することとした。天端沈下量は、簡易解析プログラムを使えば簡単に求められるため、繰返し計算を行うことにより最適な設計とすることができる。なお、固結工法における設計強度の設定などの内部安定に関しては、従来どおり安全率による照査を行うものとした。締固め工法の設計定数

①盛土のせん断変形により沈下



②側方流動による沈下



③直下地盤の体積圧縮による沈下

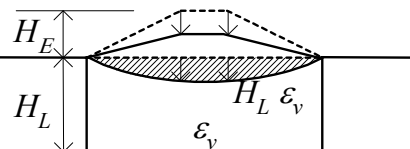


図-3.2 盛土沈下の要因

は、全て変形量の照査により決定されるため、内部安定照査は行わない。

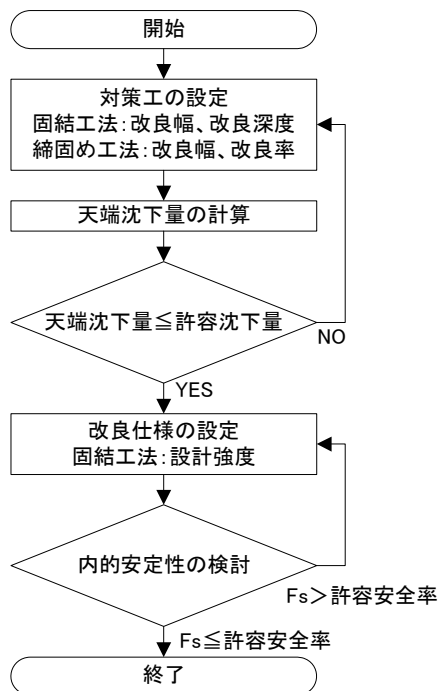


図-3.3 対策工の設計フロー

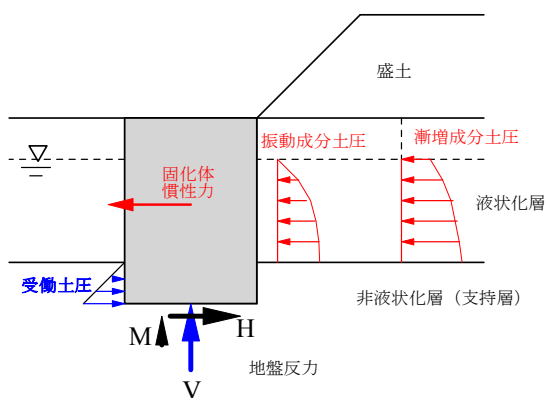


図-3.4 固化体に作用する力

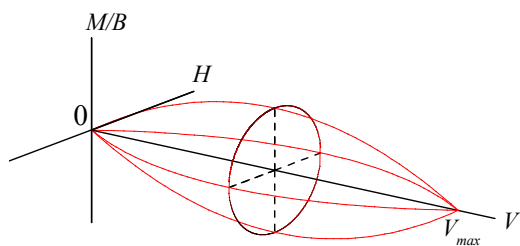


図-3.5 支持層が砂質土の場合の支持力曲面

3.2.4 固結工法による対策工の変位量計算法^{5),6)}

固結した領域（固化体）は地震時に剛体として挙動すると仮定した上で、簡易動的解析法を構築した。図-3.4 に示すように、固化体には、自重、周辺地盤から作用する土圧、および、慣性力が外力として作用し、支持層からの地盤反力（受動土圧）が抵抗力として作用する。慣性力は地震加速度から求めることができる。また、鉛直力 V 、水平力 H およびモーメント M/B の組合せ荷重を受ける基礎の支持力（地盤反力の上限值）は図-3.5 に示す支持力曲面によって与えられる。ここで、 B は基礎幅を表す。したがって、外力が支持力曲面以下であれば固化体は変位しないが、外力が支持力曲面よりも大きくなると外力と支持力の差によって固化体が加速度運動し、その運動は鉛直・水平・回転の運動方程式によって記述される。計算に必要な支持層の支持力・変形特性は支持力曲面と塑性ポテンシャルであり、それらは支持層の強度定数 c 、 ϕ から決めることができる。

これまで述べてきた方法により求めた固化体の滑動変位量、回転変位量を遠心模型実験の結

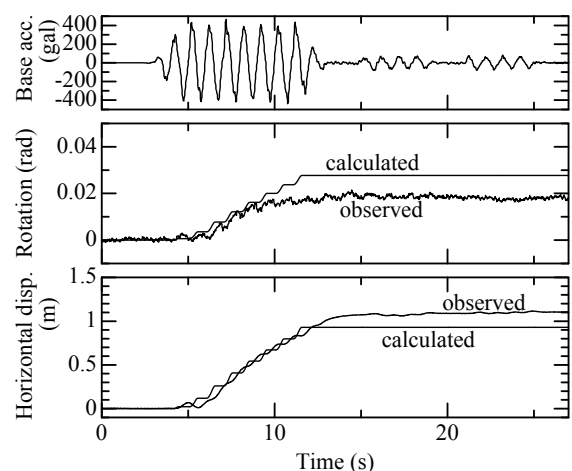


図-3.6 遠心模型実験での固化体の水平・回転変位と解析結果の比較

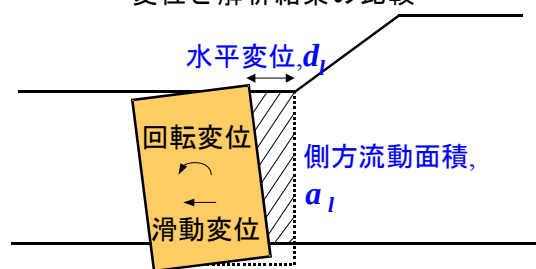


図-3.7 固結工法の場合の法尻部水平変位と側方流動面積の算出方法

果と比較したものを図-3.6 に示す。計算結果は実験結果と良い対応を示しており、本簡易動的解析法の妥当性が確認できる。

本解析法から、固化体の回転変位と水平変位

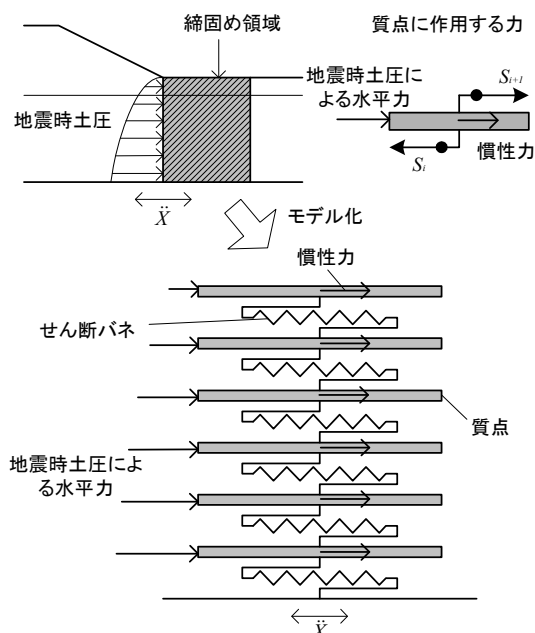


図-3.8 締め領域のモデル化と各質点作用力

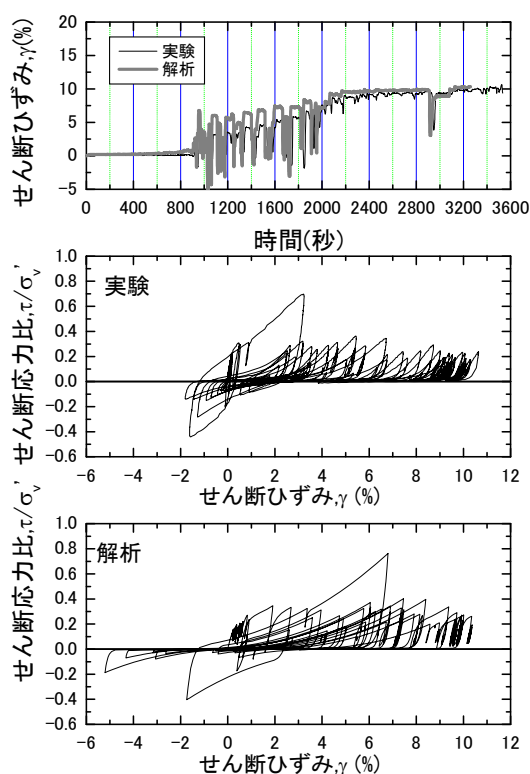


図-3.9 中空ねじりせん断試験のシミュレーション結果

量が出力される。これから、固化体の上端及び下端の水平変位が容易に求められる。図-3.7 に示すように固化体の上端の水平変位は盛土のり尻部の水平変位にほぼ等しく、側方流動面積は上端・下端の水平変位と高さから求めることができる。

3.2.5 締めめ工法による対策工の変形量計算法^{7),8)}

盛土のり尻部を締めめ改良した地盤の動的遠心模型(図-3.1(b))実験の結果、液状化した周辺部からの水圧伝播によって締めめ領域も液状化するが、締めめ領域は水圧が上昇しても密な砂特有のサイクリックモビリティ(せん断力を作用させると剛性が急激に回復する現象)により変形は小さく、盛土の沈下を低減することが明らかとなった。また、締めめ領域の変形は概ね単純せん断変形であることが実験で観察された。

以上の結果から、図-3.8 に示すモデルを用いて締めめ領域の変形量を計算することとした。このモデルでは締めめ領域を質点とそれを結ぶせん断バネにより離散化し、せん断バネの構成則として液状化した密な砂の単純せん断状態での応力ひずみ関係を考慮することとした。締めめ領域に作用する荷重は、自重、慣性力、周辺地盤から作用する土圧である。一般に、剛性が小さなたわみ性の壁体に作用する地震時土圧は剛な壁体に作用する土圧よりも小さい。しかし、安全側の配慮として、固化体よりも剛性の低い締めめ領域に対しても剛壁に作用する土圧と同じものを使うこととした。下端より地震加速度を入力し、動的解析により質点の応答、すなわち、締めめ領域のせん断変形を求めることとした。

せん断バネの構成則⁷⁾は、水圧の伝播により液状化した密な砂の単純せん断状態での応力とひずみの関係を、せん断応力比 τ/σ_v' と接線剛性比 G_{tan}/σ_v' を関連付けることで模擬する簡易な数値モデルであり、再構成砂および締めめ改良した地盤から凍結サンプリングにより採取した高品質な供試体を用いて、多くの非排水中空ねじり試験を行うことにより構築したものである。この構成則によって、任意のせん断応力時刻歴波形が与えられれば、波形に応じた接線せん断剛性が時々刻々と求められるため、せん断ひずみが時刻歴で得ることができる。この構成則の特徴は、入力パラメータが少なく、通常の実務で用いられる材料定数から決めることができる

ことである。不規則せん断応力波形を与えた場合の中空ねじり試験結果と、本構成則により得られたせん断ひずみの時刻歴等を図-3.9に示す。解析結果は実験よりもひずみの振幅が大きくなる時間が若干早いものの、ひずみの蓄積の傾向をよく再現できることが確認できる。

本解析方法では、図-3.10に示すように各質点の水平変位が求められる。最上端の水平変位は、盛土法尻部の水平変位に等しく、側方流動面積は各質点の水平変位から求めることができる。

図-3.11に、実験から得られた天端沈下量の時刻歴と、本解析法から求めた天端沈下量を比較する。解析から求めた天端沈下量には、液状化地盤の体積圧縮による沈下は含まれていない。解析結果は、実験で測定された沈下量の増加傾向を再現できている。

ただし、締固め領域の幅が極端に狭くなった場合や支持層が軟弱な粘性土の場合には全体的な滑動や転倒が生じることが想定されるため、実務で使用する場合には締固め領域の変形計算結果に、締固め領域を剛体として計算した滑動・回転変位を足し合わせた上で、天端沈下量を算出するのが良いと考えられる。

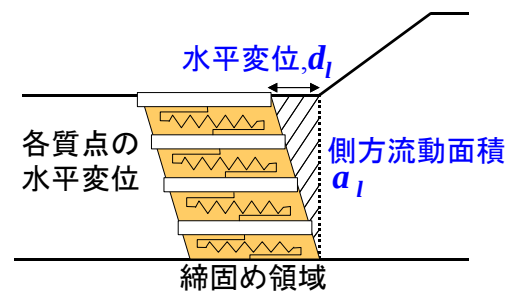


図-3.10 締固め工法の場合の法尻部水平変位と側方流動面積の算出方法

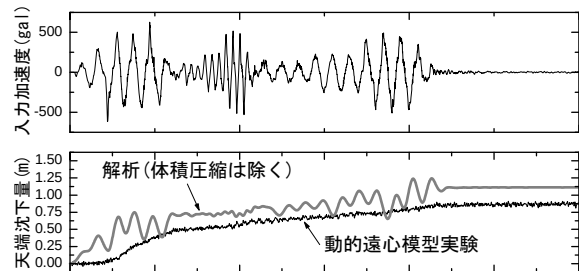


図-3.11 盛土法尻部に締固め領域を設置した遠心模型実験の天端沈下量と解析結果の比較

3.2.6 現行設計法との比較

最後に、固結工法の設計を現行設計法によって行った場合と今回提案した方法で許容沈下量を 0.5m として設計した場合を比較した結果を図-3.12に示す。レベル1地震（最大加速度150gal）において、大幅に改良体積を減少することができる。また、レベル2地震においては、現行法では安全率が1を上回る条件がないため、現行設計法では設計できなかったが、提案法では初めて設計が可能となった。このように本設計法によりコスト縮減、設計適用範囲の拡大などが期待される。

3.3 高規格堤防の変形量予測手法

図-3.13は、高規格堤防の模式図である。断面が一般堤防と異なり、左右非対称である事が大きな特徴である。また、高規格堤防の幅は完成すると100m～300m程度であるため、一度に整備することが難しく、一部を暫定断面として整備する事が多い。暫定断面の堤内側端部は、図-3.14に示すように、擁壁（暫定擁壁）とする事例が多く見られる。擁壁には、杭基礎形式と改良地盤上に設置する2つの基礎形式が見られる。

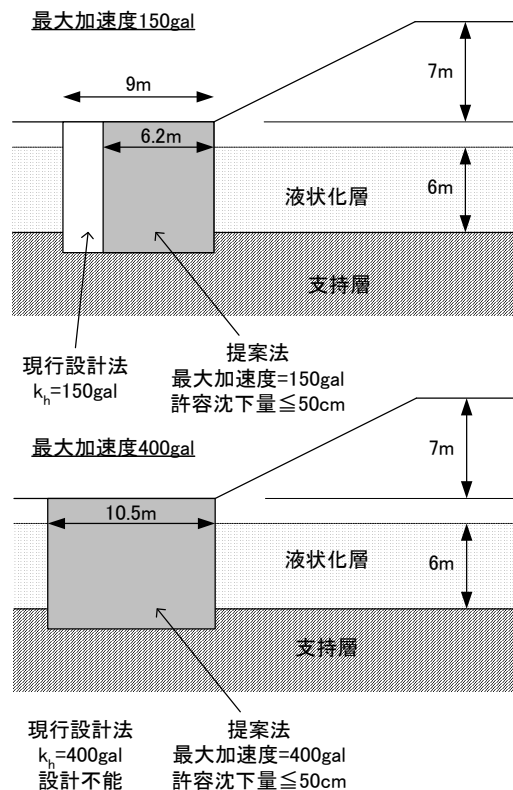


図-3.12 現行設計法と変形量を考慮した設計法の比較

このような高規格堤防の特徴を踏まえると、全体変形（主として堤内地側緩傾斜部）を簡易に予測する手法と改良地盤上に設置する暫定擁壁の変位量予測法を開発することにより、耐震設計の合理化が可能になると考えられる。

3.3.1 全体変形に関する遠心模型実験

液状化地盤上の高規格堤防の全体的な変形に関しては、実験データも少なく変形メカニズムに関して不明な点が多いため、図-3.15 に示すような模型を作成し、75G の遠心場において図-3.16 に示す加速度波形を入力した。模型の諸元は、堤防の敷幅や液状化層厚、盛土高さ、のり尻の地盤改良、および、堤内側の擁壁の有無を変化させた。この実験より、以下の事項が明らかとなった。

- 堤体に生じるクラック発生位置は、法尻対策工の有無や天端高さによらず、液状化層厚に強く依存する。
- 堤外側法尻に対策を施すことによりクラック発生位置よりも堤外側の盛土変形を低減できる。
- 堤内側堤体の変形を低減するためには、暫定擁壁の変位を小さくすることが重要である。
- 堤外側のり尻の対策工の計算方法としては、一般堤防の手法が応用できる。ただし盛土底面長さを対策工端部から盛土重心までの水平距離の2倍として計算する必要がある。

このような特徴を有する高規格堤防の全体変形を比較的簡便に予測する解析手法として、液状化した土の剛性を低下させ自重変形を有限要素法による求める方法（ALID）が考えられる。この方法の特徴として、周波数特性や継続時間等の地震動の特性が直接考慮されない、地盤に作用する慣性力による地盤変形の影響が陽

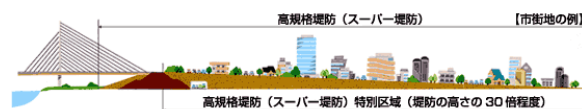


図-3.13 高規格堤防模式図（完成断面の例）

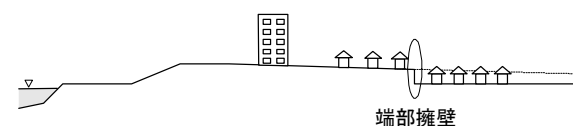


図-3.14 高規格堤防暫定断面

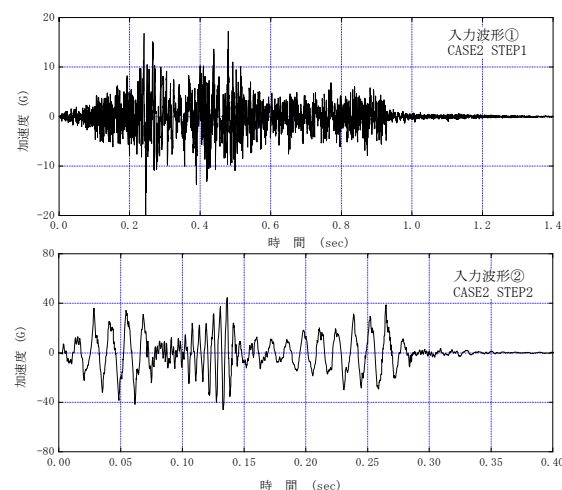


図-3.16 入力加速度波形

な形では考慮されない、等の欠点を有するものの、解析に必要な地盤データが少なく通常のボーリング調査から得ることができ、モデル化が簡便で計算時間も短いことから、実務への適用性は高い。過去の地震による堤防の被害事例解析や模型実験のシミュレーションによって、比較的精度良く天端沈下量を評価できることが確認されている手法の一つである。

堤防および基礎地盤、固化体、擁壁をモデル

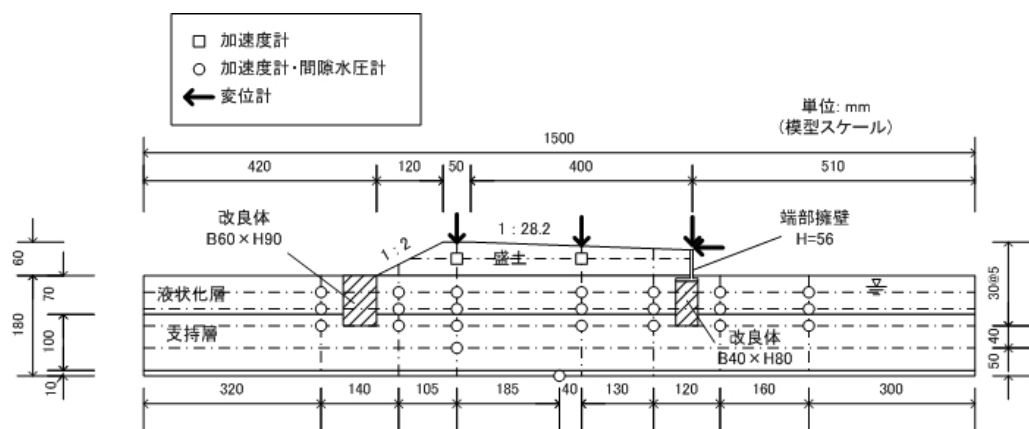


図-3.15 実験模型概要（Case1, Case2）

化し有限要素メッシュを作成した。境界条件は、側方の境界が鉛直ローラ（水平変位固定）、底面は固定境界とした。ALID の解析に必要な土質定数は、液状化層の繰返し非排水三軸強度比（RL）、堤体および各土層等の密度である。液状化層の繰返し非排水三軸強度比は、要素試験から得られた値（0.2）を用いた。また、今回の実験では図-3.17(1)からも明らかなように支持層にも変形が生じているため、支持層も液状化層としてモデル化した。支持層の繰返し非排水三軸強度比は、液状化層よりも大きい 0.3 とした。

また、表層の不飽和層と盛土の剛性は、自重変形解析時に、初期剛性の 1/100 に低減した。これは、表層不飽和層と盛土が液状化層の水平方向の変形を阻害し変形が小さくなることを防止するための 1 つの方法である。極端に剛性を低減させても液状化層の水平変位はあまり増えないばかりか、盛土自体が垂れ下がるような変形となってしまうため、適度なところで加減する必要がある。これ以外に、盛土の液状化層の堤体および各土層等の初期剛性及びポアソン比も入力する必要があるが、主として初期応力を計算するために用いられるものであるため、実際と大きく違わなければ十分である。初期応力を精度良く求めることが重要であるため、地盤改良等のモデル化では初期剛性等の設定以上に工程解析を実施するなどの配慮がより重要である。さらに、地表面の水平加速度を 500gal と設定した。

本解析の手順としては、まず初期応力を求め、地表面の水平加速度から道路橋示方書に示された方法に準じ液状化に対する抵抗率（FL）を要素ごとに算出する。次に、液状化層の RL と要素

ごとに求めた FL に応じた剛性を、要素試験や実被害堤防の解析を基に設定したチャートから算出し、自重による変形を求める。さらに、過剰間隙水圧の消散に伴う変形を求める。図-3.17(2)は、このような手順で求めた最終変形である。

図-3.17(1)と図-3.17(2)の変形は、全体的によく一致しており、ALID のような比較的簡便な解析手法により高規格堤防の全体変形を解析できる事を確認した。ただし、支持層の RL の設定や、表層不飽和層及び盛土の剛性の低減などに関して高度な技術力が必要となるため、実務への適用に当たっては動的有効応力解析と同様に十分注意する必要がある。

3.3.2 改良地盤に支持された擁壁の変位量予測

擁壁の前面や背面の土地が高度に利用されており、常時の側方流動が懸念されるような軟弱地盤において、側方流動対策と擁壁の基礎を兼ねて固結工法による地盤改良を実施することが多い。このような地盤改良の仕様や範囲を合理的に設計する確立した方法は存在しない。このため、地盤改良の範囲を端部擁壁の許容変位量に基づいた設計法の開発が必要であると考えられる。そこで、簡易な地震時変位量予測法に関する検討を行った。

図-3.18 に模型を示す。このような模型の支持層への根入れ深さ、液状化層厚、擁壁高さ、入力条件などを変化させ、表-3.1 に示す条件の実験ケースを行った。加振は、表-3.1 に示す最大加速度の正弦波 30 波（テーパー 10 波含む）とした。各ケースについて 2 回の加振を行っており、その振幅は、同表に 2 とおり示している最大加速度のうち、1 回目の加振(Step1)では前者、2 回目の加振(Step2)では後者の値とした。その結果、擁壁天端付近の残留水平変位は、図-3.19 に示す通りとなった。

固化体の模型（図-3.18 のハッチ部）の周囲には、多数のロードセルが埋め込まれており、固化体に作用する土圧を計測した。液状化層から固化体に作用する土圧と擁壁に作用する土圧



図-3.17(1) 遠心模型実験による Case2 Step2 加振後の変形図

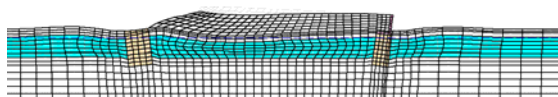


図-3.17(2) 解析 (ALID) による Case2 Step2 加振後の変形図

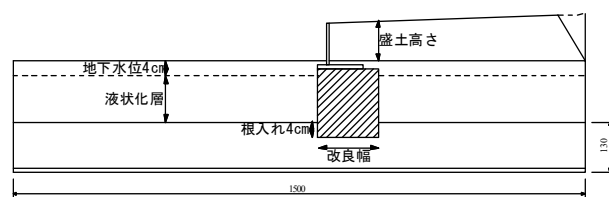


図-3.18 遠心载荷模型

表-3.1 実験ケース一覧

No.	擁壁 高さ	固化体			入力 波形 (gal)
		液状化 層厚	根入れ 深さ	幅	
1-2	5m	6m	2m	8m	200, 400
1-3	5m	6m	2m	8m	400, 200
2-2	3m	6m	2m	8m	200, 400
8-1	5m	4m	4m	8m	200, 400
8-2	5m	8m	0m	8m	200, 400

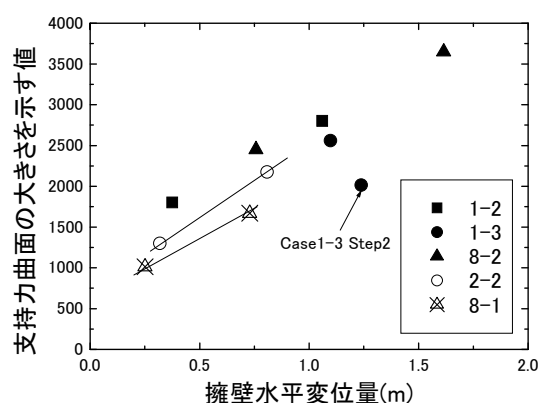


図-3.20 実験と同じ擁壁残留水平変位量を得るための支持力曲面の大きさを示す値と擁壁残留水平変位量の関係

をロードセルにより計測した値を元に近似式として与え、一般堤防の固結工法と同じ計算法に適用し、解析を行った。

Case1-2 について、加速度振幅を変化させ解析より得られた擁壁の残留水平変位量と、実験結果を比較すると、加速度が比較的小さい Step1 に関してはほぼ一致しているものの、加速度振幅の大きい Step2 に関しては、大きく異なることがわかった。

そこで、擁壁の残留水平変位量が実験結果と解析で一致するよう支持力曲面の大きさを求めた。そのような支持力曲面の大きさを示す値と擁壁の残留水平変位量の関係を図-3.20 に示す。Case1-3 の Step2 を除き、Case1-2、1-3、8-2 はほぼ一直線上に並んでおり、擁壁の残留水平変位量に応じて支持力曲面の大きさを変更することにより、図-3.21 に示すような最大加速度が大きい場合に擁壁の水平変位量の計算値が過大となるという不具合が改良されることが期待できる。Case2-2 は、Case1-2 等と比べ擁壁高さが低く、固化体底面の鉛直有効応力が小さく、

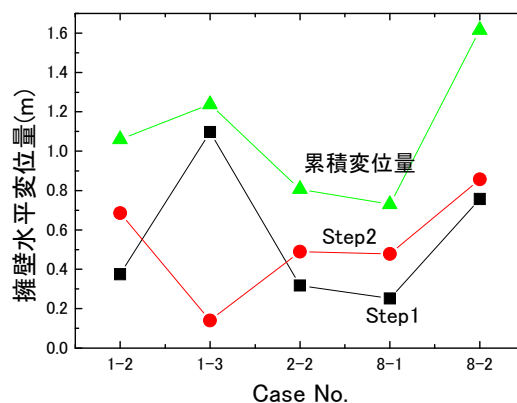


図-3.19 実験より得られた擁壁天端付近の水平変位量

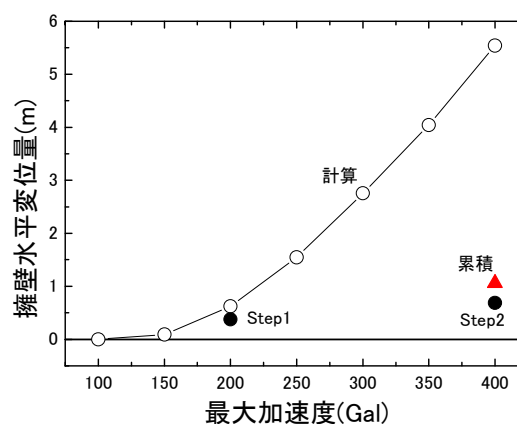


図-3.21 Case1-2 の実験と解析による擁壁残留水平変位量と最大加速度の関係

Case1-2 に比べ支持力曲面が小さくなると考えられるため、図-3.21 の Case2-2 の支持力曲面の大きさは妥当なものと考えられる。Case8-1 の固化体底面の鉛直有効応力は Case1-2 等と同じであるが、残留水平変位が一致する支持力曲面は Case1-2 等よりも小さい。この原因として、固化体前面支持層の受動抵抗を実際よりも過大に評価していることが考えられる。

3.4. まとめ

本研究は、一般堤防と高規格堤防の耐震対策をより合理的なものとするため、堤防の地震時残留沈下量・変位量に基づいた設計法の開発を目的として実施し、以下の成果を得た。

一般堤防に関して以下の成果を得た。

- ① 液状化地盤上の堤防の沈下メカニズムを解明し、沈下量予測式を提案した。
- ② のり尻に固結工法、締固め工法のいずれか対策を施した堤防の地震時沈下量の簡易解析法を開発し、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」⁹⁾としてまとめた。

また、高規格堤防に関して以下の成果を得た。

- ③ 高規格堤防の全体変形を比較的簡易な FEM 解析により解析可能であることを示した。
- ④ 一般堤防用に開発した解析法を応用し、のり尻直下に対策を施した高規格堤防の沈下量予測法を提案し、「高規格堤防盛土設計施工マニュアル（案）」の改訂素案をとりまとめた。
- ⑤ 固化改良地盤上の暫定擁壁の水平変位量簡易予測法に関する検討を行った。その結果、固結工法を施した一般堤防の簡易解析法を応用すれば良いと考えられるが、支持力曲面の大きさを変位量に応じて調整する必要があること、および、受動土圧の評価法については今後の課題と考えられる。

4. 地震時変形性能を考慮した道路盛土の経済的な耐震対策補強技術の開発

4.1 はじめに

兵庫県南部地震を契機として、橋梁等の重要構造物と同様に盛土等の土構造物についても耐震性の確保が求められてきている。しかし、膨大な延長を有する土構造物では耐震対策には多大な費用が必要なことから、より経済的な耐震対策法が求められている。このためには、盛土等の土構造物について構造系全体で耐震性を向上させる耐震対策技術とともに、道路の機能が低下、あるいは損失する程度に基づいて道路の性能を評価する限界状態設計法の導入が必要となる。

平地部における道路盛土の被害は、主として基礎地盤が液状化することにより生じており、その形態は沈下、亀裂、すべりがある¹⁾。これらの被害と地震時において道路に要求される機能を考慮すると、道路盛土の限界状態は、路面の沈下やすべり、亀裂等の盛土の変形量により定義するのが合理的である。このため、盛土の耐震性

第 3 章の参考文献

- 1) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)、土木研究所資料、1997 年 10 月
- 2) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル、平成 12 年 3 月
- 3) M. Okamura and O. Matsuo : “Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction,” International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, no.2, pp.1-12, 2002
- 4) Ishihara, K. and Yoshimine, M : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.32, No. 1, pp. 173-188, 1992
- 5) M. Okamura, M. Ishihara and K. Tamura : Liquefied soil pressures on vertical walls with adjacent embankment, 11th ICSDEE/3rd ICEGE, Vol. 2, pp. 429-343, 2004
- 6) M. Okamura and K. Tamura: Prediction method for liquefaction-induced settlement of embankment with remedial measure by deep mixing method, Soils and foundations, Vol. 44, No. 4, pp. 53-65, 2004
- 7) 石原雅規、岡村未対：砂の液状化時せん断特性の簡易モデル、第 37 回地盤工学研究発表会、平成 14 年 7 月
- 8) 石原雅規、岡村未対：盛土法尻部締固め改良地盤の地震時変形量簡易予測法、第 57 回土木学会年次学術講演会、平成 14 年 9 月
- 9) 土木研究所：許容沈下量に基づいた河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル、土木研究所資料、第 3889 号、平成 15 年 9 月

の評価および耐震対策工の設計において、盛土の変形状態を精度良く予測することが重要となる。

このような背景から、本研究課題では、液状化地盤上の道路盛土を対象として、動的遠心载荷模型実験による検討を行い、合理的かつ経済的な耐震対策工法およびその設計法の提案を行った。

4.2 液状化地盤上の道路盛土の変形メカニズムの解明

4.2.1 無対策盛土の遠心模型実験

基礎地盤の液状化による盛土の変形メカニズムを把握するため、無対策盛土の動的遠心模型実験を行った。実験は、動的遠心力载荷試験装置を用い、振動台に幅 150cm、高さ 50cm、奥行き 30cm の剛土槽を設置し、50G (G は重力加速度) の遠心場で実施した。表-4.1 に実験条件を、図-4.1 に無対策盛土の実験模型（実験ケース 1-1）をそれぞれ示す。ここでは、実験の模型寸法、条件、結果等をすべて模型スケールで示す。ケース 1-1 を基本ケースとして、液状化層厚、盛土高、盛土幅、地

下水位、液状化層相対密度、入力地震動（最大加速度）を実験パラメータとした計16ケースを実施した。なお、実験の実施時期により、砂材料や模型作成方法が若干異なることから、その影響を把握するため、基本ケース1-1A、1-1Bを追加実施した。

図-4.2 に実験に用いた入力波を示す。入力波は、周波数 50Hz、最大加速度 25G の正弦波 11 波からなる主要動と約 10G の後続波からなる波とした。計測の配置例

（実験ケース 1-1）を図-4.3 に示す。計測器による計測は、盛土天端、盛土底面および地盤表面の鉛直変位、盛土および地盤内の加速度、地盤内の間隙水圧について行った。

表-4.1 無対策盛土の実験ケース一覧

実験 ケース	液状化層厚 H _L (mm)	盛土高 H _E (mm)	盛土幅 W _E (mm)	地下水位 H _w (mm)	液状化層		入力波(図-2 参照)					
					材料	相対密度 D _r (%)	波形	最大加速度 A _{max} (G)				
1-1	100	100	250	20	江戸崎砂	50	50Hz 正弦波	25.0				
1-2	160											
1-3	40											
1-4	100	150	250	7号硅砂	65							
1-5		50				20			80			
1-1A		100								500	20	80
1-6										125		
1-7	100		250	20	80							
1-8						100			250	20		
1-1B		100									250	20
1-9							100	250				
1-10	100		250	20	80							
1-11						100			250	20		
1-12		100									250	20
1-13							100	250				
1-14	100		250	20	80							

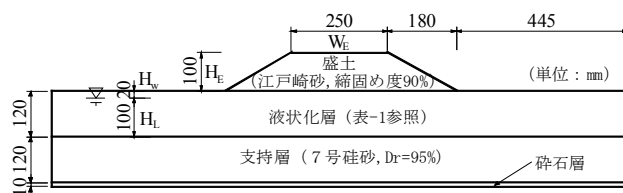


図-4.1 無対策盛土の実験模型（ケース 1-1）

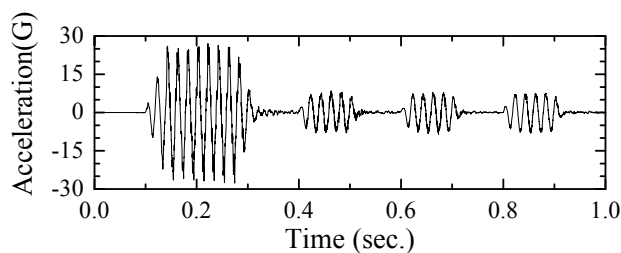


図-4.2 実験に用いた入力波（最大加速度 25G）

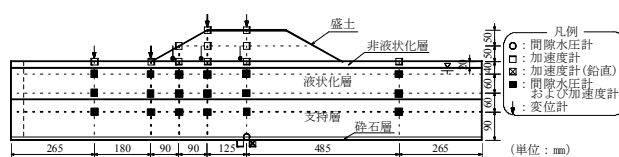


図-4.3 実験ケース 1-1 の計測器配置

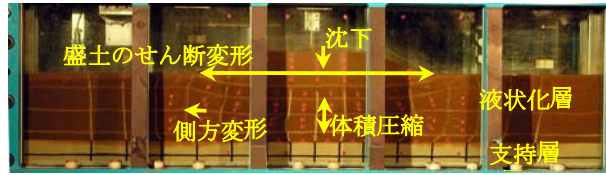


写真-4.1 遠心模型実験結果の例

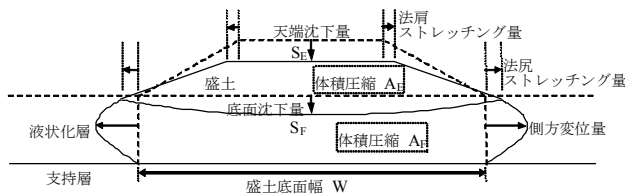


図-4.4 液状化地盤上の盛土の変形

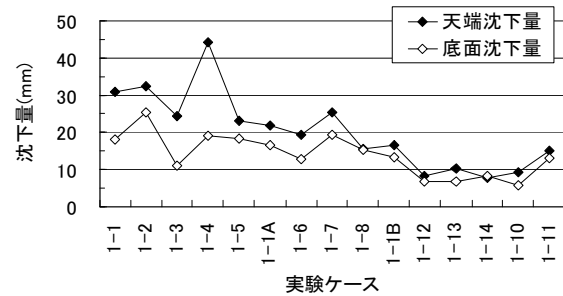


図-4.5 盛土の沈下量

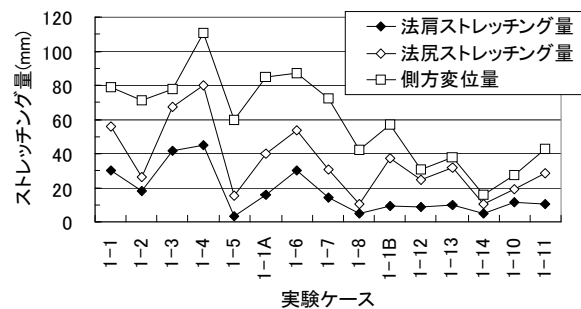


図-4.6 盛土のストレッチング量と液状化層の側方変位量

4.2.2 無対策盛土の遠心模型実験の結果

4.2.2.1 変形メカニズムの分析

ここでは、無対策盛土の実験結果に基づき、盛土の変形メカニズムの把握、ならびに変形の要因分析を行う。実験結果の一例として、実験ケース 1-2 の加振後の変形状況を写真-4.1 に示す。実験模型の変形状況の観察により、実験模型では(1)液状化層体積圧縮、(2)液状化層側方変形、(3)盛土体積圧縮、(4)盛土ストレッチングが生じていると考えられる²⁾。これらの変形成分の模式図を図-4.4 に示す。ここで、盛土のストレッチング量とは盛土のせん断変形に伴う盛土の水平方向拡幅量を言う。液状化層の側方変位量は、盛土直下領域の側方変形の最大値とした。図-4.4 に示した変形量について、各実験ケースの結果を以下に示す。

各実験ケースの盛土天端および底面の沈下量を図-4.5 に示す。いずれの実験ケースにおいても、盛土の天端沈下量は底面沈下量よりも大きいことが分かる。同様に、

盛土の法肩と法尻のストレッチング量および液状化層の側方変位量を図-4.6 に示す。同図では、伸長方向を正としている。いずれの実験ケースにおいても、法肩と法尻のストレッチング量および側方変位量は伸長方向に発生している。液状化層の盛土直下領域および盛土の体積圧縮量は、実験前後の写真から読み取った。その結果、液状化層には主に地震後の過剰間隙水圧消散によると考えられる体積圧縮がすべての実験ケースにおいて見られた。なお、盛土の体積圧縮は非常に小さかった。

次に、盛土被害の主な指標である盛土天端沈下量における各変形要因の寄与分を図-4.7 に示す。液状化層の体積圧縮による沈下量 (S_1)、液状化層の側方変形による沈下量 (S_2)、盛土の体積圧縮による沈下量 (S_3)、盛土ストレッチングによる沈下量 (S_4) は、各実験ケースの加振前後の写真から、図-4.4 に示した盛土の天端沈下量 S_E 、底面沈下量 S_F 、盛土および盛土直下の液状化層の面積変化分 A_E 、 A_F を求め、以下の式により算出した。

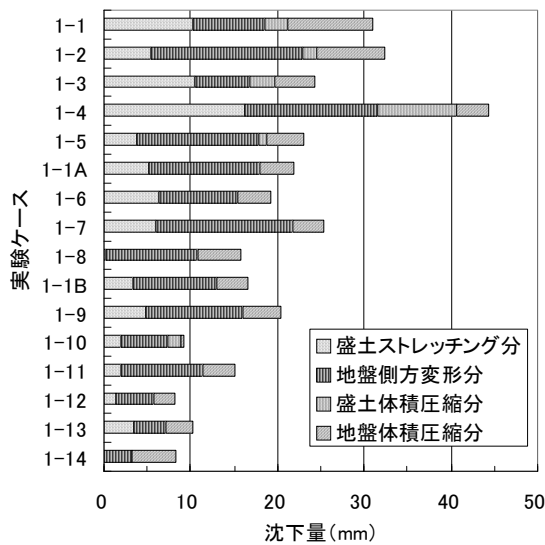


図-4.7 無対策盛土の天端沈下量中における各変形成分の寄与分

$$S_1 = A_F/W, S_2 = S_F \cdot S_1, S_3 = A_F/W, S_4 = S_F \cdot S_F \cdot S_3$$

ここに、 W は盛土底面幅である。図-4.7より、盛土沈下の主な要因は液状化層の側方変位と盛土のストレッチングであり、この2つで全体の50～80%を占めている。したがって、盛土の沈下抑制には液状化層側方変位と盛土ストレッチングを抑制する対策工法が有効と考えられる。

4.2.2.2 実験パラメータと変形量の関係

ここでは、無対策盛土の変形特性を把握するために、実験パラメータが各変形量に及ぼす影響を分析する。各実験パラメータと各変形量の関係を図-4.8に示す。

(1) 液状化層厚

図-4.8(1)において、側方変位量は、液状化層厚に依らずほぼ同じである。法肩および法尻のストレッチング量は、液状化層が厚いほど小さくなり、両者の差も小さくなる。盛土沈下量は、液状化層が厚いほど天端および底面ともに大きくなるが、ここでも両者の差は小さくなる。これらにより、液状化層が厚くなるほど、盛土のストレッチングは小さく、盛土は元の形状を保ちつつ沈下すると考えられる。

(2) 盛土高さ

図-4.8(2)において、入力加速度が25Gの場合を見ると、盛土が高くなると、側方変位量、法肩および法尻のストレッチング量、盛土天端沈下量は線形的に大きくなる。ただし、底面沈下量はほぼ一定となっている。この傾向は入力加速度が12.5Gの場合でも同様である。

(3) 盛土幅

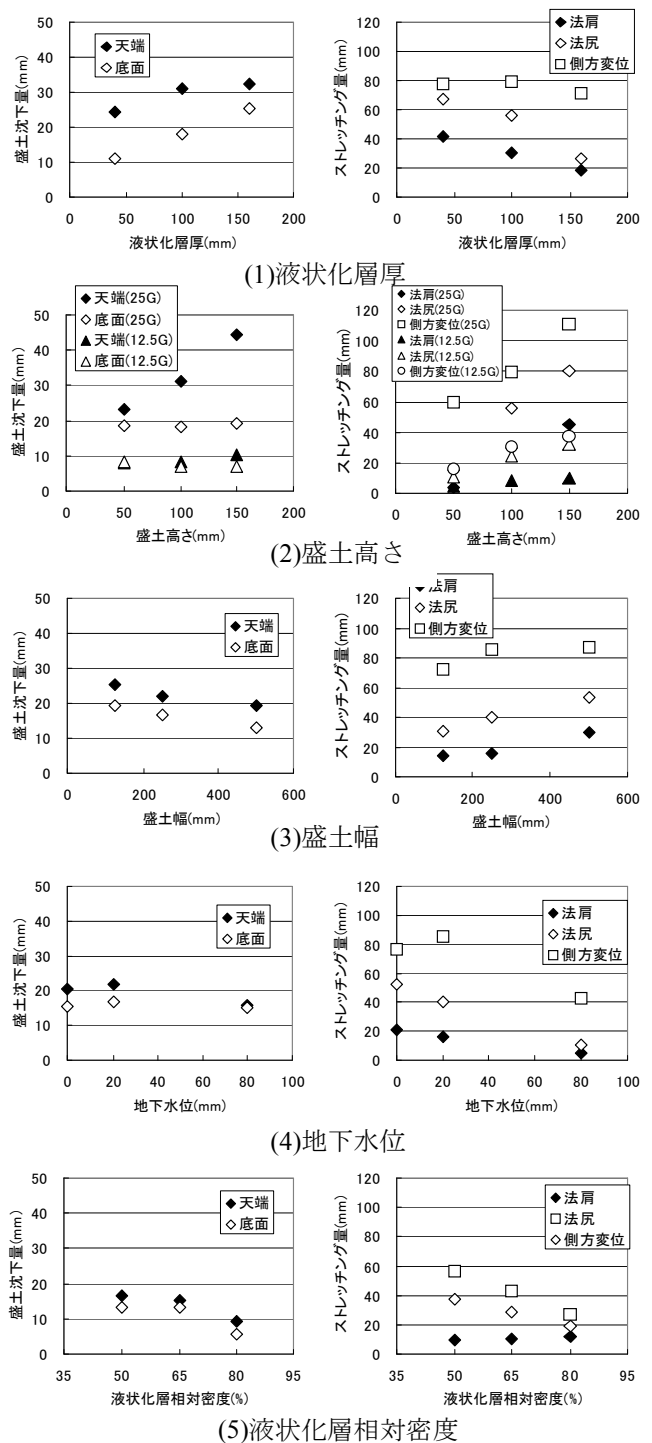


図-4.8 実験パラメータと変形量の関係

図-4.8(3)より、盛土幅が広くなると、法肩と法尻のストレッチング量、および側方変位量はいずれも大きくなりつつ次第に頭打ちする傾向が見られる。反対に盛土沈下量は、天端、底面ともに小さくなる。盛土幅が十分に広いと水平成層地盤に近くなるため、盛土の沈下量は液状化層の体積圧縮分に収束すると考えられる。

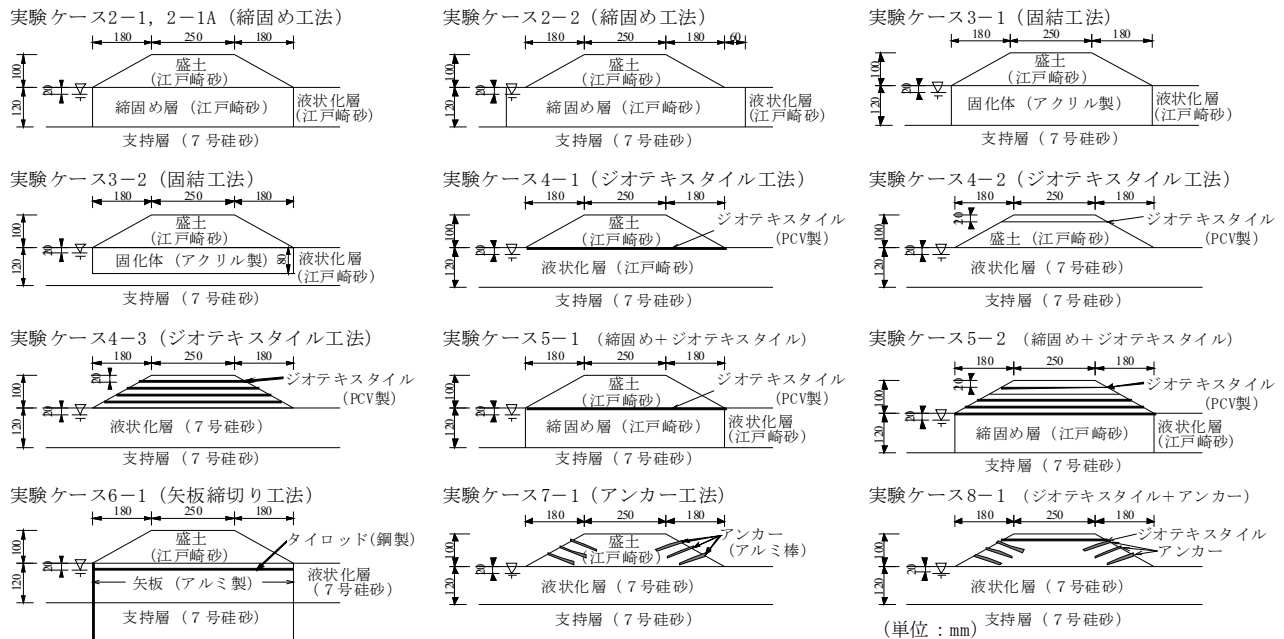


図-4.9 対策盛土の実験模型

(4) 地下水位

図-4.8(4)には、地下水位と各変形量の関係を示す。地下水位 0mm のケースは、他ケースに比べて入力地震動が若干小さかったため、参考値として扱う。これを考慮すれば、地下水位が低くなると、いずれの変形量も小さくなる傾向にあると考えられる。

(5) 液状化層の相対密度

図-4.8(5)において、液状化層の相対密度が大きくなると、側方変位量、法尻ストレッチング量、盛土の天端および底面沈下量は小さくなる。法尻ストレッチング量はわずかな増加傾向にある。

(6) 入力加速度

図-4.8(2)において、入力加速度が大きくなると、いずれの変形量も大きくなる傾向がある。

表-4.2 対策盛土の実験ケース一覧

実験 ケース	基礎地盤の改良				盛土の改良		比較実験 ケース
	工法	改良幅 (mm)	改良深さ (mm)	改良程度 Dr(%)	工法	改良範囲	
2-1	締固め	610	120	90	—	—	1-1
2-1A		610	120	120			
2-2		730	120	100			
3-1	固結	610	120	—			
3-2		610	80	—			
4-1	—	—	—	ジオテキ スタイル	盛土底面 1 段	1-1B	
4-2					盛土上部 1 段		
4-3					盛土全体 5 段		
5-1	締固め	610	120	100	ジオテキ スタイル	盛土底面 1 段	1-1
5-2		610	120	100		盛土全体 5 段	
6-1	矢板締切り タイロッド付	610	120	—	—	—	1-1A
7-1	—	—	—	—	アンカー	法面	1-1B
8-1	—	—	—	—	ジオテキ スタイル アンカー	盛土上部 1 段 法面	

4.2.3 まとめ

基礎地盤の液状化による盛土の変形メカニズムを把握するため、無対策盛土の動的遠心模型実験を行った。その結果、盛土および液状化層の各変形量には、各実験パラメータとの関係性が見られ、盛土の寸法が大きい場合、液状化層が厚い場合や緩い場合、地下水位が高い場合、地震動が大きい場合には、天端の沈下量は大きくなる傾向が見られた。

4.3 盛土本体および盛土直下基礎地盤の耐震対策の組み合わせによる耐震対策工の効果に関する検討

4.3.1 対策盛土の遠心模型実験

基礎地盤および盛土本体への耐震対策工の効果把握するため、対策盛土の動的遠心模型実験を行った。対策盛土の実験モデルおよび実験ケースを図-4.9 および表-4.2 に示す。実験ケースは、無対策盛土の実験ケース 1-1 を基本として、盛土直下の基礎地盤の対策、盛土の対策および両者の併用を考えた 13 ケースとした。基礎地盤の対策工法には、締固め工法、固結工法および矢板締切り工法を選定した。盛土の対策工法には、ジオテキスタイル工法およびアンカー工法³⁾を選定した。締固め層は、実験ケースにより相対密度が 90~120% となるように締固めた。固化体はアクリル製であり、液状化層の

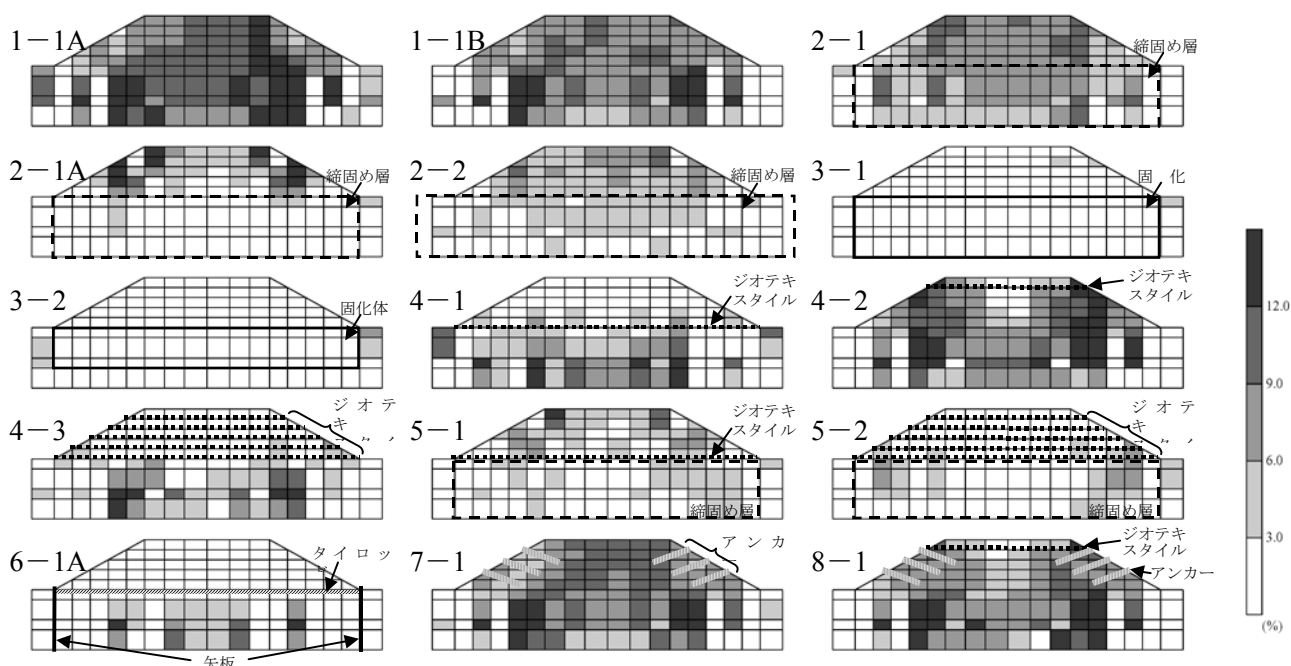


図-4.11 各対策ケースの水平ひずみ分布

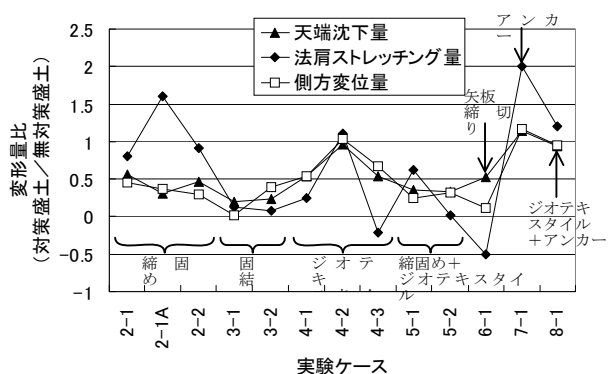


図-4.10 各対策ケースの変形抑制効果

飽和単位体積質量と等しくなるように調整した。矢板模型はアルミ製であり、土槽底面に剛結し、頭部を鋼製のタイロッドにより接合した。ジオテキスタイル模型は、板厚 0.5mm のポリカーボネイト板を加工して作成した⁴⁾。アンカー模型は直径 8mm、長さ 80mm のアルミ棒であり、盛土両法面に 60mm ピッチの千鳥状に打設した⁵⁾。

4.3.2 対策盛土の遠心模型実験の結果

対策盛土の実験結果を用いて、各対策の効果を把握する。ここでは、対策効果は無対策ケースに対する変形量の比で評価する。各対策ケースの比較対象とする無対策ケースも、表-4.2 に示している。対策ケースごとの盛土の天端沈下量、法肩ストレッチング量および液状化層の側方変位量の変形量比を図-4.10 に示す。同図では、変

形量比が 1 を下回れば対策効果が認められることとなる。実験前後の写真の標点移動量から算出した各対策ケースの水平ひずみ分布を図-4.11 に示す。同図では、色が濃いほどひずみが大きいことを示す。

4.3.2.1 盛土沈下抑制効果

盛土の沈下抑制効果を把握するため、盛土天端沈下量比に着目する。図-4.10 において、基礎地盤の液状化層を対策する締固め工法、固結工法、矢板締切り工法、および固結工法とジオテキスタイル工法を併用した工法では、盛土天端沈下量比が 0.2~0.5 となっており、盛土沈下の抑制効果が見られる。また、側方変位量比の比較でも、ほぼ同傾向であることから、盛土天端沈下を抑制するには、側方変形を抑制する対策工法が有効と考えられる。

盛土のみの対策工法では、ジオテキスタイルを盛土上面に敷設した 4-2、アンカー工法の 7-1、これら 2 つを併用した 8-1 に盛土沈下の抑制効果は見られないが、ジオテキスタイルを底面もしくは全体に敷設したケース 4-1、4-3 には盛土沈下の抑制効果が見られる。図-4.11 のひずみ分布において、4-1、4-3 は無対策に比べて、盛土のみならず液状化層でもひずみが小さくなっており、結果として盛土の沈下が抑制されることが分かる。

4.3.2.2 盛土の亀裂およびすべりへの対策効果

盛土上方から撮影した様子を写真-4.2 に示す。同写真の盛土天端には、多くのケースに亀裂が見られる。また、

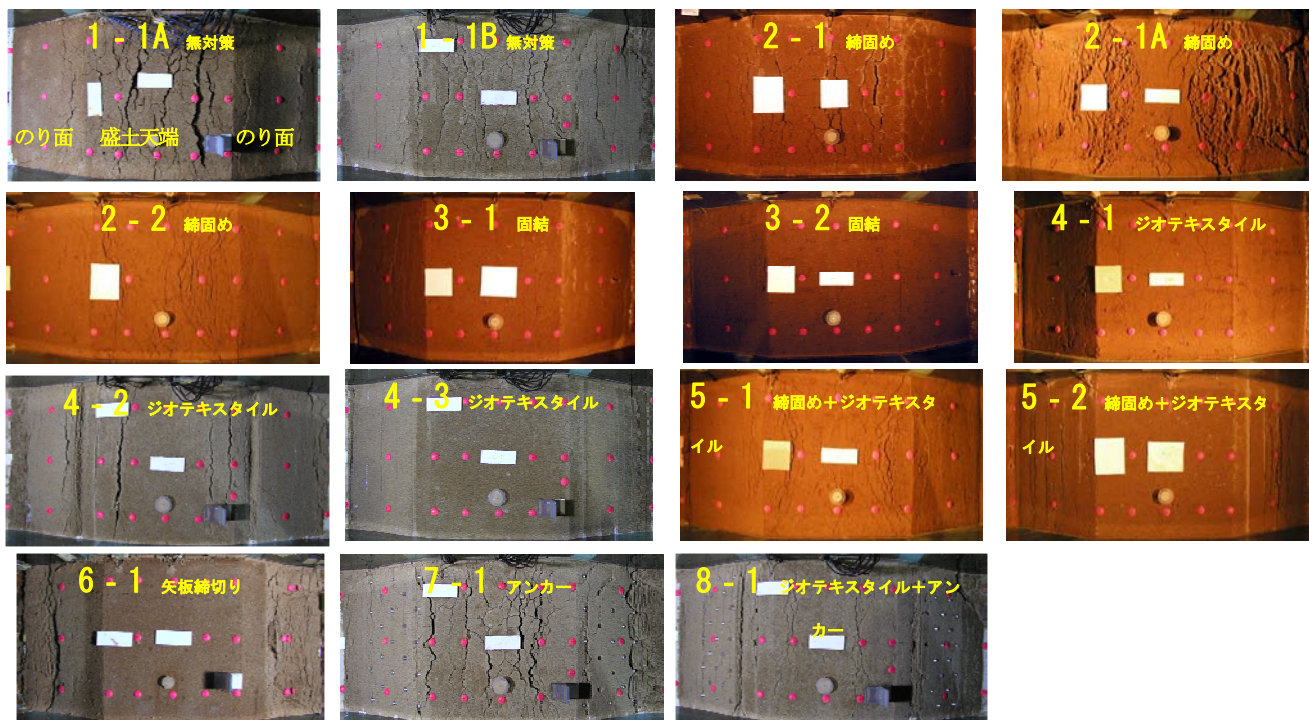


写真-4.2 各対策ケースの盛土天端における亀裂の発生状況

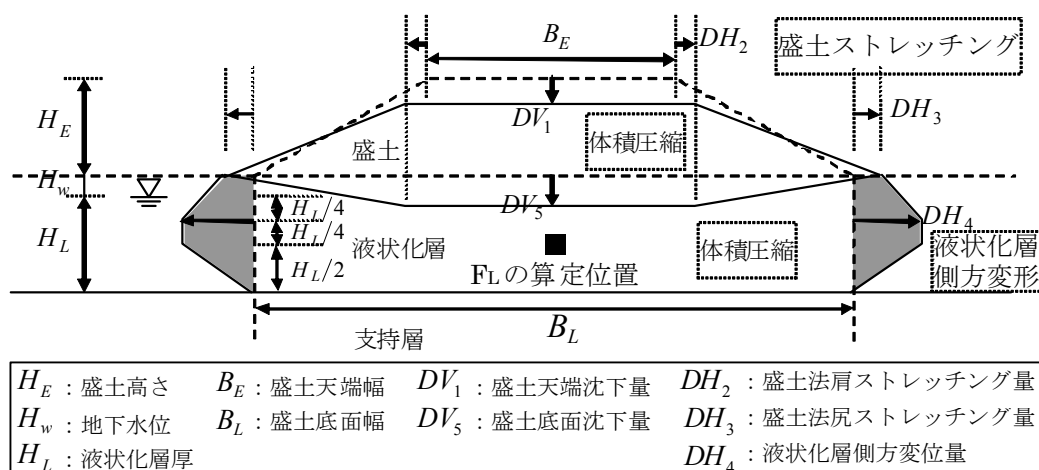


図-4.12 液状化地盤上の盛土の変形

一部のケースにはすべりも見られる。そこで、ここでは亀裂やすべりの局所的な変状への対策効果に着目し、その効果が認められる例について考察する。

(1) ケース 2-1A, 5-2

図-4.10 において、ケース 2-1A は盛土の沈下抑制効果は見られるが、法肩ストレッチングの抑制効果は見られない。また、図-4.11 では法肩に局所的な大きなひずみが見られ、写真-4.2 ではのり面にすべりが生じていることが分かる。これは、液状化層の締め固め改良により、盛土直下地盤の液状化による剛性低下がさほど生じないため、盛土の応答が減衰しないことが原因であると考えら

れる⁴⁾。ケース 5-2 は、2-1A に対し盛土全体にジオテキスタイルを敷設したケースであり、図-4.11 では盛土内のひずみが小さくなっており、ジオテキスタイルののり面のすべり抑制効果が見られる。

(2) ケース 4-2, 7-1, 8-1

対策ケース 4-2、7-1、8-1 は、既設盛土への適用を考慮した実験ケースである。ただし、これらのケースでは、盛土の沈下に抑制効果が見られない結果となっている。しかし、写真-4.2 において、8-1 は 4-2 および 7-1 よりも亀裂発生が軽減されている状況が見られる。図-4.11 のひずみ分布を比較すると、4-2 では、ジオテ

キスタイルが敷設された盛土天端は小さく、法面は大きい。反対に 7-1 はアンカーの打設領域である法面は小さく、盛土天端は大きい。これらを組み合わせた 8-1 は、盛土天端および法面ともにある程度小さくなっている。これらから、異なる対策工法の組み合わせにより、盛土の亀裂発生を軽減できることが分かった。

4.4 盛土沈下予測手法および耐震対策工の設計法

盛土の沈下は、図-4.4 に示したように、(1)基礎地盤体積圧縮、(2)基礎地盤側方変形、(3)盛土ストレッチング、(4)盛土体積圧縮が要因となって生じる。図-4.7 に示したように、遠心模型実験における加振前後の変形状況を分析することにより、盛土の主な沈下要因は基礎地盤側方変位と盛土ストレッチングであった。ここでは、遠心模型実験の結果に基づき、盛土天端の簡易沈下予測手法について検討した。

検討にあたり、盛土の変形を表すパラメータを図-4.12 に示したとおりに定義した。なお、以後の検討においては、実験結果を重力場換算している。液状化地盤上の盛土の沈下量(s)は、盛土の体積圧縮による沈下量は無視できるほど小さいことから、液状化層側方変形、盛土ストレッチングおよび液状化層体積圧縮に起因する沈下量(それぞれ s_1 , s_2 , s_3 とする)の和で表現可能と考えられる。

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (4.1)$$

ここで、 DH_4 、 DH_3 、 DH_2 に着目する。 DH_4 は、式(4.2)で定義される平均盛土高さを表すパラメータ q'_E 、図-4.12 に示した非液状化層が有する液状化層の側方変形に対する変形抑制効果を表す係数 α 、液状化に対する抵抗率 F_L との関係性が見られた。そこで、これらをまとめて $\alpha \cdot q'_E / F_L$ とし、 DH_4 と関係を図-4.13 に示す。ここで、 α は式(4.3)により算出した。

$$q'_E = \gamma_{E,t} \cdot A_E / (\gamma_{L,sat} \cdot B_L) \quad (4.2)$$

$$\alpha = 1 - \beta \cdot H_w / B_L \quad (4.3)$$

ここに、 $\gamma_{E,t}$ ：盛土の湿潤単位体積重量、 $\gamma_{L,sat}$ ：液状化地盤の飽和単位体積重量、 A_E ：盛土断面積、 β ：非液状化層の影響度合いパラメータで、実験結果とのフィッティングにより 5 とした。 F_L は図-4.12 に示すように、盛土直下の液状化層の中心位置において算出した。その際に用いた繰り返しせん断応力比は、文献⑥と同様に、入力加速度が一次元土柱全体に一樣に作用すると仮定し、累積損傷度理論を用いて損傷度係数が 20 波で等しくなるせん断応力比として求めた。

DH_3 は、図-4.14 に示すように DH_4 との比で表すと、 $1 - H_L / B_L$ 、 $1 - H_w / B_L$ が大きくなると大きくなる傾向がみられた。また、 DH_2 と盛土高さ H_E の比は、 DH_3 に対

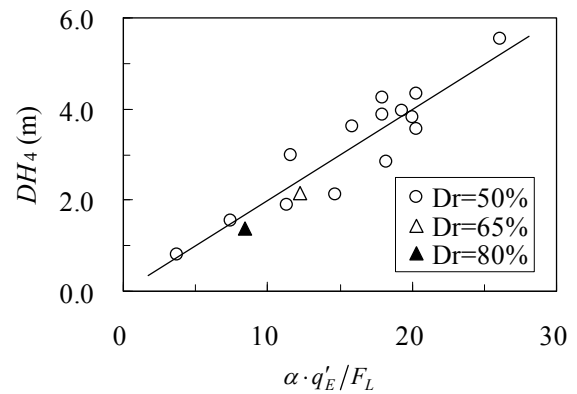


図-4.13 DH_4 と $\alpha \cdot q'_E / F_L$ の関係

して図-4.15 に示す関係が見られた。

図-4.13、図-4.14、図-4.15 のそれぞれについて回帰分析を行い、 DH_4 、 DH_3 、 DH_2 の予測式として式(4.4)、

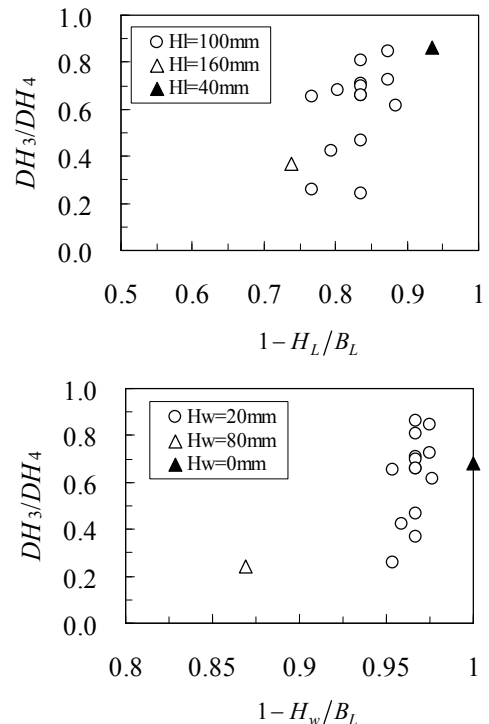


図-4.14 DH_3/DH_4 と $1 - H_L / B_L$ 、 $1 - H_w / B_L$ の関係

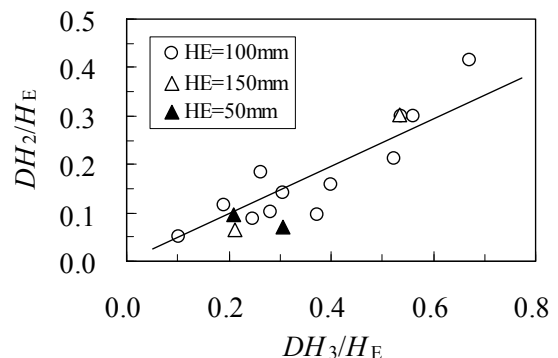


図-4.15 DH_2/H_E と DH_3/H_E の関係

式(4.5)、式(4.6)が得られた。

$$DH_4 = 0.199 \cdot \alpha \cdot q'_E / F_L \quad (4.4)$$

$$DH_3 / DH_4 = 1.48 \cdot (1 - H_L / B_L)^{3.36} \cdot (1 - H_w / B_L)^{8.51} \quad (4.5)$$

$$DH_2 / H_E = 0.491 \cdot DH_3 / H_E \quad (4.6)$$

液状化層の側方変形による沈下量(s_1)は、図-4.12 に示すような盛土直下の液状化層の変形形状を仮定することにより液状化層の側方変形面積(A_L)を求め、盛土幅 B_L で除すことにより求めた。

$$s_1 = A_L / B_L \quad (4.7)$$

盛土のストレッチングによる沈下量(s_2)は、盛土本体に体積変化が生じることなく図-4.12 に示すような盛土の変形形状を仮定し、

$$s_2 = H_E \cdot (DH_2 + DH_3) / (B_E + B_L + DH_2 + DH_3) \quad (4.8)$$

により求めた。

液状化層の体積圧縮による沈下量(s_3)は、図-4.7 に示した実験結果の平均が 3.8%であることから、いずれのケースにおいても、

$$s_3 = 0.038 \cdot H_L \quad (4.9)$$

とした。

上記の予測式による盛土天端沈下量の予測値と実験値の比較を図-4.16 に示す。同図において、予測値は実験値よりも大きめであるものの実験結果の傾向を表していることが分かる。

次に、上記変形予測手法の対策工への適用を検討する。基礎地盤の改良や盛土本体の補強による、側方変位 DH_4 の抑制効果、盛土自体のストレッチング抑制効果を考慮する必要があることから、 DH_4 に対する補正係数 c_1 、 DH_2 に対する補正係数 c_2 を導入すると、式(4.4)～(4.6)は次のようになる。

$$DH_4 = 0.199 \cdot c_1 \cdot \alpha \cdot q'_E / F_L \quad (4.10)$$

$$DH_3 / DH_4 = 1.48 \cdot (1 - H_L / B_L)^{3.36} \cdot (1 - H_w / B_L)^{8.51} \quad (4.11)$$

$$DH_2 / H_E = 0.491 \cdot c_2 \cdot DH_3 / H_E \quad (4.12)$$

今回の実験の範囲では、液状化層全てを固化改良した場合は DH_4 を 0 とし、また、矢板締切り工法の場合は液状化層の土圧増分による矢板の水平変位を DH_4 とすればよいと考えられる。また、ジオテキスタイルによる補強の場合、盛土底面のみにジオグリッドを敷設した場合は $c_1=c_2=0.7$ 程度、盛土全体に敷設した場合は $c_1=c_2=0.5$ 程度となった。

以上より、比較的簡便な手法で液状化地盤上の無対策盛土および対策工を施した盛土の沈下量を推定することが可能となるものと考えられる。

4.5 まとめ

液状化地盤上の道路盛土の被害に及ぼす要因を明らかにするとともに、盛土の液状化対策工の適用性を検討し、

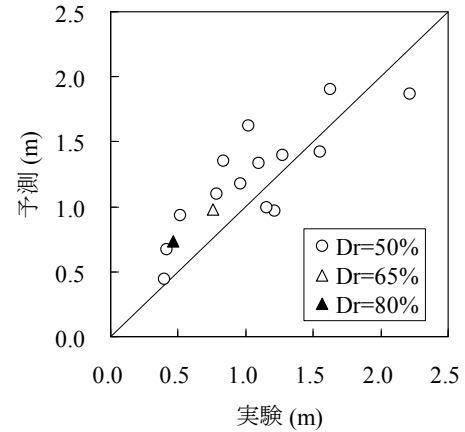


図-4.16 DV_1 の実験値と予測値の比較

盛土本体および盛土直下基礎地盤の耐震対策の組み合わせによる耐震対策工の設計法を検討した。その結果、以下の示す事項が明らかとなった。

- (1) 盛土の寸法が大きい場合、液状化層が厚い場合や緩い場合、地下水位が高い場合、地震動が大きい場合には、天端の沈下量は大きくなる傾向がある。
- (2) 盛土被害は道路の交通機能を考慮した場合、沈下とストレッチングの両面に着目する必要がある、それらを抑制するには、特に液状化層の側方変形と盛土のストレッチングを抑制する工法が有効である。
- (3) 盛土の沈下抑制効果は、盛土の対策よりも液状化層の対策の方が大きい。ただし、液状化層の対策のみでは、盛土に亀裂やすべりが生じる場合もあるため、注意が必要である。
- (4) ジオテキスタイルを盛土の底面もしくは全体に敷設した対策では、盛土のみの対策でも盛土の亀裂や滑りに対する効果とある程度の盛土の沈下抑制効果が見られた。
- (5) 盛土の上面にジオテキスタイル、法面をアンカーで補強した対策では、盛土の沈下抑制効果はさほど期待できないが、盛土天端の亀裂やのり面のすべりを抑止する効果が見られた。このような対策は、橋台やカルバートの取付け部以外のある程度の沈下を許容できる場合には有効な対策であると考えられる。
- (6) 液状化地盤上の道路盛土の動的遠心模型実験の結果をもとに、液状化地盤上の無対策盛土および対策工を施した盛土の簡易沈下予測手法を提案した。

第4章の参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 道路震災対策便覧 (震災復旧編)、pp.53-56、2002。
- 2) 岡村末対、田本修一、松尾修: 地盤の液状化による盛土沈下

対策工（締固め工法）の効果、第36回地盤工学研究発表会、pp.1343-1344、2001.

- 3) 館山勝、木村英樹、小島謙一、矢崎澄雄、古関潤一、龍岡文夫：大径補強体で補強した既設橋台の模型振動実験、第34回地盤工学研究発表会、pp.1985-1986、1999.
- 4) 黒瀬浩公、田村敬一、佐々木哲也：液状化地盤上の対策盛土の動的遠心模型実験、第58回土木学会年次学術講演会、pp.305-306、2003.
- 5) 豊田耕一、杉田秀樹、石原雅規、佐々木哲也：液状化地盤上の対策盛土の動的遠心模型実験（その2）、第40回地盤工

学研究発表会、pp.1401-1402、2005.

- 6) 古賀泰之、松尾修、古関潤一、高橋晃浩、山根行弘：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料第3264号、2004.
- 7) 建設省土木研究所他：液状対策工法設計・施工マニュアル(案)、共同研究報告書第186号、1999.

5. 地震時変形性能を考慮した下水道施設の経済的な耐震対策補強技術の開発

5.1 はじめに

下水道施設の地震被害としては地盤の液状化による被害が最も多く、下水処理施設においては、周辺地盤の液状化により処理場施設や取付管路の浮上がり被害や、下水処理施設周辺地盤の液状化に伴う沈下による下水処理施設本体と取り付け管路等との不同沈下による管のズレ、継ぎ手の破損による被害が生じている^{1,2)}。また、2003年十勝沖地震や2004年新潟県中越地震では、埋戻し土の液状化による下水道管路やマンホールの浮上がり、路面沈下等の被害が多発した^{3,4)}。下水道施設が上記のような被害を受けた場合、下水道の使用が不可能になるほか、道路交通機能にも支障をきたし、汚水の漏洩による水質の悪化等の二次的な被害が生じる恐れがある。したがって、このような地震被害を軽減するための耐震対策技術の開発が求められている。

そこで本研究では、下水道処理施設および下水道管路施設の液状化対策技術の提案を目的に以下の項目を実施した。

- ①液状化対策としての矢板締切工を施した下水道施設の地震時挙動を動的遠心模型実験により調べ、変形量に基づく液状化対策工の設計法を提案した。
- ②2003年十勝沖地震による下水道管路施設の被害を踏まえ、被災した下水道管路の埋戻し部の地盤調査および採取した埋戻し土の室内土質試験を行い、被害箇所の埋戻し土の特性を調べた。
- ③動的遠心模型実験により、下水道管路施設の液状化被害に及ぼす要因を明らかにするとともに、液状化被害軽減策としての砕石埋戻しやセメント改良土による埋戻しの効果の確認を行った。
- ④下水道管路施設の液状化被害の有無と周辺地盤条件について整理し、微地形分類および地盤条件に基づく液状化被害の可能性の判断基準について検討した。

- ⑤下水処理施設と取り付け管路の不同沈下に関して、埋戻し部の液状化に伴う沈下量の予測手法について検討を行った。

5.2 下水道施設の浮上がり変形量を考慮した液状化対策工の設計法に関する検討

矢板締切工法は、構造物直下および周辺地盤の液状化は防止できないが、構造物の両面に矢板による連続壁を設け、周辺の液状化地盤が有効上載圧の小さい構造物直下へ回り込むことを防止することによって、構造物の浮き上がりを抑止するものである。ここでは、矢板締切工を施した下水道施設の地震時挙動を動的遠心模型実験により調べるとともに、矢板内での下水道施設の浮上がり変位予測手法について検討し、液状化対策工を施した下水道施設の変形量予測手法について検討した。

5.2.1 対策工を施した地中構造物の浮上がりに関する動的遠心模型実験

動的遠心模型実験の実験条件を表-5.1に、模型の概要を図-5.1に示す。実験は50Gの遠心力場で行い、ケースにより矢板の有無、矢板と構造物の間隔、地下水位、構造物幅を変化させて合計6ケース実施した。実験に用いた模型は、剛な土槽の中に、アクリル製の地中埋設管模型を設置した飽和砂地盤を作成したものである。Case01-01、Case98-11は無対策、その他のケースでは地中構造物両側に矢板を設置した。液状化地

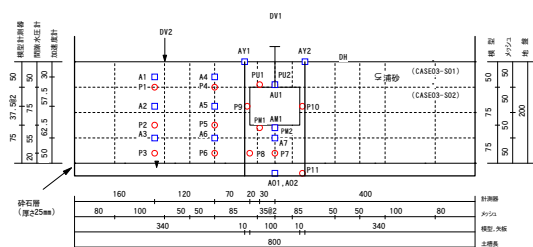


図-5.1 実験模型（模型スケール）

表-5.1 実験条件

CASE	STEP	遠心 加速度 (G)	地盤材料	対策	模型仕様	相対密度 Dr	地下水位 G. L. - (mm)	加振条件			
								入力波形	周波数 (Hz)	最大加振加速度 (G)	(gal)
01-1	1	50	豊浦砂	無対策	模型幅: B=100mm 模型高: H=75mm 模型密度: $\rho_s=0.789\text{g/cm}^3$	53.6	0	sin波 20波	60	22.3	437
98-11	1	50	豊浦砂	無対策	模型幅: B=200mm 模型高: H=75mm 模型密度 $\rho_s=0.801\text{g/cm}^3$	51.0	0	sin波 20波	60	14.6	286
03-S01	1	50	豊浦砂	矢板 (間隔1cm)	模型幅: B=100mm 模型高: H=75mm 模型密度: $\rho_s=0.789\text{g/cm}^3$	55.1	0	sin波 20波	60	18.2	359
03-S02	1	50	豊浦砂	矢板 (間隔3.5cm)		55.8	0	sin波 20波	60	18.4	389
03-S03	1	50	豊浦砂	矢板(間隔1cm) 地下水位G.L.-50mm		57.4	50	sin波 20波	60	18.0	371
03-S04	1	50	豊浦砂	矢板 (間隔1cm)	模型幅: B=200mm 模型高: H=75mm 模型密度 $\rho_s=0.801\text{g/cm}^3$	53.2	0	sin波 20波	60	18.9	406

盤は豊浦砂を用いて相対密度約 50%を目標に空中落下法により作成した。地中構造物模型には、見かけの比重が 0.8 になるように調整したアクリル製の箱を用いた。模型矢板には板厚 4 mm のアルミ板を用い、矢板下端は土槽底面に固定した。間隙流体には、遠心加速度 50G に合わせて水の 50 倍の粘性となるように調整したメトロズ水溶液を用いた。加振波形として 60Hz20G (実物換算 1.2Hz 約 400gal) の正弦波 30 波を入力した。なお、このうち前後の 5 波はテーパー部である。

図-5.2 に各ケースの加振終了時点の浮上がり量を示す。なお、図中では後述する手法により、構造物の浮上がり変位 x を矢板のたわみによる成分(x_s)と、締切矢板内での砂の回り込みによる成分(x_i)に分離して示している (図-5.3 参照)。

Case01-01 と Case03-S01 を比較すると、矢板を設置することにより浮上がり変位を抑制できることが分かる。また、Case03-S01 と S02 を比較すると、矢板と構造物の間隔が小さいほど地中構造物の浮上がり量は小さくなるが分かる。これは矢板を設置することにより矢板締切外側からの液状化した地盤の回り込みは抑制することができるが、矢板と構造物の間隔が広いと矢板締切内の液状化した地盤が構造物直下に回り込むことにより浮上がりが生じるためである。

5.2.2 対策工を施した地中構造物の浮上がり変位予測手法の検討

検討に際し、まず構造物の浮上がり変位 x を矢板のたわみによる成分(x_s)と、締切矢板内での砂の回り込みによる成分(x_i)に分離した (図-5.3 参照)。矢板の変形による浮上がり量については、矢板に式(5.1)で表される漸増成分土圧 σ_h を作用させて矢板に生じる水平変位を解析により求め、これらから求まる矢板の変位面

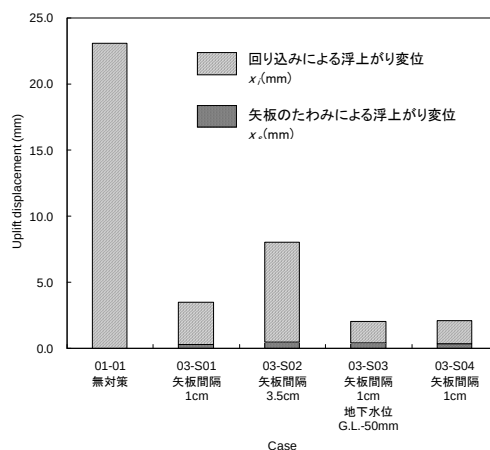


図-5.2 各ケースの加振終了時点の浮上がり量

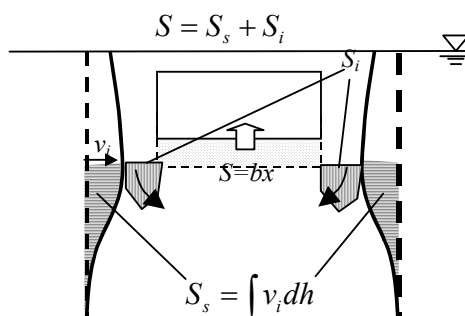


図-5.3 浮上がり量の分離方法

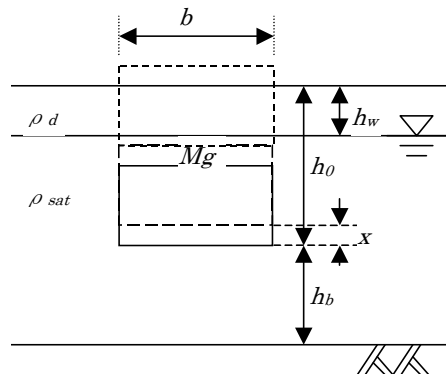


図-5.4 浮上がり変位予測計算モデル

積を構造物幅で除すことにより、矢板のたわみによる浮上がり量 x_s を求めた。

$$\Delta\sigma'_h = (1 - K_0)R_u\sigma'_{v0} = (1 - K_0)\Delta u \quad (5.1)$$

ここに、 $\Delta\sigma'_h$ ：漸増成分土圧、 K_0 ：静止土圧係数、 R_u ：過剰間隙水圧比、 Δu ：過剰間隙水圧。

締切矢板内の液状化土の回り込みに起因する浮上がり量を予測する手法については以下のように検討した。

地中構造物が浮き上がる際、地中構造物には構造物と上載土の自重、浮力、および浮上がり速度に比例した抵抗が作用すると仮定し、浮上がり速度の変化は小さいため慣性項を無視すると、浮上がり変位は次のように表わせる（図-5.4 参照） η 。

$$x = \frac{[\rho_t h_w + \rho_{sat}(h_0 - h_w)]b - M}{\rho_{sat}b} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\rho_{sat}bg}{C}t\right) \right\} \quad (5.2)$$

ここに、 x ：浮上がり変位、 C ：液状化した土の浮上がり速度に比例する抵抗を表す定数、 M ：地中構造物および上載土の単位奥行きあたりの質量、 ρ_t ：地下水位以上の土の密度、 ρ_{sat} ：砂の飽和密度、 h_w ：地下水位、 h_0 ：地中構造物の底面深さ、 b ：地中構造物の幅、 g ：重力加速度。

既往の研究 η によると、抵抗係数 C は液状化抵抗率 F_L 、動的せん断強度比 R 、 b 、 (b/h_b+1) および初期せん断応力比の関数として次の式で表されている。

$$C[t/ms] = 50000 \cdot b[m] \cdot (b/h_b + 1) \cdot \left(\frac{\sigma'_h - \sigma'_v}{2\sigma'_h} \right)^{0.5} \cdot R \cdot F_L^{1.5} \quad (5.3)$$

ここに、 h_b ：構造物底面下の液状化層厚、 σ'_v 、 σ'_h ：それぞれ構造物底面および同深度の周辺地盤における有効上載圧。

式(5.3)により抵抗係数 C を求め、これを式(5.2)に代入することにより加振終了時の地中構造物の浮上がり量を求めることが可能となる。ここでは、抵抗係数を算出する式(5.3)に矢板締切の効果を組み込み、締切矢板内の回り込みによる浮上がり変位を予測する手法を検討した。

浮上がり変位 x から矢板のたわみによる浮上がり成分(x_s)を除いた結果として得られる、回り込みによる変位 x_f に対して、式(5.2)をフィッティングすることにより、各ケースの抵抗係数 C を求めた。

図-5.5 に逆算した抵抗係数とパラメータ $(b/h_b+1)*(b/b_s+1)$ の関係を示す。ここで、 b_s は矢板と構造物の間隔である。なお、無対策のケースでは矢板と構造物の間隔としては構造物と土槽側壁までの距離とした。これより、パラメータ $(b/h_b+1)*(b/b_s+1)$ と C

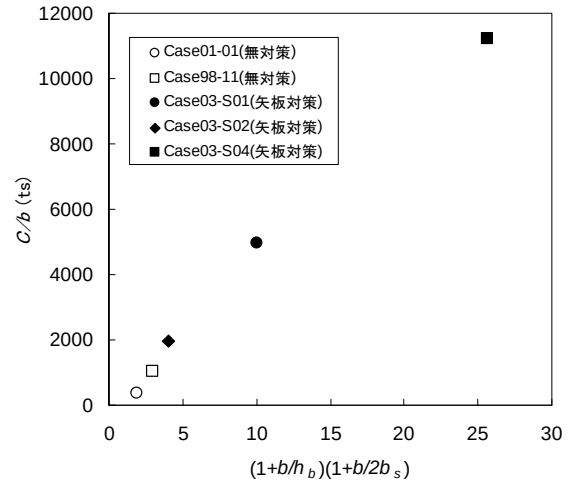


図-5.5 C/b と $(b/h_b+1)*(b/b_s+1)$ の関係

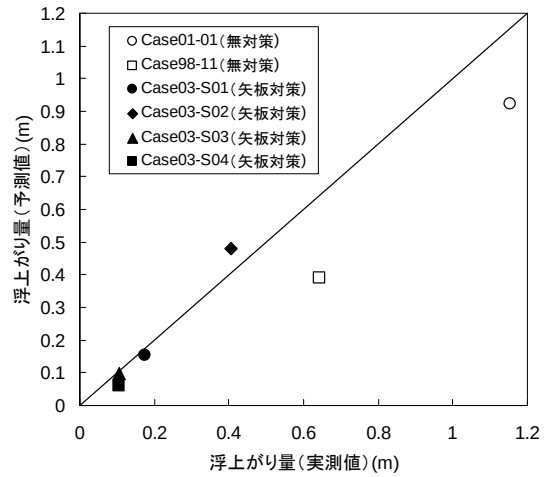


図-5.6 浮上がり変位の実測値と予測値の比較（重力場換算）

の間にはほぼ比例関係があり、これにより構造物幅、矢板締切の効果を取り込めることが分かる。

以上の検討により、矢板締切を考慮した場合の抵抗係数は次の式で表すことができる。

$$C[t/ms] = 50000 \cdot b[m] \cdot (b/h_b + 1) \cdot (b/b_s + 1) \cdot \left(\frac{\sigma'_h - \sigma'_v}{2\sigma'_h} \right)^{0.5} \cdot R \cdot F_L^{1.5} \quad (5.4)$$

式(5.4)により矢板締切を考慮した場合の抵抗係数を求め、式(5.2)により矢板締切を施した構造物の矢板締切内での液状化した砂の周り込みによる浮上がり量を予測することができる。これに、漸増成分土圧による矢板のたわみによる浮上がり量を加えることにより、矢板締切を施した地中構造物の浮上がり量の予測が可能となる。

図-5.6 に浮上がり量の実測値と予測値の比較を示す。

浮上がり量の予測値は式(5.2),(5.4)による締切矢板内での回り込みによる浮上がり量の予測値と矢板のたわみによる浮上がり量の予測値の和として求めたものである。また、変位は実物換算した値である。これより、提案した手法により無対策および矢板対策を施したケースとも概ね実測値を予測することができることが分かる。

5.2.3 まとめ

動的遠心模型実験により下水道処理施設の液状化対策としての矢板締切り工法の設計法を検討した。矢板締切対策を施した地中構造物の浮上がり変位予測手法として、矢板のたわみによる構造物の浮上がり変位の予測手法、および浮上がり中の構造物に浮上がり速度に比例した抵抗が作用すると仮定した矢板締切内での砂の回り込みによる浮上がり変位予測手法を提案し、これにより、矢板締切を施した地中構造物の遠心模型実験による浮上がり変位をおおむね予測できることを示した。

5.3 不同沈下予測手法の検討

地震時に処理場施設周辺地盤が液状化すると、地盤沈下により杭基礎で支持されている処理場施設と取り付け管路に不同沈下が生じ、管路施設にズレ、クラック等被害が生じる^{1,2)}。周辺地盤の液状化に伴う沈下量の予測手法については、「下水道耐震対策指針と解説」⁸⁾において液状化した層の沈下率は5%とされているが、これらは埋立地における地震後の地盤沈下量と液状化層厚から求められたものである。しかし、処理場施設周辺は開削後に砂質土で埋め戻されていることが多く、このような場合の沈下率は5%よりも大きいことが懸念される。そこで、2003年十勝沖地震および2004年新潟県中越地震における埋戻し部の液状化による地震後の路面沈下量と掘削深さのデータから、液状化による埋戻し部の沈下率を検討した。

ここでは路面沈下量（地震前後の地盤高）と掘削深の関係性をプロットするとともに、沈下率(=路面沈下量/地下水以下の埋戻し土の層厚)を求めた。ただし、本来埋戻し部の液状化は地下水以下で生じるため、沈下率の算定には地下水位に関する情報が必要である。しかし、いずれのデータにも地下水位に関する情報が無いため、沈下率の検討に当たっては、地下水位を-0.5mと仮定した地下水以下の埋戻し土の層厚を用いた。なお、地下水位を深く設定するほど、沈下率は大きく求まることになる。

図-5.7に路面沈下量と掘削深の関係を示す。これより、掘削深が大きくなるほど沈下量が大きくなる傾向がみられるが、データのばらつきが大きい。沈下量には、地震動の大きさ、掘削深、地下水位、埋戻し材料、

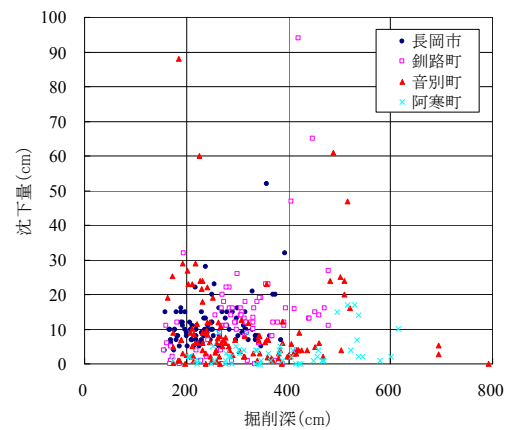


図-5.7 事例に基づく掘削深と路面沈下量の関係

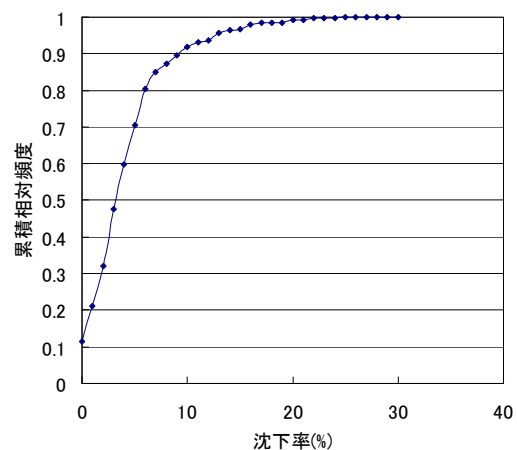


図-5.8 沈下率の累積相対頻度

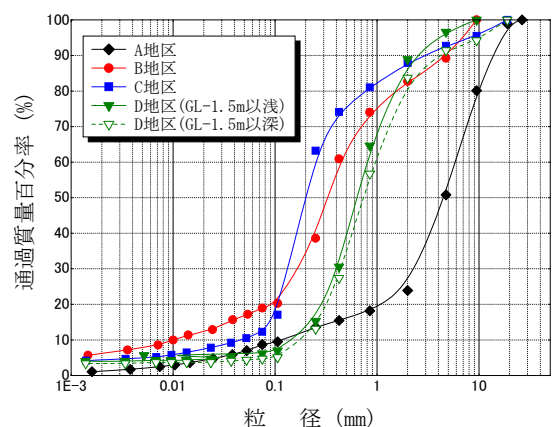


図-5.9 粒径加積曲線

埋戻し程度が大きく影響すると考えられるが、これらのデータが不明であるため、バラツキの要因は明らかではない。図-5.8に、地下水位を-0.5mと仮定した場合の沈下率の累積相対頻度を示す。これより、液状化による埋戻し部の沈下率は現行指針の5%より大きい場合が3割程度となり、1割程度が沈下率10%以上となっている。実際の地下水位がG.L.-0.5mより深かった場合には、さらに大きくなる可能性もある。したがって、埋戻し部の液状化による沈下率としては、現行指針⁸⁾の5%よりも大きめに設定し、例えば7~10%程度を目安にするのがよいと考えられる。

5.4 下水道管路施設の被害要因に関する検討

2003年十勝沖地震、2004年新潟県中越地震では下水道管路やマンホールの浮き上がりによる多大な被害を受けた^{3,4)}。被害箇所の多くは、周辺の原地盤において液状化現象が確認できないにもかかわらず、陥没した路面上に噴砂が見られることから、埋戻し土の液状化が被害の直接の原因であると考えられている。このため、被害箇所の埋戻し土の特性を調べるために、2003年十勝沖地震で被災した下水道管路の埋戻し部の地盤調査及び採取した埋戻し土の室内土質試験を行った。また、十勝沖地震で多くの被害が生じた箇所は、地下水位の浅い地域で原地盤に泥炭地盤や軟弱な粘土層が存在している箇所であった。例えば、釧路市では、海岸に沿った砂丘地域では被害がほとんど見られず、内陸に入った泥炭が分布する旧湿地において被害が多い^{3,9,10)}。このため、埋戻し土の特性だけではなく、原地盤の特性が被害の発生に大きな影響を及ぼしていると考えられる。そこで、下水道管路施設の液状化被害に及ぼす現地盤の泥炭地盤や軟弱な粘土層の影響について調べるために、動的遠心模型実験を行った。

5.4.1 現地地盤調査及び室内土質試験

現地地盤調査は、2003年十勝沖地震で下水道管渠が被害を受けた4地区(A~D)において、復旧工事の掘削に合わせて実施した。

各地区において、埋戻し土を対象として、土研式貫入試験、複数深度における現場密度試験及び攪乱試料採取、採取した試料を用いて物理試験や締固め試験、繰返し三軸試験等の室内土質試験を実施した。

図-5.9に採取した埋戻し土の粒度分布を示す。A地区の埋戻し土は、礫を多く含む良配合の材料である。その他の地点の埋戻し土にも所々礫が確認できたが、B地区は細砂を主体とした、D地区は粗砂~中砂を主体

表-5.2 現場密度試験と推定した液状化強度比

	締固め度(%)				液状化強度比				浮き上がり量 最大値 (m)
	70	80	90	100	0.10	0.15	0.20	0.25	
A地区	●	●			●	●			1.4
B地区	●	●			●	●			1.6
C地区		●	●	●	●	●	●	●	1.0
D地区			●	●	●	●			0.5

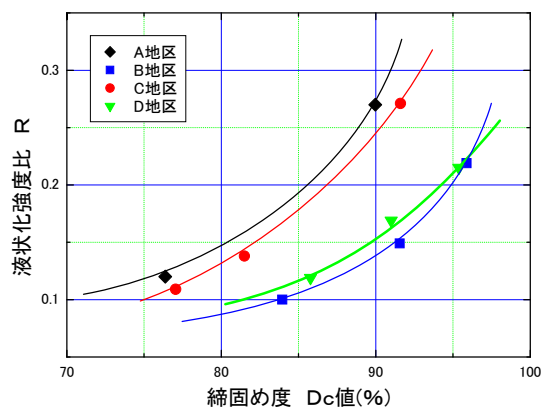


図-5.10 液状化強度比と締固め度の関係

とした比較的貧配合の材料である。B地区は、砂を主体としているが、礫分及び細粒分もある程度含む材料である。

繰返し三軸試験の結果を図-5.10に示す。締固め度の増加とともに液状化強度比が増加し、その傾向は2つに分類でき、より礫分を多く含む緩やかな粒径加積曲線のA、C地区において液状化強度比が高く、貧配合のB、D地区において液状化強度比が低い。

現地密度試験より求めた締固め度と締固め度から推定した液状化強度比を表-5.2に示す。密度試験は砂置換とコアカッターを合わせて、1地区あたり3回~12回実施しており、表中にはその締固め度の最大値と最小値を示している。また、液状化強度比の●は締固め度の最大値と最小値に対応する液状化強度比を示しており、締固め度が液状化強度試験を行った範囲を超える場合には破線を入れた。マンホールの浮き上がり量が多いA地区とB地区では、締固め度70%~80%が多く、液状化強度比は0.15程度と非常に液状化しやすい状態にあったと考えられる。C地区は、締固め度80%~90%と比較的高く、液状化強度比も0.2を上回る試験結果も得られている。この地区では、マンホールは1m程度浮き上がったものの、路面の沈下は発生しなかった。これは、埋戻し部の締固め度が比較的高いためであると考えられる。また、D地区は、締固め度が90%程度という試験結果となっているが、湧水の

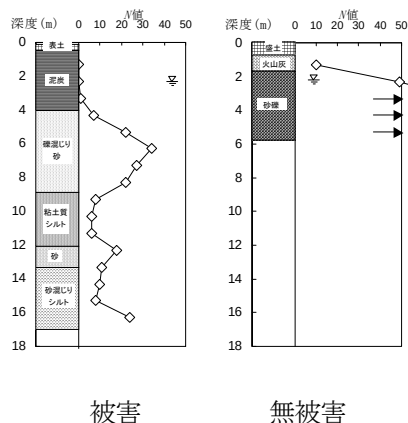


図-5.11 十勝沖地震における代表的な被害・無被害
箇所地盤柱状図

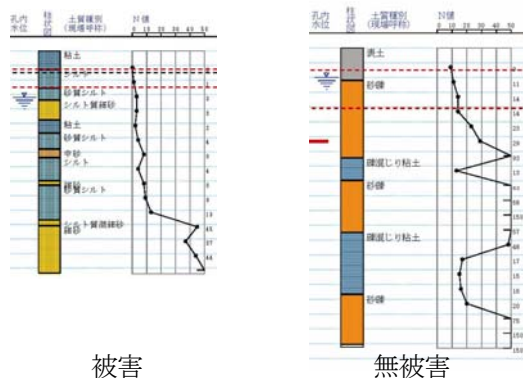


図-5.12 新潟県中越地震における代表的な被害・
無被害箇所地盤柱状図⁴⁾

影響により深いところで現場密度試験ができず、浅いところでのデータで代用している。地下水以下の深い箇所では非常に緩いことを土研式貫入試験により確認しており、全体的には締固め度がかかなり低かったものと考えられる。しかし、D地区のように路面に近い2～3mが比較的良好に締め固められている場合には、路面の被害が発生しにくくなり、マンホールの浮力に対して摩擦抵抗も期待できるため、浮き上がり量が比較的小さかったものと推測される。また、D地区の周辺地盤は、その他の地区の周辺地盤よりN値が高かったことも被害を抑える効果があったものと考えられる。

次に、被害箇所および無被害箇所周辺地盤の条件の違いを調べた。図-5.11,12に2003年十勝沖地震および2004年新潟県中越地震における代表的な被害箇所および無被害箇所地盤柱状図を示す。2003年十勝沖地震の例では、被害箇所の周辺地盤には非常に軟弱な泥炭層がみられるが、無被害箇所の周辺地盤は締まった礫質土になっている。2004年新潟県中越地震の例で

は、被害箇所の周辺地盤では、N値の小さい粘性土～シルト層が10m程度堆積している一方で、無被害箇所の周辺地盤は砂礫層であり、またN値50以上の砂礫層が比較的浅い位置に存在している。

以上の検討結果から、下水道管路施設の液状化被害が生じた箇所の特徴としては、埋戻し土が緩く液状化しやすかったこと、および周辺地盤が軟弱であったことが挙げられる。

5.4.2 下水道管路の動的遠心模型実験

下水道管路施設の浮上がり被害に及ぼす埋戻し部の締固め度の影響と周辺地盤の影響について調べることを目的に、動的遠心模型実験を行った。

図-5.13に実験模型の例を示す。実験模型は周辺地盤と管渠模型を埋設した3つの埋戻し部からなり、周辺地盤として軟弱粘性土地盤（泥炭）を模擬した合成ゴム、あるいは液状化地盤を模擬した飽和砂質土層とし、埋戻し部は細粒分を10%程度含んだ砂質土を用いて締固め度を3とおりに変化させた。実験は、周辺地盤部が砂質土のケースでは砂質土の相対密度を、合成

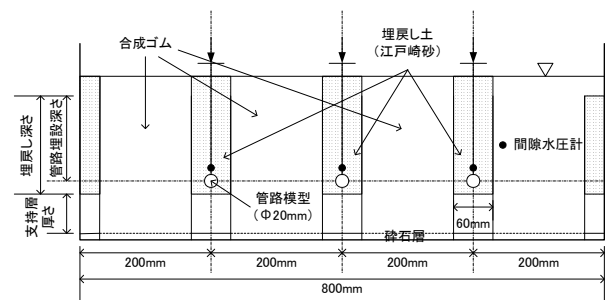


図-5.13 管渠の浮上がりに関する遠心実験模型

ゴムのケースでは管路埋設深さおよび合成ゴムの深さを変化させて、合計6つのモデルについて実施した。

結果の一例として、図-5.14に管渠の浮上がり量と管渠埋設深さ付近の周辺地盤のせん断ひずみ振幅の関係を示す。ここで、周辺地盤のせん断ひずみ振幅は、管路埋設深さ付近の周辺地盤の応答変位が大きくなるほど大きくなる。これより、周辺地盤のせん断ひずみ振幅が大きく、すなわち周辺地盤の応答変位が大きいほど、また、埋戻し土の締固め度が小さいほど、浮上がり量が大きくなっており、特に周辺地盤が合成ゴムのケースでは周辺地盤のせん断ひずみ振幅が大きい場合には締固め度90%のケースでも浮上がりが生じていることがわかる。これは、泥炭や軟弱粘性土地盤のように周辺地盤が軟弱で地盤の応答が増幅されるよう

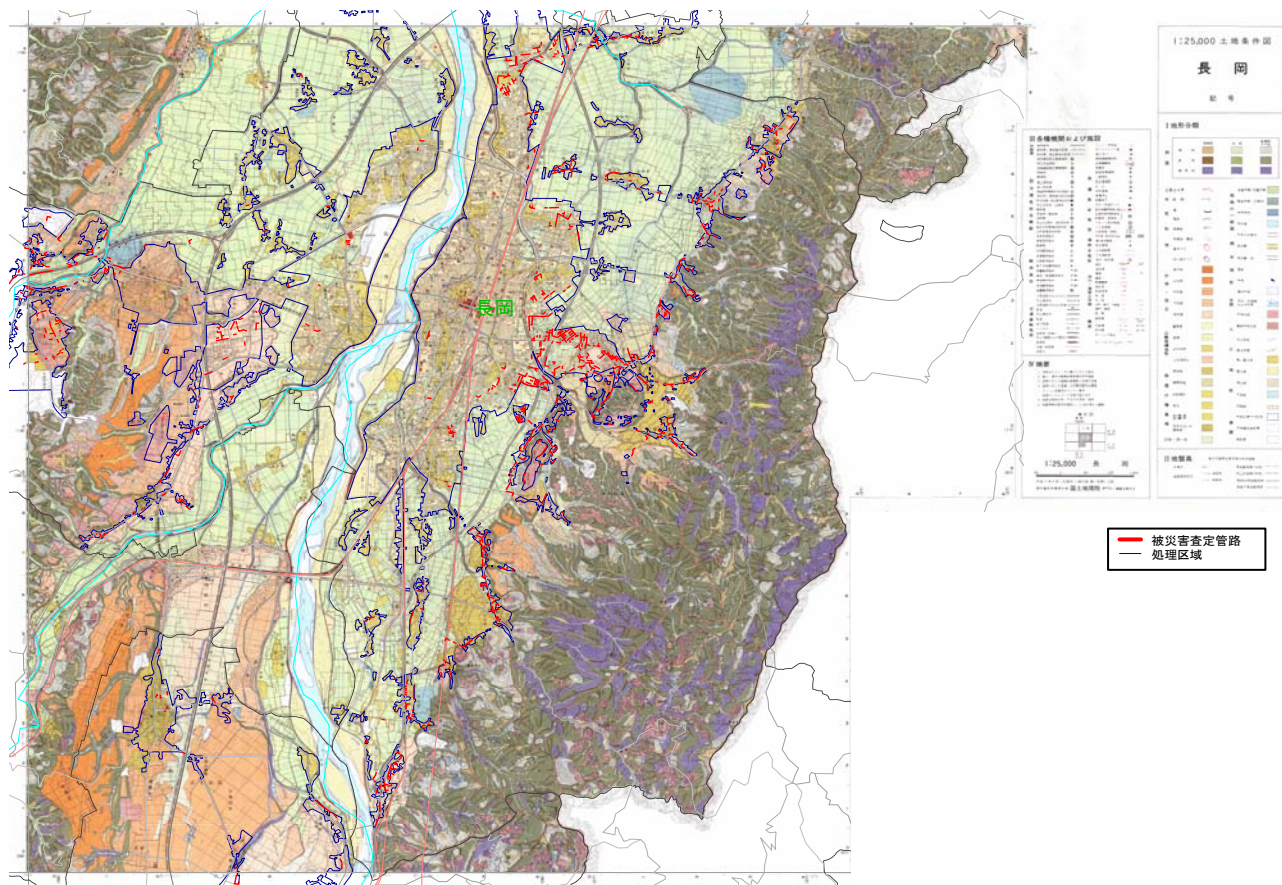


図-5.15 新潟県中越地震（長岡）による被害路線⁹⁾

な場合には、埋戻し部が周辺地盤により強制的にせん断変形を受けて埋戻し部の液状化の程度が高まることにより、管路の浮上がり変位が増大したものと考えられる。

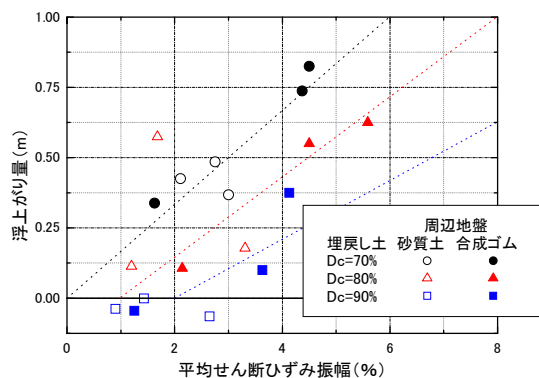


図-5.14 管渠の浮き上がり量と管渠埋設深さ付近の周辺地盤の平均せん断ひずみ振幅の関係

5.4.3 まとめ

以上の検討結果から、下水道管路施設の液状化被害の要因として以下のことが考えられる。

- 1) 下水道管路の浮上がり被害の要因は埋戻し土の液状化である。
- 2) 地下水位が高く、埋戻し部が緩い状態にあるほど埋戻し部の液状化が生じやすい。
- 3) 周辺地盤が液状化する場合および周辺地盤が軟弱な場合ほど、浮上がり程度が大きくなる。
- 4) 周辺地盤に粘性土層や泥炭層等の軟弱層があると、地震動が局所的に増幅すること、および周辺に透水性の低い層が存在することにより埋戻し土の液状化の程度が高められること、により被害の程度が大きくなる。

5.5 下水道管路施設の液状化被害の可能性の判定手法に関する検討

3.の検討で下水道管路施設の被害の主な要因は埋戻し部の液状化であり、その発生には周辺地盤の条件が密接に関わっていることが明らかになった。これらを踏まえて、過去の地震による管渠の浮上がり量と、周辺地盤の土質、地下水位、周辺地盤 N 値、周辺地盤土質等との関係を検討した。ここでは、下水道管路施設の被害の有無と周辺地盤条件について検討し、微地

表-5.4 過去の地震による被害・無被害管路の主な微地形分類と被害形態

地震	箇所	被害管路の微地形	被害形態	無被害管路の主な微地形
新潟地震	新潟市	旧河道、旧湿地、砂丘末端緩斜面、埋立地、砂丘間低地	管渠の折損、屈曲、沈下、浮上り、破断。	砂丘、自然堤防、氾濫平野、盛土地
日本海中部地震	秋田市	埋立地	マンホールの突出、路面の陥没。	
	能代市	砂丘間低地、砂丘末端緩斜面、氾濫平野	管渠の沈下、蛇行。マンホールの突出、破損。	砂丘
釧路沖地震	釧路町	旧湿地、旧河道	管渠の浮上がり、折損、蛇行。マンホールの突出。	
	釧路市	旧湿地、旧河道、砂丘末端緩斜面、盛土造成地	管渠の浮上がり、蛇行。マンホール突出、管渠の破損。	砂丘
北海道東方沖	釧路町	旧湿地、旧河道	管渠の浮上がり、折損、蛇行。マンホールの突出。	
	釧路市	旧湿地、旧河道、砂丘末端緩斜面、盛土造成地	管渠の浮上がり、蛇行。マンホール突出、管渠の破損。	砂丘
	標津町	旧湿地、後背湿地	管渠の浮上がり、マンホール突出	砂丘
兵庫県南部	神戸市	埋立地	管渠のクラック、継ぎ手の離脱、不等沈下、管渠の閉塞。マンホール側塊のずれ、突出。	扇状地
鳥取県西部	境港市、米子市	埋立地、旧河道、旧湖沼	マンホールの突出。管渠の破断。路面の陥没。	砂丘
十勝沖地震	釧路町	旧湿地、旧河道	管渠の浮上がり、折損、蛇行。マンホールの突出。	
	釧路市	旧湿地、旧河道、盛土造成地	管渠の浮上がり、蛇行。マンホール突出、管渠の破損。	砂丘
	鶴川町	旧湿地	路面沈下	氾濫平野
新潟県中越地震	長岡市	自然堤防周辺部、氾濫平野、緩扇状地、盛土造成地	マンホール突出、管路浮上がり、路面沈下、管渠の破損	自然堤防、扇状地、台地
	小千谷市	段丘低位面、緩扇状地	マンホール突出、管路浮上がり、路面沈下	台地

形分類および地盤条件に基づく液状化被害の可能性の判断基準について検討した。

5.5.1 微地形区分に基づく下水道管路の液状化被害の可能性の判断基準に関する検討

下水道管路施設の液状化被害の可能性を評価するための1次スクリーニングとして、微地形区分に基づく下水道管路施設の液状化被害の可能性の簡易判定基準について検討した。

過去の地震における被害路線を土地条件図あるいは治水地形分類図上にプロットし、周辺地盤および埋戻し土の液状化による被害が生じやすい微地形区分をまとめ、微地形区分に基づく液状化被害の可能性の判定基準を検討した。検討対象として、文献 1), 3), 4), 12~15)を参考に過去の地震において液状化により被害を受けた地域のうち、土地条件図あるいは治水地形分類図が整備されている地域を対象とした。検討対象を表-5.3 に示す。これらの地震における被害は、主に周辺地盤および埋戻し土の液状化による浮上がりである。

図-5.15 に、1 例として 2004 年新潟県中越地震の長岡市における被害路線を土地条件図上にプロットしたものを示す。これらと、地震被害調査に関する文献など 1, 3, 4, 12~15)から、過去の地震における被害・無被害管路の主な微地形分類と被害形態をまとめると表-5.4 の

ようになる。

表-5.4 の結果と、文献 16), 17)で提案されている「微地形区分に基づく液状化被害の可能性の判定基準」における液状化の可能性の高い微地形区分と比較すると、

表-5.3 微地形区分に基づく液状化被害の可能性の判定基準の検討対象

対象地震	対象区域
1965 年新潟地震	新潟市
1983年日本海中部地震	能代市
1993 年釧路沖地震、 1994 年北海道東方沖地震 2003 年十勝沖地震	釧路市
2004 年新潟県中越地震	長岡市、小千谷市

埋立地や旧河道等の液状化の可能性の高い微地形区分においては、下水道管路の液状化による被害も多いといえるが、それに加えて緩勾配扇状地、湿地、後背湿地、台地・段丘低位面等においても多数の被害が生じていることが分かる。これらの地形においては、周辺地盤の液状化の可能性は高くないが、地下水位が高く、軟弱な地盤であるため、埋戻し土の液状化の可能性が高い微地形区分であるといえる。

これらの結果から、文献 16), 17)による「微地形区分に基づく液状化被害の可能性の判定基準」に加えて、緩勾配扇状地、湿地、後背湿地、台地・段丘低位面等の

地形区分における被害の可能性の判定基準に修正を加えることで、周辺地盤および埋戻し土の液状化による管路被害の可能性の判定が可能になると考えられる。

表-5.5 微地形分類に基づく周辺地盤および埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準

微地形	細区分	液状化被害の可能性
区分		
谷底平野	扇状地型谷底平野	小
	デルタ型谷底平野	中
扇状地	急勾配扇状地・沖積錐	小
	緩勾配扇状地*	中～大
自然堤防	自然堤防	中
	比高の小さい自然堤防	大
	自然堤防周辺部	
ポイントバー(蛇行州)	-	大
後背湿地*	-	大
旧河道	新しい(明瞭な)旧河道	大
	古い(不明瞭な)旧河道	中～大
旧池沼	-	大
湿地*	-	大
河原	砂礫質の河原	小
	砂泥質の河原	大
デルタ(三角洲)		中
砂州	砂州	中
	砂礫州	小
砂丘	砂丘	小
	砂丘末端緩斜面	大
海浜	海浜	小
	人工海浜	大
砂丘間低地・堤間低地	-	大
干拓地	-	中
埋立地	-	大
湧水地点(帯)	-	大
盛土地	砂丘と低地の境界付近の盛土地	大
	崖・急斜面に隣接した盛土地	大
	谷底平野上の盛土地	大
	低湿地上の盛土地	大
	干拓地上的盛土地	大
	その他の盛土地	元の地形に準ずる
台地・段丘	上位面	小
	中位面	小
	下位面	小
	低位面*	中～大

なお、液状化の可能性の高い微地形区分においては、液状化の可能性の高い緩い砂質土地盤に加えて、液状化の可能性の低い粘性土地盤も含まれていると考えられるため、これらの微地形においては周辺地盤の液状化および埋戻し土の液状化の双方の可能性が高い地形であると考えられる。以上より、微地形区分に基づく周辺地盤および埋戻し土の液状化の可能性の判定基準をまとめると表-5.5 のようになる。

この表により、下水道管路施設の周辺地盤および埋戻し土の液状化による被害の可能性を概略推定することが可能となる。

5.5.2 地盤条件に基づく埋戻し土の液状化の可能性の判定基準の検討

過去に下水道管路施設の被害が生じた地震のうち、地盤柱状図、管路情報が比較的整備されているものを対象として、管路浮上がり量と、地下水位、周辺地盤 N 値、周辺地盤土質等との関係を検討し、周辺地盤条件から埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基

表-5.6 検討対象とした地震と地盤柱状図数

地震名	柱状図数
1993 年釧路沖地震	32
1994 年北海道東方沖地震	56
2000 年鳥取県西部地震	12
2001 年芸予地震	3
2003 年宮城県北部地震	27
2003 年十勝沖地震	84
2004 年新潟県中越地震	79

準を提案する。検討対象とした地震と地盤柱状図数を表-5.6 に示す。これらの地震による被害は液状化によるものがほとんどである。

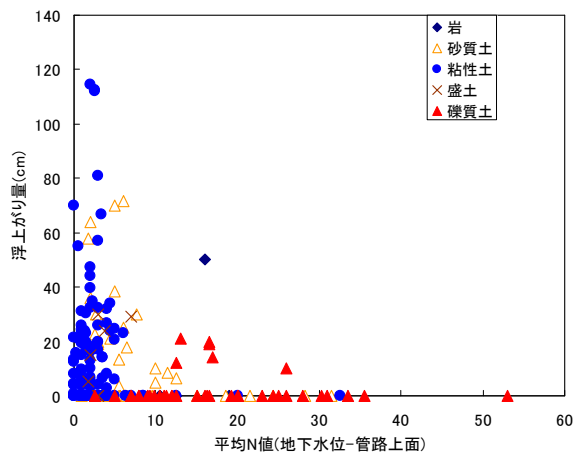
管路の浮上がり量と周辺地盤の地下水位から管渠埋設深さまでの平均 N 値、地下水位、埋設深さ(土被り厚)の関係を図-5.16 に示す。

これらの図より以下のことがいえる。

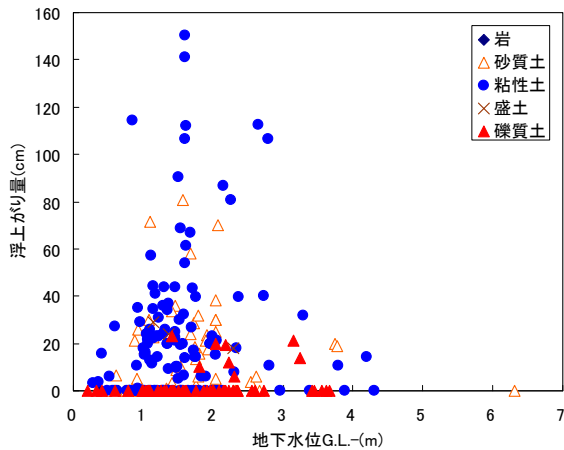
- 1) 周辺地盤が礫質土の場合には周辺地盤の N 値、地下水位、土被り等の大きさに関わらず、ほとんど浮き上がり被害は生じていない。
- 2) 周辺地盤が粘性土地盤では周辺地盤の平均 N 値が 7 以下で浮き上がりが生じており、 N 値 3 以下で浮上がり量が大きくなる傾向がある。また、砂質土地盤では平均 N 値が 15 以下で浮き上がりが生じており、 N 値 10 以下で浮上がり量が大きくなる傾向がある。
- 3) 周辺地盤が粘性土、砂質土の場合、地下水位が G.L.-3m 以深では、浮上がり量が小さい傾向がある。
- 4) 周辺地盤が粘性土、砂質土の場合、土被りが 2m 以下では浮上がり量は小さく、土被り 2m 以上で浮き上がり量が大きくなる傾向がある。
- 5) 周辺地盤が粘性土、砂質土の場合、管渠中心から地下水位までの距離が長い、すなわち管渠上方の飽和した埋戻し土層厚が厚いほど、浮上がり量が大きくなる傾向がある。

以上より、以下の全てに該当する場合に埋戻し土の液状化による被害の可能性が高いと考えられる。

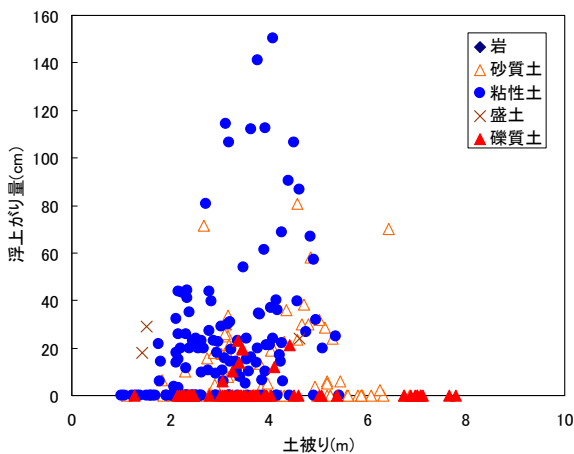
- 1) 地下水位が高い場合 (G.L.-3m 以浅)
- 2) 埋設深度が深い場合(管渠布設位置 G.L.-2m 以深かつ地下水位以下)
- 3) 周辺地盤が軟弱な場合 (緩い砂地盤 (N 値 15 以下)、軟弱粘性土地盤 (N 値 7 以下) 等)



(1)周辺地盤の平均 N 値



(2)地下水位



(3)土被り (管渠埋設深度)

図-5.16 浮上がり量と各種地盤条件の関係

5.5.3 まとめ

下水道管路施設の液状化被害について、過去の地震被害を分析することにより、微地形区分に基づく周辺地盤および埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準、および地盤条件等に基づく埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準を検討した。検討結果をまとめると以下のとおりである。

- 過去の地震により、液状化被害の可能性の高い微地形に加えて、緩勾配扇状地、湿地、後背湿地、台地・段丘低位面等において、埋戻し土の液状化による管路の被害が生じている。
- 液状化被害の可能性の高い微地形に加えて、緩勾配扇状地、湿地、後背湿地、台地・段丘低位面等の地形区分における判定基準に修正を加えることで、周辺地盤および埋め戻し土の液状化による管路の被害の可能性の概略の判定が可能になると考えられる。
- 周辺地盤が礫質土の場合には周辺地盤の N 値、地下水位、土被り等の大きさに関わらず、ほとんど浮き上がり被害は生じていない。一方で、粘性土地盤では周辺地盤の平均 N 値が 7 以下で浮き上がりが生じており、3 以下で浮上がり量が大きくなる傾向がある。また、砂質土地盤では平均 N 値が 15 以下で浮き上がりが生じており、10 以下で浮上がり量が大きくなる傾向がある。
- 周辺地盤が粘性土、砂質土の場合、地下水位が G.L.-3m 以深、かつ土被り 2m 以上で浮き上がり量が大きくなる傾向がある。
- 上記の結果を踏まえて、微地形区分による周辺地盤および埋戻し土の液状化による判定基準、および地盤条件等に基づく埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準を提案した。

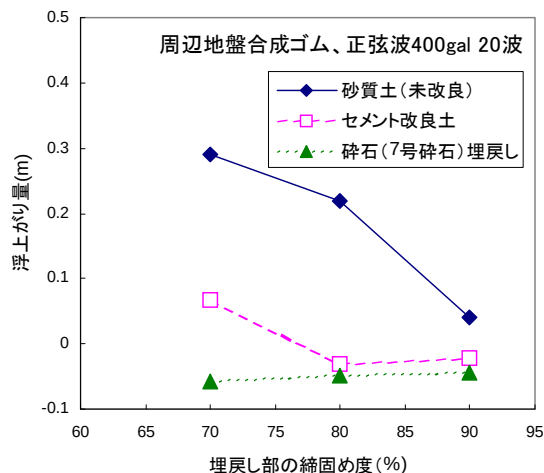


図-5.17 下水道管路の浮上がりに及ぼす対策工の効果

5.6 下水道管路施設の液状化対策に関する検討

下水道管路施設の埋戻し土の液状化による被害軽減策としてのセメント改良土による埋戻し、砕石による埋戻しの効果について、動的遠心模型実験により検討した。

実験模型は、図-5.11 に示した遠心模型の埋戻し部をセメント改良土、砕石（7号砕石）埋戻しおよび未改良の砂質土で埋め戻したものをを用いた。加振条件等の実験条件は、3.2 で示したものと同様である。

管路の浮上がり量と埋戻し部の締固め度の関係を図-5.17 に示す。これより、埋戻し部の固化および砕石による埋戻しの効果が確認できる。ただし、締固め度70%と極端に緩い状態で埋め戻したケースではいずれも浮上がりないしは沈下が生じており、セメント改良土および砕石埋戻しについても適切に締固めを行わないと効果が発揮されないことも確認できる。

これらの成果は、2003 年十勝沖地震および2004 年新潟県中越地震後にまとめられた、「管路施設の本復旧にあたっての技術的緊急提言」、および新潟県中越地震後に出された「新潟県中越地震の総括と地震対策の現状を踏まえた今後の下水道地震対策のあり方」¹⁸⁾に生かされている（表-5.7 参照）。これらの提言では、液状化被害を受けた管路の復旧に際しては、埋戻し土の締固め、砕石による埋戻し、セメント改良土などによる埋戻し部の固化対策を原則として施すものとしている。

表-5.7 埋戻し工における施工管理に関する提言内容

埋戻し法	埋戻し材料	施工管理の提案
埋戻し部の締固め	良質な砂	締固め度で90%以上 しかし、90%以上でも周辺が軟弱な場合には液状化被害の事例もあったことから、現地の特性をふまえて対策を検討すること
砕石による埋戻し	平均粒径 D_{50} が10mm 以上かつ10% 粒径 D_{10} が1mm 以上の砕石	締固め度 90%以上
埋戻し部の固化	セメントの添加量は一軸圧縮強度で100kPa～200kPa	現場強度として 50kPa～100kPa

5.7 まとめ

本研究では、下水道処理施設の液状化対策として矢板締切工を取り上げ、対策工を施した下水道施設の地震時挙動を動的遠心模型実験により調べるとともに、変形を考慮した液状化対策工の設計法について検討した。また、2003 年十勝沖地震、2004 年新潟県中越地震による下水道管路施設の液状化被害を踏まえ、被災した下水道管路の埋戻し部の地盤調査、採取した埋戻し土の室内土質試験、および動的遠心模型実験を行い、下水道管路施設の液状化被害に及ぼす要因を検討するとともに、管路施設の液状化被害の可能性の判断基準について検討した。また、動的遠心模型実験により液状化被害軽減策としての砕石埋戻しやセメント改良土による埋戻しの効果の確認を行った。結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 矢板締切対策を施した地中構造物の浮上がり変位予測手法として、矢板のたわみによる構造物の浮上がり変位を予測する手法、および浮上がり中の構造物に浮上がり速度に比例した抵抗が作用すると仮定した矢板締切内での砂の回り込みによる浮上がり変位予測手法を提案した。これにより、矢板締切を施した構造物の遠心模型実験による浮上がり変位をおおむね予測できることを示した。
- 2) 2003 年十勝沖地震、2004 年新潟県中越地震における埋戻し部の沈下率を整理し、下水処理施設と取付管の不同沈下予測手法を提案した。
- 3) 下水道管路の浮上がり被害の要因は埋戻し土の液状化であり、地下水位が高く、埋戻し部が緩い場合に被害が大きくなる傾向を明らかにした。また、周辺地盤が液状化する場合および周辺地盤に粘性土

層や泥炭層等の軟弱層がある場合に、地震動が局所的に増幅すること、および周辺に透水性の低い層が存在することにより、被害の程度が大きくなる傾向があることを明らかにした。

- 4) 過去の下水道管路施設の被害事例を分析することにより、微地形区分による周辺地盤および埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準、および地盤条件等に基づく埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準を提案した。
- 5) 動的遠心模型実験により、下水道管路施設の液状化対策としての砕石及びセメント改良土による埋戻しの対策効果を確認した。

本研究の成果のうち、微地形区分による周辺地盤および埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準、地盤条件に基づく埋戻し土の液状化判定基準、下水道管路施設の液状化対策は「下水道施設の耐震対策指針と解説－2006年版－」（(社)日本下水道協会）、および「大規模地震による下水道被害想定手法及び想定結果の活用方法に関するマニュアル（案）」（(財)下水道新技術推進機構）に反映された。

第5章の参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成7年(1995年)兵庫県南部地震災害調査報告書、土木研究所報告第196号、1996。
- 2) 建設省土木研究所：平成12年(2000年)鳥取県西部地震緊急調査報告書、土木研究所資料第3769号、2000。
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所：平成16年(2004年)新潟県中越地震災害調査報告、国総研研究報告第27号、土木研究所報告第203号、2006。
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所、独立行政法人港湾空港技術研究所：平成15年(2003年)十勝沖地震被害に関わる現地調査報告書、2005。
- 5) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)、共同研究報告書 第186号、1999。
- 6) T. Sasaki and O. Matsuo: Centrifugal model tests on countermeasure against liquefaction-induced uplift of underground structures, International Conference on Physical Modeling in Geotechnics (ICPMG'02), St. John's, Newfoundland, Canada, pp.569-574, 2002.
- 7) 佐々木哲也、田村敬一：地中構造物の浮上がり予測手法の検討、第11回日本地震工学シンポジウム、pp.1065-1070、2002。
- 8) (社)日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説、1997。
- 9) 安田進、規矩大儀、田中智宏、石川敬祐：2003年十勝沖地震による音別町の下水道被害、第59回土木学会年次学術講演会第Ⅲ部門、2004年
- 10) 規矩大儀、安田進、田中智宏、伊藤忠：2003年十勝沖地震における豊頃町の下水道被害、第59回土木学会年次学術講演会第Ⅲ部門、2004。
- 11) 石原雅規、杉田秀樹、佐々木哲也、行方馨：下水道管路の地震時浮き上がりに及ぼす周辺地盤のひずみ振幅の影響、第40回地盤工学会研究発表会、2005。
- 12) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告、土木研究所所報第125号、1965。
- 13) 建設省土木研究所：昭和58年日本海中部地震による下水道管路施設の被害調査－（その1）被害の特徴、土木研究所資料第2244号、1985。
- 14) 田中修司、塩路勝久、大塚久哲、二宮嘉郎、松尾修、古関潤一：釧路沖地震により浮上した下水道マンホールの調査、土木研究所資料第3275号、1994。
- 15) 松尾修、古関潤一、佐々木哲也、林裕士：1993年釧路沖地震・1994年北海道東方沖地震及び1994年三陸はるか沖地震による下水道管路施設の被災調査、土木研究所資料第3948号、1998。
- 16) 若松加寿江：詳細な微地形分類による地盤表層の液状化被害可能性の評価、日本建築学会大会学術講演会梗概集、B分冊構造I、pp.1443-1444、1992。
- 17) 国土庁防災局震災対策課：液状化地域ゾーニングマニュアル（平成10年度版）、1999。
- 18) 下水道地震対策技術検討委員会：新潟県中越地震の総括と地震対策の現状を踏まえた今後の下水道地震対策のあり方、2005。

6. 結論

6.1 研究の成果

「1.2 研究の範囲と達成目標」に示した達成目標に関して、得られた成果を要約して以下に述べる。

(1) 構造全体系を考慮した既設橋梁の耐震性能の評価法および耐震補強法の開発

1995年兵庫県南部地震以後、一般規模の既設道路橋の耐震補強は順次進められてきているが、施工条件の厳しい橋や中・長大橋については、その補強対策に多額の費用を要するため、速やかな対策が進んでいない。このため、本研究は、従来の橋梁の各部材毎に耐震性を評価するのではなく、橋全体系としての耐震性能を評価することによって、効果的かつ経済的に耐震性能を向上させる耐震補強技術の開発を行ったものである。

以下に、得られた主な成果を示す。

- ① 橋梁の全体構造系を考慮した耐震性能評価法の開発
 - ・河川橋等で両端に橋台を有する橋梁を対象に、橋台と背面地盤の抵抗特性の評価方法を提案するとともに、これを考慮した橋全体系の耐震性能の評価法を開発した。
 - ・せん断力の影響が支配的となる壁式橋脚面内方向を対象に、実験並びに解析に基づき、せん断支間比の影響を考慮したせん断耐力評価法を提案した。これによって補強を必要としない橋脚の評価が可能になった。
- ② 橋梁の耐震性能照査に用いる信頼性設計式の開発
 - ・兵庫県南部地震により実際に被災した RC 橋脚及び支承部を対象に、その損傷度、橋脚の曲げ耐力、最大地盤加速度との関係を明らかにし、地震動データに基づく橋脚及び支承部の被災度の評価手法を開発した。
 - ・上記成果とともに既往の震災データに基づき、大地震発生時に現地の地震計情報と各橋梁の基本的情報をもとに被災度を簡便に推定する手法を開発するとともに、近年の被害地震にこれを適用し提案手法の信頼性を検証した。本手法は、地方整備局に導入中の SATURN システムの中に取り入れられる予定である。
- ③ 全体構造系を評価した一般橋の耐震補強手法の開発
 - ・河川橋などで水中にある橋脚の補強対策が困難な場合などに、各橋脚の補強を不要とする橋全体として耐震補強工法として、免震工法、地震力分散工法、変位拘束工法を提案し、これらの工法を既

設橋梁の耐震補強工法事例集としてとりまとめ、平成17年4月に発刊した。

- ④ 全体構造系を評価した中・長大橋の耐震補強手法の開発
 - ・中・長大橋に関する耐震補強工法の事例調査を行うとともに、中・長大橋の耐震性の評価方法と耐震補強工法をとりまとめた。

(2) 簡易変形予測手法に基づく堤防の液状化対策としての地盤改良工法の設計技術の開発

本研究は、堤防の地震時沈下量予測法の開発と許容変位量に基づいた、より合理的な耐震対策工の設計法の提案を目的に実施したものである。対象とした堤防は一般堤防と高規格堤防である。高規格堤防は一般堤防に比べてその幅がはるかに大きいこと、現時点では事業の進捗状況により暫定断面とせざるを得ず、堤防の堤内側端部が擁壁構造となっていることが、一般堤防と異なる構造的特徴である。

以下に、得られた主な成果を示す。

- ① 耐震対策を行う場合の堤防の地震時沈下量予測法の開発
 - ・のり尻に固結工法や締固め工法で対策された堤防の地震時沈下量を簡易に予測解析する手法を開発した。なお、その結果を設計マニュアル（土木研究所資料）としてまとめた。
 - ・これに付随して、液状化地盤上の堤防の地震時沈下メカニズムを解明し、沈下量予測式を提案した。
- ② 許容沈下量に基づいた耐震対策工の設計法の提案
 - ・上記①の成果に基づいて、最適な対策範囲を設定する手順を整理し、上記①の成果と合わせて設計マニュアル（同上）としてまとめた。
- ③ 堤内地側緩傾斜部の地震時変形量予測手法の提案
 - ・端部擁壁を有する高規格堤防に上記①に述べた手法を応用し、地震時沈下量予測法を開発した。
 - ・ただし、沈下量予測値の精度向上のために、擁壁を支持する固化改良体の支持地盤の支持力特性評価法を改良することが課題として残された。
- ④ 堤内地側緩傾斜部の地震時変形抑制手法の提案
 - ・端部擁壁を支持する固化改良の範囲・位置と対策効果の関係を実験的に解明した。また、これを上記③の変形量予測手法を用いて設計する方法については、上記③に述べた課題が残された。

(3) 地震時変形性能を考慮した道路盛土の経済的な耐震対策補強技術の開発

本研究は、液状化地盤上の道路盛土の被害に及ぼす要因を明らかにするとともに、盛土の液状化対策工の適用性を検討し、盛土本体および盛土直下基礎地盤の耐震対策の組み合わせによる耐震対策工の提案を行うことを目的に実施した。

以下に、得られた主な成果を示す。

- ① 液状化による盛土本体および基礎地盤の変形メカニズムの解明
 - ・盛土の寸法が大きい場合、液状化層が厚い場合や緩い場合、地下水位が高い場合、地震動が大きい場合には、天端の沈下量は大きくなる傾向を明らかにした。
 - ・液状化地盤上の道路盛土の動的遠心模型実験の結果をもとに、液状化地盤上の無対策盛土の簡易沈下予測手法を提案した。
- ② 盛土本体および盛土直下基礎地盤の耐震対策の組み合わせによる耐震対策工の設計法の提案
 - ・液状化地盤上の道路盛土の動的遠心模型実験により、対策工ごとの盛土変形抑制効果および異なる対策工の組み合わせ効果を明らかにした。
 - ・液状化地盤上の道路盛土の動的遠心模型実験の結果をもとに、対策工を施した盛土の簡易沈下予測手法を提案した。

(4) 地震時変形性能を考慮した下水道施設の経済的な耐震対策補強技術の開発

近年の地震で地盤の液状化による下水道施設の被害が多発し、地震後の地域生活に多大な影響が生じていることから、現実的な地震被害軽減方策が求められている。そこで本研究は、下水道施設の地盤液状化による被害を予測する技術、被害軽減対策工の設計技術などを構築することを目的として実施したものである。

以下に、得られた主な成果を示す。

- ① 液状化対策工を施した下水道施設の地震時変形量予測手法の開発
 - ・矢板締切対策を施した地中構造物の浮上がり変位予測手法として、矢板のたわみによる構造物の浮上がり変位を予測する手法、および矢板締切内での砂の回り込みによる浮上がり変位予測手法を提案した。
- ② 変形量を考慮した下水道施設の液状化対策工の設計法の提案
 - ・上記①の成果に基づいて、変形量を考慮した下水道施設の液状化対策工の設計法を提案した。

- ③ 液状化による不同沈下予測手法および対策手法の提案

- ・2003年十勝沖地震、2004年新潟県中越地震における埋戻し部の沈下率を整理し、液状化による下水処理施設と取付管の不同沈下予測手法を提案した。

- ④ 管路施設の液状化被害軽減策の提案

- ・被害事例の分析により、微地形区分による周辺地盤および埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準、および地盤条件等に基づく埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定基準を提案した。
- ・動的遠心模型実験により、下水道管路施設の埋戻し土の対策効果を確認し、下水道管路施設の液状化対策としての締固め、砕石及びセメント改良土による埋戻しの仕様を提案した。

6.2 成果の社会への還元

ここでは、本重点プロジェクト研究の成果が国土交通省の事業に活用された事例、社会へ貢献した事例などについて述べる。

- ① 課題(1)①,③の成果が、「橋梁の耐震補強3か年プログラム」(2005~2007年度)の補強対象橋梁に対する経済的な補強方法として活用されている。また、本成果は、既設橋梁の耐震補強工法事例集として平成17年4月に発刊され、広く普及している。
- ② 課題(2)①,②の成果が、18年度より試行的に開始される河川構造物のレベル2地震動対応耐震診断・耐震補強に活用されている。
- ③ 課題(2)③,④の成果が、高規格堤防整備事業を実施している現場で試験運用されており、地盤改良による対策工の経済設計に貢献している。
- ④ 課題(3)②の成果が、「道路震災対策便覧(震前対策編)」(2006年改訂版)に反映された。
- ⑤ 課題(4)④の成果が、2003年十勝沖地震、2004年新潟県中越地震における下水道管路施設の災害復旧方法に反映された。
- ⑥ 課題(4)③,④の成果が、「下水道施設の耐震対策指針と解説—2006年改訂版—」に反映された。

この他、橋梁および道路盛土に関する研究成果は、現在改訂作業中の「道路橋示方書」、「道路土工指針」等にも反映される予定である。

