

地盤改良による既設のボックスカルバート構造物の耐震性能評価に関する

1G 振動台模型実験及びその解析

Experimental study and analysis on seismic resistance of box culvert by ground improvement.

長野兄裕¹, 西遥輝², Kheradi Hamayoon³, 岩井裕正⁴, 張鋒⁵

1 名古屋工業大学・大学院工学研究科社会工学専攻・29415074@stn.nitech.ac.jp

2 横河住金ブリッジ(元名古屋工業大学大学院/工学研究科創成シミュレーション専攻)

3 元名古屋工業大学大学院/工学研究科創成シミュレーション専攻

4 名古屋工業大学・工学部社会工学科

5 名古屋工業大学・工学部社会工学科

概 要

1995年に発生した兵庫県南部地震により、ボックスカルバート構造物である神戸高速鉄道・大開駅は大きく損壊し、周囲の交通機能を麻痺させた。旧設計指針に基づく構造物の耐震性能が不足している可能性があることを鑑み、本稿では既存ボックスカルバート構造物の耐震性能の向上を目的とし、ボックスカルバート構造物周辺の地盤改良を施した場合の耐震性能について 1G 振動台装置を用いた模型実験を実施した。ボックスカルバート構造物模型の側面地盤を改良した場合と無補強の場合を比較した結果、改良体の有無および形状がボックスカルバート構造物の耐震性能に大きく影響を及ぼすことが分かった。また、実験と同様なパターンで数値解析を行い、解析の信頼性を確認すると同時に、耐震性能の数値実験による比較検討の可能性を検証した。

キーワード：地盤改良，振動台実験，ボックスカルバート

1. はじめに

日本は国土の 73%を山地が占めており、狭い平野の中に日本の全人口の半分の人が暮らしている。そのうえ、平野内には交通機関やライフライン、居住施設、商業施設など様々な構造物が存在しており、新たに広いスペースを確保するのはとても困難である。そのため、土木構造物はよりスペースを確保しやすい地下空間へ進出するようになり、それらの構造物は地中構造物と呼ばれるようになった。

地中構造物は地上構造物に比べて安全だと言われている。その理由としては、地中構造物は周辺地盤に拘束されているため、構造物が振動した際の逸散減衰が非常に大きいことや、内空断面を含めた見かけの単位体積重量が周辺地盤の単位体積重量よりも小さいことから地上構造物とは異なった振動メカニズム、つまり共振しにくい上に一度起こった振動がすぐに収まるようになっていてと考えられているためである。また、地震が発生すると地下から伝播する地震動は地表面に向かって増幅していくため、地中では地表に比べて地震動が小さくなるというのも地中構造物が地上構造物に比べて安全だと考えられている理由

の一つである。

しかし、近年の大地震によって地中構造物が損壊する事例が度々見られるようになった。

代表的な例として兵庫県南部地震により大きな被害をもたらされた神戸高速鉄道・大開駅がある。大開駅は多層地盤中に開削工法により埋設されたボックスカルバート構造物であり、1995年1月17日5時46分に発生した兵庫県南部地震により35本あった中柱のうち31本が圧壊し、120mにわたって天井がM字型に折れ曲がるという被害がでた。その様子を図1及び図2に示す。また、大開駅直上の国道28号の道路は最大で2.5mにも及ぶ陥没が起り、地下鉄道の運行不能による機能損失や経済損失のみならず、上部道路の交通機能の損失という多大な被害を与えた。このような事故が起こった主原因としては、水平地震動による地盤のせん断変形とそれに伴う上載土のせん断荷重が構造物に強く作用しており、巨大地震動を想定していない旧設計指針のもとで設計された大開駅では耐えられなかったためであると考えられている。また、特に破損の大きかった中柱部分に注目すると、設計基準の問題の他に

RC 製中柱と上床版との連結部分が解析時に設定されていたヒンジ構造ではなく剛結構造に近かったことが原因で、この部分に想定していた以上の大きなせん断力、曲げモーメントが生じたとされている。そのため、既設のボックスカルバート構造物に対しては、周辺地盤の地盤改良によって対策をする必要がある。

本研究では、以上のような背景から、既設のボックスカルバート構造物の耐震性能の向上を目的に、1G 場振動台実験装置を用いた 1/30 スケールの模型実験及び同条件による数値解析を行うことによって、地震発生時に改良土の有無及び形状がボックスカルバート構造物に及ぼす影響を比較検討した。

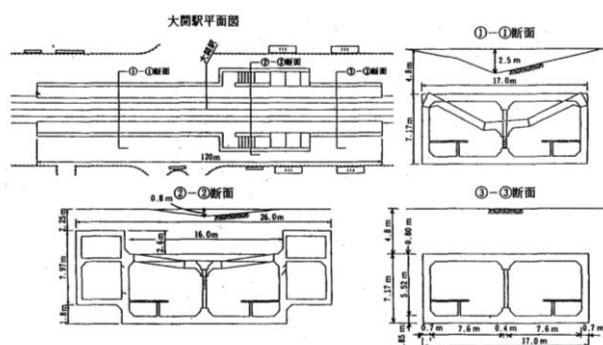


図 1 大開駅被害図¹⁾



図 2 大開駅被害状況²⁾

2. 実験装置及び模型、改良土の概説

2.1 実験装置の説明

本試験ではメンテナンス性の優れた空圧式加振装置により水平方向に振動させることができる 1G 場振動台実験装置(図 3)使用した。土層寸法は横幅 1.2m、奥行き 1.0m で連結部分にベアリングを設置し、ゴム板により格子の枠を固定することで、せん断を再現した。



図 3 1G 振動台装置

2.2 駅校舎模型の説明

本研究では実験模型を決定するために Buckingham の π 定理を用いた $s=1/30$ スケールの相似比を適用している。駅校舎模型を図 4 及び図 5 に示すような高さ 250mm、幅 500mm、奥行き 600mm の鋼製モデルで模擬した。

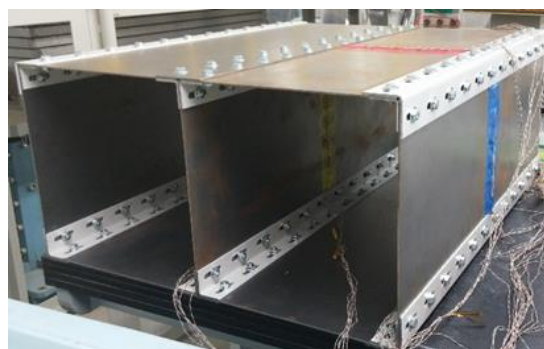


図 4 模型写真

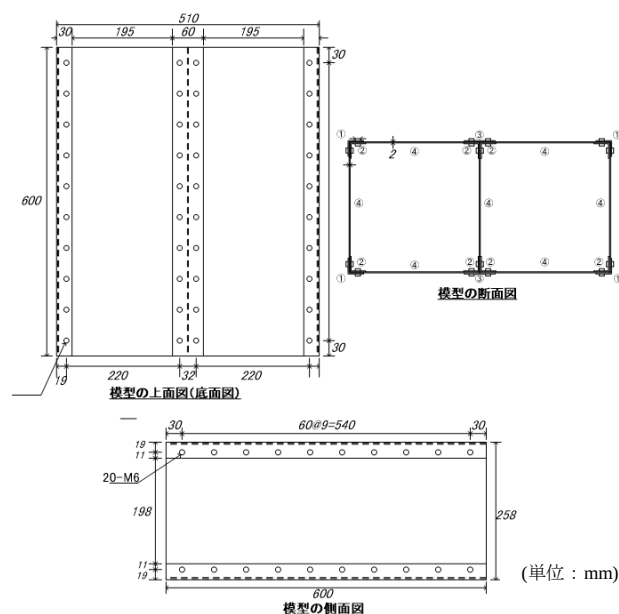


図 5 模型寸法

2.3 改良体の作成と選定

実際のセメント改良土を想定し、高炉セメント B 種、水、珪砂、藤ノ森粘土を配合して改良体を作成した。珪砂と藤ノ森粘土を配合した理由は、珪砂だけでは材料分離が起こるためである。本試験では珪砂：藤ノ森粘土=7:3、8:2、9:1 の 3 ケースにおいて、ブリーディング試験と配合試験を行い、既往の研究³⁾より目標一軸圧縮強度 $q_u=625\text{kPa}$ に近い配合割合を選定した。

改良体は非常に重く設置が困難なため 3 つのブロックに分けて作成し、養生後にセメントミルクで接合し土層に設置した。なお、セメントミルクは藤ノ森粘土、水、高炉セメント B 種を混合して作成し、その配合割合は改良体の一軸圧縮強度、変形係数に近いものを配合試験にて選定した。

試験結果より、目標とする一軸圧縮強度 $q_u=625\text{kPa}$ に最も近く、ピーク強度や変形係数 E_{50} にばらつきが少ないの

は珪砂：藤ノ森粘土＝8:2 の固化添加率 4% の配合であったため、この配合を本実験の改良体の配合とした。

また改良体の一軸圧縮強度 E_{50} をふまえ、セメントミルクの選定をおこなうと最適なのは、水：セメント：藤ノ森粘土＝1.2：1：1.2 の配合であるため、この配合を本実験のセメントミルクの配合とする。

選定した配合割合で練り混ぜたものを木枠に流し込み、改良体ブロック(図 6)を作成する。セメントミルクを使用し 6 日養生後の改良体ブロックを組み立てる。改良体の設置状況を図 7 に示す。接着後 24 時間養生し実験を行う。

また、改良体が模型と一体となって振動しているかを確認するために改良体に加速度計を設置した。



図 6 改良体写真

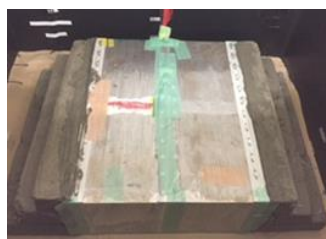


図 7 改良体設置状況

3. 模型実験

3.1 実験条件

本実験では、1G 振動台実験装置によって模型地盤に 4.0Hz の正弦波を 10 秒間与え、無補強のパターンと改良体で補強した 3 パターンの合計 4 パターンにおいて実験を行った。改良体は同体積という条件下で形状を変化させた。以下の図 8 及び表 1 に各実験ケースおよび計測機器設置箇所の詳細を示す。

土層は豊浦標準砂を使用し空中落下法にて作成した。また、地表から 37.5cm までを緩土層(相対密度 70%~80%)、以深の 22.5cm を密土層(相対密度 10%~20%)とし多層地盤を再現した。使用した豊浦標準砂の物性値を以下の表 1 に示す。

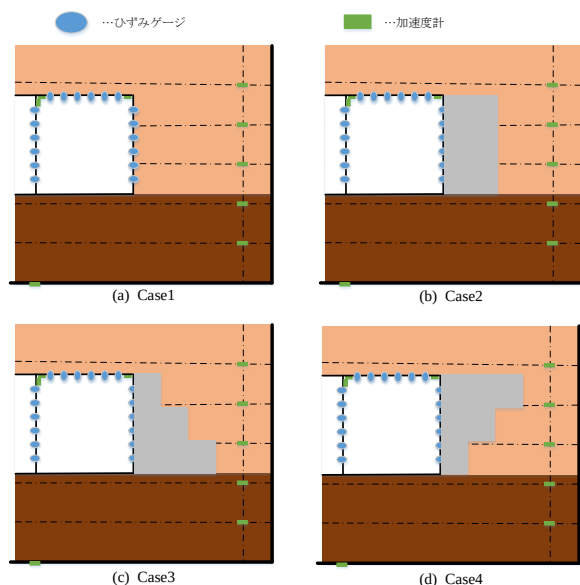


図 8 実験ケース

表 1 豊浦標準砂の物理特性

最小密度	ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.353
最大密度	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.642
最大間隙比	e_{max}	0.959
最小間隙比	e_{min}	0.614
土粒子の密度	ρ_s (g/cm ³)	2.65
最大粒径	(mm)	0.250
60%	D_{60} (%)	21.7
50%	D_{50} (%)	19.3
30%	D_{30} (%)	15.1
10%	D_{10} (%)	11.9
均等係数	U_c	1.85
曲率係数	U_c'	0.90
透水係数	k (cm/s)	5.77×10^{-2}

3.2 実験結果

本実験で求められるデータの正負の方向についての定義を図 9 に示す。

Case1~Case4 の入力加速度を図 10~図 13 に示す。実験結果から全てのケースで同等の入力加速度が得られていることが確認できる。

改良体の有無や形状による耐震性能に及ぼす影響をみるために、図 14 に各部材での最大モーメント発生時における、曲げモーメント分布を示した。どのケースにおいても中柱が最も大きな曲げモーメントを発揮しているのが分かる。また、どの部材においても未補強の Case1 に比べて改良体を設置し補強した Case2、Case3 がより曲げモーメントが小さいことから、改良体の設置によって構造物にかかる曲げモーメントは抑制されることが分かった。また、改良体の形状としては Case2 で使用した直方体の改良体よりも、Case3 で使用した階段状の改良体がより補強効果が大きいことが分かった。

また、Case4 において加振直後の地表面に図 15 に示すような砂の沈降が見られた。これより改良体が模型から剥離したと考えられる。

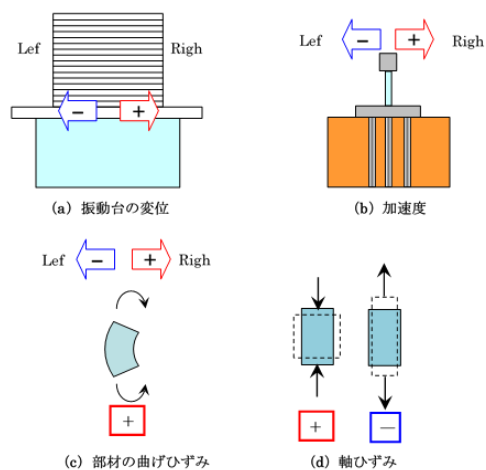


図 9 実験データの正負の定義

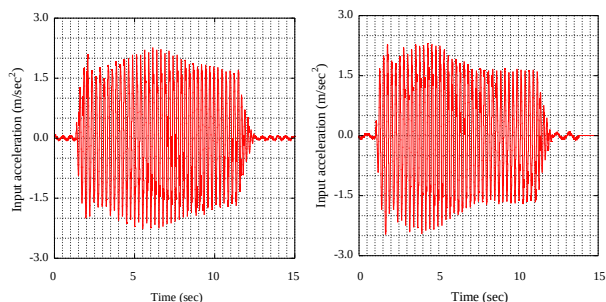


図 10 Case1 入力加速度

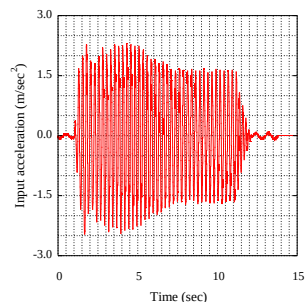


図 11 Case2 入力加速度

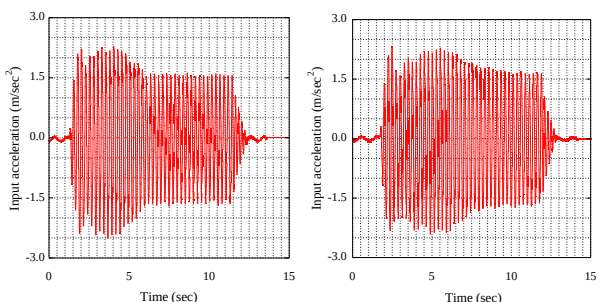


図 12 Case3 入力加速度

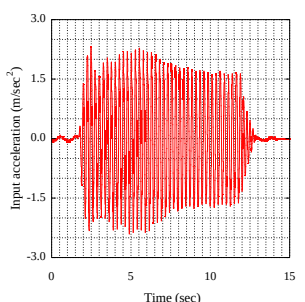


図 13 Case4 入力加速度

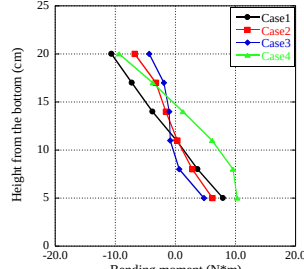
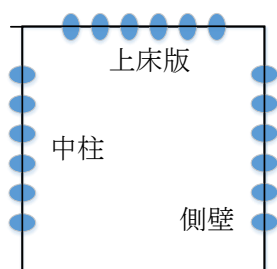
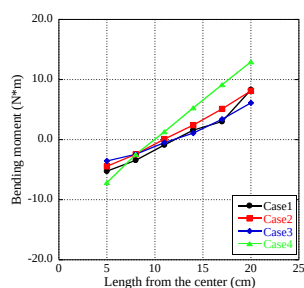
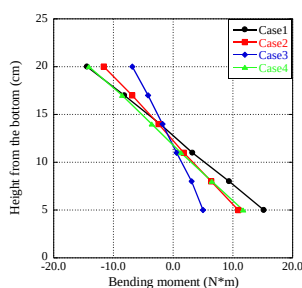


図 14 最大曲げモーメント比較
(左上：中柱、右上：上床版、右下：側壁)



図 15 Case4 加振後の地表面の様子

4. 数値解析

4.1 解析条件

振動台実験の数値解析について述べる。解析プログラムは土・水連成を考慮した解析プログラム「DBLEAVES」⁴⁾を用いた。その際、土の構成モデルとしては回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic Mobility model (Zhang et al.,2007)を用いて、構造物及び改良体は弾性材料とした。数値解析は実験と同様、乾燥地盤において実施し、改良体の配置や寸法は実験と同条件で実施した。

図 16 に数値実験に用いた有限要素解析メッシュ(節点数 7749、要素数 6212)を示す。これは振動台実験の数値を基に決定した。

地盤は乾燥地盤とし、2D メッシュを作成した。地盤は x 軸方向に幅 1200mm、y 軸方向に 600mm として作成した。この際使用した構造物モデルの部材配置図及び各パラメータを図 17 および表 2、表 3 に示す。地盤材料パラメータ及び改良土材料パラメータを表 4、表 5 に示す。

また、入力加速度は各ケースの模型実験時に測定した入力波形を使用する。

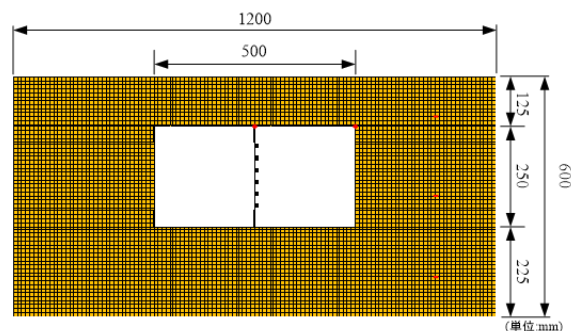


図 16 解析メッシュ

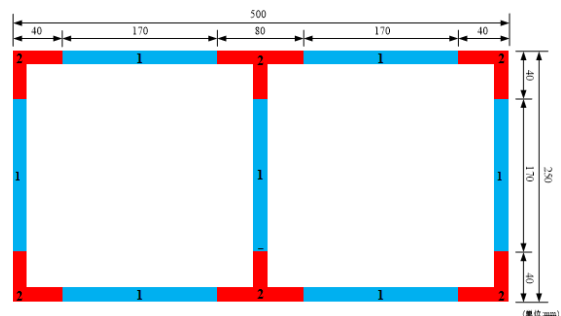


図 17 構造物モデルの部材

表 2 部材 1 パラメータ

Elastic modulus (Gpa)	210
Moment of inertia of area (m ⁴)	6.67E-10
Poisson's ratio	0.3

表 3 部材 2 パラメータ

Elastic modulus (Gpa)	210
Moment of inertia of area (m ⁴)	1.8E-10
Poisson's ratio	0.3

表 4 改良土材料パラメータ

Parameter of Soil material		Value
Young's modulus (kN/m ²)	E	1.26E+05
Poisson's ratio	ν	0.2
Density	ρ	1.98

表5 地盤材料パラメータ

Parameter of Soil material		Value
Compression index	λ	0.05
Swelling index	κ	0.0064
Stress ratio at critical state	R_f	3.3
Void ratio ($p'=98\text{kPa}$ on N.C.L)	e_0	0.87
Poisson's ratio	ν	0.3
Degradation parameter of over consolidation state	m	0.01
Degradation parameter of structure	a	0.5
Evolution parameter of anisotropy	b_r	1.5
Permeability	k	5.70E-04
Initial degree of structure	R_0	0.268(Loose), 0.680(Dense)
Initial degree of over consolidation ratio (OCR)	I/R_0	32.6(Loose), 144E3(Dense)
Initial anisotropy	ζ_0	0.0

4.2 解析結果

Case1～Case4 の最大曲げモーメント発生時の曲げモーメントの位置分布の比較及びせん断力の位置分布の比較を図18～図20に示す。使用した入力加速度の最大値はすべてのケースでほぼ等しい値であった。すべての部材において未補強のCase1に比べ、地盤改良によって補強してあるCase2、Case3では曲げモーメントが抑制されていることが確認できる。対して、Case2、Case3同様地盤改良によって補強を行ったCase4では未補強のCase1よりも大きな曲げモーメントが発生していることが確認できる。

最も地震の影響を受けやすい中柱でのせん断力の比較図を実験結果もあわせて図21に示す。解析結果より、Case2では13%、Case3では43%のせん断力が抑制されていることが分かった。また、Case4では最大で19%もせん断力が増幅していることが分かった。

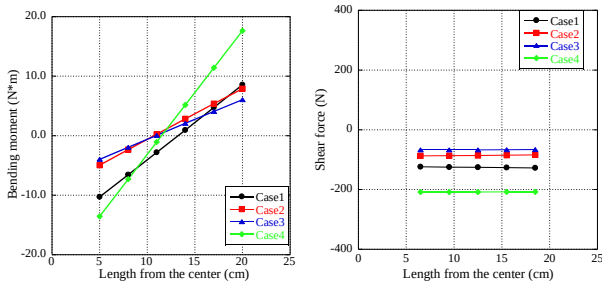


図18 最大曲げモーメント及びせん断力比較(上床版)

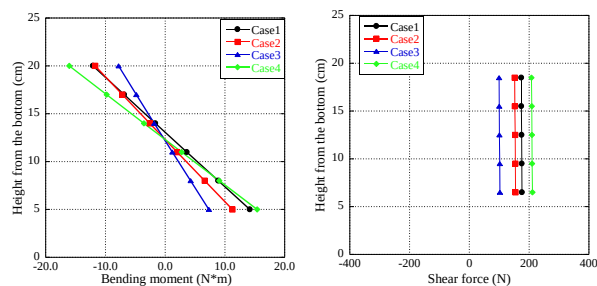


図19 最大曲げモーメント及びせん断力比較(中柱)

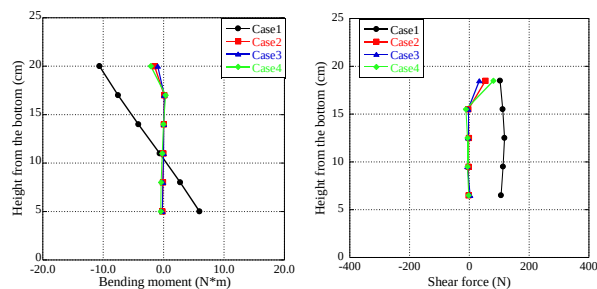
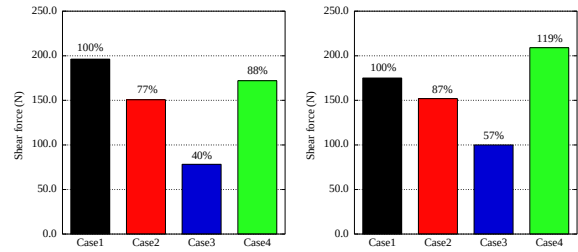


図20 最大曲げモーメント及びせん断力比較(側壁)



(a) 実験

(b) 解析

図21 中柱に発生するせん断力の比較

4.3 実験結果と解析結果の比較及び考察

解析結果において、改良体を設置したケースの側壁における曲げモーメントの数値解析の結果が同条件の模型実験の結果に比べて極端に小さくなっていた。これは補強地盤が完全にボックスカルバートに付着していると仮定しているため、現実より遙かに強い拘束力が働いていることが原因と考えられる。

実験結果より、中柱部材が最も大きな曲げモーメントを受けることが確認されていたが、解析結果からも同様の考察が得られた。実験結果、解析結果ともに無補強のCase1に比べて改良体で補強したCase2、Case3は曲げモーメントが大きく抑制されることが確認できた。同じく改良体で補強したCase4では僅かながら他ケースと同様の傾向が実験結果から確認できたが、解析結果では曲げモーメントが増幅することが確認できた。これらの理由として、改良体の転倒モーメントが大きく関わっていると考えられる。転倒モーメントの比較図を図22に示す。Case3で使用した改良体は転倒モーメントが他の形状に比べてより模型方向に作用しているためCase2及びCase4に比べて補強効果が大きかったと考えられる。また、Case4が未補強のCase1より大きな曲げモーメントの値を示していることについては、土層側に働く転倒モーメントが大きく、バランスの悪い形状であったため、加振時に改良体がおもりとして作用し、その慣性力によって各部材に大きな負荷がかかったことが理由であると考えられる。その際、構造物および改良体が土層によって拘束されているため大きな揺動の変化はないが、エネルギーが大きくなり構造物の曲げモーメントの増幅に繋がったと考えられる。また、Case4の模型実験では、改良体が模型から剥離してしまったため同ケースの解析結果とは異なる傾向が見られたと考えられる。これらより、改良体の有無および形状がボックスカルバート模型に作用する曲げモーメントに大きな影響をあたえることが分かった。

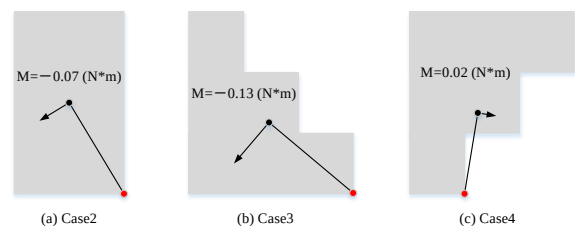


図22 転倒モーメント比較図

5. まとめ

本研究では 1/30 スケールのボックスカルバート模型を使用し、模型側面に改良体を設置しないケース、地盤改良を模擬し改良体を設置した 3 ケース、合わせて 4 ケースにおいて 1G 振動台を用いた模型実験および FEM 解析プログラム「DBLEAVES」を用いた数値解析を実施し同構造の動的挙動に着目し、改良体の有無、形状がボックスカルバート模型に及ぼす影響について比較、検討を行った。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- (1) 振動台実験結果より構造物部材の内、中柱部分が最も大きく曲げモーメントが作用することが分かった。この結果は、数値解析の結果からも同じことが確認できたため再現性が定量的に確認できた。
- (2) 振動台実験の結果より、改良体の有無および形状がボックスカルバート構造物模型の耐震性能に大きな影響を与えることが分かった。特に転倒モーメントが模型側に作用する形状の改良体においては他の形状の改良体を使用した場合に比べて大きな効果を得られた。この考察は、数値解析の結果からも同じことが確認できたため再現性が定量的に確認できた。また、数値解析および振動台実験より、改良体の形状によっては、模型に作用する曲げモーメントおよびせん断応力が増幅されることが分かった。これは転倒モーメントが逆の方向、すなわち土層方向に作用する形状の改良体において確認できた。

参 考 文 献

- 1) 岩楯敏広：阪神・淡路大震災の地下鉄構造物の被害と被害原因の検討、総合都市研究第 61 号 pp25-48、1996
- 2) 矢的照夫, 梅原俊夫, 青木一二三, 中村晋, 江寄順一, 末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析, 土木学会論文集 No.537, 1996, 4
- 3) 森河由紀弘：再液状化を含めた地盤液状化メカニズムの解明および種々地盤耐震補強工法の評価への応用、名古屋工業大学大学院学位論文、2012
- 4) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A. : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007.
- 5) 天木雄太：振動台実験を用いた液状化地盤と杭基礎の動的相互作用に関する研究、岐阜大学工学部卒業論文、2008
- 6) 余川弘至：地盤と構造物の動的相互作用に着目した液状化対策工法に関する研究、岐阜大学大学院学位論文、2009
- 7) 森竜彦：振動台実験装置を用いた液状化地盤と杭基礎構造物の動的相互挙動の把握、岐阜大学工学部卒業論文、2007
- 8) 西遥輝：剛性の異なる軟弱層に位置する浅いボックスカルバートの耐震性能に関する研究、名古屋工業大学工学部卒業論文、2015
- 9) 近藤伴彦：振動台実験装置を用いた液状化現象の実験的研究、岐阜大学工学部卒業論文、2004
- 10) 余川弘至：振動台実験装置を用いた砂地盤・構造物相互作用に関する研究、岐阜大学工学部卒業論文、2005
- 11) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1998): Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, 232-242
- 12) Zhang, F. and Kimura, M. : Numerical prediction of the dynamic behavior s of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002.
- 13) Lai, S-S., Will, G. T. and Otani, S : Model for inelastic biaxial bending of concrete member, Journal of Structural Engineering, ASCE, 110(11), pp.2568-2584, 1984.
- 14) Li, K. N. and kubo, T. : Analysis of circular RC member in MS/fiber model, Summaries of Technical papers of Annual Meeting, Hiroshima St., II, AIJ, 1999.
- 15) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T. : Mechanical Behavior of Pile Foundations Subjected to Cyclic Lateral Loading Up to the Ultimate State, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 5, pp.1-17, 2000.
- 16) Kimura, M. and Zhang, F. : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 40, No.5, pp.113-132, 2000.
- 17) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007) : Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648.
- 18) Hashiguchi, K. and Ueno, M. (1977): Elastoplastic constitutive laws of granular material, Constitutive Equations of Soils, Pro. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Spec. Ses. 9, Murayama, S. and Schofield, A. N. (eds.), Tokyo, JSSMFE, 73-82