

背面土を有する模型橋台の静的水平載荷実験

梶田幸秀¹・藤吉祐樹²・大塚久哲³

¹正会員 博(工) 九州大学大学院准教授 工学研究院社会基盤部門（〒819-0395 福岡市西区元岡 744）

²学生会員 九州大学大学院修士課程 工学府建設システム工学専攻（〒819-0395福岡市西区元岡744）

³フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院社会基盤部門（〒819-0395福岡市西区元岡744）

1. 序論

近年の地震において、上部構造同士、上部構造と橋台が衝突する事例が複数報告されている^{例え¹1}。平成14年度版の道路橋示方書²においては、隣接する上部構造同士、上部構造と橋台または上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けることを標準とすると記されている。しかし、このような設計は上部構造に大きな変位が生じることを許容しているともいえる。支承部はレベル2地震動に対し、その性能を満足するように設計するため、上部構造の過度の変位により橋脚部が大きな負担を強いることになり、橋脚部の断面が大きくなることもある。そこで、上部構造と橋台間においては上部構造が橋台に衝突しない遊間量を設けるのではなく、遊間量を小さくとり、橋台による上部構造の拘束効果を期待し、中間橋脚の負担を軽減させ橋梁全体の耐震性能を向上させる工法として変位拘束工法が提案されている³。この工法を実現するためには、橋台の水平抵抗特性や、地震時応答特性、損傷形態などを把握することが必要となる。

橋台に着目したこれまでの研究として、橋台構造に対する実験では、相馬ら⁴はジュラルミン製の剛な橋台模型に対し、背面土をジオシンセティックス補強盛土とした振動台実験を行い、背面土のセメント改良による橋梁全体系の安定化の検討を行なっている。また、西岡ら⁵は上部工質量が橋台の地震時挙動に与える影響について検討するため、背面土を用いた振動実験によって検討を行い、桁を支持する橋台の挙動は、橋台天端での地震動の増幅の影響を無視できない場合があることなどを述べている。橋台の実験では、橋台に作用する土圧や背面土の改良による影響などが主たる着目点で有り、橋台躯体の

耐力には着目されていないなど、橋台の損傷形態を把握するような水平載荷実験が行われていないのが現状である。

そこで、本研究では橋台の水平抵抗特性及びその損傷形態を把握することを目的に実橋台の1/6スケール供試体を用いた静的水平載荷実験を実施した。本来、地震時には、上部構造はある速度を持って橋台に衝突するが、本研究では衝突実験の前に橋台部の静的な挙動について確認することに主眼を置いている。

2. 静的水平載荷実験の概要

(1) 実験対象橋梁

本研究で対象とする橋梁の縦断面図を図-1に、上部構造断面図を図-2に示す。本橋梁は65.59mの2径間PC単純桁橋であり、上部構造形式はポステンPC単純T桁、下部構造は逆T字橋台および張出式橋脚、基礎形式は直接基礎である。なお本研究では、大規模地震時に発生する桁橋台衝突を想定しているため、橋軸方向の支承条件が可動であるA1橋台を実験対象の橋台としている。

(2) 実験概要

実験は2.(1)で示した実橋梁の1/6スケール橋台供試体を用いて実施した。なお、1/6スケールとした理由は実験棟に設置されているクレーンの容量(49kN)以内に供試体重量を収める必要があったためである。実験概要を図-3に示す。反力壁に500kN油圧ジャッキ2本を取り付け、先端部に載荷板を取り付けた。この載荷板を上部構造の桁端部に見立てて、橋台供試体のパラペット部の載荷を行った。実際の橋梁ではポステンPC単純T桁であるが、製作の都合上、載

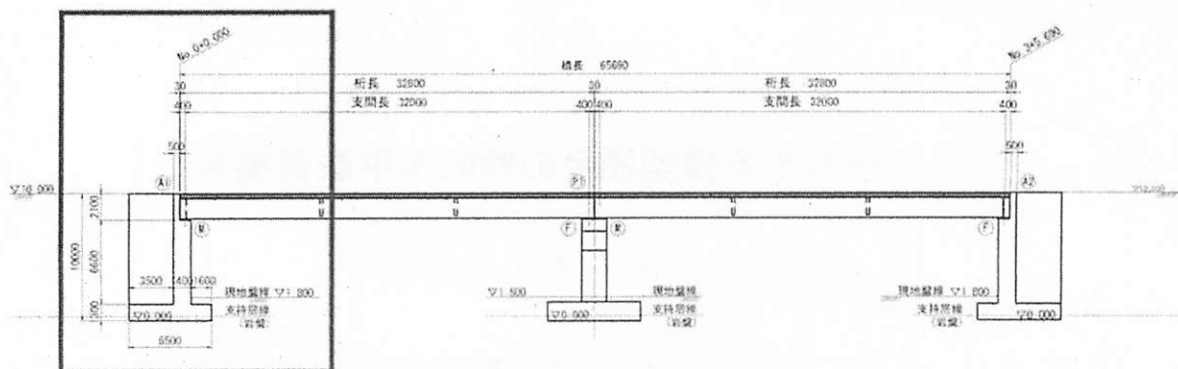


図-1 対象橋梁縦断面図

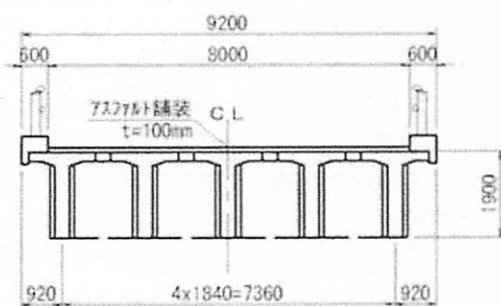
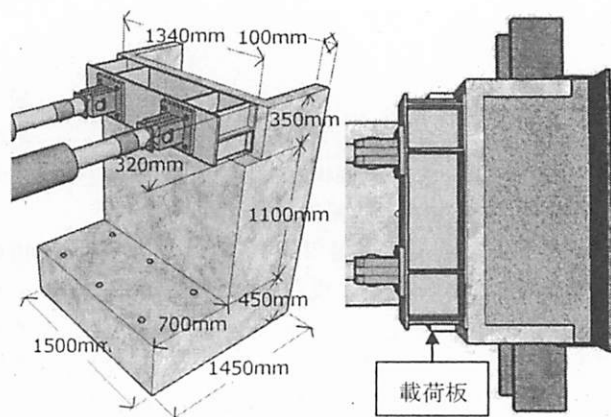


図-2 上部構造断面図



(a)横から見た図(背面土なし) (b)上から見た図(背面土あり)

図-3 実験概要図

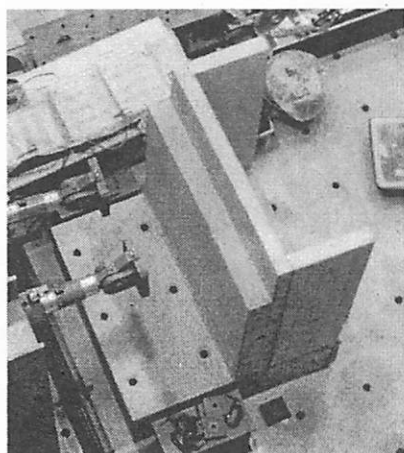


写真-1 背面土なし橋台全景

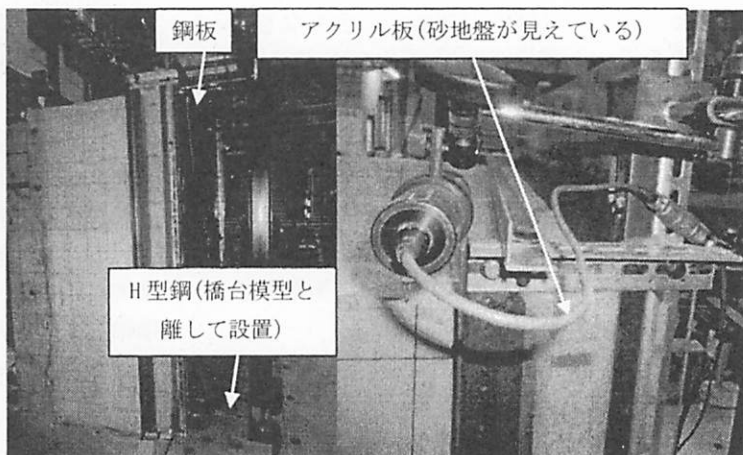


写真-2 背面土ありの土留め構造

荷面は長方形としている。載荷ケースは、背面土なしのケースと背面土ありのケースの通りを行なった。背面土なしとは写真-1に示すような橋台供試体をそのまま載荷したケースである。背面土ありのケースにおいて、橋台躯体は背面土なしのケースと同様のものを用いたが、背面に模型砂地盤を作成し、背

面土を考慮した供試体となっている。背面土を留める構造としては、橋台躯体とは切り離れたものを作成した。橋台躯体とは独立して設置したH型鋼に土漏れを塞ぐ鋼板を垂直に置き、その鋼板にアクリル板を取り付けて側面からの土漏れを防ぐ構造としている(写真-2に示す)。橋台躯体とアクリル板との隙

間にシリコンゴムを塗り、耐力に影響が出ない程度に土漏れ防止策を施した。また実験に使用したコンクリート、鉄筋の材料物性値を表-1に示す。

模型砂地盤はノズルから投下する砂をネットに接触させ分散させて撒き出す「ノズル・ネット法」により作成した⁶⁾。砂は熊本硅砂3号を用いた。模型砂地盤の硬さや詰まり具合の指標としてはN値を用い、N値の算定には式(1a)、(1b)を用いた⁷⁾。実験で用いた砂試料においては事前に最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ と最

小乾燥密度 $\rho_{d\min}$ を試験によって求めており、橋台載荷実験の際に背面土として詰めた砂試料の中には容器を設置し、実験終了後に容器を取り出して質量を測ることでその密度 ρ_d を算出した。砂試料の密度を計測するための容器は供試体上面から深さ方向に35cm、145cmの2ヶ所に設置した。 σ'_v は上載圧とするが本実験では上載圧は与えていないため $\sigma'_v=0$ として算出した。

$$Dr = \frac{\rho_{d\max}(\rho_d - \rho_{d\min})}{\rho_d(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})} \tag{1a}$$

$$Dr = 21 \times \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \tag{1b}$$

橋台供試体砂地盤内に設置した容器内の砂の密度の計測結果から実験における背面土のN値は10～15程度となった。下層に設置した容器の方がより密となっていた。

計測項目として、パラペット部及び堅壁部の載荷方向の変位量、コンクリートの表面ひずみ、主鉄筋及び配力筋のひずみ、鋼板及びウイング部に作用する土圧の計測を行った。土圧計の設置位置について、鋼板部には鉛直方向に3段、橋軸直角方向にも3点、計9点で計測を行った。なお、実験では載荷方向に向かって(ジャッキから供試体を見て)左側と右側を定義している。橋軸直角方向の土圧計のうち両端の2つの土圧計はウイング部の後方に設置した。

3. 実験結果

(1) 水平抵抗特性

表-1 材料物性値

	質量 密度	ヤング率	圧縮 強度	引張 強度
単位	g/cm ³	MPa	MPa	MPa
コンクリート (背面土なし)	2.23	2.71×10 ⁴	31.5	3.0
コンクリート (背面土あり)	2.24	2.31×10 ⁴	21.5	2.1
D6 鉄筋(SD295) (背面土なし)	7.85	1.92×10 ⁵	500(降伏応力)	
D6 鉄筋(SD295) (背面土あり)	7.85	2.05×10 ⁵	478(降伏応力)	
D10 鉄筋 (SD345) (背面土なし)	7.85	1.82×10 ⁵	372(降伏応力)	
D10 鉄筋 (SD345) (背面土あり)	7.85	1.94×10 ⁵	354(降伏応力)	

※D6：パラペット部、堅壁部、ウイング部
D10：ウイング部

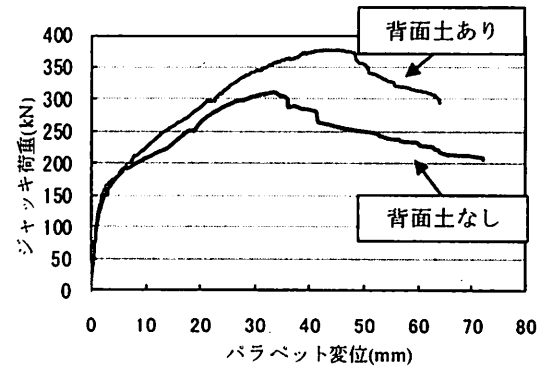


図-4 荷重－変位関係

図-4にジャッキ荷重とパラペット部上辺の中央点における変位の関係を記す。図-5および図-6には載荷初期段階でのパラペット部上辺の中央点における変位と堅壁基部における主鉄筋のひずみを記す。図-5は背面土が無い場合、図-6は背面土がある場合で有り、図-5、図-6には図-4で示した荷重と変位の関係も併記している。また、表-2は、主要なイベントとそのときのジャッキ荷重の値を記している。

まず、図-4の荷重と変位の関係より、背面土の有無にかかわらず、初期剛性はほぼ同じであることが分かる。両ケースとも荷重が150kNから200kNにかけて剛性が変化し、200kNを越えるとほぼ剛性は一定値をとり、最大荷重を迎えることが分かった。背面土ありのケースは、表-1に示したとおりコンク

表-2 イベントと荷重

	背面土なし	背面土あり
縦壁基部のひび割れ(目視)	148kN	133kN
パラペット基部のひび割れ(目視)	148kN	200kN
縦壁基部前面主鉄筋降伏	184kN	177kN
パラペット基部前面主鉄筋降伏	発生せず	362kN
最大荷重	310kN	377kN

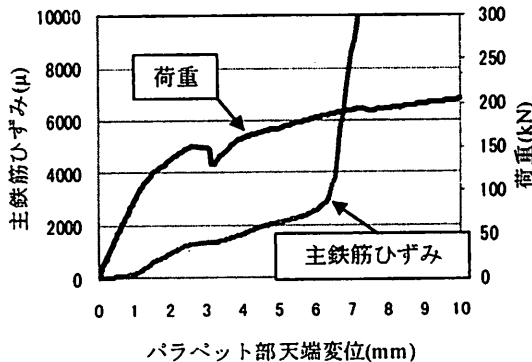


図-5 主鉄筋ひずみ-パラペット変位関係
(背面土なし)

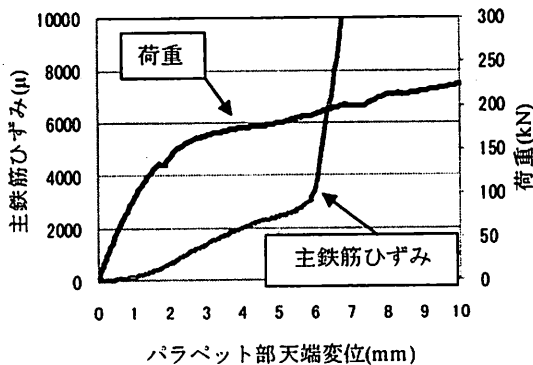


図-6 主鉄筋ひずみ-パラペット変位関係
(背面土あり)

表-3 剛性の比較

	背面土なし	背面土あり
初期(100kN)	88	94
降伏点	30	37

単位: kN/mm

リートの圧縮強度や鉄筋の降伏応力は小さかったが、表-2より、最大荷重の値は背面土なしのケースに比べ、約20%増加している。

次に、図-4における剛性変化点に関して注目す

ると、図-5および図-6で分かるとおり、荷重が150kNあたりから縦壁基部の主鉄筋ひずみが応答していることが分かる。このとき表-2で分かるとおり、縦壁基部にコンクリートのひび割れが目視できていることから、コンクリートのひび割れにより、縦壁の主鉄筋に荷重が作用しはじめ、図-4の荷重-変位関係の剛性が変化しはじめたのではないかと考えられる。その後、図-5、図-6ともに主鉄筋ひずみが急増するが、これは鉄筋が降伏（降伏ひずみは背面土なしにおいて約2600μ、背面土ありにおいて約2300μ）したことに伴う現象であり、これ以降、荷重-変位関係の剛性も一定値となり、最大荷重を迎えるまで荷重が増加していくことになる。

ここで、表-3に図-4で示した荷重-変位関係の初期剛性（荷重100kNまでの剛性）と降伏剛性（原点と降伏点を結んだ剛性）を示す。初期剛性と降伏剛性では、背面土なしでは約3倍、背面土ありでは約2.5倍の違いが有り、この違いが、橋梁全体系の地震時応答に与える影響については今後検討すべき重要な課題ではあるが、荷重-変位関係で剛性が変化し始める縦壁基部のひび割れ開始点よりも縦壁基部の主鉄筋降伏の方が断面計算などで算出が簡易であると思われるため、橋台の水平抵抗特性を設計に取り入れるならば、縦壁基部鉄筋の降伏と最大荷重の推定が重要であると思われる。

(2) 損傷形態

写真-3、写真-4にそれぞれ背面土なし、背面土ありのケースで最大荷重後に供試体を側面からみた写真を示す。また、写真-5、写真-6にそれぞれ背面土なし、背面土ありの除荷後のパラペット部の写真を示す。

写真-3、写真-4より、背面土なしの場合においても、背面土ありの場合においても縦壁基部を塑性ヒンジとするようにして載荷方向に回転する挙動をしたことがわかる。縦壁基部前面主鉄筋の降伏点で荷重-変位関係の剛性が初期剛性に比べたらなだらかになることから縦壁基部の損傷が躯体の挙動に大きく影響を及ぼすことがわかる。また少し写真では見にくいですが、背面土の有無に関わらずウイング部には斜めひび割れが発生しており、実際の被害例に近い現象が再現された。また、写真-5、写真-6からわかるように、背面土なしのケースでは生じなかったせん断力によるひび割れが背面土ありのケースではパラペット部とウイング部の継ぎ目で生じている。図-4より、同じ荷重において背面土ありの方が背面土なしよりも変位が小さいことから、背面土

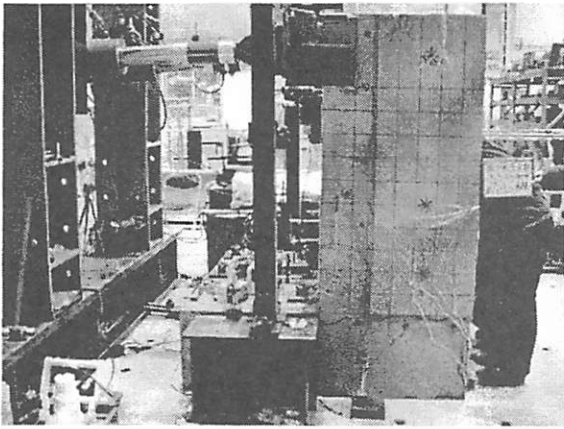


写真-3 最大荷重時の損傷状況(背面土なし)

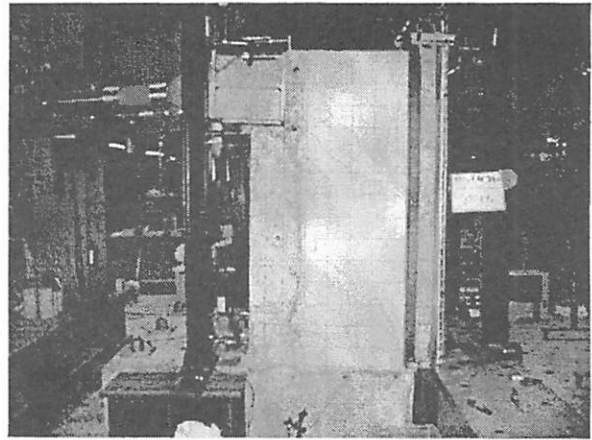


写真-4 最大荷重時の損傷状況(背面土あり)

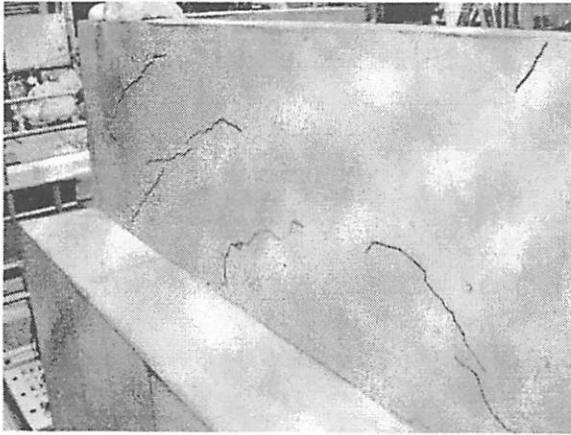


写真-5 載荷終了後のパラペット部(背面土なし)

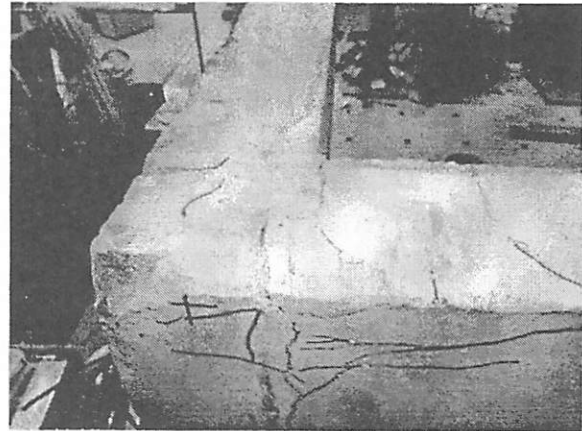


写真-6 載荷終了後のパラペット部(背面土あり)

もジャッキ荷重に対して抵抗していることがいえる。背面上があるために橋台全体の最大耐力が向上し、その結果パラペット部にもより大きな荷重が作用し、パラペット部に背面土なしでは生じなかった 押し抜きせん断ひび割れが発生したと考えられる。

(3) 背面土の水平土圧

背面土の水平土圧の計測は、鋼板に接着させた土圧計によって行った。載荷方向に向かって土圧計の位置を示したものを図-7に示す。図の上の破線、下の破線はそれぞれパラペット部と堅壁部の境界線、堅壁部とフーチング部の境界線を示している。それぞれの土圧とパラペット天端部の変位の関係を図-8に示す(図中の番号は図-7の番号の土圧に対応)。また、実験における土圧の最大値を表-4に示す。

載荷方向に向かって左右の下段(⑦, ⑨)や中段部の左部(④)では供試体の変形に対して土圧計は応答を示したが、この他の場所、特に中央部は下段にお

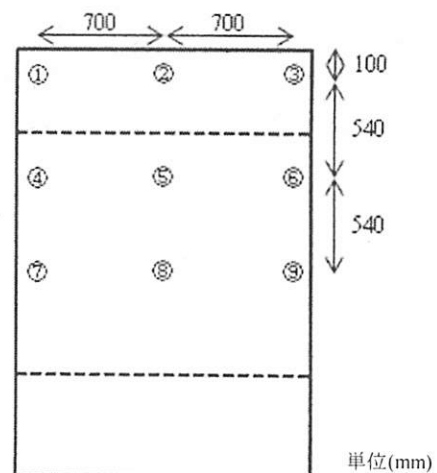


図-7 土圧計の設置位置

いてもほとんど応答を示さなかった。左右の土圧計については、橋台躯体のウイング部の後方の位置に設置したため、中央部に比べ締め固まる土の体積が

小さくなり、より大きな応答を示したと考えられる。表-4よりそれぞれ左右で大きさは異なっているが、下段に向かって応答が大きくなっていることが読み取れる。下段に向かうほど土が密に詰まっていたこと、橋台躯体が堅壁基部を塑性ヒンジとして回転挙動をとったために下方に力が作用したことが原因と考えられる。また、背面土の土圧は荷重変位と線形関係にあることがわかった。

4. 結論

本研究では、橋台の水平抵抗特性及びその損傷形態を把握するために静的水平荷重実験ならびに水平抵抗特性等を再現するシミュレーション解析を行った。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- (1) 実験において、荷重と変位の関係の剛性が変化しはじめるのは、堅壁基部のコンクリートが損傷しはじめる点であると推測されることが分かった。その後、荷重と変位の関係で徐々に剛性が変化しながら、堅壁基部の主鉄筋が降伏すると、剛性が一定値になり最大荷重を迎えることが分かった。
- (2) 背面土があることによって、堅壁基部主鉄筋降伏後の剛性が大きくなり、最大耐力も背面土がない場合に比べて約20%向上した。よって、背面土による橋台全体の耐力向上は無視できないといえる。
- (3) 背面土ありではパラペット部とウイング部の継ぎ目においてせん断力によるひび割れが生じ、背面土なしとはパラペット部の破壊形態が異なった。最大耐力の増加によって、背面土なしでは作用しなかった大きさの荷重がパラペット部に作用したためと考えられる。

5. 謝辞

本研究は科学研究費補助金（若手研究A：21686041）の助成を受けて実施したものである。また供試体の設計に際しては大日本コンサルタント株式会社の田崎賢治氏、曳野誠也氏に多大なる支援を頂いた。ここに記し、謝意を表する。

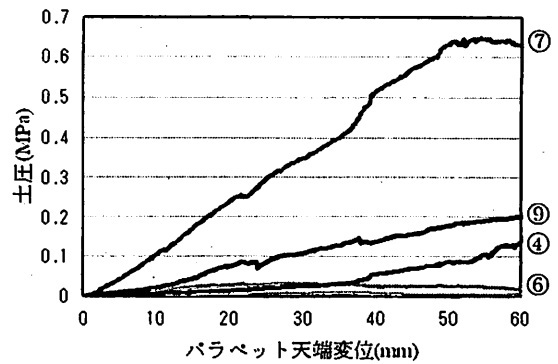


図-8 土圧-変位関係

表-4 土圧の最大値

	左部	中央部	右部
上段	0.0078	0.0005	0.0027
中段	0.1935	0.0036	0.0327
下段	0.6495	0.0049	0.2221

単位：MPa

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2002.3
- 2) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4.
- 3) 西岡秀俊，渡辺健治，篠田昌弘，澤田亮，神田政幸：橋台の地震時応答特性に関する実験的検討，第13回日本地震工学シンポジウム2010
- 4) 相馬亮一，錦織大樹，龍岡文夫，有田貴司，坂井優，田村知裕，平川大貴，相沢宏幸：橋台背面ジオシンセティックス補強盛土のセメント改良によるインテグラルブリッジの安定化，ジオシンセティックス論文集
- 5) 西岡秀俊，渡辺健治，篠田昌弘，澤田亮，神田政幸：橋台の地震時応答特性に関する実験的検討，第13回日本地震工学シンポジウム，pp.1330-1337，2010
- 6) 島田雅夫，土屋勉，菊地ゆかり：ノズル・ネットを用いた模型砂地盤の作成方法，日本建築学会北海道支部研究報告集 Vol.75，pp.21～24，2002
- 7) 地盤工学会：地盤調査法，1995.9