

モーメント法による引張強度測定時の供試体内の応力分布

The Stress Distribution of Soil Specimen in Tensile Strength Measurement by the Moment Method

村上雄亮 Yusuke MURAKAMI (広島大学大学院工学研究科)
一井康二 Koji ICHII (広島大学大学院工学研究科)
山下宗一郎 Soichiro YAMASHITA (元広島大学工学部)

本研究では、著者らが提案した土の引張強度測定法であるモーメント法について、供試体内の応力分布を把握するための検証実験を行った。具体的には、供試体設置時の誤差を評価するため3支点での荷重計測を行い、補正方法を提案した。また、引張破壊断面での応力分布を把握するため、異なる2種類の断面を与えての引張試験を行い、引張破壊断面に作用する引張応力が三角形分布であることを確認した。

キーワード：引張強度，モーメント法

(IGC : D-6)

1. はじめに

土の引張強度は、従来の設計では重要視されていない。しかし、実際の被災事例では2004年10月の新潟県中越地震による谷埋め道路盛土のように、被災の有無や被災形態に土の引張強度が関係していると考えられる例¹⁾も存在している。さらに既往の研究では、盛土の引張破壊を考慮した地震応答解析が行われており、引張破壊を考慮することで、より実際の被災状態に近い変形結果が得られている²⁾。以上から、土の引張強度が土構造物の被災形態に影響を与えていることが分かる。

そこで近年では、いくつかの土の引張試験手法が提案されている。土の引張試験は主として間接法と直接法に大別されるが、それぞれに特有の問題点がある。例えば、間接法である割裂引張試験は円柱の供試体を横置きし、上下から力を加えることで供試体が破壊した時の力を測定し、間接的に引張強度を測定する手法である。しかし、この手法では軟弱土の場合に試料を成形することが難しい。一方、直接法である引上げ引張強度試験は土試料を直接引き上げてクラックが入るまでに必要な荷重を測定し引張強度とする手法である^{3),4)}。しかし、この手法では土試料を適切な形に成形することが難しい。

そこで著者らは、新たな直接法として土の引張強度測定法である“モーメント法”を提案している⁵⁾。モーメント法は軟弱な土試料においても引張強度を測定することが期待でき、試料を整形する上での問題も少ない。

本報では、モーメント法による土の引張強度の算出方法の妥当性をより深く検証するため、供試体内の応力分布を把握するための検証実験を行った。具体的には、供試体設置時の誤差を評価するための3支点での荷重計測と、引張破壊断面での応力分布を把握するために異なる断面形状を変化させた引張試験を行った。

2. モーメント法の概要

図-1にモーメント法の概要図を示す。図-1のように蝶番を中心にして割裂することのできる箱を作成する。そして、箱に間隙比と初期含水比を管理した土試料を充填し、片端を固定し、もう一端をジャッキに乗せて下げることができるようにする。その際に降下する支点の荷重の変化をロードセルで測定する。ジャッキを下げる時、ロードセルにかかる荷重は変化するが、これは、土試料に引張応力が作用することにより、ロードセルにかかる荷重が小さくなるためである。そこで、ロードセルにかかる荷重が最も小さくなった時点が供試体の引張破壊に相当するとして、土試料の引張強度を算定する。

ここで、土試料に作用する引張応力は図-2のような三角形分布を仮定する。すると、蝶番を中心にしてモーメントのつりあいとして式(1)が成り立つ。なお、 f_t ：土の引張応力、 Δf ：ロードセルにかかる荷重、 B ：供試体の幅(m)、 H ：供試体の高さ(m)、 m ：供試体の質量(kg)、 g ：重力加速度(m/s²)、 L ：供試体の長さ(m)、 a ：蝶番からロードセルまでの距離(m)である。

$$f_t = \frac{3}{B \cdot H^2} \left(\frac{mgL}{2} - a \cdot \Delta f \right) \quad (1)$$

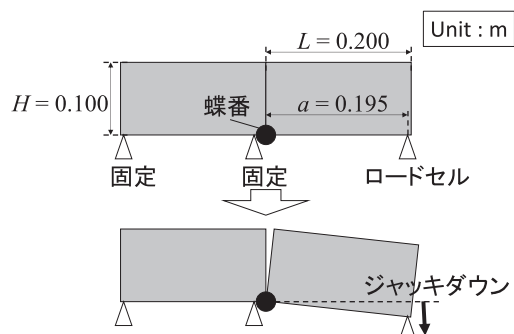


図-1 モーメント法の概要

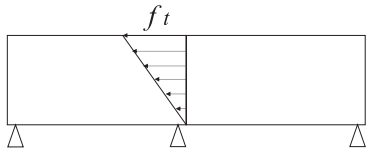


図-2 供試体内の応力状態の想定

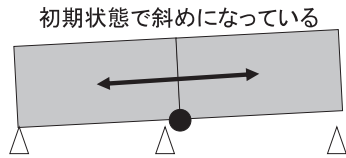


図-3 供試体内設置時に想定される課題

モーメント法の妥当性については、強度管理の容易な寒天で作成した供試体による検討結果を既に報告している⁹⁾。しかし、実際に土試料に作用する引張応力が図-2のような三角形分布を示しているかどうかなど、検討すべき課題も残されている。

3. 破断断面の引張応力の初期値の評価

3.1 供試体設置時の不整による課題

モーメント法では、土槽が理想的な状態（水平）に設置されていれば、図-1のようにジャッキダウンする支点のみ荷重を計測すれば引張強度を算出できる。しかし、現実には土槽設置時に図-1における3支点の支持が均一にすることは難しく、図-3のように、どちらかに傾斜して土槽が設置され、各支点で支える荷重が均一とならないことが考えられる。この場合、想定破断断面においてすでに引張応力が作用していることになり、式(1)で算出した引張強度は必ずしも正しい値を示さない恐れがある。なお、寒天供試体による検証事例では、土槽を水平に設置した後に土槽内に供試体材料を流し込んで作成しており、大きな問題とならなかったと考えている。しかし、原位置でのサンプリング試料を用いた引張強度測定の場合、供試体設置時の初期状態の不整に基づく誤差は慎重な検討が求められる。

そこで各支点にロードセル（共和電業製 LMA-A-100N）を設置し、土槽を支える3支点での荷重を計測した実験を実施した。図-4に3支点のロードセルの位置を示す。実験手順は下記のとおりである。まず、図-4のようにロードセルを配置した台の上に土槽を設置する。この状態を初期状態としロードセルの計測を開始する。そして、含水比を7%に調整した土試料（豊浦砂）を容器に締固める。締固めは3層に分けて行い、大小の締固め用円盤で締固めた。土試料の目標相対密度は50%とした。

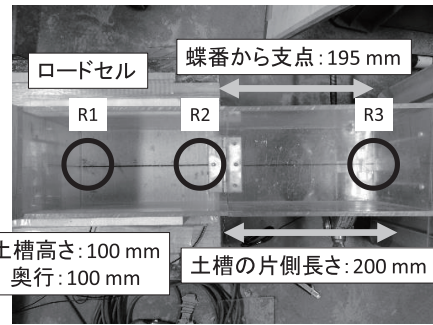


図-4 ロードセルの設置位置と実験土槽

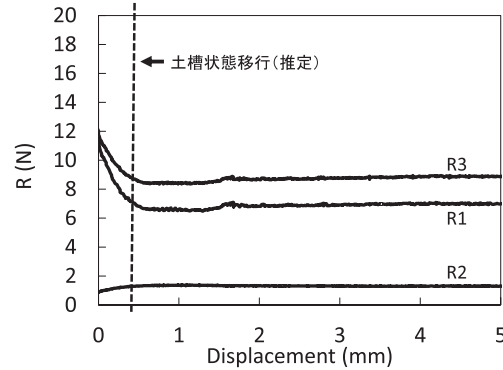


図-5 右端ジャッキの変位と各ロードセルの荷重

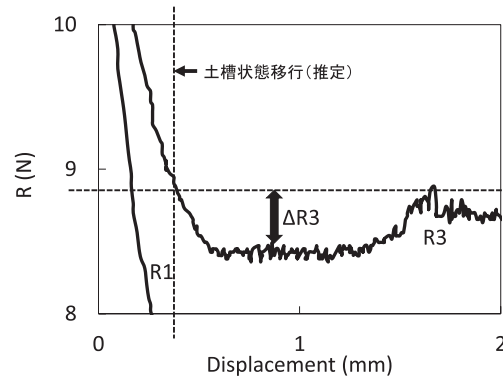


図-6 引張強度によるロードセル荷重の変化

3.2 3 支点の荷重分布の計測結果と考察

図-5に実験結果として得られた右端支点（ジャッキ）の変位と各ロードセルの荷重の関係を示す。供試体作成直後の状態では、両端の R1 と R3 の荷重が大きく、中央の R2 の荷重が小さい。これは供試体の初期状態ではジャッキ点の R3 が R1, R2 に比べて高い位置にあったため、両端の R1, R3 の負荷が大きく、R2 の荷重が小さくなったと考えられる。

供試体右端のジャッキを下げると、両端の R1, R3 の荷重が減少していく。また、一方で中央 R2 での荷重は増加していく。これは、主に両端で支えられていた土槽の状態が、左側2点により片持ち梁状に支えられた状態に移行していくことを示している。土槽の状態が片持ち梁状に移行した時点は、中央 R2 の荷重が一定に達した図-5の点線部に相当すると推定される。その後、土槽は「へ」の字に折れ曲がり、土試料に引張応力が作用し、土槽中央部の断面で破断に至る。さらに破断した

後、変位が進むにつれて R2 の荷重が一定値に達した際の値よりも R3 の荷重が漸増的に増加している。これはモーメント法容器でジャッキダウン側の容器が傾くにつれてジャッキダウン側の土試料が荷重計測点の端部に向かって流れ、移動したためと考えられる。

ここで、土槽左半分に相当する R1-R2 間は、土槽の転倒防止のための支えが側面にあり、大きな摩擦がある。この摩擦の影響で、3 支点の荷重分担が複雑な様相を示し、全支点の荷重合計が土槽全体の重量と一致しない。

しかし、摩擦の影響は供試体の左半分にとどまっておらず、蝶番の稼働が想定通りであれば、土槽中央 R2 での荷重が最大値となり、土槽の状態が片持ち梁状になった時点から供試体の破断断面に引張応力が作用し始めたと考えられる。そこで、土槽中央 R2 の荷重が最大値となった時点を実験の原点とし、図-6 に示すように、その時点からの右端 R3 での荷重の変化分 $\Delta R3$ を土の引張応力による変化として評価すれば、本提案手法により、土の引張強度を評価できる。

4. 破断断面の引張応力の分布

4.1 異なる断面による応力分布の検証

モーメント法では、土試料に作用する引張応力が図-2 のような三角形分布を示すことを仮定し、引張強度を算出する。しかし、この応力分布の仮定は検証されていない。そこで、同一の材料を用いて 2 種類の断面での実験を行い、応力分布の仮定を検証した。

図-7 に断面の模式図と断面写真を示す。通常の断面と T 型断面では、深さ方向に対応する土試料の幅が異なるため、土層が均質であれば、断面全域に作用する引張応力の値が異なる。応力が図-2 のように三角形分布であることを仮定すると、T 型断面では引張強度の算定式として式 (2) が得られる。ここで d (m) および h (m) は図-7 に示すように断面形状変化部の形状である。形状変化部は木片により作成し、密着部の真空による抵抗力等は無視できる。

$$f_t = \frac{aR - \frac{mgl}{2}}{\frac{h^3 \cdot (b-2d)}{3H} + \frac{(H+h) \cdot (H-h) \cdot h \cdot b}{2H} + \frac{(2H+h) \cdot \left(1 - \frac{h}{H}\right) \cdot (H-h) \cdot b}{6}} \quad (2)$$

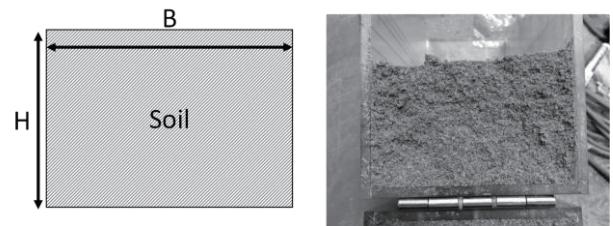
表-1 に実験ケースを示す。土試料には豊浦砂を用いた。粒径分布を図-8 に示す。粘着力は小さく、含水比に応じたサククションによって、引張強度が変化することが想定される。

表-1 実験ケース

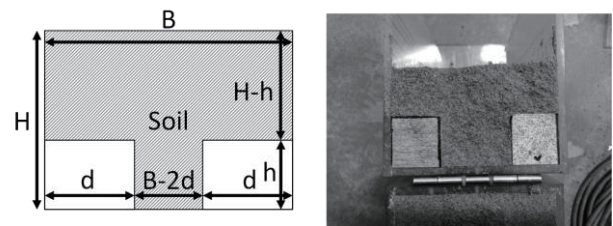
case	含水比 (%)	断面形状	d (m)	h (m)	B (m)	H (m)
case 1	7.0	通常断面	0.00	0.00	0.10	0.60
case 2	10.0					
case 3	13.0					
case 4	7.0	T型断面	0.03	0.03	0.10	0.60
case 5	10.0					
case 6	13.0					

4.2 引張応力の分布形状の検証結果

図-9 に実験結果である土槽左端ジャッキの変位量と土槽左端ロードセルの荷重を示す。どのケースにおいても、土槽中央ロードセル R2 の初期荷重が小さく、左端支点 (ジャッキ) の変位により R2 の荷重が増加すると同時に両端 R1,R3 の荷重が減少する。そして、中央 R2 の荷重が一定になった後、R1 の荷重が最小値を示した後、リバウンドして一定に達するという過程を示す。これは、3 章で述べた供試体の挙動と同様であり、含水比や断面形状の相違に関係なく、想定通りの供試体の挙動が観察できたといえる。



(a) 通常断面



(b) T型断面

図-7 実験供試体の断面形状

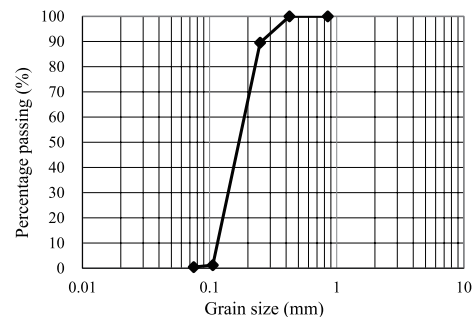


図-8 使用した豊浦砂の粒径分布

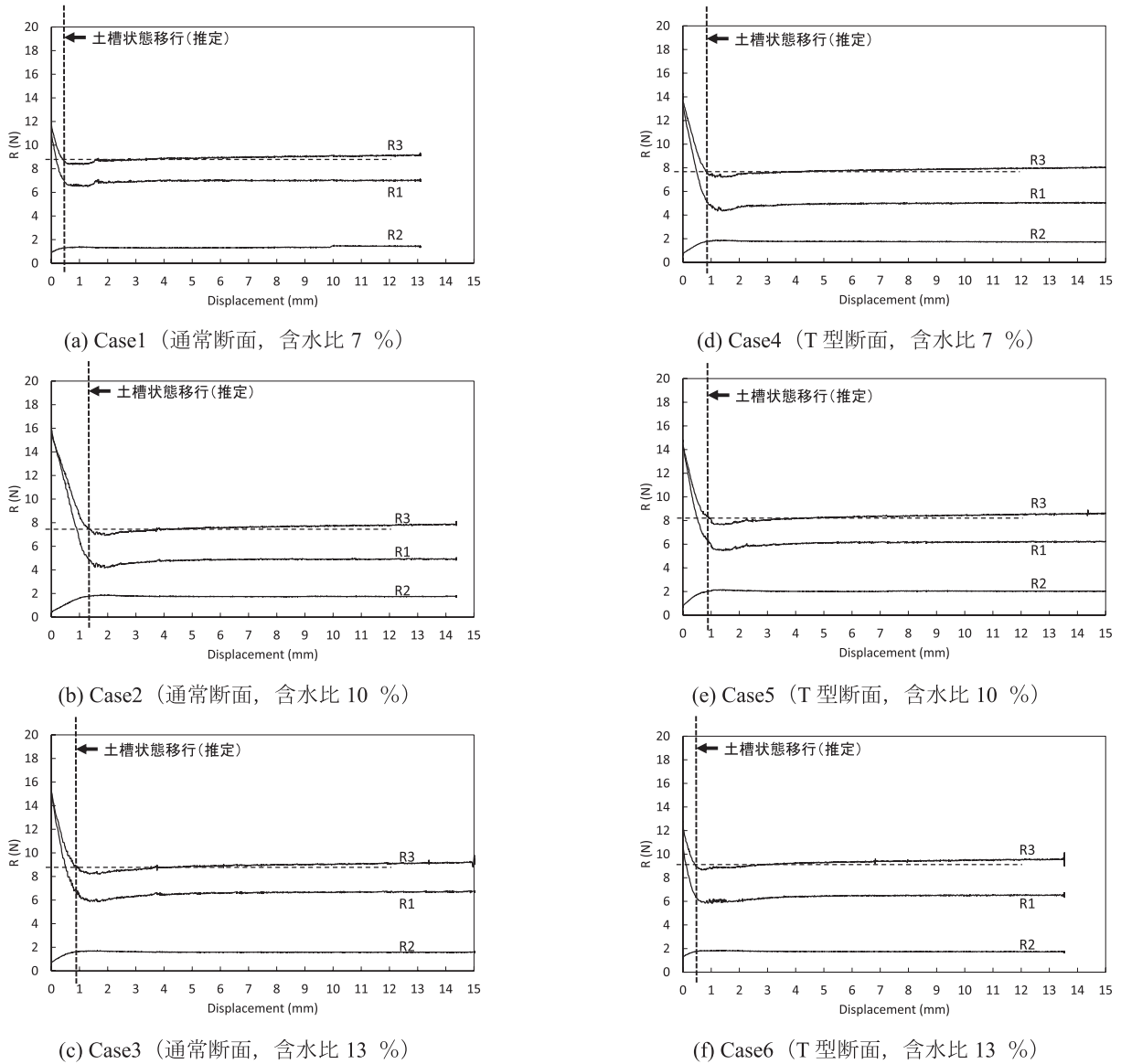


図-9 各ケースの実験結果

提案手法により、引張応力の初期値を補正した後、引張応力の最大値として引張強度を算出した。各ケースの引張強度を、図-10に含水比と引張強度の関係として示す。

まず、通常の断面で得られた引張強度の関係が、「d0実測」である。含水比の変化により、引張強度が変化する。締め試験における最適含水比のように、引張強度が最大となる明瞭な含水比は存在しないが、これは実験ケース数が不十分であった可能性がある。今後、含水比をより細かく変化させた実験ケースによる検討を行うことが望ましい。

破断断面における引張応力の3角形分布の仮定が正しいとして、式(2)により得られるT型断面の理論上の引張強度が「d3理論」の線で表わされる。一方、「d3実測」は実験結果により求めた引張強度を示したものである。「d3理論」と「d3実測」は概ね整合しており、引張応力の三角形分布の仮定は正しいといえる。

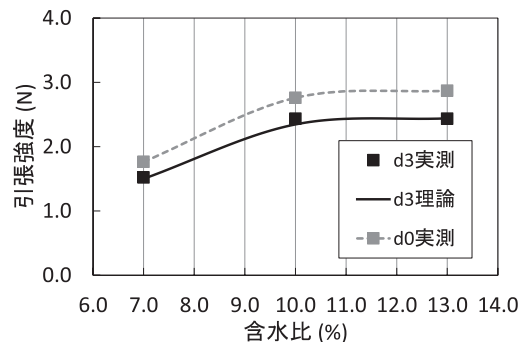
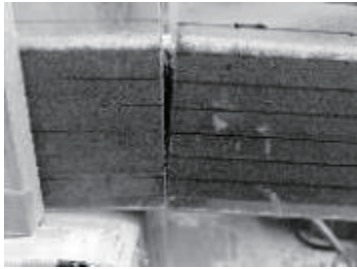


図-10 各含水比の引張強度に対する断面形状の影響

4.3 引張破断断面の様相

引張応力の三角形分布の仮定の妥当性を確認する上で、引張破断断面の形状の確認も重要である。そこで、図-11に各ケースの供試体の破断断面の写真を示す。側面からの観察では、概ね鉛直に、土槽下端まで破断している。



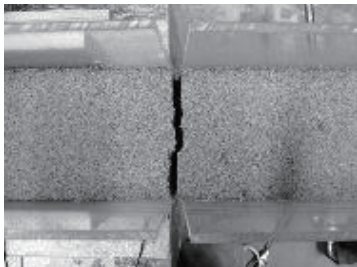
(a) Case1 (横方向, 通常断面, 含水比 7 %)



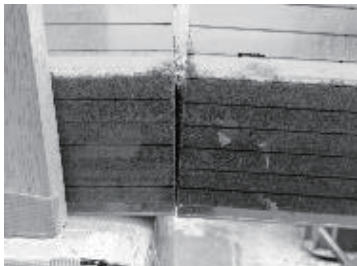
(b) Case1 (上方向, 通常断面, 含水比 7 %)



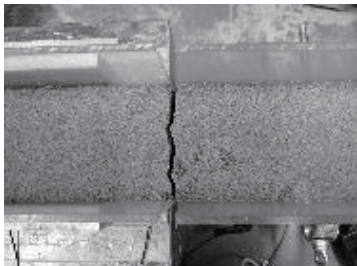
(c) Case2 (横方向, 通常断面, 含水比 10 %)



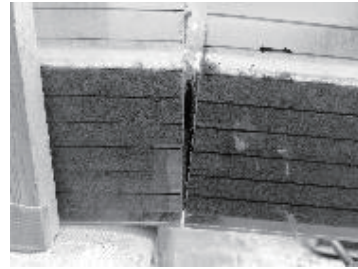
(d) Case2 (上方向, 通常断面, 含水比 10 %)



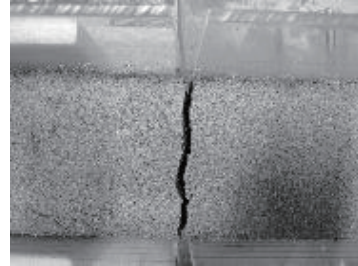
(e) Case3 (横方向, 通常断面, 含水比 13 %)



(f) Case3 (上方向, 通常断面, 含水比 13 %)



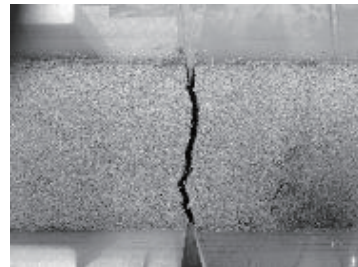
(g) Case4 (横方向, T型断面, 含水比 7 %)



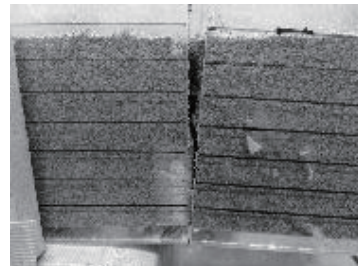
(h) Case4 (上方向, T型断面, 含水比 7 %)



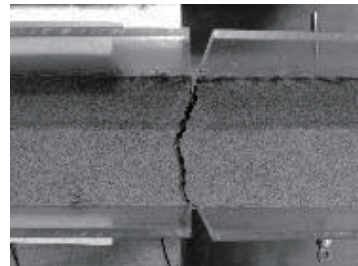
(i) Case5 (横方向, T型断面, 含水比 10 %)



(j) Case5 (上方向, T型断面, 含水比 10 %)



(k) Case6 (横方向, T型断面, 含水比 13 %)



(l) Case6 (上方向, T型断面, 含水比 13 %)

図-11 各ケースの破断写真

上面からの観察では、概ね滑らかではあるものの、土槽奥行き方向に破断面がやや波打つことがある。特に、Case 6 (T型断面の含水比 13%) では、奥行き方向全般にわたる凹凸が明瞭である。この原因は、供試体内の含水比のバラツキ等に起因するものと考えられ、破断面の形状が測定された引張強度に及ぼす影響を今後検討していく必要がある。

しかし、側方からの観察で破断断面がほぼ鉛直であったことと、上面からの観察で奥行き方向の断面変化も概ね滑らかであったことから、深さ方向に、引張応力が三角形分布することについては、破断断面の様相が大きく不整合を示すことはないことが確認できたといえる。

5. まとめ

本研究では、著者らが提案した土の引張強度測定法であるモーメント法について、供試体内の応力分布を把握するための検証実験を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 土槽の 3 点の支点の荷重を計測した結果、荷重の分担は一樣ではなく、主に両端で支えられていた土槽の状態が、左側 2 点により片持ち梁状に支えられた状態に移行していく結果となった。そして、土槽の状態が片持ち梁状に移行した後、土槽は「へ」の字に折れ曲がり、土試料に引張応力が作用し、土槽中央部の断面で破断に至る。
- (2) 土槽の状態が片持ち梁状になった時点から供試体の破断断面に引張応力が作用し始めたと考え、土

槽中央支点の荷重が最大値となった時点を原点とした実験データの処理方法を提案した。

- (3) 2 種類の断面で実験を行い、モーメント法の破断断面に作用する引張応力は、仮定していた三角形分布であることを確認した。

参考文献

- 1) 大塚悟：盛土の被害，新潟県中越地震災害調査報告会講演資料集，地盤工学会関東支部，pp.29-35，2005.
- 2) 酒井久和，澤田純男，土岐憲三：土の引張破壊を考慮した盛土の非弾性地震応答解析，土木学会第 53 回年次学術講演会，Vol. 53, No. 1B, pp. 504-505，1998.
- 3) 日本工営株式会社：土の引張強度測定装置および土の引張強度測定方法，特許出願番号 P2009-196459，出願日 2009-8-27.
- 4) 山口嘉一，佐藤弘行，林直良，吉永寿幸，下村幸男，スレンソッキアン，藤澤久子，秋田洋：コア材料の割裂引張強度と直接引上げ引張強度の検討，土木学会第 64 回年次学術講演会，論文 No.III-004，pp. 7-8，2009.
- 5) 村上雄亮，一井康二：土の引張強度に及ぼす含水比の影響，地盤と建設，Vol. 32, No. 1, pp. 157-162，2014.

(2015 年 6 月 22 日 受付)