

# 支持地盤の脆性的破壊沈下による移動式 クレーンの転倒危険性

玉手 聡<sup>1</sup>・末政直晃<sup>2</sup>・片田敏行<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 独立行政法人産業安全研究所主任研究官 建設安全研究グループ  
(〒204-0024 東京都清瀬市梅園 1-4-6)

<sup>2</sup>正会員 工博 武蔵工業大学助教授 工学部都市基盤工学科 (〒158-0087 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 武蔵工業大学教授 工学部都市基盤工学科 (〒158-0087 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

ホイールクレーンなどの移動式クレーンは、アウトリガによって作業中の機体を安定させる。しかし、これが地盤に沈下したことによる転倒災害が多く発生している。本研究では支持地盤の破壊によるアウトリガの沈下挙動に着目し、その破壊沈下特性の違いが移動式クレーンの転倒に与える影響を遠心模型実験と数値計算によって検討した。その結果、表層が固結した2層地盤ではその脆性的な破壊によって、アウトリガが急激に沈下するために移動式クレーンは動的に不安定化し、静的転倒角に比べて少ない機体傾斜でも転倒することがわかった。そのため移動式クレーンの転倒危険度を、地盤破壊危険度と運動学的沈下危険度の最大値によって評価することを提案し、地盤工学的な使用限界を示した。

**Key Words:** mobile cranes, overturning, sinking of outriggers, brittle failure of bearing ground, centrifuge model test, numerical analysis

## 1. はじめに

ホイールクレーンなどの移動式クレーンは機体の4隅に備わるアウトリガを張り出して、作業中の機体を安定させる。しかしながら、支持地盤の破壊によってアウトリガが沈下したために発生した転倒災害が多く報告されている<sup>1)</sup>。

移動式クレーン構造規格<sup>2)</sup>では、移動式クレーンを設置する地盤は水平かつ堅固でなければならないことを定め、設置する支持地盤の強度に関する判断は事業者にゆだねられている。しかし、つり上げ作業にともなって移動式クレーンのアウトリガに作用する最大荷重は、クレーンの機体質量とつり荷の質量の和の70~80%程度<sup>3)</sup>にまで増加するため、予想に反した沈下による転倒災害も発生している。

深川ら<sup>4)</sup>は、支持地盤の破壊に伴う移動式クレーンの転倒を防止するためには、少なくともアウトリガから地盤に載荷される圧力が、降伏支持力以下に設定する必要があることを唱えている。そしてこの対策として、作業時のアウトリガに作用する荷重とこれに伴う沈下量をリアルタイムにモニターして、

地盤の降伏支持力を推定する方法を提案した。さらに降伏支持力に対する載荷圧力の比を地盤破壊危険度と定義して、移動式クレーンの転倒条件を示した。しかしこの研究では、アウトリガの沈下量と沈下挙動の違いが移動式クレーンの転倒危険性に及ぼす影響については触れておらず、未解明な点が残されている。過去の災害事例には、アウトリガの沈下による機体の傾斜を察知したオペレーターが、ジブの収縮操作を行って転倒回避を試みたにもかかわらず、災害に至った事例も報告されている。この原因には、支持地盤の脆性的な破壊によってアウトリガが急激に沈下したために、移動式クレーンが動的に不安定化したことが考えられる。そのため、転倒危険性は支持地盤の沈下速度に影響されると考えられ、その評価には支持地盤への荷重条件と沈下条件の両方が考慮される必要がある。

そこで、本研究では遠心模型実験による転倒シミュレーションと数値計算によって、支持地盤の沈下挙動の違いが移動式クレーンの転倒に及ぼす影響を検証し、この結果に基づいて支持地盤に対する荷重条件と沈下条件から転倒危険性の検討を行ったので、その結果を報告する。

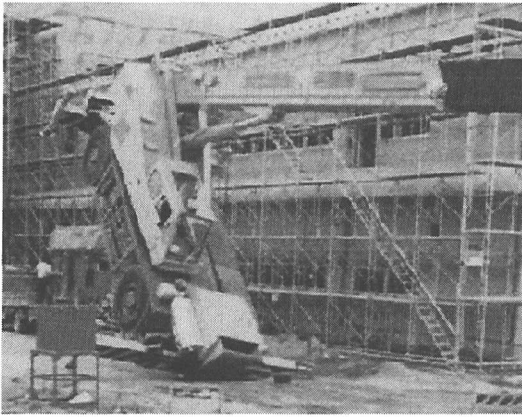


写真-1 移動式クレーンの転倒災害事例

## 2. 転倒災害の発生状況

建設業における災害の種類・工事の種類別死亡災害発生状況では、機械（建設機械等、自動車等、クレーン等）による災害が 35.7% の高い割合を占めている<sup>5)</sup>。なかでも移動式クレーンによる作業中の災害は多く発生しており、休業 4 日以上<sup>6)</sup>の死傷者数は年間約 600 人に達する<sup>9)</sup>。

移動式クレーンによる災害には、「つり荷の落下」、「ワイヤーの切断」及び「ジブ（ブーム）の倒壊」など様々な形態がある。その中でも高い災害発生割合を占めるものに「機体の転倒」（写真-1 参照）がある。移動式クレーンによる死亡災害のなかでも、転倒による死亡災害は約 1/4 を占め、休業 4 日以上の死傷者数は年間約 100 名に達する。このような背景から労働省（現厚生労働省）は平成 10 年に第 9 次労働災害防止計画を策定し、移動式クレーンの転倒災害防止を特定災害防止対策に掲げ、労働安全上の重要な課題の一つに位置づけた。

作業時におけるつり荷の許容荷重は定格荷重<sup>7)</sup>によって規定され、つり荷の過負荷による転倒防止が図られている。機体質量に対してモーメントが釣り合うつり荷の質量は安定限界荷重と呼ばれ、定格荷重はこの安定限界荷重の 1/1.27 以下でなくてはならない。しかし、移動式クレーンが設置される地盤は水平かつ堅固であることが前提とされ、定格荷重の安全率には支持地盤に対する荷重条件と沈下条件が十分に考慮されていない。過去の災害事例を調査した結果、転倒事例の約 4 割にアウトリガのめり込み現象が見られた。また、つり荷の質量が定格荷重以下であるにもかかわらず転倒した事例が調査した転倒事故の約 2 割に見られた<sup>1)</sup>。

## 3. 遠心模型実験による転倒シミュレーション

本研究では実験用の模型クレーンを製作し、遠心模型実験装置（図-1 参照）を使用して転倒シミュレーションを行った。模型クレーンに遠心力を作用させることによって、アウトリガフロートにおける載荷圧力を実機とほぼ同等の圧力にすることができるとともに、比較的容易にクレーン条件や地盤条件を変えて転倒が再現できる。本実験は、移動式クレーンが静的な安定状態にあるにもかかわらず、アウトリガの沈下によって発生する転倒現象の解明を目的とする。以下に実験の概要を述べる。

### (1) 実験装置

#### a) 模型クレーン

模型クレーン<sup>8)</sup>はつり上げ能力が 20 トン級のホイールクレーンの約 1/20 スケールであり、その概要を図-2 に示し、主要な諸元を表-1 に示す。

模型クレーンは主要な 2 つの部分より構成される。一つは地盤上に設置する下部台座（実機の下部走行体に相当、図-1 の No.2）であり、もう一つは荷をつる上部クレーン部（実機の上部旋回体に相当）である。

下部台座（100mm×200mm）の両端には長さ 200mm のアウトリガビーム（No.1）が備わり、機体の四隅にはアウトリガ（No.3）が配置される。機体を地盤上に支持させるアウトリガフロート（No.5）は直径 30mm であり、これに作用する荷重は小型ロードセル（φ20mm、厚さ 9.5mm、容量 1960N（200kgf）、No.4）で計測され、沈下量は b) で後述するワイヤー式変位計（分解能 0.05mm）で計測される。上部クレーン部は荷をつり上げるジブ（No.10）の起伏角を減少させて、転倒モーメントを発生させる仕組みとなっている。ジブは定格出力 AC100W のサーボモーター（No.6）を動力として可動させる。モーターは回転軸の延長線上に備わるギアを介してジブ昇降用のスクリュウギア（No.8）を回転させる。ジブ起伏角の可動範囲は水平面に対して 15 度から 75 度の範囲であり、角度はジブ回転支点（No.9）に取り付けた角度センサーによって検出される。

#### b) 転倒シミュレーション用の実験容器

遠心模型実験装置のプラットフォームに搭載した試験体は、装置の回転に伴って空気抵抗を受ける。本実験ではこの空気抵抗が模型クレーンに作用することを防止するために、以下の 3 つの部分より構成する実験容器を用いた。

- 1) 模型地盤を装填する下部土槽（No.11）
- 2) かさ上げ用の中段容器（No.14）
- 3) 開口部を覆う上部カバー（No.15）

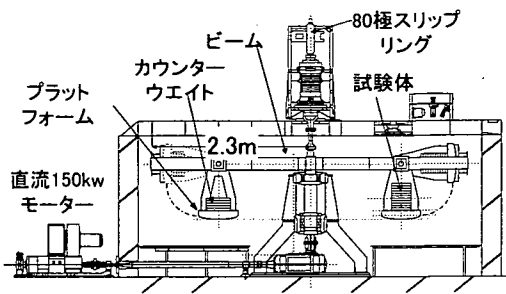
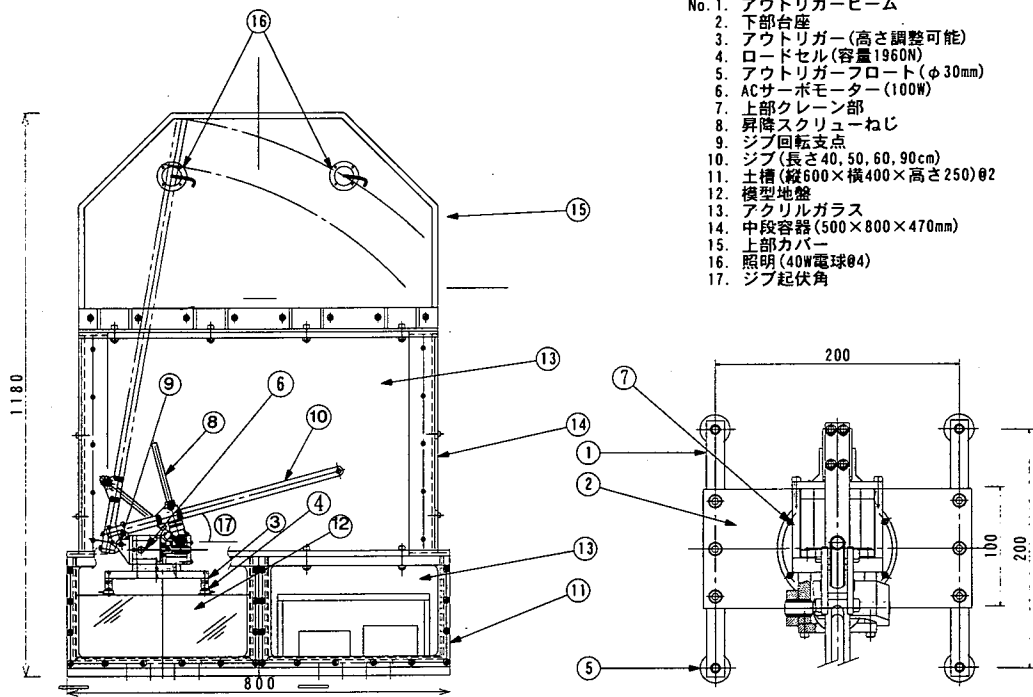


図-1 遠心模型実験装置の概要

表-1 実物のクレーンと模型クレーンの主要諸元の比較

	実物のクレーン	模型クレーン
ジブ長	6.7~25 m	40,50,60,90 cm
車体寸法 (下部台座)	5.0×2.2 m	20×10 cm
アウトリガ 張り出し幅	2.2~5.1 m	10,15,20 cm
重量	188.16 kN	45 N (1g 場)
アウトリガ フロート径	40 cm	3.0 cm
平均接地圧	373 kPa	319 kPa (20g 場)



a) 実験容器に搭載した模型クレーン

b) 模型クレーンの平面図 単位: mm

図-2 遠心実験に使用した移動式クレーン模型の概要

実験容器の下部に位置する土槽は、内寸が縦 360 × 横 360 × 深さ 210mm を有し、前面側には観測用に厚さ 20mm のアクリルガラス(No.13)を有する。同型の二つの土槽は並べて配置され、一方には模型地盤(No.12)を作製して模型クレーンを設置する。他方の土槽には付属物などを防護枠で覆って収納する。

土槽容器の上部に配置される中段容器には、前面側に観測用のアクリルガラス面を有し、上部には 4 個のワイヤー式変位計を固定するためのレールが配置される。この変位計はレール上をスライドさせて各アウトリガフロートの直上に配置される。上部カ

バーは中段容器の開口部を覆い、その側面には照明が備わる。

## (2) 模型地盤の作製方法

移動式クレーンは地盤表面に直接設置されるが、その代表的な地盤状態は不飽和な表土と考えられる。そのため本実験では表-2 に示す物理特性の関東ロームを使用して、模型地盤を作製した。作製した地盤は大別して 2 種類であり、一つは不飽和な土が堆積した均質で一様な強度を有する軟弱地盤(以下、一様地盤と呼ぶ)を模擬した。もう一方は表層が乾燥固結

表- 2 関東ローム試料の物理的特性

土粒子の密度 $\rho_s$	2.64
液性限界 $w_L(\%)$	198
塑性限界 $w_P(\%)$	108
塑性指数 $I_P$	90
最適含水比 $w_{opt}(\%)$	103.5
強度増加率 $q_u/p_c$	0.41

あるいは安定処理されて固結した 2 層地盤(以下、2 層地盤と呼ぶ)を模擬した。一様地盤は最適含水比に調整したロームを層厚 5cm 毎に分けて、圧力 ( $p_c$ )147kPa で静的に圧縮して締固めることによって作製した。締固め後の地盤層厚は約 15cm である。同じ締固め条件で作製した供試体に対して一軸圧縮試験により得られた圧縮強度 ( $q_u$ )は平均で 60kPa であった。

2 層地盤は一様地盤の表層に、ロームとセメントの混合材料(以下、セメント混合ロームと言う)で作製した固結層を配置させ、下層と同じ圧力で 24 時間圧縮して作製した。使用したセメントは超速乾セメント(家庭化学工業㈱)である。表層は 2 種類の強度で作製し、その一軸圧縮強さ( $q_{ud}$ )は 260kPa と 600kPa である。この  $q_{ud}=600kPa$  の強度は、 $p_c=147kPa$  で締固めたロームを自然乾燥させて得られた強度を目標としたものである。表層の強度はロームに対するセメントの配合割合とセメント混合ロームの含水比によって調整した<sup>9)</sup>。なお、セメント混合ロームの含水比は、締固め時に水分がしみ出して下層のローム

層を軟弱化させないように考慮して設定した。表層厚( $H$ )は 1.5cm, 3.0cm, 5cm の 3 種類であり、模型アウトリガフロートの直径( $D$ )3cm に対する表層厚の比 ( $H/D$ )はそれぞれ 0.5, 1.0, 1.8 とした。

### (3) 実験手順

転倒シミュレーションを実施するに当たって、模型クレーンに関する 2 つの実験条件を決定した。1 つは模型クレーンの形状的な条件(アウトリガの張り出し幅、ジブ長等)であり、もう一つはつり荷のモーメント条件である。つり荷のモーメント条件には、ジブ起伏角とつり荷の質量の 2 つがあり、与えたジブ起伏角に対して、模型クレーンが静的に安定な状態でつり上げることができる最大のつり荷の質量として与えた。なお、このときのジブ起伏角及びつり荷の質量はそれぞれ安定限界ジブ起伏角( $\phi_0$ )と安定限界荷重である。

実験では、4 つのアウトリガに作用する荷重が等しくなるようにジブ起伏角を調整した後(初期起伏角)、模型クレーンを遠心模型実験装置に搭載した。遠心模型実験装置を回転させて表-3 に示す所定の加速度まで上昇させる。その後、一定の遠心力場においてクレーンのジブ起伏角を遠隔操作によって減少させ、転倒モーメントを発生させる。ジブ起伏角の減少(転倒モーメントの増加)に伴って、転倒支点となる前側アウトリガの載荷圧力は増加する。この載荷圧力が地盤の降伏支持力を越えると、アウトリガは大きく沈下し、クレーンは不安定化する。

表- 3 移動式クレーン転倒の遠心模型実験に関する条件と結果及び数値解析の結果

実験名称	CT_1	CT_2	CT_3	CT_4*	CT_5	CT_6**	CT_7	CT_8**	CT_9
地盤構成	ローム	表層固結・下層ローム							
固結表層厚/フーチング径	0	0.5	1.0						1.8
遠心加速度(g)	17	38	49	45	52	72	52	72	52
ジブ長(cm), $L$	60	60	60	40	60	90	60	90	60
つり荷の質量(g)	980	980	980	2550	980	315	1485	565	980
安定限界ジブ起伏角(度), $\phi_0$	30						45	45	30
転倒時ジブ起伏角(度), $\phi_b$	37.5	44.0	46.5	56.2	54.0	60.5	60.0	57.0	53.0
仮想転倒角(度), $\theta_0$	1.3	5.2	5.2	—	8.0	—	5.9	—	10.8
静的転倒角(度), $\theta_s$	1.9	6.2	7.3	11.0	10.8	17.3	8.8	9.8	10.2
動的転倒角(度), $\theta_d$	0.05	0.4	0.6	1.5	1.4	3.5	1.0	1.1	1.2
逆解析による転倒角(度), $\theta_r$	1.8	4.9	3.1	6.6	4.8	7.0	3.8	4.7	8.9
不安定指標 (実験値) $I_r = \sin(\theta_r)/\sin(\theta_s)$	0.95	0.79	0.42	0.6	0.44	0.39	0.43	0.48	0.86
解析的転倒角(度), $\theta_N$	2.1	5.2	3.8	5.1	4.8	7.5	3.9	4.5	6.8
数値解析による不安定指標 (解析値) $I_N = \sin(\theta_N)/\sin(\theta_s)$	1.00	0.99	0.53	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.96

\* 転倒時にアウトリガが破損して転倒挙動が乱れた。他端反力がゼロに至らず  $\theta_b$  は不明。

\*\* ジブが容器に衝突して転倒が早期に停止した。他端反力がゼロに至らず  $\theta_b$  は不明。

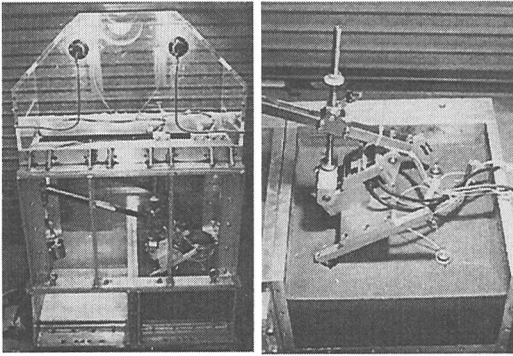


写真-2 実験容器に搭載された模型クレーン(左)とアウトリガが地盤に沈下して転倒した模型の様子(右)

本実験では、様々なジブ起伏角においてもアウトリガの沈下が発生するように、実験毎に遠心加速度を変えて設定した。これは、移動式クレーンの安定限界が遠心加速度によらないのに対して、アウトリガの載荷圧力は、つり荷の質量と遠心加速度の積に関係することによる。この遠心加速度は、ジブ起伏角の制御できる範囲において、アウトリガの載荷圧力が地盤の降伏支持力を越えるように求めた。なお地盤の降伏支持力は載荷圧力-沈下比関係に見られる直線部の最大載荷圧力と定義し、転倒実験前に支持力試験を実施して求めた。

一様地盤と3種類の2層地盤について行った9ケースの実験条件を表-3に示す。写真-2は実験終了後に撮影した模型クレーンの転倒の様子である。転倒は容器サイズの制限からジブが容器の側壁部に衝突して停止したが、支持地盤にアウトリガが沈下することによる転倒を再現することができた。

#### 4. 実験結果と考察

##### (1) 地盤の支持力特性

一様地盤(CT\_1)と  $H/D=0.5$  及び  $1.0$  の2層地盤(CT\_2, CT\_5)について、模型クレーンの転倒支点となる前側アウトリガフロートの載荷圧力-沈下比関係を図-3に示す。載荷圧力( $q$ )は荷重をアウトリガフロートの面積で除したものであり、沈下比( $s/D$ )は沈下量( $s$ )をフロート径( $D$ )で除して無次元化した値である。一様地盤における曲線CT\_1では、 $q$ が締固め圧力( $p_c=147\text{kPa}$ )以下の範囲において、発生した  $s/D$ は0から0.01と小さい。しかし、 $q$ が増加して  $p_c$ を上回ると、 $s/D$ は増加する傾向を示した。2層地盤におけるCT\_2とCT\_5では、固い表層の影響により曲線はそれぞれ上方に移動しており、同一沈下量にお

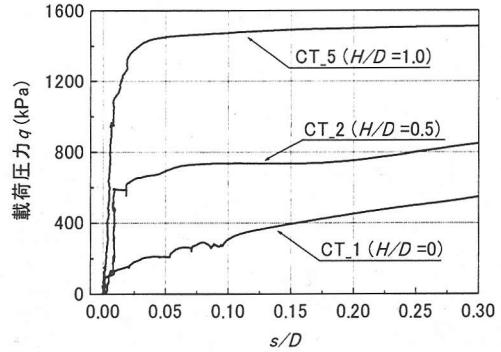


図-3 一様地盤と2層地盤における前側アウトリガの載荷圧力-沈下比関係

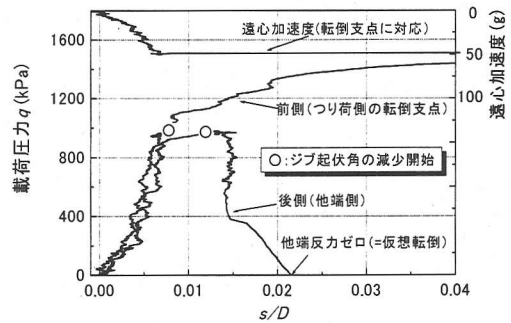


図-4 表層固結地盤( $H/D=1.0$ )における前側と後側アウトリガの載荷圧力-沈下比関係(CT\_5)

ける  $q$  はそれぞれ大きく現れた。これら3種類の地盤について、降伏後の沈下挙動を比較する。CT\_5では  $q$  の増加がほとんど見られず、曲線はほぼ水平となって  $s/D$  は増大した。しかし、CT\_1とCT\_2では  $q$  に増加傾向が見られた。その増加割合は一様地盤であるCT\_1の方が大きく現れ、固結層の有無やその厚さ( $H$ )の違いによって降伏後の沈下挙動に差が見られた。

図-4には前側(つり荷側)と後側(他端側)アウトリガの載荷圧力-沈下比関係を示す(CT\_5)。アウトリガの載荷圧力( $q$ )は遠心加速度の上昇に伴って増加し、○印で示す圧力レベルに到達した。この時の沈下比( $s/D$ )は0.01と微小であり、ほぼ初期勾配の曲線上にあった。その後、加速度レベルを一定に維持した状態で遠隔操作によりジブ起伏角を減少させ、転倒モーメントを増加させた。これにより前側の  $q$  は増加した。前側の  $q$  が約  $1000\text{kPa}$  を越えると、曲線勾配は急激に減少して  $s/D$  が急増した。一方、後側の  $q$  は減少し、この  $q$  がゼロになった時(他端反力ゼロ)を仮想転倒と定義した。

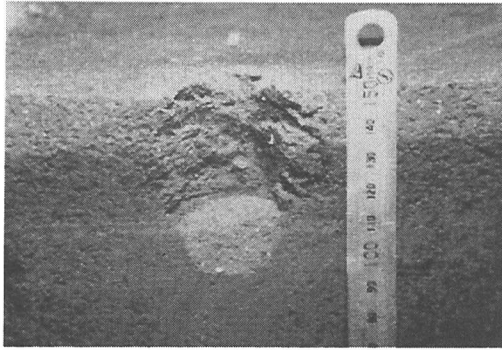


写真-3 パンチングせん断破壊して沈下したアウトリガ跡(CT\_2)

写真-3は転倒実験後(CT\_2)の地盤から、模型クレーンのアウトリガが沈下した箇所を、鉛直に削って観察した破壊状況である。地盤は下層ロームの上部に、厚さ1.5cmの固結した表層を有していた。フロントが接地していた表層部分には、抜け落ちるような破壊状況が見られ、沈下量は約4cm( $s/D=1.2$ )であった。また表層部の断面には、斜め下方向に複数の亀裂が見られた。表層には、沈下に伴う膨れ上がりが見られず、パンチングせん断破壊が観察された。

## (2) 転倒に及ぼす地盤の沈下特性

模型クレーンが転倒に至るまでの機体傾斜角とジブ起伏角の関係を図-5に示す。機体傾斜角はアウトリガの張り出し幅に対する沈下量の関係から求めた。上側の横軸に経過時間、下側はジブ起伏角を示す。ジブ起伏角は初期状態である約75度からほぼ一定速度で減少させた。△印は仮想転倒を示し、この時の機体傾斜角を仮想転倒角と呼び、 $\theta_0$ で表す。

CT\_1の同様地盤におけるアウトリガの沈下はジブ起伏角の減少とともに発生し、機体は徐々に傾斜した。仮想転倒時の $s/D$ は0.15であり、仮想転倒角( $\theta_0$ )は1.3度であった。沈下による機体の傾斜角速度は約0.1(度/秒)でほぼ一定であった。仮想転倒時のジブ起伏角は35度であり、沈下による機体の傾斜を考慮して算出したジブと地盤の相対角度は33.7度であった。一方、CT\_2においては、ジブ下降開始から約16秒後の55度付近においてアウトリガの沈下が発生した。この時の沈下速度は、同様地盤のCT\_1に比べて約17倍であった。またCT\_3では、下降開始から約26秒後のジブ起伏角46.5度において、アウトリガが急激に沈下し、機体は5.8度傾斜して転倒に至った。ジブと地盤の相対角度は40.7度であり、CT\_1の33.7度に比べて7度大きな値を示した。

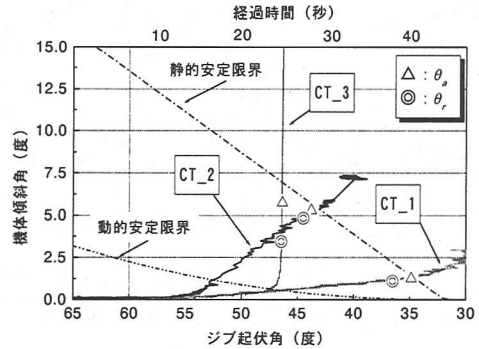


図-5 アウトリガの沈下による模型クレーン転倒時のジブ起伏角と機体傾斜角の関係

アウトリガの沈下による移動式クレーンの静的安定限界と動的安定限界を理論解析により検討した。それぞれの解析法の詳細は既報<sup>10)</sup>に譲り、概要を以下に述べる。アウトリガが沈下すると機体は傾斜するとともに、ジブが回転して地盤とジブの相対角度も減少する。その結果、モーメントの腕の長さが増加するために、転倒モーメントが増加してクレーン是不安定化する。これをクレーンの静的な不安定化と考えた。静的安定限界は沈下を考慮した静的モーメントが釣合う限界の状態であり、この時の機体傾斜角を静的転倒角と呼び、 $\theta_0$ で表す。

動的安定限界<sup>11)</sup>は、つり荷側アウトリガの急激な沈下によるクレーンの転倒を衝突の理論によって解析することにより算出した。沈下後の前側(つり荷側)アウトリガは反発しない場合を仮定し、沈下に伴う位置エネルギー増分は、前側アウトリガを支点とする回転運動エネルギーに保存されるものとした。図-6および図-7に示すモデル条件において、運動量保存則から後側アウトリガを支点(A点)とする角速度 $\omega_0$ と前側アウトリガを支点(B点)とする角速度 $\omega$ の関係が、式(1)によって表される。

$$\omega = (k^2 + r^2 - ab)\omega_0 / (k^2 + r^2) \quad (1)$$

ここで、 $k$ は回転半径である。

急激なアウトリガの沈下挙動は自由落下を仮定し、落下による位置エネルギーの変化量が運動エネルギー(A点)に変換され、これが沈下したアウトリガを支点とする回転運動のエネルギー(B点)に変換されると仮定した。アウトリガの沈下による重心Gの鉛直変位量( $\Delta h_0$ )と、沈下後にクレーンが回転することによる重心Gの鉛直変位量( $\Delta h_2$ )の関係は、式(2)によって表される。

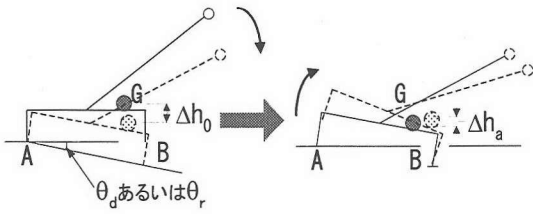


図-6 動的転倒の経過

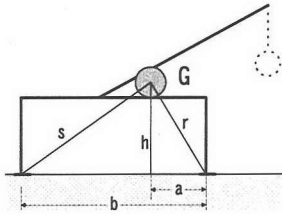


図-7 クレーン重心 G のモデル化

$$\Delta h_a = c \Delta h_0 \quad (2)$$

ただし,

$$c = \frac{(k^2 + r^2 - ab)^2}{(k^2 + r^2)(k^2 + s^2)} \quad (3)$$

である.

動的安定限界の理論値は, アウトリガが自由落下して安定できる限界の状態であり, この時の機体傾斜角を動的転倒角と呼び,  $\theta_d$  で表す.  $\Delta h_0$  と  $\theta_d$  の関係は式(4)によって表される.

$$\Delta h_0 = r - h \cos \theta_d + (b - a) \sin \theta_d \quad (4)$$

重心 G が支点 B の真上まで水平変位するとき転倒条件は満足され, この時の鉛直変位量  $\Delta h_a$  は式(5)によって表される.

$$\Delta h_a = r - h \cos \theta_d - a \sin \theta_d \quad (5)$$

$\theta_d$  は, 式(3), (4)および(5)を式(2)に代入すると, 式(6)の関係によって表される.

$$\sin \theta_d = \sqrt{V - \sqrt{V^2 - UW}} / U \quad (6)$$

ここで,

$$U = \{(c-1)a - bc\}^2 + h^2(c-1)^2 \quad (7)$$

$$V = (ch - r)\{(c-1)a - bc\} \quad (8)$$

$$W = (r - h)(r - 2ch + h) \quad (9)$$

である.

また, 実際に発生したアウトリガの沈下速度を考

慮して安定限界を調べた. その方法は, 転倒実験の結果を逆解析することによって, 動的安定限界を計算するものである. この実験結果による動的安定限界は, 運動学的安定限界<sup>12)</sup>と定義した. この時の機体傾斜角を運動学的転倒角と呼び,  $\theta_r$  で表す. 逆解析では, 式(1)の  $\omega_0$  を実験で計測されたアウトリガの沈下-時間関係から計算し, 前側アウトリガ(B点)に関する  $\omega$  を求める. ここで, 重心 G が上昇できる高さ  $\Delta h_b$  と  $\omega$  の関係は, 式(10)によって表される.

$$\Delta h_b = \frac{(k^2 + r^2)\omega^2}{2g} \quad (10)$$

転倒条件が満足される時の鉛直変位量( $\Delta h_a$ )は, 式(5)の  $\theta_d$  を  $\theta_r$  に置き換えて, 式(11)によって表される.

$$\Delta h_a = r - h \cos \theta_r - a \sin \theta_r \quad (11)$$

運動学的安定限界は式(12)によって示され,  $\theta_r$  は式(10)と式(11)を式(12)に代入することによって求められる.

$$\Delta h_a = \Delta h_b \quad (12)$$

なお, 各転倒角とこれに対応するクレーン状態の一覧を表-4 に記す.

図-5 に静的安定限界と動的安定限界をそれぞれ一点鎖線と二点鎖線で示す. 転倒に必要な機体傾斜角を両者で比較すると例えば, ジブ起伏角が 47 度における両者の差異は約 10 倍である. CT\_1 及び CT\_2 の  $\theta_0$  (△印)は静的安定限界の近傍に位置した. そのため, 両ケースは静的な不安定化によって転倒に至ったと考えられる. 一方, CT\_3 の  $\theta_0$  は CT\_1 及び CT\_2 に比べて曲線の内側下方に位置した. このことは, CT\_3 が静的な安定限界に比べて少ない機体傾斜角で転倒したことを意味する. このため CT\_3 では, 静的な不安定化に加えて動的な不安定化が生じたために転倒したと考えられる.

運動学的安定限界( $\theta_r$ )を◎印で示す. CT\_1 及び CT\_2 においては,  $\theta_r$ (◎印)と  $\theta_0$ (△印)はほぼ一致した. これは, 両ケースの沈下速度が小さかったために, 回転運動エネルギーの発生は少なくなったためと考

表-4 転倒角とクレーン状態の対応一覧

転倒角の名称	クレーンの状態
仮想転倒角, $\theta_0$	アウトリガの他端反力がゼロ
静的転倒角, $\theta_s$	沈下を考慮した静的安定限界
動的転倒角, $\theta_d$	沈下を自由落下と仮定した動的安定限界の理論値
運動学的転倒角, $\theta_r$	沈下速度を実験結果から逆解析した動的安定限界の実験値

えられる。このことは、クレーンがほぼ静的安定限界に到達して転倒したことからも、確認ができる。

一方 CT<sub>3</sub> では、 $\theta_1$  (◎印) が  $\theta_2$  (△印) に比べて小さい値となり、動的安定限界の理論値に近づく。これは、CT<sub>3</sub> のアウトリガの沈下速度が CT<sub>1</sub> と CT<sub>2</sub> に比べて高いためである。つまり、急激な前脚アウトリガ(B点、図-6)の沈下に伴って、後脚アウトリガ(A点、図-6)周りの角速度が増加したために、後脚の反力がゼロとなる仮想転倒時よりも、早期にクレーンは転倒に必要な回転運動エネルギーを備えたためである。ただし、 $\theta_2$  に比べて  $\theta_1$  が大きい理由は、地盤の脆性的な破壊によるアウトリガの沈下速度は、地盤のせん断抵抗などによって自由落下時よりも低くなったためと思われる。このことから  $\theta_2$  と  $\theta_1$  はそれぞれ安定限界の上限値と下限値を与え、実際の安定限界( $\theta_0$ )は支持地盤の荷重沈下特性の違いによってこの間に位置すると考えられる。

図-8 は CT<sub>3</sub>、CT<sub>4</sub>、CT<sub>5</sub> 及び CT<sub>6</sub> の比較を示し、ジブ長さや転倒時のジブ起伏角( $\phi_0$ )の違いが転倒に与えた影響を述べる。図中に示す▲印は仮想転倒角( $\theta_0$ )、○印は静的転倒角( $\theta_1$ )、●印は動的転倒角( $\theta_2$ )、◎印は運動学的転倒角( $\theta_3$ )である。

これらのケースは地盤表層が  $q_{ud}=600\text{kPa}$  および  $H/D=1.0$  の条件のものである。CT<sub>3</sub> と CT<sub>5</sub> は同じジブ長であるが、転倒時のジブ起伏角( $\phi_0$ )は異なった。CT<sub>3</sub> は  $\phi_0$  が 46.5 度の時に機体が急激に傾斜した。 $\theta_2$  と  $\theta_1$  は  $\theta_2$  と  $\theta_1$  の間に位置している。 $\theta_1$  は  $\theta_2$  に比べて小さな値を示しており、これはアウトリガの他端反力がゼロとなる以前にクレーンは運動学的な転倒条件を満たしたことを意味する。CT<sub>5</sub> の転倒時における  $\phi_0$  は約 54 度であり、CT<sub>3</sub> に比べて約 7.5 度大きい。そのため転倒時のモーメントは、CT<sub>3</sub> のケースの方が CT<sub>5</sub> よりも大きい。そのため、CT<sub>3</sub> の各転倒角( $\theta_0$ 、 $\theta_1$ 、 $\theta_2$ 、 $\theta_3$ )は CT<sub>5</sub> のそれらに比べて小さくなっている。

沈下前の潜在的な不安定性は、与えられた転倒モーメントの大きさにより異なる。異なる不安定状態で発生したアウトリガの沈下が転倒に与えた影響を評価するためには、沈下によって生じた不安定性とそれ以前の潜在的な不安定性を、相対的に比較して示す必要がある。それぞれの不安定性は運動学的転倒角( $\theta_3$ )と静的転倒角( $\theta_1$ )によって表される。そのため、両転倒角の比較による不安定指標( $I_r$ )を、式(13)に定義した(表-3 参照)。 $I_r$  の値は通常 0 から 1 の間に分布し、その値が小さいほどクレーンは動的に不安定化したことを意味する。なお  $I_r$  を転倒角の正弦関数とした理由は、沈下量の比で表すためであり、第 6 章に後述する沈下危険度評価の検討方法に関連する。

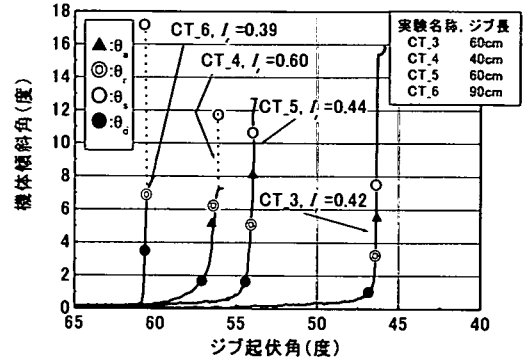


図-8 ジブ長と転倒時ジブ起伏角( $\phi_0$ )の違いが転倒に与えた影響

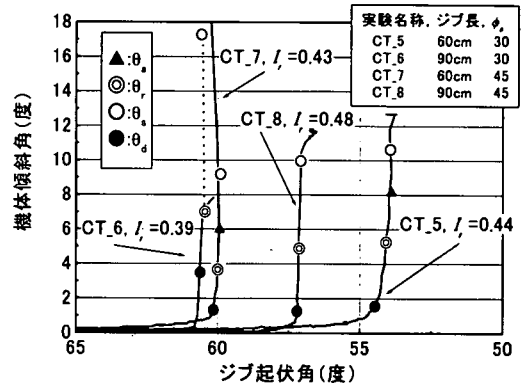


図-9 安定限界ジブ起伏角( $\phi_0$ )の違いが転倒に与えた影響

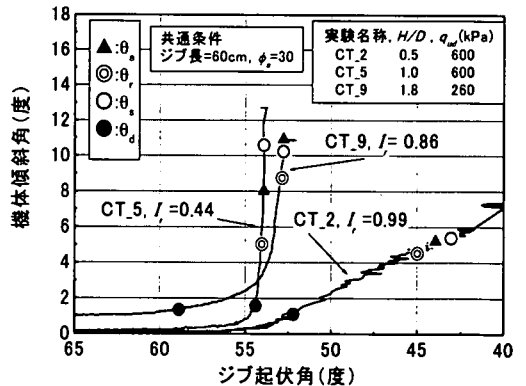


図-10 地盤条件の違いが転倒に与えた影響



$$I_r = \frac{\sin \theta_r}{\sin \theta_s} \quad (13)$$

CT\_5 と CT\_3 の  $I_r$  はそれぞれ 0.44 と 0.42 と計算され、ほぼ一致した値を示した。また、ジブ長が 90cm である CT\_6 も  $I_r$  は 0.39 を示し、ほぼ一致した値となった。ジブ長が 40cm である CT\_4 の  $I_r$  は 0.6 と若干高めの値を示した。これは模型クレーンが転倒中に支点のアウトリガが折損したために、転倒挙動が乱れたことによる影響と考えられる。以上より、移動式クレーンの運動学的安定限界は転倒時のジブ起伏角とジブ長の違いによって異なるが、不安定指標 ( $I_r$ ) は同一地盤条件においてほぼ一致した値を示すことがわかった。

図-9 は CT\_5, CT\_6, CT\_7 及び CT\_8 の比較を示し、安定限界ジブ起伏角 ( $\phi_a$ ) の違いが転倒に与えた影響を述べる。ここで  $\phi_a$  とは、アウトリガが沈下せずとも転倒モーメントが安定モーメントを上回るジブ起伏角を意味し、沈下を伴った転倒時ジブ起伏角 ( $\phi_b$ ) とは異なる。CT\_5 と CT\_7 のジブ長は 60cm で同じであるが、 $\phi_a$  はそれぞれ 30 度と 45 度である。この  $\phi_a$  の違いは、つり荷の重さが異なることによる。CT\_6 と CT\_8 のジブ長は 90cm であるが、これらの  $\phi_a$  も 30 度と 45 度である。つり荷の重さとジブの長さが異なる条件の運動学的転倒角 ( $\theta$ ) には違いが見られたが、これらの  $I_r$  は 0.39 から 0.48 の間に分布し、ほぼ類似した値を示した。そのため、つり荷の質量とジブ長の違いにより  $\phi_a$  が異なるつり上げ条件においても、 $I_r$  は同一地盤条件においてほぼ一致した値を示すことがわかった。

図-10 は CT\_2, CT\_5 及び CT\_9 の比較を示し、地盤条件の違いが転倒に与えた影響を述べる。これらの 3 ケースはジブ長が 60cm、 $\phi_a$  が 30 度であり、クレーン側の条件は同じであったが、地盤条件はそれぞれ異なった。CT\_2 と CT\_5 は  $q_{ud}=600\text{kPa}$  の表層を有し、層厚はそれぞれ  $H/D=0.5$  と 1.0 の条件であった。CT\_9 は  $q_{ud}=260\text{kPa}$ 、 $H/D=1.8$  であり、強度の低い表層が厚く堆積しており、この地盤の極限支持力は CT\_5 とほぼ同じであった。3 ケース中最も急激なアウトリガの沈下が計測された CT\_5 の  $I_r$  は 0.44 であった。これに比較して CT\_2 と CT\_9 の転倒では、CT\_5 よりもゆっくりとした転倒挙動が観測され、それぞれの  $I_r$  は 0.79 と 0.86 の大きな値を示した。

これらの結果から、支持地盤の沈下特性は移動式クレーンの相対的不安定性に大きく影響し、 $I_r$  はアウトリガの沈下速度が大きくなるに従って減少することがわかった。

## 5. 数値計算による転倒シミュレーション

数値計算は、実験的に観察された支持地盤の沈下によるクレーンの転倒挙動を再現し、実験結果の検証と移動式クレーンの不安定性を確認するために実施した。

### (1) 計算方法

本解析はアウトリガが地盤に沈下することによる転倒を再現するための、2次元モデルによる時刻歴シミュレーションである。検討する転倒過程は図-11の通りである。ジブ起伏角の減少に伴って転倒モーメントが増加する(①)。これにより前側アウトリガの作用荷重は増加し、沈下量が増加する(②)。沈下の発生により不安定化したクレーンは、転倒に至る(③)。

アウトリガの沈下に応答して揺動するクレーンは、前後のいずれかのアウトリガを支点とする回転運動と仮定した。地盤-クレーン系が有するエネルギーとして、運動エネルギー、ポテンシャルエネルギー、散逸エネルギーを考慮した。ポテンシャルエネルギーは、クレーンの位置エネルギーと地盤のひずみエネルギーから構成され、散逸エネルギーは土の粘性によって散逸するエネルギーとした。クレーンは位置エネルギーが最小となるように運動すると考え、各エネルギーをラグランジェの方程式<sup>13)</sup>に代入し、式(14)に示す任意の時刻  $t_i$  における運動方程式を導いた。

$$[M_i]\ddot{u}(t_i) + [C_i]\dot{u}(t_i) + [K_i]u(t_i) + \{R_i\} = 0 \quad (14)$$

ここで、 $u, \dot{u}, \ddot{u}$  はそれぞれ転倒支点のアウトリガに関する機体傾斜角、角速度および角加速度であり、 $M_i, C_i, K_i, R_i$  はそれぞれ質量係数、ダンピング係数、地盤反力係数、クレーンの転倒モーメントである。時間積分にはニューマークの  $\beta$  法を用いて、時間間隔  $\Delta t$  ごとに繰り返し計算することにより時刻歴応答を求めた。 $\Delta t$  は計算時における解の発散を防ぐために、固有周期よりも小さな値 (1/60000 秒) に設定した。クレーンのジブ起伏角が減少することによるクレーン

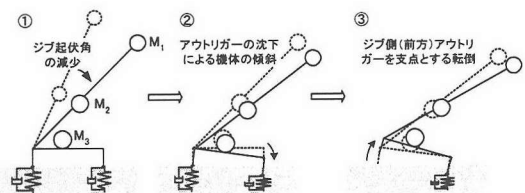


図-11 解析的に再現を試みた転倒過程

形状の変化と転倒に至るモデルの大変形を考慮するために、 $M_i, C_i, K_i, R_i$ の各係数は計算ステップごとに再計算して逐次更新した。

### (2) 支持地盤の荷重沈下モデル

本解析に用いる地盤の荷重沈下モデルは、双曲線モデル<sup>14)</sup>(式(15))とバイリニアモデル(式(16)と式(17))によって簡易に近似した。バイリニアモデルは、実験的に計測された荷重圧力-沈下比関係に、屈曲点が見られたケース(CT\_2, 3, 4, 5, 6, 7, 8)に用いた。一方、荷重圧力-沈下比関係が曲線的で、その勾配が緩やかに推移した CT\_1 と 9 には双曲線モデルを用いた。

$$q = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon n_1 K_0} + \frac{1}{n_2 q_{\max}}} \quad (15)$$

$$q = n_3 K_0 \varepsilon \quad (0 \leq q < q_y) \quad (16)$$

$$q = n_4 K_y (\varepsilon - \varepsilon_y) + q_y \quad (q \geq q_y) \quad (17)$$

ここで、 $q$  はアウトリガフロートにおける荷重圧力、 $\varepsilon$  は  $s/D$ 、 $K_0$  は荷重圧力-沈下比関係の初期接線勾配、 $q_{\max}$  は極限支持力、 $n_1, n_2, n_3, n_4$  は補正係数、 $q_y$  は降伏支持力、 $\varepsilon_y$  は降伏時の  $s/D$ 、 $K_y$  は降伏後に現れる荷重圧力-沈下比関係の勾配である。

図-12 は CT\_7 と CT\_9 で観測されたアウトリガの沈下挙動と、これらをそれぞれバイリニアモデルと双曲線モデルによって近似した結果を比較して示す。

CT\_7 では、表層の脆性的な破壊に伴ってアウトリガに急激な沈下が発生したが、バイリニアモデルはこの荷重圧力-沈下比関係をほぼ再現できた。CT\_9 は、荷重初期における沈下比( $s/D$ )の増加分に対する荷重圧力( $q$ )の増加割合は高いが、 $s/D$  の増加に伴って  $q$  の増加分は緩やかに減少し、最大値に漸近する傾向を示した。双曲線モデルもこの挙動に比較的一致させることができた。なお、ダンピング係数( $C_i$ )は当初実験結果と最もよく適合するように繰り返し収束計算によって求めたが、地盤反力係数  $K_i$  に対しておおよそ  $1/500$  の比例関係が見られたため、それ以降簡易的に  $C_i = K_i/500$  として与えた。なお、 $K_i$  は各計算ステップ( $i$ )で得られた  $s/D$  に対応した曲線の接線勾配である。

### (3) 計算結果と考察

数値計算は遠心模型実験における実験過程を再現して実施した。重力加速度は  $1g$  から実験時の遠心加速度まで連続的に増加させて、クレーンの自重を増大させた。所定の重力加速度に到達後、ジブ起伏角

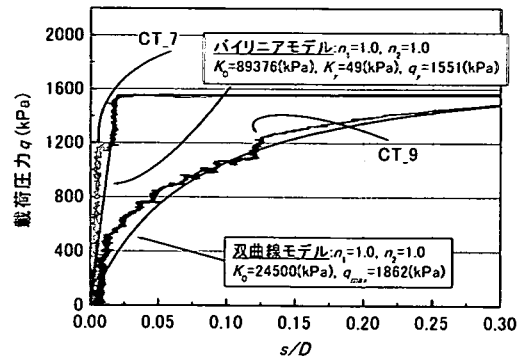


図-12 アウトリガの荷重圧力-沈下比関係に関する実験結果とモデルによる近似の比較

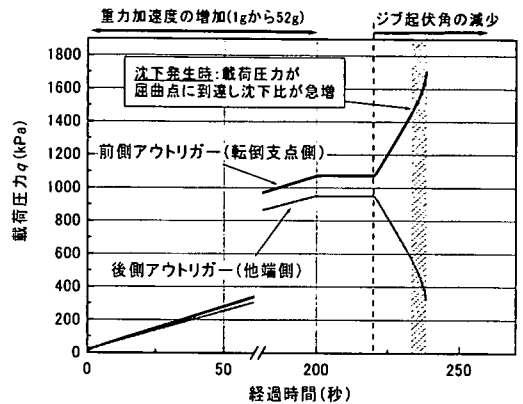


図-13 数値計算におけるアウトリガの荷重圧力(CT\_7)

を減少させて転倒モーメントを増加させた。計算はクレーンが静的安定限界あるいは運動学的安定限界に至った時点で終了させた。

図-13 は CT\_7 のケースを数値計算によって再現し、得られた荷重圧力( $q$ )の推移を示す。前側と後側アウトリガの  $q$  は、重力加速度の増加によって、それぞれ  $1070\text{kPa}$  および  $950\text{kPa}$  まで上昇させた。次に、経過時間  $220$  秒付近から、ジブ起伏角を減少させて転倒モーメントを発生させた。これによって、前側アウトリガの  $q$  は増加し、後側アウトリガの  $q$  は減少した。計算は、前側アウトリガの  $q$  が  $1700\text{kPa}$  を上回った付近で、安定限界に達して終了した。この時、後側アウトリガの  $q$  は約  $300\text{kPa}$  であり、クレーンは静的安定限界に到達する以前の状態にあったことがわかる。このことは動的不安定化によるクレーンの転倒を、本解析が再現したことを意味する。

図-14 は、計算に使用した荷重圧力-沈下比モデルとつり上げ条件のそれぞれが異なるケースについて、実験と数値計算による転倒挙動の比較を示す。

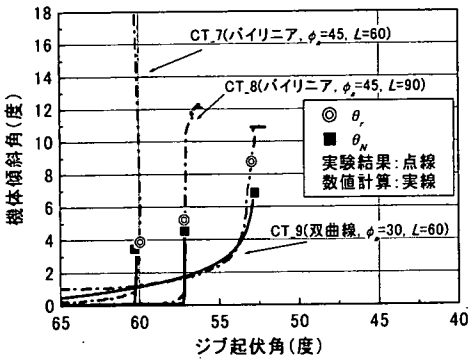


図-14 遠心実験と数値計算により得られた転倒挙動の比較

図中に示す点線は実験結果，実線は数値計算結果を示す。また数値計算より求めた運動学的安定限界は解析的転倒角( $\theta_N$ )とし，■印で図中に示すとともに表-3には他のケースの計算結果も併せて示す。

実験結果と計算結果の転倒挙動は良く一致しており，本解析が地盤の載荷圧力-沈下比関係の違いとつり上げ条件の違いによって異なる移動式クレーンの転倒挙動を再現できることが確かめられた。一方，安定限界について比較すると，運動学的転倒角( $\theta$ )と解析的転倒角( $\theta_N$ )との差異は，ケースごとによって若干のばらつきが見られる。アウトリガの急激な沈下をバイリニアモデルで近似して計算した CT\_7 と CT\_8 では， $\theta$  と  $\theta_N$  がほぼ一致した結果を示した。しかし，比較的緩やかな沈下挙動を双曲線モデルで近似して計算した CT\_9 では， $\theta_N$  が  $\theta$  よりも 2.1 度少なく計算された。これは転倒に必要な運動エネルギーが実験結果に比べて早期に備わったことを意味する。その原因は，CT\_9 の計算に用いたダンピング係数が実際よりも小さかったために，運動エネルギーを大きく計算したことによると思われる。今後，安定限界をより正確に計算するためには，地盤条件に応じて適切なダンピング係数を与える必要がある。

## 6. 地盤の支持条件と沈下特性を考慮した転倒危険性の検討

クレーン等安全規則では，支持地盤が水平堅固であることを前提とし，考慮されている安全率は主に機体側の安定性に関するものである。しかしながら検討の結果，移動式クレーンの安定性は支持地盤の沈下挙動に影響を受けることが明らかになった。そのため今後，支持地盤の不安定要因に起因した転倒災害を防止するためには，あらかじめ調査された地

盤の荷重-沈下特性とクレーンの機体条件及び作業条件を考慮して転倒危険性を評価し，対策を講ずる必要がある。そこで本章では，地盤の支持力条件と沈下特性が転倒危険性に与える影響を検討する。

### (1) 転倒危険度の検討

移動式クレーンの転倒危険性は，支持地盤への載荷圧力条件と沈下条件の2つを考慮して評価される必要がある。

載荷圧力条件は地盤破壊危険度( $r_p$ )<sup>4)</sup>により表すことができる。 $r_p$  は作業中の移動式クレーンが地盤に載荷する最大圧力( $p_a$ )と支持地盤の降伏支持力( $p_y$ )の関係により表され，その関係を式(18)に示す。

$$r_p = \frac{p_a}{p_y} \quad (18)$$

ここで，危険度は1を越えるとその危険性が高いことを意味する。 $p_y$  は作業中の移動式クレーンにおいて，アウトリガの荷重-沈下関係を計測することによって推定されるか，あるいは作業前に地盤を支持力試験して調査されるものとする。また， $p_a$  はアウトリガフロートの支点荷重の計算<sup>15)</sup>によって算出されるか，あるいは機体重量( $W_1$ )とつり荷の重量( $W_2$ )及び接地面積( $A$ )の関係から，式(19)により簡易に算出されるものとする<sup>3)</sup>。

$$p_a = 0.8 \times \frac{(W_1 + W_2)}{A} \quad (19)$$

次に，支持地盤の沈下条件に関する危険度を検討する。静的沈下危険度( $r_s$ )を，載荷圧力  $p_a$  に対する沈下量  $s_a$  と静的安定限界の沈下量  $s_s$  の関係により定義し，その関係を式(20)に示す。

$$r_s = \frac{s_a}{s_s} \quad (20)$$

移動式クレーンの転倒危険度( $D$ )は，地盤破壊危険度( $r_p$ )と静的沈下危険度( $r_s$ )の最大値に依存するものと定義し，その関係を式(21)に示す。

$$D = \max(r_p, r_s) \quad (21)$$

しかしながら，支持地盤が脆性的に破壊してアウトリガが急激に沈下すると，移動式クレーンは動的に不安定化することが，実験と解析により確認された。そのため沈下条件は，運動学的安定限界を考慮して評価される必要がある。そこで，運動学的沈下危険度( $r_s'$ )を導入した。 $r_s'$  は， $s_a$  と運動学的安定限界の沈下量( $s_s'$ )の関係で定義し，その関係を式(22)に示す。

$$r_s' = \frac{s_a}{s_r} \quad (22)$$

$$= \frac{r_s}{I_r}$$

ここで、 $I_r$  は式(13)に定義した不安定指標である。その結果、移動式クレーンの転倒危険度( $D$ )は、式(21)の  $r_s$  を  $r_s'$  に置き換えて、式(23)によって表される。

$$D = \max(r_p, r_s') \quad (23)$$

ここで  $r_s' > r_p$  の条件の時、 $r_p$  と  $r_s$  の比を整理すると、式(24)の関係が得られる。

$$\frac{r_p}{r_s} = \frac{p_a/p_y}{s_a/s_s} \quad (24)$$

$$= K_0 \times \frac{s_s}{p_y}$$

ただし、 $p_a$  は  $p_a < p_y$  の条件であり、この時の  $p_a/s_a$  は初期接線勾配( $K_0$ )に等しいと仮定する。

式(24)を式(22)に代入すると、 $r_s'$  は式(25)で表される。

$$r_s' = f \times r_p \quad (25)$$

ただし、

$$f = \frac{K_s}{I_r K_0} \quad (26)$$

$$K_s = \frac{p_y}{s_s} \quad (27)$$

である。

よって  $f > 1$  の時は、 $r_s'$  が  $D$  を左右する。

## (2) 支持地盤への設置条件と移動式クレーンの転倒危険度に関する検討例

支持地盤の脆性的な破壊によるアウトリガの沈下挙動と不安定指標( $I_r$ )の関係を検討する。支持地盤の沈下特性を表す指標として、式(28)に示す脆性沈下指標( $R_E$ )を定義した。

$$R_E = \frac{K_0}{K_y} \quad (28)$$

ここで、 $K_y$  は降伏後の接線勾配である。なお、双曲線で近似される CT\_1 と 9 の  $K_y$  は、降伏後に見られる近似的な直線部分の接線勾配を便宜的に与えた。

実験より得られた  $R_E$  と  $I_r$  の関係を図-15 に示す。常用対数で表した  $R_E$  と不安定指標( $I_r$ )の関係には、

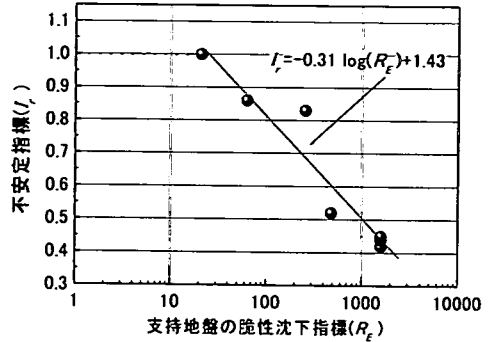


図-15 移動式クレーンの不安定指標( $I_r$ )と脆性沈下指標( $R_E$ )の関係

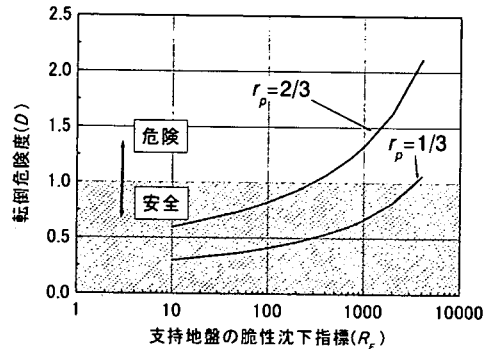


図-16 転倒危険度( $D$ )と脆性沈下指標( $R_E$ )の関係に及ぼす荷重危険度( $r_p$ )の影響

$R_E > 20$  の範囲において、 $I_r$  はほぼ直線的に減少する傾向が見られ、その関係は式(29)によって近似することができた。

$$I_r = a \log R_E + b \quad (29)$$

ここで、 $a$  と  $b$  は任意の係数であり、本実験では  $a = -0.31$ 、 $b = 1.43$  と計算された。これらの値は、移動式クレーンの種類や規模及び地盤条件に依存する固有のものと考えられる。

今回参考とした移動式クレーンに関する転倒危険度( $D$ )を検討する。 $K_s = K_0$  を仮定すると、 $I_r \leq 1$  の場合は、 $r_s' \geq r_p$  となる。よって、 $D$  が  $r_s'$  に依存する場合は、式(30)によってその関係が表される。

$$D = r_s' \quad (30)$$

$$= f \times r_p$$

$$= \frac{r_p}{-0.31 \log R_E + 1.43}$$

図-16 は、式(18)に示した  $r_p$  が  $2/3$  と  $1/3$  の場合の

$D$  と  $R_E$  の関係を示す。載荷圧力が降伏支持力の 2/3 程度の場合、 $R_E$  が約 300 以上で  $D$  が 1 を上回り危険となることを示す。一方、 $r_p$  が 1/3 の場合は、 $D$  がほぼ全般的に 1 以下であり、 $D$  に及ぼす沈下条件の影響は低いことがわかる。

$D > 1$  の場合は転倒を防止するための対策が必要となる。その対策の一つとしては、アウトリガの接地面積を増大させて載荷圧力を減少させる方法が考えられる。その理由は、 $r_p$  を低下させることにより、 $D$  が 1 以下にできるためである。他の対策としては、 $D < 1$  の条件となるように、定格荷重を下方修正することが考えられる。つり上げ作業の制限により、アウトリガに作用する最大荷重は減少し、 $r_p$  を同様に低下できる。これらの対策の結果、支持地盤の不安定化による転倒は防止される。

支持地盤に設置される移動式クレーンの最終的な使用条件は、転倒安全率( $F_s$ )によって検討される必要があると思われる。この  $F_s$  は  $D$  に対してほぼ逆数の関係にあると思われるが、その評価方法や閾値の設定については、移動式クレーンの種類や大きさに関連した、想定される災害規模と経済性の条件を考慮するとともに、地盤評価の信頼性に関する検討も必要とされる。これは、地盤支持力と沈下性状の測定方法や評価方法に関連する信頼性の問題に加えて、地盤内に分布する不規則な要因による信頼性の低下、例えば一見強固な地盤中に存在する軟弱箇所や空洞が転倒危険性を増大させる可能性についても、検討される必要があるためである。そのため支持地盤の信頼性評価の問題を含む  $F_s$  の実用上の問題については、転倒防止対策に関する応用的な研究において別途検討を行う必要がある。

## 7. まとめ

本研究では、支持地盤の沈下特性の違いが移動式クレーンの転倒に与える影響を遠心模型実験と数値計算によって検証した。その結果、支持地盤が急激に沈下する場合は、移動式クレーンが動的に不安定化することがわかった。よって転倒を防止するためには、支持地盤に対する荷重条件と沈下条件から転倒危険度を評価し、これに基づいて移動式クレーンの設置方法を検討する必要があることが明らかになった。以下に本論文の結論を要約する。

1. 表層が固結した 2 層地盤は、一様地盤に比べて地盤の支持力が高くなる一方で、降伏後のアウトリガ沈下速度は高くなる傾向を示した。そのため、移動式クレーンを設置する支持地盤は、その支持

力に加えて沈下特性を事前に調査し、これが転倒危険性に与える影響を検討する必要がある。

- 支持地盤の破壊沈下性状の違いが移動式クレーンの転倒に及ぼす影響を遠心模型実験によって調査・解析した。理論的に求めた静的転倒角( $\theta_s$ )と動的転倒角( $\theta_d$ )および実験結果による仮想転倒角( $\theta_v$ )と運動学的転倒角( $\theta_m$ )を比較した。 $\theta_s$  と  $\theta_d$  はそれぞれ安定限界の上限値と下限値を示し、 $\theta_v$  と  $\theta_m$  はこの間に位置することがわかった。アウトリガの沈下速度が低い場合は、 $\theta_s$  と  $\theta_m$  はほぼ一致するとともに  $\theta_v$  に漸近する傾向が見られた。一方、沈下速度が大きくなるに伴って  $\theta_s$  と  $\theta_m$  の差は大きくなり、 $\theta_v$  は  $\theta_d$  に近づくことがわかった。
- 静的安定限界の沈下量に対する運動学的安定限界の沈下量の比を不安定指標( $I_s$ )と定義して、転倒に及ぼす移動式クレーンの形状的条件、つり荷のモーメント条件および地盤条件の影響を検討した。その結果、地盤条件の違いによって発生する沈下速度の差は、 $I_s$  を大きく左右することが明らかになり、転倒に及ぼす沈下速度の影響はクレーンの形状的条件とつり荷のモーメント条件に比べて大きいことがわかった。
- 数値計算による転倒のシミュレーションを行った。地盤の荷重沈下関係は、双曲線モデルあるいはバイリニアモデルによって簡易に近似した。その結果、与えた地盤条件の違いによって解析的転倒角( $\theta_N$ )と  $\theta_m$  には若干の差が見られたが、計算された転倒挙動は実験結果にほぼ一致した。このことより、移動式クレーンの転倒は、支持地盤の沈下特性に影響を受けることが確認された。
- 転倒実験から得られた地盤の荷重沈下特性から脆性沈下指標( $R_E$ )を定義して、 $R_E$  と不安定指標( $I_s$ )の関係性を調査した。その結果、 $R_E > 20$  の範囲において  $R_E$  の常用対数と  $I_s$  の間には、ほぼ直線関係が得られた。
- 移動式クレーンの転倒危険度( $D$ )を、地盤破壊危険度( $r_p$ )と運動学的沈下危険度( $r_s'$ )の最大値によって評価することを提案した。 $D$  が 1 以上の場合には、支持地盤の強度不足あるいは沈下性状に起因した転倒危険性が高いため、何らかの転倒防止対策を行う必要があると考えられる。

謝辞：本研究を行うに当たって多大な協力を頂いた呉屋圭俊氏、安部正邦氏、土屋法久氏、渡辺祥浩氏（当時武蔵工業大学学生）及び、貴重なご助言を頂いた堀井宣幸氏、豊澤康男氏、前田 豊氏（産業安全研究所）に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 玉手 聡：移動式クレーンの転倒事故に占める地盤工学的な要因の調査，第 31 回安全工学シンポジウム，pp.283～286，2001.
- 2) 労働基準調査会：安衛法便覧 2 平成 13 年度版，移動式クレーン構造規格 第 13 条及び第 14 条，pp.419～420，2001.
- 3) 伊藤 廣：移動式クレーンの知識，pp.46～49，鹿島出版会，1994.
- 4) 深川良一，室 達朗，加藤祐理，森田悠紀雄：地盤破壊を考慮したクレーン車の転倒条件，土木学会論文集，第 504 号/VI-25，pp.61～70，1994.
- 5) 建設業労働災害防止協会：建設業安全衛生年鑑 平成 13 年版，p.68，2001.
- 6) (社)日本クレーン協会：クレーン年鑑 平成 13 年版，pp.41～45，2001.
- 7) 労働基準調査会：安衛法便覧 1 平成 13 年度版，クレーン等安全規則 第 69，p.1358，2001.
- 8) 玉手 聡：移動式クレーンの転倒に及ぼす支持地盤の破壊沈下特性に関する実験的研究，産業安全研究所研究報告 NIIS-RR-2001，pp.9～20，2002.
- 9) 玉手 聡，堀井宣幸，豊澤康男，末政直見，片田敏行，安部正邦：セメント混合ロームの含水比の違いが締め固め密度と強度に及ぼす影響，地盤工学会第 36 研究発表会講演集，pp.753～754，2001.
- 10) 玉手 聡，堀井宣幸，豊澤康男，末政直見，片田敏行，高野裕亮：支持地盤の不安定性が移動式クレーンの転倒に及ぼす影響，土木学会論文集 No.596/Ⅲ-43，pp.163～174，1998.
- 11) 前田 豊，井上威恭：動的転倒に対する検討，安全工学，Vol.12，No3，pp.198～202，1973.
- 12) 玉手 聡，堀井宣幸，豊澤康男，末政直見，片田敏行，呉屋圭俊：基礎の沈下による移動式クレーンの転倒シミュレーション，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集第 3 部 A，pp.916～917，1999.
- 13) 市村宗武：力学，pp.154～159，朝倉書店，1994.
- 14) 地盤工学会：土の強さと地盤破壊入門，pp.76～78，1993.
- 15) 日本規格協会：JIS D 6301，自走クレーンの構造性能基準，2001.

(2002. 6. 28 受付)

## INSTABILITY OF MOBILE CRANES DUE TO THE GROUND PENETRATION OF OUTRIGGERS CAUSED BY BRITTLE FAILURE OF THE GROUND

Satoshi TAMATE, Naoaki SUEMASA and Toshiyuki KATADA

This study focuses on the ground penetration behavior of outriggers due to failure of the ground which causes the overturning of mobile cranes. An experimental analysis and a numerical calculation were performed to investigate the influence of the penetration of the outriggers on the overturning of the mobile cranes. Since mobile cranes become unstable due to rapid penetration of the outriggers caused by brittle failure of the ground, an evaluation of the kinematic instability of mobile cranes is needed for prevention of the overturning. The risks of overturning are assessed based on the sinking characteristics and the pressure acting on the ground.