ダムゲート脚柱部の耐荷力特性に関する検討

Ultimate strength characteristics of dam gate strut arms

齋藤 潔*, 山本広祐**

Kiyoshi Saito, Kosuke Yamamoto

*工修,財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 (〒270-1194千葉県我孫子市我孫子1646) **工博,財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 (〒270-1194千葉県我孫子市我孫子1646)

This paper describes an ultimate strength characteristics and faliure modes of radial gate strut arms under hydrostatic and earthquake loads. Monotonically static loading test was conducted using 1/4 scale strut arm models which include two H-shaped strut arms and bracing members. The result shows that the failure modes are buckling of the strut arms in vertical plane prior to buckling of bracing members. Strut arms with diagonal bracings have more ductile axial load-displacement relation than those without diagonal bracings. Ultimate strength of the strut arms can be conservatively evaluated by design strength of compressive buckling members. It is also confirmed that finite element elastoplastic analysis of the models simulates failure modes observed in the loading test.

Key Words: monotonic loading, dynamic water pressure, buckling, finite element analysis

キーワード: 単調載荷, 動水圧, 座屈, 有限要素解析

1. 緒言

水力発電所におけるダムの堤体および付属構造物(以下,まとめて「ダム構造物」という)の耐震設計は,震 度法により行われている.設計震度は,地域及び構造物 の種類に応じて定められており,ダム構造物では0.10 から0.24の範囲にある¹⁾.国内では,これまで震度法で 設計されたダム構造物において貯水の流出を伴うような 大きな地震被害は発生していない.

一方,1995年の兵庫県南部地震において多くの土木構 造物が被災した.このような甚大な被害を契機として, 各種耐震設計基準・指針類の改訂が関係諸機関で進めら れた.これらの改訂において共通していることは,地点 毎に将来想定される最大級の強さを持つ地震動(レベル 2 地震動)を設定し,構造物の要求性能を明確にした上で, その耐震性能を照査する設計体系に大きく変更させたこ とである.

このような背景のもとで、国土交通省が2005年にダム 構造物を対象として「大規模地震に対するダム耐震性能 照査指針(案)・同解説」²⁾を策定し、現在試行段階にある. 本指針(案)では、レベル2地震動を用い、ダム構造物 が地震により損傷したとしても貯水の制御ができ、損傷 が修復可能な範囲にとどまることを照査することを求め ている.しかしながら、具体的な適用にあたっては、地 震動の設定方法や耐震計算法の選択に関して実務上の課 題もあると考えられる.

ダム堤体の耐震性評価については従来から数多くの検 討が行われ、地震時の挙動や損傷・破壊の把握が試みら れている.一方、付属構造物として最も重要な洪水吐き ゲートの耐震性について検討された事例^{3,4} は極めて少 ない上に、解析的評価に限定されている.そのため、実 験や現地計測による現象の把握と、これに基づく照査手 法の確立が望まれている.

電力会社が保有する洪水吐きゲートのうち、ラジアル ゲートとローラゲートで全体の90%を超える.このうち、 ラジアルゲートでは、主要構造部材に軸圧縮力を受ける 脚柱があることから、大規模地震時に座屈を防止するこ とへの配慮が必要となる.このため、ラジアルゲートの 脚柱を対象とした静的単調載荷による模型実験を実施 し、地震時動水圧を含めた外力を作用させて損傷・破壊 に至るまでの挙動や形態を把握するとともに、解析的検 討を行った.

2. ゲート脚柱模型による耐荷力実験

21 ゲート脚柱模型

(1) 模型の概要

本実験に使用したゲート脚柱模型は、横主桁縦補助桁

方式ラジアルゲートの鉛直架構(図-1の赤色部分)を 取り出し,脚柱間連結構造の形状をパラメータとしたも のである.ゲート脚柱模型は,実機の1/4程度の縮尺で あり表-1の基本形状を有する.模型の一覧を表-2に 示し,図-2~4に模型の形状を示す.Nトラス形は2 体製作した.模型各部の寸法を図-5,6に示す.モデ ルPK(Kトラス形)とモデルPR(ラーメン)では,脚柱 間連結部材の断面寸法および脚柱と接続する位置は,N トラス形と同一とした.また,主桁およびスキンプレー トは、スキンプレート側からの集中荷重が脚柱の軸方向 に伝達される幅とした.

(2) 模型各部の構造

横主桁と脚柱には,軽量H型鋼(SWH400材)を使用した.横主桁の断面寸法は,上段・下段共通で高さ300mm×幅75mm×ウェブ厚さ3.2mm×フランジ厚さ4.5mmとした.脚柱の断面寸法は,上段が高さ150mm×幅60mm×ウェ ブ厚さ3.2mm×フランジ厚さ3.5mm,下段が高さ150mm× 幅75mm×ウェブ厚さ3.2mm×フランジ厚さ4.5mmとした. 横主桁と脚柱の接合部には、フランジのある隅角部補剛



図-1 ゲート脚柱模型が対象とするラジアルゲート 鉛直架構の範囲(赤色部分)

表-1 ゲート脚柱模型の基本形状	Ċ
------------------	---

項目	内容
扉体形式	横主桁縦補助桁方式 π 型ラーメン構造 2 段組
扉体高	1600mm
扉体半径	2543mm

表-2 ゲート脚柱模型一覧

モデル名称	脚柱間連結構造形式
PN1	N L ニフ ジ
PN2	
PK	Kトラス形
PR	ラーメン



図-2 Nトラス形 (モデル PN1・PN2)の形状

板を設置した.また,横主桁および脚柱には,補剛板を 溶接により取り付けた.

脚柱間連結部材は、図-7に示すように、30mm × 30mm × 2.3mmの山形鋼と厚さ2.3mmの平板を溶接により接合



図-3 Kトラス形 (モデルPK)の形状







した.山形鋼と平板はいずれもSS400材を使用し、山形 鋼は平板を折り曲げて製作した.脚柱間連結部材は、脚 柱のウェブとフランジに溶接により接合した.脚柱間連 結部材で区切られた脚柱のスパンは、いずれも等しく 650mm とした.

スキンプレートには板厚 3.2mm の平板 (SS400 材) を, 縦補助桁には角形鋼管 (STKR400,辺の長さ40mm × 40mm, 板厚 2.3mm)を使用し,溶接で接合した.縦補助桁と横 主桁も溶接で接合した.

脚柱,トラニオンハブ,カバープレートは溶接により 接合した.トラニオンハブにはSS400 材を使用し,トラ ニオンハブを回転支持するために用いるトラニオンピン と軸受台にはS45C 材を使用した.トラニオンピンとト ラニオンハブは,無負荷時にグリースを塗布して回転す るようにはめあいを調整し,はめあいに関する公差等級 はH8-f7 とした.

(3) 形状計測結果

模型各部の板厚計測値(平均値)の一覧を表-3に示す. 模型の仕上がり寸法は,溶接により薄肉部材を立体構造 に組み立てたため,図-5,6に示した設計寸法と若干 の差異が生じたものの,脚柱の初期たわみは最大でも脚 柱長さの0.2%であった.

(4) 材料特性

横主桁,脚柱およびスキンプレートに使用した鋼材に ついて,JIS5号試験片を用いて引張試験を実施した.表



図-6 ゲート脚柱模型の立面図(単位:mm)



-4に材料試験結果の一覧を、5本の試験片の平均として示す.また、材料試験片の応力-ひずみ関係の一例を図-8に示す.横主桁と脚柱に用いたSWH400材は、降伏応力がSS400材と比較して15~31%程度大きい結果となった.

2.2 実験方法

(1) 載荷装置

本実験は、図-9に示すように、反力床・反力壁に油 圧式加振機(最大荷重容量:300kN,500kN),載荷用治 具,載荷フレーム等から構成される実験装置を設置して 行った.実験装置の構成は図-10に示すとおりである.模 型は、実験装置で安定した載荷が行えるように上下を逆 にし、下側にある上段脚柱を床と平行になるように設置 した.模型のトラニオンハブと軸受台をトラニオンピン により連結し、軸受台を反力フレームに固定した.模型 のスキンプレート側には模型支持台を設置した.模型支 持台上では、模型は水平方向に滑らかに移動できる.静 水圧および動水圧に相当する外力をスキンプレート側か ら加振機により加え、上段・下段脚柱の載荷用にそれぞ れ 300kN加振機と500kN加振機を各1本用いた.スキン プレートと加振機の間には、加振機から軸力を載荷でき るように球座を設けた.

(2) 載荷条件

ゲートの耐荷力実験を行うにあたり、理想的には水圧

	横主桁			脚柱				R±N	_		-	
	上	段	下	段	上	段	下	段	膛	1¥	幼	ガバ
モデル 名称	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	ファンジ	ウェブ	間 連結 部 材	<u>സ</u> 補助 桁	ープレート	
PN1	4.31	3.02	4.34	3.07	3.46	2.96	4.39	2.99	2.27	3.15	2.23	4.27
PN2	4.31	3.02	4.34	3.09	3.40	3.05	4.36	3.05	2.28	3.16	2.25	4.24
PK	4.33	3.07	4.34	3.07	3.32	3.01	4.38	3.05	2.26	3.09	2.17	4.30
PR	4.35	3.13	4.27	3.04	3.27	3.06	4.43	2.99	2.25	3.21	2.26	4.29

表-3 模型各部の板厚計測値(平均値,単位:mm)

表-4 材料試験結果

対象部位	鋼材種類	縦弾性係数 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断時 伸び (%)
横主桁(ウェブ)	SWH400	2.111 × 10 ⁵	362.5	484.8	35.2
脚柱(ウェブ)	SWH400	2.073×10^{5}	319.1	448.5	38.9
スキンプレート	SS400	2.132×10^{5}	275.0	428.0	41.4

(注) 表中の数字は材料試験片5本の平均値



図-8 材料試験片の応力-ひずみ関係の一例

荷重を分布荷重として作用させる必要がある.しかしな がら、スキンプレートに作用する水圧荷重が縦補助桁・ 横主桁を経由して最終的に脚柱に集中することと、応力 的に見て脚柱の座屈が最も配慮すべき損傷・破壊になる と判断される.そのため、常時満水位相当の静水圧荷重 とウエスターガード動水圧から求めた地震時荷重を、上 段および下段の脚柱にそれぞれ変位制御により集中的に 作用させることとした.

ゲートに作用する静水圧 p_s とウエスターガード動水圧 p_d は次式で求めることができる⁵⁰.

$$p_s = W_0 h \tag{1}$$

$$p_d = \frac{7}{8} W_0 K \sqrt{Hh} \tag{2}$$

ここに、 Wo: 水の単位体積重量

h:水面からの水深

K:震度

H: 水面からダムの基礎岩盤までの水深

静水圧と動水圧を算定するにあたり、表-5に示す諸 元を有する想定実機を設定した.水面からの水深を常時 満水位として、表-5の数値を式(1)および(2)に代入し、







図-10 実験装置の構成

表-5 ゲート脚柱模型の想定実機の諸元

純径間	8.0(m)
扉体高	9.4(m)
扉体半径	10.0(m)
水面からダムクレストまでの水深(常時満水位)	9.142(m)
水面から基礎岩盤までの水深(常時満水位)	74(m)

ゲートに作用するダムクレスト以上の水圧分布を求める と図-11のようになる.

表-5の諸元を有する想定実機において、常時満水位 における脚柱の発生応力を、図-12に示す3次元有限 要素モデルを用いた弾性解析によって求めた.本解析モ デルでは、横主桁・脚柱のウェブとスキンプレートに長 方形シェル要素を用い、横主桁・脚柱のフランジや脚柱 間連結部材等に梁要素要素を用いている.水圧荷重はス キンプレートに分布荷重として与えた.この解析手法は、 ゲート実機の計測結果の検証方法として従来から用いら れているものである⁶⁰.解析結果から脚柱の発生応力は、 表-6に示すように、上段脚柱で55.0N/m²、下段脚柱で 66.6N/m²となり、両者の比は概略1:1.2となった.また、 上段脚柱及び下段脚柱に発生する応力の許容応力に対す る比はそれぞれ0.53と0.64である.

一方,ゲート脚柱模型は想定実機の公称1/4モデルで あるが,部材断面には若干の差を含んでいること,材料 強度に違いがあることから,以下の2条件で模型と想定 実機に対応を図ることとした.

①上段・下段脚柱の発生応力比が実機と同等

② 発生応力と許容応力の比が実機と同等



図-11 想定実機の水圧分布(常時および地震時)



図-12 想定実機の3次元有限要素モデル

表-6	想定実機及びゲー	ト脚柱模型における発生応力	J

		常時満水位相当の 水圧負荷時の 発生応力(N/mm ²)	ウエスターガード動水圧 負荷時 の発生応力 (震度 0.1 あたり、N/mm ²)
想定	上段 脚柱	55.0	24.7
実機	下段 脚柱	66.6	15.6
模	上段 脚柱	63.8	28.8
堑	下段 脚柱	76.2	19.3

このような条件に基づいて,常時満水位相当の静水圧 荷重により模型に生じる応力を上段脚柱で 63.8N/mm²,下 段脚柱で 76.2N/mm² に設定した(表-6参照).

また、想定実機における地震時のウエスターガード 動水圧による応力増分を、常時満水位と同様に図-12 に示す解析モデルを用いた弾性解析により求めた結 果、震度0.1あたり上段脚柱で24.7N/mm²、下段脚柱で 15.6N/mm²となる.これに上記で示した条件①および②を 適用することにより、動水圧荷重で模型に生じる応力を 震度0.1あたり上段脚柱で28.8N/mm²、下段脚柱で19.3 N/mm²に設定した(表-6参照).

実験では静的単調載荷を変位制御で行った.まず常時 満水位に相当する静水圧荷重を作用させ、その後、地震 時ウエスターガード動水圧(式(2))に相当する微小変 位増分を比例的に作用させた.最終的には、最大耐荷力 時の2倍の変位まで載荷を行った.

加振機の変位制御における最小変化量は 0.05mm であ り、弾性範囲内では変位増分に比例して荷重が増加す る.実験に先立って弾性範囲内での試載荷を行い、変位 増分に対する荷重の増分量を 2 本の加振機でそれぞれ把 握した.この変位と荷重の関係を用いて、静水圧荷重お よび動水圧荷重を作用させるための微小変位増分を決め た.なお、2 本の加振機の変位増分は、上・下段脚柱へ の荷重配分に応じて異なる増分を設定した.動水圧荷重 を作用させる過程で部材が塑性化すると、弾性範囲での 変位と荷重の比例関係は保たれなくなるが、弾性範囲内 で決定した変位増分を保ったまま最後まで載荷を行っ た.

(3) 計測項目·計測方法

実験では、図-13に示す位置で荷重、変位およびひ ずみを計測した.荷重は、加振機ピストンの先端に設置 したロードセルで計測した.

変位の計測は主桁と脚柱の主要箇所で行った. 横主桁・



脚柱接合部では、脚柱の軸方向と軸に直交する2方向で 変位を計測した。脚柱中央では、水平・鉛直面内での脚 柱のたわみを計測した。模型の全体的な変形状況を把握 するために、デジタル写真による変位計測を行い、模型 に設置したターゲット位置の3次元座標を0.1~0.2mm の精度で計測した。ターゲットは、主として脚柱と脚柱 間連結部材の側面(フランジの中央)に設置した。

また,各部材の応力を把握するために,部材中央断面 でひずみを計測した.

2.3 実験結果

(1) 荷重-変位関係

実験より、いずれの模型でも損傷形態は脚柱の鉛直面 内座屈であった.このため、横主桁・脚柱接合部で計測 された脚柱の軸方向変位を用いて、荷重-変位関係をみ ることとした.図-14と15に上段脚柱と下段脚柱それ ぞれの荷重-変位関係を示す.

いずれの模型も最大耐荷力の前までは同様な履歴と なっている.同一のNトラス形であるモデルPNIとモデ ルPN2では、ほぼ同等な荷重-変位関係となっており、 良い再現性を示している.Kトラス形のモデルPKは、モ デルPN1・PN2と類似した荷重-変位関係となった.ラー メン形式のモデルPRは、上段脚柱が最大耐荷力の直後 に座屈により大きく荷重低下しており、上段脚柱と同時 に下段脚柱も座屈により荷重低下が生じた.モデルPR



の上段・下段脚柱では、座屈直後に約150kNの荷重低下 が生じているが、各脚柱の座屈直後の耐力は常時満水位 時の静水圧荷重を上回っている.

(2) 最大耐荷力

表-7に実験結果の一覧として、模型の各脚柱の最大 耐荷力、横主桁・脚柱接合部での軸方向の最大耐荷力時 変位をまとめた.また、表-7には、各ゲート脚柱模型 での常時満水位相当の静水圧荷重および震度0.1相当の 地震時動水圧荷重の実測値も示した.

最大耐荷力は、モデル PN1 とモデル PN2 ではほぼ同等 であり、良い再現性を確認できた.モデル PK ではモデル PN1・PN2 と比較して、上段脚柱の最大耐荷力は低いもの の下段脚柱の最大耐荷力は大きくなった.モデル PR の 最大耐荷力は、上段脚柱は、他模型とほぼ同等であった が、下段脚柱は上段脚柱の座屈した時点で最大耐荷力と なったため、他模型と比較して最大耐荷力が低くなった.

最大耐荷力時の変位は、上段脚柱の載荷点で4.77 ~ 5.76mm,下段脚柱の載荷点で3.69 ~ 5.58mm であった. このうち、上段・下段脚柱の座屈が同時に発生したモデルPRでは、下段脚柱での最大耐荷力時の変位が3.69mmと、他のモデルよりかなり小さい値となった.

表-7では、最大耐荷力のうち、地震時動水圧荷重の 相当分について式(2)から震度を算出し、その値を *K_{max}* とした.図-16に *K_{max}*を比較するグラフを示した.い

モ デル 名称	脚柱 種別	最大 耐荷力 (k N)	最大 耐荷力 時変位 (mm)	常時満水位 相当の 静水圧荷重 (kN)	震度 0.1 相当 の地震時 動水圧荷重 (kN) ^{*1}	最大 耐荷力時の 相当震度 K _{max} *2
DN1	上段	247.3	5.76	52.9	31.1	0.63
	下段	322.9	5.17	77.1	26.6	0.92
	上段	248.8	5.01	53.9	28.5	0.68
PINZ	下段	325.8	5.47	75.7	25.6	0.98
שע	上段	236.0	4.98	55.9	27.8	0.65
	下段	333.3	5.58	82.8	24.4	1.03
	上段	240.0	4.77	54.7	29.0	0.64
	下段	278.4	3.69	79.1	27.0	0.74

表-7 実験結果一覧

*1:式(2)において震度 K=0.1 としたときの地震時動水圧荷重

*2:最大耐荷力の地震時動水圧荷重分に相当する式(2)での震度



図-16 最大耐荷力のうち地震時動水圧荷重に相当する ウエスターガード動水圧の震度

ずれの模型でも、*K_{max}*は設計震度(K=0.12)の5倍以上 となり、これがレベル2地震動に対する余裕分となる.

表-8では、実験での最大耐荷力 P_{max} について、水門 鉄管技術基準[®]に基づく軸圧縮座屈荷重 P_{cr} との比較を 行った.軸圧縮座屈荷重 P_{cr} は、式(3)により求めた. 式(4)は、水門鉄管技術基準に採用されている軸圧縮限 界座屈応力度である.

$$P_{cr} = \left(\boldsymbol{\sigma}_{cr}/\boldsymbol{\sigma}_{y}\right) \cdot A \cdot \boldsymbol{\sigma}_{y}^{test}$$
(3)

ここに,

σ_{cr}/**σ**_y:式(4)で与えられる限界座屈応力度と降 伏応力度の比

A : 脚柱の最小断面積 (mm²)

σ "ジ : 材料試験で得られた脚柱の降伏応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{\alpha}/\sigma_{y} = 1.109 - 0.545 \cdot \lambda \quad (0.2 < \lambda \le 1.0) \\ \sigma_{\alpha}/\sigma_{y} = 1.0/(0.773 + \overline{\lambda}^{2}) \quad (1.0 < \overline{\lambda})$$

$$(4)$$

ここに,

 σ_{cr} :限界座屈応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{y}$$
:降伏応力度 (N/m^2)

$$\overline{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \left(\frac{\ell}{r}\right) :$$
 換算細長比

E : 縦弾性係数 (N/mm²)

ℓ : 部材の有効座屈長 (mm)

r : 部材の断面 2 次半径 (mm)

なお、脚柱の有効座屈長の設定は、設計上の考え方に ならった. つまり、脚柱間連結構造に斜材があるNト ラス形のモデルPNI・PN2とKトラス形のモデルPKでは 有効座屈長を脚柱間連結部材で区切られた脚柱の長さと し、斜材のないラーメンのモデルPRでは有効座屈長を 脚柱全長とした. また、部材の断面2次半径は、部材の 複数断面で値が異なる場合にはその最小値とした.

表-8より、いずれの模型でも P_{max} は P_{cr} を上回り、 P_{cr} はゲート耐荷力の安全側評価に利用できることが確認 できた.また、Nトラス形とKトラス形では、 P_{max} / P_{cr} は上段脚柱で1.22~1.28、下段脚柱で1.10~1.16の範 囲にある.上段脚柱と下段脚柱で P_{max} / P_{cr} の範囲が分 かれているのは、断面寸法が異なるために上段脚柱の換 算細長比が下段脚柱のそれより大きく、上段脚柱の限界

表-8 最大耐荷力と軸圧縮座屈荷重の比較

モデル 名称	脚柱種別	最大耐荷力 P _{max} (k N)	軸圧縮座屈荷重 P _α (k N) ^{*1}	P _{max} /P _{cr}
	上段	247.3	200.6	1.23
PINI	下段	322.9	292.4	1.10
	上段	248.8	196.7	1.26
PINZ	下段	325.8	291.2	1.12
DK	上段	236.0	190.7	1.24
Ph	下段	333.3	292.4	1.14
	上段	240.0	49.7	4.83
РК	下段	278.4	124.1	2.24

*1:式(3)により算出される荷重

座屈応力度が小さくなるためである.

実験結果(脚柱の最大耐荷力時軸圧縮応力)と軸圧縮 部材の設計耐荷力曲線及びオイラー曲線との関係を,換 算細長比をパラメータとして図-17に示した.なお,



図-17 実験での最大耐荷力と 設計用軸圧縮部材の耐荷力曲線の比較



図-18 モデル PN2 の最終変形状況



図-19 モデルPKの最終変形状況



図-20 モデルPRの最終変形状況

モデル PN1, PN2, PK の換算細長比は、脚柱の3つのスパンでの最小値とした.

図-17からも実験による最大耐荷力時の軸圧縮応力 が設計耐荷力曲線を上回っていることがわかる.図-17 において,換算細長比が1以上となるプロットは、脚柱 間連結構造形状がラーメンのモデルPRに相当する.モ デルPRの有効座屈長は脚柱全長であり、脚柱全長はモ デルPR以外の有効座屈長の3倍であるため、モデルPR の換算細長比が他モデルの3倍程度となっている.

2.4 損傷状況

(1) 最終的な変形状況と変形の遷移

いずれの模型でも損傷形態は、脚柱の鉛直面内座屈で あった.脚柱間連結部材は、脚柱の座屈に伴って局部的 な変形を生じる場合があったものの、脚柱より先に座屈 することはなかった.ここでは、脚柱間連結構造形状に よる損傷状態の違いについて考察する.



図-23 変形状態の遷移(モデルPR)(変形倍率:1倍)

ゲート脚柱模型の最終的な変形状況を図-18~20 に 示す.また、デジタル写真計測による変形状態の遷移を 図-21~23 に示す.図-21~23 の〇印が計測箇所で あり、載荷の各段階での計測による計測箇所の座標から 変形状態(変形倍率:1)を描画し、重ね書きしたもの である.さらに、図-21~23 で示したデジタル写真計 測について、最初に座屈が発生した上段脚柱の鉛直方向 の変形量を図-24~26 に示した.

脚柱間連結構造形状がNトラス形のモデルPN2では、 図-18に示すように、上段脚柱の中央スパンと下段脚 柱の横主桁側スパンにおいて座屈が生じ、フランジが局 所的に変形した. 図-21と24より、上段脚柱の中央ス パンにたわみが発生していることがわかる.

モデル PK では、図-19 に示すように、上段・下段脚 柱がともに横主桁側のスパンで座屈が発生し、フランジ が局所的に変形した.Kトラス形の特徴的な変形として、



横主桁側の脚柱間連結部材(鉛直部材)の中央部(斜材 と連結箇所)で折れ曲がりがみられた.図-22と25より, 上段脚柱の横主桁側のスパン中央にたわみが発生してお り,モデルPN2よりたわみ量が大きいことがわかる.脚 柱間連結部材(鉛直部材)の中央部の折れ曲がりは,下 段脚柱の最大耐荷力時から発生している.

モデル PR では、図-23と26 に示すように、座屈が 発生して荷重が急激に低下した時点で、トラニオンハブ が回転し、上段・下段脚柱が同時に脚柱全長にわたって たわんだ.その後変形が進む過程で、上段・下段脚柱の 中央スパンのトラニオンピン側で変形が最大となった. モデル PK では、脚柱間連結部材(鉛直部材)のフラン ジが、脚柱の座屈に伴って脚柱との接合部付近で局部的 に変形した(図-20).

(2) 座屈発生箇所の考察

実験よりNトラス形,Kトラス形では横主桁側のスパンでの座屈が多く見られた.これは、横主桁と脚柱の接合部の直線性や、主桁が実際の奥行きによる剛性を持たないために主桁側の脚柱変形を拘束しきれず支持条件が弱いことによる影響などが原因と考えられる.ただし、初期不整は設計で許容される範囲を十分満足しているため、図-17に示したように最大耐荷力が設計用軸圧縮座屈評価値を上回っている.

本実験に用いたゲート脚柱模型では、脚柱間連結部材 で区切られた脚柱の3つのスパンは、いずれも長さが等 しく、いずれのスパンでも座屈が発生する可能性がある. このため、模型製作の精度を勘案し、実測寸法に基づい た断面性能で座屈発生箇所の考察を行うこととした.脚 柱の実測寸法を用いて式(4)により算出した換算細長比・ 設計用軸圧縮座屈評価値と座屈発生箇所の関係を表-9 に示した.表-9において、実験で座屈が生じた位置を

表-9 換算細長比・設計用軸圧縮座屈評価値 による座屈発生箇所の評価

		宝驗最大								
			脚柱スパン位置							
モデル 名称	脚柱 種別	横主桁側*2		中央*2		トラニオン ピン側*2		相当応力 *3		
		換算 細長比	$\frac{\sigma_{\alpha}}{\sigma_{y}}$	換算 細長比	$\frac{\sigma_{\rm or}}{\sigma_{\rm y}}$	換算 細長比	$\frac{\sigma_{r}}{\sigma_{y}}$	$\frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{y}^{\text{test}}}$		
PN1	上段	0.648	0.756	0.654	0.752	0.653	0.753	0.932		
	下段	0.472	0.852	0.470	0.853	0.472	0.852	0.941		
PN2	上段	0.660	0.749	0.667	0.746	0.662	0.748	0.944		
	下段	0.474	0.851	0.473	0.851	0.474	0.851	0.952		
PK	上段	0.671	0.744	0.664	0.747	0.662	0.748	0.921		
	下段	0.475	0.850	0.470	0.853	0.474	0.851	0.969		
PR*1	上段		\nearrow	2.065	0.199		\nearrow	0.962		
	下段		\geq	1.412	0.362	\geq	\geq	0.812		

*1:有効座屈長を脚柱の全長とした.

*2: 換算細長比が最大となるスパン位置を赤文字とした. **座屈が発生した** スパン位置に網掛けを行った. σ_α / σ_νは式(4)により求めた.

*3: σ max は、各脚柱の最大耐荷力をその脚柱の最小断面積で除したもの. σ v^{test} は材料試験により実測した降伏応力度である.

・黄色の網掛け:実験で座屈が発生したスパン位置

・赤字:各脚柱において換算細長比が最大となるスパン位置

黄色で網掛けし、各脚柱で換算細長比が最大となる位置の数値を赤字とした.座屈の発生位置と換算細長比が最大となる箇所については、多くの脚柱で一致する結果となった.

以上のことから,初期不整と換算細長比で表される断 面性能が重畳して,座屈発生位置に影響しているものと 思われる.

3. 実験対応解析

実験対応解析は、3次元有限要素法(FEM)により実施 した.解析には、汎用構造解析コードABAQUS⁷⁾を利用し、 線形の梁要素(B31要素)および線形のシェル要素(S4 要素)を用いて弾塑性大変形解析を実施した.

弾塑性大変形解析は、まず自重を作用させた上で実験 においてゲート脚柱模型に作用させた強制変位を段階的 に与えることにより実施した.



図-27 解析モデル (Nトラス形)

表-10 節点数・要素数の一覧

形式	総節点数	要素数					
		シェル	梁	ソリッド	回転バネ	総数	
Nトラス形	3397	3156	252	264	2	3674	
Kトラス形	3487	3236	294	264	2	3794	
ラーメン	3307	3076	212	264	2	3554	

表-11 解析に用いた材料物性データ

	スキンプレート	横主桁	脚柱
質量密度(kg/mm ³)	7.80 × 10 ⁻⁶	同左	同左
ポアソン比(一)	0.30	同左	同左
弾性係数(MPa)	213,200	214,400	212,200
降伏応力(MPa)	なし(弾性)	362.6	316.0

3.1 解析モデル

解析モデルは、図-27に示すように、横主桁、脚柱、 脚柱間連結部材のウェブ、スキンプレートをシェル要素 とし、その他の要素を梁要素とした.なお、球座の座金 部分にはソリッド要素を用い、トラニオンピン部に回転 方向の境界条件を実現するために回転バネを設けた.図 -27では、設計板厚毎に要素を色分けして示した.

横主桁フランジとスキンプレートが重なる部分につい ては要素を一体化せず,別々にモデル化して節点を共有 させた.その上で,縦補助桁がある部分と横主桁-スキ ンプレート間の補剛材がある部分の要素を組み込み,節 点を共有させた.トラニオンピン付近のカバープレート は十分剛であると判断し,該当する要素は剛体として取 り扱った.各モデルの節点数及び要素数は表-10のと おりである.

板厚は、原則として部材単位で実測した板厚の平均値 を適用した.なお、同一形状の模型が2体あるNトラス 形についてはモデル PN2の板厚を採用した.

材料物性値は、表-11と図-28に示したものを用い、 それぞれ表-12の部材に適用した.解析に用いた応力 -ひずみ関係は、材料試験結果から得られた応力-ひず み関係を詳細に多直線近似したものを用い、降伏曲面が 等方硬化する設定とした.

なお、初期たわみと残留応力は影響が少ないと考えて 考慮していない.

3.2 境界条件

本解析が実験対応であることに鑑み,実験で想定され た境界条件を可能な限り正確に設定することとした.ス キンプレートの接地線上の節点については,鉛直方向の 動きが模型支持台で拘束されるものの,その他の方向は



図-28 解析に用いた応力-ひずみ関係

表-12 各材料物性データの適用部材

材料物性データ	適 用 部 材				
スキンプレート物性	スキンプレート、縦補助桁、球座座金				
横主桁物性(非線形)	横主桁				
〃 (線形)*1	横主桁上の補剛材				
脚柱物性(非線形)	脚柱、横主桁・脚柱接合部補剛材、脚柱				
	間連結部材				
〃 (線形)*1	脚柱上の補剛材、カバープレート				

1:表-11に示した材料物性データの弾性係数のみ用いるもの

ほぼ自由に動きうることから,鉛直方向の自由度のみ拘 束した.

実験では、トラニオン部で回転自由の状態を目標としたが、荷重が作用するとトラニオンピンとトラニオンハブの間での摩擦や角度のずれ等に起因すると思われる抵抗が認められた.このため、モデル PN2 でのデジタル写真による変位計測からトラニオンピン軸まわりの回転を推定し、図-29 の曲げモーメントー回転角関係を設定した.全解析モデルのトラニオンピンには、この曲げモーメントー回転角関係をトラニオンピン軸まわりに回転バネ要素として適用し、その他の自由度は拘束した.

なお、参考までに回転自由のピン支持条件のもとでN トラス形のモデルについて上段脚柱の最大耐荷力を超 えるまで解析した結果を図-30に示す.これによれば、 境界条件による解析結果の差は最大耐荷力が生じるごく 直前まで殆ど見られなかった.実験結果に対する最大耐 荷力の差は、ピン支持条件で-4.7%、回転バネ支持条件 で-0.5%であり、回転バネ支持条件の方が実際との対応 が良かった.一方、最大耐荷力後の荷重低下傾向はピン 支持条件の方がよい結果であった.これは、座屈後に回



転角が大きくなった場合の動摩擦状態が,推定した回転 バネ支持条件よりピン支持条件に近くなるためであると 考えられ,動摩擦をより詳細に把握することで改善が可 能である.

3.3 解析結果

(1) 荷重-変位関係

各解析ケースで得られた荷重-変位関係を図-31~ 33 に示す.荷重-変位関係の評価着目点は,実験結果の 整理と同様に横主桁・脚柱接合部とした.

いずれの解析ケースでも荷重-変位関係の始点からほ ぼ実験に対応する結果となった.大半の解析ケースで上 段脚柱・下段脚柱の最大耐荷力が得られたが,Kトラス 形の解析ケースのみ計算途中で収束条件を満たすことが できなくなり,下段脚柱の最大耐荷力を取得する前に計 算を打ち切った.

解析と実験における最大耐荷力及び最大耐荷力時変位 をまとめた結果を表-13に示す.最大耐荷力について





	脚柱 種別	解析結果		実験結果	
解析 ケース		最大 耐荷力 (kN)	最大耐荷力 時変位 ^{*1} (mm)	最大 耐荷力 (kN)	最大耐荷力 時変位 ^{*1} (mm)
Nトラス形	上段	247.4	5.34	248.8	5.01
	下段	322.6	6.51	325.8	5.47
Kトラス形	上段	236.5	5.10	236.0	4.98
	下段	(343.2)*2	(6.26) ^{*2}	333.3	5.58
ラーメン	上段	205.3	3.76	240.0	4.77
	下段	243.0	3.15	278.4	3.69

*1:横主桁・脚柱接合部の変位を示す

*2:()内は、収束条件判定で計算を打ち切った時の値

*3:弾性座屈固有値解析より求めた座屈荷重

は比較的対応のよい結果となったが、変位については解 析の方が大きくなった.

(2) 変形モード

各解析ケースで得られた変形図(変形倍率10)を図-34~36に示す.緑色が変形前の形状である.ここでは、 下段脚柱の最大耐荷力時(Kトラス形については計算打 ち切り時)の変形図を示した.

いずれの解析ケースでも変形モードは実験と同様に脚 柱の鉛直面内座屈であり、脚柱フランジの局部変形も再 現できた.実験では脚柱フランジの局部変形が脚柱のご く一部(部材軸方向に2要素程度の領域)に集中したの に対して、解析モデルでは脚柱の脚柱間連結部材にはさ まれた比較的広い領域で変形しており、解析による最大 耐荷力時変位が実験より大きくでたことを裏付けるもの であった.解析における実験との変形モードの相違は、 脚柱フランジの局部変形を正確に表現できる要素分割を 施すことで、改善できるものと考えられる.

また、Nトラス形とKトラス形では、脚柱の中央スパンで座屈が生じ、実験結果とはやや異なる傾向であった. 横主桁側、トラニオンピン側に比べて中央スパンは相対的に柔な支持条件にあると思われる.この点を考慮すれ



ば、理論的に妥当な解析結果と見ることもできる.

(3) 発生応力

主要な解析ケースで得られた最小主応力のコンター図 を図-37~39に示す.出図のタイミングは、下段脚柱 の最大耐荷力時(Kトラス形については計算打ち切り時) とした.

いずれの図においても、先に示した変形図に対応した 応力分布が見られる. 応力コンターの凡例は、上限(引 張側)を正の降伏応力(σ ,)以上、下限(圧縮側)を 負の降伏応力($-\sigma$,)で示しているが、座屈が発生する



ような応力の高い箇所では局所的に降伏していること, 座屈が生じた部材が大きく波打つことにより一部に引張 応力が生じていることがわかる.また,ラーメンについ ては,殆ど降伏応力を超える領域がなく,弾性座屈に近 い状況にあったことが推察できる.

4. まとめ

実機の1/4 縮尺程度のラジアルゲート脚柱模型による 静的単調載荷実験により、ラジアルゲートに常時満水位 相当の静水圧荷重と地震時の動水圧荷重が作用した場合 の挙動や損傷形態を脚柱間連結構造形状の違いを含めて 把握した.

実験から、ラジアルゲートの損傷形態は脚柱の鉛直面 内座屈であり、脚柱間連結構造形状の違いによりその形 態が異なることが明らかとなった.また、脚柱より先に 他の部材が座屈することがないこともわかった.脚柱間 連結構造形状がNトラス形とKトラス形の模型では、脚 柱間連結部材で区切られた脚柱の一つのスパンにおいて 座屈が生じ、座屈後の荷重低下が緩やかであった.座屈 が発生する位置は、初期不整の影響や換算細長比が主な 要因となり決まった.一方、脚柱間連結構造形式がラー メンの模型では、座屈により脚柱全長でたわみが生じ、 座屈時に急激な荷重低下が起きた.

実験により得られた最大耐荷力 P_{max} は、いずれの模型 においても水門鉄管技術基準に基づく軸圧縮座屈荷重 P_{cr} を上回った.これにより、 P_{cr} はゲート耐荷力の安全側の 評価に利用できることを確認した.

ゲート脚柱模型実験の対応解析を,有限要素法による 弾塑性大変形解析により行い,実験で発生した脚柱の鉛 直面内座屈を再現することができた.最大耐荷力とその 変位については実験と整合しない場合もあり,モデル化 における課題も見出された.

謝辞

本研究は,経済産業省原子力安全・保安院の「平成 19年度発電設備耐震性能調査(模型実験の実施)」事業(委員長:大町達夫,東京工業大学教授)において実施した.ここに,関係各位に謝意を表します.

参考文献

- 経済産業省原子力安全・保安院編:水力,火力,風力,電気設備の技術基準の解釈(平成18年改訂版),2006.
- 2) 国土交通省河川局:大規模地震に対するダム耐震性能 照査指針(案)・同解説,2005.
- 中山義紀,大町達夫,井上修作:ダムゲート系構造物の地震被害事例に基づく耐震性能照査の手順と要点, 土木学会論文集 A, Vol. 63 No. 2, pp. 386-395, 2007.
- 4) 渡邊英一,杉浦邦征,宇都宮智明,牛尾正之,船越亘: ラジアルゲートの耐震性に関する考察,構造工学論文 集,土木学会, Vol. 42A, pp. 667-683, 1996.
- 5)(社)水門鉄管協会:水門鉄管技術基準水門扉編(第 5回改訂版), pp.63, 2007.
- 6) 中村秀治,松井正一:ラジアルゲートの安全性調査,判定に関する電算機システムの開発,電力土木,No.191, pp.20-28, 1984.
- ABAQUS / Standard User's Manual, Version 6.2, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., 2001.

(2008年9月18日受付)