

樋門門柱部の耐震性に関する載荷実験

中田芳貴* 谷本俊輔** 中島 進*** 佐々木哲也****

1. はじめに

水門及び樋門は、河川堤防を横断して設けられる制水構造物であり、堤防と同様に流水を河川外に流出することを防止する機能を有する施設である。また、大規模地震後においてもその機能を保持すること、あるいは速やかな機能回復を行い得ることが求められる。写真-1に示す阿久戸排水樋管は、1978年宮城県沖地震により、門柱基部にコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈を生じつつ門柱が傾斜し、地震後におけるゲート開閉機能が損なわれた。ゲートを有する水門及び樋門は、一般に、戸当たりとの取り合いや施工性等の都合から門柱の断面形状がL形であるものが多く、また、門柱及びゲート操作台から構成されるラーメン構造形式であることが多い。このような複雑な断面形状及び構造系を有する門柱について、その耐力や塑性変形能等を把握するための実験的検討がなされていないのが現状である。

そこで、本報では、樋門門柱部の耐力・塑性変形能及びその評価方法を明らかにすることを目的と



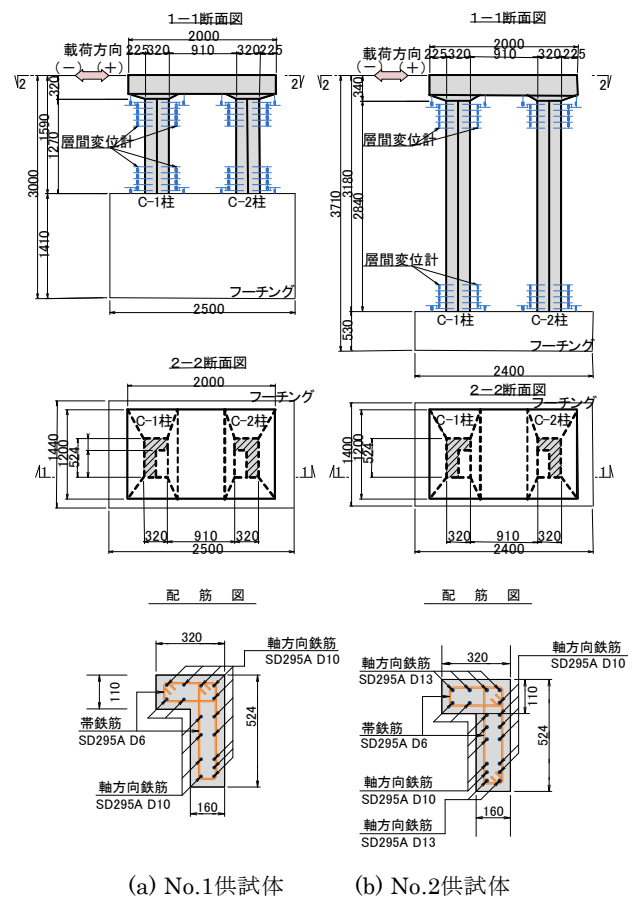
写真-1 阿久戸排水樋管の被災状況²⁾

して行われた樋門門柱の正負交番載荷実験の結果について報告する。水流方向(面外方向)の実験結果については文献³⁾にて報告しており、本報で報告するのは水流直角方向(面内方向)に載荷を行った2ケースの実験結果である。

2. 正負交番載荷実験の概要

2.1 実験供試体

実験対象とした樋門門柱は、平成6年制定の標準設計図集⁴⁾に示される樋門のうち、函渠の内空幅(=柱間隔) 2.0m、門柱高さが3.5mおよび7.0mのものであり、寸法を実物の1/2.2に縮尺したものである。門柱高さによって破壊形態が変化することが考



(a) No.1供試体 (b) No.2供試体

図-1 実験供試体概要図 (単位mm)

えられることから、既往の設計事例を参考に2パターンを設定している。実験供試体の概要を図-1に示す。

断面形状は載荷方向に対して幅524mm×高さ(D)320mm、部材厚160mmのL形であり、柱基部から載荷点までの高さhはNo.1供試体で1590mm、No.2供試体で3180mm、せん断支間比h/DはNo.1供試体で2.3、No.2供試体で4.8である。軸方向鉄筋は、

Cyclic loading tests on seismic performance of gatepost of sluiceway

No.1供試体においてD10を計16本配置で軸方向鉄筋比が1.04%、No.2供試体がD13を6本、D10を13本の計19本で軸方向鉄筋比が1.54%である。帯鉄筋は、両供試体ともにD6を110mm間隔とし、柱部材全高にわたって配筋しており、帯鉄筋体積比 $\rho_s=0.36\%$ である。また、帯鉄筋の断面隅角部では135度フックにより軸方向鉄筋に囲まれたコアコンクリートに定着させており、定着長は36mm（鉄筋径の6倍）である。

なお、本報では便宜上、図-2に示すように、載荷

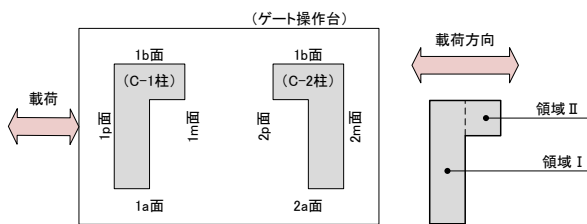


図-2 損傷観察位置及び断面内領域の呼称

方向に対して圧縮力を受け持つコンクリート断面積の大きい方を領域I、小さい方を領域IIと呼ぶこととする。

2.2 載荷方法

載荷状況の概要を図-3に示す。本実験では、ゲート操作台天端に鉛直力を導入した状態で、ゲート操作台天端位置より水平方向に繰返し変位を与えた。なお、門柱・ゲート操作台の死荷重、ゲート荷重、上屋荷重等による死荷重反力はNo.1供試体で90kN程度(軸力比4%)、No.2供試体で110kN程度(軸力比5%)であるが、本実験では実験装置の下限値である170kNの鉛直力を与えた。

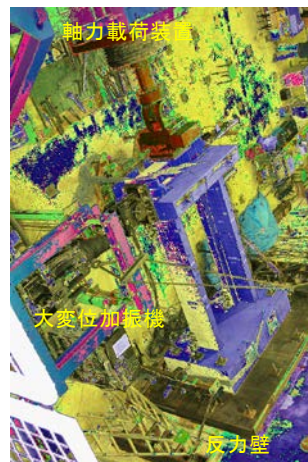


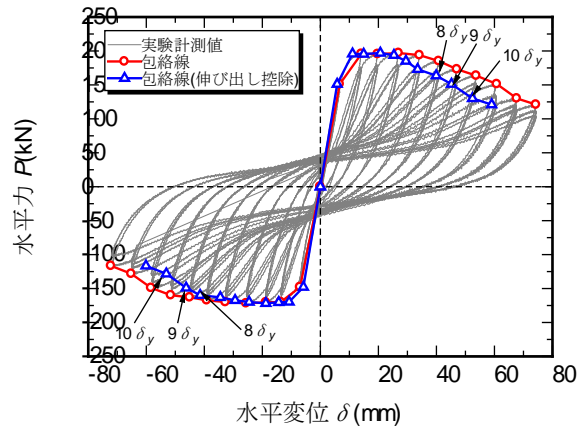
写真-2 供試体設置状況

水平変位はゲート操作台天端位置に与えた。門柱が降伏するときの載荷点位置における水平変位(計算値)を δ_y とし、その整数倍の変位を順次正負交番に変位制御で与えた。各載荷ステップにおける繰返し回数は3回とし、載荷速度は10mm/secとした。

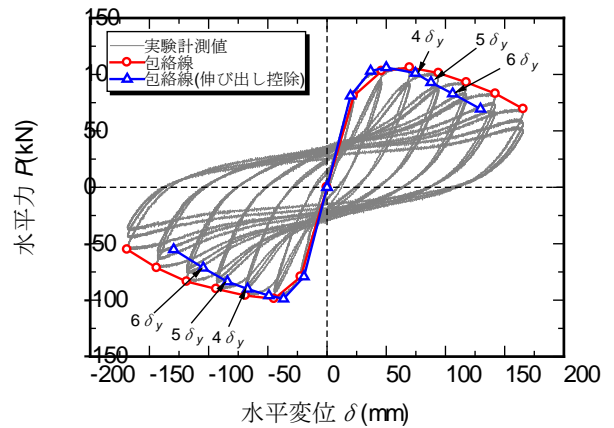
2.3 水平力P-水平変位 δ 関係と損傷状況

両供試体について、水平力載荷点位置における水平力P-水平変位 δ 関係を図-3、実験供試体が終局

に至った際の損傷状況のスケッチを図-4に示す。また、実験計測値には、柱端部における軸方向鉄筋の伸び出し量による影響が含まれている。そのため、柱端部より40mm区間において載荷方向に対して引張側面と圧縮側面での相対変位を算定し、各載荷段



(a) No.1供試体

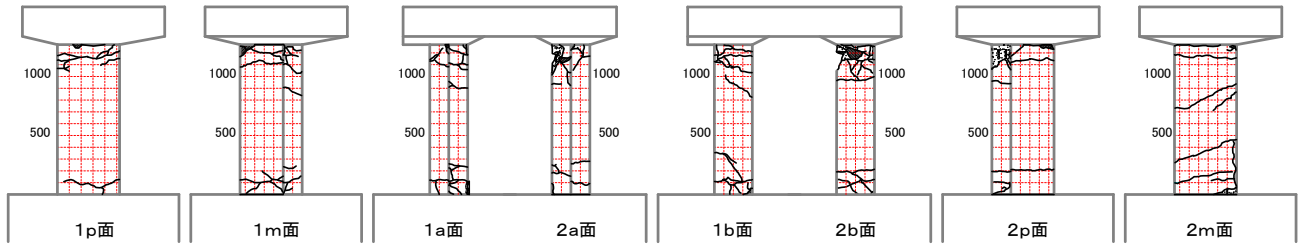


(b) No.2供試体

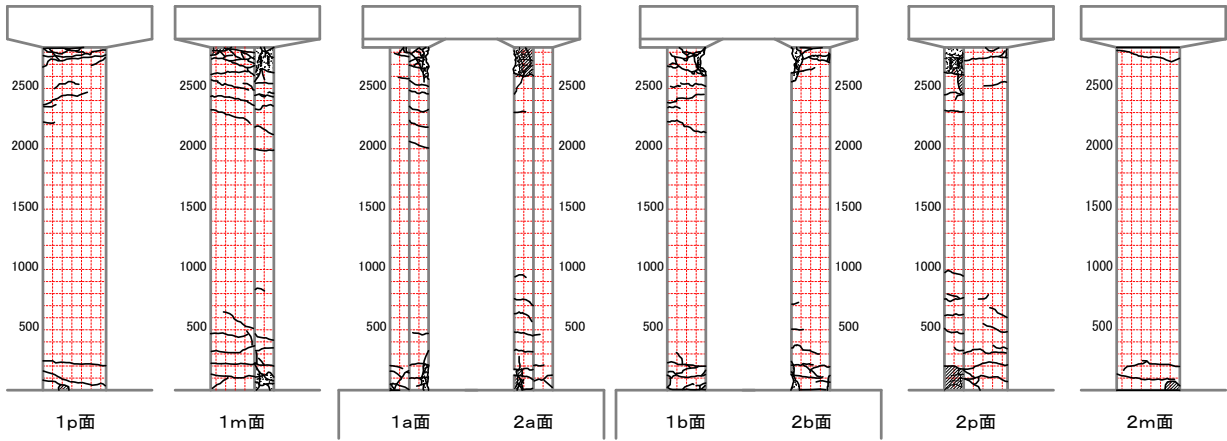
図-3 水平力P-水平変位 δ の関係図

階の1サイクル目におけるピーク点での軸方向鉄筋の伸び出しによる影響を控除した包絡線も併せて示している。

せん断スパン比2.3のNo.1供試体では、 $1\delta_y$ でC-1柱側のゲート操作台端部上面側の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみ(2000 μ)を上回った。なお、以降も同じ箇所の鉄筋のひずみは増加し続けたが、外観目視ではひび割れ等の損傷は見受けられなかった。 $2\delta_y$ で柱基部の打継ぎ面の開き、C-2柱頂部の水平ひびわれが生じ、 $3\delta_y$ では両柱の基部・頂部の水平ひびわれが生じ、 $5\delta_y$ 載荷後まではそれらのひび割れが徐々に進展した。その後、 $6\delta_y$ 以降はC-2柱頂部の断面領域IIに著しい損傷が集中した。すなわち、 $6\delta_y$ でかぶりコンクリートの剥落、 $7\delta_y$ で最外縁の軸方向鉄筋2本の露出および座屈、 $8\delta_y$ でコアコンクリートへの損傷の進展、 $9\delta_y$ で最外縁の軸方向鉄筋



(a) No.1供試体 ($8\delta_y$)



(b) No.2供試体 ($5\delta_y$)

図-4 供試体の損傷図の一例

2本の破断が生じた。同じく、 $9\delta_y$ でC-1柱基部においても領域Ⅱのかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈した。 $10\delta_y$ でC-2柱基部の領域Ⅱにおいてかぶりコンクリートが剥落し、最外縁の軸方向鉄筋が2本露出および座屈した。 $11\delta_y$ では両柱基部の領域Ⅱのコアコンクリートが圧壊し、最外縁の軸方向鉄筋が破断（C-1柱で2本、C-2柱で1本）した。特に損傷が集中したC-2柱頂部領域Ⅱの損傷進展状況は、写真-3に示すとおりである。図-3(a)から、

C-2柱頂部で著しい損傷が生じた $8\delta_y$ 付近より水平力 P の低下が顕著となっている。地震後における速やかな機能回復の観点からは、概ねこの付近を終局限界とするのがよいと考えられる。

せん断スパン比4.8のNo.2供試体においては、No.1供試体とは異なり、門柱の各端部に集中した損傷が生じた。 $1\delta_y$ では両柱頂部領域Ⅱに水平ひび割れが生じ、 $2\delta_y$ では両柱基部に水平ひび割れが生じた。 $3\delta_y$ では、両柱頂部領域Ⅱにかぶりコンクリートの剥離が生じ、C-1側のゲート操作台上面にひび割れが生じた。ただし、ゲート操作台の軸方向鉄筋におけるひずみは実験終了まで概ね降伏ひずみ程度であり、それ以上進展することはなかった。 $4\delta_y$ で両柱頂部の断面領域Ⅱのかぶりコンクリートが剥離し、両柱基部の領域Ⅱにおいてかぶりコンクリートの剥離が生じた。 $5\delta_y$ では、損傷が先行した両柱頂部において領域Ⅱ内の軸方向鉄筋の座屈が生じ、両柱基部領域Ⅱにおいてかぶりコンクリートが剥落した。さらに $6\delta_y$ では、両柱頂部領域Ⅱ内に配置された最外縁の軸方向鉄筋が破断し（C-1柱で1本、C-2柱で2本）、両柱基部の断面領域Ⅱにおいて軸方向鉄筋の座屈が生じた。 $7\delta_y$ では、C-1柱頂部領域Ⅱの軸方向鉄筋が新たに1本破断した。両柱基部領域Ⅱではコアコンクリートに損傷が進展し、最

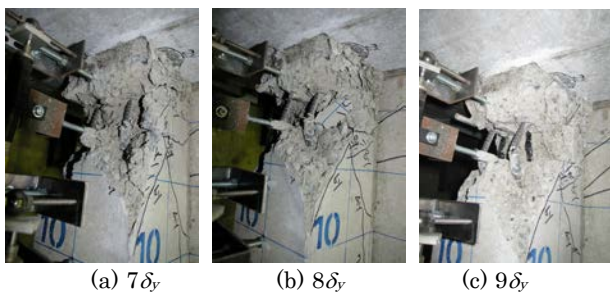


写真-3 No.1供試体C-2柱頂部領域Ⅱの損傷の進展

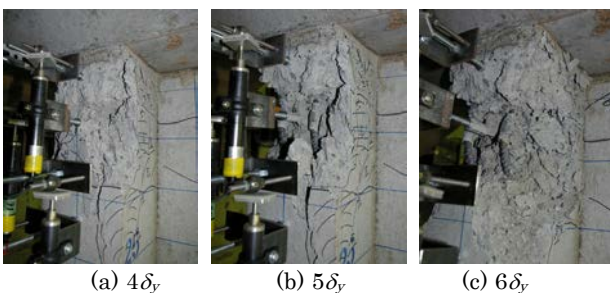


写真-4 No.2供試体C-2柱頂部の損傷の進展

表-1 実験供試体の損傷履歴

(a) No.1供試体

損傷箇所 損傷状態	C-1柱		C-2柱	
	基部	頂部	基部	頂部
かぶりコンクリート剥落	9 δ_y	—	10 δ_y	6 δ_y
軸方向鉄筋の座屈	9 δ_y	—	10 δ_y	7 δ_y
コアコンクリート圧壊	11 δ_y	—	11 δ_y	8 δ_y
軸方向鉄筋の破断	11 δ_y	—	11 δ_y	9 δ_y

(b) No.2供試体

損傷箇所 損傷状態	C-1柱		C-2柱	
	基部	頂部	基部	頂部
かぶりコンクリート剥落	5 δ_y	4 δ_y	5 δ_y	4 δ_y
軸方向鉄筋の座屈	6 δ_y	5 δ_y	6 δ_y	5 δ_y
コアコンクリート圧壊	7 δ_y	6 δ_y	7 δ_y	6 δ_y
軸方向鉄筋の破断	7 δ_y	6 δ_y	7 δ_y	6 δ_y

外縁の軸方向鉄筋が破断（C-1柱で1本、C-2柱で2本）した。No.2供試体においてもNo.1供試体と同様に主な損傷は断面領域Ⅱに集中し、領域Ⅰの損傷は軽微であった。著しい損傷が生じたC-2柱頂部領域Ⅱの損傷進展状況を写真-4に示す。図-3(b)より、両柱頂部に著しい損傷が生じた5 δ_y より水平力Pの低下が顕著となっている。著しい損傷が生じた地震後における速やかな機能回復の観点からも、各柱端部の領域Ⅱにおいてかぶりコンクリートの剥落及び軸方向鉄筋の座屈が生じた5 δ_y 程度を終局限界とするのがよいと考えられる。

以上の損傷の進展状況を表-1にまとめる。いずれの供試体についても、領域Ⅱにコンクリートの圧縮破壊、軸方向鉄筋の破断といった損傷が集中し、領域Ⅰの損傷は軽微なものにとどまった理由は、領域ⅠおよびⅡにおける圧縮側コンクリートの断面積の違い、引張側の軸方向鉄筋量の違いが影響したものと考えられる。このような破壊形態は、複雑な断面形状を有するゲート構造物に特有であると考えられる。

3. まとめ

樋門門柱部材に対する正負交番載荷実験を行い、

水流直角方向（面内方向）に繰返し荷重が作用した場合の樋門門柱部の損傷状況について把握した。水流直角方向に載荷した場合、水流方向（面外方向）と同様に、載荷方向に対して圧縮力を受け持つ断面領域が小さい領域Ⅱのみに損傷が集中し、領域Ⅰの損傷はひび割れ程度の軽微なものにとどまるというゲート構造物特有の破壊形態を示した。また、構造系の終局は、柱部材のある特定の塑性ヒンジ領域の損傷により決定される場合と、各柱端部の塑性ヒンジ領域の損傷により決定される場合があることを確認した。

なお、本実験の結果を踏まえ、門柱の水流直角方向載荷に対する限界状態およびそれを評価するための解析モデルについても検討を行ったが、紙面の都合上割愛した。これについても、機を得て改めて報告したい。

謝 辞

本実験は国土交通省河川局治水課及び関東地方整備局河川部河川工事課により実施されたものであり、データを提供頂いて本報を執筆させて頂いた。ここに記し、ご協力頂いた関係各位に深甚たる謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説 IV. 水門・樋門及び堰編、2007.3
- 2) 宮城県土木部：'78 宮城県沖地震 公共土木施設等被災写真集、1979.3
- 3) 中田芳貴、谷本俊輔、中島進、佐々木哲也：L形断面を有するRCラーメン構造の塑性変形性能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.1351~1358、2010.11
- 4) （社）全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第3巻樋門・樋管（一連）、1994.10

中田芳貴*



中電技術コンサルタント株式会社河川部(前 独立行政法人土木研究所つくば中央研究所材料地盤研究グループ土質・振動チーム 交流研究員)
Yoshitaka NAKATA

谷本俊輔**



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 研究員
Shunsuke TANIMOTO

中島 進***



公益財団法人鉄道総合技術研究所構造物技術研究部、工博（前 独立行政法人土木研究所つくば中央研究所材料地盤研究グループ土質・振動チーム専門研究員）
Dr. Susumu NAKAJIMA

佐々木哲也****



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 上席研究員
Tetsuya SASAKI