

大河津分水旧可動堰のコンクリート構造部材の再現設計と残存性能の評価

コンクリート研究室 白石 哲
指導教員 准教授 下村 匠

1. はじめに

大河津分水旧可動堰は約 80 年もの長い供用期間を経て、老朽化によりその役目を新可動堰に譲った。旧可動堰は昭和初期に竣工している。当時の記録はある程度残されているが、設計方法などは不明な部分も多い。当該可動堰の一部は、引退後も保存されることが決定していることから、旧可動堰の残存性能や耐震安全性を確認することは有意義だと考えられる。本研究では、当該可動堰のうちのコンクリートが使用される箇所について検討した。研究対象は、図 1 に示すように堰柱、管理橋及び基礎とした。

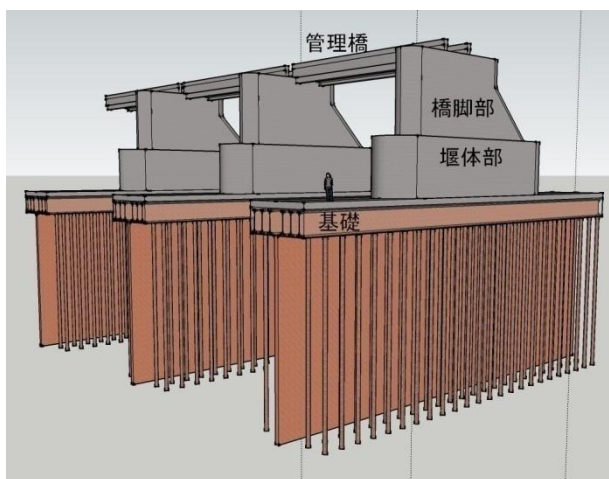


図 1 本研究における検討対象部位

2. 堰柱

2.1 概要

堰柱は上下流方向の全長は 18m、右左岸方向の全長は 3.5m であり、10 本存在した。当時の工事誌にならって、変断面部より下部は堰体部、上側を橋脚部と呼ぶ。堰柱の耐力評価には配筋の把握が欠かせないが、当時の設計図では詳細がわからないため、解体工事中に配筋状況を調査することにした。

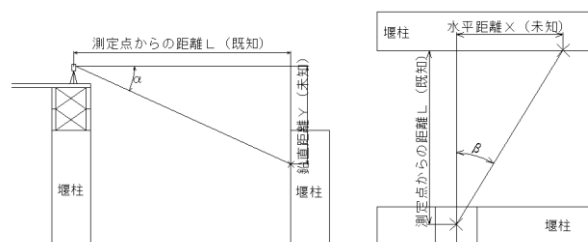
2.2 配筋調査の方法

配筋図を作成するため、堰全体を見渡すことができる管理橋上に基点を定めて鉄筋を発見次第、垂直方向及び水平方向の角度を測定した。また、レーザー測距計を用いて測定点から堰柱面までの距離を測定した。

測定した角度と距離を用いることで、基準点から目標点の鉛直距離 Y 及び水平距離 X を計算した。算出式は以下の通りである。

$$Y = L \cdot \tan \alpha \quad (1)$$

$$X = L \cdot \tan \beta \quad (2)$$



(a) 側面図

(b) 平面図

図 2 計算の概念図

2.3 配筋の結果

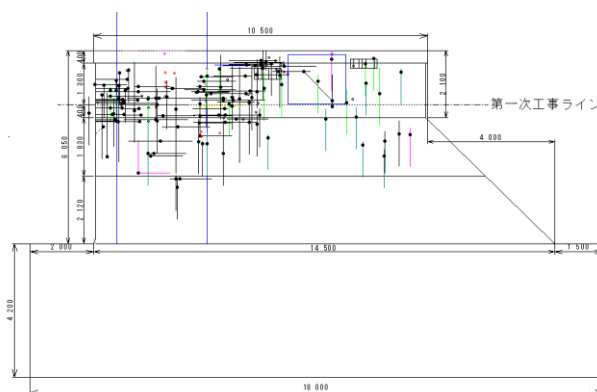


図 3 第五堰柱配筋図

図中の黒色は丸鋼，黄緑色は異形鉄筋，ピンク色は L 型鋼等，青色は H 型鋼，深緑色はレール，赤色は滑り止めつきの鋼材を表している。

使用されている鋼材の径や種類はまちまちであり、規則性は見いだせなかった。これらの鋼材は構造上の理由から配置されたわけではなく、型枠を組み立てるために用いられたものであると考えられる。

変断面部に配置されていた鋼材の配筋は当時の耐震性能に対する考え方を知る上で重要である。変断面部に存在する鋼製のトラス橋の橋脚と 15kg 軌条による鋼材比は 0.09%であった。現行の道路橋示方書では、最小鋼材量は 0.15%とされており、変断面部における鉄筋比はその値に相当する。よって、等間隔に配置されたレールは地震等により万が一ひび割れが生じても構造物の一体性を確保されることを期待していたと考えられる。

3. 堰柱の耐震性

3.1 震度法での計算概要

震度法は大正 5 年に震災予防協会の臨時委員であった佐野利器東京大学教授により提案されたもので、本可動堰で耐震設計が行われていたとすれば、震度法が適用されていた可能性が高い。鉄筋比は前章より 0.2%以下のため、本可動堰は重力式の構造であると仮定した。照査断面は堰柱下端および変断面部の 2 断面とした。

3.2 震度法での計算結果

震度法に用いる加速度は 100gal および 150gal とし、堰柱を地面から上方向に伸びている片持ち梁とみなして、地震により発生するモーメントを計算した。そして、短軸方向の断面二次モーメントを算出し、中立軸から端点までの距離を用いることで引張縁応力を計算した。引張応力と自重による応力を比較して、耐震性能を判定した。

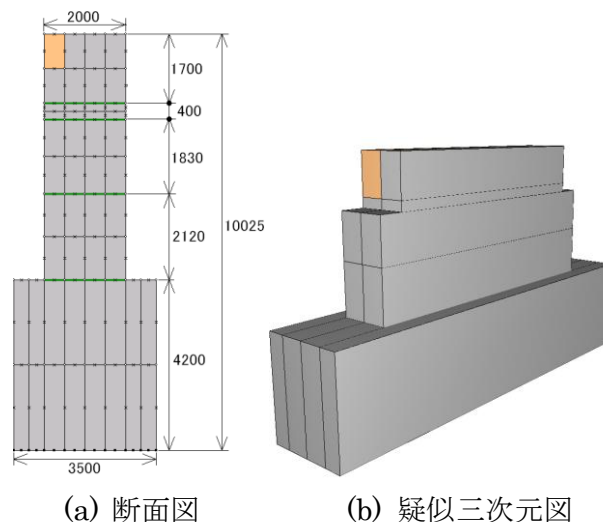
表 1 設計震度 100gal 時に発生する引張応力

	設定震度	嵩増し前	嵩増し後
		$\sigma_t + \sigma_w$ (N/mm ²)	$\sigma_t + \sigma_w$ (N/mm ²)
橋脚部のみ	100gal	0.031	0.013
	150gal	0.004	-0.037
橋脚部+堰体部	100gal	0.054	0.045
	150gal	0.013	-0.007

自重による応力と比較すると、いずれのケースにおいても $\sigma_w + \sigma_t > 0\text{N/mm}^2$ が成り立ち、耐震性能を満足している。設計震度として嵩増し前は 150gal を考えていたと推定されるが、嵩上げ後は 100gal まで耐えられる結果である。

3.3 時刻歴応答解析の概要

本可動堰の堰柱の耐震性能を確認するために、時刻歴応答解析を行った。弱軸を対象として、2次元有限要素解析を実施した。解析ソフトウェアには WCOMD を使用し、地震波として神戸波を用いた。



(a) 断面図 (b) 疑似三次元図

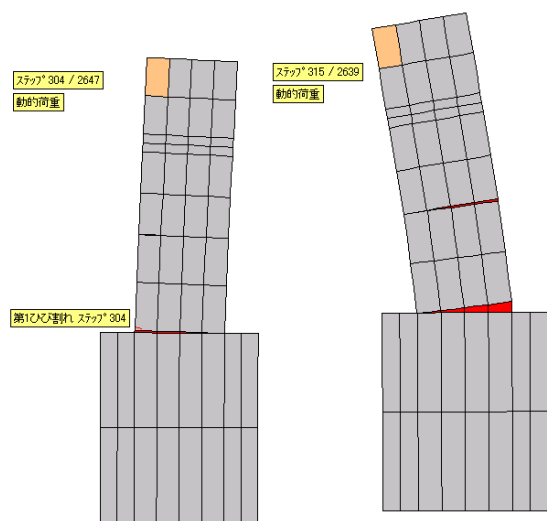
図 4 解析に用いた有限要素メッシュ

図 4(b)の疑似三次元図は、実際の堰柱と形状に相違があるが、本解析は 2次元解析であるので、形状の相違には実質的な意味はなく、奥行きの設定が適切であることを確認できればよい。配筋調査時に、打ち継ぎ面の付着が小さいことが判明したので、その影響を検討するため

に、打ち継ぎ面に RC ジョイントを設け、引張強度は周辺のコンクリートの引張強度の 1/4 に設定した。打ち継ぎ面のせん断伝達力は、既往の研究を参考にして、RC ジョイントのせん断伝達係数を 0.3 に設定して平滑な打ち継ぎ面の摩擦抵抗力を表現した。

3.4 時刻歴応答解析の結果

神戸波では、ひび割れは一切発生せず、残留変形はほとんど発生しなかった。基本的に重力式構造物は、地震に対して強く打ち継ぎ面の付着劣化が神戸波に対しても悪影響はなかったためだと考えられる。変位が大きい上部の点において、左右の最大変位は 6mm 以下、上下の最大変位は 0.8mm 以下と極小な値であった。次に、神戸波の 1.2 倍、1.4 倍の加速度データを用いると、1.2 倍では変断面部の打ち継ぎ面付近でひび割れが発生し、1.4 倍ではその開口幅が大きくなった。



(a)ひび割れ (1.2 倍時) (b)最大変位 (1.4 倍時)

図 5 ひび割れと最大変位の様子

神戸波の 1.4 倍における左右の最大変位は 9.81mm、上下方向の最大変位は 2.06mm であった。

次に、静的载荷を行うことによってどの程度の変位でどのような破壊が生じるか評価する

ためにプッシュオーバー解析を行った。堰柱上端を载荷点に定め 1 ステップあたりの変位増分を 0.5

cm として 1000 ステップまで変位を単調増加させた。

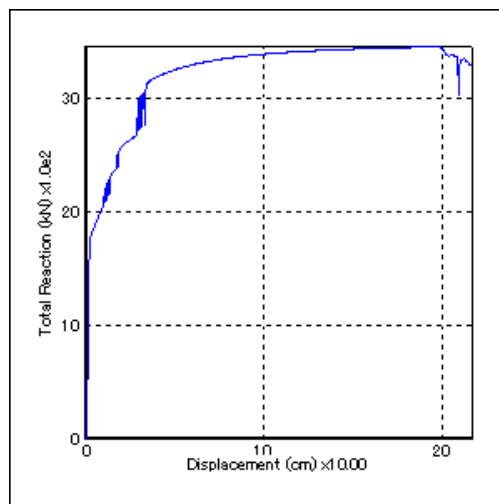


図 6 上端の水平方向変位と反力の関係

ひび割れは上端の変位が 1cm のときに発生した。水平変位が 2m 近くに達するまで堰柱は完全には破壊せず、回転変形して重心が回転中心を超えて破壊した。

4.管理橋の構造性能

4.1 管理橋の概要

本可動堰には 2 つの管理橋が存在する。図 7 において、右上部の管理橋はコンクリートで覆われていることから、構造性能を調べた。

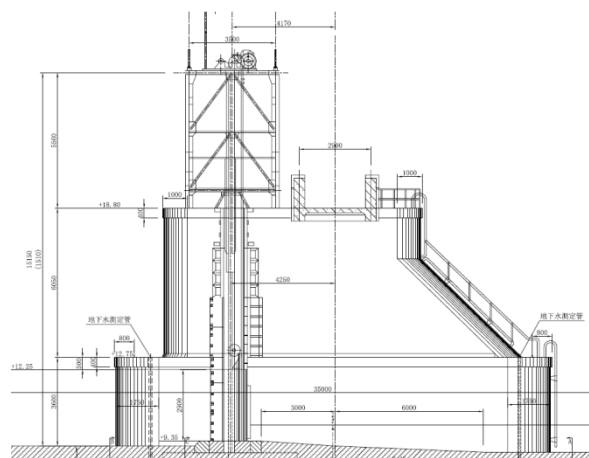


図 7 検討対象とする管理橋の位置

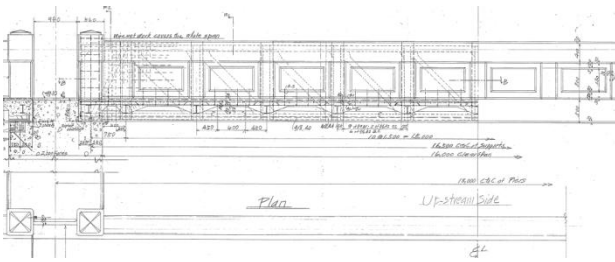


図8 管理橋の外観図

図8において、内部に点線の構造物が描かれている。これはトラス構造の鉄骨であることがわかる。図9にトラス構造の詳細図を示す。

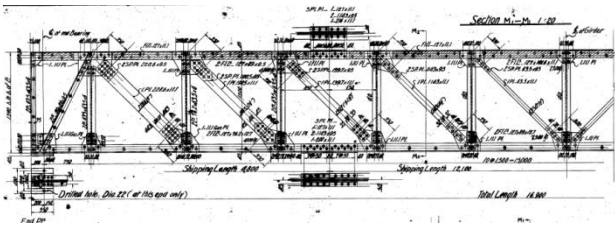


図9 トラス鋼材の詳細図

4.2 トラス計算

当時の設計思想を分析するため、鋼トラス部材に作用する軸力計算を行った。設計荷重としては、自重による死荷重と群衆による活荷重を考慮した。部材力と許容応力の比較した結果を示す。

表2 部材にかかる応力と許容応力との比較

部材名	発生応力 (kN/cm ²) (調査断面)	発生応力 (kN/cm ²) (図面断面)	許容応力 (kN/cm ²)
上弦材 LN	-12.3	-11.1	±11.8
下弦材 MO	13.0	11.5	
垂直材 EF	-12.0	-11.5	
斜材 AD		-8.5	
斜材 DE		9.5	
斜材 FG		9.3	
斜材 HI		8.7	
斜材 JK		6.4	
斜材 LM		4.1	

設計図に記載された図面寸法であれば、すべての部材で許容応力度内に収まる結果となった。実測調査による断面寸法では、上弦材、下弦材、鉛直材において発生応力が許容応力度を最大で10%程度上回った。ただし、許容応力度は安全率を大きくとってあるため、管理橋は当面は倒壊するおそれはないとみてよい。

ほとんど無駄のない断面諸元であることは特筆に値する。以上から、管理橋はトラス構造として計算されたのだと考えられ、高欄部分に施されたコンクリート装飾は、トラス構造の腐食を防ぐために施されたと考えられる。今後とも、車の乗り入れを禁止し、見学者が立ち入る程度であれば危険性はないと判断される。ただし、すでに床版部でコンクリートが剥落し、鋼材が露出している箇所があるため、腐食が進行して性能低下が生じないように注視する必要がある。

5. 基礎の構造性能

5.1 基礎の概要

旧可動堰の堰柱を支える基礎は特殊な構造をしている。堰柱よりもはるかに全長の長いH型鋼材が何列にも並べられ、それらがコンクリートで覆われた構造になっている。また、その下には何本もの松杭が打ち込まれ、これらの杭で可動堰は支持されている。

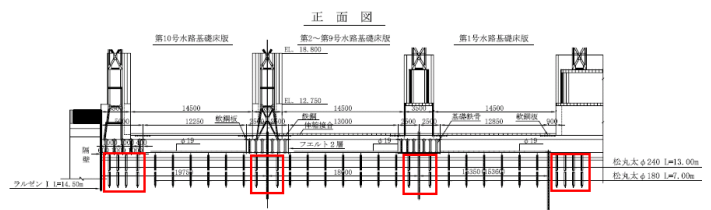


図10 堰柱及び基礎の正面図

5.2 基礎の構造計算

図7において、赤線内は長さ13m、先端の直径が24cmの松丸太、赤線外は長さ7m、直径18cmの松丸太である。

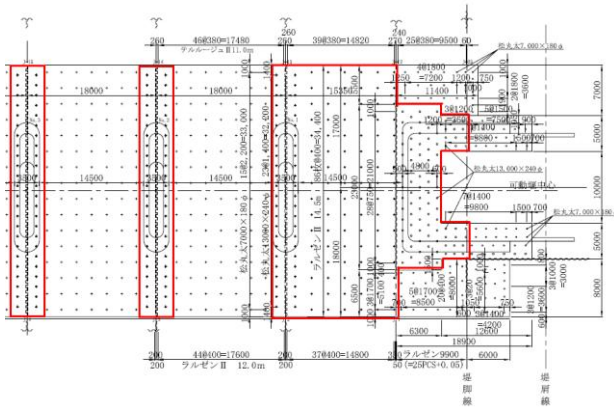


図 11 松杭及び鋼矢板の配置図（一部）

図 11 における堰柱直下の松杭に対して、松杭 1 本当たりにかかる支持力は 93.729kN であった。

最近になって実施された、杭の載荷試験から松杭 1 本当たりの極限支持力は約 300kN であることが明らかになっている。許容支持力は極限支持力の 1/3 程度となるから、恒常的に作用する支持力はこの許容支持力を下回っており、松杭は現在も腐敗しておらず健全であるから、現代的な考え方に従えば、杭の支持力に関しては安全である。

次に H 形鋼にかかる曲げモーメントを計算した。H 形鋼を一樣断面のはりともみなし、鋼桁の荷重条件として、以下の図のような力学状態を考えた。各杭にかかる力はいずれも同じと仮定し、堰柱の自重と杭の支持力が釣り合うように、各杭の支持力を定めた。

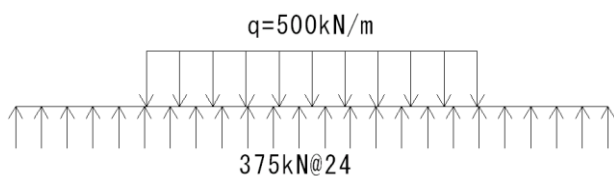


図 12 H 形鋼の荷重条件

最大曲げモーメントは H 形鋼の中央部で発生するが、実際には橋脚部で、コンクリートの断面が大きく増加することから、実質上橋脚部はコンクリート製の剛体とみなすことができ

る。その場合、最弱断面は堰柱と基礎の境界部になる。最弱断面の作用モーメントは $M_{(x=7.1)}=8100\text{kN}\cdot\text{m}$ と求められた。この際、H 鋼の引張縁応力は許容応力度内に収まったが、圧縮側フランジでは許容応力度を超過したため、この基礎は鋼トラスで設計されておらず、鉄骨コンクリート構造として設計されたのではないかと考えて再度計算を行った。今回扱ったコンクリートの当時のヤング係数は現在の 1/2.5 と大きく異なったため、それぞれ当時と現在における計算を行った。計算結果を以下の表に示す。

表 3 基礎の構造計算結果

		発生 応力 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)
鋼トラス 構造	圧縮縁応力	81.9	117.6
	引張縁応力	241.1	117.6
RC 構造 当時の E _c	圧縮縁応力	4.5	4.6
	引張縁応力	67.7	117.6
RC 構造 現在の E _c	圧縮縁応力	6.9	8.3
	引張縁応力	65.3	117.6

鉄骨コンクリート構造と考えると、発生応力は許容応力度以下に収まることから、基礎は鉄骨コンクリート構造として設計されたと考えられる。

6. まとめ

堰柱、管理橋、基礎の残存性能としては現在の規準に照らし合わせても十分安全であることが確認された。いずれの部材も合理的に設計されており、大変優れた構造物であるといえる。