

築 60 年以上の鉄筋コンクリート水門構造物を模擬した梁試験体の 3 次元有限要素法解析

丸鋼 付着破壊 斜め補強筋 和田 康平*
 ハンチ 曲げ破壊 低強度コンクリート 指導教員 鈴木 卓

1. はじめに

日本の水門構造物に用いられる鉄筋コンクリート（以下、RC）造構造物では、設備機械の老朽化が社会問題となっている。また、1970 年以降に水門構造物に対して異物噛込み等を想定した開閉装置の最大荷重の考慮が求められるようになった。その結果、既存の水門構造物における強度不足が顕在化しつつあり、その整備・更新の増加および補強手法の確立が喫緊の課題となっている。

そこで本研究では、補強手法の確立のために 1970 年代以前に建設された水門構造物を対象として、機械更新後の損傷状況および応力状態の解明を目的とした 3 次元有限要素法（以下、FEM）解析を実施した。本論では、コンクリートの非破壊試験により推定した材料特性の入力を行った実構造物の損傷状況を示すとともに、実構造物を模擬した梁試験体の鉄筋応力状態の検討結果を述べる。

2. 対象構造物

2.1 構造物概要

図 1 に対象構造物外観を、図 2 に対象構造物形状および寸法を示す。対象構造物は 1959 年に竣工された広島市安佐北区にある RC 造門柱架台である。この構造物に対して 2025 年 1 月 8 日に目視による外観調査およびシュミットハンマーによる非破壊試験を行った。設計図書には、コンクリート許容応力が 45kgf/cm^2 と記載されていることから設計基準強度は 13.2N/mm^2 と考えられる。主筋は $\phi 25$ 、せん断補強筋は $\phi 9$ が使用されている。

目視による外観調査では、柱および梁にひび割れの発生はほとんどみられなかった。スラブは設計当初のもの（旧

スラブ）の上部に時期不明で竣工後に増設されたと判断されたもの（新スラブ）の 2 層が確認された。

図 2 に機械更新後のゲート重量の荷重作用点を赤点で示す。更新後の荷重は梁および柱部に直接作用する。

2.2 コンクリートの非破壊試験

文献 1) に基づきシュミットハンマーによる非破壊試験を実施した。以下の式(1)、(2)を用いて圧縮強度を算出した。

$$R_0 = R + \Delta R \tag{1}$$

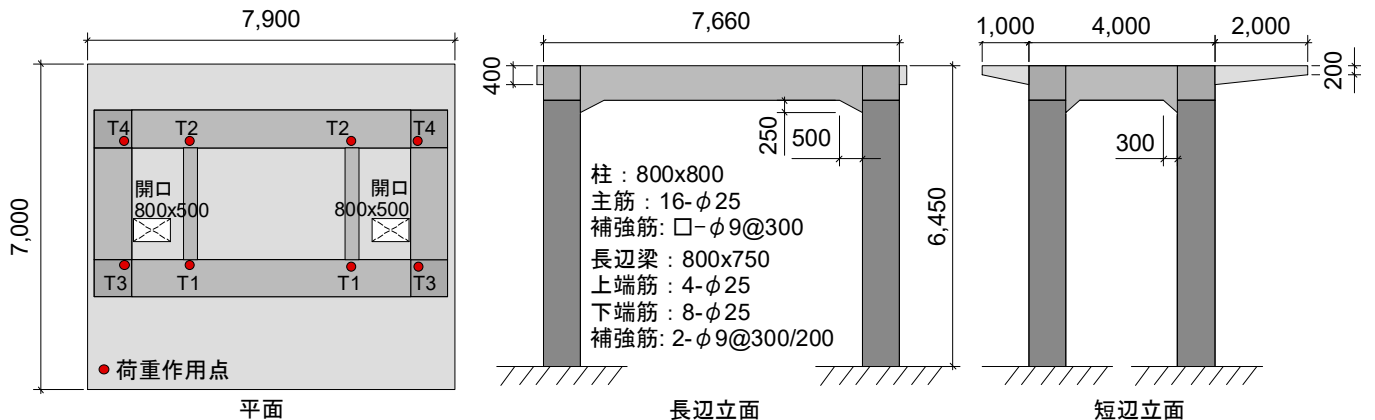
$$F = 0.098 \times (-184 + 13.0 \times R_0) \times \alpha \tag{2}$$

ここで、 R_0 ：基準硬度、 R ：測定硬度、 ΔR ：測定角度に対する補正值、 α ：材齢補正係数、 F ：コンクリートの圧縮強度である。

算定の結果、圧縮強度は柱コンクリートでは 21.4N/mm^2 、旧スラブコンクリートでは 16.2N/mm^2 、新スラブコンクリートでは 28.4N/mm^2 であった。



図 1 対象構造物外観



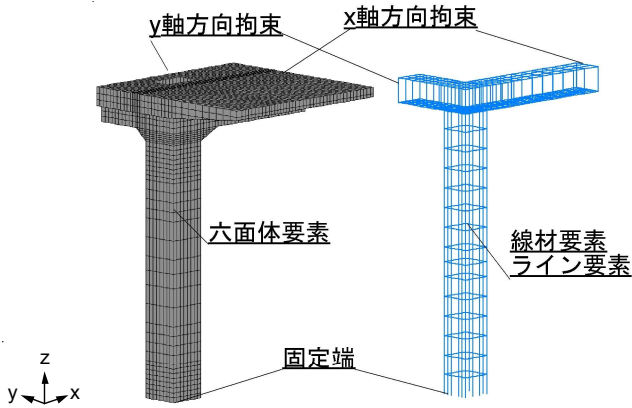


図3 実構造物モデルの要素分割

表1 機械荷重

単位: kN	T1	T2	T3	T4
更新後	179	100	199	82
最大荷重	439	240	504	224

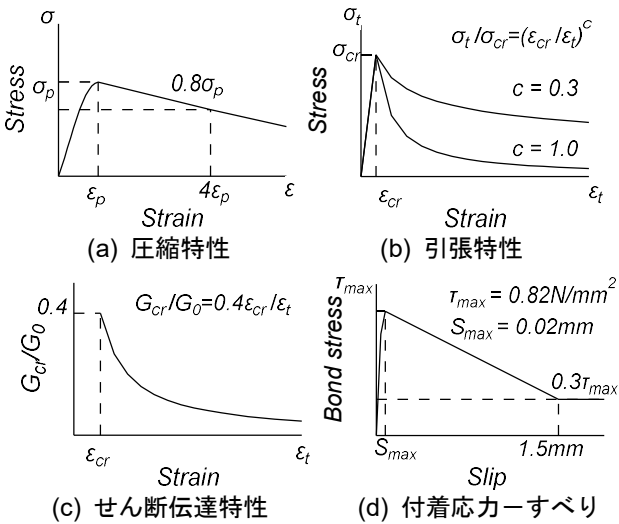


図4 材料構成則

3. 実構造物のFEM解析

3.1 解析モデル

FEM解析には市販のソフトウェア「FINAL」を用いた。図3に実構造物モデルの要素分割を示す。解析では対象構造物の対称性を考慮して1/4の範囲をモデル化した。コンクリートは六面体要素、柱および梁の主筋とせん断補強筋は線材要素、スラブ筋は埋込み鉄筋要素に置換した。鉄筋とコンクリートの間にはライン要素を定義した。柱底面を固定端とし、y-z平面の境界でのx軸方向の並進移動およびx-z平面の境界でのy軸方向の並進移動をそれぞれ拘束した。

コンクリートの圧縮強度は設計基準強度を想定して13N/mm²、主筋およびせん断補強筋の降伏強度は235N/mm²とした。

表1に機械荷重(図2中のT1~T4)を示す。荷重条件として機械荷重に加え、群集荷重(3.5kN/m²)、コンクリート自重(24.0kN/m³)および上屋建物重量(各点:6.5kN)を考

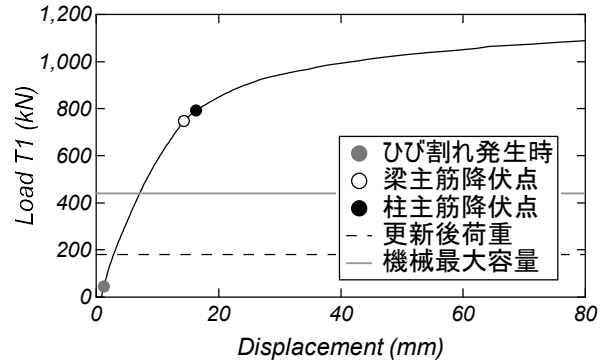


図5 荷重-変位関係

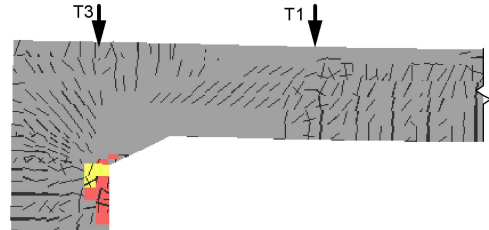


図6 柱・長辺梁の損傷状況(幅10倍, 荷重1,056kN)

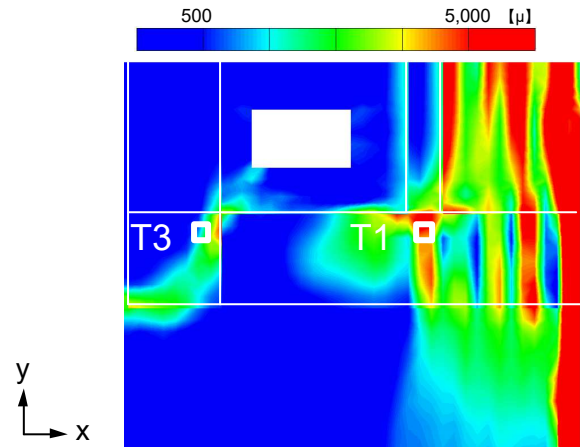


図7 床スラブ下端の最大主ひずみ分布(荷重1,056kN)

慮した。解析は荷重制御とし、各機械荷重を増加させた単調載荷とした。

図4に材料構成則を示す。本論のコンクリートの材料構成則は低強度コンクリートおよび丸鋼を用いた文献2)に従った。コンクリートと丸鋼の付着応力-すべり関係は文献3)のモデルとした。

3.2 解析結果

図5に機械荷重T1-長辺梁のスパン中央での鉛直変位関係を、図6に柱および長辺梁の損傷状況を、図7に床スラブ下端コンクリートの最大主ひずみ分布を示す。図6および図7では耐力の頭打ちが確認された荷重1,056kN時を示す。図6では左側が柱側となっており、図中の矢印は機械荷重の作用位置である。

荷重40kN程度で長辺梁のスパン中央下端に曲げひび割れの発生が認められた。荷重750kN程度で長辺梁の下端主筋および柱頂部主筋の曲げ降伏に伴う剛性低下がみられた。荷重1,050kN程度で当該部分において主筋降伏範囲の進展

卒業論文概要

および曲げひび割れの幅が顕著となり、耐力の頭打ちが確認された。また、図7に示すように、荷重位置 T1 付近のスラブと小梁の境界部に高いひずみの発生がみられた。一方で、長辺の梁端部付近では、曲げおよびせん断ひび割れの発生が確認されたものの、顕著な損傷進展はみられなかった。梁端部には、ハンチおよび斜め補強筋が設けられており、今後の補強計画の策定にあたりこれらが当該梁の構造性能に及ぼす影響の把握が必要である。次章では、梁端部を模擬した梁モデルを作成し、損傷状況および応力状態を検討する。

4. 梁モデルの FEM 解析

4.1 モデル化手法

図8に実構造モデルの要素分割を示す。梁モデルは将来的な構造実験を想定して実大の1/2スケールとし、柱フェイス位置から長辺梁におけるスパン途中の機械荷重点付近までを模擬したものである。梁断面は400×400mmとし、梁端部には固定端を表現するためにスタブを設けた。上端筋は12-φ16、下端筋は6-φ16、せん断補強筋は2-φ5@100とした。上・下端筋は実構造物を参考に梁端から375mmの位置で鉄板に溶接定着した。コンクリートの圧縮強度は13.0N/mm²、鉄筋の降伏強度はすべて235N/mm²とした。

モデル化した要素および材料構成則は3章と同様のものである。スタブ内で主筋を接合する鉄板は四辺形要素を用いた。試験体の面外方向の対称性から半分のみを作成を行い、対称面となるx-z平面においてy軸方向の並進移動を拘束した。

解析変数は前章までの長辺梁を参考に梁端部付近の斜めせん断補強筋(4-φ16@200)(以下、斜め筋)およびハンチ(100×200mm)の有無とした。斜め筋およびハンチのないものを基準モデルとし、ハンチを追加したモデル、斜め筋を追加したモデルおよび実構造を想定して両方を追加したモデルの4パターンに加えて、梁自由端側の上・下端筋の定着の有無を変数とした計8パターンの解析を実施した。

加力方法は荷重位置の梁中央の変位制御とし、x軸の正方向(下向き)の変位δをせん断スパン(M/Q=800mm)で除した変形角Rによる片押し荷重とした。

4.2 解析結果

図9に各モデルのせん断力-変形角関係を、図10に基準モデルが最大耐力を記録した変形角における上端筋の応力分布を示す。

(a) 定着の有無

定着なしモデルではR=0.2~0.3%rad付近で最大耐力の発現が認められ、定着ありモデルではR=0.8%rad程度で耐力の頭打ちが確認された。定着ありモデルは定着なしモデルと比べて、同等の初期剛性を示すものの、大幅な最大耐力の上昇が認められた。これは図10に示すように主筋の引張応力の差に起因するものである。図11に定着なしモデルの上端筋のすべり量分布を示す。基準モデルのR=0.2%radで

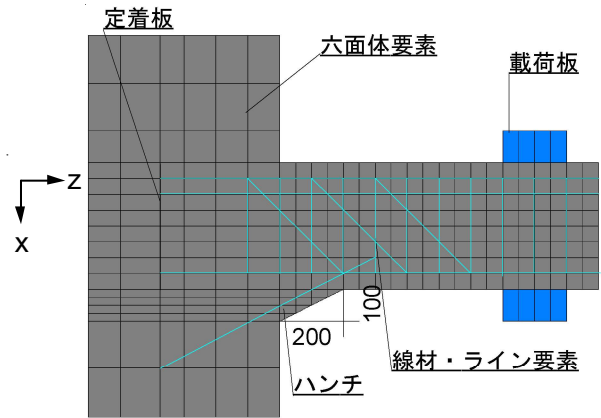


図8 実構造モデルの要素分割

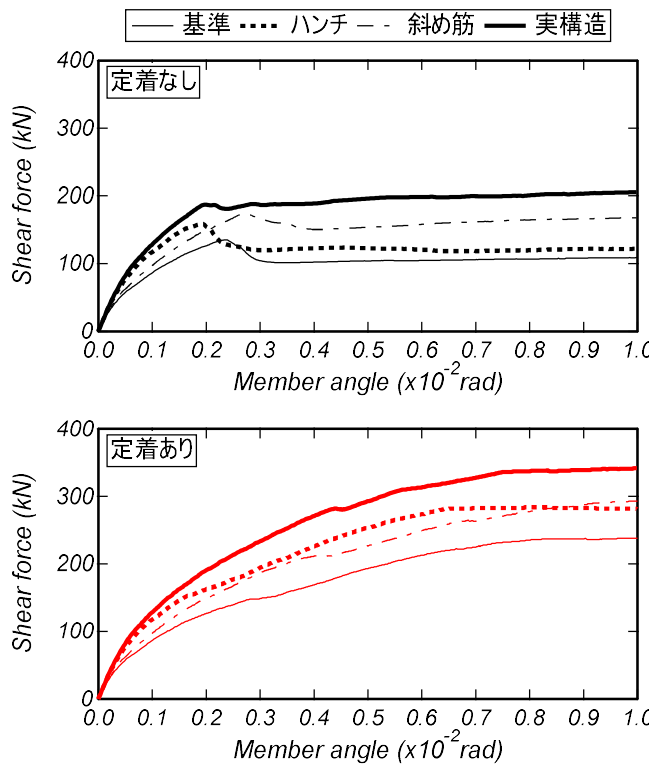


図9 せん断力-変形角関係

は最大付着応力時のすべり量程度であるのに対し(図4(d)参照)、最大耐力に達したR=0.25%radではスパン中央から荷重位置側で急激なすべり量の増加が確認され、主筋およびコンクリート間に付着破壊が生じたものと判断された。

(b) 斜め筋の有無

定着の有無に拘わらず、斜め筋モデルは基準モデルと比べて耐力の上昇が確認された。図12に定着ありモデルの最大耐力時のせん断補強筋の応力分布を示す。斜め筋の範囲(図中の灰色部分)において基準モデルの応力が斜め筋モデルの応力と比べて高い。一方の図10に示すように、定着なしの斜め筋モデルの応力は基準モデルのものに比べて高かった。また、定着ありの斜め筋モデルおよび基準モデルの応力分布に大きな差異は確認されなかった。定着なしの斜め筋モデルでは斜め筋の定着部が付着応力の一部を負担

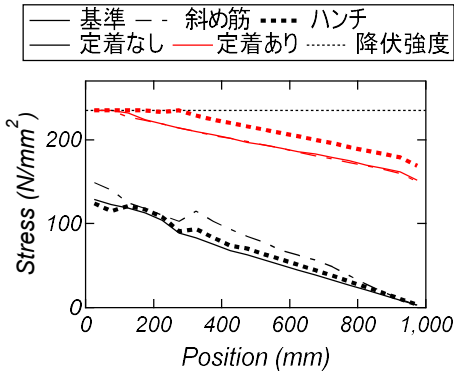


図 10 上端筋の応力分布

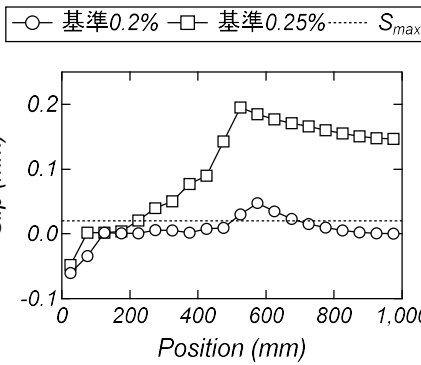


図 11 上端筋のすべり量分布

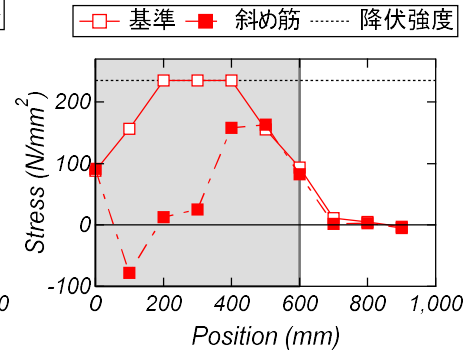
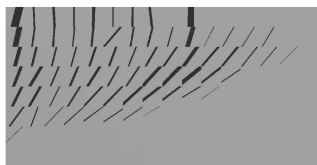
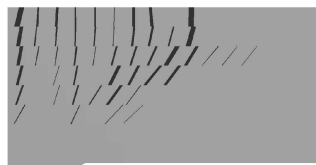


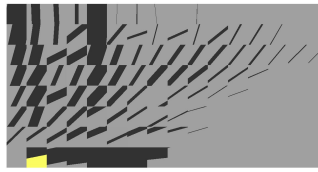
図 12 せん断補強筋の応力分布



(a) 定着なし基準モデル



(b) 定着なしハンチモデル



(c) 定着あり基準モデル



(d) 定着ありハンチモデル

図 13 損傷状況（最大耐力時，ひび割れ幅 100 倍）

し、定着ありの斜め筋モデルでは斜め筋の定着部が引張応力を負担していることから、最大耐力が上昇したものと判断された。

(c) ハンチの有無

定着の有無に拘わらず、ハンチモデルの剛性および最大耐力は基準モデルのもの比べて高い。図 13 に定着なしおよび定着ありの基準モデルとハンチモデルにおける最大耐力時の損傷状況を示す。定着なしの両モデルのコンクリート損傷状況の顕著な差異は確認されなかった。一方で、定着ありの両モデルでは、ハンチの有無に起因して圧縮側端部コンクリートの損傷状況が異なるものの、引張側コンクリートの損傷状況に顕著な差異は確認されなかった。また、前述の図 10 の上端筋の応力分布においても、定着の有無に拘わらずハンチモデルおよび基準モデルに顕著な差異は確認されなかった。これらのことから、両モデルの最大耐力の差はハンチを設けた梁端部の応力中心間距離の差に起因するものと判断された。

以上の結果から、斜め筋およびハンチにより最大耐力が上昇するため、両方を設けた実構造モデルの最大耐力が最も大きくなるものと判断された。

5. まとめ

本研究では、1970 年代以前に建設された水門構造物およびその梁端部を模擬した梁モデルの FEM 解析を実施した。本論より得られた知見を以下に示す。

1) 実構造物モデルの作用させる機械荷重を増加させた場

合、長辺梁スパン中央および柱頂部の曲げ降伏が顕著であった。

- 2) 梁端部のハンチおよび斜め筋の有無に拘わらず、自由端側の主筋を定着した梁モデルでは主筋の引張降伏が、定着させていない梁モデルでは主筋-コンクリート間の付着破壊がそれぞれ確認された。
- 3) 斜め筋モデルの最大耐力は基準モデルと比べて斜め筋定着部の負担する付着応力および引張応力により上昇する傾向が認められた。
- 4) ハンチモデルは基準モデルと比べて梁端部における応力中心間距離の増大に起因する最大耐力の上昇が認められた。

参考文献

- 1) 日本材料試験協会：シュミットハンマーによる実施コンクリートの圧縮強度判定方法指針（案），1958.
- 2) 貞末和史，坂本英輔，荒木秀夫：極低強度コンクリートの既存建物から切り出した RC 梁の構造性能とエポキシ樹脂注入による補修効果，日本建築学会構造系論文集，Vol. 87, No. 798, pp. 811-821, 2022.8
- 3) 松岡由高，中村光，国枝稔，河村精一：有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33, No. 2, pp. 595-600, 2011.7