鉄筋比が比較的小さい地中ＲＣ構造物の地震時損傷評価

The seismic damage evaluation of underground RC structures with relatively low reinforcement ratio

河村精一*，白鳥洋平**，中村光***，上田尚史****，佐藤正俊*****，横畑嘉人******
Seiichi Komura, Yohei Shiratori, Hikaru Nakamura, Naoshi Ueda, Masatoshi Sato, Yoshito Yokohata

* 工修，中部電力株式会社，土木建築部（〒461-8680 名古屋市東区東新町 1 番地）
** 中部電力株式会社，土木建築部 火力土建グループ（　同　上　）
*** 工博，名古屋大学大学院教授，工学研究科（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）
**** 工博，名古屋大学大学院助教，工学研究科（　同　上　）
***** 工博，中部電力株式会社，電力技術研究所（〒459-8522 名古屋市緑区大高町字北関山 20-1）
****** 株式会社シーテック，技術コンサルタント部（〒455-0054 名古屋市港区遠若町 3-7-1）

In this study, the seismic damage evaluation of underground RC structures with relatively low reinforcement ratio was discussed. Firstly, cyclic loading tests of RC beams were conducted in order to investigate the cracking behavior and deformation capacity. Secondary, analytical evaluation was conducted by Finite Element Method (FEM) considering the bond property between concrete and reinforcement, local responses of RC beams such as strains of rebars and crack widths were evaluated accurately. Moreover, the analytical evaluations for real structure were performed by FEM and fiber model analysis which is generally used in design. By comparing with both analyses, it was confirmed that the crack width obtained from fiber model analysis by averaging the strain at surface was effective as the damage index in design.

Key Words: tensile reinforcement ratio, crack, FEM, fiber model
キーワード：引張鉄筋比，ひび割れ，有限要素法，ファイバーモデル

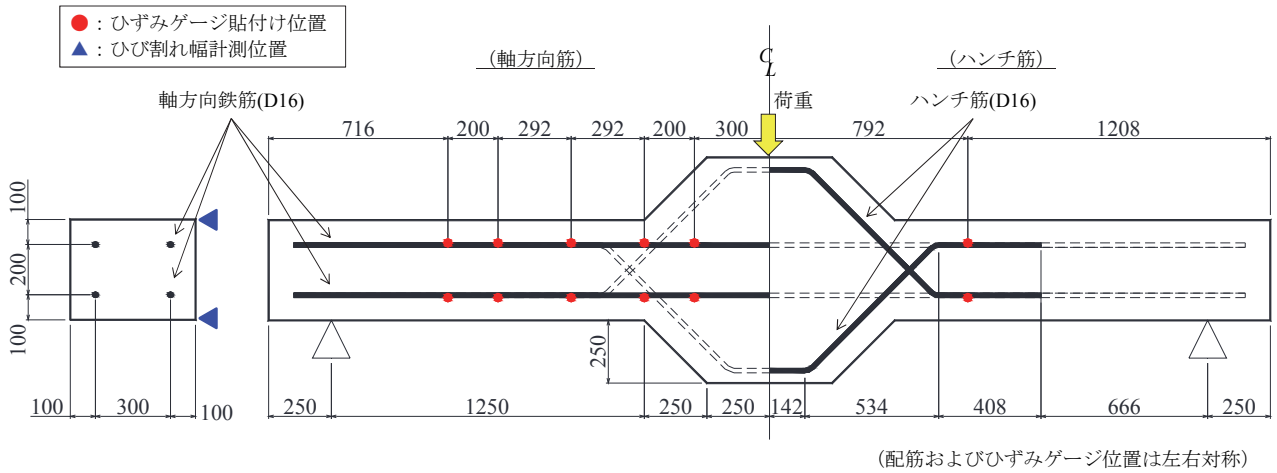
1. はじめに

大規模かつ広域の地震が発生した場合，地震後の電力供給は重要であり，既設火力発電設備の耐震性能を地震後復旧期間やその後のメンテナンスを含めて考え，必要な事前の耐震対策を策定していくことが必要である．この既設火力発電所海水取放水設備等に用いられている地中ボックスカルバート構造物は，引張鉄筋比が0.2～0.3%と比較的小さい鉄筋コンクリート（以下RCという．）構造である．

RC構造物の破壊過程において，鉄筋比の違いによりコンクリートと鉄筋の付着が劣化して鉄筋のすべりが生じる程度が異なり，鉄筋比が小さい程ひび割れ数は減少しひび割れ幅が増大するといった報告がある[1)]．このため，鉄筋比が小さい程ひび割れ後の塩害による鉄筋の劣化が早くなることが懸念される．

対象とする構造物は，海水取放水を目的としたものであり，地震により発生したひび割れに海水が浸入することで鉄筋が腐食し，構造性能が低下する可能性が高い．この構造性能の低下度合いは，ひび割れ幅と密接な関係があるため，作用する地震荷重と発生するひび割れ状態の関係を適切に把握することが重要である．すなわち，構造物の耐震性だけでなく，地震後の塩害劣化を意識した耐久性の観点から，ひび割れ性状を含む損傷評価が必要となる．例えば，地震後十分なメンテナンス期間を確保できない構造物の場合，ひび割れの発生程度が比較的小さいレベルに抑えた照査とそれを目指した耐震補強をすることになるが，想定する地震動に対してひび割れ性状を概略把握できることで，従来と異なる対策を取り得ることも考えられる．

これまでにも，RC製ボックスカルバートを対象とした実物大実験が実施され，その地震時変形性能やひび割れの発生状態等が検討されている[2), 3)]が，引張鉄筋比が比較的大きい0.5% 程度である原子力発電所の屋外重要土木構造物を対象としたものがほとんどであり，比較的鉄筋比の小さい構造物を対象とした検討はほとんどない．そこで，本論文ではまず，比較的鉄筋比が小さいボックスカルバートを対象として，実構造物の部材一部を



図－1　供試体の概要（単位：mm）

表－1　コンクリート圧縮強度

供試体	圧縮強度 (MPa)		載荷材齢（日）
	7 日	28 日	
No.1	23.4	34.0	27
No.2	21.5	25.4	26

表－2　載荷ステップ

供試体	載荷ステップ※
No.1	±30kN , ±50kN , ±4.3mm(鉄筋降伏) , ±8.8mm , ±15mm, +43mm
No2	±32kN , ±3.5mm(鉄筋降伏) , ±8.9mm , +44mm

※載荷条件により，正負で若干異なる値となっている．

モデル化した供試体による交番載荷実験を行い，変形性能やひび割れ性状について把握するとともに，有限要素法を用いた実験再現解析により解析手法の適用性について検討を行った．そして，同様の解析手法により実構造物の挙動予測解析を行い，実務で用いるファイバーモデルによる解析結果と比較した．さらに，ファイバーモデルによる解析からひび割れ幅を指標とした損傷評価について検討を行った．

2. 実物大部材供試体の正負交番載荷実験

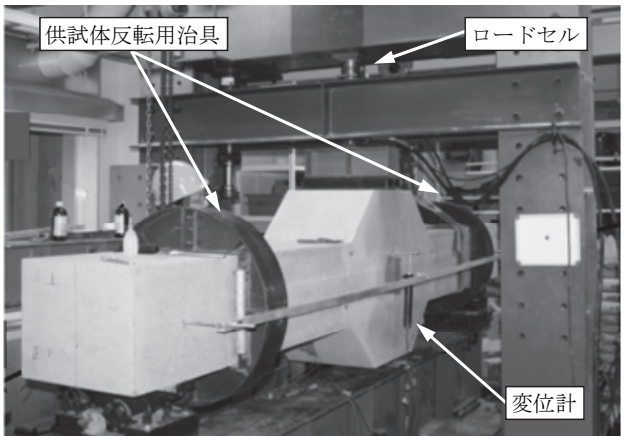
2.1 実験概要

供試体形状は，ボックスカルバートにおけるハンチ域を含む基部付近を取り出し2体貼り合せたものを仮定し，断面寸法および配筋は実構造物をモデルとした．

供試体概要を図－1に示す．断面は500×400mm，軸方向鉄筋はD16（SD295）を4本配置し，有効断面における引張鉄筋比は0.26%である．ハンチ筋の有無が力学挙動に及ぼす影響を検討するため，1体はハンチ筋がないものを作製した．No.1がハンチ筋あり，No.2がハンチ筋なしである．ハンチ筋は，図－1に示すように折り曲げ後に十分な余長を確保し配置した．

コンクリートは，設計基準強度21 MPaとし，常圧蒸気養生により強度発現を促進した．コンクリートの材齢ごとの圧縮強度および載荷実験時の材齢を表－1に示す．鉄筋の降伏応力は344 MPaであった．

載荷ステップを表－2に示す．鉄筋降伏までは荷重制御，その後は変位制御による交番載荷とし，正側載荷・除荷後に写真－1に示す治具を用いて供試体の上下を反転させた後に，負側載荷を行った．



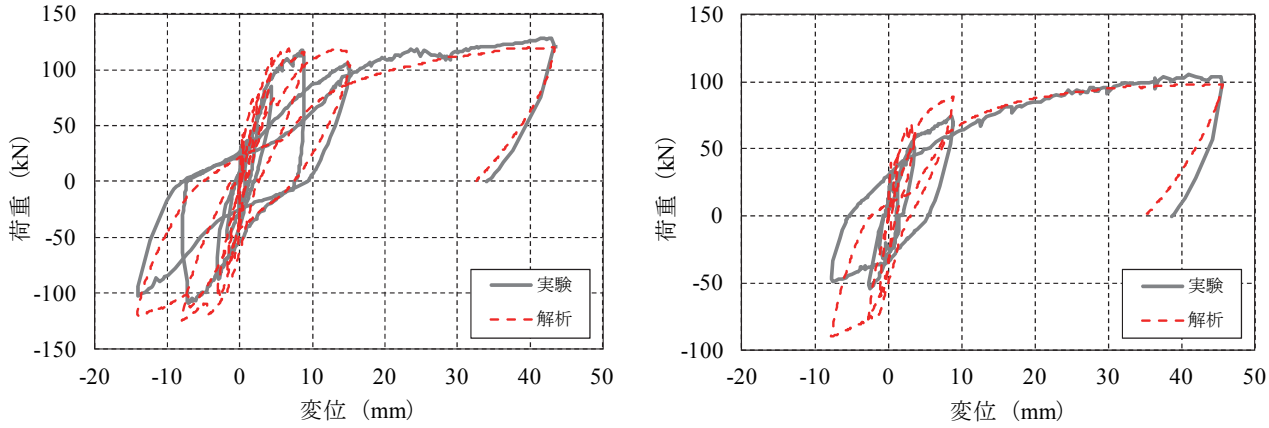
写真－1 載荷実験状況

荷重はジャッキ下に設置した300kNロードセルによって計測し，変位は支点中心位置と供試体中央の鉛直方向相対変位を直接計測した．ひび割れ幅は，ひび割れ発生確認後，パイ型変位計を図－1に示す供試体側面の断面上下端に接着して計測した．鉄筋のひずみは，図－1に示す鉄筋位置に貼付けたひずみゲージにより計測した．

2.2 実験結果

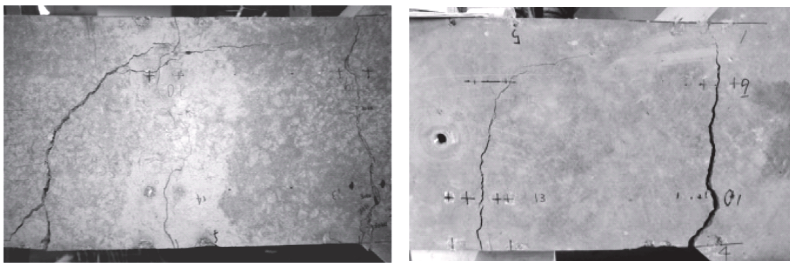
(1) 荷重－変位関係

図－2に荷重－変位関係を示す．ハンチ付根部から支点までの長さ（図－1に示す1250mm部）を部材長とする



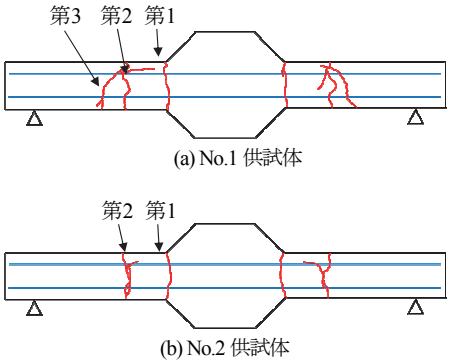
(a) No.1 供試体（ハンチ筋あり）　(b) No.2 供試体（ハンチ筋なし）

図－2 荷重－変位関係



(a) No.1 供試体　(b) No.2 供試体

写真－2 載荷終了時のひび割れ状況（左側）



(a) No.1 供試体

(b) No.2 供試体

図－3 実験終了時のひび割れ状況

と，No.1，No.2ともに部材角1/30（鉄筋降伏時変位δ_yの10倍）以上の大変形時まで荷重が低下することはなく，変形性能に富んだ挙動を示した．また，内部履歴については，比較的早期に逆S字形が卓越する挙動を示した．この理由としては，比較的小さい鉄筋比であることから，ひび割れ本数が少なく，ひび割れ位置でひび割れ幅が大きくなり，その断面での挙動が支配的になったためと考えられる．

最大荷重は，ハンチ筋のないNo.2が105kNであるのに対し，No.1は130kNであることから，ハンチ筋が耐力増加に約2割寄与していることがわかった．

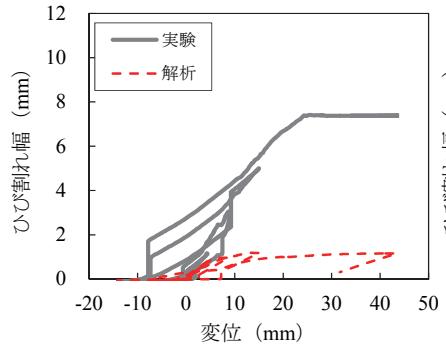
正負で荷重が異なる結果となっているが，これは荷重がゼロになった時点（自重のみが作用している時点）で一度計測を止め，供試体を正負反転後に反転前のデータをイニシャル値として計測を再開したため，反転時に作用する自重の 2 倍の荷重値および変位量が計測結果に含まれていないためである．また，供試体を所定の位置に設置してからイニシャル値の計測を行ったため，計測値には供試体の自重（22.1 kN）による荷重および変位が含まれていないことに注意が必要である．なお，No.1 において，変位-8.8mm からの除荷時に変位が増加（より負側へ進展）しているが，データ計測の誤差等によるものと考えられる．

(2) コンクリートのひび割れ発生状況

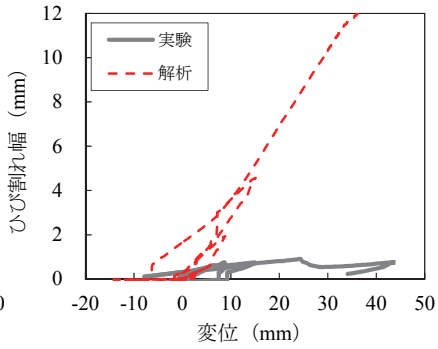
実験終了時のひび割れ状況を写真－2および図－3に示す．いずれの供試体も，ひび割れの発生は数本のみであった．また，コンクリートの圧縮損傷もほとんど生じていなかった．なお，写真は，実験終了後に供試体を載荷フレームから下ろし，実験時と異なる支持条件（No.1，No.2の両者ともに異なるスパン長）での状況写真であり，ひび割れ幅の相違については注意が必要である．

No.1は，30 kN時にハンチ付根部に第1ひび割れが発生し，50 kN時に第2ひび割れが発生した．その後鉄筋が降伏しても，新たなひび割れは発生せず，既に発生した第1，第2ひび割れが進展した．第3ひび割れは，図－4(a)の第1ひび割れ幅が一定になる変位25mm（部材角1/50）時点で供試体反転用治具内に発生したと考えられ，曲げせん断ひび割れの特徴を示した．この第3ひび割れはハンチ筋の外側（段落し部に相当）に生じ，これ以降は第3ひび割れの影響が支配的になっている．なお，治具の関係で第3ひび割れの詳細な計測はしていない．ハンチ筋のないNo.2は，第2ひび割れが32 kN程度と低い荷重で発生したことと，第3ひび割れが発生しなかった点が，ハンチ筋を有するNo.1の結果と異なった．

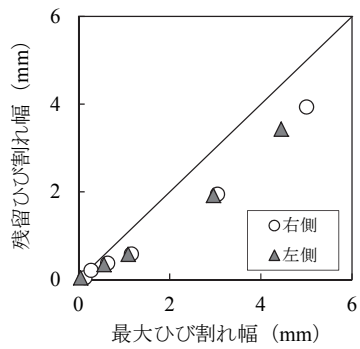
図－4にひび割れ幅と変位の関係を示す．第1ひび割れについては，No.1で変位25mm，No.2で変位30mm程度ま



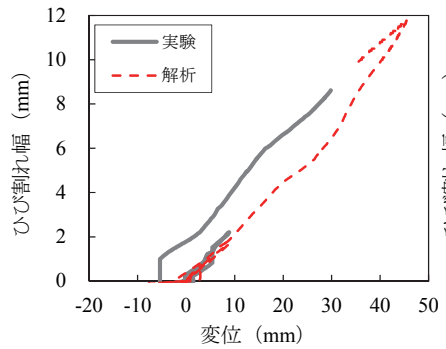
(a) No.1 供試体 第 1 ひび割れ



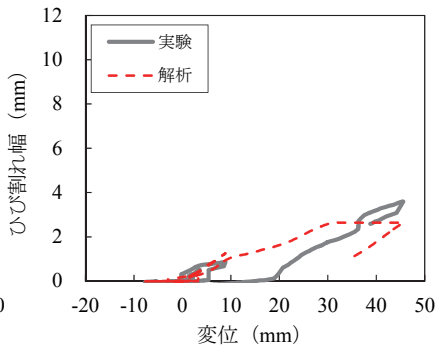
(b) No.1 供試体 第 2 ひび割れ



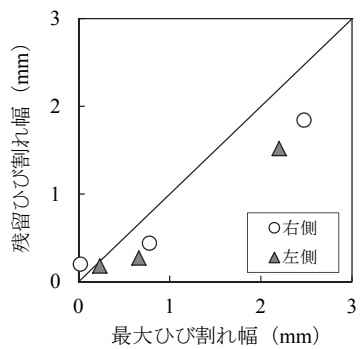
(a) No.1 供試体



(c) No.2 供試体 第 1 ひび割れ



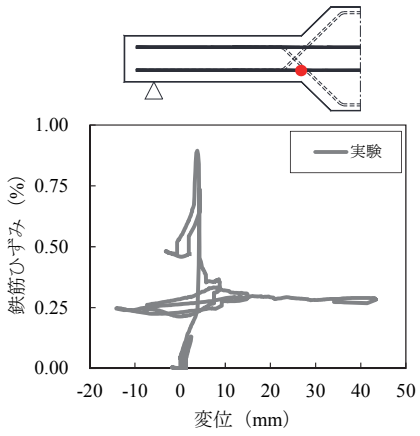
(d) No.2 供試体 第 2 ひび割れ



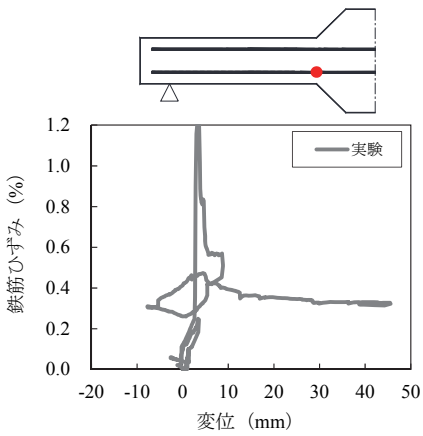
(b) No.2 供試体

図－4 ひび割れ幅と変位の関係
（正側載荷左側）

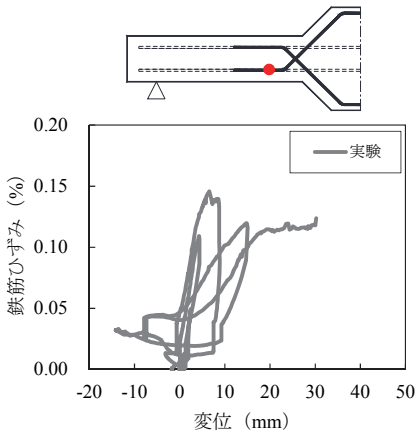
図－5 残留ひび割れ幅と
最大ひび割れ幅の関係



(a) No.1 供試体 軸方向鉄筋



(b) No.2 供試体 軸方向鉄筋



(c) No.1 供試体 ハンチ筋

図－6 鉄筋ひずみと変位の関係（正側載荷左側）

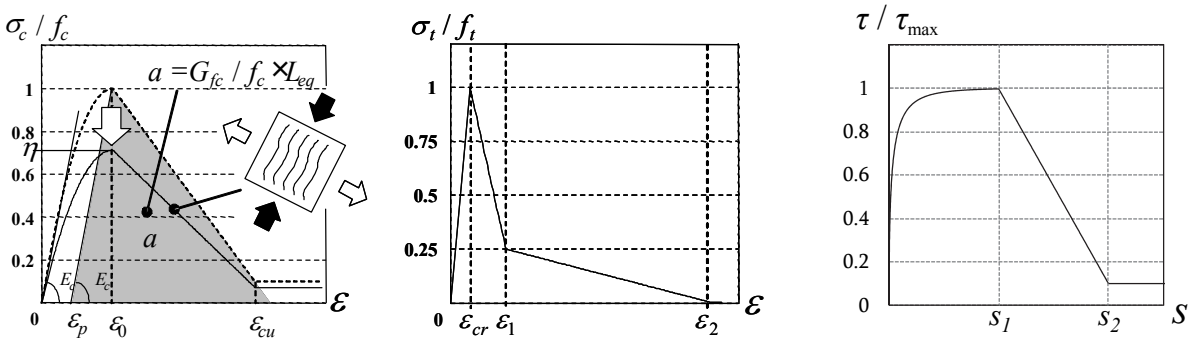
ではほぼ線形的にひび割れ幅が増大している．このことは，対象とした供試体が比較的小さい鉄筋比であり，ひび割れ部の開閉が支配的な剛体的挙動を示したためと推測される．なお，第2ひび割れの幅は，供試体によらず第1ひび割れの半分程度以下であり，このことからも第1ひび割れの開口挙動が部材の変形挙動に対し支配的であることがわかる．

図－5に残留ひび割れ幅と最大ひび割れ幅の関係を示す．残留ひび割れ幅は，載荷段階ごとの最大ひび割れ幅と線形関係にあり，最大ひび割れ幅の約80%であった．

また，ひび割れ間隔については，約350～400mm程度であり，土木学会コンクリート標準示方書[4]（以下RC示方書とする．）によるひび割れ間隔算定式から求まる567mmの70%であった．

(3) 鉄筋ひずみ

図－6にハンチ付根部の軸方向鉄筋およびハンチ筋のひずみと変位の関係を示す．軸方向鉄筋ひずみは，実験データから，ひび割れ位置（ハンチ付根部）と対応して10,000μ前後まで増加しており明らかに鉄筋降伏し，その後急減して一定値となっている．これは，対象とし



(a) 圧縮領域　　(b) 引張領域

図−7 コンクリートの応力−ひずみ関係

図−8 付着応力−すべり関係

た部材の鉄筋比が比較的小さいため，コンクリートとの付着が劣化してすべりが生じやすくなり，ひずみが平均化する挙動を示したと考えられる．なお，ひずみゲージのデータについては，大きな塑性ひずみを示した後も安定的に数値が得られており，ある程度信頼性があると考えられる．また，ハンチ筋にも載荷初期からひずみが生じており，引張抵抗力として機能していることがわかった．

3. 有限要素法による部材供試体の解析的評価

3.1 解析概要

(1) 解析手法

解析は，4 節点アイソパラメトリック要素を用いた非線形 2 次元有限要素解析により行った．構成則には，名古屋大学で開発された格子等価連続体モデル [5]を用いた．格子等価連続体モデルは，コンクリートおよび補強筋の耐荷機構と，ひび割れ面におけるせん断伝達を等価な格子成分によりモデル化し，各格子成分に一軸の応力−ひずみ関係を用いることで RC 構成則を構築する手法である．

解析で用いたコンクリートの応力−ひずみ関係を図−7 に示す．圧縮を受けるコンクリートの応力−ひずみ関係には，圧縮強度までは Saenz のモデル [6]を用い，その後は応力が直線的に低下するモデルとした．ひずみ軟化領域には，Nakamura and Higai が提案する圧縮破壊エネルギーG_{fc}[7]を考慮し，等価長さ L_{eq} を用いて解の要素寸法依存性の低減を図っている．また，Collins らが提案する圧縮低減係数 η[8]を導入することで，ひび割れ進展方向の圧縮強度の低下をモデル化した．引張を受けるコンクリートの応力−ひずみ関係には，破壊エネルギーを考慮した 1/4 モデル [4]を用いた．

鉄筋の応力−ひずみ関係には，バイリニア型を仮定した．また，鉄筋を離散的にモデル化した場合には，付着応力−すべり関係を導入したリンク要素を考慮することで，鋼材とコンクリートとの付着挙動をモデル化した．図−8 および式(1)に本研究で用いた付着応力−すべり関係を示す．このモデルは，付着強度までは，菅ら [9]が RC 部材解析への適用のために提案した，島らのマッシブなコンクリートに対するモデルの付着強度 [10]を 0.4 倍し曲率を変化させたモデルである．また，付着強度以降は，直線的な軟化挙動を仮定し，軟化後は付着強度の 0.1 倍で一定とした．

$$\tau=\begin{cases}0.4\times0.9\times\left(f_c'\right)^{2/3}\left(1-\exp\left(-40\left(s/D\right)^{0.5}\right)\right) & 0\le s\le s_1\\ \tau_{\max}-\left(\tau_{\max}-0.1\tau_{\max}\right)\left(s-s_1\right)/\left(s_2-s_1\right) & s_1\le s\le s_2\\ 0.1\tau_{\max} & s_2\le s\end{cases} \quad (1)$$

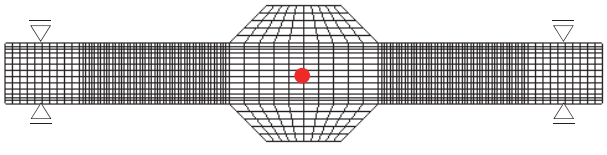
ここで，τ は付着応力（MPa），f_c'はコンクリートの圧縮強度（MPa），s はすべり量（mm），D は鉄筋径（mm），s_1，s_2はそれぞれ 0.2 mm，0.4 mm である．

本解析手法は，コンクリートと鉄筋の付着挙動をモデル化しているため，付着伝達とすべりにより生じる離散的なひび割れ性状まで評価できるのが特徴である [11]．

(2) 解析モデル

図−9 に解析モデルを示す．完全付着と仮定した場合の曲げ耐力時の中立軸が 23.2mm であることを勘案し，中立軸内に少なくとも一要素が配置されるように基部付近の最外縁の要素寸法を 20mm×20mm とした．また，鉄筋はハンチ筋を含めすべてトラス要素によりモデル化した．

境界条件は，実験での支点位置の上下鉛直変位を拘束し，図中の●点における節点を変位制御することにより集中載荷を行った．実験では自重によるたわみは計測していないが，自重の影響が RC はりの挙動に与える影響は大きいと考えられるため，解析でも実験状況を再現す



図−9 解析モデル図

るように，コンクリートの単位体積重量 23（kN/m^3）をそれぞれの要素に与え，節点に分配し外力として考慮した．荷重反転時には自重の 2 倍を上下逆方向に作用させることで，実験と同様の条件を再現した．

3.2 実験結果との比較

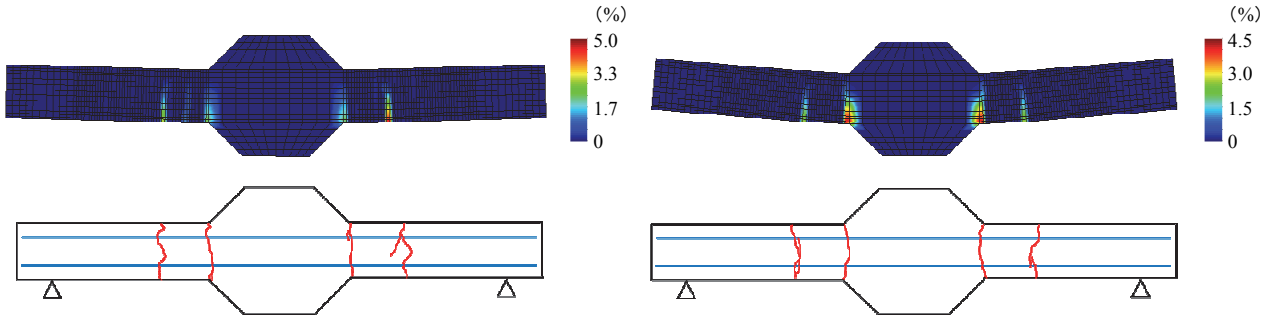
(1) 荷重－変位関係

図－2 に解析より得られたそれぞれの供試体の荷重－変位関係を実験結果と併せて示す．なお，解析における荷重と変位は，実験と同様の方法により評価している．

図より，No.1 においては，解析はひび割れ発生後の剛性低下挙動や鉄筋が降伏する挙動を概ね評価できている．また，自重を考慮することで荷重ゼロを前後して剛性が急激に変化する挙動を再現できている．一方，No.2 においては，変位±10mm 繰返しサイクルまでは荷重を過大評価しているものの，概ね挙動を表現している．どちらの供試体においても，除荷時の剛性やその後の荷重が増加していく内部履歴挙動も若干の差異は見られるものの，概ね評価できていることが分かる．本章で実施した有限要素解析を用いることで構造物の有する変形性能を概ね評価することができた．

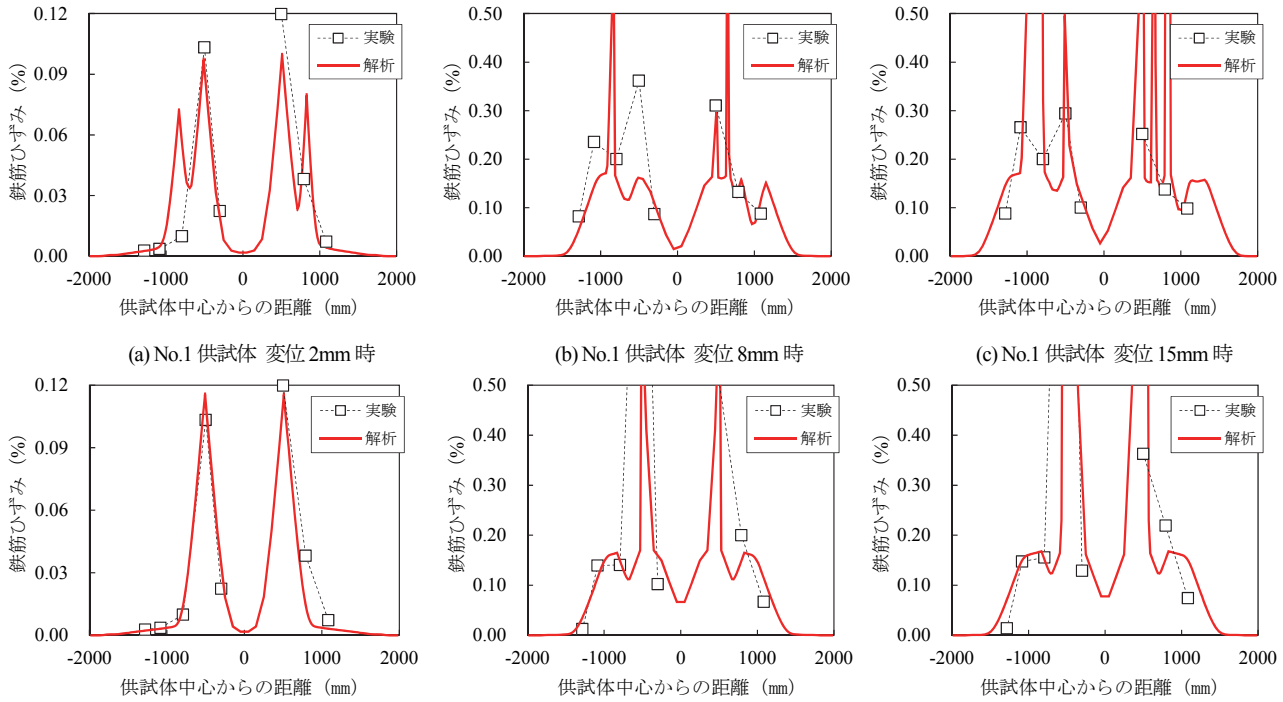
(2) ひずみ分布性状およびひび割れ幅

図－10 に $2\delta_y$ 時のコンクリートの軸方向引張ひずみ分布を実験で観察されたひび割れ状況と併せて示す．なお，対象とした供試体では，曲げ挙動が支配的であったため，軸方向引張ひずみ分布において引張ひずみが大きくな



(a) No.1 供試体 変位 8.8mm 時（$2\delta_y$ 時）　(b) No.2 供試体 変位 8.9mm 時($2\delta_y$ 時)

図－10 軸方向引張ひずみ分布（上段：解析結果）とひび割れ状況（下段：実験結果）



(a) No.1 供試体 変位 2mm 時　(b) No.1 供試体 変位 8mm 時　(c) No.1 供試体 変位 15mm 時

(d) No.2 供試体 変位 2mm 時　(e) No.2 供試体 変位 8.9mm 時　(f) No.2 供試体 変位 15mm 時

図－11 軸方向鉄筋のひずみ分布の推移（正側載荷引張側）

る位置は，解析上のひび割れ発生箇所に対応する．

No.1 においては，図－10(a)より引張ひずみはハンチ付根部とそこから 1D 程度支点側へ離れた位置において卓越していることが分かる．ひずみが卓越している位置は，それぞれ実験のひび割れ発生位置に対応しており，解析によりひび割れ発生位置も評価可能であるといえる．実験ではハンチ付根部のひび割れ幅が拡大する挙動が得られたが，解析ではハンチ付根部から離れた第 2 ひび割れが卓越する結果が得られた．

No.2 においては，図－10(b)よりハンチ付根部とそこから 1D 程度支点側へ離れた位置において引張ひずみが卓越しており，No.1 同様に実験におけるひび割れ発生位置を妥当に評価していることが分かる．No.2 では実験同様にハンチ付根部のひび割れが卓越する結果が得られた．

解析において No.1 と No.2 でひび割れの卓越する傾向が異なった理由としては，No.1 ではハンチ筋の影響により，第 1 ひび割れの開口が抑制されたためであると推察される．

図－4 に解析より得られたひび割れ幅－変位関係を実験結果と併せて示す．既に述べたように，No.1 は実験では第 1 ひび割れが拡大する挙動を示したのに対し，解析では第 2 ひび割れが拡大する挙動を示した．一方，No.2 については，実験と解析はひび割れ幅開口の傾向はよく一致している．No.2 においては，変位が小さい繰返し領域において，解析はひび割れ幅を過小に評価する結果となっていることから，付着による応力伝達により，鉄筋がより大きな応力を負担することになり，図－2(b)に示すように荷重を過大に評価したものと考えられる．

(3) 軸方向鉄筋のひずみ

図－11 に軸方向鉄筋のひずみ分布の推移を実験結果と併せて示す．図の横軸は供試体中心をゼロ点としたひずみ計測点までの距離であり，供試体右側を正としている．図より，いずれの供試体においても，ひずみの拡がりや鉄筋が塑性化する挙動を概ね評価できていることが分かる．No.2 については，No.1 に対しハンチ筋がない分，ひずみの拡がりが小さくなっており，局所的に大きなひずみが生じる挙動を再現していることが確認できる．

以上のように，本解析手法を用いることで，比較的鉄筋比の小さい RC 部材の挙動を，荷重－変位関係のみならず，ひび割れ性状，ひび割れ幅の開口挙動，鉄筋ひずみ等の局所的な挙動を概ね評価することができた．

4. 実構造物を対象とした構造性能評価

4.1 有限要素法による数値実験

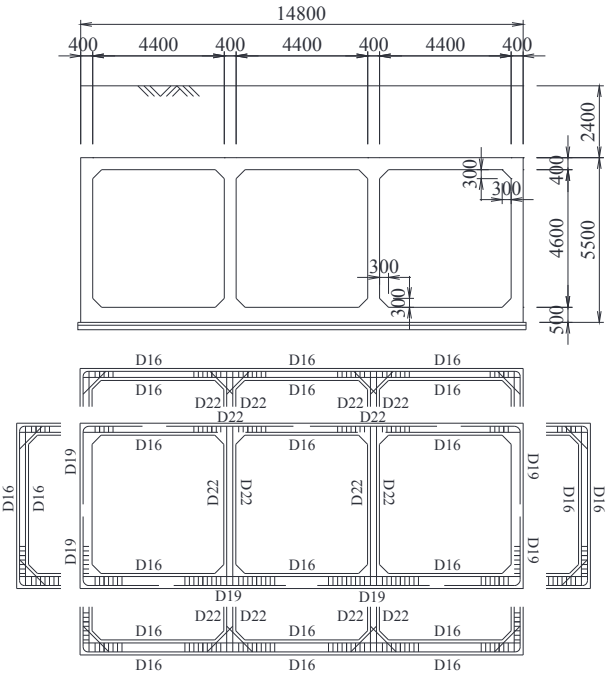
3 章では，軸力を導入していない部材供試体の挙動について有限要素解析手法の適用性を確認した．本章では，同様の部材諸元を有する実構造物を模擬した数値実験により挙動の評価を行った．なお，軸力が作用する場合における同解析手法の適用性については別途確認している [12,13]．

(1) 対象構造物の諸元

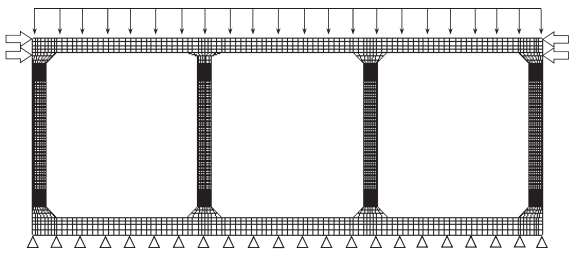
対象構造物の断面図，配筋図を図－12 に示す．内空 4400×4600 mm の 3 連 RC 製ボックスカルバートであり，純かぶり 92mm，部材厚 400mm，引張鉄筋比は損傷が懸念される側壁内側で 0.26 %（D16@250mm）と比較的小さい．なお，ハンチ筋は，折り曲げ後の余長を 100mm 程度確保している．

(2) 解析モデル

解析モデルを図－13 に示す．要素寸法は 3 章で行った部材解析と同様に，壁基部最外縁の要素寸法を 20mm×20mm とした．奥行きは，軸方向鉄筋間隔を考慮して 250mm とし，断面内に鉄筋 1 本ずつそれぞれ配置した．鉄筋はハンチ筋も含めすべてトラス要素でモデル化し，付着応力－すべり関係を導入した．帯鉄筋は分散鉄筋要素によりモデル化した．境界条件は底版下部を固定端とし，上載土圧 38.2kN/m^2 を作用させた．本検討においては，一般的なボックスカルバートの実験条件を念



図－12 断面図および配筋図（単位:mm）



図－13 解析モデル図

頭に，頂版左右端部 5 節点を変位制御することで集中載荷による交番載荷を行った．載荷ステップは，載荷点変位で 3，10，30，50，100mm とした．

コンクリートと鉄筋の応力－ひずみ関係は 3 章と同様であり，材料物性は表－3 に示す実強度を用いた．

表－3 材料特性

コンクリート	圧縮強度 f_c (MPa)	25.2
	引張強度 f_t (MPa)	1.98
	ヤング係数 E_c (GPa)	26.0
	ポアソン比 ν_c	0.18
鉄筋	降伏強度 f_y (MPa)	325
	ヤング係数 E_s (GPa)	200
	ポアソン比 ν_s	0.30

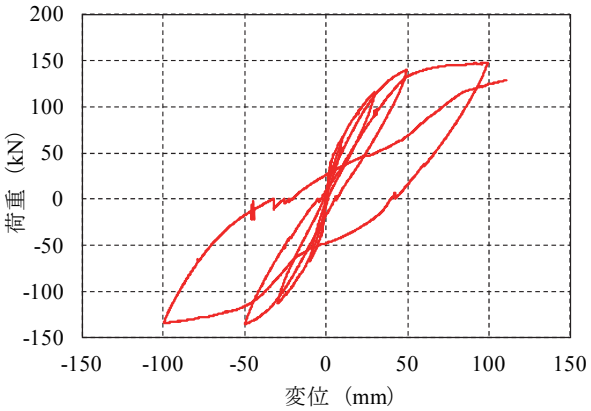
(3) 解析結果

荷重－変位関係を図－14 に示す．なお，荷重は載荷点の反力を，変位は載荷位置中央節点の水平変位を示す．

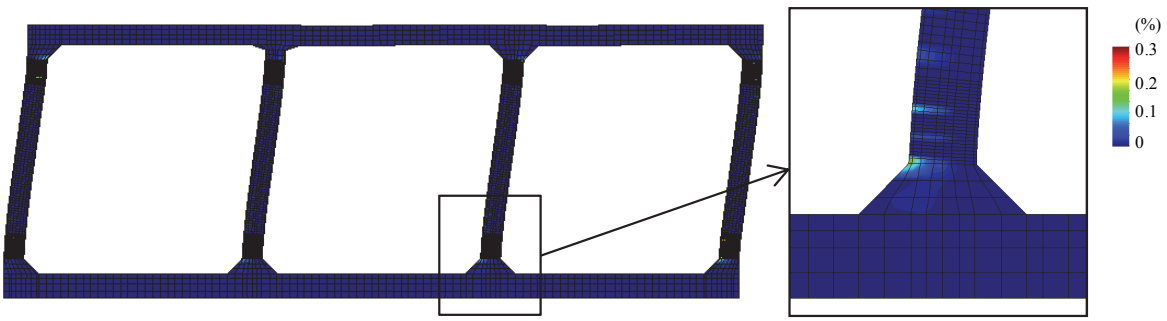
曲げひび割れの発生とともに徐々に勾配が緩やかになり，変位 20.2mm で右側壁下部の鉄筋が降伏する挙動を示した．その後も荷重が増加し，100mm（部材角約 1/50）時点でも紡錘型の安定的なループを描き，十分な変形性能を有していることがわかる．

図－15 に変位 50mm 時のコンクリート引張ひずみ分布を示す．構造物の局所的な挙動の特徴としては，部材モデル同様にハンチ付根部でひずみが集中する局所化挙動が見られ，各壁基部において 3 本から 5 本程度のひび割れが生じている．

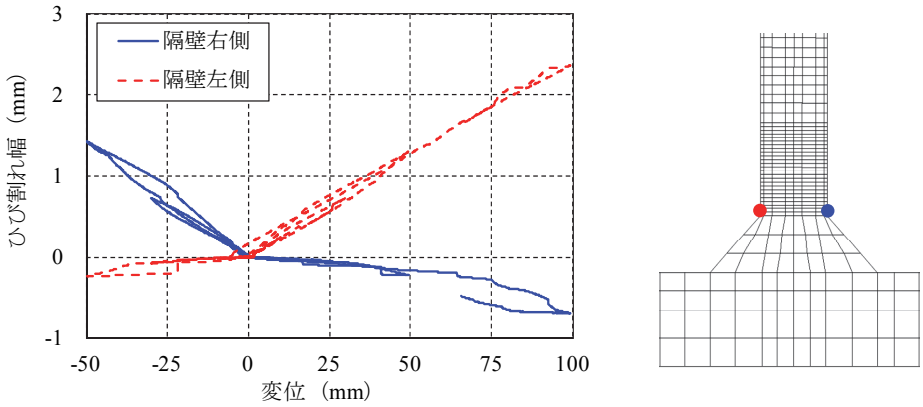
図－16 に右隔壁基部の表面ひび割れ幅の変化を示す．100mm 変形時で 2mm 程度のひび割れ幅となった．図－14 から 100mm 変形後の残留変位は 50mm 程度であり，1 本のひび割れが卓越していることから変位とそのひび割れ幅が比例関係に近いと考えると，100mm 変形後の残留ひび割れ幅は約 1mm である．上載土圧による軸力の影響もあり，変形時のひび割れ幅に対して除荷時の残留ひび割れ幅は比較的小さいものと予想される．



図－14 荷重－変位関係



図－15 変位 50mm 時のコンクリート引張ひずみ分布



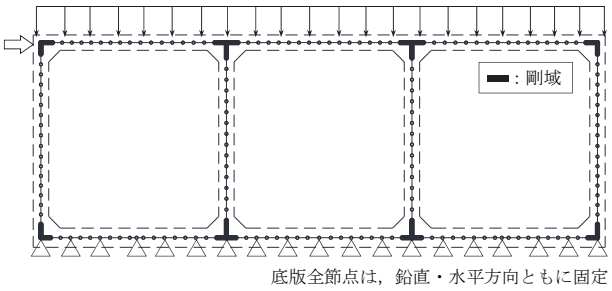
図－16 隔壁基部のひび割れ幅

4.2 ファイバーモデルによるプッシュオーバー解析

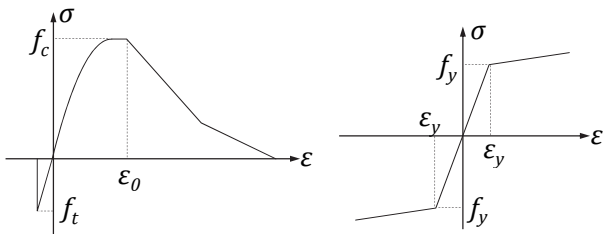
本節では，実務で使用することの多いファイバーモデルを用いて，4.1 同様の実構造物を対象に静的プッシュオーバー解析を行い，同じく有限要素法による結果と比較を行った．なお，ファイバーモデルによる解析も有限要素法の 1 種であるが，混同を避けるため，本論文では前出の解析手法を有限要素法と呼ぶこととする．

(1) 解析モデル

解析モデルを図－17 に示す．構造物は部材中心でモデル化し，奥行きは有限要素法と同じく 250mm とした．各要素長は部材有効高以下とし，断面内のファイバー分割は 20 分割を目安とした．ハンチ部は RC 示方書に従い剛域としてモデル化した．有限要素法で考慮しているハンチ筋ならびに剛域からの鉄筋の伸び出しは，実務における一般的なモデル化を意識して考慮していない．非線形特性については図－18 に示すように，コンクリートは二次関数型，鉄筋はバイリニア型を用いた．材料特性は，有限要素法と同様に表－3 に示すものを用いた．解析コードは，TDAPⅢ Ver3.03 を用いた．



図－17 解析モデル図（ファイバーモデル）



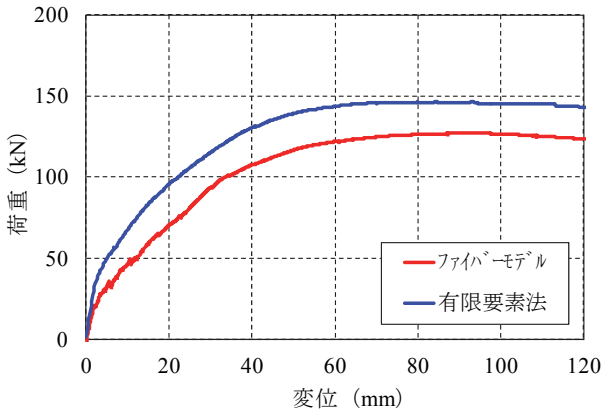
(a) コンクリート　(b) 鉄筋

図－18 非線形特性

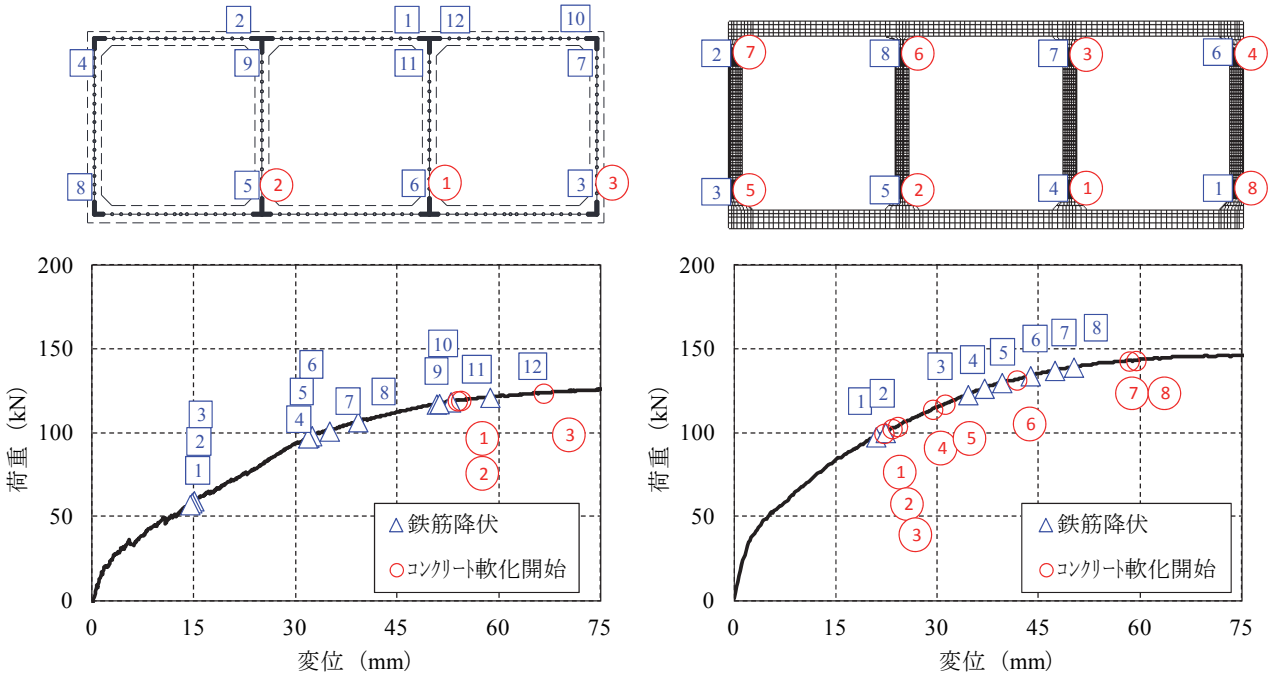
(2) 解析結果

プッシュオーバー解析による荷重－変位関係を図－19 に，主要な損傷イベントを図－20 に，有限要素法による結果と併せて示す．なお，ファイバーモデルにおいて，荷重は載荷点反力を，水平変位は頂版左端の載荷点変位を示す．有限要素法は 4.1 と同様である．

ファイバーモデルでは，変位 3.4mm までにすべての壁

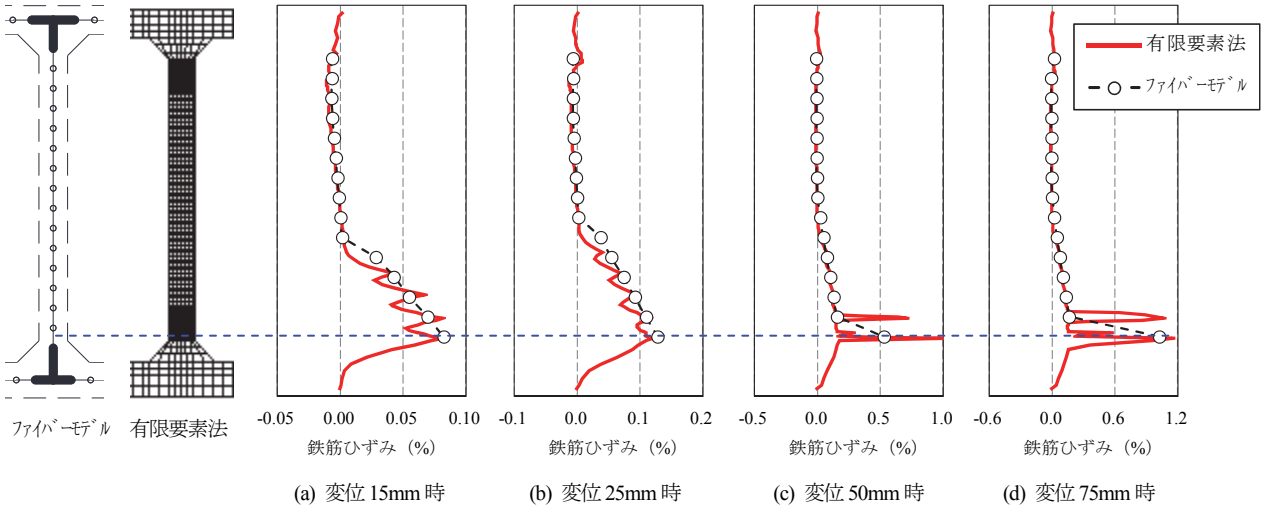


図－19 荷重－変位関係



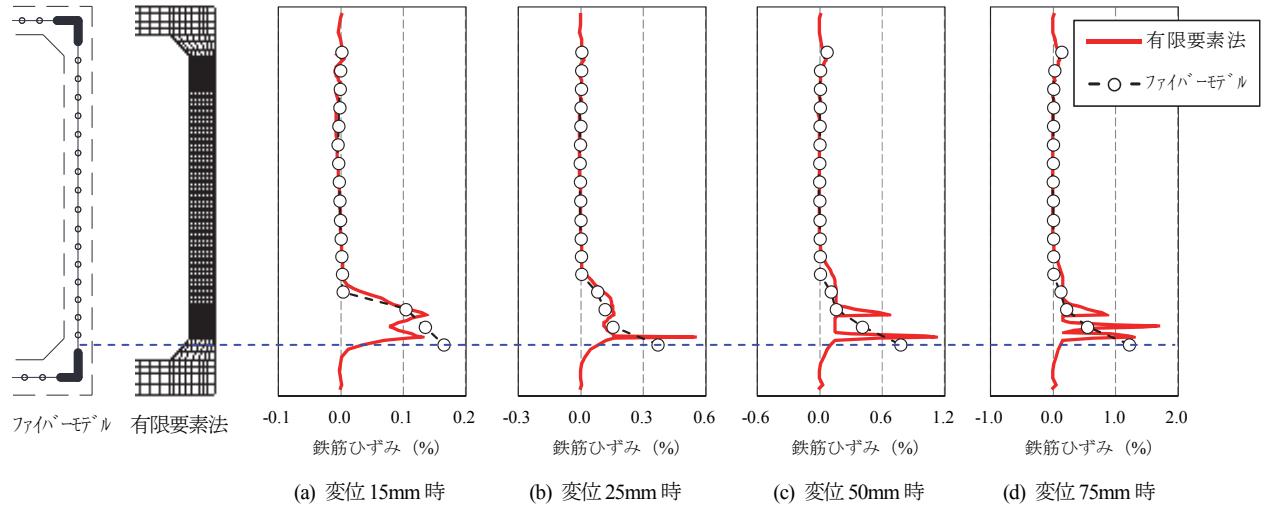
(a) ファイバーモデル　(b) 有限要素法

図－20 主要な損傷イベント



(a) 変位 15mm 時　(b) 変位 25mm 時　(c) 変位 50mm 時　(d) 変位 75mm 時

図－21 軸方向鉄筋のひずみ分布図（右隔壁）



(a) 変位 15mm 時　(b) 変位 25mm 時　(c) 変位 50mm 時　(d) 変位 75mm 時

図－22 軸方向鉄筋のひずみ分布図（右側壁）

部材に曲げ引張ひび割れが発生し，更に変位を増やしていくと，変位 16mm において右側壁下端で鉄筋降伏が生じ，変位 56.6mm において右隔壁下端で圧縮縁コンクリートが軟化域に入る．なお，各部材がせん断耐力に達していないことを別途確認している．

一方，有限要素法では，変位 21mm において右側壁下端で鉄筋降伏が発生し，変位 22.2mm において右隔壁下端で圧縮縁コンクリートが圧縮強度を超過する．

図－19 より結果を比較すると，曲げ引張ひび割れ発生時点である変位 3mm 付近から勾配に差が生じ，最大耐力はファイバーモデルの結果が有限要素法に比べて 15%程小さい結果となっている．これらは，有限要素法ではテンションスティフィニング効果を考慮していること，コンクリートの引張領域における応力－ひずみ関係のモデル化が異なること，ハンチ域のモデル化，ハンチ筋の考慮の有無などが原因と推察される．また，ファイバーモデルでは，頂版に降伏が生じているが，頂版の変形が隔壁や側壁の応答に大きな影響を及ぼさないことを別途確認している．

右隔壁および右側壁における軸方向鉄筋ひずみ分布の比較を図－21，22 に示す．有限要素法とファイバーモデルで概ね同じ傾向となり，ファイバーモデルでも十分評価することができることがわかる．

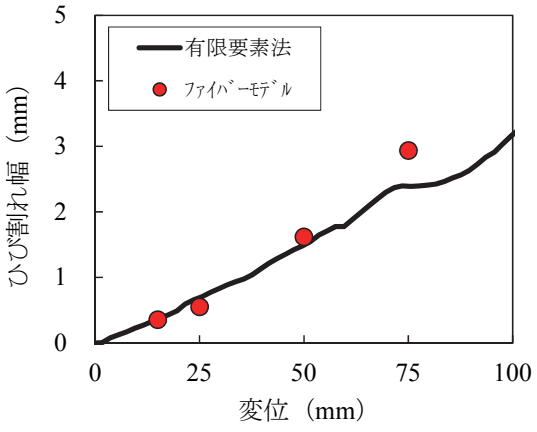
一方，ファイバーモデルでは，コンクリートと鉄筋の完全付着を仮定した実現象と異なるモデル化となっており，降伏後の局所的なひずみの増加挙動を評価することができないため，ひずみを用いた損傷評価を適切に行うことは困難である．

5. ファイバーモデルによるひび割れ幅指標算定の提案

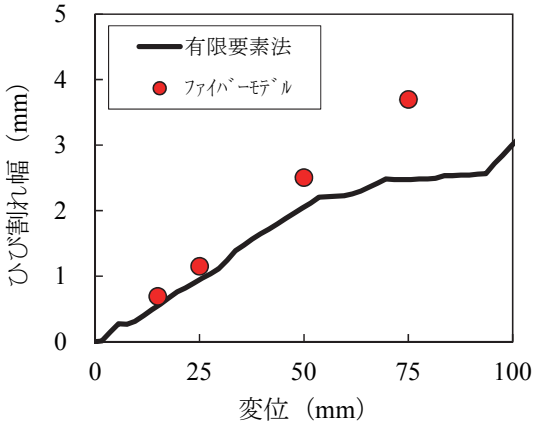
耐震性の観点とともに，耐久性の観点から地震後のひび割れ幅の評価が重要となることを前章までに言及した．ひび割れ幅は，鉄筋を離散的にモデル化し付着を考慮した有限要素法などの解析手法では直接求められることを示したが，実務で用いられるファイバーモデルでは直接求めることができない．そこで本章では，実務的な手法においてもひび割れ幅を評価し，耐震性とともに耐久性照査が可能になることを目指し，ファイバーモデルによるひび割れ幅の評価を行った．

ファイバーモデルの結果を用いたひび割れ幅の算定は以下の手順で行った．

① 解析結果として得られる曲率と軸ひずみを用いて，断面の表面ひずみを算出した．
② 断面諸元から，RC 示方書によるひび割れ間隔を算出した．
③ 表面ひずみをひび割れ間隔で積分することで，着目点のひび割れ幅が求まる．なお，弾性変形分は十分微小とみなし，変形全量がひび割れに起因するものと仮定した．



(a) 右隔壁 左側基部



(b) 右側壁 内側基部

図－23 壁基部ひび割れ幅

以上の手順により求めたひび割れ幅と有限要素法により求められたひび割れ幅の比較を図－23 に示す．対象としたひび割れ位置は，右隔壁基部および右側壁基部である．図より，ファイバーモデルによる解析結果から算出したひび割れ幅は，有限要素法解析から算出したひび割れ幅と同等かやや大き目に出ている．ファイバーモデルでは，剛域部からひび割れ間隔内の変形をハンチ付根部のひび割れ幅とみなしていることから，本検討のように実務で用いている剛域長の設定条件においては，ファイバーモデルから得られるひび割れ幅の方が大き目の結果となると考えられる．なお，本手法により得られるひび割れ幅の大小は要素長とひび割れ間隔の関係に依存するため，断面諸元からひび割れ間隔が決まることを念頭に，あらかじめファイバーモデルの要素長は，ひび割れ間隔を考慮して設定しておくとよい．

6. まとめ

鉄筋比が比較的小さいRC製ボックスカルバートを対象として部材一部をモデル化した供試体による正負交番載荷実験を実施し，その繰返し荷重作用下の変形性能，ひび割れ発生状態，鉄筋ひずみの挙動および，ハンチ筋の力学的効果について検討した．また，有限要素法を用いた実験再現解析を行い，解析手法の妥当性を示した．そして，その解析手法を用いて実構造物を対象に数値実験を実施するとともに，実務で用いられることが多いファイバーモデルによるプッシュオーバー解析による比較を行った．さらに，ファイバーモデルの解析結果を用いたひび割れ幅の算定について検討を行った．本検討で得られた知見は以下のとおりである．

1) 対象とした部材は，変形性能に富んだ挙動を示し，部材角1/30（10 δ_y）まで載荷した大変形時でも，耐力が大きく低下することはなかった．
2) 大変形時にコンクリートの圧壊損傷はほとんど生じていなかった．これは，上記1)と併せ，地震時の地中構造物の耐震性能照査にとって，大変形時の機能維持の観点における重要な知見である．
3) 鉄筋比が比較的小さい部材であることから，ひび割れは数本発生するのみであり，部材の変形挙動はこれらのひび割れのうち，特にハンチ付根部に発生する第 1 ひび割れの開口挙動に支配され，ひび割れ幅も比較的大きかった．
4) 残留ひび割れ幅は，載荷段階ごとの最大ひび割れ幅と線形関係にあり，最大ひび割れ幅の約80%の値であった．
5) 鉄筋に生じるひずみは，ひび割れ発生後，一度降伏域に入るが，鉄筋比が比較的小さいため付着劣化によるすべりが生じやすいと考えられることから，その後は大変形時に至るまで数千μ程度の範囲

でほとんど変動しない挙動を示した.

6) ハンチ筋は，荷重－変位関係ならびにハンチ筋のひずみ履歴から，部材の耐力増加に寄与し，その程度は対象とした部材において約2割であることがわかった.
7) 非線形有限要素法（格子等価連続体モデル）による実験再現解析により，ひび割れ発生後の剛性低下挙動，鉄筋が降伏する挙動を概ね評価できた．また，ハンチ筋も含めた部材の力学挙動を適切に評価できれば，既設構造物の挙動を正確に評価でき，合理的設計法の構築にもつながる.
8) 対象とする構造物において，実務で一般的に用いられるファイバーモデルでは，コンクリートの引張領域における応力－ひずみ関係が異なること，ハンチ域のモデル化，ハンチ筋の考慮の有無といった相違があるものの，有限要素法と概ね同様に変形性能や部材挙動を評価できることを確認した.
9) 今回対象としたボックスカルバートのような構造物において，耐久性（塩害劣化）を評価するための曲げひび割れ幅の検討では，ファイバーモデルによる解析結果に基づき，部材高さ程度で分割した各要素のひずみを用いて，RC示方書のひび割れ間隔で積分することにより得られる変位をひび割れ幅として評価することが可能である.

以上の検討より，対象とした鉄筋比が比較的小さい地中RC構造物の場合，部材が数か所局所的に塑性化するが，せん断破壊が生じなければ十分な変形性能がある．したがって，地震後の通水性能確保という観点からは，鉄筋降伏を許容した評価が可能となる.

本論文において，実務で用いているファイバーモデルでも損傷程度をひび割れ幅で十分把握できることを示すことができた.

ただし，本来は地震後の耐久性評価（ひび割れ幅評価）を行う必要があり，重要なのは除荷時の残留ひび割れ幅である。今後，繰り返し載荷時の挙動評価を行い，本手法の適用性について検討していく．また，本手法の汎用性を高めていくためには，土被り条件の違いによる影響等についても検討していく必要がある．なお，現在ひび割れ幅に応じた塩害劣化速度を実験的に検討中であり，この結果から地震後補修時期を適切に評価すること，ひび割れ性状に応じた補修方法・補修時期について検討することで，鉄筋降伏等の損傷を許容した耐震性能照査が可能となると考えられる.

参考文献

1) 内田裕市，瀬古繁喜，六郷恵哲，小柳洽：寸法依存性に着目した低鉄筋 RC はりの曲げ破壊性状，土木学会論文集，No.451/V-17，pp.129-138，1992.8.
2) 土木学会 原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005.6.
3) 例えば，松尾豊史，金津努，大友敬三，福本彦吉：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集，Vol.27，No.0163，2003，p.1-8.
4) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，2007.
5) 田辺忠顕 編著：初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム，技報堂出版，2004.
6) Saenz, L.P. : Discussion of "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete" by Desayi and Krishnan，ACIJ Proceedings，Vol.61，No.9，pp.1229-1235，1964.
7) H.Nakamura and T.Higai：Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete，Modeling of Inelastic Behavior of RC Structure under Seismic Load, ASCE，pp.471-487，2001.
8) Vecchio，F. J. and Collins，M. P. : The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stress, University of Tronto Publication，1982.
9) 菅満宣，中村光，檜貝勇，斉藤成彦：RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.295-300，2001.
10) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力－すべり－ひずみ関係，土木学会論文集，Vol.378/V-6，pp.165-173，1987.
11) 玉野慶吾，中村光，上田尚史，国枝稔：PRC はり部材のひび割れ幅経時変化の解析的評価手法に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.521-526，2011.
12) 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.
13) 上田尚史，張永興，中村光，国枝稔：繰返し荷重を受ける RC 柱の損傷領域評価と補修効果に関する解析的検討，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol.68，No.2(応用力学論文集 Vol.15)，Ⅰ_663-Ⅰ_671，2012.

（2012 年 9 月 28 日受付）