

円柱形鉄筋要素導入型三次元個別要素法による

RC はりの衝撃応答解析

3-D DEM installing column shape reinforcing bar element and its application for RC beam impact analysis

原木大輔*, 香月智**, 藤掛一典***

Daisuke Haraki, Satoshi Katsuki, Kazunori Fujikake

*修(工), 防衛大学校理工学研究科後期課程, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

** 工博, 防衛大学校教授, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

***博(工), 防衛大学校准教授, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

This paper proposes a column shape DEM element to use as reinforcing bar element in the reinforced concrete beam subjected to impact load. First, the rigid body motion including its posture expression is formulated as DEM equation of motion. Specialized contact judgement as reinforcing bar element which are holding semi-linear shape in the concrete materials expressed by sphere elements with rugged surface. The shear spring constitutive laws expressing the slip behavior between concrete and reinforcing bar element are also formulated. Finally, an experimental result of RC beam subjected to weight collision impact is simulated.

Key Words: Distinct Element Method, Column element, reinforcing bar element, Confinement effect.

キーワード: 個別要素法, 円柱形要素, 鉄筋要素, 拘束効果.

1. 緒言

現在, 土木構造物の設計法は, 事業主体の技術的蓄積知識や価値を重視した仕様設計から, 納税者であり使用者である国民の調達価値意識を反映できる性能設計法へと移行しつつある^{1,2)}. これを受けて, 土木学会構造工学委員会でも研究委員会を設置して, 新しい性能設計型の耐衝撃設計法を提案している^{3,4)}. これによると, 衝撃作用を受ける構造物の要求性能には, 衝撃作用に対して構造物が力学的に耐えることを主たるものとすると同時に, 副次的に衝撃応答中もしくは応答後の状態が与える効果なども考慮要因となり得ることが示されている. このような観点から, 鉄筋コンクリート部材をむき出して使用することが多い防災構造物では, 衝撃応答中のコンクリート片の飛散や応答後の剥落などが, 照査対象となる可能性も否めない.

土木構造の衝撃応答解析に関する研究は, 1990年代頃より本格的に研究され, 特に標準実験と標準解析法に関する研究⁵⁾を組織的に行ったことにより, 急速に発展し

た. その成果は主として汎用 FEM ソフトの信頼性が確認されたことにある. いくつかの研究機関による汎用ソフトを用いた標準的 RC もしくは PC はりの衝撃応答実験の解析では, 入力パラメータを適切に決定することにより, 荷重～時間応答や最大変位, 残留変位に関する応答をシミュレーションできることを示している. さらに, 岸らは LS-DYNA を用いて RC 覆道, 落石防護用壁などの数多くの実規模実験とその解析を行い^{6~7)}, その有用性を示している. 一方で, FEM は微分可能な連続状態の材料構成則を前提とした解析法であるため, 前述のように, 副次的な要求性能への適用は検討されていない.

構造物の一部が剥離する可能性を前提とした解析を行うには, 剛体バネモデルや個別要素法の適用性が高いと考えられる. 個別要素法を衝撃応答解析に用いる研究も, 1990年代から始まっており, 数多くの研究がある. 例えば, 園田らは二次元円筒形要素の規則配列を用いてロックシェットのサンドクッションの応答解析に応用する研究が行い⁸⁾, 梶谷らはサンドクッションを個別要素法, 落石覆工を有限要素法によってモデル化しそれら

の結合解析を行っている⁹⁾。その後、コンクリート構造もしくは鉄筋コンクリート構造への解析の応用も図られるようになり、田中・榎谷は、円筒形要素の要素間ばねにコンクリートと鉄筋を表現する構成則を適用して鉄筋コンクリートはりを二次元モデル化する方法を提案している¹⁰⁾。このように多数の研究があるが、剥落や飛散片までの応用は意識しておらず、いくつかの課題が残されたままである。その一つとして、鉄筋コンクリートの挙動には鉄筋の拘束効果が重要であるとともに、その形状が剥落片の形成に大きな影響を及ぼすと考えられるが、二次元個別要素法では拘束効果を適切に表せないことが挙げられる。以上を総括すると裏面剥離などが問題となる版構造の応答解析に至る前問題として、はりの剥離や剥落などについてさえも、個別要素法の適用は十分な検討が行われていないことがわかる。

そこで本研究は、球形要素の三次元個別要素法を基に、鉄筋挙動を簡便に表すための円柱形要素を導入する方法を提案し、従来の研究で標準実験法⁵⁾が確立されているRCはりの衝突実験結果へのシミュレーション解析を通して検討したものである。

2. 個別要素モデリング

2.1 解析基本式

本研究では鉄筋コンクリートを剛体要素の集合体と考え、図-1に示すような球形要素および円柱形要素とそれらを結びつける要素間ばねを用いてモデル化する。すなわち、コンクリートは解析する領域全体を最密充填で配列された球形要素によって表現するものとした¹¹⁾。鉄筋は形状そのものを剛体要素によって表現し、基本的に円柱形要素を用い、接合部には分岐と方向変換を表現する球形要素を用いた¹²⁾。なお、コンクリートを表現する球形要素と鉄筋要素との接触に関しては重なりを許すものとし、コンクリート要素の配置によらず鉄筋要素の初期位置を決定できるものとした。その上で、鉄筋とコンクリートの付着は、コンクリート要素と鉄筋要素間の連結ばねによって表した。

要素間ばねは、図-2に示すようにばねの姿勢によって定まる局所座標系 (x_s, y_s, z_s) に対応した並進方向と曲げ回転成分に対するそれぞれ3次元成分の計6次元であり、それぞれのばねには並行したダッシュポットを設置している。

個々の要素には図-3に示すように、計算開始時(時刻 $t=0$)からの並進・回転方向変位によって要素の位置、回転方向の姿勢が変化する。この要素の位置と変位・姿勢を表す。

$$\mathbf{L} = \mathbf{L}^0 + \mathbf{u}_p \quad (1)$$

$$\mathbf{A} = \mathbf{A}^0 + \Delta\mathbf{A}(\mathbf{u}_a) \quad (2)$$

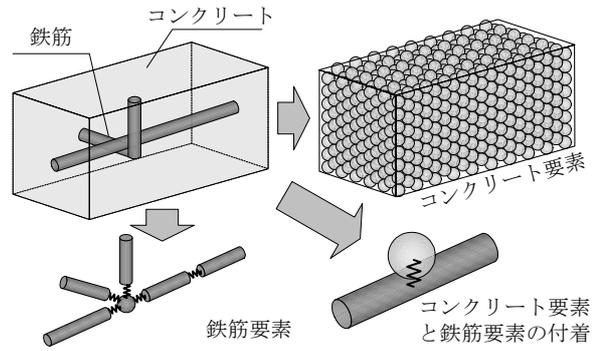


図-1 鉄筋コンクリートのモデル化

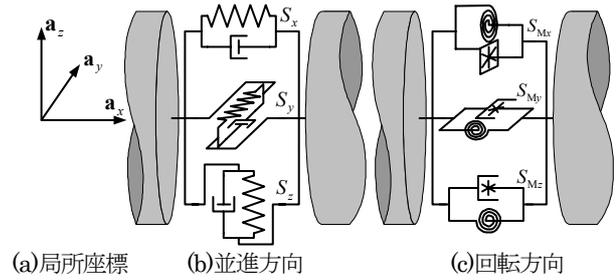


図-2 鉄筋要素のばねとダッシュポット

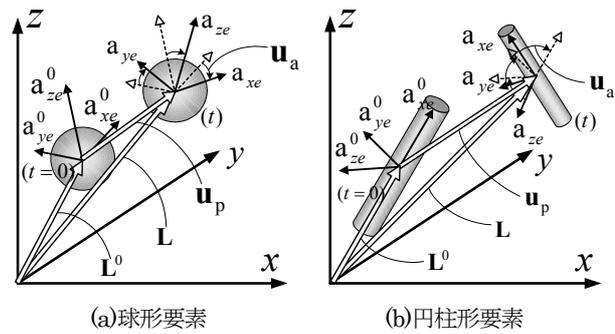


図-3 要素の変位・姿勢マトリクス

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} \mathbf{u}_p \\ \mathbf{u}_a \end{bmatrix} \quad (3)$$

ここで、 \mathbf{L} : 要素重心の全体座標系に対する位置ベクトル、 \mathbf{L}^0 : 初期の位置ベクトル、 \mathbf{u}_p : 並進方向変位ベクトル、 \mathbf{A} : 要素の重心を中心とする全体座標系への回転変位を表す方向余弦行列¹³⁾であり、本論文では姿勢マトリクスと呼ぶ、 \mathbf{A}^0 : 初期の姿勢マトリクス、 $\Delta\mathbf{A}$: 姿勢マトリクスの変化量、 \mathbf{u}_a : 全体座標系における回転変位ベクトルであり、姿勢マトリクスの変位量を与える $(\mathbf{u}_a^T = [\theta_x, \theta_y, \theta_z])$ 、 $\theta_x, \theta_y, \theta_z$: それぞれ全体座標系の x, y, z 軸回りの回転量。

姿勢マトリクスは、重心を原点とする局所ベクトルによって与えられる。

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{a}_x^T \\ \mathbf{a}_y^T \\ \mathbf{a}_z^T \end{bmatrix} \quad (4)$$

ここで、 $\mathbf{a}_x, \mathbf{a}_y, \mathbf{a}_z$: それぞれ局所座標の x, y, z 方向ベクトルであり、各要素は重心を原点として、姿勢マトリクス

スの x, y, z 成分を局所座標系から与えられることになる。
要素の運動方程式は次のように表せる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{D}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}_k(\mathbf{u}(t)) = \mathbf{f}(t) \quad (5)$$

ここで、 \mathbf{M} : 質量マトリクス、 \mathbf{D} : 減衰マトリクス、 \mathbf{f}_k : ばね剛性による各要素の重心点等価力ベクトル、 \mathbf{f} : 外力ベクトル、 \mathbf{u} : 変位ベクトル、 (\cdot) : 時間に関する1次微分。

比例減衰モデル¹⁴⁾および中心差分法を導入し運動方程式を解き、時間 $(t + \Delta t)$ における変位を求めると次式が得られる。

$$\mathbf{u}(t + \Delta t) = \left(\frac{\mathbf{M}}{\Delta t^2} \right)^{-1} \left\{ \mathbf{f}(t) - \mathbf{f}_k(\mathbf{u}(t)) - \alpha_2 \mathbf{f}_D(\dot{\mathbf{u}}(t)) \right\} + \{ (2 - \alpha_1 \Delta t) \mathbf{u}(t) - (\alpha_1 \Delta t - 1) \mathbf{u}(t - \Delta t) \} \quad (6a)$$

$$\mathbf{D}\dot{\mathbf{u}}(t) = \alpha_1 \mathbf{M}\dot{\mathbf{u}}(t) + \alpha_2 \mathbf{f}_D(\dot{\mathbf{u}}(t)) \quad (6b)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = \frac{\mathbf{u}(t + \Delta t) - 2\mathbf{u}(t) + \mathbf{u}(t - \Delta t)}{\Delta t^2} \quad (6c)$$

$$\dot{\mathbf{u}}(t) = \frac{\mathbf{u}(t) - \mathbf{u}(t - \Delta t)}{\Delta t} \quad (6d)$$

ここで、 \mathbf{f}_D : 減衰による各要素の重心点等価力ベクトル、 α_1, α_2 : それぞれ減衰マトリクスの粘性減衰成分および構造減衰成分。

図-2の局所座標系におけるばね力と要素に作用する力のつり合い式は次式によって表される。

$$\tilde{\mathbf{f}} = \tilde{\mathbf{C}}^T \tilde{\mathbf{S}} \quad (7)$$

ここで、 $\tilde{\mathbf{f}}$: 局所の姿勢マトリクス \mathbf{A}_s に従う重心点における外力ベクトル、 $\tilde{\mathbf{S}}$: 図-2に示すように左右の要素と平行なばねの局所の姿勢マトリクス \mathbf{A} に従う内力ベクトル、 $\tilde{\mathbf{C}}^T$: それぞれ $\tilde{\mathbf{f}}$ と $\tilde{\mathbf{S}}$ を関係付ける局所のつり合いマトリクス。

ところで、一般に連結状態では、各要素およびばねの姿勢マトリクス(局所座標系)は異なっている。そこで、ばね力を次のように座標変換する。

$$\mathbf{S} = \mathbf{T}_s \tilde{\mathbf{S}} \quad (8)$$

ここで、 $\tilde{\mathbf{S}}$: 姿勢マトリクス \mathbf{A}_s^T に従うばねの局所座標系における内力ベクトル、 \mathbf{S} : ばねの内力ベクトル、 \mathbf{T}_s : 姿勢マトリクス \mathbf{A}_s から要素の姿勢マトリクス \mathbf{A} へと変換する座標変換マトリクスであり、

$$\mathbf{T}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{a}_{xs}^T \mathbf{a}_x & \mathbf{a}_{ys}^T \mathbf{a}_y & \mathbf{a}_{zs}^T \mathbf{a}_z \\ \mathbf{a}_{ys}^T \mathbf{a}_x & \mathbf{a}_{ys}^T \mathbf{a}_y & \mathbf{a}_{ys}^T \mathbf{a}_z \\ \mathbf{a}_{zs}^T \mathbf{a}_x & \mathbf{a}_{zs}^T \mathbf{a}_y & \mathbf{a}_{zs}^T \mathbf{a}_z \end{bmatrix} \quad (9)$$

ここで、 $\mathbf{a}_x, \mathbf{a}_y, \mathbf{a}_z$: 要素の姿勢マトリクス \mathbf{A} を構成する各単位座標軸ベクトル。

また、局所座標系の $\tilde{\mathbf{f}}$ は、全体座標系へと変換され、次式のようになる。

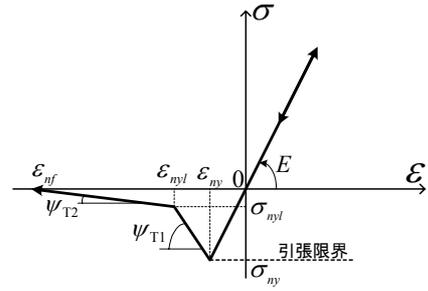


図-4 コンクリートの法線方向ばねの応力～ひずみ関係

$$\mathbf{f}_{ki} = \mathbf{T}_G \tilde{\mathbf{f}} \quad (10)$$

ここで、 \mathbf{f}_{ki} : 一般座標系における要素 i の重心点に働く外力成分、 \mathbf{T}_G : 局所座標の外力成分を一般座標系へ変換する回転座標変換マトリクスであり、次式によって与えられる。

$$\mathbf{T}_{Gn} = \begin{bmatrix} \mathbf{x}_G^T \mathbf{a}_x & \mathbf{x}_G^T \mathbf{a}_y & \mathbf{x}_G^T \mathbf{a}_z \\ \mathbf{y}_G^T \mathbf{a}_x & \mathbf{y}_G^T \mathbf{a}_y & \mathbf{y}_G^T \mathbf{a}_z \\ \mathbf{z}_G^T \mathbf{a}_x & \mathbf{z}_G^T \mathbf{a}_y & \mathbf{z}_G^T \mathbf{a}_z \end{bmatrix} \quad (11)$$

ただし、 $\mathbf{x}_G^T, \mathbf{y}_G^T, \mathbf{z}_G^T$: 一般座標系の単位座標軸ベクトル。

変形適合条件式は反傾関係¹⁵⁾より、次式によって与えられる。

$$\Delta \mathbf{q}_j = \sum_{i=1}^2 \mathbf{T}_{si}^T \tilde{\mathbf{C}}_{ij}^T \mathbf{T}_{Gi}^T \Delta \mathbf{u}_i \quad (12)$$

ここで、 $\Delta \mathbf{q}_j$: ばね j の増分変形量、 \mathbf{C}_{ij} : 変形適合マトリクス、 $\Delta \mathbf{u}_i$: ばね j に連結する要素の増分変位ベクトル。

以上の処理手順を経て、式(6)のばねによる外力ベクトルは次式によって与えられる。

$$\mathbf{f}_{ki}(t) = \sum_{j=1}^{n_s} \mathbf{f}_{kij}(\mathbf{u}(t)) \quad (13)$$

ここで、 $\mathbf{f}_{kij}(\mathbf{u}(t))$: i 要素に連結するばね j による等価力ベクトル、 n_s : i 要素に連結するばねの総数。

図-2の関係より、減衰による外力ベクトルについても式(7)～(13)と同様の処理が成立し、次式が成り立つ。

$$\mathbf{f}_{Di}(t) = \sum_{j=1}^{n_s} \mathbf{f}_{Dij}(\dot{\mathbf{u}}(t)) \quad (14)$$

ここで、 $\mathbf{f}_{Dij}(\dot{\mathbf{u}}(t))$: i 要素に連結するダッシュポット j による等価力ベクトル。

2.2 コンクリート要素

コンクリート要素の要素間ばねは図-2(b)の並進方向のみとし、規則配列で、最小要素スケールが 12.5mm 程度の解析を前提とし、図-4に示す法線方向ばねの応力～ひずみ関係、図-5に示す接線方向ばねの応力～ひずみ関係と、この2つが共有する図-6に示すモール・クーロン

型の限界状態を組み合わせて用いるものとした。

法線方向ばねの圧縮側は線形とし、引張側は引張強度に達すると、その後は引張破壊エネルギー G_F を基準として図-4のように軟化勾配を変化させる 1/4 モデル^{16,17)}に従う非線形構成則とした。なお、引張側終局ひずみ ε_{yf} を超えた後の再接触では、引張に対して抵抗しない。

せん断方向ばねについては図-5に示すように、モール・クーロンの破壊基準を設ける。なお、図-6で示すようにある臨界点で一定となるものとした。

$$\tau_{cr}^0 = c^0 + \sigma \tan \phi^0 \quad (15a)$$

$$\tau_{cr} = \tau_{max} \quad (15b)$$

ここで、 τ_{cr}^0 :初期限界せん断応力、 c^0 :初期粘着力項、 ϕ^0 :初期内部摩擦角、 τ_{max} :臨界せん断応力。

また、図-4, 5に示すような一旦限界状態に達した接触ばねの限界線は、すべり塑性変形に応じて縮小するものとした。すなわち、

$$\tau_{max} = S \tau_{max}^0 \quad (16a)$$

$$c = S c^0 \quad (16b)$$

$$\tan \phi = S \tan \phi^0 \quad (16c)$$

$$\sigma_{ny} = S \sigma_{ny}^0 \quad (16d)$$

ここで、 τ_{max} 、 c 、 $\tan \phi$ 、 σ_{ny} :縮小後の限界値パラメータ、 S :局所の軟化係数であり、図-7に示すように次式によって与えられるものとした¹¹⁾。

$$S = 1.0 - \psi_{\tau 1}(\gamma - \gamma^e) \quad (\gamma^P \leq \gamma_1^P) \quad (17a)$$

$$S = S_1 - \psi_{\tau 2}(\gamma - \gamma^e - \gamma_1^P) \quad (\gamma^P > \gamma_1^P) \quad (17b)$$

ここで、 S_1 :第1段階軟化領域の終了点、 $\psi_{\tau 1}$ 、 $\psi_{\tau 2}$:それぞれ、第1, 2段階の局所の軟化勾配、 γ^e :弾性せん断ひずみ、 γ_1^P : S_1 に対応する塑性せん断ひずみ。

2.3 鉄筋要素

鉄筋要素の構成則は、基本的に線形とし法線方向のみ図-8に示すようなバイリニア型の降伏条件を与えた。

また鉄筋要素の剛性は、次式で与える。

$$k_x = \frac{2E_w A}{l_i + l_j} \quad (18a)$$

$$k_y = k_z = \frac{2GA}{l_i + l_j} \quad (18b)$$

$$k_{Mx} = \frac{2GI_p}{l_i + l_j} \quad (18c)$$

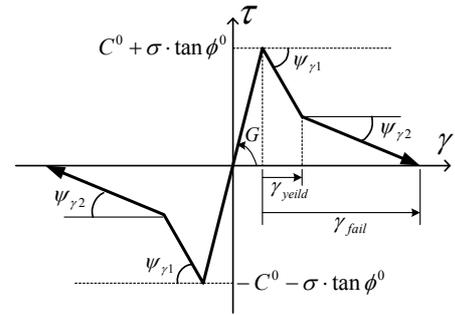


図-5 コンクリートの接線方向ばねの応力～ひずみ関係

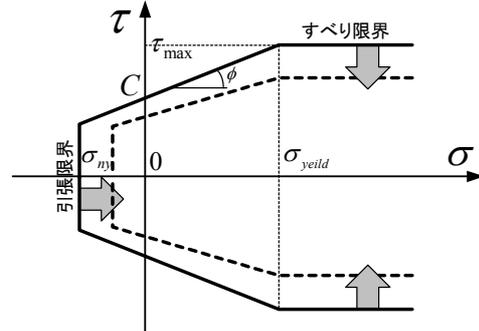


図-6 限界条件式の挙動

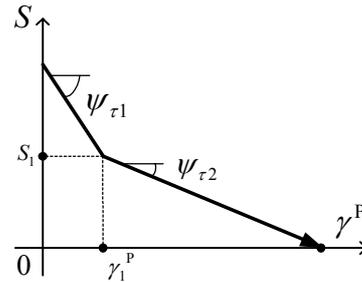


図-7 縮小係数

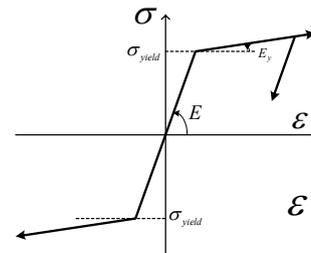


図-8 鉄筋の構成則

$$k_{My} = k_{Mz} = \frac{2E_w I}{l_i + l_j} \quad (18d)$$

ここで、 k_x, k_y, k_z :それぞれ並進方向ばねの x, y, z 方向に対する剛性、 k_{Mx}, k_{My}, k_{Mz} :それぞれ回転方向ばねの x, y, z 方向に対する剛性、 E_w :鉄筋のヤング係数、 G :せん断剛性、 A :鉄筋の断面積、 I :鉄筋の断面2次モーメント、 I_p :鉄筋のねじれに関する断面2次モーメント、 l_i, l_j それぞれ要素。

なお、鉄筋要素におけるばねの姿勢マトリクスについては隣接する2要素の姿勢マトリクスの位置的な比例配

分によって与えるものとした。すなわち、

$$\mathbf{A}_s = \mathbf{A}_i + (\mathbf{A}_j - \mathbf{A}_i) \frac{\ell_{Ci}}{\ell_{Ci} + \ell_{Cj}} \quad (19)$$

ここで、 $\mathbf{A}_i, \mathbf{A}_j$: それぞれ要素*i, j*の姿勢マトリクス。

2.4 コンクリート要素と鉄筋要素の付着

(1) 構成則モデル

コンクリート要素配列はその表面形状を平滑にできないので、鉄筋要素とは図-9に示すように初期状態において重なった状態となる。そこで、この状態が要素の初期接触となるように各要素の半径を減じて力のつり合いおよび変形適合条件式を解くものとした。すなわち、

$$r'_c = d \times \frac{r_c}{r_c + r_g} \quad (20a)$$

$$r'_g = d \times \frac{r_g}{r_c + r_g} \quad (20b)$$

ここで、 r'_c, r'_g : 重なりを考慮し減じた円柱形要素および球形要素の半径、 r_c, r_g : 円柱形要素および球形要素の半径、 d : 要素間の距離。

コンクリート要素と鉄筋要素の付着を表す構成則は、図-10に示すように、法線方向は引張側に限界値を設け、接線方向はすべりを表現するためにモール・クーロンの破壊基準を与え圧縮力の影響を考慮できるものとした。

(2) パラメータ同定

付着ばねの構成則パラメータの同定には圓林らが実施した実験結果を用いた¹⁸⁾。実験は図-11に示すモルタル強度45MPa、φ9mm異型鋼棒により作成した供試体を用いて鋼棒の引き抜きを行い、図-12に点線で示す付着応力～すべり関係が得られている。なお、圓林らの実験では、本研究の解析対象とは異なりモルタルを使用したものであるが、動的な付着についても検討しているためパラメータ同定の対象とした。これに一致するように同定した結果は表-1に示すようになる。この結果得られる解析結果は図-12に実線で示すようになり、すべりが0.02%よりも小さい場合は、解析結果は実験結果よりも最大で20%程度付着応力が小さくなっているが、すべり0.02%の応力が一定となる領域では概ね実験結果と合っている。

2.5 ひずみ速度効果

本解析ではひずみ速度効果を以下の要領で与える。まず、コンクリートは静的解析パラメータを用いて重錘衝突解析を行い、その最大ひずみ速度の分布を図-13に示すようにはり長手方向断面で9つの領域に分割し、それぞれの領域に代表ひずみ速度に応じたせん断応力限界¹⁹⁾、剛性¹⁹⁾、引張強度²⁰⁾、引張破壊エネルギー²⁰⁾を次式により増加率を与えるものとした。すなわち、

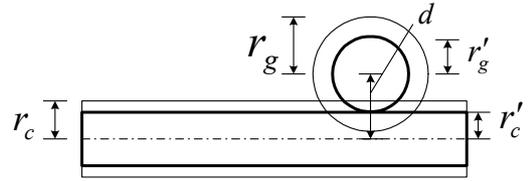


図-9 要素の重なり

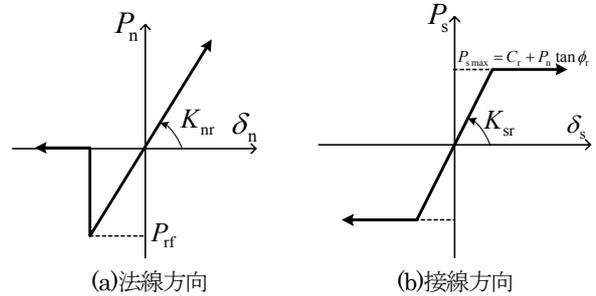


図-10 付着ばねの構成則

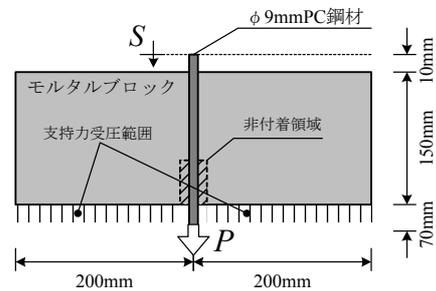


図-11 PC鋼材引張実験¹⁸⁾

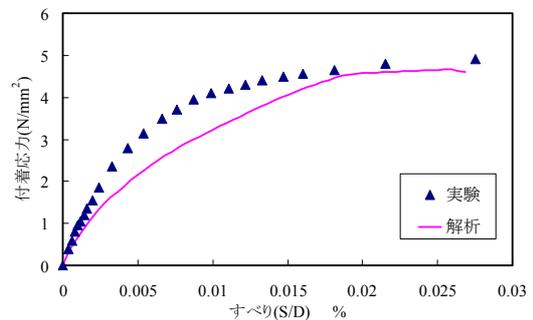


図-12 鋼棒引張における付着応力の比較

ばね剛性	法線方向 (N/mm ²)	19.4
	接線方向 (N/mm ²)	1.94×10 ³
引張限界	(N/mm ²)	1.19
粘着力	(N/mm ²)	3.36
摩擦係数		0.754

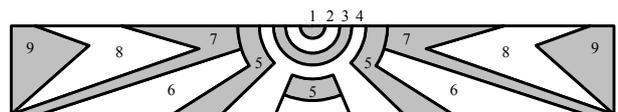


図-13 ひずみ速度による領域の分割(落下高1.2m)

$$\frac{\tau_d^0}{\tau_s^0} = \frac{f'_{cd}}{f'_c} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{0.006 \left(\log \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right) \right)^{1.05}} \quad (21)$$

$$\frac{E_d}{E_s} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{0.002 \left(\log \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right) \right)^{1.12}} \quad (22)$$

$$\frac{\sigma_{ny_d}}{\sigma_{ny_s}} = 0.0433 \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{0.3363} \quad (23)$$

$$\frac{G_{F_unit_d}}{G_{F_unit_s}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{0.002 \left[\text{Log}_{10} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right) \right]^{-1.85}} \quad (24)$$

ここで、 $\dot{\epsilon}_s$:静的荷重のひずみ速度、 $\dot{\epsilon}$:急速荷重のひずみ速度、 τ_d^0 :静的荷重時のせん断応力限界、 τ_d^0 :ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で荷重した場合のせん断応力限界、 E_s :静的荷重時の剛性、 E_d :ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で荷重した場合の剛性、 σ_{ny_s} :静的荷重時の引張限界力、 σ_{ny_d} :ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で荷重した場合の引張限界力、 $G_{F_unit_s}$:静的荷重時の破壊エネルギー、 $G_{F_unit_d}$:ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で荷重した場合の破壊エネルギー。

続いて、鉄筋のひずみ速度効果は次の要領で与えた。鉄筋のひずみ速度は実験結果のはりの下方変位速度を用いて次式により求める。

$$\dot{\epsilon}_{rf} = 12y\dot{\delta}/l^2 \quad (25)$$

ここで、 $\dot{\epsilon}_{rf}$:鉄筋のひずみ速度、 l :はりの支間長、 y :はりの中立軸から鉄筋までの距離、 $\dot{\delta}$:はりの変形速度。鉄筋のひずみ速度効果による強度増加は次式²¹⁾による。

$$\frac{\sigma_{yield_d}}{\sigma_{yield_s}} = 1.202 + 0.040 \cdot \log \dot{\epsilon}_{rf} \quad (26)$$

σ_{yield_s} :静的荷重時の鉄筋の降伏強度、 σ_{yield_d} :ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で荷重した場合の鉄筋の降伏強度。

一方、鉄筋とコンクリートの付着は、圓林らが実施した実験結果¹⁸⁾において、ひずみ速度0.45(1/s)で付着強度が2倍程度になることを示しており、付着ばねの粘着力を2倍とすることでひずみ速度効果を考慮するものとした。

3. 鉄筋コンクリートはり重錘衝突実験

3.1 実験の概要

解析対象とする鉄筋コンクリート(以下 RC)はり重錘落下衝撃実験²²⁾の概要について述べる。実験で用いたRCはり供試体は図-14に示すように、高さ250mm、幅150mmの矩形断面であり、全長は1700mmである。軸方向鉄筋には圧縮側、引張側ともにSD345、鉄筋径D22を2本ずつ配している。なお、せん断耐力が曲げ耐力を上回るように十分な量のせん断補強筋(D10鉄筋)を75mm間隔で配置している。コンクリートの静的圧縮強度は42.0MPa、D22鉄筋の降伏強度は418MPa、D10の降伏強

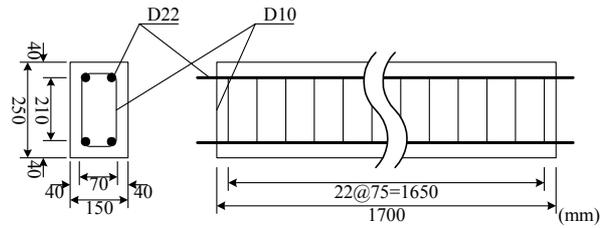


図-14 供試体寸法

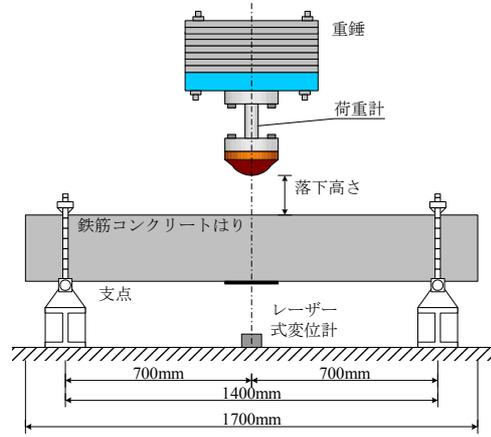


図-15 重錘落下衝撃荷重実験²²⁾

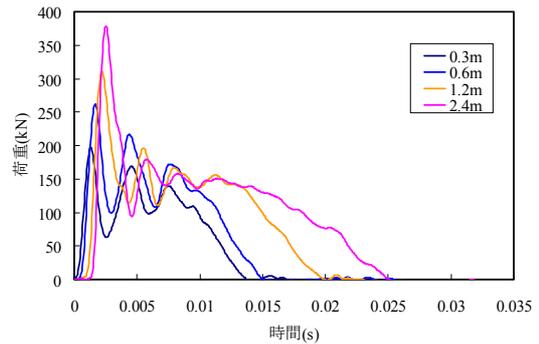


図-16 荷重～時間関係

度は295MPa、であることを実験で確認している。衝撃実験では重錘落下式衝撃荷重実験装置を用いて、図-15に示すように支間長1400mmで単純支持された供試体の中央部に質量400kgの重錘を所定の落下高さから自由落下させて衝突させた。衝撃荷重は重錘先端に取り付けたロードセルによって、はり中央部の変位をレーザー式変位計によって計測している。

3.2 実験結果

図-16に荷重～時間関係を示す。荷重はどの落下高さにおいても3波の山形の波形を示した後、なだらかに荷重が小さくなっている。重錘落下高さが大きくなるほど、第1波の最大荷重は大きくなっているが、第3波の大きさはあまりあまり変わらない。ただし、第3波の発生時間が遅くなり、その後の荷重低下の応答時間は長くなっている。また、図-17に変位～時間関係を示す。重錘落下高さが大きくなるほど、最大変位が大きくなり、落下高0.3mの場合には完全に復元しているが、それ以外の0.6m

～2.4m 落下時は残留変位が現れ、落下高に応じて残留変位も大きくなっている。

4. シミュレーション解析

4.1 解析モデル

図-18 に本研究で用いた解析モデルを示す。コンクリート要素は半径 12.5mm の球形要素 4824 個を用いて、最密充填で実験供試体の寸法となるように配列した。鉄筋要素は、基本的に円柱形要素を、主鉄筋と帯鉄筋の接合部に球形要素を用いた。また、接合部間は円柱形要素一つとしたが、図-18 に赤色で示した中心付近では実験においてひび割れが集中しており、鉄筋要素の変形が大きいので円柱形要素を 4 分割して配置した。帯鉄筋は図-19 に示すように、主鉄筋を囲むように矩形状に配置し、折れ曲がる箇所には球形要素を用いた。なお、供試体作成条件を考慮し、主鉄筋と帯鉄筋は針金程度の剛性のばねによって連結されているものとした。

重錘は下側の衝突部を実験条件と同じ曲率を有する球形要素、上側の錘部は円柱形要素を用いてモデル化した。実験では衝突部と錘部間の鋼材の変形量を荷重に変換していることから、解析では下側の衝突部と上側の錘部間の連結ばねのばね力を荷重とした。なお、重錘衝突解析では落下高さに相当する初速を重錘に与えることにより载荷を表現した。

支点および跳ね上り防止治具は円柱形要素を用い、支点と治具は円柱形要素を用いて結合した。

解析モデルの諸元を表-2 に示す。

4.2 静的解析

実験では、重錘衝突実験に先立って RC はりの単純はり中央点载荷による静的実験を行い、その静的弾塑性応答を確認している。そこで、図-18 に示した解析モデルの中央点に静的载荷治具を模した円柱形要素を配置し、その要素を 20mm/s で強制的に変位させた解析を行った。静的解析に用いた諸元を表-3 に示す¹⁾。なお、本研究では 2.0mm/s で载荷した場合も 20mm/s の場合とほとんど変わらない結果が得られたため、解析時間短縮のため载荷速度を 2.0mm/s とした。

図-20 に実験と解析による荷重～変形関係を示す。実験では、まず荷重が 30kN まで高い剛性で立ち上がり、その後やや小さい剛性で 180kN まで増加した後、はり全体が降伏したかのように 180kN を維持して、変位 8mm に達している。これに対して、図-18 の解析モデルによる解析では、コンクリート要素が破壊した瞬間にばね力が解放され、その影響が固有振動となって現れるため、荷重～変位曲線に階段状の形が現れるが、やはり、変位 1mm で荷重が 55kN まで高い剛性で立ち上がり、その後は静的実験よりとほぼ同じ剛性で荷重が増加し、変位の増加に伴い剛性が徐々に低下している。さらに、実験で

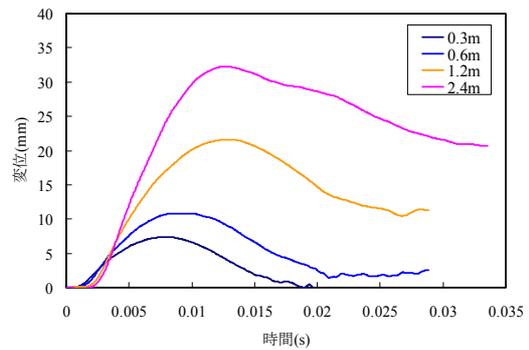


図-17 変位～時間関係

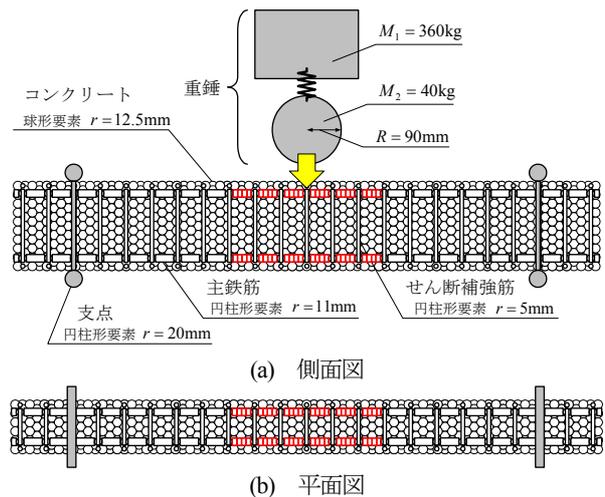


図-18 解析モデル

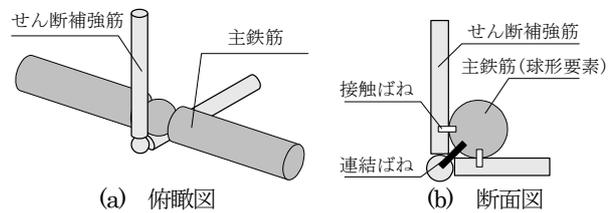


図-19 鉄筋のモデル化

表-2 解析モデルの諸元

コンクリート	要素数		6474
	半径(mm)		12.5
鉄筋	要素数	球形要素	184
		円柱形要素	724
重錘	球形要素	半径(mm)	90.0
		質量(kg)	28.5
	円柱形要素	半径(mm)	135.0
		質量(kg)	371.5

は変位 4mm で荷重は 180kN に達し、その後は一定の荷重となり降伏している。一方の解析では、4.8mm まで荷重が増加し、その後荷重は増加しなくなる。図-20 には解析における载荷点直下の引張鉄筋の応力を合わせて示している。これより、荷重の増加が見られなくなった変位と、鉄筋が 418N/mm² に達して降伏した変位が一致していることから、4.8mm 以降の解析結果は曲げ降伏していることがわかる。

表-3 解析パラメータ(静的載荷)¹⁾

コンクリート	ばね剛性	E (N/mm ²)	1.94×10^4
		G (N/mm ²)	8.75×10^3
	粘着力	c^0 (N/mm ²)	1.68
	摩擦係数	$\tan \phi^0$	0.754
	軟化勾配	α_1	0.06
		α_2	0.01
		S_1	0.3
鉄筋	せん断応力限界	τ^0 (N/mm ²)	8.04
	引張限界	σ_{ay} (N/mm ²)	-1.20
	引張破壊エネルギー	G_{F_ana} (J/m ²)	40.9
	剛性	E_w (N/mm ²)	2.00×10^6
	降伏応力(D22)	σ_{yield} (N/mm ²)	418
	降伏応力(D10)	σ_{yield} (N/mm ²)	295

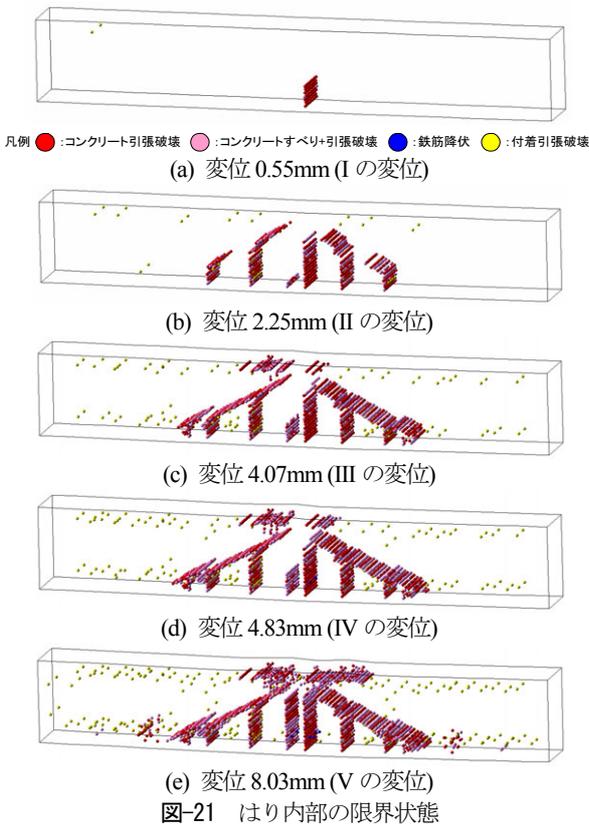
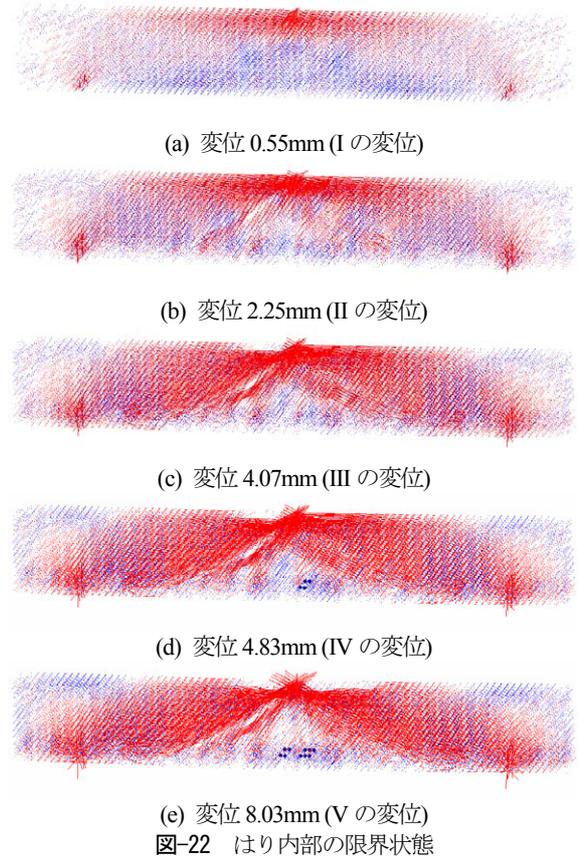
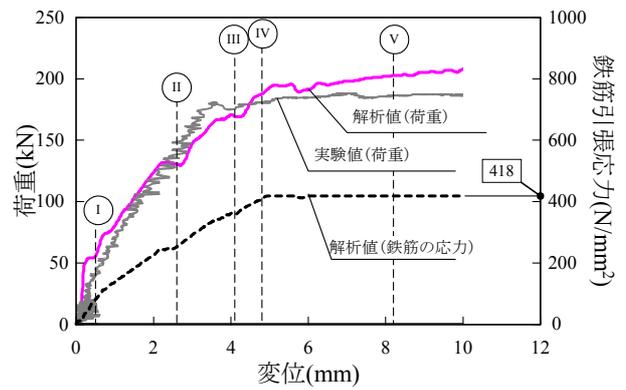


図-21には、図-20に示したI~Vの特徴的な変位におけるはり内部の要素内ばねの滑りや降伏状況を示す。図中の赤色の丸はコンクリートばねの引張破壊を、桃色の丸はコンクリートばねがすべりの後引張領域へ移行したものを、青色の丸は鉄筋ばねの引張降伏を、黄色の丸は付着要素の引張降伏を示す。また、図-22には、図-21に対応する変位におけるコンクリート要素間の接触力分布を、圧縮力を赤線で、引張力を青線でベクトル表示している。

図-21(a)より、変位 0.55mm で初期の剛性が低下し始める時には、そのひび割れがはり内部に垂直に 50mm ほど伸びていることがわかる。また、図-22(a)によると、この時点では、はりの上側 180mm ほどの圧縮領域が、残りの下部には引張領域が横方向に広がっている。この時、載荷点のはり下端のコンクリートが引張破壊に達して



いるものの、その他の領域は弾性応答しており、はり全体としては典型的な弾性はり応答を示している。

続いて、図-22(b)の変位 2.25mm では、圧縮力分布が載荷点から支点到伸びる円弧のように形成されると同時に、はり下部の中央付近は圧縮と引張が混在した応力分布となっている。この時、図-21(b)によると形成された引張ひび割れがさらに伸びて、高さ 180mm ほどに達すると同時に、はり中央から 140mm 離れたところから生じた曲げひび割れが高さ 120mm でせん断ひび割れとなって折れ曲がり、載荷点に向かって伸び始めている。図-21(c)の変位 4.07mm では、さらに外側からせん断ひび割れが形成され、全てのせん断ひび割れが接続して載荷点に達しようとしている。この時、図-22(c)によると引張応力領域は、この破壊面に囲まれた中央下部に集中し、圧縮応力領域は載荷点から支点に向かって伸びると同

時に、荷重点近傍にも圧縮領域が形成され、これらが徐々に接続されている。図-22(d)および(e)によると、荷重点下部のコンクリートは引張応力も失った三角形を形成している。すなわち、鉄筋の引張力のみではりが支えられていることがわかる。

図-23には実験終了後のはりのひび割れ分布を実験結果と比較している。実験は、荷重点近傍左右600mmの領域に曲げおよび曲げせん断ひび割れが集中して発生しているのに対し、解析では左右850mmとより広い領域に渡って曲げひび割れと実験結果よりも角度の浅い斜めひび割れが形成される点が異なっているが、最も外側の斜めに形成されたせん断ひび割れ線に対して、その内部にあるひび割れがはり下部から垂直に伸びて、外側のせん断ひび割れに面に達した形状となるという定性的な傾向については良く一致している。

4.3 重錘衝突解析

重錘衝突解析には4.1項に述べたモデルに表-4で示す解析パラメータを用いた。なお、衝突局所の損失エネルギーを考慮するため既往の研究²³⁾に基づき、衝突部のばね剛性、減衰定数および質量は衝突速度に応じて次式により与えるものとした。

$$h = 0.303 \log_e V_0 - 1.163 \quad (27)$$

$$\frac{m_d}{m} = 0.0445 \log_e V_0 - 0.0460 \quad (28)$$

$$\frac{k_d}{k} = 6.00 \log_e V_0 - 25.6 \quad (29)$$

ここで、 V_0 :重錘の衝突速度、 h :減衰定数、 m_d :要素の質量、 k_d :ばね剛性

図-24に下高0.6m、1.2m、および2.4mにおける衝突荷重の時刻歴応答を実験と比較して示す。図-24(a)の落下高0.6mの場合には、実験と同様の3波の山形波形が生じており、また、応答終了時刻などは実験と良く合っているなどその定性的な傾向は一致するが、解析では第2波の荷重が大きい点の実験と異なっている。図-24(b)の落下高1.2mの場合には、実験と同様の3波の山形波形が生じており、第1波の荷重の立ち上がり、最大荷重、応答終了時刻なども実験結果と良く合っている。また、図-24(c)の落下高2.4mの場合には、第1波の荷重の立ち上がり、最大荷重については実験結果と一致しているが、1波の荷重最大点以降の減少過程が実験と異なっている。

図-25には、変位の時刻歴応答を実験と比較して示す。図-25(a)の落下高0.6mの場合には、変位の立ち上がりは実験結果とよく合っているが、最大変位は実験結果が10.8mmであるのに対して解析では9.2mmと小さく、逆に残留変形は実験の3mmに対して解析は5mmとなっており実験よりも大きい。図-25(b)の落下高1.2mの場合には、最大変位は実験結果が21.5mmであるのに対して解析では14.0mmと小さく、残留変形も実験結果より3mm

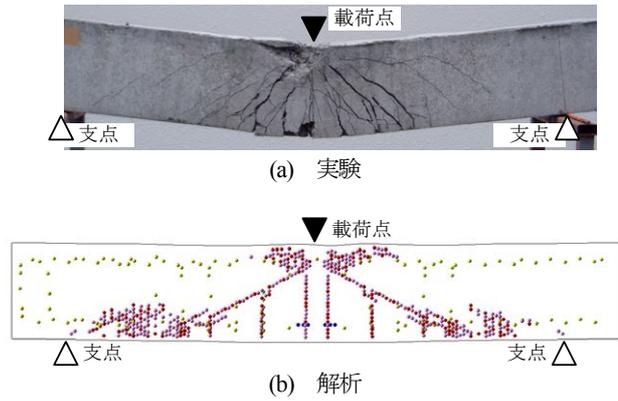


図-23 破壊面の比較

表-4 解析パラメータ(重錘衝突)

パラメータ名	落下高				
	0.6m	1.2m	2.4m		
最大ひずみ速度(1/s)	6.0	8.6	15.4		
ばね剛性	$E(\text{N/mm}^2)$	2.33×10^4	2.35×10^4	2.40×10^4	
	$G(\text{N/mm}^2)$	1.05×10^4	1.06×10^4	1.08×10^4	
粘着力	$c^0(\text{N/mm}^2)$	2.55	2.66	2.85	
摩擦係数	$\tan \phi^0$	0.754	0.754	0.754	
	α_1	0.06	0.06	0.06	
軟化勾配	α_2	0.01	0.01	0.01	
	S_1	0.3	0.3	0.3	
せん断応力限界	$\tau^0(\text{N/mm}^2)$	13.1	13.5	14.2	
引張限界	$\sigma_{ny}(\text{N/mm}^2)$	-1.82	-1.90	-2.03	
引張破壊エネルギー	$G_{F_ana}(\text{J/m}^2)$	78.9	83.1	91.0	
ひずみ速度(1/s)		1.44	2.01	3.16	
鉄筋	剛性	$E_w(\text{N/mm}^2)$	2.00×10^6	2.00×10^6	2.00×10^6
	降伏応力(D22)	$\sigma_{yield}(\text{N/mm}^2)$	505	507	510
	降伏応力(D10)	$\sigma_{yield}(\text{N/mm}^2)$	356	358	360

程度小さいが、最大変位から残留変形に移行する傾向は概ね合っている。図-25(c)の落下高2.4mの場合、変位の立ち上がりは実験に合っているが、変位15mmの付近で変位の増分が低下し実験結果と異なるが、全体的な傾向は概ね合っている。この最大変位が実験値よりも小さくなるのは、局部破壊が実験よりも大きくなり、はりの変位応答にエネルギーが遷移しないためと考えられる。

図-26に荷重～変位関係を実験と比較して示す。いずれの落下高においても、荷重～変位関係は傾向は合っているが、変形が実験結果と異なるため、実験と解析との吸収エネルギーの差は、落下高0.6mが+6%、1.2mが-15%、2.4mが-35%となっており落下高が大きいほどその差が大きくなっている。

図-27は、重錘落差1.2mの解析における内部の破壊限界状態を、図-28はコンクリートの接触力分布を示している。ちなみに、状態I～VIは図-26(b)の番号と対応している。なお、図-27の限界状態の記号は、赤色の丸はコンクリートばねの引張破壊を、桃色の丸はコンクリートばねがすべりの後引張領域へ移行したもの、黒色の丸はコンクリートのすべり破壊を、青色の丸は鉄筋ばねの引張降伏を、黄色の丸は付着要素の引張降伏をそれぞれ

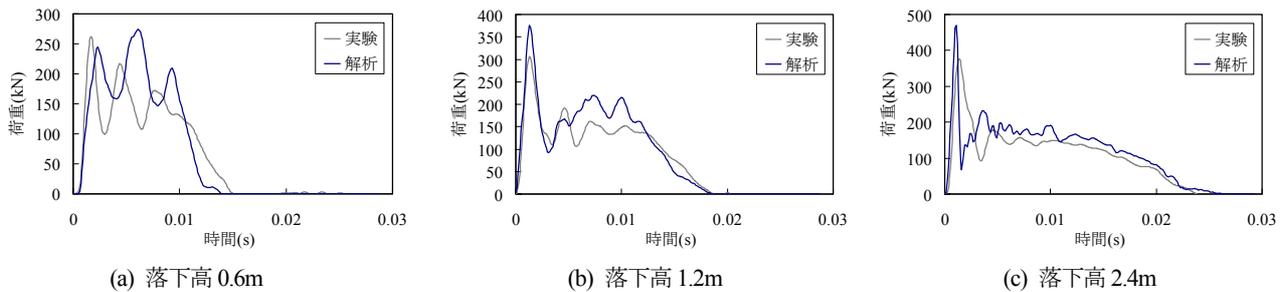


図-24 荷重～時間関係(重錘衝突)

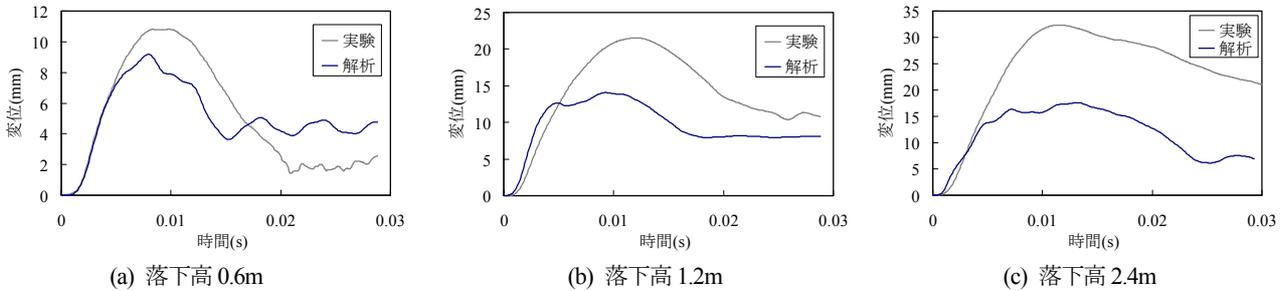


図-25 変位～時間関係(重錘衝突)

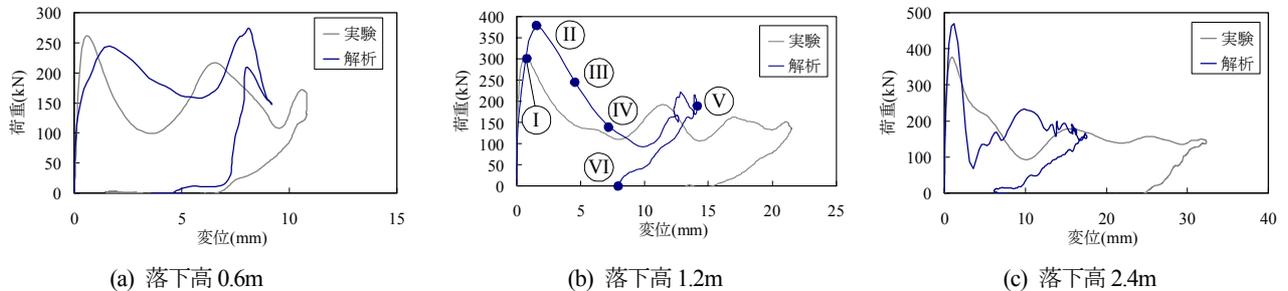


図-26 荷重～変位関係(重錘衝突)

示している。これより、図-27(a)の重錘衝突の0.001秒後(変位068mm)には、附着に若干の破壊が見られるが、コンクリートは破壊に至っていない。この時、図-28(a)の接触力の状態は、重錘衝突部から円弧を描くように圧縮力が拵がっている。重錘衝突から0.013秒後(変位1.54mm)は、最大荷重に達した時刻であるが、図-27(b)より、やはり中央部下端に引張破壊が生じ、その破壊面が上方向に120mm程度まで進展するとともに、衝突部のコンクリートもすべりにより破壊し始めていることがわかる。その後の0.019秒(変位4.36mm)では、図-27(c)より、やはり中央部下端に引張破壊による破壊面が中心から70mmの位置に新たに形成され、衝突部の破壊が下方向へ進展していることがわかる。図-27(d)の0.024秒(6.89mm)では、衝突部から斜め30度方向に引張による破壊面が形成され、はりの中央点から300mm付近ではり下端から進展した引張破壊面とつながっている。図-28(d)によると、この時の左側のひび割れ面には応力の伝達機能が全く失われていることがわかる。

図-27(d)から(e)にかけては、図-26の荷重変形関係において荷重がほぼ一定となっている時間であるが、やはり上部の局所破壊領域が拡大すると同時に、やはり中央下部ではひび割れ線が明瞭に形成されている。図-27(f)は、重錘が離反して荷重が完全に失われた時刻の状況であるが、

図-27(e)によると除荷過程では破壊が進展していない。なお、図-28(f)より、この時の接触力はやはり上部に引張力が、下部に圧縮力が作用しており、はりが反動により上向きに反っていることがわかる。

図-29、30、および31には、それぞれ落下高0.6、1.2、2.4mに対する解析の最終変形状態およびコンクリート内部の破壊限界状態を、実験終了後の供試体写真と比較して示す。図-29の落下高の0.6mの場合には、(a)に示した最終変形状態において、はり上端の重錘衝突点の周辺にはりの上縁がわずかに盛り上がった状態となっている。これは実験においても同様の現象が見受けられる、これを図-29(b)の破壊状態と比較すると、解析においては打撃点近傍のコンクリート要素が分布して破壊しており、すべり限界や引張限界に達したばねの複合的な出現によって、コンクリートが側方および上方に押し出されるように移動したことがわかる。なお、実験では左右に6本ほどのひび割れ線があるのに対して、解析では3本のみとなっており、形態相似性において十分とは言い難いものの、せん断ひび割れを概ね再現できている。

図-30(c)の落下高1.2mの実験結果では、下部から生じたせん断ひび割れに直交するかのような上面を弦とする円弧状のひび割れが1本形成されている。これに対して、図-30(b)の破壊状態は、やはり下方は引張およびせん

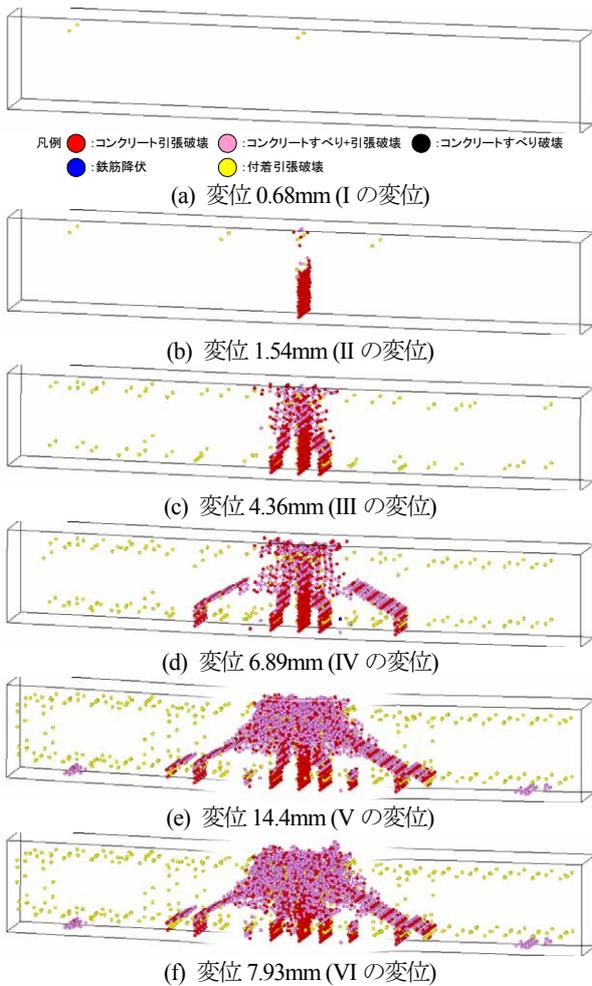


図-27 はり内部の限界状態(重錘落差 1.2m)

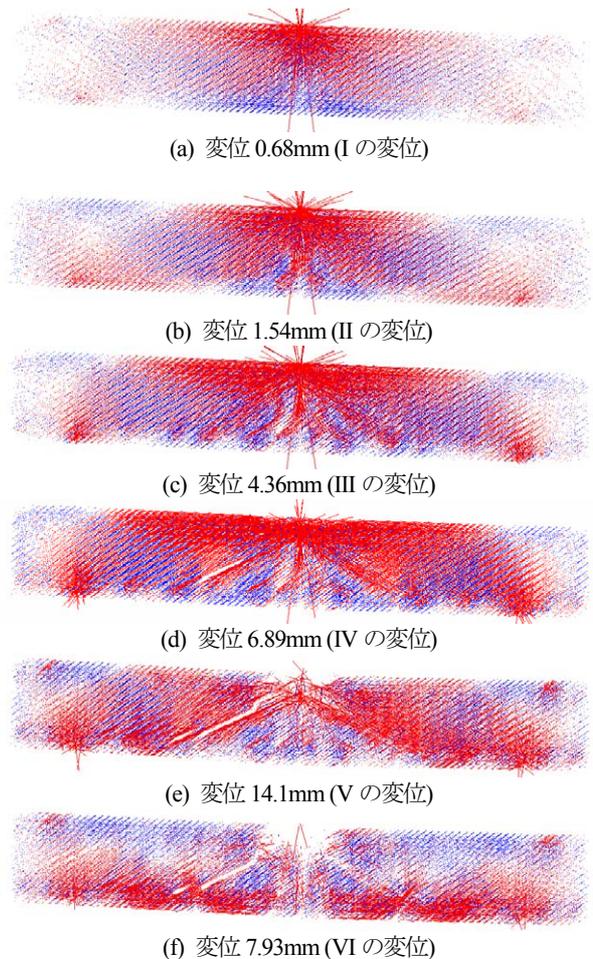
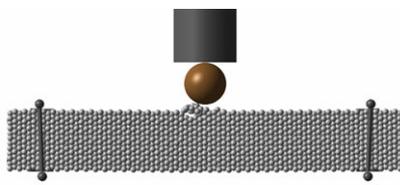
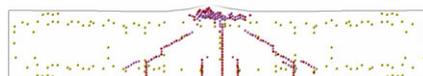


図-28 はり内部の限界状態(重錘落差 1.2m)



(a) 全景

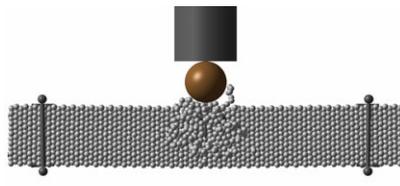


(b) 破壊面



(c) 実験結果

図-29 破壊の状況(落下高 0.6m)



(a) 全景

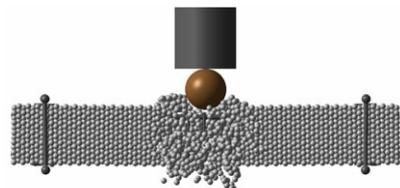


(b) 破壊面

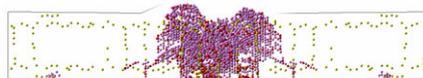


(c) 実験結果

図-30 破壊の状況(落下高 1.2m)



(a) 全景



(b) 破壊面



(c) 実験結果

図-31 破壊の状況(落下高 2.4m)

断によって破壊面が形成され、衝突部付近では衝突による局所破壊が生じており、図-30(a)の全体挙動から破壊

されたコンクリート片の形状までは表現できていないものの、破壊形状を概ね再現できている。

図-31(c)の落下高2.4mの実験では、この円弧に沿ったコンクリート塊が削げ落ちている。しかし、解析では打撃点下部のコンクリートが広範にわたって破壊しており、ある一面に集中して剥落片を形成できるようなひび割れ面のようなものは観察できない。すなわち、打撃点近傍の破壊モードが、はり応答の破壊モードより卓越した結果となっており、残念ながら解析上の分岐問題を良好に解けていないことがわかる。

5. 結 言

本研究は、三次元個別要素法を基に、鉄筋の拘束効果を簡便に表すための円柱形要素を導入する方法について検討し、RC はりの衝突実験結果へのシミュレーション解析を通して適用性を確認したものである。その成果をまとめると以下ようになる。

- (1) 鉄筋の拘束効果を簡便に表すための円柱形要素を導入し、コンクリートと鉄筋の付着効果について、鉄筋の引抜実験と比較することによりその妥当性が確認できた。
- (2) 静的載荷実験のシミュレーション解析においては、ひび割れの進展を良く表現できることを示した。
- (3) 重錘衝突実験のシミュレーションにおいて、鉄筋コンクリート内に生じるひずみ速度を適切に与えることにより、本解析手法によって衝撃荷重を受けるRC はりの荷重履歴は概ね良くシミュレーションできることを示した。また、コンクリートのひび割れ進展を概ね表現することができた。しかし、落下高2.4mでは最終破壊形態を再現できていないことから、衝撃に伴って生ずるコンクリート剥落片や飛散片の推定問題へ適用するには、要素間ばねに与えるひずみ速度効果にもう少し検討が必要である。

参考文献

- 1) (社)日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説，2007。
- 2) 地盤工学会：性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則(JGS4001-2004)，2004。
- 3) 土木学会：性能設計における土木構造物に対する作用の指針，構造工学シリーズ18，2008.3。
- 4) 土木学会構造工学委員会：性能設計の概念に基づく構造物の耐衝撃設計法，2007.10。
- 5) 土木学会構造工学委員会：衝撃実験・解析の基礎と応用，構造工学シリーズ15，2004.1。
- 6) 岸徳光，佐藤昌志，今野久志：敷砂や三層緩衝構造を設置した場合の柱式RC 覆道の衝撃挙動解析，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1773-1782，1998.3。
- 7) 岸徳光，川瀬良司，今野久志，岡田慎哉：二層緩衝構造を用いた落石防護用壁模型の重錘衝突実験と数値解析的検討，構造工学論文集，Vol.48A，pp.1567-1578，2002.3。
- 8) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆，太田俊昭：個別要素法によるサンドクッションの衝撃応答特性に関する

- 基礎的考察，土木学会論文集，No.483/I-26，pp.51-61，1994.1。
- 9) 梶谷浩，中田吉彦：DEM と FEM の結合解析手法と開発と落石覆工解析への適用について，土木学会論文集，No.710/I-60，pp.113-128，2002.7。
 - 10) 中田吉彦，梶谷浩，梶川康男，森嶋芳大：個別要素法による鉄筋コンクリートはりの衝撃挙動解析，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1761-1771，1998.3。
 - 11) 原木大輔，香月智，藤掛一典：個別要素法のコンクリート破片飛散シミュレーションへの応用，応用力学論文集，Vol.9，pp.1695-1706，2001.3。
 - 12) 高橋和慎，原木大輔，香月智：個別要素法による落石防護網の衝撃応答解析に関する基礎的検討，第34回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，I-014，2008.3。
 - 13) 富田信之，鬼頭克巳，幸節雄二，長谷川恵一，前田則一：ロケット工学基礎講義，コロナ社，pp.29-34，2001.12。
 - 14) 戸川隼人：有限要素法による振動解析，サイエンス社，pp.23-27，1997。
 - 15) 青山博之，上村智彦：マトリックス法による構造解析，培風館，pp.34-40，1988。
 - 16) N. Monteiro Azevedo, J. V. Lemos : Particle Shape Influence on The Fracture Behavior of Concrete, Proceedings of The 2nd International PFC Symposium, 28-29 October 2004., pp.323-330。
 - 17) 武藤信太郎，中村光，田辺忠顕，スリソロ ワラボン，李相勲：メゾスケール解析によるコンクリートと異形鉄筋の付着解析，応用力学論文集，Vol.7，pp.767-774，2004.8。
 - 18) 圓林栄喜，香月智，石川信隆，太田俊昭：PC 鋼材の動的付着強度に関する高速引抜実験，コンクリート工学年次論文報告集，vol.21，No.2，pp.667-672，1999。
 - 19) 藤掛一典，篠崎敬一，大野友則，水野淳，鈴木篤：急速一軸圧縮荷重を受けるコンクリートのポストピーク挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.627/V-44，pp.37-54，1999.8。
 - 20) 藤掛一典，上林勝敏，大野友則，江守克彦：ひずみ速度の影響を考慮したコンクリートの引張軟化特性の定式化，土木学会論文集，No.669/V-50，pp.125-134，2001.2。
 - 21) 高橋芳彦：高速載荷試験における鉄筋コンクリートはりおよび鋼板・コンクリート合成はりの耐衝撃性評価に関する基礎的研究，九州大学博士論文，pp.32-38，1990.12。
 - 22) 荻島圭太，増田佳代，藤掛一典：鉄筋コンクリート梁の重錘落下衝撃実験とその解析的評価，第34回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，I-042，2007.3。
 - 23) 鈴木真次，香月智，石川信隆，石川芳治，古川浩平：鋼球のコンクリート供試体への振り子式衝突実験による局部損失エネルギーとその評価モデルに関する基礎的研究，土木学会論文集，No.543/I-36，pp.91-105，1996.7。

(2008年9月18日受付)