側方鉄筋を有するT型RC梁の耐荷性状に関する静的三次元弾塑性解析

3D elasto-plastic static analysis on load carrying behavior of T-type RC beams with side rebars

室蘭工業大学大学院　○学生会員　朱　柯 (Zhu Ke)
室蘭工業大学大学院　フェロー　岸　徳光 (Norimitsu Kishi)
室蘭工業大学大学院　正会員　小室　雅人 (Masato Komuro)
室蘭工業大学大学院　正会員　小林　竜太 (Ryuta Kobayashi)
室蘭工業大学大学院　学生会員　菊池　康則 (Yasunori Kikuchi)

1. はじめに

著者らは，大規模地震時に桁端衝突を受ける橋台の弾塑性耐衝撃挙動を明らかにすることを目的に，三次元有限要素法を用いた数値解析的検討[1)]を進めている．このような弾塑性耐衝撃挙動の検討の際には，衝撃載荷のみではなく静載荷による挙動や耐荷性状を把握することは重要である．

著者らは，これまでRC部材の静載荷による挙動を適切に再現可能な数値解析手法の確立を目的に，無補強やFRPシートで補強されたRC梁やRC版などを対象に三次元弾塑性解析[例えば2), 3)]を行ってきた．しかしながら，これまでに対象としてきたRC部材は，単鉄筋あるいは複鉄筋を有する矩形断面梁などの単純な断面形状[2)]を有しており，より汎用性のある数値解析手法を確立するためには，様々なパラメータの下で数値解析手法の妥当性を検討する必要性がある．

このような背景から，本解析では側方鉄筋を有し，かつスターラップを密に配置したT型RC梁を対象として，三次元弾塑性解析を実施した．数値解析結果は，実験結果および本研究室で使用している断面分割法による数値解析結果と比較することにより，その妥当性を検討している．なお，本数値解析では，構造解析用汎用プログラムDIANA9.3[4)]を用いて行った．

2. 実験概要

図－1には，本数値解析で対象とした試験体の形状寸法および配筋状況を示している．試験体は，断面寸法 (梁幅 × 梁高) が 150 × 500 mm を基本とし，幅 350 mm，高さ 100 mm のフランジを設けたT型断面である．なお，梁の転倒を防止するために支点部近傍の 500 mm 区間は矩形断面としている．純スパン長は 2.500 mm であり，せん断スパン比は 2.72 である．

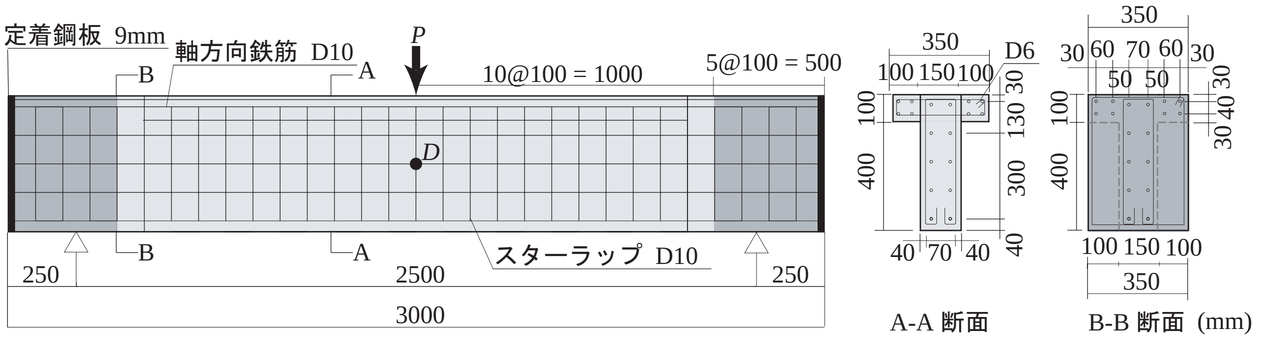
軸方向鉄筋およびスターラップにはD10を用い，100 mm 間隔で格子状に配置している．また，フランジ部には，軸方向鉄筋D10を計10本配し，それらをせん断補強筋D6を用いて閉合させている．なお，鉄筋は，RC梁の端部に配した厚さ 9 mm の鋼板に溶接定着し，定着長を節約している．**表－1**および**表－2**には，それぞれ実験時におけるコンクリートおよび鉄筋の材料物性値を示している．コンクリートの圧縮強度は $f'_c = 28.8$ MPa，主鉄筋の降伏強度はD10においては $f_y = 376$ MPa，D6においては $f_y = 295$ MPa としている．また，**写真－1**には，実験状況を示している．

表－1　コンクリートの材料物性値

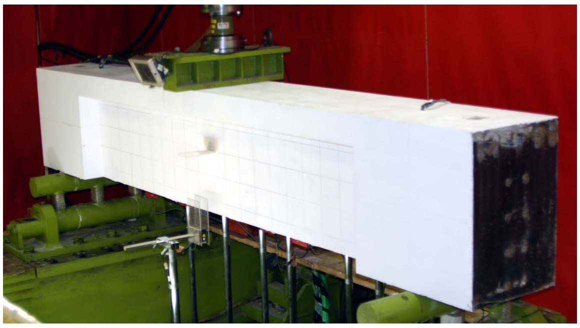
材料	圧縮強度 f'_c (MPa)	引張強度 f_t (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c
コンクリート	28.8	2.2	18.4	0.2

表－2　鉄筋の材料物性値

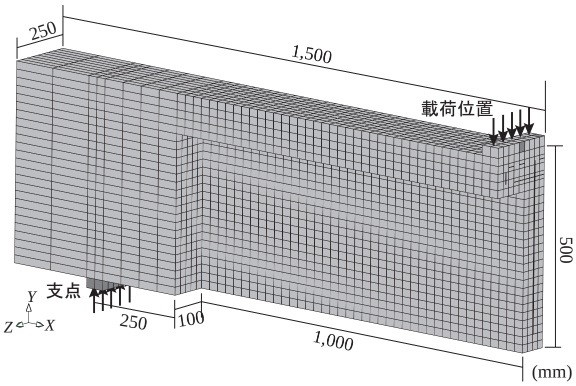
呼び径	降伏強度 f_y (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s	備考
D10	376	200	0.3	軸方向鉄筋
D6	295			せん断補強筋



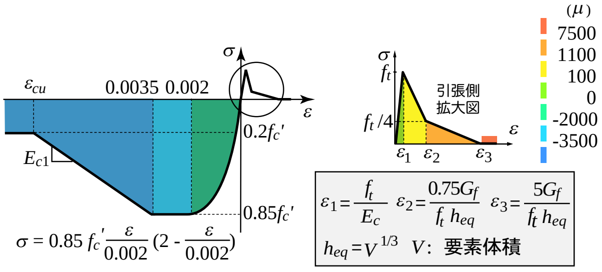
図－1　試験体の形状寸法および配筋状況



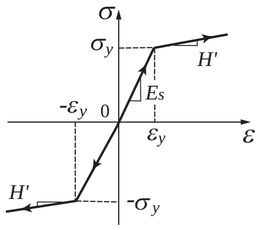
写真－１ 実験状況



図－２ 要素分割状況



(a) コンクリート



(b) 鉄筋

図－３ 材料構成則

3. 解析概要

3.1 要素分割状況

図－2 には，解析に用いた要素分割状況を示している．解析モデルはRC梁の対称性を考慮し，スパンおよび断面方向に2分割した1/4モデルとしている．コンクリートは，8節点固体要素を用いてモデル化している．軸方向鉄筋およびスターラップは，DIANAに予め組み込まれている埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化している．この要素は，鉄筋要素と周囲のコンクリート要素との完全付着を仮定し，鉄筋要素のひずみを周囲のコンクリート母要素から算出するため，節点の位置によらず簡易に鉄筋要素を配置できる特徴を有している．なお，本数値解析では，載荷点および支点部における応力集中を避けるために鉄板要素を配置している．載荷位置には載荷範囲と同様の範囲に，支点部には長さ50 mmの要素を配している．また，解析は載荷点部鋼板要素の上面の節点に強制変位を与えることにより実施した．

境界条件は，解析対象の連続性を考慮し，対称切断面においてはその面に対する法線方向変位成分を拘束し，支点部は節点の鉛直方向変位成分を拘束している．

3.2 材料構成則

本研究では，コンクリートのひび割れ開口などの幾何学的不連続現象を再現するために，コンクリート要素には分布ひび割れモデルを適用して解析を実施している．

図－3 (a) には，コンクリートの応力－ひずみ関係を示している．圧縮側の構成則に関しては，材料実験から得られた圧縮強度 f_c' を用いて，圧縮ひずみ3,500 μ までは土木学会コンクリート標準示方書 [5] に基づいて定式化し，3,500 μ 以後は初期弾性係数の0.05倍で $0.2f_c'$ まで線形軟化するモデルとした．降伏の判定にはDrucker-Pragerの降伏条件を適用しており，内部摩擦角を30° としている．

一方，引張側には，標準示方書 [5] による引張軟化曲線を適用した．図中の V，h_{eq} および G_f はそれぞれ要素の体積，等価要素長およびコンクリートの引張破壊エネルギーである．G_f はCEB-FIP Model Code [6] に基づいて，次式のように定義している．

$$G_f = G_{f0}(f_c'/f_{cm0})^{0.7} \tag{1}$$

ここで，$f_{cm0} = 10$ MPa，G_{f0} は粗骨材径に対応して決定される定数である．本研究では，粗骨材径を実験に即して15 mmと設定している．

なお，本研究で適用した分布ひび割れモデルの場合，引張側の軸方向ひずみのコンターレベルが図中の ε_1 に達した時点でひび割れが発生し，ε_3 に達した時点でひび割れが開口していることを意味している．

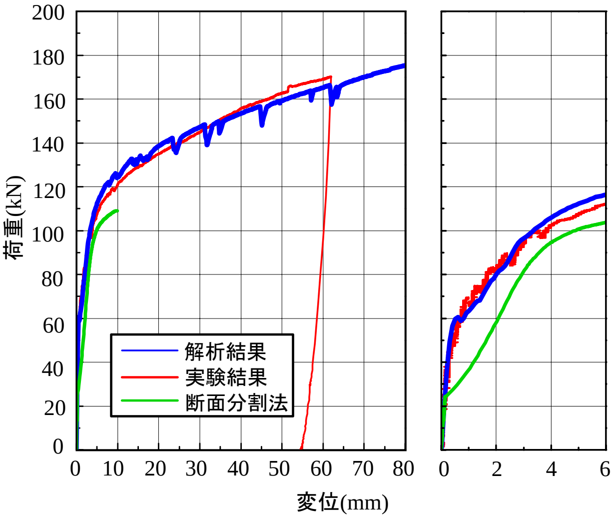
鉄筋要素およびスターラップ要素には，**図－3** (b) に示すような塑性硬化係数 H' を考慮した弾塑性体モデルを適用した．本研究では，弾性係数 $E_s(= 200$ GPa) の1 % と仮定している．降伏はvon Misesの降伏条件に従うものとした．

4. 数値解析結果および考察

4.1 耐荷性状

図－4 には，数値解析結果から得られる荷重－梁中央部変位関係(以後，単に変位)を実験結果および断面分割法による計算結果と比較して示している．

まず，実験結果について見ると，載荷初期にコンクリートひび割れに伴い剛性が低下している．また，変位が5 mm程度において，鉄筋の降伏により再び剛性勾配が変化していることが分かる．最終的には，コンクリート上面のフランジ部に圧壊が生じため実験を終了している．



図－４　荷重－変位関係

一方，数値解析結果を見ると，実験結果と同様に 2 箇所で剛性勾配が変化しているのが見て取れる．また，鉄筋降伏時の荷重が実験結果よりも若干過大となっているものの，降伏後の剛性勾配や最大荷重値など，実験結果を大略再現できているものと推察される．

なお，断面分割法による計算結果に着目すると，初期剛性低下後の剛性勾配や鉄筋降伏時の荷重が実験結果よりも若干過小に評価されている．これは，断面分割法では，鉄筋の材料構成則として，塑性硬化の影響を考慮していない完全弾塑性体モデルと仮定していること等に起因しているものと考えられる．

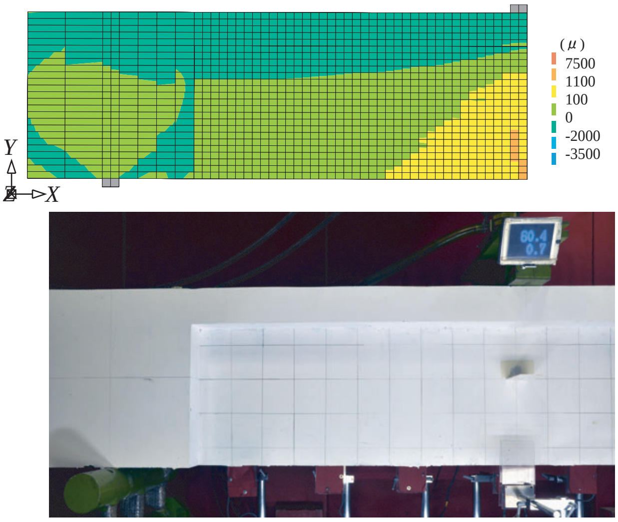
終局時点のおける解析結果と実験結果を比較すると，解析結果の耐荷力は実験結果のそれよりも若干過小に評価しているおり，設計的には安全側の評価を与えることが分かる．

4.2 破壊性状

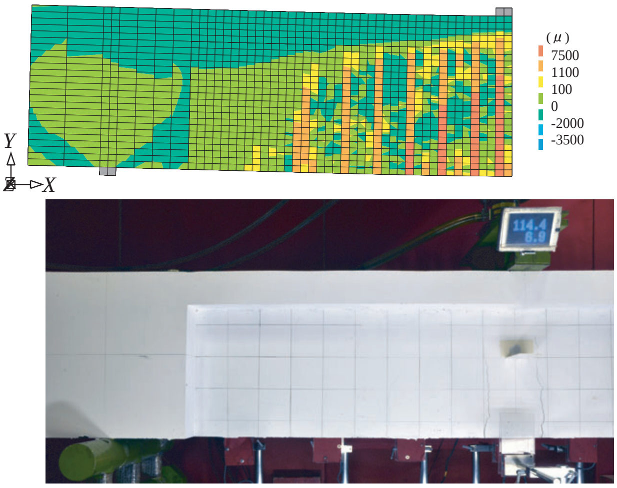
図－5 には，鉄筋降伏付近および実験終局時点におけるコンクリートの軸方向ひずみ分布図および変形状況を示している．図中の引張側のコンターレベル (100, 1,250, 8,370μ) は，**図－3** (a) に示す ε_1 (ひび割れ発生ひずみ)，ε_2 および ε_3 (ひび割れ開口ひずみ) にほぼ対応している．

まず，(a) 図に示す初期剛性低下時について見ると，解析結果では梁中央部に曲げひび割れが生じているのが見て取れる．一方，実験結果では，**図－4** に示すように，初期剛性が低下しているものの，明確なひび割れを確認することできない．しかしながら，**図－4** に示すように数値解析結果は，実験結果の剛性低下をほぼ適切に再現していることより，実験時においても梁中央部に微細なひび割れが発生しているものと推察される．

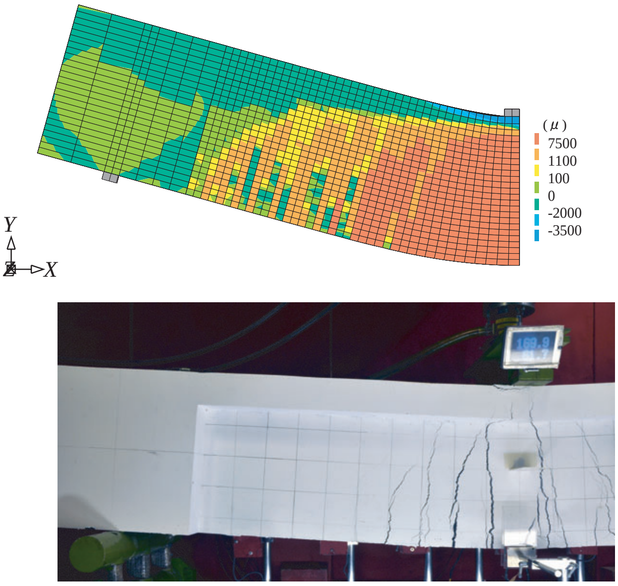
次に，鉄筋降伏時 ((b) 図) を見ると，実験結果では梁中央部に明確な曲げひび割れが発生していることが見て取れる．一方，解析結果では，梁中央部から支点部に向かって，複数のひび割れ開口程度のひずみが発生しており，実験結果のひび割れ状況をほぼ適切に再現しているものと考えられる．また，数値解析結果より，実験結果においても，梁中央部から支点部に向かって複数の曲げひび割れが生じているものと推察される．



(a)　初期剛性低下時（変位 0.7 mm）



(b)　鉄筋降伏時（変位 5.12 mm）



(c)　実験終局時（変位 62 mm）

図－５　軸方向ひずみ分布図と実験結果の比較
（変形倍率 5 倍）

実験終局時（(c) 図）に着目すると，実験結果では梁中央部に発生していた曲げひび割れが大きく開口しているとともに，載荷版直下のコンクリート上縁に圧壊によるひび割れが生じているのが分かる．解析結果においても，梁中央部にひび割れ開口程度のひずみが，実験結果のひび割れ領域とほぼ等しい領域に集中していることから，実験結果のひび割れ性状を大略再現しているものと考えられる．また，載荷版直下の上縁コンクリートに着目すると，圧壊を示す-3,500μ 程度のひずみが生じていることから，コンクリート上縁の圧壊状況も再現できていると考えられる．

5. まとめ

本研究では，RC 部材のより汎用性のある数値解析手法を確立することを目的に，側方鉄筋を有する T 型 RC 梁を対称とした三次元弾塑性解析を行い，実験結果と比較する事により，その妥当性を検討した．

検討の結果，コンクリート要素に分布ひび割れモデルを適用することにより，側方鉄筋を配筋した T 形 RC 梁の耐荷性状および破壊性状を大略再現可能であることが明らかとなった．

参考文献

1) 小林　竜太，岸　徳光：桁端衝突を受ける橋台の耐衝撃挙動に関する数値シミュレーション，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 787-792，2009.

2) 張　広鋒，岸　徳光，三上　浩：離散ひび割れ配置モデルの FRP シート曲げ補強 RC 梁に関する数値解析への適用性，構造工学論文集，土木学会, 51A, pp. 1037-1048, 2005.

3) 菊池　康則，岸　徳光，三上　浩，小室　雅人：4 辺支持 RC 版のせん断耐力評価に関する数値解析手法の妥当性検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31, No. 2, pp. 487-492, 2009.

4) Nolinear Analysis User’s Manual (9.3), TNO Building and Construction Research.

5) 土木学会：コンクリート標準示方書（2002 年制定）構造性能照査編，2002.

6) CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford.