

研究解説

想定を超える地震外力を受ける RC 構造物の崩壊挙動に関する研究

Numerical Study of Collapse Behavior of RC Structures due to Unexpected Extremely High Seismic Loads

黒田 武大*・目黒 公郎*

Takehiro KURODA and Kimiro MEGURO

1. はじめに

個々の構造物が満たすべき耐震性能の議論においては、社会システム全体としての壊滅的な被害を回避するための配慮が必要である。また設計地震動とそれに対する耐震性能は、地震発生確率および費用便益を適切に考慮して決定されるべきである。しかし一方で、設計上見込んだ外力を上回る地震が作用した際のパフォーマンスについても十分に把握し、その場合でも社会システム全体としての機能が著しく損なわれないような対策を検討しておくことが重要である。

本研究は、RC 構造物を対象に、想定を超える地震荷重下での挙動の把握を目的とし、まず地震時のポストピーク挙動に着目した崩壊挙動解析モデルの構築を行う。次に既往の静的交番載荷実験の解析により、構築した解析モデルの適用性を検討する。そして実大橋梁構造物への適用を図り、想定を超える地震荷重下での挙動の把握および耐震性能評価を試みる。

2. 崩壊挙動解析モデル

2.1 解析理論

本解析モデルの基本となる解析理論としては、目黒・Hatem による応用要素法¹⁾ (Applied Element Method: AEM) を採用した。この手法は連続体から不連続体までを統一して扱うことができるため、地震時の構造物の破壊現象を追跡するのに適している。AEM では対象となる構造物を仮想的に要素に分割し、隣り合う要素同士は図 1 に示す法線・接線方向の 2 つ 1 組の分布バネにより接続する。RC 構造はこのバネにコンクリートおよび鉄筋それぞれの材料特性を与えることでモデル化される。

静的解析における各要素の変位、および外力に関する支配方程式は次式で表される。

$$K\Delta U = \Delta F \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 K は構造全体系の剛性マトリックス、 ΔU は増分変位ベクトル、 ΔF は増分荷重ベクトルである。

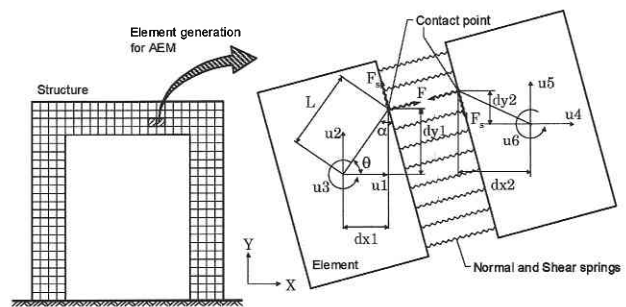


図 1 2D-AEM における要素とバネ

動的解析についても同様に次式で表される。

$$\left[\frac{1}{\beta(\Delta t)^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + K \right] \Delta U = \Delta F + \left[\frac{1}{\beta \Delta t} M + \frac{\gamma}{\beta} C \right] \dot{U} + \left[\frac{1}{2\beta} M + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t C \right] \ddot{U} \quad (2)$$

ここで、 M は質量マトリックス、 C は減衰マトリックス、 Δt は時間増分、 \dot{U} 、 \ddot{U} はそれぞれ速度ベクトル、加速度ベクトルである。

衝突問題など新たな要素同士の接触が生じた場合には、図 2 に示すように接触点に接触バネを設置することで力の伝達を考慮する。

2.2 コンクリートの材料モデル

(1) 応力-ひずみ関係

コンクリートの圧縮域での応力-ひずみ関係には、図 3 に示す Mackawa・Okamura の弾塑性破壊モデル²⁾ を適用する。このモデルは繰返し荷重下でのコンクリートの非線形挙動を合理的に表現することができる。等価応力-等価ひずみ関係は次式で表される。

$$S = E_0 K_0 (E - E_p) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 S は等価応力、 E は等価ひずみ、 E_0 は初期弾性係数、 K_0 は破壊パラメータ、 E_p は等価塑性ひずみである。

引張域については、図 3 に示すように破壊点まで初期剛

* 東京大学生産技術研究所 都市基盤安全工学国際研究センター

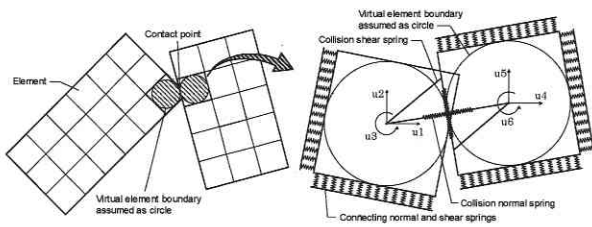


図2 接触点に設置された接触バネ

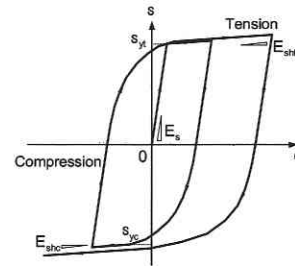


図4 座屈前の鉄筋の応力-ひずみ関係

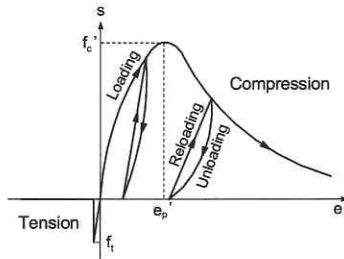


図3 コンクリートの応力-ひずみ関係

性を保持し、破壊後は応力、剛性ともにゼロとした。

(2) 破壊基準

コンクリートバネの破壊は、主応力がコンクリート材料の引張強度に達したか否かにより判定する。主応力については、注目している法線方向・接線方向2つ1組のバネ、および要素の隣接面に設置された法線バネにより算定するものとした。

(3) かぶりコンクリートの剥離基準

かぶりコンクリートの剥離の基準には、Dhakal・Maekawaの提案式²⁾を採用した。このモデルではかぶりコンクリートの剥離の発生を、隣接する鉄筋の圧縮ひずみにより評価する。剥離発生に対する鉄筋の限界圧縮ひずみは次式により与えられる。

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_y + \frac{a_{cr}^2 \pi^2}{4L^2} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 ϵ_{sp} はかぶりコンクリートの剥離に対する鉄筋の限界圧縮ひずみ、 ϵ_y は鉄筋の降伏ひずみ、 L は鉄筋の座屈長である。 L の算定法については後で述べる。また a_{cr} はコンクリート中の鉄筋の最大たわみ量であり、コンクリートの力学特性により決定される。

2.3 鉄筋の材料モデル

(1) 座屈発生前の応力-ひずみ関係

座屈発生前の鉄筋の応力-ひずみ関係には、図4に示すFukuuraらの提案した多重弾塑性バネによる鉄筋履歴モデル²⁾を採用する。このモデルはKatoモデル³⁾と同等の精度と適用範囲を有し、またKatoモデルのように繰返し変形の進行に伴い履歴変数が増加せず一定であるため、複雑な繰返し荷重下の挙動を高い近似値で表現することができる。

弾塑性バネごとの塑性挙動のばらつきは、Katoモデル

から導かれた降伏強度分布関数として次式で表される。

$$\sigma_{yc}(k) = \left\{ a - 1 - \sqrt{\frac{a(a-1)E_B}{(1-k)E_s}} \right\} \frac{\sigma_{yc} \cdot E_s}{E_B} \dots \dots \dots (6)$$

ただし、 $\sigma_{yc}(k) \leq \sigma_{yc} \frac{E_s}{E_B}$

ここで、 σ_s は鉄筋応力、 ϵ は応力の正負反転位置からの鉄筋ひずみ、 E_s は鉄筋の初期弾性係数、 σ_{yc} は鉄筋の圧縮降伏応力、 ϵ_p は塑性ひずみである。また、 a および E_B はKatoモデルに用いる塑性化に関するパラメータである。

(2) 座屈長の決定

コンクリート中の鉄筋の座屈発生には、鉄筋自身の曲げ剛性に加え、かぶりコンクリートおよび帯鉄筋による拘束力が大きく影響する。鉄筋の座屈長の算定には、これらの影響を考慮したSudaらの提案式⁴⁾を基に、鉄筋自身の非線形性を考慮したPWRIにより提案された次式⁵⁾を用いる。

$$L_{cr} = 8.5 \sigma_{sy}^{1/5} \beta_n^{-1/3} \phi \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 L_{cr} はコンクリート柱中の軸方向鉄筋の座屈長、 σ_{sy} は軸方向鉄筋の降伏応力度、 ϕ は軸方向鉄筋径である。また β_n は軸方向鉄筋の座屈に対する等分布バネ定数であり、かぶりコンクリートおよび帯鉄筋による拘束効果を考慮したものである。

本解析モデルでは軸方向鉄筋の座屈する範囲と、かぶりコンクリートの剥離範囲は一致するものと仮定する。

(3) 鉄筋の座屈基準

帯鉄筋により拘束された軸方向鉄筋の座屈基準については、弾性理論から導いたSudaらによる次式⁴⁾を用いる。

$$P_{cr} = 2.5 \sqrt{\beta_n E_s I_s} \dots \dots \dots (8)$$

ここで、 P_{cr} は帯鉄筋による拘束を考慮した軸方向鉄筋の座屈荷重、 E_s は軸方向鉄筋の弾性係数、 I_s は軸方向鉄筋の断面2次モーメントである。また β_n は式(7)で使用したものと同様であるが、かぶりコンクリートは既に剥離している場合を考えているため、その影響は無視する。

(4) 座屈発生後の応力-ひずみ関係

座屈後の応力-ひずみ関係には、圧縮軟化および再引張過程を直線で表現したSudaらのモデル⁴⁾を用いる。図5

にその概形を示す。座屈発生と判断された点を座屈開始点とし、その後の圧縮軟化時には点Pを目標とした直線でモデル化される。ここで点Pは座屈開始点からのひずみ量 ϵ_{b0} で定義され、 ϵ_{b0} は実験結果より2%とされる。再引張時については、D点を目標とした直線でモデル化される。D点は前サイクルの最大引張りひずみ位置とし、その引張応力度は実験結果より次式で与えられる。

$$\sigma_{t1} = \sigma_{t0} \cdot \gamma(\epsilon_b) \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $\gamma(\epsilon_b) = 1.0 \quad (\epsilon_b \leq 1.0\%)$
 $\gamma(\epsilon_b) = 1.1 - 0.1\epsilon_b \quad (\epsilon_b > 1.0\%)$

$\gamma(\epsilon_b)$ の低下に伴い、再引張時のエネルギー吸収が低下する。

(5) ハイブリッド鉄筋モデル

先に述べたように、本解析モデルでは座屈前の鉄筋の応力-ひずみ関係に Fukuura のモデルを、座屈後に Suda の

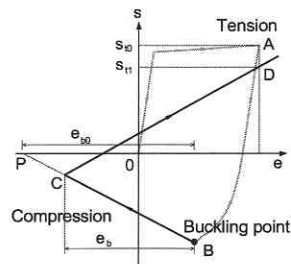


図5 座屈後の鉄筋の応力 - ひずみ関係

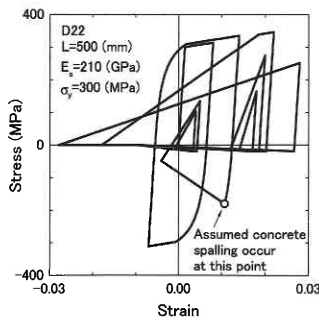


図6 任意のひずみ履歴に応じた鉄筋の挙動

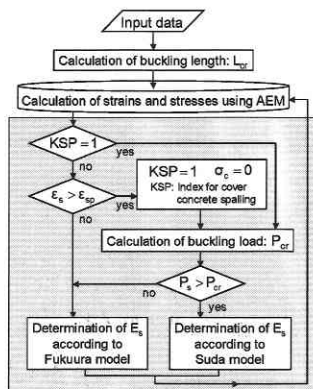


図7 提案モデルの解析フロー

モデルを採用した。地震応答解析では座屈前のモデルから座屈後のモデルへというように一方向だけではなく、複雑な繰返し挙動に合わせてスムーズに両モデルを移行する必要がある。そこで、Fukuura および Suda の両モデル間で履歴変数の交換を行い、任意の繰返し履歴に対応する鉄筋モデルを構築した。図6に解析例を示す。解析対象は50 mm の D 22 鉄筋単体とし、ランダムに変位振幅を与えた。入力変位に応じて、スムーズに両モデルを移行している。

(6) 解析モデルの流れ

図7に提案する解析モデル全体のフローを示す。各解析ステップにおいて、AEMにより要素の変位、荷重の変化量を算定し、採用したそれぞれの材料モデルにより、かぶりコンクリートの剥離および鉄筋の座屈を評価する。

3. 静的交番載荷実験の解析

3.1 対象実験の概要

構築した解析モデルの適用性を検証するため、既往の静的交番載荷実験⁶⁾との比較を行う。実験供試体は、図8に示すように320 mm × 320 mmの正方形断面を有し、せん断スパン比4.05のRC単柱である。表1に供試体材料の諸元を示す。

実験では、7δ_y付近から耐力の低下が観測されているが、供試体の損傷状況⁶⁾より、柱基部でのかぶりコンクリートの剥離、および鉄筋の座屈がその主たる原因と推察される。

3.2 解析モデル

上記の供試体を2D-AEMにより、要素寸法4 cm × 4 cm、総要素数512でモデル化した。図9に解析モデルの要素分割図を示す。鉄筋は、供試体の配筋通りに、鉄筋バネを設けることでモデル化した。図10に入力変位を示す。

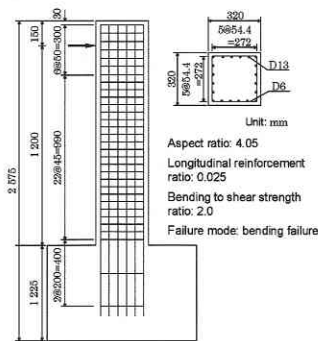


図8 実験供試体

表1 材料の諸元

Concrete	Compressive strength (MPa)	28.4
	Young's modulus (GPa)	20.4
Longitudinal reinforcement	Yield strength (MPa)	356
	Young's modulus (GPa)	187
Tie reinforcement	Yield strength (MPa)	444
	Young's modulus (GPa)	192

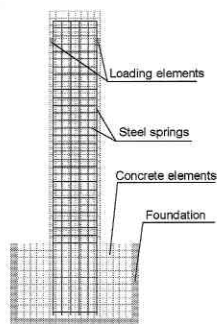


図9 解析モデル

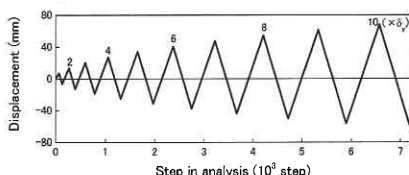


図10 入力変位

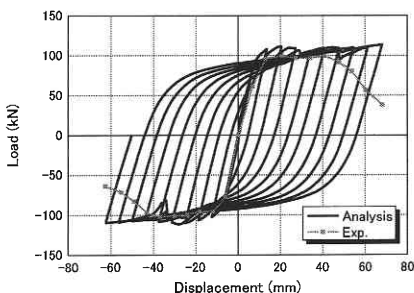


図11 解析結果 (剥離 - 座屈の考慮なし)

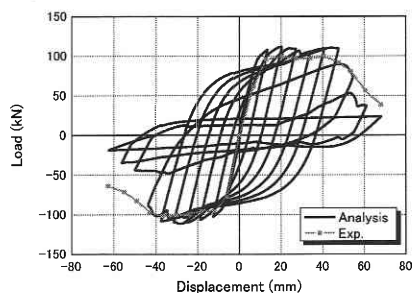


図12 解析結果 (剥離 - 座屈の考慮あり)

3.3 結果と考察

図11に座屈モデル導入前の解析による荷重 - 変位関係と、実験によって得られた包絡線を示す。変位40 mm付近までは、概ね実験の挙動をよく追跡している。それ以降は、実験では耐力が徐々に低下しているのに対し、解析では耐力の低下は見られず、実験とは大きく挙動が異なっている。

次に導入後の荷重 - 変位関係を図12に示す。モデルの導入によって耐力の低下が見られ、変位40 mm以降の挙動が実験値に近づいている。また、耐力の低下が開始する

時点、すなわち座屈の発生時点も概ね一致している。実験終盤において、解析の耐力が少し低くなっているものの、コンクリートの剥離、鉄筋の座屈といった一連の破壊現象を含む構造物の挙動を、概ね良い精度で解析できている。

4. 実大 RC 橋梁の耐震性能評価

4.1 対象構造物の概要

提案する解析モデルにより、実大橋梁構造物の耐震性能評価を試みる。対象構造物は図13に示す実大RC橋脚および単純桁を有する橋梁の1径間とする。橋脚部は川島ら⁷⁾による昭和39年(S39)、平成8年(H8)の2つの基準により設計された断面について検討を行う。図14にモデル化した橋脚の鉄筋バネ分布を示す。鉄筋1本1本を直接考慮しており、S39橋脚では高さ3 mで主鉄筋を段落した。

4.2 入力地震動

入力地震動はH8の設計基準において、レベル2地震動に相当するL2a地震動、およびそれを上回るL2b地震動の2つについて検討する。L2a地震動は国内外の断層近傍の強震記録から加速度応答スペクトルを設定し、これに適合するように算出された地震動⁸⁾である。またL2b地震動はL2aを周波数領域において調整し、周期1秒前後の成分を強調した波である。図15に入力波の加速度時刻歴を、図16に加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。構造物の応答という観点では、L2b地震動はより厳しい波になっていることがわかる。

4.3 静的解析による耐震性能評価

各橋脚の水平耐荷性能を把握するため、静的プッシュオーバー解析を行う。載荷方向は橋軸直角方向とし、上部構造位置に水平変位を入力した。図17に解析結果と、参考のためH8道路橋示方書における地震時保有水平耐力法に用いる基準値を示す。

S39、H8の両橋脚において、降伏変位は基準値と概ね一致している。最大耐力は両橋脚とも基準値より高い。しかしこれは提案モデルでは鉄筋を1本ずつ考慮しているため、塑性化が段階的に進むためであり、H8の方がS39よりその差が大きいのは鉄筋量が多いためである。S39橋脚の破壊形態は主鉄筋段落し部でのせん断破壊、H8橋脚は基部での曲げ破壊であり、提案モデルではさらに破壊後の挙動も追跡している。S39橋脚では急激に耐力が低下するが、H8橋脚ではかぶりコンクリートの剥離と主鉄筋の座屈に伴い比較的緩やかに軟化した。

4.4 動的解析による耐震性能評価

(1) 橋脚単体での検討

各橋脚単体を対象に、地震動を入力とした動的解析を行う。比較のために1自由度系減衰モデルによる非線形応答解析も行った。バネの復元力特性には、Cloughモデルを用いた。

図18にS39橋脚の応答変位を示す。L2a地震動を入力した場合では、時刻2秒付近でせん断クラックが発生し、

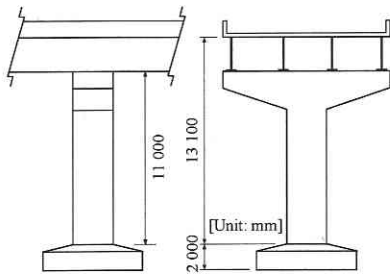


図 13 対象構造物

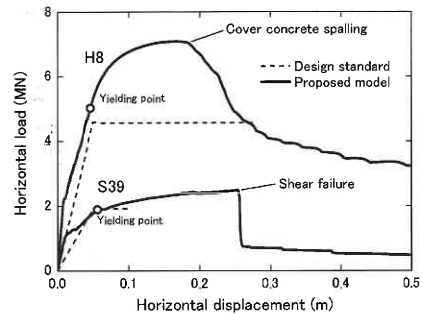


図 17 静的プッシュオーバー解析の結果

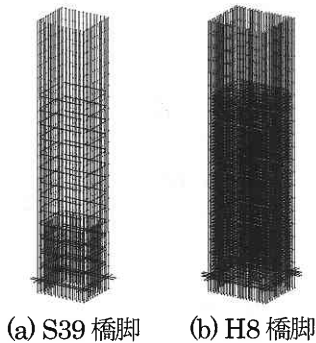


図 14 鉄筋バネ分布

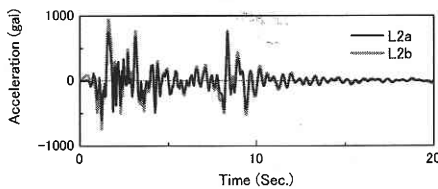


図 15 入力地震動の加速度時刻歴

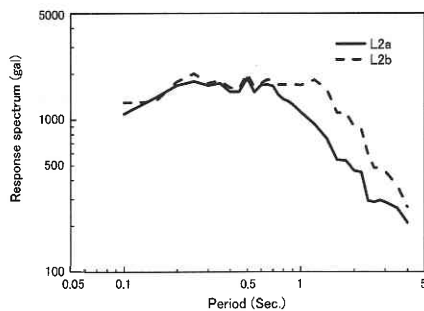


図 16 入力地震動の加速度応答スペクトル

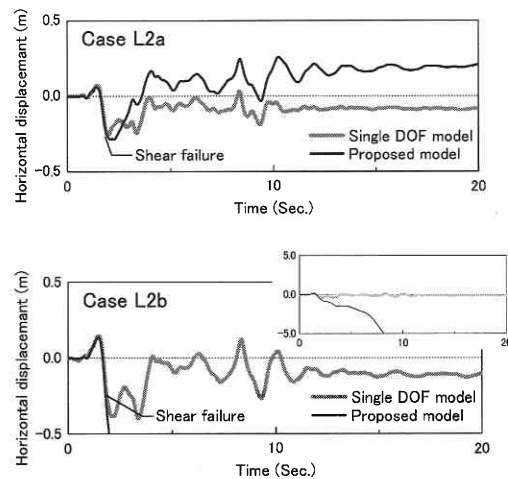


図 18 S39 橋脚の上端応答変位

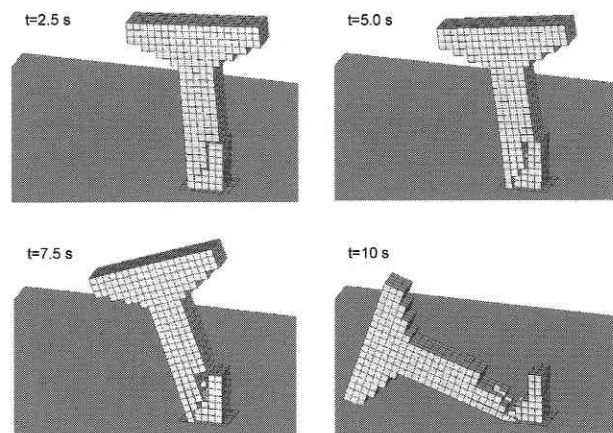


図 19 S39 橋脚に L2b 地震動を入力した場合の崩壊過程

その後破壊面のずれによる残留変位が生じている。1 自由度系モデルでも残留変位が見られるが、これは曲げ塑性変形を仮定した上での結果であり、この応答自体にはあまり意味はないものと考えられる。L2b 地震動の場合も同様にせん断クラックが発生するが、その後破壊面近傍の鉄筋の破断により完全に倒壊した。図 19 にその過程を示す。

次に図 20 に H8 橋脚の応答変位を示す。曲げ変形が支配的であり、L2a 地震動の場合では、提案モデルの残留

変形はほとんどない。これは先に述べた主鉄筋の段階的な塑性化のためと考えられる。一方、L2b 地震動の場合、かぶりコンクリートの剥離および主鉄筋の座屈により、大きな残留変位が生じた。ただし S39 橋脚のように完全に倒壊することはなかった。

(2) 1 径間の橋梁での検討

単純桁を有する 1 径間の橋梁についても検討を行う。橋脚部は比較の変形性能が高いと評価された H8 橋脚とし、L2b 地震動を橋軸に対して 45 度方向に入力した。可動支

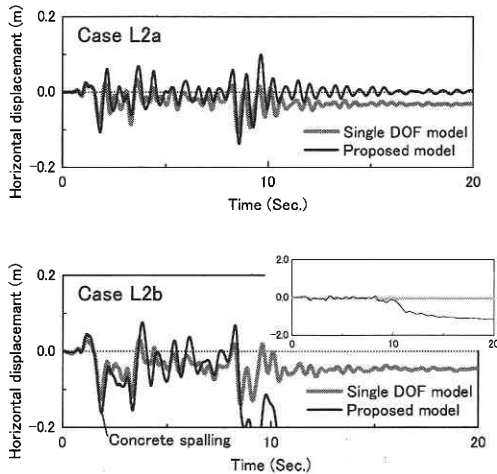


図 20 H8 橋脚の上端応答変位

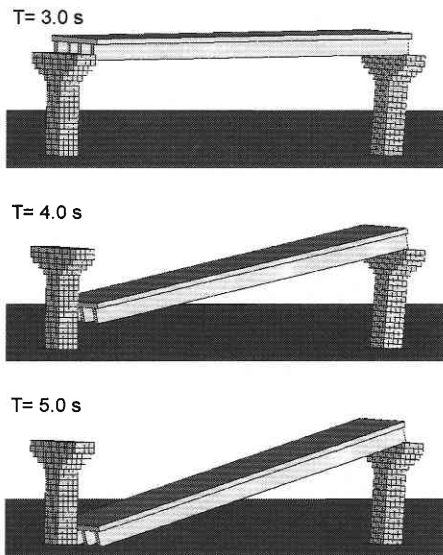


図 21 H8 橋脚に単純桁を設置し L2b 地震動を入力したケース

承側の桁かかりは 50 cm とした。

変形は固定支承側の橋脚に集中し、主鉄筋の座屈が発生した。それにより両橋脚の相対変位が大きくなり、可動支承部から落橋に至った。図 21 にその過程を示す。

5. ま と め

本研究で得られた成果を以下にまとめる。

- ・ RC 構造のポストピーク挙動に着目した崩壊挙動解析モデルを構築し、構造物全体および部材の両レベルでの挙動の把握を試みた。
- ・ 静的交番載荷実験の解析では、実験と同様に耐力が低下し、モデルの再現性が確認された。
- ・ 昭和 39 年の基準による橋脚を対象とした解析では、現行の設計地震動でもせん断破壊し、主鉄筋の破断が伴った場合は倒壊に至る可能性がある。
- ・ 平成 8 年の基準による橋脚では、模擬的に作成した設計基準を超える波を入力した場合でも、倒壊には至ることはなかった。しかし主鉄筋の座屈により過度の残留変形が生じた。
- ・ 平成 8 年の橋脚に単純桁を設置した 1 径間の橋梁に対する検討では、固定支承側の橋脚で主鉄筋の座屈が発生後、可動支承側から落橋に至った。これは橋梁全体系の挙動を考慮した検討の必要性を示唆している。

今後は地盤および基礎を考慮した検討を行う予定である。

(2004 年 3 月 29 日受理)

参 考 文 献

- 1) Kimiro MEGURO and Hatem TAGEL-DIN: Applied Element Method for Structural Analysis: Theory and Application for Linear Materials, Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE, I-51, pp. 31-45, 2000. 4.
- 2) K. Maekawa, A. Pimanmas and H. Okamura: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003.
- 3) Kato, B.: Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Action, CEB Bulletin D'Information, No. 131, pp. 7-27, 1979.
- 4) 須田久美子：中空断面高橋脚の地震時変形性能に関する研究，東京大学博士論文，1999. 12.
- 5) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No. 682/I-56, pp. 177-194, 2001. 7.
- 6) 吉川弘道ら：平成 9 年度小型試験体による RC 単柱の実験結果報告書，武蔵工業大学コンクリート研究室，1997.
- 7) 川島一彦ら：試設計に基づく耐震技術基準の改定に伴う RC 橋脚およびくい基礎の耐震性向上度に関する検討，構造工学論文集，Vol. 45 A, pp. 751-762, 1999. 3.
- 8) (社) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書 [耐震性能照査編]，2002. 12.