論文 RC 部材の非線形動的解析における格子等価連続体化法

Kongkeo PHAMAVANH^{*1}・伊藤 睦^{*2}・田辺 忠顕^{*3}

要旨:本研究では,開発中の格子等価連続体化法 RC構成式を繰り返し応力場に拡張す ることを目的として,非直交二方向ひび割れの発生を許容するモデルに拡張した.本解 析モデルがどの程度の解を予測可能か評価するために,従来の固定ひび割れモデルと本 モデルを用いて,非線形域における地震応答特性を検討した土木研究所による大型の鉄 筋コンクリート橋脚模型を用いた振動台加震実験¹⁾の数値解析を行った.実験値と解析 値を比較することで本解析モデルの妥当性,及び非線形動的解析における適応性につい て検討を行った.

キーワード:格子等価連続体化法, 非線形動的解析, 非直交二方向ひび割れモデル

1. 序論

設計された構造物,あるいは既存構造物が保 有する耐震性能を照査し,要求される耐震性能 を満たしているか否かを明らかにすることは、 耐震性能設計,補強において必要不可欠とされ る.そのため,荷重硬化領域から荷重最大点以 後のポストピーク領域に至るまで,様々な載荷 経路,動的荷重下の挙動を精度良く評価する解 析技術の開発が必要とされる.この課題に対し, 著者らは格子等価連続体化法²⁾に基づいた鉄筋 コンクリート(以下 RC)構成式を用いた解析 モデルの開発を進めている.本構成式は,分散 ひび割れモデル,固定ひび割れモデルの概念を 用い,ひび割れ面におけるせん断伝達挙動も含 めた RC 要素の耐荷機構を一軸の格子成分の集 合体で評価したものであり, 簡便かつ収斂性に 富んだ RC 構成式と考えられる.

本研究では,本構成式を繰り返し応力場に拡 張することを目的とし,固定ひび割れモデルに みられるひび割れ発生状況の矛盾を解決すべく, 初期ひび割れ方向に対し直交,非直交の計4方 向のひび割れ方向を許容できるように本構成式 の拡張を行った.さらに,非線形域における地 震応答特性を検討するために土木研究所によっ て行われた大型鉄筋コンクリート橋脚模型を用 いた振動台加震実験を,従来の直交2方向のひ び割れを許容する固定ひび割れモデル,及び本 研究で拡張した非直交方向のひび割れを許容す る格子等価連続体化法解析モデルを用いて解析 し,実験結果と比較することで,本モデルの妥 当性,動的解析における適応性について検討を 行った.

2. 格子等価連続体化法 RC 構成式の概要²⁾

2.1 RC構成式の定式化

格子等価連続体化法による RC 構成式は,コ ンクリートと補強筋による耐荷機構をモデル化 した Main lattice 成分と,ひび割れ面におけるせ ん断伝達をモデル化した Shear lattice 成分を, ひび割れ面座標系に想定することにより構築さ れる.以下に本構成式の定式化の概略を示す. なお,本構成式は[D]マトリクスの形で陽に定 式化されているが,これはポストピーク領域に おける不安定問題に対し,接線剛性マトリクス

^{*1} 名古屋大学大学院 工学研究科 地圈環境工学専攻 (正会員)

^{*2}名古屋大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 工博 (正会員)

^{*3}名古屋大学大学院教授 工学研究科 土木工学専攻 工博 (正会員)



図 - 1 格子等価連続体化法構成式の概要と一軸応力 - ひずみ関係

の固有値解析を意識しているからである.

(1) Main lattice による剛性

図-1 に示すように, 配筋された補強筋とひ び割れが発生したコンクリートの耐荷機構を, 補強筋,コンクリート格子成分でモデル化する. 定式化の上で, これら格子成分は Smeared out され,最終的に Main lattice による[*D*]マトリク スは,次式で与えられる.

$$\{\sigma\} = [L_{\sigma}]^{T} [R] [L_{\varepsilon}] \{\varepsilon\} = [D_{main}] \{\varepsilon\}$$
(1)

ここで, $[L_{\sigma}] \geq [L_{\varepsilon}]$ は, それぞれ全体座標系 から各格子成分方向への応力とひずみの変換マ トリクスである.また, [R]は, 各方向の格子 成分の一軸剛性をまとめたものである.なお, 本定式化は, 任意多方向配筋を許容し, 必ずし もコンクリート格子成分の直交性を規定しない.

(2) Shear lattice による剛性

Shear lattice 成分は,ひび割れ面の噛み合 わせにより伝達されるせん断応力と直圧縮応力 を評価するものである.図-1 に示すように, Shear lattice はひび割れ面の凸凹面に垂直方向 に想定され,ひび割れ面の噛み合わせにより伝 達されるせん断応力と直圧縮応力に対する剛性 は,全体座標系とひび割れ面座標系($\xi - \eta$) の応力,ひずみを関連づける $[T_{\sigma}]$, $[T_{\varepsilon}]$ マトリ クス, $\xi - \eta$ 系と Shear lattice 方向の応力,ひず みを関連付ける $[T_{\sigma,s}]$, $[T_{\varepsilon,s}]$ マトリクス, Shear Lattice の一軸剛性 $[D_u]$,及び Shear Controlling Matrix $[\Omega]$ の積により次式で与えられる.

$$[D_{shear}] = [T_{\sigma}]^{T} [\Omega] [T_{\sigma,s}]^{T} [D_{u}] [T_{\varepsilon,s}] [\Omega] [T_{\varepsilon}]$$
(2)

以上から,格子等価連続体化法による RC 構 成式は,コンクリートの直応力成分,補強筋の 耐荷機構をモデル化した Main lattice による剛 性と,ひび割れ面でのせん断伝達機構をモデル 化した Shear lattice による剛性の和として,次 式で与えられる.

$$[D] = [D_{main}] + [D_{shear}]$$
(3)

本構成式で想定した各格子成分の一軸平均応 力 - ひずみ関係(図-1 右上)の概要を以下に 示す.詳細は参考文献 2),3)を参照されたい. ・コンクリート圧縮モデル - 応力が,圧縮強度 に到達する前は,2次放物線で応力が増加する ものとし,ひずみ軟化領域には,解のメッシュ 寸法依存性を軽減するために,中村ら⁴⁾が提案 する圧縮破壊エネルギーを導入した.なお,ひ び割れ発生による圧縮強度の低下をモデル化す るために Collins らが提案する圧縮軟化係数,η を導入した.

・コンクリート引張モデル - プレーンコンクリ
ート部の応力 - ひずみ関係には,引張軟化曲線
である 1/4 モデルと破壊エネルギー(100 kN/m)を導入した.また補強筋との付着が期待
される領域には, Tension Stiffening Modelを仮定した.

・補強筋モデル - 軸方向鉄筋の平均応力 - ひず み関係には、Thomas T.C. Hsu らの平均引張応力 - ひずみ関係⁵⁾を仮定し、せん断補強筋には、 一般的なバイリニア型モデルを仮定した.なお、 繰り返し履歴モデルには CEB モデルを用いた. ・Shear lattice に仮定する応力 - ひずみ関係 -Shear lattice に仮定する一軸応力 - ひずみ関係 は、ひび割れ接触面における応力の伝達をモデ ル化するものであり、本研究では弾塑性モデル を仮定した.なお、ひび割れ開口によるせん断 剛性の低下、軟化は、ひび割れ幅の関数で定義 された低減係数を用いてモデル化している³⁾. 詳細は参考文献 3)に記述してある.

3. 非直交二方向ひび割れの評価

3.1 非直交二方向ひび割れの設定

従来の固定ひび割れモデルは,ひび割れ発生 時の主応力方向をひび割れ方向として固定する. しかし,繰り返し応力場では,ひび割れは必ず しも直交するとは言いがたい.そこで,本研究 では非直交二方向ひび割れを許容できるように 本構成式を拡張した.

図 - 2 に示すようなひび割れが発生した場合, 第一ひび割れ方向の座標系として,(ξ_1 , η_1)系 (以下,座標系1)を設定する.また,繰り返 し載荷中に新たにひび割れが発生すると判定さ れた RC 要素内の主応力方向が座標系1より, 25°以上変化した時,新たな方向のひび割れが 発生すると仮定し,第二ひび割れ方向の座標系 を(ξ_{γ} , η_{γ})系(以下,座標系2)とする.





図 - 3 ひび割れ座標系1と2の切り替え

3.2 繰り返し載荷時のひび割れ座標系 1 と 座標系 2 の切り替え (図 - 3)

既に二方向のひび割れが発生したと判定され た後,繰り返し載荷時にどの方向のひび割れが 支配的であるかを決定する必要がある.本研究 では,ひび割れ方向の急激,頻繁な変化に伴い, 収斂性が悪くなる事を防ぐため,各積分におい て,座標系2におけるひび割れ開口方向ひずみ, $\mathcal{E}_{(\xi_2,\eta_2)}$ が座標系1における同ひずみ, $\mathcal{E}_{(\xi_1,\eta_1)}$ よ り1.4倍大きい時,座標系2から座標系1に切 り替えるものとした.同様に $\mathcal{E}_{(\xi_1,\eta_1)} > 1.4\mathcal{E}_{(\xi_2,\eta_2)}$ の時,座標系2から座標系1へひび割れ座標系 の切り替えを行うものとした.

4. 解析対象

4.1 実験の概要

本研究の解析対象は 1993 年 9 月に RC 橋脚の 非線形域における地震応答特性を検討するため に行われた土木研究所・柱振動台実験である. 図-4に実験供試体の概要を示す 橋長は 15[m] で,桁の総重量 393[kN]の2 径間単純桁橋であ り,桁端部は摩擦が非常に少ないローラー支承 である.橋脚上部で2連の桁が固定支承で支持 されており,上部構造の慣性力はほとんど中央 の RC 橋脚に伝わる構造となっている 橋脚の断



図-4 実験の概要図と断面諸元

図-5 入力地震波と解析モデル

	Concrete			Reinforcement	
	圧縮強度	引張強度	ヤング係数	降伏強度	ヤング係数
	$f_c[MPa]$	$f_t[MPa]$	$E_c[GPa]$	$f_{y}[MPa]$	$E_s[GPa]$
実験 A	29.7	2.0	30	343.9	177
実験 B	28.6	2.94	30	343.9	177

表 - 1 材料諸元

面は図-4 に示すように短形断面で,軸鉄筋比 0.87%,せん断に対しては十分な配筋がなされ ている.

振動台の入力地震波は 1983 年,日本海中部地 震において八郎潟千拓堤防上で記録された地震 波をペースに,模型の固有周期を考慮して時間 軸を 1/2 に縮め,大きさを原記録の 2,3,4倍, (最大応答加速度 275[gal],360[gal],402[gal]) の 3 通り(それぞれ実験 A,B,C)としている. なお,実験 C では応答変位が大きく,実験中に 装置フレームと供試体が衝突したことが報告さ れているため,本研究では解析対象外とした. 実験 A と B の入力地震を図-5(右)に示す.

4.2 解析モデル

図 - 4 に示した解析対象において,上部構造 の慣性力はほぼ全て中央橋脚に伝わると報告さ れていたことから,本解析では図 - 5(左)の 様に,中央橋脚のみモデル化し解析を行った. また,実験の報告により RC Footing 部の損傷が あまり見られないため,橋脚と Footing が完全 に定着するものとし,橋脚低部観測された地震 応答を入力地震波として橋脚基部に直接導入す ることにした.

解析で用いたコンクリート及び補強筋の物性 値を表 - 1 に示す. 直径 10[cm], 高さ 20[cm]円 箇形の純圧縮実験により得られた実験 A と実験 B のコンクリートの圧縮強度はそれぞれ 29.7[MPa], 28.6[MPa]であり,補強筋の降伏強 度とヤング係数はそれぞれ 343[MPa],177[GPa] である.なお,解析では橋脚丁部に桁の重量を 持つ剛体要素を設け,橋脚の自重は各節点振り 分けることとした.

5. 実験及び解析結果

5.1 実験結果

土木研究所の報告では,実験Aと実験Bでは 加振実験中に橋脚基部とその周辺で小さなひび 割れが発生したが,加振終了後には桁の死荷重 による軸力によりひび割れは閉じ,肉眼では確 認できない程度の損傷だったことが報告されて いる.載荷終了後には,実験Aの残留変位がほ とんど生じないものに対し,実験Bには橋脚が 傾斜し,水平方向に残留変位を生じた.また, 実験Bにおける桁の最大応答加速度は実験Aの 1.07倍に対し,最大応答変位は2.5倍となって おり,最大入力加速度の比率以上に大きくなっ ている.

5.2 解析結果

(1)従来の固定ひび割れモデル

従来の固定ひび割れモデルとは, RC 要素に



図 - 6 従来の固定ひび割れモデルにより予測された応答変位と実験値の比較と荷重 - 変位曲線

ひび割れが発生した時、主応力方向をひび割れ 方向として、解析終了まで固定するものとする. すなわち,繰り返し載荷中に新たに発生するひ び割れ方向は,初期ひび割れ方向に垂直方向と される.図-6に実験Aと実験Bについて従来 の固定ひび割れモデルを用いた応答変位の解析 結果と実験結果の比較と,解析により予測され た柱基部せん断力と柱頂部の水平変位関係を併 せて示す.解析の結果,予測された固有周期は 実験と精度良く一致したものの,最大変位は両 者とも実験値よりやや低い結果となった.なお, 実験 B では橋脚が傾斜になり,残留変位が生じ たにも拘わらず,予測された残留変位は実験値 と比較して,小さい結果となった.実験では17 秒前後から破壊が局部に集中し,橋脚全体が傾 斜し,残留変位が生じたと考えられる.

(2)非直交二方向ひび割れモデル

本研究で拡張した非直交方向ひび割れを導入 した解析モデルを用いて再度解析を行った.図 -7 と図-8 に予測された応答変位及び応答加 速動と実験値のそれを併せて示すとともに,解 析により予測された柱基部せん断力と柱頂部の 水平変位関係を示す.

実験Aの解析結果は従来の固定ひび割れモデ ルに比べ,応答変位が大きくなり,最大応答変 位が実験値と精度良く一致するようになった.

表-2 解析値と実験値の比較

	実験 A	実験B
	解析值/実験値	解析値/実験値
降伏変位 $\delta_y[cm]$	1.68 / 1.41	1.52 / 1.55
最大応答変位 $\delta_{max}[cm]$	4.24 / 4.47	9.5 / 11.36
最大応答塑性率 δ_{\max}/δ_y	2.52 / 3.17	6.25 / 7.33

また実験 B では,17 秒前後から橋脚が傾斜とな り,残留変位が大きく出たのと同様に,解析に おいても,最大応答変位が実験値と比べやや低 いものの,従来の固定ひび割れモデルでは評価 されなかった残留変位について実験と精度良く 一致することが確認された.この従来の解析と の相違は、非直交方向ひび割れを導入した解析 では,材料の損傷に伴い,17秒前後から柱基部 における耐荷機構 (Main lattice の傾斜角)が, 曲げひび割れ方向(部材軸に対し垂直,水平方 向)からせん断的な耐荷機構に移行したためで あると考えられる.解析より得られた降伏変位, 最大応答変位及び最大応答塑性率を実験値と併 せて, 表-2に示す. 実験 A では, 予測された 降伏変位は実験値をやや過大評価し,最大応答 変位はやや低いものの,良い一致を示した.ま た,実験Bにおいては,予測された降伏変位は 実験値と一致したが,最大応答変位はやや小さ い値を予測する結果となった.





図 - 7 実験 A における応答変位及び応答加速度の比較と荷重 - 変位曲線

図-8 実験 B における応答変位及び応答加速度の比較と荷重-変位曲線

6. 結論

本研究では,格子等価連続体化法構成式を繰 り返し応力場に適用することを目的として,非 直交二方向ひび割れを許容するようにモデルの 拡張を行い,RC 橋脚の非線形動的解析を実施 した結果,以下の結論が得られた.

・本研究で用いられたモデルに非直交二方向ひび割れを導入することにより,RC橋脚の挙動, 特に残留変形において,従来の固定ひび割れモ デル以上の精度向上が確認された.

・格子等価連続体化法は橋脚の非線形動的解析 にも,十分適応可能であることが確認され,3 次元問題も含めた更なるモデルの向上も期待で きる.

参考文献

1) 建設省土木研究所:鉄筋コンクリート橋脚の地震保

有水平耐力の照査法の開発に関する研究,土木研 究所報告書第190号,1993.9

- T. TANABE and S.I. Ahamed : Development of LECM for Analysis of Cyclic Behavior of Reinforced Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to seismic Loads, pp.105-123, 1999.
- 3) 舟田武,田辺忠顕:格子等価連続体化法によるひび割れ面のせん断伝達モデル,コンクリート工学年次論文集 Vol.23, No3, pp.1003-1008, 2001.
- 4) H. Nakamura and T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, 参 考文献 2)と同様, Vol.2, pp.259-272,1999
- Abdeldjelil Belarbi, Thomas T.C. Hsu : Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete, ACI Structural Journal, pp.465-474, 1994.