

破壊過程を考えたラーメン橋脚の push over 解析

袴田文雄

正会員 工修 阪神高速道路公団 (〒552-0007 大阪市港区弁天1-2-1900)

1. はじめに

近年、耐震設計の分野で性能設計をいながら、終局時の変位を定量的に評価するものは多いと言えない。変位をパラメータとする耐震設計を行おうとするときには、系の終局変形について合理的な評価がなされなければならないし、そのためにはさまざまな実験結果と整合性をとる試みがなされなければならない。Push over 解析でも単に“基準震度を上回る”評価では十分とはいえない。変形についての評価が必要になる。

ラーメン橋脚などの不静定構造物に push over 解析を行うとき、部材の地震時保有耐力を十全に考慮するには、節点荷重の始から反力がゼロとなるまでの過程の完全追跡が必要になる。ラーメンの面内載荷のような不静定系の構造物では、一般に1部材の“破壊”は系の“崩壊”とは一致しない。このような系を簡易的に解くための計算方法について述べる。

最初に断面力の初期値から始めて、部材が破壊して反力がゼロになるまでにたどる断面力-変形関係について述べる。断面力変形関係が変形性能の具体的な表現になる。部材断面における断面力と変形の関係では、さまざまな“状態”を定義する。また、負の勾配を持つ区間の取り扱いを述べる。

次に部材の断面力変形関係をラーメンの剛性行列に組み込み、系の push over 解析を行うにあたって全体のフローを見る。具体的な全体剛性の組み立て、非線形挙動が考えられる部材における非線形特性、断面力変形関係の与え方を述べる。部材の変形性能を追跡するためには、節点にて載荷、除荷を繰り返す。負勾配の扱いが必要になる。

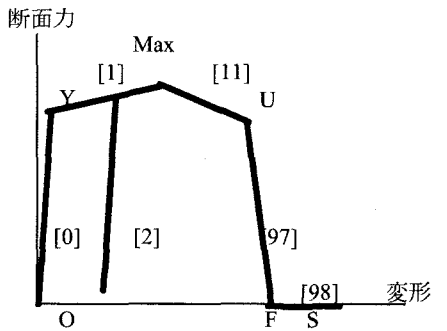
“状態の交点”では、二分法による収束計算を行う。収束計算では時刻歴解析の場合を扱うこととし、push over 解析はその特殊な場合として扱う。

次いで、実際のラーメン載荷試験結果と push over 解析結果を比較することで、適用の可能性について論じる。載荷実験は既往の発表のなかで、比較的曲げ破壊が卓越していると考えられる供試体を抽出選択した。RC ラーメン、梁を炭素繊維でじん性補強した RC ラーメン、鋼製ラー

メンの3つの実験結果について、実験結果を簡易計算の結果と比較した。比較するものは荷重と変位量である。最後にまとめと課題について述べた。

2 断面力-変形関係

ここでは、単柱で水平方向に荷重が載荷された場合を考える。断面力-変形関係が図-1のように直線的に変化する場合を考える。破壊モードは曲げのみに限定する。以下では“断面力変形関係”は部材系で、“荷重変位関係”は全体の節点系で用いることとする。



[] step	
降伏	$Y(dy, Py)$
最大	$Max(peak, Pmax)$ $peak = dy + C50 * (dmax - dy)$
終局	$U(dmax, Pu)$ $Pu = C90 * Pmax$
破壊	$S(dma1, 0)$ $dma1 = (1 + C04) * dmax$

図-1 断面力-変形関係とパラメータ

この場合では、初期値は断面力、変形とも0である。これから荷重を加えると、断面力が降伏に至りこれをYとする。降伏とともに剛性が低下し、断面力最大点 Max にい

たる。断面力最大の時は変形が最大とは限らない。これは比較的じん性に富んだ構造での変位制御の载荷試験で見られる。最大点を過ぎると変形の増加する一方で、断面力が低減する。コンクリート構造ではポストピークとして論じられることがある¹⁾。コンクリートの圧壊、カパーコンクリート破損、鋼製橋脚の局部座屈などが対応する。この区間では断面力はなだらかに低減する。断面力が最大の90%とか、降伏荷重に至った時点で、これを“終局”Uとする。これからさらに変形を増大させると、急激に断面力の低減速度は速くなる。この区間を以降“破壊過程”と呼ぶことにする。

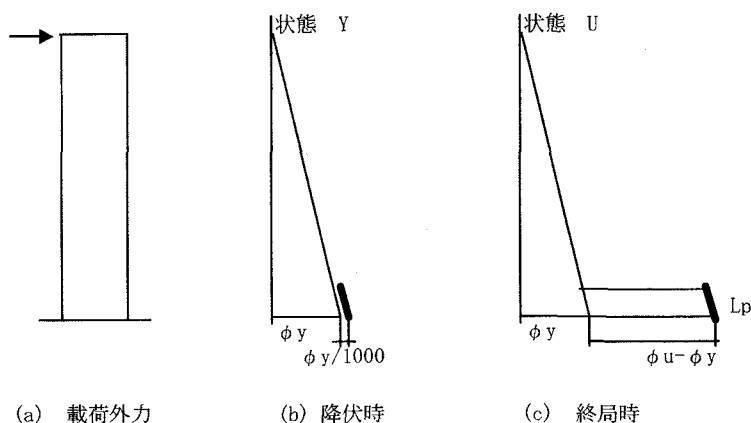


図-2 単柱モデルと曲率分布形

この場合 U は“破壊開始” (incipient failure)になる。1 自由度系に限れば、一般的な荷重制御下では、最大点 Max が破壊開始になるとも考えられる。

断面力が0になったところを、部材の当該自由度における“破壊”Fとする。部材系において“終局”と“破壊”の使分けを行う。さらに、“崩壊”とは全体系の剛性が喪失されたときとする。部材の破壊以降では部材は抵抗しない。系が不静定構造物の場合、他の部材が抵抗することで、系は安定を継続する場合がある。計算を強制的にとめるときの点をSとする。図-1には終局断面力、最大を与える変形、破壊変形についてコントロールパラメータをとともに示した。

各段階ごとに step の名称を付する。O-Y では step0, Y-Max では step1, Max-U では step11, U-F では step97, F-S では step98 と呼ぶこととする。step11, step97 は負勾配であるから、変形が増大するとき断面力は漸次低減する。

非線形部材が複数あるとき、変形は必ずしも単調増加でない。たとえば、step1 の途中で変形の増分が反転したときには、step2 として復元力の剛度が復活すると考えることができる。非弾性挙動では変形が反転するときには、断面力変形関係は異なるパスをとる。

状態変化に関しては step0→step1 のように変形が増大するものと、この場合の step1→step2 のように変形増分が反転するものに区分する。以下では前者を漸増変化、後者を反転変化と呼ぶこととする。

以上述べた断面力-変形関係とは、具体的に基部における曲げモーメント-回転角関係で表すことになる。図-2のように、具体的に単柱が頂部において水平荷重を受ける場合を考える。道路橋示方書Vと同様に、十分降伏を超えたときには(c)のように“塑性ヒンジ”が形成されたと考える。塑性ヒンジは観念的な概念であって、実際にヒンジが形成されるものではない。ただ、簡便なため説明によく用いられるにすぎない。塑性ヒンジの概念を用いて頂部の水平変位の説明ができる。このときには、水平変位は柱部の弾性ばねと塑性ヒンジ部の非線形ばねからなる“直列ばね”に荷重が作用するときの変形として説明される。したがって、

簡単のため拡大して塑性ヒンジを弾性域にまで含めて考えるとき、弾性域における塑性ヒンジに起因する変形は、無視できるほど小さくしなければならない。降伏回転角 θ_y は $\theta_y = \phi_y \cdot L_p / 1000$ と表されるとする、それ以降での回転角 θ は $\theta = (\phi - \phi_y) \cdot L_p$ である。

ここで、 ϕ_y は降伏曲率、 L_p は塑性ヒンジ長である。降伏時には塑性回転はゼロなので、本来塑性ヒンジ長も0となっているが、計算の簡便のためこのように仮定する。

断面、配筋、材料強度、軸力などが与えられれば、いろいろな方法で単柱における荷重変位関係を求めることができる。ここでは報告²⁾を用いた。断面力変形関係は降伏変形、断面力、最大変形、最大断面力の4成分で表現させた。

以上が、単柱状態で得られた断面力-変形関係をラーメンで push over 解析に用いるためのさまざまな条件である。

3 解析のフロー

次に解析のフローを述べる。解析は全体剛性に非線形要素を重ねるもので、報告³⁾のラーメンへの適用になる。

単柱における支配断面での断面力-変形関係はラーメンにおける隅角部の曲げにおける部材に適用することができる。断面における力の釣合から、FBD を用いて、仮想的な柱高さを設定する。断面の非線形挙動に伴い、曲げモーメントの再分配が行われ、全体の形状が変化するが、仮想高さの設定では、終局時をもって代表させる。軸力については、静的な軸力状態で一定とする。

次に図-3(a)のようなラーメン構造に、非線形要素を組み込む。隅角部、基部のそれぞれで曲げ破壊を考えると、それぞれにおいて1つずつ自由度が加算され、図-3(b)のような変形を持ちうることになる。隅角部では梁、柱それぞれ独立した材端回転角を持つことになる。プログラムでは master-slave 関係を使って一度解放した自由度の拘束を行う。塑性ヒンジ位置は簡単のため節点に一致させる。

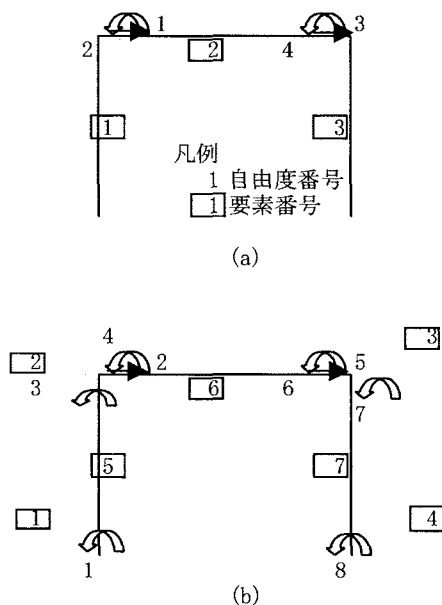


図-3 塑性ヒンジを考慮した自由度と要素番号の定義

この結果、弾性問題では3要素4自由度問題であったものが、7要素8自由度の問題になる。7要素のうち、4要素が非線形要素である。

図-4に解析のフローを示す。プログラムを便宜上、cal, col, rcwと3つに分けて呼ぶこととする。cal部分では全体剛性行列 totk を計算する。曲げに関しては基部にて1個、隅角部にて2個の自由度をもち、系としては不安定な剛性行列になっている。ついで、col部分では前述した方法²⁾で、断面の曲げモーメント-回転角関係の断面力変形関係を求める。これを1要素2自由度ばねとして、該当する剛性行列 totk の要素に重ねあわせを行う。次いで、合成した剛性行列を用いて、複数の非線形要素を持つ時刻歴解析、あるいは、push over 解析を行うことになる。

push over では部材の性能評価を行うときには荷重の増減を伴った上で、反力がゼロになるまでの追跡が必要になる。さらに一つの部材が破壊しても系が安定である範囲では変形の追跡が必要になる。

以上が複数の非線形部材を持つ系において、おのおのの部材の変形性能を十分に評価させるために必要な push over 解析の手続きになる。

4. 二分法

以下では step を移動するにあたって交点を求めるのに二分法を用いて解を得る方法について述べる。

Push over 解析は非線形動的解析のうち、加速度項と速度項がなく、荷重項が外力になる特別な場合なので、非線形

動的解析において step を移動する場合につき二分法を適用することを考えれば十分である。非線形要素は複数あるものとする。step の変化では、step0 → step1 の漸増変化を考える。

報告³⁾では漸増転移の状態変化に対して収束検討を試みたが、一般的な条件下で汎用的な収束を見出すことは困難であることがわかった。研究⁴⁾では二分法を使って、時間間隔を可変とする時刻歴解析について紹介している。こうすることで、状態変化時に収束が可能になるばかりでなく、1つの時間間隔内には最大1個の交点通過のみ許すことができるので、複数の非線形要素を扱うことが容易かつ可能になり、ここでも取り入れることとする。二分法における収束条件について少し詳しく述べる。

図-5(a)では非線形要素における断面力-変形関係、図-5(b)は加速度-時間関係である。時間 n のとき、加速度は $a(n)$ 、断面力は $P(n)$ である。n+1 で加速度は $a(n+1)$ に至る。このとき断面力は $P(n+1)$ に得たとする。断面力図で P_y は降伏を示すが、図の $P(n+1)$ では降伏値を超えている。時間増分 dt を可変にして、 P_y に収束する方法を考える。

$a(n)$ が下限[BL], $a(n+1)$ が上限[BR]であるのは明らかである。誤差を $err(n) = (BR-BL)/da$ とすると、 $n=0$ では、 $err(0) = 1$ で初期値になる。

次に、 $n=1$ では、 $b(1) = (BL+BR)/2$ として、断面力関係において、 $Q(1)$ を得たとする。このとき次の2つに場合分けされる。1) $Q(1) > P_y$ のとき、解は $[BL, BR=b(1)]$ にある。2) $Q(1) < P_y$ のとき、解は $[BL=b(1), BR]$ にある。そして、 $err(n) \leq (BR-BL)/da = 1/2$ となる。 $n=2$ 以下同様で、 $b(n)$ のとき、 $err(n) \leq (BR-BL)/da = (1/2)^n < TOL$ 。

$TOL=0.001$ のとき $n \geq 9.9$ となり、0.001の精度を得るには10回程度の繰り返し計算があれば十分となる。

例として5)を参考に、1自由度系で質量 $0.1 \text{ kg sec}^2/\text{cm}$ 、減衰定数 $\eta=5\%$ 、ばねは初期剛性 5.1 N/mm (5 kgf/cm) を持つバイリニアのヒステリシスを考え、外力に相当する加速度を与える。応答計算は等加速度法による。収束のための時間間隔が可変である二分法では、収束条件を満足するためには等加速度法による。

図-6は断面力応答である。表-1に応答計算値を見る。t は経過時間(sec), acc(cm/sec²) は入力加速度, trial は収束に至る繰り返し回数, step は状態, add は剛性(kgf/cm), u は変形(cm), p は断面力(kgf), err は収束判定時の誤差, 元の時間間隔は0.1secである。時間[0.3, 0.4]秒間に step0 → step1 の漸増変化があつて、可変時間間隔の時刻歴解析を行うと、0.383008秒で漸増変化をすることがわかる。漸増変化のみ時間間隔の変更を伴う。step0 → step1 の漸増変化では9回の繰り返しで収束値を得ている。step0 では収束しているのは明らかなので、繰り返し計算は行わない。それ以外では誤差初期値を1としているので、最低繰り返し回数2である。0.9秒では反転変化であつて、step1 → step2 と移る。剛度回復させるため最低繰り返し回数3回を記録している。

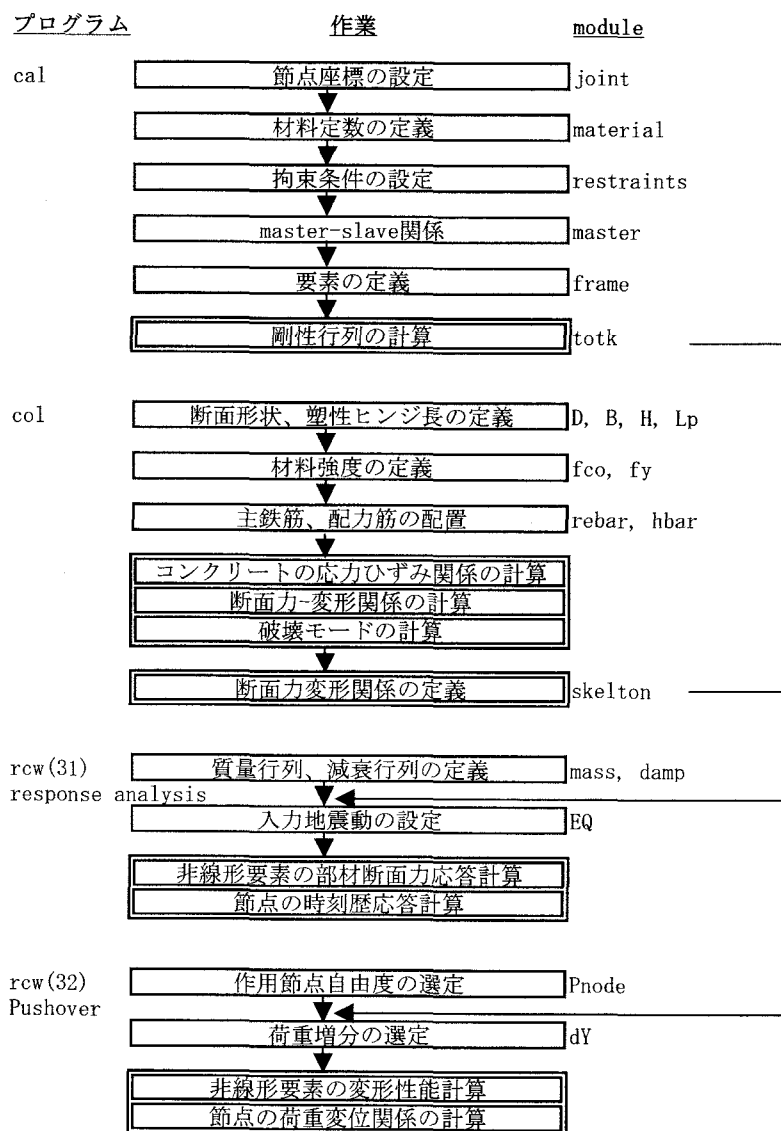


図-4 解析のフロー

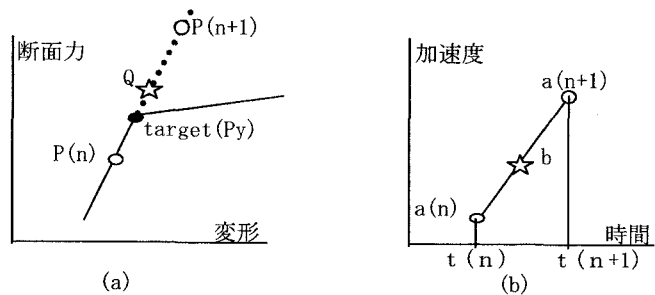


図-5 部材力領域と加速度領域

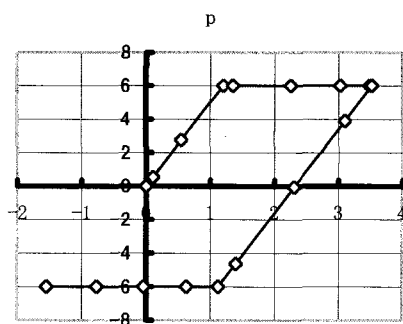


図-6 荷重変位関係

表-1 解析時間間隔を可変にした応答計算

nm	t	acc	trial	step	add	u	p	err
0	0	0	1	0	5	0	0	0
1	0.1	0	1	0	5	0	0	0
2	0.2	-50	1	0	5	0.107759	0.538793	0
3	0.3	-80	1	0	5	0.550498	2.75249	0
4	0.383008	-71.699	9	0	5	1.2	6	-5.1E-05
5	0.4	-70	2	1	0	1.35213	6	0
6	0.5	-50	2	1	0	2.25276	6	0
7	0.6	-30	2	1	0	3.02774	6	0
8	0.7	-20	2	1	0	3.48459	6	0
9	0.8	-10	2	1	0	3.52404	6	0
10	0.9	10	3	2	5	3.10426	3.9011	0
11	1	20	2	2	5	2.30884	-0.0760193	0
12	1.1	30	2	2	5	1.39554	-4.64252	0
13	1.13242	36.4844	8	2	5	1.12404	-6	0.0003214
14	1.2	50	2	1	0	0.629745	-6	0
15	1.3	70	2	1	0	-0.0396258	-6	0
16	1.4	80	2	1	0	-0.77029	-6	0
17	1.5	50	2	1	0	-1.54829	-6	0

Push over 解析でバイリニアモデルのように直線で表される断面力変形関係では、直線部では実際には繰り返し計算の必要がない。外力と断面力が線形関係にあることによる。

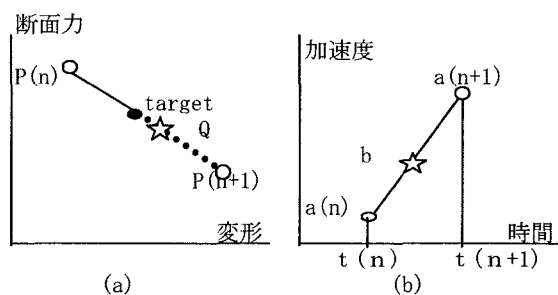


図-7 負勾配の取り扱い

二分法は漸増変化の場合だけでなく、負勾配の区間でも有効に用いることができる。負勾配区間は系が不安定な場合であり、収束が悪い。図-7 で同じ step であっても負勾配の区間では計算回数・目標値を定めて、仮に状態変化が生じるものとして、同様に満足する収束条件に至るまで繰り返し計算を行う。このことで、任意の時間間隔、あるいは、荷重増加（減少）に対して収束計算が可能になる。

4. 例題

(1) RC ラーメン橋脚^⑥

RC ラーメン橋脚の載荷試験を実施している。この実験では梁に破壊を発生させるように柱を補強している。供試体のうち最もせん断補強を行っている No.1 をモデル化して解析を行った。かぶりは鉄筋中心まで 30mm と仮定した。

RC 弾性部材についてはグロス断面を有効とした。コンクリートの弾性係数は29,400N/mm²(300,000kgf/cm²)とした。隅角部における剛性は無視。柱部についてはコンクリートの自重のみ考慮し、梁部の軸力はゼロとした。P-δ効果は考えない。そのほか報告にあるデータを用いた。鉄筋応力算出ではひずみ硬化を考慮しなかった。

部材を単柱のFBDと考えたときの柱、梁のそれぞれの高さは部材長の1/2にとった。塑性ヒンジ長は断面の1/2にとった。

表-2にはプログラムとデータファイル一覧を示した。

表-2 データファイル

例題	unit	filename
(1)	cal	r01c.dat
	col	r01r.dat
	rcw	b3201.dat
(2)	cal	r02c.dat
	col	r02r.dat
	rcw	b3202.dat
(3)	cal	r03c.dat
	col	r03r.dat
	rcw	b3203.dat

断面解析のあと、たとえば、柱における断面力変形関係の特性値として次のように得る。

$P-d=0.0978077, 16944.5, 1.35121, 21584.8$

$M-\phi=0.000104458, 898058, 0.0018567, 1.14399e+06$

$M-\theta=1.6191e-06, 898058, 0.0271597, 1.14399e+06$

これはそれぞれ、仮定の荷重点における水平変位・荷重、基部における曲げ・曲率、基部における曲げ・回転角で、降伏、最大を示している。それぞれ等価であり、単位は従来系である。変位はcm、曲率はrad/cm、回転角はrad、荷重はkgf、曲げモーメントはkgfcmである。解析では柱、梁とも曲げせん断破壊するが、これを無視し曲げで破壊するものとしている。以下でも同じである。

得られた断面力特性、全体の剛性行列を使ってラーメンのpush over解析を行う。解析のコントロールパラメータとして、破壊過程における計算個数を5にとった。Push overにおける荷重増分を58,800N(6,000kgf)にとった。図-1のパラメータでC50=0.5, C90=0.9, C04=0.1として断面力変形関係を定義した。

結果を図-8に得る。p[1] p[2]は要素番号1,2の部材の断面力-変形すなわち、曲げモーメント-回転角関係であり、F[2]は外力の作用位置における自由度(=2)の荷重-変位関係であり、そのままpush over結果になる。部材の対称性から非線形要素3は2と、4は1と同等である。

F[2]で崩壊時に0に至っているの、誤差は小さいことがわかる。非線形部材の断面力変形関係が直線で構成されるとき、誤差は目立たない。最初2,3要素(梁)が降伏先行である。破壊においても梁部材の破壊が先行し、柱部材の破壊を待って系の崩壊となる。外力は変位において単調増

加である。一部、2cmを超えたところで、スライドする動きが見られる。梁が曲げ破壊に至ったものである。

報告から Y(6.3mm,221.3kN(22.5tonf)), Max(34.5mm, 322kN (32.9tonf)), U(41.3mm,221.3kN(22.5tonf)) を読む。実験結果は○で降伏、△で最大荷重、▽で終局変位を図に重ねる。終局時では変位、節点力とも大きく異なる。剛域を無視したこと、片振り試験の影響など考えられる。また報告では隅角部のせん断破壊を伴っているようなので、もし隅角部破壊がないとすると、系はさらに大きなじん性を示すと考えられる。この観点からも、解析結果は実験結果を十分に説明できていることにならない。

(2) 炭素繊維で梁を補強したラーメン橋脚⁷⁾

この実験では、基準供試体で梁がせん断破壊するところ、供試体 A-2 では梁に炭素繊維にて系のじん性を向上させる。

せん断補強して補強した供試体の繰り返し載荷実験を行っている。この結果曲げが卓越した挙動をすることとなり、系が大きなじん性を発揮することとなっている。

この供試体をモデルに本文に述べた手法でpush over解析を試みる。例題(1)と同様に、対称構造物なので、基部、梁の断面力と回転角、節点での荷重変位関係を見る。この場合隅角部では柱が強度が大きいので、梁の側に塑性変形が集中するのは自明である。報告では隅角部が破壊したようにも見える。隅角部の配筋が不十分なときには破壊は隅角部に及ぶ。一般に隅角部の破壊は脆性的であり、修復困難につき、好ましい結果を与えない。実験で柱、梁に着目するならば、隅角部破壊が生じない工夫が必要である。以下では隅角部、柱基部ともせん断破壊しないとして解析する。Push overにおける荷重増分を58,800N(6,000kgf)にとった。(1)と同様に図-1でC50=0.5, C90=0.9, C04=0.1とした。

結果を図-9に示す。報告から Y(8.5mm,224.6kN(22.9tonf)), Max(34mm,293.9kN(30.0tonf)), U(64mm,264.5kN(27.0tonf)) を読む。実験結果は○で降伏、△で最大荷重、▽で終局変位を図に重ねる。実験では最大強度から少し下降したところで実験を終えているので、当然全体の比較はできないが、最大荷重点、終局変位点では解析結果は断面力、変形とも実験値より小さい。(1)と同様の影響が考えられる。

ただ、柱基部、梁ヒンジでは、弾性構造と異なり、剛域が耐力に与える影響は大きくはない。そうすると、単柱モデルにおける耐力評価手法の再検討まで必要になる可能性がある。

(1)と異なり、柱の降伏が先行する。柱は変形性能に劣るので、柱が先に破壊する。また、梁部材では、断面力が最大値付近で一度除荷、その後載荷状態に戻って、断面力-変形曲線に復帰するパスが見られる。この荷重変位関係が2段の段差を持つのは、梁を炭素繊維で十分に補強するので、柱の曲げ破壊後も梁の曲げの変形性能が継続して発揮されることにある。このためには“破壊し終わった”あとも、柱は十分に変形することが保証する必要がある。一般のRC柱ではここまでの変形性能を発揮することは困難かもしれない。

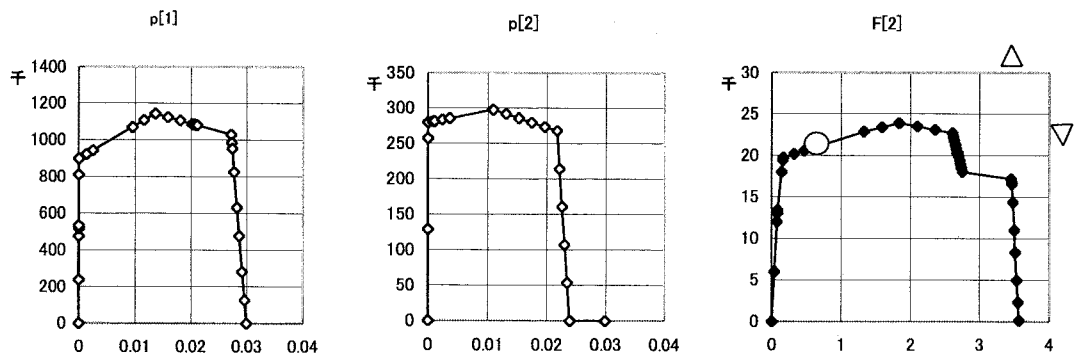


図-8 RC ラーメン No. 1 の push over 解析

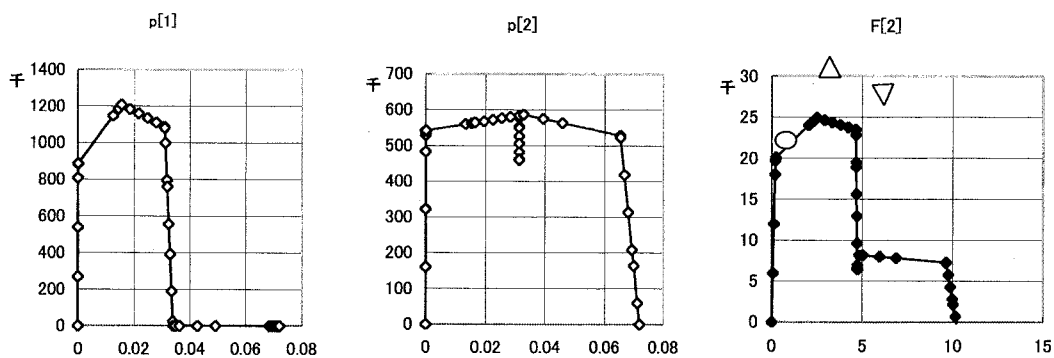


図-9 梁を炭素繊維補強した RC ラーメン A2 の push over 解析

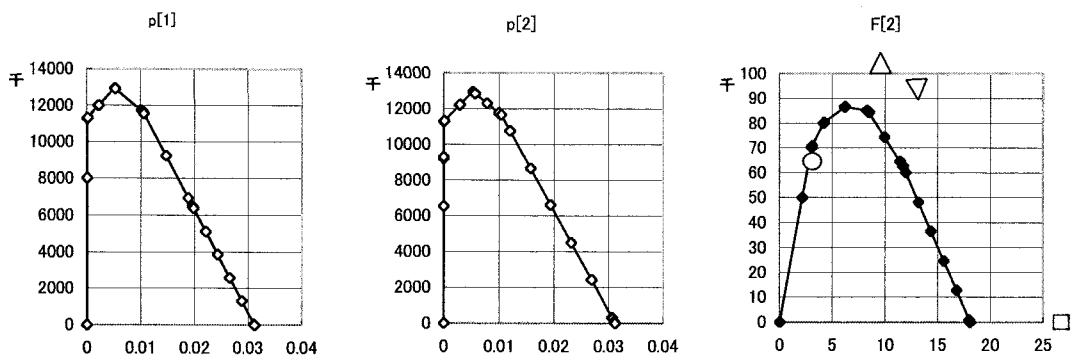


図-10 鋼製ラーメンの push over 解析 (C04=2)

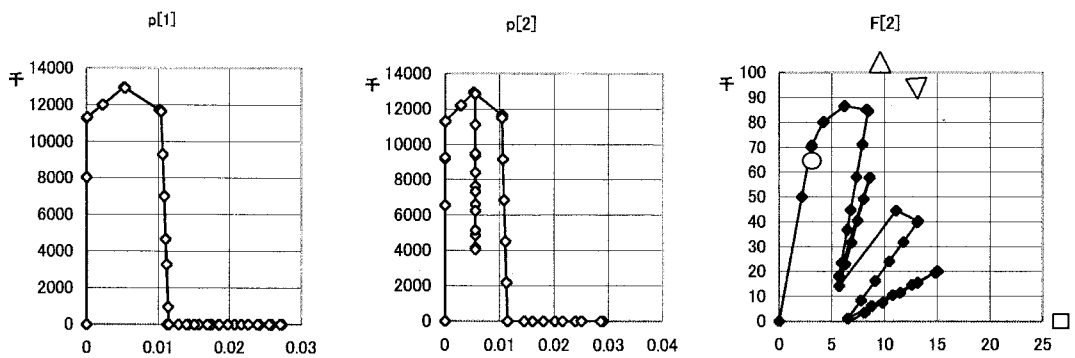


図-11 鋼製ラーメンの push over 解析 (C04=0.1)

(3) 鋼製橋脚⁹⁾

本文に述べた手法はRC構造に限定されるものではない。鋼構造のラーメンであっても同じように扱うことができる。この場合は柱が梁に比べて断面力が小さいので、隅角部では柱の方が支配的になる。例題(1)(2)と異なり、柱の上下端に塑性ヒンジが形成されるタイプになる。リブについては等価面積をフランジ、ウェブに増厚して与えた。研究⁹⁾に幅厚比パラメータ $RF=0.38$ から終局の局部座屈ひずみ $\epsilon_{lf}=0.0146$ が与えられ、これを部材における終局状態を規定するものとする。鋼板応力のモデル化では、8) にない、ひずみ硬化のあるバイリニアモデルを用いた。

Push over における荷重増分を $490,000\text{kN}(50,000\text{kgf})$ にとった。図-1 で $C50=0.5$, $C90=0.9$, $C04=2$ として断面力変形関係を定義した。

結果を図-10 に示した。この実験では幸いに終局で止めることなく実験を継続しているので終局、破壊ともほぼ比較することができる。報告から $Y(31.7\text{mm}, 639\text{kN}(65.2\text{tonf})$, $Max(95\text{mm}, 1028\text{kN}(104.9\text{tonf})$, $U(132\text{mm}, 925\text{kN}(94.4\text{tonf})$, $F(270\text{mm}, 0\text{ton})$ を読む。実験結果は○で降伏、△で最大荷重、▽で終局変位、□を外挿して破壊を図に重ねる。

この場合は、柱の上下にヒンジが形成されるので、剛域は直接耐力に影響する。さらに隅角部内側に比較的大きなカラーが設置されている。このことで、耐力の実験値はほぼ説明される。変形性能については終局ひずみがやや安全側の指標になっている。

ここで今度は $C04=0.1$ として破壊勾配を定義してみる。結果を図-11 に示した。局部座屈を伴って破壊する場合には、比較的なだらかな破壊勾配をとるが、何らかの現象で破壊勾配が急なときには、荷重変位曲線は変位、荷重とも載荷、除荷の繰り返しを伴うことがわかる。

この例題を含め、梁の軸力変位を伴うとき、解析結果は厳密には対称ではない。二分法では1時間区間内に最大1箇所の状態変化しか認めないので、実数の有効桁数(8bit, 15digit)の中でも大小を比較選択を行う。この場合、非線形要素1,4破壊の後には、残る2,3では2の破壊が先行する。このため、図-11 では1,2要素の破壊後、0反力が継続しているように見えるが、この間要素3は反力を持っている。要素3の破壊後、はじめて系は崩壊に至り計算を止める。

5. まとめと課題：

以上、複数の非線形要素をもつ構造で、破壊過程を考えた pushover 解析を簡易的に行う方法について述べ、かつ実験例と比較を行った。今後、単なる構造物の非線形解析だけでなく、全体系の崩壊まで視野に入れた解析が必要になると考えられる。この領域まで考えることで、はじめて許容応力度法ではあいまいであった、不静定構造物における構造冗長度 (structural redundancy) が定量的に把握できるし、先の地震にみたように、単柱に比較してラーメンの損

傷度の違いの説明が可能になるであろう。結論として、

1) 断面力変形関係の破壊に至るまでのパスについて考察を加えた。

2) ラーメンに非線形要素を組み込んで破壊過程を考慮した push over 解析のフローを示し実行した。

3) 状態変化を伴うとき二分法を適用する方法、精度を述べた。

4) 3つの既往実験について比較した。定性的に破壊をトレースできるが、荷重、変位とも定量的な再現性に課題がある。

今後の課題として多くの事例確認を行い、収束確認、荷重・変位確認を継続するほか、特に耐力の再現性を目指して、以下の課題があげられる。

[1] 剛域を組み込んだ解析を実施する。

[2] 単柱モデルにおける耐力評価手法の再検討を含んだ耐力評価方法に関する検討を実施する。

[3] 曲げ破壊に限定することなく、せん断破壊、曲げせん断破壊を取り入れたモデル化を行う。

[4] 破壊過程を考慮した時刻歴解析を行い、実験結果と比較する。

荷重載荷に伴い、ラーメンでは軸力が変動する。これが系の変形性能に与える影響についてははっきりしない。今後実験結果を比較検討することで、有意か否かが明らかにされると考えられる。Push over 解析結果が繰り返し載荷を受けた場合の荷重変位曲線の包絡線になるかは仮定である。破壊勾配についても仮定である。本プログラムは公開している⁹⁾。実験結果を公表いただいた諸兄に深謝します。

参考文献

- 1) 水野英二, 松村寿男, 畑中重光: 繰り返し載荷を受ける鉄筋コンクリート柱のポストピーク挙動解析, コンクリート工学論文集, 第13巻第3号, 2002年9月, pp47-60
- 2) 袴田文雄, 前川順道: RC橋脚補強の耐震設計計算方法の検討, 第24回地震工学シンポ, 1997.7, pp353-356
- 3) 袴田文雄, 伊津野和行: 非線形ばねによる衝突問題の解析に関する基礎的検討, 地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 Vol. 3 巻 年: 1999年 215-220 頁
- 4) 緩衝型落橋防止システムに関する調査研究, 土木学会関西支部, pp3-31~33, 2000.7
- 5) Clough, Penzien: Dynamics of structures, pp129, 1993
- 6) 田口絢子, 幸左賢二, 吉原聡, 田中克典: RC ラーメン橋脚梁部のせん断力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, vol.24, No.2, 2002, pp907-912
- 7) 山田伝一郎, 睦好宏史, 小西由人, 藤田亮一: 繊維シートで梁を補強した RC1 層ラーメン橋脚の耐震性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.24, No.2, 2002, pp1291-1296
- 8) 小野潔, 西村宣男, 高橋実, 野中哲也, 坂本佳子: M- ϕ 関係を利用した矩形断面鋼製ラーメン橋脚面内方向の耐震性能評価に関する一検討, 第5回保有耐力シンポ, 2002.1, pp81-88
- 9) <http://www.fiberbit.net/user/hakamada/>