琉球大学学術リポジトリ

コンクリートの引張破壊挙動に関する解析的研究

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 富山潤 公開日: 2021-12-15 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 富山, 潤, Tomiyama, Jun メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/25354

3．4 まとめ

本章では，節点ベース有限要素法であるフリーメッシュ法の特徴を最初に述べ，次いで，動的釣合式である運動方程式を用いた増分法をコンクリートの引張破壊へ適用する方法とその解析アルゴリズムを述べた。

フリーメッシュ法をコンクリートの破壊解析へ適用するために提案した方策を，総括すると，以下の通りとなる。

(1) フリーメッシュ法は，要素ベースで各計算プロセスを遂行していた有限要素法を，節点ベースで各計算プロセスを遂行するように改良したものである。従来，要素単位や積分点単位で評価していた応力の評価を，節点で評価するように改良する必要があった。いくつかの節点応力評価方法を挙げ検討した結果，それらの差は，非常に小さいことがわかった。そこで，本論文では，節点の応力はその節点のまわりに一次的に作成するローカル要素の応力の平均値を用いることとした。

(2) 本論文では，コンクリートのひび割れモデルとして「ひび割れ帯びモデル」を採用しているので，引張軟化曲線のひび割れ幅をひび割れひずみに変換するために必要な“等価長”を，フリーメッシュ法用に二種類提案した。それらの数値的検討は，**4．2節**で行う。

(3) ひび割れ後の節点応力の評価法を提案した。フリーメッシュ法では，全体剛性マトリックスを作成するために要素剛性マトリックスを三回参照する必要がある。このため，今参照している要素にひび割れ節点と健全節点が混在する場合，着目中心節点が健全節点に選択されても，ひび割れ要素剛性を評価するように解析プロセスを構築しておかなければ，要素剛性マトリックスの材料特性的不整合性が生じることになる。その解決法として，ひび割れ節点にひび割れ発生順位なるものを設定し，ひび割れ発生順位の小さい節点を基準にローカル要素剛性マトリックスを作成するプロセスを提案した。それにより，ローカル要素剛性マトリックス作成の際の材料特性的不整合性を防ぐことが出来る。

(4) コンクリートの材料不均質性を考慮するために，フリーメッシュ法の解析データである節点情報に節点座標，検索半径に加えて材料特性を個々の節点に与える必要があることを示した。

第4章 フリーメッシュ法によるコンクリートの引張破壊の数値解析例

第4章 フリーメッシュ法によるコンクリートの引張破壊の数値解析例

4．1 はじめに

本章では，解析方法の妥当性を検討するために，いくつかの適用例を示す。

適用例として，

1) 両側中央切欠きを有するコンクリート棒の直接引張試験

2) 中央切欠きを有する無筋コンクリートはりの曲げ試験

3) 無筋コンクリートはりの曲げ試験

の解析を行った。

4．2節の解析では，本解析方法の引張軟化への適応性とフリーメッシュ法用等価長の検討および不安定現象であるスナップバックが生じた場合の本増分法の検討を行った。**4．3節**では，引張ひび割れの進展をシミュレートできるか否かを検討した。**4．4節**では，コンクリート構造物の特徴的な破壊であるひび割れの局所化問題への検討を行った。

4．2 両側中央切欠きを有するコンクリート棒の直接引張試験

ここでは，フリーメッシュ法のための等価長 l_{eq} の評価法の検討と，動的釣合式を用いた本解析方法の引張軟化解析に対する妥当性を検討するために，図 4-1 に示す直接引張を受ける両側中央に切欠きを有する長方形断面のコンクリート棒でコンクリートの材料特性の異なる2ケース(No.1, No.2)の解析を行った。その材料特性を表 4-1 に示す。

供試体 No.1 は Cornelissen ら[39]の行った実験の供試体であり，この供試体を例として本解析法の引張軟化解析への適応の妥当性と，フリーメッシュ法のための等価長 l_{eq} の検討を行った。数値解析は，図 4-2(a)のように全体解析(331 節点)で行った。

供試体 No.2 は，Rots ら[6]の行った解析に用いた供試体であり，最大平均応力後，スナップバックが生じている。そこで，動的釣合式を用いている本解析と，Rots らの解析とでどのような差が生じるかを検討するため，同じ問題の解析を行い比較した。なお，解析結果は破壊が対称に生じる場合と比較するために，図 4-2(b)に示すように対称性を用い供試体の 1/2(329 節点)を解析した。節点の配置は，両解析モデルとも切欠き

付近を密に配置した。なお，解析は変位制御で行っている。

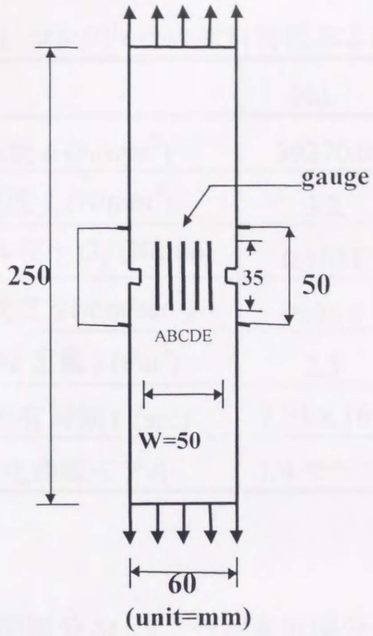
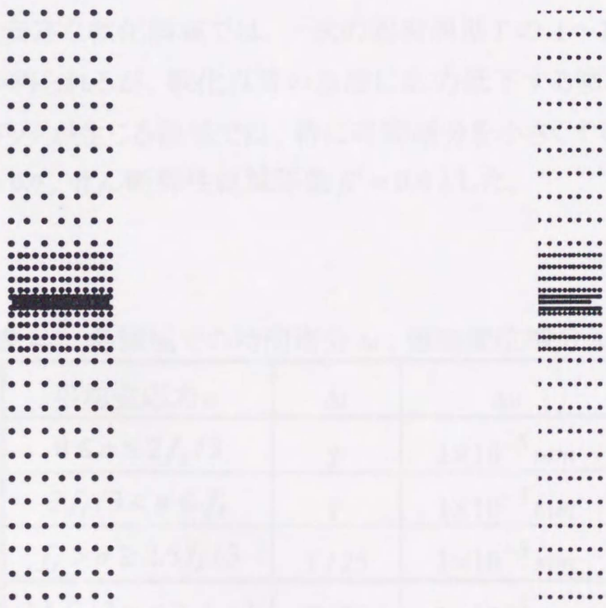


図 4-1　直接引張試験供試体と節点分布



(a)No.1 節点分布(331 節点)　　(b)No.2 節点分布 (329 節点)

図 4-2　節点分布

表 4-1 コンクリートの材料特性および解析条件

	No.1	No.2
弾性係数 E (N/mm^2)	39270.0	18000.0
引張強度 f_t (N/mm^2)	3.2	3.4
破壊エネルギー G_f (N/mm)	0.1031	0.0593
重力加速度 g (mm/sec^2)	9800.0	9800.0
単位容積重量 γ (t/m^3)	2.3	2.3
一次の固有周期 T (sec)	7.73×10^{-5}	1.142×10^{-4}
引張軟化曲線モデル	1/4 モデル	1/3 モデル

No.1 の解析では，時間増分 $\Delta t = T$，強制変位増分 $\Delta u = 4\times10^{-4}\,mm$ を用いた。

No.2 の場合，No.1 の解析と異なりスナップバックが生じているため，時間増分 Δt，強制変位増分 Δu を固定させて解析すると不安定になる。従って，それらの値を動的に変化させる必要がある。変化させる目安は，切欠き上の平均主応力の値とし，表 4-2 にその値を示す。安定な軟化領域では，一次の固有周期 T の 1～1/10 程度の時間増分で安定した解が得られるが，軟化以降の急激に応力低下する領域，つまり，静的釣合式でスナップバックが生じる領域では，特に時間増分を小さくする必要がある。なお，減衰影響係数 $\alpha = 0.0$，せん断弾性低減係数 $\beta' = 0.4$ とした。

表 4-2 各領域での時間増分 Δt，強制変位増分 Δu

平均主応力 σ	Δt	Δu
$0 \le \sigma \le 2f_t/3$	T	$1\times10^{-5}\,mm$
$2f_t/3 < \sigma \le f_t$	T	$1\times10^{-5}\,mm$
$f_t > \sigma \ge 2.5f_t/3$	$T/25$	$1\times10^{-5}\,mm$
$2.5f_t/3 > \sigma \ge f_t/2$	$T/25$	$1\times10^{-5}\,mm$
$f_t/2 > \sigma \ge f_t/3.5$	$T/25$	$1\times10^{-5}\,mm$
$f_t/3.5 > \sigma$	$T/5$	$1\times10^{-5}\,mm$

次に，解析結果を示す。

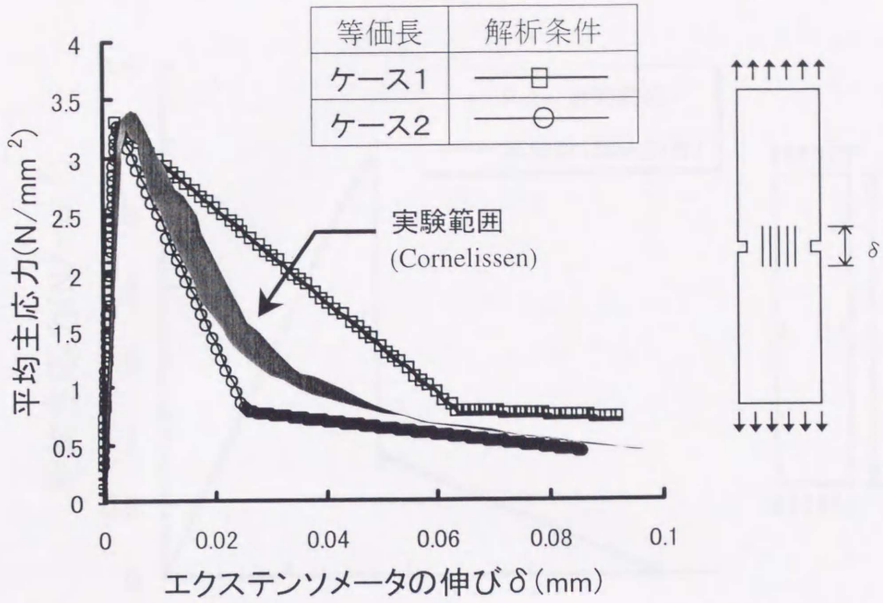
＜引張軟化解析への検討と等価長の検討＞

図 4-3(a)に，供試体 No.1 の切欠き線上の平均主応力とエクステンソメータの伸びとの関係を示す。また，図 4-3(b)(c)に，増分のある平均主応力σ段階での切欠き線上の主応力分布の変化を示す。図 4-3 の解析結果から，フリーメッシュ法は，ひび割れを節点単位で考慮し，ひび割れが生じると図 3-16 に示すように中心節点周りの一時的な要素に一様に生じるとしているため，**ケース2**（図 3-23:中心節点レベル）の等価長が，**ケース1**（図 3-22:要素レベル）よりも適していることが確認できた。今後の解析では，**ケース2**の等価長を採用することとする。また，図 4-3(b)(c)より，本解析結果は，切欠き先端からひび割れが発生し，徐々に切欠き線上全体にひび割れが起こり，主応力が低下する様子を良く評価していることがわかる。

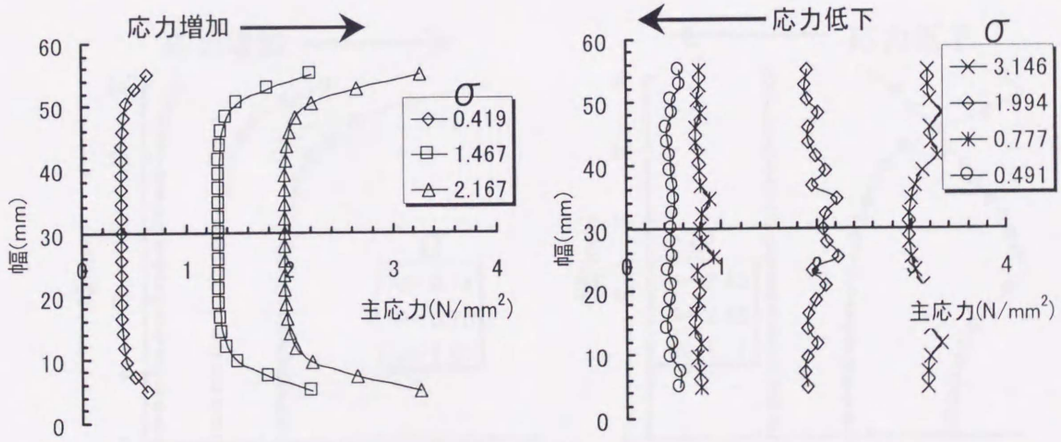
＜動的釣合式の検討＞

図 4-4(a)に，供試体 No.2 の切欠き線上の平均主応力σと全体の伸びとの関係を示した。また，図 4-4(b)(c)に，増分のある平均主応力σ段階での切欠き線上の主応力分布の変化を示す。

図 4-4(a)より，Rots らの解析は，弧長増分法によるものであるが，静的釣合式を用いているため，最大平均応力後，変位が戻る現象，いわゆるスナップバックが生じている。本解析結果は，動的釣合式を用いているため，最大平均主応力付近までは，Rots らの解析値と一致しているが，それ以降は**2．5節**同様，変位がバックすることなく平均主応力が急激に降下し，応力の低下域に達すると Rots らの解析値の延長上と一致した。これより本解析手法は，スナップバックが生じるような問題に対しても，スナップバック領域を避けて解析が可能であることが示された。ただし，スナップバック領域の挙動を明らかにしたい場合には，本解析手法は適していない。また，図 4-4(b)(c)より，No.1 同様，ひび割れ発生から進展過程の主応力状態を良く評価していることがわかる。

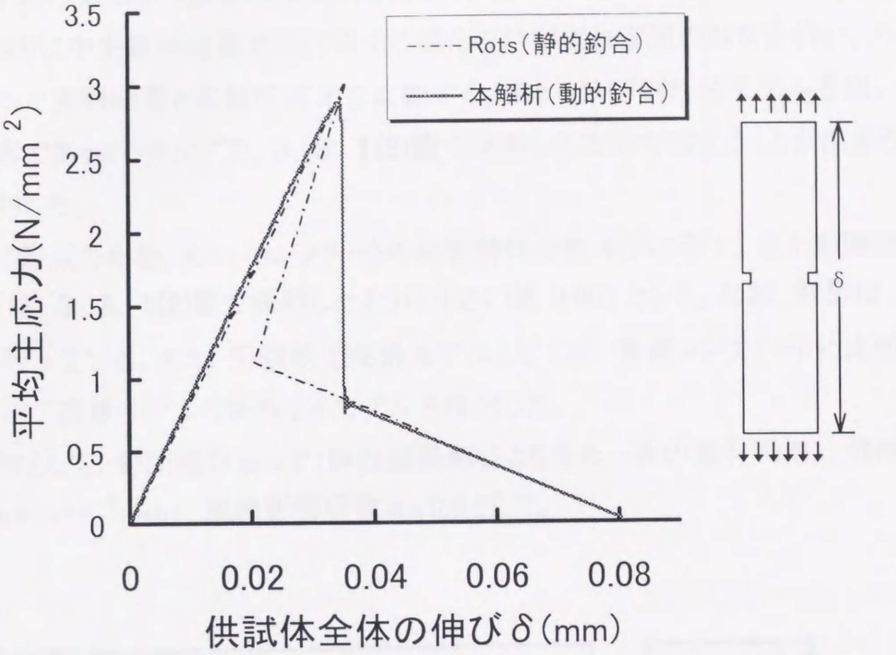


(a) 平均主応力－エクソテンソメータの伸び曲線

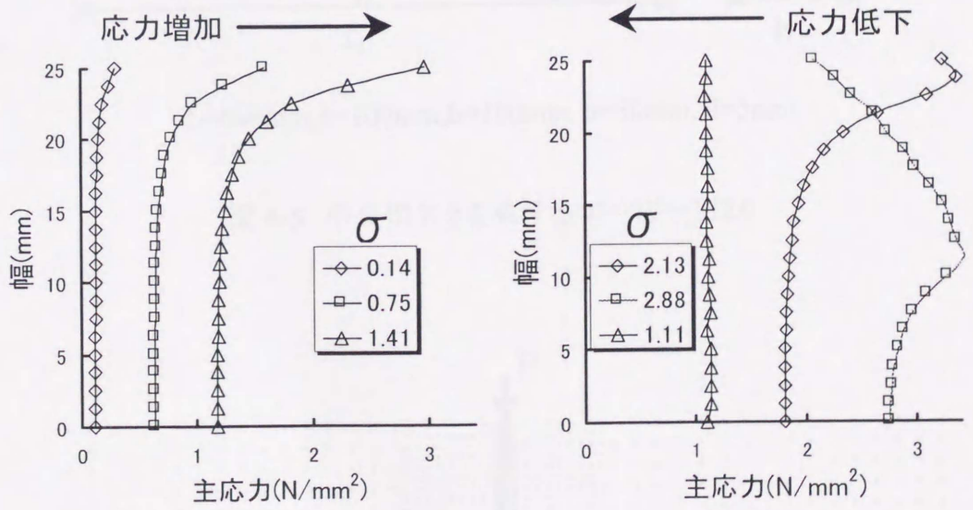


(b) 応力分布の変化(弾性)　　(c) 応力分布の変化(軟化)

図 4-3 引張軟化解析および等価長の検討(No.1)



(a) 平均主応力－供試体全体の伸び曲線



(b) 応力分布の変化(弾性)　　(c) 応力分布の変化(軟化)

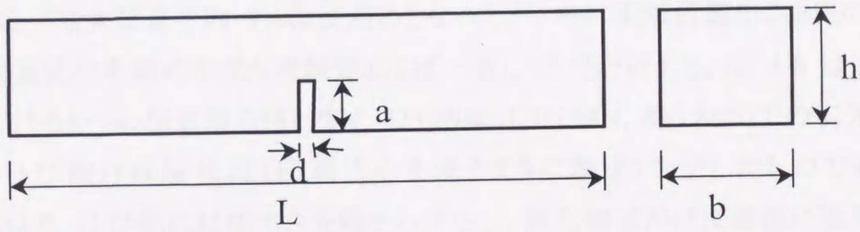
図 4-4 動的釣合式を用いた解析手法の検討(No.2)

4．3 中央切欠きを有する無筋コンクリートはりの曲げ試験

ここでは，曲げ破壊が支配的な問題の例として，図 4-5 に示す切欠きを有する無筋コンクリートはりに中央集中荷重 P が作用する場合のひび割れ進展の解析を行い，六郷ら[40]が行った実験結果と本解析結果を比較する。また，ひび割れ帯モデルを用いたための弊害であるロッキングを，**3．3．1(2)節**で説明した方法で抑えることが出来るか否かを検討した。

図 4-6 に節点分布を，また，コンクリートの材料特性を表 4-3 に示す。せん断弾性低減係数 β' は，**3．3．1(2)節**で説明したように小さい値 0.001 とした。なお，解析は，変位制御で行っている。また，引張軟化曲線モデルとしては，普通コンクリートに比較的適合の良い二直線モデルである 1/4 モデルを採用した。

解析条件として，時間増分 $\Delta t = T$（弾性振動解析より得た一次の固有周期），強制変位増分 $\Delta u = 1\times10^{-4}(mm)$，減衰影響係数 $\alpha = 0.0$ とした。



L=800mm,h=100mm,b=100mm, a=50mm, d=5mm

図 4-5　中央切欠きを有するコンクリートはり

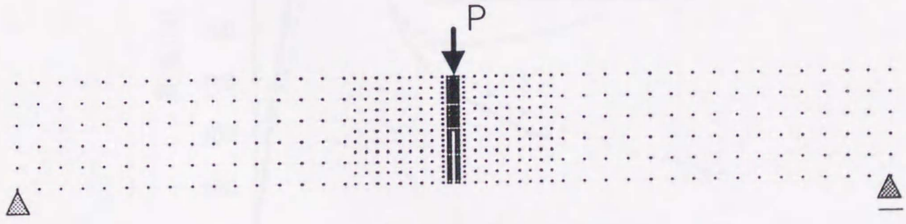


図 4-6 解析領域の節点分布(595 節点)

表 4-3 コンクリートはりの材料特性

弾性係数 $E_c(N/mm^2)$	39224
引張強度 $f_t(N/mm^2)$	3.33
ポアソン比 ν	0.2
破壊エネルギー $G_f(N/mm)$	0.190
一次の固有周期 T (sec)	5.5×10^{-3}

次に解析結果を示す。図 4-7 は荷重－載荷点変位を示したものである。図中の本解析値1とは，ひび割れ節点のひび割れ方向と平行な応力が，引張強度を越えないように計算する方法，すなわち，3．3．1(2)節で述べた方法を採用しない場合の結果で，本解析値2とは，それを採用した場合の結果である。この図より，本解析値1では，最大荷重後に再び荷重が増加するのに対して，本解析値2は実験結果と同様に最大荷重に達した後に変位の増加と共に荷重は低下した。また，本解析値は，1，2共に実験結果に比べ最大荷重で約 9%程度高めとなったが，特に本解析値2は曲線の立ち上がりや荷重変位曲線の形状も実験値とほぼ一致していると言える。図 4-8 は，本解析値2における4つの荷重段階(81.78N，425.09N，1205.94N，835.86N)での切欠き断面付近のひび割れ進展状況（節点中心を通るように表示）を示したものである。図 4-8(a)(b)より，ひび割れは切欠き先端から発生し，軟化領域がほぼ垂直に進展していく様子がわかる。これより，本解析法は引張ひび割れ進展に対するシミュレーションも可能であることがわかる。

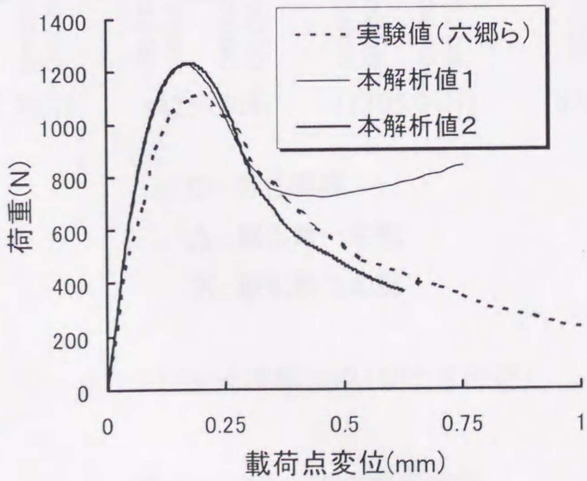
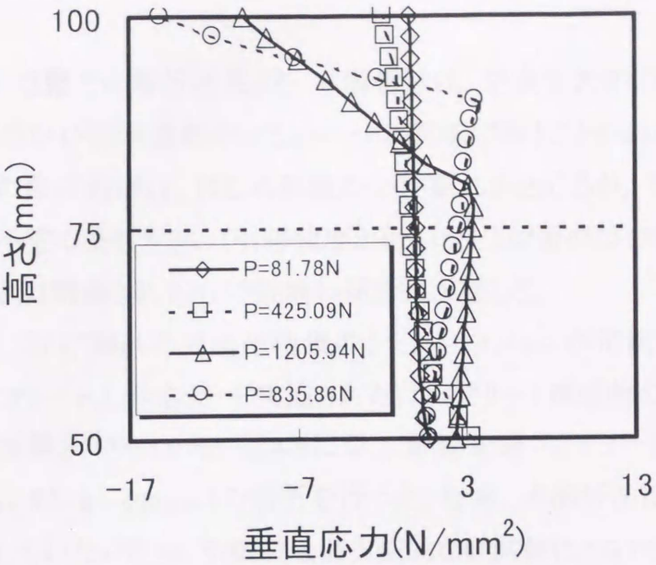
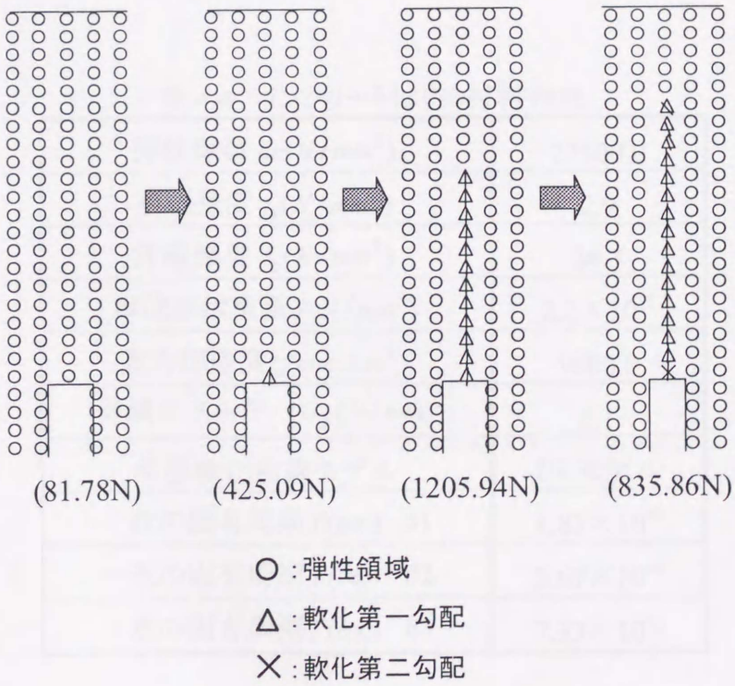


図 4-7 荷重―載荷点変位



(a) 切欠き線上の水平応力分布



(b) ひび割れ進展状況(切欠き付近)

図 4-8 はりの破壊進展状況

4．4 無筋コンクリートはりの曲げ破壊の解析

4．2，4．3節での解析結果より，本解析法は，中央切欠きを有する無筋コンクリート曲げ破壊のひび割れ進展のシミュレートが可能であることがわかった。一般に無筋コンクリートの曲げ破壊は，はじめ無数のひび割れが生じるが，不均質な材料であるために初期不整の最も大きい（引張強度が低いなど）位置のひび割れが卓越し，その他のひび割れは除荷されるという破壊の局所化が起こる。

ここでは，ひび割れの局所化現象のシミュレーションが可能か否か，1993年にJCI（日本コンクリート工学協会）で実施された『コンクリート構造物の破壊に関する共通解析および実験』[4]の内から，図4-9に示す無筋普通コンクリート（#1：$h=100mm$，#2：$h=200mm$，#3：$h=400mm$）の解析を行った。なお，本解析法は，圧縮領域の塑性破壊を考慮していないため，引張破壊が支配的な供試体についてのみ検討している。

供試体の材料特性を表 4-4 に示す。表中に示した引張軟化曲線モデルは，JCI から指定されたものである。

表 4-4 コンクリートはりの材料特性

弾性係数 $Ec(N/mm^2)$	27500.0
引張強度 $f_t(N/mm^2)$	2.9
圧縮強度 $f_c(N/mm^2)$	34.3
単位体積重量 $\gamma(N/mm^3)$	2.3×10^{-6}
重力加速度 $g(mm/sec^2)$	9800.0
破壊エネルギー $G_f(N/mm)$	0.1
引張軟化曲線モデル	1/4 モデル
一次の固有周期 T(sec) #1	1.83×10^{-4}
一次の固有周期 T(sec) #2	3.67×10^{-4}
一次の固有周期 T(sec) #3	7.33×10^{-4}

図 4-9 に載荷状況を，図 4-10 に節点分布を示す。節点分布は載荷点間が密になるように配置し，いずれの供試体も節点数 375 で同じ節点分布とした。せん断弾性低減係数 β' は，**4．3節**同様 0.001 とした。なお，解析は変位制御で行い，強制変位として 1×10^{-4}/3mm を与えた。

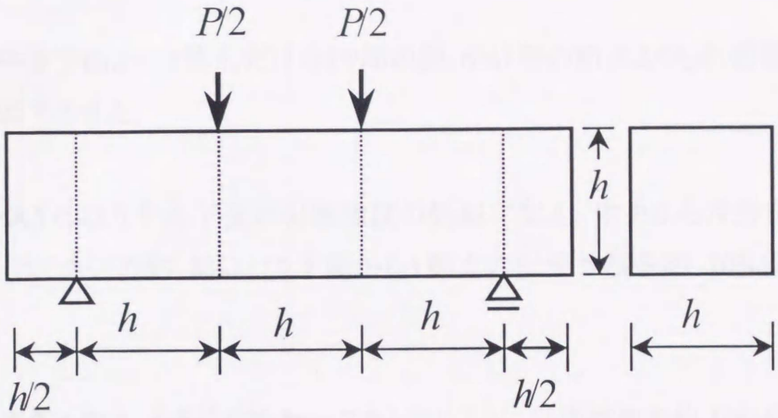


図 4-9 コンクリートはりの載荷状況

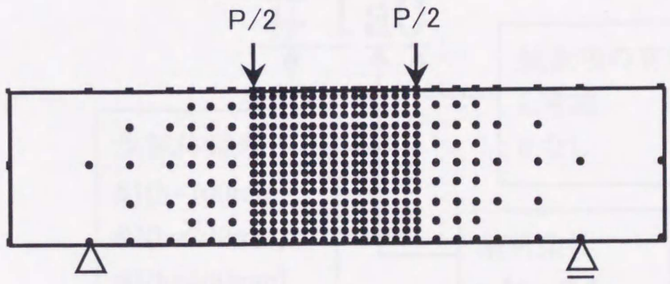


図 4-10 節点分布（375 節点）

解析は，載荷点間の曲げモーメントが一定であるので，ひび割れの局所化現象を解析するために，はりのある部分に初期不整を導入した。初期不整として，引張強度を他の部分（節点）より約 10%低下させた。各節点が節点情報として引張強度を有しているので，このような操作は容易に行うことが出来る。本来なら，確率論に従い強度のばらつきを考慮するべきであるが，今回は単純化した次の3ケースの解析を行った。

ケース1：はり中央下面から2節点だけ（はり高の約 6%）他の節点よりも引張強度を約 10%低下させた。

ケース2：**ケース1**のはり中央下面の引張強度の低減に加え，中央から片方5節点離れた（はり長さの約 8%）はり下面から1節点の引張強度を約 10%低下させた。

ケース3：**ケース2**に加え，もう片側を**ケース2**と同じように引張強度を約 10%低下させた。

また，解析名称を図 4-11 のように表現した。

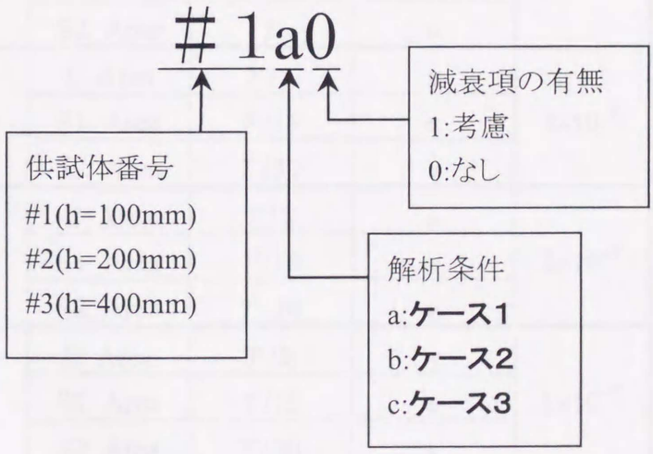


図 4-11 解析名称詳細

表 4-5 に解析に用いた時間増分 Δt，強制変位増分 Δu および減衰影響係数 α を示す。

減衰影響係数 α は，最大荷重後急激な破壊挙動を示す#3 の解析のみに考慮した。

表 4-5 時間増分 Δt，強制変位増分 Δu，減衰影響係数 α

供試体名	応力状態	Δt	Δu	α
#1a0	E_Area	T	$u/3$	0
	S1_Area	T	$u/3$	
	S2_Area	T	$u/3$	
#1b0	E_Area	T	$u/5$	0
	S1_Area	T	$u/5$	
	S2_Area	T	$u/5$	
#1c0	E_Area	T	$u/3$	0
	S1_Area	T	$u/3$	
	S2_Area	T	$u/3$	
#2a0	E_Area	T	$u/3$	0
	S1_Area	T	$u/3$	
	S2_Area	T	$u/3$	
#2b0	E_Area	T	u	0
	S1_Area	$T\times3$	u	
	S2_Area	$T\times3$	u	
#2c0	E_Area	T	$u/5$	0
	S1_Area	T	u	
	S2_Area	T	u	
#3a1	E_Area	$T/2$	u	1×10^{-8}
	S1_Area	$T/15$	u	
	S2_Area	$T/30$	u	
#3b1	E_Area	$T/2$	u	1×10^{-7}
	S1_Area	$T/15$	u	
	S2_Area	$T/30$	u	
#3c1	E_Area	$T/2$	u	1×10^{-7}
	S1_Area	$T/15$	u	
	S2_Area	$T/30$	u	

$(u=1\times10^{-3}mm)$

E_Area:全ての節点が健全な場合

S1_Area:一つの節点でも軟化第一勾配に達した場合

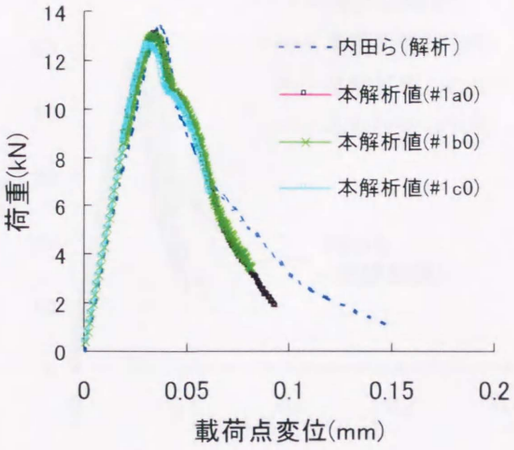
S2_Area:一つの節点でも軟化第二勾配に達した場合

次に，解析結果を示す。図 4-12(a)～図 4-14(a)は，それぞれの供試体の荷重－載荷点変位関係を示しており，また，図 4-12(b)(c)(d)～図 4-14(b)(c)(d)は，ある荷重段階でのひび割れ進展状況図を示している。ひび割れの進展状況は，軟化が生じた節点の節点応力状態を軟化第一勾配●，第二勾配△，除荷×で表示した。

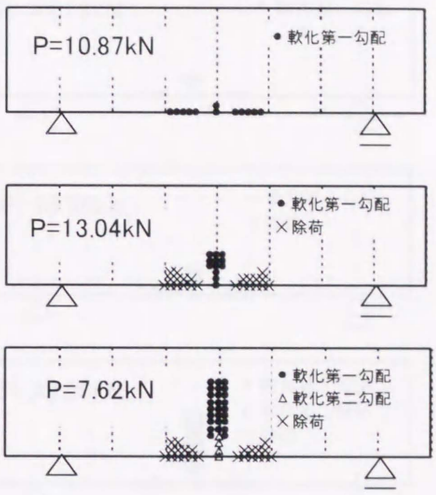
荷重－載荷点変位関係（図 4-12(a)～図 4-14(a)）から，引張強度を低減させ，ひび割れの発生位置を変えても，荷重—変位関係には，大きな差は生じないことがわかる。また，本解析結果は，内田ら[4]の行った解析結果と良好な一致を示した。ただし，#3 については，急激な破壊挙動を示したので，表 4-5 に示すように減衰影響係数（減衰項）を考慮した。減衰項を考慮しない場合，最大荷重後，荷重が 100kN 付近から急激に上昇して計算が不安定となるが，減衰項を考慮することで安定解を得ることが出来た。なお，内田らの解析は，仮想ひび割れモデル（結合力モデル）および供試体の対称性を用い，更にひび割れがはり中央一本のみと仮定して行ったものである。

最後にひび割れ進展状況（図 4-12(b)(c)(d)～図 4-14(b)(c)(d)）についてであるが，すべての解析結果でほぼ同じ傾向を示した。つまり，強度の低い箇所に優先的にひび割れが発生した。次いでモーメントスパン内のその他の箇所にもひび割れが発生したが，最も初期不整の大きいはり中央にひび割れが局所化され，それ以外のひび割れは，除荷された。

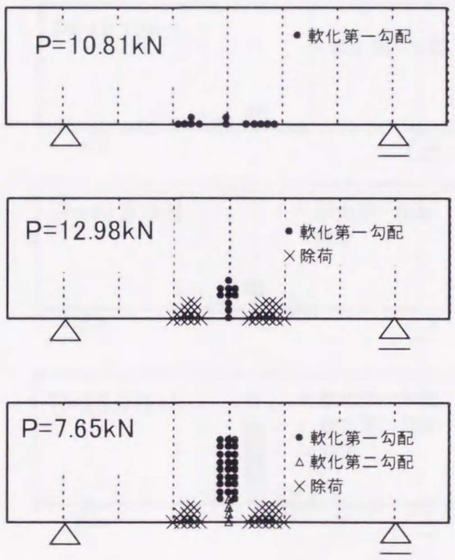
以上より，本解析方法は，コンクリートの曲げひび割れの局所化問題に対しても有効であることが示された。



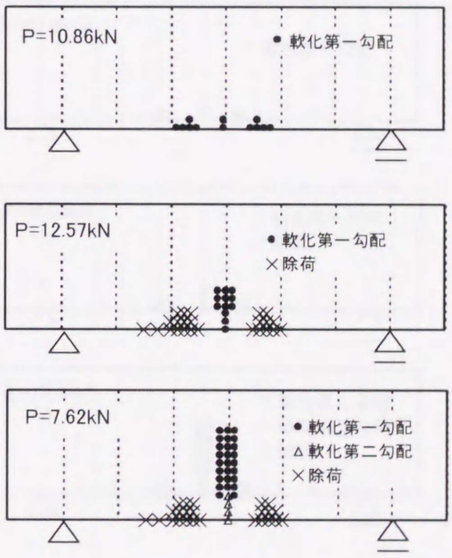
(a) 荷重－載荷点変位曲線



(b)#1a0 のひび割れ進展状況図

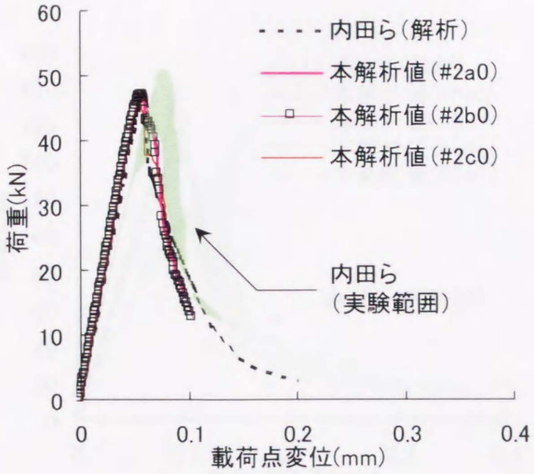


(c)#1b0 のひび割れ進展状況図

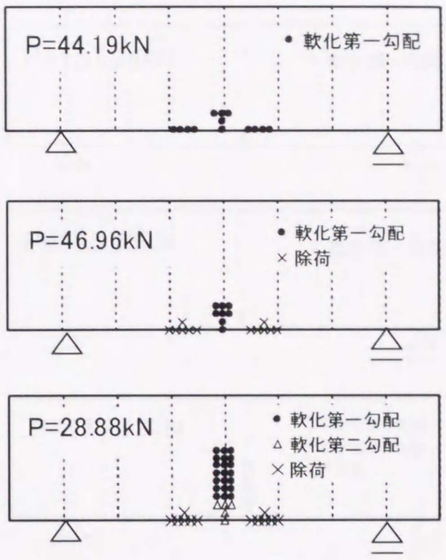


(d) #1c0 のひび割れ進展状況図

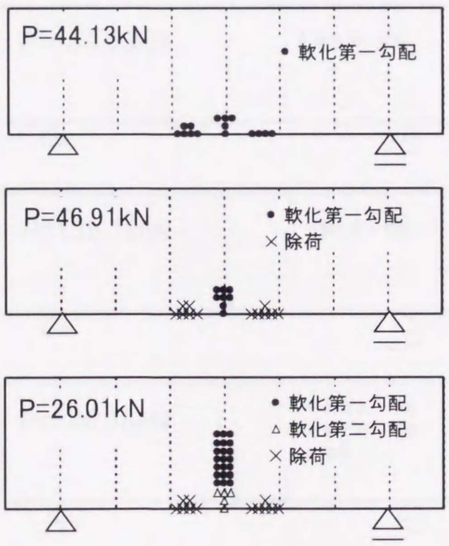
図 4-12 解析結果(#1)



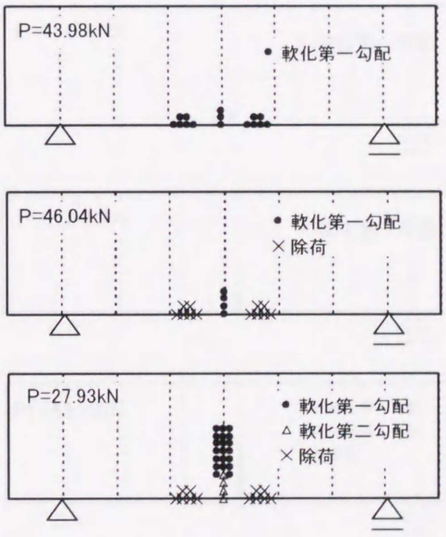
(a) 荷重－載荷点変位曲線



(b)#2a0 のひび割れ進展状況図

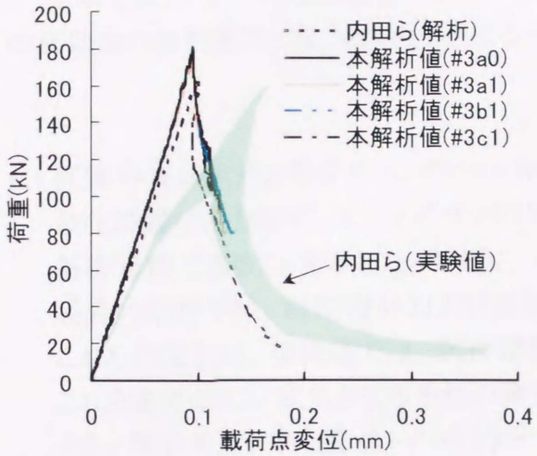


(c)#2b0 のひび割れ進展状況図

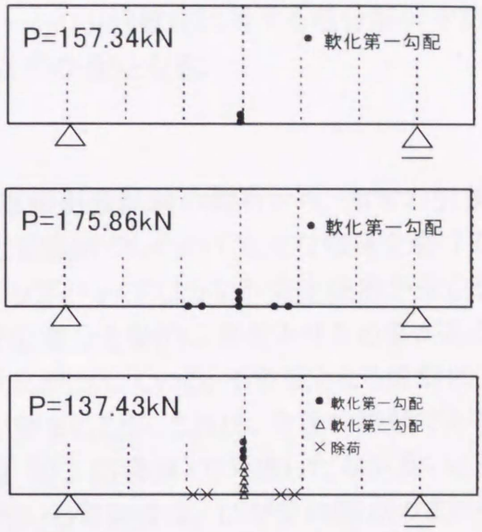


(d) #2c0 のひび割れ進展状況図

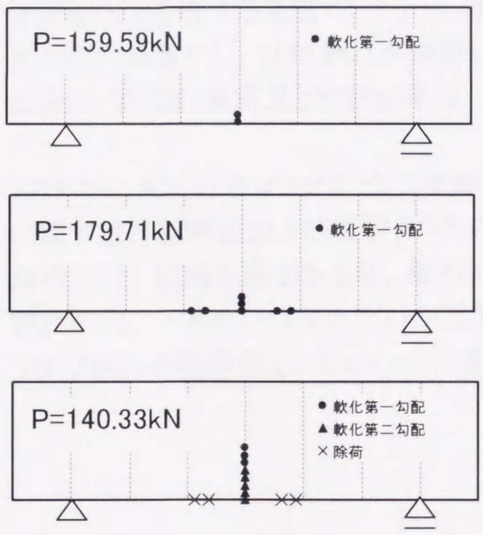
図 4-13 解析結果(#2)



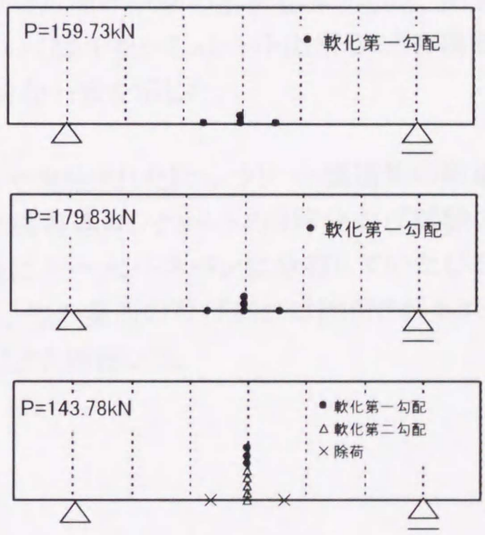
(a) 荷重－載荷点変位曲線



(b)#3a1 のひび割れ進展状況図



(c)#3b1 のひび割れ進展状況図



(d) #3c1 のひび割れ進展状況図

図 4-14 解析結果(#3)

4. 5 まとめ

本章では，フリーメッシュ法を用いたコンクリートの引張軟化に対する増分解析手法の有効性の検討を行った。結果をまとめると，以下の通りとなる。

(1) 両側中央切欠きを有するコンクリート棒の直接引張試験の解析から，通常の引張軟化問題のみならず，スナップバックが生じる問題でもその不安定な領域を避けて解析可能であることを示した。ただし，スナップバックのような不安定現象が生じる場合の解析では，時間増分および強制変位増分を動的に変化させる必要がある。これらの変化は，現段階では，試行錯誤的に決定している。不安定となる直前に，これらを自動的に変化させる手法の開発が望まれるが，これは，今後の課題である。また，等価長は，中心節点レベル（**ケース2**：図 3-23 参照）で考慮した方が良いことが確認できた。つまり，フリーメッシュ法に用いる等価長は，ひび割れ節点のまわりのローカル要素にひび割れが一気に生じるため，ひび割れ方向と垂直な中心節点まわりのローカルな要素幅を用いる方が良い。

(2) 中央切欠きを有する無筋コンクリートはりの3点曲げ試験の解析結果からは，切欠きに応力が集中し，ひび割れが進展していく様子をシミュレート出来ることを確認出来た。数値計算結果と実験結果は，良好な一致を示した。

(3) 1993 年に JCI（日本コンクリート工学協会）で実施された『コンクリート構造物の破壊に関する共通解析および実験』の内の無筋普通コンクリートの3等分曲げ試験の解析では，初期不整がある時，最初一様にモーメントスパンに分布していたひび割れの内，一本のひび割れだけが進展し，他の箇所のひび割れは除荷されるというひび割れの局所化をシミュレート出来ることを確認した。