

高速载荷を受ける主鉄筋で補強したコンクリート製砂防 ダム袖部模型の動的挙動と個別要素法による破壊解析

鈴木真次¹・石川信隆²・石川芳治³・水山高久⁴・古川浩平⁵

¹正会員 工修 防衛大学校研究員 土木工学科(〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

²フェロー 工博 防衛大学校教授 土木工学科(〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

³正会員 農博 京都府立大学助教授 農学部林学科(前建設省土木研究所砂防研究室長)
(〒606 京都市左京区下鴨半木町1)

⁴正会員 農博 京都大学教授 農学部林学科(〒606 京都府京都市左京区北白川)

⁵正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科(〒755 山口県宇部市常盤台2557)

本研究は、主鉄筋のみで補強したコンクリート製砂防ダム袖部の耐衝撃設計に資するため、まず複鉄筋および単鉄筋の鉄筋量を変化させて主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部模型の静的および高速载荷実験を行い、主鉄筋量が耐力および変形性能に与える影響や破壊モードに与える影響について調べた。その結果、主鉄筋量の少ない供試体では曲げ破壊が生じ、静的载荷に比べ高速载荷では終局変位が大きく減少した。また、主鉄筋量の多い場合はせん断ひび割れ破壊が生じた。次に、実験結果をシミュレートするため、RC用の個別要素法(DEM)を開発し、解析による破壊過程を高速ビデオによる実験結果と比較し、極めて良く一致していることを確かめた。

Key Words: concrete check dam wing, longitudinal reinforcement, high speed loading, area of reinforcement, distinct element method, failure analysis, high speed video

1. 緒言

コンクリート製砂防ダムは、急流河川域で数多く建設されているが、そのほとんどは無筋で造られているため、土石流中の巨礫の衝突によりその袖部がしばしば破壊される例が見られる¹⁾。袖部は、土石流や泥流を安全に河道中央に導き、ダムの基礎部を保護する重要な役目を果たすものであり、袖部の破壊は本堤の破壊につながりかねない。このため、平成元年に鉄筋で補強することが提案された²⁾が、その効果は十分解明されていない。

これまで著者らは、水平衝突実験装置を用いて主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部に対する模型衝突実験³⁾を行い、その終局限界を実験的に解明してきた。その結果、袖部の終局限界を根元部におけるひび割れ連結と定義した。しかし、この実験では鉄筋量が比較的少なかったため、主として曲げひび割れ破壊のみが生じ、鉄筋量を変化させた場合については未解明であった。

一方、従来のRC部材に関する衝撃研究は、衝撃速度の極めて早いものから低速のものまで、極めて数多くなされているが^{4)~13)}、本研究は土石流中の巨礫を対象としたもので、衝突体の重量が約1 tonf~10 tonfで、速度が最大でも10 m/sec、通常約5~6 m/secと比較的

遅いため、ひずみ速度が $10^{-1} \sim 10^0$ /sec の中間ひずみ速度¹³⁾の範疇と考えられる。また、土石流中の巨礫は単独ではなく複数で流体の中にくるまれて衝突するため、一般の衝突と比べ衝突体が停止しにくく、高速载荷¹³⁾状態(巨礫が衝突後一定速度で構造物に変形を与える状態)と似たものになる可能性が大きく、落石等の衝突とは異なるものと考えられる。すなわち、土石流による主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部の動的応答特性を求めるには、高速载荷実験により袖部がどの程度まで耐えられるか、いわゆる耐力と変形性能の動的終局限界およびそのときの破壊モードを調べる必要がある。

このような観点から、本研究は、複鉄筋および単鉄筋の鉄筋量を変化させた主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部の模型に対して、まず静的および高速载荷実験を行い、主鉄筋量が耐力および変形性能に与える影響や破壊モードに与える影響について調べた。ここでは、主鉄筋量による破壊モードの違いを調べるため、せん断補強筋をあえて導入しなかった。その理由は、RC構造としては当然せん断補強筋を導入すべきであるが、施工現場が通常山奥に点在し、従来無筋であったコンクリート製砂防ダム断面に対し鉄筋を導入する場合、なるべく鉄筋工を多く必要としない構造の要求が多く、せん

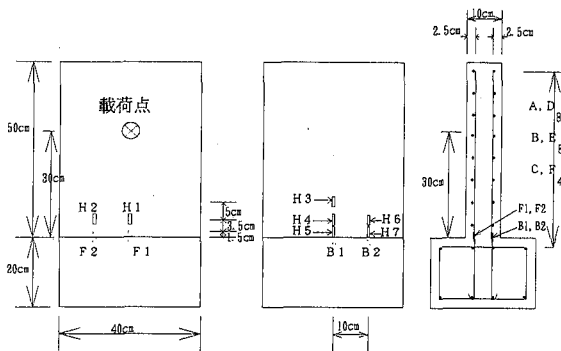


図-1 供試体およびひずみゲージ位置

表-1 材料諸元

モルタル	
セメント	549 kg/m ³
水	295 kg/m ³
細骨材	1372 kg/m ³
水セメント比	53.7%
最大圧縮強度	367 kgf/cm ²
最大圧縮強度発生時ひずみ	3900 μ
鉄筋	
規格	SR235
降伏点	3449 kgf/cm ²
引張強度	4480 kgf/cm ²
伸び	33.3%

(ただし, 1kgf=9.8N)

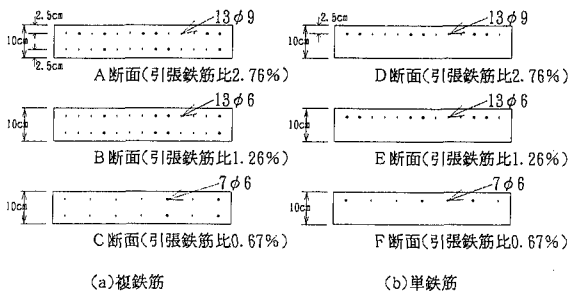


図-2 供試体

断補強筋を入れるより断面の有効高さを大きくする方向で考えられているからである。このため、ここでは主鉄筋量のみを変化させた6種類の供試体に対し、静的および高速載荷実験を行った。次に、RC用の個別要素法 (DEM) を開発して、静的および高速載荷時の解析を行い、破壊過程を撮影した高速ビデオの結果と比較し、本法が破壊過程のシミュレートに有効か否かについて検討するとともに、その荷重～変位関係を定量的に検討した。ここで高速載荷とは、載荷速度を短い時間内に、比較的早い一定の変形速度 (本実験においてひずみ速度を $10^{-1} \sim 10^0$ /sec 程度とするように 4.0m/sec) で載荷するものであり、物体と物体が衝突する衝突実験とは明らかに異なっている。そのため衝突荷重より静的荷重と似

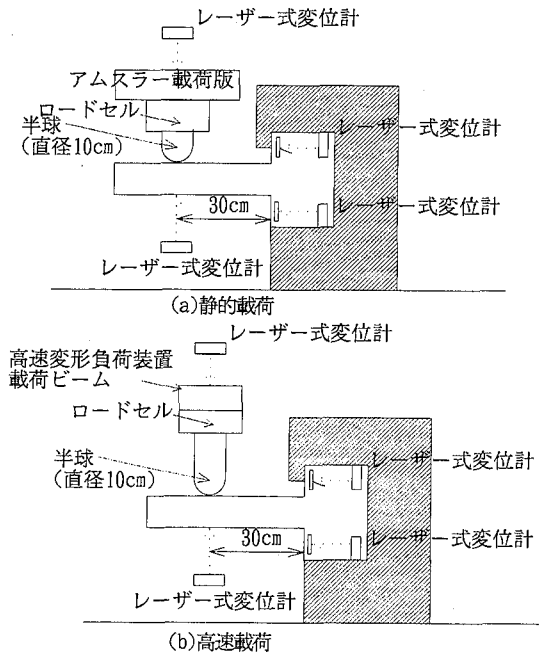


図-3 載荷実験

通っており、ただ静的載荷と異なる点は載荷速度のみで、供試体を必ず破壊させるので、RC部材の動的終局限界を求めることができる。主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部に対する高速載荷実験はほとんどなされておらず、土石流による主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部の破壊メカニズムを解析する上で必要不可欠である。

なお、RC部材の衝撃実験や衝撃応答解析についても、未だ精密な実験データが十分蓄積されているわけではなく、また材料構成則についても明確な定式化がなされていない現状であるが、本研究はなるべく精密な実験を行い、その結果を用いて簡単にしかも精密な破壊モードが得られるDEMモデルの開発を試みたものである。

2. 静的載荷および高速載荷実験

本実験では、RC部材の耐衝撃性に最も影響を及ぼすと考えられる引張鉄筋比をパラメータとして、複鉄筋と単鉄筋のそれぞれの場合に対して静的および高速載荷実験を行う。本実験の目的は、主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部の耐衝撃設計における一つの設計基準 (破壊基準) を設定するための基礎的資料を得るため、荷重～変位関係を求めるとともに、終局限界および破壊モードを調べるものである。なお、本実験では、供試体にせん断補強筋を導入しなかったが、その理由は、緒言で述べたとおり、ここでは主鉄筋の鉄筋量のみによる破壊モードの違いを調べるためである。

表-2 供試体の種類と鉄筋比

種類	鉄筋比	断面タイプ	引張鉄筋比	釣合鉄筋比
複鉄筋		Aタイプ	2.76%	4.92%
		Bタイプ	1.26%	4.92%
		Cタイプ	0.67%	4.92%
単鉄筋		Dタイプ	2.76%	4.92%
		Eタイプ	1.26%	4.92%
		Fタイプ	0.67%	4.92%

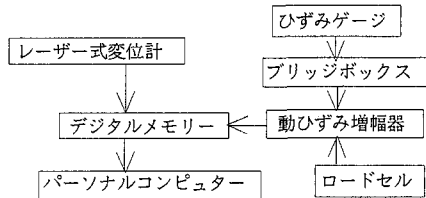


図-4 計測システム

(1) 実験方法

a) 供試体諸元と実験パラメータ

供試体は、実際の主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部の約 1/10 模型として、図-1 に示すように長さ 50cm、厚さ 10cm、幅 40cm の複鉄筋および単鉄筋の片持ちスラブである。実験の均一性を図るため、本実験ではコンクリートの代わりにモルタルを使用し、圧縮強度を 367kgf/cm² とした。材料諸元を表-1 に示す。また本実験のパラメータは、引張鉄筋比 (2.76%, 1.26%, 0.67%) であり、供試体を図-2 に示すように 6 種類に分類した。ここで、モルタルの打設は一回で行い (打継ぎなし)、鉄筋は先の衝突実験³⁾ と同じ材料を用い主方向筋を図-1 に示すように横方向筋により接続 (溶接) した。さらに静的と高速載荷の 2 種類の載荷を行い計 12 種類、一種類に対して 2 体の実験を行うため合計 24 体の供試体を作製した。供試体の種類と鉄筋比の一覧を表-2 に示す。

b) 載荷方法

本実験では、供試体への載荷方法として図-3(a), (b) に示すように片持ち RC スラブを横にして上方より静的および高速載荷を行った。本来、主鉄筋で補強したコンクリート製砂防ダム袖部は、縦にして水平より載荷すべきであるが、高速載荷装置の制約 (上方から載荷という) から上記の載荷方法を採用した。なお、このことによる影響は、RC スラブ自体の自重が複鉄筋の場合の最も重い供試体 A でも約 50kgf であり、最大荷重の約 5.5tonf と比べ約 1% 程度であり、自重の影響は小さいものと判断した。

載荷位置は、片持ちスラブの固定部根元から 30cm の位置 (これは土石流時における最も被災例の多い水深¹⁾ 3m より決定した) にアムスラー試験機および高速変形負荷装置⁴⁾ により、それぞれ静的載荷および高速載荷 (載荷速度 4.0m/sec) した。また載荷点の状況は、先端形状

表-3 計測機器の性能・諸元

計測項目	計測機器名称	性能・諸元
変位	レーザー式変位計	測定範囲: 200mm 応答周波数: 915Hz
ひずみ	ひずみゲージ	ゲージ率: 2.13 抵抗値: 12.4 ± 0.4 Ω
荷重	荷重変換機 (ロードセル)	ひずみゲージ式 測定容量: 50tonf
	動ひずみ増幅器	応答周波数: DC~200kHz
	デジタルメモリー	応答周波数: DC~250kHz 分解能 8, 12 bit

直径 10cm の半球状の載荷棒による点載荷である。供試体の固定方法は、図-3 に示すように供試体の固定部にフーチングを設け、これを固定治具で挟み込み、ボルト (φ 10mm, 4 本) で締め動かさないように固定した。

c) 実験計測

測定項目は、静的および高速載荷時それぞれ図-3 に示すように、いずれも載荷点荷重、載荷点上変位 (載荷ビーム)、載荷点下変位、コンクリートおよび鉄筋のひずみである。載荷点荷重は、ロードセル (ひずみゲージ式最大容量 50tonf) により、また上、下変位はレーザー式変位計で、さらにコンクリートおよび鉄筋ひずみゲージを用いてひずみを計測した。計測システムの構成図を図-4 に示し、使用した計測機器の主要性能諸元を表-3 に示す。

なお、高速載荷実験の継続時間は数 10msec であるため、本システムでは測定時間を 90msec と設定し、デジタルメモリーのサンプリング間隔 Δt を Δt = 20 μsec とした。これにより測定可能な応答周波数を 10kHz (= 100 μsec) とすると、最小振動波形を 5 点で近似測定することになり、衝撃的現象を十分な精度で測定できるものと考えた。また、横方向から高速ビデオ (1 sec に 1000 コマ) により破壊状況を撮影した。

(2) 実験結果および考察

ここでは、静的載荷と高速載荷の載荷方法の相違、引張鉄筋比による相違および複鉄筋と単鉄筋による相違がそれぞれ荷重～変位関係および破壊モードに与える影響について調べる。なお、高速載荷の場合の荷重～変位関係は、荷重～時間曲線と変位～時間曲線から時間軸を同調して求めたものである。ここで、変位は上変位と下変位を測定したが、ここでははり全体の変位を示すために上変位を示した。

a) 載荷方法の相違が荷重～変位に与える影響

図-5(a), (b), (c) は、複鉄筋の場合の A, B, C タイプの荷重～変位関係を静的と高速載荷とを比較して示したものである。高速載荷の方が静的載荷に比し最大荷重が約 1.5~3.5 倍大きくなっている。この原因は通

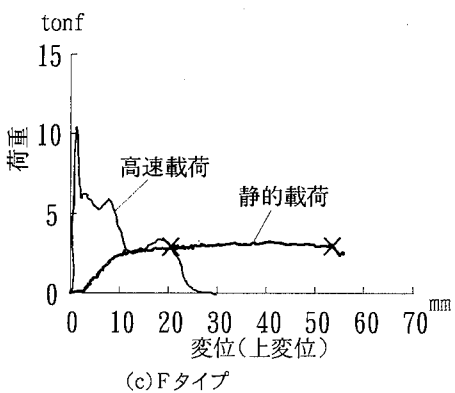
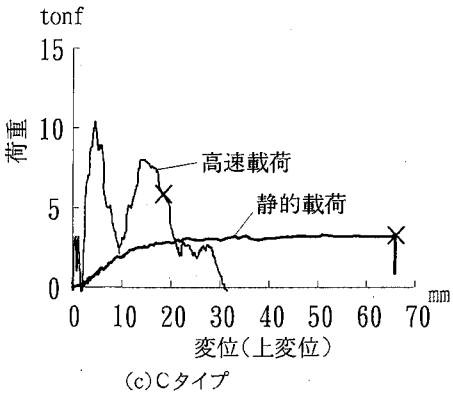
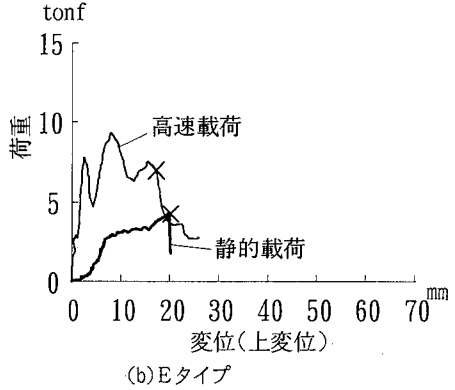
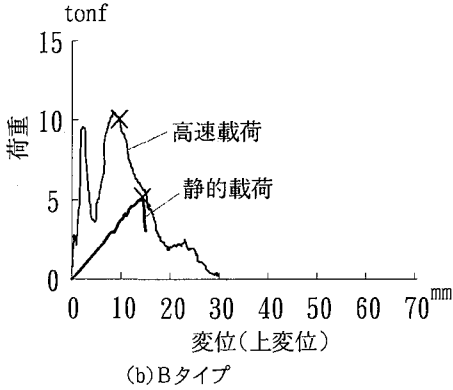
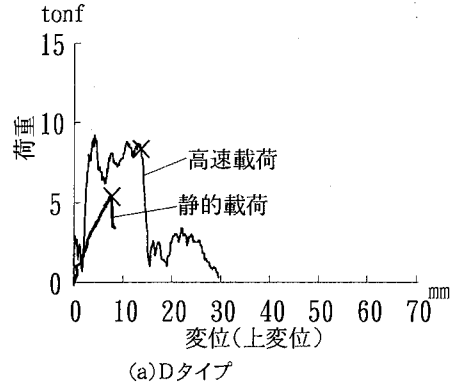
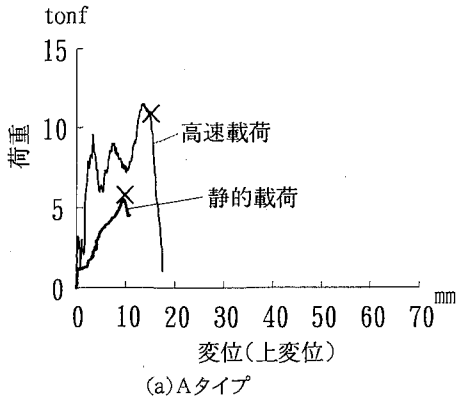


図-5 複鉄筋の各タイプにおける荷重～変位関係

図-6 単鉄筋の各タイプにおける荷重～変位関係

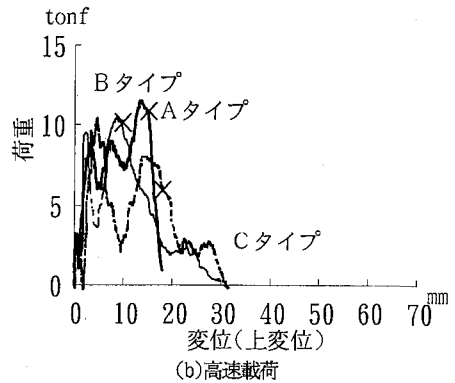
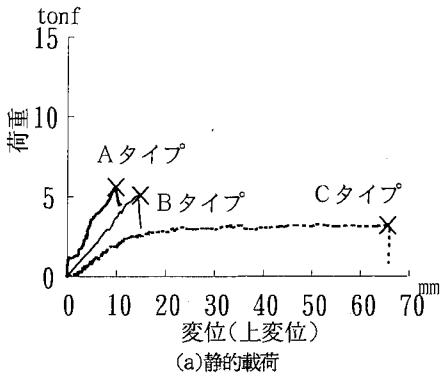


図-7 複鉄筋タイプにおける鉄筋比による荷重～変位関係の比較

表-4 供試体の曲げ耐力とせん断耐力

断面	断面	静的載荷	
		曲げ耐力	せん断耐力
複鉄筋	Aタイプ	8.83tonf	5.95tonf
	Bタイプ	7.67tonf	4.54onf
	Cタイプ	3.41tonf	3.70onf
単鉄筋	Dタイプ	8.57tonf	5.95tonf
	Eタイプ	7.67tonf	4.54onf
	Fタイプ	3.36tonf	3.70onf

ただし、曲げ耐力はスパン30cmとして。

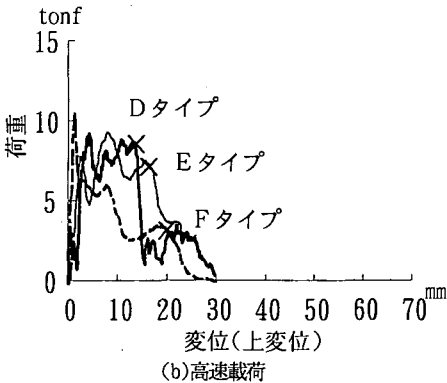
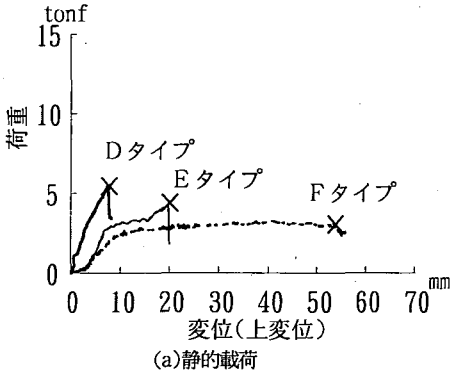


図-8 単鉄筋タイプにおける鉄筋比による荷重～変位関係の比較

常いわれているひずみ速度効果によるものと思われる。しかし、高速載荷の終局変位（図中の×印）は、Bタイプ、Cタイプとも静的載荷に比し小さくなっており、特にCタイプの場合は約1/3に減少している。この理由は、後にも検討するか静的載荷の場合の終局限界が曲げによる鉄筋の破断によるモードになっているのに対し、高速載荷の場合は、根元部裏面のコンクリートの圧壊に起因しており、破壊モードの違いによるものである。

また、高速載荷の場合、荷重の山がAタイプでは3つ、B、Cタイプでは2つ現れているが、この理由は高速載荷の場合、後の図-9(a)にも示すように約10msecの間にRC供試体が慣性力によって振動し、その影響により載荷棒と供試体との間が離れる現象が現れたものと思わ

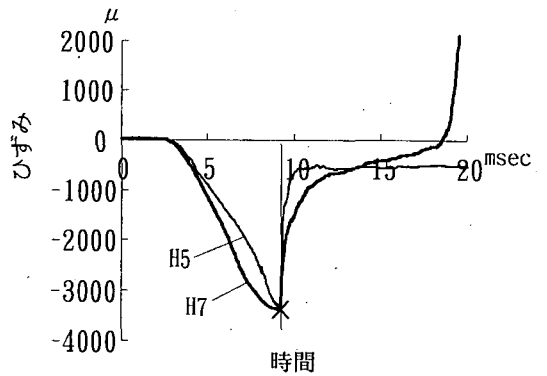
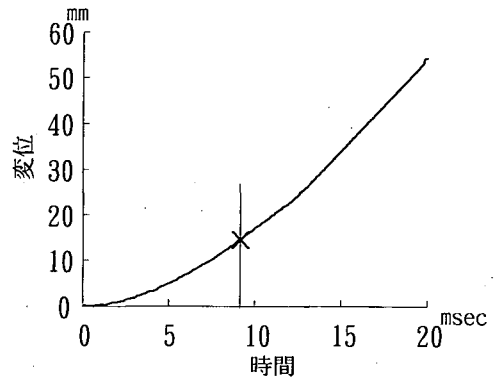
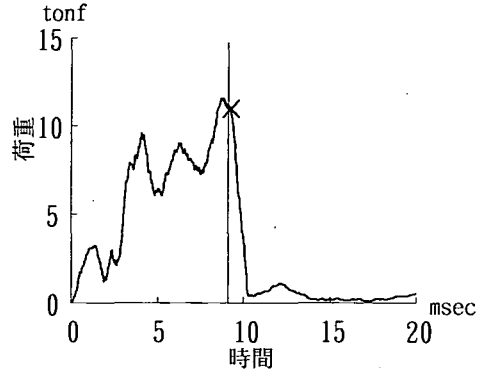


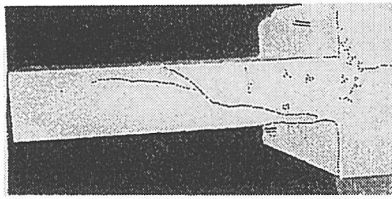
図-9 Aタイプ高速載荷における荷重、ひずみ～時間関係

れる。

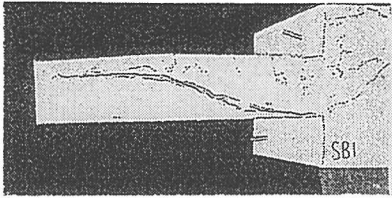
図-6(a), (b), (c)は、単鉄筋の場合のD, E, Fタイプの荷重～変位関係を示したもので、図-5の場合とほぼ同様の傾向を示している。特に、Fタイプは曲げ破壊であり、図-5(c)のCタイプと同様に、最終の破壊モードの違いにより高速載荷の終局変位は静的載荷に比べ約1/2.5に小さくなっている。

b) 引張鉄筋比の相違が荷重～変位関係に与える影響

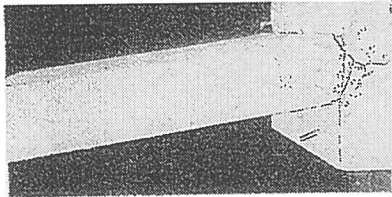
図-7(a), (b)は、複鉄筋の引張鉄筋比をパラメータと



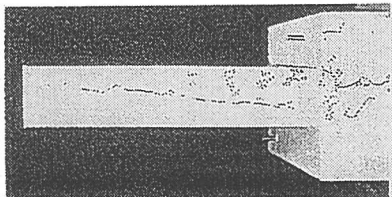
Aタイプ



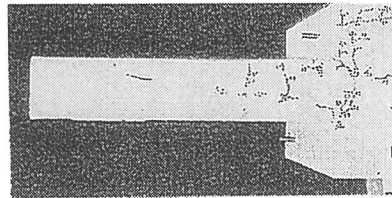
Bタイプ



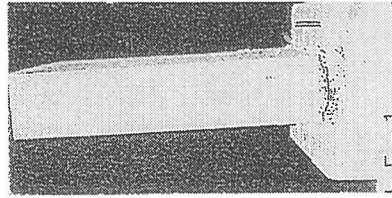
Cタイプ



Dタイプ

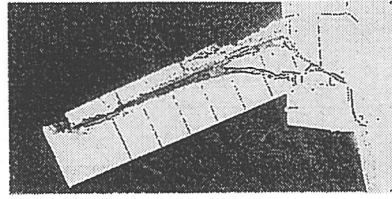


Eタイプ

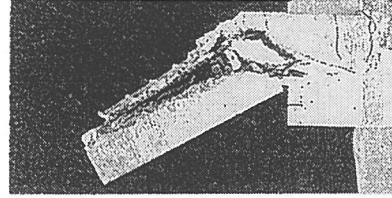


Fタイプ

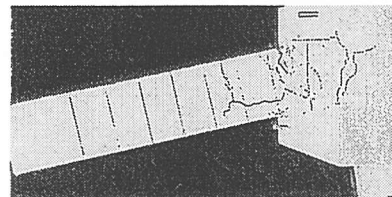
(a) 静的載荷



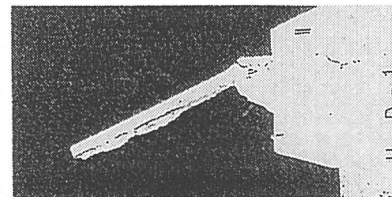
Aタイプ



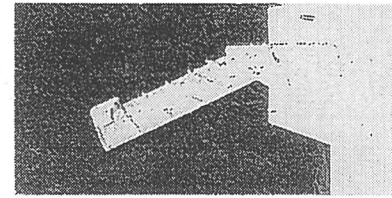
Bタイプ



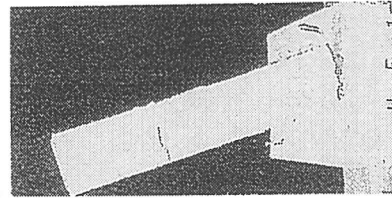
Cタイプ



Dタイプ



Eタイプ



Fタイプ

(b) 高速載荷

写真-1 各タイプの破壊状況

したときの荷重～変位関係を示したものである。これより、引張鉄筋比の大きいA、Bタイプの高速度載荷時の最大荷重は約11tonfで静的載荷の約5tonfに比し約2.2倍と耐力が上昇している。しかし、A、B両者に耐力の差はあまりなく、終局変位も概ね約15mm程度であり差がないことが認められた。これは、写真-1および図-

10、11に示すように両タイプとも載荷点から根元部裏面を結ぶような斜めひび割れが入るせん断破壊を生じたためである。すなわち、先の実験³⁾では終局限界を根元部のひび割れ連結と定義したが、ここでは根元部のみでなく載荷点と根元部裏面を結ぶようなひび割れ連結も終局限界と定義することができる。またこのせん断破壊

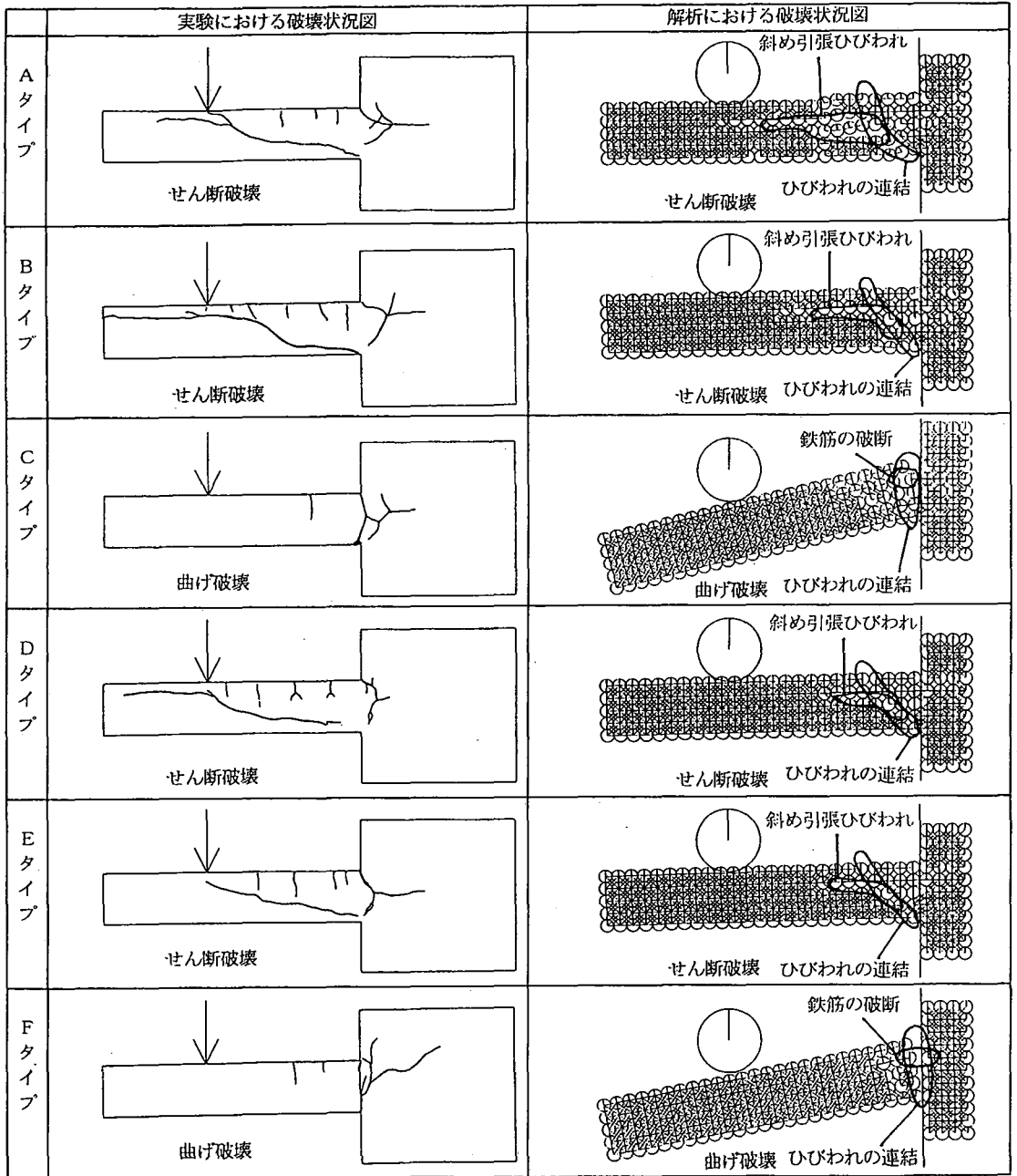


図-10 静的載荷実験における最終破壊状況図とDEMによる解析結果との比較

モードに主鉄筋量はあまり影響しないため、ほぼ同じ耐力になったものと考えられる。一方、主鉄筋量の少ないCタイプでは、静的載荷の場合A、Bタイプに比し最大荷重は約40%小さいが、終局変位は約4~5倍大きくなっている。これは、Cタイプの場合せん断耐力よりも曲げ耐力が小さかったため曲げ破壊が先行したものと考えられる。このことは、静的な曲げ耐力およびせん断耐力の値をそれぞれ断面を分割し平面保持の仮定の下で

曲げモーメント~曲率関係を算出する断面分割法⁴⁾および二羽ら¹⁴⁾の提案するせん断補強筋の無い場合のせん断耐力式を用いて推定してみると表-4のとおりとなり、この結果を見るとCタイプの曲げ耐力が3.41tonfであるのに対しせん断耐力は3.70tonfとなり、曲げ耐力が小さいため曲げ破壊が生じたためと推定される。また、図-7(b)の高速載荷の場合Cタイプの終局変位が極度に減少した(静的載荷の約1/4)理由は、静的載荷のCタ

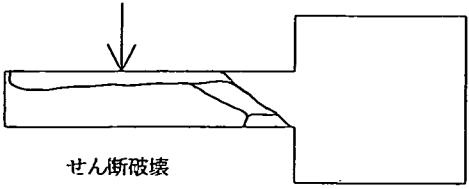
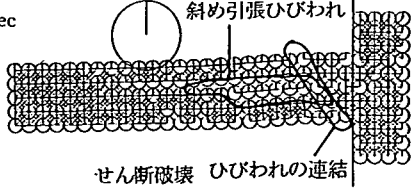
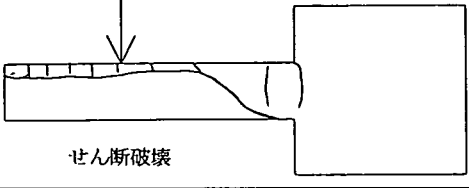
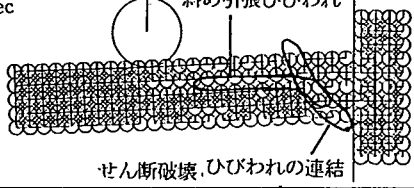
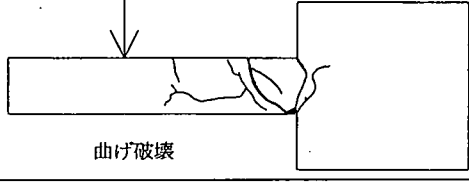
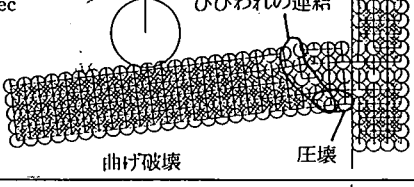
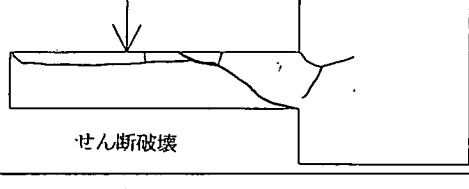
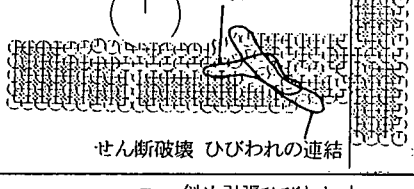
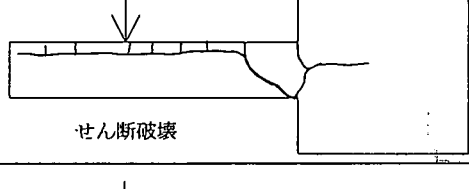
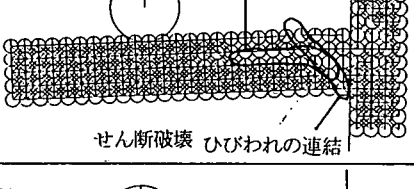
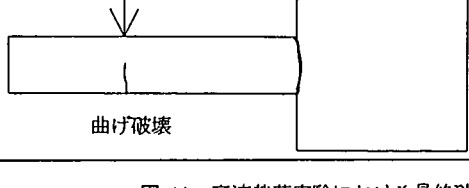
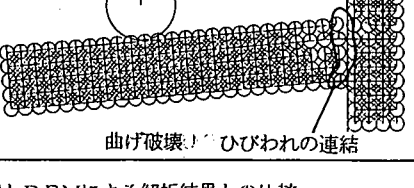
	実験における破壊状況図	解析における破壊状況図
A タイプ		10msec 
B タイプ		10msec 
C タイプ		14msec 
D タイプ		10msec 
E タイプ		10msec 
F タイプ		13msec 

図-11 高速載荷実験における最終破壊状況図とDEMによる解析結果との比較

タイプが、鉄筋破断による曲げ破壊を起したのに対し、高速載荷の場合は根元部裏面のコンクリートの圧壊に起因するものであり、このことは後述する解析結果(図-10, 11のCタイプ)によっても検証される。また、図-8(a), (b)の単鉄筋においてもほぼ同様な結果が得られ、D, Eタイプはせん断破壊、Fタイプは曲げ破壊を生じた。

さて、コンクリート構造物の耐衝撃設計においてエネル

ギー基準¹³⁾に基づく考え方がある。コンクリート製砂防ダム袖部でも同様な適用を考えると終局限界までの限界吸収エネルギー量をいかに増大できるかが大きな問題となる。図-5で×印をつけた終局限界までの限界吸収エネルギーを各タイプ毎に算出すると、複鉄筋において高速載荷時にAタイプ17.1tonf・cm, Bタイプ15.0tonf・cm, Cタイプ22.5tonf・cm, 静的載荷時は、Aタイプ5.9tonf・cm, Bタイプ7.5tonf・cm, Cタイプ35.9

tonf・cm となる。これより、せん断破壊したタイプ (A, B) の供試体では静的載荷時よりも高速載荷時の方が耐力の上昇分が反映され限界吸収エネルギーが上昇する。これに反し、曲げ破壊した C タイプの供試体では高速載荷時の限界吸収エネルギーが静的載荷よりも低い傾向が見られた。これは、終局変位が極度に低下したためと考えられる。また、せん断破壊した A, B タイプは曲げ破壊した C タイプと比べ鉄筋比が大きいにもかかわらず、限界吸収エネルギーは高速載荷および静的載荷時とも C タイプより小さいことが確認された。これを、引張鉄筋比で除き鉄筋比当りの限界吸収エネルギーによって補強効果を見ると A タイプを 1.0(6.4tonf・cm)として比較すると、B タイプは 1.9(11.9tonf・cm)、C タイプは 5.2(33.6tonf・cm)となり、曲げ破壊する C タイプが最も効率の良い主鉄筋による補強となることが明確に見られる。同様に、図-6 における単鉄筋タイプの限界吸収エネルギーを算出すると高速載荷時に D タイプ 16.4tonf・cm、E タイプ 7.7tonf・cm、F タイプ 17.9tonf・cm、静的載荷時は、D タイプ 4.6tonf・cm、E タイプ 4.9tonf・cm、F タイプ 27.9tonf・cm となり、また、鉄筋比当りの限界吸収エネルギーも複鉄筋とほぼ同様な結果となった。

以上より、主鉄筋による補強は、引張鉄筋比の大きい A, B (または D, E) タイプのようにコンクリートのせん断破壊により一気に破壊するものではなく、鉄筋比の小さい C (または F) タイプのような曲げ破壊するように補強すべきであると考えられる。しかし、曲げ破壊の場合は静的と比べ高速載荷時の限界吸収エネルギーが減少する場合があります、注意すべきことが確認された。これは、曲げ破壊において根元部の鉄筋の破断 (静的載荷) もしくはコンクリートの圧壊 (高速載荷) による破壊モードの違いと思われる。

c) ひずみ応答データ

図-9(a), (b), (c)に、一例として複鉄筋 A タイプの高速載荷時における荷重、変位～時間関係および衝突裏面根元部近傍の H5, H7 のひずみ～時間関係を示す。図-9(a)の荷重～時間関係に 3 つの山が見られるが、上述のように、RC はりの振動によるものと考えられる。図-9(c)より、H5, H7 のひずみはいずれも圧縮側で 3500 μ となるが、約 9msec の時点で一挙にひずみが減少する。この状態は斜めひび割れの発生により裏面のコンクリートの応力が開放され、ひずみが減少したものである。また、ひずみ応答の勾配はコンクリートに生じるひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ を表わしており、この場合 6msec の間に 3500 μ に達したとすると $\dot{\epsilon} = 0.583 \times 10^{-23}/\text{sec}$ となる。一般に土石流による巨礫の衝突速度は約 5~6m/sec 程度であり、ひずみ速度としては $\dot{\epsilon}$ はせいぜい $10^1 \sim 10^9/\text{sec}$ 程度と考えられている¹⁵⁾。したがって、本実験のような高速載荷実験によって RC スラブの動的挙動を調べてお

ば十分と思われる。なお、斜めひび割れの発生によるせん断破壊に達したひずみ応答の時刻はひずみが激減した 9msec 直後であり、このときを終局限界と定義して図-9(b)に示す変位～時間曲線の対応する変位を終局状態として \times 印をつけた。以上の方法により図-5 から図-8 の \times 印は、ひずみゲージのデータを基につけたものである。

d) 破壊状況の考察

写真-1 および図-10, 11 の左側の図は静的および高速載荷における最終破壊状況 (図-5~8 の \times 印時) を示したものである。これより、複鉄筋は両載荷の場合とも A, B タイプは載荷点と根元部裏面との斜めひび割れが連結したせん断破壊モードを示しており、一方 C タイプは、根元部の載荷側と裏面側とのひび割れが連結した曲げ破壊モードを示している。しかし、実験結果の最終破壊状況図からだけでは、C タイプの曲げ破壊における静的載荷と高速載荷の明瞭な違いは分からない。後述する D E M 解析および高速ビデオによってのみその違いを解明できる。

単鉄筋の D, E, F タイプの静的および高速載荷における破壊状況も、複鉄筋タイプとほぼ同じ破壊モードを示していることもわかる。なお、写真-1 の D タイプはせん断破壊によりはりの下側部分がずれ落ちてしまったため、上側部分のみ残っているものである。

3. RC はりの個別要素法による高速載荷解析

実験で使用した供試体は、RC スラブで本来 3 次元解析あるいは板解析をすべきであるが、2. の破壊状況で考察したように板の破壊挙動よりもはりの破壊挙動の方が支配的であるので、ここでは片持ち RC はりとして 2 次元解析を行うものとする。

(1) 本研究で用いた個別要素法の特徴

本研究で用いた個別要素法は、従来の方法¹⁶⁾ とほぼ同様であるが、以下の点に特色がある。

a) 要素の結合条件

連続体としての鉄筋コンクリートはりを離散的な個別要素にモデル化すると、互いに接触していても空間が生じてしまうので、ここでは連続体を保持させるため、結合ばね¹⁶⁾ の考え方を導入し、モデル化後の空間を埋めるために斜め要素の組み合わせに対しても要素の結合条件を設定した。つまり要素の結合条件は次式を満足するとき結合しているものとみなす。

ただし、 R_{ij} : 要素 i と要素 j との間の距離、 r_i, r_j : 要素 i と要素 j の半径、 β : 結合パラメータで、例えば

$$R_{ij} \leq \beta(r_i + r_j) \quad (1)$$

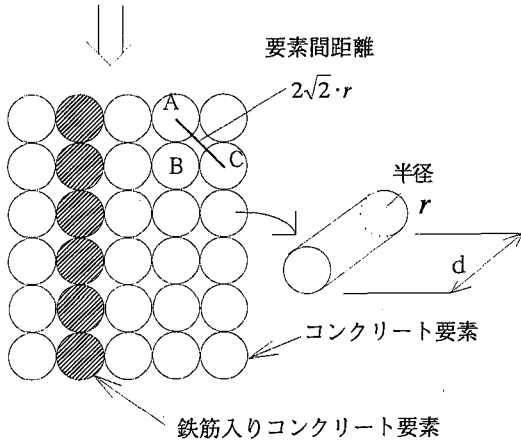
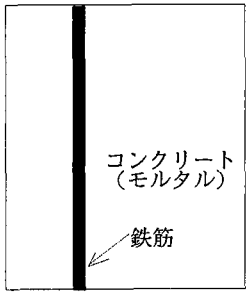
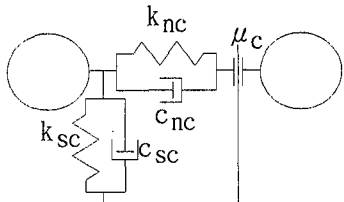
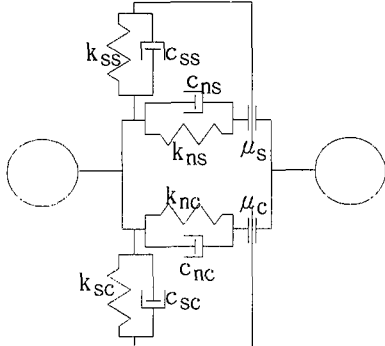


図-12 要素モデル

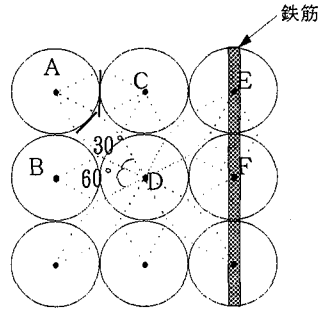


(a)コンクリート要素どうしの結合モデル



(b)鉄筋入りコンクリート要素どうしの結合モデル
図-13 結合モデル

図-12の要素Aと要素Cとは、離れているが $R_y = 2\sqrt{2}r$ であるので $\beta = \sqrt{2}$ とおくと式(1)を満足することになる。よって、要素Aと要素Cは離れてはいるが $\beta = \sqrt{2}$ のとき結合しているものとみなす。



AB, AC

$$A_{ij} = 2r \cdot d \cdot \tan 30^\circ \quad (\alpha = \tan 30^\circ)$$

AD, BC

$$A_{ij} = 2r \cdot d \cdot \tan 15^\circ \quad (\alpha = \tan 15^\circ)$$

EF

$$A_{ij} = 2r \cdot d \cdot \tan 30^\circ \quad (\alpha = \tan 30^\circ)$$

図-14 有効接触面積の考え方¹⁶⁾

(r : 半径, d : 奥行き)

b)ばね定数の設定の考え方

各要素の作用力を表すため、まず、コンクリート要素どうしの結合(例えば図-12のAとBまたはAとC)では、図-13(a)に示すような法線方向に、ばね k_{nc} とダッシュポット c_{nc} を、接線方向にはばね k_{sc} とダッシュポット c_{sc} を設けた。また接線方向には、クーロンのすべり条件を満足するスライダ μ_c を設けた。

次に、鉄筋入りコンクリート要素どうしの結合を別個のばねによって表し、独立した挙動を示すものとした。すなわち、法線方向にはコンクリート部分の k_{nc} 、 c_{nc} および鉄筋部分の k_{ns} 、 c_{ns} 、接線方向にもコンクリート部分の k_{sc} 、 c_{sc} 、鉄筋部分の k_{ss} 、 c_{ss} をそれぞれ設けた。さらに、鉄筋入りコンクリート要素とコンクリート要素との結合(例えば、図-14のCとE)に関しては、図-13(a)と同じコンクリート要素どうしの挙動を示すものとし、ばねとダッシュポットおよびスライダを設けるものとした。

c)ばね定数の決定法

一般に、個別要素法の最も大きな問題は、ばね定数等の決定法である。ここでは、著者らの文献(16)のコンクリート構造の考え方をRC用に拡張して、各要素どうしのばね定数 k を、以下のようにコンクリート(モルタル)や鉄筋の材料定数であるヤング率 E やポアソン比 ν 等を用いて決定するものとした。この決定法は、従来の方法⁷⁾とは異なる本法独自のものである。

まずすべての要素を等円として、隣接する要素との結合専有空間を有効接触面積 A_y として表し、図-14に示すような幾何学的条件によって A_y を求める。すなわち、ばねが有効に作用する接触面を考え、この有効接触面積

A_{ij} の値を次式のように求めた。

$$A_{ij} = \ell \cdot d = 2rd \cdot \alpha \quad (2)$$

ただし、 ℓ : 有効接触面の長さ、 d : 要素の幅 (興行き)
 r : 要素半径、 α : 有効接触面積パラメータ ($0 \leq \alpha \leq 1$)
 で図-14 のように決定される¹⁶⁾。例えば、図-14 のよ
 うな要素配列で AB, AC, BD, CD の場合 $A_{ij} = 2rd$
 $\cdot \tan 30^\circ$ で $\alpha = \tan 30^\circ$ となる。

次に、鉄筋コンクリート要素どうしの結合においては、
 この A_{ij} を次のように鉄筋の有効接触面積 A_{ijs} とコンク
 リートの有効接触面積 A_{ijc} に分割する。

$$A_{ij} = A_{ijc} + A_{ijs} \quad (3)$$

ただし、 A_{ijc} : コンクリートの有効接触面積、 A_{ijs} : 鉄
 筋の有効接触面積

この鉄筋の有効接触面積 A_{ijs} は、実際の鉄筋断面積を用
 い、コンクリートの有効接触面積 A_{ijc} は式(3)より逆に以
 下のように求める。

$$A_{ijc} = A_{ij} - A_{ijs} \quad (4)$$

よって、この A_{ijc} と A_{ijs} を用いて法線方向ばね力 e_{nc} 、
 e_{ns} と接線方向ばね力 e_{sc} 、 e_{ss} がそれぞれ次式のように
 表わされる¹⁶⁾。

コンクリート；

$$e_{nc} = \sigma_c A_{ijc} = E_c \varepsilon A_{ijc} = E_c \frac{u_n}{R_{ij}^0} A_{ijc} (= k_{nc} u_n) \quad (5a)$$

$$e_{sc} = \tau_c A_{ijc} = \gamma G_c A_{ijc} = \frac{u_s}{R_{ij}^0} \frac{E_c}{2(1+\nu_c)} A_{ijc} (= k_{sc} u_s) \quad (5b)$$

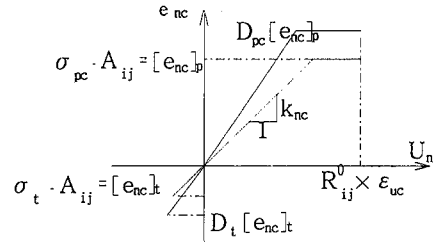
鉄筋；

$$e_{ns} = \sigma_s A_{ijs} = E_s \varepsilon A_{ijs} = E_s \frac{u_n}{R_{ij}^0} A_{ijs} (= k_{ns} u_n) \quad (5c)$$

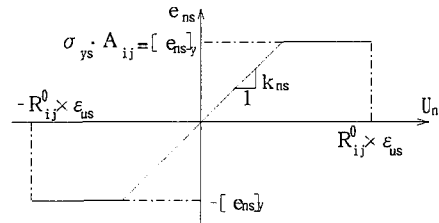
$$e_{ss} = \tau_s A_{ijs} = \gamma G_s A_{ijs} = \frac{u_s}{R_{ij}^0} \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} A_{ijs} (= k_{ss} u_s) \quad (5d)$$

ただし、 E_c : コンクリートの弾性係数、 E_s : 鉄筋の弾性
 係数、 G_c : コンクリートの横弾性係数、 G_s : 鉄筋の横
 弾性係数、 σ_c : コンクリートの軸応力、 σ_s : 鉄筋の軸応
 力、 τ_c : コンクリートのせん断応力、 τ_s : 鉄筋のせん断
 応力、 ε : 法線方向ひずみ、 γ : せん断ひずみ、 ν_c : コ
 ンクリートのポアソン比、 ν_s : 鉄筋のポアソン比、 u_n :
 法線方向変位、 u_s : 接線法方向変位、 R_{ij}^0 : 要素間の初
 期距離。

よって、ばね定数 k_{nc} 、 k_{sc} 、 k_{ns} 、 k_{ss} は、式(5)から次

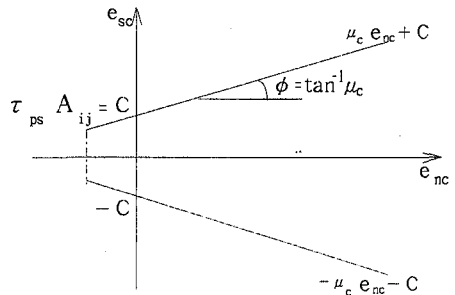


(a)コンクリート

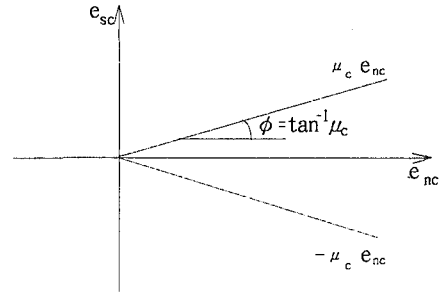


(b)鉄筋

図-15 法線方向の結合ばねの挙動および破壊



(a)接線方向の結合ばねの破壊



(b)再接触時における接線方向の結合ばねの滑り条件
 図-16 コンクリートの破壊基準

式のように材料定数と要素配列の関数として決定され
 る。

コンクリート；

$$k_{nc} = E_c \frac{A_{ijc}}{R_{ij}^0} \quad (6a)$$

$$k_{sc} = E_c \frac{A_{ijc}}{R_{ij}^0} \frac{1}{2(1+\nu_c)} \quad (6b)$$

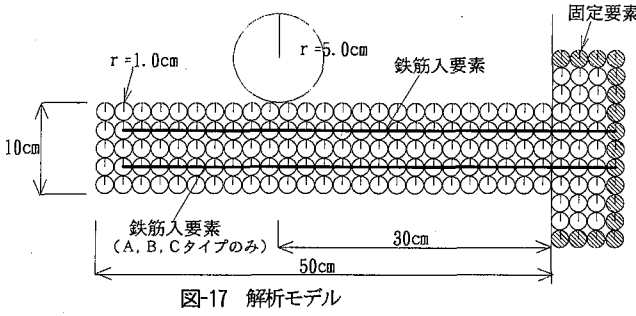
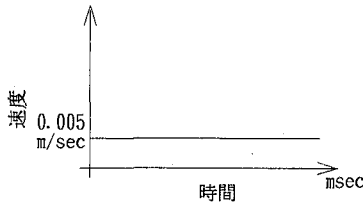
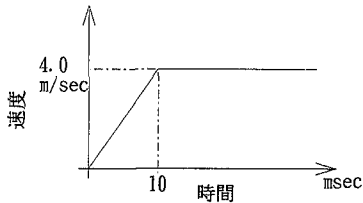


図-17 解析モデル

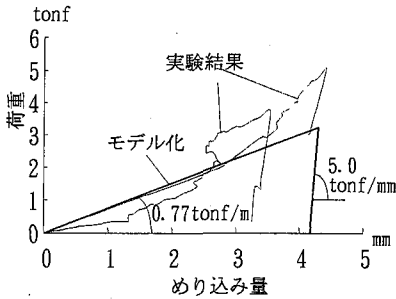


(a) 静的載荷

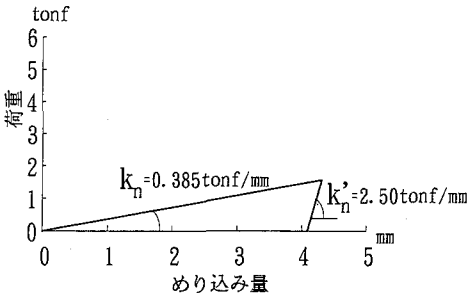


(b) 高速載荷

図-18 載荷速度～時間関係



(a) 局部のめり込み～荷重関係



(b) 載荷要素とコンクリート要素のばね定数

図-19 載荷点の局部ばね定数

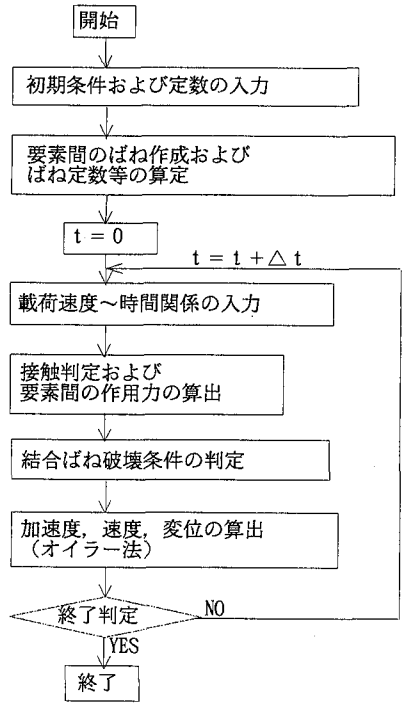


図-20 フローチャート

鉄筋；

$$k_{ns} = E_s \frac{A_{ijs}}{R_{ij}^0} \quad (6c)$$

$$k_{ss} = E_s \frac{A_{ijs}}{R_{ij}^0} \cdot \frac{1}{2(1+\nu_s)} \quad (6d)$$

図-13に示したモデルでは、2要素間の変形に伴う力は、ばね力に加えて、ダッシュポットによる力がある。このため変形速度が増大すると後述するばね力のひずみ速度効果による増大分とダッシュポットによる力の増分が発生することになる。このため、後述するように材料モデルにひずみ速度効果を考慮する場合には、ダッシュポットによる減衰項は無視するのが望ましい。しかし、一般的に動的解析では、時間増分を用いるため解が不安定になり易く、減衰項にはこれを安定化させる作用がある¹⁷⁾。特に個別要素法では、オイラー法を用いるため、解が不安定になり易い。よって本研究では、計算の安定化に必要で可能な限り小さな減衰項を与えるものとし、減衰定数 $h=0.00005$ を用いて計算した。

d) 材料モデル

FEMによる衝撃応答のためのRC用の構成則は、従来種々提案されている⁶⁾が未だ十分なものは見当たらない。よって、ここでは2次元DEMによるRC用の構成則として最も簡単な材料モデルを採用することとし、図

表-5 解析における材料定数等

モルタル	
ヤング率 E	$1.94 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
ポアソン比 ν	0.2
内部摩擦角 ϕ	35°
静的最大圧縮強度 $\sigma_{pc,S}$	367 kgf/cm^2
圧縮限界ひずみ ϵ_{uc}	3900μ
鉄筋	
ヤング率 E	$2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
ポアソン比 ν	0.3
降伏降伏点 $\sigma_{ys,S}$	3449 kgf/cm^2
引張限界ひずみ ϵ_{us}	0.333
その他	
時間増分 Δt	$1.0 \times 10^{-7} \text{ sec}$
結合パラメーター β	1.415

-15, 16 に示す。まずコンクリートどうしの法線方向のばねは、図-15(a)に示すように①引張では引張強度において引張破壊し、クラックが発生する。②圧縮側では、完全弾塑性とし、圧壊ひずみ ϵ_{uc} ($=3900 \mu$) に達すると圧壊する。③接線方向のせん断ばねについても完全弾塑性とし、法線方向のばね力の関数として図-16(a)に示す Mohr-Coulomb の破壊条件を用いた。ここで、図中の C は粘着力すなわち純せん断力 τ_c 、 A_{ij} を表わす。また、一旦引張破壊したばねは、図-16(b)のように粘着力がゼロとなり、以後再接触時におけるせん断ばねの滑り条件とした。

次に、鉄筋入りコンクリート要素どうしの鉄筋の法線方向の結合ばねは、図-15(b)に示すように完全弾塑性型の応力～ひずみ曲線を用い、破断ひずみ ϵ_{us} に達した後、応力は解放するものとした。また鉄筋のせん断ばねについても完全弾塑性モデルを用いた。

ここで、この材料モデルにひずみ速度効果を以下のように考慮する。まず、ひずみ速度 ($\dot{\epsilon}$)¹⁸⁾ によって、コンクリートの材料定数が上昇する圧縮強度比 D_{pc} 、弾性率比 D_E および引張強度比 D_t は次式で表わされる。

コンクリート圧縮時：

$$3.0 \times 10^2 / \text{sec} > \dot{\epsilon} > 30 \times 10^{-6} / \text{sec}$$

$$D_{pc} = \frac{\sigma_{pc,D}}{\sigma_{pc,S}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{30 \times 10^{-6}} \right)^{1.026 \left(\frac{1}{5+0.0882\sigma_{pc,S}} \right)} \quad (7a)$$

$$D_E = \frac{E_{c,D}}{E_{c,S}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{30 \times 10^{-6}} \right)^{0.02} \quad (7b)$$

$$\dot{\epsilon} \leq 30 \times 10^{-6} / \text{sec}$$

$$D_{pc} = 1 \quad (7c)$$

$$D_E = 1 \quad (7d)$$

コンクリート引張時：

$$3.0 \times 10^2 / \text{sec} > \dot{\epsilon} > 30 \times 10^{-6} / \text{sec}$$

$$D_t = \frac{\sigma_{t,D}}{\sigma_{t,S}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{30 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{1.016}{10+0.0588\sigma_{pc,S}}} \quad (7e)$$

$$D_E = \frac{E_{c,D}}{E_{c,S}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{30 \times 10^{-6}} \right)^{0.02} \quad (7f)$$

$$\dot{\epsilon} \leq 30 \times 10^{-6} / \text{sec}$$

$$D_t = 1 \quad (7g)$$

$$D_E = 1 \quad (7h)$$

ただし、 $\dot{\epsilon}$ ：ひずみ速度 ($= \dot{u}_n / R_{ij}^0$) (/sec), D_{pc} ：圧縮強度比, $\sigma_{pc,S}$ ：静的圧縮強度 (kgf/cm^2), $\sigma_{pc,D}$ ：動的圧縮強度 (kgf/cm^2), D_E ：弾性率比, E_S ：静的弾性率 (kgf/cm^2), E_D ：動的弾性率 (kgf/cm^2), D_t ：引張強度比, $\sigma_{t,S}$ ：静的引張強度 ($= 0.245\sigma_{pc,S}$)¹⁹⁾ (kgf/cm^2), $\sigma_{t,D}$ ：動的引張強度 (kgf/cm^2).

これらの各比を用いて静的な材料定数を、動的な材料定数へ時間増分 Δt ごと変更しながら高速載荷時の解析を行うこととした。また、コンクリートの純せん断強度は以下の式¹⁹⁾により算出することによりひずみ速度効果を考慮する。

$$\tau_c = D_{pc} \sigma_{pc,S} (0.252 - 0.000246 D_{pc} \sigma_{pc,S}) \quad (8)$$

e) 解析モデルと載荷点のばね定数

実験に使用した供試体を図-17に示すようにはり部を125個、固定部を44個の要素に(各半径1.0cm)に分割し、載荷要素(半径5.0cm)を接触させて載荷した。ここで、実験では、静的および高速載荷とも同じ載荷棒(先端形状が直径10cmとなっている)を使用しているため、載荷点のモデル化に当たっては図-17のように半径5.0cmの載荷要素を当初2個の半径1.0cmのコンクリート要素に接触させ、接触ばねの速度～時間関係を入力するものとした。すなわち、静的載荷では図-18(a)、高速載荷では図-18(b)のような速度～時間関係を与えた。また載荷要素と接触コンクリート要素とを結ぶ局部ばね定数は静的載荷実験における荷重～めり込み量関係を用いた。ここで、めり込み量とは上変位と下変位との差であり、静的実験のデータを用いた。つまり実験で図-19(a)のような荷重～めり込み量曲線を得たので、この勾配を使用する。しかし、図-18(a)に示すように本解析モデルでは載荷要素が2個のコンクリート要素と接触しているため、これを1個のコンクリート要素の局部ばね定数にするため、図-19(a)の勾配を1/2として図-19(b)に示す k_n および k'_n の値を局部ばね定数として用いた。

(2)解析手順

以上の諸式ならびに解析モデルを用いて、通常の個別要素法と同様にオイラー法を用いて運動方程式を解くことになる。その解析手順の概略をフローチャートに示すと図-20に示すようになり、静的載荷と高速載荷解析の相違は図-20の速度入力のところ図-18(a), (b)の速度～時間関係を入力する点である。その手順を示すと以下のとおりである。

- ①まず各要素の座標 x, y , 要素幅 d , 各材料の弾性係数等の材料定数および寸法, 時間増分 Δt 等を入力する。
 - ②円柱要素の位置から結合ばねおよびそのばね定数を決定する。
 - ③載荷要素のみに載荷速度～時間関係を与える。
 - ④接触判定および要素間の作用力を算出する(ここで, ひずみ速度効果を考慮)。
 - ⑤結合ばねの破壊条件をチェックする。
 - ⑥各要素の加速度, 速度, 変位を算出する。
- なお, 時間増分 Δt に関しては, Coolent条件 $\Delta t < (R_{ij})_{\min}/c_0$ (c_0 はコンクリートの波動伝播速度で, ここでは $c_0=3500\text{m/sec}$, 最小要素間距離 $(R_{ij})_{\min}$ を 2cm を用いた)を用いると $5.7 \times 10^{-6}\text{sec}$ となるので, ここでは $\Delta t = 1.0 \times 10^{-7}$ を採用した。

4. 解析結果と実験結果の比較

上記3. で述べたRC用の個別要素法による破壊解析手法を用い, 表-5に示す入力データを与えて計算した。

(1)破壊過程の比較

図-21は, 高速載荷におけるAタイプの破壊過程を解析結果と高速ビデオ映像とを比較して示したものである。これより, 高速ビデオでは 8msec 位まではクラックの発生を目視できないが, 10msec になるとひび割れの発生が目視でき, 18msec では完全に斜めのせん断ひび割れが観察される。この状況をDEMではかなり良くシミュレートしており, 特に 6msec で曲げによるひび割れが発生しているが, 8msec で高速ビデオで観察されなかった斜め引張ひび割れが発生すると曲げによるひび割れの進展がほぼ止まり, 10msec でひび割れが上面にまで進展している様子を把握している。そして最後に局部めりこみを含む斜めせん断ひび割れにより破壊していることがわかる。

図-22は, 同様に高速載荷におけるBタイプの破壊形態を示したもので, 6msec ではDEMの方が斜め引張ひび割れを表示している。 10msec ではビデオに写っているのと同様のひび割れをシミュレートしている。そして最後に 16msec でせん断破壊を起こしており, 高速ビデオとの対応により実に興味ある結果を示しており, 本法の

特色ある結果といえる。

図-23は, Cタイプの結果でA, Bタイプとは異なり, 根元部の載荷面から裏面へのひび割れ連結によって曲げ破壊を起こしている様子を観察することができる。すなわち, 6msec で根元部上面に引張ひび割れが発生し, これが徐々に進展して 14msec では, 根元下面のコンクリートの圧壊によってひび割れが連結し, 最終的に 22msec で曲げ破壊を形成している。また, ビデオに見られる圧壊部分の飛び出しに関しても, DEMではうまくシミュレートしている。また図としては示していないが, 静的載荷および高速載荷のD, E, Fタイプについても, 写真-1や図-10, 11に示す破壊形態を非常に良くシミュレートしている。

図-10, 11の右側の図に, DEMによる複鉄筋A, B, Cおよび単鉄筋D, E, Fタイプの静的および高速載荷における最終破壊状況図(図-5~8の×印をつけた終局限界時における破壊状態で, 高速ビデオによる最終状態とは異なる)を実験結果と比較して示したが, このDEMによる結果は, 写真-1にも示す破壊結果をほぼ良くシミュレートしている。ここで, 図-10で静的載荷のCタイプが鉄筋破断による曲げ破壊を起したのに対し, 図-11の高速載荷のCタイプでは, 鉄筋は破断せずに根元部裏面側のコンクリートの圧壊が生じており, この破壊モードの違いが図-7(b)の高速載荷のCタイプの終局変位を減少させた原因と考えられる。

以上, DEMにより破壊過程および最終破壊モードをかなり良くシミュレートできることがわかった。

(2)荷重～変位関係

図-24(a), (b), (c)は, 複鉄筋A, B, Cタイプの静的載荷時の荷重～変位関係を示したもので, 荷重および変位のいずれもかなりの精度でその傾向を良くシミュレートしている。B, Cタイプの解析の最大荷重がやや実験値よりも小さい値がでていますが, これは, 載荷点のモデル化と局部ばね定数の値に帰因するものと思われる。

図-25(a), (b), (c)は, 複鉄筋A, B, Cタイプの高速載荷時の荷重～変位関係を示したものである。静的載荷と同様ほぼ実験結果を再現できているが, 高速載荷時の実験による振動成分を解析ではうまく表現していない点および静的載荷と同様に最大荷重がやや小さい点が今後の検討課題である。高速載荷時の振動成分の問題は, 慣性力に起因すると考えられるが, これは図-18(b)の載荷速度～時間関係に振動の影響を取り入れることによって, 実験と類似した結果が得られものと考えられ, この点については今後の課題と考えている。

以上より, 本研究で提案したDEMは, 各要素間の定数を材料定数から決定できるうえ, 静的載荷の場合には定性的にも定量的にもほぼ良く荷重～変位関係をシミュ

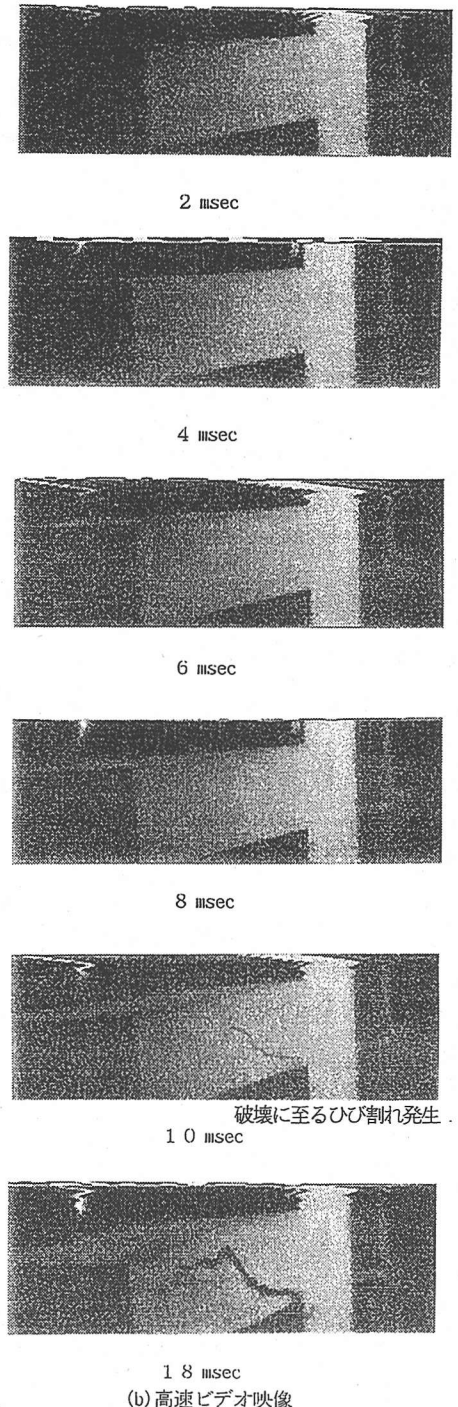
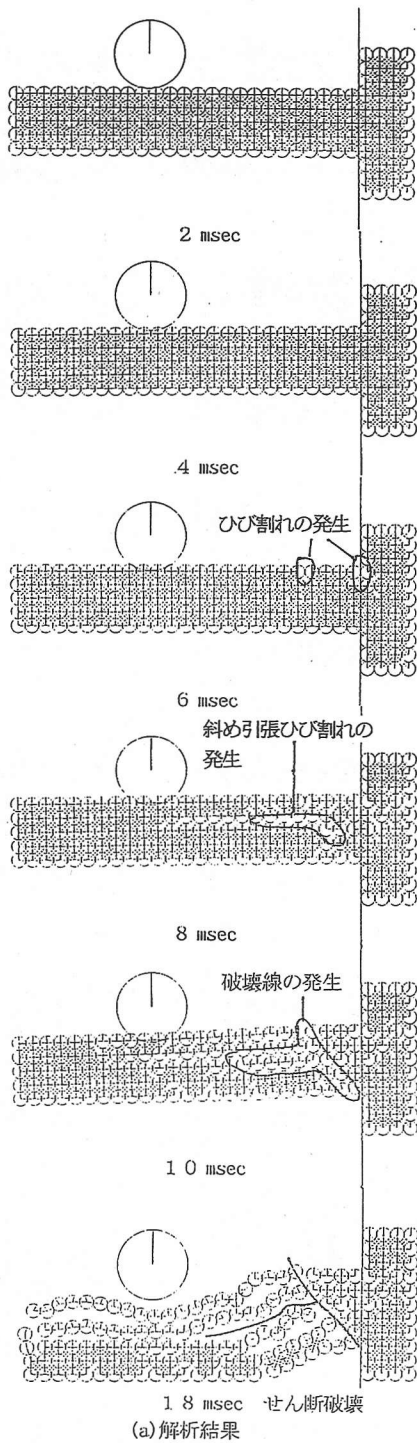


図-21 Aタイプの高速荷重実験における解析結果と高速ビデオ映像との比較

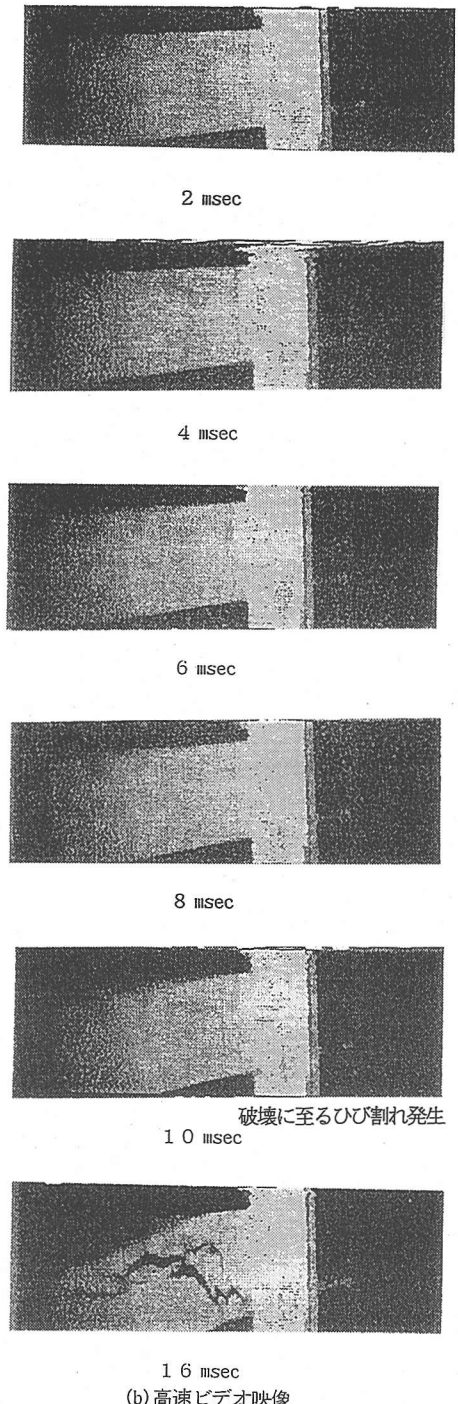
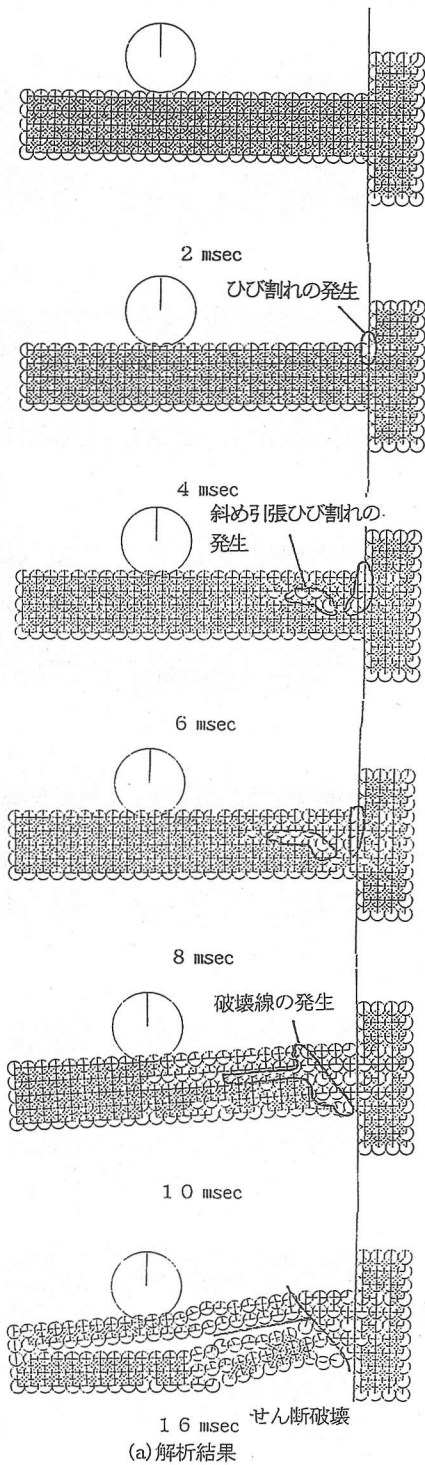


図-22 Bタイプの高速度荷重実験における解析結果と高速ビデオ映像との比較

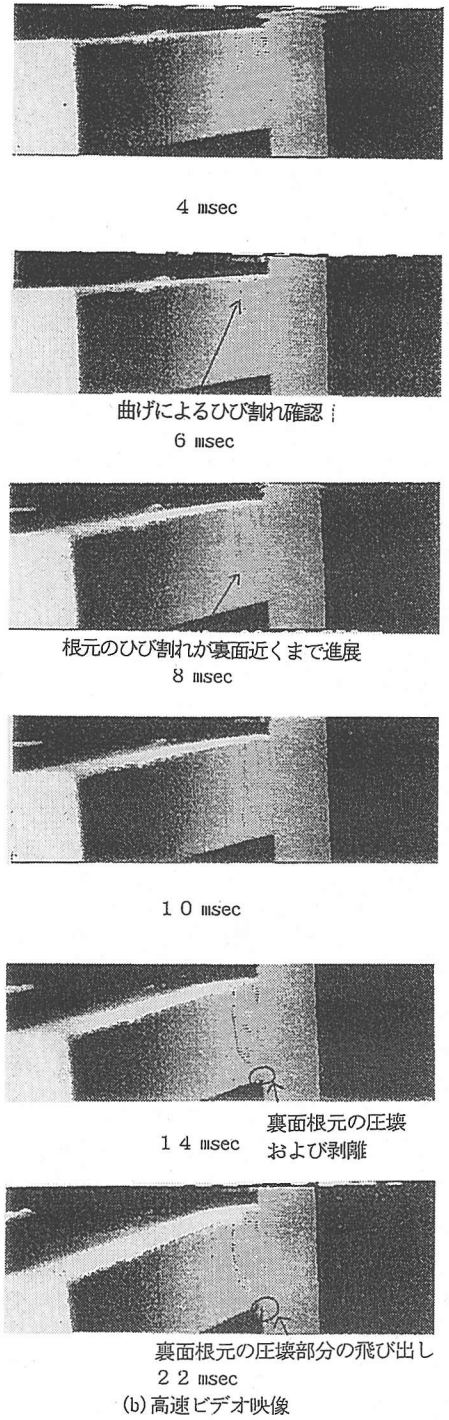
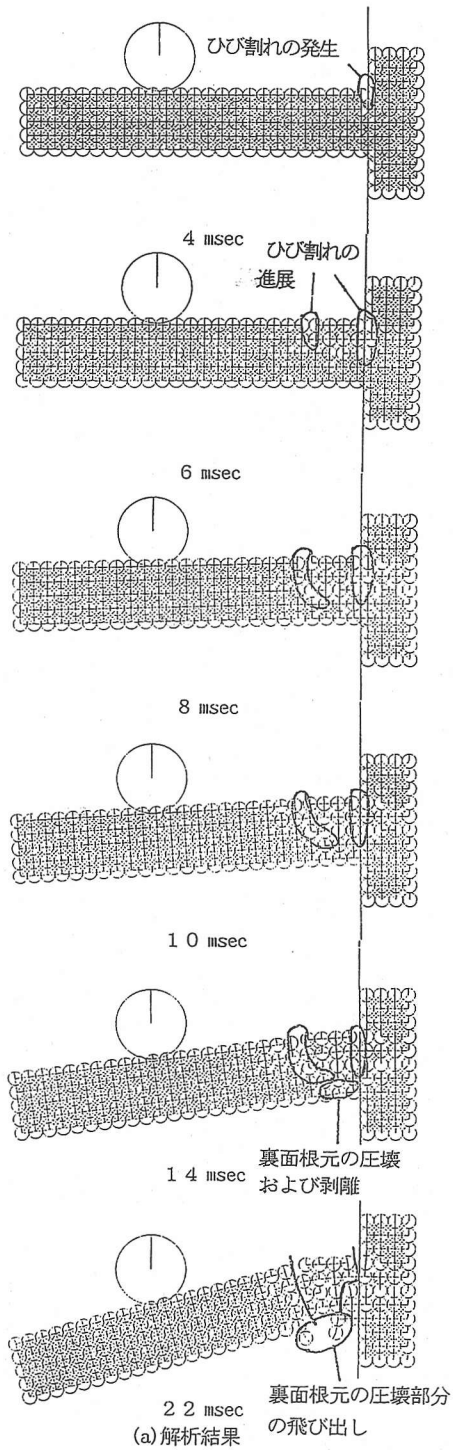
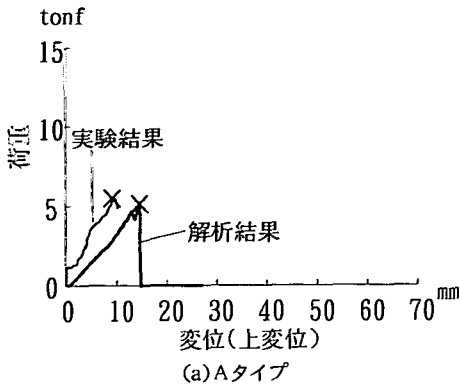
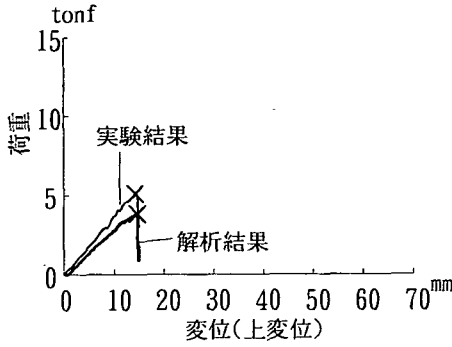


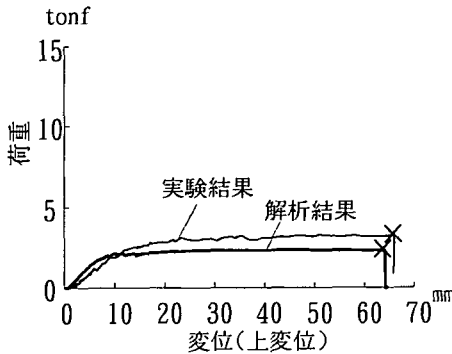
図-23 Cタイプの高速度荷重実験における解析結果と高速ビデオ映像との比較



(a) Aタイプ

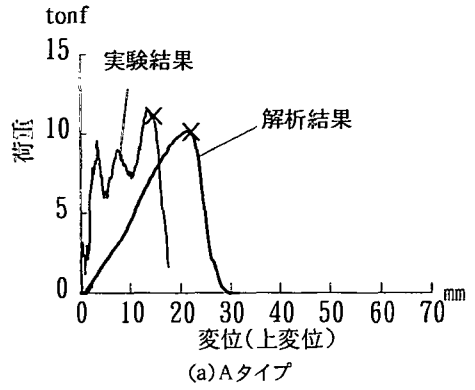


(b) Bタイプ

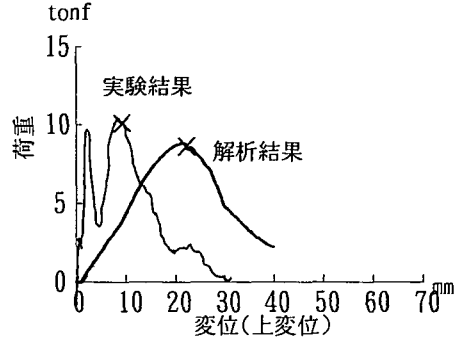


(c) Cタイプ

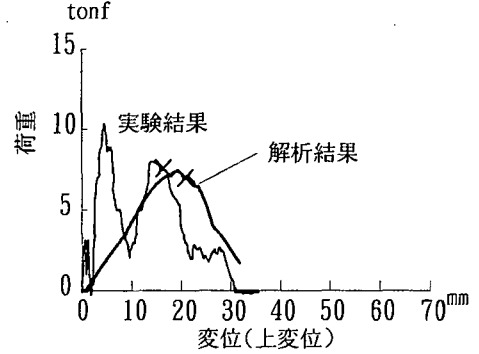
図-24 静的載荷における荷重～変位関係の比較



(a) Aタイプ



(b) Bタイプ



(c) Cタイプ

図-25 高速載荷における荷重～変位関係の比較

レートでき、高速載荷の場合も定性的に動的挙動をかなり把握できることが認められた。ただし、材料モデルやひずみ速度効果、はりの振動の影響など今後検討する必要があるものと考えられる。

5. 結論

本研究は、主鉄筋のみで補強したコンクリート製砂防ダム模型としてRC片持ちスラブを対象として、まず静的および高速載荷実験を行い、その静的および動的挙動

を調べるとともに、DEMによる破壊解析法により、破壊過程および荷重～変位関係をシミュレーションしたものである。その結果を再度要約すると以下のようになる

(1) 載荷速度が荷重～変位関係に及ぼす影響として、高速載荷における最大荷重は静的載荷に比し約 1.5～3.5 倍大きくなることが認められた。しかし、変形性能は高速載荷の場合、主鉄筋量が少ないCタイプでは、静的に比べ大きく減少することが認められた。

(2) 引張鉄筋比の影響としては、引張鉄筋比の大きい

A, Bタイプ(複鉄筋)ではせん断破壊が生じ、耐力および変形性能ともあまり差がないことが認められた。一方、引張鉄筋比の小さいCタイプでは曲げ破壊を生じ、静的載荷では大きな変形性能が認められた。これを限界吸収エネルギーの観点から見ると、主鉄筋のみによる補強の場合、引張鉄筋比の大きいA, B(またはD, E)タイプではせん断破壊により一気に破壊するので、限界吸収エネルギーが小さく、一方の引張鉄筋比の小さいC(またはF)タイプでは曲げ破壊するので限界吸収エネルギーが大きい。したがって、曲げ破壊モードを示すような主鉄筋による補強が望ましいと考えられるが、この場合も静的と比べ高速載荷時の限界吸収エネルギーが減少する場合があります、注意すべきことが確認された。

(3) ひずみ応答データの結果から、ひずみが一挙に変化する時刻を終局限界時とし、このときの変位を終局限界変位と定義した。

(4) 実験の破壊状況より、鉄筋量の多いA, Bタイプ(複鉄筋)またはD, Eタイプ(単鉄筋)は、斜めせん断ひび割れで最終破壊に達し、鉄筋量の少ないCタイプ(複鉄筋)またはFタイプ(単鉄筋)は、曲げ破壊で壊れることが判明した。これは、静的せん断耐力および曲げ耐力からもほぼ推測することができた。

(5) RC用のDEMを開発したが、本DEMでは、ばね定数を材料定数や要素の配列に起因する有効接触面積を用いて決定することができた。

(6) 本DEMによる破壊過程と実験の高速ビデオによる結果とを比較した結果、極めて良くシミュレートしていることがわかった。したがって、本DEMは、RCはりの破壊過程を追跡するうえで極めて良好な武器として使用できるのではないかと思われる。

(7) 本DEMによる静的荷重～変位関係は実験結果と極めて良く一致した。しかし、高速載荷時の荷重～変位関係は荷重が実験値に比し小さい結果となった。しかし、定性的には動的挙動をほぼ把握していると考えられる。

以上より、今後の課題としては実験上さらに供試体の数を多くして精度を上げること、またDEMについてはばね定数の決定法さらには各種の配列の方法やひずみ速度効果の問題点が挙げられる。これらについてはさらに検討を重ねる予定である。

謝辞：本研究を行うにあたりご援助頂いた八千代エンジニアリング(株)水工部長下田義文氏に対し謝意を表します。

参考文献

1) 下田義文, 水山高久, 石川信隆, 古川浩平: 巨礫を受けるコンクリート製砂防ダム袖部の衝撃模型実験と被災例シミュレーション, 土木学会論文集, No. 450/I-20, pp. 131-140,

1992. 7.
 2) 建設省河川局砂防部砂防課: 土石流対策指針(案), 1989年10月.
 3) 鈴木真次, 石川信隆, 水山高久, 石川芳治, 古川浩平: 鉄筋コンクリート製砂防ダム袖部の終局限界状態に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 522/VI-28, pp. 107-118, 1995. 9.
 4) 高橋芳彦, 大野友則, 太田俊昭, 日野伸一: 高速載荷を受ける鉄筋コンクリートはりの終局限界変形量推定法, 土木学会論文集, No. 432/I-16, pp. 99-110, 1991. 7.
 5) 藤井学, 宮本文穂, 森川英典: 衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリートはりの力学的挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 360/V-3, pp. 99-110, 1985. 8.
 6) 井元勝慶, 大野友則, 佐々木見, 小暮幹太: 重錘落下衝突を受けるRCはり部材の衝撃挙動と衝撃応答解析における材料の非線形特性, 構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 1201-1212, 1995. 3
 7) 森川博司, 澤本佳和, 小鹿紀英: 個別要素法を用いたコンクリートの破壊解析, 日本建築学会構造系論文集, 第473号, pp. 127-135, 1995. 7.
 8) 園田恵一郎, 鬼頭宏明, 松浦幹佳: RC門形落石覆工の衝撃破壊解析, 第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 224-229, 1993. 6.
 9) 岸徳光, 三上浩, 西弘明, 小山田欣裕: 横方向衝撃力を受けるRC橋脚模型の破壊形状と耐衝撃性, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 1247-11254, 1996. 3.
 10) 伊藤千浩, 白井孝治, 大沼博志: 剛体飛来物の衝突に対する鉄筋コンクリート構造物の設計評価式, 土木学会論文集, No. 507/I-30, pp. 201-208, 1995. 1.
 11) 三上敬司, 三上浩, 松岡健一, 能町純雄: 重錘落下衝撃を受ける単鉄筋RC床板の耐衝撃挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 1619-1630, 1994. 3.
 12) 梶谷浩, 梶川康夫, 玉村茂樹: 個別要素法による鉄筋コンクリート部材の衝撃挙動解析, 構造工学における数値解析シンポジウム論文集, 日本鋼構造協会, 第18巻, pp. 17-20, 1994. 7.
 13) 土木学会: 構造物の破壊挙動と設計法, 第三篇, pp. 56-60, 1995. 8.
 14) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No. 372/V-5, pp. 167-176, 1986. 8.
 15) 建設省土木研究所砂防部砂防研究室: 土木研究所資料富士土石流衝撃力実験報告書(II), ISSN 0386-5878土研資料第1662号, 1982. 3.
 16) 下田義文, 鈴木真次, 石川信隆, 水山高久, 古川浩平: 個別要素法によるコンクリート製砂防ダムの衝撃破壊シミュレーション, 土木学会論文集, No. 480/VI-21, pp. 97-106, 1993. 12.
 17) MARC Special Topics Course Nonlinear Dynamics Tokyo, 日本MARC, 1984. 2.
 18) CEB: CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, CEB Bulletin D'information No. 195, 1990.
 19) 村田二郎, 長滝重義, 菊川浩治: 土木材料コンクリート, 共立出版, pp. 94-98, 1989. 3.

(1996. 6. 6受付)

DYNAMIC BEHAVIOR OF CONCRETE CHECK DAM WING MODEL WITH LONGITUDINAL REINFORCEMENT
UNDER HIGH SPEED LOADING AND FAILURE ANALYSIS BY DISTINCT ELEMENT METHOD

Shinji SUZUKI, Nobutaka ISHIKAWA, Yoshiharu ISHIKAWA,
Takahisa MIZUYAMA and Kohei FURUKAWA

This paper presents both experimental and analytical approaches for the investigation of dynamic behavior of concrete check dam wing model with longitudinal reinforcement under high speed loading like debris flow. First, static and high speed loading tests were performed for six types of specimen in which the area of longitudinal reinforcement has been changed in the double and single concrete check dam wing models. It was found from the tests that the shear failure modes were seen in the specimens with strong longitudinal reinforcement, but the flexural failure mode was resulted in the specimen with weak longitudinal reinforcement. Second, the distinct element method has been developed by using the material constants and the effective sectional area. It was confirmed that the proposed method could simulate well the failure process in the test results taken by high speed video.