

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

THE BEHAVIORS OF RC BEAMS UNDER LOW IMPACT LOADING AND
THE EFFECTS OF NONLINEAR CHARACTERISTICS OF MATERIALS ON THE IMPACT ANALYSIS

井元勝慶*, 大野友則**, 佐々木晃***, 小暮幹太****

Katsuyoshi IMOTO, Tomonori OHNO, Ko SASAKI and Kanta KOGURE

- * (株)大林組技術研究所 主任研究員 (〒204 東京都清瀬市下清戸 4-640)
- ** 工博 防衛大学校助教授 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)
- *** 防衛大学校 理工学研究科学生 (〒239 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)
- **** 防衛大学校 土木工学教室研究員 (〒239 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

This paper presents the results of an investigation for the nonlinear behaviors of reinforced concrete (RC) beams subjected to impact force by a falling weight. The impact test was carried out to study the effect of specified parameters on the response of RC beams, and to provide data available for use in improvement of the impact analysis. Four of parameters specified here are concrete strength, reinforcement ratio of tensile rebars and stirrups, and magnitude of impact force. Secondly, an analytical method is proposed, where a special attention was paid for a constitutive model of concrete under triaxial stress state, which includes stress-strain relationships, failure surface, descending branch after crushing and strain rate effect. The model developed here was installed in the computer code J-DYNA as a user subroutine and the feasibility of the model was examined by analyzing the RC beams tested in the study. As a result, it was found possible to predict the nonlinear response of RC structures under low impact loading.

Key Words : RC beam, impact analysis, impact test, strain rate effect, constitutive model

1 まえがき

従来、鉄筋コンクリート(以後、RCと略す)構造物の耐衝撃問題に関する検討は、一般に構造部材を対象とした衝撃実験を行って、その結果を設計に反映してきた。しかし衝撃実験は、特殊な設備のある施設に限定されること、計測されたデータの信頼性の問題、同一条件で行った実験結果(応答性状や破壊形状等)に再現性があまりないこと等の理由により、公表されるデータ数が少なく、しかも特定条件下のRC構造物に対してのみ有効なデータが多い。従って、より広い範囲の衝撃問題に対する実験データの蓄積が望まれている。

一方、衝撃現象を把握するための数値解析法の開発に関する研究も各機関で盛んに行われ、その成果として幾つかの衝撃解析コードが公表されてきている¹⁾。しかし、衝撃力を受けるRC構造物の挙動は非常に複雑で、貫入、裏面剥離や貫通といった局部破壊、構造物に生じる応力波の伝播・反射・重複による影響、構成材料の特性に及ぼす歪速度効果等、多くの解明すべき課題が残されており、土木・建築分野で対象となる広い範囲の衝撃現象に適用可能な汎用性のある衝撃応答解析法は十分に確立されていない。破壊を伴うRC構造物の衝撃挙動の解析結果は、用いる構成材料の構成則モデルによって最も大きな影響を受けると考えられ

ている。それゆえ、衝撃応答解析法の改善と汎用性を向上させるためには、解析手法に反映できる基礎的な実験データの蓄積と材料構成則に関する研究がさらに必要である。

本研究ではこれらの現状を踏まえ、まずRC構造物の衝撃現象の基本的な特性を把握するための低速衝撃実験を行い、部材の材料特性、断面諸元および衝撃荷重の大きさが耐衝撃性に及ぼす影響や実験の再現性を調べている。また、測定データの処理方法に関する考察を行っている。

実験は、形状、支持条件、応力伝達および破壊モード等が単純で、信頼性の高いデータが得られると考えられるRCはり部材に対する重錘落下衝撃実験とした。

また解析的な検討として、材料構成則のモデル化に着目し、3軸応力下におけるコンクリートの応力-歪関係、破壊曲面、圧縮破壊後の挙動および材料の歪速度依存性等に関するモデルを設定した。この材料構成則を衝撃解析コード(J-DYNA)に導入し、まずコンクリートの材料試験に対する既往の研究結果を参照して解析を行い、試験結果との比較からこの構成則における個々のモデルが衝撃応答に及ぼす影響について調べた。さらに、本実験で用いたRCはり試験体全てに対して衝撃応答解析を実施し、本材料構成則を用いた解析法による解析結果と実験結果との整合性について調べた。

2 衝撃実験

本実験では、RCはり部材の耐衝撃性に影響を及ぼすと考えられる各種部材特性(材料特性と部材断面諸元)、特にコンクリートの強度、引張鉄筋比およびせん断補強筋比に着目し、重錘の落下高さを変えた衝撃実験を行う。この実験の目的は、これらの部材特性が衝撃挙動に及ぼす影響を調べるとともに、実験の再現性の確認、解析法の改善に反映できる基礎データの収集等である。また実験データには種々の雑音(ノイズ)が含まれるため、このノイズ除去に対するデータ処理方法の検討を行う。

2.1 実験方法

(1) 試験体諸元と実験パラメータ

試験体は図-1に示すような、長さ1,600mm、はり高さ200mm、幅110mmの複鉄筋RCはり部材である。主筋の端部定着を保証するため、主筋は両端部で厚さ6mmの鋼板に溶接接合した。コンクリートは、粗骨材の最大粒径が10mmのレディミクストコンクリート(生コン)を使用し、設計基準強度が240kgf/cm²の普通コンクリートおよび420kgf/cm²の高強度コンクリートの2種類とした。試験体に使用した2種類のコンクリートの静的材料定数、主筋とせん断補強筋の鉄筋種類と静的材料定数をそれぞれ表-1、表-2に示す。また試験体諸元に関する本実験のパラメータは、コンクリート強度(288、328kgf/cm²)と引張鉄筋比(1.38、2.13%)およびせん断補強筋比(0.83、1.84%)とし、試験体を8種類に分類した。さらに衝撃荷重の大きさ(重錘の落下高さ：H=1、3m)の相違をパラメータに加えて計11種類、合計22体の試験体を製作した。

試験体種類と実験区分の一覧を表-3に示す。実験結果の再現性を調べるため、同一諸元の試験体2体に対し同一条件の実験を行っている。

(2) 载荷装置

本実験では試験体への载荷方法として、図-2に示す落錘式衝撃実験装置を用いた。落錘式衝撃実験装置は1枚当りの重量約13~19kgfの鋼板を重ねて所定の重量(本実験では、200kgf)に調節した重錘を4本のボルトで固定し、ワイヤー付きの電磁石を用いて所定の高さまで吊り上げ、電磁石の電源を切ることにより重錘を自由落下させ試験体に衝突させるものである。重錘は落下中水平を保つように実験装置内の2本のガイドレールに沿って落下させた。試験体中央には、载荷用の幅3cmの鋼製角棒をボルトで固定したロードセルを載せて、これを4本のゴムバンドを付けた板で押さえて試験体と一体化するように設置した。試験体は、スパン1333mmの2点単純支持とし、支持点でナイフエッジを有する治具で上方より挟み込んだ。

(3) 実験計測

計測項目は衝突時の荷重、重錘加速度、試験体の加速度および変位、引張鉄筋の歪である。試験体中央の载荷点のたわみ変位は、はり側面中央の変位と同一であるとみなして、図-3に示すように、部材中央部のD1の位置に光学式非接触変位計用のターゲットを、中央から30cmのはり上面

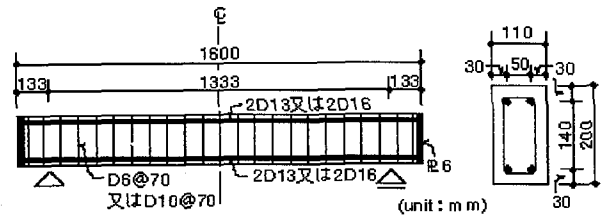


図-1 試験体諸元

表-1 コンクリートの静的材料定数

種別	普通コンクリート	高強度コンクリート
設計強度	F_c 240	F_c 420
1軸圧縮強度	F_{c1} 288	F_{c2} 328
引張強度	F_{t1} 24.8	F_{t2} 28.7
弾性係数	E_{c1} 2.44×10^5	E_{c2} 2.45×10^5

(単位: kgf/cm²)

表-2 鉄筋の静的材料定数

種別	材質	弾性係数 E_s ($\times 10^6$)	降伏応力度 σ_y ($\times 10^3$)
D6	SD35	2.02	3.91
D10	SD30	1.74	3.72
D13	SD30	1.73	3.37
D16	SD30	1.76	3.44

(単位: kgf/cm²)

表-3 RCはり試験体の種類

No.	試験体名	引張鉄筋比 (%)	帯筋比 (%)	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	重錘落下高(m)	歪ゲージ区分
1	T-T1W1-M3-1	1.38	0.83	240 (288)	3	GA4
2	T-T1W1-M3-2	1.38	0.83	240 (288)	3	GA6
3	T-T1W1-H3-1	1.38	0.83	420 (328)	3	GA4
4	T-T1W1-H3-2	1.38	0.83	420 (328)	3	GA6
5	T-T1W2-M3-1	1.38	1.84	240 (288)	3	GA4
6	T-T1W2-M3-2	1.38	1.84	240 (288)	3	GA6
7	T-T1W2-H3-1	1.38	1.84	420 (328)	3	GA4
8	T-T1W2-H3-2	1.38	1.84	420 (328)	3	GA6
9	T-T2W1-M3-1	2.13	0.83	240 (288)	3	GA4
10	T-T2W1-M3-2	2.13	0.83	240 (288)	3	GA6
11	T-T2W1-H1-1	2.13	0.83	420 (328)	1	GA4
12	T-T2W1-H1-2	2.13	0.83	420 (328)	1	GA6
13	T-T2W1-H3-1	2.13	0.83	420 (328)	3	GA4
14	T-T2W1-H3-2	2.13	0.83	420 (328)	3	GA6
15	T-T2W2-M1-1	2.13	1.84	240 (288)	1	GA4
16	T-T2W2-M1-2	2.13	1.84	240 (288)	1	GA6
17	T-T2W2-M3-1	2.13	1.84	240 (288)	3	GA4
18	T-T2W2-M3-2	2.13	1.84	240 (288)	3	GA6
19	T-T2W2-H1-1	2.13	1.84	420 (328)	1	GA4
20	T-T2W2-H1-2	2.13	1.84	420 (328)	1	GA6
21	T-T2W2-H3-1	2.13	1.84	420 (328)	3	GA4
22	T-T2W2-H3-2	2.13	1.84	420 (328)	3	GA6

注: 1) コンクリート強度 () 内は材料強度試験値
2) 歪ゲージ区分: GA6は図-3のE1~E6の6箇所にゲージ貼布、GA4は図-3のE1~E4の4箇所にゲージ貼布
3) 試験体名と諸元: T1: 主筋比 1.38%、T2: 主筋比 2.13%
W1: 帯筋比 0.83%、W2: 帯筋比 1.84%
M: 普通コンクリート、H: 高強度コンクリート

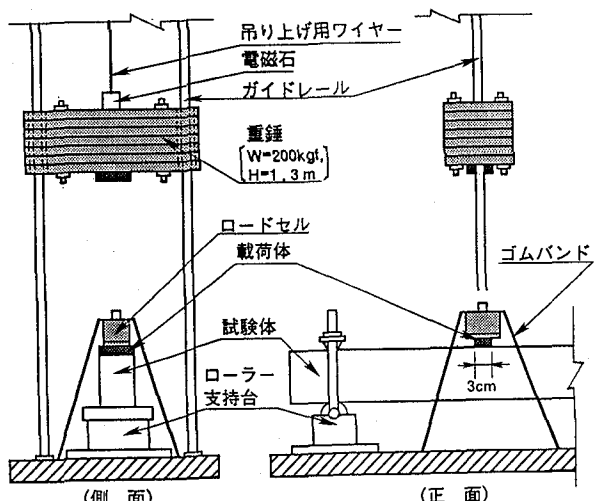


図-2 重錘式落下衝撃実験装置

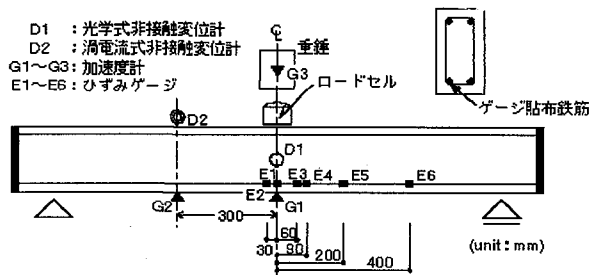


図-3 計測位置

表-4 計測機器の性能・諸元

計測項目	計測機器名称	性能・諸元
加速度	加速度 トランスデューサ	圧電素子電圧出力型 測定範囲：最大100000 G 固有振動数：60 KHz
変位	渦電流式 非接触変位計	測定範囲：最大50.8 mm 応答周波数：100 KHz
変位	光学式 非接触変位計	測定範囲：最大300 mm 応答周波数：500 KHz
鉄筋 ひずみ	ひずみゲージ	ゲージ率：2.13 抵抗値：60±2 Ω
荷重	荷重変換器 (ロードセル)	ひずみゲージ式 測定容量：30 tonf
	動ひずみ増幅器	応答周波数：DC～200 KHz
	デジタルメモリー DM7100	応答周波数：DC～250 KHz 分解能：8,12 bit

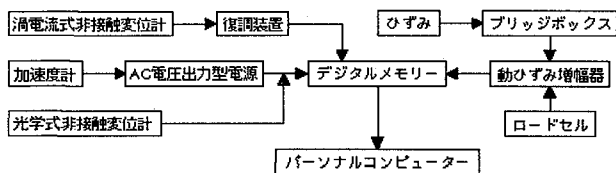


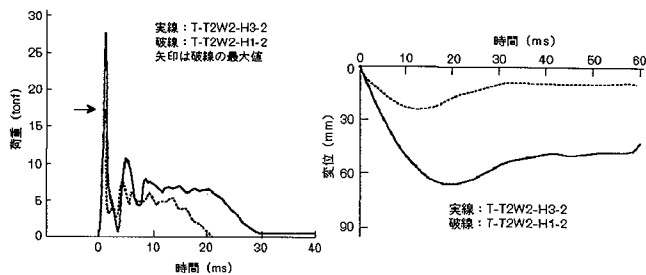
図-4 計測システム

の位置D2に渦電流式非接触変位計を取り付けて変位を測定した。加速度計は部材中央下面、30cm離れた下面および重錘にそれぞれ設置した。歪ゲージは下側2本の引張鉄筋のうちの1本に図-3に示す計測位置に試験体別に6枚または4枚ずつ貼付した(表-3、注2)。使用した計測機器の主要性能・諸元を表-4に示す。

計測システムの構成図を図-4に示す。一般に計測システムを構成する際、得られるデータの信頼性はそのシステムの中で最も劣る計測器または変換器の応答周波数によって支配される。図-4に示すシステムの場合では、加速度計の固有振動数が60KHzであるが、応答周波数は固有振動数の約1～2割程度といわれているため、本実験計測システムの測定可能な範囲は応答周波数が10KHz程度である。また、本実験と同規模のRCはり部材に対する既往の重錘落下衝撃実験では、主な衝撃現象の継続時間は数10msec^{2),3)}以下であることから、本システムでは測定時間を80msecと設定し、デジタルメモリーのサンプリング間隔(ΔT)は $\Delta T=20 \mu\text{sec}$ とした。これにより測定可能な応答周波数が10KHz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、現象を十分な精度で測定できるものと考えられる。

2.2 実験結果および考察

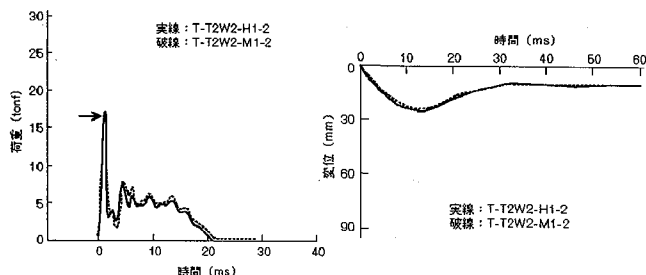
本実験で得られた結果のうち荷重および載荷点の変位応



(a) 荷重応答

(b) 変位応答

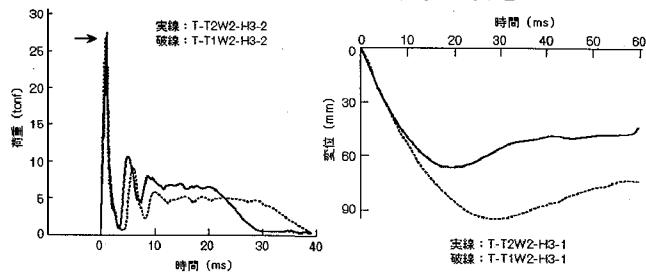
図-5 落下高さの相違



(a) 荷重応答

(b) 変位応答

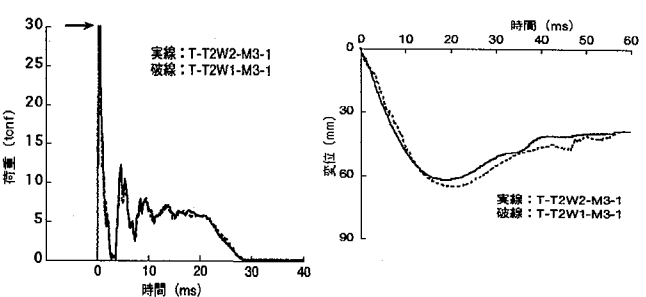
図-6 コンクリート強度の相違



(a) 荷重応答

(b) 変位応答

図-7 引張鉄筋量の相違



(a) 荷重応答

(b) 変位応答

図-8 セン断補強筋量の相違

答(D1)について、衝撃荷重・コンクリート強度・引張鉄筋比およびせん断補強筋の相違による影響を検討する。なお、図5(a)～図8(a)中の矢印は、破線で示した試験結果のピークを示している。

(1) 衝撃荷重の大きさの相違による応答の変化

衝撃荷重の大きさ(重錘落下高さ)の相違による荷重応答の比較例を図-5(a)に示す。重錘落下高さ(H)がH=3mの場合の方が、H=1mの場合に比べて最大荷重値が約1.5倍程度大きいことがわかる。荷重継続時間についても、H=3mの場合の方が長い。また載荷点変位の比較例を同図(b)に示すが、載荷点最大変位値についてもH=3mの場合の方がH=1mのものに比べ約2～2.5倍大きいことがわかる。

(2) コンクリート強度の相違による応答の変化

コンクリート強度の相違による荷重応答と載荷点変位応答の比較例をそれぞれ図-6(a)、(b)に示す。引張鉄筋比およびせん断補強筋比が等しい場合、試験体に生じる荷重および変位の最大値および荷重継続時間のいずれも、コンクリート強度の相違による明確な差は認められなかった。

(3) 引張鉄筋量の相違による応答の変化

引張鉄筋量の相違による荷重応答の比較例を図-7(a)に示す。引張鉄筋比 $P_t=2.13\%$ の場合の方が、 1.38% の場合と比較して荷重継続時間が短いことがわかる。また載荷点変位の比較例を同図(b)に示すが、載荷点変位の最大値については $P_t=2.13\%$ の場合の方は明らかに小さく、その差は $P_t=1.38\%$ の変位の最大値の6割程度となっている。

(4) せん断補強筋量の相違による応答の変化

せん断補強筋量の相違による荷重応答の比較例を図-8(a)に示す。荷重-時間曲線はほぼ一致しており、荷重最大値および荷重継続時間ともに明確な差異は認められなかった。また載荷点変位の比較例を同図(b)に示すが、載荷点変位最大値についても明確な差はない。すなわち、RCはり部材が曲げ破壊する場合には、せん断補強筋量の大小による影響はほとんどないと言える。

(5) 主筋歪応答データ

図-9に、下側主筋中央点の歪データの例を示す。これらの歪は衝突直後1~3 msecの間でオーバースケールしているが、データが計測されている時刻までの挙動をみると、歪応答は各試験体ともに衝撃荷重の大きさによって異なっていることが認められる。歪応答の勾配は、鉄筋に生じる歪の歪速度($\dot{\epsilon}$)を表わしている。歪が 3000μ を超えると $\dot{\epsilon}$ は $\dot{\epsilon}=10^1/\text{sec}$ 以上となるが、それ以下ではいずれの試験体においても $\dot{\epsilon}=10^0\sim 10^1/\text{sec}$ 程度の範囲であった。

2. 3 実験データの処理方法に関する考察

衝撃実験において通常測定する項目は、荷重、変位、加速度、歪等である。計測されたこれらの応答は不規則な信号の数値データ(デジタルデータ)として出力される。この信号には衝突によって生じる様々な雑音(ノイズ)が含まれるため、真の応答値が隠れてしまっている。このため、そのままでは何らかの信号処理を行う必要があるが、現在のところ各研究者の経験によってある周波数帯域を設定したローパスフィルター、あるいはある時間間隔を与えて移動平均

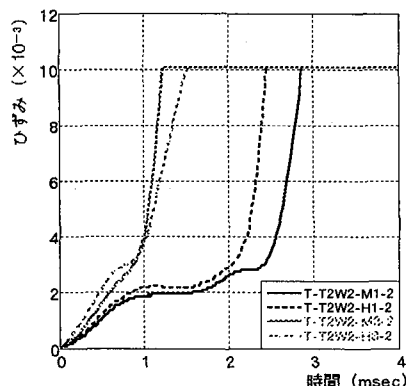


図-9 主筋の歪応答データ (位置: E1)

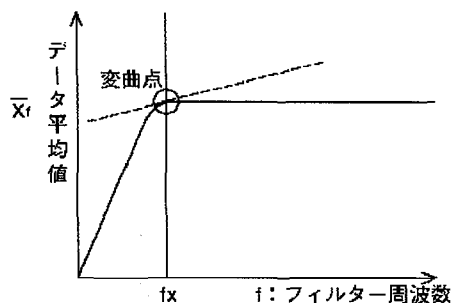


図-10 時系列データの振幅の平均値〜フィルター周波数関係

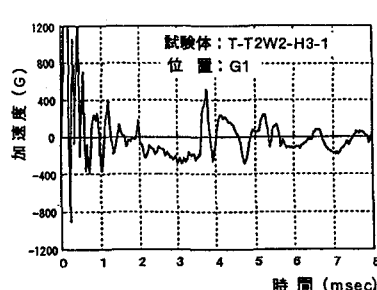
化によるスムージング処理が行われている⁴⁾。

一般に実験生データをローパスフィルターで処理した波形は、原波形と比べると、フィルター周波数を小さくするにしたがって、波形は滑らかになり、振幅は小さくなる。しかも、波形の原点の位置のずれが大きくなることが知られている。

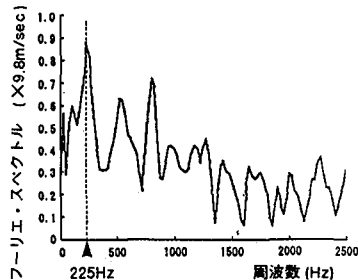
ここでは、適正なフィルター処理を行うにあたっての周波数の設定として、時系列データの集合平均化による方法を検討する。この方法は、集合平均の算定式、

$$\bar{X}_f = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^N X_f(t_n) \quad (1)$$

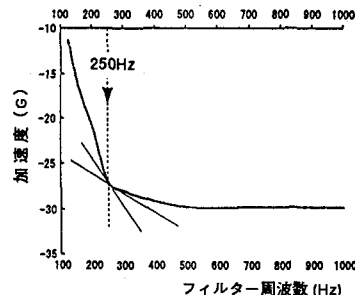
(ここに、 $\bar{X}_f$ はフィルター周波数 f 時の処理波形の全振幅データの平均値、 N は時系列データの数、 $X_f(t_n)$ はフィルター周波数 f 時の時刻(t_n)における振幅値)を用いて、フィルター処理した時系列波形の振幅の平均値を、フィルター周



(a) 加速度データの波形



(b) フーリエスペクトル



(c) フィルター処理したデータの振幅平均値と周波数の関係

図-11 衝撃実験による加速度波形の処理

波数との関係で連続プロットして得られた曲線(図-10)の接線勾配が急激に変化する点、すなわち変曲点での周波数(f_x)を、フィルター周波数設定の1つの目安として考えるものである⁶⁾。つまり、フィルター処理した信号の中に真の信号成分(振幅、周波数)が含まれていれば、フィルター処理後の信号波形の振幅の平均値は真の信号波形のそれとほぼ等しくなるはずである。言い換えると、図-10に示す曲線の変曲点に対応する周波数以下でフィルター処理を行うと、真の信号は歪められるかあるいは消失してしまうことになる。

衝撃実験で得られた加速度データの一例(図では、+1200G以上を略して示している、 $G:9.8m/s^2$)に対して、フーリエスペクトル解析およびフィルター処理したデータの振幅平均値と周波数の関係をそれぞれ比較して、図-11(b)、(c)に示す。図-11の加速度波形の場合、フーリエスペクトルでは卓越周波数が225Hz、また同図(c)の変曲点周波数は約250Hzとなっている。また、別に行った自由振動実験から得られたRCはり試験体の卓越周波数は156Hzと1100Hzであった。

以上により、1) RCはりの自由振動における卓越周波数と出力データの原波形の卓越周波数はあまり関係が認められない、2) 時系列データの振幅の平均値曲線における変曲点周波数は、フィルター周波数設定の基準として用いることができる。3) 今回のRCはり部材の実験データ処理に対する適正なフィルター周波数の下限は $f_x=250Hz$ と推定される、等の点が確認された。

3 衝撃応答解析手法

RC構造物の衝撃挙動の解析結果は解析コードに用いる各材料の構成則モデルによって最も大きな影響を受けることが分かっているが、既往の衝撃解析において、材料構成則のモデルにコンクリートの歪速度効果や圧縮破壊後の挙動を考慮し、検討したものは非常に少ない。そこで本研究では、コンクリートに対して3軸応力下の応力と歪の関係、破壊曲面の設定、1軸圧縮強度および引張強度の歪速度依存性、ひび割れ破壊および圧縮破壊後の挙動等のモデル化を行う。これら材料特性のモデルを有限要素法による衝撃解析コード(J-DYNA)¹³⁾にユーザーサブルーチンとして導入した。

3.1 衝撃解析における材料特性のモデル化

山口、藤本らは静的な高圧3軸圧縮載荷実験と、普通コンクリート円柱形供試体の高速載荷実験を行い、3軸圧縮応力下における力学的性状に及ぼす歪速度効果の影響を定量的に把握することを試みている⁶⁾。さらにその実験結果に基づき、コンクリートの接線弾性係数の応力依存性および歪依存性を検討し、体積歪、八面体せん断歪の関数形として接線体積弾性係数、接線せん断弾性係数を表現した応力-歪関係の定式化と、歪速度効果を考慮した1軸圧縮強度および1軸引張強度の評価式、および3軸応力下の破壊曲線を提案している⁷⁾。このモデルは、基本的に応力履歴に無関係な単調載荷に限定される等方性全応力-全歪形式を増分

形(接線係数)に変換したものであるが、現実的な観点では、その簡便さから有効な方法と思われる。

本研究で行った解析的検討ではコンクリート構成則のうち、3軸応力-歪関係と歪速度依存性については、山口らのモデルを採用することにするが、次に示す4点については本研究独自のモデルを導入する。

- 1) 3次元応力空間でのコンクリート破壊曲面
- 2) コンクリートの圧縮破壊後の挙動(軟化現象)のモデル化
- 3) 動的1軸圧縮強度における歪速度効果の上限の設定
- 4) 3軸応力下のコンクリートのひび割れ破壊基準

これらは解析結果の精度に大きな影響を与えることが認められており、既往の静的および動的3軸応力状態に対する素材実験結果に適合させるための修正を加えた。

このコンクリート構成則モデルの特徴を以下に列記する。

- 1) 3軸応力-歪関係は、等方性全応力-全歪形式のものを用い、非線形域においてもこれを増分形に置き換えて適用する。非線形性は接線体積およびせん断弾性係数(K_t 、 G_t)を変化させて近似する。 K_t 、 G_t は体積歪(ϵ_{oct})、その歪速度($\dot{\epsilon}_{oct}$)、せん断歪速度($\dot{\gamma}_{oct}$)、破壊曲面($F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$)等に依存する。
- 2) コンクリートの動的1軸圧縮強度(f_{cd})および動的1軸引張強度(f_{td})はともにせん断歪速度($\dot{\gamma}_{oct}$)に依存して、膨張、収縮する。ここでは、文献7)のモデルに、Jawedら⁸⁾の、歪速度が $\dot{\epsilon} > 10^2/sec$ 以上のとき歪速度効果は一定になるという、動的1軸圧縮試験結果を加味したモデルとする。
- 3) 破壊曲面(F_d)には、静的3軸応力状態に対して提案されたWillam-Warnkeの5パラメータモデルを用いる⁹⁾。これは現在、静的な高圧縮状態では最も信頼できる破壊曲面の一つとされている。動的な破壊曲面は、動的1軸圧縮および引張強度(f_{cd} 、 f_{td})に依存して変動する。
- 4) 圧縮側での応力が破壊面に達したら圧縮破壊したものとし、以後設定した経路をたどって応力を逐次解除する。大変形問題では、この設定の方法が得られる解の変動に非常に大きな影響を及ぼす。
- 5) 応力状態が破壊面に達しかつ最大主応力が正の場合、あるいは最大主応力が動的1軸引張強度(f_{td})を越えた場合に、その主応力方向と直交する方向にひび割れが発生するものとする。予め設定した経路に沿ってその主応力を解除する。同一点で3面までひび割れ破壊するものとする。またひび割れ面の開閉は、その面に直交方向の不可逆的歪によって行う。

3.2 破壊曲面

3軸応力下のコンクリートの破壊曲面に関しては、実験データに基づいて静的載荷時の破壊曲面としていくつかの提案がなされているが十分に解明されておらず、広範囲な応力状態に適用可能なものは少ない。ここではWillam-

Warnkeの5パラメータモデル⁹⁾を破壊曲面として採用する。これは高圧縮、低圧縮および引張等の広範囲な領域に対して適用可能なものの一つである。

5パラメータモデルによる破壊曲面は次式で定義される。

$$F(\sigma_{oct}/f_c, \theta) = \tau_{oct}/f_c = \frac{1}{\sqrt{3}}r(\sigma_{oct}, \theta) \tag{2}$$

式(2)の詳細は省略するが、これは静水圧平面上で圧縮子午線と引張り子午線が放物線(r)で表示され、かつ偏差応力平面上で、圧縮子午線と引張り子午線の間(θ方向)を双曲線で近似するものである。その形状は破壊曲面上の6点(1軸圧縮強度点、1軸引張強度点、等2軸圧縮強度点、引張と圧縮子午線上の高圧縮応力点および静水圧軸上の頂点)を通過する条件より求められる。

この破壊曲面は図-12に示すように、偏差平面の3軸高圧縮応力状態に対しても実験値と比較的良く一致している。その特徴は、1) 低圧縮状態では偏差断面内の破壊曲面の形状は正三角形に近いが、静水圧の増加に伴ってその表面に膨らみが加わり、円形に漸近する。2) 5つのパラメータを調整することによって、Von MisesモデルやDrucker-Pragerモデルの破壊基準にも容易に変換可能である。また動的な破壊曲面は、動的1軸圧縮および引張強度(f_{cd} 、 f_{td})に依存して変動するものとする。

3. 3 圧縮破壊後の挙動

3軸応力下にあるコンクリートが圧縮破壊した後の挙動は実験的にもほとんど把握されていないのが現状である。また解析的には、破壊曲面に達した後の挙動に関するモデルがいくつか提案されているが、信頼できる実験データとともに解析例も少なく、実用的なモデルは得られていない^{10),11)}。ここでは、3軸応力下におけるコンクリートの圧縮破壊後の軟化モデルとして、以下に述べるモデルを設定した。

圧縮破壊後の挙動は変形が増大するにつれて応力が軟化するものとし、下り勾配を1軸等価応力-等価歪(σ_k - K_e)関係で定義し、圧縮破壊時の応力度に連成する関数によって応力再配分をする。

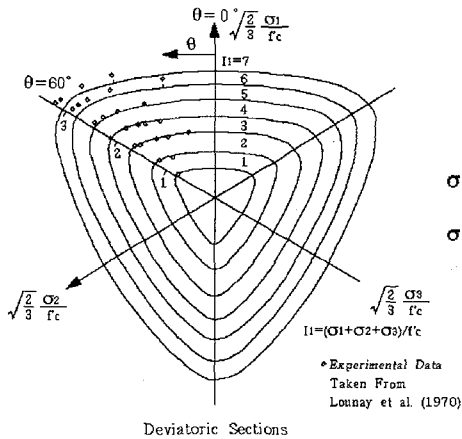


図-12 William-Warnkeの5パラメータモデル⁹⁾

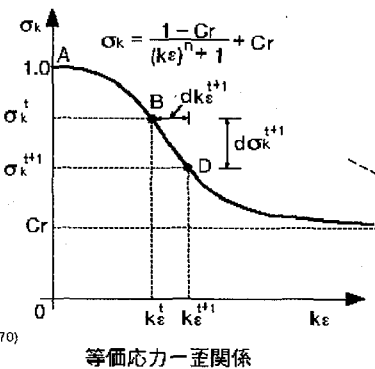


図-13 圧縮破壊後の軟化モデル

下り勾配の曲線を無次元化して次式で仮定する。

$$\sigma_k = \frac{1 - C_r}{(K_e)^n + 1} + C_r \tag{3}$$

ここに、 C_r と n は入力定数であり、それぞれ軟化曲線の漸近値(残留応力度比)と曲線の次数で下り勾配の度合を定義する。これらは入力データとして取り扱われるが、対象とする衝撃問題に応じて $0 \leq C_r \leq 1.0$ 、 $1 \leq n \leq 5$ の範囲で設定する。なお、 C_r はせん断補強筋による主筋内部のコンクリート拘束効果を表わす指数である。 n の次数が大きくなると急勾配になる。

K_e は無次元化された1軸等価歪度比で、次式によって定義する。

$$K_e = \frac{K_e^t}{K_e^B} - 1.0$$

$$K_e^t = \sqrt{\alpha \cdot (\epsilon_{oct}^t)^2 + (\gamma_{oct}^t)^2}$$

$$K_e^B = \sqrt{\alpha \cdot (\epsilon_{oct}^B)^2 + (\gamma_{oct}^B)^2} \tag{4}$$

ここに、 α は定数、 K_e はコンクリートの破壊後の時刻(t)における1軸等価歪で、 K_e^B は破壊時の1軸等価歪とする。

圧縮破壊した要素の応力変更は、次の手順によって行う。まず、図-13において、B点で釣合いが満足され、次の時間増分(Δt)による歪増分($d\epsilon_{ij}^{t+1}$)が得られたとして、点Dに移行するときの応力度の更新をする。

D点での等価応力度比、等価歪度比は式(3)、(4)よりそれぞれ、

$$K_e^{t+1} = \frac{\sqrt{\alpha \cdot (\epsilon_{oct}^{t+1})^2 + (\gamma_{oct}^{t+1})^2}}{K_e^B} - 1 \tag{5}$$

$$\sigma_k^{t+1} = \frac{1 - C_r}{(K_e^{t+1})^n + 1} + C_r \tag{6}$$

となる。従って、等価応力度比、等価歪度比の増分はそれぞれ、

$$dK_e^{t+1} = K_e^{t+1} - K_e^t \tag{7}$$

$$d\sigma_k^{t+1} = \sigma_k^{t+1} - \sigma_k^t \tag{8}$$

で得られる。点Dでの応力度成分(σ_{ij}^{t+1})を次式で更新する。

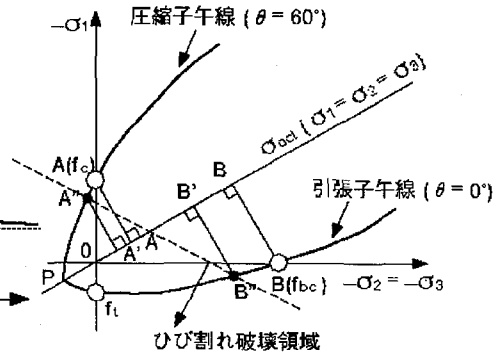


図-14 ひび割れ破壊面の設定 (Rendulic 平面)

ことにする。

σ_{ij}^{k+1} = σ_{ij}^k + dσ_{ij}^{k+1} × σ_{ij}^k (9)

ここに、σ_{ij}^kは破壊時の応力成分である。

また、dK_e^{k+1}が負の場合、今回の増分過程にて歪除荷が生じたものとみなし、見かけ上ある程度の剛性が回復するものとする。その後、等価歪(K_e)が軟化曲線に達したら再度破壊したものとして、式(5)~(9)を適用する。

3. 4 ひび割れ発生 の判定

ひび割れは、図-14に示すRendulic平面上の領域B" P A"内で発生するものとし、それ以外の圧縮領域では生じないと仮定する。ここにA"は1軸圧縮強度点Aのσ_{oct}軸にα_T倍した座標(A')、またB"は等2軸圧縮強度点Bのσ_{oct}軸にα_T倍した座標とする。点A"と点B"を通る次式の補間関数で定義して行う。

F_{cr}(θ) = (α_T / (3(√3 - 1))) [(2f_{bc} - √3) + √3(1 - 2f_{bc}) cos θ] (10)

とにおいて、σ_{oct} / f_c ≥ F_{cr}(θ)のときひび割れ発生 の判定を行う。ここで、σ_{oct}は引張を正とし、f_{bc} = f_{bc} / f_cである。α_Tは定数で、ここではα_T = 0.8とした。

本研究では、ひび割れ発生 の諸条件を次のように設定した。

- 1) σ_{oct} / f_{bc} ≥ F_{cr}(θ)の応力状態で、式(2)が満足されたとき、あるいは最大主応力(σ₁)が動的引張強度(f_{td})より大きくなったとき、σ₁の鉛直方向にひび割れが発生する。
- 2) 主応力度(σ₁)は、次のステップで全応力を解除する方法、いわゆるTension Cut-offのモデルを仮定する。
- 3) ひび割れは、要素内で一様にひび割れしているモデル(smeared crack)とし、1要素同一点に3面まで入るものとする。また、ひび割れ面内のせん断剛性は初期せん断弾性係数の0.2倍とする。
- 4) 引張側の非線形性は前述した応力-歪関係で設定した諸条件に従うものとする。

3. 5 鉄筋の応力-歪関係

歪速度効果は鉄筋の降伏応力度の上昇に影響を及ぼす

が、弾性係数にはほとんど影響を及ぼさないという結果が報告されている。山口らは、ACI基準439¹²⁾を参考にして、歪速度を考慮した動的降伏応力度の式を提案した⁷⁾。本研究では、鉄筋の応力-歪関係は、線形近似したバイリニア型のモデルとし、速度依存性による降伏応力度の上昇は、山口らによる提案式を準用した。

4 衝撃応答に及ぼす解析モデルの検討

ここでは衝撃実験データを参考にして、衝撃解析の材料構成則におけるコンクリートの圧縮破壊後の軟化モデルが衝撃応答に及ぼす影響と、材料の歪速度依存性モデルの有効性について解析的に検討する。

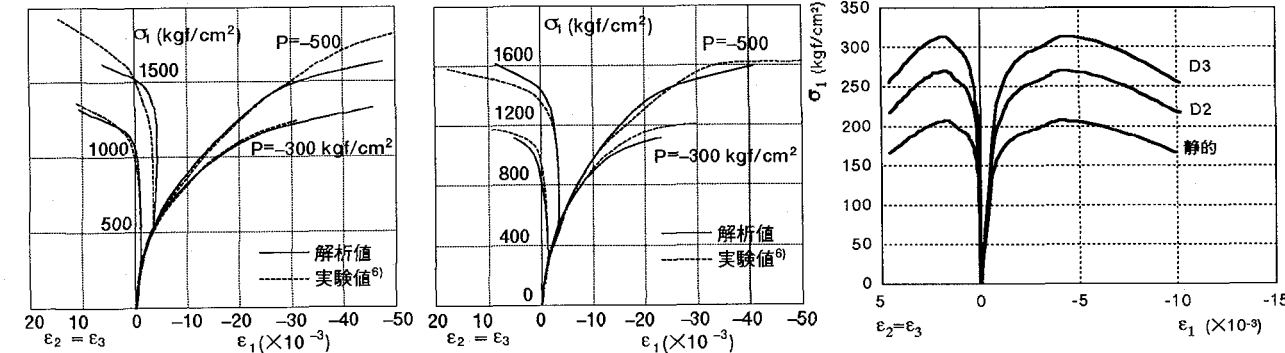
4. 1 コンクリートの動的・静的3軸圧縮試験の解析

ここでは、J-DYNAにおける他の機能との関連性を併せて調べるため、文献6)の準静的載荷試験、高速載荷試験で実施されたコンクリートの材料試験の載荷経路に適合する荷重条件、および境界条件を設けて有限要素法による直接解析を行った。歪速度(ε̇₁)は、静的(D1)にはε̇₁ = -2.0 × 10⁻⁶/sec、動的にはε̇₁ = -2.41 × 10⁻²/sec(D2)、とε̇₁ = -2.54 × 10⁻¹/sec(D3)の3種類とした。このときの静水圧(P)は、P = 0、300、500 kgf/cm²とした。コンクリートの材料特性の入力データは表-5に示す値を用いた。また圧縮破壊後の軟化モデルの式(3)における入力定数はCr = 0.5、n = 2、α = 1.0として解析した。

図-15(a)に、静的荷重に対する実験および解析で得られた応力-歪関係を比較して示す。動的荷重に対する応力-歪関係の実験値と解析値の比較を同図(b)に示す。最大強度に達するまでの歪度は、この例ではすべての解析で実験値よりもやや大きな値となっている。また、最大強度は、実験値に比べて解析値の方が若干大きくなっている。しかしながら、静的および動的荷重のいずれに対しても、解析結

表-5 圧縮試験解析用の材料諸定数

	定数
1軸圧縮強度 f _c (kgf/cm ²)	205
初期弾性係数 E ₀ (kgf/cm ²)	2.38 × 10 ⁵
ポアソン比 ν	0.15
Fc時の歪 ε _{cr} (μ)	2200
単位体積重量 ρ (gf/cm ³)	2.25



(a) 静的3軸圧縮

(b) 動的3軸圧縮 (ε̇₁=D2)

(c) 1軸圧縮 (P = 0, 解析値)

図-15 応力-歪関係の比較

果は実験値を良好にシミュレートしていることが認められる。

同図(c)に、1軸圧縮状態($P=0$)における応力-歪関係に及ぼす歪速度の影響を比較して示す。降伏応力度およびそれ以降の非線形領域における応力度が歪速度の増大とともに比例的に上昇することが分かる。

4. 2 解析モデルと条件

衝撃解析では図-16に示すように、コンクリートを8節点6面体要素、鉄筋を2節点トラス要素、端部定着用鋼板を4節点シェル要素および重錘とロードセルを8節点6面体要素を用いて、試験体の1/4部分の要素分割を解析モデルとした。また、コンクリート、ロードセルおよび重錘間

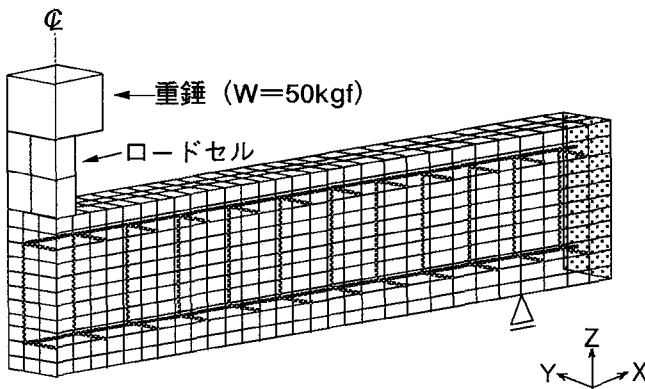


図-16 衝撃応答解析用のRCはりの要素分割

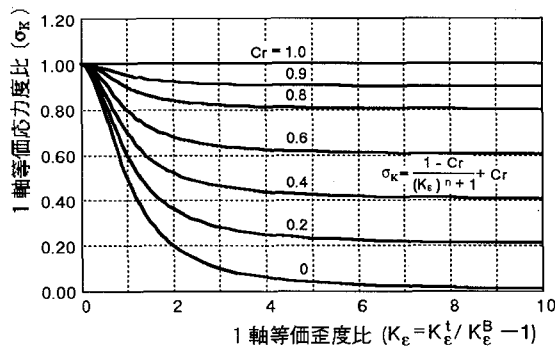


図-17 コンクリート圧縮破壊後の軟化モデル ($n=2.0$)

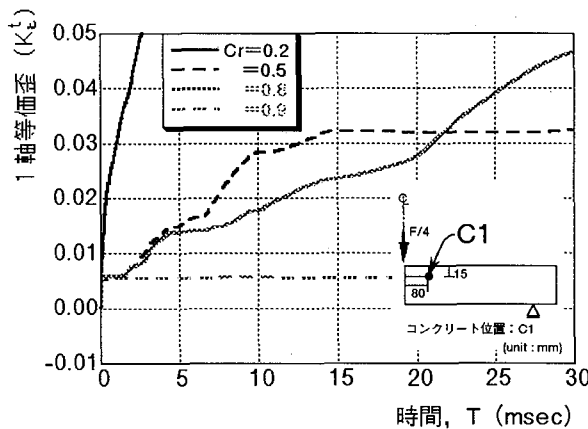


図-18 1軸等価歪-時間関係の比較 (位置:C1)

には接触を考慮したスライドインターフェイス要素を挿入した。コンクリートと鉄筋の材料諸定数には、表-2の静的材料試験結果を用いた。重錘とロードセルの材料特性には、ともに弾性剛性が $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比0.3、比重が 7.8 gf/cm^3 の弾性体とした。また解析継続時間(T)は、実験結果を参照して、全て $T=30 \text{ msec}$ とした。解析結果のデータ処理は、実験データの処理と同様に、荷重、加速度の各応答データに対して周波数 250 Hz のローパスフィルターを用いて処理した。

4. 3 コンクリート圧縮破壊後の挙動

ここでは、式(3)、(4)の定数 n と α を $n=2$ 、 $\alpha=1.0$ と設定し、残留応力度比(Cr)の値をパラメータとして挙動の変化を調べる。図-17に、 Cr 値を変化させた場合の軟化モデルの特性を示す。なおこの解析では、軟化モデルによる影響だけを調べるため、構成則における材料の歪速度依存性は考慮しないものとする。

試験体の荷重点近傍のコンクリート部分(荷重点から8 cmの位置C1)において、各 Cr 値に対する1軸等価歪(K_k)の応答の比較を図-18に示す。この図より、位置C1では Cr 値が小さい程大変形状態になる。

図-19に、残留応力度比(Cr)をパラメータとした場合の部材中央点(位置D1)における変位応答の各解析値と実験値を比較して示す。この図より、 $Cr=0.2$ の場合の変位応答が、他のものよりかなり大きくなっており、最大変位に達する時間も長くなっている。 $Cr=0.5 \sim 0.9$ の場合の位置D1における変位応答はほとんど同じであり、しかも実験値との良い整合性が認められる。

図-20に、位置D1での最大変位応答時の部材の全体変形をそれぞれ比較して示す。この図より荷重点近傍の圧縮側コンクリートの各要素の変形状態を比べると、明らかに $Cr=0.2$ の場合が要素変形が不規則となっており、 $Cr=0.5$ と 0.8 の場合が安定した変形となっている。しかし、 $Cr=0.9$ になるとまた変形が不規則になる。

3軸応力下のコンクリート圧縮破壊後の軟化モデルに対する数値解析の結果、残留応力度比(Cr)の値が応答に大きな影響を及ぼすことが認められた。残留応力度比(Cr)の値は、 $Cr=0.5 \sim 0.8$ の範囲のとき実験結果と比較的良好な整合性があり、かつ解析的にも安定した解が得られることが

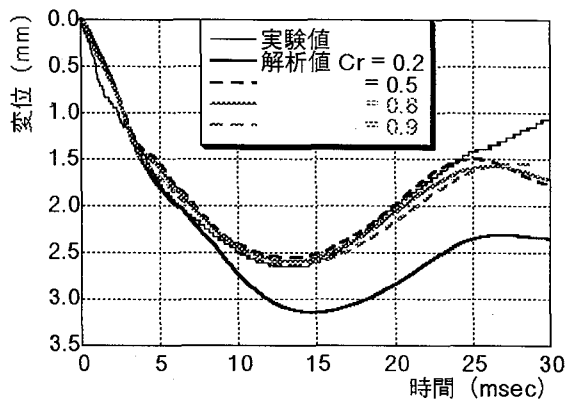


図-19 残留応力度比が変位応答に及ぼす影響 (T-T2W2-H1, 位置:D1)

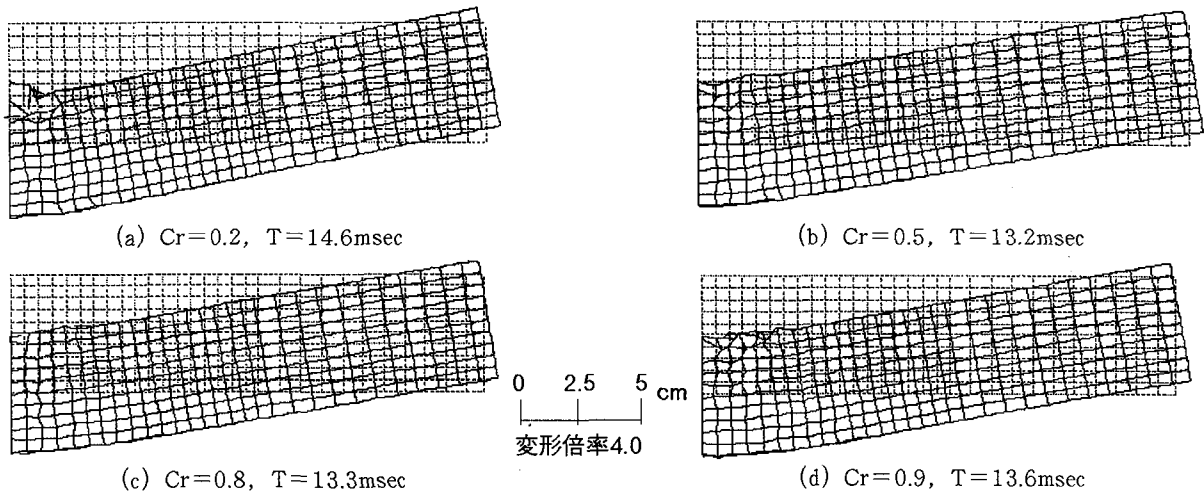


図-20 最大変位応答時の変形状の比較 (T-T2W2-H1)

判明した。そこで、本研究で用いた試験体のせん断補強筋比すなわち拘束効果が大きいことを考慮して、以後のRCはり部材の衝撃解析では全て $Cr=0.8$ の値を用いることにする。

4. 4 材料の歪速度依存性の検討

歪速度依存性モデルが衝撃応答に及ぼす影響を調べるため、構成材料である鉄筋およびコンクリートに歪速度依存性を考慮した場合と考慮しない場合について応答解析を実施した。解析は、コンクリートと鉄筋の歪速度依存性($\dot{\epsilon}$)を考慮した場合(解析1)、コンクリートの $\dot{\epsilon}$ を考慮し鉄筋の $\dot{\epsilon}$ を考慮しない場合(解析2)、およびコンクリートと鉄筋ともに $\dot{\epsilon}$ を考慮しない場合(解析3)とする。

図-21に、重錘落下高さが3mの場合の試験体T-T2W2-H3の中央位置D1における各解析ケースと実験の変位応答を比較して示す。この図より、コンクリートと鉄筋の両方に歪速度依存性を考慮した解析1の変位が最も小さい。コンクリートと鉄筋の $\dot{\epsilon}$ を考慮しない解析3の応答が最も大きく、しかも実験値に最も近い応答を示している。コンクリートだけに $\dot{\epsilon}$ を考慮した解析2では、変位応答は解析1の応答より若干大きくなっている程度であった。すなわち変位応答については、コンクリートと鉄筋のいずれに対しても歪速度依存性を考慮しない解析が実験の応答に最も近い結果を与える。

図-22に、主筋(引張鉄筋)中央位置の歪応答について、解析1、2、3の値と実験値を比較して示す。この図の(a)と(b)より、両試験体ともに部材中央位置E1における歪応答は解析1、2、3の順に大きくなっている。特に解析1の応答は他のものに比べてかなり小さい。これはこの位置での鉄筋の歪速度依存性の効果が最も強く現われたためと思われる。またオーバースケールするまでの実験値は解析2および解析3による応答結果に近い。

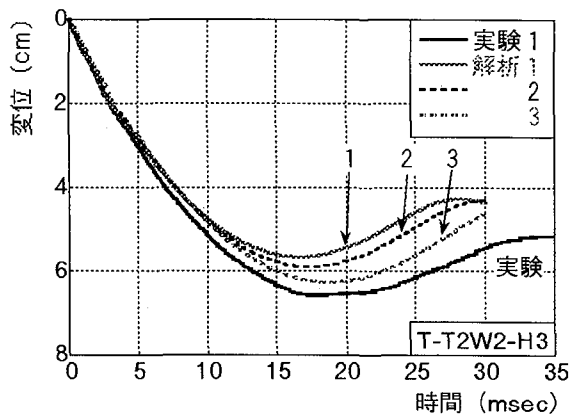


図-21 歪速度の有無による変位応答の比較

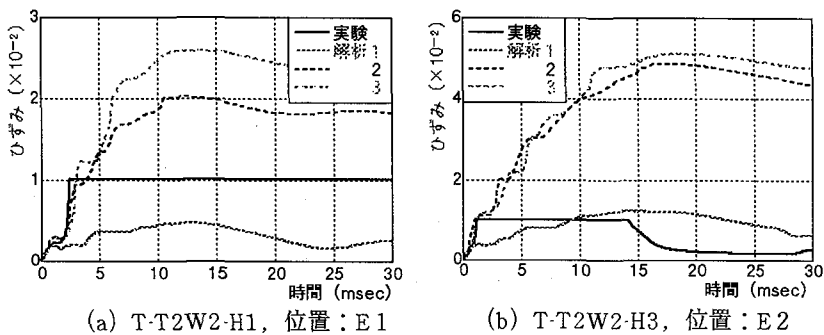


図-22 歪速度の有無による主筋の歪応答の比較

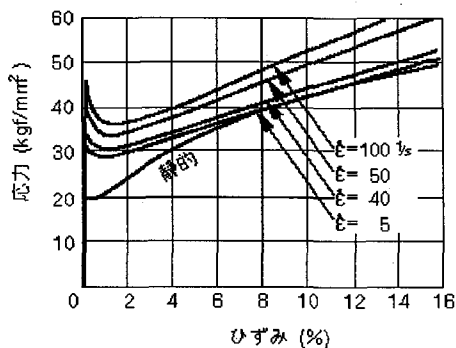


図-23 軟鋼の定歪速度における1軸応力-歪関係¹⁴⁾

この図より、主筋の平均的な歪速度($\dot{\epsilon}$)は、実験と各解析ともに、T-T2W2-H1のとき $\dot{\epsilon} \approx 4 \times 10^0/\text{sec}$ 程度、T-T2W2-H3のとき $\dot{\epsilon} \approx 8 \times 10^0/\text{sec}$ 程度であることが認められる。図-23に示す軟鋼の1軸応力-歪関係では、歪速度($\dot{\epsilon}$)が $10^0 \sim 10^1/\text{sec}$ 程度のとき降伏応力度の大きさは2~3割増加するが、鋼の降伏以降(歪6%以上)の塑性挙動はほとんど静的な挙動と一致している。従って、今回の実験と解析で得られた鉄筋の歪速度の範囲では、鉄筋の歪速度依存性の効果は、降伏点が2~3割程度上昇するものの、その後の鉄筋歪が3~8%に達するまでの非線形挙動は歪速度の影響はわずかで静的な場合とかなり近くなると考えられる。それゆえ、本解析では鉄筋の応力-歪関係のモデルとして、降伏応力度を折点とするバイリニア型を設定しているため、降伏応力度を基準にして歪速度依存性を考慮すると、鉄筋の動的応力-歪関係を解析上過大評価することになる。これは、図-21、22に示す各解析結果と実験結果の比較から明らかなように、解析1の各応答が変位と歪の実験値と最も整合性が悪くなっていることから理解できる。

従って、本研究では、材料構成則における材料の歪速度依存性は、 $\dot{\epsilon}$ が $10^0 \sim 10^1/\text{sec}$ の範囲ではコンクリートについてのみ考慮し、鉄筋については考慮せずに解析を実施する。

表-6 解析と実験による最大応答値の比較

試験体名		衝撃荷重		中央部変位(D1)		加速度(10^2G)	
		最大値(tf)	時刻(ms)	最大値(tf)	時刻(ms)	最大値(10^2G)	時刻(ms)
T-T1W1-M3	解析	14.17	0.50	8.20	23.19	3.24	0.14
	実験1	9.98	0.65	8.58	27.35	0.89	0.10
	2	9.51	0.84	7.61	24.00	1.65	0.24
T-T1W1-H3	解析	12.97	0.35	7.71	21.96	3.07	0.00
	実験1	10.01	0.54	9.27	18.68	1.61	0.00
	2	11.06	0.88	9.47	23.62	2.33	0.20
T-T1W2-M3	解析	13.22	0.46	7.52	21.30	2.99	0.07
	実験1	10.79	0.66	9.16	26.50	1.65	0.32
	2	10.75	0.90	9.11	28.26	1.61	0.30
T-T1W2-H3	解析	13.96	0.57	7.46	20.56	3.13	0.20
	実験1	11.82	0.62	9.46	25.74	1.35	0.20
	2	11.97	0.94	9.30	25.40	2.09	0.40
T-T2W1-M3	解析	15.25	0.43	5.98	17.42	2.98	0.00
	実験1	11.76	0.70	6.49	19.28	1.41	0.04
	2	12.05	0.88	5.62	25.96	1.08	0.00
T-T2W1-H1	解析	9.06	0.40	2.94	13.50	2.00	0.00
	実験1	7.41	0.96	2.72	13.44	1.33	0.04
	2	7.51	1.16	2.71	13.16	0.71	0.00
T-T2W1-H3	解析	14.07	0.41	6.60	18.34	3.12	0.02
	実験1	10.51	0.64	5.58	16.30	1.13	0.00
	2	11.92	0.92	6.11	25.84	1.65	0.04
T-T2W2-M1	解析	9.87	0.38	2.33	11.88	1.98	0.00
	実験1	7.06	0.76	2.39	11.00	0.84	0.00
	2	7.60	1.02	2.62	13.32	1.50	0.18
T-T2W2-M3	解析	13.75	0.43	6.04	17.29	2.99	0.06
	実験1	12.01	0.60	6.17	16.64	1.42	0.10
	2	12.35	0.90	6.65	21.12	1.30	0.16
T-T2W2-H1	解析	9.84	0.58	2.41	12.09	1.94	0.09
	実験1	7.43	0.78	2.62	10.82	1.18	0.14
	2	7.50	1.16	2.65	11.98	1.23	0.16
T-T2W2-H3	解析	15.54	0.40	5.91	17.18	3.06	0.01
	実験1	11.80	0.58	6.62	17.18	2.66	0.00
	2	12.35	0.92	6.85	17.12	1.88	0.12

注：衝撃荷重と加速度の最大値については、解析と実験ともに周波数250Hzでローパスフィルター処理した値を示す。変位は未処理値を示す。

5 解析結果と実験結果の比較考察

5.1 最大応答値の比較

重錘落下衝突を受ける各試験体の実験と解析によって得られた荷重、変位および加速度の最大応答値を比較して表-6に示す。なお、衝撃荷重と加速度の最大値については解析および実験ともに周波数250Hzのローパスフィルターで処理した値を示している。

最大衝撃荷重については、解析値のほうが実験値に比べ10~30%程度大きくっており、またそのときの時刻は解析値のほうが逆に短くなっている。部材中央部(位置D1)の最大変位とその時刻については、解析値と実験値は良い整合性を示しており、同一諸元の試験体に対する同一条件での実験に対する結果にみられるバラツキの範囲内であると言える。

最大加速度については、解析値と実験値の整合性があまり良くなく、2つの実験値それぞれもかなりのバラツキが認められる。

5.2 変位、荷重、加速度および鉄筋歪応答の比較

同一条件での2回の実験(実験1、実験2)および解析による各試験体の部材中央位置D1での変位-時間関係を比較して図-24、25に示す。

衝撃荷重が小さい場合(重錘落下高さが1m)には、解析による変位応答は実験1、2で得られた応答と良好に一致し

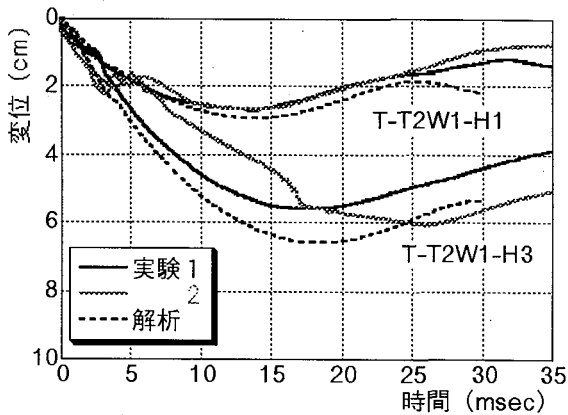


図-24 変位応答の比較例(位置：D1)

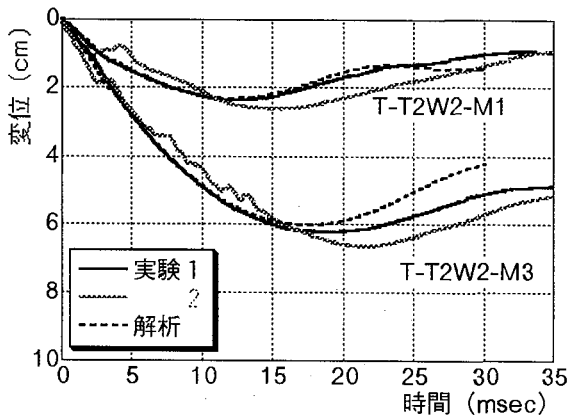


図-25 変位応答の比較例(位置：D1)

ていることが認められる。衝撃荷重が大きくなると(落下高さ3m)解析結果は実験1、2との整合性がやや悪くなるが、衝突後最大変位を経て応答が終了するまでの現象を良好にシミュレートしていると言える。

図-26に、各試験体の荷重応答の例を実験結果と比較して示す。この図より、荷重応答波形の形状は解析による振幅値が10~30%大きめであるが、波形の周期や全体形状は、解析結果は実験値に類似している。また実験1と実験2の波形はほぼ一致しており、荷重応答については実験の再現性があるものと言える。

図-27に、試験体の部材中央部位置(G1)における加速度応答を比較して示す。加速度についても、衝撃直後のピーク波の大きさで解析値の方が実験1、2のものより10~50%程度大きくなっている。しかし、最初のピーク波以降では、実験と解析ともに波形の性状は同じで、整合性が極めて良い。

図-28に、引張鉄筋各位置(E1、E6)における歪-時間関係の解析と実験結果を比較した例を示す。この図で、位置E1は部材中央点の位置、また位置E6は中央点から40cmの位置である。図-28(a)のように、衝突直後に歪データが計測不能になった例を除くと、解析値と実験の歪応答は良い整合性が認められる。また実験ではオーバースケールしたため不明であるが、解析の歪応答は階段状に上昇し、最大値に達した後はなめらかな応答になっていることがこの図より認められる。

また、鉄筋の歪速度($\dot{\epsilon}$)は平均的に $\dot{\epsilon} \approx 10^0 \sim 10^1 / \text{sec}$ 程度である。図-28(c)、(d)に示す位置E6における歪応答では、実験および解析ともに主筋は降伏に至らず弾性応答を示している。しかも、両者の応答性状は非常に良く一致していると言える。

6 まとめ

本研究では、実験と解析の両面から重錘落下衝突を受けるRCはり部材の基本的な衝撃挙動を検討した。その結果、以下の事項が確認された。

(1) 衝撃実験

- ・ 同一諸元の試験体2体に対する同一実験の結果、実験データのバラツキは比較的少なく、実験の再現性は良好

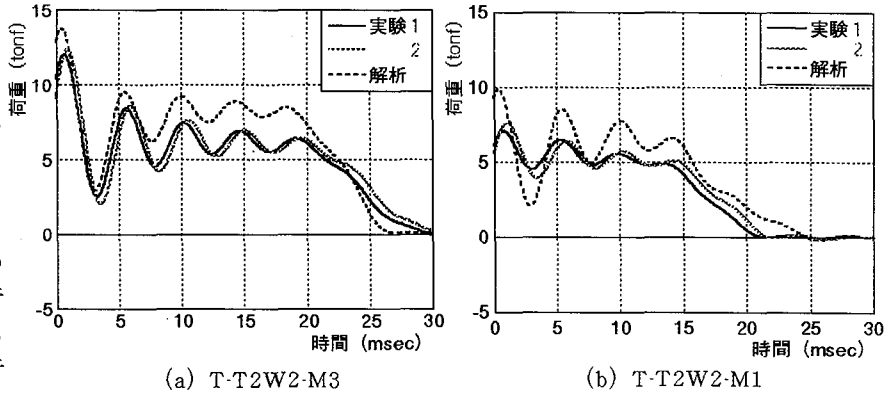


図-26 荷重応答の比較例

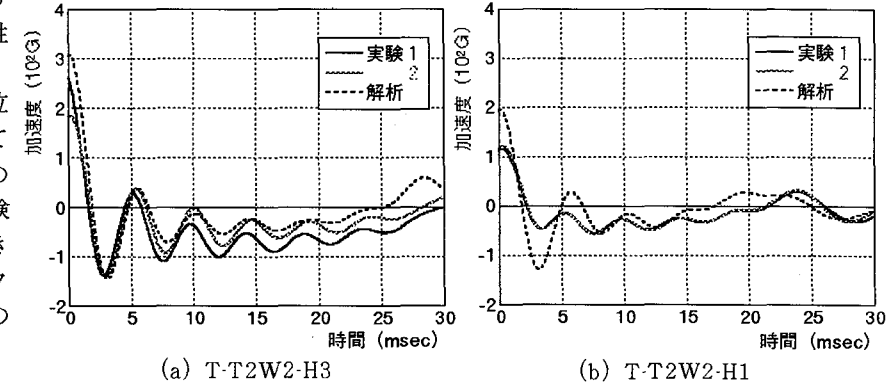


図-27 加速度応答の比較例 (位置: G1)

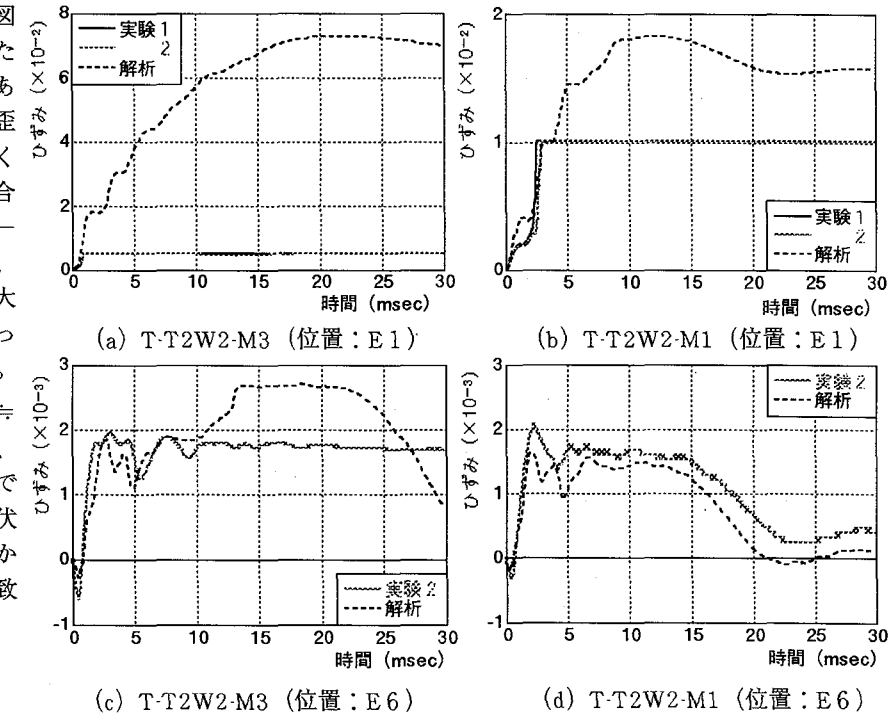


図-28 主筋歪応答の比較例

であると言える。

- ・ 重錘落下高さの相違によって衝撃荷重の最大値と荷重継続時間が異なり、試験体の応答性状が大きく変化する。試験体諸元のパラメータに関しては、主筋量の変化が応答に及ぼす影響は大きく、コンクリート強度の相違とせ

ん断補強筋量の相違が応答に及ぼす影響は少ない。

- ・波形振幅の平均値～フィルター周波数曲線の変曲点に相当する周波数は、フィルター周波数設定の基準として用いることができる。本実験で用いたRCはり試験体に対する計測データ処理に用いるフィルター周波数の下限値は約250Hzであることが推定された。

(2) 応答解析における材料構成則のモデルの検討

- ・コンクリートの圧縮破壊後の挙動(軟化現象)のモデルにおける残留応力度比(Cr)の値の設定は、衝撃応答に大きな影響を及ぼすことが認められた。低速度の衝撃力を受けるRCはり部材の場合には、本実験で用いたRCはり試験体の応答解析にあたっては、Crの値が0.5～0.8の範囲のとき安定した解が得られ、しかも実験結果との整合性が比較的良好なことが認められた。しかし、一般的な衝撃問題に本モデルを適用する場合には、Cr値の設定に関する検討が必要である。
- ・コンクリートの歪速度依存性が衝撃応答に及ぼす影響は大きい。
- ・鉄筋の歪速度が $10^0 \sim 10^1/\text{sec}$ 程度の範囲では、歪速度効果による降伏応力度の上昇の割合を基準として、鉄筋の動的応力-歪関係をバイリニア型でモデル化すると、解

析上鉄筋の非線形挙動を過大評価することになる。従って、歪速度が $10^0 \sim 10^1/\text{sec}$ 程度の範囲で、しかも歪が数%以上に達する場合には、鉄筋の歪速度依存性は考慮しなくても良いと考えられる。

(3) 解析結果と実験結果の比較考察

- ・コンクリート材料のみの歪速度の影響を考慮した構成則を用いた解析により、実験で得られた変位応答を良好にシミュレートできた。
- ・衝撃荷重の立ち上がり時間は解析値のほうが短く、しかも最大荷重は10～30%程度実験値より大きくなっている。しかし荷重応答の波形の周期と振動および荷重継続時間は良く一致している。
- ・部材中央位置の加速度応答については、解析と実験ともに最大値は最初のピーク波で生じており、解析の方が実験値より若干大きくなっている。ピーク波以降の波形は実験と解析ともに整合性が極めて良く、急速に減衰する波形となっている。
- ・引張鉄筋の歪応答については、実験と解析から衝突直後の短時間の範囲では部材中央に近い位置の歪応答は階段上に増加する傾向があることが認められた。

参考文献

- 1) 土木学会編、“構造工学シリーズ 6、構造物の衝撃挙動と設計法”、1994.1、土木学会。
- 2) 上田真稔、他、“鉄筋コンクリート構造物への衝撃コードの適用”、構造工学における数値解析シンポジウム論文集、第15巻、pp.437-442、平成3年7月。
- 3) 柴田豊、梶谷浩、梶川康男、“コンクリートはりの衝撃破壊に関する実験的研究”、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.5-8、1991年3月。
- 4) 松葉美晴、他、“衝撃実験における測定方法についての一考察”、落石等に関するシンポジウム論文集、土木学会、pp.1-6、1993。
- 5) 小暮幹太、佐々木晃、大野友則、“衝撃実験における計測データのフィルター処理”、土木学会第49回年次学術講演会(平成6年9月)、北海道。
- 6) 山口弘、藤本一男、野村設郎、“高圧3軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力-歪関係(その1. 静的載荷)”、“同題(その2. 高速載荷)”、日本建築学会構造系論文報告集、第389号、pp.99-108、昭和63年7月、第396号、pp.50-59、1989年2月。
- 7) 山口弘、藤本一男、“鉄筋コンクリート版の衝撃応答に及ぼす歪速度効果”、日本建築学会構造系論文報告集、第406号、1989年12月。
- 8) Jawed, I., et al., “High-strain-rate behavior of hydrated cement paste”, Cement and concrete research, 17(3), pp.433-440, 1987.
- 9) Willam, K.J. and Warnke, E.P., “Constitutive model for the triaxial behavior of concrete”, IABSE Seminar on concrete structure subjected to triaxial stresses, Paper III-1 Bergamo, Italy, IABSE Proc. 19, May 1974.
- 10) Bazant, Z.P. and Bhat, P.D., “Endochronic Theory of Inelasticity and Failure of Concrete”, J. Eng. Div. ASCE, Vol. 105, EM5, pp.407-428, Jun. 1979.
- 11) Kotsovos, M.D. and Newman, J.B., “Mathematical Description of Deformational Behavior of Concrete Under Generalized Stress Beyond Ultimate Strength”, ACI J., pp.340-346, Sep. 1980.
- 12) ACI committee 439, “Effects of steel strength and reinforced ratio on the mode of failure and strain energy capacity of reinforced concrete beams”, ACI Journal, pp.165-172, 1969.
- 13) Hallquist, J.O., “DYNA3D User's Manual (nonlinear dynamic analysis of solids in three dimensions)”, Livermore Software Technology Corp., Report No. 1007, 1990.
- 14) 田中吉之助、“衝撃による応力-歪曲線”、日本機械学会誌、第69巻、第575号、pp.1594-1601、1966

(1994年9月14日受付)