

## (38) 爆発荷重に対する鉄筋コンクリート造 20 階建て建物の応答特性

Response characteristics of 20 story reinforced concrete building subjected to blast load

渡邊啓太郎\*, 河西良幸\*\*

Keitaro Watanabe, Yoshiyuki Kasai

\*前橋工科大学大学院修士課程学生, 工学研究科建築学専攻 (〒371-0816 群馬県前橋市上佐鳥町 460-1)

\*\*工博, 前橋工科大学大学院教授, 工学研究科建築学専攻 (〒371-0816 群馬県前橋市上佐鳥町 460-1)

*Key Words:(impact load, blast load, impact response, earthquake response)*

キーワード: 衝撃荷重, 爆発荷重, 衝撃応答, 地震応答

## 1. はじめに

筆者の一人は, 近年, 建築分野における多くの衝撃問題を扱ってきた。その中の 1 例として, 高層建築への航空機の衝突解析<sup>1),2),3)</sup>がある。これは, セスナ機, F4 ファントムそれぞれが鉄筋コンクリート(以下 RC と称する)造 20 階建て建物に衝突した場合の検討を, 弾塑性フレーム解析<sup>4)</sup>と有限要素法<sup>5)</sup>により行い, 航空機が衝突した際の建物の応答特性について検討を行ったものである。本論文は, 衝撃荷重の別パターンとして爆発荷重を取り上げ, 航空機の解析<sup>1),2)</sup>で用いた RC 造 20 階建て建物の, 爆発荷重作用時の応答特性について, 弾塑性フレーム解析<sup>4)</sup>による検討を行ったものである。

建物の爆破テロは, 航空機によるテロがまだ身近でない頃から発生している。1995 年 4 月には, オクラホマシティで連邦政府ビルの爆破テロが発生し, 近年はイラクで自爆テロ, 車爆弾テロなどが相次いで実行されている。また, 建物の爆破事例の増加要因として, クリーンエネルギーとして水素が使用され始めたことが挙げられる。2005 年 12 月に, 九州大学伊都キャンパス内において, 水素ステーションの爆発事故が発生したことは記憶に新しい。このように爆破事例の発生頻度は年々高まっており, 今後更なる増加が予想される。

そこで近年, 建築の分野では, 爆発荷重に関する構造物の応答に関する研究が進められている。国内における研究例は以下の通りである。大野<sup>6)</sup>らは, 内部爆発を受けるコンクリートアーチに対する数値解析を行っている。その結果, コンクリートアーチの破壊挙動及び, 破壊後の爆風圧の伝播状況を報告

している。岡本, 松尾<sup>7)</sup>らは, 2 つの 4 階建てビルに囲まれた空間を想定し, そこで発生する爆発事故の 3 次元数値解析を行うことにより, 爆風伝播挙動の把握と被害予測に関しての検討を行っている。安藤<sup>8)</sup>らは, アーチ型 RC 構造物模型に対して三次元爆発応答解析を行い, 解析による応答値が実験結果を比較的良く模擬できることを示している。齋藤<sup>9)</sup>らは, ボックス型 RC 構造物を用いた内部爆発実験を行い, RC 構造物の破壊状況を報告している。磯部<sup>10)</sup>らは, 6 層骨組構造の解体実験と, ASI-Gauss 法による解析結果の比較を行い, 両者が良好に一致することを報告している。小鹿<sup>11)</sup>らは, オクラホマシティ連邦政府ビル爆破事件を対象に, 有限要素法解析プログラムを用いて爆破シュミレーション解析を行い, 解析モデルの最終的な破壊性状が実物と良い一致を示すことを報告している。

このように建物に対する爆発事例の増加から, ここ数年, 爆発荷重に対する構造物の応答の研究が進められている。しかし, 爆発荷重に対する部材レベルの応答に関しては実験, 解析ともに多くの研究が行われているのに対し, 構造物全体レベル, 特に大規模な構造物の応答に関する研究は, 解析例が少ないのが現状である。近年, 国外だけでなく, 国内においても大小様々な建物に対する爆発事例が発生していることから, 爆発荷重に対する大規模な構造物の応答特性に関する研究も行っていく必要があると言える。

## 2. 本検討の目的

本検討の目的は, 後述する ASCE の資料<sup>12)</sup>に基

づき評価した爆発荷重を、鉄筋コンクリート造 20 階建て建物に作用させ、その応答の特性と程度を把握することである。

### 3. 建物概要

本検討で対象とする建物は、文献<sup>1),2)</sup>と同じ鉄筋コンクリート造 20 階建て建物とする。本建物は建物の敷地において、過去及び将来にわたって起こる可能性のある地震の中で最大級と考えられるレベル 2 の地震に対し、層間変形角 1/100 以下に収まり、日本の耐震設計基準を満足していることが文献<sup>1)</sup>に示されている。建物の概要を以下に示す。

#### 3.1 建物規模

平面 26.4×26.4m、高さ 80.4m の地上 20 階建てであり、総重量は 218MN である。基準階平面図を図-1、軸組図を図-2、弾性時固有周期を表-1 に示す。

#### 3.2 材料特性

解析モデルは、部材ごとに復元力特性を与える弾塑性モデルとする。部材の材端モデルに関しては、梁と柱ともに剛性低減型 DT(Degrading Tri-linear)<sup>3</sup>とする。用いた材端モデルの履歴特性を図-3 に示す。

#### 3.3 減衰

減衰は瞬間剛性比例型減衰とし、弾性時の減衰定数は 3%とする。

#### 3.4 地盤

地盤は第 2 種地盤(せん断波速度  $V_s=200\text{m/s}$ )とする。

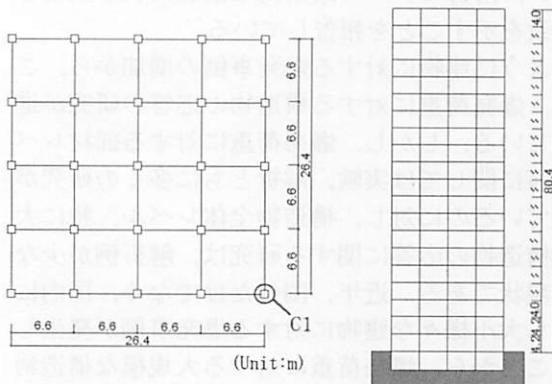


図-1 平面図(単位:m) 図-2 軸組図(単位:m)

表-1 弾性時固有周期

次数	1	2	3	4	5	6	7
固有周期(s)	1.507	0.539	0.312	0.219	0.167	0.146	0.134

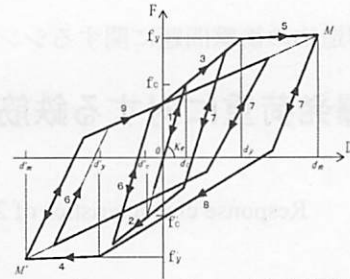


図-3 スケルトンカーブと履歴特性

### 4. 解析概要

#### 4.1 爆発荷重評価法の種類

爆発荷重の評価法は、梅村<sup>13)</sup>や Baker<sup>14)</sup>、ASCE の資料<sup>12)</sup>等で提案されている爆発荷重の算定式から時刻歴の衝撃荷重を設定する評価法と、LS-DYNA や AUTODYN などの汎用衝撃解析コードを用いる評価法の 2 つが主な評価法として挙げられる。汎用衝撃解析コードを用いる評価法に関しては、建物の局部破壊を考慮できるが、前者に比べると飛躍的に計算負荷が大きくなるという特性がある。そこで本検討では、爆発荷重の評価法として、前述した爆発荷重の算定式から時刻歴の衝撃荷重を設定する評価法の中から、ASCE<sup>12)</sup>の資料に基づく評価法(以下 ASCE の評価法と記す)を用いる。

#### 4.2 ASCE の資料に基づく爆発荷重評価法

この評価法の特徴は、入射圧<sup>12)</sup>、反射圧<sup>12)</sup>、動圧<sup>12)</sup>それぞれのパラメータを評価し、それらを単純化することで 1 つの爆発波形を作成することが可能な点である。加えて、建物前面だけでなく、側面、屋根、後面に作用する圧力に関しての評価が可能である。各パラメータに関する評価式(文献<sup>12)</sup>をもとに筆者が  $1.0\text{psi}=6.895 \times 10^{-3}\text{N/mm}^2$ 、 $1.0\text{foot}=0.3048\text{m}$  として単位変換を行っている)を以下に示す。また、この評価法による、建物前面の圧力-時間関係を図-3(文献<sup>12)</sup>をもとに日本語に翻訳し複写)に示す。紙面の関係上、側面、屋根、後面に作用する圧力の評価式は割愛する。

$$\begin{aligned}
 U_s &= 344.4 \sqrt{1 + 8.412 P_s} & L_w &= U_s \cdot T_s \\
 q_o &= 3.191 \cdot P_s^2 & P_r &= P_s (2 + 7.252 \cdot P_s) \\
 T_c &= \frac{3S}{U_s} & P_{st} &= P_s + C_d \cdot q_o \\
 I_w &= 0.5(P_r - p_{st}) \cdot T_c + 0.5P_{st} \cdot T_o & T_e &= \frac{2 \cdot I_w}{P_r}
 \end{aligned}$$

$P_s$ : 入射圧の最大値(N/mm<sup>2</sup>)  $P_r$ : 反射圧の最大値(N/mm<sup>2</sup>)  
 $P_{st}$ : よどみ圧(N/mm<sup>2</sup>)  $q_o$ : 動圧(N/mm<sup>2</sup>)  
 $L_w$ : 入射波の波長(m)  $U_s$ : 爆発波前面の速度(m/s)  
 $I_w$ : 爆風圧相当の力積(N·s/mm<sup>2</sup>)  $C_d$ : 減少率  
 $T_o$ : 爆風圧の継続時間(s)  $T_c$ : 等価三角荷重継続時間(s)  
 $T_e$ : 反射圧がよどみ圧まで減衰する時間(s)

### 4.3 爆発荷重の評価

ASCE の評価法により評価した爆風圧に、建物壁面の面積を乗じることで、解析モデルの前面、側面、後面、天井の各節点に載荷する荷重を設定する。また、爆発荷重のパラメーターの中の爆風圧の継続時間  $T_0$  と入射圧の最大値  $P_s$  に関しては、Baker<sup>14)</sup> の評価法(図-4)により評価を行っている。荷重の分布は ASCE の評価法に基づき一様分布とし、これを図-5 に示すように水平に載荷する。爆発荷重は、表-2 (前面における爆発荷重のパラメーターを記載) に示すように力積の大きさを基準に 3 パターンを想定し、力積の小さい順に L1, L2, L3 とする。なお、これらは TNT 火薬の空中爆破を想定している。それぞれのレベルにおける時刻歴の爆圧波形(ASCE の評価法により単純化している)を図-6~図-8 に示す。各レベルにおける構造被害<sup>15)</sup>は L1 で窓枠破損, L2 で木造家屋倒壊, L3 で重木造建屋崩壊となっている(表-3)。建物前面に加わる爆発荷重の最大値は、L3 の場合で 425MN と、建物重量 218MN の 1.95 倍である。

表-2 爆発荷重のパラメーター(建物前面)

名称	L1	L2	L3
$I_w(N \cdot s/mm^2)$	$1.0 \times 10^{-3}$	$5.0 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$
$Z(N \cdot s/mm^2)$	16.60	4.31	2.80
$W(t)$	$1.0 \times 10^2$	$1.0 \times 10^2$	$1.0 \times 10^2$
$D(m)$	$7.7 \times 10^2$	$2.0 \times 10^2$	$1.3 \times 10^2$
$P_s(N/mm^2)$	$5.90 \times 10^{-3}$	$3.44 \times 10^{-2}$	$7.80 \times 10^{-2}$
$P_{st}(N/mm^2)$	$6.01 \times 10^{-3}$	$3.95 \times 10^{-2}$	$9.74 \times 10^{-2}$
$P_r(N/mm^2)$	$1.21 \times 10^{-2}$	$8.01 \times 10^{-2}$	0.20
$q_0(N/mm^2)$	$1.11 \times 10^{-4}$	$4.02 \times 10^{-3}$	$1.94 \times 10^{-2}$
$U_s(m/s)$	$3.52 \times 10^2$	$3.92 \times 10^2$	$4.43 \times 10^2$
$L_w(m)$	81.86	58.09	51.41
$T_c(s)$	0.112	0.101	0.089
$T_e(s)$	0.172	0.124	0.102
$T_0(s)$	0.116	0.148	0.232

表-3 基準化距離と構造被害の関係

$Z(m/kg^{1/3})$	構造被害	$Z(m/kg^{1/3})$	構造被害
35~40	窓ガラス破損	4~5	木造家屋倒壊 人体重傷~即死
13~30	窓枠破損	3	重木造建屋崩壊
10~12	瓦崩落	2	コンクリート 構造損傷
8~9	小屋組み緩む 柱折損	1	重量コンクリート 構造崩壊

### 4.4 地震応答解析

爆風圧による衝撃応答と比較するために、建物の地震応答解析を行う。使用する地震波は、神戸海洋気象台 NS 成分の位相特性を用いて作成された地震波の中から、JSCA・20・200・L2-3<sup>16)</sup>(層厚 20m,せん断波速度 200m/s,レベル 2 の地震動)の最大速度を 50kine に基準化したものを用いる。

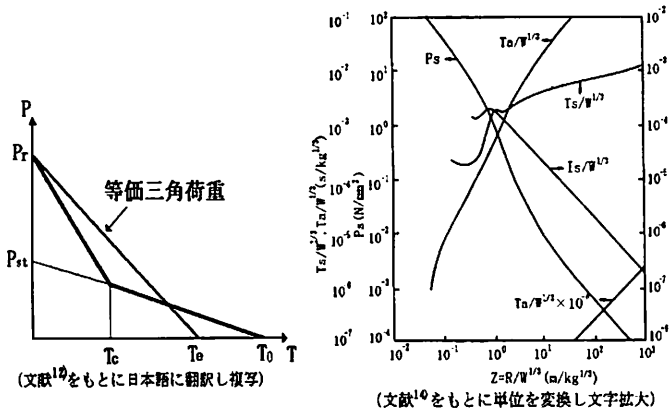


図-3 建物前面の圧力時間関係

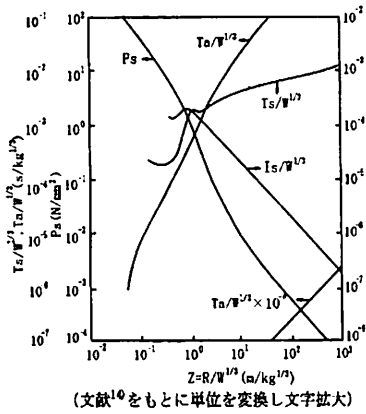


図-4 基準化距離と爆発荷重パラメーターの関係

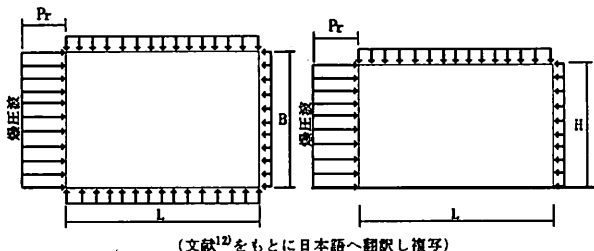


図-5 爆発荷重の分布

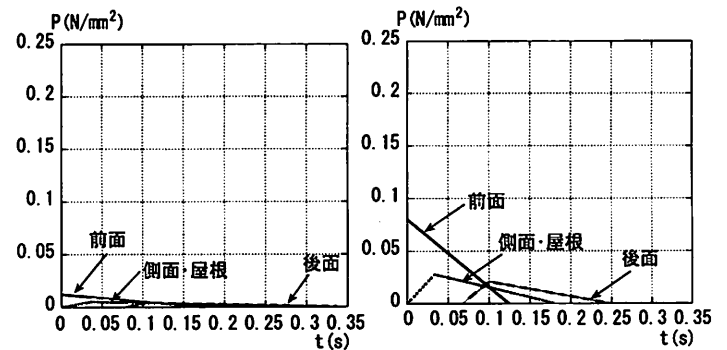


図-6 爆圧波形(L1)

図-7 爆圧波形(L2)

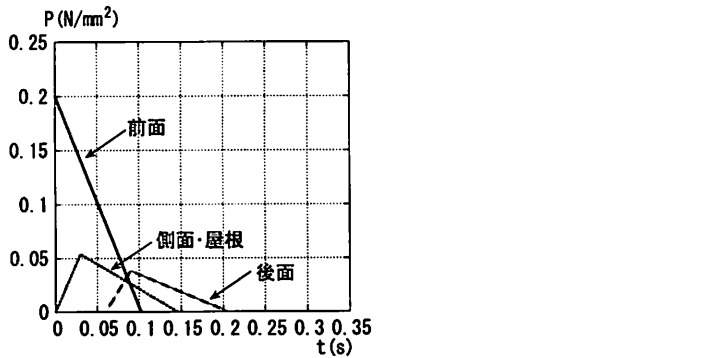


図-8 爆圧波形(L3)

## 5 解析結果

### 5.1 応答最大値の比較

L1~L3 の爆発荷重による応答解析結果のうち、各階における応答最大層せん断力、応答最大層間変位、応答最大水平変位をそれぞれ図-9~図-11 に示す。

また、同じ図中には、破線でレベル 2 の地震波 JSCA・20・200・L2-3 が作用した際(以下地震時と称す)の応答最大値を示す。

応答最大層せん断力(図-9)は、各階において作用する力積の大きさが大きくなるほど大きくなっており、特に下層部分(1階~7階)で応答最大層せん断力の増加が顕著に現れている。L3の爆発荷重作用時の応答最大層せん断力は、上層部分(8階~20階)では地震時とほぼ同程度であるが、下層部分では地震時との差が大きくなっており、1階では35.9MN(1階の層せん断力係数  $C_B=0.193$ )と、地震時の27.8MN( $C_B=0.149$ )の1.29倍になっている。

応答最大水平変位(図-10)は、作用する力積の大きさが大きくなるほど各階において増大している。L3の爆発荷重作用時は、最上階の変位が440mmと、地震時の応答最大水平変位330mmの1.33倍になっている。

応答最大層間変位(図-11)は、L3の爆発荷重作用時、地震時ともに、3階、12階前後の層間変位が他階に比べ大きくなり、似た形状を示している。応答最大値は、最も応答の差が大きい3階で、L3の爆発荷重作用時の応答最大層間変位が25.1mm、地震時が16.5mmと、その差は1.52倍となっている。

以上の結果から、L3の爆発荷重作用時の応答最大値は、全ての階において地震時を上回っており、その差は1.29~1.52倍であることが分かる。

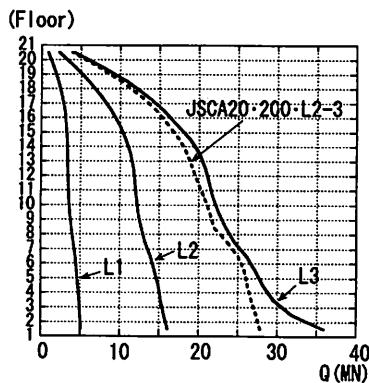


図-9 応答最大層せん断力



図-11 応答最大層間変位

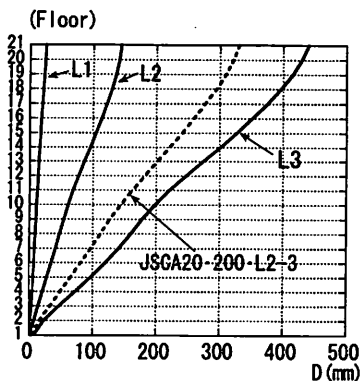


図-10 応答最大水平変位

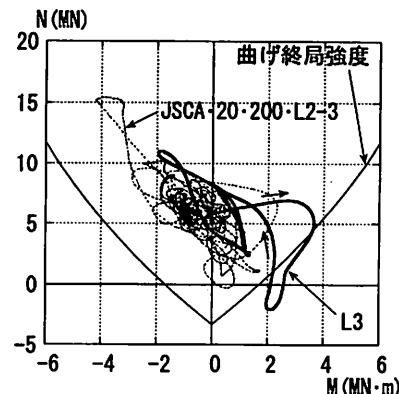


図-12 N-M 相関作用図(C1)

## 5.2 柱に関する検討

オクラホマシティ連邦政府ビル爆破事件において、建物崩壊の過程には様々な説があるが、その中に、爆破によって最初に破壊されたのは1階の柱だという説がある<sup>17)</sup>。低層部の柱の破壊は、建物の進行性崩壊の原因になる可能性があるため非常に危険である。そこで、本節では爆発荷重作用時の1階の隅柱(図-1の右下の柱、以下C1と称する)に焦点を当て検討を行う。

図-12には、地震時とL3の爆発荷重作用時の、柱軸力と柱脚曲げモーメントの関係(N-M相関作用図)を示す。同じグラフには、C1の曲げ終局強度をプロットしている。このグラフから、地震時の応答値は、終局強度内に収まっているものの、爆発荷重作用時の応答値は、終局強度を超えている部分があることが分かる。これは、建物が前面と側面の2方向から爆風圧による衝撃荷重を受けることにより、隅柱に強い引張力が生じたためであると考えられる。

また、L3の爆発荷重作用時のC1に生じた最大せん断力は1.55MNである。これは、地震時にC1に作用した最大せん断力1.25MNに比べると大きいものの、C1のせん断終局強度2.71MNには達していないことが解析から確認されている。

以上の結果から、L3の爆発荷重作用時、隅柱はせん断破壊していないものの、曲げ終局強度に達しており、曲げ引張破壊を起こしていることが分かる。

### 5.3 静的漸増解析

動的解析の結果と比較するため、対象建物の地震荷重による静的漸増解析(Ai 分布に基づく荷重を水平に載荷)と、爆発荷重による静的漸増解析(一様分布荷重を水平に載荷)を行い、それぞれの荷重パターンによる建物の水平変位及び、保有水平耐力を把握した(図-13, 図-14). 計算は、層間変位の最も大きい層の層間変形角が 1/50 に達するステップまで行っている. また、地震荷重による静的漸増解析結果には、建物に JSCA・20・200・L2-3 の地震波を作用させた際の応答最大層間変位とそれに対応する層せん断力をプロットし、爆発荷重による静的漸増解析結果には、L1, L2, L3, それぞれの爆発荷重を作用させた際の応答最大層間変位とそれに対応する層せん断力をプロットしている.

建物前面に加わる爆発荷重の最大値は、L3 の場合で 425MN と、建物重量 218MN の 1.95 倍、建物 1 階の保有水平耐力約 36MN の 11.8 倍である. この荷重を静的に建物に載荷したところ、いくつかの部材がせん断終局強度に達することが解析から確認されている. しかし、本検討のように動的に載荷した場合は、曲げ終局強度、せん断降伏強度に達する部材はあるものの、せん断終局強度を超える部材はない. また、応答最大層間変位(図-14)を見ると各層ともに層間変形角 1/100(層間変位 40mm~42mm)以内に余裕をもって収まっている.

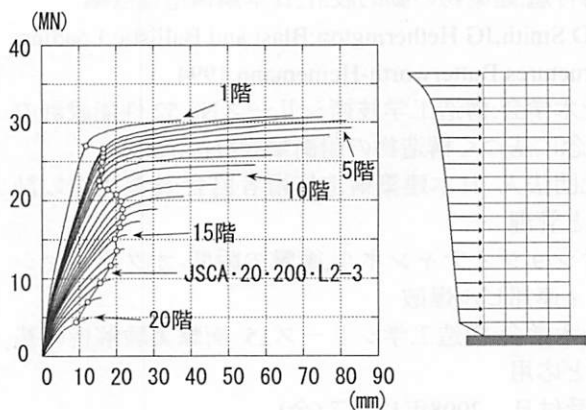


図-13 静的漸増解析(地震荷重パターン)

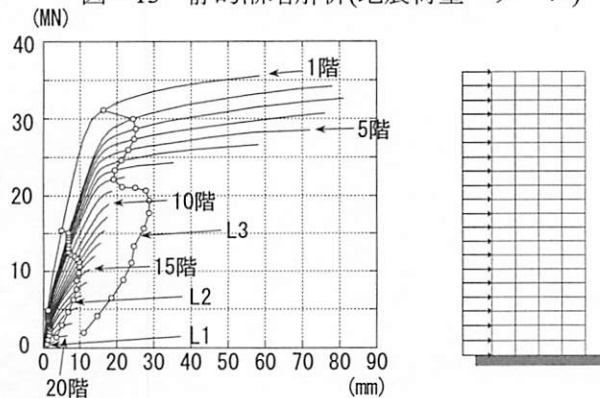


図-14 静的漸増解析(爆発荷重パターン)

以上の結果から、本検討においては動的応答が静的応答より小さくなっていると言える. これは、L3 の爆発荷重の継続時間  $T_0(0.116s)$  が、建物の弾性時 1 次固有周期  $T(1.507s)$  に対して極めて短い ( $T_0/T=0.077$ ) ため、動的応答が静的応答より小さくなり<sup>18)</sup>、上述したような結果が表れたと考えられる.

### 5.4 衝撃応答の分析

建物が L3 の爆発荷重を受けた際の時刻歴の応答について検討する.

爆発荷重作用時の 1 階における応答は、時刻歴層せん断力波形(図-15)と時刻歴層間変位波形(図-16)によると、爆発荷重を受け一気に変形が進み、載荷後 0.10s で最大層せん断力 35.9MN、そして載荷後 0.13s で最大層間変位 16.3mm を生じ、その後変形が戻りだす. しかし、その後高次周期の影響を受けて再び変形が進み、層せん断力、層間変位それぞれ 2 つのピーク値が表れている(図-15~図-17). また、載荷直後の変位の周期は約 2.2s と、建物の弾性 1 次固有周期 1.507s に比べて長い(図-16). これは、衝撃荷重載荷直後の変位波形の周期が延びる<sup>18)</sup>という衝撃応答の特性を受けているからだと考えられる. その後は、弾性 1 次固有周期に近い約 1.53s の周期で、減衰自由振動している(図-18). この波形では、高次振動成分はほとんど含まれず、1 次周期が卓越している.

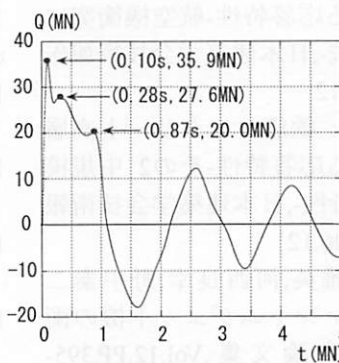


図-15 1階の時刻歴層せん断力波形(L3)

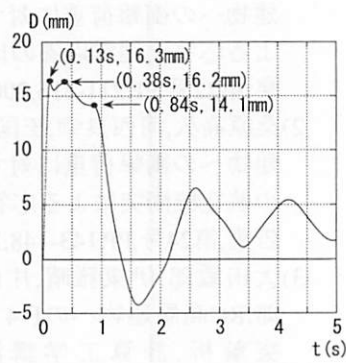


図-16 1階の時刻歴層間変位波形(L3)

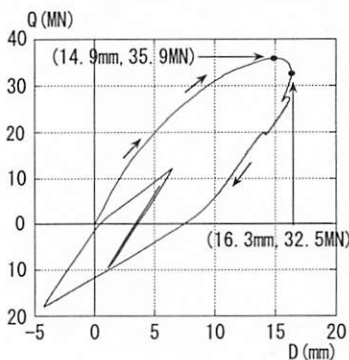


図-17 1階の層せん断力-層間変位関係(L3)

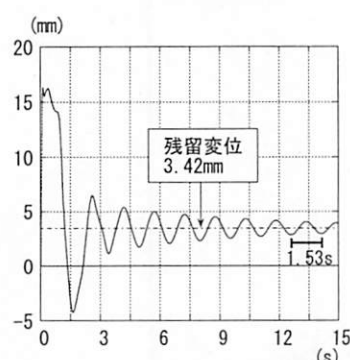


図-18 1階の時刻歴層間変位波形 (L3)

このとき建物 1 階には 3.42mm の残留変位(図-18)が残っている。これは、建物前面に作用する爆発荷重の最大値が、建物総重量の 1.95 倍(425MN)と大きく、また、地震時と異なり、その力が片側から作用したためであると考えられる。

以上の結果から、爆発荷重による鉄筋コンクリート高層建物の応答は、衝撃応答の特性を顕著に受けることが分かる。

## 6. まとめ

RC 造 20 階建て建物に爆発荷重を作用させ、レベル 2 の模擬地震波と比較しながら、力積に応じた建物の応答特性について検討した。

本検討では、爆発荷重の継続時間が、建物の 1 次固有周期に対して極めて短いため、対象建物の応答は衝撃応答の性状を顕著に表すものであった。

L3 の爆発荷重作用時の建物の応答の程度に関しては、レベル 2 の地震が作用した場合の 1.29~1.52 倍であり、1 階の隅柱に関しては、曲げ終局状態を超え危険な状態であることが確認された。ただし、建物内でせん断終局強度に達する部材がないため、層崩壊に至るレベルではないと考えられる。

## 参考文献

- 1)河西良幸,王国璽,桑原高久:鉄筋コンクリート高層建物への衝撃荷重に対する応答特性-航空機衝突による応答と地震応答の比較-,日本建築学会技術報告集,第22号,PP.211-216,2005.12
- 2)桑原高久,河西良幸,王国璽:鉄筋コンクリート高層建物への衝撃荷重に対する応答特性-その2 中規模の航空機衝突による応答特性-,日本建築学会技術報告集,第24号,PP.143-148,2006.12
- 3)大田敏郎,伊東雅晴,片山雅英,河西良幸,野中泰二郎:RC高層建物へのF-4ファントムジェット機の衝突解析,計算工学講演会論文集,Vol.12,PP.395-PP.398,2007.5

- 4)(株)構造システム:SNAP Ver.3
  - 5)(株)アンシス:AUTODYN
  - 6)別府万寿博,片山雅英,伊東雅晴,田村茂之,大野友則:内部爆発を受けるコンクリートアーチの破壊挙動と爆風伝播解析,計算工学講演会論文集,Vol.9,PP.337-PP.340,2004.5
  - 7)岡本謙太郎・松尾亜紀子:ビル間爆発の被害に関する数値解析,衝撃波シンポジウム論文集,PP.121-PP.122,2006
  - 8)安藤智啓,齋藤和伸:爆発荷重を受けるアーチ型鉄筋コンクリート構造物模型の三次元爆発応答解析,コンクリート工学年次論文集,Vol.29,No.3,PP.775-PP.780,2007
  - 9)齋藤和伸,安藤智啓:ボックス型鉄筋コンクリート構造物を用いた内部爆発実験,コンクリート工学年次論文集,Vol.29,No.3,PP.781-PP.786,2007
  - 10)磯部大吾郎,江口正史,今西健介,佐々木嗣音:骨組構造の爆破解体解析・実験システムの開発,日本建築学会構造系論文集,612号,PP.73-PP.78,2007
  - 11)小鹿紀英,福田隆介,森川博司,前田祥三,岡野昌明,美原義徳:爆破解析による爆発荷重および構造物の損傷評価 その3 オクラホマシティ連邦政府ビルの爆破シミュレーション解析,日本建築学会学術講演梗概集B-1,構造1,PP.265-PP.266,2007
  - 12)ASCE:Design of Blast Resistant Buildings in Petrochemical Facilities,1997
  - 13)梅村魁:建築物の動的設計,日本鋼構造協会編
  - 14)PD Smith,JG Hetherington:Blast and Ballistic Loading of Structures,Butterworth-Heinemann,1994
  - 15)土木学会:構造工学技術シリーズNo.52,性能設計の概念に基づく構造物の耐衝撃設計法,P.252
  - 16)社団法人 日本建築構造技術者協会:建築構造の計算と管理
  - 17)ナシオジオチャンネル,衝撃の瞬間-オクラホマシティ連邦ビル爆破
  - 18)土木学会:構造工学シリーズ15 衝撃実験解析の基礎と応用
- 論文受付日 2008年11月7(金)