

ニューヨーク世界貿易センター爆発事故の構造被害に学ぶ

野 中 泰二郎

Lessons from Structural Damage due to Explosion at New York World Trade Center

By *Taijiro* NONAKA

Synopsis

A brief summary is made of structural damage suffered at New York World Trade Center complex due to explosion in February, 1993. A review is then made of the literature on the blasting action of explosives and on the large plastic response of beams to blast-type loading. Finally, discussion is made of the estimation for the amount of the explosive, of the mode of fracture for the damaged members, and of some lessons learned from the disaster.

1. はじめに

米国ニューヨーク市マンハッタン島にある世界貿易センター（以下 WTC と呼ぶ）で 1993 年 2 月 26 日 12 時 18 分（現地時刻）に爆破事件が発生した。爆発は、110 階建 2 棟の高層タワーを含む同コンプレックスにおける B2 階駐車場で発生し、火災を伴って煙が最上階付近まで拡散、非常用照明装置や警報装置などの防災設備が正常に稼働しなかったために非常な混乱を招いた。死者 6 人、負傷者は 1,000 人を越えた。

我国での今後の超高層建築物における防災安全性向上に資することを目的に、建設省などの関連省庁から調査団が派遣され、著者も要請を受けてこれに参画し現地を視察した。煙や避難などに関する防災上の問題が重要なものではあるが、ここでは構造上の被害に限定し、爆発の破壊作用および衝撃応答に関する過去の研究成果に基づく回顧と考察を加え、今後の参考に供したい。

2. 建物配置

WTC には、Fig. 1 の様に超高層 2 棟（Tower 1 および Tower 2）のほか、22 階建てのホテル（Vista Hotel）と 4 棟の低層建物が建っている。地下には Fig. 2 の様に 16 エーカーのプラザの下に、商店の並ぶコンコース階、更にその下に駐車場、倉庫、作業室、機械室等の B1～B6 階がある。また、PATH と呼ばれる地下鉄の駅舎と線路が地下空間の一部を占めている（B3～B6 の東側部分）。

3. 構造概要

超高層 2 棟はそれぞれ 208 フィート平方の平面で、外周が 3 フィート間隔で配置された計 240 本の鋼柱から成るチューブ構造である。プラザおよびコンコースレベルの床はメタルデッキにコンクリート打ちで鋼梁との合成スラブである。その下 B1～B5 階は 11 インチ厚のコンクリートスラブがブラケット（shear

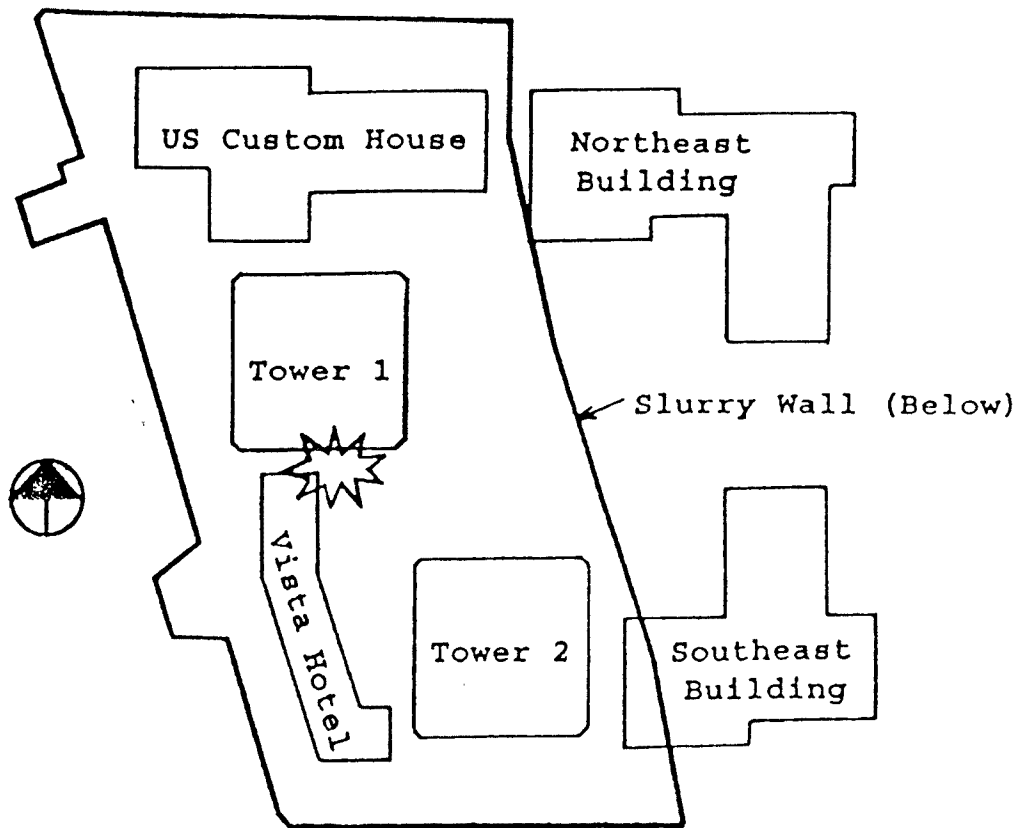


Fig. 1 Plan view of the World Trade Center Site.

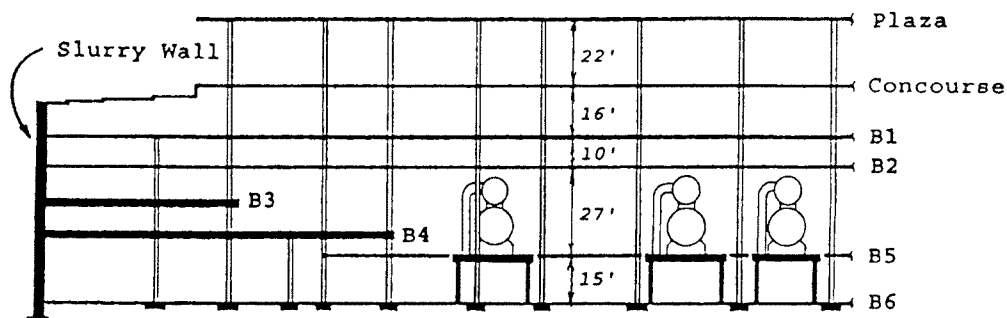


Fig. 2 Section through sub-grade levels at the site of the explosion.

heads) で鋼ボックス柱に接合されている。

爆発地点近傍は、B5 レベルの冷房装置収納のための鉛直方向空間として B3 と B4 レベルは吹き抜けになっている。B1 および B2 レベルの床は 1 平方フィート当たりそれぞれ 100 ポンドおよび 50 ポンドの活荷重を受けると共に、WTC 周辺の地下擁壁 (slurry wall) を支える水平ダイヤフラムとしての役も果たすよう設計されている。

4. 爆発事故

関係当局の推定によれば、ビスタホテル B2 階駐車場車路の、Tower 1 南壁に近い (20 m 以内) 地点で、Nitro urea (硝酸、硫酸、尿素、ニトログリセリン、水素を含む) を主体とする爆薬 55 ガロン (206 リットル) 入りの樽 4、5 本を自動車 (バン) に積んだまま爆発した。

5. 構造被害

ビスタホテル B2 階駐車場の Tower 1 の南壁に近い部分の鉄筋コンクリート床板に Fig. 3 の様な L 字型の約 1000 平方メートルの穴、直上の B1 階従業員食堂 (当時使用中止) 部分の鉄筋コンクリート床板に Fig. 4 の様な約 500 平方メートルの穴、地上 1 階ホテル宴会場 (ボールルーム) 部分に約 30 平方メートルの穴が開いた。無梁板構造であるため B2 階及び、B1 階部分で多くの柱が横方向の支えを失いむき出しになった。

Tower 1 の B2 階南壁の無補強コンクリート・ブロック防火隔壁 (エアロック) は楣と共に爆風で吹き飛ばされ、Tower 2 の B2 階西壁の同ブロック壁も爆風で一部吹き飛ばされた。Fig. 5 に示す様に、Tower 1 の B2 階南壁中央部に位置する耐風用の鉄骨筋かいが著しい被害をうけた。爆心地点に最も近い (数フィートの距離) 左側の筋かい (重さ約 3100 ポンド) は 2 本にちぎれて吹き飛ばされ、右側の筋かいが大きく曲げられた (Photos 1, 2)。

Tower 1 の B2 階南壁に面し、その北側に位置する少なくとも 4 基のエレベーターピットのブロック壁が破壊され、同階に乗降口を有する荷物用エレベーターの乗場扉も爆風で損傷を受けた。このため、煙が最上階近くまで達した。爆発地点の下方に当たる PATH 鉄道の中 2 階天井も一部崩落した。しかし、溶接部分の亀裂や鋼板要素の窪み等、局所的な被害を除き、両タワーの構造骨組 (鉄骨) はほとんど無被害の状態でも耐えた。

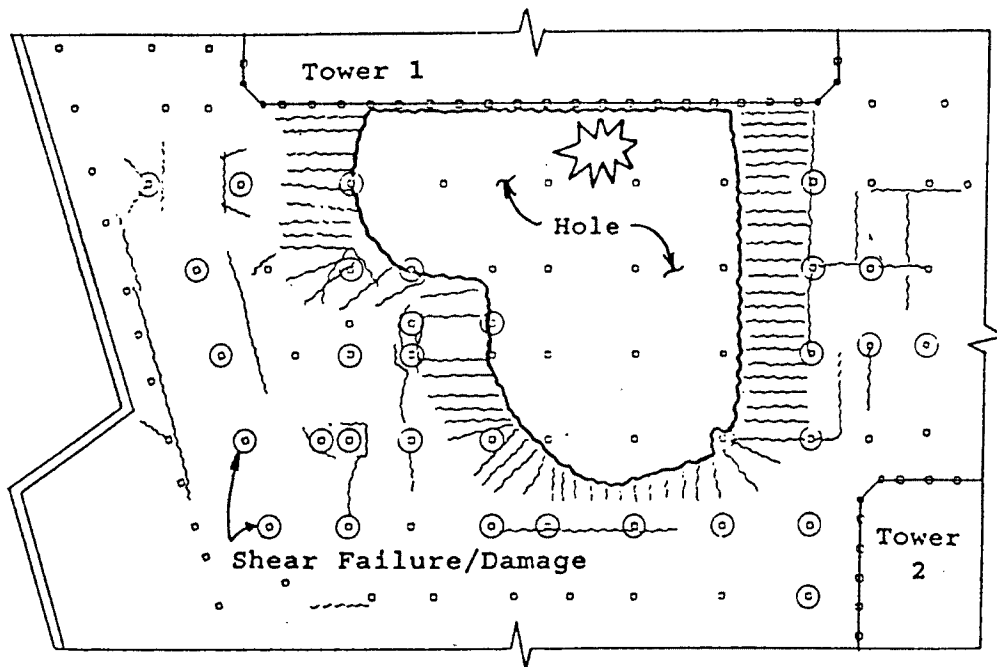


Fig. 3 Damage at the B2 level.

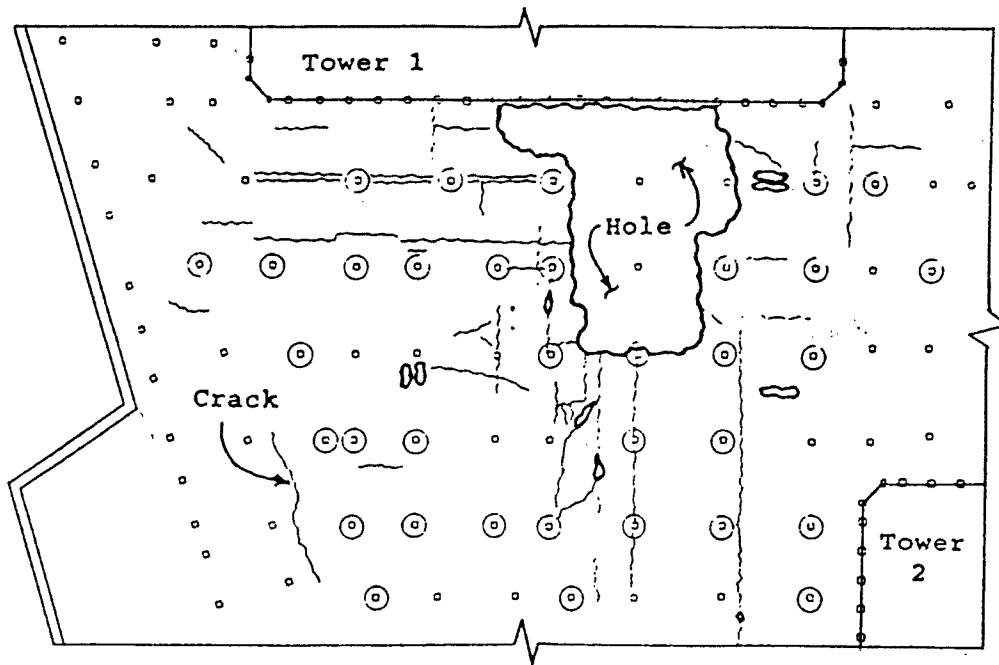


Fig. 4 Damage at the B1 level.

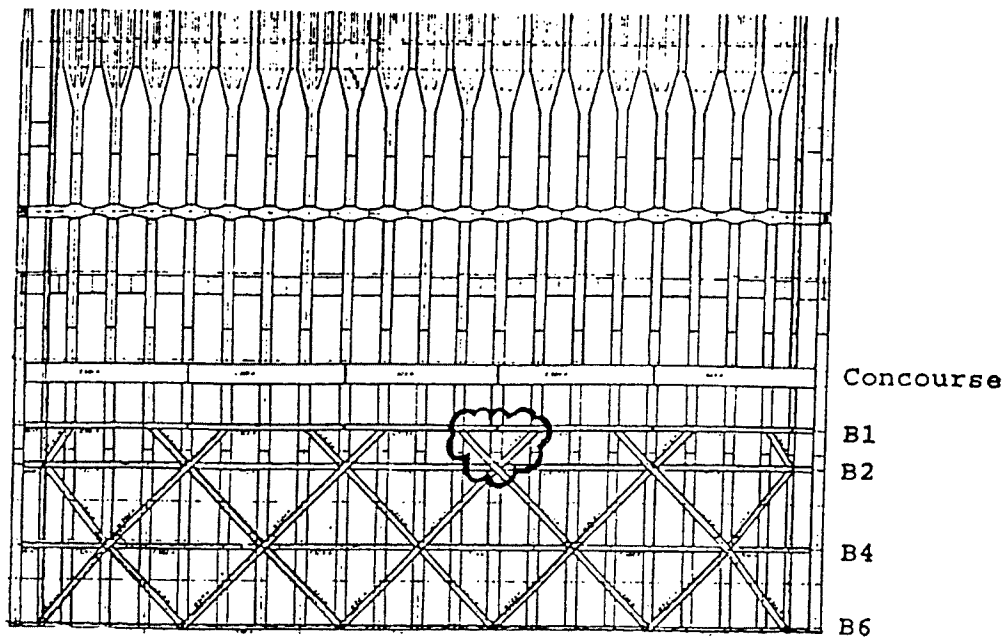


Fig. 5 South elevation of Tower 1, indicating damaged area.

6. 爆発の破壊作用に関する知見

6.1 爆発破壊

爆薬点火に基づく爆発によって生じた圧力波は衝撃波として放射状に広がり、床、天井、壁、駐車中の自動車等の物体表面に達し、更に圧力を増して反射。方向を変えた衝撃波は、また別の物体表面に至って反射

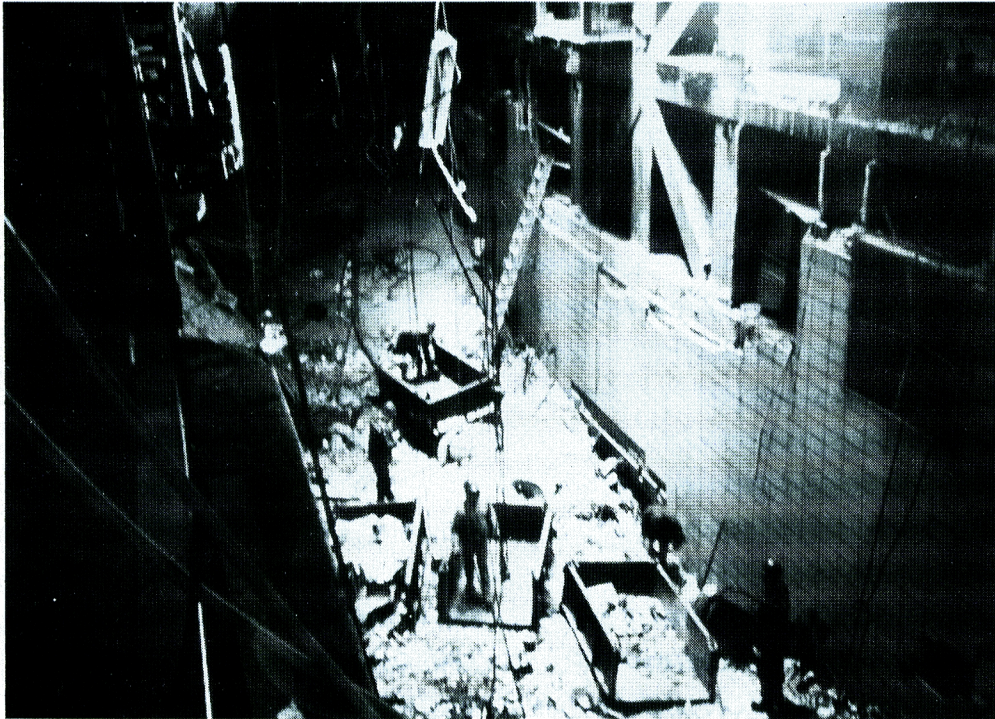


Photo. 1 Site of explosion, looking toward the south wall of Tower 1. Notice the missing top-left diagonal brace.

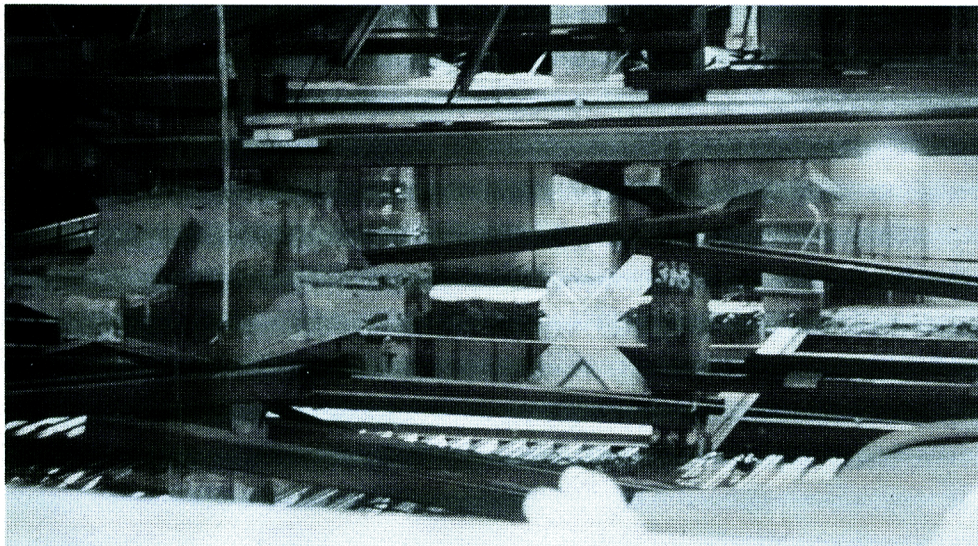


Photo. 2 Under repairing. See the end of the sheared-off diagonal brace, as well as the stripped bracket on the left.

という過程を繰り返したものと想定される。その際、物体表面には瞬間的に大きな圧力が作用して、変形や破壊などの損傷が発生。同時に多量の熱も生じて、爆発によって生じたエネルギーが減少していったものと考えられる。

6. 2 爆圧

爆発による圧力の時刻歴は、急速に最大値に達した後、ほぼ単調に減少する特徴がある。その最大値 p (kgf/cm^2) は、爆薬量を W (kg)、到達距離を D (m) とするとき、scaled distance (換算距離) $D/\sqrt[3]{W}$ の関数であることが、実験に基づく相似則 (cube root scaling) から分かっている。その関係は爆薬の種類に依存するが、新桐ダイナマイトに対し、プラスチックによる観測値から、次式が導かれている¹⁾。

$$\log p = -1.575 \log \frac{D}{\sqrt[3]{W}} + 1.224 \dots \dots \dots (1)$$

通常、規準値として採用される TNT 爆薬では、発生するエネルギーの比較により換算重量が、新桐ダイナマイトの $1239/1950=0.635$ 倍となる¹⁾。

6. 3 力積

構造物に及ぼす破壊作用には、最大爆圧のみでなく、圧力の作用時間も重要な関係がある。作用時間が構造物の固有周期に比べて非常に短い場合には、作用圧の時間積分である力積が瞬間的に働くものと仮定して、構造応答を求めることができる。

爆圧継続時間はほぼ爆薬量の立方根に比例し、単位面積当たりの力積を i ($\text{kgf} \cdot \text{sec/cm}^2$) とすると、scaled impulse (換算力積) $i/\sqrt[3]{W}$ は scaled distance の関数となる。爆薬の種類を特定せず、解析的に表された関係式を次に示す²⁾。

$$\frac{i}{\sqrt[3]{W}} = 4.3 \times 10^{-3} \left(\frac{\sqrt[3]{W}}{D} \right)^\beta \dots \dots \dots (2)$$

ここに β は、scaled distance $D/\sqrt[3]{W}$ の値が 1 を越えるか否かによって、それぞれ 2.25 または 1.47 となる。

7. 衝撃応答に関する知見

7. 1 鉄筋コンクリート板の破壊

爆発に伴う衝撃波が、床や壁のコンクリート板に達して、コンクリート内に応力波が発生、伝播したと考えられる (第 1 次応答)。表面から圧縮波として入射した応力波は反対側の表面に達した時、引張波として反射。前面破壊、裏面剝離、内部亀裂などが発生。潜在する異物間での反射、屈折を伴う応力波伝播の過程で熱も発生し、徐々に破壊のエネルギーが減少して行ったに違いない。この局部的破壊の段階では鉄筋の耐破壊効果は大きくない³⁾。

局部的な反射・屈折を伴いながら伝播した応力波が、ほぼ板全体に浸透して、部材レベルでの構造応答に至る (第 2 次応答)。著しい曲げ、せん断、振れなどを受け、破断や穿孔などの構造破壊が発生したものと推定される。

コンクリート板や鉄筋コンクリート板に爆風圧が作用した時、貫通孔が生じないための所要板厚 t (cm) として、多くの実験結果を基に、次式が得られている。

$$\frac{t}{\sqrt[3]{W}} = 3.80 \left(\frac{\sqrt[3]{W}}{D} \right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots (3)$$

特に $D \rightarrow 0$, すなわち、爆発が板表面で発生する場合には

$$t=27.8 \sqrt[3]{W} \dots\dots\dots (4)$$

なる関係式が導かれている。いずれも爆薬の指定がない⁴⁾。

7.2 鋼梁の塑性応答

(1) 曲げ応答

軟鋼の様に、靱性に富む材料から成る構造物に、塑性崩壊荷重を越える様な大きな荷重が瞬間的に作用するときの動的応答に関しては、弾性変形を塑性変形に比べて無視することにより、いくつかの理論解が導かれている。例として、長い梁（無限長）の長さ $2a$ の部分に全力積 I が横から純衝撃的に作用したときの完全剛塑性梁の純理論的な曲げ応答を次に記す。

初速度的载荷によって、瞬間的に全長に渡って塑性化した梁は、载荷領域の両端から徐荷が始まって、それぞれの徐荷領域が材軸に添う反対2方向へ広がりつつ、塑性領域との境界でヒンジ回転が生じる。最終的に载荷領域中央で最大たわみ角

$$\theta = \frac{I^2}{24amM_0} \dots\dots\dots (5)$$

が、また、塑性ヒンジ回転量 2θ が残る。ここに、 m は梁単位長さ当たりの質量、 M_0 は梁断面の全塑性モーメントである。衝撃载荷に基因する運動エネルギー $I^2/(4am)$ が塑性曲げの仕事量として吸収されるわけで、この θ が鋼梁の靱性限界を越えれば曲げ破壊が生じることになる⁵⁾。

(2) 相関応答

大きな横荷重は梁に大きな剪断力を引き起こすから、剪断作用も考慮に入れなければならないことがある。爆風型荷重に対する剛塑性応答解析によれば、荷重強さが静的塑性崩壊荷重を越える場合には、塑性曲げと剪断すべりとが組み合わさった種々の変形形式で運動し、いずれの場合も剪断変形が先に完了すること、曲げに対する剪断の相対的重要性は荷重強さが増す程、又、断面形状が等しければそれは断面成の材長に対する比が大きくなる程増すこと、通常、充実断面材では剪断の影響は無視できるに反し、I型などのウェブ面積の小さい断面では剪断変形が重要な働きをする場合も多いこと、力積の等しい荷重パルスのうち純衝撃が最も大きい塑性変形及び剪断変形を生ぜしめ、荷重強さが静的塑性崩壊荷重と同程度のオーダーの時には荷重－時間関係を考慮しなければならないのに反し、前者が後者より高次のオーダーの時には純衝撃と見做し得ることなどが明らかにされている。

梁のたわみが大きくなると幾何学的な変化も無視できない。有限変形理論によると、梁の有限たわみに伴って生じる塑性伸びと軸力（引張力）の影響は、たわみが断面成と比較できる程度の大きさになると重要になり、力積が大きいとき、剪断すべりを伴って始まった運動は、曲げ変形が顕著になった後、材端での軸方向変位拘束によって生じる軸力が支配的になり、やがて梁が、曲げ抵抗のない弦の様な状態に至ると、材端変位拘束によって梁のたわみが甚だしく減少すること等が分かっている^{6),7)}。

(3) 単純支持梁

単純支持の剛塑性梁が、満載均等分布の爆風型荷重を受けるときの解を次に要約する。総荷重の最大（初期）値 P_0 と曲げによる崩壊荷重 $P_b=4M_0/l$ との比 $\mu_0 \equiv P_0/P_b$ と、曲げに対する剪断耐力 $P_s=2Q_0$ の比 $\nu \equiv P_s/P_b$ との値によって载荷初期は **Fig. 6** の様な5種の型の運動が生じる。ここに l はスパンの $1/2$ 、 Q_0 は純剪断による塑性極限剪断耐力である。純衝撃 $\mu_0 \rightarrow \infty$ のときには、入力エネルギーが载荷と同時に運動のエネルギー $I^2/(4ml)$ に変換され、その値が、塑性曲げによって吸収されるエネルギー E_b と塑性剪断によって吸収されるエネルギー E_s との和に等しい。それらの比 E_b/E_s は ν の増加と共に単調に増加する。特に、

$$1 \leq \nu \leq 3/2 \dots\dots\dots (6)$$

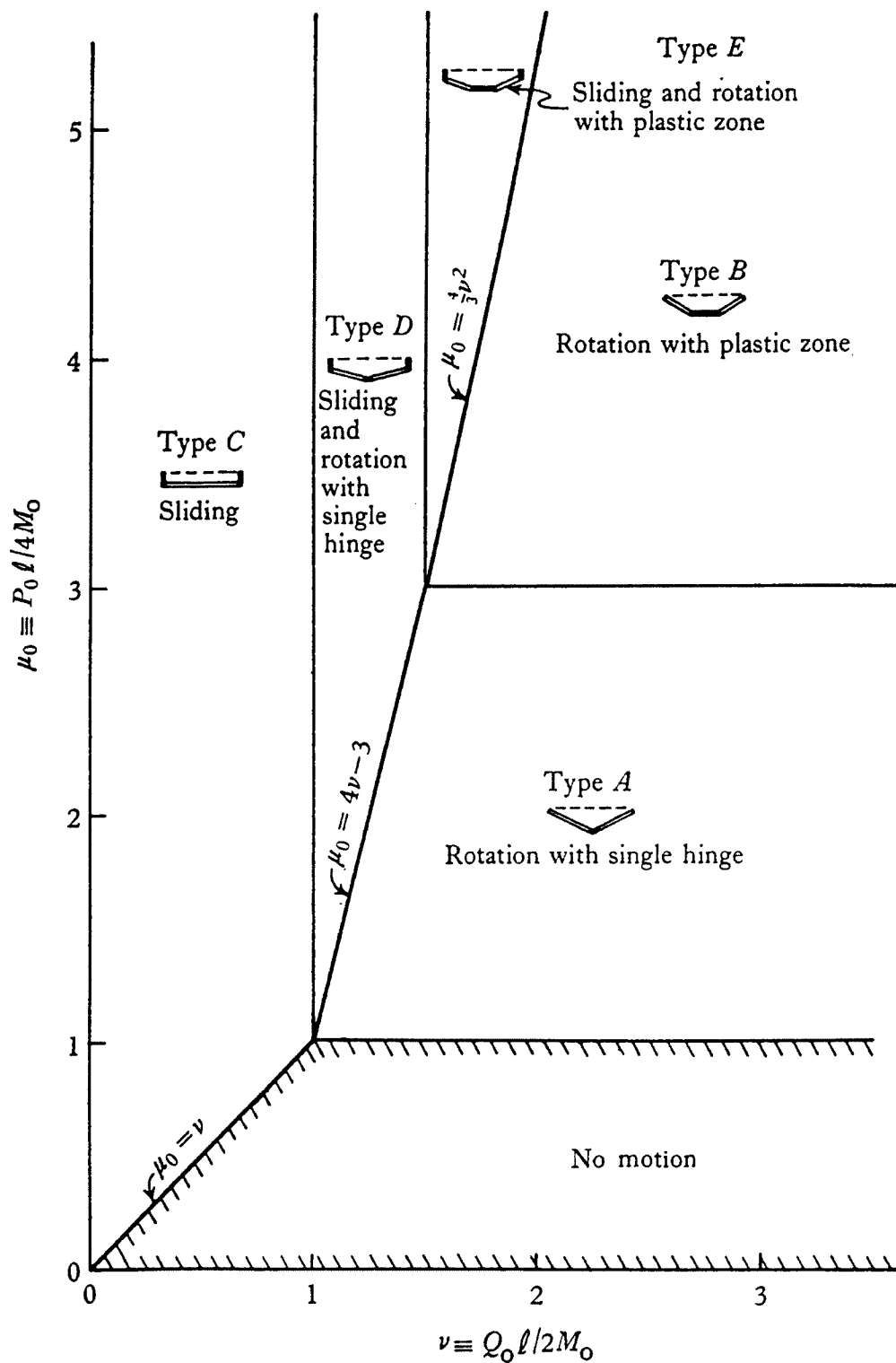


Fig. 6 Patterns of initial motion.

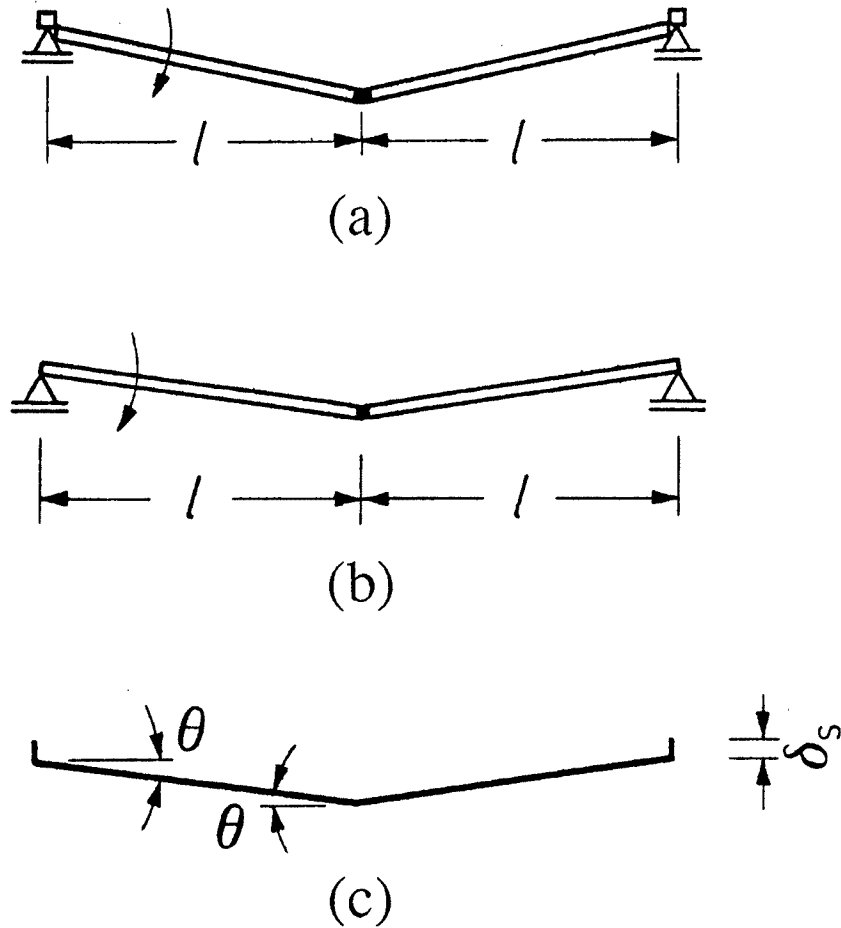


Fig. 7 Rigid-plastic beam under blast-type loading for $1 \leq \nu \leq 3/2$. (a) First phase of motion. (b) Second phase of motion. (c) Residual deformation.

の場合には、梁両端で剪断すべり、梁中央で塑性ヒンジの曲げ回転が生じる **Fig. 7(a)** の型で運動が始まり、剪断すべりが先に終了して **Fig. 7(b)** の型に移る。この場合、逆比 E_s/E_b は次式で与えられる。

$$\frac{E_s}{E_b} = \frac{\nu}{3(\nu-1)} \quad \dots\dots\dots (7)$$

Fig. 7(c) に示す、梁端での剪断すべりによる最終相対変位は

$$\delta_s = \frac{1}{16(4\nu-3)} \frac{I^2}{mM_0} \quad \dots\dots\dots (8)$$

たわみ角は

$$\theta = \frac{3}{8} \frac{\nu - 1}{4\nu - 3} \frac{l^2}{mlM_0} \dots\dots\dots (9)$$

で与えられる⁶⁾。

8. 考察

8.1 限界爆薬量

今回、地下 2 階での爆発によって鉄筋コンクリート板に穴が穿いた事実から、前述の関係式に対応する量以上の爆薬が使用されたものと考え、その限界量を、式(3)を書き換えた次式から算定してみる。

$$W \geq \left(\frac{tD^{\frac{2}{3}}}{3.80} \right)^{\frac{9}{5}} \dots\dots\dots (10)$$

床板厚は $t=11 \text{ in}=27.94 \text{ cm}$ 、B2 階の階高 $10 \text{ ft}=3.048 \text{ m}$ を参考とし、天井 (B1 階床) までの距離として $D=3.00 \text{ m}$ を採用すると、

$$W \geq 136 (\text{kg}) \dots\dots\dots (11)$$

今回は、この限界量を遥かに越えた多量の爆薬が用いられたものと思われる。ただし、ここで紹介した実験式は free air で得られたこと、爆発は自動車の中で生じたいこと等に注意する必要がある。

8.2 鋼筋かいの破壊モード

今回の爆風で吹き飛ばされた筋かい部材や楣が前節で述べた様な大きな塑性変形を受け、それが靱性限界を越えたために破壊に至った可能性がある。特に、鋼筋かいの 1 本がちぎれて吹き飛んだこと及びその破壊形状から、両端で剪断により破断したものと想像される。この筋かいの寸法や結合法などの詳細は不明であるが、7. 2 節(3)項で紹介した剛塑性梁の衝撃応答解析結果を用いて概算による検討を試みる。大胆に、この筋かいを両端単純支持の完全剛塑性梁とみなし、爆風が均等に作用したものと仮定する。

ウェブ面内に曲げ剪断を受ける H 型断面を考え、フランジ厚を t_f 、ウェブ厚を t_w 、フランジ幅を b 、フランジ中心間距離を h とする。純剪断および純引張の降伏応力をそれぞれ τ_0 、 σ_0 と書き、概略、

$$Q_0 \doteq \tau_0 t_w h, \quad M_0 \doteq \sigma_0 t_f b h \dots\dots\dots (12)$$

として、曲げに対する剪断の相対的な強さを表すパラメーター ν は

$$\nu = \frac{Q_0 l}{2M_0} \doteq \frac{\tau_0}{2\sigma_0} \frac{t_w}{t_f} \frac{1}{b} \dots\dots\dots (13)$$

最大爆圧 p が、見付面積 S にわたって一様に作用したものと考えると $P_0=pS$ で、無次元荷重 μ_0 は

$$\mu_0 = \frac{P_0 l}{4M_0} \doteq \frac{pSl}{4\sigma_0 t_f b h} \dots\dots\dots (14)$$

概略値として $D=1\text{m}$ 、 $W=500\text{kg}$ を仮定すると、式(1)から $p=437.5\text{kgf/cm}^2$ を得る。さらに、

$$S \doteq 10\text{m}^2$$

$$l \doteq 3\text{m}$$

$$\sigma_0 \doteq 2400\text{kgf/cm}^2$$

$$t_f = (11/8)\text{in} = 3.493\text{cm}$$

$$t_w = (3/4)\text{in} = 1.905\text{cm}$$

$$b=18\text{in}=45.72\text{cm}$$

$$h=(2\times 12+11/8)\text{in}=64.45\text{cm}$$

とすると、式(14)から $\mu_0=132.9$ を得、従って純衝撃载荷とみなせる。 $\sigma_0/\tau_0=\sqrt{3}$ として式(13)から $\nu=1.033$ を得る。エネルギー比は式(7)から $E_s/E_b=10.37$ となる。このことは、入力エネルギーの大部分が塑性剪断に費やされたことを意味し、部材両端での剪断破壊を裏付けている。

9. 結 語

今回の爆発に伴う破壊のエネルギーは、WTC 超高層棟の構造計画に当たって対象にされた風力や航空機の衝突などによる水平荷重のそれと比べて遥かに小さいものであったから、主体骨組の構造的被害は皆無に近かった。しかし、爆発が、地下の擁壁などに囲まれた閉鎖的な空間の中で発生したことにより、破壊のエネルギーは構造上脆弱な部分を介して防災上の中枢部に到達し、重大な結果を招いた。今後、この様な大きな衝撃力に対して全く損傷を受けない構造物を設計することが合理的とは考えられない。機能上・防災上、最も重要な中枢部分は、異常破壊力から防護することは必要である。爆発時には必ず一定の破壊エネルギーが発生するわけであり、「柳に風」と、そのエネルギーを部分的に吸収する構造区画を設け、局部的被害に抑え得る場合は問題ないが、非常に大きな破壊エネルギーが想定される場合には、破壊エネルギーを放出させるための経路を考慮し、むしろ脆弱な部分を比較的重要でない位置に意図的に配置することによって、万一の事故に対しても、被害を最小限に止める構造計画を提唱したい。

謝 辞

耐衝撃構造に関する文献入手に際して、鹿島建設株式会社の坪田張二博士及び、山田登志郎主任研究員が、また、実地調査と資料収集に際して LERA の L.E.Lobertson 氏が積極的に御協力下さった。建設省の川島宏一氏は、この調査に参画する機会を著者に与えて下さった。当防災研究所 蒲生千里事務補佐員はワープロでの原稿作成に尽力された。ここに記して深甚の謝意を表します。

引用文献

- 1) 水島容二郎：爆風圧と爆風被害，工業火災協会誌，Vol. 31, No. 6, 1970, pp.361-377.
- 2) 梅村 魁：耐爆設計法，工業火災協会誌，Vol. 26, No. 6, 1965, pp.318-325.
- 3) 竹田仁一・千原和人・河村 隆・藤本一男：爆発または衝撃をうける鉄筋コンクリート構造物の配筋方法の研究，セメント技術年報，36, 1982, pp.466-469.
- 4) 竹田仁一・河村 隆：爆発による鉄筋コンクリート構造物の変形，破壊の定量的予測，工業火災協会誌，Vol. 46, No. 4, 1985, pp.182-195.
- 5) 野中泰二郎：衝撃力を受ける構造物の塑性変形 —剛塑性無限梁の曲げ変形—，京都大学防災研究所年報，第11号A, 1968, pp.575-586.
- 6) Taijiro Nonaka：Shear and Bending Response of a Rigid-Plastic Beam to Blast-Type Loading, Ingenier-Archiv, 46, 1977, pp.35-52.
- 7) Taijiro Nonaka：Some Interaction Effects in a Problem of Plastic Beam Dynamics, Parts 1,2,3, Journal of Applied Mechanics, 34, September, 1967, pp.623-643.

参考文献*

- 8) U.S. Army Corps of Engineers : Suppressive Shields Structural Design and Analysis Handbook, Chapter 3, Airblast Effects, TM5-855-1, November, 1986.
- 9) Committee on Nuclear Structures and Materials : Structural Analysis and Design of Nuclear Plant Facilities, American Society of Civil Engineers, New York, 1976.
- 10) Henrych, J. : The Dynamics of Explosion and Its Use, Elsevier, Amsterdam, 1979.
- 11) Bangash, M.Y.H. : IMPACT AND EXPLOSION-Analysis and Design-, Blackwell, Oxford, 1993.
- 12) 林 卓夫・田中吉之助：衝撃工学，日刊工業新聞社，1988.
- 13) Bulson, P.S. : STRUCTURES UNDER SHOCK AND IMPACT, Elsevier, Amsterdam, 1989.
- 14) 日本機械学会編：衝撃破壊工学，技報堂出版，1990.
- 15) 竹田仁一・立川博之・藤本一男：コンクリートと衝撃－衝撃を受けるコンクリートの性状と実験－，コンクリート工学，Vol.15, No. 4, April, 1977, pp.1-11.
- 16) 小谷俊介：鉄筋コンクリートにおける載荷速度の影響，コンクリート工学，Vol. 21, No.11, November, 1983, pp.23-34.
- 17) 藤井 学・宮本文穂：衝撃荷重下におけるコンクリート構造物の挙動，コンクリート工学，Vol. 21, No.9, September, 1983, pp.25-36.
- 18) 竹田仁一・佐山光紀・千原和人・河村 隆：衝撃をうける鉄筋コンクリート構造物の配筋方法の研究，第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1981, pp.429-432.
- 19) 小柳 洽・六郷恵哲・内田裕市・諸永康浩：鉄筋コンクリートはり・スラブの衝撃じん性，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1982, pp.357-360.
- 20) 竹田仁一・宮崎修輔・植木 博・栗原啓之：衝撃をうける鉄筋コンクリート擁壁の変形と破壊，第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1980, pp.297-300.
- 21) Wiss, J. F., Nicholls, H. R. : A Study of damage to a residential structure from blast vibrations, American Society of Civil Engineers, New York, 1974.

*引用文献とは別に，今後の調査研究に資するための文献を以下に掲げる。