

# 水素爆風圧を受けるRC壁の応答性状に関する実験的研究

米澤 健次 諏訪 好英  
長沼 一洋 井元 勝慶

小野 佳之  
久保 啓治  
(本社建築本部生産施設  
エンジニアリング部)

## Experimental study on Nonlinear Response of RC Wall Subjected to Hydrogen Explosive Load

Kenji Yonezawa Yoshihide Suwa Yoshiyuki Ono  
Kazuhiro Naganuma Katsuyoshi Imoto Keiji Kubo

### Abstract

Hydrogen explosion tests were conducted to grasp nonlinear response and to obtain fundamental data for reinforced concrete walls subjected to hydrogen explosive load. In the tests, explosive source (37m<sup>3</sup>-volume) containing 30% hydrogen and 70% air was detonated, and the responses of the walls close to the source were measured. Two preliminary and three main tests were conducted for a variety of wall types with different thicknesses, heights, and steel reinforcement. The walls were instrumented with pressure sensors, displacement sensors, strain gauges, accelerometers and thermocouple. A wide variety of experimental data were obtained showing damage ranging from elastic to complete failure. It was also confirmed that a wall's nonlinear response depends on the blast wave duration and the initial natural period. With increasing initial natural period, higher vibration modes appeared in the wall's responses.

### 概要

水素爆風圧を受けるRC壁の非線形応答性状の把握、及び、その基礎データの収集を目的として水素爆発実験を実施した。水素濃度30%の混合気（体積37m<sup>3</sup>）を爆轟させ、その近傍に設置したRC壁の応答（受圧力、変位、加速度、鉄筋ひずみおよび爆発後の損傷状況）を測定した。実験には壁厚、配筋量、壁高さなどの異なる22体の試験体を用い、合計5回の爆発実験を実施した。爆風圧を受けるRC壁の非線形応答性状について弾性域から崩壊に至るまでの広範囲なデータを得ることができた。また、爆風圧を受ける構造物の挙動は、爆風圧の継続時間と構造物の固有周期に依存し、比較的剛性が小さく、固有周期が長い試験体は、高次の変形モードを示すことが確認された。

### 1. まえがき

水素インフラ施設の安全性を検討する上で、万一、水素ガスの漏洩により爆発事故が生じた場合に、周辺構造物にどの程度の影響が及ぶのかを把握しておくことは極めて重要である。可燃性ガスの爆風圧は、ガスの濃度及び体積だけでなく、爆発現象が爆轟か爆燃かによって大きく異なり、爆発中心からの距離減衰が顕著であるという特徴がある。構造物が受ける爆風圧は、衝撃波が構造物に衝突することによる反射効果で、開放空間（Free field）における圧力変化を上回り、最大圧力及び継続時間が構造物の挙動に大きな影響を与えるが、その定量的な把握はなされてい

ない。また、爆風圧を構造物が受けた場合、どの程度の損傷が生じ、どのような挙動を示すのかを検証した研究例は殆どないのが現状である。

筆者等は前報<sup>1)</sup>にて水素爆風圧を受けるRC壁の非線形応答性状に関して衝撃解析ソフトAUTODYN2D/3D及び自社開発ソフトFINAL<sup>®</sup>を用いて解析的に検討した。しかし、これらの解析手法の妥当性は十分に検証されたものではなく、実験との比較による解析精度の確認が必要である。

爆発事故が想定される周辺の構造物を設計する際、爆風圧を受けた場合の構造物の挙動を再現できる解析手法が確立されれば、精度の高い安全設計が様々な条件下における構造物に対して可能になる。

そこで、本研究では爆風圧を受ける構造物に対するシミュレーション技術の確立を目指し、その基礎データを得ることを目的に水素爆発実験を実施した。この実験では、水素混合気を爆轟させ、近傍に設置したRC壁試験体の応答性状を測定した。

## 2. 実験概要

米国SRI International の協力を得て、カリフォルニア州の砂漠地帯で平成16年11月19日～12月16日の日程で、予備実験2回、本実験3回の計5回の爆発実験を実施した。

予備実験は本実験における爆発中心からRC壁の試験体までの距離を決めること、及び測定装置の確認を行うことを目的として実施した。Fig.1及びPhoto 1に予備実験の状況を示す。予備実験では、試験体は共通とし、爆発中心から試験体までの距離をパラメータとして、爆発源である水素混合気を充填したテント（以後、水素テントと呼ぶ）を挟んで2枚の試験体を設置した。両試験体の間隔は20mとし、水素テントを移動することにより、爆発中心から試験体までの距離を変化させた。このように予備実験では爆発中心から試験体までの距離だけを実験変数として、弾性域から崩壊に至るまでの広範囲なデータが得られようように、本実験のための距離を決めた。なお、予備実験における爆発

中心から試験体までの距離は、Case1が8mと12m、Case2が5mと15mとした。

本実験ではFig.2に示すように水素テントの近傍に壁厚、配筋量を変化させた6枚の試験体を並べて設置し、爆発中心から試験体までの距離を一定とし、壁高さ1m、1.5m、2mと変化させて合計3回の爆発実験を行った。6枚の試験体は、互いの干渉を避けるために壁と壁の間には3mm程度のクリアランスを設けた。また、すべての実験において、爆発による衝撃波が壁の側面から背面に回り込む影響を排除するために、6枚の試験体の両脇に同じ高さのExtension Wallを設けた。実際の試験体設置状況をPhoto 2に示す。

水素混合気の爆発の条件はすべての実験で共通とし、体積積37m<sup>3</sup>、水素濃度30%（空気70%）とし、少量（10g）のC4爆薬（コンポジションC 4爆薬）を用いて爆轟を生じさせた。水素テントは幅4m×奥行き4m×高さ2mの直方体で、細い鋼製パイプのフレームに、厚さ0.025mmの薄いポリエチレンのフィルムで幕を貼ったものである。爆発の点火位置は水素テント中央の底面とした。

### 2.1 試験体

Fig.3とFig.4に試験体の形状及び断面を、Table 1に試験体一覧を示す。試験体の幅はすべて300mmと共通で、壁厚は80mm、100mm、120mmの3種類とした。鉄筋は、壁厚80

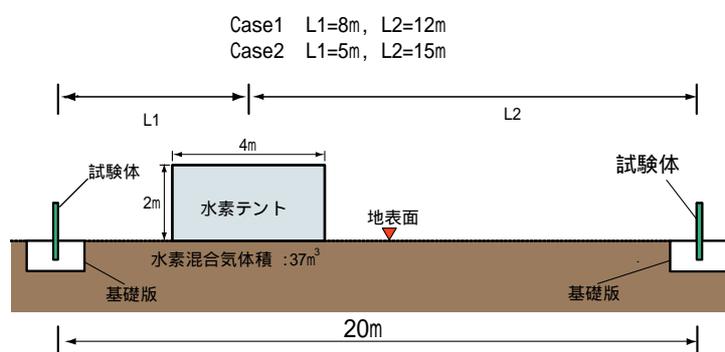


Fig. 1 予備実験の配置  
Layout of Preliminary Tests

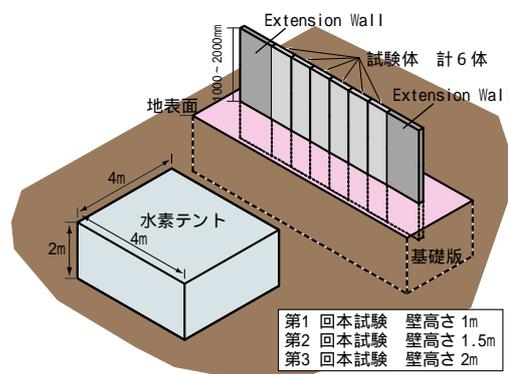


Fig. 2 本実験の配置  
Layout of Main Tests



Photo 1 予備実験の設置状況 (Case2)  
Condition of Preliminary Tests



Photo 2 本実験の設置状況  
Condition of Main Tests

mmの試験体には 3.2mm@50.8mm, 壁厚100mmの試験体には 6.1mm@50.8mmの溶接金網を用い, 壁厚120mmの試験体には#3の異形鉄筋(D10に相当)を同様に50.8mmピッチとし, それらの鉄筋をシングル配筋したものとダブル配筋したものの2種類として鉄筋量を変化させた。コンクリート強度は30N/mm<sup>2</sup>程度とした。予備実験では, 壁高さ1m, 壁厚100mm, ダブル配筋の試験体(M1-4)を用いた。

Table 2,3に鉄筋とコンクリートの材料定数を示す。配筋量, 壁厚, 壁高さを変えた試験体を本実験用として計18体, 予備実験用として同一の試験体を計4体製作した。

試験体を固定する基礎版としては, 各実験において共通に使用するために, 試験体を自由に入れ替えることができ, かつ, 強固に試験体を固定できるシステムとして, Fig.5に示すクランピングシステムを採用した。Fig.5に示すように試験体の埋込み長さを500mmとし, 鋼板を介してスクリュージャッキで試験体を締め付け, 且つ, 基礎版に埋込んだアンカーボルトで固定した反力プレートを用いて, 試験体を基礎版に強固に固定した。

## 2.2 計測計画

計測項目は, 試験体の受圧力, 水平変位, 加速度, 鉄筋ひずみ, 表面温度, 及び, 水素 TENT と試験体周辺の地盤面(フリーフィールド)における圧力とした。

予備実験では, 各々の試験体について, 壁脚部と頂部の加速度, 壁脚部の鉄筋ひずみを測定し, 変位に関しては, 爆発中心からの距離が近い方の試験体のみ壁頂部の水平変位を測定した。

Fig.6に本実験における各計測位置を示す。各々の試験体について変位は中腹部と頂部の2点を, 加速度は脚部・中腹部・頂部の3点を, 壁表面の受圧力の測定に関しては, 6体並べた試験体のうち中央と外側の試験体の爆発側表面と裏面の中腹部に圧力センサーを設置した。温度の測定には熱伝対を用い, 6体並べた試験体のうち中央に位置する爆発側の表面温度を測定した。データのサンプリングは1MHzとした。また, すべての実験を2台のビデオカメラと1台のハイスピードカメラにより撮影した。なお, ハイスピードカメラのフレーム速度は4000フレーム/秒とした。

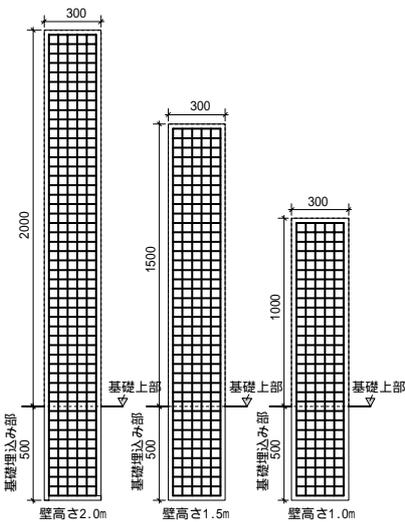


Fig. 3 試験体形状  
Configurations of Test Walls

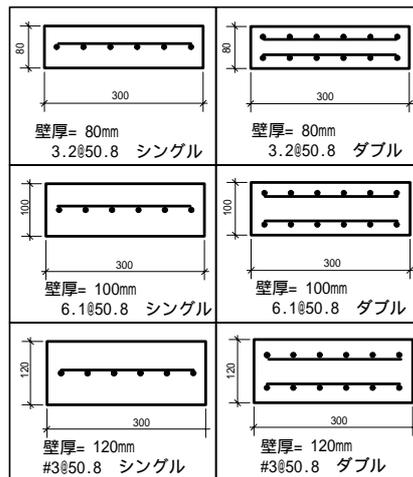


Fig. 4 試験体断面  
Horizontal Sections of Test Walls

Table 1 試験体一覧  
List of Test Walls

試験No. 高さ	試験体 No.	壁厚 mm	配筋	爆発 条件
1 H: 1m	M1-1	80	シングル 3.2@50.8	爆轟 混合気 体積 37m <sup>3</sup> 水素濃 度 30%
	M1-2	80	ダブル 3.2@50.8	
	M1-3	100	シングル 6.1@50.8	
	M1-4	100	ダブル 6.1@50.8	
	M1-5	120	シングル #3@50.8	
	M1-6	120	ダブル #3@50.8	
2 H: 1.5m	M2-7	80	シングル 3.2@50.8	
	M2-8	80	ダブル 3.2@50.8	
	M2-9	100	シングル 6.1@50.8	
	M2-10	100	ダブル 6.1@50.8	
	M2-11	120	シングル #3@50.8	
	M2-12	120	ダブル #3@50.8	
3 H: 2m	M3-13	80	シングル 3.2@50.8	
	M3-14	80	ダブル 3.2@50.8	
	M3-15	100	シングル 6.1@50.8	
	M3-16	100	ダブル 6.1@50.8	
	M3-17	120	シングル #3@50.8	
	M3-18	120	ダブル #3@50.8	

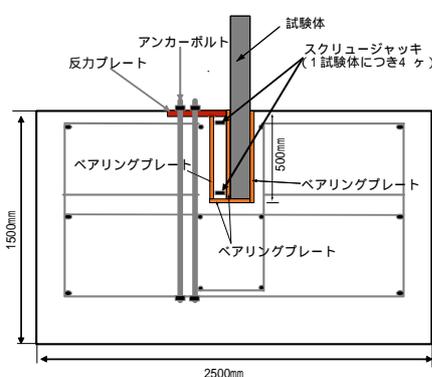


Fig. 5 クランピングシステム  
Configuration of Clamping System

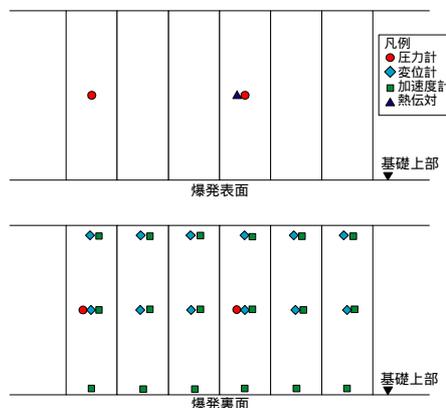


Fig. 6 測定箇所  
Locations of Measuring Points

Table 2 鉄筋の材料定数  
Steel Material

	$E_s$ kN/mm <sup>2</sup>	$\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_u$ N/mm <sup>2</sup>
3.2	208	690	743
6.1	206	591	611
#3	189	350	536

$E_s$ : 弾性係数,  $\sigma_y$ : 降伏強度,  $\sigma_u$ : 引張強度

Table 3 コンクリートの材料定数  
Concrete Material

	$E_c$ kN/mm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_t$ N/mm <sup>2</sup>
コンクリート	19.8	32.2	3.0

$E_c$ : 弾性係数,  $\sigma_b$ : 圧縮強度,  $\sigma_t$ : 引張強度

### 3. 実験結果

Table 4に実験結果一覧を示し, Photo 3に予備実験時に撮影した爆発の瞬間を示す。

#### 3.1 予備実験の結果

Fig.7に予備実験から得られた壁面(爆発側表面)の圧力と力積の時刻歴を示す。図より壁面が受ける圧力と力積の大きさは爆発中心からの距離(以下, 離隔距離と呼ぶ)が離れるほど, 小さくなり, 明確な距離減衰が確認できる。各離隔距離間の爆風圧の平均伝播速度は, 各圧力が立ち上がる時刻から計算でき, 爆発中心から5mの位置までの平均伝播速度は560m/s, 5mから8mの間で535m/s, 8mから12mの間で444m/s, 12mから15mの間で395m/sであった。いずれの区間でも音速(331m/s)を上回っているが, 伝播速度に関しても距離減衰が確認できる。

予備実験における壁の損傷状況としては, 離隔距離15mと12mの試験体は, コンクリートのひび割れも確認されず, ほぼ弾性状態であった。離隔距離が8mの試験体は, 脚部にひび割れが生じていたが, 脚部の鉄筋の最大ひずみは0.12%程度であり, 鉄筋降伏には至らなかった。離隔距離が5mの試験体は, 脚部と壁中腹部のコンクリートにひび割れが多数生じ, 脚部の鉄筋降伏(最大ひずみ0.54%)が確認され, ある程度の損傷が確認された。

予備実験で用いた試験体は, 壁厚100mmでダブル配筋されたものであり, 本実験で用意した試験体の中では, 中程度の耐力を有する。これら予備実験の結果を踏まえ, 軽微な損傷から崩壊に至るまでの広範囲なデータを得ることができる離隔距離として, 本実験においては5mを採用した。

#### 3.2 本実験の結果

3.2.1 爆風圧の特性 本実験において壁面(爆発側表面)とフリーフィールド(地盤面)で測定された最大圧力の比較をTable 5に示す。フリーフィールドの最大圧力( $P_s$ )は, Fig.8に示すように水素 TENT を挟んで逆側の試験体位置と同じ距離(5m)の地盤面で測定したものである。

壁面が受ける最大圧力( $P_r$ )は, フリーフィールドの最大圧力の約2.2~3.7倍であり, また, 力積についても同様に約1.9~2.6倍と大きな値を示した。反射の影響が非常に大きいことが確認され, 試験体の損傷及び応答を評価する上では, この反射波を考慮することが重要である。フリーフ

Table 4 実験結果一覧  
Test Results

		離隔距離 m	試験体の特性			爆風圧の特性		ひび割れ	鉄筋降伏	最大変位 mm	最大鉄筋歪 %
			高さ m	壁厚 mm	配筋	最大圧力 kPa	最大力積 kPa·s				
予備実験	Pre1-1	8	1.0	100	ダブル	710	0.59	Yes	No		0.12
	Pre1-2	12				150	0.27	No	No		0.05
	Pre2-1	5				1180	1.00	Yes	Yes	30	0.54
	Pre2-2	15			94	0.16	No	No		0.05	
1 回目 日本 本実験	M1-1	5	1.0	80	シングル	979	1.06	崩壊			
	M1-2			80	ダブル			崩壊			
	M1-3			100	シングル			Yes	Yes	66.3	1.67
	M1-4			100	ダブル			Yes	No	35.5	0.3
	M1-5			120	シングル			Yes	Yes	29.7	0.86
	M1-6			120	ダブル			Yes	Yes	19.3	0.93
2 回目 日本 本実験	M2-1	5	1.5	80	シングル	1034	1.03	崩壊			
	M2-2			80	ダブル			崩壊			
	M2-3			100	シングル			Yes	Yes	106.5	1.46
	M2-4			100	ダブル			Yes	Yes	80.3	1.48
	M2-5			120	シングル			Yes	Yes	68.2	1.73
	M2-6			120	ダブル			Yes	Yes	39.3	0.74
3 回目 日本 本実験	M3-1	2.0	2.0	80	シングル	684	1.03	崩壊			
	M3-2			80	ダブル			崩壊			
	M3-3			100	シングル			Yes	Yes	149.9	1.62
	M3-4			100	ダブル			Yes	Yes	107.5	0.58
	M3-5			120	シングル			Yes	Yes	93.4	0.93
	M3-6			120	ダブル			Yes	Yes	61.7	0.48



Photo 3 爆発の瞬間(予備実験)  
Snapshot of Explosion (Preliminary Test)

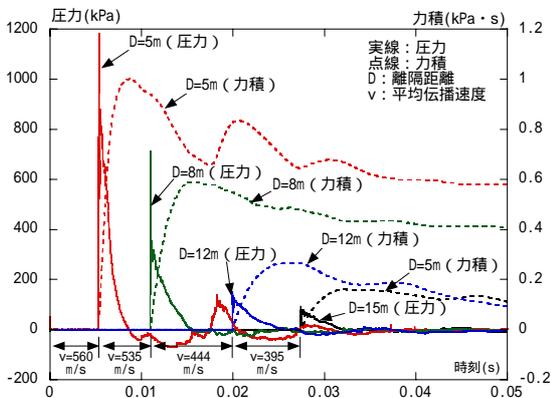


Fig. 7 壁面の受圧力と力積の時刻歴(予備実験)  
Time Histories of Pressure and Impulse on Walls  
(Preliminary Tests)

Table 5 爆風圧力値の比較  
Comparison of Pressures

	第1回 本実験	第2回 本実験	第3回 本実験
$P_s$ (kPa)	294	279	309
$P_r$ (kPa)	979	1034	684
cal $P_r$ (kPa)	1130	1054	1207
$I_s$ (Pa·s)	415	413	547
$I_r$ (Pa·s)	1059	1033	1026

$P_r, I_r$ : 壁面が受ける圧力と力積  
 $P_s, I_s$ : フリーフィールド圧力と力積  
(離隔距離=5m)

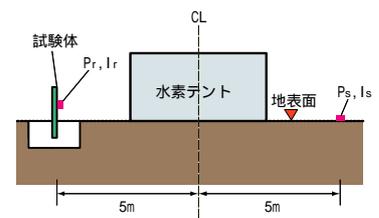


Fig.8 圧力の測定位置  
Locations of Pressure Sensor

フィールドの圧力及び力積に関しては、既往の実験データも多く、一般に最大圧力は(1)式で、力積に関しては(2)式で無次元化したものを縦軸とし、離隔距離(R)を(3)式で求める $R_0$ で割って無次元化したものを横軸としたSach's Scaling<sup>2)~5)</sup>で整理できることが知られている。

$$P_+ = \Delta P_s / P_0 \quad (1)$$

$$I_+ = I_s \times C_0 / (P_0^2 \cdot E)^{1/3} \quad (2)$$

$$R_0 = (E / P_0)^{1/3} \quad (3)$$

$E$  : 水素混合気の燃焼エネルギー (108.2 MJ)

$C_0$  : 音速(331m/s)

$P_0$  : 大気圧 (実験サイト  $P_0 = 95\text{kPa}$ )

Fig.9 と Fig.10 に実験で得られたフリーフィールドの最大圧力と最大力積を既往の実験結果<sup>2),3)</sup>及び2つの評価方法による計算値も併せて示す。図の縦軸・横軸を対数軸で示せば、圧力・力積ともに実験結果はほぼ線形に分布し、既往の実験結果と同様な傾向を示すことがわかる。また、図中の計算値は炭化水素の爆轟に対する Dorofeev の評価式によるもの<sup>4)</sup>と水素混合気の燃焼エネルギーを TNT 爆薬に換算したもの<sup>5)</sup>であるが、実験結果は両計算値の間に分布する傾向を示し、フリーフィールドの最大圧力と力積は概ね予測できることがわかる。

壁面が受ける最大圧力 ( $P_r$ ) は  $P_s$  と大気圧( $P_0$ )の関数<sup>5)</sup>とした(4)式で評価される。

$$\Delta P_r = 2\Delta P_s \left\{ \frac{7P_0 + 4\Delta P_s}{7P_0 + \Delta P_s} \right\} \quad (4)$$

Table 5 に実験の  $P_s$  を(4)式に代入して求めた  $\text{cal } P_r$  を併記する。(4)式による壁面の圧力( $\text{cal } P_r$ )は、最大圧力がやや低い第3回本実験を除いて、ほぼ実験の  $P_r$  と概ね対応している。以上のように、フリーフィールドにおける地盤面の最大圧力と力積、及び壁面の最大圧力に関しては、手計算のレベルで概ね予測可能であるが、構造物の挙動に大きな影響を与える壁面の力積( $I_r$ )の簡易な評価方法については検討が必要である。しかし、水素爆発による衝撃力の伝播特性に関しては、AUTODYN2D/3D を用いて詳細な解析を行えば、壁面が受ける圧力及び力積を含め、良好な精度で再現できることを確認している<sup>6)</sup>。

Fig.11に本実験から得られた壁面(爆発側表面)の圧力と力積の時刻歴を示す。3回の本実験で爆発の条件は全く同じであるが、爆発の特性が実験時の温度や風向き等に影響を受ける可能性がある。しかし、Fig.11に示すように3回の実験から得られた圧力と力積の時刻歴には、顕著な差異はなく、最大圧力に関しては第3回目が第1回目と2回目に比べやや低めであったが、最大力積に関しては3回の実験で同様な値が示されている(Table 5参照)。爆風圧を受

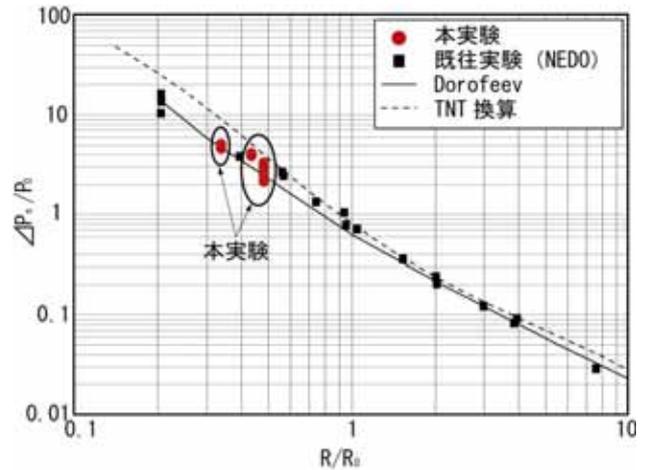


Fig.9 本実験と既往実験の圧力の比較(Free-field)  
Free Field Pressures Obtained from Main Tests

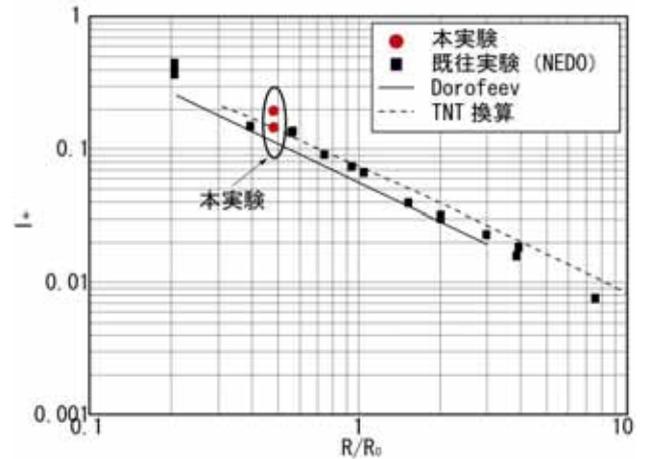


Fig.10 本実験と既往実験の力積の比較(Free-field)  
Free Field Impulses Obtained from Main Tests

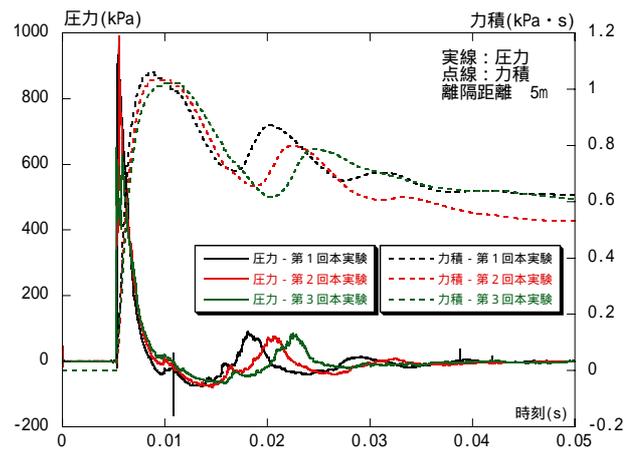


Fig.11 壁面の受圧力と力積の時刻歴(本実験)  
Time Histories of Pressure and Impulse on Walls  
(Main Tests)

ける構造物の応答は爆風圧の力積に依存するため<sup>7)</sup>、試験体の損傷及び応答を検討する上で、3回の本実験でほぼ同様の外力が作用したものと評価可能と考えられる。

3.2.2 試験体の損傷状況 Photo 4,5,6に試験体の損傷状況を各本実験毎(壁高さ=1m,1.5m,2m)にそれぞれに示し、Fig.12に実験後のひび割れ状況の例を示す。

壁厚80mmの試験体は、配筋量及び壁高さに拘わらず、すべて崩壊に至った。その崩壊状況としては、ダブル配筋の試験体は壁高さに拘わらず脚部で破断した。しかし、シングル配筋の試験体は、壁高さによって異なった崩壊モードを示し、壁高さ1mの場合は脚部の1箇所、壁高さ1.5mの場合は脚部と中腹部の2箇所、壁高さ2mの場合では脚部と中腹部2箇所の計3箇所破断した。ここで、崩壊とは水平断面においてすべての鉄筋が破断し、試験体が複数に分断され、爆風により吹き飛んだ状態を意味する。

壁厚100mm,120mmの試験体に関しては、いずれの壁高さ

においても崩壊には至らなかったが、Table 4に示すように、変形及び鉄筋ひずみに関する塑性領域の幅広いデータが得られた。コンクリートのひび割れ状況に関しては、壁高さが低くダブル配筋された比較的剛性が高い試験体(Fig.12(d))は、脚部にひび割れが生じたのみで、剛性が小さなシングル配筋のもの(Fig.12(c))や壁高さが高い試験体(Fig.12(g)(h))は、脚部のみならず中腹部にも多数のひび割れが観測された。

これらひび割れ状況及び崩壊モードが各々で異なる理由としては、壁厚が薄いほど、配筋量が少ないほど、また、壁高さが高いほど、試験体の弾性時及びひび割れ後の固有周期が長くなり、固有周期の長い試験体には、高次の振動モードによる影響が現れたものと推察される。



Photo 4 損傷状況(壁高さ1m)  
Damage of 1m-Height Walls

Photo 5 損傷状況(壁高さ1.5m)  
Damage of 1.5m-Height Walls

Photo 6 損傷状況(壁高さ2.0m)  
Damage of 2m-Height Walls

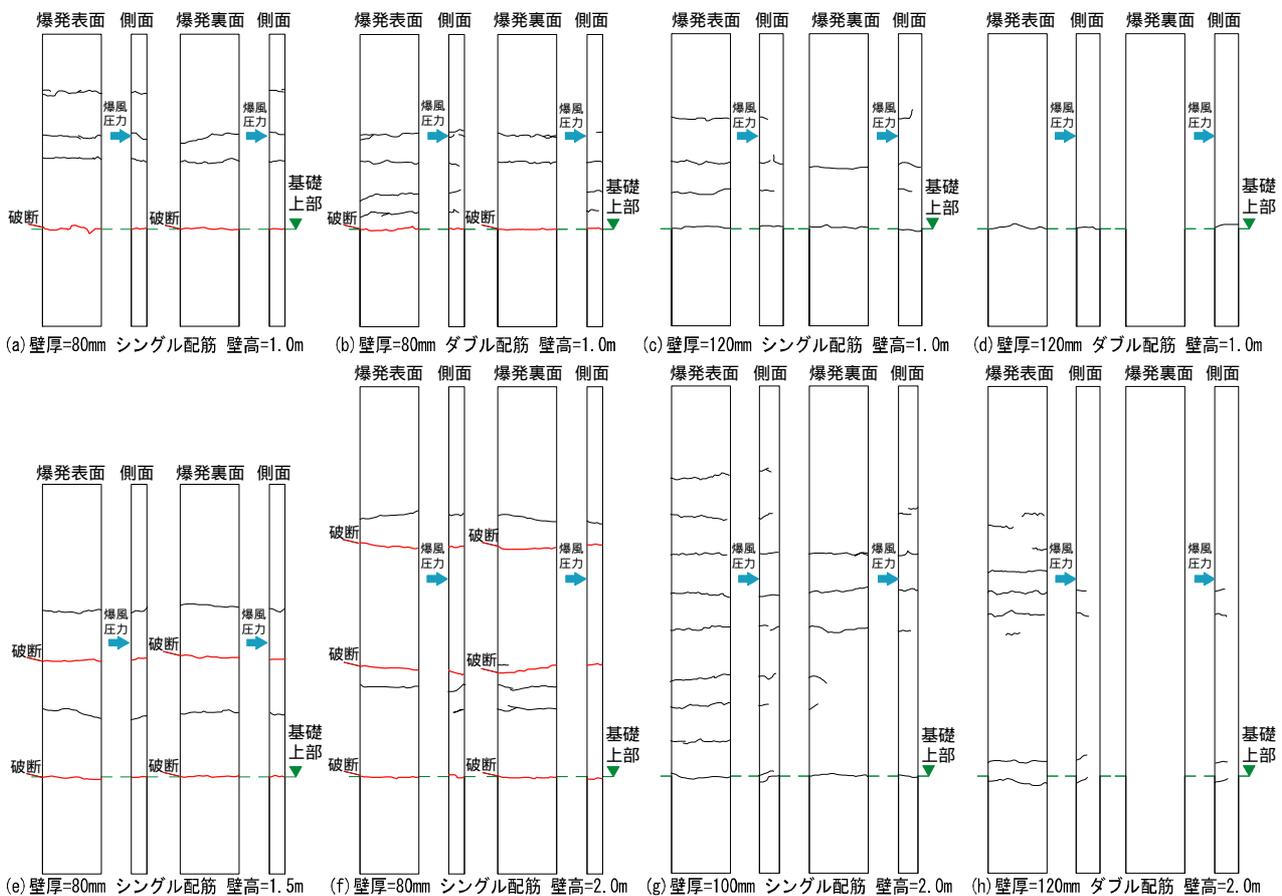


Fig. 12 コンクリートひび割れ状況  
Concrete Cracking Conditions

3.2.3 応答変位の時刻歴 Fig.13に実験から得られた壁頂部及び中腹部の水平変位の時刻歴の例を示す。試験体毎に上下2つの図を示し、上図の赤点線の枠の範囲を拡大したものを下図に示す。また、下図には壁面が受けた圧力の時刻歴も併記した。図より水平変位は、爆風圧を受けてから、かなり遅れて推移することがわかる。また、崩壊した試験体(Fig.13 a) b)では、壁高さ1mの場合では壁頂部の水平変位が50mm程度で鉄筋が破断し、壁高さ2mの場合では、鉄筋破断時は壁頂部よりも壁中腹の水平変位が大きく、中腹部の変位が30mm程度で鉄筋が破断している。すべての試験体において、爆風圧を受けた瞬間の変位の立ち上がりは、壁頂部よりも壁中腹部の変位が上回るか、または両者が同程度の変位で進展し、時間の経過に伴い壁頂部変位の進展が大きくなり、中腹部の変位を上回る傾向を示した。これ

は、爆風圧を受けた瞬間においては通常の振動モードとは異なる変形モードであることを示唆している。Fig.14に事前解析により得られた壁厚100mm、壁高1m、ダブル配筋の試験体についての変形モードの推移を示す。この事前解析において、爆風圧を受けた瞬間は、慣性力の影響を受けて、脚部に変形が集中し、壁の上部は剛体モード(以下、剛体モードと呼ぶ)を示し、時間の経過に伴い、通常の振動モードに移行することを確認している。実験においても、同様の変形モードを示したことが、これらの壁頂部と中腹部の変位の時刻歴から推察できる。

Fig.13 c)とd)の比較より、シングル配筋の場合は、ダブル配筋のものに比べ、剛性及び耐力が小さいため、変位の時刻歴における波形の周期が時間の経過に伴い長くなる傾向を示した。また、Fig.13 c)とd)の各拡大図の比較

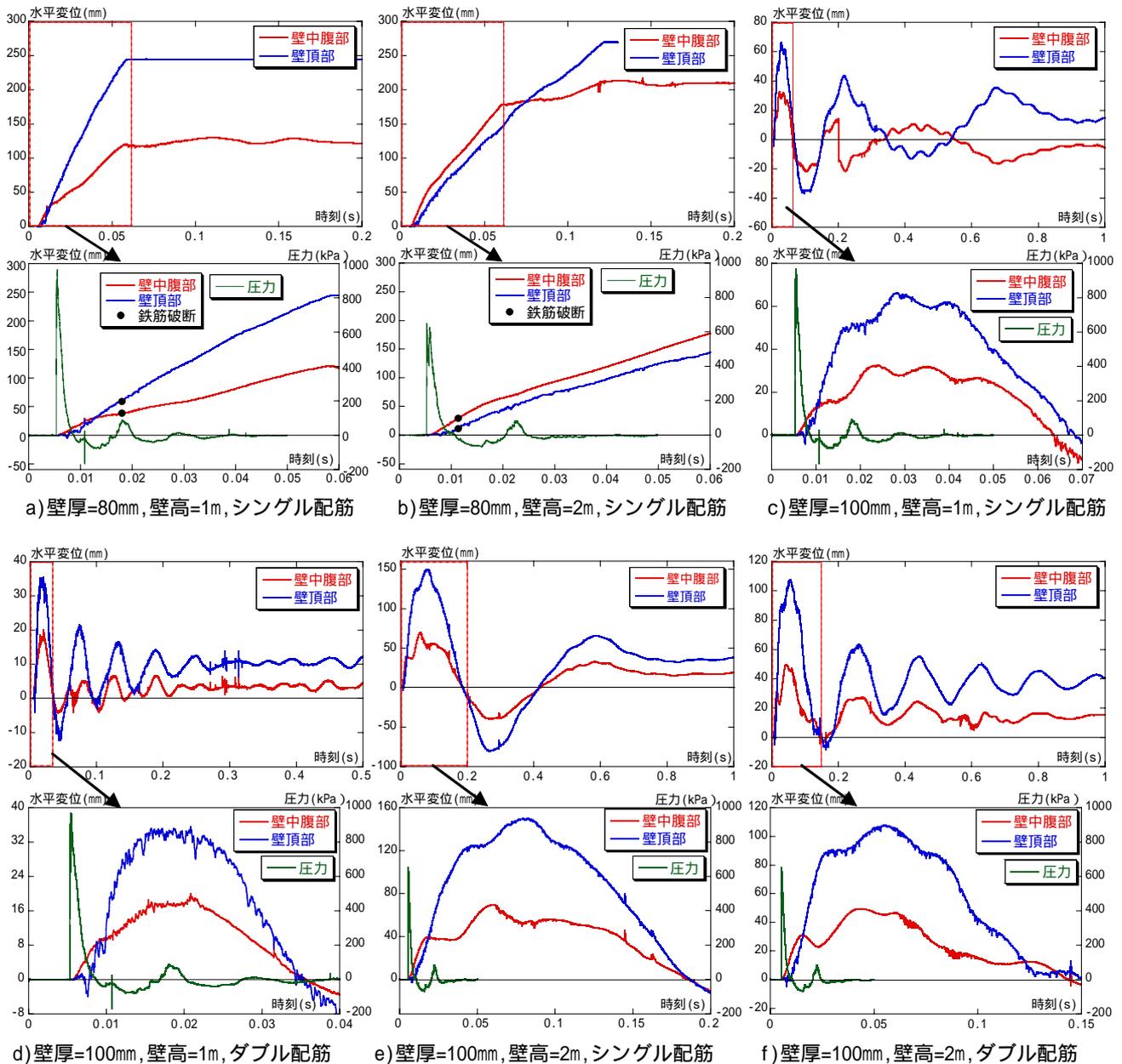


Fig. 13 水平変位の時刻歴  
Time Histories of Horizontal Displacements

より、最大振幅を示す最初の波形において、シングル配筋では、周期の短い波形が含まれており、また、壁高さ2mの場合 (Fig.13 e, f) では、シングル・ダブル配筋に拘わらず、同様な傾向が現れている。このように変位の時刻歴からも剛性が小さく、固有周期の長い試験体には、高次の振動モードの影響が見られる。

3.2.4 鉄筋ひずみの時刻歴 Fig.15にダブル配筋された試験体の壁脚部における鉄筋ひずみの時刻歴の例を示す。Fig.15 a)は予備実験で離隔距離を12mとした場合のもので、弾性状態におけるひずみの時刻歴を示している。弾性状態では、引張側の鉄筋は爆風圧を受けた時のひずみよりも、変位が爆発側に戻った時のひずみの方が大きい。これは、先に述べた剛体モードの影響によるものと推察される。壁厚100mmで高さ2mの場合 (Fig.15 b) では、最初の最大振幅の波形において、周期の短い波形が含まれており、鉄筋ひずみの時刻歴にも高次の振動モードが現れている。

以上の崩壊モード、ひび割れ状況、及び変位と鉄筋ひずみの時刻歴の考察より、水素爆風圧を受けるRC壁の非線形挙動は、各試験体を持つ固有周期に応じて、高次の振動モードによる変形状を示すことが推察できる。

#### 4. あとがき

本研究では、水素爆風圧を受けるRC壁の応答性状を把握し、その解析検証用の基礎データを得ることを目的に水素爆発実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

1) 水素爆風圧を受ける独立RC壁の応答に関して、弾性範囲から崩壊までの広範囲なデータを得ることができた。変位・鉄筋ひずみ・圧力等が精度良く測定でき、解析技術の確立に対して有益な基礎データが得られた。

2) 壁面が受ける圧力は、フリーフィールドの圧力の約2.2~3.7倍であり、また、力積に関しても同様に約1.9~2.6倍と大きな値を示した。

3) 実験結果から得られた崩壊モード、ひび割れ状況、変位と鉄筋ひずみの時刻歴の各データを総合すると、構造物の損傷には爆風圧の第一波により脚部で衝撃破壊するものと、その後、振動的な変形モードに移行して生じるものがあることがわかった。特に固有周期の長い高さ1.5m、2mの試験体では、損傷状況、及び変位や鉄筋ひずみの時刻歴データから、高次の変形モードが生じていたことがわかった。これらの変形モードは、爆風圧の時定数と構造物の固有周期によって決定するものと考えられる。

この実験により得られたデータを基に検討した解析手法及び解析結果については別の機会に報告する。

#### 謝辞

本研究は(独)新エネルギー・産業技術総合開発機構(NEDO)からの委託を受け、「水素安全利用等基盤技術開発 - 水素インフラと建築構造物の耐爆、耐震性の研究開発」の一環として実施したものである。

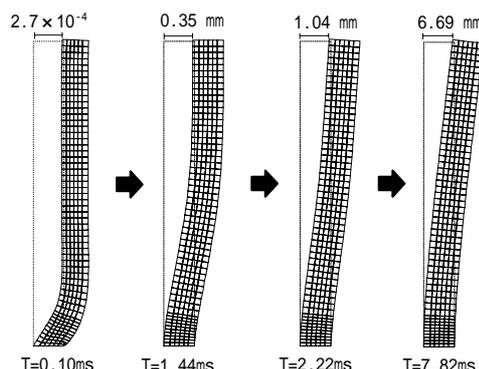


Fig. 14 事前解析による変形モード  
Deformation Mode Obtained from Pretest Analysis

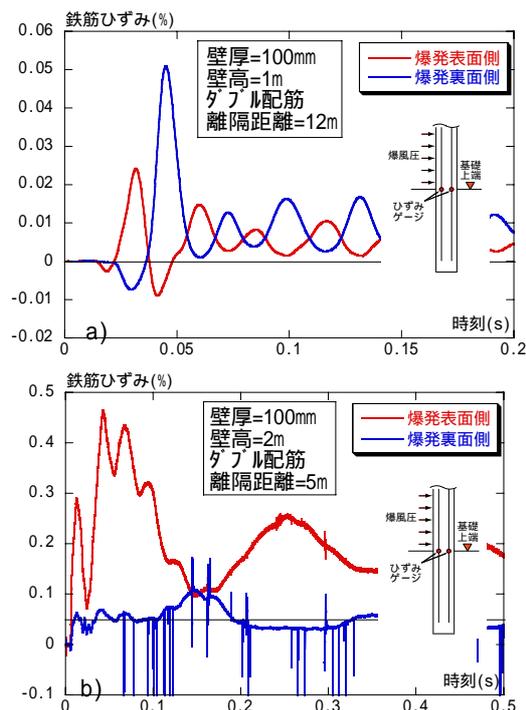


Fig. 15 壁脚部の鉄筋ひずみの時刻歴  
Time Histories of Rebar Strain at Base of Walls

#### 参考文献

- 1) 米澤健次, 長沼一洋, 諏訪好英, 小野佳之, 井元勝慶: 水素ガスの爆発事故対策に関する研究(その2), 水素爆風圧を受けるRC壁の非線形応答解析, 大林組技術研究所報, No.68, 2004年
- 2) 新エネルギー・産業技術総合開発機構: 平成13年度成果報告書NEDO-WE-NET-0102.
- 3) 新エネルギー・産業技術総合開発機構: 平成14年度成果報告書NEDO-WE-NET-0202.
- 4) S.B Drofeev, "Blast effects of confined and unconfined explosions", Proceedings of the 20<sup>th</sup> International Symposium on Shock Waves, 1995
- 5) TM5-1300, "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions," Department of Army, Navy and Air Force, Washington, D. C., 1990. (1969)
- 6) 小野佳之, 諏訪好英, 米澤健次: 水素爆発時のRC壁の挙動に関する数値シミュレーション, 日本風工学会誌, 第30巻第2号, pp239-240, 2005.4
- 7) 武藤 清: 構造物の強度と変形(耐震設計シリーズ)