

PCCV の 1/30 縮尺模型による動のおよび静的加力実験

加	藤	宗	明*
田	村	誠	也**
渡	部	征	男***
武	田	寿	一†
山	口	恒	雄††

1. はじめに

プレストレストコンクリート格納容器（以下 PCCV と略す）は、冷却材配管破断のような最も重大な事故（冷却材喪失事故、以下 LOCA と略す）を想定し、その事故の発生に伴って放出される放射性物質の拡散を防ぐため、耐圧・耐漏洩性が求められるとともに、放射線に対する遮蔽機能も保持するように要求される重要な構造物であり、また、高度の安全性も要求される。

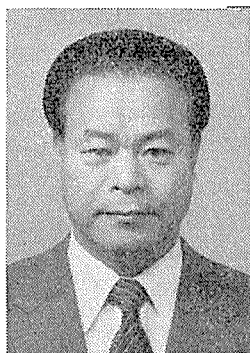
その主要設計荷重としては、LOCA 時の圧力（最高使用圧力）、温度荷重に加え、地震荷重（設計用最強地震 S_1 による地震荷重と設計用限界地震 S_2 による地震荷重）などがあげられる。

PCCV の内圧に対する挙動と耐力に関する実験的研究は、我が国においても昭和 40 年代初期には行われ、実機の 1/5 模型を用いた破壊実験¹⁾により、PCCV 構造体の弾性域から破壊に至るまでの挙動、破壊モード、耐力が実験的に解明されている。近年では、内圧と温度を同時に負荷した実験²⁾も実施され、このような荷重条件下での構造体の耐力安全性も確認されている。加えて外国においては、実機 PCCV の構造性能確認試験（以下 SIT と略す）も既に数十基実施され、実機構造体による試験で、PCCV の内圧に対する信頼性は十分に実証されてき

たと言える。

これに対し、PCCV の地震力に対する挙動と耐力に関する実験的研究は、昭和 50 年頃から計画立案され、実施されるようになった^{3)~6)}。これらの研究は、PCCV だけでなく鉄筋コンクリート格納容器（以下 RCCV と略す）を含むコンクリート製格納容器（以下 CCV と略す）全体を対象としたものであるが、これらの一連の研究により、PCCV の地震時水平力に対する弾性から破壊に至るまでの挙動と耐力も明らかになり始め、特に、PCCV のせん断耐力に係わる因子もパラメトリックな実験⁷⁾で把握され始めた。

しかし、敦賀発電所 2 号機の PCCV は、我が国最初の PCCV となるため、米国 Bechtel 社の技術も導入し、建設されることになった。また、PCCV の設計地震荷重に対する安全余裕についても、実機構造体を模擬する縮尺模型試験体を用い、実験的に確認することとした。そして、日本原子力発電（株）は、関西電力（株）と共同で、実験計画を立案し、PCCV の地震時構造耐力実験⁷⁾を実施した。この実験は、実機 PCCV のテンドン配置、テンドン定着用パットレス、開口まで模擬した 1/8 縮尺の大型模型による静的水平加力実験と実機 PCCV を巨視的に模擬した 1/30 縮尺の小型模型による静的水平加力実験と振動実験の 3 種類の実験から成り、動的荷



* Muneaki
KATOH
日本原子力発電
（株）建設部



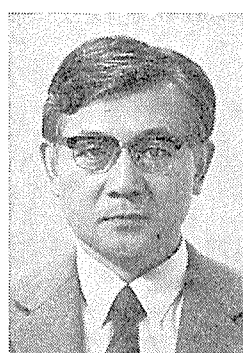
** Seiya
TAMURA
日本原子力発電
（株）敦賀建設所



*** Yukio
WATANABE
日本原子力発電
（株）高速炉建設部



† Toshikazu
TAKEDA
（株）大林組
技術研究所



†† Tsuneo
YAMAGUCHI
（株）大林組
技術研究所

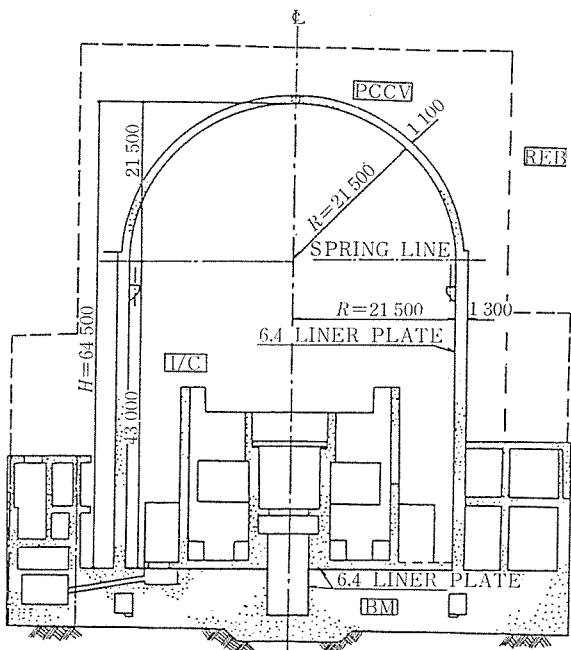
重と静的荷重との荷重差による構造体の応答性状の差、また、縮尺の差とバットレス、開口などの形状の差が構造体の挙動と耐力に及ぼす影響について解析的な検討を加えながら評価するとともに、PCCV の信頼性を多角的に検討し、その設計地震荷重に対する構造健全性と耐力安全性を確認することを目的としたものである。

本報告は、既に報告された前記実験⁷⁾のうち、日本原子力発電(株)が実施した1/30縮尺模型による静的水平加力実験と振動実験を採り上げ、その概要を再構成してまとめたものである。

2. 実験研究の概要

2.1 実機 PCCV と試験体

敦賀2号機の PCCV の概要を図-1 に示す。また、高震度地域向けに計画された PCCV をプロトタイプ PCCV として、その概要を図-2 に示す。これらの図に見られるように、形状は両者とも半球ドーム3バットレス型のものであり、形状寸法も、円筒部壁厚を除き、ほぼ同じである。また、テンドン配置は、図-3 に示すように、両者とも、直交2方向配置の逆U形テンドンと円周上等間隔で3か所に設けられたバットレスに定着される240°締めめのフープテンドンとの併用方式である。さらに、両者の主要設計荷重条件の比較を表-1 に示す。両者の設計荷重条件には多少の差が認められるが、本質的な差ではないと言える。



PCCV：プレストレストコンクリート格納容器
I/C：内部コンクリート構造物
REB：原子炉外周建屋
BM：ベースマット

図-1 敦賀2号機 PCCV

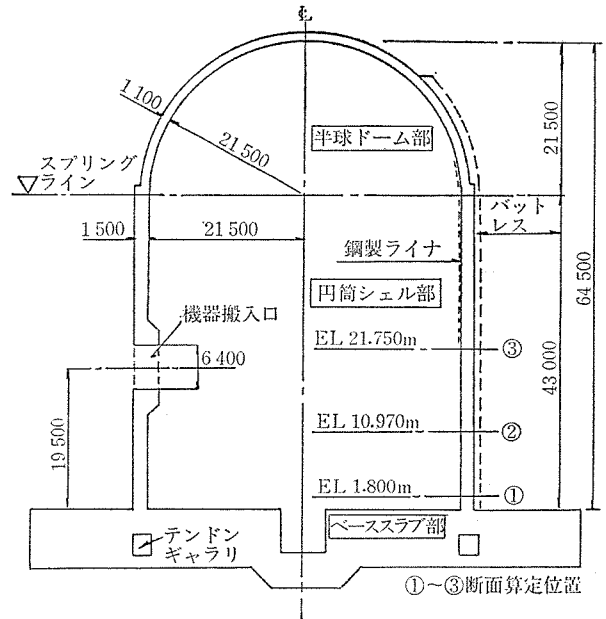


図-2 プロトタイプ PCCV の概要

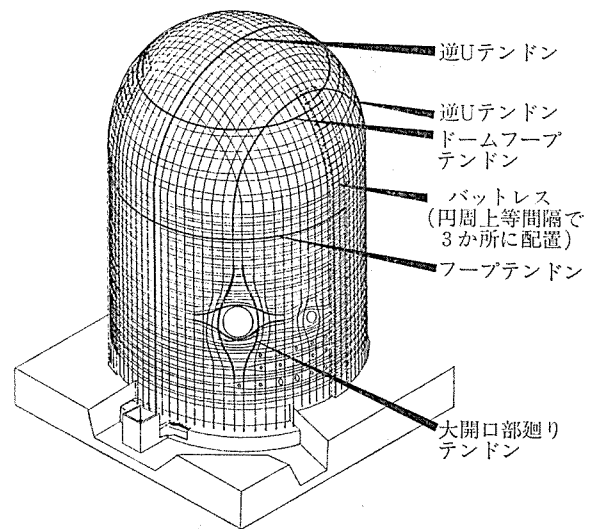


図-3 テンドン配置

表-1 プロトタイプ PCCV と敦賀2号機 PCCV の主要設計荷重条件

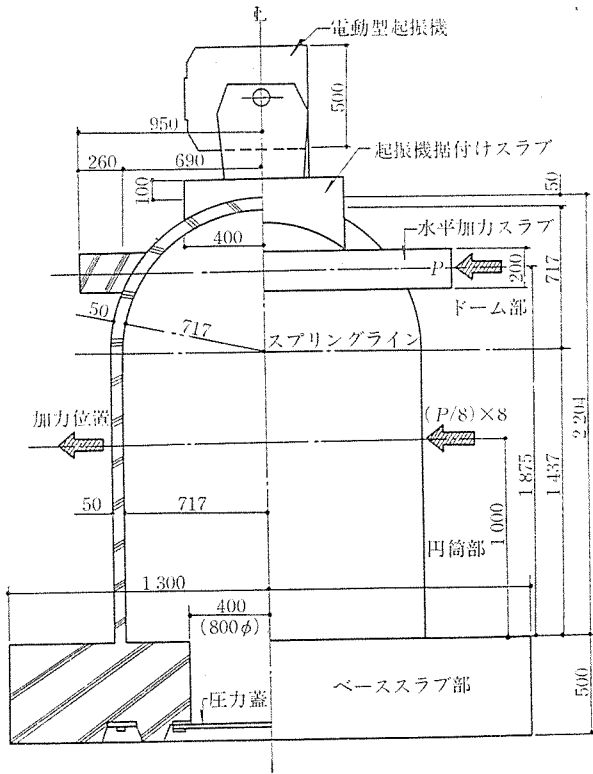
項目	設計条件	設計条件	
		敦賀2号 PCCV	プロトタイプ PCCV
プレストレス ^{*1}	経線方向	52.3 kg/cm ² (1.63) ^{*3}	49.7 kg/cm ² (1.71) ^{*3}
	円周方向	84.6 kg/cm ² (1.28) ^{*3}	74.3 kg/cm ² (1.24) ^{*3}
設計内圧	LOCA時	4.0 kg/cm ²	4.2 kg/cm ²
設計地震作用時面内せん断応力度 ^{*2}	S ₁ 地震時	22.7 kg/cm ² (4.07) ^{*4}	23.6 kg/cm ² (3.81) ^{*4}
	S ₂ 地震時	24.1 kg/cm ² (4.04) ^{*4}	32.8 kg/cm ² (3.79) ^{*4}

*1 円筒部中腹位置

*2 円筒脚部平均せん断応力度

*3 設計内圧による膜応力度に対する比

*4 転倒モーメントによる緑応力度 σ_f と平均せん断応力度 τ の比 (σ_f/τ)



図—4 試験体形状寸法（静的水平加力試験体）

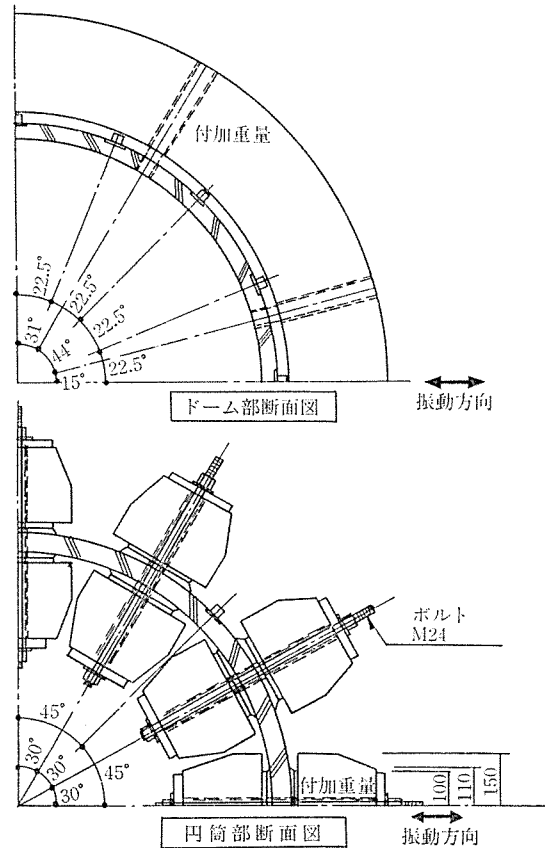
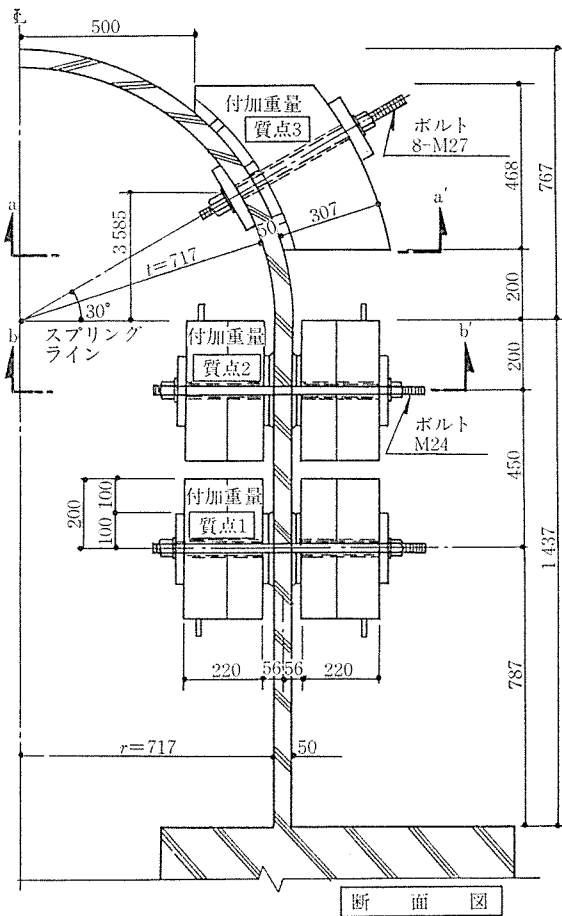
これから、試験体は、プロトタイプ PCCV を模擬し、その形状寸法の 1/30 縮尺とし、バットレス、開口を無視し、単純化してモデル化した。なお、試験体は、静的水平加力試験体と振動試験体の 2 体から成る。図—4、5 に示すように、振動試験体では模型則から付加質量を取り付ける関係で、両者の自重による荷重条件に差が生ずる。このため、自重による鉛直方向応力の差は、導入プレストレスの量で考慮することにした。

表—2 に、プロトタイプ PCCV と試験体の各種荷重に対する代表点の応力の比較を示す。ここで、応力評価点①は円筒脚部、②と③は、それぞれ円筒部の 1/4、1/2 の高さ位置である。また、表—3 に、緊張力とプレストレスの比較を示す。

なお、試験体のプレストレスは、直交 2 方向で断面内に配置された 6.2φ の逆 U 形テンドンと 2.9φ のワイヤ（一定張力で緊張したワイヤを試験体外表面に巻き付ける方法を採用）を用いて導入した。図—6、7 に、テンドン配置と配筋図の概要を示し、表—4、5 に、試験体を使用したコンクリートと鋼材の力学的特性を示す。

2.2 実験項目

(1) 静的水平加力実験



図—5 鉋りの形状および取付け位置（振動試験体）

表—2 プロトタイプ PCCV と試験体の各種荷重に対する代表点の応力

		プロトタイプ $t=1500$			1/30 静的 $t=50$			1/30 動的 $t=50$			備 考		
		③	②	①	③	②	①	③	②	①			
単 独 方 向	線 方 向	自重 D	-9.3	-12.2	-15.0	—	—	—	-9.4	-9.4	-9.4	単位: kg/cm ² t : シェル厚 * 所要プレストレス, シリンド中央でプロトタイプに合致す。	
		プレストレス F	-49.7	-49.0	-48.3	-59.0	-59.0	-59.0	-49.6*	-49.6	-49.6		
		内 圧 P	31.5	30.8	31.1	28.7	28.7	28.7					
	荷 重 方 向	最強地震 S_1	N_{max}	42.5	66.4	89.8	44.0	65.4	91.8				
			Q_{max}	37.6	44.3	47.4	47.4	47.4	47.4		同 左		
		限界地震 S_2	N_{max}	58.9	92.1	124.3	61.0	89.2	127.0				
			Q_{max}	52.1	61.5	65.8	65.6	65.6	65.6				
荷 重 方 向	円 周 方 向	自重 D	—	—	-3.3	—	—	—	—	—	—		
		プレストレス F	-74.4	-72.3	-18.4	-74.3	-74.3	-18.5	-74.3	-74.3	-18.5		
		内 圧 P	63.4	62.4	11.6	59.5	59.5	10.9					
	荷 重 方 向	最強地震 S_1	N_{max}	—	—	15.0	—	—	—				
			Q_{max}	37.6	44.3	47.4	47.4	47.4	47.4		同 左		
		限界地震 S_2	N_{max}	—	—	20.7	—	—	—				
			Q_{max}	52.1	61.5	65.6	65.6	65.6	65.6				
組 合 せ 荷 重	(i) S_1+LOCA	$D+F+P+S_1$			同 左			同 左					
	(ii) S_2	$D+F+S_2$			同 左			同 左					

表—3 緊張力とプレストレスの比較

● 経線方向応力度 N_e

	プロトタイプ	1/30 モデル	
		静的水平加力モデル	振 動 モデル
コンクリート自重 σ_D	9.3 kg/cm ²	—	9.4
プレストレッシング直後のプレストレス σ_{Fi}	56.1 kg/cm ²	61.5 kg/cm ²	51.7
$\sigma_D + \sigma_{Fi}$	65.4 kg/cm ²	61.5 kg/cm ²	61.1
設計時または実験時プレストレス σ_{Fe}	49.7 kg/cm ²	59.0 kg/cm ²	49.6
プレストレス有効率 (σ_{Fe}/σ_{Fi})	0.88	0.96	0.96
$\sigma_D + \sigma_{Fe}$	59.0 kg/cm ²	59.0 kg/cm ²	59.0

● 実際のテンドン緊張力
逆Uテンドン (静的水平加力モデル: 振動モデルの場合は下記の値の 0.84 倍)

	各種ロス	テンドン張力
実験時の有効張力	すべてのロス完了	$N=59.0 \times 5 \times 9.7 \times 10^{-2} = 2.87 \text{ t/本}$
プレストレッシング直後	セットおよび弾性変形完了	$N=61.5 \times 5 \times 9.7 \times 10^{-2} = 2.98 \text{ t/本}$
緊張時定着端引張力	弾性変形 1.5% セット 0.31 t/テンドン	$N=0.31 + 1.015 \times 2.98 = 3.33 \text{ t/本}$

● フープテンドン (静的水平加力モデル: 振動モデルの場合も同じ)

	緊張時のワイヤ張力	実験時の有効張力
フープテンドン	2.72 t/3 本	2.53 t/3 本 (74.3 kg/cm ² に対応)

表—4 コンクリートの力学的特性

	圧縮強度 (kg/cm ²)	割裂強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁵ kg/cm ²)	圧縮強度時ひずみ度 (%)
水平加力スラブ	310			
ドーム頂部	528	32.5		
ドーム下部円筒	500	30.0	2.63	0.32
ベーススラブ	414	25.0		

静的水平加力実験は、プレストレス導入実験、内圧実験、水平加力実験、起振機実験から成り、プレストレス導入時の挙動、設計圧力 ($P=4.2 \text{ kg/cm}^2$) の 1.15 倍の圧力に対する挙動、水平力に対する弾性から破壊に至るまでの挙動と破壊モード、耐力、そして各種荷重負荷後の振動性状等々を求めた。

(2) 振動実験

振動実験は、模擬地震波実験と正弦波実験とから成り、前者では、敦賀 2 号機の設計用地震波を模擬した波を振動台に入力し、弾性応答範囲から非弾性応答範囲にわたる振動性状を求め、後者では、エンベロップ正弦波などを用いた加振で、動的な荷重による構造体の破壊性状、耐力等を求めた。

2.3 静的水平加力実験の内容

(1) プレストレス導入実験

プレストレスの導入は、コンクリートにひび割れが発生しないように、逆Uテンドンの緊張、ワイヤワインディングの順で行った。

表-5 鋼材の力学的特性

	公称断面積 (cm ²)	降伏荷重 (t)	降伏応力度 (kg/cm ²)	引張荷重 (t)	引張応力度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁶ kg/cm ²)	伸び率 (%)	用途
D6	0.32	1.07	3 360**	1.62	5 060	1.80	28.0	ドーム, 円筒部補強
D13	1.27	4.40	3 460	6.38	5 020		16.1	ベーススラブ補強
D16	1.99	8.13	4 090	12.1	6 070		22.5	ベーススラブ補強
2.9φ	0.0665	1.30	19 500**	1.38	20 800	2.06	6.0	円周方向プレストレス
6.2φ*	0.231	3.66	15 800**	4.11	17 800	1.97	6.9	縦方向プレストレス

* シース外径 9.2φ

** 残留ひずみ度 0.2% に対する応力度

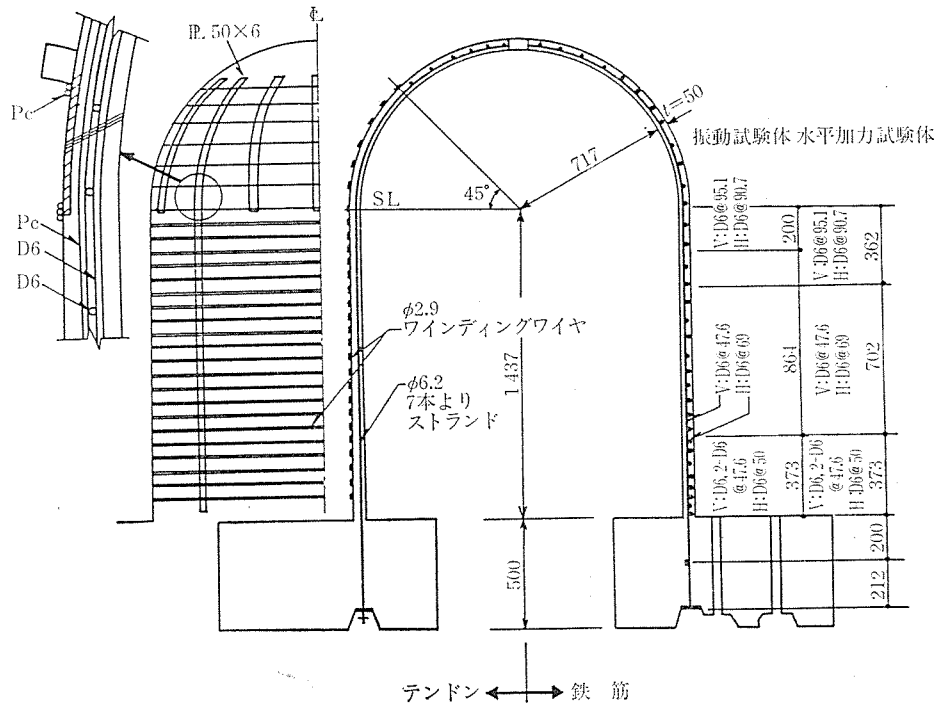


図-6 テンドン配置および配筋図

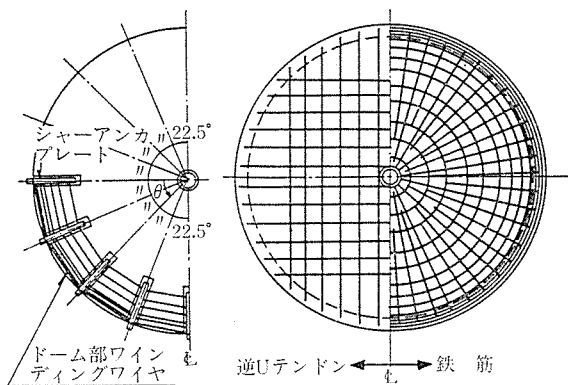


図-7 ドーム部のテンドン配置および配筋図

逆Uテンドンの緊張力の導入は、2 (振動モデル)~3 (水平加力モデル) 段階に分け、全テンドンの定着完了後所定の導入力がそれぞれのテンドンに導入されるように行った。

ワイヤ巻付け作業は、試験体をターンテーブル上に設置し、ターンテーブルを回転させながら、一定張力で緊

張したワイヤをドーム部から円筒脚部に向かって順次巻き付ける方法で行った。

(2) 内圧実験

内圧の加圧には水を用い、水頭圧 (円筒中腹位置で 0.14 kg/cm²) を考慮し、円筒中腹位置で所定の圧力になるように加圧した。なお、圧力は、ひずみゲージ型圧力計を用いて検出した。

(3) 水平加力実験

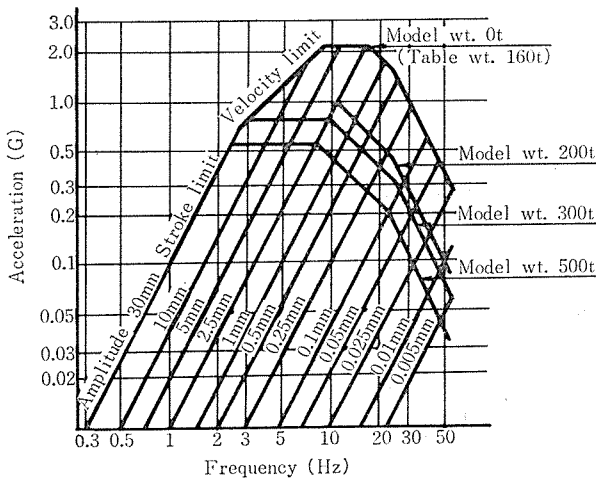
設計用モーメント分布、せん断力分布を考慮し、高さ方向に2段の加力位置を設け、油圧ジャッキにより、水平力を正負繰返し加力した。なお、円筒部加力位置では、加力スラブによる変形拘束をさげ、円周上8等分点に加力点を設け、それぞれの加力点に圧縮加力用と引張加力用の油圧ジャッキを設置し、ドーム部の4台の油圧ジャッキと合わせ、計20台で加力した。また、これらの油圧ジャッキを加力方向中心線に対し左右2系統の油圧系統に分け、試験体の捩れ変形を調節できるようにし

表—6 加力プログラム

試験項目	内容	目標値	繰返し回数	起振機実験
内圧実験		$p_i = 4.83 \text{ kg/cm}^2$ *1	半サイクル	• D ₁
水平加力実験	弾性範囲		半サイクル	• D ₂
	S ₂ 荷重 (GT 2)	$Q = 56.2 \text{ t}$ ($\tau = 24.1 \text{ kg/cm}^2$)	2 サイクル	水平加力スラブ打設
	S ₂ 荷重 (プロトタイプ) I	$Q = 76.5 \text{ t}$ ($\tau = 32.8 \text{ kg/cm}^2$)	2 サイクル	
	上記荷重時の半分の変形		1 サイクル	• D ₃
水平加力+内圧実験	$p_i = 4.20 \text{ kg/cm}^2 + S_1$ 荷重 (プロトタイプ)	$Q = 55.1 \text{ t}$ ($\tau = 23.6 \text{ kg/cm}^2$)	2 サイクル	• D ₄
	上記荷重時の半分の変形		1 サイクル	
水平加力実験	S ₂ 荷重 (プロトタイプ)	$Q = 76.5 \text{ t}$ ($\tau = 32.8 \text{ kg/cm}^2$)	2 サイクル	• D ₅
	$R = \frac{4}{1000}$ *2	$\delta = 7.50 \text{ mm}$	2 サイクル	
	$R = \frac{2}{1000}$ *2	$\delta = 3.75 \text{ mm}$	1 サイクル	• D ₆ • D ₇
	$R = \frac{8}{1000}$ *2	$\delta = 15.0 \text{ mm}$	1 サイクル	

*1 $4.2 \times 1.15 \text{ kg/cm}^2$

*2 $R = \frac{\delta}{1875}$ (δ : 水平加力スラブの水平変位)



図—8 振動台限界性能図

た。なお、ドーム部水平加力スラブは、内圧実験終了後、取り付けたものである。

(4) 起振機実験

図—4 に示すように、ドーム頂部に電動型起振機を設置し、微小定常加振入力での共振実験を行った。

以上のうち、(2)~(4) の加力プログラムを表—6 に示す。

2.4 振動実験の内容

使用した振動台は、科学技術庁国立防災科学技術センター耐震実験室にある電気油圧式大型振動台で、図—8 にその限界性能、表—7 に仕様概要を示す。入力は、変位波形の入力信号によって制御した。

振動実験は、表—8 の入力プログラムに示されるように、入力波の種類および大きさを変えて、RUN-1~11 に 1' を加えた計 12 回行った。写真—1 に振動実験状

表—7 振動台仕様概要

加振台	15 m×15 m, 重量 160 t, 格子組箱形溶接構造
加振方式	水平垂直切換式
駆動方式	電気油圧式
加振機出力	360 t (90 t×4 台水平, 垂直 2 組)
最大搭載重量	500 t (水平), 200 t (垂直)
最大振幅	±30 mm
最大速度	37 cm/sec
最大加速度	0.55G (水平 500 t 搭載), 1.0G (垂直 200 t 搭載)
周波数範囲	0.1 Hz~50 Hz
加振波形	正弦波 (三角波, 矩形波), 不規則波, 任意波 (地震波)

表—8 入力プログラム

RUN 名称	入力波	応答目標値	入力目標加速度 (設定値) (gal)	振動台記録加速度 (gal)	その他
1	S _{1/3}	弾性応答	300	249	
1'	S _{2/3}	弾性応答	200	200	
2	S ₁	$\tau = 22.7 (\text{kg/cm}^2)$ *2	1600	2120	
3	S ₂	$\tau = 24.1 (\text{kg/cm}^2)$	1200	1305	見学会 映画撮影
4	ES ₁₄	$R = 2/1000$ *3	1500	2150	
5	S _{2/3}	小変形	400	407	
6	S _{2/2}	小変形	500	516	
7	S ₂	$\tau = 32.8 (\text{kg/cm}^2)$	2000	2080	
8	ES ₁₄	破壊	2000	2280	
9	S ₁		2000	1980	公開実験 映画撮影
10	ES ₁₀	破壊	2000	3420	
11	SS ₁₀	破壊	2000	2850	

*1 S₁: NS-1100 S_{1L}

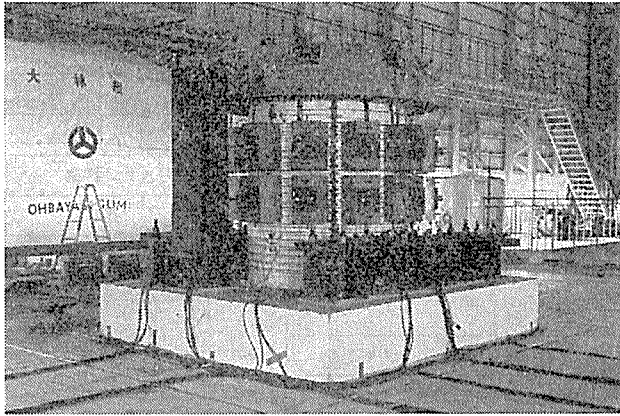
S₂: NS-1100 S_{2L}

ES: エンベロップ正弦 10 波 $f_0 = 14 \text{ Hz}$ または 10 Hz

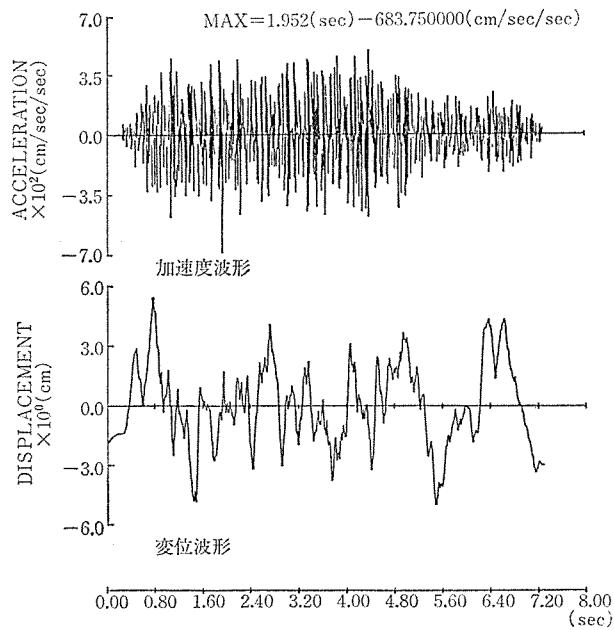
SS: 定常正弦波 10 Hz

*2 τ : 脚部での平均せん断応力度 (応答最大値)

*3 R: 部材角 = (質点 3 の応答最大変位) / (全高)



写真—1 振動実験状況



図—9 模擬地震波 (S_1) の加速度波形と変位波形

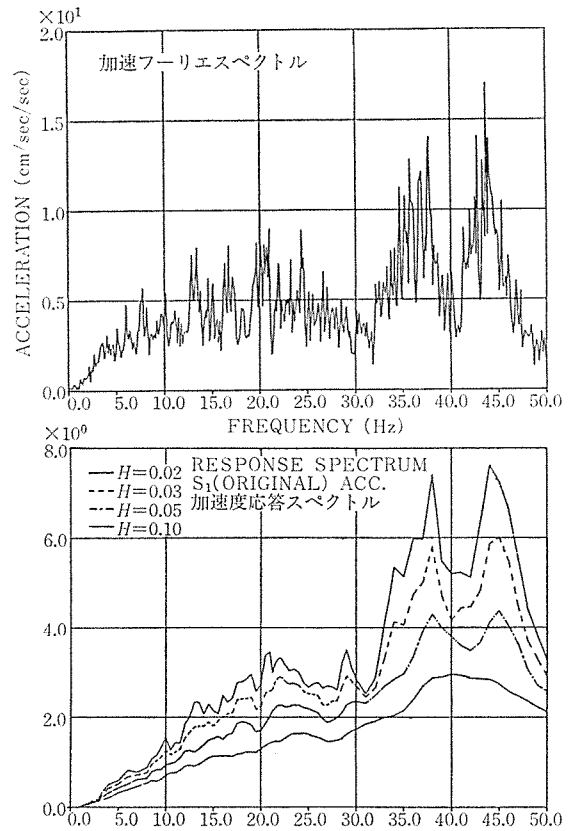
況を示す。

入力波を大別すると、(i) 設計用地震波 S_1 および S_2 の時間軸を試験体の模型則に合わせて $1/\sqrt{30}$ 倍に縮め、さらに振動台の特性を考慮して修正を施した模擬地震波 (S_1 および S_2)、(ii) 一定振動数で振幅が徐々に大きくなり、最大振幅の 10 波目以後は入力为零となるエンベロップ正弦波、(iii) 定常正弦波、の 3 種類である。

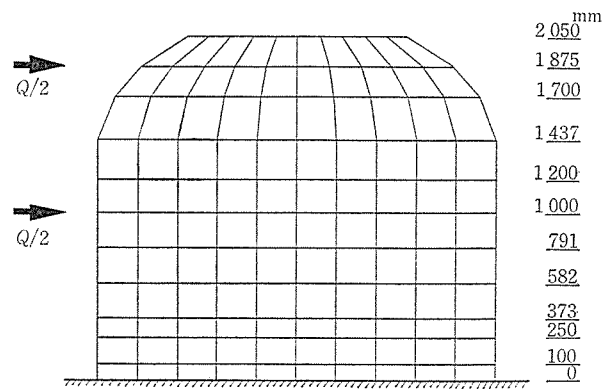
なお、図—9、10 に、入力用に意図した設計用模擬地震波 S_1 (時間軸を縮めたもの) と振動台で再現された波形 (S_1 , RUN-1) の加速度フーリエスペクトルを比較して示す。これらの図は、振動台の特性と試験体の固有振動数との関係で、その周波数領域における分布が異なり、入力信号の再現性が変化することを示している。また、 S_2 波形についても、同様の傾向があると言える。

3. 解析方法

こゝでは、静的水平加力実験および振動実験で得られ



図—10 模擬地震波 (S_1) の加速度フーリエスペクトルと加速度応答スペクトル



図—11 FEM 解析モデル (半周展開図)

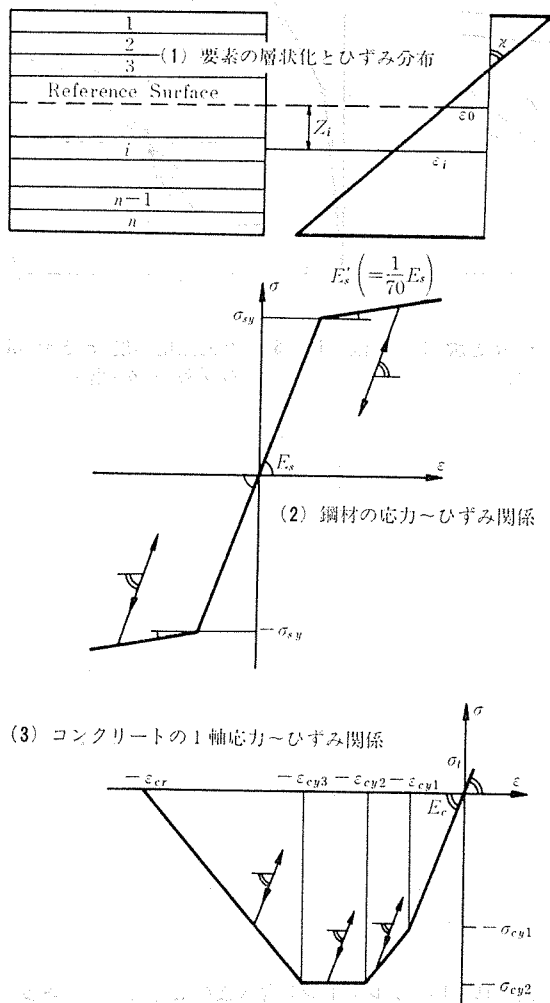
た結果の検討に利用した FEM 非線形解析手法および動的な非線形解析手法の概要について述べる。

3.1 FEM 非線形解析

図—11 に解析モデルの概要を示す。この解析モデルでは、コンクリートを積層四辺形板要素でモデル化し、テンドン、鉄筋などの鋼材は、線材と等価な剛性を持つ異方性膜要素でモデル化し、配筋位置に対応する位置に設置している。

積層四辺形板要素は、図—12 に示すように、厚さ方向に層状に分割したものである。また、この要素の面外曲げによる応力は、平面保持の仮定を用いて近似的に求

め、そして、各々の層に生ずる応力は平面応力状態にあるものとし、対象とする層の破壊の判定および剛性評価を行っている。一方、鋼材の応力～ひずみ関係は、図—

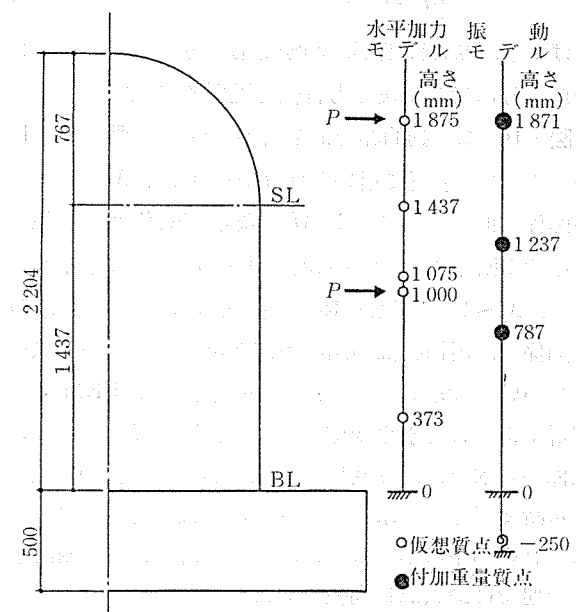


図—12 解析上の仮定条件

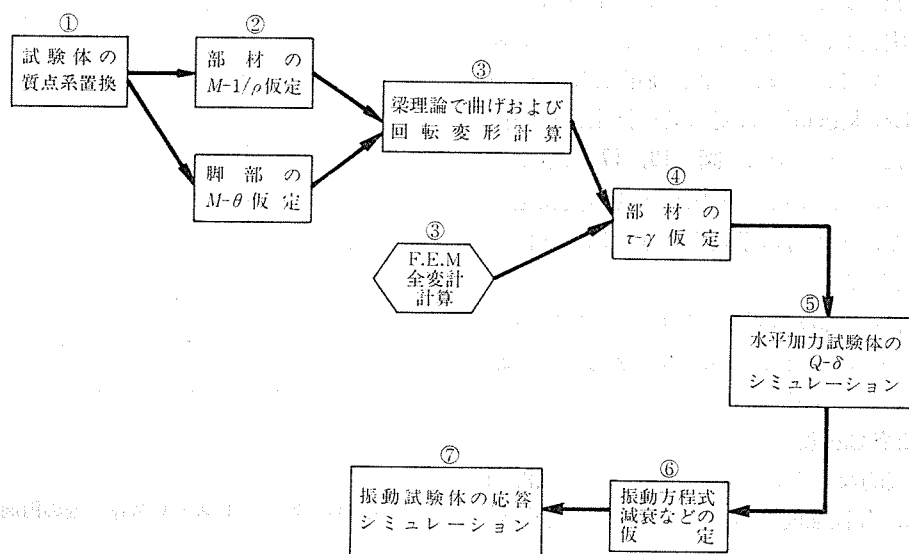
12 (2) に示すように、バイリニアで表わし、コンクリートの応力～ひずみ関係は、図—12 (3) に示すような1軸の応力～ひずみ関係で表わし、それを塑性増分理論に従い、相当応力と相当塑性ひずみの概念を用いて、2軸圧縮塑性応力状態に適用した。ひび割れは、引張主応力で判定し、ひび割れ後の剛性は、ひび割れ方向にのみ剛性を有する直交異方性体として評価した。また、コンクリートの破壊条件は、H. Kupfer⁸⁾ 等の実験値を近似する式を用いて判定した。

3.2 動的非線形解析

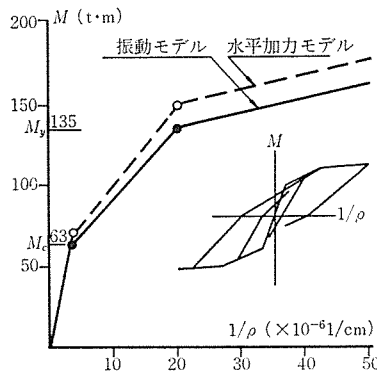
試験体を、図—13 に示すように、多質点系に置換し、動的な非線形解析を行った。この手法では、部材の変形を



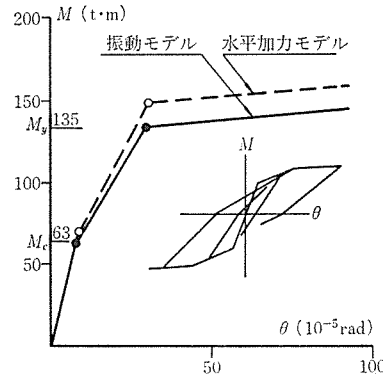
図—13 質点系モデル



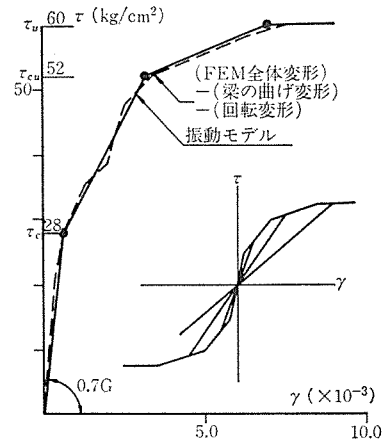
図—14 動的非線形解析の流れ図



図—15 (1) 曲げモーメント M と曲率 $1/\rho$ の関係



図—15 (2) 曲げモーメント M と脚部回転角 θ の関係



図—15 (3) せん断応力度 τ とせん断ひずみ γ の関係

曲げ変形, せん断変形, 回転変形に分離し, それぞれの変形成分に対して復元力特性を近似的に設定した。

図—14 に, 動的非線形解析の流れ図, 図—15 (1)~(3) に, この解析で用いた曲げモーメント M と曲率 $1/\rho$ の関係, 曲げモーメント M と脚部回転角 θ の関係, およびせん断応力 τ とせん断ひずみ γ の関係を示す。ここで, $M \sim 1/\rho$ 関係は RC 塑性理論⁹⁾により求め, $M \sim \theta$ 関係は, 円筒脚部の鉛直方向変位についての実験結果に基づいて設定した。また, $\tau \sim \gamma$ 関係は, FEM 非線形解析で得られた水平変位から, 上記の $M \sim 1/\rho$, $M \sim \theta$ 関係から求めた曲げ変形, 回転変形を差し引いた残りをせん断変形として求めた。さらに, 復元力ループは, それぞれの図中に示すように, $\tau \sim \gamma$ 関係では原点指向型, その他では最大点指向型とした。

4. 静的水平加力実験結果

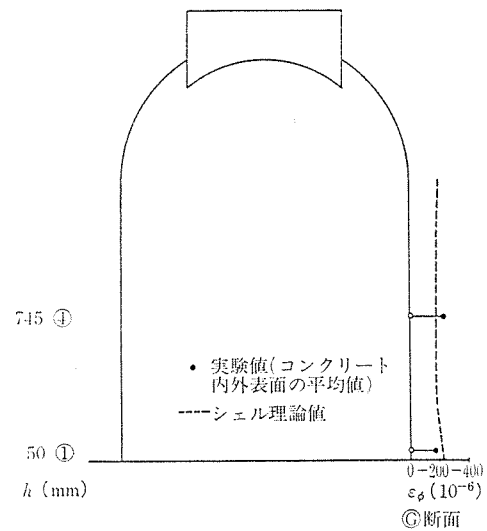
静的水平加力実験を実施する前に, プレストレス導入実験, 内圧実験を実施し, 構造体に予期どおりのプレストレスが導入されているか, また, 最高使用圧力の 1.15 倍^{注)}の圧力 ($p=4.83 \text{ kg/cm}^2$) に対し構造健全性を保持できるかを検討した。その結果, 図—16, 17 に示すように, プレストレス導入時および内圧加圧時の実験値は計算値と良く一致し, その時の挙動も基本的には弾性挙動であることが確認された。

以下では, 構造体の設計地震荷重に対する耐力安全性の確認という観点から, 主として静的水平加力実験の結果について述べることにする。

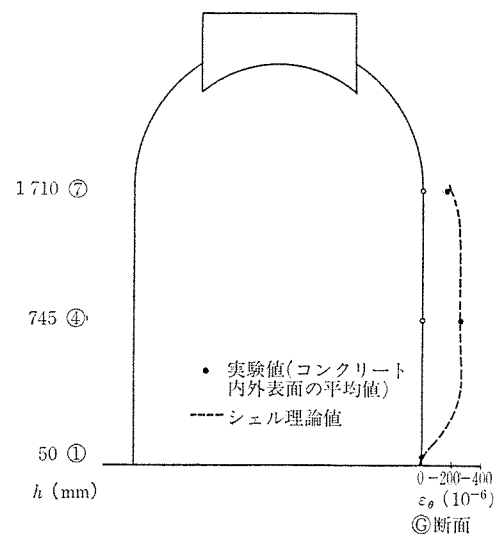
4.1 破壊経過と各種強度

図—18 に, 代表的な荷重時におけるひび割れ状況図を示し, 表—9 に, 各種強度についての実験値と計算値との比較を示す。

図に見られるように, S_1 荷重時 ($\tau=23.6 \text{ kg/cm}^2$, 敦

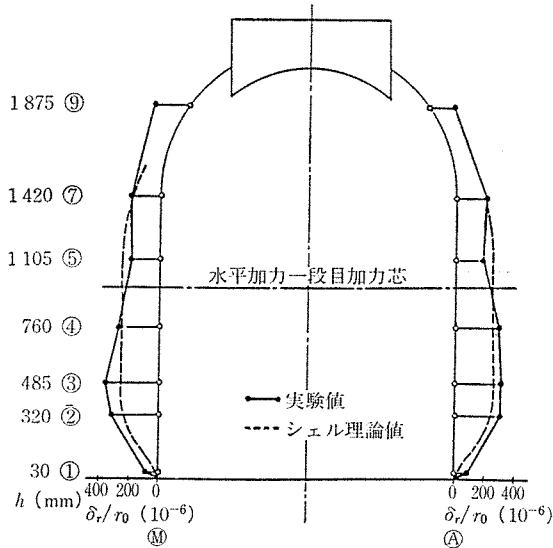


図—16 (1) プレストレス導入後の経線方向ひずみ度

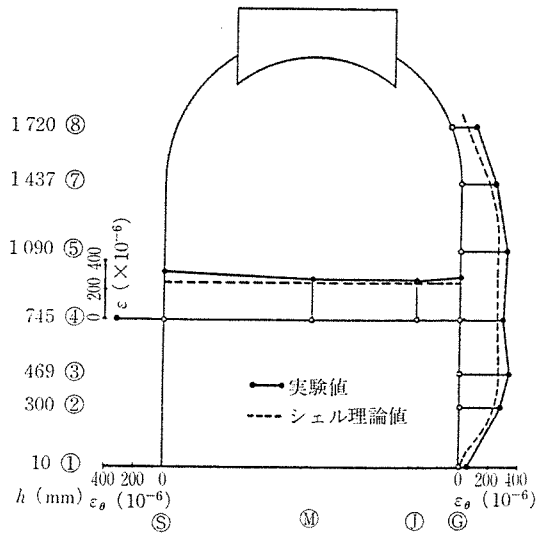


図—16 (2) プレストレス導入後の円周方向ひずみ度

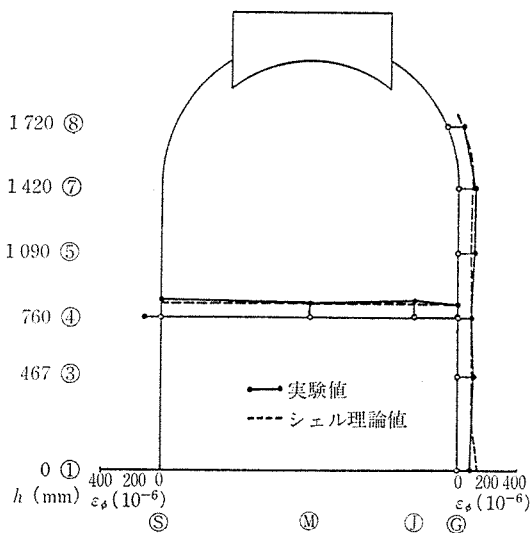
注) 我が国では, SIT の試験圧力を最高使用圧力の 1.125 倍としているが, ここでは 1.15 倍とした。



図—17 (1) 半径方向変形モード ($P_i=4.83 \text{ kg/cm}^2$ 時)



図—17 (2) 横筋ひずみ度分布 ($P_i=4.83 \text{ kg/cm}^2$ 時)



図—17 (3) 縦筋ひずみ度分布 ($P_i=4.83 \text{ kg/cm}^2$ 時)

表—9 各種強度の実験値と計算値

各種強度	実験値		計算値	実計	
	Q (t)	τ (kg/cm ²)	Q (t)		
曲げひび割れ強度	①	+ 19.6	+ 8.4	20 (FEM)	0.98
		- 28.3	- 12.1		1.42
	②	+ 68.8	+ 29.5	60.9* ¹ (梁理論)	1.13
せん断ひび割れ強度	③	+ 67.2	+ 28.8	66 (FEM)	1.02
				118* ² (主応力度評価)	0.57
	④	- 67.4	- 28.9	66 (FEM)	1.02
				118* ² (主応力度評価)	0.57
最外縁引張鉄筋降伏強度	⑤	+ 94.9	+ 40.7	94 (FEM)	1.01
				104 (RC 塑性論)	0.91
	⑥	- 96.4	- 41.4	94 (FEM)	1.03
				104 (RC 塑性論)	0.93
終局強度	⑦	+ 137.3	+ 58.9	139 (RC 塑性論)	0.99
				134* ³ (修正東大提案式)	1.02
	⑧	- 116.6	- 50.0	139 (RC 塑性論)	0.84
				134* ³ (修正東大提案式)	0.87

$$*1 \quad Q_{BC} = (F_t' + \sigma_z) I_e / (d_i \cdot h_e)$$

$$*2 \quad Q_{SC} = [\{ (\sigma_\theta + \sigma_z) / 2 + F_t' \}^2 - \{ (\sigma_\theta - \sigma_z) / 2 \}^2]^{1/2} A_w$$

$$*3 \quad Q_{SU} = \left\{ \frac{K_u \cdot K_p (180 + F_c) 0.115}{M/Q_d + 0.115} + \frac{z p_s \cdot z \sigma_{sy} + 2.7 \sqrt{z p_s \cdot z \sigma_{sy}}}{2} + \frac{\sigma_z}{10} \right\} \times 4 t \cdot r_0 \cos \theta$$

I_e : 等価断面二次モーメント

d_i : 円筒部内法半径

h_e : 等価加力点高さ

A_w : ウェブ断面積 ($A/2$)

t : 壁厚

r_0 : 円筒壁芯の半径

$$\theta : \frac{\pi (z p_s \cdot z \sigma_{sy} + \sigma_z)}{F_c + 2 z p_s \cdot z \sigma_{sy}}$$

K_u : 0.72

K_p : 0.96

F_c : コンクリート圧縮強度

F_t' : コンクリート割れ強度

$z p_s$: 縦方向普通鉄筋の鉄筋比

$z \sigma_{sy}$: 縦方向普通鉄筋の降伏点

$z p_p$: 逆Uテンドンの鉄筋比

$z \sigma_{py}$: 逆Uテンドンの降伏点

σ_p : 逆Uテンドンの有効プレストレス応力度

σ_θ : 円周方向膜応力度

σ_z : 経線方向膜応力度

$$z p \cdot z \sigma_y : z p_s \cdot z \sigma_{sy} + z p_p (z \sigma_{py} - \sigma_p)$$

賀2号機 PCCV の S_2 荷重時のせん断応力度とほぼ等価) では、円筒脚部に曲げひび割れが発生する程度で、構造体全体の挙動としては、ほぼ弾性的な挙動の範囲内にあると言える。なお、せん断応力度 τ は、水平力として作用させた全せん断力 Q を円筒部の水平全断面積 A で除した値 ($\tau=Q/A$) で表わしたものである。

S_2 荷重時 ($\tau=32.8 \text{ kg/cm}^2$) になると、わずかではあるが、曲げひび割れに加え、面内せん断応力度による斜めひび割れも発生する。さらに、水平力と内圧を同時に作用させた S_1+LOCA 荷重時になると、内圧による膜

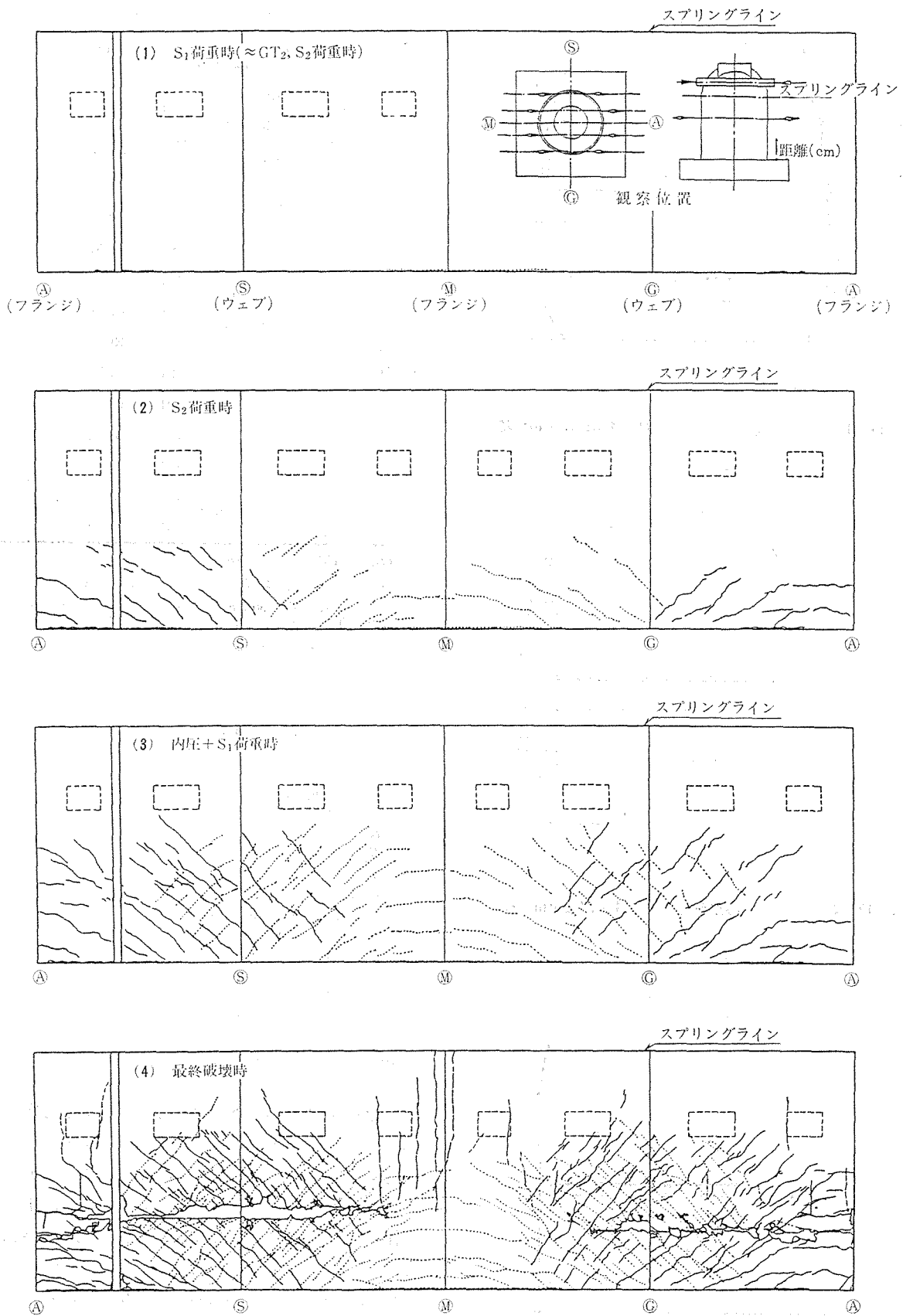
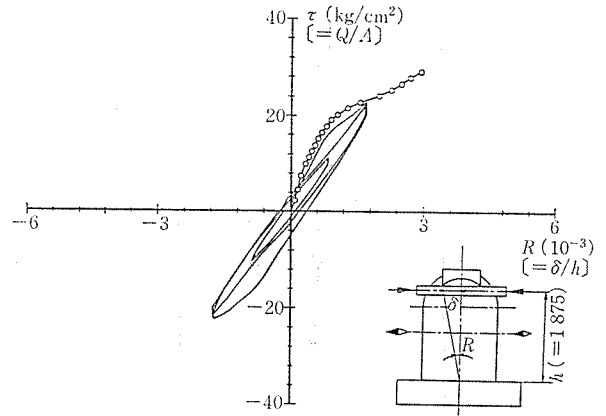


図-18 ひび割れ状況

引張力の作用でプレストレスによる膜圧縮力が減少するため、ひび割れ発生領域が進展した。最大せん断応力度は S_2 荷重時の値の約 1.8 倍 ($\tau=58.9 \text{ kg/cm}^2$) にまで達し、最終的には、最大荷重経験後の負荷重時に、コンクリートのせん断すべり破壊が図に示す位置に現われ、それにより構造体の耐力が決定された。

一方、表に示すように、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、鉄筋降伏等の各種強度実験値を見ると、 S_2 荷重時では、せん断ひび割れの発生まで、鉄筋降伏が現われる段階までには至っていないことが確認された。また、それら各種強度実験値は、FEM 非線形解析値等の計算値と比較的良好一致した。

なお、表に示す曲げひび割れ強度実験値については、



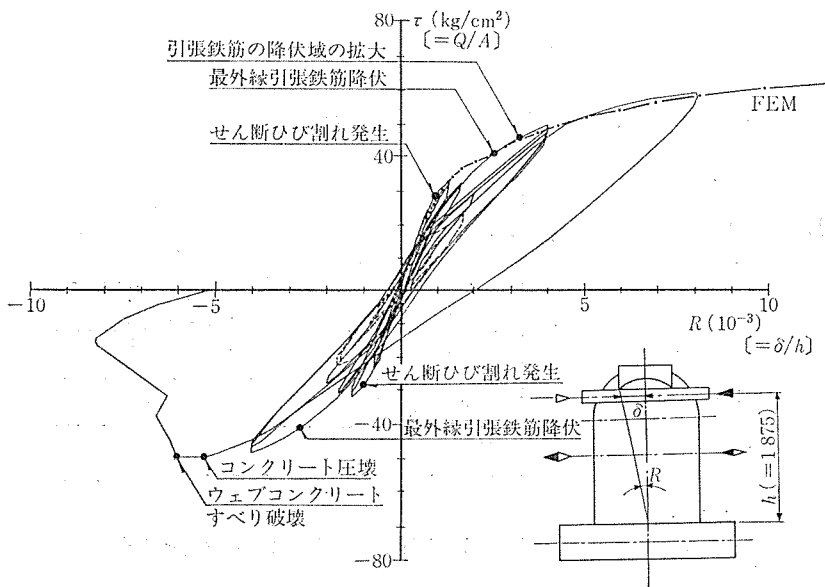
図—21 荷重～頂部水平変形関係(内圧+水平加力時)

目視による観察ではひび割れ発見が遅れる傾向にあるため、

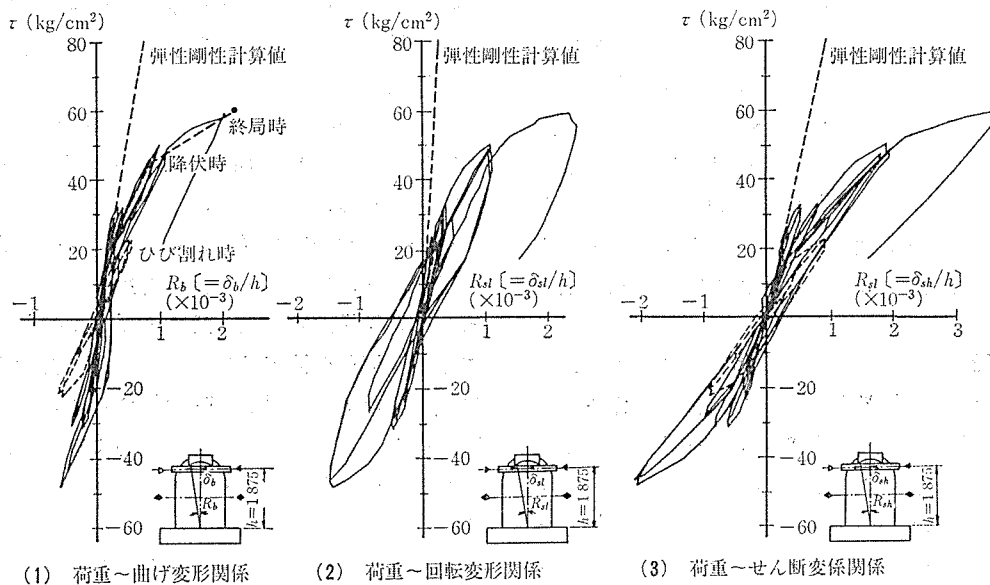
円筒脚部の鉛直方向相対変位についての荷重～変位関係において、剛性変化が現われた時の荷重をⒶとして表わした。さらに、構造体全体曲げの膜引張力によるひび割れ発生に対応する荷重として、曲げ剛性が明瞭に低下する時の荷重Ⓑ(変形成分分離後の荷重～曲げ変形関係における剛性変化点の荷重)で表わした。

4.2 荷重～変形関係と変形成分の分離

加力スラブ中心線位置の荷重～変形関係を 図—19 に示す。さらに、その水平変形を、曲げ変形、回転変形、せん断変形等の変形成分に分離した結果を 図—20 に示す。これらの図で、内圧と水平力とを同時に作



図—19 荷重～頂部水平変形関係

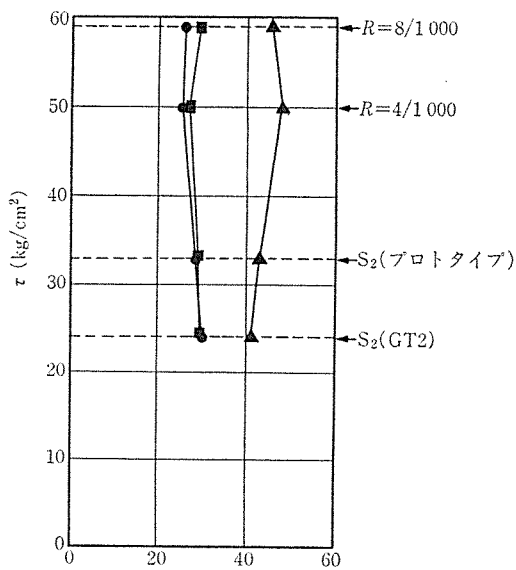


(1) 荷重～曲げ変形関係

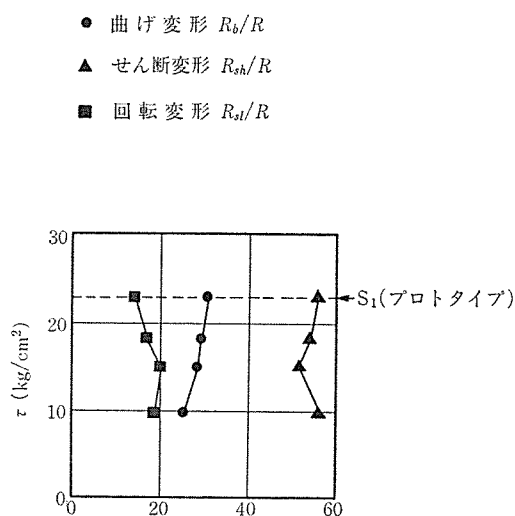
(2) 荷重～回転変形関係

(3) 荷重～せん断変形関係

図—20 変形の分解



(1) 各変形の割合(%) (水平加力時)



(2) 各変形の割合(%) (内圧+水平加力時)

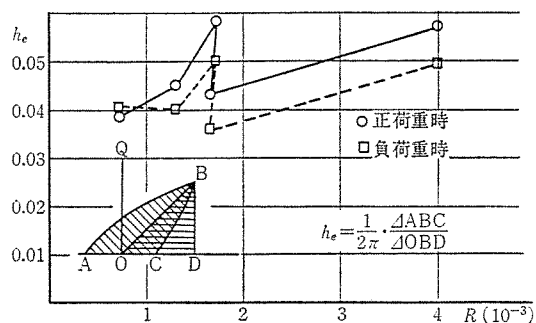
図—22 全体変形に占める曲げ変形, 回転変形, せん断変形の割合

用させた時の実験結果を破線で示し, FEM 非線形解析結果を一点破線で併記した。また, 図—21 に, 内圧+水平加力時の荷重~変形関係, 図—22 に, 全体変形に占める曲げ変形, 回転変形, せん断変形の割合を示す。

図—19, 21 の荷重~変形関係に示すように, 実験結果と FEM 非線形解析結果とは良く一致し, PCCV の弾性から破壊に至るまでの挙動が, 解析により巨視的には予測できることが確認された。

水平加力初期の挙動は, せん断ひび割れ発生後急激な剛性低下を示すが, それまではほぼ弾性的で, 脚部に発生する曲げひび割れが構造体全体の挙動に及ぼす影響は小さい。また, ひび割れ発生荷重も, 前節に示すようにプレストレス効果を考えた引張主応力による判定ではほぼ評価でき, 鉄筋コンクリート構造体の場合より, 弾性的挙動をする荷重範囲が増大する。内圧+水平加力初期の挙動については, この加力以前に S_2 荷重までの水平力による加力で, せん断ひび割れ等を構造体に予め生じさせ, さらに内圧を負荷した状態で水平力を加力したものであるため, その初期剛性は水平加力時の初期剛性の約 50% に低下するとともに, せん断ひび割れ発生荷重も低下する。

一方, 図—22 に示すように, 全体変形に占める曲げ変形, 回転変形, せん断変形の割合は, 内圧が作用しない場合, せん断変形が約 45% を占め, 残りを曲げ変形と回転変形がほぼ同程度の割合で占めた。内圧が作用する場合, 前の水平加力で予め生じたひび割れの影響もあり, せん断変形が全体の約 55% を占め, 曲げ変形が 30%, 回転変形が 15% を占める結果となった。なお, 内



図—23 等価粘性減衰定数と部材角との関係

圧を除荷すると, これらの割合は, 元に戻る傾向を持っている。

4.3 等価粘性減衰定数と起振機実験の結果

図—23 に, 静的水平加力時の荷重~変形関係から求めた等価粘性減衰定数 h_e と部材角 $R (= \delta_H/h$: 水平変位 δ_H を基礎スラブ上面からの高さ h で除した値) との関係を示し, 表—10 に, 起振機実験で得られた固有振動数と減衰定数を示す。

等価粘性減衰定数 h_e は各繰返し载荷の第 2 サイクルの半サイクル毎のループ面積を用いて求めたものである。その結果, h_e は, 部材角 $R=4 \times 10^{-3}$ 以下の範囲では 4~6% の間で変化し, この値は変形の増大とともに大きくなる。一方, 表—10 に示すように, 起振機実験で得られた減衰定数は, 弾性時で約 2%, せん断ひび割れ発生後は若干大きくなり約 2.5%, さらに変形が大きくなった状態で 3~4% となった。これは, 表中の 1 次固有振動数の変化からも推察されるように, 起振機実験そのものが, 共振点でも応答変形レベルが 6×10^{-3} mm

表—10 水平加力試験体の固有振動数と減衰定数

実験名	試験体の状況	1次固有振動数 (Hz)					減衰定数			
		HFV*1	SSV*1	SSFV*1	公称値*2	計算値	HFV*1	SSV*1	SSFV*1	公称値*2
D ₁₋₁	PS 導入後, 起振機据付け前	92.6				96.6	0.022	—	—	
D ₁₋₂	内圧実験前	60.2 (フーリエ 60.8)	59.7		60	58.4	読取り不能	0.023	—	0.02
D ₂	内圧実験後	61.0	60.6	60.0	60.5		読取り不能	0.024	0.024	0.02
D ₃₋₁	スラブ打設後, 起振機据付け前	61.0				62.9	0.019	—	—	
D ₃₋₂	スラブ打設後, 起振機据付け後	51.3	51.2	50.9	51	49.1	0.019	0.014	0.020	0.02
D ₄	S ₂ 加力終了後	49.0	49.3	49.0	49		0.026	0.017	0.026	0.025
D ₅	S ₁ +LOCA 終了後	48.9	49.0	48.7	49		0.027	0.017	0.027	0.025
D ₆	変形 4/1000 加力終了後	46.1	45.9	45.9	46		0.029	0.022	0.036	0.03
D ₇	最終破壊後	38.3		39.1	39		0.015	—	0.018	

*1 HFV : ハンマリング自由振動
SSV : 定常振動共振曲線
SSFV : 定常振動停止後の自由振動

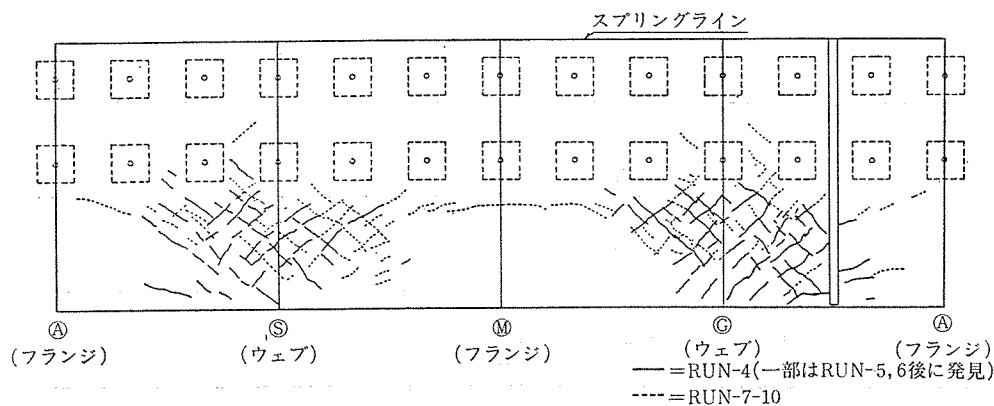
*2 平均値のまるめ値

程度の微小変形範囲のものであり、破壊が進行してもその影響が顕著に現われなかったためと考えられる。なお、弾性時の1次固有振動数についての実験値は、試験体を近似的に曲げ・せん断多質点系に置換して求めた計算値と比較的良好一致することが確かめられた。

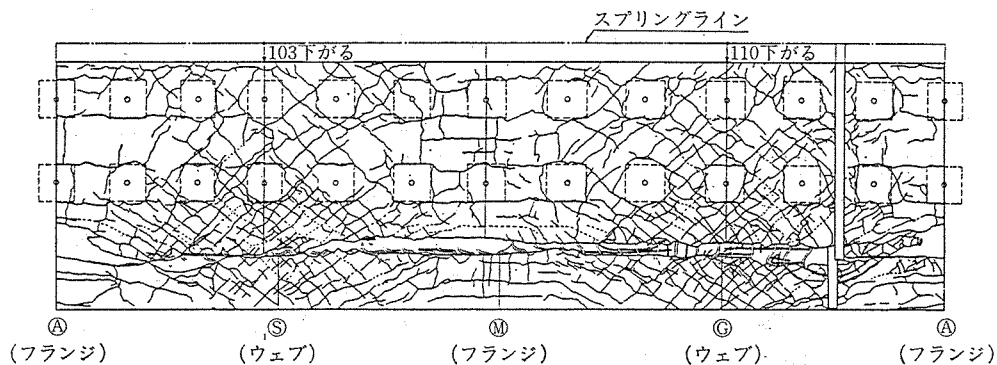
5. 振動実験結果

5.1 最大応答値と破壊経過

表—11 に、試験体の各 RUN における破壊経過とともに、基礎の加速度および各質点位置の加速度、変位、せん断応力度の最大応答値を示す。ここで、せん断応力度最大値は、質点3の変位が最大となる波における各質点位置の加速度最大値を用いて求めた慣性力を円筒水平全断面積で除した値である。また、図—24 に、ひび割



図—24 (1) ひびわれ状況 (RUN-10 終了時)



図—24 (2) ひびわれ状況 (最終)

表—11 最大応答値と破壊経過

RUN	入力波形	目標レベル	最大応答値						破壊経過
			基礎の 加速度 [A ₀] (gal)	質点	加速度 [A] (gal)	変位 [D] (mm)	せん断① 応力度 [τ] (kg/cm ²)	部材角② [R] (10 ⁻³)	
1	S ₁	弾性応答	249	3	422	0.22	1.6	0.12	
				2	325	0.14	2.6		
				1	278	0.12	3.4		
1'	S ₂	弾性応答	200	3	520	0.26	2.0	0.14	
				2	394	0.17	3.2		
				1	331	0.11	4.2		
2	S ₁	設計応力	2120	3	3090	2.48	11.6	1.33	フランジ部つけ根曲げひび割れ発生（縦筋ひずみ度）。せん断ひび割れ発生前後（コンクリートひずみ度）。
				2	2540	1.70	19.4		
				1	2630	1.24	27.5		
3	S ₂	設計応力	1305	3	2690	2.09	10.1	1.12	
				2	2140	1.44	16.7		
				1	2340	1.08	23.9		
4	ES ₁₄	R=2×10 ⁻³	2150	3	5480	10.17	20.6	5.44	せん断ひび割れ多数発生。 引張鉄筋（縦筋）降伏。
				2	4500	7.22	34.2		
				1	3950	5.60	45.9		
5	S ₂	小変形	407	3	806	0.61	3.0	0.33	
				2	660	0.42	5.1		
				1	645	0.30	7.0		
6	S ₂	小変形	516	3	1089	0.97	4.0	0.52	
				2	933	0.68	6.7		
				1	856	0.51	9.1		
7	S ₂	大変形	2080	3	5130	8.68	19.3	4.64	
				2	4490	5.49	30.1		
				1	4820	5.38	43.9		
8	ES ₁₄	破壊	2280	3	5830	8.79	19.2	4.70	
				2	6100	6.00	35.0		
				1	6930	5.40	47.3		
9	S ₁	大変形	1980	3	5140	9.50	17.0	5.08	
				2	5340	6.16	32.0		
				1	5760	5.82	45.1		
10	ES ₁₀	破壊	3420	3	5990	14.50	22.5	7.75	
				2	5370	9.78	37.3		
				1	5920	8.61	55.5		
11	SS ₁₀	破壊	2850	3	6340	[17.83]③	23.9	[9.53]	ウェブコンクリート すべり破壊
				2	6290	[12.03]	42.7		
				1	6820	[11.98]	60.6		

- ① せん断応力度は質点に作用する慣性力を円筒部の全断面積で除した値。
- ② 部材角は質点3の変位をベーススラブ上面からの高さで除した値。
- ③ RUN-11の変位の最大応答値は、すべり破壊する以前（時刻1.23秒以前）の値。

れ発生状況を示す。

破壊経過は次のようであった。S₁波形入力のRUN-2で、せん断応力度応答値は27.5 kg/cm²に達したが、加振後の観察ではひび割れは発見されなかった。しかし、フランジ部の円筒脚部縦筋の応答ひずみ最大値が約2000 μであり、プレストレス効果を考えても、曲げひび割れは発生したと考えられる。また、ウェブ中腹位置のコンクリートの応答ひずみ最大値も約500 μであり、せん断ひび割れが発生してよい応答レベルであったと言える。一方、RUN-4の最大応答値は、τ=45.9 kg/cm²（設計せん断応力度τ_{S1}、τ_{S2}の1.94、1.40倍）、R=

5.4×10⁻³であり、この加振後では、多数のせん断ひび割れの発生が観察され、鉄筋の応答ひずみも降伏域に達したことが認められた。

最終的には、10 Hzの正弦定常波を4秒間入力したRUN-11で、τ=60.6 kg/cm²、R=9.53×10⁻³に達した後、円筒ウェブ中腹位置のコンクリートにせん断すべり破壊が現われ、崩壊に至った（図—24参照）。

5.2 固有振動数と減衰定数

表—12に、固有振動数と減衰定数を示す。この固有振動数は、加速度波形のスペクトル解析より求めた伝達関数がピーク値を示す位置の振動数で表わしたものであ

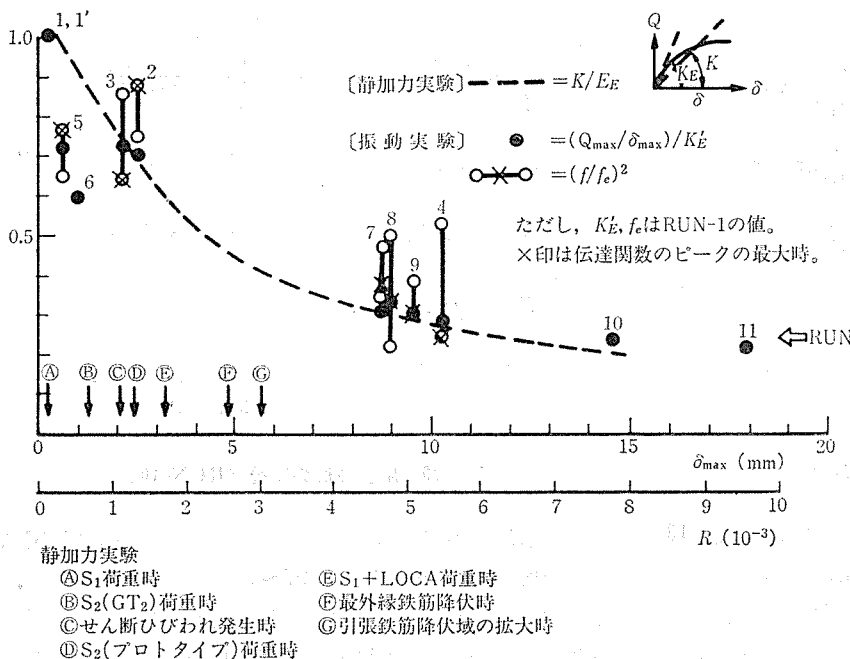
る。表に示されるように、弾性応答時の固有振動数は 22.8 Hz であり、 S_1 荷重時に対応する RUN-2, RUN-3 の時の値は約 20 Hz であった。さらに、 S_1 荷重の 1.94 倍のせん断応力度レベルまで入力し、ひび割れが

表—12 固有振動数と減衰定数

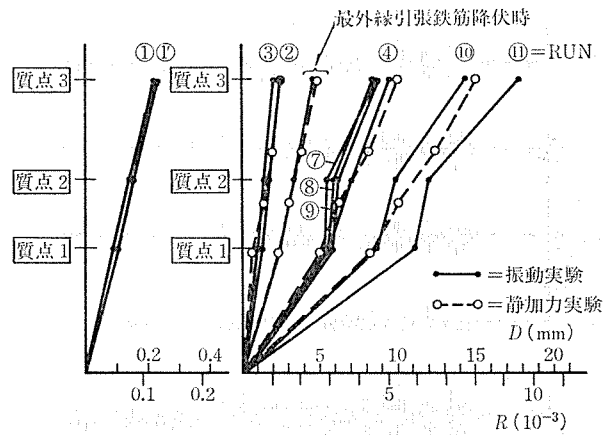
RUN	入力波形	部材角 R (10^{-3})	固有振動数 f (Hz)	減衰定数 h (%)**		
				共振曲線の $1/\sqrt{2}$ 法	伝達関数の $1/\sqrt{2}$ 法	加速度応答スペクトル
共振実験	正弦波	微小変形	22.8	2.1	—	—
1	S_1	0.12	(1)*22.8	—	1.9	—
1'	S_2	0.14	(1) 22.8	—	1.1	—
2	S_1	1.33	(1) 21.4 (3) 20.8 (2) 19.8	—	—	—
3	S_2	1.12	(2) 21.1 (3) 19.8 (1) 18.3	—	—	—
4	ES_{14}	5.44	(2) 16.6 (1) 11.2	—	—	—
5	S_2	0.33	(1) 20.0 (2) 18.4	—	2.0	2.0
共振実験	正弦波	微小変形	21.0	3.4	—	—
7	S_2	4.64	(3) 15.6 (1) 13.9 (2) 13.3	—	—	8.4
8	ES_{14}	4.70	(3) 16.1 (1) 13.2 (2) 10.7	—	—	—
9	S_1	5.08	(3) 15.9 (2) 14.2 (1) 12.6	—	—	8.6

* () 内の番号は、伝達関数のピークの大きさの順位を示す。

** 減衰定数は、明瞭に確定できた値のみを示す。



図—25 剛性低下率と部材角 R との関係



図—26 応答変位モード

多数生じた RUN-4 では 11~17 Hz の範囲まで固有振動数が低下するが、RUN-5 の低応力レベルでの入力では、約 20 Hz と、固有振動数が大きくなり、剛性が回復する傾向があることも認められる。なお、剛性低下率と部材角の関係を 図—25 に示す。

減衰定数は、共振曲線と伝達関数それぞれから $1/\sqrt{2}$ 法で求めたものと、各 RUN における基礎スラブの加速度波形に対する加速度応答スペクトルを種々の減衰定数で求め、それと最大応答加速度倍率および固有振動数から推定した値を表に示した。この結果、弾性応答時の減衰定数は 2% 前後、RUN-5 のように、大変形を経験した後の加振でも小振幅レベルの加振では、減衰定数は弾性時と大差ない。一方、RUN-7, RUN-9 のように、非弾性域における大振幅レベルの加振では、減衰定数は約 8% に増大すると推定される。

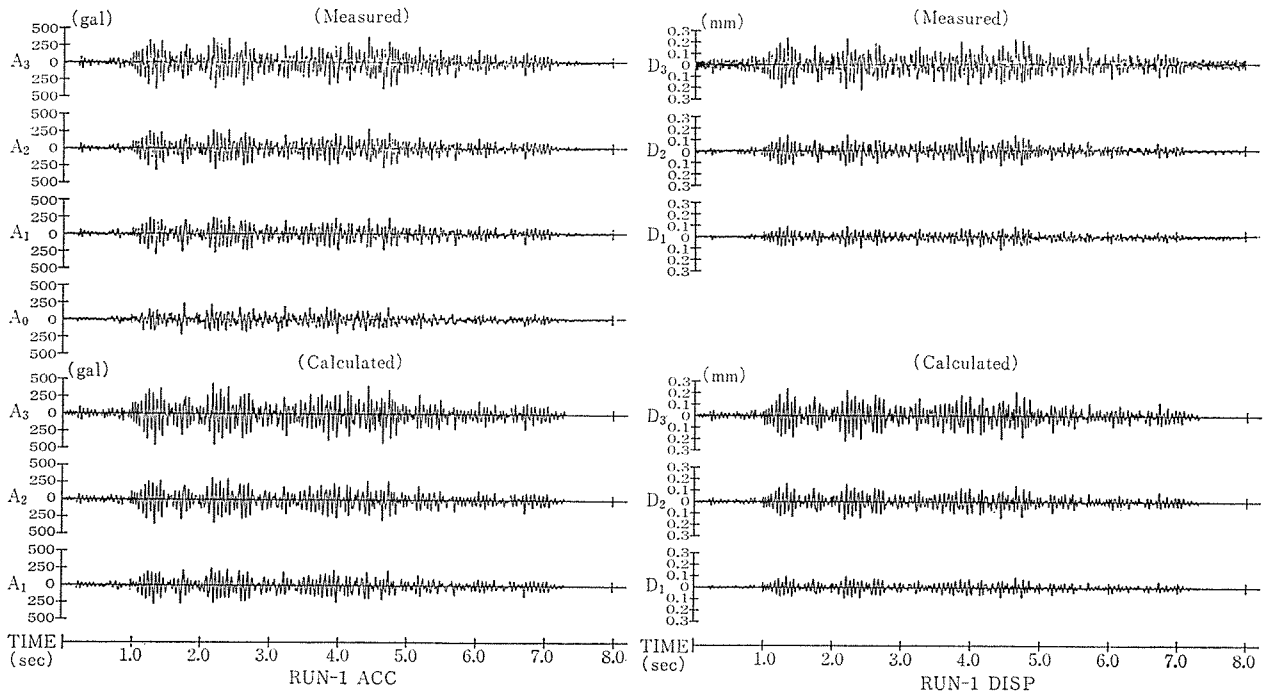
5.2 振動モード

図—26 に、振動実験で得られた各 RUN における応答変位モードを静的水平加力実験のものと比較して示す。

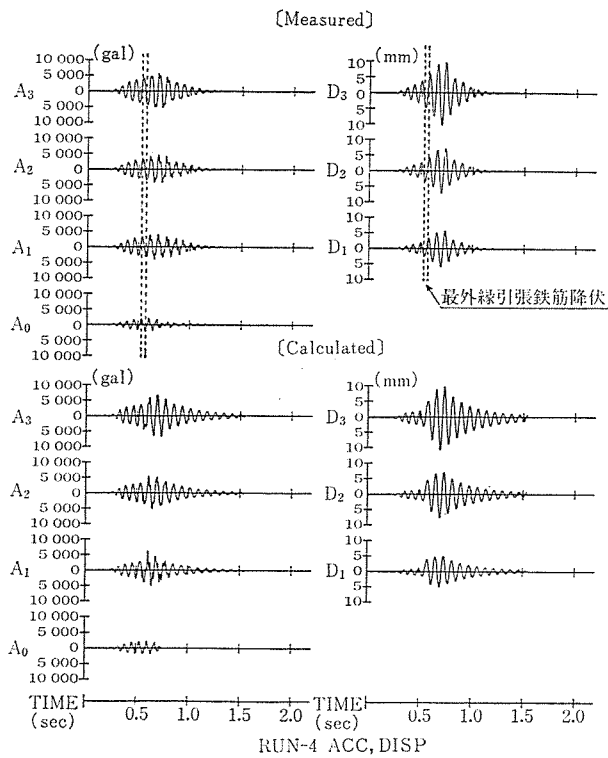
弾性応答時では、応答変位モードは逆三角形モードであるが、非弾性応答時では、変形が増大し剛性低下が顕著になるにつれ、質点 1 位置の変形が他の質点位置と比較して大きくなる性状がある。なお、これらの変位モードは、静的水平加力実験の結果と比較的良好に対応することが認められる。

5.5 応答波形

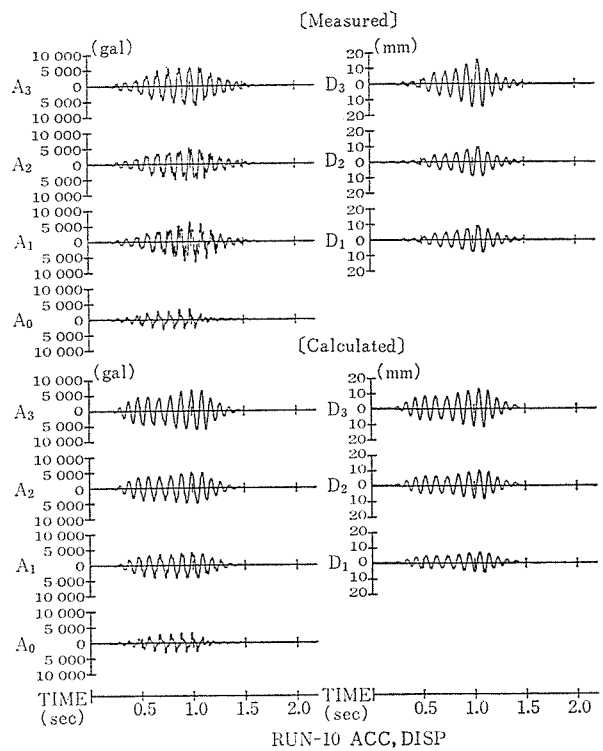
図—27~29 に、RUN-1, RUN-4, RUN-10 の各質点位置における加速度と変位についての応答波



図—27 応答波形の比較 (RUN-1)



図—28 応答波形の比較 (RUN-4)



図—29 応答波形の比較 (RUN-10)

形を測定値と計算値とを比較して示す。また、表—13に、最大応答値の計算値と実験値との比較を示す。

これらの図、表に示されるように、最大応答加速度値は、各 RUN において、実験値に対する計算値の比が 0.71~1.57 となり、多少差があるものもあるが、変位

とせん断応力度については、それぞれの(計算値/実験値)の比が 0.83~1.14, 0.97~1.25 の範囲内にあり、比較的良く一致した。一方、解析で得られた応答波形、周期性についても、RUN-4 の自由振動領域のような領域で、実験結果との間に多少差があることが認められる

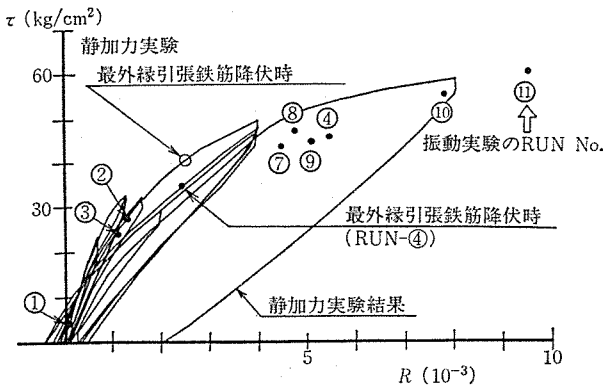
が、全体としては、比較的良く一致している。

これから、試験体に付加質量を取り付けた位置に質点を置いた、曲げ・せん断型3質点系振動モデルを用いた近似的な解析でも、PCCVのような容器構造物の弾性応答域から非弾性応答域にわたる動的な挙動を巨視的には追跡し得ることが認められた。

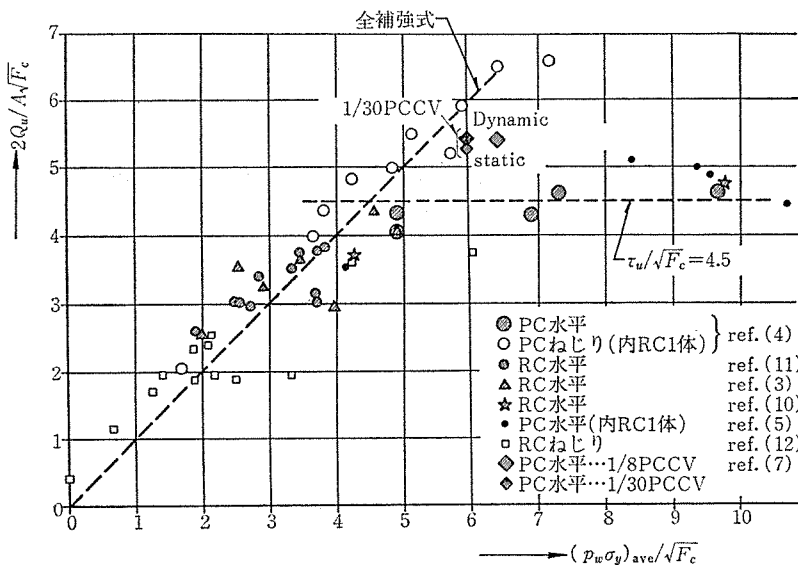
6. 終局強度と設計荷重に対する安全余裕

図—30 に、振動実験で得られた最大応答せん断応力度と部材角との関係を静的水平加力実験の結果と比較して示す。また、図—31 には、ここで述べた 1/30 モデルに加え 1/8 モデルの終局強度を、既往の実験結果と比較して示す。

図—30 に示されるように、振動実験と静的水平加力実験の包絡線を比較すると、同一部材角に対するせん断応力度の大きさは、後者の値は前者のその 1.06~1.31 倍となり、多少差があるが、全体としては、破壊モード、終局せん断応力度ともほぼ一致し、良く対応してい



図—30 最大応答せん断応力度と部材角との関係



図—31 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ と $\tau_{uc}(=2Q_u/A)$ の関係

と言える。なお、途中で現われる差は、振動実験の場合、質点位置に作用する局所的な回転慣性モーメントおよび多数回の繰返し応力を受けることで、剛性が低めに現われたためと考えられる。

図—31 では、縦軸に実験で得られた最大荷重 Q_u を $A\sqrt{F_c}/2$ (A は水平全断面積、 F_c はコンクリート圧縮強度) で除した値 ($\tau_{uc}/\sqrt{F_c}$) をとり、横軸に縦・横筋等の鋼材拘束力平均値 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ (縦・横の鉄筋比 p_w に鉄筋の降伏強度 σ_y を乗じた値の平均値で、テンドンも鉄筋と同様に扱う) を $\sqrt{F_c}$ で除した値をとり、無次元化した形で既往の実験結果をまとめている。この図で、 τ_{uc} が $4.5\sqrt{F_c}$ を超える試験体の破壊モードは、大多数がコンクリートのせん断すべり破壊型であり、1/30、1/8 の PCCV モデルの結果ともそれらの性状と良く対応している。これから、この実験で得られた結果は、試験体を単純化してはいるが、ほぼ妥当な結果であると判断される。

なお、静的水平加力試験体の最大荷重 Q_u 時における最大せん断応力度 $\tau_u (= \tau_{uc}/2)$ と最大部材角 R_u は $\tau_u = 58.9 \text{ kg/cm}^2$ 、 $R_u = 8.02 \times 10^{-3}$ となり、振動試験体では、 $\tau_u = 60.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $R_u = 9.53 \times 10^{-3}$ となる。これに対し、 S_1 荷重、 S_2 荷重時のせん断応力度 τ_{S1} 、 τ_{S2} 、部材角 R_{S1} 、 R_{S2} (静的水平加力試験体の値) は、それぞれ $\tau_{S1} = 23.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_{S2} = 32.8 \text{ kg/cm}^2$ 、 $R_{S1} = 0.72 \times 10^{-3}$ 、 $R_{S2} = 1.30 \times 10^{-3}$ である。これから、静的水平加力試験体、振動試験体の (τ_u/τ_{S1}) の比は、2.50、2.57、 (τ_u/τ_{S2}) の比は、1.80、1.85 となり、強度で十分な安全余裕を持つことが認められる。同様に、変形能についても、 (R_u/R_{S1}) の比は、それぞれ 11.1、13.2、そして (R_u/R_{S2}) の比は、6.2、7.3 となり、静的水平加力試験体、振動試験体とも、設計荷重時の変形に対し最大荷重時の変形は十分に大きく、耐震性の面で良い性状を持っていることが認められる。

また、敦賀2号機 PCCV の S_2 荷重 ($\tau_{S2} = 24.1 \text{ kg/cm}^2$) に対しては、壁厚の差 (プロトタイプ PCCV の (1.3/1.5) 倍) を考慮しても、約 2.1 倍の強度安全余裕を持つと考えられる。

7. まとめ

7. まとめ

PCCV 1/30 縮尺模型による静的水平加力実験および振動実験の結果から、以下のことが明らかと

なった。

(1) 破壊モードと終局強度

静的水平加力試験体、振動試験体とも、破壊モードはウェブ位置の円筒中腹部コンクリートのせん断すべり破壊型で、また、終局強度も、平均せん断応力度 τ に換算すると、両者とも約 60 kg/cm² となり、両者に差はなかった。

(2) 剛性低下

曲げひび割れの発生程度では、剛性は殆んど低下しないが、せん断ひび割れの発生で、剛性低下が顕著に現われた。静的水平加力試験体の場合、 S_2 荷重時でせん断ひび割れが発生し、その時の割線剛性は弾性剛性の約 70% であった。また、内圧+ S_1 荷重時の初期剛性は、それ以前の S_2 荷重までの加力でせん断ひび割れを予め生じさせていたことも関係し、弾性剛性の約 50% に低下した。さらに、変形の増大に伴う剛性低下の傾向は、振動試験体における固有振動数の変化の性状とも比較的良く一致することが認められた。

なお、プレストレスの効果で、ひび割れ発生荷重は増大し、その荷重はコンクリートの引張強度と引張主応力を用いてほぼ評価できることが認められた。

(3) 減衰定数

静的水平加力試験体の場合、その等価粘性減衰定数は、 S_1 、 S_2 荷重時で約 4%、部材角 $R=4 \times 10^{-3}$ ($\tau=49.8$ kg/cm²) 時で約 7.5% であった。

一方、振動実験で得られた減衰定数は、 S_1 荷重レベルまでの応答域で約 2%、部材角 $R=4.6 \times 10^{-3}$ レベルで約 8% であった。

(4) S_1 、 S_2 荷重時の挙動

S_1 荷重時で曲げひび割れ、 S_2 荷重時でせん断ひび割れが発生した程度で、鉄筋、テンドンで降伏域にまで到達したものはなかった。内圧+ S_1 荷重時でも、ひび割れの進展は認められたが、鉄筋、テndonは降伏しなかった。

(5) 設計荷重に対する安全余裕

静的水平加力試験体では、その最大荷重時のせん断応力度 τ_u 、部材角 R_u は、 S_1 荷重時の τ_{S_1} 、 R_{S_1} に対し、それぞれ 2.50, 11.1 倍となり、さらに、 S_2 荷重時の

τ_{S_2} 、 R_{S_2} に対しても、1.80, 6.2 倍となり、強度、変形能とも十分な安全余裕を持つことが認められた。

また、振動試験体でも、同程度の安全余裕を持つことが認められた。

謝 辞

この PCCV 1/30 縮尺模型実験では、実験を担当した大林組技術研究所の表、中山両主任研究員を始め、多数の関係各位の協力を得た。誌上を借りて、深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 関西電力：“プレストレストコンクリート原子炉格納容器模型の破壊実験報告”，通商産業省委員会提出資料，昭 50.2
- 2) 青柳，大沼，市川，磯畑：“1/15 PCCV 模型の内圧・温度・水平力による試験”，プレストレストコンクリート，1981.1
- 3) 内田，大森，青柳，ほか：“原子力発電用鉄筋コンクリート造格納容器の事故時内圧・水平力同時加力模型実験（その 1）～（その 4）”，建築学会大会梗概集，昭 53.9
- 4) 小垣，小林，武田，山口，ほか：“プレストレストコンクリート円筒壁体のせん断耐力に関する研究（その 1）～（その 5）”，建築学会大会梗概集，昭 54.9
- 5) 岡村，ほか：“コンクリート製原子炉格納容器モデルの水平加力実験”，建築学会大会梗概集，昭 54.9
- 6) Y. Aoyagi, K. Yamada：“An Experimental Approach to the Design of Network Reinforcement against In-plane Shear in Reinforced Concrete Containment”，5th SMiRT, Aug. '79
- 7) 小垣，加藤，武田：“プレストレストコンクリート格納容器の 1/8 模型および 1/30 模型による構造耐力実験”，プレストレストコンクリート，1981
- 8) H. Kupfer, H.K. Hilsdorf, H. Rusch：“Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses”，Journ. of the ACI, Vol. 66, No. 8, Aug. '69
- 9) 黒正，鈴木：“人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ性状に関する実験的研究”，建築学会論文報告集，号外，昭 41.10
- 10) 梅村，青山，ほか：“鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究”，建築学会関東支部研究報告集，昭 51
- 11) 長島，瀬戸川，ほか：“円筒型 RC 耐震壁に関する水平加力実験報告”，建築学会大会梗概集，昭 54.9
- 12) 中山：“内圧を受ける鉄筋コンクリート円筒のねじり試験（II）”，建築学会大会梗概集，昭 54.9