

原子炉建屋箱型立体耐震壁の復元力特性に関する研究(その1)

—検討方針と手法—

稲田 泰夫
(技術研究所)猿田 正明
(技術研究所)小川 幸雄
(原子力設計一部)

§ 1. はじめに

本報告は、原子炉建屋の主耐震要素である箱型立体耐震壁の、水平力に対する復元力特性の設定方法について述べるものである。

エネルギー資源の乏しいわが国にとり、原子力の重要性は年々比重を増してきており、これに対応して原子炉建屋のより合理的な設計法の確立が要求されており、特に地震国であるわが国では耐震設計法は重要項目の一つである。昭和57年より施行されたいわゆる新耐震設計の精神でも明らかなように、耐震設計を行なうためには構造物の弾性域ばかりではなく、塑性域あるいは終局に至るまでの性状を把握する必要がある。しかし、原子炉建屋は通常の建築物に比べ壁厚、鉄筋比ともに大きく、かつ巨大なる壁式構造物であり、その弾塑性性状を把握することはなかなか困難な作業である。

このような背景から、ここ十年位の間に原子炉建屋を対象とした模型実験が各研究機関でかなり行なわれるようになり、それに伴い解析的手法も進歩してきている¹⁾。実験的アプローチは、プロトタイプの性状の確認という観点からは有効な手段である。しかし、多大の費用を要するために1シリーズに計画される試験体数は少なく、したがって一般的な性状を論じるほどには構造要因の変化範囲は広くはなく、かつ均等に分布してはいない。一方、非線形 FEM 解析などの解析的アプローチは実験結果をトレースすることに主眼がおかれており、一般的性状を論じるような用い方はされていない。

われわれは、原子炉建屋の復元力特性をより一般的に論じるためには、建屋各部の構造要因の変化幅を含む範囲での性状データが必要であろうと考えた。しかし、模型試験体によりこれを行なうことは、先にも述べたように費用面から考えて困難であるとともに、実験結果自身の持つばらつきが評価できないという欠点がある。そこで、模型試験体による加力実験を裏付けとする数値実験を、パラメトリックに実施することにより状況を打開す

ることとした。

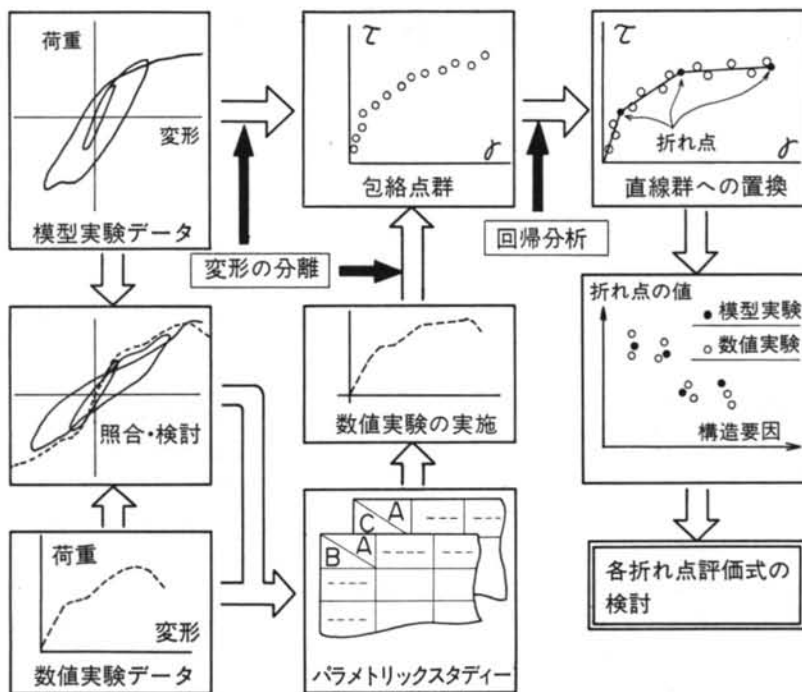
本論は、加力実験および数値実験データに基づき、原子炉建屋の復元力特性を論じるものであるが、今回は検討の方針、加力実験方法とその結果、数値実験の具体的手段である非線形 FEM 解析方法、およびこれらの実験より得られた荷重変形関係包絡線を定量的に評価するための手段として開発した直線群への置換方法について述べ、復元力特性を定めるための提案式は次報で述べる。

§ 2. 検討方針

原子炉建屋の耐震設計においては、静的震度による検討の他に2段階の動的な検討がある。すなわち、設計用最大地震 (S_1 地震) に対しては建屋各部は弾性域に留まっていることが必要とされ、設計用限界地震 (S_2 地震) に対しては弾性域を超えても良いが、いわゆる“機能維持”検証を行なうことを要求される。動的応答解析を行なうためには、建屋をモデル化し各部の復元力特性を設定する必要がある。建屋のモデルは通常質点系モデルであり、各層間のパネ定数はせん断変形と曲げ変形とを考慮し求める。したがって、せん断変形にかかわるせん断応力度 (τ) ~ せん断変形角 (γ) 関係、および曲げ変形にかかわるモーメント (M) ~ 曲率 (ϕ) 関係の復元力特性を適切に設定することができれば良いことになり、われわれの最終目的もこれである。

スケルトンカーブの検討手順を図-1に示した。われわれの手順の特徴は、模型実験データと数値実験データとの併用、数値実験のパラメトリックな実施、包絡点群の統計的処理による直線群への置換、さらに折れ点の統計的評価などにある。また、これらのうち検討手段として開発あるいは改良されたものとしては、非線形 FEM 解析手法と、包絡点群を定量的に検討するための直線群への置換方法とがある。

原子炉建屋の主耐震要素は、箱型、円筒、多角形筒体



図—1 模型実験と数値実験の併用による検討手順

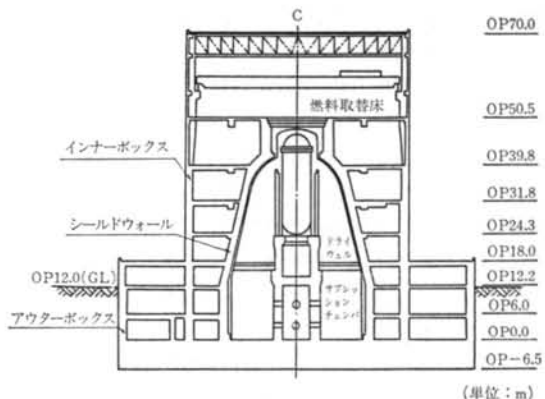
などの立体耐震壁であるが、BWR 型建屋においてはその水平力の大部分は箱型耐震壁が負担している。したがって、われわれの検討もまず箱型の耐震壁を対象として進めることとした。

§ 3. 模型水平加力実験

以下に紹介する模型実験は、昭和54年から55年にわたって行なわれたものである²⁾。ここでは実験結果の詳細は割愛し、後述する解析の中で関連するデータを示すことにする。また、われわれの当面の目標が箱型耐震壁であるので、結果もこれを中心に述べることにする。

3.1 実験目的

実験の目的は、当社における BWR 型原子炉建屋の設計のためのバックデータを得ることであった。そのために、原子炉建屋の主耐震要素の立体縮小模型をできるだけプロトタイプに近い形で製作して実験することにより (a)主耐震要素の荷重変形関係と終局状態の把握、(b)設計過程において用いられる各種解析手法との比較検討、(c)設計応力状態における性状からの静的安全余裕度の検討などを行なった。



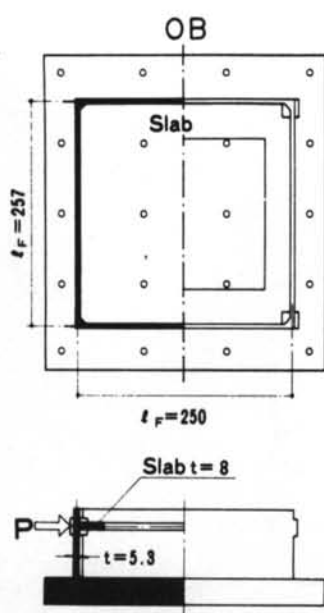
図—2 BWR型原子炉建屋断面図

3.2 実験概要

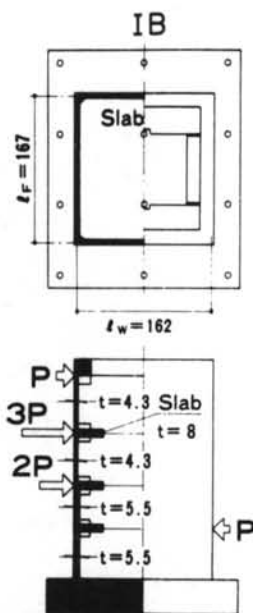
3.2.1 試験体

プロトタイプとした BWR 型建屋を図—2 に示した。この建屋の主耐震要素である 最外部の 箱型壁 (アウターボックス; OB), 内側の箱型壁 (インナーボックス; IB), および内側の円筒・円錐台壁 (シールドウォール; SW) を各々個別に採り出し、図—3～5 に示すような 1/30 縮尺試験体とした。プロトタイプの床スラブ全部をモデル化することは困難であったので最大 4 層とした。

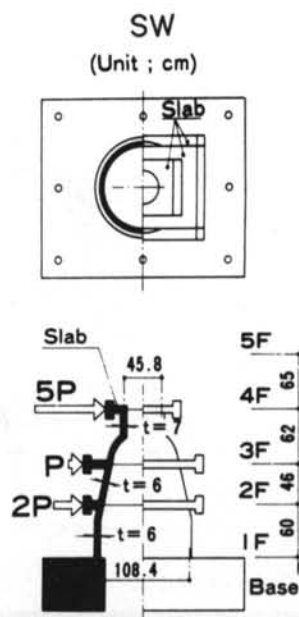
表—1 には、水平力分布と軸応力度を示した。水平力の分布は、プロトタイプの動的応答解析の結果のモーメ



図—3 試験体と水平力分布(1)



図—4 試験体と水平力分布(2)



図—5 試験体と水平力分布(3)

ントおよびせん断力の分布形状をできるだけ再現するよう定めた。また、軸応力度はプロトタイプの下層での値を試験体下層で再現するようにした。

表—2は、各試験体の配筋状況、材料強度および主な試験結果を示した。鉄筋はダブル配筋とするために4mmの丸鋼を用い、コンクリートは壁厚を考慮し粗骨材最大粒形5mm以下のものを用いた。

3.2.2 加力・測定方法

加力は油圧ジャッキを用い、表—1に示した軸応力度となるよう頂部から一定軸力を加え、同じく表—1に示した分布に従って水平力を正負交番漸増繰り返して加えた。初ひびわれ発生までは荷重制御、それ以降は変形制御とした。加力は床スラブ片端を押す方式とした。

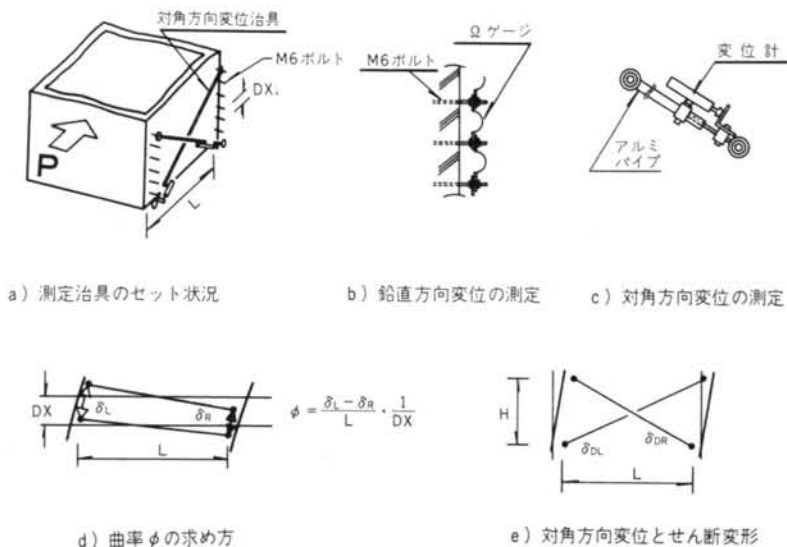
試験体名	水平加力分布	応答解析結果による水平力分布	軸応力度 (kg/cm ²)
アウターボックス			7.8
インナーボックス		$\begin{matrix} P \\ 2.76P \\ 2.38P \\ -1.57P \end{matrix}$	23.4
シールドウォール		$\begin{matrix} 5.1P \\ P \\ 1.68P \end{matrix}$	21.7

表—1 水平力分布と軸応力度

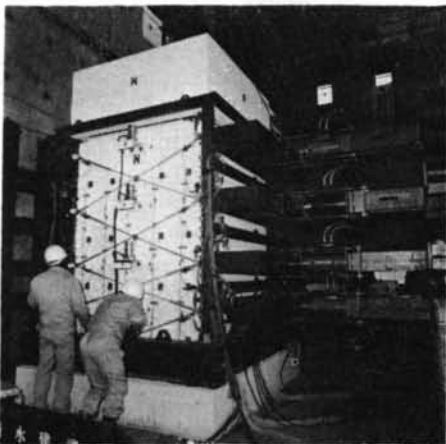
測定は鉛直および水平方向荷重、各部の変形、鉄筋およびコンクリート表面のひずみなどについて行なった。特に変形については、せん断変形成分と曲げ変形成分と

項目	試験体	OB	IB	SW
① 壁筋比: $P_t(\%)$		1.19	1.15	1.68
② コンクリート強度: $F_c/\sigma_t(\text{kg/cm}^2)$		278/21.3	257/23.6	361/29.1
③ コンクリート弾性係数: $E_c/10^4(\text{kg/cm}^2)$		201,000	183,000	238,000
④ 鉄筋降伏強度: $\sigma_y(\text{kg/cm}^2)$		3,950	3,950	3,950
⑤ 1層軸応力度: $\sigma_o(\text{kg/cm}^2)$		7.8	23.4	21.7
⑥ 最大せん断応力度/最大モーメント(1層): $\tau_{ex}/M_{ex}(\text{kg/cm}^2)/(\text{t}\cdot\text{M})$		63.8/101.4	52.4/166.6	51.8/ 70.4
⑦ 設計用限界地震時応力度: $\tau_{s2}(\text{kg/cm}^2)$		22.1	20.7	20.1
⑧ τ_{ex}/τ_{s2}		2.89	2.53	2.58
⑨ 破壊モード		せん断すべり	せん断すべり	曲げ圧壊

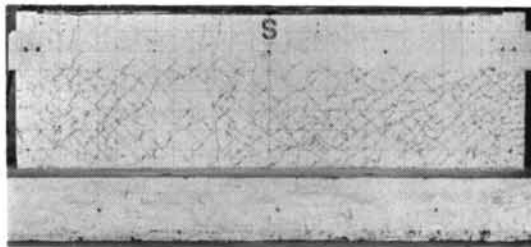
表—2 試験体の性質と結果の一覧



図—6 変形の分離測定方法



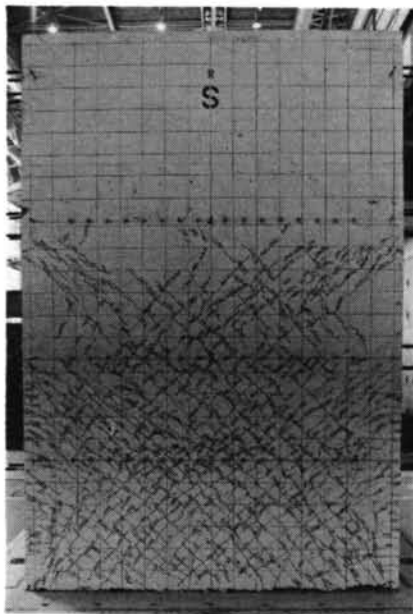
写真—1 インナーボックスの加力状況



写真—2 アウターボックスウェブの最終状況



写真—4 シールドウォールの最終状況



写真—3 インナーボックスウェブの最終状況

が分離できるよう工夫をした。図-6にはその測定方法を示した。曲げ変形を測定するために、各層のウェブを高さ方向に約10 cm間隔に区分し、その左右の相対鉛直方向を測定し、これらからその区間での曲率を求め、さらにこれらの積分により曲げ変形を求めた。また、各層の上下スラブ位置の相対々角方向変位よりせん断変形を測定した。さらに、各層スラブ位置中央において回転角を測定し、データの精度を確認することとした。ただし、OB 試験体はせいが低く、その水平変形の大部分はせん断変形であると考えられるので、変形の分離測定は行なわなかった。

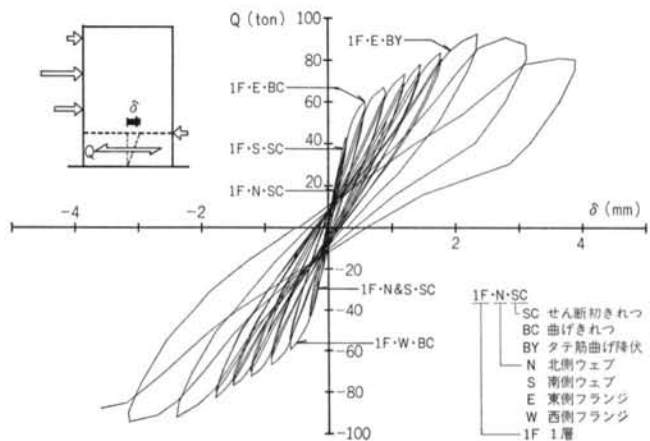


図-7 インナーボックスの荷重変形関係

3.3 実験結果

実験の状況を写真-1に、各試験体の最終破壊状況を写真-2～4に示した。また、表-2には最大荷重、設計荷重に対する安全率および最終破壊モードを示した。

OB 試験体はウェブ壁と加力スラブとの取合部がせん断すべり破壊をし、IB 試験体はウェブ最下部がせん断すべり破壊をし、また SW 試験体は曲げ終局的な破壊をした。いずれの試験体においても、 S_2 地震時の動的応答計算せん断力の最大値に対して2倍以上の余裕があることが確認された。

3.4 結果の検討(変形の分離結果について)

実験結果の詳細は既発表の文献(2)にゆずり、ここでは後述する解析に関連のある変形の分離結果について述べる。

図-7に示したのは、IB 試験体の1層における荷重変形関係である。この水平変形を図-6により、せん断変形、曲げ変形に分離し、それらの正方向の包絡線を図-8に示した。せん断変形の求め方には2つの方法がある。一つは全体変形 δ_T から曲げ変形 δ_B を差し引く方法であり、他の一つはウェブの対角方向変位から直接求める方法である。式で表示すれば以下になる。

$$\delta_S = \delta_T - \delta_B \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 δ_S : せん断変形(間接法)

δ_T : 全体水平変形

δ_B : 曲げ変形

δ_T は箱型断面の四隅の水平変形の平均値であり、 δ_B は図-6より下式で求まる。

$$\delta_B = \sum_{i=1}^n \phi_i DX_i DH_i \quad \dots\dots(2)$$

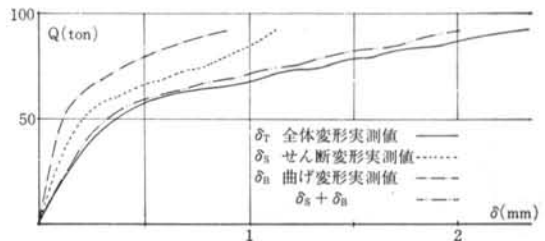


図-8 インナーボックス1層での変形分離状況

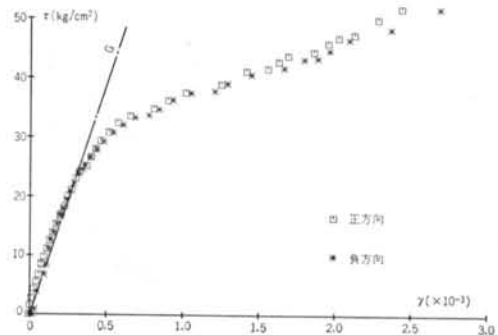


図-9 インナーボックスの $\tau \sim \gamma$ 関係包絡点

ここに、 i : ウェブ鉛直方向の測定区間

DX_i : 測定区間 i の高さ

DH_i : δ_B を求めるレベルから i 区間中央位置までの長さ

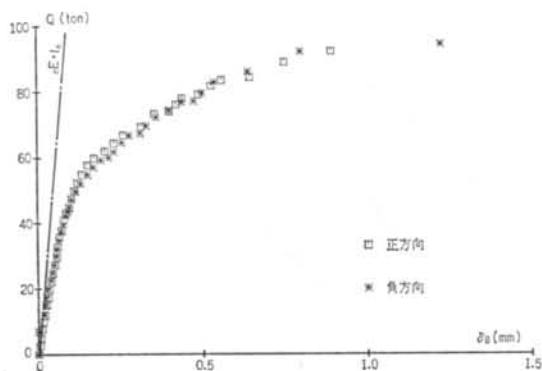
また、他の一つのせん断変形は下式で求まる。

$$\delta_{SD} = \frac{1}{2\sqrt{2}} \left(\frac{L+H}{L} \right) (\delta_{DR} - \delta_{DL}) \quad \dots\dots(3)$$

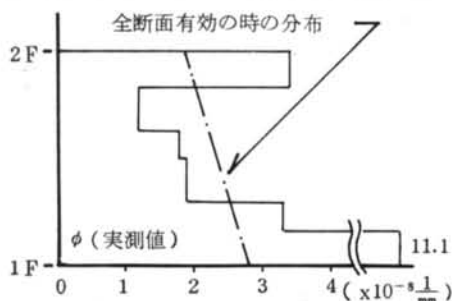
ここに、 δ_{SD} : せん断変形(直接法)

L, H : 対角方向変位の測定区間長さ

δ_{DR}, δ_{DL} : 右左の対角方向変位測定値



図—10 インナーボックスの荷重～曲げ変形関係包絡点



図—11 インナーボックス1層の曲率分布 (弾性時)

これらの変形の関係を図—8に示した。 $\delta_T, \delta_{SD}, \delta_B$ は各々独立に測定された値であり、結果として δ_T と $\delta_{SD} + \delta_B$ とが良く一致していることは測定精度が良いことを示している。しかし、平石が指摘するように³⁾、式(3)で求めたせん断変形 δ_{SD} は曲げ変形成分が多いほど過大評価となるという欠点があり、後に用いるせん断変形は式(1)によるものとした。

図—9は、IB試験体の荷重～せん断変形関係の包絡点を $\tau \sim \gamma$ 関係として示したものである。図中の直線は、材料試験の結果求めたせん断弾性係数 G である。

$$G = eE / 2(1 + \nu) \quad \dots\dots(4)$$

ここに、 eE, ν : テストピースの圧縮試験の結果求まるヤング係数とポアソン比

この図より、分離されたせん断変形の初期剛性はほぼ G に等しく、分離方法が適切であることが分かる。

また、図—10はIB試験体の荷重～曲げ変形関係の包絡点と、曲げ初期剛性を $eE \cdot I_e$ とした計算値との関係を示した。

$$M / \phi = eE \cdot I_e \quad \dots\dots(5)$$

ここに、 $I_e = I_o \{1 + (n-1)P_s\}$

I_o : 全断面有効としたコンクリート断面2次モーメント

$n = sE / cE$: ヤング係数比

P_s : 鉄筋比

この図より、実験の結果得られる曲げ剛性は計算剛性と比べかなり低いことが分かる。この原因をさぐるために、1層部分の高さ方向の曲率分布データを検討したのが図—11である。図中の曲率分布は、弾性域16測定点のせん断力当りの平均曲率を示したものであり、1点鎖線は式(5)による計算値である。これによると、最下部の曲率を除けばややばらつきはあるものの、平均的には計算値と対応していることが分かる。しかし、最下部の曲率は計算値の4倍近くの値を示しており、これが曲げ変形を大きくしている原因であることが分かる。最下層において曲率が大きくなる理由は、鉄筋がアンカー部から伸び出すためであり、この理論的検討は続報で示す。

§ 4. 非線形 FEM 解析

4.1 位置付け

本論では、非線形 FEM 解析を数値実験手法として扱うことは前述したとおりである。ただし、模型加力実験では正負繰り返し加力を行なうのが通例であるが、数値実験でこれを行なうことは解析精度上あるいはコストの面からも問題があるので、1方向漸増加力とした。したがって、数値実験データはスケルトンカーブの検討用のみに用いられる。

数値実験の対象としているのは当然原子炉建屋の耐震壁であり、このために解析手法上いくつかの特徴がある。詳細は後述するが、本手法はシェル要素を用いており、また鉄筋とコンクリートの付着劣化(通常ボンドリンク要素を用いる)は考慮されておらず、さらにひびわれ発生による要素間の分離などは行なっていない。これらの特徴は、全体の形状に比べれば壁厚が薄いこと、鉄筋量が多くかつ均等に分布していること、またせん断変形の占める割合が大きいのなどによるものであり、実用面からは計算時間が短いというメリットがある。ただし、数値実験として用いるために最大耐力およびそのときの変形が評価できるような手法とする必要があり、そのための改良をいくつかほどこしており、次節ではこれについて述べる。

4.2 解析手法の特徴

本論で使用したプログラムは、磯畑、藤田等により開発された任意形状の鉄筋コンクリートシェル弾塑性解析

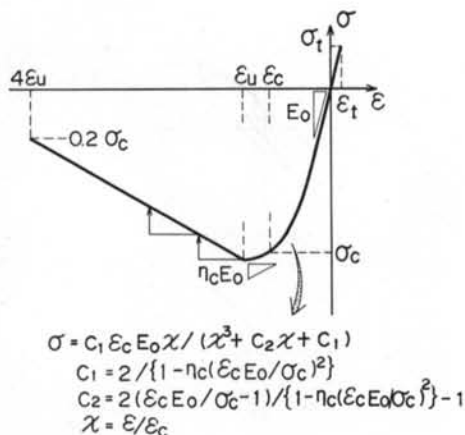


図-12 コンクリートの $\sigma \sim \epsilon$ 関係

プログラム (通称 NACS) を基本形とし、若干の改良を加えたものである。NACS については既にいくつかの論文があり⁴⁾、詳細は省略する。改良の目的は前節にも述べたように、荷重変形関係のより良い適合、特に最大荷重とそのときの変形を明らかにすることである。改良のポイントは次の3つである。

- (a)変形制御を可能としたこと
- (b)コンクリートの $\sigma \sim \epsilon$ 関係に負勾配を導入したこと
- (c)ひびわれ発生後のせん断剛性を自動変化させたこと

以下に、これらの内容を述べる。

荷重変形関係においては荷重の増大とともに剛性が徐々に低下するために、荷重制御のみでは最大荷重付近の挙動をとらえることはむずかしい。そこで、本プログラムでは荷重制御と変形制御とを併用し、剛性の高い範囲では前者を、剛性が低下してきた範囲では後者を用いることとした。

コンクリートの $\sigma \sim \epsilon$ 関係では、図-12に示すように Darwin・Pecknold 型の負勾配を考慮した、 $\epsilon \leq \epsilon_u$ の範囲では、定められた曲線の接線剛性による計算を行ない、各要素ごとの不釣合力の総計が外力の0.5%を超えた場合には不釣合力の解除計算を行なった。また、 $\epsilon > \epsilon_u$ の範囲では、図中に示したようにほぼ零に近い剛性を用いて計算を行なった後に、発生したひずみに対応する負の応力を不釣合力として解除することとした。不釣合力の解除は繰り返し計算により行ない、その回数は各ステップで最大3回とした。

ひびわれ発生以前のせん断応力 $\sim$ せん断ひずみの関係は、

$$\tau_{xy} = G_0 \gamma_{xy} \quad \dots\dots(6)$$

ここに、 G_0 : せん断弾性係数

で定められる。ひびわれが発生した後のひびわれに平行

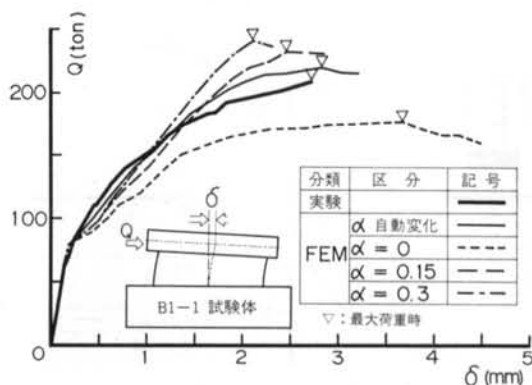


図-13 せん断剛性の変化による比較(1)

なせん断係数 G は一般に、

$$G = \alpha G_0 \quad \dots\dots(7)$$

と表わされ、例えば磯畑は $\alpha = 0.3$ とし、また武田・井元は α をひびわれ幅、骨材の強度、粒形などの関数として評価した⁵⁾。ここでは佐藤・白井の方法⁶⁾を参考とし、ひびわれ発生後のせん断剛性 G_{eq} を下式により求めることとした。

$$G_{eq} = (0.141/W - 1.0)(1.526\sqrt{F_c} - 7.365)e \quad \dots\dots(8)$$

ここに、 W : ひびわれ幅

e : ひびわれ間隔

F_c : コンクリート圧縮強度

ひびわれ幅 W は、付着の考え方を基に鉄筋要素の平均ひずみなどから得られ、ひびわれ間隔 e は既往の実験式から鉄筋径、鉄筋比ならびに鉄筋要素の平均ひずみより得ることができるが、その詳細は前記文献にゆずる。なお、今回の解析では要素長さ間の付着がなくなるときのコンクリートのひずみを 3000×10^{-6} とした。

4.3 解析手法の検証

非線形解析手法を数値実験として用いることができるかを確認するために、既往の加力実験データとの比較検討を行なった結果を示す。

[検討項目1: せん断剛性について]

ひびわれ発生後のせん断剛性を、式(7)での α を0, 0.15, 0.3とした場合と、式(8)により自動的に変化させた場合を比較した例を図-13に示した。対象とした試験体は(財)原子力工学試験センターの実施したボックス壁であり⁷⁾、主な構造要因は、壁芯間隔150cm、壁厚8cm、シアスパン比0.4、鉄筋比0.8%、軸応力度20kg/cm²であり、せん断変形の卓越するタイプの試験体である。 α を0から順次大きくすると、(1)ひびわれ発生以降の剛性が高くなる、(2)最大耐力が大きくなる、(3)最大耐力時の変形が小さくなるなどの傾向が見られた。式(8)による荷重

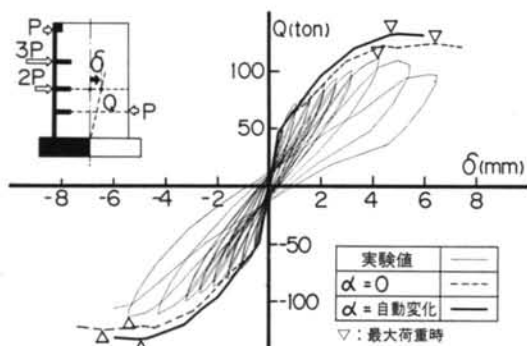
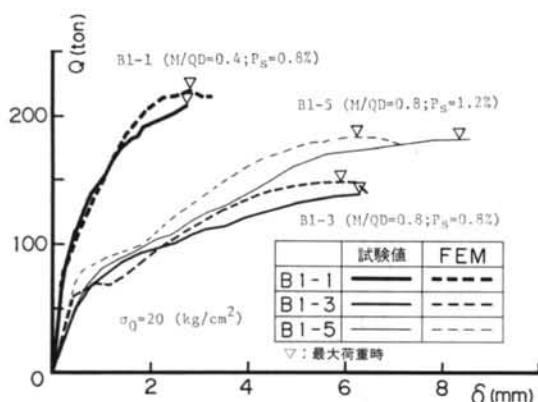


図 13 インナーボックスデータとの比較

図—14 せん断剛性の変化による比較(2)

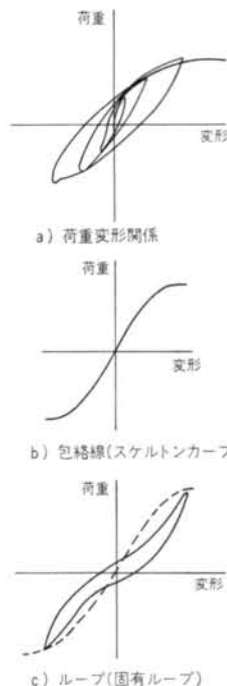


図—15 原工試データとその比較

変形関係は実験値を良く追跡し得ているといえよう。また、図—14は § 3. で示した IB 試験体での比較である。自動変化による変形が実験値と比べてやや小さい原因は、実験の水平変形に 3. 4 で述べた脚部での鉄筋伸び出しによる変形が含まれているためと考えられる。ここに示した例の他にもいくつかの実験 データ と比較検討をし、主に最大荷重とそのときの変形の適合性に注目して式(8)により、せん断剛性を自動的に変化させる方法を採用することとした。

[検討項目 2 : 構造要因の変化について]

数値実験として用いるためには、原子炉建屋を構成する主要素の構造要因の範囲内での適合性を検討する必要がある。図—15は、図—13と同じく鋳原子力工学試験センターによるボックス壁実験のうち、軸応力度 20kg/cm^2 でシアスパン比 M/QD 、および壁筋比 P_g を変化させた場合の比較例を示した。実験値と解析値を比較すると最大耐力では解析値の方がやや高目ではあるが、 M/QD 、 P_g の変化により特に大きな差異は見られない。また、軸応力度 0 の場合にもほぼ同様の適合性が見られ、各要因が荷重変形関係に及ぼす影響は正しく評価されている



図—16 荷重変形関係の分離

ものと思われる。

[その他の検討項目]

その他の検討項目としては、変形制御と荷重制御の比較、荷重作用位置の検討などを行なった。変形制御ではひび割れが増加する付近で荷重制御よりもやや乱れが大きくなるが、全体的にはほとんど一致することが分かった。また、荷重の作用位置としては加力実験のように片端で押す場合と、片押し片引張りの場合とを比較し、加力スラブの厚さが十分であれば両者の差はないことを確認した。

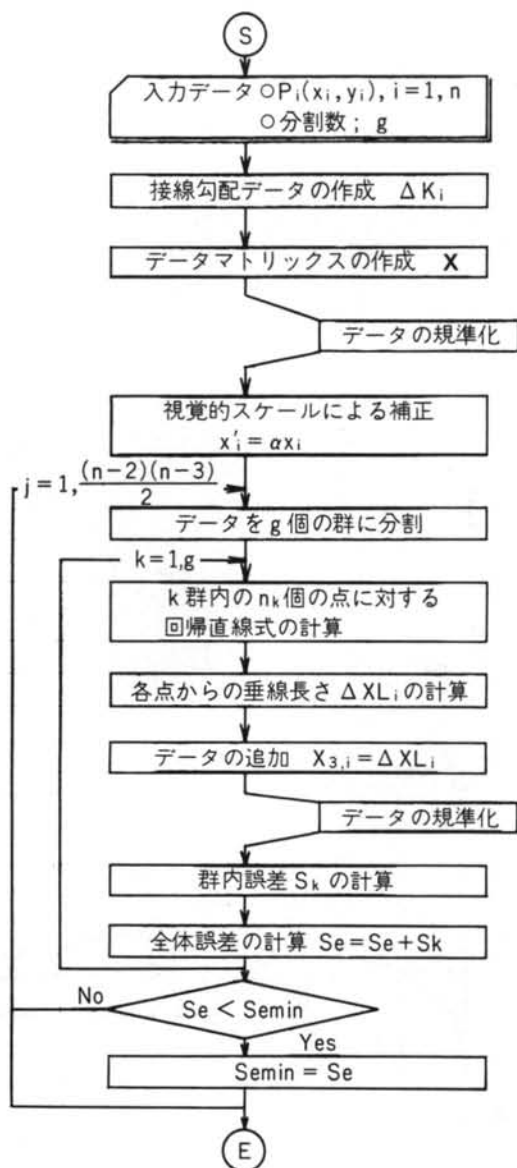
以上の検討により、本解析手法を数値実験に用いることとした。

§ 5. 包絡点群とその直線群への置換方法

5.1 スケルトンカーブと包絡点群

加力実験により得られた荷重変形関係を評価するために、図—16に示すように荷重変形関係を包絡線とループに分けて考え、まず包絡線(スケルトンカーブ)を評価することとした。§ 4. でも述べたように、数値実験では包絡線のデータしか得られていない。

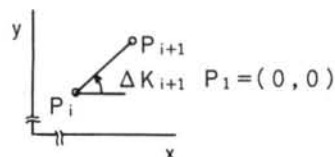
包絡線は包絡点群を順次結んだものである。数値実験では 1 方向漸増加力であるため、得られたデータはその



図一17 複数直線回帰式プログラムのフロー

まま包絡点群となる。加力実験の場合には、前のステップまでに経験した荷重および変形を超えた点として定義され、正負各々得られる。また、正負の差はほとんどないものと考え、負方向の包絡点を原点对称に移動し正方向と重ね合わせたものを包絡点群とした。

包絡点群を定量的に評価するためには、点群を関数近似しなければならない。曲線による表示方法もあるが、本論では一般的に直線の組み合わせによる方法を採用した。直線群による表示では、直線の交点により剛性の変化点の評価ができるからである。

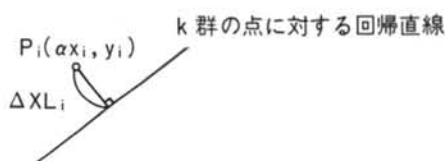


$$X = \begin{bmatrix} X_{1,1} & \cdots & X_{1,n} \\ X_{2,1} & \cdots & X_{2,n} \\ \vdots & & \vdots \\ X_{g,1} & \cdots & X_{g,n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_2, & \cdots & y_n \\ \Delta k_2, & \cdots & \Delta k_n \end{bmatrix}$$

$$X_{ti} = (X_{ti} - \bar{X}_t) / s$$

$\bar{X}_t$; 平均値

s ; 標準偏差



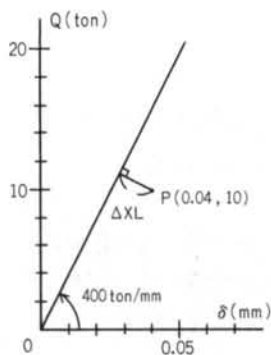
$$S_k = \sum_{t=1}^3 \left\{ \sum_{i=1}^{n_k} |X_{i,t} - \bar{X}_{k,t}| \right\}$$

$\bar{X}_{k,t}$; 群内の各要因の平均値

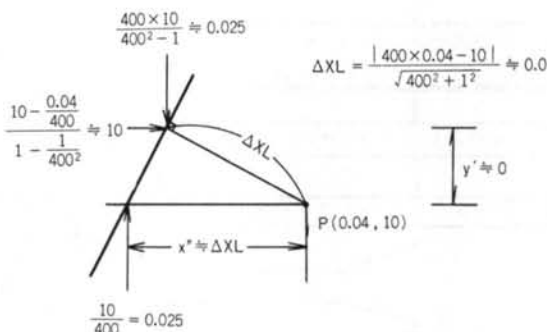
Se_{min} ; 全体誤差 Se の最小値

点群を直線に置換する定量的方法は、これまで確立されていたとはいえない。点群が定まれば最小二乗法にすることができるが、例えば初期剛性を定めるためにどの範囲までのデータを含めるかは各自各様であり、複数の直線となれば個々の研究者が定めた直線式を他の研究者が再現することはまず不可能である。

本論では、 $X-Y$ 平面上の包絡点群をマクロに見て数本の直線に近似する場合、誰がやっても同一の結果となるような方法を検討し、若干の問題点は残ってはいるものの、一応の結果が得られたので以下に紹介する。

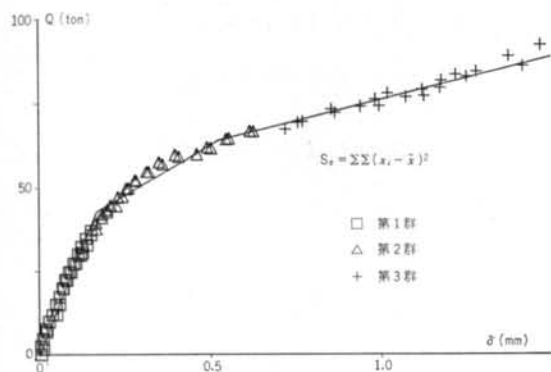
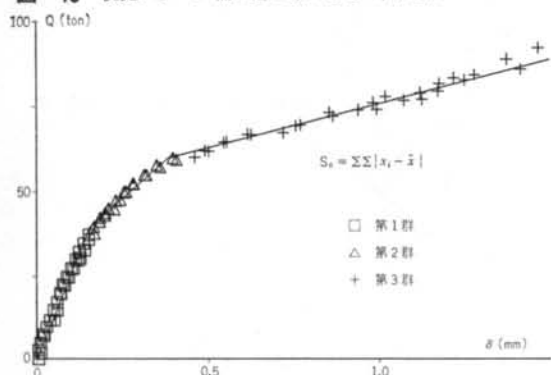


(a)



(b)

図一18 視覚スケール補正をしないときの問題点

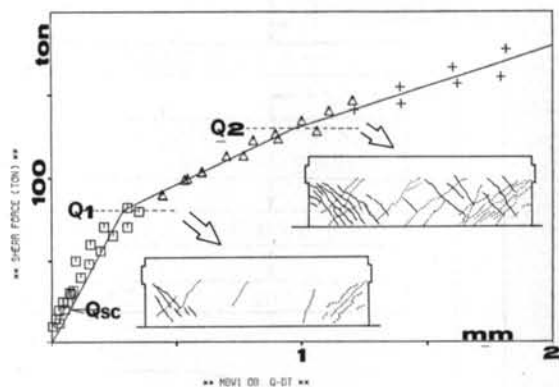


図一19 誤差のとり方による差異 (インナーボックス)

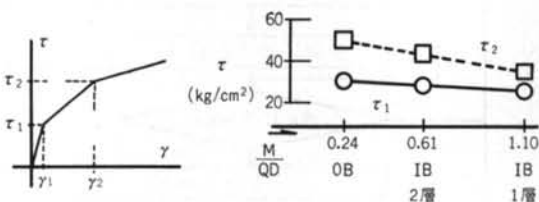
5.2 直線群への置換方法

図一17は、複数直線回帰式を求めるためのフローを示している。本方法の特徴を以下に列挙する。

(a)測定値 $P_i(x_i, y_i)$ ($i=1, n$) を g 個の群に分け、各々の群に対し直線回帰式を求める。通常の回帰手法と異なるのは、各点から直線までの距離の二乗の総計を最小にするのではなく、3つの要因すなわち y_i , 接線剛性 k_i , および垂線足の長さ ΔXL_i の群内の平均値との差



図一20 アウターボックスの荷重せん断変形関係



図一21 $\tau \sim \gamma$ 関係の折点の傾向

の絶対値と S_e を求め、その総和 S_e を最小とするように直線を定めるところである。

(b) n 個のデータを g 個に分ける場合の数をすべて考える代わりに、データが原点を出発点とする鎖のようにつながっているものと考え、この鎖を g 個に切断するとすれば、場合の数は $(n-1)(n-2)/2$ 個まで減じることができる。

(c) 3つの要因の値は各々そのオーダーが異なっているために、そのまま S_e の計算に入ると大きなオーダーの要因の比重が大きくなってしまふ。この不都合をなくすために、データをその平均値と標準偏差により規準化し各要因の重みが等しくなるようにした。

(d) 垂線足長さ ΔXL_i を求めるときには、 $P_i(x_i, y_i)$ の

値をそのまま用いず，“視覚スケールによる補正”を行なう。図-18は，視覚スケール補正しないときの不具合を説明するものである。 x_i , y_i のオーダーが異なるために，そのままの値で計算をすると視覚的には明らかに違う ΔXL が x' と等しくなり，また y' が 0 となってしまう。したがって，グラフ縦・横軸の比に合うように係数 α によって x_i を補正する必要がある。この係数 α の定め方が本手法の中で唯一の工学的判断によるものであり，先に若干の問題があると述べたのはこの点のことである。

図-19(a), (b)は IB 試験体の荷重せん断変形関係に本手法を適用した例を示した。図(b)は誤差として先にも述べたように平均値との絶対値をとった場合であり，図(a)は通常最小二乗法にならって二乗和をとった場合である。数学的な説明はできないが，工学的には明らかに図(a)の方が良い近似を得ていることが分かる。

図-20は，OB 試験体の荷重せん断変形関係の場合である。試験体に局部的な斜めひびわれが最初に発見されたのは Q_{sc} の点であるが，マクロに見た剛性の低下はほとんどなく，分析の結果でも第1折点は Q_{sc} よりも大分高くなっている。荷重せん断変形関係における第1剛性低下点は，局部的なひびわれによってではなくウェブのほぼ中央に斜めひびわれが生じたときであり，第2剛性低下点はウェブの全域に斜めひびわれが生じた点であるといえる。

図-21は，OB 試験体および IB 試験体の1層部と2層部で得られた τ (せん断応力度) $\sim \gamma$ (せん断変形角)

包絡点群を，3本の直線で近似したときの第1折点と第2折点の τ を縦軸に，横軸にシアスパン比 M/QD をとって示したものである。 τ_1 , τ_2 ともに M/QD による一定の傾向があることが分かる。

以上の検討の結果，ここで提案した直線群への置換方法が有効であることが分かった。

§ 6. おわりに

本論では，原子炉建屋の主耐震要素である箱型立体耐震壁の復元力特性のうち，スケルトンカーブを検討するための手順を示した。検討のためのデータは，縮小模型を用いた水平加力実験と非線形 FEM 解析による数値実験である。また，スケルトンカーブを定量的に評価するために実験によるデータを数本の直線で置換し，その勾配・交点を用いる。本論は，用いたデータおよび解析手法の妥当性を明らかにしたものであり，具体的な解析結果については次報において述べるものである。

謝辞 本論をまとめるに当っては，筆者が所属している各種関連委員会の諸先生，諸先輩方に貴重なご示唆をいただきました。特に，東京大学岡田恒男教授には温かい励ましをいただきました。末尾ながらここに深謝いたします。また，§5. で述べた直線群への置換方法は，クラスター分析にヒントを得たものであり，これに関しては大崎研究室広瀬孝主任研究員に紹介していただいた。ここに感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 例えば，東京大学梅村研究室：“鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と復元力特性に関する研究”（昭和50年9月），瀬戸川他：“円筒型RC耐震壁に関する水平加力実験報告（その1），（その2）”日本建築学会近畿支部研究報告集（昭和54年）
- 2) 深田，鈴木他：“原子炉建屋模型の水平加力実験（その1）～（その3）”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和55年，56年），Fukada, et al.: “Experimental Study on One-thirtieth Scale Model on Reinforced Concrete Reactor Building Under Cyclic Lateral Loading” 6th SMIRT.
- 3) 平石：“耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定法”日本建築学会論文報告集（昭和58年11月）
- 4) 川股，藤田他：“有限要素法による鉄筋コンクリートシェルの弾塑性解析（その1），（その2）”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和55年），Fujita, et al.: “Finite Element Elasto-Plastic Analysis of Thin Walled Structures of Reinforced Concrete as Applied to Reactor Facilities”
- 5) 武田，井元：“3次元連続体の非線形有限要素解析（第1報：解析法）”大林組技報 No.11（1975年）
- 6) Sato & Shirai: “Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Structures—Material Modelling of Reinforced Concrete” IABSE Colloquium, Delft, 1981.
- 7) 財原子力工学試験センター復元力特性分科会：“原子炉建屋の復元力特性試験（その1）～（その7）”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和57年）

＜既発表文献＞

- 1) 稲田他：“原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究” 日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和57年）
- 2) 稲田他：“原子炉建屋ボックス型立体耐震壁の復元力特性に関する研究（その1）～（その6）” 日本建築学会大会学術講演会梗概集（昭和58年，59年）
- 3) 稲田他：“原子炉建屋箱型立体耐震壁の復元力特性に関する検討” 第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集
- 4) 稲田他：“実験データに基づく原子炉建屋のエネルギー吸収能，せん断強度に関する検討” 同上