

(20) 筋かい付骨組構造の耐震性に関する実験および解析的研究

— タービン建家の弾塑性地震応答解析 —

* 武藤 清 ** 高根 弘志 *** 佐藤 正二
* 津川 恒久 ○ * 後藤 幸義 * 竹中 康雄

§ 1 はじめに

火力発電所タービン棟(写真1)は、蒸気タービンその他の機器配置の都合上、床には大開口、平面的には大きな吹抜け(図1)、立面的には主要な耐震要素である鉛直筋かい材や機器荷重が偏在し、地震時には建家のねじれや、架構間の水平力の伝達が非常に複雑となり、立体的な取扱いが必要となる。

又、耐震要素の筋かい材は、地震力の増大とともに座屈を起し、その後は骨組全体として耐力低下を伴った不安定挙動を呈するため、予期せざる大地震の時の弾塑性復元力を正確に評価する必要がある。

そこで、筆者らは、この様な発電所施設の耐震設計を合理的なものとするべく、動的解析法について、以下の如き、実験及び解析的研究を実施した。

- (1) K型筋かい付鉄骨骨組の水平加力実験によって、大変形時に至る骨組の弾塑性復元力特性を明らかにする。
- (2) 筋かいの座屈現象及び骨組の降伏現象を考慮した弾塑性解析法に基づくコンピュータプログラムを開発し、実験結果のシミュレーション解析を行う。
- (3) (1)、(2)で明らかになった弾塑性履歴曲線を用いて、筋かい材の座屈現象を含めた建家の立体的な挙動を求める耐震解析システムを開発する。
- (4) 実際のタービン棟(東京電力袖ヶ浦火力発電所)を対象として弾塑性地震応答解析を行いその耐震性を検討する。

本報告では以上の4項目に関し、§ 2 ~ § 5

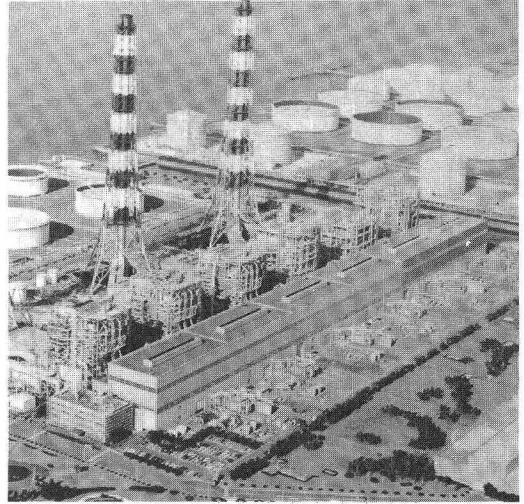


写真1 火力発電所本館概観

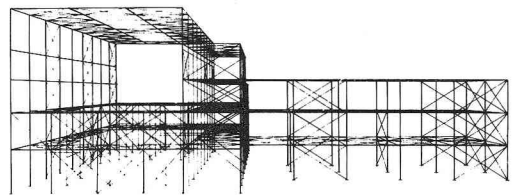


図1 タービン棟骨組概観

でその概要を述べる。尚、本研究は東京電力技術開発研究所と東電設計株式会社および武藤構造力学研究所の共同研究として実施されたものである。

§ 2 K型筋かい付鉄骨骨組の水平加力実験

2.1 実験概要

供試体は、図2に示すようにK型筋かい付1層1スパン平面骨組の $\frac{1}{2}$ 縮尺モデルで、表1に示す3種類各1体の計3体である。3供試体は

* 武藤構造力学研究所 ** 東京電力技術開発研究所 *** 東電設計株式会社

筋かい断面と仕口形式（図3）のみが異なり、周辺フレームは同一である。3 供試体の特徴は

№1：実建家で採用されている断面，仕口形式

№2：新耐震設計法に基づく断面，仕口強度
2割増

№3：№1と同断面，仕口形式を改良

加力は，図2に示すように上部はりの軸心位置に正負交番繰返し水平力を加える方法で行った。なお，左右柱のせん断力を同一にするため，左右のオイルジャッキを連動させ押し引き同時加力とした。また，上下はりは筋かいの変形による横座屈を防止するため面外変形を拘束して加力した。実験は，層間変形角 δ/h (δ ：柱頭の水平変位， h ：階高) による変形制御とし，漸増変位で数回繰返した後，最終的に $R = +1/30$ ($\delta = 1.7\text{ cm}$) まで変形させた。

2.2 実験結果とその検討

(1) $Q-\delta$ 関係：結果を図4～図6に示す。いずれの供試体も $R = 1/500 \sim 1/200$ において圧縮筋かいが構面外に座屈し，そのため16～21%の耐力低下を生じているが，座屈後は安定した復元力を保ち， $R = 1/50$ の大変形時まで紡すい形の履歴曲線を示している。特に№3は№1と比べ座屈耐力も高く，しかもエネルギー吸収能力も平均約20%大きい。一方，№1に比べ筋かい断面積が約1.5倍である№2は，座屈耐力および座屈後耐力がさほど向上していない。これは，後述する様に筋かいの軸剛性に比べ上部はりの曲げ剛性が小さく，そのため上部はりの下方への変形が大きくなり引張筋かいが有効に働かなくなるためである。なお，№1と№2の実験途中で下部はりに横座屈が生じたが，いずれも大変形時での座屈であり，少なくとも $R = 1/50$ 程度までの復元力特性には影響を及ぼしていないと考えられる。

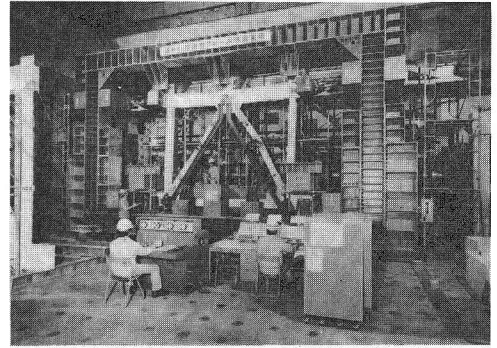


写真2 実験風景

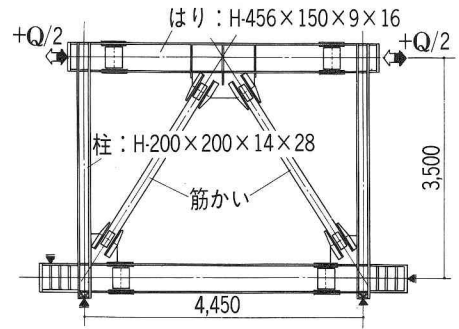


図2 供試体及び加力方法

表1 供試体一覧

供試体	筋かい断面	仕口形式	設計法
No. 1	H175×175×6×10($\lambda=93$)	ガセットプレート形式	従来設計法
No. 2	H200×204×10×12($\lambda=83$)	ガセットプレート形式	新耐震設計法
No. 3	H175×175×6×10($\lambda=93$)	ブラケット形式	従来設計法

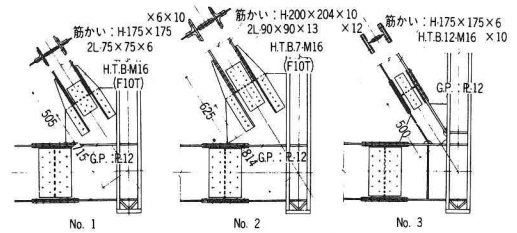


図3 筋かい接合部詳細

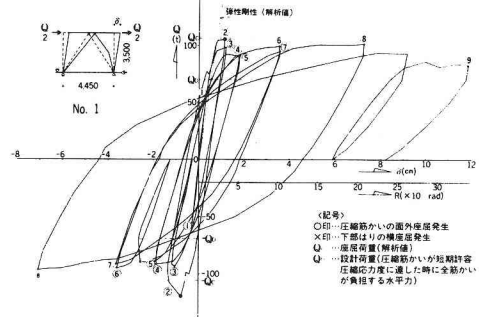


図4 No.1 $Q-\delta$ 曲線

(2) 上部はり中央部の鉛直変位：実験結果の一例を図7に示す。これによると筋かい座屈後は下方への変形が急増し、しかも変位振幅の増大に伴い変形が下方へ残留していく傾向が認められる。3供試体の中では $\#2$ の変形が最も大きく、 $R=1/100$ の時で約1.5~1.7 cmであり、これは $\#1$ 、 $\#3$ の約2倍に相当している。参考までに上部はりを両端固定とした時の曲げ剛性と筋かいの軸剛性との比を計算すると $\#1$ 、 $\#3$ が0.6であるのに対し、 $\#2$ では0.4となっている。

(3) 筋かいの軸方向力：図8は筋かいに貼付したひずみゲージから筋かいの軸方向力を求めたものであるが、これによれば圧縮筋かい座屈時の引張筋かいの軸方向力は、 $\#1$ 、 $\#3$ が降伏軸力 N_y の約80%であるのに対し、はり変形の大きな $\#2$ は N_y の約63%である。また、いずれの供試体とも圧縮筋かい座屈荷重近傍から引張筋かいの軸方向力の増加は鈍くなる傾向にある。

以上までの結果から、この種のK型筋かい付骨組の復元力特性は、筋かい断面に対するはりの剛性・強度が大きく影響すること、また仕口形式ではガセットプレート形式よりもブラケット形式の方が剛接度が高くエネルギー吸収能力が大きいこと等が明らかとなった。

§3 水平加力実験シミュレーション

3.1 解析法

解析は筋かいの座屈後挙動を一次元履歴特性によって考慮した塑性関節型平面骨組解析法を採用する。

本法は、骨組の構成要素として柱、梁、パネル、筋かいを考える。柱、梁部材は、曲げ、せん断、軸方向変形を考慮し、降伏は両材端で、曲げモーメント軸力相関降伏条件により判定し、降伏後の剛性はZiegler提案の移動硬化修正

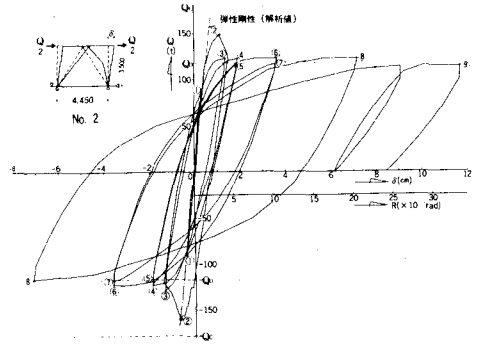


図5 No.2 Q-δ曲線

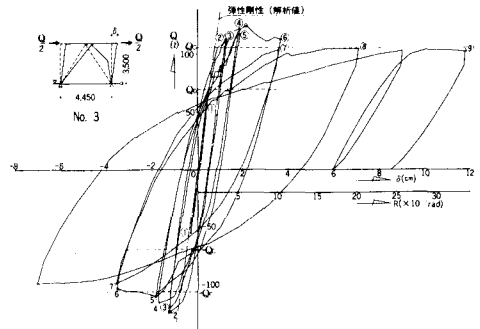


図6 No.3 Q-δ曲線

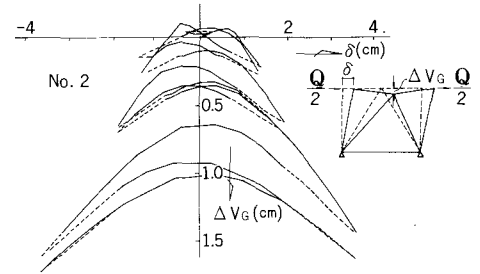


図7 はりの鉛直変位 (No.2)

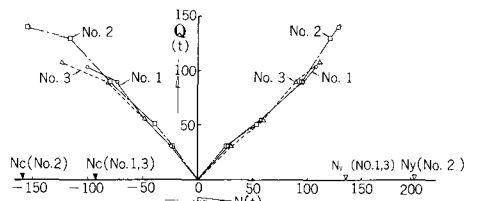


図8 筋かいに生じる軸方向力

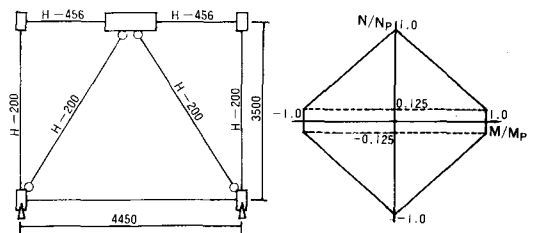


図9 No.2解析モデル

図10 降伏曲面

則, Mises の塑性流れ則に基づいて評価する。接合部パネルは, せん断変形のみ考慮し, せん断力とせん断変形角との関係は Bi-Linear とする。筋かいの復元力特性は, 若林博士らによって提案された実験式を採用するものとする。

3.2 解析モデルと解析仮定

解析モデルは, 図9に示すように, 柱, 梁, 筋かいおよび接合部パネルより構成する。部材性能は材料試験結果を用いる。なお, 上部梁中央のパネルは, 仕口形式を考慮して評価している。

解析に際し設けた仮定は以下のとおりである。

- 1) 筋かいと接合部パネルはピン接合とする。
- 2) 境界条件は, 柱両下端の節点ピン支持とする。
- 3) 筋かいは, 実験では構面外座屈したので, 弱軸に関する曲げ剛性を仮定する。
- 4) 柱および梁の初期降伏条件は図10に示すものを採用し, ひずみ硬化係数は一率 0.02 とする。

以上の解析条件に基づき, 有効座屈長比(座屈長/筋かい全長: r)をパラメーターとして解析を行った。

3.3 解析結果

一致度の良い結果として No. 1, No. 2 は $r=0.9$ の場合 No. 3 は $r=0.6$ の場合について, 層せん断力と層間変位の関係を実験値と比較して図11~図13に示す。正負両方向の処女座屈時を除きいずれも良く一致している。処女座屈時の不一致は, 本解析に用いた若林博士の提案式が繰り返し載荷時の比較的安定した状態を表わす式であることによる。次に筋かいの軸方向変形と層せん断力の関係を比較して No. 2 に注目して図14に示す。実験値と解析値は良く一致した結果である。この事は筋かいの解析的な扱いがほぼ妥当であることを示すものである。又, 図15は上部梁中央の鉛直変位と層間変位の関係を比較して

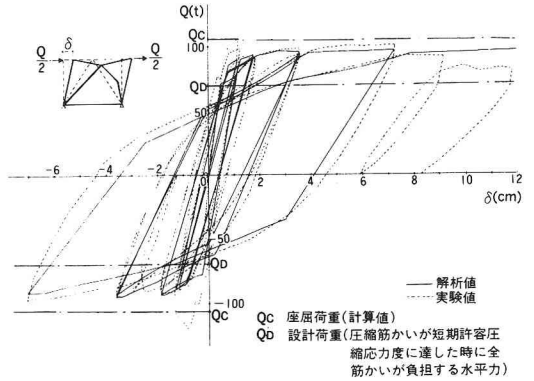


図 11 No. 1 Q-δ 曲線

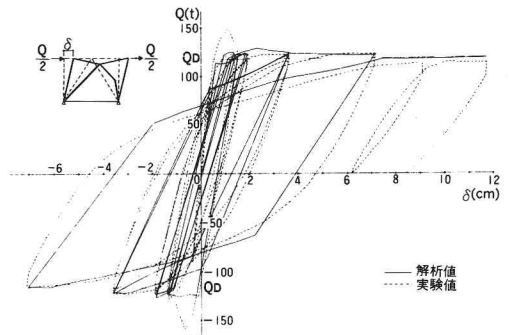


図 12 No. 2 Q-δ 曲線

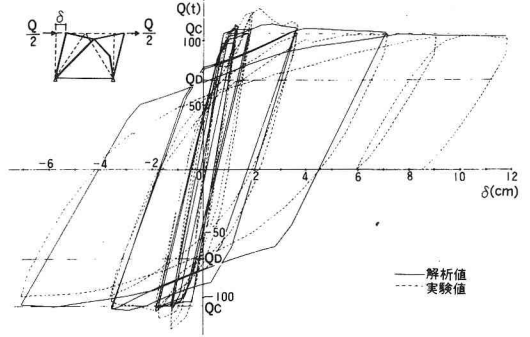


図 13 No. 3 Q-δ 曲線

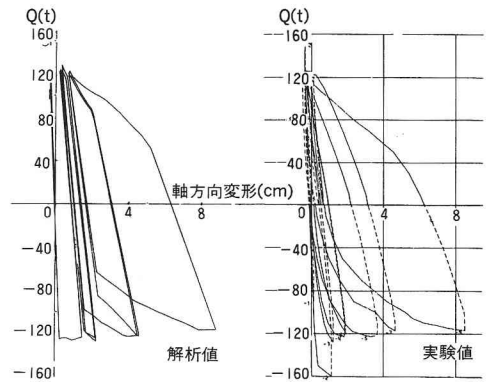


図 14 No. 2 層せん断力・筋かい軸方向変形の比較

示したものである。筋かいの座屈後上下方向の不釣合力によって鉛直変位が急増するが、実験値に対し解析値が2倍程大きい。この解析での柱両下端の境界条件が必ずしも実験と同じ条件ではなく生じた不釣合力を上部梁が全部背負った為に変形が大きくなったものと思われる。次に解析結果に注目し、フレームの負担せん断力と層間変位の関係を図16に、筋かいの負担せん断力と層間変位の関係を図17に示す。この結果から筋かいの横力分担率は弾性範囲で約95%， $R=1/100$ で約70%である。

又、実験での筋かい端部仕口形式の違いを解析結果から考察すると、 κ_1 、 κ_2 の解析で良好な結果は $r=0.9$ の場合、 κ_3 では $r=0.6$ の場合である。これは前者がガセット形式で、材端の固定度が低く両端ピン($r=1.0$)に近い状況と考えられ、後者はブラケット形式で材端の固定度が高く両端固定($r=0.5$)に近い状況と考えられる。

以上実験のシミュレーション解析を通じて、本報の解析法が筋かいの座屈後の不安定現象も含めて、高い精度で追跡できることがわかり、その妥当性を確認した。

§ 4 タービン建家の弾塑性地震応答解析

4.1 バネ-質点系モデル

弾塑性地震応答解析を立体フレームモデルで行うことは、取扱う未知数が膨大となり、多くの場合そのまま採用することは実用的でない。そこで立体的な挙動を表現できる実用的な解析法として、床変形を考慮したバネ-質点系モデルによる解析法を考える。その要約を述べると、平面フレームを図18に示す如く床レベルに質点を設け、その間を等価な曲げせん断棒でつないだバネ-質点モデルに置換する。全体モデルは図19に示す如く隣接した各平面フレーム間の床バネを評価して連結したものである。

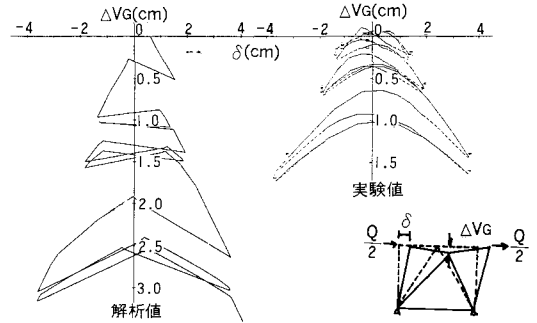


図15 No.2 梁中央の鉛直変位

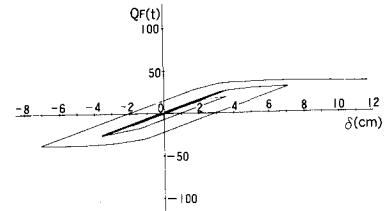


図16 No.2 フレーム Q-δ 曲線

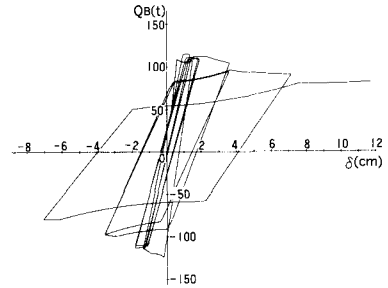


図17 No.2 筋かい Q-δ 曲線

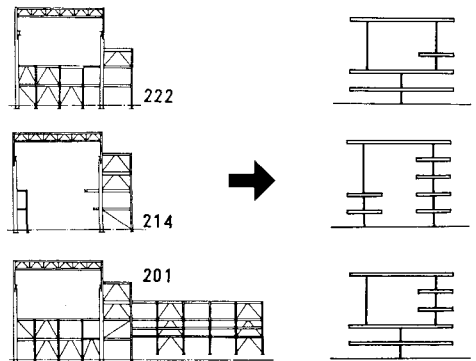


図18 平面フレームのモデル化

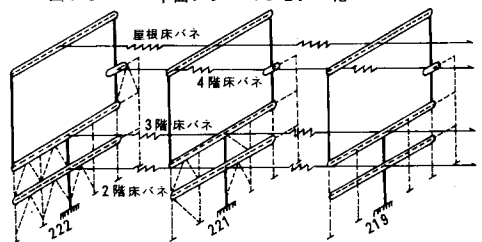


図19 全体系振動モデルの作成

4.2 筋かい付骨組の復元力特性

バネー質点系モデルの各層に与える復元力特性は図20に示す如く静的な漸増载荷の下での平面フレームの先述の弾塑性解析によって評価する。得られた層せん断力と層間変位の関係をTri-Linear型の復元力特性に理想化し各部材に与える。又履歴特性としては図21に示す如く、筋かいを有する層についてはDegrading Tri-Linear, 他の層はNon Degrading Tri-Linearとした。

4.3 バネー質点系モデルと精算解析

実用的な弾塑性動的解析法として提案した等価バネー質点系モデルによる解析法の妥当性を検証する為、ここでは解析対象として、タービン建家の構成フレームの中から平面フレームを一枚取り出し、質点系モデルによる地震応答結果と§3のシミュレーション解析で採用した筋かいの履歴特性を時々刻々正確に追跡した精算解析法による地震応答結果を比較し検討した。

精算地震応答解析はStep by Stepの増分法に基づく直接法で解いているが、座屈後の筋かい剛性の負勾配を追跡するため、収束計算による精算解析法を採用している。各節点には(u , v)の2自由度を考慮し、地震力は u のみに入力する。

解析モデルを図22に示す。精算解析では柱梁部材数は35、筋かい部材数は11、全自由度は46である。これを等価なバネー質点系に置換すると曲げせん断部材6、全自由度5のモデルとなる。図24に精算解析で採用した筋かいの履歴特性を示す。今回の解析では特に筋かいの非線形性に注目するため、筋かい以外の骨組は弾性として扱った。

地震応答解析は、入力地震波として1940年5月18日EL CENTRO (NS)波と1978年1月14日伊豆大島近海地震の現地観測波を最大加速度500 galとして用いる。減衰は内部粘性減衰で2.0

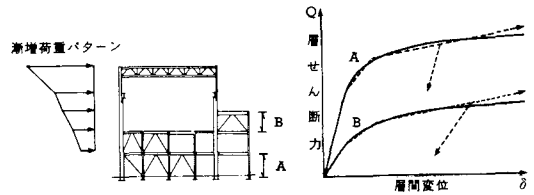


図20 復元力特性の評価

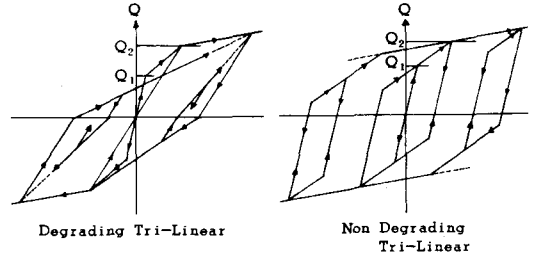


図21 部材のヒステリシスループ

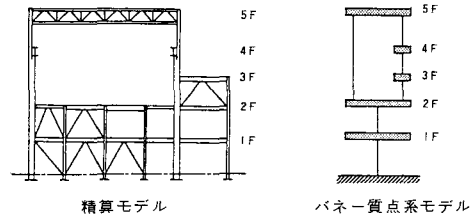


図22 解析モデル

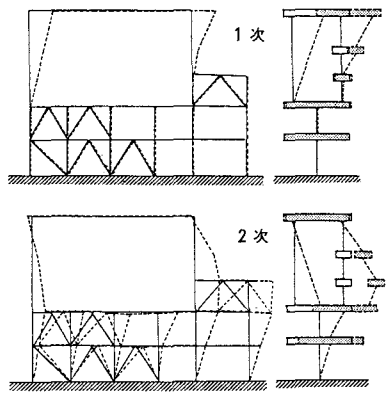


図23 固有モード形の比較

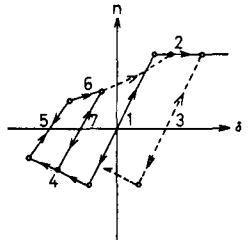


図24 履歴特性図

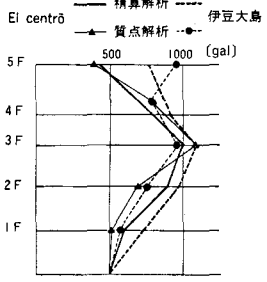


図25 最大加速度分布

%を与えた。

4.4 解析結果

弾性時の固有周期についてみると、質点系モデルは1次が1.32秒、2次が0.36秒である。精算モデルは1次が1.28秒、2次が0.41秒である。図23は1次および2次の振動モード形を両者比較して示したものである。

地震応答解析結果として、図25に応答最大加速度分布、図26に最大水平変位分布、図27に最大せん断力分布を示す。現地観測波に対する屋階の応答に若干の違いがみられる以外は全般に良く一致した結果となっている。又、図28は加速度時刻歴を1階、2階、3階、屋階に注目して、EL CENTRO波について質点系モデル、精算モデルを重ねて比較したものである。精算解析の結果として筋かいの応答履歴性状を図29に示す。

以上の結果から、等価なバネ-質点系に置換した本法による結果が精算解析同様筋かいの性状を十分表現し得る手法であることが確認された。

§ 5 既存タービン建家への適用

本研究のまとめとして、実際の火力発電所タービン建家を対象として弾塑性地震応答解析を行い耐震性の検討を行った。以下にその概要を述べる。

5.1 建物概要

出力1000MWの火力発電所本館建家で筋かいを耐震要素とする鉄骨構造である。平面形はタービン建家と制御建家が繋がったL字形をしている。(図30、図32)建家の長辺長さ90m短辺長さ44mで高さ33.5mの5階建、短辺方向は10枚の平面フレームから構成されている。2階、3階はタービン架台の開口がありその為各階の床構成も複雑である。さらに建家の4階と5階はセットバックしている。図31に短辺方向のフ

El centrö 伊豆大島
 精算解析 ---
 質点解析 -●-

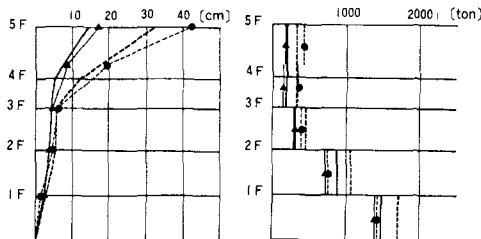


図 26 最大水平変位

図 27 最大層せん断力

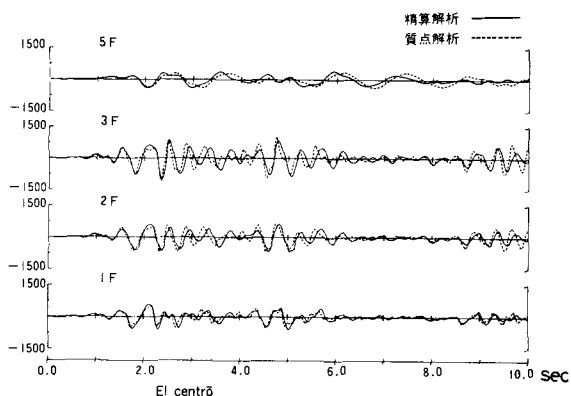


図 28 加速度タイムヒストリーの比較

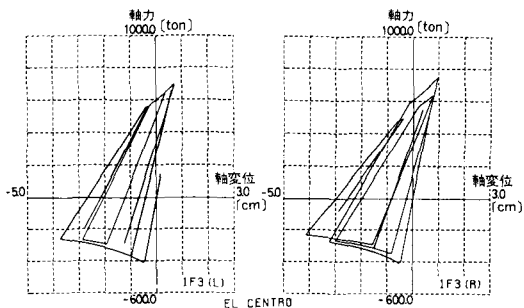


図 29 筋かいの履歴性状

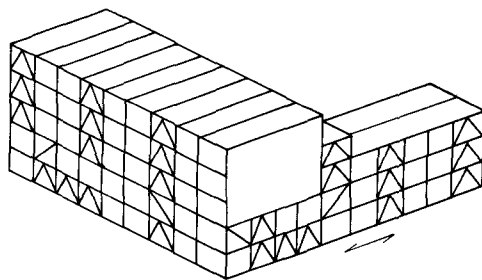


図 30 タービン棟骨組概観

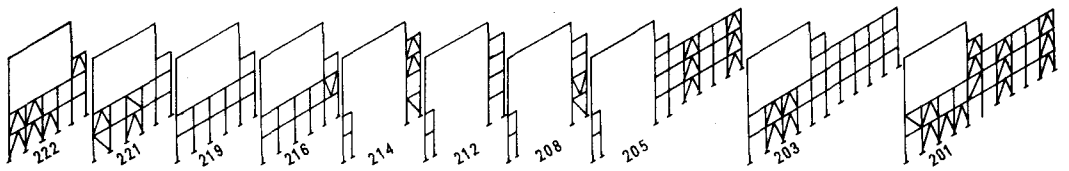


図 3 1 短辺方向フレーム構成

フレーム構成を示すが、妻側フレームを除けば機器配置の都合上筋かいも偏在しその数量も制限されている。

5.2 静的解析と振動モデル化

10枚の平面フレームをそれぞれ単独にとり出し、図33に示す外力パターンで静的解析を行い得られた変位パターンに基づいて漸増比例変位載荷を行った。

以上の静的解析結果からフレームの各層を等価な曲げせん断棒に置換し、それぞれを床のせん断パネで連結する。

全体系振動モデルを図34に示す。

5.3 弾塑性地震応答解析

静的解析から得られた層せん断力と層間変位の関係を Tri-Linear 型の復元力特性に理想化し各部材に与えた入力力は1978年1月14日伊豆大島近海地震の観測波（基礎上端11 gal）で最大加速度 300gal, 500galとして解析した。減衰は内部粘性減衰とし1次周期に対して2.0%を与えた。

5.4 解析結果

弾性時の固有周期は1次0.676秒、2次0.401秒、3次0.375秒である。振動モード形として1次～3次までを図35に示す。

地震応答結果として、代表的な骨組の最大加速度分布を図36に、最大せん断力分布を図37に示す。加速度分布についてみると、300gal入力に比べて500gal入力に於ける4階、5階の応答倍率がかなり小さくなっている。これは500gal入力では1階、2階で塑性化が進む影響によるものである。

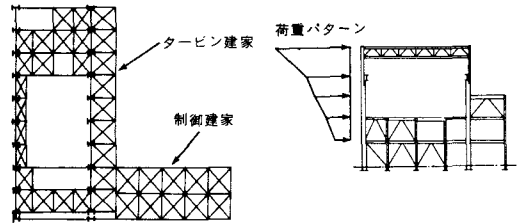


図 3 2 平面図

図 3 3 載荷パターン

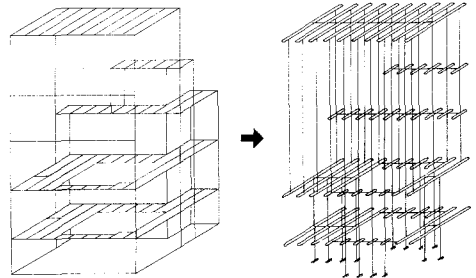


図 3 4 建家の全体系振動モデル化

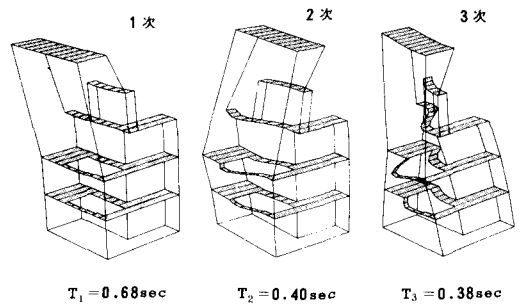


図 3 5 振動モード形

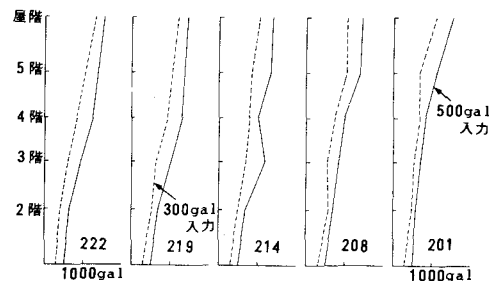


図 3 6 応答最大加速度分布

ちなみに応答最大塑性率を筋かい付フレームについてみると 300gal 入力に対し平均 2.0 以下、500gal 入力に対してもいずれも 5.0 以下である。図38、図39は両入力に対する塑性化状況を 222 フレーム、214 フレームに注目して示したもので、同図中○印は 300gal、●印は 500gal 入力時の応答結果を示す。又、応答水平変位は中抜けフレーム及びその隣接フレームで卓越する傾向がみられる。

次に応答最大せん断力分布を筋かい付フレームに注目してみると、位置によりかなりのバラツキが生じており、静的設計に於いて通常採用される各階毎の筋かいの水平力均等負担の仮定とは大きく異った結果となっている。

以上の結果から本建家の耐震性を検討すると、一部に塑性率の大きいフレームが見られるが全体としては破壊に至る様な塑性化の進展はみられない。機能上の制限は別として、鉄骨フレームの構造的限界を考慮すると当該筋かい付骨組には十分な耐震性があると判断される。

§ 6 むすび

以上、タービン建家の弾塑性地震応答解析を通じて耐震性の検討を行った。この種の複雑な構造物は現行の静的設計法に加えて本法の如き動的解析による検討も充分意義があると思われる。特に今回の研究は実験を含めた特性把握であり、タービン建家のみならず一般の筋かい付骨組にまでの適用が可能であり、耐震性の評価に対する有効な手段となろう。又新耐震設計法への対応という意味では、筋かい付骨組の塑性率を精度よく求めることにより、構造特性係数 D_s の算出が可能となった。さらに、骨組の最大耐力及び保有耐力が梁の剛性、仕口の状況に大きく依存することが分り、今後の設計に際してはそれらの点を充分注意する必要がある。

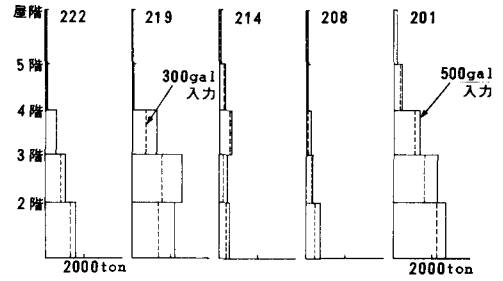


図 3 7 応答最大せん断力分布

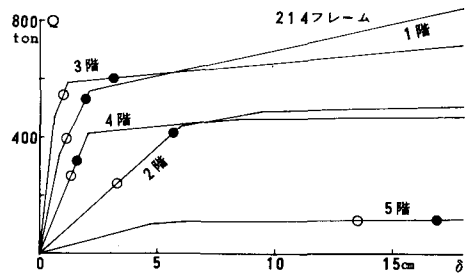


図 3 8 214 フレーム塑性化状況

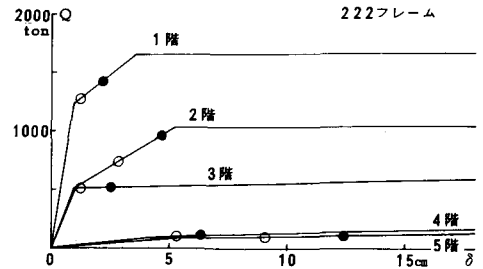


図 3 9 222 フレーム塑性化状況

参考文献

- 1) 藤本, 北後, 橋本他: 繰返し水平荷重をうける筋かい付鉄骨ラーメンの弾塑性性状に関する研究(その2) K型筋かい付ラーメンの実験(1) 昭46.11 AIJ大会
- 2) 花井, 賀来「繰返し荷重を受ける鋼構造骨組の弾塑性解析」論報集214号 昭48.12
- 3) 若林, 柴田, 中村他「鉄骨筋かいの復元力特性の定式化(その1), (その2)」昭51.10 AIJ大会
- 4) 柴田道生, 泉 洋輔: 筋違付骨組の復元力特性と地震応答(その1), (その2) 昭和53年 AIJ大会
- 5) Philippe P. Martin H. Bolton Seed
MASH
ULB/EERC-78/23
- 6) 遠山幸三: 筋かい付鉄骨骨組の耐震性向上に関する研究 昭54. 3

Experimental and Analytical Study of Braced Frame Structure
— Inelastic dynamic analysis of large turbine building —

* K. Muto ** H. Takane *** S. Sato
* T. Tsugawa * Y. Goto * Y. Takenaka

In boiler and turbine buildings of steam power plant there are many large openings in floors and openspaces. Such buildings usually uses steel bracing as main seismic components instead of concrete walls because of equipments and pipings penetrating through, and there is additional limitation on arrangement and number of bracings. Consequently it becomes very important in terms of seismic capacity beyond elastic range to take into account both three-dimensional effect and inelastic behavior including post-buckling phenomena of bracing during severe earthquakes.

Consequently we conducted following experimental and analytical studies to originate a useful seismic analytical system.

(1) Experimental Study

We conducted statical cyclic loading test of 1/2 scale K-type unit braced frames picked up from a real turbine building. Then we made clear inelastic behavior of braced frames.

(2) Simulation Analysis of Test Results

We developed a new computer program based on inelastic analytical method including yielding and buckling phenomena. Then we simulated the test result using the computer program and confirmed adequacy of the program.

(3) Modeling for Inelastic Dynamic Response Analysis

We thought out efficient modeling conception to evaluate the seismic capacity of turbine building taking into account both three-dimensional effect and inelastic characteristic.

(4) Application to Large Turbine Building

Using the seismic analysis system originated, we carried out inelastic dynamic response analysis under severe earthquakes, and confirmed high seismic capacity of the turbine building of Sodegaura Steam Power Plant of Tokyo Electric Power Company Ltd..

* Muto Institute of structural Mechanics, Inc.

** Tokyo Electric Power Company, Ltd.

*** Tokyo Electric Power Service Company, Ltd.