

地盤との非線形動的相互作用を考慮した高炉ガスホルダーの地震応答解析

Seismic Response Analysis of BFG Holder Considering Nonlinear Soil Foundation Interaction

原田隆典*・浜崎 晃**・王 宏沢***・杉野 仁彦****

Takanori HARADA, Akira HAMASAKI, Hongze WANG and Yoshihiko SUGINO

*工博 宮崎大学教授 工学部土木環境工学科 (〒889 - 2192 宮崎市学園木花台西 1 - 1)

**防災管理グループリーダー 新日本製鐵 (株) 大分製鐵所 総務部 (〒870-0992 大分市大字西ノ洲一番地)

***博士(工) 宮崎大学産学連携センター共同研究員 (〒889 - 2192 宮崎市学園木花台西 1 - 1)

***土建水グループマネジャー 新日本製鐵 (株) 大分製鐵所 (〒870-0992 大分市大字西ノ洲一番地)

Because the currently existing important industrial and civil structures were designed and constructed on the basis of the past earthquake resistant design regulations, it is important to examine the seismic response behaviors of these existing important structures by using the current knowledge on earthquake loadings and the advanced method of 3-dimensional nonlinear seismic response analysis. In this paper, the 3-dimensional nonlinear seismic response behaviors of a BFG holder have been examined using a 3-dimensional fiber element method that can make it possible to model digitally the substructures and superstructures based on the nonlinear stress-strain behaviors of the materials of the structures. The computer code of 3-D fiber element method used in this analysis can take into account for the 3-dimensional nonlinear dynamic soil foundation interaction, and also the material and geometrical nonlinear behaviors of the beam and shell elements of the BFG holder. It is found from numerical analysis that the seismic behaviors of BFG holder strongly change depending on the height (position) of the piston of the BFG holder and also the piston moves laterally and rotationally during earthquake loadings.

Key Words: BFG holder, nonlinear response analysis, earthquake, Multi-Winkler model, fiber element

キーワード: BFG ホルダー, 非線形応答解析, 地震, ウィンクラモデル, ファイバーモデル

1. はじめに

地震等の低頻度自然災害によって重要生産施設や重要社会基盤施設の機能が失われると、その社会的影響は甚大となる。したがって、低頻度の発生事象にもかかわらず、その影響を考慮した被害防止対策や早期復旧方法(低頻度巨大損失災害に対する危機管理)を策定しておくことは当然である。1995年兵庫県南部地震による住宅倒壊による人的被害とともに、重要生産・社会基盤施設の被害による経済的・社会的損失は、許容できるものではないと考えられる。どこまでが許容できるかという問題は、時代背景、社会や企業、個人に依存し変わるので一般化は難しいものの、大多数の人が地震は怖いと思わない状況にしていくことが目標であろう。これまでの重要生産・社会基盤施設の地震対策は、主に施設を新規につくるときに耐震設計基準を設け、この基準を満足させるという耐震性向上策を採用している。耐震設計基準は全ての大地震に耐えるという保

証を与えるものではないが、国が定めた耐震設計基準をクリアしてつくられた施設は地震に大丈夫といういわゆる神話が生まれたことも事実である。これからの重要生産・社会基盤施設の地震対策では、耐震設計基準の保障するところを理解し過大評価することなく、施設被害による経済的・社会的損失に見合った地震対策へと展開し、社会から信頼される施設にしてゆく必要がある。

このために必要な技術として、想定した震源断層が破壊して地震が発生した場合、当該施設の地盤と基礎がどのように揺れて、施設がどのように挙動するのかを再現する3次元非線形地震時挙動に関するコンピュータシミュレーション(3DCS)技術の開発と活用が考えられる。

このような技術開発とその利用により、従来の施設の耐震設計法(ある想定した設計地震力に対しては、全体系を構成する骨格部位が必要な耐力や変形性能を有していることは解析可能である)では取り扱うことができない、

(1) 弾性領域をはるかに超す大変形領域における構造物

の非線形挙動と損傷崩壊特性、あるいは、(2) 全体系が終局状態に至るまでに、どの部位が、どのような損傷をしているのか、また、(3) 構造物と地盤の全体系の動的相互作用特性がどのような影響を与えるのか、等の課題が克服でき、施設の地震時挙動から、どこが弱点で、どこを補強すれば効果的か等が見えてくる。

そこで本論文では、上記のようなより実構造物に近い精緻なモデル化に基づく3次元非線形地震応答解析法から見えてくる重要生産施設の地震時挙動の試算例を示すために、製鐵所内に設置されている高炉ガスの貯蔵タンク15万m³のガスホルダー (Blast Furnace Gas Holder: BFGホルダー) を参考に模擬的大型高炉ガスホルダーを想定し、想定した地震波形による大型ガスホルダーの3次元非線形地震時挙動を調べることにし、その応答挙動の特徴を整理する。本論文の3次元非線形地震応答解析法の概要は2章に記述するが、(1) マルチウインクラーモデルによる地盤と杭の非線形動的相互作用の考慮、(2) ファイバー要素とシェル要素によるピストンとガスホルダーの非線形応答挙動の考慮、により地盤・基礎・ガスホルダー全体系が応力・歪レベルでモデル化されている点が本解析法の特徴である。

2. BFGホルダーの解析モデルと解析手法

2.1 BFGホルダーの構造概要

製鐵所においては、コークス炉、高炉、転炉などを用いて操業する場合、必ずガスが生成される。これらのガスは、燃料ガスとして再利用可能であることから、炉から排出された後、円筒型の貯蔵タンク (ガスホルダーという。高炉ガスの場合BFGホルダーという) 内にいったん貯蔵され、必要に応じて取出される。通常、ガスホルダー内には周縁にシール手段を備えた蓋状のピストン機構 (以下、単にピストンという) が装着されており、ピストンは、ホルダー下部に供給され、かつ下部から排出されるガス量 (ガス圧) に対応して昇降摺動しガスを封じ込む構造となっている。図-2.1にBFGホルダーの構造イメージを示す。

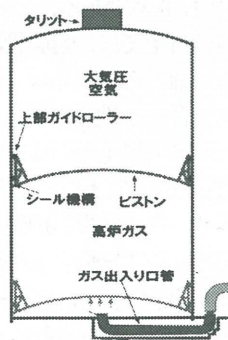


図-2.1 BFGホルダーの構造イメージ

2.2 BFGホルダーのモデル化

15万m³クラスの大型高炉ガス (BFG) ホルダーを想定

し、図-2.2に示すように3次元骨組モデルにモデル化する。このモデル化において、地震時に塑性化する可能性の高いBFGホルダー支柱は3次元ファイバー要素¹⁾でモデル化する。BFGホルダーの側壁 (側板)・屋根・タリット部などの平面構造と曲面構造に対しては、同様に塑性化が表現できるシェル要素 (非線形積層タイプの4節点厚肉シェル要素²⁾) でモデル化する。このようなモデル化により、従来耐震設計で使われる梁モデルでは表現できないオーバル振動やねじり挙動なども再現できる。モデル化されたBFGホルダーの外観を表示させると図-2.3のようになる。なお、ガス出入り口管はないものとしてモデル化している。

また、地震時のピストンと側板の挙動は重要な点であるため、ピストンと側板の間に接触ばね (非線形ばね) を配置し、隙間の状態が表現できるように工夫した。さらにガスホルダー内は常に低圧ガスが充満しているため、ガスの圧力をばねモデル (線形ばね)³⁾ で評価し、ピストンとホルダー底面の間に等分布ガスばねを配置した。

一方、ホルダー底面の杭基礎系に対し、基礎と地盤接触面の単位面積当りに作用する地盤反力と基礎の変位の関係を表すMulti-Winklerモデルの考え方⁴⁾⁵⁾を採用した非線形地盤ばねモデルを用いる。この地盤ばねは、法線と水平方向の3成分の連成ばねである (図-2.4のイメージを参照)。例えば、法線方向の圧縮応力が大きくなると、せん断すべり限界応力が大きくなり、杭基礎側面、底面と地盤支持面の間のすべり抵抗が大きくなる。一方、地盤と基礎の間に剥離や浮き上がりが生じた場合、その基礎側面や底面地点のせん断方向の抵抗応力が期待できないというような現象を簡単なモデルによって表現したものである。

BFGホルダーの建設材料としては、主に鋼材SS400を使用している。鋼材の塑性領域では、ひずみの増加に伴い応力も徐々に上昇するという「ひずみ硬化」が現れる。また、繰り返し荷重下では、塑性変形後の逆荷重時に降伏応力が低下するという「バウジンガー効果」も現れる。これらが表現できる簡単な構成則としてパイリニアモデルが挙げられる。図-2.5と表-2.1に鋼材の材料構成則モデルと物性値を示す。BFG底面の杭基礎は、杭長12mのPHCΦ400 (A種: 圧縮強度80N/mm²) の杭モデルを用いた。杭基礎部の地盤諸量は表2.2に示す。

動的解析では、よく用いられる代表的な粘性減衰としては、①ひずみエネルギー比例型減衰、②運動エネルギー比例型減衰、③質量比例型減衰、④剛性比例型減衰、⑤レイリー減衰などが挙げられる。非線形域における巨大構造物の減衰特性については、未だ未解明な点も多いため、本検討では、これまでの非線形動的解析で使用実績があるレイリー減衰を $C = \alpha M + \beta K$ とし、 $\alpha = 0.2$ 、 $\beta = 0.001$ として設定した。履歴減衰に関しては、鋼材材料の塑性化による履歴ループ (荷重変形曲線) でのエネルギー吸収効果を利用する。また、地下逸散減衰は、構造物と地盤の非線形動的相互作用による履歴減衰に比べ小さいものとして無視している。

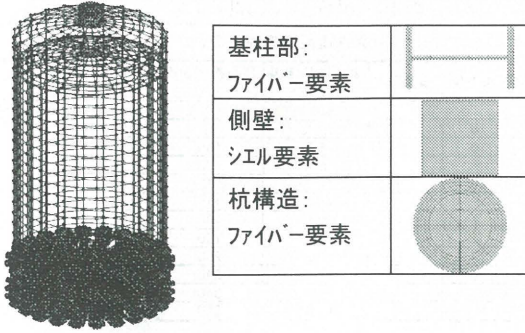


図-2.2 ガスホルダーの3次元骨組モデル

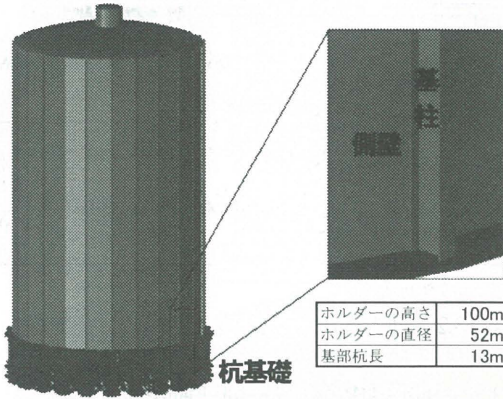


図-2.3 ガスホルダーの3次元イメージ

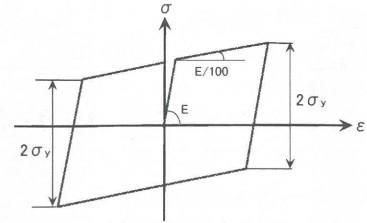


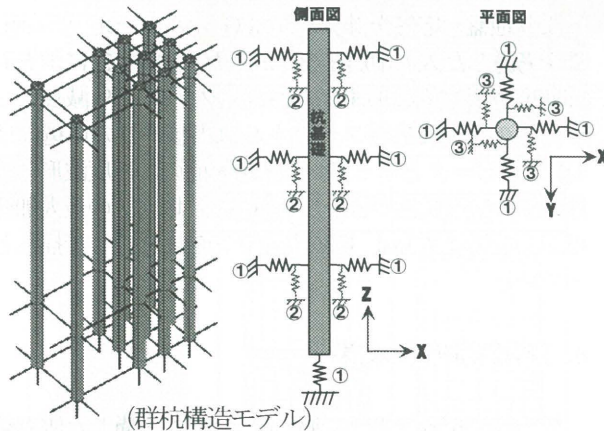
図-2.5 鋼材の材料構成則 (バイリニアモデル)

表-2.1 鋼材 SS400 の物性値

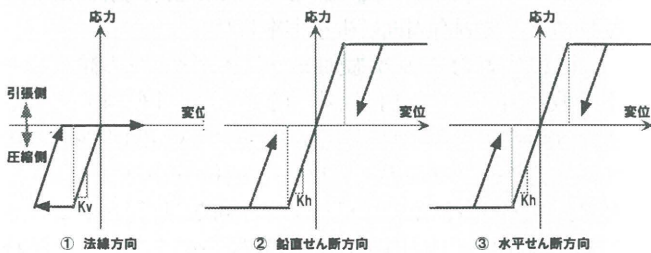
鋼材 SS400		
単位体積重量 ρ	[kN/m ³]	78.7
せん断係数 G	[kN/m ²]	7.70E+07
ヤング率 E	[kN/m ²]	2.00E+08
降伏応力度 σ_y	[kN/m ²]	2.35E+05
降伏ひずみ ϵ_y		1.18E-03

表-2.2 杭地盤部の緒元

層No.	各層の層厚H m	周囲地盤の単位体積重量 γ kN/m ³	地盤のせん断波速度 V_s m/s	土の内部摩擦角 Φ °	法線方向の地盤反力係数 KH kN/m ³	せん断方向の地盤反力係数 KV kN/m ³
2	9.3	16.7	150	30	59164.5	17749.4
3	2.7	16.7	160	30	107038.1	32111.4
4	4.6	17.1	210	35	149982.2	44994.7
5	3.4	16.7	180	35	303510.5	182106.3



a 3成分地盤ばねのイメージ図



b 3成分地盤ばねの構成則

図-2.4 地盤相互作用を考慮した杭基礎の提案モデル

2.3 解析手法と解析ケース

対象構造物が損傷する可能性があるため、解析の種類としては、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮した動的複合非線形解析を採用する。このような数値解析手法によって、弾性変形の範囲を超え、限界状態（終局限界状態、使用限界状態）までをシミュレーションすることが可能となる。

このBFGホルダーの特徴は、ピストン自体の重さと大気圧で低圧ガスを押える仕組みである。ピストン構造の重さ（約 1.6×10^4 kN）が全体重量の約半分を占めているため、ピストンの位置が全体系の挙動を支配することが予測される。そこで、ピストンの位置による挙動の変化を見るために、ピストンがホルダーの上端部（第5中間回廊付近）に位置する場合と中間部（第3中間回廊付近）に位置する場合、底部（第1中間回廊付近）に位置する場合の3ケースの地震応答解析を行った。この3ケースの骨組モデルは、図-2.6に示す。また、本解析の大きな特徴は、地盤と杭の非線形動的相互作用を考慮することであり、その影響を見るため、ピストンがホルダーの上端部に位置するケース1において基礎固定とした場合（ケース1'）との比較をする。本解析モデルは、約12,000節点数と14,000要素数の大規模解析となり、64Bitの4CPU並列解析で約2日の解析時間が必要となる。

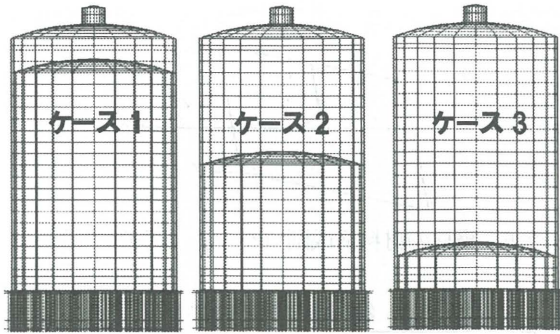


図-2.6 BFGホルダー地震応答解析ケース

表-3.1 解析で仮定した地盤の厚さと物性値

対象構造地点の地盤モデル						備考
層番号	平均N値	層厚(m)	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断波速度 (m/s)	G/G ₀ - γ と h- γ 曲線	
1	10	0.70	16.70	90	AS	地表面 T.P+1.2m
2	10	9.30	16.70	150	AC	
3	6	2.70	16.70	160	AS	杭先端 T.P-13.0m
4	25	4.60	17.10	210	AS	
5	7	3.40	16.70	180	AC	
6	7	14.55	16.70	180	DS	
7	7	20.45	16.80	190	DS	解放基盤面 T.P-63.3m
8	14	1.75	17.30	280	DS	
9	50	1.35	17.90	340	DS	
10	50	4.45	17.90	340	DS	
11	50	∞	19.00	500	GR	

AS: 沖積砂質土 AC: 沖積粘土 DS: 洪積砂質土 GR: 半無限地盤

3. 解析で用いた入力地震動

対象構造地点の入力地震動として、中央防災会議により公表された南海・東南海地震の解放基盤面の波形（以下簡易に基盤波という）を以下のように振幅補正した波形を用いる。この元の基盤波の加速度波形とその加速度応答スペクトル（5%減衰）を図-3.1に示す。左図の加速度応答スペクトルを見ると、やや短周期側0.2秒から0.6秒(NSとEW成分)とやや長周期側1.7秒から3.5秒(主にEW成分)の範囲で卓越していることが分かる。一方、構造物の卓越周期に対応する0.6秒～1.7秒の周期帯では、応答振幅が小さく、構造物に与える影響が小さいと考えられる。そこで、構造物に与える影響を大きめに評価して、構造物の応答挙動がどの様になるかという検討用の入力地震動として以下のように振幅調整をした波形を用いた。

図-3.1の公表波形をベースに、その全周期域の最大加速度応答スペクトルを大きめ(約2倍)に包絡するような加速度応答スペクトル(4本の直線で近似)になるように振幅調整を行って波形を作成した(以下南海・東南海地震の調整波形という)。図-3.1に、振幅調整した加速度波形とその加速度応答スペクトル(5%減衰)を示す。

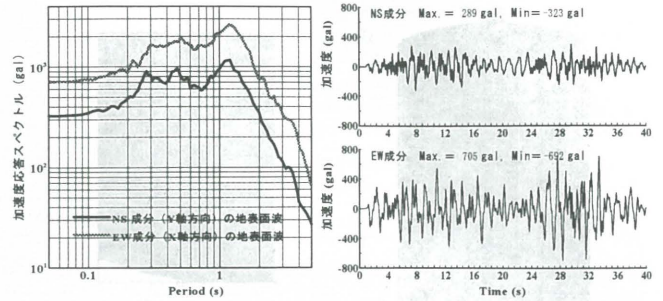


図-3.2 地表面加速度波形と応答スペクトル

このように振幅調整した入力地震動を表-3.1に示す当該BFGホルダーの地下63.3mの工学基盤の解放基盤波として用い、等価線形法の地盤応答解析プログラムSHAKEにより地盤の応答を計算し、BFGホルダー地点の地盤特性を考慮した入力地震波を作成した。図-3.2に地表面の加速度波形とその加速度応答スペクトル(5%減衰)を示す。この加速度応答スペクトルは当該地盤の卓越周期約1.2秒でピークとなっており、地表面の加速度波形には表層地盤の応答特性が強く反映されて、地表面の最大加速度はNS成分で323gal、EW成分で705galと大きな揺れとなっている。

4. 固有周期解析の結果

構造物の振動特性は、弾性域の特性を考慮した固有値解析より大まかに理解することができる。そこで、対象構造の主荷重(自重及び附属設備など)による静的解析結果を初期値として固有周期解析を実施した。

ここに代表的な1次振動モードとピストンの傾斜モードを取り出し、図-4.1と図-4.2に示す。図-4.1によると、3つのケースの1次の卓越周期は、X軸(東西)方向では、それぞれ0.56秒、0.42秒と0.32秒の付近にあり、ピストンの位置によって構造全体の周期が変わり、ピストンの位置が低いほど全体の固有周期が短くなるのがわかる。このような特性は主にピストンの位置によって構造全体の重心と剛性が変化したこと起因している。また、Y軸(南北)方向でも、同じ傾向が見られる。

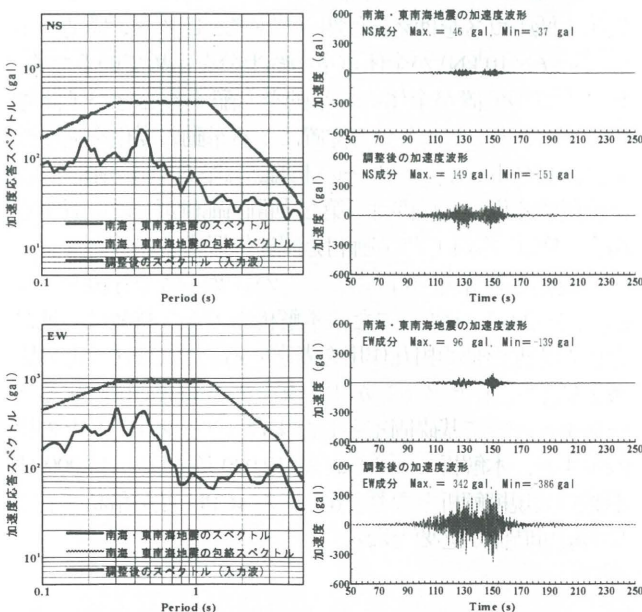


図-3.1 南海・東南海地震加速度波形と振幅調整波形

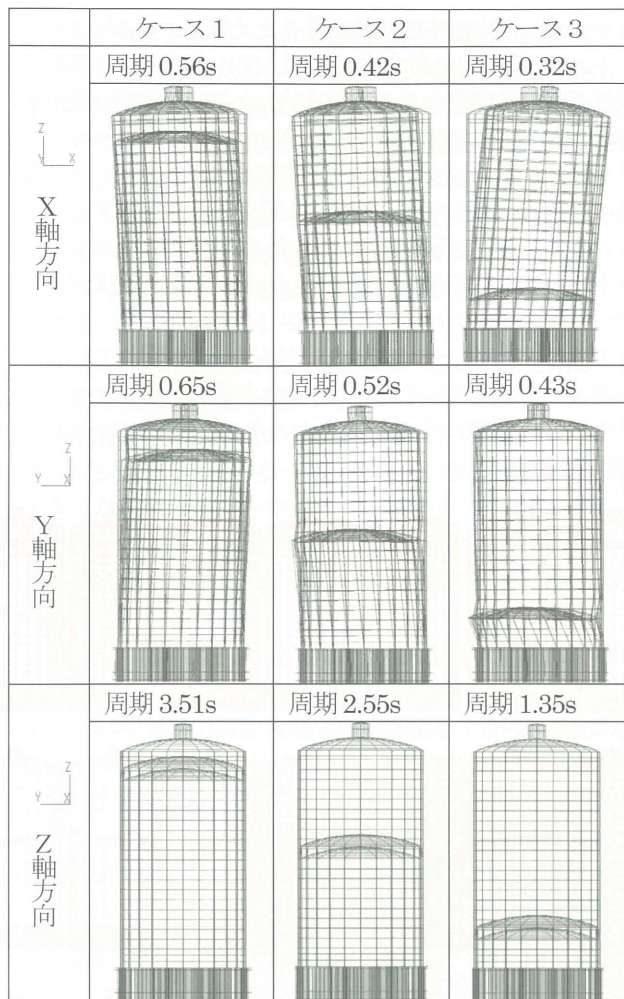


図-4.1 全体系の1次固有周期

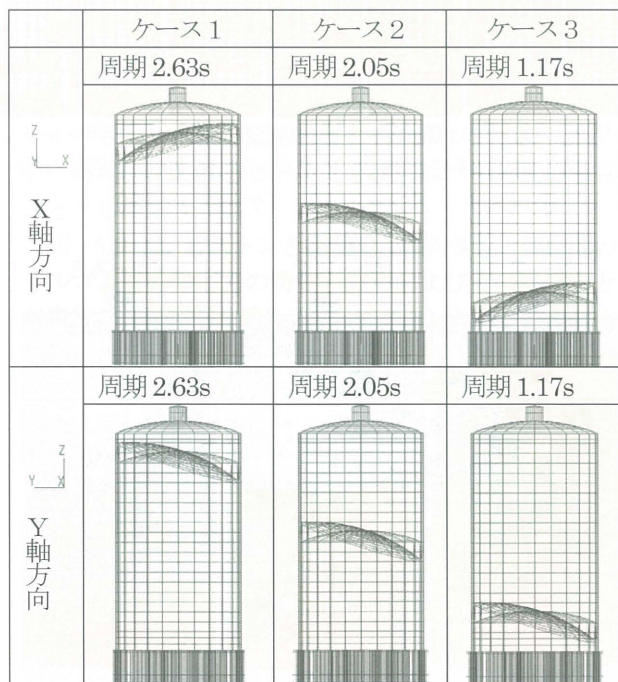


図-4.2 ピストンの傾斜挙動に関する固有周期

一方、本試算例から、図-4.2 に示すようにピストンの回転・傾きの振動モードも確認された。図-4.2 によると、

ケース1から3になるにつれて、回転・傾きの固有周期が、2.63秒、2.05秒、1.17秒と短くなっている。これはピストンを支えるガスばねが、ピストンの位置が低くなるほど大きくなる特性による³⁾。このことは、図-4.1 に示すZ軸方向(鉛直方向)の1次固有周期のモードがピストンの鉛直方向モードでありこの固有周期がケース1から3につれて短くなっていることと整合している。なお、このような解析結果を常時微動記録等で確認する必要がある。

5. 非線形応答解析の結果

主荷重(自重及び附属設備など)による静的解析結果を初期値として非線形動的解析(地震応答解析)を実施した。解析手法としては、材料非線形性および幾何学的非線形性を同時に考慮した動的複合非線形解析を採用している。主な評価部位(回廊部位)を図-5.1 に示すが、ここでは、タリットの天端部とケース1から3のピストン高さに対応する第5、第3と第1回廊の支柱の応答および支柱基部の応答特性を示す。

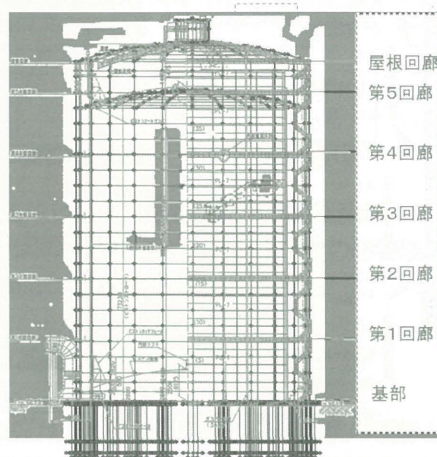


図-5.1 支柱部の回廊位置(側面図)

5.1 全体系の応答特性

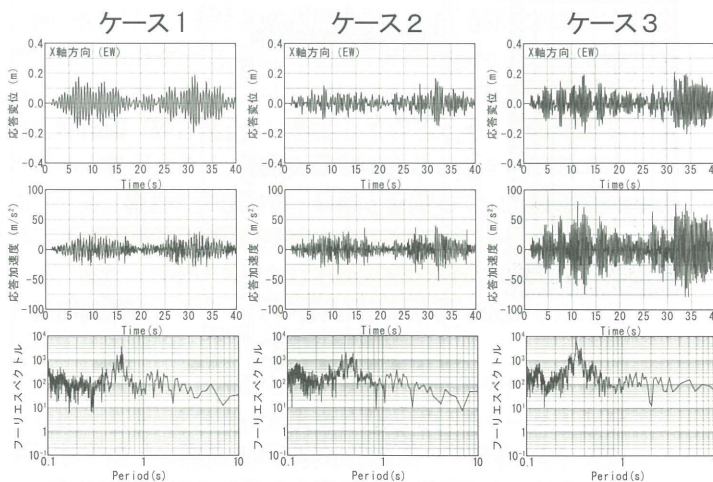


図-5.2 タリットの天端部の時刻歴応答

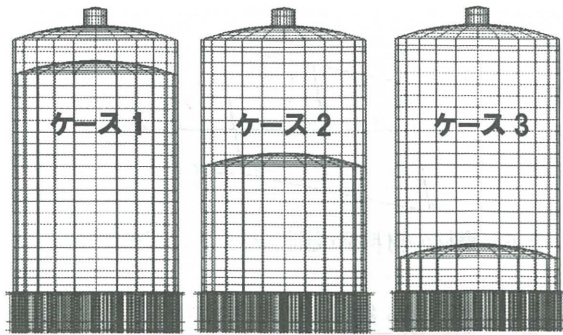


図-2.6 BFGホルダー地震応答解析ケース

表-3.1 解析で仮定した地盤の厚さと物性値

対象構造地点の地盤モデル						
層番号	平均N値	層厚(m)	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断波速度 (m/s)	G/G0- γ とh- γ 曲線	備考
1	10	0.70	16.70	90	AS	地表面 T.P+1.2m
2	10	9.30	16.70	150	AC	
3	6	2.70	16.70	160	AS	杭先端 T.P-13.0m
4	25	4.60	17.10	210	AS	
5	7	3.40	16.70	180	AC	
6	7	14.55	16.70	180	DS	
7	7	20.45	16.80	190	DS	解放基盤面 T.P-63.3m
8	14	1.75	17.30	280	DS	
9	50	1.35	17.90	340	DS	
10	50	4.45	17.90	340	DS	
11	50	∞	19.00	500	GR	

AS: 沖積砂質土 AC: 沖積粘土 DS: 洪積砂質土 GR: 半無限地盤

3. 解析で用いた入力地震動

対象構造地点の入力地震動として、中央防災会議により公表された南海・東南海地震の解放基盤面の波形（以下簡易に基盤波という）を以下のように振幅補正した波形を用いる。この元の基盤波の加速度波形とその加速度応答スペクトル（5%減衰）を図-3.1に示す。左図の加速度応答スペクトルを見ると、やや短周期側0.2秒から0.6秒(NSとEW成分)とやや長周期側1.7秒から3.5秒(主にEW成分)の範囲で卓越していることが分かる。一方、構造物の卓越周期に対応する0.6秒～1.7秒の周期帯では、応答振幅が小さく、構造物に与える影響が少ないと考えられる。そこで、構造物に与える影響を大きめに評価して、構造物の応答挙動がどの様になるかという検討用の入力地震動として以下のように振幅調整をした波形を用いた。

図-3.1の公表波形をベースに、その全周期域の最大加速度応答スペクトルを大きめ(約2倍)に包絡するような加速度応答スペクトル(4本の直線で近似)になるように振幅調整を行って波形を作成した(以下南海・東南海地震の調整波形という)。図-3.1に、振幅調整した加速度波形とその加速度応答スペクトル(5%減衰)を示す。

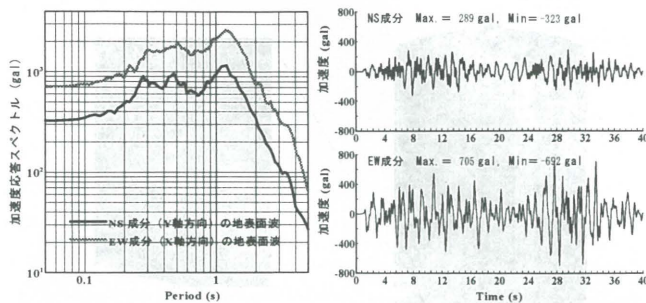


図-3.2 地表面加速度波形と応答スペクトル

このように振幅調整した入力地震動を表-3.1に示す当該BFGホルダーの地下63.3mの工学基盤の解放基盤波として用い、等価線形法の地盤応答解析プログラムSHAKEにより地盤の応答を計算し、BFGホルダー地点の地盤特性を考慮した入力地震波を作成した。図-3.2に地表面の加速度波形とその加速度応答スペクトル(5%減衰)を示す。この加速度応答スペクトルは当該地盤の卓越周期約1.2秒でピークとなっており、地表面の加速度波形には表層地盤の応答特性が強く反映されて、地表面の最大加速度はNS成分で323gal、EW成分で705galと大きな揺れとなっている。

4. 固有周期解析の結果

構造物の振動特性は、弾性域の特性を考慮した固有値解析より大まかに理解することができる。そこで、対象構造の主荷重(自重及び付属設備など)による静的解析結果を初期値として固有周期解析を実施した。

ここに代表的な1次振動モードとピストンの傾斜モードを取り出し、図-4.1と図-4.2に示す。図-4.1によると、3つのケースの1次の卓越周期は、X軸(東西)方向では、それぞれ0.56秒、0.42秒と0.32秒の付近にあり、ピストンの位置によって構造全体の周期が変わり、ピストンの位置が低いほど全体の固有周期が短くなるのがわかる。このような特性は主にピストンの位置によって構造全体の重心と剛性が変化したこと起因している。また、Y軸(南北)方向でも、同じ傾向が見られる。

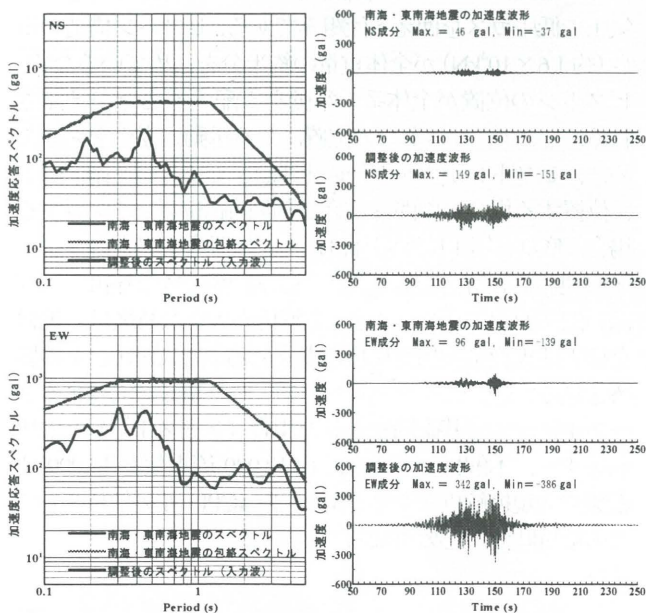


図-3.1 南海・東南海地震加速度波形と振幅調整波形

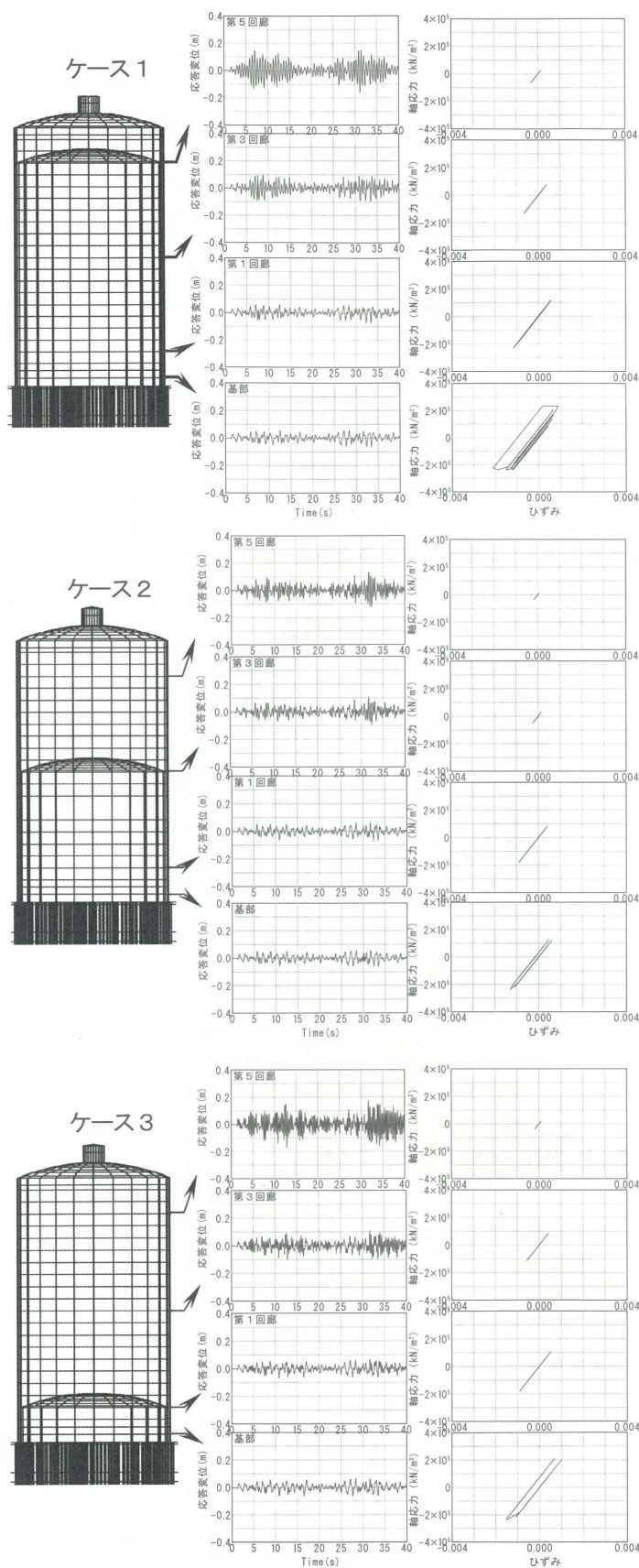


図-5.3 支柱の応答波形（杭底面を基準とした相対応答変位）と支柱断面の軸心力と歪みの応答履歴曲線（ケース1～3）

ホルダー頂点の応答特性を見るために、ケース毎にタリットの天端部の X 軸方向（東西方向）の時刻歴応答変位（杭基礎部の変位からの相対変位）と加速度波形（絶対加速度）および加速度波形のフーリエスペクトルを図-5.2 に示す。タリットの天端部の加速度はケース1から3になるにつれて大きくなり 2000gal を超える大きな応答となっている。これは、図-4.1 に示した X 軸方向の 1 次振動モードを反映した結果で、図-5.2 に示す応答加速度波形のフーリエスペクトルには、ケース1で約 0.60 秒、ケース2で 0.45 秒、ケース3で 0.35 秒にピークが現れている。なお、ケース3では 7500gal と大きな値であるが、ケース3の頂部の質量は小さいため大きな力が働いているわけではない。

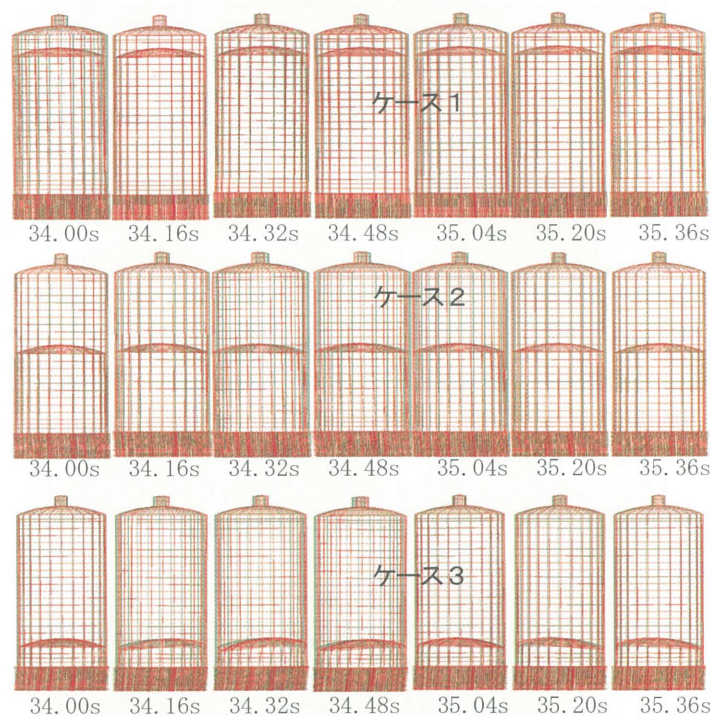


図-5.4 時刻 34 秒から 35.36 秒間の 0.16 秒毎の変形の様子（スナップショット）（ケース1～3）

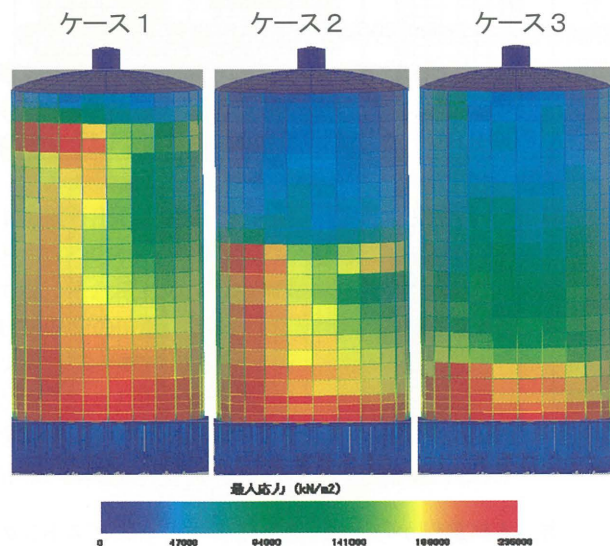


図-5.5 ケース毎の最大応力の分布図

また、耐震上重要とされる基柱部位の塑性化の程度と応答特性を確認するため、第6番基柱の基部と第1、第3と第5回廊部の基柱断面の軸応力と歪みの応答履歴を出力し、その結果を図-5.3 に示す。基柱基部の軸応力は弾性域を超えており、ピストンが高い位置に配置されたケース1が最も厳しくなっている。基柱の塑性化が20倍以上の降伏歪みに進んだ場合、基柱の耐荷力が低下し、機能しなくなる可能性がある⁹⁾(SS400材質の降伏歪みは約0.1175%である)。

図-5.4 は、BFGホルダー全体系の応答挙動を見るために、応答波形の時刻34秒から0.16秒毎の時刻35.36秒までの応答変位の様子(スナップショット)を示す。このスナップショットから、ケース2や3では杭基礎部の変形が大きくなっていることや、ケース3では、ピストンのロッキング(回転・傾斜)運動が現れていることがわかる。ピストンのロッキング運動はシール機構の油漏れの要因になるため、次の5.2節で考察する。

図-5.5 は、ケース毎の構造全体系の最大応力の分布を示したものである。シェル要素では最大ミーゼス応力で、ファイバー要素では最大軸応力で評価している。赤色の部分は鋼材SS400の降伏応力(約235,000kN/m²)となっている。この図より、ピストンより上部には大きな応力は見られないが、特にBFGホルダーの基部とピストン部位の側壁付近で降伏応力に達する大きな応力が発生している。したがって、部材撓みや平面座屈等の局部的な塑性変形が生じる可能性が大きくなることがわかる。

5.2 ピストンの応答特性

地震時ガス漏れの原因としては、一義的にはピストンの回転・傾斜(水平面に対する傾き)が挙げられる。そこで、ここでは、ピストンと側壁の応答挙動(シールゴム(図-5.6aを参考)による概略的なオイル漏れの判定)として、主に時刻歴におけるピストンと側壁間の相対変位を見ることとした。

図-5.6b は、ピストンと側壁間の相対変位と側壁間のシールゴムの軸応力の時刻歴波形およびその軸応力と相対変位の応答履歴曲線を示す。ピストンと側壁間のゴムの軸応力と相対変位のモデル化として、引張応力に対して抵抗しないものとしているため、相対変位が正のときに軸応力は零となっている。この場合、ピストンと側壁の間に隙間が生じる。その隙間(相対変位の正の最大変位)は、ケース1で3.6cm、ケース2では5.1cm、ケース3で3.2cmと、ケース2が最も大きい。これらの相対変位に対してガス漏れやシール機構の油漏れなどを生じさせないような機能を確認する必要がある。シール機構内のオイル漏れの有無に関しては、シール機構の実験的な調査などを行い、これらのピストンと側壁の約5cmオーダー以上の相対変位に見合ったシール機能があるかについて確認する必要がある。

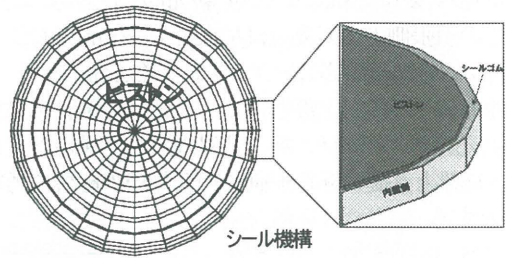


図-5.6a ピストンと側壁間シール機構のイメージ図

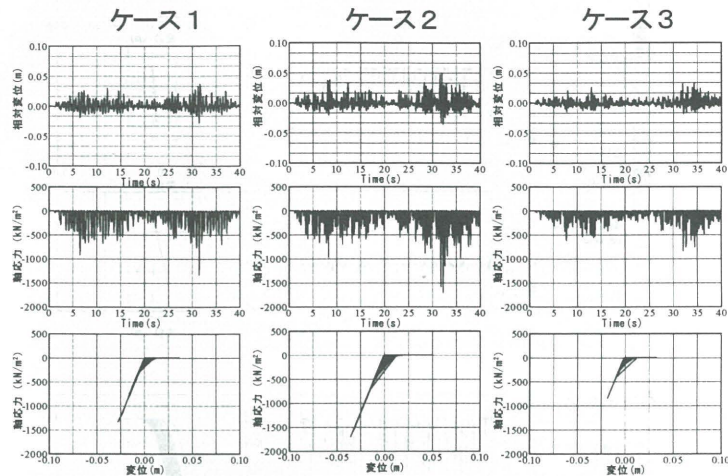


図-5.6b ピストンと側壁の相対変位波形とピストンと側壁間のゴムの軸応力およびその応答履歴曲線(ケース1~3)

5.3 杭基礎の応答特性

図-5.7 は、群杭基礎の最も外側の杭の頂部と基部の水平方向地盤ばねと杭基部の鉛直方向地盤ばねの軸応力成分の時刻歴波形とその軸応力と相対変位の応答履歴曲線を示す。地盤ばねは引張力に耐えないものとしてモデル化しているため、地盤と杭の相対変位が正の場合、軸応力は零となっている。

図-5.7 に示す軸応力の履歴曲線から杭頂部の水平方向地盤ばねは3ケース共に圧縮側で非線形領域に入っていることがわかった。これは、表-3.1 に示す杭部の表層地盤を沖積層(砂と粘土)に想定しているため、地震による地盤の応答が大きく、地盤が軟弱であることを反映している。一方、硬めの沖積砂質・砂礫と仮定している杭基部の水平方向地盤ばねは線形領域にとどまっていることがわかる。また、3ケースにおける杭基部の鉛直方向地盤ばねも線形領域にとどまっているため、本解析で仮定した地盤モデルの支持力に関して問題はない。

次に、図-5.2 に検討したタリットの応答変位のグラフと見比べると、応答変位が大きくなっているケース1とケース3では、杭頂部の水平方向地盤ばねの相対変位も大きくなっている。両ケースともに地盤との間に最大で、圧縮側(負)に約2.2cm、引張側(正)に1.3cm(ケース1)、2.0cm(ケース3)の相対変位が生じていることがわかる。

引張側の相対変位は杭と周辺地盤の間のすき間の幅を表すが、この引張側の相対変位は最大でも 2.0cm でわずかなすき間であり、局部的影響でしかない (5.4 節参照)。

また、基礎・地盤が上部構造にどのような影響を与えるかを調べるため、次の 5.4 節で基礎固定した構造モデルと比較し、地盤と基礎の非線形動的相互作用の影響を考察するものとする。

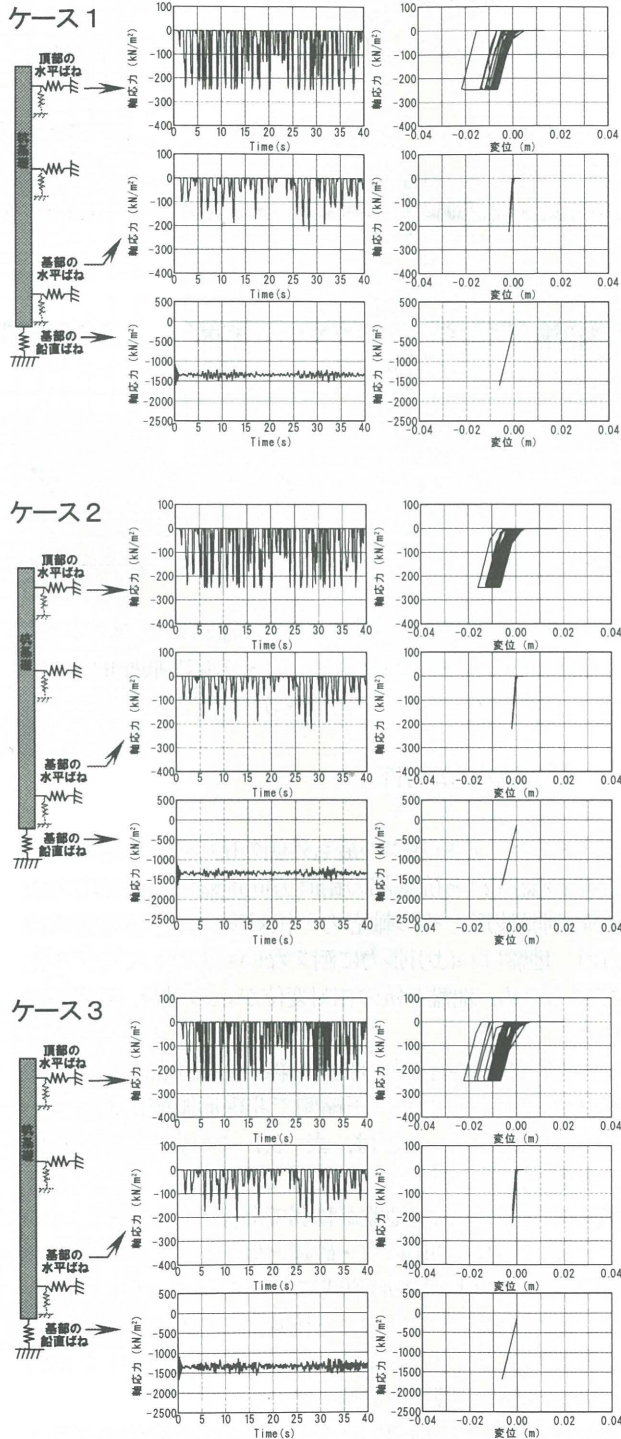


図-5.7 最も外側の杭頂部と基部の水平方向地盤ばねと杭基部の鉛直方向地盤ばねの軸応力の応答特性 (ケース 1~3)

5.4 地盤と基礎の非線形相互作用の影響

ここでは、地盤と基礎の上部構造物応答への影響を見るために、ピストンがホルダーの上端部に位置するケース 1 において基礎固定とした場合(ケース 1')との比較をする。基礎固定の場合 (ケース 1') と基礎を考慮した場合 (ケース 1) の 1 次固有周期の比較を表 - 5.1 に示す。この表から、本モデルは群杭が密に打設され、基礎がかなり堅固であるため、両ケースの固有周期はほとんど変わらない、ただし、ケース 1 における水平方向の固有周期は僅かに長周期化している。

表-5.1 ケース 1' とケース 1 の 1 次固有周期の比較

周期 T(s)	基礎固定	杭基礎を考慮
X軸方向	0.562	0.565
Y軸方向	0.648	0.650
Z軸方向	3.514	3.514

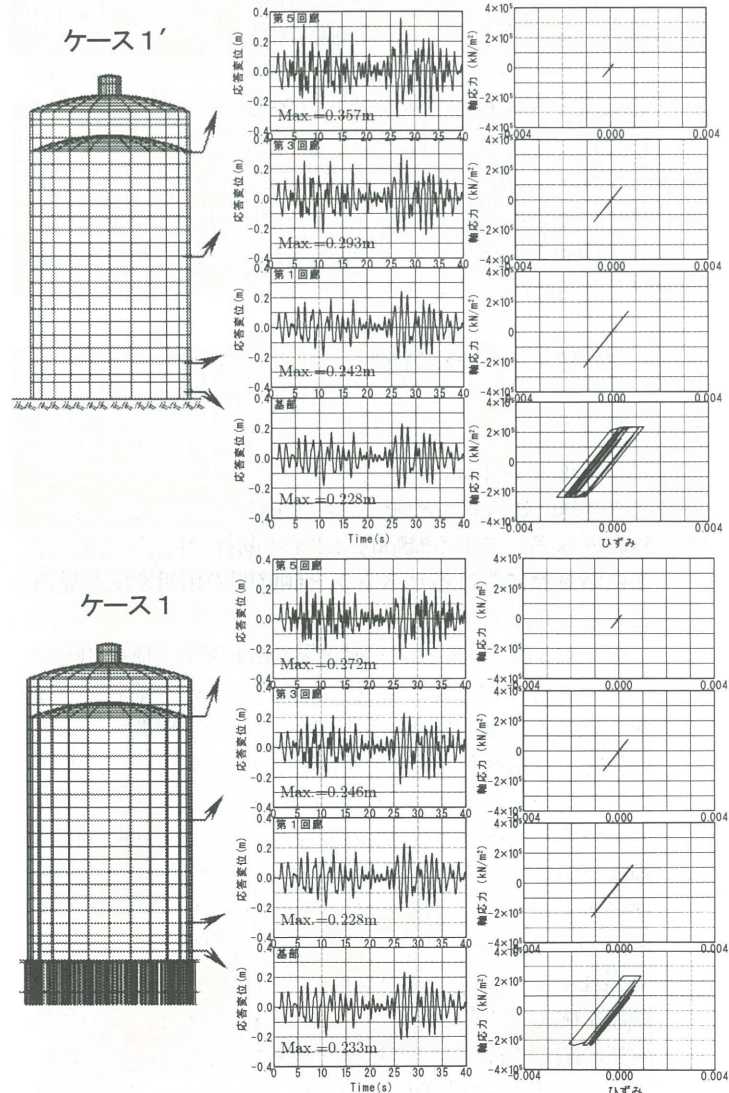


図-5.8 支柱の応答波形 (絶対応答変位) と支柱断面の軸応力と歪みの応答履歴曲線 (ケース 1' とケース 1)

次に、5.1 節と同様に第6 番基柱の基部と第1、第3と第5 回廊部の基柱の応答変位と基柱断面の軸応力と歪みの応答履歴を出力し、その結果を比較し、図-5.8 に示す。

ただし、ここに出力している応答変位は、絶対応答変位となっているため、5.1 節に示す杭底面を基準とした相対変位とは違っている。

図-5.8 に示す基柱部の応答変位の最大値は、ケース1' では、BFG ホルダーの基部で 22.8cm (地表面応答変位) に対し、ケース1 では、杭基礎の影響のためわずかに大きい 23.3cm の変位が現れている。このわずかな違いは、堅固な杭基礎のためである。

しかし、このような基部の応答変位とは逆に、BFG ホルダー上部の最大応答変位は、ケース1' では、上から 35.7cm, 29.3cm, 24.2cm に対し、ケース1 では、27.2cm, 24.6, 22.8cm と相互作用考慮した場合の応答変位の方が小さくなっている。これが非線形動的相互作用の影響である。この影響には、(1) 図-5.7 に示したような基礎の履歴曲線による減衰効果による上部構造の応答変位の減少、

(2) この上部構造の応答変位の減少による上部構造部材の非線形応答ひずみの減少、の2つの要因が関係している。

したがって、図-5.8 に示す右側の応答履歴曲線の比較から、基礎固定のケース1' では応答変位が大きいいため、基柱基部の降伏回数が多く、最大応答ひずみがケース1 より大きくなっている。

以上のように、弾性解析1 次固有周期には相互作用の効果がわずかな影響しか現れないにもかかわらず、地盤と基礎の非線形動的相互作用が上部構造の応答に影響することが確認できた。この解析例では、非線形動的相互作用を考慮することで上部構造の応答変位と基柱基部の応答ひずみがかなり緩和されることがわかった。

6. まとめ

本論文では、地盤と基礎の非線形動的相互作用を考慮した BFG ホルダー全体系の地震時応答挙動を調べた。BFG ホルダーのピストン重量は大きいので、この位置による影響をみるために、ピストンをホルダーの上端部(ケース1)と中間部(ケース2)、基部(ケース3)の3箇所を設置させ、3つのケースに対して地震応答解析を行った。本解析から明らかとなった事項をまとめると、以下の通りである。

(1) BFG ホルダーの地震時挙動

本解析から、390 本の杭基礎と上部構造を一体としてモデル化することにより、上部構造の応答が基礎・地盤に伝達され、基礎のすべり・浮上りなどの非線形挙動が上部構造に影響するなど、構造系全体が複雑な地震応答をしていることが確認できた。また、BFG ホルダー全体の重さの半分を占めすピストンが、ロッキング(回転)しようとしながら、側壁にぶつかる動きも確認された。今回用いた入力地震動の場合、ピストンと側壁の衝突によって側壁側と側壁を支える基柱の部分に大きな応力が発生することがわかった。

(2) 3 ケース毎の応答特性の比較

① 基柱部の応答に着目した場合

ケース1 に比べケース2 から3 になるにつれて、水平方向の卓越周期は、0.56 秒、0.42 秒、0.32 秒と短くなる。このようにピストンの高さによって卓越周期が変化し、基柱部に発生する断面力も大きく変化することがわかった。

② ピストンと側壁の挙動に着目した場合

地震時にはピストンと側壁の動きは複雑で、ピストンと側壁に隙間(相対変位)が生じる。その隙間(相対変位の正の最大変位)は、ケース1 で3.6 cm、ケース2 では5.1cm、ケース3 で3.2cm と、ケース2 が最も大きい。これらのピストンと側壁の約5cm オーダー以上の相対変位に見合ったシール機能があるかについて確認する必要がある。なお、これらの数値は入力地震動に依存する値であることは当然である。

③ 杭基礎と地盤の挙動に着目した場合

群杭基礎の最も外側の杭の頂部と基部の水平方向地盤ばねと杭基部の鉛直方向地盤ばねの軸応力成分の時刻歴波形とその軸応力と相対変位の応答履歴曲線から、杭頂部の水平方向地盤ばねは圧縮側で非線形領域に入っていることがわかった。

(3) 基礎と地盤の非線形動的相互作用による影響

弾性解析1 次固有周期には相互作用の効果がわずかな影響しか現れないにもかかわらず、地盤と基礎の非線形動的相互作用が上部構造の応答に影響することが確認できた。この解析例では、非線形動的相互作用を考慮することで上部構造の応答変位と基柱基部の応答ひずみがかなり緩和されることがわかった。

参考文献

- 1) Nonaka, T. and Ali, A.: Dynamic response of half through steel arch bridge using fiber model, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.6, pp.482-488, 2001.
- 2) Thomas J.R. Hughes and Wing Kam Liu : Nonlinear finite element analysis of shells, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering Vol.26, pp.331-362, 1981.
- 3) 日本機械学会:「振動のダンピング技術」, 新技術融合シリーズ第4 巻, 養賢堂, 1998.
- 4) 原田隆典, 広瀬利光, 山田静郎:基礎の動的非線形復元力評価におけるウィンクラーモデルの適用, 宮崎大学工学部研究報告, 第31 号, 1988.6.
- 5) 原田隆典, 野中哲也, 馬越一也, 岩村真樹, 王宏沢:ファイバー要素を用いた地盤・基礎の非線形動的相互作用モデルとその橋梁全体系の地震応答解析への適用, 応用力学論文集, 土木学会, Vol.10, pp. 1047-1054, 2007.8.
- 6) 宇佐美勉, 馬翔, 野中哲也: H 型断面部材よりなる鋼構造の耐震性能照査法, 第9 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム, pp.265-272.2006.2

(2008 年4 月14 日 受付)