

矩形ステンレス鋼製配水池の耐震設計について

要旨：矩形ステンレス鋼製配水池は、円筒型と異なり内部補強材が不可欠のために、耐震設計がより複雑であるにもかかわらず、標準的な設計指針はないのが実情である。本論文では、広く利用されている、ブレース付き架構の内部補強構造を有する矩形ステンレス鋼製配水池に対して、構造力学の観点から天井ばね力の考え方を導入して耐震設計を試みた。さらに、その設計結果に対して、有限要素法（FEM）と称する3次元数値シミュレーションツールを用いて照査し、両方の結果がよく一致していることが明らかになった。矩形ステンレス配水池は、重要な水道施設として、その実績が確実に年々増大した背景もあって、今後の地域住民の安全・安心な生活を確保するには、その設計指針の確立が急務となっていると思われる。そのために、本論文が何かの役に立てば幸いである。

キーワード：矩形鋼製配水池、耐震設計、数値シミュレーション、ブレース付架構

分類項目：配水池、配水池の設計・施工

1. はじめに

ステンレス鋼製配水池は水道施設として登場してから日が浅いが、その耐震性、経済性、美観、衛生性、フリーメンテナンス性など多くのメリットが評価され、その実績が加速的に伸びている。特に、そのうちの矩形配水池は、敷地形状の対応性に優れた特徴を有して、毎年竣工の基数が着実に増えるばかりでなく個々の容量も次第に大きくなっていて、10,000m³級¹⁾の矩形ステンレス鋼製配水池も施工されようとしている。

水道施設の設計については、阪神・淡路大震災後、特に耐震性についての重要性が求められ、1997年に『水道施設耐震工法指針・解説』が大幅に改正された。しかし、同指針には円筒型鋼製配水池について詳細が記載されているが、矩形鋼製配水池については言及されていないのが実情である²⁾。

2. 矩形水槽の耐震設計現状について

矩形水槽の耐震設計については、財団法人強化プラスチック協会が作成した『FRP水槽耐震設計基準』がある³⁾。矩形ステンレス製配水池は、これと形状や構成部材の成りたちが類似していることもあり、耐震設計にあたって、その考え方の一部が参照されているものの、前者とは材質、容量規模、内部構造、施設重要度等において異なる部分が多いためそのま

まの利用は難しい。

一方、建築業界では多層多スパンの建物は、ごく一般的なものでその耐震計算手法も確立している⁴⁾。矩形ステンレス鋼製配水池は、これとも構造形式が相似しているため、耐震設計にあたって、その手法が参考されているが、構造形式が相似しているといえども、負荷特性・構造特性等が大きく異なるために、参考が限定的である。

このように、矩形ステンレス鋼製配水池の耐震設計について、明確な指針がなく実務設計に当たっては、担当者は限られた参考資料に頼って模索しつつ行っているのが現状であり、その結果として、補強方式も様々で計算方法もそれぞれである。

現状では、矩形ステンレス鋼製配水池の内部構造には幾つかの種類があるが、一般的にラーメン構造またはブレース付きラーメン構造が多い。

2.1 ラーメン構造

図1に矩形ステンレス鋼製配水池の内部補強構造のラーメン構造を示している。

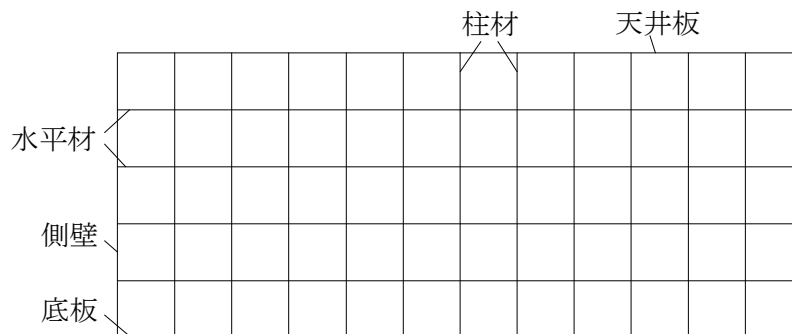


図1 矩形配水池の内部補強方式（ラーメン構造）

このラーメン構造は、図1に示すように柱材と水平材を剛に接合し、曲げモーメントによって外力に抵抗するから、各部材には軸力のほかに曲げモーメントが発生し特に剛接合部に大きな応力が発生して大きな部材断面を必要とするが、ラーメン交点において、塑性ヒンジが形成し大きな地震エネルギーを吸収することができるのは、同構造の大きな特徴である。

2.2 ブレース付き構造

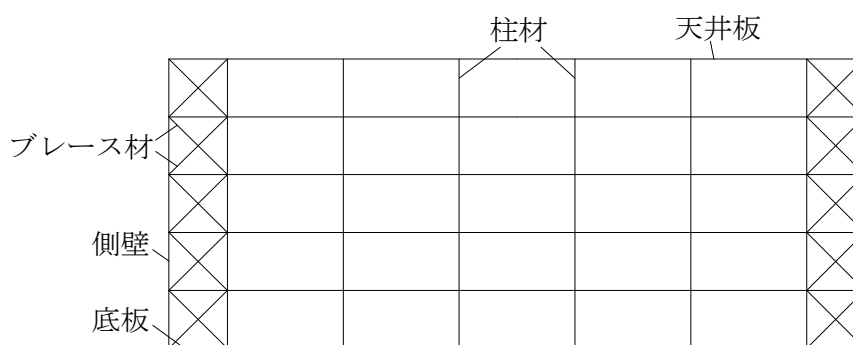


図2 矩形配水池の内部補強方式（ブレース付き構造）

図2に矩形ステンレス鋼製配水池の内部補強構造のブレース付き構造を示している。

このブレース付き構造は、図1のラーメン架構の水平剛性や強度を補うために、ブレース材を入れたものである。同構造は、ブレース材により曲げ系構造から軸力系構造に変わったので、各ブレース材に軸力（圧縮力または引張力）しか発生しないのが大きな特徴である。一般に、構造物では、軸力で外力を負担する場合、部材断面が有効に利用されている。そのため、ブレース付き構造は、ラーメン構造に比べて極端に小さい部材断面を用いて配水池を構築することができる。

以上に記述したように、矩形ステンレス鋼製配水池の2種類の内部補強構造は、それぞれの長短所がある。建設コストを押えより耐震性に優れた配水池を構築するには、ブレース付き構造が最も適切だと考えられる。

矩形ステンレス鋼製配水池は、固有周期、負荷特性、変形特性等にはその特殊性があり、今後の研究者達の研究に委ねなければならない未解明な点も多く存在している。しかし、実務的にその耐震設計手法については、現段階では日常的に設計・施工がなされているため、その確立を急がなければならない。

作者らは、長年にわたって理論研究、実験研究、シミュレーション解析等の手段を用い矩形ステンレス鋼製配水池の耐震設計に携わってきて、ブレース付き構造を有する矩形鋼製配水池の耐震設計に関する工学的な設計法を作成し設計実務に応用してきた。本文では、その設計法のコア部分であるブレース材の設計法を紹介する。また、同手法を用いてブレース付き架構を設計した結果に対して、有限要素法と称する3次元数値シミュレーションを用い照査して同設計法の妥当性を検証した。

3. 矩形配水池の負荷特性と補強部材の役割

図3に示すように、満水状態の矩形配水池は、常時、水深と比例する静水圧荷重（青色で表す）を受ける。この静水圧荷重は、対向の両側壁に同時に作用するので、配水池全体は、水平荷重でなく対称な荷重を受けることになる。ブレース付き架構の水平材は、この静水圧荷重に抵抗するために設置したものである。

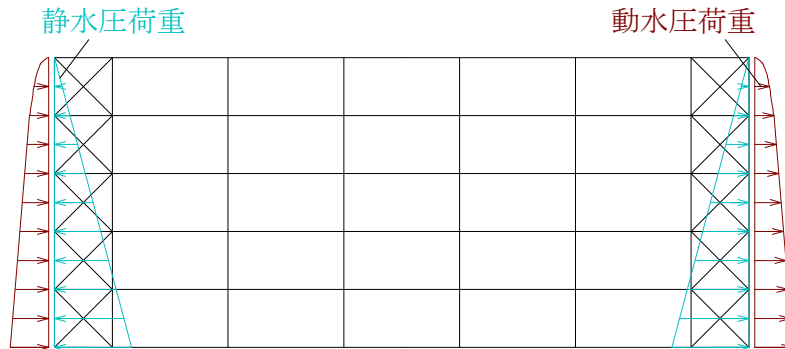


図3 矩形配水池の負荷荷重

一方、図3に示すように、満水状態の矩形配水池は、静水圧荷重のほかに、地震時、式(1)、式(2)で表わす Housner らの動水圧算定式²⁾で算出する動水圧荷重（赤色で表す）を受ける。この動水圧荷重は、静水圧と同様に対向の両側壁に同時に作用するが方向が一致するので、配水池全体は、水平荷重を受けることになる。ブレース付き架構のブレース材は、この動水圧荷重に抵抗するために設置するものである。

$$P_w = \sqrt{3}\gamma k_H h \left\{ \frac{Z}{h} - \frac{1}{2} \left[\frac{Z}{h} \right]^2 \right\} \tanh \left[\sqrt{3} \frac{\ell}{h} \right] \quad (h \leq 1.5\ell \text{ の場合}) \quad (1)$$

$$P_w = \gamma k_H \ell \quad (h > 1.5\ell \text{ の場合}) \quad (2)$$

ここで、 γ ：水の密度 k_H ：設計水平震度 h ：全水深 Z ：計算位置の水深 ℓ ：区画長さ（水槽幅の1/2）である。

図3に示すブレース付き架構では、ラーメンの部分に比較してブレース材部分（縦型組立ばり）の水平剛性が桁違いほど大きくて水平力の殆どがブレース材により負担されるので、ブレース付き架構を有する矩形配水池の耐震設計は、実質的には図4に示すように、ラーメン部分を見捨て、動水圧荷重に対して縦型組立ばりの応力解析を行えばよい。

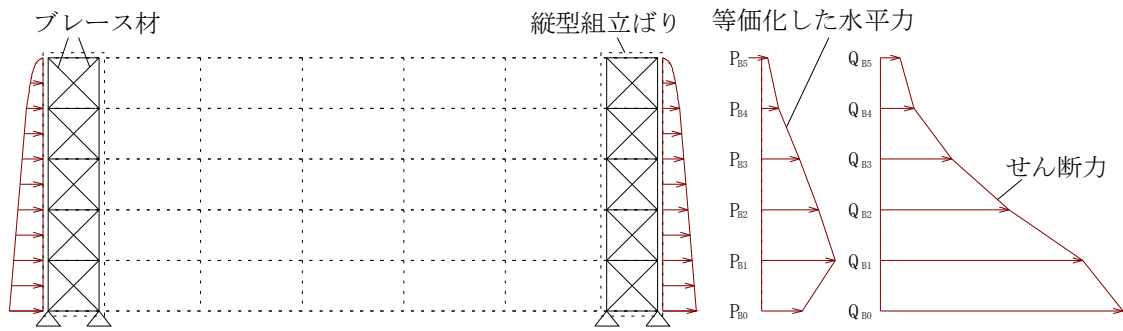


図4 ブレース付き架構のモデル化

4. 天井ばねの考え方

図4に矩形配水池内の1枚補強架構を示す。縦型組立ばりは、水平材により数段に分けられる片持ちばりであり、ブレース材の軸力を解析するには、各段ブレース材天端に作用する水平力 (P_{Bhi}) から算出した各段ブレース材天端に作用する設計用せん断力 (Q_{Bi}) に対して構造解析を行うのが一般である。しかし、実際の矩形配水池は、複数の補強架構と側壁があり、それに縦型組立ばりの上端部が天井板により拘束されたのでブレース材の軸力を解析するには、それほど容易なことではない。

以下では、天井ばねの概念を導入しブレース材の軸力に関する解析方法について説明する。

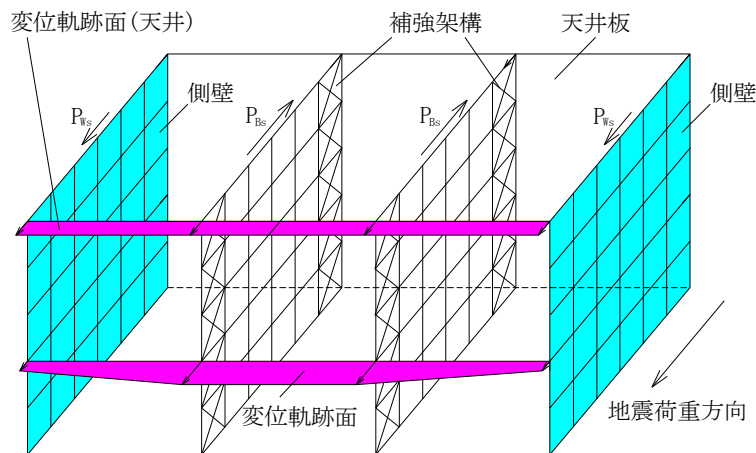


図5 矩形配水池の変位特性

図5にブレース付き架構を有する矩形配水池の立体イメージ図を示す。地震荷重方向には複数(2枚)のブレース付き架構のほかに2枚の側壁面(青色で示す)がある。また、これら

の側壁面は、ブレース付き架構に比較して面内の水平せん断剛性がかなり大きい。一方、側壁面とブレース付き架構の上端部に設置されている天井面は、水平荷重を受けた場合、幅が大きく面内曲げ変形が殆ど発生せず、つまり剛床特性を呈するので同一変位と仮定できる。

上記の矩形配水池において、水平力を受けた場合、天井板より低い水平断面においては、側壁面位置とブレース付き架構位置の変位は、両者の剛性の差により側壁位置が小さくてブレース材位置が大きいため、全体的に変位軌跡面が台形状（台形ピンク色で示す）を呈する。これに対して、天井板位置の水平断面においては、側壁面位置とブレース付き架構位置の変位は、両者の剛性差による違いが現れようとする面内曲げ剛性の大きい天井板の拘束によって自由な変位量が取れなくて、ほぼ同じ値の変位量（長方形ピンク色で示す）となる。

つまり、天井板は、水平せん断剛性が異なった側壁面とブレース付き架構の上端部を強制的に同一変位にさせる役割を果たしている。その結果として両者の上端部に内力のばね力（ P_{Bs} 、 P_{ws} ）が発生するわけである。

以下では、この内力の求め方について、ブレース付き架構の上端部に作用するばね力（ P_{Bs} ）を中心に説明する。

矩形配水池は、背丈が低いので、水平力を受けた場合、せん断変形モードが支配的である。1枚の補強架構を取り出して考える場合、天井ばね力と設計用せん断力の作用方向が反対であるので、各段ブレース材天端の相対水平変位量は、式（3）により求める。

$$\delta_{Bi} = \frac{(Q_{Bi} - P_{Bs})\ell_{Bi}}{m_{Bi}E_B A_{Bi} \cos^2 \phi_i} \quad (3)$$

式（1）中の Q_{Bi} は天井ばね力を考慮しない場合の各段ブレース材天端に作用する設計用せん断力で、その大きさが 式（4）により求める。

$$Q_{Bi} = \sum_{j=i}^{n_B} P_{Bhj} \quad (4)$$

ここで、 δ_{Bi} : i 段目ブレース材天端の相対水平変位量 ℓ_{Bi} : i 段目ブレース材の長さ m_{Bi} : ブレース付き架構における i 段目ブレース材の合計本数 E_B : ブレース材のヤング率 A_{Bi} : i 段目ブレース材の断面積 ϕ : ブレース材軸方向と水平方向との角度 P_{Bhi} : i 段目ブレース材天端に作用する水平力 n_B : ブレース材の段数である。

一方、1枚の側壁を取り出して考える場合、天井ばね力と設計用せん断力の作用方向が一致するので、側壁面については、次式が成立する。

$$\delta_{wi} = \frac{2(1+\nu)h_{wi}(Q_{wi} + P_{ws})}{E_w Lt_i} \quad (5)$$

$$Q_{wi} = \sum_{j=i}^{n_w} P_{whj} \quad (6)$$

ここで、 δ_{wi} : i 段目側壁天端の相対水平変位量 h_{wi} : i 段目側壁の高さ Q_{wi} : i 段目側壁天端に作用する設計用せん断力（ばね力の考慮なし） P_{ws} : 側壁面の上端部に作用するばね力 E_w : 側壁のヤング率 L : 地震方向の側壁幅 t_{wi} : i 段目側壁の厚み P_{whi} : i 段目側壁天端に作用する水平力 n_w : 側壁の段数 ν : 側壁のポアソン比である。

天井を剛床に仮定したので、配水池天井板位置では、式（7）が成立する。

$$\delta_R = \sum_{i=1}^{n_B} \delta_{Bi} = \sum_{i=1}^{n_w} \delta_{wi} \quad (7)$$

また、天井板に発生する内力、ばね力のベクトル和がゼロであるので、式（8）が成立する。

$$N_B P_{Bs} - N_w P_{ws} = 0 \quad (8)$$

ここで、 δ_R : 剛床天井の同一変位量 N_{wi} : 地震方向の側壁面の枚数 N_B : 地震方向のブレース付き架構の枚数である。

式（2）～式（8）を連立して整理すれば、ブレース付き架構の上端部に作用するばね力は、式（9）で表わせる。

$$P_{Bs} = \frac{\sum_{i=1}^{n_B} \frac{\ell_{Bi} Q_{Bi}}{m_{Bi} A_{Bi} \cos^2 \varphi_i} - \sum_{i=1}^{n_w} \frac{2(1+\nu)h_i Q_{wi}}{Lt_i}}{\sum_{i=1}^{n_B} \frac{\ell_{Bi}}{m_{Bi} A_{Bi} \cos^2 \varphi_i} + \sum_{i=1}^{n_w} \frac{2(1+\nu)N_B h_i}{N_w Lt_i}} \quad (9)$$

式（8）により、側壁の上端部に作用するばね力は、次式で求める。

$$P_{ws} = -\frac{N_B}{N_w} P_{Bs} \quad (10)$$

5. ブレース材の設計実例

前章では、天井ばね力の考え方について構造力学理論から説明した。以下では、この考え

方に基づいて実際のブレース材について、その設計方法及び評価方法を説明する。

設計対象に想定した配水池は、寸法 $12 \times 12 \times 8$ Hm、有効容量約 1000m^3 である。

図 6 に配水池の内部補強構造のブレース付き架構を示す。同ブレース付き架構は、配水池内に 2m 間隔で設置する。このブレース付き架構では、 1m 幅の縦型組立ばりは架構の両端に設置し、水平材により 8 段に区切られている。



図 6 矩形配水池の立面図

ブレース付き架構の耐震設計は震度法に準じ行い設計条件は以下の通りである。

設計水平震度 $0.55G$

積雪高さ 1.0m

積雪密度 1.5KN/m/m^2

最高水深 7.5m

以下では、ブレース材の耐震設計について、四つのステップに分けて説明を進める。

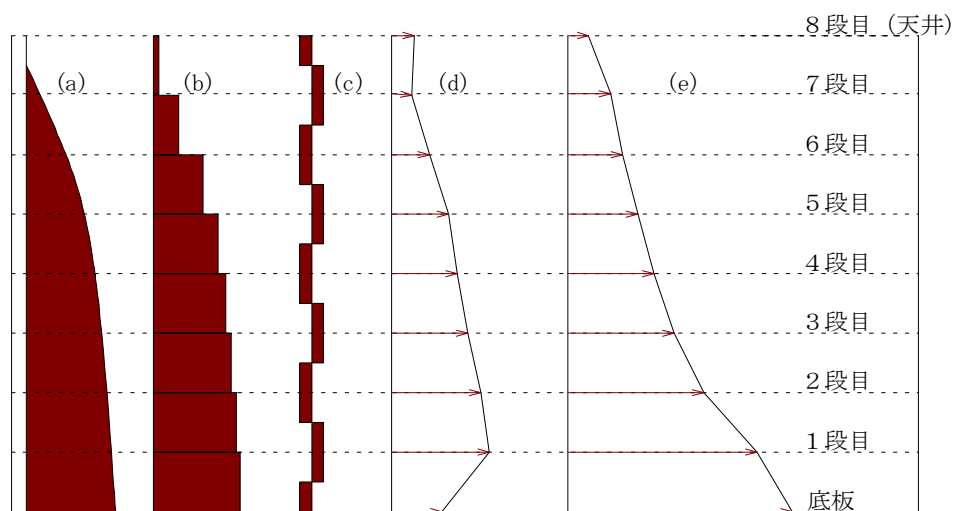


図 7 動水圧荷重の処理方法

ステップ 1：各段ブレース材天端における外力の算出

- ① まず各段ブレース材天端位置の動水圧について、Housner らの動水圧算定式²⁾を用いて算出する。(図 7 a)
- ② 各段ブレース材段内の斜め分布の動水圧を平均化する。(図 7 b)
- ③ 水平負担幅 (2 m) と鉛直負担幅 (図 7 c)、さらに対向の 2 枚側壁に作用する動水圧分を考慮して各段ブレース材天端に作用する水平力 (P_{Bhi}) を算出する。この場合、天井位置 (8 段目) の水平力は、動水圧による水平力に、積載積雪荷重による慣性力を加えたものとする。(図 7 d)
- ④ 式 (4) を用いて各段ブレース材天端に作用するせん断力 (Q_{Bi}) を算出する。(図 7 e)
算出した各段ブレース材天端に作用する外力 (設計用水平力と設計用せん断力) は、表 1 にまとめた。また、側壁について同じ方法で外力を算出する。但し、側壁の水平負担幅は、ブレース付き架構の半分とする。算出した結果も、同表にまとめた。

表 1 外力の計算結果

段目	動水圧	補強構面位置		側壁位置	
		水平力	せん断力	水平力	せん断力
	(kPa)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
1	3.03	120.2	571.3	60.2	285.7
2	2.87	113.7	451.1	56.8	225.5
3	2.59	102.7	337.4	51.3	168.7
4	2.21	87.3	234.8	43.6	117.4
5	1.72	67.5	147.5	33.8	73.7
6	1.11	43.4	79.9	21.7	40.0
7	0.40	17.1	36.5	8.5	18.3
8	0.00	19.5	19.5	9.7	9.7

ステップ2：諸部材の選定

式(9)から、天井ばね力は、各段ブレース材のサイズ及び側壁材の厚みに関係するので、まず、部材の選定が必要となる。表2にブレース材と側壁材の詳細を示す。

表2 諸パラメータのまとめ

段目	筋交い材				側壁		
	断面積	長さ	本数	角度余弦	厚み	幅	高さ
	(cm^2)	(cm)	—	—	(cm)	(cm)	(cm)
1	7.53	141	4	0.707	0.30	1200	100
2	5.64				0.30		
3	3.89				0.30		
4	1.73				0.25		
5	1.73				0.25		
6	1.73				0.20		
7	2.34				0.20		
8	2.34				0.15		

ステップ3：天井ばね力の算出

表1、表2の値を式(9)に代入して、縦型組立ばりの上端部に作用するばね力は $P_{BS} = 152.9\text{KN}$ と求めた。また、側壁の上端部に作用するばね力 (P_{WS}) は、式(8)より (P_{BS}) の2.5倍の 382.6KN と算出した。

ステップ4：部材の安全性の検証

各段ブレース材の軸力は、式（11）により求める。

$$\sigma_{ii} = \frac{ABS(Q_{Bi} - P_{Bs})}{m_{Bi} A_{Bi} \cos \phi_i} \quad (11)$$

各段ブレース材の安全性評価は、許容応力度に従い式（12）を用いて行う。

$$\frac{\sigma_{ii}}{1.5f_{ti}} \leq 1.0 \quad OK \quad (12)$$

ここで、 f_{ti} はブレース材（SUS304）の長期許容応力度となる。

各段ブレース材評価結果は、表3にまとめる。

表3 各段ブレース材の評価結果

段目	筋交い材記号	負荷応力度	許容応力度	$\frac{\sigma t}{f t}$	評価
		(KN/cm ²)	(KN/cm ²)		
1	L-75×75×6	20.0	20.5	0.97	<1.0 OK
2	L-50×50×6	19.1		0.93	
3	L-50×50×4	17.4		0.85	
4	L-30×30×3	18.2		0.89	
5	L-30×30×3	0.3		0.02	
6	L-30×30×3	13.5		0.66	
7	L-40×40×3	16.5		0.81	
8	L-40×40×3	19.1		0.93	

6. シミュレーション方法、条件及び結果

有限要素法と称する3次元数値シミュレーション法は、コンピュータ大容量と高速度に伴って、多分野に応用されている。そのうち、最も成功したのが構造解析分野である。シミュレーションを通じ、大量の実験、複雑な計算を行わなくても、合理的、かつ安全な構造設計が、簡単且つ短時間でできるようになっている。

天井ばねの考え方の妥当性を検証するために、3次元数値シミュレーションの有限要素法を用いた。使用したソフトは、MSC.VisulNastran for windows2002である。

モデリングに当たって、配水池内部の補強材等のフレーム材に線要素を、側壁・天井板の板材にシェル要素を使用して、モデリングした。構築したモデルは、図8に示した通りで、節点数544、要素数1331である。

モデルに使用した部材は、表 2 に示したものとする。また、天井板の厚みは 0.15cm を使用する。荷重条件として、表 1 に示す水平力を節点荷重として各段ブレース材・側壁の天端に（Y 方向）与える。境界条件としては、底板にあるすべての節点にピン固定条件を与え、後の節点については、前章の計算条件に一致させるため、水平荷重の方向以外の方向（X、Z 方向）に拘束条件を与えた。解析方法は、線形静解析とする。

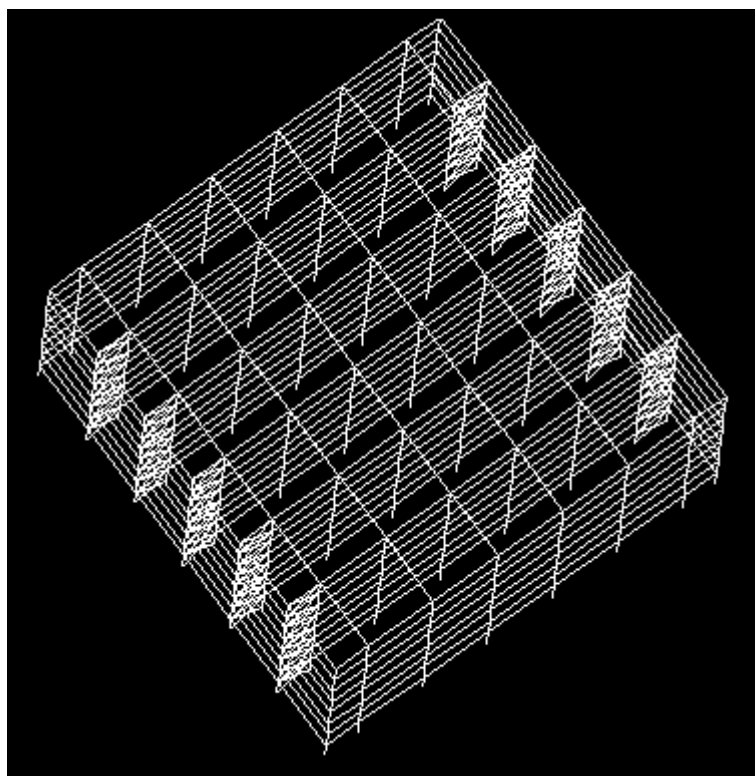


図 8 解析モデル図

図 9 に解析結果である配水池全体の変位分布のコンター図を示す。同図から、次のことが明らかになった。

- ① 荷重が作用する方向において、側壁面位置の変位量が小さいがブレース付き架構位置の変位量大きい。
- ② 天井水平面においては、各所定ポイントの変位量は多少の差があるが全体の変位分布は同一変位に近い分布を呈する（図 5 の天井変位軌跡面に相当）。
- ③ 天井面より低い水平面においては、側壁部分の変位量は小さいのに対して中央位置のブレース付き架構位置の変位量は大きく、全体の変位分布は台形を呈する（図 5 の天井以外の変位軌跡面に相当）。

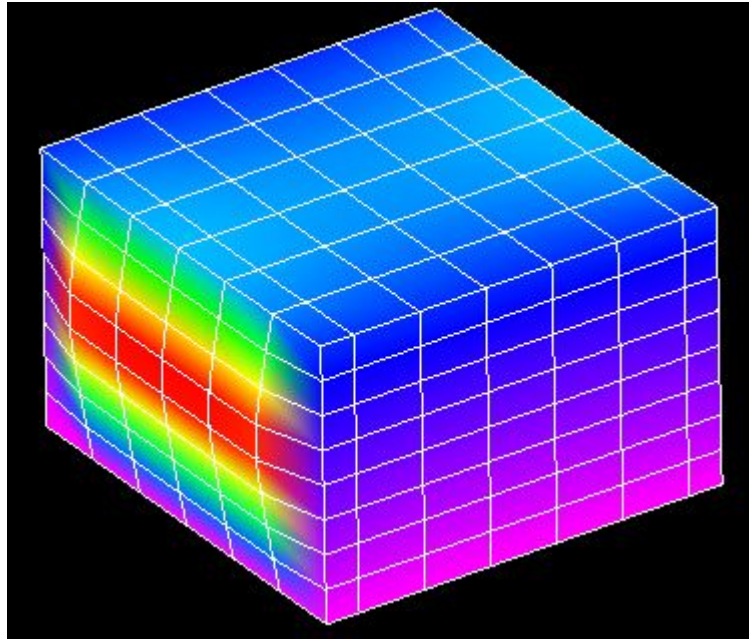


図 9 配水池の全体変位分布

図 10 に解析結果のブレース付き架構の軸力分布のコンター図を示す。同図から、まず軸力が主にブレース材に発生するのは明白で、さらに各段ブレース材における軸力（絶対値）の変化は、下段から上段まで単調変化ではなくまず減少し一旦最小値に達してから再び上昇するのが特徴である。

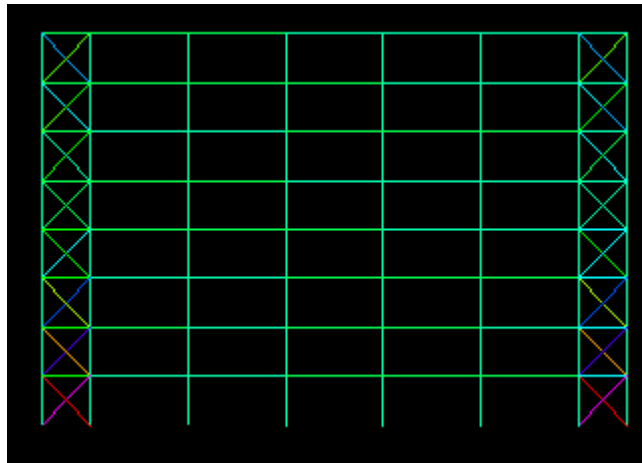


図 10 ブレース付き架構における部材の軸力分布

7. 考察

矩形ステンレス製配水池の内部補強構造にはいくつかの種類があるが、本文では、より低コスト・優れた耐震性を特徴とするブレース付き架構の耐震設計に対して天井ばねの考え方

を導入して、ブレース材の耐震設計法および安全性評価方法について検討した。

7. 1 天井ばね力とブレース材の水平変位分布及びブレース材の軸力分布の関係

前述の計算結果（表 4）または解析結果(図 9、図 10)から、ブレース付き架構の高さ方向における水平変位も各段ブレース材における軸力分布も、単調増または単調減の分布を呈していなくて、一旦、最大値または最小値を達してから再び減少または増加する分布を呈している。この理由は、天井ばね力が存在するからである。

矩形配水池の天井ばね力は、配水池が水平荷重を受けて発生する内部力であり、補強架構と側壁の水平せん断剛性における差さえあれば、必ず存在するものである。したがって、実際配水池において、縦型組立ばりの上端部に多かれ少なかればね力が作用している。

側板と補強架構を連結する天井板がなければ、補強架構上端部への拘束がないので、天井ばね力がゼロとなって縦型組立ばりが上端フリーの片持ちばりモデルに当たる。一方、側板の水平せん断剛性が極端に大きくなれば、天井ばね力が最大値（固定端の水平反力）を取って縦型組立ばりが両端固定の梁モデルに当たる。つまり、実際配水池における縦型組立ばりの上端部の拘束条件は、完全フリーと完全固定の間にあるばね拘束である。

よって、仮に縦型組立ばりを片持ちばりモデルにブレース材の軸力を計算するならば、ばね力が無視されることになって上段ブレース材の軸力が過少評価されるが下段ブレース材の軸力が過大評価されると推測できる。一方、仮に、縦型組立ばりを両端固定の梁モデルに、ブレース材の軸力を計算するならば、ばね力が余分に計上されることになって上段ブレース材の軸力が過大評価されるが下段ブレース材の軸力が過小評価されると推測できる。

7. 1 計算結果と解析結果の比較検討

5章では、天井ばね力の考え方をういてブレース付き架構の変位特性、軸力特性について検討し、その結果（以下では計算値と称する）は、表 4 にまとめた。一方、6章では、同じ条件下で、3次元数値解析シミュレーション法を用いて同じ内容について解析し、その結果をも（以下では解析値と称する）同表に併記した。ここで、天井ばね力の考え方の妥当性を検証するために、解析値を基準値に、両者の結果について比較検討を行う。

表 4 ブレース付き架構の変位分布と軸力分布

段目	変位 (cm)		軸力 (KN)	
	解析値(基準値)	計算値	解析値(基準値)	計算値
1	0.213	0.196	155.4	148.0
2	0.408	0.382	112.0	105.4
3	0.591	0.550	71.8	65.3
4	0.750	0.716	28.6	28.9
5	0.763	0.705	4.7	1.9
6	0.645	0.557	21.6	25.8
7	0.477	0.381	39.5	41.1
8	0.287	0.180	43.9	47.2

表4の変位結果から、解析値に比較して計算値はやや小さいことと、高さの増大につれて両者の開きが大きくなるが全体的にその差が限定的であることが分かった。

また、表4の軸力結果から、解析値に比較して計算値は下段が小さく上段が大きいがその差が僅かであることが分かった。

以上のように、計算値と解析値の間に一定の差がある比較結果となった。この理由は、計算モデルでの剛床仮定に起因すると考えられる。

図9の変位解析結果から分かるように、天井平面における変位分布は、同一変位に近いが完全に満足したわけではない。これに対して、計算値の場合、天井板を剛床に仮定したので、両者結果の差をもたらしたと考えられる。言いかえって、計算値の場合、天井板の剛床仮定に対して多少の修正を加えれば、両者結果の差がもっと縮小されるでしょうと推測できる。

7.2 天井剛床仮定の修正方法

実際配水池の天井は、剛床仮定の同一変位条件を満たさないことが多いので、より正確な部材応力の評価を求めるために、剛床仮定に対して修正の必要がある。以下ではこの修正方法について説明する。

天井板の同一変位条件を修正するには、まず、地震荷重が発生時の天井板の撓み具合を評価しなければならない。

図11に天井板の面内撓み (δ_c) の計算モデルを示す。

荷重としてブレース付き架構上端部に発生するばね力にする。

天井板の端部は、側板に拘束さればね境界条件となっているが、ここで計算しようとする天井板中央部の撓み (δ_c) は天井板縁に対する相対変位であり、また、配水池における静水

圧や補強材の働きを考慮して縁部における全体の回転が殆ど不可能であるので、完全固定とした。

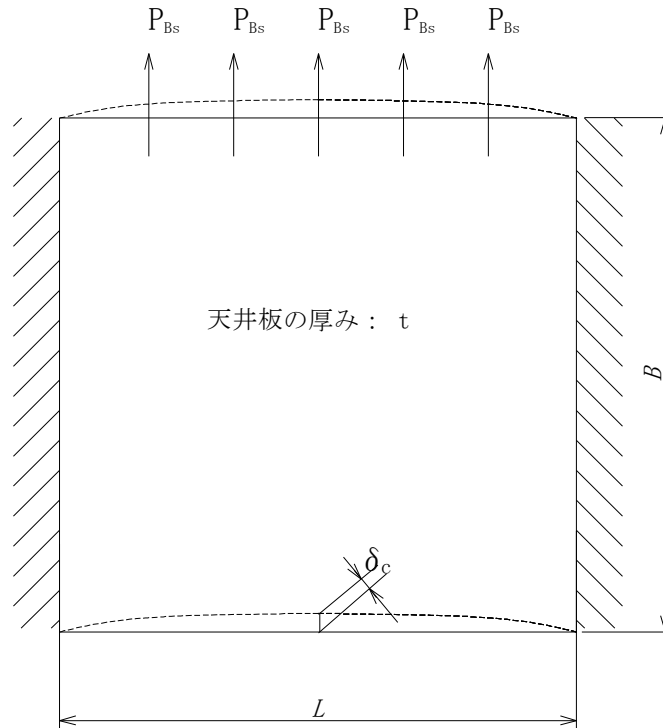


図 11 天井面内撓みの計算モデル

このように、配水池の天井板を、均等分布荷重を受けた両端固定の梁に見なして撓み (δ_c) を求めることができる。

N 個の集中荷重ばね力を等分布荷重に置き換えて中央位置の撓み (δ_c) は、次式 (13) により求める。

$$\delta_c = \frac{(nP_{BS})L^3}{384EI} = \frac{(nP_{BS})L^3}{384E \frac{tB^3}{12}} = \frac{n}{32} \frac{P_{BS}}{Et} \left(\frac{L}{B} \right)^3 \quad (13)$$

剛床仮定に対する修正は、実質的に天井ばね力に対する修正となる。ここで、修正係数 C_f を導入し、修正前のばね力と修正後のばね力の間では式 (14) が成立するとする。

$$P'_{BS} = C_f P_{BS} \quad (14)$$

ここで、 P_{BS} : 天井ばね力 P'_{BS} : 天井撓みを考慮して修正した天井ばね力である。

次に、修正係数 C_f と天井板中央部の相対変位 (δ_c) の関係式を導き出す。

この関係式の厳密な導出は、複雑な力学計算、更に大量な実験が必要となるので、ここで、近似法でその関係式を求めることにする。

図 1 2 に地震荷重が作用した場合、天井板平面における各部の水平変位の関係を示す。 δ_{Bf} は補強架構の上端部がフリー状態場合の水平変位で、 δ_{wf} は側壁の上端部がフリー状態場合の水平変位で、また、 δ_R は両者の上端部が剛床仮定の天井板により連結された場合の同一変位である。

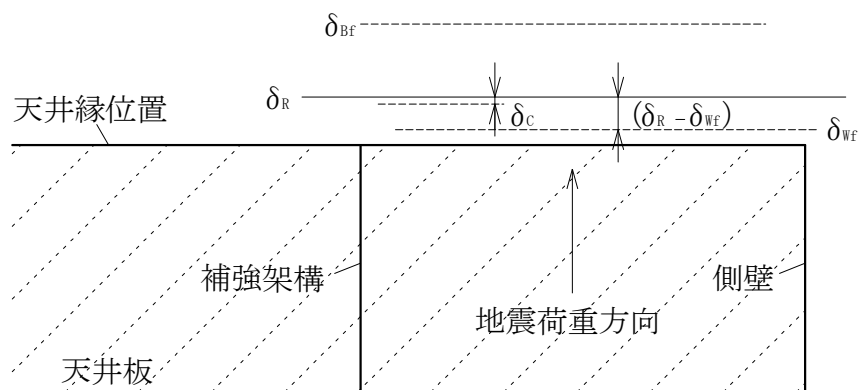


図 1 2 天井平面における各部の水平変位の関係

側壁と補強架構の変位差により発生した天井ばね力は、天井変位が δ_{wf} 以上になって始めて発生するとすれば、その大きさが天井板の相対水平変位 ($\delta_R - \delta_{wf}$) に比例していることとなる。一方、同じ同一変位値 δ_R を維持するために、天井板の面内撓み δ_c の発生は、天井板の相対変位幅が小さくて済み、すなわち、天井ばね力 P_{BS} の軽減を意味している。したがって天井板の面内撓み (δ_c) と天井板の変位幅 ($\delta_R - \delta_{wf}$) について、式 (1 5) が成立する。

$$C_f = \left(1 - \frac{\delta_c}{(\delta_R - \delta_{wf})} \right) \quad (0 < C_f < 1.0) \quad (1 5)$$

式 (1 5) によれば、剛床の場合、 $\delta_c = 0 \Rightarrow C_f = 1.0$ 、ばね力の軽減はなく、撓み δ_c の増大につれて、ばね力の軽減は大きくなり、撓み δ_c が ($\delta_R - \delta_{wf}$) に達すると、天井板の拘束効果を完全に失い側壁と補強架構の上端部がフリーとなって、天井ばね力は発生しなくなる。

本計算例の場合では、

$$\delta_c = 0.0083 \text{ cm} \quad (\text{式 (1 2) の参照})$$

$\delta_{wf}=0.037\text{cm}$ (式(5)の参照)

$\delta_R=0.18\text{cm}$ (式(7)の参照)

$C_f=0.942$ (式(15)の参照)

よって、修正後のばね力

$P'_{BS}=144.0\text{KN}$ (式(14)の参照)

という結果なる。

修正したばね力を用いて、高さ方向における補強構面位置の変位分布及び各段軸力を再計算した結果は、表5にまとめた。

表5から、両者とも基準値との差が更に縮小し結果がよく一致しているようになるので、修正方法の妥当性が立証されたと考えられる。

表5 変位と軸力の修正値

段目	変位 (cm)			軸力 (KN)		
	基準値	修正前	修正後	基準値	修正前	修正後
1	0.213	0.196	0.200	155.4	148.0	150.5
2	0.408	0.382	0.392	112.0	105.4	107.9
3	0.591	0.550	0.567	71.8	65.3	67.7
4	0.750	0.716	0.752	28.6	28.9	31.4
5	0.763	0.705	0.759	4.7	1.9	0.6
6	0.645	0.557	0.629	21.6	25.8	23.3
7	0.477	0.381	0.467	39.5	41.1	38.6
8	0.287	0.180	0.279	43.9	47.2	44.7

なお、本計算例では、ばね応力に対する修正幅は約6%で小さくとどまったが、式(13)から分かるように、天井板中央の変位幅は、天井板のアスペクト比(L/B)の3乗と比例しているので、配水池の形状によって、ばね力を大きく修正することがあり得ることが予測できる。

7.3 ブレース付き構造の実用的設計について

ブレース付き構造について、天井ばねの考え方を用いて、ブレース材の軸力の求め方法を検討したが、5章の計算例の場合でも、6章の解析の場合でも、一方向の純せん断変形モードの理想条件を使用した。しかし、実際配水池の場合、曲げ変形モードも多かれ少なかれ加えられるので、ここでの示した結果と異なる(プラス方向)ことがありうると考えられる。

また、検討の際、ブレース材の座屈を無視したが、実際配水池は、水平力を受けペアの 2 本のブレース材がそれぞれに圧縮と引張状態にあるので、部材安全性の評価は、ブレース材の細長比に応じて、1 本のブレース材の引張許容応力度と 2 本のブレース材の圧縮許容応力度のいずれかを用いて行う必要がある。

計算例に示すブレース付き架構は、基本的なパターンである。しかし、実務設計に当たっては、施工性、経済性は言うまでもなく、今後長い年月にわたって維持管理を行わなければならないので、保守・点検の利便性を図る必要がある。よって、基本的な補強架構をベースに様々な補強架構が考えられる。

図 1 3 に矩形ステンレス鋼製配水池の設計例の一つを示す。同設計例は、以下の特徴がある。

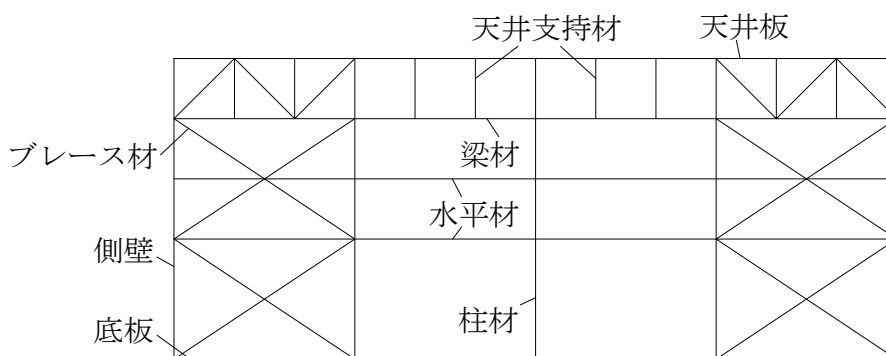


図 1 3 矩形配水池の補強構面の実例

- (1) 保守・点検時の作業性を考慮し、下部 2 m 高さ範囲内に水平材を設置しない、いわゆる 2 m 補強レス構造である。
- (2) 保守・点検時の作業性を考慮し、柱を 3 m 間隔で設置するので、開放感があること。
- (3) 天井の積雪・積載荷重を支えるため、天井支持材を 1 m 間隔で設置し、さらに、天井直下の水平材の代わりに大ばりを使用すること。

図 1 4 に大型ステンレス配水池の設計例の一つを示す。これは設計例を更に発展させたもので、水平材を設置しない、いわゆる壁自立構造は最大な特徴である。これによって、配水池内の空間を最大限に確保すると同時に、材料費・工事費の低減を図ることができる。

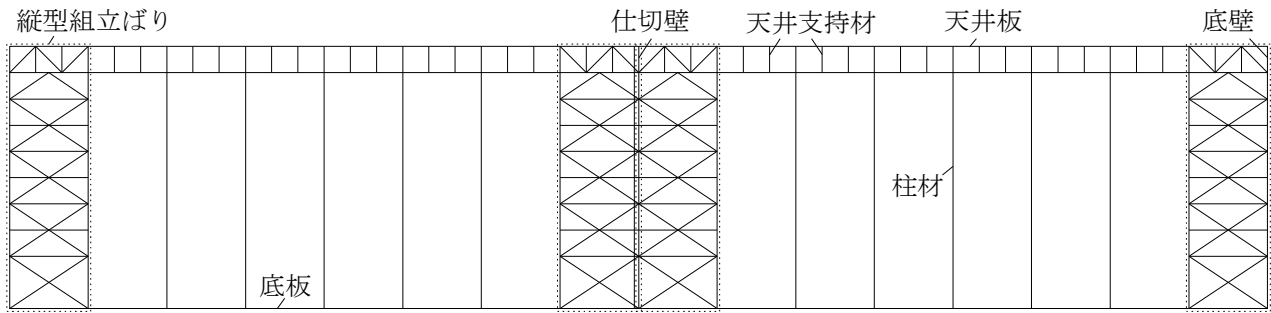


図 1 4 大型矩形配水池の補強構面の実例

8. おわりに

矩形ステンレス製配水池は鋼製配水池の中でも、数多く採用されようになった今日、構造設計用のための明確な指針はなく、メーカー各社が独自の構造設計を決め構造計算を行っており、完成した配水池は責任施工と称する各社独自の施設になっているのが現状である。

このことは、実は大きな問題であり、耐震性を始めとして、同容量の配水池であってもメーカーごとに使用鋼材・使用部材が大きく異なり、また、施設の容量が比較的小さい場合には大きな問題にはなり得ないが、大型施設の場合、本当にメーカーだけの責任として問題がないのかという根本的な問題が存在する。結果として公共的な工事の発注システムそのものにも隠れた問題を包含することとなる。

このため、1日も早い標準的な「矩形鋼製形配水池の耐震指針」の策定を望みたい。その場合、本稿が何かの役に立てば幸いである。

参考文献

- 1) 後藤道雄、河村春彦： 10,00m³ステンレス角型配水池、第58回全国水道研究発表会講演集、pp.23-24、2007年
- 2) 水道施設耐震工法指針・解説、日本水道協会、pp.103、1997年
- 3) FPR水槽構造設計計算法、強化プラスチック協会、pp.23-25、1996年
- 4) 上野 嘉久： 実務からみた鉄骨設計、学芸出版社、pp.23-25、2004年
- 5) 桑村 仁： 鋼構造の性能と設計、共立出版社株式会社、pp.23-25、2002年

6) 五十嵐定義： 鉄骨構造学、朝倉書店、pp.23-25、1998 年