

原子力発電所屋外重要土木構造物の
耐震性能照査指針
照査例



2005年6月



土木学会
原子力土木委員会

**原子力発電所屋外重要土木構造物の
耐震性能照査指針
照査例**

2005年6月

**土木学会
原子力土木委員会**

**原子力発電所屋外重要土木構造物の
耐震性能照査指針
照査例**

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 < 照査例 >

【目次】

部材非線形の地震応答解析を用いた照査例

1. 構造物の耐震性能	1
2. 照査条件	2
3. 解析方法	5
3.1 自重解析	6
3.2 地震応答解析	7
4. 解析結果	13
5. 照査	21

材料非線形の地震応答解析を用いた照査例

1. 構造物の耐震性能	41
2. 照査条件	42
3. 解析方法	45
4. 解析結果	51
5. 照査	57

動的な鉛直地震力を考慮した照査例

1. 構造物の耐震性能	67
2. 照査条件	68
3. 解析方法	71
3.1 自重解析	72
3.2 地震応答解析	73
4. 解析結果	76
5. 照査	85

耐久性能照査の照査例

1. 照査条件	91
2. 中性化に対する照査	91
2.1 中性化深さの評価	91
2.2 照査用限界値の設定	92
2.3 中性化に対する照査	92
3. 塩害に対する照査	93
3.1 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合	93
3.2 鉄筋腐食によるひび割れが発生しないことを限界状態とする場合	94
4. 凍害に対する照査	97
4.1 設計値の算定	97
4.2 照査用限界値の設定	97
4.3 凍害に対する照査	97

・ 部材非線形の地震応答解析を用いた照査例

取水ピットを対象構造物として、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に従って、耐震性能照査の方法を例示する。構造条件、地盤条件、入力条件等に関して整理した上で、地盤 - 構造物連成系の部材非線形地震応答解析を行い、構造物の変形に着目した照査を実施した。なお、耐久性に関しては、設計耐用期間において、環境作用による材料劣化が耐震性能に影響を及ぼさないことが、別途確認されているものとし、ここでは、耐震性能のみに着目した照査を行った。モデル化の方法および評価方法は、指針・同マニュアルで推奨される方法であるが、他に実績、信頼のある方法や安全側の設定、評価を行う場合は、ここに示す限りではない。また、実務での使用に配慮して、マニュアル編の関連箇所を（ 5.3.1 参照）のように文中に示した。

1. 構造物の耐震性能

取水ピットは、原子炉補機冷却系に属する設備である海水ポンプやそれに接続される海水管を支持する間接支持構造物である。ピット自体も躯体内部を流れる海水を整流して通水する取水機能を有している。原子炉補機冷却系設備は、非常時における原子力発電所の安全確保のための諸機能のうち、特に、原子炉を「冷やす」機能を有している。また、この原子炉補機冷却系は耐震重要度分類において As クラスに位置づけられている。間接支持構造物の役割と耐震重要度の関わりを整理すると、取水ピットは、設計用限界地震時においても、海水ポンプや海水管の機能が維持できるようにこれら設備を支持することが求められていることになる。

取水ピットの耐震性能照査にあたって、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に示された屋外重要土木構造物の性能をもとに、工学的観点から、対象構造物に求められる具体的な性能を整理した。それを表 1-1 に示す。

表 1-1 地震時に求められる取水ピットの性能

海水ポンプおよび海水管の機能		設計用限界地震時においても、海水の取水性や通水性を確保する。
取水ピットの性能	要求性能	設計用限界地震時においても、海水ポンプの揚水機能や海水管の通水機能を維持するように安全に支持し、ピット自体の取水機能も損なわない。
	目標性能（耐震性能）	基準地震動 S_2 に対して、以下の条件を満足する。 構造物が崩壊しない。 海水ポンプや海水管の機能維持のために取水ピットに求められる条件を満足する。 ^(注)
備考		(注) 本検討においては、海水ポンプや海水管の機能維持のための付帯条件は考えていない。

本検討においては、海水ポンプや海水管の機能維持のための付帯条件を考慮せず、『構造物が崩壊しない』ことが、取水ピットの許容される限界状態となる。したがって、取水ピットの目標性能（耐震性能）は次のように示される。

『基準地震動 S_2 に対して、構造物が崩壊しない。』

以下、取水ピットについてのこの目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する。

2. 照査条件

(1) 一般条件

- ・ 構造形式 2層8連のボックス形式の鉄筋コンクリート構造物
- ・ 構造寸法 幅 50.0m × 高さ 19.75m × 奥行 70.0m
- ・ 基礎形式 岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

照査対象とする取水ピットの構造図を図 2-1 に示す。

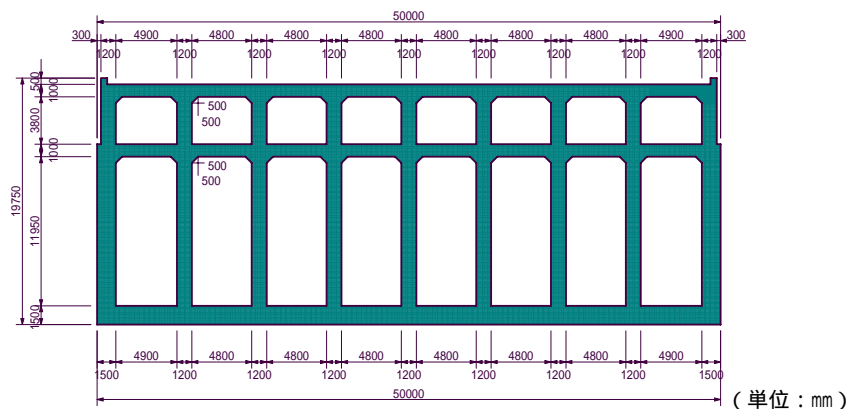


図 2-1 取水ピットの構造図

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を図 2-2 に示す。

断面	部材厚 D (cm)	主筋配筋	主鉄筋量 A_s (cm ²)	補強筋配筋	補強筋量 A_w (cm ²)
断面 1	120	D19@100	28.65	D16@500 S _s =200	3.97
断面 2	150	D16@100	19.86	D16@500 S _s =200	3.97
断面 3	150	D25@100	50.67	D25@500 S _s =200	10.13
断面 4	120	D19@100	28.65	D16@500 S _s =200	3.97
断面 5	120	D22@100	38.71	D16@500 S _s =200	3.97
断面 6	120	D25@100	50.67	D16@500 S _s =200	3.97
断面 7	100	D19@100	28.65	D16@500 S _s =200	3.97
断面 8	100	D16@100	19.86	D16@500 S _s =200	3.97
断面 9	150	D29@100	64.24	D25@500 S _s =200	10.13

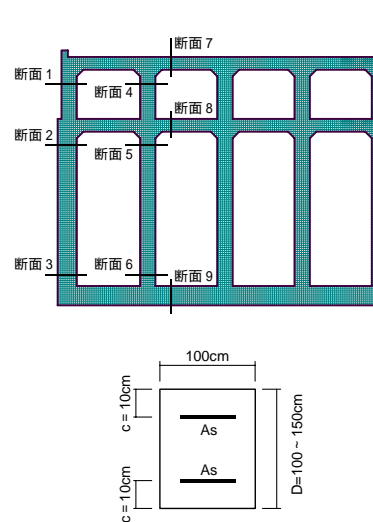


図 2-2 部材断面および断面諸元

c. 使用材料

材料の特性値を表 2-1 に示す。

表 2-1 材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート ¹⁾	-	圧縮強度の特性値 f'_{ck}	24 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_c	25 kN/mm ²
鉄筋 ²⁾	SD345	引張降伏強度の特性値 f_{yk}	345 N/mm ²
		圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk}	345 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_s	200 kN/mm ²

1) JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート

2) JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

(3) 自然・地質条件

a. 地質条件

取水ピット周辺の地質条件を図 2-3 に示す。地表面 (E.L.+5.0m) から E.L. - 15.0m までは砂層であり、これより以深は岩盤である。取水ピットはこの岩盤に直接支持されている。

b. 地下水および潮位条件

砂層には地下水が存在し、地下水面は E.L.±0.0m にある。また、海水面についても、E.L.±0.0m にあるものとする。

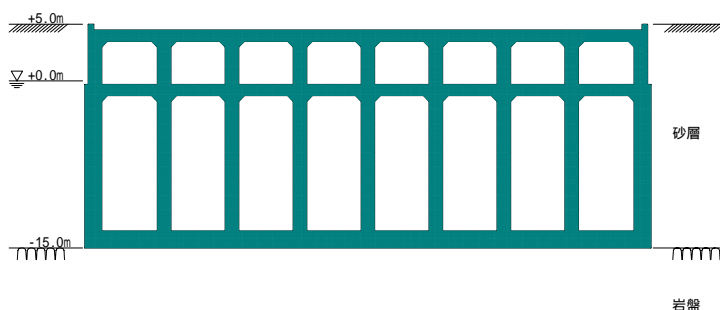


図 2-3 取水ピット周辺の地質条件

c. 地盤物性

地盤の初期物性値を図 2-4 に、砂層の $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係を図 2-5 に示す (出典:「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」 報告書 昭和 60 年 8 月 土木学会原子力土木委員会) 注 1)。この地盤は仮想的なモデル地盤であり、せん断波速度が深度にかかわらず一定としている。

注 1) 現実の自然地盤 (とくに表層地盤) では、深度に応じた拘束圧の変化に伴い、その影響によりせん断波速度も変化する。この速度分布をモデル化の方が適切と考えられる (5.2.3(4)参照)。

照査例

	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性 定数の初期値 G ₀ (kN/m ²)	減衰定数 の初期値 h ₀ (%)
+ 5.0m 砂層	18.0	0.40	300	165,000	2.0
± 0.0m 砂層	20.0	0.48	300	184,000	2.0
- 15.0m 岩盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
- 35.0m					

図 2-4 地盤の初期物性値

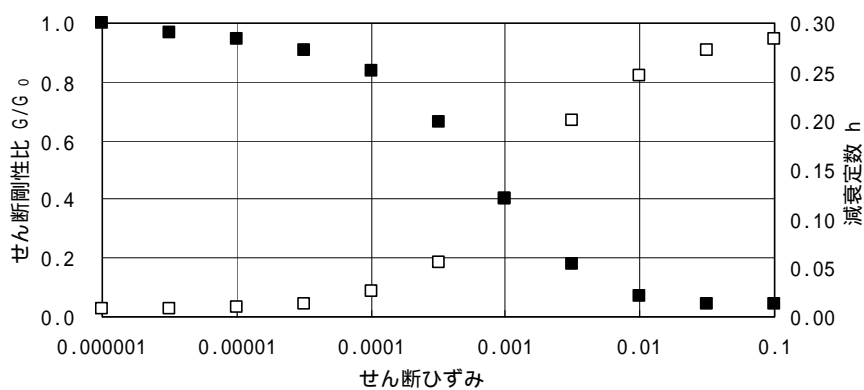


図 2-5 砂層の G/G₀ - γ , h - 関係

(4) 荷重条件

a. 照査用地震動

水平地震動の加速度時刻歴を図 2-6 に示す。

鉛直地震力は、水平地震動の最大加速度の 1/2 に相当する震度を静的に作用させる (4.2.3(3)参照)。

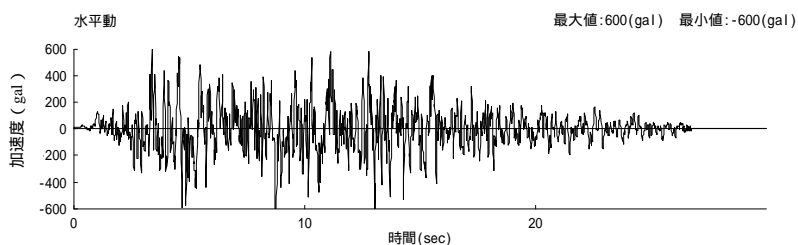


図 2-6 基準地震動の加速度時刻歴波形

b. 機器荷重

頂版および中床版に、上載荷重として 10kN/m² を考慮する。

3. 解析方法

解析は、構造物の部材非線形性を考慮した地盤 - 構造物連成系の二次元地震応答解析を用いる。また、初期応力状態を考慮するために自重解析を実施する。解析手順を図 3-1 に示す（ 5.1.2 参照）。

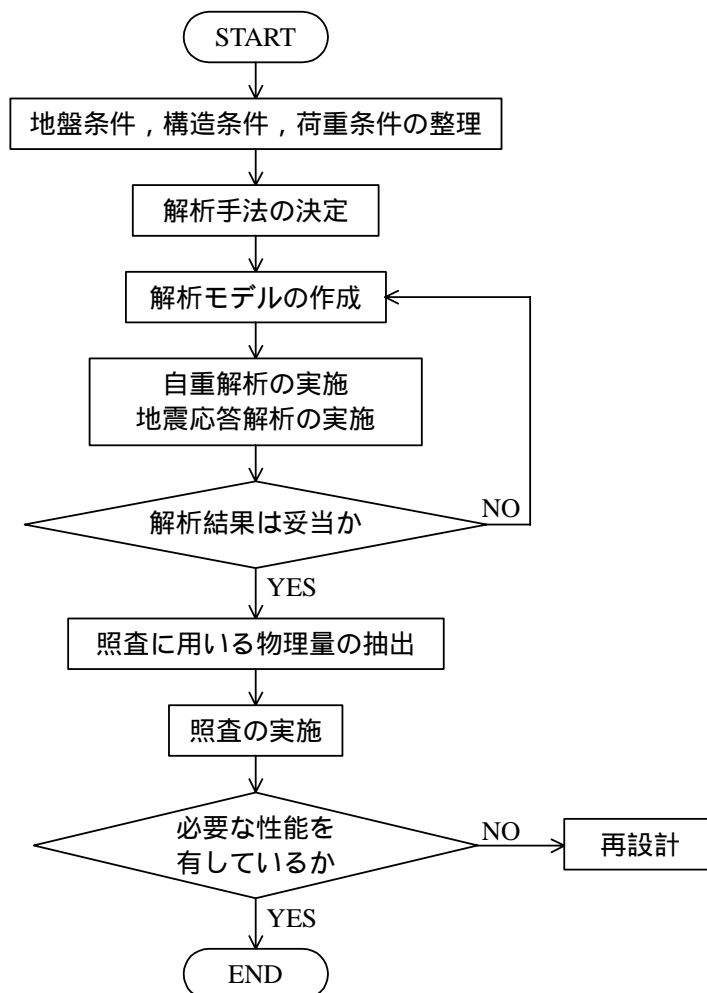


図 3-1 地盤-構造物連成系の地震応答解析の解析手順

3.1 自重解析

(1) 解析モデル

構造物をはり要素，地盤を平面ひずみ要素でモデル化した．構造物の要素分割については，構造物周辺の要素分割が過度に小さくなるのを避けるため，剛域はモデル化しないこととした（5.3.2(1)b.参照）なお，隅角部直近のはり要素は，他の制約がない限り要素長さを部材厚とした（5.3.2(1)d.参照）．地盤の要素分割については，鉛直方向に対して，対象とする地震波の最短波長の1/5以下となるようにし，水平方向にはそれに対して過度に扁平とならないように分割した．解析領域の境界条件は，モデルの底面は固定境界，側方は鉛直ローラー境界とした．解析モデルを図3-2に示す（5.3.3(2)a.参照）．

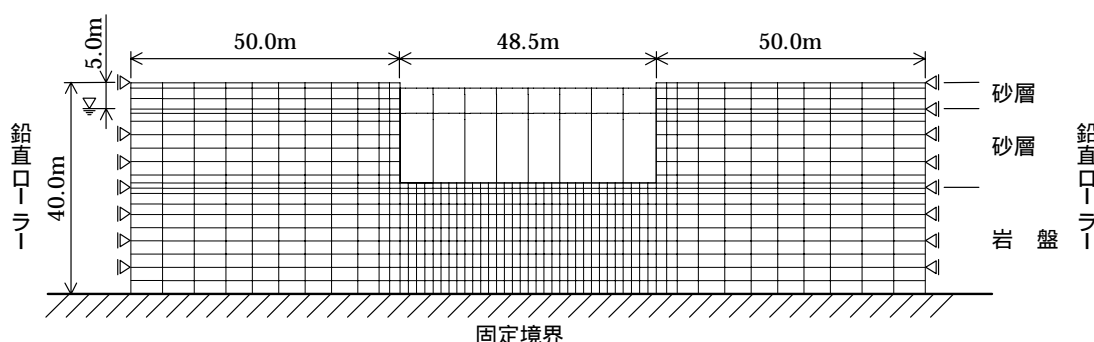


図3-2 自重解析に用いる解析モデル（地盤 - 構造物連成系）

地盤と構造物の境界面においては，両者の質量差および剛性差により，過大なせん断応力が発生する傾向にあり，その影響を除去するために，境界面におけるせん断方向の自由度を解放することとした．すなわち，地盤と構造物の接合点を二重化してそれぞれが独立に可動できるようにモデル化し，境界面における拘束条件を以下の通りとした．

- ・側方条件：水平方向拘束，鉛直方向自由
- ・底面条件：水平方向自由，鉛直方向拘束
- ・隅角部条件：水平方向拘束，鉛直方向拘束

(2) 材料の物性値

地盤および構造物の物性値は，基本的には地震応答解析における値と同一とした．これについては後述する．本指針では静止土圧の算定精度に配慮してその上限と下限に相当する静止土圧係数 K_0 を考慮し，不利な場合を採用することとしているが（4.3.2参照），簡単のため，ここでは静止土圧係数 K_0 の上限を考慮するものとし， $K_0=0.5$ とした．この影響は，砂層のポアソン比を0.33とすることで表現した（4.2.3(1)e.参照）．また，地下水による土圧への影響を考慮するために，地下水位以深の砂層の単位体積重量は，水中重量 γ_w （ $\gamma_{sat} - 1$ ； γ_{sat} は飽和重量）を用いた．

(3) 自重解析の実施

地下水および内容水の作用により構造物に働く浮力は、構造物壁面に作用する表面力として考慮し、静水圧に相当する分布荷重を与えた^{注2)}。機器荷重も構造物床面に作用する分布荷重として作用させた。また、自重解析終了時点は、地震時の初期定常状態であることを勘案して、変位についてはこの状態を基準とし、応力や断面力については、後述の鉛直地震力に関する静的解析に引き継いだ。

(4) 鉛直地震力の考慮

本解析では、鉛直地震力を静的に考慮するため、自重解析に引き続き静的解析を実施する。鉛直地震力を水平地震動の最大加速度の1/2に相当する静的震度として考慮するため、自重解析と同じ要領で地震時の慣性力増分を作用させる。ただし、構造物に作用する水圧については、動水圧成分のみであり、コンクリートに対する付加質量として考慮した^{注3)}(5.3.2(6)参照)。同様に、機器の慣性力成分についても付加質量として考慮した。また、動土圧に関連する物性として、砂層地盤のポアソン比および地下水位以深の単位体積重量を、地震応答解析における値と同一とした。

鉛直地震力の作用方向については、上向き・下向きの両方を考慮し、不利な方向を採用することとしているが(4.2.3参照)、ここでは、鉛直下向きの場合について検討した。

3.2 地震応答解析

(1) 解析モデル

基本的には、自重解析に用いた要素分割を用いるが、モデルの側方と底面の境界は粘性境界によりモデル化した(5.1.1(4)参照)。また、構造物内の内容水および機器は付加質量として考慮し^{注3)}(5.3.2(6)参照)、構造物と地盤の間のすべりは考慮しないものとした^{注4)}。解析モデルを図3-3に示す。

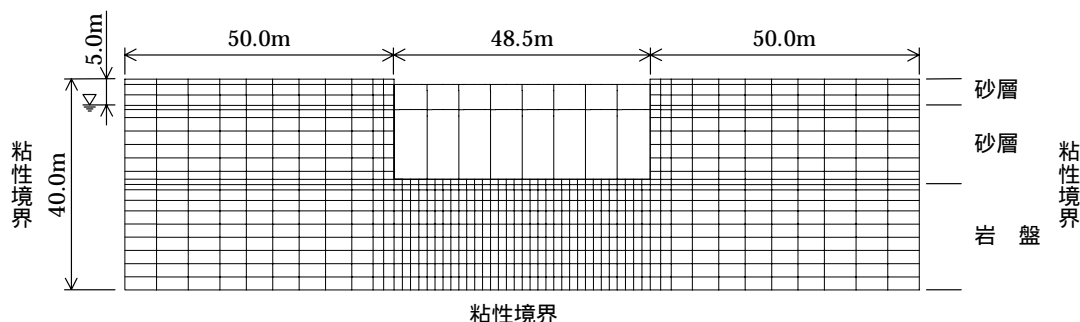


図 3-3 地震応答解析に用いる解析モデル(地盤 - 構造物連成系)

注2) 簡便には内容水と地下水がバランスするとして浮力を考慮しない場合もある。

注3) 対象構造物の内容水には自由水面が存在しないので、付加質量の算定にあたっては、一様な動水圧分布に相当する付加質量を考慮した。算定式は以下のとおりである。なお、自由水面が存在する場合は、一般にウェスタガード式が用いられることが多い。

$$\text{水平方向加振に対して： } p = \frac{1}{2} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot B \quad (p : \text{動水圧}, K_h : \text{水平震度}, \gamma_w : \text{水の単位体積重量}, B : \text{水路幅})$$

$$\text{鉛直方向加振に対して： } p = \frac{1}{2} \cdot K_v \cdot \gamma_w \cdot H \quad (p : \text{動水圧}, K_v : \text{鉛直震度}, \gamma_w : \text{水の単位体積重量}, H : \text{水路高})$$

注4) 滑りや剥離をジョイント要素によりモデル化することで、より合理的な耐震性能照査が可能である(5.3.2(4)参照)。

(2)地盤の物性値

解析に用いる地盤の初期物性値は、図 2-4 に示すものである。ただし、地下水位以深の砂層地盤については、地下水の影響を考慮して、初期における体積弾性係数が経時的に変わらないものとした。また、非線形特性としては、図 2-5 に示すひずみ依存特性を用いた。その数学モデルは、全応力履歴モデルである Ramberg-Osgood モデル（以降 R-0 モデル、図 3-4 参照）を用いることとし、想定される地盤のひずみレベルに応じて必要なパラメータ（ α, β ）を設定した（5.2.1, 5.2.3 参照）。

地盤のひずみレベルの想定には、一次元重複反射理論による等価線形解析を実施した。岩盤上面を解放基盤表面とし、図 2-6 に示される基準地震動を入力した。その結果を図 3-5 に示す。砂層地盤の最深部において、最大のせん断ひずみが発生しており、 3.8×10^{-3} 程度であった。

そこで、図 3-6(a) に示すように、想定されるひずみレベル γ_f において、R-0 曲線と $G/G_0 - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ α を設定し、R-0 曲線と $h - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ β を設定することとした^{注 5)}。なお、先のようにパラメータ α を設定することは、図 3-6(b) に示すように、想定したひずみレベル γ_f において、 $\tau - \gamma$ データと R-0 曲線が一致することを意味している。このように、想定される地盤のひずみレベルに応じて R-0 モデルを設定することにより、非線形特性が概ね表現できることがわかる。非線形パラメータの詳細を表 3-1 に示す。

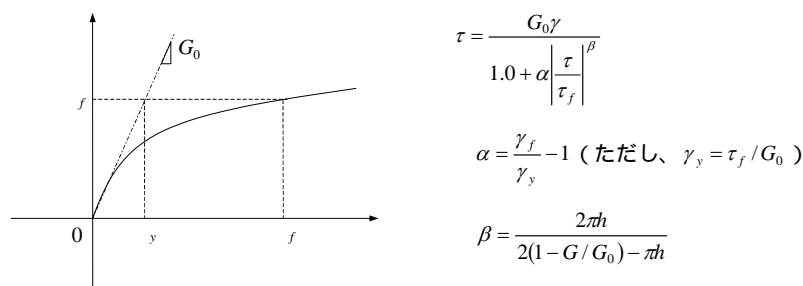


図 3-4 R-0 モデルの概要

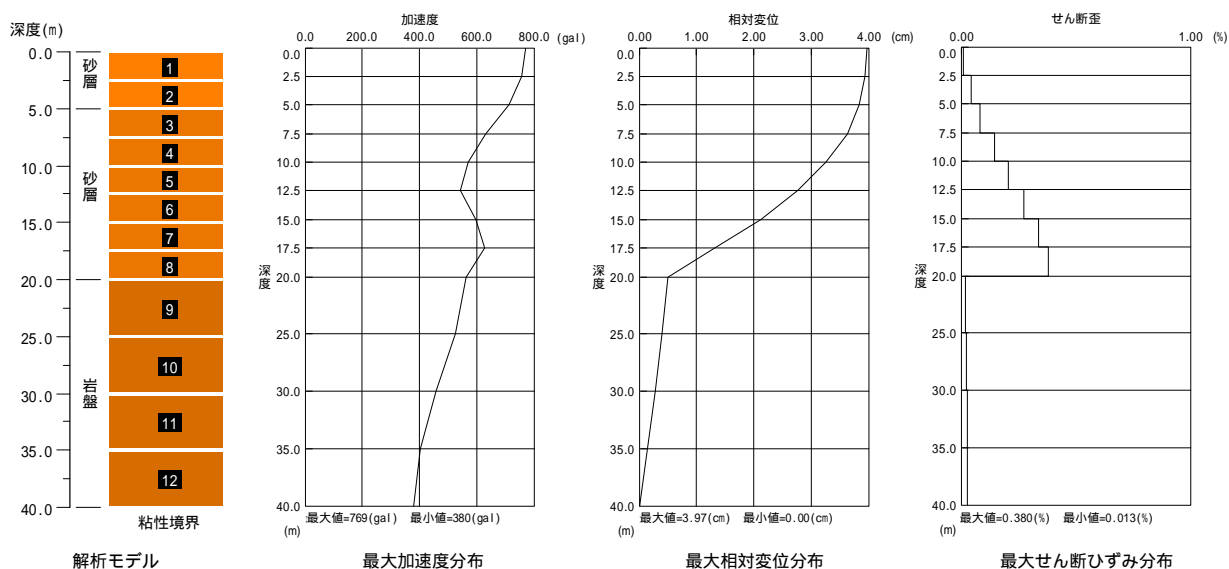
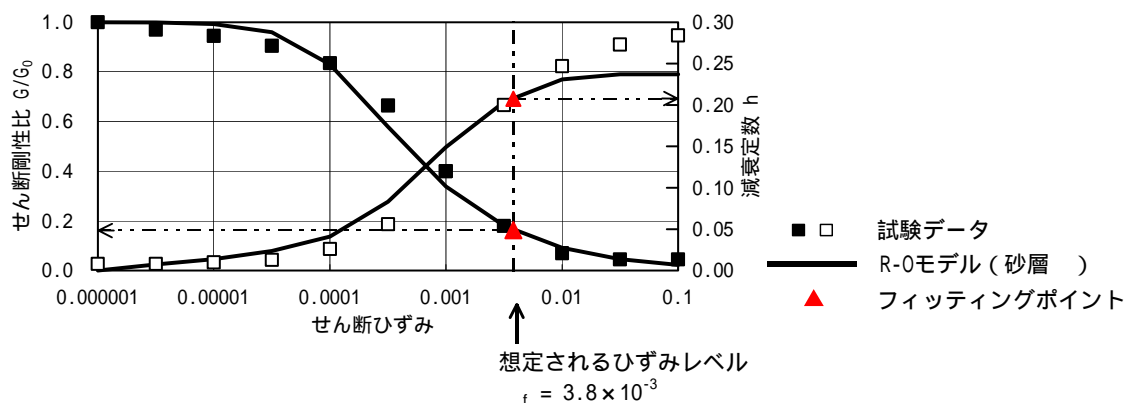
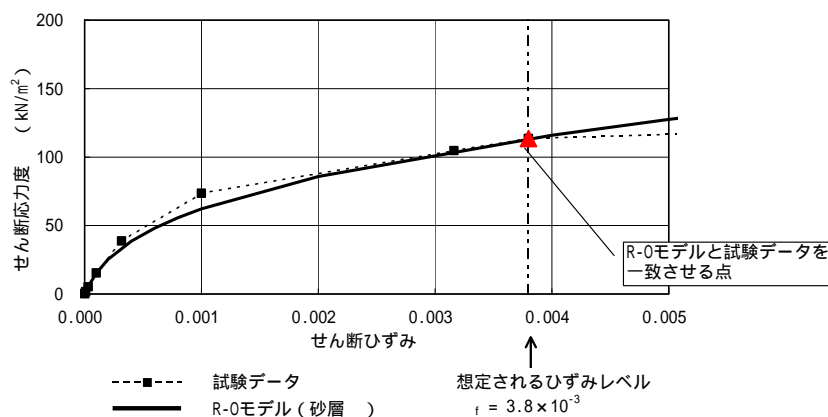


図 3-5 一次元重複反射理論による等価線形解析結果

照査例



(a) G/G_0 - h - 関係



(b) - 関係

図 3-6 試験データと R-0 モデルとの比較

表 3-1 R-0 モデルのパラメータ

地質区分	フィッティングポイント			パラメータ		
	f	G/G_0	h	y		
砂層 (地下水面より上)	5.0×10^{-4}	0.56	0.08	2.8×10^{-4}	0.79	0.82
砂層 (地下水面より下)	3.8×10^{-3}	0.16	0.21	6.2×10^{-4}	5.16	1.28

注 5) β の設定については、想定されるひずみレベルにおける減衰定数 h の値を用いるかわりに、 h_{\max} を用い、そのときの $(1 - G/G_0)$ を近似的に 1 として、簡便に $\beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}}$ とすることも多い (5.2.3(2)b. 参照) .

(3) 構造物の物性値

構造物の断面諸元および初期物性値を表 3-2 に示す。構造物の非線形特性は、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係 ($M - \phi$ 関係) として考慮するものとし、図 3-7 に示すトリリニアモデルを用いることとした。このモデルは、第 1 折れ曲がり点 (ϕ_{cr}, M_{cr}) が『曲げひび割れ発生』、第 2 折れ曲がり点 (ϕ_y, M_y) が『断面降伏』に対応するものである (5.3.2(2) 参照)。なお、軸力変動に伴う骨格曲線の乗り移りは考慮していない。各部材は縦横比が大きくスレンダーであり、曲げ変形に対してせん断変形は無視できるものとした (5.3.2(1)c. 参照)。

表 3-2 構造物の初期物性値

断面番号	初期弾性係数 E_0 (kN/mm ²)	ポアソン比	等価単位体積重量(注)(kN/m ³)	初期減衰定数 h_0	断面積 A (m ²)	断面 2 次モーメント I (m ⁴)
断面 1	25	0.2	24.0	0.05	1.20	0.144
断面 2	25	0.2	39.2 ⁽¹⁾	0.05	1.50	0.281
断面 3	25	0.2	39.2 ⁽¹⁾	0.05	1.50	0.281
断面 4	25	0.2	24.0	0.05	1.20	0.144
断面 5	25	0.2	61.7 ⁽¹⁾	0.05	1.20	0.144
断面 6	25	0.2	61.7 ⁽¹⁾	0.05	1.20	0.144
断面 7	25	0.2	34.0 ⁽²⁾	0.05	1.00	0.083
断面 8	25	0.2	81.2 ^(1,2)	0.05	1.00	0.083
断面 9	25	0.2	56.8 ⁽¹⁾	0.05	1.50	0.281

1) コンクリートの単位体積重量 $c=24.0\text{kN/m}^3$ に内容水の質量を付加した値である。

2) 機器荷重として、分布荷重 10kN/m^2 に相当する質量を付加した値である。

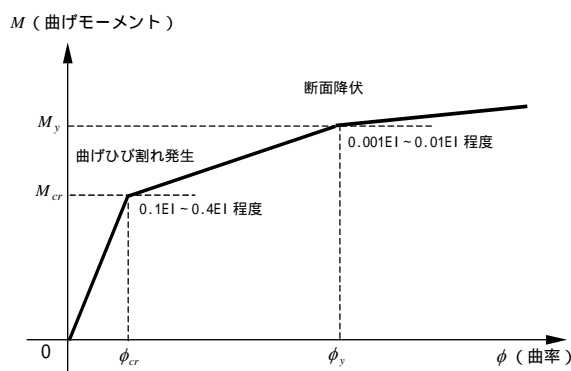
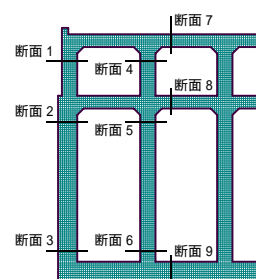


図 3-7 M - 関係のトリリニアモデル

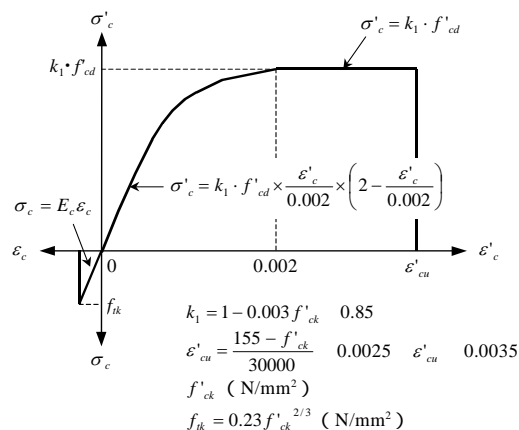


図 3-8 コンクリートの応力 - ひずみ曲線

トリリニアモデルの各特性点(折れ曲がり点)は断面計算により求めた(5.3.2(2)c. 参照)。断面計算は、平面保持の原則が成り立つとして、ひび割れ発生、断面降伏等の損傷事象に対応する維ひずみ分布を仮定し、それに応じた応力度の積分値に関して発生軸力や発生曲げモーメントとの釣り合い計算を行う。コンクリートの応力 - ひずみ曲線は図 3-8 に示すものを用いた。圧縮領域についてはマニュアル編 3.2.2(5)に示される応力 - ひずみ曲線と同一である。また、ひび割れの特性点を求める場合のみ引張領域を考慮するものとした。鉄筋の応力 - ひずみ曲線についてはバイリニア型とした。断面計算の過程においては、あらかじめ発生軸力や発生曲げモーメントの経路を想定しておかなければならない。一般に、土圧を受ける部材は軸力と曲げモーメントの比が一定となるように推移することが知られており、事前に同一の有限要素モデルを用いて、構

造物を等価線形剛性とした非線形動的解析を行い、その解析結果をもとに時刻歴で最大となる断面力を用いて M/N を決定した (5.3.2(2)d.参照)。

その一連の操作の意味合いを図 3-9 に示す。上図は $M-N$ 相関図であり、各曲線はひび割れ発生、鉄筋降伏、コンクリート圧縮破壊の各事象に対応する一種の破壊包絡線を表している。簡単のために、 $M-N$ 曲線は純引張 - 純曲げ - 釣合い - 純圧縮の各状態をあらわす点を直線で結んでいる。想定する断面力経路は M/N 一定線で表現され、この直線と $M-N$ 曲線との交点が各事象の発生時点に相当している。断面計算はこれらの交点を求解することを意味している。また、断面計算では維ひずみ分布に応じた曲率が算定されるので、この曲率 ϕ と曲げモーメント M を整理すると下図に示す $M-\phi$ 曲線となる。なお、部材厚が大きいため、隅角部における鉄筋の伸び出しは考慮していない (5.3.2(3)参照)。また、今回対象としている構造物のように、複鉄筋矩形断面であり低鉄筋比かつ軸力レベルが小さい構造物の場合には、 $M-\phi$ 曲線のうち降伏点と終局点を結ぶ第 3 勾配、および、終局点以降の第 4 勾配 (負勾配) が非常に小さくなることが知られており、ここでは、第 3 勾配以降を工学的にゼロに近い勾配 (1/1000 程度) を有する半直線として表現した (5.3.2(2)b.参照)。各部材の代表的な部位における $M-\phi$ 曲線の詳細を表 3-3 に示す。

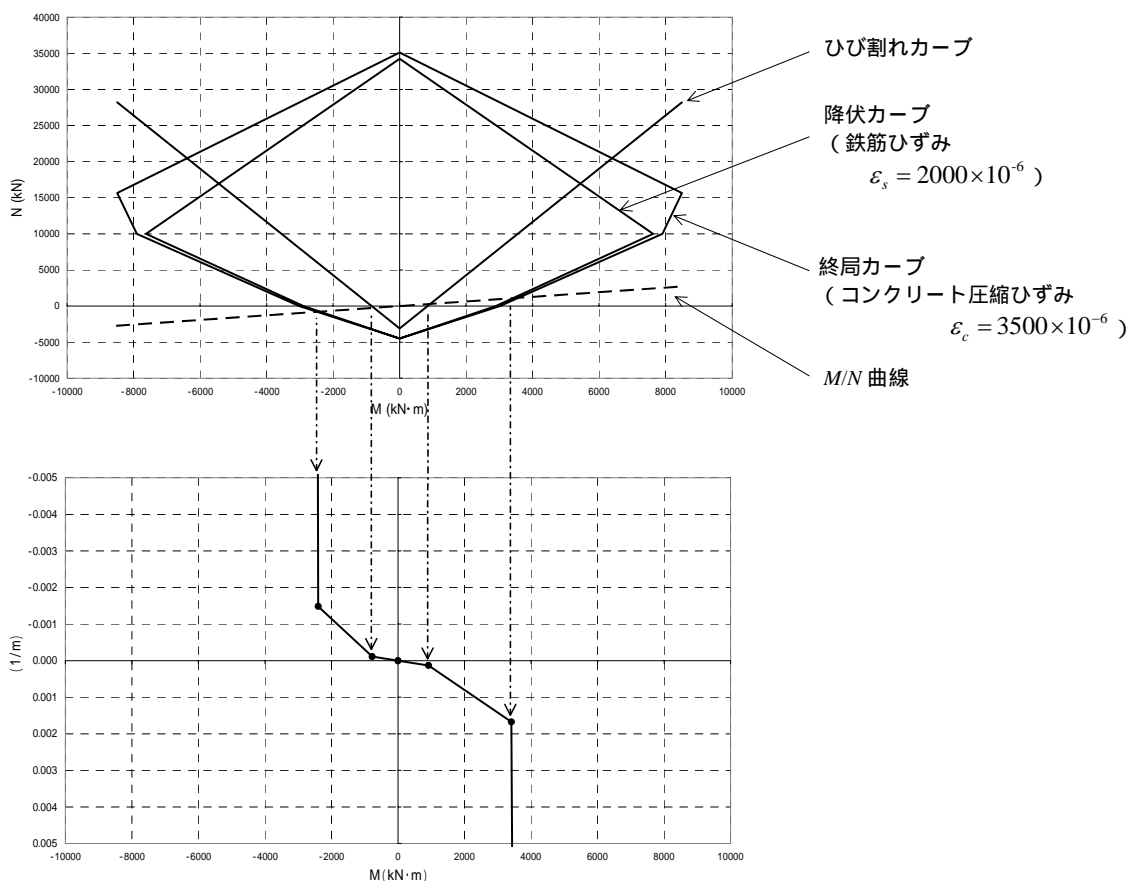


図 3-9 $M-N$ 相関図 (上) と $M-\phi$ 曲線 (下) との関係

表 3-3 構造物の非線形特性

断面 番号	モ - メント 符号	ひび割れ点		降伏点	
		ϕ_{cr} (1/m)	M_{cr} (kN・m)	ϕ_y (1/m)	M_y (kN・m)
断面 1	+側	1.47×10^{-4}	529.2	1.94×10^{-3}	1127.8
	-側	-1.33×10^{-4}	-477.7	-1.84×10^{-3}	-910.7
断面 2	+側	1.27×10^{-4}	894.2	1.49×10^{-3}	1266.9
	-側	-9.41×10^{-5}	-661.4	-1.33×10^{-3}	-664.5
断面 3	+側	1.40×10^{-4}	981.6	1.72×10^{-3}	3264.3
	-側	-9.95×10^{-5}	-699.3	-1.39×10^{-3}	-1631.0
断面 4	+側	1.96×10^{-4}	705.6	2.34×10^{-3}	2113.5
	-側	-1.08×10^{-4}	-389.8	-1.67×10^{-3}	-600.3
断面 5	+側	1.49×10^{-4}	537.7	2.00×10^{-3}	1479.2
	-側	-1.38×10^{-4}	-495.5	-1.90×10^{-3}	-1250.0
断面 6	+側	1.60×10^{-4}	574.5	2.12×10^{-3}	2047.3
	-側	-1.38×10^{-4}	-495.2	-1.92×10^{-3}	-1518.5
断面 7	+側	1.88×10^{-4}	391.6	2.51×10^{-3}	1016.6
	-側	-1.53×10^{-4}	-319.0	-2.24×10^{-3}	-668.0
断面 8	+側	1.89×10^{-4}	394.2	2.43×10^{-3}	765.2
	-側	-1.45×10^{-4}	-302.7	-2.15×10^{-3}	-441.2
断面 9	+側	1.31×10^{-4}	921.6	1.67×10^{-3}	3410.6
	-側	-1.10×10^{-4}	-774.2	-1.48×10^{-3}	-2398.1

(4) その他の解析条件

その他の解析条件は、解析プログラムに依存することが多いが、本検討においては以下の通りとした。

a. 入力条件

図 2-6 に示した解放基盤表面の地震動を入射波とみなして、地盤 - 構造物連成系の二次元モデルの底面粘性境界に (2E) として入力した。

b. 積分手法

Newmark 法 ($\alpha=0.25$, $\beta=0.5$) を用いた (5.3.3(3)a. 参照)。

c. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた (5.3.3(3)b. 参照)。

d. 減衰条件

履歴減衰のほかに、各要素に対する剛性比例型の減衰を考慮した。初期剛性マトリックスに対する 1 次の固有振動数 (3.02Hz) を用いて比例係数を決定した。

4. 解析結果

(1)地盤 - 構造物連成系の応答

図 4-1 に地盤 - 構造物連成系の最大応答にかかわる諸図を示す。図 4-1(a)と(b)は最大変形図である。岩盤との境界面を境に、砂層地盤が大きく変形し、1 次のせん断変形が卓越していることがわかる。また、構造物の変形は地盤変形に追随している様子が伺える。図 4-1(c)と(d)は、それぞれ、地盤の最大せん断応力度分布と最大せん断ひずみ分布を示している。ほぼ水平に層状の分布をしており、自由地盤のせん断振動に近い挙動となっていることが確認できる。また、地盤のせん断ひずみの最大値は、1 次元の等価線形解析の場合と同じく砂層地盤の最深部に発生するも、その最大値は 10^{-3} オーダーの後半であり、等価線形解析結果に比して、多少大きめの値となっている。

図 4-2 は構造物の各床版部の応答加速度の時刻歴を示す。この系においては、どの床版部もほぼ同位相の応答加速度波形を示しているが、砂層地盤の剛性低下の影響で上層は高周波成分が減少していることがわかる。図 4-3 は各層間の相対変位の時刻歴を示している。各層間は同位相で挙動するものの、頂版 - 中床版間の層間変位が小さく、その大きさは最大でも 0.4cm 程度であるのに対し、中床版 - 底版間の層間変位は大きく、最大で 6.5cm 程度であることがわかる。

図 4-4 は砂層地盤の構造物近傍の代表位置における応力 - ひずみ履歴を示す。砂層地盤最深部の地盤の最大せん断ひずみは 6×10^{-3} 程度であり、図 4-1(d)の最大せん断ひずみ分布図とも整合している。

表 4-1 に主要な応答解析結果の最大値を示す。

表 4-1 最大応答値

項目	最大応答値
頂版中央位置の最大応答加速度(Gal)	617
中床版中央位置の最大応答加速度(Gal)	538
底版中央位置の最大応答加速度(Gal)	534
頂版 - 中床版間の層間変位(cm)	0.35
中床版 - 底版間の層間変位(cm)	6.53
構造物周辺地盤の最大せん断ひずみ	5.94×10^{-3}
構造物周辺地盤の最大せん断応力(kN/m ²)	140.6

(2)構造物の変形挙動

図 4-5 には構造物の変形量と断面力の最大値分布を示す。側壁下部や底版端部付近に大きな断面力が発生していることがわかる。図 4-6 は構造物の層間変形が最大となる時刻における変形図と断面力図を示す。ラーメン変形に伴う断面力分布となっているが、側壁、底版のような土圧に抵抗する部材の一部では、分布荷重の影響によりモーメント分布は高次の形状を有している。また、この時刻における右側壁下部や底版右端部付近の断面力はほぼ最大値に一致することがわかる。

図 4-7 および図 4-8 は、鉛直部材で断面力が大きい箇所における断面力の時刻歴と、曲げモーメントと曲率の履歴を示す。これらの箇所では、部材降伏に至っていることがわかる。また、側壁の軸力は常時軸力と同程度の変動が見られるのに対し、隔壁の軸力はほぼ一定である。これは、側壁に作用するせん断土圧が地震によるせん断振動を受けて変動し、側壁の軸力に転化されるためと考えられる。

照査例

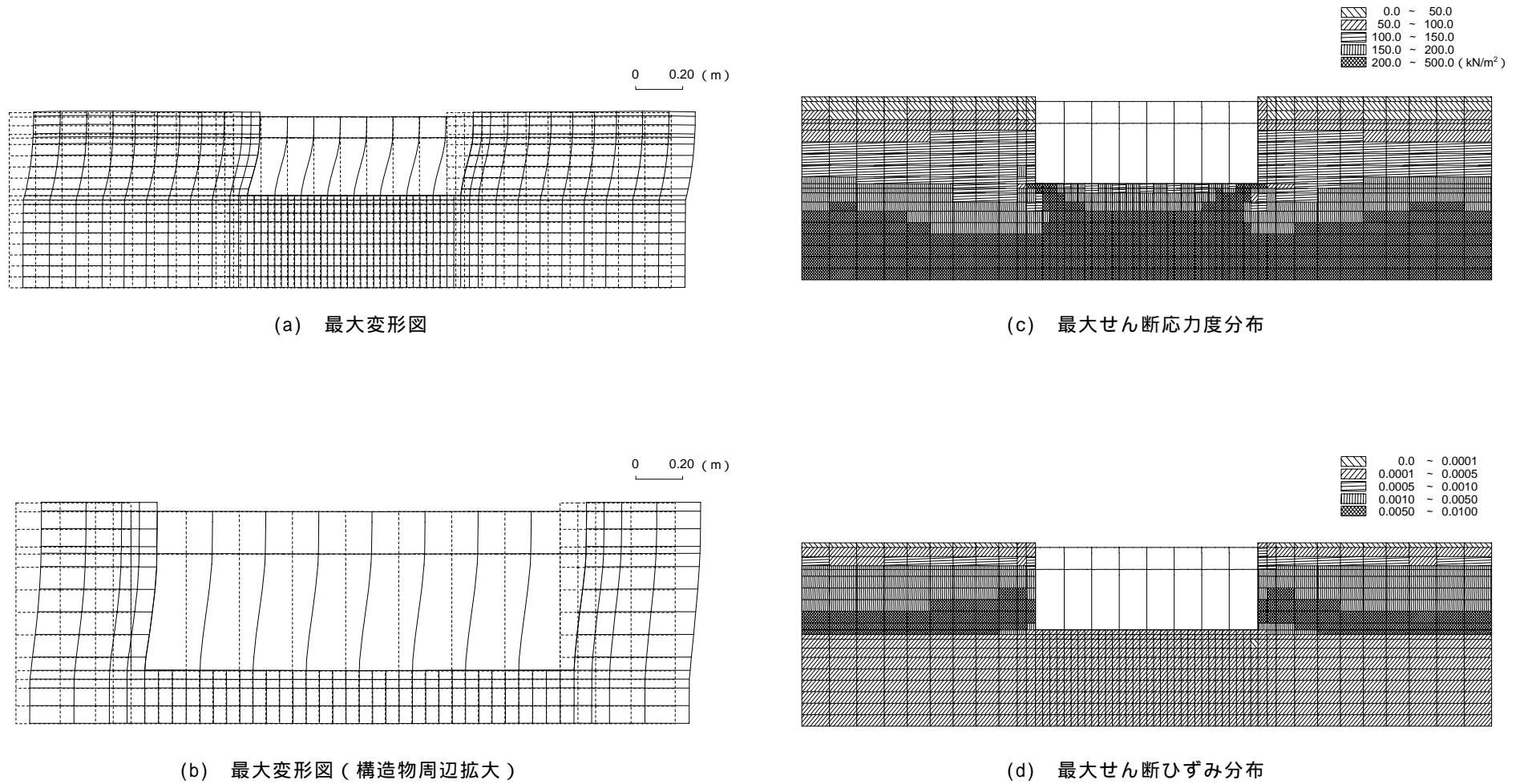


図 4-1 最大応答図

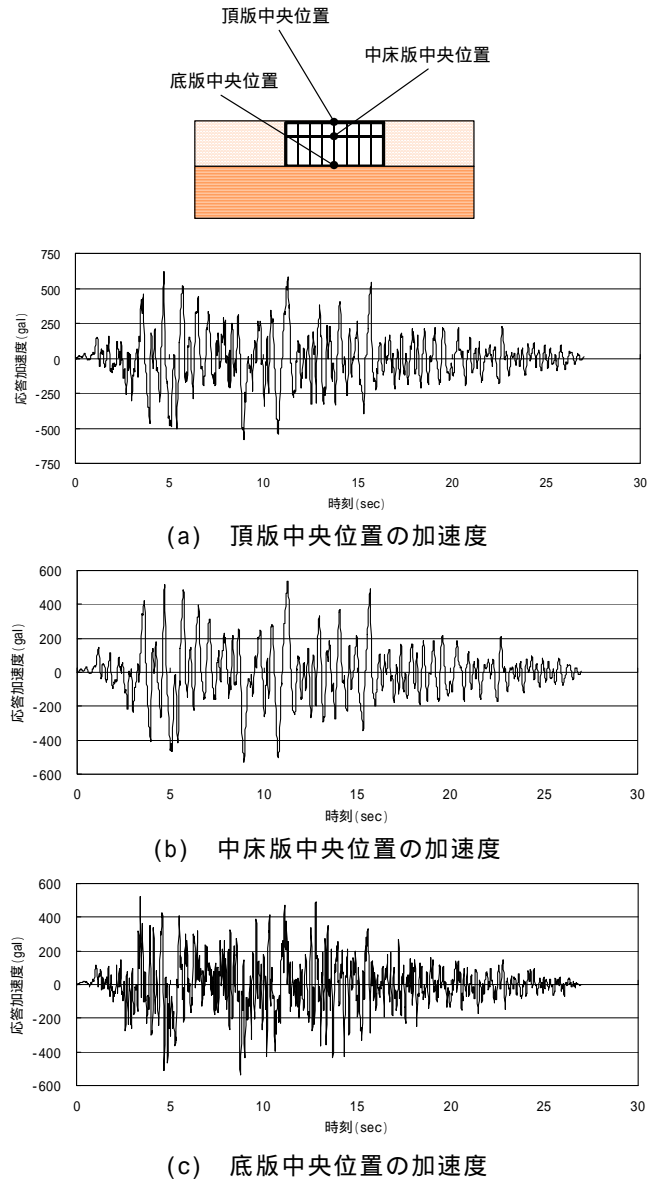


図 4-2 応答加速度の時刻歴

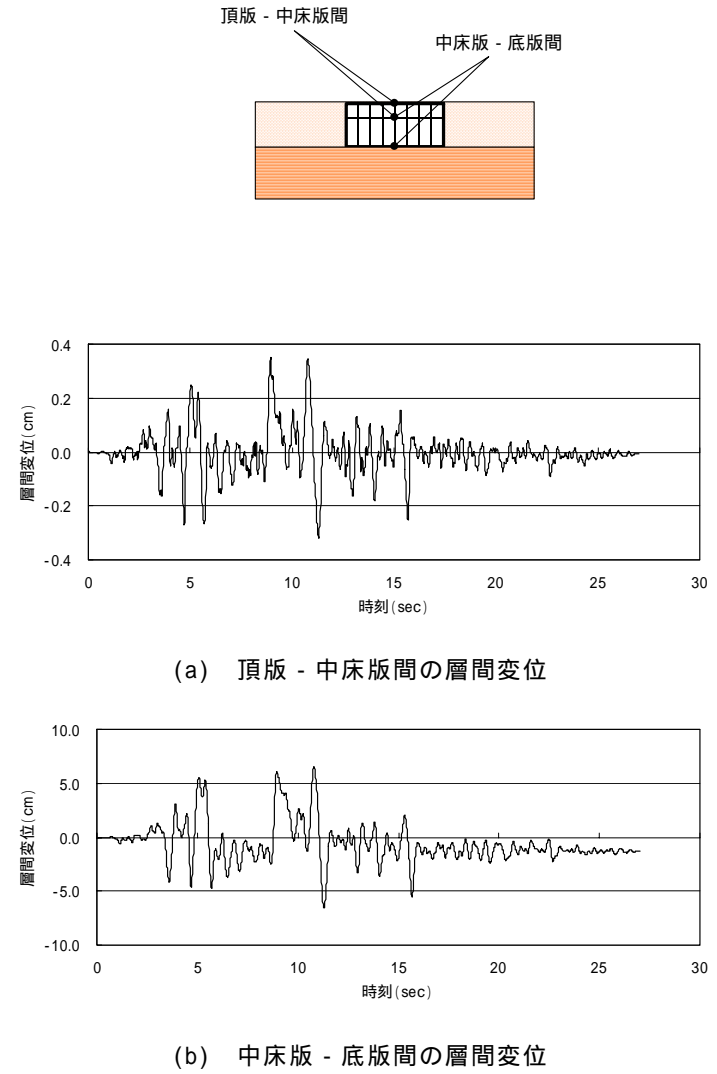


図 4-3 層間変位の時刻歴

照査例

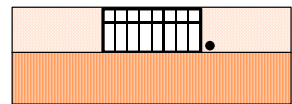
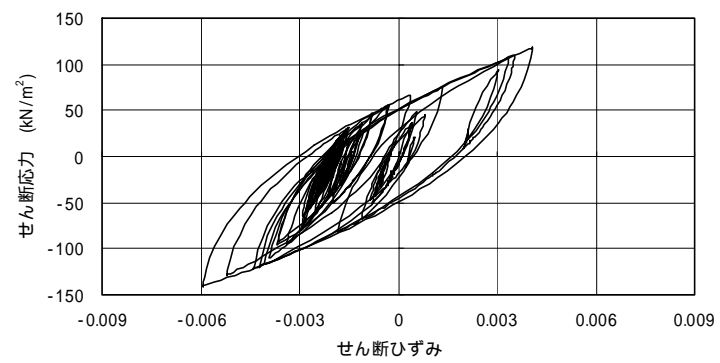
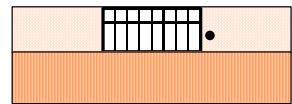
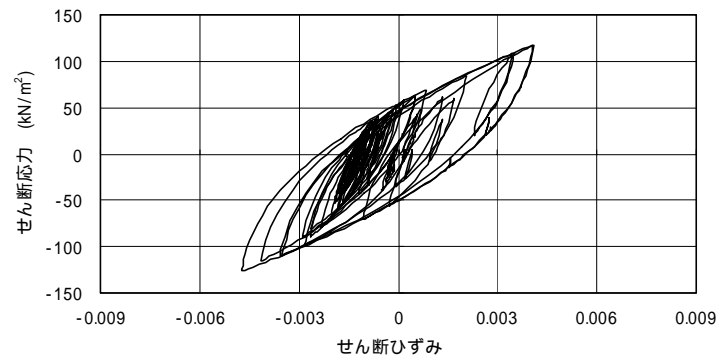
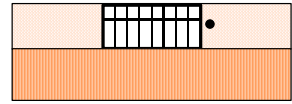
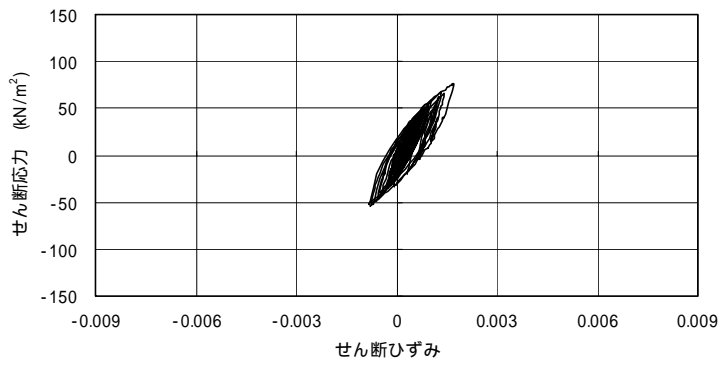
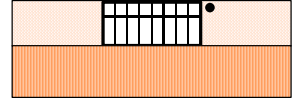
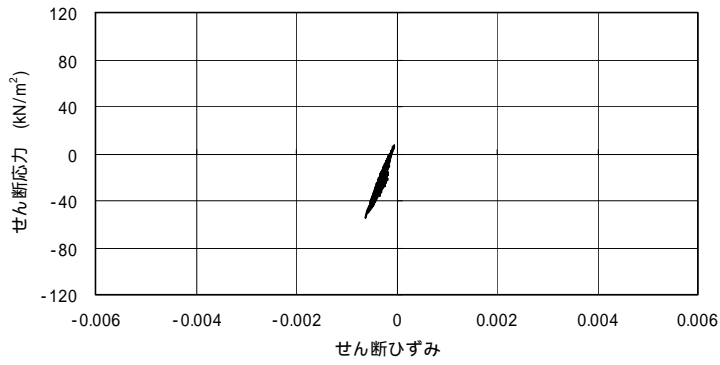
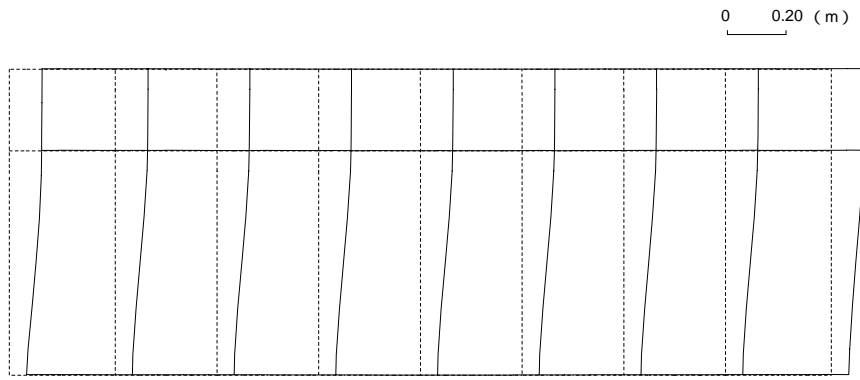
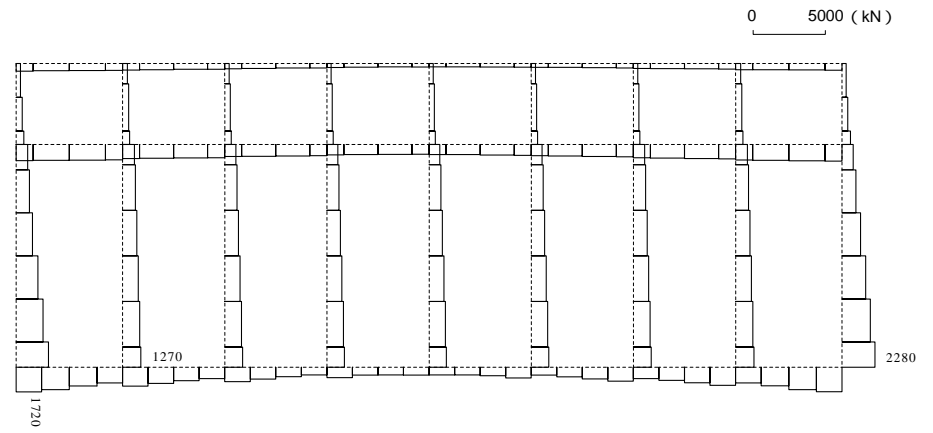


図 4-4 構造物右側壁近傍地盤の履歴

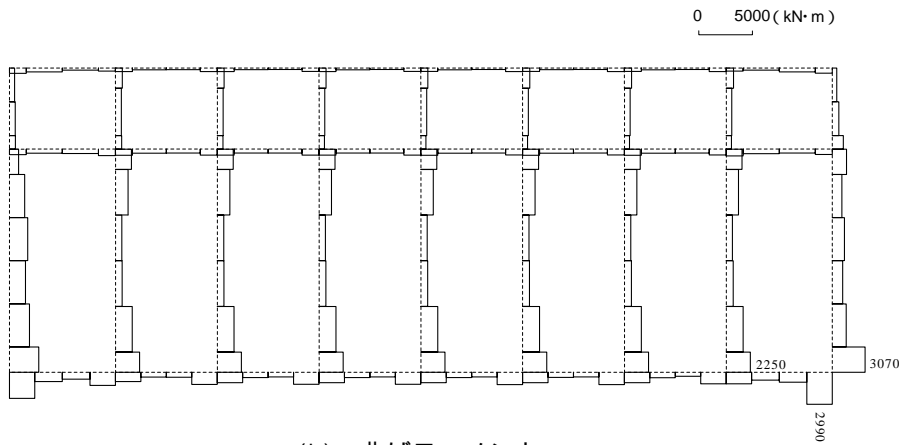
照査例



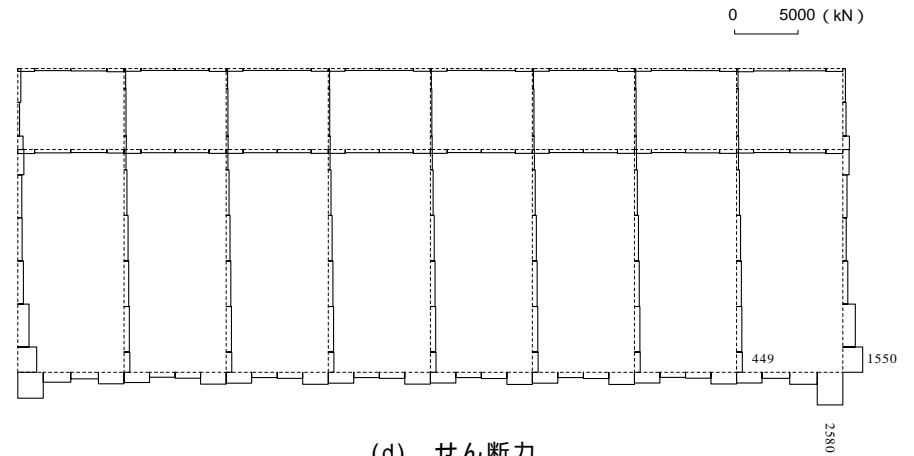
(a) 最大変形図



(c) 軸力



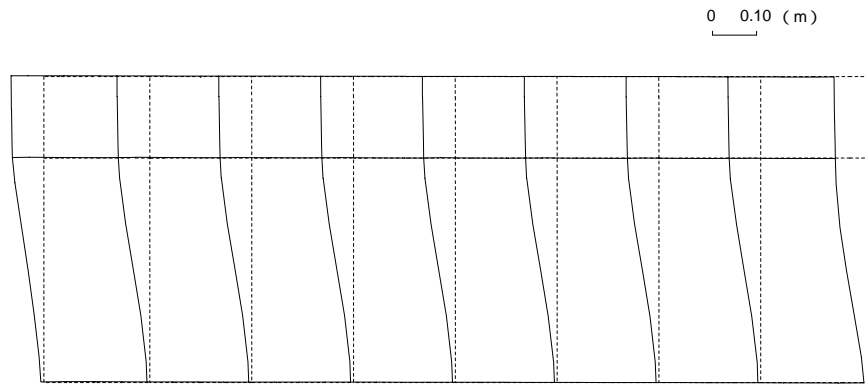
(b) 曲げモーメント



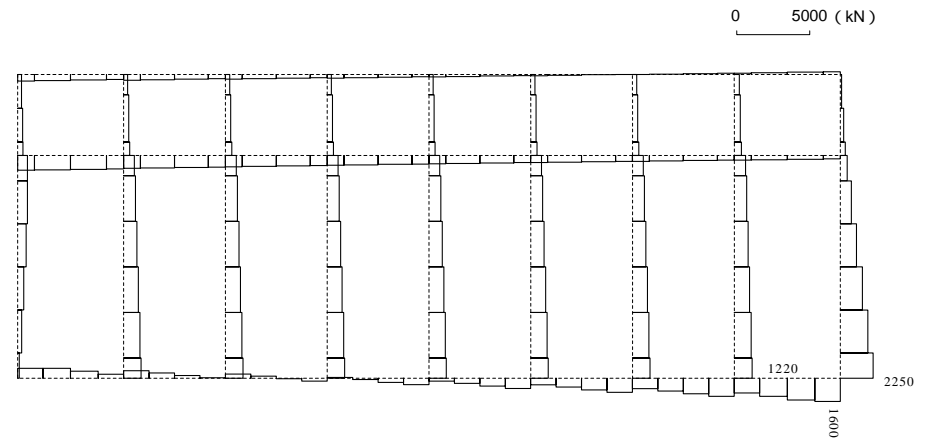
(d) せん断力

図 4-5 最大断面力図

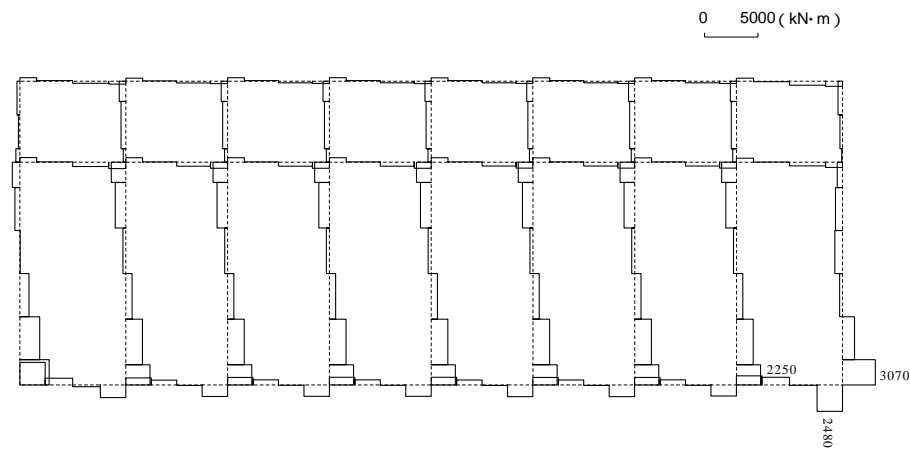
照査例



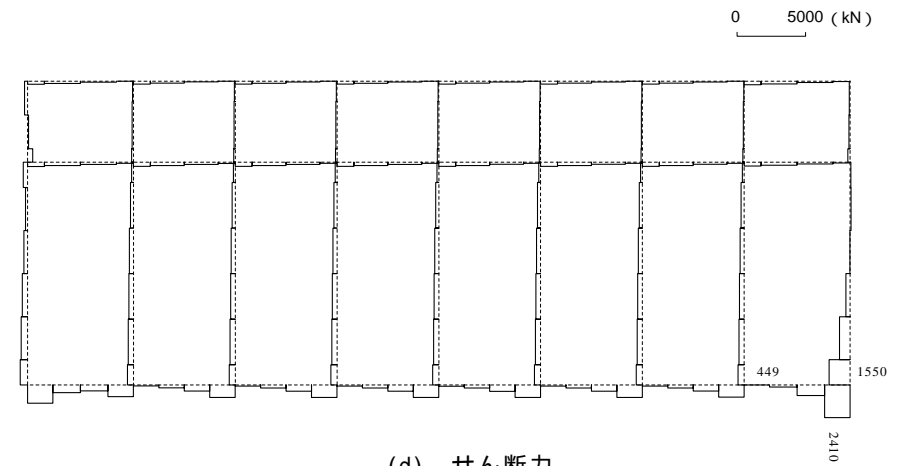
(a) 変形図



(c) 軸力



(b) 曲げモーメント



(d) せん断力

図 4-6 構造物最大変形時の断面力図 (発生時刻 11.29sec)

照査例

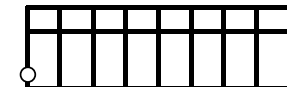
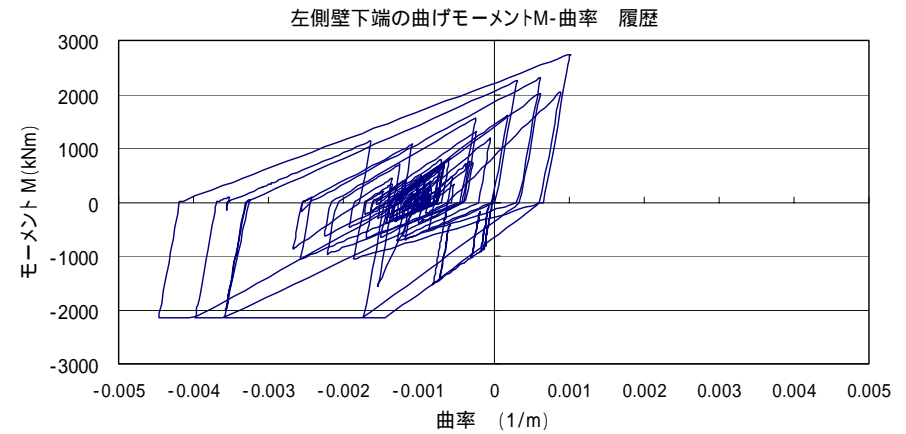
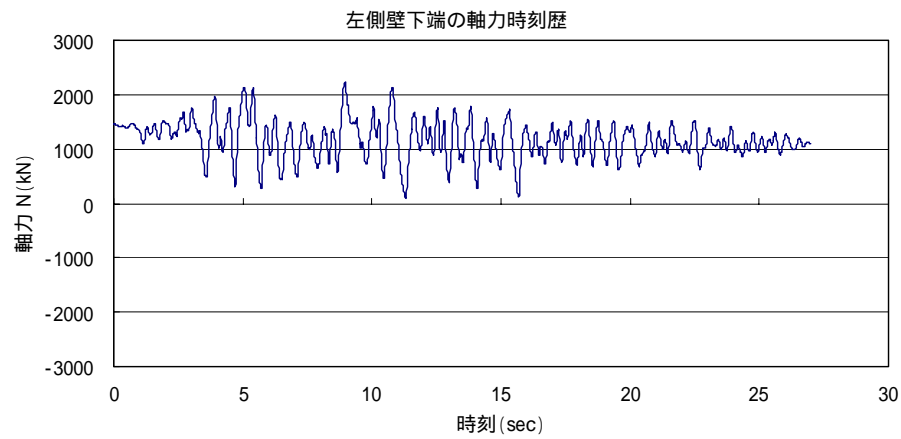
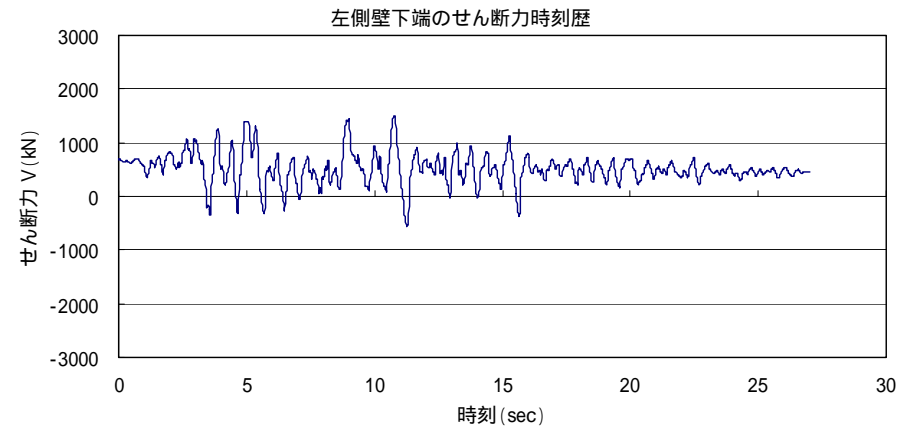
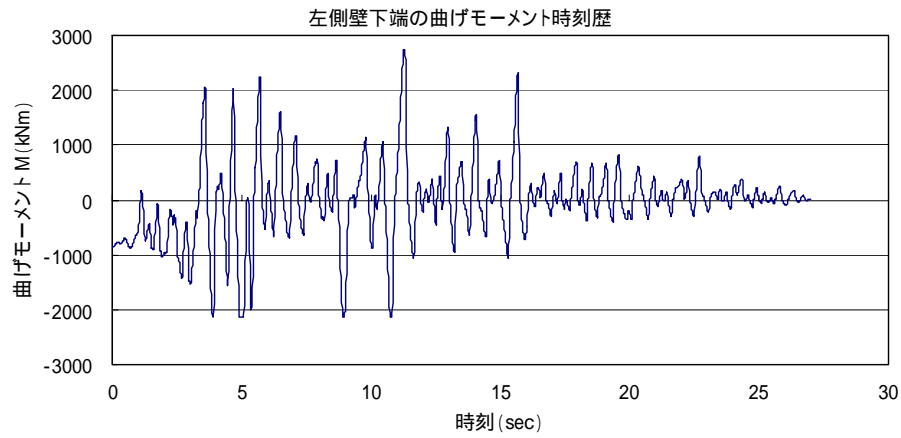
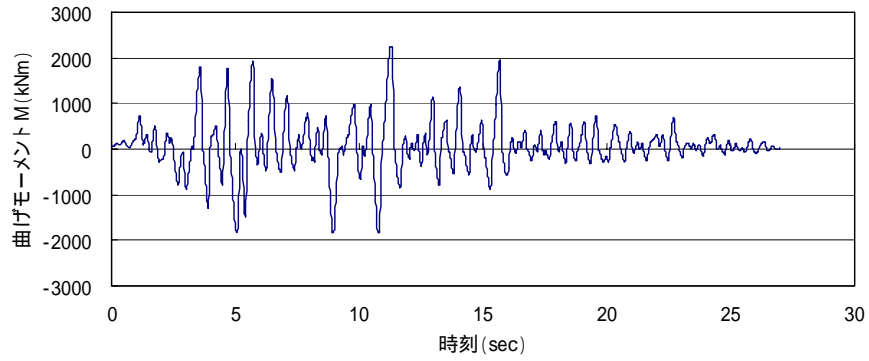


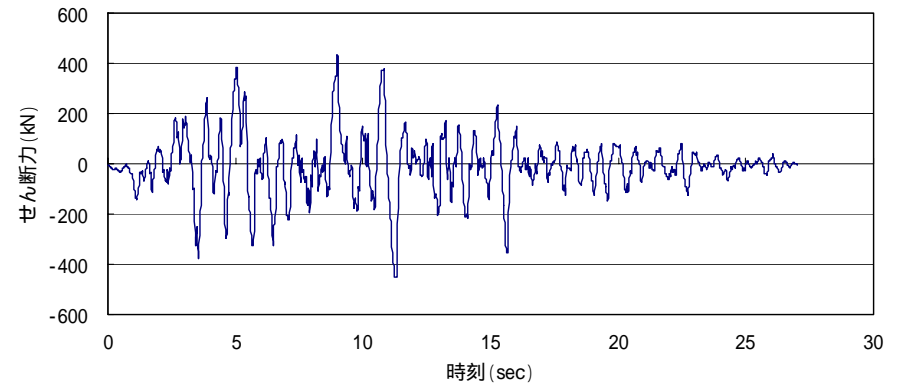
図 4-7 左側壁下端の断面力時刻歴

照査例

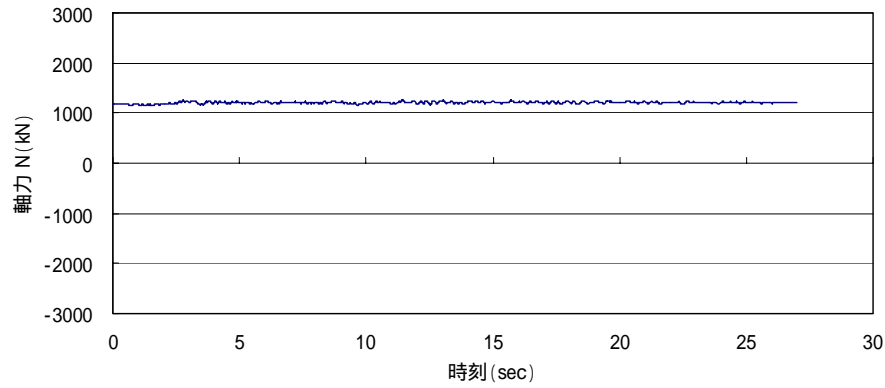
隔壁下端の曲げモーメント時刻歴



隔壁下端のせん断力時刻歴



隔壁下端の軸力時刻歴



隔壁下端の曲げモーメントM-曲率 履歴

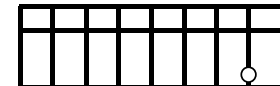
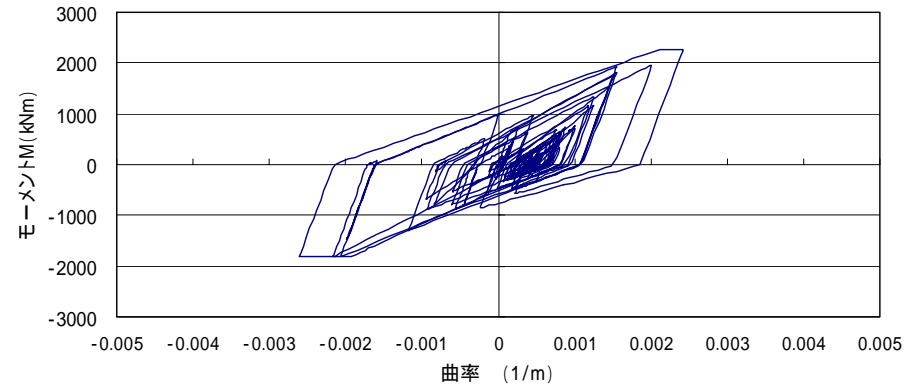


図 4-8 隔壁下端の断面力時刻歴

5. 照査

照査の流れを図 5-1 に示す。照査に先立ち、構造物各部位の断面降伏等の損傷状況を把握した。そして、構造物が崩壊していないことを確認するために、曲げ系の破壊に対する照査を行い構造系全体の安全性を確認した。また、せん断破壊を回避するために、全部材に対してせん断力の照査を行った。なお、安全係数は表 5-1 に示す値を用いた（ 6.1 参照）。

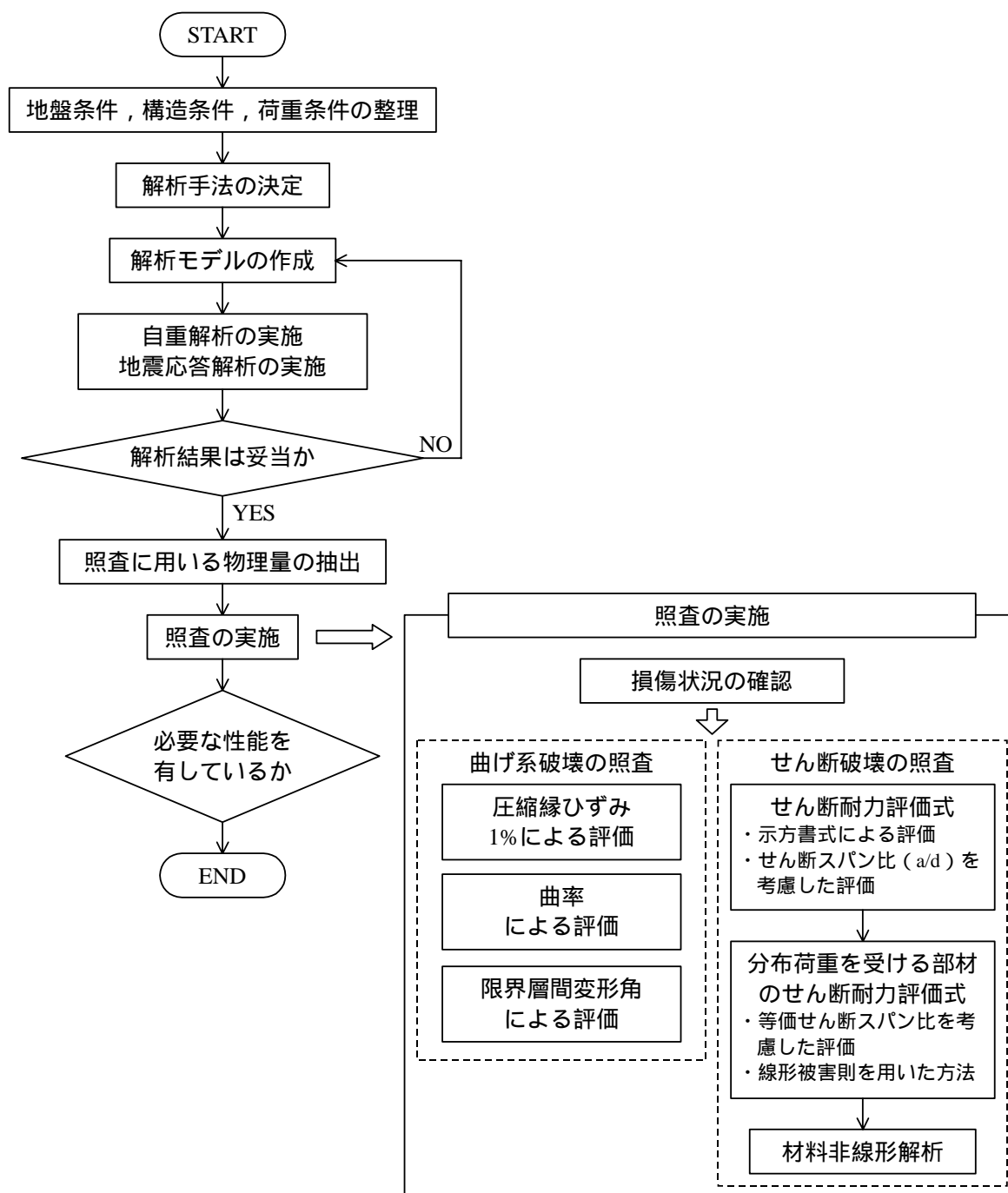


図 5-1 屋外重要土木構造物の耐震性能照査の流れ

表 5-1 耐震性能照査における安全係数

安全係数		曲げ照査(変形)		せん断照査(断面力)		軸力照査(断面力)	
		応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0	1.0	1.3	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤	1.0	-	1.0	-	1.0	-
部材係数		-	1.0	-	下別表による	-	1.3
荷重係数		1.0	-	1.0	-	-	-
構造解析係数		1.2~ ^{*1}	-	1.05~ ^{*1}	-	1.05~ ^{*1}	-
構造物係数		1.0		1.0		1.0	

b = b1 × b2	せん断耐力式	分布荷重用評価法	材料非線形解析
評価手法の精度 b1	コンクリート寄与分に対して 1.3 鉄筋寄与分に対して 1.1	コンクリート寄与分に対して 1.3 鉄筋寄与分に対して 1.1	6.3.4(2)の記述に従って算定
曲げせん断破壊防止のための裕度 b2	1.0~1.5 (6.1.3(2)の記述による)		

*1) 地盤・構造物連成非線形時刻歴応答解析を用いる場合の値。断面力による照査を「旧マニュアル」における標準解析手法を用いて実施する場合には 1.0 としてよい。

(1) 損傷状況の確認

構造物の各部位が断面降伏をしているか否かを、最大発生曲率 ϕ_{max} と降伏曲率 ϕ_y との大小比較により判定し、損傷状況を把握した。断面降伏の状況を図 5-2 に示す。図中の ■ が降伏箇所を示しており、これより、側壁と隔壁で断面降伏に至っていることが確認された。

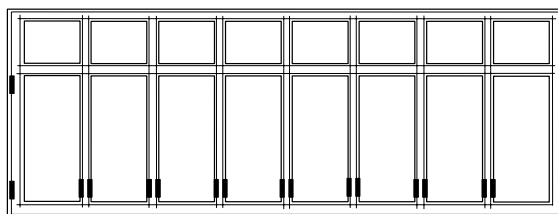


図 5-2 断面降伏状況

(2) 曲げ系の破壊の照査

曲げ系の破壊の照査として、構造物全体系の変形に関する照査を行った。限界値は、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する曲率、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する層間変形角、層間変形角 1/100、から選択することができる。ここでは、部材非線形解析を用いていること、変形モードが単純な層変形となり、部材の材端部で降伏が生ずることが想定されることを考慮して、層間変形角を用いた評価を行った。その手順は、構造物の最大層間変形角を求めて、それに構造解析係数を乗じたものが限界変形角以下であることを確認した。なお、中床版・底版間の層間変形が支配的であり、これらすべての鉛直部材を照査の対象とした。

$$\gamma_i \cdot R_d / R_u \leq 1.0 \tag{5-1}$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (= 1.00)

R_d : 照査用の層間変形角 (= $\gamma_a \cdot R$)

γ_a : 構造解析係数 (= 1.20)

R : 応答計算による最大層間変形角 ($= \Delta / H$)

Δ : 最大層間変位(m)

H : 心々長さ(m)

R_u : 限界層間変形角

限界層間変形角 R_u は、塑性ヒンジ領域のコンクリート圧縮縁におけるひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) に達するときの評価式(5-2) ~ (5-5)より定めた(6.2.3 参照)。

$$R_u = R_{ug} + \frac{0.1 - \sigma_0 / f'_{cd}}{0.1} (R_{u0} - R_{ug}) \quad (5-2)$$

$$R_{u0} = K \cdot \left(0.026 + 0.003 \cdot \frac{f_{yd}}{200} \right) \quad (5-3)$$

$$R_{ug} = K \cdot \left(0.010 + 0.002 \cdot \frac{f_{yd}}{200} \right) \quad (5-4)$$

$$K = 0.84 D^{-0.22} \cdot \left(0.2 + 0.1 \frac{h}{D} \right) \cdot \frac{h}{H} \quad (5-5)$$

ここに、 R_u : 限界層間変形角

R_{u0} : 軸力比 0 の場合の限界変形角

R_{ug} : 軸力比 0.1 の場合の限界変形角

σ_0 : 鉛直部材に作用する軸圧縮応力 (N/mm^2)

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm^2)

f_{yd} : 主鉄筋降伏強度の設計用値 (N/mm^2)

D : 部材厚 (m)

h : 内法長さ (m)

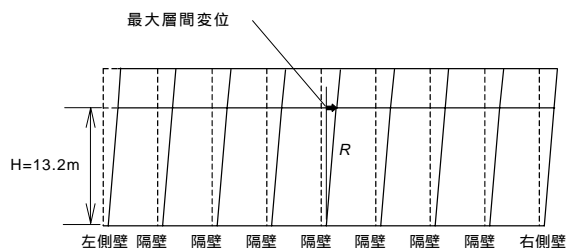
H : 心々長さ (m)

なお、限界層間変形角を算定するにあたり、鉛直部材に作用する軸応力は層間変形が最大となる時刻での軸力から算定することとした。

表 5-2 に層間変形角についての照査結果を示す。最大の水平層間変位に対して、変形に関する構造解析係数 1.20 を乗じて算定した変形角が限界層間変形角以下に収まることが確認された(6.1.2(4)参照)。

表 5-2 層間変形角による変形照査結果

部材種別	左側壁	隔壁	隔壁	隔壁	隔壁	隔壁	隔壁	隔壁	右側壁
限界層間変形角	心々長さ H (m)	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20
	内法長さ h (m)	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95
	部材厚 D (m)	1.50	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.50
	コンクリート設計圧縮強度 f'_{cd} (N/mm ²)	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5
	主鉄筋降伏強度 f_{yd} (N/mm ²)	345	345	345	345	345	345	345	345
	鉛直部材に作用する軸応力 σ_0 (N/mm ²)	0.08	0.98	0.99	0.98	0.97	0.98	0.97	1.00
	限界層間変形角 R_{ud}	0.021	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019
最大層間変形角	最大層間変位 Δ (cm)	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
	構造解析係数 γ_a	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
	心々長さ H (m)	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2
	最大層間変形角 R	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050
	照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.0059	0.0059	0.0059	0.0059	0.0059	0.0059	0.0059	0.0059
照査	構造物係数 γ_i	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot R_d / R_{ud}$	0.28	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.50
	安全性の判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK



(3)せん断破壊の照査

せん断破壊を回避するために、全部材に対して下式によりせん断力の照査を行う。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad (5-6)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (= 1.00)

V_d : 部材の設計せん断力 (= $\gamma_a \cdot V$)

γ_a : 構造解析係数 (= 1.05)

V : 応答計算によるせん断力値

V_{yd} : 部材各断面の設計せん断耐力

なお、部材の設計せん断力は、応答計算によるせん断力値に、構造解析係数 1.05 を乗じたものとして算定した。また、今回対象とした取水ピットは、せん断補強筋比が 0.2% ~ 0.5% 程度と小さいので、コンクリートの斜め圧縮破壊耐力は、斜め引張破壊耐力に比して十分大きくなる。すなわち、斜め引張破壊の照査を実施することで、斜め圧縮破壊の回避は担保できるため、これをもって斜め圧縮破壊の照査に代えることとした。(6.3.2(1)参照)

せん断耐力の算定方法は、せん断耐力評価式、分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法、材料非線形解析、から選択できる。これらは、さらに細分化され、については、示方書式による方法、せん断スパン比(a/d)を考慮する方法、については、等価せん断スパン比を用いた方法、線形被害則を用いた方法、等が挙げられる。図5-1のせん断破壊の照査のフローのように、順に合理的な照査が可能となるが、評価手順が煩雑になる場合もある。照査の局面に応じて適宜使い分けることができる(6.3.1参照)。ここでは、まず簡便な方法にて照査箇所を絞込むことを試みる。

a. 示方書式による評価

構造物のせん断評価を行う場合、まず、簡便に示方書式を用いて評価することが考えられる。この式は、せん断スパン比(a/d)の影響を安全側に $a/d=5.6$ として評価するものであり、 $a=1.0$ となるため簡単な手順で評価できる。(6.3.2(2)参照)。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (5-7)$$

V_{cd} は、コンクリートが分担する設計せん断耐力であり下式による。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (5-8)$$

ここに、

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad f_{vcd} > 0.72 \quad (\text{N/mm}^2) \text{ となる場合は } f_{vcd} = 0.72 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d; \text{m}) \quad \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad \beta_n \geq 2 \text{ となる場合は } 2 \text{ とする}$$

$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0 \text{ の場合}) \quad \beta_n < 0 \text{ となる場合は } 0 \text{ とする}$$

N'_d : 設計軸方向圧縮力

M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要なモーメント(ディコンプレッションモーメント)。(次式を満足させる曲げモーメント値)

$$M_0 = \frac{N'_d}{A} z = \frac{N'_d}{b_w \cdot D} \cdot \frac{b_w \cdot D^2}{6} = \frac{D}{6} N'_d$$

γ_{bc} : コンクリートの部材係数(6.1.3(2)参照)

$$\gamma_{bc} = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$$

γ_{b1} : せん断耐力評価式の精度に関する成分(通常1.30)

γ_{b2} : 繰返し作用を受けても曲げせん断破壊しないことを保証するための裕度分

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ (100R + 2) / 3 & (0.01 \leq R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R \geq 0.025) \end{cases}$$

ここで、 R は限界層間変形角、応答層間変形角のいずれか

b_w : 部材の腹部の幅

d : 部材の有効高さ

D : 断面高さ

f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積

V_{sd} は、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力であり、下式による。

$$V_{sd} = \{A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs} \quad (5-9)$$

ここに、

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度で、400N/mm² 以下とする

α : せん断補強鉄筋と部材軸とのなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい

γ_{bs} : 鉄筋の部材係数 (6.1.3(2)参照)

$$\gamma_{bs} = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$$

γ_{b1} : せん断耐力評価式の精度に関する成分 (通常 1.10)

γ_{b2} : 繰返し作用を受けても曲げせん断破壊しないことを保証するための裕度分

せん断に対する照査断面は、図 4-5(d)より、せん断応力度が最大となるのは部材端部であることが確認されたため、図 5-3 のように柱部材については柱部材前面から部材高さ D の $1/2$ だけ離れた位置、はりに対しては柱前面断面の部材高さ D の $1/2$ だけ離れた位置とした。なお、部材高さ D は、示方書に示されるようにハンチを考慮した値 D' (ハンチの勾配が 1:3 より緩やかな部分を有効) とした。

表 5-3 にせん断力の照査結果を示す。すべての部材についてせん断に関する照査を行ったが表中には最も厳しい断面を抽出した。なお、各照査箇所での最大せん断力は正側と負側についてそれぞれ照査を行った。照査の結果、構造物のすべての部位についてせん断に関する安全性を確認することができた。

以上より、曲げ系の破壊、せん断破壊のいずれの破壊も生じないことを確認した。したがって、取水ピットの耐震性能が満足されることを確認するに至った。

照査例

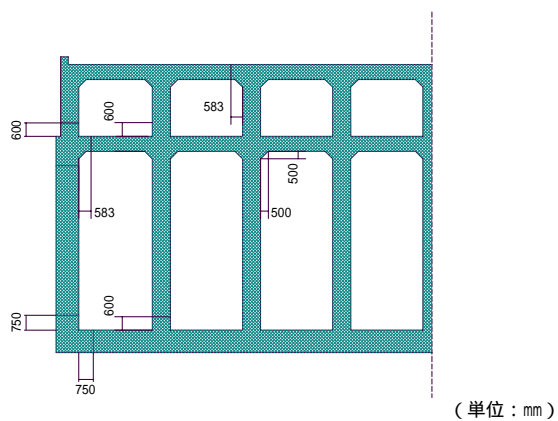


図 5-3 せん断に対する照査位置

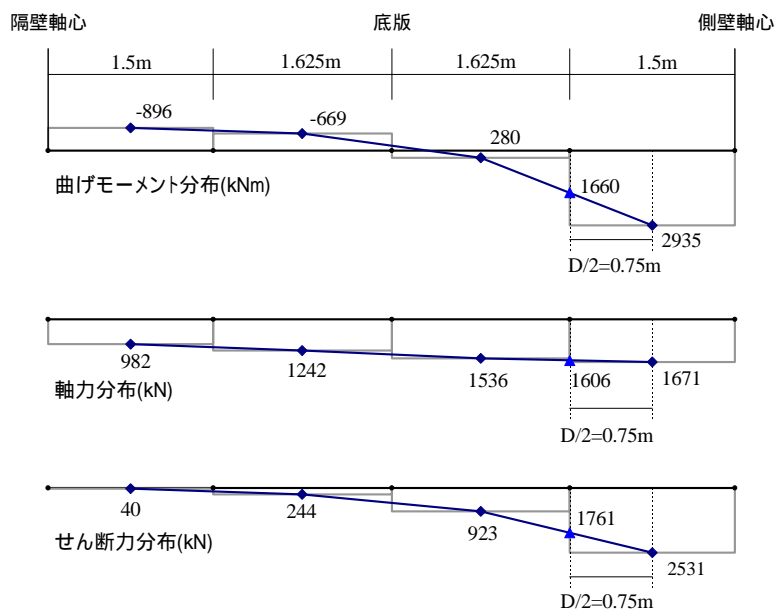
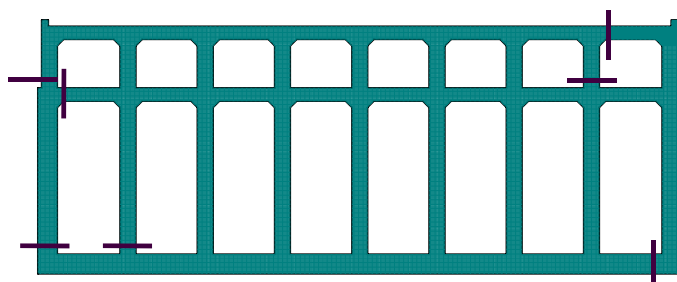


図 5-4 照査位置の断面力の例 (底版右端)

照査例

表 5-3(1) 取水ピットのせん断力に関する照査
(示方書式による耐力評価, 正側最大せん断力発生時)

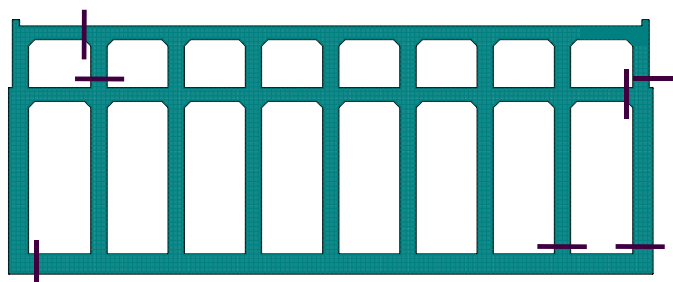
		上層側壁	下層側壁	上層隔壁	下層隔壁	頂版	中床版	底板	
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	100	100	100	100	100	
	断面の高さ	D (cm)	120	150	120	120	100	100	
	部材の有効高さ	d (cm)	110	140	110	110	90	90	
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10	10	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	28.65	50.67	28.65	50.67	28.65	19.86	
	引張鉄筋比	p_v (%)	0.26	0.36	0.26	0.46	0.32	0.22	
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	3.97	10.13	3.97	3.97	3.97	3.97	
	せん断補強筋比	p_w (%)	0.20	0.51	0.20	0.20	0.20	0.20	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	s (deg)	90	90	90	90	90	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s (cm)	20	20	20	20	20	20	
材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24	24	24	
	コンクリート材料係数	α_c	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
	コンクリート設計圧縮強度	f'_{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18	18	18	
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f_{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345	345	345	
	鋼材の材料係数	α_s	1.00	1.00	1.00	1.05	1.00	1.00	
設計断面力	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	f_{wyd} (N/mm ²)	345	345	345	345	345	345	
	構造解析係数	α	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	
	設計曲げモーメント	M_d (kN・m)	-345	-1378	133	-1529	-139	-234	
	設計軸方向圧縮力	N'_{d} (kN)	358	1989	427	1209	-108	1030	
	設計せん断力	V_d (kN)	281	1289	162	428	241	291	
	せん断スパン比	a/d	-	-	-	-	-	-	
	せん断耐力(棒部材)	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
			d	0.98	0.92	0.98	0.98	1.03	1.03
			p	0.64	0.71	0.64	0.77	0.68	0.60
			n	1.21	1.36	1.64	1.16	0.74	1.73
a			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
$b1$			1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
$b2$			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
bc			1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
V_{cd} (kN)		337	507	458	391	190	394		
せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力		Z (cm)	95.7	121.7	95.7	95.7	78.3	78.3	
		$b1$	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		bs	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	
V_{sd} (kN)		596	1934	596	596	487	487		
設計せん断耐力		V_{yd} (kN)	932	2441	1054	986	677	881	
照査	構造物係数	i	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	照査値	$i \cdot V_d / V_{yd}$	0.30	0.53	0.15	0.43	0.36	0.33	
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	
備考		R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01		



照査例

表 5-3(2) 取水ピットのせん断力に関する照査
(示方書式による耐力評価, 負側最大せん断力発生時)

		上層側壁	下層側壁	上層隔壁	下層隔壁	頂版	中床版	底板	
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	100	100	100	100	100	
	断面の高さ	D (cm)	120	150	120	120	100	150	
	部材の有効高さ	d (cm)	110	140	110	110	90	140	
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10	10	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	28.65	50.67	28.65	50.67	28.65	19.86	64.24
	引張鉄筋比	p_v (%)	0.26	0.36	0.26	0.46	0.32	0.22	0.46
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	3.97	10.13	3.97	3.97	3.97	3.97	10.13
	せん断補強筋比	p_w (%)	0.20	0.51	0.20	0.20	0.20	0.20	0.51
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	s (deg)	90	90	90	90	90	90	90
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s (cm)	20	20	20	20	20	20	20
材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24	24	24	
	コンクリート材料係数	α_c	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
	コンクリート設計圧縮強度	f'_{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18	18	18	
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f_{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345	345	345	
	鋼材の材料係数	α_s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
設計断面力	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	f_{wyd} (N/mm ²)	345	345	345	345	345	345	
	構造解析係数	α	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	
	設計曲げモーメント	M_d (kN・m)	603	2421	-168	2026	-133	-220	1321
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	386	2090	409	1216	-132	1081	1613
	設計せん断力	V_d (kN)	-385	-1367	-173	-452	-239	-290	-1471
せん断耐力(棒部材)	せん断スパン比	a/d	-	-	-	-	-	-	
	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	
		d	0.98	0.92	0.98	0.98	1.03	1.03	
		p	0.64	0.71	0.64	0.77	0.68	0.60	
		n	1.13	1.22	1.49	1.12	0.67	1.82	
		a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		b_1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
		b_2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		b_c	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
	V_{cd} (kN)	315	453	415	378	172	413		
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	z (cm)	95.7	121.7	95.7	95.7	78.3	78.3	
		b_1	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	
		b_2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		b_s	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	
		V_{sd} (kN)	596	1934	596	596	487	487	
設計せん断耐力	V_{yd} (kN)	910	2387	1010	973	659	900		
照査	構造物係数	i	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	照査値	$i \cdot V_d / V_{yd}$	0.42	0.57	0.17	0.46	0.36	0.32	
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	
備考		R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01		



b. 棒部材式とディープビーム式を用いた照査 (6.3.2(2)参照)

示方書式による照査にて取水ピットのすべての部位について安全性を確認するに至ったが、参考のため、棒部材式とディープビーム式の組合せによる照査も行った。この照査方法は、せん断耐力を棒部材式とディープビーム式の大きい方として算出するものであり、せん断スパン比 (a/d) の影響を陽に考慮するものである。せん断スパン比については部材寸法に基づいて設定する。

$$\text{棒部材式} \quad : V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで、 V_{cd} : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力

$$\text{ディープビーム式} \quad : V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} \quad (5-10)$$

V_{cdd} : せん断補強鉄筋を用いないディープビームのせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力

棒部材式の場合

V_{cd} は、せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力であり、下式による。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (5-11)$$

ここに、

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0 \text{ とする}$$

a/d : せん断スパン比 (a : せん断スパン, d : 有効高さ)

なお、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 V_{sd} は一般の棒部材の場合と同じである。

ディープビーム式の場合

V_{cdd} は、せん断補強鉄筋を用いないディープビームのせん断耐力であり、下式による。

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (5-12)$$

ここに、

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d; \text{m}) \quad \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

a/d : せん断スパン比 (a : 等価せん断スパン, d : 有効高さ)

また、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 V_{sdd} は下式による。

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd} \quad (5-13)$$

ここに， $\phi = -0.17 + 0.3(a/d) + 0.33/p_{wb} \leq 1.0$

V_{sd} : 一般の棒部材のせん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力

p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

示方書式を用いた場合，最も厳しい部材となった底版について，せん断スパン a を部材の純スパン長 4.9m としたせん断力の照査結果を表 5-4 に示す．照査の結果，底版がせん断破壊しないことを確認できた．

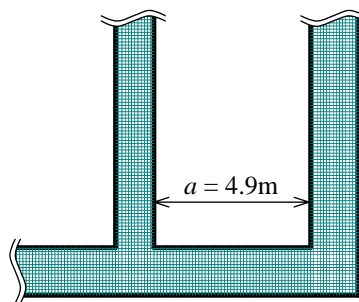
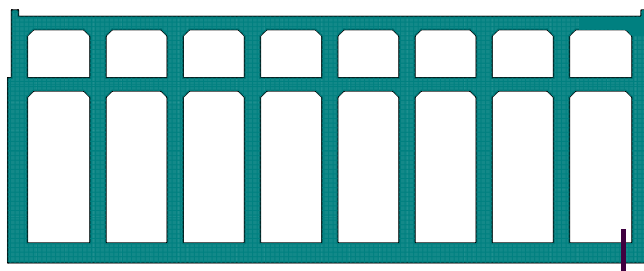


図 5-5 せん断スパンのとり方 (ハンチが無い場合)

照査例

表 5-4 取水ピットのせん断力に関する照査
(棒部材式とディープビーム式を用いた照査)

			底板	
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	
	断面の高さ	D (cm)	150	
	部材の有効高さ	d (cm)	140	
	かぶり	c (cm)	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	64.24	
	引張鉄筋比	ρ_v (%)	0.46	
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	10.13	
	せん断補強筋比	ρ_w (%)	0.51	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	θ_s (deg)	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	S_s (cm)	20	
材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	
	コンクリート材料係数	α_c	1.30	
	コンクリート設計圧縮強度	f'_{cd} (N/mm ²)	18	
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f_{ky} (N/mm ²)	345	
	鋼材の材料係数	α_s	1.00	
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	f_{wyd} (N/mm ²)	345	
設計断面力	構造解析係数	a	1.05	
	設計曲げモーメント	M_d (kN·m)	1743	
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	1686	
	設計せん断力	V_d (kN)	1849	
	せん断スパン比	a/d	3.50	
設計せん断耐力	棒部材式	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53
			d	0.92
			p	0.77
			n	1.24
			a	1.15
			b_1	1.30
			b_2	1.00
			bc	1.30
			V_{cd} (kN)	576
			Z (cm)	121.7
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	b_1	1.10	
		b_2	1.00	
		bs	1.10	
		V_{sd} (kN)	1934	
		V_{yd} (kN)	2510	
	ディープビーム式	ディープビーム的破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{dd} (N/mm ²)	0.82
			d	0.92
			p	0.77
			a	0.38
			b_1	1.30
b_2			1.00	
bc			1.30	
V_{cdd} (kN)			235	
			1.00	
V_{sdd} (kN)			1934	
ディープビーム式のせん断耐力	V_{ydd} (kN)	2169		
設計せん断耐力	V_{yd} (kN)	2510		
照査	構造物係数	i	1.00	
	照査値	$i \cdot V_d / V_{yd}$	0.74	
	安全性の判定		OK	
備考			$R < 0.01$	



c. 等価せん断スパン比を考慮した照査 (6.3.3(1)参照)

分布荷重下にある部材のせん断耐力を b. よりも合理的に評価できる手法として、等価せん断スパン比を考慮した照査を行う。断面力分布を考慮して等価せん断スパン a を設定し、等価せん断スパン a ($D/2 \leq a/2 \leq 1.5d$) の中央部を照査断面とした^{注6)}。等価せん断スパンは、はり・柱の前面からモーメントの反曲点または最大曲げモーメント点までの距離 a である。なお、構造物の水平層間変位が最大となる時刻での曲げモーメント分布に基づいて等価せん断スパンを設定した^{注7)}。その状況を図 5-7 に示す。

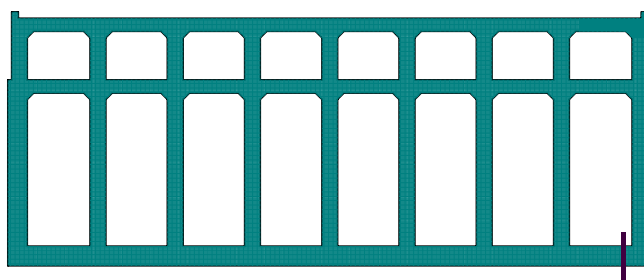


図 5-6 せん断に対する照査位置

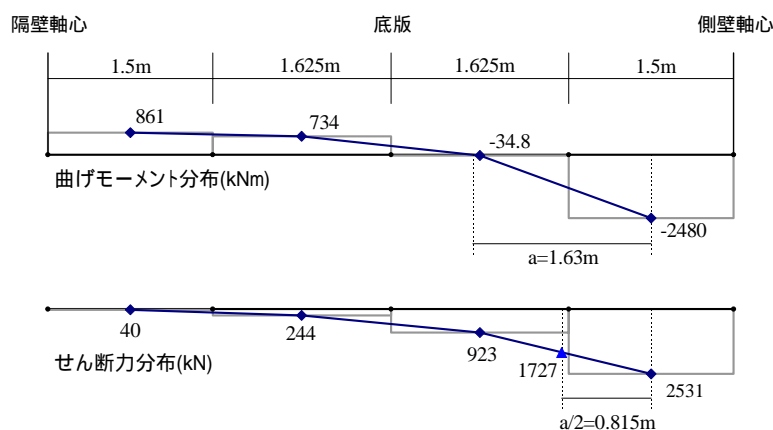


図 5-7 等価せん断スパンの設定と照査位置のせん断力

また、照査断面における断面力は、部材端のせん断力が最大となるそれぞれの時刻に対して、線形補間により求めた。また、応答計算における曲げモーメントの出力値の分布に基づき、その勾配としての平均的なせん断力を算定し同様の評価も試みたが (5.3.4(2)b.参照), 本検討においては、先のせん断力と概ね同程度の解となることが確認された。

表 5-5 にせん断力の照査結果を示す。照査の結果、底板がせん断破壊しないことが確認された。

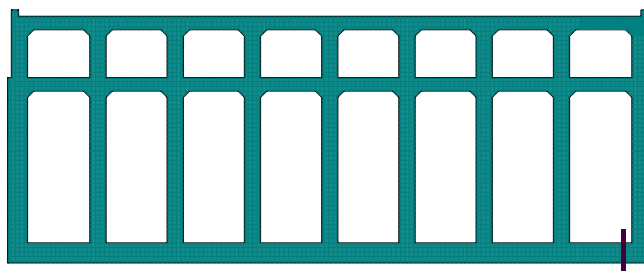
注 6) 安全側に照査断面を設定する場合にはこの限りではなく、簡便に直交部材前面位置あるいは前面から $D/2$ の位置やハンチ前面位置などで設定することも考えられる。

注 7) 着目する部位のせん断力が最大となる時刻における曲げモーメント分布を用いることも考えられる。

照査例

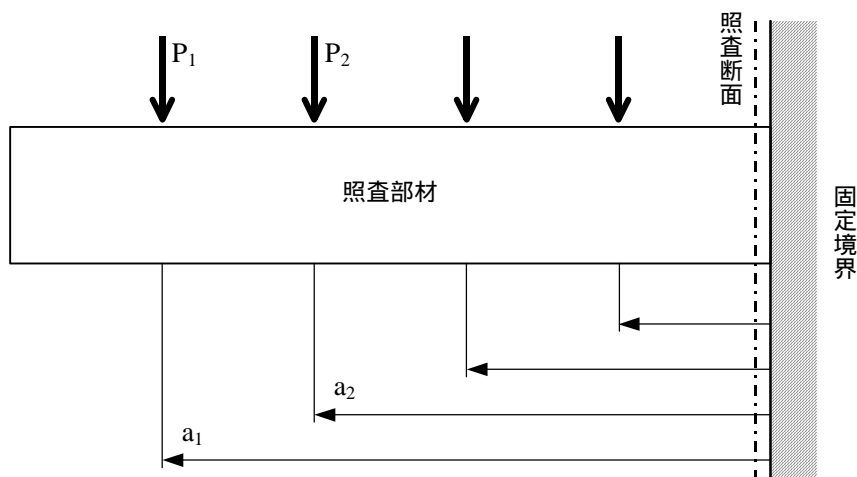
表 5-5 取水ピットのせん断力に関する照査
(等価せん断スパン比を考慮した照査)

			底板	
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	
	断面の高さ	D (cm)	150	
	部材の有効高さ	d (cm)	140	
	かぶり	c (cm)	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	64.24	
	引張鉄筋比	ρ_v (%)	0.46	
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	10.13	
	せん断補強筋比	ρ_w (%)	0.51	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	θ_s (deg)	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	S_s (cm)	20	
材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	
	コンクリート材料係数	α_c	1.30	
	コンクリート設計圧縮強度	f'_{cd} (N/mm ²)	18	
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f_{ky} (N/mm ²)	345	
	鋼材の材料係数	α_s	1.00	
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	f_{wyd} (N/mm ²)	345	
設計断面力	構造解析係数	a	1.05	
	設計曲げモーメント	M_d (kN·m)	1659	
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	1713	
	設計せん断力	V_d (kN)	1813	
	せん断スパン比	a/d	1.16	
設計せん断耐力	棒部材式	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53
			d	0.92
			p	0.77
			n	1.26
			a	1.95
			b_1	1.30
			b_2	1.00
			bc	1.30
			V_{cd} (kN)	992
			Z (cm)	121.7
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	b_1	1.10	
		b_2	1.00	
		bs	1.10	
		V_{sd} (kN)	1934	
		V_{yd} (kN)	2925	
	ディープビーム式	ディープビーム的破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{dd} (N/mm ²)	0.82
			d	0.92
			p	0.77
			a	2.12
			b_1	1.30
b_2			1.00	
bc			1.30	
V_{cdd} (kN)			1323	
せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力			V_{sdd} (kN)	1607
ディープビーム式のせん断耐力			V_{ydd} (kN)	2930
設計せん断耐力	V_{yd} (kN)	2930		
照査	構造物係数	i	1.00	
	照査値	$i \cdot V_d / V_{yd}$	0.62	
	安全性の判定		OK	
備考			ディープビーム式 $R < 0.01$	



d . 線形被害則による照査 (6.3.3(2)参照)

分布荷重下にある部材のせん断照査を合理的に行う手法として、線形被害則を用いた評価が挙げられる。地盤反力などの分布荷重に対して分布した荷重の局所的な影響を陽な形で考慮した耐力評価法と考えることができる。線形被害則による評価の概念を図5-8に示す。ここでは、分布荷重を多数の集中荷重として考え、その作用位置に基づいてせん断スパンを設定し、底版のせん断耐力を求める。



$$\gamma_i \cdot \left(\frac{P_1}{V_1} + \frac{P_2}{V_2} + \dots \right) \leq 1$$

γ_i : 構造物係数

V_1 : 照査断面における P_1 に対するせん断耐力

β_n : 照査断面における M, N により算定

β_a : P_1 の作用位置と支承前面との距離 a_1 より算定

V_2 : 照査断面における P_2 に対するせん断耐力

β_n : 照査断面における M, N により算定

β_a : P_2 の作用位置と支承前面との距離 a_2 より算定

V_3

⋮

図5-8 線形被害則によるせん断照査の概念

取水ピットの右端の底版を対象としてモデル化する。この部材には、せん断力の反転する点が存在しないので部材の分割は行わない。また、照査荷重の設定については、着目する部位のせん断力が最大となる時刻における応答のせん断力分布から照査荷重の分布を求める。せん断力分布は節点位置で階段状に変化しており、この位置でのせん断力増分に安全係数を考慮したものをこの位置に作用する照査荷重とした。照査断面は、せん断応力度が最大となる底版の右端の支承前面に着目した。

線形被害則の適用にあたっては、各節点に作用する照査荷重 (構造解析係数 β_a を含む) に対して、その作用点と支承前面との距離 a_i に応じたせん断スパン比を考慮して β_a を算定し、棒部材式あるいはディープビーム式によりせん断耐力を求めた。その際、軸力の影響を考慮して、照査断面における軸力と曲げモーメントを用いて β_n を算定した。各節点の照査荷重とせん断耐力の比の総和をとり、構造物係数 γ_i を乗じた値が 1.0

以内であることを確認した。

線形被害則による評価法では、照査断面を支承前面としている。一方、せん断耐力評価式を用いる場合には、照査断面を支承前面より部材高さ D の $1/2$ だけ離れた位置とすることが多い。後者の場合にせん断力を線形補間により求めることは、 $D/2$ の区間において等分布荷重の存在を前提として、暗にその効果を考慮して荷重を低減していることに変わりない。照査位置が多少とも評価に影響を及ぼしていることになる。また、本例では、せん断補強筋の負担分が大きいため、顕著な合理化効果が得られず、むしろ照査位置が支承前面に設定されている分だけ厳しい結果をもたらしたと考えられる。これらの効果は断面力の分布状況や配筋状況により異なるものと考えられる。

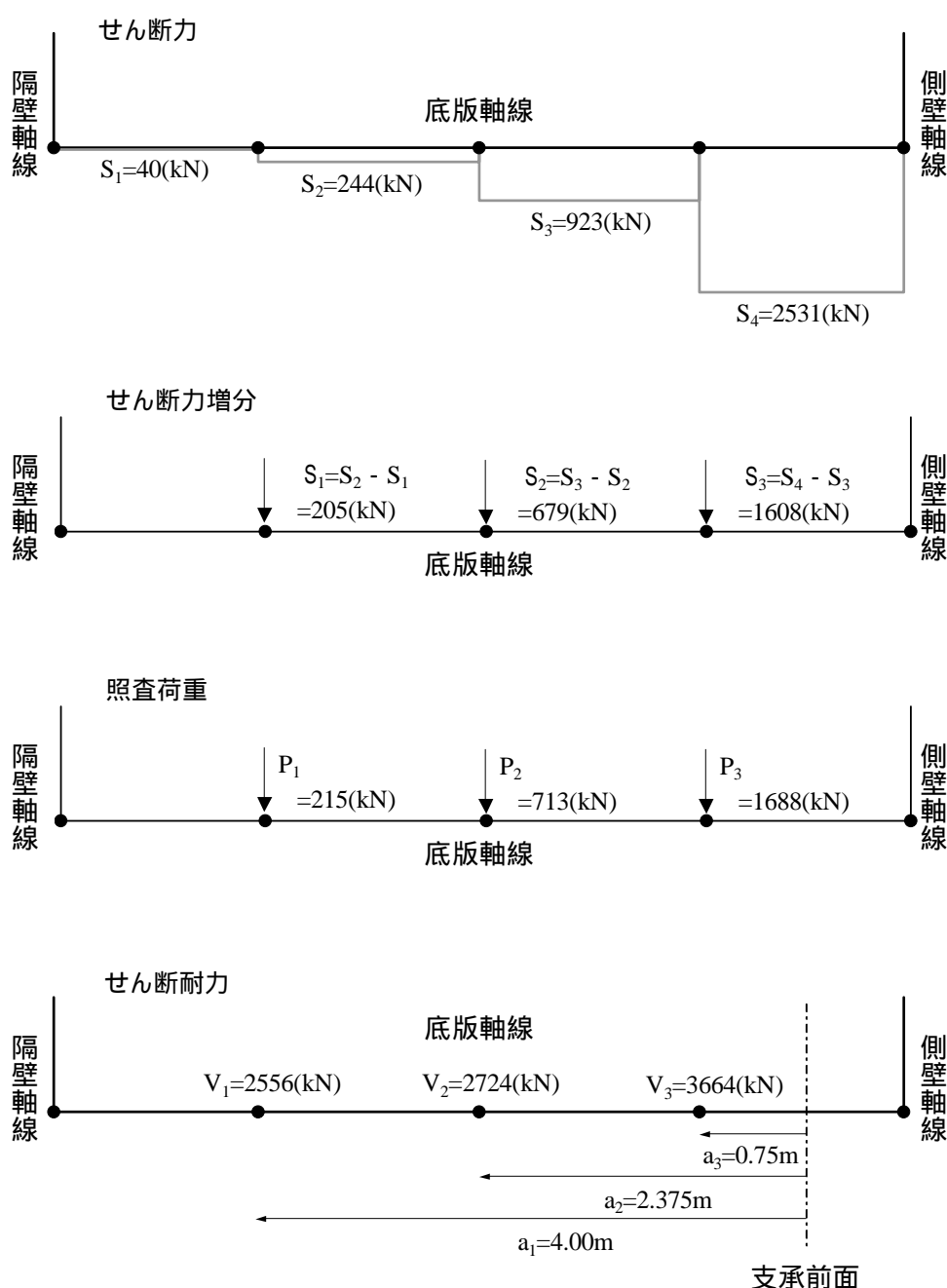


図 5-9 発生せん断力に基づく照査荷重のモデル化

表 5-6 線形被害則によるせん断照査の例

(a) せん断照査の諸元 (右底板)

断面諸元	部材の腹部の幅	b_w	(cm)	100	
	断面の高さ	D	(cm)	150	
	部材の有効高さ	d	(cm)	140	
	かぶり	c	(cm)	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s	(cm^2)	64.24	
	引張鉄筋比	ρ_v	(%)	0.46	
	せん断補強筋の断面積	A_w	(cm^2)	10.13	
	せん断補強筋比	ρ_w	(%)	0.51	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	α_s	(deg)	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s	(cm)	20	
材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck}	(N/mm^2)	24	
	コンクリート材料係数	α_c		1.3	
	コンクリート設計圧縮強度	f'_{cd}	(N/mm^2)	18.5	
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f_{ky}	(N/mm^2)	345	
	鋼材の材料係数	α_s		1.0	
設計断面力	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	f_{wyd}	(N/mm^2)	345	
	構造解析係数	α		1.05	
	設計曲げモーメント	M_d	($\text{kN}\cdot\text{m}$)	3080	
	設計軸方向圧縮力	N'_d	(kN)	1751	
設計せん断耐力	せん断耐力式の種別		棒部材式	ディープビーム式	
	コンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd}, f_{dd}	(N/mm^2)	0.529	0.816
		d		0.919	0.919
		ρ		0.771	0.771
		n		1.142	-
		β_c		1.3	1.3
	V_{cd}	(kN)	461.0	623.4	
	補強筋によるせん断耐力	z	(cm)	121.7	121.7
		β_s		1.1	1.1
		V_{sd}	(kN)	1933.9	1933.9

(b) 部材の発生せん断力分布

要素番号	要素長さ (m)	要素中央座標 (m)	せん断力 S (kN)
	1.500	0.750	40
	1.625	2.313	244
	1.625	3.938	923
	1.500	5.500	2531

(c) せん断力分布から算出した照査荷重

節点番号	節点座標 (m)	せん断力増分 S (kN)	照査荷重 P (kN)
1	0.000	-	-
2	1.500	205	215
3	3.125	679	713
4	4.750	1608	1688
5	6.250	-	-

(d) 線形被害則によるせん断照査

節点番号	せん断スパン a (m)	a/d	棒部材式によるせん断耐力			ディープビーム式によるせん断耐力			せん断照査		
			a	V_{cd} (kN)	V_{yd} (kN)	a	V_{cdd} (kN)	V_{yd} (kN)	V_{yd} (kN)	P_i / V_i	
1	5.500	3.929	-	-	-	-	-	-	-	-	
2	4.000	2.857	1.240	572	2506	0.546	340	1.000	2274	2506	0.086
3	2.375	1.696	1.575	726	2660	1.289	804	0.990	2719	2719	0.262
4	0.750	0.536	3.363	1551	3484	3.885	2422	0.642	3664	3664	0.461
5	-0.750	-0.536	-	-	-	-	-	-	-	-	-
										$\sum_i P_i / V_i$	0.81

e. 材料非線形解析による照査 (6.3.4 参照)

分布荷重を受ける部材で合理的な耐力評価が求められる場合，ハンチ筋の効果を考慮する場合，変断面部材等では，材料非線形解析により合理的なせん断耐力の評価が期待できる．ここでは，分布荷重を受ける底版に対してせん断耐力を算定する．なお，材料非線形解析手法については照査例 と同一の手法を用いるため，詳細については該当頁を参照されたい．

部材係数の設定

部材係数設定用モデルを対象として解析を行い，使用する解析プログラムの適用性，解析条件の妥当性を確認し，あわせて部材係数 b_1 を定める．今回使用するプログラムにおいては，全 17 体のモデルケースの解析を行ったものとして，部材係数 b_1 がたとえば 1.3 になったと想定する．

照査荷重の算定

応答解析で得られた断面力分布に基づいて，部材を照査するための荷重を設定する．ここでは，線形被害則で用いた断面力増分 S を以下の P_0 として適用した．これに，安全係数を乗じて照査荷重分布 P を求めた．

$$P = b_1 \cdot b_2 \cdot i \cdot a \cdot P_0 = 1.3 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.05 \times P_0 = 1.37 \cdot P_0$$

解析モデルの作成

取水ピットの右端の底版を対象としてモデル化する．側壁と隔壁については張出し部として扱った．側壁は固定し，隔壁には材端力を与えた．要素分割については，主筋位置が要素図心と一致するように配慮し，部材軸方向の分割については，照査荷重の精度を高めるため部材非線形解析の解析モデルと整合させた．また，主筋の降伏強度を十分に大きくした．

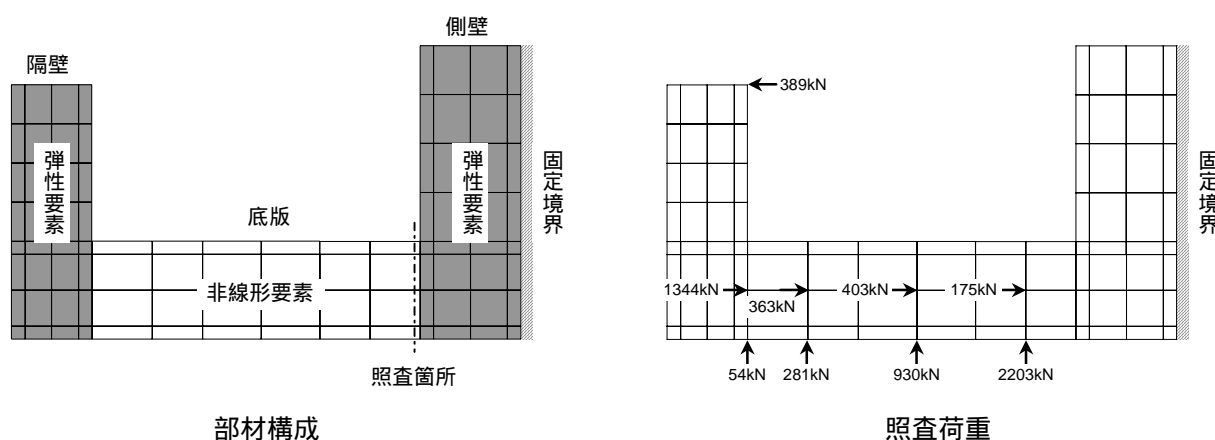


図 5-10 底版の材料非線形解析による照査のモデル

解析の実行

分布荷重が作用しており，荷重制御で解析を行う．照査荷重の分布形状に比例した荷重強度を有する荷重を与え，荷重を漸増させた解析を行った．材端モーメント，材端せん断力，軸力は他の分布荷重と同時に比例的に与えた．とくに，材端モーメントについては，隔壁の張出し部の腕長を考慮して等価な集中荷重として与えた．また，軸力については要素ごとに設定した．また，照査荷重に至った時点で解析を終了するのではなく，終局状態を迎えるまで荷重を増大させて解析を続けた．

照査

照査荷重時の変形およびひび割れの状況を図 5-11 および図 5-12 に示す．分布荷重に伴う変形の状況が表現されている．照査断面の近傍で曲げひび割れが発生し，せん断ひび割れに移行しつつあるが，卓越したせん断ひび割れには至っていない．また，鉄筋降伏は生じていない．図 5-13 には固定端荷重と自由端変位の関係を示す．終局状態の数ステップ手前まで荷重変位履歴は安定しているが，最後の数ステップは荷重増分に対する変位増分が急激に増加している．照査荷重は終局荷重に比べて小さい．また，照査荷重時には，初期勾配に比べて多少の非線形性は認められるが，接線勾配の急激な低下は認められず，残存剛性は十分に残っている．図 5-14 に示す照査箇所の断面力と自由端変位の関係についても同様である．したがって，底版の照査荷重はせん断耐力には至っていないと考えられる．

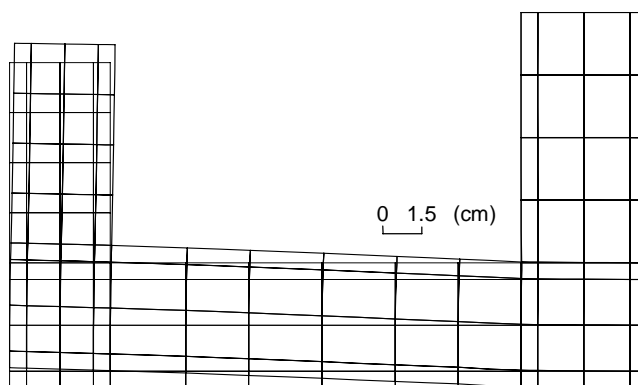


図 5-11 変位状況（照査荷重時）

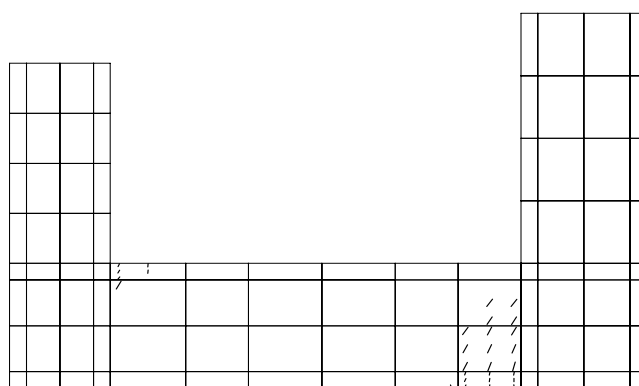


図 5-12 ひび割れ状況（照査荷重時）

照査例

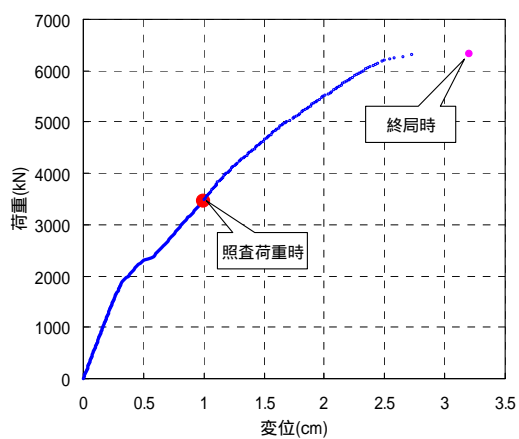


図 5-13 荷重 - 変位曲線 (固定端荷重 - 自由端変位)

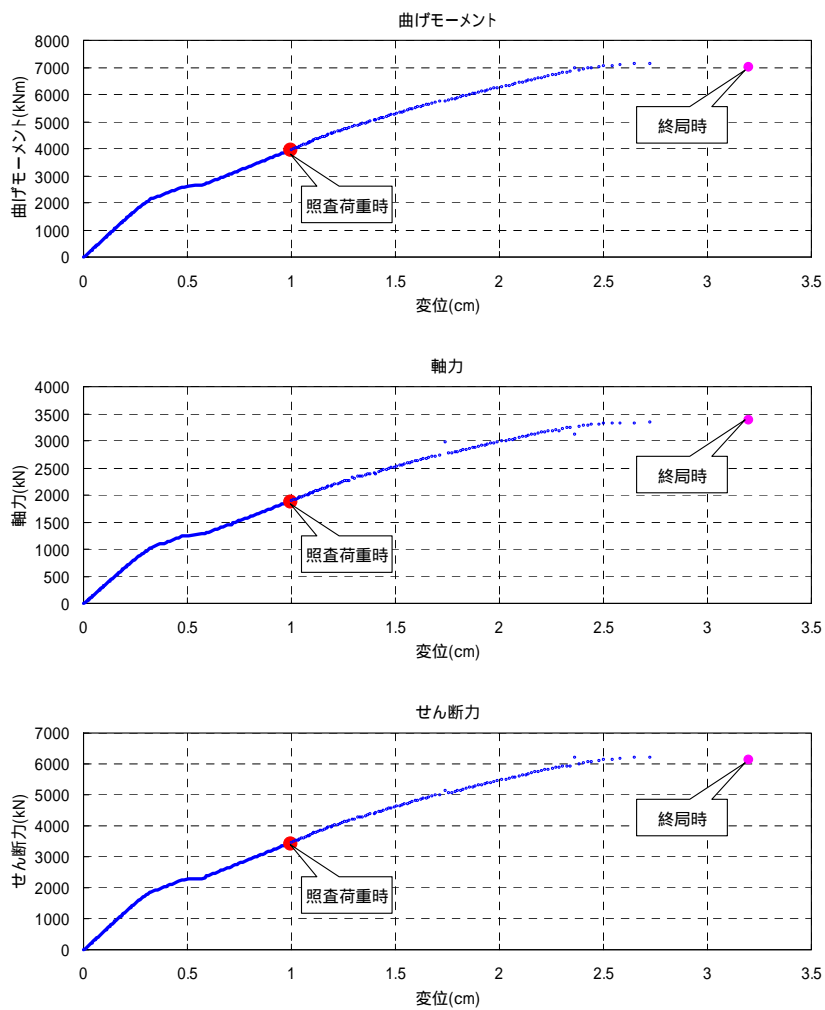


図 5-14 断面力 - 変位曲線 (照査箇所での断面力 - 自由端変位)

・ 材料非線形の地震応答解析を用いた照査例

海水管ダクトを対象構造物として、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に従って、耐震性能照査の方法を例示する。構造条件、地盤条件、入力条件等に関して整理した上で、地盤 - 構造物連成系の材料非線形地震応答解析を行い、構造物の変形に着目した照査を実施した。なお、耐久性能に関しては、設計耐用期間において、環境作用による材料劣化が耐震性能に影響を及ぼさないことが、別途確認されているものとし、ここでは、耐震性能のみに着目した照査を行った。モデル化の方法および評価方法は、指針・同マニュアルで推奨される方法であるが、他に実績、信頼のある方法や安全側の設定、評価を行う場合は、ここに示す限りではない。また、実務での使用に配慮して、マニュアル編の関連箇所を（ 5.4.1 参照）のように文中に示した。

1. 構造物の耐震性能

海水管ダクトは、原子炉補機冷却系に属する設備である海水管を支持する間接支持構造物である。原子炉補機冷却系設備は、非常時における原子力発電所の安全確保のための諸機能のうち、特に、原子炉を「冷やす」機能を有している。また、この原子炉補機冷却系は耐震重要度分類において As クラスに位置づけられている。間接支持構造物の役割と耐震重要度のかかわりを整理すると、海水管ダクトは、設計用限界地震時においても、海水管の機能が維持できるようにこれら設備を支持することが求められている。

海水管ダクトの耐震性能照査にあたって、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に示された屋外重要土木構造物の性能をもとに、対象構造物に求められる具体的な性能を整理した。それを表 1-1 に示す。

表 1-1 地震時に求められる海水管ダクトの性能

海水管の機能		設計用限界地震時においても、海水の通水性を確保する。
海水管ダクトの性能	要求性能	設計用限界地震時においても、海水管を安全に支持し、海水管の通水機能を損なわない。
	目標性能 (耐震性能)	基準地震動 S_2 に対して、以下の条件を満足する。 構造物が崩壊しない。 海水管の機能維持のために海水管ダクトに求められる条件を満足する。(注)
備考		(注) 本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件は考えていない。

本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件を考慮せず、『構造物が崩壊しない』ことが、海水管ダクトの許容される限界状態となる。したがって、海水管ダクトの目標性能（耐震性能）は次のように示される。

『基準地震動 S_2 に対して、構造物が崩壊しない。』

以下、海水管ダクトについてのこの目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する。

2. 照査条件

(1) 一般条件

- ・ 構造形式 2 連ボックスカルバートの鉄筋コンクリート構造物
- ・ 構造寸法 幅 8.4m × 高さ 4.5m , 内空寸法は 3.3m × 3.3m
- ・ 基礎形式 岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

照査対象とする海水管ダクトの構造図を図 2-1 に示す。

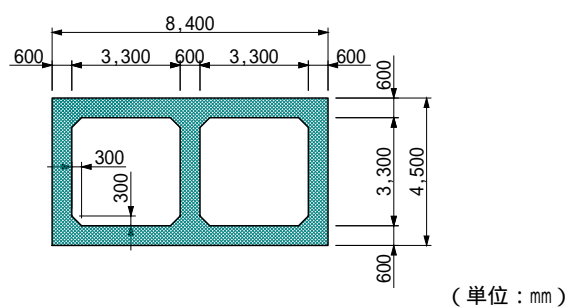


図 2-1 海水管ダクトの構造図

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を図 2-2 に示す。

断面	部材厚 D (cm)	主筋配筋	主鉄筋量 A_s (cm ²)	補強筋配筋	補強筋量 A_w (cm ²)
断面 1	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 2	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 3	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 4	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3

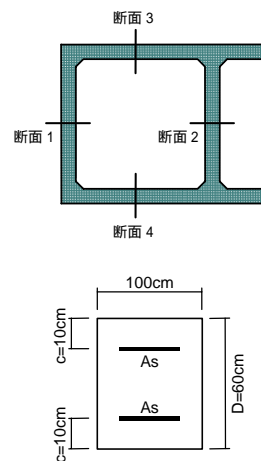


図 2-2 部材断面および断面諸元

c. 使用材料

材料の特性値を表 2-1 に示す。

表 2-1 材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート ¹⁾	-	圧縮強度の特性値 f'_{ck}	24 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_c	25 kN/mm ²
鉄筋 ²⁾	SD345	引張降伏強度の特性値 f_{yk}	345 N/mm ²
		圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk}	345 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_s	200 kN/mm ²

1) JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート

2) JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

(3) 自然・地質条件

a. 地質条件

海水管ダクト周辺の地質条件を図 2-3 に示す。地表面 (E.L.+10.0m) から E.L.-5.0m までは砂層であり、これより以深は岩盤である。海水管ダクトはこの岩盤に直接支持されている。

b. 地下水条件

砂層には地下水が存在し、地下水面は E.L.±0.0m にある。

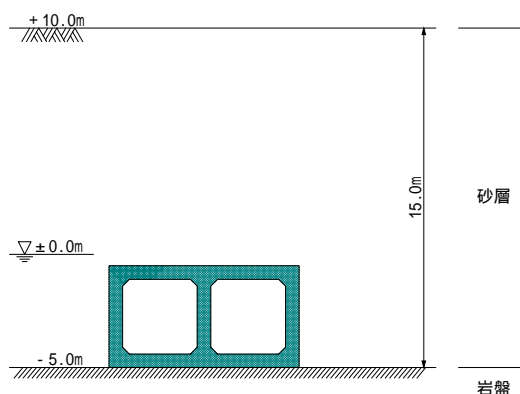


図 2-3 海水管ダクト周辺の地質条件

c. 地盤物性

地盤の初期物性値を図 2-4 に、砂層の $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係を図 2-5 に示す (出典:「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」平成 4 年 9 月 土木学会 原子力土木委員会)。この地盤は仮想的なモデル地盤であり、せん断波速度が深度にかかわらず一定としている^{注 1)}。

注 1) 現実の自然地盤 (とくに表層地盤) では、深度に応じた拘束圧の変化に伴い、その影響によりせん断波速度も変化する。この速度分布をモデル化の方が適切と考えられる (5.2.3(4)参照)。

照査例

	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性 定数の初期値 G ₀ (kN/m ²)	減衰定数の 初期値 h ₀ (%)
+10.0m					
砂層	18.0	0.40	300	165,000	2.0
± 0.0m					
砂層	20.0	0.48	300	184,000	2.0
- 5.0m					
岩盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
-10.0m					

図 2-4 地盤の初期物性値

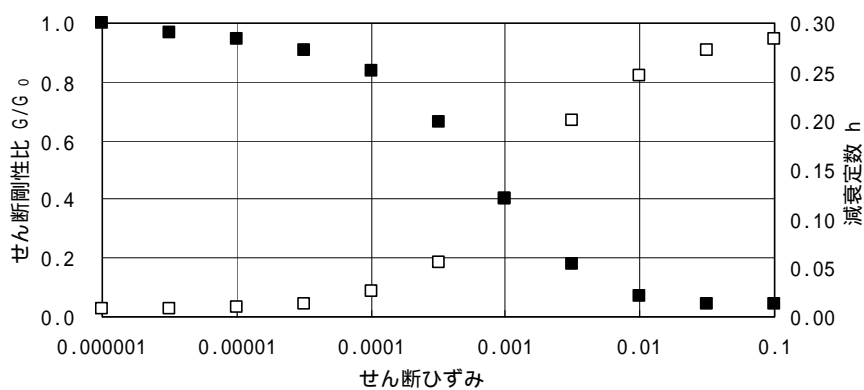


図 2-5 砂層の G/G₀ - h - 関係

(4) 荷重条件

a. 照査用地震動

水平地震動の加速度時刻歴を図 2-6 に示す。

鉛直地震動は、水平地震動の最大加速度の 1/2 に相当する震度を静的に作用させる(4.2.3(3)参照)。

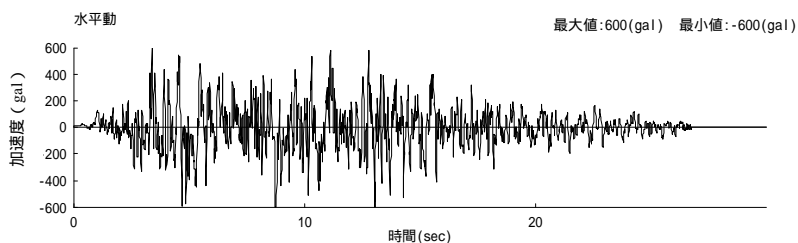


図 2-6 基準地震動の加速度時刻歴波

b. 機器荷重

底版に、配管荷重として 10kN/m を考慮する。

3. 解析方法

解析は、構造物の材料非線形性を考慮した地盤 - 構造物連成系の二次元地震応答解析を用いる。また、初期応力状態を考慮するために自重解析を実施する。解析手順を図 3-1 に示す（ 5.1.2 参照）。

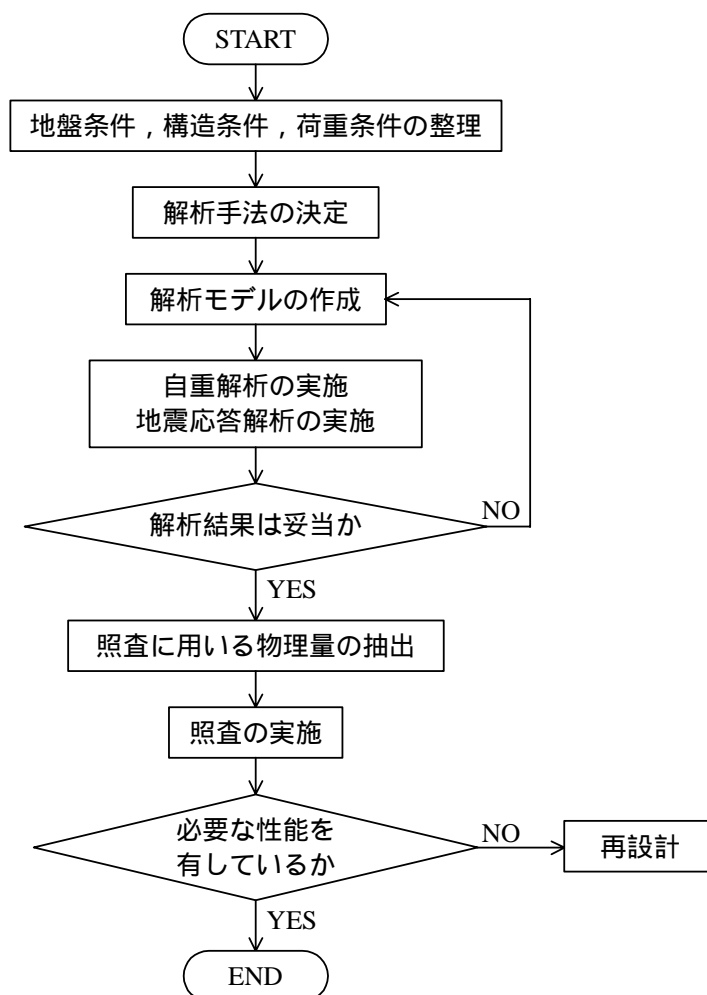


図 3-1 地盤-構造物連成系の地震応答解析の解析手順

(1)解析モデル

構造物および地盤を平面ひずみ要素でモデル化した。使用要素は、コンクリートのひびわれの進展や塑性化等の現象の複雑さと解析精度を勘案して、8 節点アイソパラメトリック要素とし、2 次の形状関数を用いた（ 5.4.2(2)a. 参照）。モデルの側方は混合境界、底面は固定境界としてモデル化した（ 5.1.1(4)参照）。解析モデルを図 3-1 に示す。

地盤の要素分割については、構造物周辺は密に分割し、側方は側方境界の影響が構造物に及ばないように領域を十分に広くとり、また、高次の形状関数を有する要素を用いていることを勘案して多少粗めの分割とした。ただし、側方境界周辺の要素分割についても、鉛直方向に対して、中間節点を含めた節点間隔が対象とする地震波の最短波長の 1/5 以下となるようにし、水平方向にはそれに対して過度に扁平とならないように分割した（ 5.4.2(2)a. 参照）。

構造物の要素分割については、主筋位置に配慮した。すなわち、主筋を含む要素については、主筋が要素図心を通るように要素の配置および分割を行った（ 5.4.2(2)b. 参照）。また、塑性ヒンジ長や解析後のひずみ評価法を勘案して、隅角部直近の部材軸方向の要素長は部材厚と一致させた（ 5.4.4(2)参照）。

自重解析時には、地盤と構造物の質量差および剛性差により、地盤および構造物の境界面に過大なせん断応力が発生する傾向にありその影響を除去する必要があること、地震応答解析時には境界面においてすべり・剥離挙動が生じる可能性があることを勘案して、構造物の全周にわたってジョイント要素を設けることとした（ 5.4.2(4)参照）。

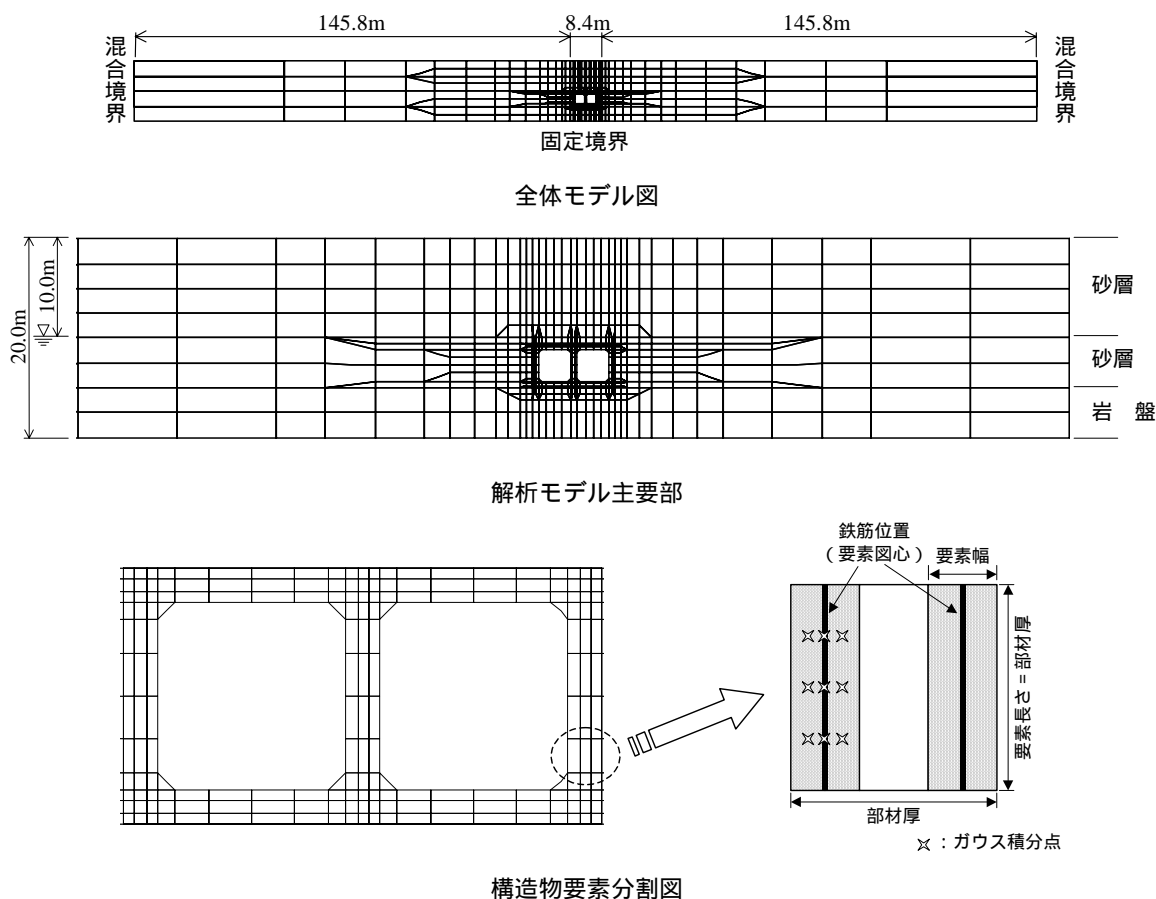


図 3-2 動的解析に用いる解析モデル（地盤 - 構造物連成系）

(2)地盤の物性値

地震応答解析に用いる地盤物性は、照査例と同様の手順で非線形特性を検討した。

解析に用いる地盤の初期物性値は、図 2-4 に示すものである。また、非線形特性としては、図 2-5 に示すひずみ依存特性を用いた。その数学モデルは、全応力履歴モデルである Ramberg-Osgood モデル（以降 R-0 モデル、図 3-3 参照）を用いることとし、想定される地盤のひずみレベルに応じて必要なパラメータ（ α 、 β ）を設定した（5.2.1 参照）。

地盤のひずみレベルの想定には、一次元重複反射理論による等価線形解析を実施した。岩盤上面を解放基盤表面とし、基準地震動を入力した。その結果を図 3-4 に示す。砂層地盤の最深部において、最大のせん断ひずみが発生しており、 3.5×10^{-3} 程度であった。

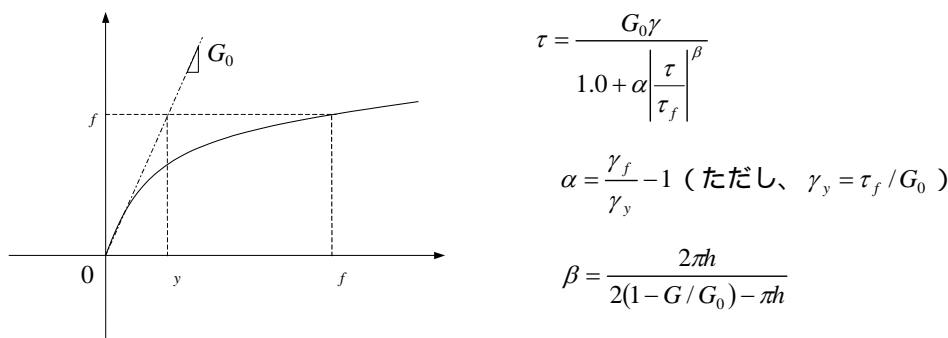


図 3-3 R-0 モデルの概要

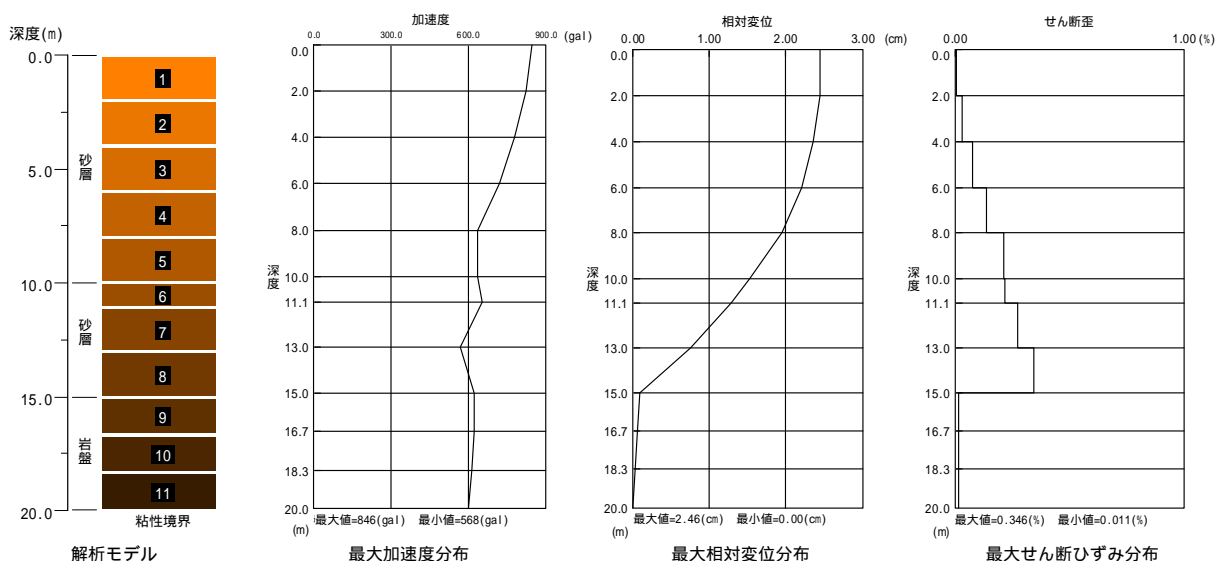
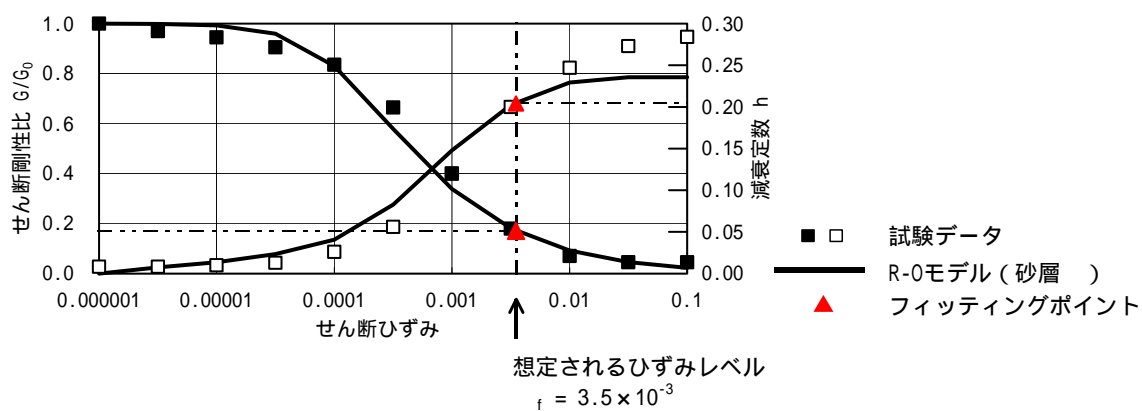
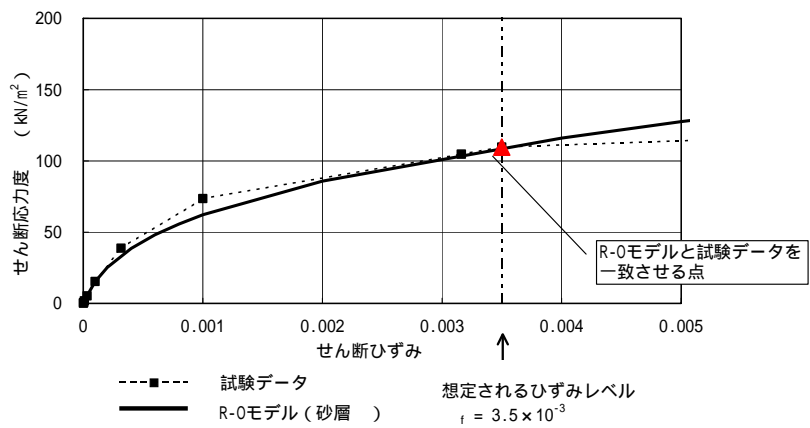


図 3-4 一次元重複反射理論による等価線形解析結果



(a) G/G_0 - h - 関係



(b) τ - γ - 関係

図 3-5 試験データと R-0 モデルとの比較

表 3-1 R-0 モデルのパラメータ

地質区分	フィッティングポイント			パラメータ		
	f	G/G_0	h	y		
砂層 (地下水面より上)	2.1×10^{-3}	0.27	0.17	5.42×10^{-4}	2.87	1.22
砂層 (地下水面より下)	3.5×10^{-3}	0.17	0.20	5.96×10^{-4}	4.87	1.27

そこで、図3-5(a)に示すように、想定されるひずみレベル γ_f において、R-0 曲線と $G/G_0 - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ α を設定し、R-0 曲線と $h - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ β を設定することとした。なお、先のようにパラメータ α を設定することは、図3-5(b)に示すように、想定したひずみレベル γ_f において、 $\tau - \gamma$ データとR-0 曲線が一致することを意味している。このように、想定される地盤のひずみレベルに応じてR-0 モデルを設定することにより、非線形特性が概ね表現できることがわかる。非線形パラメータの詳細を表3-1 に示す。

(3) 構造物の物性値

構造物の断面諸元および初期物性値を表3-2 に示す。なお、機器荷重の影響については、底版に対する付加質量としてモデル化したため、その単位体積重量を割り増している。

表3-2 構造物の断面諸元と初期物性値

断面番号	部材厚 D (cm)	かぶり c (cm)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	コンクリートの 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	コンクリートの 引張強度 f_t (N/mm ²)
1	60	10	0.167	24	24	1.91
2	60	10	0.167	24	24	1.91
3	60	10	0.167	24	24	1.91
4	60	10	0.167	34.1 [*])	24	1.91

*) 底版については機器荷重に相当する分布荷重を付加質量として与えた

使用要素は鉄筋コンクリート要素とした(5.4.1(2)b.参照)。

コンクリートの応力 - ひずみ曲線は、図3-6のものを用いた。圧縮側の応力 - ひずみ曲線を図3-6(a)に示す。ただし、圧縮強度 f'_c に対応するピークひずみ ε_{peak} は下式により定義する。

$$\varepsilon_{peak} = 140\sqrt{f'_c (\text{kgf/cm}^2)} \times 10^{-6} = 447.2\sqrt{f'_c (\text{N/mm}^2)} \times 10^{-6} \quad (3-1)$$

ここに、 ε_{peak} : ピークひずみ

f'_c : コンクリートの圧縮強度

引張側の応力 - ひずみ曲線を、図3-6(b)に示す。ただし、引張硬化係数 c は0.4とした。

$$\sigma_t = f_t (\varepsilon_{tu} / \varepsilon_t)^c$$

ここに、 σ_t : コンクリートの平均引張応力度(N/mm²)

f_t : コンクリートの引張強度(N/mm²)

ε_{tu} : ひび割れ発生時のひずみ

ε_t : コンクリートの平均引張ひずみ

c : 引張硬化係数

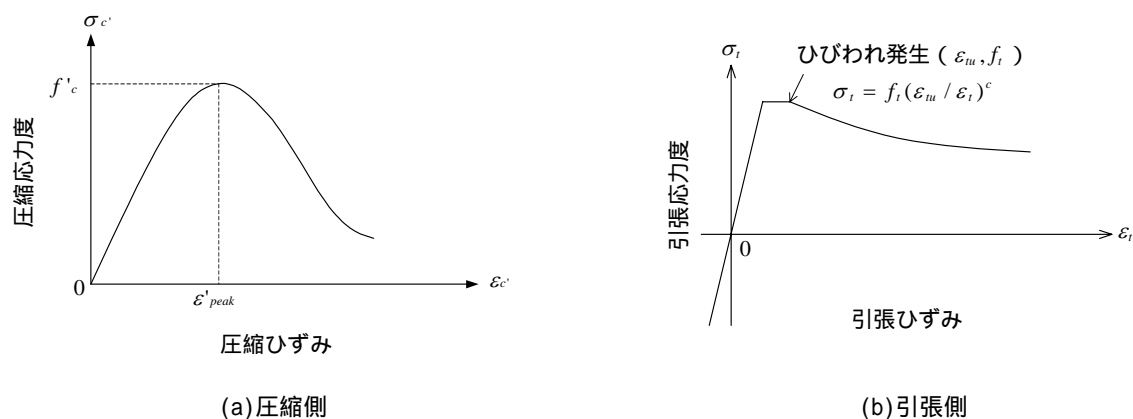


図 3-6 コンクリートの応力 - ひずみ関係

なお、ひび割れ発生時のひずみ ε_{tu} は、コンクリートの引張強度 f_t 、ピークひずみ ε_{peak} 、コンクリートの圧縮強度 f_c' から、次式により計算した。

$$\varepsilon_{tu} = 2f_t / E_c = f_t \varepsilon_{peak} / f_c' \quad (= 102.9 f_c'^{1/6} \times 10^{-6}) \quad (3-2)$$

ここに、 ε_{tu} : ひび割れ発生時のひずみ

f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

f_c' : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

ε_{peak} : 圧縮ピークひずみ

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

また、鉄筋の応力 - ひずみ曲線はバイリニア型とした。

(4) その他の解析条件

その他の解析条件は、解析プログラムに依存することが多いが、本検討においては以下の通りとした。

a. 入力条件

地盤 - 構造物連成系の二次元モデルの底面境界が固定境界であることを考慮して、(2)で実施した一次元重複反射理論による等価線形解析における解析モデル下面 (G.L-20.0m) での上昇波 (E) および下降波 (F) のうち、(E+F) を抽出して二次元モデルの底面固定境界に入力した。

b. 積分手法

Newmark 法 ($\alpha=0.36$, $\beta=0.70$) を用いた (5.4.3(2)b. 参照) .

c. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた (5.4.3(2)b. 参照) .

d. 減衰条件

履歴減衰のほかには減衰を考慮しないこととした (5.4.3(2)c. 参照) .

4. 解析結果

(1)地盤 - 構造物連成系の応答

図 4-1 には構造物の各床版部および地表面の応答加速度の時刻歴を示す。この系においては、どの位置もほぼ同位相の応答加速度波形を示していることがわかる。また、岩着している底版に比べ、地表面応答加速度は砂層地盤の剛性低下の影響により高周波成分が減少しているのが認められる。図 4-2(a)には地表面の応答変位を示している。図 4-2(b)には構造物の層間の相対変位の時刻歴を示しており、その大きさは最大で 1.2cm 程度であることがわかる。

図 4-3 は、砂層地盤の構造物近傍の代表位置における応力 - ひずみ履歴を示す。砂層地盤最深部の最大せん断ひずみは 3.9×10^{-3} 程度であり、先の等価線形解析結果に比して若干大きめの値となっている。

表 4-1 に主要な応答解析結果の最大値を示す。

表 4-1 最大応答値

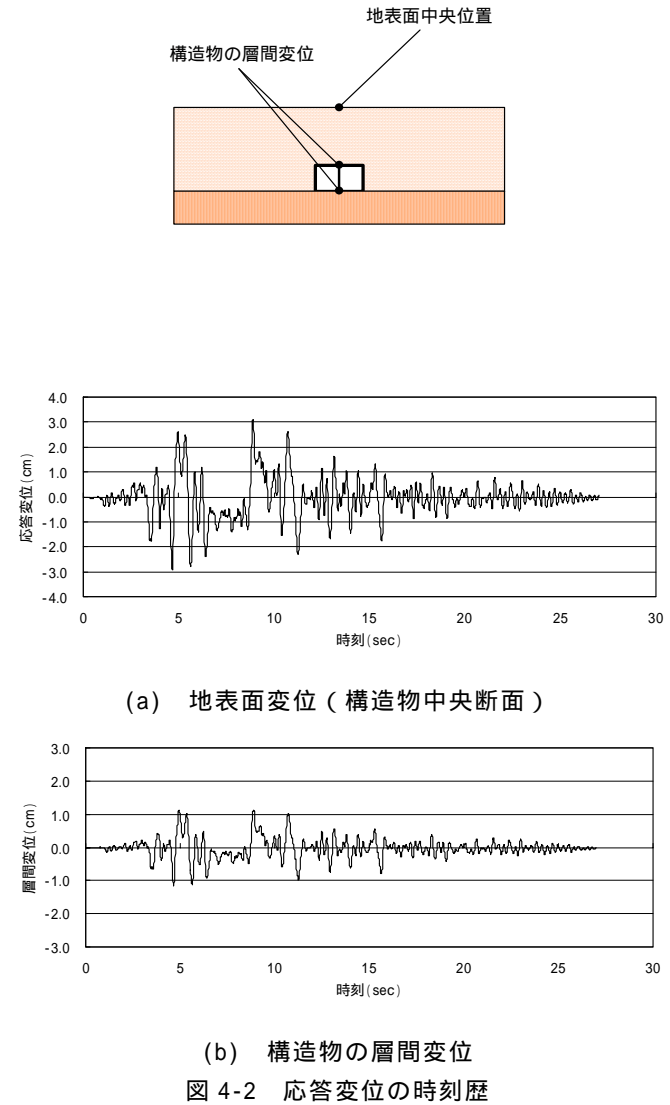
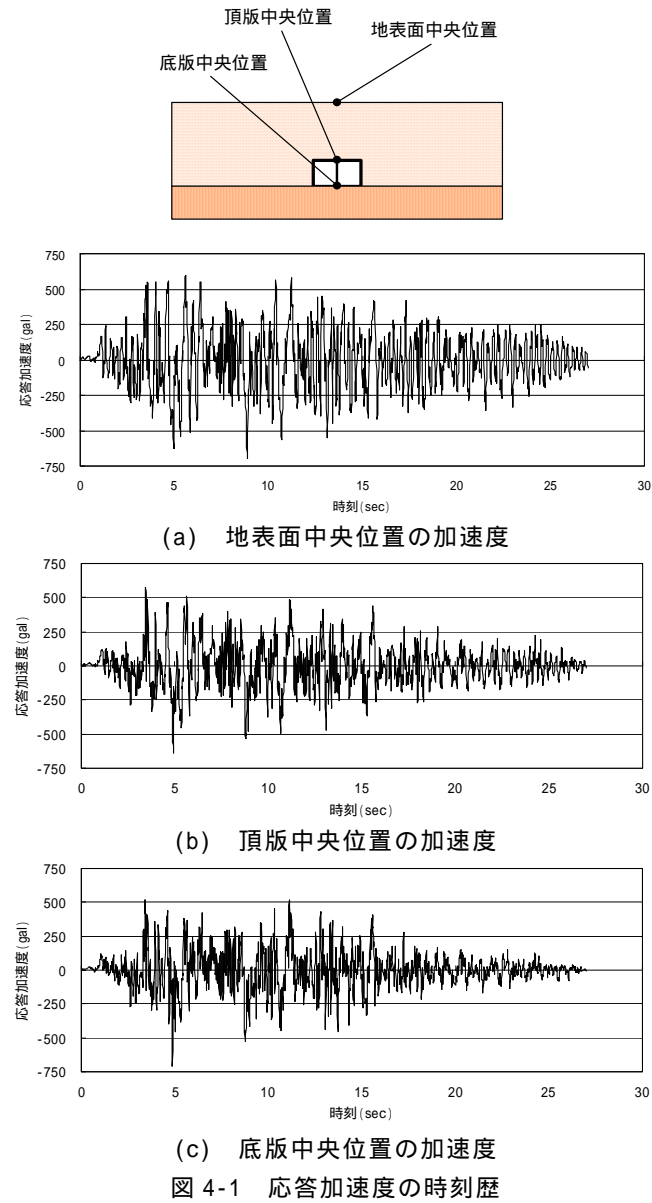
項目	最大応答値
地表面中央位置の最大応答加速度(Gal)	697
頂版中央位置の最大応答加速度(Gal)	640
底版中央位置の最大応答加速度(Gal)	710
地表面の応答変位(cm)	3.12
頂版 - 底版間の層間変位(cm)	1.15
構造物周辺地盤の最大せん断ひずみ	3.9×10^{-3}
構造物周辺地盤の最大せん断応力(kN/m ²)	113

(2)構造物の変形挙動

図 4-4 に構造物の変形量と断面力の最大値分布を示す。鉛直部材上下端部や底版端部付近に大きな断面力が発生していることがわかる。図 4-5 に構造物の層間変形が最大となる時刻における変形図と断面力図を示す。ラーメン変形に伴う断面力分布となっている。また、この時刻における側壁上下端部や底版端部付近の断面力はほぼ最大値に一致することがわかる。

図 4-6 に側壁下部と隔壁下部の断面力の時刻歴を示す。この図の断面力の出力位置は、ハンチ部ではなく、せん断力の照査位置に近いハンチ前面の要素としている。土圧の影響を受ける側壁とその影響を受けない隔壁では、断面力履歴に違いが見られる。初期状態において、隔壁は曲げモーメントとせん断力がゼロである。側壁は、せん断力については、自重および鉛直地震力の作用による土圧の影響でそれに見合う断面力が作用している。曲げモーメントについてはゼロに近い値であるが、これは、初期状態における曲げモーメントの反曲点に検討位置が近接していたためである。また、地震時には、曲げモーメントとせん断力は両部材とも正負交番の状況にあるが、軸力については埋設位置が深いことにより初期軸力の影響が大きく、常に圧縮の状態となっている。すなわち、地震時の軸力変動量は初期軸力に比して相対的に小さくなっている。なお、変動量の大きさは隔壁よりも側壁の方が大きく、これは動土圧の影響によるものと考えられる。

照査例



照査例

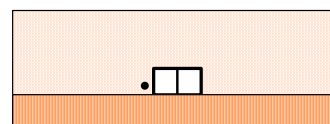
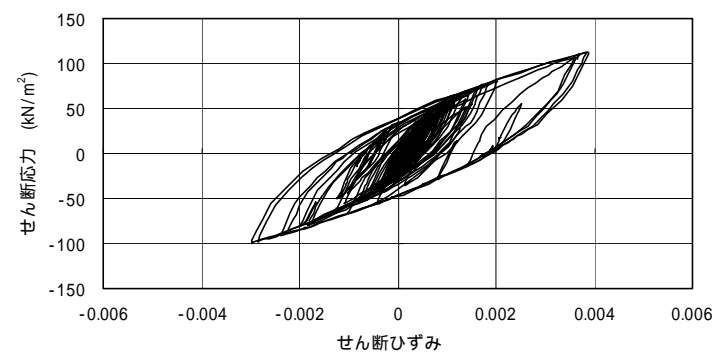
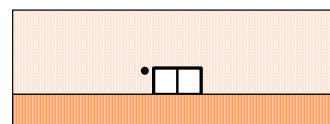
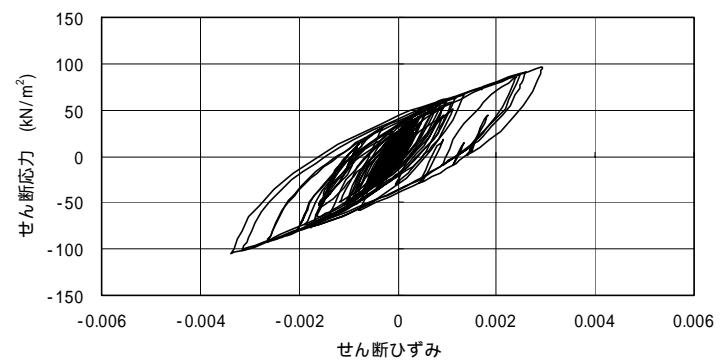
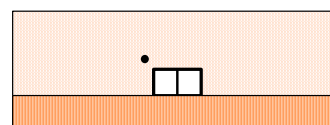
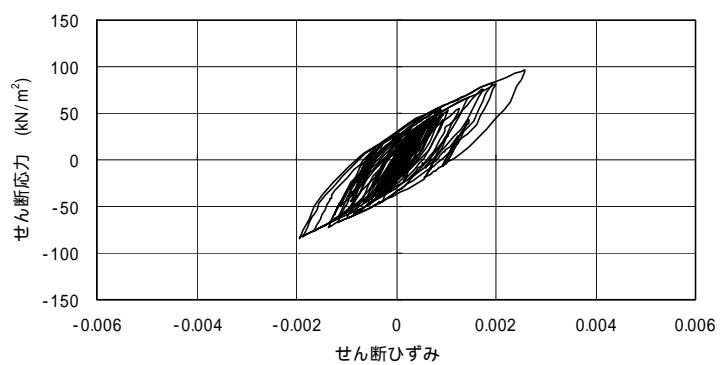
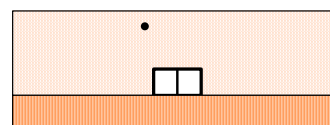
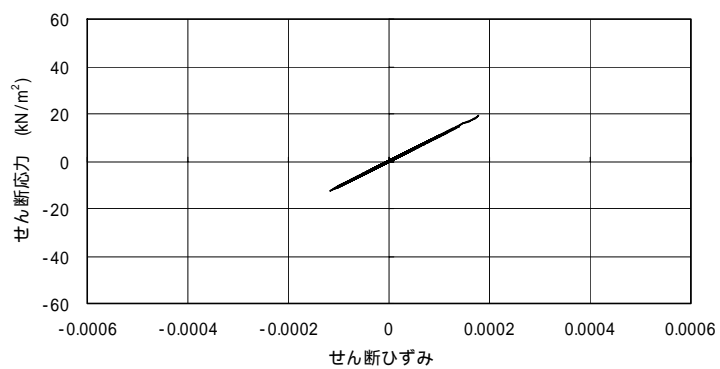
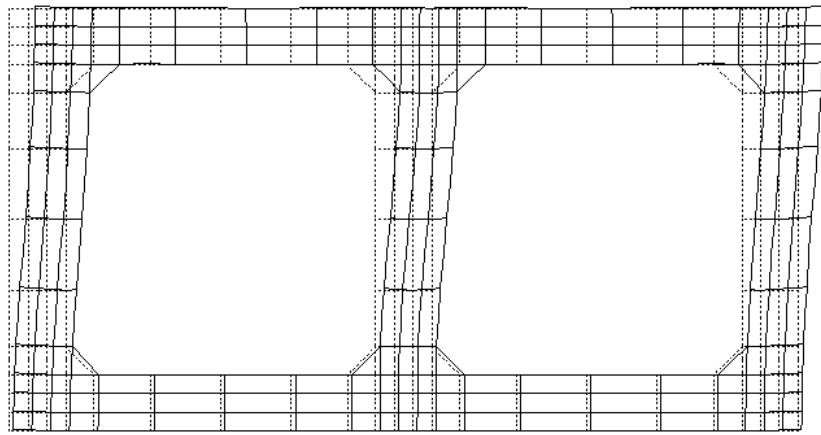
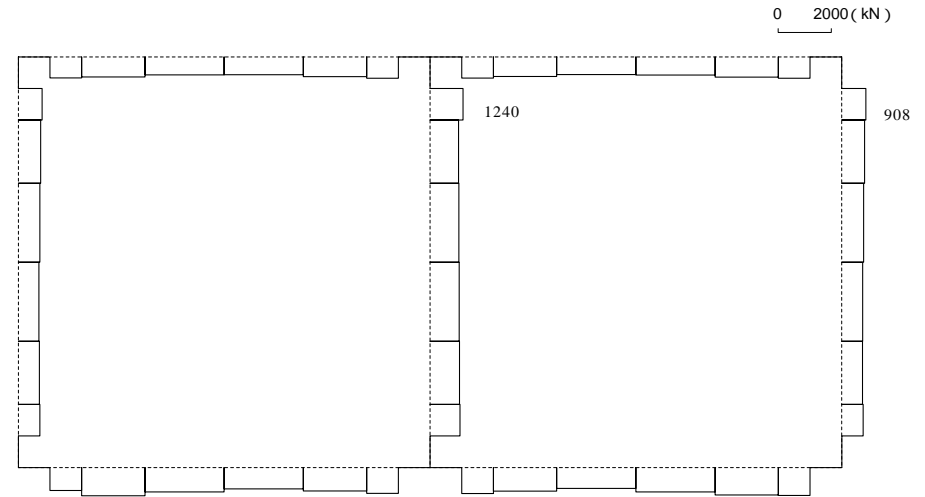


図 4-3 構造物周辺地盤の履歴

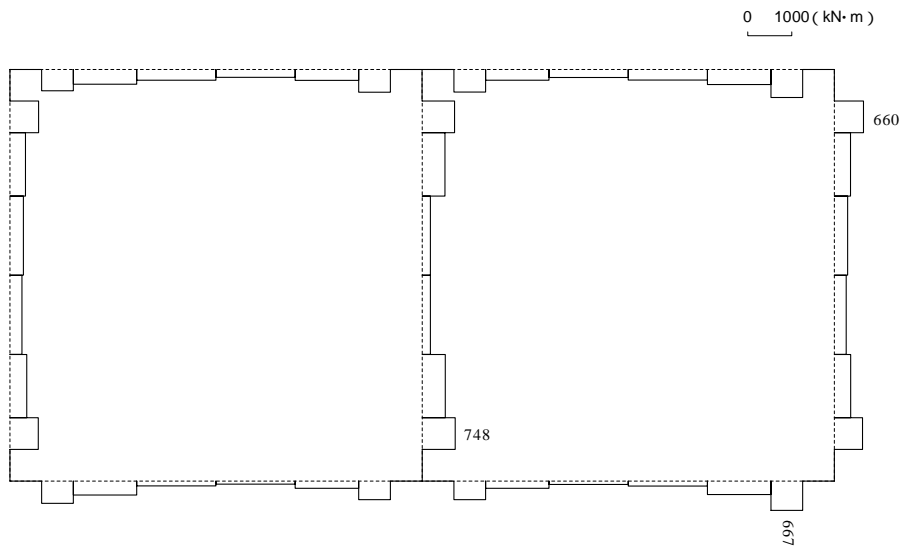
照査例



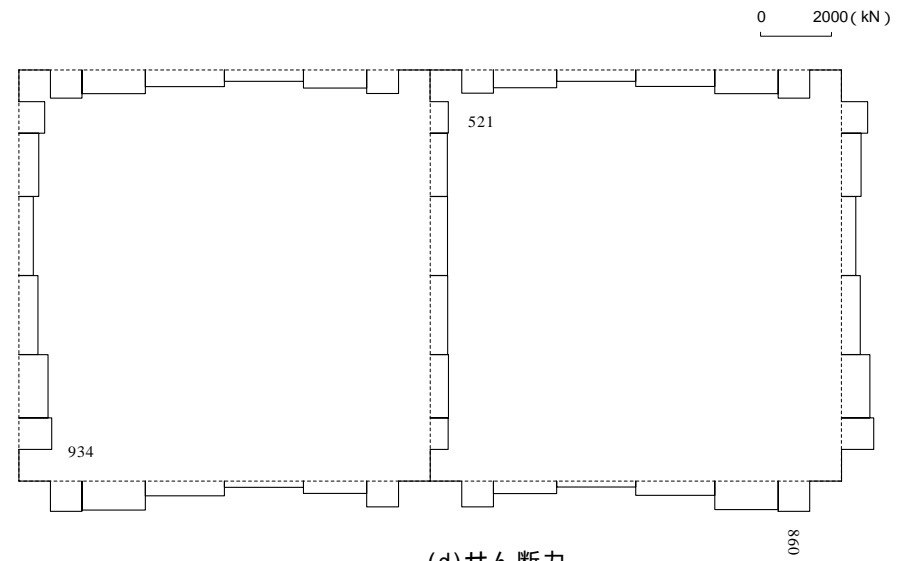
(a) 最大変形図



(c) 軸力



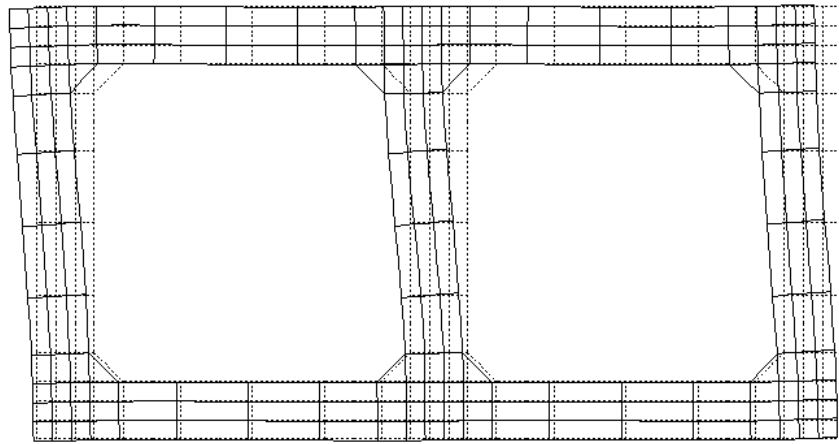
(b) 曲げモーメント



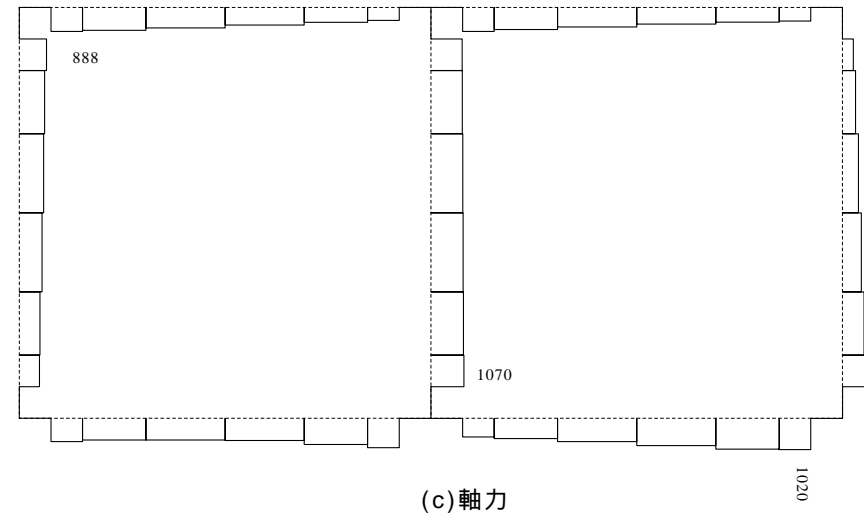
(d) せん断力

図 4-4 最大断面力図

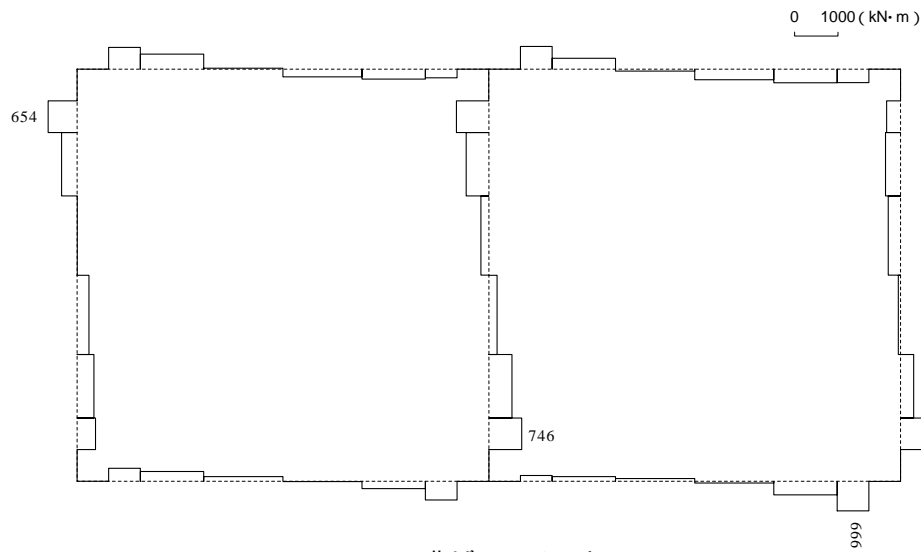
照査例



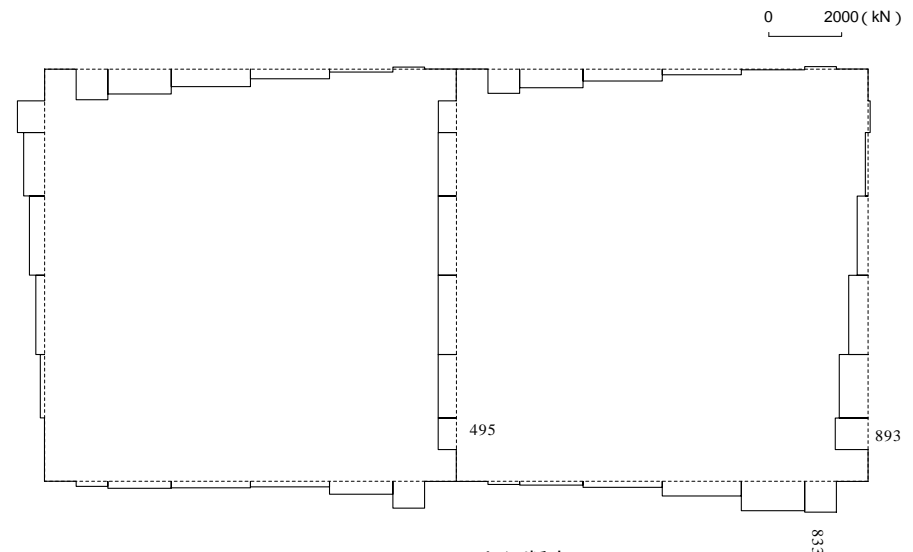
(a)変形図



(c)軸力



(b)曲げモーメント



(d)せん断力

図 4-5 構造物最大変形時の断面力図 (発生時刻 4.64sec)

照査例

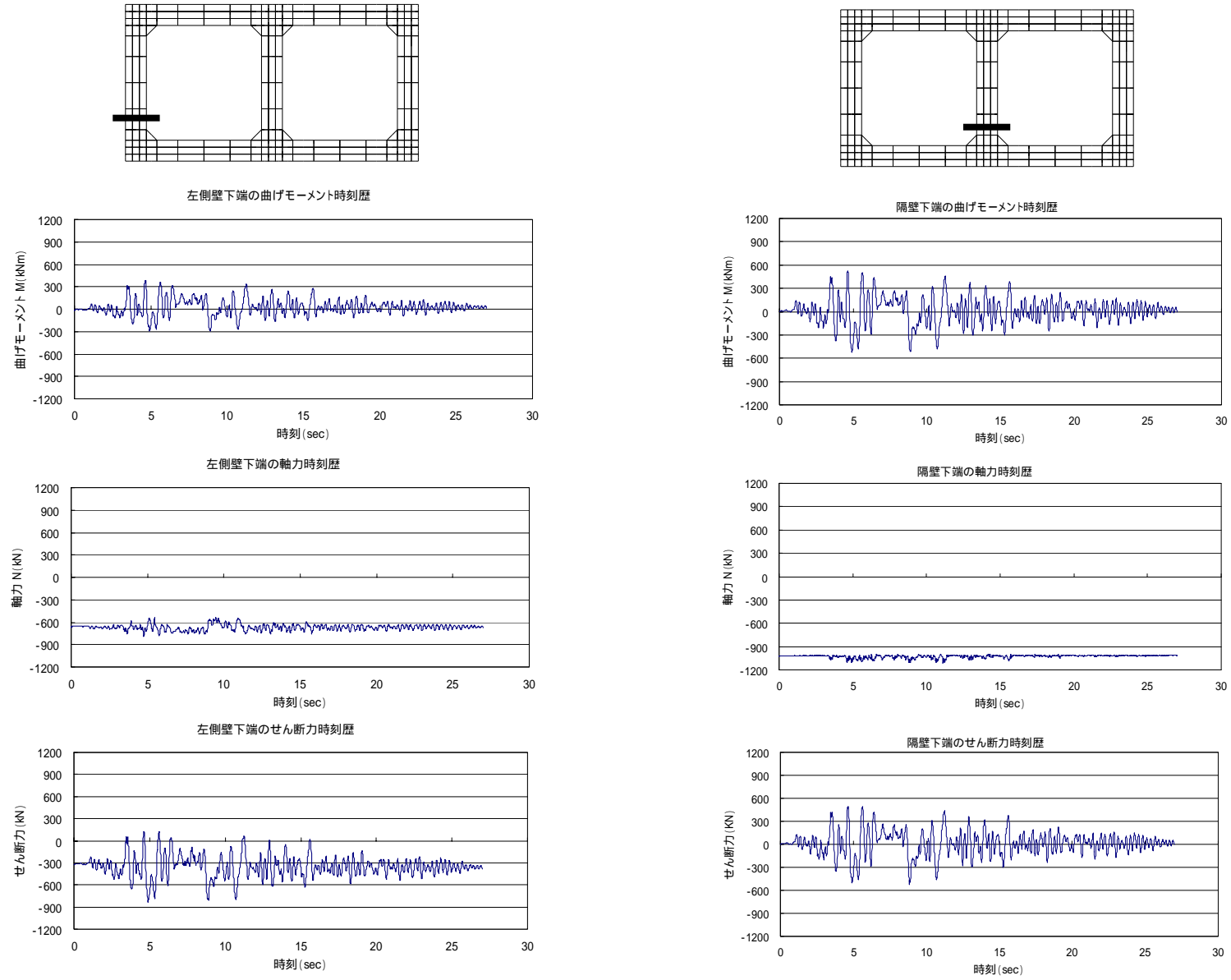


図 4-6 左側壁下端および隔壁下端の断面力時刻歴

5. 照査

構造物の各部位の損傷状況を把握し、損傷の進んでいる箇所に対して圧縮ひずみに関する照査を行った。また、せん断破壊を回避するためにせん断力の照査を行った。本指針では、圧縮ひずみによる照査のような断面性能の照査では、構造系全体の履歴挙動の安定性をあわせて確認する必要があるとしている（指針 6.3(1)参照）。そこで、本検討においても、構造系全体の变形挙動に関わる指標（層間変形角、荷重 - 変位曲線等）にもとづき、挙動の安定性を確認することとした。なお、安全係数は表 5-1 に示す値を用いた（6.1 参照）。

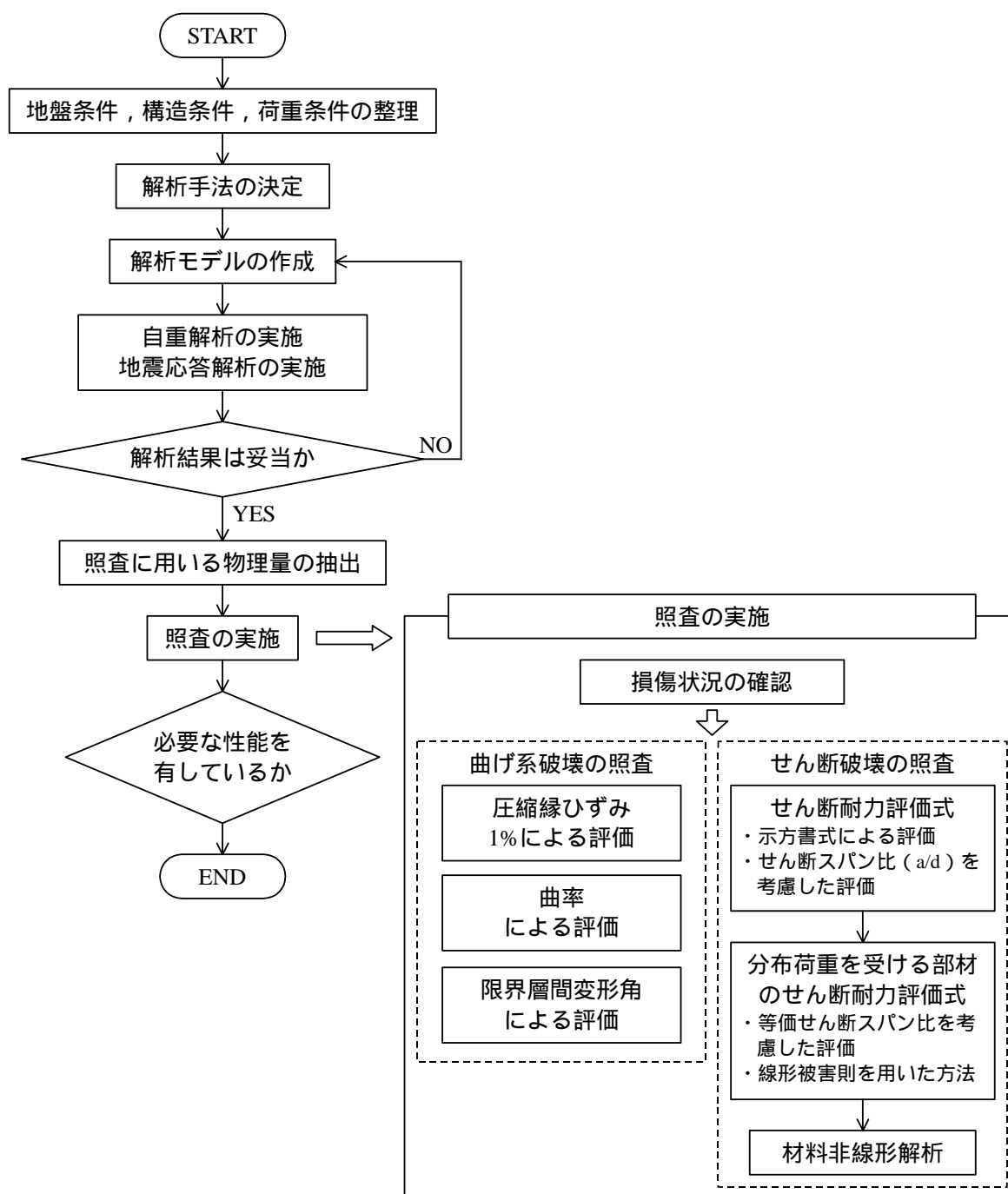


図 5-1 屋外重要土木構造物の耐震性能照査の流れ

表 5-1 耐震性能照査における安全係数

安全係数		曲げ照査(変形)		せん断照査(断面力)		軸力照査(断面力)	
		応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0	1.0	1.3	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤	1.0	-	1.0	-	1.0	-
部材係数		-	1.0	-	下別表による	-	1.3
荷重係数		1.0	-	1.0	-	-	-
構造解析係数		1.2~ ^{*1}	-	1.05~ ^{*1}	-	1.05~ ^{*1}	-
構造物係数		1.0		1.0		1.0	

$b = b_1 \times b_2$	せん断耐力式	分布荷重用評価法	材料非線形解析
評価手法の精度 b_1	コンクリート寄与分に対して 1.3 鉄筋寄与分に対して 1.1	コンクリート寄与分に対して 1.3 鉄筋寄与分に対して 1.1	6.3.4(2)の記述に従って算定
曲げせん断破壊防止のための裕度 b_2	1.0~1.5 (6.1.3(2)の記述による)		

*1) 地盤・構造物連成非線形時刻歴応答解析を用いる場合の値。断面力による照査を「旧マニュアル」における標準解析手法を用いて実施する場合には 1.0 としてよい。

(1) 損傷状況の確認

構造物の損傷状況を図 5-2 に示す。(a)は損傷の程度を部材軸方向の引張の維ひずみ分布で表している。3×3 のガウス点を有する有限要素に対して、それらガウス点の維ひずみの最大値をもって要素毎に色分けしている。剛域に相当する部分は、部材軸方向の維ひずみを明確に定義することができないので、結果を出力していない。剛域以外の空白部分は引張ひずみが生じていないことを示している。隔壁の上下端部で引張ひずみが 2.0×10^{-3} を超えており、この場所で鉄筋降伏が生じているものと考えられる。(b)は部材軸方向の圧縮の維ひずみに応じて区分したものである。本検討では、圧縮縁の維ひずみが 2.0×10^{-3} に満たず、損傷の程度があまり大きくないことを表している。(c)はひび割れの状況を示している。解析モデルはハンチ筋を考慮していないのでハンチ部にもひび割れが進展しやすくなっている。基本的には、隔壁の上下端部にひび割れが最も発達しており、側壁の上下端部および水平部材の左右端部にもひび割れが生じている。図(a)との対応も良好である。

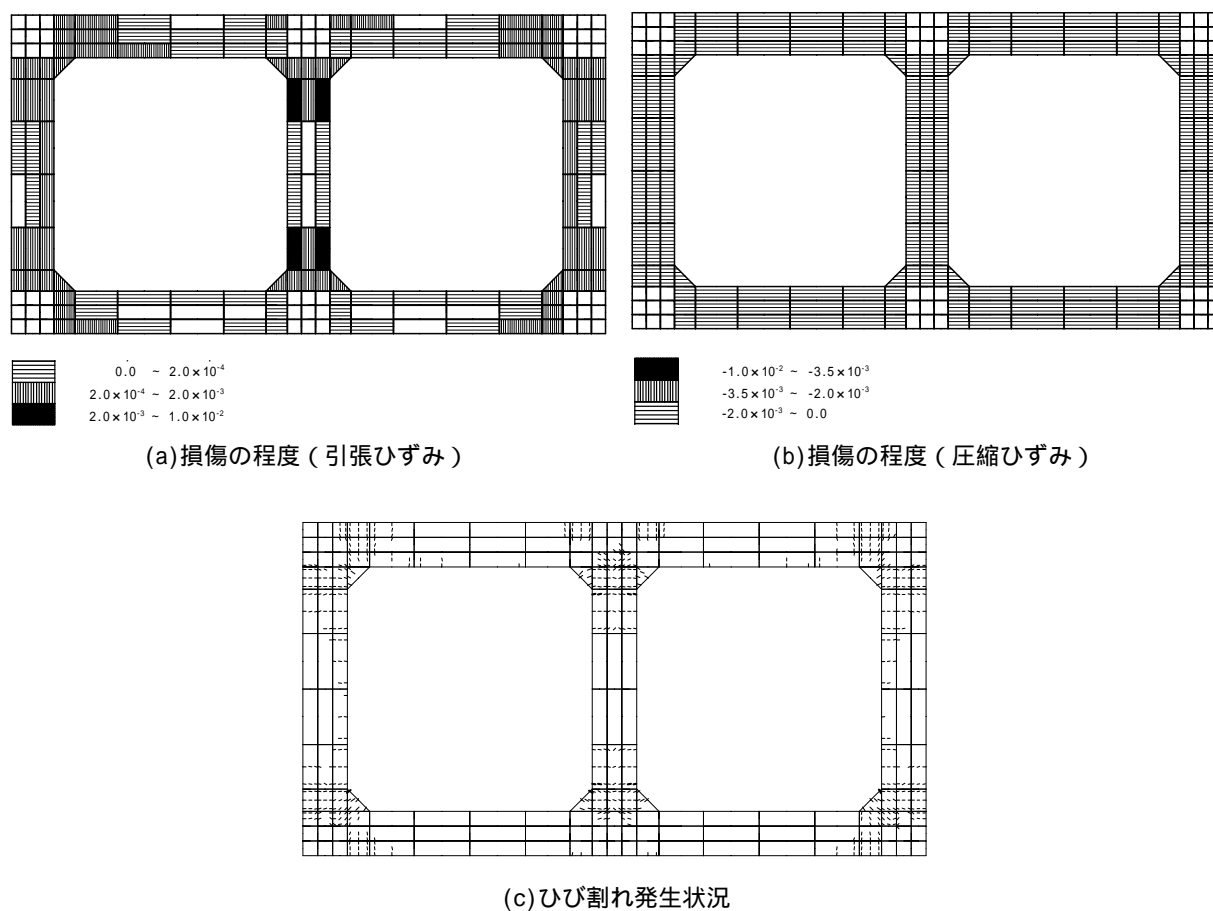


図 5-2 構造物の損傷状況

(2) 曲げ系の破壊の照査

損傷が進んでいる箇所に対して、被りコンクリートの圧縮ひずみに関する照査を行った。損傷が最も大きい箇所は隔壁下端部であり、この箇所での被りコンクリートの維ひずみの時刻歴を図 5-3 に示す。この維ひずみは、ガウスの維ひずみを直接出力したものではなく、図 5-4 に示すように、ハンチ近傍の有限要素の圧縮縁に位置する 2 節点間 (= 部材厚に相当する長さ) の平均ひずみであり、2 節点間の部材軸方向の相対変位を要素長で除したものである。圧縮ひずみの照査にはこの維ひずみを用いることが適当とされている(5.4.4(2)参照)。変形に関する構造解析係数 $\gamma_d = 1.20$ を考慮しても、圧縮の維ひずみは、かぶりコンクリートが剥落しないための限界ひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) に対しては十分に余裕があることが確認された(6.2.2 参照)。

図 5-5 は、同隔壁下端部の応力 - ひずみ関係を示している。この値は、 3×3 のガウスのうち有限要素の最外縁に位置する 3 つのガウスの値を平均したものである。維ひずみは、図 5-3 のひずみと厳密には一致するものではないが、塑性化した部位の被りコンクリートの平均的な量を表していると考えられる。引張ひずみの最大値は 1.8×10^{-3} 程度、圧縮ひずみの最大値は 0.7×10^{-3} 程度であり、図 5-3 の維ひずみの最大値・最小値との整合もよいことがわかる。

照査例

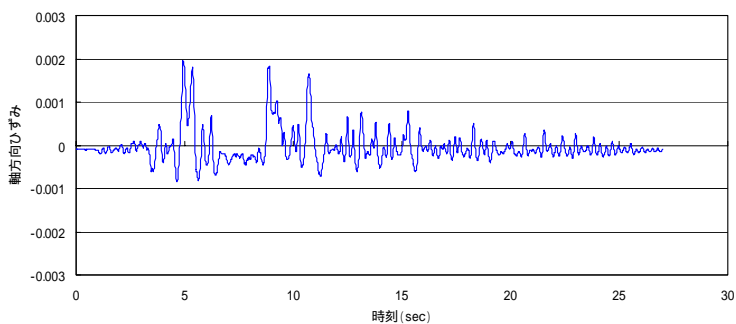


図 5-3 隔壁下端部での軸方向ひずみの時刻歴波形

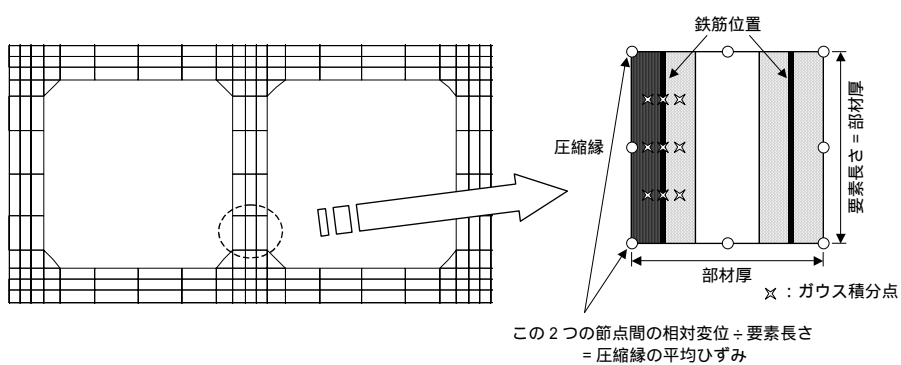


図 5-4 部材軸方向の平均ひずみの考え方

表 5-2 圧縮ひずみによる変形照査結果

圧縮縁の最大ひずみ ε	8.5×10^{-4}
構造解析係数 γ_a	1.20
照査用の圧縮ひずみ $\varepsilon_d (= \gamma_a \cdot \varepsilon)$	1.0×10^{-3}
限界ひずみ ε_r	1.0×10^{-2}
構造物係数 γ_i	1.00
$\gamma_i \cdot \varepsilon_d / \varepsilon_r$	0.10
安全性の判定	OK

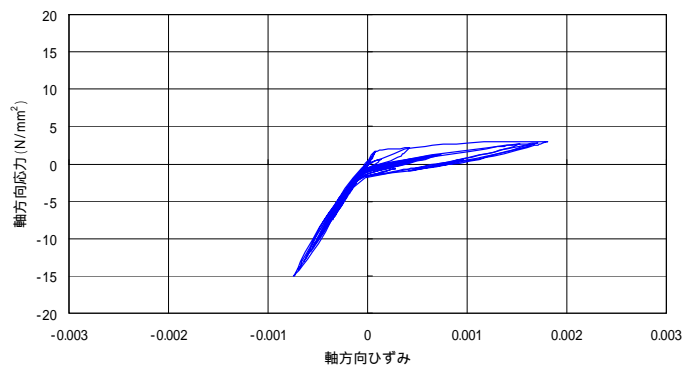


図 5-5 隔壁下端部での軸方向応力 - ひずみ関係

次に、構造物が崩壊していないことを確認するために、構造系全体の变形挙動を検討した。図 5-6 は構造物の頂底板間の層間変位を構造物高さで除した層間变形角の時刻歴を示している。最大値は 0.0029 である。限界層間变形角 1/100 を安全性評価の目安とすると、たとえば、最大層間变形角に構造解析係数 $\gamma_a = 1.20$ を乗じたとしても、限界層間变形角には十分に余裕がある状態である（ 6.2.4 参照）。

$$\gamma_i \cdot R_d / R_u = 1.0 \quad (5-1)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (= 1.00)

R_d : 照査用の層間变形角 (= $\gamma_a \cdot R$)

γ_a : 構造解析係数 (= 1.20)

R : 応答計算による最大層間变形角 (= Δ / H)

Δ : 最大層間変位(m)

H : 心々長さ(m)

R_u : 限界層間变形角 (= 1/100)

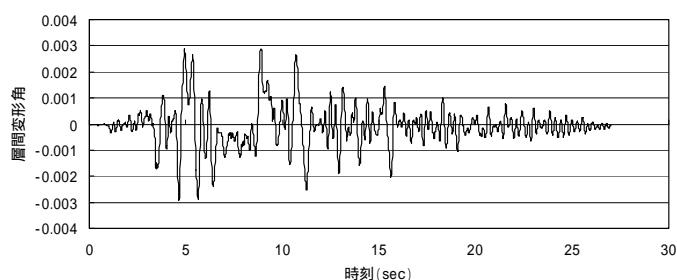


図 5-6 構造物隔壁の層間変形角の時刻歴

表 5-3 層間変形角による变形挙動の確認

最大層間変位 (cm)	1.15
層間高さ H (m)	3.9
最大層間変形角 R	0.0029
構造解析係数 γ_a	1.20
照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.0035
限界層間変形角 R_u	0.01
構造物係数 γ_i	1.00
$\gamma_i \cdot R_d / R_u$	0.35
安全性の判定	OK

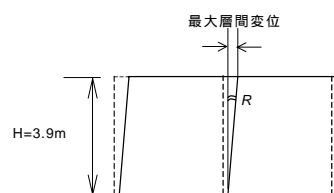


図 5-7 には、構造系全体の荷重 - 変位の履歴を示す。変位量としては先の頂底板間の層間変位をとり、荷重としては、各鉛直部材下端部のせん断力の総和を用いた。この図は、構造系全体に作用する水平方向の荷重に対する耐荷力特性を示すものと考えられる。この荷重 - 変位履歴の包絡形状は紡錘形を呈しており、構造物は耐荷力を失うことなく安定的に挙動していることがわかる。

照査例

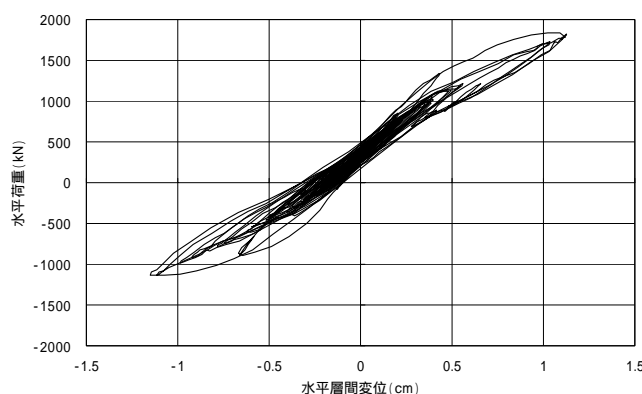


図 5-7 荷重 - 層間変位関係

図 5-8 は、隔壁の鉛直変形量の時刻歴を示している。この変形量は隔壁の上下端間の部材軸方向の相対変位量である。この指標は、鉛直部材の倒壊に伴う大変形を確認することができるものと考えられる。正が鉛直部材の引張変形を表している。初期状態から圧縮側にシフトしているのは、自重および静的な鉛直地震力の影響である。圧縮側でバランスした状態から引張側に多少変位するものの、バランスの状態から圧縮側にはほとんど変形していない。これは、鉛直部材は倒壊しておらず、頂版が崩壊するようなことも生じていないことを示していると考えられる。また、隔壁の長さ 3.9m (内寸法) に対して、0.1cm 程度の相対変位量であるため、十分に微小変形の範囲内であることが確認できる。

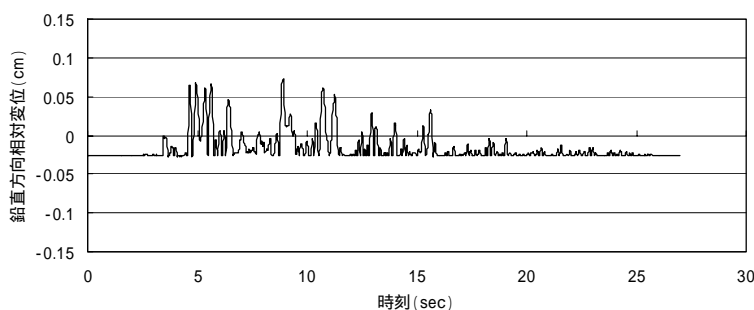


図 5-8 構造物隔壁の鉛直方向相対変位時刻歴

(2)せん断破壊の照査

せん断破壊を防止するために、全部材に対して下式によりせん断耐力の照査を行う。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \tag{5-2}$$

- ここに、 γ_i : 構造物係数 (= 1.00)
- V_d : 部材の設計せん断力 (= $\gamma_a \cdot V$)
- γ_a : 構造解析係数 (= 1.05)
- V : 応答計算によるせん断力値
- V_{yd} : 部材各断面の設計せん断耐力

照査例

設計せん断耐力 V_{yd} は、示方書式とした。詳細は照査例を参考にされたい。表 5-4 にせん断耐力の照査結果を示す。

照査の結果、構造物の全部材でせん断破壊しないことが確認された。

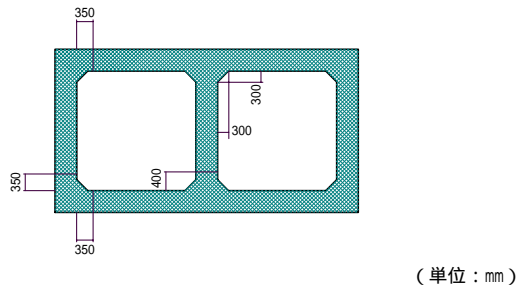


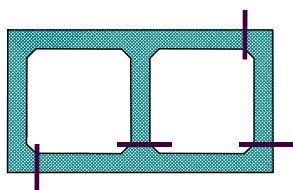
図 5-9 せん断に対する照査位置

以上より、構造系全体の変形挙動が安定していることを確認するとともに、曲げ系の破壊、せん断破壊のいずれの破壊も生じないことを確認した。したがって、海水管ダクトの耐震性能が満足されることを確認するに至った。

照査例

表 5-4(1) 海水管ダクトのせん断力に関する照査
(示方書式による耐力評価、正側最大せん断力発生時)

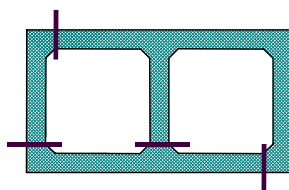
		側壁	隔壁	頂版	底板	
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	100	100	100
	断面の高さ	D (cm)	60	60	60	60
	部材の有効高さ	d (cm)	50	50	50	50
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	19.10	19.10	19.10	19.10
	引張鉄筋比	p_v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	13.30	13.30	13.30	13.30
	せん断補強筋比	p_w (%)	0.67	0.67	0.67	0.67
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	α_s (deg)	90	90	90	90
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s (cm)	20	20	20	20
材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24
	コンクリート材料係数	α_c	1.30	1.30	1.30	1.30
	コンクリート設計圧縮強度	f'_{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f_{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345
	鋼材の材料係数	α_s	1.00	1.00	1.00	1.00
設計断面力	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	f_{wyd} (N/mm ²)	345	345	345	345
	構造解析係数	α	1.05	1.05	1.05	1.05
	設計曲げモーメント	M_d (kN・m)	493	655	518	436
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	788	1137	795	720
	設計せん断力	V_d (kN)	912	520	785	401
せん断耐力(棒部材)	せん断スパン比	a/d	-	-	-	-
	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53
		d	1.19	1.19	1.19	1.19
		p	0.73	0.73	0.73	0.73
		n	1.16	1.17	1.15	1.17
		a	1.00	1.00	1.00	1.00
		$b1$	1.30	1.30	1.30	1.30
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00
		bc	1.30	1.30	1.30	1.30
	V_{cd} (kN)	203	206	202	204	
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	Z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5
		$b1$	1.10	1.10	1.10	1.10
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00
		bs	1.10	1.10	1.10	1.10
	V_{sd} (kN)	907	907	907	907	
設計せん断耐力	V_{yd} (kN)	1110	1113	1109	1111	
照査	構造物係数	i	1.00	1.00	1.00	1.00
	照査値	$i \cdot V_d / V_{yd}$	0.82	0.47	0.71	0.36
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK
備考		R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	



照査例

表 5-4(2) 海水管ダクトのせん断力に関する照査
(示方書式による耐力評価、負側最大せん断力発生時)

		側壁	隔壁	頂版	底板		
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	100	100	100	
	断面の高さ	D (cm)	60	60	60	60	
	部材の有効高さ	d (cm)	50	50	50	50	
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	19.10	19.10	19.10	19.10	
	引張鉄筋比	p_v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38	
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	13.30	13.30	13.30	13.30	
	せん断補強筋比	p_w (%)	0.67	0.67	0.67	0.67	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	α_s (deg)	90	90	90	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s (cm)	20	20	20	20	
	材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24
		コンクリート材料係数	α_c	1.30	1.30	1.30	1.30
コンクリート設計圧縮強度		f'_{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18	
鋼材の引張降伏強度の特性値		f_{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345	
鋼材の材料係数		α_s	1.00	1.00	1.00	1.00	
せん断補強鉄筋の設計降伏強度		f_{wyd} (N/mm ²)	345	345	345	345	
設計断面力	構造解析係数	α	1.05	1.05	1.05	1.05	
	設計曲げモーメント	M_d (kN・m)	-481	-610	-439	-374	
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	793	1136	481	1005	
	設計せん断力	V_d (kN)	-932	-513	-353	-810	
	せん断スパン比	a/d	-	-	-	-	
せん断耐力(棒部材)	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53	
		d	1.19	1.19	1.19	1.19	
		p	0.73	0.73	0.73	0.73	
		n	1.16	1.19	1.11	1.27	
		a	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$b1$	1.30	1.30	1.30	1.30	
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00	
		bc	1.30	1.30	1.30	1.30	
	V_{cd} (kN)	204	208	195	223		
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	Z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5	
		$b1$	1.10	1.10	1.10	1.10	
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00	
		bs	1.10	1.10	1.10	1.10	
	V_{sd} (kN)	907	907	907	907		
設計せん断耐力	V_{yd} (kN)	1111	1115	1101	1129		
照査	構造物係数	i	1.00	1.00	1.00	1.00	
	照査値	$i \cdot V_d / V_{yd}$	0.84	0.46	0.32	0.72	
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK	
備考		R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01		



動的な鉛直地震力を考慮した照査例

片側の基盤面が傾斜した地盤に設置された海水管ダクトを対象構造物として、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に従って、耐震性能照査の方法を例示する。構造条件、地盤条件、入力条件等に関して整理した上で、地盤 - 構造物連成系の部材非線形地震応答解析を行い、構造物の変形に着目した照査を実施した。なお、耐久性性能に関しては、設計耐用期間において、環境作用による材料劣化が耐震性能に影響を及ぼさないことが、別途確認されているものとし、ここでは、耐震性能のみに着目した照査を行った。モデル化の方法および評価方法は、指針・同マニュアルで推奨される方法であるが、他に実績、信頼のある方法や安全側の設定、評価を行う場合は、ここに示す限りではない。また、実務での使用に配慮して、マニュアル編の関連箇所を（ 5.3.1 参照）のように文中に示した。

1. 構造物の耐震性能

海水管ダクトは、原子炉補機冷却系に属する設備である海水管を支持する間接支持構造物である。原子炉補機冷却系設備は、非常時における原子力発電所の安全確保のための諸機能のうち、特に、原子炉を「冷やす」機能を有している。また、この原子炉補機冷却系は耐震重要度分類においてAsクラスに位置づけられている。間接支持構造物の役割と耐震重要度のかかわりを整理すると、海水管ダクトは、設計用限界地震時においても、海水管の機能が維持できるようにこれら設備を支持することが求められている。

海水管ダクトの耐震性能照査にあたって、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に示された屋外重要土木構造物の性能をもとに、対象構造物に求められる具体的な性能を整理した。それを表 1-1 に示す。

表 1-1 地震時に求められる海水管ダクトの性能

海水管の機能		設計用限界地震時においても、海水の通水性を確保する。
海水管ダクトの性能	要求性能	設計用限界地震時においても、海水管を安全に支持し、海水管の通水機能を損なわない。
	目標性能 (耐震性能)	基準地震動 S_2 に対して、以下の条件を満足する。 構造物が崩壊しない。 海水管の機能維持のために海水管ダクトに求められる条件を満足する。(注)
備考		(注) 本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件は考えていない。

本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件を考慮せず、『構造物が崩壊しない』ことが、海水管ダクトの許容される限界状態となる。したがって、海水管ダクトの目標性能（耐震性能）は次のように示される。

『基準地震動 S_2 に対して、構造物が崩壊しない。』

以下、海水管ダクトについてのこの目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する。

2. 照査条件

(1) 一般条件

- ・ 構造形式 2 連ボックスカルバートの鉄筋コンクリート構造物
- ・ 構造寸法 幅 8.4m × 高さ 4.5m , 内空寸法は 3.3m × 3.3m
- ・ 基礎形式 岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

照査対象とする海水管ダクトの構造図を図 2-1 に示す。

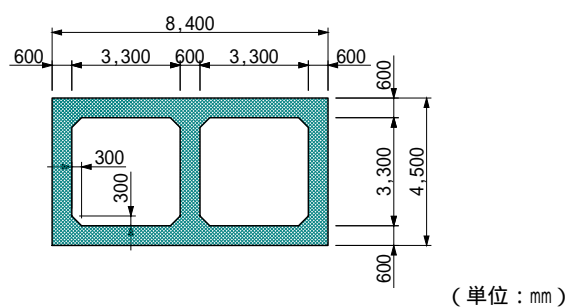


図 2-1 海水管ダクトの構造図

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を図 2-2 に示す。

断面	部材厚 D (cm)	主筋配筋	主鉄筋量 A_s (cm ²)	補強筋配筋	補強筋量 A_w (cm ²)
断面 1	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 2	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 3	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 4	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3

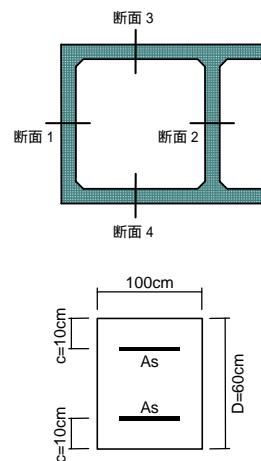


図 2-2 部材断面および断面諸元

c. 使用材料

材料の特性値を表 2-1 に示す。

表 2-1 材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート ¹⁾	-	圧縮強度の特性値 f'_{ck}	24 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_c	25 kN/mm ²
鉄筋 ²⁾	SD345	引張降伏強度の特性値 f_{yk}	345 N/mm ²
		圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk}	345 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_s	200 kN/mm ²

1) JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート

2) JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

(3) 自然・地質条件

a. 地質条件

海水管ダクト周辺の地質条件を図 2-3 に示す。地表面 (E.L.+10.0m) から E.L. - 5.0m までは砂層であり、これより以深は岩盤である。海水管ダクトはこの岩盤に直接支持されている。また、構造物の右方には傾斜角 60° をなす岩盤面が存在している。

b. 地下水条件

砂層には地下水が存在し、地下水面は E.L.±0.0m にある。

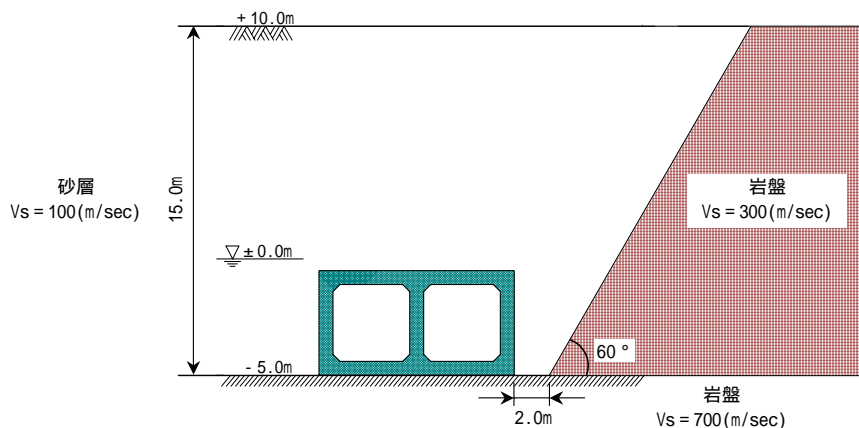


図 2-3 海水管ダクト周辺の地質条件

c. 地盤物性

地盤の初期物性値を図 2-4 に、砂層の $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係を図 2-5 に示す。この地盤は仮想的なモデル地盤であり、せん断波速度が深度にかかわらず一定としている。

照査例

	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	S波速度 V _s (m/sec)	せん断弾性 定数の初期値 G ₀ (kN/m ²)	減衰定数の 初期値 h ₀ (%)
+10.0m					
砂層	18.0	0.40	100	18,000	2.0
± 0.0m					
砂層	20.0	0.48	100	20,000	2.0
- 5.0m					
岩盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
- 10.0m					

図 2-4 地盤の初期物性値

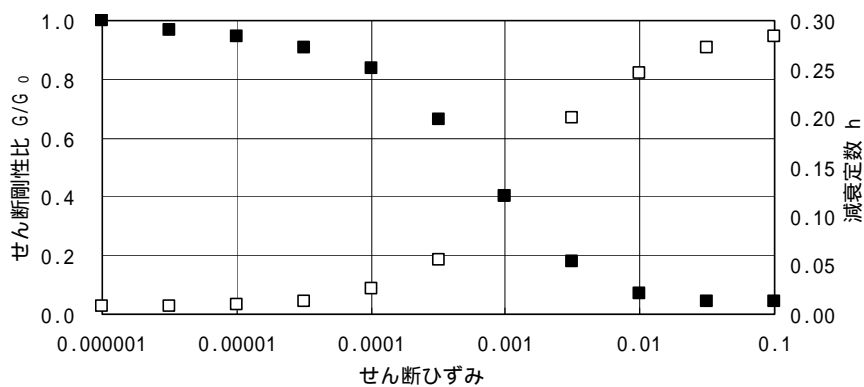
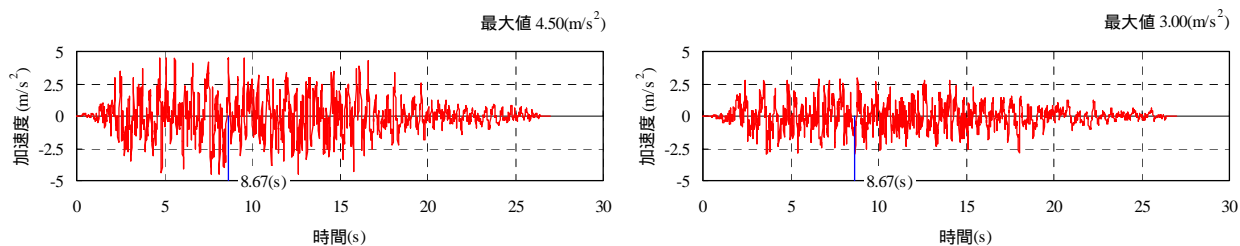


図 2-5 砂層の G/G_0 - h - 関係

(4) 荷重条件

a. 照査用地震動

水平と鉛直の基準地震動の加速度時刻歴を図 2-6 に示す (4.2.3(3) 参照) .



(a) 水平動

(b) 鉛直動

図 2-6 基準地震動の加速度時刻歴波

b. 機器荷重

底版に、配管荷重として 10kN/m を考慮する。

3. 解析方法

解析は、構造物の部材非線形性を考慮した地盤 - 構造物連成系の二次元地震応答解析を用いる。また、初期応力状態を考慮するために自重解析を実施する。解析手順を図 3-1 に示す（ 5.1.2 参照）。

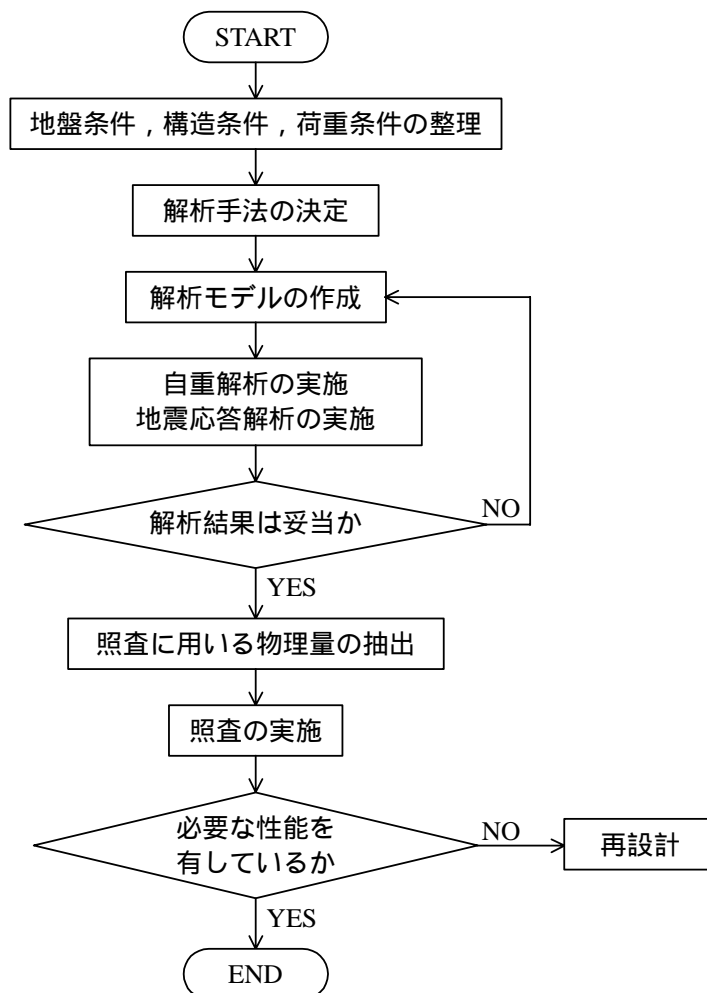


図 3-1 地盤-構造物連成系の地震応答解析の解析手順

3.1 自重解析

(1) 解析モデル

構造物をはり要素，地盤を平面ひずみ要素でモデル化した．構造物の要素分割については，構造物周辺の要素分割が過度に小さくなるのを避けるため，剛域はモデル化しないこととした（5.3.2(1)b.参照）．地盤の要素分割については，鉛直方向に対して，対象とする地震波の最短波長の1/5以下となるようにし，水平方向にはそれに対して過度に扁平とならないように分割した．解析領域の境界条件は，モデルの底面は固定境界，側方は鉛直ローラー境界とした．解析モデルを図3-2に示す（5.3.3(2)a.参照）．

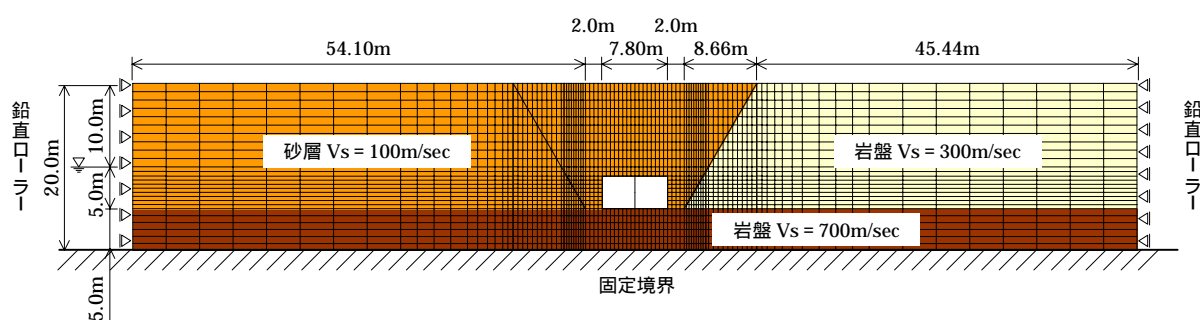


図3-2 自重解析に用いる解析モデル（地盤 - 構造物連成系）

地盤と構造物の境界面においては，両者の質量差および剛性差により，過大なせん断応力が発生する傾向にあり，その影響を除去するために，境界面におけるせん断方向の自由度を解放することとした．すなわち，地盤と構造物の接合点を二重化してそれぞれが独立に可動できるようにモデル化し，境界面における拘束条件を以下の通りとした．

- ・側方条件 : 水平方向拘束，鉛直方向自由
- ・頂版および底面条件 : 水平方向自由，鉛直方向拘束
- ・隅角部条件 : 水平方向拘束，鉛直方向拘束

(2) 材料の物性値

地盤および構造物の物性値は，基本的には地震応答解析における値と同一とした．なお，砂層のポアソン比については，静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ 相当の 0.33 とした（4.2.3(1)e.参照）．また，地下水による土圧への影響を考慮するために，地下水位以深の砂層の単位体積重量は，水中重量 γ_w ($\gamma_{sat} - 1$ ； γ_{sat} は飽和重量) を用いた．

(3) 自重解析の実施

地下水の作用により構造物に働く浮力は，構造物壁面に作用する表面力として考慮し，静水圧に相当する分布荷重を与えた．配管荷重は構造物床面の分布荷重として作用させた．また，自重解析終了時点は，地震時の初期定常状態であることを勘案し，変位についてはこの状態を基準とし，応力や断面力については，地震応答解析に引き継いだ．

3.2 地震応答解析

(1) 解析モデル

基本的には、自重解析に用いた要素分割を用いるが、モデルの側方と底面の境界は粘性境界によりモデル化した（5.1.1(4)参照）。また、構造物内の配管は付加質量として考慮した。なお、地盤 - 構造物間では、滑り・剥離などの現象が生じる場合があるため、側壁 - 地盤間および頂版 - 地盤間において、Mohr-Coulomb 則に従うジョイント要素を適用した（5.3.2(4)参照）。解析モデルを図 3-3 に示す。

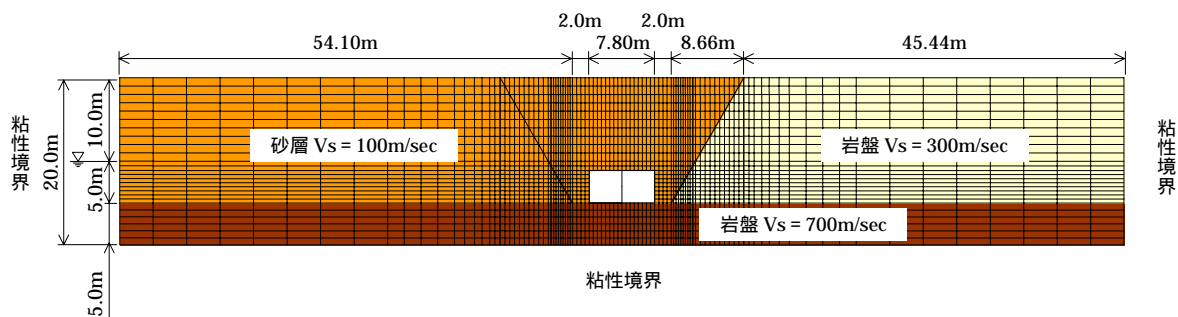


図 3-3 地震応答解析に用いる解析モデル（地盤 - 構造物連成系）

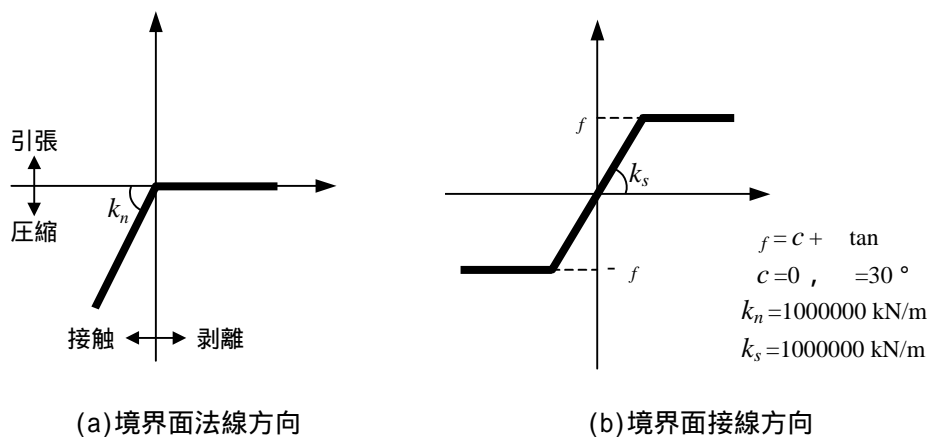


図 3-4 ジョイント要素の概要

(2) 地盤の物性値

解析に用いる地盤の初期物性値は、図 2-4 に示すものである。非線形特性としては、図 2-5 に示すひずみ依存特性を用いた。その数学モデルは、全応力履歴モデルである Ramberg-Osgood モデル（以降 R-O モデル、図 3-5 参照）を用いることとし、想定される地盤のひずみレベルに応じて必要なパラメータ（ α , β ）を設定した（5.2.1, 5.2.3 参照）。また、地下水水位以深の砂層地盤については、間隙水中を伝播する鉛直動の影響を適切に考慮するためにひずみレベルによらず体積弾性係数を一定とし、一方、地下水面より上方の不飽和地盤ではポアソン比を一定とした（5.2.3(5)参照）。

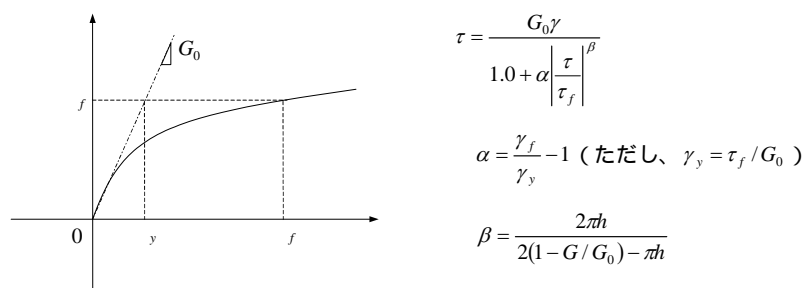


図 3-5 R-0 モデルの概要

表 3-1 R-0 モデルのパラメータ

地質区分	フィッティングポイント			パラメータ		
	f	G/G_0	h	y		
砂層 (地下水面より上)	7.60×10^{-3}	0.10	0.24	7.31×10^{-4}	9.39	1.39
砂層 (地下水面より下)	1.78×10^{-2}	0.06	0.26	1.02×10^{-3}	16.40	1.53

(3) 構造物の物性値

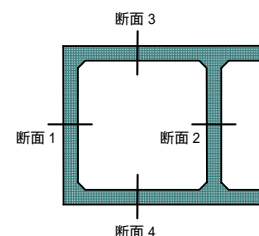
構造物の断面諸元および初期物性値を表 3-2 に示す。構造物の非線形特性は、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係 ($M - \phi$ 関係) として考慮するものとし、RC 部材の曲げに関する非線形性を考慮した軸力変動型トリリニアモデルを用いた。このモデルは、第 1 折れ曲がり点 (ϕ_{cr}, M_{cr}) が『曲げひび割れ発生』、第 2 折れ曲がり点 (ϕ_y, M_y) が『断面降伏』に対応するものである (5.3.2(2)参照)。各部材は縦横比が大きくスレンダーであり、曲げ変形に対してせん断変形は無視できるものとした (5.3.2(1)c.参照)。

トリリニアモデルの各特性点 (折れ曲がり点) は断面計算により求めた (5.3.2(2)c.参照)。コンクリートの応力 - ひずみ曲線は図 3-7 に示すものを用いた。また、ひび割れの特性点を求める場合のみ引張領域を考慮するものとした。鉄筋の応力 - ひずみ曲線についてはバイリニア型とした。各部材の代表的な部位における $M - \phi$ 曲線の詳細を表 3-3 に示す。

表 3-2 構造物の初期物性値

断面番号	部材厚 D (cm)	かぶり c (cm)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	コンクリートの圧縮強度 f_c (N/mm ²)	コンクリートの引張強度 f_t (N/mm ²)
断面 1	60	10	0.167	24	24	1.91
断面 2	60	10	0.167	24	24	1.91
断面 3	60	10	0.167	24	24	1.91
断面 4	60	10	0.167	34.1 [*])	24	1.91

*) 底版については機器荷重に相当する分布荷重を付加質量として与えた



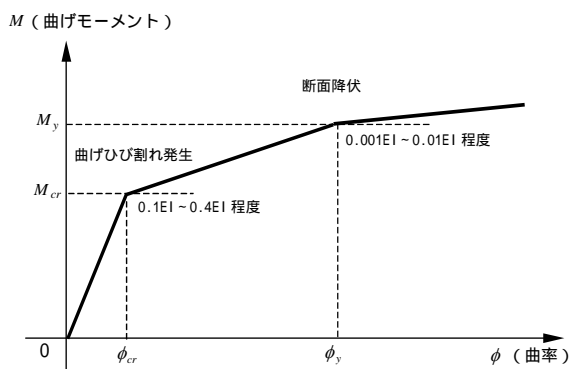


図 3-6 M - 関係のトリリニアモデル

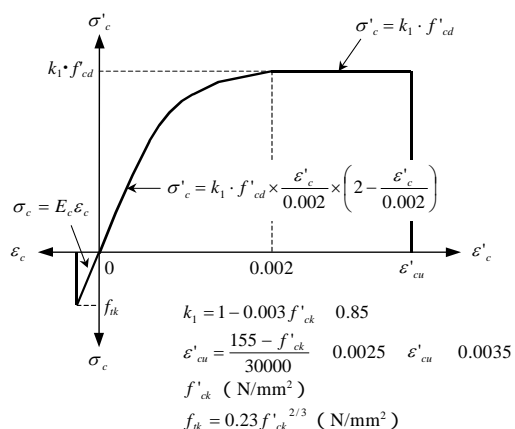


図 3-7 コンクリートの応力 - ひずみ曲線

表 3-3 構造物の非線形特性

断面番号	モ - メント符号	ひび割れ点		降伏点	
		ϕ_{cr} (1/m)	M_{cr} (kN · m)	ϕ_y (1/m)	M_y (kN · m)
	+ 側	5.09×10^{-4}	228.9	5.46×10^{-3}	578.8
	- 側	$- 3.94 \times 10^{-4}$	- 177.1	$- 4.64 \times 10^{-3}$	- 358.9
	+ 側	5.38×10^{-4}	242.2	5.57×10^{-3}	605.5
	- 側	$- 4.18 \times 10^{-4}$	- 188.0	$- 4.71 \times 10^{-3}$	- 377.4
	+ 側	3.83×10^{-4}	172.5	4.86×10^{-3}	417.8
	- 側	$- 3.43 \times 10^{-4}$	- 154.3	$- 4.57 \times 10^{-3}$	- 340.2
	+ 側	3.27×10^{-4}	147.1	4.64×10^{-3}	359.1
	- 側	$- 3.06 \times 10^{-4}$	- 137.6	$- 4.48 \times 10^{-3}$	- 317.4

(4) その他の解析条件

その他の解析条件は、解析プログラムに依存することが多いが、本検討においては以下の通りとした。

a. 入力条件

図 2-6 に示した解放基盤表面の地震動を入射波とみなして、地盤 - 構造物連成系の二次元モデルの底面粘性境界に (2E) として、水平動と鉛直動を同時入力した。

b. 積分手法

Newmark 法 ($\beta = 0.25$, $\gamma = 0.5$) を用いた (5.3.3(3)a. 参照) .

c. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた (5.3.3(3)b. 参照) .

d. 減衰条件

履歴減衰のほかに Rayleigh 減衰を考慮した。具体的には、予め実施した初期の全体剛性行列に対する固有値解析の結果 (1 次固有振動数 3.40Hz) をもとに、一次モード減衰比を 1.0% とした剛性比例型の Rayleigh 減衰を考慮した (5.3.3(1)b. 参照) .

4. 解析結果

(1)地盤 - 構造物連成系の応答

図 4-1 に地盤 - 構造物連成系の最大応答図を示す。図 4-1(a)および(b)は構造物の層間変位最大時の変形図である。解析モデル右側の傾斜面した岩盤部で変形が小さく抑制されている。解析モデル左側の砂層地盤では変形が大きい。図 4-1(c)と(d)は、地盤の最大せん断応力度分布と最大せん断ひずみ分布を示している。せん断ひずみは、右側の岩盤部のひずみは小さい。構造物周辺の砂層地盤では $10^{-3} \sim 10^{-2}$ の値となっている。左側の砂層地盤部で大きく、地盤のせん断剛性の低下に応じて体積弾性係数も低下する地下水面より上層では $10^{-2} \sim 10^{-1}$ 、体積弾性係数の変化しない地下水面より下層は概ね 10^{-2} の値となっている。また、左側領域のせん断応力度が高々 50kN/m^2 であることを考慮すると、この領域の地盤剛性は非常に小さくなっているものと考えられる。

図 4-2 は中央位置の各深度での応答加速度の時刻歴を示す。地表面では大きく増幅されているが、頂版および底版では同程度の大きさとなっている。図 4-3 には応答変位の時刻歴を示している。地表面での水平変位は最大で 6cm 程度であり、頂版 - 底版間の水平層間変位は、最大で 1cm 程度である。左側の砂層地盤に比べて変形の程度は小さい。地表面における水平変位、鉛直変位とも多少の残留変位が生じている。鉛直層間変位については水平層間変位に比べて無視できる程度に小さい。

図 4-4 は砂層地盤の構造物近傍の代表位置における応力 - ひずみ履歴を示す。構造物の右側のひずみ量が小さくなっており、図 4-1(d)と対応する結果となっている。

表 4-1 に主要な応答解析結果の最大値を示す。

表 4-1 最大応答値

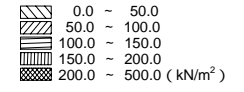
項目	最大応答値
地表面位置の最大水平応答加速度(Gal)	1131
地表面位置の最大鉛直応答加速度(Gal)	1231
頂版位置の最大水平応答加速度(Gal)	420
頂版位置の最大鉛直応答加速度(Gal)	277
底版位置の最大水平応答加速度(Gal)	402
底版位置の最大鉛直応答加速度(Gal)	281
頂版 - 底版間の水平層間変位(cm)	1.03
頂版 - 底版間の鉛直層間変位(cm)	0.01

(2)構造物の変形挙動

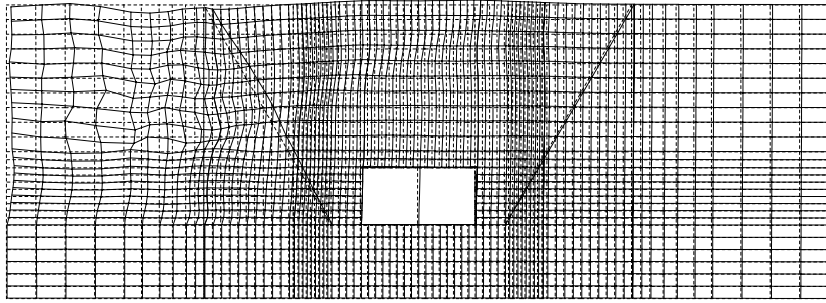
図 4-5 には構造物の変形量と断面力の最大値分布を示す。各部材の隅角部付近に大きな断面力が発生していることがわかる。図 4-6 は構造物の層間変形が最大となる時刻における変形図と断面力図を示す。隔壁ではラーメン変形に伴う断面力分布となっているが、土圧に抵抗するその他の部材では、分布荷重の影響によりモーメント分布は高次の形状を有している。

図 4-7 および図 4-8 は、代表的な部材での断面力の時刻歴と、曲げモーメントと曲率の履歴を示す。これらの箇所では、部材降伏に至っていることがわかる。

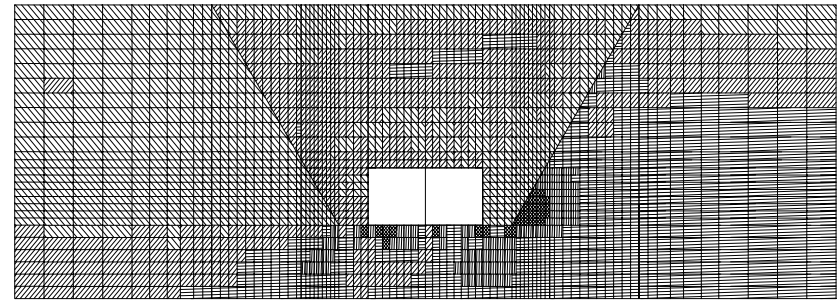
照査例



0 0.50 (m)

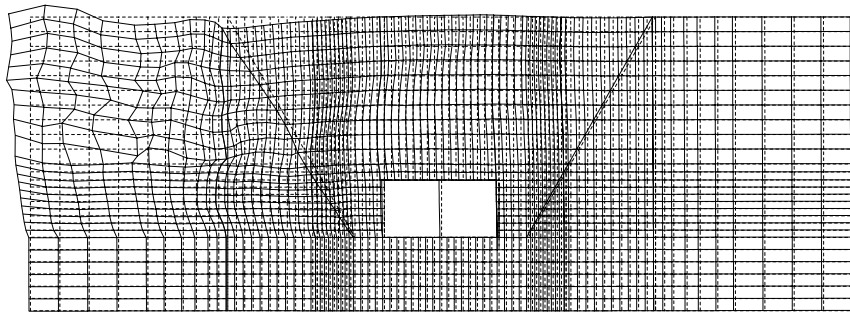
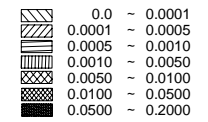


(a) 最大変形図 (右向き層間変形最大時)

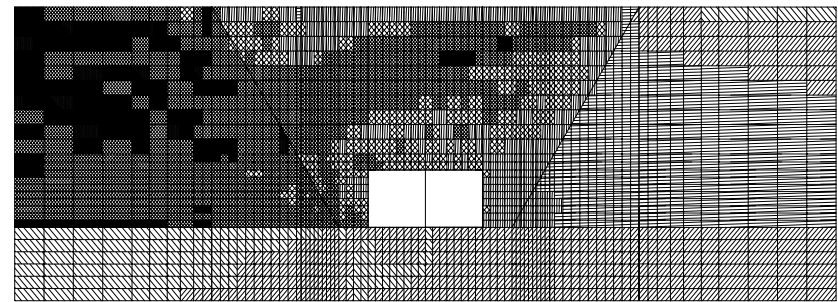


(c) 最大せん断応力度分布

0 0.50 (m)



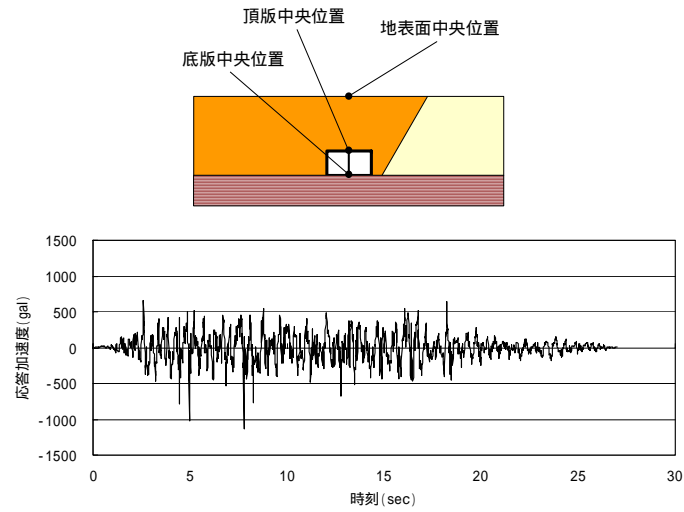
(b) 最大変形図 (左向き層間変形最大時)



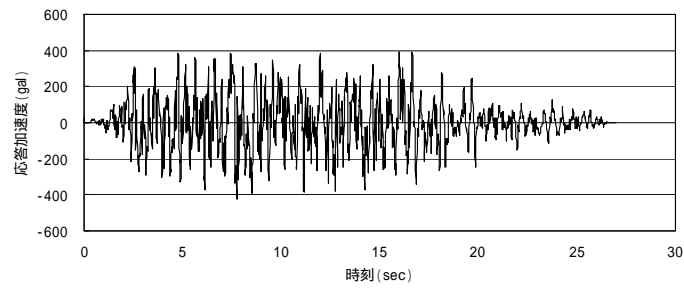
(d) 最大せん断ひずみ分布

図 4-1 最大応答図

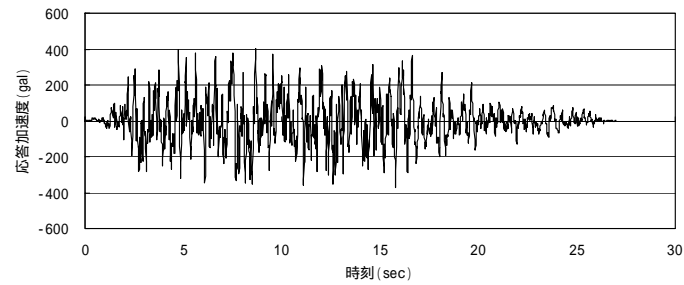
照査例



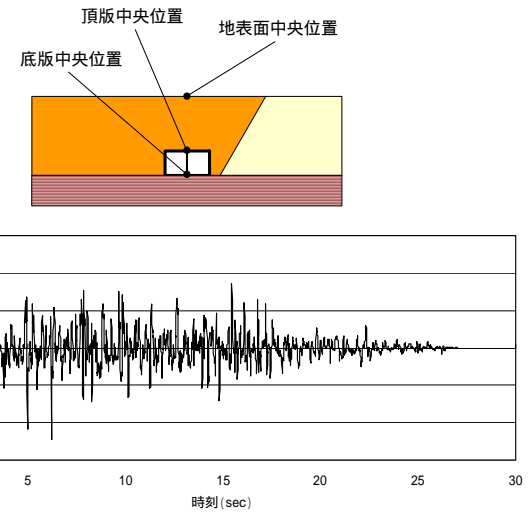
(a) 地表面中央位置の水平加速度



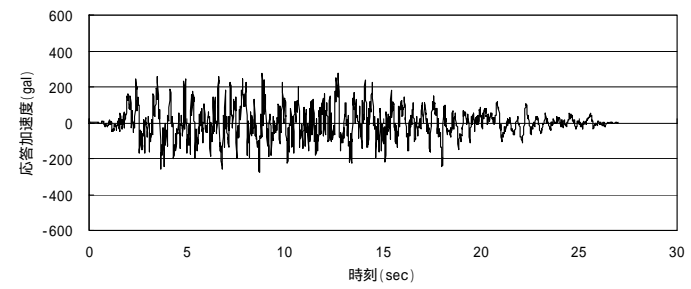
(c) 頂版中央位置の水平加速度



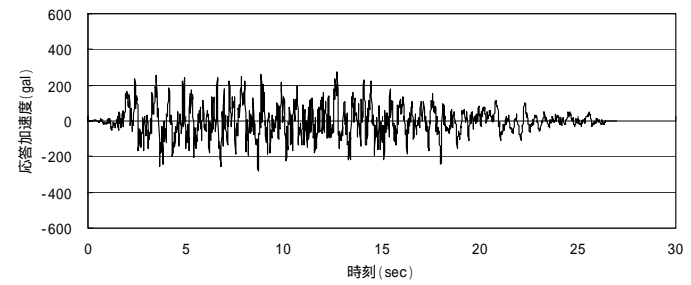
(e) 底版中央位置の水平加速度



(b) 地表面中央位置の鉛直加速度



(d) 頂版中央位置の鉛直加速度



(f) 底版中央位置の鉛直加速度

図 4-2 応答加速度の時刻歴

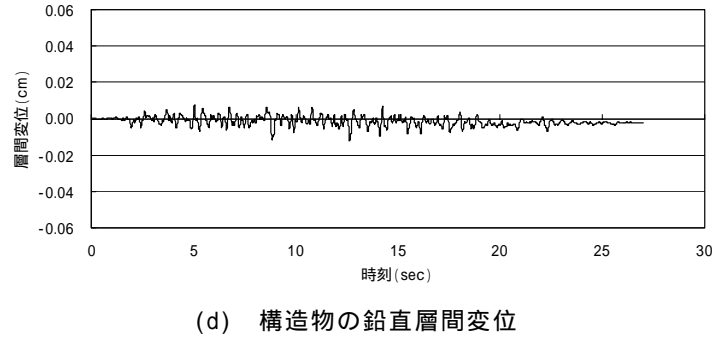
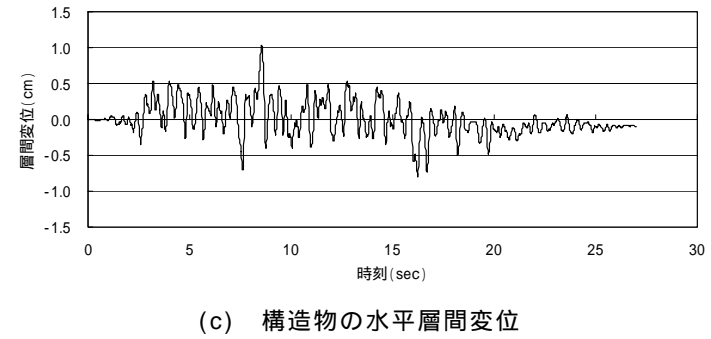
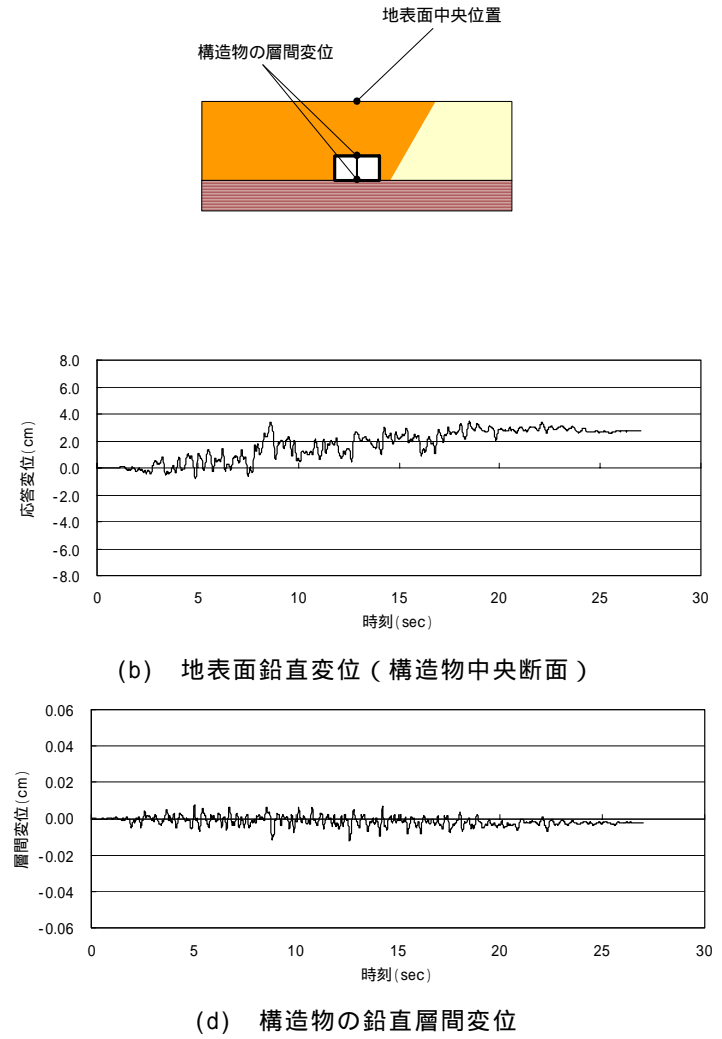
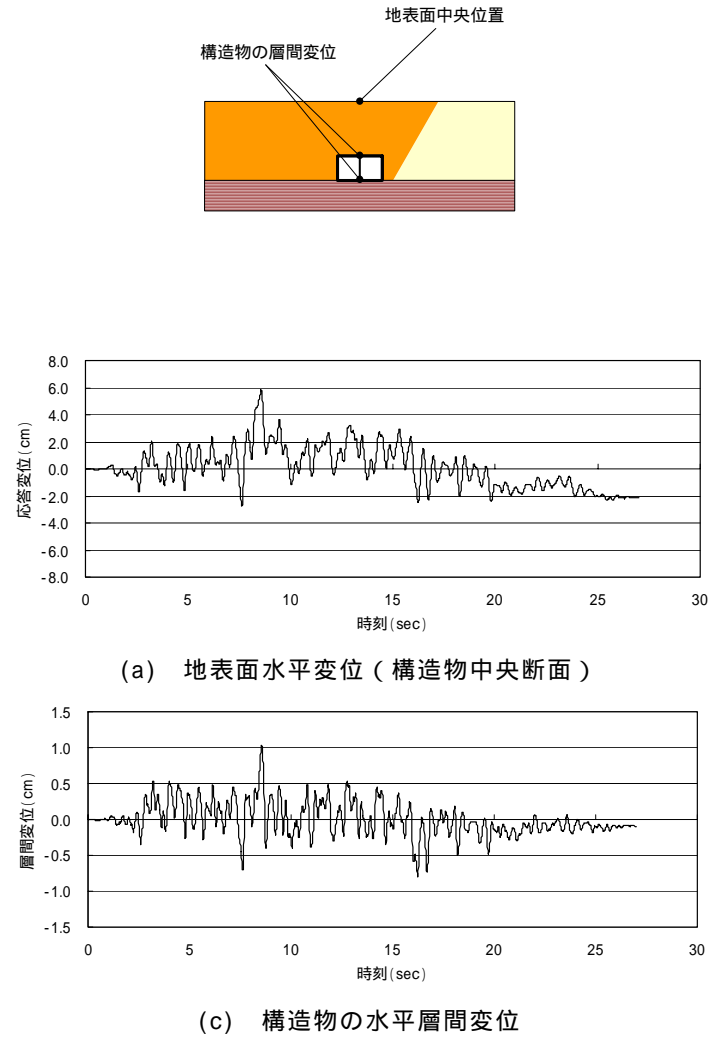


図 4-3 応答変位の時刻歴

照査例

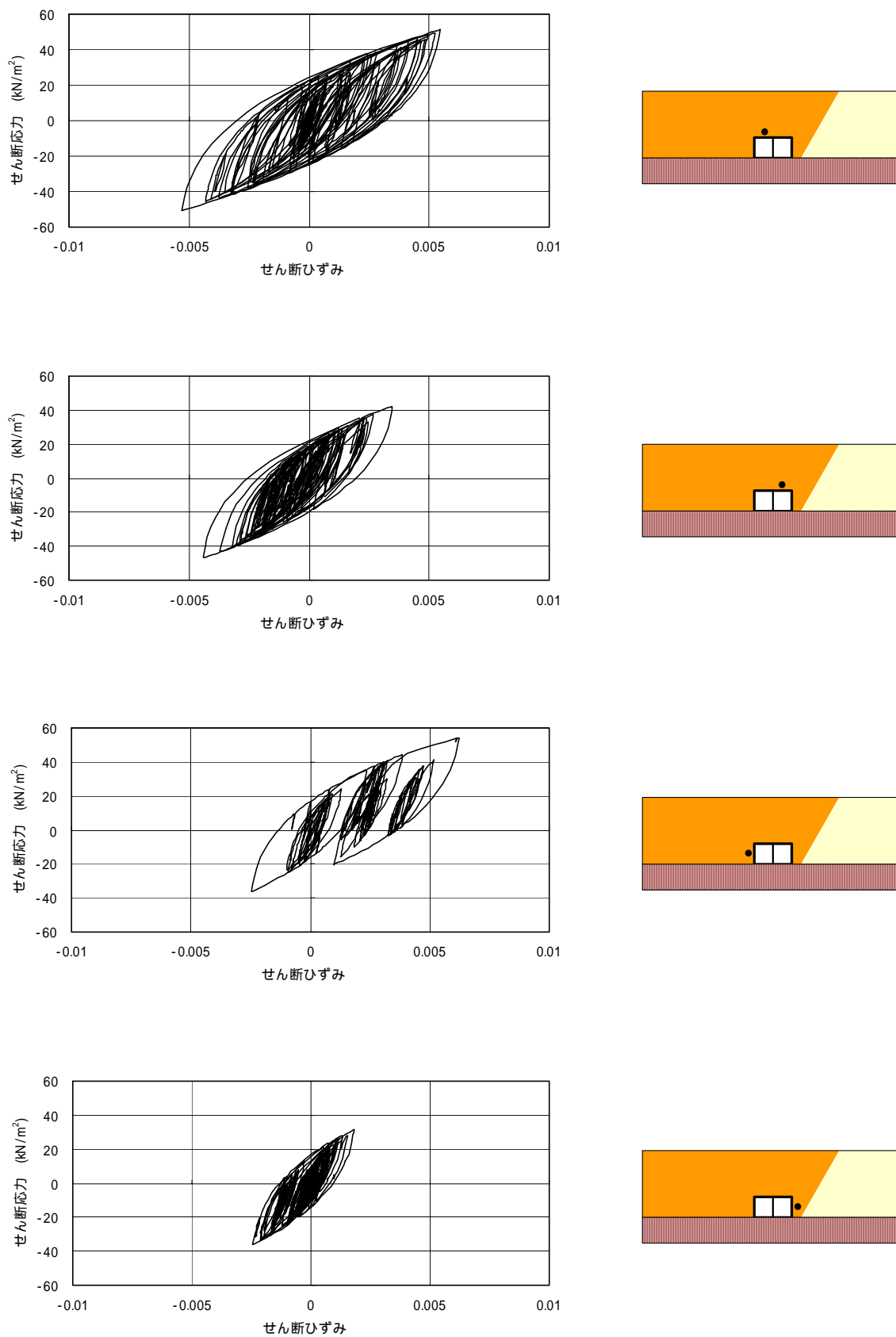
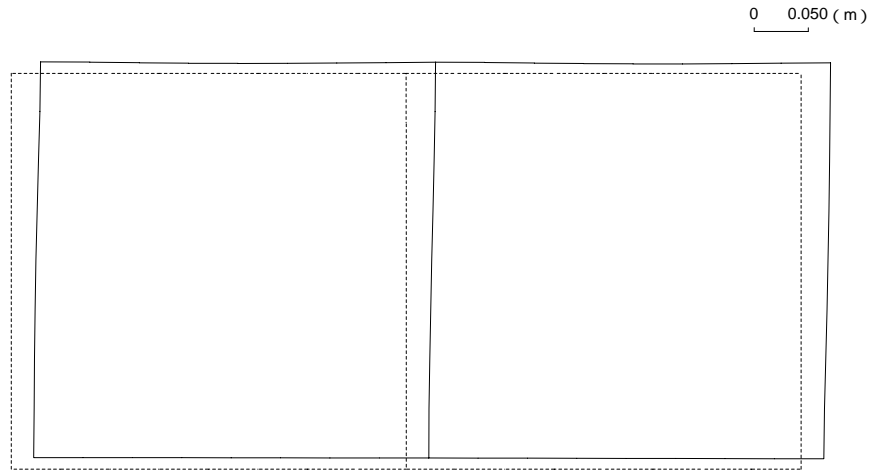
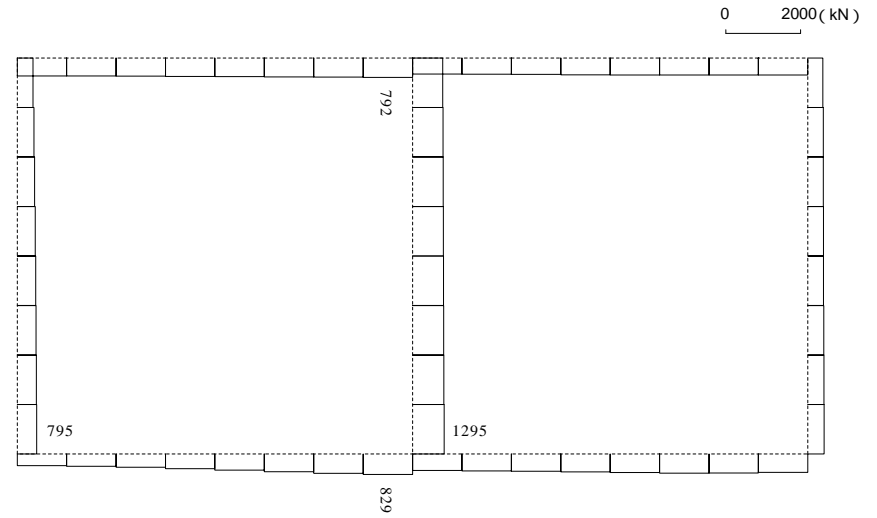


図 4-4 構造物近傍地盤の履歴

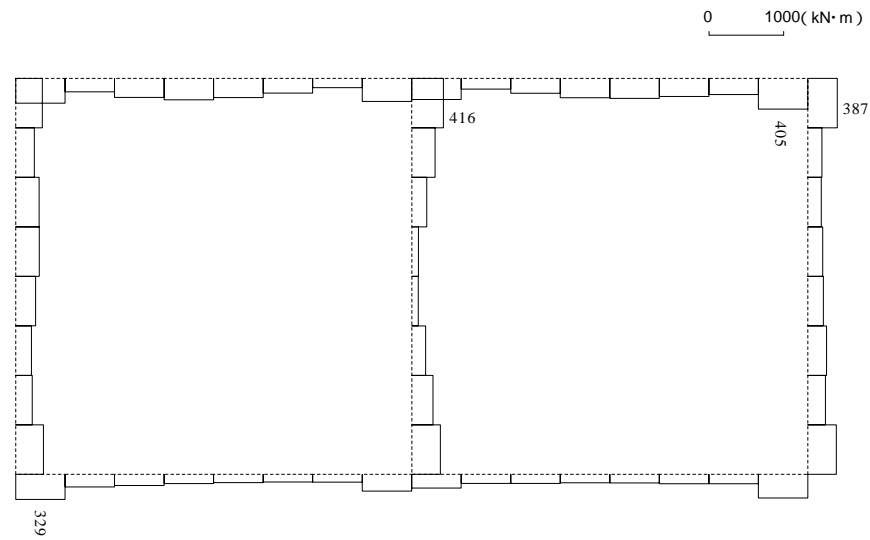
照査例



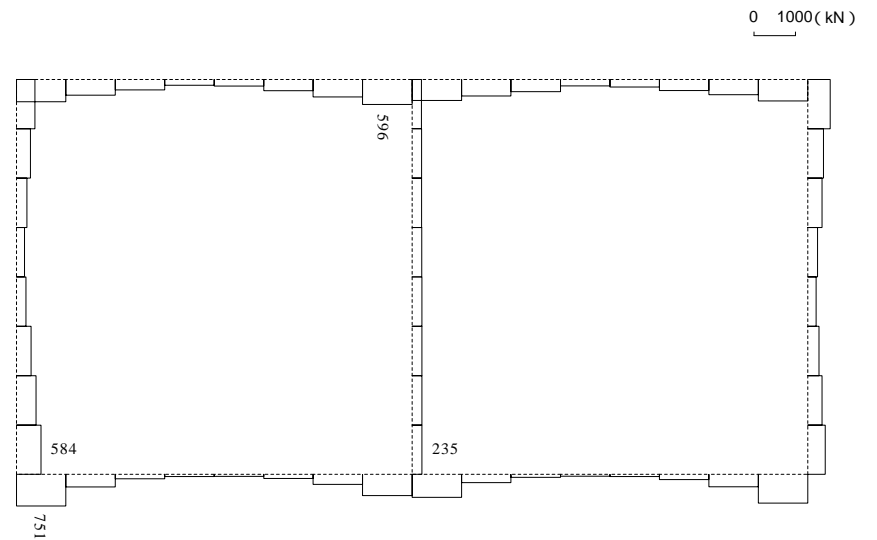
(a)最大変形図



(c)軸力



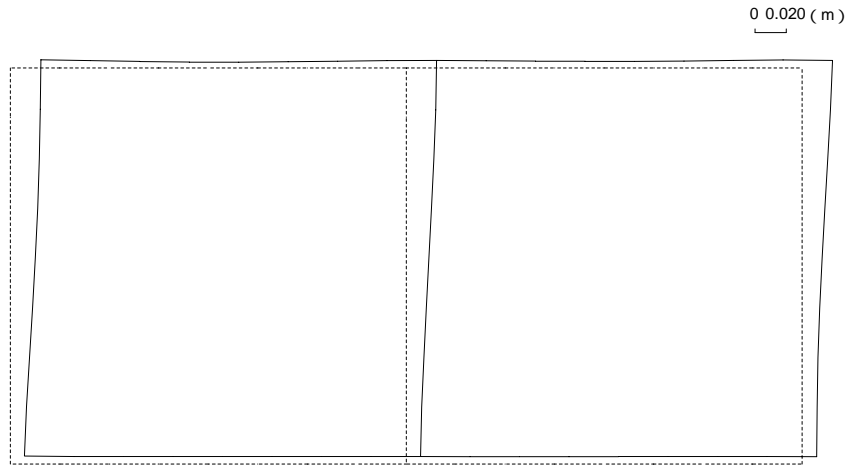
(b)曲げモーメント



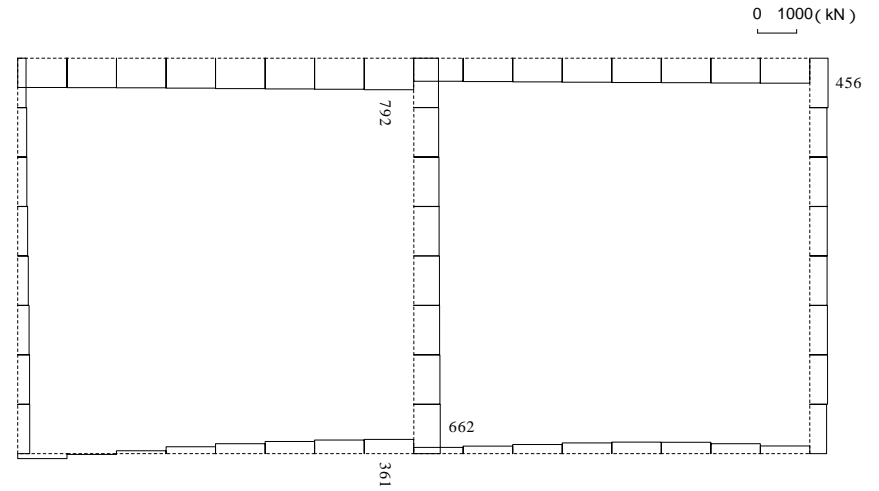
(d)せん断力

図 4-5 最大断面力図

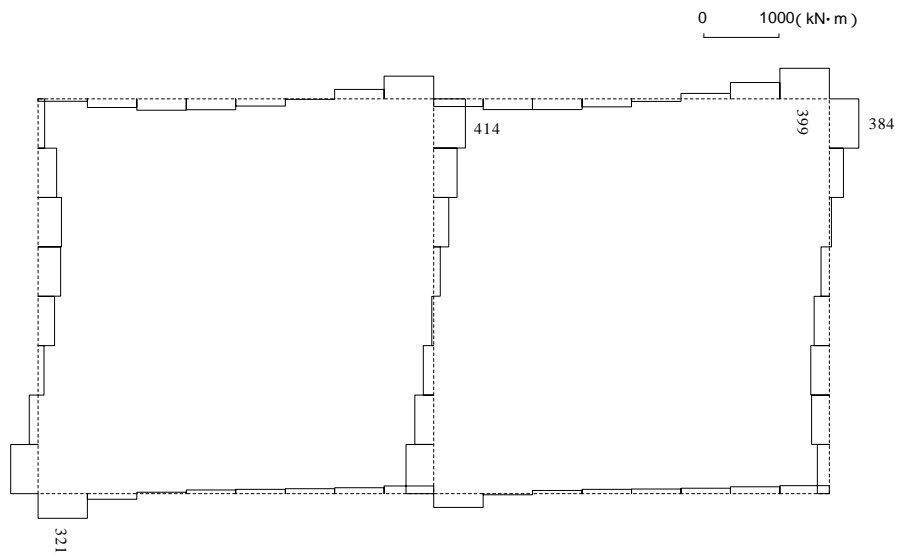
照査例



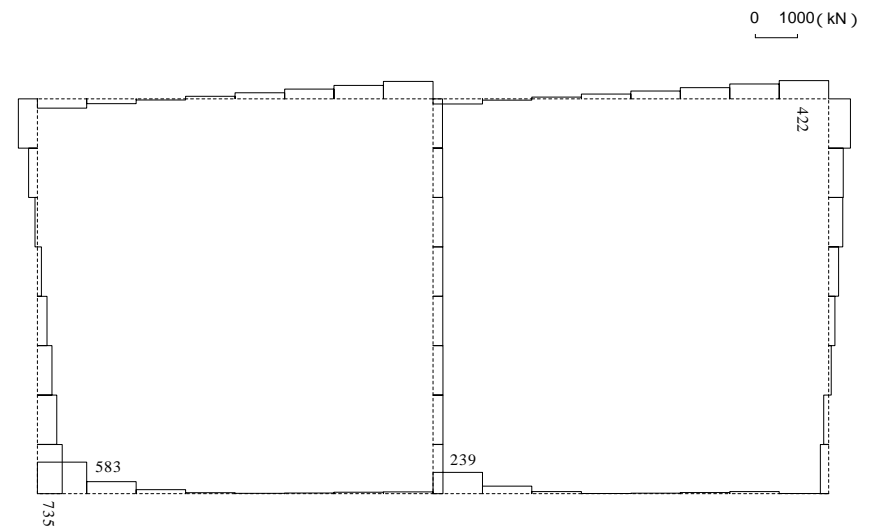
(a)変形図



(c)軸力



(b)曲げモーメント



(d)せん断力

図 4-6 構造物最大変形時の断面力図 (発生時刻 8.54sec)

照査例

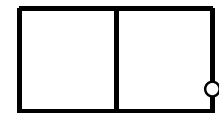
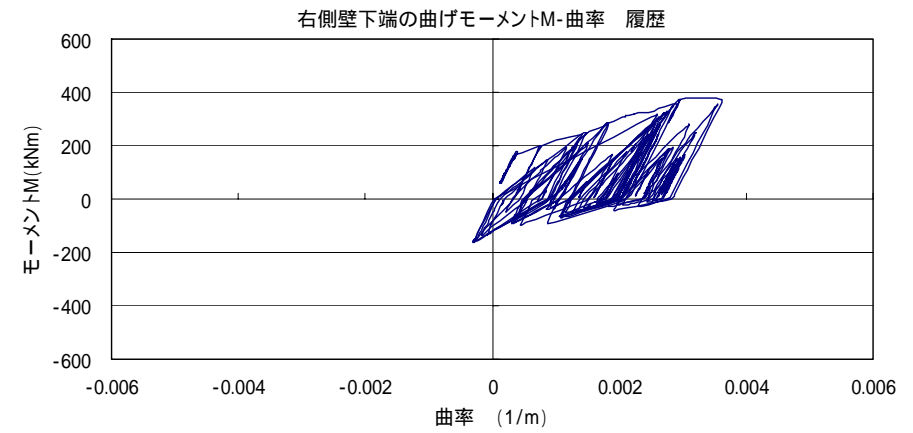
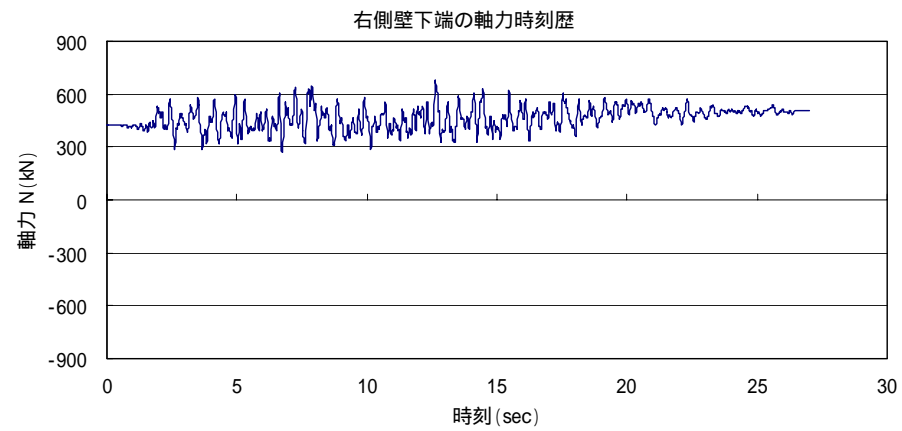
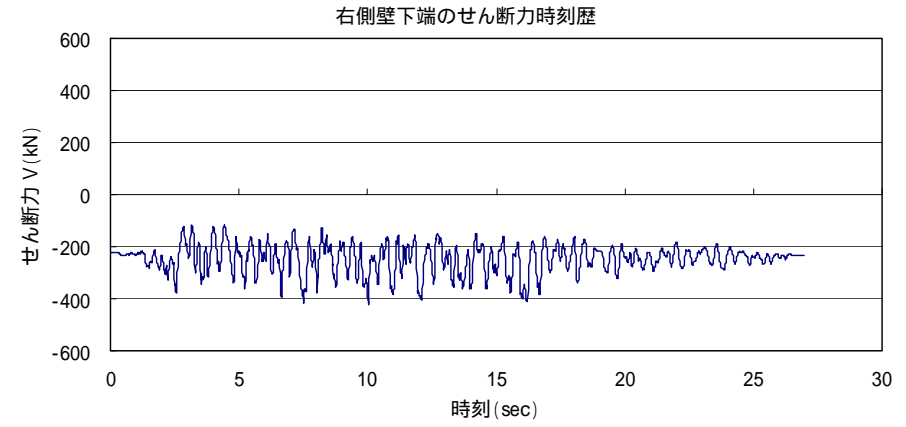
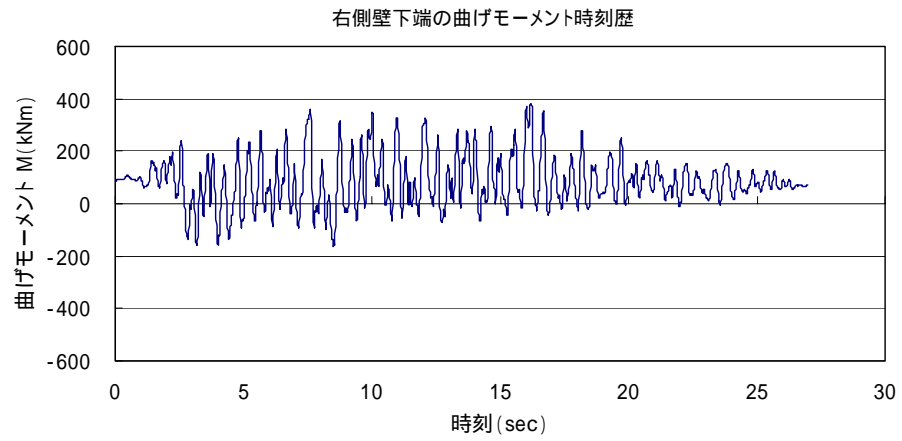


図 4-7 右側壁下端の断面力時刻歴

照査例

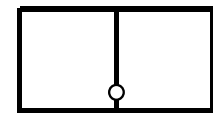
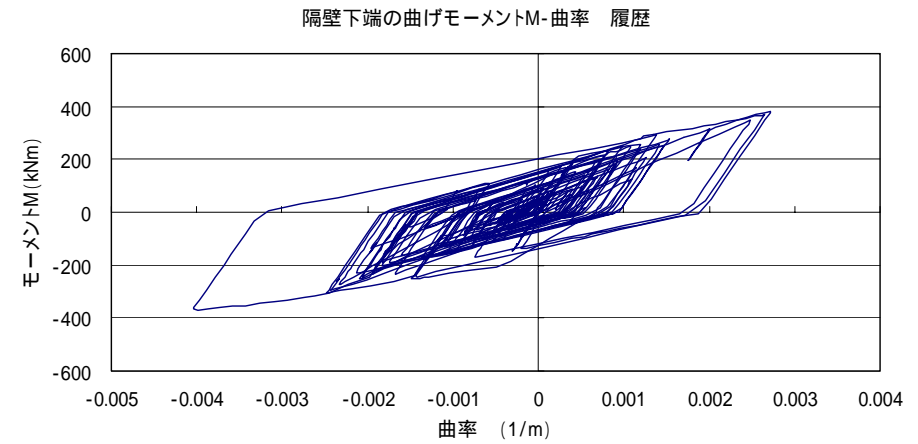
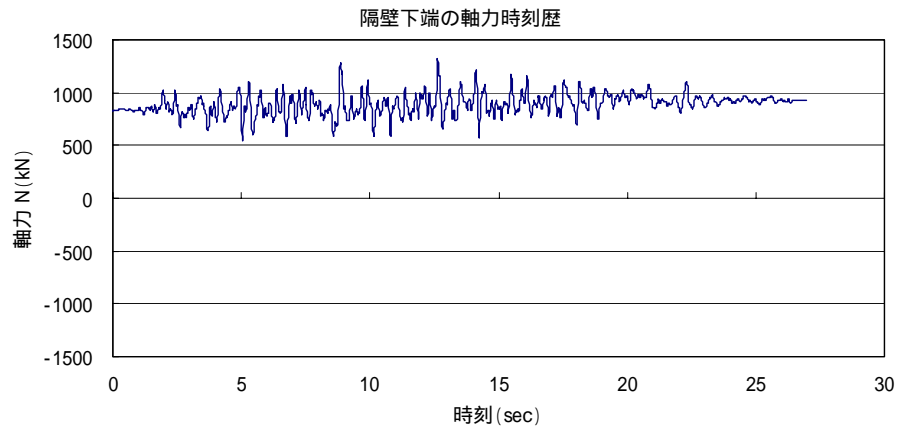
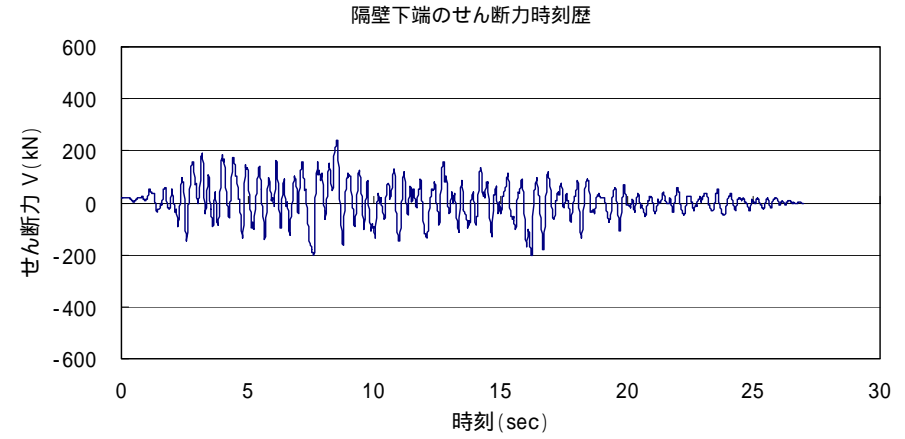
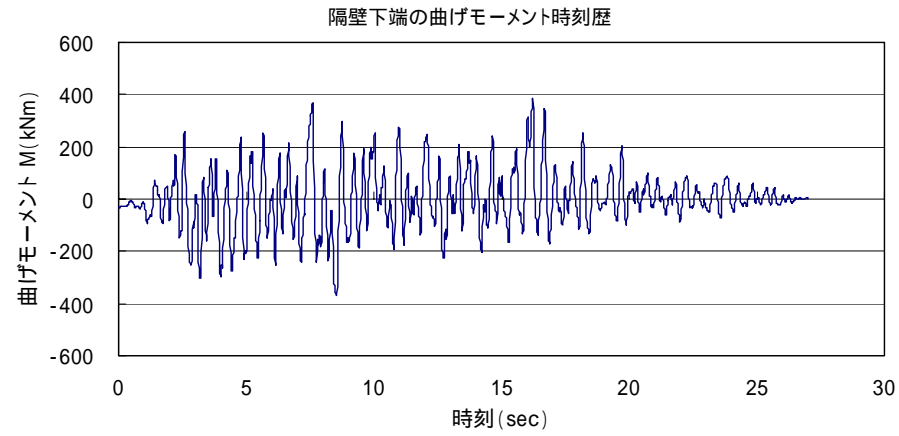


図 4-8 隔壁下端の断面力時刻歴

5. 照査

照査の流れを図 5-1 に示す。照査に先立ち、構造物各部位の断面降伏等の損傷状況を把握した。そして、構造物が崩壊していないことを確認するために、曲げ系の破壊に対する照査を行い構造系全体の安全性を確認した。また、せん断破壊を回避するために、全部材に対してせん断力の照査を行った。なお、安全係数は表 5-1 に示す値を用いた（ 6.1 参照）。

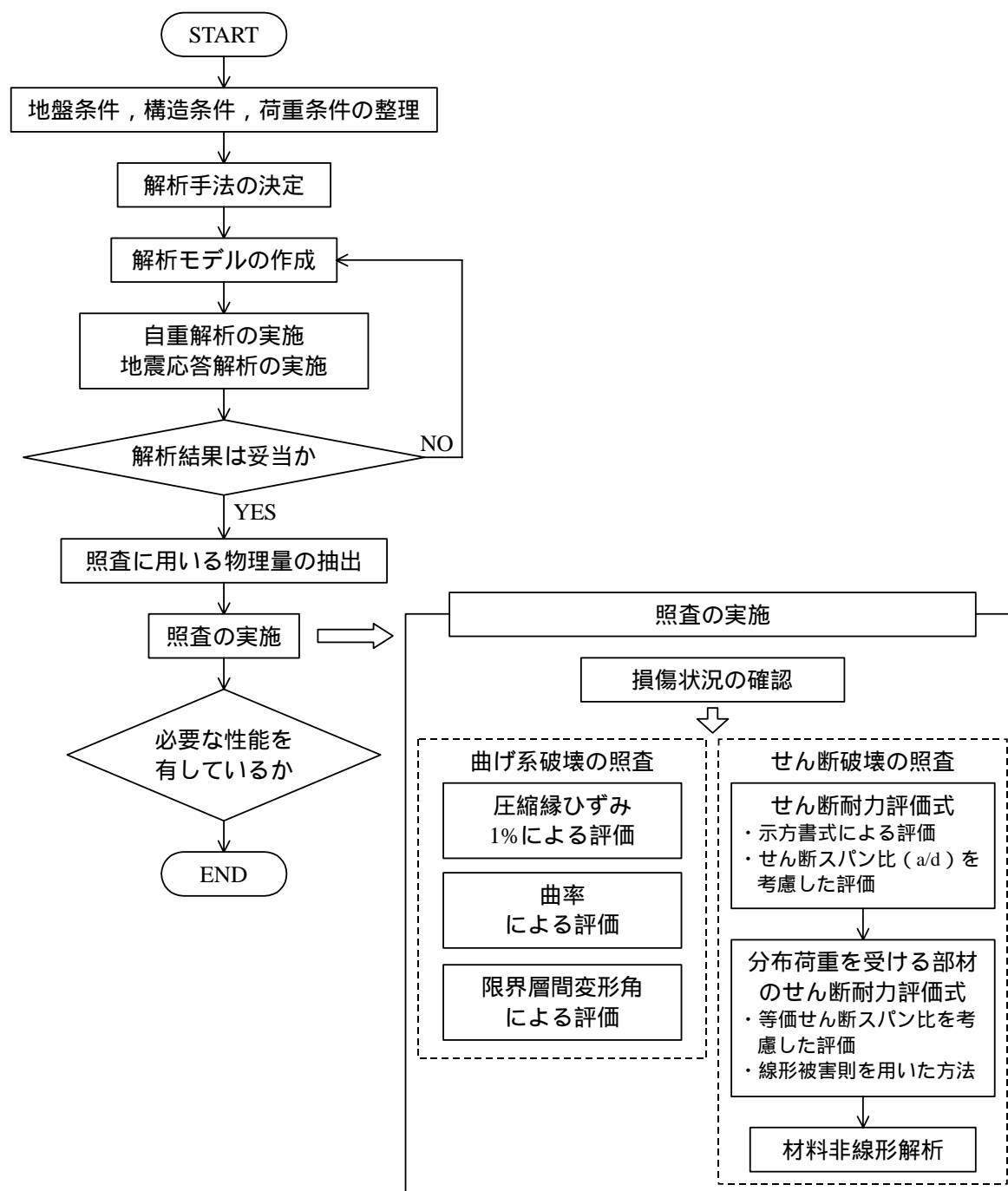


図 5-1 屋外重要土木構造物の耐震性能照査の流れ

表 5-1 耐震性能照査における安全係数

安全係数		曲げ照査(変形)		せん断照査(断面力)		軸力照査(断面力)	
		応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0	1.0	1.3	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤	1.0	-	1.0	-	1.0	-
部材係数		-	1.0	-	下別表による	-	1.3
荷重係数		1.0	-	1.0	-		-
構造解析係数		1.2~ ^{*1}	-	1.05~ ^{*1}	-	1.05~ ^{*1}	-
構造物係数		1.0		1.0		1.0	

$b = b_1 \times b_2$	せん断耐力式	分布荷重用評価法	材料非線形解析
評価手法の精度 b_1	コンクリート寄与分に対して 1.3 鉄筋寄与分に対して 1.1	コンクリート寄与分に対して 1.3 鉄筋寄与分に対して 1.1	6.3.4(2)の記述に従って算定
曲げせん断破壊防止のための裕度 b_2	1.0~1.5 (6.1.3(2)の記述による)		

*1) 地盤・構造物連成非線形時刻歴応答解析を用いる場合の値。断面力による照査を「旧マニュアル」における標準解析手法を用いて実施する場合には 1.0 としてよい。

(1) 損傷状況の確認

構造物の各部位が断面降伏をしているか否かを、最大発生曲率 ϕ_{max} と降伏曲率 ϕ_y との大小比較により判定し、損傷状況を把握した。断面降伏の状況を図 5-2 に示す。図中の ■ が降伏箇所を示しており、これより、側壁と隔壁および底版で断面降伏に至っていることが確認された。

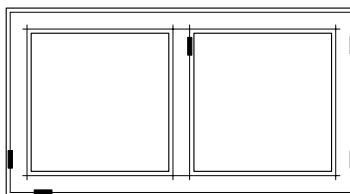


図 5-2 断面降伏状況

(2) 曲げ系の破壊の照査

曲げ系の破壊の照査として、構造物全体系の変形に関する照査を行った。その手順は、構造物の最大層間変形角を求めて、それに構造解析係数を乗じたものが限界変形角以下であることを確認した。なお、隔壁の層間変形を照査の対象とした。

$$\gamma_i \cdot R_d / R_u \leq 1.0 \tag{5-1}$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (= 1.00)

R_d : 照査用の層間変形角 (= $\gamma_a \cdot R$)

γ_a : 構造解析係数 (= 1.20)

R : 応答計算による最大層間変形角 (= Δ / H)

Δ : 最大層間変位(m)

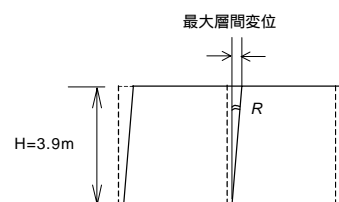
H : 心々長さ(m)

R_u : 限界層間変形角

表 5-2 に層間変形角についての照査結果を示す。最大の水平層間変位に対して、変形に関する構造解析係数 1.20 を乗じて算定した変形角が限界層間変形角以下に収まることが確認された（6.1.2(4)参照）。

表 5-2 層間変形角による変形照査結果

	部材種別	左側壁	隔壁	右側壁
限界層間変形角	心々長さ H (m)	3.90	3.90	3.90
	内法長さ h (m)	3.30	3.30	3.30
	部材厚 D (m)	0.60	0.60	0.60
	コンクリート設計圧縮強度 f'_{cd} (N/mm ²)	18.5	18.5	18.5
	主鉄筋降伏強度 f_{yd} (N/mm ²)	345	345	345
	鉛直部材に作用する軸応力 σ_0 (N/mm ²)	0.51	1.10	0.70
	限界層間変形角 R_{ud}	0.016	0.012	0.015
最大層間変形角	最大層間変位 Δ (cm)	1.04	1.04	1.04
	構造解析係数 γ_a	1.20	1.20	1.20
	心々長さ H (m)	3.9	3.9	3.9
	最大層間変形角 R	0.0027	0.0027	0.0027
	照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.0032	0.0032	0.0032
照査	構造物係数 γ_i	1.00	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot R_d / R_{ud}$	0.20	0.26	0.22
	安全性の判定	OK	OK	OK



(3)せん断破壊の照査

せん断破壊を回避するために、全部材に対して下式によりせん断力の照査を行う。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad (5-2)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (= 1.00)

V_d : 部材の設計せん断力 (= $\gamma_a \cdot V$)

γ_a : 構造解析係数 (= 1.05)

V : 応答計算によるせん断力値

V_{yd} : 部材各断面の設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、示方書式によるせん断耐力により評価した。

表 5-3 にせん断耐力の照査結果を示す。照査の結果、構造物の全部材でせん断破壊しないことが確認された。

照査例

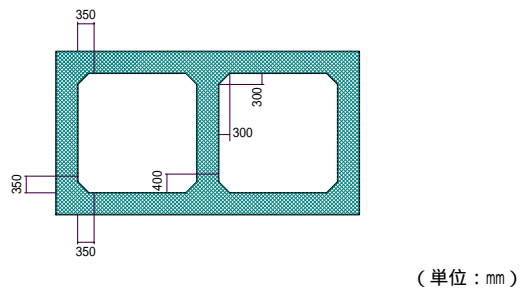


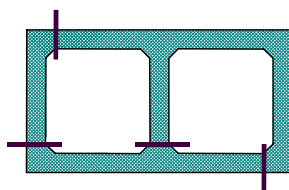
図 5-3 せん断に対する照査位置

以上より、構造系全体の变形挙動が安定していることを確認するとともに、曲げ系の破壊、せん断破壊のいずれの破壊も生じないことを確認した。したがって、海水管ダクトの耐震性能が満足されることを確認するに至った。

照査例

表 5-3(1) 海水管ダクトのせん断力に関する照査
(示方書式による耐力評価、正側最大せん断力発生時)

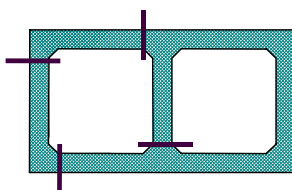
		側壁	隔壁	頂版	底板		
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	100	100	100	
	断面の高さ	D (cm)	60	60	60	60	
	部材の有効高さ	d (cm)	50	50	50	50	
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	19.10	19.10	19.10	19.10	
	引張鉄筋比	p_v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38	
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	13.30	13.30	13.30	13.30	
	せん断補強筋比	p_w (%)	0.67	0.67	0.67	0.67	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	θ_s (deg)	90	90	90	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s (cm)	20	20	20	20	
	材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24
		コンクリート材料係数	α_c	1.30	1.30	1.30	1.30
コンクリート設計圧縮強度		f'_{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18	
鋼材の引張降伏強度の特性値		f_{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345	
鋼材の材料係数		α_s	1.00	1.00	1.00	1.00	
せん断補強鉄筋の設計降伏強度		f_{wyd} (N/mm ²)	345	345	345	345	
設計断面力	構造解析係数	α	1.05	1.05	1.05	1.05	
	設計曲げモーメント	M_d (kN·m)	-166	-267	15	119	
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	374	722	374	689	
	設計せん断力	V_d (kN)	512	245	411	376	
	せん断スパン比	a/d	-	-	-	-	
せん断耐力(棒部材)	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53	
		d	1.19	1.19	1.19	1.19	
		p	0.73	0.73	0.73	0.73	
		n	1.23	1.27	2.00	1.58	
		a	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$b1$	1.30	1.30	1.30	1.30	
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00	
		bc	1.30	1.30	1.30	1.30	
	V_{cd} (kN)	215	223	351	277		
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	Z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5	
		$b1$	1.10	1.10	1.10	1.10	
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00	
		bs	1.10	1.10	1.10	1.10	
	V_{sd} (kN)	907	907	907	907		
設計せん断耐力	V_{yd} (kN)	1122	1130	1258	1184		
照査	構造物係数	i	1.00	1.00	1.00	1.00	
	照査値	$i \cdot V_d / V_{yd}$	0.46	0.22	0.33	0.32	
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK	
備考		R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01		



照査例

表 5-3(2) 海水管ダクトのせん断力に関する照査
(示方書式による耐力評価、負側最大せん断力発生時)

		側壁	隔壁	頂版	底板		
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	100	100	100	
	断面の高さ	D (cm)	60	60	60	60	
	部材の有効高さ	d (cm)	50	50	50	50	
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	19.10	19.10	19.10	19.10	
	引張鉄筋比	p_v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38	
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	13.30	13.30	13.30	13.30	
	せん断補強筋比	p_w (%)	0.67	0.67	0.67	0.67	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	θ_s (deg)	90	90	90	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s (cm)	20	20	20	20	
	材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24
		コンクリート材料係数	α_c	1.30	1.30	1.30	1.30
コンクリート設計圧縮強度		f'_{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18	
鋼材の引張降伏強度の特性値		f_{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345	
鋼材の材料係数		α_s	1.00	1.00	1.00	1.00	
せん断補強鉄筋の設計降伏強度		f_{wyd} (N/mm ²)	345	345	345	345	
設計断面力	構造解析係数	α	1.05	1.05	1.05	1.05	
	設計曲げモーメント	M_d (kN・m)	230	299	-29	122	
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	207	850	342	61	
	設計せん断力	V_d (kN)	-253	-209	-436	-387	
	せん断スパン比	a/d	-	-	-	-	
せん断耐力(棒部材)	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53	
		d	1.19	1.19	1.19	1.19	
		p	0.73	0.73	0.73	0.73	
		n	1.09	1.28	2.00	1.05	
		a	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$b1$	1.30	1.30	1.30	1.30	
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00	
		bc	1.30	1.30	1.30	1.30	
	V_{cd} (kN)	191	225	351	184		
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	Z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5	
		$b1$	1.10	1.10	1.10	1.10	
		$b2$	1.00	1.00	1.00	1.00	
		bs	1.10	1.10	1.10	1.10	
	V_{sd} (kN)	907	907	907	907		
設計せん断耐力	V_{yd} (kN)	1098	1132	1258	1091		
照査	構造物係数	i	1.00	1.00	1.00	1.00	
	照査値	$i \cdot V_d / V_{yd}$	0.23	0.18	0.35	0.36	
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK	
備考		R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01		



耐久性能照査の照査例

1. 照査条件

照査条件を表 1-1 のように仮定する。なお、ひび割れに対する照査で、「示方書[構造性能照査編]」の特に厳しい腐食性環境の許容ひび割れ幅 ($w_a = 0.0035c = 0.0035 \times 100 = 0.35\text{mm}$) 以内であることを確認したことを前提とする。

表 1-1 照査条件一覧

分類	項目	条件	
配合条件	セメントの種類	フライアッシュセメントC種	
	単位体積あたりの水の質量 (W)	180kg/m^3	
	単位体積あたりのセメントの質量 (C)	400kg/m^3	
	フライアッシュ混合率 (Fa/C)	0.22	
	水セメント比 (W/C)	0.450	
設計条件	設計耐用年数 (t)	40年	
断面諸元およびひび割れの条件	かぶり (c)	100mm	
	鉄筋径	16mm	
	断面厚さ	一般的	
	ひび割れ幅 (w)	0.05mm	
	鉄筋位置のコンクリート応力度が零の状態からの鉄筋応力度の増加量 (σ_{se})	150N/mm^2	
環境条件	環境条件 (塩害)	海岸からの距離	飛沫帯
		環境区分	特に厳しい腐食性環境
		温度	15
		相対湿度	70%
	酸素濃度	20% (気中)	
	環境条件 (中性化)	乾燥しにくい環境	
	環境条件 (凍害)	凍結融解がしばしば繰り返される	
構造物の露出条件 (凍害)	しばしば水で飽和される		

2. 中性化に対する照査

2.1 中性化深さの評価

まず、中性化速度係数の予測値 (α_p) を式(2.1-1)(耐震性能照査マニュアル式(6.5-3))により計算する。

$$\alpha_p = -3.57 + 9.0 \cdot W/B \quad (\text{mm}/\sqrt{\text{年}}) \quad (2.1-1)$$

ここに、 W/B : 有効水結合材比 [$= W/(C_p + k \cdot A_d)$]

W : 単位体積あたりの水の質量

B : 単位体積あたりの有効結合材の質量

C_p : 単位体積あたりのポルトランドセメントの質量

A_d : 単位体積あたりの混和材の質量

k : 混和材の種類により定まる定数 フライアッシュの場合、 $k = 0$

高炉スラグ微粉末の場合、 $k = 0.7$

先に、有効水結合材比を求める。

$$A_d = 400 \times 0.22 = 88 \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (2.1-2)$$

$$C_p = 400 - 88 = 312 \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (2.1-3)$$

$$W/B = 180 / (312 + 0 \times 90) = 0.58 \quad (2.1-4)$$

よって、中性化速度係数の予測値は次の通りとなる。

$$\alpha_p = -3.57 + 9.0 \times 0.58 = 1.65 \text{ (mm/}\sqrt{\text{年}}\text{)} \quad (2.1-5)$$

安全係数 $\gamma_p = 1.1$ であるので、中性化速度係数の特性値 (α_k) は、次の通りである。

$$\alpha_k = \gamma_p \cdot \alpha_p = 1.1 \times 1.65 = 1.82 \text{ (mm/}\sqrt{\text{年}}\text{)} \quad (2.1-6)$$

海水に接する環境ではコンクリートは乾燥しにくいと考えられるので、 $\beta_e = 1.0$ とし、コンクリートの材料係数を一般の $\gamma_c = 1.0$ とすると、中性化速度係数の設計値は次のようになる。

$$\alpha_d = \alpha_k \cdot \beta_e \cdot \gamma_c = 1.82 \times 1.0 \times 1.0 = 1.82 \text{ (mm/}\sqrt{\text{年}}\text{)} \quad (2.1-7)$$

中性化深さの設計値 (y_d) は、 $\gamma_{cb} = 1.15$ とすると次のように計算される。

$$y_d = \gamma_{cb} \cdot \alpha_d \cdot \sqrt{t} = 1.15 \times 1.82 \times \sqrt{40} = 13.2 \text{ (mm)} \quad (2.1-8)$$

2.2 照査用限界値の設定

中性化深さの照査用限界値 (y_{lim}) は、式(2.2-1) (耐震性能照査マニュアル式(6.5-4))により算定する。

$$y_{lim} = c - c_k \quad (2.2-1)$$

ここに、 c : かぶりの期待値(mm)。一般に、設計かぶりとしてよい。

c_k : 中性化残り(mm)。一般に、通常環境下では 10mm、塩分環境下では 10~25mm としてよい。

中性化残りを、塩分環境下の $c_k = 25$ (mm) とすると、照査用限界値は次のようになる。

$$y_{lim} = c - c_k = 100 - 25 = 75 \text{ (mm)} \quad (2.2-2)$$

2.3 中性化に対する照査

耐震性能照査マニュアルの式(6.5-1)により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると、次式のようになり、設計値が限界値を超えないことが確認された。

$$\gamma_i \cdot \frac{y_d}{y_{lim}} = 1.1 \times \frac{13.2}{75} = 0.194 \leq 1.0 \quad (2.3-1)$$

3. 塩害に対する照査

3.1 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合

(1) 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の評価

まず、耐震性能照査マニュアルのフライアッシュセメントの式(6.5-9)により、拡散係数の予測値(D_p)を計算する。

$$\begin{aligned} \log D_p &= -3.0 \cdot (W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 & (3.1-1) \\ &= -3.0 \times 0.450^2 + 5.4 \times 0.450 - 2.2 \\ &= -0.378 \end{aligned}$$

$$D_p = 0.419 \text{ (cm}^2\text{/年)} \quad (3.1-2)$$

拡散係数の特性値(D_k)は次式のようになる。ここで、予測式の精度に関する安全係数は、耐震性能照査マニュアル式(6.5-9)を使用したので、 $\gamma_p = 1.2$ を用いる。

$$D_k = \gamma_p \cdot D_p = 1.2 \times 0.419 = 0.503 \text{ (cm}^2\text{/年)} \quad (3.1-3)$$

次に、ひび割れ幅とひび割れ間隔の比(w/l)を耐震性能照査マニュアルの式(6.5-7)により計算する。鉄筋のヤング係数は $E_s = 200 \text{ (kN/mm}^2)$ 、コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅増加を考慮するための係数は、一般的な $\varepsilon'_{csd} = 150 \times 10^{-6}$ とする。

$$\begin{aligned} \frac{w}{l} &= 3 \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) & (3.1-4) \\ &= 3 \times \left(\frac{150}{200000} + 0.000150 \right) \\ &= 0.00270 \end{aligned}$$

拡散係数の設計値(D_d)は耐震性能照査マニュアルの式(6.5-6)により求める。コンクリートの材料係数を $\gamma_c = 1.0$ とし、ひび割れの影響を表す定数はマニュアルに従い $D_0 = 200 \text{ cm}^2\text{/年}$ とする。許容ひび割れ幅は「示方書「構造性能照査編」」の特に厳しい腐食性環境の許容ひび割れ幅として次式のように求められる。

$$w_a = 0.0035c = 0.0035 \times 100 = 0.35 \text{ (mm)} \quad (3.1-5)$$

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_0 \quad (3.1-6)$$

$$= 1.0 \times 0.503 + 0.00270 \times \left(\frac{0.05}{0.35} \right)^2 \times 200$$

$$= 0.514 \text{ (cm}^2/\text{年)}$$

鉄筋位置における塩化物イオン濃度 (C_d) は、耐震性能照査マニュアル式(6.5-5)により、以下のように算定される。鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数は $\gamma_{Cl} = 1.3$ 、コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度は、耐震性能照査マニュアル表 6.5-1 の飛沫帯の値 $C_0 = 13.0 \text{ kg/m}^3$ を用いる。

$$C_d = \gamma_{Cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} \quad (3.1-7)$$

$\operatorname{erf}(s)$ は、誤差関数であり、 $\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$ で表される。

$$C_d = 1.3 \times 13.0 \times \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times 100}{2 \times \sqrt{0.514 \times 40}} \right) \right\} \quad (3.1-8)$$

$$= 2.01 \text{ (kg/m}^3)$$

(2) 照査用限界値の設定

照査用限界値である鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度 (C_{lim}) は、一般的な値として $C_{lim} = 1.2 \text{ kg/m}^3$ とする。

(3) 照査

耐震性能照査マニュアルの式(6.5-1)により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると次式のようになり、設計値が限界値を超えており、照査に合格しない。

$$\gamma_i \cdot \frac{C_d}{C_{lim}} = 1.1 \times \frac{2.01}{1.2} = 1.84 > 1.0 \quad (3.1-9)$$

3.2 鉄筋腐食によるひび割れが発生しないことを限界状態とする場合

ここでは、方法 1 による照査例を示す。

設計耐用期間終了時の腐食量の算出

まず、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化を耐震性能照査マニュアル式(6.5-6)～式(6.5-10)により算出する。拡散係数の設計値 (D_d) の算出は、前述の「3.1 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合」と全く同じである(式(3.1-1)～式(3.1-6)参照)。拡散係数の設計値 ($D_d = 0.514 \text{ cm}^2/\text{年}$)、かぶり ($c = 100 \text{ mm}$)、コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度(耐震性能照査マニュアル表 6.5-1 の飛沫帯の値 $C_0 = 13.0 \text{ kg/m}^3$)、鉄筋位置における塩化物イオン濃度の評価値 Cl_m のばらつきを考慮した安全係数 ($\gamma_{Cl} = 1.3$) を耐震性能照査マニュアル式(6.5-10)に代入すると、式(3.2-1)のようになり、鉄筋位置における塩化物イオン濃度の評価値 Cl_m は、経過年数 t_n の関数として表される。

$$Cl_m = 1.3 \times 13.0 \times \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times 100}{2 \times \sqrt{0.514 \times t_n}} \right) \right\} \quad (3.2-1)$$

式(3.2-1)により，時間刻み(t)を1年として，経過年数0年から40年までの鉄筋位置の塩化物イオン濃度の評価値を計算すると図3.2-1のようになる。

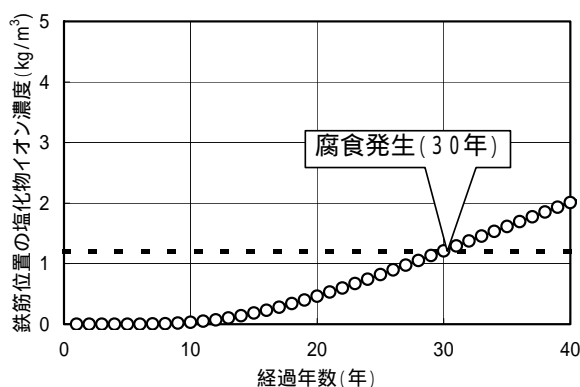


図 3.2-1 鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化算出結果(時間刻み1年)

次に，経過年数毎の腐食速度 V_{1m} を耐震性能照査マニュアル式(6.5-12)～式(6.5-15)により計算する．鉄筋径($d = 16\text{mm}$)，かぶり($c = 100\text{mm}$)，水セメント比($W/C = 0.450$)，湿度に関する項($H = (70-45)/100 = 0.25$)，酸素濃度($O = 0.20$)，温度($T = 15$)を代入すると式(3.2-2)～式(3.2-5)のようになり，経過年数毎の腐食速度 V_{1m} は鉄筋位置の塩化物イオン濃度の関数となる．

$$V_{1m} = V_{11m} \times \frac{V_{12m}}{V_{12m}} \quad (3.2-2)$$

$$V_{11m} = \frac{16}{10 \times 100^2} \left(-0.51 - 6.81 \cdot Cl_m + 44.97 \cdot (0.450)^2 + 60.84 \cdot Cl_m \cdot (0.450)^2 \right) \quad (3.2-3)$$

$$V_{12m} = \frac{1}{10} (2.59 - 0.05 \times 15 - 6.89 \times 0.25 - 22.87 \times 0.20 - 0.89 \times Cl_m + 0.14 \times 15 \times 0.25 + 0.51 \times 15 \times 0.20 + 0.01 \times 15 \times Cl_m + 60.81 \times 0.25 \times 0.20 + 3.01 \times 0.25 \times Cl_m + 6.55 \times 0.20 \times Cl_m) \quad (3.2-4)$$

$$V_{12r}' = \frac{1}{10} (0.56528 + 1.2808 \cdot Cl_m) \quad (3.2-5)$$

経過年数毎に鉄筋位置の塩化物イオン濃度 Cl_m (図3.2-1の値)を代入し，塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 未満の期間の腐食速度をゼロとすると，経過年数毎の腐食速度は図3.2-2のように算出される．

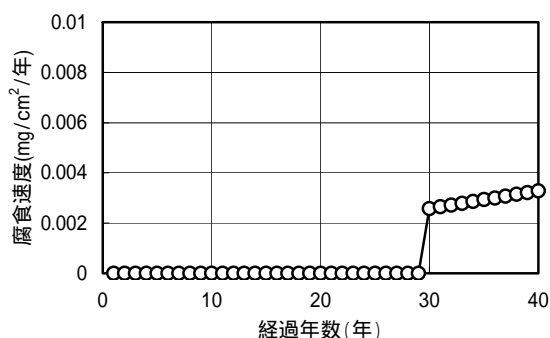


図 3.2-2 腐食速度 V_1 の経年変化の算出結果

続いて、経過年数毎の腐食速度 V_{1m} の設計耐用期間における時間積分値を計算し、腐食量の評価値とする。腐食量の評価値 Q_{1E} は、耐震性能照査マニュアル式(6.5-16)に示す台形公式により求める。時刻 $t=1$ (年)、 $N=t/$ $t=40$ 年/1 年 = 40 より、式(3.2-6)のようになる。

$$Q_{1E} = \frac{1}{2} \sum_{n=0}^{39} \{ (V_{1m} + V_{1(n+1)}) \times 1 \} \tag{3.2-6}$$

$$= \frac{1}{2} \{ (V_{1r0} + V_{1r1}) + (V_{1r1} + V_{1r2}) + \dots + (V_{1r39} + V_{1r40}) \}$$

式(3.2-6)に図 3.2-2 の結果を代入すると、式(3.2-7)のように腐食量の評価値 Q_{1E} が得られる。設計耐用期間終了時における腐食量の設計値 Q_{1d} は、耐震性能照査マニュアル式(6.5-18)により、式(3.2-8)のように求められる。

$$Q_{1E} = 0.031(\text{mg/cm}^2) \tag{3.2-7}$$

$$Q_{1d} = q \cdot Q_{1E} = 1.3 \times 0.031 = 0.040(\text{mg/cm}^2) \tag{3.2-8}$$

ひび割れ発生限界腐食量の算出

ひび割れ発生限界腐食量は耐震性能照査マニュアル式(6.5-18)に、かぶり ($c = 100\text{mm}$)、鉄筋径 ($d = 16\text{mm}$) を代入して、式(3.2-9)のように求められる。

$$Q_{1cr} = 0.0602 \left(1 + \frac{2 \times 100}{16} \right)^{0.85} 16 \tag{3.2-9}$$

$$= 8.80(\text{mg/cm}^2)$$

照査

耐震性能照査マニュアルの式(6.5-1)により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると式(3.2-10)の通りとなり、設計値が限界値を超えないことが確認された。

$$\gamma_i \cdot \frac{Q_{1d}}{Q_{1cr}} = 1.1 \times \frac{0.040}{8.80} = 0.005 \leq 1.0 \quad (3.2-10)$$

4. 凍害に対する照査

4.1 設計値の算定

耐震性能照査マニュアルの式(6.5-29)により相対動弾性係数の設計値(E_d)を算定する。コンクリートの凍結融解試験 JIS A 1148(A 法)によって得られたコンクリートの相対動弾性係数の予測値 $E_p = 90(\%)$ とする。 E_p の精度に関する安全係数は、JIS A 1148(A 法)を用いたので、 $\gamma_p = 1.0$ とし、コンクリートの材料係数は、一般の $\gamma_c = 1.0$ を用いることにする。

$$E_k = E_p / \gamma_p = 90 / 1.0 = 90 \quad (4.1-1)$$

$$E_d = E_k / \gamma_c = 90 / 1.0 = 90 \quad (4.1-2)$$

4.2 照査用限界値の設定

照査用限界値である相対動弾性係数の最小限界値(E_{min})を耐震性能照査マニュアルの表 6.5-2 に従い、設定する。凍結融解がしばしば繰り返される気象条件における一般の断面で、しばしば水で飽和される場合は $E_{min} = 70(\%)$ である。

$$E_{min} = 70(\%) \quad (4.2-1)$$

4.3 凍害に対する照査

耐震性能照査マニュアルの式(6.5-1)の凍害の式により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると、次式のようになり、満足していることが確認された。

$$\gamma_i \cdot \frac{E_{min}}{E_d} = 1.1 \times \frac{70}{90} = 0.85 \leq 1.0 \quad (4.3-1)$$

ご注意 当該出版物の内容を複写したり他の出版物へ転載するような場合は、
必ず土木学会の許可を得てください。

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 照査例 セット価格 5,000 円

平成 14 年 5 月 17 日 第 1 版・第 1 刷発行
平成 17 年 6 月 1 日 第 2 版・第 1 刷発行

編 集 者：〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内） 社団法人 土木学会 原子力土木委員会
委員長 加藤正進
発 行 者：〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内） 社団法人 土木学会
専務理事 古木守靖

発 行 所：社団法人 土 木 学 会
〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内）
電話 03-3355-3559 番（研究事業課） FAX 03-5379-0125

