

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-027-5 改1
提出年月日	2020年4月8日

資料5 スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価

2020年4月

東京電力ホールディングス株式会社

目次

: 今回説明範囲

1. スクリーン室の耐震評価	1-1
2. スクリーン室(6号機設備)の耐震評価	追而
3. 取水路の耐震評価	3-1
4. 取水路(6号機設備)の耐震評価	追而
5. 補機冷却用海水取水路の耐震評価	5-1

参考資料

(参考資料1) 浮上り評価について	参考 1-1
(参考資料2) 耐震ジョイントの健全性評価について	追而
(参考資料3) 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について	追而
(参考資料4) 材料非線形解析の部材係数について	参考 4-1
(参考資料5) 過剰間隙水圧の発生による支持機能への影響について	追而
(参考資料6) 静的地震力に対する耐震評価	参考 6-1

1. スクリーン室の耐震評価

1. スクリーン室の耐震評価

目次

1. スクリーン室の耐震評価	1-1
1.1 評価方法	1-1
1.2 評価条件（部材非線形解析）	1-1
1.2.1 適用規格	1-1
1.2.2 耐震評価フロー	1-3
1.2.3 評価対象断面の方向	1-4
1.2.4 評価対象断面の選定	1-6
1.2.5 使用材料及び材料定数	1-10
1.2.6 地盤及び地盤改良体の解析用物性値	1-10
1.2.7 評価構造物諸元	1-13
1.2.8 地下水位	1-16
1.2.9 地震応答解析手法	1-16
1.2.10 地震応答解析モデルの設定	1-17
1.2.11 減衰定数	1-29
1.2.12 荷重の組合せ	1-30
1.2.13 耐震評価における解析ケース	1-38
1.3 評価内容（部材非線形解析）	1-41
1.3.1 入力地震動の設定	1-41
1.3.2 許容限界の設定	1-58
1.4 評価結果（部材非線形解析）	1-68
1.4.1 地震応答解析結果	1-68
1.4.2 構造部材の健全性に対する評価結果	1-83
1.4.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	1-89
1.5 評価条件（材料非線形解析）	1-90
1.5.1 適用基準	1-92
1.5.2 評価対象部材	1-93
1.5.3 材料定数	1-94
1.5.4 解析モデルの設定	1-95
1.6 評価内容（材料非線形解析）	1-101
1.6.1 耐震評価フロー	1-101
1.6.2 荷重の設定	1-102
1.6.3 せん断耐力	1-104
1.6.4 安全係数の設定	1-105

1.7 評価結果（材料非線形解析）	1-107
1.7.1 せん断力に対する評価結果	1-107
1.8 まとめ	1-110

1. スクリーン室の耐震評価

1.1 評価方法

スクリーン室は非常時における海水の通水機能及び貯水機能が求められる土木構造物である。スクリーン室について、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

スクリーン室の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で、保守性を考慮して設定する。

構造物の応答加速度に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮した解析ケースを設定する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の層間変形角及びせん断力が要求機能に応じた許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

1.2 評価条件（部材非線形解析）

1.2.1 適用規格

スクリーン室の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）（以下「コンクリート標準示方書」という。），原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005年）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界は、道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（日本道路協会，平成14年3月）（以下「道路橋示方書」という。）を適用する。

表 1-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 1-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	【鉄筋コンクリート部材】 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年）	・曲げに対する照査は，限界層間変形角を設定した上で，発生層間変形角がそれを下回ることを確認* ・せん断に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*
	【基礎地盤の支持性能】 ・道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）（平成14年3月）	・基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎に発生する鉛直力が極限支持力を下回ることを確認*
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987	・有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

1.2.2 耐震評価フロー

図 1-1 にスクリーン室の耐震評価フローを示す。

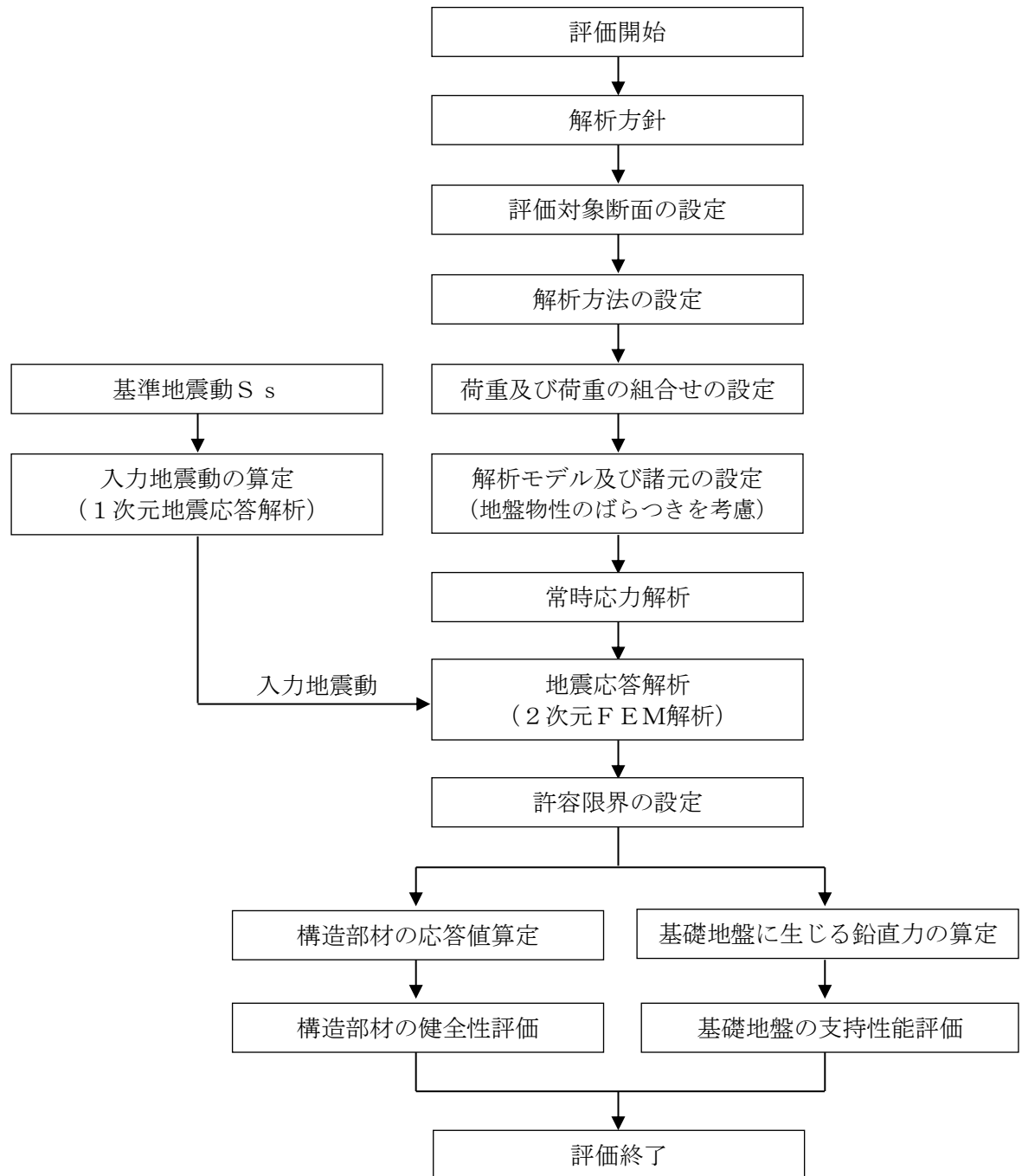


図 1-1 スクリーン室の耐震評価フロー

1.2.3 評価対象断面の方向

スクリーン室の位置を図 1-2 に示す。

スクリーン室は鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 1-2 に示す。スクリーン室の縦断方向（通水方向，EW 方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから，強軸断面方向となる。一方，スクリーン室の横断方向（通水方向に対し直交する方向，NS 方向）は，通水機能を確保するため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，スクリーン室の耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面とする。

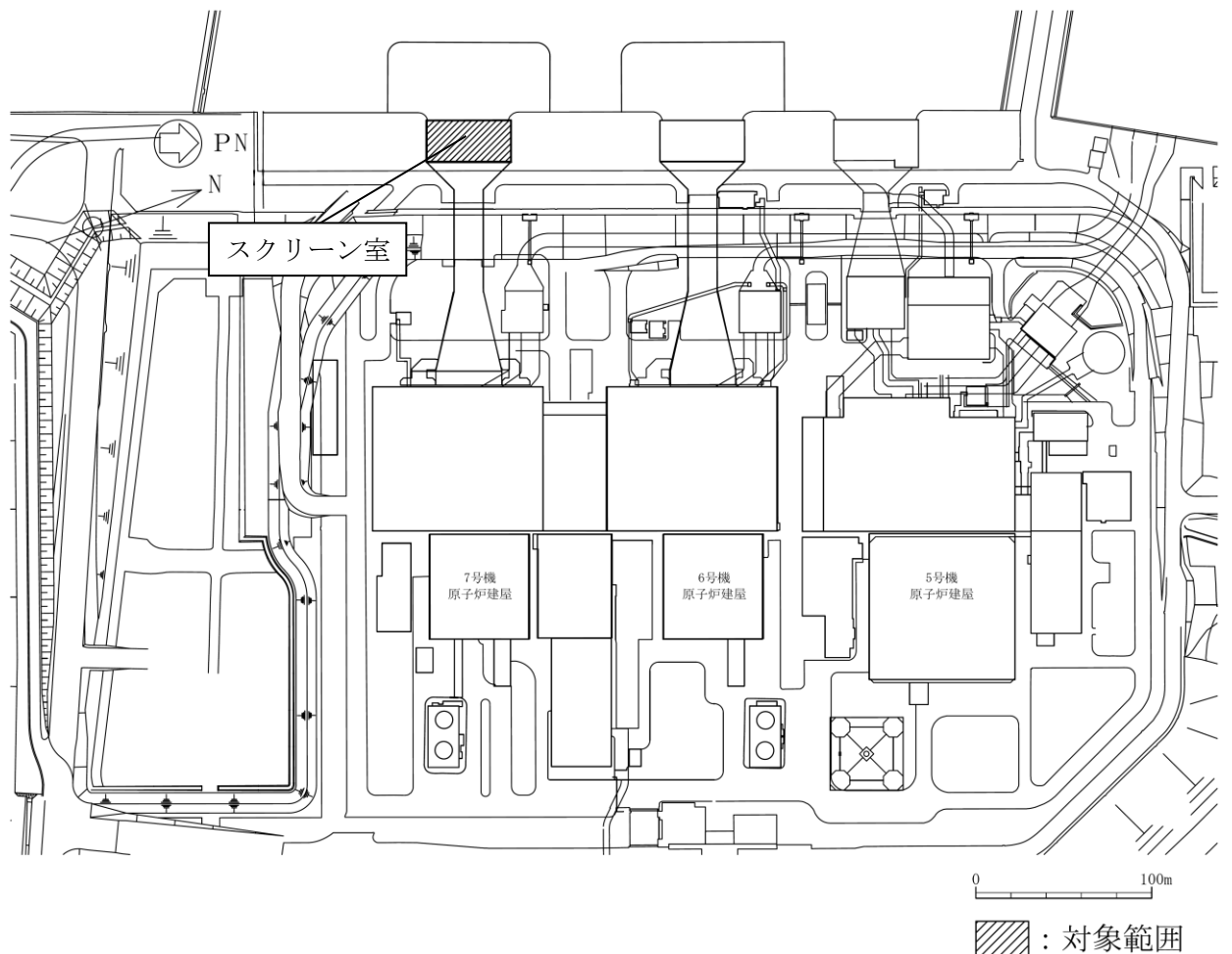
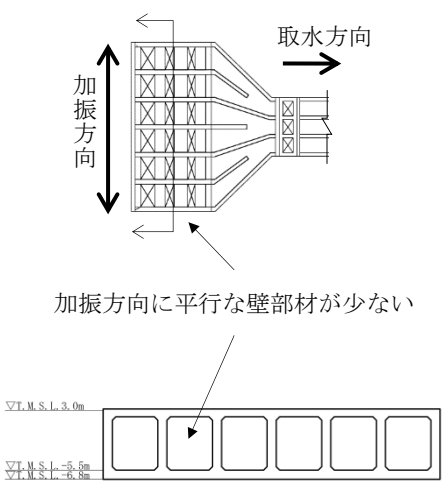
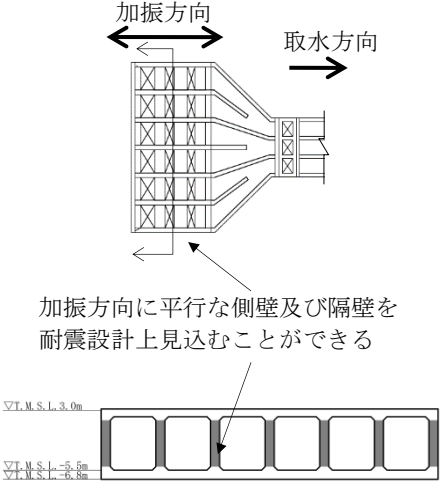


図 1-2 スクリーン室の平面配置図（平面図）

表 1-2 スクリーン室の評価対象断面の方向の選定

	横断方向 (NS 方向) の加振	縦断方向 (EW 方向) の加振
スクリーン室	 <p>加振方向に平行な壁部材が少ない</p>	 <p>加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができる</p>
	<ul style="list-style-type: none"> 横断方向は、加振方向に平行な壁部材が少なく、弱軸断面方向にあたる。 	<ul style="list-style-type: none"> 縦断方向は、加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸断面方向にあたる。
	<ul style="list-style-type: none"> 弱軸断面方向を評価対象断面とする。 	

1.2.4 評価対象断面の選定

スクリーン室の平面図を図 1-3 に、断面図を図 1-4 に、概略配筋図を図 1-5 に示す。

スクリーン室は鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、取水方向に内空寸法が一様で、頂版には取水方向に概ね規則的に開口が存在する。スクリーン室は、十分な支持性能を有する古安田層に支持される。また、スクリーン室の側方地盤には、地震時における浮上り対策として、地盤改良を実施している。なお、スクリーン室南側には付帯設備としてトランシュピットが設置されている。

評価対象断面は、工事計画に係る説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.2 スクリーン室の断面選定の考え方」で記載したとおり、スクリーン室は、取水方向（EW 方向）に内空寸法が一様で、頂版には取水方向に概ね規則的に開口が存在するため、取水方向全長で開口を含めた平均的な剛性及び上載荷重を考慮し耐震評価を実施する。

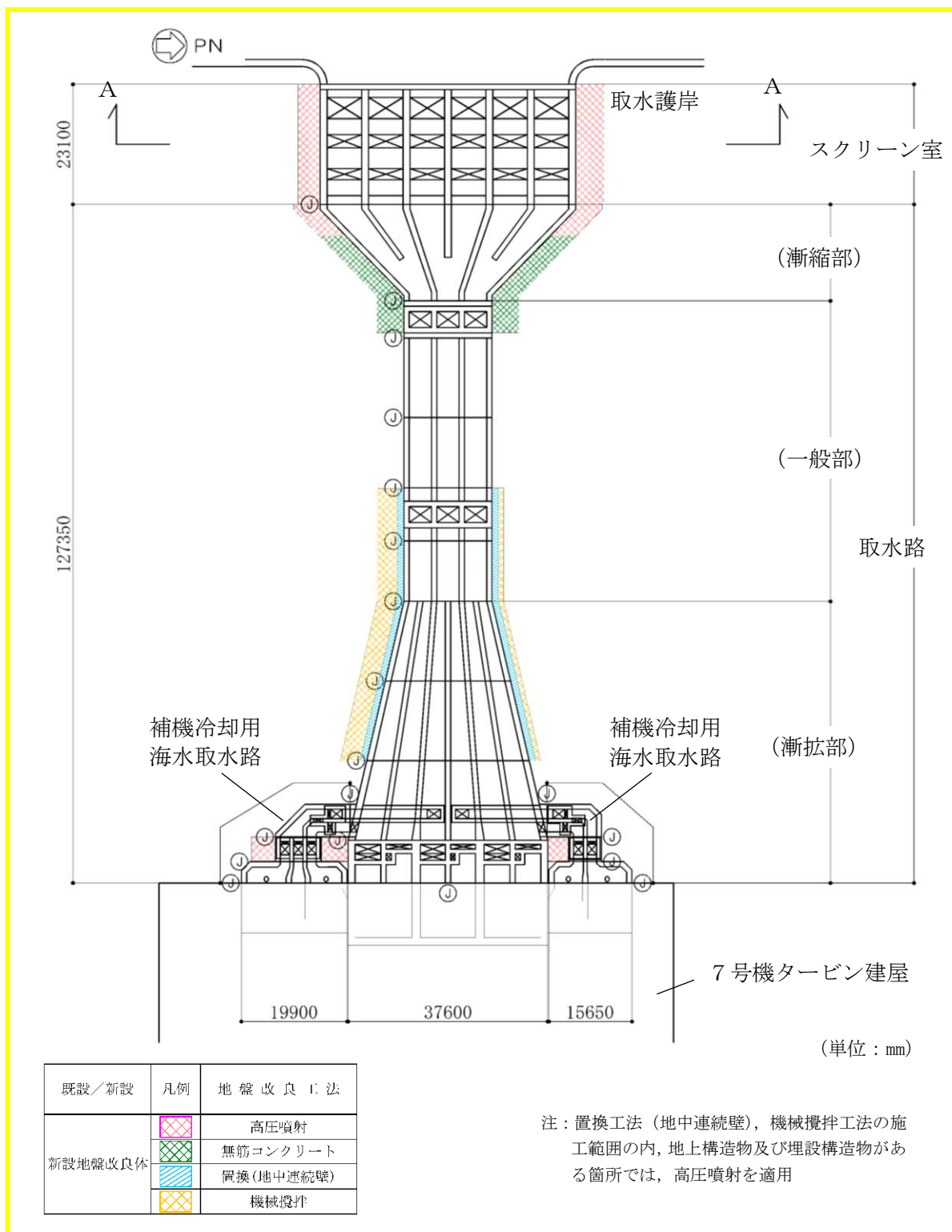
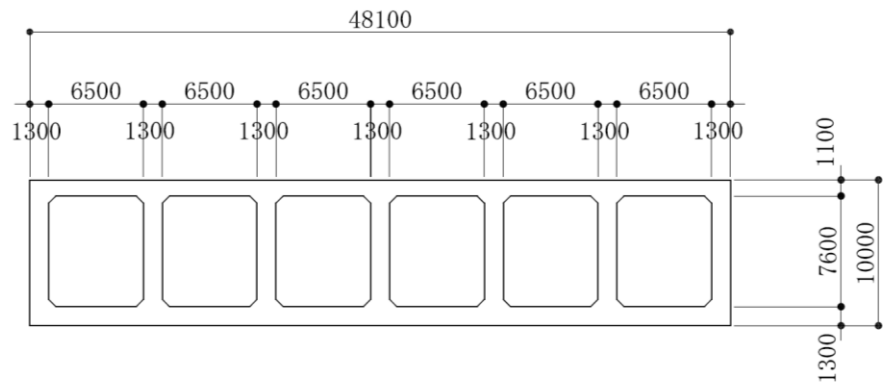
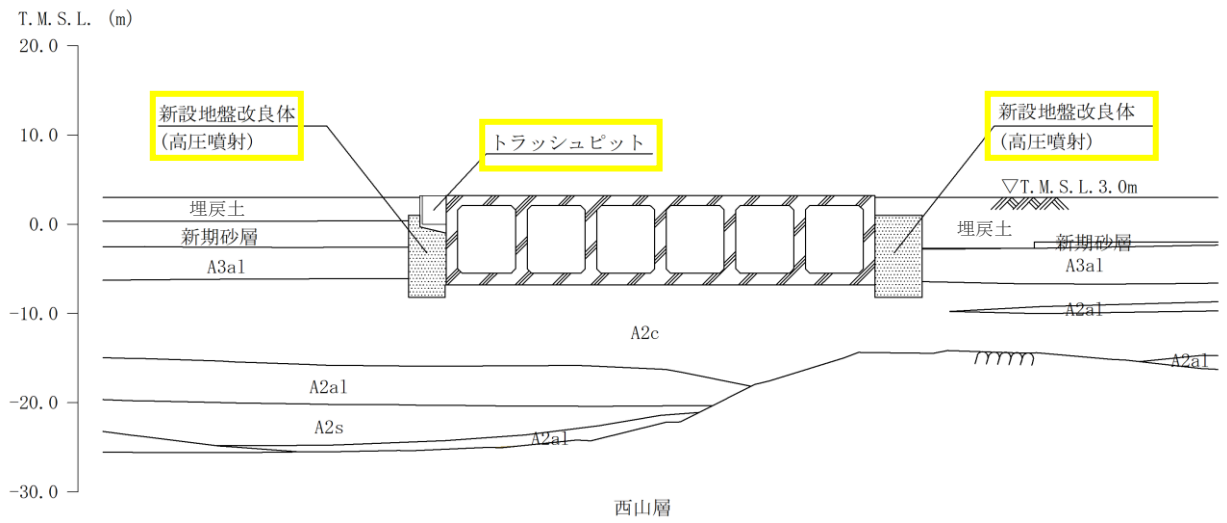


図 1-3 スクリーン室の平面図



(単位：mm)

注：東京湾平均海面（以下、「T.M.S.L.」という。）

図 1-4 スクリーン室の断面図 (A-A断面)

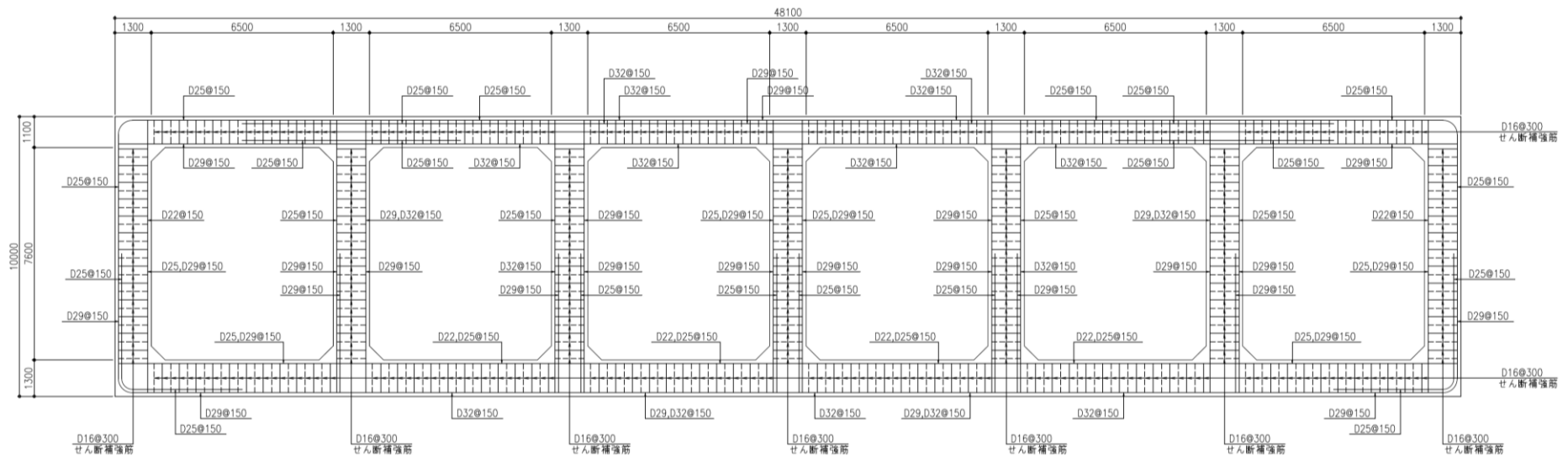


図 1-5 スクリーン室の概略配筋図 (A-A断面)

1.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、建設時の設計値に基づき設定する。構造物の使用材料を表 1-3 に、材料物性値を表 1-4 に示す。

表 1-3 構造物の使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm ²
鉄筋	SD35 (SD345 相当)

表 1-4 構造物の材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5*	2.45×10 ⁴ *	0.2*

注記* : 建設時の設計値に基づく

1.2.6 地盤及び地盤改良体の解析用物性値

地盤及び地盤改良体の諸定数は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 1-5～表 1-7 に、地盤改良体の物性値を表 1-8 に示す。

表 1-5 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ		埋戻土	新期砂層・沖積層	古安田層		
			新期砂層	A2s 層	A2g 層 (砂質)	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	1.91	1.91	
	間隙率 n	0.45	0.44	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	1.04×10^5	1.26×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)	98.0	98.0	200.0	200.0	
	ポアソン比 ν	0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.225	0.234	0.157	0.157	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	0.0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	36.6	36.6	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	32.0	31.0	32.0	32.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005	0.005	0.005
		w_1	5.50	7.90	25.0	25.0
		p_1	0.50	0.50	0.50	0.50
		p_2	1.00	0.70	0.80	0.80
		c_1	1.69	2.13	8.75	8.75

注記* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

表 1-6 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ		新期砂層・沖積層 沖積層上部 (シルト質)	古安田層		
			A3a1 層	A2c 層	A2a1 層
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.66	1.81	1.80	1.88
	間隙率 n	0.61	0.52	0.52	0.48
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	5.50×10^4	9.57×10^4	1.39×10^5	1.61×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)	170.0	94.0	140.0	170.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.136	0.162	0.110	0.147
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	82.5	29.2	113.0	82.8
	内部摩擦角 ϕ' (°)	19.6	34.2	27.9	28.7

表 1-7 地盤の解析用物性値一覧（西山層）

パラメータ		西山層	
		T. M. S. L. - 33. 0m 以浅	T. M. S. L. - 33. 0m ~ -90. 0m
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1. 73	1. 69
	間隙率 n	0. 56	0. 56
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	$4. 16 \times 10^5$	$4. 75 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98. 0	98. 0
	ポアソン比 ν	0. 33	0. 33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0. 257	0. 257
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	$1370 - 5. 04 \cdot Z^*$	$1370 - 5. 04 \cdot Z^*$
	内部摩擦角 ϕ (°)	0	0

注記* : Zは、標高 (m) を示す。

表 1-8 地盤の解析用物性値一覧（地盤改良体（高压噴射））

パラメータ		新設地盤改良体	
		高压噴射	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1. 94	
	間隙率 n	0. 49	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	$6. 98 \times 10^5$	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98	
	ポアソン比 ν	0. 33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0. 05	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	500	

1.2.7 評価構造物諸元

(1) 評価構造物諸元と評価部位

照査を行うスクリーン室の評価構造物諸元を表 1-9 に、評価部位を図 1-6 に示す。

表 1-9 構造物の評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		機能要求
	部材奥行幅 ^{*1} (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	0.409	1.100	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
右側壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水 ^{*2}
隔壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
左側壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水 ^{*2}
底版	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水

注記*1 : 開口部による低減率を考慮

*2 : 海水貯留堰天端標高 (T. M. S. L. -3.5m) 以下の範囲

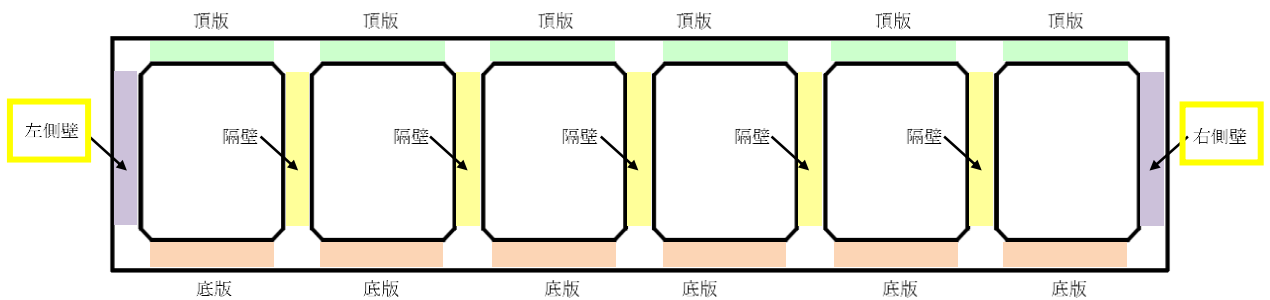


図 1-6 評価部位

(2) スクリーン室の機能要求の考え方

「(1) 評価構造物諸元と評価部位」の表に記載したスクリーン室の機能要求について、その考え方を以下に記載する。なお、スクリーン室には、間接支持するSクラス施設はない。

a. 通水機能

スクリーン室の通水断面を構成する各部材について、通水機能を要求するものとする。図 1-7 に通水機能を要求する部材の範囲を図示する。

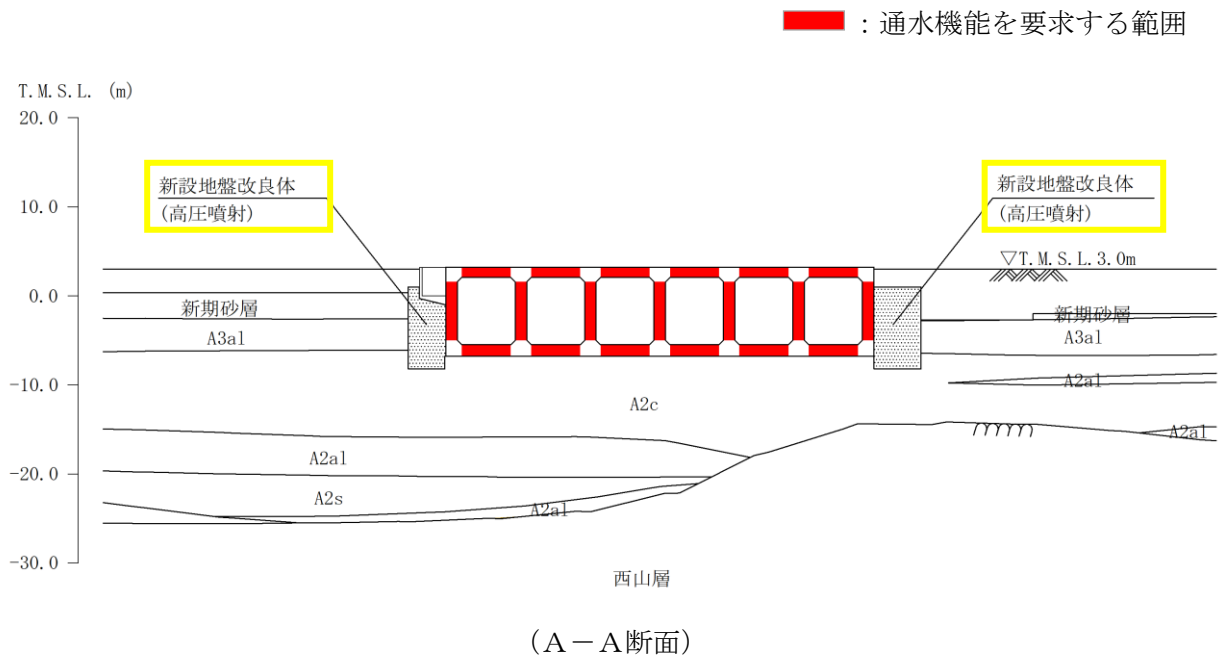


図 1-7 通水機能を要求する範囲

b. 貯水機能

スクリーン室における貯水機能は、津波時の引き波を想定した要求機能であるため、海水貯留堰天端標高(T. M. S. L. -3. 5m)以下の側壁を対象とする。

ここで、スクリーン室の周辺地盤の地下水位は常時は海水面付近にあると想定され、津波時の引き波による海水面低下が起きても、引き波の継続時間は最大約16分と短時間の現象と評価されているため、スクリーン室内の水位よりも周辺地盤の地下水位の方が高い状態にあることから、スクリーン室内の貯留水は地盤へ流出する可能性は低いものと考えられる。また、側壁の側方には浮上り対策のためのセメント改良による透水性の低い地盤改良体を設置していることから、スクリーン室内の貯留水は地盤に流出する可能性は低いものと考えられるが、当検討では側壁の健全性により貯留機能を担保することとする。

なお、底版については、スクリーン室全区間で透水係数の小さい粘性土(A2c層)に接していることから、貯水機能を要求する範囲の対象外とする。

図1-8に貯水機能を要求する部材の範囲を示す。

引き波の継続時間の詳細は、V-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」に示す。

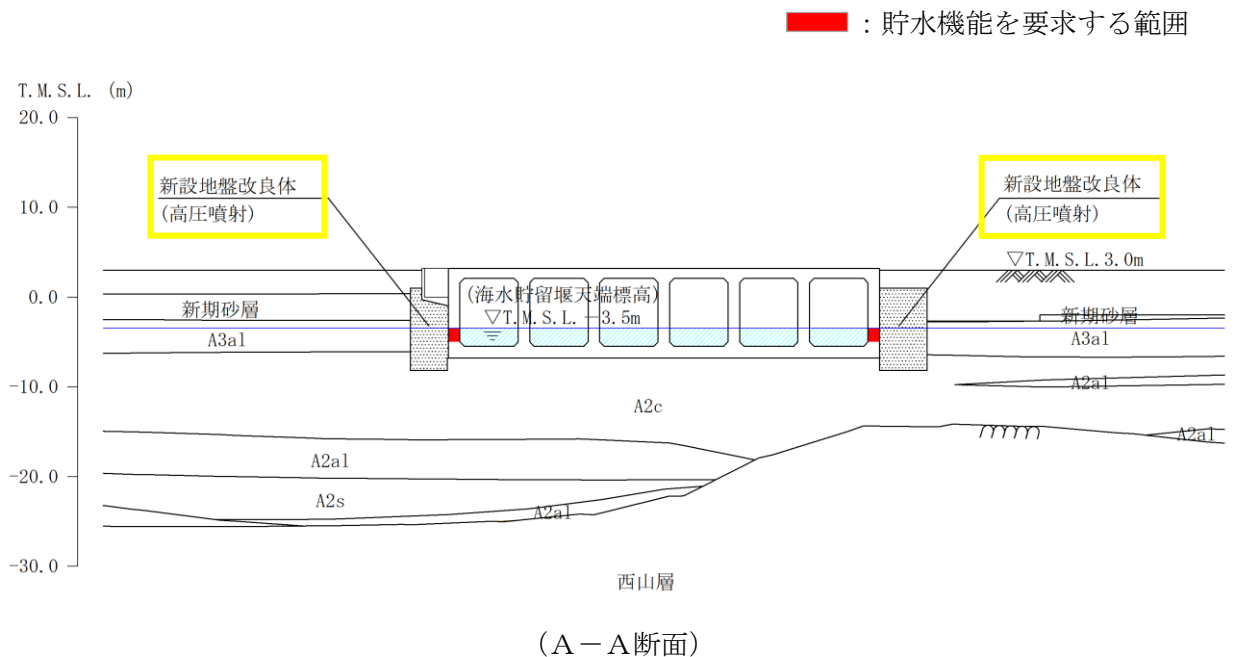


図 1-8 貯水機能を要求する範囲

1.2.8 地下水位

地下水位は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、T.M.S.L. 3.0m (地表面) に設定する。

1.2.9 地震応答解析手法

スクリーン室の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。構造部材については、はり要素を用いることとし、非線形特性についてはコンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル(H-Dモデル)を選定する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」を使用する。地震応答解析手法の選定フローを図1-9に示す。

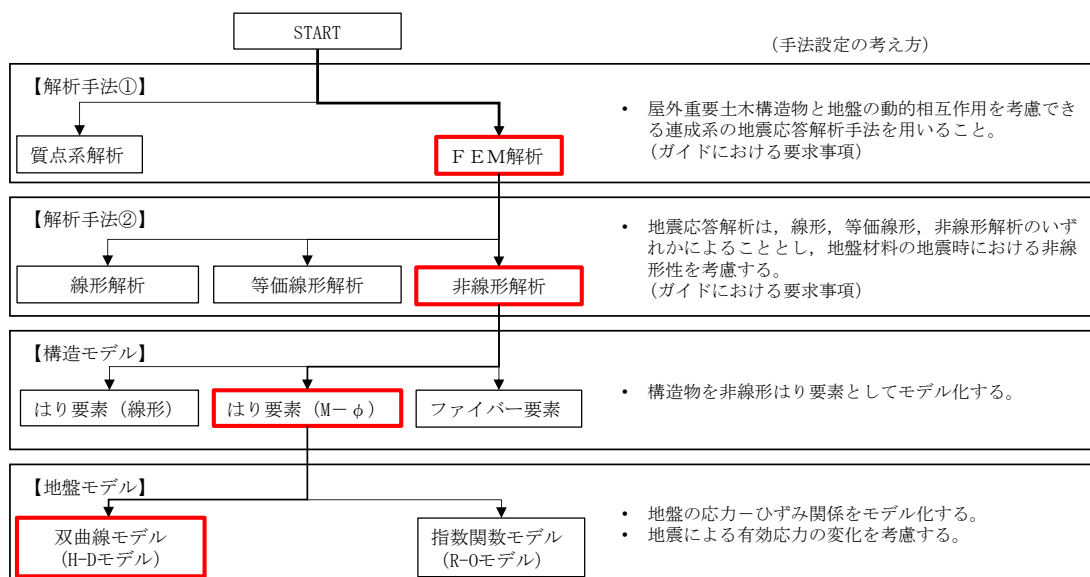


図 1-9 地震応答解析手法の選定フロー

1.2.10 地震応答解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に、図 1-10 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍程度、モデル高さを構造物幅の 2 倍程度とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 又は 4 分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 0.5~1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

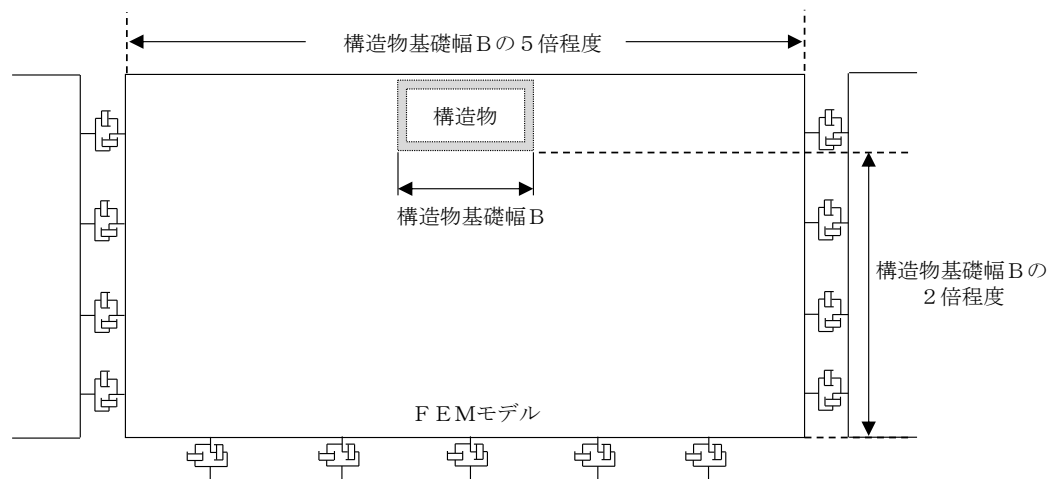


図 1-10 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図1-11に示す。また、スクリーン室周辺の地質断面図を図1-12に示す。

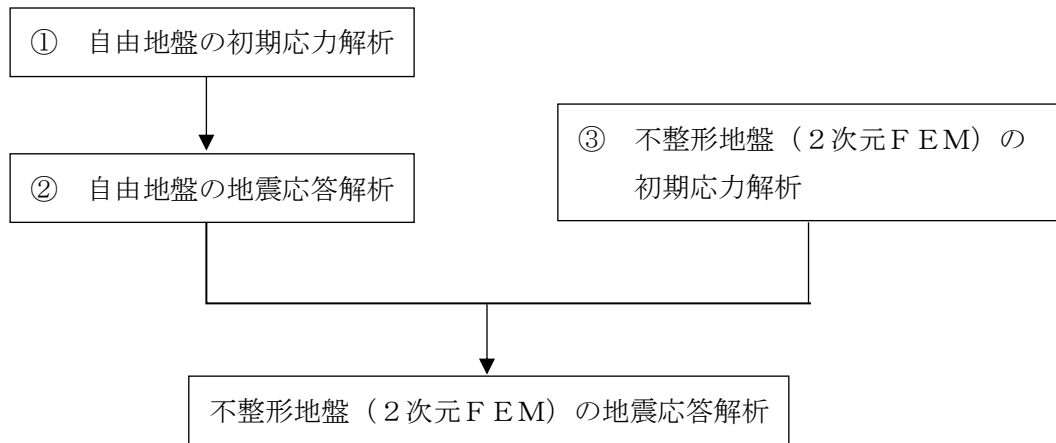
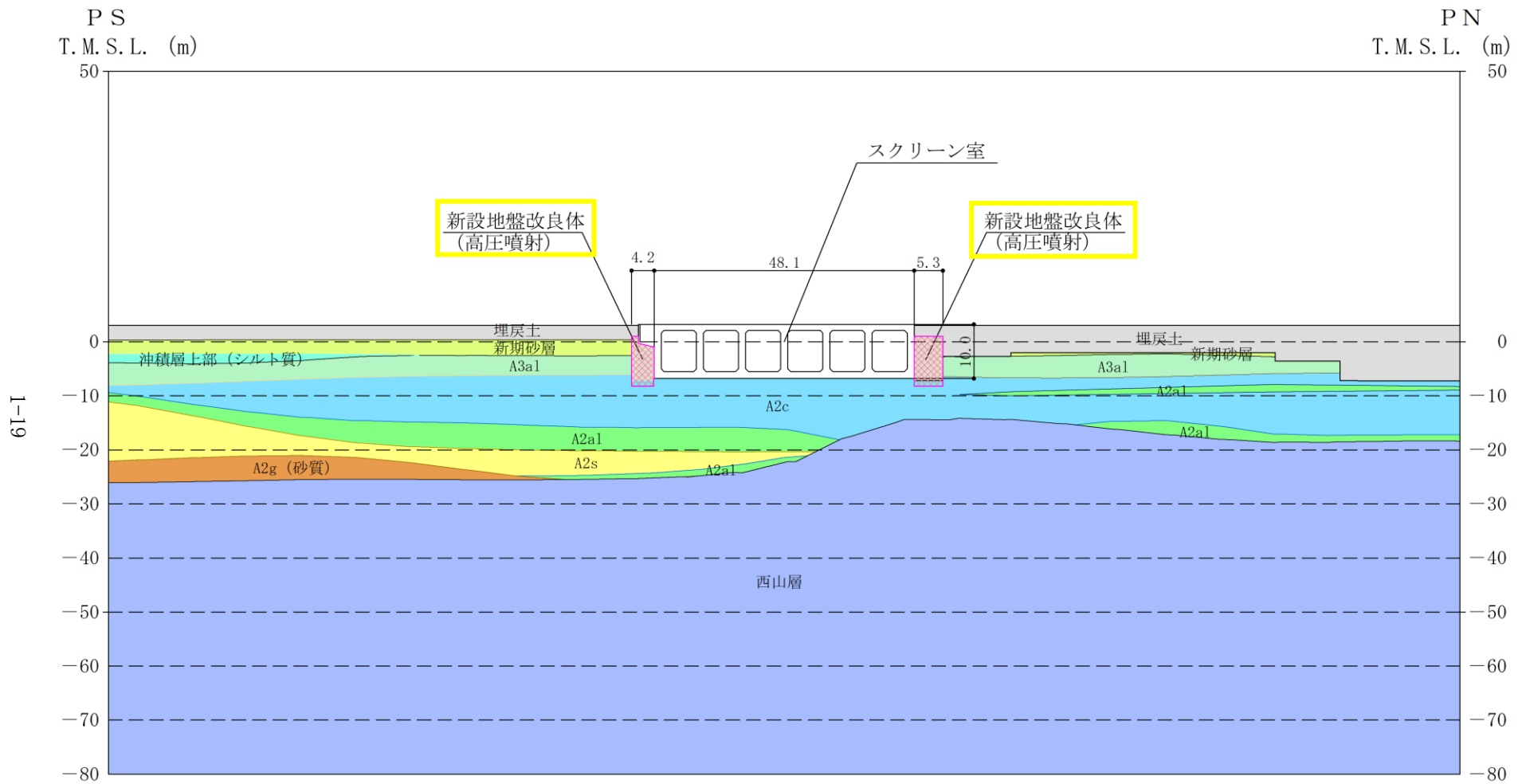


図1-11 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー



(単位 : m)

図 1-12 スクリーン室の周辺地質断面図 (A-A断面)

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 1-13 に示す。

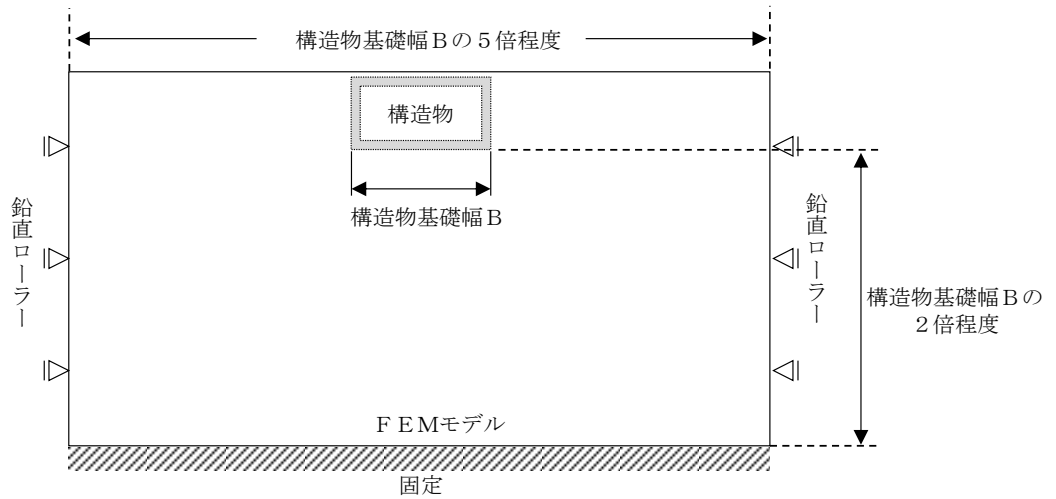


図 1-13 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。スクリーン室の地震応答解析モデルを図 1-14 に示す。

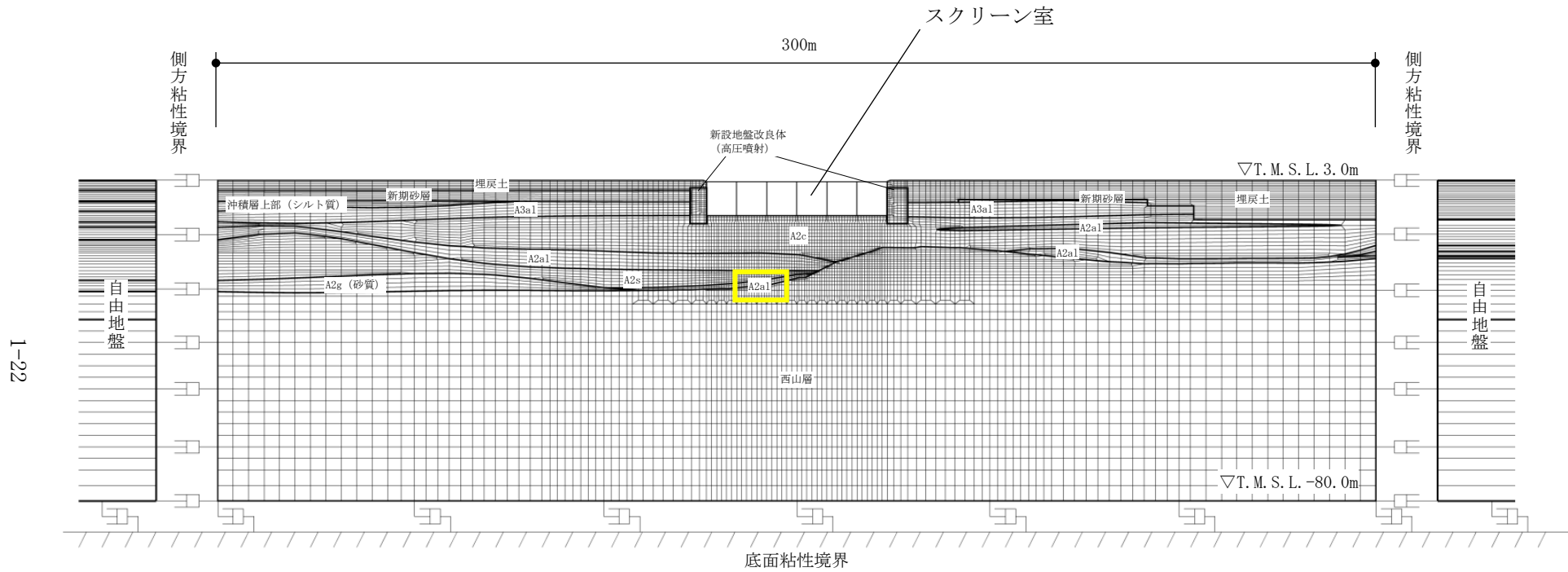


図 1-14 スクリーン室の地震応答解析モデル (A-A断面)

(3) 構造物のモデル化

スクリーン室では、構造部材として考慮する側壁、隔壁、底版、頂版を非線形はり要素でモデル化する。

それぞれの非線形はり要素の交点には、コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

スクリーン室の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を、図 1-15 に示す。

構造部材は、スクリーン室の奥行幅を 1.0m として集約し、モデル化する。なお、スクリーン室の頂版については、開口部を有していることから、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」に基づく低減率を考慮し、奥行幅に応じた等価剛性として設定する。低減率の算定結果を図 1-16 に示す。

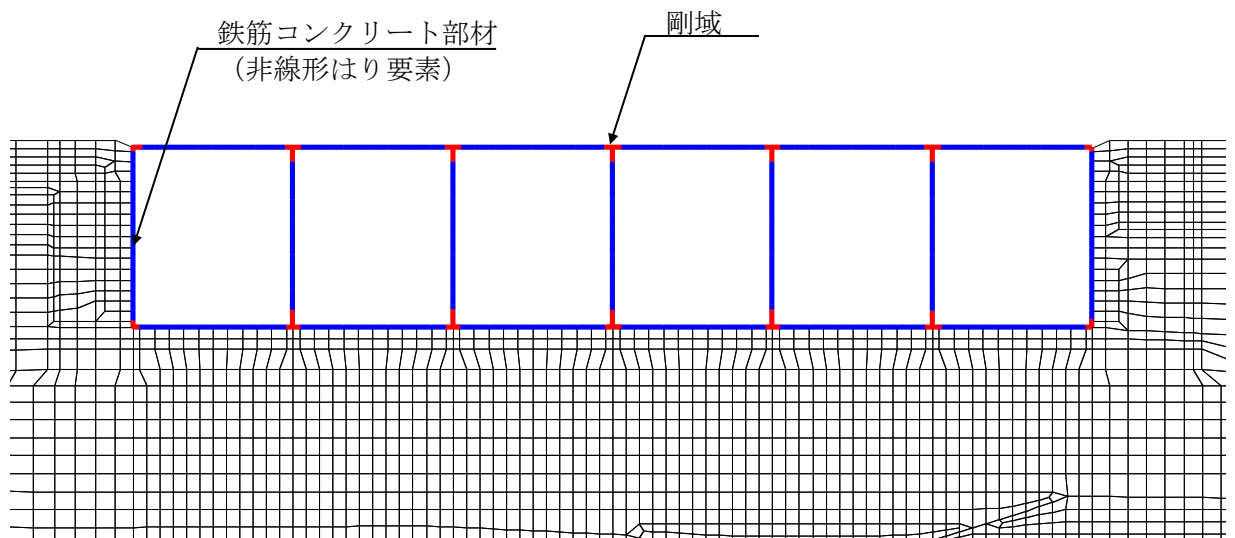


図 1-15 スクリーン室の解析モデル (A-A断面, 構造物拡大)

開口に対する低減率 r は、次式に示される r_1 と r_2 のうち、いずれか小さい方による。

$$r_1 = 1 - \frac{l_0}{l}$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{\sum h_0 l_0}{h l}}$$

ここで、

- l : 壁板周辺の柱中心間の距離
- l_0 : 開口部の長さ
- h : 壁板周辺の梁中心間の距離
- h_0 : 開口部の高さ

(鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説より引用)

○開口に対する低減率 (スクリーン室)

$$l = 21.6$$

$$l_0 = 4.0 + 2.5 + 2.1 + 0.7 = 9.3$$

$$h = 48.1$$

$$h_0 = 6.5 \times 6$$

【 $r_1 = 1 - 9.3/21.6 \doteq 0.569$ 】

【 $r_2 = 1 - \sqrt{(362.7/1038.96)} \doteq 0.409$ 】

よって、

開口に対する低減率 r は $r_1 > r_2$ であるため、
 $r = 0.409$ とする。

図 1-16 低減率の算定結果

(4) 地盤のモデル化

地盤はマルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) 地盤改良体のモデル化

地盤改良体は、マルチスプリング要素によりモデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

「地盤と構造物」、 「地盤改良体と構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、隣接する要素との接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力を零とし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性を零とし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度 τ_f は、次式により規定される。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan \phi_B$$

ここで、

σ' : 要素間の直応力

c_B : 付着力

ϕ_B : 摩擦角

要素間の付着力 c_B 、摩擦角 ϕ_B は、表 1-10 に示す道路橋示方書の設定を参考に、表 1-11 のとおりに設定する。周辺地盤の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、表 1-12 のとおりに設定する。

表 1-10 道路橋示方書における摩擦角 ϕ_B と付着力 c_B

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$ } の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 (°) c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

(道路橋示方書より引用)

表 1-11 要素間の付着力 c_B と摩擦角 ϕ_B

条 件	付着力 c_B (kN/m ²)	摩擦角 ϕ_B (°)
地盤と構造物	0	$\frac{2}{3} \phi$
地盤改良体 ^{*1} と構造物	0	31
地盤と地盤改良体 ^{*2}	c	ϕ

注記*1 : 地盤改良体は、その性状から道路橋示方書における岩とみなす。

*2 : 地盤と地盤改良体の付着力と摩擦角は、地盤の c 、 ϕ を適用する。

表 1-12 周辺地盤の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ

地質区分	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土	0.0	35.9
新期砂層	0.0	34.6
A3a1 層	29.2	34.2
A2c 層	113.0	27.9

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）に従い、表 1-13 の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図 1-17 に、ジョイント要素の配置を図 1-18 に示す。

表 1-13 ジョイント要素のばね定数

対象	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

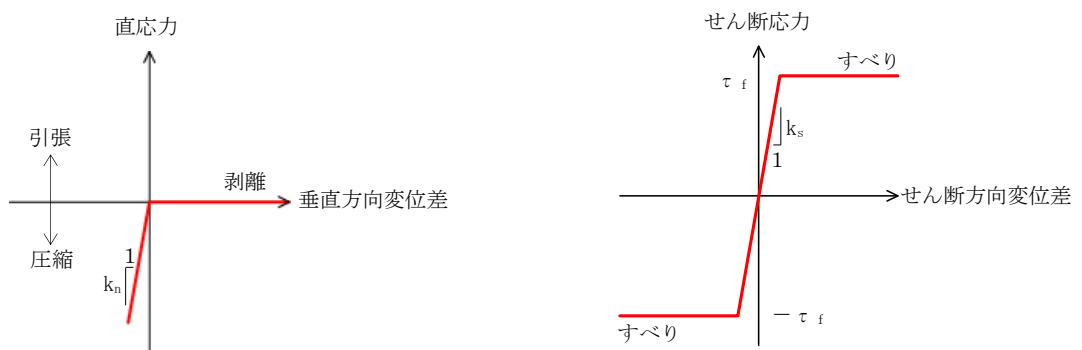
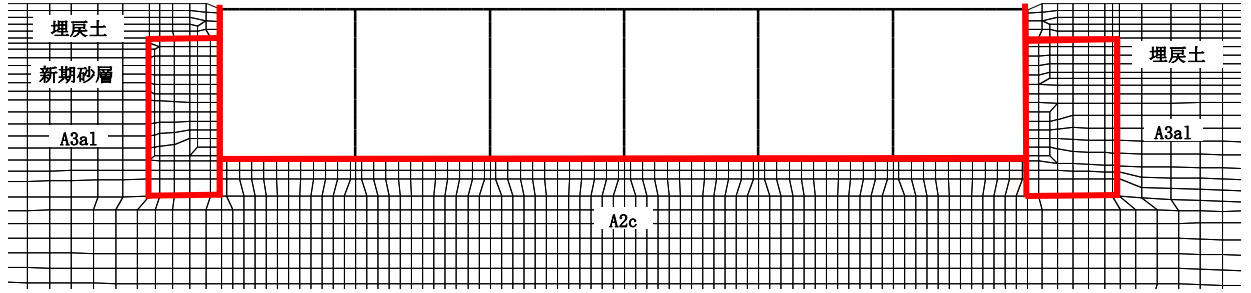


図 1-17 ジョイント要素の力学特性

— : ジョイント要素



(A-A断面)

図 1-18 ジョイント要素の配置

(7) 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋について、それぞれの非線形性を考慮する。材料の非線形特性はコンクリート標準示方書に準拠し設定する。

部材の非線形特性は以下のとおりである。

図 1-19 に、鉄筋コンクリート部材におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルを示す。また、コンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ曲線を図 1-20 及び図 1-21 に示す。なお、復元力特性として修正武田モデルを適用する。

有効応力解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされることから、常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。軸力変動が部材の非線形特性に及ぼす影響については、(参考資料 3) に示す。

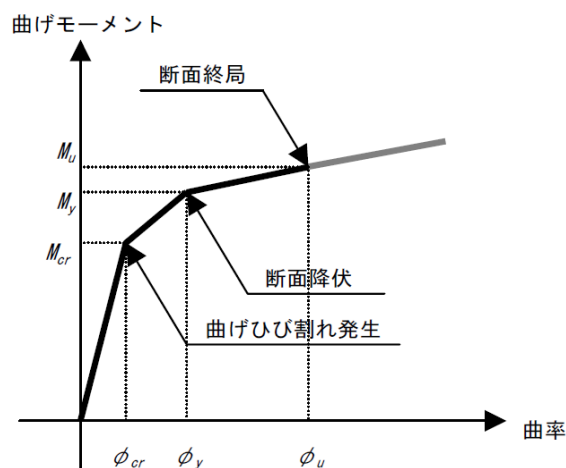


図 1-19 M- ϕ 関係のトリリニアモデル (鉄筋コンクリート部材)

(土木学会マニュアルより引用)

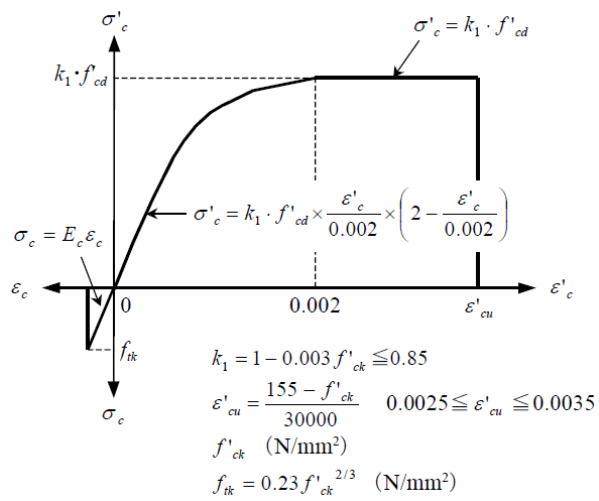


図 1-20 コンクリートの応力-ひずみ曲線
(土木学会マニュアルより引用)

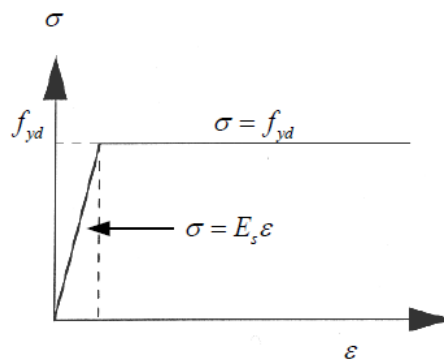


図 1-21 鉄筋の応力-ひずみ曲線
(土木学会マニュアルより引用)

1.2.11 減衰定数

減衰定数は、KK7 補足-027-1「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

1.2.12 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧、動水圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお、スクリーン室は地中に埋設された構造物であることから、運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地中で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

地震時にスクリーン室に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表 1-14 に示す。

表 1-14 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法の概要
永久 荷重	固定 荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づき、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定する
		土被り荷重	—	・構造物に土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定する
	外水圧		○	・地下水位（T.M.S.L. 3.0m）に応じた静水圧を設定する ・地下水の密度を考慮する
	内水圧		○	・T.M.S.L. 1.0m*に応じた静水圧を設定する ・海水の密度を考慮する
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮する
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する ・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮する
	鉛直地震動		○	
	動水圧		○	・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする ・地震時動水圧を付加質量により考慮する

注記*：内水圧の水位は、朔望平均満潮位 T.M.S.L. 0.49m に対し、保守性を考慮し T.M.S.L. 1.0m とする。（共通：スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路）

(1) 機器・配管荷重

スクリーン室の機器・配管荷重として、バースクリーン、レーキ付バースクリーン、トラベリングスクリーン及びガントリークレーンを考慮する。各機器の概要を図 1-22 に示す。

機器荷重は解析奥行き(1m)あたりの荷重として、機器の設置状況に応じて、集中荷重と分布荷重として区分し、付加質量として考慮する。荷重の算定概念図を図 1-23 に示す。

A-A断面における機器・配管系荷重図を図 1-24 に示す。

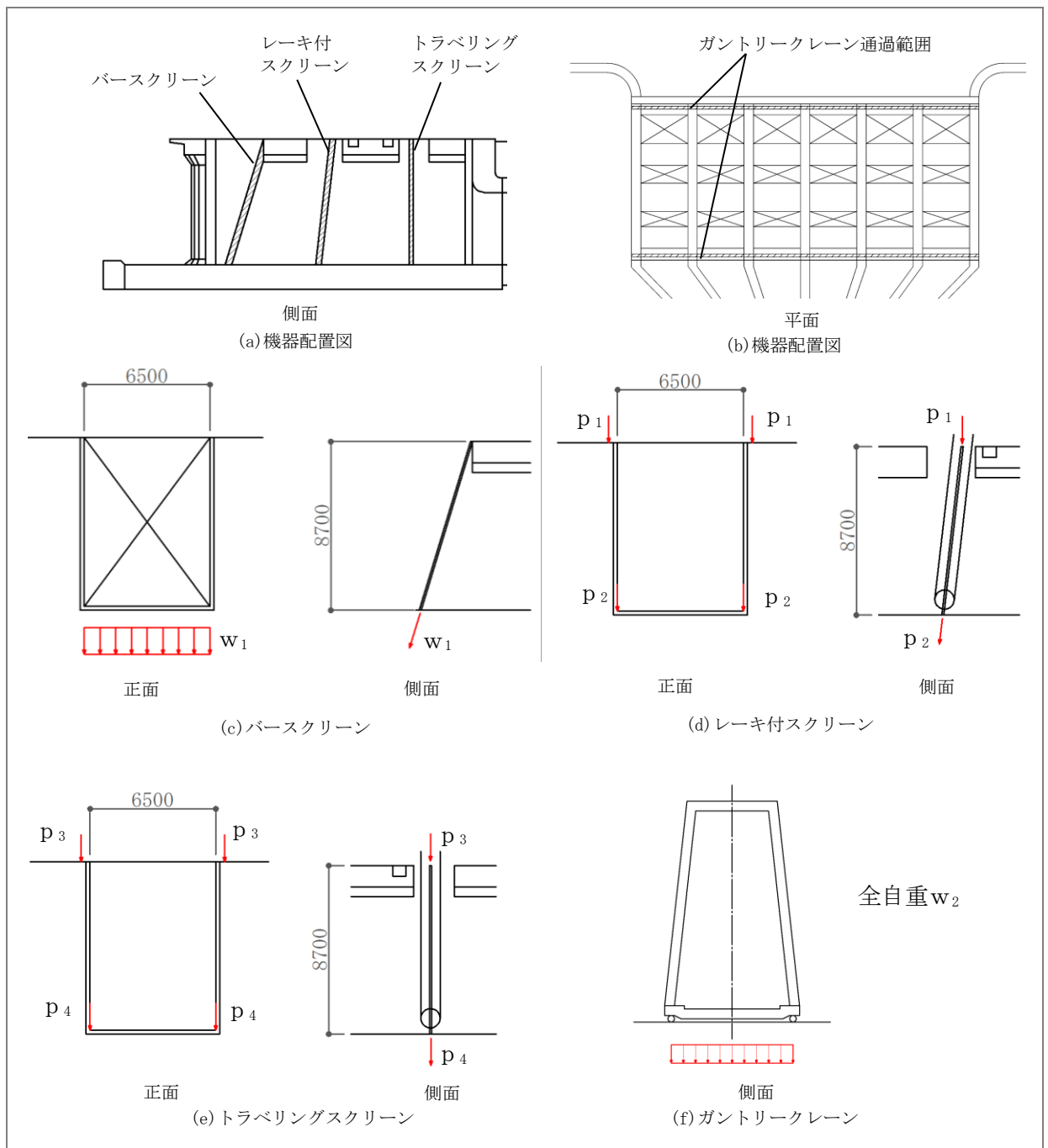
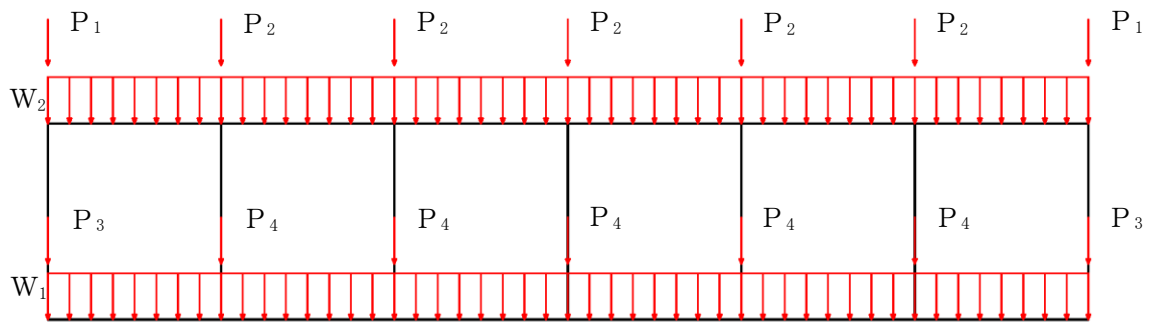


図 1-22 スクリーン室の機器荷重の概要

(バースクリーン、レーキ付バースクリーン、トラベリングスクリーン、ガントリークレーン)



機器	記号	内訳	荷重
レーキ付スクリーン	P ₁	$1/L_1 \times (p_1 + p_3)$	28.06 kN/m
	P ₂	$1/L_1 \times (p_1 + p_3) \times 2$	56.11 kN/m
トラベリングスクリーン	P ₃	$1/L_1 \times (p_2 + p_4)$	7.08 kN/m
	P ₄	$1/L_1 \times (p_2 + p_4) \times 2$	14.16 kN/m
バースクリーン	W ₁	$1/L_1 \times w_1$	1.04 kN/m ²
ガントリークレーン	W ₂	$1/L_1 \times 1/L_2 \times w_2$	1.18 kN/m ²

ここで、

L₁: スクリーン室奥行幅 (21.6m)

L₂: スクリーン室横幅 (48.1m)

p₁: レーキ付スクリーン頂版荷重 305.97kN

p₂: レーキ付スクリーン底版荷重 82.38kN

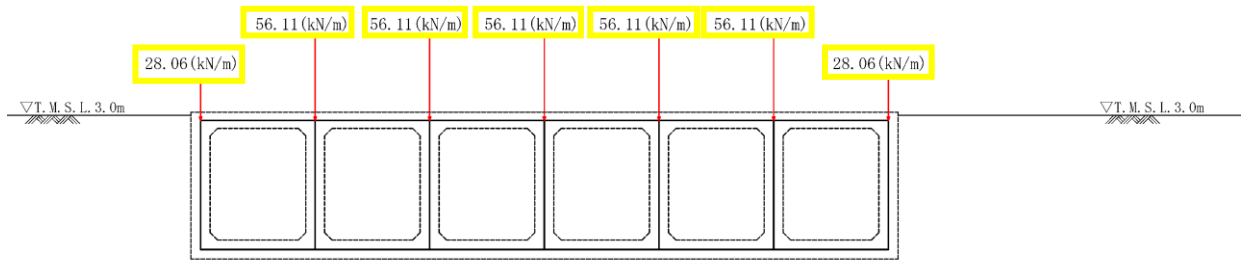
p₃: トラベリングスクリーン頂版荷重 300.08kN

p₄: トラベリングスクリーン底版荷重 70.61kN

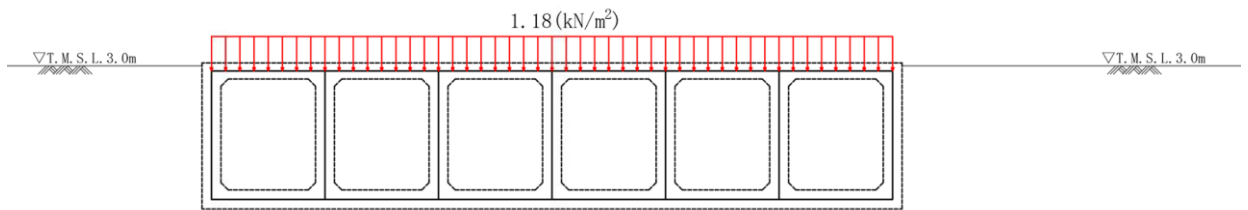
w₁: バースクリーン底版荷重 22.36kN/m

w₂: ガントリークレーン頂版荷重 1221.63kN

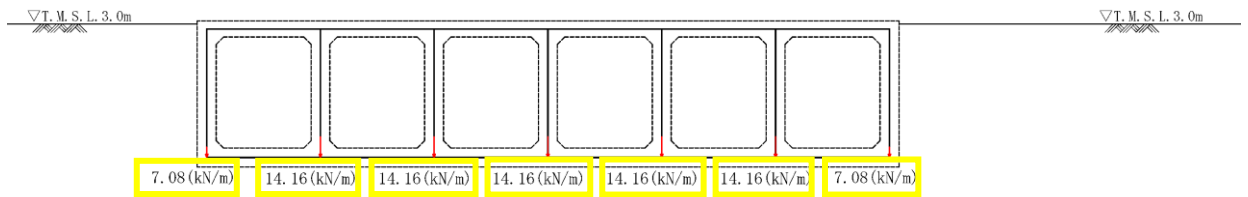
図 1-23 解析奥行き幅を考慮した機器荷重の算定方法 概念図



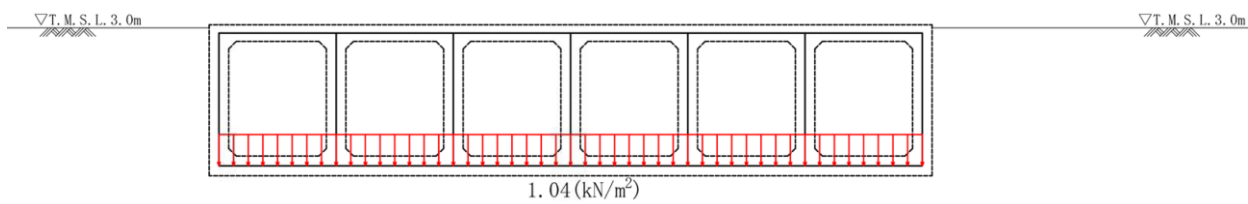
(a-1) 頂版 集中荷重



(a-2) 頂版 分布荷重



(b-1) 底版 集中荷重



(b-2) 底版 分布荷重

図 1-24 機器配管荷重図

(2) 付帯設備の躯体荷重

スクリーン室の南側には、付帯設備として除塵装置で回収した貝類等を回収するためにトラッシュピットが設置されている。トラッシュピットの概要を図 1-25 に示す。トラッシュピットは、通水機能及び貯水機能が求められるものではないが、スクリーン室の評価ではトラッシュピットの躯体荷重を付加質量として考慮する。A-A断面におけるトラッシュピットの荷重図を図 1-26 に示す。

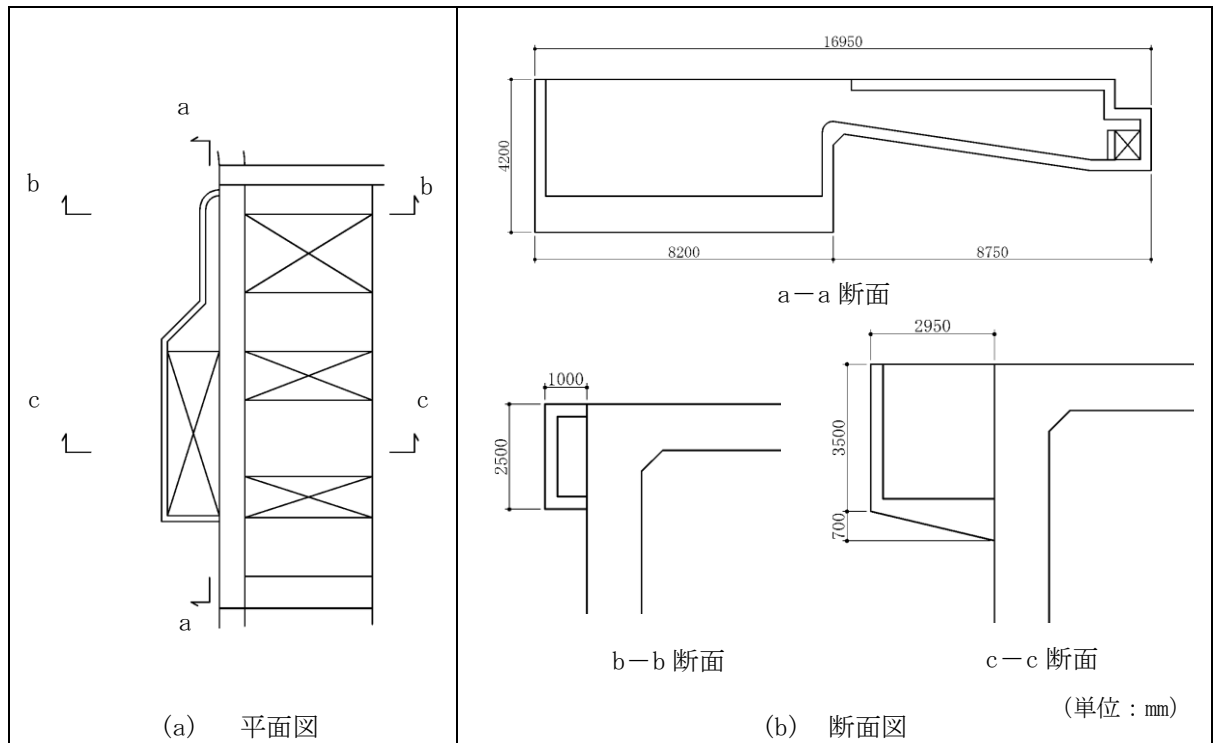


図 1-25 トラッシュピットの概要図

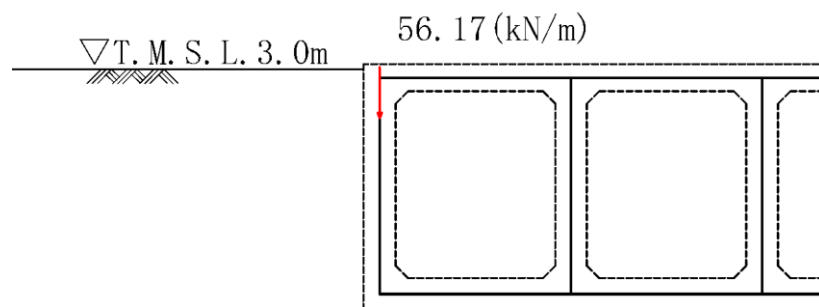


図 1-26 トラッシュピットの躯体荷重図
(A-A断面 トラッシュピット部拡大)

(3) 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、T.M.S.L. 3.0m に設定する。設定の際は、地下水の密度として、 1.00g/cm^3 を考慮する。

(4) 内水圧

スクリーン室の内部には、朔望平均満潮位 T.M.S.L. 0.49m に対して保守的に設定した T.M.S.L. 1.0m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 1.03g/cm^3 を考慮する。

A-A断面における内水圧図を図 1-27 に示す。

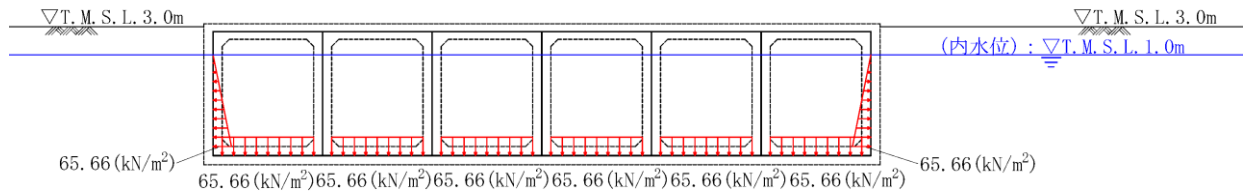


図 1-27 内水圧図 (A-A断面)

(5) 雪荷重

雪荷重については、「V-1-1-3 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、「V-1-1-3-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷防止に関する基本方針」に基づき設定する。積雪の厚さ 1cm あたりの荷重を $29.4\text{N/cm} \cdot \text{m}^2$ とし、積雪荷重は 115.4cm としていることから、積雪荷重は 3.39kN/m^2 である。

A-A断面における雪荷重を図 1-28 に示す。

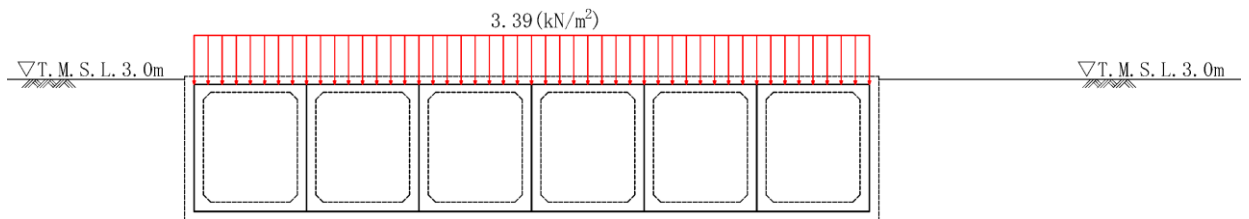


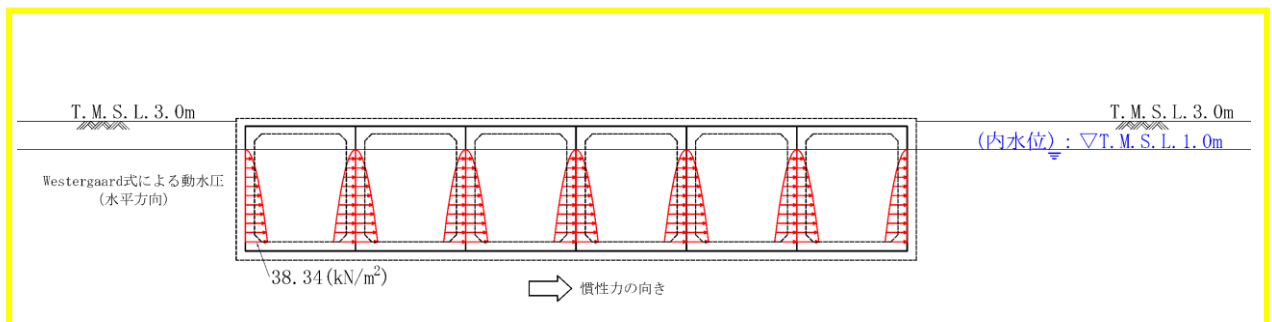
図 1-28 雪荷重図 (A-A断面)

(6) 動水圧

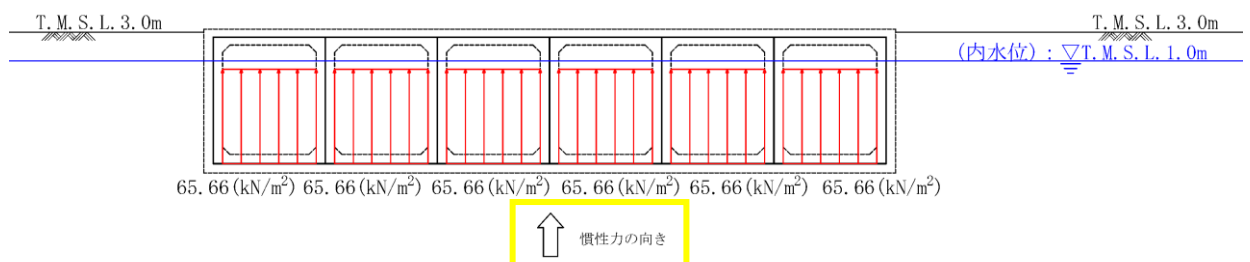
スクリーン室の内部には、朔望平均満潮位 T. M. S. L. 0.49m に対して保守的に設定した T. M. S. L. 1.0m を水面とした動水圧を付加質量として設定し、地震時の影響を考慮する。設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

A-A断面における動水圧図を図 1-29 に示す。

A-A断面は自由水面が存在するため、Westergaard 式による動水圧を設定する。鉛直動による動水圧は底版に作用させるものとする。



(a) 水平動



(b) 鉛直動

図 1-29 動水圧図 (A-A断面)

1.2.13 耐震評価における解析ケース

スクリーン室、取水路及び補機冷却用海水取水路は地中埋設構造物であり、支配的な損傷モードは地震時の地盤のせん断変形に伴い生じる構造部材の曲げ、せん断となる。したがって、耐震評価においてばらつきを考慮する物性値は、地盤のせん断変形を定義する初期せん断弾性係数 G_0 とする。

耐震評価における解析ケースを表 1-15 に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、地表付近で地下水面をまたぐ地層（埋戻土及び新期砂層）のばらつきは、初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて、せん断波速度のばらつきとして設定する。地下水以深の飽和土層（沖積層及び古安田層）のばらつきは、各地層のPS 検層の結果からせん断波速度の標準偏差 σ を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する（解析ケース②, ③, ⑤）。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、液状化強度特性を (-1σ) にて設定する（解析ケース①, ②, ③）。

また、構造物への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④, ⑤）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組み合わせた解析ケース（①～⑤）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して解析ケース①（基本ケース）を実施する。また、解析ケース①において、曲げ軸力照査及びせん断力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、追加解析ケースとして解析ケース②～⑤を実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。また、照査項目のうち構造部材のせん断については、せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため、確実に回避しなければならない破壊形態であることから、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 1-30 に示す。

表 1-15 耐震評価における解析ケース

解析ケース		①	②	③	④	⑤
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液化化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定		地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (+1σ)
液化化強度特性の設定		液化化強度特性 (-1σ)	液化化強度特性 (-1σ)	液化化強度特性 (-1σ)	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用
地震波 (位相)	Ss-1	++	実施			
		+ -	実施			
		- +	実施			
		--	実施			
	Ss-2		実施			
	Ss-3	++	実施			
		+ -	実施			
		- +	実施			
		--	実施			
	Ss-4		実施			
	Ss-5		実施			
	Ss-6		実施			
	Ss-7		実施			
	Ss-8	++	実施			
- +		実施				

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の解析ケース (基本ケース) において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい (許容限界に対する余裕が最も小さい) 地震動を用い、②~⑤より追加解析ケースを実施する。
 また、構造部材のせん断力照査において、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

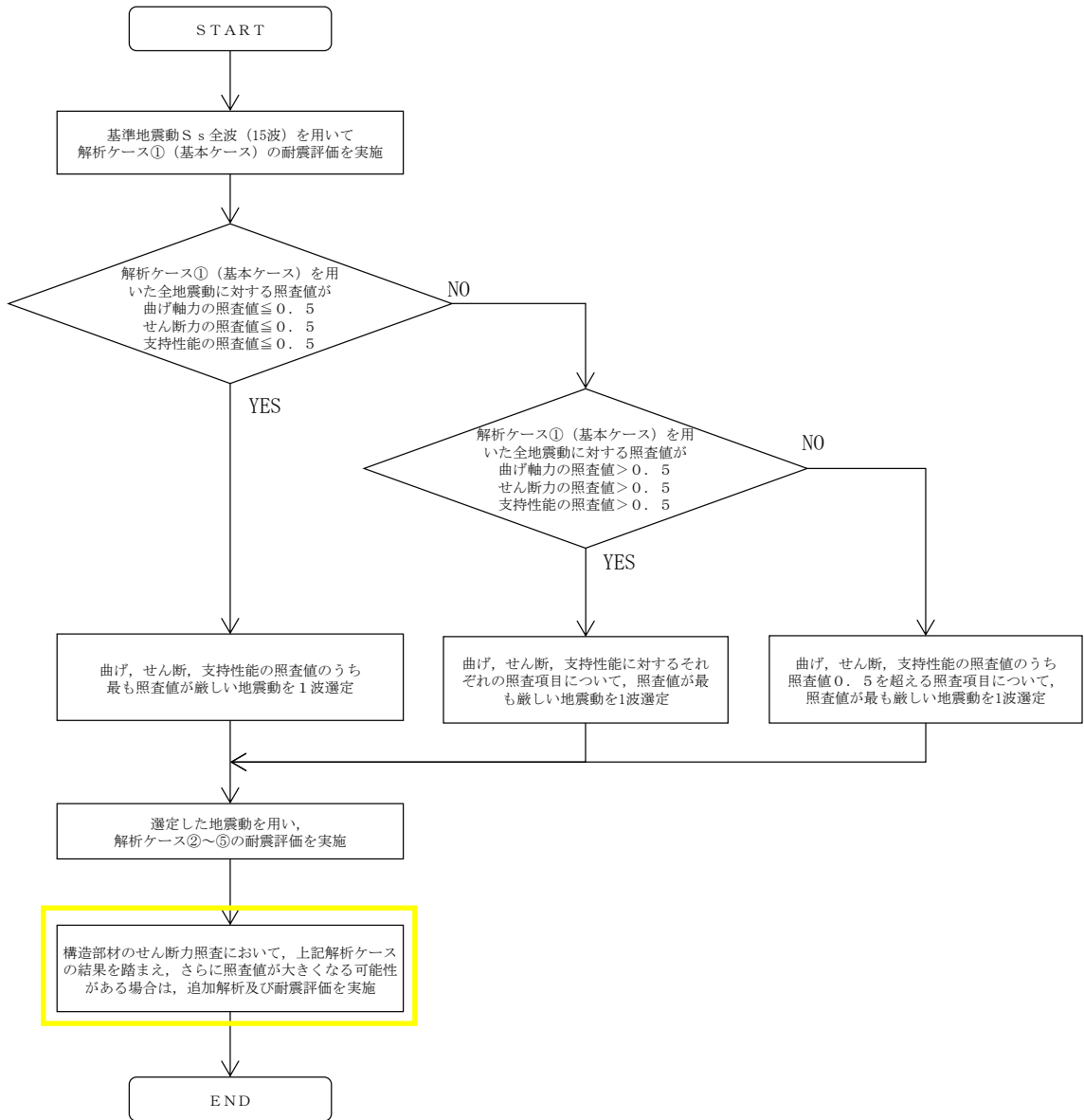


図 1-30 解析ケース②～⑤より追加解析ケースを実施する地震動の選定フロー

1.3 評価内容（部材非線形解析）

1.3.1 入力地震動の設定

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルとし、原子炉建屋と同様のものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 1-31 に、入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 1-32～図 1-47 に示す。入力地震動の算定には解析コード「S L O K Ver. 2.0」を使用する。

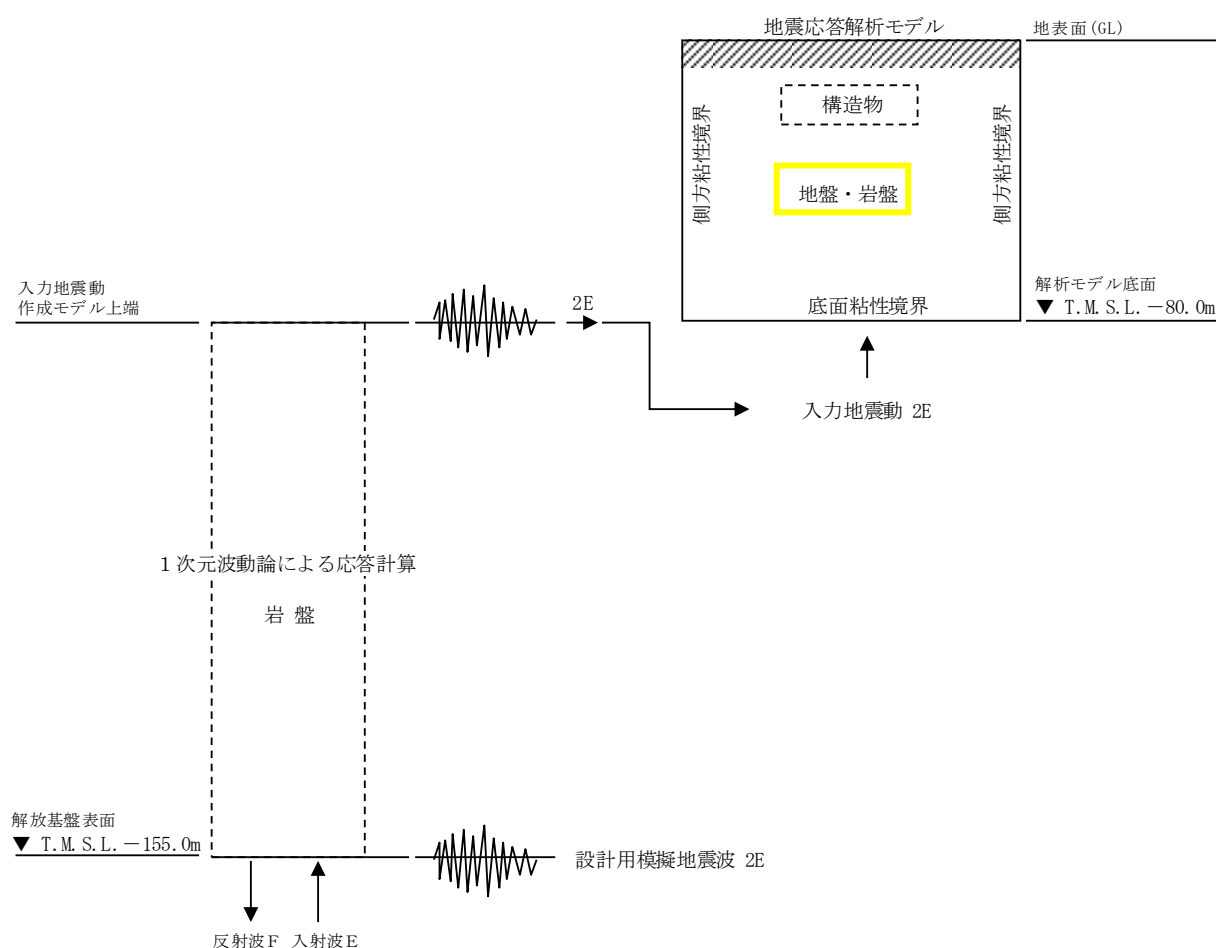
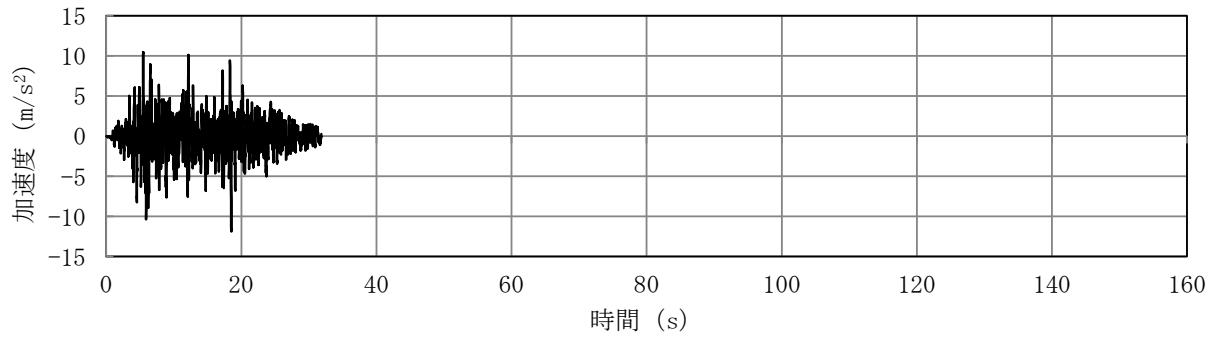
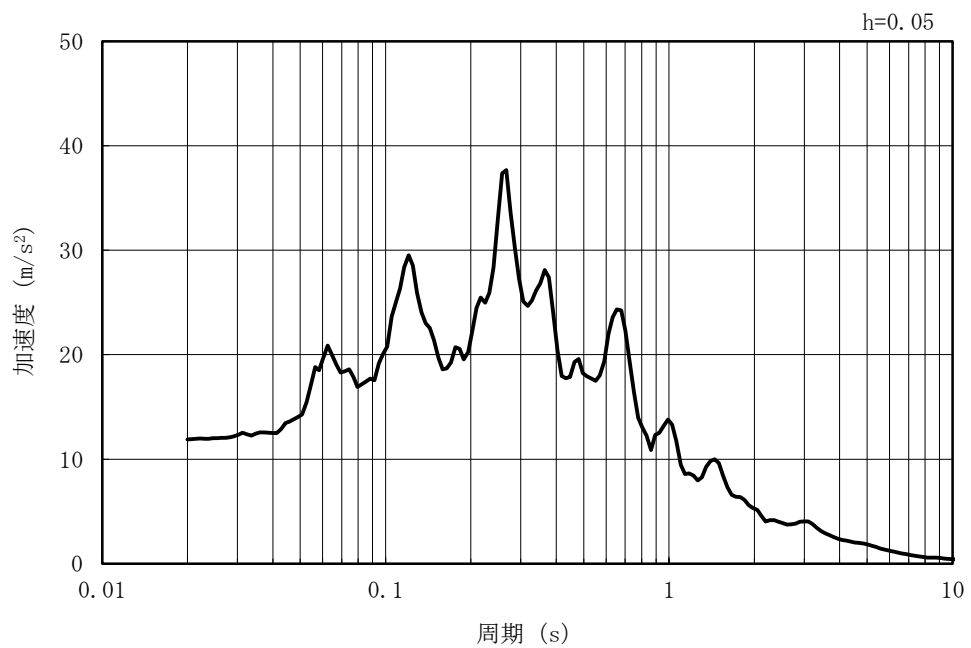


図 1-31 入力地震動算定の概念図

MAX 11.88m/s² (18.51s)



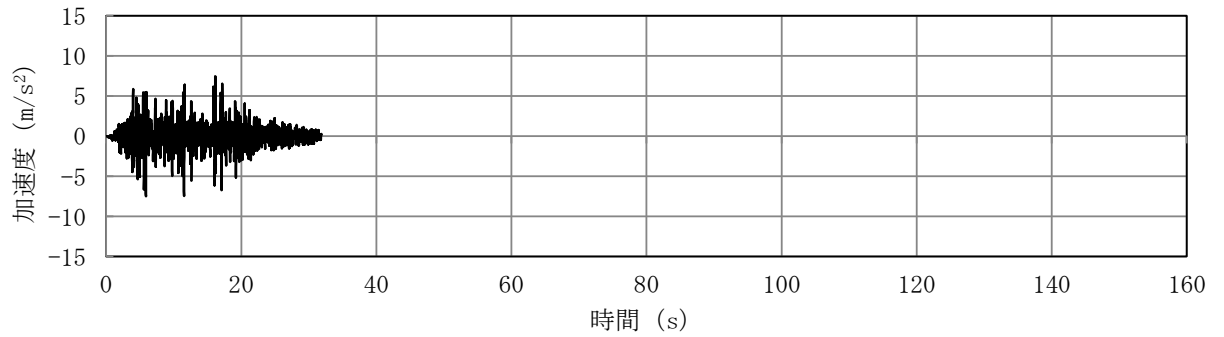
(a) 加速度時刻歴波形



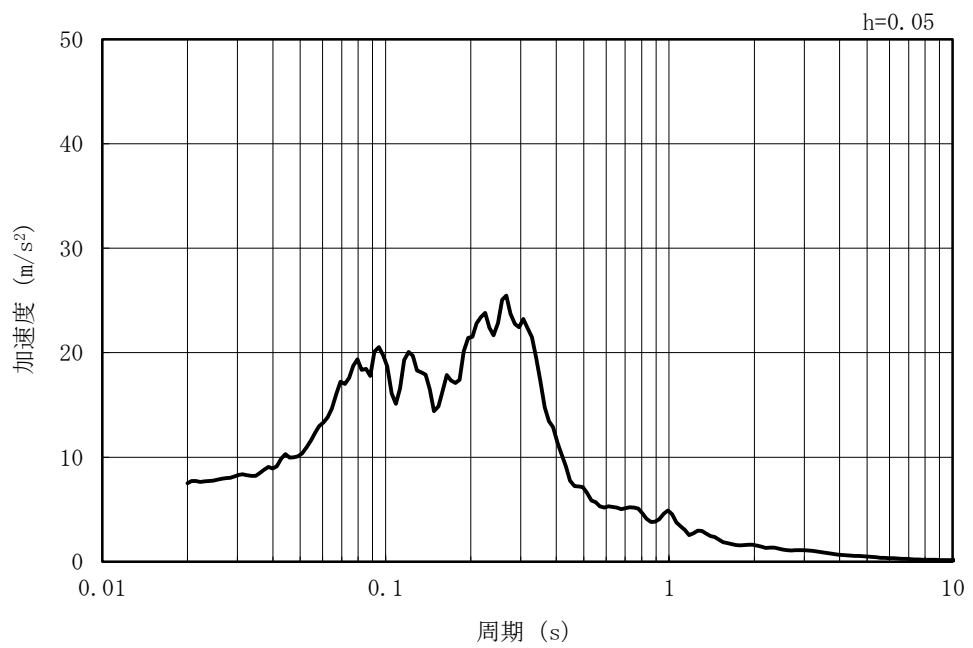
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-1)

MAX 7.49m/s² (5.88s)

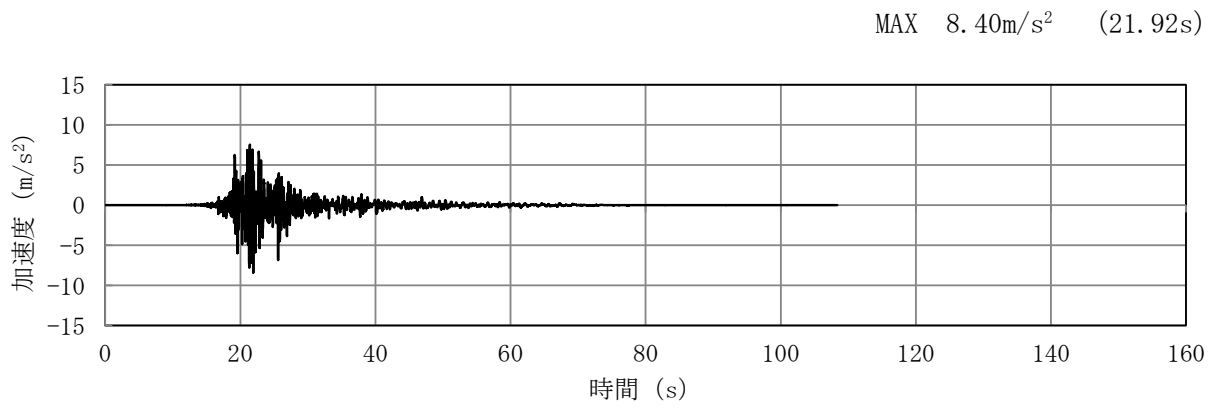


(a) 加速度時刻歴波形

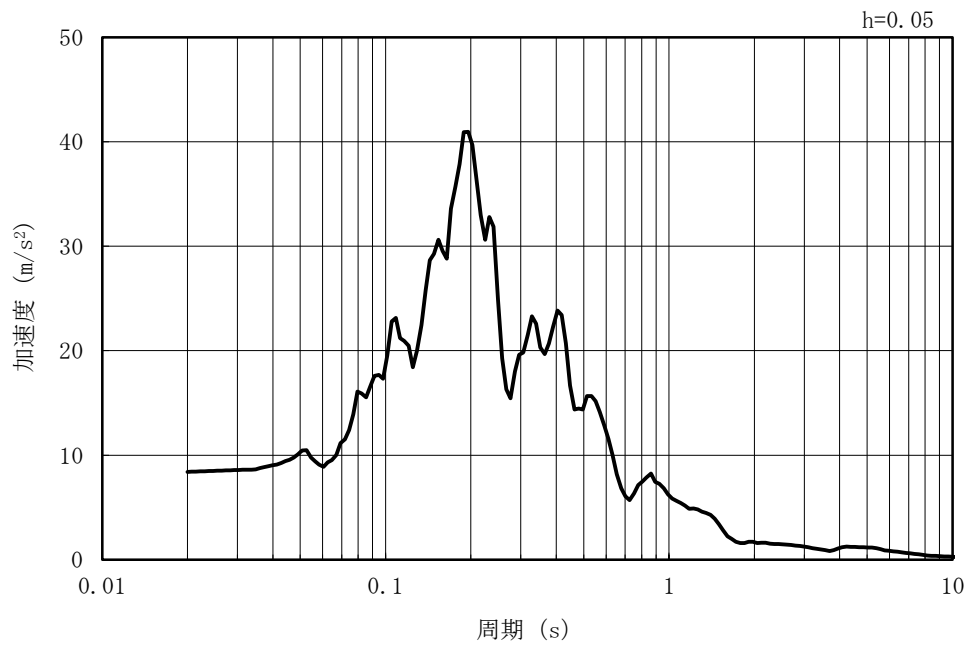


(b) 加速度応答スペクトル

図 1-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-1)

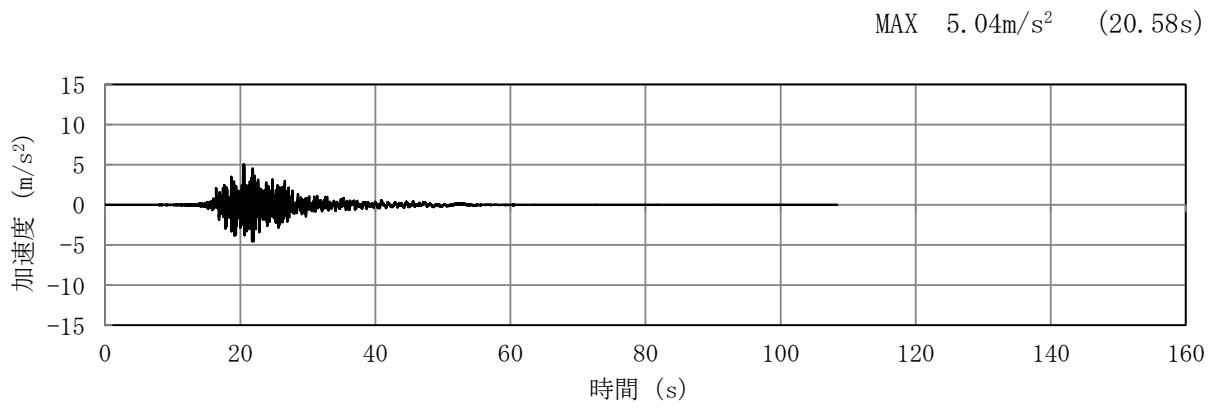


(a) 加速度時刻歴波形

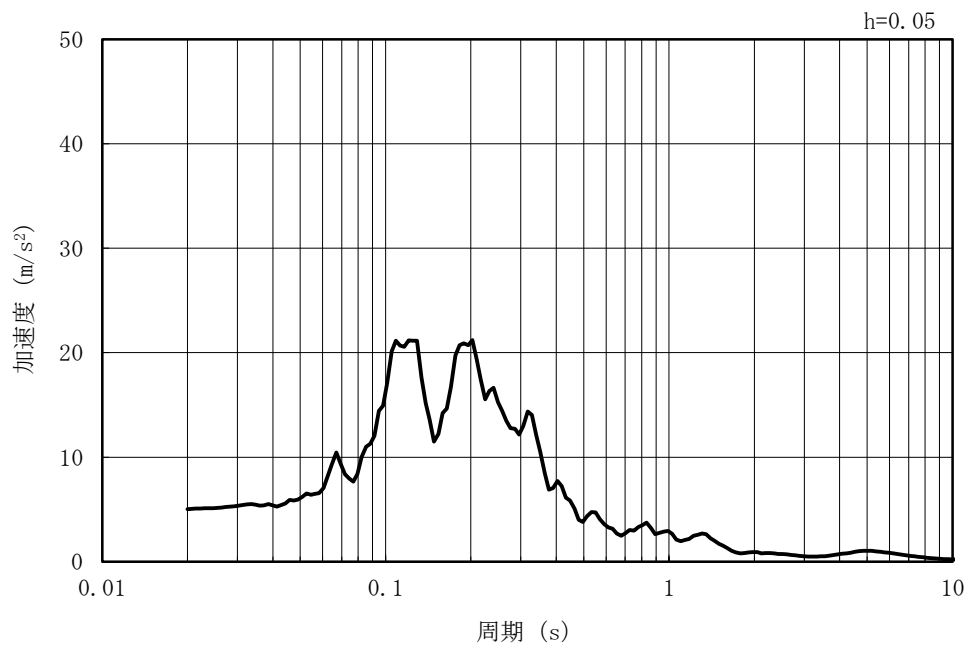


(b) 加速度応答スペクトル

図 1-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-2NS)



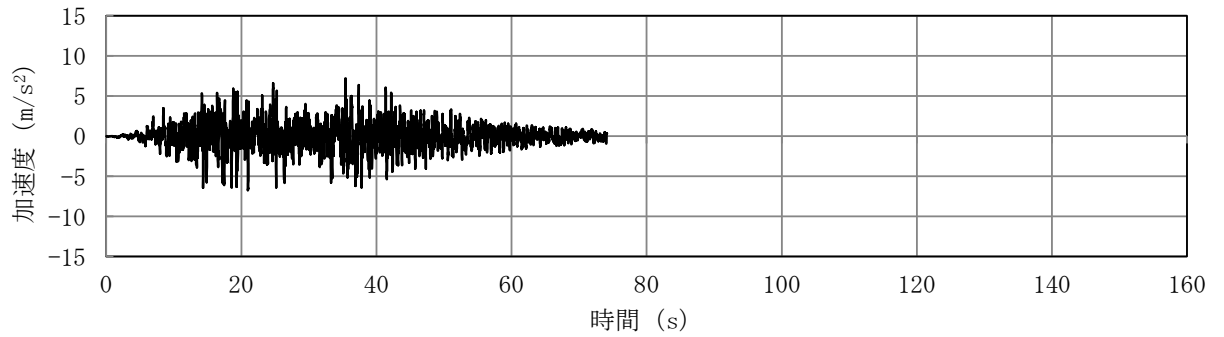
(a) 加速度時刻歴波形



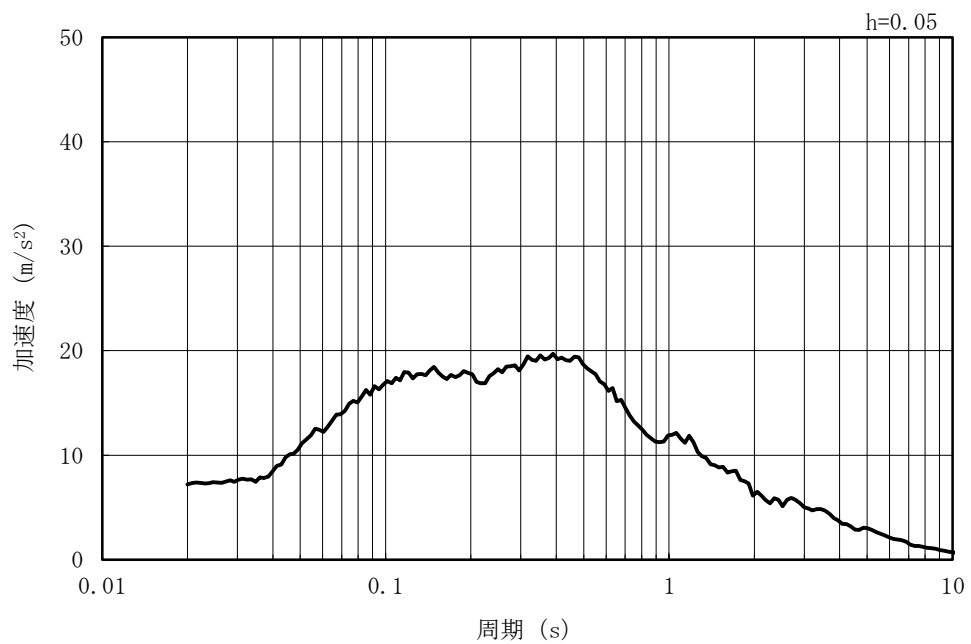
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-2NS)

MAX 7.18m/s² (35.43s)



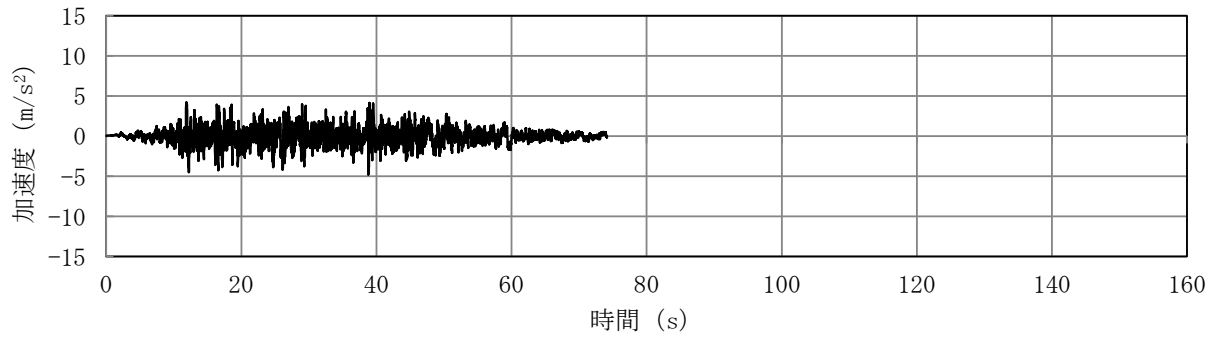
(a) 加速度時刻歴波形



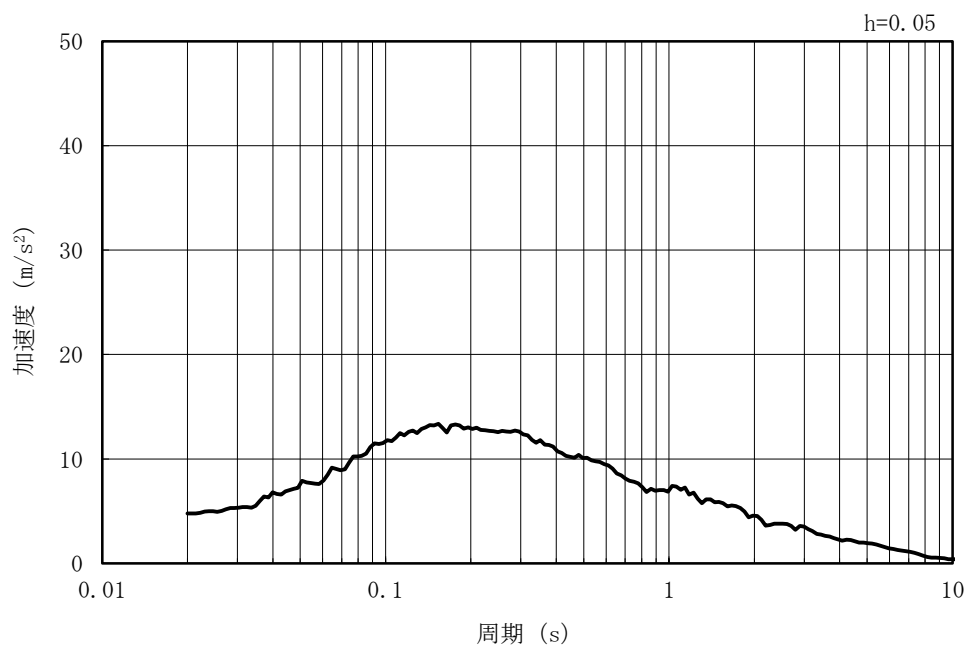
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-36 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-3)

MAX 4.78m/s² (38.80s)

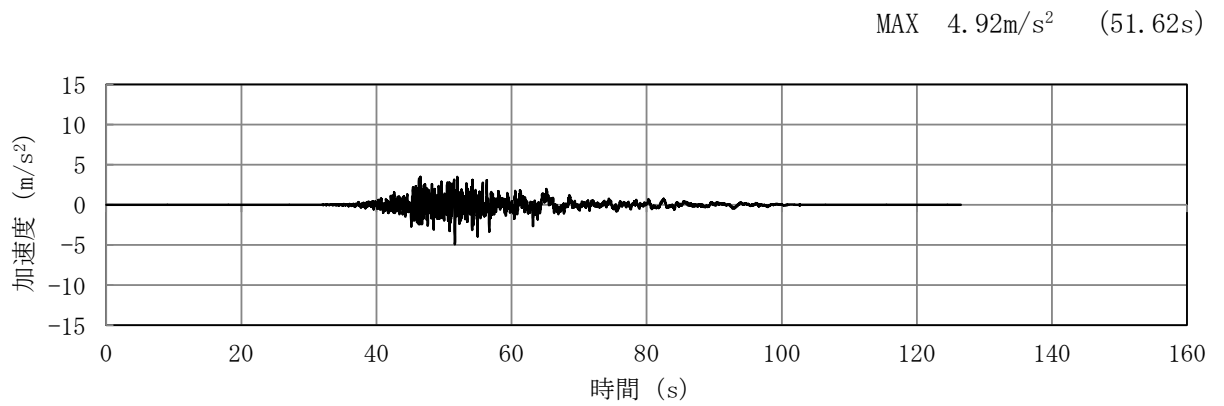


(a) 加速度時刻歴波形

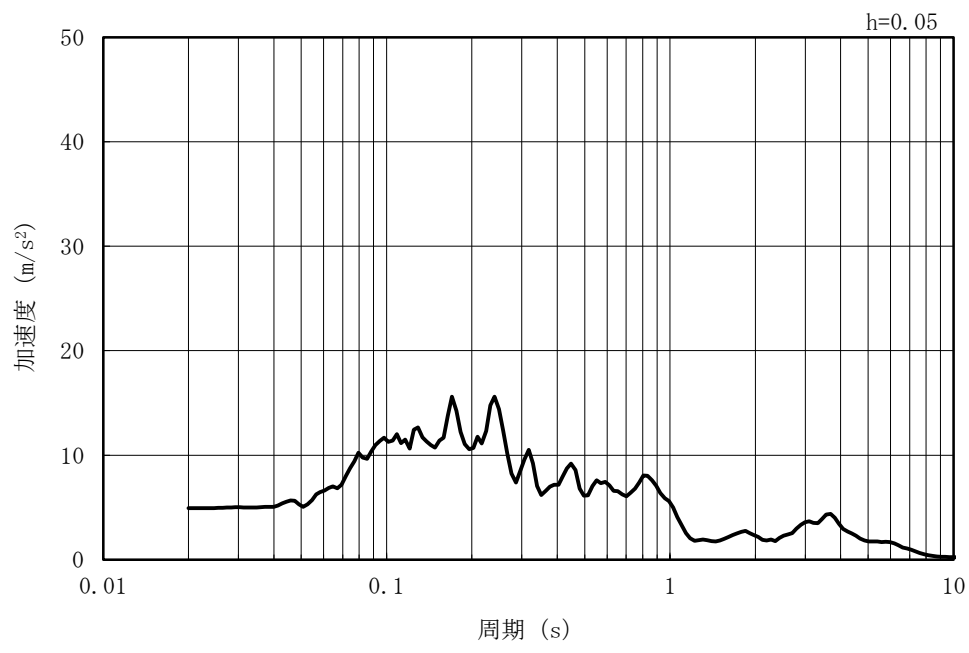


(b) 加速度応答スペクトル

図 1-37 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-3)



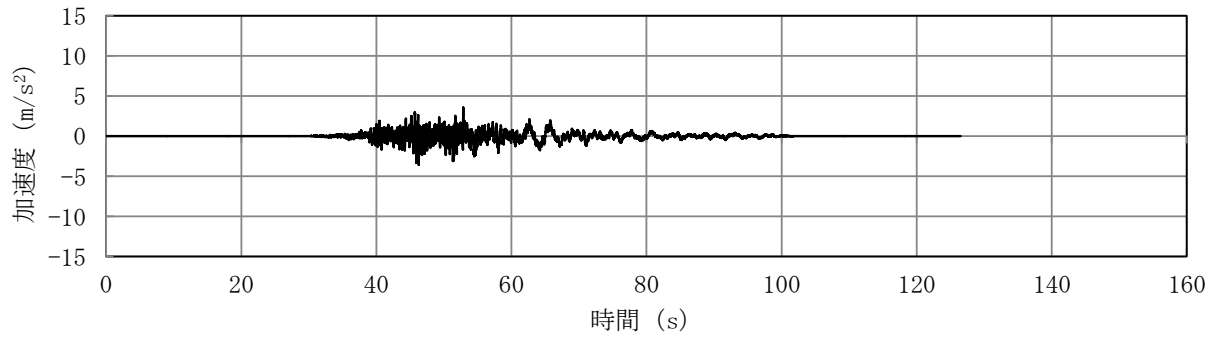
(a) 加速度時刻歴波形



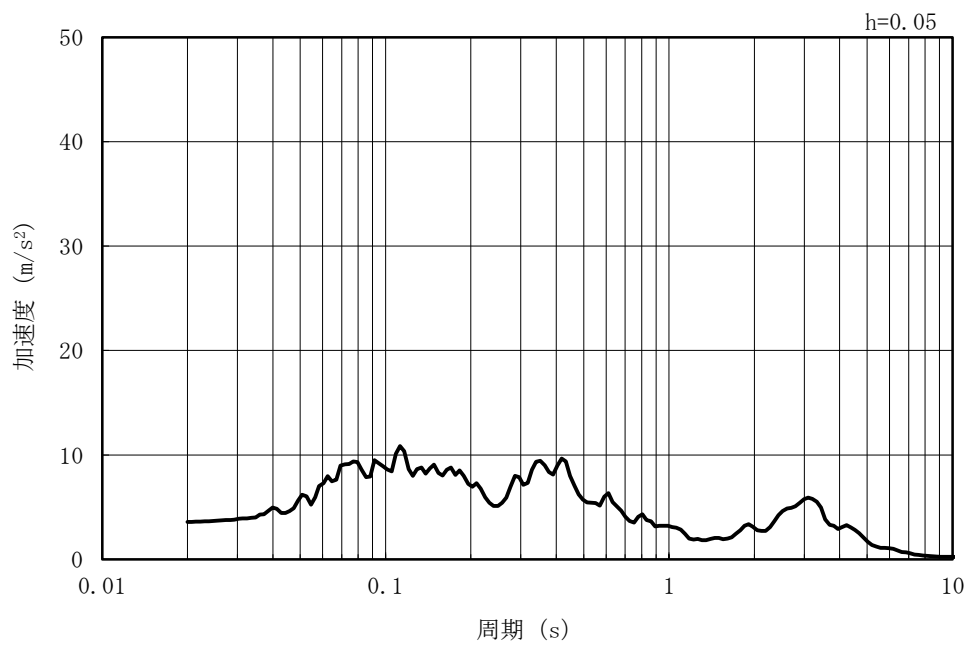
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-38 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-4NS)

MAX 3.57m/s² (46.29s)



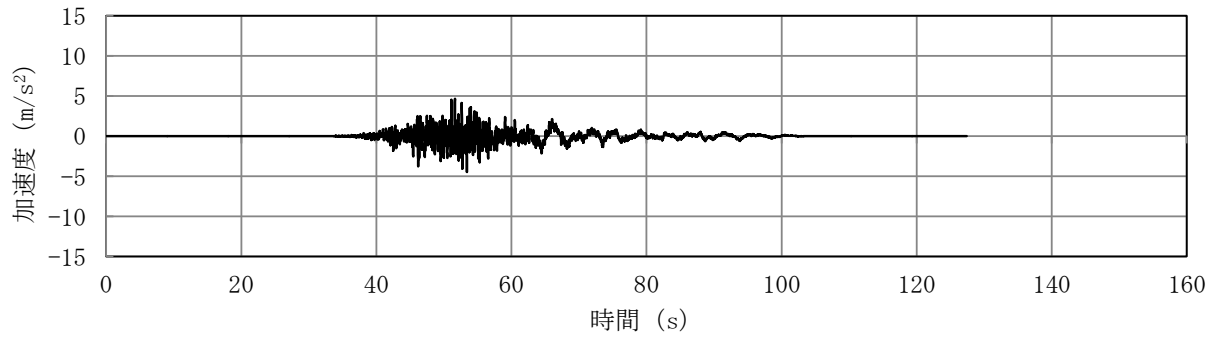
(a) 加速度時刻歴波形



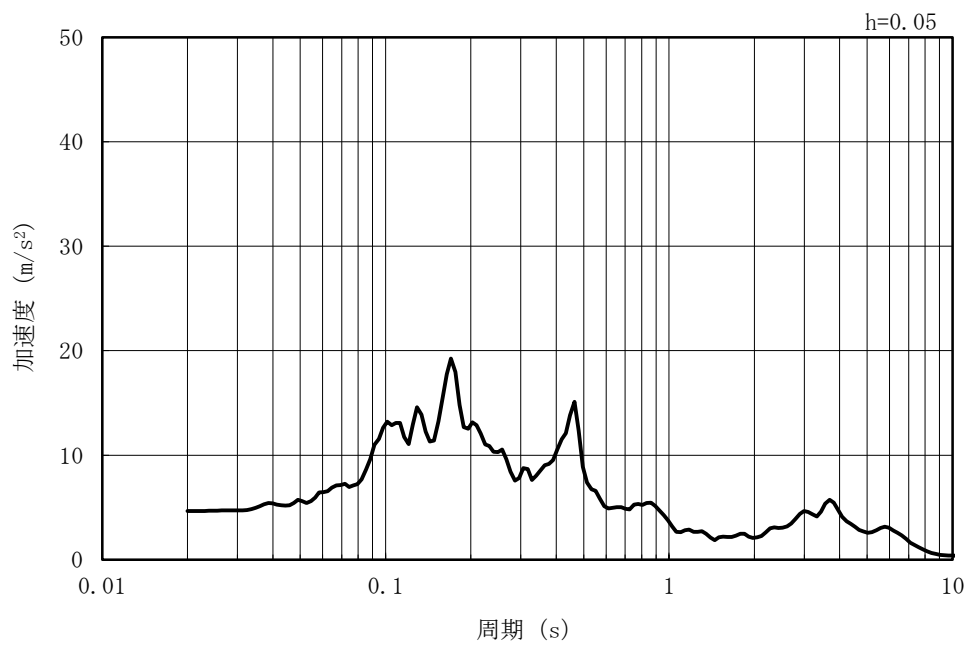
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-39 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-4NS)

MAX 4.64m/s² (51.64s)



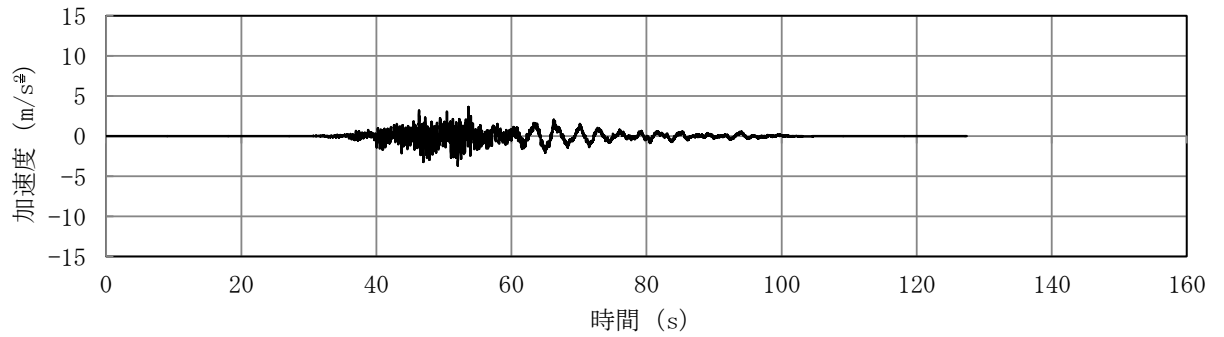
(a) 加速度時刻歴波形



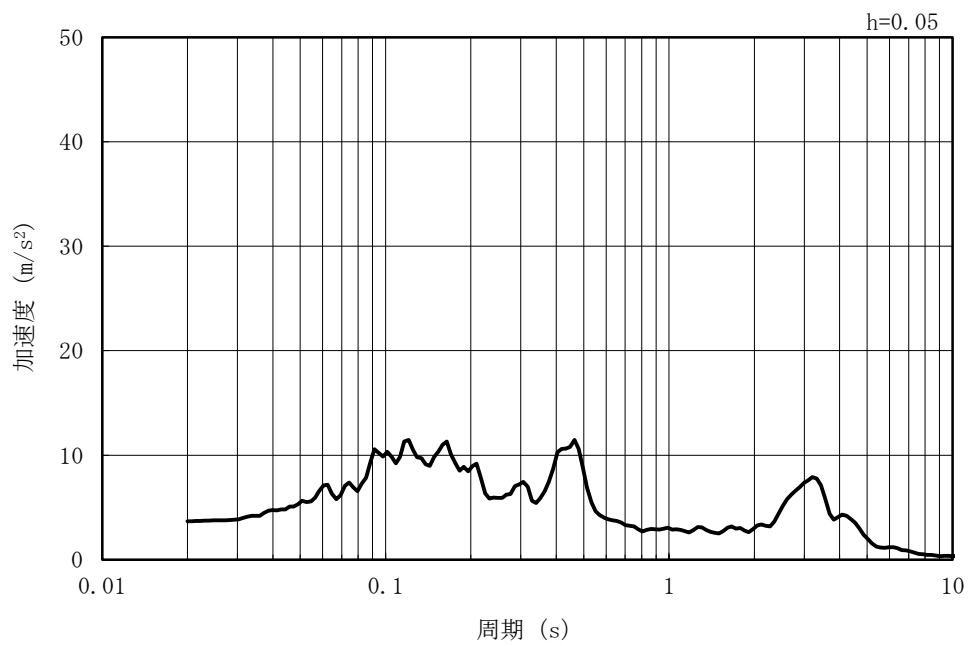
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-40 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-5NS)

MAX 3.68m/s² (52.06s)

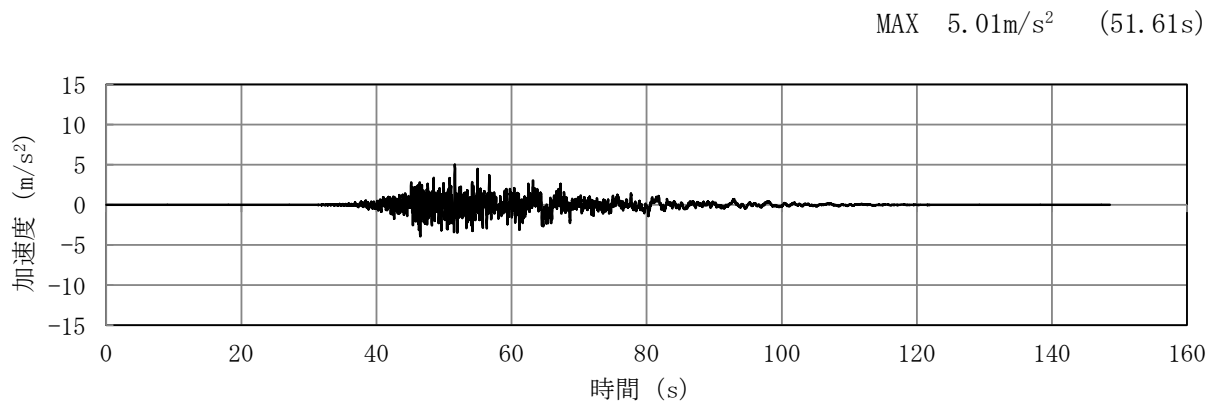


(a) 加速度時刻歴波形

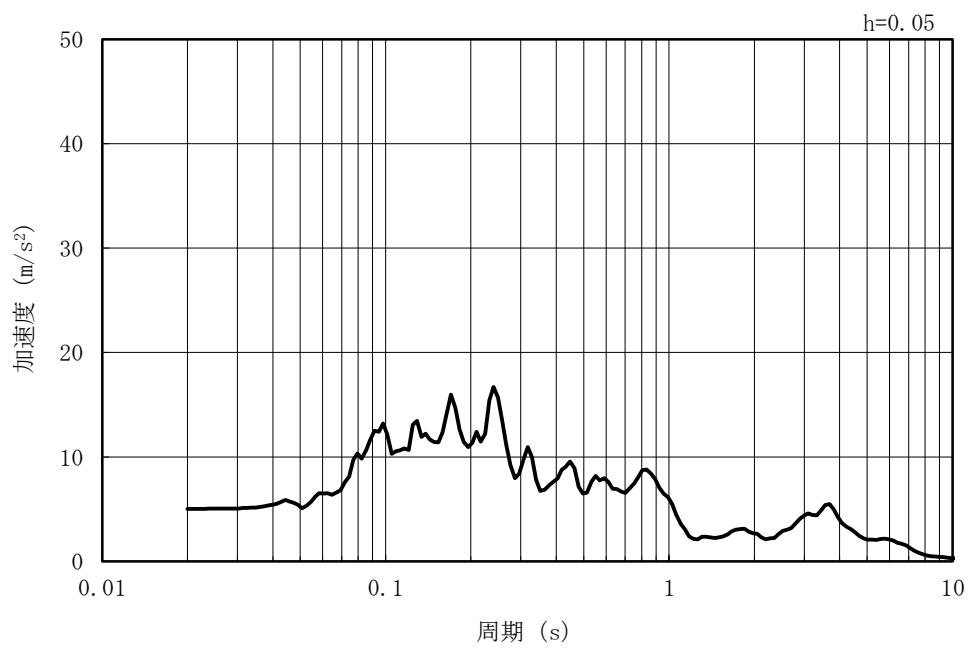


(b) 加速度応答スペクトル

図 1-41 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-5NS)



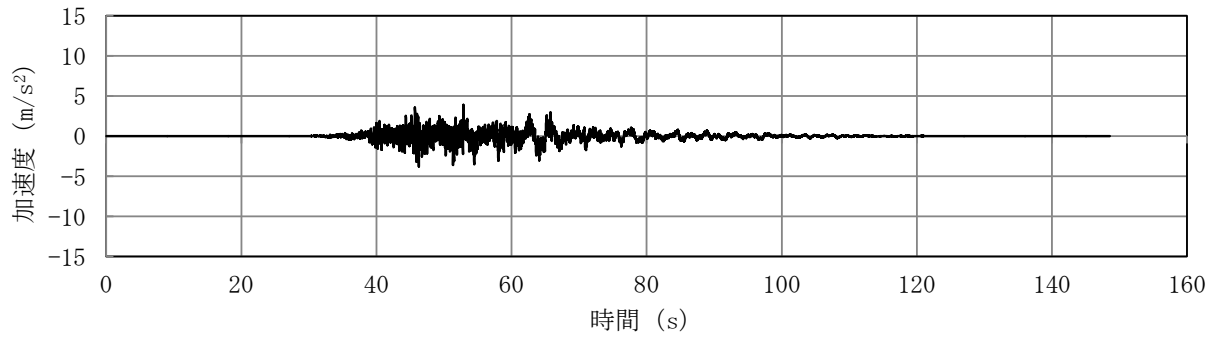
(a) 加速度時刻歴波形



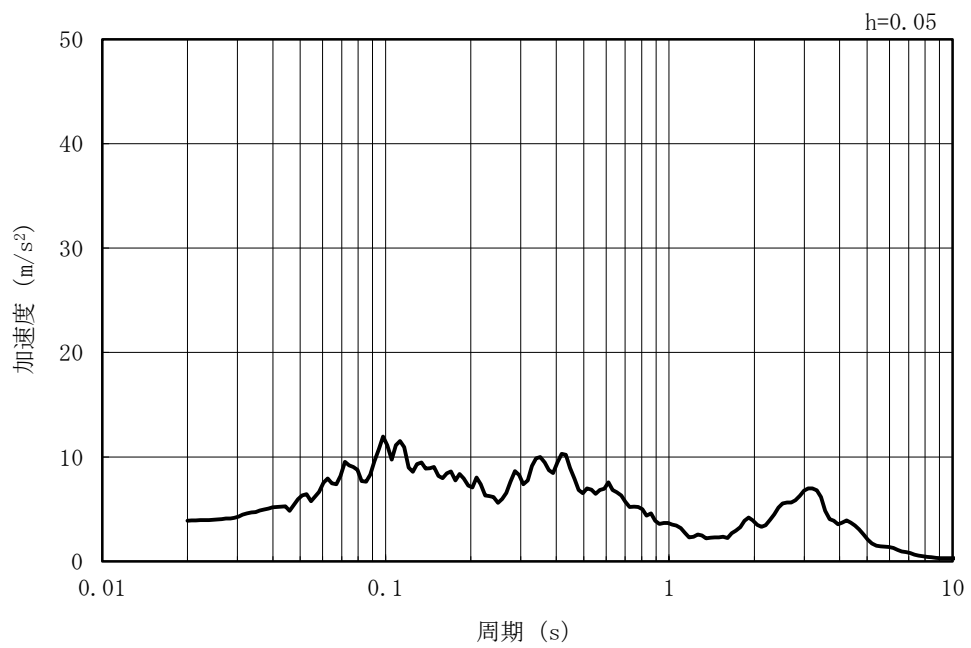
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-42 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-6NS)

MAX 3.89m/s² (52.87s)



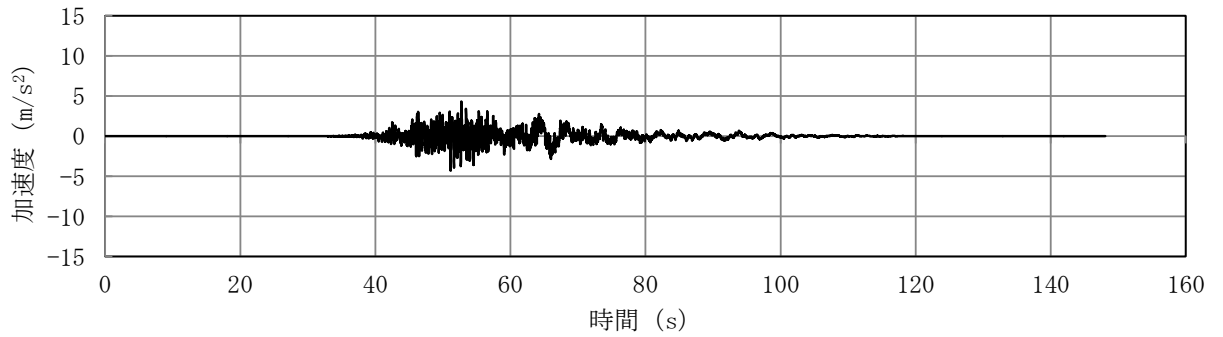
(a) 加速度時刻歴波形



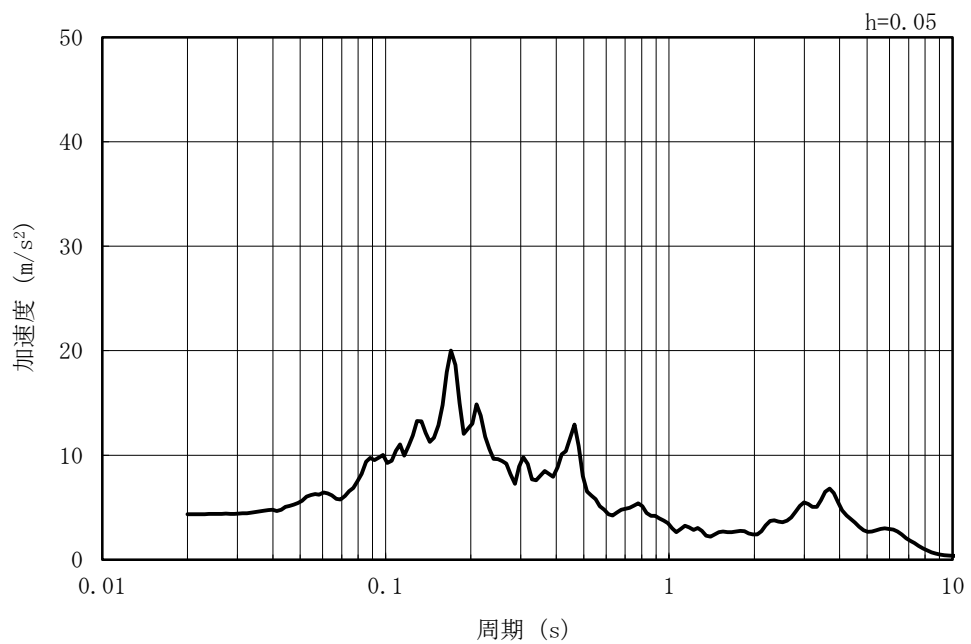
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-43 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-6NS)

MAX 4.33m/s² (52.75s)

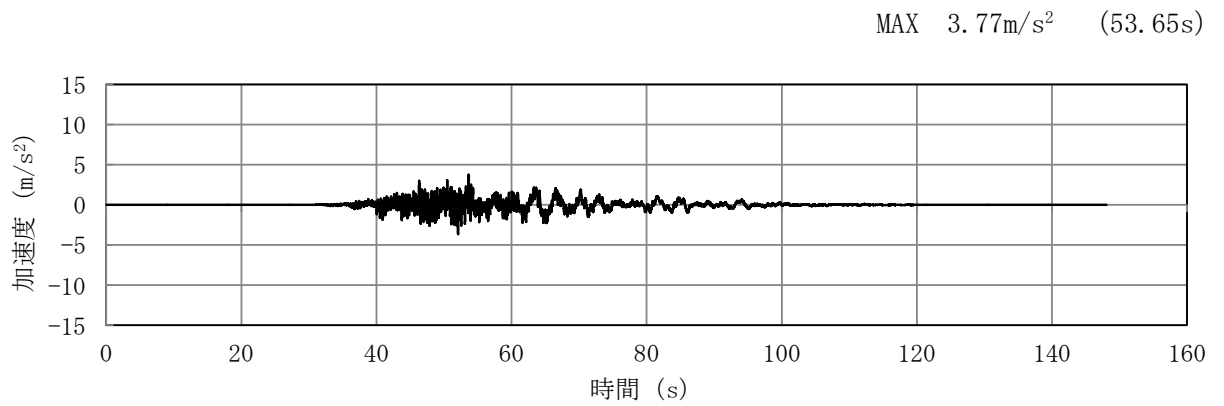


(a) 加速度時刻歴波形

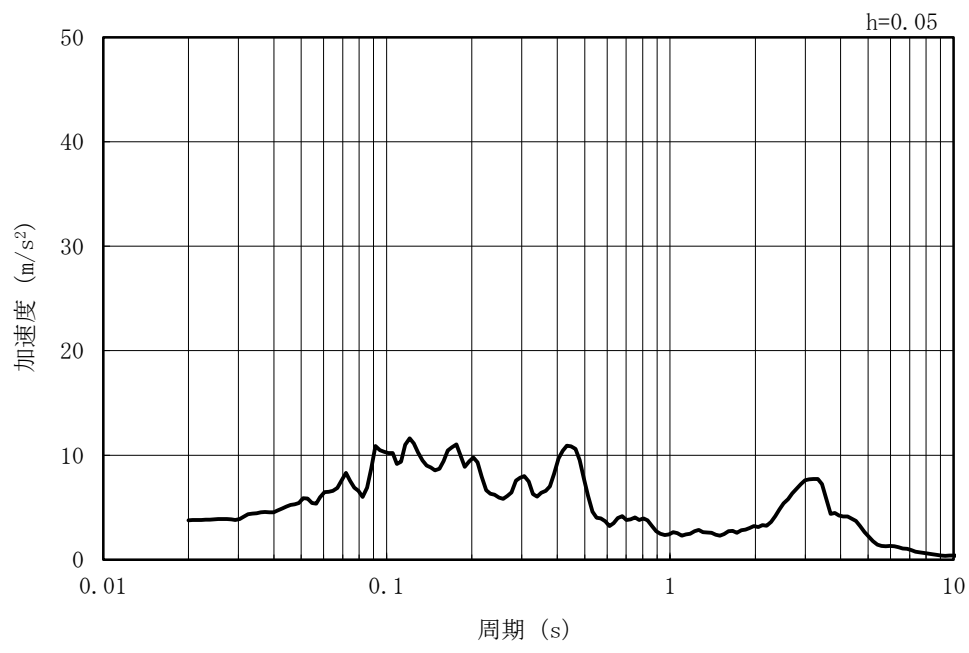


(b) 加速度応答スペクトル

図 1-44 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-7NS)



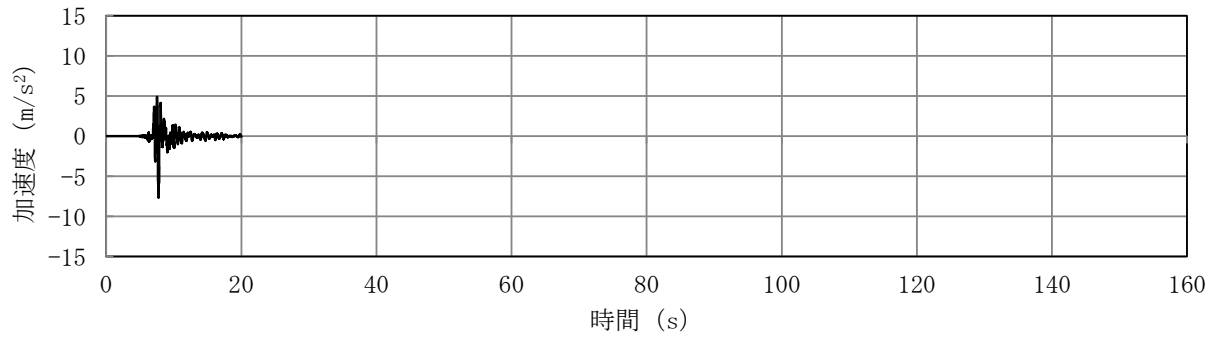
(a) 加速度時刻歴波形



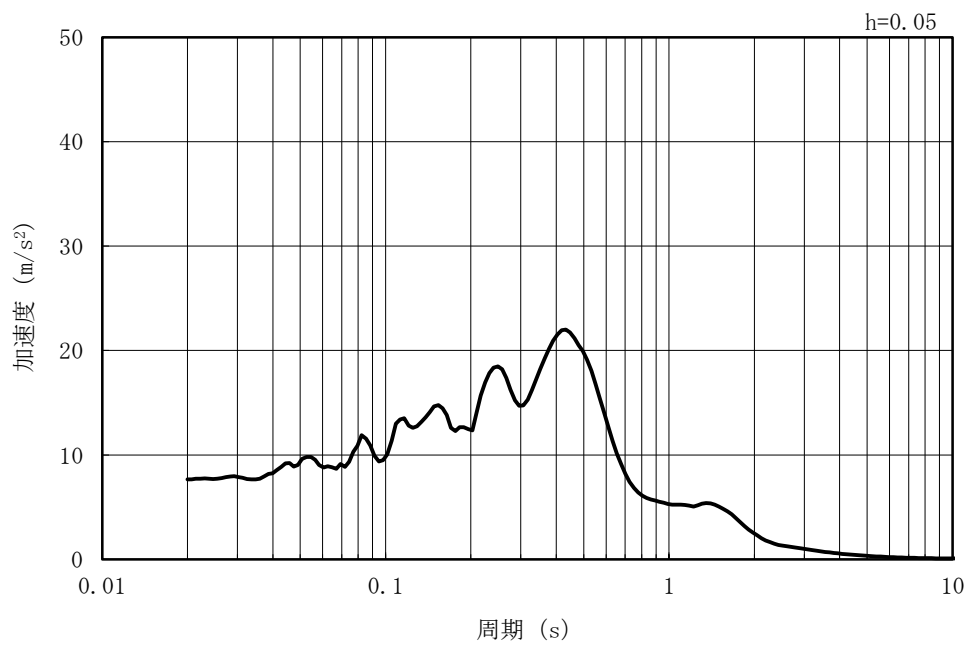
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-45 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-7NS)

MAX 7.65m/s² (7.74s)



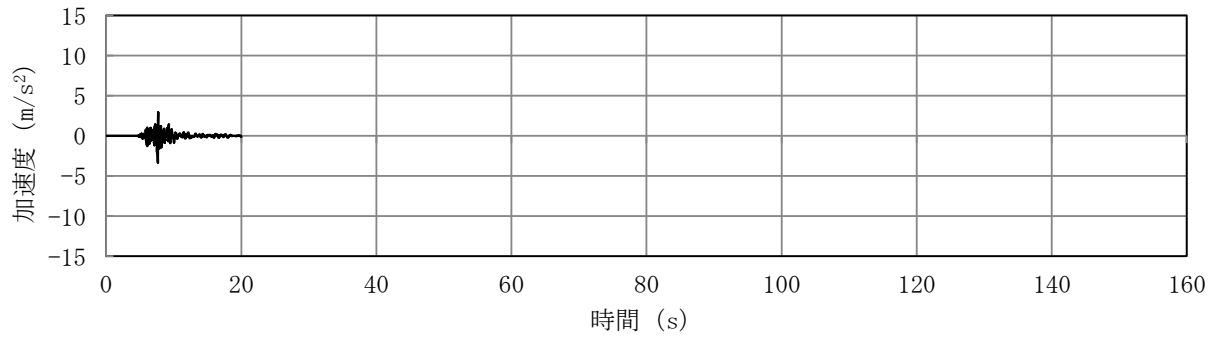
(a) 加速度時刻歴波形



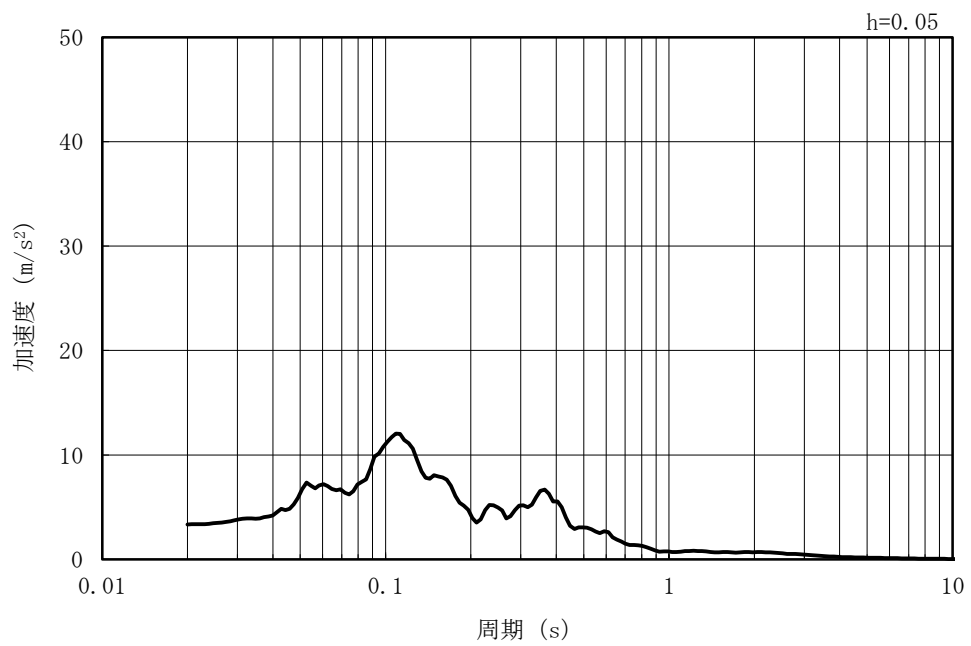
(b) 加速度応答スペクトル

図 1-46 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-8)

MAX 3.35m/s² (7.64s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 1-47 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-8)

1.3.2 許容限界の設定

(1) 通水機能を要求する部材の許容限界

a. 曲げに対する許容限界

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（層間変形角 1/100）を許容限界とし、照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査に用いる照査用層間変形角は、地震応答解析により得られた層間変形角に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{R_d}{R_L} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

R_L : 限界層間変形角 (層間変形角 1/100)

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

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

R : 応答計算による層間変形角

b. せん断に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、(a)棒部材式及び(b)ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方を許容限界とし、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は、地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

V_{yd} : せん断耐力

V_d : 照査用せん断力 ($V_d = \gamma_a \cdot V$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.05$)

V : 応答計算によるせん断力値

(a) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで、

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f_{cd}}$$

ただし、 $f_{vcd} > 0.72$ (N/mm²) となる場合は $f_{vcd} = 0.72$ (N/mm²)

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

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

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

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

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

f_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm²) で設計基準強度 f_{ck} を材料係数 γ_{mc} (=1.3) で除したもの

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d) \quad \text{引張鉄筋比}$$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

$M_0 = N'_d \cdot D / 6$: 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ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数 (=1.3)

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

ここで、

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は、 800N/mm^2 以下とする。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角

s : せん断補強筋の配置間隔

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 $d/1.15$ とする。

γ_{bs} : 部材係数 (=1.1)

(b) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで、

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

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

γ_{bc} : 部材係数 (=1.3)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし、} 0 \leq \phi \leq 1$$

p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

また、分布荷重を受ける部材のせん断耐力については、図 1-48 に示す等価せん断スパンの考え方に基づき、せん断耐力を算定する。

(c) 等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析で得られる断面力分布に基づいて、支承前面あるいははり・柱前面から**最大曲げモーメントが発生する位置**（あるいはせん断力が零となる点）までを照査対象区間と考える。この区間において、等価せん断スパンを以下のように設定する。

- ① 区間に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が存在する場合は、以下の2種類の等価せん断スパンを設定する。

第1等価せん断スパン(a1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第2等価せん断スパン(a2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

- ② 区間に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が無い場合は、以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン(a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離

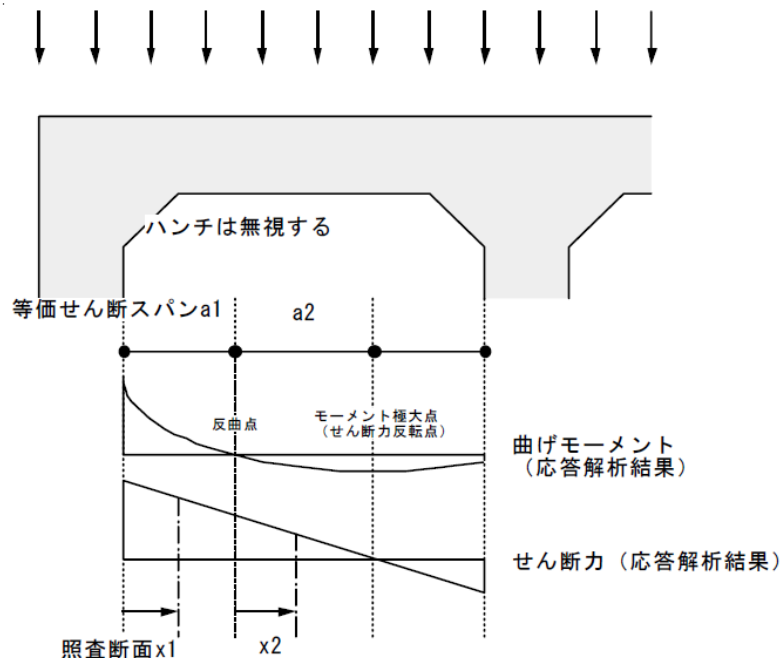


図 1-48 等価せん断スパンの設定方法

(土木学会マニュアルより引用)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 1-16 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 1-16 せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数			値	内容
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.30	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	応答値（断面力）を割り増し

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する鉛直力に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書の直接基礎の算定式により設定する。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right\}$$

ここで、

Q_u : 荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)

c : 地盤の粘着力(kN/m²)

q : 上載荷重(kN/m²)で、 $q = \gamma_2 \cdot D_f$

A_e : 有効載荷面積(m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$B_e = B - 2 \cdot e_B$$

B : 基礎幅(m)

e_B : 荷重の偏心量(m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

α, β : 表 1-17 に示す基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数 (図 1-49~図 1-51)

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数 ($\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする)。

$$S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$$

$$c^* = c / c_0 \text{ (ただし, } 1 \leq c^* \leq 10, c_0 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{))}$$

$$q^* = q / q_0 \text{ (ただし, } 1 \leq q^* \leq 10, q_0 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{))}$$

$$B^* = B_e / B_0 \text{ (ただし, } 1 \leq B^* \leq 1.0, B_0 = 1.0 \text{ (m))}$$

c^* , q^* 及び B^* の値がそれぞれの範囲外となる場合は、その下限値若しくは上限値を適用

表 1-17 形状係数

形状係数 \ 基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{D}$

D : ケーソン前面幅 (m), B : ケーソン側面幅 (m)

ただし, $B/D > 1$ の場合, $B/D = 1$ とする。

(道路橋示方書より引用)

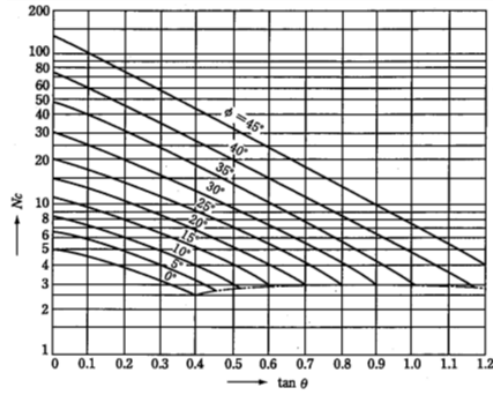


図 1-49 支持力係数 N_c
(道路橋示方書より引用)

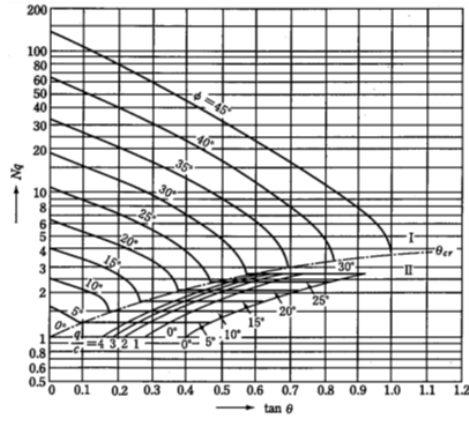


図 1-50 支持力係数 N_q
(道路橋示方書より引用)

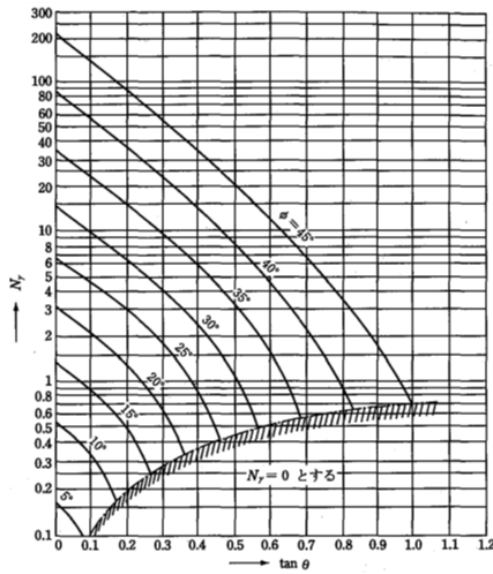


図 1-51 支持力係数 N_y
(道路橋示方書より引用)

(3) 貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については、鉄筋の降伏（図 1-52）を許容限界とする。なお、部材の片側の鉄筋が降伏に至った場合でも、部材を貫通するひび割れが発生するまでは著しい漏水が生じる可能性は低いものと考えられる。そのため、部材を貫通するひび割れが発生（＝部材の両側ともに鉄筋降伏に至った状態）を貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界とする。

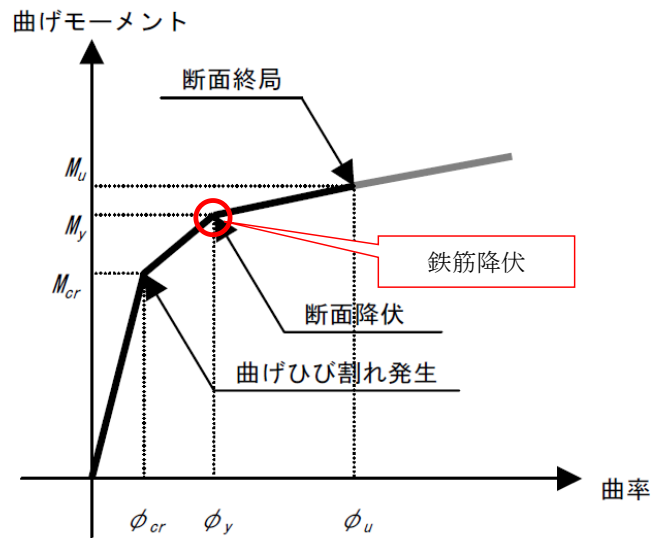


図 1-52 貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

1.4 評価結果（部材非線形解析）

1.4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「層間変形角時刻歴波形」，「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」及び「**最大**過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

(1) 解析ケースと照査値

耐震評価においては，**KK7 補足-027**「工事計画に係る説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加解析ケースの選定について」に基づき，全ての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力照査，せん断力照査及び基礎地盤の支持性能照査の各評価項目について，照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケース②～⑤を実施した。**また，照査項目のうち構造部材のせん断力照査については，せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため，確実に回避しなければならない破壊形態であることから，上記解析ケースの結果を踏まえ，さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。**

(a) 曲げ軸力照査

A-A断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 1-18 に示す。

表 1-18 A-A断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値

地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.15				
	-+	0.15				
	+ -	0.15				
	--	0.15				
Ss-2		0.08				
Ss-3	++	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
	-+	0.15				
	+ -	0.14				
	--	0.15				
Ss-4		0.07				
Ss-5		0.05				
Ss-6		0.08				
Ss-7		0.05				
Ss-8	++	0.12				
	-+	0.14				

(b) せん断力照査

A-A断面の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 1-19 に示す。

表 1-19 A-A断面のせん断力に対する解析ケースと照査値 (1/2)

頂版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.62				
	-+	0.59				
	+-	0.62				
	--	0.59				
Ss-2		0.42				
Ss-3	++	0.66	0.61	0.70	0.63	0.58
	-+	0.65				
	+-	0.64				
	--	0.66		追而		
Ss-4		0.36				
Ss-5		0.35				
Ss-6		0.40				
Ss-7		0.36				
Ss-8	++	0.55				
	-+	0.58				

側壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.60				
	-+	0.60				
	+-	0.57				
	--	0.62				
Ss-2		0.47				
Ss-3	++	0.65	0.62	0.71	0.62	0.61
	-+	0.57				
	+-	0.64		追而		
	--	0.61				
Ss-4		0.45				
Ss-5		0.41				
Ss-6		0.37				
Ss-7		0.39				
Ss-8	++	0.57				
	-+	0.48				

注： □は、前述 1. 2. 13 のフローに基づき、解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 1-19 A-A断面のせん断力に対する解析ケースと照査値 (2/2)

隔壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.56				
	-+	0.56				
	+-	0.56				
	--	0.57				
Ss-2		0.40				
Ss-3	++	0.57	0.55	0.59	0.55	0.55
	-+	0.60				
	+-	0.56				
	--	0.60				
Ss-4		0.38				
Ss-5		0.34				
Ss-6		0.39				
Ss-7		0.33				
Ss-8	++	0.54				
	-+	0.55				

底版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.51				
	-+	0.50				
	+-	0.48				
	--	0.50				
Ss-2		0.42				
Ss-3	++	0.50	0.50	0.53	0.50	0.48
	-+	0.53				
	+-	0.53				
	--	0.52				
Ss-4		0.40				
Ss-5		0.37				
Ss-6		0.35				
Ss-7		0.34				
Ss-8	++	0.48				
	-+	0.46				

(c) 基礎地盤の支持性能

A-A断面の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 1-20 に示す。

表 1-20 A-A断面の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.05				
	-+	0.04				
	+-	0.03				
	--	0.04				
Ss-2		0.03				
Ss-3	++	0.03	0.05	0.03	0.03	0.05
	-+	0.03				
	+-	0.03				
	--	0.03				
Ss-4		0.03				
Ss-5		0.03				
Ss-6		0.03				
Ss-7		0.03				
Ss-8	++	0.03				
	-+	0.03				

(2) 層間変形角時刻歴波形

曲げ軸力照査について、最も厳しい照査値となる解析ケースを表 1-21 に示す。該当する解析ケースの層間変形角の時刻歴波形を図 1-53 に示す。

表 1-21 最も厳しい照査値となる解析ケース

評価断面	解析ケース	地震動	曲げ軸力照査		
			照査用層間変形角 R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
A-A断面	解析ケース①	Ss-3--	1.48×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15

注記* : 照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

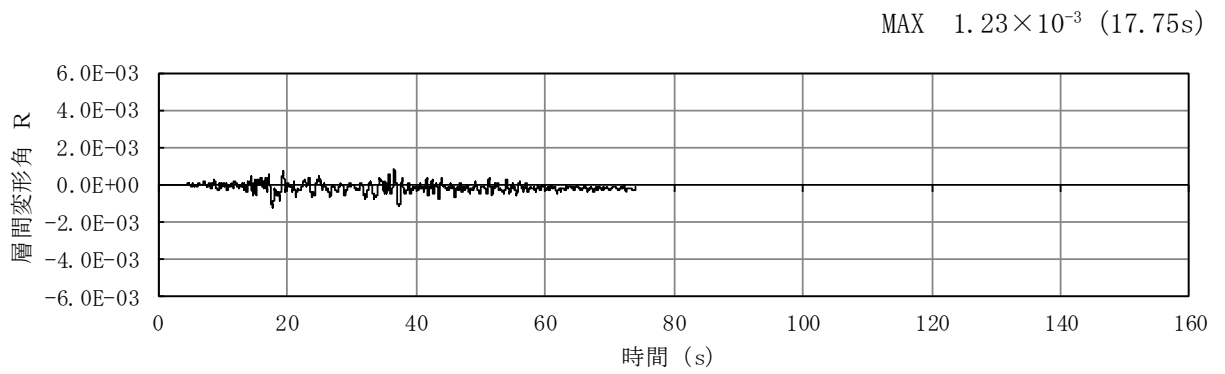


図 1-53 A-A断面における曲げ軸力照査が最も厳しい照査値となる解析ケースでの
層間変形角の時刻歴波形
(解析ケース①, 地震動 Ss-3-1)

(3) 断面力分布（せん断力照査）

せん断力に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を、表 1-22 に示す。

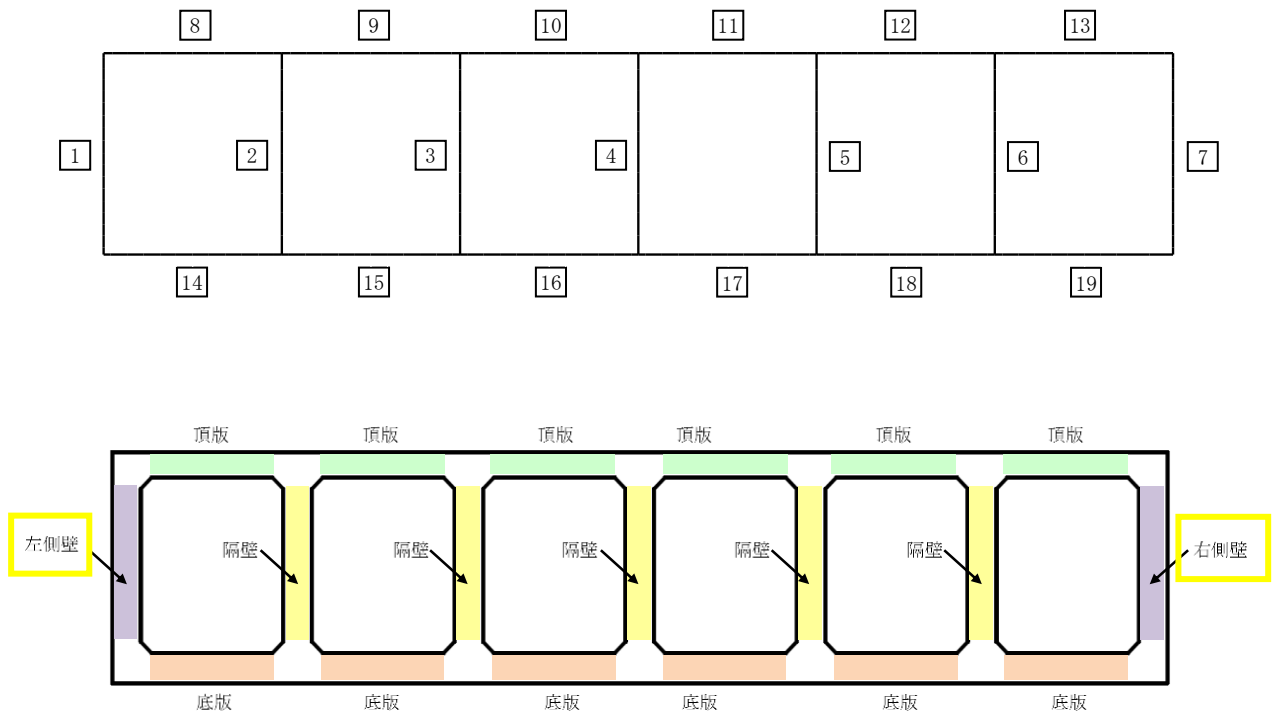
また、該当する解析ケースについて、部材毎に照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を、図 1-54 に示す。

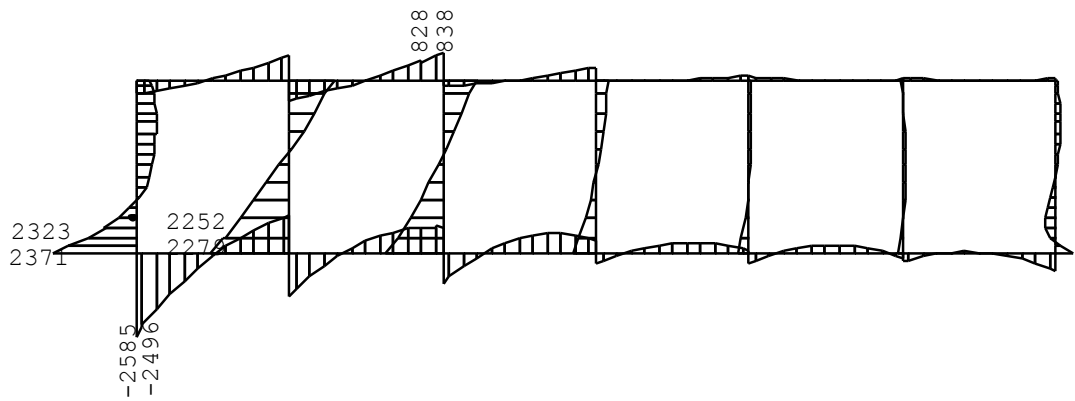
表 1-22 各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース一覧A-A断面

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	9	③	Ss-3++	263	379	0.70
側壁	1	③	Ss-3++	1001	1428	0.71
隔壁	4	①	Ss-3-+	649	1096	0.60
底版	16	①	Ss-3-+	603	1150	0.53

注記*1：評価位置は下図に示す。

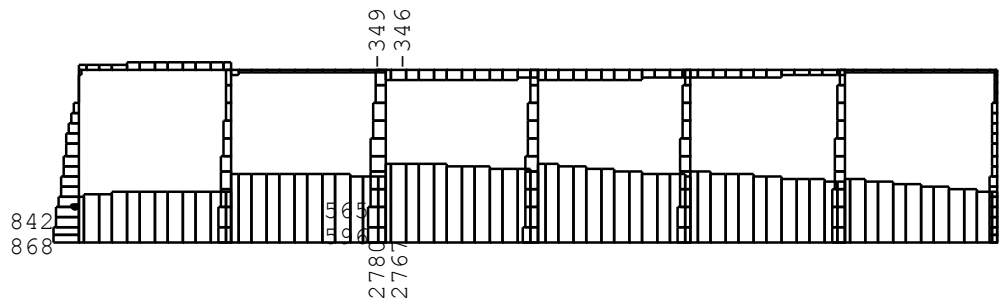
*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a





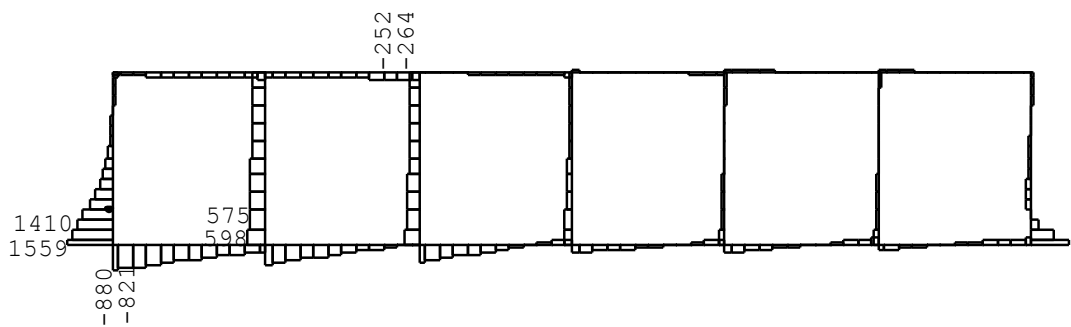
● : せん断照査最大位置 = 761

(a) 曲げモーメント (kN・m)



● : せん断照査最大位置 = 727

(b) 軸力 (kN)



● : せん断照査最大位置 = 953

(c) せん断力 (kN)

図 1-54 A-A断面 (側壁) のせん断力に対して照査値が最大となる時刻の断面力分布図
(側壁, 解析ケース③, 地震動 Ss-3++, t=37.45s)

(4) 最大せん断ひずみ分布

地盤に発生した最大せん断ひずみを確認するため、曲げ軸力照査及びせん断照査で最大照査値を示した地震動について地震応答解析の全時刻の最大せん断ひずみ分布を示す。表 1-23 に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。

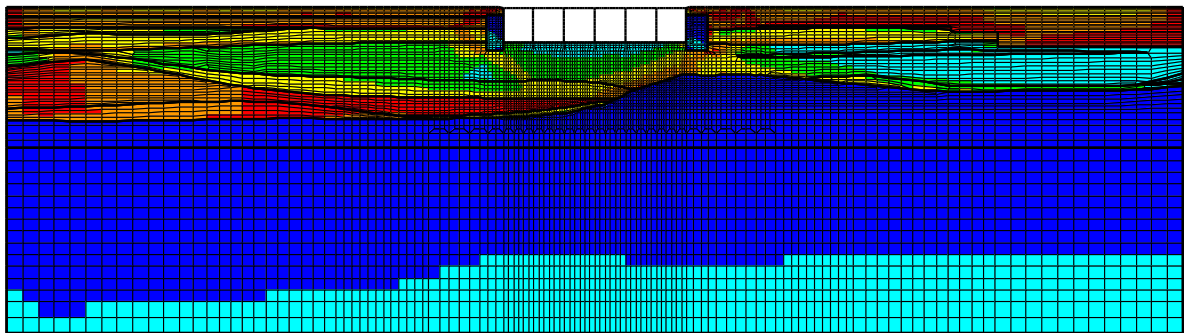
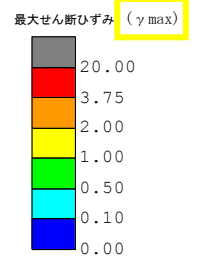
A-A断面における最大せん断ひずみ分布を図 1-55 及び図 1-56 に示す。

表 1-23 最大照査値を示す解析ケースの一覧

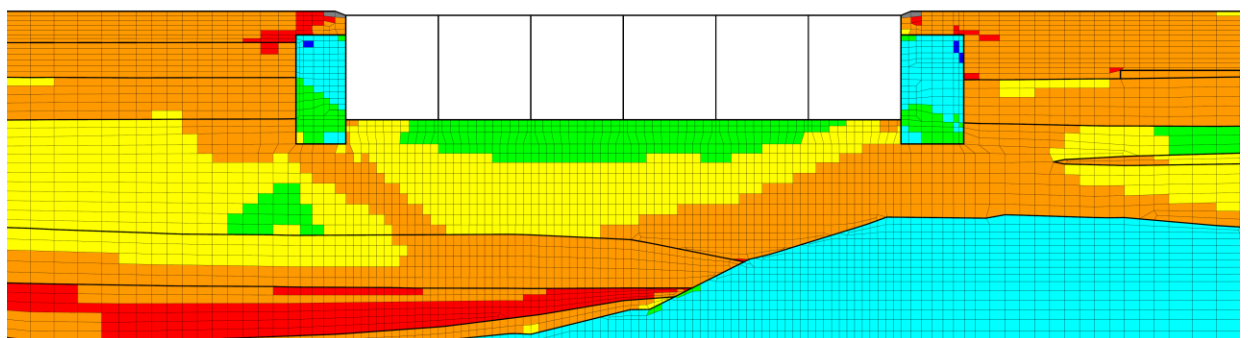
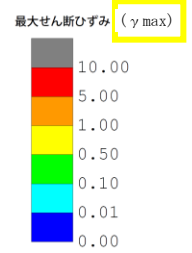
断面	評価項目	
	曲げ軸力	せん断
A-A断面	Ss-3-- (解析ケース①)	Ss-3++ (解析ケース③)

注： 耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

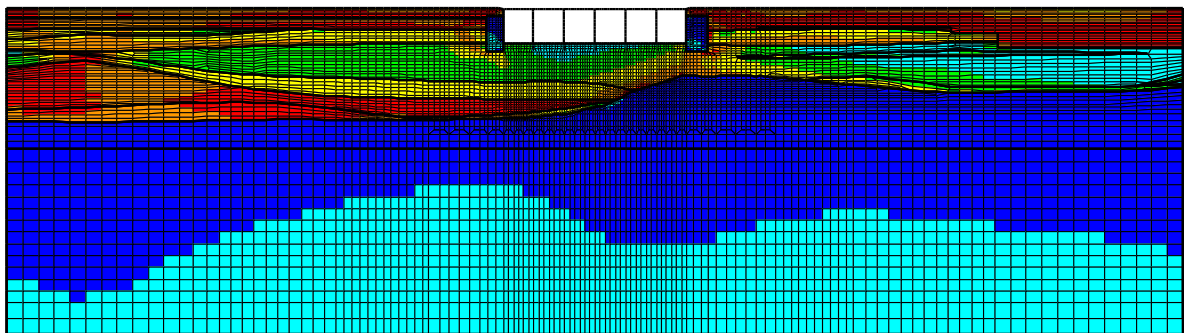
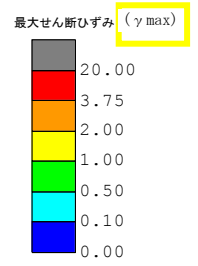


(a) 全体図

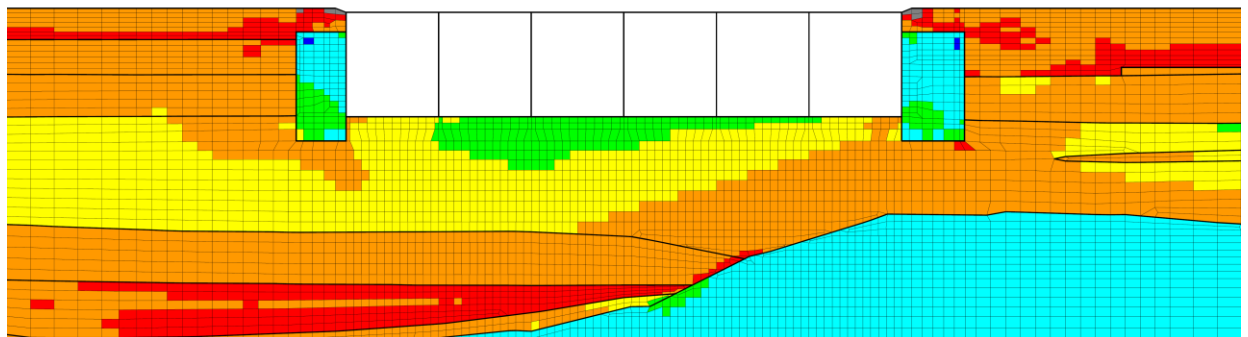
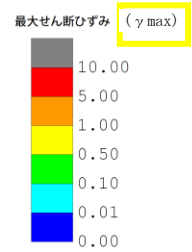


(b) 構造物周辺拡大図

図 1-55 A-A断面の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, 地震動 Ss-3--)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 1-56 A-A断面の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, 地震動 Ss-3++)

(5) 最大過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、曲げ軸力照査及びせん断照査での最大照査値を示した地震動における、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。表 1-24 に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。

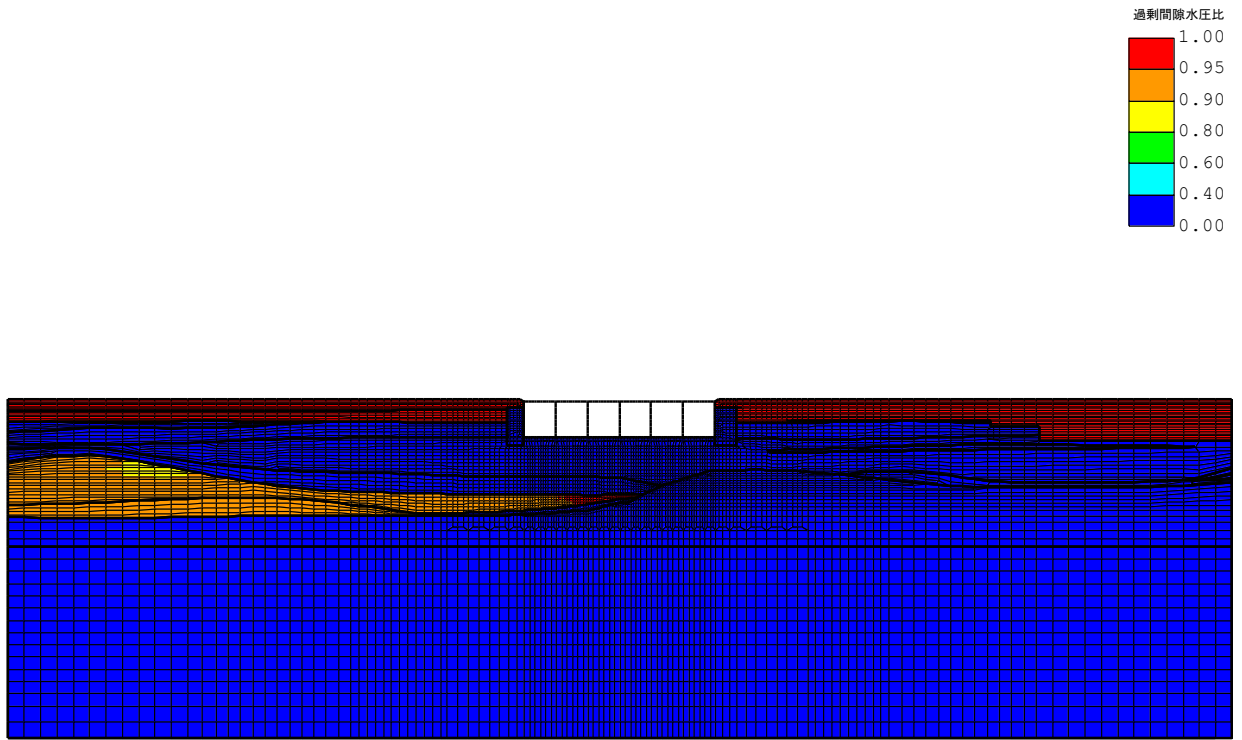
A-A断面における最大過剰間隙水圧比分布を図 1-57 及び図 1-58 に示す。

表 1-24 最大照査値を示す解析ケースの一覧

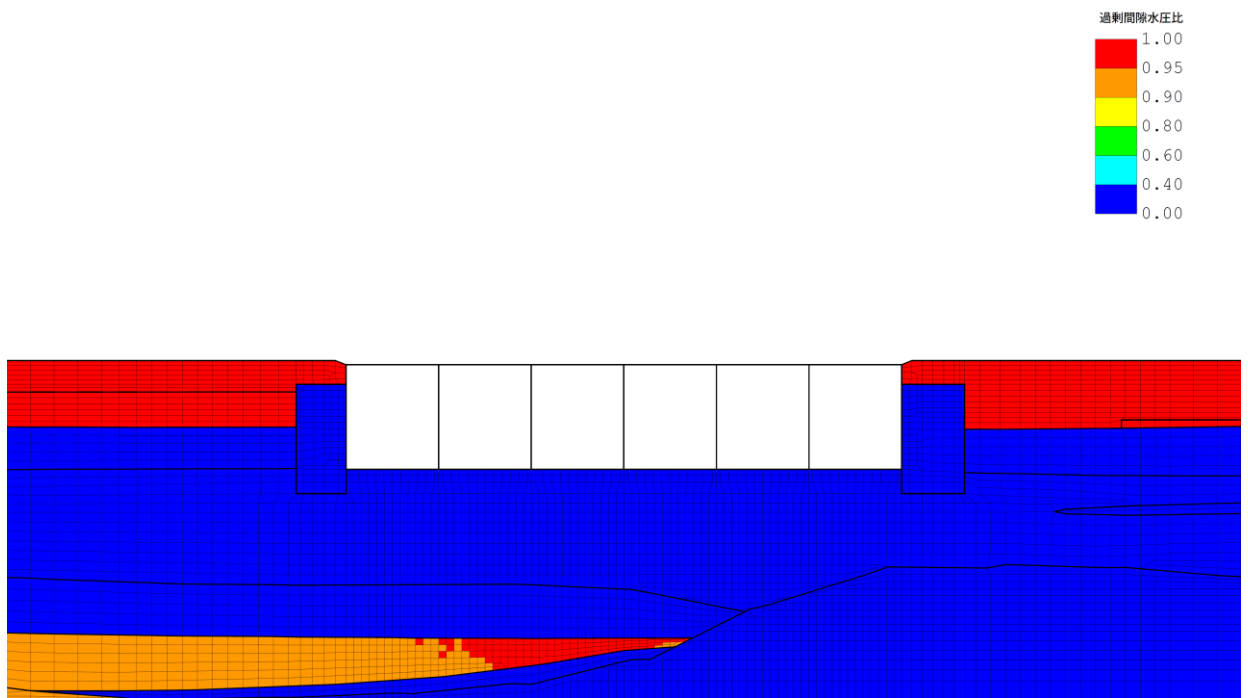
断面	評価項目	
	曲げ軸力	せん断
A-A断面	Ss-3-- (解析ケース①)	Ss-3++ (解析ケース③)

注： 耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

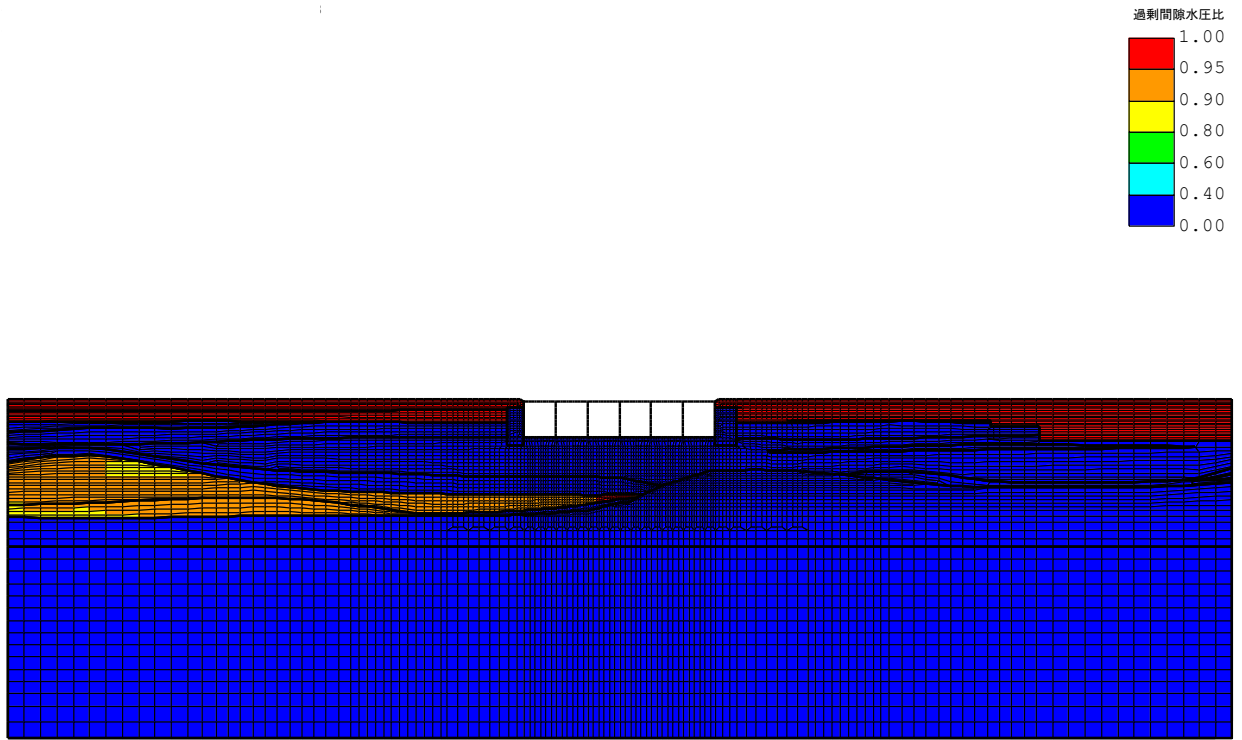


(a) 全体図

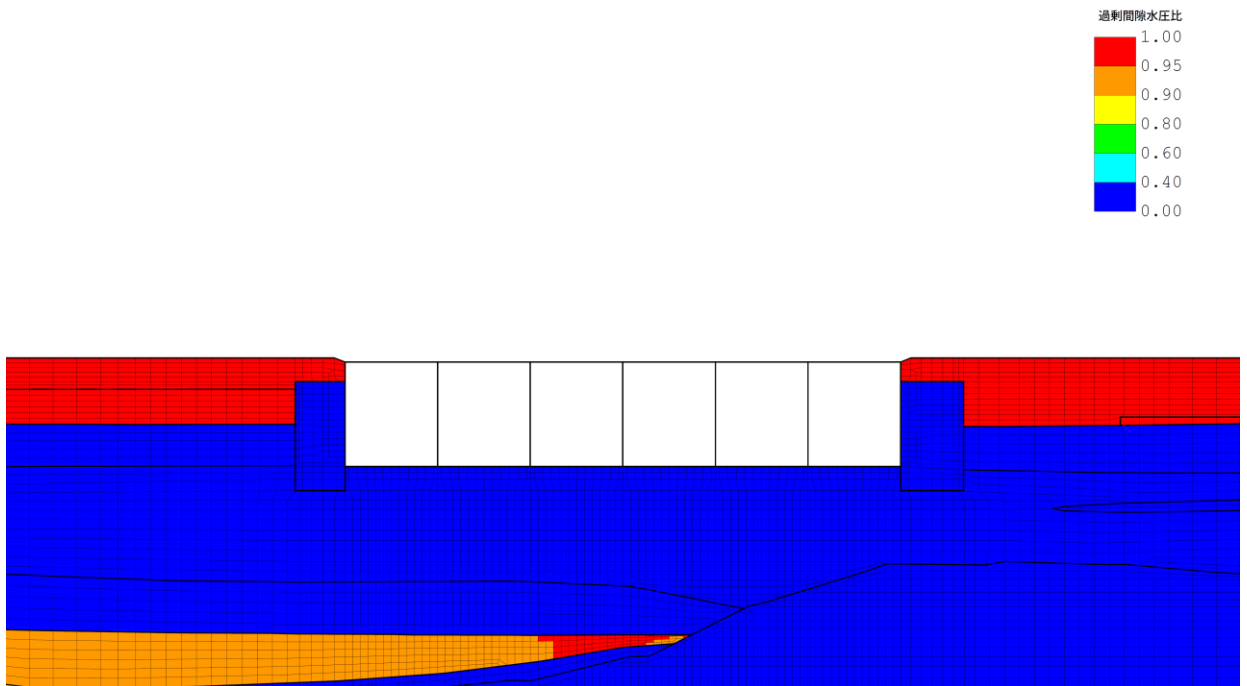


(b) 拡大図

図 1-57 A-A断面の最大過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, 地震動 Ss-3--)



(a) 全体図



(b) 拡大図

図 1-58 A-A断面の最大過剰間隙水圧比分布
(解析ケース③, 地震動 Ss-3++)

1.4.2 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

a. 通水機能の確認

表 1-25 に、照査用層間変形角による曲げ軸力に対する評価結果を示す。全解析ケースにおいて、照査用層間変形角は限界層間変形角を下回る。

限界層間変形角（層間変形角 1/100）は、部材のかぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることから、スクリーン室の通水機能は損なわれないことを確認した。

表 1-25 曲げ軸力に対する評価結果 A-A断面

解析 ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d / R_u
①	Ss-1++	1.42×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
	Ss-1-+	1.44×10^{-3}		0.15
	Ss-1+-	1.45×10^{-3}		0.15
	Ss-1--	1.41×10^{-3}		0.15
	Ss-2	0.73×10^{-3}		0.08
	Ss-3++	1.33×10^{-3}		0.14
	Ss-3-+	1.46×10^{-3}		0.15
	Ss-3+-	1.34×10^{-3}		0.14
	Ss-3--	1.48×10^{-3}		0.15
	Ss-4	0.63×10^{-3}		0.07
	Ss-5	0.50×10^{-3}		0.05
	Ss-6	0.71×10^{-3}		0.08
	Ss-7	0.47×10^{-3}		0.05
	Ss-8++	1.13×10^{-3}		0.12
	Ss-8-+	1.32×10^{-3}		0.14
②	Ss-3+-	1.33×10^{-3}	0.14	
③	Ss-3+-	1.33×10^{-3}	0.14	
④	Ss-3+-	1.34×10^{-3}	0.14	
⑤	Ss-3+-	1.36×10^{-3}	0.14	

注記* : 照査用層間変形角 $R_d =$ 最大層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

b. 貯水機能の確認

曲げに対する照査値が最も厳しい解析ケースにおいて、貯水機能が要求される側壁のM-φ曲線の応答を図1-59に示す。なお、同図は側壁の貯水機能が要求される部位の中で最も第2折れ点（鉄筋の降伏）に対する裕度が厳しい応答を示す位置の結果を示している。

鉄筋は部材の両側ともに、最大応答は第2折れ点（鉄筋の降伏）に至っておらず、漏水を生じるひび割れは発生しないことから、スクリーン室の貯水機能は損なわれないことを確認した。

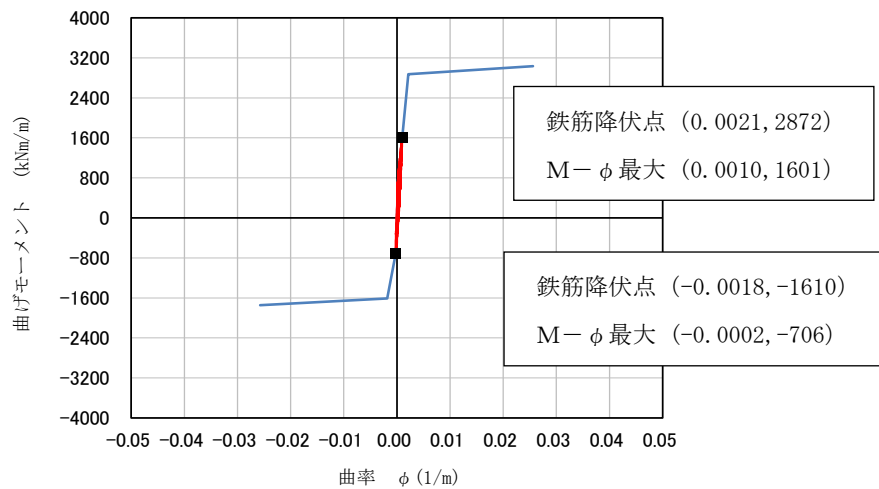


図1-59 A-A断面のM-φ曲線を用いた貯水機能の確認

(左側壁下部, 解析ケース①, 地震動Ss-3--)*

注記* : 曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

(2) せん断力に対する評価結果（部材非線形解析）

せん断力照査結果を表 1-26 に示す。

同表より、スクリーン室の全部材で、発生するせん断力がせん断耐力式より求まるせん断耐力を下回ることを確認した。

ただし、照査値から裕度が小さい部材も存在することから、照査値が 0.7 を超える部材を目安として、次項にて、材料非線形解析を実施し、より精緻なせん断耐力を評価した上で、当該部材のせん断力に対する評価を実施する。

表 1-26 せん断力に対する評価結果 A-A断面 (1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用 せん断力*	せん断耐力	照査値
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-1++	頂版	9	230	376	0.62
		側壁	1	853	1440	0.60
		隔壁	4	609	1097	0.56
		底版	14	678	1355	0.51
①	Ss-1-+	頂版	10	256	436	0.59
		側壁	1	922	1538	0.60
		隔壁	4	612	1101	0.56
		底版	14	691	1400	0.50
①	Ss-1+-	頂版	9	229	375	0.62
		側壁	1	852	1501	0.57
		隔壁	4	613	1101	0.56
		底版	16	547	1151	0.48
①	Ss-1--	頂版	10	261	444	0.59
		側壁	1	876	1426	0.62
		隔壁	4	616	1098	0.57
		底版	14	669	1340	0.50
①	Ss-2	頂版	10	193	464	0.42
		側壁	1	669	1437	0.47
		隔壁	4	438	1112	0.40
		底版	14	579	1406	0.42
①	Ss-3++	頂版	9	252	382	0.66
		側壁	1	922	1423	0.65
		隔壁	2	624	1113	0.57
		底版	16	558	1128	0.50
①	Ss-3-+	頂版	10	293	451	0.65
		側壁	1	887	1568	0.57
		隔壁	4	649	1096	0.60
		底版	16	603	1150	0.53
①	Ss-3+-	頂版	9	241	378	0.64
		側壁	1	949	1484	0.64
		隔壁	2	615	1112	0.56
		底版	16	592	1138	0.53
①	Ss-3--	頂版	10	288	443	0.66
		側壁	1	1054	1753	0.61
		隔壁	4	651	1099	0.60
		底版	16	584	1144	0.52

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 1-26 せん断力に対する評価結果 A-A断面 (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用 せん断力*	せん断耐力	照査値
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-4	頂版	8	156	437	0.36
		側壁	1	645	1436	0.45
		隔壁	2	427	1129	0.38
		底版	14	557	1410	0.40
①	Ss-5	頂版	10	162	471	0.35
		側壁	1	578	1439	0.41
		隔壁	2	382	1126	0.34
		底版	14	527	1438	0.37
①	Ss-6	頂版	10	180	460	0.40
		側壁	1	517	1423	0.37
		隔壁	4	431	1113	0.39
		底版	14	485	1408	0.35
①	Ss-7	頂版	10	159	451	0.36
		側壁	1	714	1848	0.39
		隔壁	4	362	1108	0.33
		底版	14	507	1501	0.34
①	Ss-8++	頂版	9	229	417	0.55
		側壁	1	793	1396	0.57
		隔壁	2	595	1117	0.54
		底版	14	646	1366	0.48
①	Ss-8-+	頂版	10	253	441	0.58
		側壁	1	672	1421	0.48
		隔壁	4	598	1103	0.55
		底版	16	565	1245	0.46
②	Ss-3++	頂版	9	241	397	0.61
		側壁	1	877	1429	0.62
		隔壁	4	603	1097	0.55
		底版	16	564	1135	0.50
③	Ss-3++	頂版	9	263	379	0.70
		側壁	1	1001	1428	0.71
		隔壁	2	656	1113	0.59
		底版	14	705	1349	0.53
④	Ss-3++	頂版	9	246	393	0.63
		側壁	1	880	1429	0.62
		隔壁	2	602	1114	0.55
		底版	14	700	1402	0.50
⑤	Ss-3++	頂版	9	229	399	0.58
		側壁	1	897	1474	0.61
		隔壁	4	595	1100	0.55
		底版	14	672	1404	0.48

注記* : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力 } V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

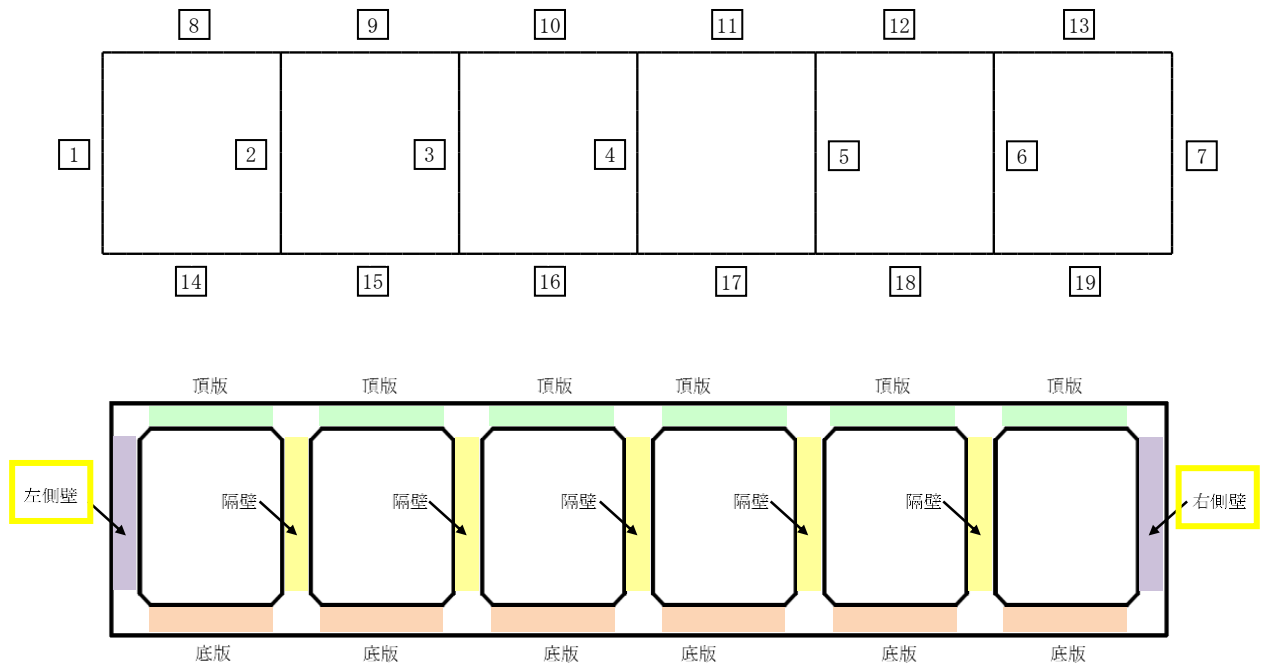


図 1-60 A-A断面の評価位置

1.4.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 1-27 に示す。

スクリーン室の基礎地盤に発生する鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

表 1-27 基礎地盤の支持性能評価結果 A-A断面

解析 ケース	地震動	最大鉛直力 R_a (kN)	極限支持力 R_u (kN)	照査値 R_a/R_u
①	Ss-1++	2420	57100	0.05
	Ss-1-+	2530	81300	0.04
	Ss-1+-	2390	96400	0.03
	Ss-1--	2510	82600	0.04
	Ss-2	2440	96500	0.03
	Ss-3++	2390	97000	0.03
	Ss-3-+	2390	100100	0.03
	Ss-3+-	2390	96400	0.03
	Ss-3--	2390	96400	0.03
	Ss-4	2400	91900	0.03
	Ss-5	2400	102800	0.03
	Ss-6	2390	101200	0.03
	Ss-7	2390	98000	0.03
	Ss-8++	2400	93900	0.03
	Ss-8-+	2410	99100	0.03
②	Ss-3+-	2430	58800	0.05
③	Ss-3+-	2390	94200	0.03
④	Ss-3+-	2390	97000	0.03
⑤	Ss-3+-	2440	57500	0.05

1.5 評価条件（材料非線形解析）

前述の部材非線形解析では、スクリーン室の全部材について、照査を満足する結果となった。

ただし、部材非線形解析による照査を満足しているものの、照査値の裕度が小さい部材も存在することから、照査値 0.7 より大きい部材を目安として、材料非線形解析による構造部材のせん断照査を行う。

表 1-28 及び表 1-29 に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提案され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2012）（以下、「コンクリート標準示方書 設計編」という。）や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については様々あるが、ここでは現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書 設計編において標準とされる以下の手法とする。

- ① 鉄筋とコンクリートの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ② 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力と比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOM-S J Ver. 7.2」を使用する。

表 1-28 材料非線形解析の位置付け

区分	限界状態	選択される標準的な解析手法と耐震性能に用いる物理量	
1	構造物の部材が降伏に至らない	①	① 線形解析 ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力
		②	② 等価線形解析 ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力、最大せん断力 ・最大曲げモーメント
2	構造物が最大耐力に至らない	③	③ 部材非線形解析 ・最大曲げモーメント ・最大曲率、最大変位 ・最大層間変形角、最大せん断力
		④	④ 材料非線形解析 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ、最大せん断力
3	構造物が崩壊しない		

表 1-29 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析		材料非線形解析	
モデル化	骨組モデル		有限要素	
解析次元	1次元		2次元	3次元
構成則	M- ϕ , M- θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い ← → 広い		
	(解析時間)	短い ← → 長い		

1.5.1 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル及びコンクリート標準示方書 設計編を参考に実施する。

適用する主な基準を表 1-30 に示す。

表 1-30 適用する主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数・材料特性	・コンクリート標準示方書 設計編 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・既往文献等より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果と整合的であることを確認

1.5.2 評価対象部材

部材非線形解析のせん断力に対する評価結果を図 1-61 に示す。スクリーン室では、図に示す位置の側壁において照査値が 0.7~1.0 であり、耐震評価の裕度が小さい部材が存在する。

本評価では、照査値が 0.7~1.0 と算定された耐震評価の裕度が小さい部材について、材料非線形解析を実施する。

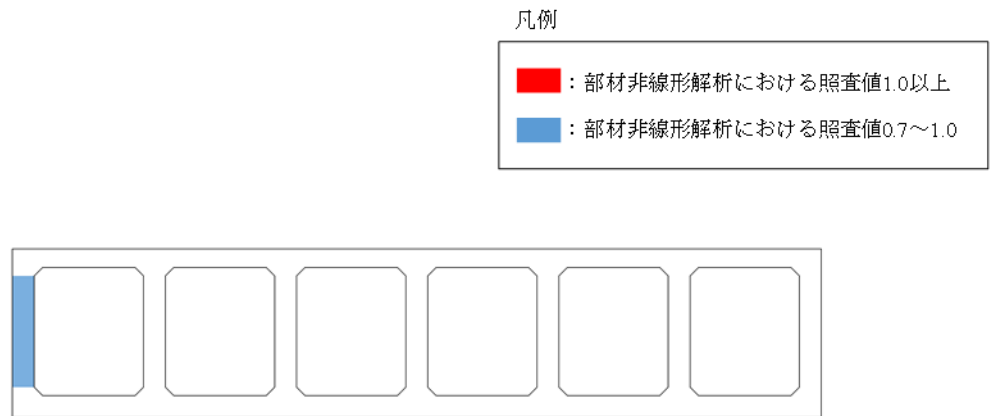


図 1-61 部材非線形解析のせん断力に対する評価結果 (A-A断面)

1.5.3 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 1-31 及び表 1-32 に示す。

表 1-31 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	18.1N/mm ²	設計基準強度（設計図書 23.5N/mm ² ） ／材料係数（ $\gamma_{mc}=1.3$ ）
引張強度	1.45N/mm ²	0.23×設計基準強度 ^{2/3} ／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.19%	コンクリート標準示方書 設計編
ひび割れ—せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書 設計編
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書 設計編

表 1-32 鉄筋の材料定数

	設定値	諸元	
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない	
ヤング係数	206kN/mm ² *	コンクリート標準示方書 設計編	
降伏 強度	主鉄筋	1961N/mm ² 以上	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう、曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補強筋	345N/mm ²	設計図書

注記* : 建設時の設計値に基づく

1.5.4 解析モデルの設定

(1) 解析要素分割図

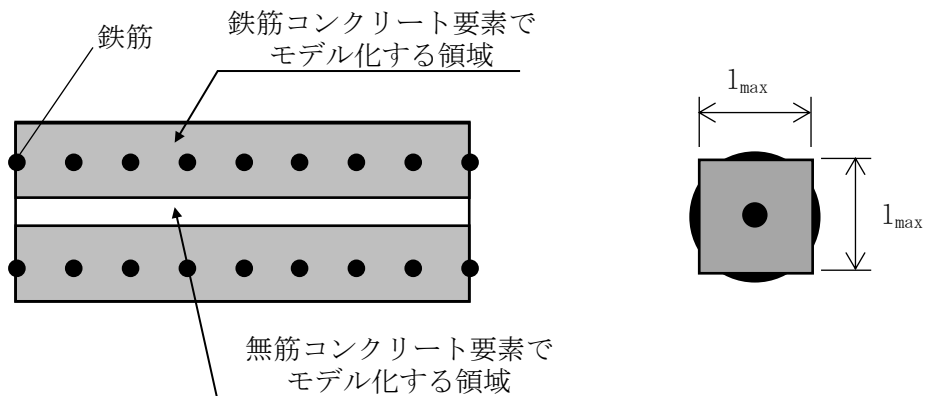
材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、図 1-62 に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、また 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから、3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とにならないように分割する。

評価対象部材の解析要素分割図を図 1-63 に、要素プロパティの諸条件を図 1-64 に示す。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

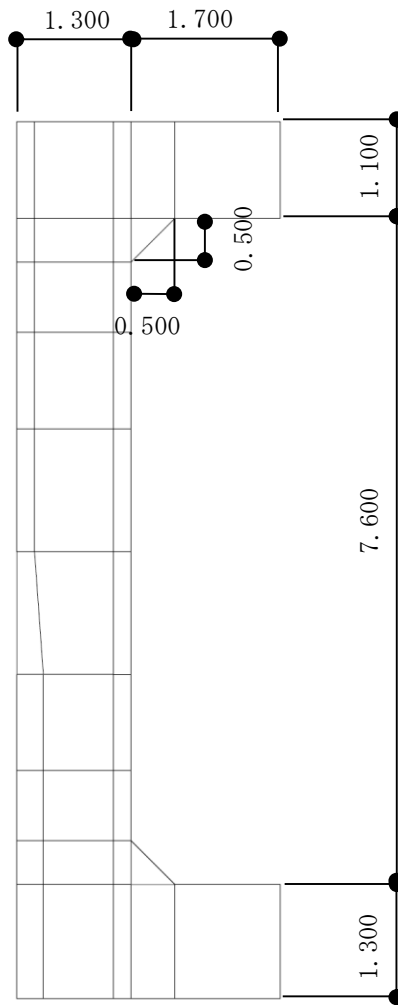
ここに、 l_{max} : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b : 鉄筋の直径

f_y : 鉄筋の降伏強度

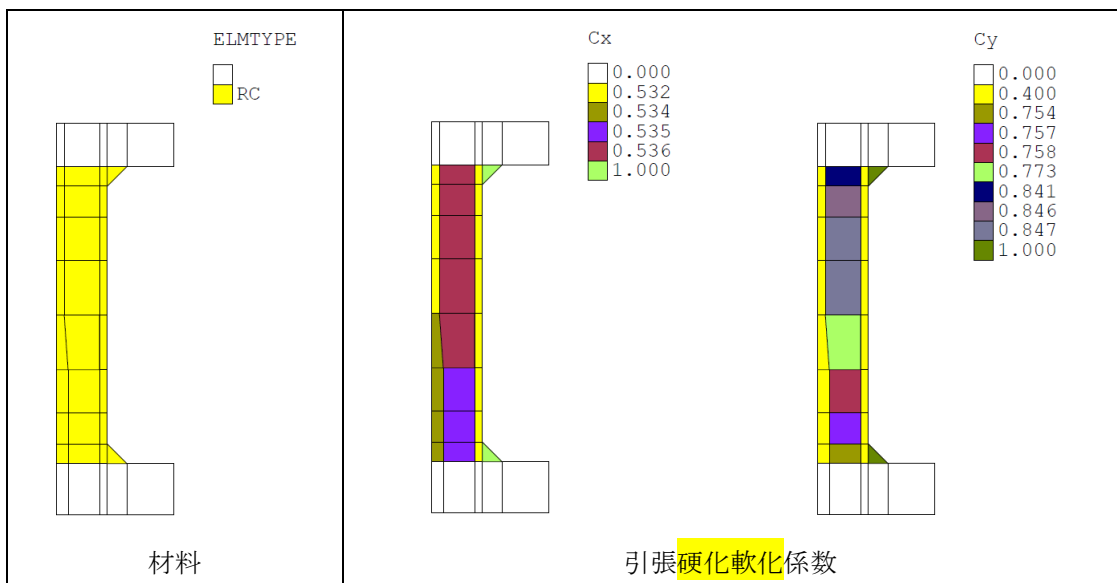
f_t : コンクリートの引張強度

図 1-62 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要



(単位 : m)

図 1-63 解析要素分割図 (A-A断面 : 側壁)



注 : Cx は水平方向, Cy は鉛直方向の引張硬化軟化係数を示す。

図 1-64 評価対象部材の要素プロパティ条件 (A-A断面)

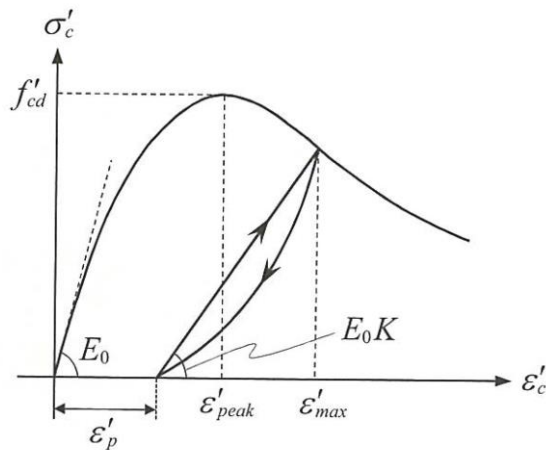
(2) コンクリートの非線形特性

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 1-65 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 1-66 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 1-65 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

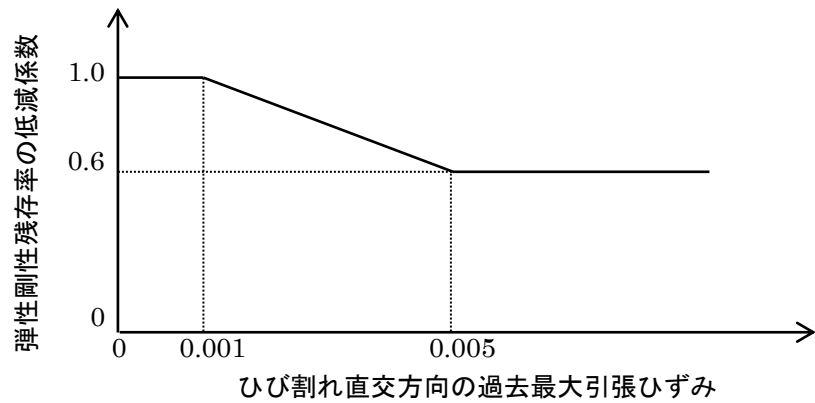


図 1-66 弾性剛性残存率の低減係数

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 1-67 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 1-68 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/L 。(要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。

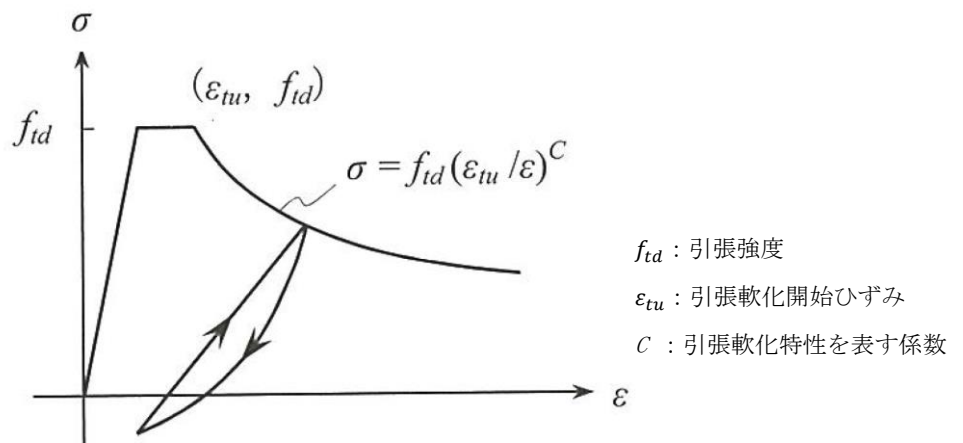


図 1-67 引張応力下における応力-ひずみ関係

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

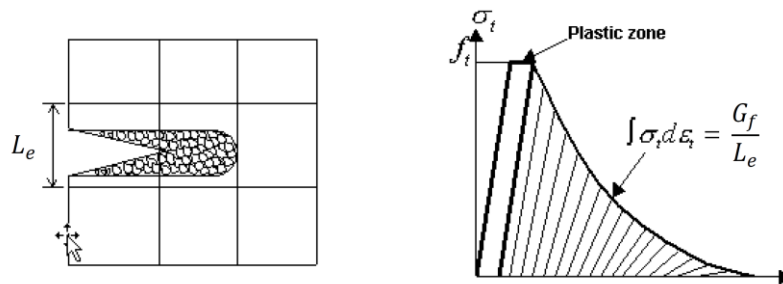
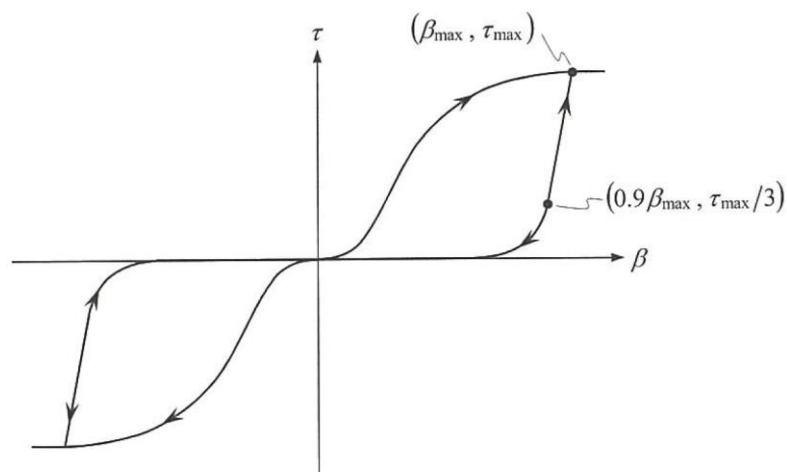


図 1-68 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 1-69 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 1-69 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

(3) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 1-70 に示すひずみ硬化特性を考慮する。

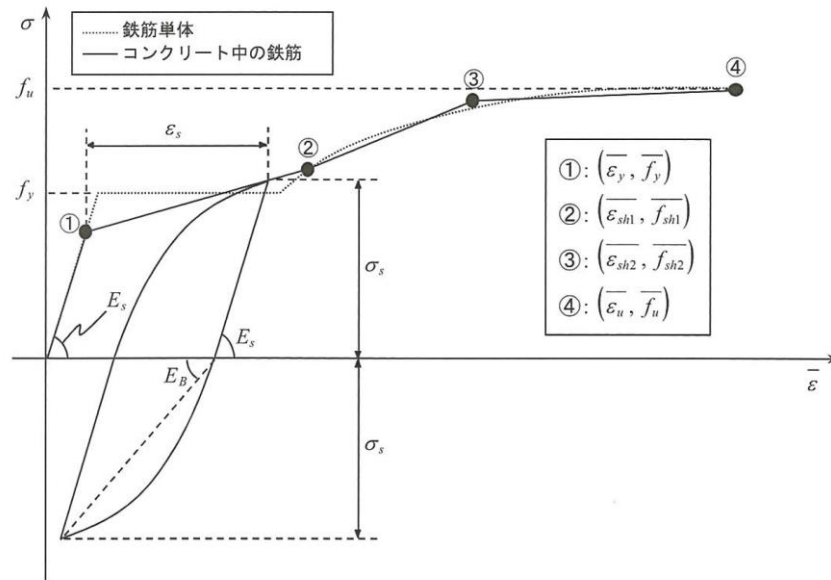


図 1-70 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

(4) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、 $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

(5) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

1.6 評価内容（材料非線形解析）

1.6.1 耐震評価フロー

図 1-71 にスクリーン室の材料非線形解析の耐震評価フローを示す。

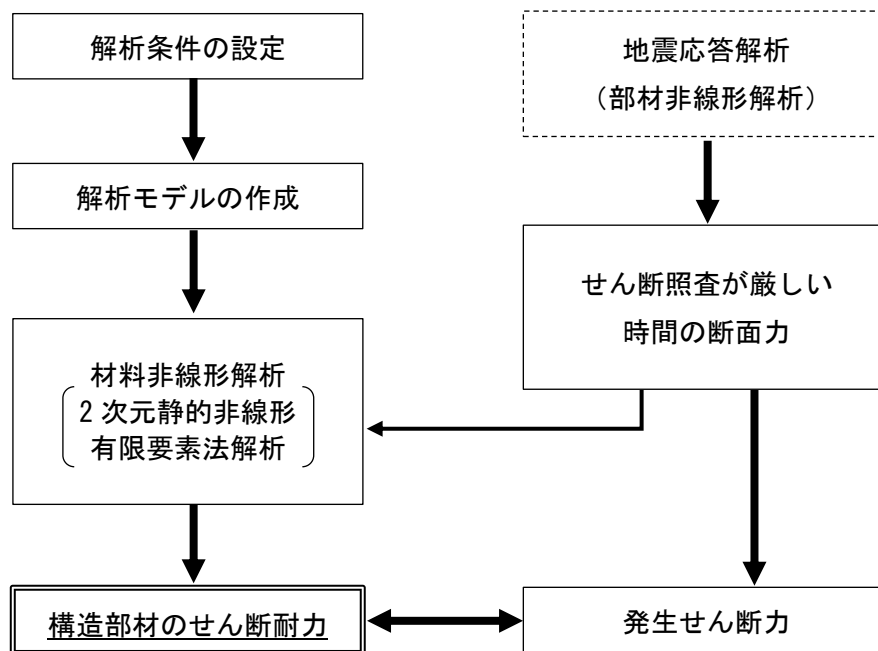


図 1-71 材料非線形解析の耐震評価フロー

1.6.2 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 1-72 に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では、部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 1/50 したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、作用荷重は、常時荷重（ ΔM_s 、 ΔQ_s 、 ΔN_s ）及び地震時荷重（ ΔM_d 、 ΔQ_d 、 ΔN_d ）に分けて、図 1-73 に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。

表 1-33 に、代表例として、部材非線形解析で最も照査値が厳しい解析ケースにおける各断面の ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を示す。

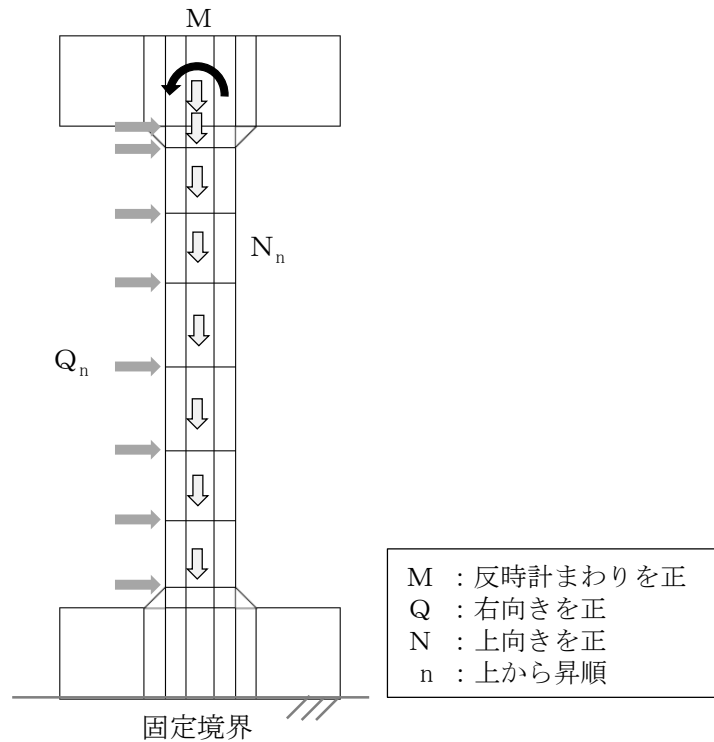


図 1-72 材料非線形解析における载荷状況

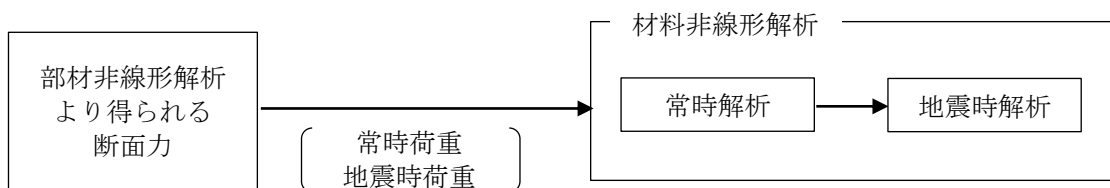


図 1-73 荷重の作用手順

表 1-33 作用荷重

断面		A-A断面	
地震動		Ss-3++	
解析ケース		解析ケース③	
常時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM_s	9.73×10^1
	せん断力 (kN)	ΔQ_{s1}	-71
		ΔQ_{s2}	15
		ΔQ_{s3}	41
		ΔQ_{s4}	38
		ΔQ_{s5}	55
		ΔQ_{s6}	92
		ΔQ_{s7}	112
		ΔQ_{s8}	99
	軸力 (kN)	ΔN_{s1}	-73
		ΔN_{s2}	-22
		ΔN_{s3}	-98
		ΔN_{s4}	-37
		ΔN_{s5}	-43
		ΔN_{s6}	-38
		ΔN_{s7}	-29
		ΔN_{s8}	-20
地震時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM_d	4.95×10^2
	せん断力 (kN)	ΔQ_{d1}	-74
		ΔQ_{d2}	24
		ΔQ_{d3}	77
		ΔQ_{d4}	37
		ΔQ_{d5}	123
		ΔQ_{d6}	246
		ΔQ_{d7}	288
		ΔQ_{d8}	199
	軸力 (kN)	ΔN_{d1}	129
		ΔN_{d2}	-8
		ΔN_{d3}	-150
		ΔN_{d4}	-122
		ΔN_{d5}	-73
		ΔN_{d6}	-96
		ΔN_{d7}	-81
		ΔN_{d8}	-56

1.6.3 せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析におけるせん断力-相対変位関係若しくは要素ひずみの応答から設定する。具体的には、図 1-74 に示す例のとおり、荷重-変位曲線においてせん断力の増分に対して変位が急増する点、せん断力が最大となる点、若しくはひび割れの状態等から、せん断破壊の進展が示唆される点を部材のせん断耐力と判断する。

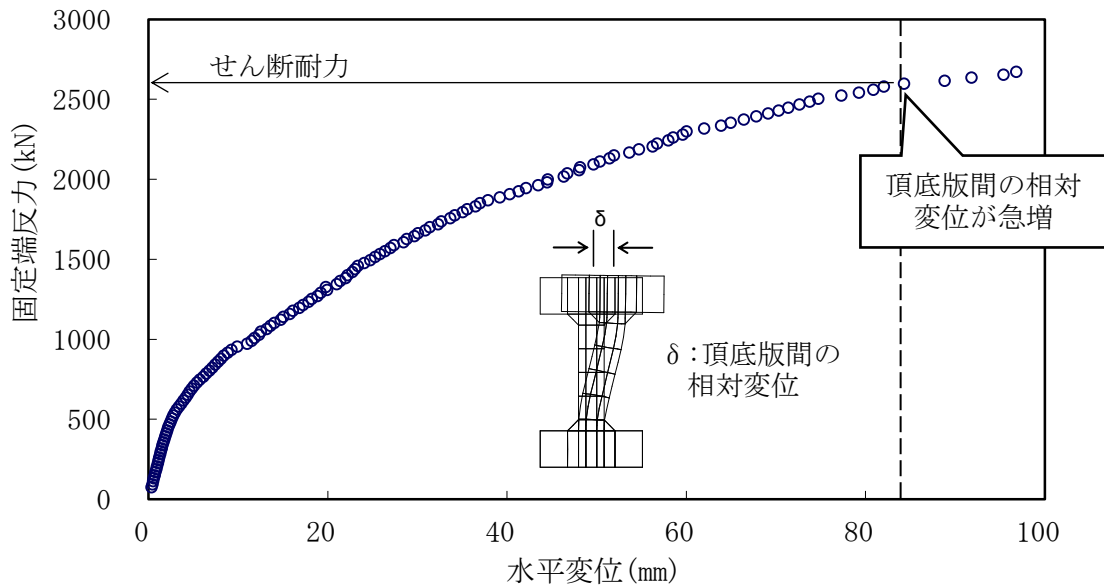


図 1-74 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

1.6.4 安全係数の設定

耐震評価では、材料非線形解析で作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に、下記のとおり部材係数 γ_{b1} 、 γ_{b2} 、構造解析係数 γ_a 、構造物係数 γ_i を考慮し、照査用せん断力 V_d 、設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮した安全係数を表 1-34 に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、表 1-35 に示すとおり、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No. 12 の部材係数 1.24 を設定する。材料非線形解析に用いる部材係数算定の詳細については、(参考資料 4) に示す。

表 1-34 考慮した安全係数

安全係数	値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.24 別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.00 地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.00 構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05 各種文献より保守的に設定

表 1-35 部材係数 γ_{bl} の設定

Case No.	実験結果	解析結果	部材係数 (解析結果／ 実験結果)
	せん断耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)	
1	475	438	0.93
2	1187	1247	1.06
3	324	342	1.06
4	294	305	1.04
5	581	530	0.92
6	329	360	1.10
7	1587	1910	1.21
8	350	400	1.15
9	855	858	1.01
10	165	173	1.05
11	333	403	1.22
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	157	0.97
15	273	177	0.65
16	356	240	0.68
17	432	330	0.77
平均	—	—	1.00
標準偏差	—	—	0.18

1.7 評価結果（材料非線形解析）

1.7.1 せん断力に対する評価結果

部材非線形解析及び材料非線形解析によるスクリーン室のせん断照査結果を、表 1-36 に示す。各断面の評価位置を図 1-75 に示す。同表より、スクリーン室の各部材に発生するせん断力は、せん断耐力を超えないことを確認した。

表 1-36 せん断に対する照査結果（A-A断面）(1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
				V_d (kN)		
①	Ss-1++	頂版	9	230	376	0.62
		側壁	1	853	1440	0.60
		隔壁	4	609	1097	0.56
		底版	14	678	1355	0.51
①	Ss-1-+	頂版	10	256	436	0.59
		側壁	1	922	1538	0.60
		隔壁	4	612	1101	0.56
		底版	14	691	1400	0.50
①	Ss-1+-	頂版	9	229	375	0.62
		側壁	1	852	1501	0.57
		隔壁	4	613	1101	0.56
		底版	16	547	1151	0.48
①	Ss-1--	頂版	10	261	444	0.59
		側壁	1	876	1426	0.62
		隔壁	4	616	1098	0.57
		底版	14	669	1340	0.50
①	Ss-2	頂版	10	193	464	0.42
		側壁	1	669	1437	0.47
		隔壁	4	438	1112	0.40
		底版	14	579	1406	0.42
①	Ss-3++	頂版	9	252	382	0.66
		側壁	1	922	1423	0.65
		隔壁	2	624	1113	0.57
		底版	16	558	1128	0.50
①	Ss-3-+	頂版	10	293	451	0.65
		側壁	1	887	1568	0.57
		隔壁	4	649	1096	0.60
		底版	16	603	1150	0.53
①	Ss-3+-	頂版	9	241	378	0.64
		側壁	1	949	1484	0.64
		隔壁	2	615	1112	0.56
		底版	16	592	1138	0.53
①	Ss-3--	頂版	10	288	443	0.66
		側壁	1	1054	1753	0.61
		隔壁	4	651	1099	0.60
		底版	16	584	1144	0.52

表 1-36 せん断に対する照査結果 (A-A断面) (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*2		
				V_d (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
①	Ss-4	頂版	8	156	437	0.36
		側壁	1	645	1436	0.45
		隔壁	2	427	1129	0.38
		底版	14	557	1410	0.40
①	Ss-5	頂版	10	162	471	0.35
		側壁	1	578	1439	0.41
		隔壁	2	382	1126	0.34
		底版	14	527	1438	0.37
①	Ss-6	頂版	10	180	460	0.40
		側壁	1	517	1423	0.37
		隔壁	4	431	1113	0.39
		底版	14	485	1408	0.35
①	Ss-7	頂版	10	159	451	0.36
		側壁	1	714	1848	0.39
		隔壁	4	362	1108	0.33
		底版	14	507	1501	0.34
①	Ss-8++	頂版	9	229	417	0.55
		側壁	1	793	1396	0.57
		隔壁	2	595	1117	0.54
		底版	14	646	1366	0.48
①	Ss-8-+	頂版	10	253	441	0.58
		側壁	1	672	1421	0.48
		隔壁	4	598	1103	0.55
		底版	16	565	1245	0.46
②	Ss-3++	頂版	9	241	397	0.61
		側壁	1	877	1429	0.62
		隔壁	4	603	1097	0.55
		底版	16	564	1135	0.50
③	Ss-3++	頂版	9	263	379	0.70
		側壁	1	1368	4197	0.33*3
		隔壁	2	656	1113	0.59
		底版	14	705	1349	0.53
④	Ss-3++	頂版	9	246	393	0.63
		側壁	1	880	1429	0.62
		隔壁	2	602	1114	0.55
		底版	14	700	1402	0.50
⑤	Ss-3++	頂版	9	229	399	0.58
		側壁	1	897	1474	0.61
		隔壁	4	595	1100	0.55
		底版	14	672	1404	0.48

注記*1 : 本表は、部材非線形解析において、照査値が0.7を超える部材に対し、材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

*2 : 照査用断面力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

*3 : 材料非線形解析を用いた方法による照査値

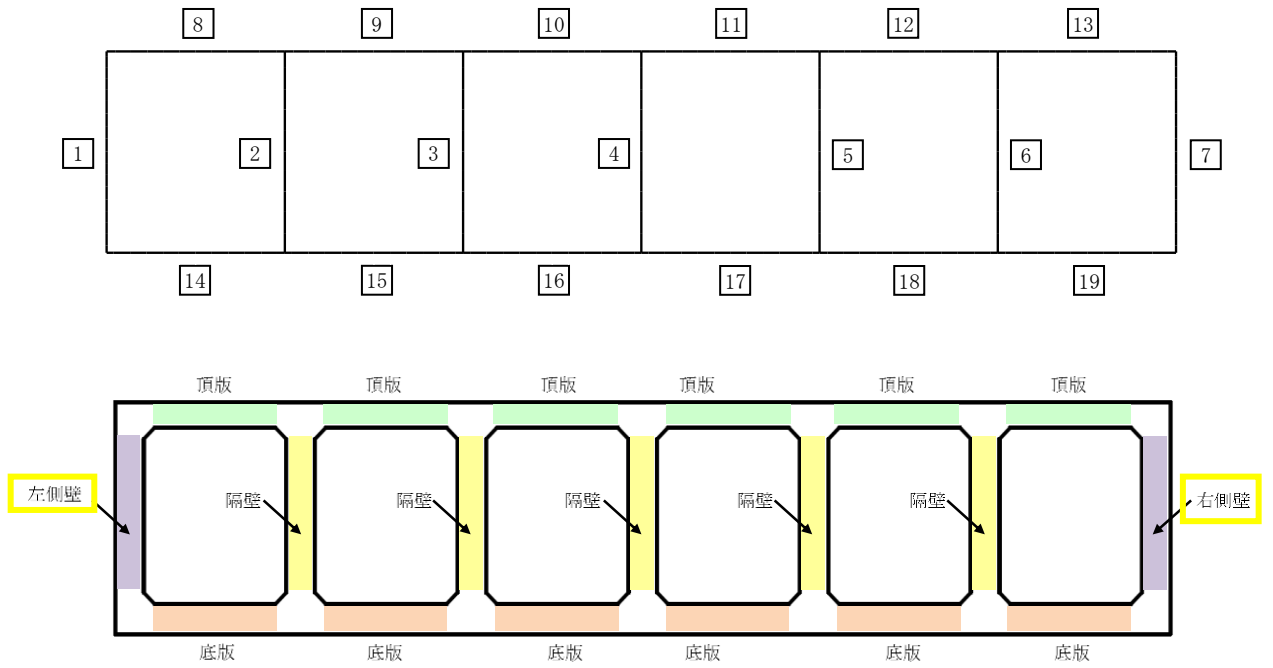


図 1-75 A-A断面の評価位置

1.8 まとめ

スクリーン室は、基準地震動 S_s に対して、構造物の地震応答解析に基づく曲げ軸力に伴う層間変形角及びせん断力が各部材の要求性能に応じた許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

以上のことから、スクリーン室は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造安定性、通水機能、貯水機能を維持できる。

3. 取水路の耐震評価

3. 取水路の耐震評価

目次

3. 取水路の耐震評価	3-1
3.1 評価方法	3-1
3.2 評価条件（部材非線形解析）	3-1
3.2.1 適用規格	3-1
3.2.2 耐震評価フロー	3-3
3.2.3 評価対象断面の方向	3-4
3.2.4 評価対象断面の選定	3-6
3.2.5 使用材料及び材料定数	3-14
3.2.6 地盤、マンメイドロック及び地盤改良体の解析用物性値	3-14
3.2.7 評価構造物諸元	3-17
3.2.8 地下水位	3-25
3.2.9 地震応答解析手法	3-25
3.2.10 地震応答解析モデルの設定	3-26
3.2.11 減衰定数	3-39
3.2.12 荷重の組合せ	3-40
3.2.13 耐震評価における解析ケース	3-46
3.3 評価内容（部材非線形解析）	3-49
3.3.1 入力地震動の設定	3-49
3.3.2 許容限界の設定	3-66
3.4 評価結果（部材非線形解析）	3-76
3.4.1 地震応答解析結果	3-76
3.4.2 構造部材の健全性に対する評価結果	3-106
3.4.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	3-122
3.5 評価条件（材料非線形解析）	3-125
3.5.1 適用基準	3-127
3.5.2 評価対象部材	3-128
3.5.3 材料定数	3-130
3.5.4 解析モデルの設定	3-131
3.6 評価内容（材料非線形解析）	3-138
3.6.1 耐震評価フロー	3-138
3.6.2 荷重の設定	3-139
3.6.3 せん断耐力	3-141
3.6.4 安全係数の設定	3-142

3.7 評価結果（材料非線形解析）	3-144
3.7.1 A-A断面（隔壁）の評価結果	3-144
3.7.2 C-C断面（隔壁）の評価結果	3-148
3.7.3 せん断力に対する評価結果	3-152
3.8 まとめ	3-161

3. 取水路の耐震評価

3.1 評価方法

取水路は非常時における海水の通水機能及び貯水機能が求められる土木構造物である。取水路について、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

取水路の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で、保守性を考慮して設定する。

構造物の加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮した解析ケースを設定する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の層間変形角及びせん断力が要求性能に応じた許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

3.2 評価条件（部材非線形解析）

3.2.1 適用規格

取水路の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年)(以下「コンクリート標準示方書」という。), 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会) を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(土木学会, 2005年)(以下「土木学会マニュアル」という。)を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界は、道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)(日本道路協会, 平成14年3月)(以下「道路橋示方書」という。)を適用する。

表 3-1 に適用する規格, 基準類を示す。

表 3-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	【鉄筋コンクリート部材】 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年）	・曲げに対する照査は，限界層間変形角を設定した上で，発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認* ・せん断に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*
	【基礎地盤の支持性能】 ・道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（平成 14 年 3 月）	・基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎に発生する鉛直力が極限支持力を下回ることを確認*
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

3.2.2 耐震評価フロー

図 3-1 に取水路の耐震評価フローを示す。

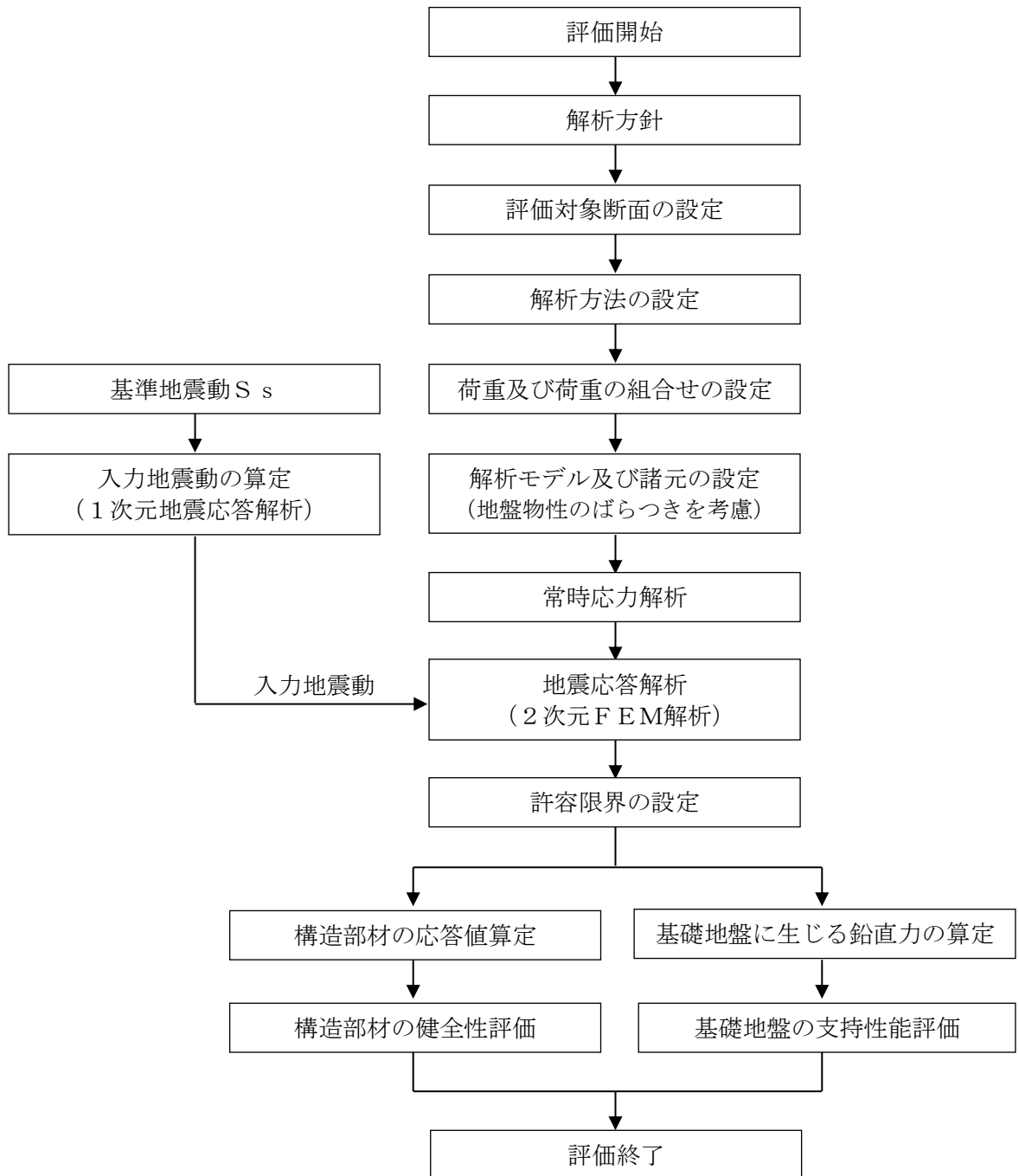


図 3-1 取水路の耐震評価フロー

3.2.3 評価対象断面の方向

取水路の位置を図 3-2 に示す。

取水路は延長約 127m の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 3-2 に示す。取水路の縦断方向（通水方向，EW 方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから，強軸断面方向となる。一方，取水路の横断方向（通水方向に対し直交する方向，NS 方向）は，通水機能を確保するため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，取水路の耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面とする。

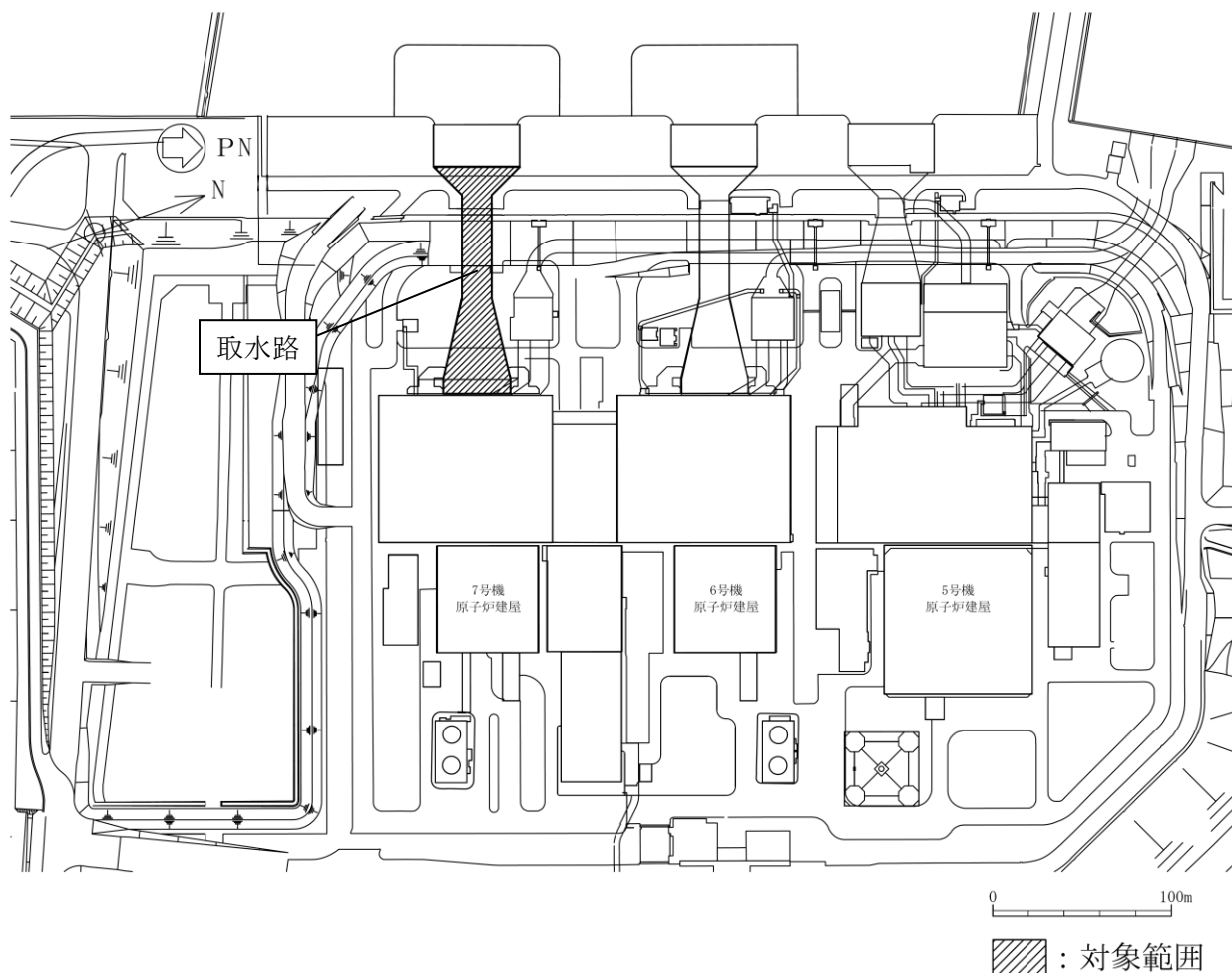
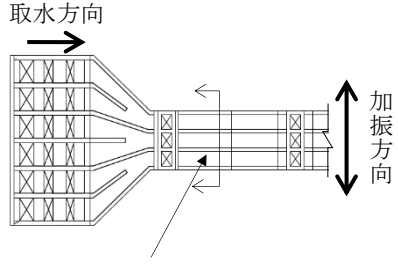
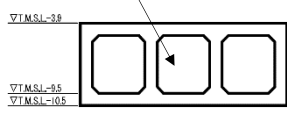
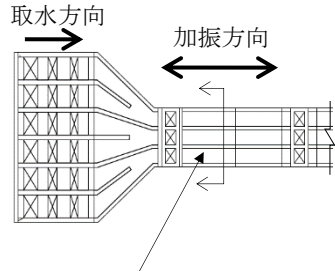



図 3-2 取水路の平面配置図（平面図）

表 3-2 取水路の評価対象断面の方向の選定

	横断方向 (NS 方向) の加振	縦断方向 (EW 方向) の加振
取水路	 <p>取水方向 →</p> <p>加振方向 ↑↓</p> <p>加振方向に平行な壁部材が少ない</p> 	 <p>取水方向 →</p> <p>加振方向 ←→</p> <p>加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができる</p> 
	<ul style="list-style-type: none"> ・横断方向は、加振方向に平行な壁部材が少なく、弱軸断面方向にあたる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・縦断方向は、加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸断面方向にあたる。
	<ul style="list-style-type: none"> ・弱軸断面方向を評価対象断面とする。 	

3.2.4 評価対象断面の選定

取水路の平面図を図 3-3 に、取水路の断面図を図 3-4～図 3-6 に、概略配筋図を図 3-7～図 3-9 に示す。

取水路は延長 127m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、取水方向に複数の断面形状を示し、海側から漸縮部、一般部及び漸拡部に分けられ、十分な支持性能を有する古安田層若しくはマンメイドロックを介して西山層に支持される。また、取水路の側方地盤には、地震時における浮上り対策として、地盤改良を実施している。

評価対象断面は、KK7 補足-027「工事計画に係る説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.3 取水路の断面選定の考え方」で記載したとおり、構造物の弱軸断面方向であり、構造物の幅に対する鉛直部材の割合、周辺地盤状況及び土被り厚等の観点から、耐震上厳しいと判断される A-A 断面、B-B 断面及び C-C 断面を代表として耐震評価を実施する。

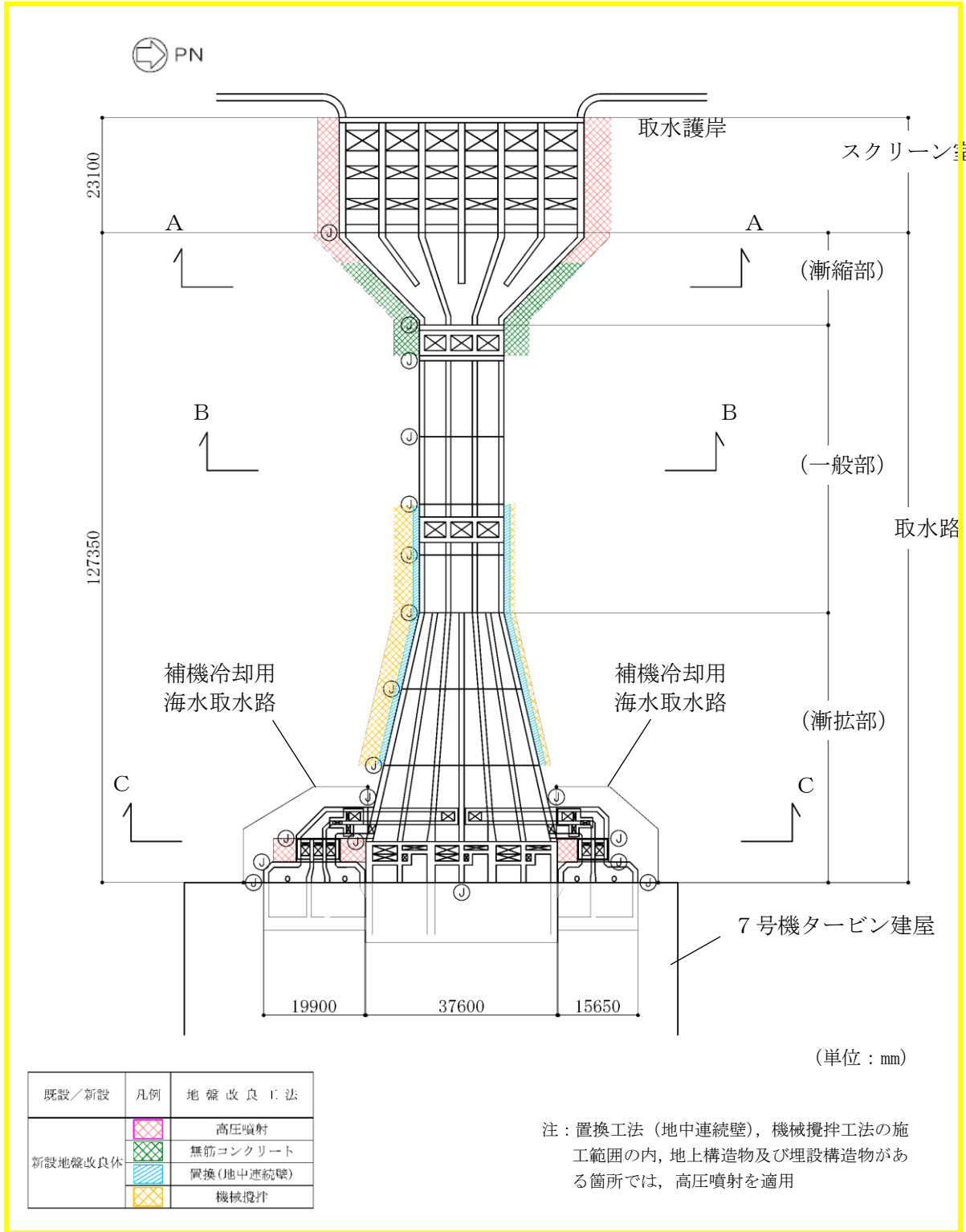
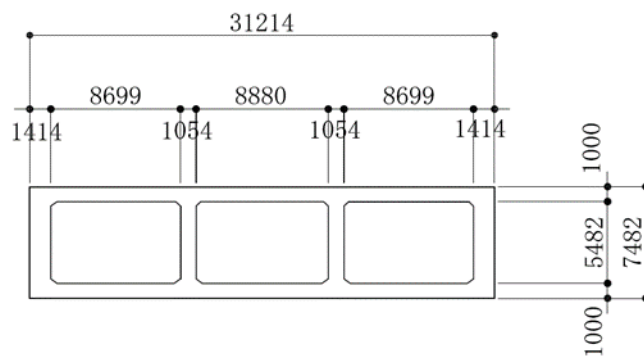
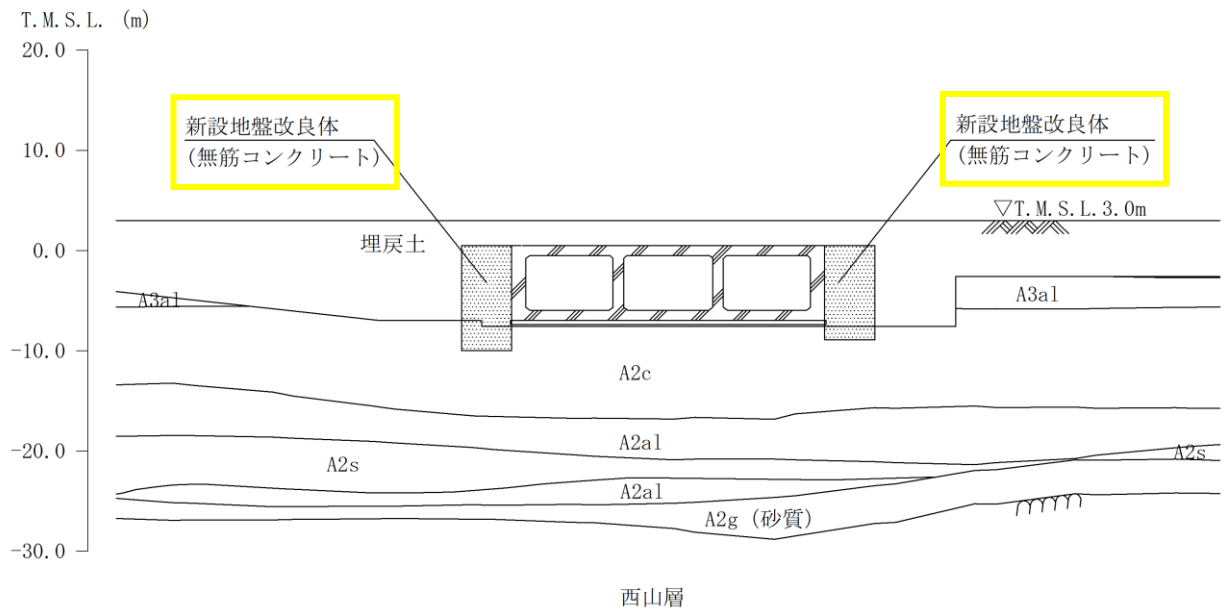


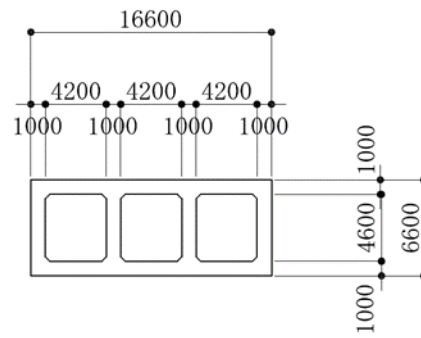
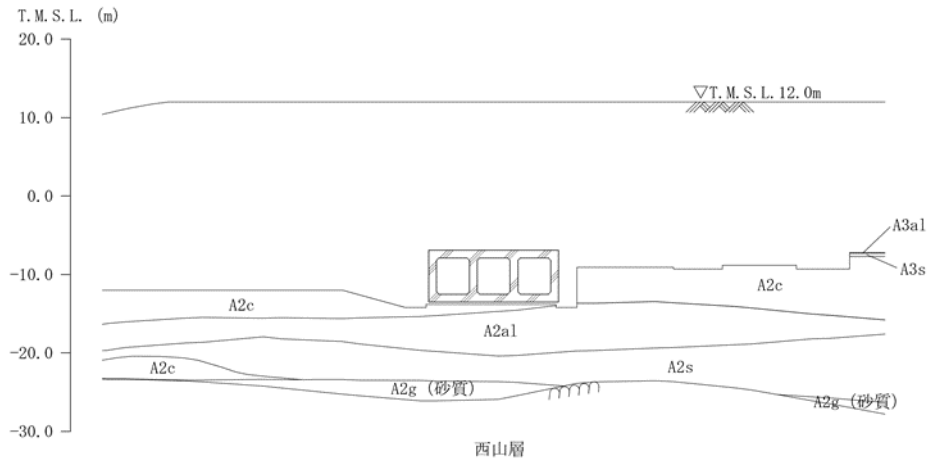
図 3-3 取水路の平面図



(単位 : mm)

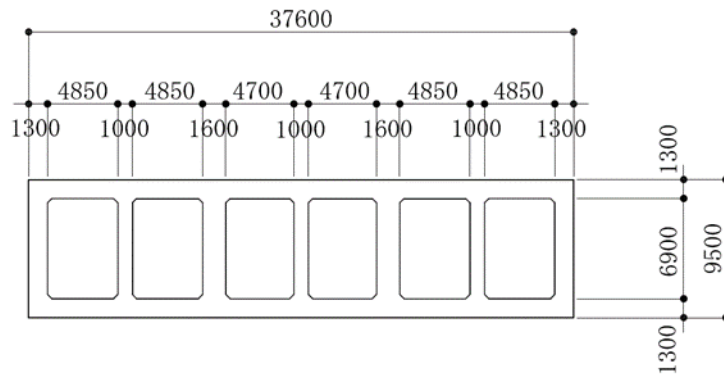
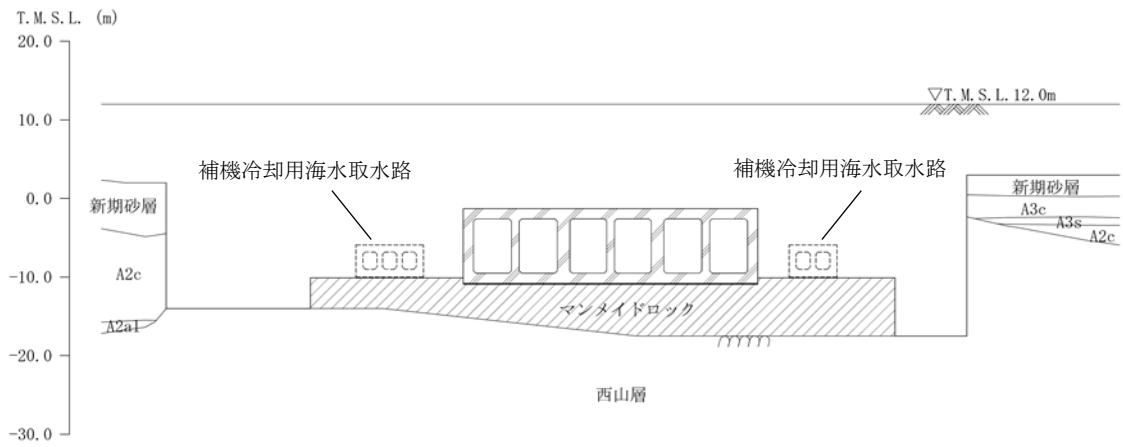
注 : 東京湾平均海面 (以下, 「T. M. S. L.」 という。)

図 3-4 取水路の断面図 (漸縮部 A-A断面)



(単位 : mm)

図 3-5 取水路の断面図 (一般部 B-B 断面)



(単位 : mm)

図 3-6 取水路の断面図 (漸拡部 C-C 断面)

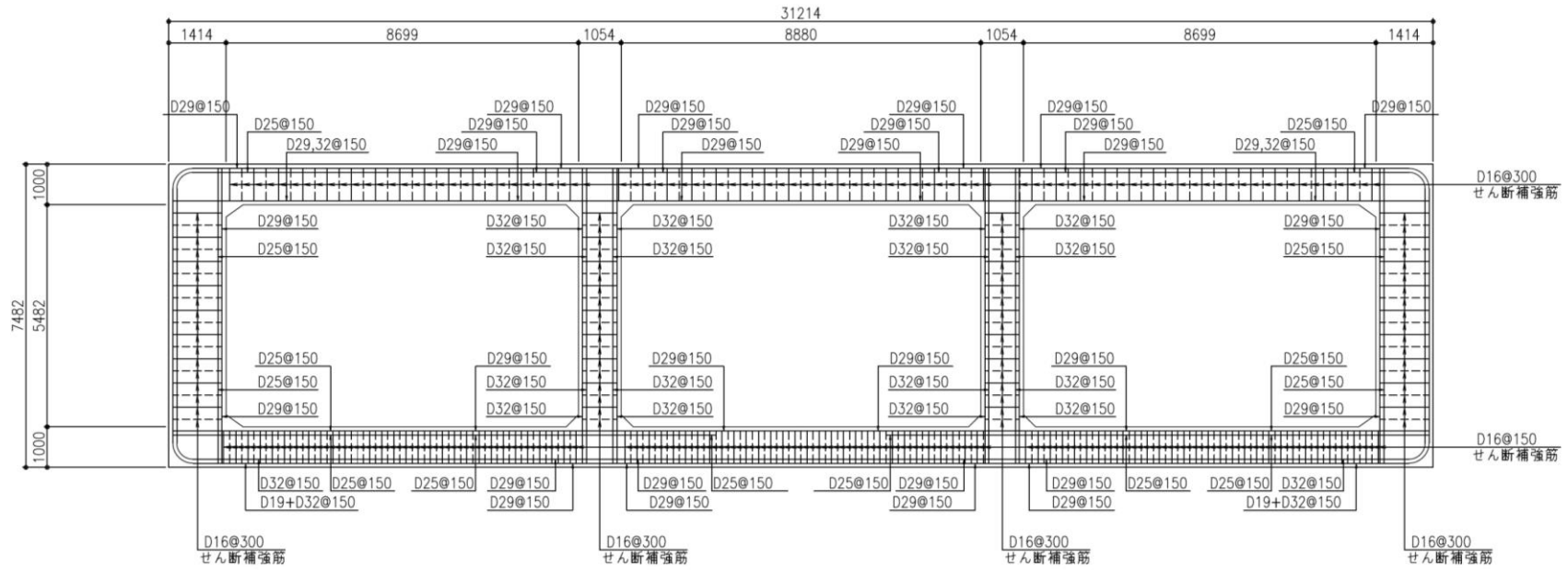


図 3-7 取水路の配筋図 (漸縮部, A-A断面)

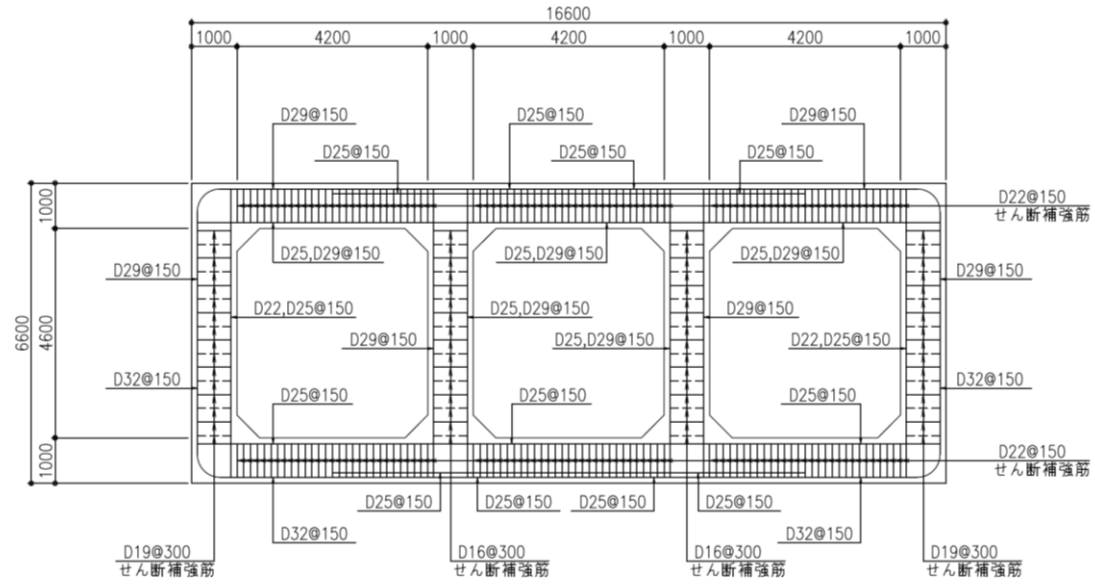


図 3-8 取水路の配筋図 (一般部, B-B 断面)

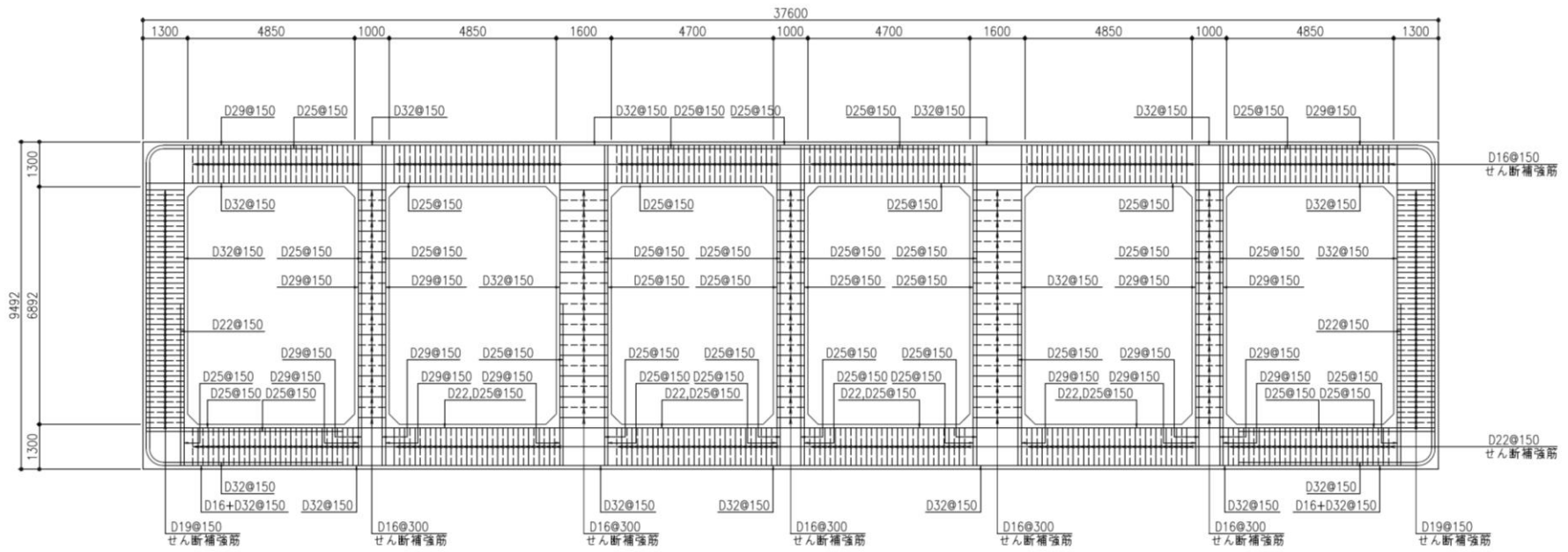


図 3-9 取水路の配筋図 (漸拡部, C-C断面)

3.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、建設時の設計値に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3-3 に、材料物性値を表 3-4 に示す。

表 3-3 構造物の使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm ²
鉄筋	SD35 (SD345 相当)

表 3-4 構造物の材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5*	2.45×10 ⁴ *	0.2*

注記* : 建設時の設計値に基づく

3.2.6 地盤、マンメイドロック及び地盤改良体の解析用物性値

地盤、マンメイドロック及び地盤改良体の解析用物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3-5～表 3-7 に、マンメイドロックの物性値を表 3-8 に、地盤改良体の物性値を表 3-9 に示す。

表 3-5 地盤の解析用物性値 (液状化検討対象層)

パラメータ		埋戻土	新期砂層・沖積層		古安田層			
			新期砂層	沖積層下部	A2s 層	A3s 層	A2g 層 (砂質)	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	2.02	1.91	1.91	1.91	
	間隙率 n	0.45	0.44	0.42	0.45	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	1.04×10^5	1.26×10^5	1.92×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0	150.0	200.0	200.0	200.0	
	ポアソン比 ν	0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	0.33	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.225	0.234	0.211	0.157	0.157	0.157	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	0.0	0.0	0.0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	35.6	36.6	36.6	36.6	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	32.0	31.0	32.0	32.0	32.0	32.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
		w_1	5.50	7.90	8.0	25.0	25.0	25.0
		p_1	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		p_2	1.00	0.70	0.65	0.80	0.80	0.80
		c_1	1.69	2.13	2.00	8.75	8.75	8.75

注記* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

表 3-6 地盤の解析用物性値 (非液状化層)

パラメータ		新期砂層・沖積層	古安田層			
			沖積層上部 (シルト質)	A3c 層	A3a1 層	A2c 層
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.66	1.70	1.81	1.80	1.88
	間隙率 n	0.61	0.57	0.52	0.52	0.48
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	5.50×10^4	1.09×10^5	9.57×10^4	1.39×10^5	1.61×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	170.0	60.0	94.0	140.0	170.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.136	0.114	0.162	0.110	0.147
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	82.5	99.6	29.2	113.0	82.8
	内部摩擦角 ϕ' (°)	19.6	26.8	34.2	27.9	28.7

表 3-7 地盤の解析用物性値（西山層）

パラメータ		西山層	
		T. M. S. L. - 33.0m 以浅	T. M. S. L. - 33.0m ~ -90.0m
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.73	1.69
	間隙率 n	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	4.16×10^5	4.75×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.257	0.257
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	$1370 - 5.04 \cdot Z^*$	$1370 - 5.04 \cdot Z^*$
	内部摩擦角 ϕ (°)	0	0

注記* : Zは、標高 (m) を示す。

表 3-8 マンメイドロックの解析用物性値

パラメータ		マンメイドロック
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.75
	間隙率 n	0.56
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	1.91×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0
	ポアソン比 ν	0.36
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.190
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	1840
	内部摩擦角 ϕ °	0.0

表 3-9 地盤改良体（無筋コンクリート）の解析用物性値

パラメータ		無筋コンクリート
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.30
変形特性	ヤング係数 E (kN/m ²)	2.20×10^7
	ポアソン比 ν	0.20

3.2.7 評価構造物諸元

(1) 評価構造物諸元と評価部位

照査を行う取水路の評価構造物諸元を表 3-10～表 3-12 に、評価部位を図 3-10～図 3-12 に示す。

表 3-10 構造物の評価部位とその仕様 (A-A断面)

部位	仕様		材料		機能要求
	部材奥行幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
右側壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水*
隔壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
左側壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水*
底版	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水

注記* : 海水貯留堰天端標高 (T. M. S. L. -3.5m) 以下の範囲

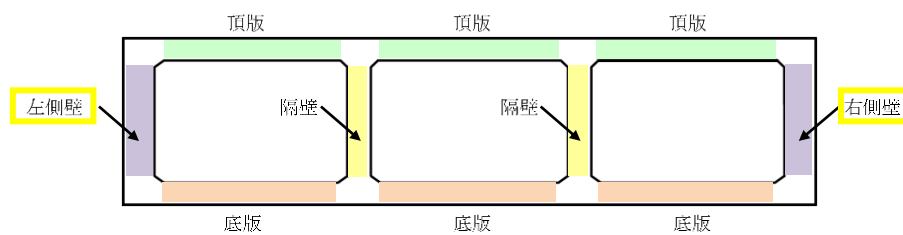


図 3-10 評価部位 (A-A断面)

表 3-11 構造物の評価部位とその仕様（B-B断面）

部位	仕様		材料		機能要求
	部材奥行幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水*
右側壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水*
隔壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
左側壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水*
底板	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水

注記* : 海水貯留堰天端標高 (T. M. S. L. -3.5m) 以下の範囲

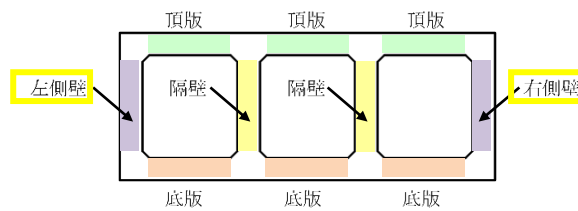


図 3-11 評価部位（B-B断面）

表 3-12 構造物の評価部位とその仕様 (C-C断面)

部位	仕様		材料		機能要求
	部材奥行幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
右側壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水*
隔壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
左側壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水, 貯水*
底版	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水

注記* : 海水貯留堰天端標高 (T. M. S. L. -3.5m) 以下の範囲

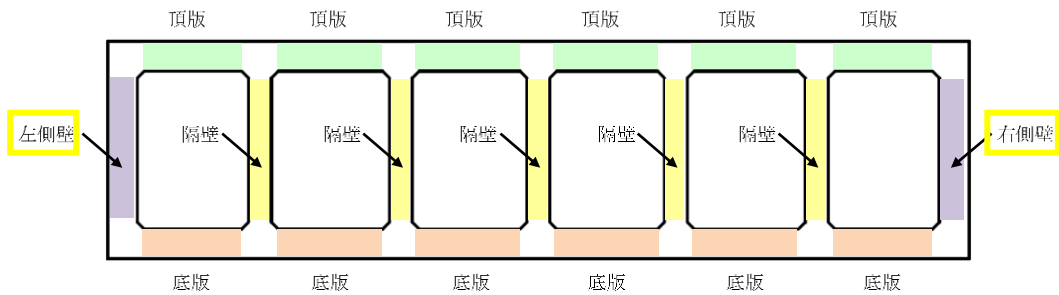


図 3-12 評価部位 (C-C断面)

(2) 取水路の機能要求の考え方

「(1) 評価構造物諸元と評価部位」の各表に記載した取水路の機能要求について、その考え方を以下に記載する。なお、取水路には、間接支持するSクラス設備はない。

a. 通水機能

取水路の通水断面を構成する各部材について、通水機能を要求するものとする。図 3-13～図 3-15 に通水機能を要求する部材の範囲を図示する。

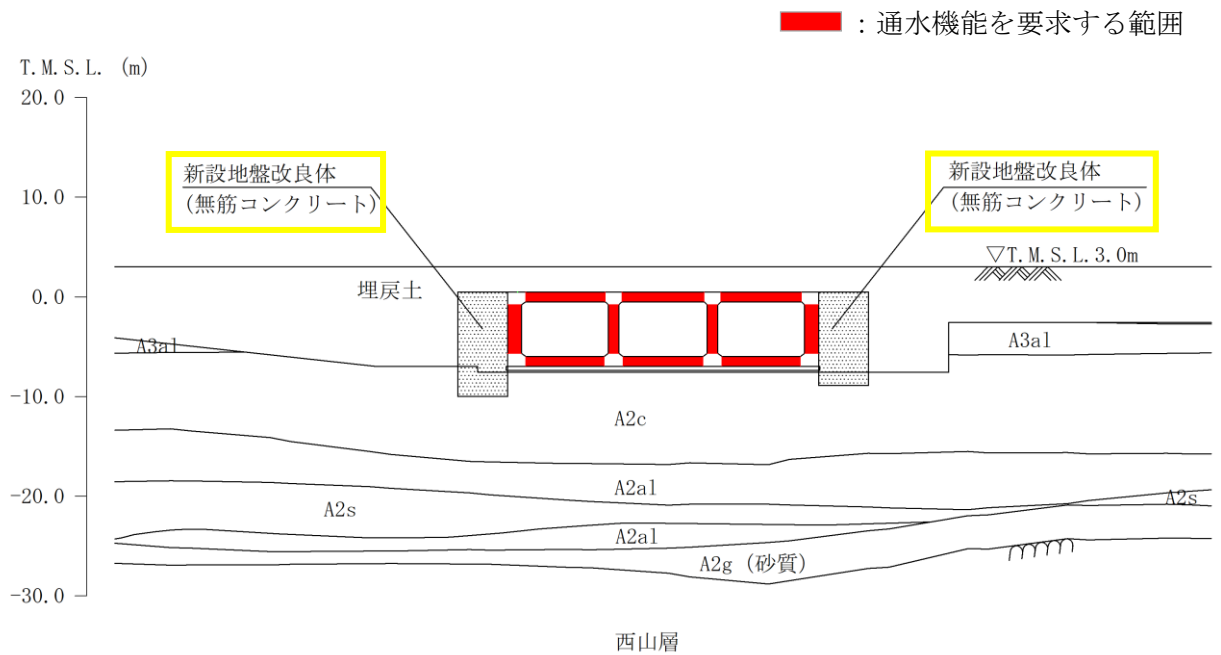


図 3-13 通水機能を要求する範囲 (A-A断面)

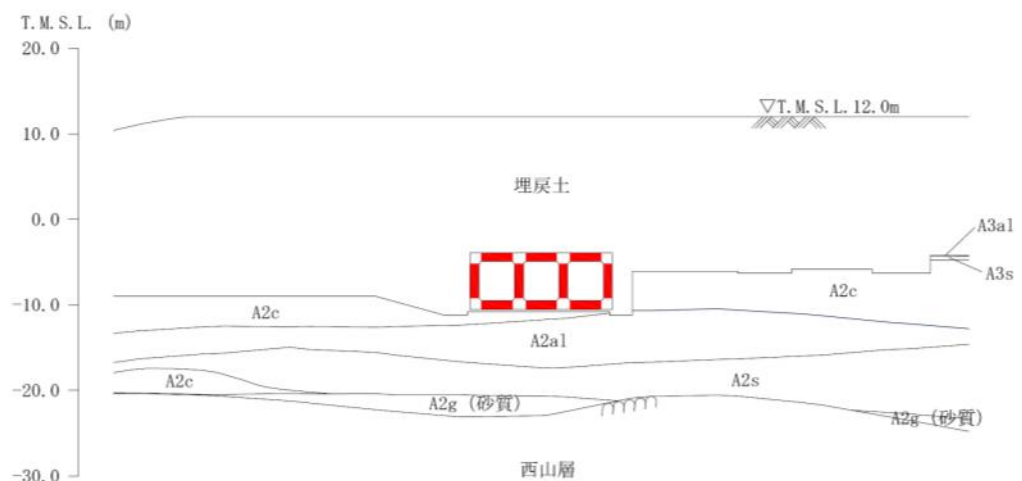


図 3-14 通水機能を要求する範囲 (B-B断面)

■ : 通水機能を要求する範囲

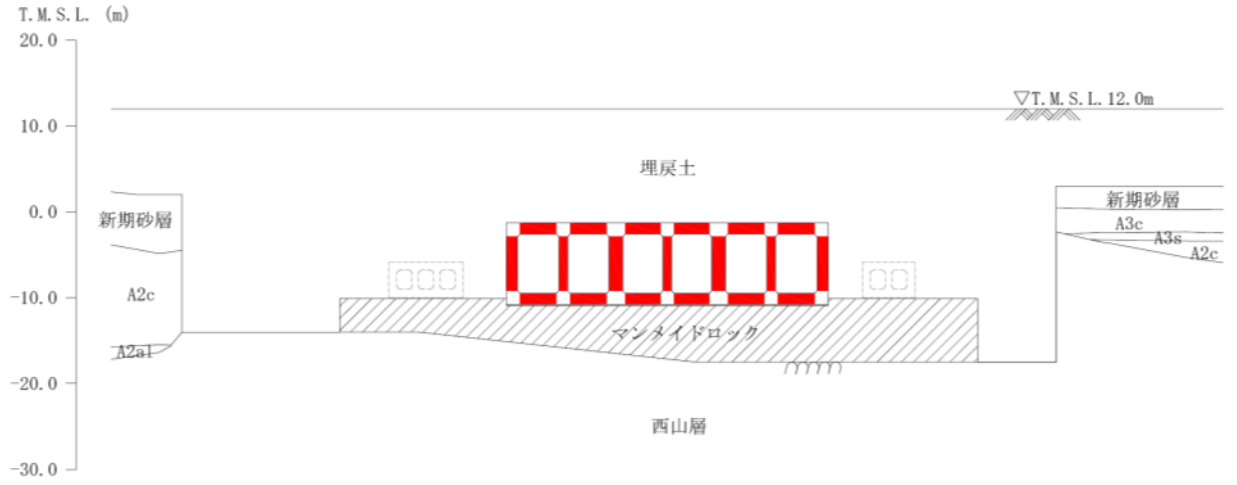


図 3-15 通水機能を要求する範囲 (C-C断面)

b. 貯水機能

取水路における貯水機能は、津波時の引き波時を想定した要求性能であるため、海水貯留堰天端標高(T. M. S. L. -3.5m)以下の頂版及び側壁を対象とする。

ここで、取水路の周辺地盤の地下水位は常時は海水面付近にあると想定され、津波時の引き波による海水面低下が起きても、引き波の継続時間は最大約16分と短時間の現象評価されているため、取水路の内水位よりも周辺地盤の地下水位の方が高い状態にあることから、取水路内の貯留水は地盤へ流出する可能性は低いものと考えられる。また、一部の側壁の側方には浮上り対策のためのセメント改良による透水性の低い地盤改良体を設置していることから、取水路内の貯留水は地盤に流出する可能性は低いものと考えられるが、当検討では側壁の健全性により貯留機能を担保することとする。

なお、底板については、スクリーン室全区間で透水係数の小さい粘性土(A2c層)若しくはマンメイドロックに接していることから、貯水機能を要求する範囲の対象外とする。

図3-16～図3-18に貯水機能を要求する部材の範囲を示す。

引き波の継続時間の詳細は、V-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」に示す。

■：貯水機能を要求する範囲

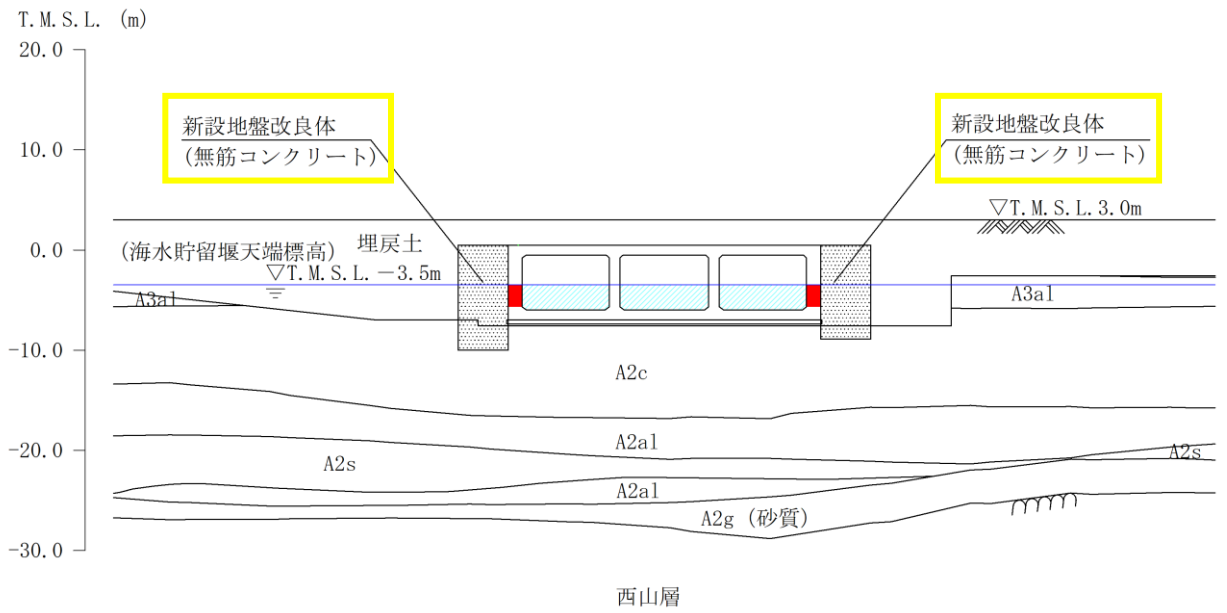


図 3-16 貯水機能を要求する範囲 (A-A断面)

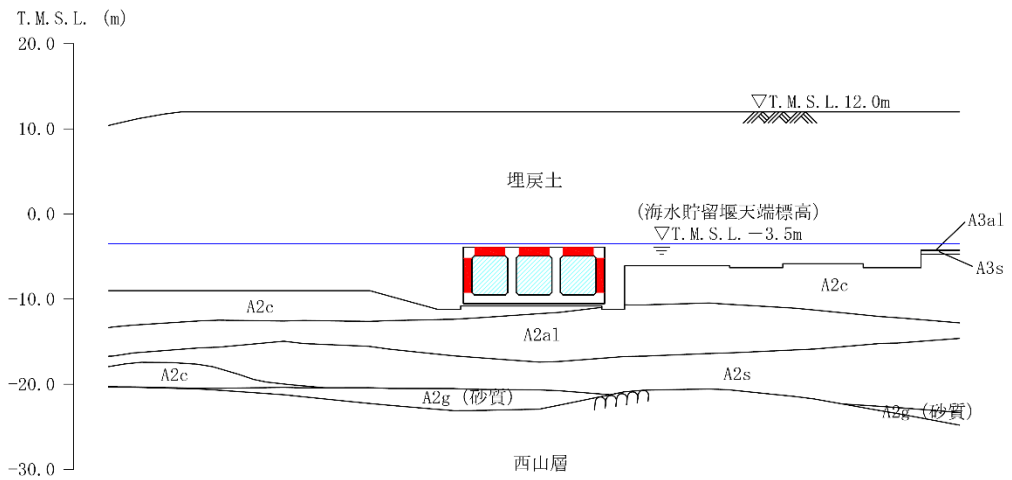


図 3-17 貯水機能を要求する範囲 (B-B断面)

■ : 貯水機能を要求する範囲

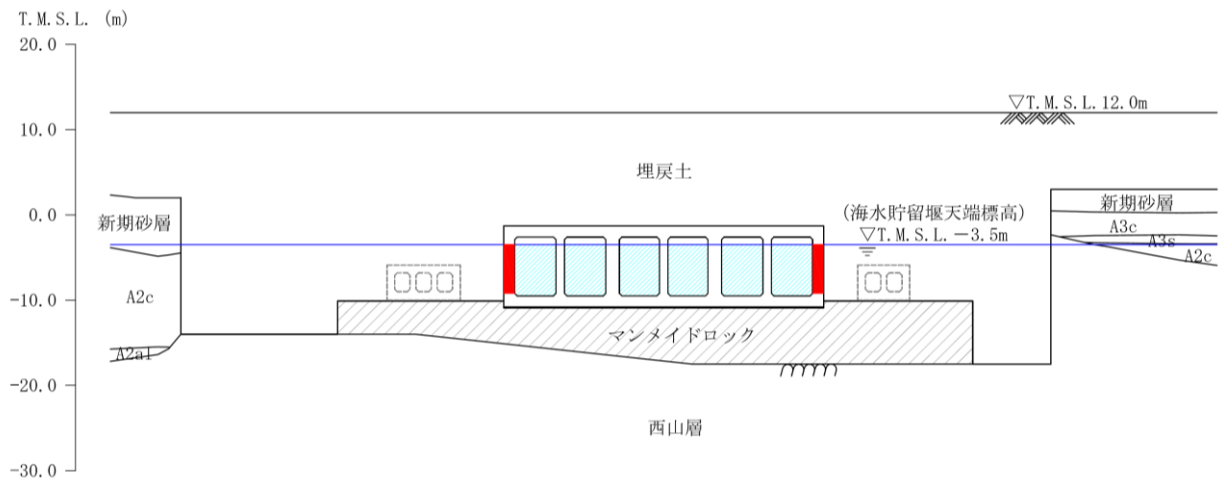


図 3-18 貯水機能を要求する範囲 (C-C断面)

3.2.8 地下水位

地下水位は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、A-A断面はT.M.S.L. 3.0m（地表面）に、B-B断面はT.M.S.L. 5.0mに、C-C断面はT.M.S.L. 8.0mに設定する。

3.2.9 地震応答解析手法

取水路の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。構造部材については、はり要素を用いることとし、非線形特性についてはコンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」を使用する。地震応答解析手法の選定フローを図3-19に示す。

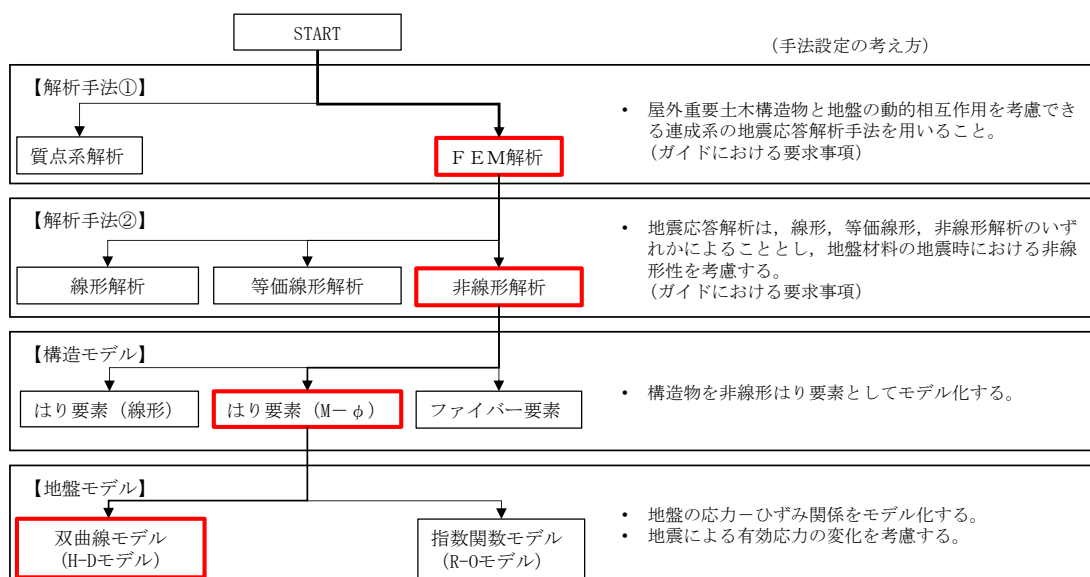


図 3-19 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.10 地震応答解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 を参考に、図 3-20 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍程度、モデル高さを構造物幅の 2 倍程度とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 又は 4 分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 0.5~1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

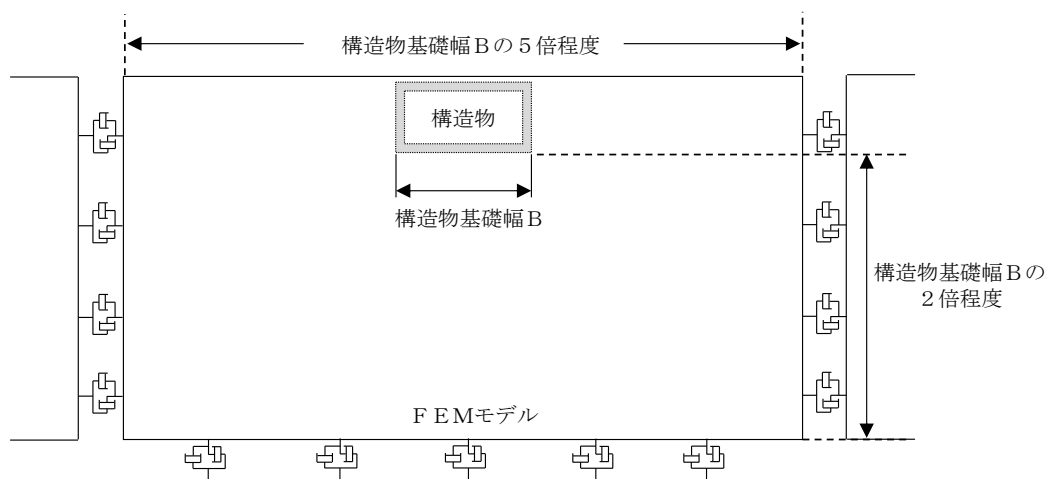


図 3-20 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-21に示す。また、取水路周辺の地質断面図を図3-22～図3-24に示す。

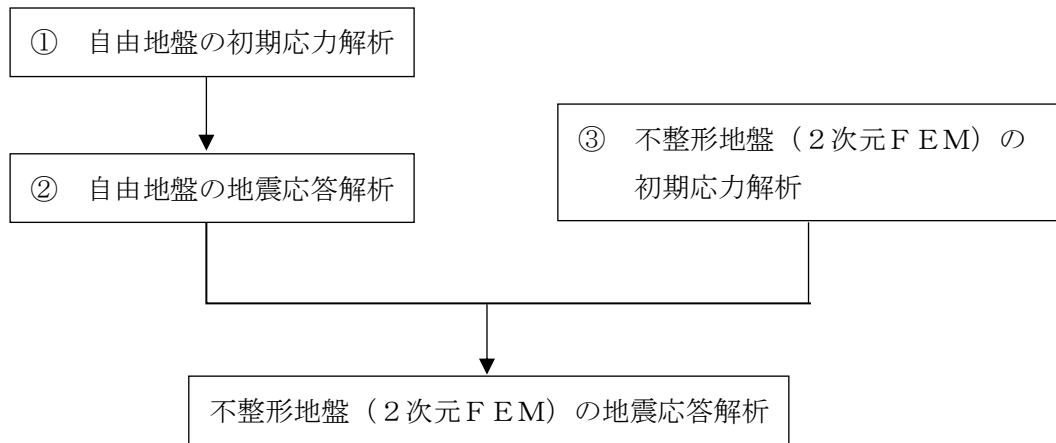
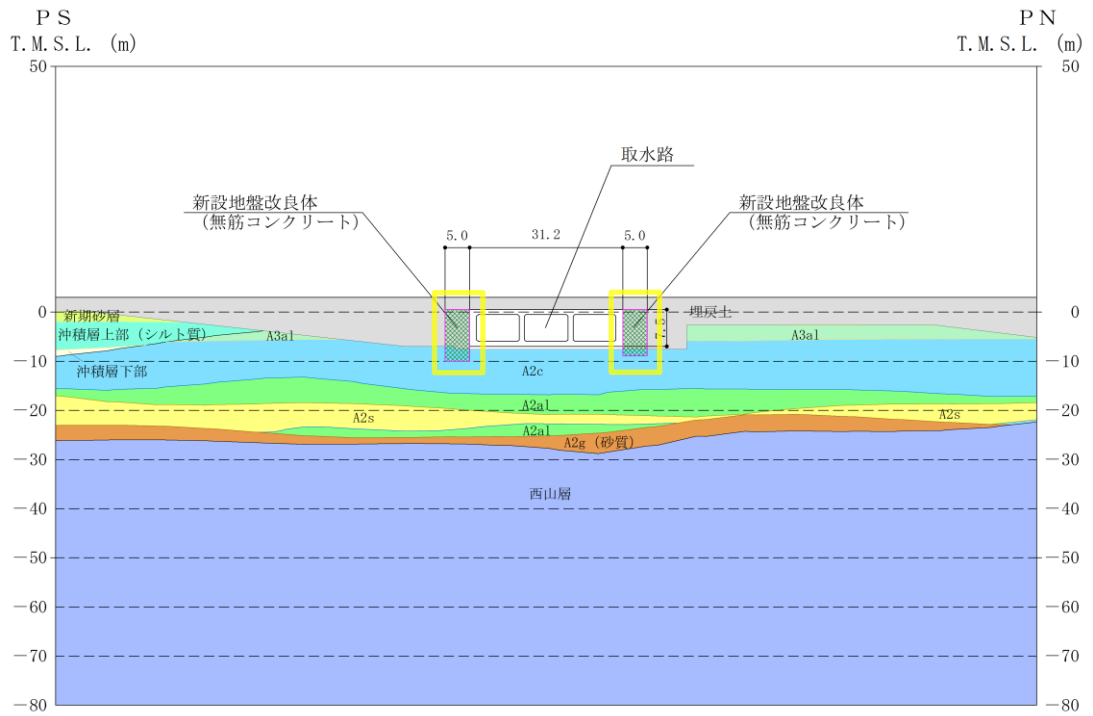
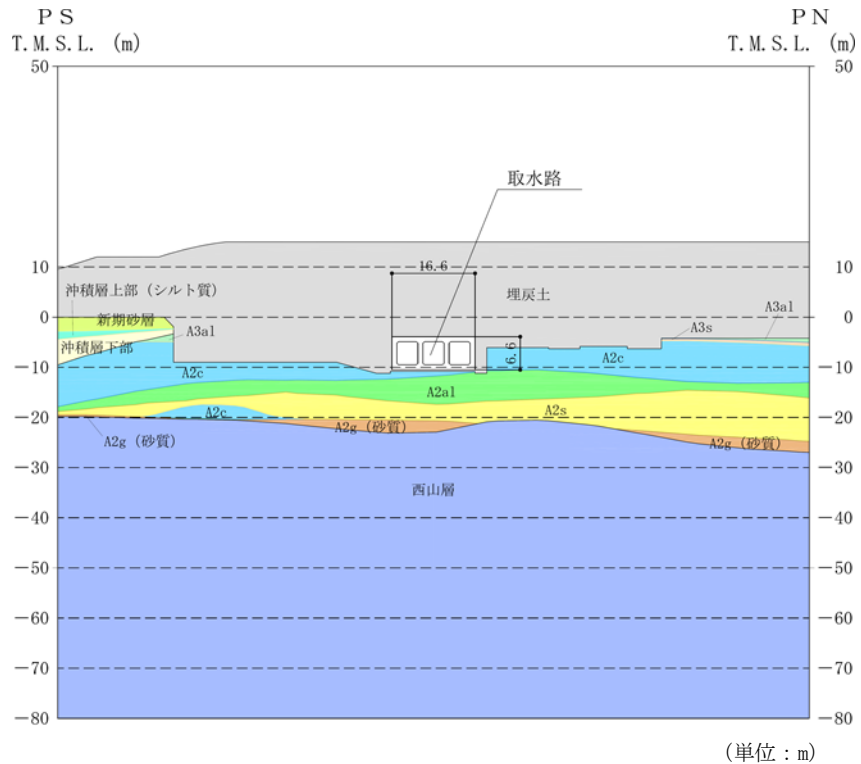


図 3-21 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロー



(単位：m)

図 3-22 取水路の地質断面図 (A-A断面)



(単位：m)

図 3-23 取水路の地質断面図 (B-B断面)

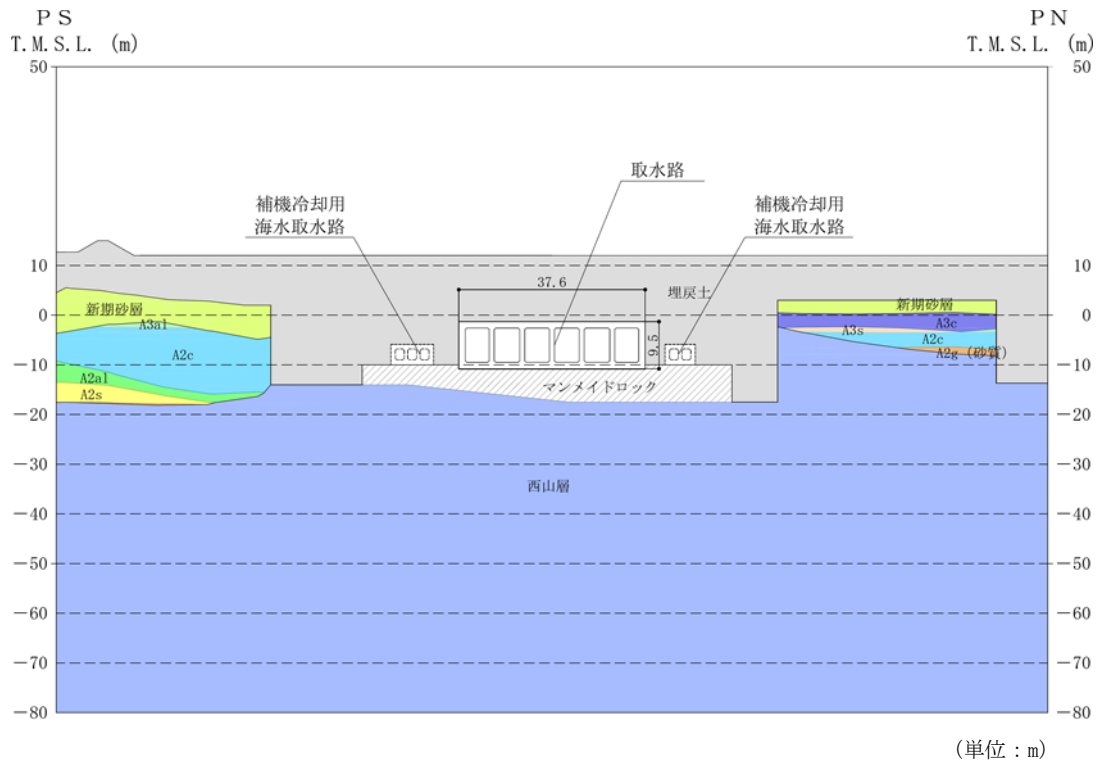


図 3-24 取水路の地質断面図 (C-C 断面)

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-25 に示す。

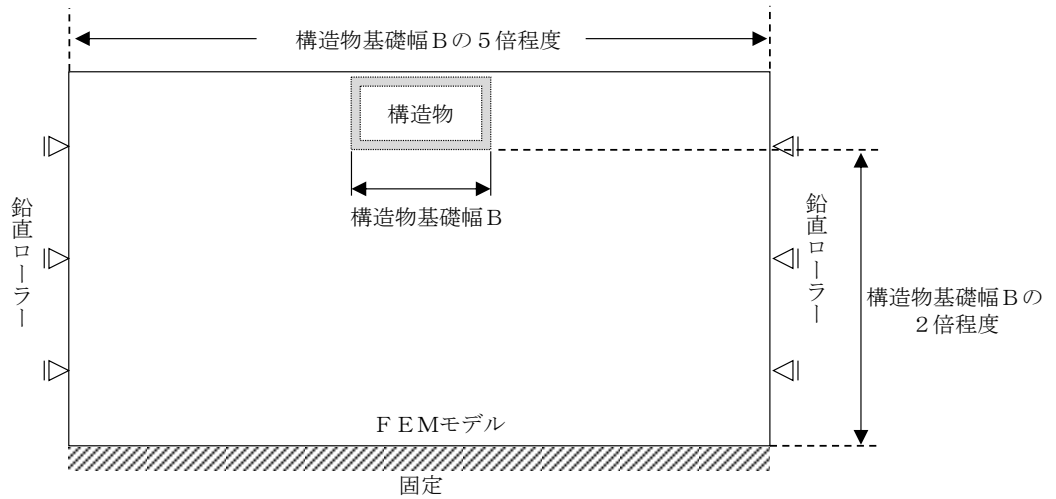


図 3-25 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。取水路の地震応答解析モデルを図 3-26～図 3-28 に示す。

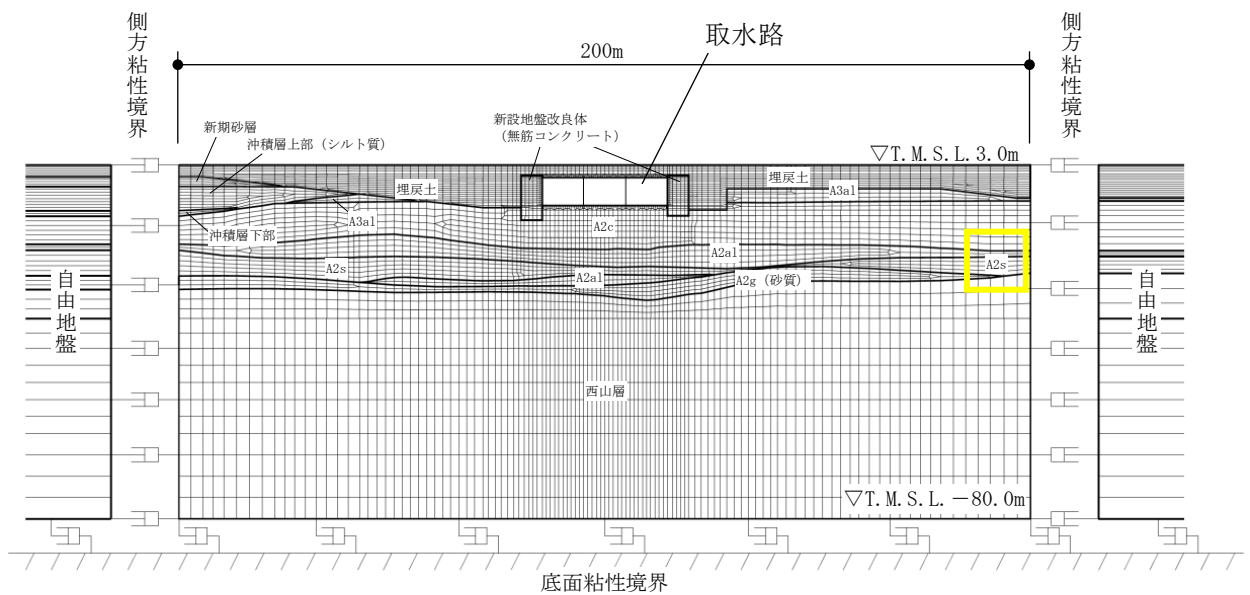


図 3-26 取水路の地震応答解析モデル (A-A断面)

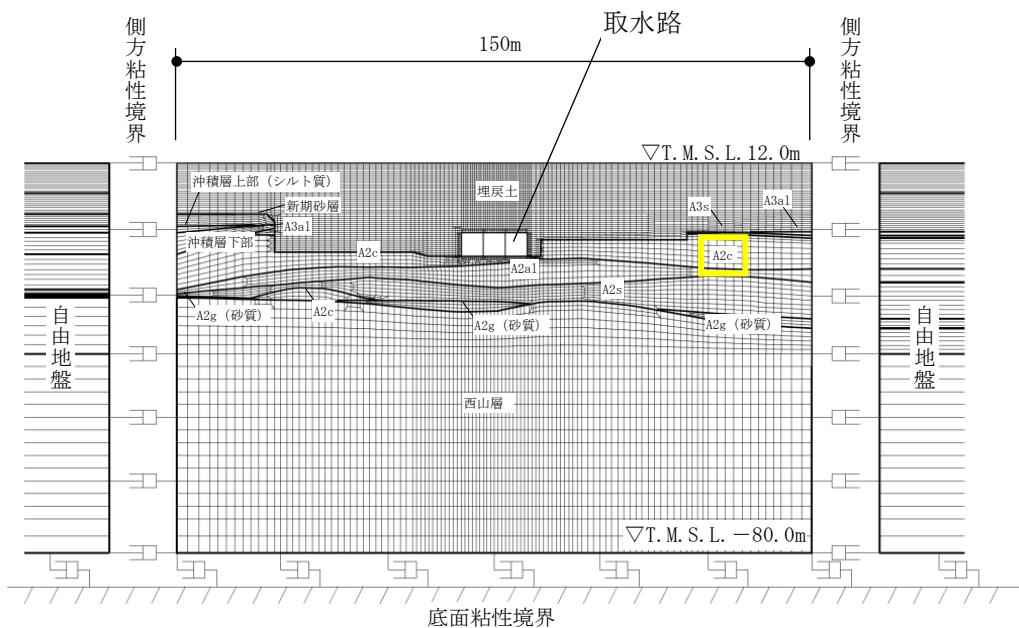


図 3-27 取水路の地震応答解析モデル (B-B断面)

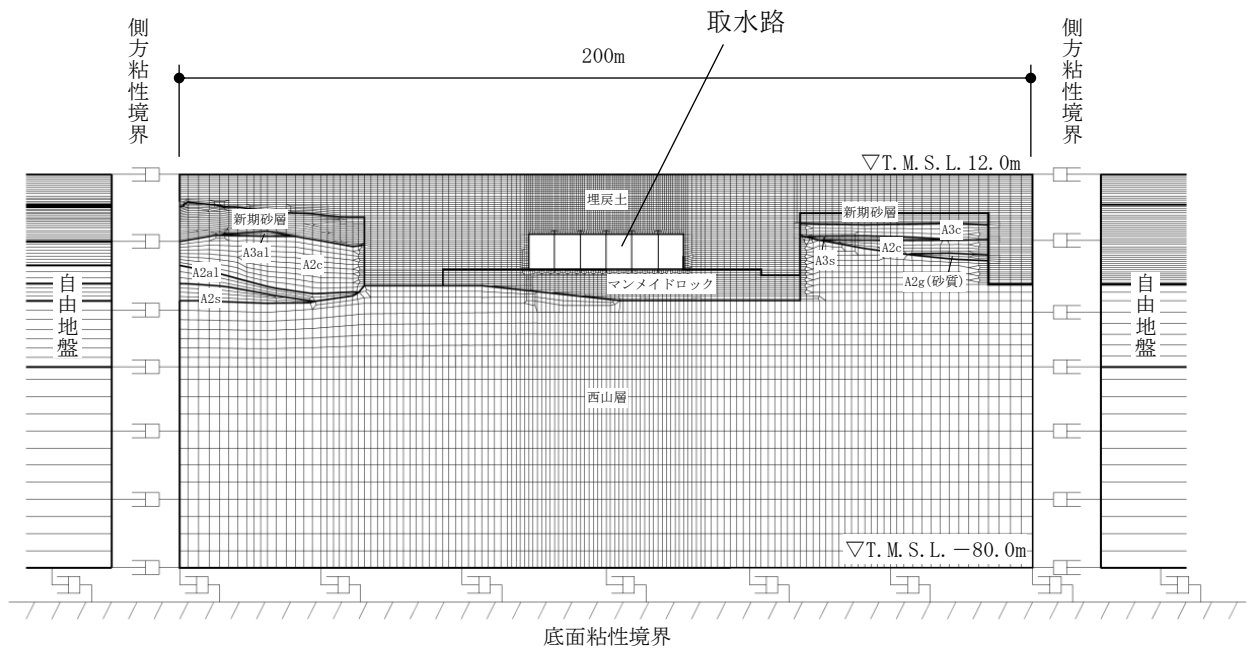


図 3-28 取水路の地震応答解析モデル (C-C断面)

(3) 構造物のモデル化

取水路の各断面では，構造部材として考慮する側壁，隔壁，底版，頂版を非線形はり要素でモデル化する。

それぞれの非線形はり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

取水路の各断面の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を，図 3-29～図 3-31 に示す。

構造部材は，単位奥行幅（1.0m）としてモデル化する。

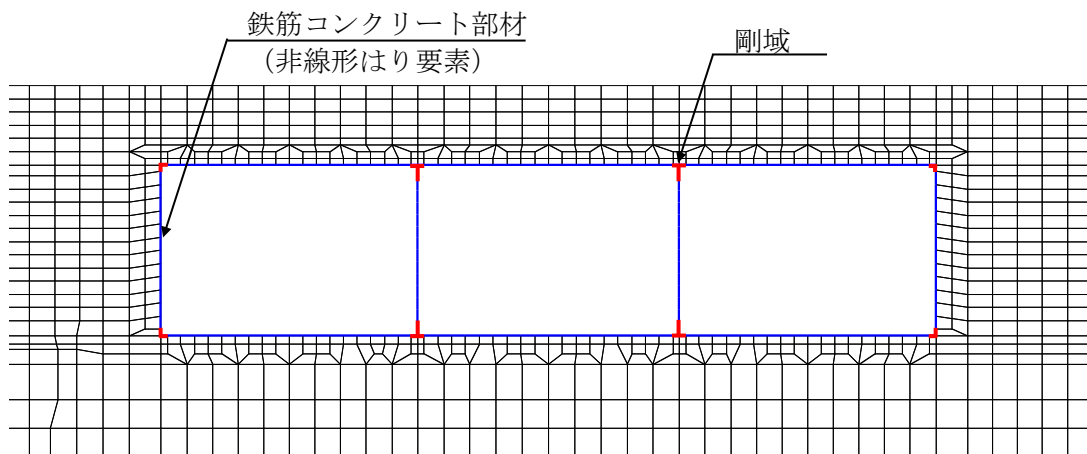


図 3-29 取水路の解析モデル（構造物部分拡大部，A-A断面）

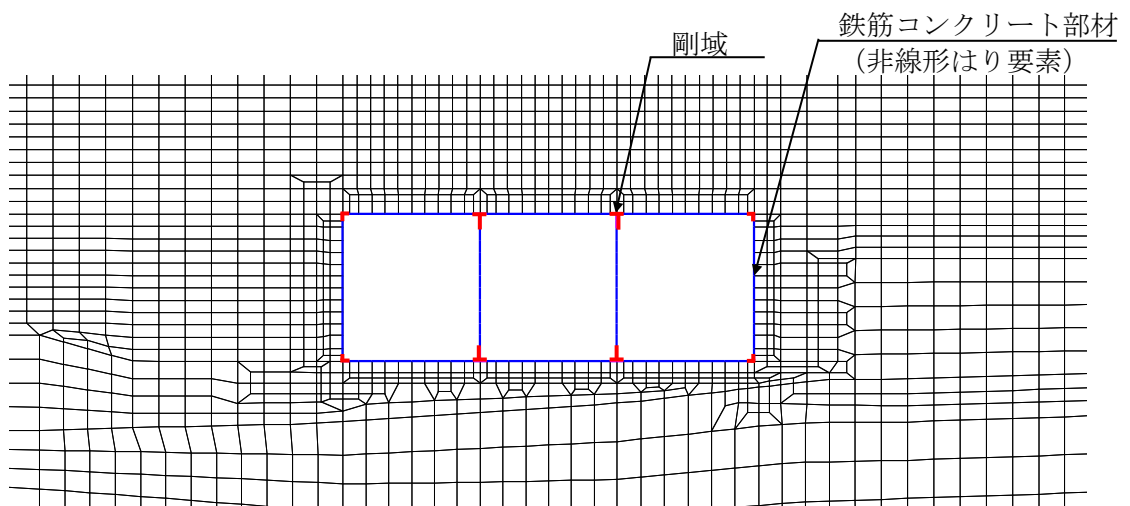


図 3-30 取水路の解析モデル（構造物部分拡大部，B-B断面）

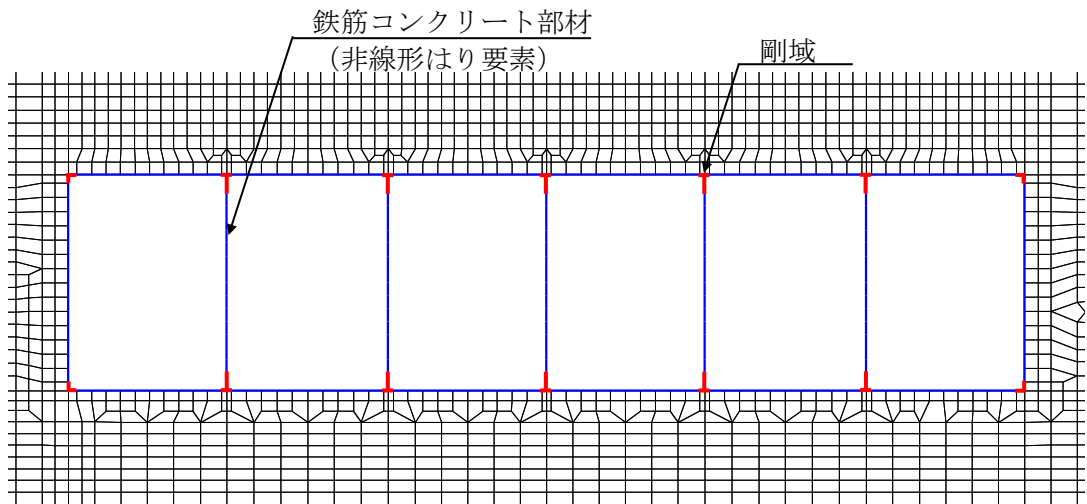


図 3-31 取水路の解析モデル（構造物部分拡大部，C-C断面）

- (4) 地盤及びマンメイドロックのモデル化
 地盤及びマンメイドロックはマルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。
- (5) 地盤改良体のモデル化
 A-A断面の地盤改良体（無筋コンクリート）は，線形平面要素によりモデル化し，線形弾性体として考慮する。

(6) ジョイント要素の設定

「地盤と構造物」、 「地盤改良体と構造物」、 「マンメイドロックと構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、隣接する要素との接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力を零とし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性を零とし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度 τ_f は、次式により規定される。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan \phi_B$$

ここで、

σ' : 要素間の直応力

c_B : 付着力

ϕ_B : 摩擦角

要素間の付着力 c_B 、摩擦角 ϕ_B は、表 3-13 に示す道路橋示方書の設定を参考に、表 3-14 のとおりに設定する。周辺地盤の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、表 3-15 のとおりに設定する。

表 3-13 道路橋示方書における摩擦角 ϕ_B と付着力 c_B

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\left. \begin{array}{l} \tan \phi_B = 0.6 \\ \phi_B = \phi \end{array} \right\}$ の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ : 支持地盤のせん断抵抗力角 (°) c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

(道路橋示方書より引用)

表 3-14 要素間の付着力 c_B と摩擦角 ϕ_B

条件	付着力 c_B (kN/m ²)	摩擦角 ϕ_B (°)
地盤と構造物	0	$\frac{2}{3} \phi$
地盤改良体*1と構造物	0	31
マンメイドロック*1と構造物	0	31
地盤と地盤改良体*2	c	ϕ

注記*1: 地盤改良体及びマンメイドロックは、その性状から道路橋示方書における岩とみなす。

*2: 地盤と地盤改良体の付着力と摩擦角は、地盤の c 、 ϕ を適用する。

表 3-15 周辺地盤の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ

地質区分	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土	0.0 (9.6) * ¹	35.9 (34.8) * ¹
A2c 層	113.0	27.9
西山層	1370-5.04Z * ²	0.0
マンメイドロック	1840.0	0.0

注記*1 : 括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

*2 : Zは、標高 (m) を示す。

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集 (上巻) (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月) に従い、表 3-16 の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図 3-32 に、ジョイント要素の配置を図 3-33 に示す。

表 3-16 ジョイント要素のばね定数

対象	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

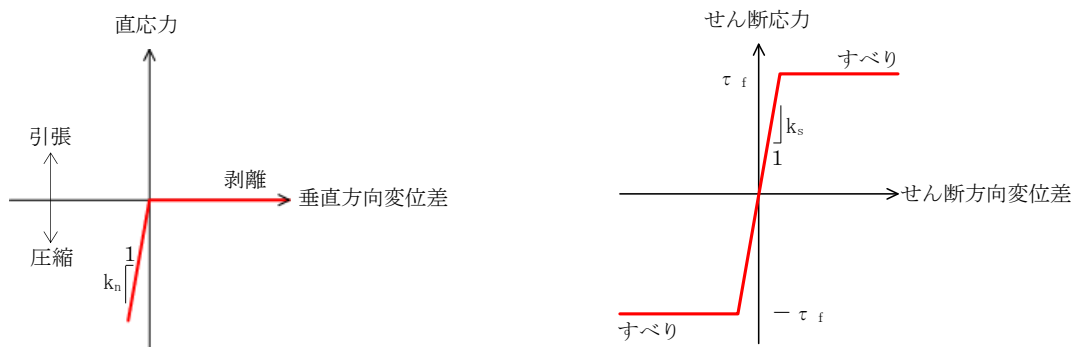
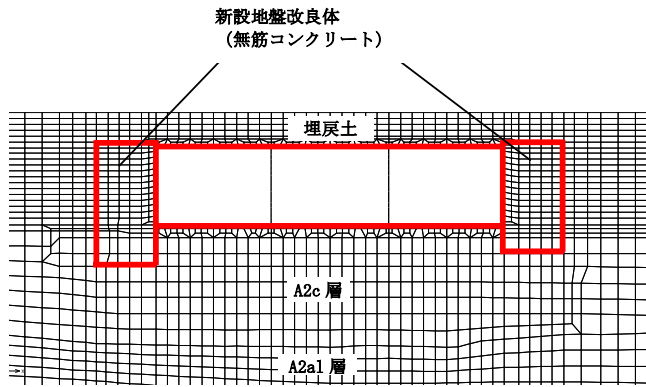
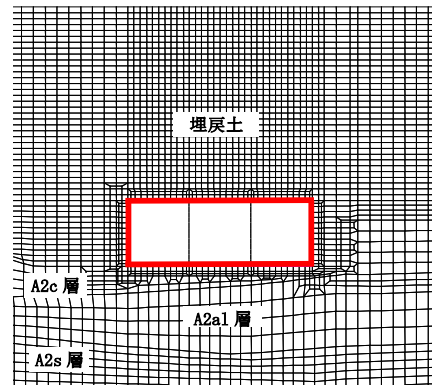


図 3-32 ジョイント要素の力学特性

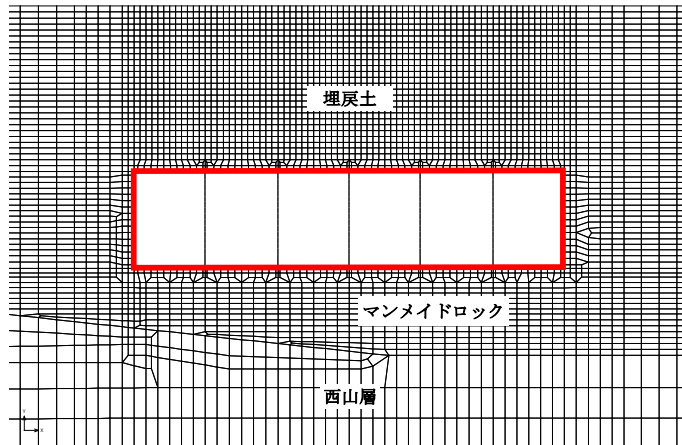
— : ジョイント要素



(A-A断面)



(B-B断面)



(C-C断面)

図 3-33 ジョイント要素の配置

(7) 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋について、それぞれの非線形性を考慮する。材料の非線形特性はコンクリート標準示方書に基づき設定する。

部材の非線形特性は以下のとおりである。

図 3-34 に、鉄筋コンクリート部材におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルを示す。また、コンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ曲線を図 3-35 及び図 3-36 に示す。なお、復元力特性として修正武田モデルを適用する。

有効応力解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされることから、常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。軸力変動が部材の非線形特性に及ぼす影響については、(参考資料 3) に示す。

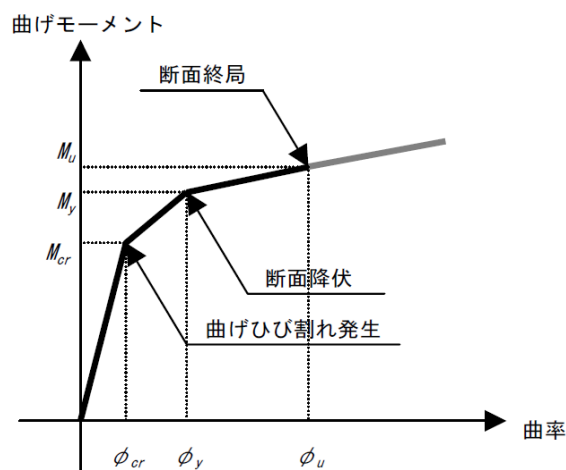


図 3-34 M- ϕ 関係のトリリニアモデル (鉄筋コンクリート部材)

(土木学会マニュアルより引用)

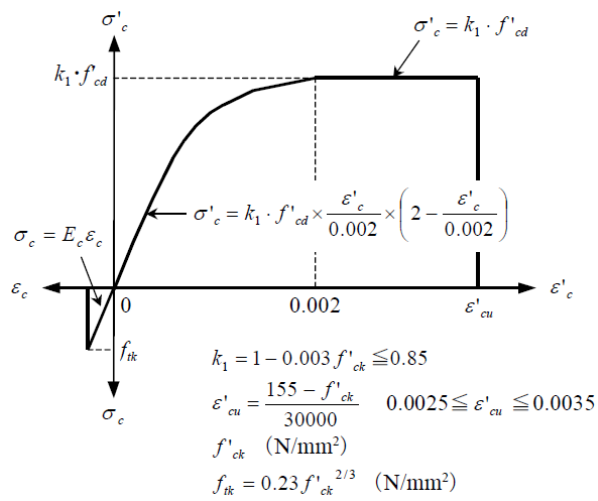


図 3-35 コンクリートの応力-ひずみ曲線
(土木学会マニュアルより引用)

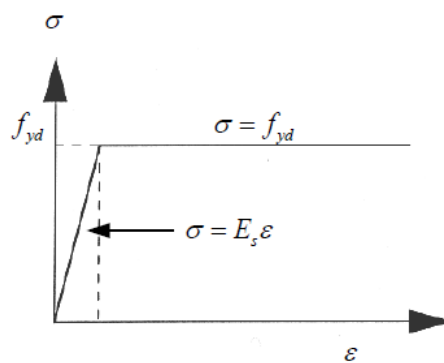


図 3-36 鉄筋の応力-ひずみ曲線
(土木学会マニュアルより引用)

3.2.11 減衰定数

減衰定数は、KK7 補足-027-1「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

3.2.12 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧の反力による荷重が含まれるものとする。なお、取水路には荷重として考慮すべき機器・配管は存在しない。

積雪荷重については、取水路が地中に埋設された構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力を組合せる荷重としては除外した。

なお、取水路は地中に埋設された構造物であることから、運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地中で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 3-17 に示す。

表 3-17 荷重の組合せ

種別		荷重	算定方法の概要
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づき、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管自重	－ ・機器・配管はないことから、考慮しない
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する
		永久上載荷重	－ ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○ ・常時応力解析により算定する
	外水圧		○ ・解析断面の地下水位（T.M.S.L. 3.0m, T.M.S.L. 5.0m, T.M.S.L. 8.0m）に応じた静水圧を設定する ・地下水の密度を考慮する
	内水圧		○ ・T.M.S.L. 1.0m*に応じた静水圧を設定する ・海水の密度を考慮する
	雪荷重		－ ・埋設構造物であるため、積雪を考慮しない
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_g による水平・鉛直同時加振を考慮する
	鉛直地震動		○ ・躯体、動土圧を考慮する
	動水圧		○ ・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする ・地震時動水圧を付加質量により考慮する

注記* : 内水圧の水位は、朔望平均満潮位 T.M.S.L. 0.49m に対し、保守性を考慮し T.M.S.L. 1.0m とする。(共通条件：スクリーン室、取水路、補機冷却用海水取水路)

(1) 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、A-A断面を T.M.S.L. 3.0m に、B-B断面を T.M.S.L. 5.0m に、C-C断面を T.M.S.L. 8.0m として設定する。設定の際は、地下水の密度として、 $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

(2) 内水圧

取水路の内部には、朔望平均満潮位 T.M.S.L. 0.49m に対して保守的に設定した T.M.S.L. 1.0m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

a. A-A断面（漸縮部）

A-A断面における内水圧図を図 3-37 に示す。

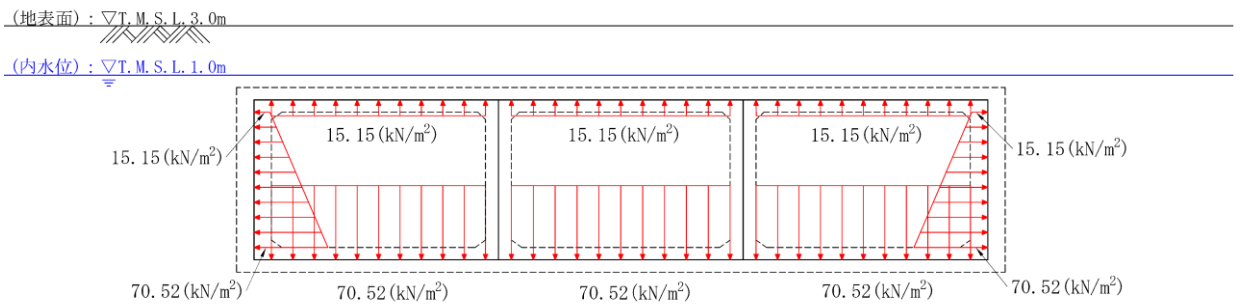


図 3-37 内水圧図（A-A断面）

b. B-B断面（一般部）

B-B断面における内水圧図を図 3-38 に示す。

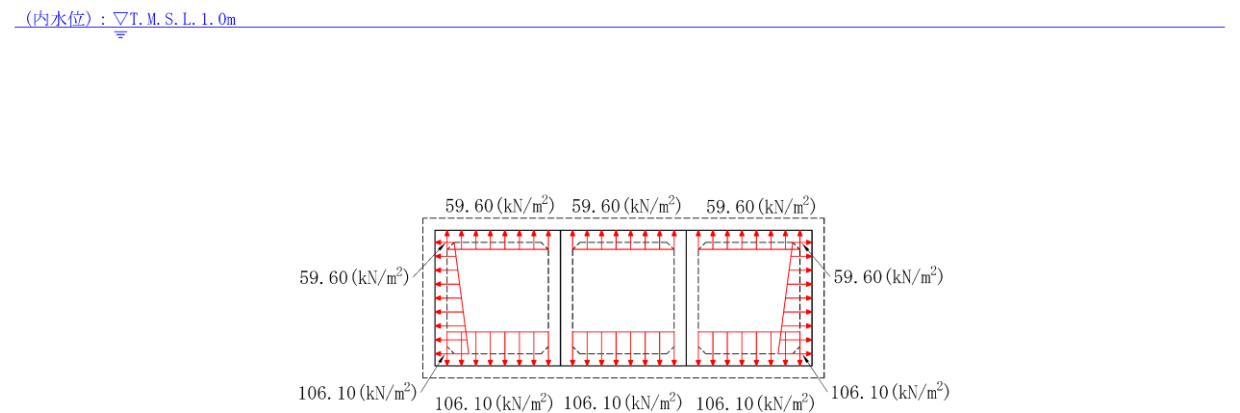


図 3-38 内水圧図（B-B断面）

- c. C-C断面 (漸拡部)
 C-C断面における内水圧図を図 3-39 に示す。

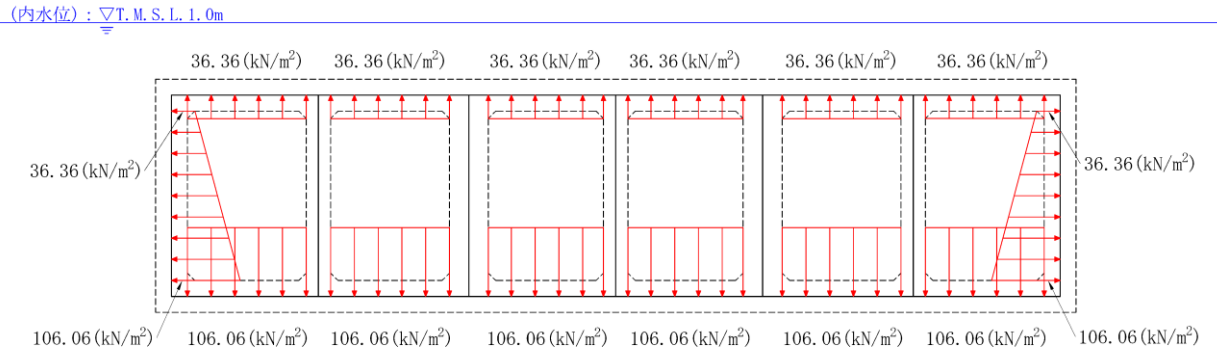


図 3-39 内水圧図 (C-C断面)

(3) 動水圧

取水路の内部には，朔望平均満潮位 T.M.S.L. 0.49m に対して保守的に設定した T.M.S.L. 1.0m を水面とした動水圧を付加質量として設定し，地震時の影響を考慮する。設定の際は，海水の密度として， $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

a. A-A断面（漸縮部）

A-A断面における動水圧図を図 3-40 に示す。

A-A断面は満水状態で自由水面が存在しないため，付加質量を設定する際は，水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ，鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

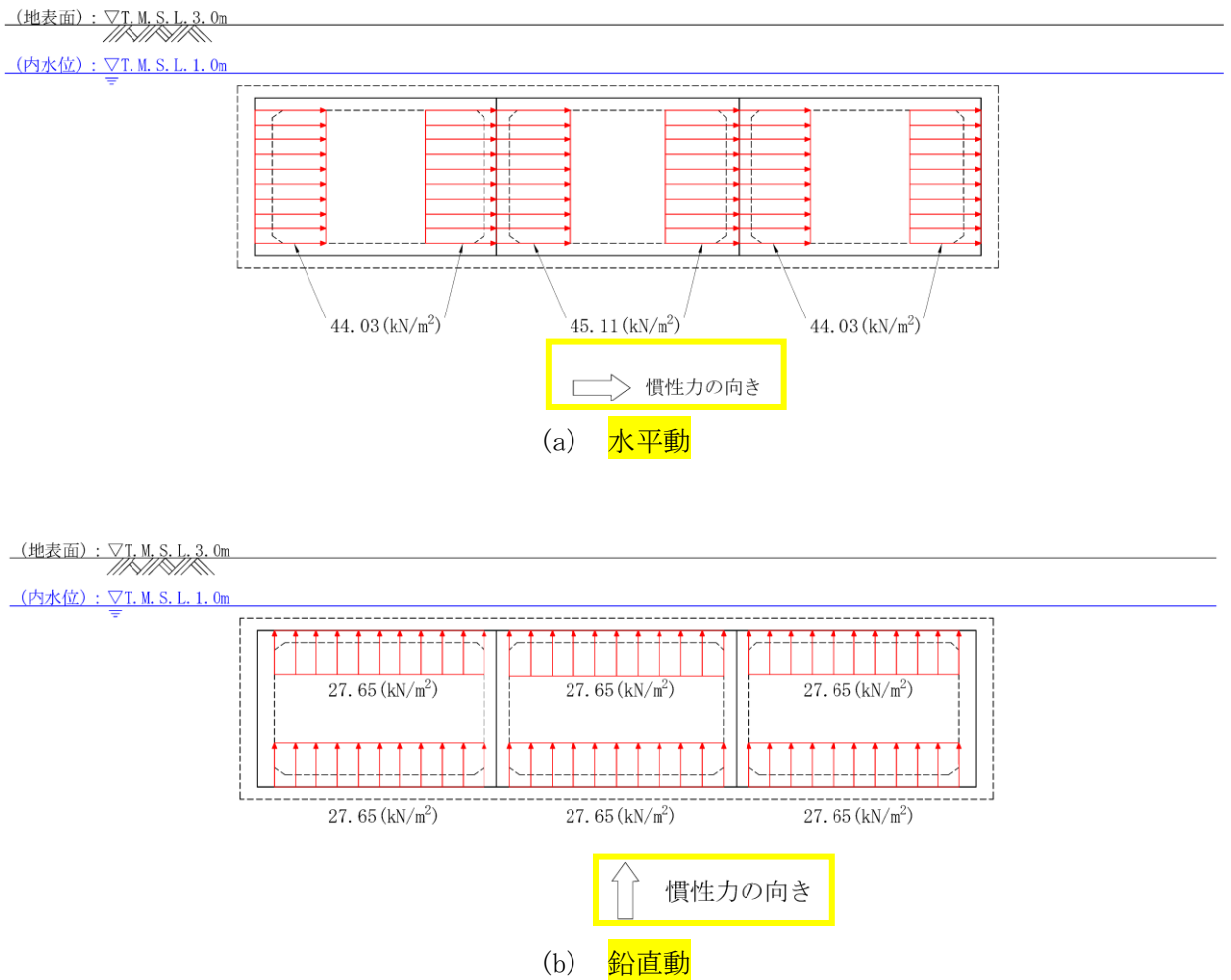


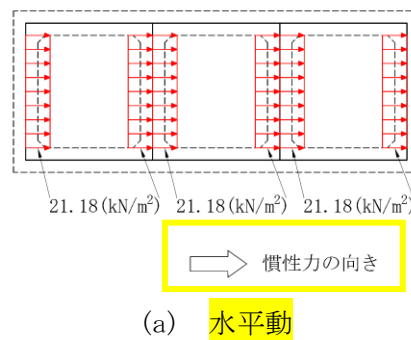
図 3-40 動水圧図 (A-A断面)

b. B-B断面（一般部）

B-B断面における動水圧図を図 3-41 に示す。

B-B断面は満水状態で自由水面が存在しないため、付加質量を設定する際は、水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

(内水位) : ∇ T. M. S. L. 1. 0m



(内水位) : ∇ T. M. S. L. 1. 0m

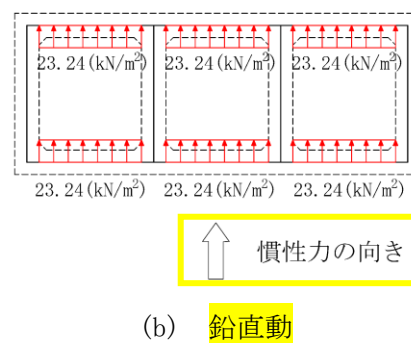


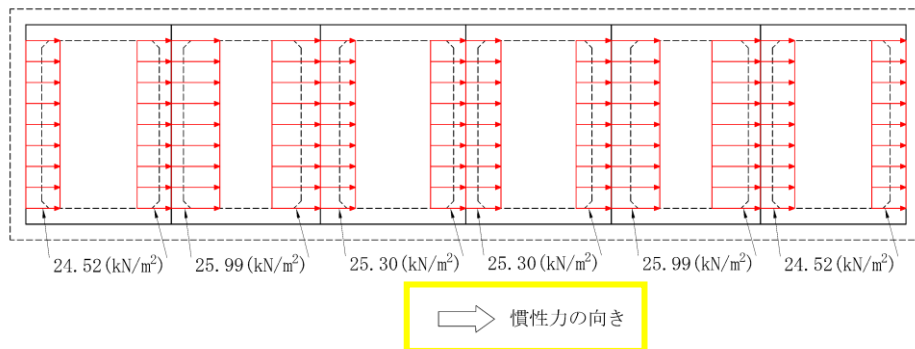
図 3-41 動水圧図 (B-B断面)

c. C-C断面 (漸拡部)

C-C断面における動水圧図を図 3-42 に示す。

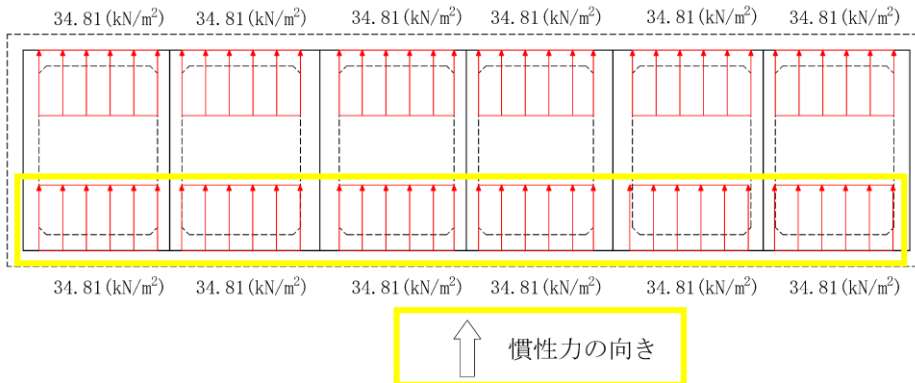
C-C断面は満水状態で自由水面が存在しないため、付加質量を設定する際は、水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

(内水位) : ∇ T. M. S. L. 1.0m



(a) 水平動

(内水位) : ∇ T. M. S. L. 1.0m



(b) 鉛直動

図 3-42 動水圧図 (C-C断面)

3.2.13 耐震評価における解析ケース

取水路は地中埋設構造物であり、支配的な損傷モードは地震時の地盤のせん断変形に伴い生じる構造部材の曲げ、せん断となる。したがって、耐震評価においてばらつきを考慮する物性値は、地盤のせん断変形を定義する初期せん断弾性係数 G_0 とする。

耐震評価における解析ケースを表 3-18 に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、地表付近で地下水面をまたぐ地層（埋戻土及び新期砂層）のばらつきは、初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて、せん断波速度のばらつきとして設定する。地下水以深の飽和土層（沖積層及び古安田層）のばらつきは、各地層のPS 検層の結果からせん断波速度の標準偏差 σ を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する。（解析ケース②, ③, ⑤）。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、液状化強度特性を (-1σ) にて設定する（解析ケース①, ②, ③）。

また、構造物の加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④, ⑤）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組み合わせた解析ケース（①～⑤）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して解析ケース①（基本ケース）を実施する。また、解析ケース①において、曲げ軸力照査及びせん断力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、追加解析ケースとして解析ケース②～⑤を実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。また、照査項目のうち構造部材のせん断力照査については、せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため、確実に回避しなければならない破壊形態であることから、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 3-43 に示す。

表 3-18 耐震評価における解析ケース

解析ケース		①	②	③	④	⑤	
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース	
地盤剛性の設定		地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	
液状化強度特性の設定		液状化強度特性 (-1σ)	液状化強度特性 (-1σ)	液状化強度特性 (-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震動 (位相)	Ss-1	++*	実施				
		+ - *	実施				
		- + *	実施				
		--*	実施				
	Ss-2		実施				
	Ss-3	++*	実施				
		+ - *	実施				
		- + *	実施				
		--*	実施				
	Ss-4		実施				
	Ss-5		実施				
	Ss-6		実施				
	Ss-7		実施				
	Ss-8	++*	実施				
+ - *		実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の解析ケース (基本ケース) において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい (許容限界に対する余裕が最も小さい) 地震動を用い、②～⑤より追加解析ケースを実施する。
 また、構造部材のせん断力照査において、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

注記* : 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

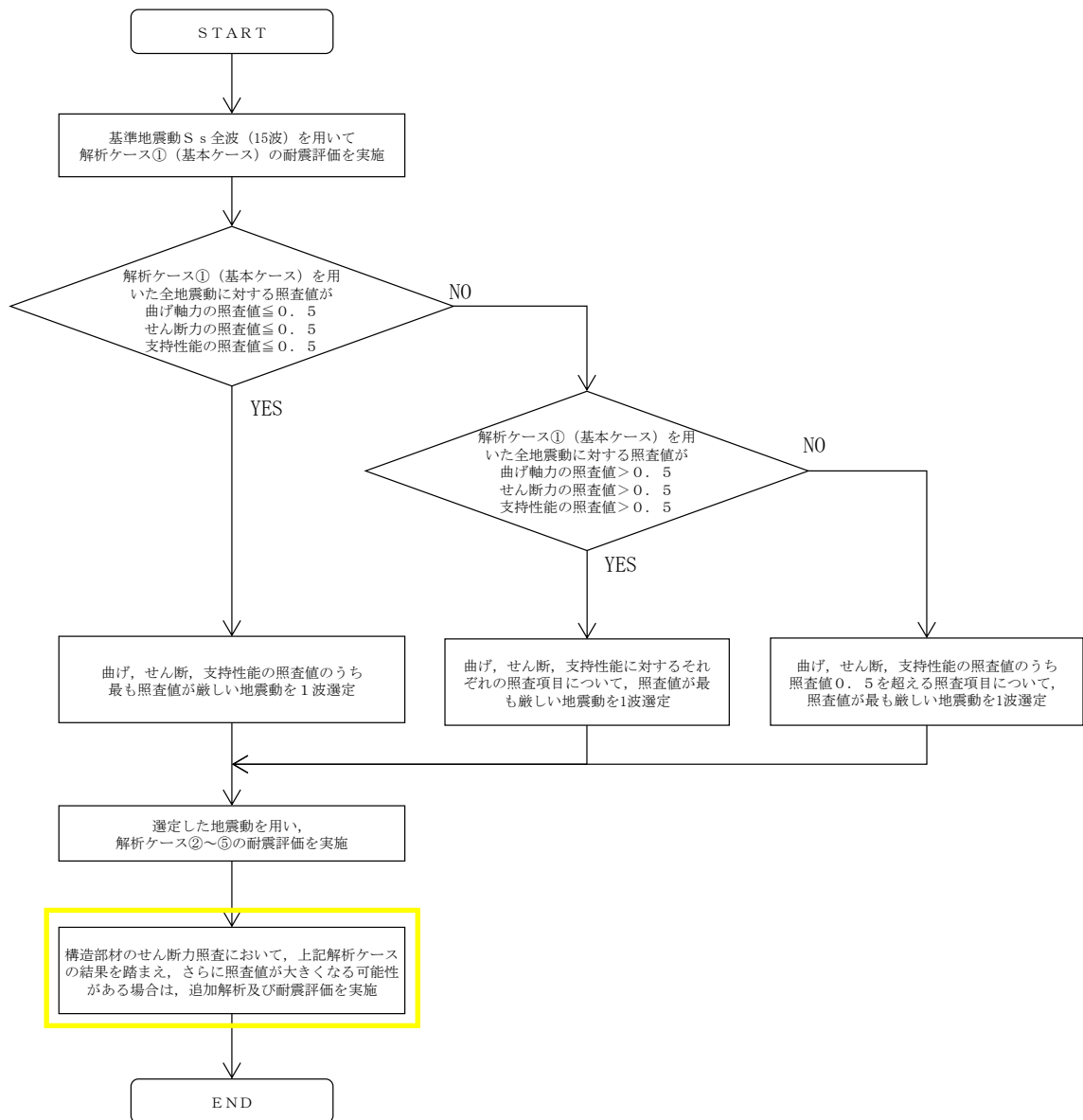


図 3-43 追加解析ケースを実施する地震動の選定フロー

3.3 評価内容（部材非線形解析）

3.3.1 入力地震動の設定

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルとし、原子炉建屋と同様のものを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3-44 に、入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 3-45～図 3-60 に示す。入力地震動の算定には解析コード「S L O K Ver. 2.0」を使用する。

なお、基準地震動 S_s のうち、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。

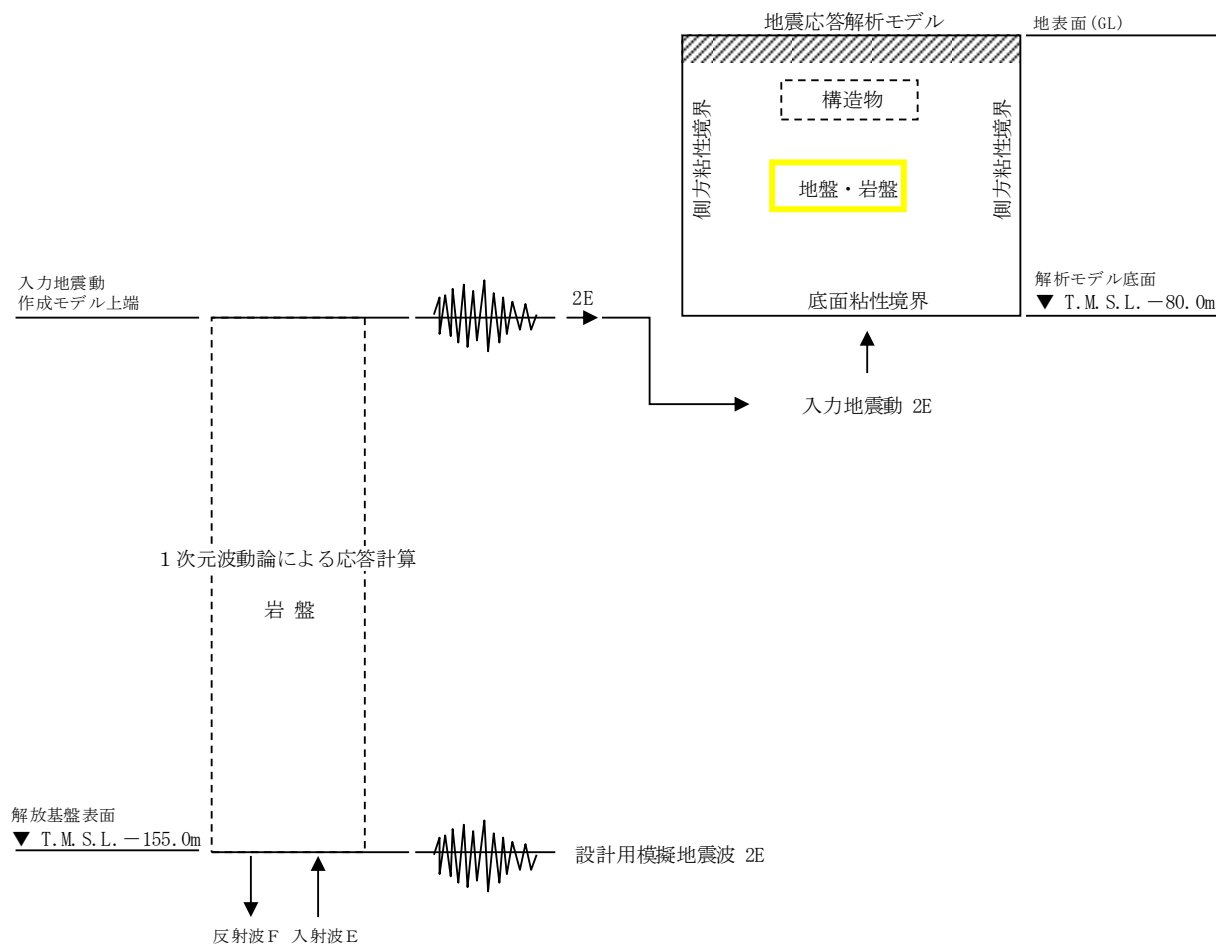
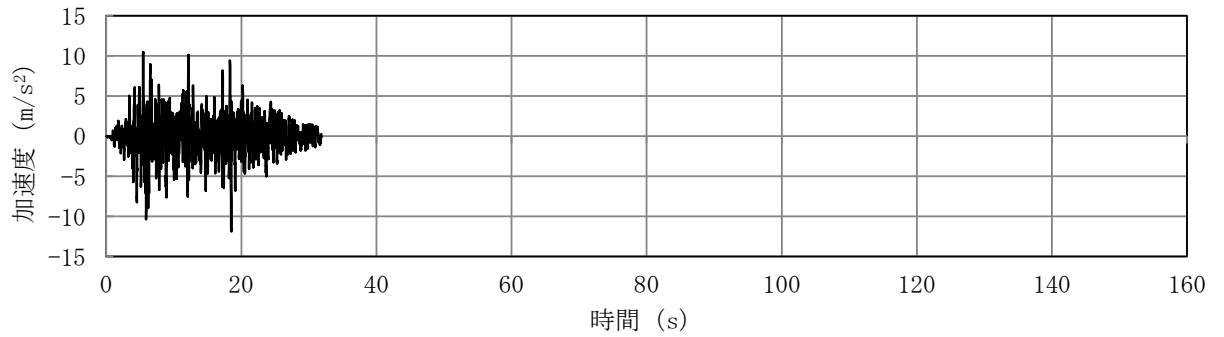
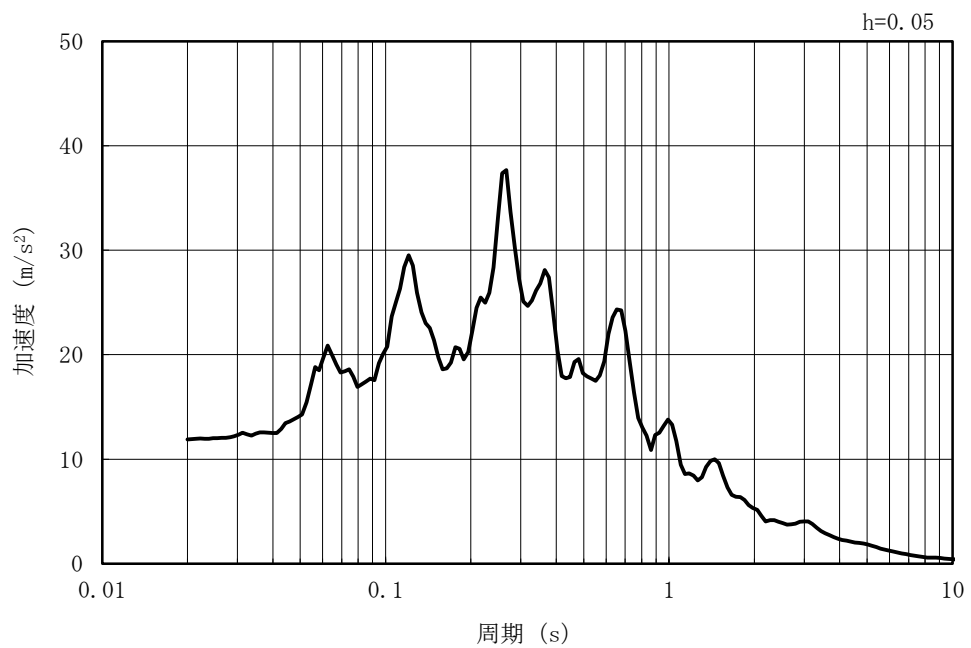


図 3-44 入力地震動算定の概念図

MAX 11.88m/s² (18.51s)



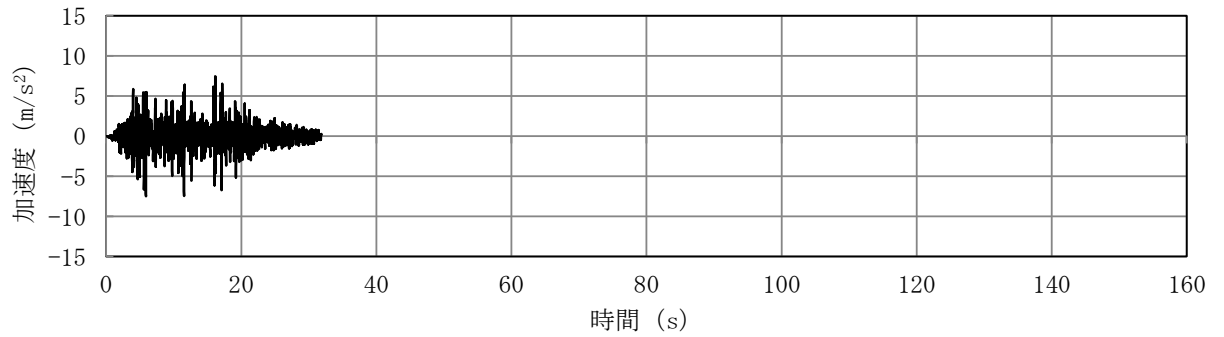
(a) 加速度時刻歴波形



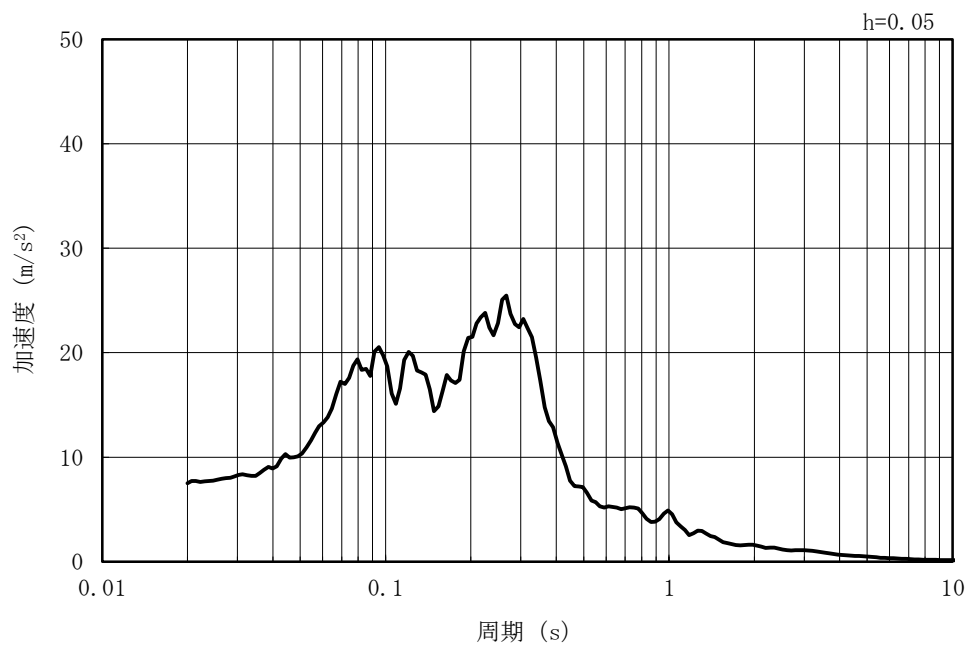
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-45 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-1)

MAX 7.49m/s² (5.88s)

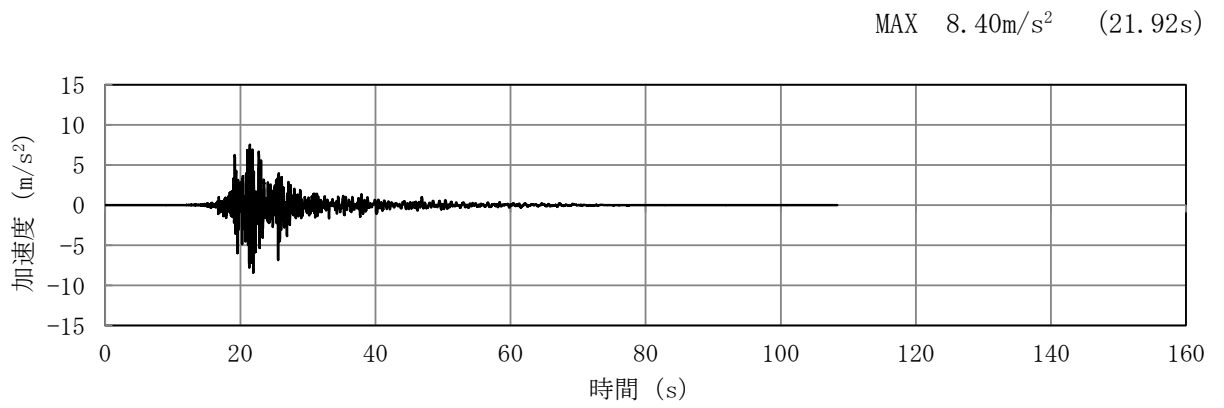


(a) 加速度時刻歴波形

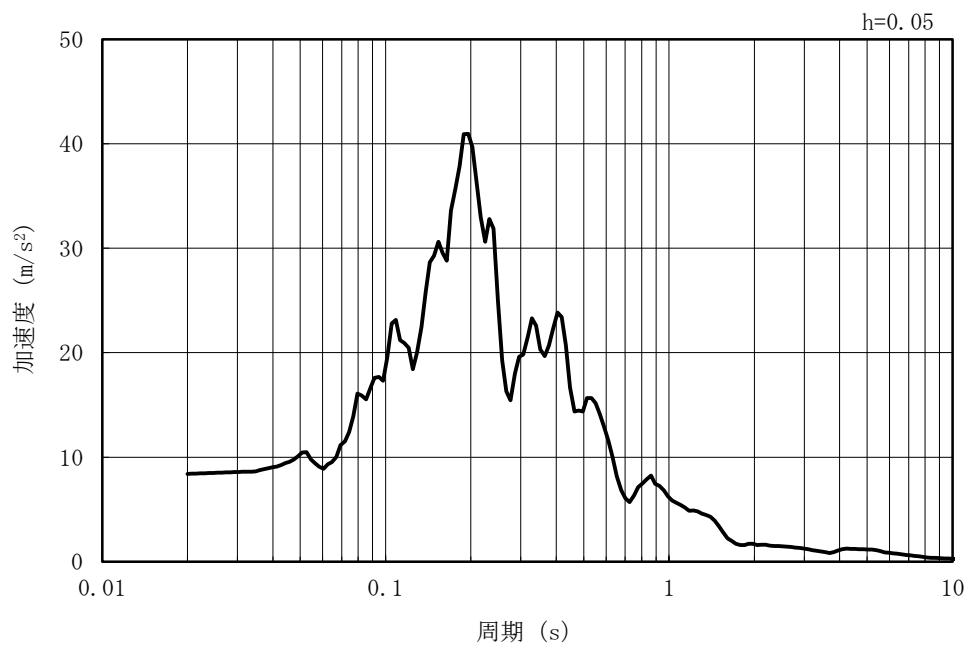


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-46 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-1)

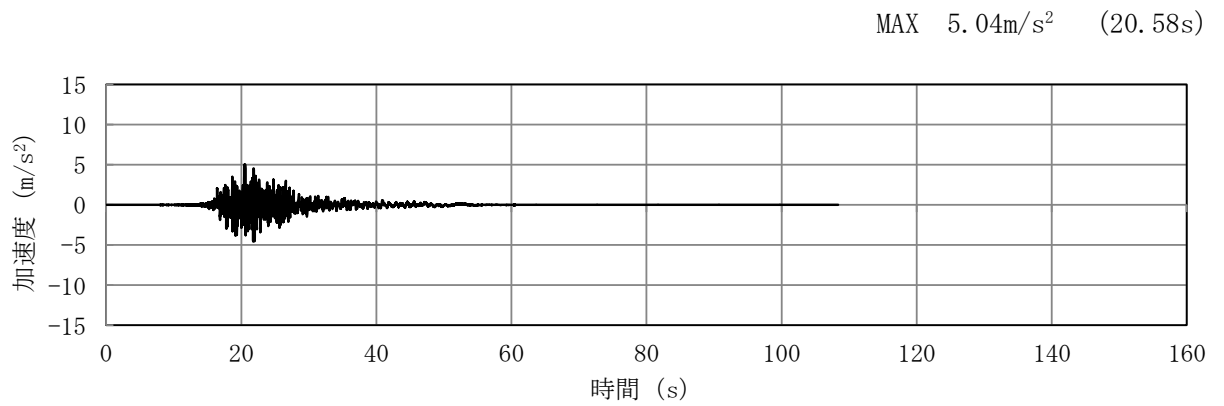


(a) 加速度時刻歴波形

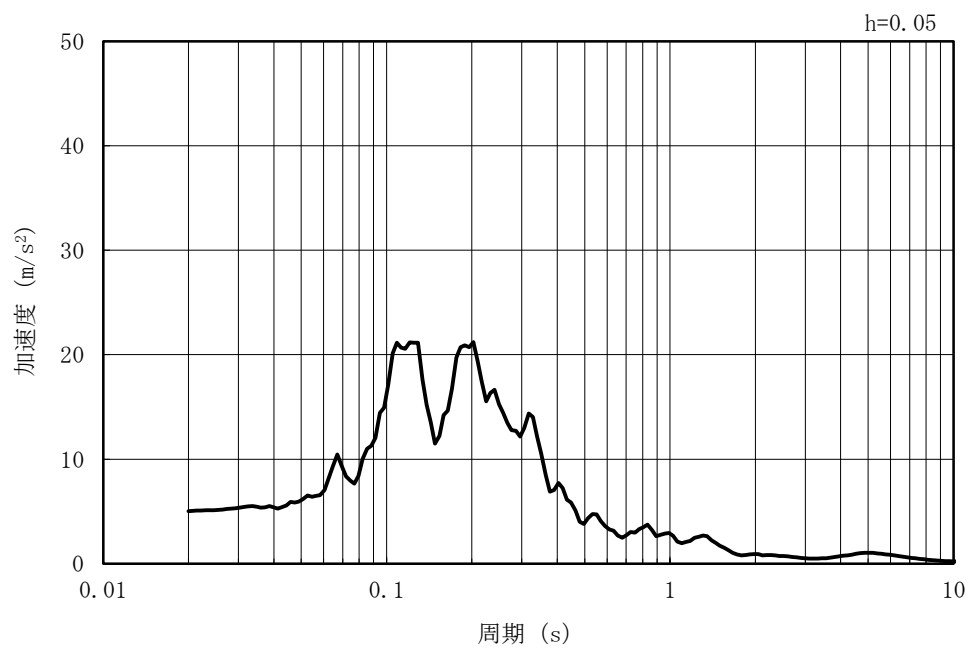


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-47 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-2NS)



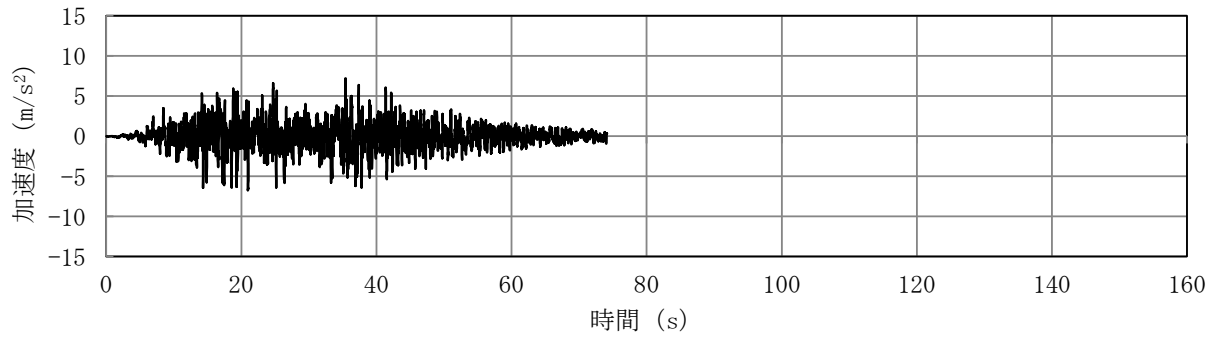
(a) 加速度時刻歴波形



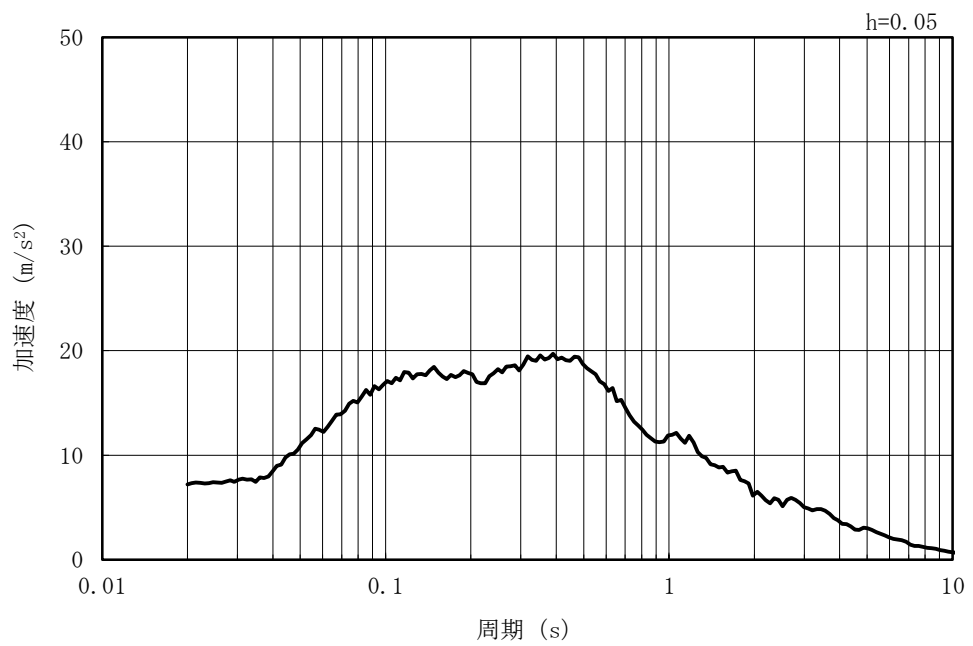
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-48 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-2NS)

MAX 7.18m/s² (35.43s)



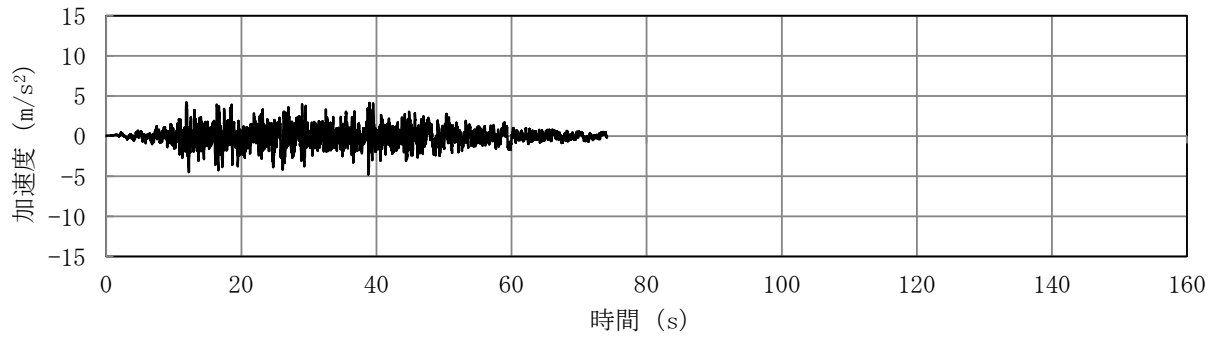
(a) 加速度時刻歴波形



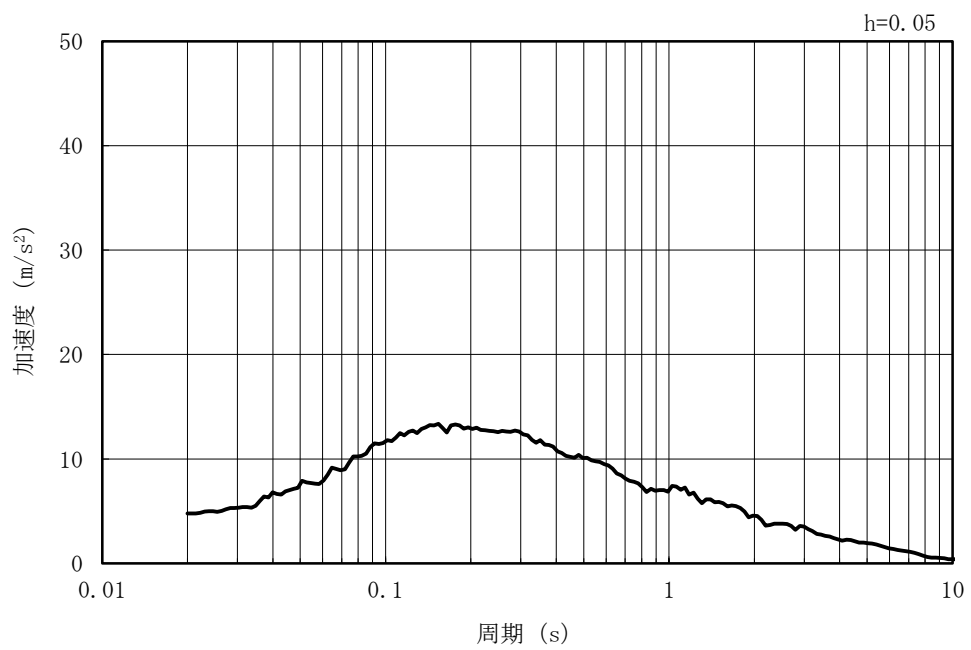
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-49 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-3)

MAX 4.78m/s² (38.80s)



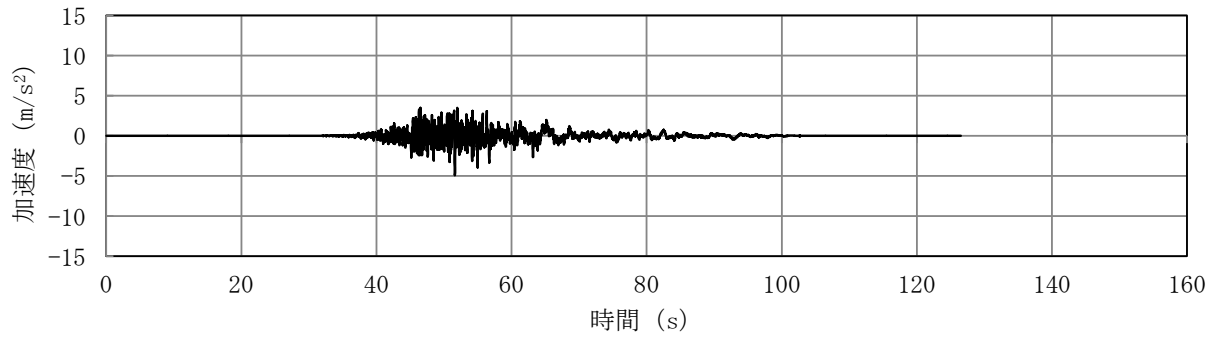
(a) 加速度時刻歴波形



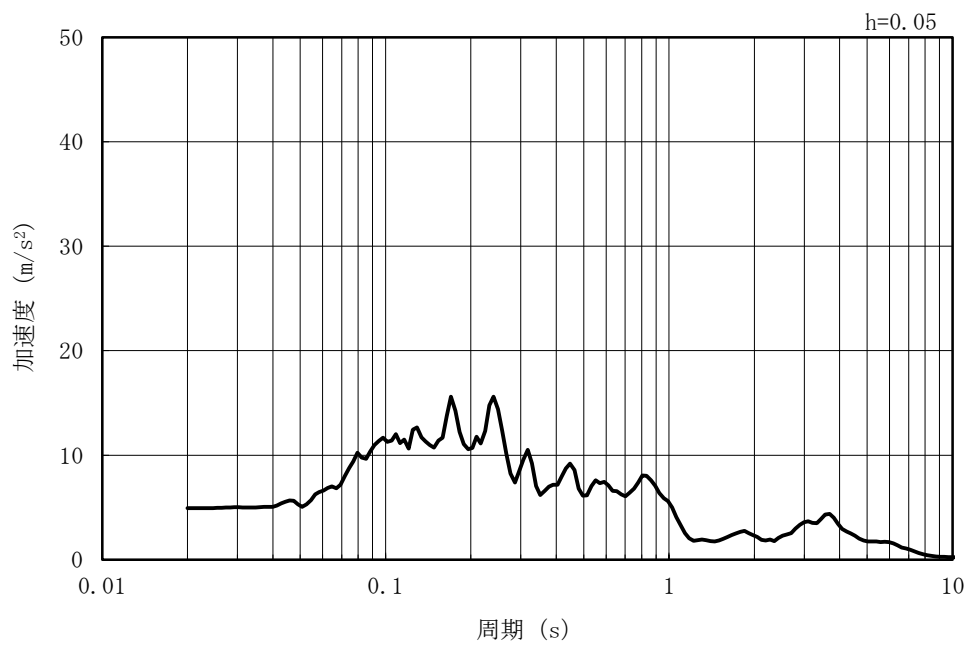
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-50 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-3)

MAX 4.92m/s² (51.62s)



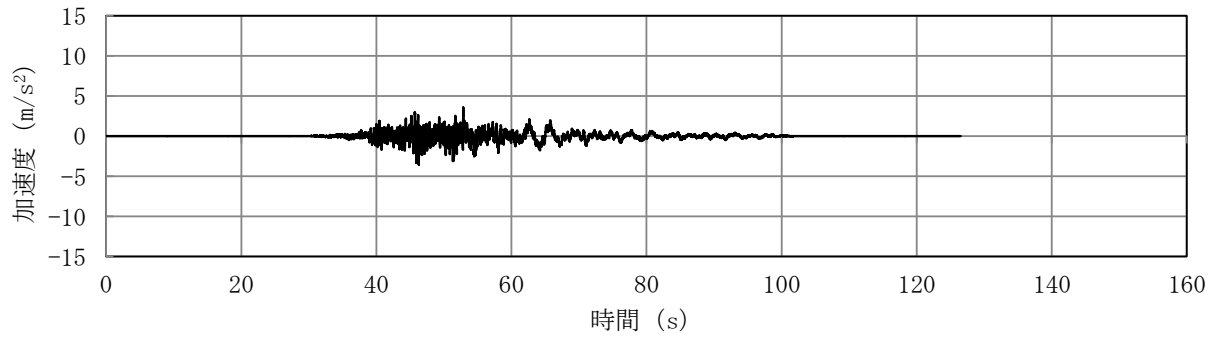
(a) 加速度時刻歴波形



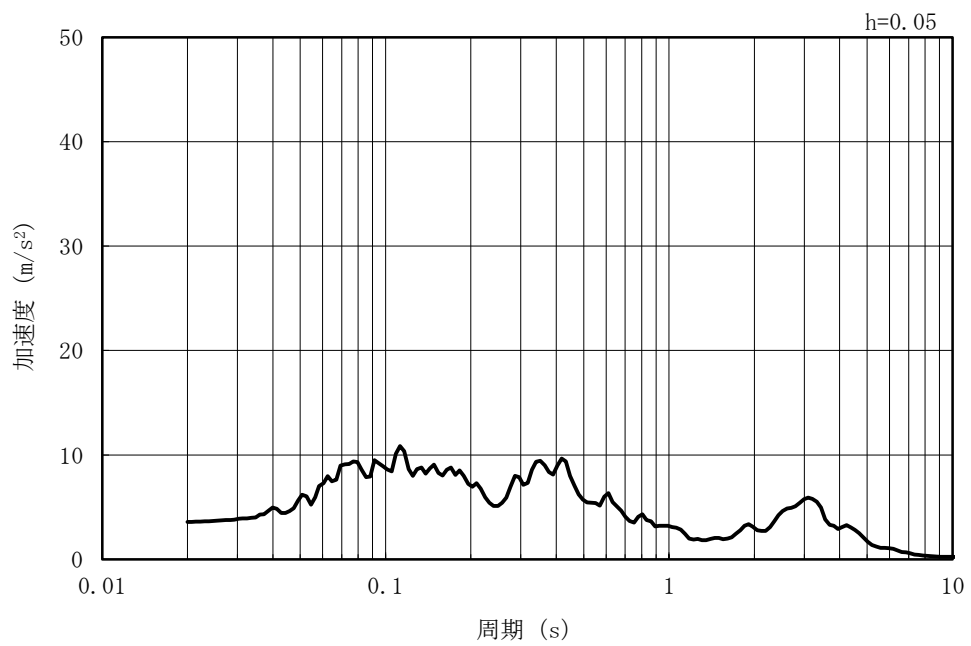
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-51 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-4NS)

MAX 3.57m/s² (46.29s)



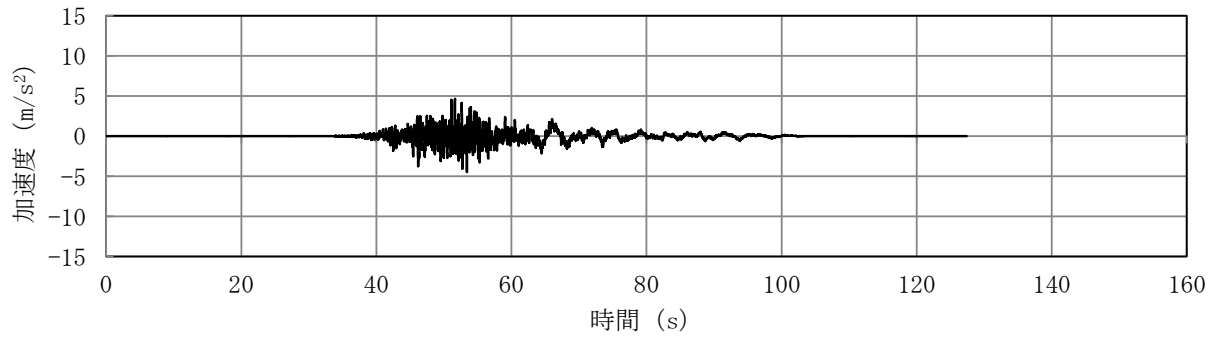
(a) 加速度時刻歴波形



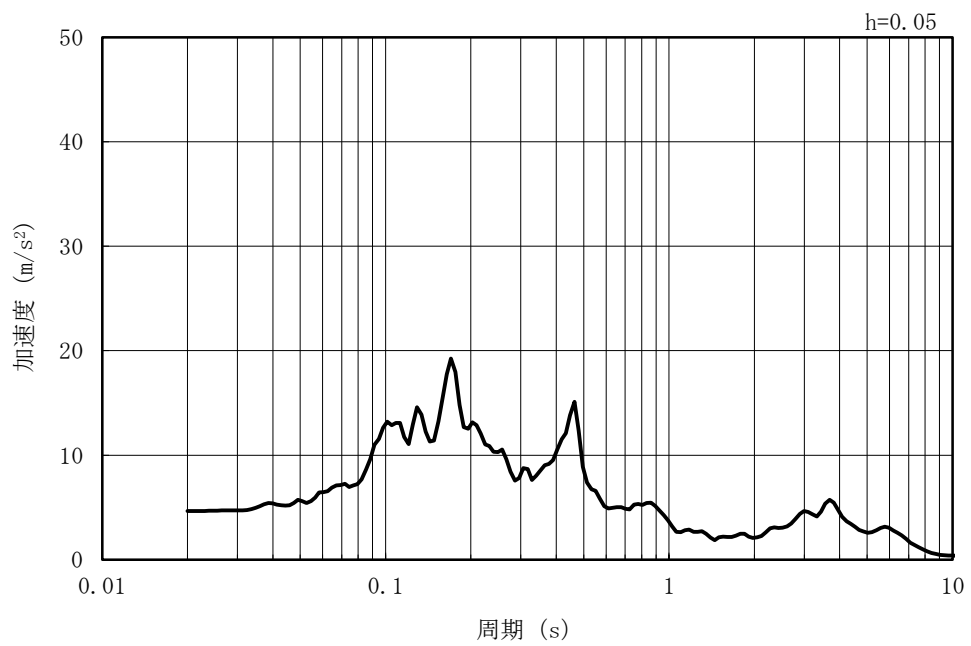
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-52 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-4NS)

MAX 4.64m/s² (51.64s)



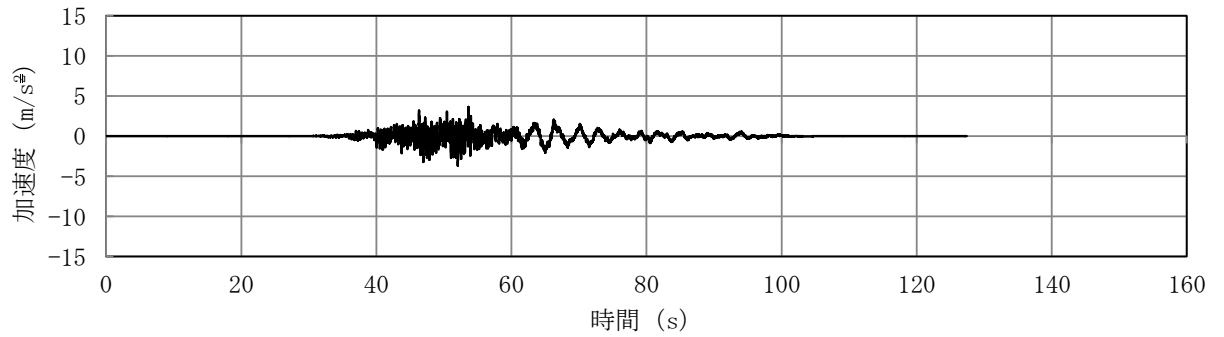
(a) 加速度時刻歴波形



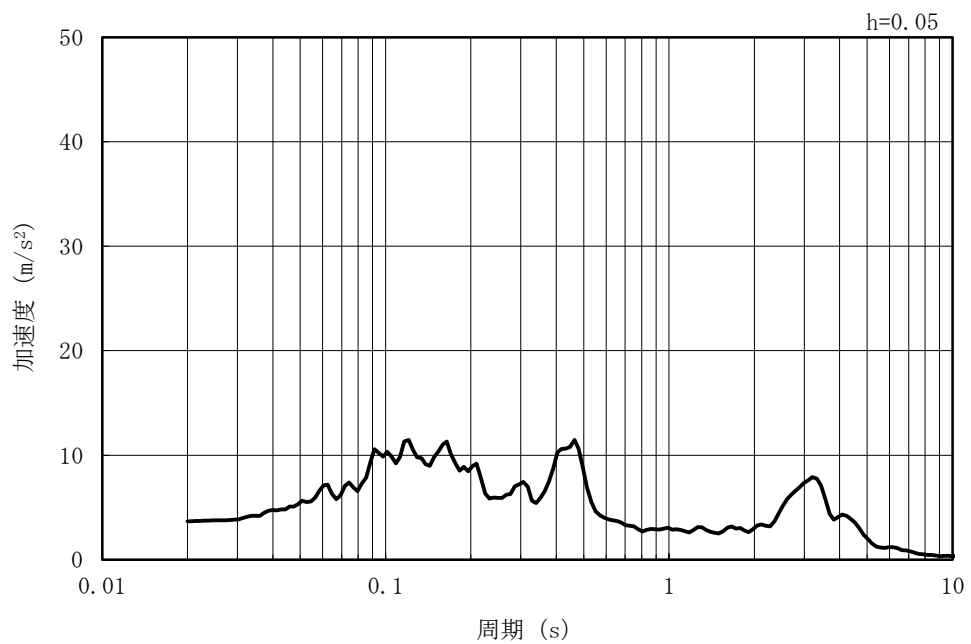
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-53 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-5NS)

MAX 3.68m/s² (52.06s)

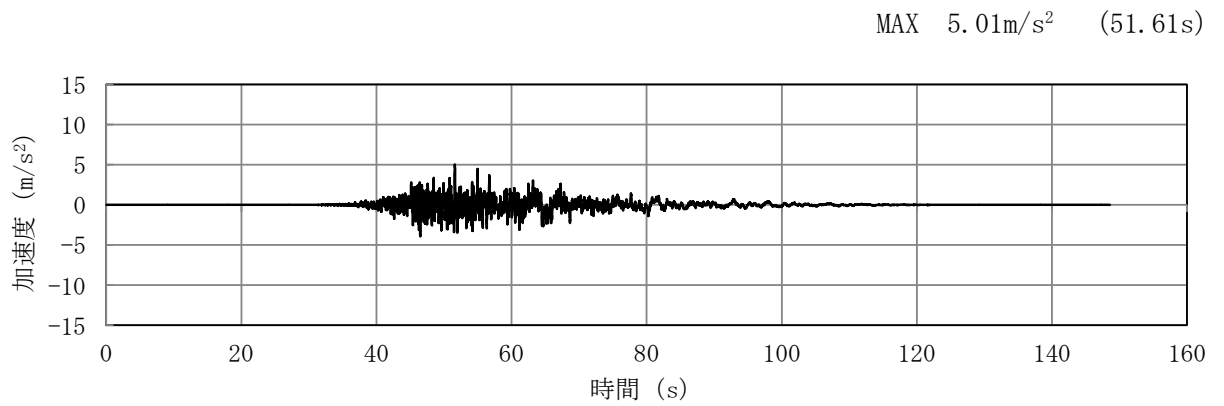


(a) 加速度時刻歴波形

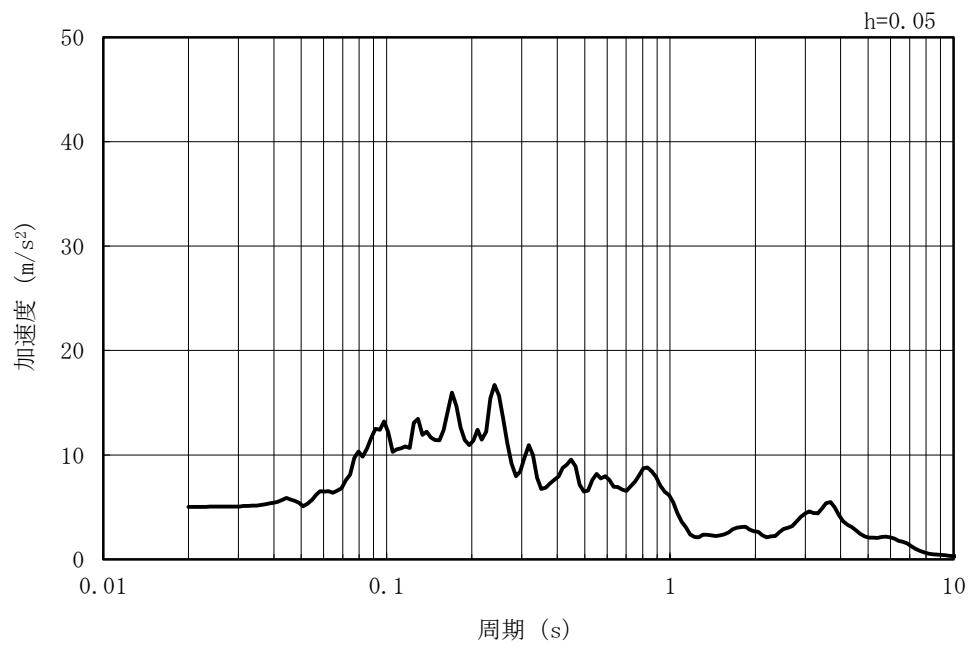


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-54 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-5NS)



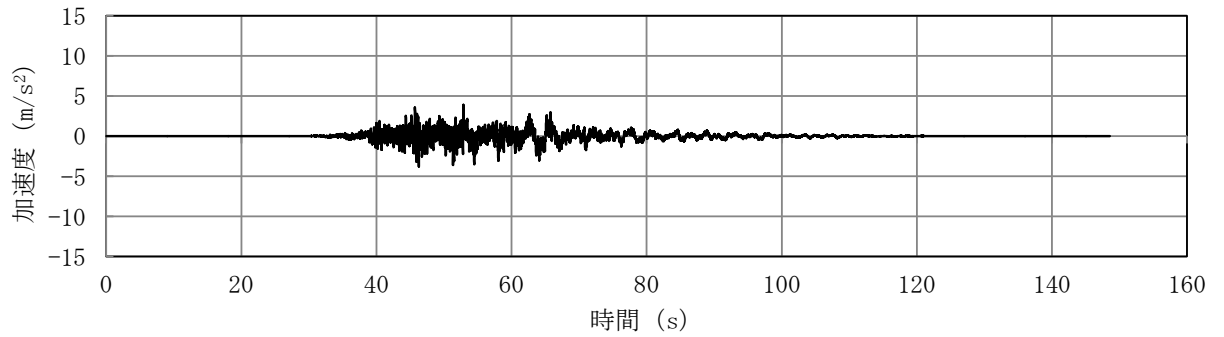
(a) 加速度時刻歴波形



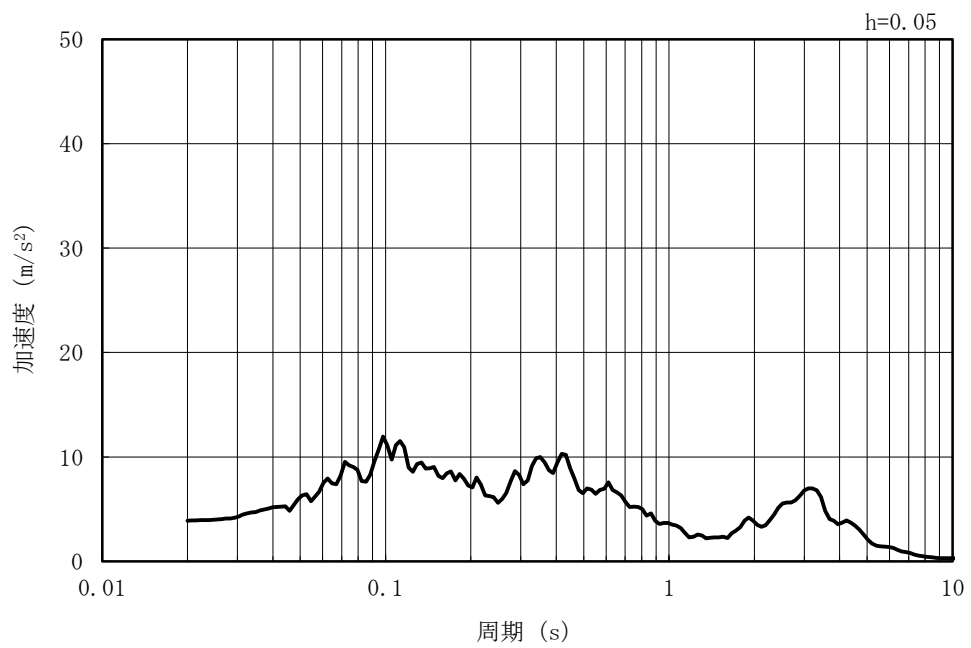
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-55 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-6NS)

MAX 3.89m/s² (52.87s)



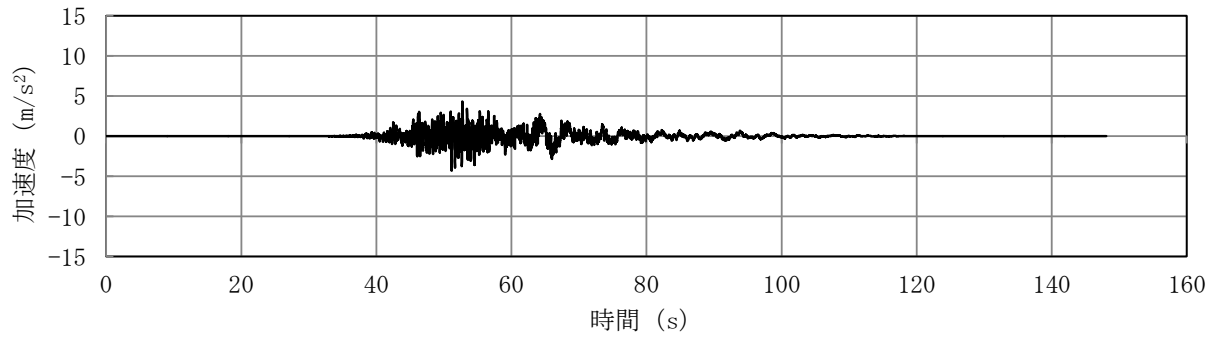
(a) 加速度時刻歴波形



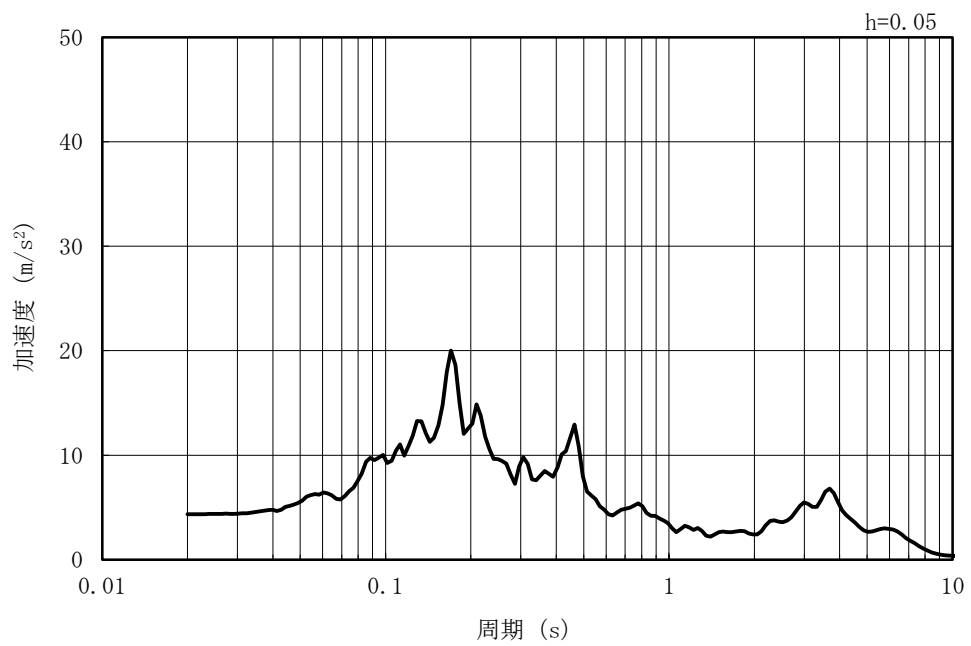
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-56 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-6NS)

MAX 4.33m/s² (52.75s)

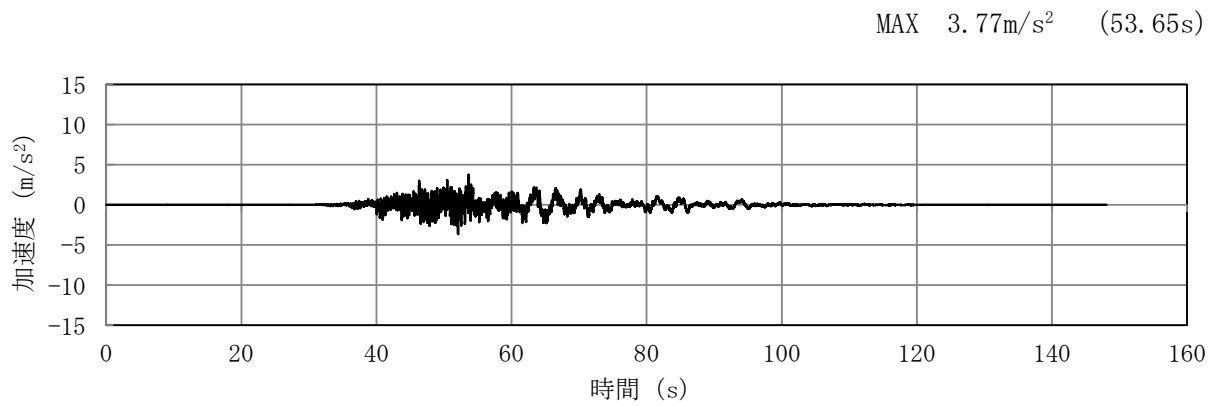


(a) 加速度時刻歴波形

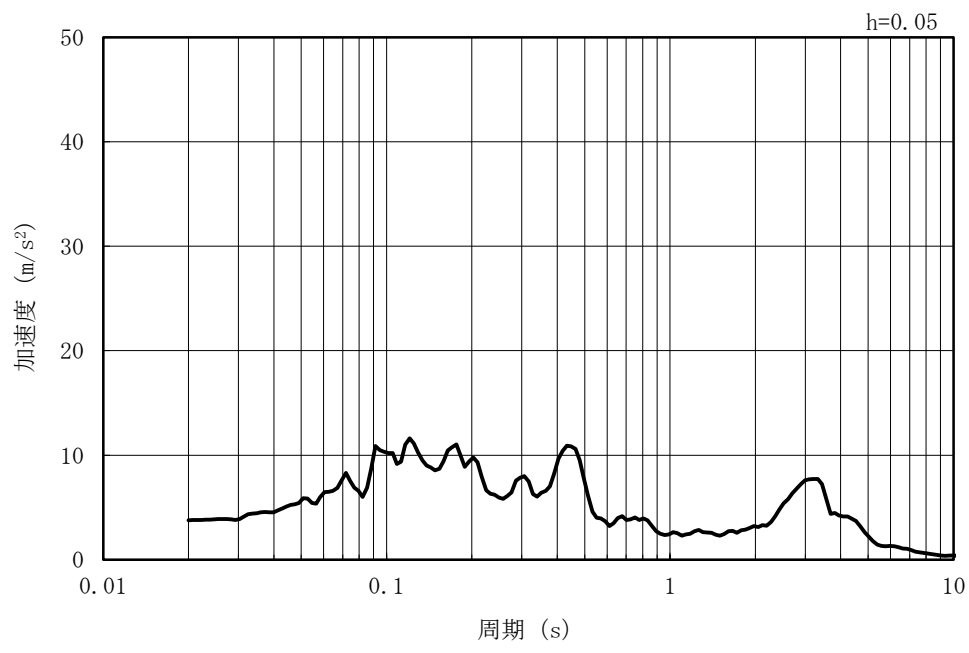


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-57 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-7NS)



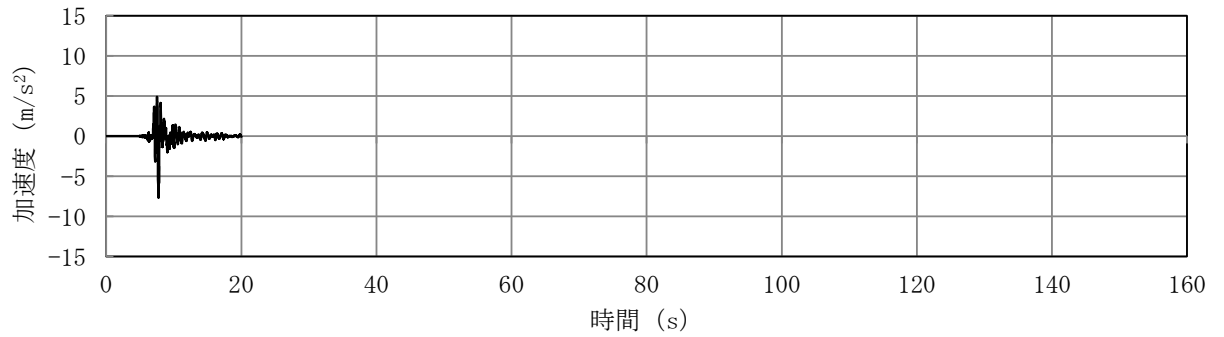
(a) 加速度時刻歴波形



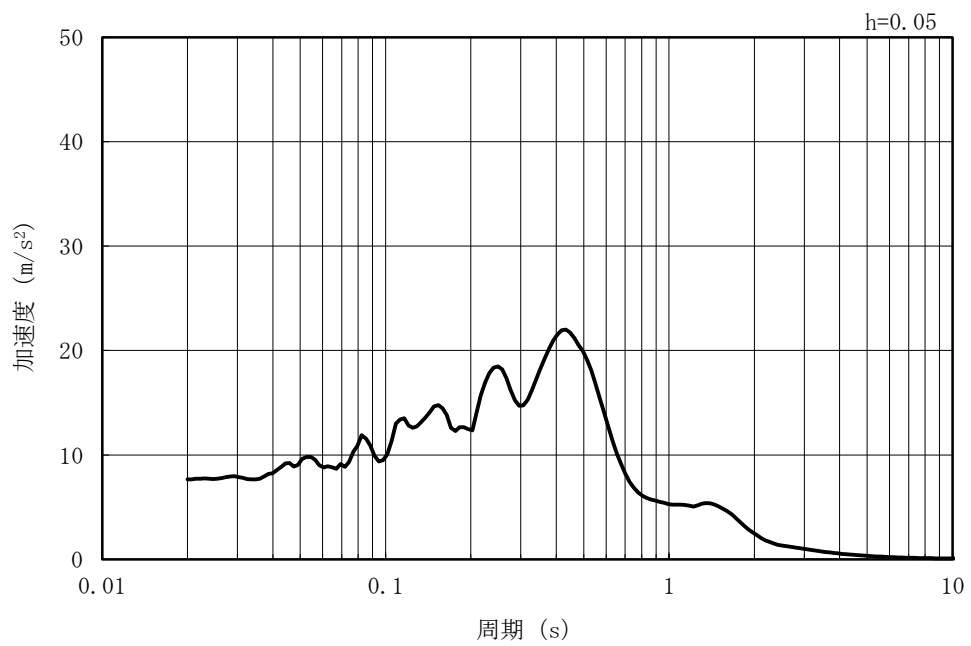
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-58 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-7NS)

MAX 7.65m/s² (7.74s)



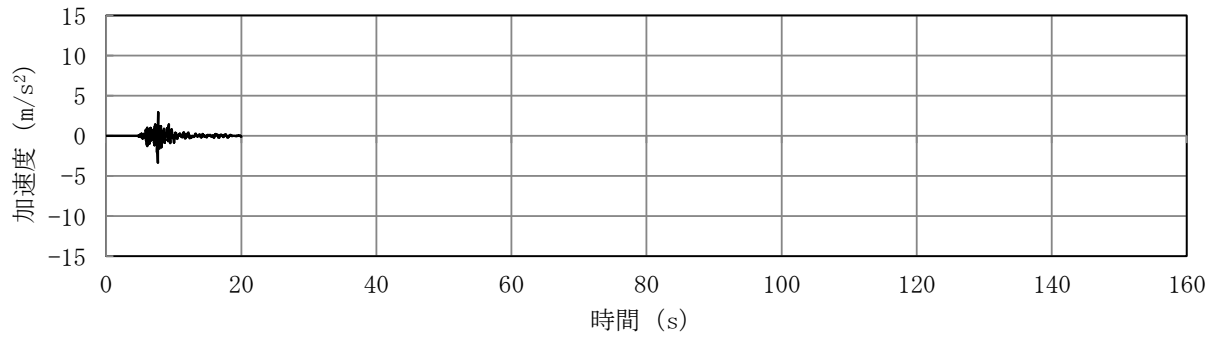
(a) 加速度時刻歴波形



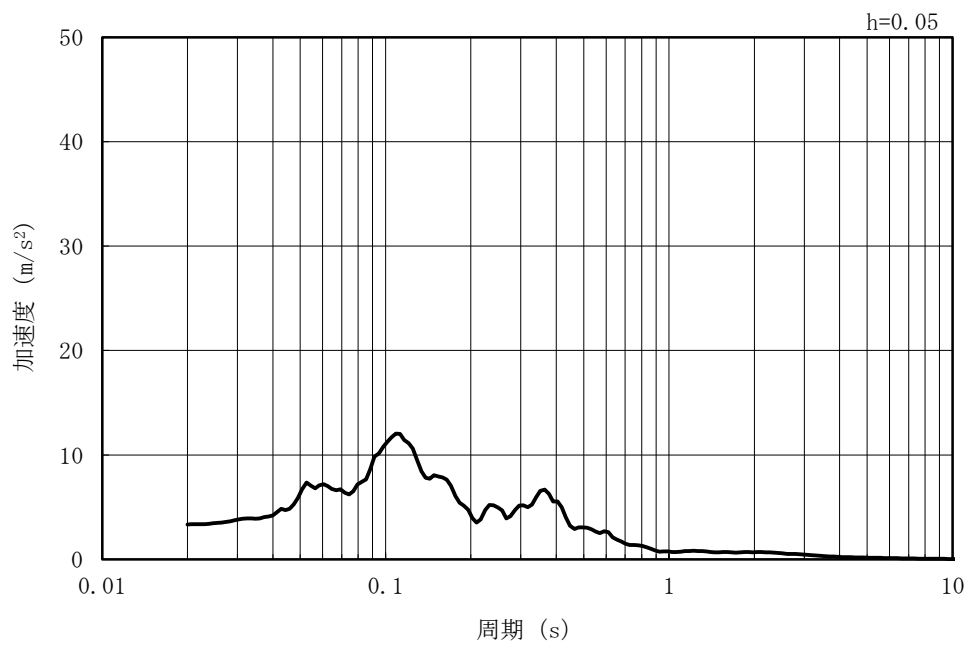
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-59 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-8)

MAX 3.35m/s² (7.64s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-60 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-8)

3.3.2 許容限界の設定

(1) 通水機能を要求する部材の許容限界

a. 曲げに対する許容限界

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（層間変形角 1/100）を許容限界とし、照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査に用いる照査用層間変形角は、地震応答解析により得られた層間変形角に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{R_d}{R_u} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

R_u : 限界層間変形角 (層間変形角 1/100)

R_d : 照査用層間変形角 $R_d = \gamma_a \cdot R$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

R : 応答計算による層間変形角

b. せん断に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、(a)棒部材式及び(b)ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方を許容限界とし、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は、地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

V_{yd} : せん断耐力

V_d : 照査用せん断力 $V_d = \gamma_a \cdot V$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.05$)

V : 応答計算によるせん断力値

(a) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで、

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f_{cd}}$$

ただし、 $f_{vcd} > 0.72$ (N/mm²) となる場合は $f_{vcd} = 0.72$ (N/mm²)

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

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

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

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

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

f_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm²) で設計基準強度 f_{ck} を材料係数 γ_{mc} (=1.3) で除したもの

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d) \quad \text{引張鉄筋比}$$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

$M_0 = N'_d \cdot D/6$: 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ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数 (=1.3)

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

ここで、

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は、 800N/mm^2 以下とする。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角

s : せん断補強筋の配置間隔

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 $d/1.15$ とする。

γ_{bs} : 部材係数 (=1.1)

(b) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで、

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

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

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

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

γ_{bc} : 部材係数 (=1.3)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb}$ ただし、 $0 \leq \phi \leq 1$

p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

また、分布荷重を受ける部材のせん断耐力については、図 3-61 に示す等価せん断スパンの考え方に基づき、せん断耐力を算定する。

(c) 等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析で得られる断面力分布に基づいて、支承前面あるいははり・柱前面から**最大曲げモーメントが発生する位置**（あるいはせん断力が零となる点）までを照査対象区間と考える。この区間において、等価せん断スパンを以下のように設定する。

- ① 区間に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が存在する場合は、以下の2種類の等価せん断スパンを設定する。

第1等価せん断スパン(a1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第2等価せん断スパン(a2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

- ② 区間に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が無い場合は、以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン(a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離

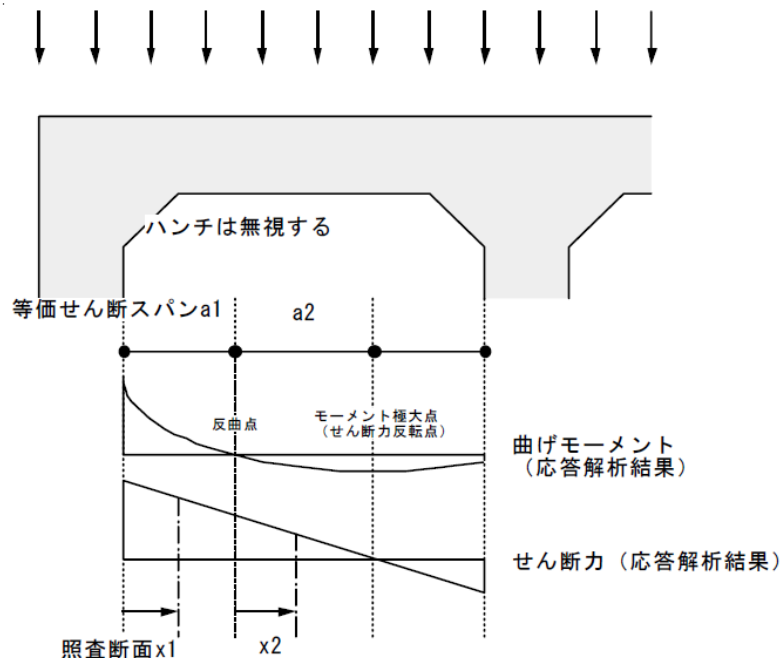


図 3-61 等価せん断スパンの設定方法

(土木学会マニュアルより引用)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 3-19 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 3-19 せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数			値	内容
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.30	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	応答値（断面力）を割り増し

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する鉛直力に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書の直接基礎の算定式により設定する。なお、マンメイドロックについては、西山層と同等以上の力学特性を有することから、C-C断面については、西山層の極限支持力を適用することとし、表 3-21 のとおりに設定する。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right\}$$

ここで、

Q_u : 荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)

c : 地盤の粘着力(kN/m²)

q : 上載荷重(kN/m²)で、 $q = \gamma_2 \cdot D_f$

A_e : 有効載荷面積(m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$B_e = B - 2 \cdot e_B$$

B : 基礎幅(m)

e_B : 荷重の偏心量(m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

α, β : 表 3-20 に示す基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数 (図 3-62~図 3-64)

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数 ($\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする)。

$$S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$$

$$c^* = c / c_0 \text{ (ただし, } 1 \leq c^* \leq 10, c_0 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{))}$$

$$q^* = q / q_0 \text{ (ただし, } 1 \leq q^* \leq 10, q_0 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{))}$$

$$B^* = B_e / B_0 \text{ (ただし, } 1 \leq B^* \leq 1.0 \text{ (m))}$$

c^*, q^* 及び B^* の値がそれぞれの範囲外となる場合は、その下限値若しくは上限値を適用

表 3-20 形状係数

形状係数	基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 小判形
α		1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{D}$
β		1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{D}$

D : ケーソン前面幅 (m), B : ケーソン側面幅 (m)

ただし, $B/D > 1$ の場合, $B/D = 1$ とする。

(道路橋示方書より引用)

表 3-21 マンメイドロックの極限支持力（西山層）

項 目			許容限界 (kN)	備 考
			C-C断面	
極限支持力	Q_u	(kN)	232000	$Q_u = q_u \cdot A_e$
岩盤支持力試験	q_u	(kN/m ²)	6178	西山層岩盤試験値
有効載荷面積	A_e	(m ²)	37.600	
基礎幅	B	(m)	37.600	

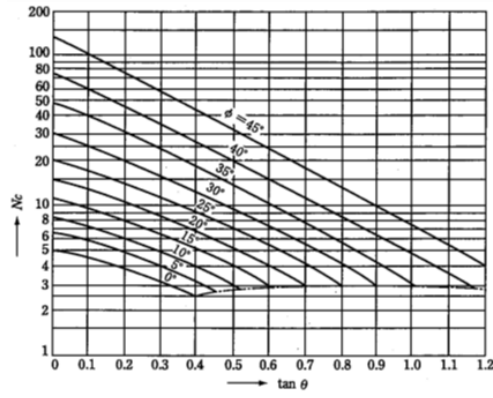


図 3-62 支持力係数 N_c
(道路橋示方書より引用)

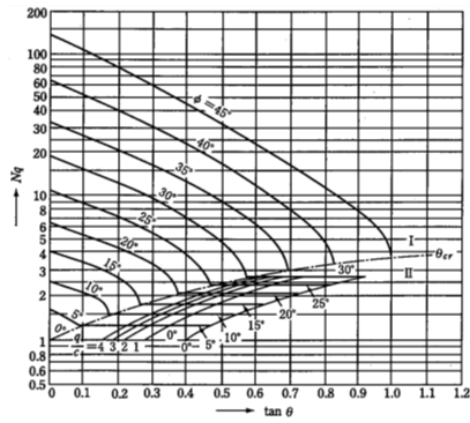


図 3-63 支持力係数 N_q
(道路橋示方書より引用)

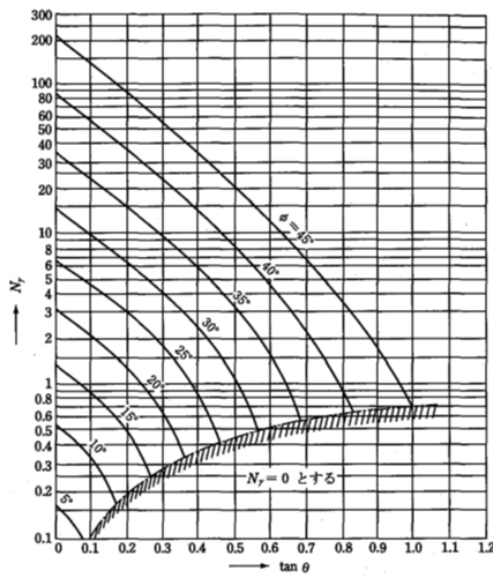


図 3-64 支持力係数 N_y
(道路橋示方書より引用)

(3) 貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については、鉄筋の降伏（図 3-65）を許容限界とする。

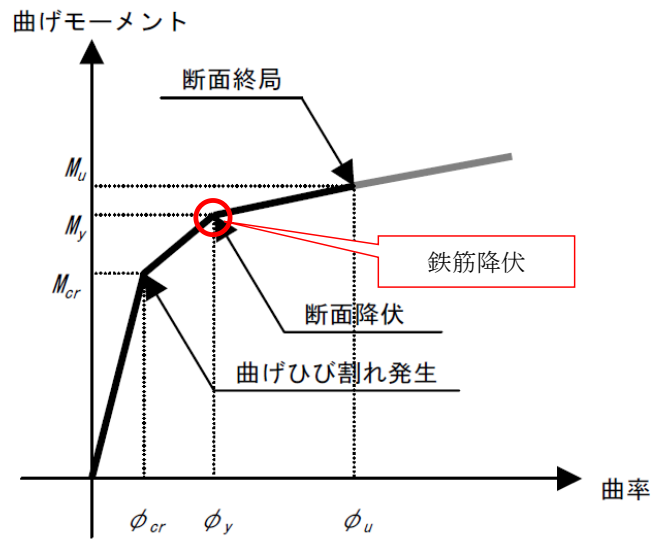


図 3-65 貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

3.4 評価結果（部材非線形解析）

3.4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「層間変形角の時刻歴波形」，「最大せん断ひずみ分布」，「断面力分布」及び「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

(1) 解析ケースと照査値

耐震評価においては，KK7 補足-027「工事計画に関わる説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「10 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加解析ケースの選定について」に基づき，全ての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力照査，せん断力照査及び基礎地盤の支持性能照査の各評価項目について，照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケース②～⑤を実施する。また，照査項目のうち構造部材のせん断力照査については，せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため，確実に回避しなければならない破壊形態であることから，上記解析ケースの結果を踏まえ，さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

a. A-A断面

(a) 曲げ軸力照査

A-A断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 3-22 に示す。

表 3-22 A-A断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.31				
	-+	0.31				
	+-	0.31				
	--	0.30				
Ss-2		0.17				
Ss-3	++	0.41				
	-+	0.38				
	+-	0.41	0.38	0.44	0.29	0.27
	--	0.38				
Ss-4		0.16				
Ss-5		0.14				
Ss-6		0.16				
Ss-7		0.16				
Ss-8	++	0.31				
	-+	0.30				

(b) せん断力照査

A-A断面の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 3-23 及び表 3-24 に示す。

表 3-23 A-A断面のせん断力に対する解析ケースと照査値 (1/2)

頂版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.67				
	-+	0.66				
	+-	0.67				
	--	0.62				
Ss-2		0.50				
Ss-3	++	0.55				
	-+	0.58				
	+-	0.60	0.60	0.61	0.55	0.56
	--	0.58				
Ss-4		0.40				
Ss-5		0.44				
Ss-6		0.45				
Ss-7		0.44				
Ss-8	++	0.51				
	-+	0.52				

側壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.70				
	-+	0.68				
	+-	0.64				
	--	0.64				
Ss-2		0.48				
Ss-3	++	0.67				
	-+	0.71				
	+-	0.64	0.63	0.65	0.58	0.58
	--	0.67				
Ss-4		0.42				
Ss-5		0.40				
Ss-6		0.52				
Ss-7		0.46				
Ss-8	++	0.62				
	-+	0.63				

表 3-24 A-A断面のせん断力に対する解析ケースと照査値 (2/2)

隔壁

地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.86				
	-+	0.88				
	+-	0.84				
	--	0.83				
Ss-2		0.60				
Ss-3	++	1.04				
	-+	1.04				
	+-	1.05	0.99	1.09	0.80	0.77
	--	1.04		追而		
Ss-4		0.59				
Ss-5		0.51				
Ss-6		0.59				
Ss-7		0.54				
Ss-8	++	0.88				
	-+	0.90				

注： □は、前述 3.2.13 のフローに基づき、解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

底版

地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.45				
	-+	0.44				
	+-	0.44				
	--	0.41				
Ss-2		0.32				
Ss-3	++	0.39				
	-+	0.40				
	+-	0.40	0.38	0.43	0.37	0.36
	--	0.39				
Ss-4		0.28				
Ss-5		0.29				
Ss-6		0.29				
Ss-7		0.30				
Ss-8	++	0.36				
	-+	0.37				

(c) 基礎地盤の支持性能

A-A断面の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 3-25 に示す。

表 3-25 A-A断面の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.04				
	-+	0.04				
	+-	0.04				
	--	0.04				
Ss-2		0.04				
Ss-3	++	0.08				
	-+	0.04				
	+-	0.10	0.09	0.04	0.04	0.04
	--	0.04				
Ss-4		0.04				
Ss-5		0.04				
Ss-6		0.04				
Ss-7		0.04				
Ss-8	++	0.04				
	-+	0.04				

b. B—B断面

(a) 曲げ軸力照査

B—B断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 3-26 に示す。

表 3-26 B—B断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.24				
	-+	0.24				
	+-	0.23				
	--	0.23	0.25	0.20	0.28	0.27
Ss-2		0.09				
Ss-3	++	0.23				
	-+	0.22				
	+-	0.23				
	--	0.22				
Ss-4		0.09				
Ss-5		0.12				
Ss-6		0.14				
Ss-7		0.17				
Ss-8	++	0.21				
	-+	0.20				

(b) せん断力照査

B-B断面の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 3-27
及び表 3-28 に示す。

表 3-27 B-B断面のせん断力に対する解析ケースと照査値 (1/2)

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.43				
	-+	0.41				
	+-	0.40				
	--	0.40	0.42	0.38	0.43	0.43
Ss-2		0.31				
Ss-3	++	0.34				
	-+	0.34				
	+-	0.37				
	--	0.38				
Ss-4		0.28				
Ss-5		0.31				
Ss-6		0.34				
Ss-7		0.34				
Ss-8	++	0.33				
	-+	0.34				

側壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.71				
	-+	0.76				
	+-	0.73				
	--	0.75	0.79	0.70	0.79	0.76
Ss-2		0.49				
Ss-3	++	0.64				
	-+	0.64				
	+-	0.67				
	--	0.69				
Ss-4		0.44				
Ss-5		0.50				
Ss-6		0.58				
Ss-7		0.59				
Ss-8	++	0.62				
	-+	0.57				

表 3-28 B-B断面のせん断力に対する解析ケースと照査値 (2/2)

隔壁

地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.91				
	-+	0.93	追而			
	+-	0.92				
	--	0.94	0.99	0.88	0.96	0.94
Ss-2		0.53				
Ss-3	++	0.93				
	-+	0.90				
	+-	0.92				
	--	0.87				
Ss-4		0.51				
Ss-5		0.62				
Ss-6		0.65				
Ss-7		0.73				
Ss-8	++	0.86				
	-+	0.83				

注： □は、前述 3.2.13 のフローに基づき、解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

底盤

地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.44				
	-+	0.41				
	+-	0.39				
	--	0.41	0.43	0.38	0.45	0.45
Ss-2		0.31				
Ss-3	++	0.35				
	-+	0.36				
	+-	0.38				
	--	0.39				
Ss-4		0.28				
Ss-5		0.31				
Ss-6		0.33				
Ss-7		0.34				
Ss-8	++	0.34				
	-+	0.36				

(c) 基礎地盤の支持性能

B-B断面の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 3-29 に示す。

表 3-29 B-B断面の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.14				
	-+	0.13				
	+-	0.11				
	--	0.15	0.17	0.11	0.11	0.15
Ss-2		0.11				
Ss-3	++	0.11				
	-+	0.16				
	+-	0.11				
	--	0.11				
Ss-4		0.11				
Ss-5		0.11				
Ss-6		0.12				
Ss-7		0.11				
Ss-8	++	0.11				
	-+	0.11				

c. C-C断面

(a) 曲げ軸力照査

C-C断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 3-30 に示す。

表 3-30 C-C断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.48				
	-+	0.49	0.54	0.45	0.58	0.65
	+-	0.48				
	--	0.48				
Ss-2		0.19				
Ss-3	++	0.45				
	-+	0.47				
	+-	0.46				
	--	0.46				
Ss-4		0.14				
Ss-5		0.18				
Ss-6		0.16				
Ss-7		0.22				
Ss-8	++	0.42				
	-+	0.43				

(b) せん断力照査

C-C断面の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 3-31
及び表 3-32 に示す。

表 3-31 C-C断面のせん断力に対する解析ケースと照査値 (1/2)

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.61				
	-+	0.63	0.67	0.58	0.67	0.70
	+-	0.59				
	--	0.61				
Ss-2		0.43				
Ss-3	++	0.58				
	-+	0.58				
	+-	0.55				
	--	0.57				
Ss-4		0.37				
Ss-5		0.42				
Ss-6		0.42				
Ss-7		0.46				
Ss-8	++	0.56				
	-+	0.55				

側壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.65				
	-+	0.66	0.68	0.64	0.65	0.66
	+-	0.70				
	--	0.75				
Ss-2		0.50				
Ss-3	++	0.63				
	-+	0.65				
	+-	0.61				
	--	0.62				
Ss-4		0.40				
Ss-5		0.46				
Ss-6		0.48				
Ss-7		0.50				
Ss-8	++	0.56				
	-+	0.54				

表 3-32 C-C断面のせん断力に対する解析ケースと照査値 (2/2)

隔壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	1.10				
	-+	1.12	1.16	1.08	1.11	1.22
	+-	1.10				
	--	1.11				追而
Ss-2		0.60				
Ss-3	++	1.06				
	-+	1.08				
	+-	1.07				
	--	1.09				
Ss-4		0.44				
Ss-5		0.56				
Ss-6		0.50				
Ss-7		0.62				
Ss-8	++	0.98				
	-+	0.98				

注： □は、前述 3.2.13 のフローに基づき、解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

底版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.41				
	-+	0.41	0.42	0.40	0.46	0.49
	+-	0.46				
	--	0.48				
Ss-2		0.31				
Ss-3	++	0.41				
	-+	0.42				
	+-	0.39				
	--	0.40				
Ss-4		0.25				
Ss-5		0.29				
Ss-6		0.28				
Ss-7		0.30				
Ss-8	++	0.39				
	-+	0.38				

(c) 基礎地盤の支持性能

C-C断面の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 3-33 に示す。

表 3-33 C-C断面の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.07				
	-+	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
	+-	0.07				
	--	0.07				
Ss-2		0.06				
Ss-3	++	0.06				
	-+	0.07				
	+-	0.07				
	--	0.06				
Ss-4		0.06				
Ss-5		0.06				
Ss-6		0.06				
Ss-7		0.06				
Ss-8	++	0.05				
	-+	0.05				

(2) 層間変形角時刻歴波形

曲げ軸力照査について、各断面の最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 3-34 に示す。該当する解析ケースの層間変形角の時刻歴波形を図 3-66～図 3-68 に示す。

表 3-34 各断面の最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧

評価断面	解析ケース	地震動	曲げ軸力照査		
			照査用層間変形角 R_d^*	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
A-A断面	解析ケース③	Ss-3+-	4.33×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.44
B-B断面	解析ケース④	Ss-1--	2.77×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.28
C-C断面	解析ケース⑤	Ss-1-+	6.44×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.65

注記* : 照査用層間変形角 $R_d = \text{最大層間変形角 } R \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

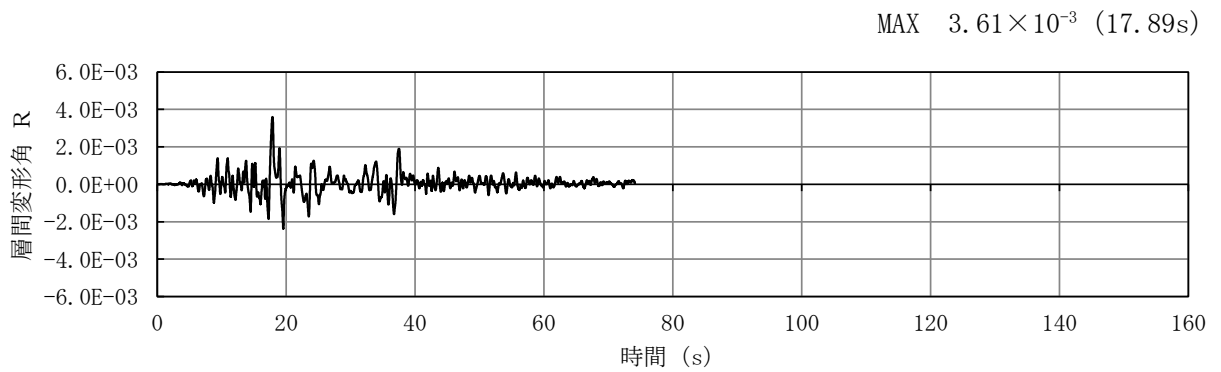


図 3-66 A-A断面における曲げ軸力照査が最も厳しい照査値となる解析ケースでの
層間変形角の時刻歴波形
(解析ケース③, 地震動 Ss-3+-)

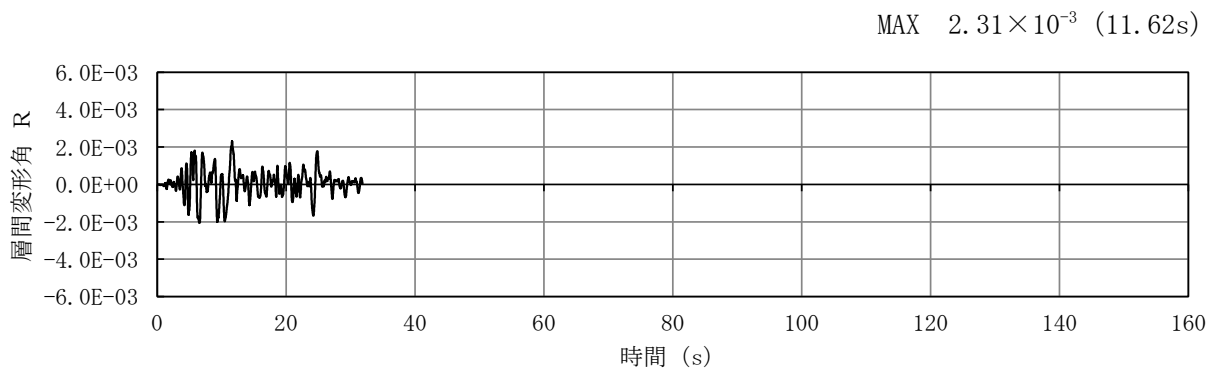


図 3-67 B-B断面における曲げ軸力照査が最も厳しい照査値となる解析ケースでの
層間変形角の時刻歴波形
(解析ケース④, 地震動 Ss-1--)

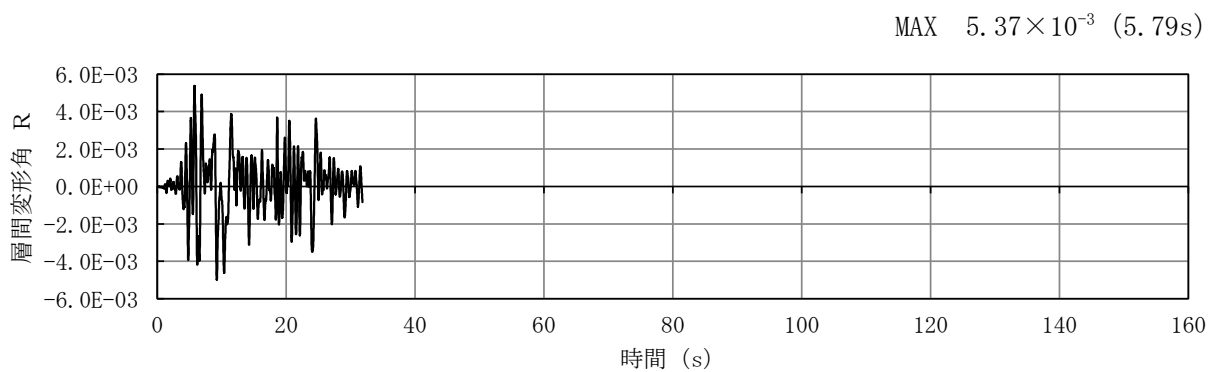


図 3-68 C-C断面における曲げ軸力照査が最も厳しい照査値となる解析ケースでの
層間変形角の時刻歴波形
(解析ケース⑤, 地震動 Ss-1-+)

(3) 断面力分布（せん断力照査）

せん断力に対する照査について、各断面の各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を、表 3-35～表 3-37 に示す。

また、該当する解析ケースについて、部材毎に照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を、図 3-69～図 3-71 に示す。

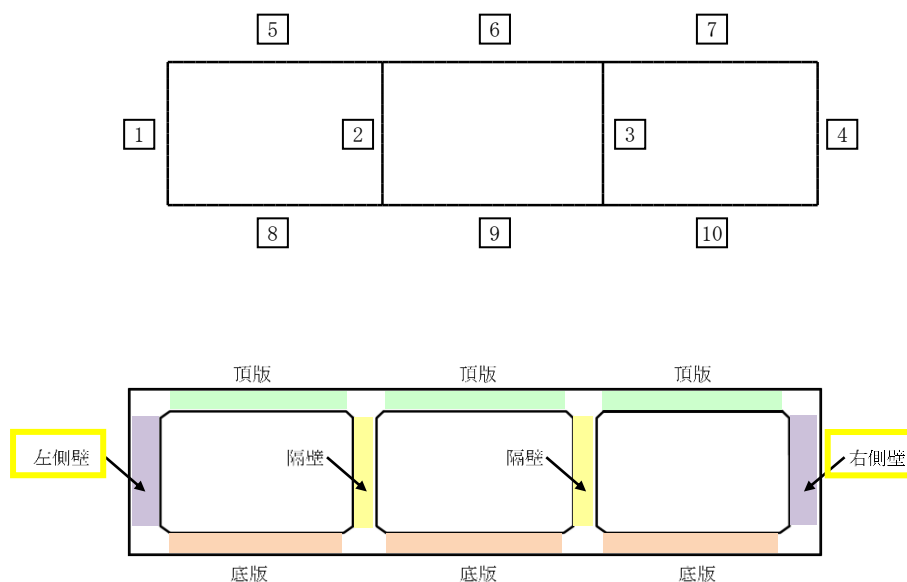
a. A-A断面

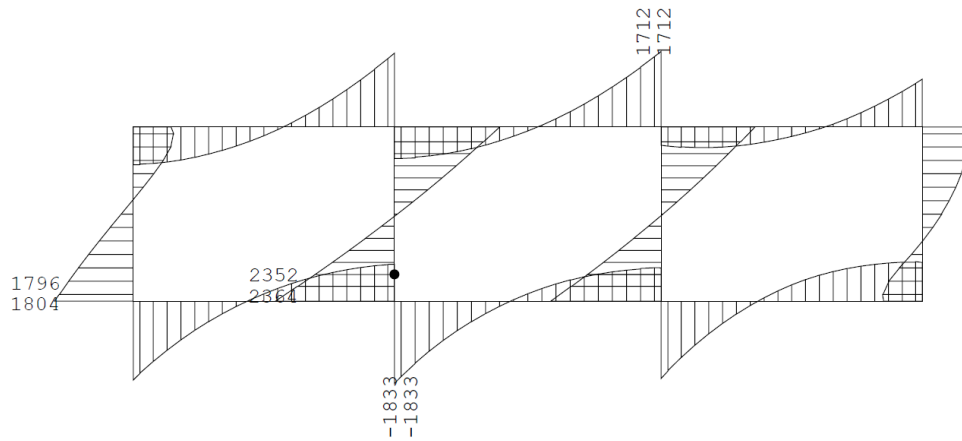
表 3-35 各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース一覧 (A-A断面)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	7	①	Ss-1++	651	977	0.67
側壁	4	①	Ss-3-+	737	1043	0.71
隔壁	2	③	Ss-3+-	993	918	1.09
底版	10	①	Ss-1++	699	1576	0.45

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

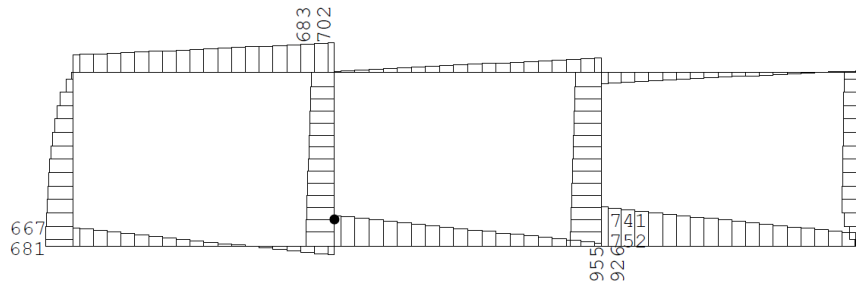
*2 : 照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a





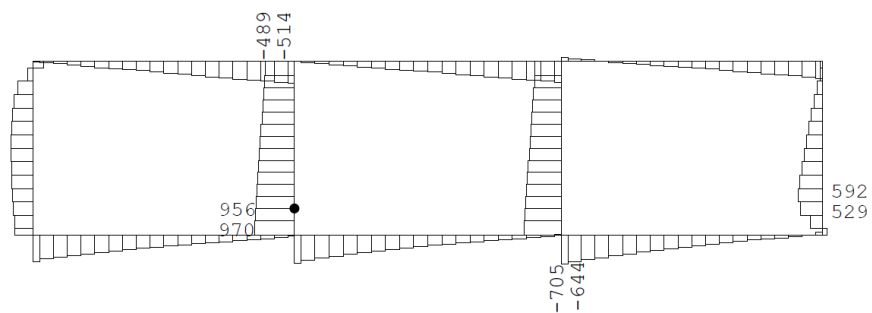
● : せん断照査最大位置 = 1925

(a) 曲げモーメント (kN・m)



● : せん断照査最大位置 = 681

(b) 軸力 (kN)



● : せん断照査最大位置 = 945

(c) せん断力 (kN)

図 3-69 A-A断面 (隔壁) のせん断力に対して照査値が最大となる時刻の断面力分布図 (隔壁, 解析ケース③, 地震動 Ss-3+-, t=17.85s)

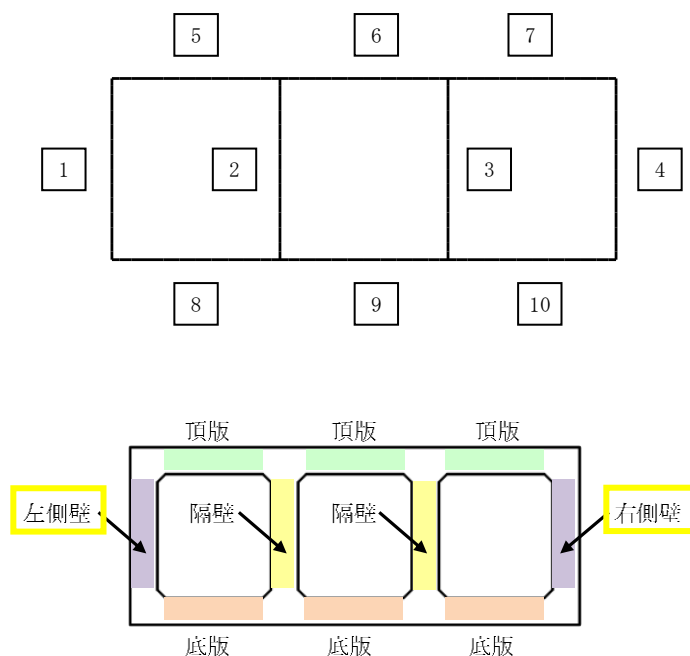
b. B-B断面

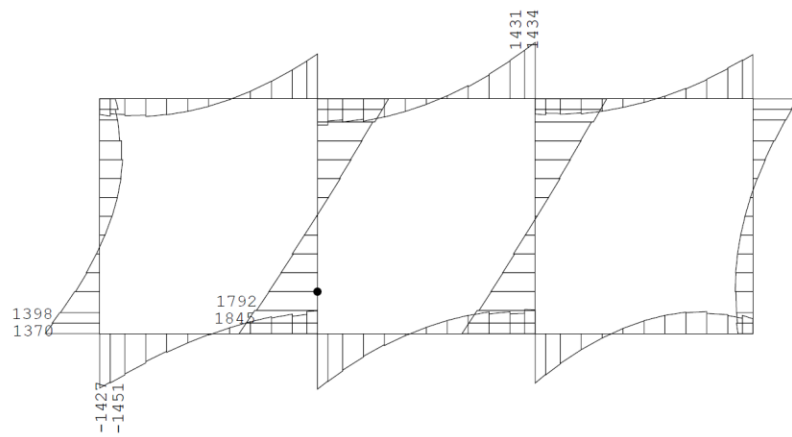
表 3-36 各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース一覧 (B-B断面)

評価位置	解析 ケース	地震動	照査用せん断力 V_d^{*1} (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	6	④	1158	2696	0.43
側壁	1	④	1158	1467	0.79
隔壁	2	②	862	878	0.99
底版	10	④	1248	2793	0.45

注記*1 : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

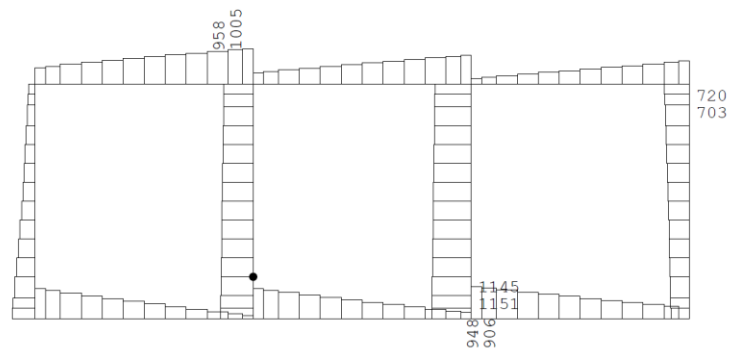
*2 : 評価位置は下図に示す。





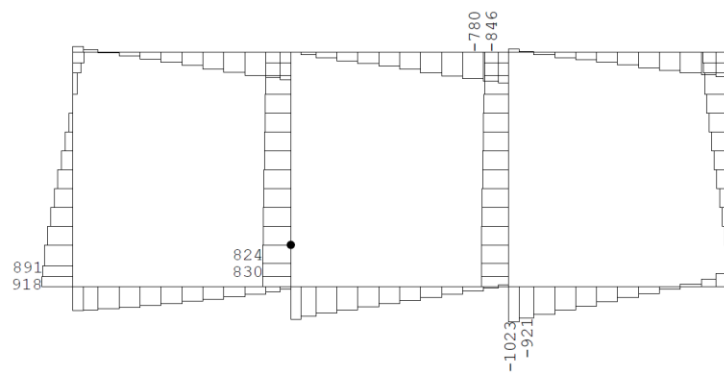
● : せん断照査最大位置 = 1426

(a) 曲げモーメント (kN・m)



● : せん断照査最大位置 = 939

(b) 軸力 (kN)



● : せん断照査最大位置 = 820

(c) せん断力 (kN)

図 3-70 B-B断面(隔壁)のせん断力に対して照査値が最大となる時刻の断面力分布図
(隔壁, 解析ケース②, 地震動 Ss-1--, t=5.78s)

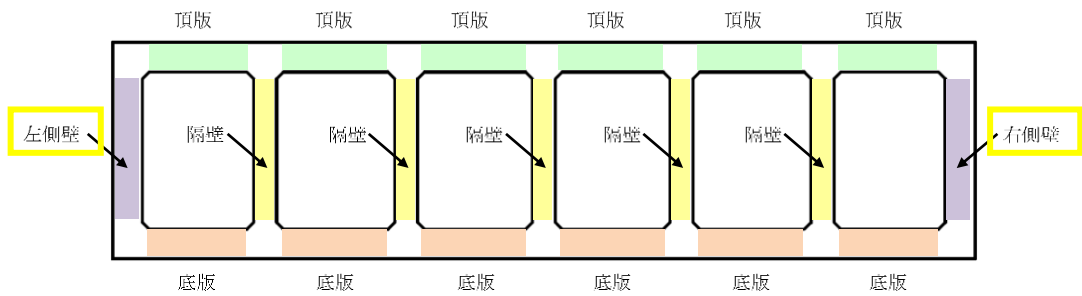
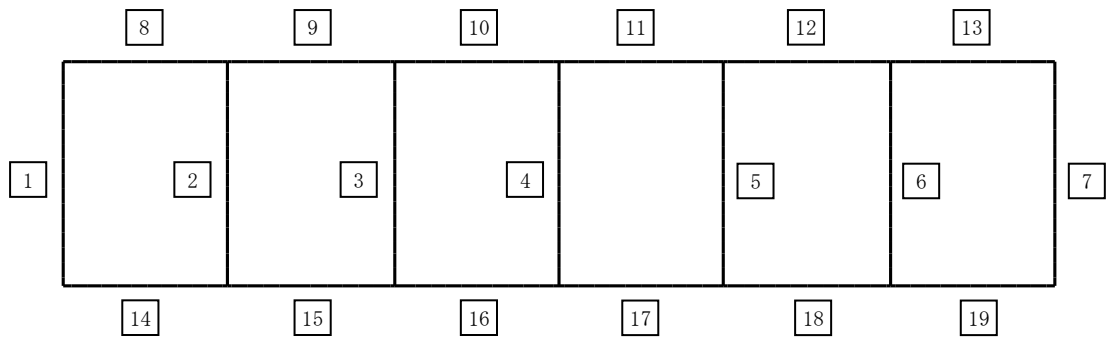
c. C-C断面

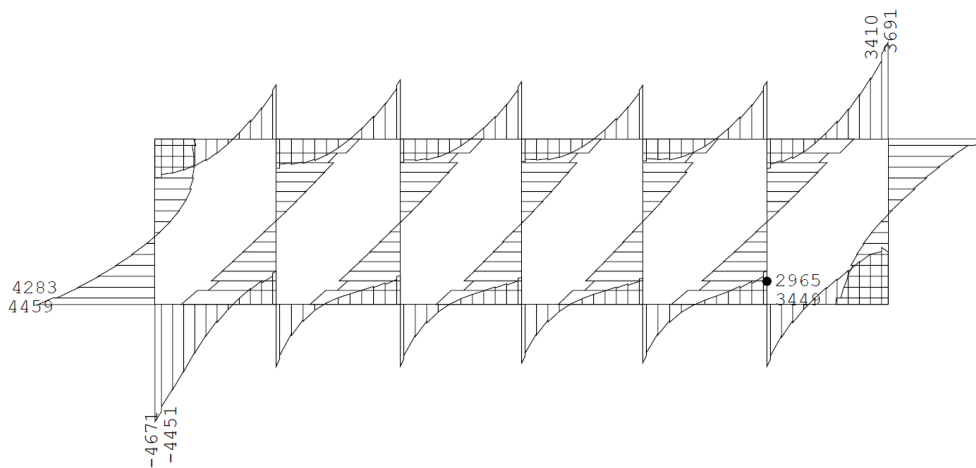
表 3-37 各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース一覧 (C-C断面)

評価位置		解析 ケース	地震動	照査用せん断力 V_d^{*1} (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	13	⑤	Ss-1-+	1438	2059	0.70
側壁	1	①	Ss-1--	2165	2910	0.75
隔壁	6	⑤	Ss-1-+	1091	898	1.22
底版	14	⑤	Ss-1-+	1658	3413	0.49

注記*1 : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

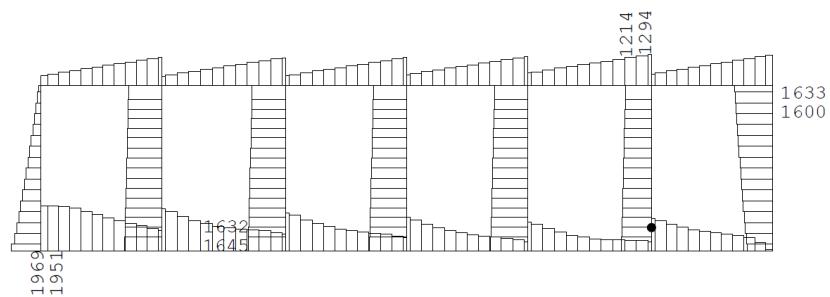
*2 : 評価位置は下図に示す。





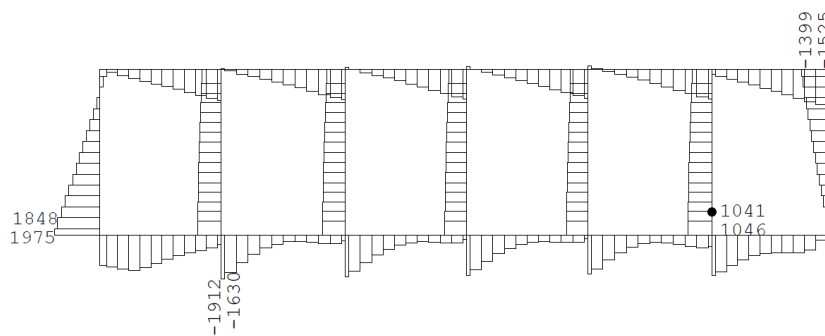
● : せん断照査最大位置 = 2658

(a) 曲げモーメント (kN・m)



● : せん断照査最大位置 = 1291

(b) 軸力 (kN)



● : せん断照査最大位置 = 1038

(c) せん断力 (kN)

図 3-71 C-C断面 (隔壁) のせん断力に対して照査値が最大となる時刻の断面力分布図
(隔壁, 解析ケース⑤, 地震動 Ss-1-+, t=5.74s)

(4) 最大せん断ひずみ分布

地盤に発生した最大せん断ひずみを確認するため、曲げ軸力照査及びせん断照査で最大照査値を示した地震動について地震応答解析の全時刻の最大せん断ひずみ分布を示す。表 3-38 に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。

A-A断面における最大せん断ひずみ分布を図 3-72 に、B-B断面における最大せん断ひずみ分布を図 3-73 及び図 3-74 に、C-C断面における最大せん断ひずみ分布を図 3-75 に示す。

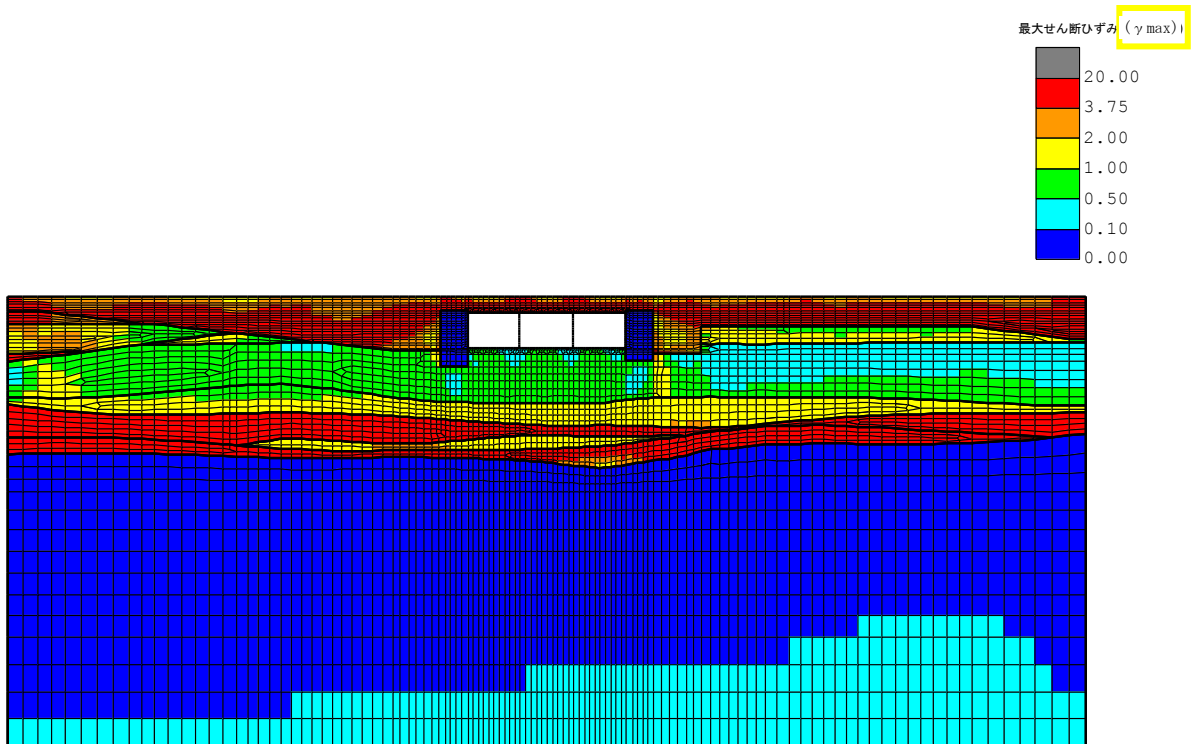
表 3-38 最大照査値を示す解析ケースの一覧

断面	評価項目	
	曲げ軸力	せん断
A-A断面	Ss-3+- (解析ケース③)	Ss-3+- (解析ケース③)
B-B断面	Ss-1-- (解析ケース④)	Ss-1-- (解析ケース②)
C-C断面	Ss-1-+ (解析ケース⑤)	Ss-1-+ (解析ケース⑤)

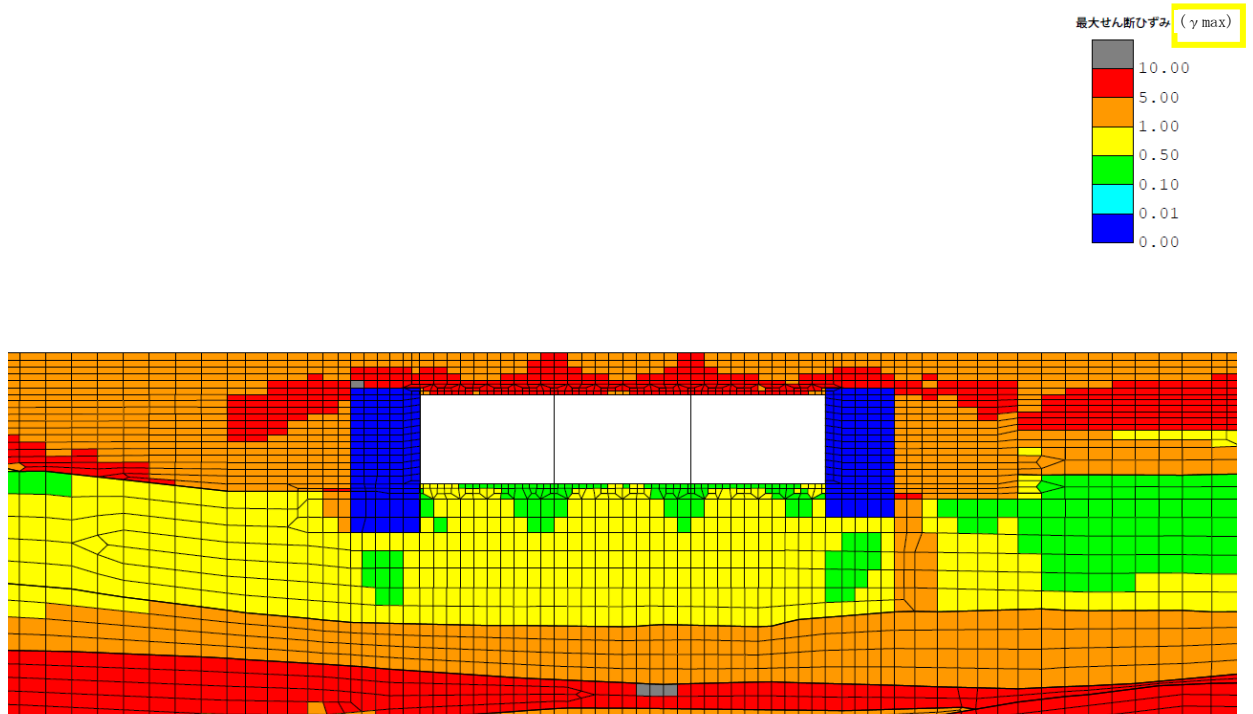
注： 耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

a. A-A断面



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 3-72 A-A断面の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, 地震動 Ss-3+-)

b. B-B断面

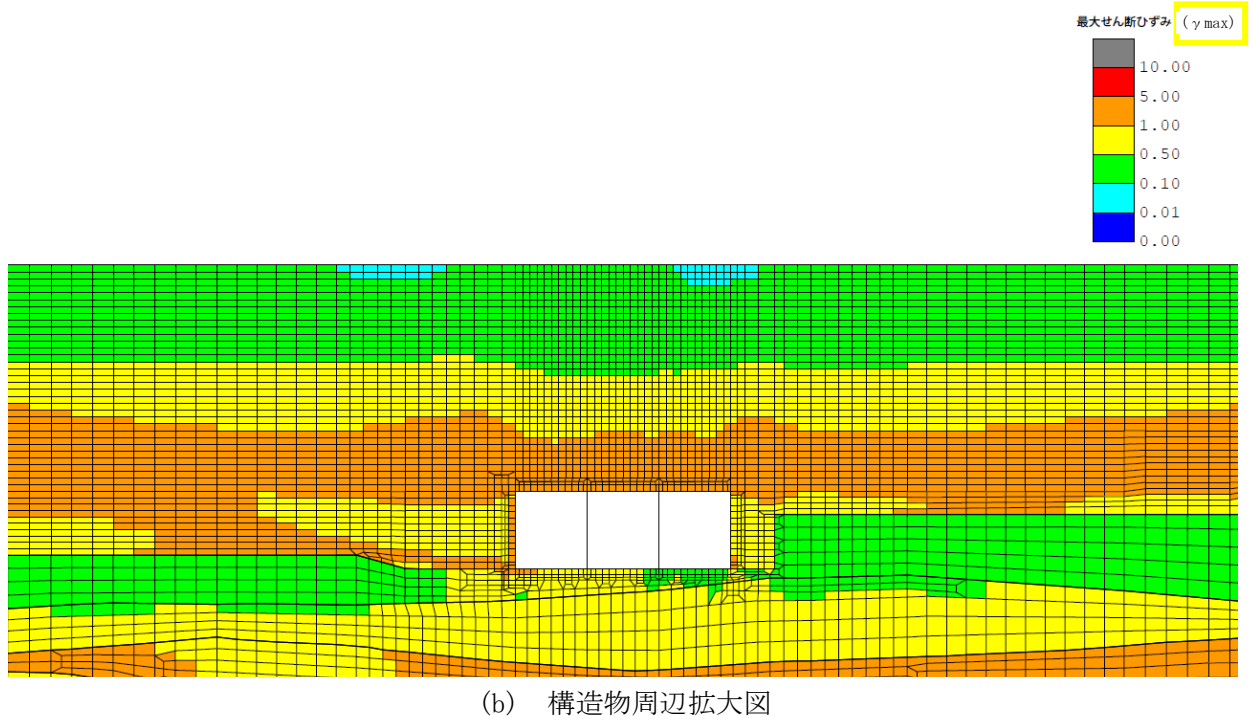
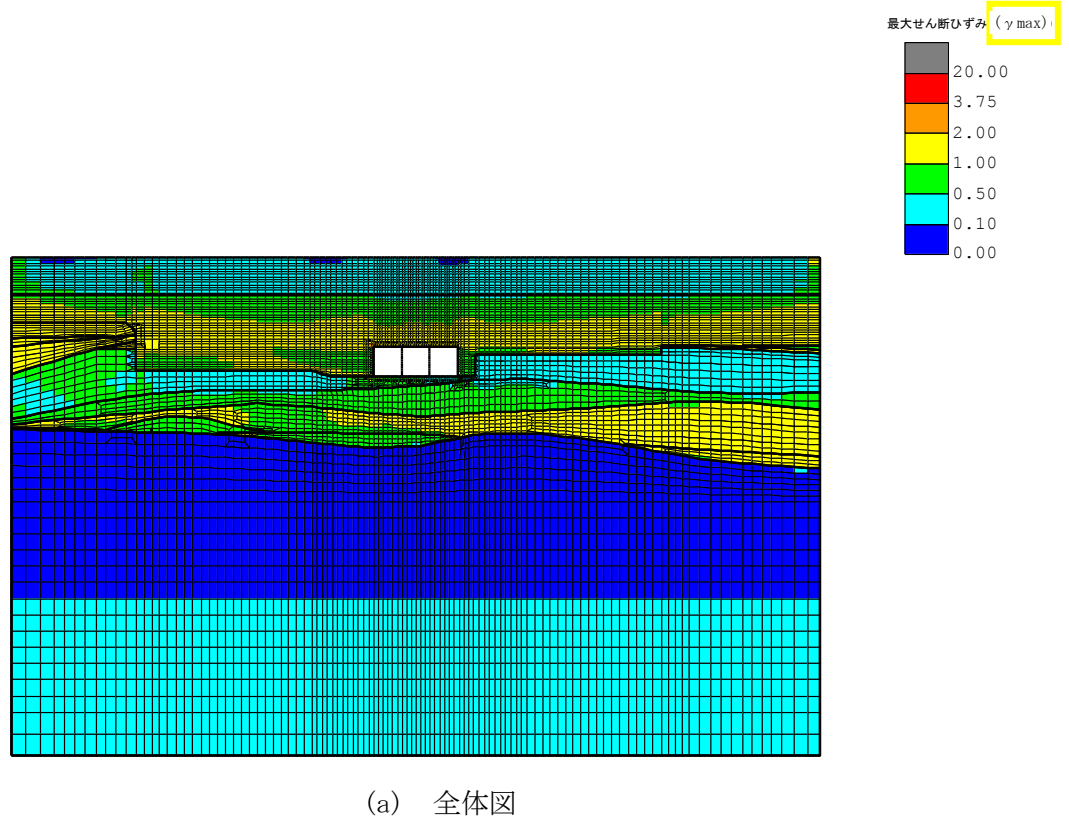
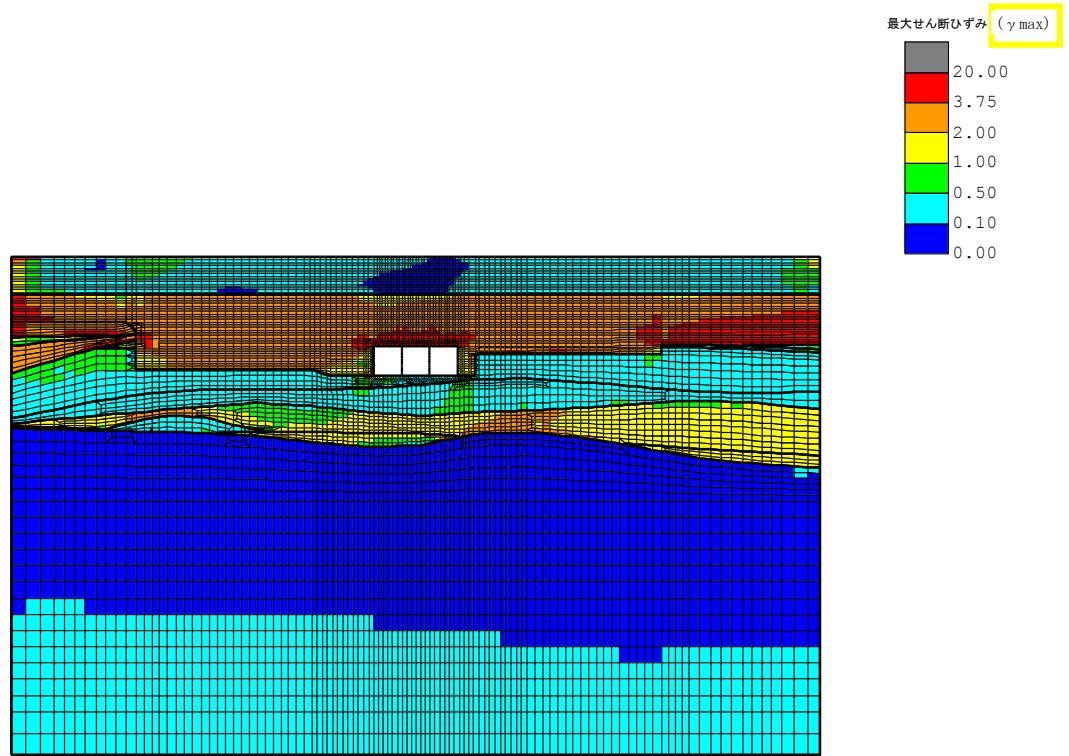
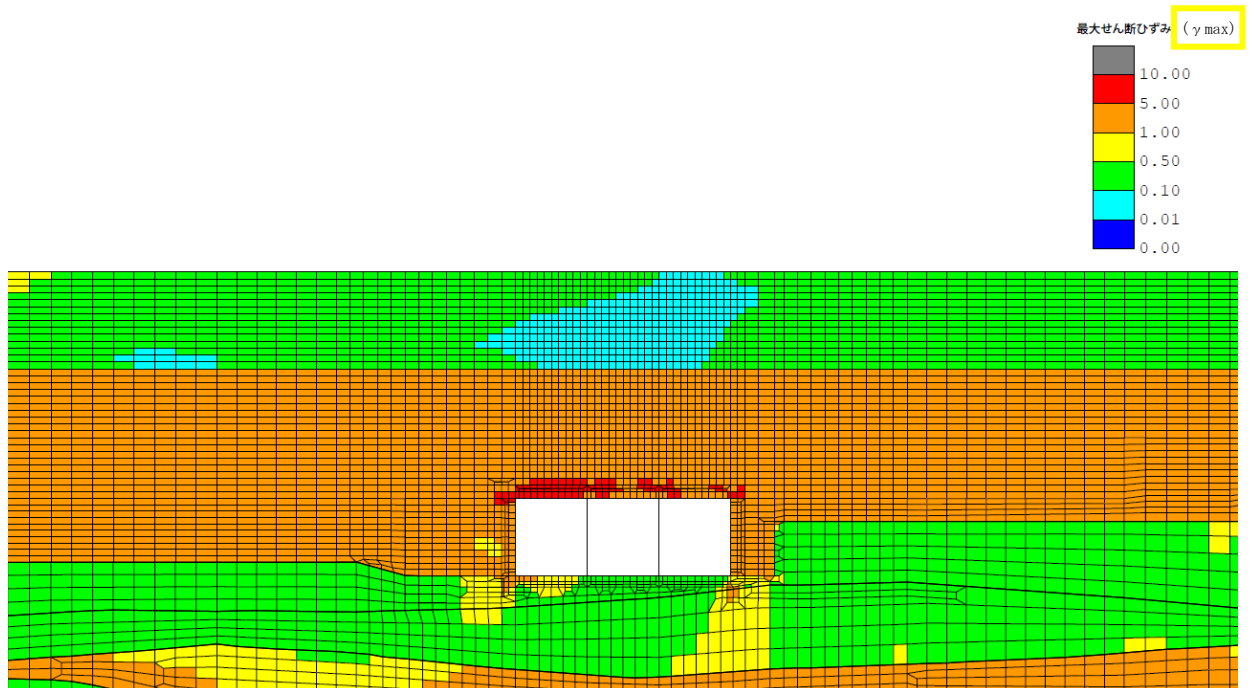


図 3-73 B-B断面の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース④, 地震動 Ss-1--)



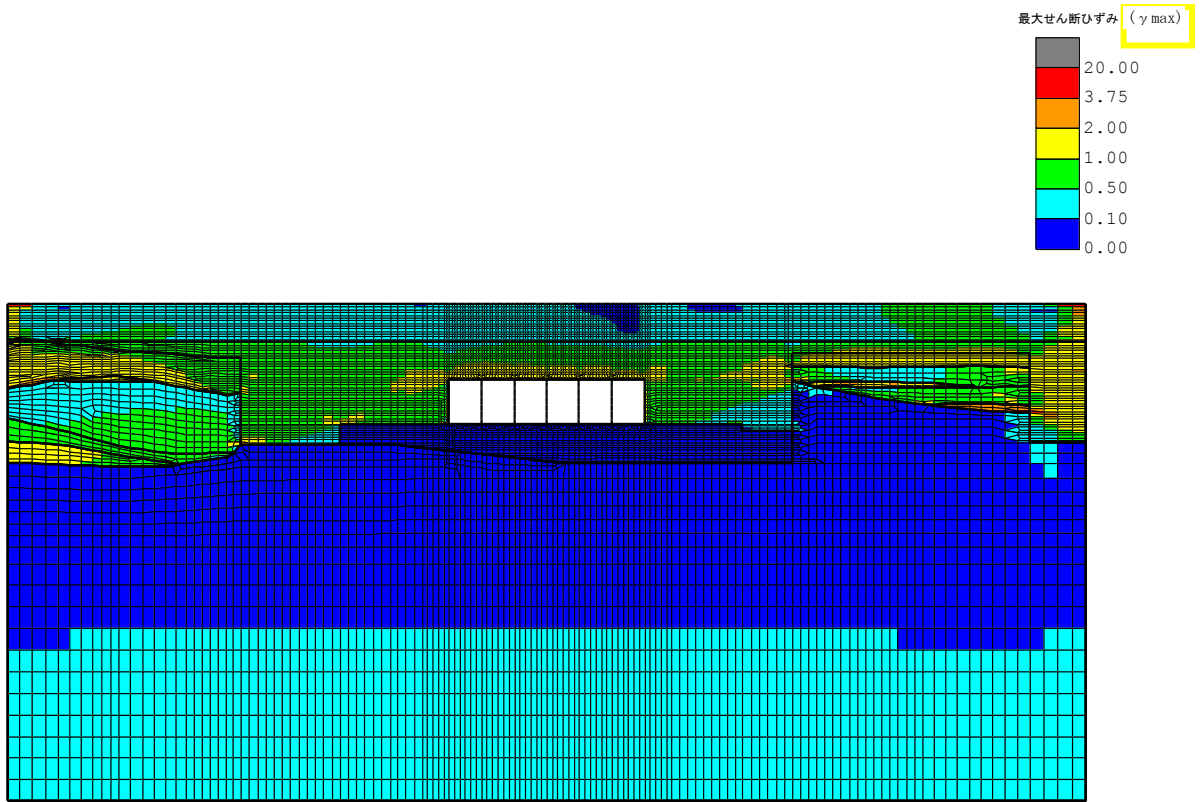
(a) 全体図



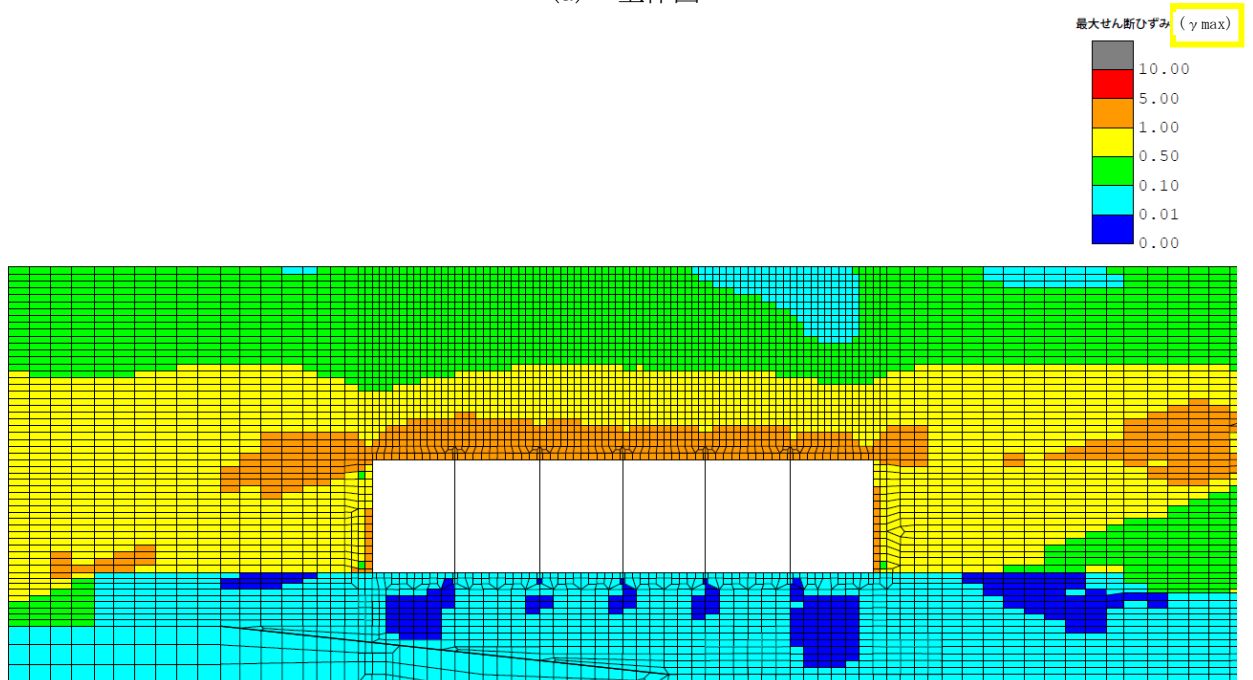
(b) 構造物周辺拡大図

図 3-74 B-B断面の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース②, 地震動 Ss-1-1-1)

c. C-C断面



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 3-75 C-C断面の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース⑤, 地震動 Ss-1-+)

(5) 最大過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、曲げ軸力照査及びせん断照査での最大照査値を示した地震動における、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。表 3-39 に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。なお、解析ケース④及び⑤は、非液状化の条件を仮定した解析ケースであることから記載していない。

A-A断面における最大過剰間隙水圧比分布を図 3-76 に、B-B断面における最大過剰間隙水圧比分布を図 3-77 に示す。

表 3-39 最大照査値を示す解析ケースの一覧

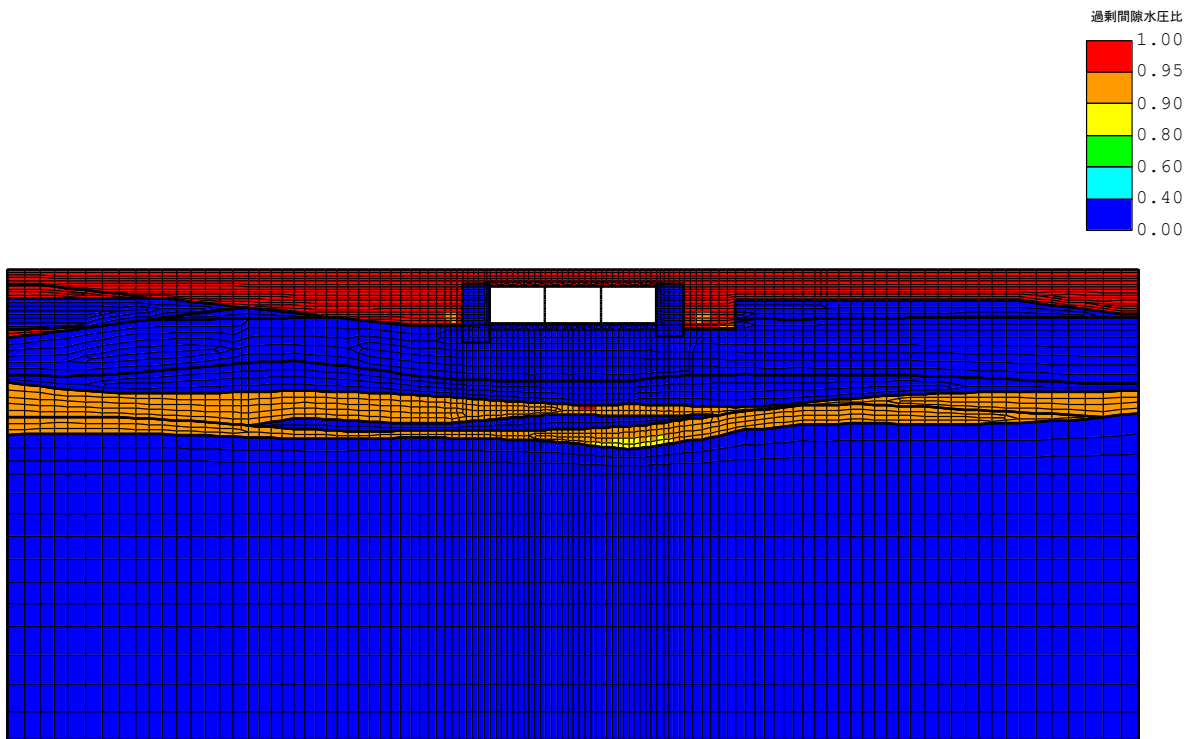
断面	評価項目	
	曲げ軸力	せん断
A-A断面	Ss-3+- (解析ケース③)	Ss-3+- (解析ケース③)
B-B断面	Ss-1-- (解析ケース④) *	Ss-1-- (解析ケース②)
C-C断面	Ss-1-+ (解析ケース⑤) *	Ss-1-+ (解析ケース⑤) *

注記* : 非液状化の条件を仮定した解析ケース (過剰間隙水圧比分布図は省略)

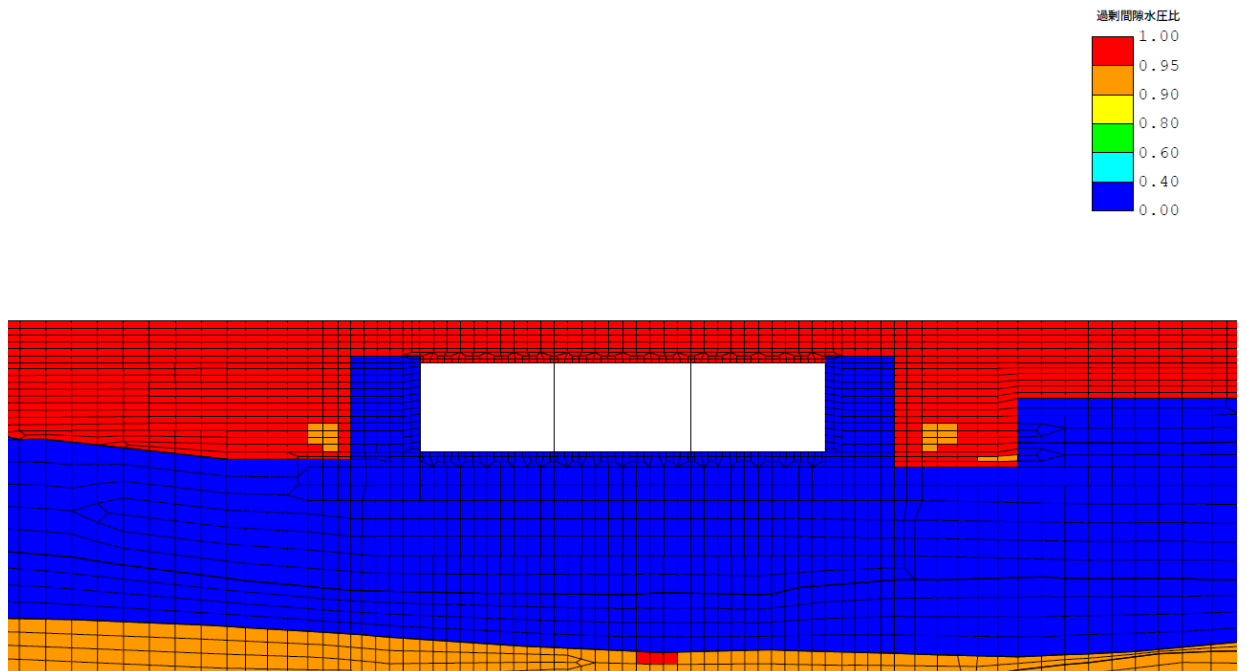
注： 耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

a. A-A断面



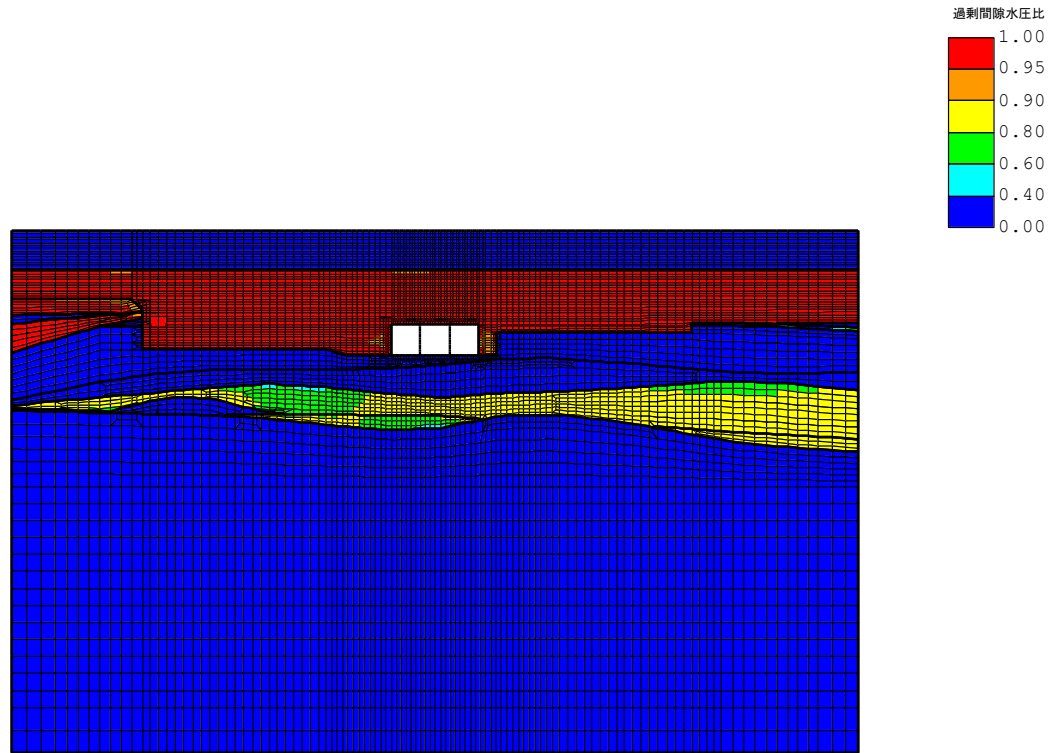
(a) 全体図



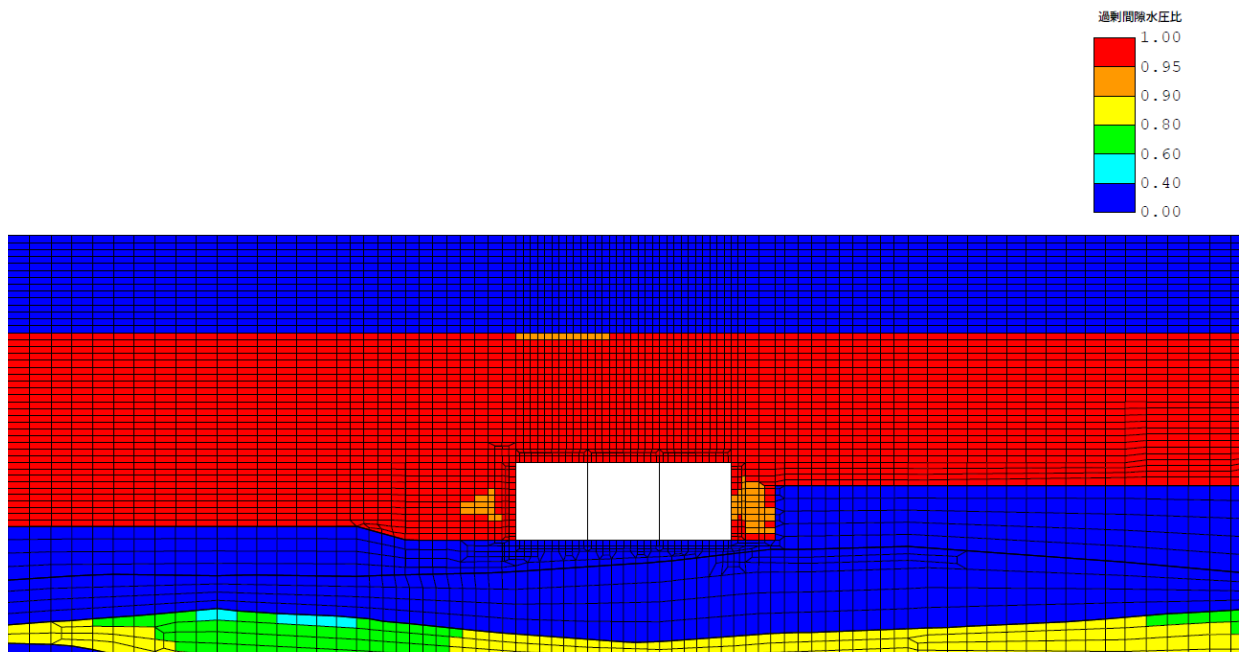
(b) 拡大図

図 3-76 A-A断面の最大過剰間隙水圧比分布
(解析ケース③, 地震動 Ss-3+-)

b. B-B断面



(a) 全体図



(b) 拡大図

図 3-77 B-B断面の最大過剰間隙水圧比分布
(解析ケース②, Ss-1--)

3.4.2 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

a. 通水機能の確認

表 3-40～表 3-42 に、照査用層間変形角による曲げ軸力に対する評価結果を示す。
各断面の全解析ケースにおいて、照査用層間変形角は限界層間変形角を下回る。

限界層間変形角（層間変形角 1/100）は、部材のかぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることから、取水路の通水機能は損なわれないことを確認した。

(a) A-A断面

表 3-40 曲げ軸力に対する評価結果（A-A断面）

解析 ケース	地震動	照査用層間変形角 R_d^*	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
①	Ss-1++	3.04×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.31
	Ss-1-+	3.03×10^{-3}		0.31
	Ss-1+-	3.02×10^{-3}		0.31
	Ss-1--	2.96×10^{-3}		0.30
	Ss-2	1.63×10^{-3}		0.17
	Ss-3++	4.05×10^{-3}		0.41
	Ss-3-+	3.73×10^{-3}		0.38
	Ss-3+-	4.05×10^{-3}		0.41
	Ss-3--	3.74×10^{-3}		0.38
	Ss-4	1.55×10^{-3}		0.16
	Ss-5	1.31×10^{-3}		0.14
	Ss-6	1.58×10^{-3}		0.16
	Ss-7	1.54×10^{-3}		0.16
	Ss-8++	3.10×10^{-3}		0.31
	Ss-8-+	3.00×10^{-3}		0.30
②	Ss-3+-	3.73×10^{-3}	0.38	
③	Ss-3+-	4.33×10^{-3}	0.44	
④	Ss-3+-	2.86×10^{-3}	0.29	
⑤	Ss-3+-	2.65×10^{-3}	0.27	

注記* : 照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

(b) B-B断面

表 3-41 曲げ軸力に対する評価結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震動	照査用層間変形角 R_d^*	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
①	Ss-1++	2.34×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.24
	Ss-1-+	2.32×10^{-3}		0.24
	Ss-1+-	2.21×10^{-3}		0.23
	Ss-1--	2.21×10^{-3}		0.23
	Ss-2	0.81×10^{-3}		0.09
	Ss-3++	2.30×10^{-3}		0.23
	Ss-3-+	2.11×10^{-3}		0.22
	Ss-3+-	2.30×10^{-3}		0.23
	Ss-3--	2.13×10^{-3}		0.22
	Ss-4	0.87×10^{-3}		0.09
	Ss-5	1.19×10^{-3}		0.12
	Ss-6	1.37×10^{-3}		0.14
	Ss-7	1.66×10^{-3}		0.17
	Ss-8++	2.03×10^{-3}		0.21
	Ss-8-+	2.00×10^{-3}		0.20
②	Ss-1--	2.45×10^{-3}	0.25	
③	Ss-1--	1.94×10^{-3}	0.20	
④	Ss-1--	2.77×10^{-3}	0.28	
⑤	Ss-1--	2.70×10^{-3}	0.27	

注記* : 照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

(c) C-C断面

表 3-42 曲げ軸力に対する評価結果 (C-C断面)

解析 ケース	地震動	照査用層間変形角 R_d^*	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
①	Ss-1++	4.79×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.48
	Ss-1-+	4.82×10^{-3}		0.49
	Ss-1+-	4.73×10^{-3}		0.48
	Ss-1--	4.72×10^{-3}		0.48
	Ss-2	1.88×10^{-3}		0.19
	Ss-3++	4.48×10^{-3}		0.45
	Ss-3-+	4.63×10^{-3}		0.47
	Ss-3+-	4.54×10^{-3}		0.46
	Ss-3--	4.59×10^{-3}		0.46
	Ss-4	1.31×10^{-3}		0.14
	Ss-5	1.79×10^{-3}		0.18
	Ss-6	1.53×10^{-3}		0.16
	Ss-7	2.13×10^{-3}		0.22
	Ss-8++	4.19×10^{-3}		0.42
	Ss-8-+	4.26×10^{-3}		0.43
②	Ss-1-+	5.38×10^{-3}	0.54	
③	Ss-1-+	4.41×10^{-3}	0.45	
④	Ss-1-+	5.76×10^{-3}	0.58	
⑤	Ss-1-+	6.44×10^{-3}	0.65	

注記* : 照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

b. 貯水機能の確認

曲げに対する照査値が最も厳しい解析ケースにおいて、貯水機能が要求される側壁の M- ϕ 曲線の応答を図 3-78～図 3-81 に示す。なお、同図は側壁および頂版の貯水機能が要求される部位の中で最も第 2 折れ点（鉄筋の降伏）に対する裕度が厳しい応答を示す位置の結果を示している。

鉄筋は部材の両側ともに、最大応答は第 2 折れ点（鉄筋の降伏）に至っておらず、漏水を生じるひび割れは発生しないことから、取水路の貯水機能は損なわれないことを確認した。

(a) A-A 断面

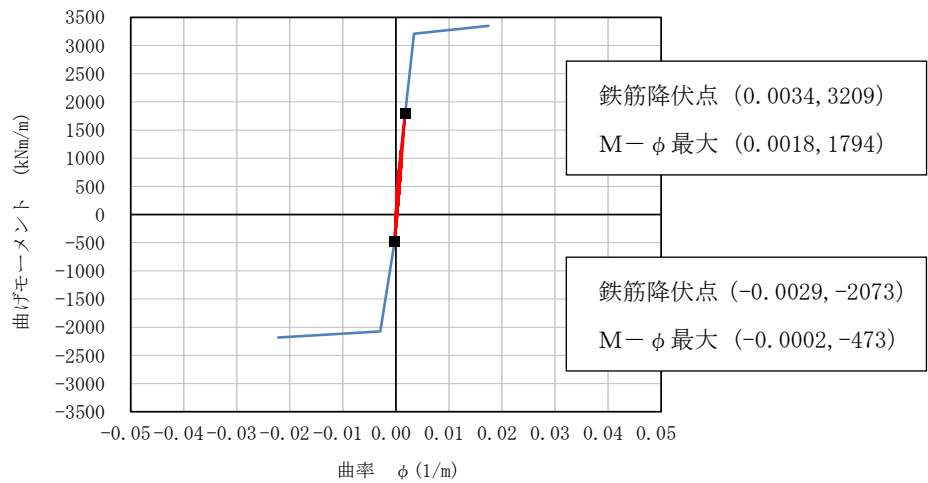


図 3-78 A-A 断面の M- ϕ 曲線を用いた貯水機能の確認

(左側壁下部, 解析ケース③, 地震動 Ss-3+-) *

注記* : 曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

(b) B-B断面

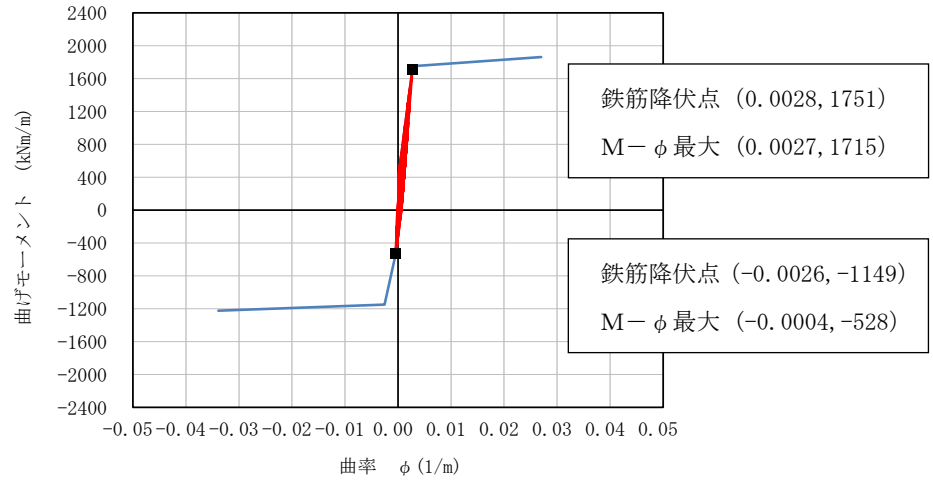


図 3-79 B-B断面のM- ϕ 曲線を用いた貯水機能の確認
(左側壁下部, 解析ケース④, 地震動 Ss-1- -) *

注記* : 曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

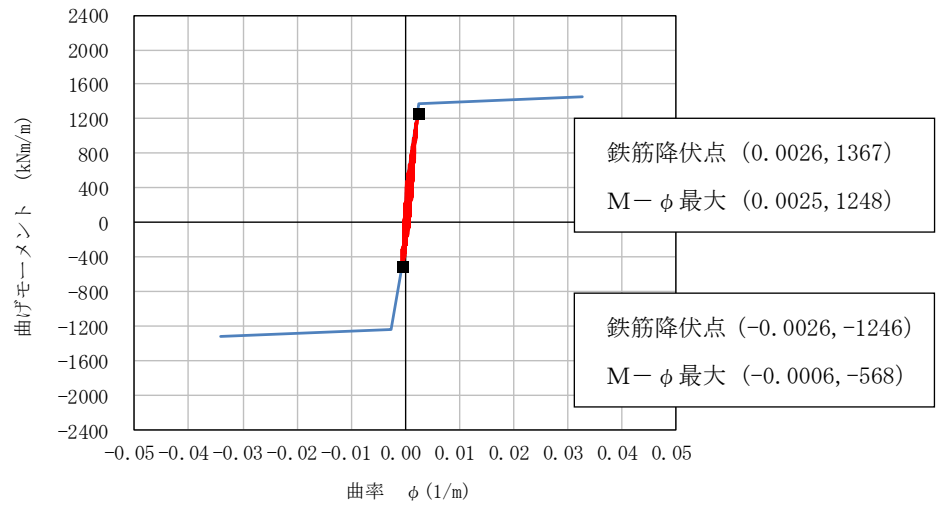


図 3-80 B-B断面のM- ϕ 曲線を用いた貯水機能の確認
(頂版, 解析ケース④, 地震動 Ss-1- -) *

注記* : 曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

(c) C-C断面

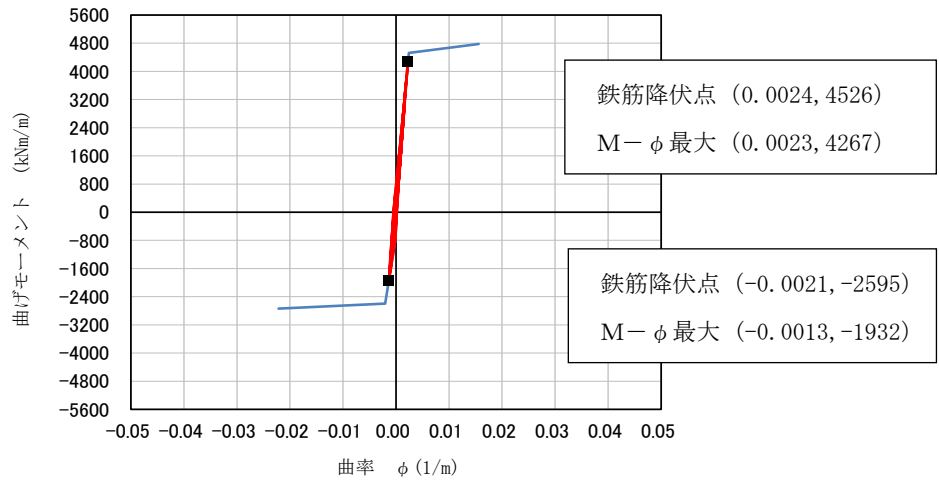


図 3-81 C-C断面のM-φ曲線を用いた貯水機能の確認
(左側壁下部, 解析ケース⑤, 地震動Ss-1-+)*

注記* : 曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

(2) せん断力に対する評価結果（部材非線形解析）

せん断力照査結果を表 3-43～表 3-48 に、各断面の評価位置を図 3-82～図 3-84 に示す。

同表より、取水路の頂版、側壁及び底版については、発生するせん断力がせん断耐力式より求まるせん断耐力を下回ることを確認した。一方、A-A断面及びC-C断面の隔壁については、発生するせん断力がせん断耐力式より求まるせん断耐力を上回る結果となった。

したがって、次項にて、材料非線形解析を実施し、より精緻なせん断耐力を評価した上で、当該部材のせん断力に対する評価を実施する。

a. A-A断面

表 3-43 せん断力に対する評価結果 (A-A断面) (1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
				V_d (kN)		
①	Ss-1++	頂版	7	651	977	0.67
		側壁	4	761	1095	0.70
		隔壁	2	786	923	0.86
		底版	10	699	1576	0.45
①	Ss-1-+	頂版	5	644	984	0.66
		側壁	1	759	1123	0.68
		隔壁	3	805	925	0.88
		底版	8	686	1588	0.44
①	Ss-1+-	頂版	7	665	1003	0.67
		側壁	4	707	1116	0.64
		隔壁	3	779	932	0.84
		底版	9	674	1552	0.44
①	Ss-1--	頂版	6	640	1048	0.62
		側壁	1	688	1082	0.64
		隔壁	3	763	922	0.83
		底版	10	666	1654	0.41
①	Ss-2	頂版	7	520	1052	0.50
		側壁	4	546	1143	0.48
		隔壁	3	564	945	0.60
		底版	9	517	1618	0.32
①	Ss-3++	頂版	5	526	959	0.55
		側壁	1	693	1040	0.67
		隔壁	2	958	925	1.04
		底版	10	588	1519	0.39
①	Ss-3-+	頂版	7	539	938	0.58
		側壁	4	737	1043	0.71
		隔壁	3	954	926	1.04
		底版	10	592	1509	0.40
①	Ss-3+-	頂版	7	569	952	0.60
		側壁	1	665	1048	0.64
		隔壁	2	955	918	1.05
		底版	9	589	1496	0.40
①	Ss-3--	頂版	7	545	950	0.58
		側壁	4	685	1034	0.67
		隔壁	3	953	919	1.04
		底版	9	564	1471	0.39

注記* : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

表 3-44 せん断力に対する評価結果 (A-A断面) (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*		
				V_d (kN)		
①	Ss-4	頂版	5	408	1020	0.40
		側壁	1	455	1094	0.42
		隔壁	2	543	929	0.59
		底版	8	443	1609	0.28
①	Ss-5	頂版	5	456	1049	0.44
		側壁	4	450	1131	0.40
		隔壁	2	476	934	0.51
		底版	10	474	1662	0.29
①	Ss-6	頂版	7	463	1044	0.45
		側壁	2	484	931	0.52
		隔壁	3	546	927	0.59
		底版	9	470	1650	0.29
①	Ss-7	頂版	7	456	1052	0.44
		側壁	1	521	1145	0.46
		隔壁	2	516	960	0.54
		底版	8	485	1633	0.30
①	Ss-8++	頂版	5	483	961	0.51
		側壁	1	651	1056	0.62
		隔壁	2	813	929	0.88
		底版	8	547	1528	0.36
①	Ss-8+-	頂版	7	488	945	0.52
		側壁	4	673	1071	0.63
		隔壁	3	826	927	0.90
		底版	10	566	1531	0.37
②	Ss-3+-	頂版	7	565	952	0.60
		側壁	1	658	1050	0.63
		隔壁	2	903	919	0.99
		底版	9	546	1475	0.38
③	Ss-3+-	頂版	6	552	918	0.61
		側壁	4	706	1094	0.65
		隔壁	2	993	918	1.09
		底版	10	638	1517	0.43
④	Ss-3+-	頂版	7	534	975	0.55
		側壁	4	605	1046	0.58
		隔壁	2	736	925	0.80
		底版	10	584	1609	0.37
⑤	Ss-3+-	頂版	7	538	966	0.56
		側壁	4	628	1083	0.58
		隔壁	2	708	928	0.77
		底版	10	562	1563	0.36

注記* : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力 } V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

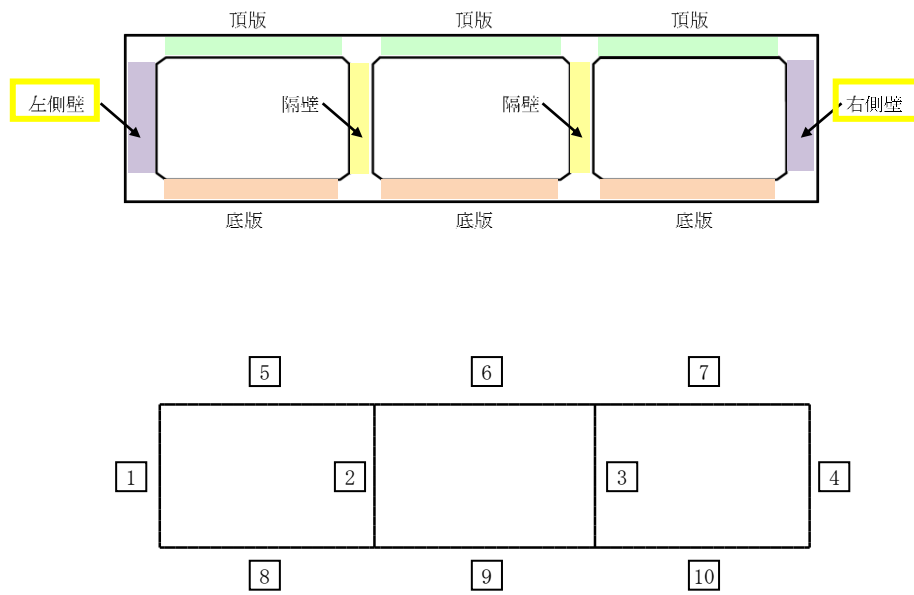


図 3-82 A-A断面の評価位置

b. B-B断面

表 3-45 せん断力に対する評価結果 (B-B断面) (1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
				V_d (kN)		
①	Ss-1++	頂版	6	1153	2693	0.43
		側壁	4	1096	1554	0.71
		隔壁	3	841	926	0.91
		底版	8	1264	2901	0.44
①	Ss-1+-	頂版	6	1107	2721	0.41
		側壁	1	1231	1641	0.76
		隔壁	2	849	915	0.93
		底版	10	1169	2902	0.41
①	Ss-1+-	頂版	6	1098	2812	0.40
		側壁	4	1314	1816	0.73
		隔壁	2	804	880	0.92
		底版	8	1156	3038	0.39
①	Ss-1--	頂版	6	1116	2791	0.40
		側壁	1	1272	1713	0.75
		隔壁	2	817	873	0.94
		底版	10	1183	2908	0.41
①	Ss-2	頂版	6	882	2878	0.31
		側壁	1	884	1807	0.49
		隔壁	2	486	930	0.53
		底版	9	894	2969	0.31
①	Ss-3++	頂版	6	886	2642	0.34
		側壁	4	1059	1657	0.64
		隔壁	3	823	891	0.93
		底版	10	924	2701	0.35
①	Ss-3+-	頂版	6	876	2619	0.34
		側壁	1	968	1527	0.64
		隔壁	2	794	892	0.90
		底版	8	1003	2852	0.36
①	Ss-3+-	頂版	6	971	2663	0.37
		側壁	4	1138	1708	0.67
		隔壁	3	819	898	0.92
		底版	8	1085	2923	0.38
①	Ss-3--	頂版	6	1002	2669	0.38
		側壁	1	1069	1562	0.69
		隔壁	2	787	905	0.87
		底版	10	1078	2825	0.39

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 3-46 せん断力に対する評価結果 (B-B断面) (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*		
				V_d (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
①	Ss-4	頂版	6	761	2766	0.28
		側壁	4	753	1716	0.44
		隔壁	3	478	951	0.51
		底版	8	832	3024	0.28
①	Ss-5	頂版	6	841	2763	0.31
		側壁	4	863	1761	0.50
		隔壁	2	562	908	0.62
		底版	8	906	2965	0.31
①	Ss-6	頂版	6	923	2778	0.34
		側壁	1	1070	1855	0.58
		隔壁	2	595	924	0.65
		底版	10	983	3021	0.33
①	Ss-7	頂版	6	916	2722	0.34
		側壁	1	1048	1787	0.59
		隔壁	2	664	916	0.73
		底版	10	989	2942	0.34
①	Ss-8++	頂版	6	865	2661	0.33
		側壁	1	904	1481	0.62
		隔壁	2	780	908	0.86
		底版	10	952	2815	0.34
①	Ss-8--	頂版	6	887	2643	0.34
		側壁	4	821	1457	0.57
		隔壁	3	760	916	0.83
		底版	8	1003	2837	0.36
②	Ss-1--	頂版	6	1152	2744	0.42
		側壁	1	1268	1620	0.79
		隔壁	2	862	878	0.99
		底版	10	1220	2855	0.43
③	Ss-1--	頂版	6	1072	2863	0.38
		側壁	1	1250	1809	0.70
		隔壁	2	764	869	0.88
		底版	10	1125	3005	0.38
④	Ss-1--	頂版	6	1158	2696	0.43
		側壁	1	1158	1467	0.79
		隔壁	2	873	914	0.96
		底版	10	1248	2793	0.45
⑤	Ss-1--	頂版	6	1132	2686	0.43
		側壁	1	1094	1456	0.76
		隔壁	3	846	902	0.94
		底版	10	1230	2774	0.45

注記* : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力 } V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

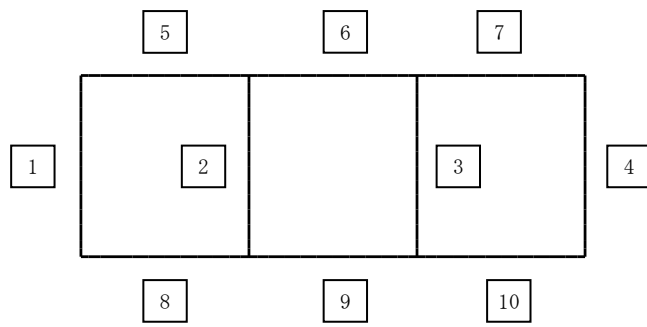
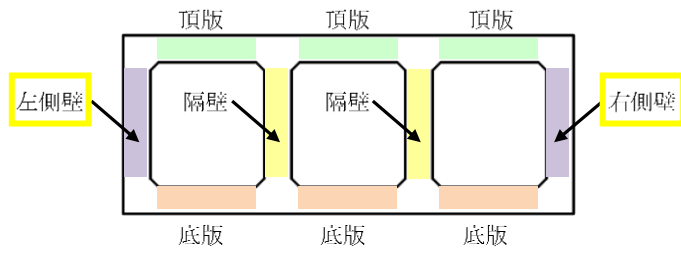


図 3-83 B-B断面の評価位置

c. C-C断面

表 3-47 せん断力に対する評価結果 (C-C断面) (1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
				V_d (kN)		
①	Ss-1++	頂版	8	1265	2108	0.61
		側壁	7	1898	2936	0.65
		隔壁	2	984	895	1.10
		底版	19	1411	3462	0.41
①	Ss-1+-	頂版	13	1308	2103	0.63
		側壁	1	1934	2956	0.66
		隔壁	6	1002	897	1.12
		底版	14	1376	3414	0.41
①	Ss-1+-	頂版	8	1294	2226	0.59
		側壁	7	2019	2887	0.70
		隔壁	2	998	912	1.10
		底版	19	1595	3492	0.46
①	Ss-1--	頂版	13	1239	2064	0.61
		側壁	1	2165	2910	0.75
		隔壁	6	1005	913	1.11
		底版	14	1646	3493	0.48
①	Ss-2	頂版	13	923	2167	0.43
		側壁	1	1507	3028	0.50
		隔壁	6	555	933	0.60
		底版	14	1106	3580	0.31
①	Ss-3++	頂版	13	1207	2098	0.58
		側壁	7	1753	2819	0.63
		隔壁	2	956	909	1.06
		底版	19	1369	3421	0.41
①	Ss-3+-	頂版	13	1161	2035	0.58
		側壁	1	1831	2827	0.65
		隔壁	6	978	908	1.08
		底版	14	1420	3425	0.42
①	Ss-3+-	頂版	8	1135	2082	0.55
		側壁	7	1714	2843	0.61
		隔壁	2	961	899	1.07
		底版	19	1318	3411	0.39
①	Ss-3--	頂版	13	1175	2087	0.57
		側壁	1	1769	2855	0.62
		隔壁	6	972	898	1.09
		底版	14	1344	3413	0.40

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 3-48 せん断力に対する評価結果 (C-C断面) (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*		
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-4	頂版	8	799	2185	0.37
		側壁	7	1189	3005	0.40
		隔壁	5	417	953	0.44
		底版	19	883	3551	0.25
①	Ss-5	頂版	8	911	2185	0.42
		側壁	7	1371	2993	0.46
		隔壁	6	515	926	0.56
		底版	19	992	3515	0.29
①	Ss-6	頂版	13	924	2207	0.42
		側壁	1	1444	3064	0.48
		隔壁	6	471	945	0.50
		底版	14	992	3591	0.28
①	Ss-7	頂版	13	965	2140	0.46
		側壁	1	1473	2978	0.50
		隔壁	6	576	937	0.62
		底版	14	1023	3496	0.30
①	Ss-8++	頂版	13	1133	2043	0.56
		側壁	1	1549	2793	0.56
		隔壁	6	884	909	0.98
		底版	14	1310	3419	0.39
①	Ss-8--	頂版	8	1106	2045	0.55
		側壁	7	1476	2774	0.54
		隔壁	2	882	908	0.98
		底版	19	1278	3405	0.38
②	Ss-1--	頂版	13	1392	2095	0.67
		側壁	1	1973	2922	0.68
		隔壁	6	1041	899	1.16
		底版	14	1417	3436	0.42
③	Ss-1--	頂版	13	1212	2113	0.58
		側壁	1	1890	2987	0.64
		隔壁	6	963	897	1.08
		底版	14	1358	3407	0.40
④	Ss-1--	頂版	13	1369	2074	0.67
		側壁	1	1816	2836	0.65
		隔壁	2	999	906	1.11
		底版	14	1574	3495	0.46
⑤	Ss-1--	頂版	13	1438	2059	0.70
		側壁	1	1790	2746	0.66
		隔壁	6	1091	898	1.22
		底版	14	1658	3413	0.49

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

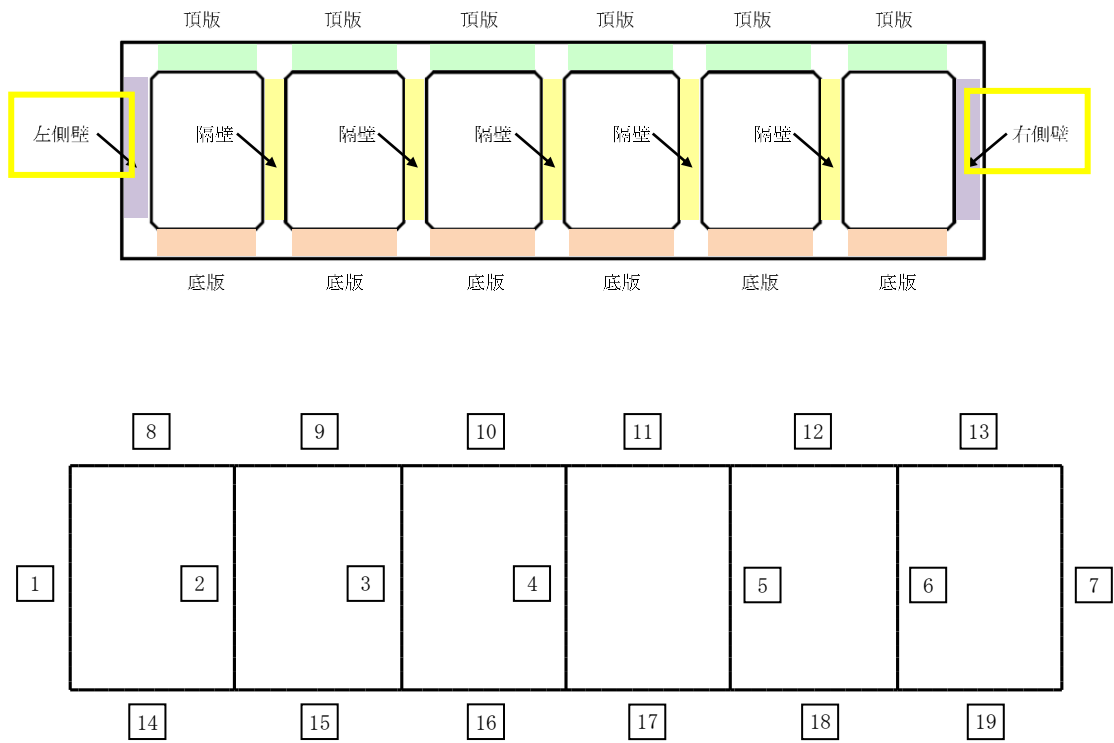


図 3-84 C-C断面の評価位置

3.4.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 3-49～表 3-51 に示す。

取水路の基礎地盤に発生する鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

表 3-49 基礎地盤の支持性能評価結果 (A-A断面)

解析 ケース	地震動	最大鉛直力 R_a (kN)	極限支持力 R_u (kN)	照査値 R_a/R_u
①	Ss-1++	2150	62000	0.04
	Ss-1-+	2150	62000	0.04
	Ss-1+-	2160	60000	0.04
	Ss-1--	2160	58700	0.04
	Ss-2	2200	62700	0.04
	Ss-3++	2290	32100	0.08
	Ss-3-+	2280	62000	0.04
	Ss-3+-	2220	24600	0.10
	Ss-3--	2240	60200	0.04
	Ss-4	2150	62800	0.04
	Ss-5	2160	58800	0.04
	Ss-6	2150	62400	0.04
	Ss-7	2160	61100	0.04
	Ss-8++	2160	58000	0.04
	Ss-8-+	2160	56600	0.04
②	Ss-3+-	2340	27400	0.09
③	Ss-3+-	2150	62000	0.04
④	Ss-3+-	2150	62000	0.04
⑤	Ss-3+-	2160	58600	0.04

表 3-50 基礎地盤の支持性能評価結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震動	最大鉛直力 R_a (kN)	極限支持力 R_u (kN)	照査値 R_a/R_u
①	Ss-1++	4340	33200	0.14
	Ss-1-+	4330	34900	0.13
	Ss-1+-	4280	39700	0.11
	Ss-1--	4330	29200	0.15
	Ss-2	4380	41000	0.11
	Ss-3++	4280	40900	0.11
	Ss-3-+	4310	27500	0.16
	Ss-3+-	4260	41500	0.11
	Ss-3--	4260	41500	0.11
	Ss-4	4300	39400	0.11
	Ss-5	4280	41800	0.11
	Ss-6	4280	38500	0.12
	Ss-7	4270	40900	0.11
	Ss-8++	4300	39500	0.11
	Ss-8-+	4300	40400	0.11
②	Ss-1--	4520	27900	0.17
③	Ss-1--	4270	40600	0.11
④	Ss-1--	4270	40300	0.11
⑤	Ss-1--	4390	29500	0.15

表 3-51 基礎地盤の支持性能評価結果 (C-C断面)

解析 ケース	地震動	最大鉛直力 R_a (kN)	極限支持力 R_u (kN)	照査値 R_a/R_u
①	Ss-1++	15300	232000	0.07
	Ss-1-+	14600	232000	0.07
	Ss-1+-	15900	232000	0.07
	Ss-1--	14200	232000	0.07
	Ss-2	13600	232000	0.06
	Ss-3++	13600	232000	0.06
	Ss-3-+	14000	232000	0.07
	Ss-3+-	14000	232000	0.07
	Ss-3--	13800	232000	0.06
	Ss-4	12800	232000	0.06
	Ss-5	12600	232000	0.06
	Ss-6	12100	232000	0.06
	Ss-7	12000	232000	0.06
	Ss-8++	10700	232000	0.05
Ss-8-+	11500	232000	0.05	
②	Ss-1-+	14400	232000	0.07
③	Ss-1-+	14800	232000	0.07
④	Ss-1-+	14400	232000	0.07
⑤	Ss-1-+	14300	232000	0.07

3.5 評価条件（材料非線形解析）

前述の部材非線形解析では、取水路の一部の隔壁において、発生するせん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。

部材非線形解析におけるせん断耐力式では、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

また、部材非線形解析による照査を満足しているものの、照査値の裕度が小さい部材（ここでは照査値 0.7 より大きい部材を目安とする）についても、材料非線形解析による構造部材のせん断照査を行う。

表 3-52 及び表 3-53 に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提案され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2012）（以下、「コンクリート標準示方書 設計編」という。）や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については様々あるが、ここでは現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書 設計編において標準とされる以下の手法とする。

- ① 鉄筋とコンクリートの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ② 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力と比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD-S J Ver.7.2」を使用する。

表 3-52 材料非線形解析の位置付け

区分	限界状態	選択される標準的な解析手法と耐震性能に用いる物理量	
1	構造物の部材が降伏に至らない	①	<p>① 線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力
2	構造物が最大耐力に至らない	②	<p>② 等価線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力, 最大せん断力 ・最大曲げモーメント
3	構造物が崩壊しない	③	<p>③ 部材非線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・最大曲げモーメント ・最大曲率, 最大変位 ・最大層間変形角, 最大せん断力
		④	<p>④ 材料非線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ, 最大せん断力

表 3-53 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析		材料非線形解析	
モデル化	骨組モデル		有限要素	
解析次元	1次元		2次元	3次元
構成則	M- ϕ , M- θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い ← → 広い		
	(解析時間)	短い ← → 長い		

3.5.1 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル及びコンクリート標準示方書 設計編を参考に実施する。

適用する主な基準を表 3-54 に示す。

表 3-54 適用する主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数・材料特性	・コンクリート標準示方書 設計編 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・既往文献等より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果と整合的であることを確認

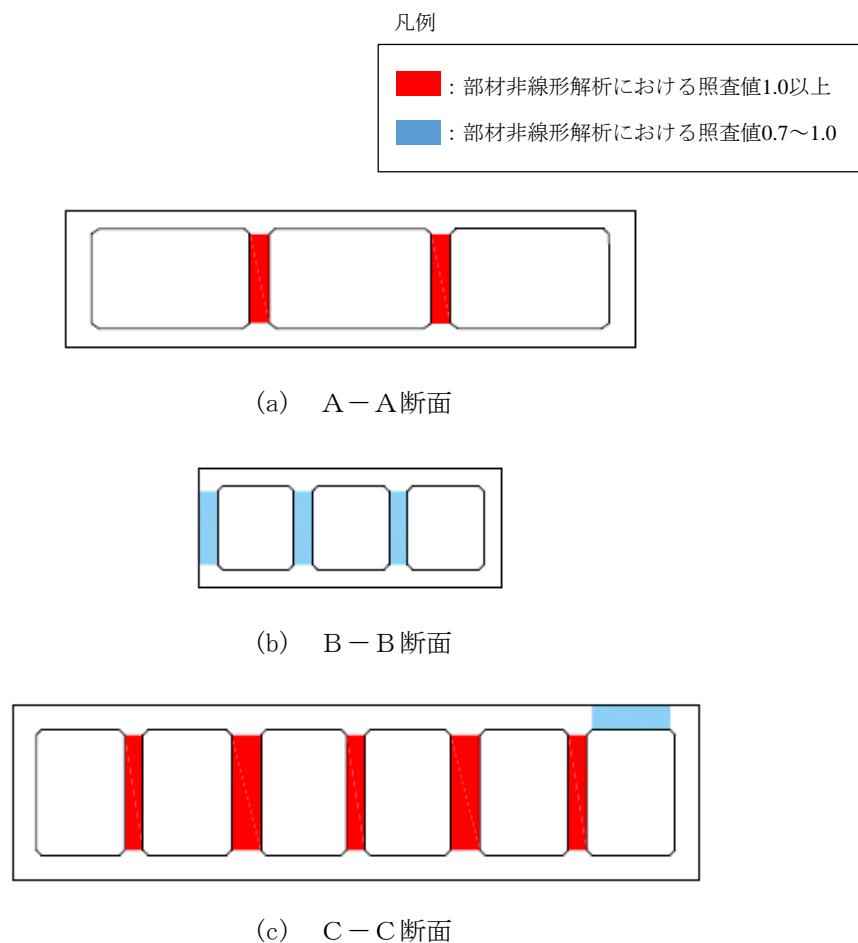
3.5.2 評価対象部材

部材非線形解析のせん断力に対する評価結果を図 3-85 に示す。

材料非線形解析は、図中の部材非線形解析において照査値 1.0 以上の結果が得られた隔壁を対象として実施する。なお、取水路は隔壁を複数有するが、形状及び配筋条件が同一であること、及び作用する断面力もほぼ同様であることから、部材非線形解析において最も厳しい評価を示す部材を、各断面の評価対象部材とする。

材料非線形解析における評価対象部材を図 3-86 に示す。

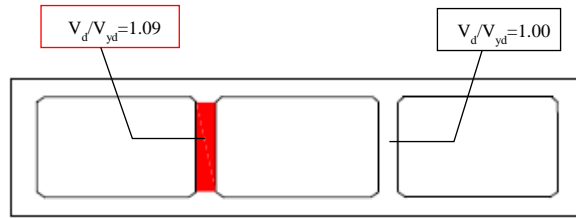
また、部材非線形解析では、照査値 1.0 以下であるものの、耐震評価の裕度が小さい部材も存在する。そのため、本評価では耐震評価の裕度が小さい部材（ここでは、照査値 0.7 より大きく 1.0 未満の部材を選定の目安とする）についても、材料非線形解析を実施する。



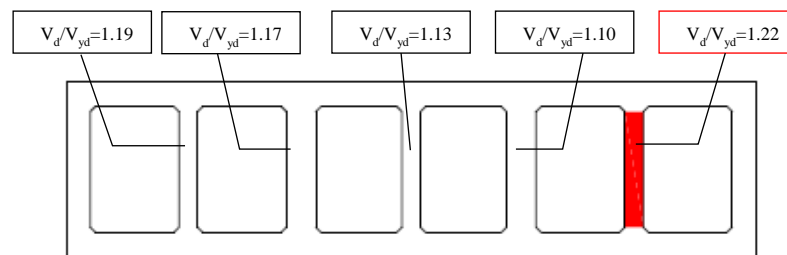
注： 図中の色区分は、せん断力に対する評価における全解析ケースの最大照査値を示している。

図 3-85 部材非線形解析のせん断力に対する評価結果

■ : 評価対象部材



(a) A-A断面の評価対象部材



(b) C-C断面の評価対象部材

注： 図中の値は、せん断力に対する評価における全解析ケースの最大照査値を示している。

図 3-86 材料非線形解析における評価対象部材

3.5.3 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 3-55 及び表 3-56 に示す。

表 3-55 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	18.1N/mm ²	設計基準強度（設計図書 23.5N/mm ² ） ／材料係数（ $\gamma_{mc}=1.3$ ）
引張強度	1.45N/mm ²	0.23×設計基準強度 ^{2/3} ／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.19%	コンクリート標準示方書 設計編
ひび割れ－せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書 設計編
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書 設計編

表 3-56 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		206kN/mm ² *	コンクリート標準示方書 設計編
降伏 強度	主鉄筋	1961N/mm ² 以上	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう、曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補 強筋	345N/mm ²	設計図書

注記* : 建設時の設計値に基づく

3.5.4 解析モデルの設定

(1) 解析要素分割図

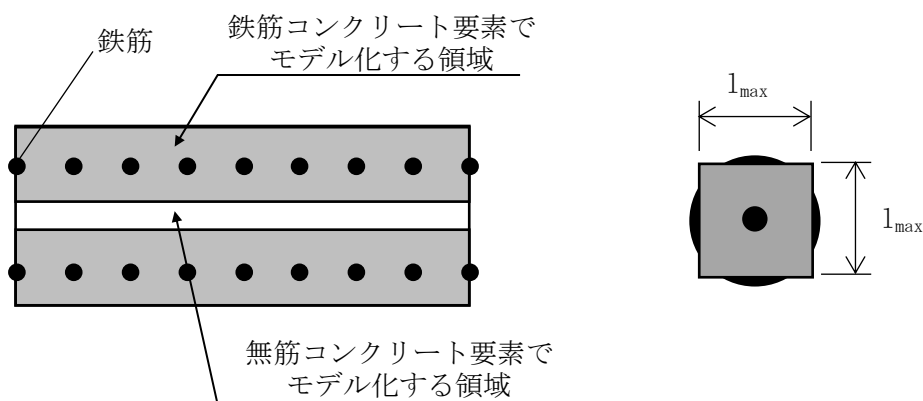
材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、図 3-87 に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、また 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから、3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とにならないように分割する。

評価対象部材の解析要素分割図を図 3-88 及び図 3-89 に、要素プロパティの諸条件を図 3-90 に示す。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

- ここに、 l_{max} : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ
 D_b : 鉄筋の直径
 f_y : 鉄筋の降伏強度
 f_t : コンクリートの引張強度

図 3-87 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

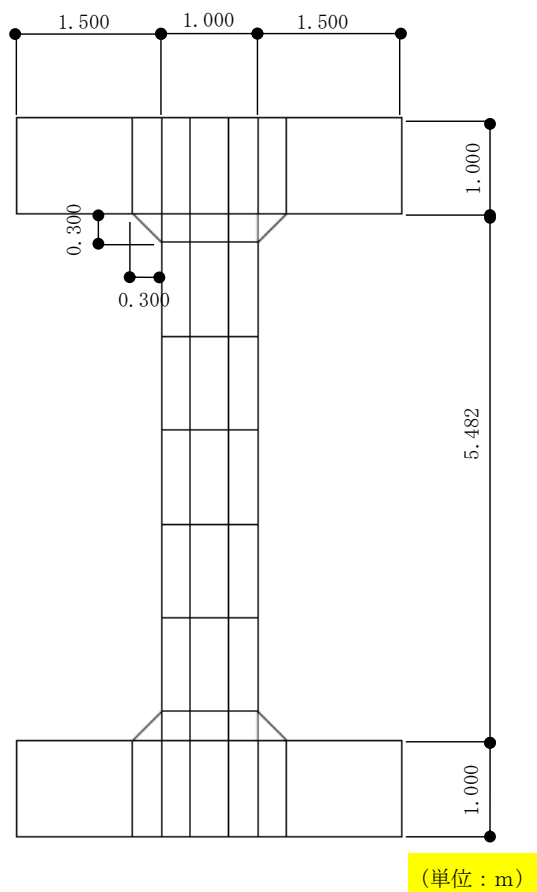


图 3-88 解析要素分割图 (A-A断面: 隔壁)

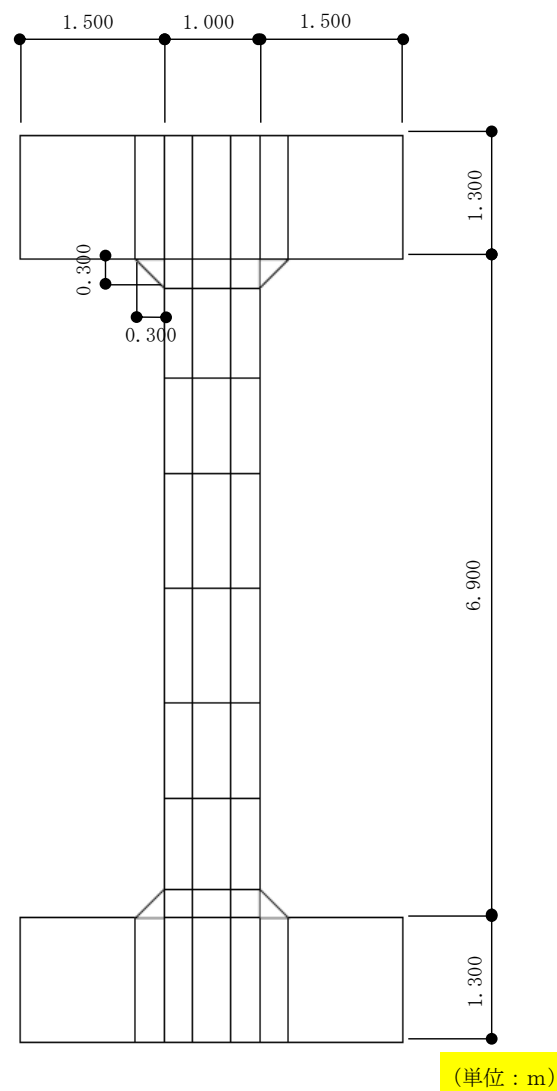
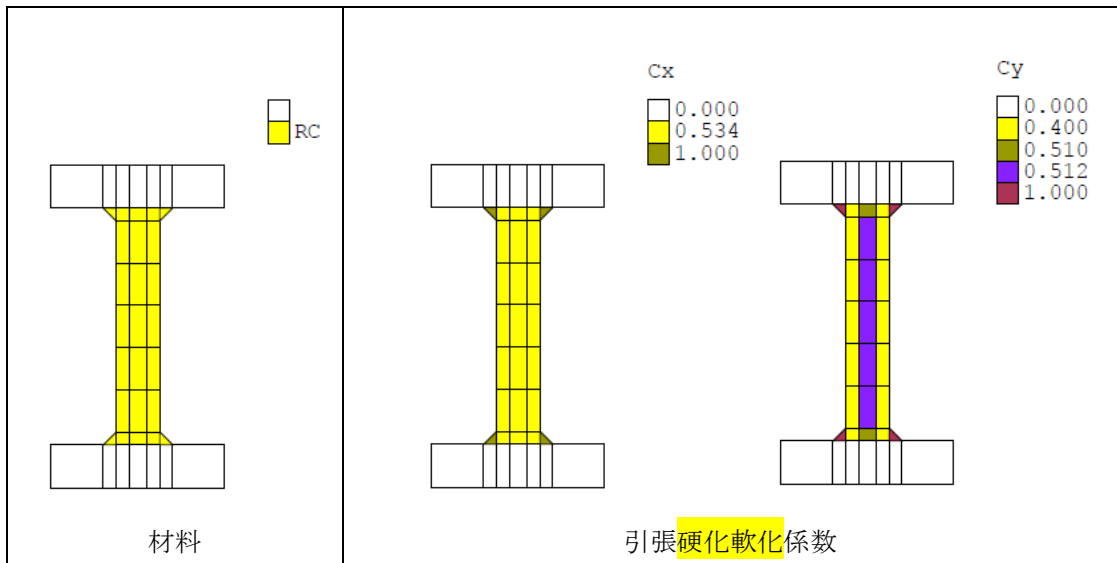
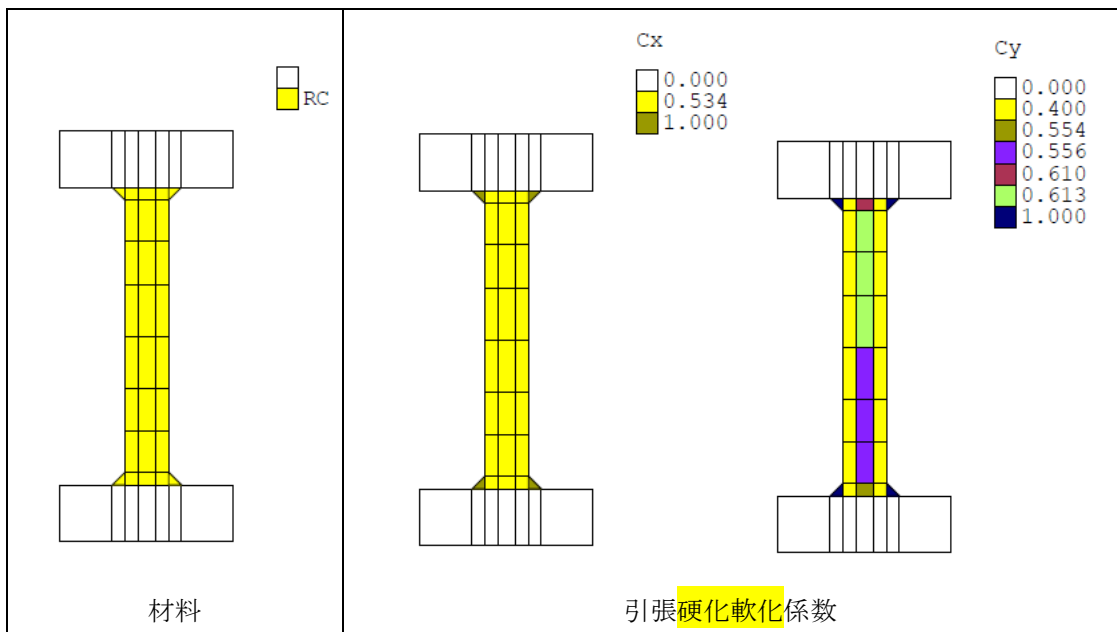


图 3-89 解析要素分割图 (C-C断面: 隔壁)



(a) A-A断面



(b) C-C断面

注： Cx は水平方向，Cy は鉛直方向の引張硬化軟化係数を示す。

図 3-90 評価対象部材の要素プロパティ条件

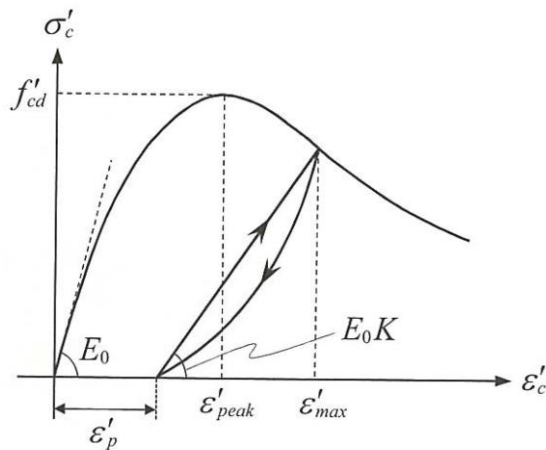
(2) コンクリートの非線形特性

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 3-91 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 3-92 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0K(\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck}/\gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 3-91 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

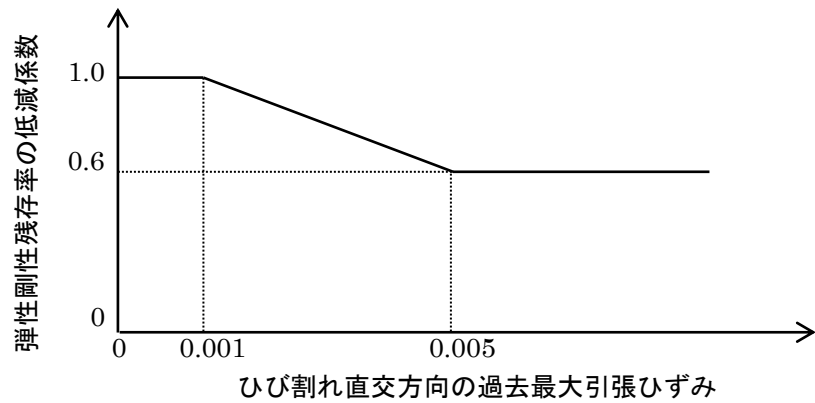


図 3-92 弾性剛性残存率の低減係数

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 3-93 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 3-94 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/L 。(要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。

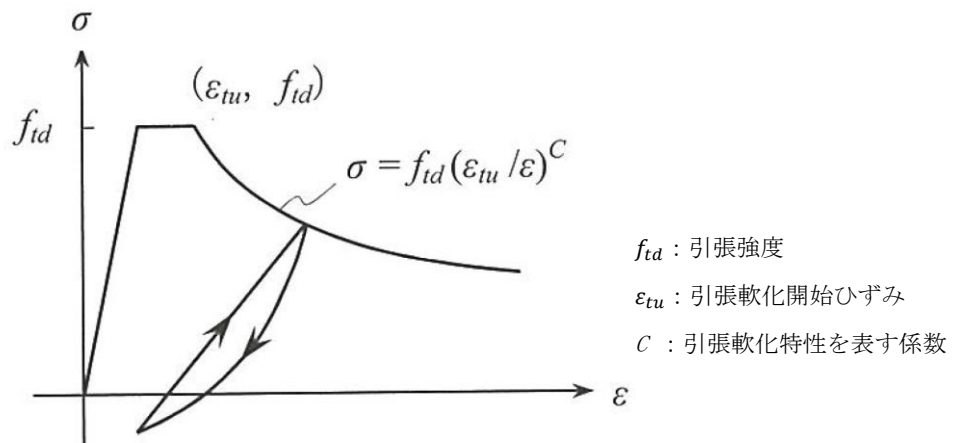


図 3-93 引張応力下における応力-ひずみ関係

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

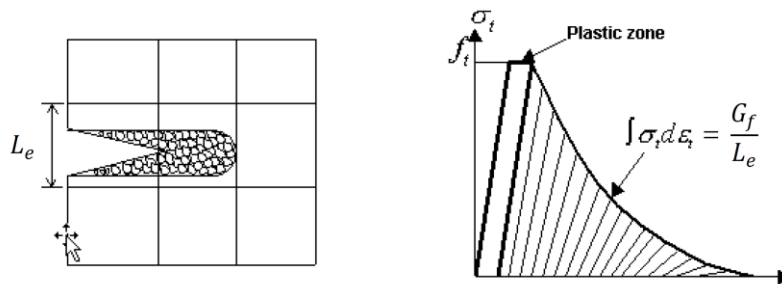
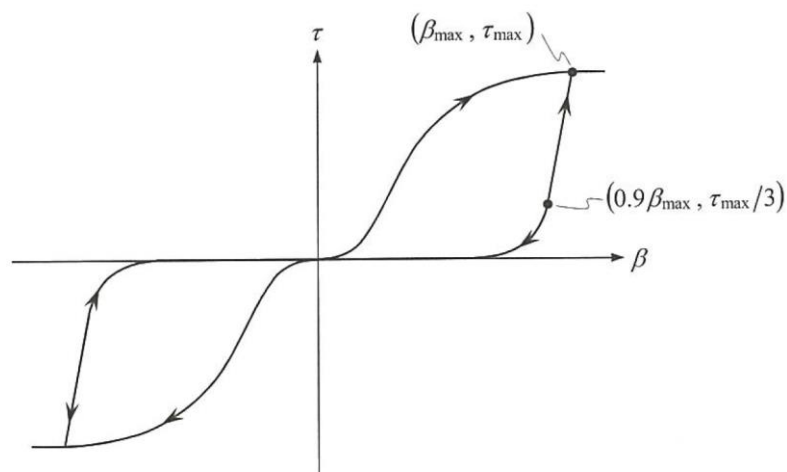


図 3-94 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 3-95 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 3-95 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

(3) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 3-96 に示すひずみ硬化特性を考慮する。

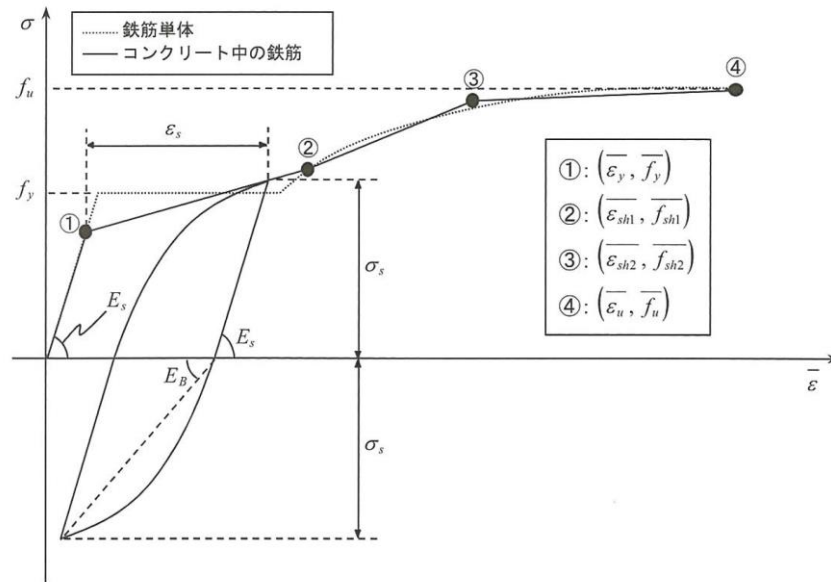


図 3-96 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

(コンクリート標準示方書 設計編より引用)

(4) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、 $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

(5) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

3.6 評価内容（材料非線形解析）

3.6.1 耐震評価フロー

図 3-97 に取水路の材料非線形解析の耐震評価フローを示す。

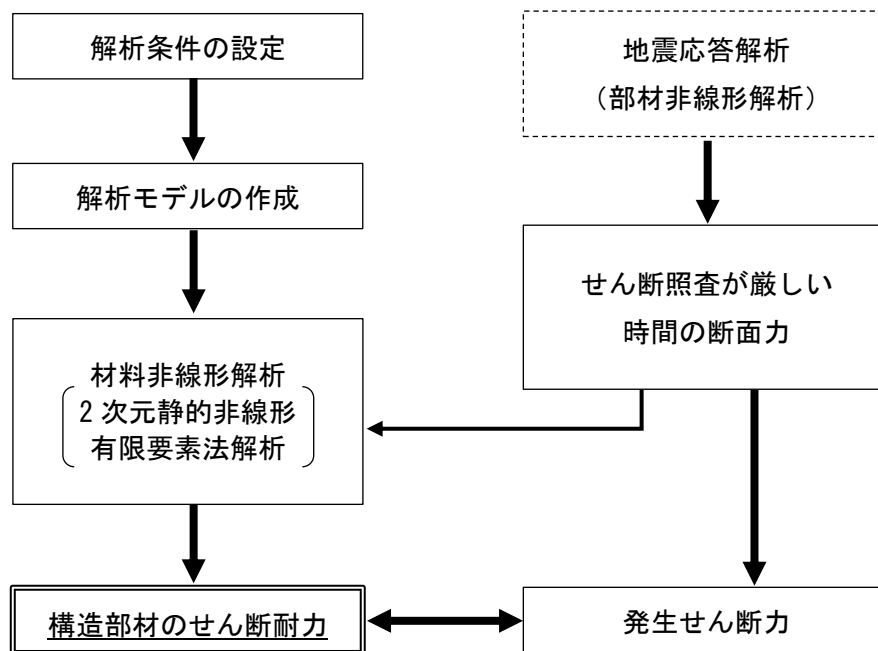


図 3-97 材料非線形解析の耐震評価フロー

3.6.2 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 3-98 に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では、部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 1/50 したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、作用荷重は、常時荷重（ ΔM_s 、 ΔQ_s 、 ΔN_s ）及び地震時荷重（ ΔM_d 、 ΔQ_d 、 ΔN_d ）に分けて、図 3-99 に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。

表 3-57 に、代表例として、部材非線形解析で最も照査値が厳しい解析ケースにおける各断面の ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を示す。

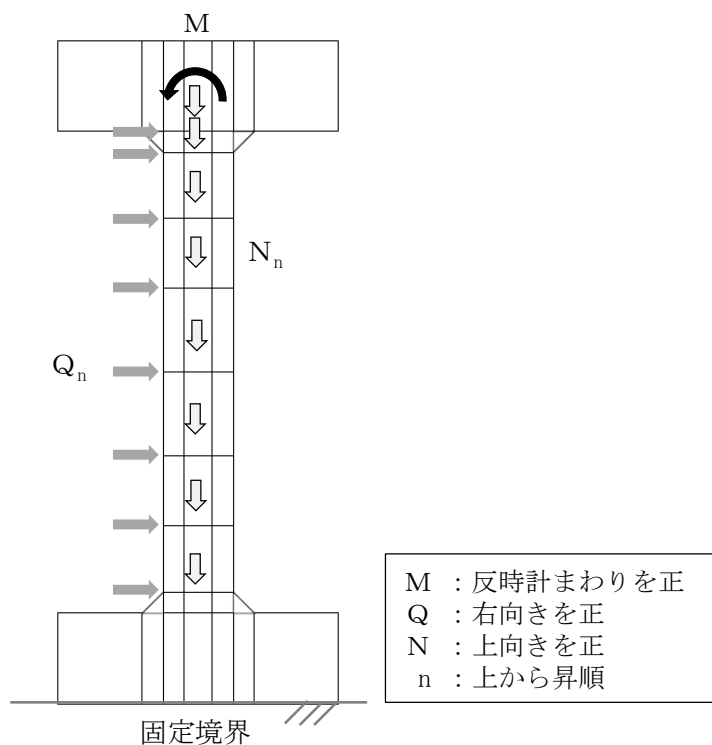


図 3-98 材料非線形解析における载荷状況

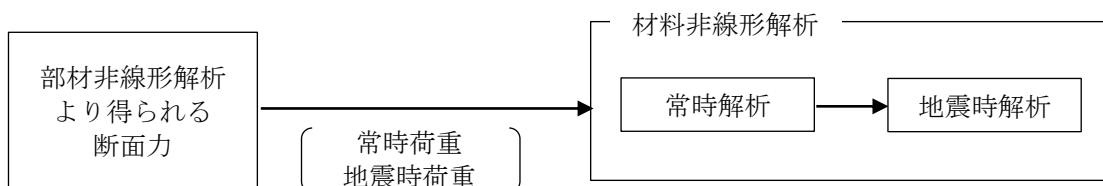


図 3-99 荷重の作用手順

表 3-57 作用荷重

断面		A-A断面	C-C断面	
地震動		Ss-3+-	Ss-1-+	
解析ケース		解析ケース③	解析ケース⑤	
常時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM_s	8.38×10^1	-7.99×10^0
	せん断力 (kN)	ΔQ_{s1}	26	-6
		ΔQ_{s2}	0	0
		ΔQ_{s3}	0	0
		ΔQ_{s4}	0	0
		ΔQ_{s5}	0	0
		ΔQ_{s6}	0	0
		ΔQ_{s7}	0	0
		ΔQ_{s8}		0
	軸力 (kN)	ΔN_{s1}	-668	-1500
		ΔN_{s2}	-15	-15
		ΔN_{s3}	-23	-23
		ΔN_{s4}	-23	-26
		ΔN_{s5}	-23	-28
		ΔN_{s6}	-23	-26
		ΔN_{s7}	-15	-23
ΔN_{s8}			-15	
地震時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM_d	2.12×10^3	3.01×10^3
	せん断力 (kN)	ΔQ_{d1}	697	888
		ΔQ_{d2}	29	19
		ΔQ_{d3}	46	32
		ΔQ_{d4}	46	33
		ΔQ_{d5}	45	30
		ΔQ_{d6}	44	22
		ΔQ_{d7}	28	15
		ΔQ_{d8}		8
	軸力 (kN)	ΔN_{d1}	97	351
		ΔN_{d2}	1	1
		ΔN_{d3}	1	1
		ΔN_{d4}	1	1
		ΔN_{d5}	1	1
		ΔN_{d6}	1	1
		ΔN_{d7}	1	1
ΔN_{d8}			1	

3.6.3 せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析におけるせん断力-相対変位関係若しくは要素ひずみの応答から設定する。具体的には、図 3-100 に示す例のとおり、荷重-変位曲線においてせん断力の増分に対して変位が急増する点、せん断力が最大となる点、若しくはひび割れの状態等から、せん断破壊の進展が示唆される点を部材のせん断耐力と判断する。

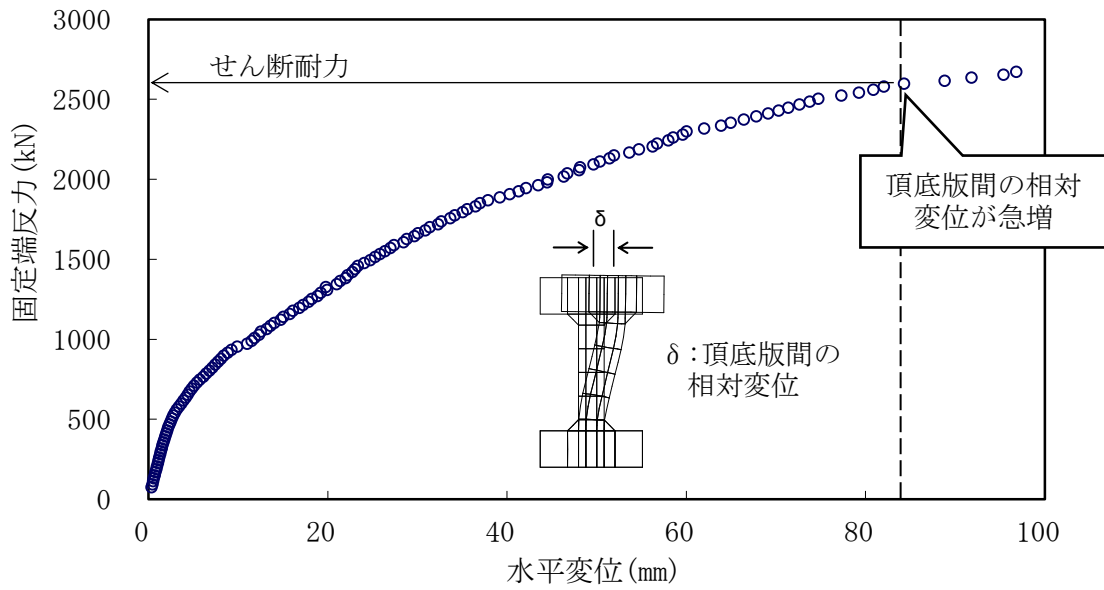


図 3-100 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

3.6.4 安全係数の設定

耐震評価では、材料非線形解析で作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に、下記のとおり部材係数 γ_{b1} 、 γ_{b2} 、構造解析係数 γ_a 、構造物係数 γ_i を考慮し、照査用せん断力 V_d 、設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮した安全係数を表 3-58 に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、表 3-59 に示すとおり、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No. 12 の部材係数 1.24 を設定する。材料非線形解析に用いる部材係数算定の詳細については、(参考資料 4) に示す。

表 3-58 考慮した安全係数

安全係数	値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.24 別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.00 地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.00 構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05 各種文献より保守的に設定

表 3-59 部材係数 γ_{b1} の設定

Case No.	実験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果)
	せん断耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)	
1	475	438	0.93
2	1187	1247	1.06
3	324	342	1.06
4	294	305	1.04
5	581	530	0.92
6	329	360	1.10
7	1587	1910	1.21
8	350	400	1.15
9	855	858	1.01
10	165	173	1.05
11	333	403	1.22
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	157	0.97
15	273	177	0.65
16	356	240	0.68
17	432	330	0.77
平均	—	—	1.00
標準偏差	—	—	0.18

3.7 評価結果（材料非線形解析）

3.7.1 A-A断面（隔壁）の評価結果

図 3-101 に、A-A断面の評価対象部材（隔壁）における荷重—変位曲線を示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース③，地震動 Ss-3+-）の結果を示している。なお、荷重—変位曲線は、隔壁下端の固定端部の反力と隔壁上下端部の相対変位との関係を示したものである。

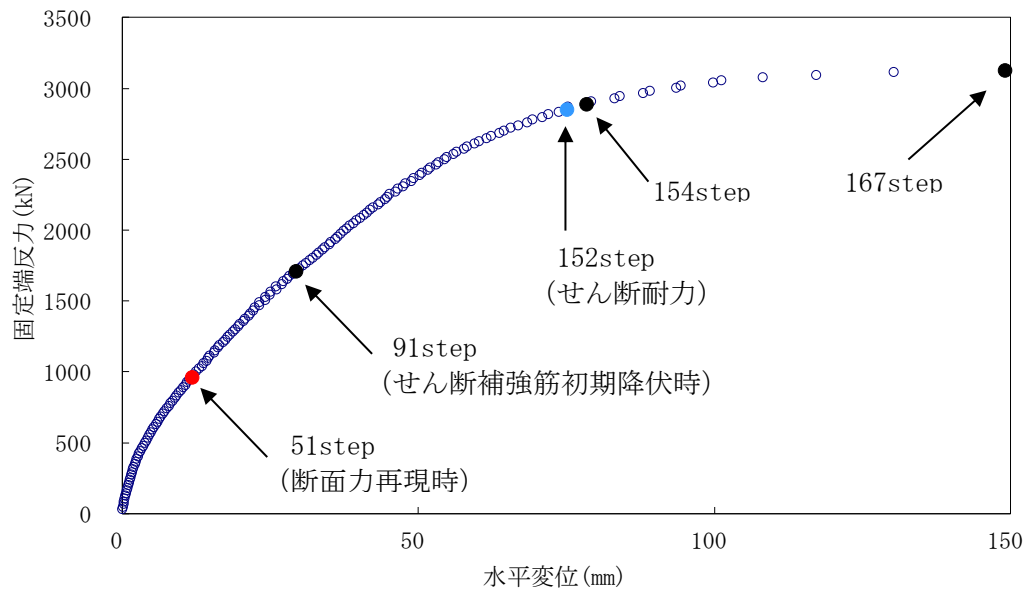
図中の赤丸で示した 51 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。152 ステップ以降、水平変位の急増が認められる。なお、91 ステップにおいて、隔壁下部においてせん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の降伏箇所を図 3-102 に示す。

図 3-103 に、各ステップにおける隔壁のひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、152 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、154 ステップ以降は、斜めひび割れが急激に進展する様相を示している。したがって、154 ステップ以降の水平変位の発生は、隔壁下部の斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、A-A断面の評価対象部材（隔壁）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、152 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。せん断耐力の算定結果を以下に示す。

また、各ステップにおける隔壁の変形図を図 3-104 に示す。



*注：図中の数字は地震時解析におけるステップ数を示す。

図 3-101 隔壁部の荷重変位図

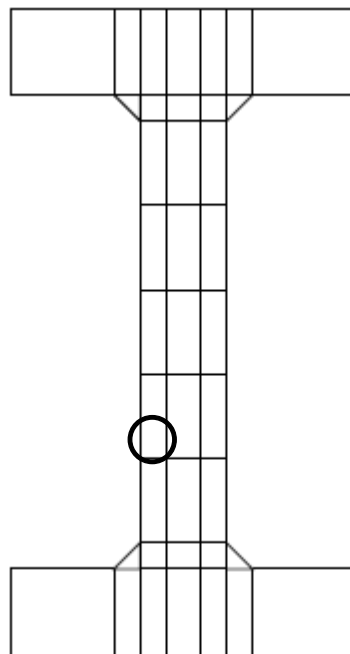
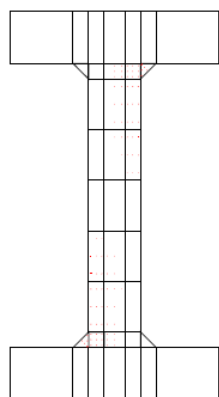
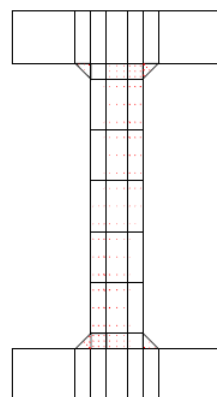


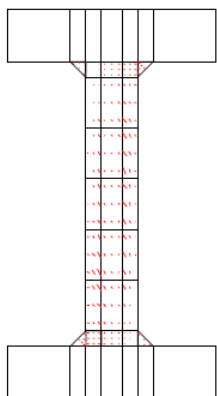
図 3-102 せん断補強筋の初期降伏箇所 (91 ステップ)



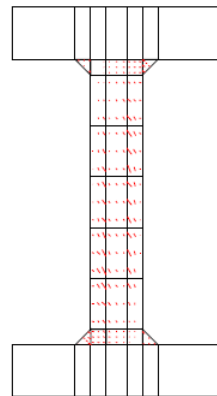
(51 ステップ)



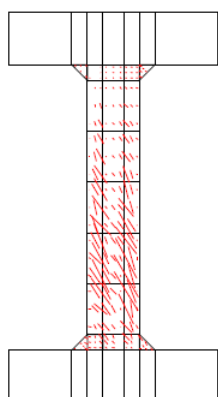
(91 ステップ)



(152 ステップ)

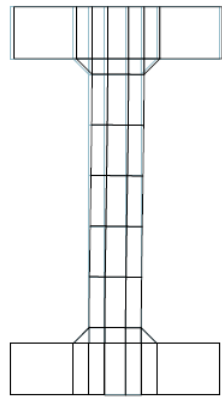


(154 ステップ)

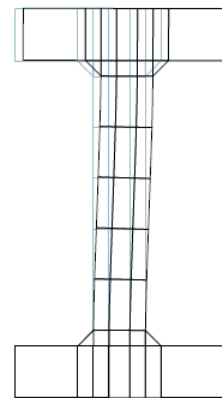


(167 ステップ)

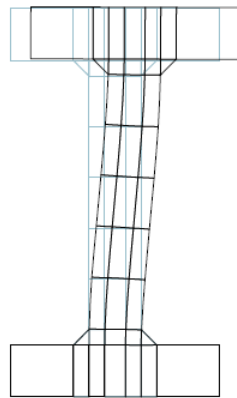
図 3-103 各ステップにおけるひび割れ図



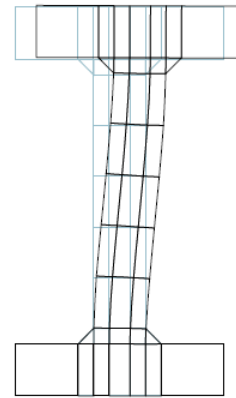
(51 ステップ)



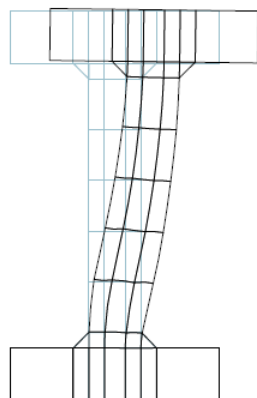
(91 ステップ)



(152 ステップ)



(154 ステップ)



(167 ステップ)

図 3-104 各ステップにおける変形図 (変形倍率 100 倍)

3.7.2 C-C断面（隔壁）の評価結果

図 3-105 に、C-C断面の評価対象部材（隔壁）における荷重—変位曲線を示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース⑤，地震動 Ss-1-+）の結果を示している。なお、荷重—変位曲線は、隔壁下端の固定端部の反力と隔壁上下端部の相対変位との関係を示したものである。

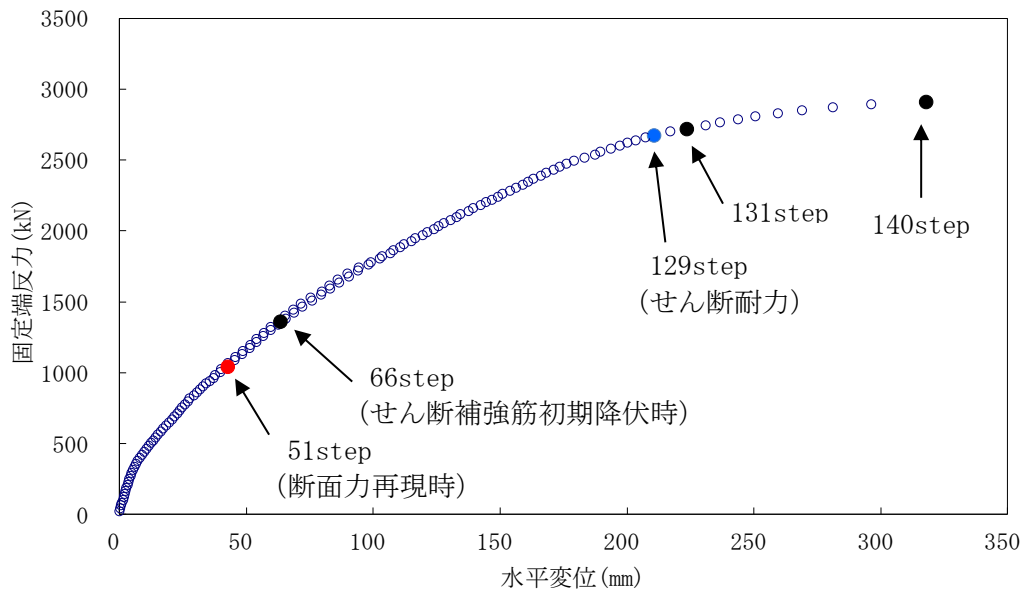
図中の赤丸で示した 51 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。129 ステップ以降、水平変位の急増が認められる。なお、66 ステップにおいて、隔壁下部においてせん断補強筋の降伏が発生している。

図 3-107 に、各ステップにおける隔壁のひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、129 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、131 ステップ以降は、斜めひび割れが急激に進展する様相を示している。したがって、129 ステップ以降の水平変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、C-C断面の評価対象部材（隔壁）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、129 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。せん断耐力の算定結果を以下に示す。

また、各ステップにおける隔壁の変形図を図 3-108 に示す。



注：図中の数字は地震時解析におけるステップ数を示す。

図 3-105 隔壁部の荷重変位図

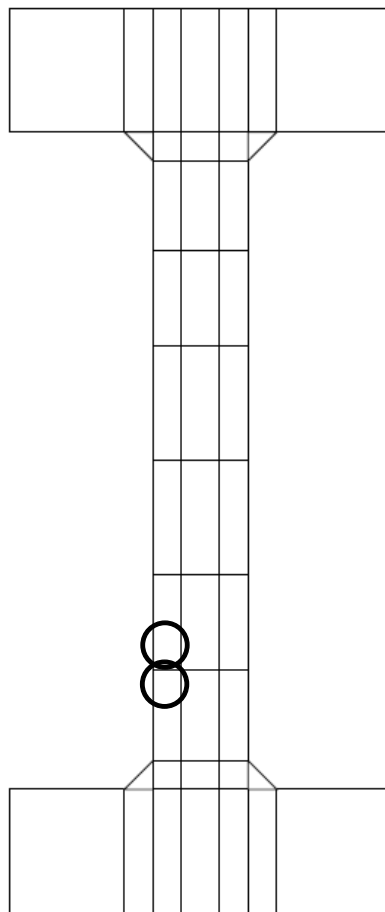
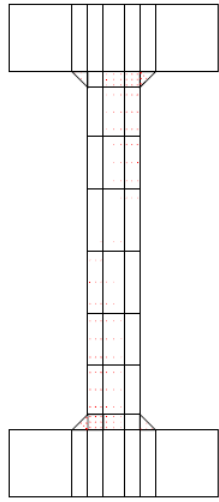
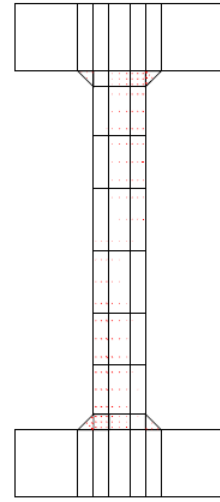


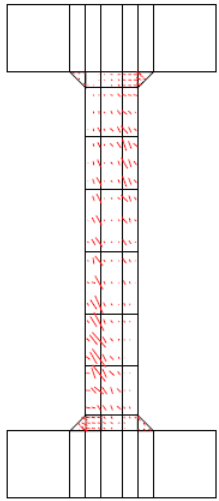
図 3-106 せん断補強筋の初期降伏箇所 (66 ステップ)



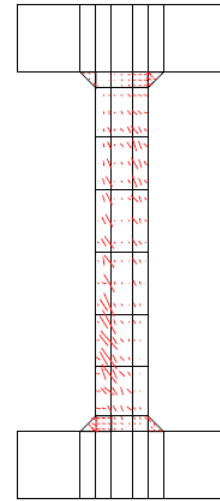
(51 ステップ)



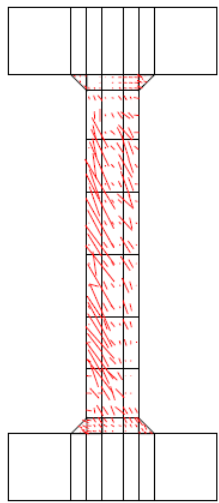
(66 ステップ)



(129 ステップ)

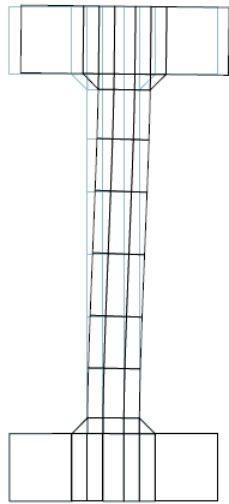


(131 ステップ)

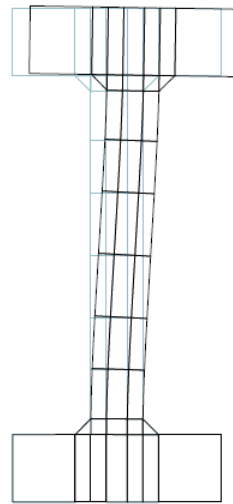


(140 ステップ)

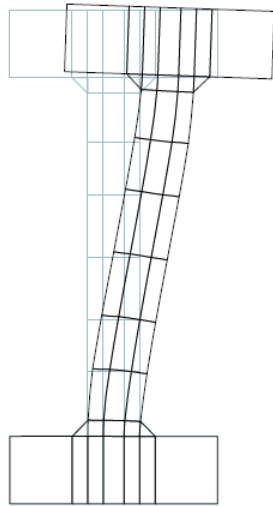
図 3-107 各ステップにおけるひび割れ図



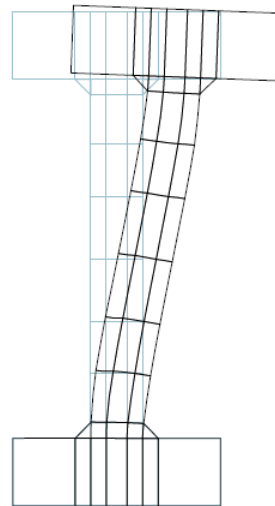
(51 ステップ)



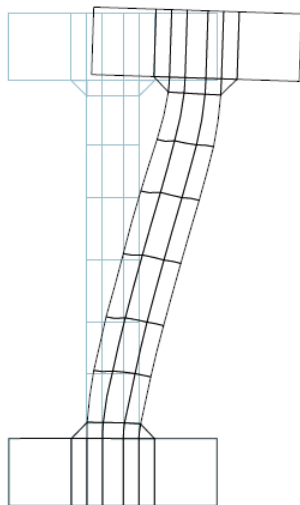
(66 ステップ)



(129 ステップ)



(131 ステップ)



(140 ステップ)

図 3-108 各ステップにおける変形図 (変形倍率 100 倍)

3.7.3 せん断力に対する評価結果

部材非線形解析及び材料非線形解析による取水路のせん断照査結果を、表 3-60～表 3-62 に示す。各断面の評価位置を図 3-109～図 3-111 に示す。同表より、取水路の各部材に発生するせん断力は、せん断耐力を超えないことを確認した。

表 3-60 せん断に対する照査結果（A-A断面）（1/2）

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*2		
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-1++	頂版	7	651	977	0.67
		側壁	4	761	1095	0.70
		隔壁	2	799	2458	0.33*3
		底版	10	699	1576	0.45
①	Ss-1--	頂版	5	644	984	0.66
		側壁	1	759	1123	0.68
		隔壁	3	816	2401	0.34*3
		底版	8	686	1588	0.44
①	Ss-1+-	頂版	7	665	1003	0.67
		側壁	4	707	1116	0.64
		隔壁	3	793	2423	0.33*3
		底版	9	674	1552	0.44
①	Ss-1--	頂版	6	640	1048	0.62
		側壁	1	688	1082	0.64
		隔壁	3	775	2435	0.32*3
		底版	10	666	1654	0.41
①	Ss-2	頂版	7	520	1052	0.50
		側壁	4	546	1143	0.48
		隔壁	3	564	945	0.60
		底版	9	517	1618	0.32
①	Ss-3++	頂版	5	526	959	0.55
		側壁	1	693	1040	0.67
		隔壁	2	972	2348	0.42*3
		底版	10	588	1519	0.39
①	Ss-3+-	頂版	7	539	938	0.58
		側壁	4	742	2178	0.35*3
		隔壁	3	968	2385	0.41*3
		底版	10	592	1509	0.40
①	Ss-3+-	頂版	7	569	952	0.60
		側壁	1	665	1048	0.64
		隔壁	2	970	2286	0.43*3
		底版	9	589	1496	0.40
①	Ss-3--	頂版	7	545	950	0.58
		側壁	4	685	1034	0.67
		隔壁	3	968	2455	0.40*3
		底版	9	564	1471	0.39

注記*1：本表は、部材非線形解析において、照査値が0.7を超える部材に対し、材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

*2：照査用断面力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

*3：材料非線形解析を用いた方法による照査値

表 3-60 せん断に対する照査結果 (A-A断面) (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*2		
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-4	頂版	5	408	1020	0.40
		側壁	1	455	1094	0.42
		隔壁	2	543	929	0.59
		底版	8	443	1609	0.28
①	Ss-5	頂版	5	456	1049	0.44
		側壁	4	450	1131	0.40
		隔壁	2	476	934	0.51
		底版	10	474	1662	0.29
①	Ss-6	頂版	7	463	1044	0.45
		側壁	2	484	931	0.52
		隔壁	3	546	927	0.59
		底版	9	470	1650	0.29
①	Ss-7	頂版	7	456	1052	0.44
		側壁	1	521	1145	0.46
		隔壁	2	516	960	0.54
		底版	8	485	1633	0.30
①	Ss-8++	頂版	5	483	961	0.51
		側壁	1	651	1056	0.62
		隔壁	2	827	2471	0.34*3
		底版	8	547	1528	0.36
①	Ss-8+-	頂版	7	488	945	0.52
		側壁	4	673	1071	0.63
		隔壁	3	839	2406	0.35*3
		底版	10	566	1531	0.37
②	Ss-3+-	頂版	7	565	952	0.60
		側壁	1	658	1050	0.63
		隔壁	2	918	2357	0.39*3
		底版	9	546	1475	0.38
③	Ss-3+-	頂版	6	552	918	0.61
		側壁	4	706	1094	0.65
		隔壁	2	1008	2295	0.44*3
		底版	10	638	1517	0.43
④	Ss-3+-	頂版	7	534	975	0.55
		側壁	4	605	1046	0.58
		隔壁	2	749	2489	0.31*3
		底版	10	584	1609	0.37
⑤	Ss-3+-	頂版	7	538	966	0.56
		側壁	4	628	1083	0.58
		隔壁	2	721	2413	0.30*3
		底版	10	562	1563	0.36

注記*1 : 本表は、部材非線形解析において、照査値が0.7を超える部材に対し、材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

*2 : 照査用断面力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

*3 : 材料非線形解析を用いた方法による照査値

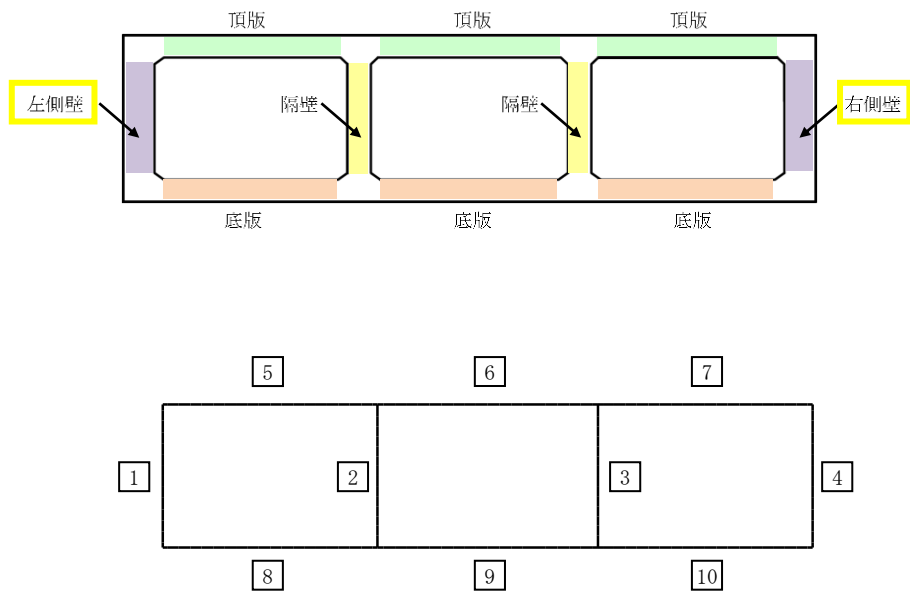


図 3-109 A-A断面の評価位置

表 3-61 せん断に対する照査結果 (B-B断面) (1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*2	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
				V_d (kN)		
①	Ss-1++	頂版	6	1153	2693	0.43
		側壁	4	1345	3040	0.45*3
		隔壁	3	848	2270	0.38*3
		底版	8	1264	2901	0.44
①	Ss-1-+	頂版	6	1107	2721	0.41
		側壁	1	1462	3085	0.48*3
		隔壁	2	857	2401	0.36*3
		底版	10	1169	2902	0.41
①	Ss-1+-	頂版	6	1098	2812	0.40
		側壁	4	1560	3402	0.46*3
		隔壁	2	810	2155	0.38*3
		底版	8	1156	3038	0.39
①	Ss-1--	頂版	6	1116	2791	0.40
		側壁	1	1509	3191	0.48*3
		隔壁	2	824	2183	0.38*3
		底版	10	1183	2908	0.41
①	Ss-2	頂版	6	882	2878	0.31
		側壁	1	884	1807	0.49
		隔壁	2	486	930	0.53
		底版	9	894	2969	0.31
①	Ss-3++	頂版	6	886	2642	0.34
		側壁	4	1059	1657	0.64
		隔壁	3	823	2215	0.38*3
		底版	10	924	2701	0.35
①	Ss-3-+	頂版	6	876	2619	0.34
		側壁	1	968	1527	0.64
		隔壁	2	801	2073	0.39*3
		底版	8	1003	2852	0.36
①	Ss-3+-	頂版	6	971	2663	0.37
		側壁	4	1138	1708	0.67
		隔壁	3	827	2239	0.37*3
		底版	8	1085	2923	0.38
①	Ss-3--	頂版	6	1002	2669	0.38
		側壁	1	1069	1562	0.69
		隔壁	2	796	2297	0.35*3
		底版	10	1078	2825	0.39

注記*1 : 本表は、部材非線形解析において、照査値が0.7を超える部材に対し、材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

*2 : 照査用断面力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

*3 : 材料非線形解析を用いた方法による照査値

表 3-61 せん断に対する照査結果 (B-B断面) (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*2		
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-4	頂版	6	761	2766	0.28
		側壁	4	753	1716	0.44
		隔壁	3	478	951	0.51
		底版	8	832	3024	0.28
①	Ss-5	頂版	6	841	2763	0.31
		側壁	4	863	1761	0.50
		隔壁	2	562	908	0.62
		底版	8	906	2965	0.31
①	Ss-6	頂版	6	923	2778	0.34
		側壁	1	1070	1855	0.58
		隔壁	2	595	924	0.65
		底版	10	983	3021	0.33
①	Ss-7	頂版	6	916	2722	0.34
		側壁	1	1048	1787	0.59
		隔壁	2	668	2177	0.31*3
		底版	10	989	2942	0.34
①	Ss-8++	頂版	6	865	2661	0.33
		側壁	1	904	1481	0.62
		隔壁	2	787	2212	0.36*3
		底版	10	952	2815	0.34
①	Ss-8--	頂版	6	887	2643	0.34
		側壁	4	821	1457	0.57
		隔壁	3	765	2204	0.35*3
		底版	8	1003	2837	0.36
②	Ss-1--	頂版	6	1152	2744	0.42
		側壁	1	1516	3090	0.50*3
		隔壁	2	868	2125	0.41*3
		底版	10	1220	2855	0.43
③	Ss-1--	頂版	6	1072	2863	0.38
		側壁	1	1250	1809	0.70
		隔壁	2	772	2131	0.37*3
		底版	10	1125	3005	0.38
④	Ss-1--	頂版	6	1158	2696	0.43
		側壁	1	1432	2959	0.49*3
		隔壁	2	877	2223	0.40*3
		底版	10	1248	2793	0.45
⑤	Ss-1--	頂版	6	1132	2686	0.43
		側壁	1	1369	3026	0.46*3
		隔壁	3	850	2352	0.37*3
		底版	10	1230	2774	0.45

注記*1 : 本表は、部材非線形解析において、照査値が0.7を超える部材に対し、材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

*2 : 照査用断面力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

*3 : 材料非線形解析を用いた方法による照査値

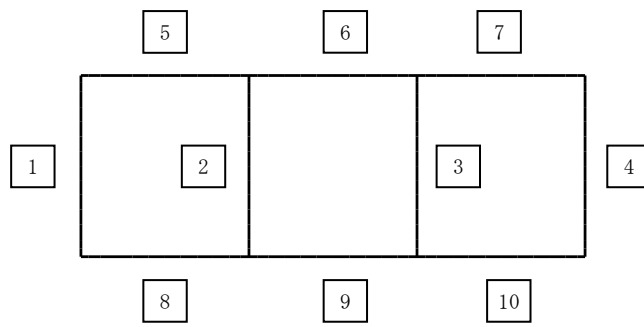
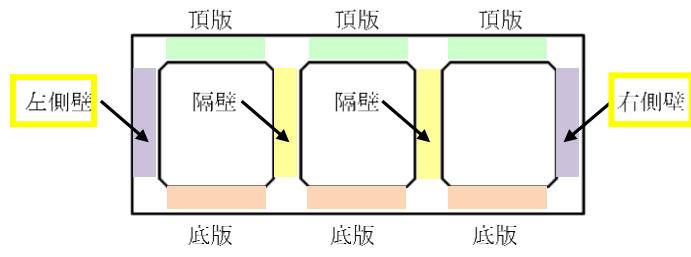


図 3-110 B-B断面の評価位置

表 3-62 せん断に対する照査結果 (C-C断面) (1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*2		
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-1++	頂版	8	1265	2108	0.61
		側壁	7	1898	2936	0.65
		隔壁	2	996	2201	0.46*3
		底版	19	1411	3462	0.41
①	Ss-1-+	頂版	13	1308	2103	0.63
		側壁	1	1934	2956	0.66
		隔壁	6	1010	2146	0.48*3
		底版	14	1376	3414	0.41
①	Ss-1+-	頂版	8	1294	2226	0.59
		側壁	7	2019	2887	0.70
		隔壁	2	1006	2193	0.46*3
		底版	19	1595	3492	0.46
①	Ss-1--	頂版	13	1239	2064	0.61
		側壁	1	2624	3974	0.67*3
		隔壁	6	1013	2295	0.45*3
		底版	14	1646	3493	0.48
①	Ss-2	頂版	13	923	2167	0.43
		側壁	1	1507	3028	0.50
		隔壁	6	555	933	0.60
		底版	14	1106	3580	0.31
①	Ss-3++	頂版	13	1207	2098	0.58
		側壁	7	1753	2819	0.63
		隔壁	2	964	2103	0.46*3
		底版	19	1369	3421	0.41
①	Ss-3-+	頂版	13	1161	2035	0.58
		側壁	1	1831	2827	0.65
		隔壁	6	987	2265	0.44*3
		底版	14	1420	3425	0.42
①	Ss-3+-	頂版	8	1135	2082	0.55
		側壁	7	1714	2843	0.61
		隔壁	2	970	2174	0.45*3
		底版	19	1318	3411	0.39
①	Ss-3--	頂版	13	1175	2087	0.57
		側壁	1	1769	2855	0.62
		隔壁	6	981	2205	0.45*3
		底版	14	1344	3413	0.40

注記*1 : 本表は、部材非線形解析において、照査値が0.7を超える部材に対し、材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

*2 : 照査用断面力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

*3 : 材料非線形解析を用いた方法による照査値

表 3-62 せん断に対する照査結果 (C-C断面) (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*2		
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-4	頂版	8	799	2185	0.37
		側壁	7	1189	3005	0.40
		隔壁	5	417	953	0.44
		底版	19	883	3551	0.25
①	Ss-5	頂版	8	911	2185	0.42
		側壁	7	1371	2993	0.46
		隔壁	6	515	926	0.56
		底版	19	992	3515	0.29
①	Ss-6	頂版	13	924	2207	0.42
		側壁	1	1444	3064	0.48
		隔壁	6	471	945	0.50
		底版	14	992	3591	0.28
①	Ss-7	頂版	13	965	2140	0.46
		側壁	1	1473	2978	0.50
		隔壁	6	576	937	0.62
		底版	14	1023	3496	0.30
①	Ss-8++	頂版	13	1133	2043	0.56
		側壁	1	1549	2793	0.56
		隔壁	6	888	2190	0.41*3
		底版	14	1310	3419	0.39
①	Ss-8--	頂版	8	1106	2045	0.55
		側壁	7	1476	2774	0.54
		隔壁	2	885	2193	0.41*3
		底版	19	1278	3405	0.38
②	Ss-1--	頂版	13	1392	2095	0.67
		側壁	1	1973	2922	0.68
		隔壁	6	1048	2065	0.51*3
		底版	14	1417	3436	0.42
③	Ss-1--	頂版	13	1212	2113	0.58
		側壁	1	1890	2987	0.64
		隔壁	6	971	2198	0.45*3
		底版	14	1358	3407	0.40
④	Ss-1--	頂版	13	1369	2074	0.67
		側壁	1	1816	2836	0.65
		隔壁	2	1004	2143	0.47*3
		底版	14	1574	3495	0.46
⑤	Ss-1--	頂版	13	1438	2059	0.70
		側壁	1	1790	2746	0.66
		隔壁	6	1095	2159	0.51*3
		底版	14	1658	3413	0.49

注記*1 : 本表は、部材非線形解析において、照査値が0.7を超える部材に対し、材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

*2 : 照査用断面力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

*3 : 材料非線形解析を用いた方法による照査値

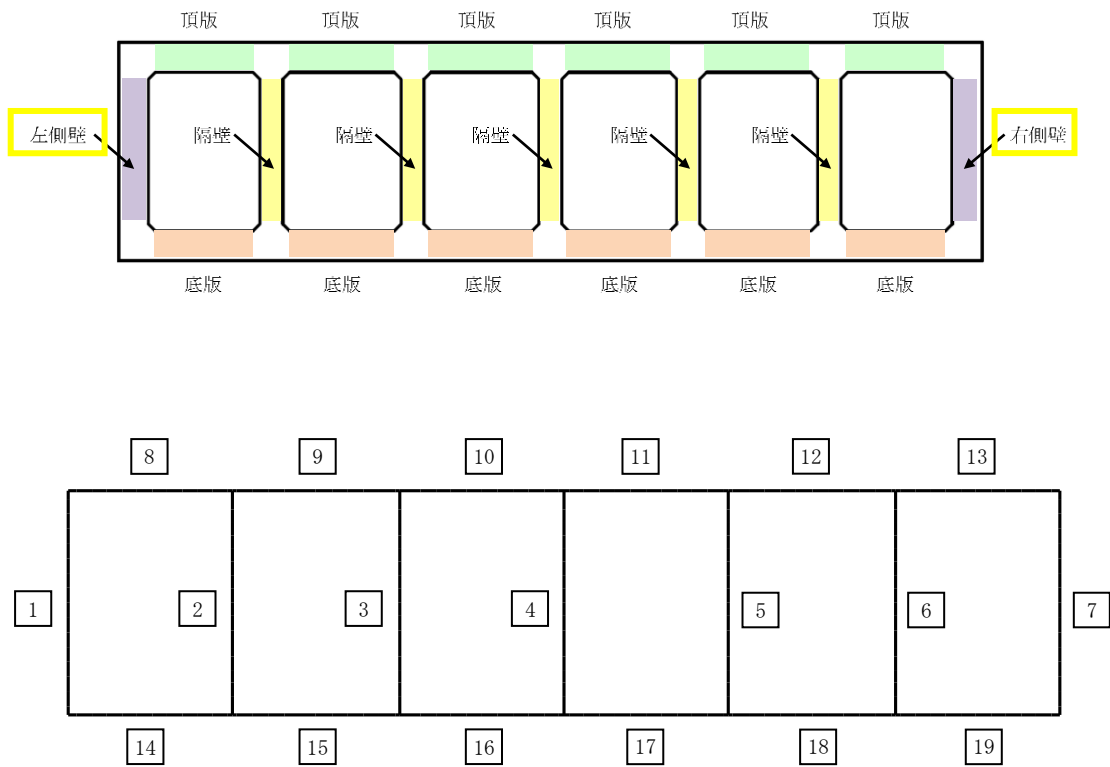


図 3-111 C-C断面の評価位置

3.8 まとめ

取水路は、基準地震動 S_s に対して、構造物の地震応答解析に基づく曲げ軸力に伴う層間変形角及びせん断力が各部材の要求性能に応じた許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

以上のことから、取水路は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造安定性、通水機能、貯水機能を維持できる。

スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価
に関する参考資料

目 次

(参考資料 1) 浮上り評価について	参考 1-1
(参考資料 2) 耐震ジョイントの健全性評価について	追而
(参考資料 3) 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について	追而
(参考資料 4) 材料非線形解析の部材係数について	参考 4-1
(参考資料 5) 過剰間隙水圧の発生による支持機能への影響について	追而
(参考資料 6) 静的地震力に対する耐震評価	参考 6-1

(参考資料 1) 浮上りの評価について

1. 概要

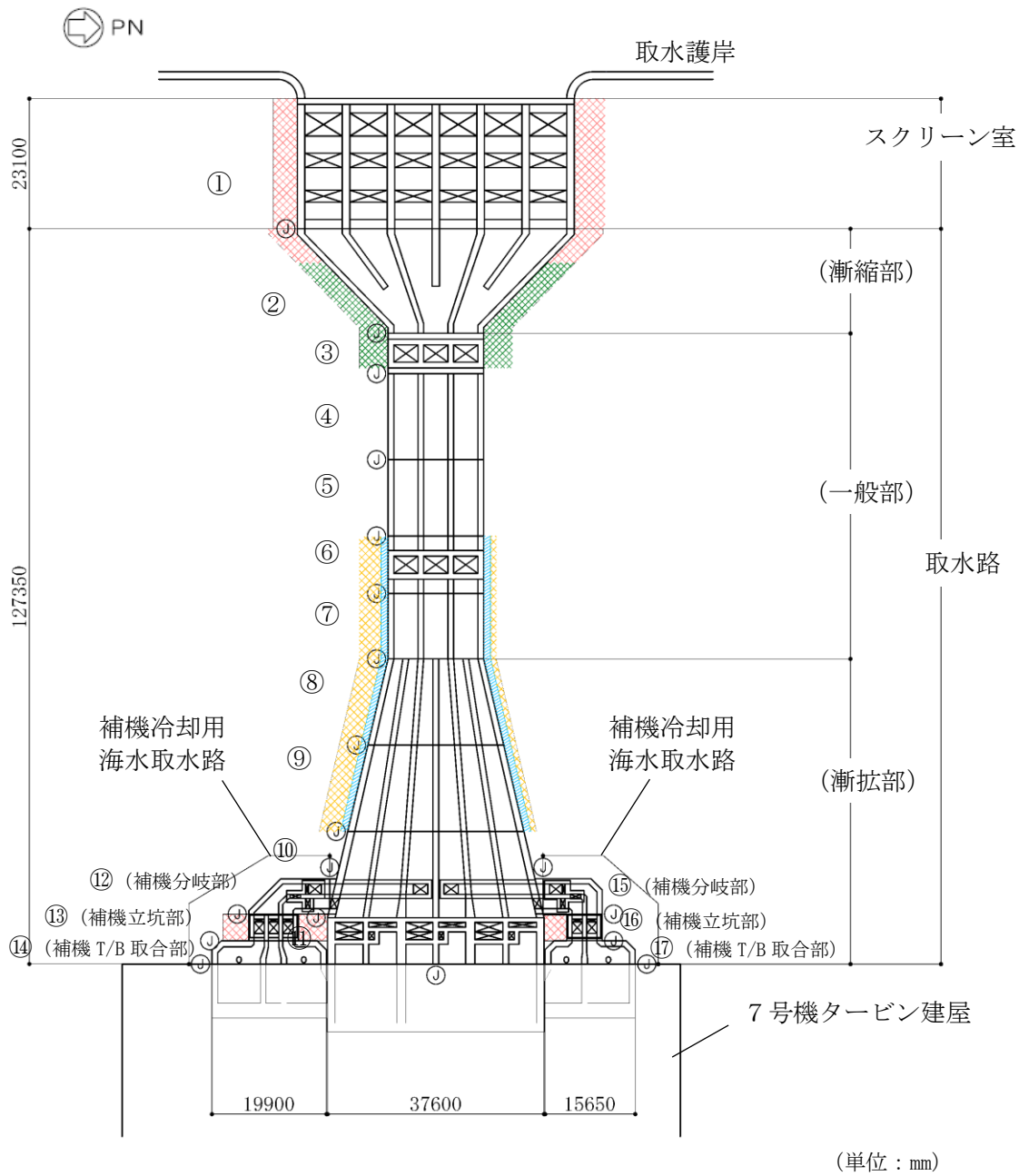
柏崎刈羽原子力発電所 7 号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路は，液状化による構造物の浮上り対策として，構造物側方地盤の地盤改良を実施している。

本資料では，中空断面を有する構造物であるスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路について，浮上り対策後の構造物の浮上り評価について示す。

2. 浮上り対策

柏崎刈羽原子力発電所 7 号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の浮上り対策の範囲を図 2-1 に示す。

浮上り対策を目的とした地盤改良工法は，地盤に固化材を高圧で噴射・攪拌する「高圧噴射攪拌工法」，攪拌翼で固化材と地盤を攪拌混合する「機械攪拌工法」，地盤を開削し無筋コンクリートを投入し置換する工法「無筋コンクリート」，地盤を水平多軸掘削機で開削し流動化処理土を投入する「置換工法（地中連続壁工法）」の 4 種類が採用されている。表 2-1 にそれぞれの地盤改良工法の概念図を示す。



既設/新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注：置換工法（地中連続壁），機械攪拌工法の施工範囲の内，地上構造物及び埋設構造物がある箇所では，高圧噴射を適用

図 2-1 取水路浮上り対策範囲

表 2-1 地盤改良工法の概念図(1/2)

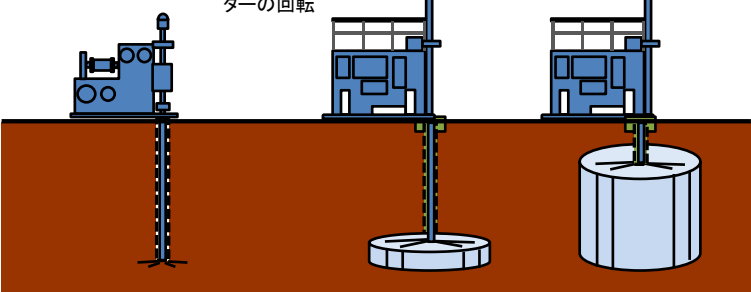
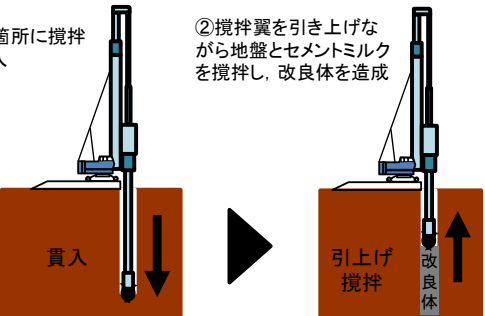
工 法	概 要
<p>高圧噴射攪拌 工法</p>	<p>高圧でセメントミルクを吐出し，原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がある，開削が困難な箇所にて採用。</p> <p>①ガイドホール設置 所定深度まで削孔</p> <p>②機器設置 ロッド建込み，超高圧 ジェットの噴射・モニ ターの回転</p> <p>③②の状態を保ちつつ モニターの引き上げ， スライムの排出</p>  <p>高圧噴射攪拌工法の概要</p>
<p>機械攪拌工法</p>	<p>原地盤に攪拌翼を貫入した後，地盤とセメントミルクを攪拌混合することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，貫入が可能な箇所にて採用。</p> <p>①改良箇所に攪拌 翼を貫入</p> <p>②攪拌翼を引き上げな がら地盤とセメントミルク を攪拌し，改良体を造成</p>  <p>機械攪拌工法の概要</p>

表 2-1 地盤改良工法の概念図(2/2)

工 法	概 要
<p>無筋 コンクリート</p>	<p>原地盤を開削し，無筋コンクリートを投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。</p> <div data-bbox="539 566 1281 880" style="text-align: center;"> <p>①置換箇所を掘削</p> <p>②掘削箇所に コンクリートを打設</p> <p>取水路</p> <p>コンクリート</p> <p>無筋 コンクリート</p> </div> <p style="text-align: center;">無筋コンクリートの概要</p>
<p>置換工法 (地中連続壁 工法)</p>	<p>原地盤を水平多軸掘削機で開削し，流動化処理土を投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。</p> <div data-bbox="571 1104 1249 1361" style="text-align: center;"> <p>①安定液による孔壁 保護を行いながら掘 削機で掘削。</p> <p>②安定液を流動化処理土に 置換え，連続壁を構築。</p> <p>安定液</p> <p>掘削</p> <p>流動化処 理土</p> <p>連続壁</p> </div> <p style="text-align: center;">置換工法(地中連続壁工法)の概要</p>

3. 評価内容

3.1 浮上り評価方法の選定

3.1.1 各指針・基準の浮上り評価方法の整理・選定

地盤の液状化に伴う構造物の浮上りに対する主な簡易評価手法としては、浮上り計算法がある。

浮上り計算法は、液状化による過剰間隙水圧の上昇に伴う揚圧力の増加を考慮した、力の釣り合いに基づく方法であり、共同溝設計指針（日本道路協会，1986）（以下、「共同溝設計指針」という。）、トンネル標準示方書（土木学会，2006）（以下、「トンネル標準示方書」という。）、鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所，2012）（以下、「鉄道構造物等設計標準・同解説」という。）及び水道施設耐震工法指針・解説（日本水道協会，1997）（以下、「水道施設耐震工法指針・解説」という。）に示されている。

各指針・基準の概要を表 3-1 に整理する。

浮上りに対する安全率 F_s の算定は、共同溝設計指針、トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説では、いずれも同じ評価方法が採用されている。これは、水道施設耐震工法指針・解説は円形の管路を対象としており、他3者は矩形構造物を対象としているためと考えられる。

表 3-1 各指針・基準の浮上り評価方法の比較

	共同溝設計指針 (日本道路協会, 1986)	トンネル標準示方書 (土木学会, 2006)	鉄道構造物等 設計標準・同解説 (鉄道総合技術研究所, 2012)	水道施設耐震工法 指針・解説 (日本水道協会, 1997)
安全率 F_s の 算定式*	$\frac{W_S + W_B + Q_S + Q_B}{U_S + U_D}$	$\frac{W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B}{\gamma_i (U_S + U_D)}$	$\frac{W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B}{\gamma_i (U_S + U_D)}$	$\frac{W_B + Q_1}{V_0 \cdot \gamma_s}$
力の定義*				
適用構造物	共同溝 (矩形)	開削トンネル (矩形)	開削トンネル (矩形)	管路 (円形)
所要安全率	1.1	1.0	≦ 1.0	1.0

注： γ_i は構造物係数を示す。

注記*：共同溝設計指針とトンネル標準示方書，鉄道構造物等設計標準・同解説の算定式の相違は，力の定義におけるせん断抵抗 Q_s ・摩擦抵抗 Q_B を，片側で「 Q 」とするか「 $Q/2$ 」とするかの表記上の相違であり，算定内容は同一。

3.1.2 浮上り評価に用いる各指針・基準の選定結果

柏崎刈羽原子力発電所7号機における浮上り評価の対象構造物は、矩形のボックスカルバート構造であることから、共同溝設計指針、トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説に示される式(1)を用いて評価を実施する。浮上り評価の概念図を図3-1に示す。

$$F_s = \gamma_i (W_s + W_B + 2Q_s + 2Q_B) / (U_s + U_D) \quad \text{式(1)}$$

ここで、

- γ_i : 構造物係数 (=1.0)
- W_s : 上載土の荷重 (水の重量を含む)
- W_B : 構造物の自重
- Q_s : 上載土のせん断抵抗
- Q_B : 構造物側面の摩擦抵抗
- U_s : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力
- U_D : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力

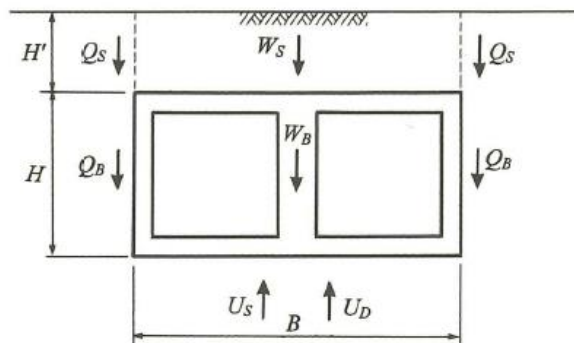


図 3-1 浮上り評価の概念図

非液状化層におけるせん断抵抗 Q_S 及び摩擦抵抗 Q_B の算出は、柏崎刈羽原子力発電所の評価対象地盤は、砂質土に限らず粘性土や地盤改良体が分布しており、せん断抵抗角 ϕ と粘着力 c を用いた回帰式が最も適していること、地盤改良の効果は主に粘着力 c として表現されることから、トンネル標準示方書に示される以下の式(2)及び式(3)を用いて評価を実施する。

$$Q_S = f_{rus} (c_S + K_0 \cdot \sigma'_{vS} \cdot \tan \phi_S) H' \quad \text{式(2)}$$

$$Q_B = f_{ruw} (c_B + K_0 \cdot \sigma'_{vB} \cdot \tan \phi_B) H \quad \text{式(3)}$$

ここで、

c_S : 上載土の粘着力

c_B : 側面の粘着力

ϕ_S : 上載土のせん断抵抗角

ϕ_B : 側面の壁面摩擦角で、 $\phi_B = 2\phi/3$ とする (ϕ : 周辺地盤の内部摩擦角)

K_0 : 静止土圧定数

σ'_{vS} , σ'_{vB} : 上載土と構造物側面の有効上載圧

H' : 上載土の厚さ

H : 構造物の高さ

f_{rus} , f_{ruw} : 液状化時の浮上りに関する安全係数

($f_{rus} = 1.0$, $f_{ruw} = 1.0$ が示されている)

静水圧による揚圧力 U_S の算定は、トンネル標準示方書に基づき式(4)により算定する。

$$U_S = \gamma_w \cdot (Z_B - Z_W) \cdot B \quad \text{式(4)}$$

ここで、

γ_w : 地下水の単位体積重量

Z_B : 地表から構造物底面までの深さ

Z_W : 地表から地下水面までの深さ

B : 構造物の幅

3.1.3 安全率

所要安全率は、表 3-1 に示す各指針・基準の所定安全率のうち、最も保守的な設定としている共同溝設計指針の「1.1」を採用する。

3.2 評価断面

共同溝設計指針では、図 3-2 に示すように構造物が粘性土などの不透水層に 1m 以上根入れされている場合は、当該構造物は浮上り検討の対象外としている。柏崎刈羽発電所 7 号機のスクリーン室、取水路及び補機冷却用海水取水路では、①～③、⑥～⑨、⑪、⑬ブロックは、構造物が透水性の低い地盤改良体に根入れされていることから、同指針では評価の対象外となるが、本評価では、不透水層への根入れの有無に関わらず、①～⑰の全てのブロックに対して浮上り評価を実施する。

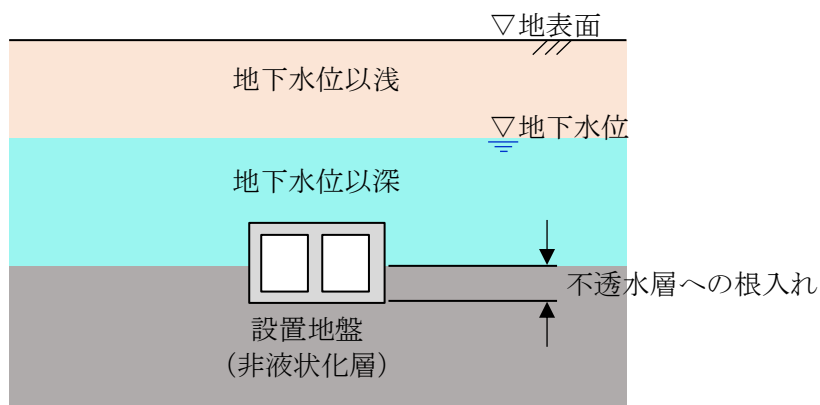


図 3-2 不透水層への根入れ

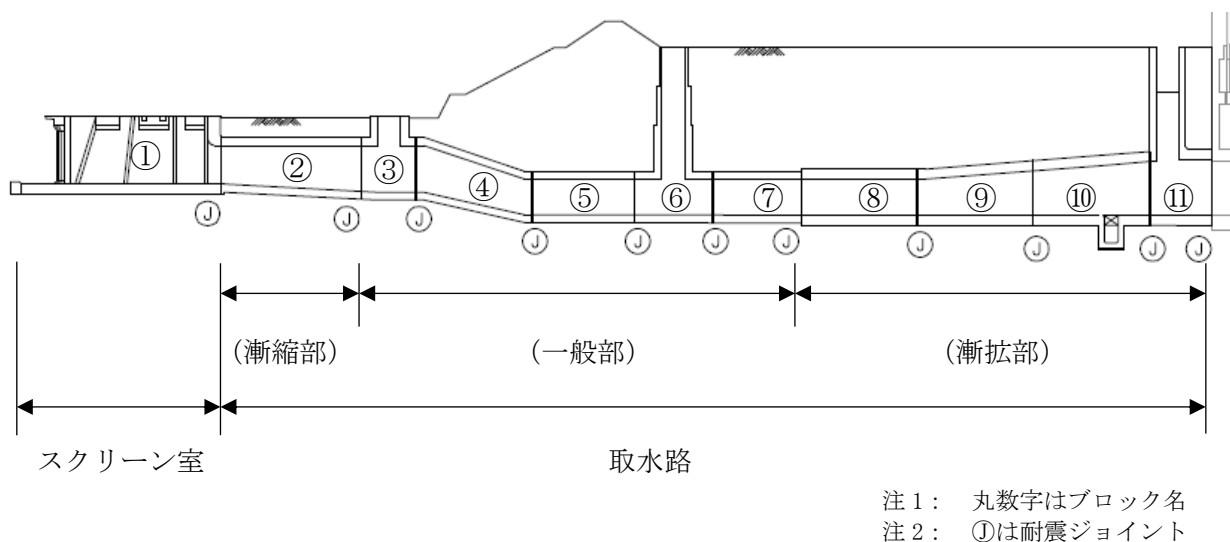
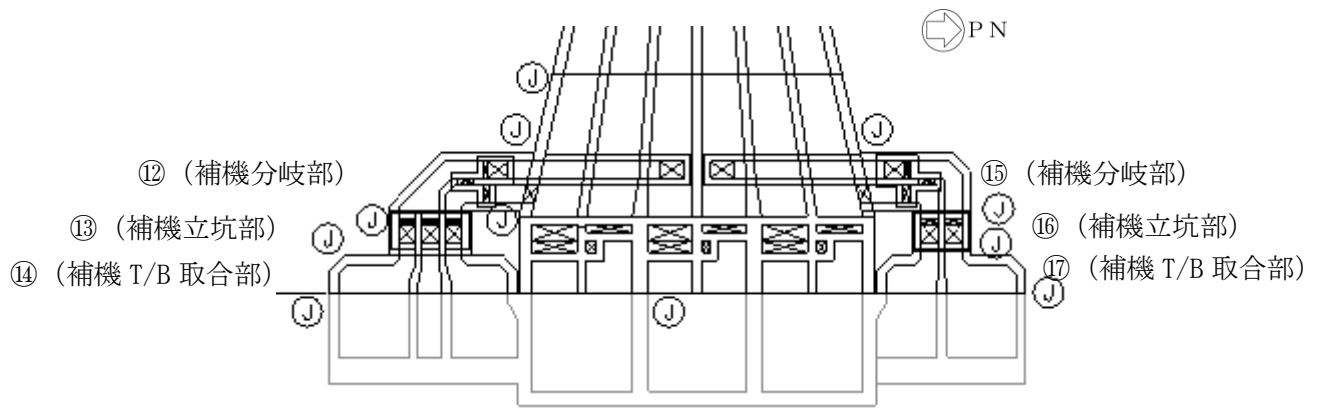


図 3-3 スクリーン室及び取水路の浮上り評価実施箇所 (①～⑪ブロック)



注1： 丸数字はブロック名
 注2： ①は耐震ジョイント

図 3-4 補機冷却用海水取水路の浮上り評価実施箇所 (⑫～⑰ブロック)

3.3 評価条件

浮上り評価の評価条件を以下に示す。

3.3.1 荷重・重量

表 3-2 に、上載土の荷重及び構造物の自重に関する評価条件を示す。

地盤の単位体積重量は、V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき設定する。地下水の比重を 1.0、海水の比重を 1.03 とし、地下水及び海水の単位体積重量を設定する。鉄筋コンクリートの単位体積重量は、建設時の設計値に基づき設定する。

構造物の自重 W_B の算出においては、鉄筋コンクリートの躯体重量に加え、内水及び機器荷重を考慮する。なお、躯体ハンチ部及び均しコンクリートの重量については考慮しない。

表 3-2 荷重・重量に関する評価条件

種別	単位体積重量 γ (kN/m ³)	備考
埋戻土（地下水位以浅）	17.6	湿潤重量
埋戻土（地下水位以深）	19.0	飽和重量
改良盛土	16.6	斜面部
鉄筋コンクリート	23.5	建設時の設計値に基づく
地下水	9.8	比重 1.00
海水（内水）	10.1	比重 1.03

3.3.2 設計地下水位

スクリーン室, 取水路及び補機冷却用海水取水路の各ブロックにおける設計地下水位は, V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき, 表 3-3 のとおりに設定した。

表 3-3 設計地下水位

設計地下水位	対象ブロック
T. M. S. L. 3. 0m	①, ②, ③
T. M. S. L. 5. 0m	④～⑦
T. M. S. L. 8. 0m	⑧～⑰

3.3.3 構造物の寸法及び上載土の層厚

スクリーン室、取水路及び補機冷却用海水取水路の各ブロックの構造物の寸法及び上載土の層厚を表 3-4 に示す。

表 3-4 各ブロックの幅及び上載土の層厚構成

	ブロック	構造物		地盤種別	上載土	備考	
		高さ(m) H	幅(m) B		層厚H' (m) (地下水面以深の層厚)		
スクリーン室	①	10.0	48.1	埋戻土	0.0 (0.0)		
取水路	漸縮部	②	7.0~8.0	48.1~16.6	埋戻土	2.5 (2.5)	
	一般部	③	8.0~10.7	16.6	埋戻土	2.5 (2.5)	海側立坑
		④	8.0~6.6	16.6	改良盛土	2.5 (0.0)	斜面部
					埋戻土	2.5~8.8 (2.5~6.7)	
		⑤	6.6	16.6	改良盛土	2.5 (0.0)	
					埋戻土	14.9 (8.9)	
		⑥	6.6~22.7	16.6	埋戻土	15.9 (8.9)	立坑
		⑦	6.6	16.6	埋戻土	15.9 (8.9)	
	漸拡部	⑧	7.2	17.3~24.0	埋戻土	15.6 (11.6)	
		⑨	7.2~8.3	24.0~30.9	埋戻土	15.0 (11.0)	
		⑩	8.3~9.5	30.9~37.6	埋戻土	13.9 (9.9)	
⑪		9.5~23.0	37.6	埋戻土	13.3 (9.3)	T/B 取合部	
補機冷却用海水取水路	南側	⑫	4.0~26.3	6.1~8.6	埋戻土	17.9 (13.9)	分岐部
		⑬	4.1~22.2	8.6	埋戻土	17.9 (13.9)	立坑部
		⑭	5.2	16.7~19.9	埋戻土	18.3 (14.3)	T/B 取合部
	北側	⑮	4.0~26.3	6.1	埋戻土	17.9 (13.9)	分岐部
		⑯	4.1~22.2	6.1	埋戻土	17.9 (13.9)	立坑部
		⑰	5.2	12.5~15.7	埋戻土	18.3 (14.3)	T/B 取合部

注：() 内の数値は、上載土のうち地下水面以深の層厚を示す。

3.3.4 地盤のせん断抵抗

地盤のせん断抵抗に関する評価条件として、地盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき、表 3-5 のとおりに設定する。

なお、浮上り評価においては、地震応答解析の結果によらず設計地下水位以深の液状化検討対象層（埋戻土）は液状化するものとして扱い、上載土のせん断抵抗 Q_s 及び構造物側面の摩擦抵抗 Q_B は考慮しない。

静止土圧係数 K_0 は 0.5 とする。

表 3-5 地盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

種別	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土（地下水位以浅）	9.6	34.8
改良盛土	462	0

3.3.5 構造物側面の摩擦抵抗

構造物側面の摩擦抵抗に関する評価条件を表 3-6 に示す。

構造物側面の摩擦抵抗は、式(5)に基づき地盤改良体の設計一軸圧縮強度 q_{ud} から算出した粘着力 c とする。

$$c = q_{ud} / 2 \quad \text{式(5)}$$

表 3-6 構造物側方の摩擦抵抗に関わる評価条件

種別	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備考
構造物—地盤改良体	500	0	設計一軸圧縮強度 $q_{ud} = 1000 \text{ kN/m}^2$

3.3.6 揚圧力

共同溝設計指針では、不透水層などへの根入れが不十分な場合（根入れ長が1m未満）には、安全側の配慮から式(6)に示すとおり、過剰間隙水圧による揚圧力を基礎底面に作用させ、浮上りの検討を行うものとしている。

④、⑤、⑩ブロックは、構造物側方に地盤改良体が存在せず、粘性土への根入れが1m未満であることから、過剰間隙水圧による揚圧力 U_D を作用させるものとする。一方、地盤改良体に根入れもしくはマンメイドロック上に設置された①～③、⑥～⑨、⑪～⑰ブロックに関しては、揚圧力 U_D は作用させない。

また、共同溝設計指針では、図3-5に示す液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 L_u の関係が示されているが、本検討では地震応答解析の結果によらず過剰間隙水圧比 $L_u=1$ （最大値）として過剰間隙水圧による揚圧力 U_D を算出する。

$$U_D = L_u \cdot \sigma_v' \cdot B \quad \text{式(6)}$$

ここで、

L_u : 過剰間隙水圧比 (= 1)

σ_v' : 基礎底面位置における初期有効上載荷圧

B : 構造物の幅

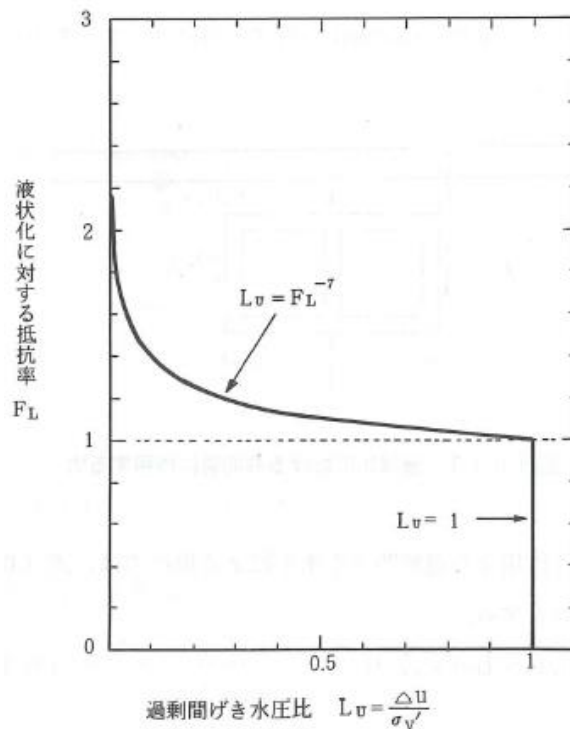


図 3-5 液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 L_u の関係

(共同溝設計指針 (日本道路協会, 1986) より引用)

3.4 評価結果

評価結果を表 3-7 に示す。スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路は浮上りに対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 3-7 浮上りの評価結果

		ブロック	地震時浮上り 安全率 (F s)	判定 (F s ≥ 1.1)	備考
スクリーン室		①	2.98	○	
取水路	漸縮部	②	4.93	○	
		一般部	③	6.23	○
	④		2.13	○	斜面部
	⑤		1.34	○	
	⑥		5.08	○	立坑
	⑦		5.42	○	
	漸拡部	⑧	4.28	○	
		⑨	3.85	○	
		⑩	6.82	○	
		⑪	3.39	○	T/B 取合部
	補機冷却 用海水取 水路	南側	⑫	10.28	○
⑬			4.91	○	立坑部
⑭			2.52	○	T/B 取合部
北側		⑮	11.17	○	分岐部
		⑯	4.02	○	立坑部
		⑰	2.54	○	T/B 取合部

4. まとめ

本検討では，浮上り対策後のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の浮上り評価を実施した。

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の周辺地盤の条件を踏まえると，共同溝設計指針では不透水層に十分根入れされており構造物は浮上り検討の対象外となる。本検討では保守的に不透水層への根入れの有無に関わらず，スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の全ブロックについて浮上り評価を行った。

その結果，スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路は浮上りに対して十分な安全性を有していることを確認した。

(参考資料 4) 材料非線形解析の部材係数 γ_{bl} の設定について

1. 概要

材料非線形解析では、各種構成則の差異や、要素の種類、要素分割、材料特性の設定、入増分等、多岐の項目に関して解析者間で差異が生じることを考慮し、実験等によるせん断耐力及び材料非線形解析によるせん断耐力の比をもって部材係数 γ_{bl} の設定を行う。

「原子力発電所屋外重要土木建造物の耐震性能照査指針・マニュアル((社)土木学会 2005 年)」(以下、「土木学会マニュアル」という。)に示されている部材係数設定用モデルを対象に材料非線形解析を実施し、その結果に基づいて材料非線形解析を用いる方法によるせん断照査で使用する部材係数 γ_{bl} を設定する。

2. 計算機コード

材料非線形解析に用いる解析コードは、WCOMD-S J (ver. 7.2) とする。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

3. 部材係数設定用モデルの概要

土木学会マニュアルに示されている部材係数設定用モデルは、集中荷重部材 9 体 (CaseNo. 1～9) 及び分布荷重部材 8 体 (CaseNo. 10～17) の計 17 体である。各モデルの概要を以下に示す。

3.1 集中荷重部材

集中荷重部材 CaseNo. 1～9 の構造諸元、材料諸元及びせん断耐力を表 5-1 に示す。また、CaseNo. 1～9 の構造形状を図 5-1 に示す。

CaseNo. 1～9 は、集中荷重を受ける単純梁である。この形式に関して、土木学会マニュアルでは、せん断耐力評価式を用いて十分な精度の評価が可能と判断している。

このことから、CaseNo. 1～9 のせん断耐力は、せん断耐力評価式 (棒部材式、ディープビーム式) で算定したものとする。

表 5-1 部材係数設定用モデル一覧(集中荷重部材)

Case No.	スパン (m)	部材幅 (m)	部材厚 (m)	有効部材厚 (m)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	主筋降状強度 (N/mm ²)	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強筋比	せん断補強筋降状強度 (N/mm ²)	せん断耐力* (kN)	着目点
1	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	475	No.1~9の基本ケース a/dの効果 コンクリート圧縮強度の効果 引張鉄筋比の効果 寸法効果 軸力の効果 せん断補強の効果
2	0.25	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	1187	
3	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	324	
4	1.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	294	
5	0.50	1.00	0.30	0.25	36.0	350	0.030	0	0	0	581	
6	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.010	0	0	0	329	
7	2.50	1.00	1.50	1.25	24.0	350	0.030	0	0	0	1587	
8	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0.1	0	0	350	
9	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0.005	350	855	

* モデルNo.1~9のせん断耐力は、「土木学会マニュアル」に記載のせん断力式において各種安全係数を見込まずに算出した値

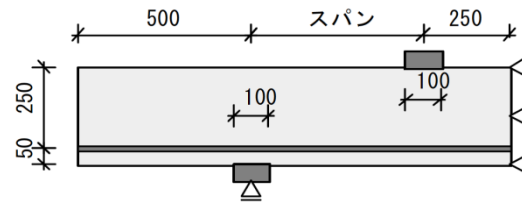


図 5-1 集中荷重を受ける単純梁モデル(集中荷重部材 CaseNo. 1~9)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)

3.2 分布荷重部材

分布荷重部材 CaseNo. 10～17 の構造諸元，材料諸元及びせん断耐力を表 5-2 に示す。

また，CaseNo. 10～17 の構造形式，配筋状況を図 5-2 に示し，実験終了時のひび割れ状況を図 5-3 に示す。

表 5-2 部材係数設定用モデル一覧(分布荷重部材)

	Case No.	スパン (m)	部材幅 (m)	部材厚 (m)	有効部材厚 (m)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	主筋降状強度 (N/mm ²)	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強筋比	せん断補強筋降状強度 (N/mm ²)	P' / P (各立面図参照)	せん断耐力 (kN)	着目点
分布荷重部材	10	1.00	0.15	0.30	0.25	32.3	363	0.041	0	0	0	0	165	No.10~14の基本ケース
	11	0.50	0.15	0.30	0.25	41.4	363	0.041	0	0	0	0	333	分布荷重を受けるスパンの効果
	12	1.50	0.15	0.30	0.25	41.7	363	0.041	0	0	0	0	127	
	13	1.00	0.15	0.30	0.25	33.6	363	0.041	0	0	0	1.5	188	モーメント分布の効果
	14	1.00	0.15	0.30	0.25	36.2	363	0.041	0	0	0	2.0	163	
	15	1.00	0.16	0.30	0.26	33.7	511	0.035	0.1	0	0	1.5	273	No.15~17の基本ケース
	16	1.00	0.16	0.30	0.26	35.0	511	0.035	0.1	0.038	332	1.5	356	せん断補強の効果
	17	1.00	0.16	0.30	0.26	34.4	511	0.035	0.1	0	0	1.5	432	ハンチの効果

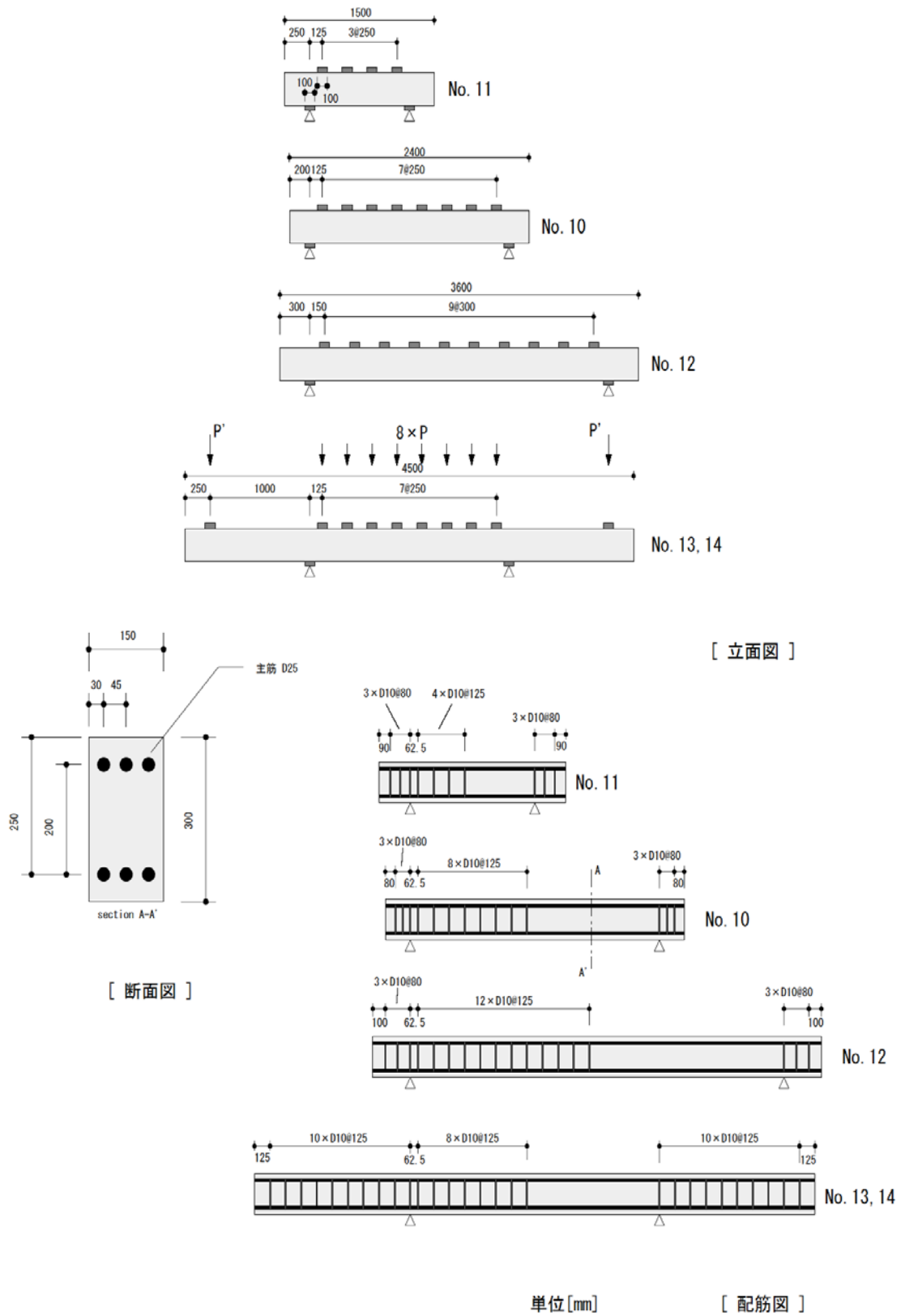


図 5-2(1) 分布荷重部材 (CaseNo. 10~14)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)

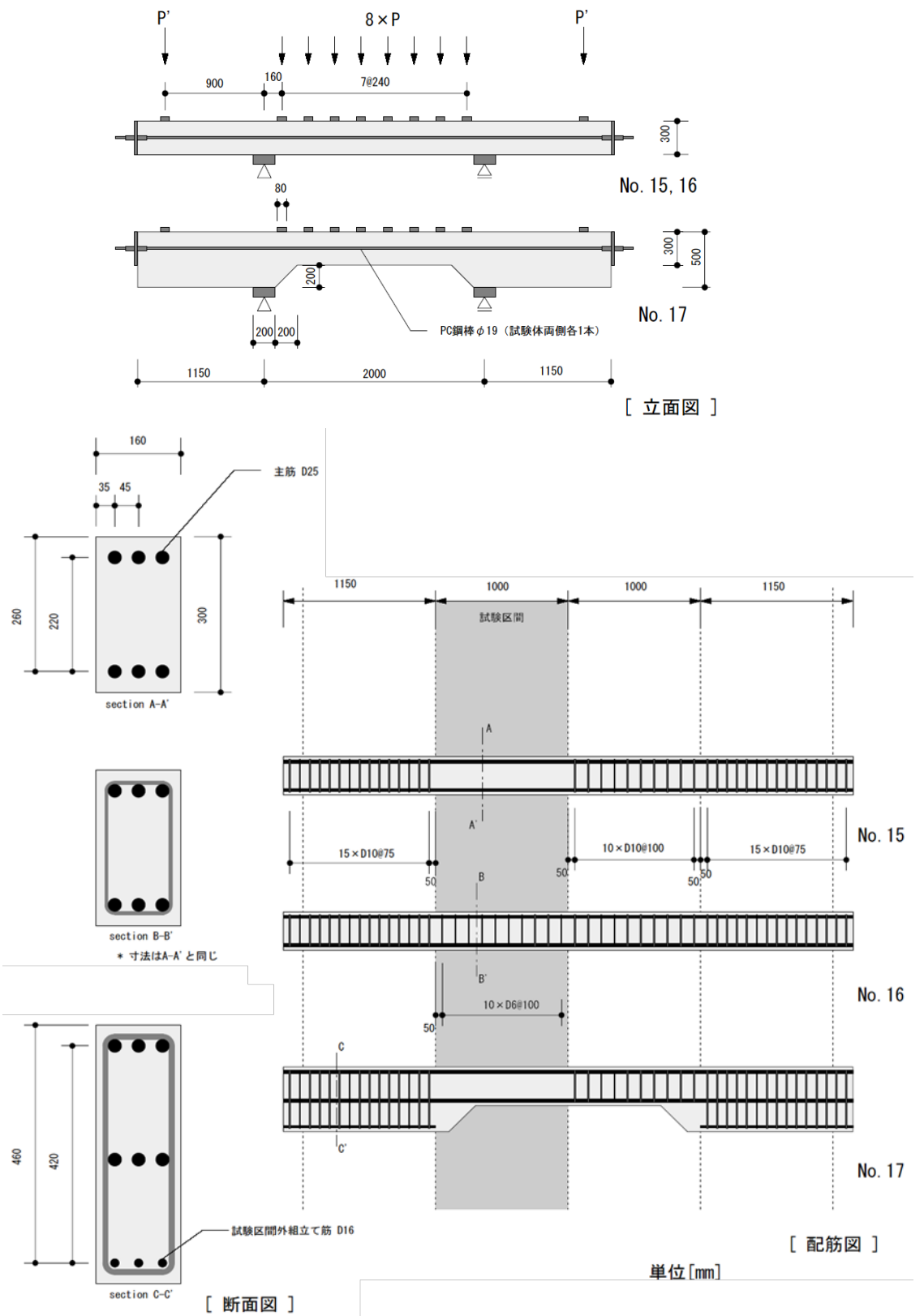


図 5-2(2) 分布荷重部材 (CaseNo. 15~17)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社)土木学会，2005)

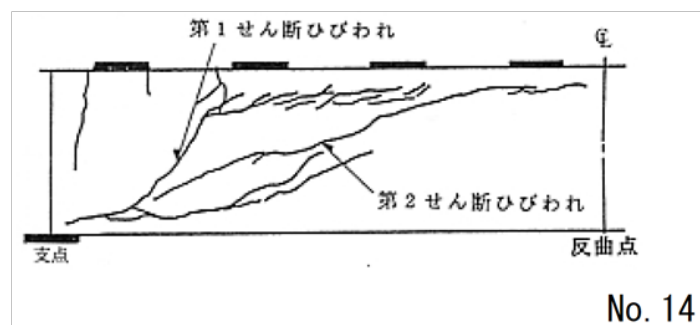
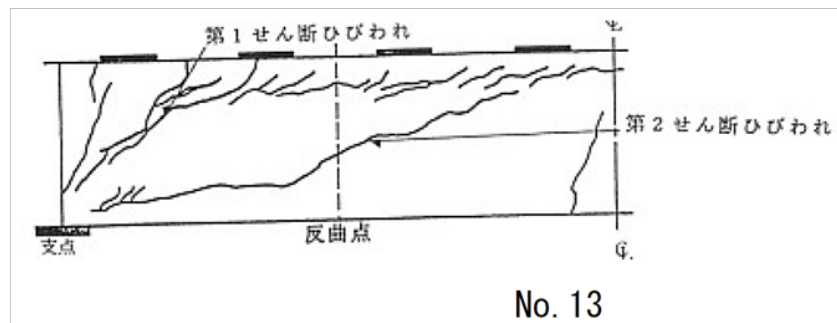
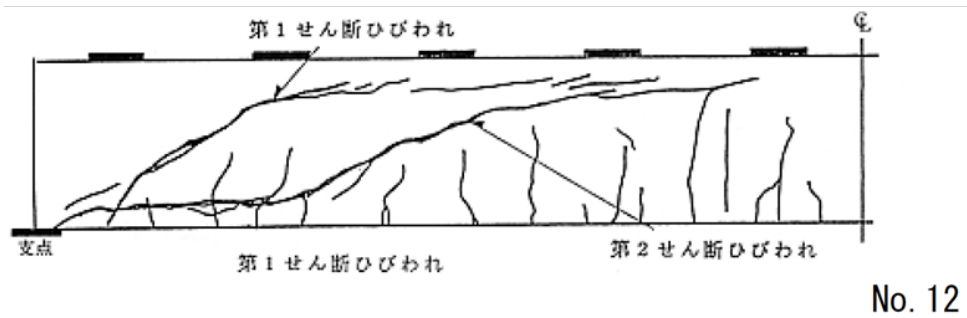
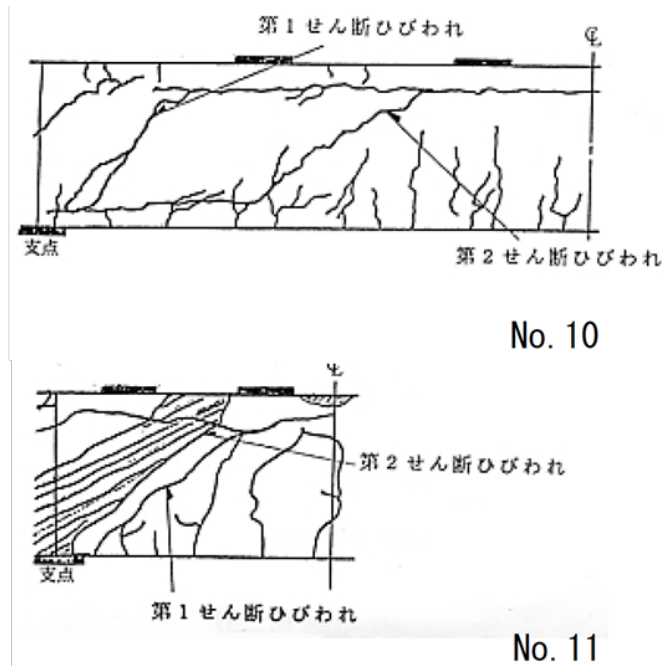


図 5-3(1) ひび割れ状況 (CaseNo. 10~14)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社)土木学会，2005)

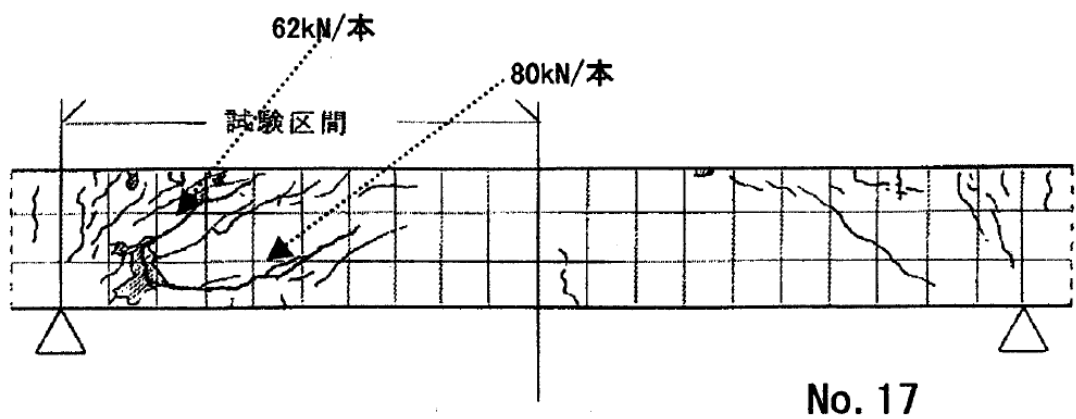
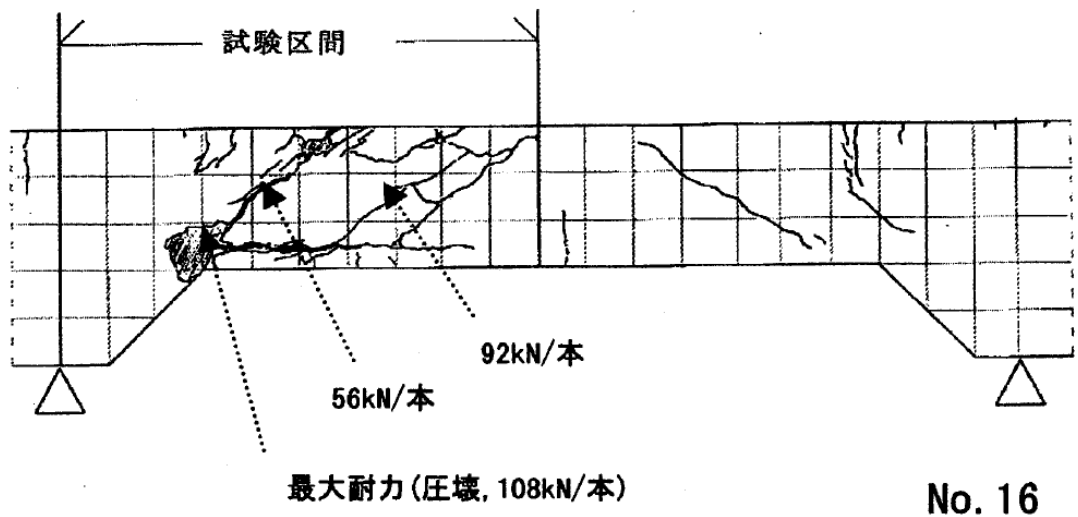
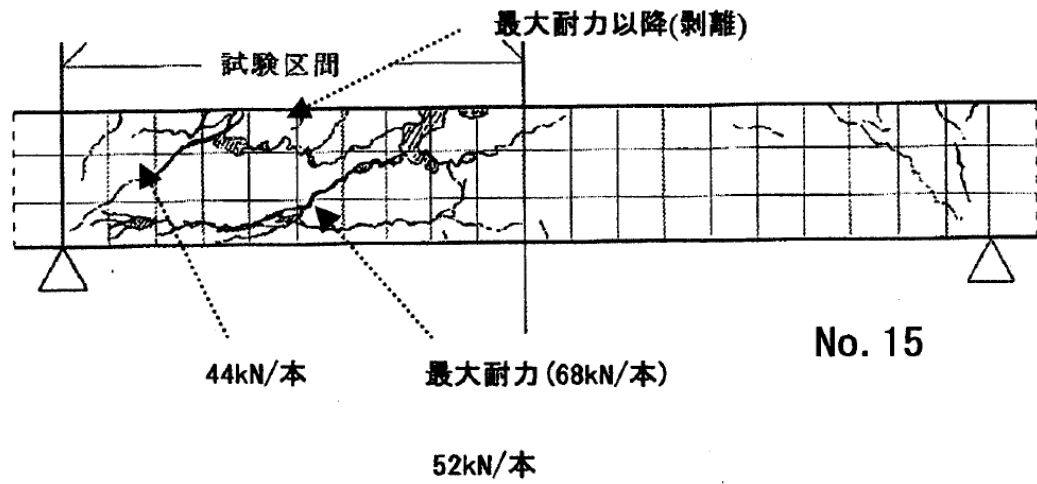


図 5-3(2) ひび割れ状況 (CaseNo. 15~17)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)

4. 解析条件

4.1 解析要素分割

WCOMD-S J (Ver. 7.2) における構造部材のモデル化については、土木学会マニュアルに従って、図 5-4 に示すとおり、鉄筋コンクリート要素でモデル化する領域と無筋コンクリートでモデル化する領域に分けてモデル化する。鉄筋コンクリート要素の厚さは、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とする。

また、土木学会マニュアルでは、部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と含まない要素あわせて 3 分割以上の要素分割とすることが望ましいこと、及び 3 層以上の分割数を取る場合、解析結果に大きな差異が生じないと述べており、分割数は 3 層以上を基本とする。

解析モデルの概要を図 5-5 に示す。集中荷重部材 (CaseNo. 1~9) の解析モデルは、構造と荷重の対称性を考慮した 1/2 モデルとし、対称面の水平方向変位と支点の鉛直方向変位を拘束する。また、分布荷重部材 (CaseNo. 10~17) の解析モデルは、試験体全体をモデル化し、左側支点の鉛直方向変位および右側支点の水平・鉛直方向変位を拘束する。

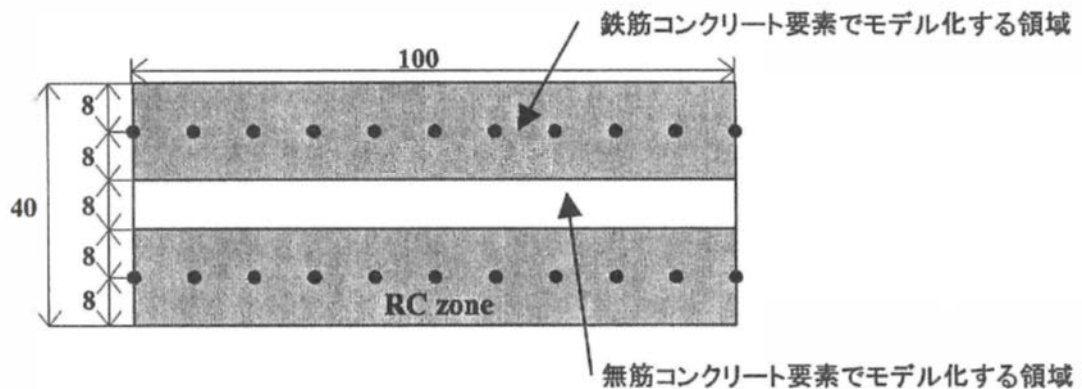
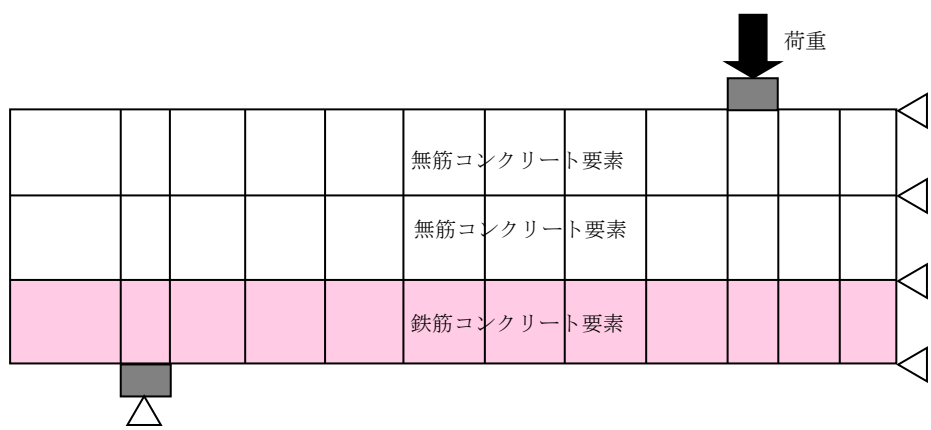
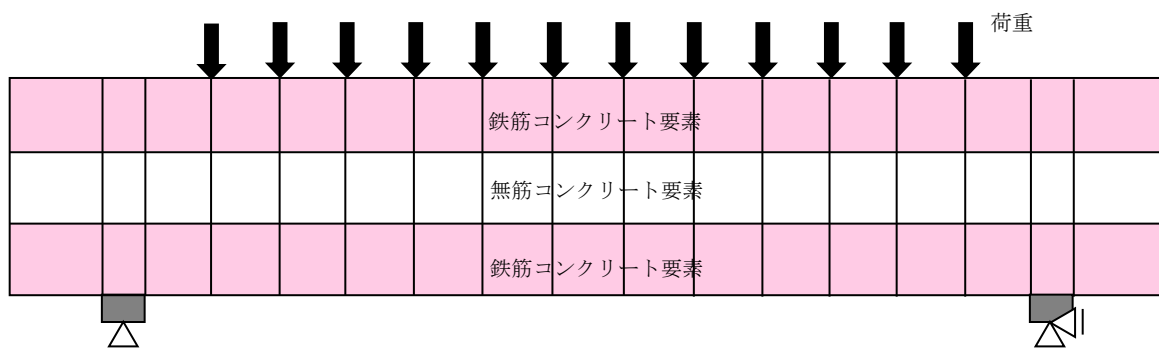


図 5-1 鉄筋コンクリート部材の要素分割の例

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)



(a) 集中荷重部材 (CaseNo. 1~9) の解析モデル



(b) 分布荷重部材 (CaseNo. 10~17) の解析モデル

図 5-2 解析モデルの概要

4.2 材料特性

材料強度は、表 5-1 及び表 5-2 に示されている値を用いる。

集中荷重部材のモデルに対するせん断耐力は、土木学会マニュアルで示すせん断耐力評価式で算定した計算値である。従って、表に記載されている材料強度をそのまま用いる。

一方、分布荷重部材のモデルに対するせん断耐力は実験値であり、実験に用いたコンクリート及び鉄筋の実強度が表 5-2 に記載されている。土木学会マニュアルでは、これら実強度のうち、コンクリートの圧縮強度は、圧縮強度試験において摩擦による端面拘束の影響を受けた結果であり、試験結果を 90%程度低減させると良好な解析結果を得られると記載されている。また、割裂引張強度は、構造物に生じる乾燥収縮の程度に対応させ、部材厚が小さい場合や既設構造物の照査に用いる場合には、試験結果を 40%~60%程度に低減させることにより解析精度が向上すると記載されている。

したがって、分布荷重部材のシミュレーション解析では、コンクリートの圧縮強度を 90%、コンクリートの引張強度を 60%に低減した値を用いる。

なお、土木学会マニュアルで示されている材料特性以外は、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（社）土木学会 2012 年制定）」（以下、「コンクリート標準示方書」という。）に基づいて設定した。

4.3 荷重載荷方法

材料非線形解析を用いる方法にてせん断照査を行う際には、荷重制御でせん断耐力を評価するため、部材係数を設定するための材料非線形解析も荷重制御による載荷を行う。

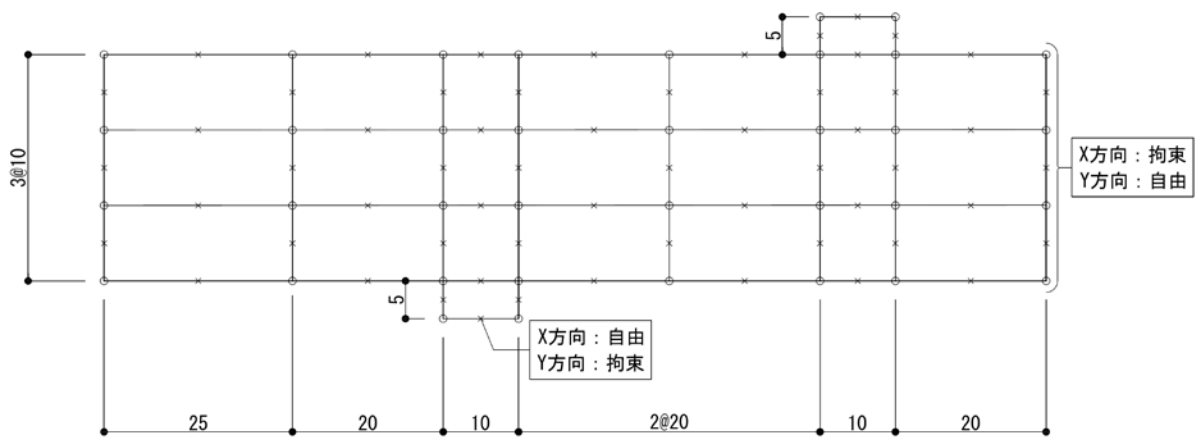
また、解析結果から得られた荷重と変位の関係において、変位増加が急増する状態を当該部材の破壊点（終局状態）と考え、この時の荷重値をせん断耐力とする。

5. 解析モデルおよび解析用物性値

土木学会マニュアルに示されている部材係数設定用モデル 17 体について、材料非線形解析の解析モデル及び解析用物性値を以下に示す。

(1) CaseNo. 1 (CaseNo. 1～CaseNo. 9 の基本ケース)

CaseNo. 1～No. 9 の基本ケースである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-6 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-3 に、材料諸元を表 5-4 に示す。要素鉄筋比を図 5-7 及び図 5-8 に、引張に対する軟化係数を図 5-9 及び図 5-10 に示す。



(単位：cm)

図 5-1 メッシュ図，境界条件

表 5-1 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-2 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

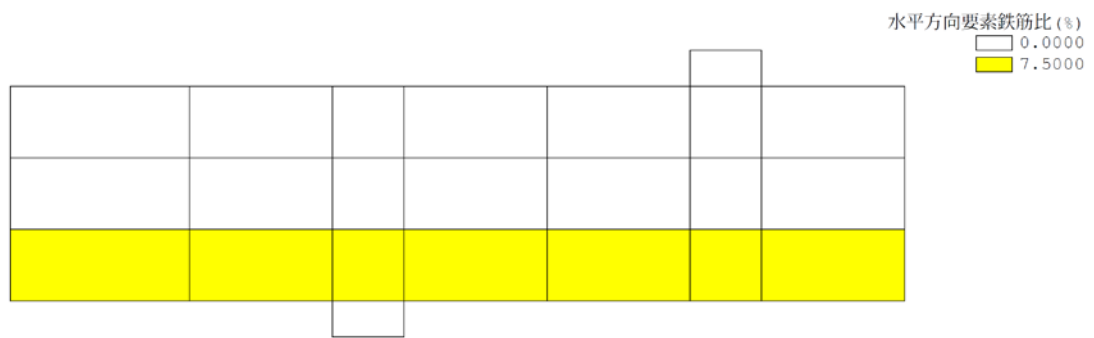


図 5-2 要素鉄筋比 (水平方向)

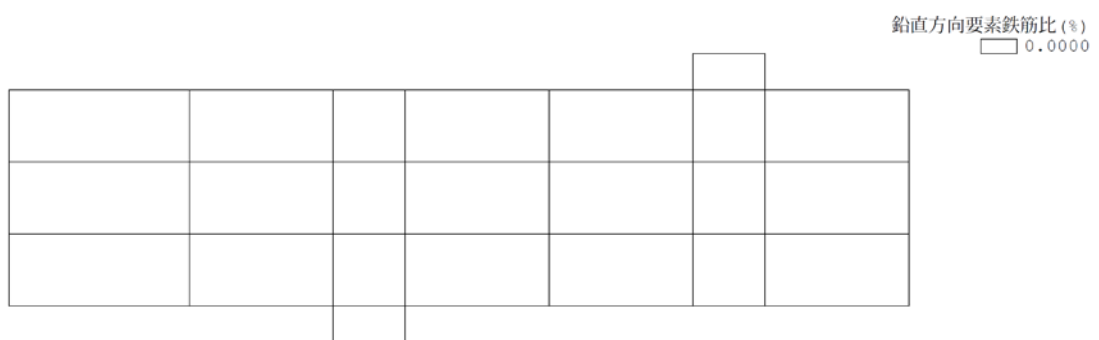


図 5-3 要素鉄筋比 (鉛直方向)

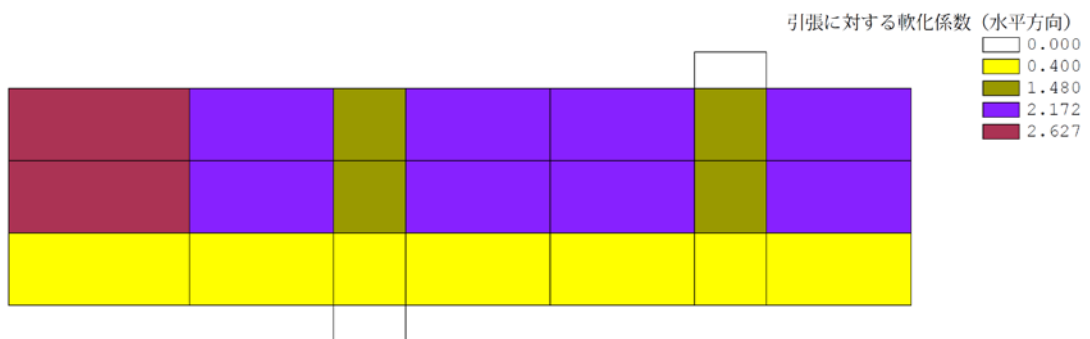


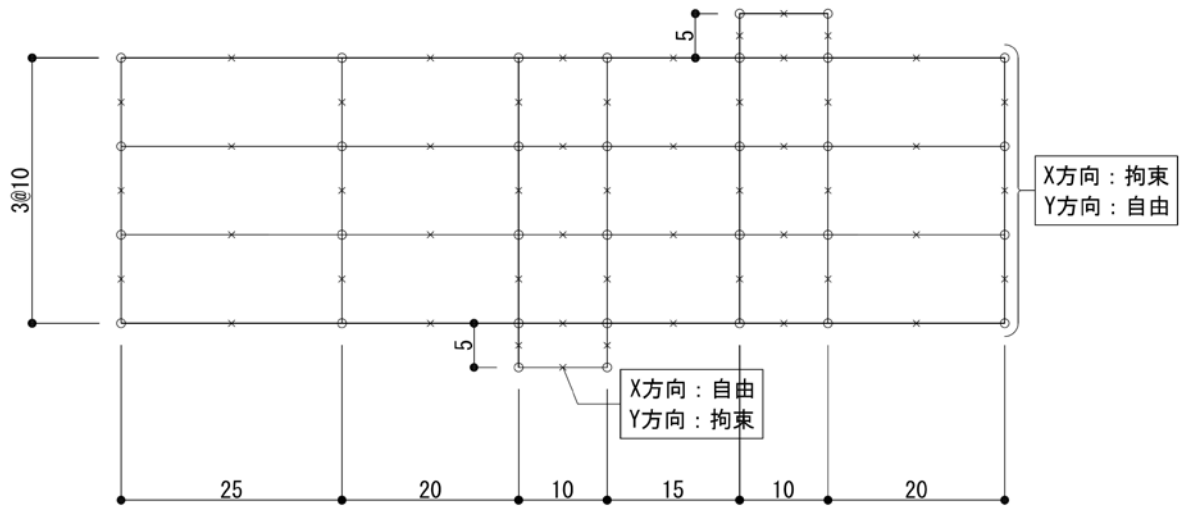
図 5-4 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-5 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(2) CaseNo.2 (着目点 : a/d の効果)

基本モデル CaseNo.1 のスパンの長さ (0.50m⇒0.25m) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-11 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-5 に、材料諸元を表 5-6 に示す。要素鉄筋比を図 5-12 及び図 5-13 に、引張に対する軟化係数を図 5-14 及び図 5-15 に示す。



(単位 : cm)

図 5-6 メッシュ図, 境界条件

表 5-3 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-4 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

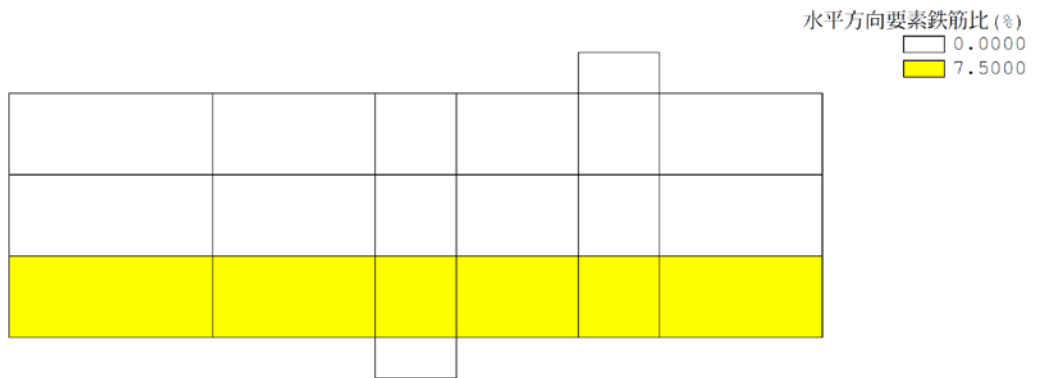


図 5-7 要素鉄筋比 (水平方向)

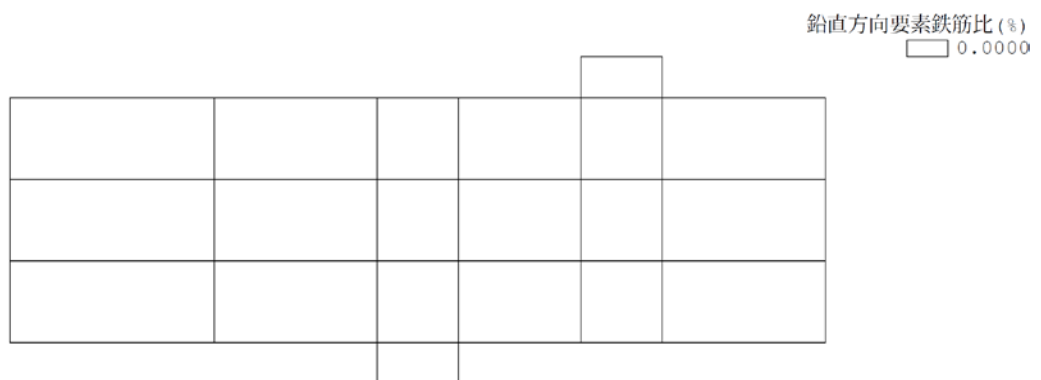


図 5-8 要素鉄筋比 (鉛直方向)

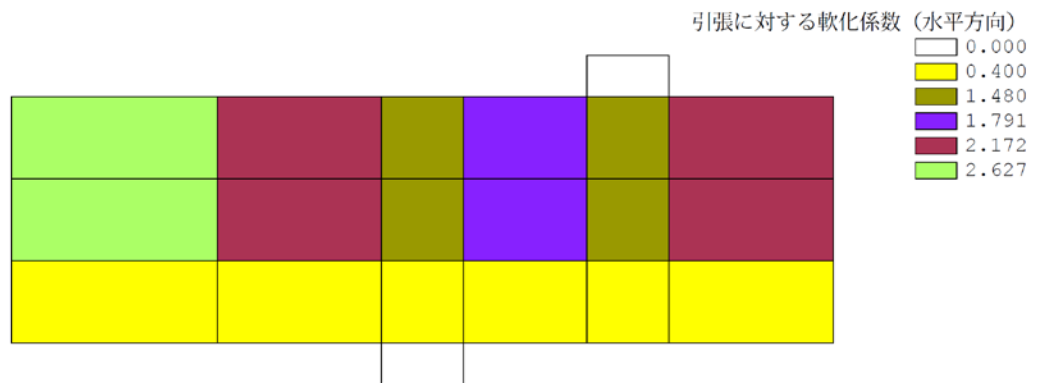


図 5-9 引張に対する軟化係数 (水平方向)

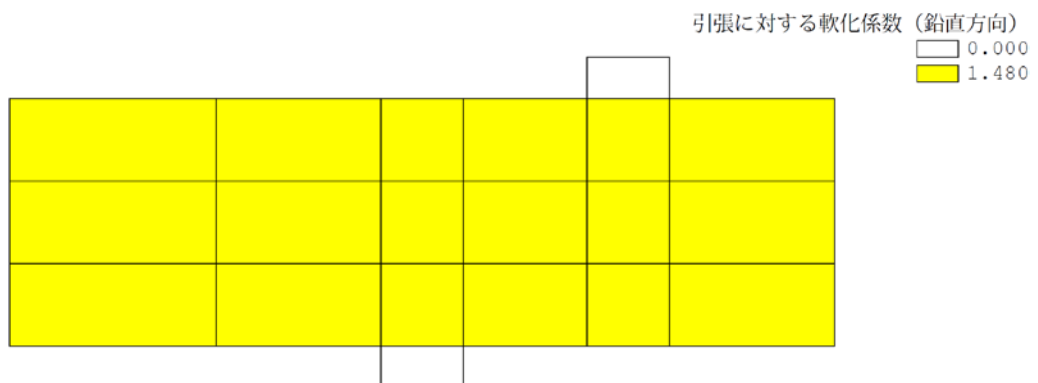
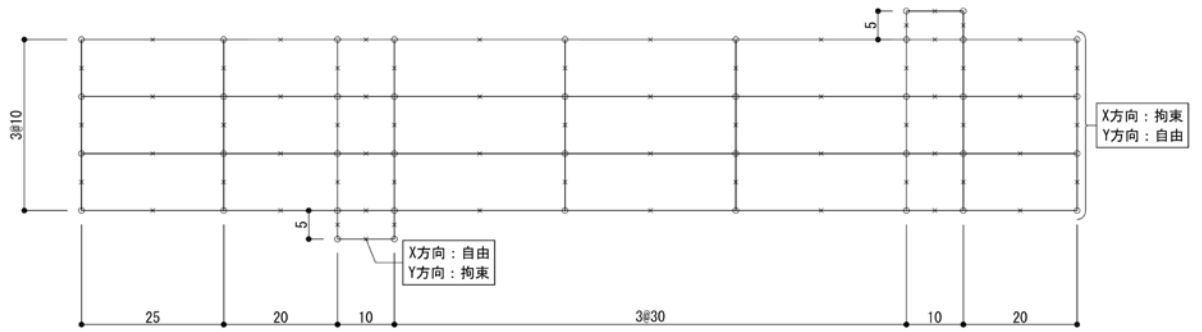


図 5-10 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(3) CaseNo.3 (着目点 : a/d の効果)

基本モデル CaseNo.1 のスパンの長さ (0.50m⇒1.00m) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-16 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-7 に、材料諸元を表 5-8 に示す。要素鉄筋比を図 5-17 及び図 5-18 に、引張に対する軟化係数を図 5-19 及び図 5-20 に示す。



(単位 : cm)

図 5-11 メッシュ図, 境界条件

表 5-5 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-6 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

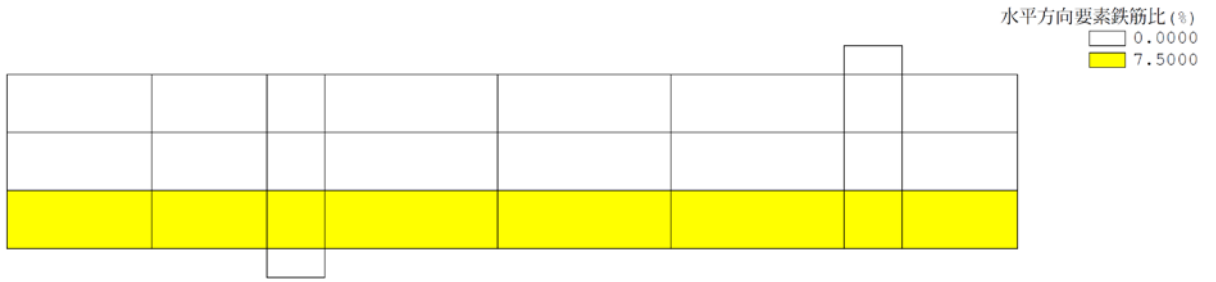


図 5-12 要素鉄筋比 (水平方向)

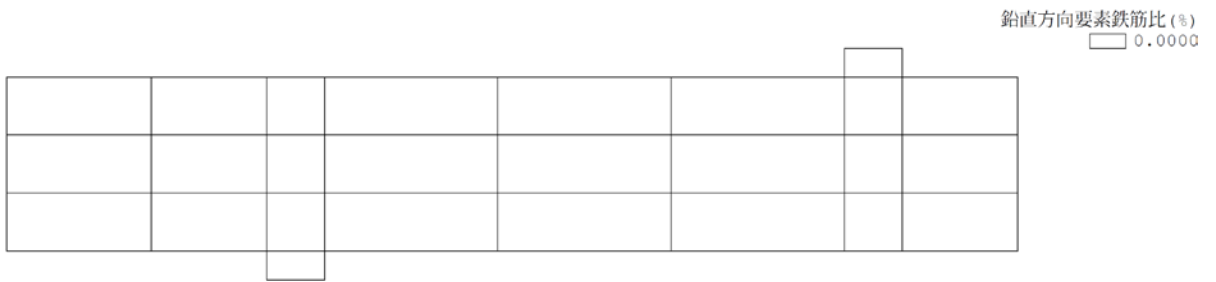


図 5-13 要素鉄筋比 (鉛直方向)

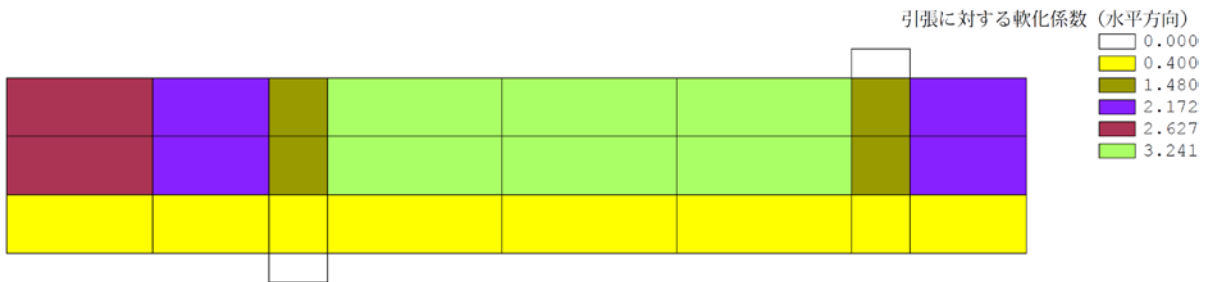


図 5-14 引張に対する軟化係数 (水平方向)

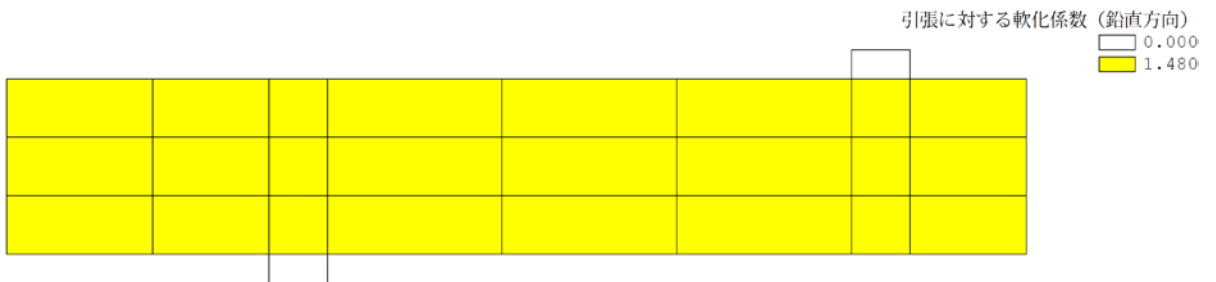
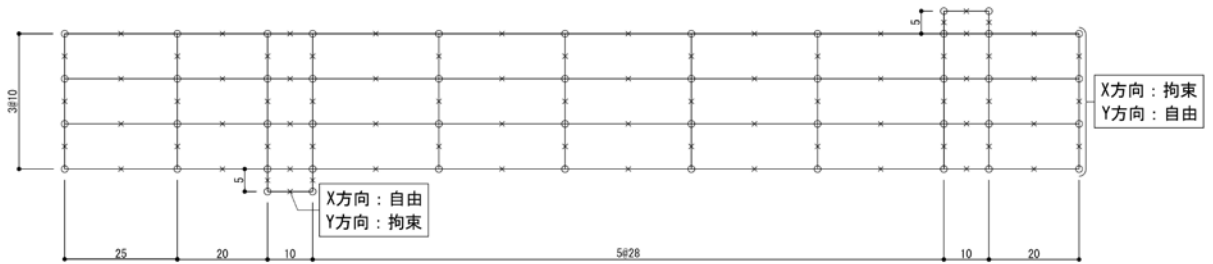


図 5-15 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(4) CaseNo. 4 (着目点 : a/d の効果)

基本モデル CaseNo. 1 のスパンの長さ (0.50m⇒1.50m) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-21 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-9 に、材料諸元を表 5-10 に示す。要素鉄筋比を図 5-22 及び図 5-23 に、引張に対する軟化係数を図 5-24 及び図 5-25 に示す。



(単位 : cm)

図 5-16 メッシュ図, 境界条件

表 5-7 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-8 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

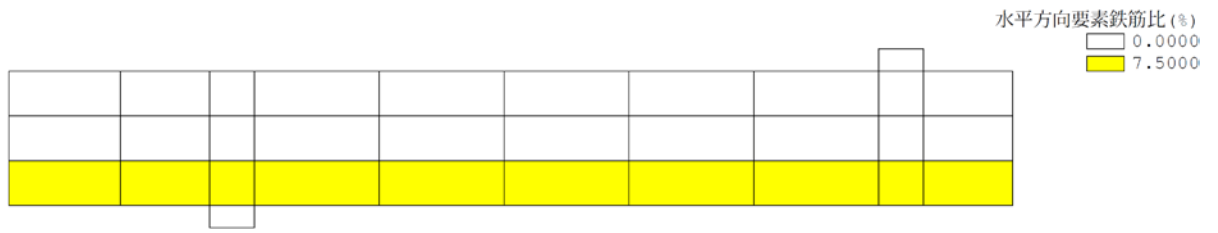


図 5-17 要素鉄筋比 (水平方向)

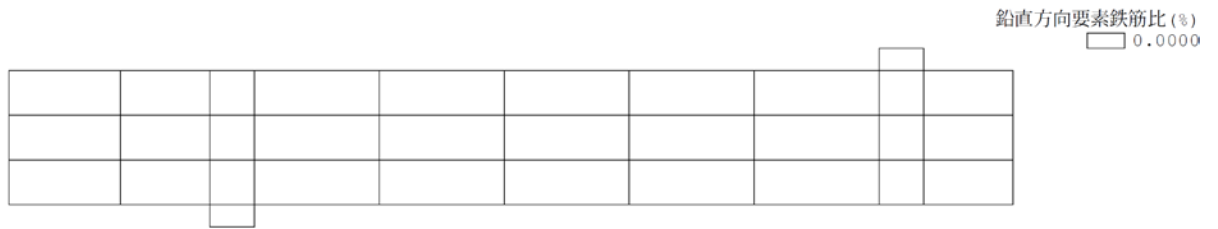


図 5-18 要素鉄筋比 (鉛直方向)

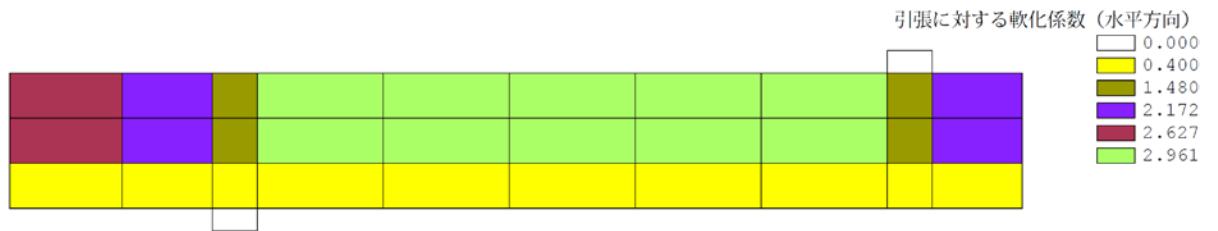


図 5-19 引張に対する軟化係数 (水平方向)

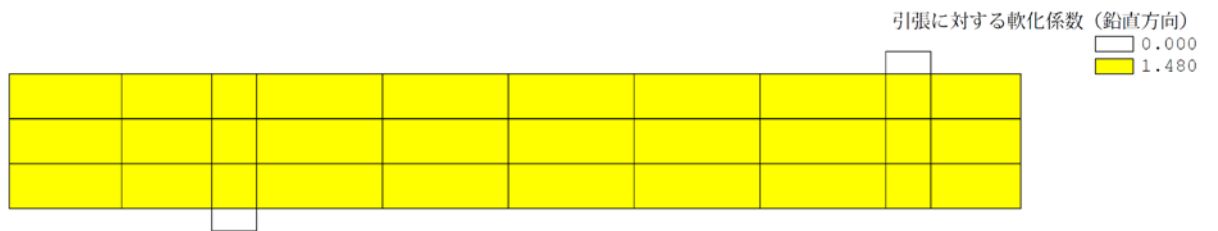
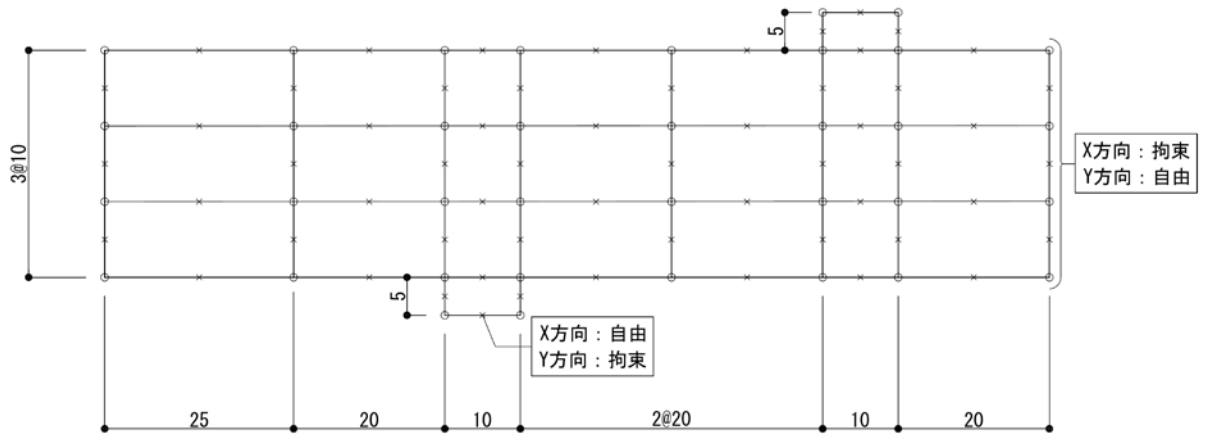


図 5-20 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(5) CaseNo. 5 (着目点：コンクリートの圧縮強度の効果)

基本モデル CaseNo. 1 のコンクリートの圧縮強度 ($24.0\text{N/mm}^2 \Rightarrow 36.0\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-26 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-11 に、材料諸元を表 5-12 に示す。要素鉄筋比を図 5-27 及び図 5-28 に、引張に対する軟化係数を図 5-29 及び図 5-30 に示す。



(単位：cm)

図 5-21 メッシュ図，境界条件

表 5-9 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-10 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	36	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	2.51	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 36^{2/3}$ = 2.507 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

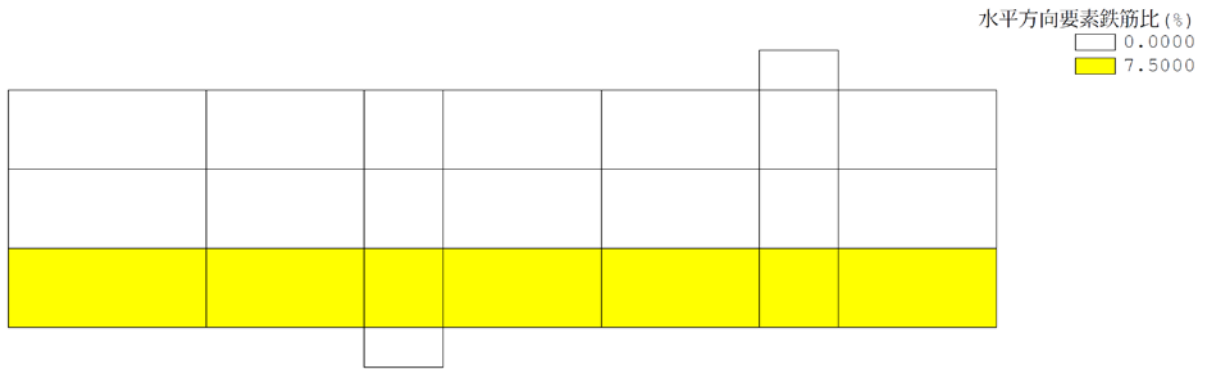


図 5-22 要素鉄筋比 (水平方向)

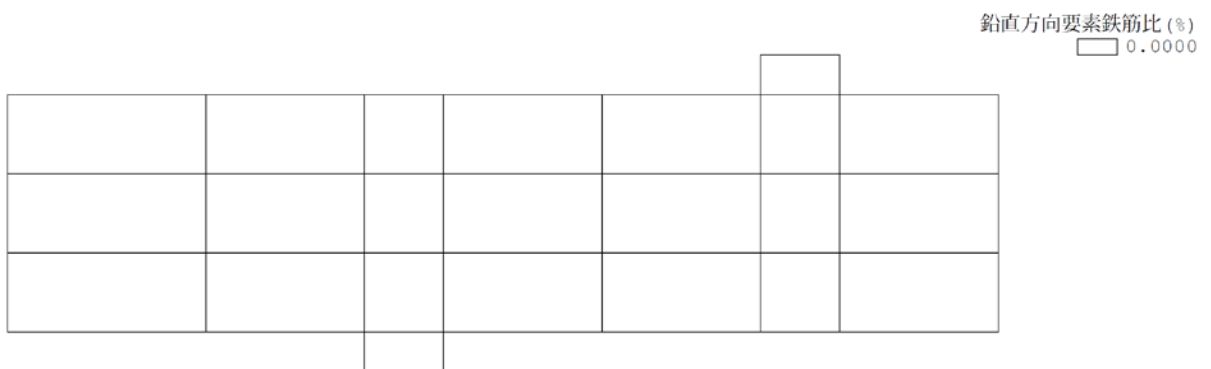


図 5-23 要素鉄筋比 (鉛直方向)

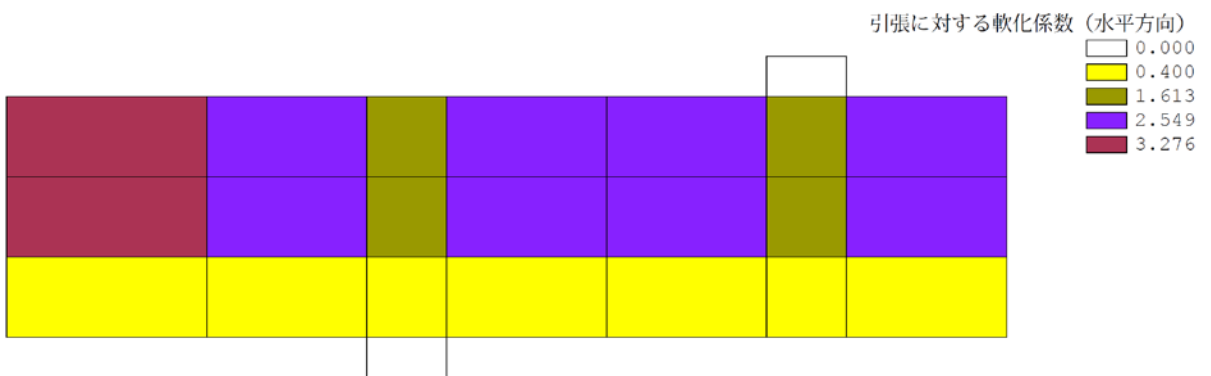


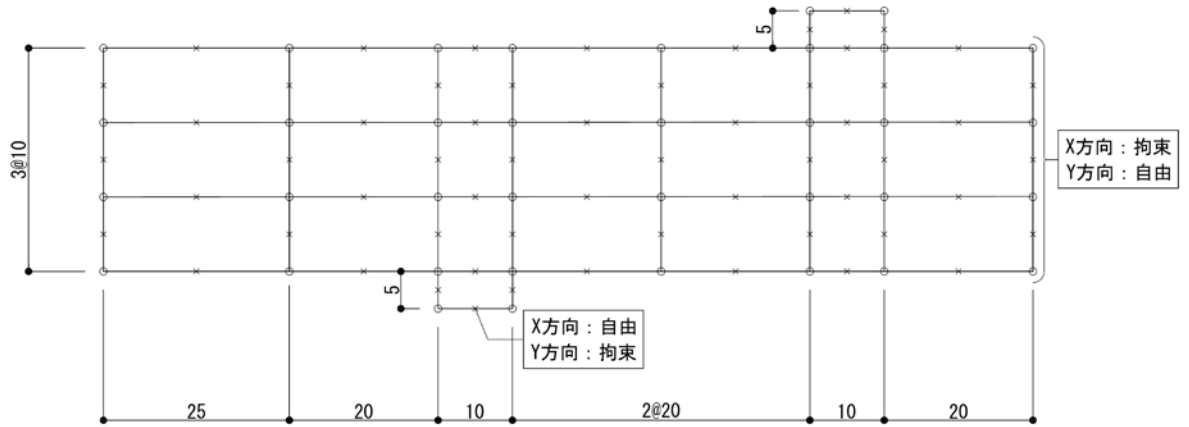
図 5-24 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-25 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(6) CaseNo. 6 (着目点：引張鉄筋比の効果)

基本モデル CaseNo. 1 の引張鉄筋比 (0.03⇒0.01) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-31 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-13 に、材料諸元を表 5-14 に示す。要素鉄筋比を図 5-32 及び図 5-33 に、引張に対する軟化係数を図 5-34 及び図 5-35 に示す。



(単位：cm)

図 5-26 メッシュ図，境界条件

表 5-11 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.01	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-12 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

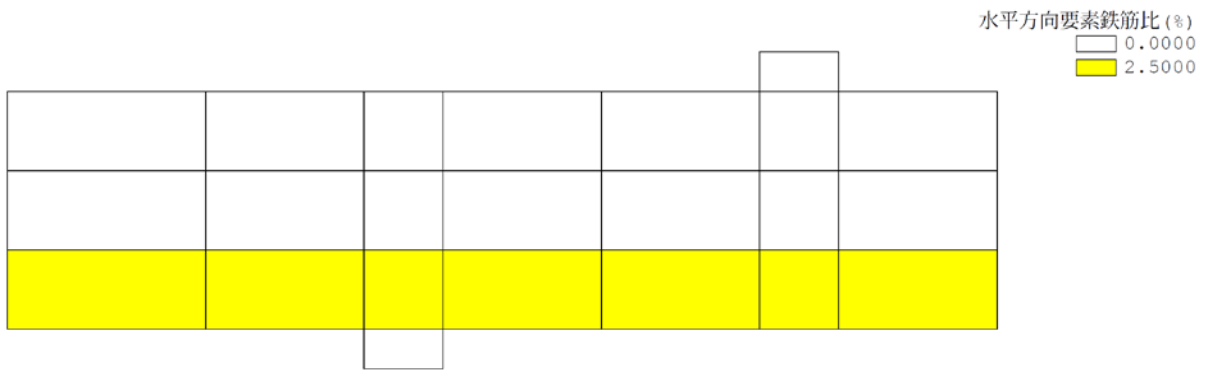


図 5-27 要素鉄筋比 (水平方向)

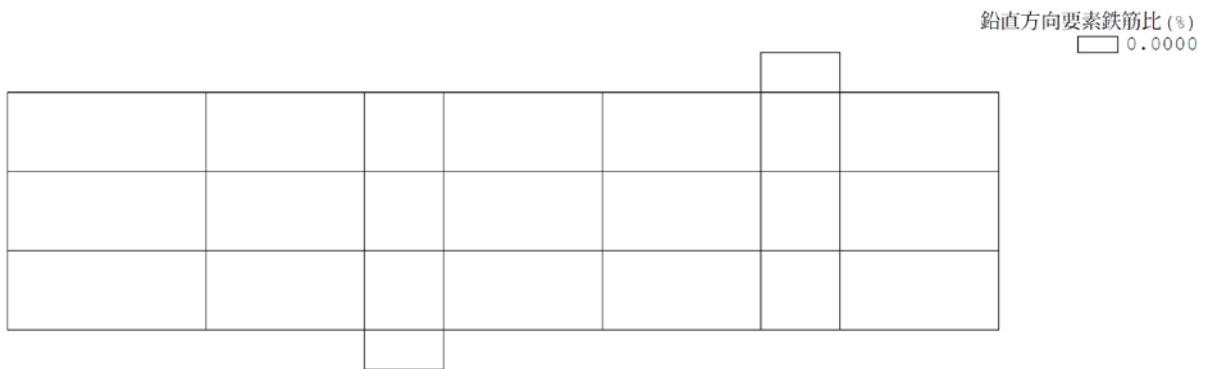


図 5-28 要素鉄筋比 (鉛直方向)

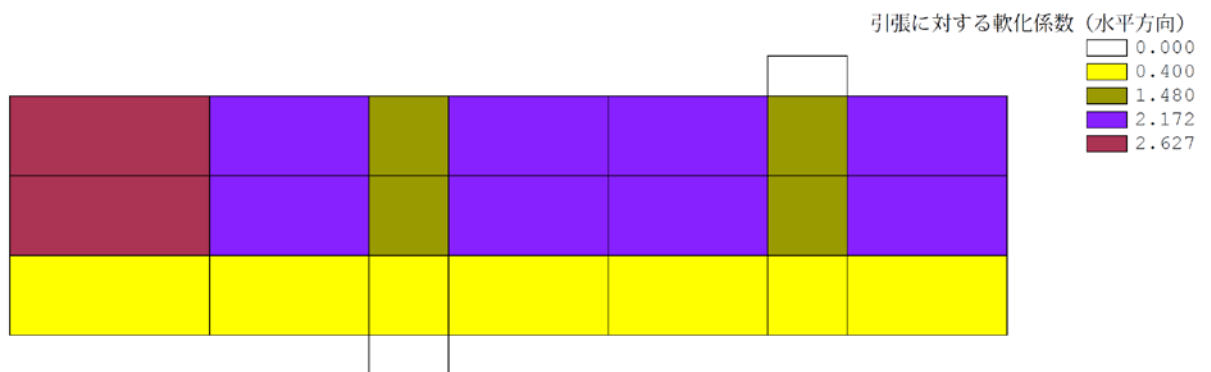


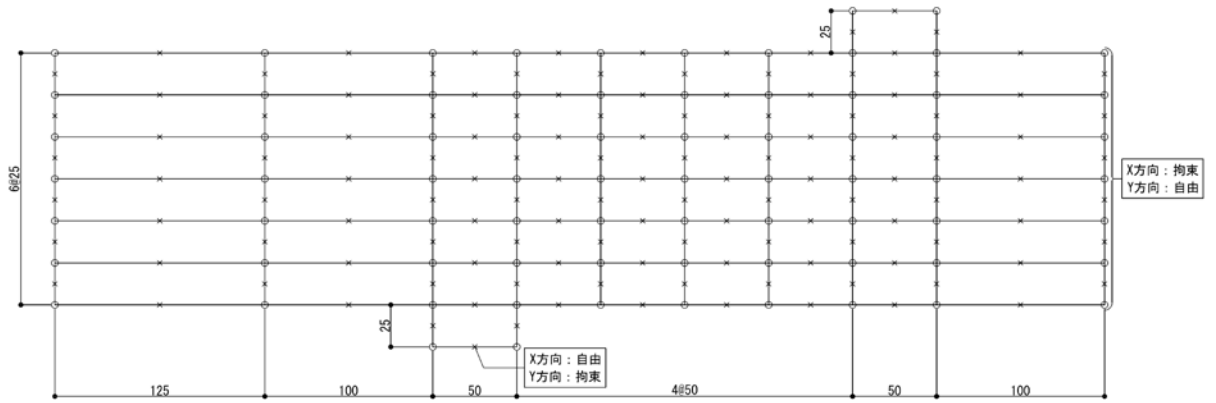
図 5-29 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-30 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(7) CaseNo.7 (着目点：寸法効果)

基本モデル CaseNo.1 のスパンの長さ (0.50m⇒2.50m), 部材厚 (0.30m⇒1.50m) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-36 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-15 に, 材料諸元を表 5-16 に示す。要素鉄筋比を図 5-37 及び図 5-38 に, 引張に対する軟化係数を図 5-39 及び図 5-40 に示す。



(単位：cm)

図 5-31 メッシュ図, 境界条件

表 5-13 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	150	同 上
有効部材厚 (cm)	125	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-14 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

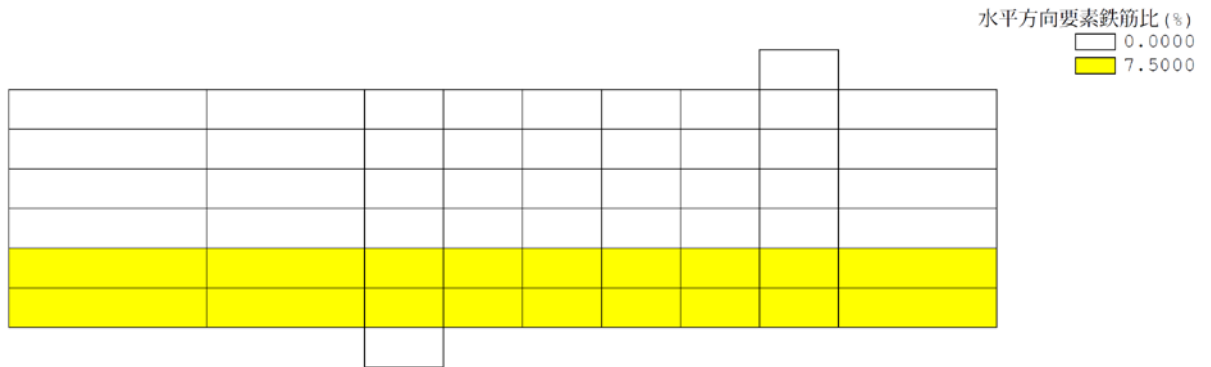


図 5-32 要素鉄筋比 (水平方向)

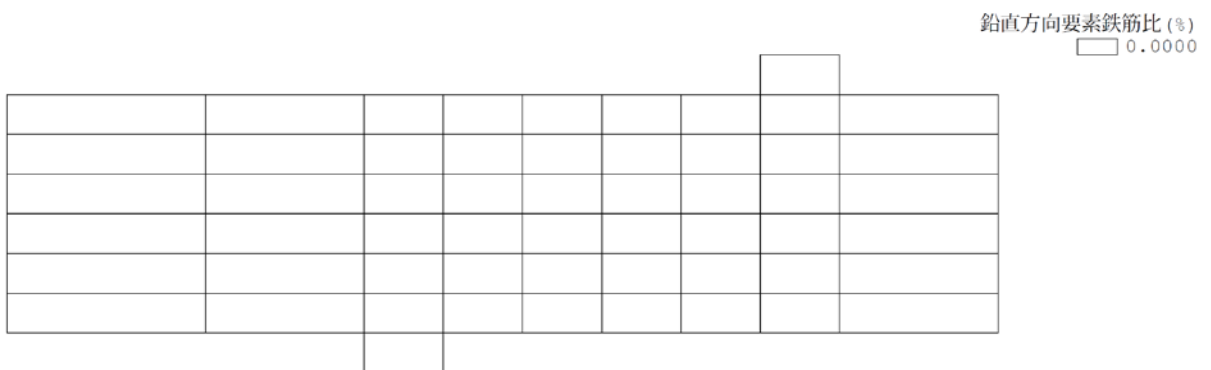


図 5-33 要素鉄筋比 (鉛直方向)

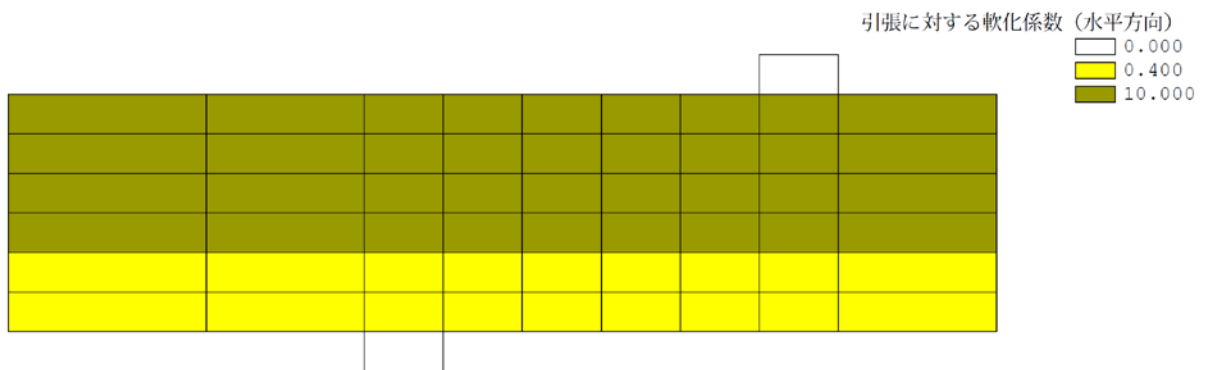


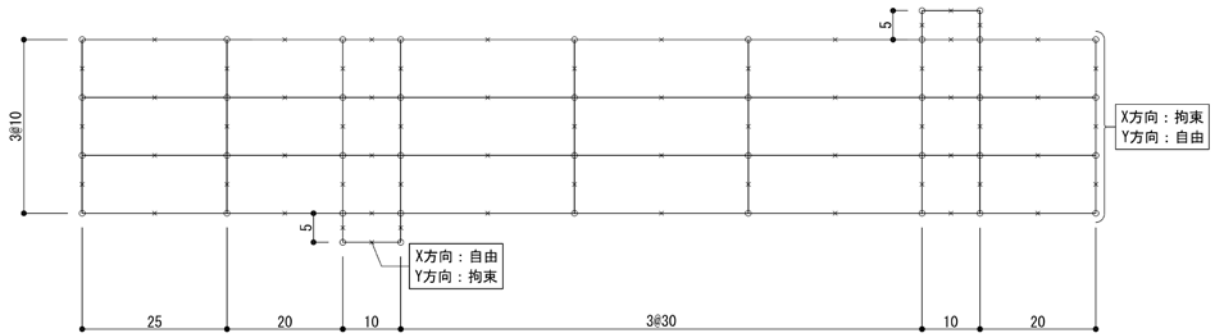
図 5-34 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-35 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(8) CaseNo. 8 (着目点：軸力の効果)

基本モデル CaseNo. 1 のスパンの長さ (0.50m⇒1.00m) を変更し、軸力比を追加したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-41 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-17 に、材料諸元を表 5-18 に示す。要素鉄筋比を図 5-42 及び図 5-43 に、引張に対する軟化係数を図 5-44 及び図 5-45 に示す。



(単位：cm)

図 5-36 メッシュ図，境界条件

表 5-15 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-16 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

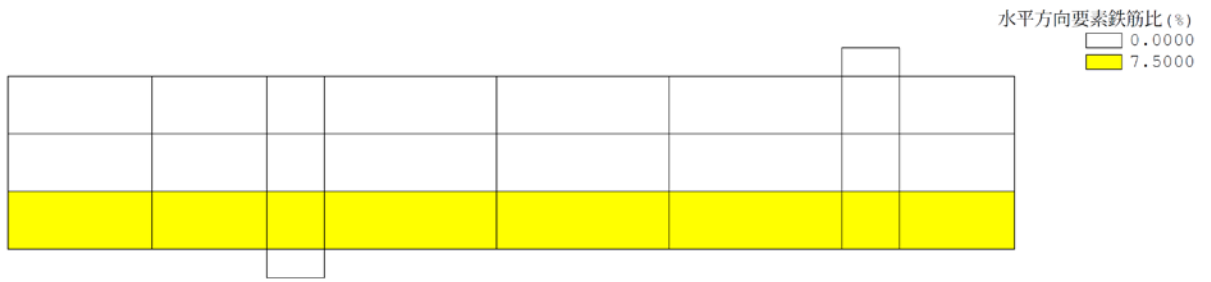


図 5-37 要素鉄筋比 (水平方向)

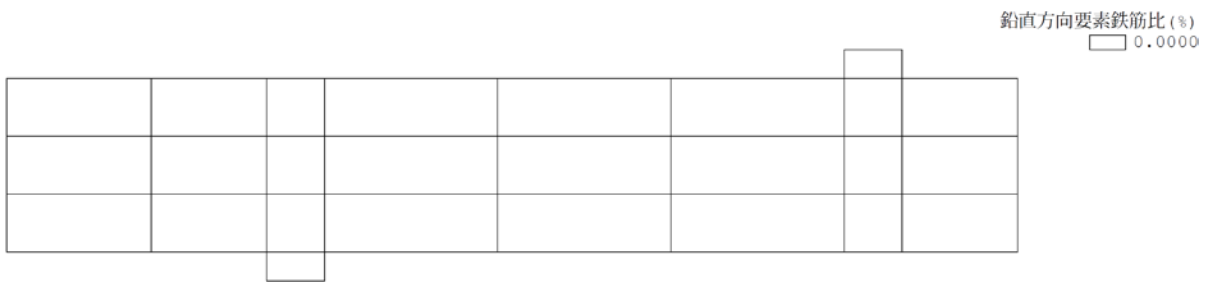


図 5-38 要素鉄筋比 (鉛直方向)

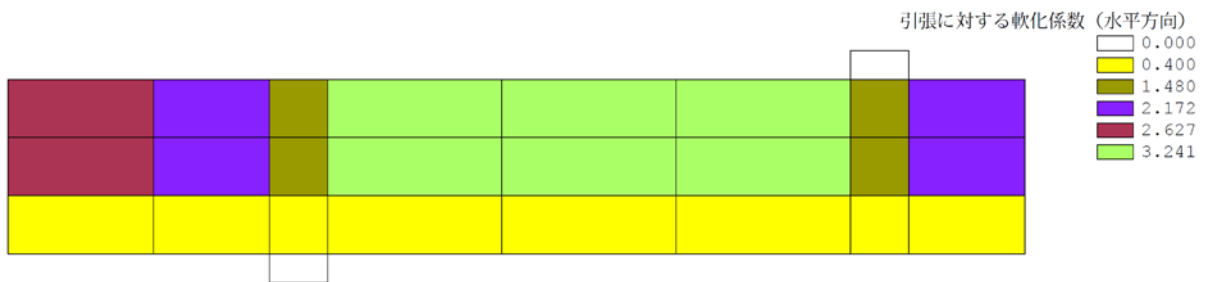


図 5-39 引張に対する軟化係数 (水平方向)

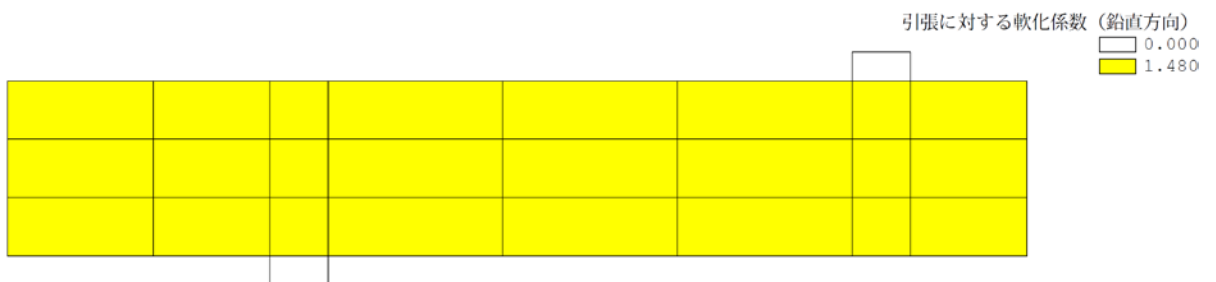
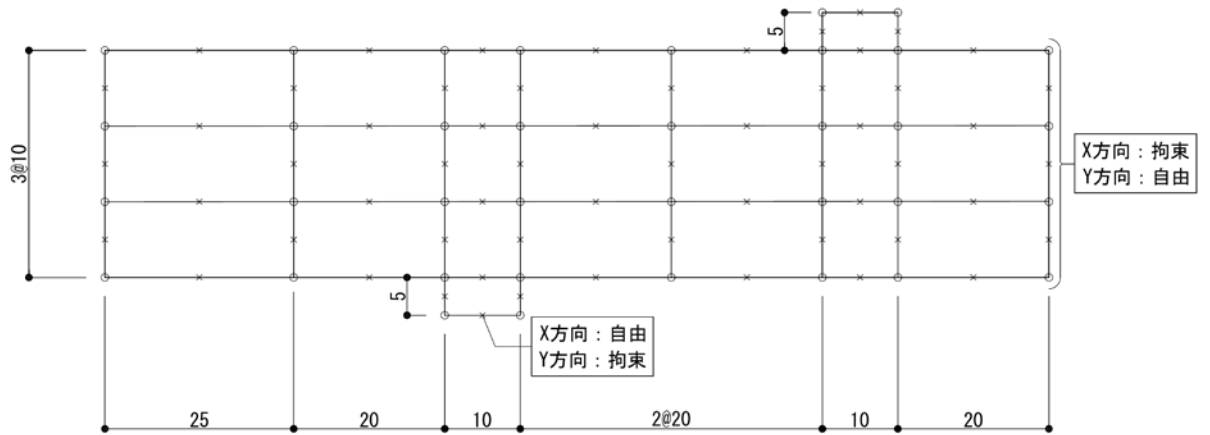


図 5-40 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(9) CaseNo.9 (着目点：せん断補強の効果)

基本モデル CaseNo.1 にせん断補強を追加したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-46 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-19 に、材料諸元を表 5-20 に示す。要素鉄筋比を図 5-47 及び図 5-48 に、引張に対する軟化係数を図 5-49 及び図 5-50 に示す。



(単位：cm)

図 5-41 メッシュ図，境界条件

表 5-17 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.005	同 上

表 5-18 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

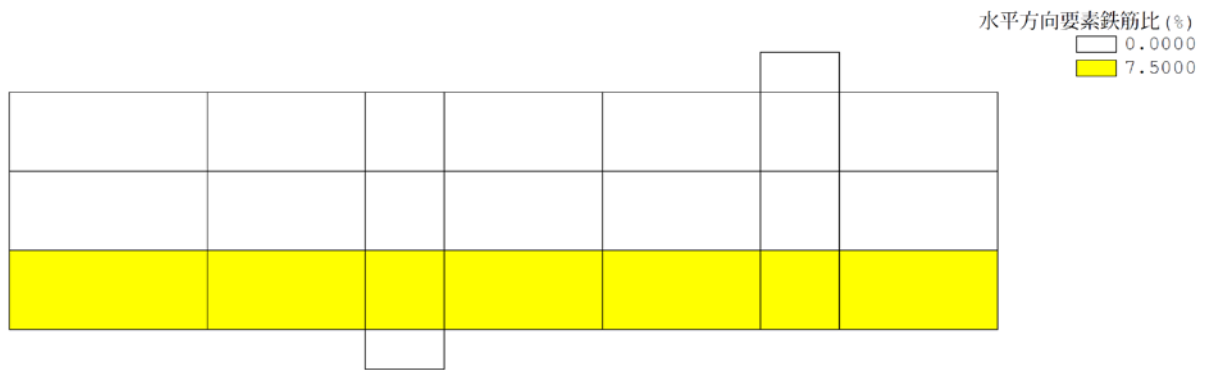


図 5-42 要素鉄筋比 (水平方向)



図 5-43 要素鉄筋比 (鉛直方向)

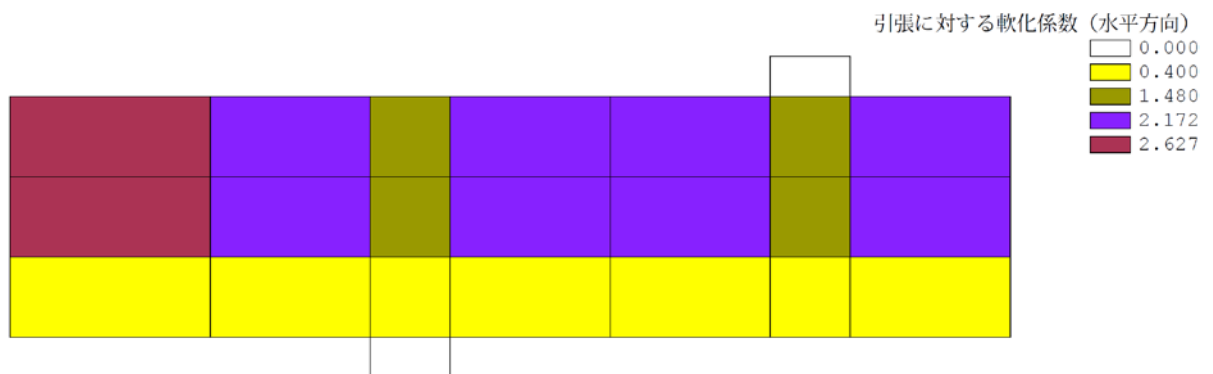


図 5-44 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-45 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(10) CaseNo. 10 (CaseNo. 10 ~CaseNo. 14 の基本ケース)

CaseNo. 10~No. 14 の基本ケースである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-51 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-21 に、材料諸元を表 5-22 に示す。要素鉄筋比を図 5-52 及び図 5-53 に、引張に対する軟化係数を図 5-54 及び図 5-55 に示す。

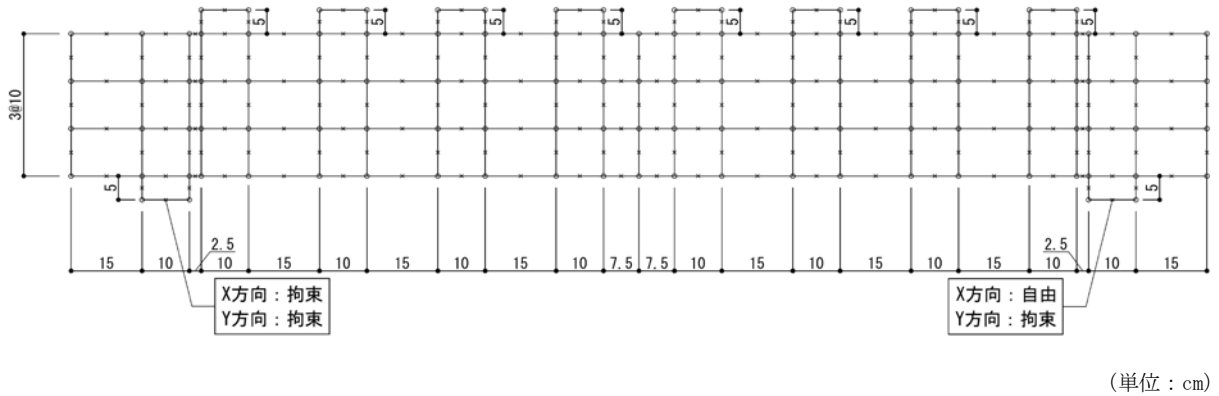


図 5-46 メッシュ図, 境界条件

表 5-19 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり，他の区間より先行して破壊に至るように，鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-20 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	29.07	(N/mm ²)	$0.9 \times 32.3 = 29.07$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.40	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 32.3^{2/3} = 1.399$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋，せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

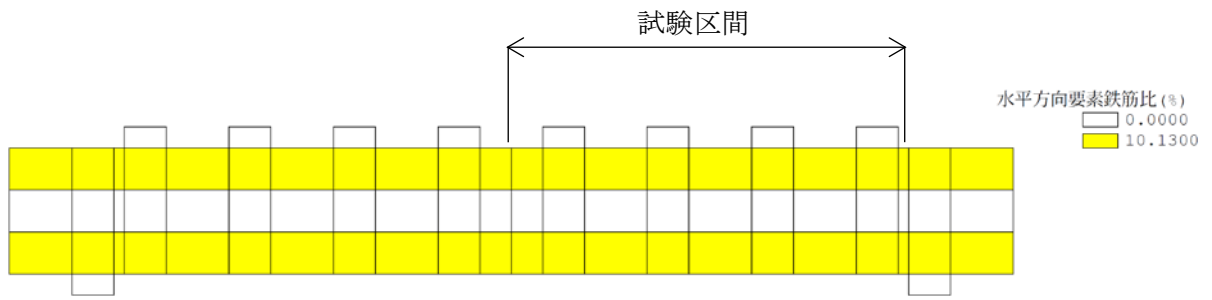


図 5-47 要素鉄筋比 (水平方向)

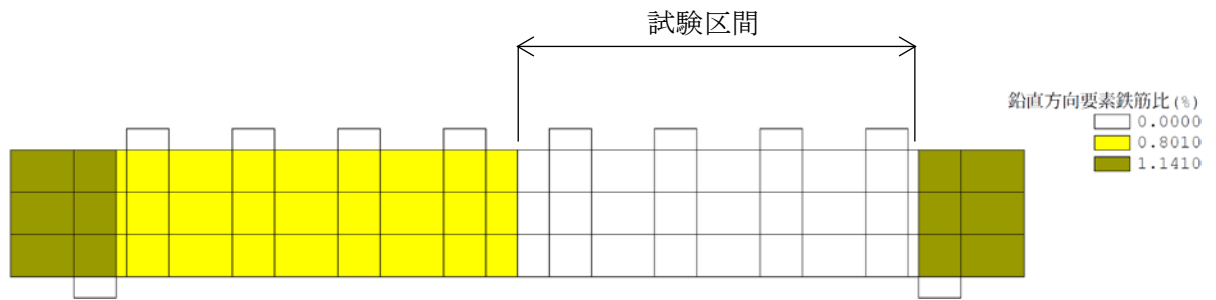


図 5-48 要素鉄筋比 (鉛直方向)

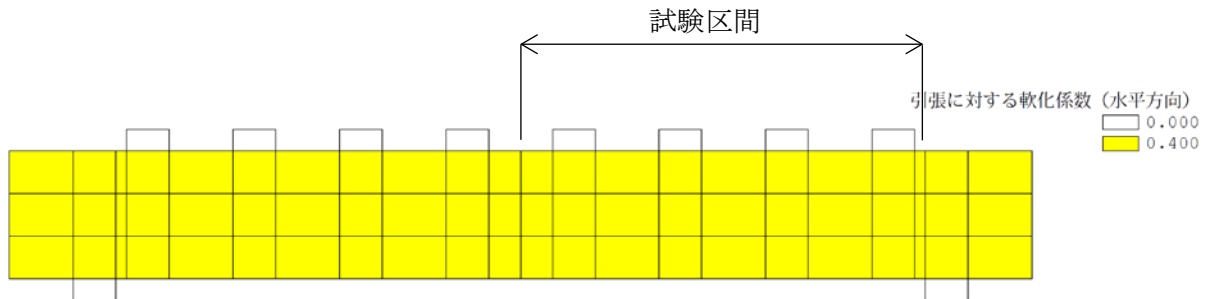


図 5-49 引張に対する軟化係数 (水平方向)

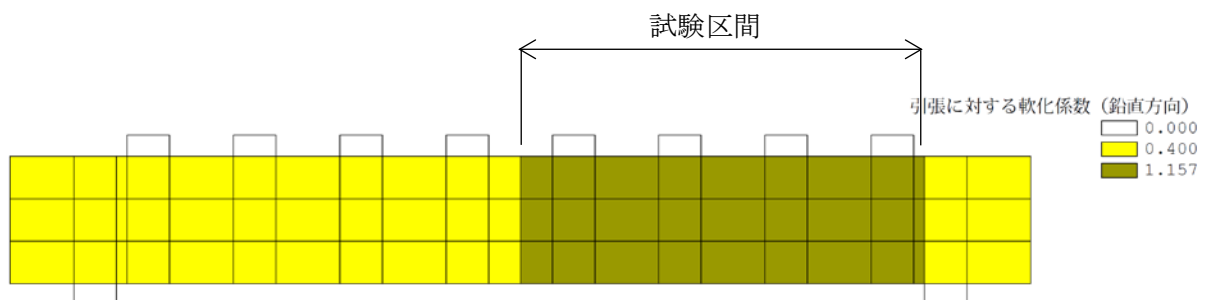
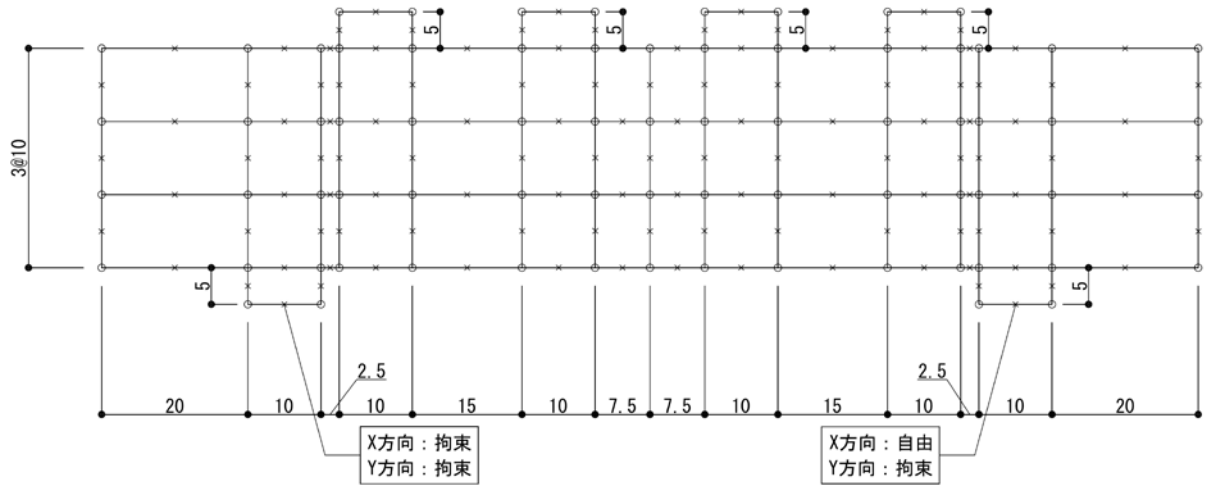


図 5-50 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(11) CaseNo. 11 (着目点：分布荷重を受けるスパンの効果)

基本モデル CaseNo. 10 のスパンの長さ (1.00m⇒0.50m) 及びコンクリートの圧縮強度 ($32.3\text{N/mm}^2 \Rightarrow 41.4\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-56 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-23 に、材料諸元を表 5-24 に示す。要素鉄筋比を図 5-57 及び図 5-58 に、引張に対する軟化係数を図 5-59 及び図 5-60 に示す。



(単位：cm)

図 5-51 メッシュ図，境界条件

表 5-21 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 該部材の破壊について着目する区間であり, 他の区間より先行して破壊に至るように, 鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-22 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	37.26	(N/mm ²)	$0.9 \times 41.4 = 37.26$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.65	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 41.4^{2/3} = 1.651$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

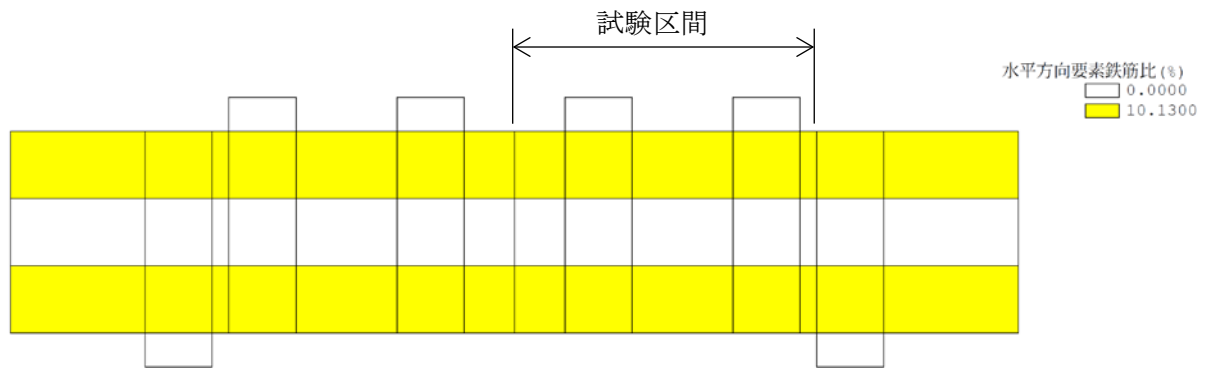


図 5-52 要素鉄筋比 (水平方向)

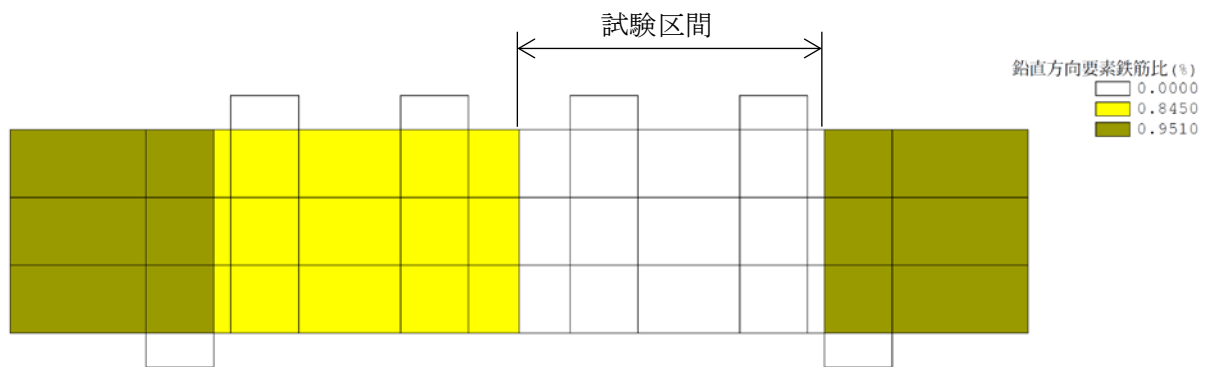


図 5-53 要素鉄筋比 (鉛直方向)

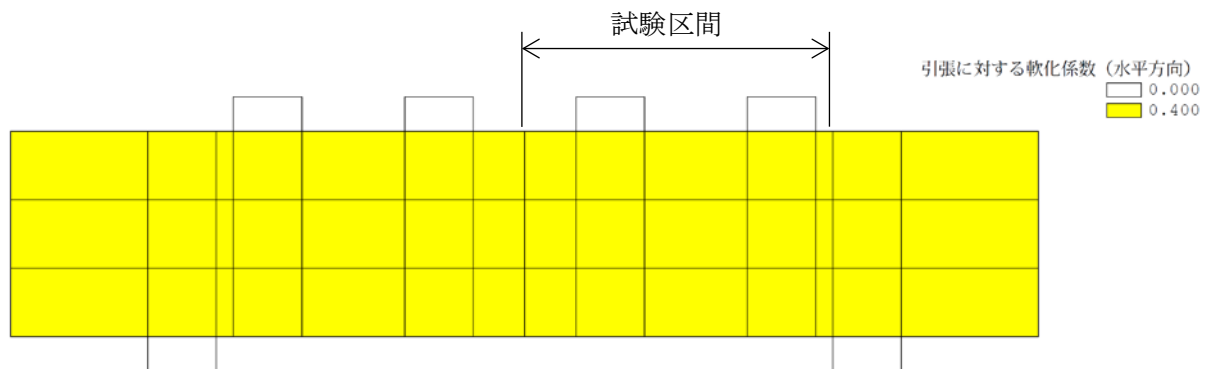


図 5-54 引張に対する軟化係数 (水平方向)

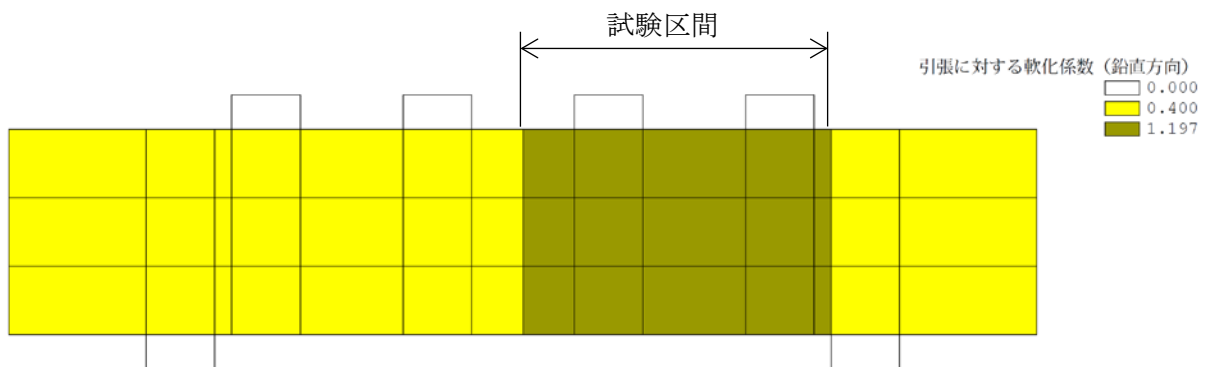
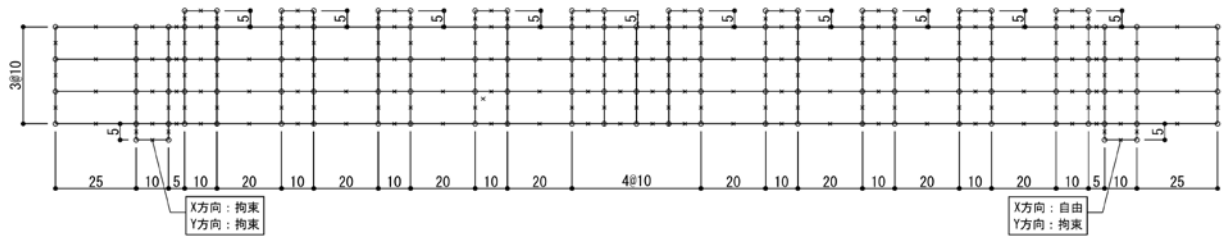


図 5-55 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(12) CaseNo. 12 (着目点：分布荷重を受けるスパンの効果)

基本モデル CaseNo. 10 のスパンの長さ (1.00m⇒1.50m) 及びコンクリートの圧縮強度 (32.3N/mm²⇒41.7N/mm²) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-61 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-25 に、材料諸元を表 5-26 に示す。要素鉄筋比を図 5-62 及び図 5-63 に、引張に対する軟化係数を図 5-64 及び図 5-65 に示す。



(単位：cm)

図 5-56 メッシュ図，境界条件

表 5-23 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり, 他の区間より先行して破壊に至るように, 鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-24 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	37.53	(N/mm ²)	$0.9 \times 41.7 = 37.53$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.66	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 41.7^{2/3} = 1.659$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

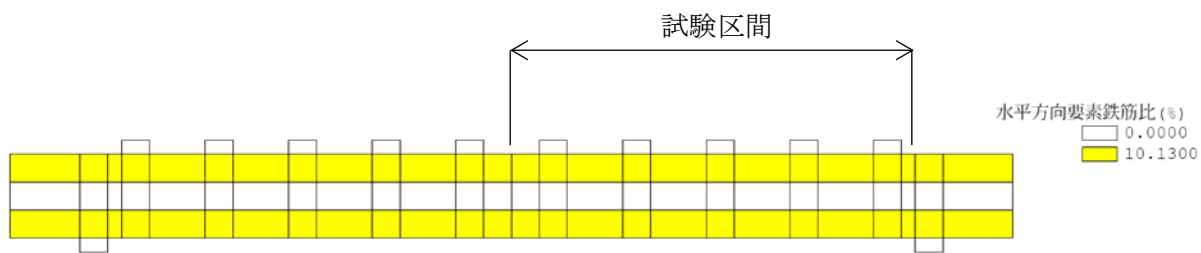


図 5-57 要素鉄筋比 (水平方向)

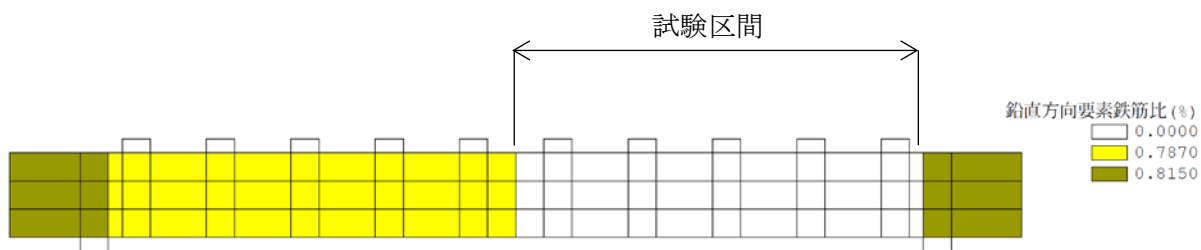


図 5-58 要素鉄筋比 (鉛直方向)

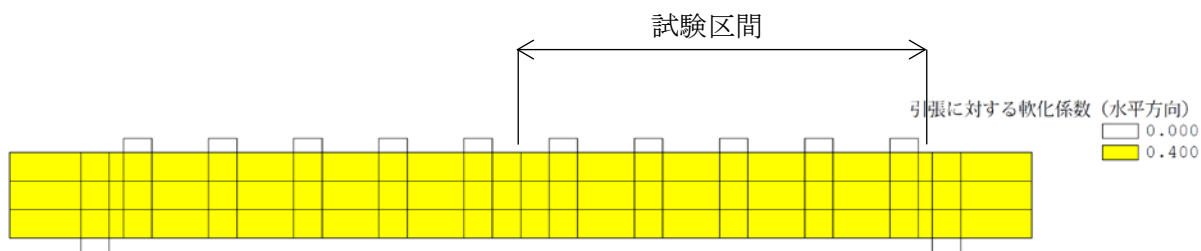


図 5-59 引張に対する軟化係数 (水平方向)

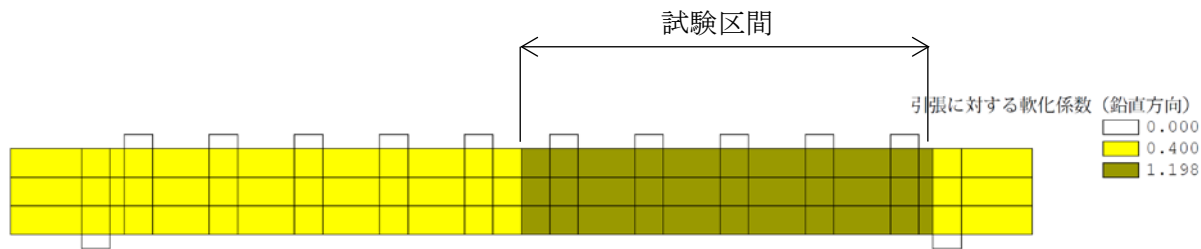


図 5-60 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(13) CaseNo. 13 (着目点：モーメント分布の効果)

基本モデル CaseNo. 10 の作用荷重倍率 ($P'/P=0 \Rightarrow 1.50$) 及びコンクリートの圧縮強度 ($32.3\text{N/mm}^2 \Rightarrow 33.6\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-66 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-27 に、材料諸元を表 5-28 に示す。要素鉄筋比を図 5-67 及び図 5-68 に、引張に対する軟化係数を図 5-69 及び図 5-70 に示す。

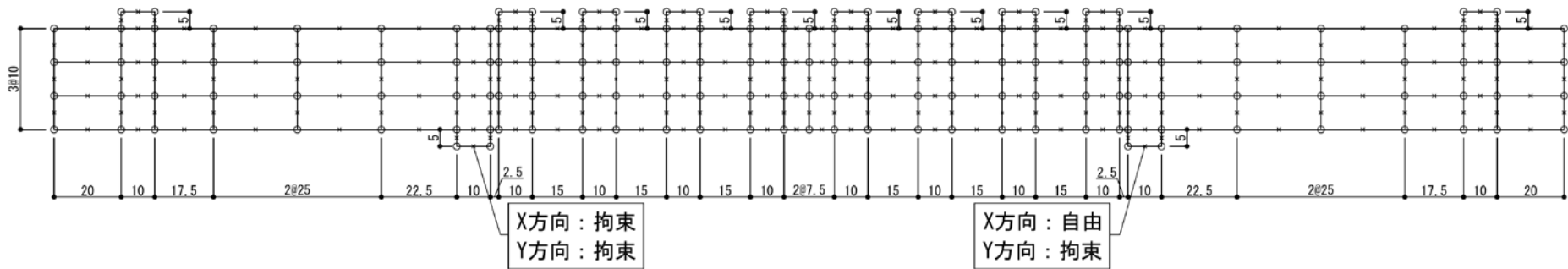
表 5-25 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり、他の区間より先行して破壊に至るように、鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-26 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	30.24	(N/mm ²)	$0.9 \times 33.6 = 30.24$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.44	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 33.6^{2/3} = 1.436$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋，せん断補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書



(単位：cm)

図 5-61 メッシュ図，境界条件

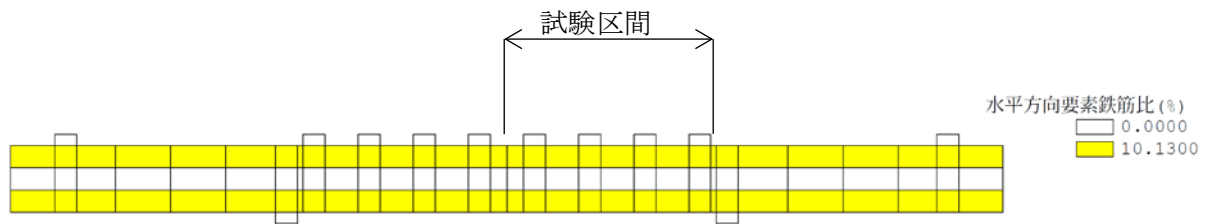


図 5-62 要素鉄筋比 (水平方向)

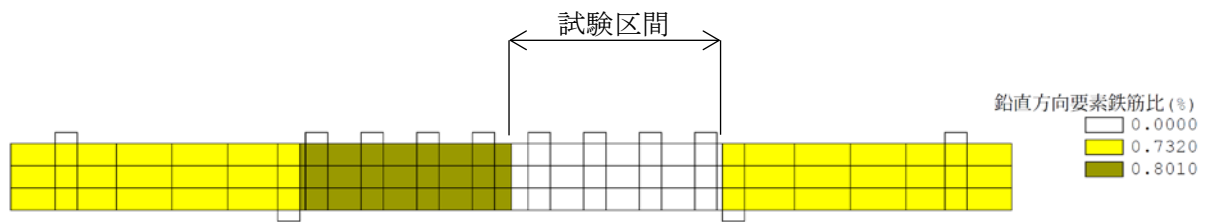


図 5-63 要素鉄筋比 (鉛直方向)

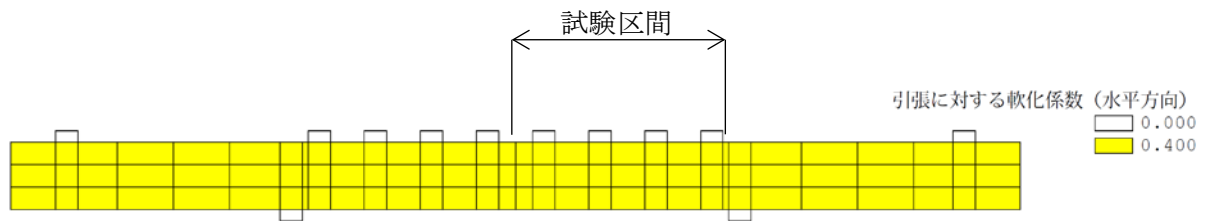


図 5-64 引張に対する軟化係数 (水平方向)

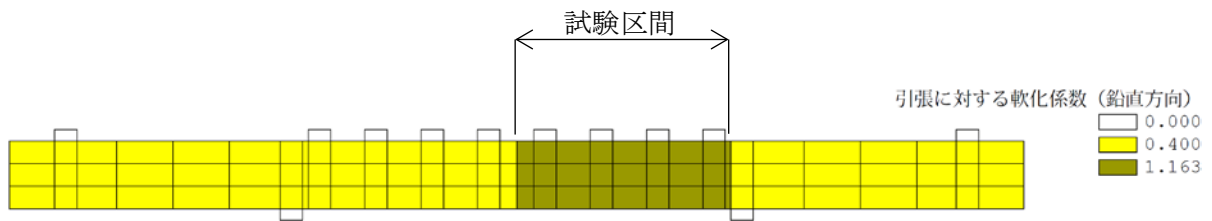


図 5-65 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(14) CaseNo. 14 (着目点：モーメント分布の効果)

基本モデル CaseNo. 10 の作用荷重倍率 ($P'/P=0 \Rightarrow 2.00$) 及びコンクリートの圧縮強度 ($32.3\text{N/mm}^2 \Rightarrow 36.2\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-71 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-29 に、材料諸元を表 5-30 に示す。要素鉄筋比を図 5-72 及び図 5-73 に、引張に対する軟化係数を図 5-74 及び図 5-75 に示す。

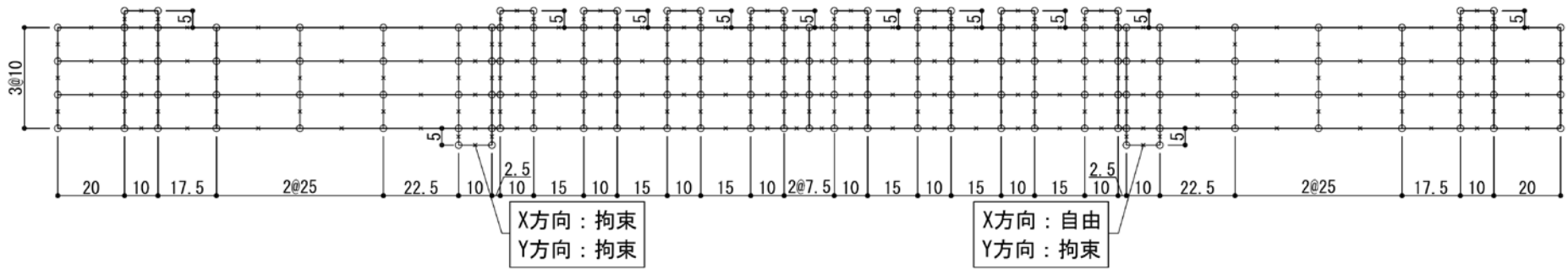
表 5-27 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり、他の区間より先行して破壊に至るように、鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-28 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	32.58	(N/mm^2)	$0.9 \times 36.2 = 32.58$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.51	(N/mm^2)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 36.2^{2/3} = 1.510$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m^3)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋，せん断補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm^2)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm^2)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m^3)	コンクリート標準示方書



(単位：cm)

図 5-66 メッシュ図, 境界条件

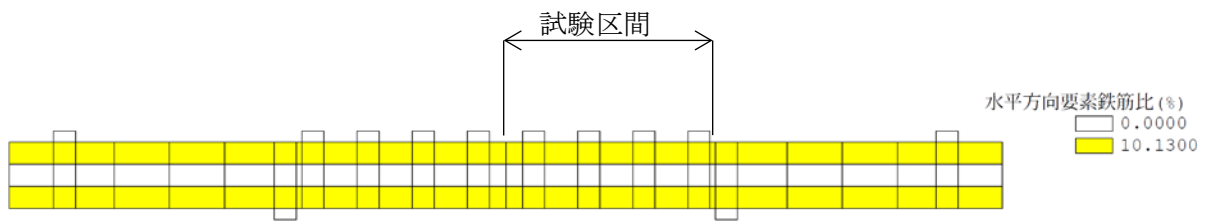


図 5-67 要素鉄筋比 (水平方向)

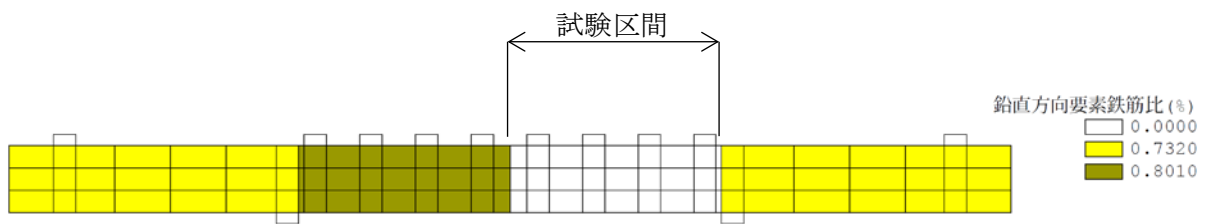


図 5-68 要素鉄筋比 (鉛直方向)

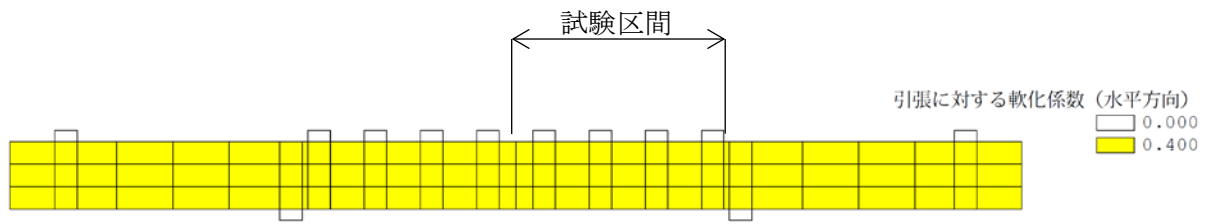


図 5-69 引張に対する軟化係数 (水平方向)

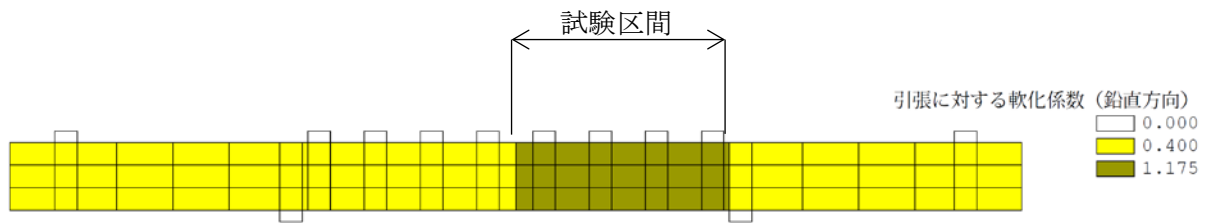


図 5-70 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(15) CaseNo. 15 (CaseNo. 15～CaseNo. 17 の基本ケース)

CaseNo. 15～CaseNo. 17 の基本ケースである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-76 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-31 に、材料諸元を表 5-32 に示す。要素鉄筋比を図 5-77 及び図 5-78 に、引張に対する軟化係数を図 5-79 及び図 5-80 に示す。

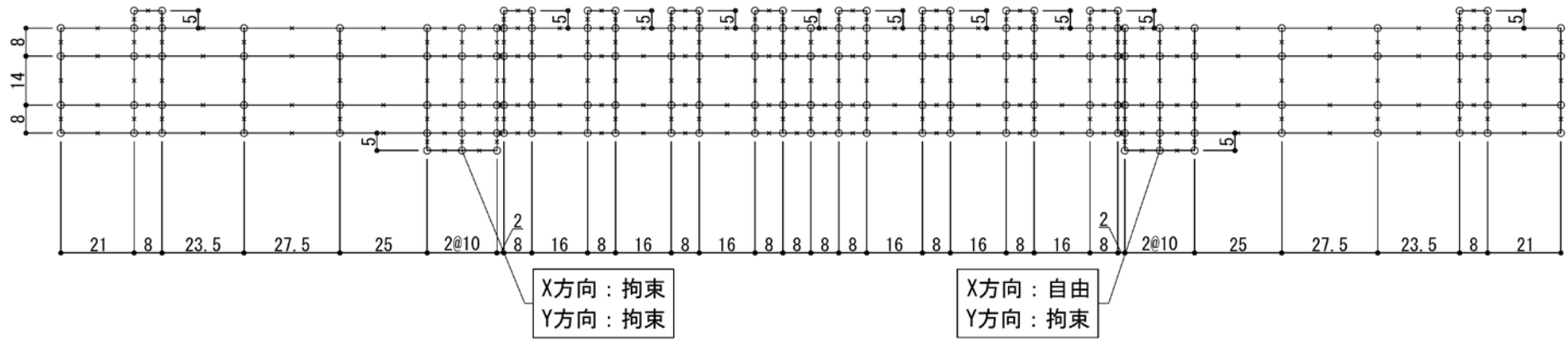
表 5-29 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	16	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	26	同 上
引張鉄筋比	0.035	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり、他の区間より先行して破壊に至るように、鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-30 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	30.33	(N/mm ²)	$0.9 \times 33.7 = 30.33$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.44	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 33.7^{2/3} = 1.439$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋，せん断補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	511	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書



(単位: cm)

図 5-71 メッシュ図, 境界条件

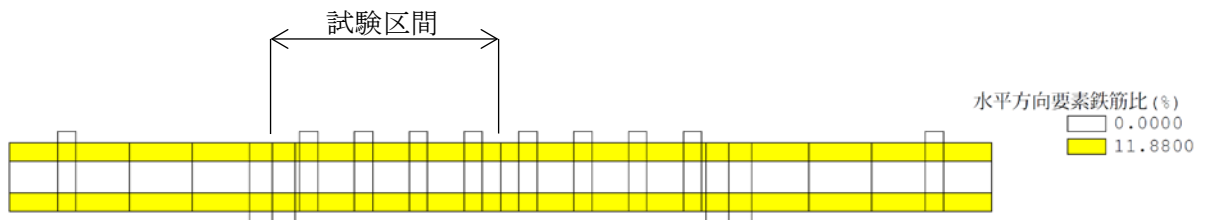


図 5-72 要素鉄筋比 (水平方向)

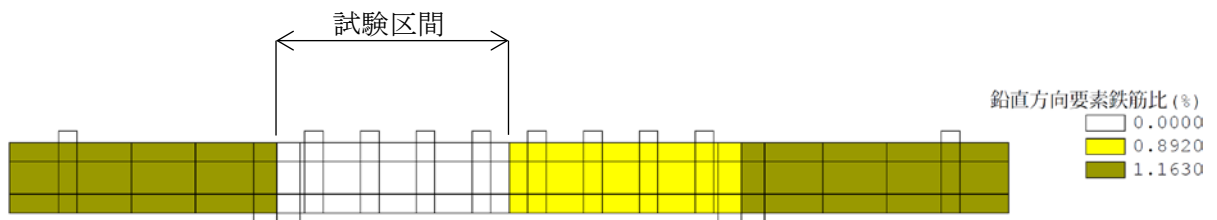


図 5-73 要素鉄筋比 (鉛直方向)

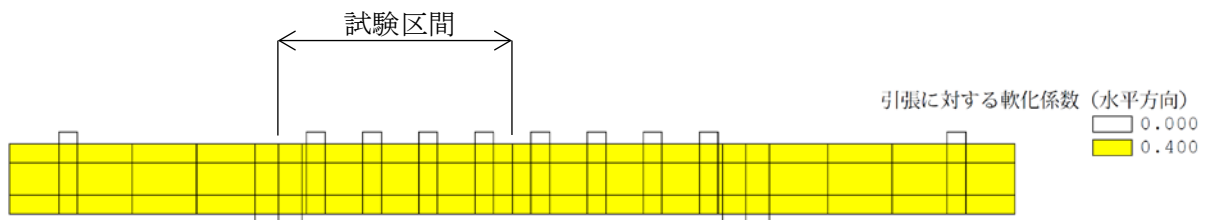


図 5-74 引張に対する軟化係数 (水平方向)

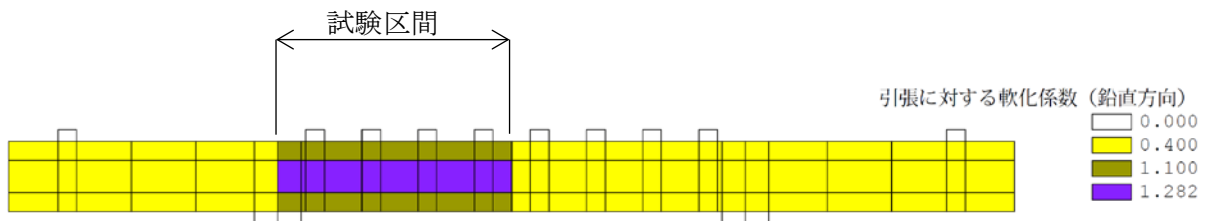


図 5-75 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(16) CaseNo. 16 (着目点：せん断補強の効果)

基本モデル CaseNo. 15 にせん断補強筋を追加したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-81 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-33 に、材料諸元を表 5-34 に示す。要素鉄筋比を図 5-82 及び図 5-83 に、引張に対する軟化係数を図 5-84 及び図 5-85 に示す。

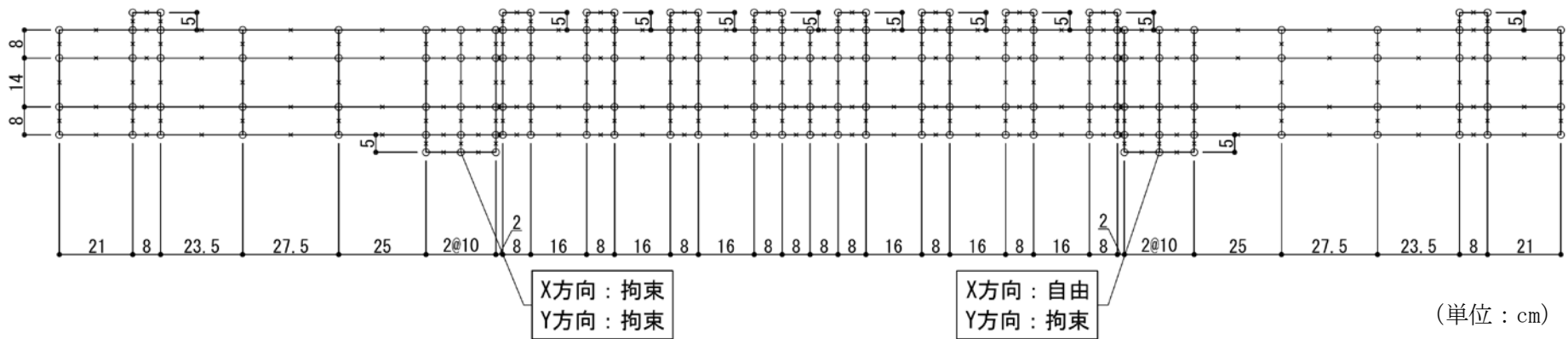
表 5-31 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	16	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	26	同 上
引張鉄筋比	0.035	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.038	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり，他の区間より先行して破壊に至るように，鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-32 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	31.5	(N/mm ²)	$0.9 \times 35.0 = 31.5$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.48	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 35.0^{2/3} = 1.476$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋① (主鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	511	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋② (せん断補強筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y (N/mm ²)	332		土木学会マニュアル
	単位重量 γ (kN/m ³)	77		コンクリート標準示方書



(単位：cm)

図 5-76 メッシュ図, 境界条件

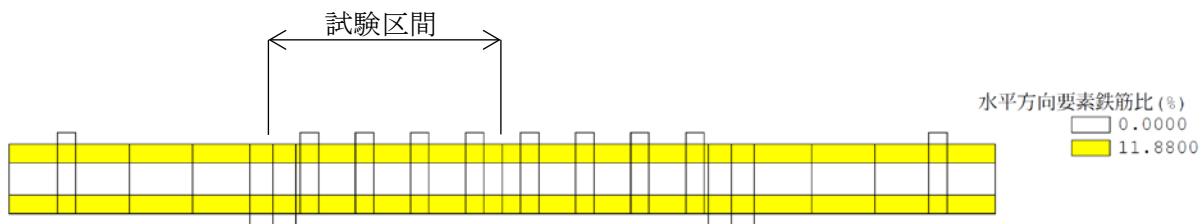


図 5-77 要素鉄筋比 (水平方向)

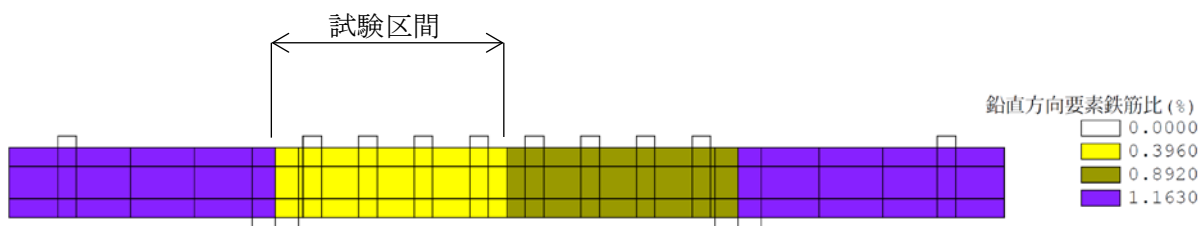


図 5-78 要素鉄筋比 (鉛直方向)

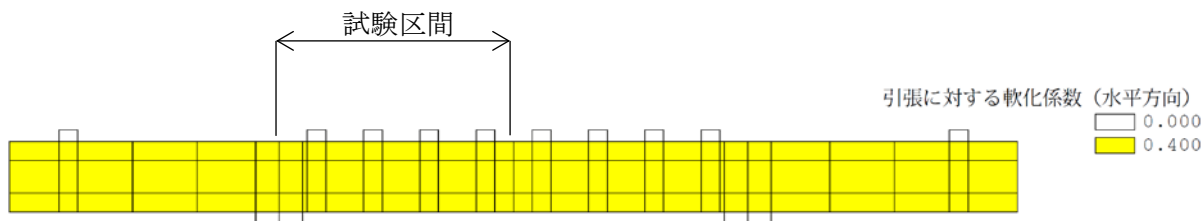


図 5-79 引張に対する軟化係数 (水平方向)

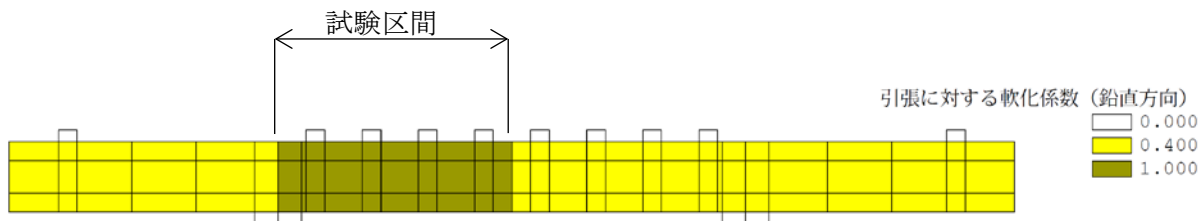


図 5-80 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(17) CaseNo. 17 (着目点：ハンチの効果)

基本モデル CaseNo. 15 にハンチを追加したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-86 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-35 に、材料諸元を表 5-36 に示す。要素鉄筋比を図 5-87 及び図 5-88 に、引張に対する軟化係数を図 5-89 及び図 5-90 に示す。

表 5-33 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅(cm)	16	土木学会マニュアル
部材厚(cm)	30	同 上
有効部材厚(cm)	26	同 上
引張鉄筋比	0.035	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり，他の区間より先行して破壊に至るように，鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-34 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	30.96	(N/mm ²)	$0.9 \times 34.4 = 30.96$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.46	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 34.4^{2/3} = 1.459$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋，せん断補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	511	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

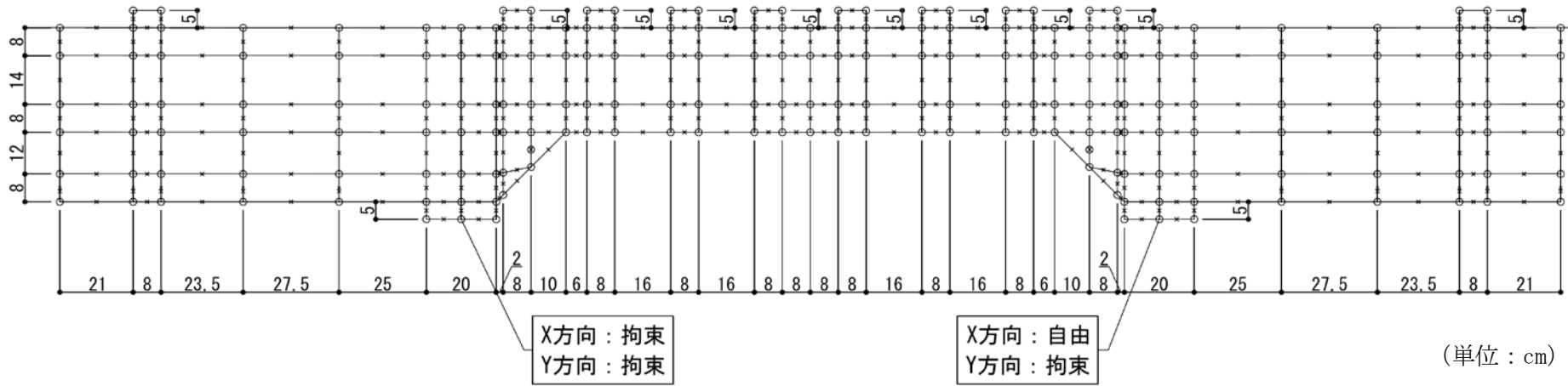


図 5-81 メッシュ図, 境界条件

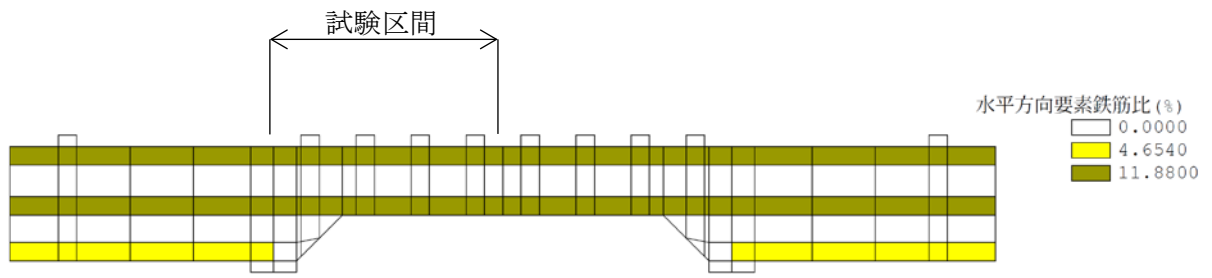


図 5-82 要素鉄筋比 (水平方向)

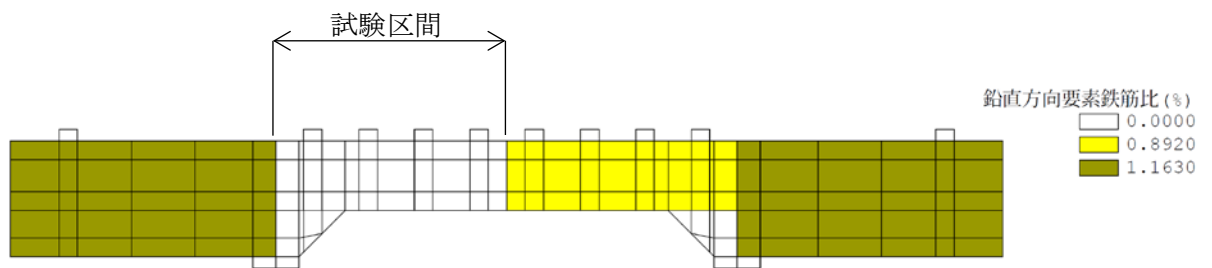


図 5-83 要素鉄筋比 (鉛直方向)

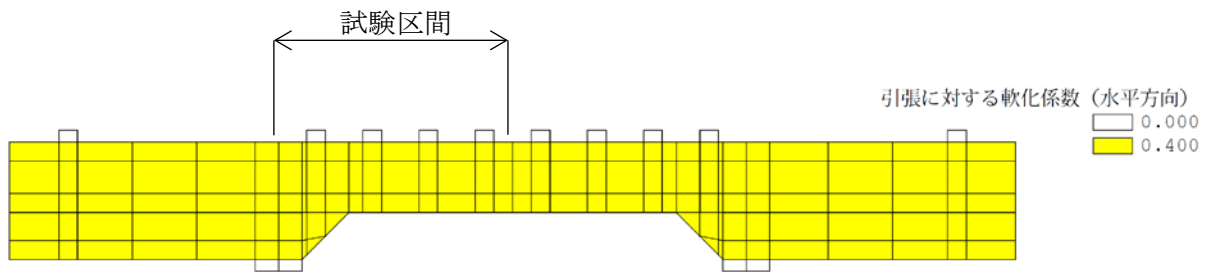


図 5-84 引張に対する軟化係数 (水平方向)

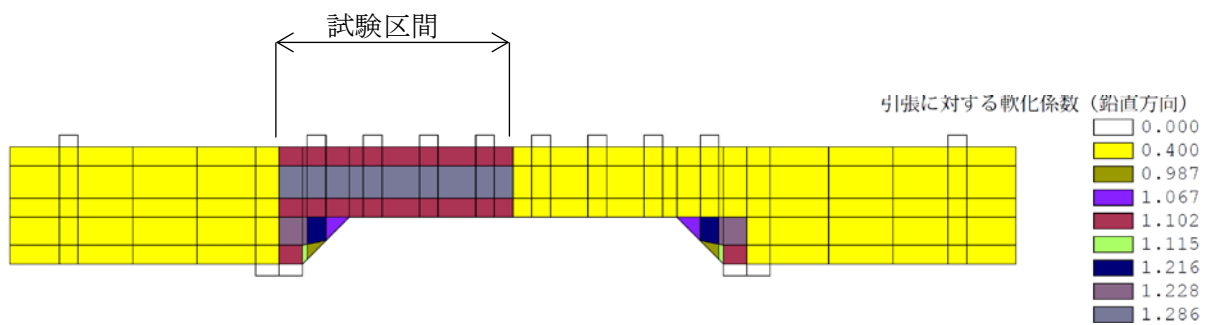


図 5-85 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

6. 解析結果と部材係数の設定

土木学会マニュアルに示されている部材係数設定用モデル 17 体について、材料非線形解析を実施した。また、その解析結果に基づいて、材料非線形解析を用いたせん断照査で使用する部材係数 γ_{b1} の設定を行った。

6.1 解析結果

材料非線形解析結果から得られた支点反力と載荷点変位の関係及び破壊時（変位増分が急増するステップあるいは最大荷重時）の変形図及びひび割れ状態を図 5-91～図 5-124 に示す。

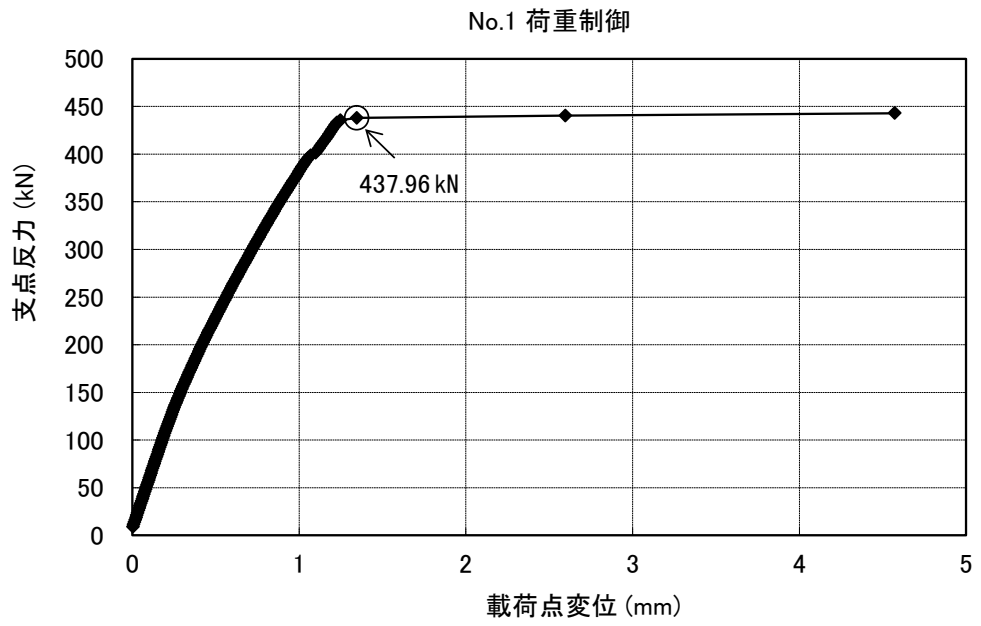
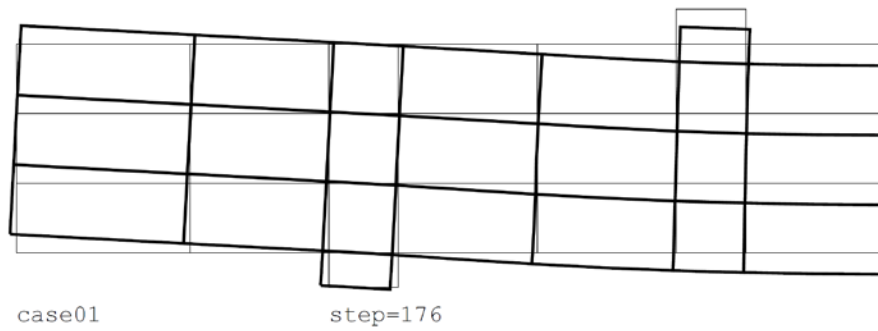


図 5-1 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 1)

<変形>



<ひび割れ状態>

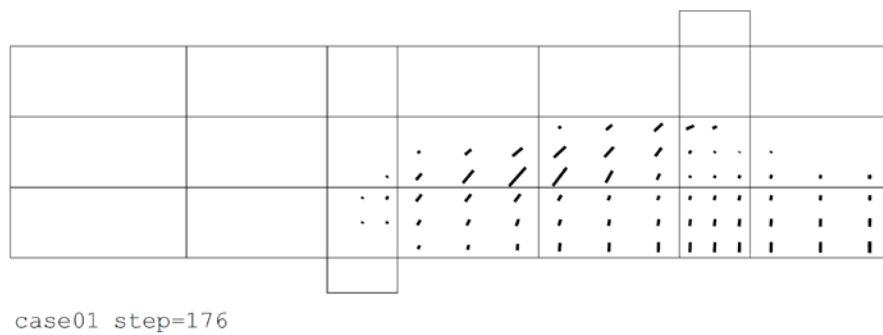


図 5-2 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 1)

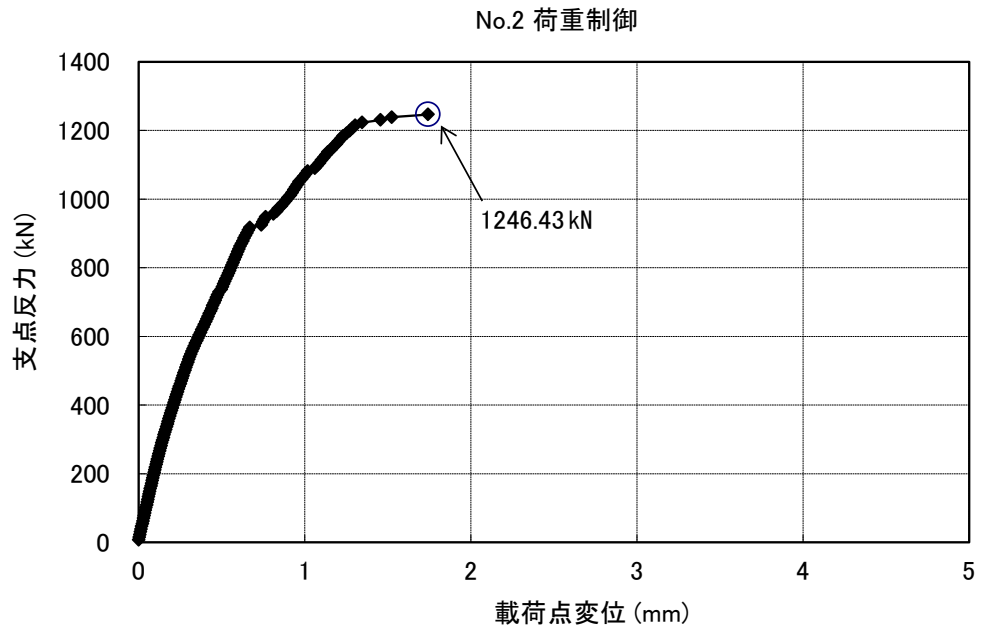
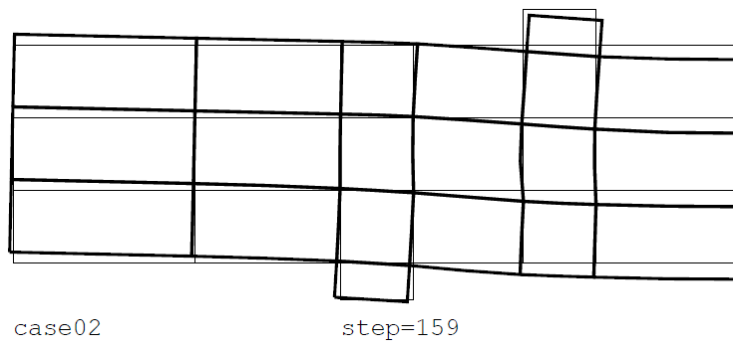


図 5-3 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 2)

<変形>



<ひび割れ状態>

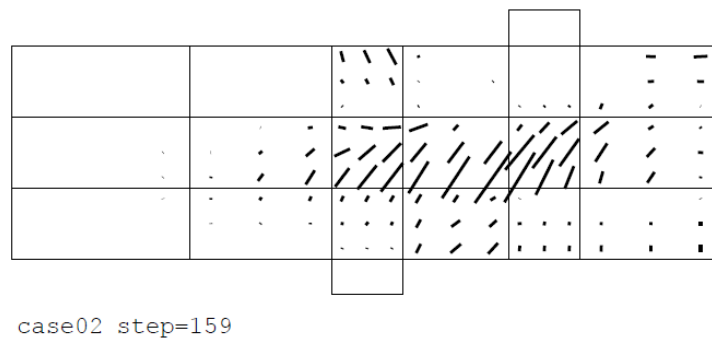


図 5-4 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 2)

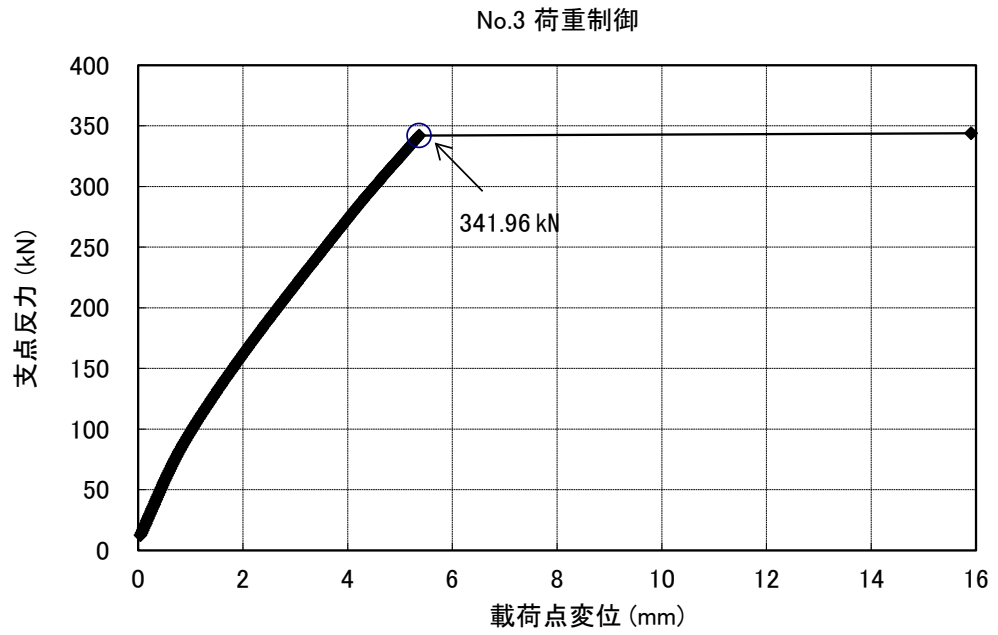
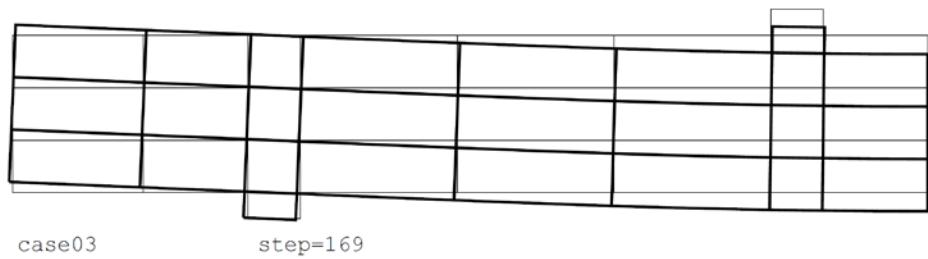


図 5-5 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 3)

<変形>



<ひび割れ状態>

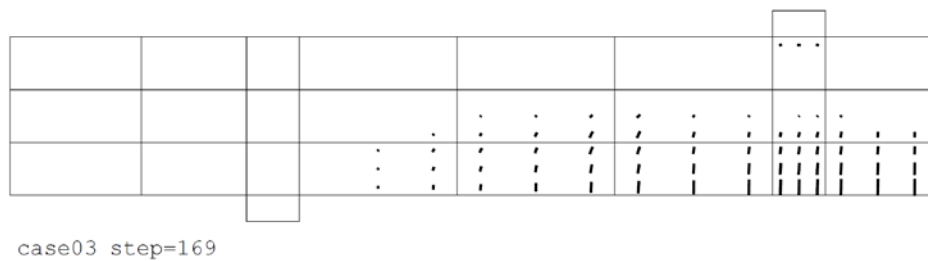


図 5-6 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 3)

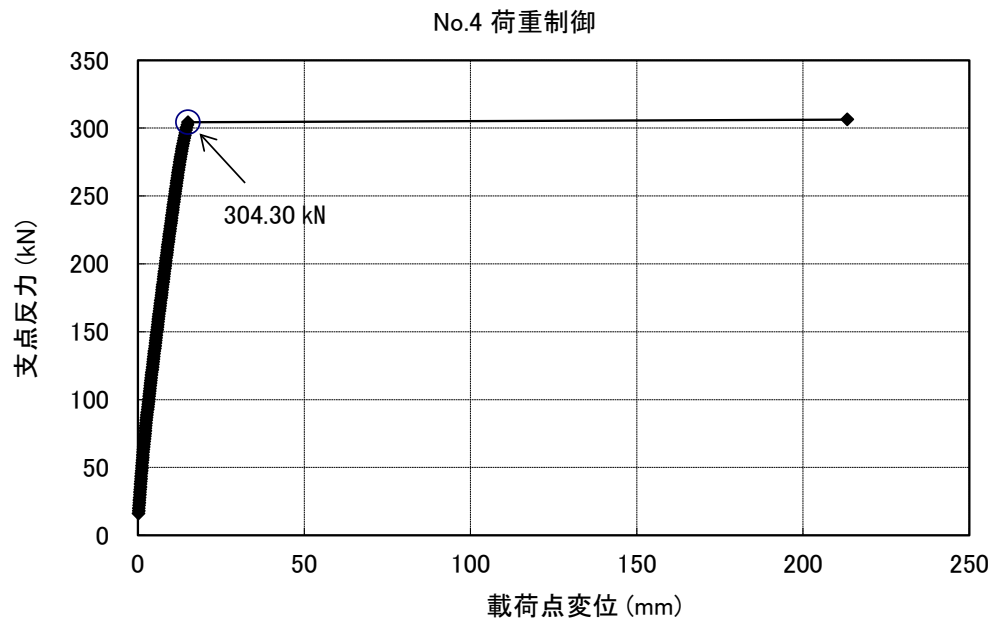
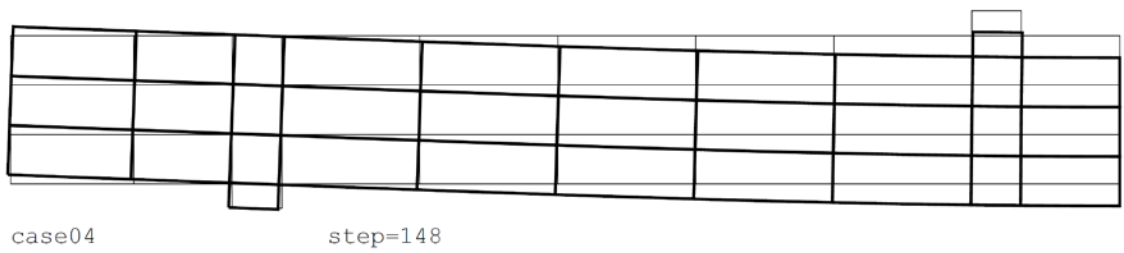


図 5-7 支反力と荷荷点変位の関係 (CaseNo. 4)

<変形>



<ひび割れ状態>

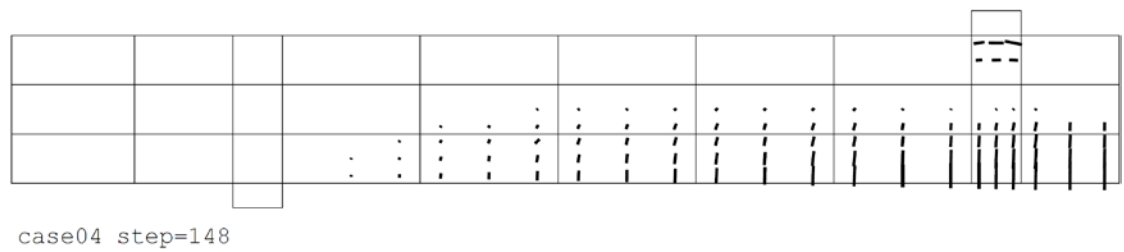


図 5-8 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 4)

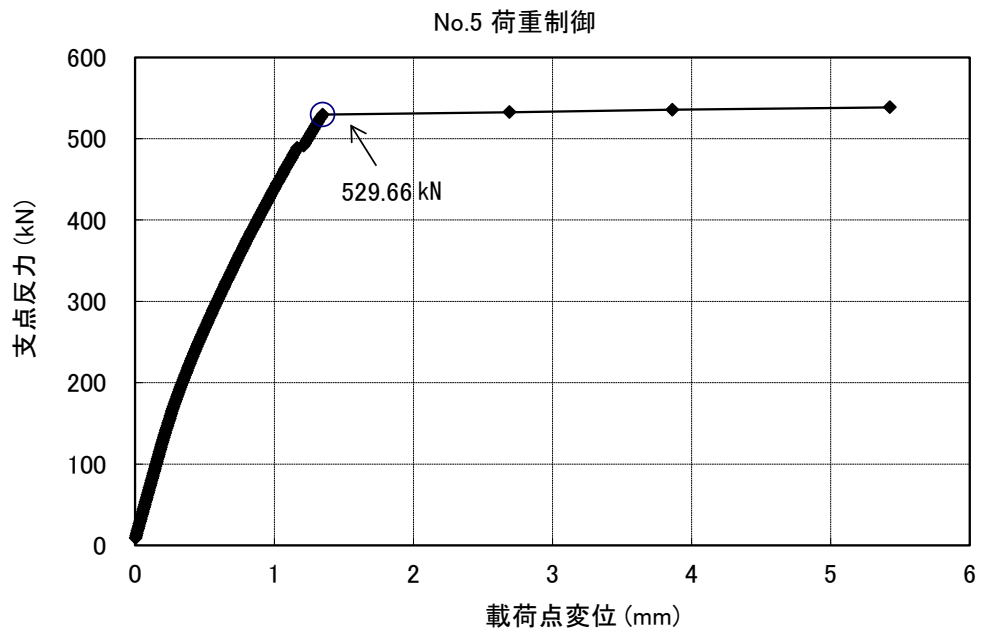
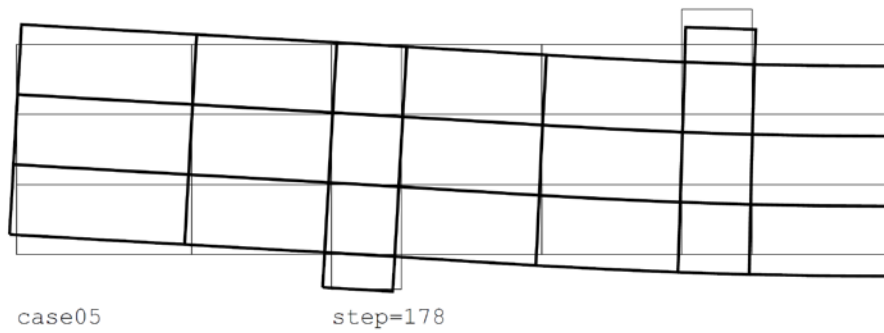


図 5-9 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 5)

<変形>



<ひび割れ状態>

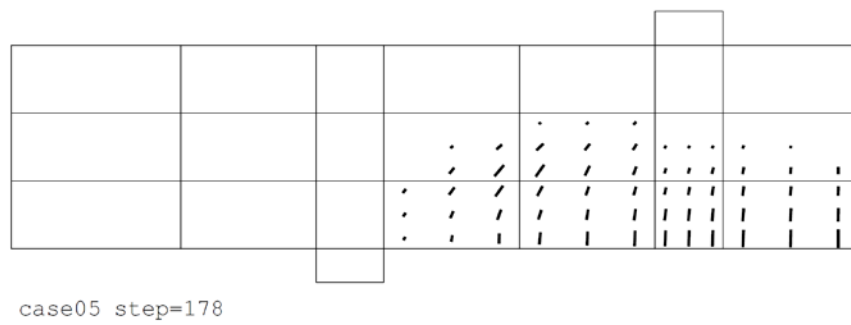


図 5-10 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 5)

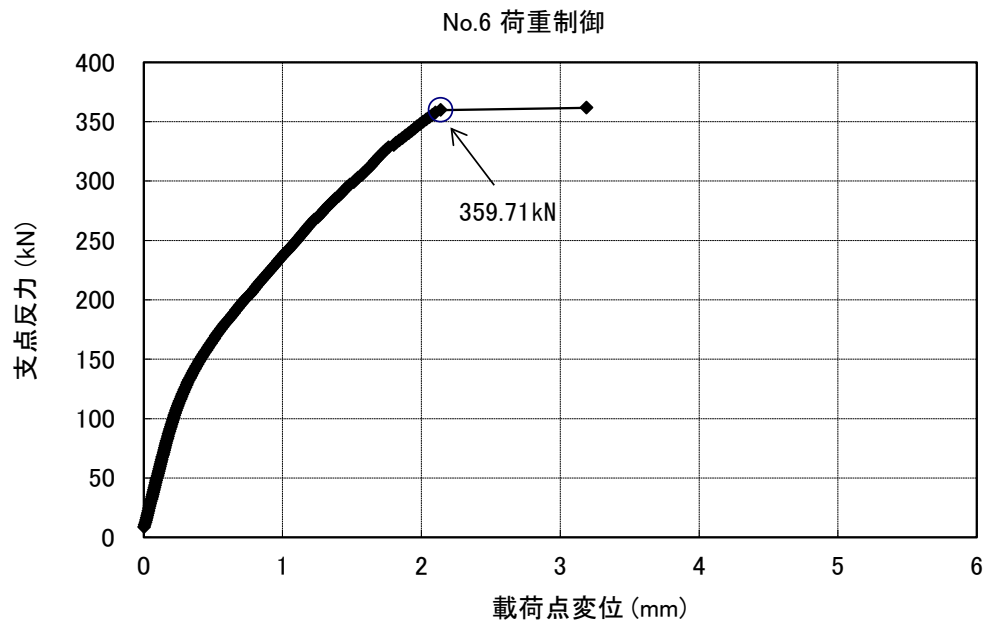
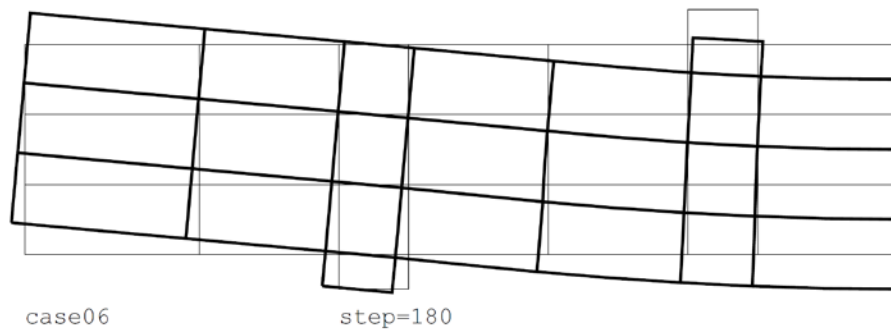


図 5-11 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 6)

<変形>



<ひび割れ状態>

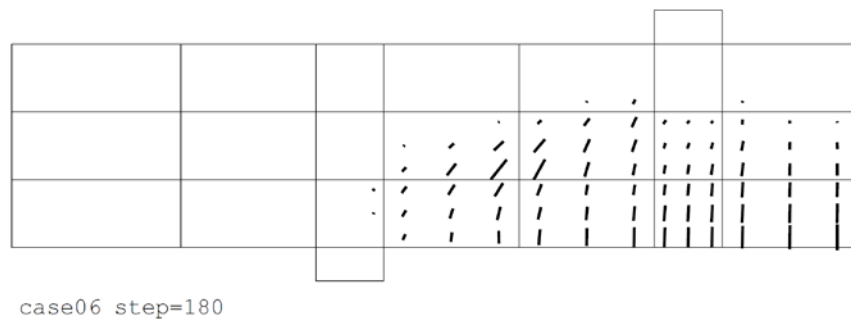


図 5-12 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 6)

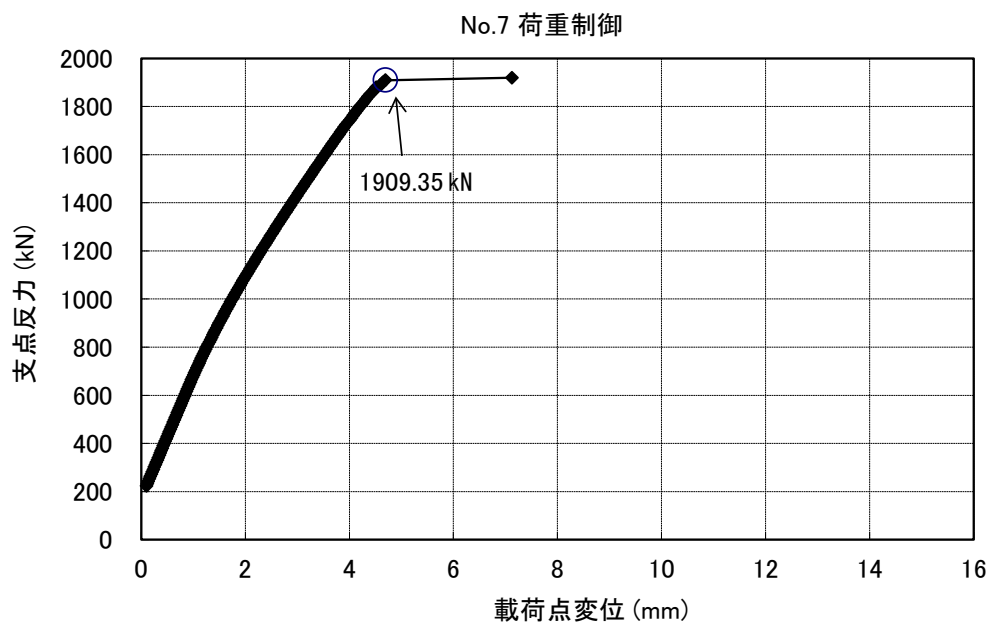
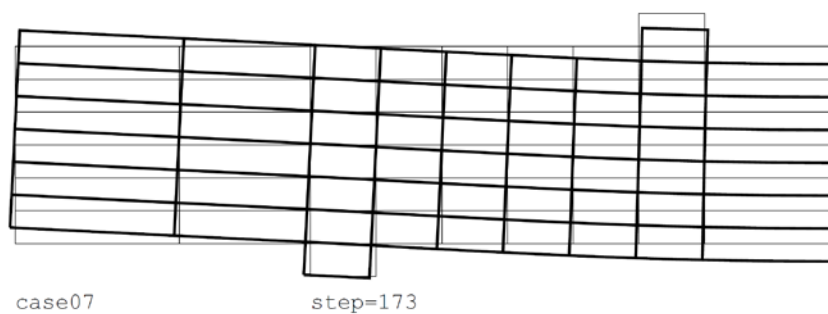


図 5-13 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 7)

<変形>



<ひび割れ状態>

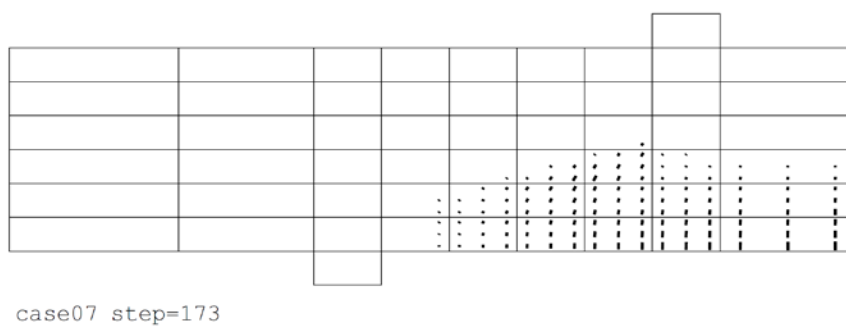


図 5-14 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 7)

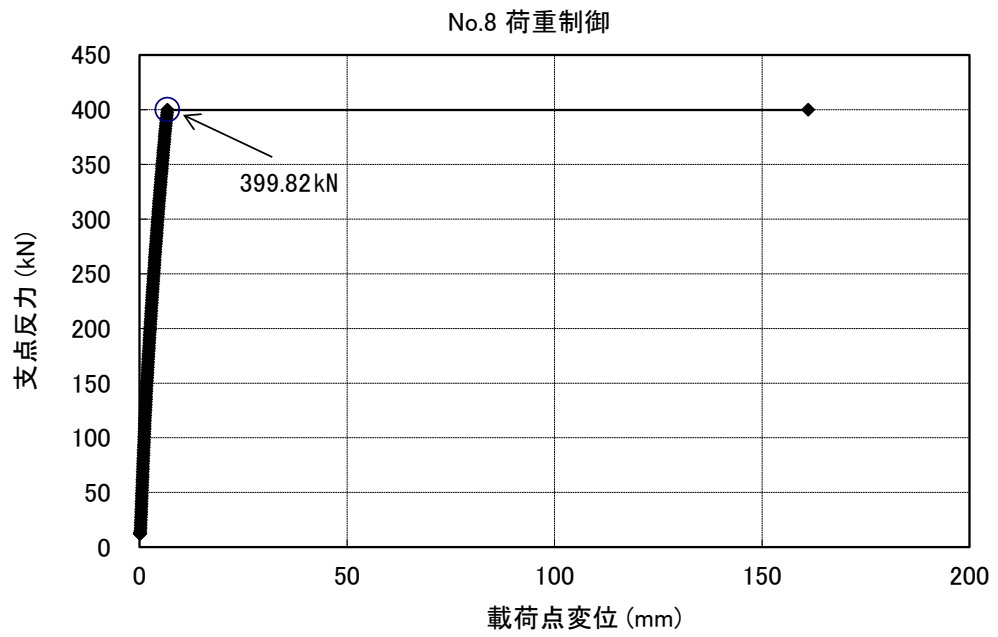
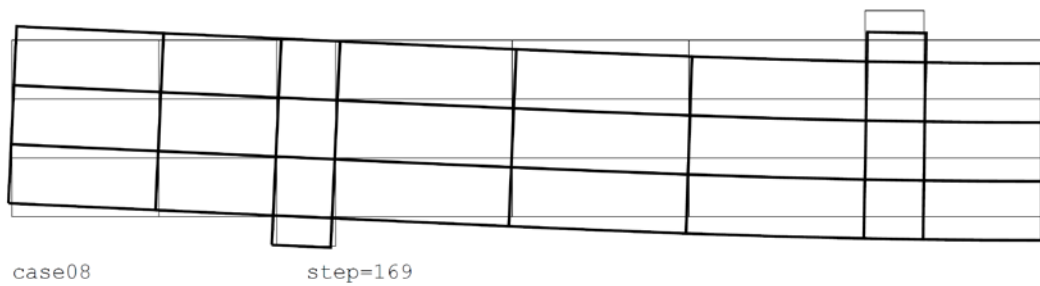


図 5-15 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 8)

<変形>



<ひび割れ状態>

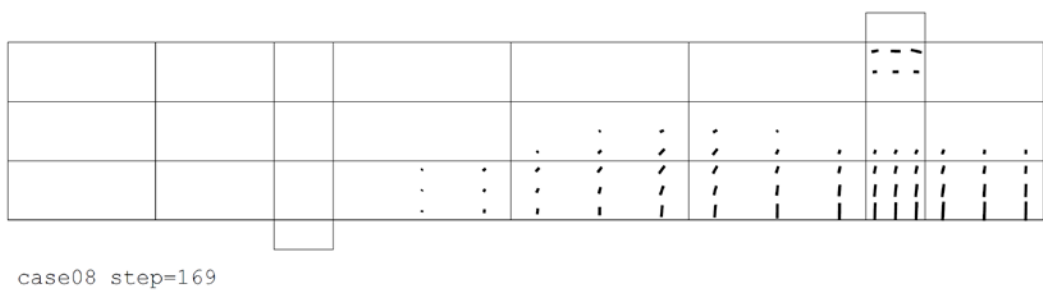


図 5-16 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 8)

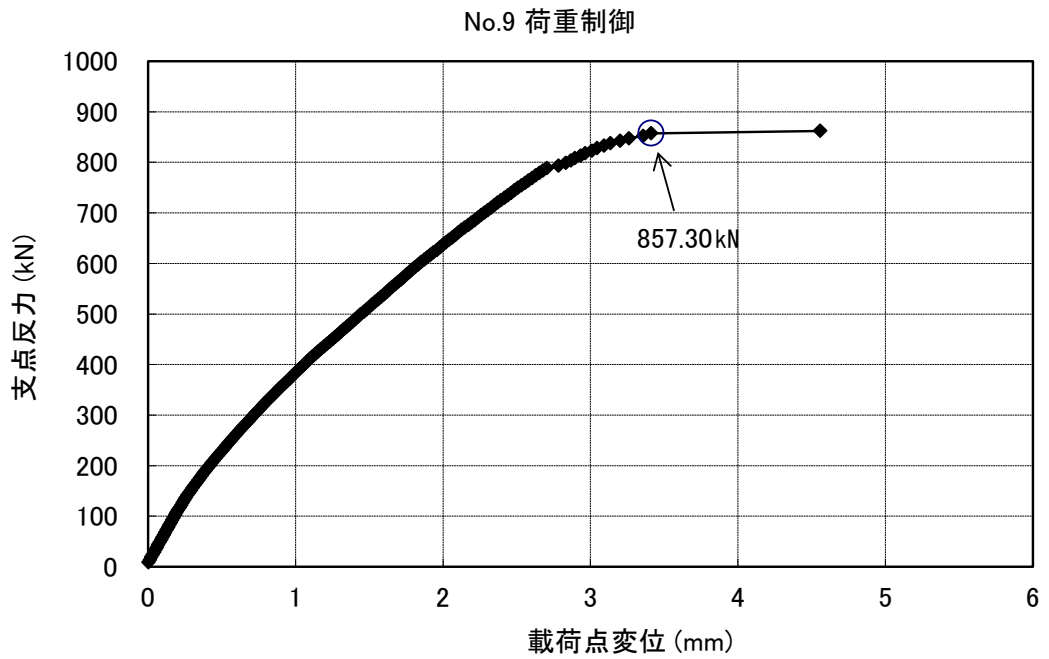
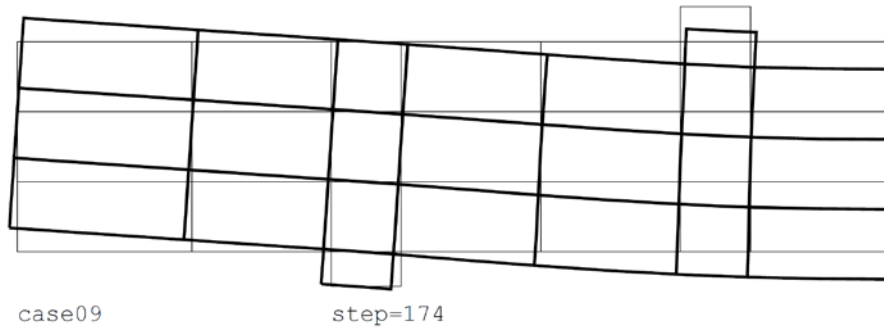


図 5-17 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 9)

<変形>



<ひび割れ状態>

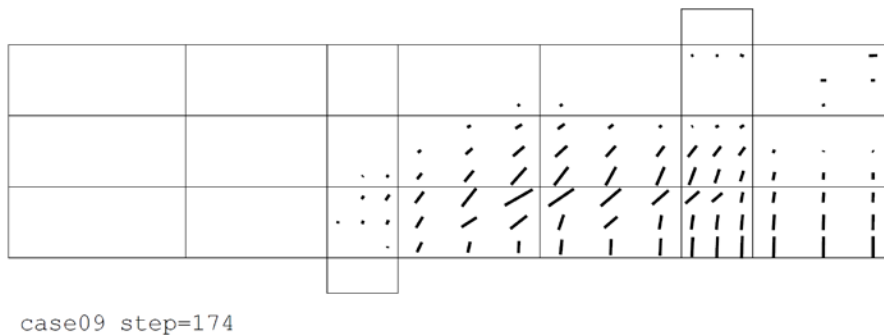


図 5-18 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 9)

(参考) 4-72

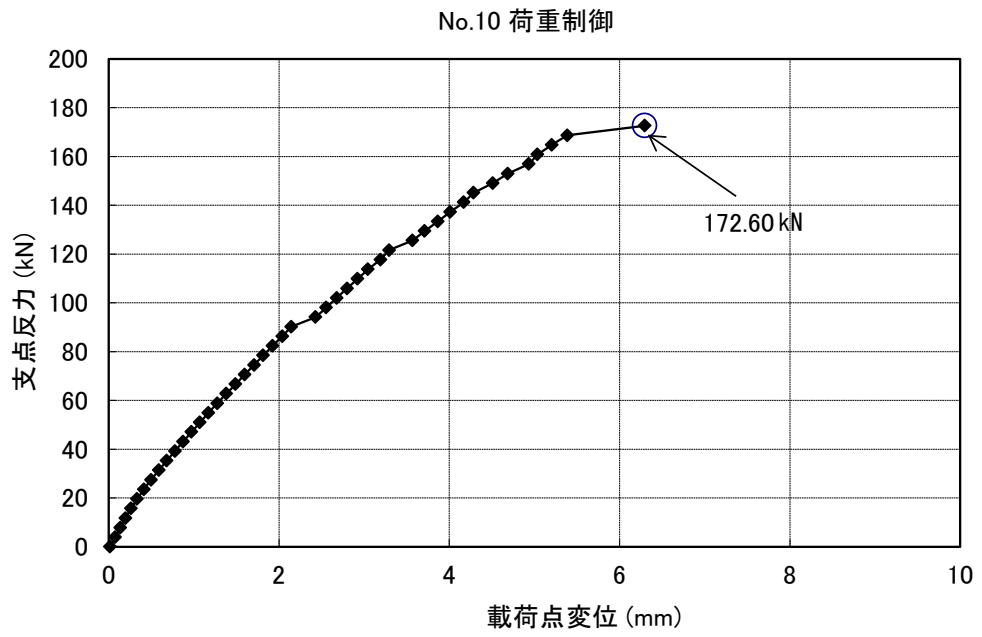
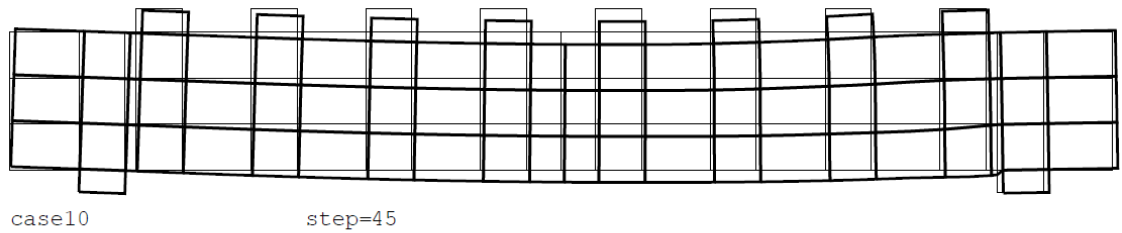


図 5-19 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 10)

<変形>



<ひび割れ状態>

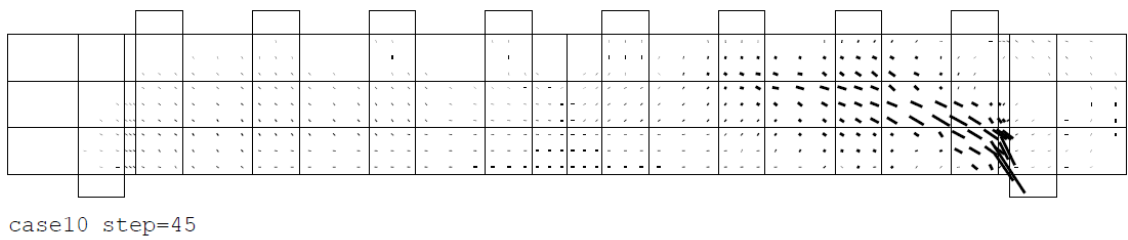


図 5-20 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 10)

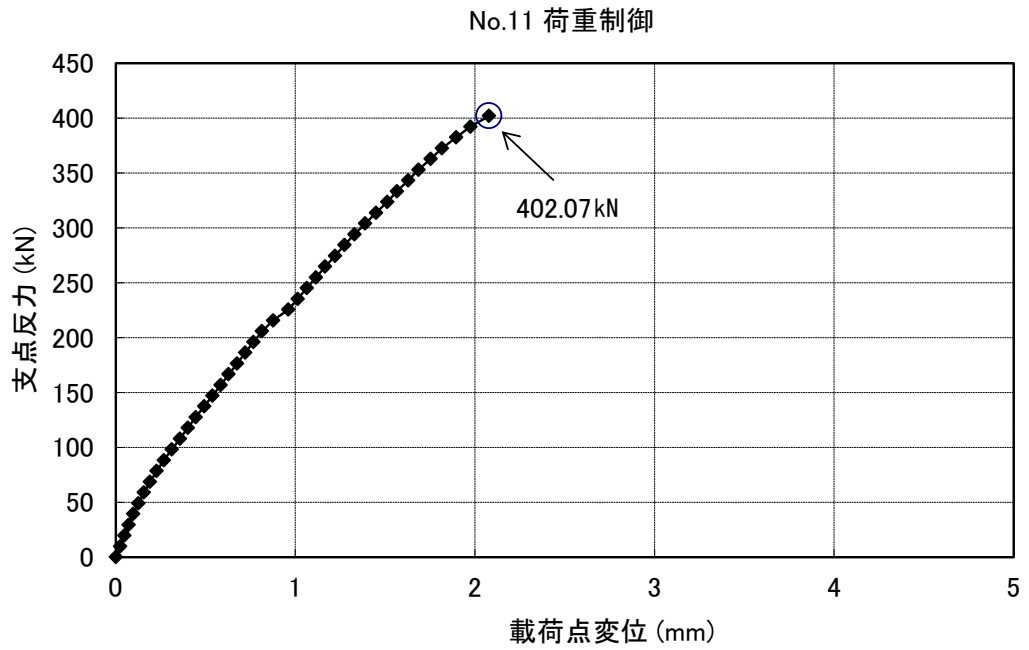
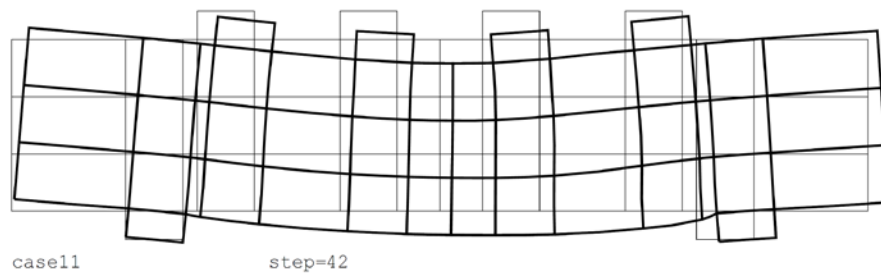


図 5-21 支点反力と荷重点変位の関係 (CaseNo. 11)

<変形>



<ひび割れ状態>

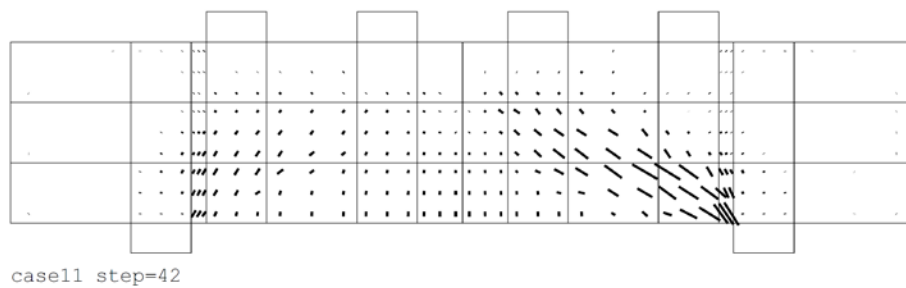


図 5-22 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 11)

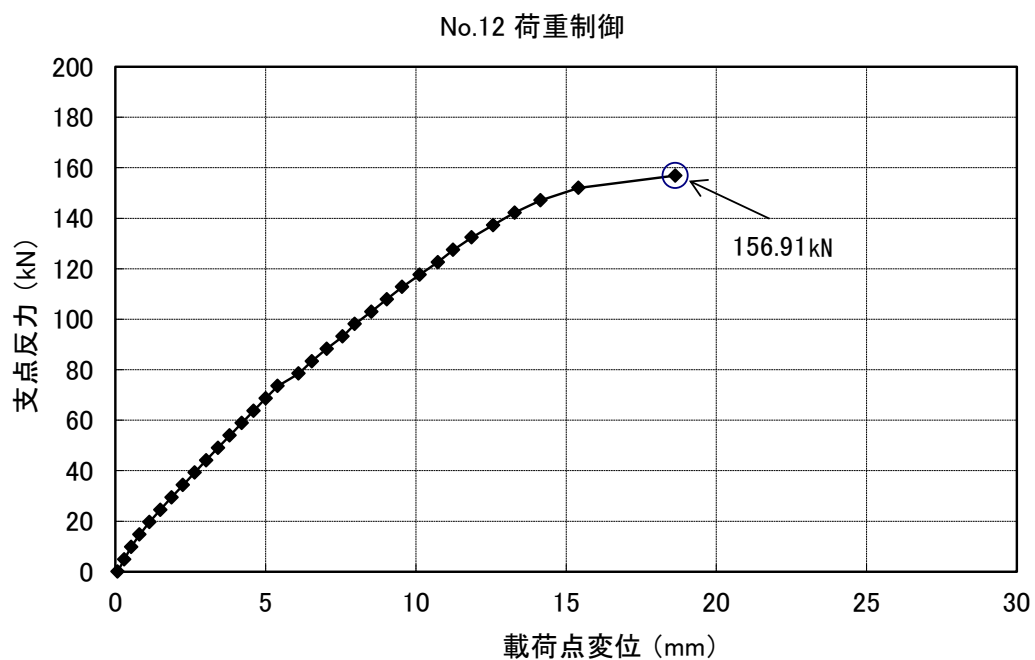
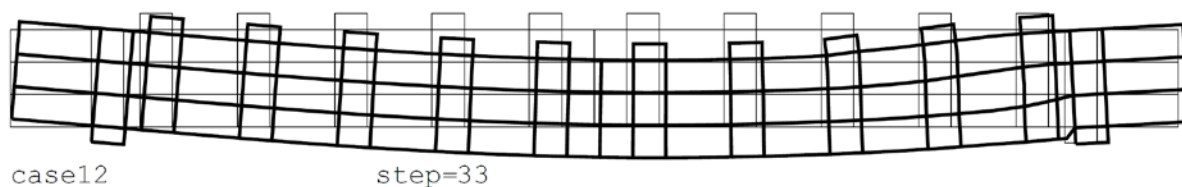


図 5-23 支反力と荷点変位の関係 (CaseNo. 12)

<変形>



<ひび割れ状態>

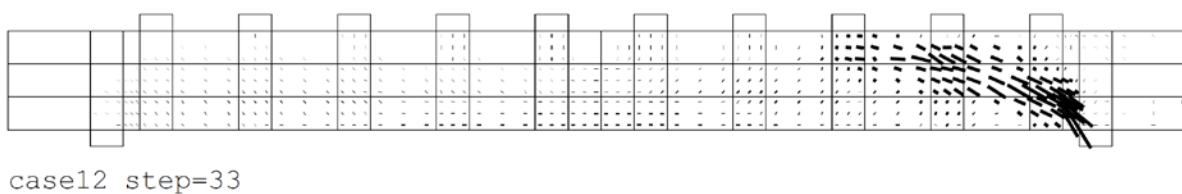


図 5-24 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 12)

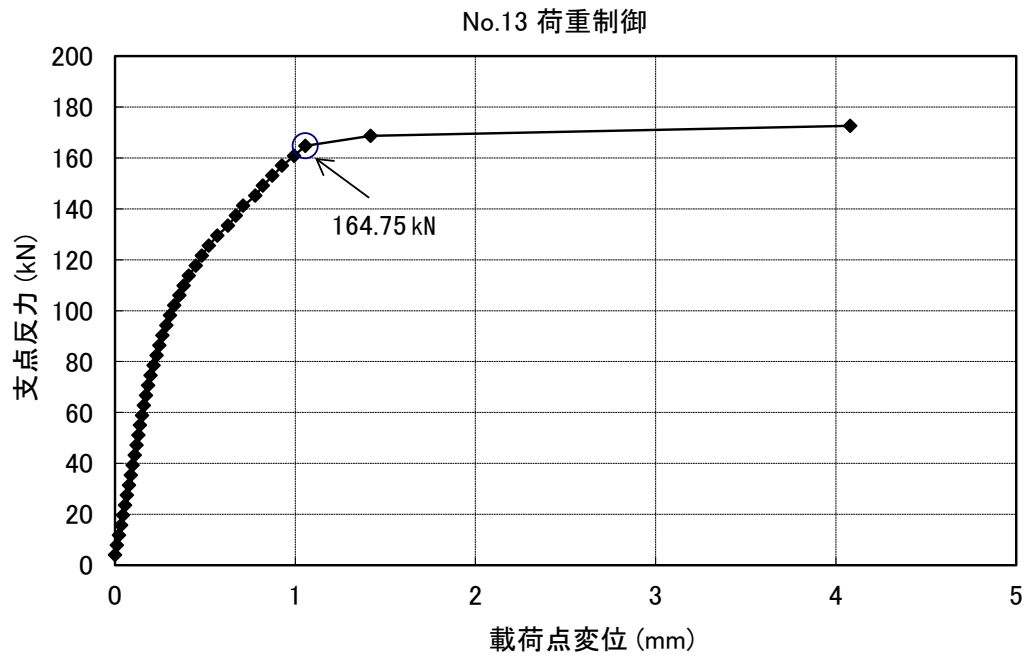
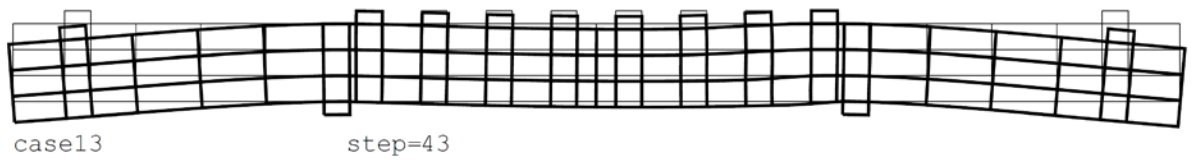


図 5-25 支反力と荷重点変位の関係 (CaseNo. 13)

<変形>



<ひび割れ状態>

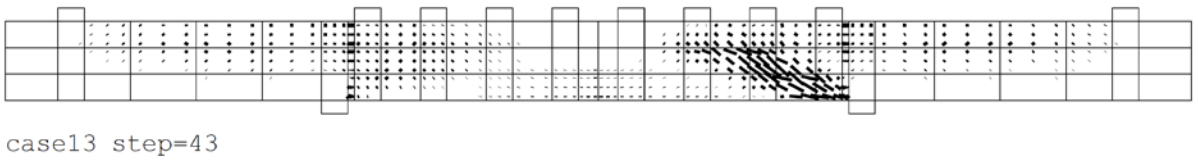


図 5-26 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 13)

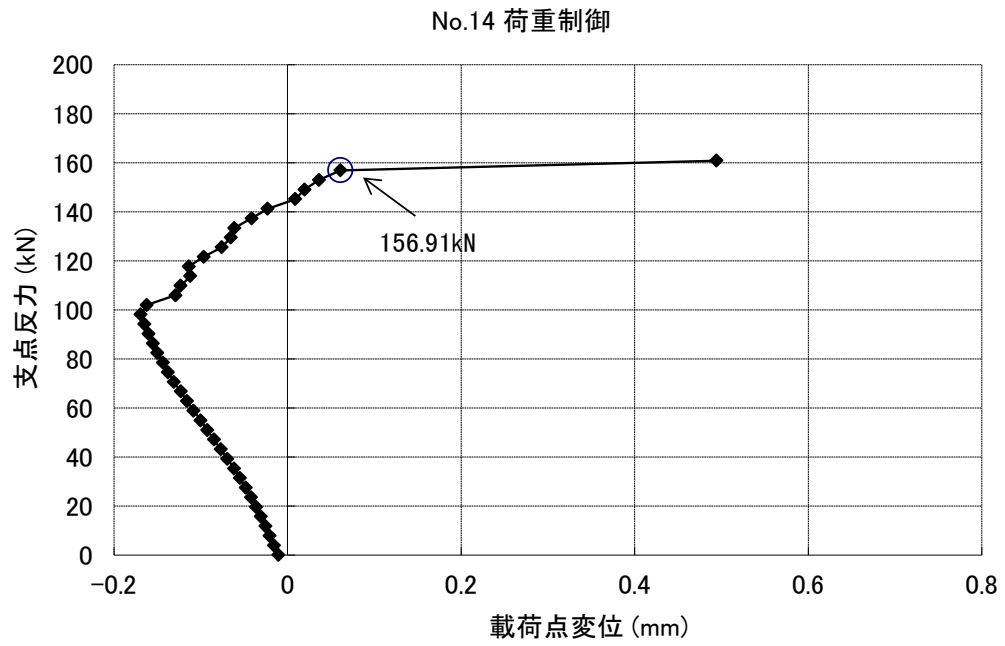
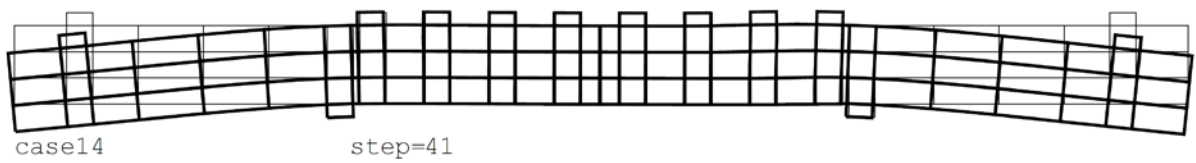


図 5-27 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 14)

<変形>



<ひび割れ状態>

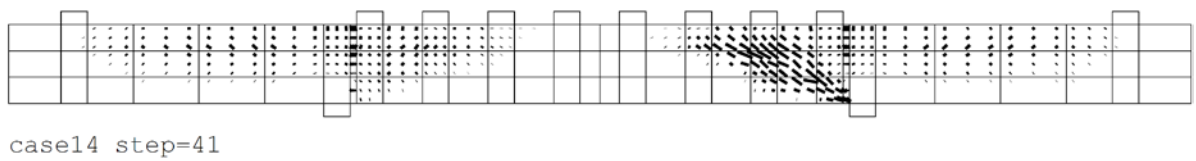


図 5-28 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 14)

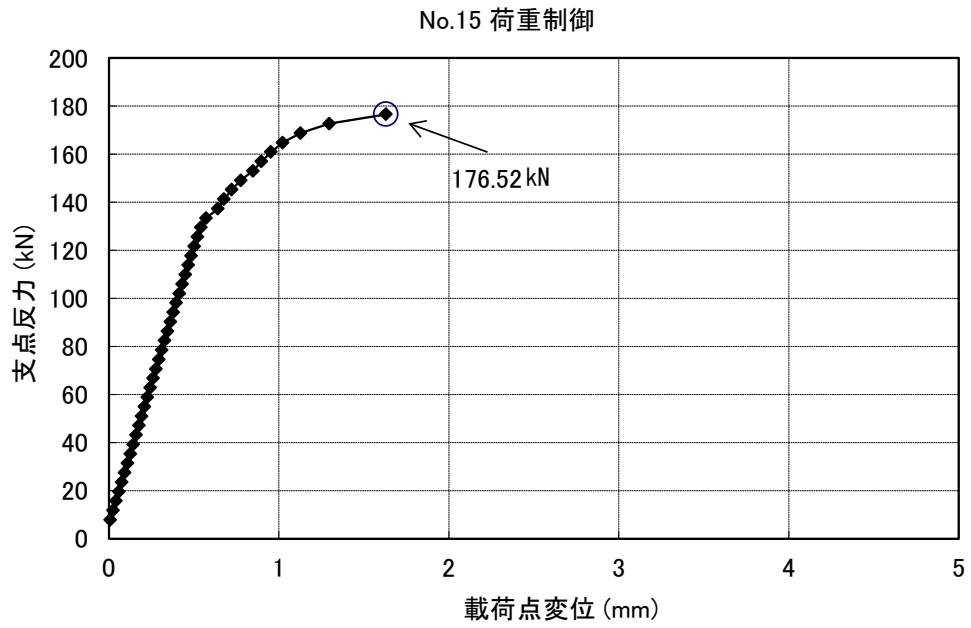
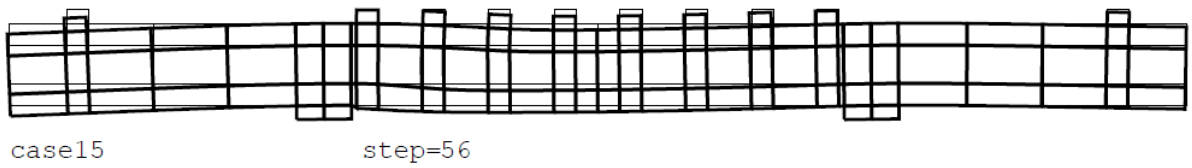


図 5-29 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 15)

<変形>



<ひび割れ状態>

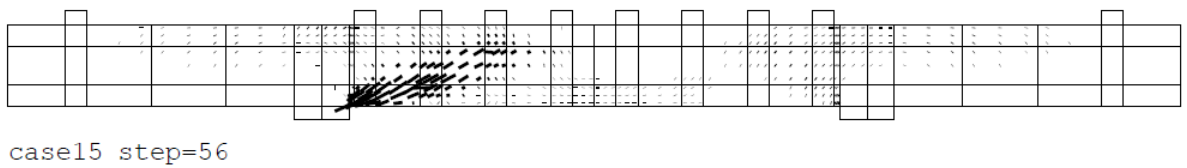


図 5-30 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 15)

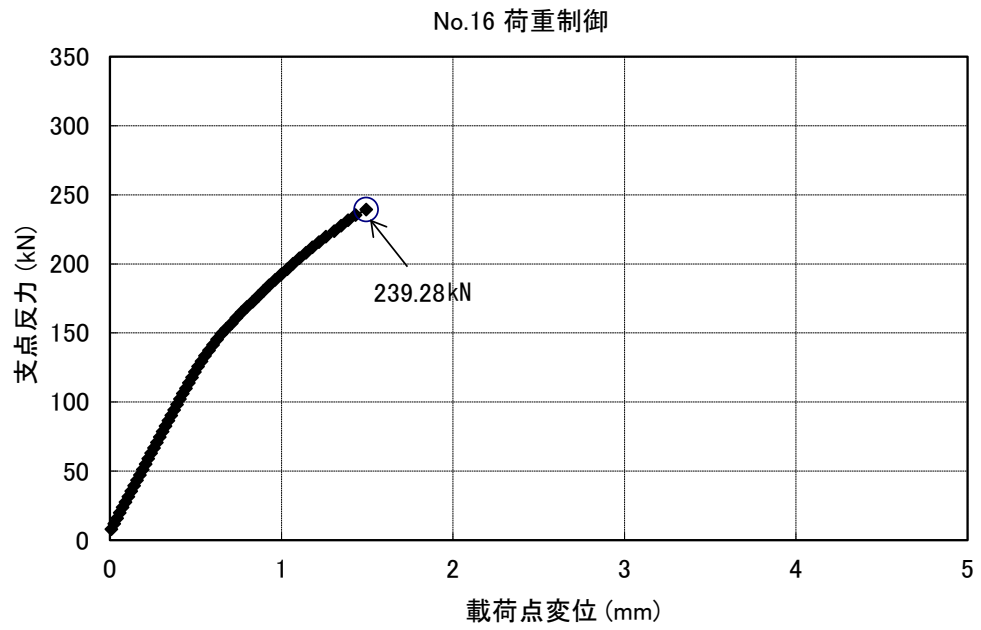
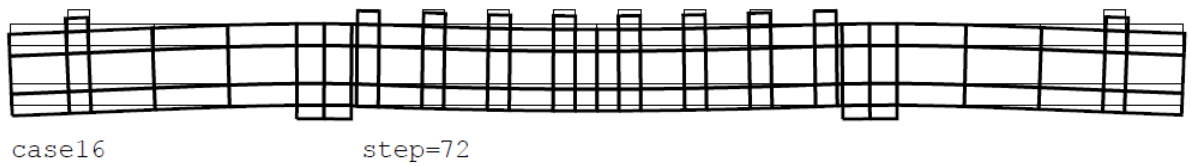


図 5-31 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 16)

<変形>



<ひび割れ状態>

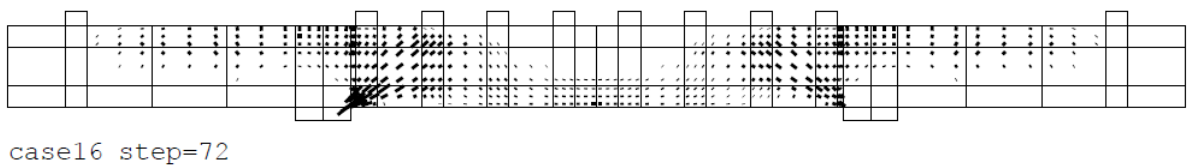


図 5-32 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 16)

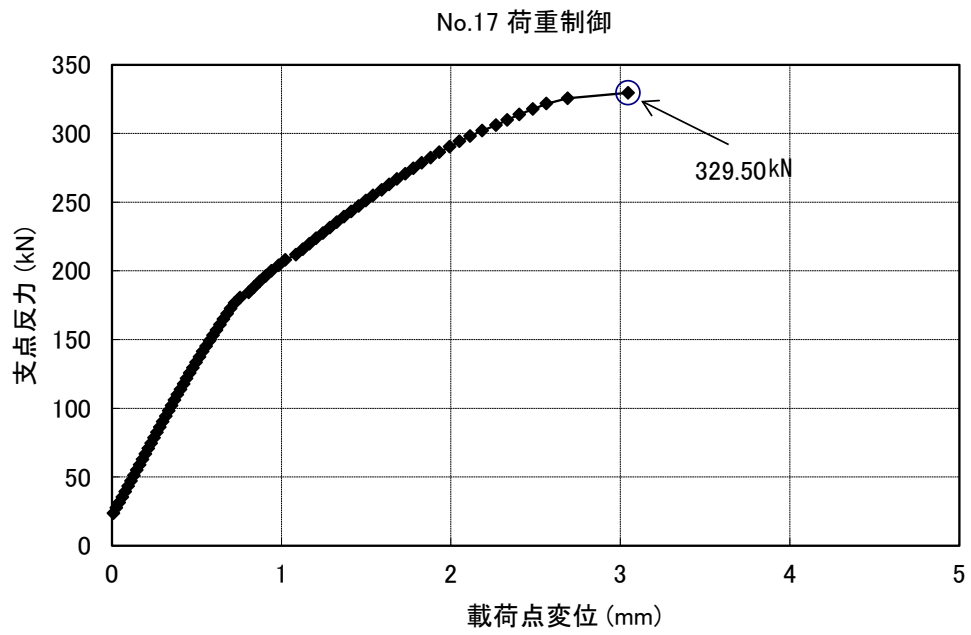
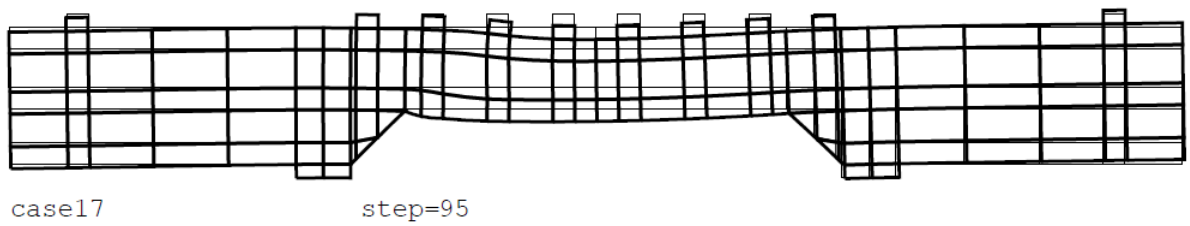


図 5-33 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 17)

<変形>



<ひび割れ状態>

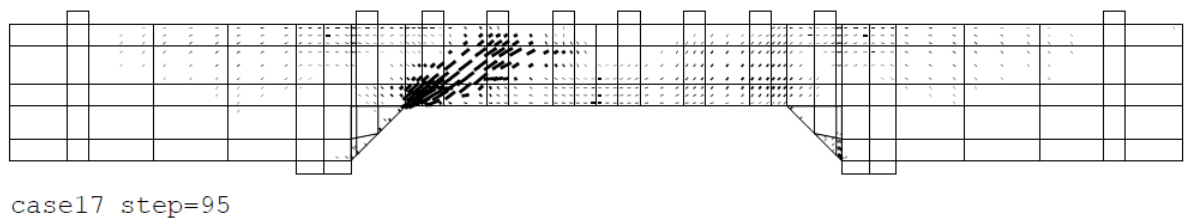


図 5-34 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 17)

6.2 部材係数の設定

土木学会マニュアルに準拠した部材係数の算定を行った。算定結果を表 5-37 に示す。

材料非線形解析によるせん断耐力を評価する際に用いる部材係数 γ_{b1} は、全モデルの部材係数で最大となる 1.24 とする。

表 5-1 部材係数 γ_{b1} の設定

荷重 タイプ	Case No.	実験結果 *	解析結果		部材係数 (解析結果/ 実験結果) (③/①)	
		せん断耐力 (kN) ①	支点反力 (kN) ②	せん断耐力 (kN) ③ (=②)		
荷重 制御	集中 荷重	1	475	438	438	0.93
		2	1187	1247	1247	1.06
		3	324	342	342	1.06
		4	294	305	305	1.04
		5	581	530	530	0.92
		6	329	360	360	1.10
		7	1587	1910	1910	1.21
		8	350	400	400	1.15
		9	855	858	858	1.01
	分 布 荷 重	10	165	173	173	1.05
		11	333	403	403	1.22
		12	127	157	157	1.24
		13	188	165	165	0.88
		14	163	157	157	0.97
		15	273	177	177	0.65
		16	356	240	240	0.68
		17	432	330	330	0.77

注記* : Case No. 1~9 は、せん断耐力評価式により算定したせん断耐力である。

(参考資料 6) 静的地震力に対する耐震評価

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路については，既工認において，C クラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) を上回る，As クラス用設計地震 (最大水平加速度 450cm/s^2) による地震力に対して，許容応力度法による耐震評価を実施していることから，今回工認では，静的地震力による評価は省略する。