

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉審査資料	
資料番号	KK67-0103
提出年月日	平成28年6月9日

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉
地震による損傷の防止について（指摘事項に対する回答）

－土木構造物の解析手法および解析モデルについて－

平成28年6月9日
東京電力ホールディングス株式会社

TEPCO

1. 本日も回答内容

分類	No.	指摘事項	指摘日
屋外重要土木構造物	1	既工認と異なる減衰定数を用いることの妥当性について整理し説明すること。	H28.2.23 ヒアリング

2. 屋外重要土木構造物の解析手法の概要

- 屋外重要土木構造物の耐震評価について、今回工認では、構造物の変位や変形をより実状に近い応答に適正化することを目的に、評価手法の高度化として、解析手法と減衰定数の変更を予定している。
- ここで、既工認は、柏崎刈羽原子力発電所6号機および7号機の工事計画認可（1991年8月）をいう。
- コンクリート強度は、既工認と同じく設計基準強度の採用を予定している。
- 解析手法として適用している「時刻歴応答解析、限界状態設計法」は、新規制基準対応工認にて適用例がある手法である。
- 適用例がない「減衰定数」の妥当性について以降に整理する。

表 既工認と今回工認との手法の比較

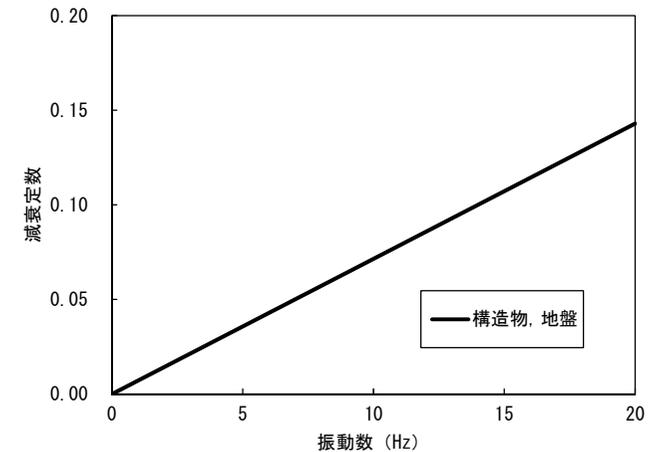
	解析手法	解析モデル	減衰定数	コンクリート強度
既工認	周波数応答解析 許容応力度法	地質データに基づく FEMモデル	構造物の減衰 5%	設計基準強度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法	地質データに基づく FEMモデル	構造物の減衰 1% +履歴減衰	設計基準強度
比較結果	●異なる	○同じ	●異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	×なし	○あり

3. 減衰定数の設定

- 今回工認で採用している時刻歴応答解析において、地盤および構造物の減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮している。
- 粘性減衰による減衰は、固有値解析にて求まる固有周期および減衰比に基づき、質量マトリックスおよび剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。
- なお、土木学会マニュアルに従いRayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。
- 今回工認における剛性比例型減衰は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰1%を採用している。

表 今回工認で採用している構造物の減衰

粘性減衰	<p>Rayleigh減衰：</p> $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$ <p>[C] : 減衰係数マトリックス [M] : 質量マトリックス [K] : 剛性マトリックス</p> <p>係数 $\alpha = 0, \beta = h / \pi f$</p> <p>h : 各材料の減衰定数 f : 固有値解析により求められた1次固有振動数</p> <p>減衰定数：履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値とした</p>
履歴減衰	<p>構造部材の部材非線形性（曲げモーメントー曲率関係）における非線形の程度に応じた値</p>



設定したRayleigh減衰の図
（7号機取水路一般部の例）

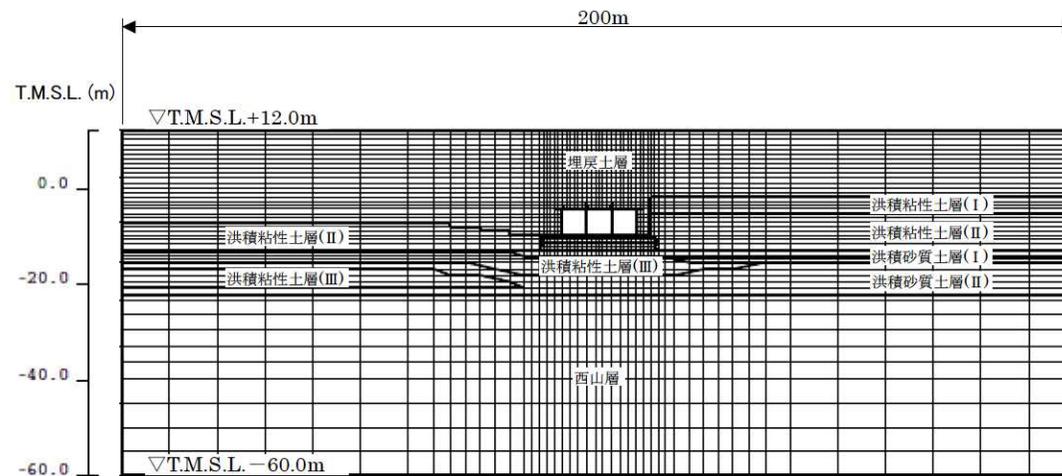
4. 既工認と今回工認との相違

- 今回工認における構造物の粘性減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰1%となる剛性比例型減衰を採用している。
- 既工認では、周波数応答解析における構造物の減衰定数は5%を用いた（JEAG4601-1987記載）。
- 非線形解析における粘性減衰による減衰の値は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成14年）において、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に取り入れられるため、非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は、コンクリート部材は2%（0.02）程度、鋼部材は1%（0.01）程度とするのがよいとされている。

粘性減衰の減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のために設定される値であるため、構造物の減衰について、なるべく小さい値として減衰1%を採用していることは、技術的妥当性を有するものと判断した。

5. 構造物の減衰定数の影響

- 解析モデルの中で構造物の占める割合は小さいため、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。
- 地盤の減衰定数は1%のまま、構造物の減衰定数を5%とした場合の解析モデル全体の一次モード減衰を確認したところ、1.03%であった。



解析モデル図（7号機取水路一般部の例）

地盤の減衰の影響が支配的であり、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

屋外重要土木構造物の評価手法について

1. 概要

屋外重要土木構造物の耐震評価について、今回工認では、屋外重要土木構造物の変位や変形をより実状に近い応答に適正化することを目的に、評価手法の高度化として、解析手法と減衰定数の変更を予定している。ここで、既工認は、柏崎刈羽原子力発電所6号機および7号機の工事計画認可（1991年8月）をいう。既工認と今回工認との手法の比較を表1-1に示す。コンクリート強度は、既工認と同じく設計基準強度の採用を予定している。

既工認との相違点のうち、解析手法として適用している「時刻歴応答解析、限界状態設計法」は、新規規制基準対応工認にて適用例がある手法である。

表 1-1 既工認と今回工認との手法の比較

	解析手法	解析モデル	減衰定数	コンクリート強度
既工認	周波数応答解析 許容応力度法	地質データに基づく FEM モデル	構造物の減衰 5%	設計基準強度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法	地質データに基づく FEM モデル	構造物の減衰 1% + 履歴減衰	設計基準強度
比較結果	●異なる	○同じ	●異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	×なし	○あり

2. 解析手法

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について、既工認では、地震応答解析手法として周波数応答解析を採用し、許容応力度法による設計として、構造部材の曲げについては許容応力度、せん断については許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本としていた。

今回工認では、地震応答解析手法として時刻歴応答解析もあわせて採用し、限界状態設計法による設計として、構造部材の曲げについては限界層間変形角または許容応力度、せん断についてはせん断耐力または許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本とし、各設備の要求性能（支持性能、通水性能、貯水性能）を踏まえて照査項目・内容を追加することとする。

以下では、今回工認で採用する限界状態設計法のうち、構造部材の曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性およびせん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について検討を行う。

2. 1 曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請における曲げに対する照査は、「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）」（以下、土木学会マニュアルという。）に基づき、照査用層間変形角が限界層間変形角を超えないことを確認する。

コンクリート標準示方書では、構造部材の終局変位は、部材の荷重－変位関係の骨格曲線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めてよいとしている。コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方を第 2-1 図に示す。

一方、土木学会マニュアルでは、以下の考え方に基づいている。

屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験の結果より、かぶりコンクリートが剥落すると荷重が低下し始める。層間変形角 1/100 に至る状態は、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を確認しており¹²⁾、荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで、構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。ラーメン構造の破壊実験の例を第 2-2 図に示す。

従って、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため、適用性を有している。

さらに、土木学会マニュアルでは、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説（1997）」にて記載されている設計限界変形 1/100、終局限界変形 1/80 等を基準値として参照している。

対象は同じラーメン構造であり、軸力比（軸応力度／コンクリート圧縮強度比）は建築物よりも屋外重要土木構造物の方が小さいと考えられることから、変形性能がより大きくなる傾向にあり、層間変形角 1/100 は安全側であると考ええる。機能維持確保の観点からも耐荷性能が確保されることが担保できるため限界値として適切である。

参考に、建築学会における曲げ降伏先行型の部材について、復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図を第 2-3 図に、土木学会マニュアルにおける鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を第 2-4 図に示す。建築学会と土木学会マニュアルにおいて概ね対応が取れており、土木学会マニュアルの各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。第 2-4 図において層間変形角 1/100 は第 4 折れ点よりも手前にあり、屋外重要土木構造物の限界状態に至っていないと考えられる。また、第 3 折れ点は層間変形角 1/100 よりもさらに手前にある。ここで、層間変形角が最も大きい 7 号機取水路一般部について M-φ 曲線を用いて、第 2-5 図にて損傷程度を確認した。他の構造物についても M-φ 曲線を用いて、第 2-6 図にて損傷程度を確認した。初期骨格曲線と履歴曲線を重ね合わせた結果、第 2 折れ点の鉄筋降伏発生をわずかに超えた程度であり、第 3 折れ点よりもかなり手前にあることがわかる。

曲げに対する照査において考慮している安全係数は第 2-1 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が5%以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格(JIS)の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は1.0としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は1.0としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は1.0としている。

(4) 構造解析係数

限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響などを考え併せて、構造解析係数は1.2以上を標準としている。

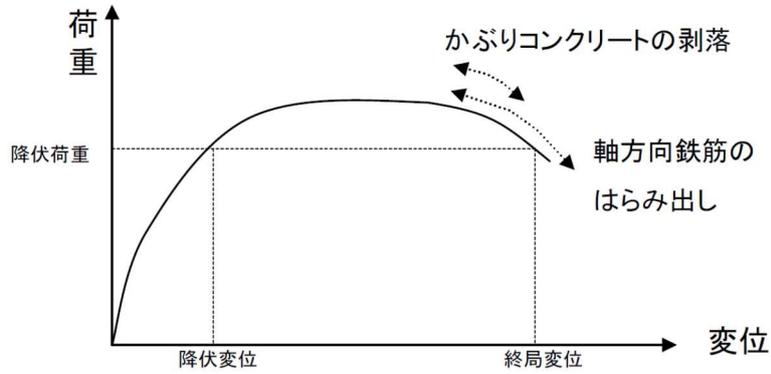
(5) 構造物係数

屋外重要土木構造物は重要度毎に適切な地震動が設定される。従って、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は1.0としている。

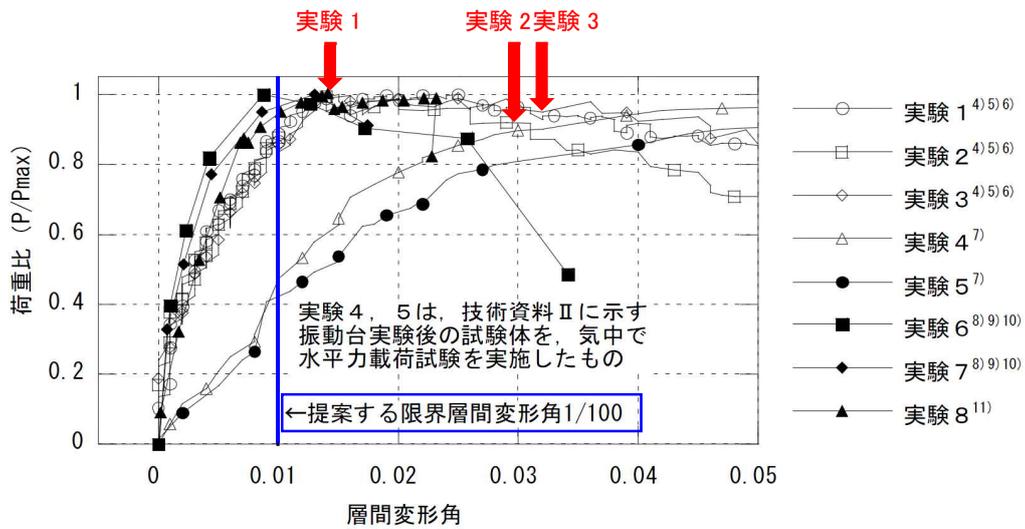
以上のことから、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断できる。

第2-1表 曲げ評価において考慮している安全係数

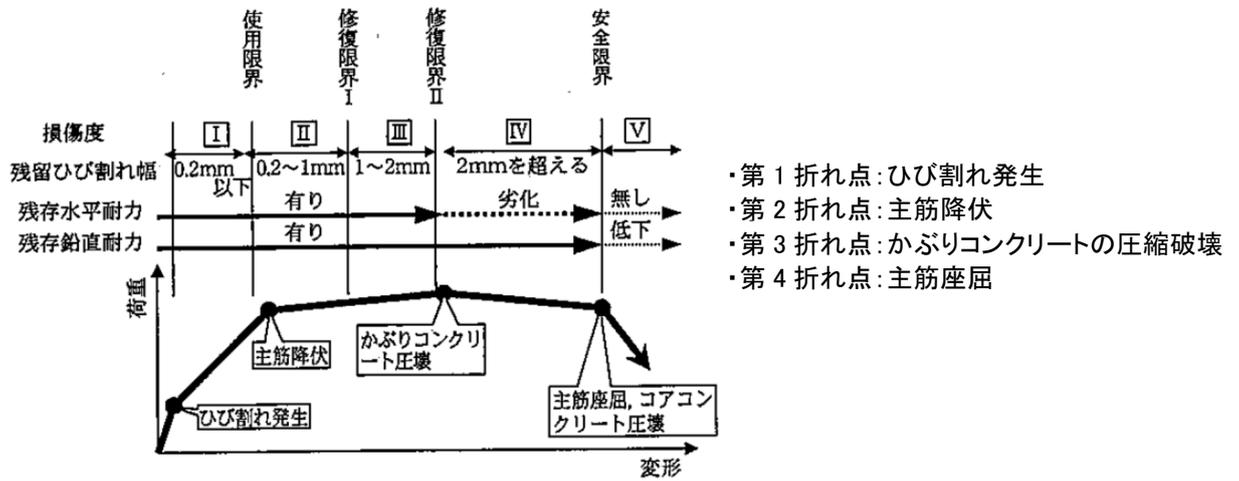
安全係数		曲げ照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	



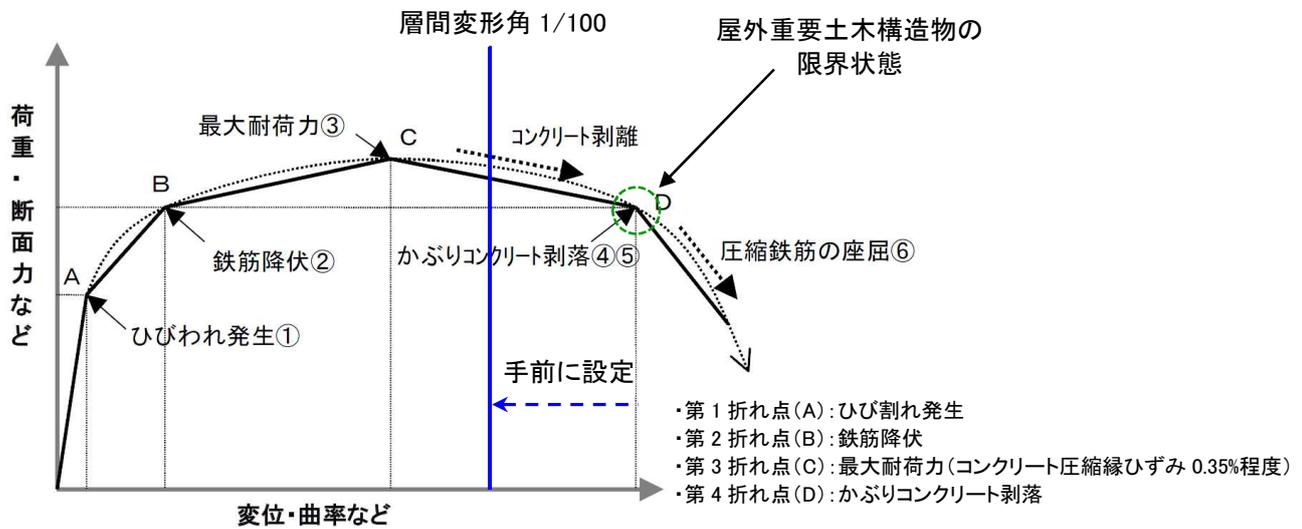
第 2-1 図 コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方



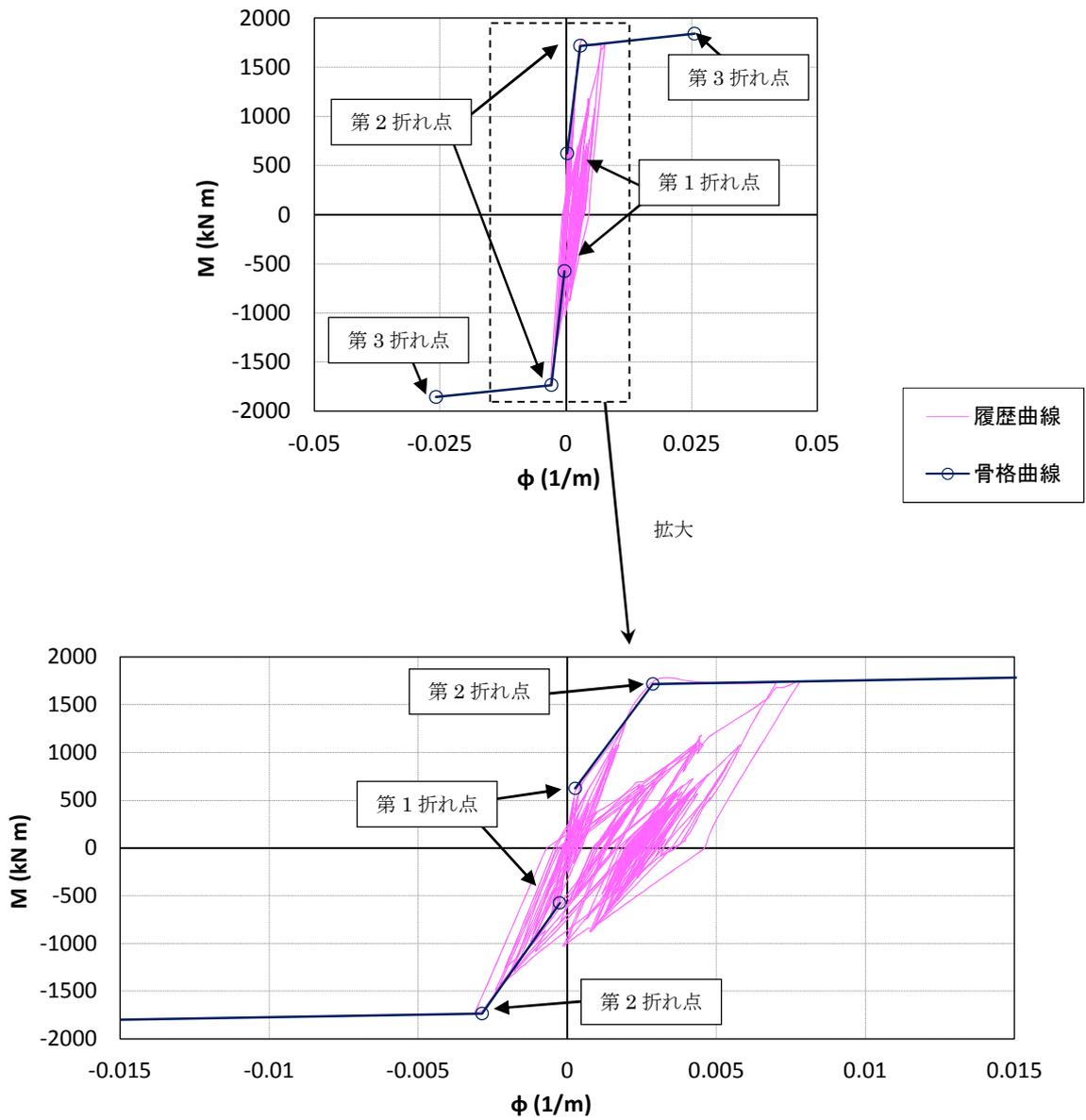
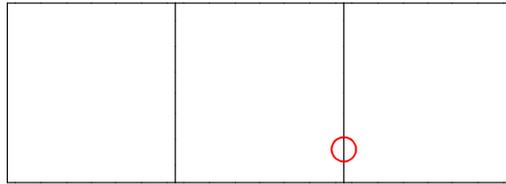
第 2-2 図 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験例 ¹⁾²⁾



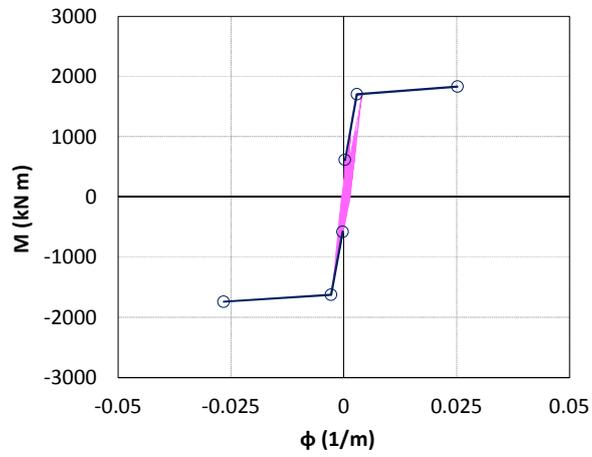
第2-3図 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態（損傷度）
の関係の概念図（建築学会）



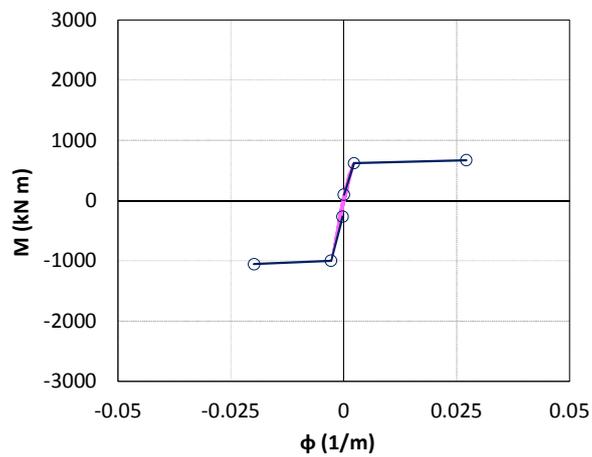
第2-4図 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図
(土木学会マニュアル)



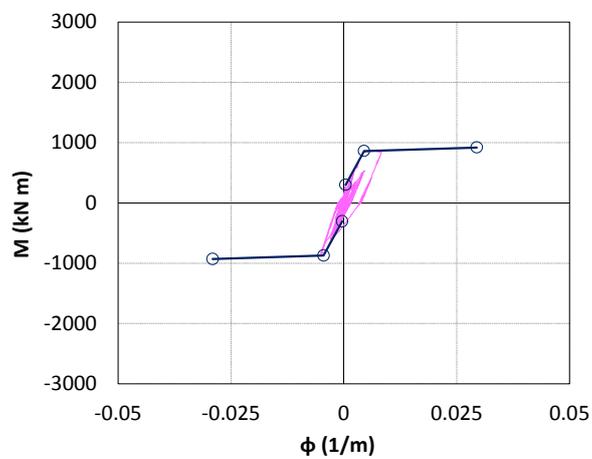
第 2-5 図 M- ϕ 曲線を用いた損傷程度 (K7 取水路 一般部 隔壁 Ss-3)



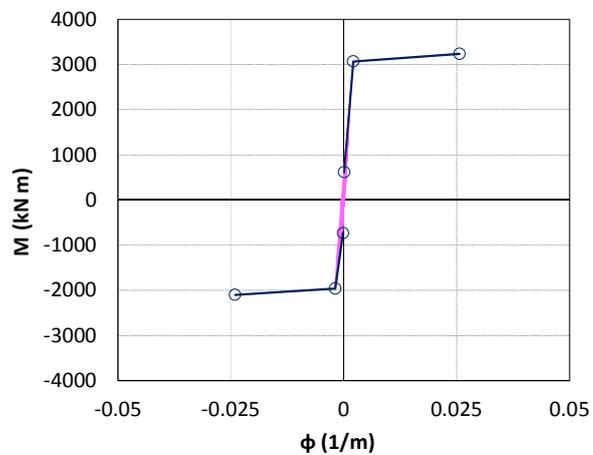
第 2-6 図(1) M- ϕ 曲線を用いた損傷程度 (6 号取水路一般部 隔壁 Ss-3)



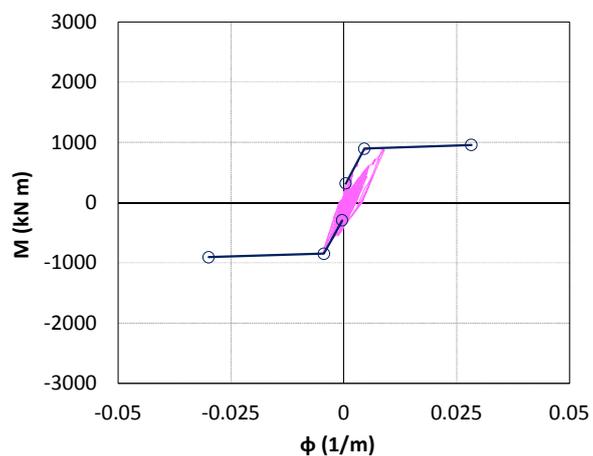
第 2-6 図(2) M- ϕ 曲線を用いた損傷程度 (6 号スクリーン室 頂版 Ss-1)



第 2-6 図(3) M- ϕ 曲線を用いた損傷程度 (6 号補機冷却用海水取水路 隔壁 Ss-3)



第 2-6 図(4) M- ϕ 曲線を用いた損傷程度 (7号スクリーン室 隔壁 Ss-1)



第 2-6 図(5) M- ϕ 曲線を用いた損傷程度 (7号補機冷却用海水取水路 隔壁 Ss-3)

【参考文献】

- 1)松尾ら：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討、土木学会地震工学論文集,2003
- 2)石川ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察, 第 26 回地震工学研究発表会公演論文集, pp885-888

2. 2 せん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請におけるせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認する。

2. 2. 1 せん断耐力評価式

コンクリート標準示方書では、棒部材及びディープビームについて第 2-2 表に示すとおり のせん断耐力式を定義している。このうち、ディープビームについては、コンクリート標準示方書及び土木学会マニュアルにおいて同様の評価式となっている。

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。これは屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることによる分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の載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。当該せん断耐力式は、第 2-7 図に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることを確認されている¹⁾²⁾。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いて合理的なせん断耐力を算定することとしている¹⁾。

せん断に対する照査において考慮している安全係数は第 2-3 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書に準拠して、コンクリートに対して 1.3、鉄筋に対して 1.0 としている。応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3、鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動は地点毎にサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。従って、構造物係数よりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は 1.0 としている。

以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断できる。

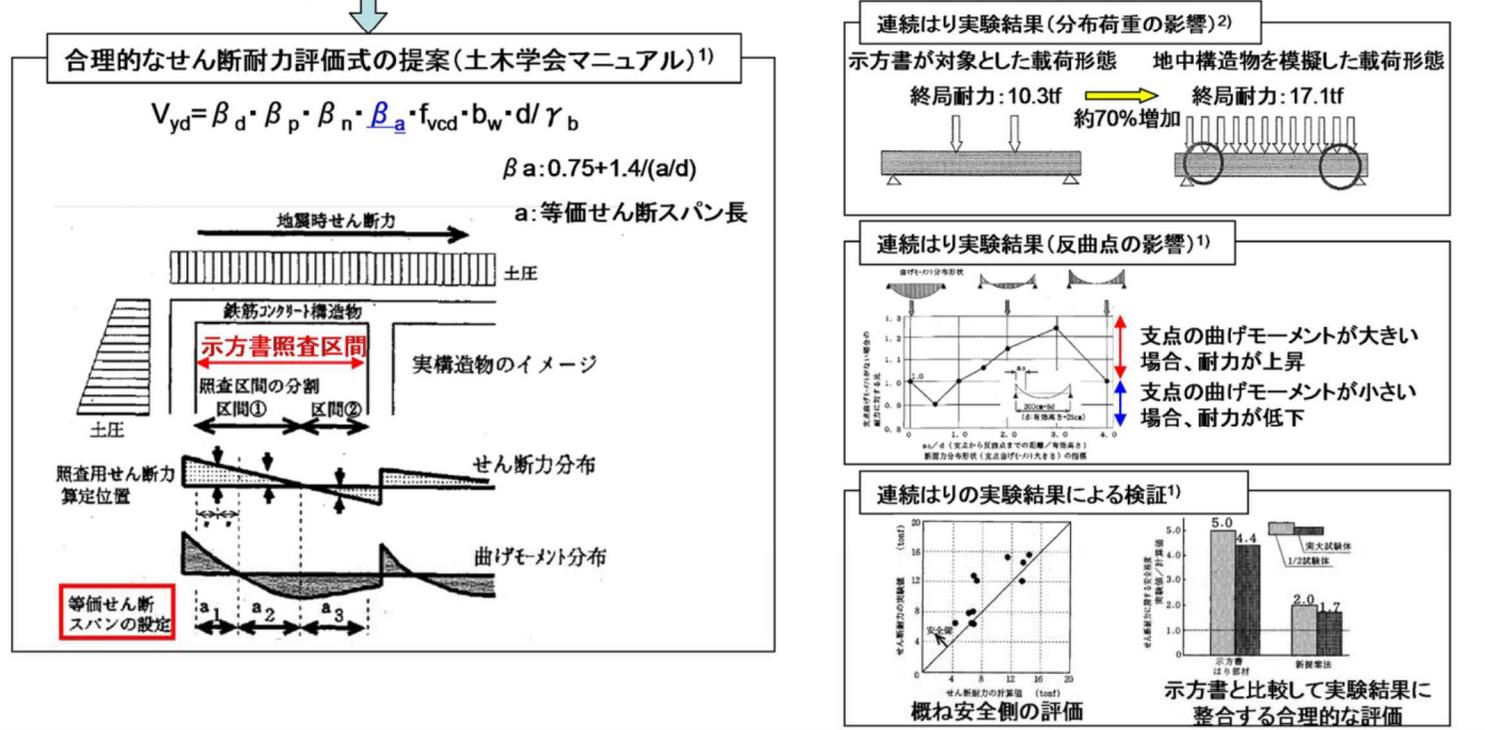
第 2-2 表 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書	土木学会マニュアル
棒 部 材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 f_{vcd} : 設計基準強度、安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ f_{vcd} : 設計基準強度、安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数
	せん断スパンより設定される係数 β_a を考慮し コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化	
デ イ ー プ ビ ーム	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{ada} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{ada} : 設計基準強度、安全係数等で決まる	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{ada} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{ada} : 設計基準強度、安全係数等で決まる
	同一の評価式	

第 2-3 表 せん断耐力評価において考慮している安全係数

安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	

○コンクリート標準示方書におけるせん断耐力評価式 $V_{yd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$
 2点荷重の単純はりの実験結果に基づいた単純な荷重形態あるいは単純な断面力分布は精度良くせん断耐力を評価する。
 <問題点>
 ・分布荷重が卓越する場合、支点付近に大きな荷重が加わる場合および支点反力が大きい場合において、せん断耐力を過小評価する。
 ○地中構造物を模擬した実験によるせん断耐力評価式
 地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に反曲点が存在する等複雑な荷重形態を考慮してせん断耐力を評価する。



第 2-7 図 土木学会マニュアルによるせん断耐力式評価の設定経緯

【参考文献】

- 1)原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用-安全性照査マニュアルの提案-, 土木学会論文集 No.442/V-16
- 2)遠藤ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法, 電力中央研究所報告

2. 2. 2 材料非線形解析を用いたせん断耐力評価

構造部材の照査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部材については、以下で示す材料非線形解析を用いたせん断耐力評価を実施する。

(1) 評価条件

2. 2. 1 で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び RC 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。

第 2-4 表及び第 2-5 表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示され、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）」や「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）」等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる RC の構成則については種々あるが、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（土木学会、2012）」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と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を比較し、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。

第 2-4 表 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	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	
3	構造物が崩壊しない		

第 2-5 表 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) 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、コンクリート標準示方書 設計編（土木学会、2012）等を参考に実施する。

第 2-6 表に参考とする主な基準・文献を示す。

第 2-6 表 参考とする主な基準等

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 ・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。

2) 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第 2-7 表及び第 2-8 表に示す。

第 2-7 表 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	18.1 N/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	引張強度 (コ示) ／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.2%	コンクリート標準示方書
ひび割れ—せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書

第 2-8 表 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	200kN/mm ²	コンクリート標準示方書	
降伏 強度	主鉄筋	2000N/mm ²	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	345 N/mm ²	設計図書

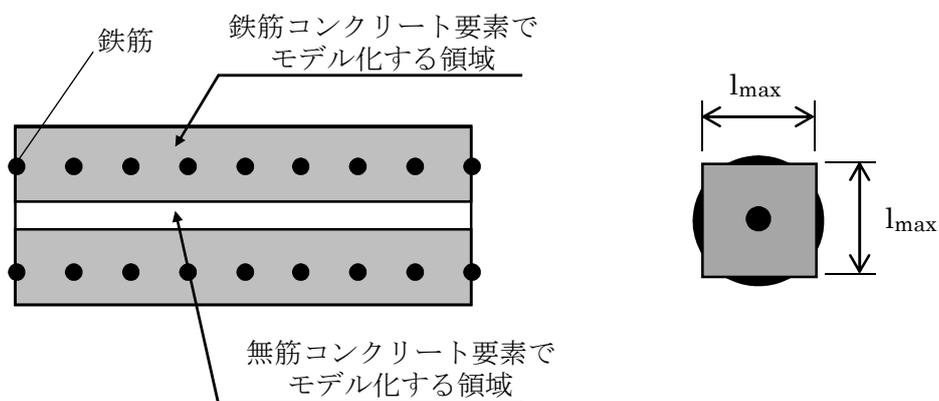
3) 解析モデルの要素分割

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にてモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、第 2-8 図に示すとおり、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及び 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¹⁾ 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きの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

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

第 2-8 図 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

4) コンクリートの非線形特性

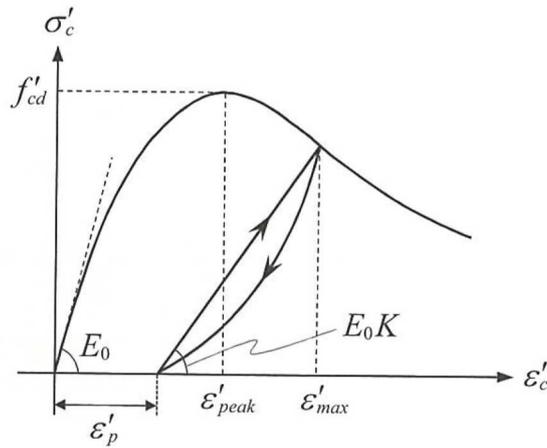
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素および無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

・圧縮応力下における応力-ひずみ関係

第 2-9 図における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、第 2-10 図に示す、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、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

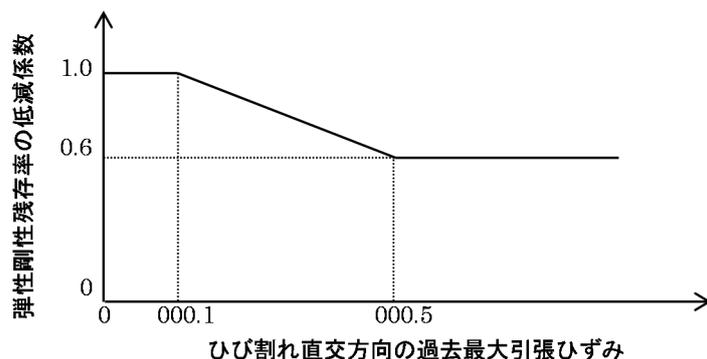
ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

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

第 2-9 図 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

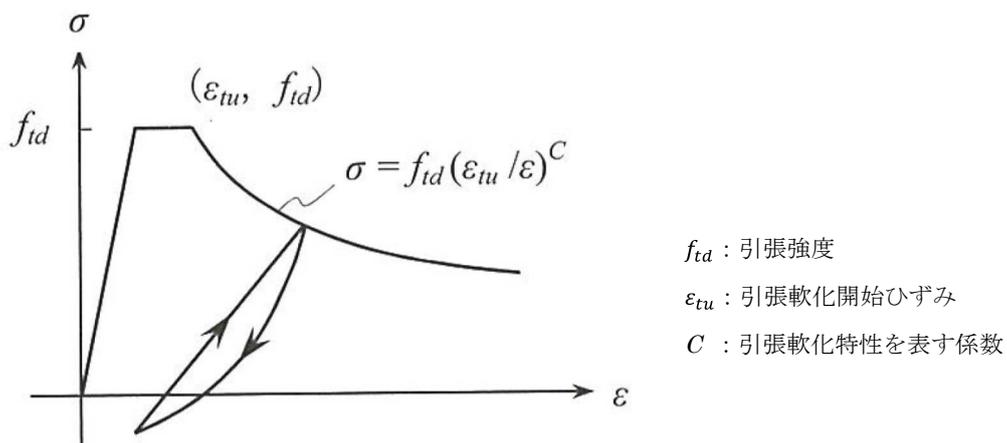


第 2-10 図 弾性剛性残存率の低減係数

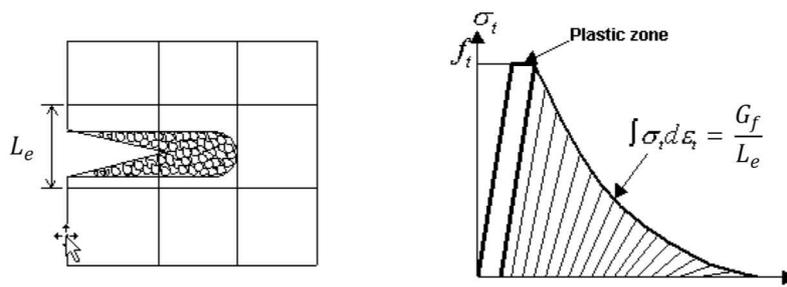
・引張応力下における応力-ひずみ関係

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、第 2-11 図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あたっては、第 2-12 図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/Le (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。



第 2-11 図 引張対力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係

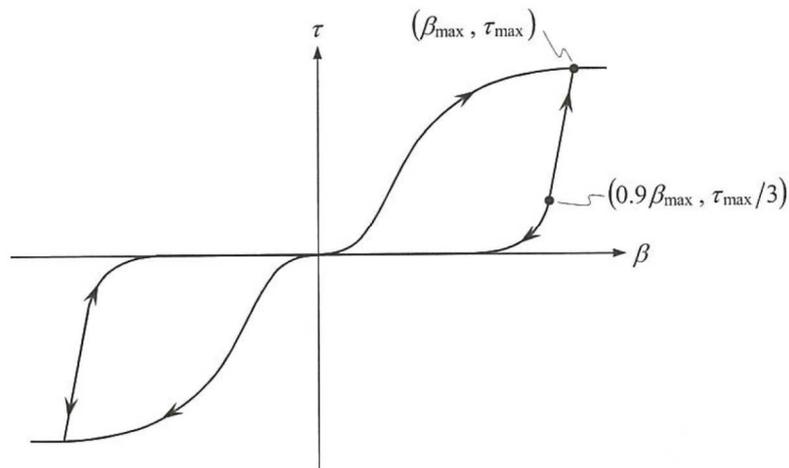


第 2-12 図 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

・ 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、第 2-13 図に示すとおり、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。

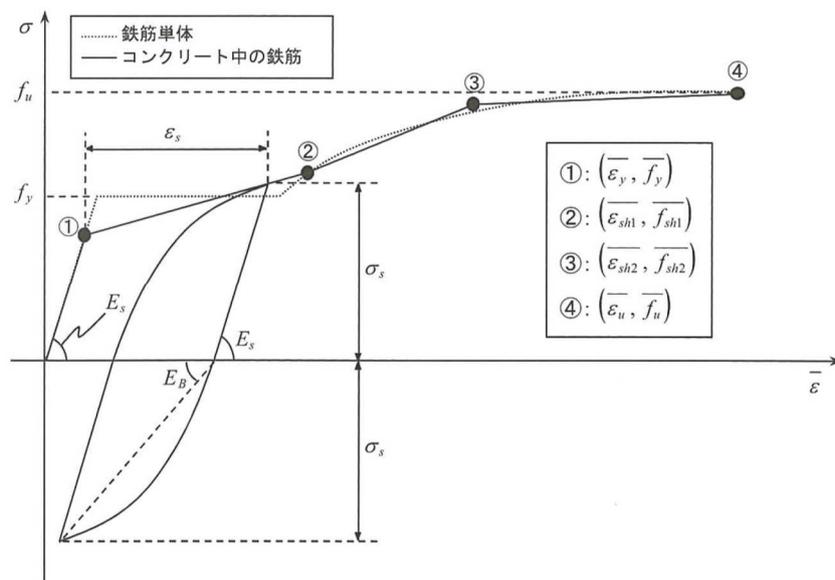


- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

第 2-13 図 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

5) 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、第 2-14 図に示すひずみ硬化特性を考慮する。



第 2-14 図 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

6) 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、 $\bar{\sigma}_{RC}$ 、 $\bar{\sigma}_c$: 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、 $A_{RC} = A_s + A_c$

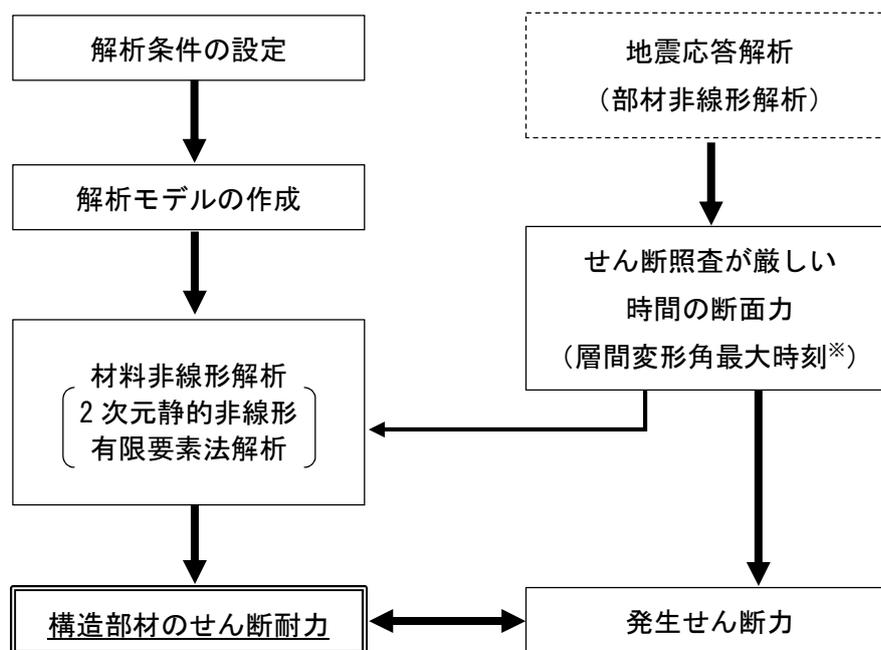
7) 荷重の組合せ

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。

(2) 評価方法

1) 耐震安全性評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを第 2-15 図に示す。



※層間変形角が最大となる時刻と、せん断力が最大となる時刻の整合性は、補足確認する。

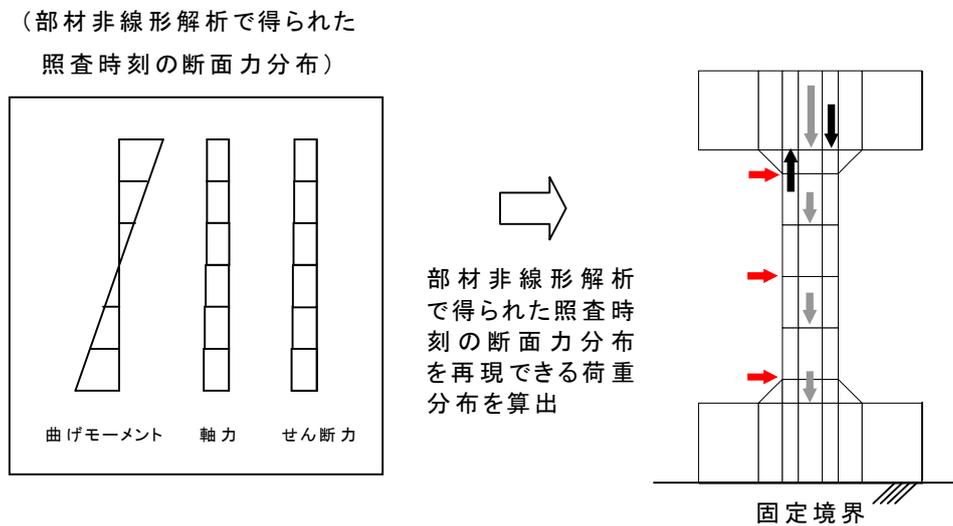
第 2-15 図 材料非線形解析の耐震安全性評価フロー

2) 荷重の設定

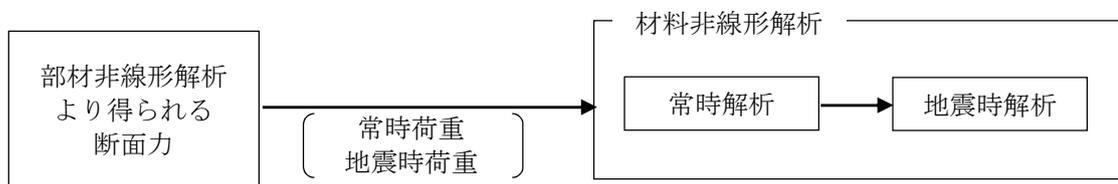
材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻（層間変形角最大時）における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに第 2-16 図に示すとおりに作用させる。

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、この荷重比率を維持しながら漸増載荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重に分けて、第 2-17 図に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。



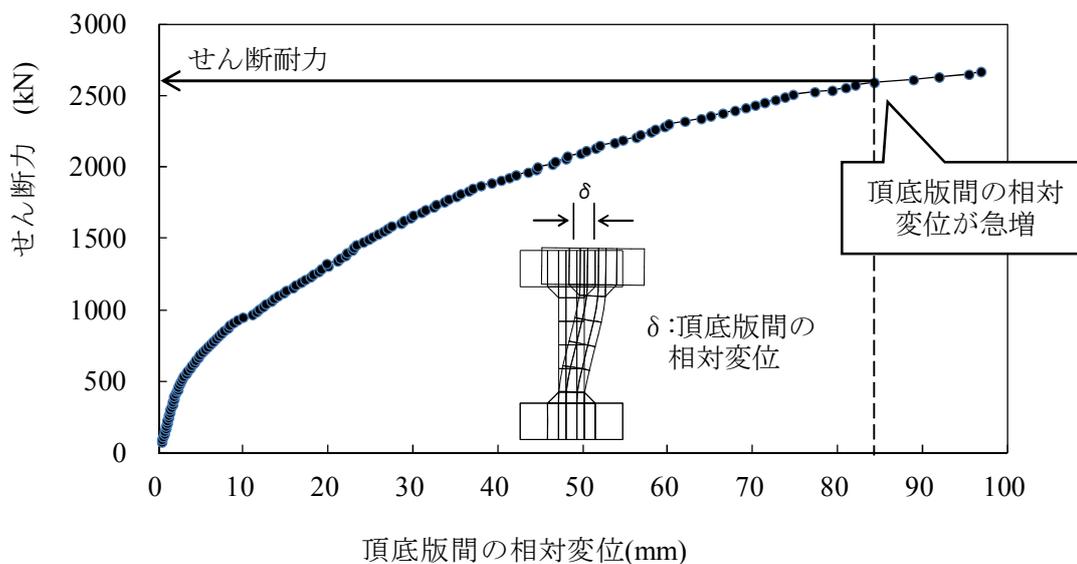
第 2-16 図 材料非線形解析における載荷状況



第 2-17 図 荷重の作用手順

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—相対変位関係や要素ひずみの応答から設定する。具体的には、第 2-18 図に示す例のとおり、せん断力—相対変位関係においてせん断力の増分に対して相対変位が急増する点又はせん断力が最大となる点を部材のせん断耐力と判断する。



第 2-18 図 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

4) 安全係数の設定

材料非線形解析では、地震応答解析（部材非線形解析）で得られる断面力 P0（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に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、下記の通り部材係数 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第 2-9 表に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験また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、第 2-10 表に示す 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。

第 2-9 表 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

第 2-10 表 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	437	0.92
2	1,187	1,234	1.04
3	324	343	1.06
4	294	306	1.04
5	581	529	0.91
6	329	359	1.09
7	1,587	1,904	1.20
8	350	399	1.14
9	855	855	1.00
10	165	168	1.02
11	333	403	1.21
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	156	0.96
15	273	172	0.63
16	356	235	0.66
17	432	324	0.75
平均	—	—	0.99
標準偏差	—	—	0.18

【参考文献】

- 1)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

3. 屋外重要土木構造物の減衰定数

(1) 減衰の設定について

今回工認で採用している時刻歴応答解析において、地盤および構造物の減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮している。

粘性減衰による減衰は、固有値解析にて求まる固有周期および減衰比に基づき、質量マトリックスおよび剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。土木学会マニュアルに従い Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。材料毎に減衰を設定するために要素剛性比例型としている。なお、一次の基準モードについては構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C]：減衰係数マトリックス、[M]：質量マトリックス、
[K]：剛性マトリックス、 α 、 β ：係数

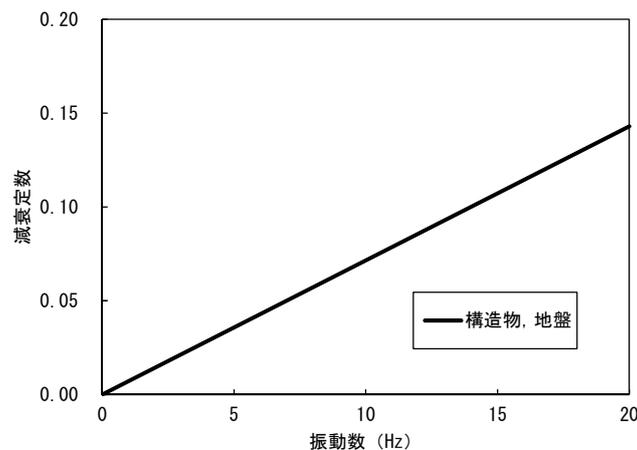
係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = h / \pi f$$

h：各材料の減衰定数、f：固有値解析により求められた一次固有振動数

設定した Rayleigh 減衰を第 3-1 図に示す。



第 3-1 図 設定した Rayleigh 減衰（7号機取水路一般部の例）

今回工認における剛性比例型減衰は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰1%を採用している。

履歴減衰による減衰は、構造部材の部材非線形性（曲げモーメントー曲率関係）における非線形の程度に応じた値となる。

（2）既工認と今回工認との相違について

今回工認における構造物の粘性減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰1%となる剛性比例型減衰を採用している。

既工認では、周波数応答解析における構造物の減衰定数は5%を用いた（JEAG4601-1987 記載）。

非線形解析における粘性減衰による減衰の値は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成14年）¹⁾において、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に取り入れられるため、非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は、コンクリート部材は2%（0.02）程度、鋼部材は1%（0.01）程度とするのがよいとされている。

最新の道路橋示方書・同解説（平成24年）においても、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合の減衰定数について、鉄筋コンクリート橋脚は2%（0.02）とされている。

以上のように、粘性減衰の減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のために設定される値であるため、構造物の減衰について、なるべく小さい値として減衰1%を採用していることは、技術的妥当性を有するものと判断した。

（3）構造物の減衰定数の影響

解析モデルの中で構造物の占める割合は小さいため、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

地盤の減衰定数は1%のまま、構造物の減衰定数を5%とした場合の解析モデル全体の一次モード減衰を確認したところ1.03%であった。

以上のことから、地盤の減衰の影響が支配的であり、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成14年3月