

本資料のうち、枠囲みの内容は、
営業秘密又は防護上の観点から
公開できません。

資料 1 - 3

補足説明

(東海第二発電所 工事計画認可申請に係る論点整理について)

平成 30 年 7 月 26 日

日本原子力発電株式会社

目 次

【論点 7】 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明	1
【論点 9】 補足-370-12【原子炉建屋基礎盤の耐震性評価に関する補足説明】	51
【論点 9】 原子炉建屋改造工事に伴う評価結果への影響について	95

6.1.2 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明

目 次

1. 鋼製防護壁の接合部の概要及び設計思想	1
1.1 鋼製防護壁の接合部の概要	1
1.2 接合部の設計思想	1
2. 接合部の検討の背景と目的	6
3. 検討方針	7
4. 3次元解析（COM3）による妥当性評価	8
4.1 概要	8
4.2 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認	14
4.3 接合部の設計方法の妥当性の確認	21
4.4 伝達メカニズムと3次元挙動の整理	29
4.5 設計荷重を超える荷重を仮想した場合の確認	47

1. 鋼製防護壁の接合部の概要及び設計思想

1.1 鋼製防護壁の接合部の概要

鋼製防護壁は、上部構造の鋼製防護壁と下部構造の地中連続壁基礎で構成する。鋼製防護壁（上部構造）は幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

鋼製防護壁の平面位置図を図 1.1-1 に、構造図を図 1.1-2 及び接合部の構造図を図 1.1-3 に示す。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は直接定着式アンカーボルトを用いて、接合部の構造は頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートと地中連続壁（中実鉄筋コンクリートを含む）を鉄筋により結合して一体構造とする。

また、鋼製防護壁（上部構造）に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達するため、ずれ止めとしてスタッドを配置して、コンクリートと鋼殻を一体化する。

1.2 接合部の設計思想

鋼製防護壁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、本震時、津波時、余震と津波の重畳時の何れに対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行うが、接合部の検討においては、重畳時のケースを検討する。地震時は基礎に対して厳しくなる一方で、上部構造へ水平方向の荷重が作用する津波時と重畳時のケースと比較して、接合部への負担は小さい。したがって、接合部において最も荷重が大きくなる T.P. +24 m 津波と余震の重畳時を解析ケースとして選定した。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力、並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構造である鋼製防護壁に曲げ軸力及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ軸力及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達される。接合部の各部材と設計上の役割を表 1.1-1 に示す。

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以下で受けもたせる設計方法となっている。

一方、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対するアンカーボルトの抵抗力は設計上期待せず、接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、設計上鉄筋コンクリートのみの耐力でも、弾性範囲内で負担可能とするという思想の下設計している。

荷重伝達のメカニズムを図 1.1-4 に示す。

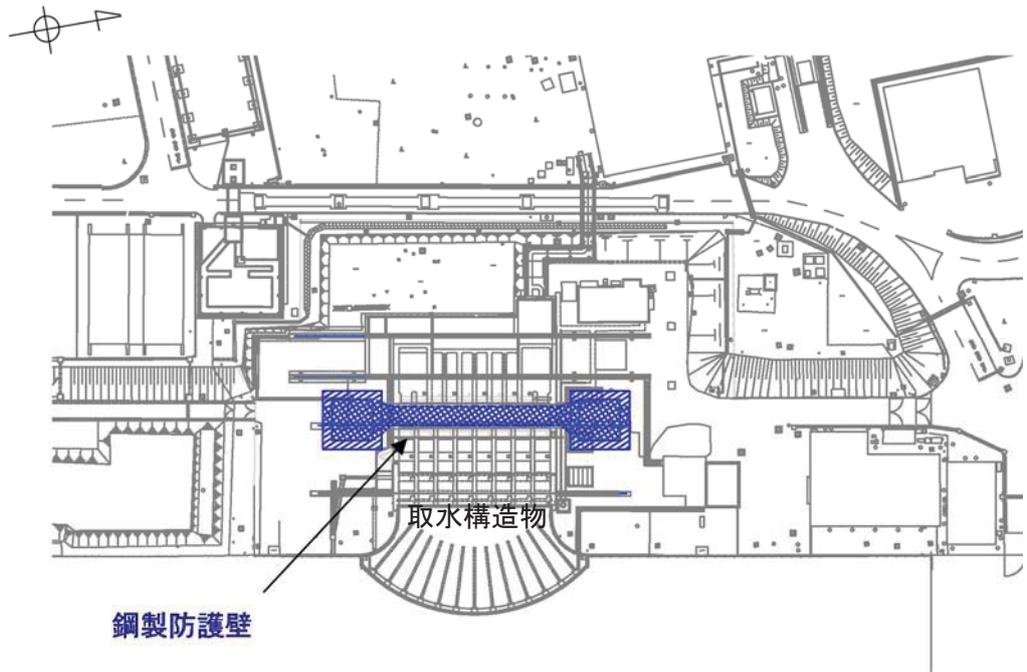


図 1.1-1 鋼製防護壁の平面位置図

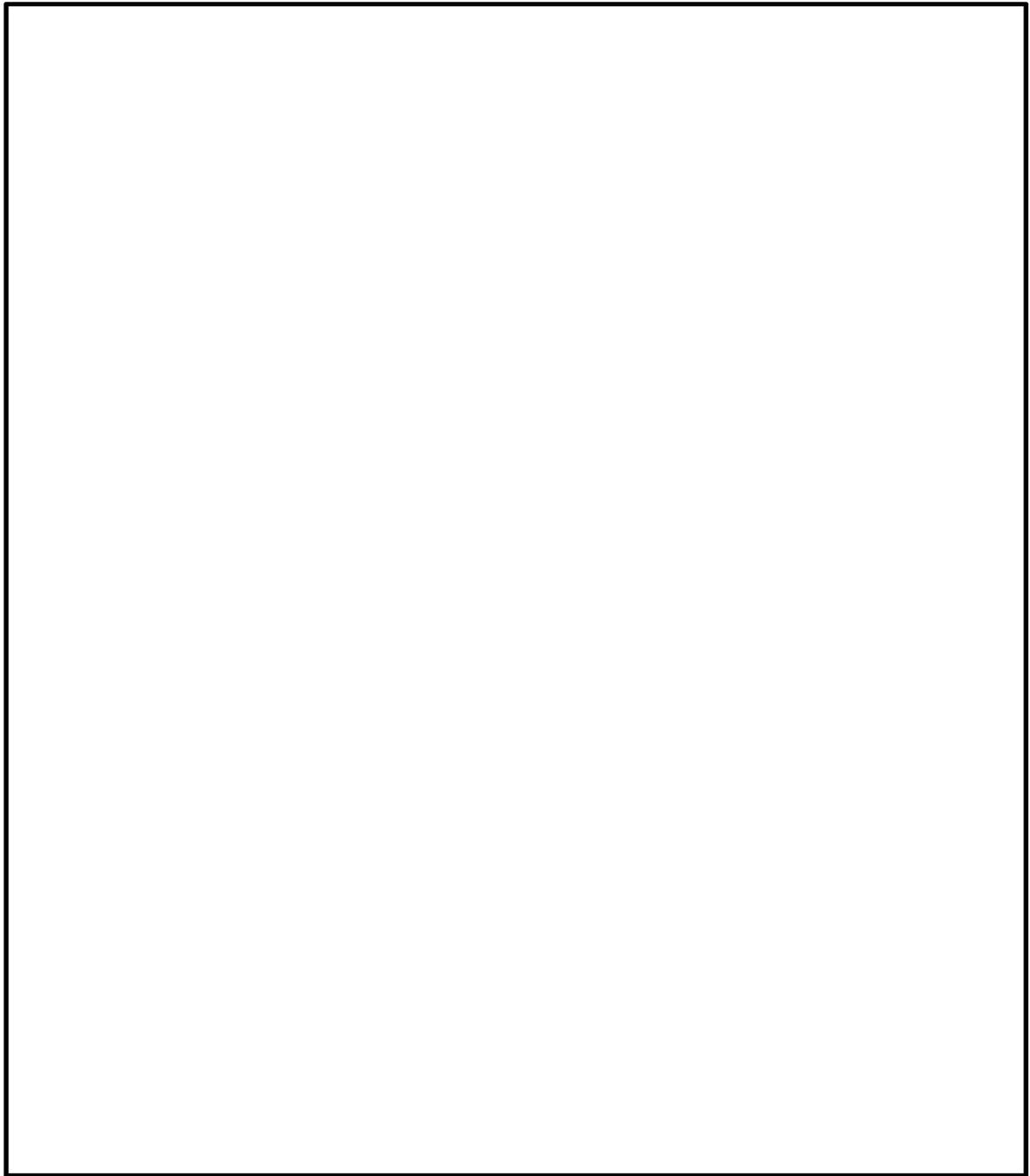


図 1.1-2 鋼製防護壁の構造図

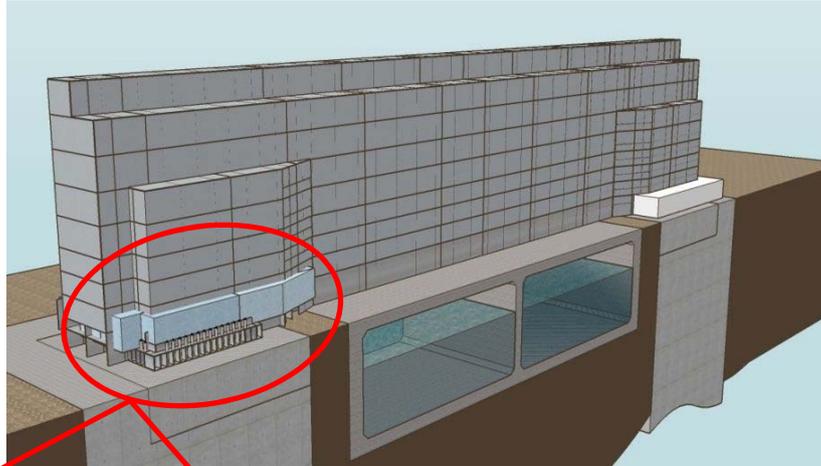


図 1.1-3 上部構造と下部構造の接合部の構造図

表 1.1-1 部材と設計上の役割

番号	部材名	設計上の役割
①	中詰め鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
②	アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
③	頂版(フーチング) 鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
④	地中連続壁基礎及び 中実鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。 中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
⑤	根巻き鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)	アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリートであり、非構造部材として設計する。

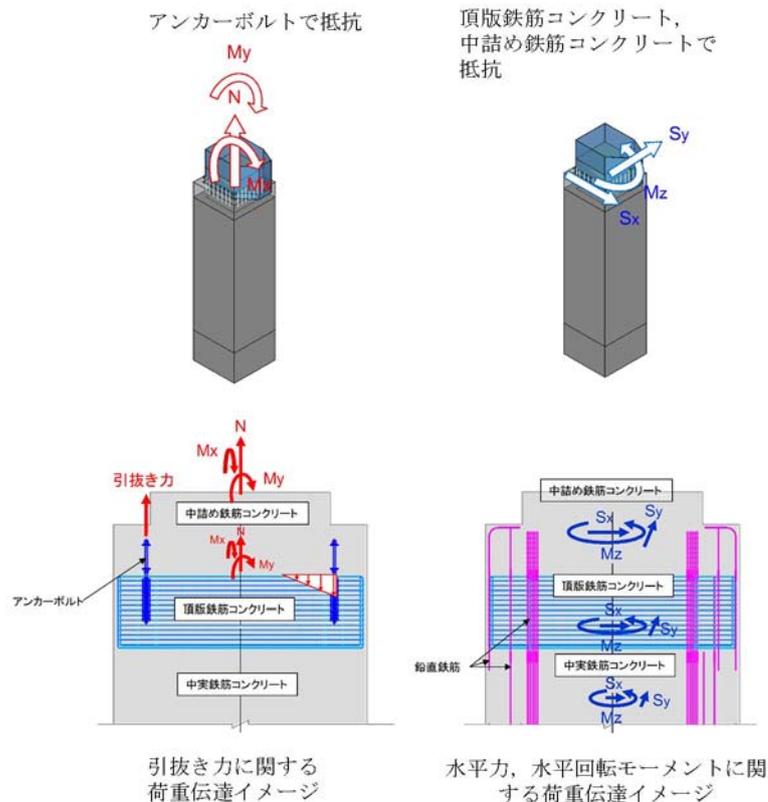


図 1.1-4 荷重伝達のメカニズム

2. 接合部の検討の背景と目的

直接定着式アンカーボルトは、道路・橋梁施設において多くの適用実績があるものの、津波荷重による水平力による大きなせん断力及び水平回転モーメントを受ける津波防護施設への適用は初めてとなる。したがって、地震荷重及び津波荷重による6成分の設計断面力が同時に接合部へ作用した場合においても、直接定着式アンカーボルトの負担する応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析（COM3）により確認することで、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性を示す。

また、接合部の設計方法は、各3成分の設計荷重に対して、荷重分担を考慮した各構造部材の技術基準に基づく弾性設計をそれぞれ行うものであるが、これらの構造部材が一体となり、6成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合においても、全ての部材の応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析（COM3）により確認することで、接合部の設計方法の妥当性を示す。

3. 検討方針

3.1 確認事項

(1) 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認

3次元解析 (COM3) により6成分の荷重が同時に作用した場合においても、アンカーボルトに生じる引張り発生応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。

(2) 接合部の設計方法の妥当性の確認

接合部の設計は、各部材毎に弾性範囲内で設計するが、部材が一体となった3次元構造において6成分の荷重が同時に作用した場合においても、3次元の材料非線形解析 (COM3) によって各部材が弾性範囲内で設計荷重を受け持つことができていることを確認する。部材の照査部位、照査項目、適用基準並びに許容限界を表3.1-1に示す。

表 3.1-1 部材の照査部位、照査項目、適用基準並びに許容限界

	部 位	照査項目	許容限界 (TP.+24m津波を考慮する場合)		許容限界が弾性範囲内か保有水平耐力範囲かの区分	適用基準	
				N/mm ²			
引抜き力 (Mx, My, N)	アンカーボルト	曲げ軸応力	降伏応力度	355	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)	
		引抜き力	短期許容応力度	6	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)	
		コーンせん断力 (せん断補強筋の引張応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)	
水平力 (Sx, Sy)	頂版鉄筋コンクリート 及び 中詰め鉄筋コンクリート	鉄筋応力 (水平回転モーメントによる引張応力)	短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編), コンクリート標準示方書[構造性能照査編]	
		頂版鉄筋コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	短期許容応力度	32	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
			鉄筋応力 (水平力によるせん断応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
	鉄筋応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)		短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針	
	水平回転モーメント (Mz)	中詰め鉄筋コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	短期許容応力度	32	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
			鉄筋応力 (水平力によるせん断応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
			鉄筋応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)	短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針

(3) その他の確認項目

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) を超える荷重を仮想した場合においても、十分な靱性を有する構造であることを確認する。

4. 3次元解析 (COM3) による妥当性評価

4.1 概要

3次元解析 (COM3) により、接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な解析を行い、設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。また、設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) を超える荷重を仮想した場合においても、十分な靱性を有する構造であることを確認する。

3次元解析 (COM3) の解析フローを図 4.1-1 に、3次元モデルの概念図を図 4.1-2 に示す。

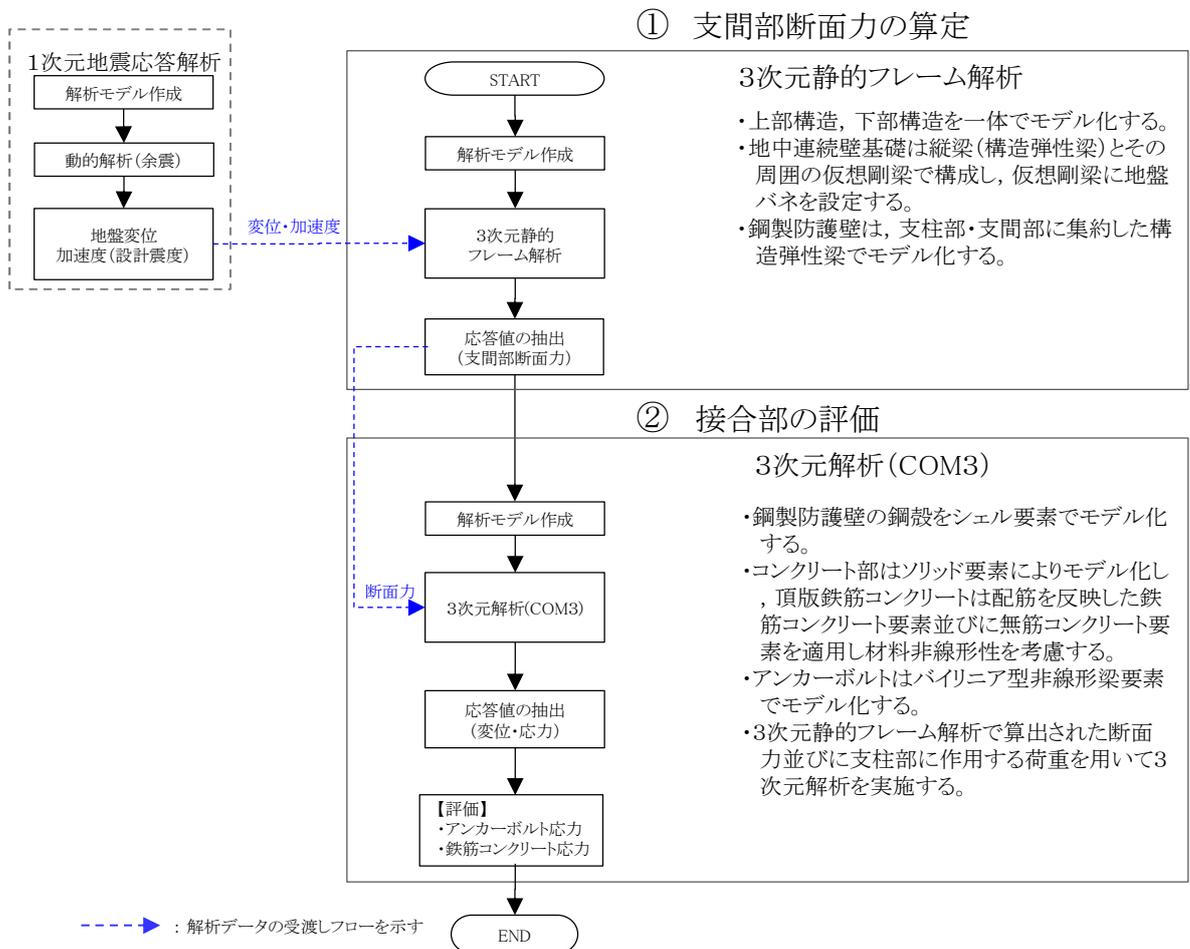


図 4.1-1 3次元解析 (COM3) の解析フロー

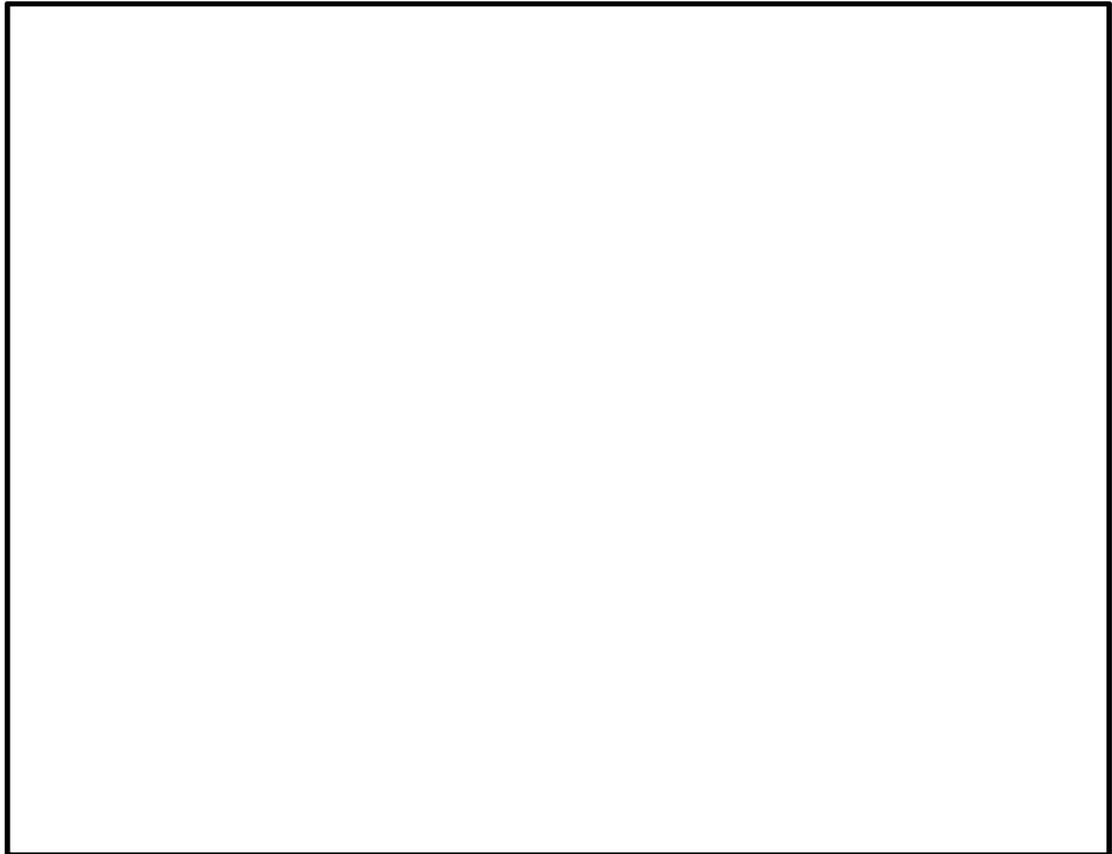


図 4.1-2 (1) 3次元静的フレーム解析モデルの概念図

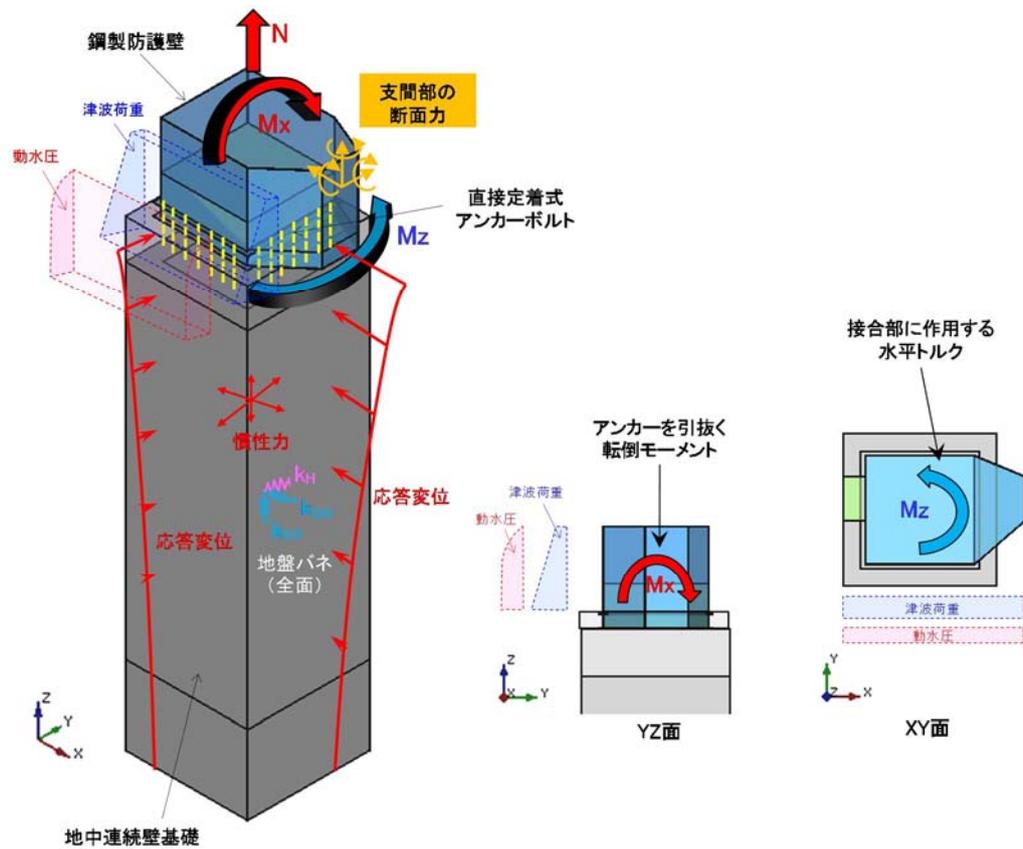
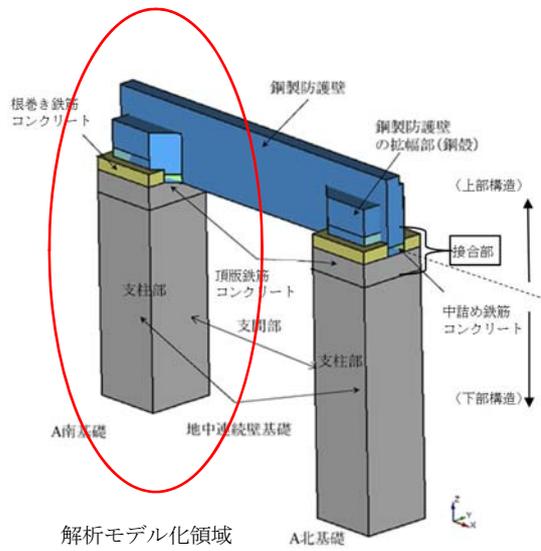
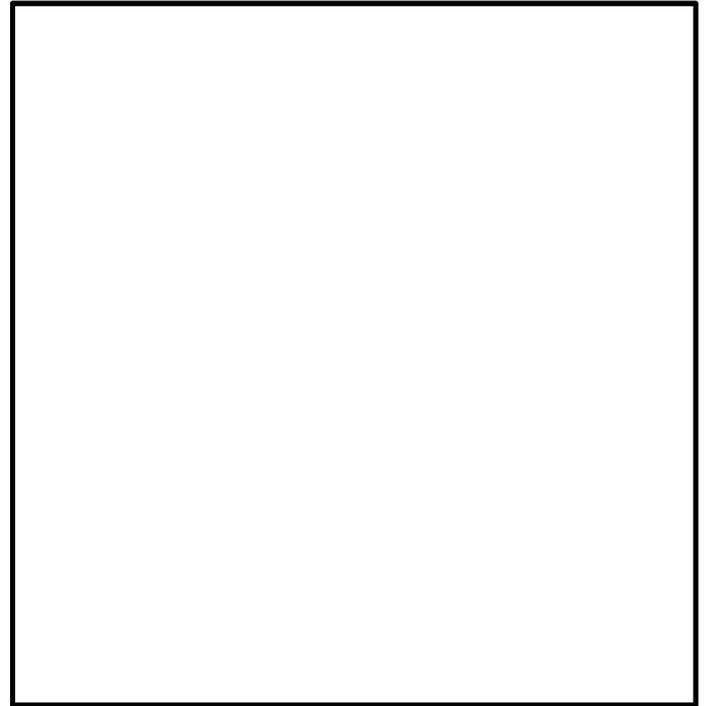


図 4.1-2 (2) 3次元解析モデルの概念図

- (1) 3次元静的フレーム解析（3次元解析（COM3）への入力荷重算定モデル）
津波荷重と余震影響を含む鋼製防護壁支間部の断面力を算定し、3次元解析（COM3）に断面力を受け渡す。
- (2) 3次元解析（COM3）
3次元静的フレーム解析で算出された断面力及び支柱部に作用する荷重を用いて3次元解析（COM3）を実施する。
 - a. 解析条件
荷重条件は「1.2 接合部の設計思想」で述べたとおり、上部構造へかかる荷重が最も大きくなり、接合部への負担が厳しくなると考えられる T.P. +24 m 津波と余震の重畳時を解析ケースとして選定する。解析に用いる余震時の地震動は S_d-D1 とする。
 - b. 構造物のモデル化
鋼製防護壁の解析モデルは、南側の上部構造と下部構造を一体とし、地中連続壁基礎前面に地盤バネを設定する。鋼製防護壁の鋼殻をシェル要素でモデル化する。コンクリート部はソリッド要素でモデル化し、頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートは配筋を反映した鉄筋コンクリート要素並びに無筋コンクリート要素を適用し材料非線形性を考慮する。その他の鉄筋コンクリートは、構造弾性梁でモデル化する。アンカーボルトはバイリニア型非線形梁要素でモデル化する。3次元静的フレーム解析で算出された断面力及び支柱部に作用する荷重を用いて3次元解析（COM3）を実施する。
3次元解析モデルを図 4.1-3 に示し、構造図と解析モデル図の対比を図 4.1-4 に示す。解析に用いる荷重及び荷重の作用方向を図 4.1-5 に示す。



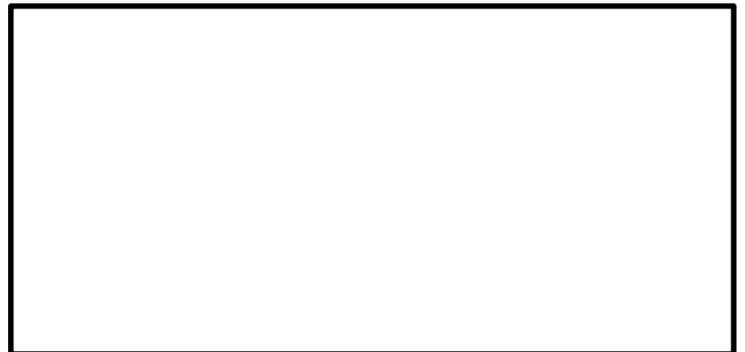
鋼製防護壁構造図



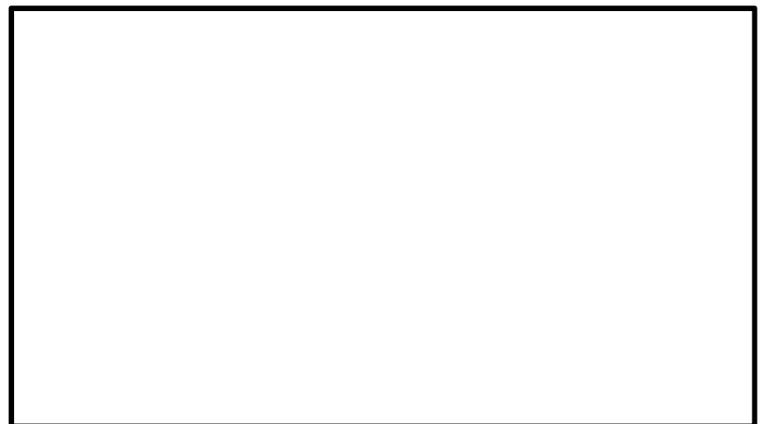
3次元解析モデル



3次元解析モデル（接続部拡大）



3次元解析モデル（中詰め部、頂版部）



3次元解析モデル（直接定着式アンカーボルトの定着部）

図 4.1-3 3次元解析モデル

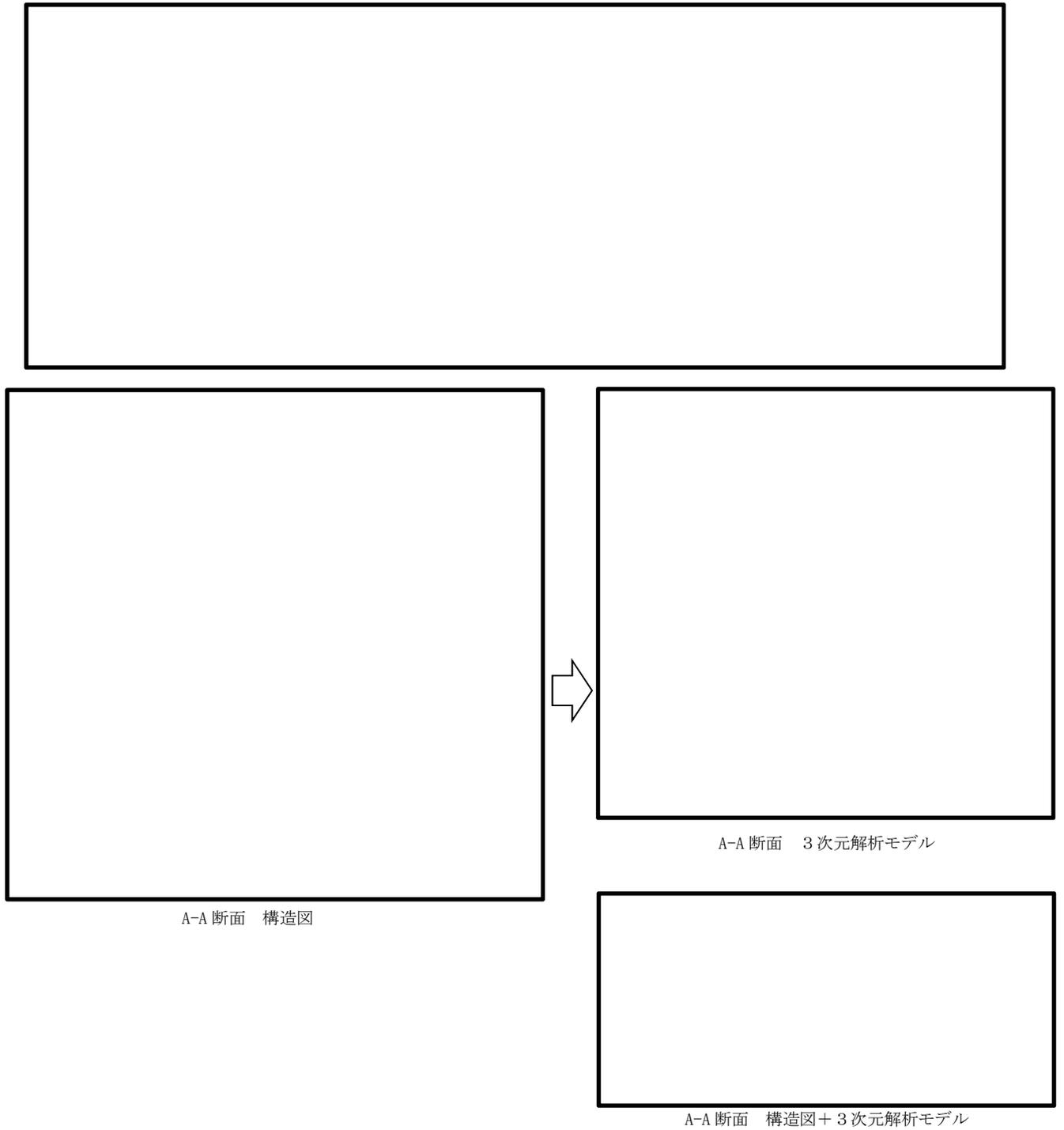


図 4.1-4 構造図と解析モデル図の対比

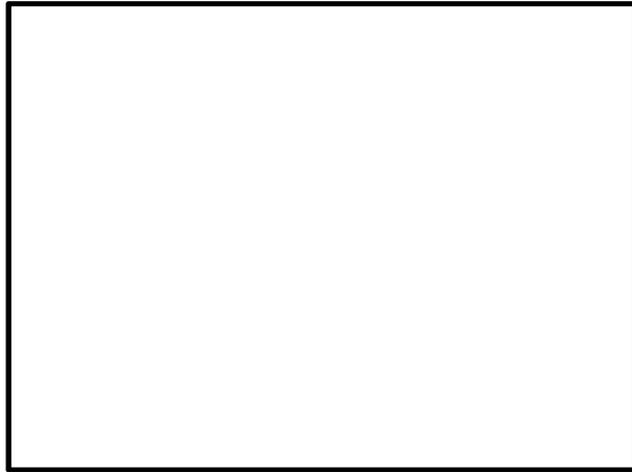


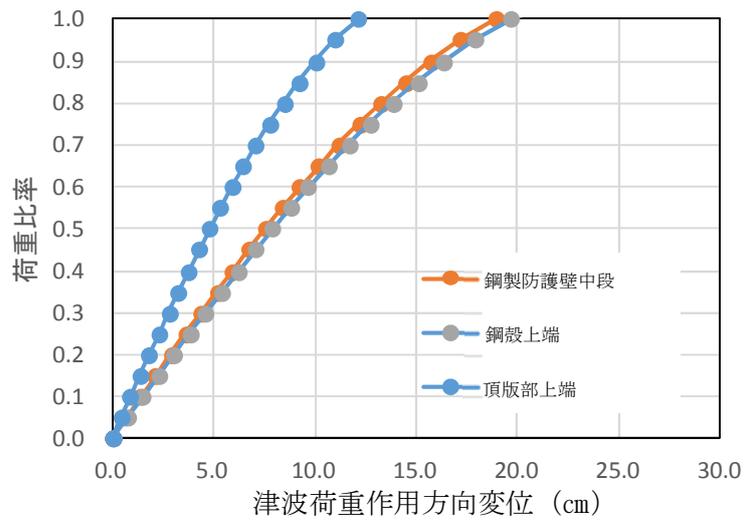
図 4.1-5 荷重及び荷重の作用方向

4.2 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認

(1) 荷重～変位関係

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する鋼製防護壁における各部材の発生応力が許容限界以下である状態に対応した荷重～変位関係を確認した。津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係を図 4.2-1 に示し、各部材の変形及び変形コンターを図 4.2-2 に示す。

荷重比率は設計荷重に対する照査荷重の大きさの倍率のことを意味し、荷重比率 1.0 は解析における荷重が設計荷重に達したことを意味する。



(地中連続壁基礎下端からの変位)

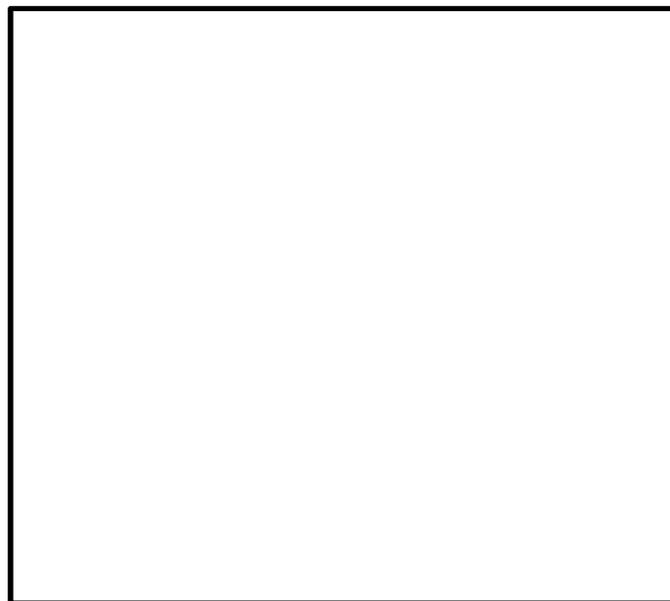
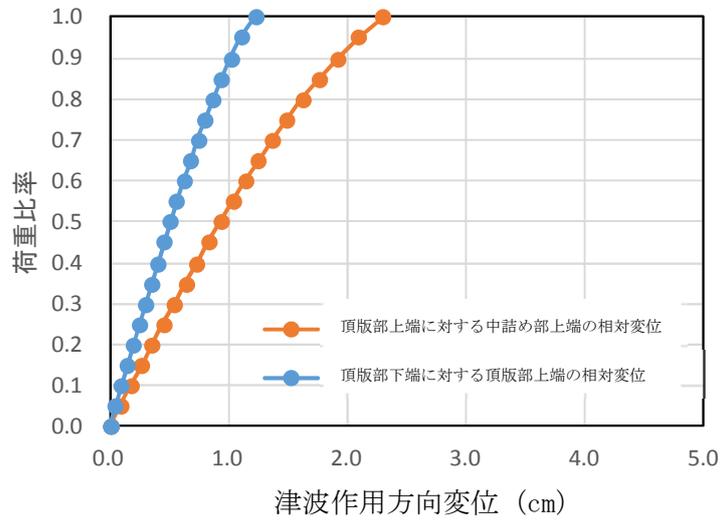


図 4.2-1 津波時荷重比率と津波荷重作用方向変位の関係

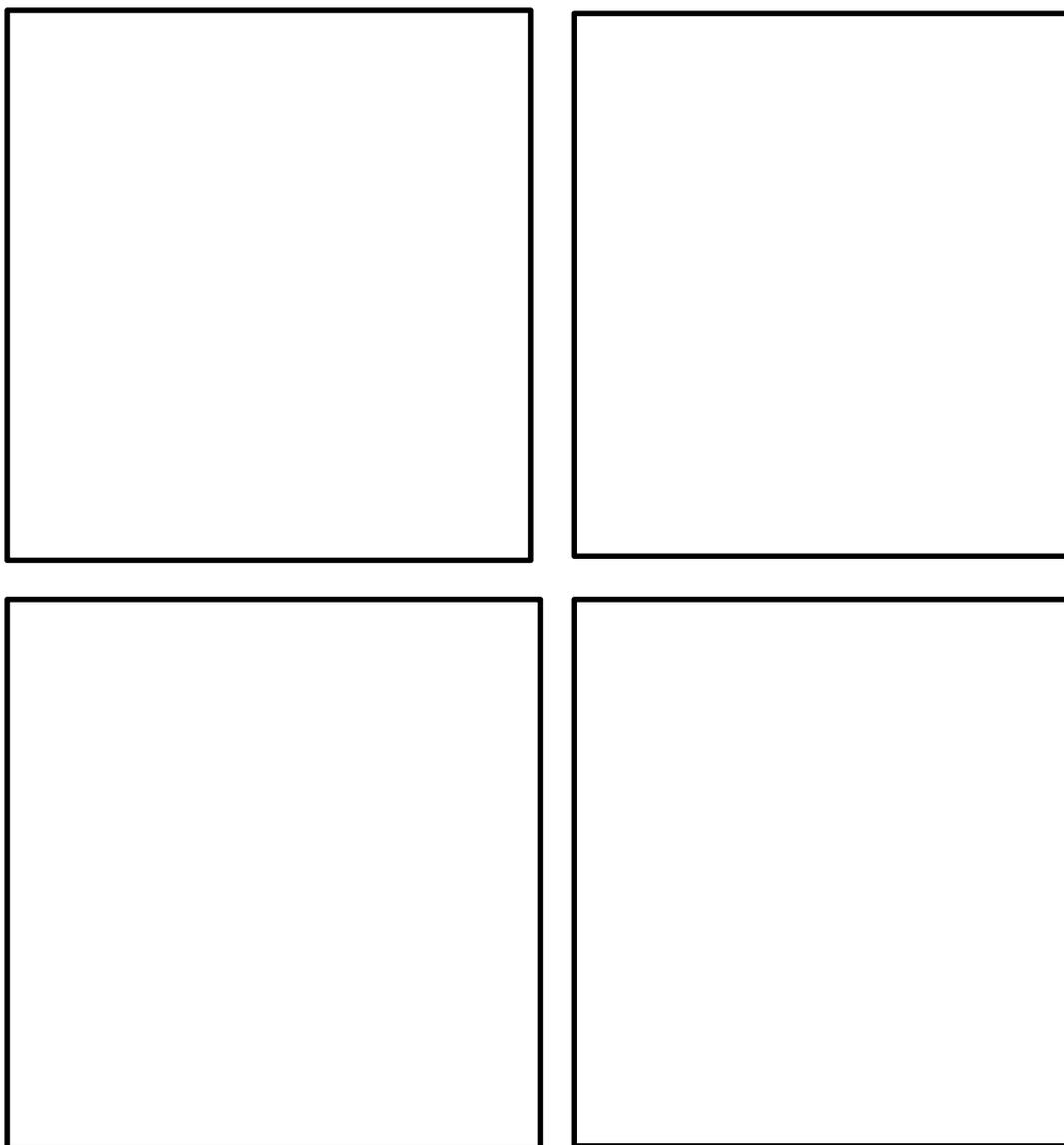


図 4.2-2 変形及び変形コンター（倍率 50 倍）

(2) アンカーボルトの応力（曲げ軸応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対するアンカーボルトに発生する応力（曲げ軸応力）が許容限界以下であることを確認し，アンカーボルトに発生する応力（曲げ軸応力）が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力と荷重比率の関係及びアンカーボルトの位置図を図 4.2-3 に示す。

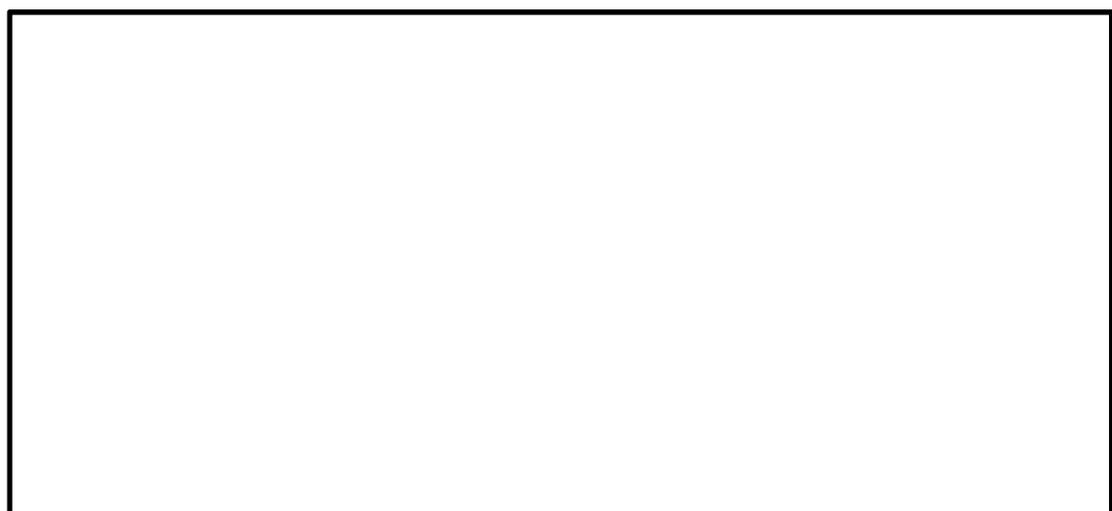
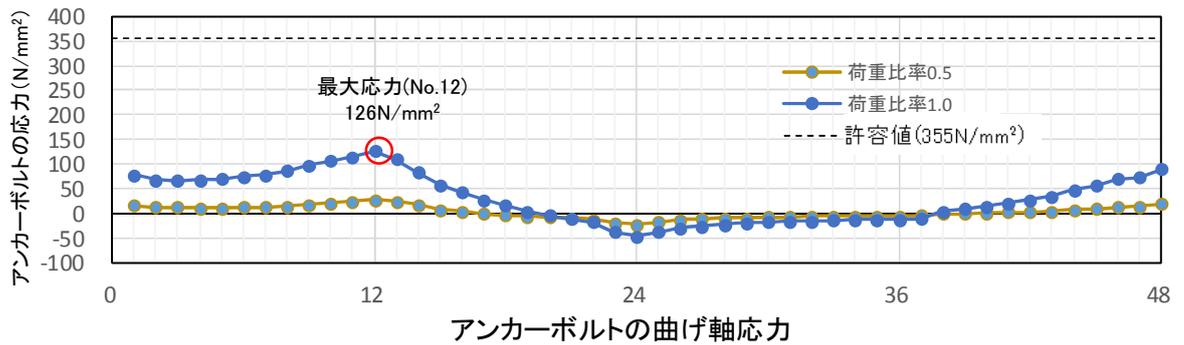
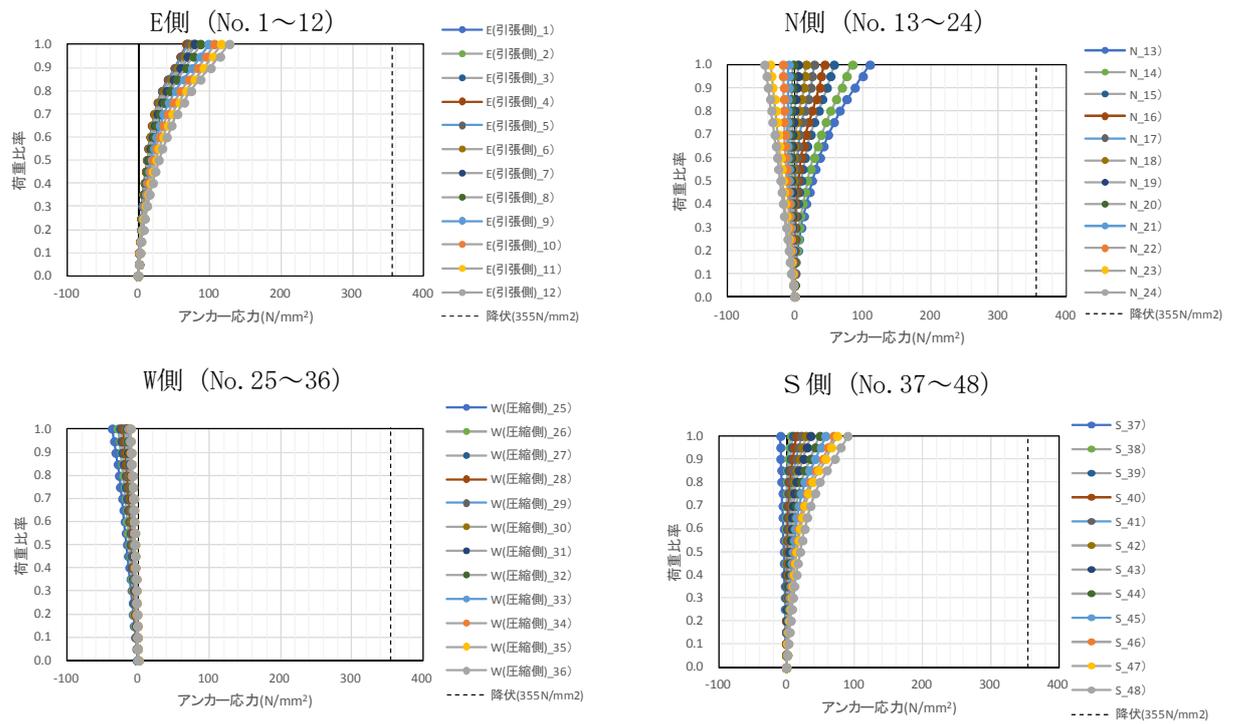


図 4. 2-3 頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力と荷重比率の関係
及びアンカーボルトの位置図

(3) アンカーボルト定着部の応力の深度分布（引抜き力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対するアンカーボルト定着部に発生する応力（引抜き力）が許容限界以下であることを確認し、アンカーボルト定着部に発生する応力（引抜き力）が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。最も軸応力が大きいNE角部（No. 12）でのアンカー部の応力深度分布を図 4.2-4 に示す。

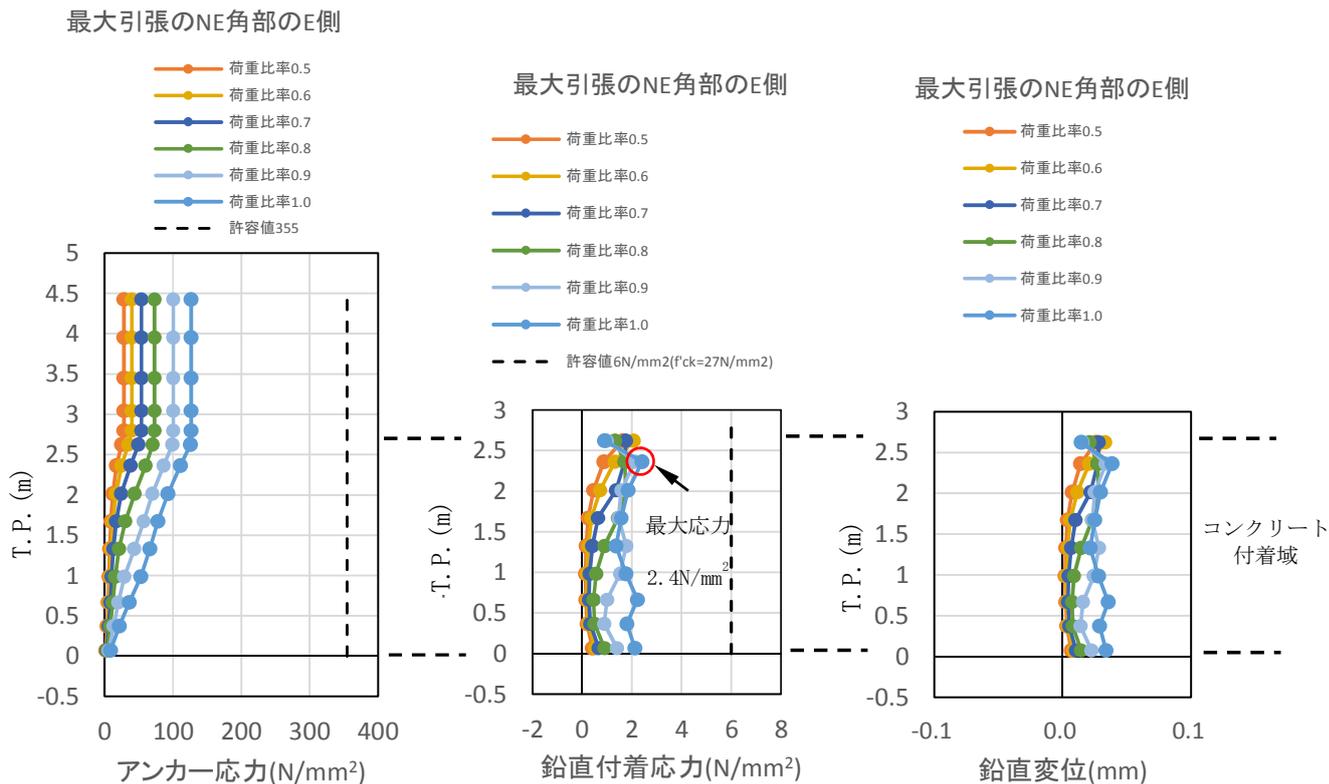
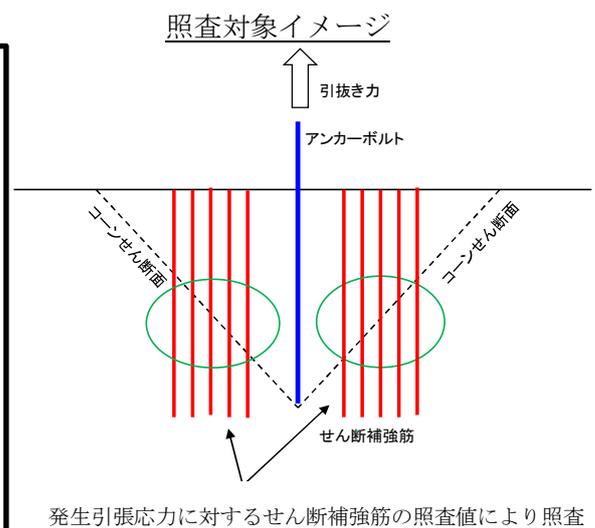
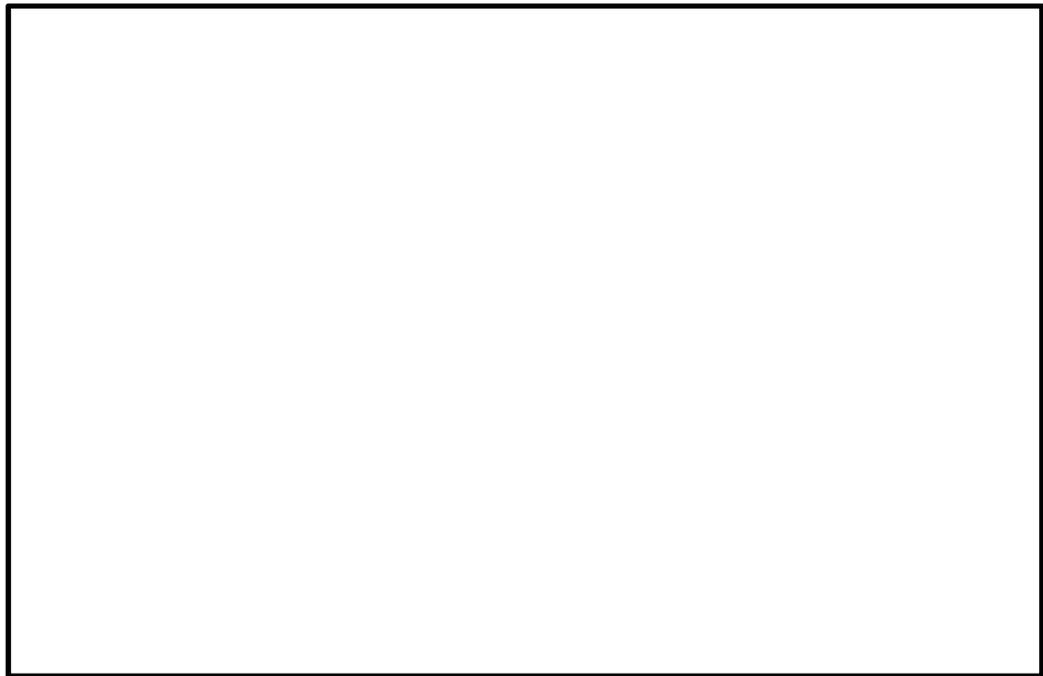


図 4.2-4 最も軸応力が大きいNE角部（No. 12）でのアンカーボルト定着部の応力深度分布

(4) アンカーボルト定着部のせん断補強筋の引張応力

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対するアンカーボルト定着部に発生するせん断補強筋の応力 (引張応力) が許容限界以下であることを確認し、アンカーボルト定着部に発生する応力 (引張応力) が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるアンカーボルト定着部 (せん断補強筋) のひずみコンターを図 4.2-5 に示す。



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.2-5 荷重比率 1.0 におけるアンカーボルト定着部 (せん断補強筋) のひずみコンター

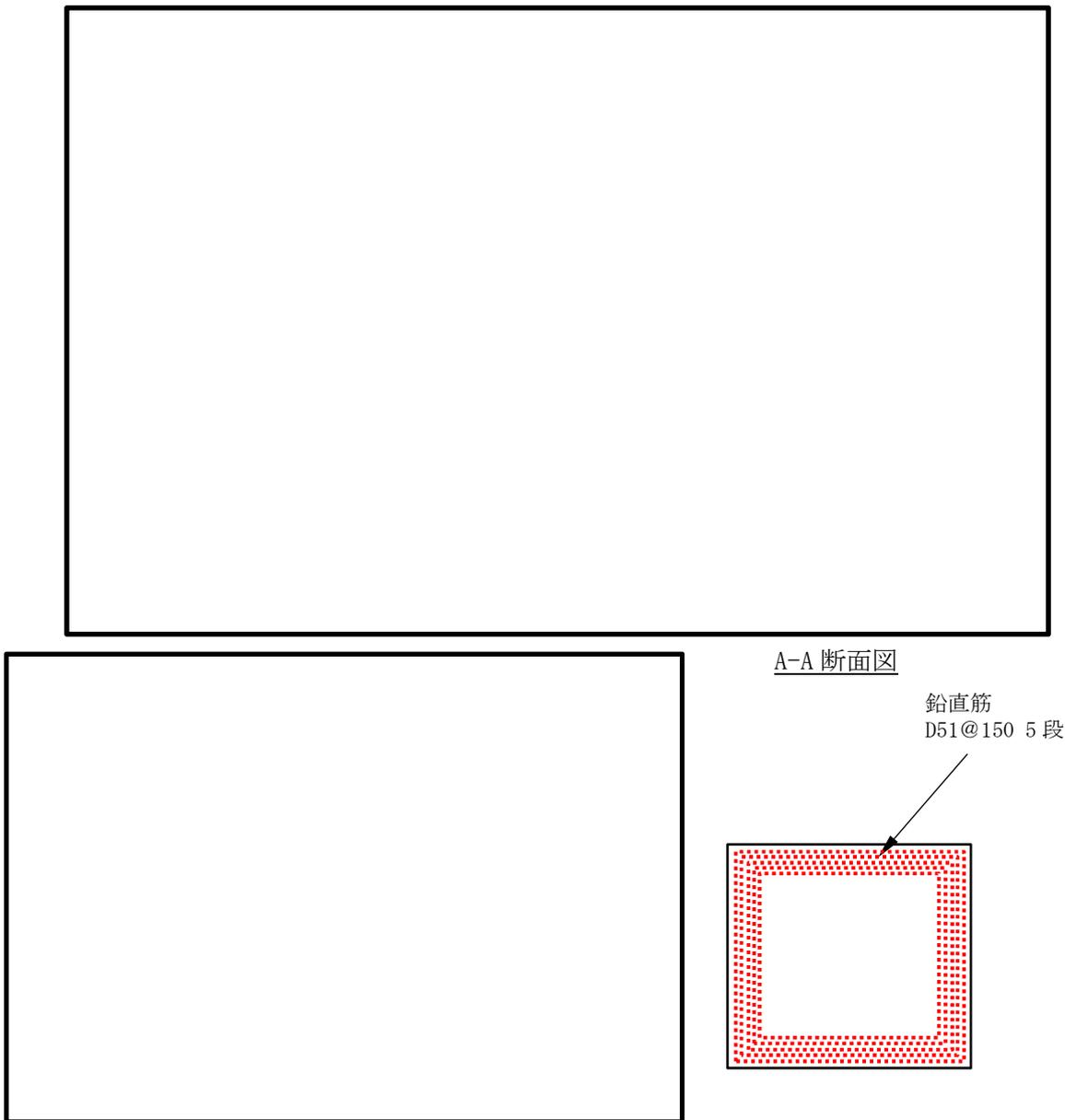
(5) 直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認結果

設計荷重による 6 成分の設計断面力が同時に接合部へ作用した場合においても、直接定着式アンカーボルトが負担する応力が弾性範囲内に収まることを 3 次元解析 (COM3) で確認したことにより、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性を確認した。

4.3 接合部の設計方法の妥当性の確認

(1) 頂版部及び中詰部の水平回転モーメントによる引張応力

頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋に発生する水平回転モーメントによる応力（引張応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 における中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみコンターを図 4.3-1 に示す。



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-1 荷重比率 1.0 における中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみコンター

(2) 頂版部のコンクリート（圧縮応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する頂版部のコンクリートに発生する応力（圧縮応力）が許容限界以下であることを確認した。頂版部のコンクリートのひずみ状況を図 4.3-2 に示す。



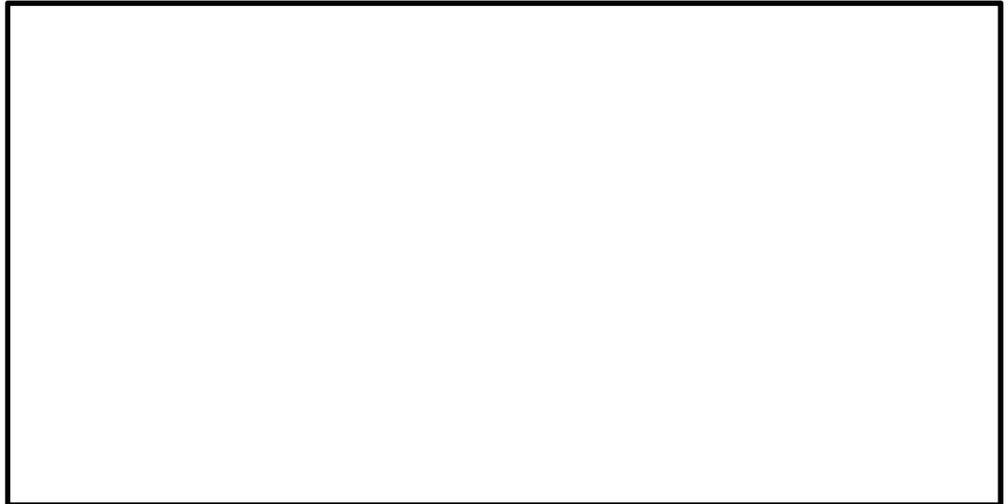
* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-2 頂版部のコンクリートのひずみ状況

(3) 頂版部の水平力によるせん断応力

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する頂版鉄筋コンクリートに発生する水平力による応力 (せん断応力) が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋の X 方向及び Y 方向ひずみコンターを図 4.3-3 に示す。

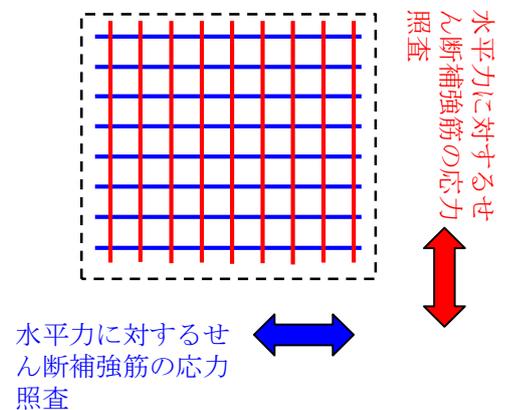
(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)



A-A 平面図



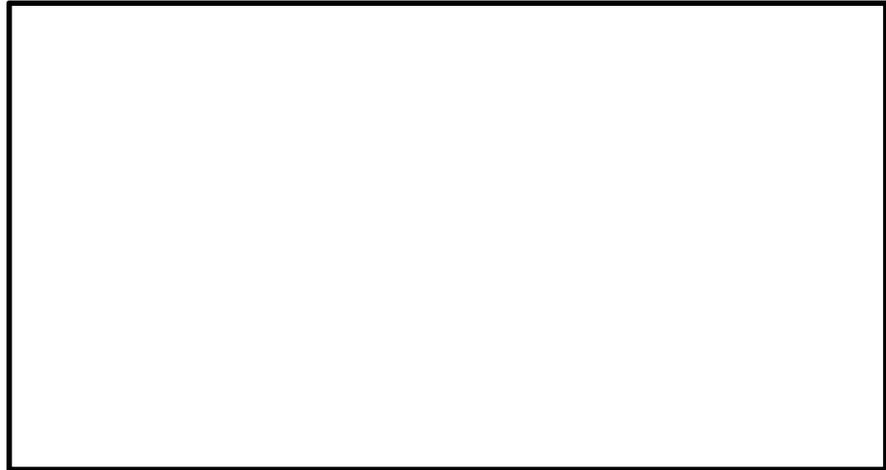
* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-3 荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋のひずみコンター

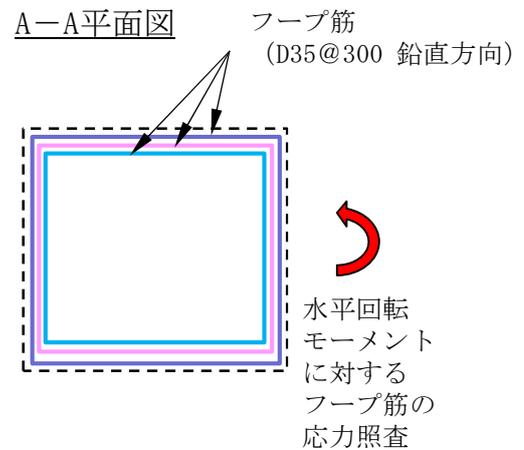
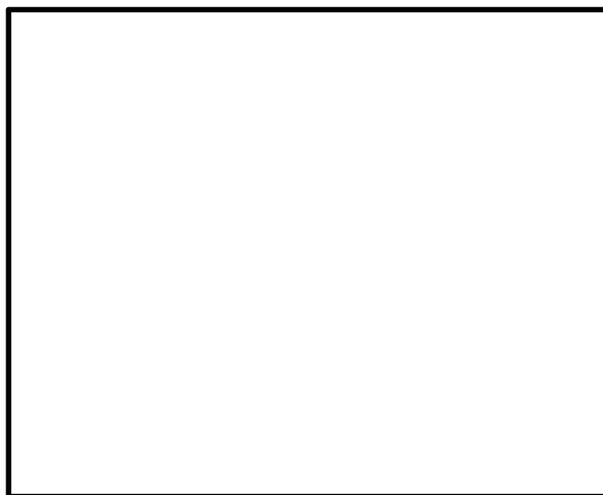
(4) 頂版部の水平回転モーメントによるせん断応力

設計荷重 (T. P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転モーメントによる応力 (せん断応力) が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるフープ筋ひずみコンターを図 4.3-4 に示す。

(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)

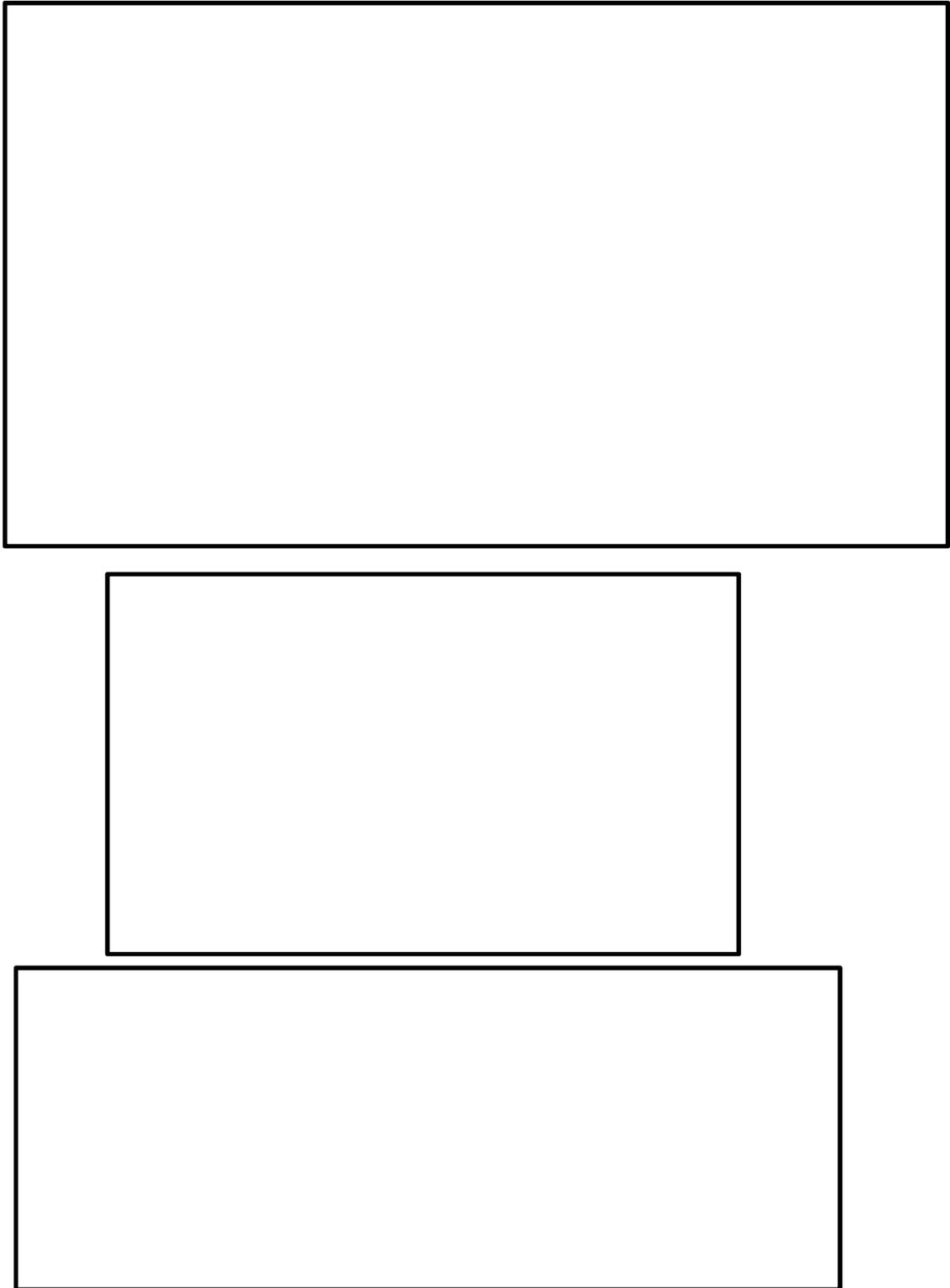


* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-4 荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンター

(5) 中詰め部のコンクリート（圧縮応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する中詰め部のコンクリートに発生する応力（圧縮応力）が許容限界以下であることを確認した。中詰め部のコンクリートのひずみ状況を図 4.3-5 に示す。

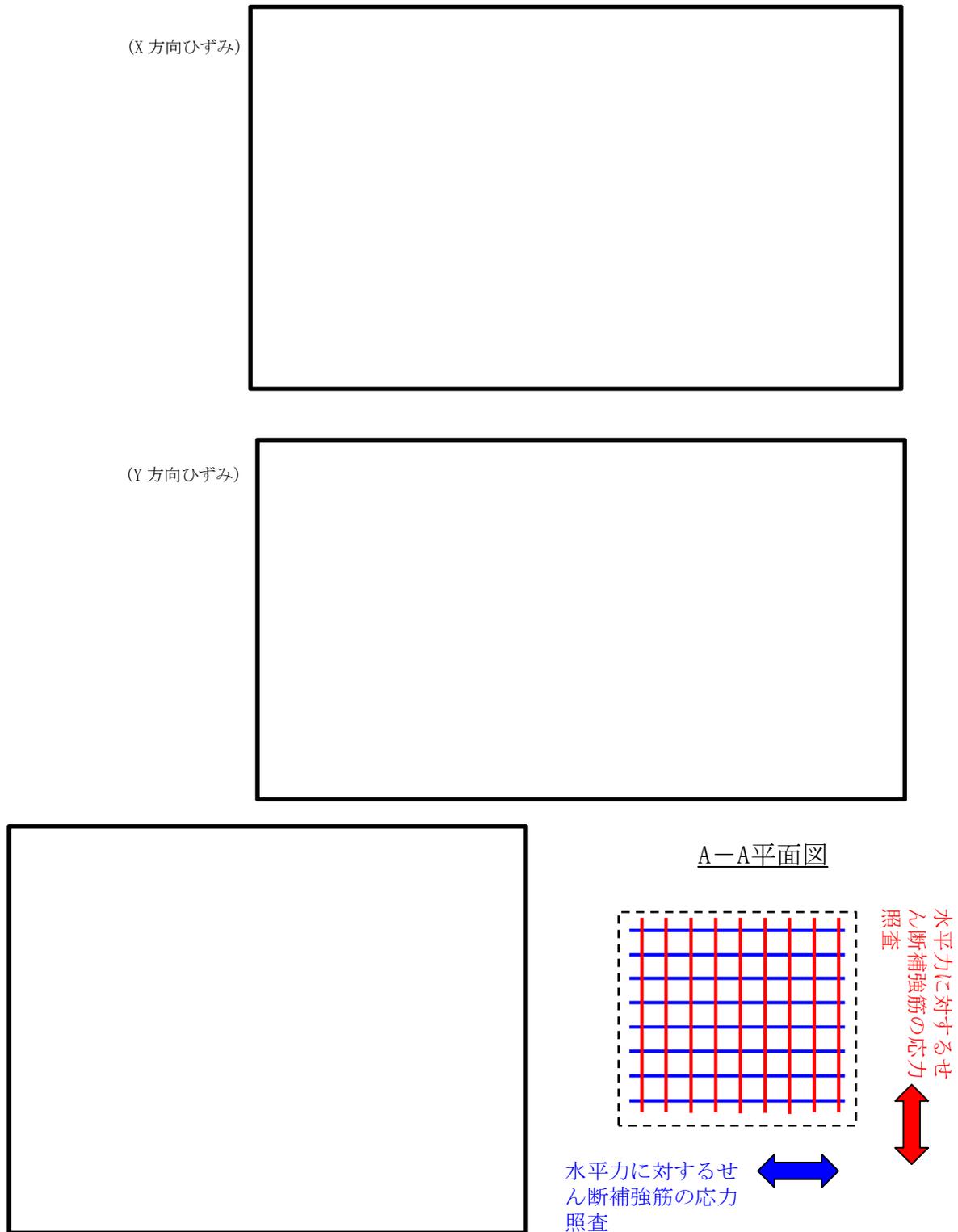


* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-5 中詰め部のコンクリートのひずみ状況

(6) 中詰部の水平力によるせん断応力

設計荷重 (T. P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する中詰め鉄筋コンクリートに発生する水平力による応力 (せん断応力) が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋の X 方向及び Y 方向のひずみコンターを図 4.3-6 に示す。



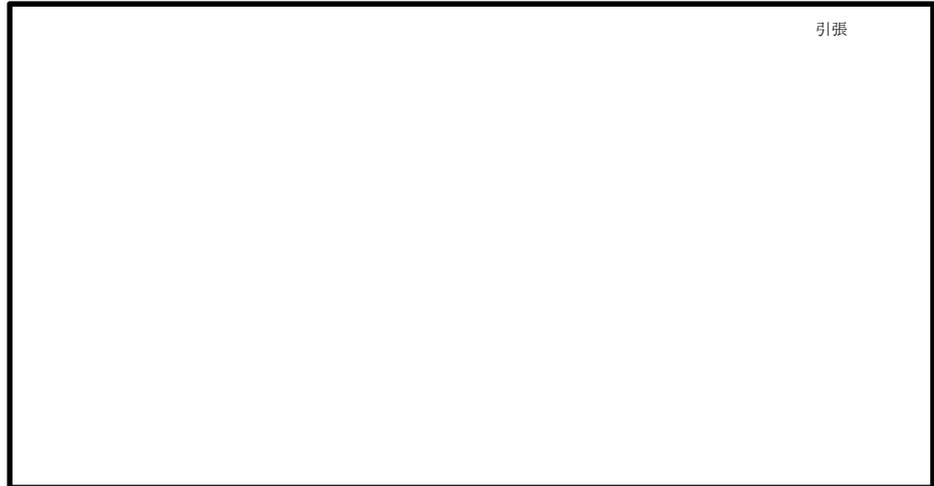
* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-6 荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋のひずみコンター

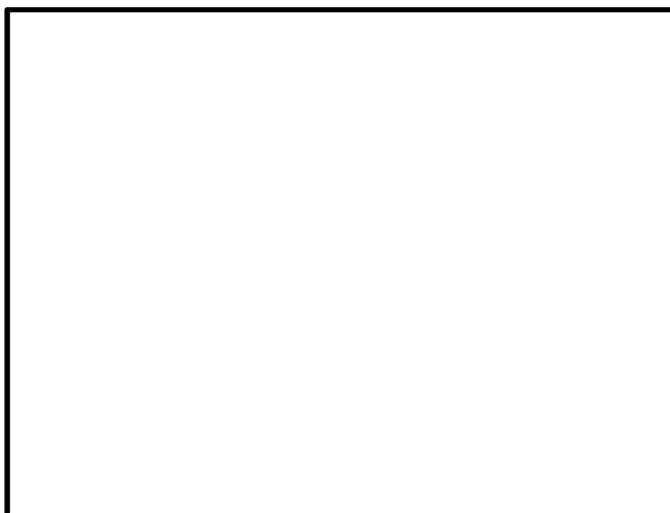
(7) 中詰め部の水平回転モーメントによるせん断応力

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する中詰め鉄筋コンクリートに発生する水平回転モーメントによる応力 (せん断応力) が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンターを図 4.3-7 に示す。

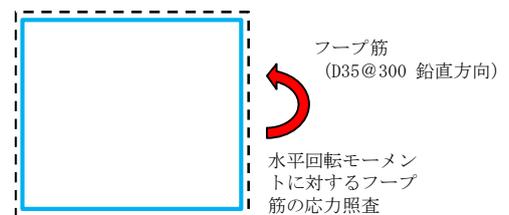
(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)



A-A平面図 (フープ筋)



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-7 荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンター

(8) 接合部の設計方法の妥当性の確認

設計荷重に対する接合部の設計方法は、各3成分の設計荷重に対して、荷重分担を考慮した各構造部材の技術基準に基づく弾性設計をそれぞれ行うものであるが、これらの構造部材が一体となった3次元構造モデルについて、6成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合においても、全ての部材の応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析（COM3）で確認したことにより、設計方法の妥当性を確認した。

なお、設計荷重作用時には鉄筋コンクリートの発生応力が短期許容応力度以内に収まるため、有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した。

解析結果一覧を表4.3-1に示す。

表4.3-1 解析結果一覧

	部 位	照査項目	許容限界 N/mm ²	最大発生応力度*2 N/mm ²	照査値*2 (発生応力度/許容限界)	判定	
引抜き力 (Mx, My, N)	アンカー ボルト	曲げ軸応力	355	126 (321)	0.36 (0.91)	OK	
		引抜き力	6	2.4 (5.3)	0.40 (0.89)	OK	
		コーンせん断力 (せん断補強筋の引張応力)	339.9	125 (167)	0.37 (0.50)	OK	
水平力 (Sx, Sy)	頂版鉄筋 コンクリート及び中 詰め鉄筋 コンクリート	鉄筋応力(鉛直筋) (水平回転モーメントによる引張応力)	478.5	362 (211)	0.76 (0.45)	OK	
		コンクリート応力 (圧縮応力)	32	27 (10)	0.85 (0.32)	OK	
	頂版鉄筋 コンクリート	鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応力)	339.9	316 (-*)3	0.93 (-*)3	OK	
		鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによるせん断応力)	478.5	315 (447)	0.66 (0.94)	OK	
	水平回転モーメント (Mz)	中詰め鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	32	16 (-*)4	0.50 (-*)4	OK
			鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応力)	339.9	167 (299)	0.50 (0.88)	OK
鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによるせん断応力)			478.5	345 (334)	0.73 (0.70)	OK	

- *1：最大発生応力度は、3次元解析（COM3）において、6成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合の発生応力度である。
- *2：上段は、設計荷重に対する3次元解析（COM3）に基づく照査値であり、下段の（）内は、部材毎の設計荷重に対する各基準類に基づく照査値である。
- *3：コンクリートのみでせん断力を負担できるため、「コンクリート標準示方書[構造的照査編]」による最小鉄筋量を考慮した上で、保守的な配慮として鉄筋径の仕様を上げることで更なる安全余裕を有する構造とする。
- *4：各基準類にしたがい、設計上中詰め鉄筋コンクリート部の曲げ圧縮力に対しては、中詰め鉄筋コンクリートが負担することを期待せず、鋼殻のみでも負担可能としている。

表4.3-1より、3次元解析（COM3）による照査結果は、設計荷重に対する各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定しているが、全ての部材について照査値が1.0以下であり、許容値を満足していることから安全余裕を有する構造であることを確認した。

頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋）について、3次元解析（COM3）による照査値が0.93となっているのは、設計上コンクリートのみでせん断力を負担できるため、各基準類にしたがい最小鉄筋量を配置したこと、及び設計荷重に対する各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて応力を求め照査値を算定していること、並びに最大局所ひずみに着目して照査値を算定していることによるものであるが、保守的な配慮として鉄筋径の仕様を上げることで更なる安全余裕を有する構造とする。

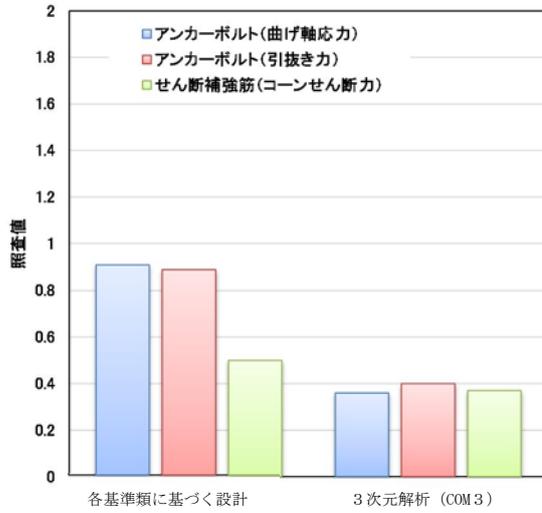
4.4 伝達メカニズムと3次元挙動の整理

(1) 各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析（COM3）による照査結果の整理

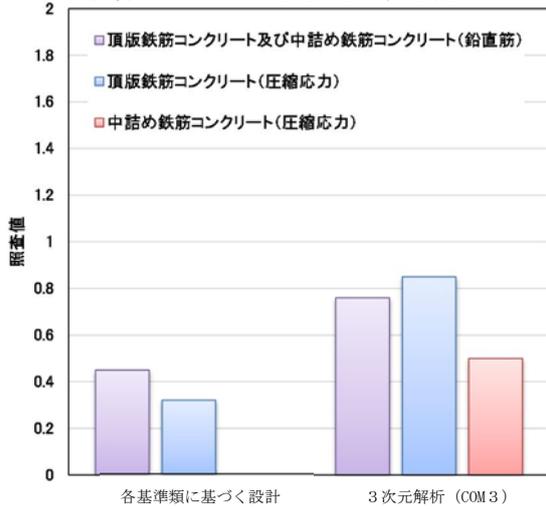
アンカーボルトは「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき設計を行ったのに対し、3次元解析（COM3）では構成部材が一体となった3次元構造モデルを用いてより詳細な解析を行った結果、アンカーボルトについては3次元解析（COM3）による照査結果の方が、各基準類に基づく設計での評価よりもアンカーボルトの安全余裕が高いことが確認された。これは、接合部に対する引抜き力は、最初は主にアンカーボルトが負担するが、次第にアンカーボルトの内側にある頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋（D51）にも分配されるようになり、アンカーボルトの荷重負担が低減されるメカニズムとなっている。

各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析（COM3）による照査結果の比較図を図4.4-1に示し、各基準類に基づく設計と3次元解析（COM3）の荷重伝達メカニズムを図4.4-2に示す。

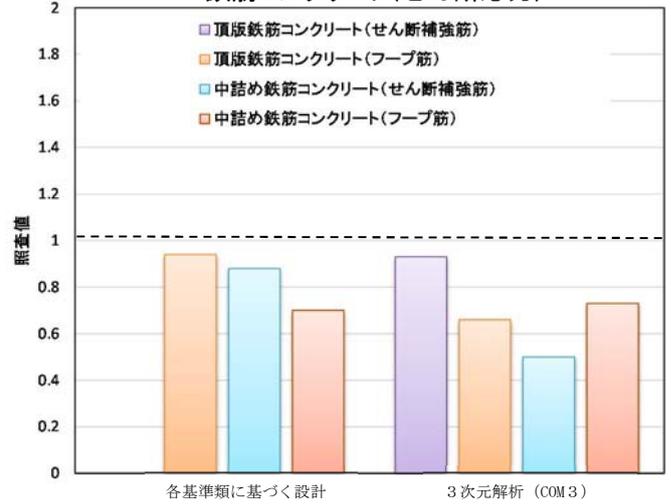
アンカーボルト



鉄筋コンクリート(引張応力, 圧縮応力)



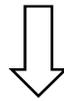
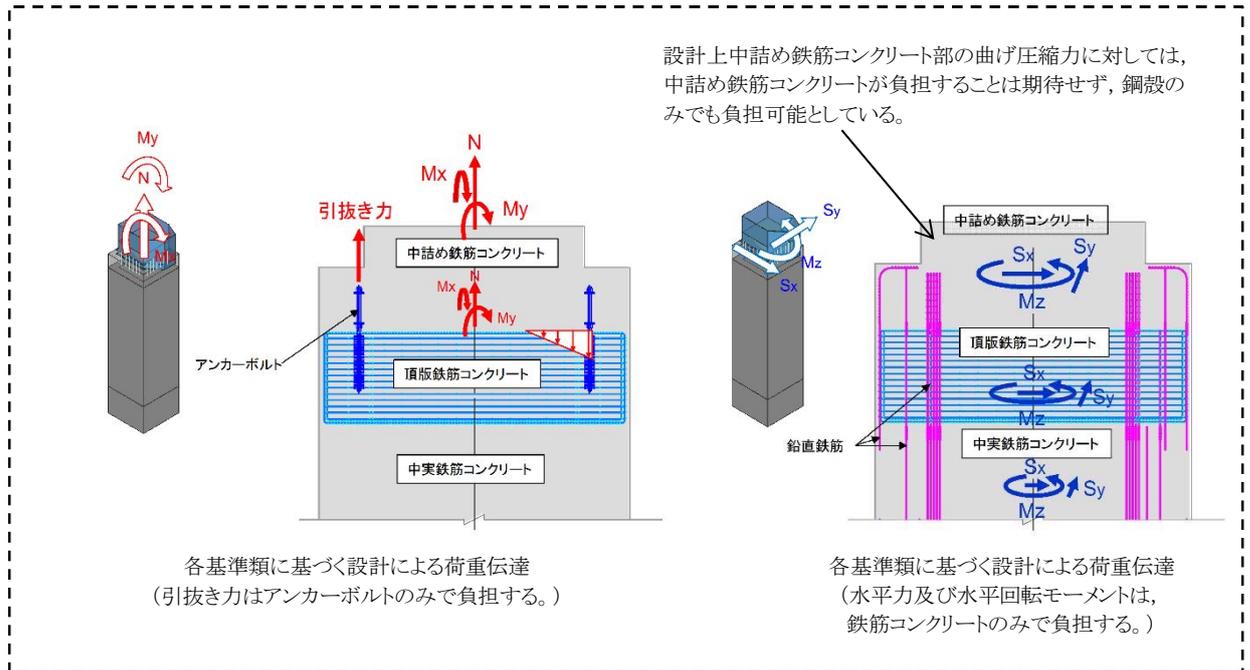
鉄筋コンクリート(せん断応力)



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.4-1 各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析 (COM3) による照査結果の比較図

各基準類に基づく設計



3次元解析 (COM3)

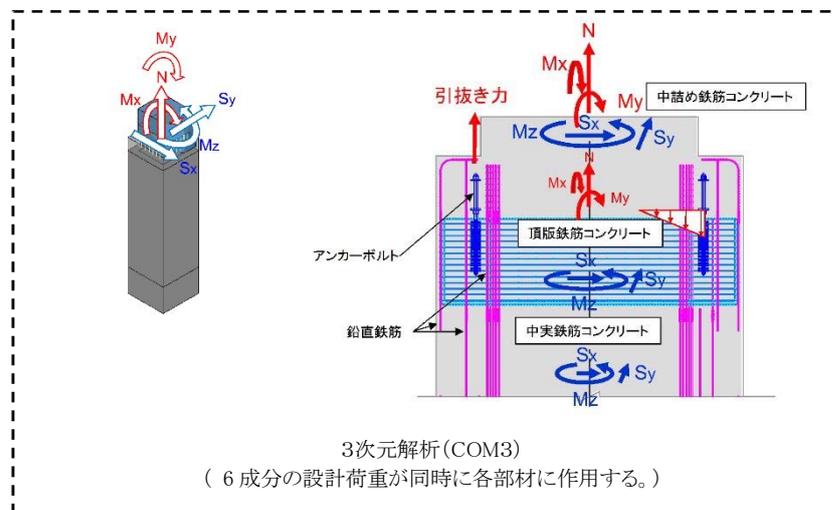


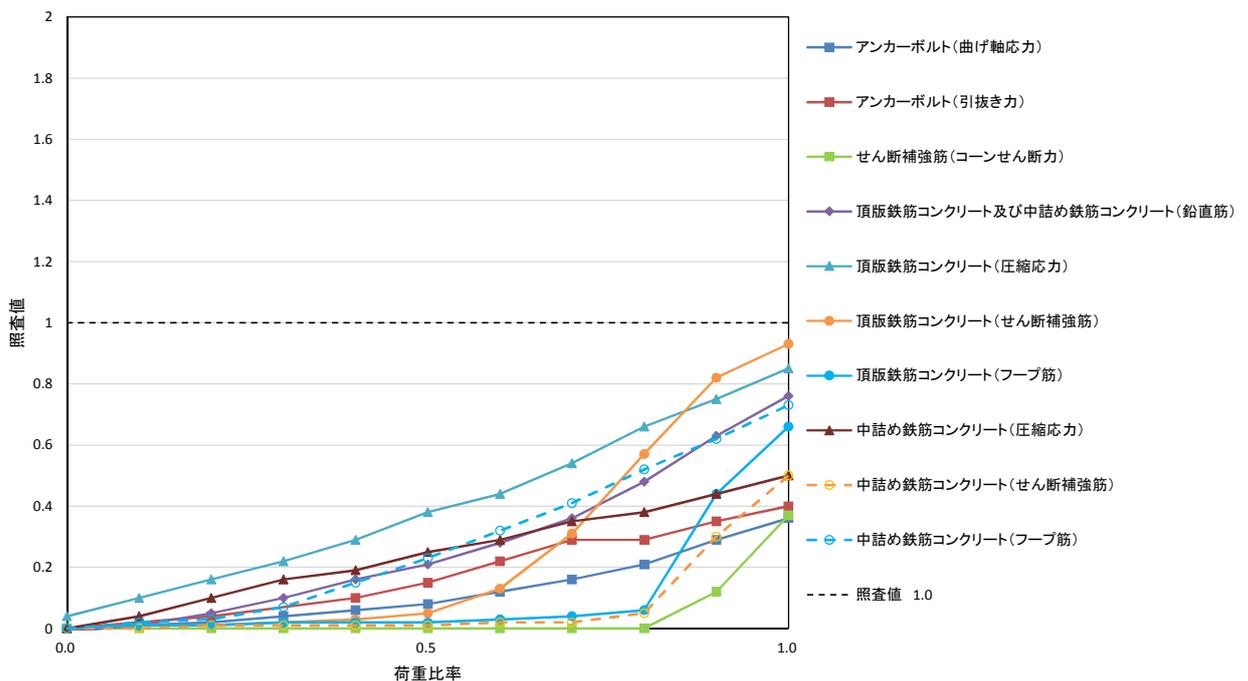
図 4.4-2 各基準類に基づく設計と3次元解析 (COM3) の荷重伝達メカニズム

(2) 荷重の伝達メカニズム及び3次元挙動

3次元解析 (COM3) による解析結果 (照査値と荷重比率との関係) を図 4.4-3 に示す。

図 4.4-3 の解析結果から、下記のことが確認された。

- ・ 頂版鉄筋コンクリート (せん断補強筋) が主に負担している荷重は、荷重比率 0.8 以降において頂版鉄筋コンクリート (フープ筋) 及び中詰め鉄筋コンクリート (せん断補強筋) に分配されている。その際、急激に荷重負担が増加する部材はなく、概ね同様の勾配で推移している。
- ・ 荷重比率 0.7 程度までは接合部の引抜き力を主にアンカーボルトが負担しているが、荷重比率 0.7 程度以降は主に頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋 (D51) が負担するようになり、適切に負担荷重が分配されている。
- ・ 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定しているものであるが、荷重比率 1.0 (設計荷重) において、3次元解析 (COM3) による全ての部材の照査値が 1.0 以下となっていることから、これらの部材が一体となった構造は、設計荷重に対して安全余裕を有する構造である。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

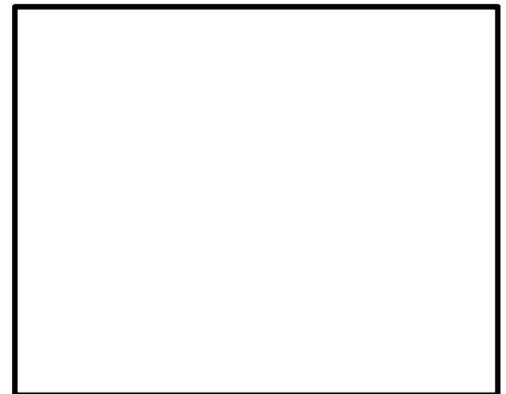
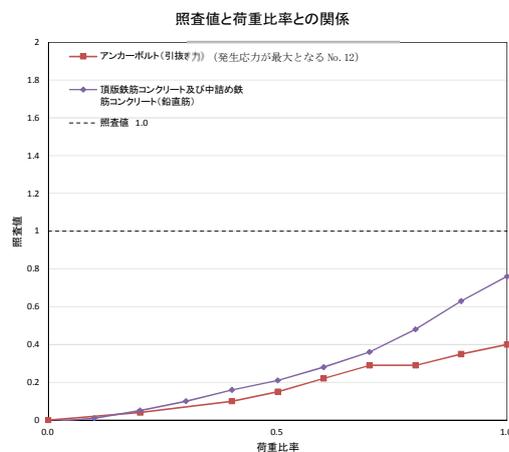
* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.4-3 3次元解析 (COM3) による解析結果 (照査値と荷重比率との関係)

a. アンカーボルト（引抜き力）と頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の評価

荷重比率 0.7 程度までは接合部の引抜き力を主にアンカーボルトで負担しているが、荷重比率 0.7 程度以降は主に頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋（D51）が負担するよう、適切に負担荷重が分配されている。

頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-4 に、各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）のひずみコンターを図 4.4-5 に示す。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

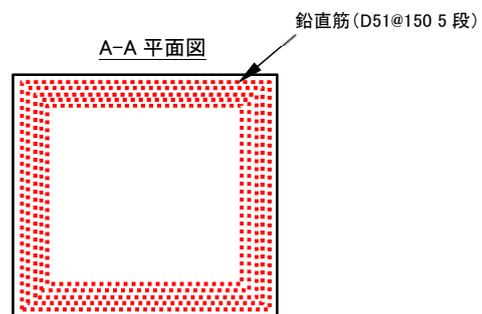


図 4.4-4 頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の照査値と荷重比率との関係

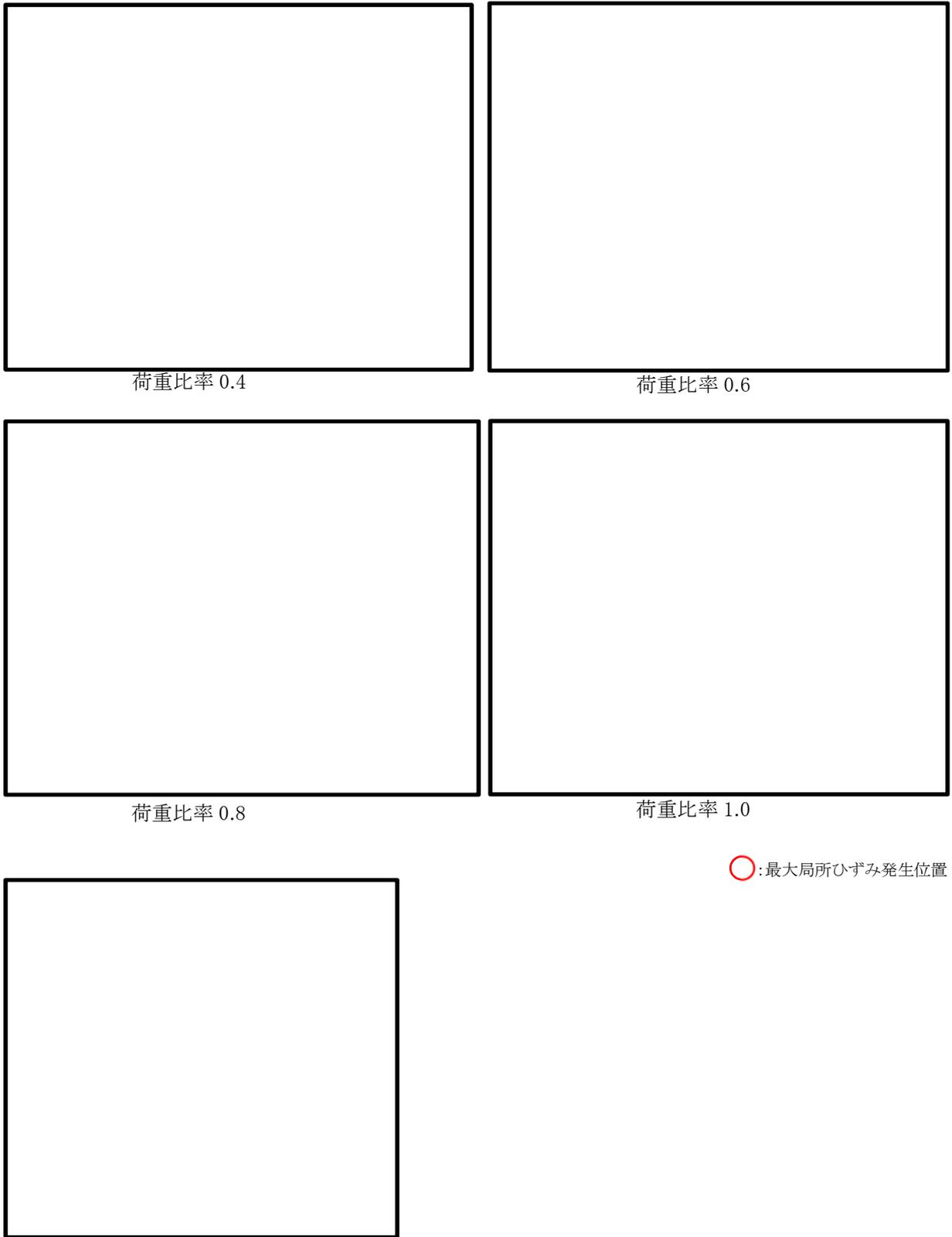
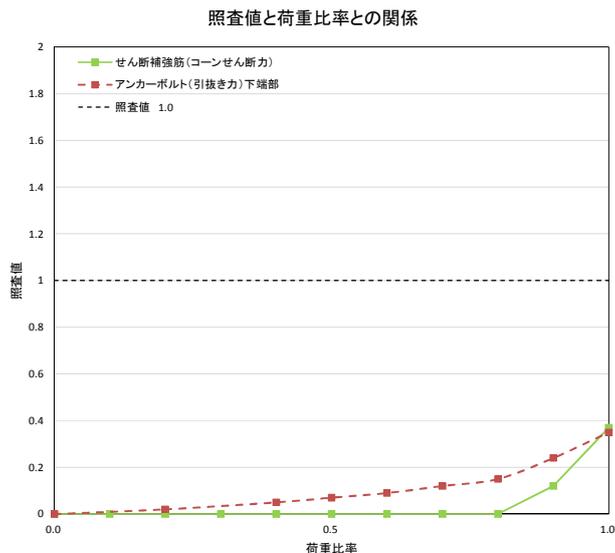


図 4.4-5 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）のひずみコンター

b. アンカーボルト（せん断補強筋）の評価

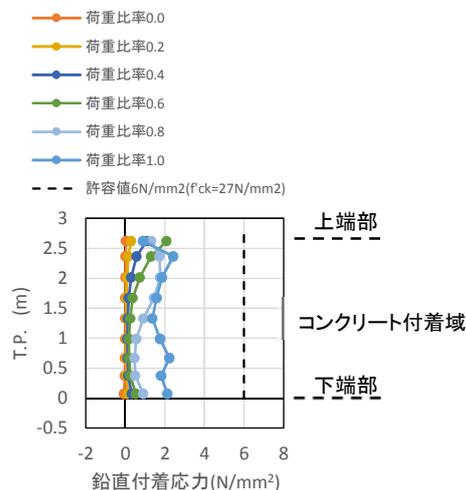
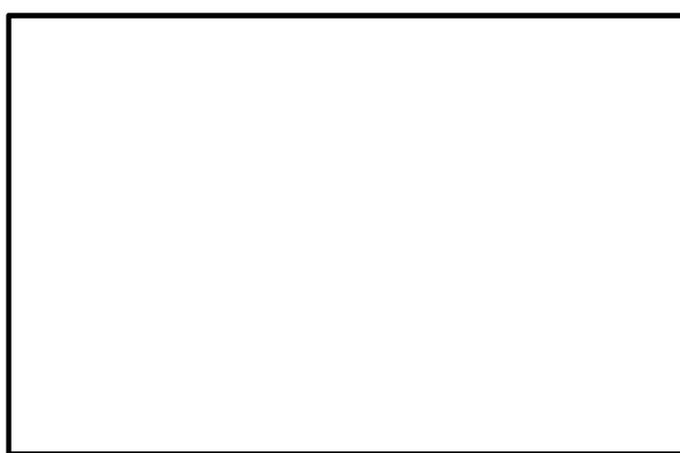
アンカーボルト（せん断補強筋）は、荷重比率 0.8 程度以降において、アンカーボルトの周りに配置したせん断補強筋が鉛直方向の荷重を負担する傾向にある。

アンカーボルト（せん断補強筋）及びアンカーボルト（引抜き力）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-6 に示し、各荷重比率におけるアンカーボルト（せん断補強筋）のひずみコンターを図 4.4-7 に示す。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

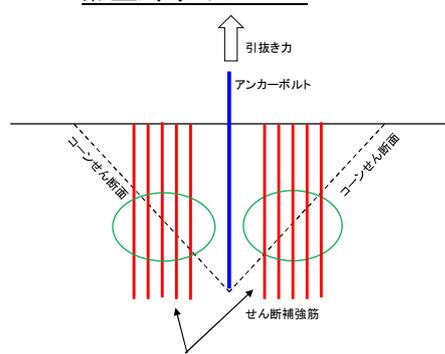
* 3次元解析 (COM3) による照査値は, 各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。



* 発生応力が最大となる No. 12 における (引抜き力)



照査対象イメージ



引張応力に対するせん断補強筋の照査値により照査

図 4.4-6 アンカーボルト (せん断補強筋) 及びアンカーボルト (引抜き力) の照査値と荷重比率との関係



図 4.4-7 各荷重比率におけるアンカーボルト（せん断補強筋）のひずみコンター

c. 鉄筋コンクリート（せん断補強筋，フープ筋）の評価

津波荷重による水平回転モーメントの影響を直接的に受ける中詰め鉄筋コンクリートのフープ筋は，載荷初期から荷重を負担する。

荷重の増加に伴い，頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋），頂版鉄筋コンクリートのフープ筋，中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）の順に負担部材が増えていく。

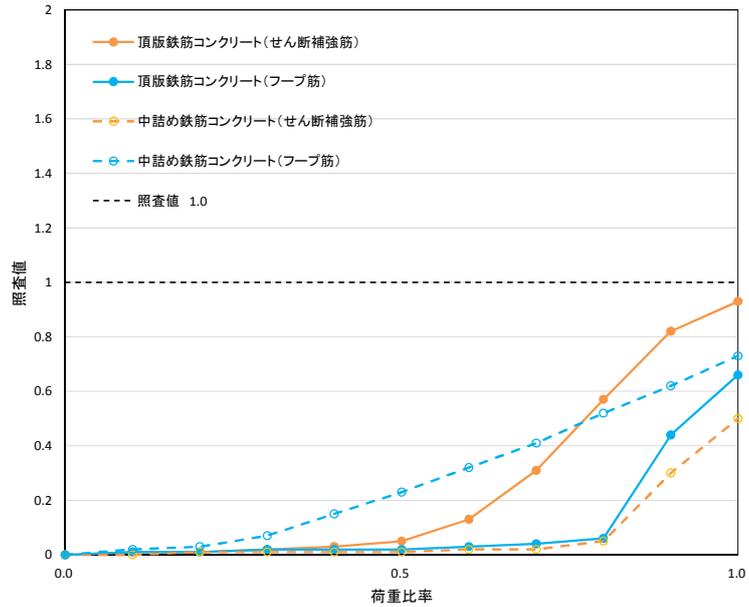
このような荷重伝達メカニズムは中詰め鉄筋コンクリートと頂版鉄筋コンクリートを貫くように配置した鉛直筋によるものと考えられる。

支配的な負担モードとしては，頂版鉄筋コンクリートのせん断補強筋，中詰め鉄筋コンクリートのフープ筋となっており，頂版鉄筋コンクリートのフープ筋及び中詰め鉄筋コンクリートのせん断補強筋の荷重比率 1.1 以降は，荷重分配が行われたと考えられる。

また，頂版鉄筋コンクリート（フープ筋）及び中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）は，荷重の増加とともに負担範囲が広がり，かつ，荷重比率 0.8 程度から最大荷重の負担位置が移動している。このような荷重伝達メカニズムは中詰め鉄筋コンクリートと頂版鉄筋コンクリートを貫くように配置した鉛直筋によるものと考えられる。

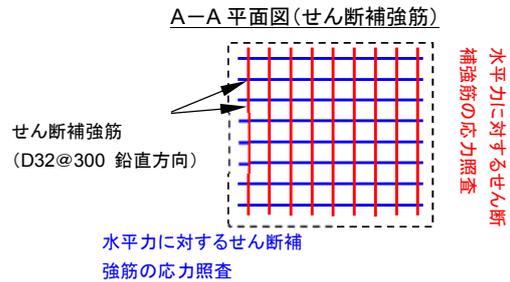
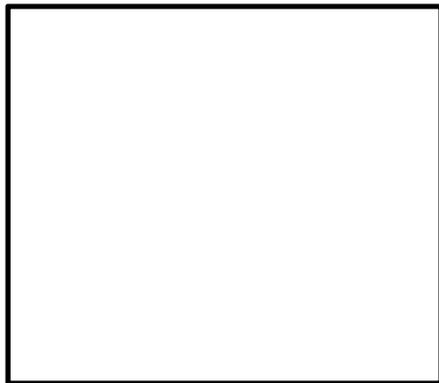
鉄筋コンクリート（せん断補強筋，フープ筋）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-8 に，各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋），頂版鉄筋コンクリート（フープ筋），中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）及び中詰め鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンターを図 4.4-9～図 4.4-12 に示す。

照査値と荷重比率との関係

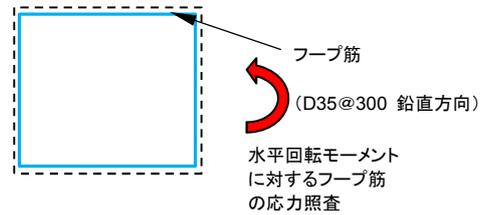


* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。



B-B 平面図(フープ筋)(中詰め鉄筋コンクリート)



C-C 平面図(フープ筋)(頂版鉄筋コンクリート)

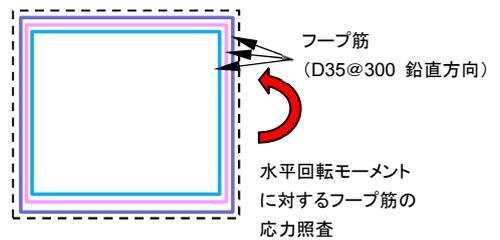


図 4.4-8 鉄筋コンクリート (せん断補強筋, フープ筋) の照査値と荷重比率との関係

(X方向ひずみ)

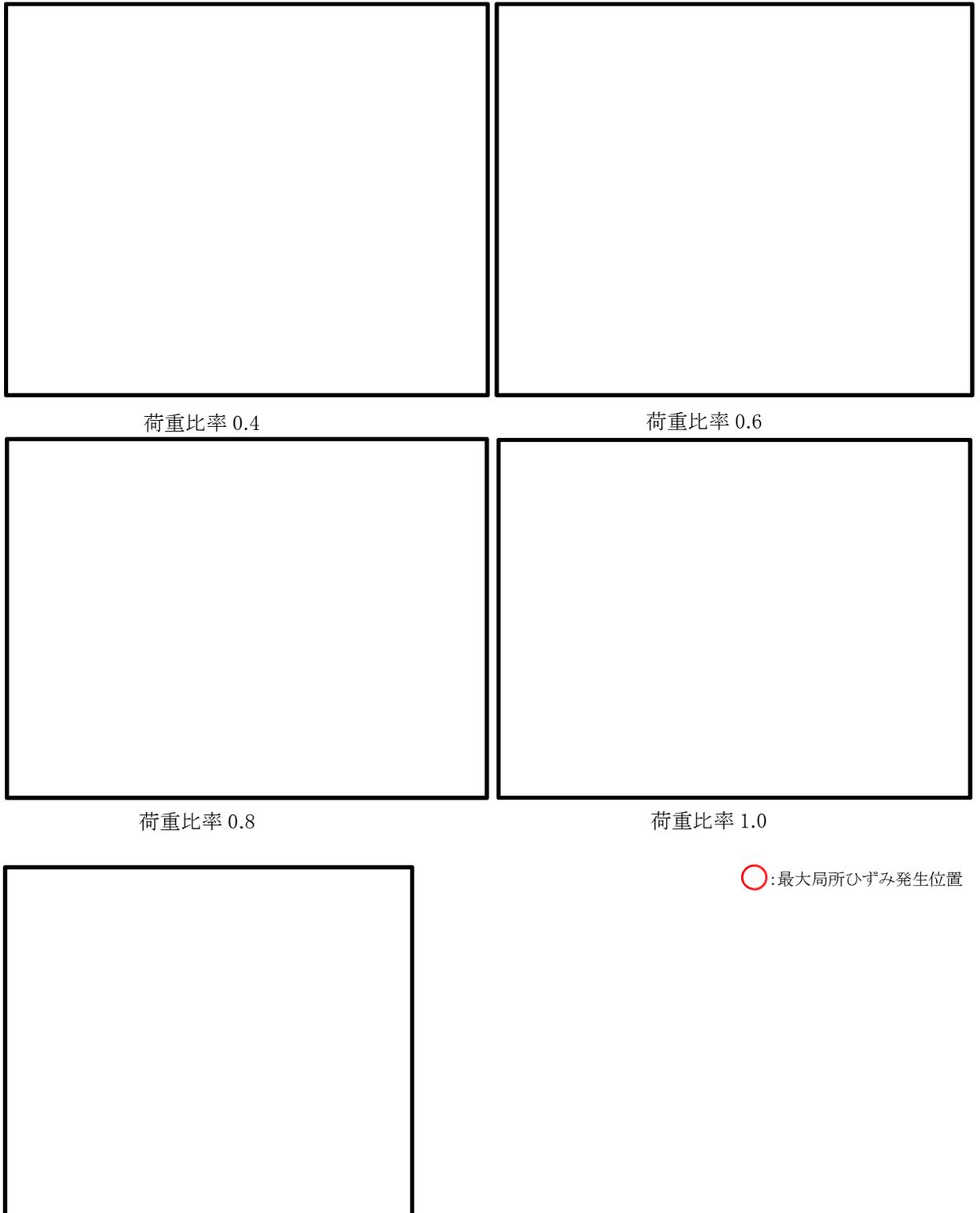


図 4.4-9 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋）のひずみコンター

(Y 向ひずみ)

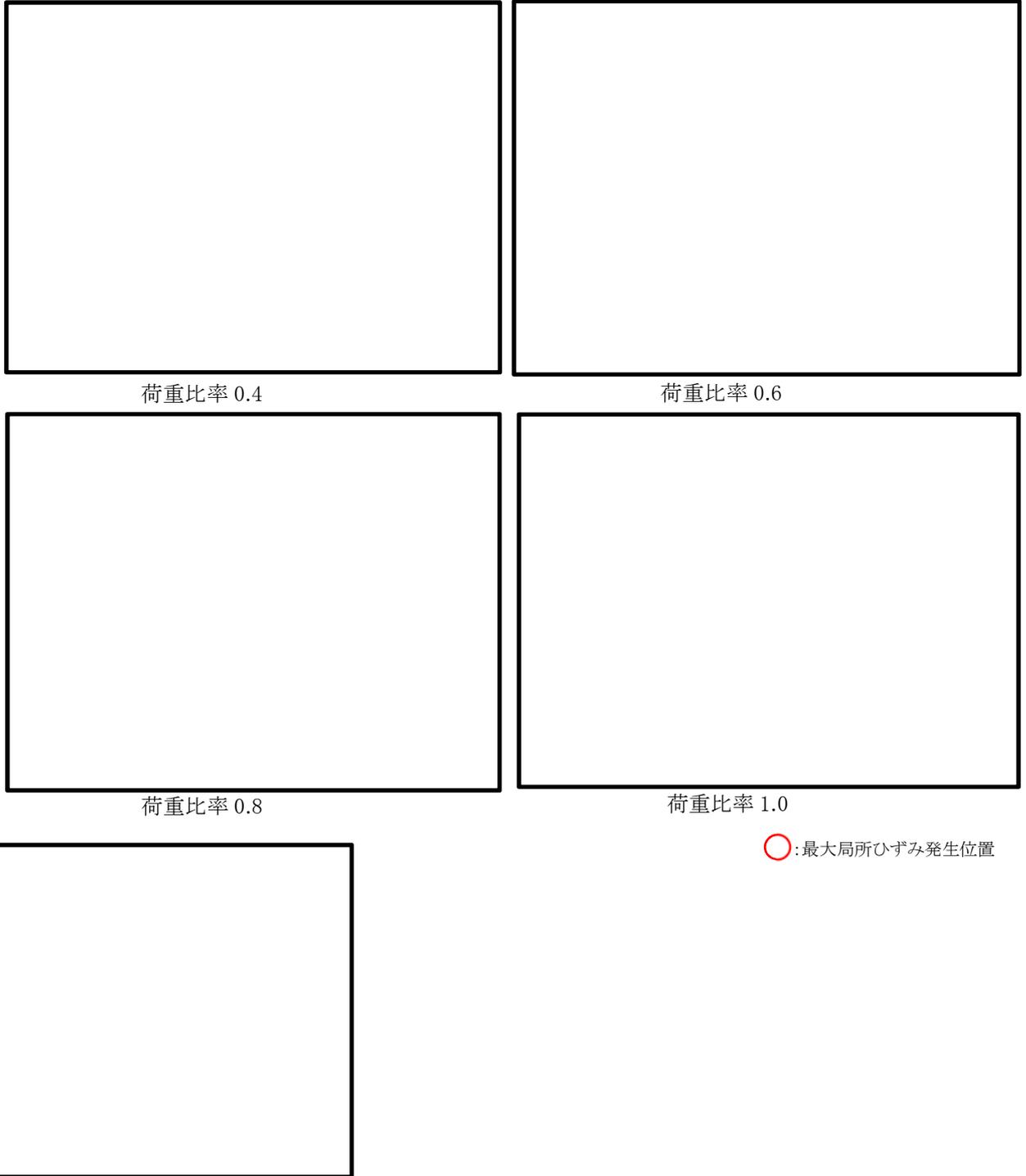


図 4.4-10 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンター

(X方向ひずみ)

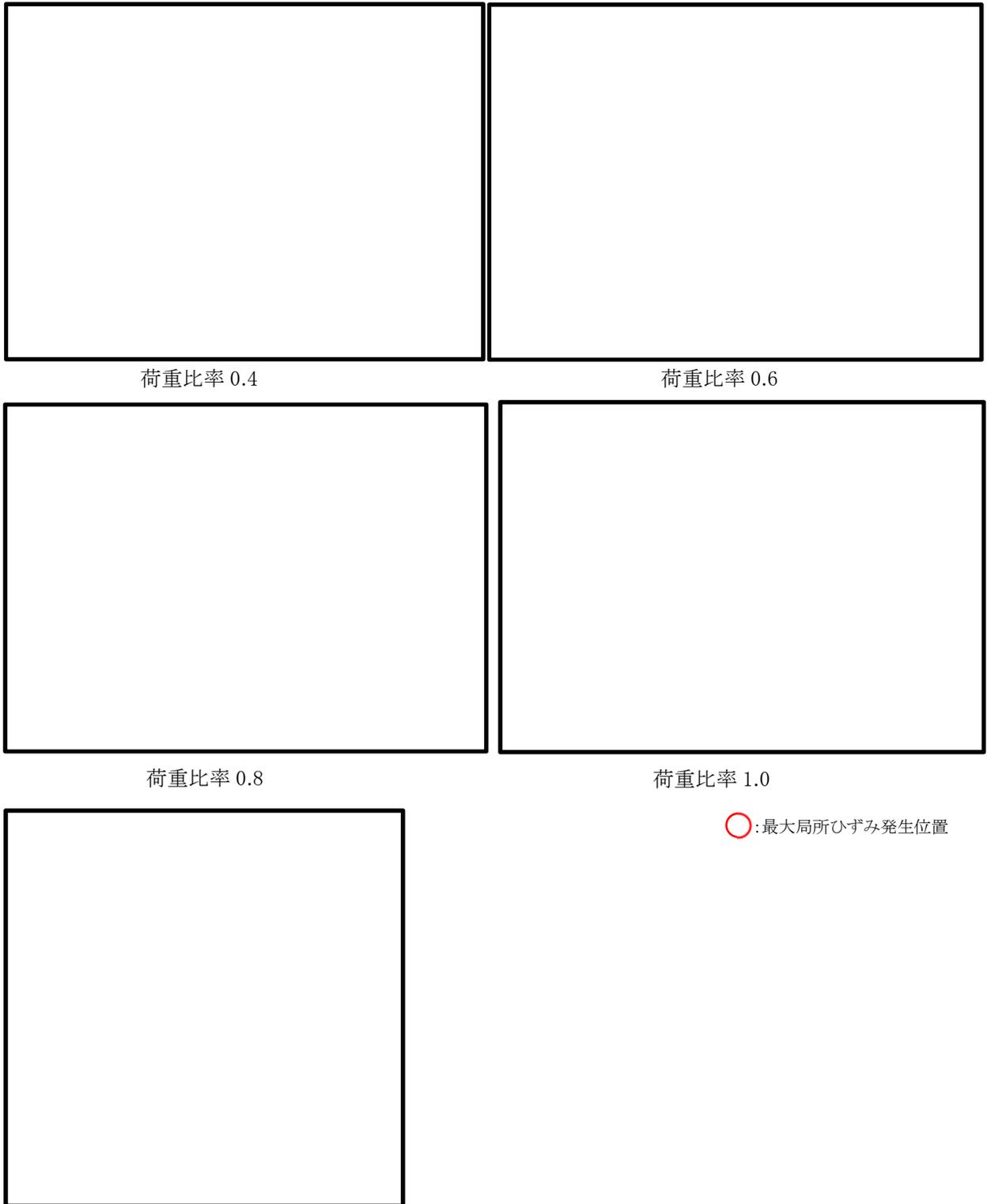
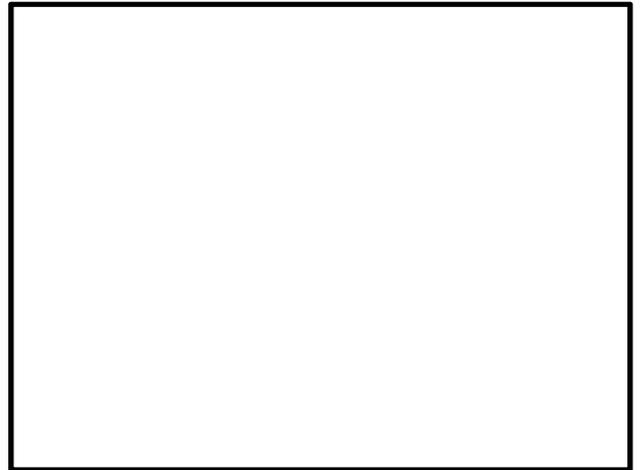


図 4.4-11 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）のひずみコンター

(Y 向ひずみ)



荷重比率 0.4



荷重比率 0.6



荷重比率 0.8



荷重比率 1.0

○:最大局所ひずみ発生位置

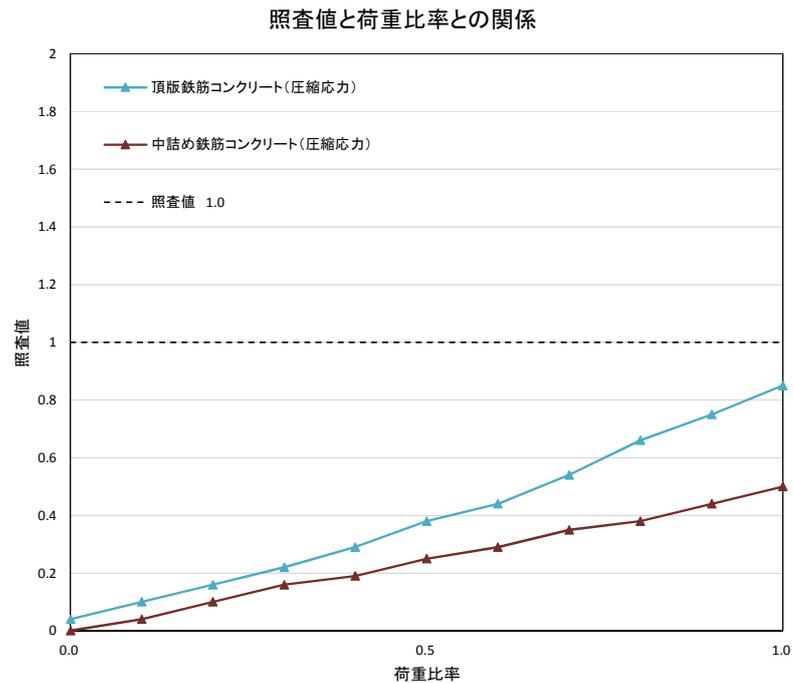


図 4.4-12 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンター

d. 鉄筋コンクリート（圧縮応力）の評価

鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値は、荷重比率の増加に伴いほぼ同じ勾配で大きくなる。

鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-13 に、各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（圧縮応力）及び中詰め鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンターを図 4.4-14，図 4.4-15 に示す。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。



図 4.4-13 鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値と荷重比率との関係

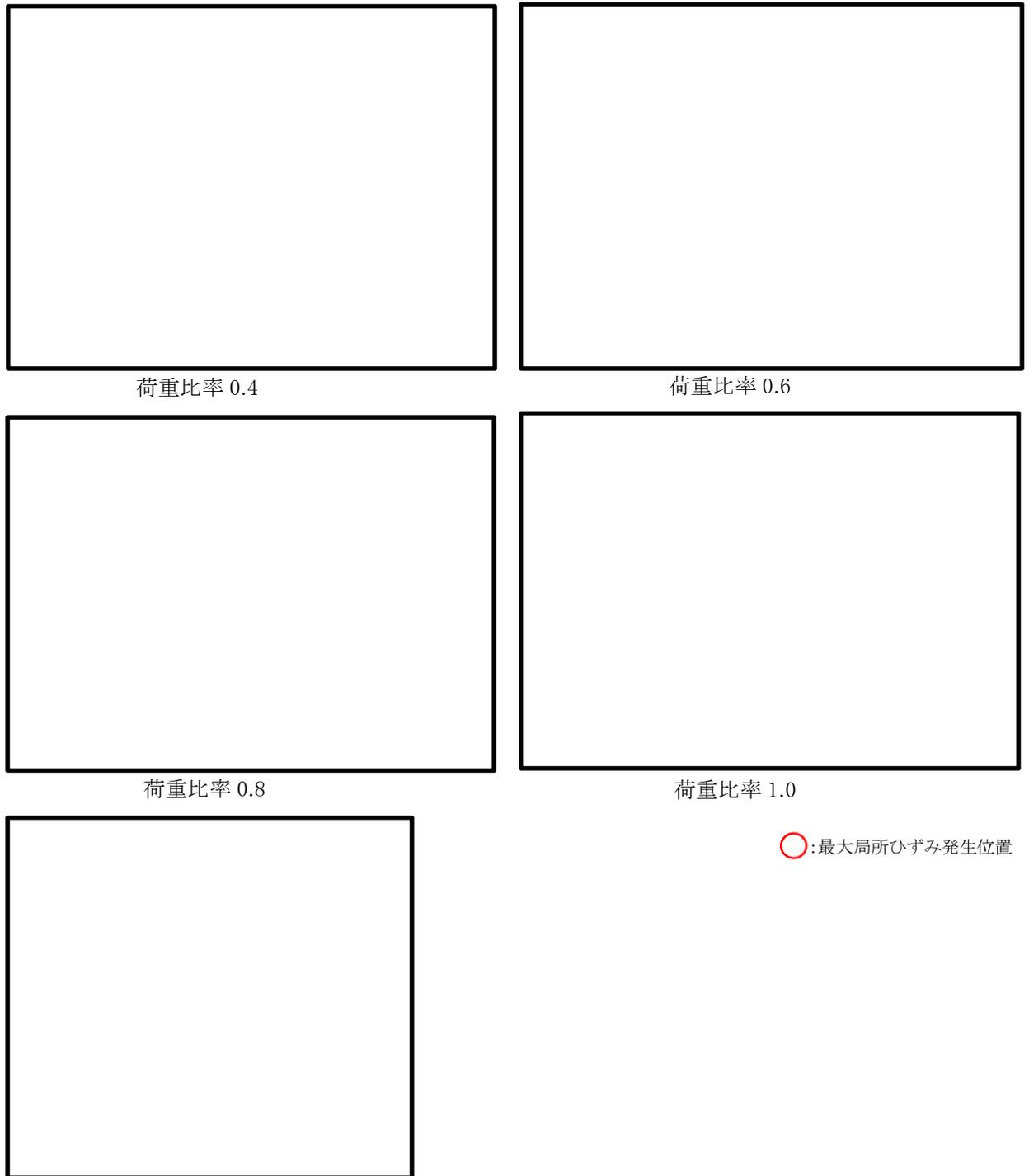


図 4.4-14 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンター

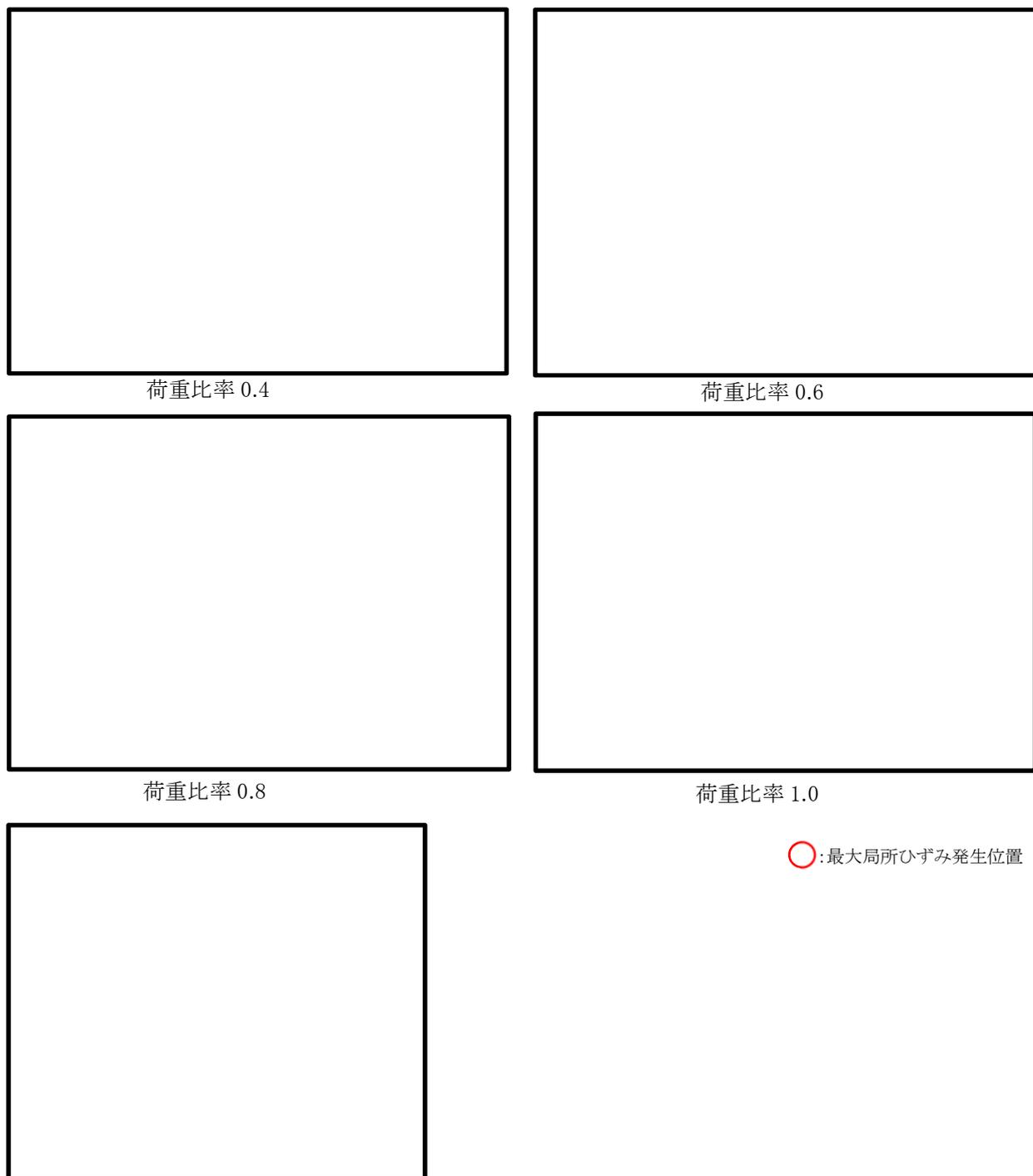


図 4.4-15 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンター

4.5 設計荷重を超える荷重を仮想した場合の確認

設計荷重を超える荷重を仮想した場合に対して、十分な靱性を有する構造であることを下記のことにより確認した。

(1) 荷重～変位関係

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合に対する鋼製防護壁における荷重～変位関係を確認した。設計荷重を超える荷重を载荷した場合においても、耐荷性能を保持している構造であることを3次元解析（COM3）により確認した。津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係を図4.5-1に示す。

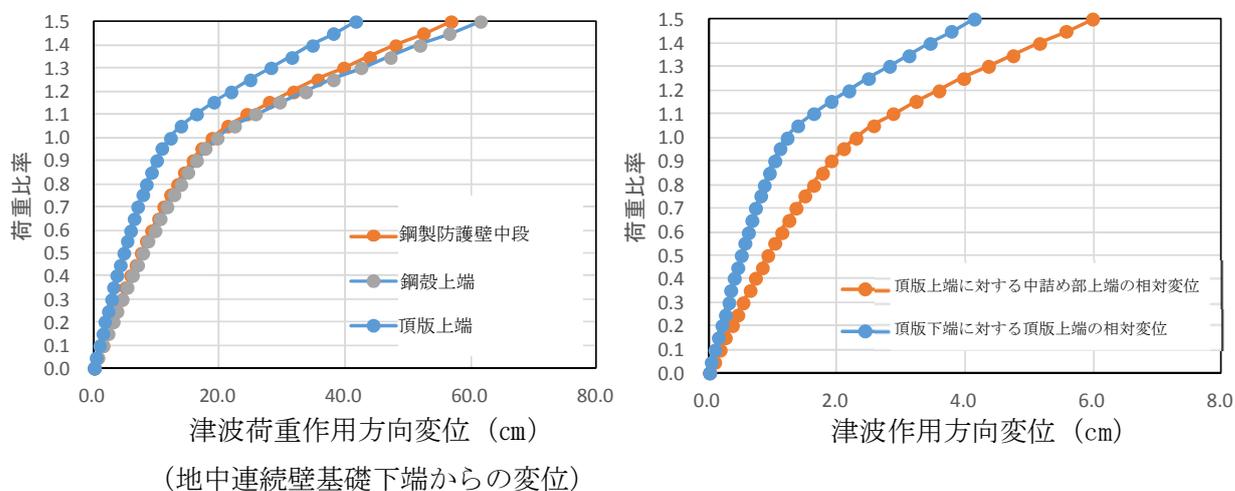


図 4.5-1 津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係

(2) 設計荷重を超える荷重の載荷に対して、十分な靱性があることの確認

鉄筋コンクリート部材の最大局所ひずみと荷重比率（荷重比率 1.0, 1.2, 1.5 のそれぞれに対する最大局所ひずみ要素に着目）を表 4.5-1 に示し、局所ひずみと荷重比率との関係（荷重比率 1.0 の時点で最も局所の照査値が大きい要素に着目）を図 4.5-2 に示す。

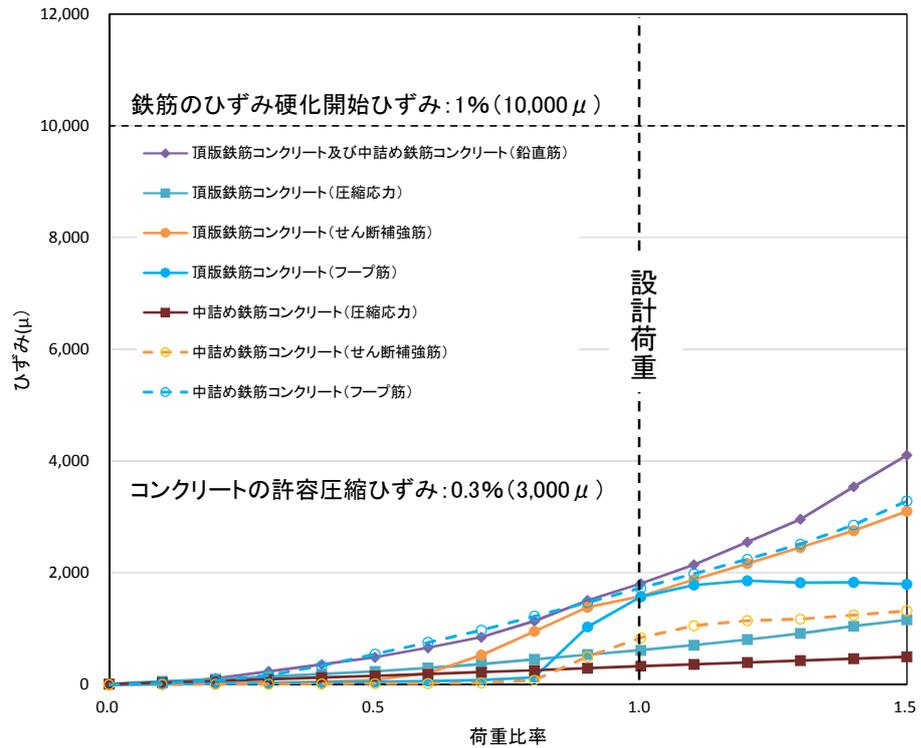
設計荷重を超える荷重を仮想した場合においても、全ての部材の最大局所ひずみが鉄筋のひずみ硬化開始ひずみ及びコンクリートの圧縮限界ひずみに対して十分余裕のある範囲内であることを確認した。また、各部材の荷重比率 1.5 に至る過程においても、一部の部材にひずみが集中して急激に増加する状態は生じず、どの部材も無理なく荷重を負担している。

以上のことから、接合部の構造は、設計荷重を超える荷重を仮想した場合においても、全ての部材において脆性的なひずみ増加を呈しているものではなく、鉄筋のひずみ硬化開始ひずみ及びコンクリートの許容圧縮ひずみに対して十分余裕のある範囲内で耐荷性能を保持していることから、これらの部材が一体となった 3 次元構造として十分な靱性があることを確認した。

表 4.5-1 最大局所ひずみと荷重比率

(荷重比率 1.0, 1.2, 1.5 のそれぞれに対する最大局所ひずみ要素に着目)

部 位	照査項目	最大局所ひずみ(μ)		
		荷重比率 1.0	荷重比率 1.2	荷重比率 1.5
頂版鉄筋 コンクリート及び 中詰め鉄筋 コンクリート	鉄筋応力(鉛直筋) (水平回転モーメントによる 引張応力)	1810	2550	4110
頂版鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	613	805	1158
	鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応 力)	1580	2340	3930
	鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによる せん断応力)	1570	1860	1795
中詰め鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	329	395	498
	鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応 力)	836	1160	1330
	鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによる せん断応力)	1730	2240	3283



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい各部材要素のひずみの変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

- * 1 : 鉄筋のひずみ硬化開始ひずみは、「コンクリート標準示方書 (2017)」に示される SD490 の終局限界より前の段階である規格値の下限値のひずみ 1% (10,000 μ) とする。
鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの許容圧縮ひずみは、「JSME S NE1-2011 (日本機械学会, 2011)」に示される荷重状態IVに対するコンクリート圧縮ひずみの許容値のひずみ 0.3% (3,000 μ) とする。

図 4.5-2 局所ひずみと荷重比率との関係
(荷重比率 1.0 の時点で最も局所の照査値が大きい要素に着目)

建物・構築物の耐震計算についての補足説明資料

補足-370-12【原子炉建屋基礎盤の耐震性評価に関する補足説明】

目次

資料 1	耐震重要度分類について
資料 2	面外せん断終局耐力への荒川 mean 式の適用性について1
資料 3	格納容器底部コンクリートマットの荷重組み合わせに対する 原子炉建屋基礎盤の影響評価	

資料2 面外せん断終局耐力への荒川 mean 式の適用性について

1. はじめに

原子炉棟基礎の基礎スラブの耐震評価において、面外せん断の許容限界として荒川 mean 式による終局せん断強度を用いている。ここでは、基礎スラブの面外せん断耐力評価式への荒川 mean 式の適用性について示す。

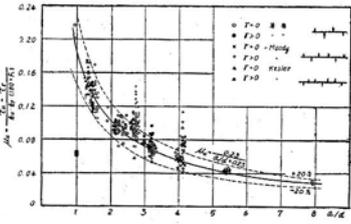
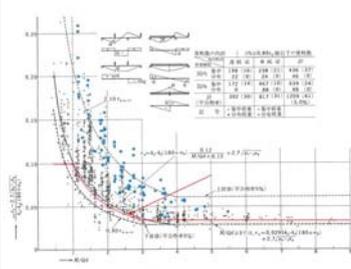
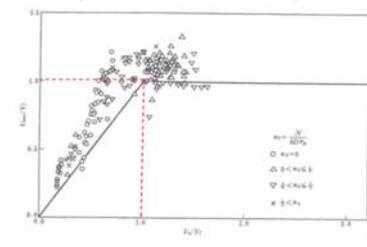
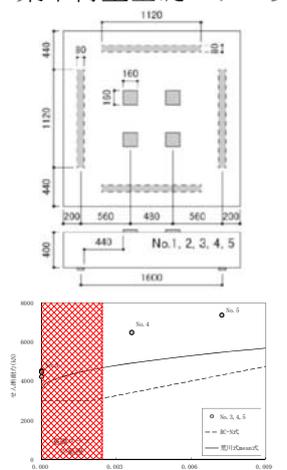
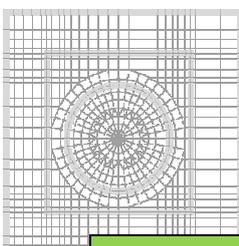
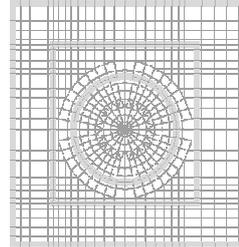
具体的には、荒川 mean 式が提案された後に多数の実験と比較した場合、平均よりも下限に近い傾向を示すこと、また、上部壁からの地震力と地盤からの反力を受ける基礎スラブと類似の応力分布を示す分布荷重を受ける単純梁に対しては下限を押さえていることから、基礎スラブの終局耐力の評価式として適用することが妥当であることを示す。(2章)

また、基礎スラブを対象とした面外せん断耐力の実験と荒川 mean 式の比較において、実機の配筋状況や応力状態を考慮し、基礎スラブの耐力は梁に対し余裕があることを定量的に示すとともに、基礎スラブに生じる軸力による耐力増加についても検討する。(3, 4章)

さらに、実験の下限値に基づく評価式を適用しても、安全余裕が保たれると考える背景として、応力解析の拘束条件による保守性及びコンクリート実強度による耐力についても述べる。(6, 7章)

本資料の構成及び耐力評価に含まれる裕度の概要を表 1-1 に示す。

表 1-1 実験と評価式の関係及び実機基礎スラブの評価に含まれる裕度

	軸力なし		軸力あり
	集中荷重	分布荷重	
梁	<p>【2章】 (a) 集中荷重梁実験 (荒川 mean 式)</p>  <p>裕度① 17% (単純平均)</p>	<p>【2章】 (b) 分布荷重梁実験</p>  <p>裕度② 10%</p>	<p>【4章】 (e) 軸力載荷梁実験 (修正荒川 mean 式)</p>  <p>実機基礎スラブの配筋・形状等を考慮 裕度②a (基本) : 0%, 裕度②b (せん断スパン比) : 13%, 裕度②=②a×②b, 変動係数 2.7%</p>
基礎スラブ	<p>【3章】 (c) 集中荷重基礎スラブ実験</p> 	<p>【4章】 (d) 実機 (分布荷重・軸力無視)</p> 	<p>【4章】 (f) 実機 (軸力考慮)</p>  <p>裕度③ 9%</p> <p>実機基礎スラブの軸力を考慮</p> <p>荒川 mean 式が有する裕度 (②×③) 15%程度</p>

評価式に含まれる余裕以外の余裕

- ・【6章】人工岩盤を考慮することによる裕度 (応力が大きい範囲において 35%程度) 裕度④
- ・【7章】実強度による裕度 (実強度を小さく見積もった場合において 10%程度) 裕度⑤

2. 面外せん断耐力評価式について

面外せん断耐力の評価式について、RC-N式(短期許容せん断力)と荒川 mean 式, 修正荒川 mean 式を以下に示す。なお, 荒川 mean 式は「建築物の構造関係の技術基準解説書」において, 梁部材の終局せん断耐力式として記載されている。

- ・ RC-N 式(短期許容せん断力)

$$Q_A = bj\alpha f_s$$

$$Q_A = bj\{\alpha f_s + 0.5 f_w (p_w - 0.002)\} \quad (p_w \leq 1.2\%)$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

- ・ 荒川 mean 式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (1 \leq M / Qd \leq 3)$$

- ・ 修正荒川 mean 式

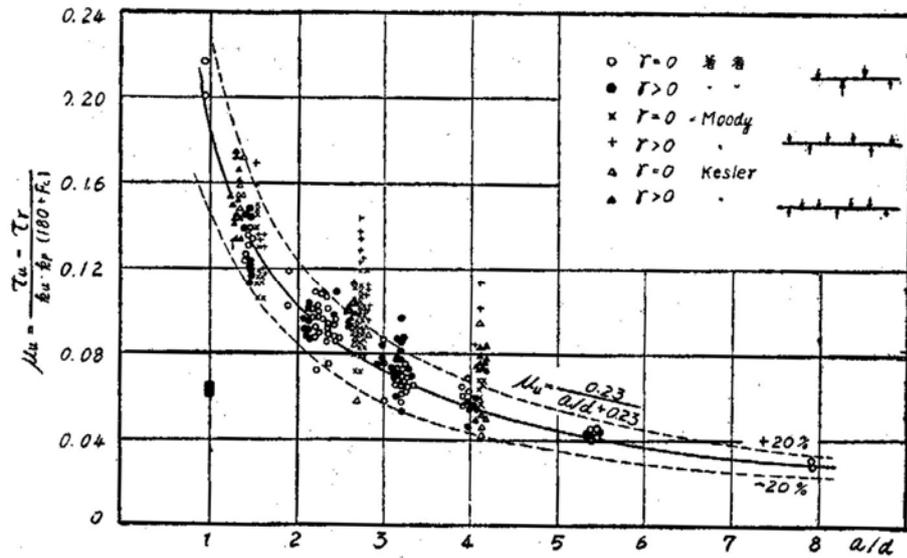
$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} bj + 0.1\sigma_0 bj \quad (1 \leq M / Qd \leq 3 \quad \sigma_0 = N / bD \leq 0.4F_c)$$

荒川 mean 式は, 1960 年に鉄筋コンクリート梁に集中荷重を載荷した際のせん断抵抗に関する実験(試験体数: 約 290 体)より得られた終局せん断強度の実験式である。ここで, 荒川自身の実験では, 鉄筋は丸鋼を用いている。その後, 1969 年までに実施された国内外の約 1200 体の実験結果との比較が実施されている。実験結果と荒川 mean 式の比較を

図 2-1 に示す。

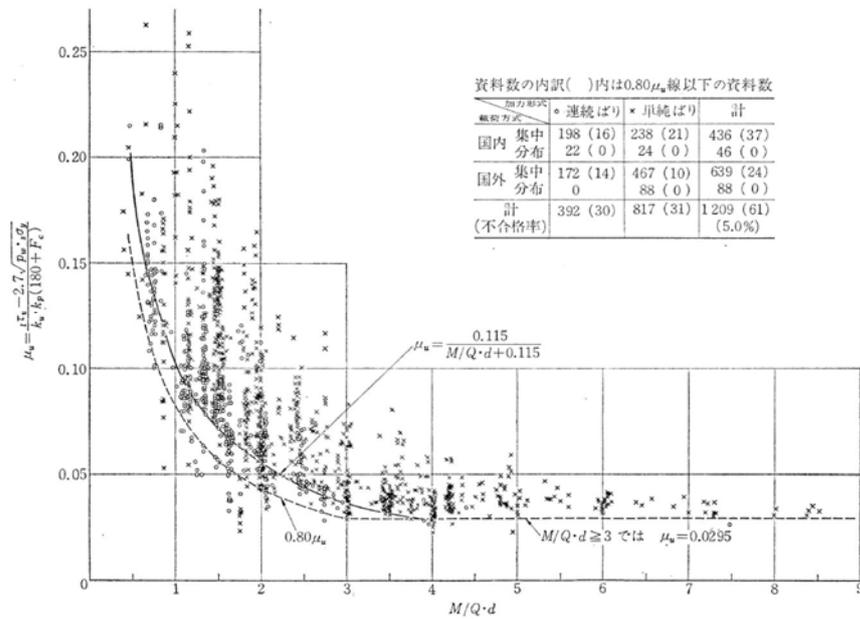
図 2-1 (1) に示すように, 当初は実験結果の平均値を示していたが, 追加された各種荷条件による実験結果(例えば文献¹)は荒川 mean 式より耐力が高くなる傾向になっている。

図 2-1 (2) を元に作成された「日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 の解説図 15.2」に荒川 mean 式を赤線で, 単純梁の分布荷重載荷時の実験結果上に青丸を, 連続梁の分布荷重載荷時の実験結果上に緑丸を追記した比較を図 2-2 に示す。図 2-2 に示すように, 分布荷重が作用する単純梁に対して, 荒川 mean 式は下限を押さえ, 分布荷重が作用する連続梁に対しては, 概ね分布荷重の実験結果の下限を押さえている。一部の試験体 (5 体) で荒川 mean 式を下回る結果となっているが, これらは梁スパン中央を中心としたスパン長の 1/2 の領域のみに分布荷重を載荷した実験結果 (図中黄色丸, M/Qd は約 1.1 及び約 2.1) であり, 実際には集中荷重と分布荷重の中間にあたる。実機の基礎スラブは下方から土圧による分布荷重を受けるものであるため, スパン長全域に分布荷重を受ける実験に相当し, 荒川 mean 式を基礎スラブに適用する場合に対して同様の保守性を有すると考えられる。



(1) 約 290 体の実験結果との比較

「荒川 卓，鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究（実験結果の総括），日本建築学会論文報告集 第66号，昭和35年10月，pp437-440」より抜粋

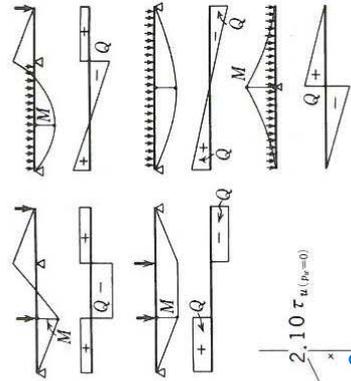


(2) 約 1200 体の実験結果との比較

「荒川 卓，鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について—実験結果による再検討—，コンクリート・ジャーナル Vol.8 No.7, July 1970, pp11-20」より抜粋

図2-1 実験結果と荒川 mean 式の比較

スパン中央部
1/2 領域に載荷



資料数の内訳 ()内は0.80 τ_u 線以下の資料数

荷重種別	加力形式	連続梁	単純梁	計
国内	集中	198 (16)	238 (21)	436 (37)
	分布	22 (0)	24 (0)	46 (0)
国外	集中	172 (14)	467 (10)	639 (24)
	分布	0	88 (0)	88 (0)
計		392 (30)	817 (31)	1209 (61)
(不合格率)				
記号		○ 集中荷重	× 集中荷重	
		● 分布荷重	○ 分布荷重	

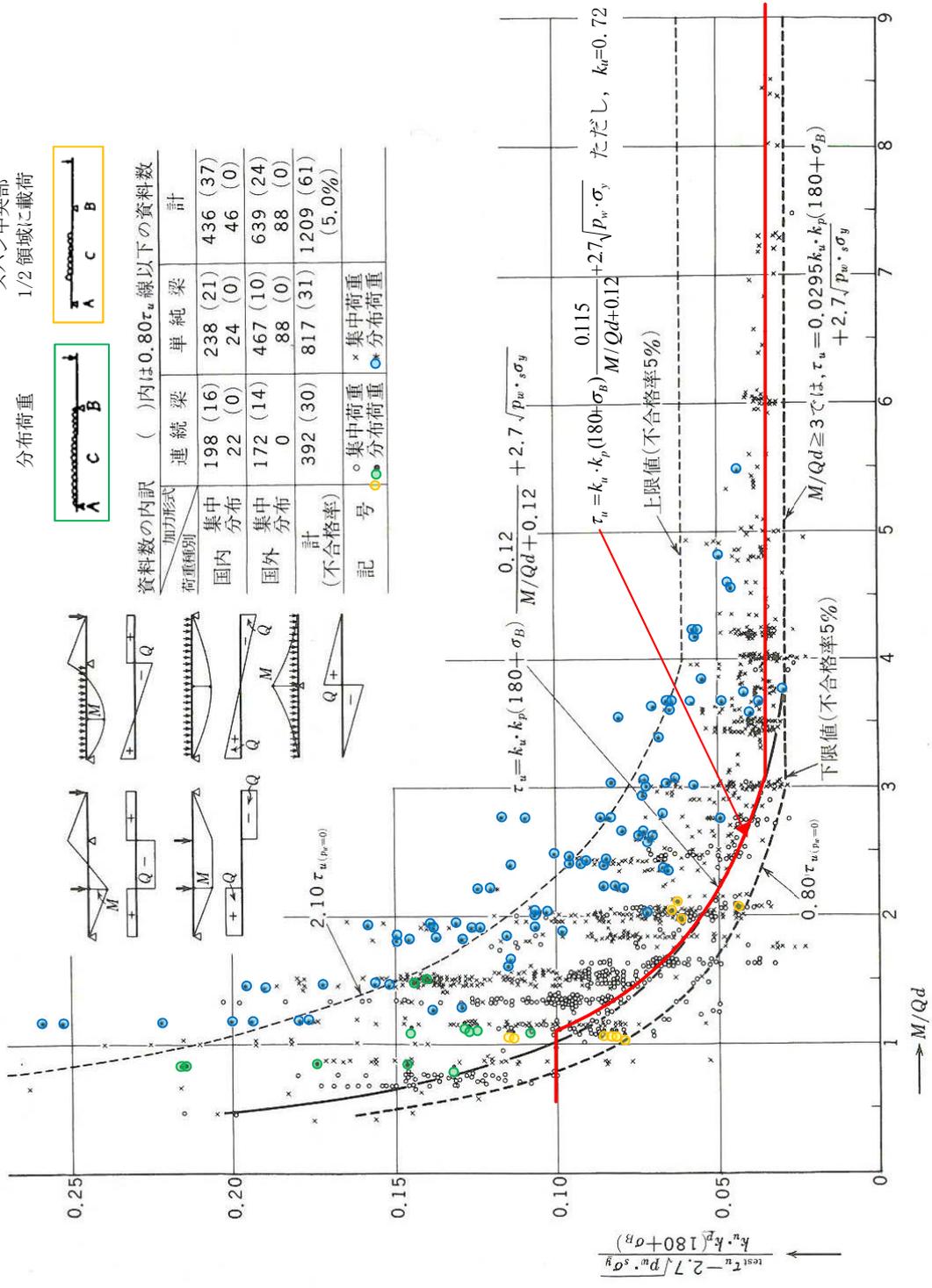
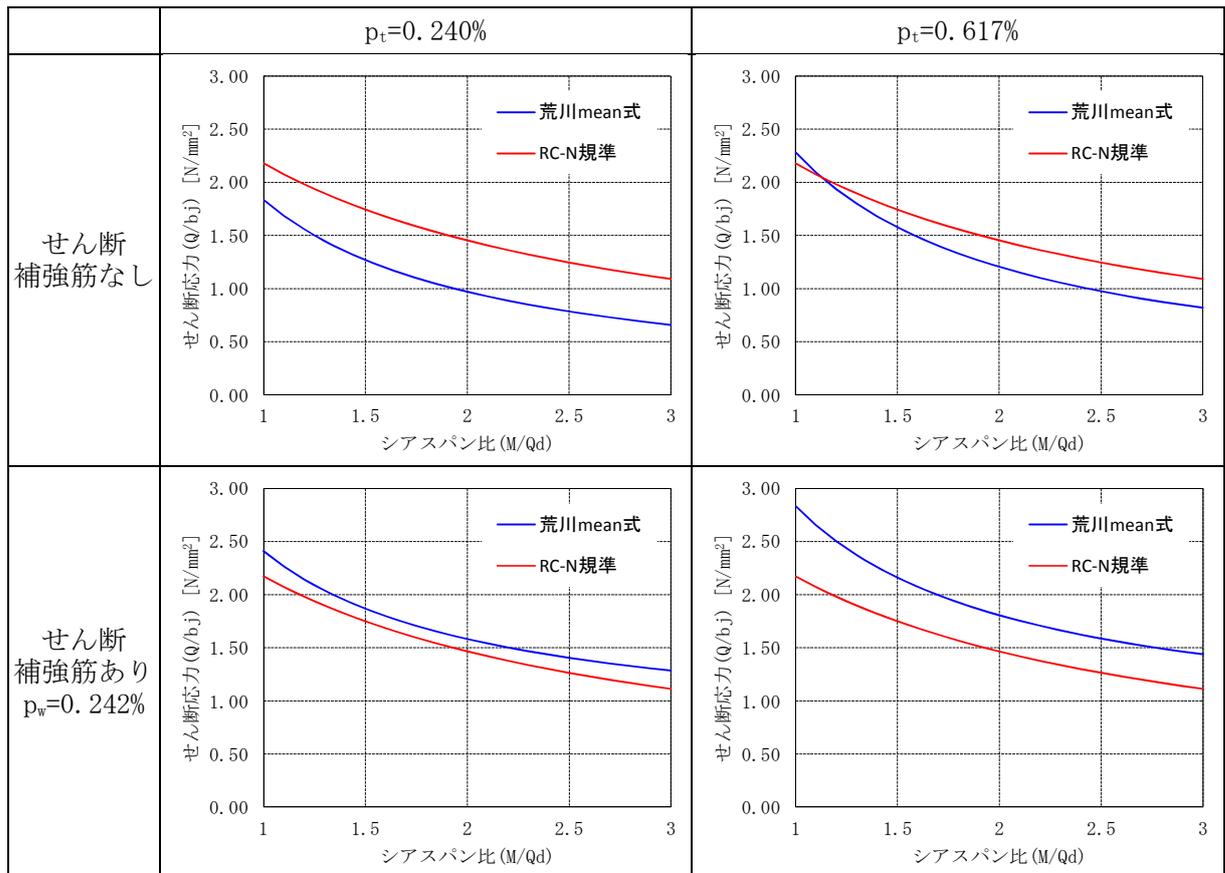


図2-2 普通コンクリート梁のせん断破壊時における実験値と計算値の比較
(赤線は修正荒川 mean 式を, 青丸は単純梁, 緑丸は連続梁の分布荷重載荷を示す)
(日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 の解説図 15.2 に一部加筆)

RC-N式及び荒川mean式によるせん断耐力の比較を表2-1に示す。ここで、基礎スラブ主筋の鉄筋比は0.240%~0.617%、せん断補強筋比は0.242%であるため、鉄筋比0.240%と0.617%、せん断補強筋比は0.242%として耐力を比較している。

表2-1に示すようにせん断補強筋が無い場合はRC-N式(短期許容せん断力)が荒川mean式に比べ耐力が高くなる。一方、せん断補強筋が有る場合については、荒川mean式はRC-N式(短期許容せん断力)の耐力を最大で約2割程度、高く評価することになる。

表2-1 各耐力式によるせん断耐力の比較



3. 面外せん断耐力評価式と実験値の比較

(1) 実験結果の概要

文献 2 に示されているスラブの面外せん断加力実験の実験結果と荒川 mean 式の比較を表 3-1 及び図 3-1 に示す。文献 2 に用いた試験体は厚さ 400mm, 長さ 2000mm×2000mm, 支持スパン 1600mm とした 8 種類(計 20 体)の正方形スラブである。試験パラメータは主筋比, せん断補強筋比, せん断スパン比で, 主筋比及びせん断補強筋比は試験体の配筋を変更し, せん断スパン比は載荷位置を変更している。なお, No. 1~No. 3, No. 6~No. 8 の試験体については, 各パラメータに対し 3 体実施し, 各パラメータに対して求めた強度の変動係数の平均は 2.7%であり, 強度のばらつきは小さい。試験体の加圧板・支持板の位置を図 3-2 に示す。加力板上のジャッキは同じ荷重となるように制御している。加力は片振幅の漸増繰返し載荷を行った後に単調載荷により破壊に至らせている。目標繰返し荷重は 500, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000 kN としているが, 繰返し載荷は試験体にせん断ひび割れが発生しない荷重レベルまでとしている。

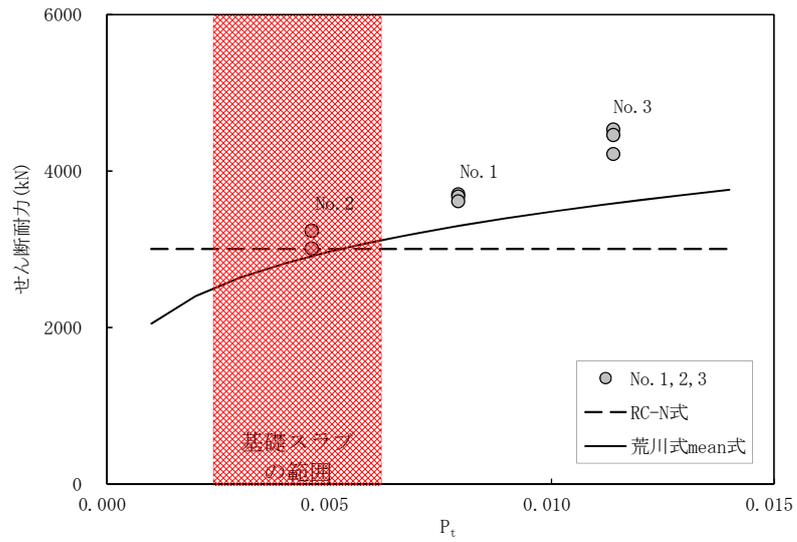
また, 図 3-2 に示すように, 加圧板と支持板の中間位置における周長を幅 b として荒川 mean 式によるせん断耐力を算定している。

表 3-1 及び図 3-1 に示すように, 荒川 mean 式によるせん断耐力は実験値の 1.00~1.35 倍, 平均で 1.17 倍 [裕度①] となっており, 梁のせん断耐力式である荒川 mean 式を基礎スラブの設計に準用した場合, 面外せん断耐力のほぼ下限を評価できている。なお, 荒川 mean 式によるせん断耐力と実験値の比率は, せん断スパン比が 1.89 と大きく, 耐力比の低い No. 7 試験体も含まれており, 実機における基礎盤の条件を考慮すると耐力比は保守的な算定になっている。実機の条件における裕度については「(2) 実験と実機の比較」で後述する。

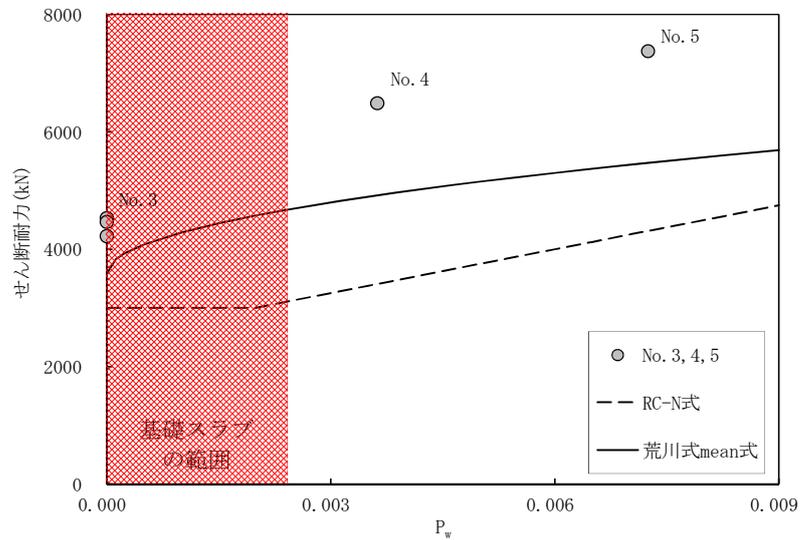
文献 2 : 熊谷仁志, 貫井泰, 今村晃, 寺山武志, 小島功 : RC 基礎スラブの面外せん断耐力に関する実験的研究, 終局強度に関する研究, 構造工学科論文集 Vol. 55B, pp. 323-330, 2009. 4

表 3-1 実験結果と荒川 mean 式の比較

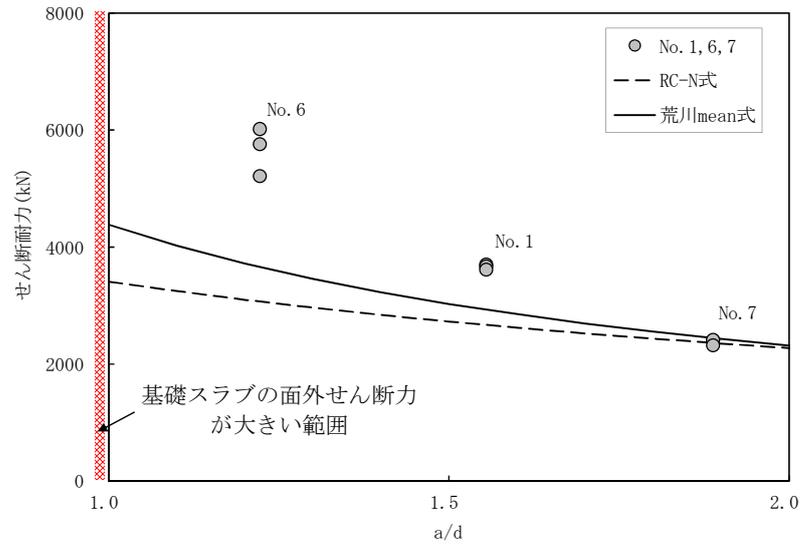
試験体 No.	主筋比 P_t (%)	せん断補強筋比 P_w (%)	せん断スパン比 a/d	最大荷重 Q (kN)	最大荷重の変動係数 (%)	荒川 mean 式 Q_u (kN)	耐力比 Q/Q_u	耐力比 (平均) Q/Q_u	耐力比 (-1σ)	
1-1	0.79	0	1.56	3706	1.04	3275	1.13	1.12	1.11	1.11
1-2				3673			1.12			1.11
1-3				3614			1.10			1.11
2-1	0.46	0	1.56	3010	3.36	2995	<u>1.00</u>	1.05	1.01	1.01
2-2				3237			1.08			1.01
2-3				3234			1.08			1.01
3-1	1.14	0	1.56	4533	3.03	3575	1.27	1.23	1.19	1.19
3-2				4462			1.25			1.19
3-3				4221			1.18			1.19
4	1.14	0.36	1.56	6485	—	4918	1.32	—	1.32	1.32
5	1.14	0.73	1.56	7372	—	5470	1.35	—	1.35	1.35
6-1	0.79	0	1.22	6018	5.92	4474	1.35	1.27	1.19	1.19
6-2				5759			1.29			1.19
6-3				5214			<u>1.17</u>			1.19
7-1	0.79	0	1.89	2407	1.76	2328	1.03	1.02	1.00	1.00
7-2				2414			1.04			1.00
7-3				2322			1.00			1.00
8-1	0.79	0	1.56	3902	1.10	3290	1.19	1.18	1.17	1.17
8-2				3915			1.19			1.17
8-3				3819			<u>1.16</u>			1.17
				平均	2.70	平均	1.17		平均	1.13



(1) 主筋の影響



(2) せん断補強筋比の影響



(3) せん断スパン比の影響

図 3-1 各種せん断強度算定式と実験値の比較

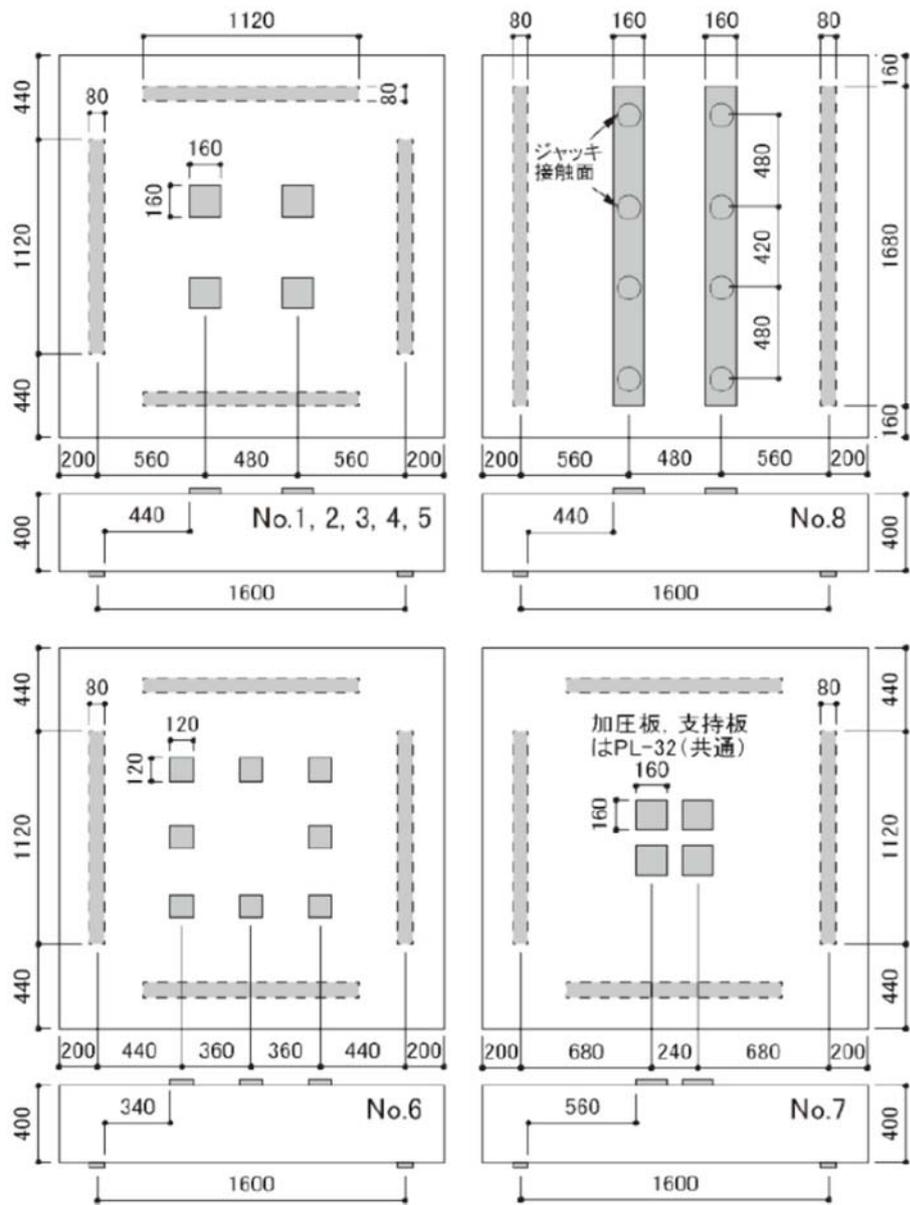


図 3-2 試験体の加圧板・支持板の位置(文献 2 より転載)

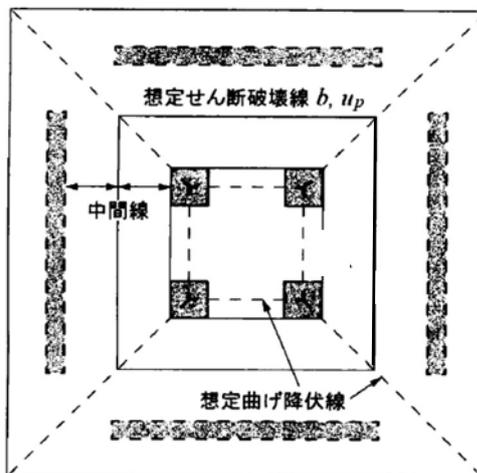


図 3-2 荒川 mean 式による耐力評価に用いる幅(文献 2 より転載・加筆)

(2) 実験と実機の比較

実験と実機で各種パラメータを比較するとともに実機に荒川 mean 式を適用した場合の傾向について分析する。

主筋比を比較すると、実機の内部ボックス壁の内側の鉄筋比は 0.36%~0.62%、外側の鉄筋比は 0.24%~0.38%であり、試験体 No. 2 の主筋比(0.46%)に近い。No. 2 の試験体は荒川 mean 式による耐力に比べ約 1.05 倍の耐力となっているが、主筋比が小さくなると実験結果の荒川 mean 式に対する裕度が小さくなることから、主筋比による裕度は 1.00 倍〔裕度②a〕とする。

原子炉棟基礎周辺で面外せん断力が大きくなる領域は、内部ボックス壁とシェル壁の間のスパンの最も短くなる領域及び内部ボックス壁外側の南西、北東角部である。これらの領域のせん断スパン比は 0.6~1.0 程度であり、荒川 mean 式におけるせん断スパン比の頭打ち 1.0 より小さくなる。このため、荒川 mean 式による耐力は保守的であると考えられる。なお、実験ではせん断スパン比が 1.56 の試験体 No. 1 と、せん断スパン比が最も小さい 1.22 の試験体 No. 6 の耐力比は約 1.13 倍(1.27/1.12)〔裕度②b〕となっている。

以上より、実験結果から実機のパラメータを考慮すると、荒川 mean 式の耐力に比べ約 1.13 倍 = (1.00×1.13) の耐力を有していると評価できる。また、実験のばらつき(変動係数 2.7%)を考慮しても 1.10 倍〔裕度②〕 (= $1.13 \times 97.3\%$) の耐力が見込める。

また、上記の裕度の考慮について、さらに保守的な評価として各ケースの実験結果の耐力比の下限值に基づき検討を行う。基礎盤の評価条件と同等となるパラメータについて下限値を適用することとし No. 2 は 1.00、No. 6 は 1.17 とする。これらと対比を確認する No. 1 については耐力比の平均値の 1.12 とする。上記と同様に算定すると、主筋比の影響が 1.00、せん断スパン比の効果が $1.17/1.12=1.04$ となり合わせて 4%程度の裕度がある。

4. 基礎スラブに発生する軸力の影響

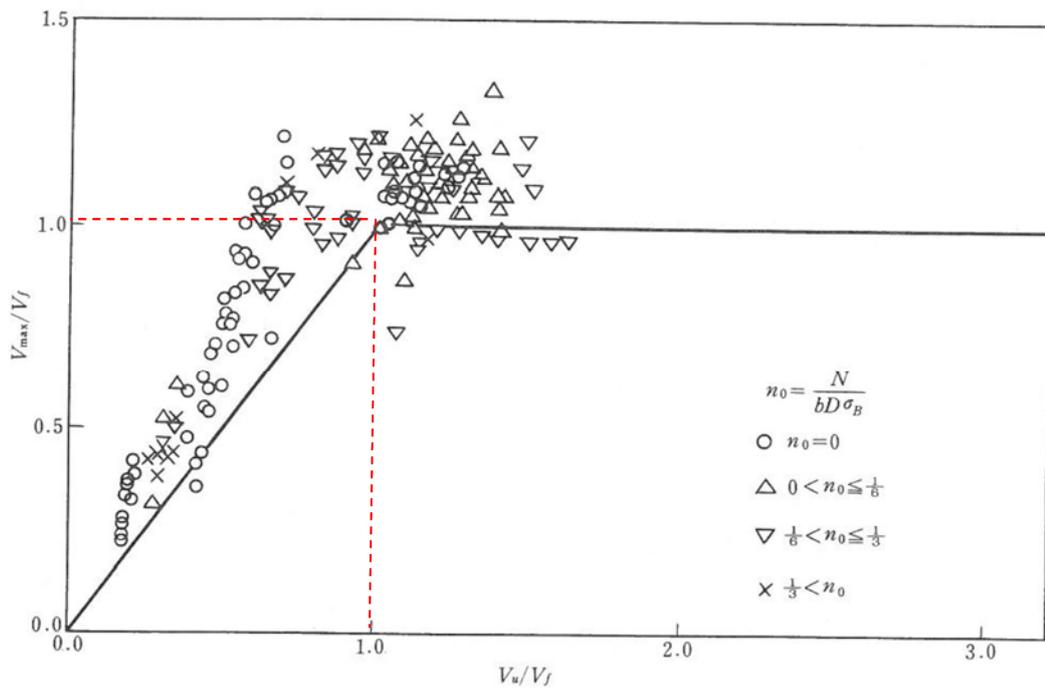
(1) 修正荒川 mean 式について

基礎スラブには水平地震力や土圧による軸力が作用するため、接地領域では圧縮軸力が作用することになる。

文献 3 に示されている軸力の影響を考慮した修正荒川 mean 式と実験値の比較を図 4-1、図 4-2 に示す。図 4-1 の縦軸は V_{\max}/V_f であり、横軸は V_u/V_f である。ここで、 V_{\max} は実験最大せん断強度、 V_f は危険断面が解析上の曲げ強度に達した時のせん断力、 V_u は修正荒川 mean 式によるせん断強度である。すなわち、図 4-1 の横軸及び縦軸が 1.0 以下となる領域が、せん断破壊が先行する試験体を示しており、実線の上側のプロットが修正荒川式によるせん断耐力を上回る試験体を示している。また、図 4-2 の横軸は V_{\max}/V_u であり、縦軸が、修正荒川式によるせん断耐力を上回る試験体数を示している。なお、図 4-1、図 4-2 に示す検討に用いた試験体は、引張鉄筋比 0.39~3.21%、せん断補強筋比 0%~2.44%、軸力比 0~0.732 で、せん断破壊した試験体のせん断補強筋比は 0.12~1.13% である。

図 4-1 より修正荒川 mean 式は実験による破壊モードを精度良く推定できること、図 4-2 よりせん断破壊する試験体のせん断強度は、修正荒川 mean 式による耐力より平均で 1.44 倍程度大きくなることが示されている。

文献 3：日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型 耐震設計指針・同解説



解図6.8 (解6.10) 式によるせん断強度算定値と実験値の比較

図 4-1 修正荒川 mean 式によるせん断強度算定値と実験値の比較
(縦軸, 横軸共に 1.0 以下がせん断破壊が先行する領域)

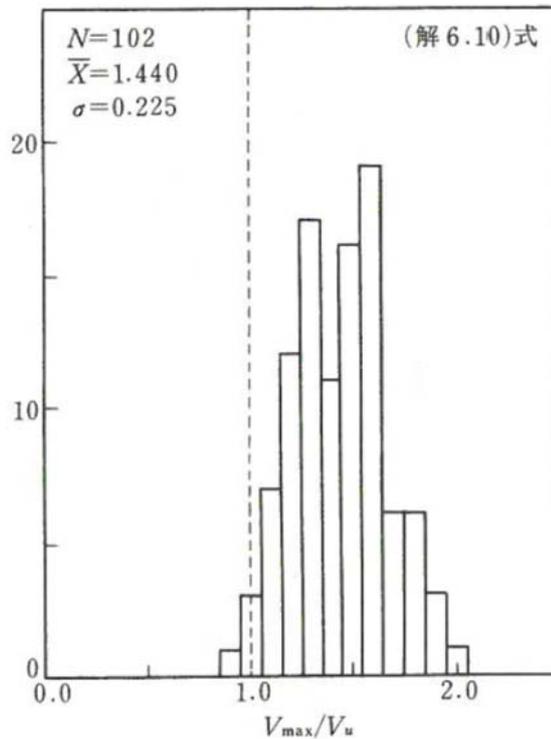


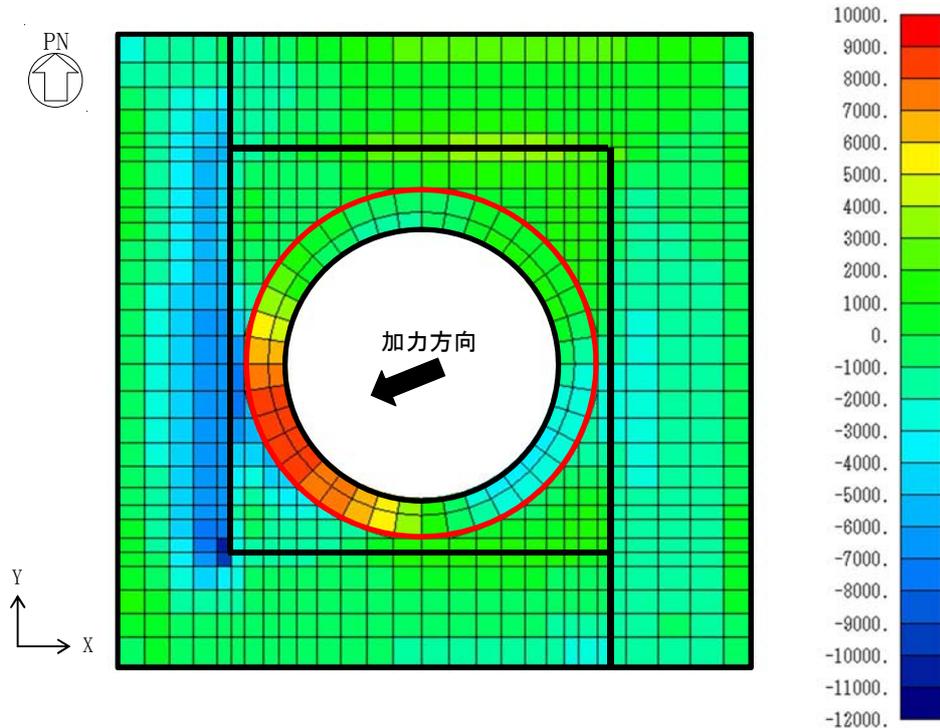
図 4-2 Vmax/Vu 比の度数分布

(2) 軸力を考慮した場合の実機の裕度

ここでは、基礎スラブに生じる軸力を考慮し、修正荒川 mean 式を適用した検討を行い、基礎スラブに生じる軸力の影響について検討する。

図 4-3 に基礎スラブの応力解析結果のうち、基礎スラブの面外せん断に対する検定比が最も厳しくなる荷重組合せケース (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31) における X 方向または半径方向の面外せん断力、軸力及び曲げモーメントの分布を、図 4-4 に荒川 mean 式による検定比を、図 4-5 に荒川 mean 式に対する修正荒川 mean 式の面外せん断耐力の比率を示す。また、表 4-1 に、せん断補強筋があり荒川 mean 式による検定比が 0.9 以上の要素における面外せん断力と各式による検定比を示す。

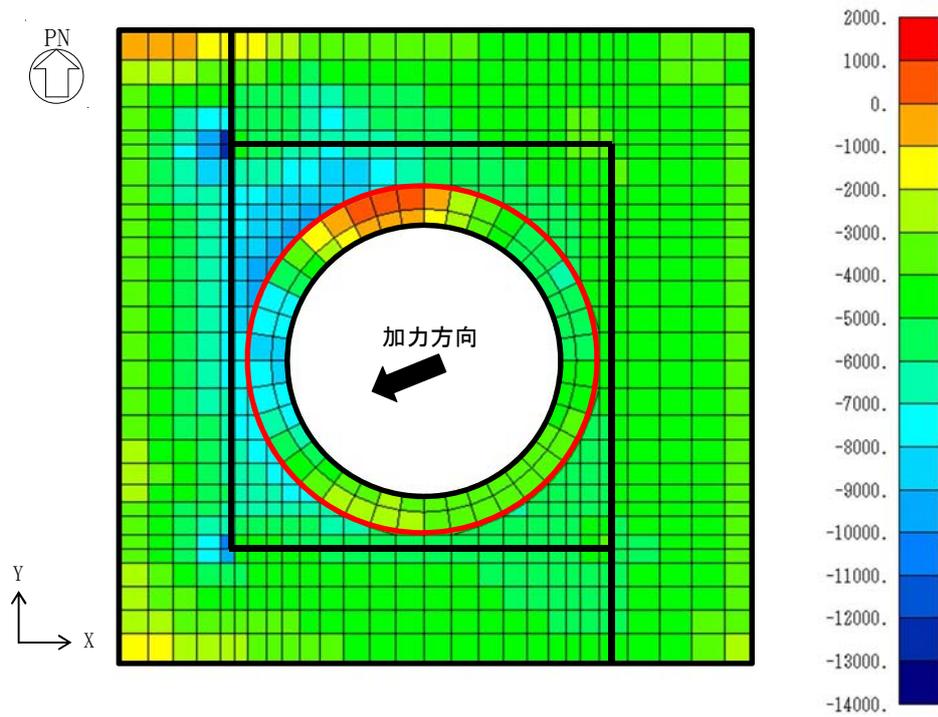
図 4-3 より、面外せん断力が大きな部分には圧縮軸力が作用していることがわかる。また、図 4-4 及び図 4-5 より、修正荒川 mean 式の耐力は荒川 mean 式の耐力に比べ最大で 30%程度、表 4-1 より、検定値が 0.9 以上の要素でかつせん断補強筋の有る要素においては平均で約 9% [裕度③] 程度大きくなる結果となっている。



注) 赤枠内は半径方向、それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

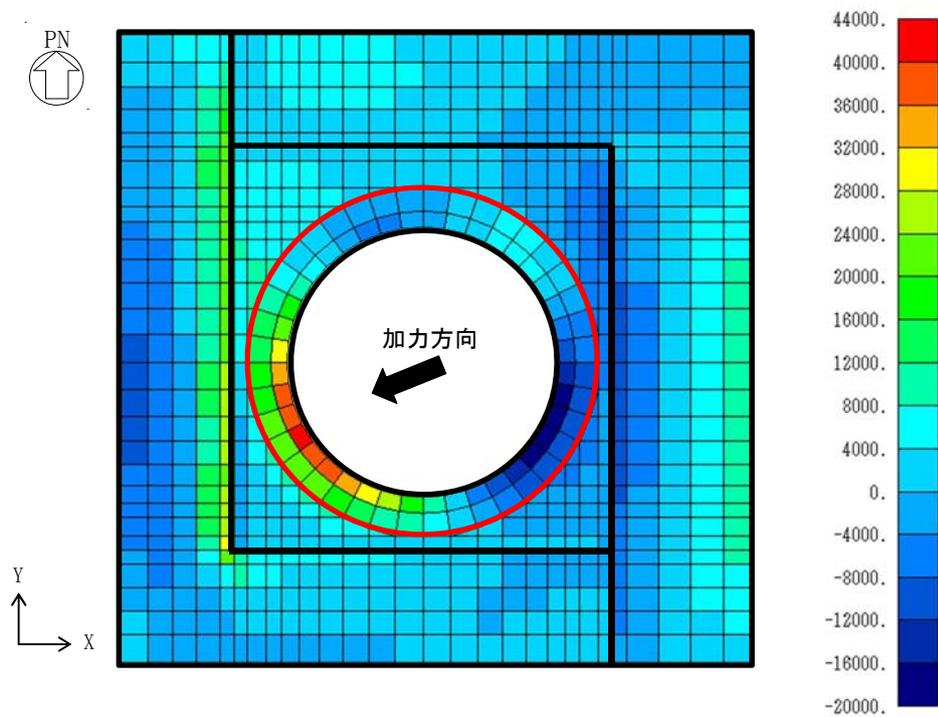
(1) 面外せん断力 (単位: kN/m)

図 4-3(1/2) 基礎スラブの発生応力 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の軸力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

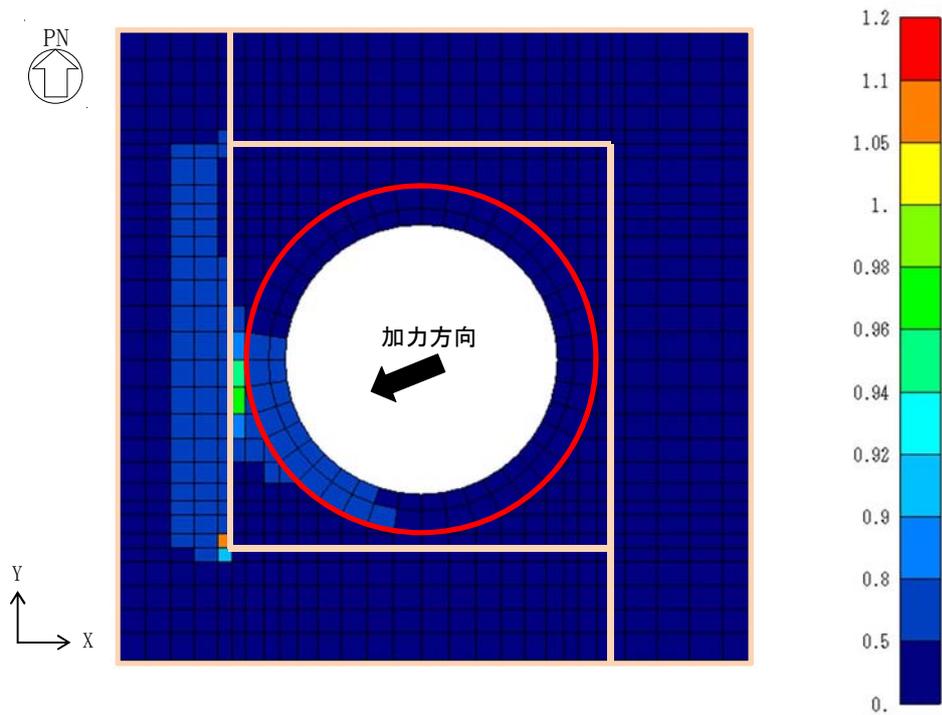
(2) 軸力 (単位: kN/m)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の曲げモーメントを示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

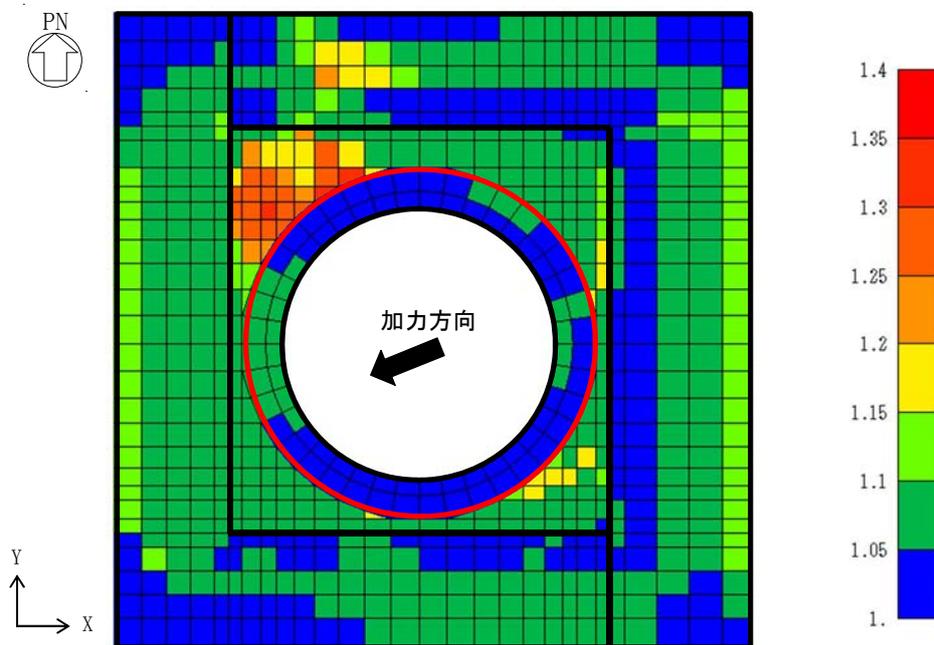
(3) 曲げモーメント (単位: kN・m/m)

図 4-3(2/2) 基礎スラブの発生応力 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の検定比を示す。
太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

図 4-4 荒川 mean 式による検定比 (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31)



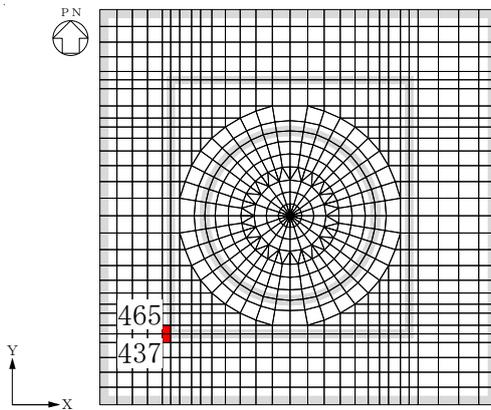
注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の比率を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

最大値 : 1.31

図 4-5 修正荒川 mean 式/荒川 mean 式 (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31)

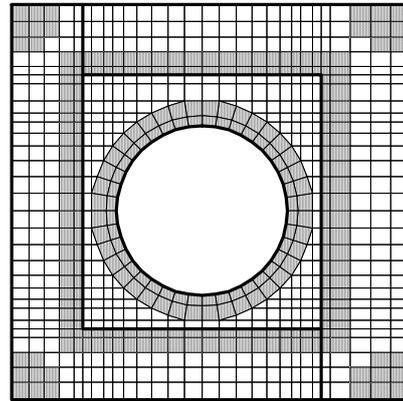
表 4-1 荒川 mean 式による面外せん断検定比が 0.9 以上かつ
せん断補強筋のある要素の検定比

要素 番号	荒川 mean 式 による検定比	面外せん断力 (kN/m)	修正荒川式/荒川式
437	0.916	9255	1.087
465	1.073	10842	1.096
平均値			1.092



注 1 網掛けは耐震壁を示す

(1) 要素番号

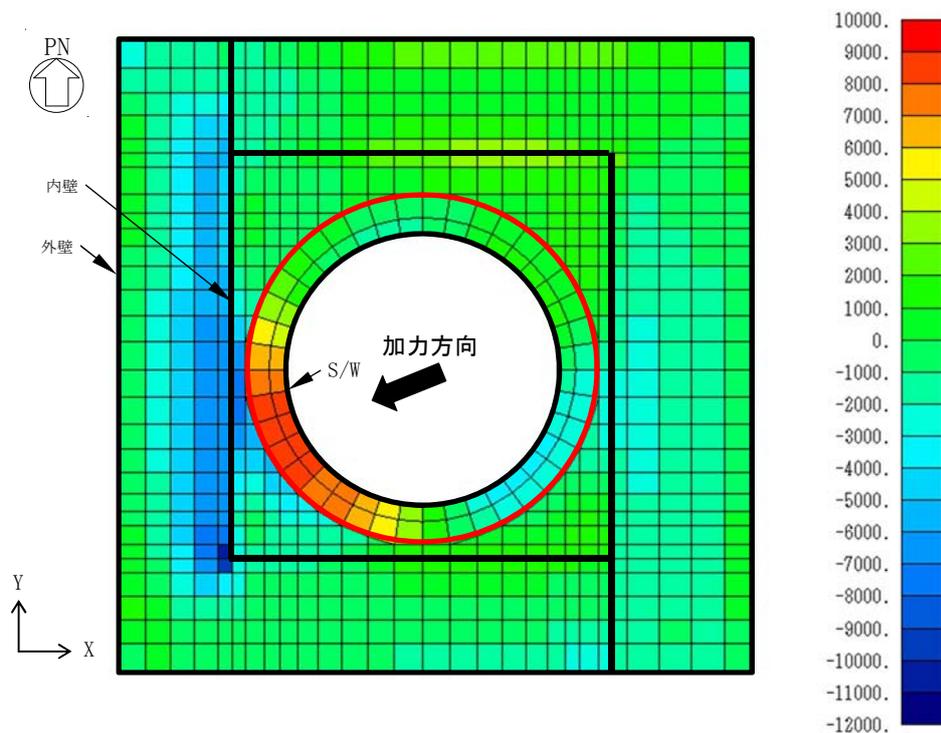


注 2 太線は基礎スラブに取り付く壁,
網掛けはせん断補強筋のある要素を示す。

(2) せん断補強筋

5. 基礎スラブの面外せん断に対する破壊モードについて

原子炉建屋原子炉棟の脚部周辺の基礎スラブの面外せん断力の分布を図5-1に示す。図5-1に示すように、加振方向に発生する面外せん断力は、主に加振方向と直交する壁の脚部に生じ、加振方向に平行に配置された壁の脚部では生じない結果となっている。したがって、基礎スラブの面外せん断に対する破壊モードは、壁脚部周辺かつ壁に平行方向にひび割れが発生することから、原子炉建屋原子炉棟の直接設備としての機能（気密・遮蔽）に影響することはなく、基礎スラブの支持機能を維持することによって、原子炉建屋原子炉棟の機能も維持できる。



注) 赤枠内は半径方向、それ以外はX方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

図5-1 基礎スラブの発生応力 (X方向もしくは半径方向の面外せん断力)
(0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)

6. 人工岩盤を考慮した場合の応力解析結果について

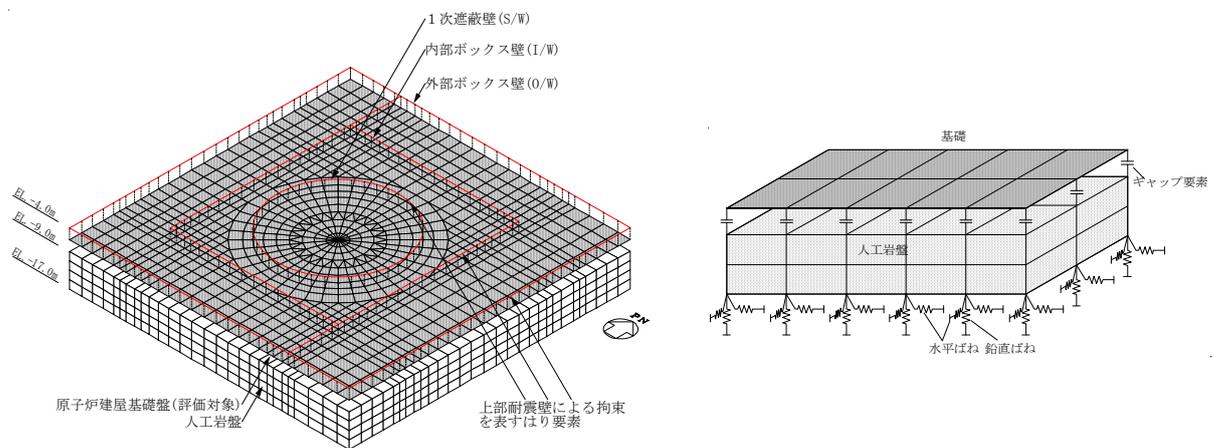
東海第二発電所原子炉建屋は人工岩盤上に設置されている。原子炉棟基礎の基礎スラブの耐震評価では、人工岩盤を考慮せず応力解析を実施している。ここでは、人工岩盤部をソリッド要素でモデル化した場合の応力状態を示すとともに、荒川 mean 式による面外せん断力の検定比を示す。

(1) 応力解析モデル

人工岩盤を考慮した応力解析モデルを図6-1に示す。人工岩盤はソリッド要素でモデル化し、基礎スラブをモデル化したシェル要素の節点とソリッド要素上端の節点間は引張力が作用した際には軸剛性及びせん断剛性共にゼロになるギャップ要素をモデル化している。なお、ギャップ要素が閉じた際の鉛直方向及び水平方向のばね定数は基礎スラブの 1/2 の版厚と等価なばね定数を与えている。

人工岩盤下端には、支持岩盤をモデル化したばね要素をモデル化している。なお、ばね要素は人工岩盤を考慮しない応力解析モデルの地盤ばねと同じ物性を用いており、振動アドミタンスより求めた水平及び回転ばねを離散化して求めている。

人工岩盤のせん断弾性係数は $7.83 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ であり、人工岩盤直下の支持地盤である Km 層のせん断弾性係数 $2.84 \times 10^2 \text{ N/mm}^2$ ($\rho = 1.72 \text{ t/m}^3$, 等価 $V_s = 406 \text{ m/s}$) に対し剛性が約 30 倍となっている。



(1) 解析モデル

(2) 境界条件

図6-1 人工岩盤を考慮した応力解析モデル

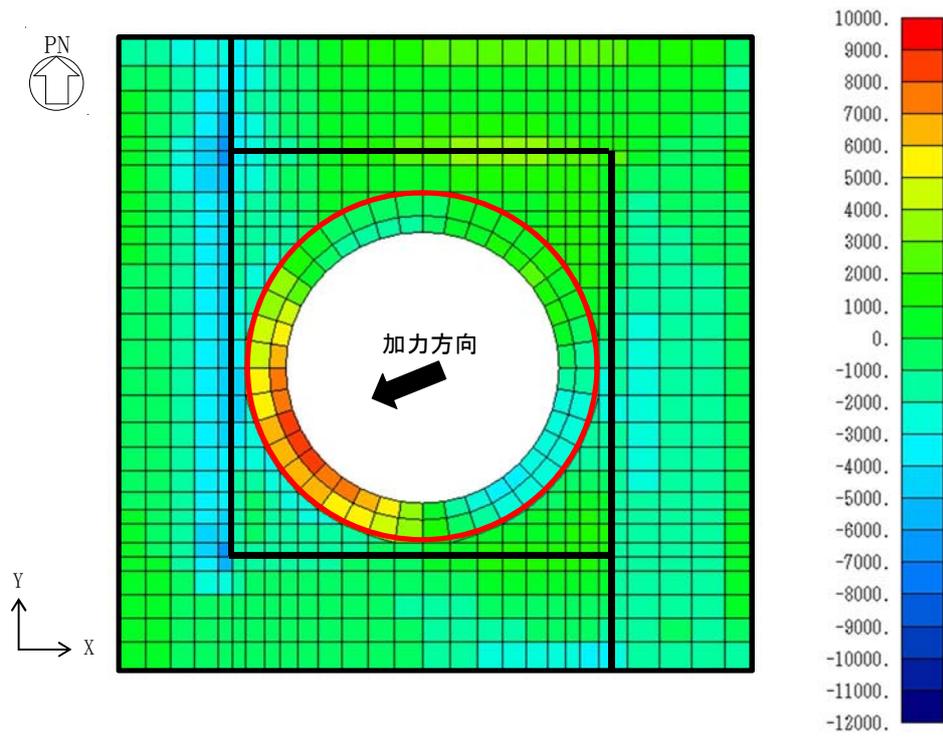
(2) 応力解析結果

図 6-2 に荷重組合せケース (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31) における X 方向または半径方向の面外せん断力、軸力及び曲げモーメントの分布を、図 6-3 に荒川 mean 式に対する修正荒川 mean 式の面外せん断耐力の比率を示す。図 6-3 より、人工岩盤を考慮した場合の修正荒川 mean 式の耐力は荒川 mean 式の耐力に比べて最大で 35%程度大きくなっているが、人工岩盤を無視した場合に検定値が 0.9 以上である要素においては、増加率が平均で 5%程度であり (表 6-2 参照)、人工岩盤を無視した場合の増加率 (9%程度) と比べるとやや小さくなる。

図 6-4 に荒川 mean 式を用いた面外せん断力に対する検定比を、また、人工岩盤の有無による配筋領域ごとの面外せん断力の最大値の比較を表 6-1 に示す。

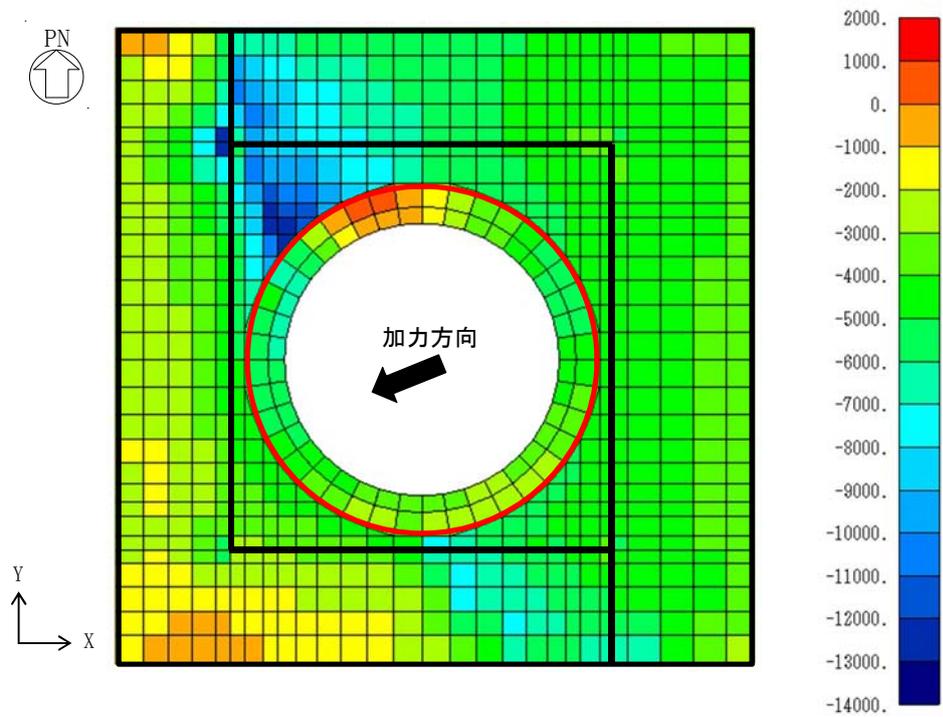
表 6-1 に示すように、人工岩盤を考慮すると人工岩盤を無視した場合に比べ、内部ボックス壁脚部における面外せん断力が大きな領域では面外せん断力が 35%程度低下する。なお、シェル壁脚部では内部ボックス壁ほどの応力低下は生じず 3%程度の低下となっているが、地震力により押し込まれる領域を見ると、大きな面外せん断力が生じる領域は減少している。また、面外せん断力が比較的小さな領域では、人工岩盤を考慮することによる面外せん断力の低下率は小さくなっている。

図 6-4 に示すように、人工岩盤を考慮した場合には、人工岩盤を無視した場合に比べ、検定比が小さくなっており、表 6-2 に示すように人工岩盤を無視した場合に検定値が 0.9 以上である要素の面外せん断力は、人工岩盤を考慮することで 35%程度 [裕度④] 低下する。



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
 黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

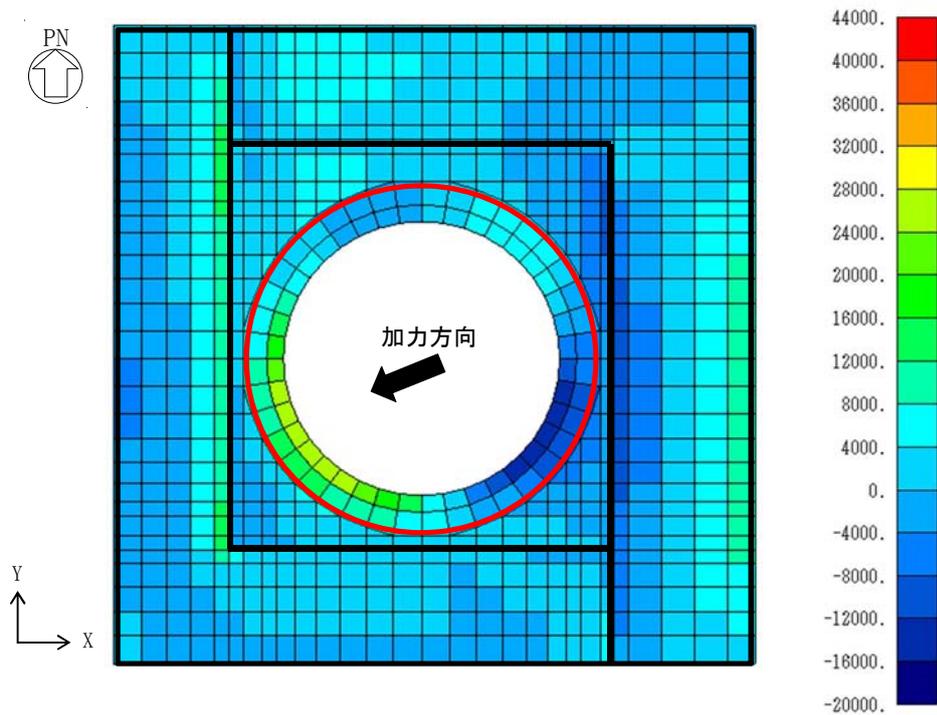
(1) 面外せん断力 (単位: kN/m)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の軸力を示す。
 黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

(2) 軸力 (単位: kN/m)

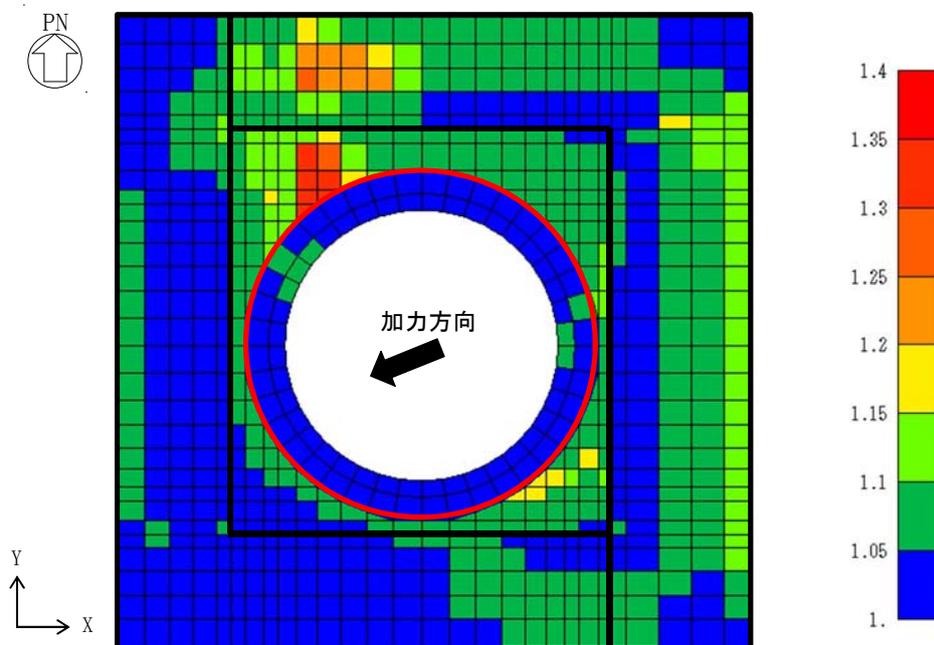
図 6-2(1/2) 基礎スラブの発生応力 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外はX方向の曲げモーメントを示す。
 黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

(3) 曲げモーメント (単位: kN·m/m)

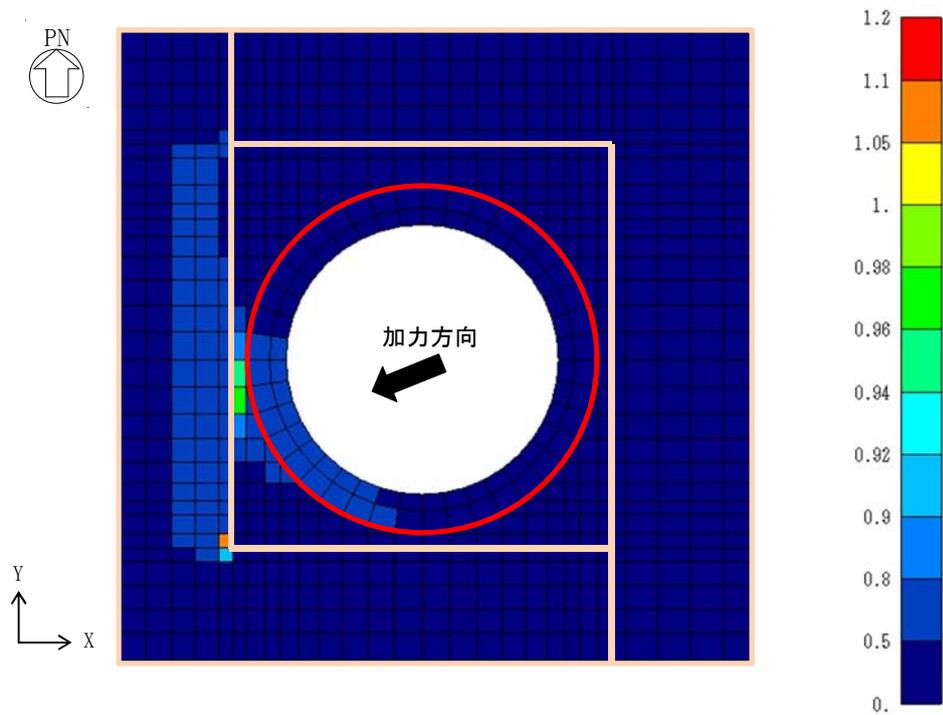
図 6-2(2/2) 基礎スラブの発生応力 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外はX方向の比率を示す。
 黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

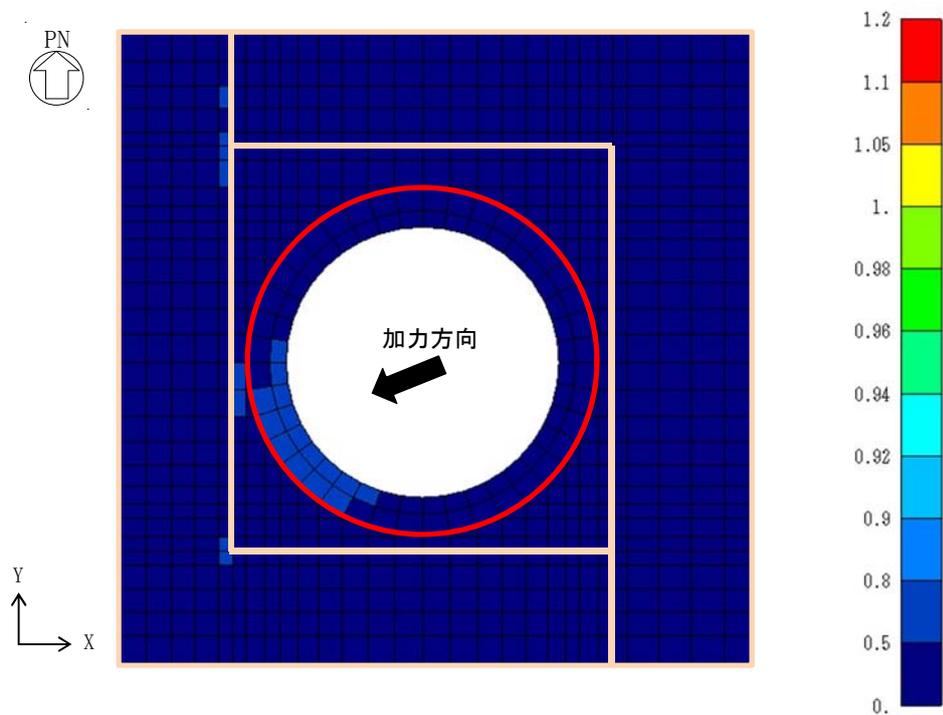
最大値: 1.35

図 6-3 修正荒川 mean 式/荒川 mean 式 (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の検定比を示す。
太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

(1) 人工岩盤無視



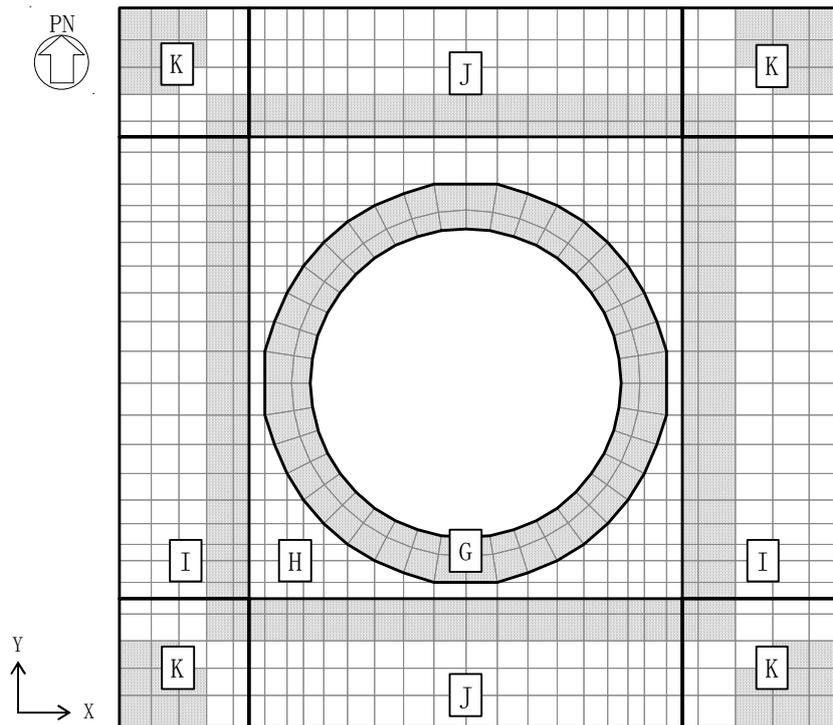
注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の検定比を示す。
太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

(2) 人工岩盤考慮

図 6-4 荒川 mean 式による面外せん断力の検定比 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)

表 6-1 面外せん断力の比較

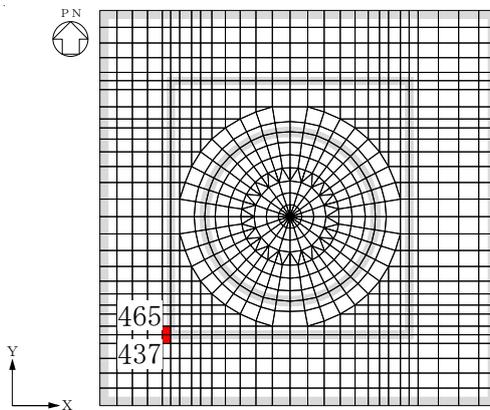
配筋領域	最大面外せん断力 (kN/m)		人工岩盤考慮／無視
	人工岩盤 無視	人工岩盤 考慮	
G	8424	8185	0.972
H	7364	4158	0.565
I	10842	6901	0.637
J	3330	3284	0.986
K	9255	6040	0.653



配筋領域図

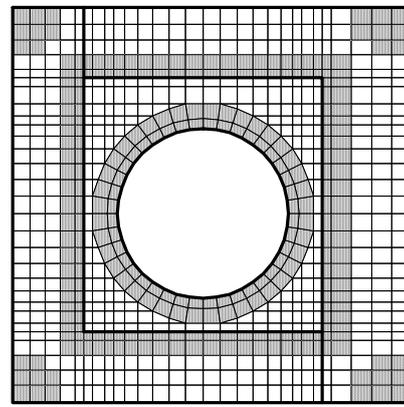
表 6-2 荒川 mean 式による面外せん断検定比が 0.9 以上かつ
せん断補強筋のある要素の検定比

要素 番号	検定値 (MMR 無)	面外せん断力 (kN/m)			修正荒川式/荒川式	
		MMR 無	MMR 有	有/無	MMR 無	MMR 有
437	0.916	9255	5798	0.626	1.087	1.048
465	1.073	10842	6901	0.637	1.096	1.054
平均値				0.632	1.092	1.051



注 1 網掛けは耐震壁を示す

(1) 要素番号



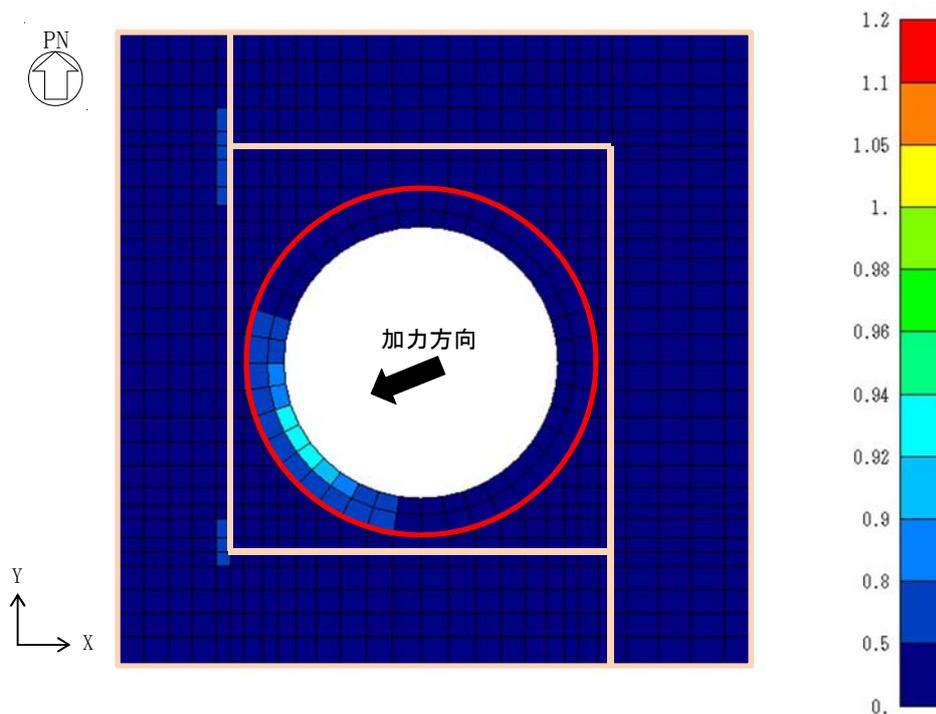
注 2 太線は基礎スラブに取り付く壁,
網掛けはせん断補強筋のある要素を示す。

(2) せん断補強筋

(3) RC-N式(短期許容せん断力)を用いた検定比

ここでは、人工岩盤を考慮し、許容限界をRC-N式(短期許容せん断力)を用いた検討を実施する。図6-5に面外せん断に対する検定比を示す。図6-5に示すように、全要素で検定比が1.0未満となっている。

以上より、安全裕度として考えている人工岩盤のモデル化を考慮すれば、先行プラント同様に短期許容応力度におさまることを確認した。



注) 赤枠内は半径方向、それ以外はX方向の検定比を示す。

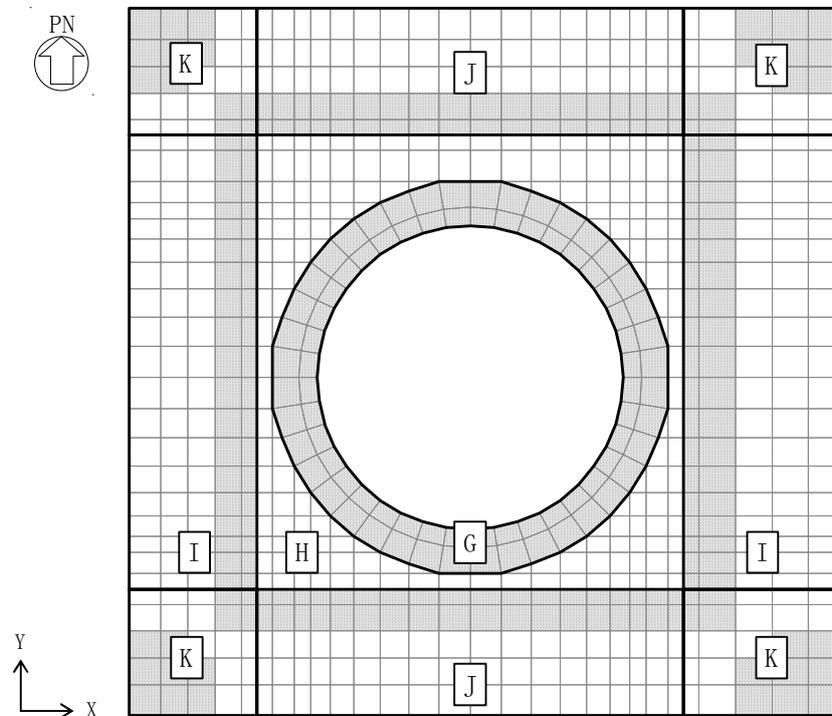
太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

図6-5 RC-N式による面外せん断力の検定比(人工岩盤考慮, $0.4N \rightarrow S + 1.0E \rightarrow W + 0.4$ 上, $Ss-$
31)

7. 実強度の影響について

原子炉棟基礎の基礎スラブの面外せん断力に対する検討では、コンクリート強度として設計基準強度 22.1 N/mm^2 を用いている。平成9年から平成27年にかけて原子炉建屋から採取した合計51体の供試体のコンクリート実強度は 42.1 N/mm^2 (標準偏差: 8.9) である。基礎スラブの配筋領域を図7-1に、実強度を用いた荒川 mean 式によるせん断耐力を表7-1に示す。せん断補強筋が無い部位は約1.50倍、せん断補強筋がある部位は約1.22倍～約1.37倍、大きくなる。

また、基礎スラブより採取した供試体(3体)のコンクリート強度の平均値は 38.0 N/mm^2 である。この平均値に原子炉建屋全体のコンクリート強度のばらつき $-\sigma$ を考慮すると、コンクリート強度は 29.1 N/mm^2 になる。コンクリート強度に 29.1 N/mm^2 を用いた荒川 mean 式によるせん断耐力を表7-2に示す。せん断補強筋が無い部位は約1.17倍、せん断補強筋がある部位は約1.08倍～約1.13倍であり、実強度を考慮した場合 10%程度 [裕度⑤] の耐力増加が見込める。



・せん断補強筋は、網掛け部のみに考慮する。

図7-1 配筋領域

表 7-1 許容せん断力の比較 (コンクリート強度 : 42.1 N/mm²)

配筋領域	主筋比 (%)	せん断補強筋比 (%)	M/(Qd)	荒川 mean 式による 許容せん断応力度 (N/mm ²)			備考
				設計基準強度	実強度	増加率	
H~K	—	0.0	—	—	—	1.50	(42.1+18)/(22.1+18)
G	0.490	0.242	1	2.84	3.87	1.36	
			3	1.51	1.88	1.25	
	0.617		1	2.95	4.04	1.37	
			3	1.55	1.94	1.25	
I, J	0.240	0.242	1	2.53	3.40	1.34	
			3	1.40	1.72	1.23	
	0.377		1	2.72	3.69	1.36	
			3	1.47	1.82	1.24	
K	0.240	0.242	1	2.53	3.40	1.34	
			3	1.40	1.72	1.23	
	0.248		1	2.54	3.42	1.35	
			3	1.41	1.72	1.22	

表 7-2 許容せん断力の比較 (コンクリート強度 : 29.1 N/mm²)

配筋領域	主筋比 (%)	せん断補強筋比 (%)	M/(Qd)	荒川 mean 式による 許容せん断応力度 (N/mm ²)			備考
				設計基準強度	実強度	増加率	
H~K	—	0.0	—	—	—	1.17	(29.1+18)/(22.1+18)
G	0.490	0.242	1	2.84	3.20	1.13	
			3	1.51	1.64	1.09	
	0.617		1	2.95	3.33	1.13	
			3	1.55	1.69	1.09	
I, J	0.240	0.242	1	2.53	2.83	1.12	
			3	1.40	1.51	1.08	
	0.377		1	2.72	3.06	1.13	
			3	1.47	1.59	1.08	
K	0.240	0.242	1	2.53	2.83	1.12	
			3	1.40	1.51	1.08	
	0.248		1	2.54	2.85	1.12	
			3	1.41	1.52	1.08	

8. 荒川 mean 式の適用性について

原子炉棟基礎の基礎スラブのせん断耐力の評価式には、荒川 mean 式を用いている。

「2. 面外せん断耐力評価式について」に示すように、せん断補強筋の有る部位では荒川 mean 式は RC-N 式の耐力を上回るものの、せん断補強筋の無い部位では、荒川 mean 式は RC-N 式の耐力を下回り、「3. 面外せん断耐力評価式と実験値の比較」に示すように、荒川 mean 式はスパン全長にわたり分布荷重を受ける実験値の下限を示し、文献 2 で示した実験結果では、全試験体の裕度の平均値として約 17%が見込まれ、実機の配筋やせん断スパン比を考慮すると約 10%の裕度が見込まれる。

また、「4. 基礎スラブに発生する軸力の影響」に示すように、実験値が圧縮軸力による影響を考慮した修正荒川 mean 式によるせん断耐力を上回ることが示され、原子炉棟基礎の基礎スラブでは軸力を考慮した基礎スラブの面外せん断力に対する評価では修正荒川 mean 式を用いることで最大で 30%程度、検定値 0.9 以上の要素の平均で 9%程度、面外せん断耐力が増加する。

さらに、「6. 人工岩盤を考慮した場合の応力解析結果について」に示すように人工岩盤を考慮した現実的に生じると考えられる面外せん断応力は、人工岩盤を考慮しない場合に検定値が 0.9 以上となっていた要素において平均で約 35%小さくなっている。ただし、人工岩盤を考慮した場合については、修正荒川 mean 式による面外せん断耐力の増加率は最大で 35%程度であるが、人工岩盤を無視した場合に検定値が 0.9 以上である要素においては、増加率が平均で 5%程度であり、人工岩盤を無視した場合の増加率（9%程度）と比べるとやや小さくなる。

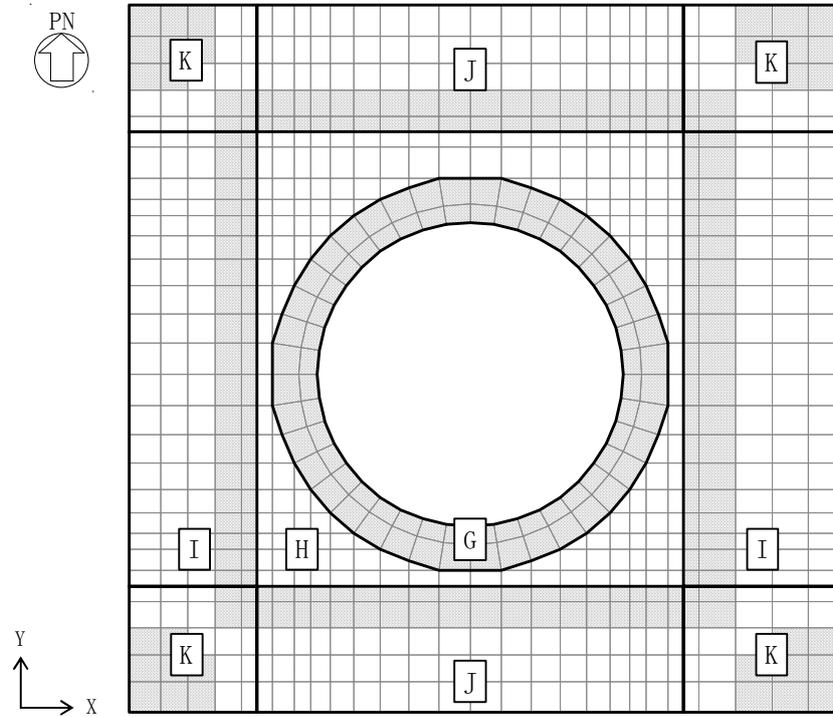
以上より、人工岩盤を考慮しない基礎スラブの応力解析結果に対し、許容限界として荒川 mean 式による終局面外せん断耐力を適用することは、荒川 mean 式の裕度が 10%、軸力の影響による裕度が 5%程度見込め、全体として 15%程度の裕度を有している。

さらに、実際には人工岩盤があり、基礎スラブに生じる面外せん断力は特に応力が大きい部位において 35%程度低減されること（「6. 人工岩盤を考慮した場合の応力解析結果について」参照）、コンクリートの実強度を考慮すると実際の耐力は小さく見積もっても 10%程度大きくなること（「7. 実強度の影響について」参照）も加味すると、全体として 1.5 倍以上の裕度があると言える。

したがって、荒川 mean 式による終局強度を許容限界として基礎スラブの面外せん断力の評価を行うことは、十分な保守性があり、仮に解析評価上、許容限界を超える要素が生じたとしても、支持機能を失うような破壊に至ることはない。

付録1 基礎スラブの配筋

原子炉棟基礎及び付属棟基礎の基礎スラブの許容せん断力算定の際に用いる各要素の配筋について、付図 1-1 に配筋の分類領域図を、付表 1-1 に分類領域ごとの配筋一覧を示す。



・せん断補強筋は、網掛け部のみに考慮する。

付図 1-1 配筋領域図

付表 1-1 分類領域ごとの配筋一覧

(a) 格子配筋 (上段：配筋, 下段：引張鉄筋比)

領域	方向	上端筋	下端筋
H	EW	3-D38@200 (0.362%)	3-D38@200 (0.377%)
	NS	3-D38@200 (0.362%)	3-D38@200 (0.377%)
I	EW	D38@200+2-D38@400 (0.240%)	D38@200+2-D38@400 (0.248%)
	NS	3-D38@200 (0.362%)	3-D38@200 (0.377%)
J	EW	3-D38@200 (0.362%)	3-D38@200 (0.377%)
	NS	D38@200+2-D38@400 (0.240%)	D38@200+2-D38@400 (0.248%)
K	EW	D38@200+2-D38@400 (0.240%)	D38@200+2-D38@400 (0.248%)
	NS	D38@200+2-D38@400 (0.240%)	D38@200+2-D38@400 (0.248%)

(b) r-θ 方向配筋 (上段：配筋, 下段：引張鉄筋比)

領域	方向	上端筋	下端筋
G	半径	68-D38/45° (4段) (外側：0.542%, 内側：0.617%)	68-D38/45° (4段) (外側：0.490%, 内側：0.557%)
	円周	4-D38@200 (0.556%)	4-D38@200 (0.502%)

(c) せん断補強筋 (上段：配筋, 下段：せん断補強筋比)

領域	方向	せん断補強筋
共通	共通	D22@400 (0.242%)

付録2 基礎スラブの応力状態

基礎スラブに作用する地震力のうち、最も大きな地震力は基礎スラブに取り付く耐震壁脚部より作用する荷重である。耐震壁脚部より作用する転倒モーメントは鉛直方向の偶力として基礎スラブに作用する。また、上部構造の自重等の鉛直荷重の大部分も耐震壁脚部より作用する。

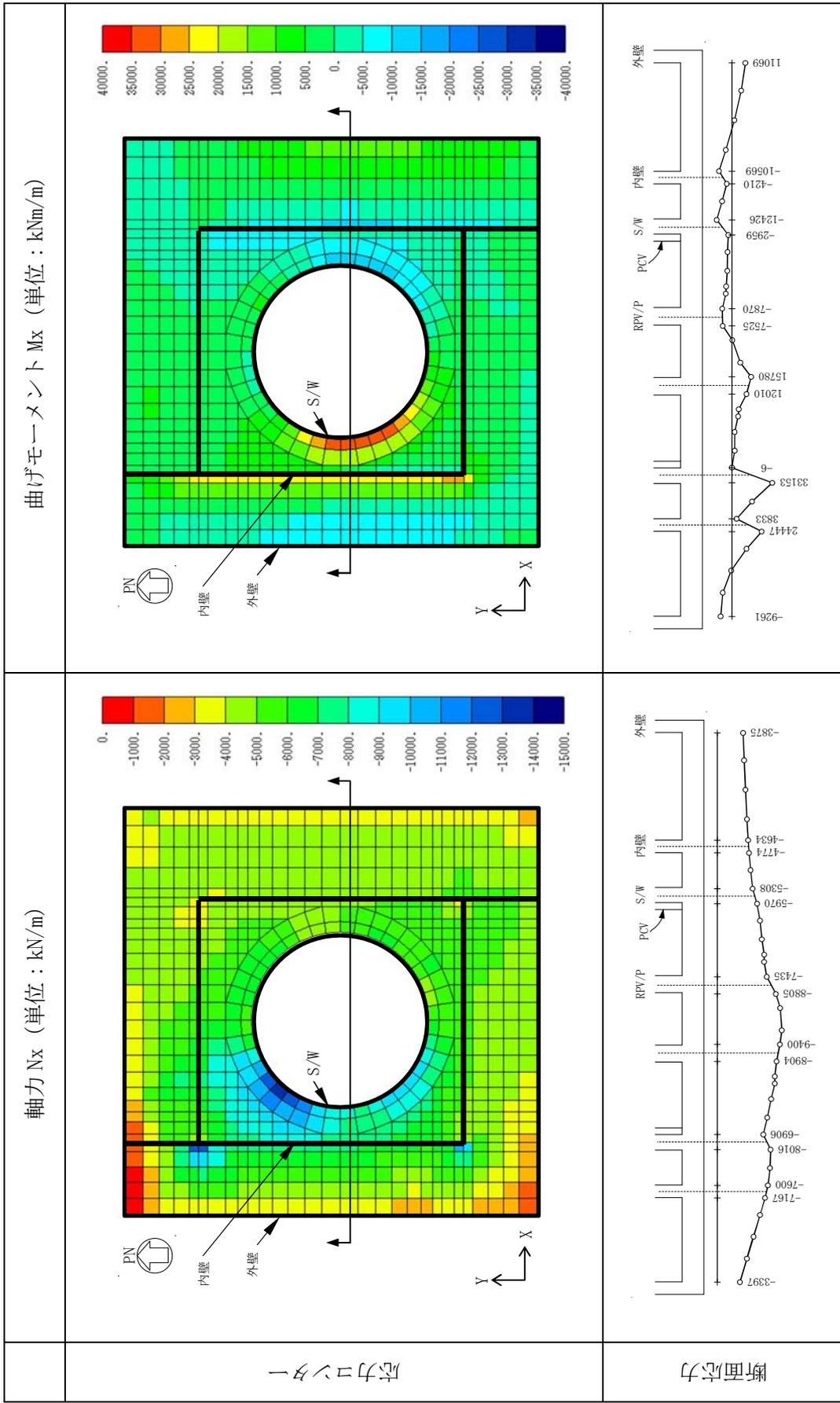
これらの荷重は、基礎スラブを介して底面地盤に伝達され地盤ばねの反力が接地圧となる。すなわち、基礎スラブの応力解析結果は、基礎スラブに取り付く耐震壁を固定点にし、各節点に接地圧に相当する節点荷重を作用させた応力解析結果と等しくなる。

ここでは、基礎スラブの発生応力について考察を行い、基礎スラブに発生する応力が、梁に分布荷重を載荷した場合に近いことを確認する。

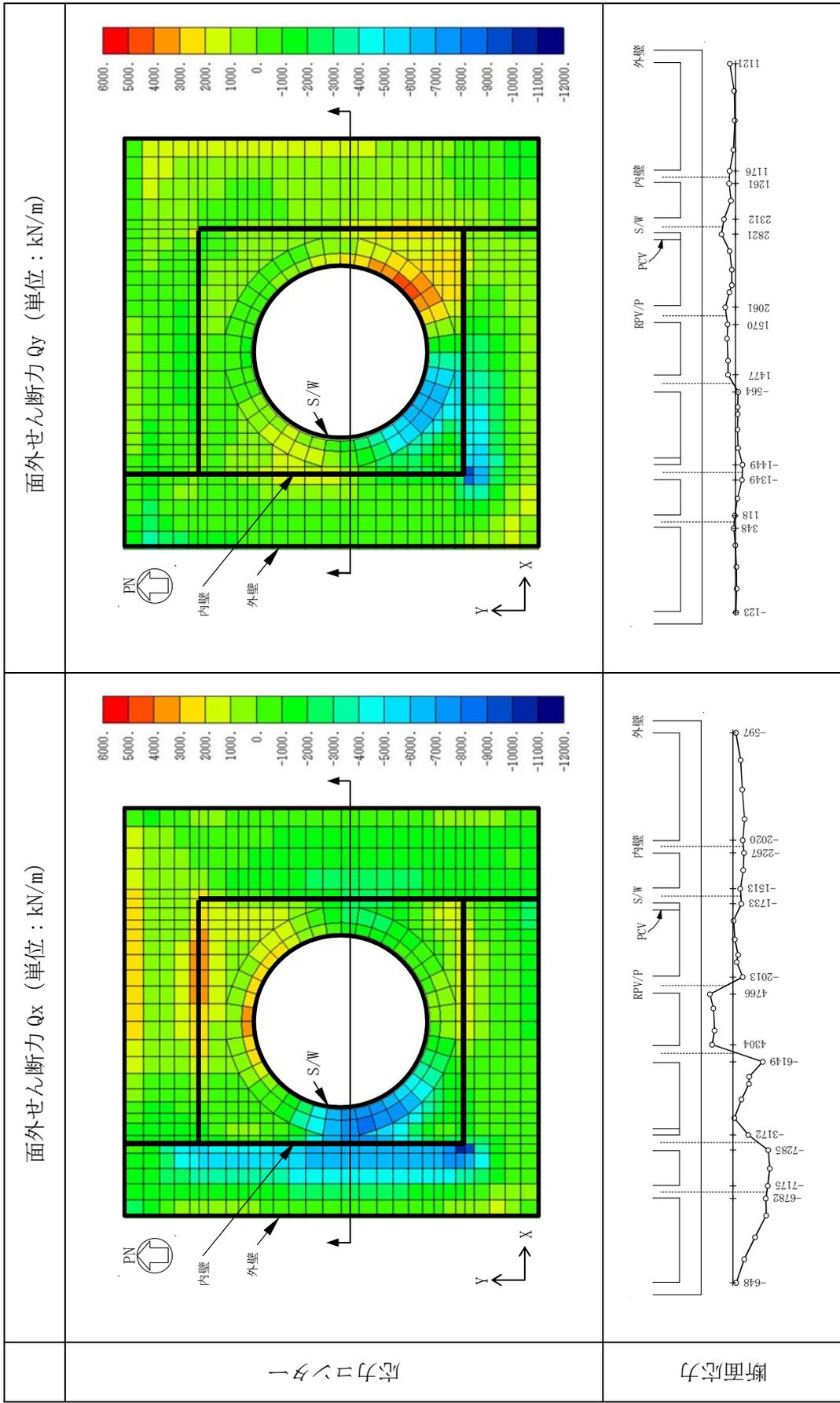
荷重組合せケース (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31) の基礎スラブの X 方向(東西方向)の発生応力を付図 2-1 に、変形図を付図 2-2 に、接地圧分布を付図 2-3 に示す。なお、付図 2-1 には、Y 方向(南北方向)の面外せん断力も併せて示している。ここで、断面応力は要素中心での値を示し、基礎盤に直交する壁直下の要素は要素中心が壁面位置になるよう要素分割している。

付図 2-3 に示すように、面外せん断力に対する検定比が厳しくなる押し込みの厳しい南西部付近の S/W と内壁の間では、接地圧は分布荷重になっていることがわかる。

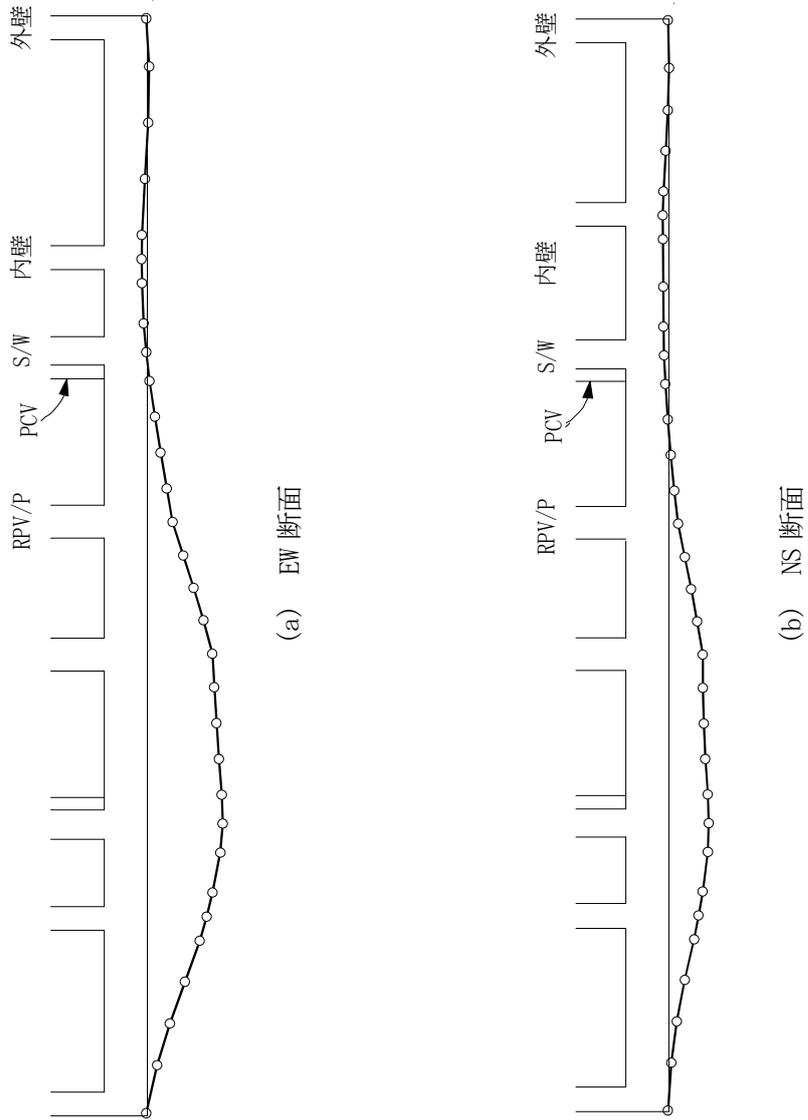
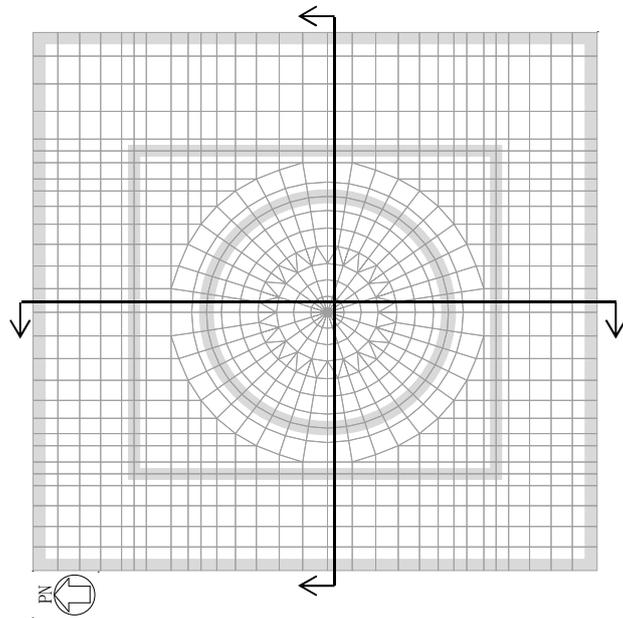
また、付図 2-1 (2/2)に示すように、内部ボックス壁の南西角部では Y 方向の面外せん断力も大きくなっているものの、それ以外の面外せん断の大きい部位では、X 方向と Y 方向共に面外せん断力が大きくなる部位は少ない。付図 2-4 に面外せん断力の主方向に対する直交方向の比率を示す。ここで、主方向は Q_x と Q_y の絶対値の大きい方向を指す。付図 2-4 に示すように、シェル壁と内部ボックス壁の間の面外せん断の大きい部位では、直交方向の面外せん断力は小さく、主方向に対する比率は 0.2 以下で、 Q_x と Q_y の最大値に対する二乗和平方根の増加率は 2%程度である。したがって、2 方向のせん断力の組合せによる影響は小さいと考えられる。



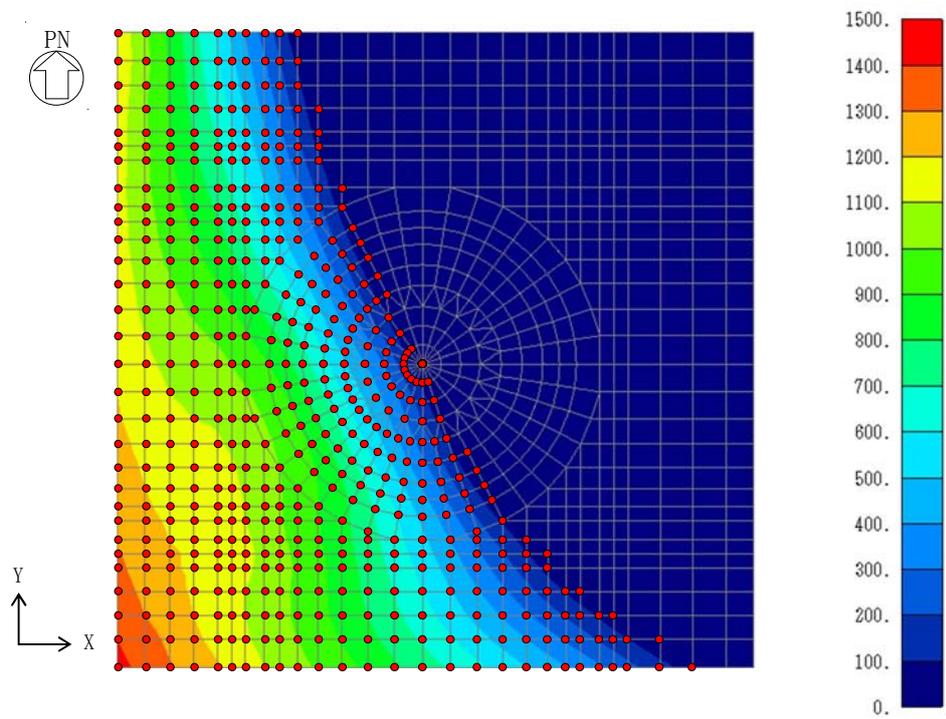
付図 2-1 (1/2) 基礎スラブの断面応力 (N_x , M_x / 0.4N → S+1.0E → W+0.4上, Ss-31)



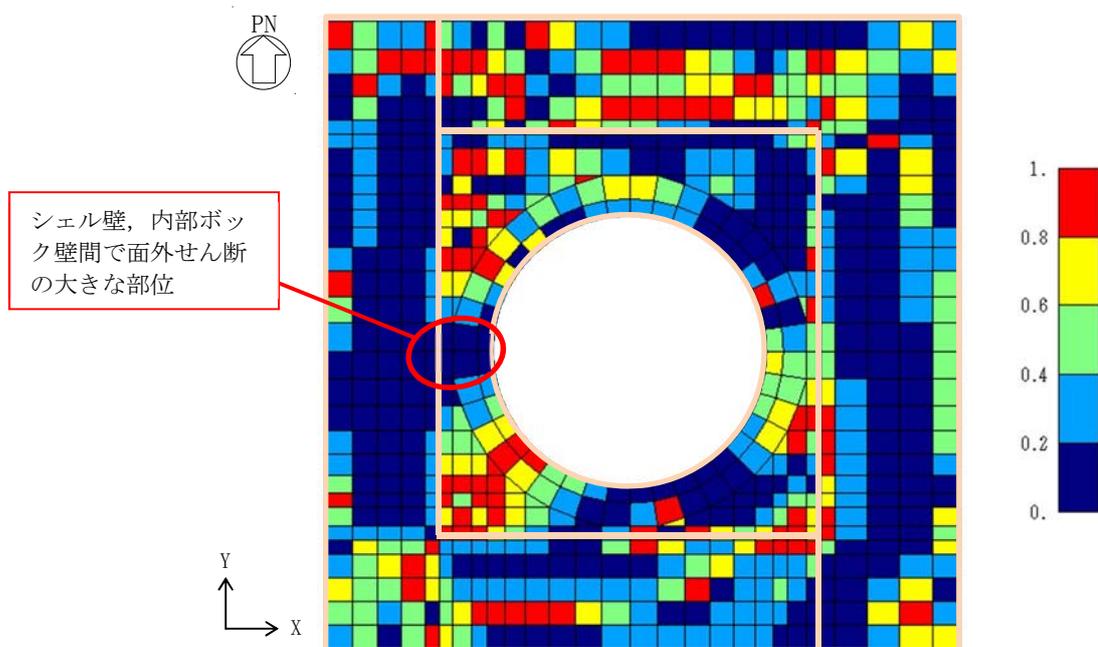
付図 2-1 (2/2) 基礎スラブの断面応力 (Qx, Qy / 0.4N → S + 1.0E → W + 0.4 上, Ss-31)



付図 2-2 基礎スラブの面外方向の変形図 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-3I)



付図 2-3 接地圧分布 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



付図 2-4 面外せん断力の比(直交方向/主方向, 0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)

付録3 面外せん断耐力評価式による評価結果の比較

荷重組合せケース (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31) における, 各評価式による許容せん断力及び検定比を付図 3-1 に, 要素 302, 465 及び 610 における許容せん断力を付表 3-1 に示す。

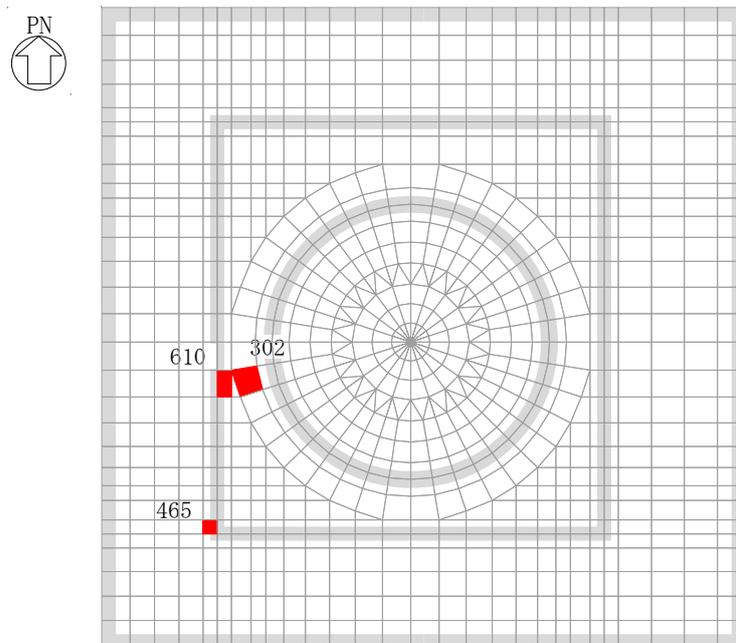
RC-N 式は, せん断スパン比及びせん断補強筋比によって変動するが, せん断補強筋が入っている場合でもせん断補強筋比は 0.242% であり, 強度に大きくは寄与せずせん断スパン比の大小により強度が決まっている。また, 荒川 mean 式と比較すると, せん断補強筋の入っていない要素では, 基本的に RC-N 式のほうが大きくなっている。

修正荒川式による軸力項の寄与分は, 軸力にもよるが 5%~10% 程度となっている。

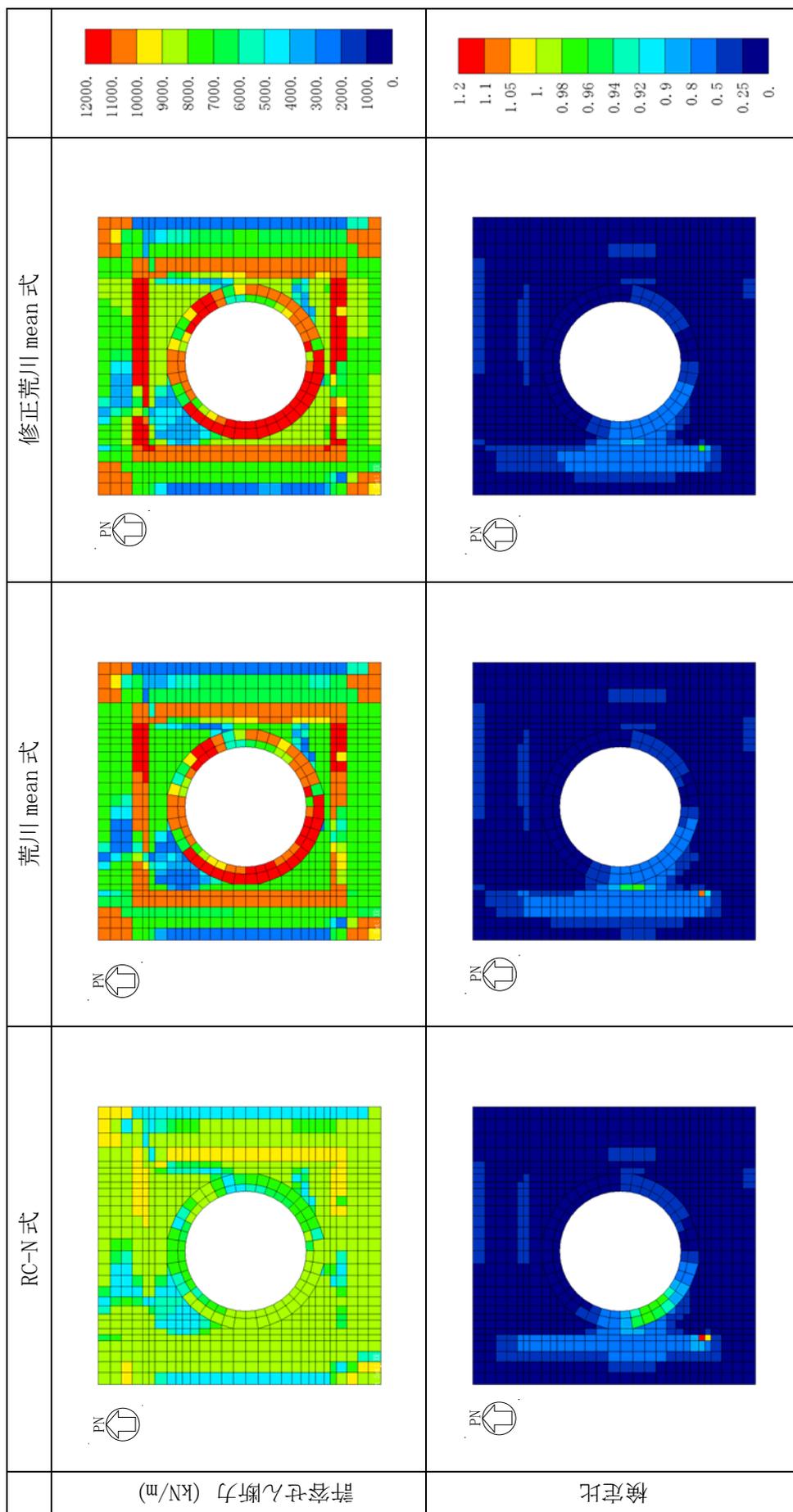
荒川 mean 式に対する修正荒川 mean 式の比率及び RC-N 式に対する荒川 mean 式の比率を付図 3-2 及び付図 3-3 に示す。

付表 3-1 許容せん断力の比較

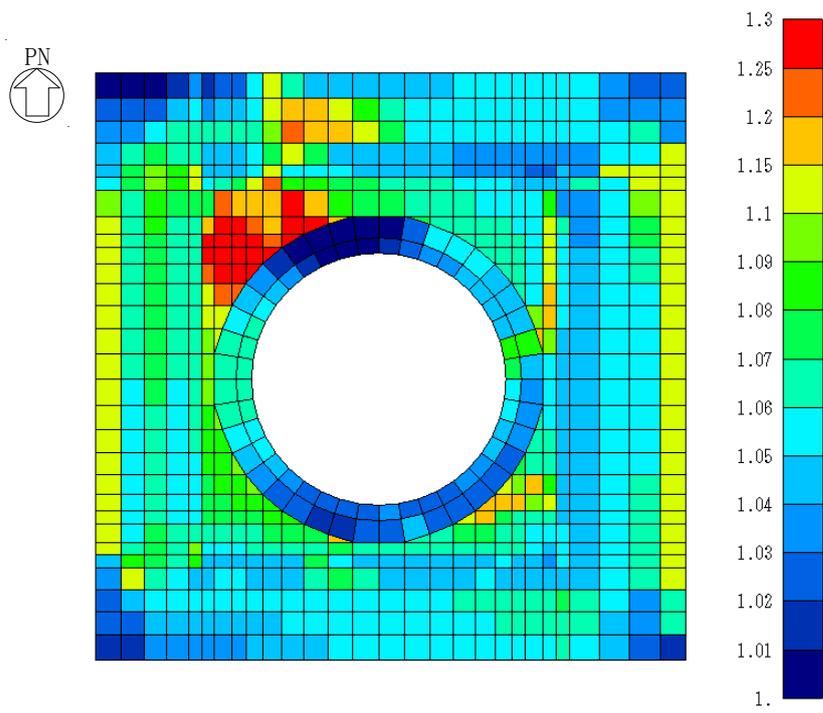
要素 番号	せん断 補強筋比 (%)	M/(Qd)	発生 せん断力 (kN/m)	許容せん断力 (kN/m)		
				RC-N 式	荒川 mean 式	修正 荒川 mean 式
302	0.242	1.0	8.34×10^3	8.71×10^3	1.11×10^4	1.18×10^4
465	0.242	1.0	1.08×10^4	8.82×10^3	1.01×10^4	1.11×10^4
610	0.0	1.0	7.36×10^3	8.42×10^3	7.56×10^3	8.22×10^3



要素位置

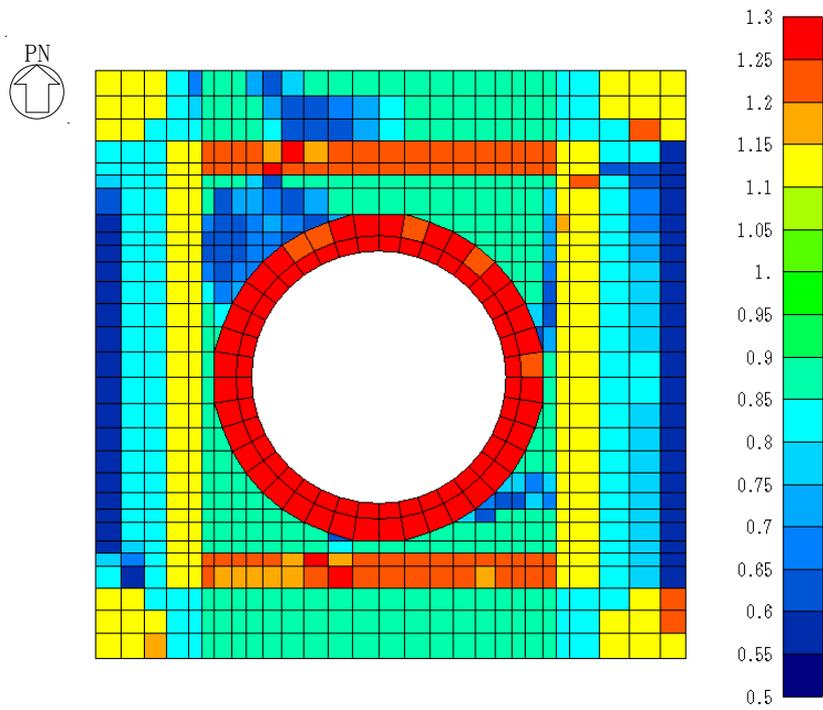


付図 3-1 基礎盤の許容せん断力と検定比の比較【0.4N→S+1.0E→W+0.4上 (Ss-31)】



最大值：1.31

付図 3-2 修正荒川 mean 式 / 荒川 mean 式



最大值：1.35

最小値：0.59

付図 3-3 荒川 mean 式 / RC-N 式

付録4 安全余裕度について

JEAG4601-1987では「5.3.5 安全余裕度」において、安全余裕度の下限値の例として「鉄筋コンクリート造耐震壁の終局耐力のバラツキを定量的に評価し、さらに支持機能についても検討した上で工学的に設定した」値として各層の終局せん断耐力に対して1.5倍の目安値が示されている。

また、動的地震力に対する評価において、「実験による耐震壁の終局変形のバラツキを定量的に評価し、これに応答などの設計上のバラツキを考慮して多少の余裕を見て定められたもの」として、各層の終局せん断ひずみ度(4.0×10^{-3})に対して2倍の目安値が示されている。これは、JEAC 4601-2008の「3.6.1 基準地震動 S_s に対する検討 3.6.1.1 鉄筋コンクリート造耐震壁の評価」の許容限界のせん断ひずみ度 2.0×10^{-3} としても示されており、終局せん断ひずみ度(4.0×10^{-3})に2倍の安全率、実験値の下限値及びバラツキを考慮した95%信頼下限値を包絡した値に対しても1.5倍以上の安全率を有していると説明されている。

付録5 基礎スラブ及び人工岩盤のコンクリート強度について

基礎スラブ及び人工岩盤のコンクリート強度について、建設時の強度管理記録及び平成9年から平成27年にかけてコア採取した供試体による強度を整理して付表5-1～付表5-3に示す。

付表5-1 コア採取(平成9年～平成27年)による原子炉建屋のコンクリート強度

部位	サンプル数	設計 基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度		
			平均値 (N/mm ²)	標準偏差	変動係数 (%)
建屋全体*	51	22.1	42.1	8.9	21.1
基礎スラブ	3	22.1	38.0	—	—

※建屋全体の値には基礎スラブの供試体3体を含む

付表5-2 建設時の強度管理記録による基礎スラブのコンクリート強度

部位	サンプル数	設計 基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (4週強度)		
			平均値 (N/mm ²)	標準偏差	変動係数 (%)
基礎スラブ	138	22.1	31.0	3.3	10.6

付表5-3 建設時の強度管理記録による人工岩盤のコンクリート強度

部位	サンプル数	設計 基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (4週強度)		
			平均値 (N/mm ²)	標準偏差	変動係数 (%)
人工岩盤	150	13.7	16.9	1.8	10.7

原子炉建屋改造工事に伴う評価結果への影響について

目次

1. 概要.....	1
2. 検討方針.....	2
3. 検討条件.....	3
4. 地震応答解析結果.....	10
5. 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響.....	21
6. まとめ.....	33

1. 概要

本資料は、原子炉建屋において、補強等に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析を実施し、「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響について確認するものである。

2. 検討方針

今回工認評価に用いている質点系モデル（以下、「今回工認モデル」という。）と補強等に伴う重量の増加分を考慮したモデル（以下、「補強反映モデル」という。）を比較することにより、重量変更による建屋応答への影響を確認する。

なお、影響検討は、応答倍率を用いた手法により行うことから、応答倍率の算出のための「補強反映モデル」を用いた地震応答解析は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D 1$ に対して実施することとする。

3. 検討条件

(1) 補強等に伴う増加重量

補強等に伴う増加重量と補強後の変更となる補強反映モデルの振動諸元を表3-1に示す。

なお、補強等の変更箇所は耐震壁の変更を伴わないことより、地震応答解析モデルの諸元の変更箇所は質点重量と回転慣性重量のみである。

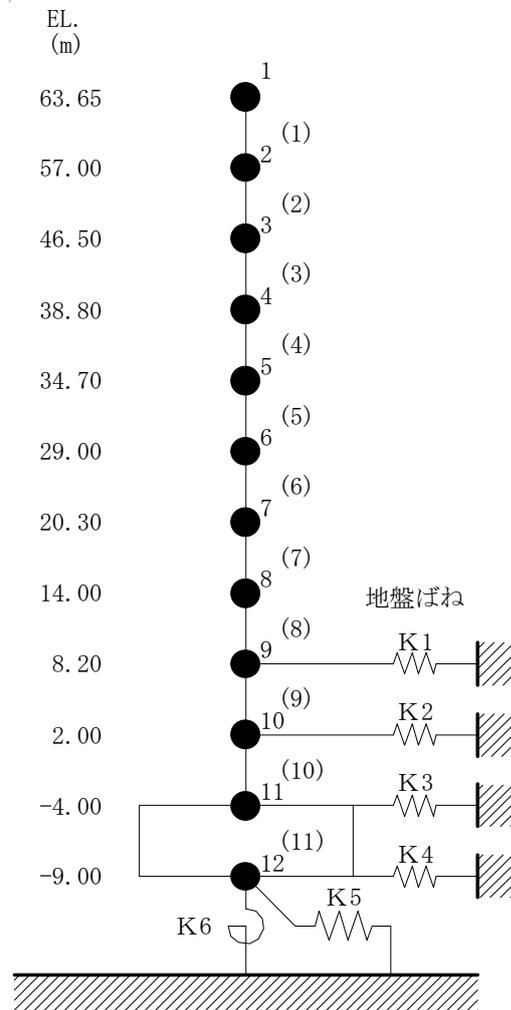
表 3-1 増加重量と補強後の振動諸元

標高 EL. (m)	質点 番号	今回工認モデル			増加重量 (kN)	補強反映モデル		
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)			質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	
			NS方向	EW方向			NS方向	EW方向
63.65	1	15870	35.7	31.5	0	15870	35.7	31.5
57.00	2	16160	51.2	44.7	1750	17910	56.7	49.5
46.50	3	67320	120.3	104.7	620	67940	121.4	105.6
38.80	4	97130	161.6	99.8	1330	98460	163.9	101.2
34.70	5	83270	113.0	68.7	1950	85220	115.6	70.3
29.00	6	122370	348.8	250.5	3010	125380	357.5	256.8
20.30	7	161820	488.7	543.9	3100	164920	498.0	554.2
14.00	8	234650	720.8	779.6	2470	237120	728.7	788.2
8.20	9	199260	893.0	886.8	3400	202660	908.2	901.9
2.00	10	220710	832.4	830.7	1540	222250	838.2	836.5
-4.00	11	439290	1724.6	1712.1	1620	440910	1731.5	1718.9
-9.00	12	275090	1081.4	1073.5	0	275090	1081.4	1073.5
総重量		1932940			20790	1953730		

(2) 解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルを図3-1に，地盤ばね定数を表3-2に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図3-2に，地盤ばね定数を表3-3に示す。

また，重量増分に伴うせん断及び曲げスケルトンへの影響は軽微であるため「今回工認モデル」の諸元を用いる。



- 数字は質点番号を示す。
- () 内は要素番号を示す。

図 3-1 地震応答解析モデル (水平方向)

表 3-2 (1/2) 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s-D1, NS 方向)

(a) 補強反映モデル

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.46 × 10 ⁵ (kN/m)	2.48 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K2	側面・水平	1.22 × 10 ⁶ (kN/m)	4.20 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K3	側面・水平	6.64 × 10 ⁶ (kN/m)	9.07 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K4	側面・水平	1.92 × 10 ⁷ (kN/m)	8.69 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K5	底面・水平	6.41 × 10 ⁷ (kN/m)	3.44 × 10 ⁶ (kN・S/m)
K6	底面・回転	9.26 × 10 ¹⁰ (kN・m/rad)	1.58 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

(b) 今回工認モデル

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.46 × 10 ⁵ (kN/m)	2.50 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.22 × 10 ⁶ (kN/m)	4.18 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K3	側面・水平	6.64 × 10 ⁶ (kN/m)	9.11 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K4	側面・水平	1.92 × 10 ⁷ (kN/m)	8.70 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	底面・水平	6.41 × 10 ⁷ (kN/m)	3.45 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K6	底面・回転	9.26 × 10 ¹⁰ (kN・m/rad)	1.59 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

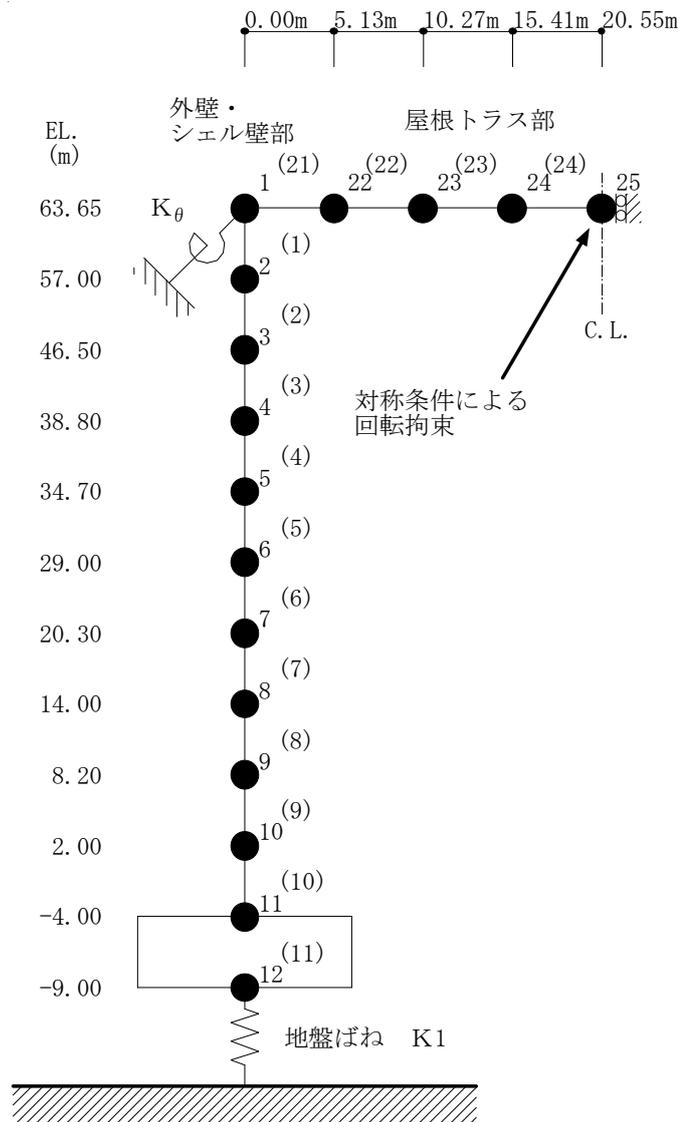
表 3-2 (2/2) 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s-D1, EW 方向)

(c) 補強反映モデル

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.46 × 10 ⁵ (kN/m)	2.46 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K2	側面・水平	1.22 × 10 ⁶ (kN/m)	4.21 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K3	側面・水平	6.64 × 10 ⁶ (kN/m)	9.05 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K4	側面・水平	1.92 × 10 ⁷ (kN/m)	8.68 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K5	底面・水平	6.42 × 10 ⁷ (kN/m)	3.45 × 10 ⁶ (kN・S/m)
K6	底面・回転	9.17 × 10 ¹⁰ (kN・m/rad)	1.56 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

(d) 今回工認モデル

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.46 × 10 ⁵ (kN/m)	2.49 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.22 × 10 ⁶ (kN/m)	4.19 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K3	側面・水平	6.64 × 10 ⁶ (kN/m)	9.09 × 10 ⁵ (kN・S/m)
K4	側面・水平	1.92 × 10 ⁷ (kN/m)	8.69 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	底面・水平	6.42 × 10 ⁷ (kN/m)	3.45 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K6	底面・回転	9.17 × 10 ¹⁰ (kN・m/rad)	1.57 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)



- 数字は質点番号を示す。
- () 内は要素番号を示す。

図 3-2 地震応答解析モデル (UD 方向, 補強反映モデル)

表 3-3 地盤ばね定数と減衰係数 (UD 方向, $S_s - D 1$)

(a) 補強反映モデル

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・鉛直	1.08×10^8 (kN/m)	8.20×10^6 (kN·s/m)

(b) 今回工認モデル

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・鉛直	1.08×10^8 (kN/m)	8.21×10^6 (kN·s/m)

4. 検討結果

(1) 固有値解析結果

「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の固有値解析結果(固有周期及び固有振動数)の比較を表4-1に示す。

「補強反映モデル」の固有周期は、補強による重量増加の影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの、ほぼ同程度となることを確認した。

表 4-1 固有値解析結果

(a) NS 方向

次 数	固有周期(s)		固有振動数(Hz)	
	工認モデル	補強反映モデル	工認モデル	補強反映モデル
1	0.409	0.413	2.44	2.42
2	0.202	0.203	4.96	4.93
3	0.104	0.105	9.60	9.51
4	0.085	0.086	11.77	11.66
5	0.064	0.064	15.65	15.51
6	0.052	0.053	19.15	18.96

(b) EW 方向

次 数	固有周期(s)		固有振動数(Hz)	
	工認モデル	補強反映モデル	工認モデル	補強反映モデル
1	0.411	0.415	2.43	2.41
2	0.202	0.203	4.96	4.93
3	0.107	0.108	9.32	9.22
4	0.086	0.087	11.59	11.49
5	0.064	0.065	15.53	15.40
6	0.051	0.051	19.76	19.52

(c) UD 方向

次 数	固有周期(s)		固有振動数(Hz)	
	工認モデル	補強反映モデル	工認モデル	補強反映モデル
1	0.399	0.399	2.50	2.50
2	0.274	0.275	3.65	3.63
3	0.093	0.093	10.79	10.79
4	0.060	0.060	16.72	16.58
5	0.057	0.057	17.64	17.64
6	0.048	0.048	20.70	20.70

(2) 最大応答値

基準地震動 S_s-D1 による最大応答値を図 4-1～図 4-11 に，最大せん断ひずみを表 4-2 に示す。「補強反映モデル」の最大応答値は，「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。

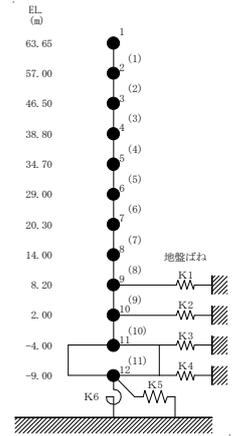
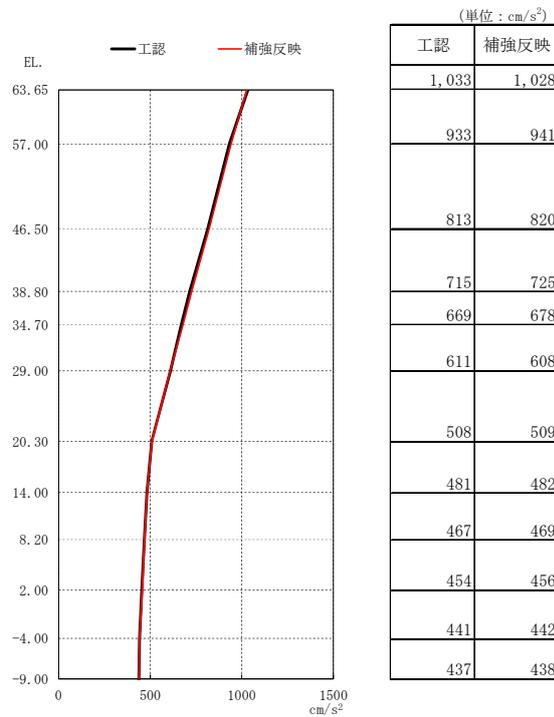


図 4-1 最大応答加速度 (S_s-D 1, NS 方向)

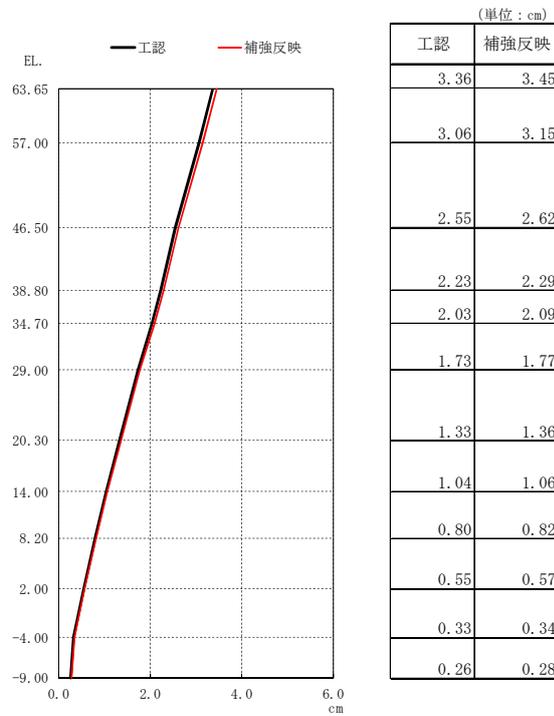
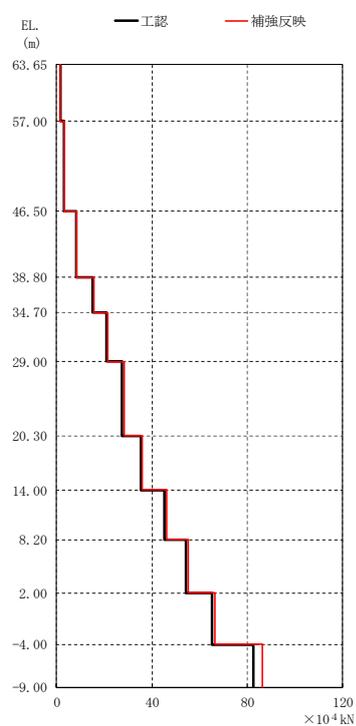


図 4-2 最大応答変位 (S_s-D 1, NS 方向)



(単位: ×10⁴ kN)

工認	補強反映
1.66	1.64
3.13	3.32
8.21	8.5
15.2	15.6
20.9	21.4
27.5	28.2
35.3	36.0
45.4	46.1
54.2	55.2
65.3	66.3
82.7	86.3

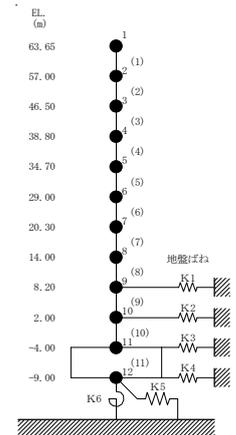
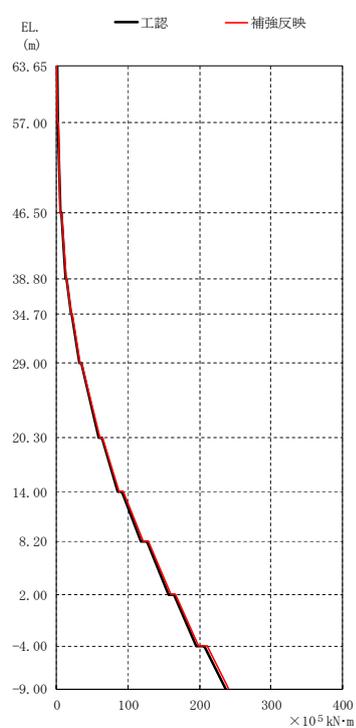


図 4-3 最大応答せん断力 ($S_s - D 1$, NS 方向)



(単位: ×10⁵ kN·m)

工認	補強反映
0.572	0.575
1.48	1.50
2.29	2.40
5.24	5.50
6.77	7.08
12.5	13.0
14.3	14.8
19.9	20.5
21.0	21.7
32.1	33.0
35.0	35.8
58.9	60.3
63.3	64.6
85.5	87.2
92.1	94
118	121
126	128
157	160
164	166
195	198
207	211
237	241

図 4-4 最大応答曲げモーメント ($S_s - D 1$, NS 方向)

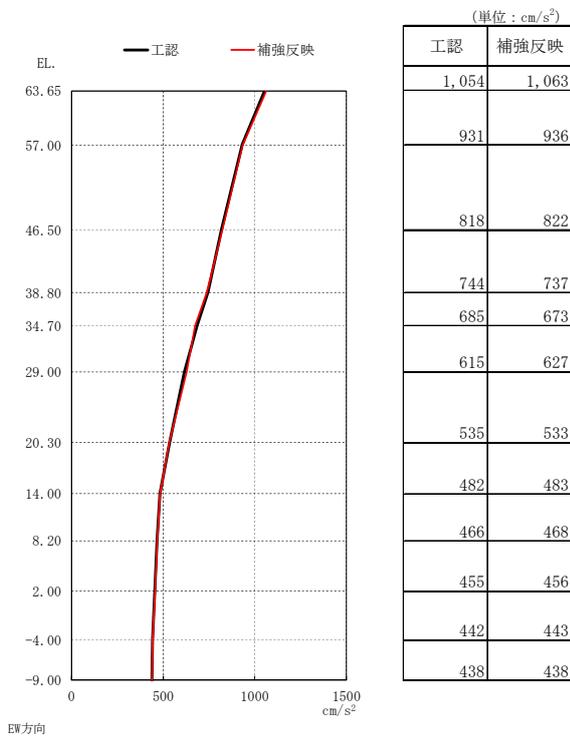


図 4-5 最大応答加速度 (S_s-D 1, EW 方向)

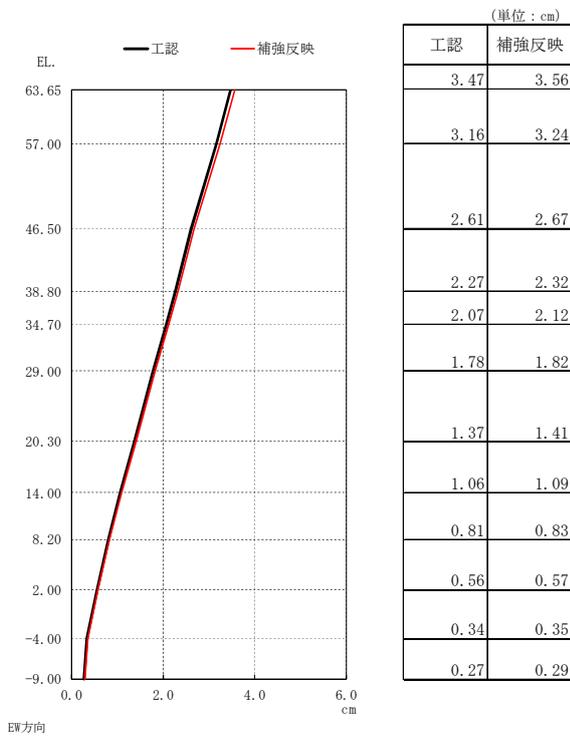
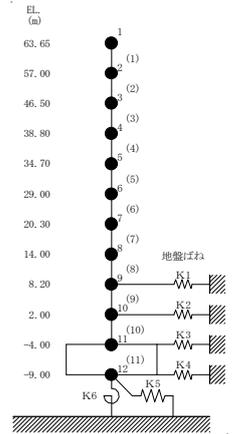
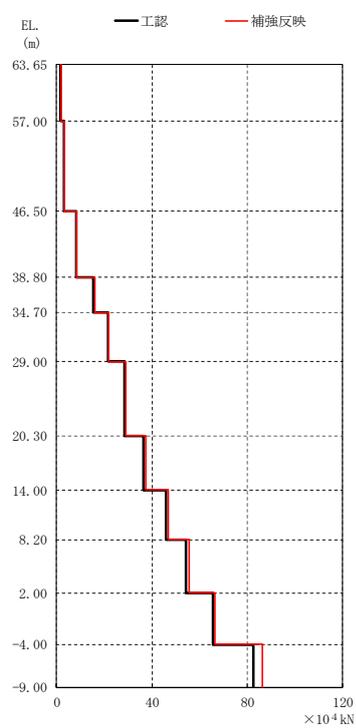


図 4-6 最大応答変位 (S_s-D 1, EW 方向)



(単位: ×10⁴ kN)

工認	補強反映
1.72	1.73
3.26	3.45
8.30	8.6
15.6	15.9
21.5	21.8
28.7	29.0
36.6	37.3
46.1	47.0
54.4	55.4
65.4	66.4
82.6	86.4

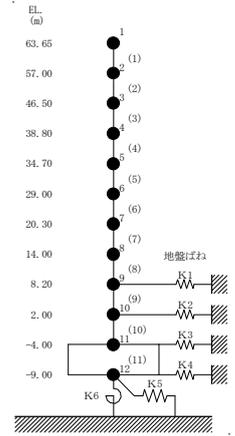
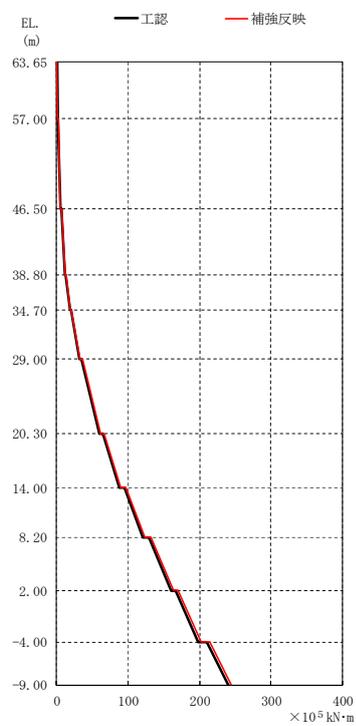


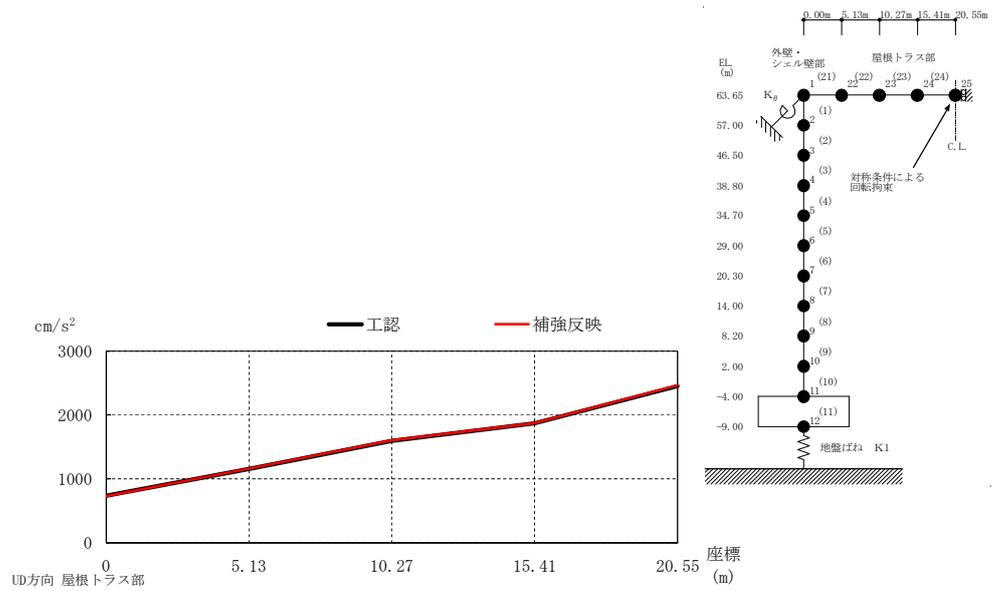
図 4-7 最大応答せん断力 (S_s-D 1, EW 方向)



(単位: ×10⁵ kN·m)

工認	補強反映
0.529	0.532
1.47	1.49
2.22	2.32
5.32	5.58
6.63	6.92
12.3	12.7
13.4	13.8
19.5	20.1
20.2	20.9
32.2	33.1
34.9	36.0
59.8	61.3
65.2	66.9
87.9	89.8
94.8	97
121	124
129	132
160	163
166	170
198	202
210	214
240	244

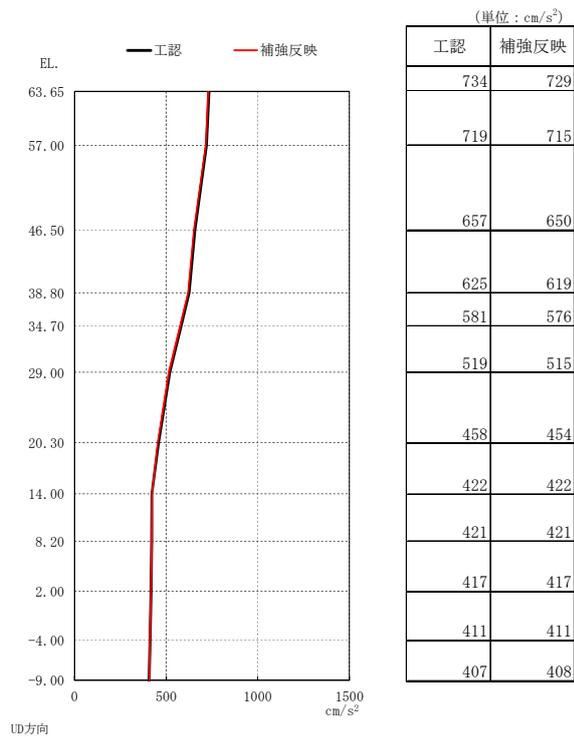
図 4-8 最大応答曲げモーメント (S_s-D 1, EW 方向)



(単位: cm/s^2)

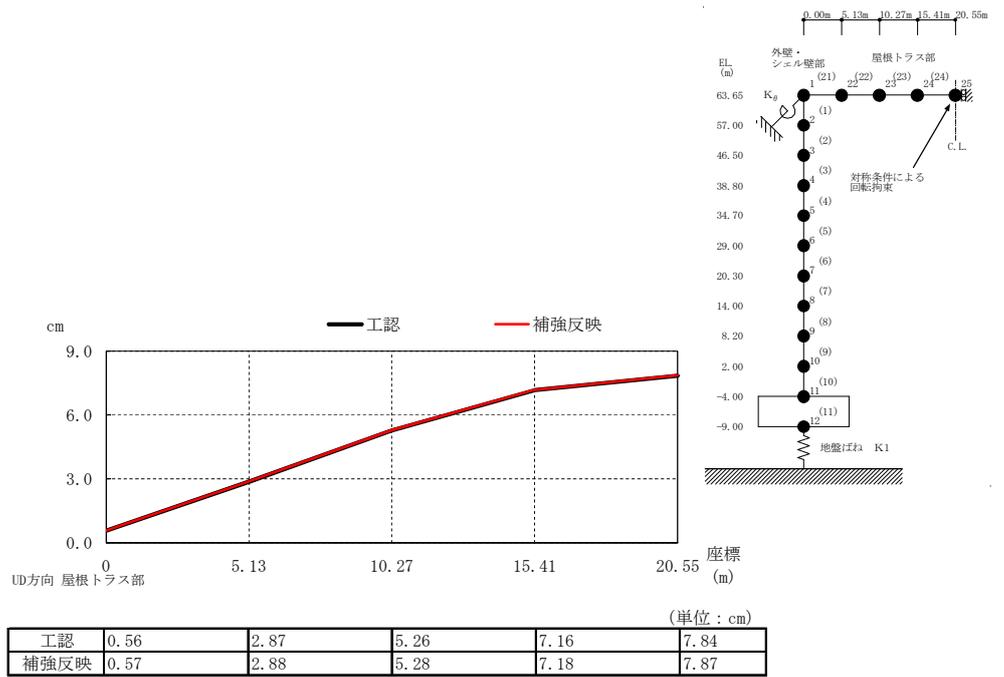
工認	734	1153	1594	1868	2450
補強反映	729	1159	1603	1872	2464

(a) 屋根トラス部

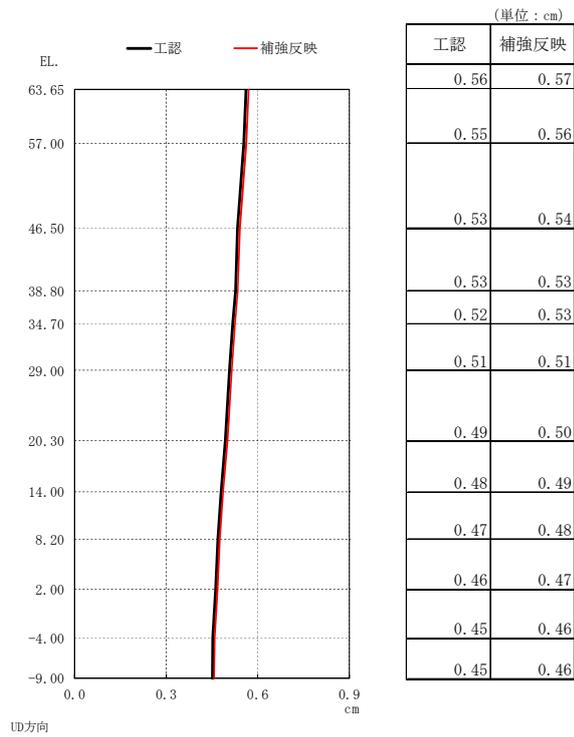


(b) 外壁及びシエル壁

図 4-9 最大応答加速度 ($S_s - D 1$, UD 方向)



(a) 屋根トラス部



(b) 外壁及びシエル壁

図 4-10 最大応答変位 ($S_s - D1$, UD 方向)

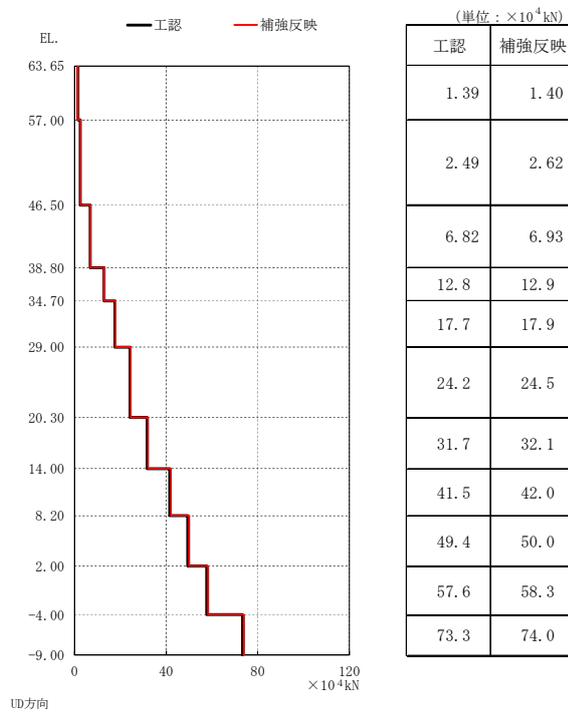
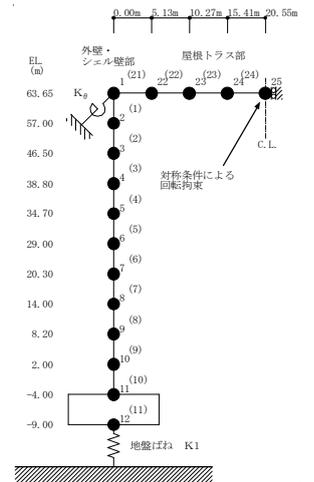
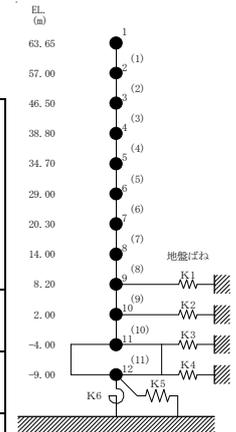


図 4-11 最大応答軸力 ($S_s - D 1$, UD 方向)

表4-2 最大せん断ひずみ

(a) NS方向

部材番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (S s - D 1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル (基本ケース)	②補強反映 モデル	
(1)	0.07	0.07	1.00
(2)	0.13	0.14	1.08
(3)	0.05	0.05	1.00
(4)	0.13	0.13	1.00
(5)	0.25	0.28	1.12
(6)	0.14	0.15	1.08
(7)	0.16	0.17	1.07
(8)	0.13	0.13	1.00
(9)	0.13	0.13	1.00
(10)	0.16	0.16	1.00



(b) EW方向

部材番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (S s - D 1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル (基本ケース)	②補強反映 モデル	
(1)	0.08	0.08	1.00
(2)	0.14	0.15	1.08
(3)	0.06	0.07	1.17
(4)	0.13	0.13	1.00
(5)	0.15	0.16	1.07
(6)	0.14	0.14	1.00
(7)	0.21	0.23	1.10
(8)	0.15	0.15	1.00
(9)	0.14	0.14	1.00
(10)	0.16	0.16	1.00

5. 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

補強等に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析結果を踏まえ、重量増加が、原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響について確認する。

5.1 せん断ひずみに対する影響

(1) 検討方法

検討は、以下の通り、保守的な評価とする。

最大せん断ひずみの検討として、地盤物性のばらつきを考慮した最大せん断ひずみ（基準地震動 $S_{s-D1} \sim S_{s-31}$ に対する包絡値）に、基準地震動 S_{s-D1} に対する「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「補強反映モデル」／「今回工認モデル」）を乗じた値の最大値が許容限界を超えないことを確認する。

(2) 検討結果

最大せん断ひずみの検討における原子炉建屋の応答比及び応答比を乗じた最大せん断ひずみを表5-1に示す。

表5-1より、最大せん断ひずみに応答比を乗じた値の最大値が許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

5.2 床応答に対する影響

基準地震動 S_{s-D1} における今回工認モデルの床応答スペクトルと補強反映モデルの床応答スペクトルとの比較を図4-12に示す。図4-12に示すとおり、補強反映モデルの床応答スペクトルは、今回工認モデルの床応答スペクトルと同等の応答を示すことを確認した。

表5-1 (1/2) 原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値

(a) NS方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) ($S_s - D 1$)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) ($S_s - D 1 \sim S_s - 3 1$)	
	①今回工認 モデル (基本ケース)	②補強反映 モデル		④地盤物性の ばらつき考慮 モデル	応答比を乗じた値 (③ \times ④)
(1)	0.07	0.07	1.00	0.11	0.11
(2)	0.13	0.14	1.08	0.20	0.22
(3)	0.05	0.05	1.00	0.06	0.06
(4)	0.13	0.13	1.00	0.25	0.25
(5)	0.25	0.28	1.12	0.60	0.68
(6)	0.14	0.15	1.08	0.31	0.34
(7)	0.16	0.17	1.07	0.43	0.47
(8)	0.13	0.13	1.00	0.18	0.18
(9)	0.13	0.13	1.00	0.17	0.17
(10)	0.16	0.16	1.00	0.21	0.21

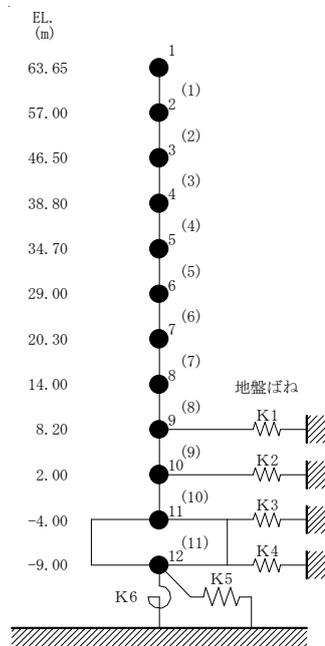
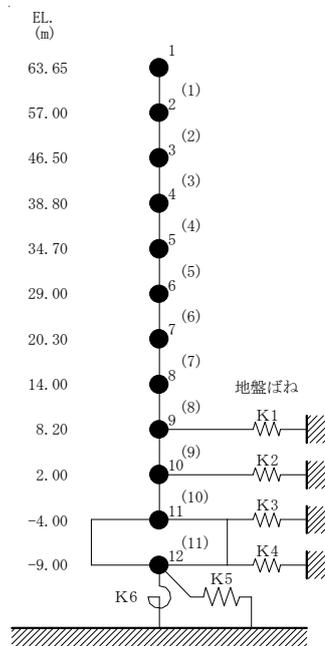


表5-1 (2/2) 原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値

(b) EW方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) ($S_s - D 1$)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) ($S_s - D 1 \sim S_s - 3 1$)	
	①今回工認 モデル (基本ケース)	②補強反映 モデル		④地盤物性の ばらつき考慮 モデル	応答比を乗じた値 (③ \times ④)
(1)	0.08	0.08	1.00	0.11	0.11
(2)	0.14	0.15	1.08	0.21	0.23
(3)	0.06	0.07	1.17	0.08	0.10
(4)	0.13	0.13	1.00	0.15	0.15
(5)	0.15	0.16	1.07	0.36	0.39
(6)	0.14	0.14	1.00	0.31	0.31
(7)	0.21	0.23	1.10	0.56	0.62
(8)	0.15	0.15	1.00	0.30	0.30
(9)	0.14	0.14	1.00	0.18	0.18
(10)	0.16	0.16	1.00	0.22	0.22



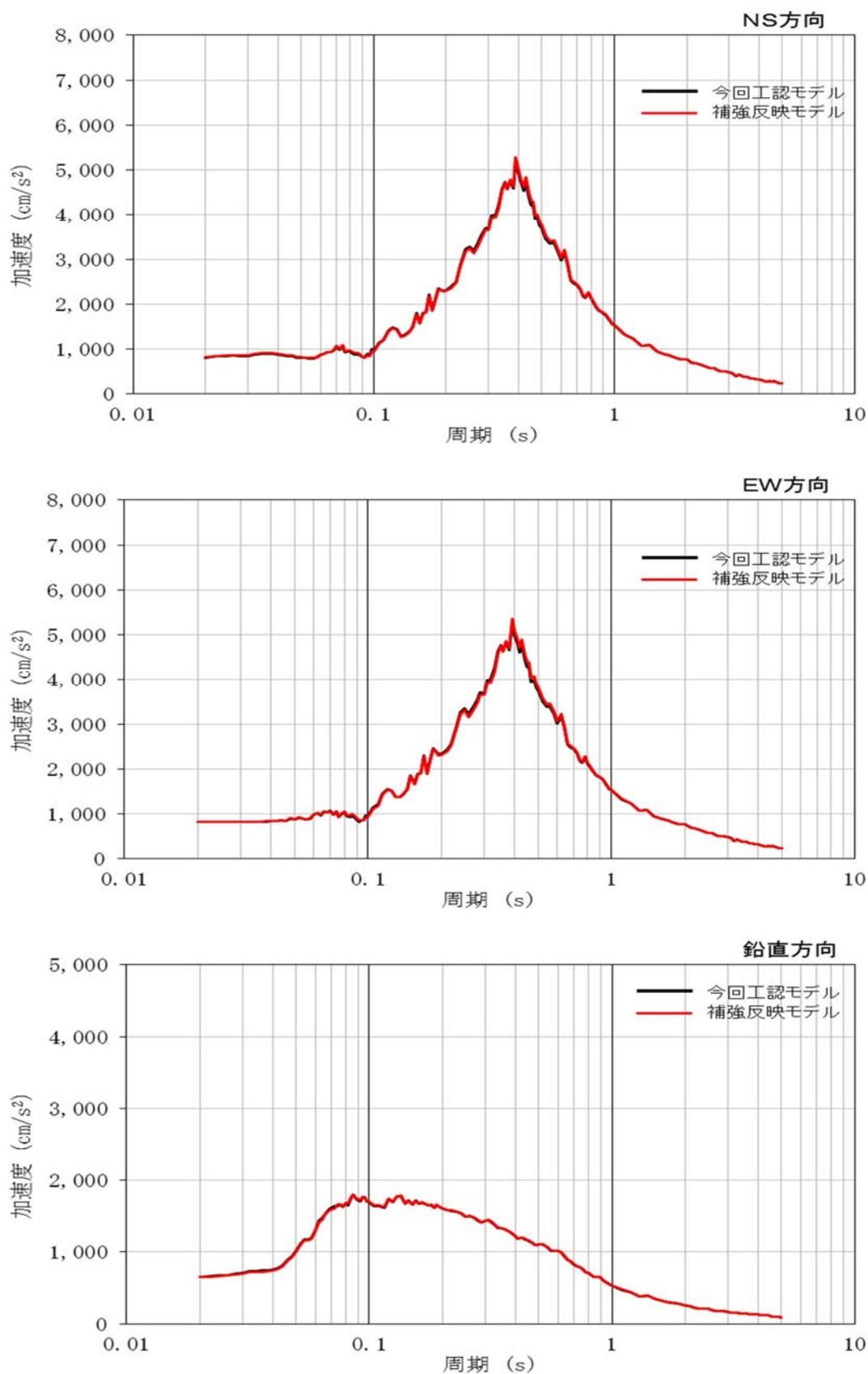


図 4-12(1) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. +46.5m h=1.0%)

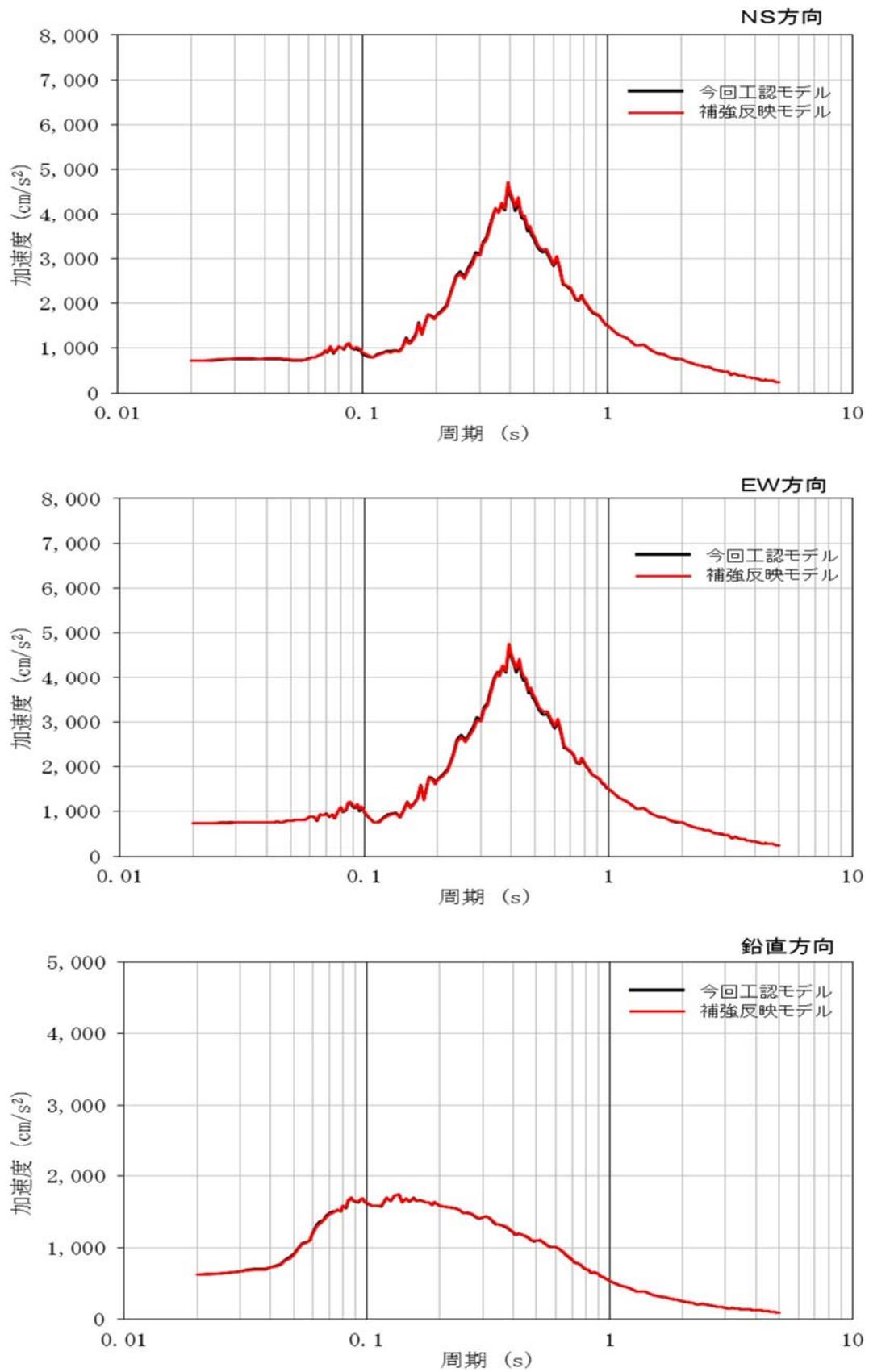


図 4-12(2) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. +38.8m h=1.0%)

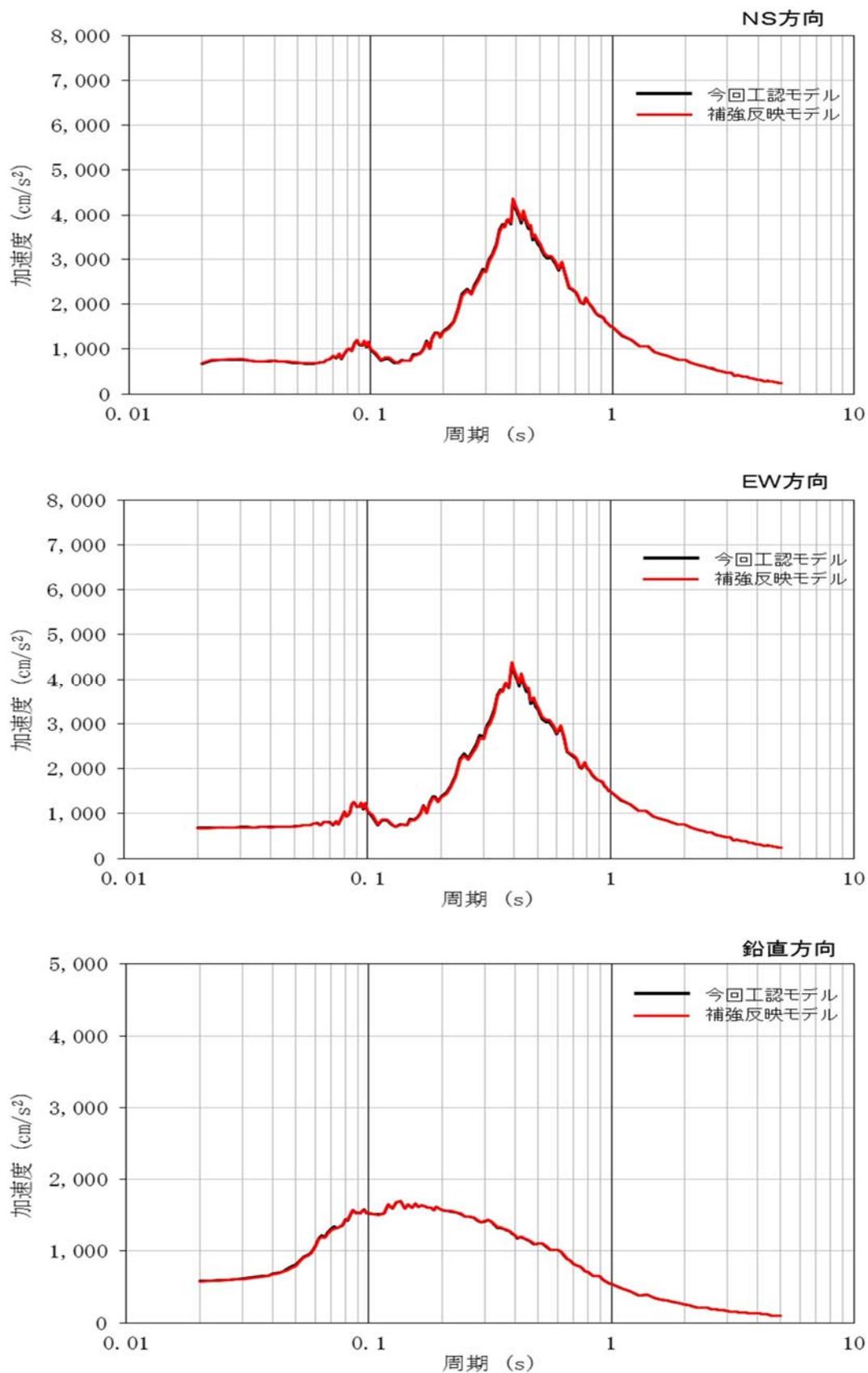


図 4-12(3) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. +34.7m h=1.0%)

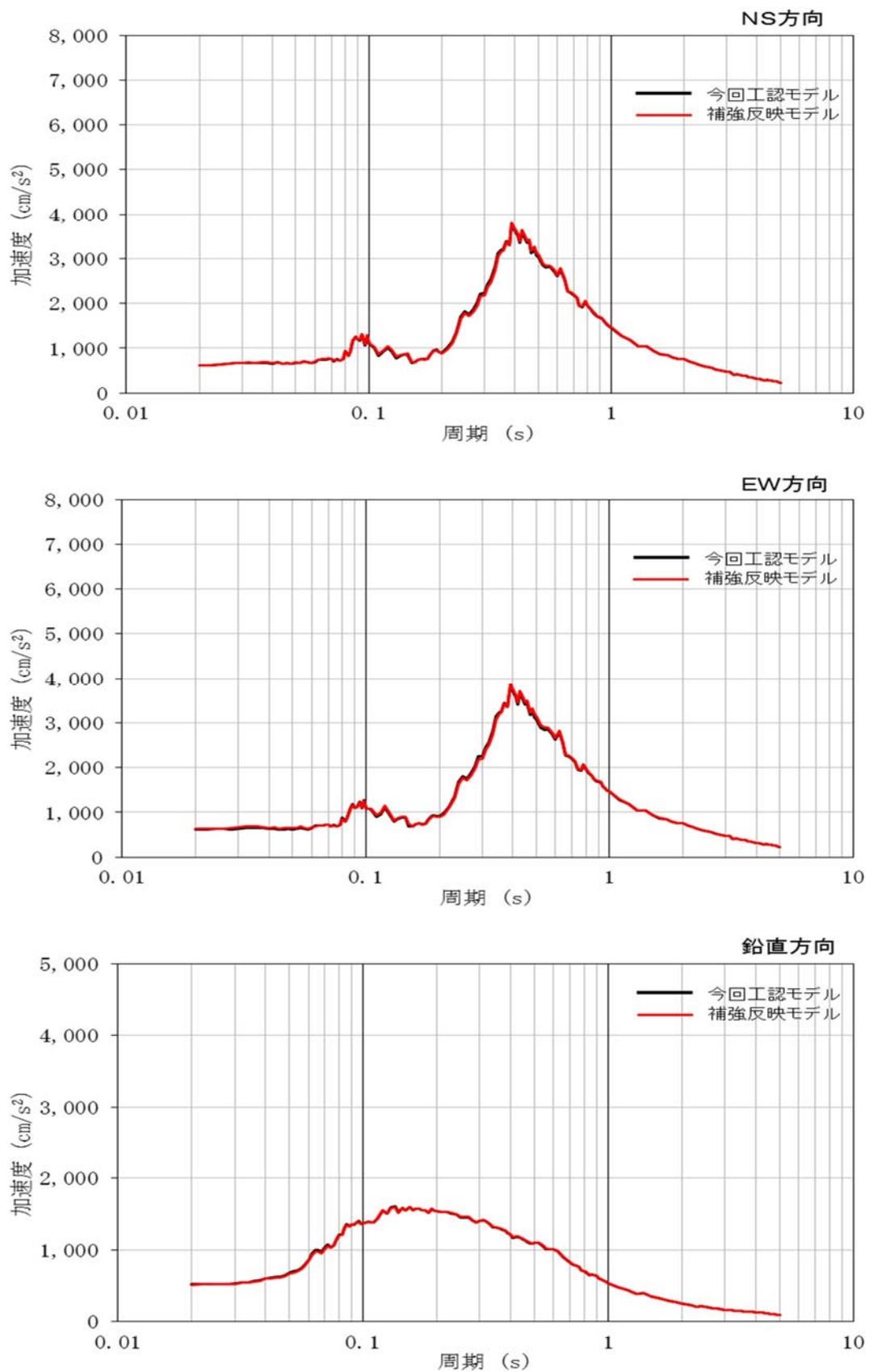


図 4-12(4) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. +29.0m $h=1.0\%$)

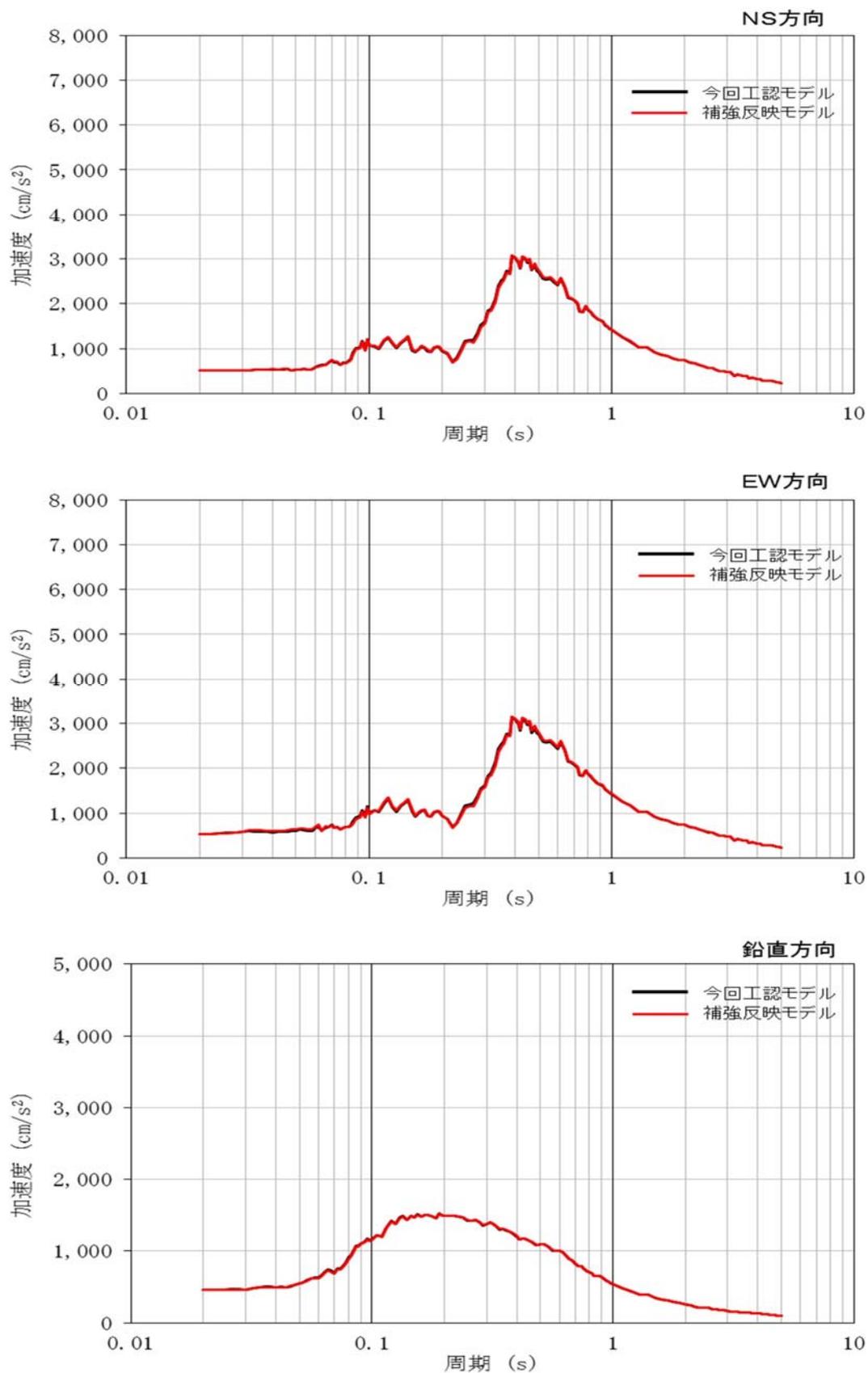


図 4-12(5) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. +20.3m $h=1.0\%$)

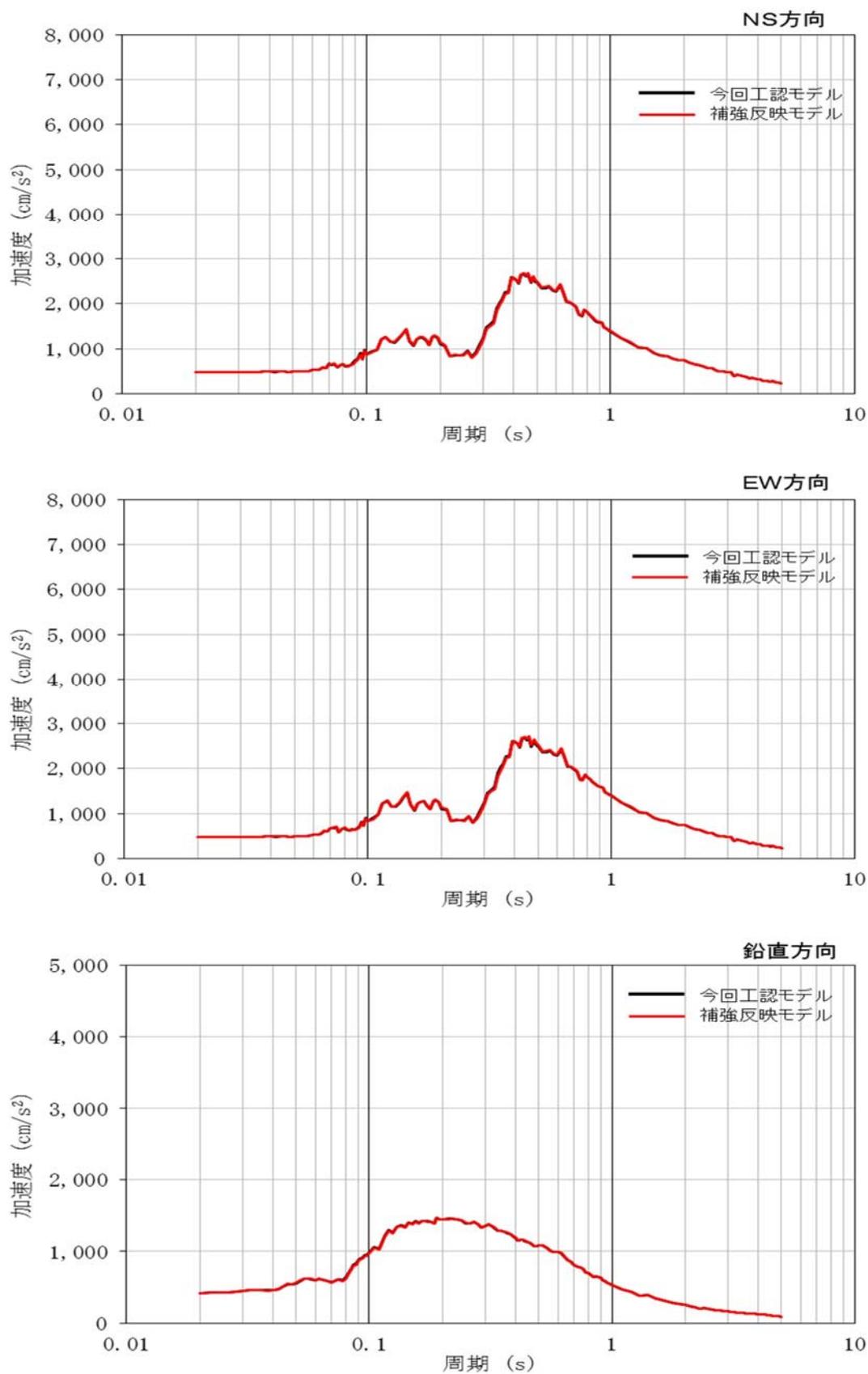


図 4-12(6) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. +14.0m $h=1.0\%$)

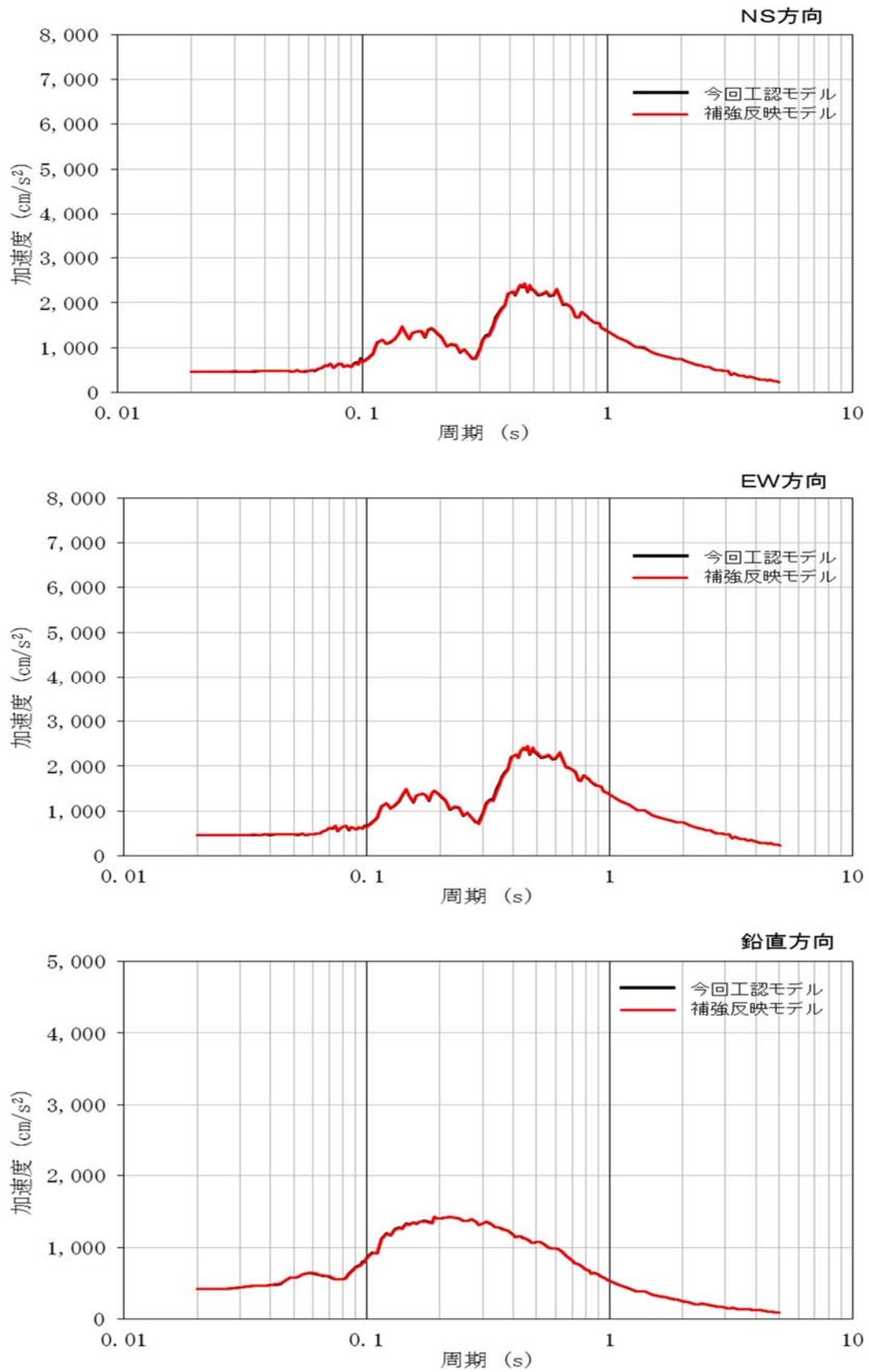


図 4-12(7) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. +8.2m h=1.0%)

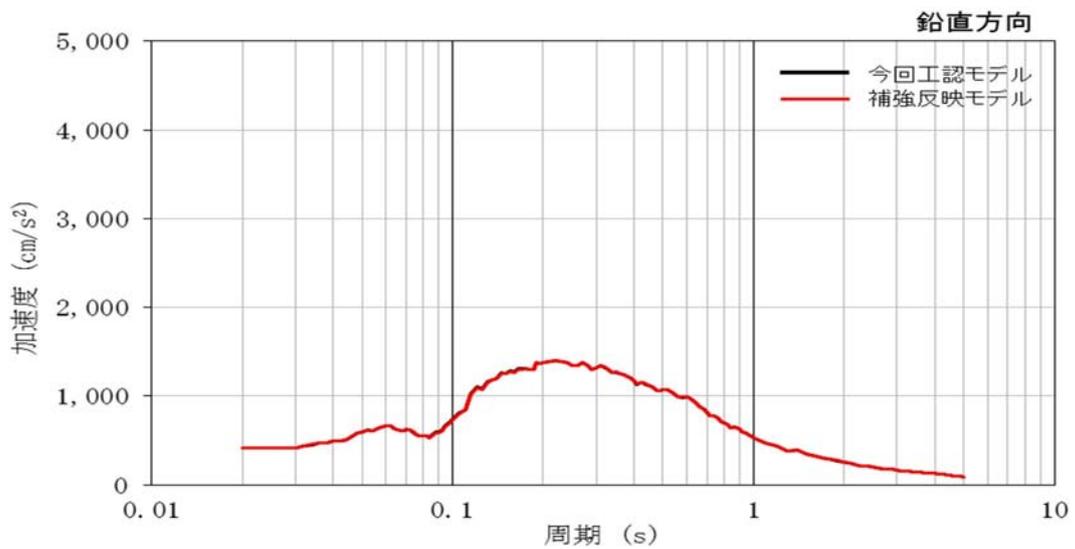
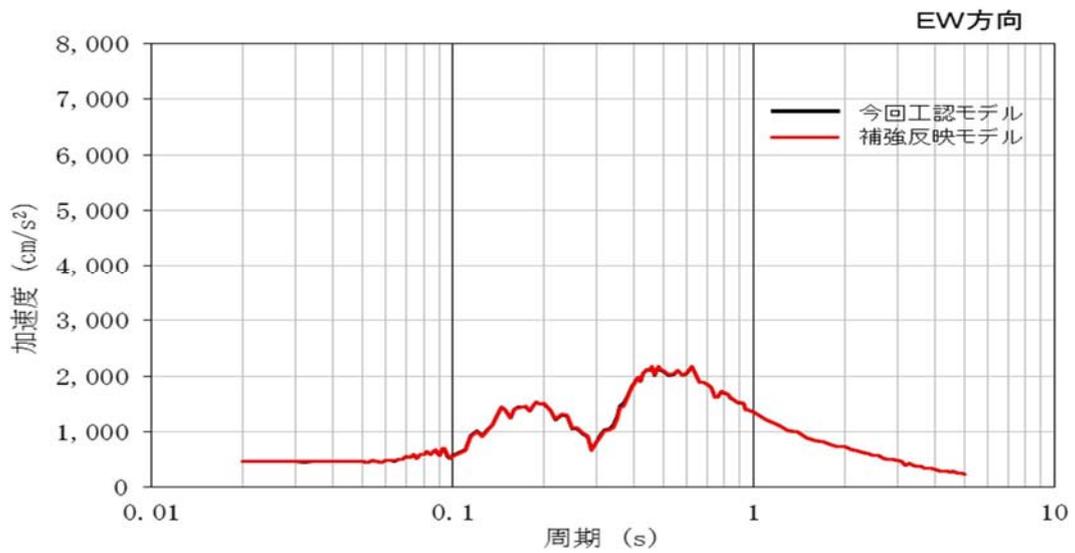
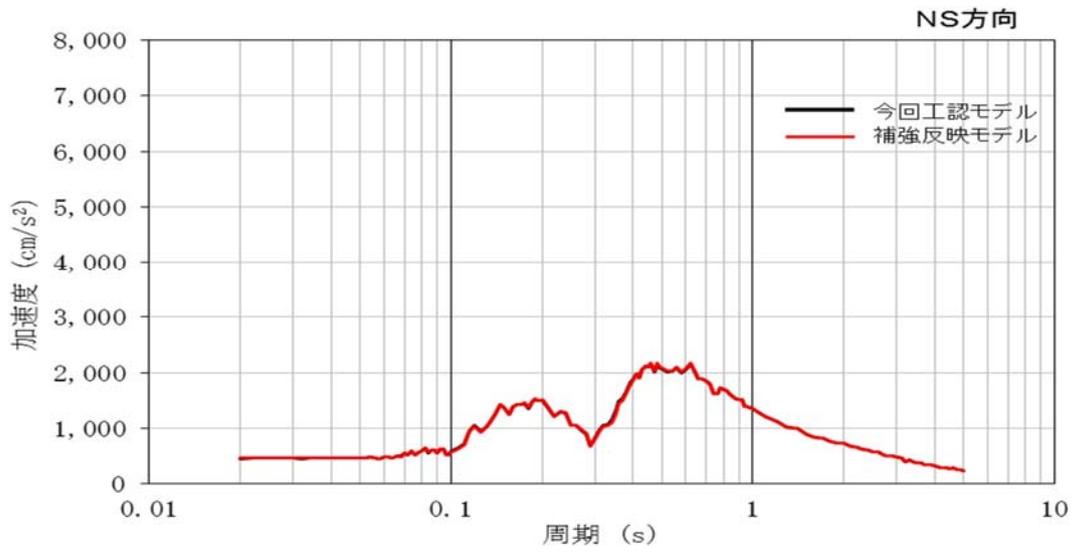


図4-12(8) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. +2.0m $h=1.0\%$)

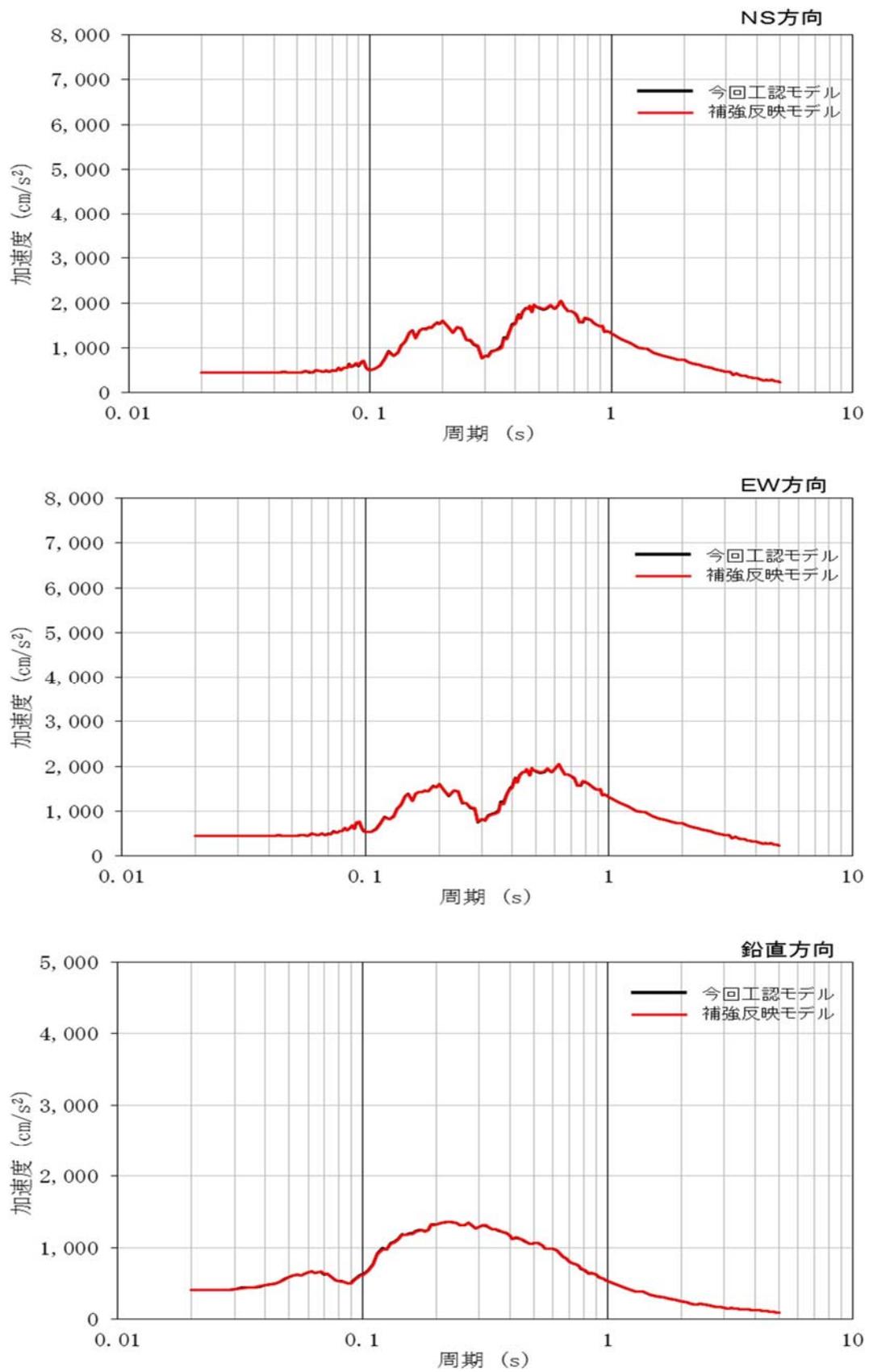


図 4-12(9) 基準地震動 $S_s - D 1$ の床応答スペクトル比較 (EL. -4.0m $h=1.0\%$)

6. まとめ

補強等に伴う重量の増加分を考慮し、「補強反映モデル」を用いて、基準地震動 S_s-D1 に対する地震応答解析を実施し、「今回工認モデル」を用いた結果と比較した。

その結果、「補強反映モデル」の固有周期は、重量を増加させた影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの、ほぼ同程度となることを確認し、最大応答値は、「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。さらに、原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ（地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動 $S_s-D1 \sim S_s-31$ に対する包絡値）に、基準地震動 S_s-D1 に対する「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「補強反映モデル」／「今回工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認した。